

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

THIAGO CÉSAR AUGUSTO

**REFORÇO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO COM POLÍMEROS
REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO**

São Paulo

2019

THIAGO CÉSAR AUGUSTO

**REFORÇO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO COM POLÍMEROS
REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO**

Trabalho de Formatura apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadores: Prof Dr Leila Cristina Meneghetti
Prof Kalil José Skaf

**São Paulo
2019**

AGRADECIMENTOS

Aos meus familiares e amigos, pelo afeto e pelo apoio durante a graduação, contribuindo para meu desenvolvimento pessoal e intelectual.

À Rateria, pelo carinho, pelo suporte e por todas as amizades formadas neste período.

À Prof. Dr. Leila Cristina Meneghetti, pela atenção e pela orientação ao longo deste trabalho.

Ao Prof. Kalil José Skaff, pela orientação, ajuda durante o desenvolvimento deste trabalho e pela dedicação como professor.

À Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, pela oportunidade de aprender e de me desenvolver em um ambiente tão rico.

À EGT Engenharia, pela colaboração com o trabalho, permitindo que o estudo de caso aqui exposto fosse possível.

RESUMO

AUGUSTO, Thiago César. **Reforço em estruturas de concreto armado e protendido com polímeros reforçados com fibras de carbono**. 2019. Trabalho de formatura (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019.

Neste trabalho de formatura é descrita e analisada a tecnologia de reforços com polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC). Para isso são analisadas as propriedades do material e estas são comparadas com as alternativas em fibras de aramida e vidro. Também são descritas as recomendações para tratamento e preparação do substrato para a aplicação do reforço, bem como os métodos comuns de aplicação. Algumas das recomendações das normas ACI 440-2R-17 (American Concrete Institute) e do FiB Model Code 2010 (Fédération Internationale du Béton) são analisadas, bem como seus métodos de dimensionamento do reforço à flexão. Por fim, foi proposto um dimensionamento baseado em um caso real de reforço a flexão em um viaduto - viaduto T5 na Marginal Pinheiros em São Paulo. Como resultado do dimensionamento proposto foi obtida uma área de reforço para garantir a resistência no estado limite último da estrutura, dada por 14 lâminas de PRFC com 1,2 mm de espessura aderidas ao concreto.

Palavras-chave: Reforço. Polímeros reforçados com fibras (PRF). Carbono. Aramida. Vidro. Concreto armado. Concreto Protendido.

ABSTRACT

AUGUSTO, Thiago César. **Reinforced and prestressed concrete structures reinforcement with carbon fiber reinforced polymers (CFRP)**. 2019. Undergraduate thesis (Bachelor in Civil Engineering) – Polytechnical School of University of São Paulo, São Paulo, 2019.

This present study describes and analyze the technology of carbon fiber reinforced polymers (CFRP). Therefore, the material properties are analyzed and compared with the alternatives aramid fiber and glass fiber. There are also described recommendations for substrate surface treatment and preparation for the reinforcement application, as well common application methods. Some recommendations of ACI 440-2R-17 (American Concrete Institute) and Fib Model Code 2010 (Fédération Internationale du Béton) standards are analyzed alongside with flexural reinforcement design methods. Finally, it was proposed a flexural reinforcement design based on a real case – the T5 viaduct at Marginal Pinheiros in São Paulo. As a result of the proposed design, a reinforcement area was obtained to guarantee the strength in the ultimate limit state of the structure, composed by 14 1.2 mm thick CFRP laminates adhered to the concrete.

Keywords: Strengthening. Fiber Reinforced Polymers (FRP). Carbon. Aramid. Glass. Reinforced Concrete. Prestressed Concrete.

Lista de figuras

Figura 1: Macroestrutura do concreto (Mehta e Monteiro, 2008).	13
Figura 2: Ensaio com fenolftaleína para determinação da profundidade de carbonatação (Cimento Itambé).	14
Figura 3: Estrutura com fissuração devido à corrosão gerada pela presença de cloretos (Axfiber).	16
Figura 4: Limpeza com jateamento de água (Rental Pumps).	19
Figura 5: Remoção de concreto com marteleto (Casa do Construtor).	20
Figura 6: Estrutura interna do polímero reforçado com fibras.	25
Figura 7: Viaduto Santa Teresa em Belo Horizonte (Machado, 2007).	27
Figura 8: Viaduto Santo Amaro em São Paulo (Pini, 2011).	27
Figura 9: Reforço com fibras de carbono no viaduto Santo Amaro após incêndio (Tristão, 2016).	28
Figura 10: Relação tensão-deformação dos materiais (Machado, 2002).	30
Figura 11: Imagem obtida com microscópio eletrônico das fibras de carbono (Hernandez et al., 2017).	31
Figura 12: Processo de pultrusão (Roehling).	32
Figura 13: Fibras sendo posicionadas no processo de pultrusão (Roehling).	33
Figura 14: Formas dos carregamentos dinâmicos.	35
Figura 15: Relação entre número de ciclos e amplitude da tensão.	36
Figura 16: Esquema do elemento reforçado.	39
Figura 17: Distribuição das tensões na seção transversal (ACI 440.2R-17).	49
Figura 18: Trem-tipo TB 450.	59
Figura 19: Foto de Satélite da localização do viaduto (Google Maps).	61
Figura 20: Modelo longitudinal do viaduto, pilares 1 a 6 (medidas em metros).	62
Figura 21: Modelo longitudinal do viaduto, pilares 6 a 11 (medidas em metros).	62
Figura 22: Seção transversal tipo do viaduto (medidas em cm).	62
Figura 233: Seção da transversina (EGT Engenharia).	64
Figura 244: Armaduras da transversina rompida (EGT Engenharia).	64
Figura 255: Transversina rompida (EGT Engenharia).	64
Figura 1626: Pilar e transversina após o colapso (EGT Engenharia).	65

Figura 277: Detalhe das armaduras nas transversinas de apoio dos pilares P5 e P9 (EGT Engenharia).....	66
Figura 28: Detalhe da armadura de fretagem na transversina (EGT Engenharia)....	66
Figura 290: Detalhe do aparelho de apoio (EGT Engenharia).....	69
Figura 301: Corrosão da armadura na região do apoio (EGT Engenharia).	69
Figura 312: Seção do sistema de macaqueamento da estrutura (EGT Engenharia).	70
Figura 323: Vista em planta da estrutura para macaqueamento (EGT Engenharia). 70	
Figura 334: Detalhe da estrutura de macaqueamento (EGT Engenharia).....	71
Figura 345: Foto da estrutura de macaqueamento (EGT Engenharia).	71
Figura 35: Foto da recomposição da transversina (EGT Engenharia).....	72
Figura 36: Transversina restaurada (EGT Engenharia).....	72
Figura 37: Fissura na laje superior do tabuleiro (EGT Engenharia).....	73
Figura 38: Rompimento na laje inferior da seção (EGT Engenharia).	74
Figura 39: Preparação do substrato para aplicação do reforço com PRFC (EGT Engenharia).	74
Figura 40: Esquema do reforço de PRFC proposto pela EGT Engenharia.....	75
Figura 41: Reforço com PRFC na face superior da laje superior do tabuleiro (EGT Engenharia).	76
Figura 42: Reforço com PRFC na face inferior da laje superior do tabuleiro (EGT Engenharia).	77
Figura 43: Reforço com PRFC na face superior da laje inferior do tabuleiro (EGT Engenharia).	78
Figura 44: Região de interesse para o dimensionamento do reforço.	79
Figura 45: Geometria do guarda rodas.	81
Figura 46: Ilustração da seção tipo com pavimento e guarda rodas.....	81
Figura 47: Carga variável na seção transversal.....	82
Figura 48: Carga variável aplicada longitudinalmente.	82
Figura 49: Carregamentos variáveis aplicados longitudinalmente.....	83
Figura 50: Combinação para o ELU de solicitações aplicadas longitudinalmente. ...	84
Figura 51: Geometria da estrutura considerada no modelo de barras prismáticas... 86	
Figura 52: Carregamento no ELU considerado no modelo de barras prismáticas....	86
Figura 53: Trem tipo da carga móvel considerado no modelo de barras prismáticas.	87

Figura 54: Envoltória de momentos para o ELU no modelo de barras prismáticas...	87
Figura 55: Envoltória de momentos na região de interesse no ELU para o modelo de barras prismáticas.	87
Figura 56: Envoltória de momentos para verificação da aplicabilidade do PRF.....	88
Figura 57: Posição dos cabos de protensão na seção de interesse para as vigas laterais.....	90
Figura 58: Posição dos cabos de protensão na seção de interesse para a viga central.	91
Figura 59: Deformações medidas na seção de interesse (EGT Engenharia).	94
Figura 60: Dimensões propostas para a solução de reforço com PRFC.....	96
Figura 61: Detalhe das dimensões propostas para o reforço.	96

Sumário

1. Introdução	10
1.1. Objetivo	10
2. Revisão Bibliográfica	11
2.1. Patologias Estruturais no Concreto Armado e Protendido	11
2.1.1. Concreto.....	12
2.1.2. Patologias estruturais.....	14
2.2. Reparo de estruturas de concreto armado	17
2.2.1. Intervenções nas estruturas de concreto armado	18
2.2.2. Reparo com concreto.....	21
2.2.3. Reparo com argamassa	21
2.3. Reforços Estruturais para Concreto Armado e Protendido.....	22
2.3.1. Armaduras de complementação	23
2.3.2. Reforços com chapas e perfis metálicos.....	23
2.3.3. Protensão externa.....	24
2.4. Reforços com Polímeros Reforçados com Fibras	25
2.4.1. Polímeros Reforçados com Fibras (PRF).....	25
2.4.2. Propriedades mecânicas dos PRF	28
2.4.3. Fabricação das fibras.....	31
2.4.4. Fabricação dos PRF	32
2.4.5. Cuidados para intervenção na superfície de concreto	33
2.5. Fadiga	34
2.5.1. Vida útil à fadiga.....	36
2.5.2. Fadiga no concreto armado	37
2.5.3. Fadiga no PRF e em estruturas reforçadas	38
2.6. Normas e Referências.....	38
2.6.1. Segundo a FIB	38

2.6.2. Segundo a ACI 440.2R-17.....	41
2.6.3. Segundo a ABNT.....	57
3. Estudo de Caso	61
3.1. Caracterização Geométrica	62
3.2. Caracterização da Ruptura	63
3.2.1. Hipóteses feitas pela equipe de recuperação	63
3.3. Procedimento adotado.....	70
3.3.1. Detalhamento da solução com reforços de PRFC.....	75
3.4. Proposição de dimensionamento para o reforço na seção	79
3.4.1. Modelos considerados.....	79
3.4.2. Modelo de barras.....	85
3.4.3. Modelo sólido.....	88
3.4.4. Dimensionamento do reforço com PRFC	90
3.4.5. Considerações finais	97
3.5. Conclusões	98
4. Referências Bibliográficas	100
5. Anexo A.....	104

1. Introdução

Atualmente, o conceito de durabilidade e desempenho das construções vem sendo aprofundando e mais discutido dentro da universidade, a exemplo da criação da NBR 15575 de Desempenho de Edificações Habitacionais em 2013. Esse conceito está, entre outros fatores, relacionado com os critérios de desempenho mínimo que são esperados para uma dada estrutura. Sendo assim, faz-se necessário avaliar o desempenho das construções, incluindo o daquelas que foram construídas antes desse aprofundamento.

Nesse contexto, seja por falta de cuidado, limites tecnológicos ou fatores de projeto, as estruturas podem não apresentar desempenho suficiente para os critérios atuais. Consequentemente, é necessário readequar o seu desempenho através do uso de reforços estruturais, por exemplo.

Em ambientes urbanos a concentração de obras de infraestrutura é elevada e a idade e estado de conservação de tais estruturas nem sempre são adequados. Algumas dessas estruturas (como a que será analisada no estudo de caso deste trabalho) podem mesmo chegar a apresentar ruptura. Nesse tipo de região, intervir é mais complicado e se torna difícil demolir a estrutura, sendo necessária a execução de um reforço.

Os modos de intervenção podem caracterizar a reconstituição da capacidade de resistir aos esforços de um elemento ou um reforço (introdução de um elemento estrutural adicional). Para realizá-los, existem diversas técnicas e materiais, como armaduras de complementação, protensão externa ou compósitos poliméricos reforçados com fibras. Este trabalho trata sobre a aplicação de técnicas de reforços usando polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) em estruturas de concreto armado ou protendido, dado que esta tecnologia é muito difundida no Brasil.

1.1. Objetivo

Esse trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento de reforços com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) em estruturas de concreto, bem como relacioná-las com atividades práticas. Para isso, serão avaliadas as suas

características, técnicas de aplicação e dimensionamento. A fim do melhor entendimento desses fatores, alguns deles serão comparados com outros tipos de fibras. Além disso, será analisado um caso real de uso desse reforço (viaduto T5 na Marginal Pinheiros em São Paulo), proposto um dimensionamento para esse reforço e será feito um modelo computacional com o auxílio do software FTool.

2. Revisão Bibliográfica

Esta parte do trabalho tem como objetivo reunir em um resumo os principais conceitos usados para a análise e dimensionamento dos reforços. Dessa forma, serão expostos conceitos relacionados com as características dos materiais envolvidos, assim como seu comportamento quando trabalhando em conjunto. Além disso, como não há uma norma brasileira de recomendações de projeto e aplicação do PRFC, serão analisadas as recomendações das instituições FiB e ACI.

2.1. Patologias Estruturais no Concreto Armado e Protendido

Antes de iniciar efetivamente o estudo da tecnologia sobre a qual se apoia este trabalho, é importante analisar por que ela é empregada. Sendo assim, serão analisadas algumas das patologias estruturais comuns para entender melhor o problema em questão.

As patologias compreendem problemas de desempenho que podem ocorrer por diversos motivos, como mudança no ambiente não prevista em projeto, falta de manutenção, erros na concepção, qualidade baixa dos materiais ou mesmo a qualidade da execução. Além disso, elas podem ocorrer em diferentes elementos da estrutura (como pilares, vigas e lajes) ou mesmo em diferentes partes do material (como na matriz do concreto ou ao longo do aço).

Vale ressaltar que o estudo das patologias é um campo extenso e, para tentar contemplá-lo, serão abordadas inicialmente as características do principal material envolvido e, posteriormente, os tipos mais comuns de patologias.

2.1.1. Concreto

O concreto endurecido pode ser considerado uma rocha artificial e também um material compósito. Os principais materiais usados em sua composição são três: água, aglomerante e agregados. Ainda, há a presença de ar em sua composição e podem ser adicionados outros elementos como a sílica ativa, pozolanas (normalmente chamadas de adições) e aditivos químicos (BASTOS, 2006). A junção desses elementos dá origem ao que é conhecido popularmente como concreto simples.

Para a tecnologia atual de concreto no Brasil, são usados como aglomerante o cimento portland e como agregados a brita e a areia. Esses materiais podem variar quanto à sua origem, sua forma, composição e mesmo função. Sendo assim, eles serão descritos resumidamente, dada a extensão do assunto, mas com o intuito de melhorar o entendimento do material.

O cimento portland, principal aglomerante utilizado, tem sua fabricação a partir da moagem do clínquer (produzido a partir de rochas calcárias e argila). Durante o processo de fabricação o clínquer é submetido a altas temperaturas em um forno rotativo dando origem aos principais componentes do cimento (silicato de cálcio e hidróxido de cálcio). Quando em contato com a água, o cimento apresenta um processo de hidratação, dando origem à pasta cimentícia que compõem o concreto.

Os agregados têm diferentes tipos possíveis de fabricação e podem ser classificados segundo sua origem (naturais, britados, artificiais ou reciclados), sua dimensão (gráudo ou miúdo) ou segundo sua massa. Quanto à sua fabricação, os agregados naturais são obtidos direto de jazidas, os britados são produzidos em pedreiras, os artificiais em operações industriais e os reciclados são obtidos a partir da britagem de entulho (IBRACON, 2011). Suas dimensões, por outro lado, têm grande importância para a dosagem do concreto e os agregados compõem a outra principal fase do concreto.

A fabricação do concreto pode variar muito, sendo que a depender de sua dosagem ele pode transportado em jericas, bombeado ou mesmo projetado. Essa grande variação, pode aumentar a suscetibilidade a tipos específicos de patologias no elemento estrutural, a depender do caso.

Tendo em vista a composição descrita, torna-se difícil analisar com profundidade todos os mecanismos envolvidos no comportamento mecânico do concreto.

Entretanto, para tentar facilitar essa análise costuma-se abordar as principais partes do concreto: a matriz cimentícia, a zona de transição e as partículas de agregado.

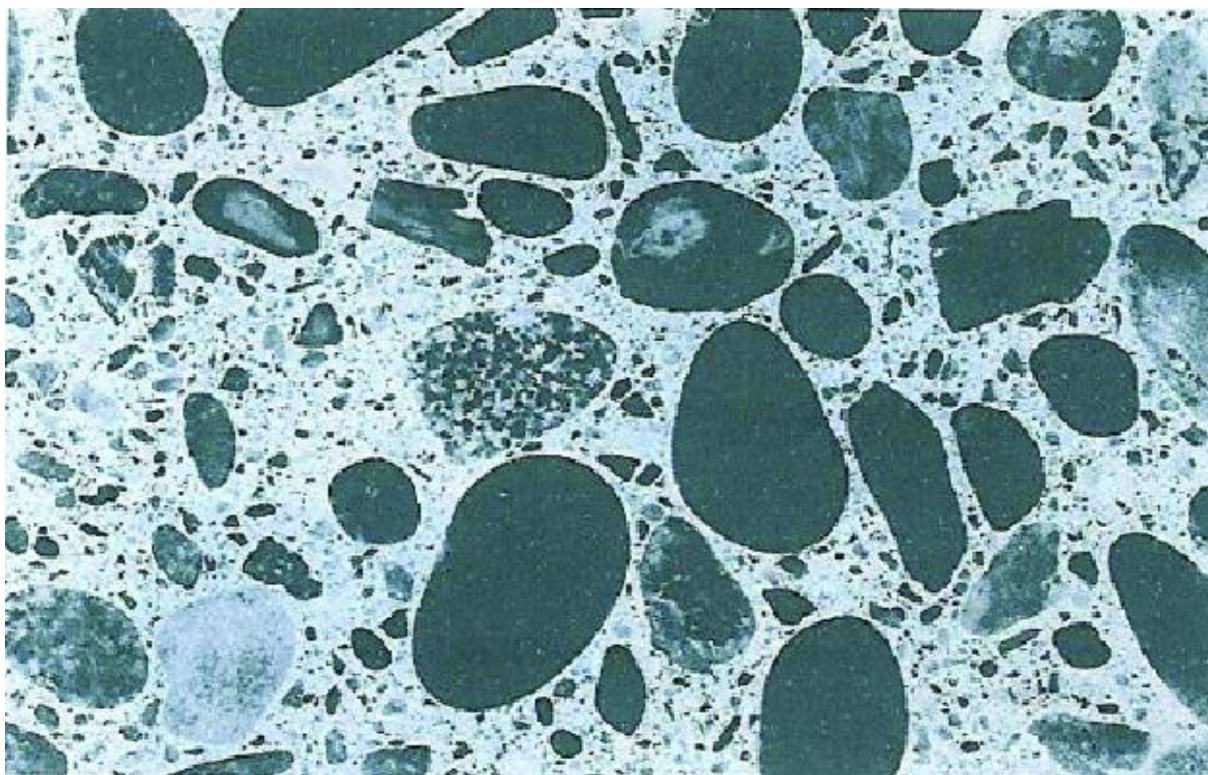


Figura 1: Macroestrutura do concreto (Mehta e Monteiro, 2008).

A matriz cimentícia é formada pela união composta pelo cimento, areia e água. A camada de partículas de agregados é formada pelas britas e tende a se distribuir na forma de “grãos” ao longo do material. Sua distribuição ou concentração pode afetar significativamente o comportamento mecânico do material, podendo ser responsável por patologias. Sendo assim, ela é responsável por garantir a resistência do concreto e, dado seu custo inferior por volume com relação ao cimento, tornar o material mais viável economicamente. A interface dessas duas fases é a parte de análise mais complexa, uma vez que ela contempla o comportamento combinado de todos os materiais envolvidos.

O conhecimento da estrutura básica do concreto pode ajudar a melhor compreender a origem de algumas patologias que podem ocorrer em estruturas convencionais. Além disso, também pode ajudar a prever em que condições é necessário prever proteções ou características específicas para evitar que problemas de durabilidade ocorram.

2.1.2. Patologias estruturais

Como descrito anteriormente, o intuito desse capítulo da revisão bibliográfica é o de contemplar a origem e a descrição dos problemas que podem ser encontrados em obras de concreto armado e protendido. Sendo assim, são descritas a seguir algumas das principais patologias nesses tipos de materiais.

Vale ressaltar que, como citado anteriormente, as patologias podem ser originadas por diversas circunstâncias e elas podem ocorrer em conjunto. Seus impactos na estrutura quando são constatadas mais de uma patologia acabam por se tornar mais difíceis de determinar.

2.1.2.1. Efeitos da Carbonatação

O processo de carbonatação do concreto ocorre devido à interação do dióxido de carbono presente no ar com sais de carbonatos presentes no concreto, formando íons alcalinos. Esse processo gera algumas alterações na microestrutura do concreto com a precipitação de carbonatos, por exemplo, diminuindo a sua porosidade. Sendo assim, ele se inicia na superfície de contato com o ar e vai penetrando gradualmente no material.

O ambiente interno do concreto é altamente alcalino e esse fator é responsável pelo que é chamado de passivação do aço. Em outras palavras, em meio alcalino o aço forma uma camada que o protege contra a corrosão. Essa característica de alta alcalinidade é afetada pela precipitação de carbonatos e torna o aço mais suscetível ao processo de corrosão.



Figura 2: Ensaio com fenolftaleína para determinação da profundidade de carbonatação (Cimento Itambé).

A partir do ambiente alterado condicionado pelo processo de carbonatação, a umidade presente no concreto e no ar entra em contato com as armaduras iniciando a sua corrosão. Com a corrosão do aço são gerados géis expansíveis que são responsáveis pela fissuração do concreto. Dessa forma, a patologia é caracterizada.

Ao examinar bem o conceito de carbonatação do concreto percebe-se que ele não é em si uma patologia do concreto. Entretanto, ele é um processo que gera as condições necessárias para que a corrosão nas armaduras ocorra e, conseqüentemente, a fissuração ou até deslocamento do concreto. Dessa maneira, o cobrimento das armaduras é essencial para garantir que a alteração na camada carbonatada não alcance rapidamente o aço e permita que a estrutura apresente desempenho aceitável durante sua vida útil.

2.1.2.2. Ação dos Cloretos

A ação de íons cloretos em estruturas de concreto armado é responsável pelo processo de corrosão das armaduras. Quando estão presentes íons cloreto no concreto em uma concentração suficiente para romper a camada passiva do aço o processo de corrosão é iniciado.

Os íons cloretos podem estar presentes no concreto devido a diversos fatores, como impurezas nos agregados ou na água de amassamento, presença de atmosfera marinha ou água do mar, presença de produtos de processos químicos diversos ou mesmo através do uso de aditivos aceleradores de pega. Entretanto, o transporte de íons cloretos ocorre somente na presença de água. Nessas condições, a água com cloretos na superfície do concreto é succionada para o interior do concreto, permitindo que o processo de saturação dos poros ocorra.



Figura 3: Estrutura com fissuração devido à corrosão gerada pela presença de cloretos (Axfiber).

Vale ressaltar que a velocidade com a qual o cloreto penetra no concreto depende de fatores como o grau de fissuração e a qualidade do concreto. Além disso, o cloreto pode ser transportado pela água mesmo em forma de vapor, caso as condições sejam favoráveis.

Assim como no caso da carbonatação, o material afetado diretamente por esse processo é o aço. Essa característica reforça o fato de que é necessário grande cuidado para manter o aço nas condições ideais de trabalho para que o desempenho da estrutura seja adequado.

2.1.2.3. Corrosão das Armaduras

Como visto anteriormente, as condições ambientes podem determinar o processo de corrosão das armaduras. Dessa forma, é necessário avaliá-lo com cuidado. O processo de corrosão das armaduras no concreto se dá em duas etapas, sendo a

primeira de despassivação da armadura e a segunda a formação de uma célula de corrosão com posterior propagação.

A passivação do aço é determinada por reações eletroquímicas que formam uma fina película de óxidos aderida ao aço. Essas reações ocorrem em meio alcalino, sendo ele determinante para a manutenção da condição de passivação. A composição dessa camada de passivação é de difícil determinação e não é muito bem determinada na atualidade. O fator que faz com que a camada passivada seja responsável pela proteção química do aço é que ela possui um potencial eletroquímico adequado para evitar o processo de corrosão.

Como visto nos itens 2.1.2.1 e 2.1.2.2, a camada passivadora pode ser desestabilizada pela presença de íons que alteram o pH do concreto. Dessa maneira, um revestimento com espessura adequada e boa execução (para garantir uma porosidade adequada) pode evitar que o rompimento dessa camada ocorra.

Tendo sido desestabilizada a camada passivadora do aço, é possível que seja iniciado o processo de corrosão através da formação de uma célula de corrosão. A corrosão consiste em um processo eletroquímico dado pela formação e movimentação de partículas negativas, caracterizando uma pilha eletroquímica. Nessas condições há um ânodo em que o material metálico que oxida, um cátodo que sofre redução e um eletrólito para conduzir os íons formados da oxidação.

Dado o processo de corrosão, ocorre a diminuição da seção transversal do aço e a liberação de produtos expansíveis. Esses fatores são responsáveis pela perda de resistência da seção transversal (devido à menor quantidade de material na seção) e pela fissuração do concreto (devido à perda de resistência e à formação dos produtos expansíveis). Com isso, essa patologia se caracteriza como um fator de grande importância e que deve ser evitado ou tratado, caso ocorra.

2.2. Reparo de estruturas de concreto armado

O reparo da estrutura será tratado nesse trabalho como o processo de reconstituir a geometria e/ou a capacidade de resistir aos esforços original da estrutura. Nessa definição, introduzir um novo material em uma posição não prevista originalmente será tratado como um reforço.

2.2.1. Intervenções nas estruturas de concreto armado

Para realizar a recuperação de uma estrutura de concreto armado é necessário, inicialmente, intervir na estrutura. Existem diversos modos de intervenção possíveis e eles têm como finalidade adequar as condições da estrutura para que seja possível recuperá-la. Essas intervenções podem ser de diversos tipos e envolvem a preparação da superfície ou remoção do concreto de um elemento para garantir as condições necessárias para a aplicação de outras técnicas.

2.2.1.1. Lavagem de superfícies

Neste tópico serão descritas mais detalhadamente técnicas de lavagem de superfícies. Entretanto, também é importante considerar a existência de técnicas de polimento que têm como objetivo adequar a rugosidade da superfície de concreto. Adicionalmente, também é possível realizar o ajuste de rugosidade com tratamentos químicos.

A primeira técnica de lavagem que pode ser considerada é a de lavagem com soluções ácidas. Esse tipo de técnica é agressiva ao concreto e não deve ser usada em situações em que o cobrimento das armaduras seja considerado pequeno. Com esse tipo de lavagem podem ser removidas tintas, ferrugens, resíduos, manchas de cimento, entre outros. Para garantir que a limpeza não prejudique o desempenho do concreto é necessário molhar a superfície do concreto antes da aplicação da solução ácida e lavar abundantemente depois de aplicá-la. Tendo em vista a limitação quanto ao cobrimento, também podem ser usadas composições alcalinas que não prejudiquem as armaduras.

Outra técnica possível para limpeza de superfícies é a lavagem com jatos. Há diversos tipos de jatos que podem ser usados, sendo alguns deles o jato de água, o jato de vapor e o jato de areia. O primeiro tipo de jato mencionado é muito usado dado que utiliza um material de fácil obtenção, a água, e maquinário simples (bomba, mangueira e bico de projeção). Entretanto, esse tipo de limpeza pode ser realizada com água fria ou quente e, no segundo caso, exige conhecimento específico para a execução. Além disso, podem ser adicionados outros elementos à água, como removedores biodegradáveis ou areia.

Para o caso em que se deseje remover impurezas minerais e orgânicas como sais, graxas e óleos, recomenda-se o uso de jatos de vapor em conjunto com removedores

biodegradáveis. Para sua execução também é usado um maquinário simples, porém, é necessário utilizar uma caldeira para gerar o vapor.

Por fim, o uso de jatos de areia é comum para casos em que foram realizados apicotamentos ou cortes no concreto. O maquinário a ser utilizado também pode ser considerado simples (bomba, mangueira e bico de projeção), sendo mesmo possível compartilhar o mesmo equipamento usado para projeção de concreto por via seca. O jato de areia também pode ser considerado como uma alternativa ao apicotamento do concreto e após sua realização é necessário ainda realizar uma lavagem com ar comprimido ou água fria. Vale ressaltar que essa técnica é considerada poluente dado que há dispersão de partículas finas no ar.



Figura 4: Limpeza com jateamento de água (Rental Pumps).

2.2.1.2. Remoção de material

Outro tipo possível de intervenção para preparar o elemento estrutural consiste na remoção e readequação da superfície de concreto. Para tal, podem ser citados o apicoamento, a demolição e o corte.

O primeiro deles consiste na remoção superficial do concreto, podendo ser realizado manualmente ou com auxílio mecânico. No caso manual são utilizadas marretas leves, ponteiros e talhadeiras, enquanto que no caso mecânico são utilizados martelos

pneumáticos ou elétricos. Ainda, após o apicotamento é necessária a limpeza da superfície com jatos de água, por exemplo.

Para o caso da demolição, a remoção de material de um elemento da estrutura é completa, sendo necessário substituí-lo por outro elemento. Em geral, utiliza-se martelos demolidores para executar a demolição, mas, a depender do volume ou posição dos elementos pode ser necessário utilizar técnicas específicas.

Por fim, o corte de concreto será entendido neste trabalho como toda a remoção de concreto que não se caracterize como um apicotamento ou como demolição. Para a execução do corte podem ser usados martelos demolidores menores do que aqueles utilizados em demolições, e idealmente deve remover apenas o concreto degradado da estrutura. Adicionalmente, após o corte também é necessária a limpeza da superfície de concreto.



Figura 5: Remoção de concreto com martelete (Casa do Construtor).

2.2.2. Reparo com concreto

Tendo em vista que um elemento estrutural passou por um processo de deterioração implicando até em perda de material, é necessário repará-lo com o uso de diferentes técnicas. Para as estruturas de concreto, serão observados nesse trabalho 3 tipos de reparos usando concreto: concreto convencional, concreto com agregado pré-colocado e concreto projetado.

O primeiro deles, o reparo com concreto convencional, consiste no uso de concreto novo para substituir um concreto deteriorado. Para que após o reparo o desempenho do elemento seja aceitável, é aconselhado que os diâmetros e granulometria dos materiais utilizados sejam próximos àqueles do concreto a ser reparado, além de possuir uma resistência no mínimo igual. Além disso, a trabalhabilidade do material deve ser levada em conta, uma vez que as regiões de reparo podem ter formas diversas e pode ser necessário mesmo envolver as armaduras no processo.

Outra forma de reparo possível é com o uso de agregados pré-colocados. Nesse caso, os agregados são posicionados na região a ser reparada com o uso de fôrmas e a região é inundada com água. A partir dessa configuração injeta-se argamassa fluida de cimento sob pressão até que a água seja expulsa. Essa técnica pode ser usada mesmo em casos de elementos submersos.

Por fim, outra técnica usada para o reparo de elementos de concreto é através do concreto projetado. Nesse caso, o concreto é projetado na região a ser reparada com o auxílio de uma bomba de ar comprimido (atingindo velocidades de 120 m/s). Nesse caso, há uma limitação na dimensão dos agregados de cerca de 19 mm, segundo Souza e Ripper (1998). Para garantir boa aderência do concreto à superfície, é aconselhado que ela seja regularizada (porém sem diminuir muito a rugosidade) e limpa com um jato de areia ou areia e água. Vale ressaltar que enquanto o concreto está sendo projetado há o ricochete de material e, para evitar tal efeito, é recomendado que a projeção seja feita o mais perpendicularmente possível à superfície.

2.2.3. Reparo com argamassa

Para preencher o volume de concreto removido em uma intervenção também é possível utilizar argamassa ao invés de concreto. Nesse caso, é entendido como argamassa a mistura de cimento, água e agregado de pequeno diâmetro máximo de

grãos (agregado miúdo). Os reparos desse tipo costumam ser indicados apenas para casos de reparos rasos ou semi-profundos, mas podem ser observados outros casos. Sendo assim, esse tipo de reparo é mais utilizado para os casos em que há necessidade de recompor apenas o concreto de cobrimento.

São diversos os tipos de formulações possíveis de argamassas e elas podem variar com o tipo de aplicação. Entretanto, podem ser destacados quatro tipos: argamassa de cimento e areia, argamassa projetada, argamassa com polímeros e argamassa epoxídica.

O primeiro tipo (argamassa de cimento e areia convencional) é de confecção simples, mas deve apresentar um traço compatível com a sua aplicação, recomendando-se a relação cimento areia de 1:3 com fator água cimento de 0,45, segundo Souza e Ripper (1998). Além disso, para limitar os efeitos de retração, recomenda-se que as camadas aplicadas não sejam muito espessas (na ordem de 1,0 cm).

Nos casos em que uma grande área precisa ser recuperada, é recomendado o uso de argamassa projetada. Isso se dá frente ao custo de mobilização do equipamento necessário para executar tal tarefa - em casos de aplicações menores torna-se economicamente desvantajoso. Quanto aos cuidados quanto à aplicação e suas limitações, são indicados os mesmos que para o concreto projetado (ver item 2.2.2).

Outro tipo possível é a argamassa com polímeros. Nesse tipo de material, é adicionada resina sintética polimérica à argamassa com o intuito de aumentar a aderência e melhorar seu comportamento plástico. Além disso, é possível diminuir a quantidade de água de mistura e reduzir também a permeabilidade.

Por fim, também é possível utilizar argamassas epoxídicas. Nesse caso, o aglomerante utilizado é uma resina epoxídica (ao invés de cimento). Esse tipo de material é produzido industrialmente e possui composição química variável a depender do fabricante. Além disso, ela possui elevada resistência mecânica e química, o que faz com que seja recomendada para ambientes mais agressivos.

2.3. Reforços Estruturais para Concreto Armado e Protendido

Assim como dito no item 2.2, será entendido como reforço a adição de um material não previsto inicialmente na estrutura a fim de garantir sua capacidade de suporte e desempenho. Neste tópico serão descritos alguns tipos possíveis de técnicas de reforço. Entretanto, a técnica sobre a qual se apoia este trabalho (reforços com

polímeros reforçados com fibras de carbono) será descrita separadamente e com maior profundidade.

2.3.1. Armaduras de complementação

Frente às patologias descritas no item 2.1.2, a corrosão das armaduras se mostra como um problema sério que pode ter diversas causas. Quando da ocorrência desse problema, pode ser que a perda de material seja suficiente para que seja necessário um reforço. Tendo em vista a origem desse problema, é natural considerar a utilização de armaduras convencionais como uma alternativa para recuperar a resistência da estrutura. Dessa forma, são propostas armaduras de complementação que serão posicionadas próximas às armaduras corroídas e que serão responsáveis por garantir o desempenho da estrutura.

A implementação de armaduras de complementação deve ser acompanhada de um processo de preparação do concreto com procedimentos como aqueles indicados no item 2.2.1. Dada a decisão de utilizar esta técnica de reforço, é necessário determinar alguns fatores para garantir seu bom funcionamento, como a área da seção transversal, espaçamento, ancoragem e emendas.

Também é importante avaliar a necessidade de implantação de armadura de complementação. Segundo Souza e Ripper é possível utilizar uma regra prática que considera necessário o uso de tal técnica caso a perda de área de aço estimada na seção transversal seja maior do que 15% do seu total. Além disso, deve ser previsto um comprimento de emenda adequado para promover a transmissão de esforços.

Por fim, vale ressaltar a importância de observar os espaçamentos entre barras. Com a proposição de novas barras, pode ser que a concretagem seja muito dificultada caso haja um pequeno espaçamento. Além disso, devem ser observados os cobrimentos nas faces da estrutura para minimizar os riscos de ocorrência de patologias.

2.3.2. Reforços com chapas e perfis metálicos

Outra opção para reforços em estruturas é com o uso de chapas metálicas colocadas ou chumbadas na estrutura de concreto. Esse método é de rápida execução, porém exige diversos cuidados para que seja garantida a boa transmissão de esforços entre a estrutura e o material de reforço.

O posicionamento do reforço também é de grande importância para garantir que o aproveitamento da técnica seja bom. Porém, assim como para outros reforços aderidos, nem sempre o acesso à todas as faces é fácil ou mesmo possível.

Também é necessário preparar a superfície de concreto para receber o reforço. Em casos em que houve perda de concreto, por deslocamento, por exemplo, é necessário inicialmente reconstituir a seção da estrutura. Tendo as condições iniciais garantidas, é necessário limpar e regular a rugosidade da superfície. Uma superfície muito lisa pode fazer com que surjam problemas de compatibilidade entre a estrutura e o reforço, enquanto que uma superfície muito rugosa pode fazer com que a aplicação da cola (nos casos de colagem) não seja homogênea, resultando em vazios. Para os casos de colagem da chapa metálica, deve ser prevista uma resina de alta aderência. Sendo assim, o processo consiste em aplicar a resina na superfície de concreto e, posteriormente, posicionar a peça de reforço. Também é recomendada a aplicação de pressão após o posicionamento para que haja a expulsão do excesso de resina. Além disso, o reforço pode precisar de suporte até que a resistência da camada de contato seja suficiente.

Para o caso de chapas chumbadas, o procedimento de preparação das superfícies também é necessário para evitar que haja algum material indesejado na interface dos dois materiais. Além disso, a posição da ancoragem deve ser analisada com cuidado. O processo de aplicação também é relativamente rápido e consiste na fixação do reforço com chumbadores e vedação da região das buchas de fixação.

2.3.3. Protensão externa

A técnica de protensão externa possui um conceito similar ao de concreto protendido. São introduzidos elementos previamente tracionados na estrutura para que seja aplicado um esforço nesta. Entretanto, ela pode se apresentar em mais de um tipo.

O primeiro deles é aquele em que a força de protensão tem o intuito de comprimir a região tracionada, diminuindo a largura das fissuras. Nesse caso há uma deformação aplicada contrária àquela observada anteriormente ao reforço. Dessa forma, a fissuração é controlada e o desempenho da estrutura é garantido.

Outro tipo possível de protensão externa é através da inibição dos deslocamentos com a introdução de apoios intermediários. Nesse caso o elemento protendido não é

necessariamente comprimido, mas garante a condição de apoio intermediário em algum trecho da estrutura.

Por fim, outro tipo de protensão que pode ser utilizado é aquele com o intuito de redistribuir os esforços. Nesse caso um elemento existente da estrutura é conectado através da protensão em outro elemento.

2.4. Reforços com Polímeros Reforçados com Fibras

Após a análise de possíveis patologias e técnicas de reforço, será feita a análise da técnica sobre a qual se apoia este trabalho. Para isso, será primeiramente analisada a tecnologia de polímero reforçados com fibras para, posteriormente, estudar seu comportamento mecânico e estrutural.

2.4.1. Polímeros Reforçados com Fibras (PRF)

Na engenharia civil, entende-se por material compósito a junção de dois ou mais materiais em escala macroscópica, ou seja, é possível perceber a “olho nu” que o compósito é formado por duas ou mais fases. Tendo em vista essa definição, os polímeros reforçados com fibras, ou PRF, são considerados materiais compósitos.

Os PRF são basicamente formados por fibras de alta resistência (podendo ser contínuas ou descontínuas) e por uma matriz polimérica. Nessa combinação, as duas partes mantêm as suas identidades físicas e químicas (MALLICK, 2014), porém, apresentam propriedades resultantes da combinação dos dois materiais. Dessa forma, fatores como a orientação das fibras podem mudar o comportamento do compósito.

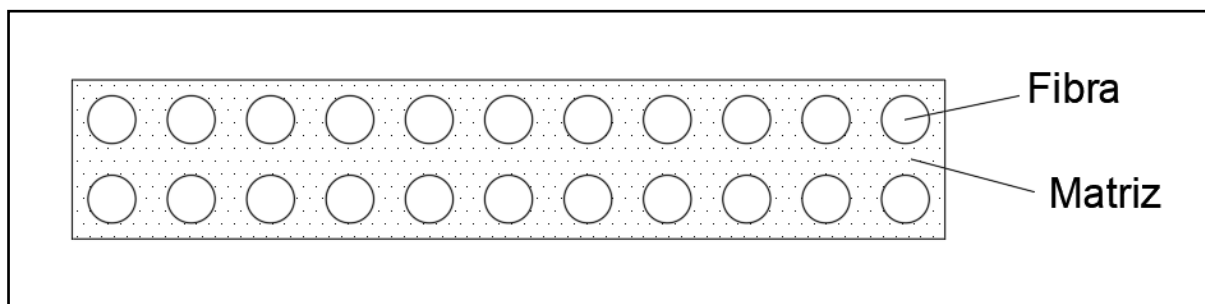


Figura 6: Estrutura interna do polímero reforçado com fibras.

Dada a definição abrangente, são inúmeras as possibilidades para um polímero reforçado com fibras. Suas aplicações estão presentes nos mais diversos setores, seja em aplicações relacionadas à construção civil, aeronaves - como o Boeing 777, que possui 10% do seu peso estrutural composto por epóxis reforçados com fibras de carbono – ou mesmo para odontologia. Essa alta aplicabilidade é devida a diversos fatores, sendo um dos mais relevantes a sua leveza quando comparada às suas propriedades mecânicas.

Para sua aplicação relacionada à Engenharia Civil, o uso mais comum é na forma de laminados e mantas. Os tipos mais comuns no mercado são aqueles formados com fibras de vidro, de carbono e de aramida, com matrizes poliméricas diversas.

Quanto ao comportamento estrutural do compósito, dado que os materiais mantêm suas características físicas e químicas, cada um apresenta um comportamento distinto. Enquanto as fibras têm a função de resistir aos esforços atuantes no compósito, a matriz tem a função de protegê-las, manter a sua orientação e transferir os esforços entre elas (MALLICK, 2014). Dessa maneira, as fibras têm maior influência no módulo da resistência do material e a matriz se relaciona mais ao meio no qual o compósito estará inserido e à manutenção do desempenho. Além disso, a orientação das fibras tem grande influência nas propriedades mecânicas do compósito, já que as fibras são elementos esbeltos que funcionam a tração em sua direção longitudinal.

Como explicitado inicialmente, este trabalho trata mais diretamente das aplicações na Engenharia Civil dos polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC), logo, é importante delimitar o que são fibras de carbono. O termo “fibras de carbono” se refere a fibras de filamentos pouco espessos (cerca de 5 a 10 μm de diâmetro) que contêm pelo menos 90% de seu peso de carbono (LIU et al., 2015).

Com relação ao uso dos reforços com PRF, no Brasil, seu primeiro uso foi no ano de 1998, com o reforço do Viaduto Santa Teresa, em Belo Horizonte (MG), como citado anteriormente. A Figura 7 mostra o uso do reforço na face inferior do tabuleiro com compósitos dispostos em direções perpendiculares para resistir aos esforços de flexão, nas faces inferiores das longarinas e transversinas para resistir também à flexão e nas transversinas (próximo à ligação com as longarinas) para resistir a esforços cortantes.



Figura 7: Viaduto Santa Teresa em Belo Horizonte (Machado, 2007).

Outro caso conhecido no cenário brasileiro é a intervenção no Viaduto Santo Amaro (Figura 8). O viaduto está na avenida Santo Amaro em São Paulo e passa sobre a avenida Bandeirantes. Sua construção data do ano de 1969 e ele conta com um vão de aproximadamente 280 m e uma largura de 11 m.



Figura 8: Viaduto Santo Amaro em São Paulo (Pini, 2011).

Essa intervenção se deu por conta da deterioração na face inferior do viaduto com corrosão da armadura. Segundo a Pini (2011), a conclusão foi de que com o aumento da altura dos caminhões houve colisão dos veículos com a face inferior do viaduto, destruindo o concreto e expondo as armaduras. Sendo assim, foi proposto o aumento do gabarito do viaduto de 4,3 m para 5,5 m, concomitantemente com o aumento da resistência à flexão, dado que o tráfego se mostrava superior ao projetado inicialmente.

Além disso, era uma exigência de projeto que houvesse o mínimo de interrupção no tráfego, dado que as duas avenidas são de grande importância (a avenida bandeirantes faz parte da rota de caminhões ao atravessar São Paulo para ir ao porto

de Santos). Com os compósitos de fibras de carbono, foi possível interromper apenas parcialmente o tráfego e executar o reforço com rapidez, atendendo aos critérios impostos para a execução do serviço.

Infelizmente, no dia 16 de fevereiro de 2016, houve uma colisão entre dois caminhões sob o viaduto (um caminhão de açúcar e um de gasolina). Esse acidente resultou em um incêndio que, por sua vez, foi responsável pela completa deterioração do reforço, como indicado no relatório técnico de avaliação das condições estruturais do viaduto Santo Amaro feita pela Concremat Engenharia e Tecnologia S.A. para a Secretaria de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB) de São Paulo.



Figura 9: Reforço com fibras de carbono no viaduto Santo Amaro após incêndio (Tristão, 2016).

2.4.2. Propriedades mecânicas dos PRF

Com relação às propriedades mecânicas dos compósitos PRF, faz-se necessário analisar as características ligadas ao seu comportamento estrutural e às suas características físicas. Para tal, serão analisadas as características gerais dos materiais e também aquelas informadas por fabricantes.

Como mencionado anteriormente, os PRF são materiais compósitos de baixo peso. Isso quer dizer que, quando comparado a outros materiais usados sob as mesmas condições, o PRF tem peso menor. A Tabela 1 mostra as características dos PRF obtidas de dois fabricantes (BASF Construction Chemicals e S&P).

Tabela 1: Propriedades dos PRF comercializados atualmente.

Fabricante	Identificação	Tipo de Fibra	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência à Tração (MPa)	Deformação Limite (%)	Peso Específico (g/m ²)	Espessura (mm)
BASF Chemicals	MasterBrace Carbon Fiber 230 gsm	Carbono	230	4900	1,5	200	0,112
	MasterBrace Carbon Fiber 430 gsm	Carbono	230	4900	1,5	400	0,250
	MasterBrace Glass Sheet EU 900	Vidro	73	3400	4,5	900	0,342
S&P	S&P A-Sheet 120	Aramida	120	2900	2,5	290	
	S&P C-Sheet 240 200	Carbono	240	4400	1,8	200	
	S&P C-Sheet 240 600	Carbono	240	4300	1,8	640	
	S&P C-Sheet 640 400	Carbono	640	2600	0,4	400	
	S&P G-Sheet E 50/50 350	Vidro	73	3400	4,5	350	
	S&P G-Sheet E 90/10 440	Vidro	73	3400	4,5	440	
	S&P G-Sheet E 50/50	Vidro	73	3400	4,5	880	

Da Tabela 1, é possível notar que as características variam muito de um tipo para o outro. Por exemplo, para os PRF com fibras de carbono (PRFC), são encontrados

laminados com módulo de elasticidade de 230 GPa a 640 GPa. Sendo assim, também se faz necessário avaliar as curvas tensão deformação dos materiais.

Durante o processo de fabricação das fibras são diversos os fatores que condicionam as propriedades do material resultante. A temperatura de fabricação, por exemplo, tem importante papel: as fibras feitas a temperaturas mais altas apresentam maior módulo de elasticidade. Entretanto, o maior gasto de energia se reflete também no custo de produção das fibras (MACHADO). A Figura 10, ilustra de maneira genérica as curvas de tensão deformação dos materiais mais usados nas fibras e do aço.

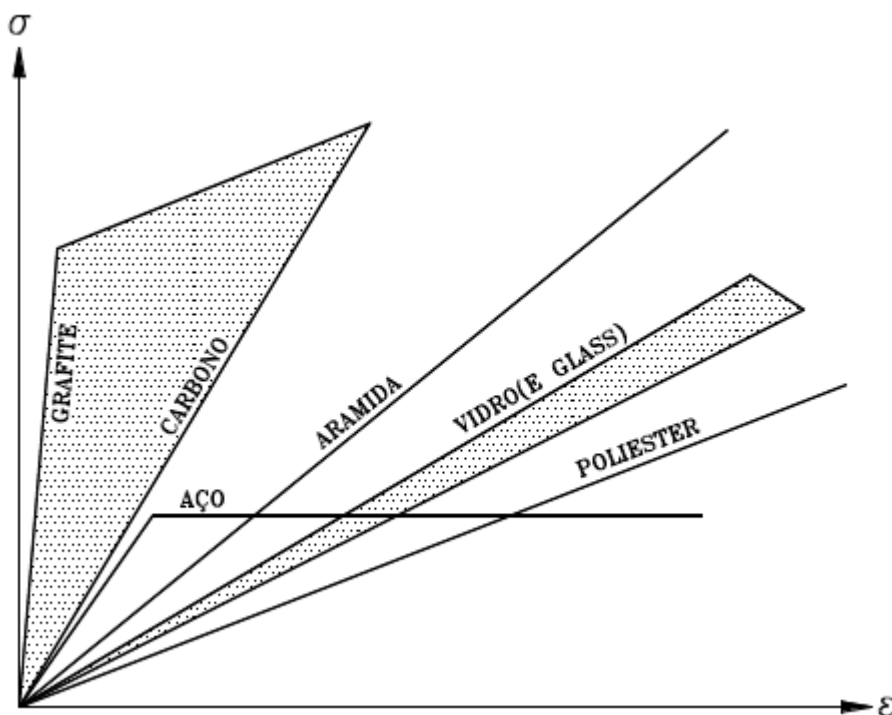


Figura 10: Relação tensão-deformação dos materiais (Machado, 2002).

A partir do gráfico, é possível notar alguns fatores. O primeiro deles é a variação do módulo de elasticidade dos materiais das fibras. O vidro, a aramida e o carbono têm módulo de elasticidade crescente na ordem apresentada (o carbono possui o maior módulo de elasticidade). Sendo assim, para uma dada tensão, a deformação desenvolvida nas fibras de carbono é menor do que a deformação nas fibras de aramida ou vidro. Além disso, as deformações limites para as fibras de carbono tendem a ser menores do que a dos outros tipos de fibras.

Outro fator que pode ser observado é que há uma diferença no comportamento do aço para os outros materiais. O aço apresenta um patamar na curva de tensão

deformação, o que indica que ele plastifica e não apresenta um comportamento elástico-linear na ruptura. Por outro lado, os demais materiais seguem elástico-lineares até a ruptura, logo, eles apresentam uma ruptura frágil. Esses fatores são condicionantes e devem ser observados para o dimensionamento de reforços com esses materiais.

2.4.3. Fabricação das fibras

As fibras de carbono têm sua fabricação através da combinação de tratamentos térmicos de fibras com processos mecânicos. As fibras precursoras usadas para a fabricação podem ser orgânicas (como poliacrilonitril) ou com base em derivados do petróleo ou do carvão (como PITCH). Durante o processo, as fibras precursoras sofrem oxidação a alta temperatura (de 1000°C a 1500°C) e seus átomos de carbono ficam alinhados ao longo da fibra - característica responsável por conferir a alta resistência nessa direção (MACHADO). A Figura 11 mostra que mesmo em escala microscópica as fibras se mostram em alinhamento.

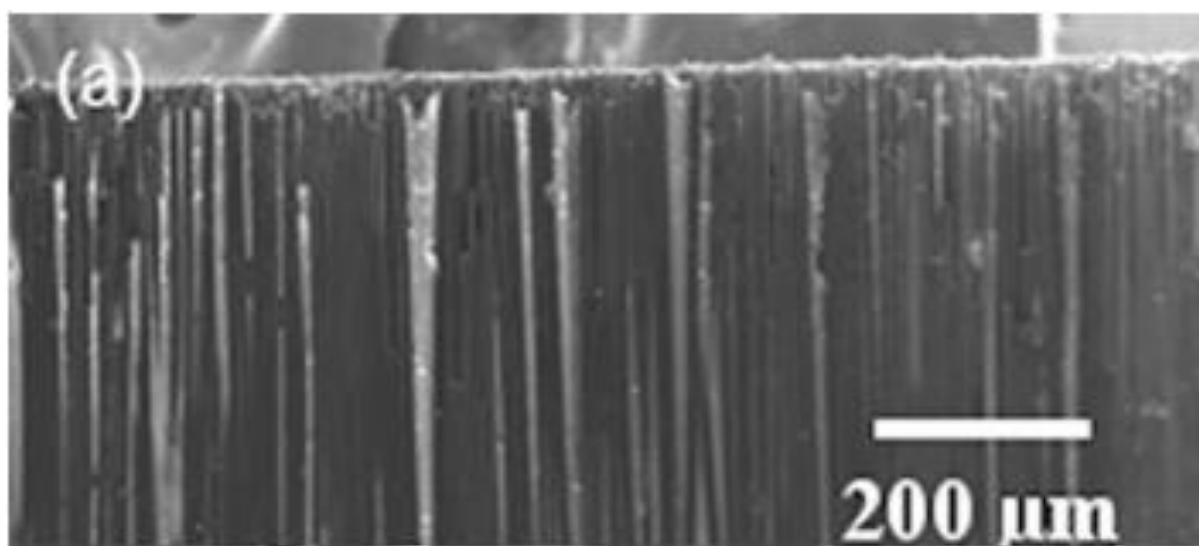


Figura 11: Imagem obtida com microscópio eletrônico das fibras de carbono (Hernandez et al., 2017).

2.4.4. Fabricação dos PRF

Os PRF podem ter dois tipos de fabricação: fabricação *in loco* ou pré-fabricação. No primeiro caso, o substrato é preparado, as fibras são posicionadas na superfície de instalação e são impregnadas com uma resina diretamente no substrato. Para aderir o PRF ao substrato podem ser usados primers capazes de penetrar no concreto e garantir um grau suficiente de aderência, uma massa epóxi para preencher os vazios e garantir uma superfície regular, uma resina capaz de fornecer a aderência necessária, uma resina de saturação e uma camada de proteção sobre o PRF. É importante ressaltar que a aderência ao substrato é um fator crítico no desempenho do sistema, é ela que permite que os esforços sejam transmitidos e a falha nessa região representa um dos modos de ruína a serem avaliados (ALKHRDAJI, 2015).

Na pré-fabricação de compósitos reforçados com fibras é usado o processo de pultrusão. Esse processo consiste em basicamente em puxar as fibras envoltas em resina através de um molde. A Figura 12 pode ser observada para melhor compreensão do processo.

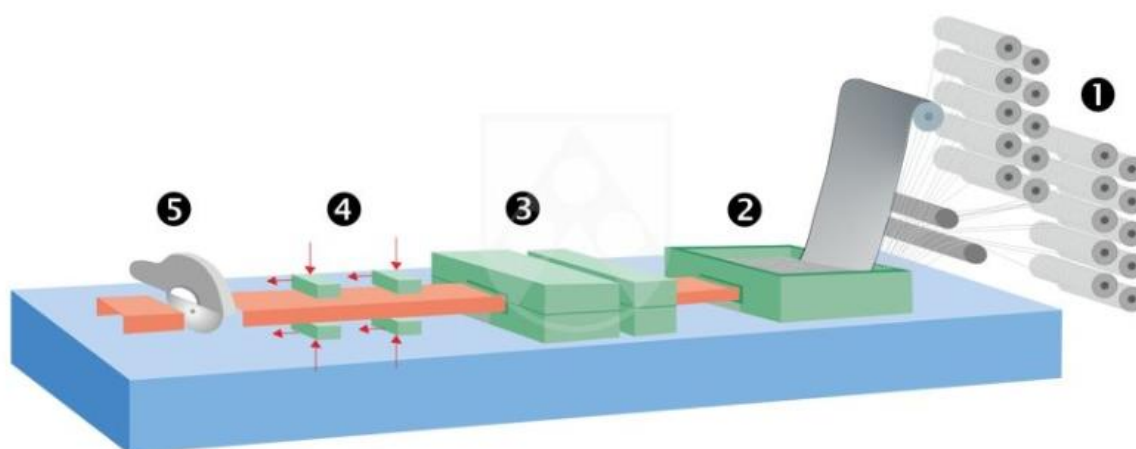


Figura 12: Processo de pultrusão (Roehling).

Na Figura 12 são indicados 5 estágios para o processo de pultrusão. No primeiro são dispostas as fibras em suas configurações desejadas (unidirecional ou multidirecional). Em seguida, as fibras são impregnadas em uma resina de poliéster ou epóxi (2). As fibras então passam por um molde que aquece e dá a forma do compósito (3) sendo puxadas (4). Por fim, as fibras são cortadas no comprimento desejado (5).

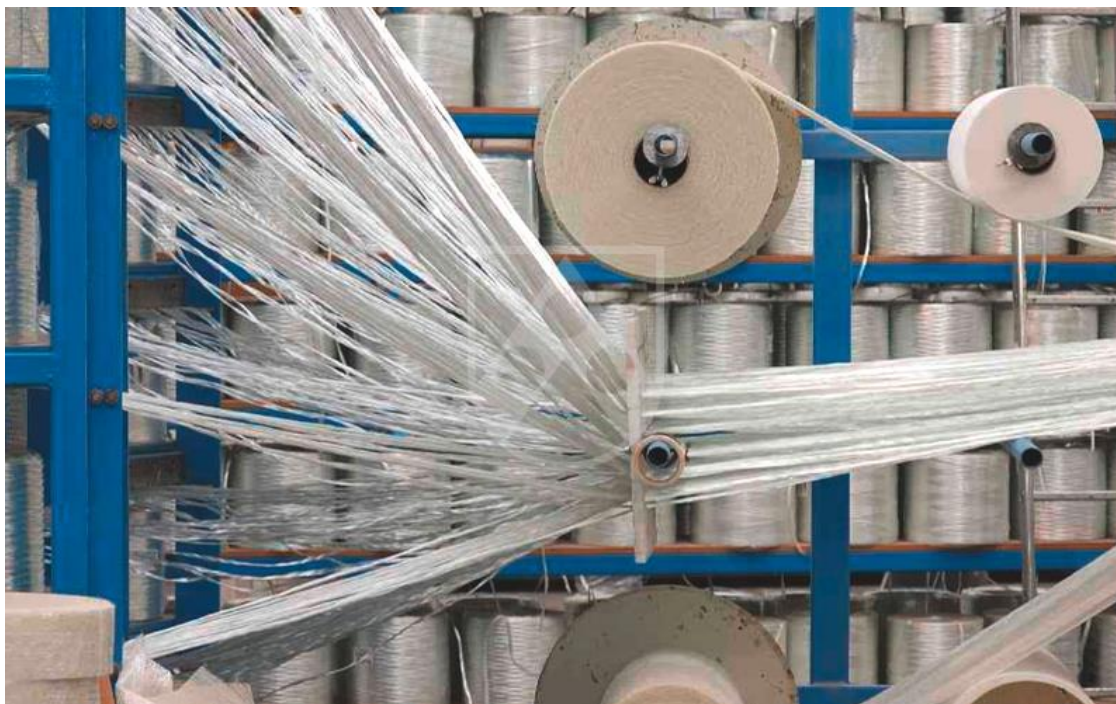


Figura 13: Fibras sendo posicionadas no processo de pultrusão (Roehling).

2.4.5. Cuidados para intervenção na superfície de concreto

Alguns cuidados podem ser tomados a para que seja aplicado o reforço, seja na sua preparação, na sua geometria ou nas condições gerais (como umidade e presença de agentes químicos). Essas adequações têm como finalidade garantir que a camada de interface entre o reforço e o substrato possibilite a boa transmissão dos esforços e a compatibilidade geométrica entre os materiais. Para tal, serão descritos alguns cuidados básicos para que essas condições sejam garantidas.

Primeiramente, o substrato deve ser regularizado. Como muitas vezes o reforço é aplicado em uma região onde ocorreu uma falha, pode ser necessária a reconstituição da seção de concreto para que seja possível instalar o reforço. Além disso, as trincas e fissuras devem ser reparadas para garantir desempenho adequado do sistema (é indicado pela ACI 440.2R-17 que fissuras acima de 0,3 mm já afetam o sistema). A superfície deve apresentar geometria compatível com a aplicação do reforço (isto é, em aplicações que exigem a dobra do material devem ser arredondados os cantos vivos) e as faces do elemento estrutural devem estar planas quando possível (caso a seção não seja circular, por exemplo).

Para esses procedimentos de adequação, podem ser usadas as técnicas descritas no item 2.2.1 deste trabalho. Adicionalmente, também é recomendado que a superfície esteja limpa e com uma rugosidade compatível com aquela indicada para o tipo de material utilizado.

Com a geometria do elemento adequada, também é necessário conhecer algumas condições como a resistência do concreto, temperatura, carbonatação, umidade e presença de cloro e sulfatos. Essas condições devem ser comparadas com aquelas especificadas pelo fabricante do reforço. Vale ressaltar que a aplicação não deve ser realizada em superfícies muito frias ou congeladas, sendo que a temperatura mínima é informada pelo fabricante do PRF utilizado.

Adicionalmente, também é recomendado pela ACI 440.2R-17 que não se deve aplicar as resinas e adesivos em uma superfície molhada (a menos que sejam formuladas para tal tipo de aplicação) e que não se deve aplicar o PRF sobre uma região com corrosão de armaduras, pois as forças expansivas geradas no processo podem comprometer a integridade do sistema.

2.5. Fadiga

Em geral, as análises feitas ao longo deste trabalho estão baseadas na avaliação dos modos de ruptura associados às estruturas e sistemas estudados. Com isso, dado que a fadiga é interpretada como um modo de ruptura possível para os sistemas, é importante analisar seus efeitos.

A fadiga é um processo de dano progressivo e permanente devido a um carregamento flutuante no tempo (MENEHETTI, 2007). Esse carregamento gera tensões e deformações responsáveis pela microfissuração do material. O acúmulo destas fissuras se estende à escala macroscópica ao longo do tempo, podendo levar à ruína. Esse tipo de fenômeno permite que a ruptura ocorra para tensões substancialmente mais baixas do que aquelas que levariam à ruptura em cargas estáticas (CALLISTER, 2001).

O processo de fadiga é normalmente classificado em dois tipos: baixo ciclo e alto ciclo. O primeiro está relacionado com ciclos na ordem de até 1.000 associados a carregamentos responsáveis por níveis altos de tensão. Este tipo de fadiga é relevante para estruturas que estejam sujeitas a sismos, por exemplo. O segundo tipo está relacionado com um número de ciclos superior a 1.000. Para a fadiga de alto ciclo, os

carregamentos não geram, de maneira geral, tensões muito próximas às tensões limites dos materiais. Nas estruturas sujeitas a este tipo de efeito, é recomendado que a vida à fadiga seja de no mínimo 10.000.000 ciclos (MENEGETTI, 2007).

Adicionalmente, faz-se necessário definir carregamento cíclico. Este tipo de carregamento é entendido como um carregamento dinâmico, ou seja, a magnitude do carregamento varia ao longo do tempo. Dessa maneira, ele pode ser dividido em três tipos de carregamentos (CALLISTER, 2001). O primeiro deles tem amplitude e frequência constantes (a), além de média zero. Este pode ser descrito por uma função harmônica. O segundo tipo mantém as mesmas características do primeiro, a menos da média, diferente de zero (b). O último não apresenta uma amplitude ou frequência constante (c).

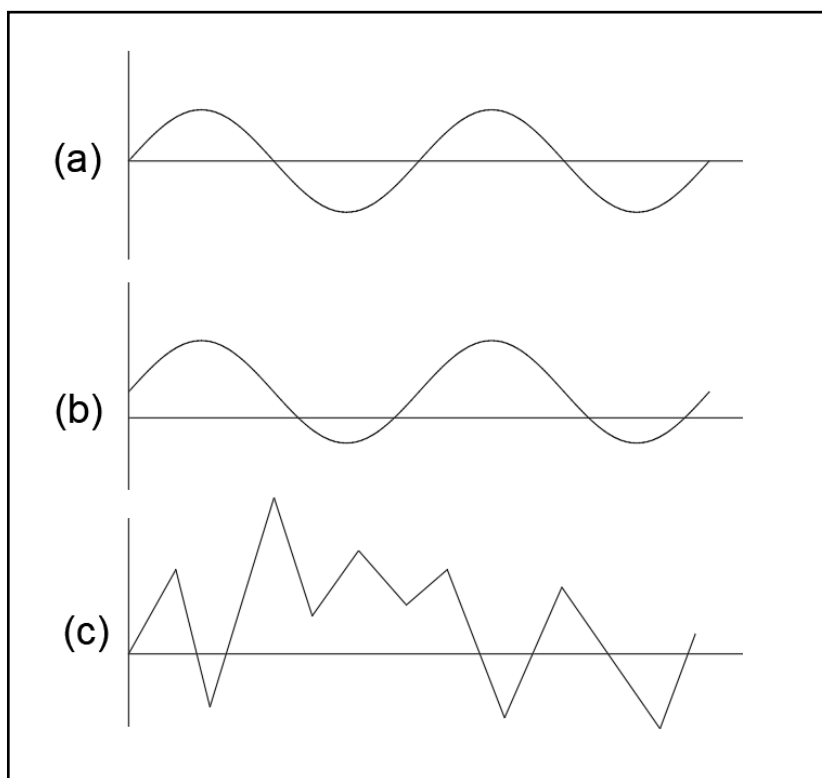


Figura 14: Formas dos carregamentos dinâmicos.

Dada essa divisão, são definidos alguns fatores relevantes para caracterização da curva do carregamento. Os dois primeiros deles são o valor médio de tensão (σ_m) e o tamanho da variação (σ_r):

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}$$

$$\sigma_r = \sigma_{max} - \sigma_{min}$$

As outras duas grandezas são a amplitude da tensão (σ_a) e a razão de tensão (R):

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{2} = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2}$$

$$R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$$

2.5.1. Vida útil à fadiga

Definido de maneira geral o conceito de fadiga, é necessário avaliar o comportamento do material ao longo do tempo quando solicitado. Para tal, é definida a curva S-N. Esta curva representa a relação entre a amplitude das tensões (S) e o número de ciclos associado à falha estrutural (N).

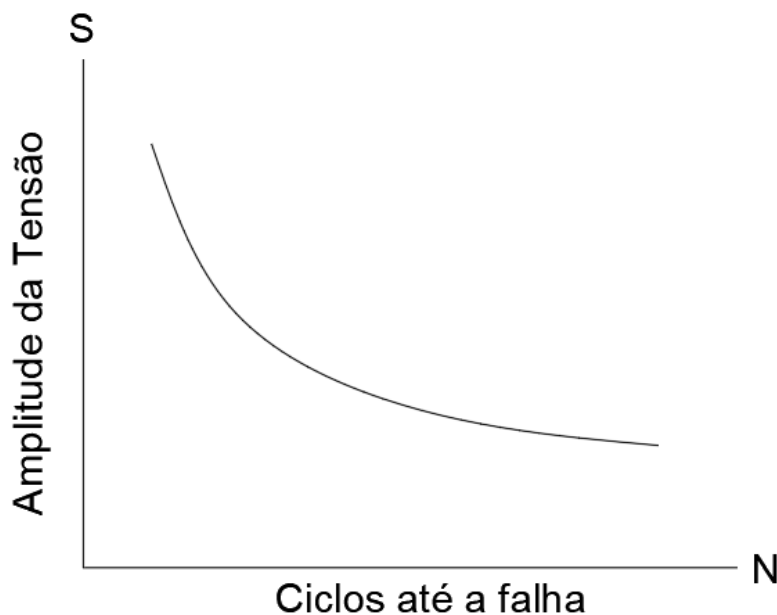


Figura 15: Relação entre número de ciclos e amplitude da tensão.

Na Figura 15 é indicada uma curva S-N genérica. Dela, é possível notar que com a diminuição da amplitude do carregamento ocorre o aumento do número de ciclos necessário para levar o material à ruptura. Para alguns materiais e sistemas, essa

curva pode apresentar um patamar para números altos de ciclos, ou seja, há um limite mínimo de tensão para a manifestação dos efeitos da fadiga (tensões abaixo desse valor não causam fadiga). Como mencionado anteriormente, o conceito de amplitude do carregamento está relacionado com a abordagem da análise de vida útil à fadiga. Como o carregamento pode não apresentar frequência e amplitude constantes, é necessário avaliar a relação entre o número de ciclos para ruptura e a variação de carregamento no caso prático.

A abordagem baseada na curva S-N tem como critério de análise a amplitude das tensões. Outras abordagens são possíveis, como a análise do carregamento máximo e sua comparação com o limite de fadiga. Os tópicos seguintes analisam brevemente a fadiga no concreto armado, PRF e na combinação dos dois.

2.5.2. Fadiga no concreto armado

Para que a análise da fadiga no concreto e das recomendações para verificação desse efeito seja possível, é necessário tomar conhecimento do comportamento dos materiais isolados (aço e concreto).

O concreto apresenta uma estrutura heterogênea com uma matriz cimentícia (argamassa) e agregados dispersos nela. A fadiga no concreto se dá em escala microscópica através da propagação de microfissuras. Nesse processo, as microfissuras podem se propagar ao longo da matriz, fazendo com que surjam fissuras maiores. Esse mecanismo se desenvolve e pode ser responsável pela ruína da estrutura.

Por outro lado, o aço é um material mais homogêneo que o concreto. Sendo assim, a propagação da microfissuração se dá nesse meio e depende da natureza do carregamento (tração ou compressão). Além disso, a corrosão do aço afeta significativamente a sua resistência à fadiga, dado que a seção corroída pode perder área e concentrar tensões.

Sendo assim, para o concreto armado, o mecanismo da fadiga depende da interação entre o aço e o concreto. O mecanismo de fadiga pode ocorrer majoritariamente no aço, no concreto ou na ligação entre os dois. Para estruturas com pouca armadura, por exemplo, a fadiga no concreto torna-se dominante e pode ser responsável pela ruína. Além disso, ao longo do processo pode haver redistribuição de tensões, mudando o comportamento da estrutura em relação à ruptura estática.

2.5.3. Fadiga no PRF e em estruturas reforçadas

A fadiga no PRF se dá de maneira diferente do que no concreto armado. Nesse caso, há uma grande influência do ambiente (umidade, por exemplo) e da frequência do carregamento. Dada a estrutura do compósito, são diversos os mecanismos que podem ocorrer ao longo do processo de carregamento cíclico, como rompimentos localizados nas fibras ou fissuração da matriz. Além disso, quando usado como reforço, ainda coexistem os mecanismos na região de interface, como o descolamento ou deslocamento do substrato.

Sendo assim, torna-se difícil determinar um método eficiente para prever o comportamento do PRF à fadiga. Existem estudos que sugerem relações obtidas empiricamente para determinar a relação entre o número de ciclos até a falha e a amplitude das tensões, por exemplo. Mesmo as normas internacionais (como a ACI 440.2R-17) apresentam apenas um limite de tensão para que a fadiga seja evitada. Sendo assim, este trabalho não analisará o efeito da fadiga no PRF como um modo de ruptura para o dimensionamento.

2.6. Normas e Referências

Este tópico trata sobre normas e referências para o cálculo e dimensionamento dos PRF. Como visto em outros tópicos, outras normas são tomadas como referência, porém, elas tratam sobre temas fora da esfera de reforços com PRF. Sendo assim, nos tópicos seguintes serão analisadas as referências consideradas mais adequadas para os objetivos do presente trabalho na análise dos reforços com PRF.

2.6.1. Segundo a FIB

A fib (Fédération Internationale du Béton) é uma associação internacional dedicada ao desenvolvimento do estudo científico e prático de construções de concreto. Ela tem origem em 1998 da união do CEB (Euro-International Committee for Concrete) e da FIP (International Federation for Pre-stressing). Um documento produzido por essa associação será usado como referência para o desenvolvimento dos estudos feitos nesse trabalho: o *fib Model Code for Concrete Structures 2010*.

O comportamento do reforço externo com PRF é analisado pela fib a partir da região de interação das fibras com a estrutura de concreto. Dessa forma, deve ser avaliada

a magnitude dos esforços que podem ser transferidos (para o ELU) e dos esforços cortantes e normais na região de interação (para o ELS).

O descolamento da lâmina formada pelas fibras pode ser previsto analisando dois modos de falha: o descolamento da região extrema ou o descolamento da região intermediária. O descolamento da região extrema se dá devido à capacidade insuficiente de ancoragem, ou seja, a tensão suportada na região de ligação entre o compósito de fibras e a estrutura de concreto é excedido. Já o descolamento da região intermediária se dá devido ao surgimento de fissuras no concreto nas seções intermediárias. Essas fissuras são responsáveis por criar uma falha localizada devido à falta de continuidade entre o compósito de fibras e o concreto e, então, uma região de concentração de tensões. Dessa forma, a falha se propaga ao longo da região de contato entre os materiais.

Retomando a ideia dos esforços máximos que podem ser transferidos da estrutura para o compósito de fibras, é definido um comprimento máximo de PRF - em outras palavras, ganhos de comprimento do reforço acima do limite não geram acréscimo de esforços transmitidos para este.

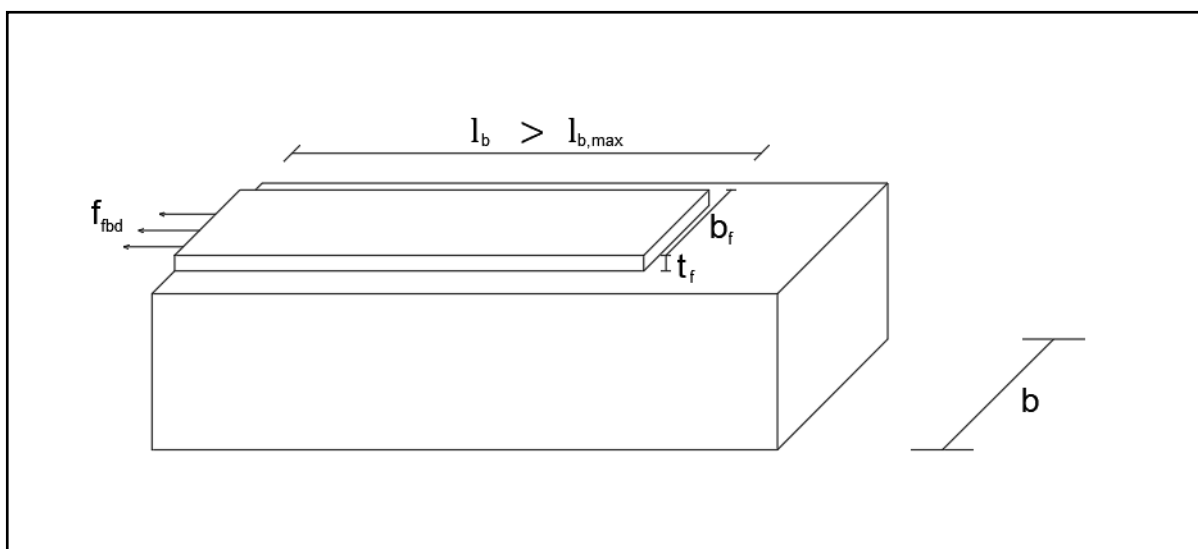


Figura 16: Esquema do elemento reforçado.

$$l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{k_{bl} \cdot f_{ctm}}}$$

onde:

E_f é o módulo de elasticidade da FRP na direção da tensão;

t_f é a espessura da PRF;

k_{bl} é o coeficiente de calibração com comprimento obtido através de teste, que pode ser assumido como 2;

f_{ctm} é a resistência média do concreto.

Com relação ao descolamento da região extrema, é definida a resistência última - resistência última no PRF em uma única área de contato.

$$f_{fbm} = k_m \cdot k_b \cdot \beta_l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f}{t_f} \cdot f_{cm}^{2/3}}$$

$$f_{fbd} = \frac{k_k}{\gamma_{f,b}} \cdot k_b \cdot \beta_l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f}{t_f} \cdot f_{cm}^{2/3}}$$

onde:

f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto;

$\gamma_{f,b}$ é o fator de segurança parcial para o descolamento (igual a 1,5);

β_l é o fator de comprimento, definido por:

$$\beta_l = \frac{l_b}{l_{b,max}} \cdot \left(2 - \frac{l_b}{l_{b,max}}\right) \text{ se } l_b \leq l_{b,max} \text{ e } \beta_l = 1 \text{ caso contrário.}$$

k_b é o fator de forma, dado por:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1$$

b_f e b são as larguras da FRP e do concreto, respectivamente;

$k_m = 0,25$ (calibrado experimentalmente para sistemas de epóxi);

$k_k = 0,17$ (o 5% percentil considerando uma distribuição normal).

2.6.2. Segundo a ACI 440.2R-17

A ACI (American Concrete Association) é uma associação com origem nos Estados Unidos da América no ano de 1904 que visa desenvolver e disseminar o conhecimento relacionado com construções em concreto. Para os estudos realizados nesse trabalho será considerada a seguinte norma por eles desenvolvida: ACI 440.2R-17 (*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*).

A norma em questão define as características recomendadas para um sistema de reforço com sistemas PRF no geral. Sendo assim, ela não se limita a um tipo específico de reforço (seja com relação ao tipo de fibra ou à forma do PRF). Ao longo deste capítulo de revisão bibliográfica serão analisados os aspectos do sistema da maneira como foi realizado pela ACI, ressaltando, quando necessário, a diferença entre os tipos de PRF.

2.6.2.1. Limites para Reforços

Primeiramente, é ressaltado que o sistema de reforço deve ser capaz de resistir aos esforços enquanto mantém compatibilidade geométrica com a estrutura. Os cálculos serão feitos considerando os princípios de projeto dos estados limites (estado limite último e de serviço) e, para isso, devem ser analisados os possíveis modos de falha e ruptura. Com relação aos coeficientes de segurança, é recomendado adotar aqueles da ACI 318 para os casos em que não for explicitado um valor que considere as variabilidades dos polímeros reforçados com fibra.

Posteriormente, serão analisados os limites dos reforços para garantir que não haja colapso da estrutura no caso de dano ao sistema. Para tal, a estrutura que será reforçada deve apresentar uma capacidade de suporte suficiente para um dado nível de carregamento, como descrito pela relação abaixo.

$$(\phi R_n)_{estrutura} \geq 1,1 \cdot S_{DL} + 0,75 \cdot S_{LL}$$

onde:

$(\phi R_n)_{estrutura}$ é a resistência exibida pela estrutura antes do reforço;

S_{DL} é a solicitação dada pela carga fixa; e

S_{LL} é solicitação dada pela carga móvel.

Vale ressaltar que, para casos nos quais a carga móvel seja considerada atuante por um período suficientemente alto, o fator multiplicativo desta solicitação pode ser considerado 1,0 ou invés de 0,75 - têm-se como exemplo bibliotecas e áreas de estocagem.

Quanto à resistência estrutural em situações de incêndio, é considerado que o PRF perde sua completamente sua resistência durante um incêndio, uma vez que a degradação das resinas, camadas adesivas e mesmo dos polímeros frente ao fogo se dá a temperaturas de 60 a 82 °C para os materiais presentes no mercado, segundo a ACI. Entretanto, é descrito que é possível utilizar sistemas de isolamento térmico para garantir uma melhora no desempenho nessas situações.

Outro ponto considerado, é que, mesmo com os problemas em situações de incêndio, é necessário verificar o comportamento e a resistência do conjunto reforço e estrutura. Sendo assim, a resistência ao carregamento da estrutura com redução na resistência do concreto e do aço e sem o reforço pode ser comparada à carga em situação de incêndio para o tempo requerido de resistência ao fogo. Para tal, temos as duas relações abaixo:

Segundo a ACI 216.1:

$$R_{n\theta} \geq 1,0 \cdot S_{DL} + 1,0 \cdot S_{LL}$$

Segundo a ACI 562:

$$R_{n\theta} \geq 1,2 \cdot S_{DL} + 0,5 \cdot S_{LL} + 0,2 \cdot S_{SL} + 1,0 \cdot A_k$$

onde:

$R_{n\theta}$ é a resistência nominal do elemento a altas temperaturas;

S_{DL} é a carga fixa;

S_{LL} é a carga móvel;

S_{SL} é a carga de neve; e

A_k é o fator que leva em conta a carga gerada pelo incêndio.

Como não há formulações consolidadas para o cálculo da carga gerada pela situação de incêndio, é aconselhado o uso da primeira expressão. Para determinar a resistência nominal do elemento a altas temperaturas, deve-se recorrer à ACI 216.1.

2.6.2.2. Fatores de Escolha

Para a aplicação de um sistema de reforço são diversos os fatores envolvidos na escolha. Um sistema eficiente deve atender não só aos requisitos básicos de resistência, mas também ter vida útil e resistência ao ambiente compatíveis com o tipo de obra reforçada. Sendo assim, serão analisados abaixo os fatores relevantes na escolha do tipo de sistema de polímeros reforçados com fibras (fibras de vidro, aramida ou carbono). Essa análise é baseada nas afirmações feitas pela ACI e tem caráter comparativo, sem uma ordem de grandeza entre as diferenças das características de cada fibra.

O primeiro deles é o fator ambiental, ou seja, como o ambiente no qual a estrutura está inserida pode afetar o sistema de reforço. A alcalinidade do meio pode afetar diretamente e este fator depende do tipo de matriz e de fibra utilizadas. No caso das fibras de carbono, o ambiente básico ou ácido são resistidos, enquanto as fibras de vidro podem se degradar com a exposição a estes meios. Embora uma matriz adequada deva fornecer isolamento e proteção suficiente para as fibras, as fibras de carbono são mais indicadas para ambientes com alta umidade e alcalinidade.

Quanto à contração e dilatação devido aos efeitos da variação de temperatura, têm-se que mudanças de até 28 °C não apresentam influência significativa na escolha do tipo de fibra. Porém, as fibras de vidro têm coeficiente de dilatação próximo ao do concreto, enquanto as fibras de carbono têm coeficiente muito próximo a zero.

Quanto à condutividade elétrica as fibras de carbono são boas condutoras, enquanto as de vidro e aramida são isolantes.

Considerações sobre a natureza das cargas também são tomadas pela ACI. Para carregamentos cíclicos ligados à fadiga, as fibras de carbono são consideradas altamente resistentes, enquanto as de vidro são mais sensíveis. Quanto à tolerância ao impacto, as fibras de carbono e aramida exibem melhor comportamento quando comparadas às fibras de vidro.

Como comentários finais são citadas a durabilidade e o sistema de proteção e ambos são descritos de maneira geral para qualquer um dos três tipos de fibras, ou seja, independem do tipo de fibra escolhida. É ressaltado que em situações em que o reforço cubra toda a área de concreto é necessário estudo mais aprofundado. Resumidamente, abaixo é possível ver um quadro englobando os fatores relevantes para cada tipo de fibra.

Tabela 2: Comportamento das fibras.

Fator de Escolha	Comportamento da Fibra		
	Carbono	Vidro	Aramida
Alcalinidade do ambiente	Resistente	Sensível	-
Coeficiente de dilatação térmica	Próximo a zero	Próximo ao do concreto	-
Condutividade elétrica	Condutoras	Isolantes	Isolantes
Resistência a cargas cíclicas	Altamente resistentes	Sensíveis	-
Tolerância ao impacto	Resistente	Sensível	Resistente

2.6.2.3. Propriedades dos materiais

Com relação às propriedades usadas para projeto, é considerado que, em geral, as propriedades informadas pelos fabricantes (como resistência última à tração) não levam em conta a exposição ao ambiente para o longo prazo. Sendo assim, é necessário ajustar essas propriedades. As equações abaixo descritas têm a função de inserir um coeficiente de ponderação que leva em conta o efeito do ambiente a longo prazo no comportamento do reforço.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^*$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^*$$

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}}$$

onde:

f_{fu} é a resistência última reduzida do PRF;

C_E é o coeficiente de redução relacionado ao meio;

f_{fu}^* é a resistência última do PRF;

ε_{fu} é a deformação última reduzida do PRF;

ε_{fu}^* é a deformação última do PRF; e

E_f é o módulo de elasticidade do PRF.

Vale ressaltar que, como o comportamento dos polímeros reforçados com fibra é considerado como elástico linear até a ruptura, o módulo de elasticidade ajustado pode ser calculado utilizando-se a Lei de Hooke. Abaixo temos uma tabela com os valores dos coeficientes para cada tipo de ambiente segundo a ACI.

Tabela 3: Fatores de Redução em função das condições de exposição.

Condições de Exposição	Tipo de Fibra	Fator de Redução (C_E)
Ambientes Internos	Carbono	0,95
	Vidro	0,75
	Aramida	0,85
Ambientes Externos (pontes, piers e garagens abertas)	Carbono	0,85
	Vidro	0,65
	Aramida	0,75
Ambientes Agressivos (fabricação de produtos químicos e estações de tratamento de água)	Carbono	0,85
	Vidro	0,50
	Aramida	0,70

2.6.2.4. Reforço à Flexão

Para o dimensionamento à flexão, a ACI recomenda que sejam observados os modos de rupturas possíveis para uma viga reforçada com PRF. Sendo assim, são descritos os 5 principais modos de rupturas considerados:

- a) Ruptura do concreto por compressão antes da plastificação do aço;
- b) Plastificação do aço seguida de ruptura do PRF;
- c) Plastificação do aço seguida de ruptura do concreto;
- d) Deslocamento do concreto;
- e) Descolamento do PRF do substrato.

Por sua vez, a ruptura do PRF pode acontecer se este atingir sua deformação limite (ε_{fd}), lembrando que é considerado que seu comportamento permanece elástico linear até a ruptura. Os casos de descolamento ou deslocamento podem ocorrer se a tensão no PRF não puder ser suportada pelo substrato.

Na região distante da borda do PRF a ruptura é governada pelo descolamento. Sendo assim, a deformação efetiva no reforço é limitada pela deformação limite de descolamento, como mostra a inequação abaixo.

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

onde:

ε_{fd} é a deformação limite de projeto no PRF;

f'_c é a resistência à compressão do concreto;

n é o número de camadas de PRF;

E_f é o módulo de elasticidade do PRF;

t_f é a espessura nominal de uma camada de PRF; e

ε_{fu} é a deformação de ruptura de projeto para o PRF.

Preservando a mesma divisão feita no documento de referência, o estudo do reforço à flexão se dará em duas partes: reforço em estruturas de concreto armado e de concreto protendido.

2.6.2.4.1. Reforço com PRF em Estruturas de Concreto Armado

Os conceitos indicados pela ACI serão ilustrados para uma seção retangular, porém, eles podem ser estendidos para seções “T” e “I”. Sendo assim, é importante definir inicialmente as hipóteses adotadas:

- a) Não será considerado movimento relativo entre o PRF e o concreto;
- b) Será desprezada a deformação devido à força cortante na camada de interface, dado que esta é muito fina;
- c) A resistência à tração do concreto pode ser desprezada;
- d) O PRF apresenta comportamento elástico linear até a ruptura.

Uma consideração adicional deve ser feita: quando o reforço à flexão é previsto, a estrutura reforçada deve ser capaz de resistir aos esforços cortantes, ou seja, com o aumento da solicitação na flexão pode haver aumento na solicitação cortante e o reforço descrito nesse tópico não é previsto para contribuir para resistir ao segundo efeito.

Para o dimensionamento do reforço, é descrito um método iterativo. Abaixo será exposto tal método. Ele se baseia na posição da linha neutra descrita pela variável c , com isso, será estimado um valor inicial que será verificado. Caso a verificação se mostre dentro de valores aceitáveis pode-se considerar o valor de c como correto, caso contrário, deve-se ajustar o valor de c e repetir o processo.

Como o comportamento do PRF é considerado elástico linear até a ruptura, sua deformação está diretamente ligada ao nível de tensão desenvolvida nas suas seções. Sendo assim, as equações abaixo determinam a deformação efetiva e a tensão efetiva no PRF.

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

onde:

ε_{fe} é a deformação efetiva no PRF;

ε_{cu} é a deformação última à compressão do concreto;

ε_{bi} é a deformação inicial do substrato;

c é a posição da linha neutra em relação ao topo da seção;

d_f é a posição do PRF em relação ao topo da seção; e
 ε_{fd} é a deformação limite de projeto do PRF.

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe}$$

onde:

f_{fe} é a tensão efetiva;

E_f é o módulo de elasticidade; e

ε_{fe} é a deformação efetiva.

A ACI indica que o uso do reforço PRF reduz a ductilidade da estrutura reforçada. Sendo assim, para manter um nível aceitável de ductilidade é recomendado que a deformação no aço seja de pelo menos 0,005. Esse valor é considerado no cálculo do fator de redução de resistência indicado pela norma: para valores abaixo desse limite o coeficiente de redução é menor, como mostram as relações abaixo (válidas para aços com tensão de escoamento de até 550 MPa).

$$\begin{aligned} \phi &= 0,9 \text{ para } \varepsilon_t \geq 0,005 \\ \phi &= 0,65 + \frac{0,25 \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} \text{ para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_t < 0,005 \\ \phi &= 0,65 \text{ para } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{sy} \end{aligned}$$

onde:

ϕ é o fator de redução de resistência;

ε_t é a deformação na tensão limite do aço; e

ε_{sy} é a deformação no aço protendido.

Para evitar deformações inelásticas do concreto armado, deve-se evitar que o aço plastifique quando solicitado pelas cargas de serviço. Sendo assim, como mostram as relações abaixo, a tensão no aço não deve superar 80% da tensão de escoamento e a tensão de compressão no concreto não deve superar 60% da tensão limite.

$$\begin{aligned} f_{s,s} &\leq 0,80 \cdot f_y \\ f_{c,s} &\leq 0,60 \cdot f'_c \end{aligned}$$

onde:

$f_{s,s}$ é a tensão limite do aço em serviço;

f_y é a tensão de escoamento do aço;

$f_{c,s}$ é a tensão limite do concreto em serviço; e

f'_c é a resistência à compressão do concreto.

A partir das relações introduzidas anteriormente, é possível prosseguir com o método. Para isso, será usada como base uma seção retangular. Será descrita a distribuição de tensões na seção transversal considerada para os cálculos seguinte (Figura 17).

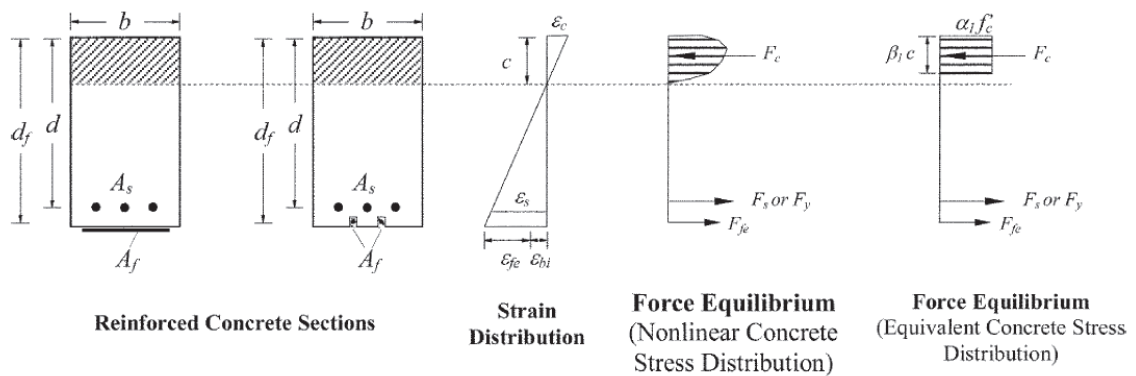


Figura 17: Distribuição das tensões na seção transversal (ACI 440.2R-17).

É possível determinar a tensão no aço em uma seção a partir da relação abaixo, deduzida a partir da compatibilidade de deformações, e a tensão considerando-se a curva elástica de tensão deformação do aço.

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

onde:

ε_s é a deformação no aço;

ε_{fe} é a deformação no PRF;

ε_{bi} é a deformação inicial no substrato;

d é a posição da armadura;

c é a posição da linha neutra; e

d_f é a posição do reforço.

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$$

onde:

f_s é a tensão no aço;

E_s é o módulo de elasticidade do aço;

ε_s é a deformação no aço; e

f_y é a tensão limite do aço.

Por fim, com as tensões definidas para o valor da posição da linha neutra c assumido, é possível analisar o equilíbrio na seção, como indicado abaixo.

$$\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b \cdot c = A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}$$

onde:

α_1 e β_1 são parâmetros que consideram uma distribuição retangular de tensões, equivalente à distribuição não linear;

f'_c é a resistência à compressão do concreto;

b é a largura da seção;

c é a posição da linha neutra;

A_s é a área de aço na seção transversal;

f_s é a tensão no aço;

A_f é a área de PRF na seção transversal; e

f_{fe} é a tensão no PRF.

Sendo assim, é possível recalcular o valor de c e compará-lo com o valor assumido, prosseguindo com as iterações até os valores estarem suficientemente próximos. A partir do valor estabelecido de c é possível determinar a resistência da seção transversal através do cálculo do momento resistente, como mostra a relação abaixo.

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right)$$

onde:

M_n é o momento resistente da seção transversal;

A_s é a área de aço na seção transversal;

f_s é a tensão na seção transversal;

d é a posição da armadura na seção transversal;

β_1 é um coeficiente que considera uma distribuição retangular de tensões, equivalente à não linear;

c é a posição da linha neutra;

ψ_f é o fator de redução de resistência do PRF;

A_f é a área de PRF;

f_{fe} é a tensão no PRF; e

d_f é a posição do PRF.

Por fim, serão analisadas as tensões desenvolvidas no aço e no PRF para os carregamentos em serviço. Nas equações abaixo, a tensão desenvolvida no aço e no PRF são calculadas.

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} \cdot A_f \cdot E_f \cdot \left(d_f - \frac{kd}{3} \right) \right] \cdot (d - kd) \cdot E_s}{\left[A_s \cdot E_s \cdot \left(d - \frac{kd}{3} \right) \cdot (d - kd) + A_f \cdot E_f \cdot \left(d_f - \frac{kd}{3} \right) \cdot (d_f - kd) \right]}$$

onde:

$f_{s,s}$ é a tensão no aço em serviço;

M_s é o momento devido às cargas permanentes e a parte da carga móvel somados ao momento induzido na fadiga pelo carregamento cíclico;

ε_{bi} é a deformação no substrato de concreto no momento de instalação do PRF;

A_f é a área da seção de PRF;

E_f é o módulo de elasticidade do PRF;

d_f é a posição do PRF;

kd é a posição da linha neutra em serviço;

d é a posição das armaduras;

E_s é o módulo de elasticidade do aço; e

A_s é a área da seção transversal do aço.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \cdot \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \cdot \frac{d_f - kd}{d - kd} - \varepsilon_{bi} \cdot E_f$$

onde:

$f_{f,s}$ é a tensão no FRP em serviço;

$f_{s,s}$ é a tensão no aço em serviço;

E_f é o módulo de elasticidade do PRF;

E_s é o módulo de elasticidade do aço;

d_f é a posição do PRF;

kd é a posição da linha neutra com o reforço; e

ε_{bi} é a deformação no substrato de concreto no momento de instalação do PRF.

2.6.2.4.2. Reforço com PRF em Estruturas de Concreto Protendido

A metodologia considerada pela ACI para o cálculo do reforço em uma estrutura de concreto protendido é semelhante à considerada para o concreto armado. Porém, inicialmente deve-se considerar algumas hipóteses adicionais para este caso:

- a) A compatibilidade de deformações pode ser usada para a determinação das deformações no PRF e no aço;
- b) Devem ser avaliados os modos de falhas adicionais devido ao concreto protendido;
- c) Nos casos em que os cabos de protensão não são retilíneos é necessária a verificação ao longo de diversas seções.
- d) A deformação inicial do concreto deve ser calculada e subtraída da deformação efetiva no PRF.

Assim como no caso não protendido, o processo de determinação do reforço através de suas deformações e resistência é iterativo. A deformação no PRF é determinada a partir da análise dos modos de ruptura. A partir de tal análise, é definida a relação abaixo para o caso em que a ruptura é dada no aço protendido.

$$\varepsilon_{fe} = (\varepsilon_{pu} - \varepsilon_{pi}) \cdot \left(\frac{d_f - c}{d_p - c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{pi} = \frac{P_e}{A_p \cdot E_p} + \frac{P_e}{A_c \cdot E_c} \cdot \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right)$$

onde:

ε_{fe} é a deformação efetiva no PRF na ruptura;

ε_{pu} é um valor de deformação dado como 0,035;

ε_{pi} é a deformação inicial no aço protendido;

d_f é a posição do PRF;

c é a posição da linha neutra;

d_p é a posição do aço protendido;

ε_{bi} é a deformação do substrato de concreto no momento de aplicação do PRF;

ε_{fd} é a deformação de descolamento do PRF;

P_e é a força efetiva de protensão (depois das perdas);

A_p é a área da seção transversal de aço protendido;

E_p é o módulo de elasticidade do aço protendido;

A_c é a área da seção transversal de concreto;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

e é a excentricidade do aço protendido; e

r é o raio de giração da seção.

Adicionalmente, deve ser verificada a deformação no aço protendido para manter uma ductilidade adequada. Para tal, a deformação deve ser de no mínimo 0,013. Para os casos nos quais essa deformação não é alcançada o fator de redução (ϕ) deve ser minorado, como mostram as relações abaixo.

$$\begin{aligned} \phi &= 0,9 \text{ para } \varepsilon_t \geq 0,013 \\ \phi &= 0,65 + \frac{0,25 \cdot (\varepsilon_{ps} - 0,010)}{0,013 - 0,010} \text{ para } 0,010 < \varepsilon_t < 0,013 \\ \phi &= 0,65 \text{ para } \varepsilon_t \leq 0,010 \end{aligned}$$

onde:

ϕ é o fator de redução de resistência;

ε_t é a deformação na tensão limite do aço; e

ε_{ps} é a deformação no aço protendido.

Para a determinação da tensão e da deformação no PRF serão usadas as mesmas expressões que foram usadas para o concreto armado. Para determinar a deformação desenvolvida na protensão temos a relação seguinte, originada da compatibilidade de deformações:

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{pe} + \frac{P_e}{A_c \cdot E_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \varepsilon_{pnet} \leq 0,035$$

$$\varepsilon_{pnet} = 0,003 \cdot \left(\frac{d_p - c}{c} \right), \text{ para ruptura no concreto}$$

$$\varepsilon_{pnet} = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d_p - c}{d_f - c} \right), \text{ para ruptura ou descolamento do PRF}$$

onde:

ε_{ps} é a deformação no aço protendido;

ε_{pe} é a deformação efetiva no aço protendido (depois das perdas);

P_e é a força efetiva de protensão (depois das perdas);

A_c é a área da seção transversal de concreto;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

e é a excentricidade do aço protendido;

r é o raio de giração da seção;

ε_{pnet} é a deformação no aço protendido no estado limite último depois de descontar a força de protensão (excluindo as deformações devidas à força efetiva de protensão após as perdas);

d_p é a posição do aço protendido;

c é a posição da linha neutra;

ε_{fe} é a deformação efetiva no PRF na ruptura;

ε_{bi} é a deformação do substrato de concreto no momento de aplicação do PRF; e

d_f é posição do PRF.

As tensões desenvolvidas no aço protendido são calculadas usando as propriedades do material. Para isso, são indicadas relações usadas para cordoalhas de 7 fios e baixa relaxação com dois níveis de tensão:

Para o aço de 1725 MPa:

$$f_{ps} = 196500 \cdot \varepsilon_{ps} \text{ para } \varepsilon_{ps} \leq 0,0076$$

$$f_{ps} = 1720 - \frac{0,276}{\varepsilon_{ps} - 0,0064} \text{ para } \varepsilon_{ps} > 0,0076$$

Para o aço de 1860 MPa:

$$f_{ps} = 196500 \cdot \varepsilon_{ps} \text{ para } \varepsilon_{ps} \leq 0,0086$$

$$f_{ps} = 1860 - \frac{0,276}{\varepsilon_{ps} - 0,007} \text{ para } \varepsilon_{ps} > 0,0086$$

onde:

f_{ps} é a tensão no aço protendido; e

ε_{ps} é a deformação no aço protendido.

Determinadas as tensões e deformações nos materiais, é necessário verificar o equilíbrio para a posição da linha neutra (c) adotada. Para isso, temos a seguinte relação:

$$\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b \cdot c = A_p \cdot f_p + A_f \cdot f_{fe}$$

onde:

α_1 e β_1 são parâmetros que consideram uma distribuição retangular de tensões, equivalente à distribuição não linear;

f'_c é a resistência à compressão do concreto;

b é a largura da seção;

c é a posição da linha neutra;

A_p é a área de protensão na seção transversal;

f_p é a tensão na protensão;

A_f é a área de PRF na seção transversal; e

f_{fe} é a tensão no PRF.

Novamente, o processo é iterativo, logo, deve-se prosseguir com as iterações até que a verificação esteja adequada. Posteriormente, para o momento resistente na seção:

$$M_n = A_p \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right)$$

onde:

M_n é o momento resistente;

A_p é a área da seção do aço protendido;

f_{ps} é a tensão no aço protendido;

d_p é a posição do aço protendido;

β_1 é um parâmetro que leva em conta a distribuição retangular, equivalente à distribuição não linear;

c é a posição da linha neutra;

ψ_f é o fator de redução de resistência do PRF (0,85 para o caso de flexão);

A_f é a área da seção transversal do PRF;

f_{fe} é a tensão efetiva no PRF; e

d_f é a posição do PRF.

Por fim, devem ser analisadas as tensões e deformações desenvolvidas no ELS. Para tal, temos as relações abaixo:

$$\varepsilon_{ps,s} = \varepsilon_{pe} + \frac{P_e}{A_c \cdot E_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \varepsilon_{pnet,s}$$

$$\varepsilon_{pnet,s} = \frac{M_s \cdot e}{E_c \cdot I_g} \text{ para seções não fissuradas; e}$$

$$\varepsilon_{pnet,s} = \frac{M_{snet} \cdot e}{E_c \cdot I_{cr}} \text{ para seções fissuradas.}$$

onde:

$\varepsilon_{ps,s}$ é deformação do aço protendido em serviço;

ε_{pe} é a deformação efetiva no aço protendido após perdas;

P_e é a força efetiva de protensão após perdas;

A_c é área da seção transversal de concreto;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

e é a excentricidade do aço protendido;

r é o raio de giração da seção;

$\varepsilon_{pnet,s}$ é a deformação no aço protendido no estado limite último depois de descontar a força de protensão (excluindo as deformações devidas à força efetiva de protensão após as perdas);

M_{snet} é o momento da seção em serviço; e

I_{cr} é o momento de inércia da seção fissurada transformada do concreto.

$$f_{f,s} = \left(\frac{E_f}{E_c} \right) \frac{M_s \cdot y_b}{I} - \varepsilon_{bi} \cdot E_f$$

onde:

$f_{f,s}$ é a tensão no PRF em serviço ;

E_f é o módulo de elasticidade do PRF;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

M_s é o momento em serviço na seção;

y_b é a distância entre o centro de massa da seção, negligenciando o reforço, à fibra extrema inferior;

I é o momento de inércia da seção;

ε_{bi} é a deformação do substrato de concreto no momento de aplicação do PRF ; e

E_f é o módulo de elasticidade do PRF.

2.6.3. Segundo a ABNT

Dada a inexistência de uma norma NBR que contemple o projeto de reforços com polímeros reforçados com fibras, serão analisadas apenas as recomendações da ABNT para os fatores sobre os quais ela fez recomendações. Logo, serão analisadas as normas que tratam sobre a determinação dos esforços e sobre a execução e dimensionamento de pontes e viadutos em concreto armado e protendido.

2.6.3.1. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (NBR 6118/2014)

A NBR 6118/2014 apresenta diversos fatores e métodos a considerar no projeto de estruturas de concreto. A partir desta norma será considerada a combinação de carregamentos para o caso do Estado Limite Último (ELU). Ela também define alguns

coeficientes que serão expressos durante o dimensionamento do estudo de caso deste trabalho. É, então, definida a seguinte combinação:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot \left(F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk} \right) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$$

onde:

F_d é o valor de projeto da solicitação;

γ_g é o coeficiente de combinação de ações permanentes;

F_{gk} é a solicitação devido às ações permanentes diretas;

$\gamma_{\varepsilon g}$ é o coeficiente de combinação de ações permanentes aplicado às ações permanentes indiretas;

$F_{\varepsilon gk}$ é a solicitação indireta devido à retração;

F_{q1k} é a solicitação indireta principal;

Ψ_{0j} é o coeficiente para combinação frequente para a solicitação de índice j;

F_{qjk} é a solicitação indireta de índice j;

$\gamma_{\varepsilon q}$ é o coeficiente de combinação de ações permanentes;

$\Psi_{0\varepsilon}$ é o coeficiente para combinação frequente aplicado às ações permanentes indiretas; e

$F_{\varepsilon qk}$ é a solicitação devido à variação de temperatura.

2.6.3.2. Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes viadutos passarelas e outras estruturas (NBR 7188/2013)

A NBR 7188 de 2013 apresenta as características do trem-tipo de cargas móveis e pedestres a considerar no dimensionamento de pontes e viadutos. Sendo assim, para a carga móvel é considerado o trem-tipo TB-450, definido por um veículo de 450 kN com seis rodas e três eixos de carga afastado entre si de 1,5m (ocupando uma área de 18,0 m²), com uma carga distribuída de 5 kN/m² ao redor (Figura 18, sendo $P = 75 \text{ kN}$ e $p = 5 \text{ kN/m}^2$).

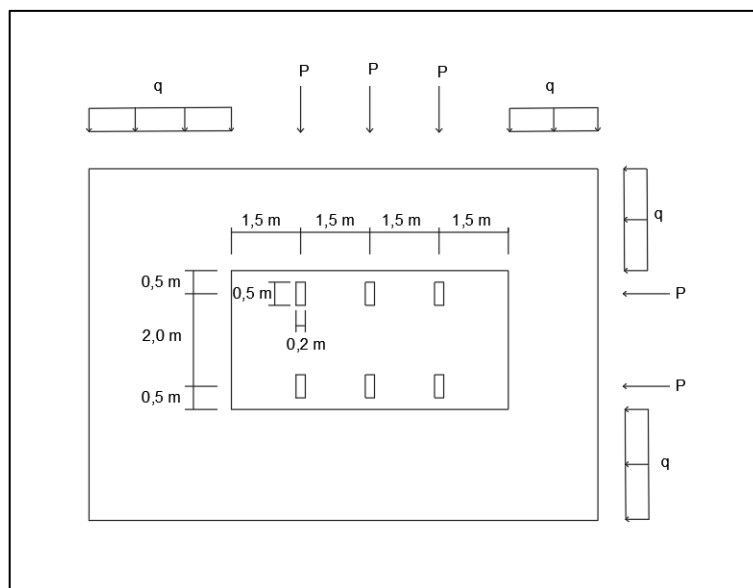


Figura 18: Trem-tipo TB 450.

A partir dessa geometria do trem-tipo, são definidas a carga concentrada ponderada e a carga distribuída ponderada aplicadas no nível do pavimento introduzindo-se o coeficiente de impacto vertical, o coeficiente do número de faixas e o coeficiente de impacto adicional.

$$Q = P \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

$$q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

onde:

Q é a carga ponderada da roda do trem-tipo aplicada no nível do pavimento;

P é a carga da roda do trem-tipo aplicada no nível do pavimento;

q é a carga distribuída ponderada aplicada no nível do pavimento;

p é a carga distribuída aplicada no nível do pavimento;

CIV é o coeficiente de impacto vertical;

CNF é o coeficiente do número de faixas; e

CIA é o coeficiente de impacto adicional.

Sendo assim, faz-se necessário definir os coeficientes de ponderação para determinar as cargas móveis utilizadas no dimensionamento. O primeiro deles, o coeficiente de impacto vertical (CIV) é um coeficiente de majoração dado por:

$$CIV = 1,35$$

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv+50} \right), \text{ para estruturas com vão entre 10,0 m e 200,0 m}$$

onde:

Liv é o vão em metros, sendo o vão:

A média aritmética dos vãos para estruturas isostáticas;

O comprimento do balanço para estruturas em balanço; ou

O comprimento do vão.

Por outro lado, o coeficiente do número de faixas (CNF) é dado por:

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9$$

onde:

n é o número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo (sem considerar acostamento e faixas de tráfego).

Por fim, o coeficiente de impacto adicional (CIA) é introduzido para majorar os esforços nas regiões de juntas e extremidades da obra. É ressaltado que é considerado que todo elemento a 5,0m de uma região de junta deve ser dimensionado considerando este coeficiente.

$$CIA = 1,25, \text{ para obras em concreto ou mistas; e}$$

$$CIA = 1,15, \text{ para obras em aço.}$$

3. Estudo de Caso

O objeto de estudo deste trabalho é o viaduto T5 sobre a Marginal Pinheiros em São Paulo, próximo à Ponte do Jaguaré, como ilustra a Figura 19. Este viaduto é de grande importância para a cidade de São Paulo por estar situado em uma via de grande tráfego, sendo que apresenta 5 faixas de rolamento, 3,5 metros de largura e 495 metros de comprimento em planta. Ele realiza a passagem sobre a linha de trens 9 Esmeralda da Companhia Paulista de Trens Metropolitanos (CPTM) e permite a conexão com outras duas importantes vias: a Marginal do Rio Tietê e a Rodovia Presidente Castello Branco. Sendo assim, dada sua função e localização, pode-se dizer que ele se encontra em uma situação delicada para intervenções e sua interdição geraria importante impacto para a cidade.

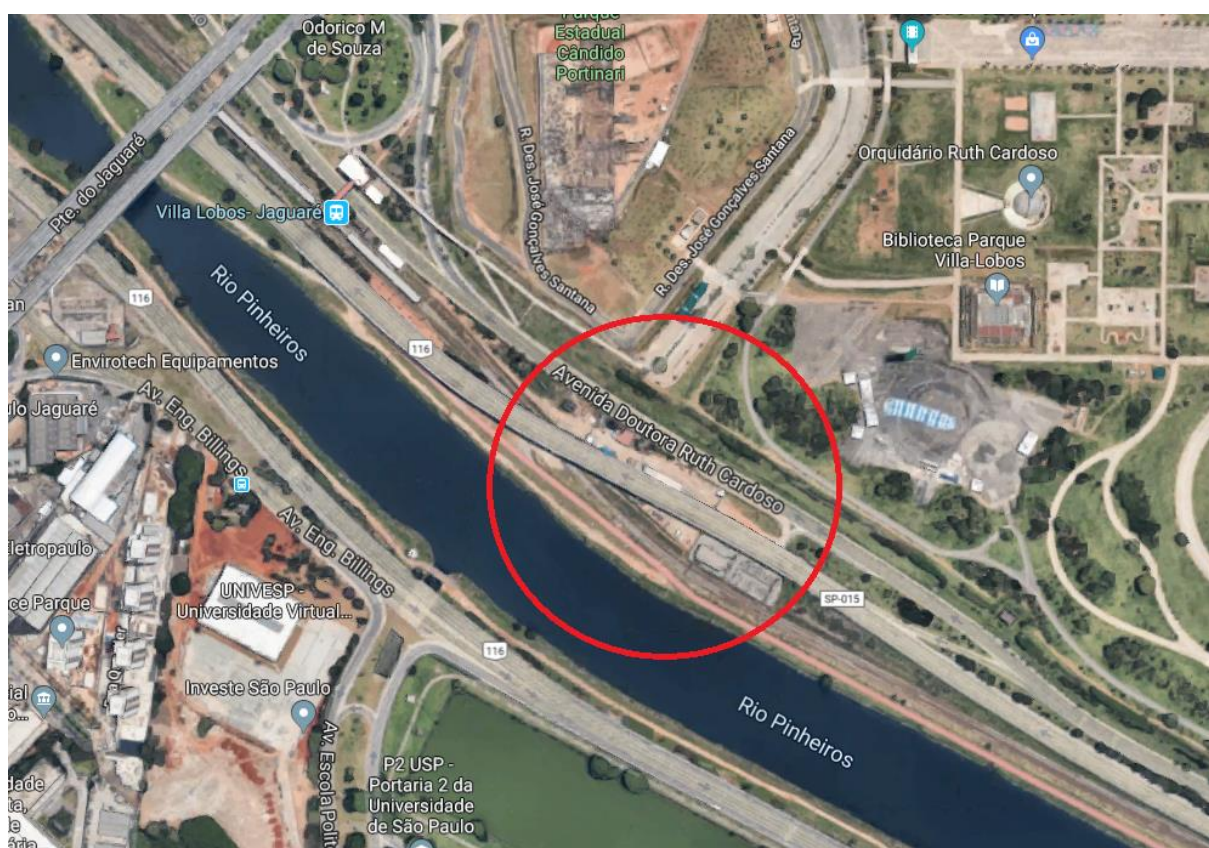


Figura 19: Foto de Satélite da localização do viaduto (Google Maps).

Na madrugada do dia 15 de novembro de 2018, devido a motivos que serão melhor investigados ao decorrer deste trabalho, ocorreu nele uma falha que causou um movimento descendente de 2 m do seu tabuleiro. Dado o horário do ocorrido, o tráfego era baixo e a ruptura não ocorreu com muitos veículos sobre ele.

A ruptura ocorrida causou e evidenciou uma série de problemas com o viaduto. Na solução de um deles, a ruptura em uma das seções, foi executado um reforço com fibras de carbono pela equipe responsável pela recuperação do viaduto. Sendo assim, esse trecho reforçado será o ponto central de análise deste estudo de caso.

3.1. Caracterização Geométrica

O viaduto T5 é uma estrutura que apresenta 492 m de comprimento, com 5 faixas de rolamento em mão única e os vãos entre cada pilar variam entre 44,86 m e 62,98 m. A diferença de altura dos pilares varia ao longo de seu comprimento e é máxima entre o pilar 1 e o pilar 7 com 4,95 m de diferença. Além disso, há juntas nos encontros (pilares 1 e 11) e nos pilares 5 e 9.

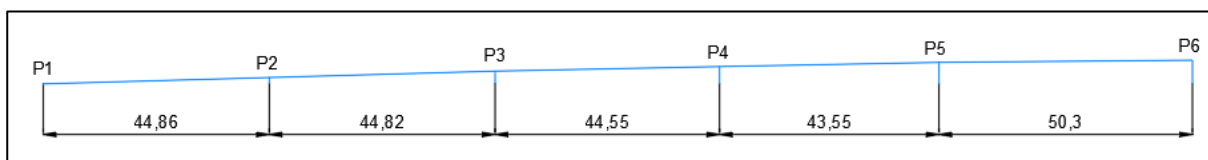


Figura 20: Modelo longitudinal do viaduto, pilares 1 a 6 (medidas em metros).

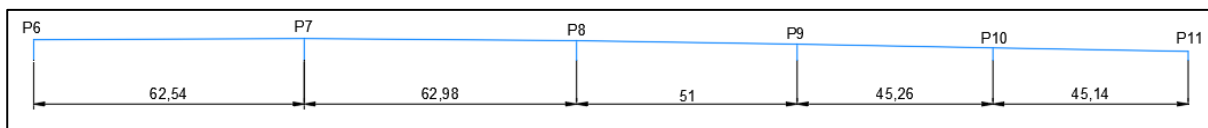


Figura 21: Modelo longitudinal do viaduto, pilares 6 a 11 (medidas em metros).

Com relação à seção transversal, a seção tipo do viaduto apresenta 20,79 m de largura e 2,5 m de altura, contando com 3 longarinas em uma seção caixão.

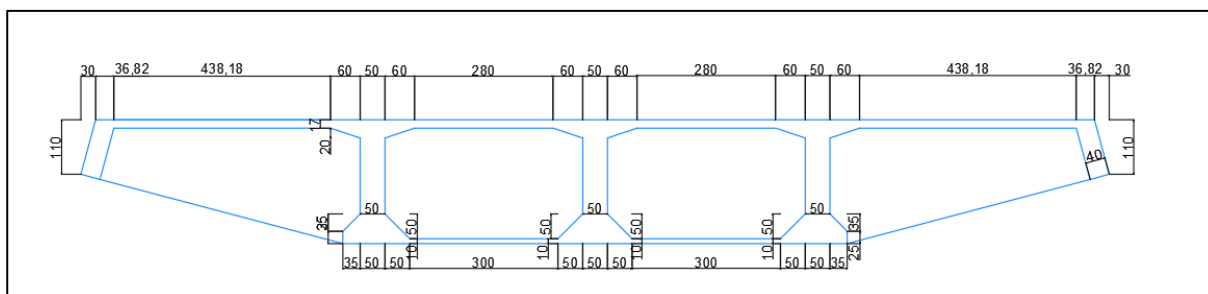


Figura 22: Seção transversal tipo do viaduto (medidas em cm).

Para o traçado em planta, observa-se que o viaduto apresenta uma curvatura, o que também gera uma superelevação nelas, fazendo com que a seção apresente rotação em torno do seu eixo ao longo do comprimento.

3.2. Caracterização da Ruptura

Este tópico tem como objetivo analisar como e porquê a falha estrutural ocorreu, assim como quais foram as medidas tomadas. Vale ressaltar que o objetivo geral deste trabalho é de avaliar uma tecnologia específica de reforço (reforço com polímeros reforçados com fibras de carbono), logo, não será feita uma análise aprofundada das outras tecnologias empregadas - estas serão apenas descritas.

Como ressaltado pelos engenheiros responsáveis pela recuperação do viaduto, nem sempre é possível afirmar com alto grau de certeza qual ou quais os motivos responsáveis pela ocorrência de uma falha. Sendo assim, foram exploradas diversas hipóteses e, posteriormente, foram tomadas medidas para garantir a capacidade de suporte da estrutura.

3.2.1. Hipóteses feitas pela equipe de recuperação

As análises que se seguem estão baseadas nos documentos que foram fornecidos e elaborados pela EGT Engenharia para registrar e descrever o trabalho feito. Tais documentos permitiram que este estudo de caso fosse possível, uma vez que, dado que a obra de reparo e reforço já estava em um estágio avançado ao início deste trabalho, não foi possível realizar visitas ou fotografar o viaduto nas condições da ruptura.

3.2.1.1. Corrosão das Armaduras

A hipótese de corrosão das armaduras foi uma das primeiras feitas pela equipe. As transversinas de apoio sobre o pilar P9, onde ocorreu o acidente, estão em uma região de junta, sendo assim era provável que o contato com a água nesta região pudesse ser responsável pela corrosão da armadura. Porém, como mostram as imagens a seguir, a armadura se apresentava em boas condições.

A close-up photograph of a concrete structure, likely a bridge deck or wall, showing significant damage. A large, jagged crack runs vertically through the concrete, exposing the internal rebar. The concrete surface is heavily stained with dark, irregular patches, possibly from oil or water. A blue object, possibly a bucket or container, is visible in the lower right corner.

Figura 255: Transversina rompida (EGT Engenharia).

3.2.1.2. Escorregamento da transversina sobre o aparelho de apoio

Outra hipótese levantada é a de que o encurtamento de retração e fluência somado com os efeitos da variação de temperatura foi responsável pelo escorregamento da transversina do aparelho de apoio. A análise inicial feita pela equipe mostrava que essa hipótese não podia ser desconsiderada, mas que era improvável. Somado a isso, a montagem indicava uma excentricidade de 5 cm no sentido oposto, diminuindo a chance desse efeito ter sido significativo. Como mostram as imagens a seguir, na realidade a transversina ficou presa ao pilar mesmo após a falha.



Figura 1626: Pilar e transversina após o colapso (EGT Engenharia).

3.2.1.4. Excesso de Protensão

Na época de construção do viaduto a norma vigente era a NB116. Ela previa protensão completa para esse tipo de obra. Sendo assim, o excesso de protensão relacionado com o encurtamento total poderia ser o responsável. Porém, como discutido antes, esse encurtamento estava dentro do aceitável e não foi considerado como um efeito relevante.

3.2.1.5. Esmagamento do concreto na transversina

Prosseguindo com as análises, a equipe de recuperação analisou o modelo de cálculo usado e, junto com a observação, fez a hipótese de que o concreto da transversina tenha se esgotado à compressão. Dado que os aparelhos de apoio eram antigos, caso eles tenham deixado de permitir o deslizamento, uma força horizontal alta o suficiente poderia ter causado o esmagamento da região inferior da transversina a meia altura. Os cálculos feitos mostraram que era necessária uma força de 250 tf para tal e, então, essa hipótese perdeu força (o valor necessário foi considerado muito alto).



Figura 19: Detalhe da transversina rompida (EGT Engenharia).

3.2.1.6. Fadiga do concreto à compressão

A partir de cálculos feitos pela equipe seguindo os critérios da NBR 6118, a ordem de grandeza da força necessária para o desgaste do concreto à fadiga era de 200 tf. Sendo assim, parecia ser mais provável que o esmagamento da região da transversina.

3.2.1.7. Defeitos de concretagem

Por fim, foi analisada a possibilidade de defeitos de concretagem terem sido responsáveis pelo acidente. De fato, quando observada a quantidade de armadura presente na região de ruptura, é natural supor que deve ter sido uma área de difícil concretagem, aumentando a chance da ocorrência de defeitos. Sendo assim, regiões de má concretagem podem ter favorecido a ruptura a flexo-compressão, possivelmente com fadiga.

Das intervenções iniciais, foi possível expor partes da estrutura que ainda não tinham sido observadas. No apoio oposto ao rompido, como mostram as figuras abaixo, é possível observar defeitos de concretagem na região do apoio que necessitaram de 7 litros de injeção de concreto para serem preenchidos. Esse efeito pode ter agravado e contribuído para o acidente.

3.2.1.8. Considerações adicionais

Com o avanço da intervenção, foi possível observar mais fatores que podem ter contribuído para o ocorrido. Novamente, no pilar P5, simétrico ao do acidente (P9), com a demolição de parte da estrutura notou-se que os aparelhos de apoio apresentavam uma distorção da ordem de 1x1, o que poderia estar impedindo movimentos horizontais.

Também foi constatado que, em algum momento durante a operação do viaduto, foi realizado um alargamento dos pilares com um anel retangular de 10 cm de espessura ao longo da altura.



Figura 290: Detalhe do aparelho de apoio (EGT Engenharia).

Além disso, foi possível visualizar o cobrimento insuficiente e a corrosão da armadura sobre o apoio no pilar P5.



Figura 301: Corrosão da armadura na região do apoio (EGT Engenharia).

3.2.1.9. Diagnóstico Final da Equipe

As análises feitas anteriormente foram consideradas suficientes. Sendo assim, a equipe definiu seu diagnóstico final como a sobreposição de 3 fatores: atrito crescente nos apoios, esmagamento do concreto à compressão (talvez com fadiga) e defeitos de concretagem.

3.3. Procedimento adotado

Após a ruptura, diversas medidas precisaram ser tomadas para prevenir que o dano aumentasse ou qualquer outra consequência severa pudesse ocorrer. Dessa forma, foram tomadas algumas medidas de caráter emergencial e outras com a finalidade de permitir as intervenções para a recuperação da estrutura.

Em um primeiro momento, os vãos da região afetada pela ruptura foram escorados para evitar que a situação se tornasse mais grave. A partir dessa nova configuração, foi iniciado o processo de macaqueamento da estrutura. Para que isso fosse possível, foi feita uma estrutura de reação como a descrita abaixo - foi usado um bloco de reação com estacas raiz.

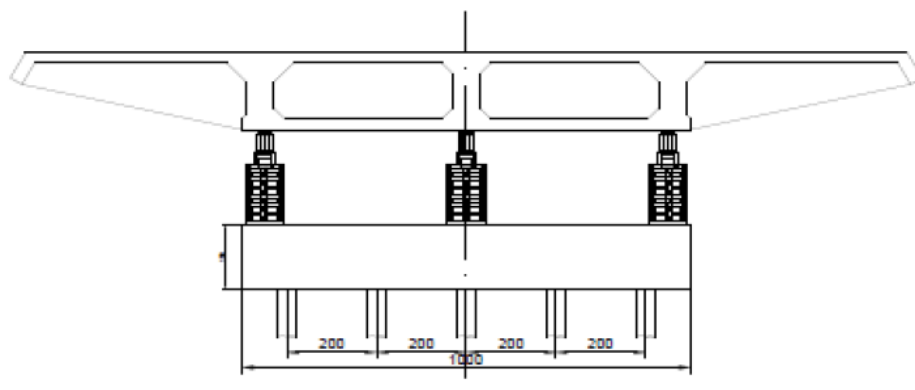


Figura 312: Seção do sistema de macaqueamento da estrutura (EGT Engenharia).

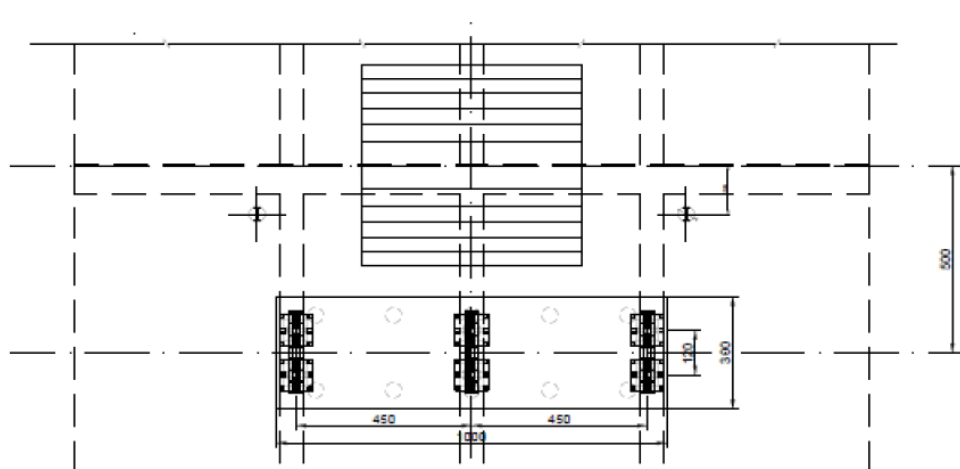


Figura 323: Vista em planta da estrutura para macaqueamento (EGT Engenharia).

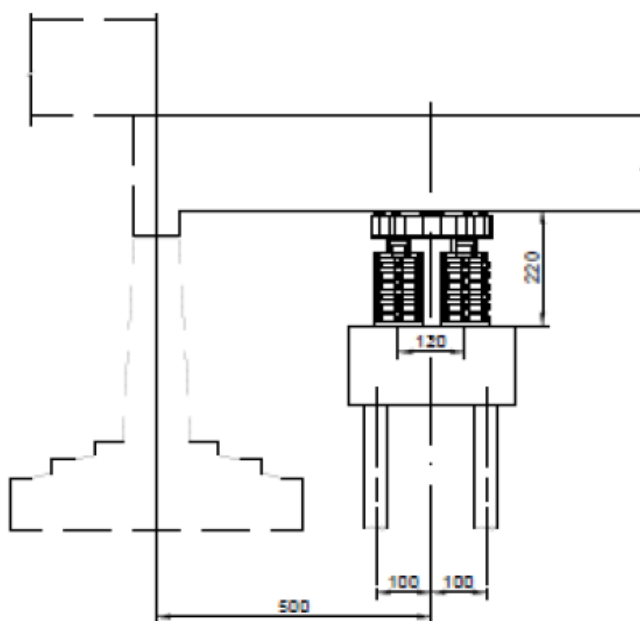


Figura 334: Detalhe da estrutura de macaqueamento (EGT Engenharia).



Figura 345: Foto da estrutura de macaqueamento (EGT Engenharia).

Com o término do macaqueamento a equipe mediu uma abertura na junta do pilar P9 de 2 cm e no pilar P5 (simétrico) de 14 cm.

Posteriormente, foi executada a recuperação da transversina e a troca dos aparelhos de apoio. Como já ressaltado anteriormente, essa região da transversina tem grande densidade de armaduras devido à fretagem e, além disso, tem espessura relativamente pequena. Logo, é uma região que precisa de cuidado especial na concretagem. A concretagem foi realizada em 3 fases com aditivos retardadores de pega e superplastificantes.



Figura 35: Foto da recomposição da transversina (EGT Engenharia).



Figura 36: Transversina restaurada (EGT Engenharia).

Por fim, é possível observar mais um problema que ocorreu na estrutura. Em uma seção do vão houve fissuração na laje superior da viga e esmagamento da laje de fundo. Sendo assim, foi necessário prever reforço e recuperação dessa seção danificada. Vale ressaltar que esse reforço feito será melhor analisado, pois será proposto um dimensionamento para ele neste trabalho.



Figura 37: Fissura na laje superior do tabuleiro (EGT Engenharia).



Figura 38: Rompimento na laje inferior da seção (EGT Engenharia).

A fissura na parte superior da laje superior era de aproximadamente 5 mm e alcançava o pavimento. Por sua vez, a laje inferior foi rompida por compressão na seção logo após a ancoragem dos cabos negativos. Como nessa região os cabos já estavam a meia altura, havia pouca armadura negativa e a laje de fundo era pouco espessa, essa região tinha um baixo momento resistente, estando mais suscetível à ruína.

Para a seção danificada foram previstos reforços com lâminas poliméricas reforçadas com fibras de carbono de espessura 1,2 mm para a laje superior (faces inferior e superior) e para a laje inferior (face superior).



Figura 39: Preparação do substrato para aplicação do reforço com PRFC (EGT Engenharia).

3.3.1. Detalhamento da solução com reforços de PRFC

Tendo em vista o que foi discutido sobre o trabalho realizado pela equipe de engenharia, é importante detalhar quais foram os resultados para os reforços com PRFC. Para tal, foram fornecidos desenhos do projeto de reforço com fibras de carbono.

Como mencionado anteriormente, o reforço com PRFC foi feito com lâminas de 1,2 mm dispostas nas faces superior e inferior da laje superior do tabuleiro e na face superior da laje inferior.

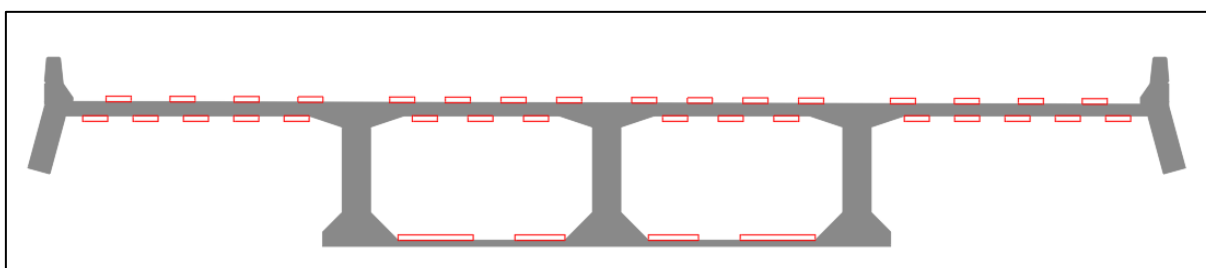


Figura 40: Esquema do reforço de PRFC proposto pela EGT Engenharia.

Para todas as faces reforçadas foram propostas lâminas de diferentes larguras, como é possível observar nas Figura 41, Figura 42 e Figura 43. Para o reforço aderido à face superior da laje superior foram propostas 16 lâminas com 45 cm de largura e 10 m de comprimento (com 86,4 cm² no total). Para a face inferior da laje superior foram propostas também 16 lâminas com 45 cm de largura e 5 m de comprimento, mas com espaçamentos diferentes, dada a geometria da seção (também com 86,4 cm²). Por fim, para a face superior da laje inferior do tabuleiro foram propostas 2 lâminas com 135 cm de largura e outras 2 lâminas com 90 cm de largura, sendo as 4 com 15 m de comprimento (com 54 cm²).

Sendo assim, é possível notar que há uma sobreposição das camadas em alguns trechos com diminuição do número de camadas quando em uma posição afastada do centro delas. Além disso, foi proposto um reforço maior na laje superior, já que na seção de interesse as tensões normais de tração devidas ao momento são nessa laje.

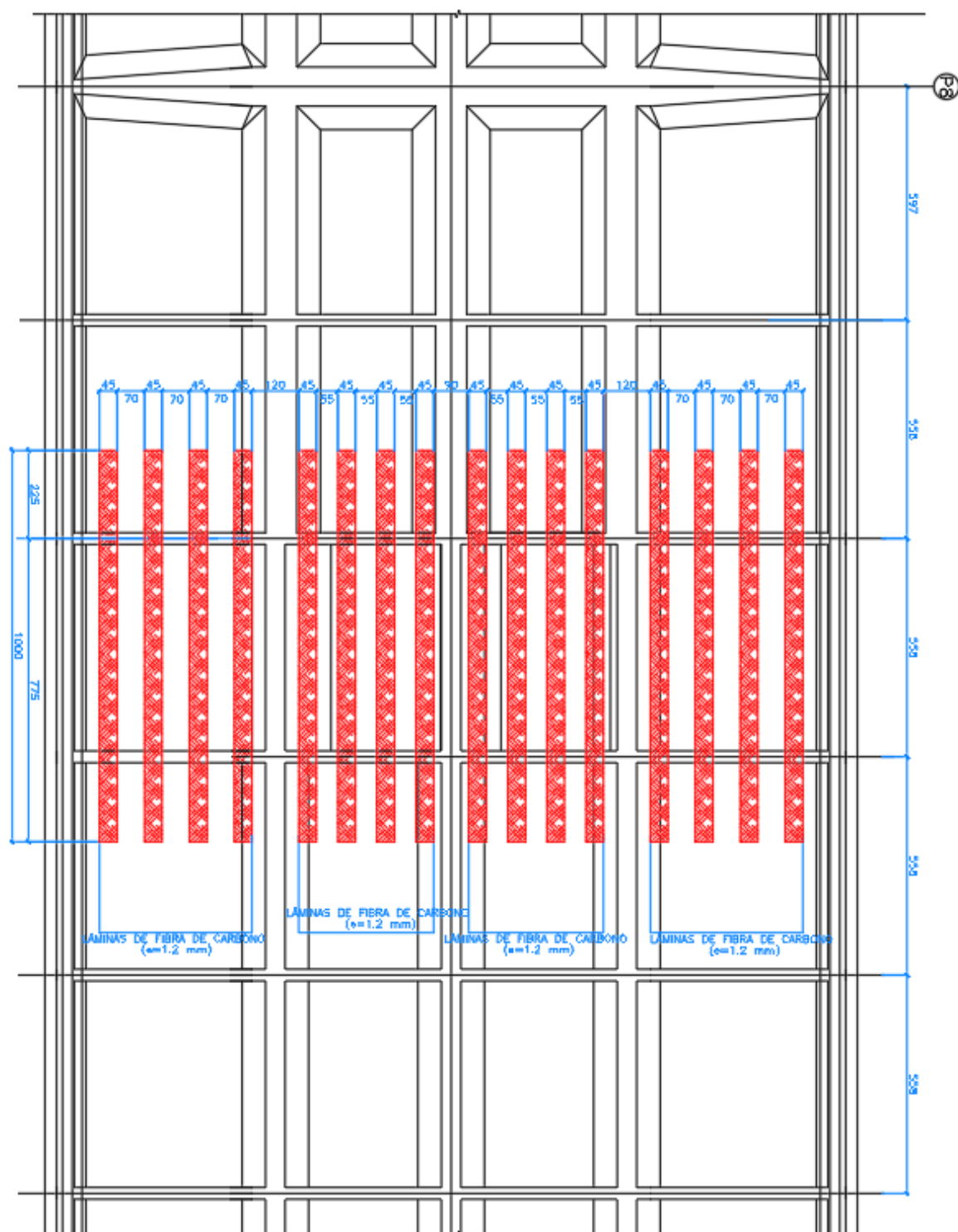


Figura 41: Reforço com PRFC na face superior da laje superior do tabuleiro (EGT Engenharia).

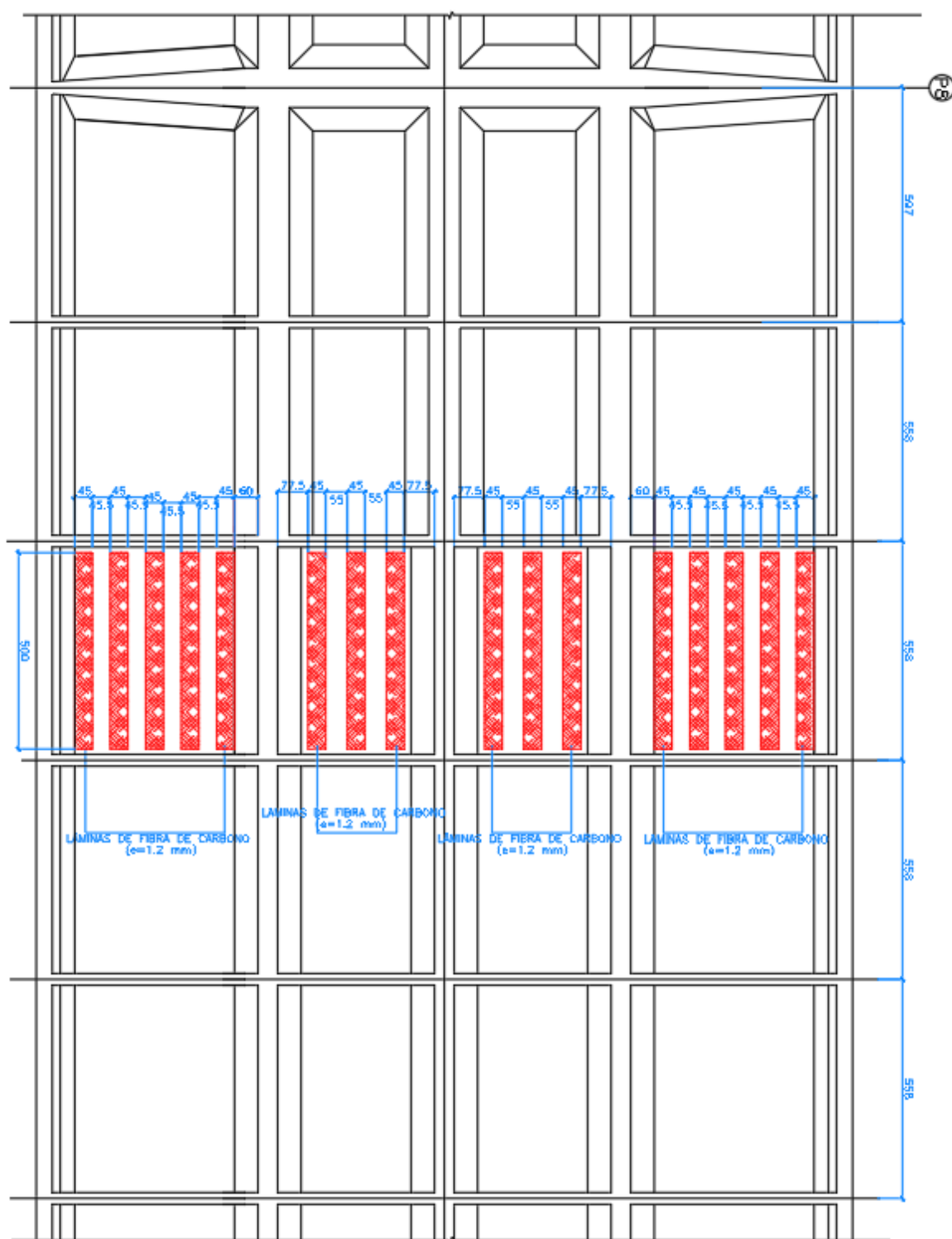


Figura 42: Reforço com PRFC na face inferior da laje superior do tabuleiro (EGT Engenharia).

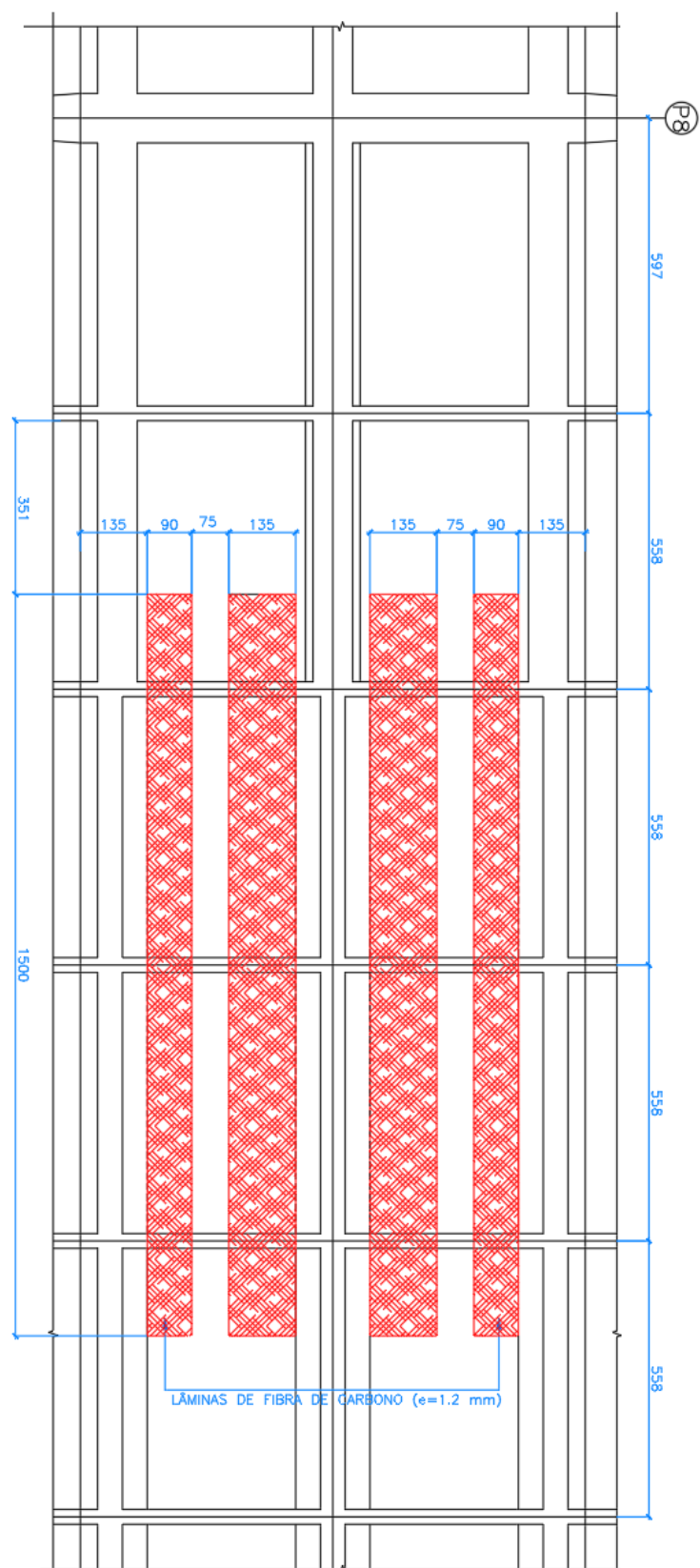


Figura 43: Reforço com PRFC na face superior da laje inferior do tabuleiro (EGT Engenharia).

3.4. Proposição de dimensionamento para o reforço na seção

Como descrito anteriormente, um dos objetivos deste trabalho é propor um dimensionamento para o reforço com fibras de carbono análogo ao proposto pela equipe responsável pela reconstituição do viaduto T5.

Sendo assim, em primeiro lugar é necessário estabelecer com maior precisão a região de interesse, ou seja, aquele em que ocorreu a falha. Com o deslocamento vertical do tabuleiro no apoio do pilar 9, a falha da seção com rompimento completo do concreto na laje inferior e fissuração na laje superior se deu na região compreendida de cerca de 9 m a 20 m do pilar 8.

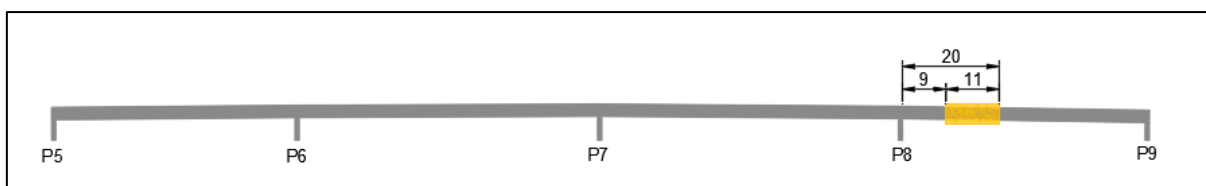


Figura 44: Região de interesse para o dimensionamento do reforço.

Posteriormente, também é necessário determinar quais serão os modelos utilizados para prever o comportamento e os esforços e, posteriormente, adotar um método para o dimensionamento.

3.4.1. Modelos considerados

Como será descrito no item 3.4.4, para que o dimensionamento seja possível, é necessário determinar os esforços solicitantes na seção de interesse. Como foi descrito anteriormente, diante do movimento vertical do tabuleiro houve uma elevação no nível de tensão em uma seção próxima ao pilar 8, causando ruptura na seção. Para obter o momento solicitante é necessário considerar os carregamentos permanentes e variáveis, além de sua combinação.

Adicionalmente, vale ressaltar que a seção a ser analisada será aquela onde ocorreu a ruptura e que não é previsto que esta seja a seção mais solicitada. Entretanto, como foi nela que a ruptura ocorreu e houve necessidade de reconstituir a seção, pode ser possível que a resistência real nessa região esteja abaixo do esperado.

3.4.1.1. Carregamento considerado

Para os carregamentos a considerar será usada a NBR 7188, como descrito no item 2.6.3.2, além da NBR 6118. Para melhor organização o cálculo das cargas consideradas será dividido em cargas permanentes, cargas móveis e combinação de cargas.

3.4.1.1.1. Cargas permanentes

Para as cargas permanentes será considerada a carga de peso próprio da estrutura simplificada com a seção transversal tipo. Além disso, serão considerados os guarda corpos nas duas extremidades e o peso da pavimentação.

Com relação ao peso próprio devido ao concreto e o aço foi considerado um peso específico de 25 kN/m³. Para a seção tipo descrita a área calculada é de 9,7 m², logo:

$$p_e = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 9,7 m^2 = 242,5 kN/m$$

Para o guarda rodas foi considerado também um peso específico de 25 kN/m³, mas com uma área de 0,62 m² a partir da seguinte geometria apresentada pelo projeto original:

$$p_{gc} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,62 m^2 = 15,5 kN/m$$

Por fim, para o pavimento foi considerada uma espessura de 8 cm, como indicado no projeto original, totalizando uma área de 1,06 m² na seção tipo com um peso específico de 22 kN/m³.

$$p_p = 22 \frac{kN}{m^3} \cdot 1,06 m^2 = 23,3 kN/m$$

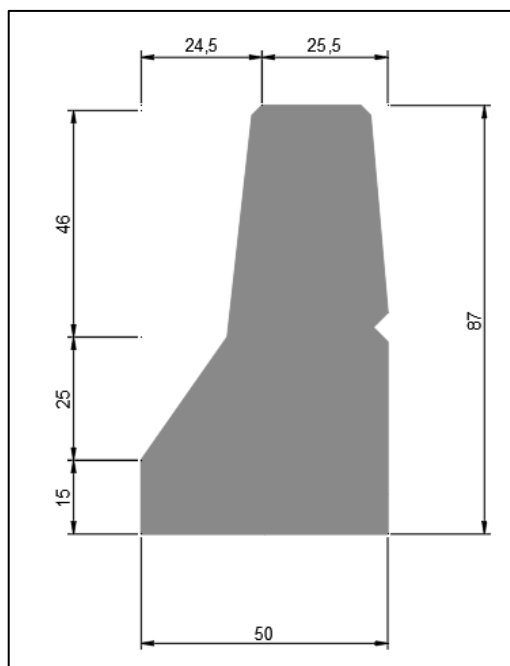


Figura 45: Geometria do guarda rodas.

Sendo assim, para as cargas permanentes será considerada uma carga linear aplicada longitudinalmente na estrutura com um valor total característico de:

$$p_k = p_e + p_{gc} + p_p = 242,5 + 15,5 + 23,3 = 281,3 \text{ kN/m}$$

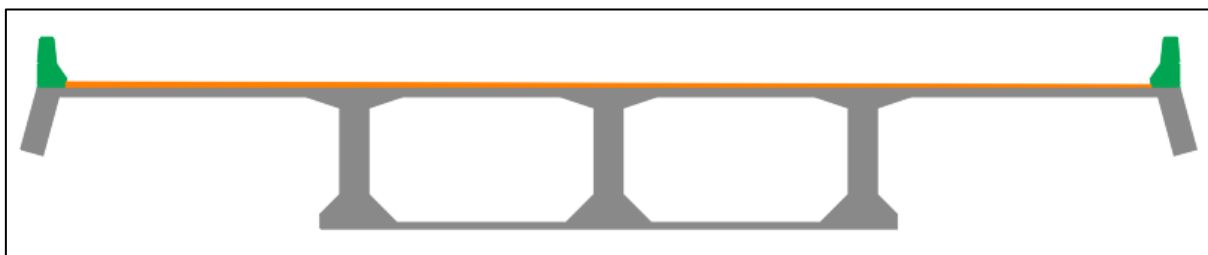


Figura 46: Ilustração da seção tipo com pavimento e guarda rodas.

3.4.1.1.2. Cargas variáveis

Para as cargas variáveis serão consideradas aquelas do tráfego de veículos usando o trem-tipo descrito no item 2.6.3.2, o TB-450. Sendo assim, será considerado o seguinte carregamento na seção transversal:

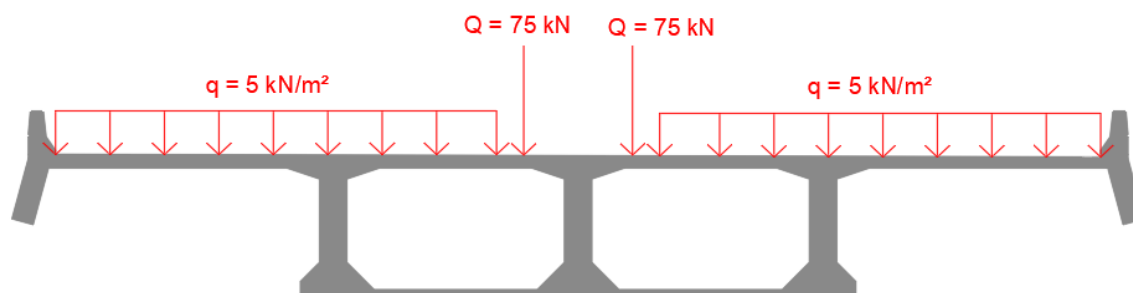


Figura 47: Carga variável na seção transversal.

Sendo assim, a carga variável distribuída longitudinalmente é dada por:

$$q_{l1} = 5 \frac{kN}{m^2} \cdot 16,2 m = 81 \frac{kN}{m}$$

$$q_{l2} = 5 \frac{kN}{m^2} \cdot 19,2 m = 96 \frac{kN}{m}$$

$$Q_l = 2 \cdot 75 kN = 150 kN$$

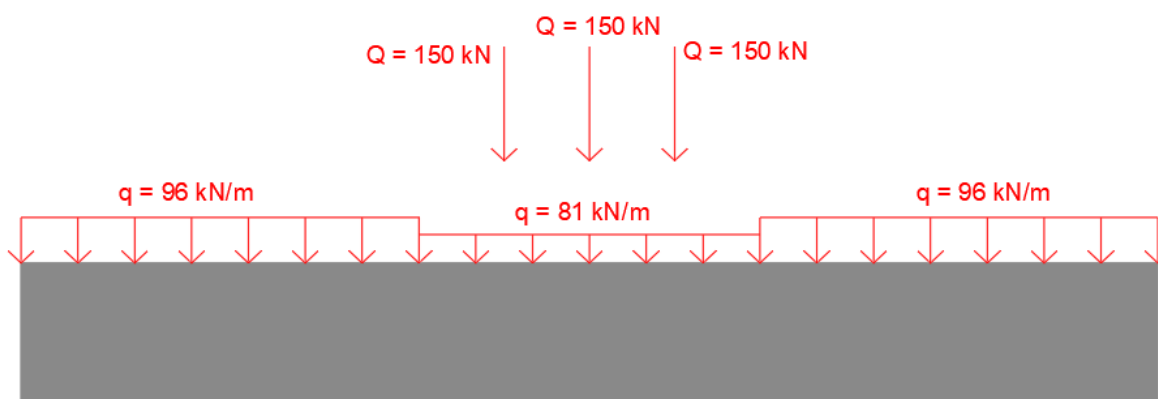


Figura 48: Carga variável aplicada longitudinalmente.

3.4.1.2. Combinação de cargas

Por fim, definidas as cargas permanentes e variáveis atuantes na estrutura, é necessário definir as combinações de carga a considerar. Para tal, será usada a NBR 6118 que define quais as combinações de cargas a considerar para estruturas em concreto armado e protendido.

Para o caso do Estado Limite Último (ELU), é definida a seguinte solicitação:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot \left(F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk} \right) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$$

Para o cálculo da resultante das solicitações verticais não será considerada a variação de temperatura nem a retração. Vale ressaltar que, para projetos de reforço em que a estrutura já tem idade mais avançada, a estrutura já passou pelo processo de retração e por outros fenômenos que possuem ação mais importante no começo da vida útil da estrutura. Sendo assim, serão tomados os seguintes valores, resultando numa expressão reduzida para o cálculo da solicitação de projeto:

$\gamma_g = 1,4$, para cargas permanentes de pequena variabilidade; e

$\gamma_g = 1,4$, para cargas variáveis gerais.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot F_{q1k}$$

Por fim, é necessário considerar para cargas rodoviárias os coeficientes descritos em 2.6.3.2.

$$q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$, com o médio de 56,7 m no trecho de interesse;

$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9$, com 5 faixas consideradas; e

$CIA = 1,25$.

Sendo assim, os valores calculados são os seguintes para as cargas:

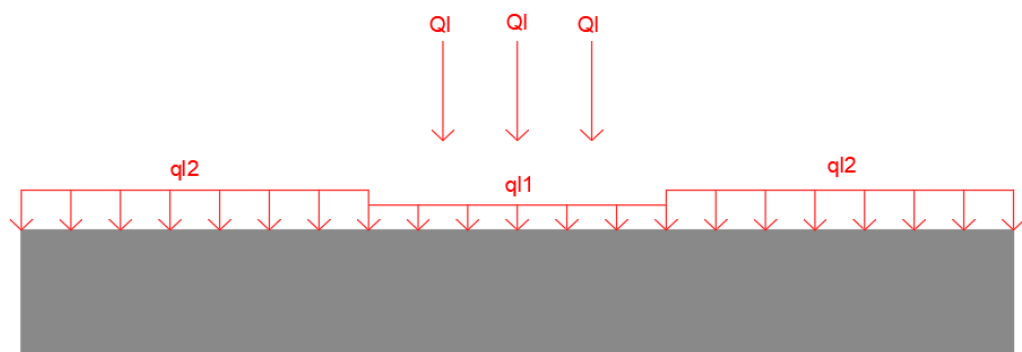


Figura 49: Carregamentos variáveis aplicados longitudinalmente.

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{56,7 + 50} \right) = 1,2$$

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (5 - 2) = 0,85 < 0,9 \Rightarrow CNF = 0,9$$

$$ql1 = 81 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 1,25 = 109,2 \text{ kN/m}$$

$$ql2 = 86 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 1,25 = 129,5 \text{ kN/m}$$

$$Ql = 150 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 1,25 = 202,5 \text{ kN}$$

Resultando em uma combinação final de:

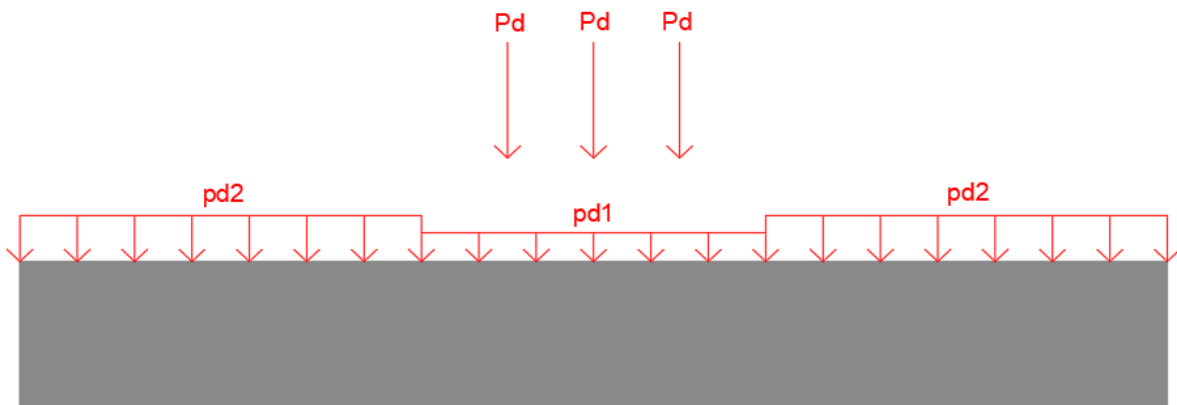


Figura 50: Combinação para o ELU de solicitações aplicadas longitudinalmente.

$$Pd = \gamma_q \cdot F_{q1k} = 1,4 \cdot 202,5 = 283,5 \text{ kN}$$

$$pd1 = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot F_{q1k} = 1,4 \cdot 281,3 + 1,4 \cdot 109,2 = 546,7 \text{ kN/m}$$

$$pd2 = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot F_{q1k} = 1,4 \cdot 281,3 + 1,4 \cdot 129,5 = 575,1 \text{ kN/m}$$

Além disso, para a validação da aplicabilidade do reforço com PRF, uma verificação da resistência inicial da estrutura deve ser feita. Para tal, é descrita a seguinte relação (como indicado no item 2.6.2.1):

$$(\phi R_n)_{estrutura} \geq 1,1 \cdot S_{DL} + 0,75 \cdot S_{LL}$$

Com isso, uma combinação de carga adicional para a estrutura em seu estado inicial deve ser feita:

$$Pd = 1,1 \cdot F_{q1k} = 1,1 \cdot 202,5 = 222,8 \text{ kN}$$

$$pd1 = 1,1 \cdot F_{gk} + 0,75 \cdot F_{q1k} = 1,1 \cdot 281,3 + 0,75 \cdot 109,2 = 391,33 \text{ kN/m}$$

$$pd2 = 1,1 \cdot F_{gk} + 0,75 \cdot F_{q1k} = 1,1 \cdot 281,3 + 0,75 \cdot 129,5 = 406,6 \text{ kN/m}$$

3.4.2. Modelo de barras

Estabelecido o carregamento a ser considerado, é necessário então definir qual será o modelo utilizado para calcular os esforços solicitantes na seção de interesse. Para uma análise inicial, será considerado um modelo simplificado de barras prismáticas tendo como base a seção tipo do viaduto.

Para esse tipo de modelo é importante ressaltar alguns fatores. O primeiro deles é a definição de qual será o software usado para fazer o modelo. A escolha do software deve estar relacionada com três principais fatores: aplicabilidade para o problema em questão, disponibilidade e familiaridade. Para o caso em questão é necessário um software em que seja possível modelar barras prismáticas e condições de apoio convencionais, sem a necessidade de modelar contato, por exemplo. Além disso, deve ser um software acessível para estudantes, dado que este trabalho é um trabalho de conclusão de um curso de graduação. Por fim, o autor deve possuir alguma familiaridade com ele para evitar erros devidos à má utilização. Sendo assim, será o utilizado o FTool em sua versão 4.00.04 Basic (desenvolvido por Luiz Fernando Martha com auxílio da PUC-RIO e da Tecgraf/PUC-RIO).

Um segundo ponto de análise é como será considerada a barra prismática. Como dito anteriormente, será considerada a seção tipo da estrutura e, para simulá-la é necessário obter previamente suas características principais: posição do centro de gravidade, altura, área e momento de inércia.

Tabela 4: Características da seção transversal.

Característica	Valor
Posição do centro de gravidade (em relação à base da seção)	0,96 m
Altura da seção	2,5 m
Área	9,71 m ²
Momento de inércia	4,08 m ⁴

Também é necessário definir a geometria no plano que compreende o corte longitudinal da estrutura. Nesse aspecto, como há juntas sobre os pilares 5 e 9, será simulado como uma viga contínua esse trecho (separado dos demais trechos). Além disso, as diferenças de altura para vão ser tomadas como aquelas que se apresentam nas diferenças de cotas dos aparelhos de apoio da estrutura real.

Outro ponto importante a ser definido diz respeito aos vão e apoios considerados. Na estrutura real o vão propriamente dito se dá entre as extremidades dos apoios. Entretanto, para o modelo de barras o apoio pode ser considerado como um apoio pontual, múltiplos apoios (para representar um apoio com dimensões) ou mesmo um apoio com uma carga distribuída. Como não há interesse em estudar a distribuição de tensões na região do apoio para o dimensionamento do reforço, serão considerados apenas apoios pontuais na linha média dos pilares e vãos entre os pilares como a distância entre as linhas médias deles.

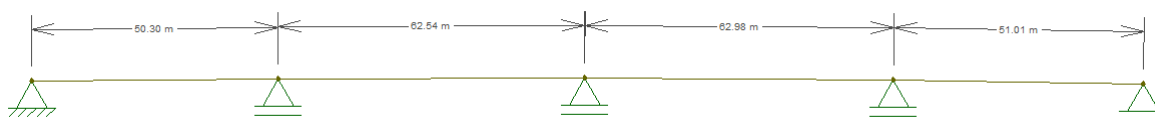


Figura 51: Geometria da estrutura considerada no modelo de barras prismáticas.

Unindo este modelo simplificado com o que foi discutido em 3.4.1.1 sobre os carregamentos, é possível simular o modelo estático para a obtenção dos esforços solicitantes. Relembrando que foram obtidos os esforços para o viaduto no trecho que vai do pilar 5 ao 9.

Para a combinação de cargas do ELU, ilustrada na figuras Figura 52 e Figura 53, foi obtido o diagramas ilustrado nas figuras Figura 54 e Figura 55. Para essa combinação, a envoltória de momentos na seção de interesse indica valores de 9 585,1 kN.m a 69 386,4 kN.m. Logo, como valor de projeto será considerado o maior deles.

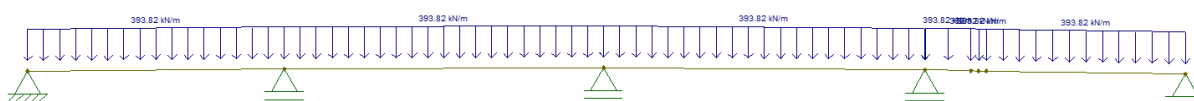


Figura 52: Carregamento no ELU considerado no modelo de barras prismáticas.

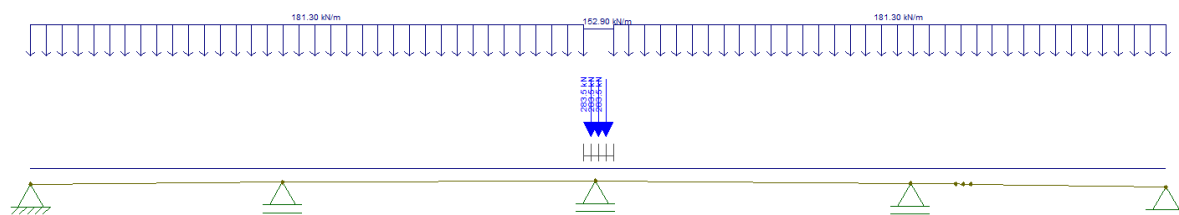


Figura 53: Trem tipo da carga móvel considerado no modelo de barras prismáticas.

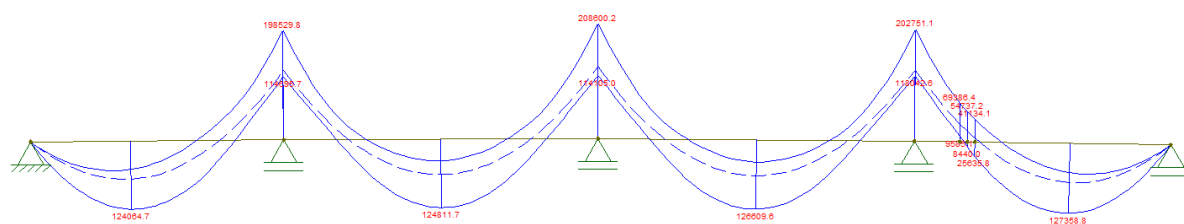


Figura 54: Envoltória de momentos para o ELU no modelo de barras prismáticas.

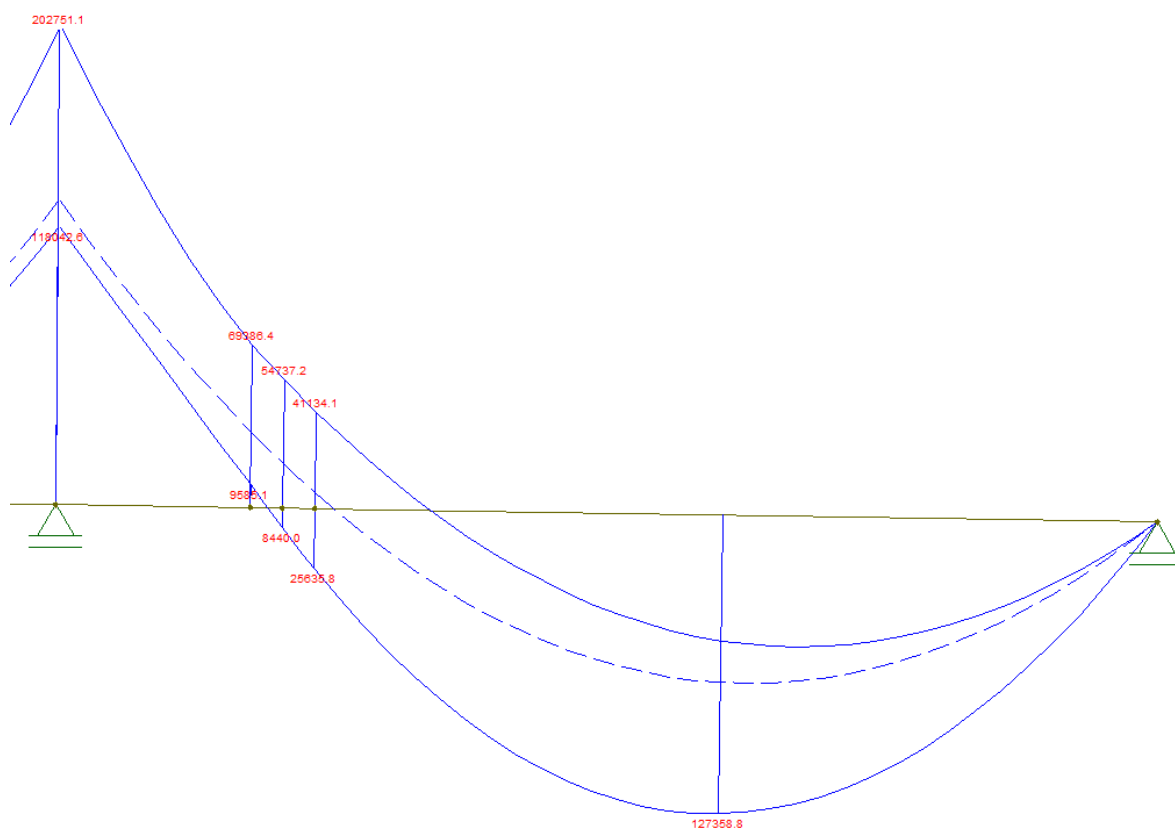


Figura 55: Envoltória de momentos na região de interesse no ELU para o modelo de barras prismáticas.

Para a verificação da resistência inicial da estrutura (carregamento com coeficiente de carga permanente 1,1 e de carga móvel 0,75) foi obtida a envoltória de momentos ilustrada na Figura 56. Com isso, foi obtido uma solicitação de 62 420,4 kN.m.

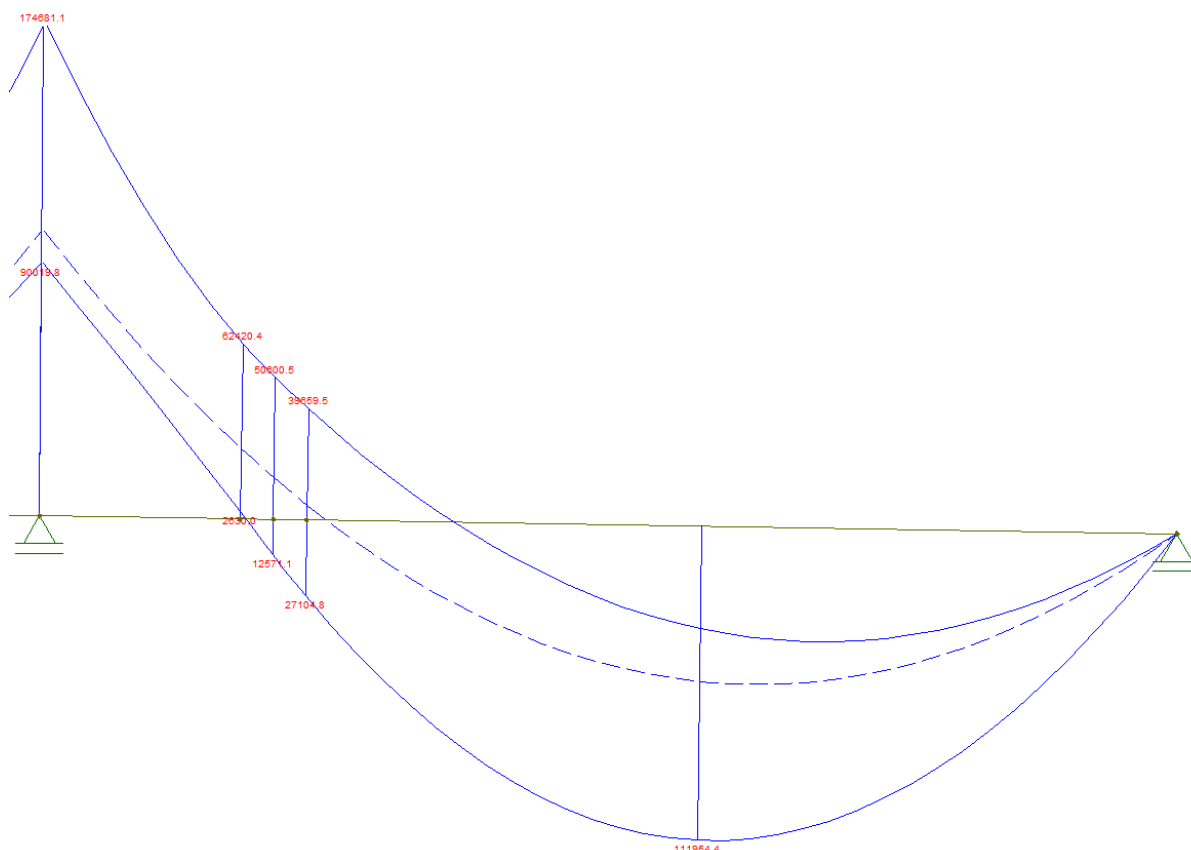


Figura 56: Envoltória de momentos para verificação da aplicabilidade do PRF.

3.4.3. Modelo sólido

Posteriormente, dada a geometria complexa do viaduto, é possível avaliar os resultados obtidos quando da modelagem sólida da estrutura. Em outras palavras, é benéfico construir um modelo que leve em conta essa geometria e no qual seja possível a obtenção direta das tensões na seção de interesse. Esse tipo de análise também permite a comparação e, possivelmente, a validação do modelo de barras prismáticas.

Vale lembrar que, assim como o modelo de barras prismáticas, o modelo sólido tridimensional considera diversas simplificações. Mesmo sendo possível muitas vezes fazer análises mais precisas com esse tipo de modelagem, é sempre importante considerar o impacto dessas considerações.

Uma primeira consideração que pode ser citada é a do comportamento do material. Nesse tipo de modelo seria possível discretizar as armaduras e cabos de protensão no interior do material, mas isso implica em um modelo muito complexo. Sendo assim, é considerado que o material é homogêneo ao longo de todo o corpo da estrutura. Essa simplificação implica no fato de que as tensões vão se distribuir de forma diferente ao longo do material. Como as tensões e deformações são os principais resultados de tal modelo, torna-se necessário reavaliar sua aplicabilidade.

Outro fator a ser considerado é o modelo de cálculo utilizado. No modelo de cálculo proposto os principais dados de entrada obtidos do modelo sólido seriam as deformações e as tensões nas seções transversais. Em primeiro lugar, seria necessário obter os momentos na seção de interesse a partir da distribuição de tensões obtida. Esse processo pode implicar em erros, já que a distribuição de tensões pode não representar bem o comportamento real. Adicionalmente, as deformações ao longo da seção também seriam como aquelas em um material homogêneo e não como um material no qual as tensões de tração estão concentradas no aço, por exemplo.

Os carregamentos também devem ser observados. Dada a natureza volumétrica do carregamento de peso próprio, caso o carregamento permanente fosse considerado como uma carga distribuída na superfície da estrutura teríamos uma distribuição de tensão muito diferente daquela que acontece na realidade, principalmente na superfície do material.

Essas considerações são relevantes quanto à precisão do modelo para a distribuição das tensões e quanto às deformações. Entretanto, é de se esperar que esse modelo permita uma precisão maior do que o modelo de barras prismáticas. Para tal, é necessário não só modelar corretamente a estrutura, como também considerar as fases pelas quais a estrutura passou, como construção, operação, ruptura e reparo. A influência dessas fases é de grande importância para a análise do comportamento estrutural. Dada a complexidade de estruturar tal modelo, não foi possível obtê-lo de maneira satisfatória. Logo, os valores de deformação usados serão aqueles obtidos através da instrumentação do caso real, sendo a fonte mais precisa no âmbito deste trabalho.

3.4.4. Dimensionamento do reforço com PRFC

Para o dimensionamento do reforço com PRFC será considerado o procedimento descrito na revisão bibliográfica deste trabalho. Tal método de dimensionamento envolve um processo iterativo para determinação do momento resistente da seção reforçada e verificação diante do momento da solicitação. Para tal procedimento foi escrito um código na linguagem de programação C# descrito no Anexo A. A partir desta ferramenta foi possível determinar a área necessária de PRFC e, durante este tópico, serão utilizados os dados desta seção calculada como verificação.

Para que seja possível efetuar o dimensionamento é necessário conhecer a geometria e configuração da seção de interesse com relação à protensão. A partir do projeto original da estrutura foi possível obter esses valores. Adicionalmente, será utilizada como geometria simplificada aquela ilustrada na Figura 22, com as suas propriedades descritas na Tabela 4.

A partir da referência utilizada é possível notar que há 8 cabos de 27 cordoalhas com 12,5 mm cada (resultando em uma área total de 2664,9 mm²) para cada longarina, totalizando 24 cabos na seção transversal. Com a posição dos cabos é possível determinar sua excentricidade em relação ao centro de gravidade, assim como a sua posição em relação às faces (necessária no dimensionamento).

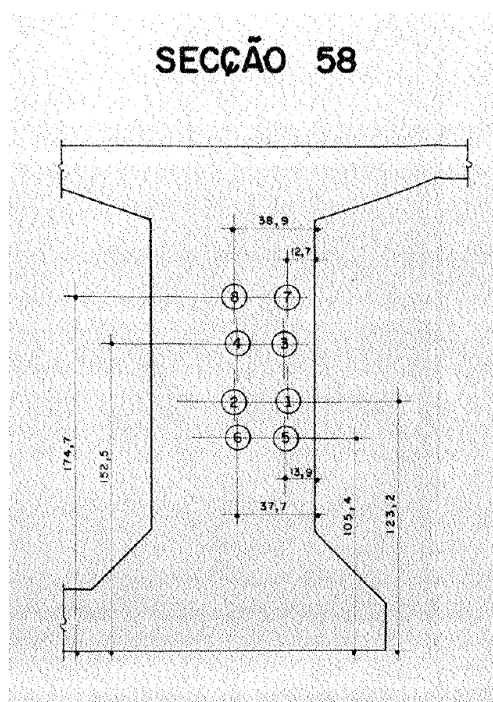


Figura 57: Posição dos cabos de protensão na seção de interesse para as vigas laterais.

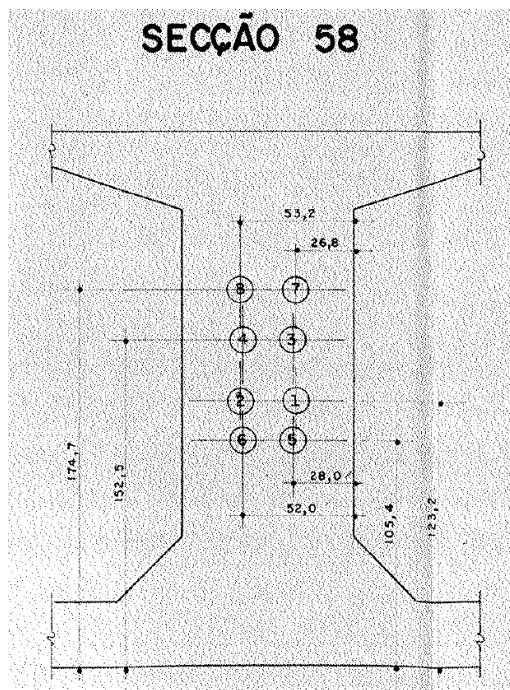


Figura 58: Posição dos cabos de protensão na seção de interesse para a viga central.

Adicionalmente, é necessário determinar a força de protensão que atua nos cabos e, para isso, considerar as perdas de protensão.

Primeiramente, para estimar a força de protensão aplicada nos cabos será considerada a recomendação da norma de aplicação de 74% da tensão de escoamento do cabo. Como os cabos utilizados são de aço CP 160-180 com cordoalhas de 27 de 12,5 mm de diâmetro, o valor inicial de protensão em cada cabo é dado por:

$$P_0 = 0,74 \cdot (A_{cabo} \cdot f_y)$$

$$P_0 = 0,74 \cdot (0,0026649 \cdot 1600000) = 3155,2 \text{ kN}$$

Com relação à força de protensão após as perdas, é necessário considerar dois principais tipos de perda: as perdas imediatas (atrito, cravação e protensão sucessiva) e as perdas lentas (retração do concreto, fluência do aço e relaxação do aço). O cálculo dessas perdas envolve detalhes da geometria do traçado dos cabos e características dos materiais. Para estimá-los será adotado um valor de 22% de perdas em relação ao valor inicial. Sendo assim:

$$P_{\infty} = 0,78 \cdot P_0$$

$$P_{\infty} = 0,78 \cdot 3155,2 = 2461,1 \text{ kN}$$

Considerando a seção de interesse, serão considerados 24 cabos, logo:

$$P_e = 24 \cdot 2461,1 = 5\,906,6 \text{ kN}$$

Também é necessário determinar as propriedades dos materiais usados. Sendo assim, tendo como base o concreto, aço e PRFC, são definidas as seguintes propriedades:

Tabela 5: Propriedades dos materiais consideradas.

Material	Propriedade	Valor	Unidade
Concreto	fck	30	MPa
	Módulo de Elasticidade	32	GPa
Aço CP 160/180	fpyk	1600	MPa
	fptk	1800	MPa
	Módulo de elasticidade	195	GPa
PRFC	f _{fu}	3100	MPa
	Módulo de elasticidade	165	GPa

Seguindo as indicações feitas na Tabela 3, será considerado um coeficiente de redução para a resistência do PRF de 0,85 devido ao ambiente externo. Para o concreto será considerado um coeficiente de 1,4 e para o aço um coeficiente de 1,15.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* = 0,85 \cdot 3100 = 2635 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{fu} = \frac{f_{fu}}{E_f} = \frac{2635}{165000} = 0,0160$$

Como solução para acréscimo da resistência, foram testadas algumas alternativas. Logo, assim como para o caso do cálculo iterativo, aqui serão usadas as informações da solução final encontrada.

Para essas características, é definida inicialmente a deformação de descolamento do PRFC, dada por:

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

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{\frac{30}{1,4}}{1 \cdot 165000 \cdot 0,0012}} \leq 0,9 \cdot 0,0160$$

$$\varepsilon_{fd} = 0,1349 \leq 0,0144$$

Da verificação acima é possível perceber que o descolamento não será o modo de ruptura que governará o comportamento do reforço.

Nesse ponto inicia-se o processo iterativo, então os valores seguintes, como dito anteriormente, serão calculados com o valor de c final encontrado. Com isso, são determinados os valores de deformação inicial do aço protendido (ε_{fe}) e de deformação efetiva do PRF na ruptura (ε_{pi}).

$$\varepsilon_{pi} = \frac{P_e}{A_p \cdot E_p} + \frac{P_e}{A_c \cdot E_c} \cdot \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right)$$

$$\varepsilon_{pi} = \frac{5906,6}{0,063958 \cdot 195000000} + \frac{5906,6}{9,71 \cdot 32000000} \cdot \left(1 + \frac{0,15^2}{0,648^2}\right)$$

$$= 0,00049$$

Para a determinação da deformação inicial do substrato na região em que será aplicado o reforço foi usada a deformação medida no caso real através de instrumentação do viaduto. Sendo assim, para a aplicação na face inferior da laje superior a deformação é de 1,778‰.

Situação içada (medida)

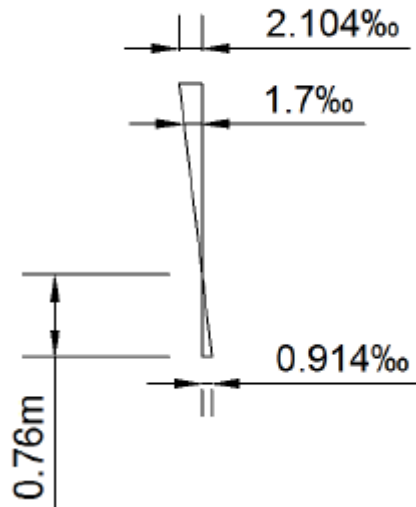


Figura 59: Deformações medidas na seção de interesse (EGT Engenharia).

Sendo assim, é necessário verificar a deformação efetiva no PRFC para a ruptura no aço protendido:

$$\varepsilon_{fe} = (\varepsilon_{pu} - \varepsilon_{pi}) \cdot \left(\frac{d_f - c}{d_p - c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{fe} = (0,035 - 0,00049) \cdot \left(\frac{2,5 - 0,0087}{1,25 - 0,0087} \right) - 0,001778 = 0,0537$$

$$\leq 0,0134$$

Nesse caso, a deformação no PRFC seria maior do que aquela considerada como limite para o material, sendo assim, será considerada a ruptura no PRFC como crítica ($\varepsilon_{fe} = 0,0134$). Como o comportamento do PRF é considerado elástico linear até a ruptura, sua tensão efetiva (f_{fe}) é dada por:

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe}$$

$$f_{fe} = 165000 \cdot 0,0134 = 2211 \text{ MPa}$$

Para determinar as deformações desenvolvidas na protensão são usadas as seguintes relações:

$$\varepsilon_{pnet} = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d_p - c}{d_f - c} \right), \text{ para ruptura ou descolamento do PRF}$$

$$\varepsilon_{pnet} = (0,0134 + 0,002104) \cdot \left(\frac{2,5 - 0,0087}{1,25 - 0,0087} \right) = 0,0100$$

Para tal, as deformações desenvolvidas no protendido serão:

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{pe} + \frac{P_e}{A_c \cdot E_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \varepsilon_{pnet} \leq 0,035$$

$$\varepsilon_{ps} = 0,0047 + \frac{5906,6}{9,71 \cdot 32000000} \left(1 + \frac{0,15^2}{0,648^2} \right) + 0,0100 = 0,0148$$

$$\leq 0,0350$$

As tensões desenvolvidas no aço protendido são dadas por, dado que o aço utilizado é diferente daquele descrito na ACI:

$$f_{ps} = 195000 \cdot \varepsilon_{ps}$$

$$f_{ps} = 195000 \cdot 0,0148 = 2885,2 \text{ MPa}$$

Determinadas as tensões e deformações nos materiais, é necessário verificar o equilíbrio para a posição da linha neutra (c) adotada. Para isso, temos a seguinte relação:

$$\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b \cdot c = A_p \cdot f_p + A_f \cdot f_{fe}$$

$$0,85 \cdot 21430 \cdot 0,85 \cdot 1,5 \cdot 0,0086 = 0,064 \cdot 2885,2 + 0,008 \cdot 2371,5$$

$$201,18 = 201,8$$

Posteriormente, para o momento resistente na seção são necessárias algumas considerações. A primeira é quanto ao momento de projeto, este foi calculado para os carregamentos permanentes e variáveis e para apenas as cargas variáveis. Como a instalação do reforço é posterior à construção da estrutura, a mobilização do reforço só ocorrerá para as cargas variáveis. Adicionalmente, será considerada uma eficiência

mínima do reforço com relação à solicitação, ou seja, será admitido que o reforço deve ser responsável por uma dada porcentagem do momento de cálculo usado. Esse valor de eficiência será de 30% do momento solicitante de projeto. No tópico 3.4.5 serão discutidos os motivos dessa consideração.

$$M_n = A_p \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right)$$

$$M_{n,PRFC} = \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) > M_d$$

$$\begin{aligned} M_{n,PRFC} &= 0,85 \cdot 0,007 \cdot 2371500 \cdot \left(2,23 - \frac{0,85 \cdot 0,0086}{2} \right) \\ &= 31414,7 \text{ kN.m} > 31210,2 \text{ kN.m} = M_{d,50\%} \end{aligned}$$

Dado que para as características considerados a resistência na seção é atendida, as dimensões do reforço na seção de interesse são dadas por 14 lâminas de 0,45 m de largura e 1,2 mm de espessura de PRFC:

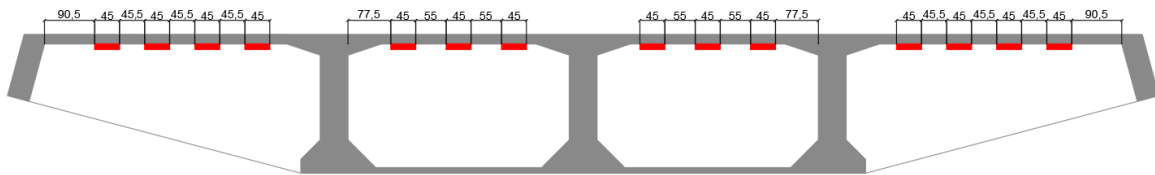


Figura 60: Dimensões propostas para a solução de reforço com PRFC.

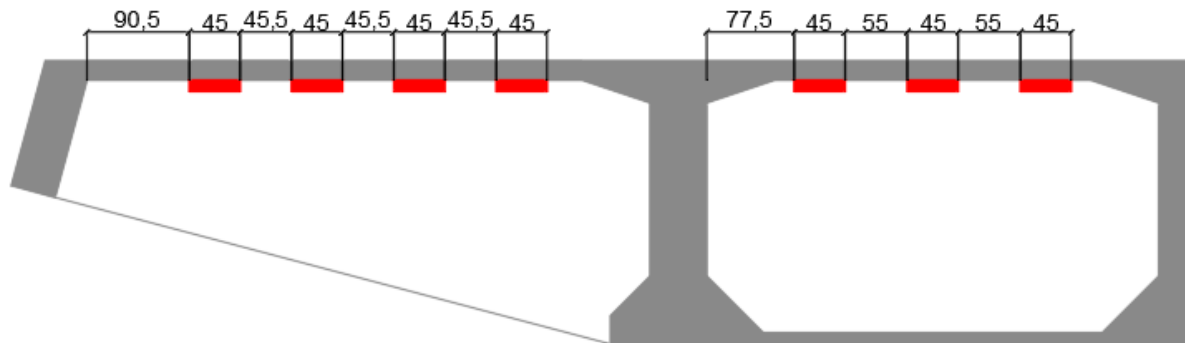


Figura 61: Detalhe das dimensões propostas para o reforço.

3.4.5. Considerações finais

Primeiramente, é necessário abordar as decisões tomadas quanto ao momento resistente da seção. Como a seção de interesse foi muito danificada, foi considerado que a sua contribuição para a resistência final mesmo após a reconstrução seria baixa. Nesse caso, foi considerada uma eficiência da seção, assumindo que ela seria capaz de resistir a 30% da solicitação de projeto. Essa consideração tem o intuito de viabilizar o dimensionamento da seção no aspecto acadêmico. Dessa maneira, foi possível dimensionar o reforço para o estado limite último.

Na solução original executada no viaduto, o reforço foi usado de uma maneira não usual, para o controle de fissuras. A equipe de recuperação assumiu que mesmo após a reconstrução da seção transversal esta funcionaria como uma rótula plástica, o que gerou uma distribuição diferente de esforços da obtida neste trabalho. Dessa forma, foi constatada uma deficiência de momento no apoio P8, gerando a necessidade de um reforço adicional, feito no caso com protensão externa. Como os métodos de determinação do controle de fissuras com o uso de reforços de fibra de carbono ainda estão sendo estabelecidos, neste trabalho foi decidido que tal verificação não seria aplicada.

Adicionalmente, também foi determinado na solução executada que a retração da laje reconcretada poderia gerar fissuração, podendo acarretar em outros problemas. Dessa maneira, também foi usado reforço com fibras de carbono na laje inferior do tabuleiro. Tal efeito não foi considerado nesse trabalho pelo mesmo motivo que o anterior.

Com relação à verificação do momento resistente da seção antes do reforço, caso seja considerada uma área nula de reforço nas equações anteriores é obtido um momento resistente de 166 215 kN.m. Esse valor supera mesmo o momento solicitante de cálculo utilizado, logo, é suficiente para a verificação de resistência mínima da seção descrita no item 2.6.2.1. Novamente, isso indica que o reforço não seria necessário, porém, foi considerada uma eficiência da seção para permitir o dimensionamento.

Por fim, com relação ao detalhamento da solução, não há referências bem estabelecidas sobre as dimensões ou execução do reforço. Há apenas as recomendações descritas para o tratamento da superfície, que deve orientar a aplicação de maneira mais forte. A única referência encontrada nesse trabalho para o

detalhamento está relacionada ao comprimento mínimo de reforço previsto pela FiB. Sendo assim, é calculado um comprimento mínimo das lâminas de PRFC de 5,85 m.

$$l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{k_{bl} \cdot f_{ctm}}}$$

$$l_{b,max} = \sqrt{\frac{165000 \cdot 0,0012}{2 \cdot (0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}})}} = 5,85 \text{ m}$$

Como esse comprimento é menor do que aquele considerado como área afetada pela ruptura 11 m (de 9 m a 20 m de distância do pilar P8), será considerado o comprimento da área afetada.

3.5. Conclusões

Do dimensionamento feito, é possível perceber que o reforço é capaz de conceder grande capacidade de resistir aos esforços à seção transversal. Com a adição de 75,6 cm² de reforço a seção já apresenta uma contribuição para o momento resistente de 33 927,1 kN.m. Sendo assim, pode-se considerar que esta tecnologia é viável para o reforço estrutural em concreto armado e protendido.

Em comparação com o dimensionamento feito pela EGT Engenharia, foi proposto um reforço que representa 33% do valor utilizado no caso real - a equipe de recuperação utilizou 226,8 cm² de PRFC. Essa diferença se dá pelo fato de que os reforços foram previstos com diferentes objetivos. Neste trabalho foi previsto um reforço para o estado limite último, por outro lado, no caso prático, ele foi previsto para controle de desempenho no estado limite de serviço. Além disso, o reforço na laje inferior foi usado para controlar a tração devido à retração do concreto novo inserido na estrutura, efeito que não foi considerado nesse trabalho.

Essas diferenças ressaltam a importância da determinação do objetivo e aplicabilidade do reforço em cada caso. Assim como é ressaltado pela ACI, deve-se verificar se a estrutura atende à diferentes critérios, como resistência à cortante, por exemplo. Em outras palavras, os cálculos apresentados são orientados para garantir

a resistência da seção apenas para os esforços previstos por eles, qualquer efeito adicional não é necessariamente atendido pelo dimensionamento.

Adicionalmente, de um ponto de vista mais geral, o uso desta tecnologia se dá de maneira rápida, com baixo impacto visual e geométrico. Essa última característica mostra que a tecnologia é relevante para a aplicação em obras de infraestrutura viária, como pontes e viadutos, em que o gabarito abaixo da face inferior das longarinas é limitado. Além disso, seu uso também pode ser benéfico para áreas em que as intervenções não podem ser visualmente marcantes, como em locais históricos, por exemplo.

Também é importante destacar que a tecnologia é ainda pouco desenvolvida no Brasil, dado que, por exemplo, não há uma norma brasileira contempla o seu uso. Sendo assim, é necessário recorrer a referências internacionais que tratam do material sob uma perspectiva voltada à sua realidade. Isso torna necessária uma cuidadosa análise da aplicabilidade de tudo o que é indicado nessas referências. Um exemplo disso é o uso dos coeficientes e fatores de redução, que são determinados a partir dos estudos dos materiais presentes nos países de origem de tais referências e que são combinados com outros coeficientes locais usados para o restante da estrutura.

Por fim, ainda há diversas aplicações do reforço com polímeros reforçados com fibras na construção civil que não foram abordados neste trabalho. Mesmo as variações que foram citadas como o tipo de fibra, o reforço para cortante ou mesmo a protensão da fibra podem apresentar desempenho satisfatório e agregar à atual prática de engenharia no Brasil. Sendo assim, pode ser benéfico para o desenvolvimento do cenário nacional explorar melhor essas alternativas.

4. Referências Bibliográficas

AINSWORTH, S. J. **Stephanie Kwolek Dies 90**, 2014. Disponível em: <<https://cen.acs.org/articles/92/web/2014/06/Stephanie-Kwolek-Dies-90.html>>.

Acesso em 16 de junho de 2019.

ALKHRDAJI, T. Strengthening of Concrete Structures Using FRP Composites. **Structure Magazine**, Jun. 2015. Disponível em <<https://www.structuremag.org/?p=8643>>. Acesso em: 12 de maio de 2019.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 440.2R: **Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars**, 2017.

ARAÚJO, C. R. R. **Reforço de Flexão e Cisalhamento com Materiais Compósitos de Fibras de Carbono em Vigas de Concreto Armado**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto** – Procedimentos, 2014.

BASTOS, P. S. S. **Notas de Aula: Fundamentos do Concreto Armado**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2006.

BEZERRA, L. M.; CABRAL, A. E. B.; SANTOS, A. R. S.; MONT'ALVERNE, A. M.; MONTENEGRO, L. C. S.; VIEIRA, M. M. Experimental analysis of reinforced concrete beams strengthened in bending with carbon reinforced polymer. **Rev. IBRACON Mat. Res.**, São Paulo, v.9, n.1 jan. / feb. 2016. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952016000100123>. Acesso em: 12 de maio de 2019.

CASA DO CONSTRUTOR. **Remoção de concreto com marteleto**. Disponível em: <https://info.casadoconstrutor.com.br/almanaque/dicas/demolir-manualmente-x-marteleto/>. Acesso em: 19 de outubro de 2019.

CERRETINI, G. **The design of externally bonded reinforcement (EBR) for reinforced concrete structures by means of fiber reinforced polymers (FRP)**. Florença: Studio Technica. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/239607911_THE_DESIGN_OF_EXTERNALLY_BONDED_REINFORCEMENT_EBR_FOR_REINFORCED_CONCRETE_STRUCTURES_BY_MEANS_OF_FIBRE_REINFORCED_POLYMERS_FRP>. Acesso em: 11 de maio de 2019.

CIMENTO ITAMBÉ. **Ensaio com fenolftaleína para determinação de profundidade de carbonatação**. Disponível em: <https://www.cimentoitambe.com.br/carbonatacao-do-concreto/>. Acesso em: 20 de outubro de 2019.

DESIDERIO, P. **Durability of externally bonded frp systems for the strengthening of existing structures**. Nápoles: DINE Building Engineering university of Naples Federico II, 2002.

FIBERGLASS: **Types, properties and applications across industries**. Disponível em: <<https://www.phelpsgaskets.com/blog/fiberglass--types-properties-and-applications-across-industries>> Acesso em: 16 de junho de 2019.

HERNANDEZ, D. A.; SOUFEN, C. A.; ORLANDI, M. O. Carbon fiber reinforced polymer and epoxy adhesive tensile test failure analysis using scanning electron microscopy. **Rev. IBRACON Mat. Res.**, São Carlos, v.20 n,4 jul. / aug. 2017. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1516-14392017000400951>. Acesso em: 5 de maio de 2019.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **Fib Model Code for Concrete Structures**, 2010.

ISAIA, G.C. **Concreto: Ciência e Tecnologia**, 1.ed. 1v. São Paulo: IBRACON, 2011.

JAMALI, J. **Mechanistic Failure Criterion for Unidirectional and Random Fibre Polymer Composites**, 2014. Disponível em: <https://www.researchgate.net/figure/7-fracture-surface-of-UD-composite-under-mode-II-loading-Hackle-formation-and-fibre_fig55_271649677>. Acesso em: 16 de junho de 2019.

MACHADO, A. P. **Téchne**, v.125, 2007. Disponível em:<<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/125/artigo285695-1.aspx>>. Acesso em: 5 de maio de 2019.

MACHADO, A. P. **Manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibras de carbono**, Viapol, 2002.

MARTYNOVA E., CEBULLA H. **Inorganic and Composite Fibers**, 2018. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/topics/materials-science/glass-fiber>>. Acesso em: 18 de maio de 2019.

MALLICK, P. K. **Fiber-Reinforced Composites: Materials, Manufacturing and Design**. CRC Press, 2014.

MENEGHETTI, Leila Cristina. **Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2007.

MENEGHETTI, Leila Cristina. **Determinação da vida útil à fadiga em pontes**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2015.

MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 3 ed. São Paulo: Ibracon.

NEZAMIAN, A.; SETUNGE, S. **Comparison between ACI 440 and FIB 14 design guidelines in using CFRP for strengthening of a concrete bridge headstock**. Alberta: 4th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, 20-23 July 2004.

PITA, M. **Viaduto recebe reforço de fibra carbono para elevação de TB**, 2011. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/16/viaduto-alteado-e-reforcado-prefeitura-de-sao-paulo-adota-260570-1.aspx>>. Acesso em: 16 de junho de 2019.

RENTAL PUMPS. **Limpeza de concreto com jateamento de água**. Disponível em: <https://www.rentalpumps.com.br/limpeza-concreto-hidrojetamento.php>. Acesso em: 19 de outubro de 2019.

ROECHLING. **Pultrusion process**. Disponível em: <<https://www.roechling.com/technology/pultrusion>>. Acesso em: 5 de maio de 2019.

TEJEDOR, C. M. **Patologias, recuperação e reforço com protensão externa em estrutura de pontes**. Rio de Janeiro: Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2013.

TRISTÃO, G. A. **Relatório Técnico de Avaliação das Condições Estruturais do Viaduto Santo Amaro**. São Paulo: Concremat Engenharia e Tecnologia S.A. 2016.

WALLENBERG F. T., WATSON, J. C., LI, H. **Glass Fibers**, 2001. Disponível em: <https://www.asminternational.org/documents/10192/1849770/06781G_p27-34.pdf>. Acesso em: 20 de junho de 2019.

5. Anexo A

Código escrito na linguagem C# e usado para o cálculo do reforço com PRFC:

```

//////////////////////////////////////          Valores      de      entrada
//////////////////////////////////////

    // Propriedades da seção transversal
    double cg;
    cg = 1.54f; //[m], em relação à base
    double l;
    l = 4.08f; //[m4]
    double A;
    A = 9.71f; //[m2]
    double h;
    h = 2.5f; //[m]

    // Dados do Concreto
    double fck;
    fck = 30f*Math.Pow(10, 6); //[Pa]
    double b; //Largura da seção (valor de projeto do protendido)
    b = 1.5f; //[m]
    double A_c; //Área da seção transversal de concreto (valor de projeto do
protendido)
    A_c = 9.71f; //[m2]
    double E_c; //Módulo de elasticidade do concreto (valor de projeto do
protendido)
    E_c = 32f*Math.Pow(10,9); //[Pa]

    // Dados do aço protendido
    double ep_pu; //Valor de deformação (valor tabelado)
    ep_pu = 0.035f;
    double d_p; //Posição do aço protendido (valor de projeto do protendido)
    d_p = 1.3895f;

```

```

double ep_bi; //Deformação inicial do substrato (valor medido ou de projeto do
protendido)
ep_bi = 0.001778f;
double P_e; //Força de protensão após perdas (valor de projeto do protendido)
P_e = 5906600; //[N]
double A_p; //Área de aço protendido (valor de projeto do protendido)
A_p = 0.0639576f; //24 cabos de 27 cordoalhas de 12,5 mm [m2]
double E_p; //Módulo de elasticidade do aço protendido (valor de projeto do
protendido)
E_p = 195f * Math.Pow(10, 9); //[Pa]
double fy; //Tipo de aço utilizado (valor de projeto do protendido)
fy = 1600f * Math.Pow(10, 6); //fy [Pa]

// Dados do PRFC
double d_f; //Posição do PRF (valor de projeto do PRF)
d_f = 2.23f; //[m]
double b_f;
b_f = 6.3;
double E_f; //valor de projeto do PRF
E_f = 165f * Math.Pow(10, 9); //[Pa]
double n_camadas;
n_camadas = 1f;
double t_f;
t_f = 0.0012f; //[m]
double C_e;
C_e = 0.85f;
double ffu_k;
ffu_k = 3100f * Math.Pow(10, 6);

// Fatores de redução
double alpha_1; //Parâmetro da distribuição retangular de tensões (tabelado)
alpha_1 = 0.85f;
double beta_1; //Parâmetro da distribuição retangular de tensões (tabelado)
beta_1 = 0.85f;

```

```
double psi_f; //Fator de redução do PRF (tabelado)
```

```
psi_f = 0.85f;
```

```
////////////////////////////////////
```

Valores de cálculo

```
////////////////////////////////////
```

```
// Propriedades da Seção Transversal
```

```
double r; //Raio de giração da seção (valor de projeto do protendido)
```

```
r = Math.Pow(I / A, 0.5f);
```

```
// Dados do Concreto
```

```
double flinha_c; //Resistência à compressão do concreto (valor de projeto do  
protendido)
```

```
flinha_c = fck/1.4f;
```

```
double ep_cu; //valor de projeto do protendido
```

```
ep_cu = flinha_c / E_c; //Deformação Última de Compressão do Concreto
```

```
// Dados do aço protendido
```

```
double e; //Excentricidade do aço protendido (valor de projeto do protendido)
```

```
e = cg - d_p;
```

```
double ep_t; //Deformação na tensão limite do aço (valor de projeto do  
protendido)
```

```
ep_t = fy / E_p;
```

```
double ep_pe; //Deformação no aço protendido após perdas (valor de projeto  
do protendido)
```

```
ep_pe = 0.74f * 0.78f * fy / E_p;
```

```
double ep_pi; //Deformação inicial do aço protendido (valor de projeto do  
protendido)
```

```
ep_pi = P_e / (A_p * E_p) + P_e * (1 + Math.Pow(e, 2) / Math.Pow(r, 2)) / (A_c  
* E_c);
```

```
double ep_fe; //Deformação efetiva do PRF na ruptura (calculado)
```

```
double ep_pnet; //Deformação no aço protendido no estado limite último  
depois de descontar as perdas (valor de projeto do protendido)
```

```
double ep_ps; //Deformação no aço protendido (calculado)
```

```
ep_ps = 0; //inicializando
```

```

double f_ps; //Tensão no aço protendido (calculado)
f_ps = 0; //inicializando

// Dados do PRFC
double A_f; // valor de projeto do PRF
A_f = b_f * t_f; //[m]
double ffu;
ffu = C_e * ffu_k;
double ep_fu;
ep_fu = ffu / E_f;
double f_fe; // Tensão no PRF (calculado)
f_fe = 0; //inicializando
double ep_fd; // valor de projeto do PRF
ep_fd = 0f; //inicializado

// Fator de redução
double phi; //Fator de redução da resistência (calculado)

// Valores de projeto
double c; //valor estimado inicialmente e posteriormente calculado
c = 0.00000001f; //valor inicial para a posição da linha neutra [m]
double M_n; //Momento resistente da seção (calculado)
double M_f; // Momento resistentista da seção devido ao PRFC

// Auxiliares
bool rup_descol;
rup_descol = false;
bool rup_conc;
rup_conc = false;
bool rup_prot;
rup_prot = false;
bool rup_prfc;
rup_prfc = false;
double equilibrio1; //variável de controle

```

```
double equilibrio2; //variável de controle
bool verif_equil = false; //variável de controle
double precisao_equil; //variável de controle
precisao_equil = 0.1f;
bool validacao = true; //variável para verificar se o c já não é maior que a altura
da seção
```

```

//////////////////////////////////// Cálculos da ACI
////////////////////////////////////
// Deformação de descolamento do PRF
if (0.41 * Math.Pow(flinha_c / (n_camadas * E_f * t_f), 0.5) < 0.9 * ep_fu)
{
    ep_fd = 0.41f * Math.Pow(flinha_c / (n_camadas * E_f * t_f), 0.5);
    rup_descol = true;
}
else { ep_fd = 0.9 * ep_fu; }
// Deformação efetiva do PRF na ruptura para ruptura no protendido
ep_pi = P_e / (A_p * E_p) + P_e / (A_c * E_c) * (1 + (e * e) / (r * r));
ep_fe = (ep_pu - ep_pi) * ((d_f - c) / (d_p - c)) - ep_bi;
if ((ep_pu - ep_pi) * ((d_f - c) / (d_p - c)) - ep_bi <= ep_fd)
{
    ep_fe = (ep_pu - ep_pi) * ((d_f - c) / (d_p - c)) - ep_bi;
    rup_prot = true;
}
else { ep_fe = ep_fd; }
// Tensão no PRFC (f_fe)
//Console.WriteLine("ep_fe = {0}", ep_fe);
//Console.WriteLine("ep_bi = {0}", ep_bi);
//Console.WriteLine("d_p = {0}", d_p);
//Console.WriteLine("d_f = {0}", d_f);
f_fe = E_f * ep_fe;
// Ruptura no PRFC
if (rup_prot == false) { if (rup_descol == false) { if (rup_conc == false) { rup_prfc
= true; } } }
```

```

// Fator de Redução da Resistência (phi)
if (ep_t >= 0.013f) { phi = 0.9f; }
else if (ep_t > 0.010f) { phi = 0.65f + 0.25f * (ep_ps - 0.010f) / (0.013f - 0.010f);
}

else { phi = 0.65f; }

// Iterações para determinação do valor de c
// Deformação no aço protendido
//Console.WriteLine("rup_conc = {0}", rup_conc);
//Console.WriteLine("rup_prot = {0}", rup_prot);
//Console.WriteLine("rup_descol = {0}", rup_descol);
//Console.WriteLine("rup_prfc = {0}", rup_prfc);
while (verif_equil == false)
{
    // Calcula a deformação no protendido com base no modo de ruptura
    encontrado
    if (rup_conc == true)
    {
        ep_pnet = 0.003f * (d_p - c) / c; // Para ruptura no concreto
        ep_ps = ep_pe + P_e * (1 + (e * e) / (r * r)) / (A_c * E_c) + ep_pnet; // Para
        ruptura no concreto
    }
    else if (rup_descol == true)
    {
        ep_pnet = (ep_fe + ep_bi) * (d_p - c) / (d_f - c); // Para ruptura ou
        descolamento do PRF
        ep_ps = ep_pe + P_e * (1 + (e * e) / (r * r)) / (A_c * E_c) + ep_pnet; // Para
        ruptura ou descolamento do PRF
    }
    else if (rup_prfc == true)
    {
        ep_pnet = (ep_fe + ep_bi) * (d_p - c) / (d_f - c); // Para ruptura ou
        descolamento do PRF
        ep_ps = ep_pe + P_e * (1 + (e * e) / (r * r)) / (A_c * E_c) + ep_pnet; // Para
        ruptura ou descolamento do PRF
    }
}

```

```

}
// Calcula a tensão no protendido com base na deformação e tipo de aço
if (fy == 1725)
{
    if (ep_ps <= 0.0076f) { f_ps = 196500f * ep_ps; }
    else { f_ps = 1720f - 0.276f / (ep_ps - 0.0064f); }
}
else if (fy == 1860)
{
    if (ep_ps <= 0.0086f) { f_ps = 196500f * ep_ps; }
    else { f_ps = 1860f - 0.276f / (ep_ps - 0.007f); }
}
else { f_ps = E_p * ep_ps; }
// Verifica o equilíbrio e atualiza c, se necessário
equilibrio1 = alpha_1 * flinha_c * beta_1 * b * c;
equilibrio2 = (A_p * f_ps + A_f * f_fe)/1000f;
if (Math.Abs(equilibrio1 - equilibrio2) < precisao_equil) { verif_equil = true; }
else { c = c + 0.00000001; }
if (c > 0.0087177)
{
    if (c < 0.0087178)
    {
        //Console.WriteLine("{0} = {1} com c = {2}", equilibrio1, equilibrio2,
c);

        //Console.WriteLine("ep_ps = {0}", ep_ps);
    }
}
if (c > h)
{
    //Console.WriteLine("{0} = {1} com c = {2}", equilibrio1, equilibrio2, c);
    //Console.WriteLine("P_e = {0}", P_e);
    //Console.WriteLine("e = {0}", e);
    //Console.WriteLine("r = {0}", r);
    //Console.WriteLine("A_c = {0}", A_c);

```



```

//Console.WriteLine("E_c = {0}", E_c);
//Console.WriteLine("ep_pe = {0}", ep_pe);
//Console.WriteLine("ep_ps = {0}", ep_ps);
//Console.WriteLine("f_ps = {0} Pa", f_ps);
verif_equil = true; validacao = false;
}
//Console.WriteLine("{0} = {1} com c = {2}", equilibrio1, equilibrio2, c);
}
// Cálculo do momento resistente da seção, após verificação do equilíbrio
if (validacao == true)
{
    Console.WriteLine("A posição da linha neutra é {0} m", c);
    M_n = phi*(A_p * f_ps * (d_p - (beta_1 * c) / 2f) + psi_f * A_f * f_fe * (d_f -
beta_1 * c / 2f));
    Console.WriteLine("O momento resistente da seção é {0} kN.m", M_n/1000);
    M_f = phi* psi_f * A_f * f_fe * (d_f - beta_1 * c / 2f);
    Console.WriteLine("O momento resistente da seção devido ao PRFC é {0}
kN.m", M_f / 1000);
}
else
{
    Console.WriteLine("Problema de validação da variável c.");
}
}

```