

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Daniel Salvadori Morassutti

**PASSARELA EM CONCRETO ARMADO E CONCRETO
TÊXTIL: COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DE
DIMENSIONAMENTO**

Porto Alegre
Dezembro de 2016

DANIEL SALVADORI MORASSUTTI

**PASSARELA EM CONCRETO ARMADO E CONCRETO
TÊXTIL: COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DE
DIMENSIONAMENTO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientadora: Vanessa Fátima Pasa Dutra

Porto Alegre
Dezembro de 2016

DANIEL SALVADORI MORASSUTTI

**PASSARELA EM CONCRETO ARMADO E CONCRETO
TÊXTIL: COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DE
DIMENSIONAMENTO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Professora Orientadora e pela Comissão de Graduação (COMGRAD) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 07 de dezembro de 2016

Profa. Vanessa Fátima Pasa Dutra
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Ávila Bessa
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Relatora

BANCA EXAMINADORA

Profa. Vanessa Fátima Pasa Dutra (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Ávila Bessa (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Rosangel Rojas de Yopez
Mestre pela Universidad de Los Andes Venezuela

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Profa. Dra. Vanessa Fátima Pasa Dutra, orientadora deste trabalho, pelos ensinamentos, motivação e empenho em me ajudar a realizar este trabalho.

Agradeço ao meu colega Walter Klein Pfeifer e também Ray Kurzweil em nome de todos engenheiros de inteligência artificial do Google, por terem aperfeiçoado seus algoritmos de redes neurais no Tradutor, os quais foram de fundamental importância para o desenvolvimento deste trabalho, já que eu não leio em alemão.

Agradeço aos mestres que transmitiram seu conhecimento durante todo o meu tempo de graduação na UFRGS.

Agradeço a toda minha família que sempre me apoiou e estimulou ao estudo, mesmo quando eu pensava em desistir. Em especial agradeço ao meu pai Renato, à minha vó Clery e minha mãe Leonora. Estas são meus exemplos de mulheres batalhadoras que irão me inspirar para sempre.

Agradeço principalmente a todos meus amigos, pois considero que o elogio mais bonito que se possa oferecer a uma pessoa, é chamá-la de amigo. Sem meus amigos, eu não seria nada.

I would rather have questions that can't be answered than
answers that can't be questioned.

Richard Feynman

RESUMO

O Concreto Têxtil é um material compósito inovador que busca aproveitar a boa resistência à compressão da matriz de concreto enquanto um reforço é utilizado para suportar as tensões de tração. Neste caso, diferentemente do concreto convencional, a matriz geralmente possui agregado de dimensão menor que 4 mm e resistência da ordem de 80 MPa e o reforço é produzido com fibras na forma de fios tecidos, malhas ou telas. As pesquisas sobre o Concreto Têxtil ainda estão em fase embrionária no Brasil, desta forma, praticamente toda literatura disponível a seu respeito encontra-se em línguas estrangeiras. Com o objetivo de aprofundar o conhecimento sobre o comportamento mecânico desse material, este trabalho faz um comparativo entre as metodologias empregadas no dimensionamento de uma estrutura simples de concreto armado e as considerações que devem ser feitas ao se empregar o Concreto Têxtil. São comparadas as abordagens para o dimensionamento de uma superestrutura de passarela de pedestres utilizando a norma brasileira de projeto de estruturas de concreto armado (NBR 6118) e outra sob as mesmas condições de contorno utilizando os modelos de engenharia recomendados na literatura do Concreto Têxtil. Os resultados obtidos mostram que quando é escolhida a solução de Concreto Têxtil devem ser aplicadas coeficientes nos modelos de dimensionamento que diminuem bastante a capacidade resistente do material. Estas reduções se devem aos problemas encontrados em relação à aderência de matriz e reforço, as incertezas quanto às propriedades dos materiais e de modelo. Mesmo com essas reduções foi possível adotar uma espessura de tabuleiro da ordem de 1/3 da espessura dimensionada para o concreto armado nesta aplicação em específico. A redução de geometria da seção com consequente redução do peso da estrutura (neste caso, 77,5%) impacta diretamente nos custos de produção, de transporte e de execução de fundações. Dessa forma, o Concreto Têxtil, além de constituir uma solução esteticamente elegante com possibilidade de seções bastante esbeltas e formas arrojadas, também pode possibilitar redução de custos e ganhos ambientais e de sustentabilidade por reduzir o consumo de cimento e agregados.

Palavras-chave: Concreto têxtil. TRC. Dimensionamento de estruturas. Novos materiais de construção.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa	17
Figura 2 – Efeitos combinados do concreto armado de aço e com reforço de fibras formando o concreto têxtil.....	18
Figura 3 – Fibra têxtil multi-axial em formato de tela ou malha	25
Figura 4 – Padrões de tecidos	25
Figura 5 - Resistência à tração em filamentos, fios e compósito	26
Figura 6 – Tensão-deformação teórica do concreto têxtil sob carregamento uniaxial	27
Figura 7 – Estruturas de reforço têxtil – a) malha de trama inserida b) malha de trama curta c) tecido simples	29
Figura 8 – Coeficientes de eficiência de resistência à flexão para diferentes estruturas, fios desatados e fios únicos	29
Figura 9 – Resistência à tração do compósito com diferentes tipos de reforços	31
Figura 10 – Elementos de fachada utilizando concreto têxtil	32
Figura 11 – Tubos de concreto têxtil com tubos plásticos dentro (Polietileno e PVC) ...	32
Figura 12 – Paredes para proteção acústica	32
Figura 13 – Tanque para estação de tratamento de efluentes	33
Figura 14 – Vista norte de passarela de concreto têxtil	34
Figura 15 – Seção transversal	34
Figura 16 – Passarela de concreto têxtil	35
Figura 17 – Passarela de concreto têxtil e armado	35
Figura 18 – Fluxos que justificam a implantação de passarelas	37
Figura 19 –Exemplos de seção transversal	40
Figura 20 – Passarela exemplo	43
Figura 21 – Seção transversal da passarela de concreto armado (dimensões em cm)	44
Figura 22 – Carregamento adotado na passarela	46
Figura 23 – Diagrama de esforço cortante na passarela (em kN)	46
Figura 24 – Diagrama de momento fletor da passarela (em kNm)	47
Figura 25 – Diagrama parábola-retângulo para seção transversal retangular	48
Figura 26 – Recomendações de cobrimento	50
Figura 27 – Cálculo das solicitações de serviço	55
Figura 28 – Exigências relativas à fissuração	59
Figura 29 – Seção transversal da passarela de concreto têxtil (dimensões em cm)	61
Figura 30 – Carregamento adotado na passarela de concreto têxtil	63
Figura 31 – Diagrama de esforço cortante na passarela de concreto têxtil (em kN)	64

Figura 32 – Diagrama de momento fletor da passarela de concreto têxtil (em kNm)	64
Figura 33 – Resultados experimentais de coeficientes para reduzir a capacidade à tração	67

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Gabarito vertical mínimo	38
Quadro 2 – Largura das faixas de rolamento	38
Quadro 3 – Largura dos acostamentos para vias expressas e algumas arteriais primárias	39
Quadro 4 – Largura do canteiro central	39
Quadro 5 – Comparativo entre o dimensionamento para o momento fletor	77
Quadro 6 – Comparativo entre o dimensionamento para força cortante	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Traço de matriz de base mineral empregado por Bramehuber	20
Tabela 2 – Efeito da estrutura do reforço no desempenho à flexão do compósito	30
Tabela 3 – Dimensões do gabarito	44
Tabela 4 – Mistura da matriz e propriedades do concreto.....	62
Tabela 5 – Valores empíricos do coeficiente k_2	66

LISTA DE SÍMBOLOS

d_{\max} - diâmetro máximo do agregado

G - carga permanente de peso próprio

A - Área da seção transversal

ρ_c - peso específico do concreto armado

gc - peso próprio do guarda-corpo metálico

F_d - solicitação de cálculo

γ_g - coeficiente de ponderação para ações permanentes

γ_q - coeficiente de ponderação para ações variáveis

F_{gk} - ações permanentes diretas

F_{q1k} - ação variável principal

CM - carga móvel

R_{cc} - Esforço resistente do concreto à compressão

R_s - Esforço resistente do aço à tração

d - altura útil da seção

y - profundidade da zona de compressão

ϕ_{est} - diâmetro do estribo

ϕ_l - diâmetro da armadura longitudinal

b_w - largura da seção transversal

M_d - solicitação do momento fletor de projeto

f_{cd} - resistência à compressão de cálculo do concreto

A_s - área de aço da armadura

f_{yd} - resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura

f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto

γ_c - coeficiente de ponderação da resistência do concreto

V_{sd} - força cortante solicitante máximo de cálculo

V_{Rd2} - resistência à compressão diagonal do concreto

V_{Rd3} - resistência relativa a ruína por tração diagonal

V_c - parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça

V_{sw} - parcela da força cortante resistida pela armadura transversal

A_{sw}/s - área de aço da armadura transversal

s - espaçamento dos estribos

α - inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural

f_{yk} - resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal

$f_{ct,m}$ - resistência à tração do concreto

ψ_1 - fator de redução de combinação frequente para ELS

ψ_2 - fator de redução de combinação quase permanente para ELS

I_c - momento de inércia da seção bruta do concreto

y_t - distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada

E_{ci} - módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto

E_{cs} - módulo de elasticidade secante do concreto

M_r - momento de fissuração do elemento estrutural

I_{II} - momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II

f - flecha imediata

α_f - flechha diferida

f_{CF} - contraflecha

A_{cri} - área da região de envolvimento protegida pela barra

E_{si} - módulo de elasticidade do aço da barra considerada

ρ_{ri} - taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à área da região de envolvimento

σ_{si} - tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II

w_k - valor característico de abertura de fissuras

$k_{fl,p}$ - fator de carregamento à flexão

F_{ctu} - capacidade à tração do reforço têxtil

z - braço de alavanca interno

k_1 - coeficiente de eficiência

$k_{0,\alpha}$ - coeficiente de orientação do reforço;

A_t - área de seção transversal do reforço têxtil;

f_t - resistência à tração do filamento

V_{Rm} - capacidade resistente para força cortante

$V_{Rm,c}$ - componente referente à contribuição do concreto à resistência;

$V_{Rm,f}$ - componente referente à contribuição da treliça.

η_1 - fator de correção para concreto leve

κ - fator de escala

ρ_l - taxa de reforço longitudinal

$b_{s,eff}$ - largura efetiva da alma

$a_{t,w}$ - área da seção transversal do reforço transversal;

$f_{t,u}$ - resistência à tração do reforço transversal;

k_α - fator de redução devido a obliquidade do ângulo do reforço com $\alpha = 90^\circ - \beta_r$;

k_w - limitação de resistência à tração do reforço transversal;

$\cot\beta_r$ - cotangente do ângulo β_r de inclinação das fissuras de corte com o eixo longitudinal;

α_c - coeficiente de redução;

$b_{w,red}$ - espessura efetiva da alma = $b_{s,eff}$.

ω_v - taxa de reforço transversal

σ_x - tensão normal

γ_{tex} - coeficiente de ponderação da resistência do concreto têxtil

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	15
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA	15
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	15
2.2.1 Objetivo principal	15
2.2.2 Objetivo secundário	15
2.3 PRESSUPOSTO	15
2.4 DELIMITAÇÃO	16
2.5 LIMITAÇÕES	16
2.6 DELINEAMENTO	16
3 CONCRETO TÊXTIL	18
3.1 MATRIZ	19
3.1.1 Composição da matriz	19
3.1.1.1 Matrizes de base mineral	19
3.1.1.2 Matrizes com aglomerantes alternativos	20
3.1.2 Propriedades do concreto fresco	20
3.1.3 Propriedades do concreto endurecido	21
3.2 REFORÇO TÊXTIL	22
3.2.1 Fios de vidro AR	23
3.2.2 Fios de carbono	23
3.2.3 Tipos de texturas	24
3.2.3.1 Telas	24
3.2.3.2 Malhas	24
3.2.3.3 Tecidos entrelaçados	25
3.2.4 Resistência à tração	26
3.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO	26
3.3.1 Tensão-deformação	26
3.3.2 Capacidade de carga	28
3.3.3 Desempenho à flexão do concreto têxtil	29
3.3.4 Comportamento à tração	30
3.4 APLICAÇÕES DO CONCRETO TÊXTIL	31
4 PASSARELAS	34
4.1 CONCEPÇÃO	36

4.1.1 Localização	36
4.1.2 Geometria	37
4.1.2.1 Estética	37
4.1.2.2 Gabarito	38
4.1.2.3 Seção transversal	39
4.1.2.4 Guarda-corpos	40
4.1.3 Considerações do carregamento	41
5 DIMENSIONAMENTO EM CONCRETO ARMADO	43
5.1 MODELAGEM DO PROBLEMA	43
5.1.1 Localização	43
5.1.2 Geometria	43
5.1.2.1 Gabarito	43
5.1.2.2 Seção transversal	44
5.1.3 Carregamento	44
5.1.4 Modelo estrutural	46
5.2 DIMENSIONAMENTO PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO	47
5.2.1 Dimensionamento para flexão simples	48
5.2.2 Dimensionamento para força cortante	51
5.3 VERIFICAÇÃO PARA O ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	54
5.3.1 Estado-limite de deformação	57
5.3.1.1 Flecha imediata	57
5.3.1.2 Flecha diferida	58
5.3.2 Estado-limite de fissuração	59
6 DIMENSIONAMENTO EM CONCRETO TÊXTIL	61
6.1 MODELAGEM DO PROBLEMA	61
6.1.1 Localização e geometria	61
6.1.2 Carregamento	61
6.1.3 Modelo estrutural	63
6.2 DIMENSIONAMENTO PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO	64
6.2.1 Dimensionamento para flexão simples	64
6.2.2 Dimensionamento para força cortante	68
6.2.2.1 Componente sem reforço transversal	69
6.2.2.2 Componente com reforço transversal	71
6.3 VERIFICAÇÃO PARA O ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	73
7 COMPARATIVO ENTRE DIMENSIONAMENTOS	75

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS	78
REFERÊNCIAS	79

1 INTRODUÇÃO

O estudo da ciência dos materiais é de fundamental importância na Engenharia Civil, sem o mesmo não seríamos capazes de projetar estruturas de forma rigorosa e precisa, ficando totalmente reféns do empirismo. É nesse contexto que o advento de novas propostas e tecnologias de materiais como o concreto têxtil (CT) traz evolução para a sociedade como um todo.

Do mesmo modo que o concreto armado convencional, o CT é um material compósito que busca aproveitar a boa resistência à compressão do concreto enquanto um reforço é utilizado para suportar as tensões de tração, neste caso, feito de fibras têxteis. As primeiras pesquisas e desenvolvimento deste material são da década de 90, entretanto, foi apenas nos últimos 10 anos que o compósito ganhou maior destaque no meio acadêmico e o número de estudos sobre o assunto aumentou consideravelmente. Os maiores grupos de pesquisa estão situados na Alemanha, Israel, Estados Unidos, Reino Unido e Japão, tendo o Brasil contribuído com algumas pesquisas na área de reforço com fibras vegetais. Essas pesquisas têm levado a uma série de aplicações para o uso do concreto têxtil, tais como: soluções de painéis de fachada, estruturas de casca, passarelas, reforço estrutural, e proteção à corrosão. Denardi (2016) reúne uma grande quantidade de informações e aplicações do CT em um dos primeiros trabalhos sobre o assunto publicados na língua portuguesa.

Na busca de uma solução dos problemas historicamente conhecidos do concreto armado convencional é que iniciaram-se as pesquisas de novos materiais, dos quais, encontra-se o CT numa possível solução para o problema da corrosão das armaduras de aço e ainda apresentando a vantagem da possível diminuição do cobrimento e conseqüentemente do peso próprio da estrutura. Diferentemente do concreto armado, o concreto têxtil ainda não possui normatização nacional ou internacional para o dimensionamento de estruturas que o utilizem como material estrutural, sendo necessária uma análise mais detalhada para cada aplicação individual.

Assim sendo, o CT enquadra-se em uma das possíveis soluções para a construção de estruturas simples que não apresentam carregamentos elevados ou que exijam grandes considerações de variabilidades nas incertezas do projeto, como é o caso da superestrutura de uma passarela para

pedestres. Aplicações deste tipo já são encontradas na Alemanha, com dimensões da ordem de 15 m.

Neste contexto, este trabalho busca uma compreensão do comportamento e dimensionamento deste recente material compósito. Para tanto, comparou-se o dimensionamento de uma superestrutura de uma passarela de concreto armado, através dos métodos já consagrados e normatizados, com o dimensionamento de uma passarela em CT através de recomendações teóricas e experimentais presentes na literatura disponível. Desta maneira é possível fazer uma análise que leve em consideração vantagens e desvantagens do emprego do compósito na construção civil e para esta aplicação em específico.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para o desenvolvimento deste trabalho são descritas a seguir.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho será: quais as diferenças no processo de dimensionamento de uma passarela de concreto t \tilde{e} xtil e uma de proposta semelhante de concreto armado?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos do trabalho est \tilde{a} o classificados em principal e secund \tilde{a} rio e s \tilde{a} o apresentados a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho ser \tilde{a} comparar o dimensionamento de um elemento da superestrutura de uma passarela utilizando dois materiais distintos: o concreto t \tilde{e} xtil e o concreto armado convencional.

2.2.2 Objetivo secund \tilde{a} rio

O objetivo secund \tilde{a} rio do trabalho ser \tilde{a} a obten \tilde{c} o de um maior conhecimento do comportamento mec \tilde{a} nico, das caracter \tilde{e} sticas e do dimensionamento que diferem o novo material comp \tilde{o} sito, CT, do j \tilde{a} consagrado concreto armado.

2.3 PRESSUPOSTO

Este trabalho ter \tilde{a} como pressuposto que as informa \tilde{c} oes contidas nas seguintes normas s \tilde{a} o v \tilde{a} lidas:

- a) NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;
- b) NBR 7188/2013 – Carga m \tilde{o} vel rodovi \tilde{a} ria e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;
- c) NBR 8681/2003 – A \tilde{c} oes e seguran \tilde{c} a nas estruturas – Procedimento.

Também são considerados válidos os modelos teóricos-experimentais desenvolvidos e publicados principalmente pelos pesquisadores das universidades alemãs de Aachen e Dresden.

2.4 DELIMITAÇÃO

O trabalho delimitar-se-á ao dimensionamento de uma passarela construída com materiais diferentes submetida às mesmas condições de contorno específicas do seu local de construção e da sua utilização em serviço.

2.5 LIMITAÇÕES

Serão limitações do trabalho:

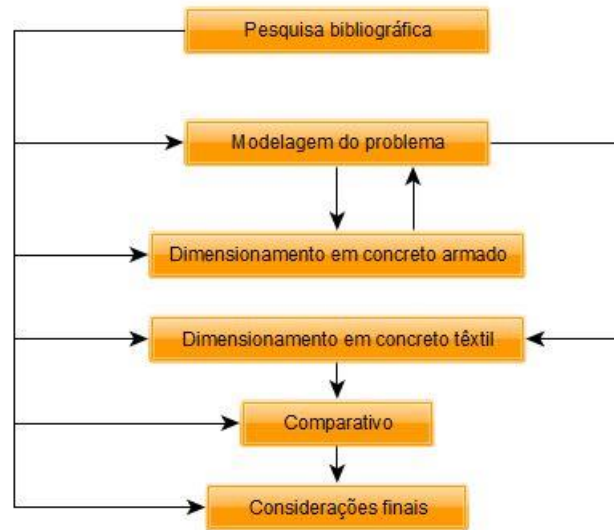
- a) a pesquisa restringe-se ao dimensionamento de um elemento da superestrutura da passarela, portanto, não serão abordados os cálculos necessários para dimensionamento da mesoestrutura, infraestrutura e acessos à passarela;
- b) não serão feitas verificações quanto a ações dinâmicas na passarela.

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir e descritas na figura 1.

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) modelagem do problema
- c) dimensionamento em concreto armado
- d) dimensionamento em concreto t \hat{e} xtil
- e) comparativo
- f) considerações finais

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa



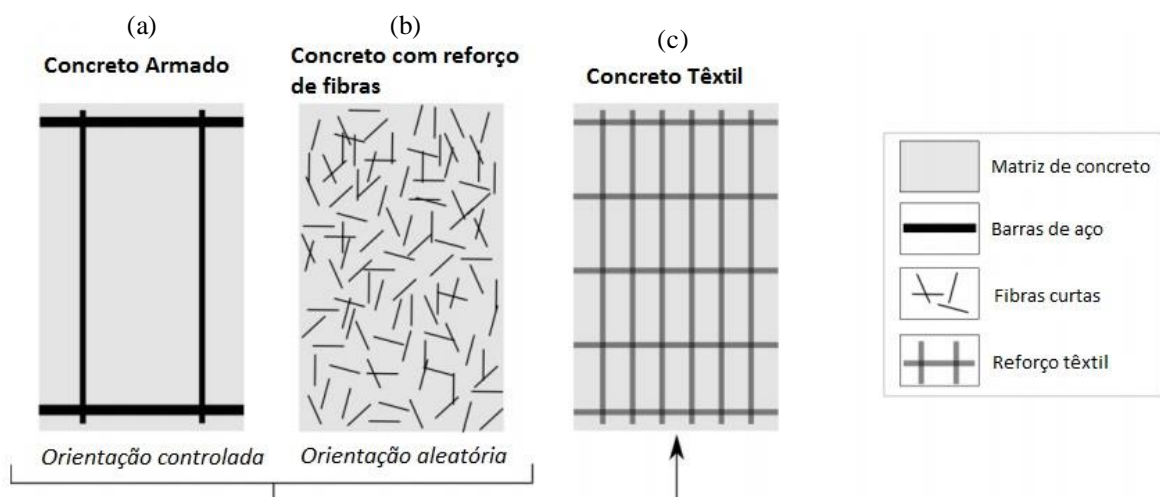
(fonte: elaborado pelo autor)

3 CONCRETO TÊXTIL

O concreto têxtil é um material compósito que alia a boa resistência à compressão do concreto à alta resistência à tração que o reforço de fibra têxtil possui.

A ideia de reforçar o concreto com fibras não é recente, já tendo mais de 50 anos de pesquisas na área depois que os primeiros artigos foram publicados na década de 60 (ROMUALDI; BATSON, 1963; ROMUALDI; MANDEL, 1964). Principalmente fibras curtas com orientação aleatória na matriz de concreto são empregadas como reforço (Figura 2b). Com o propósito de aproveitar ao máximo a capacidade de suporte de carga e a efetividade, reforços com orientações prioritariamente dispostas segundo as tensões solicitantes começaram a ser aplicados (Figura 2c), da mesma forma que ocorre com o concreto armado convencional (Figura 2a). Assim, é possível afirmar que o concreto têxtil combina os benefícios do concreto armado com os do concreto reforçado por fibras (WILLIAMS PORTAL, 2015), como mostra a figura 2.

Figura 2 – Efeitos combinados do concreto armado de aço e com reforço de fibras formando o concreto têxtil



(fonte: adaptado de WILLIAMS PORTAL, 2015, p.11, e HEGGER et al., 2006, tradução nossa)

Para uma melhor compreensão das propriedades mecânicas que fundamentam o dimensionamento do CT é importante analisar os componentes individuais do material compósito, ou seja, a matriz de concreto fino e o reforço têxtil.

3.1 MATRIZ

A matriz do concreto têxtil precisa ter um tamanho de grão do agregado muito pequeno (geralmente < 4 mm) para que o concreto penetre a malha de reforço. Assim, a matriz assemelha-se a uma argamassa. No entanto, essa argamassa possui propriedades mecânicas de alta performance e por este motivo é chamada de concreto fino ou concreto de agregado fino.

3.1.1 Composição da matriz

A matriz precisa ter uma composição tal que atenda à importante característica de penetrar totalmente nas fibras para garantir uma boa aderência com o reforço. Sua composição também pode variar de acordo com a propriedade específica do concreto fino que se necessite priorizar (durabilidade, resistência mecânica, fluência, retração, etc.). Por isso, a constituição da matriz deve ser ajustada para cada caso, de acordo com a propriedade da fibra têxtil utilizada, da geometria do elemento e de seu processo produtivo.

3.1.1.1 Matrizes de base mineral

As matrizes de base mineral são as que mais lembram as argamassas especiais, utilizando em suas composições cimento Portland, areia, e aditivos pozolânicos. Diversas dosagens para a composição da matriz foram testadas por Brameshuber e Brockmann (2001). A tabela 1 apresenta um traço de uma matriz de base mineral como referência, a qual apresenta diâmetro de grão máximo $d_{\max} = 0,6$ mm, grandes quantidades de aglomerante, adições de pozolana e aditivos plastificantes, para que a mesma obtenha uma maior fluidez.

As misturas encontradas na literatura existente apresentam teor água/aglomerante (cimento + cinza + sílica) na faixa de 0,10 até 0,40, enquanto o diâmetro de grão máximo d_{\max} varia entre 0,6 a 1,2 mm. A quantidade de aditivo plastificante nas misturas pode variar entre 0,6 a 2,5 % da massa de aglomerante (BRAMESHUBER et al., 2006).

Tabela 1 – Traço de matriz de base mineral empregado por Brameshuber

Materiais		PZ-0899-01 SFB 532
Quantidade de cimento	kg/m ³	490
Tipo de cimento (c)	-	CEM I 52,5
Cinzas pozolanicas (f)	kg/m ³	175
Sílica ativa (s)	kg/m ³	35
Aglomerante (c + f + s)	kg/m ³	700
Plastificante	% de massa de aglomerante	1,5
Finos silicosos 0 – 0,125 mm	kg/m ³	500
Areia silicosa 0,2 – 0,6 mm	kg/m ³	715
Água	kg/m ³	280
a/c	-	0,57
a/ag = a / (c + f + s)	-	0,4

(fonte: adaptado de BRAMESHUBER et al., 2006, p. 31, tradução nossa)

3.1.1.2 Matrizes com aglomerantes alternativos

Existem também matrizes que são compostas por outros tipos de cimentos (fosfato cimentos, cimentos de aluminato de cálcio e cimentos com adição de pequenas fibras) ou com modificações de polímeros (BRAMESHUBER, W *et al.*, 2006, p. 33).

3.1.2 Propriedades do concreto fresco

As técnicas experimentais utilizadas para caracterizar os concretos finos no seu estado fresco podem ser as mesmas normatizadas para argamassas, desde que haja um método para definir sua trabalhabilidade e fluidez. Também é importante definir a densidade e quantidade de ar contido no volume. Algumas normas dos países onde os estudos foram realizados, como a alemã DIN 18555-2 09.82 descrevem ensaios para caracterizar tais comportamentos.

As matrizes encontradas na literatura apresentam quantidade de ar incorporado na faixa de 0,4 a 2,1 % do volume do concreto e densidade entre 2090 a 2290 kg/m³ para matrizes com base mineral e de 2 a 3,1 % e 1900 a 2296 kg/m³ para as matrizes com aglomerantes alternativos. Segundo Brameshuber et al. (2006, p. 42, tradução nossa) “não foi possível determinar uma correlação clara entre fluidez e viscosidade” para as matrizes avaliadas.

3.1.3 Propriedades do concreto endurecido

Para uma caracterização da matriz quando endurecida, são comumente realizados ensaios para determinação de diversas propriedades, tais como: a resistência à compressão e à flexão, módulo de Young, carbonatação, retração e alcalinidade. É possível também determinar a curva tensão-deformação para ampliar a caracterização das propriedades mecânicas do material.

Encontrou-se na literatura matrizes apresentando uma ampla faixa de resistência à compressão com valores de 32 até 98 N/mm² (ou MPa) aos 28 dias para aquelas com base mineral, enquanto aquelas de aglomerantes alternativos variaram de 35 a 96 MPa. Quanto à resistência à flexão destas matrizes, verificou-se valores entre 6,9 e 19,4 MPa e de 5,1 a 21 MPa, respectivamente, embora os valores mais altos de resistência só possam ser obtidos com adição de pequenas fibras às matrizes. Ainda, valores relativamente altos de retração (entre 0,30 e 1.5 mm/m) foram identificados tanto nas matrizes com base mineral quanto nas de aglomerantes alternativos. Estes valores são considerados altos quando comparados com os valores de retração do concreto convencional com resistências semelhantes. A retração, assim como as outras propriedades mecânicas, deve ser levada em conta para a escolha correta da matriz a ser utilizada.

Quanto a alcalinidade, é importante ressaltar que ao contrário do reforço de aço do concreto armado convencional, o reforço de fibras têxteis de vidro tem seus mecanismos de corrosão¹ diminuídos com valores baixos de alcalinidade, por este motivo, para uma maior durabilidade do concreto têxtil é preferível um valor de pH menor. Na literatura, as matrizes com base mineral apresentaram pHs na faixa de 8,2 a 13,5, porém as misturas de menor pH apresentaram menor fluidez e deformações altas de retração, como já citado anteriormente. Para outros tipos de fibras têxteis como carbono e aramida não há problema quanto à corrosão.

Os valores de módulo de Young para compressão observados na literatura variam entre 20000 a 35000 MPa e a deformação na ruptura varia entre 3,316 a 7,443 %. A resistência a tração e o módulo de Young a tração variam, respectivamente, entre 2,6 e 4,7 MPa e 24000 e 32000 MPa (BRAMESHUBER et al., 2006).

¹ Quando do estudo de concretos, o termo “corrosão” geralmente é utilizado referindo-se à corrosão metálica das armaduras de aço, aqui, porém o termo é empregado com a seguinte definição: “desgaste gradual de um corpo qualquer que sofre transformação química e/ou física, proveniente de uma interação com o meio ambiente”.

Com as propriedades do concreto fino observadas na literatura e descritas acima, é possível dimensionar uma estrutura de concreto têxtil, levando em consideração as condições de contorno da estrutura para que sejam verificadas as misturas que apresentam melhores características para a situação. De um modo geral, pode-se afirmar que (BRAMESHUBER et al., 2006, p. 53, tradução nossa) “o concreto fino apresenta maiores deformações e uma menor rigidez do que o concreto convencional de resistência semelhante”.

3.2 REFORÇO TÊXTIL

A fibra têxtil a ser utilizada no concreto têxtil deve cumprir alguns requisitos para o bom desempenho do material compósito como elemento estrutural, como por exemplo possuir um módulo de elasticidade maior do que o da matriz do concreto, para que a estrutura mantenha a rigidez quando ocorre o processo de fissuração. O material também deve ser resistente ao meio alcalino (matriz cimentícia) que ficará exposto durante toda sua vida útil, possuir uma baixa relaxação enquanto suporta os carregamentos permanentes, ter uma boa e constante aderência com a matriz e, se possível, ter um custo baixo e um processo de fabricação simplificado.

São exemplos de materiais que cumprem esses requisitos as fibras de vidro álcali-resistentes (*AR-glass*), de carbono e de aramida. Estes, porém, são exemplos de fibras manufaturadas. Existem também as fibras de origem natural, como por exemplo o reforço de fibras compostas por basalto.

Os fios que compõem o reforço têxtil são um punhado de fibras elementares denominadas filamentos. Um fio contém de centenas a milhares de filamentos, portanto, a finura de um fio, medida por tex (grama por 1000 metros), depende do número de filamentos, do diâmetro médio dos filamentos e da densidade da fibra.

Os filamentos de um fio idealmente deveriam ser orientados paralelamente, pois as relações de tensão-deformação do fio podem variar significativamente dependendo da orientação de um filamento ou pela interação desses. No entanto, alguns métodos de fabricação, qualidade ou uso pretendido podem fazer com que ocorram discordância nas orientações. Quando os filamentos são orientados paralelamente, os fios são denominados feixes, ou *rovings* na língua inglesa.

Outro fator que também afeta substancialmente as propriedades dos fios é o tipo de impregnação primária aplicada (dispersão de água e impregnações integradas), influenciando

principalmente na qualidade da coesão entre os filamentos, o que por sua vez influencia o desempenho sob carga. Por isso, existem intensas pesquisas com objetivo de desenvolver novas impregnações primárias de fios e cobrimentos (GRIES et al., 2006).

3.2.1 Fios de vidro AR

A ideia da utilização de fibras de vidro não é recente. Com a sua adição no concreto, verificou-se que elas eram quimicamente instáveis no meio alcalino proporcionado pelo cimento. Buscando uma solução para este problema, em 1970 a Pilkington Brothers Ltda. desenvolveu e patenteou a primeira fibra de vidro álcali-resistente adicionando zircão à mistura. Estas primeiras fibras de vidro ainda apresentavam alguns problemas que permitiam a sua degradação, entretanto, inovações foram feitas buscando amenizar este problema.

Os fios de fibra de vidro disponíveis no mercado apresentam propriedades mecânicas – que variam de acordo com sua finura (esta, por sua vez, apresenta variações na faixa de 310 a 2500 tex) – como tenacidade até 1400 MPa, alongamento linear elástico até 2 % com módulo de elasticidade entre 70 e 80 GPa. Apresentam também uma densidade de 2,8 kg/dm³, diâmetro entre 13,5 a 27 µm e número de filamentos na faixa de 800 a 2000 (GRIES et al., 2006).

3.2.2 Fios de carbono

As fibras de carbono surgiram com Thomas Edison que as utilizou na lâmpada incandescente. As fibras atuais, no entanto, são produzidas através de outros materiais e processos avançados. Assim, atualmente são encontradas fibras de carbono com alta tenacidade, resistência a tração e alto módulo de elasticidade. Apresentam também baixa densidade, pouca deformação por fluência, boa redução de vibração, baixa dilatação e condutividade térmica, boa condutividade elétrica e também uma alta resistência a solventes ácidos, alcalinos e orgânicos. A desvantagem é que não apresentam boa adesão à matriz de concreto como as fibras de vidro, por isso devem ser utilizadas impregnações primárias especiais (GRIES et al., 2006).

Williams Portal et al., (2014) comparou qualitativamente diferentes materiais utilizados no reforço de concreto e posteriormente destacou as seguintes conclusões (WILLIAMS PORTAL, 2015, p. 21, tradução nossa):

- a) a fibra de carbono é uma solução superior em termos de durabilidade química, porém seus inconvenientes são um custo inicial relativamente alto e uma baixa disponibilidade para uso em aplicações na construção.
- b) o reforço de aço convencional é relativamente uma boa solução, porém tem seu já sabido risco de corrosão. Também tem a desvantagem de causar um alto impacto ambiental.
- c) a fibra de vidro álcali-resistente é a solução menos favorável em função de ser instável sob cargas térmicas crescentes. Ela é considerada, entretanto, a solução com melhor custo-benefício e prontamente disponível alternativa de reforço têxtil.
- d) apesar do basalto e das fibras de vidro serem semelhantes quimicamente, o basalto foi melhor classificado devido as suas propriedades de resistência à temperatura. O basalto aparenta ser uma solução promissora devido a disponibilidade do material base e métodos de produção acessíveis, no entanto, é importante ressaltar que a impregnação ou revestimento aplicado são fatores críticos influentes nas suas propriedades de durabilidade.

3.2.3 Tipos de texturas

O reforço de fibras utilizado no concreto têxtil pode ser manufaturado de diferentes maneiras, sendo mais comuns as telas, as malhas e os tecidos.

3.2.3.1 Telas

As telas são texturas produzidas por superposição de fibras em diferentes direções, com os pontos de cruzamento sendo fixos ou não. O reforço do elemento estrutural pode ser composto por várias camadas de telas, com distintas orientações de fibras em cada camada, desse jeito é possível se obter um reforço multi-axial, conforme observa-se na figura 3.

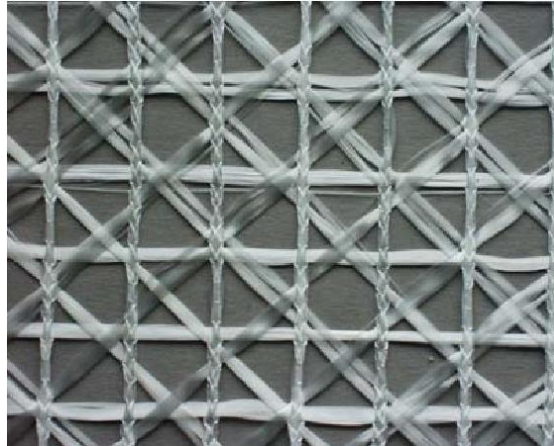
Também são produzidas telas de reforço em formatos circulares, na forma de tubos com diferentes diâmetros.

3.2.3.2 Malhas

As malhas são texturas semelhantes às telas, sendo que a única diferença quando comparadas às telas bi-axiais é que os tramos de fibras na direção perpendicular à principal são inseridos no padrão da malha ainda no momento de formação da malha, reduzindo assim a deterioração do reforço por evitar de serem repicados, como no caso das telas. As malhas podem ser melhor arranjadas, porém apresentam menor estabilidade de deslocamentos.

É possível também utilizar espaçadores ainda no momento de fabricação das malhas, podendo, então serem produzidas duas camadas malhas ao mesmo tempo já no espaçamento pré-definido para utilização no concreto têxtil. Assim como as telas, as malhas também podem ser produzidas em formatos circulares.

Figura 3 – Fibra têxtil multi-axial em formato de tela ou malha

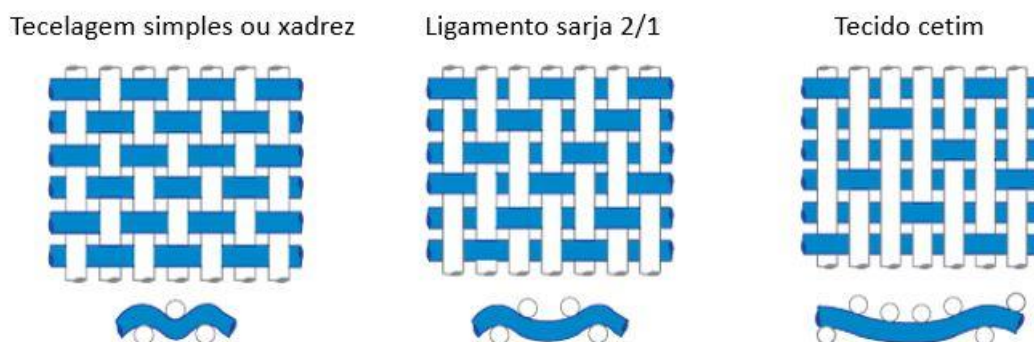


(fonte: GRIES et al., 2006)

3.2.3.3 Tecidos entrelaçados

Existem também reforços de fibra no formato de tecidos entrelaçados. Cada camada de reforço de tecido pode ter um padrão diferente, os padrões mais comuns são mostrados na figura 4:

Figura 4 – Padrões de tecidos



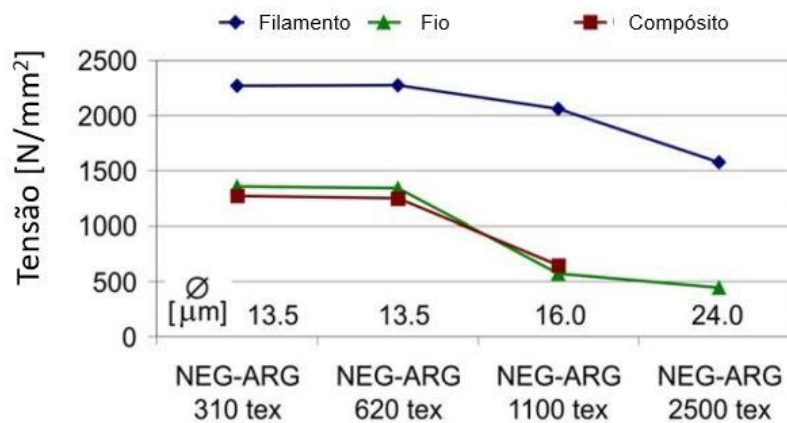
(fonte: PAXAA, 2016, tradução nossa)

Os tecidos entrelaçados precisam ser impregnados com uma matriz plástica a fim de melhorar sua estabilidade geométrica e aumentar sua resistência química.

3.2.4 Resistência à tração

Os resultados de testes de resistência do material compósito à tração dependem da coesão entre os filamentos, influenciando no valor final da tensão resistida. Como pode-se observar na figura 5, os valores alcançados de resistência de um único filamento são maiores do que os alcançados por um fio e pelo material compósito, uma das razões deste fenômeno é o carregamento desigual dos filamentos dentro dos fios e os defeitos existentes no material. A figura 5 também mostra uma dependência da finura e diâmetro da fibra na resistência final obtida (GRIES et al., 2006).

Figura 5 - Resistência à tração em filamentos, fios e compósito



(fonte: GRIES et al., 2006, tradução nossa)

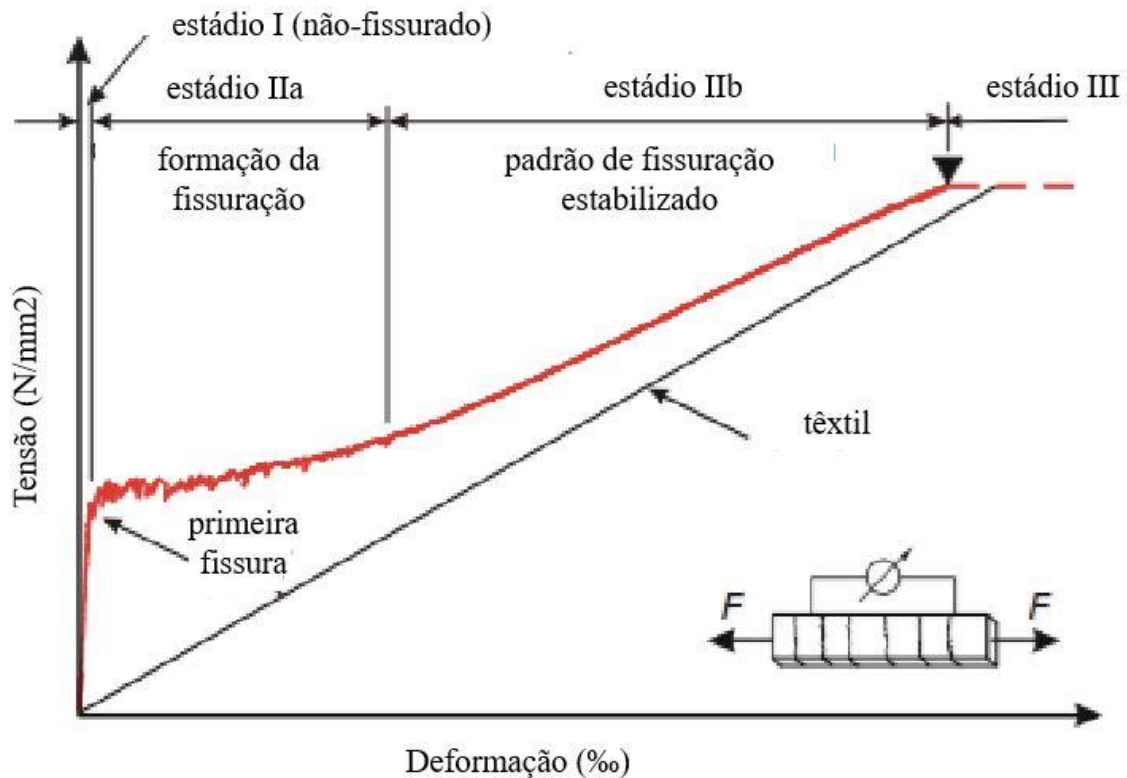
3.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO

Por ser um material bastante recente, o comportamento mecânico do concreto têxtil ainda é muito estudado. Existe uma grande quantidade de resultados experimentais e alguns modelos na literatura buscando identificar e explicar seu desempenho. São apresentados nesta seção alguns dados encontrados, os quais não resumem a totalidade de informações relativas às pesquisas realizadas até então.

3.3.1 Tensão-deformação

O concreto têxtil apresenta uma curva tensão-deformação muito semelhante ao concreto armado convencional. A figura 6 mostra um diagrama de tensão-deformação teórico do concreto têxtil sob carregamento uniaxial.

Figura 6 – Tensão-deformação teórica do concreto têxtil sob carregamento uniaxial



(fonte: HEGGER et al., 2006a, tradução nossa)

Hegger et al., (2006a, p. 135, tradução nossa) comenta esta relação não linear do concreto têxtil dividindo em três Estádios, já conhecidos do concreto armado:

- a) no início do carregamento, a rigidez do material compósito não fissurado (Estádio I) corresponde a aproximadamente o módulo de Young do concreto fino.
- b) ao exceder a resistência à tração da matriz de concreto, o Estádio onde a primeira fissura ocorre é atingido, e toda força de tração na fissura é suportada pelo reforço que necessita resistir à carga atuante, caso contrário acontecerá a ruptura do compósito. Com o aumento da força de tração, fissuras adicionais ocorrem (múltipla fissuração – Estádio IIa). Devido à aderência entre os filamentos e o concreto, são iniciadas forças no concreto até a resistência à tração do concreto ser atingida novamente. A distância entre fissuras e espessura das mesmas são determinadas pelo tipo de reforço e suas características de aderência com o concreto, e também pela deformação de falha à tração da matriz. A curva tensão-deformação mostra pouco aumento de tensão durante as múltiplas fissuras.
- c) no Estádio onde o padrão de fissuras está estabilizado (Estádio IIb) não ocorrem mais fissuras. Então, com um aumento de carga, os filamentos são deformados até que sua resistência seja atingida. Antes de serem iniciados testes mais detalhados, esperava-se que a rigidez no Estádio IIb fosse igual ao Módulo de Young do reforço. Identificou-se, porém, que na maioria dos testes a rigidez do compósito foi de 10 a 30 por cento menor. [...] Na continuidade da curva tensão-deformação, evidencia-se um comportamento aproximadamente paralelo da curva tensão-

deformação do compósito e do reforço têxtil puro. A diferença é devida ao assim chamado efeito de rigidez à tração.

- d) uma área de deformação dúctil (Estádio III) não aparece nos testes à tração de concreto têxtil porque os materiais utilizados (fibra de vidro, carbono) não possuem resistência plástica. Portanto, o compósito falha de modo frágil quando atinge a deformação da tensão de ruptura do reforço.

3.3.2 Capacidade de carga

Em concordância com o que foi trazido no item 3.2.4 e na figura 5, outros estudos presentes na literatura também comparam a resistência das fibras, fios e do compósito, ratificando grandes diferenças na capacidade de carga de cada elemento. A capacidade de carga do compósito pode ser até 50% menor do que do filamento (HEGGER et al., 2006a).

Os mecanismos de falha do concreto têxtil ainda não são completamente compreendidos, porém sabe-se que diversos fatores influenciam na capacidade de carga do compósito (HEGGER et al., 2006a, p. 137, tradução nossa):

- a) imprecisão das propriedades das fibras (principalmente a resistência dos filamentos e diâmetro do filamento (ou carga máxima do filamento) em um certo ponto)
- b) dano dos filamentos durante as várias etapas da produção (fabricação dos têxteis, produção do compósito)
- c) propriedades da aderência entre filamento-filamento (dependente das impregnações, geometria dos fios, pressão de confinamento/transversal)
- d) propriedades da aderência entre fios-matriz (dependente das impregnações, composição da matriz, geometria dos fios, idade do compósito, histórico de carregamento)
- e) ajuste dos filamentos (dependendo da qualidade do fio, produção do tecido, tecnologia do concreto)
- f) orientação das fibras (ângulo entre as fibras e o carregamento)

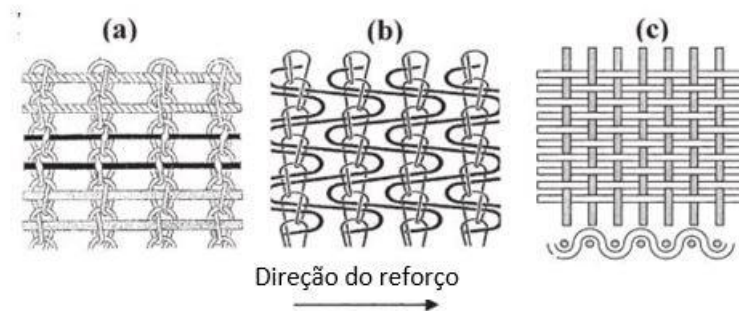
Hegger et al., (2006a, p.137, tradução nossa) ainda constata:

“O problema é prever se a falha de um único filamento levará a completa falha do compósito ou não. Por isso, – ao contrário do concreto convencional – o comportamento da aderência dos fios possui uma influência determinante na capacidade de carga do material compósito.”

3.3.3 Desempenho à flexão do concreto têxtil

O desempenho à flexão do concreto têxtil é fortemente influenciado pela geometria do reforço têxtil. Peled e Bentur (2004) realizaram testes de flexão com três diferentes estruturas de tecidos, mostradas na figura 7.

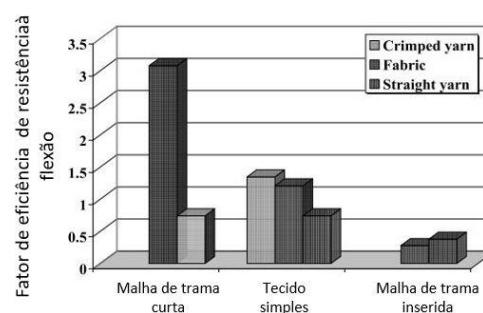
Figura 7 – Estruturas de reforço têxtil – a) malha de trama inserida b) malha de trama curta c) tecido simples



(fonte: PELED; BENTUR, 2004)

Os autores destacam que o tecido não pode ser entendido simplesmente como um meio de manter juntos os fios do reforço para serem colocados na matriz de concreto. A geometria do tecido pode aumentar a aderência entre fios em compósitos ou ainda pode reduzir drasticamente a eficiência dos fios que poderiam ser excelentes para reforço caso não fizessem parte de um tecido. Geometrias não lineares semelhantes a exibida na figura 7 b resultam em uma melhor ancoragem na matriz de concreto fino, aumentando o desempenho do compósito como um todo. Tal efeito pode ser melhor observado na tabela 2 e figura 8 (HEGGER et al., 2006a).

Figura 8 – Coeficientes de eficiência de resistência à flexão para diferentes estruturas, fios desatados e fios únicos



(fonte: HEGGER et al., 2006a, tradução nossa)

Tabela 2 – Efeito da estrutura do reforço no desempenho à flexão do compósito

Tipo de reforço	Tipo de fio	Quantidade de reforço no compósito (% Vol.)	Resistência à flexão (MPa)	Tenacidade (N*mm)	Coefficiente de eficiência da resistência à flexão	Coef. de eficiência, reforço / fio único
Tecido simples 7 fios/cm*	Polietileno (baixo E)	5,7	18	4390	1,21	1,64
5 fios/cm*			15	4000	1,01	1,36
Malha de trama curta 3 fios/cm*	Polietileno (baixo E)	2	16	4370	3,08	4,15
Malha de trama inserida 3 fios/cm*	Polipropileno (baixo E)	3,5	13	2990	0,74	0,70
	Polietileno de alta densidade (alto E)		19	4057	0,28	0,74

*Densidade de fios perpendicular à direção de reforço

(fonte: adaptado de HEGGER et al., 2006a, p. 152, tradução nossa)

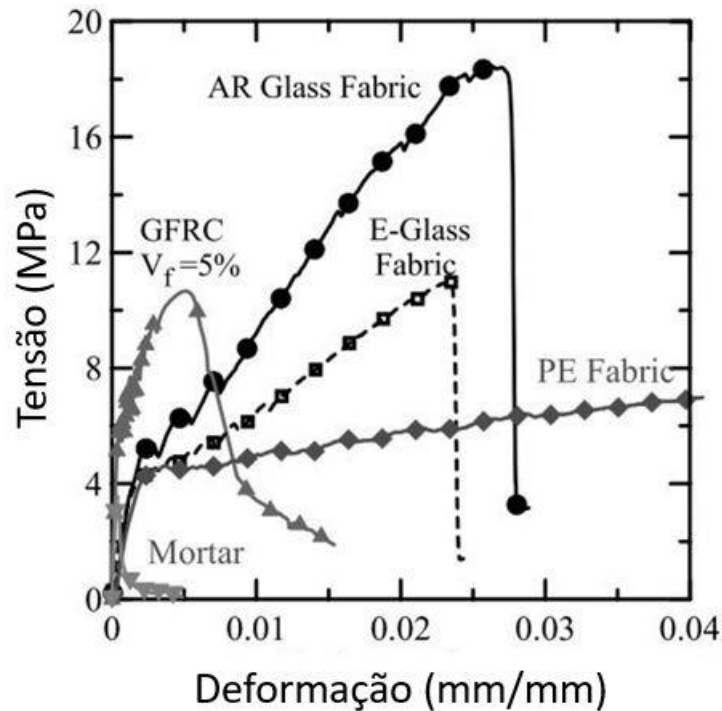
3.3.4 Comportamento à tração

O comportamento à tração do compósito pode ser descrito pela interação do tecido de reforço com a matriz e as condições da interface.

Observa-se que a resposta do compósito a um ensaio de tração é linear até o chamado Ponto de Curvatura (PC) que representa a transição da linearidade. Este primeiro estágio tem início com a formação de várias fissuras isoladas e termina quando uma delas se propaga por toda espessura da amostra. O número inicial destas primeiras fissuras depende da proporção entre o volume da matriz e tecidos. O efeito das fibras presentes na matriz é de “atrasar” o aumento dessas fissuras transferindo as tensões de volta para a matriz, isso faz com que a carga aumente ao longo de uma grande extensão de deformação enquanto a fissuração da matriz continua, como pode ser visto na figura 9.

Esta capacidade de deformação aumentada após as primeiras fissuras pode ser explicada pelo método proposto por Mobasher e Li (1996) que prevê a capacidade de deformação da fase da matriz na presença de fibras.

Figura 9 – Resistência à tração do compósito com diferentes tipos de reforços



(fonte: PELED; MOBASHER, 2005)

O estágio após PC é caracterizado pela formação de fissuras distribuídas. A rigidez do compósito é suficientemente alta para evitar que as novas fissuras formadas se alarguem e com isso promovam mais fissuração. O último estágio é dominado por danos progressivos e caracterizado pela abertura de fissuras, o que finalmente leva a falha por escorregamento do tecido ou delaminação. Resistências à tração da ordem de 50 MPa foram reportadas em um sistema de fibras contínuas com o máximo de 9% de fração do volume de fibras. (HEGGER et al., 2006a)

3.4 APLICAÇÕES DO CONCRETO TÊXTIL

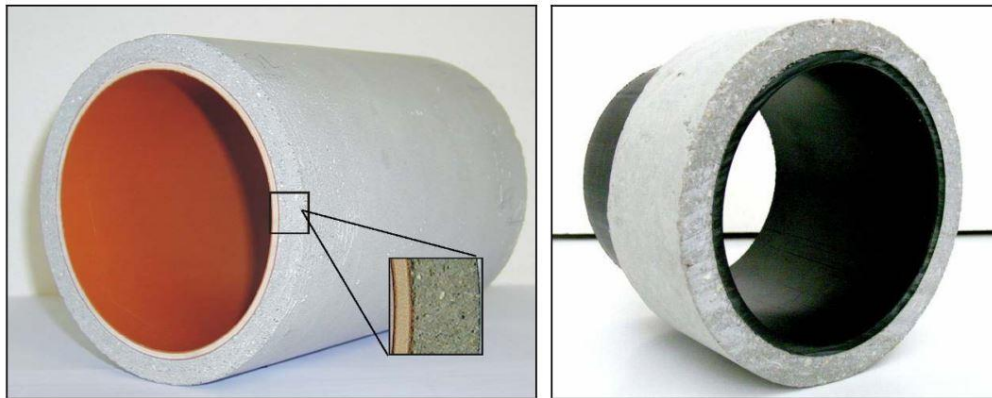
O concreto têxtil já vem sendo utilizado para diferentes fins na construção civil e outras áreas. As figuras seguintes exibem algumas dessas aplicações.

Figura 10– Elementos de fachada utilizando concreto têxtil



(fonte: HEGGER et al., 2006b)

Figura 11 – Tubos de concreto têxtil com tubos plásticos dentro (Polietileno e PVC)



(fonte: HEGGER et al., 2006b)

Figura 12 – Paredes para proteção acústica



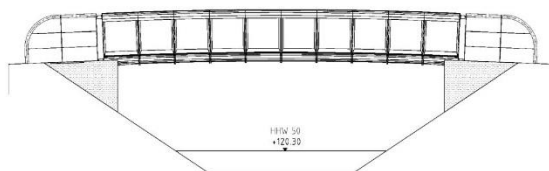
(fonte: HEGGER et al., 2006b)

4 PASSARELAS

Passarelas, ou pontes para pedestres, são obras de arte especiais construídas de forma temporária ou permanente destinadas a transpor obstáculos naturais e/ou artificiais. Já que a locomoção é uma necessidade intrínseca humana, é difícil estimar de quando datam as primeiras passarelas construídas pelo homem, sendo que os materiais empregados nas suas construções variaram desde a antiguidade. Leonhardt (1979) afirma que na antiguidade eram construídas em corda e madeira, na forma de vigas, vigas escoradas e vigas armadas simples. Os povos civilizados construíam pontes de pedras ainda antes de Cristo. No final do século XVIII, surgiram as pontes de ferro fundido em forma de arco, e então vieram os novos materiais ferro forjado e aço, dando origem a primeira grande ponte em viga com seção celular de ferro forjado. Apenas no século XX foi que surgiram as primeiras pontes de concreto, no início apenas substituindo a pedra. Rapidamente as pontes de concreto armado e protendido começaram a se difundir.

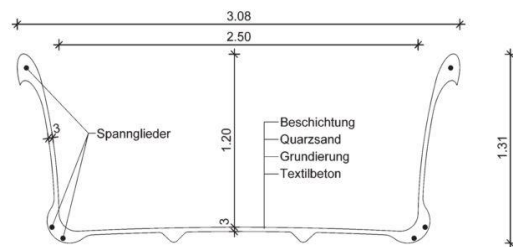
A primeira passarela utilizando concreto têxtil foi concluída em 2006, na cidade de Oschatz, Alemanha com o objetivo de minimizar o peso e a quantidade de material empregado. O vão da passarela é de 8,60 m, o peso é 6 toneladas e a seção transversal é em formato de U com uma largura de 2,60 m e espessura de apenas 30 mm. As figuras 14 e 15 mostram os croquis da vista norte da passarela e da seção transversal, enquanto a figura 16 mostra o resultado do projeto depois de executado.

Figura 14 – Vista norte de passarela de concreto têxtil



(fonte: HEGGER et al., 2006b)

Figura 15 – Seção transversal



(fonte: EHLIG et al., 2012)

Figura 16 – Passarela de concreto têxtil



(fonte: BAUINGENIEUR24, 2007)

Mais recentemente, em 2010, outra passarela foi construída também na Alemanha, na cidade de Albstadt (figura 17). Nesta, foi utilizada uma seção transversal com vigas em formato de T e optou-se por compor o reforço por uma combinação de concreto armado com concreto têxtil, com dimensões de 3,21 x 97 m.

Figura 17 – Passarela de concreto têxtil e armado



(fonte: INNOVATION IN TEXTILES, 2011)

Na América Latina e no Brasil ainda não há nada nesse tipo, inclusive a NBR 7187 em seu primeiro capítulo afirma que: “Esta Norma fixa as condições gerais que devem ser obedecidas no projeto, na execução e no controle das pontes de concreto armado ou protendido, **excluídas**

aqueles em que se empregue concreto leve ou outros concretos especiais.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, grifo nosso)

4.1 CONCEPÇÃO

Para a concepção de um projeto de uma passarela para pedestres, os pontos listados na Instrução de Serviços Ferroviários nº 219 do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) podem ser extrapolados e levados em consideração para outros tipos de passarela, não estando limitados somente às de travessia ferroviária. São eles (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2016, p. 1):

- a) localização favorável da passarela;
- b) garantir aos pedestres: conforto, segurança e facilidade de acesso;
- c) atendimento ao gabarito estabelecido para a via;
- d) considerar as prescrições da Norma ABNT NBR 9050 – Acessibilidade de Pessoas Portadoras de Deficiências a Edificações, Espaço Mobiliário e Equipamentos Urbanos.

4.1.1 Localização

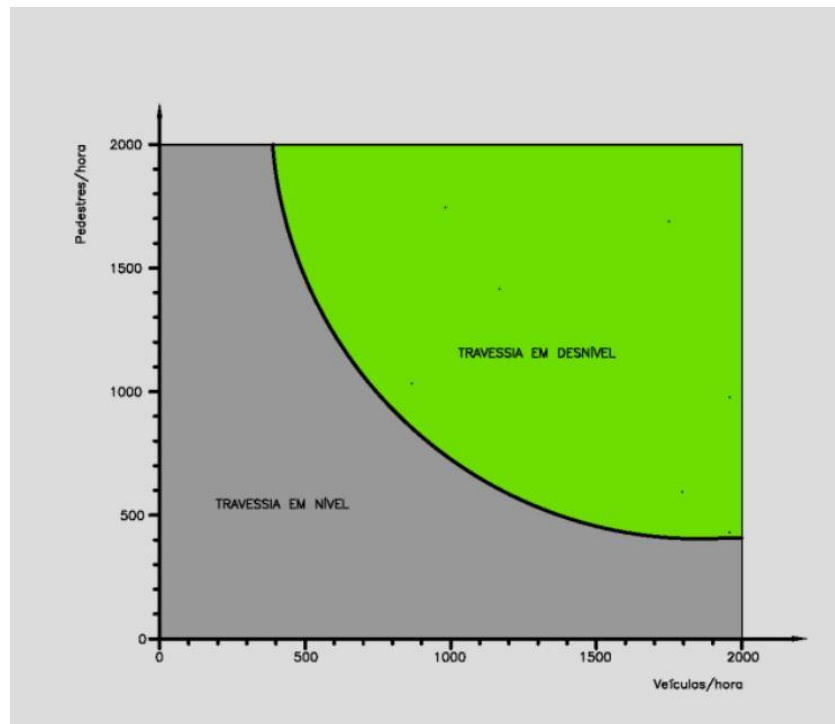
A localização de uma passarela é de extrema importância pois existe uma certa relutância por parte dos pedestres em utilizá-las (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2010, p. 107). Portanto, segundo o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) (1996, p. 161):

O usuário, geralmente indisciplinado, deve ser praticamente compelido a usar a passarela; para isso, as rampas de acesso devem ter início e fim em pontos de atração natural tais como cruzamentos de ruas, saídas de fábricas, escolas etc.

[...] Sem estrada bloqueada, sem um tráfego muito intenso, sem condições topográficas favoráveis e sem a existência de pontos bem definidos de atração, a passarela será pouco utilizada e servirá apenas para abafar o clamor público que surge quando acontecem atropelamentos.

Um método para determinar se a travessia de pedestres deve ser feita por meio de uma passarela para eliminar o conflito pedestre/veículo em uma via com velocidade de veículos de até 60 km/h é apresentado na figura 18.

Figura 18 – Fluxos que justificam a implantação de passarelas



(fonte: DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2010)

O local que será situada a passarela também pode afetar na escolha do método construtivo adotado, uma vez que pode não ser possível o bloqueio temporário de uma ou mais faixas na via necessário para o escoramento da passarela.

4.1.2 Geometria

4.1.2.1 Estética

O Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1996, p. 163) fornece algumas diretrizes básicas que possibilitam projetos de passarelas de bom partido estético:

- a) disponibilidade de áreas para desenvolvimento das rampas de acesso;
- b) continuidade de greide em toda a obra: trecho central e rampas de acesso;
- c) escolha de um sistema estrutural contínuo e, se possível, aperticado;
- d) escolha de geometria adequada para as seções transversais da passarela, da rampa e dos pilares;
- e) escolha de guarda-corpos leves;

- f) escolha de detalhes que preservem a limpeza e a durabilidade da obra;
- g) os detalhes escolhidos devem guardar uma proporção adequada com o restante da estrutura, ressaltando sua leveza com artifícios tais como apresentação de faces expostas em planos diferentes, aproveitamento de efeitos favoráveis de sombras naturais, etc..

Não será abordado neste trabalho o dimensionamento das rampas de acesso e escadas.

4.1.2.2 Gabarito

O gabarito é a distância livre mínima horizontal ou vertical necessária para que os veículos atravessem por entre a ponte/passarela e continuem trafegando com segurança na faixa de tráfego. As medidas do gabarito definirão então as dimensões dos vãos livres da passarela. O Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2010) designa em quadros simplificados os gabaritos verticais e horizontais a serem adotados:

Quadro 1 – Gabarito vertical mínimo

Vias	Gabarito vertical (m)
Vias expressas	5,50
Vias arteriais que atuem como extensões do sistema rodoviário nacional	5,50
Outras vias arteriais	4,50

(fonte:DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2010)

Quadro 2 – Largura das faixas de rolamento

Categoria da via	Largura das faixas de rolamento (m)	
	Desejável	Mínimo
Vias Expressas	3,60	3,50
Vias Arteriais *		
Velocidade diretriz 60-80 km/h	3,60	3,50
Velocidade diretriz 50-60 km/h	3,50	3,30

* Valores exclusive largura adjacente a meio-fio, reservada para sarjeta, com valor mínimo de 0,30 m.

(fonte: DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2010)

Quadro 3 – Largura dos acostamentos para vias expressas e algumas arteriais primárias

Número de faixas por sentido	Largura mínima dos acostamentos (m)	
	Interno	Externo
2 ou 3	1,20 (0,60)	3,00* (2,00)
4 ou mais	3,00 (1,00)	3,00* (2,00)

* Preferivelmente 3,50 m, onde for previsto um volume horário por sentido de caminhões superior a 250 veículos;
() valores mínimos em condições restritas.

(fonte: DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2010)

Quadro 4 – Largura do canteiro central

Categoria da via	Largura do canteiro central (m)
<i>Vias Expressas</i>	
Mínimo	
Pistas de 2 faixas	1,80
Pistas de 4 faixas	3,00
Pistas de 6 ou mais faixas	6,60*
Desejável	12,00

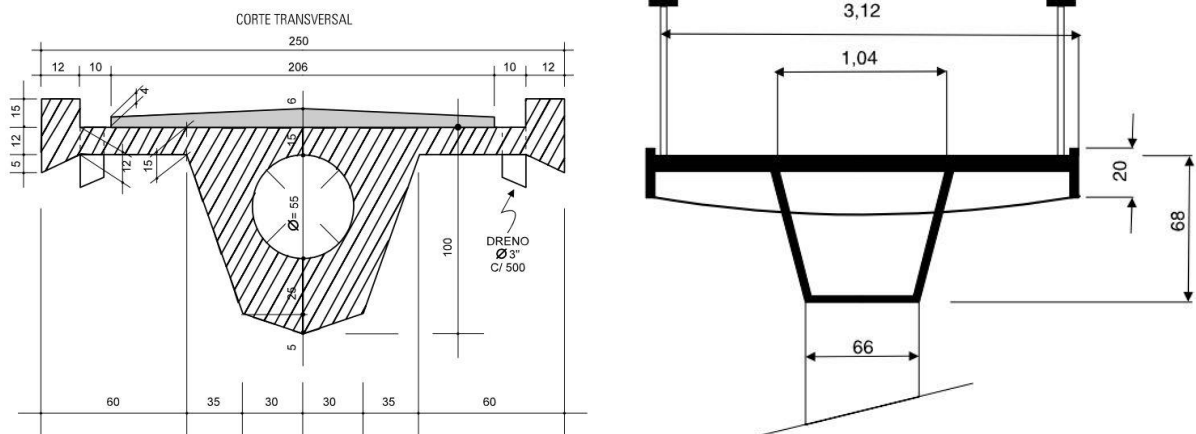
* Preferivelmente 7,60 m, onde for previsto um volume horário por sentido de caminhões superior a 250 veículos.
() valor mínimo absoluto.

(fonte: adaptado de DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2010)

4.1.2.3 Seção transversal

Para definição da seção transversal do tabuleiro da superestrutura da passarela é necessário verificar as legislações, normas ou manuais de boa prática referentes a este tipo de estrutura. Conforme recomenda o DNIT (2010, p. 109) “As vias de pedestres devem ter uma largura mínima de 2,40 m. Maiores larguras podem ser necessárias para volumes excepcionalmente elevados de pedestres, como se vêem nas áreas centrais das grandes cidades e em torno de estádios esportivos.”. Porém, o extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1996, p. 151) preconiza uma largura levemente maior, afirmando que “Os últimos projetos de passarelas do DNER demonstram uma tendência de se adotar uma largura total de 2,50 m, bastante satisfatória.”. O mesmo manual ainda apresenta alguns exemplos de seções transversais típicas de passarelas em concreto armado ou protendido.

Figura 19 –Exemplos de seção transversal



(fonte: DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1996)

Quanto ao aspecto estrutural da escolha da seção transversal, Leonhardt (1979, p. 53) aponta alguns fatores que influenciam esta tomada de decisão:

- a) tamanho do vão referido ao sistema estrutural adotado;
- b) altura estrutural disponível ou esbeltez desejada, expressa por $l : h$ ou por $l_i : h$, no caso de continuidade, sendo l_i = distância aproximada entre os pontos de momento nulo (M_g);
- c) processo de construção, meios disponíveis, equipamentos, etc.;
- d) economia do processo construtivo escolhido. Estruturas esbeltas exigem um consumo maior de aço do que as menos esbeltas; por outro lado, deve-se levar em consideração as consequências sobre as rampas de acesso;
- e) relação $q : g$ = carga móvel : peso próprio. Valores grandes de $q : g$ implicam, no caso de vigas de concreto protendido, em quantidades adicionais de concreto no banzo tracionado como, por exemplo, na adoção de seções em duplo T ou em caixão.

4.1.2.4 Guarda-corpos

Os guarda-corpos são estruturas localizadas nas extremidades laterais do tabuleiro das passarelas com o objetivo de garantir a segurança do pedestre que trafega. Podem ser constituídos de concreto, perfis metálicos ou mistos e devem ter altura variando entre 90 e 100 cm.

Um guarda-corpo de concreto possui as vantagens de ser mais seguro, ter menor custo, não necessitar de manutenção constante e não estar sujeito a roubo. No entanto, são muito mais

pesados quando em comparação com um guarda-corpo metálico e, quando não se constituem fruto de trabalhos arquitetônicos, costumam dispor de uma estética não muito agradável (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1996).

4.1.3 Considerações do carregamento

A NBR 8681 classifica as ações que causam esforços ou deformações nas estruturas em (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 3):

- a) ações permanentes;
- b) ações variáveis;
- c) ações excepcionais.

Sendo que, mais especificamente, para o caso de pontes, a NBR 7187 detalha algumas ações permanentes a serem consideradas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a):

- a) as cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;
- b) as cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
- c) os empuxos de terra e de líquidos;
- d) as forças de protensão;
- e) as deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios.

E ainda, sobre as ações variáveis, a mesma NBR 7187 recomenda (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 5):

- a) as cargas móveis;
- b) as cargas de construção;
- c) as cargas de vento;
- d) o empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- e) a pressão da água em movimento;
- f) o efeito dinâmico do movimento das águas;

g) as variações de temperatura.

A ação das cargas móveis, destacada na alínea a) é de fundamental importância para o dimensionamento de pontes e passarelas, pois é considerada a principal ação variável para o projeto deste tipo de estrutura, existindo uma Norma (NBR 7188) específica para as considerações de cálculo de ações desta natureza. Esta NBR apresenta um capítulo exclusivo para passarelas, onde recomenda adotar uma carga móvel “[...] uniformemente distribuída, aplicada sobre o pavimento entre os guarda-corpos, na posição mais desfavorável, sem consideração de coeficiente de impacto vertical: $p = 5,0 \text{ kN/m}^2$ ” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 7).

As ações excepcionais são ações que compreendem eventos de baixa frequência, ou seja, eventos dos quais a ocorrência se dá em circunstâncias anormais, tais como choques de veículos, explosões, etc. A NBR 7188 preconiza a ação de uma carga horizontal excepcional (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 7):

[...] deve ser considerada uma carga horizontal pontual de 100 kN aplicada no ponto mais desfavorável da estrutura da passarela no sentido do tráfego sob a passarela. Todas as ligações da superestrutura e respectivos pilares de passarelas devem ser verificados para esta ação excepcional.

5 DIMENSIONAMENTO EM CONCRETO ARMADO

5.1 MODELAGEM DO PROBLEMA

5.1.1 Localização

A passarela, que será dimensionada em concreto armado convencional, ficará situada em uma rodovia expressa qualquer de quatro faixas (semelhante àquela da figura 20), sem uma localização exata definida. Esta condição foi adotada para que não sejam introduzidas condições de contorno locais específicas no problema, de modo que o foco seja o dimensionamento de uma passarela genérica que vença o vão proposto. Quando da implementação da passarela, sua localização deve observar critérios discutidos no item 4.1.1.

Figura 20 – Passarela exemplo



(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.2 Geometria

5.1.2.1 Gabarito

Os gabaritos adotados são os citados em 4.1.2.2 e ilustrados na tabela 3:

Tabela 3 – Dimensões do gabarito

Gabarito	Comprimento (m)
Vertical	5,50
Faixas de rolamento	3,5 x 4
Acostamento interno	1,20 x 2
Acostamento externo	3 x 2
Canteiro central	1,80
Horizontal Total	24,2

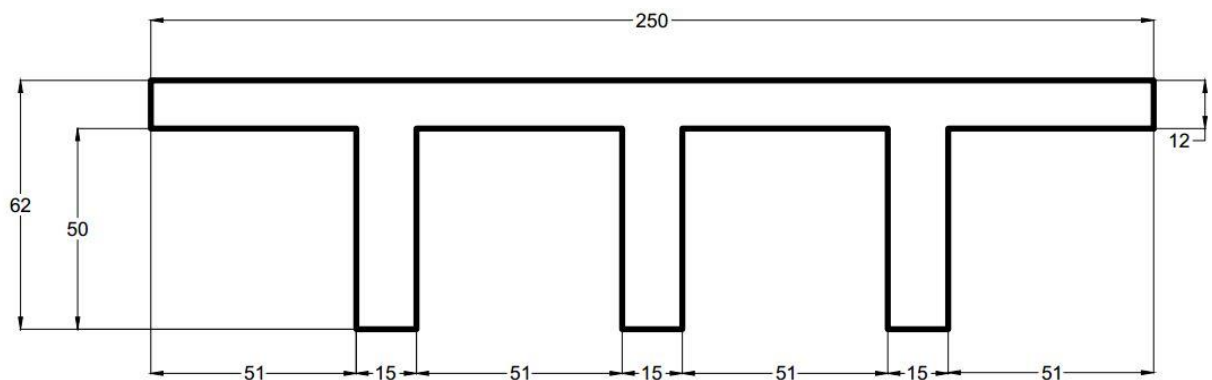
(fonte: elaborado pelo autor)

Assumindo uma dimensão de pilar de 40 cm, a passarela possuirá dois vãos livres de 12,5 m.

5.1.2.2 Seção transversal

A seção transversal escolhida para a passarela de concreto armado é uma seção triplo T com vigas de base de 15 cm e altura 62 cm (alma e mesa). A figura 21 apresenta a seção transversal adotada.

Figura 21 – Seção transversal da passarela de concreto armado (dimensões em cm)



(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.3 Carregamento

As cargas aplicadas na passarela de concreto armado são provenientes do peso próprio do elemento estrutural e a carga móvel de utilização definida por norma discutida no item 4.1.3.

Segundo a norma brasileira de Projeto de estruturas de concreto NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 22) a massa específica do concreto armado

é 2500 kg/m^3 , então, basta multiplicar o peso específico pela área da seção transversal e somar o peso do guarda-corpo metálico para obter a carga permanente de peso próprio da passarela.

$$G = (A \times \rho_c) + 2gc = 16,87 \frac{kN}{m} \quad (1)$$

Onde:

A = Área da seção transversal (m^2);

ρ_c = peso específico do concreto armado (kN/m^3).

gc = peso próprio do guarda-corpo metálico igual a $1,5 \text{ kN/m}$

E a carga móvel de 5 kN/m^2 ao longo da largura do tabuleiro de $2,5 \text{ m}$ resulta em uma carga distribuída de $12,5 \text{ kN/m}$.

A carga móvel de $12,5 \text{ kN/m}$ também será considerada na combinação de ações para Estado Limite Último recomendada na Tabela 11.3 da NBR 6118 utilizando os coeficientes de ponderação recomendados por esta.

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \dots + \gamma_q F_{q1k} + \dots \quad (2)$$

Onde:

F_d = valor de cálculo das ações para combinação última;

γ_g = coeficiente de ponderação para ações permanentes;

F_{gk} = ações permanentes diretas;

γ_q = coeficiente de ponderação para ações variáveis;

F_{q1k} = ação variável principal.

Assim, a combinação última normal e consquentemente a solicitação de cálculo é dada por:

$$F_d = 1,4 \times G + 1,4 \times CM = 41,12 \frac{kN}{m} \quad (3)$$

Onde:

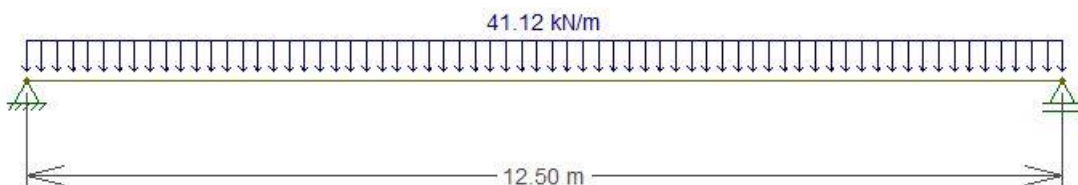
G = carga permanente de peso próprio da passarela (kN/m);

CM = carga móvel (kN/m).

5.1.4 Modelo estrutural

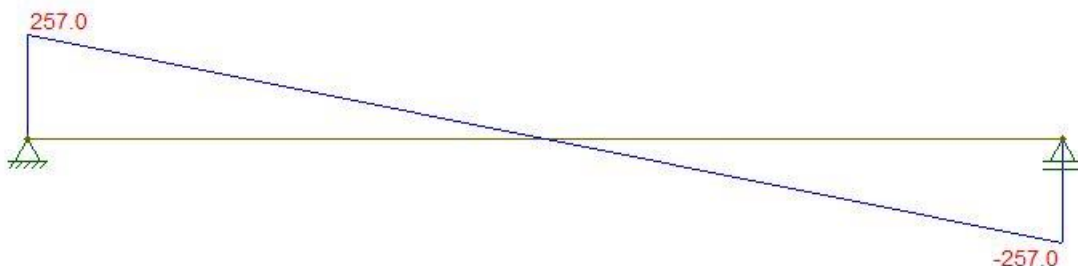
Segundo Leonhardt (1979, p. 23) o modelo estrutural utilizado para cálculo do dimensionamento de uma ponte de concreto pode ser considerado como o de uma viga bi-apoiada em um único vão ou em uma sucessão de tramos isostáticos. Este sistema estrutural será adotado neste trabalho. As figuras 22, 23 e 24 mostram a representação do elemento por seu eixo centroidal longitudinal até o centro dos apoios com o carregamento adotado e os diagramas de corte e momento fletor, respectivamente.

Figura 22 – Carregamento adotado na passarela



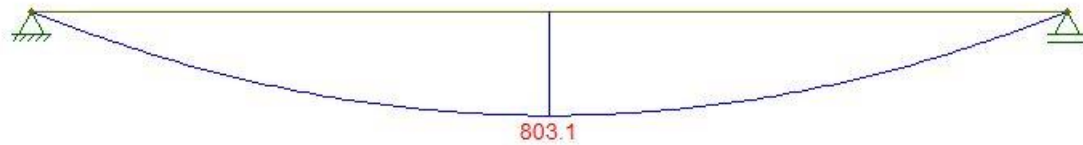
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 23 – Diagrama de esforço cortante na passarela (em kN)



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 24 – Diagrama de momento fletor da passarela (em kN)



(fonte: elaborado pelo autor)

5.2 DIMENSIONAMENTO PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Segundo a norma brasileira NBR 6118 de estruturas de concreto armado a definição de estado limite último é (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.4):

“Estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.”

A mesma norma prescreve algumas hipóteses básicas a serem levadas em consideração na sua metodologia de dimensionamento, sendo f_{ck} a resistência característica à compressão do concreto:

- a) as seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- b) a deformação das barras passivas aderentes ou o acréscimo de deformação das barras ativas aderentes em tração ou compressão deve ser a(o) mesma(o) do concreto em seu entorno;

[...]

- d) as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no ELU;
- e) a distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.1, com tensão de pico igual a $0,85 f_{cd}$ com f_{cd} definido em 12.3.3. Esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de profundidade $y = \lambda x$, onde o valor do parâmetro λ pode ser tomado igual a:

- $\lambda = 0,8$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa; ou

- $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$, para $f_{ck} > 50$ MPa.

e onde a tensão constante atuante até a profundidade y pode ser tomada igual a:

- $\alpha_c f_{cd}$, no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida;

$0,9\alpha_c f_{cd}$, no caso contrário.

Sendo α_c definido como:

- para concretos de classe C50, $\alpha_c = 0,85$

- para concretos de classe de C50 até C90, $\alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50)/200]$

As diferenças de resultados obtidos com esses dois diagramas são pequenas e aceitáveis, sem necessidade de coeficiente de correção adicional.

f) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo definidos em 8.3.6 e 8.4.5.

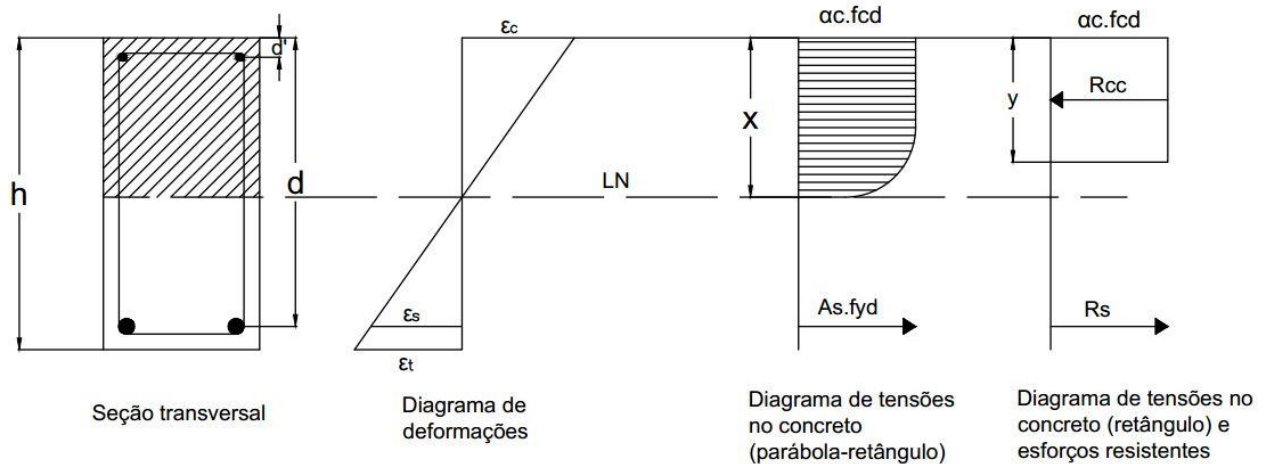
g) o estado-limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 17.1, onde ϵ_{c2} e ϵ_{cu} são definidos em 8.2.10.1.

A condição d) implica que o dimensionamento do concreto é feito no estágio III (fissurado). Estas hipóteses são consideradas neste trabalho.

5.2.1 Dimensionamento para flexão simples

Para o cálculo da armadura necessária para resistir ao momento fletor atuante, é preciso primeiramente calcular a altura da zona de compressão (altura da linha neutra, LN) da seção transversal. Para tal, utiliza-se o diagrama retangular citado anteriormente e detalhado na figura 25 para uma seção transversal retangular genérica sob flexão.

Figura 25 – Diagrama parábola-retângulo para seção transversal retangular



(fonte: elaborado pelo autor)

Como mostra a figura 25, os esforços atuantes e resistentes devem estar em equilíbrio, através da expressão:

$$\sum F_X = 0 \rightarrow -R_{cc} + R_s = 0 \quad (4)$$

Onde:

R_{cc} = Esforço resistente do concreto à compressão;

R_s = Esforço resistente do aço à tração.

E o equilíbrio de momentos:

$$\sum M = 0 \rightarrow M_d = R_{cc}(d - 0,5y) \quad (5)$$

Onde:

d = altura útil da seção;

y = profundidade da zona de compressão.

A altura útil da seção é definida de acordo com o cobrimento que adota-se no concreto. A NBR 6118, na tabela 7.2 fornece recomendações para o cobrimento em função da classe de agressividade ambiental que a estrutura encontra-se exposta, os valores são indicados na figura 26.

A classe de agressividade ambiental adotada para a passarela foi do tipo II, uma vez que esta encontra-se em um ambiente urbano, portanto, o cobrimento nominal da viga é de 30 mm e conseqüentemente a altura útil é $d = h - 3 \text{ cm} - \phi_{\text{est}} - \phi_l/2$, com $h = 62 \text{ cm}$, diâmetro de estribo = 5 mm e diâmetro da armadura longitudinal = 20 mm, a altura útil resulta em $d = 57,5 \text{ cm}$.

Figura 26 – Recomendações de cobrimento

Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.20)

Em uma viga T, quando a altura da linha neutra não for maior do que a altura da mesa, a zona comprimida é composta apenas pela seção retangular de largura igual a largura total da mesa. A altura x da linha neutra pode ser calculada através da equação 5, de onde chega-se na expressão:

$$\lambda \cdot x = y = d \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2M_d}{\alpha_c f_{cd} b_f d^2}} \right) \quad (6)$$

Onde:

d = altura útil da seção;

b_f = largura da mesa seção transversal

M_d = solicitação do momento fletor de projeto;

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

α_c e λ são os valores descritos nas hipóteses de parábola-retângulo.

A NBR 6118 estabelece que a resistência de cálculo do concreto pode ser adotada como f_{ck}/γ_c , onde o coeficiente de ponderação de resistência no estado limite último para o concreto (γ_c) tem o valor de 1,4. O concreto escolhido para projeto desta passarela terá resistência à compressão aos 28 dias (f_{ck}) = 40 MPa, portanto, o valor da resistência de cálculo é 28,57 MPa.

Assim, testou-se a hipótese de que a linha neutra passaria no trecho de mesa da seção transversal T, e obteve-se a altura da zona de compressão y igual a 2,86 cm, o que confirmou a hipótese. Por meio do equilíbrio de esforços apresentado na equação 4, é possível determinar a área de armadura necessária através da equação 7.

$$A_s = \frac{\alpha_c f_{cd} b_w y}{f_{yd}} \quad (7)$$

Onde:

A_s = área de aço de armadura;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura.

Com a resistência ao escoamento do aço de 500 MPa e conseqüentemente o valor de cálculo f_{yd} = 43,48 kN/cm², a área de armadura resultante é de aproximadamente 30 cm². Com esta área de aço, ainda é necessário verificar se a taxa de armadura está dentro dos valores máximos e mínimos recomendados pela norma, os quais são 0,179% e 4% da área de concreto da seção transversal, respectivamente. Como a área obedece estes limites, a armadura longitudinal pode ser adotada como 6 ϕ 25 = 30 cm² (MARCHETTI, 2008, p. 88).

5.2.2 Dimensionamento para força cortante

O dimensionamento para força cortante é feito através dos modelos de cálculo que supõem a analogia com o modelo de treliça idealizado por Ritter (1899) e aperfeiçoado por Morsch (1908). O modelo descreve uma treliça interna na viga capaz de resistir os esforços de corte e

flexão por meio de um banzo superior comprimido, um banzo inferior tracionado, diagonais tracionadas e diagonais comprimidas constituídas pelo concreto.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 135) afirma que:

“A resistência do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto [...]

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$ é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde V_c é a parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça e V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal, [...]

Sabe-se que o modelo de Morsch subestima a resistência ao corte especialmente em vigas com pouco reforço, então os modelos atuais, como o descrito acima, são compostos por uma contribuição da treliça e uma contribuição do concreto, que é governada pela capacidade de suporte da zona comprimida. Outros modelos (modelo II da norma) levam em consideração a inclinação das diagonais comprimidas, o que é explicado pelas forças de atrito nas bordas das fissuras de corte e intertravamento dos agregados. Investigações atuais demonstraram que a influência das forças de atrito na capacidade do corte é pequena uma vez que nas cargas de falha a espessura das fissuras de corte existentes não permitem a transferência de tensão através delas (VOSS; HEGGER, 2006).

Na norma, são indicados dois modelos de cálculo que diferem na consideração do ângulo de inclinação das diagonais de compressão. Como não será feita uma análise para determinar as direções das tensões principais, o modelo utilizado neste trabalho é o modelo I, o qual admite inclinação de diagonais de compressão de $\theta = 45^\circ$ e prescreve as seguintes equações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

“[...]”

a) verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d$$

onde $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$ e f_{ck} , expresso em megapascal (MPa);

b) cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c0} (1 + M_o / M_{sd,m\acute{a}x}) \leq 2 V_{c0}$ na flexo-compressão

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

[...]"

V_{Rd2} resulta em 1676,7 kN, o que satisfaz a primeira condição recomendada pela norma, uma vez que o esforço cortante solicitante máximo de cálculo é de 257 kN, como indicado na figura 23. Para satisfazer a segunda condição ($V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$) e obter a área de armadura transversal faz-se necessário calcular $V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d$ para resultar em $V_c = V_{c0} = 90,79$ kN, acarretando numa área de armadura por metro de $A_{sw}/s = 7,39$ cm²/m.

Ainda é exigido verificar se a armadura transversal exigida é maior do que a armadura mínima ρ_{sw} prescrita pela norma, descrita na equação 8:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \geq 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} b_w \sin \alpha \quad (8)$$

Onde:

A_{sw} = área da seção transversal dos estribos;

s = espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

b_w = largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção;

f_{ywk} = resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal;

$f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3}$ (para concretos até 50 MPa).

Para um aço CA-50, a área de armadura mínima é de 6,32 cm²/m, ou seja, a armadura transversal a ser adotada é 3 ϕ (três almas) de 6,3 a cada 25 cm, $A_{s,w}/s = 7,47$ cm²/m.

5.3 VERIFICAÇÃO PARA O ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Os estados limites de serviço estão relacionados com o conforto dos usuários ou com a durabilidade e funcionalidade da estrutura.

Para o estado limite de serviço, a combinação de ações deve ser considerada de forma diferente da empregada anteriormente. A norma NBR 6118 classifica as combinações de serviço de acordo com sua permanência na estrutura da seguinte forma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.68):

- a) quase-permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas;
- b) frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;
- c) raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

Então, para cada combinação de serviço, o cálculo das solicitações deve ser feito da maneira apresentada na figura 27.

Marchetti, (2008, p. 99) sugere para passarelas de pedestre os fatores de redução de combinação $\psi_1 = 0,4$ e $\psi_2 = 0,3$.

Figura 27 – Cálculo das solicitações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
<p>onde</p> <p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;</p> <p>F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p>ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;</p> <p>ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.69)

As combinações quase permanentes de serviço e frequentes de serviço resultam nas solicitações das expressões 9 e 10, respectivamente.

$$F_{d,ser} = G + 0,3CM = 16,87 \frac{kN}{m} + 0,3 \times 12,5 \frac{kN}{m} = 20,62 \frac{kN}{m} \quad (9)$$

$$F_{d,ser} = G + 0,4CM = 16,87 \frac{kN}{m} + 0,4 \times 12,5 \frac{kN}{m} = 24,37 \frac{kN}{m} \quad (10)$$

Onde:

G = carga permanente de peso próprio da passarela (kN/m);

CM = carga móvel (kN/m).

A NBR 6118 comenta que: “Nos estados-limites de serviço, as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.124). A expressão aproximada para este momento é:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} \quad (11)$$

Onde:

α = fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

y_t = distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

I_c = momento de inércia da seção bruta do concreto;

f_{ct} = resistência à tração direta do concreto, com o quantil apropriado a cada verificação particular ($f_{ctk,inf}$ no estado-limite de formação de fissuras e $f_{ct,m}$ no estado-limite de deformação excessiva).

Como o concreto e o aço são materiais diferentes e conseqüentemente possuem módulos de elasticidade diferentes, é necessário homogeneizar a seção, através da substituição da área de aço por uma área equivalente de concreto. Para isso, multiplica-se a área de aço pela relação entre os módulos de elasticidade do aço e concreto $\alpha_e = E_s/E_{cs}$. O módulo de elasticidade secante do concreto E_{cs} é definido como:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (12)$$

Onde:

$$\alpha_i = 0,8 + \frac{0,2 f_{ck}}{80} \leq 1,0;$$

$$E_{ci} = 1,2 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ para } 20 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa e agregado de basalto ou diabásio.}$$

5.3.1 Estado-limite de deformação

A NBR 6118 estabelece valores limites de deslocamentos para diferentes efeitos causados na estrutura por deformação excessiva. Para uma passarela, o limite a ser considerado é o de aceitabilidade sensorial, o qual é restringido por causar efeitos visuais desagradáveis ao usuário. Para este caso, o deslocamento-limite é $l/250$ (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 77). A norma ainda recomenda que a verificação dos valores limites seja feita através de modelos que levem em conta a rigidez efetiva do elemento estrutural, a existência de fissuras no concreto e as deformações diferidas no tempo. Ainda é feita a ressalva de que não se pode esperar grande precisão nas previsões de deslocamento dadas pelos processos analíticos prescritos, uma vez que existem grandes variabilidades das propriedades dos materiais e de processos construtivos.

5.3.1.1 Flecha imediata

O momento fletor calculado para combinação quase permanente é 402,73 kNm e o momento de fissuração calculado com a equação 11 é 171,55 kNm, portanto, como $M_{d,ser} > M_r$, a viga encontra-se no estágio II, fissurada.

Para o cálculo da flecha imediata na passarela, pode-se utilizar a expressão de rigidez equivalente dada pela norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.126):

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (13)$$

Onde:

I_c = momento de inércia da seção bruta do concreto;

I_{II} = momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II, com $\alpha_e = E_s/E_{cs}$;

M_a = momento fletor na seção crítica do vão considerado, ou seja, o momento máximo no vão para vigas biapoçadas, para a combinação de ações considerada nessa avaliação;

M_r = momento de fissuração do elemento estrutural;

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto.

A flecha imediata pode então ser calculada com base na equação de deformação elástica para uma viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga uniformemente distribuída:

$$f = \frac{5}{384} \frac{F_{d, serv} \cdot l^4}{(EI)_{eq}} \quad (14)$$

Onde:

$F_{d, serv}$ = solicitação quase permanente de serviço = 20,62 kN/m;

l = vão efetivo da viga;

$(EI)_{eq}$ = rigidez equivalente.

A rigidez equivalente calculada pela equação 13, com $E_{cs} = 38250,9$ MPa, $I_{II} = 432867$ cm⁴ resulta em $(EI)_{eq} = 2042307561$ kNcm² e conseqüentemente a equação 14 resulta em uma flecha imediata $f = 3,21$ cm.

5.3.1.2 Flecha diferida

Além da flecha imediata, também é preciso verificar a flecha adicional diferida que é causada por efeitos de fluência do concreto. Esta flecha pode ser estimada multiplicando-se o valor da flecha imediata pelo fator α_f descrito na equação 15. Para a flecha total, basta então somar as duas flechas.

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad (15)$$

Onde:

$\rho' = A_s' / bd$;

ξ = coeficiente função do tempo, calculado pelas expressões seguintes:

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$

$\xi(t) = 0,68(0,996^t)t^{0,32}$ para $t \leq 70$ meses

$\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses.

Considerando o tempo de aplicação da carga de longa duração $t = 2$ meses, a flecha total obtida é $f_t = 6,88$ cm. Como essa flecha é superior ao limite admissível pela norma de $l/250 = 5$ cm, é necessário compensar parcialmente o deslocamento através de uma contraflecha. Marchetti (2008, p.106) recomenda para a contraflecha a seguinte expressão:

$$f_{CF} = f \left(1 + \frac{\alpha_f}{2}\right) \quad (16)$$

A equação 16 resulta em uma contraflecha de 5 cm.

5.3.2 Estado-limite de fissuração

Para garantir uma certa durabilidade do elemento estrutural, a norma NBR 6118 estabelece valores limites de abertura de fissuras em função da classe de agressividade ambiental que encontra-se a estrutura de concreto. Os valores limites são mostrados na figura 28.

Figura 28 – Exigências relativas à fissuração

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente
^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1). NOTAS 1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2. 2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens. 3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.			

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

Conforme já citado anteriormente, a passarela encontra-se em um ambiente de classe de agressividade II, o que limita o valor característico de abertura de fissuras a $w_k \leq 0,3$ mm.

Este valor característico é calculado pelo menor valor entre os obtidos pelas equações a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.126):

$$w_k = \frac{\phi_i}{12.5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (17)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12.5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (18)$$

Onde:

A_{cri} = área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;

E_{si} = módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ_i ;

ϕ_i = diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

ρ_{ri} = taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});

σ_{si} = tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II.

A tensão de tração foi calculada utilizando a relação entre módulos de elasticidade do aço e concreto $\alpha_e = 15$, e resultou em 31,1 kN/cm². Com esta tensão, o valor característico da abertura de fissuras calculado através da equação 17 é de 3,5 mm, acima do permitido em norma ($w_k \leq 0,3$ mm). No entanto, o valor calculado através da equação 18 resulta em $w_k = 0,12$ mm. Como o menor dos dois valores determina o valor característico, o estado limite de fissuração é verificado.

Também é calculada uma armadura transversal para a mesa da seção. Considerou-se como se as bordas do tabuleiro fossem engastadas nas vigas e a partir disso foi calculado o momento fletor atuante. A área de aço necessária para resistir a este momento fletor é de $A_s/s = 0,86$ cm²/m e a armadura adotada é de $\phi = 6,3$ mm com espaçamento de 25m, o que resulta em $A_s/s = 1,25$ cm²/m. Ainda deve ser utilizada uma armadura de pele igual a 0,10% de $b_w h$.

6 DIMENSIONAMENTO EM CONCRETO TÊXTIL

6.1 MODELAGEM DO PROBLEMA

6.1.1 Localização e geometria

A localização e geometria da passarela de concreto têxtil seguirão os mesmos critérios adotados na passarela de concreto armado, apresentadas no capítulo 5. No entanto, a seção transversal adotada para a passarela de concreto têxtil será uma seção em formato de calha ou U conforme a figura 29. Seções semelhantes já foram adotadas para passarelas de concreto têxtil, como foi mostrado na figura 15, porém aqui não serão adicionados os enrijecedores laterais. As dimensões adotadas para o tabuleiro são de 2,50 m de largura e 0,04 m de espessura.

Figura 29 – Seção transversal da passarela de concreto têxtil (dimensões em cm)



(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.2 Carregamento

As cargas aplicadas na passarela são provenientes do peso próprio do elemento estrutural e a carga móvel de utilização definida por norma discutida no item 4.1.3.

O peso próprio do concreto têxtil depende do tipo de mistura escolhido para a matriz de concreto fino. A matriz escolhida, denominada M9-15 e desenvolvida por Hegger et al. (2010), apresenta as seguintes proporções e propriedades:

Tabela 4 – Mistura da matriz e propriedades do concreto

Materiais		M9-15
Quantidade de cimento	kg/m ³	450
Tipo de cimento (c)	-	CEM II/A-LL 42,5 R
Cinza volante (f)	kg/m ³	100
Metacaulim (k)	kg/m ³	31,5
Aglomerante (c + f + k)	kg/m ³	581,5
Areia 0 – 4 mm	kg/m ³	1457,4
Areia silicosa 0,2 – 0,6 mm	kg/m ³	-
Água	kg/m ³	213,8
Micro esferas ocas	kg/m ³	3
a/c	-	0,41

Propriedades do concreto endurecido		
Quantidade de ar incorporado	% do vol.	2,8
Massa específica do concreto	kg/m ³	2256
Resistência à compressão 28d	MPa	87,1
Resistência à flexão 28d	MPa	10,7
Módulo de Young 28d	MPa	33600

(fonte: adaptado de HEGGER et al., 2010, p.358, tradução nossa)

Então, basta multiplicar o peso específico da matriz pela área da seção transversal para obter a carga permanente de peso próprio da passarela.

$$G = A \times \rho_c = (1,20 \times 0,03 \times 2 + 2,5 \times 0,04)22,123 = 3,80 \frac{kN}{m} \quad (19)$$

Onde:

A = Área da seção transversal (m²)

ρ_c = peso específico do concreto têxtil (kN/m³)

A carga móvel de 12,5 kN/m também será considerada na combinação de ações. Portanto, a combinação das ações é calculada de acordo com a equação proposta no item 5.1.3.1 da NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p.7.):

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (20)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\Psi_{0j} F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

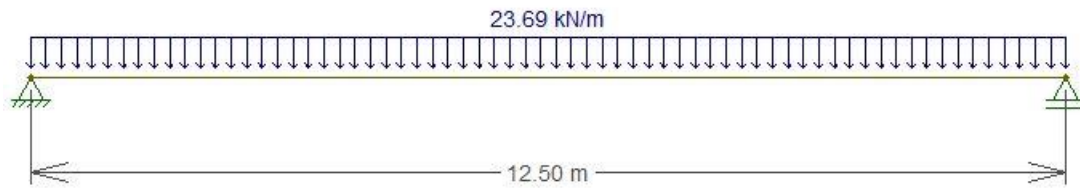
Assim, para solicitação de cálculo, obtém-se:

$$F_d = 1,3 \times G + 1,5 \times CM = 23,69 \frac{kN}{m} \quad (21)$$

6.1.3 Modelo Estrutural

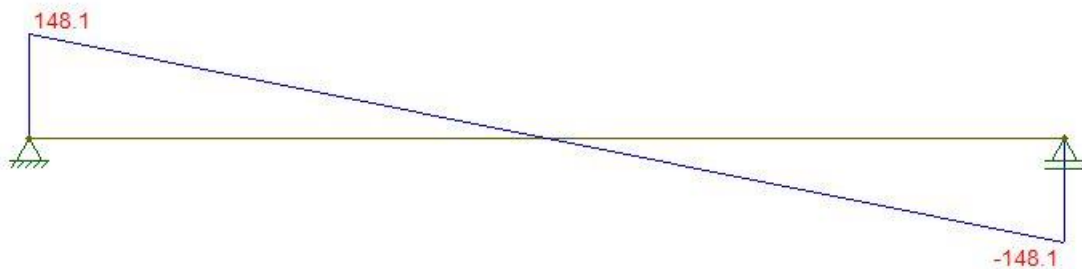
Da mesma maneira que foi empregado no capítulo 5, o modelo estrutural para a passarela de concreto têxtil será o de sucessivas vigas bi-apoiadas em cada vão. Uma representação do modelo bem como os diagramas de momento fletor e cortante são mostrados nas figuras 30, 31 e 32.

Figura 30 – Carregamento adotado na passarela de concreto têxtil



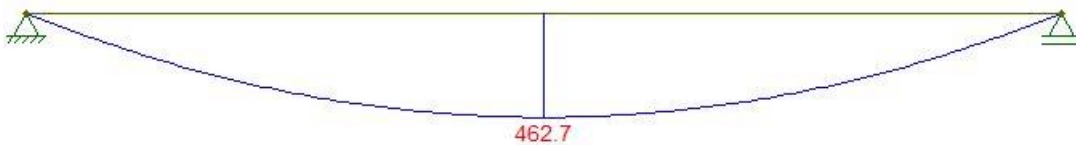
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 31 – Diagrama de esforço cortante na passarela de concreto têxtil (em kN)



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Diagrama de momento fletor da passarela de concreto têxtil (em kNm)



(fonte: elaborado pelo autor)

6.2 DIMENSIONAMENTO PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO

6.2.1 Dimensionamento para flexão simples

Uma analogia ao momento resistente de vigas de concreto armado convencional é proposta por Hegger et al., (2006), onde a equação 22 pode ser calculada tendo-se o conhecimento da resistência à tração (F_{ctu}) do reforço têxtil e o braço de alavanca interno z .

$$M_u = k_{fl,p} \cdot F_{ctu} \cdot z \quad (22)$$

Onde:

$k_{fl,p}$ = fator de carregamento à flexão;

F_{ctu} = capacidade à tração do reforço têxtil;

z = braço de alavanca interno.

O fator de carregamento à flexão leva em consideração efeitos de ação transversal no reforço causados pela curvatura (fissuração, deflexão) da viga, função da taxa de reforço e de várias propriedades do reforço têxtil, como por exemplo a impregnação utilizada nos tecidos e o diâmetro dos feixes. Hegger e Voss (2008) apresentam as seguintes expressões para obter este fator em função da estrutura e material das fibras.

$$\begin{aligned} \text{Vidro AR (estrutura em corrente): } k_{fl} &= 1.0 \\ \text{Vidro AR (estrutura tricotada): } k_{fl} &= 1.0 + 0.15\rho_l \\ \text{Carbono: } k_{fl} &= 1.0 + 0.4\rho_l \end{aligned} \quad (23)$$

Onde:

ρ_l = taxa de reforço longitudinal em %.

A capacidade à tração do concreto têxtil pode ser calculada através da equação 24 (HEGGER et al., 2006a):

$$F_{ctu} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_{0,\alpha} \cdot A_t \cdot f_t \quad (24)$$

Onde:

k_1 = coeficiente de eficiência;

k_2 = coeficiente para carregamento biaxial;

$k_{0,\alpha}$ = coeficiente de orientação do reforço;

A_t = área de seção transversal do reforço têxtil;

f_t = resistência à tração do filamento.

O coeficiente de eficiência k_1 é a razão entre a média da resistência última à tração dos filamentos no compósito e a resistência à tração do filamento. Molter² (2005 apud HEGGER et al., 2006, p.176) mostra algumas eficiências, embora deixe claro que a resistência a tração mobilizada pelo compósito tem grande influência da geometria da fibra têxtil empregada (tipo de amarração), diâmetro de feixes, impregnação (aderência) e material utilizado. Posteriormente, Hegger e Voss (2008) testaram a eficiência de malhas de fibras de vidro com diferentes geometrias, fibras de carbono e malhas de fibra de vidro com impregnação de resina epóxi. As fibras de carbono, por possuírem maior módulo de Young e diâmetros de feixes menores, apresentam mecanismo de ruptura devido a falha na ancoragem, resultando em resistências à tração relativamente baixas quando comparadas com a resistência do filamento, e portanto, uma baixa eficiência. As malhas de fibras de vidro testadas apresentaram diferenças significantes na eficiência quando utilizadas amarrações diferentes e tratamento superficial com resina epóxi. A maior eficiência obtida foi de $k_1 = 0,66$ para fibra de vidro impregnada com resina epóxi e será utilizada neste trabalho.

Testes realizados por Voss e Hegger (2006) mostram que quando o material é submetido a tensões biaxiais ocorre uma redução da capacidade resistente devido a formação de fissuras que causam danos e reduzem a aderência dos feixes, por este motivo utiliza-se o coeficiente k_2 . Hegger e Voss (2008) afirmam que tensões de compressão transversais não alteram a capacidade resistente do reforço têxtil, apenas tensões de tração. Ainda é apresentada a seguinte equação para cálculo do coeficiente k_2 :

$$k_2 = 1 - 22 \cdot \sigma_{c,lateral} / \sigma_{max} \leq 1 \quad (25)$$

O coeficiente k_2 foi determinado empiricamente e seus valores são apresentados na tabela 5 (HEGGER; WILL; ZELL, 2009).

Neste trabalho, o valor adotado para o coeficiente k_2 foi igual a 1 pois julgou-se que não haverão tensões de tração transversais suficientemente elevadas. Uma análise mais precisa das tensões

² MOLTER, M., Load-bearing behaviour of Textile Reinforced Concrete. PhD. Thesis, RWTH Aachen University, 2005.

transversais pode ser avaliada através de uma modelagem da estrutura utilizando o método dos elementos finitos.

Tabela 5 – Valores empíricos do coeficiente k_2

k_2	
0,74	Tração transversal
1	Compressão transversal

(fonte: HEGGER; WILL; ZELL, 2009)

A capacidade resistente à tração do concreto têxtil ainda é influenciada pelo ângulo de orientação α das fibras do reforço em relação ao eixo de direção da tensão principal. Conforme o ângulo α aumenta, as forças de deflexão que ocorrem nas bordas das fissuras levam a tensões de entalhe e tensões de flexão adicionais nos filamentos exteriores desviados da direção de tensão. Estas tensões transversais e de flexão causam um rompimento prematuro das fibras. A capacidade à tração é então testada com as fibras variando de 0° a 90° da direção principal de tração. Os primeiros resultados experimentais da literatura são da década de 90 e foram testados utilizando feixes individuais e fibras curtas. Em 2003 o mesmo comportamento de decréscimo linear da capacidade resistente foi observado por Hegger que testou reforços têxteis (figura 33). O coeficiente de orientação do reforço $k_{0,\alpha}$ pode ser estimado através da equação 26 (VOSS; HEGGER, 2006).

$$k_{0,\alpha} = 1 - \frac{\alpha}{90^\circ} \quad (26)$$

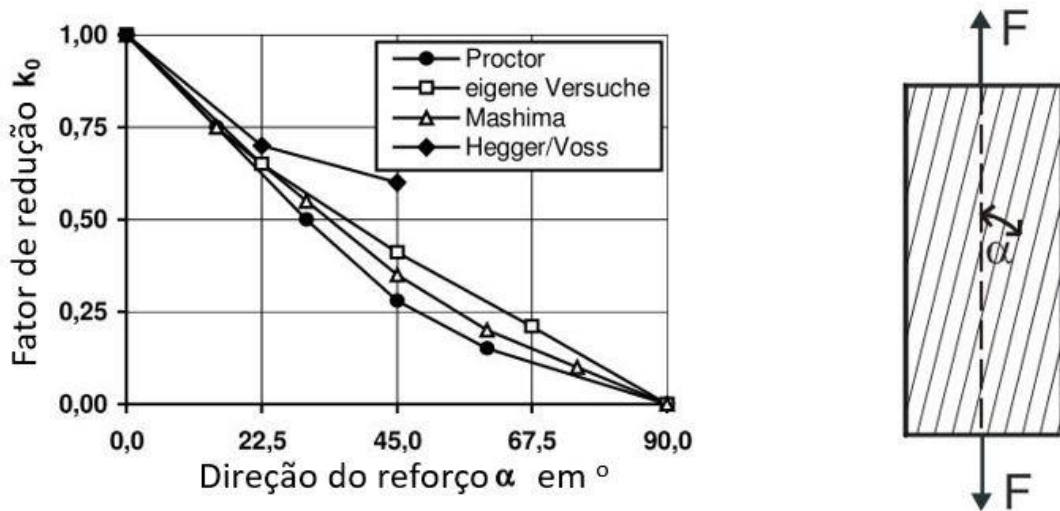
Onde:

α = ângulo entre a direção da força de tração e o alinhamento dos feixes.

A escolha de coeficientes de segurança parciais para o concreto têxtil é complexa pois é difícil estabelecer um coeficiente único para todos os fatores que influenciam na sua resistência. Os coeficientes de segurança adotados para as resistências de cálculo foram os mesmos empregados no concreto armado, com a diferença do coeficiente de segurança para o reforço têxtil que será considerado igual a 1,5 (ao invés de 1,15 como para o aço) conforme recomendado por Hegger, Will e Schneider (2011) de modo a representar uma maior

variabilidade de resistência efetiva e incerteza no método de cálculo empregado. Para que a estrutura tenha uma probabilidade de falha mais precisa, sugere-se uma análise de confiabilidade onde são necessários muitos ensaios isolando, se possível, as variáveis determinantes de resistência.

Figura 33 – Resultados experimentais de coeficientes para reduzir a capacidade à tração



(fonte: MOLTER, 2005, p.93, tradução nossa)

A capacidade resistente à tração foi obtida utilizando os coeficientes descritos acima e a resistência à tração do filamento $f_t = 1808$ MPa (HEGGER et al., 2007), resultando em $f_{ctu} = 1193,28$ MPa. A área de reforço têxtil necessária para suportar o momento fletor foi então:

$$A_t = \frac{\alpha_c f_{cd} b_w y}{f_{ctu}} = 5,12 \text{ cm}^2 \quad (27)$$

A área de reforço têxtil resistente ao momento fletor foi considerada de modo conservador como se estivesse apenas situada no tabuleiro da passarela, quando na realidade ela estará disposta também ao longo do guarda corpo de concreto, aumentando a capacidade resistente de toda a zona tracionada. A fibra de vidro AR utilizada possui uma área de seção transversal de $105 \text{ mm}^2/\text{m}$ (HEGGER; VOSS, 2008) e quando fixada ao longo do tabuleiro de 2,5 metros resultará

em 2,625 cm², portanto, são necessárias duas camadas de fibra têxtil para suportar o momento fletor atuante.

6.2.2 Dimensionamento para força cortante

A capacidade resistente para força cortante do concreto têxtil é composta por uma componente sem reforço transversal representando a contribuição do concreto e uma componente resistente do mecanismo de treliça que apresenta a resistência ao corte do reforço transversal e das bielas de compressão, conforme mostra a expressão 28.

$$V_{Rm} = V_{Rm,c} + V_{Rm,f} \quad (28)$$

Onde:

$V_{Rm,c}$ = componente referente à contribuição do concreto à resistência;

$V_{Rm,f}$ = componente referente à contribuição da treliça.

6.2.2.1 Componente sem reforço transversal

Voss (2008) derivou a partir da norma alemã DIN 1045-1 a seguinte equação para representar a capacidade resistente a força cortante do concreto $V_{Rm,c}$:

$$V_{Rm,c} = 0,158 \cdot \beta \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{\sigma_{tex}}{f_{yk}} \cdot f_{cm} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_{s,eff} \cdot d \quad (29)$$

Cabe aqui uma descrição detalhada de cada variável presente na equação:

- A constante 0,158 foi calibrada de acordo com a média obtida nos ensaios de Voss;
- O coeficiente β é utilizado para aumentar a capacidade resistente quando existem cargas concentradas próximas ao apoio e possui valor segundo a equação: $\beta = \frac{3}{a/d} > 1,0$ onde a é a distância da carga concentrada até o apoio e d é a altura útil;

- η_1 é o fator de correção para concreto leve e tem valor igual a 1,0;
- κ é o fator de escala igual a: $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ onde d é empregado em milímetros;
- ρ_l é a taxa de reforço longitudinal: $\rho_l = \frac{A_t}{b_w \cdot d}$ onde A_t é a área da seção transversal de reforço têxtil, b_w é a largura da alma da viga e d é a altura útil. Existe uma limitação de 2% na taxa geométrica de reforço longitudinal na norma alemã de concreto armado utilizada para desenvolver a equação 29 (na NBR 6118 esta limitação é 4%) para conservar as condições de ductilidade da viga, uma vez que com taxas altas de armadura exclusivamente o reforço longitudinal absorverá as cargas transversais, o que poderá ocasionar um rompimento por ruptura frágil. Porém, para concretos de alta resistência, esta limitação subestima muito a capacidade resistente, já que taxas de reforço maiores são possíveis até que a viga atinga a ruptura frágil. O comitê alemão de concreto armado estabeleceu como ideal uma limitação de $\omega_l = 0,4$, sendo ($\omega_l = \rho_l \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$). Respeitando-se esta limitação e limitando a altura da zona comprimida a $x/d < 0,5$ as condições de ductilidade são atingidas;
- Para adequar a altura da zona comprimida às proporções dos componentes de concreto têxtil, é introduzido o fator $\frac{\sigma_{tex}}{f_{yk}}$. Onde $\sigma_{tex} = \frac{M_{max}}{z \cdot A_t}$ e $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$;
- f_{cm} é a resistência à compressão do concreto (valor da média);
- $b_{s,eff}$ é a largura efetiva da alma, calculada pela equação $b_{s,eff} = b_w - n \cdot d_t + 0,3 \cdot \sum_i h_{f,i}$ onde b_w é a largura da alma, n é o número de diâmetros de reforço têxtil, d_t é o diâmetro dos feixes e $h_{f,i}$ é a altura da mesa. Uma explicação mais detalhada da largura efetiva é apresentada em (MOLTER, 2005, p. 168).

Kulas (2013) através de uma grande gama de ensaios com placas e vigas-I modificou alguns coeficientes da equação apresentada por Voss a fim de aplicá-la para reforços têxteis com impregnação. A expressão alcançada é explicitada na equação 30.

$$V_{Rm,c} = C_{Rm,c} \cdot \beta \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (\rho_l^\delta \cdot \sigma_t \cdot f_{cm})^{\frac{1}{3}} \cdot b_{s,eff} \cdot d \quad (30)$$

Onde:

$C_{Rm,c} = 0,29$ para placas ($b/h \geq 4$ e $h \leq 60$ mm);

$C_{Rm,c} = 0,01$ para viga de seção transversal I;

$\beta = \left(\frac{7}{a/d}\right)^{1,5} \geq 1,0$ para componentes de seções transversais retangulares;

$\beta = \frac{3}{a/d} \geq 1,0$ para componentes perfilados;

$\eta_I = 1,0$;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$;

$\rho_I = A_t/A_c$;

$\delta = 2,00$ para placas ($b/h \geq 4$);

$\delta = 1,00$ vigas ($b/h < 4$);

$\sigma_t = \frac{M_{max}}{z \cdot A_t}$;

$b_{s,eff} = b_w - n \cdot d_t + 0,3 \cdot \sum_i h_{f,i}$;

d = altura útil.

O valor calculado de capacidade resistente a força cortante do concreto foi de $V_{Rm,c} = 11,13$ kN.

6.2.2.2 Componente com reforço transversal

Assim como na componente sem reforço transversal descrita acima, Voss derivou um modelo para calcular a capacidade resistente ao corte de compósitos com reforço têxtil sem impregnação, e posteriormente Kulas adaptou as equações para reforços com impregnação.

A capacidade resistente do mecanismo de treliça é então caracterizada pelo menor valor obtido na equação 31, onde a primeira parcela é referente a parte tracionada da treliça enquanto a segunda é relativa as bielas em compressão.

$$V_{Rm,f} = \min \left\{ \begin{array}{l} a_{t,w} \cdot f_{t,u} \cdot k_\alpha \cdot k_w \cdot z \cdot \cot\beta_r \\ \alpha_c \cdot f_{cm} \cdot b_{w,red} \cdot \frac{z}{\cot\beta_r + \tan\beta_r} \end{array} \right. \quad (31)$$

Onde:

$a_{t,w}$ = área da seção transversal do reforço transversal;

$f_{t,u}$ = resistência à tração do reforço transversal;

$k_{\alpha} = \left(1 - \frac{\alpha}{90^{\circ}}\right)^2$ fator de redução devido a obliquidade do ângulo do reforço com $\alpha = 90^{\circ} - \beta_r$;

k_w = limitação de resistência à tração do reforço transversal;

z = braço de alavanca interno;

$\cot\beta_r$ = cotangente do ângulo β_r de inclinação das fissuras de corte com o eixo longitudinal;

α_c = coeficiente de redução;

$b_{w,red}$ = espessura efetiva da alma = $b_{s,eff}$.

Kulas (2013) observou experimentalmente que para têxteis impregnados o fator de redução devido a orientação do reforço da equação 26 mostra maior concordância com os resultados obtidos quando elevado ao quadrado. O motivo para isso seria que os os feixes de têxteis impregnados com uma matriz rígida (como a resina epóxi) sofrem maior dano de tensões transversais quando ocorrem as fissuras. Com uma rigidez maior os feixes não defletem e se alinham com a direção da força, estando assim submetidos a uma maior tensão nas bordas das fissuras.

O coeficiente k_w é uma limitação de utilização de reforço transversal, referente a diferença da deformação última encontrada nos ensaios de tração dos feixes isolados e quando componente de uma viga. Kulas (2013) encontrou uma relação levemente linear entre a taxa de reforço transversal ω_v e a utilização de reforço, conforme a equação 32.

$$k_w = 1,81 \cdot \omega_v + 0,29 \leq 1,0 \quad (32)$$

Onde:

$\omega_v = \frac{A_{t,v} \cdot E_t}{A_c \cdot E_c}$; sendo $A_{t,v}$ e E_t a área de seção transversal de reforço transversal têxtil e o módulo de elasticidade do concreto têxtil.

O ângulo de inclinação das fissuras de corte com o eixo longitudinal β_r não apresenta dependência da taxa de reforço (KULAS, 2013; VOSS, 2008). Nos experimentos de Voss e Kulas, os valores constantes de ângulos $\beta_r = 42^{\circ}$ ($\cot\beta_r = 1,1$) e $\beta_r = 44^{\circ}$ ($\cot\beta_r = 1,0$) foram determinados, respectivamente. Estes valores altos de ângulo acontecem devido a proximidade a introdução da carga. Quando a carga é introduzida mais próxima ao suporte ocorrem ângulos menores. Voss (2008) modificou uma expressão apresentada por Görtz (2004) para cálculo da

cotangente do ângulo β_r . A expressão apresenta, além da constante, uma dependência da tensão normal σ_x e a resistência à tração do concreto f_{ctm} e é limitada a $\beta_r = 25^\circ$ ($\cot\beta_r = 2,15$) e $\cot\beta_r \leq a/d$.

$$\cot\beta_r = 1,0 - 0,55 \cdot \frac{\sigma_x}{f_{ctm}} \leq \begin{cases} 2,15 \\ a/d \end{cases} \quad (33)$$

Onde:

σ_x = tensão normal;

f_{ctm} = resistência à tração do concreto;

a/d = razão entre a distância da carga concentrada até o apoio e altura útil.

O coeficiente de redução α_c é inserido para levar em consideração as tensões de tração que agem na alma da viga, reduzindo sua resistência à compressão quando comparada a um ensaio de compressão uniaxial. O coeficiente foi calculado empiricamente por Voss (2008) e o valor médio adotado no modelo é $\alpha_c = 0,297$.

O valor calculado de capacidade resistente do mecanismo de treliça foi limitado pela parcela das bielas em compressão, que resultou em $V_{Rm,f} = 750$ kN, utilizando $f_{cm} = 87$ MPa, $z = 113,52$ cm, $b_{w,red} = 5,11$ cm e $\cot\beta_r = 1$. Por motivos construtivos, foi escolhido dar continuidade a uma das camadas de reforço têxtil utilizadas na flexão para as almas (guarda-corpos) da viga, por este motivo, a capacidade resistente da parcela tracionada da treliça resultou em uma grande magnitude, $V_{Rm,f} = 1428,13$ kN. A capacidade resistente para força cortante resistente então, obtida pela soma das duas componentes foi de $V_{Rm} = 760,8$ kN.

6.3 VERIFICAÇÃO PARA O ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

A literatura existente de concreto têxtil ainda carece de modelos consolidados para determinar as deflexões e fissuração no compósito. Os resultados existentes são obtidos de maneira experimental e variam muito de acordo com o material e método construtivo empregado.

Uma estimativa semelhante à aplicada para o estado limite de serviço do concreto armado necessitaria de estudos experimentais que comprovem as relações entre módulos de elasticidade

do concreto armado e têxtil para homogeneizar a seção e também validar os coeficientes empíricos utilizados para o cálculo do momento de fissuração.

A seção ainda deve ser verificada quanto ao momento fletor na direção transversal do tabuleiro por possuir uma menor rigidez neste sentido. Para isto, considerou-se uma largura de 1 metro, recalculou-se a combinação de cargas de peso próprio e carga móvel e obteve-se um carregamento de 8,94 kN/m. O tabuleiro foi considerado engastado nos guarda-corpos e o momento resultante de cálculo no centro do vão é 2,25 kNm. Esta solicitação pode ser resistida pelo próprio reforço têxtil utilizado na direção longitudinal, uma vez que a malha utilizada apresenta a mesma resistência nas duas orientações. Esta abordagem resulta porém em momentos maiores junto do encontro do tabuleiro com o guarda-corpo (4,50 kNm) o que torna necessário a continuidade dos reforços verticalmente nos guarda-corpos até uma altura de 50 cm.

Também é verificada uma ação horizontal na posição mais desfavorável do guarda-corpo simulando uma carga proveniente de uma pessoa se apoiando no mesmo. A NBR 7188 recomenda uma carga de 2,0 kN/m, o que resulta em um momento de 2,44 kNm que também é resistido pela continuação dos reforços têxteis dimensionados para flexão.

7 COMPARATIVO ENTRE DIMENSIONAMENTOS

A primeira grande diferença observada no dimensionamento de estruturas de concreto armado e de Concreto Têxtil se encontra já na concepção estrutural. O CT permite o emprego de elementos muito mais esbeltos, sendo, desta forma, necessário a escolha de geometrias de seção transversal cujo momento de inércia proporcione menores deflexões. Como consequência, a estrutura em CT apresenta um peso próprio muito menor do que a estrutura em concreto armado. No caso específico da estrutura avaliada, esta redução foi de 77,5%. Este fato tem influência direta no custo de produção, no custo de transporte e no custo das fundações da estrutura, que receberão cargas bem menores. Verifica-se, também, uma considerável influência nas solicitações da estrutura, as quais tiveram seus valores máximos reduzidos em 42,3%. Além disso, concreto armado e concreto têxtil são materiais distintos, diferem quanto às suas propriedades e propriedades dos seus constituintes (densidade, propriedades elásticas, de resistência).

A combinação de ações para ambas as situações de dimensionamento não seguiu a mesma norma. Para a passarela em CT utilizou-se a norma NBR 8681 de ações e segurança nas estruturas ocasionando diferentes coeficientes de ponderação empregados. A diferença é baseada na suposição de que o elemento de CT será pré-moldado. No dimensionamento para flexão simples, o CT apresenta pequenas diferenças quando comparado ao dimensionamento de concreto armado convencional. As semelhanças se referem à manutenção da hipótese de Bernoulli (seções transversais continuam planas após a deformação), à compatibilidade de deformações dos materiais, à não contribuição da resistência à tração do concreto e à condição de dimensionamento na seção transversal fissurada. O CT não pode ser dimensionado no chamado domínio 3 pois os reforços têxteis não apresentam deformação dúctil, o que levaria a uma ruptura frágil.

Quando for empregado o modelo do diagrama retangular, devem também ser levados em consideração os fatores citados anteriormente para que sejam contempladas as perdas devido aos danos causados nas fibras e decréscimo de aderência.

Também devem ser consideradas todas as reduções de coeficientes prescritas nas normas de concreto armado quando são utilizados concretos de classes superiores (concretos de alta resistência).

O coeficiente de segurança recomendado para fibra têxtil é maior que o do aço, $\gamma_{\text{tex}} = 1,5$.

Na comparação da passarela calculada, quando utilizado concreto têxtil, foi possível utilizar uma espessura de tabuleiro da ordem de 1/3 da espessura da passarela de concreto armado devido principalmente a alta capacidade resistente do compósito e da dispensabilidade do cobrimento e uso de vigas para acomodar armaduras e aumentar o braço de alavanca.

Quanto ao dimensionamento para força cortante, o modelo proposto na literatura para o concreto têxtil também assemelha-se com o apresentado na norma de concreto armado. Conforme citado na página 52, a norma brasileira denomina a parcela V_c de “[...] parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça [...]” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), assim, não fica claro se esta parcela é análoga a apresentada na equação 30 ($V_{Rm,c}$). Assumindo que tratam-se da mesma ideia, é pertinente reparar que a norma utiliza a resistência à tração de cálculo do concreto (f_{ctd}), enquanto o modelo para têxtil emprega a resistência à compressão média (f_{cm}). São ainda necessárias considerações sobre o uso de concreto leve (η_1) e um fator para adequar o modelo às proporções dos componentes de CT (σ_t).

Não há recomendações para que se verifique a ruína das diagonais comprimidas de concreto (V_{Rd2}).

Na comparação da passarela calculada, para o caso da passarela de concreto armado, foi necessário utilizar reforço transversal ao passo que na passarela de concreto têxtil, optou-se por dar continuidade verticalmente a uma das malhas de reforço à flexão para garantir uma certa monoliticidade da seção transversal em calha. Presume-se que uma normatização de concreto têxtil preconizaria uma malha mínima de reforço transversal semelhante ao que é utilizado no concreto armado, por este motivo este reforço foi chamado de “mínimo”.

Quanto as verificações dos estados limites de serviço, ainda não é possível fazer um comparativo em consequência da ausência de modelos consolidados para este fim. Acredita-se que nos próximos anos uma normativa referente ao concreto têxtil será publicada e adotada na Europa, onde certamente essas verificações serão incluídas. Até que isso ocorra, o ideal seria a realização de ensaios para quantificar as deformações e fissurações ocorridas em modelos semelhantes de escala real ou reduzida ao que foi dimensionado para corte e flexão. No entanto, sabe-se que um dos objetivos de um dimensionamento é justamente não estar limitado à

dependência de ensaios. Portanto, como medida de segurança, recomenda-se ao projetista solicitar adição de fibras curtas à matriz de concreto, pois estas melhoram significativamente os resultados referentes ao estado limite de serviço, conforme reportado em Hinzen e Brameshuber (2009).

O comparativo discutido aqui pode ser visualizado resumidamente nos quadros 5 e 6 a seguir:

Quadro 5 – Comparativo entre o dimensionamento para o momento fletor

Parâmetro	Concreto armado	Concreto têxtil	Diferença
Peso próprio	16,87 kN/m	3,80 kN/m	77,5%
Solicitações	803 kNm	463 kNm	42,3%
Momento fletor	<ul style="list-style-type: none"> Hipótese de Bernoulli Compatibilidade de deformações Concreto não resiste à tração Diagrama retangular 	<ul style="list-style-type: none"> Mesmas hipóteses Estádio IIb Concreto de alta resistência Coefficiente de segurança = 1,5 	Eficiência das fibras, aderência
Espessura	12 cm	4 cm	66%

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro 6 – Comparativo entre o dimensionamento para força cortante

Parâmetro	Concreto armado	Concreto têxtil	Diferença
Solicitações	257 kN	148 kN	42,3%
Força cortante	<ul style="list-style-type: none"> Modelo de treliça Verificação da compressão diagonal Resistência da armadura e mecanismos complementares 	<ul style="list-style-type: none"> Modelo de treliça Não há verificação de compressão diagonal Resistência do concreto, armadura e bielas comprimidas Concreto leve Influência do ângulo de fissura Orientação dos reforços 	Danos nas fibras
Armadura	7,38 cm ² / m ($V_{sd,min} = 232,9$ kN)	“mínima” ($V_{sd,min} = 760$ kN)	69,4% Limitada pela resistência do concreto ($V_{sw} = 1428,13$ kN) 83,6%

(fonte: elaborada pelo autor)

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O menor consumo de concreto ao se empregar o CT faz deste material uma opção mais sustentável para locais onde se reconhece como uma solução estrutural possível. Além da seção transversal do reforço têxtil ser consideravelmente menor que a do aço, não é necessário utilizar o cobrimento para proteção à corrosão. Utiliza-se apenas um pequeno cobrimento (~1,5 cm) para proteção contra abrasão em locais onde haverá desgaste superficial.

Utilizando os modelos de dimensionamento disponíveis na literatura, foi possível constatar as semelhanças e diferenças que devem ser adotadas ao se dimensionar uma estrutura de concreto têxtil e uma de concreto armado convencional. A partir dos resultados obtidos, verifica-se que o fenômeno dominante na capacidade resistente do CT é a aderência do reforço com a matriz de concreto. Uma má aderência pode diminuir a capacidade resistente do compósito em até $\frac{1}{3}$ da obtida com uma boa aderência. Por este motivo, atualmente dificilmente são encontrados reforços têxteis sem algum tipo de impregnação. Nesse sentido, é importante a realização de estudos com testes de arrancamento para definir comprimentos de ancoragem necessários.

Após a intensa pesquisa bibliográfica que foi realizada durante todo este trabalho, conseguiu-se obter um grande conhecimento sobre o comportamento do material. Entretanto, por ser um assunto de grande interesse para a sociedade, ainda estão sendo realizados um grande número de pesquisas por todo o mundo, o que poderá aprimorar os resultados e modificar os modelos apresentados neste trabalho. Porém, a grande maioria dessas pesquisas não acontece no Brasil, onde a pesquisa acadêmica sobre este assunto ainda está iniciando. Por isso a falta de literatura na língua portuguesa tendo a predominância das referências na língua inglesa ou alemã.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003a.
- _____. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento** Rio de Janeiro, 2003b.
- _____. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas** Rio de Janeiro, 2013.
- _____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- BAUINGENIEUR24. **Brücke aus Textilbeton quert die Rottach in Kempten**. [S.l], 2007 Disponível em: <<http://www.bauingenieur24.de/url/700/1892>>. Acesso em: 01 dez. 2016.
- BRAMESHUBER, W. et al. Matrix. **State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 201-TRC: Textile Reinforced Concrete**, p. 29–56, 2006.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual De Projeto De Obras-De-Arte Especiais**, 1996. Disponível em: <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/698_manual_de_projeto_de_obras_de_arte_especiais.pdf>. Acesso em 01 dez. 2016.
- DENARDI, A. **Concreto têxtil: uma revisão bibliográfica sobre desenvolvimentos, aplicações e perspectivas de estudos e empregos no Brasil**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de projeto geométrico de travessias urbanas**, 2010. Disponível em: <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/740_manual_projetos_geometricos_travessias_urbanas.pdf> Acesso em 01 dez. 2016.
- _____. **ISF 219: Projeto de passarela para pedestres**, 2016.
- EHLIG, D. et al. Textilbeton: Ausgeführte Projekte im Überblick. **Beton- und Stahlbetonbau**, v. 107, n. 11, p. 777–785, 2012.
- GÖRTZ, S. **Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton**. Aachen: RWTH Aachen University, 2004.
- GRIES, T. et al. Textiles. **State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 201-TRC: Textile Reinforced Concrete**, p. 11–27, 2006.
- HEGGER, J. et al. Mechanical behaviour of textile reinforced concrete. **State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 201-TRC: Textile Reinforced Concrete**, p. 133–183, 2006a.
- _____. Applications of Textile Reinforced Concrete. **State-of-the-Art Report of RILEM**

Technical Committee 201-TRC: Textile Reinforced Concrete, p. 237–268, 2006b.

HEGGER, J. et al. Textilbewehrter Beton. v. 102, p. 362–370, 2007.

HEGGER, J. et al. TRC Pedestrian Bridge-Design, Load-bearing Behavior and Production Processes of a Slender and Light-weight Construction. **International RILEM Conference on Material Science**, v. I, p. 353–364, 2010.

HEGGER, J.; VOSS, S. Investigations on the bearing behaviour and application potential of textile reinforced concrete. v. 30, p. 2050–2056, 2008.

HEGGER, J.; WILL, N.; SCHNEIDER, M. **Textilbeton: Tragverhalten – Bemessung – Sicherheit**. (M. Curbach, R. Ortlepp, Eds.) Textilbeton in Theorie und Praxis: 6th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS6). **Anais...**Berlin: Dresden: Technische Universität, 2011

HEGGER, J.; WILL, N.; ZELL, M. Tragverhalten von Textilbeton unter Biege- und Querkraftbeanspruchung. n. January, 2009.

HINZEN, M.; BRAMESHUBER, W. Improvement of Serviceability and Strength of Textile Reinforced Concrete by using Short Fibres. **4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4)**, n. part I, p. 261–272, 2009.

INNOVATION IN TEXTILES. **Textile-concrete bridge in Albstadt-Lautlingen**. Albstadt, Germany, 2011. Disponível em: <<http://www.innovationintextiles.com/textile-concrete-bridge-in-albstadt-lautlingen/>>. Acesso em 01 dez. 2016.

KULAS, C. **Zum Tragverhalten getränkter textiler Bewehrungselemente für Betonbauteile**. Aachen: RWTH Aachen University, 2013.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto: Princípios básicos da construção de pontes de concreto**. 1. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. 1. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda., 2008.

MOBASHER, B.; LI, C. Y. Effect of interfacial properties on the crack propagation in cementitious composites. **Advanced Cement Based Materials**, v. 4, n. 3–4, p. 93–105, 1996.

MOLTER, M. **Zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton**. Aachen: RWTH Aachen University, 2005.

MÖRSCH, E. **Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung**. Stuttgart: K. Wittwer, 1908.

PAAXAA. **Fabrics**. [S.l], 2016. Disponível em <<http://www.paxaa.com/c/248/Fabrics>> Acesso em: 01 dez. 2016.

PELED, A.; BENTUR, A. Mechanisms of fabric reinforcement of cement matrices: Effect of fabric geometry and yarn properties. **Beton- und Stahlbetonbau**, v. 99, n. 6, p. 456–459, 2004.

- PELED, A.; MOBASHER, B. Pultruded fabric-cement composites. **ACI Materials Journal**, v. 102, n. 1, p. 15–23, 2005.
- RITTER, W. Die Bauweise Hennebique. **Schweizerische Bauzeitung**, v. 33, n. 7, p. 49–52, 1899.
- ROMUALDI, J. J. P.; MANDEL, J. A. Tensile Strength of concrete Affected by Uniformly Distributed and Closely Spaced Short Lengths of wire Reinforcement. **ACI Journal Proceedings**, v. 61, n. 6, p. 657–672, 1964.
- ROMUALDI, J. P.; BATSON, G. B. Mechanics of Crack Arrest in Concrete. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, v. 89, n. 3, p. 147–168, 1963.
- VOSS, S. **Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton**. Aachen: RWTH Aachen University, 2008.
- VOSS, S.; HEGGER, J. **Dimensioning of textile reinforced concrete structures**. Proceedings of 1st international RILEM conference on textile reinforced concrete. **Anais...2006**
- WILLIAMS PORTAL, N. et al. Sustainable Potential of Textile-Reinforced Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 27, n. 7, 2014.
- WILLIAMS PORTAL, N. **Usability of Textile Reinforced Concrete**. Gothenburg: Chalmers University of Technology, 2015.