

Universidade Federal do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

Programa de Projeto de Estruturas

ESTUDO TÉCNICO E COMPARATIVO DE SOLUÇÕES DE
REFORÇO ESTRUTURAL PARA ADEQUAÇÃO DE PONTES
ANTIGAS ÀS NECESSIDADES ATUAIS

Fabio Santos Cerbino

2015



Universidade Federal do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

Programa de Projeto de Estruturas

Fabio Santos Cerbino

**ESTUDO TÉCNICO E COMPARATIVO DE SOLUÇÕES DE
REFORÇO ESTRUTURAL PARA ADEQUAÇÃO DE PONTES
ANTIGAS ÀS NECESSIDADES ATUAIS**



UFRJ

Fabio Santos Cerbino

ESTUDO TÉCNICO E COMPARATIVO DE SOLUÇÕES DE
REFORÇO ESTRUTURAL PARA ADEQUAÇÃO DE PONTES
ANTIGAS ÀS NECESSIDADES ATUAIS

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Ricardo Valeriano Alves

Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

Rio de Janeiro

2015

ii

CERBINO, Fabio Santos.

Estudo Técnico e Comparativo de Soluções de Reforço Estrutural para Adequação de Pontes Antigas às Necessidades Atuais / Fabio Santos Cerbino. – 2015.

f. 216; il. 153; 30cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2015.

Orientadores: Ricardo Valeriano Alves e Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

1. Reforço de Pontes. 2. Alargamento do Tabuleiro. 3. Fibra de Carbono. 4. Protensão Externa. I Alves, Ricardo Valeriano. Perlingeiro, Mayra Soares Pereira Lima. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Estudo Técnico e Comparativo de Soluções de Reforço Estrutural para Adequação de Pontes Antigas às Necessidades Atuais.



UFRJ

ESTUDO TÉCNICO E COMPARATIVO DE SOLUÇÕES DE
REFORÇO ESTRUTURAL PARA ADEQUAÇÃO DE PONTES
ANTIGAS ÀS NECESSIDADES ATUAIS

Fabio Santos Cerbino

Orientadores:

Ricardo Valeriano Alves

Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Ricardo Valeriano Alves, D.Sc., UFRJ

Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro, D.Sc., UFRJ

Flávia Moll de Souza Júdice, D.Sc., UFRJ

Eduardo Valeriano Alves, D.Sc., UFF

Rio de Janeiro

2015

iv

“Não sabendo que era impossível, foi lá e fez.”

Jean Cocteau

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por me deixar existir, pela família que tenho, pelas intuições nos momentos difíceis, por colocar na minha vida amigos e profissionais que me guiam pelos caminhos certos, das melhores oportunidades de crescimento e de aprendizado pessoal e profissional.

Agradeço aos meus pais, Henrique e Nadja, por todos os esforços durante minha criação e pelo apoio constante em todos esses anos.

Ao meu coordenador de curso, Sergio Hampshire, e aos meus orientadores Ricardo Valeriano e Mayra Perlingeiro, pela confiança na minha capacidade, pelos momentos de compreensão, pela dedicação e reuniões em momentos entre as tarefas profissionais diárias, e pela transmissão do amplo conhecimento que possuem.

Ao amigo Alexandre Celles Cordeiro, pela amizade, pelos ensinamentos desde a época de estágio profissional, e por dedicar parte de seu tempo na ajuda no desenvolvimento dos modelos computacionais.

Ao mestre e consultor, Eduardo Thomaz, pela disposição e resposta às minhas dúvidas, tanto no ambiente profissional quanto na realização deste trabalho.

Enfim, a todos que contribuíram direta ou indiretamente na conclusão de mais esta etapa, meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

CERBINO, Fabio Santos. **Estudo Técnico e Comparativo de Soluções de Reforço Estrutural para Adequação de Pontes Antigas às Necessidades Atuais**. Rio de Janeiro, 2015. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

A presente dissertação apresenta as soluções usualmente adotadas com o objetivo de aumentar a capacidade de carga de pontes e viadutos, tratando desde o uso de diferentes tipos de tabuleiros, do emprego da pós-tensão, reforços com mantas de fibras de carbono, bem como do alargamento da seção transversal. São abordadas as necessidades para tais intervenções com base nos panoramas rodoviários atuais e suas projeções, onde são apresentados dados numéricos, modelos matemáticos e computacionais para algumas soluções estruturais de aumento de capacidade de carga. São apresentadas as vantagens e desvantagens de cada técnica a fim de permitir a avaliação da viabilidade destas soluções na tentativa de orientar o projetista ou empreiteiro quanto à escolha mais adequada dentro dos aspectos técnicos, econômicos e condicionantes locais.

Palavras-chave: Reforço de Pontes, Alargamento do Tabuleiro, Fibra de Carbono, Protensão Externa, Colagem de chapas de aço, Alargamento de Seção Transversal.

ABSTRACT

CERBINO, Fabio Santos. **Technical and Comparative Study of Structural Reinforcement Solutions for Adequacy of Old Bridges to Current Needs**. Rio de Janeiro, 2015. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

This work presents the solutions usually adopted in order to increase the carrying capacity of bridges and viaducts, dealing from the use of different types of trays, use of post-tension, reinforcement with carbon fiber blankets and enlargement of the cross section. The needs for such interventions based are addressed in the current road situations and its projections, which are presented in numerical data, mathematical and computational models for some structural solutions to increase the load capacity. The advantages and disadvantages of each technique are presented in order to allow the assessment of the feasibility of these solutions in an attempt to guide the designer or contractor as to the most appropriate choice in the technical, economic and local conditions.

Keywords: Bridges Reinforcement, Board Enlargement, Carbon Fiber, External Prestressing, Bonding of steel sheets, Increase Cross Section.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Estado da Arte	1
1.2	Objetivo	2
1.3	Apresentação do Trabalho	3
2	ASPECTOS GERAIS	5
2.1	Introdução	5
2.2	Matriz de Transportes no Brasil	5
2.3	Transporte Rodoviário	7
2.4	Malha Rodoviária	8
2.5	Tráfego Atual	9
2.6	Panorama Atual das Pontes Existentes	17
2.7	Geometria da Via	18
3	CONCEITOS GERAIS	20
3.1	Evolução das Normas de Dimensionamento das Pontes	20
3.2	Premissas de Projeto	21
3.3	Avaliação da Capacidade de Carga	28
3.4	Métodos Analíticos	29
3.5	Métodos Empíricos	31
3.6	Método Utilizado no Estudo de Caso	32
4	SOLUÇÕES DE REFORÇO ESTRUTURAL	33
4.1	Considerações Iniciais	33
4.2	Fixação de Chapas de Aço	33
4.3	Encamisamento com Concreto Armado	36
4.4	Protensão Externa	40
4.5	Compósitos de Fibra de Carbono	50
5	FUNDAMENTOS DE DIMENSIONAMENTO	58
5.1	Considerações Iniciais	58
5.2	Fixação de Chapas de Aço	58
5.3	Encamisamento com Concreto Armado	70
5.4	Protensão Externa	76
5.5	Compósitos de Fibra de Carbono	79

6 ESTUDO DE CASO.....	89
6.1 Apresentação	89
6.2 CASO 1 - Projeto da Ponte Original e a Norma Antiga.....	91
6.3 CASO 2 - Projeto da Ponte Original e a Norma Atual.....	113
6.4 CASO 3 - Projeto da Ponte Atual e a Norma Atual	128
7 PROPOSTAS PARA REFORÇO DA PONTE	141
7.1 Apresentação	141
7.2 Reforço da Laje em Balanço por Encamisamento com Concreto.....	141
7.3 Reforço da Longarina por Protensão Externa.....	143
7.4 Reforço da Longarina por Fibra de Carbono.....	146
7.5 Comparações entre as Soluções.....	151
8 CONCLUSÕES	155
8.1 Considerações Finais	155
8.2 Sugestões para Trabalhos Futuros	157
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	158
10 SÍTIOS DA INTERNET	163
11 APÊNDICES	164
APÊNDICE A: Dimensionamento do Encamisamento com Concreto	164
APÊNDICE B: Dimensionamento da Protensão Externa	169
APÊNDICE C: Dimensionamento da Fibra de Carbono.....	177
12 ANEXOS.....	193
ANEXO A: Especificações de Chapas de Aço	193
ANEXO B: Orientações para o Concreto Armado.....	197
ANEXO C: Especificações de Protensão	201
ANEXO D: Especificações de Fibra de Carbono.....	206

1 INTRODUÇÃO

1.1 ESTADO DA ARTE

É atribuição do engenheiro civil proporcionar infraestruturas funcionais e seguras para os seus usuários. Pode-se destacar no setor de transportes, com destaque para o modal rodoviário, que os projetos elaborados compreendem etapas como a análise do tráfego, do projeto geométrico e das estruturas das rodovias e pontes.

No atual cenário brasileiro, onde o modal rodoviário é predominante, e, tendo em vista a extensão territorial do país e as diferentes épocas de construção das suas estruturas, e ainda, tendo ocorrido as evoluções das normas técnicas e do modo de utilização das estruturas, percebe-se que há muitos casos em que sua funcionalidade e segurança estão comprometidas.

Em contrapartida, são crescentes os estudos na busca por novos materiais a serem utilizados na construção civil, muitos deles para a empregabilidade na recuperação e reforço estrutural, tendo sido elaboradas diversas pesquisas e ensaios com materiais em fibras e em chapas, por exemplo.

A razão disto está no aperfeiçoamento técnico e na busca da economicidade e do aproveitamento das estruturas com o objetivo de prolongar a sua vida útil e atender às necessidades da população.

Há algumas bibliografias no campo da análise da evolução das características dos novos veículos rodoviários, principalmente das denominadas Combinações dos Veículos de Carga (CVCs), frente às condições de capacidade de tráfego e de carga das pontes existentes conforme às normas vigentes.

SANTOS (2003) apresenta as análises das consequências das CVCs através da comparação entre esforços solicitantes e a preocupação das entidades internacionais com o crescente aumento de carga que estão sendo transportadas sobre as rodovias.

EL DEBS et al (2004) conclui que não é recomendado o tráfego das CVCs pelas pontes de classe 24 e da classe 30, e que, em alguns casos da malha viária do DER-SP, há restrições de tráfego de determinados tipos de CVCs em pontes da classe 36 e, inclusive da classe 45. Tal estudo evidenciou a necessidade até de revisão das propostas de carregamento considerados pelas normas atuais.

MENDES (2009) destaca a escassez de dados referentes ao cadastro e situação das pontes da malha rodoviária federal e que, para pontes bi-apoiadas com vão superiores a 20,00m há determinado tipo de CVC que supera os padrões de norma.

Outras bibliografias tratam das principais considerações e dos ensaios com materiais de reforço estrutural, dentre eles a fibra de carbono, as chapas metálicas e a protensão externa.

VITÓRIO (2012) também aborda a necessidade e os métodos mais utilizados para adequação da geometria das pontes através do alargamento do tabuleiro para duplicação de faixa e construção de acostamento e de calçada para pedestres.

ALMEIDA (2008) descreve diversos aspectos do dimensionamento e execução de reforços estruturais onde utiliza-se a técnica de fixação de materiais como as chapas de aço ou fibra de carbono.

SIMÕES (2007), SILVA et al (2012) e GUERRANTE (2013) apresentam os conceitos e critérios para dimensionamento de vigas de concreto armado reforçadas por encamisamento com concreto, proporcionando o aumento da sua capacidade de carga.

ARAÚJO (2002), BEBER (2003) e RIBEIRO (2005) tratam do método iterativo de dimensionamento do reforço de vigas de concreto armado através da fixação de compósitos de fibras de carbono, apontando, inclusive as suas principais falhas de execução que podem comprometer a eficiência do reforço.

ALMEIDA (2001) apresenta os conceitos de dimensionamento e as características peculiares da protensão externa quanto à influência do seu traçado poligonal e quanto aos posicionamentos dos desviadores e ancoragens.

Ante o exposto, o presente trabalho busca unir aspectos referentes às condições da capacidade de tráfego e estruturais das rodovias quanto à capacidade de carga e quanto a geometria de suas pontes, juntamente com a empregabilidade de técnicas de reforço estrutural modernas visando adequá-las às normas atuais.

1.2 OBJETIVO

Este trabalho aborda a situação das pontes antigas que compõem a malha rodoviária brasileira quanto à necessidade de adequação da geometria da sua seção transversal para atendimento ao fluxo de tráfego atual e quanto ao seu enquadramento nas normas vigentes relativas às capacidades de suporte de cargas.

O objetivo deste estudo é orientar quanto aos aspectos relevantes para as adequações necessárias, através da aplicação de técnicas de reforço estrutural, tendo em vista a crescente demanda de tráfego, o aumento da capacidade de transporte de cargas dos veículos, e às novas orientações normativas.

A necessidade deste estudo se deu pela quantidade de pontes antigas, algumas datadas da década de 1940, que hoje encontram-se submetidas aos esforços para as

quais não foram dimensionadas devido ao trânsito de veículos mais pesados e ao aperfeiçoamento de alguns conceitos das normas vigentes.

Busca-se, também, fornecer elementos para o processo decisório sobre o método de reforço estrutural mais adequado, em consideração às peculiaridades de cada caso abordado.

Procura-se, ainda, contribuir para a redução da carência de pesquisas e de literatura técnica especializada no Brasil sobre alargamento do tabuleiro e reforço de pontes e viadutos, principalmente quanto à utilização de técnicas que não são comumente aplicadas, ainda que existam alguns estudos e disponibilidade de diversos materiais de reforço no mercado.

1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

No CAPÍTULO 2, são apresentados os aspectos gerais que motivaram este trabalho, como a evolução das características do tráfego e a expansão da malha rodoviária brasileira. Também é descrito um resumo do panorama atual das pontes que a compõem e da necessidade de alargamento do tabuleiro.

No CAPÍTULO 3, destacam-se os dados técnicos que embasam os estudos das pontes, descrevendo e orientando quanto à identificação dos tipos de seção transversal e suas datas de construção, das normas utilizadas em cada período, e dos métodos de avaliação de capacidade de carga de uma ponte em avaliação.

No CAPÍTULO 4, são apresentadas as principais técnicas de reforço estrutural para aumento da capacidade de carga da ponte. Neste capítulo são descritas as informações históricas de aplicação de cada técnica, as suas características particulares, suas vantagens e desvantagens e suas especificações técnicas disponíveis no mercado.

No CAPÍTULO 5, são abordados os fundamentos de dimensionamento particulares a cada uma das técnicas apresentadas. Nele estão contidas as informações necessárias para o dimensionamento do reforço e destaques para aspectos importantes como modos de ruptura característicos e valores condicionantes de dimensionamento.

No CAPÍTULO 6, tem-se um estudo de caso hipotético, com uso de software para modelagem computacional *SAP2000 - versão 14*, de um tabuleiro de uma ponte de 58 metros de comprimento, composta por três vãos e dois balanços, com geometria de seção transversal típica de pontes construídas entre o período dos anos de 1960 a 1975.

São avaliados os incrementos dos valores de esforços solicitantes nos principais pontos da estrutura do tabuleiro frente à situação de aplicação de carregamentos atuais diferentes dos considerados para dimensionamento de projeto. Em seguida, é avaliado o

incremento de esforços solicitantes para a situação de alargamento do tabuleiro, também submetido aos carregamentos atuais.

No CAPÍTULO 7, são aplicados os fundamentos de dimensionamento para alguns dos principais pontos da estrutura do caso hipotético, utilizando o software *Mathcad - versão 14*, no tocante às técnicas de reforço estrutural por encamisamento com concreto armado, protensão externa e aplicação de compósitos de fibra de carbono. Além disso, são apresentados os quadros comparativos de custos com base nos quantitativos obtidos.

No CAPÍTULO 8, são feitas as considerações finais, contendo as conclusões do estudo de caso e da utilização dos métodos de reforço estrutural. São propostas as sugestões para trabalhos futuros, dada a importância da continuidade e do enriquecimento de assuntos relacionados e que possam contribuir para fundamentar revisões e criações de novas normas técnicas.

No CAPÍTULO 9, encontram-se as referências bibliográficas consultadas durante a elaboração deste trabalho, como normas técnicas da ABNT, livros técnicos, trabalhos finais de graduação, dissertações de mestrado, teses de doutorado, conteúdos de aula de universidades, relatórios de pesquisas, artigos técnicos apresentados em congressos, publicações de revistas técnicas e manuais dos fabricantes de materiais.

No CAPÍTULO 10, encontram-se as referências de sítios de internet pesquisados durante a elaboração deste trabalho, de onde foram consultados os catálogos e as especificações técnicas dos materiais de reforço estrutural disponíveis no mercado.

No CAPÍTULO 11, constam os APÊNDICES A, B e C, compostos pelas memórias de cálculo de dimensionamento das soluções de reforço estrutural adotadas para determinadas regiões da ponte do exemplo do estudo de caso.

No CAPÍTULO 12, constam os ANEXOS A, B, C e D, compostos pelas tabelas e quadros retirados dos catálogos e das especificações técnicas dos fabricantes de reforços estruturais de chapas de aço, cordoalhas de protensão e de compósitos de fibra de carbono, bem como algumas orientações da ABNT para o concreto armado.

2 ASPECTOS GERAIS

2.1 INTRODUÇÃO

O setor de transportes desenvolve uma recíproca relação com o progresso econômico proporcionando a acessibilidade e a mobilidade tanto de mercadorias como de pessoas, o que evidencia sua importância dentro da economia de um país, viabilizando os demais setores, e se destacando como uma importante área da engenharia civil.

2.2 MATRIZ DE TRANSPORTES NO BRASIL

O Brasil por ser um país de dimensões continentais e com uma grande diversidade possibilita o uso de diferentes modais para transportes, tais como dutoviário, aquaviário, ferroviário, rodoviário e aéreo.

Sem transportes, produtos essenciais não chegariam às mãos de seus consumidores, indústrias não produziriam, não haveria comércio externo. Qualquer nação fica literalmente paralisada se houver interrupção de seu sistema de transportes, além disso, transporte não é um bem importável. No caso de um país de dimensões continentais como o Brasil, este risco se torna mais crítico.

No entanto, ouve-se falar muito pouco, ou geralmente nada, sobre transporte ferroviário ou hidroviário. Praticamente fala-se apenas de assuntos relacionados às rodovias no Brasil, o que é algo preocupante em vista do crescimento do país e da estagnação dos investimentos na ampliação da malha logística brasileira.

SCHAPPO e tal (2008) citam que, com exceção da Bacia Amazônica, todas as bacias brasileiras são de planalto, o que é um entrave para a utilização dos rios, pois há a presença muito grande de corredeiras e quedas d'água. Isso faz com que haja a necessidade de enormes investimentos em eclusas para a transposição dos obstáculos.

Para contribuir ainda mais com o esquecimento das hidrovias interiores, na década de 40, a lei Joppert – que criou o Fundo Rodoviário Nacional – e o surgimento da indústria automobilística no país, devido ao maciço investimento durante o governo de Juscelino Kubitschek, foram responsáveis pelo significativo crescimento das rodovias.

Como resultado do histórico de favorecimento do transporte rodoviário no país, tal modal foi responsável, segundo dados de 2005 disponíveis no Plano Nacional de Logística e Transportes (PNLT), pelo transporte de 58% de toda a carga no Brasil. Se for desconsiderado o minério de ferro, tal participação passa a ser maior que 70%. Já os modais ferroviário, hidroviário, dutoviário e aéreo responderam por 25%, 13%, 3,6% e

0,4%, respectivamente. O gráficos das Figuras 1 e 2 ilustram a participação de cada modal no transporte em comparação com demais países ou blocos comerciais.

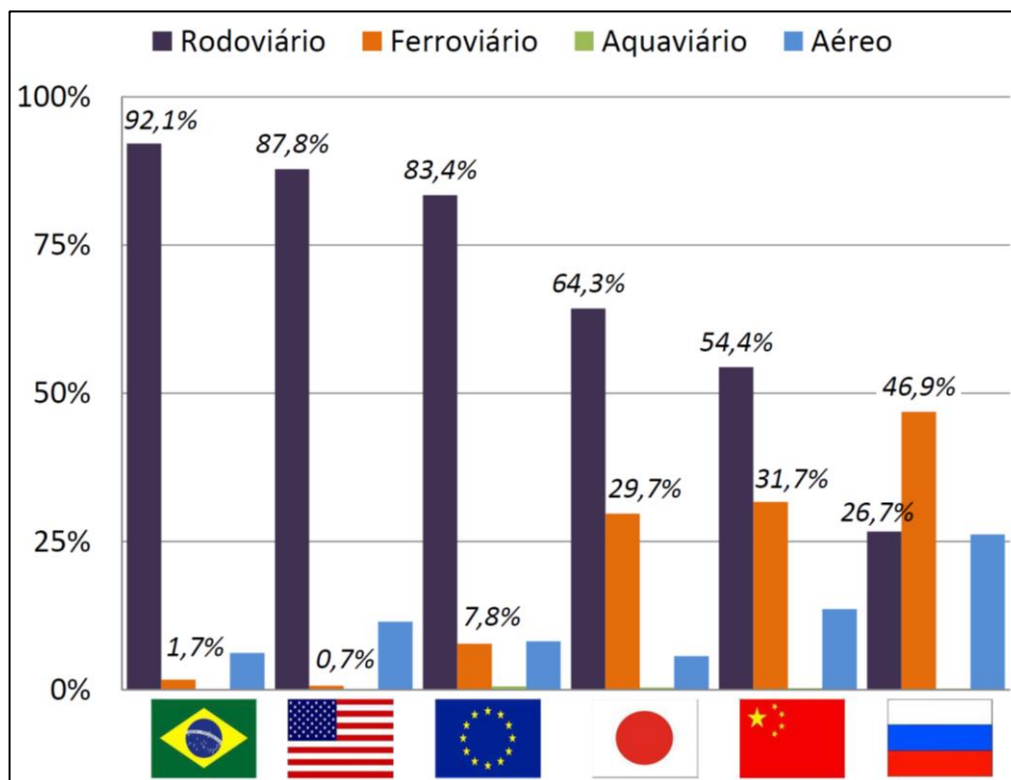


Figura 1: Estrutura modal de transporte de passageiros. (GUERREIRO, 2012)

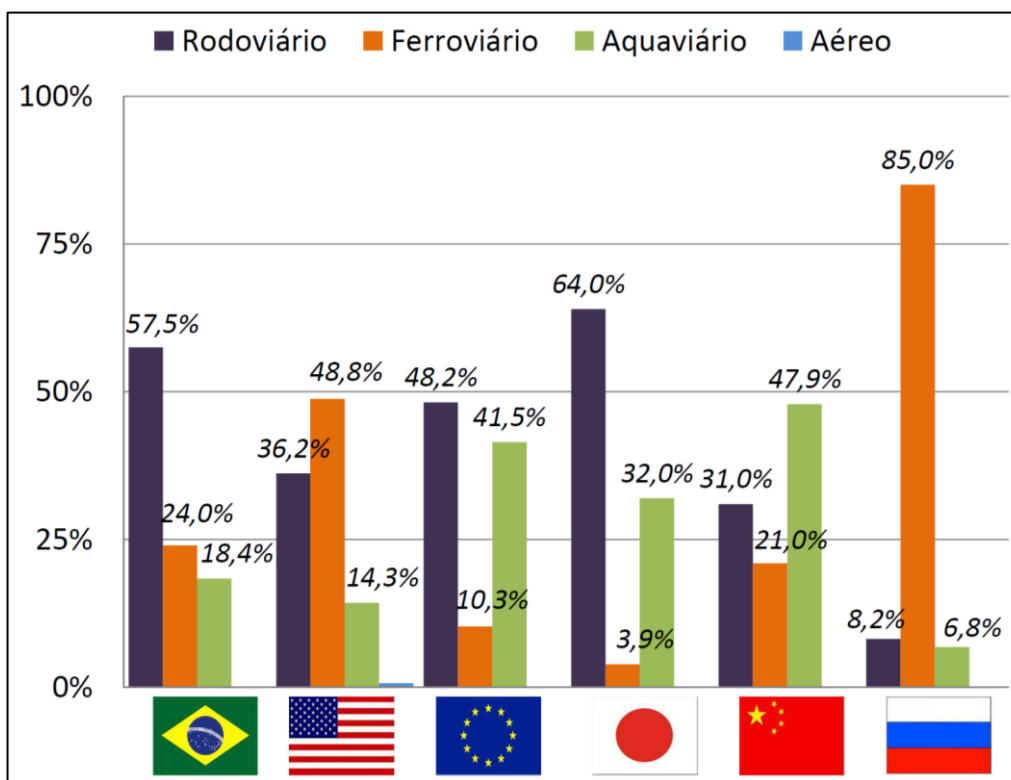


Figura 2: Estrutura modal de transporte de cargas. (GUERREIRO, 2012)

PADULA (2008) salienta que até a década de 1930, a cabotagem foi o principal modal para o transporte de cargas a granel. As rodovias passaram a receber grandes investimentos a partir dessa década, o que possibilitou sua rápida expansão e sua predominância, desde então, na matriz de transportes. Nas três preocupações centrais da chamada Era Vargas (1930-1990) – integração, industrialização e urbanização –, o incremento do transporte rodoviário era considerado fundamental, fosse para integrar mercados com rotas mais modernas, fosse para desenvolver o interior do país. A cabotagem e os demais modais perderam participação na movimentação de cargas. Entre 1928 e 1955, a malha rodoviária cresceu cerca de 400%, enquanto a malha ferroviária, por exemplo, cresceu apenas 20%.

A área de transporte brasileiro acarreta grandes limitações para o crescimento e expansão da economia brasileira. Essa deterioração está fundamentada nos investimentos insuficientes em infra-estrutura, pelo menos nas duas últimas décadas. Hoje, são necessárias providências imediatas, pois com o bom desempenho do mercado de cargas pesadas que país vem tendo, é notória a necessidade urgente de se investir.

O setor de cargas é carente de uma política abrangente e contínua de coleta e análise de dados, relacionando os principais indicadores de desempenho do setor. Esta deficiência é causada, principalmente, pela ausência de uma entidade que seja responsável pela coleta de estatísticas e análises abrangentes e contínuas sobre o transporte de cargas e seus efeitos no desenvolvimento do País.

2.3 TRANSPORTE RODOVIÁRIO

Como o interior do Brasil é muito extenso e o país é um grande exportador de matéria-prima, a maior parte da carga para chegar até os portos primeiro necessita fazer uso do transporte rodoviário. Em alguns poucos casos utiliza-se o ferroviário para complementar a logística, mas a parcela de utilização do rodoviário ainda é a mais significativa.

O uso inadequado dos modais gerou uma enorme dependência do modal rodoviário, que acaba suprindo lacunas dos demais modais, porém apresenta um frotas ultrapassada e as rodovias em condições precárias. A malha ferroviária existente, em boa parte construída no início do século passado, sofre resquícios de falhas no processo da recente privatização que a impede de impulsos maiores.

O transporte rodoviário de carga é aquele em que existe uma maior demanda por fiscalização por causa da sua característica de alta pulverização. A alocação insuficiente

de recursos pelas autoridades responsáveis tem inviabilizado uma fiscalização adequada neste modal.

2.4 MALHA RODOVIÁRIA

Dados levantados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) em 2013 evidenciam a evolução da malha rodoviária. Implantadas a partir da década de 1940, as obras que a compõem foram dimensionadas para solicitações provocadas por diferentes carregamentos e detalhadas segundo critérios vigentes à época de projeto, muitos dos quais não mais aceitos. Foi nesta época, também, que passaram a ser editadas as primeiras Normas Brasileiras referentes ao cálculo e execução de estruturas de concreto armado, como a NB1-1946 e a NB2-1946.

A Figura 3 apresenta o mapa da malha rodoviária federal.

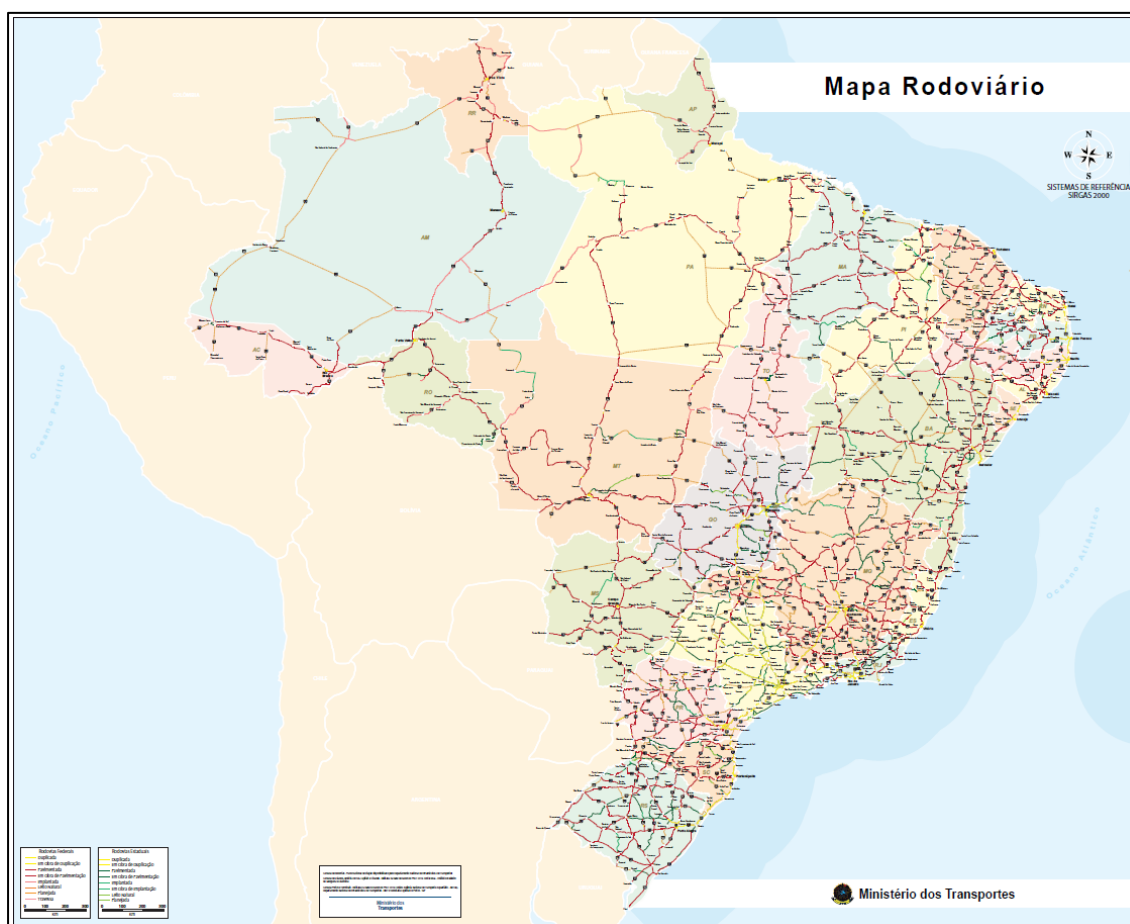


Figura 3: Mapa rodoviário federal. (Ministério dos Transportes, 2013)

Com a necessidade de adequação das rodovias existentes para atender a crescente demanda do tráfego rodoviário, torna-se oportuna a busca da solução de reforço estrutural de menor custo e com redução do prazo de implantação, quando se trata do

alargamento das Obras de Arte Especiais (OAEs) e do seu enquadramento às exigências das normas atuais.

A situação precária da malha rodoviária pública, que tem 78% de sua extensão em condição péssima, ruim ou deficiente, segundo estudo recente da Confederação Nacional de Transportes (CNT), é causadora de um grande nível de insegurança nas vias rodoviárias. O gráfico da Figura 4 ilustra as características das rodovias brasileiras, conforme pesquisa da Confederação Nacional do Transporte (CNT). Dentre elas observa-se a geometria das vias, podendo-se considerar a existência de muitas pontes e viadutos que compõem a malha rodoviária e apresentam estas mesmas deficiências.

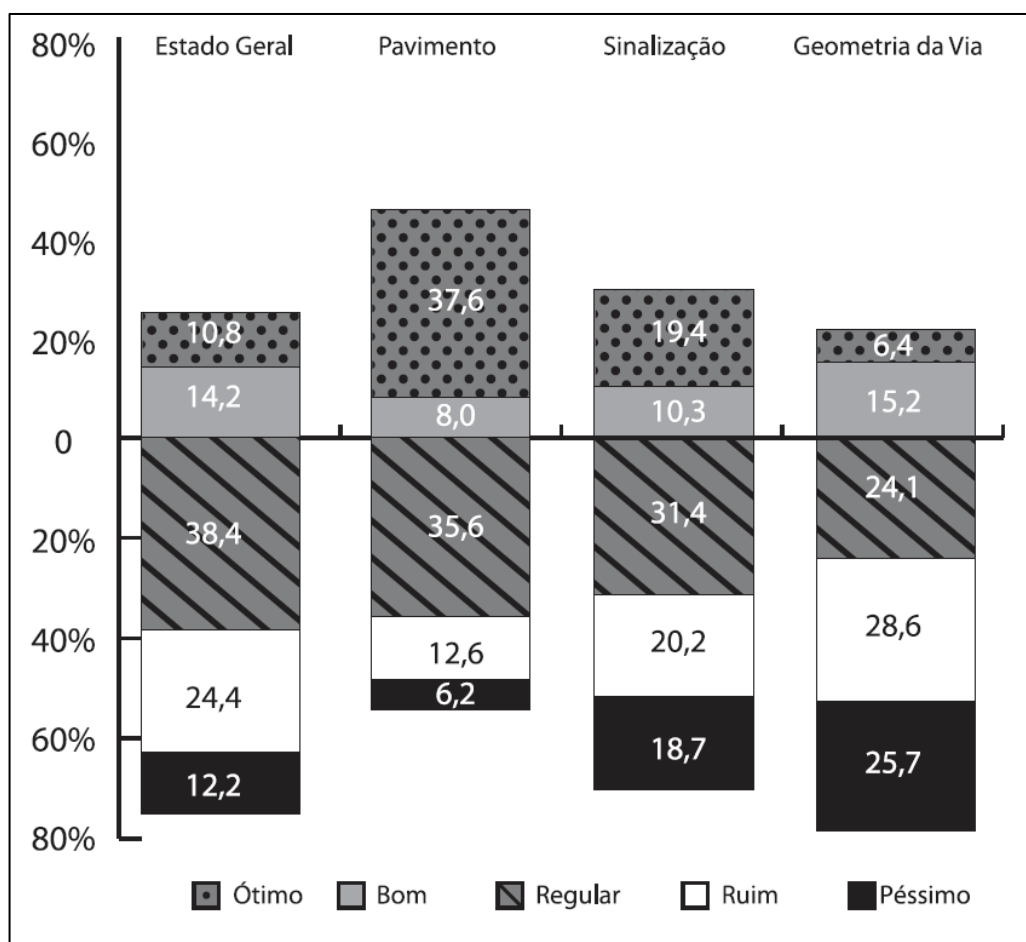


Figura 4: Resumo das características das rodovias. (CNT, 2006)

2.5 TRÁFEGO ATUAL

Geralmente, são estabelecidos níveis de serviço de fluxo nas análises de tráfego. Entende-se por Fluxo Instável quando a via trabalha a plena carga e sem condições de ultrapassagem, sendo que a velocidade é controlada pelo tráfego (40 ou 50 km/h). Essa

condição permite o máximo volume de tráfego, ou seja, a capacidade da rodovia. Já o Fluxo Forçado descreve o escoamento forçado, com velocidades baixas e com volumes acima da capacidade da via. Formam-se extensas filas e impossibilita a manobra. Em situações extremas, a velocidade e fluxo podem reduzir-se a zero.

A Figura 5 evidencia a situação atual de trânsito de veículos pesados sobre as pontes e viadutos da malha rodoviária brasileira.



Figura 5: Tráfego intenso de veículos pesados. (O Globo, 2014)

Além da crescente demanda de tráfego, as características dos veículos sofreram modificações, principalmente no que se refere aos veículos pesados, como ônibus e caminhões, com maior capacidade de transporte de carga.

A Figura 6 ilustra a evolução, em um período de cerca de 60 anos, das características dos veículos pesados, de um mesmo fabricante, e de suas capacidades de transporte de cargas.



Figura 6: Evolução dos veículos pesados – 1956 a 2013. (Mercedes-Benz, 2014)

Quanto às características dos veículos, segundo a CNT (2002), a caracterização da frota utilizada pelas empresas de transporte, por tipo de veículo, pode ser observada na Figura 7.

Tipo de veículo	%
Leve	27,7%
Médio	19,4%
Pesado	43,2%
Extra-pesado	9,2%
Outros	0,6%

Figura 7: Composição da frota rodoviária por tipo de veículo. (CNT, 2002)

A falta de fiscalização rodoviária de pesos de carga, com a inoperância ou a paralisação de 91% dos postos de pesagem, leva ao aumento da oferta e à degradação da malha rodoviária.

As Figuras 8 e 9 demonstram exemplos de postos de pesagem e de uma balança rodoviária instaladas nos postos da Polícia Rodoviária Federal, respectivamente.



Figura 8: Posto de pesagem de veículos. (DER, 2015)



Figura 9: Balança rodoviária em posto da Polícia Rodoviária Federal. (DER, 2015)

Nos últimos anos, houve uma grande mudança nos tipos e modelos de caminhão utilizados para transportar principalmente grãos e combustíveis.

De uma composição que trafegava anteriormente com capacidade de 25 a 30 toneladas-força, mudou-se para os chamados bitrens e rodotrens, que carregam acima de 50 toneladas-força. As suas principais aplicações se dão na versão graneleira pelo perfil do transporte nacional.

As Figuras 10 a 16 ilustram exemplos de bitrens e rodotrens e suas respectivas representações de distribuição de cargas por eixo a serem consideradas nas análises estruturais.

Há, ainda, uma tolerância de peso de 5% do Peso Bruto Total Combinado (PBTC) prevista na resolução 104 de 21/12/1999, do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN).



Figura 10: Bitrem de 74 toneladas-força e 25 metros de comprimento (74/25)

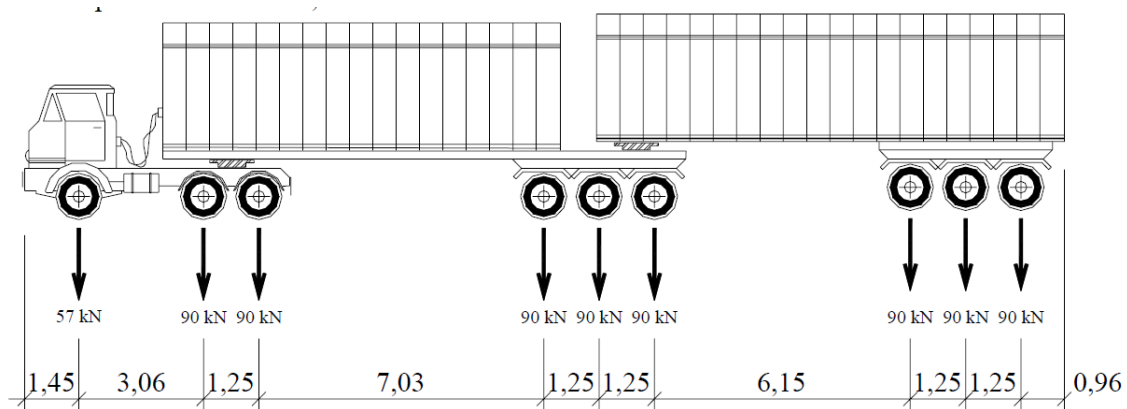


Figura 11: Esquema de cargas do bitrem do tipo 74/25. (SANTOS, 2003)



Figura 12: Rodotrem de 74 toneladas-força e 25 metros de comprimento (74/25)



Figura 13: Bitrem de 74 toneladas-força e 20 metros de comprimento (74/20)

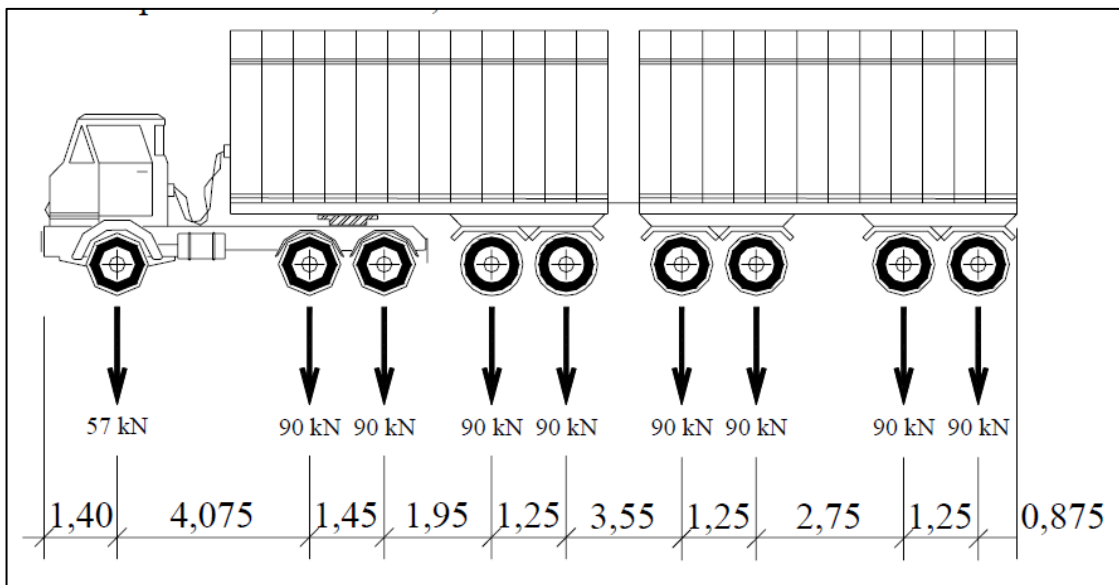


Figura 14: Esquema de cargas do rodotrem do tipo 74/20. (SANTOS, 2003)

DIAS (2012) descreve que as tendências pela preferência pelas Composições de Veículos de Carga (CVCs) são claras e evidentes, pois para transportar por 3.000 quilômetros, que são as distâncias médias para o caso da soja, açúcar ou milho, 1.000 toneladas de grãos, são necessários 25 bitrens, ou 35 composições das anteriores e convencionais. Assim, o fenômeno do bitrem e do rodotrem deu-se pela necessidade de reduzir custos logísticos principalmente das commodities agrícolas.

Além das Combinações de Veículos de Carga (CVCs) há de se considerar o tráfego do caminhão basculante de areia ou pedra que, em tese, é o veículo de tráfego normal mais severo em relação às solicitações nas pontes.



Figura 15: Caminhão basculante. (SANTOS, 2003)

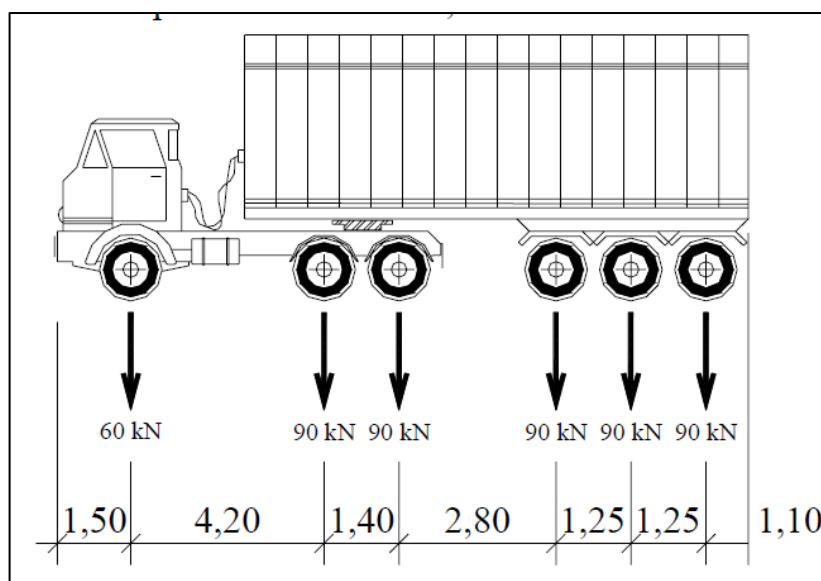


Figura 16: Esquema de cargas do caminhão basculante. (SANTOS, 2003)

Na Austrália, por exemplo, não existe limite de Peso Bruto Total Combinado (PBTC), nem de comprimento. Na maioria dos casos usa-se neste país composições com 80 a 120 toneladas, já no Brasil o limite de PBTC é de 74 toneladas, com comprimento entre 25 e 30 metros, necessitando de um trajeto definido para obter Autorização Especial de Trânsito (AET).

Na Figura 17 apresenta-se trecho da tabela do Departamento Nacional de Trânsito (DENATRAN) referente ao limite de peso por eixo de veículos pesados mais comuns e que circulam na malha rodoviária brasileira.





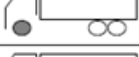

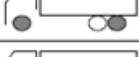

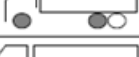







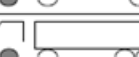

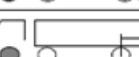

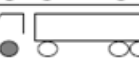





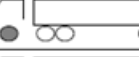

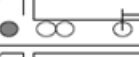











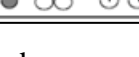
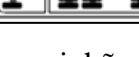
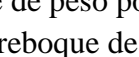
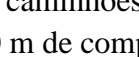
I-1			$6 + 6 = 12$
I-2			$6 + 10 = 16$
I-3			$6 + 17 = 23$
I-4			$6 + 13,5 = 19,5$
I-5			$6 + 13,5 = 19,5$
I-6			$12 + 17 = 29$
I-7			$12 + 13,5 = 25,5$
I-8			$12 + 13,5 = 25,5$
I-9			$6 + 10 + 10 = 26$
I-10			$6 + 10 + 17 = 33$
I-11			$6 + 10 + 10 + 10 = 36$
I-12			$6 + 10 + 25,5 = 41,5$
I-13			$6 + 10 + 10 + 17 = 43$
I-14			$6 + 10 + 10 + 10 + 10 = 46$
I-15			$6 + 17 + 10 = 33$
I-16			$6 + 17 + 10 + 10 = 43$
I-17			$6 + 13,5 + 10 + 10 = 39,5$
I-18			$6 + 17 + 25,5 = 48,5$
I-19			$6 + 13,5 + 25,5 = 45$
I-20			$6 + 17 + 10 + 17 = 50$
I-21			$6 + 13,5 + 10 + 17 = 46,5$
I-22			$6 + 17 + 10 + 10 + 10 = 53$

Figura 17: Limite de peso por eixo de caminhões de até 14,00 m de comprimento e de caminhão + reboque de até 18,60 m de comprimento. (DENATRAN, 2009)

Nas proximidades de algumas pontes há sinalização de identificação da carga máxima permitida que pode transitar sobre o tabuleiro, conforme Figuras 18 e 19. No entanto, esta não é uma situação comum.



Figura 18: Sinalização de peso máximo permitido para travessia em ponte.

Atualmente, por medidas de segurança e logística, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) alerta para que o tráfego de veículos pesados com Peso Bruto Total Combinado (PBTC) maior que 450 kN fique condicionado à obtenção de Autorização Especial de Trânsito (AET) e somente quando se tratar de carga comprovadamente indivisível.

2.6 PANORAMA ATUAL DAS PONTES EXISTENTES

Em relatório, a DELTACON (2011) cita que a maior parte das pontes antigas foi concebida para baixo tráfego, veículos pequenos, baixas velocidades e cargas menores que as aplicadas atualmente. Somado a isso, tem-se a influência dos fatores ambientais na degradação das estruturas. Muitas dessas pontes são deficientes devido à sua capacidade de carga inadequada para os níveis de tráfego atuais.

Na cidade do Rio de Janeiro, por exemplo, o aumento da frota de veículos estimado pelo Departamento de Trânsito (DETRAN) é de 50% em 10 anos, influenciado também pela chegada de novos empreendimentos industriais e expansão imobiliária.

Ainda segundo o relatório da DELTACON (2011), para ponte Rio-Niterói, a principal OAE do município e inaugurada em 1974, o tráfego médio original era de 15 mil veículos por dia, com estimativa de capacidade de 50 mil. Atualmente, o tráfego é três vezes maior, com cerca de 145 mil veículos por dia.

VITÓRIO e BARROS (2012) citam que, apesar de ser uma real necessidade há algumas décadas, as atividades relacionadas à adequação das OAEs com execução de obras de alargamento e utilização das técnicas reforço estrutural apenas começaram a receber atenção da comunidade técnica no Brasil a partir de meados da década de 1990, quando foram iniciadas diversas obras de duplicação e/ou alargamento de importantes rodovias federais e estaduais. Isto motivou a necessidade de um maior desenvolvimento e conhecimento sobre as intervenções estruturais nas pontes e viadutos antigos.

Em outro levantamento, o DNIT cita que, para as 5.600 pontes cadastradas nas rodovias federais pelo Órgão, o cenário atual pode ser descrito da seguinte forma:

- 70% das pontes possui idade superior a 30 anos;
- 63% das pontes têm extensão inferior a 50,00 m;
- 79% das pontes possuem largura total inferior a 12,00 m, considerada estreita pelo padrão atual;
- 94% das pontes possuem sistema estrutural em viga de concreto armado ou protendido;
- 90% das pontes foram projetadas com trem tipo de 240 kN ou de 360 kN;
- 50% das pontes possuem apenas um vão com dois balanços;
- 93% das pontes possuem vão máximo inferior a 40,00 m.

Portanto, fica evidente um panorama atual caracterizado pela existência de uma vasta malha rodoviária composta por grande porcentagem de Obras de Arte Especiais que carecem de manutenção ou investimentos para adequá-las às necessidades da sociedade e com a devida segurança.

2.7 GEOMETRIA DA VIA

Atualmente, os tabuleiros de algumas pontes apresentam sinais de envelhecimento e estão sendo submetidos aos efeitos do aumento dos congestionamentos. Além dos problemas estruturais a falta de gabarito adequado às condições atuais de fluxo de tráfego transformam as pontes em pontos críticos, responsáveis por estrangulamento do fluxo e pela ocorrência ou exposição ao risco de acidentes.

As condições de geometria da via têm impacto na segurança e na fluidez das vias rodoviárias. Em pesquisa, a Confederação Nacional de Transporte (2006) constatou que 89,7% das rodovias nacionais são formadas por pistas simples de mão dupla e 40,5% não têm acostamento. Somente 21,6% se enquadram na classificação boa (15,2%) ou ótima (6,4%) em termos de geometria da via.

São necessários melhores estudos de capacidade e de níveis de serviço das rodovias, visando a definição das características do projeto geométrico e objetivando uma análise de capacidade de rodovias.

Apesar de algumas pontes antigas projetadas conforme as Normas Brasileiras vigentes à época não se enquadrarem nas verificações de cálculo exigidas pelas normas atuais, a necessidade de alargamento do tabuleiro com o incremento do número de faixas de rodagem para resolução do problema de aumento de tráfego e a degradação da estrutura ainda são as principais motivações para a utilização das técnicas de recuperação e de reforço dos elementos estruturais originais.

Para os elementos da superestrutura, na maioria dos casos, são reforçadas as longarinas determinadas regiões das lajes. A laje da porção alargada também pode ser protendida transversalmente, se necessário.

De um modo geral, a mesoestrutura e a infraestrutura apresentam reservas de capacidade de suporte de cargas, podendo, na prática, resistir aos novos esforços decorrentes dos eventuais alargamentos e de novos valores de carregamentos. No entanto, essa solução reduz os níveis de segurança de norma, recomendando-se, então, prever a utilização de reforço para seus elementos estruturais.

Neste caso, pode-se proceder, por exemplo, com o aumento da seção dos pilares e alargamento do bloco de fundação com introdução de novas estacas, através da instalação de estacas pranchas para contenção da água, quando houver. No entanto, cada caso deve ser estudado em particular com suas devidas considerações.

3 CONCEITOS GERAIS

3.1 EVOLUÇÃO DAS NORMAS DE DIMENSIONAMENTO DAS PONTES

Devido às mudanças características do tráfego nas rodovias brasileiras, as Normas Técnicas sofreram alterações geométricas gerais, de seção transversal e na consideração de cargas móveis.

Segundo o DNIT (2004), apesar do perfil das pontes da maioria das rodovias ser bastante heterogêneo, estas podem ser facilmente identificadas no que se refere à época do projeto e à sua classe, conforme resumo a seguir:

a) Projetadas até 1950:

- Normas Brasileiras: NB-1/1946 e NB-2/1946;
- Pontes da Classe 24;
- Cargas Móveis da Classe I (4,50 kN/m²).

b) Projetadas de 1950 a 1960:

- Normas Brasileiras: NB-1/1946 e NB-2/1946;
- Pontes da Classe 24;
- Cargas Móveis da Classe Especial e Classe I (5,00 kN/m²).

c) Projetadas de 1960 a 1975:

- Normas Brasileiras: NB-1/1960, NB-2/1961 e NB6-1960;
- Pontes da Classe 36;
- Cargas Móveis de Veículo (360 kN) e de Multidão (5,00 e 3,00 kN/m²).

d) Projetadas de 1975 a 1985:

- Normas Brasileiras: NB-1/1978 e NB-2/1961 e NB-6/1960;
- Pontes da Classe 36;
- Cargas Móveis de Veículo (360 kN) e de Multidão (5,00 e 3,00 kN/m²).

e) Após 1985:

- Normas Brasileiras: NB-1/1978, NB-2/1987 e NB-6/1982 (NBR-7188/84);
- Pontes da Classe 45;
- Cargas Móveis de Veículo (450 kN) e Multidão (5,00 kN/m²).

3.2 PREMISSAS DE PROJETO

Conforme definição do DNIT, a reabilitação e o reforço de pontes e viadutos formam o conjunto de modificações que aumentam o conforto e a segurança do usuário, tais como aumento da capacidade de carga, alargamento, inclusão de passeios laterais e barreiras de segurança.

Com base neste contexto, estudos de reforço, reabilitação e alargamento tornaram-se importantes para aumento da capacidade de carga de pontes e viadutos. Essas soluções ganharam popularidade especialmente nas últimas duas décadas, contrapondo a solução onerosa de justapor obras paralelas às existentes.

Muitas vezes, a demolição de uma obra pública para construção de uma nova também não é bem aceita na sociedade, optando-se pela adequação da estrutura existente.

Partindo destas premissas, a primeira etapa para o projeto de alargamento de qualquer ponte consiste no conhecimento da resistência característica do concreto original que a compõe, pois apesar de ter sido construída com resistências características comuns da época, é sabido que o concreto adquire resistência com o tempo. Juntamente com o conhecimento das armaduras que também compõem os elementos estruturais, é possível identificar a sua capacidade de suporte de carga.

Quanto às características geométricas, desde a década de 1940 as pontes vêm passando por variações no gabarito transversal, que era inicialmente da ordem de 8,30m, e não incluía os acostamentos da estrada. Atualmente, as pontes nas áreas não urbanas são projetadas com cerca de 12,80 m de largura.

Na Figura 19, estão indicadas as seções transversais típicas de pontes rodoviárias brasileiras compostas por duas vigas longitudinais, identificadas de acordo com o período de construção.

Notam-se como principais diferenças o aumento da largura do tabuleiro, a modificação dos dispositivos de segurança nos balanços laterais, o aumento da distância entre vigas longitudinais da espessura da laje, e a não solidarização do topo das transversinas com a laje.

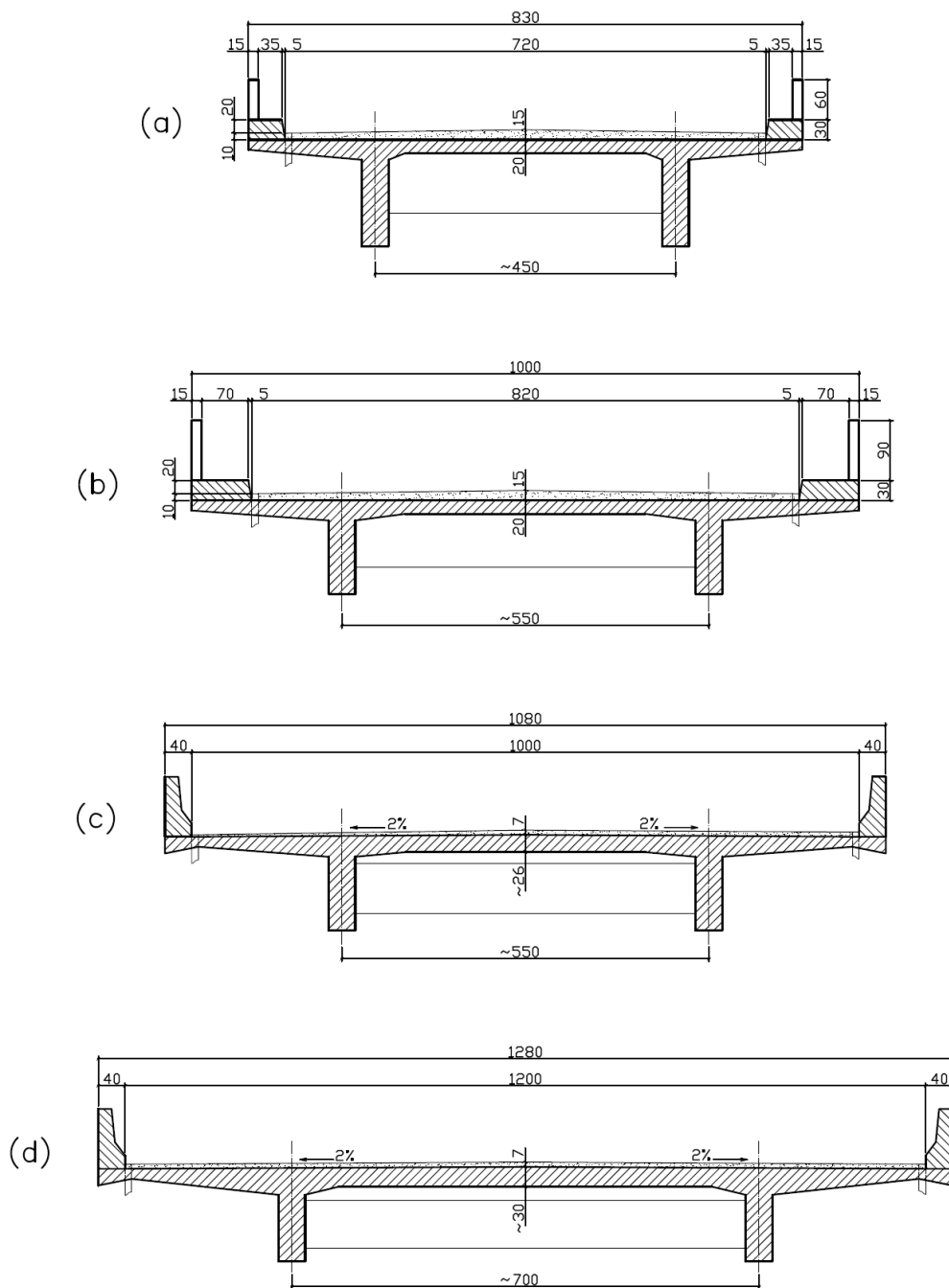


Figura 19: Seções transversais típicas dos tabuleiros das pontes.
(VITÓRIO, J. A. P.; DE BARROS, R. M. M. C, 2012)

Ainda quanto a Figura 19, os tipos de seções típicas dos tabuleiros podem, geralmente, ser relacionados com as épocas de construção da seguinte forma:

- (a) De 1940 a 1960, com 8,30 m de largura.
- (b) De 1960 a 1975, com 10,00 m de largura.
- (c) De 1975 a 1985, com 10,80 m de largura.
- (d) Após 1985, com 12,80 m de largura.

Assim como a geometria da seção transversal foi modificada para atendimento ao crescimento do fluxo de veículos, as cargas permanentes sofreram modificações referentes a utilização de materiais, como o revestimento da pavimentação, e aos dispositivos de segurança, como os guarda-rodas em substituição aos guarda-corpos.

As cargas móveis apresentaram variações de valores, quando observamos as edições das Normas Brasileiras desde 1946 até os tempos atuais, em virtude das modificações dos veículos e sua capacidade de transporte. No entanto, não houve alteração da geometria do veículo.

Conforme VITÓRIO e BARROS (2012), a primeira norma de cargas móveis para pontes rodoviárias foi a NB-6/1946, que estabeleceu o Trem-tipo Classe 24 (24 tf ou 240 kN) e vigorou até 1960, quando entrou em vigor a NB-6/1960, estabelecendo a Classe 36 (36 tf ou 360 kN).

A Figura 20 apresenta a tabela da NB-6/1960 com as três classes de ponte e as cargas de seus respectivos trens-tipo, composto pela carga do veículo e pelas cargas uniformemente distribuídas.

Classe da Ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída			Classe da Rodovia
	Tipo	Peso Total (kN)	p (kN/m ²)	p' (kN/m ²)	Disposição da carga	
36	36	360	5,00	3,00	- Carga p à frente e atrás do veículo.	Classe I
24	24	240	4,00	3,00		Classe II
12	12	120	3,00	3,00	- Carga p' no restante da pista e passeios.	Classe III

Figura 20: Cargas dos trens-tipo. (NB-6/1960)

Na Figura 21, também referente à NB-6/1960, é possível identificar a distribuição dos carregamentos da Figura 06 sobre o tabuleiro, bem como as dimensões do veículo, de 3,00 m de largura e 6,00 m de comprimento.

Uma característica peculiar dos trens-tipo TB-240 e TB-360 é a distribuição dos carregamentos “ p ” e “ p' ”, ambas aplicadas sobre a pista, mas com valores diferentes.

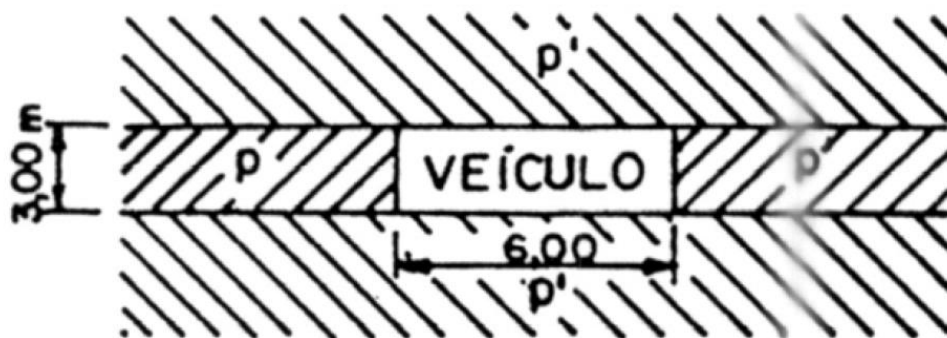


Figura 21: Disposição das cargas dos trens-tipo. (NB-6/1960)

A Figura 22 apresenta a tabela da NB-6/1960 onde são descritas as características geométricas dos veículos, e seus respectivos carregamentos.

Na Classe 36, que é adotada no estudo do presente trabalho, aplica-se uma carga sobre a pista de 60 kN por roda. Porém, para efeitos de dimensionamento, poderá ser utilizado o trem-tipo simplificado, que será explicado no CAPÍTULO 6, referente ao estudo de caso.

	Unid.	Tipo 36	Tipo 24	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total do veículo	kN	360	240	120
Peso de cada roda dianteira	kN	60	40	20
Peso de cada roda traseira	kN	60	40	40
Peso de cada roda intermediária	kN	60	40	-
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	m	0,45	0,35	0,20
Largura de contato b_3 de cada roda traseira	m	0,45	0,35	0,30
Largura de contato b_2 de cada roda intermediária	m	0,45	0,35	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

Figura 22: Características dos veículos dos trens-tipo. (NB-6/1960)

A Figura 23 compõe a NB-6/1960 e descreve a geometria dos veículos dos trens-tipo, identificando o número de eixos e a posição de aplicação das cargas das rodas. Nota-se que, os veículos dos trens-tipo TB-360 e TB-240, à esquerda da Figura 23, são geometricamente iguais entre si e diferentes do veículo do trem-tipo TB-120.

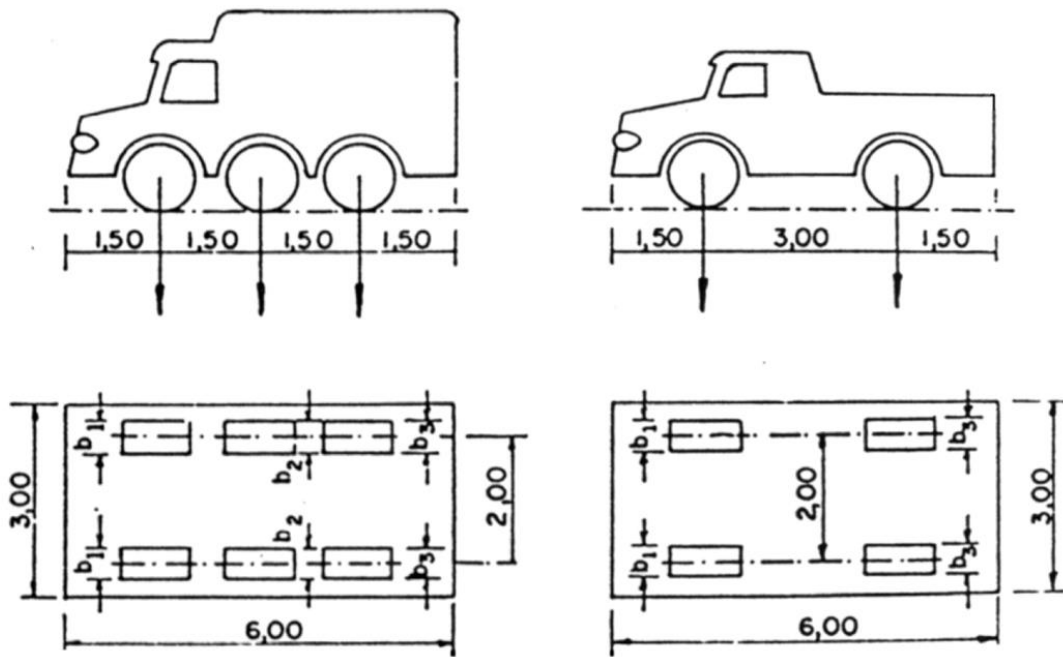


Figura 23: Dimensões dos trens-tipo. (NB-6/1960)

A última modificação das cargas móveis, que permanece em vigor até a data atual, ocorreu com a edição da NB-6/1982 para a NBR-7188:1984 que definiu o trem-tipo Classe 45 (45 tf ou 450 kN). Esta norma também contempla as cargas móveis da Classe 30 (30 tf ou 300 kN) e da Classe 12 (12 tf ou 120 kN).

Atualmente em vigor, a norma NBR-7188/2013 apresenta, então, três tipos de classe de ponte para efeito de dimensionamento, identificando os valores dos carregamentos dos seus respectivos trens-tipo e o local de aplicação da carga, conforme a tabela da Figura 24. Os valores são apresentados nas unidades de “kN” e “kN/m²”, conforme o Sistema Internacional, embora também contenha informações nas unidades de “tf” e “kgf/m²”.

Classe da ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída				Disposição da carga
	Tipo	Peso total		p		p'		
		kN	tf	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista
30	30	300	30	5	500	3	300	Carga p' nos passeios
12	12	120	12	4	400	3	300	

Figura 24: Cargas dos trens-tipo. (NBR-7188/2013)

Na Figura 25 é ilustrado um esquema, em planta, com a distribuição destes carregamentos. Nota-se agora que, ainda que existam as cargas “p” e “p’” com valores distintos, apenas a carga “p” é aplicada sobre toda a pista do tabuleiro juntamente do veículo, diferente da orientação da NB-6/1960.

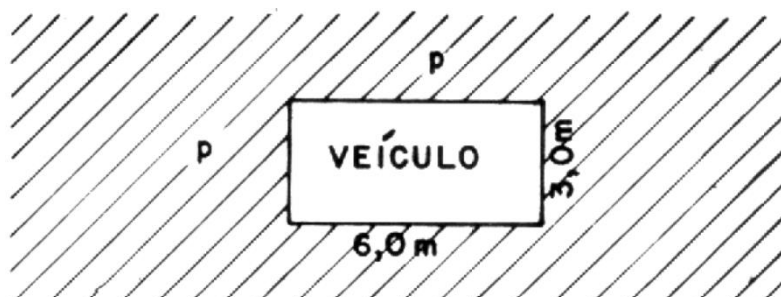


Figura 25: Disposição das cargas dos trens-tipo. (NBR-7188:2013)

A Figura 26 compõe a norma atual, e refere-se às características geométricas e de carregamentos do veículo tipo. Também para efeitos de dimensionamento é utilizado o trem-tipo simplificado para o TB-450, a ser explicado no CAPÍTULO 6 deste trabalho.

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total de veículo	kN-t _f	450-45	300-30	120-12
Peso de cada roda dianteira	kN-t _f	75-7,5	50-5	20-2
Peso de cada roda traseira	kN-t _f	75-7,5	50-5	40-4
Peso de cada roda intermediária	kN-t _f	75-7,5	50-5	-
Largura de contato b ₁ de cada roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b ₃ de cada roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b ₂ de cada roda intermediária	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre os eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

Figura 26: Características dos veículos dos trens-tipo. (NBR-7188:2013)

Assim como a NB-6/1960, a NBR-7188/2013 ilustra duas geometrias de veículo dos trens-tipo. Desta vez a semelhança ocorre entre os veículos dos trens-tipo TB-450 e TB-300, que são distintos do veículo do trem-tipo TB-120, conforme apresentado na Figura 13.

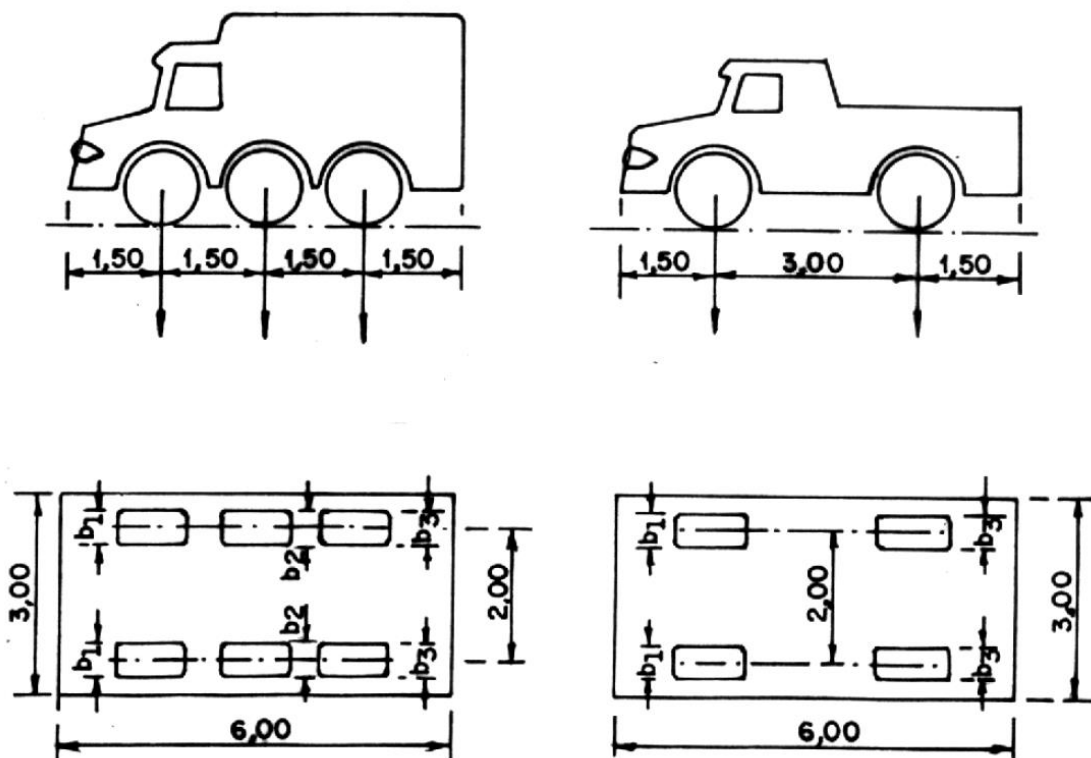


Figura 27: Dimensões dos trens-tipo. (NBR-7188/2013)

Portanto, tendo em vista as modificações geométricas do tabuleiro e a necessidade de aumento da capacidade de carga dos elementos estruturais devido às alterações dos carregamentos de norma apresentados, devem ser definidos quais elementos necessitam de reforço estrutural, inclusive nas fundações, para garantir a estabilidade e a durabilidade da obra alargada. Essas técnicas de reforço estrutural são, geralmente, classificadas em passivas e ativas.

Nos reforços passivos são utilizadas as técnicas de colagem de chapa de aço, colagem de compostos reforçados com fibras, ou aumento da seção por encamisamento com concreto armado. Estes materiais, quando aplicados, funcionarão apenas para o acréscimo de carga, sendo mobilizados via acréscimo de deformação. De modo que os elementos sejam mobilizados para a maior parcela possível das ações variáveis, tende-se a retirar todas as cargas possíveis e reduzir as deformações durante a execução do reforço, como interrupção do tráfego, retirada das barreiras laterais quando do alargamento do tabuleiro, e até a aplicação de escoramentos quando possível.

A aplicação de reforços ativos, como o uso da protensão externa, requer um controle da deformação do elemento estrutural associado ao processo, de forma a garantir a transmissão da parcela de carga pretendida para os materiais de reforço e sendo possível, dispensar o alívio das cargas atuantes.

3.3 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

3.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para determinar a necessidade de reforço estrutural e melhor aproveitamento da técnica a ser empregada, é fundamental o conhecimento das condições dos materiais e da concepção estrutural originais da ponte em estudo. São avaliadas as solicitações de projeto, o nível de degradação dos materiais e as possíveis perdas de seção resistente do tanto das peças de concreto quanto das armaduras de aço.

Na fase de projeto o engenheiro possui maior liberdade de escolha no emprego dos materiais e no sistema estrutural a fim de atender as normas vigentes. Na fase de avaliação estrutural são necessárias consultas ao projeto e às especificações originais, realização de inspeções visuais e de ensaios de materiais com retirada de corpos de prova. Há, ainda, a restrição quanto à aplicação de algumas técnicas de reforço estrutural, tendo em vista as condicionantes locais do local da obra.

Deve-se conhecer então, se a capacidade de carga disponível é maior que as solicitações provocadas pelas cargas atuantes. Para isso, as peças estruturais são verificadas no estado limite último, adotando-se coeficientes de segurança adequados que consideram a majoração das solicitações e a minoração das resistências.

Segundo o INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS (2010), o aço empregado nas obras mais antigas era o aço CA-37, atual CA-25. Posteriormente utilizou-se o aço CAT-50, com a mesma resistência característica do CA-50 atual, mas dimensionados sem a consideração da fadiga, sem aplicação da decalagem, com espiras deficientes, pequena densidade dos estribos e de armadura de pele. Mais recentemente, o aço CA-50 tem sido empregado com a consideração da fadiga, mas nem sempre corretamente avaliada.

Nesta fase inicial também é verificado o comportamento da estrutura em serviço. Esta análise é feita, inicialmente, calculando-se tensões admissíveis, no estado de utilização, que podem ultrapassar as recomendadas, desde que as deflexões sejam aceitáveis e a abertura de fissuras não ultrapasse em 10% as aberturas permitidas para os índices de agressividade do meio ambiente em que a estrutura está localizada.

3.3.2 CARGAS PERMANENTES

Caracterizam-se como cargas permanentes os pesos próprios dos elementos do tabuleiro, os recapeamentos e os guarda-rodas. Em caso de alargamento do tabuleiro, estas cargas permanentes são ainda maiores.

3.3.3 CARGAS MÓVEIS

Para efeito de comparação, devem ser consideradas as solicitações de carga móvel do projeto original e, em seguida, as solicitações calculadas de acordo com as normas vigentes. Em casos específicos pode ser válida a consideração de veículos especiais regulamentados que possam transitar na ponte.

3.3.4 OUTROS CARREGAMENTOS

Nesta fase de verificação, solicitações de alguns carregamentos, tais como aceleração, frenagem, vento, temperatura e retração não são considerados.

3.4 MÉTODOS ANALÍTICOS

3.4.1.1 ÍNDICE DE CAPACIDADE DE CARGA (ICC)

O INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS (2010) apresenta a aplicação do índice de capacidade de carga (ICC), que é a relação entre a capacidade resistente da estrutura e o somatório das solicitações das cargas atuantes. Este índice permite classificar as pontes em satisfatórias, índice $\geq 1,00$, e deficientes, índice menor que 1,00, conforme a metodologia a seguir:

$$ICC = \frac{\Phi \cdot Ru - \sigma_g \cdot G}{\sigma_p \cdot P \cdot (1 + L) \cdot Cf} \quad (3.1)$$

onde:

- **ICC** : índice de capacidade de carga;
- **Φ** : coeficiente de redução a ser aplicado na resistência nominal calculada no estado limite último;
- **Ru** : resistência nominal no estado limite último, na seção estudada, para a solicitação com maior probabilidade de provocar o colapso: momentos fletores, forças cortantes, forças normais etc;
- **σ_g** : coeficiente de majoração das solicitações de carga permanente;
- **σ_p** : coeficiente de majoração das solicitações de carga móvel;

- **G** : soma das solicitações de carga permanente;
- **P** : soma das solicitações de carga móvel;
- **I** : parcela decimal do coeficiente de impacto;
- **Cf** : coeficiente de correção.

O índice de capacidade de carga, I_{cc} , deve ser calculado para todas as seções críticas. Geralmente, as verificações ficam limitadas às vigas principais e às lajes.

3.4.1.2 VALORES INDICATIVOS DOS COEFICIENTES

a) Coeficiente de redução da resistência nominal (ϕ):

- Este coeficiente depende das condições da superestrutura, boa ou deteriorada ou fortemente deteriorada, da redundância ou não dos elementos, da qualidade da inspeção, cuidadosa ou estimada, da manutenção, contínua ou intermitente e do tipo da estrutura, concreto protendido ou concreto armado. Conforme a combinação das condições desfavoráveis, o coeficiente pode variar de 0,95 a 0,55.

b) Coeficiente de majoração das solicitações de carga permanente (σ_g):

- Este coeficiente pode variar de 1,20 a 1,35.

c) Coeficiente de majoração das solicitações de carga móvel (σ_p):

- Este coeficiente pode variar de 1,40 a 1,50; em casos excepcionais, rodovias com alto volume diário de tráfego de caminhões pesados, sem fiscalização constante e efetiva, este coeficiente pode ser majorado para até 1,80.

d) Coeficiente de impacto (I**):**

- Tradicionalmente, pela NBR-7188:2003, era igual a $1,4 - 0,007 \times V_{\text{vão}}$.
- Em condições especiais, pista de rolamento lisa e sem defeitos e veículo em baixa velocidade, o coeficiente de impacto pode ser reduzido até 1,10.

e) Coeficiente de correção (Cf**):**

- Conforme o método adotado no cálculo das solicitações, simplificado ou sofisticado, este coeficiente pode variar de 1,00 a 0,90.

3.5 MÉTODOS EMPÍRICOS

Os métodos empíricos para avaliação de capacidade de carga da estrutura baseiam-se nos resultados das medições das provas de cargas, utilização do esclerômetro e rompimento de corpos de prova extraídos de regiões de interesse.

A prova de carga tem como objetivo a avaliação da capacidade de carga de um conjunto de elementos do sistema estrutural, na qual se busca se comprovar os resultados dos métodos analíticos e determinar a capacidade resistente da ponte. É utilizada para obtenção de dados mais confiáveis para as pontes antigas, pontes com projetos não localizados e pontes que já tenham sido objeto de reforços estruturais.

Nos ensaios de provas de carga estática a posição das cargas pode ser alterada durante o carregamento e procura-se evitar vibrações. Em um primeiro momento, procura-se determinar apenas certas características do comportamento da ponte, tais como sua resposta a diversos carregamentos, à distribuição de cargas e a comprovar cálculos do método analítico. Em seguida, procura-se determinar a máxima capacidade de carga da ponte, ainda dentro do comportamento elástico.

Nos ensaios de provas de carga dinâmica são estudadas as vibrações, frequências e amplitude de tensões para avaliação da fadiga.

Há fatores que influenciam a capacidade resistente da ponte, como a participação não considerada de mesas de compressão sem ligação efetiva com as almas, as continuidades parciais não consideradas, a contribuição de elementos secundários e a participação de elementos não estruturais, tais como barreiras, meio-fio, guarda-rodas e o passeio.

Durante os ensaios, algumas medidas de segurança durante as provas de carga devem ser tomadas, devido aos riscos ao executante, ao usuário e ao público em geral. São necessários o isolamento da área, a interrupção de tráfego, o acompanhamento do comportamento da estrutura com o acréscimo gradual das cargas e, em casos extremos, um escoramento parcial da estrutura, com a função de limitar, mas não de impedir, deformações excessivas.

Os ensaios de provas de carga possuem alto custo e em casos de projetos de recuperação estrutural, em que a ponte apresenta sinais de patologias e degradações em estado crítico, esta pode não suportar qualquer acréscimo de carga, havendo a possibilidade de ruptura frágil. Em outros casos a prova de carga torna-se impraticável em virtude de dificuldades de acesso e de tráfego intenso.

3.6 MÉTODO UTILIZADO NO ESTUDO DE CASO

No presente trabalho são utilizados modelos computacionais baseados nos princípios de elementos finitos para realização das simulações de aumento de capacidade de carga e avaliação dos incrementos nos valores dos momentos fletores e esforços cortantes.

Estes valores devem ser comparados com a capacidade resistente das seções estudadas através de consulta ao projeto de forma e armaduras originais. O principal problema é que, no caso de pontes muito antigas, não há disponibilidade destas informações de projeto e, dependendo do grau de deterioração da estrutura, a simulação computacional fica prejudicada.

Nos modelos computacionais pode-se tentar adotar artifícios que simulem as condições de campo, como redução das rigidezes de alguns elementos e aplicação de deformações iniciais, por exemplo, mas que ainda não traduzem um grau de confiabilidade como os dos resultados obtidos pelos métodos empíricos.

4 SOLUÇÕES DE REFORÇO ESTRUTURAL

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são abordadas as características fundamentais das técnicas de reforço estrutural por fixação de chapas de aço, encamisamento com concreto armado, utilização de protensão externa e aplicação de compósitos de fibra de carbono.

Além dos destaques para as mais importantes condicionantes técnicas de cada solução, são abordadas suas vantagens e desvantagens e as informações relevantes que devem ser extraídas dos catálogos dos fabricantes e das normas vigentes para o dimensionamento do reforço estrutural.

As tabelas dos fabricantes e as principais citações normativas encontram-se no ANEXO do presente trabalho.

4.2 FIXAÇÃO DE CHAPAS DE AÇO

4.2.1 DESCRIÇÃO

Trata-se de uma técnica de reforço estrutural na qual são empregadas chapas de aço unidas à estrutura de concreto, por meio de um adesivo à base de resina epóxi, visando incrementar a resistência dos principais elementos estruturais da obra quanto à flexão, à tração, ao cisalhamento ou suas combinações.

Para funcionamento do conjunto e durabilidade do reforço, é necessário que o adesivo aplicado entre os elementos, quando endurecido, possua alta resistência mecânica, excelente aderência e bom comportamento frente aos ataques químicos.

As chapas de aço também podem se fixadas às almas das vigas por meio de parafusos que atravessam a seção transversal em nível superior ao das armaduras positivas longitudinais, conforme representado na Figura 28.

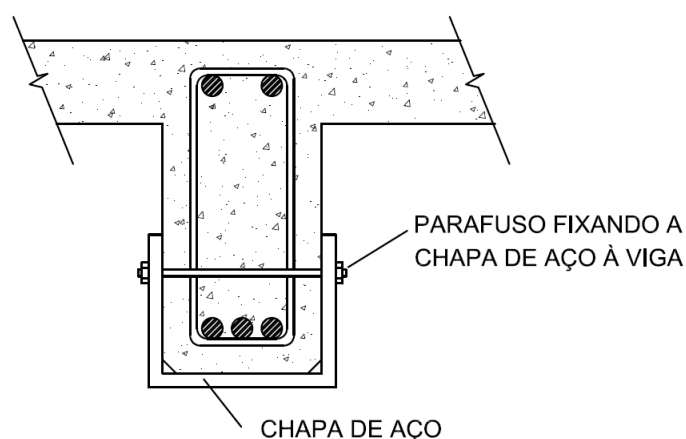


Figura 28: Detalhe de fixação de chapa de aço sob a viga. (DELTACON, 2011)

Segundo JUVANDES (2002), esta técnica surgiu na França no fim dos anos 60, quando L'Hermitte (1967) e Bresson (1971) efetuaram os primeiros ensaios sobre vigas de concreto reforçadas com chapas metálicas. Segundo Dussek (1974), este tipo de reforço foi empregado na África do Sul em 1964. Na França, reforçou-se a primeira ponte de concreto utilizando chapas metálicas no princípio dos anos 70.

Este sistema pode ser utilizado em conjunto com outros sistemas de reparo e reforço de estruturas, mas alguns aspectos merecem atenção especial do projetista. Geralmente o reforço é empregado nas vigas do tabuleiro, mas a técnica pode ser utilizada em demais elementos estruturais como lajes, fundações e no encamisamento de pilares. Nas vigas, a técnica é viável se existir deficiência nas armaduras existentes (perda na capacidade resistente das barras ou seção subarmada) e as dimensões e a qualidade do concreto da estrutura forem apropriadas para aplicação do reforço.

SANTOS (2006) cita que devem ser empregados aços de limite elástico menor que o das barras da viga, de maneira a não ser necessária uma deformação elevada para mobilizar sua capacidade resistente, e que os problemas na transmissão das forças ao longo da interface de colagem podem ser atenuados se o adesivo utilizado apresentar boa resistência ao cisalhamento (15 a 20 MPa).

Dessa forma, para aplicação da resina e colagem da chapa, a superfície do concreto deverá ser regularizada e limpa, a fim de garantir boas condições de aderência entre os materiais, e deve ser feito o controle do nível de tensões nessa interface, de maneira a não superar a resistência ao cisalhamento do adesivo ou do concreto. O alívio das ações das cargas variáveis sobre o tabuleiro, no momento de aplicação do reforço, garante que as chapas sejam solicitadas para as cargas de serviço.

SIMÕES (2007) cita que, de modo diferente das armaduras originais, que estão protegidas pela alcalinidade do concreto, as chapas coladas nas faces dos elementos encontram-se expostas às agressividades do ambiente, devendo ser protegidas contra a corrosão e apresentar resistência à exposição ao fogo, durante cerca de 30 minutos, no mínimo, e dependendo da intensidade do incêndio.

Quanto aos detalhes construtivos, o CEB (1983) recomenda a utilização de chapas com espessura máxima de 3,0 mm, espessura máxima da camada de resina epóxica de 1,5 mm e proteção da região reforçada contra as mudanças de temperatura e ação do fogo.

Para maior segurança de fixação da chapa à viga e melhor funcionalidade do conjunto, utilizam-se chumbadores nas extremidades do reforço, também de forma a evitar descolamentos nas zonas de ancoragem da chapa de aço.

Após aplicação do reforço, o recomendado é permanecer com a pressão sobre a chapa por, no mínimo, 24 horas. No entanto, o tempo para endurecimento da resina varia com o tipo de material empregado e com a temperatura ambiente. Recomenda-se, também, que a viga só seja colocada em carga, no mínimo, sete dias após a execução do reforço estrutural.

4.2.2 VANTAGENS

As chapas de aço são disponibilizadas em diversos tamanhos, mas também podem ser utilizadas chapas mediante encomenda, conforme características geométricas e de solicitações de carregamentos de projeto. As chapas ainda podem servir como forma para a adição de material adicional, como “grout” ou concreto.

A técnica de reforço de vigas por intermédio de chapas de aço coladas ao concreto ainda apresenta outras vantagens, como: a pequena interferência que causam nas dimensões arquitetônicas (pelo fato do acréscimo de seção ser pequeno), o baixo peso próprio em relação à estrutura original, a facilidade de execução e limpeza na aplicação, além da possibilidade de rápida reutilização da estrutura.

Outras vantagens caracterizam-se pela não utilização de materiais molhados, pela ausência de vibrações e a pouca interferência no uso da estrutura durante a aplicação do reforço estrutural.

4.2.3 DESVANTAGENS

Dentre as principais desvantagens do uso das chapas metálicas como elemento de reforço estrutural estão a baixa resistência da resina epóxi e da chapa de aço a altas temperaturas, a tendência ao descolamento das extremidades da chapa e a dificuldade de visualização das fissuras que eventualmente possam ocorrer na estrutura. Isto implica em uma política de manutenção periódica e ações preventivas de acidentes por exposição aos incêndios.

BEBER (2003) alerta que, após longos períodos de exposição, a corrosão nas chapas de aço é evidente, em especial na interface entre o adesivo e a chapa. Esta corrosão compromete perigosamente a aderência entre os elementos, além de ser muito difícil de ser diagnosticada em inspeções de rotina.

Na fase de aplicação da chapa colada, a principal desvantagem está relacionada ao manuseio dos elementos, que apresentam grandes deformações devido ao elevado peso próprio do aço, além de demandar uma logística de escoramento para suportar o peso próprio destes elementos durante as operações de fixação das chapas.

Na fase de cálculo, devem ser verificadas as possíveis mudanças nos modos de ruptura convencionais que podem ocorrer devido à aplicação do reforço.

SIMÕES (2007) cita que a ruptura por descolamento da chapa de aço ocorre pela má execução da colagem ou quando o carregamento for muito rápido ou mesmo sob situações de impacto. A ruptura por destacamento caracteriza-se por uma fissura que surge na seção transversal, na região da extremidade da chapa, que se horizontaliza próxima ao nível das armaduras internas. Assim, um incorreto funcionamento do sistema, por descolamento ou destacamento da chapa de aço, também pode levar à alteração do modo de ruptura previsto na fase de dimensionamento do reforço.

4.2.4 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

No ANEXO A são apresentadas as especificações técnicas extraídas dos catálogos de dois fabricantes para efeito de comparação das características dos materiais disponíveis no mercado.

São relacionados os tipos de aço com as suas respectivas aplicações, com atenção para as características de alta resistência mecânica e resistência à corrosão atmosférica. Apresentam-se, também, as tensões limites de escoamento e de ruptura e os alongamentos permitidos.

Quanto às características geométricas são informadas as espessuras, larguras e comprimentos comerciais disponíveis e as informações dos limites de diâmetros de dobramento de cada chapa. Em alguns casos há informações complementares, como as composições químicas e dos aços comerciais.

4.3 ENCAMISAMENTO COM CONCRETO ARMADO

4.3.1 DESCRIÇÃO

O encamisamento com concreto armado (Figura 29) consiste em aumentar a seção dos elementos originais com a adição de concreto e de armaduras longitudinais e transversais nas superfícies da seção original, com o objetivo de aumentar a sua rigidez e capacidade de suporte de cargas superiores às previstas no projeto original.

A funcionalidade deste método está vinculada à condição de que a camada do reforço e a peça original sejam monolíticas, o que é garantido pela adequada superfície de aderência entre o concreto antigo e o novo através do apicoamento da superfície nas faces da seção original nas quais será incorporado o reforço.

O princípio desta técnica consiste nos mecanismos de transferência de cargas por adesão e atrito entre a peça original e o reforço. Dessa forma, para aproveitá-los

devidamente, é necessário que o apicoamento da superfície do concreto original resulte em uma região bastante rugosa e irregular para recebimento da camada de reforço.

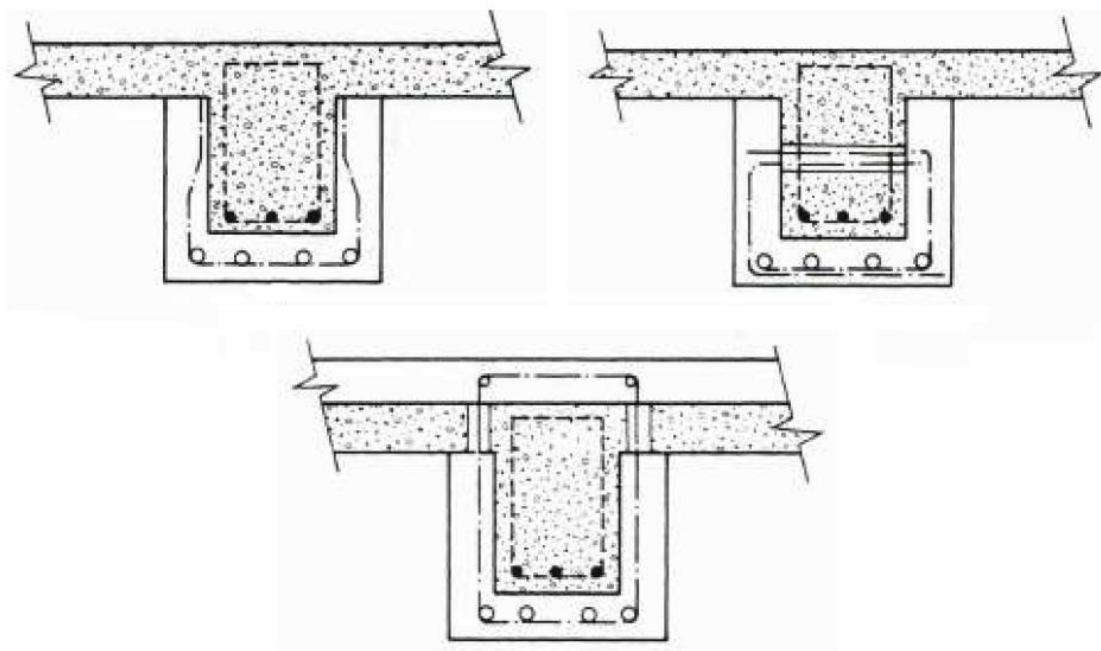


Figura 29: Configurações de aumento da seção transversal e adição de armaduras transversais e longitudinais.

PEREIRA (2007) descreve que as barras de aço são incorporadas em demais regiões da estrutura após perfuração e limpeza com jato de ar comprimido e aplicação de adesivo químico para ancoragem, onde é necessária atenção para a preparação do substrato para receber a ancoragem química.

Após o apicoamento da superfície, faz-se o furo para ancoragem da barra de aço onde seguido do uso de jato de ar comprimido para remover todas as partículas soltas ou inerentes ao concreto e garantir uma superfície de aderência limpa e seca.

No caso de emendas das armaduras, deve-se expor as armaduras da seção original e soldar ou sobrepor as novas armaduras, com atenção especial para seu correto posicionamento, comprimentos de emenda suficientes, e afastamentos mínimos entre as barras de modo que permitam a transferência de esforços. A armadura transversal do reforço tem grande importância na eficácia deste tipo de conexão.

Quanto às recomendações construtivas, o CEB (1983), a fim de melhorar a aderência e controlar a retração, ainda orienta que a espessura mínima da camada a ser adicionada deve estar em torno de 75 mm a 100 mm, possibilitando que o adensamento do novo concreto e o posicionamento da nova armadura possam ser feitos de forma adequada. Deve-se, também, saturar o concreto antigo por, pelo menos, seis horas antes

de aplicar o concreto novo, além de evitar bolhas de ar, aplicando concreto ou argamassa com maior fluidez e a partir de um mesmo lado da forma.

Para permitir o lançamento do concreto e a passagem do vibrador de imersão, às vezes é necessário abrir janelas temporárias na forma ou furos na parte superior da laje. GUERRANTE (2013) complementa ser necessário, também, promover a cura com umedecimento da superfície ou cobrindo-a com materiais úmidos, tais como areia, espuma, estopa e outros.

A fim de reduzir os efeitos de retração em virtude da diferença de idade entre os concretos da peça original e do reforço, SOUZA e RIPPER (2009) descrevem que uma técnica comumente empregada é a utilização do concreto pré-compactado. Trata-se do enchimento das formas primeiramente com agregado graúdo devidamente compactado, que deve ser molhado antes da injeção da argamassa fluida sob pressão, composta por cimento e areia e possíveis aditivos, até o total preenchimento dos vazios. Este procedimento é ilustrado na Figura 30.

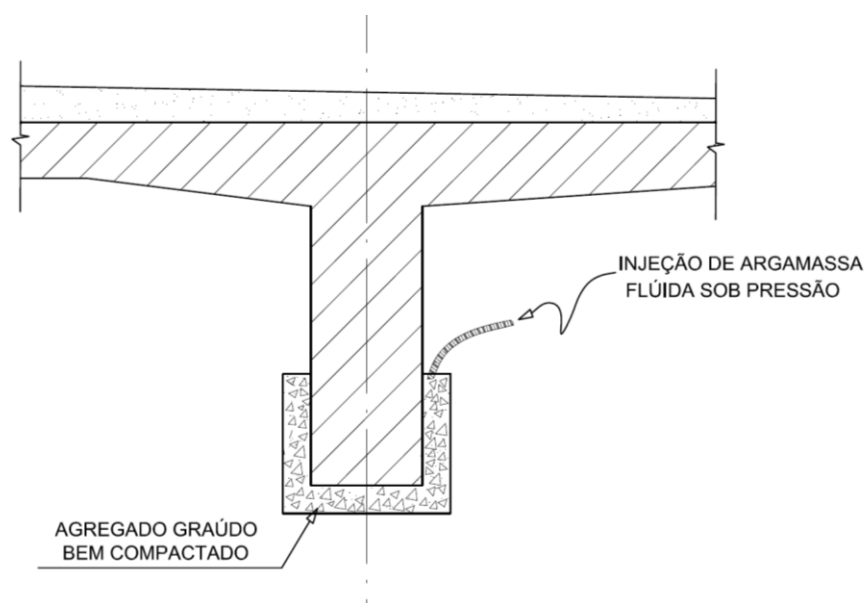


Figura 30: Injeção de argamassa fluida sob pressão em forma preenchida por agregado graúdo previamente compactado.

Dessa forma, o concreto praticamente não exhibe retração, uma vez que as partículas de agregado graúdo estão em contato entre si, sem o espaçamento que é necessário à pasta de cimento para retrair, como nos processos de concretagem comuns. Utilizam-se formas estanques para que se evite a fuga de argamassa, deixando uma abertura somente na parte superior para que a água e o ar saiam e, conseqüentemente, haja um preenchimento completo, sem deixar vazios.

Outra operação relevante na execução de um reforço deste tipo é a redução dos níveis de tensão da seção original por meio do emprego de escoramentos, resultando em vantagens na deformação da estrutura e no seu comportamento na ruptura. Os escoramentos também facilitam a aplicação do reforço e trazem maior segurança contra possíveis colapsos dos elementos estruturais.

4.3.2 VANTAGENS

Como o reforço é realizado com o emprego do concreto armado é possível alcançar ótima grande compatibilidade entre o material original e o de reforço.

Com a obtenção de um elemento monolítico, aumentam-se a sua rigidez e sua resistência aos esforços solicitantes através da incorporação de camadas de concreto e armadura de aço convencionais devidamente ancoradas.

Após aplicação do reforço, não são necessários cuidados especiais em relação à manutenção periódica da estrutura que sejam diferentes dos procedimentos já recomendados e adotados para a ponte original.

Devido à baixa condutividade térmica do concreto e ao recobrimento adequado das armaduras, a estrutura reforçada apresenta boa resistência quando exposta às altas temperaturas em casos de incêndio, como também baixa vulnerabilidade às ações de vandalismo e intempéries.

4.3.3 DESVANTAGENS

Há casos em que o aumento das dimensões das seções transversais resulta em considerável acréscimo de peso próprio, além de incorrer em limitações de espaço locais como gabarito para passagem de veículos sob a ponte.

A dificuldade construtiva também destaca-se como uma desvantagem, pois implica na utilização de escoramentos para as formas e mobilização de processos trabalhosos de concretagem.

Cuidados especiais devem ser realizados durante execução do reforço, pois podem surgir dificuldades associadas à incompatibilidade entre o concreto novo e o concreto existente. Como já citado, a grande diferença de idade entre os materiais pode levar a problemas de retração, uma vez que o concreto existente já não é mais afetado por alteração de volume e o surgimento de tensões de tração pode ocasionar fissuração e deslocamento caso o concreto da camada de reforço seja impedido de se deformar.

TEJEDOR (2013) atenta para a possível alteração na distribuição dos esforços que atuam sobre o conjunto do tabuleiro devido ao aumento de rigidez dos elementos estruturais reforçados.

4.3.4 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

Como trata-se de um material moldado “in loco”, devem ser obedecidas as orientações da Norma ABNT-6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento.

No ANEXO B são apresentadas as principais propriedades mecânicas do concreto e do aço extraídas da NBR-6118:2014 para posterior utilização no dimensionamento do reforço estrutural por encamisamento com concreto armado.

A resistência característica do concreto é obtida através de ensaios de corpos de prova e controle de qualidade. Para efeitos de dimensionamento são adotadas as resistências de cálculo conforme orientações da NBR-6118:2014, com o devido coeficiente de ponderação e com o emprego da expressão para obtenção do valor de resistência para concretos com idade inferior a 28 dias.

É utilizado o modo de elasticidade secante do concreto a partir de expressões que a correlacionam com a sua resistência característica.

Os aspectos relevantes para as armaduras são os itens referentes aos comprimentos de traspasse, ancoragem e raios de dobramento, que constam na NBR-6118:2014, além das resistências à tração de escoamento e ruptura contida nos catálogos dos fabricantes.

4.4 PROTENSÃO EXTERNA

4.4.1 DESCRIÇÃO

A aplicação da protensão externa é realizada por meio de cordoalhas fixadas às faces laterais das vigas por dispositivos metálicos, denominados desviadores, constituídos pelo conjunto de chapa de aço e parafusos, resultando na configuração poligonal do traçado dos cabos de protensão.

Com aplicação da protensão externa é possível melhorar o comportamento estrutural da ponte em serviço, aumentando a capacidade de carga das vigas principais, no caso da protensão longitudinal. Em casos especiais também pode ser aplicada a protensão transversal, incorporada ao tabuleiro quando houver necessidade. Além de aumentar a rigidez da estrutura, o efeito da protensão contribui para a diminuição significativa da fissuração e das deformações.

TEJEDOR (2013) descreve que a protensão externa começou a ser utilizada esporadicamente em pontes na década de 1930, sendo aplicada pela primeira vez em 1936, com o engenheiro alemão Franz Dischinger na ponte em Aue, na Alemanha. Construíram-se muitas outras pontes com este sistema, mas os problemas de corrosão das cordoalhas reduziram a aplicação desta técnica entre os anos de 1960 e 1970.

Em relatório, a DELTACON (2011) cita que, desde 1950, a aplicação de pós-tensão como reforço de pontes tem tido resultados bem sucedidos em vários países. Ela pode ser utilizada com variados objetivos, tais como aliviar tensões, minimizar o efeito da fadiga, reduzir deslocamentos excessivos, alterar o comportamento de uma ponte de vãos isostáticos para vãos contínuos e também pode ser usada para aumentar a resistência última da estrutura.

Historicamente, este tipo de reforço foi aplicado principalmente em vigas longarinas de aço e treliças até a década de 1950, mas apenas a partir de 1960 passou a ser empregada também nas longarinas de pontes em concreto armado.

Os aspectos construtivos e de projeto devem considerar que as ancoragens situam-se nas extremidades da viga, onde a força de protensão é introduzida, e as bainhas possuem apenas função de proteção contra a corrosão, já que a trajetória da cordoalha é determinada pelas posições e quantidades das ancoragens e desviadores.

Neste tipo de reforço não há compatibilidade entre as deformações do aço e do concreto, uma vez que as forças de protensão atuam somente nestes dispositivos, o que é diferente da protensão interna, onde a trajetória da cordoalha é sinuosa e há aderência entre a bainha e o concreto.

Para efeitos de dimensionamento, as tensões e deformações nas cordoalhas entre ancoragens e entre desviadores permanecem constantes, e supõe-se que o deslizamento das cordoalhas nos desviadores é nulo. Portanto, como sugere TEJEDOR (2013), a compatibilidade de deformações entre o concreto e as cordoalhas deve ser aplicada nas ancoragens e nos desviadores, que não permitem a ocorrência de deslizamentos.

No entanto, em demais regiões da viga, ocorre mudança na variação da excentricidade das cordoalhas externas em relação ao centróide da seção transversal da viga, quando esta é submetida às ações das cargas variáveis. Assim, em regiões críticas, como o centro do vão, por exemplo, se não houver desviador no local, ocorre a diminuição desta excentricidade e, conseqüentemente, dos efeitos da protensão e da capacidade resistente da peça.

Em um traçado poligonal, não sinuoso, o projetista deve posicionar os desviadores da maneira mais favorável e em quantidade adequada, com atenção para o

dimensionamento das chapas e parafusos que ficam submetidos a elevados esforços de cisalhamento e que são responsáveis pela transmissão das forças de protensão. A Figura 31 ilustra as configurações usuais dos cabos de protensão externa.

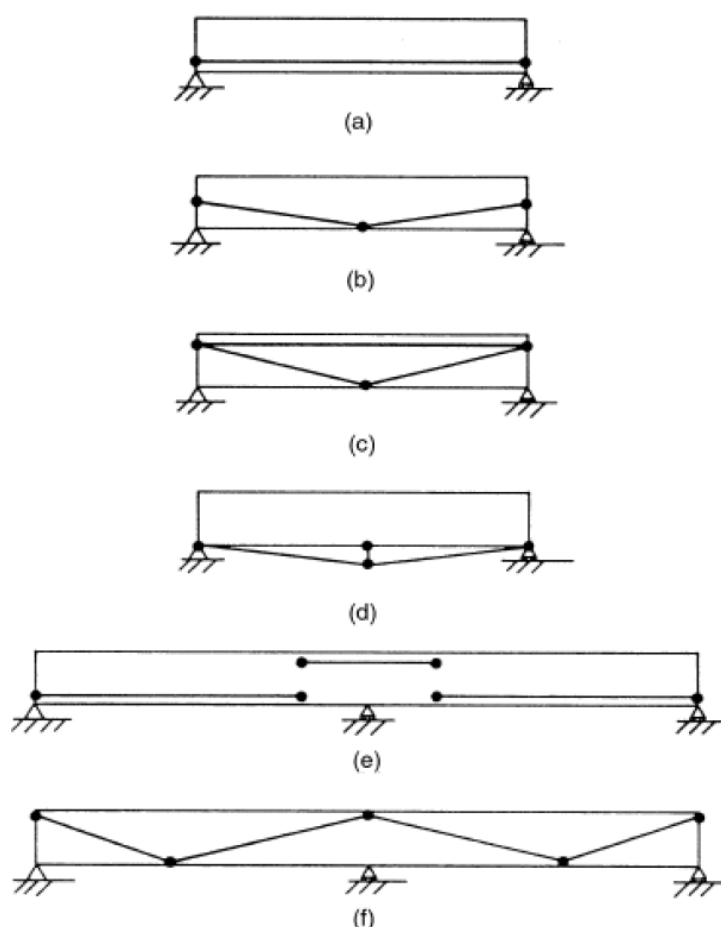


Figura 31: Configurações usuais dos cabos de protensão externa. (DELTACON, 2011)

Em seu relatório, a DELTACON (2011) descreve as características de cada configuração de disposição de desviadores, número de cabos e traçados das cordoalhas.

O esquema da letra **(a)** da Figura 31, excêntrico, é o mais antigo e simples e aplica o maior momento fletor negativo devido à grande excentricidade do cabo reto. Tem sido aplicado desde os anos de 1950 em muitos países da Europa e América do Norte. Para garantir sua maior eficiência, o cabo deve ter um comprimento menor que o da peça para assegurar que o momento negativo não seja aplicado a regiões com pouca influência da carga permanente.

A configuração **(b)** da Figura 31, poligonal, que também é estendida à **(f)** da Figura 31 para vãos contínuos, é usada desde os anos de 1960. Um exemplo é a ponte

sobre o canal Welland, em Ontário, Canadá, convertida de vãos simples para vãos contínuos por esse método.

O esquema (c) da Figura 31 é recomendado para reforços no qual não se pretende adicionar compressão à estrutura existente. Para os outros esquemas, a compressão induzida pela pós-tensão pode adicionar tensões em regiões que já podem estar sobrecarregadas por cargas compressivas.

Na configuração (d) da Figura 31, a combinação das configurações excêntrica e poligonal aplica a carga além do perfil da estrutura, fato que aumentará o momento fletor induzido. Essa solução foi adotada em Minnesota, Estados Unidos, em 1975, para reforçar uma ponte de aço.

O traçado da configuração (e) da Figura 31 tem sido utilizado desde os anos de 1970 para reforço e controle de deformações, na Alemanha e nos Estados Unidos. A aplicação da pós-tensão também pode ser usada para reforçar os elementos quanto ao cisalhamento, de maneira similar à configuração dos estribos em peças de concreto armado.

Na Figura 32 é representado um exemplo de atuação dos desviadores em uma viga biapoiada submetida à flexão. Nota-se a importância da verificação das chapas e parafusos de ancoragem dos desviadores devido ao surgimento de esforços localizados.

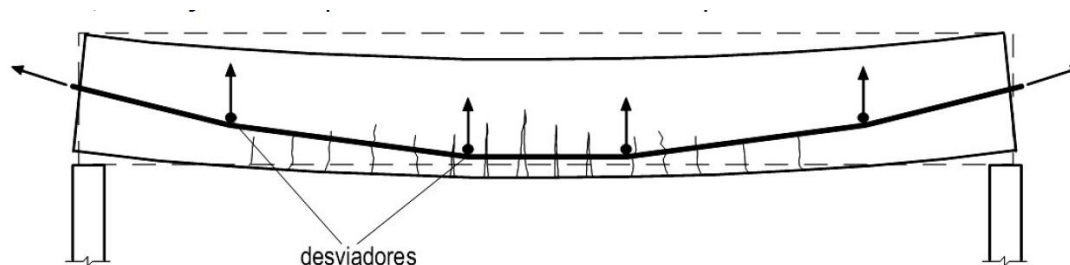


Figura 32: Disposição dos desviadores em protensão externa para reforço à flexão. (VITÓRIO, J. A. P.; DE BARROS, R. C., 2011)

Logo, a mudança de direção nos desviadores deve ser suave para que não ocorra a concentração de tensões elevadas nestes pontos e que implique em ruptura destes dispositivos e da região do concreto nas quais eles encontram-se fixados.

Os desviadores podem ser utilizados mesmo quando se opta por cabos retos e funcionam, exclusivamente, como dispositivos de fixação dos cabos de protensão de forma a manter a excentricidade da força de protensão em relação ao centro de gravidade da viga, quando esta se deforma sob ação de carregamentos variáveis.

A Figura 33 ilustra exemplos de configurações de cabos de protensão externa empregadas em situações de necessidade de reforço ao cisalhamento em vigas retangulares e em vigas do tipo caixão. Nestes casos as cordoalhas são dispostas de forma vertical, em menor comprimento e espaçadas entre si, de modo semelhante à configuração dos estribos de armadura passiva.

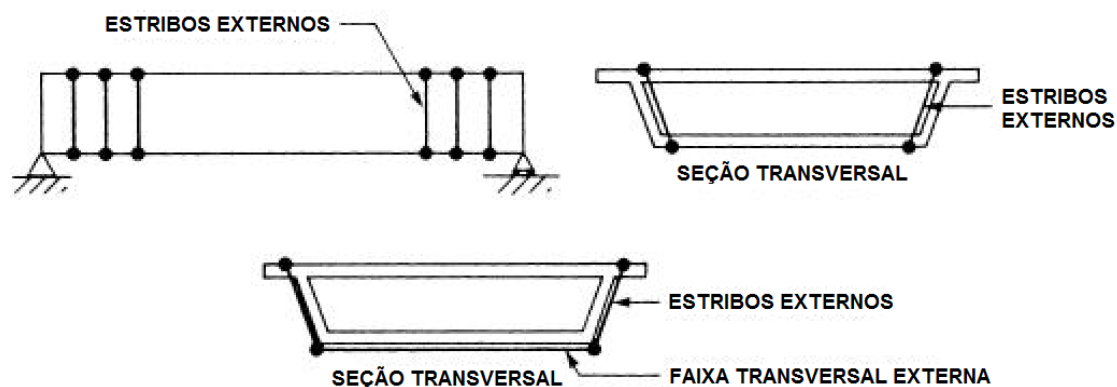


Figura 33: Disposição dos cabos de protensão externa para reforço ao cisalhamento. (DELTACON, 2011)

Portanto, percebe-se que os desviadores agregados à estrutura possuem fundamental relevância neste tipo de sistema. No entanto, a quantidade destes dispositivos representa um dos aspectos principais e que impactam diretamente no custo da obra de reforço.

A Figura 34 apresenta um exemplo real de posicionamento dos desviadores em região próxima ao topo da viga longitudinal do tabuleiro de uma ponte, de modo a reforçá-la quanto ao momento fletor negativo. Além da configuração do traçado dos cabos, cada dispositivo realiza a ancoragem de seis cordoalhas de protensão através das cunhas de ancoragem posicionadas na lateral das placas e distribuídas verticalmente.



Figura 34: Exemplos de desviadores metálicos.
(VITÓRIO, J. A. P.; DE BARROS, R. C., 2011)

Na Figura 35, mostra-se outro exemplo de emprego de desviador metálico. Há, ainda, o posicionamento de armadura transversal em forma de grampos próximos aos desviadores, sugerindo que haverá um posterior acondicionamento destes cabos por meio de um contorno de concreto aplicado ao longo de seu traçado.



Figura 35: Exemplos de desviadores metálicos na região superior da viga.
(VITÓRIO, J. A. P.; DE BARROS, R. C., 2011)

A Figura 36 mostra o traçado dos cabos de protensão externa em um exemplo de projeto de ponte composta por um vão e dois balanços. Na região dos apoios seu traçado é próximo ao topo da viga, ou fundo da laje, em virtude dos momentos negativos. Na região do meio do vão, seu traçado é descrito próximo ao fundo da viga, em virtude dos momentos positivos do vão central.

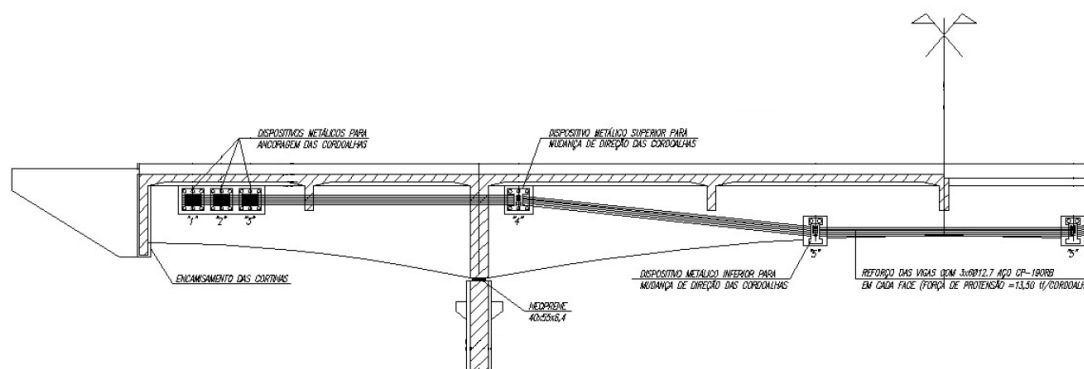


Figura 36: Seção longitudinal de ponte com reforço à flexão por protensão externa. (VITÓRIO, J. A. P.; DE BARROS, R. C., 2011)

Os desviadores também podem ser construídos em concreto e ser utilizados em obras de reforço de lajes. Uma disposição comum em vigas metálicas, por exemplo, consiste na fixação do desviador na face inferior do elemento a ser reforçado, podendo ser posicionado a uma distância suficiente para fornecer a excentricidade adequada e, conseqüentemente, a força de protensão externa capaz de aumentar consideravelmente a capacidade de carga da viga.

Atenção especial deve ser dada aos esforços de cisalhamento e ao dimensionamento das armaduras dos desviadores de concreto, uma vez que estes ficam submetidos à elevados níveis de tensões, além das diferenças de idade e resistência entre os concretos que constituem o dispositivo e a viga a ser reforçada.

VITÓRIO e BARROS (2011) atentam para que, quando em um projeto de alargamento de ponte se faz a opção pelo reforço das vigas com protensão externa, sem a adição de novas vigas ao tabuleiro, geralmente é necessário aumentar as dimensões das lajes, adequando-as à nova largura da ponte, com um grande acréscimo no comprimento dos dois balanços laterais. Tal acréscimo conduzirá às grandes deformações, caso o novo balanço seja dimensionado empregando o concreto armado convencional.

Situações mais desfavoráveis de distribuição das cargas móveis ocorrem quando os acréscimos dos comprimentos dos balanços laterais permitem que o trem-tipo TB-450, da NBR-7118:2014, fique totalmente contido no trecho da laje em balanço,

submetendo-a aos efeitos de elevados momentos fletores negativos e de cisalhamento. A Figura 37 ilustra uma situação de alargamento do tabuleiro com aumento das lajes dos balanços.

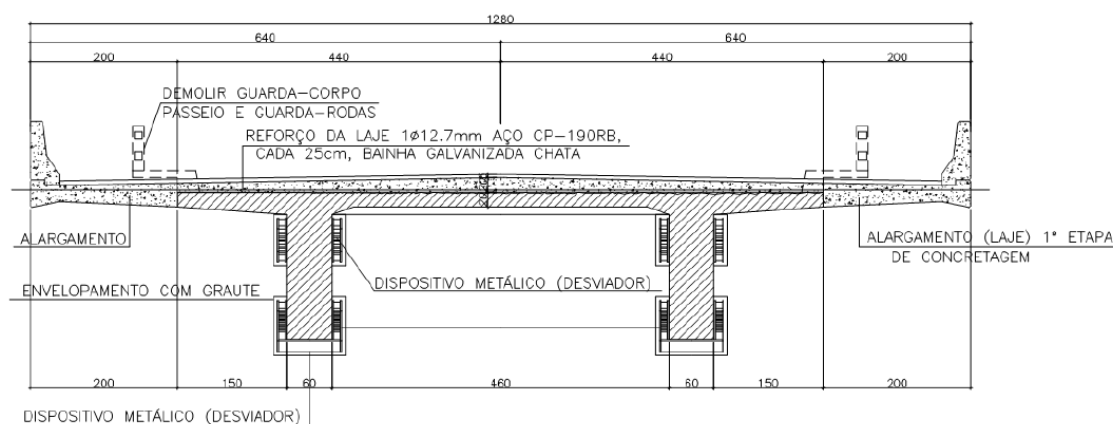


Figura 37: Alargamento do tabuleiro e posicionamento dos desviadores metálicos. (VITÓRIO, J. A. P.; BARROS, R. M. M. C., 2012)

Em caso de excessivas deformações das lajes em balanço, devido ao alargamento do tabuleiro, que não possam ser solucionadas com a utilização do concreto armado convencional, pode ser aplicada a protensão transversal na parte superior da laje, conforme representado na Figura 38.

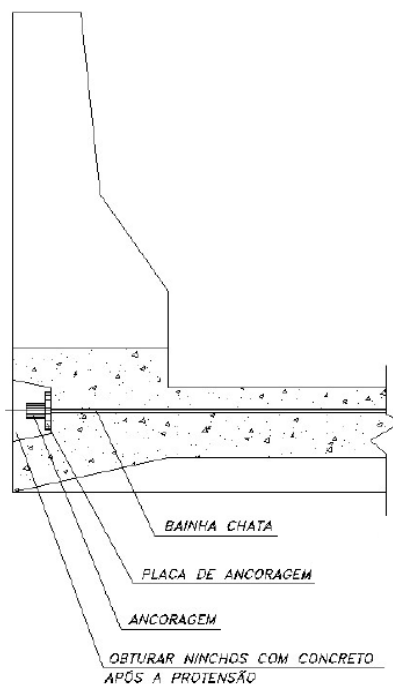


Figura 38: Seção transversal do balanço com reforço por protensão aderente. (VITÓRIO, J. A. P.; DE BARROS, R. C., 2011)

Trata-se de um caso de protensão aderente, com cabos constituídos por uma única cordoalha em bainhas chatas espaçadas conforme o dimensionamento da armadura ativa e posterior injeção de nata de cimento por meio de purgadores.

4.4.2 VANTAGENS

Uma vantagem de aspecto logístico e construtivo é que, em alguns casos, a pós-tensão externa não requer a interrupção total de tráfego da ponte. Além disso, o processo mobiliza pouca preparação de campo para a instalação do reforço, requerendo, apenas, simples andaimes para instalação dos desviadores, para a passagem dos cabos e para a aplicação da protensão.

A inspeção rotineira do sistema e a manutenção das cordoalhas é facilitada. Elas podem ser retiradas e substituídas no caso de reajuste da força de protensão devido à deterioração da proteção de corrosão.

Para efeitos de dimensionamento, as perdas por atrito são reduzidas enormemente, pois as cordoalhas externas estão conectadas à estrutura só nas zonas de desviadores e de ancoragem.

Quando submetidas aos carregamentos, as vigas sofrem flexão que resultam em flechas e deformações que podem ser excessivas quando se empregam apenas as armaduras passivas de tração. A protensão externa permite a supressão das flechas e das deformações excessivas com uso e posicionamento correto dos desviadores.

Conforme PEREIRA (2007), a protensão externa resolve um problema que a armadura convencional não é capaz de solucionar, que é o de atuar sobre a viga deformada de forma a contrapor os efeitos de peso próprio e das sobrecargas, levando à correção de sua deformação original e, se preciso, criando nela uma contra-flecha.

ALMEIDA (2001) complementa citando que as fissuras de flexão existentes antes da execução do reforço podem se fechar completamente com a protensão aplicada externamente ao elemento deformado.

4.4.3 DEVANTAGENS

O emprego desta técnica implica na redução do fator de segurança à resistência última devido ao aumento das tensões aplicadas no elemento reforçado. Requer, também, um cuidado especial com as ancoragens e desviadores, onde os cabos transmitem forças à estrutura, gerando concentração de tensões no local. Esses elementos têm que ser capazes de resistir às grandes forças longitudinais e transversais.

Quando um cabo de protensão apresenta uma longitude livre muito comprida entre desviadores, ele sofre vibrações significativas. Isso deve ser evitado e merece atenção especial do projetista em relação ao posicionamento adequado dos pontos de fixação na viga.

TEJEDOR (2013) cita que a contribuição para a resistência à flexão das com uso de cordoalhas externas é menor se comparada às cordoalhas internas. Durante o período em que a carga inicia a deformação da viga, as variações de tensão provocadas pelas cordoalhas externas têm que ser analisadas em todos os pontos dos desviadores, devido à variação da excentricidade, e não só nas secções críticas como nas cordoalhas internas com aderência.

Há regiões em que as excentricidades das cordoalhas diminuem consideravelmente quando a viga se deforma devido aos carregamentos, principalmente quanto às cargas móveis e em virtude da localização e da quantidade dos desviadores.

Outro ponto importante diz respeito à necessidade de maior controle de execução e utilização correta dos equipamentos de protensão, com emprego de mão de obra qualificada e manutenção periódica para evitar corrosão dos dispositivos e do aço sob tensão.

As cordoalhas externas, embora facilitem a inspeção, também ficam sujeitas à ações de vandalismo e exposição direta às intempéries e ao fogo. As mudanças pontuais de traçado dos cabos e a elevada tensão nos desviadores podem provocar danos nos cabos e redução da força de protensão, necessitando de verificação rotineira das condições de conservação.

Como não há transferência da força de protensão por meio de aderência, fatores que comprometam a aplicação da força nas cabeças de ancoragem oferecem risco à funcionalidade do sistema, pois, neste caso, resulta em uma perda total de protensão na cordoalha considerada.

Complementa-se, ainda, que nas peças reforçadas com protensão externa, a probabilidade de ruptura frágil, devido à baixa ductilidade, é mais usual do que em elementos com cordoalhas internas com aderência. Quando não se trata de reforço, e sim de projetos de novas pontes, é recomendado que uma parte da força total da protensão seja interna, a fim de melhorar a ductilidade das peças estruturais.

4.4.4 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

No ANEXO C são apresentadas as especificações técnicas extraídas dos catálogos de três fabricantes e empresas para efeito de comparação das características dos materiais disponíveis no mercado.

Nelas constam as informações das bitolas fornecidas comercialmente dos fios e cordoalhas de protensão, juntamente com os dados de área de aço, massa por metro linear, e cargas mínimas de ruptura. São apresentadas, também, as características físicas dos materiais, fabricados por processo contínuo, revestidos por camada de graxa e de PEAD (Polietileno de Alta Densidade).

4.5 COMPÓSITOS DE FIBRA DE CARBONO

4.5.1 DESCRIÇÃO

Conforme PEREIRA (2007), trata-se de um material com base em carbono, em forma de fibra, na qual os átomos de carbono ficam perfeitamente alinhados ao longo da fibra. Este alinhamento é que dá a elevada resistência à tração da fibra de carbono que pode ser encontrada em forma de manta, cabos ou laminados.

Os compósitos de polímeros são utilizados para reforço à flexão e ao cisalhamento quando há insuficiência das armaduras passivas da ponte original, e para reforço à compressão no caso de confinamento de pilares, pois o tecido é facilmente adaptável às formas e tamanhos do elemento. Neste último caso, o pilar reforçado deve ser analisado quanto às suas condições de flambagem e seu índice de esbeltez, que não podem ser solucionados pelo confinamento por fibras de carbono.

Geralmente os compósitos são disponibilizados pelos fabricantes em forma de tecidos e laminados retos que são colados às superfícies do elemento estrutural por meio de resinas de alta resistência.

A Figura 39 mostra um exemplo real de aplicação de fibra de carbono para reforço à flexão nas longarinas de uma ponte. Nota-se que sua aplicação se estende por quase toda a largura das longarinas e seu comprimento é definido pelos valores dos esforços solicitantes da viga e pelos comprimentos de ancoragem necessários.

É recomendada a instalação de dispositivos de fixação nas extremidades do reforço de modo a evitar o descolamento sucessivo das fibras e o risco de colapso da estrutura quando submetida aos novos carregamentos.

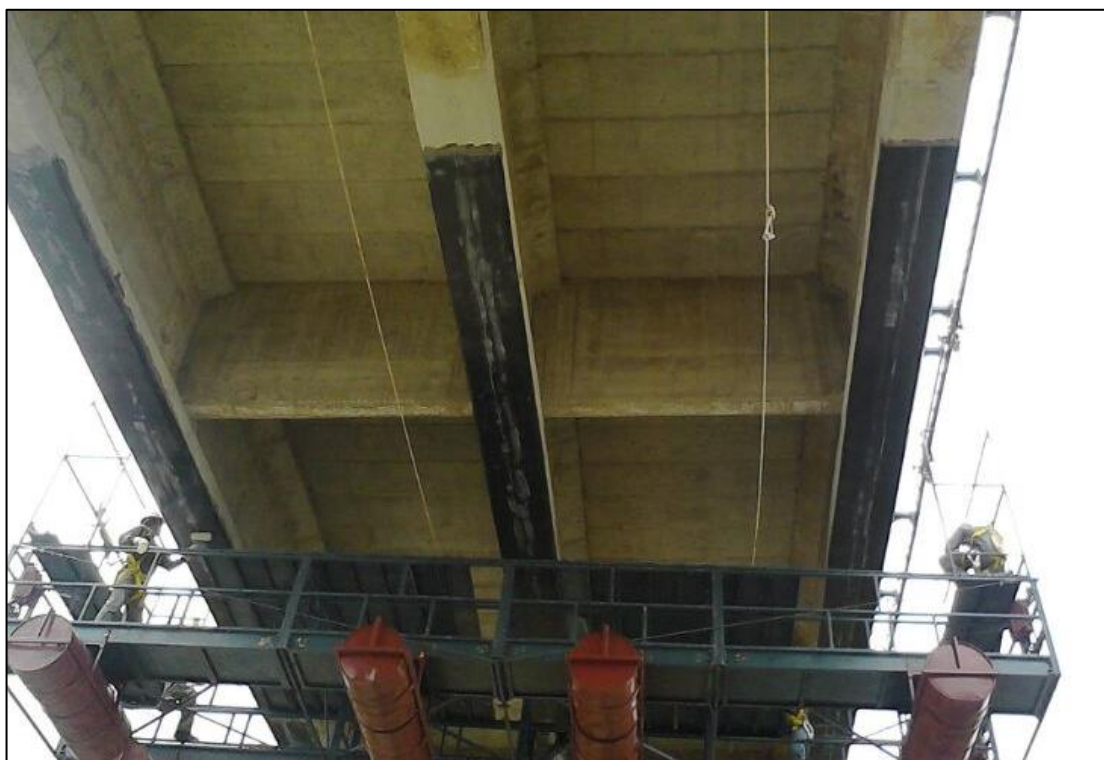


Figura 39: Aplicação de fibra de carbono para reforço à flexão.
(PIRES GIOVANETTI GUARDIA Engenharia, 2014)

Historicamente, este sistema foi empregado pela primeira vez em 1991, no reforço das pontes Ibach, em Lucerna, na Suíça. A partir de 1995, estes materiais começaram a ser fabricados e comercializados para este fim por empresas da Suíça e da Alemanha e esta técnica passou a ser empregada com mais frequência.

A ponte Oberriet-Meiningen, construída em 1963 sobre o rio Reno, entre a Suíça e a Áustria, necessitou de reforço em 1996 devido ao aumento de tráfego. A solução empregada foi o aumento da espessura da laje do tabuleiro em 8 cm e a adição de 160 mantas de fibra de carbono de 4,00 m de comprimento cada e espaçadas de 75cm entre si.

No Brasil, o viaduto Santa Tereza, construído entre os anos de 1925 e 1927, localizado na cidade de Belo Horizonte, foi reforçado em 1998 com 3.870 m² de mantas flexíveis de fibra de carbono a fim de adequá-lo às solicitações referentes à Classe 450 kN. Além das características de alta resistência das fibras de carbono, as baixas interferências estéticas proporcionadas por esta técnica tornou o reforço com fibra de carbono a opção apropriada por se tratar de obra considerada patrimônio histórico e artístico nacional.

O emprego das fibras de carbono para reforço de vigas ao cisalhamento só deve ser empregado no caso de insuficiência de armadura transversal. O procedimento

consiste na disposição dos tecidos de fibra de carbono nas faces da viga, aderidos por resina epóxi, e que atuarão de maneira semelhante a uma armadura passiva externa. A Figura 40 mostra um exemplo real deste tipo de reforço.



Figura 40: Aplicação de fibra de carbono para reforço ao cisalhamento.
(PIRES GIOVANETTI GUARDIA Engenharia, 2014)

O envolvimento da seção transversal da viga promove aumento de resistência à flexão e ao cisalhamento. No entanto, nas regiões de momento negativo, as fissuras iniciam-se no topo da laje, que não recebe aplicação do reforço, o que pode implicar na propagação destas fissuras e em um possível colapso estrutural. A Figura 41 representa alguns tipos de disposição de envolvimento da seção transversal.

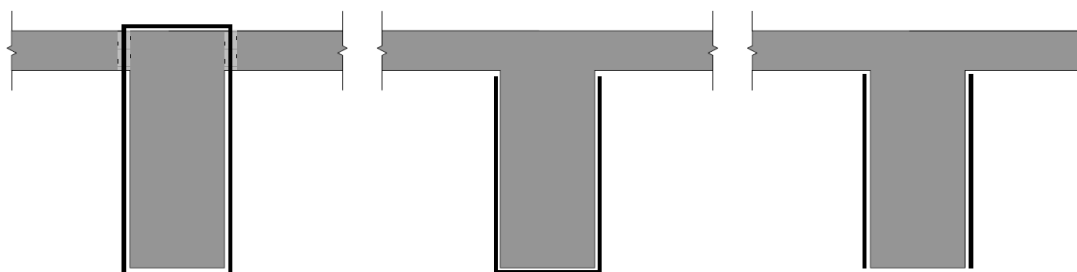


Figura 41: Configurações de reforço ao cisalhamento com uso de fibra de carbono.
(BEBER, A. J., 2003)

É necessário que a superfície do concreto seja devidamente preparada para a aplicação do reforço. Na existência de concreto deteriorado na estrutura original, este deve ser removido e as arestas arredondadas para evitar descolamentos localizados do tecido de fibra de carbono.

A superfície da viga deve ser lixada para sua regularização e deve estar isenta de sujeiras, de modo que o primer possa penetrar nos poros do concreto e criar a ponte de aderência necessária que garanta a capacidade adesiva da resina em toda a extensão de aplicação do reforço. Na Figura 42 são apresentadas as irregularidades de superfície aceitáveis para aplicação de reforços por laminados de fibra de carbono.

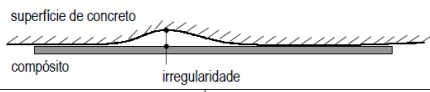
SISTEMA DE REFORÇO		
	<i>Irregularidade aceitável em mm comprimento de 2 m</i>	<i>Irregularidade aceitável em mm comprimento de 0,3 m</i>
Laminado pré-fabricado (espessura > 1 mm)	10 mm	4 mm
Laminado pré-fabricado (espessura < 1 mm)	6 mm	2 mm
Curado <i>in situ</i>	4 mm	2 mm

Figura 42: Valores aceitáveis de irregularidade da superfície de concreto.
(BEBER, A. J., 2003)

ARAÚJO (2002) cita que a escolha do adesivo depende do tipo de performance desejada, do substrato e das condições do ambiente e de aplicação do compósito na execução. Seu sucesso irá depender da correta preparação e aplicação da mistura, baseada nas especificações do fornecedor. Fazem parte do sistema de reforço com tecidos de fibra de carbono o primer, o adesivo e a manta, apresentados na Figura 43.

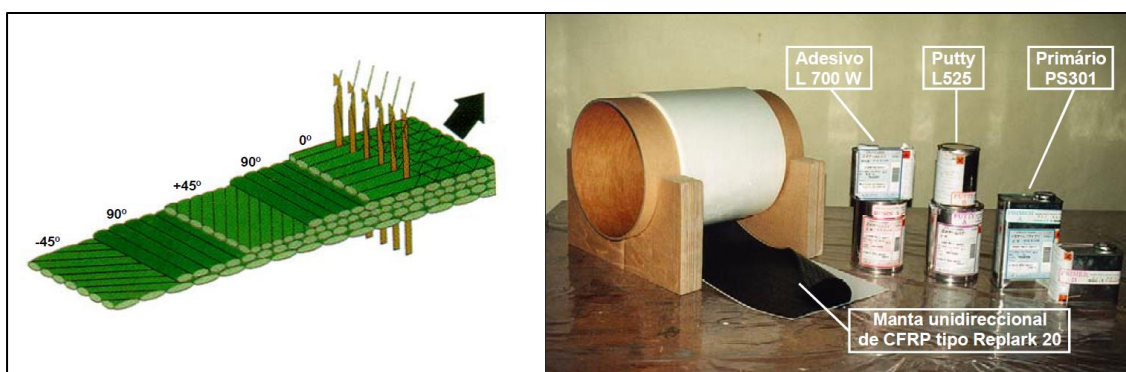


Figura 43: Componentes do sistema de tecido de fibra de carbono.
(JUVANDES, L. F. P., 2002)

A Figura 44 ilustra os produtos e as suas disposições no sistema de reforço por laminados de fibra de carbono, como os produtos de limpeza de superfície, os componentes do adesivo e o laminado em si.

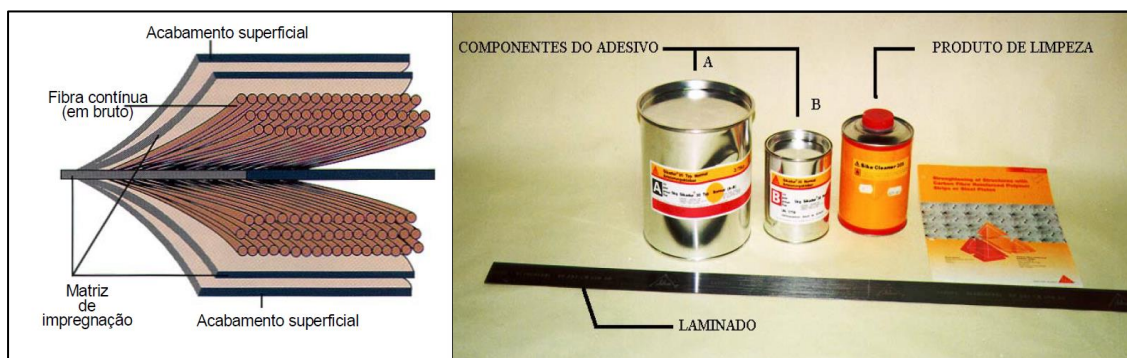


Figura 44: Componentes do sistema de lâmina de fibra de carbono.
(JUVANDES, L. F. P., 2002)

A funcionalidade do sistema está diretamente relacionada à adequada transferência de esforços entre a peça e o reforço a ser aplicado, e as resistências do tecido, da resina e do concreto original.

Para efeitos de dimensionamento e a fim de reduzir os riscos de destacamento do compósito de fibra de carbono, é recomendado que a limitação das tensões de cisalhamento do sistema seja regida pela resistência ao cisalhamento do concreto e que, ainda, seja aplicado um coeficiente de segurança em virtude da existência de fissuras e da baixa qualidade do concreto que possam estar presentes em algumas regiões de aplicação do reforço.

SIMÕES (2007) descreve estudos em que a ruptura por descolamento ocorre quando a deformação do compósito alcança valor em torno de 5%, devendo-se, portanto, considerar essa deformação limite da lâmina de fibra de carbono no dimensionamento do reforço estrutural.

Conforme já descrito, é recomendada a instalação de sistemas de ancoragem nas extremidades de forma a garantir a fixação dos trechos do comprimento de ancoragem, bem como impedir o início do processo de deslocamento do tecido ou da lâmina.

A Figura 45 resume as características principais do reforço com compósitos de fibras de carbono, o seu modo de utilização e os aspectos gerais típicos da instalação.

Característica	Sistemas Pré-fabricados	Sistemas curados <i>in situ</i>
Forma	tiras ou laminados	mantas ou tecidos
Espessura	1,0 a 1,5 mm	0,1 a 0,5 mm
Utilização	colagem dos elementos pré-fabricados com adesivo	colagem e impregnação das mantas e tecidos com resina (moldado e curado <i>in situ</i>)
Aspectos típicos da instalação	salvo condições especiais, aplicável somente em superfícies planas	independente da forma da superfície, necessidade de arredondamento dos cantos
	adesivo tixotrópico para colagem geralmente uma única camada rigidez do compósito e tixotropia do adesivo permitem a tolerância de algumas imperfeições na superfície reforçada aplicação simplificada, maior garantia de qualidade (sistema pré-fabricado)	resina de baixa viscosidade para colagem e impregnação freqüentemente várias camadas aplicação do <i>putty</i> é necessária para prevenir o descolamento por imperfeição da superfície versatilidade de aplicação, necessita de rigoroso controle de qualidade
	controle de qualidade (má aplicação e mão-de-obra de baixa qualidade = perda da ação compósita entre o reforço e a estrutura, problemas na integridade do reforço a longo prazo)	

Figura 45: Principais características dos sistemas de reforço com fibra de carbono. (BEBER, A. J., 2003)

4.5.2 VANTAGENS

Apesar do princípio de funcionamento estrutural ser o mesmo do reforço com fixação de chapas de aço, ou seja, como armaduras passivas externas, ele apresenta vantagens como menor peso, maior facilidade de aplicação, ausência de problemas de corrosão e grande resistência característica, inclusive contra os efeitos de fadiga, comuns nos elementos estruturais submetidos às variações de carregamentos, como nas pontes.

Embora o reforço com fibras de carbono seja oneroso, eles são caracterizados pelas maiores relações entre resistência e rigidez, tendo a sua aplicação facilitada pelo manuseio e a dispensa de escoramentos. Como possuem alto desempenho mecânico, é possível proporcionar ganho de resistência à estrutura sem praticamente acrescentar peso próprio ao conjunto.

Destacam-se, também, por apresentar elevada resistência à ação de intempéries e demais agentes nocivos, reduzindo o custo e a necessidade de manutenção periódica quando em comparação com outros sistemas de reforço estrutural.

BEBER (2003) cita que o fato de possuir menor condutividade térmica em relação ao aço permite que o material compósito apresente maior resistência e proteção das camadas internas do adesivo quando exposto ao fogo, além de que, nestas situações, o material compósito carboniza ao invés de queimar, mantendo o reforço operante por um

período de tempo maior do que no caso de um reforço executado com fixação de chapas de aço convencionais, por exemplo.

O autor complementa citando que a resistência à ação de elevadas temperaturas sobre estes compósitos depende fundamentalmente da resina, uma vez que a fibra de carbono, individualmente, é capaz de manter suas propriedades mecânicas e de resistência até cerca de 1000° C.

Outros fatores relevantes para o dimensionamento consistem no comportamento elástico linear até a ruptura e, no fato de não apresentar patamar de escoamento ou deformações plásticas. Estes materiais tendem a apresentar pequena deformação na ruptura.

4.5.3 DESVANTAGENS

A maioria das desvantagens deste sistema está relacionada ao alto custo do material e à mobilização de mão de obra qualificada para a correta execução deste tipo de serviço. Isto porque há riscos de ocorrerem ruínas prematuras devido à execução inadequada dos procedimentos necessários que garantam a funcionalidade do reforço.

Na Figura 46 são apresentados exemplos de falhas do sistema de reforço, devido ao destacamento do tecido, à irregularidade da superfície e à fissuração do concreto.

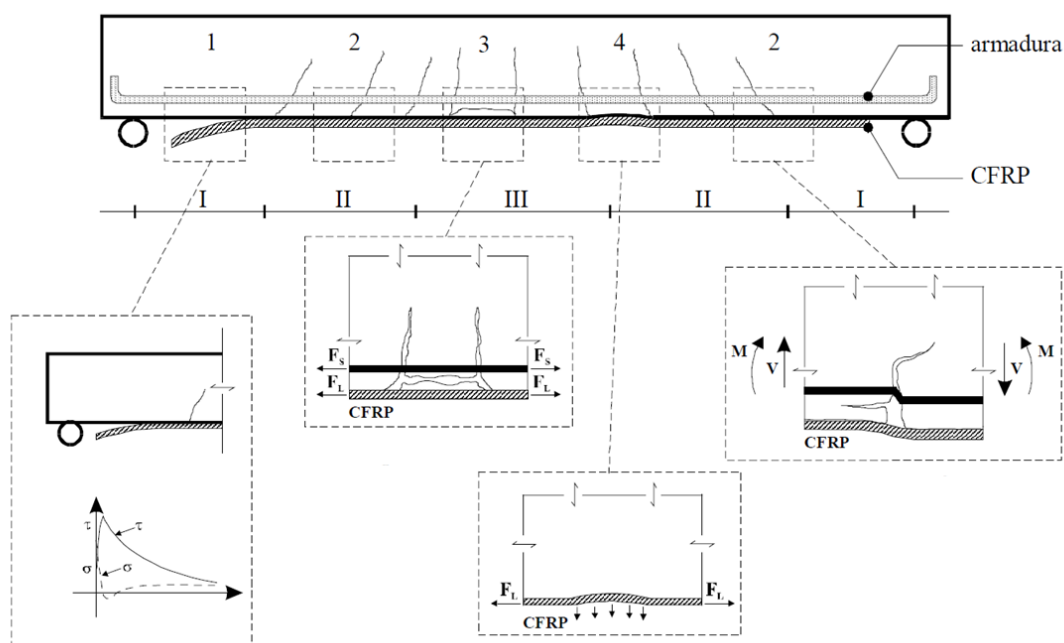


Figura 46: Exemplos de ruínas prematuras para os compósitos em fibra de carbono. (JUVANDES, L. F. P., 2002)

4.5.4 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

No ANEXO D são apresentadas as especificações técnicas extraídas dos catálogos de três fabricantes para efeito de comparação das características dos materiais disponíveis do mercado.

As especificações técnicas deste tipo de material trazem informações fundamentais para o projetista e, principalmente, para o construtor, no que se refere à preparação e características do substrato e os detalhes de aplicação do reforço, que devem ser obedecidos para a adequada funcionalidade do sistema. Dentre eles estão o tempo de secagem e a cura do substrato, as condições de armazenamento, a temperatura de aplicação e a espessura máxima do substrato por camada de reforço.

Devem ser observadas as espessuras comerciais disponíveis. No caso dos laminados de fibra de carbono, alguns tipos requerem consulta prévia à disponibilidade do fabricante, o que pode impactar em custos e prazos da obra.

5 FUNDAMENTOS DE DIMENSIONAMENTO

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo abordam-se as principais considerações para o dimensionamento das soluções de reforço estrutural apresentados neste trabalho. Alguns destes fundamentos foram utilizados como condicionantes para elaboração do modelo computacional desenvolvido para cada solução adotada. São descritas, também, as particularidades de cada solução de reforço estrutural e de seus casos de aplicação.

5.2 FIXAÇÃO DE CHAPAS DE AÇO

Segundo BRANCO (2011), para um projeto de reforço estrutural com fixação de chapas metálicas, é necessário analisar os estados limites últimos do concreto, garantir o monolitismo do conjunto e atentar para os requisitos geométricos das peças. Tratam-se de aspectos essenciais para o dimensionamento do reforço, devendo ser seguidas as especificações técnicas dos fabricantes e seus comprimentos de ancoragem.

GALLE (2011) cita a importância da consideração da influência já exercida sobre a peça por cargas existentes que não podem ser retiradas para a aplicação do reforço. Dessa forma, as deformações iniciais decorrentes destas cargas devem ser consideradas nos procedimentos de cálculo para determinação dos esforços atuantes nos materiais.

O dimensionamento deste tipo de reforço segue o princípio de dimensionamento de uma peça em concreto armado, composta por uma armadura passiva externa, e é realizado com base nas seguintes considerações:

- a)** As seções permanecerão planas até a ruptura (hipótese de Bernoulli);
- b)** O encurtamento de ruptura do concreto é de 3,5 ‰;
- c)** O alongamento máximo permitido para a armadura de tração é de 10 ‰;
- d)** Despreza-se a resistência à tração do concreto;
- e)** Assume-se a aderência perfeita entre o aço e o concreto;
- f)** Assume-se a aderência perfeita entre o reforço e a superfície de concreto.

Nota-se, portanto, que os fundamentos do dimensionamento de reforço de estruturas de concreto através de fixação de chapas de aço consistem, basicamente, nas considerações das deformações iniciais, do conhecimento do estágio de solicitação em que a peça de concreto se encontra, da aderência entre os materiais, das propriedades

físicas, mecânicas e geométricas dos materiais, além das recomendações típicas da NBR-6118:2014 para projetos de estruturas em concreto armado.

A Figura 47 ilustra o princípio da hipótese de Bernoulli na seção transversal de uma viga de concreto submetida à flexão simples, composta pela armadura de compressão superior, pela faixa de concreto comprimida definida pela altura da linha neutra, pela armadura de compressão inferior e pelo reforço fixado na face externa inferior da viga.

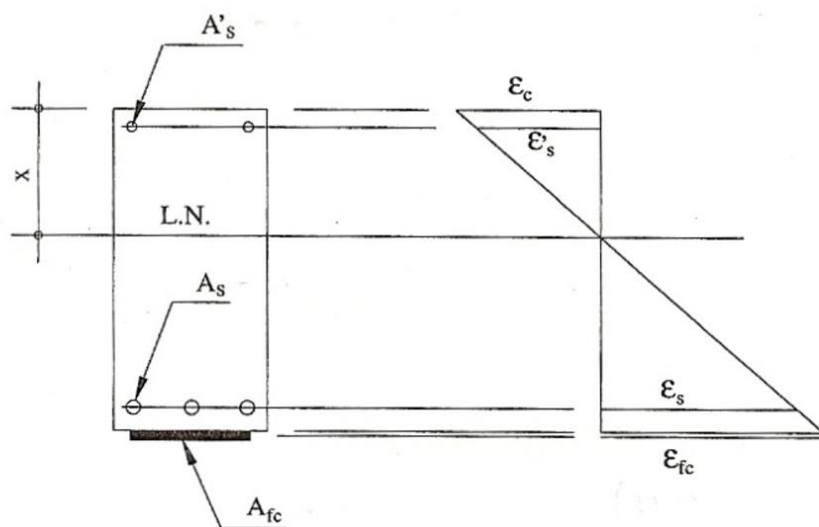


Figura 47: Princípios e hipóteses do estado limite último. (DE ALMEIDA, R. E. G., 2008)

A eficiência do reforço é obtida pela compatibilidade de deformações entre os materiais e suas resistências de projeto, de forma a garantir a transmissão dos esforços por aderência e promover o ganho de resistência, rigidez e ductilidade.

O procedimento inicial de dimensionamento deve considerar a retirada de toda a carga acidental atuante, restando apenas a influência das cargas de peso próprio e sobrecarga permanente dos elementos que compõem o tabuleiro. Com isso as armaduras internas da estrutura original são submetidas aos menores níveis de tensão e deformação possíveis antes da aplicação do reforço.

A resistência à flexão de uma viga reforçada será regida pela combinação do equilíbrio de tensões, compatibilidade de deformações e leis constitutivas dos materiais. Inicialmente calcula-se o nível de deformação da superfície da viga original para aplicação do substrato, que será subtraída da deformação final do reforço. Em seguida determina-se o nível de tensão ao qual o reforço estará submetido e comparam-se as deformações máximas possíveis dos materiais.

Logo, a condição de deformação máxima permissível na chapa de reforço será dada pela seguinte expressão:

$$\epsilon_{\text{ref}} = \epsilon_{\text{ref},f} - \epsilon_{\text{ref},i} \leq \epsilon_{\text{ref},u} \quad (5.1)$$

onde:

ϵ_{ref} : deformação específica no reforço;

$\epsilon_{\text{ref},f}$: deformação específica final do reforço;

$\epsilon_{\text{ref},i}$: deformação específica no substrato no instante de aplicação do reforço;

$\epsilon_{\text{ref},u}$: deformação específica do reforço na ruptura.

O diagrama de deformações para o carregamento inicial, necessário para obtenção da deformação no substrato no instante de aplicação do reforço, $\epsilon_{\text{ref},i}$, é representado conforme ilustra a Figura 48. Após esta deformação inicial é que a chapa de aço será fixada à face inferior da peça de concreto armado.

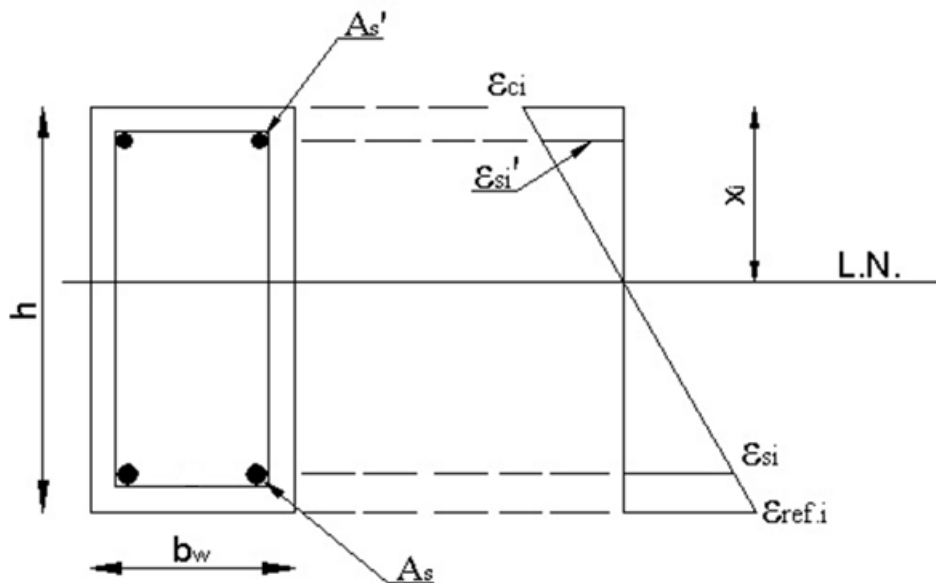


Figura 48: Deformação máxima permissível para o reforço.
(DE ALMEIDA, R. E. G., 2008)

Esta diferença relativa de deformações provoca uma diferença de tensões entre os materiais da armadura passiva original de flexão e o reforço. Recomenda-se, portanto, que o reforço seja composto por um tipo de aço com limite elástico inferior ao das

barras de aço de flexão da viga original, de modo que os tanto as armaduras originais e quando a chapa de aço de reforço atinjam o escoamento.

A NBR-6118:2014 permite que o diagrama de tensões no concreto no estado limite último, representado por um diagrama em forma de parábola-retângulo com tensão máxima igual a $0,85 \cdot f_{cd}$, seja substituído pela representação de um diagrama de forma retangular, de altura equivalente a $0,80 \cdot x$, onde “x” corresponde à distância entre a fibra superior e a linha neutra da viga.

As forças de compressão na seção correspondem à força no concreto (F_C) e à força na armadura de aço superior comprimido (F'_S), enquanto que as forças de tração correspondem à tração nas armaduras inferiores (F_S) e no reforço pela fixação das chapas de aço (F_{ref}), que são representados na simplificação gráfica dos diagramas de tensões de deformações conforme demonstrado na Figura 49.

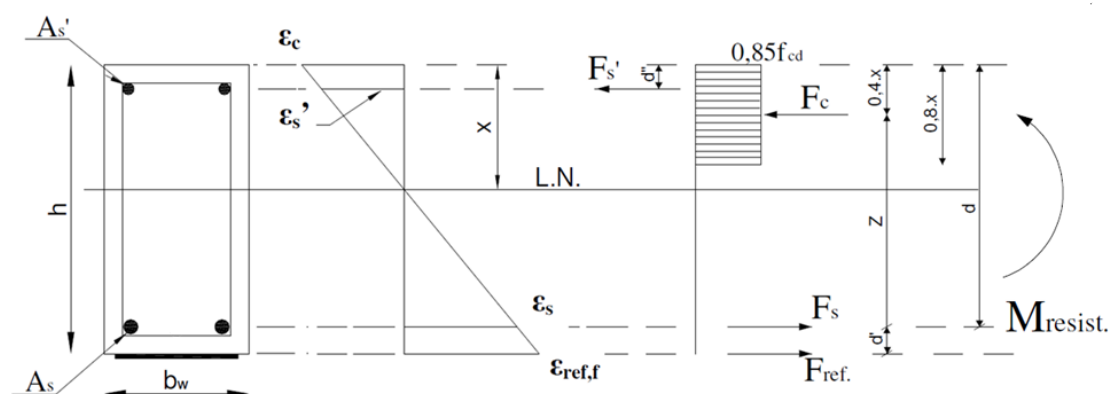


Figura 49: Diagrama simplificado de tensão e deformação no estado limite último.
(DE ALMEIDA, R. E. G., 2008)

A determinação de cada uma dessas forças é obtida pelas seguintes expressões:

$$F_C = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b_w \quad (5.2)$$

$$F'_S = f_{yd} \cdot A'_S \quad (5.3)$$

$$F_S = f_{yd} \cdot A_S \quad (5.4)$$

$$F'_{ref} = f_{ref} \cdot A_{ref} = F_C + F'_S - F_S \quad (5.5)$$

onde:

F_C : força de resistência do concreto;

F'_S : força de resistência da armadura superior comprimida;

F_S : força de resistência da armadura inferior tracionada;
F_{ref} : força de resistência do reforço tracionado;
f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto;
f_{yd}' : tensão do escoamento do aço comprimido;
f_{yd} : tensão de escoamento do aço tracionado;
f_{ref} : tensão de escoamento do reforço tracionado;
x : distância entre a face superior da viga e a linha neutra;
b_w : largura da alma da viga;
A'_S : área de aço comprimido;
A_S : área de aço tracionado.

ALMEIDA (2008) sugere a utilização de um fator ψ de minoração da resistência máxima do concreto, de $0,85 \cdot f_{cd}$, para permitir a utilização do diagrama simplificado no caso da deformação do concreto, $\epsilon_{c,m\acute{a}x}$, não atingir o seu valor máximo de ruptura de 3,5 ‰, e que é calculado conforme as seguintes equações:

$$\Psi = \frac{2,5}{3} \cdot \sqrt{\frac{\epsilon_{c,m\acute{a}x}}{2,0 \text{ ‰}}}, \text{ quando } \epsilon_{c,m\acute{a}x} \leq 2,0 \text{ ‰} \quad (5.6)$$

$$\Psi = \frac{2,5}{2} \cdot \left(1 - \frac{2,0 \text{ ‰}}{\epsilon_{c,m\acute{a}x}}\right), \text{ quando } 2,0 \text{ ‰} < \epsilon_{c,m\acute{a}x} < 3,5 \text{ ‰} \quad (5.7)$$

onde:

Ψ : fator de minoração da resistência máxima do concreto.

ε_{c,máx} : deformação específica do concreto.

Inicialmente, deve-se verificar se a viga de concreto armado necessita de reforço estrutural, comparando o momento fletor resistente da viga com o momento fletor máximo ao qual ela será submetida em virtude da aplicação dos novos valores de carregamentos sobre o tabuleiro.

O método de dimensionamento proposto analisa a seção transversal da peça considerando esta atuando em seu estado limite último. O momento fletor máximo atuante é calculado em consideração ao carregamento completo do tabuleiro e a envoltória das ações das cargas móveis, com aplicação dos coeficientes de ponderação.

O momento fletor resistente é calculado com base nos princípios de equilíbrios de forças do concreto armado e suas características geométricas e mecânicas.

GALLE (2011) cita que na verificação do estado limite último, prevendo a intacta aderência entre o concreto e o material de reforço, as vigas apresentam modos de ruptura clássicos. A ligação entre os materiais não são limitantes para a resistência do elemento, ocorrendo o colapso da viga pelo esmagamento do concreto ou pela ruptura do reforço à tração.

ALMEIDA (2008) e BEBER (2003) propõem o roteiro para determinação do momento fletor resistente, da deformação inicial da viga e da área de seção transversal do reforço de chapa de aço da seguinte forma:

- (a) Arbitra-se a posição da linha neutra para a situação normalmente armada, com valor de alongamento da armadura original $\epsilon_s = 10,0 \%$, e valor de encurtamento do concreto $\epsilon_c = 3,5 \%$.
- (b) Calculam-se os níveis de deformação em cada material, admitindo a linearidade em sua variação, conforme as expressões a seguir:

$$\epsilon_c = \left(\frac{x}{d - x} \right) \cdot \epsilon_s \quad (5.8)$$

$$\epsilon'_s = \left(\frac{x - d'}{d - x} \right) \cdot \epsilon_s \quad (5.9)$$

$$\epsilon_s = \left(\frac{d - x}{x} \right) \cdot \epsilon_c \quad (5.10)$$

onde:

ϵ_c : deformação específica do concreto;

ϵ'_s : deformação específica do aço comprimido;

ϵ_s : deformação específica do aço tracionado;

x : distância entre a face superior da viga e a linha neutra;

d : distância entre a face superior da viga e o centro da armadura inferior;

d' : distância entre a face superior da viga e o centro da armadura superior.

- (c) A partir das deformações específicas dos materiais constituintes da seção transversal são calculadas as tensões atuantes em cada elemento, conforme expressão a seguir:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (5.11)$$

onde:

σ : tensão atuante no material;

E : módulo de elasticidade do material;

ε : deformação específica do material.

Se a deformação do aço, tracionado ou comprimido, for superior a sua deformação de escoamento, a tensão atuante é igual à tensão de escoamento. No caso do concreto, se a deformação for inferior a 3,5 ‰ deve-se utilizar os fatores de minoração de resistência. Este conjunto de tensões resultará em uma nova posição da linha neutra, dando início ao método iterativo de cálculo da próxima etapa.

- (d) Verifica-se, então, o equilíbrio das forças internas da seção considerando o diagrama retangular simplificado de tensões para o concreto e conforme a expressão a seguir:

$$F_C + F'_S = F_S \quad (5.12)$$

onde:

F_C : força de resistência do concreto;

F'_S : força de resistência da armadura superior comprimida;

F_S : força de resistência da armadura inferior tracionada.

Se o somatório das forças de tração for superior às de compressão devemos aumentar a contribuição das forças de compressão aumentando a profundidade da linha neutra. Se ocorrer o contrário, devemos diminuir a profundidade da linha neutra. A seguinte estimativa do novo posicionamento da linha neutra é feito através da média aritmética entre os dois resultados encontrados anteriormente.

- (e) Refaz-se o processo até que o somatório das forças de compressão e de tração seja aproximadamente nulo.
- (f) Calcula-se o momento resistente da seção devido às forças atuantes na seção em qualquer ponto.
- (g) Calcula-se o momento resistente da seção devido às forças atuantes da seção em qualquer ponto. Se o valor do momento resistente foi inferior ao valor do momento fletor majorado máximo atuante na seção, há necessidade de reforço da viga à flexão.
- (h) Constatada a necessidade de reforço à flexão da viga, procede-se com o cálculo da deformação inicial da face inferior da viga onde será aplicado o reforço. Esta é denominada a deformação inicial do reforço.
- (i) Determina-se o momento de serviço devido às cargas atuantes, referente à parcela de peso próprio e da sobrecarga permanente, dado o alívio das cargas móveis do tabuleiro para execução do reforço.
- (j) Arbitra-se um valor para a deformação do aço e um valor para a altura da linha neutra.
- (k) Repetem-se os procedimentos descritos nos itens (b) e (c), nesta ordem.
- (l) Verifica-se, então, o equilíbrio das forças internas da seção considerando a distribuição linear das tensões, conforme as expressões a seguir:

$$F_C = \frac{\Psi \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b_w}{2} \quad (5.13)$$

$$F'_S = \sigma'_y \cdot A'_S \quad (5.14)$$

$$F_S = \sigma_y \cdot A_S \quad (5.15)$$

onde:

F_C : força de resistência do concreto;
 Ψ : fator de minoração da resistência máxima do concreto.
 F'_S : força de resistência da armadura superior comprimida;
 F_S : força de resistência da armadura inferior tracionada;
 f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto;
 x : distância entre a face superior da viga e a linha neutra;
 b_w : largura da alma da viga;
 σ'_y : tensão atuante na armadura superior comprimida;
 σ_y : tensão atuante na armadura inferior tracionada;
 A'_S : área de aço comprimido;
 A_S : área de aço tracionado.

Se o somatório das forças de tração for superior às de compressão devemos aumentar a contribuição das forças de compressão aumentando a profundidade da linha neutra. Se ocorrer o contrário, devemos diminuir a profundidade da linha neutra. A seguinte estimativa do novo posicionamento da linha neutra é feito através da média aritmética entre os dois resultados encontrados anteriormente.

- (m) Refaz-se o processo até que o somatório das forças de compressão e de tração seja aproximadamente nulo.
- (n) Calcula-se o novo momento resistente da seção devido às forças atuantes na seção em qualquer ponto.
- (o) Compara-se este novo momento resistente com o momento de serviço calculado no item (i).
- (p) Estes momentos deverão ser iguais. Caso isto não ocorra, o processo deve ser refeito a partir da etapa (j), até que esta condição seja atendida.
- (q) A deformação no substrato para a situação em que o momento resistente for igual ao momento de serviço será denominada a deformação inicial do reforço, conforme a seguinte expressão:

$$\epsilon_{\text{ref},i} = \left(\frac{\epsilon_s \cdot h}{d} \right) \quad (5.16)$$

onde:

$\epsilon_{\text{ref},i}$: deformação específica no substrato no instante de aplicação do reforço;

h : altura da viga;

ϵ_s : deformação específica do aço tracionado;

d : distância entre a face superior da viga e o centro da armadura inferior.

- (q) Definida a deformação inicial da superfície inferior da vida de concreto para aplicação do reforço, procede-se com os passos para o cálculo da seção transversal de reforço.
- (r) Arbitra-se a posição da linha neutra para a situação normalmente armada, com valor de alongamento da armadura original $\epsilon_s = 10,0 \text{ ‰}$, e valor de encurtamento do concreto $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$.
- (s) Repetem-se os procedimentos descritos nos itens (b), (c) e (l), nesta ordem.
- (t) Calcula-se o valor da força devida ao reforço a partir do equilíbrio das forças internas da seção, considerando o diagrama retangular de tensões para o concreto, conforme expressão a seguir:

$$F_{\text{ref}} = F_C + F'_S - F_S \quad (5.17)$$

onde:

F_C : força de resistência do concreto;

F'_S : força de resistência da armadura superior comprimida;

F_S : força de resistência da armadura inferior tracionada;

F_{ref} : força de resistência do reforço.

- (u) Calcula-se o novo momento resistente da seção devido às forças atuantes na seção em qualquer ponto.
- (v) Compara-se este novo momento resistente com o momento majorado máximo para a seção.

- (w) Estes momentos deverão ser iguais. Caso isto não ocorra, o processo deve ser refeito a partir da etapa (r), até que esta condição seja atendida.
- (x) Após a definição da força do reforço e da posição da linha neutra, calcula-se a deformação específica final do reforço, conforme a seguinte expressão:

$$\varepsilon_{\text{ref},f} = \left(\frac{h - x}{d - x} \right) \cdot \varepsilon_s \quad (5.18)$$

onde:

$\varepsilon_{\text{ref},f}$: deformação específica final do reforço;

h : altura da viga;

x : distância entre a face superior da viga e a linha neutra;

d : distância entre a face superior da viga e o centro da armadura inferior;

ε_s : deformação específica do aço tracionado.

- (y) Calcula-se a tensão atuante no reforço, lembrando-se de descontar a deformação inicial, conforme as expressões (4.1) e a expressão a seguir:

$$\sigma_{\text{ref}} = E_{\text{ref}} \cdot \varepsilon_{\text{ref}} \quad (5.19)$$

onde:

ε_{ref} : deformação específica no reforço;

σ_{ref} : tensão atuante no reforço;

E_{ref} : módulo de elasticidade do reforço.

- (z) Calcula-se, então, a área da seção transversal do reforço através da relação entre a força e a tensão nele atuante, conforme a seguinte expressão:

$$A_{\text{ref}} = \frac{F_{\text{ref}}}{\sigma_{\text{ref}}} \quad (5.20)$$

onde:

A_{ref} : área da seção transversal do reforço;

σ_{ref} : tensão atuante no reforço.;

F_{ref} : força atuante no reforço.

Após o dimensionamento à flexão, é importante verificar a capacidade resistente da seção aos esforços de cisalhamento, em virtude da possibilidade de aumento de carregamento sobre a viga reforçada para a flexão.

Há casos em que a resistência ao cisalhamento da seção, através da aplicação de seu eventual reforço para este fim, determinará o limite de reforço à flexão possível a ser empregado, com atenção para os limites de deformações e tensões admissíveis.

É importante ressaltar que o reforço ao cisalhamento apenas será funcional se houver deficiência de armadura transversal na peça original. No caso de ocorrer rompimento das bielas comprimidas do concreto apenas o aumento da seção transversal nesta região pela técnica de encamisamento de seção será viável, sendo necessário combinar duas técnicas de reforço distintas para a viga.

No dimensionamento de reforço através da colagem de chapa de aço é necessário, também, verificar as tensões de cisalhamento na superfície do concreto onde está fixada a chapa de aço.

ALMEIDA (2008) sugere como base para esta verificação o modelo de Mohr-Coulomb modificado, onde pode-se afirmar que a resistência do concreto ao cisalhamento é igual à resistência do concreto à tração.

A Figura 50 ilustra o esquema de forças atuantes sobre uma viga reforçada, com destaques para as forças que surgem na interface inferior da peça, relacionadas às tensões trativas atuantes no reforço, e as tensões de cisalhamento da superfície do concreto da viga.

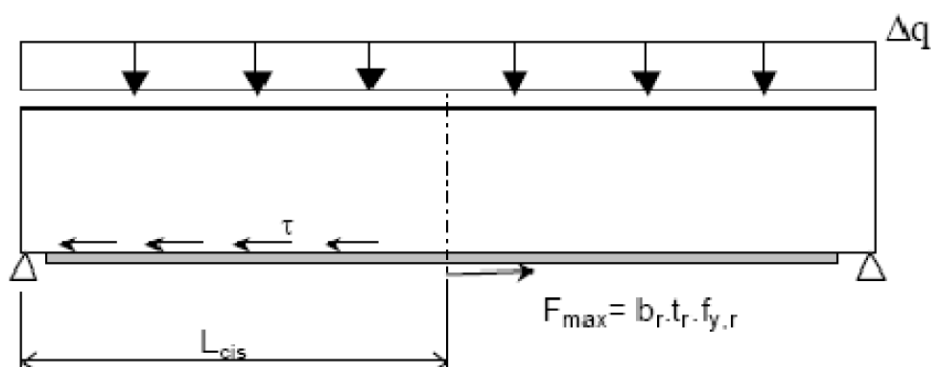


Figura 50: Modelo de cálculo da sustentação da chapa de reforço à flexão.
(DE ALMEIDA, R. E. G., 2008)

Trabalhos complementares, como o de Souza e Thomaz Ripper (2009), reúnem resultados e equações matemáticas provenientes de estudos recentes e de laboratório.

São citados, por exemplo, outros métodos, como de J. Bresson, de Cánovas, de Van Gemert, de Ziraba e Hussein, de Campagnolo e de Silveira e Souza.

5.3 ENCAMISAMENTO COM CONCRETO ARMADO

O princípio deste sistema consiste na obtenção do aumento de rigidez e resistência da peça, e conseqüentemente da sua capacidade de suporte de carga, além da redistribuição dos esforços nas peças do tabuleiro quando submetido aos novos carregamentos de peso próprio e de carga móvel.

Como nos outros métodos de reforço estrutural, as armaduras passivas da estrutura original apresentam níveis de tensão e deformações iniciais devido aos carregamentos já existentes. A fim de reduzir estes valores e com o objetivo de promover um melhor aproveitamento destas armaduras em conjunto com o reforço, recomenda-se o prévio alívio de cargas sobre o tabuleiro.

Para que a peça reforçada se comporte de forma monolítica, deve haver o adequado tratamento da superfície e a correta aplicação do reforço conforme já descrito, de modo a garantir a ação do mecanismo de transferência de tensões pela superfície de contato ou pela ação de chumbadores, quando necessário.

O mecanismo de transferência de tensões na superfície entre o concreto original e o concreto do reforço é constituído pelas parcelas da adesão, do atrito e da ação mecânica, e são apresentados na Figura 51.

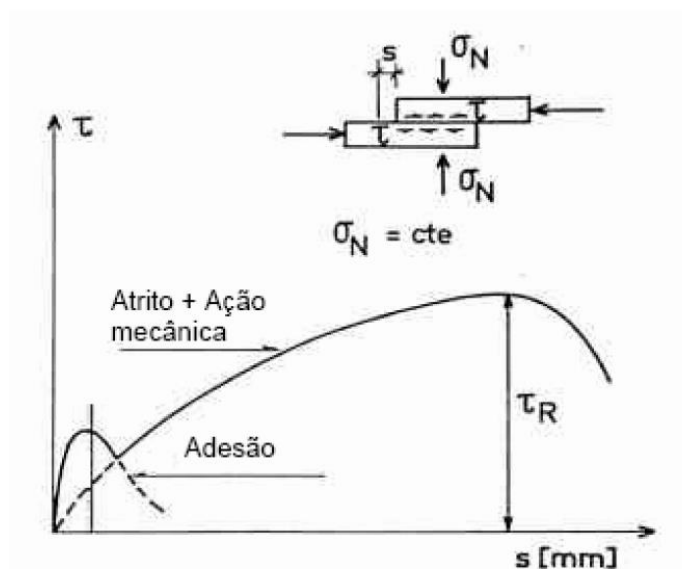


Figura 51: Transferência de tensão na interface entre o concreto novo e o concreto antigo. (SIMÕES, M. L. F., 2007)

Após o rompimento da adesão, passa a atuar a resistência por atrito entre as superfícies de contato, influenciada pela rugosidade da superfície promovida antes da aplicação da nova camada de concreto do reforço e por suas armaduras transversais que comprimem esta camada à peça original quando a viga encontra-se submetida aos esforços de flexão e os estribos são tracionados.

A Figura 52, a seguir, ilustra a atuação desta transferência de tensões na interface entre as camadas do concreto original e do concreto de reforço, quando a viga é submetida a um carregamento e se deforma.

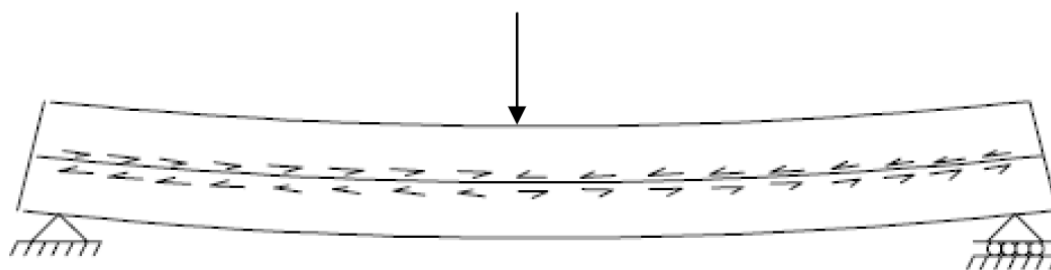


Figura 52: Transferência de tensões de cisalhamento horizontais em vigas compostas. (SIMÕES, M. L. F., 2007)

Geralmente, desconsidera-se a parcela devida ao atrito, por ser estritamente dependente da existência da força de compressão dos estribos na camada do reforço e, conseqüentemente, na interface entre os concretos de idades diferentes. Portanto assume-se que toda a resistência de aderência deve-se a coesão, proveniente da ação mecânica entre as duas camadas. Em superfícies rugosas, a ação mecânica é promovida pelo agregado graúdo, podendo também ser construídos “dentes de concreto” na ligação entre os materiais.

SANTOS (2006) cita que, de acordo com o CEB (1990), a resistência de aderência na interface devida somente a esta coesão, pode ser calculada através das seguintes expressões:

$$\tau_{Rd} = \beta \cdot f_{ctd} \quad (5.21)$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{1,5} \quad (5.22)$$

$$f_{ctm} = 1,4 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (5.23)$$

onde:

τ_{Rd} : resistência de aderência na interface devida somente à coesão;

β : fator que depende da superfície da junta, sendo de valor de 0,2 para superfícies lisas e de valor de 0,4 para superfícies rugosas;

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

f_{ctd} : resistência à tração, de cálculo, da camada de concreto que apresenta resistência inferior, podendo ser ou do concreto original ou do concreto de reforço;

f_{ctm} : resistência à compressão característica do concreto.

SANTOS (2006) cita também que os valores de aderência recomendados pelo CEB (1990) são conservadores em relação a outros métodos propostos.

Além das tensões de cisalhamento, ao longo da superfície de contato entre o concreto da viga original e o concreto do reforço, provocadas pelo carregamento do tabuleiro, existem ainda os efeitos secundários devido às diferenças de mudanças de volume destes materiais, como a retração e a fluência, e demais efeitos térmicos, mas que podem ser atenuados com o uso de técnicas de concretagem e cura durante a execução do reforço por encamisamento.

É necessária a verificação dos modos de ruptura da viga reforçada, que já são conhecidos do princípio de dimensionamento do concreto armado, desde que seja garantida a condição de aderência e transmissão de esforços entre a viga original e o reforço, conforme citado.

Conforme a Figura 53, SANTOS (2006) representou os modos de ruína característicos de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela técnica do encamisamento, como o escoamento da armadura longitudinal de tração do elemento composto (a) e (b) e esmagamento do concreto (c).

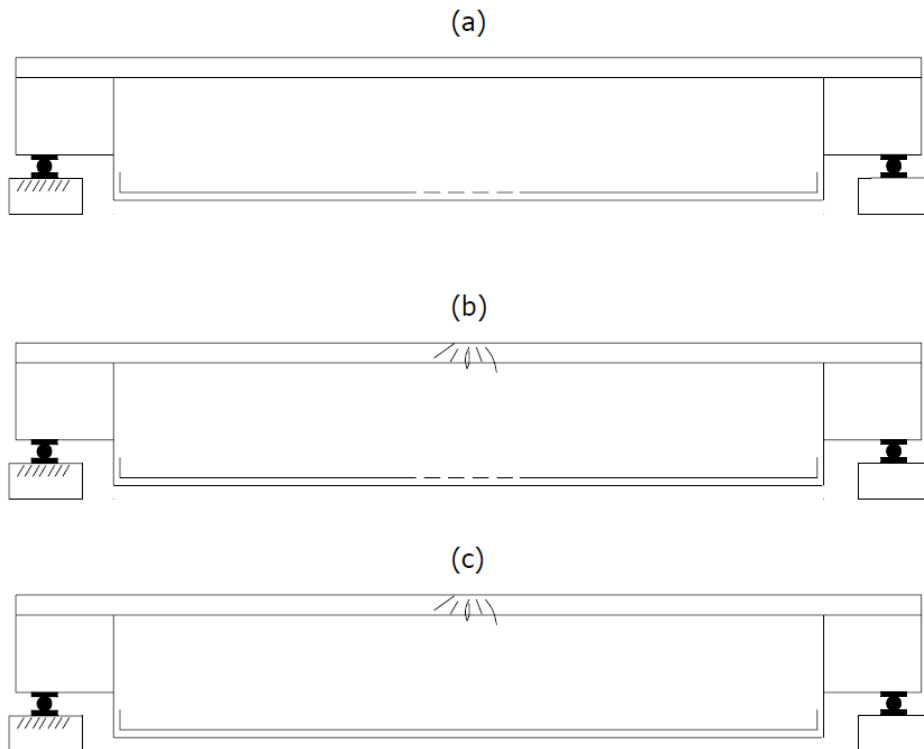


Figura 53: Modos de ruptura à flexão para vigas reforçadas por encamisamento.
(SANTOS, E. W. F., 2006)

Outra consideração importante no dimensionamento à flexão deve-se à diferença de posição dos centros de gravidade entre as linhas de armaduras originais e do reforço, geralmente significativos.

A modelagem computacional de uma estrutura em concreto armado e de seu reforço, não é uma tarefa prática. É possível combinar elementos unidimensionais e bidimensionais, e representar as armaduras de aço com os devidos cuidados, mas, geralmente, os modelos computacionais são utilizados para se obter os resultados dos esforços solicitantes com os quais o projetista dimensionará as armaduras e o reforço, seguindo os princípios de dimensionamento e equações do reforço estrutural por encamisamento de concreto.

SIMÕES (2007) descreve que a armadura longitudinal necessária do reforço é obtida, então, pela seguinte equação:

$$A_{sr} \cdot f_y \leq \left(\frac{\tau_R}{\gamma} \right) \cdot \left(\frac{A_i}{2} \right) \quad (5.24)$$

onde:

A_{sr} : área da seção da armadura longitudinal de reforço;

f_y : tensão de escoamento do aço da armadura longitudinal de reforço;

τ_R : tensão de cisalhamento resistente entre a viga original e o reforço;

γ : coeficiente de minoração em consideração a condição fissurada do concreto original quando da realização do reforço;

A_i : área total da interface;

$\frac{A_i}{2}$: área da interface entre a viga e o reforço no vão de cisalhamento.

Com $\gamma = 2$, como coeficiente de minoração da tensão de cisalhamento, tem-se:

$$A_i \geq \frac{4 \cdot A_{sr} \cdot f_y}{\tau_R} \quad (5.25)$$

GUERRANTE (2013) cita que a utilização de chumbadores de expansão na região de interface contribui significativamente para a transmissão dos esforços. Para seu dimensionamento, não é considerada a rigidez no sentido transversal dos elementos, condicionando os chumbadores a responsabilidade de transmitir todos os esforços cisalhantes entre a viga original e a seção de reforço, onde são desprezadas as parcelas de tensões cisalhantes entre os dois concretos, por adesão e atrito.

Quanto a análise do comportamento ao cisalhamento, BEBER (2003) cita que o modo de ruptura de uma viga pode ser analisado a partir dos valores obtidos pela seguinte expressão:

$$\tau \leq \frac{a}{d} \quad (5.26)$$

onde:

a : comprimento do vão de cisalhamento da viga;

d : altura útil da viga.

Logo, os modos de ruína apresentados podem ser identificados da seguinte forma:

- Quando $\lambda > 6$, ocorrem, invariavelmente, modos de ruptura de flexão;
- Quando $6 > \lambda > 2,5$, as fissuras de flexão próximas aos apoios tendem a se propagar, de forma inclinada, até o ponto de aplicação da carga;
- Quando $2,5 > \lambda > 1$, a fissura diagonal de cisalhamento tende a se formar, de forma independente das fissuras de flexão, avançando sobre a zona

comprimida, no ponto de aplicação da carga, resultando na ruptura da viga. Este modo de ruptura está associado ao esmagamento do concreto na direção da biela comprimida. Alternativamente, a fissura diagonal se propaga ao longo da armadura original destruindo a ligação com o concreto adjacente.

- Quando $\lambda < 1$, trata-se de uma configuração de viga-parede, que assumem um comportamento particular e necessitam de estudos específicos.

Experimentos realizados em laboratório, com vigas de concreto armado, normalmente armadas e com armadura transversal adequada, indicam que a força de cisalhamento não apresenta influência sobre a capacidade de resistência à flexão.

Para efeitos de dimensionamento o projetista pode desconsiderar a interação e manipular estes valores separadamente. No entanto, existe, no vão de cisalhamento de uma viga, uma interdependência entre a flexão, cisalhamento, aderência e ancoragem, que pode ser evidenciada através de um exame do comportamento da armadura longitudinal ao longo da viga.

Ressalta-se que quando as forças de cisalhamento de valores elevados, ao serem transmitidas ao longo de uma seção em estado limite último, a distribuição das deformações de flexão no concreto e no aço pode ser afetada.

Logo, o reforço estrutural por encamisamento com concreto segue as orientações da NBR-6118:2014, onde o princípio geral de dimensionamento ao cisalhamento considera que o concreto comprimido fornece a resistência primária ao cisalhamento e que, a resistência adicional ao cisalhamento deve ser fornecida através de uma armadura transversal sob a forma de estribos internos.

Uma variável da técnica de encamisamento com concreto pode ser empregada no reforço das lajes do tabuleiro, em especial devido ao aumento dos balanços laterais em decorrência do alargamento do tabuleiro que implicam em significativo aumento dos valores de momento fletor da laje nestas regiões.

Neste caso, a adição de uma nova camada de concreto e armadura contribuem para o ganho de resistência às tensões dos momentos negativos e de cisalhamento, principalmente em relação às cargas móveis atuantes na região dos balanços laterais.

A Figura 54 ilustra um exemplo de acréscimo dos balanços laterais em uma ponte que sofreu intervenção para alargamento do tabuleiro, com a identificação dos trechos a demolir e a construir.

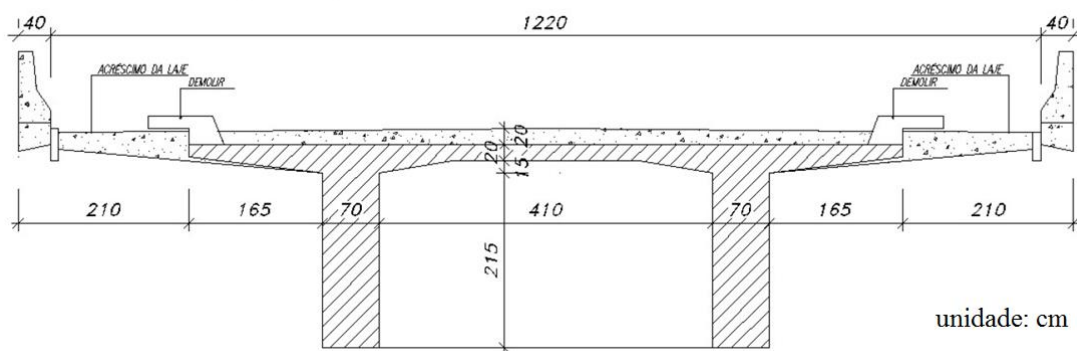


Figura 54: Exemplo de acréscimo nos comprimentos dos balanços da laje do tabuleiro. (VITÓRIO, J. A. P., DE BARROS, R. C., 2011)

5.4 PROTENSÃO EXTERNA

Para dimensionamento do reforço com uso de protensão externa, a tensão e a deformação nos cabos não aderentes são consideradas uniformes ao longo de todo o seu comprimento, de acordo com a deformação da viga quando submetida aos carregamentos do tabuleiro.

Não há compatibilidade de deformações entre o concreto no nível da armadura e a armadura de protensão externa, como no caso da armadura passiva do concreto armado e da armadura ativa do concreto com protensão aderente. Este comportamento requer atenção do projetista para uma análise das deformações em toda a peça, não podendo ser utilizadas as equações de compatibilidade de deformações na seção para determinação da tensão nos cabos de protensão externa.

Apesar de possuir fundamentos comuns ao dimensionamento de uma peça de concreto armado ou com protensão aderente, algumas peculiaridades da aplicação deste tipo de reforço para a flexão e para o cisalhamento devem ser consideradas.

ALMEIDA (2001) cita que algumas pesquisas ainda têm sido desenvolvidas com o objetivo de representar melhor o comportamento das vigas reforçadas com protensão externa quanto às suas resistências à flexão, enquanto que a análise da resistência ao cisalhamento carece de maiores estudos. Isto porque as análises dos modos de ruptura estudados em laboratório priorizam o comportamento à flexão, e não ao cisalhamento, pois demandam um estudo mais complexo para análise de resistência.

Em relação aos modos de ruptura, a aplicação do reforço por protensão externa pode alterar a forma de ruína da viga. Assim, pode ocorrer a situação em que a viga original de concreto armado, dimensionada para a ruptura à flexão, e reforçada à flexão em virtude do aumento da atuação das cargas sobre o tabuleiro, passe a ser suscetível a

sofrer ruptura por cisalhamento. Isto dependerá do traçado do cabo de protensão externa, do valor da força de protensão e das características da viga original.

SANTOS (2006) representa os modos de ruptura típicos das vigas reforçadas com emprego da protensão externa, na Figura 55, caracterizados pelo escoamento do aço (1) e (2), e pelo esmagamento do concreto (1) e (3).

O modo de ruína (4) corresponde à ruptura de um dos fios das cordoalhas dos cabos de protensão, que pode acontecer antes ou depois do escoamento do aço passivo, e geralmente é provocada pelo uso de desviadores ineficientes ou pela inclinação acentuada do cabo de protensão.

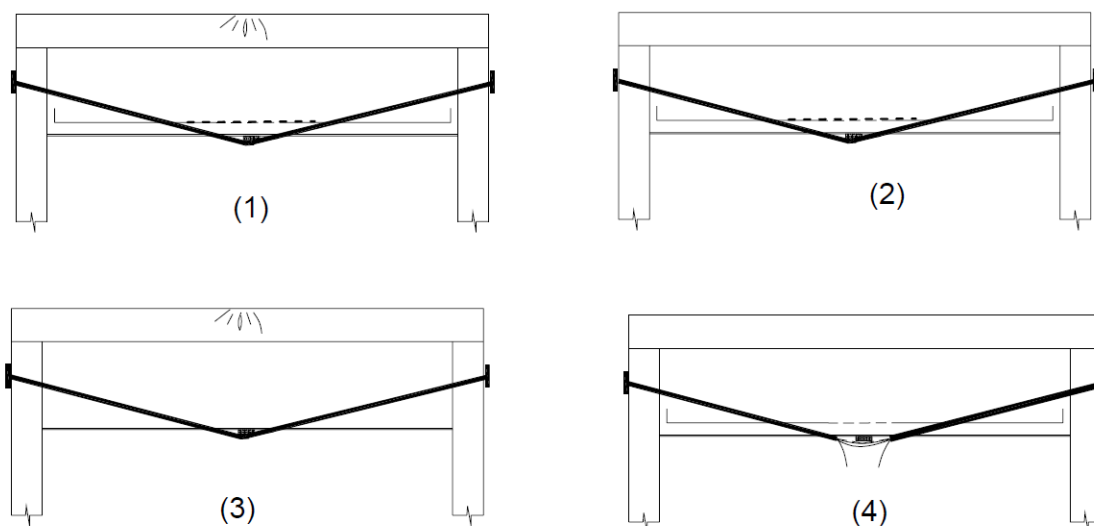


Figura 55: Modos de ruptura para vigas reforçadas por protensão externa.
(SANTOS, E. W. F., 2006)

Para evitar a ocorrência do modo de ruína (4), caso não seja possível, por questões geométricas e/ou construtivas, evitar o uso de inclinações acentuadas para os cabos de protensão, ou o uso de raios e larguras pequenos para os desviadores, deve-se reduzir a tensão nos cabos de protensão para um valor inferior ao da tensão de escoamento.

Para determinação da resistência ao esforço cortante de vigas de concreto armado e protendido, e principalmente submetidas à protensão externa, são utilizadas equações semi-empíricas, com fundamentos nos modelo de treliça e assim normatizadas.

ALMEIDA (2001) cita que a maior complexidade quanto a este tema deve-se à redução da resistência ao cisalhamento em vigas protendidas por cabos externos, pois eles não contribuem com o efeito de pino da armadura longitudinal.

Portanto, para dimensionamento da viga reforçada com protensão externa, utilizam-se as considerações da NBR-6118:2014, com base na analogia com os modelos de treliça de banzos paralelos, além da contribuição da parcela resistente do concreto, definida por V_c . No modelo I, a inclinação das bielas é definida em 45° e o valor de V_c é constante, enquanto que no modelo II, a inclinação da biela varia entre 30° e 45° e o valor de V_c sofre redução.

Logo, a NBR-6118:2014 estabelece as seguintes condições para a resistência da peça aos esforços de cisalhamento:

- (a) Que a força cortante solicitante de cálculo, V_{sd} , seja inferior à força cortante resistente de cálculo de ruína das diagonais comprimidas do concreto, V_{Rd2} :

$$V_{sd} < V_{Rd2} \quad (5.27)$$

- (b) Que a força cortante solicitante de cálculo, V_{sd} , seja inferior à força cortante resistente de cálculo de ruína de tração diagonal, V_{Rd3} , composta pelo conjunto da força resistente da armadura, V_{sw} , e da força resistente do concreto, V_c :

$$V_{sd} < V_{Rd3} \quad (5.28)$$

$$V_{Rd3} = V_{sw} + V_c \quad (5.29)$$

Em vigas submetidas à ação da protensão, é possível descontar da força cortante solicitante de cálculo o valor da componente vertical da força de protensão na seção da viga estudada, além de considerar o efeito da redução da tensão nos estribos, o que implica em aumento da parcela do conjunto de forças resistentes ($V_{sw} + V_c$).

Como a NBR-6118:2014 não aborda, de forma específica, o dimensionamento ao cisalhamento de vigas submetidas à protensão externa, é razoável considerar a adaptação dos modelos de cálculo descritos para uma viga de concreto armado submetida à flexo-compressão, não havendo a possibilidade de redução da parcela resistente devida ao efeito de pino.

Atenção especial deve ser dada ao surgimento de efeitos de segunda ordem, decorrentes da excentricidade entre a resultante da força de protensão e o centro de gravidade da viga. No caso da protensão externa, esta excentricidade é variável, pois o traçado dos cabos não acompanha a deflexão da viga quando esta se deforma devido à ação dos carregamentos sobre o tabuleiro.

No caso da viga ser protendida externamente por cabos retos e sem desviadores, a variação da excentricidade é igual à flecha da viga. A Figura 56 ilustra a situação em que uma viga deste tipo é submetida aos carregamentos de duas forças que provocam deformações na peça. Esta flecha diminui a excentricidade do cabo de protensão em relação ao centróide da viga, o que, conseqüentemente, diminui a força de protensão.

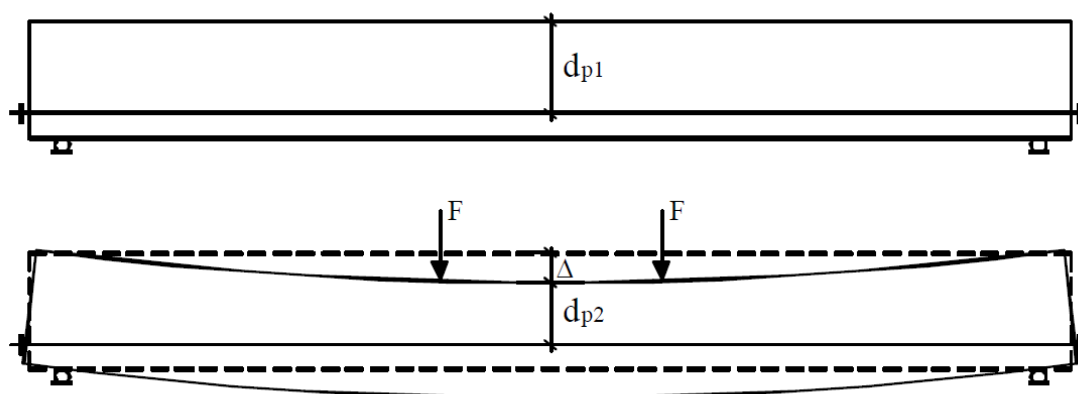


Figura 56: Flecha da viga e excentricidade do cabo de protensão.
(ALMEIDA, T. G. M., 2001)

Por fim, quanto à protensão transversal em lajes devido ao aumento dos balanços laterais em virtude do alargamento do tabuleiro, o dimensionamento deverá ser calculado por metro linear de laje, juntamente com a utilização de armaduras passivas que complementarão a ligação entre o concreto original e o concreto de espessura adicional sobre a laje.

5.5 COMPÓSITOS DE FIBRA DE CARBONO

O princípio de dimensionamento à flexão deste tipo de reforço é semelhante ao apresentado para a técnica de reforço por fixação de chapas metálicas, resguardadas as características particulares de cada material e os coeficientes de segurança a serem empregados.

ALMEIDA (2001) cita que os limites de deformação específica das mantas de fibra de carbono são de 4 ‰ e 8 ‰ para a flexão, e que no caso do esforço cortante o dimensionamento é realizado através do somatório das parcelas resistentes de concreto, os estribos e das mantas.

Na Figura 57 são demonstrados os diagramas de tensão e deformação dos materiais compostos por fibras, do aço de protensão e do aço CA-50. Nota-se que as

fibras de carbono apresentam alta capacidade de resistência à tração com poucas deformações em comparação aos outros materiais.

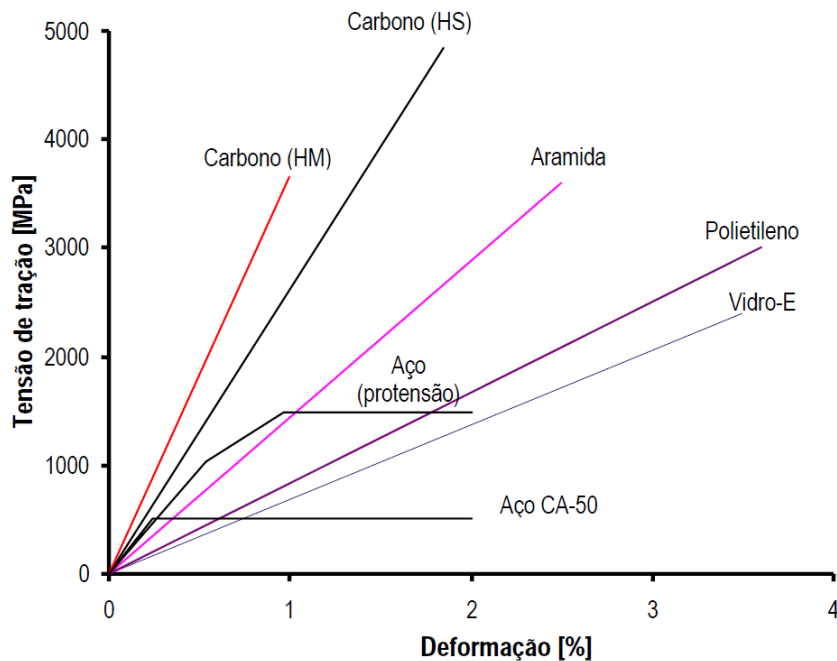


Figura 57: Diagrama tensão-deformação de fibras e metais. (BEBER, A. J., 2003)

O dimensionamento à flexão é realizado através da análise do estado limite último, da combinação de equilíbrio de tensões, compatibilidade de deformações, e leis constitutivas dos materiais na ruptura.

Para reforço de flexão com fibra de carbono, o CEB-FIP (2001) recomenda o número máximo de três camadas sobrepostas para as lâminas e de cinco camadas sobrepostas para os tecidos.

Com isso, são analisadas as distribuições de tensão e deformação de uma seção reforçada com tecido ou laminado de fibra de carbono, a partir dos diagramas de equilíbrio de forças representados na Figura 58.

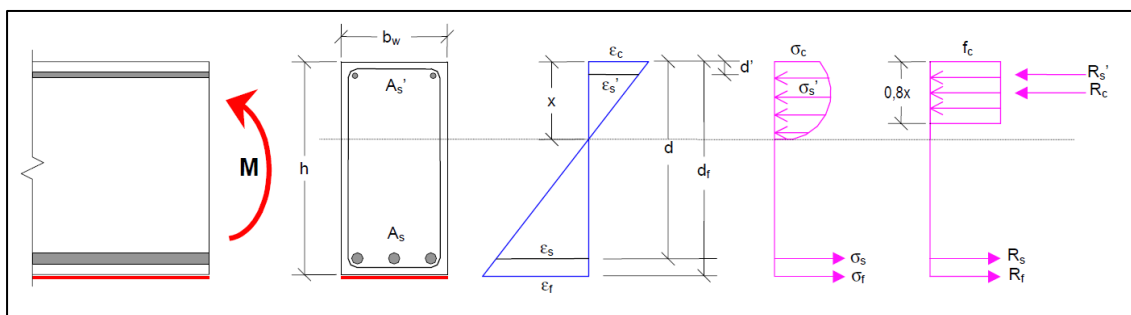


Figura 58: Diagrama esquemático de equilíbrio da seção transversal reforçada. (BEBER, A. J., 2003)

O estudo da seção transversal tem o objetivo de determinar o momento fletor resistente da viga, observando os modos de ruptura clássicos de uma peça de concreto armado e a possibilidade de falha de aderência na interface entre o concreto original e o reforço por motivos como o cisalhamento do concreto ou descolamento do tecido ou laminado de fibra de carbono.

SANTOS (2006) descreve sete modos de ruptura de uma viga reforçada à flexão por colagem de compósitos de fibra de carbono, conforme a Figura 59, sendo caracterizados como modos de ruínas clássicos os exemplos (a), (b) e (c).

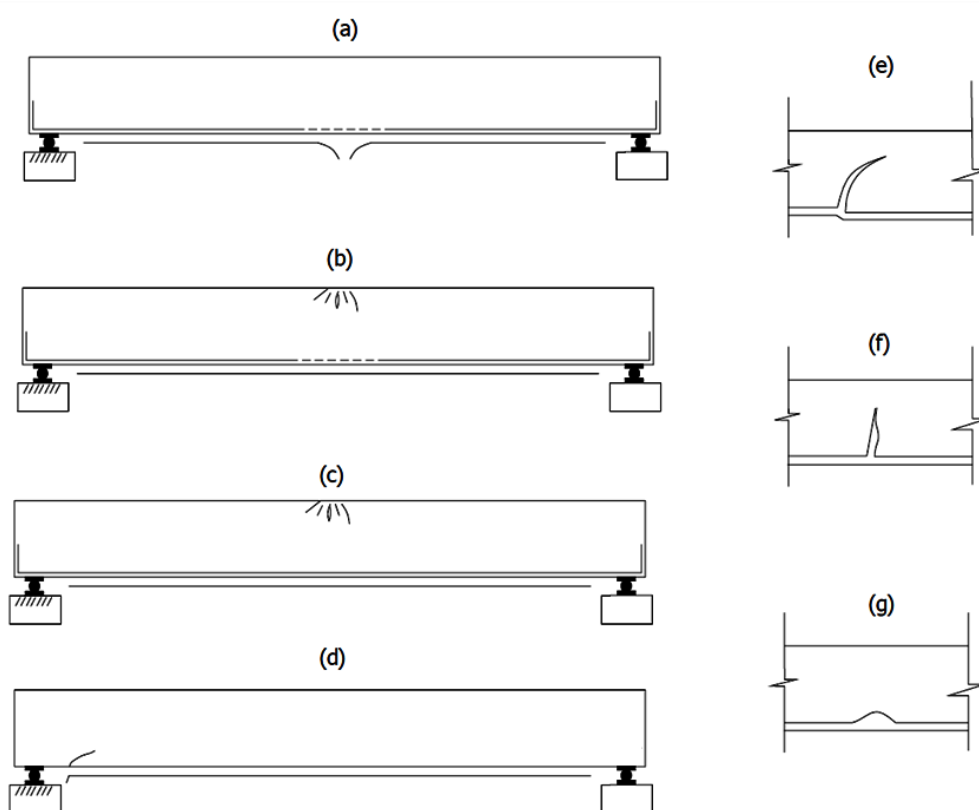


Figura 59: Modos de ruptura de vigas com reforço à flexão por compósitos de fibras de carbono. (SANTOS, E. W. F., 2006)

Alguns destes modos de ruptura se assemelham aos modos característicos de vigas reforçadas à flexão por fixação de chapas de aço. Nota-se, também, que os modos (c), (d), (e), (f) e (g) ocorrem por ruptura frágil.

A situação (a) geralmente ocorre por insuficiência das taxas de armadura original e de reforço ou quando o reforço atinge sua deformação de ruptura ou por elevada resistência à compressão no concreto.

A situação (b) corresponde ao dimensionamento ótimo do reforço. A ruptura ocorre com o escoamento do aço seguido do esmagamento do concreto, mas sem rompimento do reforço de fibra de carbono. Este é o modo de ruína a ser utilizado para dimensionamento ótimo do reforço estrutural, o que garante que o colapso ocorrerá após a formação de grandes fissuras de flexão, de modo que o escoamento da armadura longitudinal precede a ruptura do compósito ou esmagamento do concreto,

Na situação (c), o esmagamento do concreto normalmente ocorre quando as taxas da armadura original e do reforço são elevadas.

Um dos fundamentos de dimensionamento do reforço baseia-se na hipótese de ocorrência de modos de ruínas clássicos, que são previsíveis e controláveis. Nos casos em que há despreendimento do reforço, as ruínas ocorrem de maneira frágil e brusca e, portanto, suas possíveis causas merecem atenção especial para que isto seja evitado.

Um exemplo mais comum é ilustrado na situação (d), onde ocorrem fissuras de cisalhamento do concreto próximo às extremidades do compósito, na região da interface entre o concreto original e o reforço, ocasionadas pelo destacamento do compósito de fibra de carbono. Alguns estudos vêm comprovando a eficiência do uso de sistemas de amarração especiais, por isso recomenda-se a utilização de chapas de aço e parafusos nas extremidades do reforço para redução dos riscos de destacamento nestas regiões e da possibilidade de progressão deste destacamento para toda extensão do reforço.

Outras situações em que podem ocorrer fissuras de cisalhamento são representadas pela situação (e), com menor possibilidade de destacamento do compósito devido à permanência de sua continuidade, e pela situação (f), com maior possibilidade de deslocamento do reforço ocasionada pela deformação excessiva e surgimentos de fissuras de flexão.

O modo de ruptura (g) é causado pelo tratamento inadequado da superfície, caracterizado pela presença de irregularidades, não remoção de camadas comprometidas do concreto para aplicação do reforço, e aplicação incorreta da resina, resultando no destacamento do compósito de fibra de carbono.

Os procedimentos de cálculo são semelhantes aos apresentados para o dimensionamento do reforço por fixação de chapas de aço. BEBER (2003) mostra em seus estudos que são processos iterativos e o roteiro de cálculo encontra-se descrito no ITEM 4.1 deste trabalho.

ARAÚJO (2002) cita que em alguns trabalhos encontrados referentes ao estudo do cisalhamento do concreto, como as recomendações descritas pelo CEB-2001, sugerem os seguintes valores para a tensão limite de cisalhamento:

$$\hat{\sigma}_{lim} = f_{cbd} = 1,8 \cdot \left(\frac{f_{ctk}}{\tilde{a}_c} \right) \quad (5.30)$$

$$f_{ctk} = 0,21 \cdot f_{ctm} \quad (5.31)$$

$$\tilde{a}_c = 1,5 \quad (5.32)$$

onde:

$\hat{\sigma}_{lim}$: tensão limite de cisalhamento do concreto;

f_{ctk} : resistência à tração característica do concreto;

f_{ctm} : resistência média à tração do concreto.

Parte dos casos de descolamento do reforço ocorre quando a resina apresenta resistência à tração e ao cisalhamento inferiores às resistências do concreto, assim como região de cobertura insuficiente e espessura de aplicação inadequada.

SANTOS (2006) recomenda, para evitar o descolamento do reforço de fibra de carbono, tanto para flexão quanto para o cisalhamento, a limitação de sua deformação em até 5 ‰ para as lâminas, e em até 6 ‰ para os tecidos, desconsiderando a existência de dispositivos de amarração do reforço.

É importante, também, que sejam realizados ensaios experimentais para avaliar a aderência entre os materiais e o comportamento de transferência de esforços entre eles, pois a maioria das metodologias analíticas baseia-se em aproximações. Estas metodologias não contemplam a não-linearidade deste comportamento e não consideram os mecanismos localizados de ruptura prematura já apresentados, que podem comandar a ruptura das estruturas reforçadas.

Há situações em que a máxima tensão de tração do compósito pode não ser aproveitada, justamente pela limitação imposta pela resistência de aderência que, não necessariamente, aumenta com o incremento do comprimento de ancoragem. No caso das armaduras passivas internas é possível alcançar a máxima tensão de tração, desde que seja garantido um comprimento de ancoragem suficiente para transferir os esforços, integralmente, para o concreto.

Logo, a transmissão de esforços entre os materiais da peça original e do reforço apenas será possível através da constituição de uma estrutura monolítica. No entanto, como o módulo de elasticidade dos adesivos é consideravelmente inferior aos do reforço e do concreto, o excesso de espessura da resina também poderá ser prejudicial,

sendo sugerido o uso de mecanismos especiais de ancoragem que colaborem para a garantia da transferência de esforço entre o concreto e o reforço.

No entanto, são raros os casos de falhas ocasionadas pela falta de capacidade resistente da resina, pois sua resistência à tração é consideravelmente superior à resistência à tração do concreto e, portanto, consegue transferir os esforços para o concreto, apesar de possuírem baixo módulo de deformação transversal. Comuns, então, são os casos de incapacidade resistente do concreto junto à interface, ocasionando alguns dos modos de ruptura já apresentados.

Um fator que influencia nas tensões de cisalhamento atuantes no concreto é a largura de aplicação do reforço que, se for inferior à largura da viga, por exemplo, resultará em uma faixa de concentração de tensões, além da contribuição da região do concreto não coberto pelo reforço e que não será capaz de resistir às novas solicitações provenientes do aumento de carga sobre o tabuleiro da ponte.

BEBER (2003) estabelece, então, um fator β_P , que expressa a relação entre a largura da viga e a largura do reforço, dado por:

$$\beta_P = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_w}}{1 + \frac{b_f}{b_w}}} \quad (5.33)$$

onde:

b_f : largura do reforço;

b_w : largura da alma da viga.

Além disso, o comprimento de ancoragem efetivo do reforço pode ser estimado relacionando a resistência de aderência com a raiz quadrada da resistência à compressão do concreto, da seguinte forma:

$$L_e = 0,5623 \cdot \left(\sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{\sqrt{f_{ck}}}} \right) \quad (5.34)$$

onde:

L_e : comprimento de ancoragem efetivo;

E_f : módulo de elasticidade do reforço;

t_f : espessura do reforço;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto.

A partir do valor do comprimento de ancoragem efetivo, é possível determinar a força máxima de ancoragem do reforço com a garantia de não ocorrência de descolamento do reforço, através das seguintes expressões:

$$P_f = 0,3162 \cdot \beta_P \cdot \beta_L \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_f \cdot L_e \quad (5.35)$$

$$\beta_L = 1, \text{ quando } L \geq L_e \quad (5.36)$$

$$\beta_L = \text{sen} \left(\frac{\pi \cdot L}{2 \cdot L_e} \right), \text{ quando } L < L_e \quad (5.37)$$

onde:

P_f : força máxima de ancoragem do reforço para que não ocorra o descolamento;

L_e : comprimento de ancoragem efetivo;

b_f : largura do reforço;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto.

A tensão admissível máxima no reforço para que não ocorra seu descolamento é obtida através da razão entre a força, P_f , e a área da seção transversal do reforço, conforme a expressão:

$$\sigma_{f,max} = 0,1956 \cdot \beta_P \cdot \beta_L \cdot \sqrt{\frac{E_f \cdot \sqrt{f_{ck}}}{t_f}} \quad (5.38)$$

onde:

σ_f : tensão admissível máxima no reforço para que não ocorra o descolamento;

E_f : módulo de elasticidade do reforço;

t_f : espessura do reforço;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto.

ARAÚJO (2002) e RIBEIRO (2005) recomendam, como outra forma de garantia de não descolamento do reforço, que a tensão nele atuante seja inferior a 0,6%, resultando nas seguintes condições:

$$\sigma_f \leq \frac{\tau_{lim} \cdot L_f}{t_f} \quad (5.39)$$

$$\sigma_f \leq 0,006 \cdot E_f \quad (5.40)$$

onde:

σ_f : tensão admissível máxima no reforço para que não ocorra o descolamento;

L_f : comprimento do reforço de flexão entre a sua extremidade e o ponto de aplicação da carga;

t_f : espessura do reforço;

τ_f : tensão de cisalhamento limite da interface entre o reforço e a viga;

E_f : módulo de elasticidade do reforço.

Conforme já apresentado para o reforço estrutural com fixação de chapas de aço, outros conceitos também devem ser aplicados no dimensionamento de reforço estrutural com compósitos de fibra de carbono.

O nível inicial de deformação, por exemplo, deve ser deduzido da deformação específica no substrato de concreto para a determinação da deformação resultante no reforço com fibra de carbono. Assim:

$$\epsilon_f = \epsilon_n - \epsilon_i \leq \epsilon_{f,u} \quad (5.41)$$

onde:

ϵ_f : deformação específica no reforço;

ϵ_n : deformação específica final do reforço;

ϵ_i : deformação específica no substrato no instante de aplicação do reforço;

$\epsilon_{f,u}$: deformação específica do reforço na ruptura.

A deformação específica no substrato de concreto, por sua vez, pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$\epsilon_i = \frac{M_i \cdot (h-x)}{I \cdot E_{CS}} \quad (5.42)$$

onde:

M_i : momento fletor atuante no instante de aplicação do reforço;

M_i : momento fletor atuante no instante de aplicação do reforço;

h : altura da viga;

x : altura da linha neutra;

I : momento de inércia da seção homogeneizada de concreto;

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

No caso de uma viga de concreto armado, esta pode ter sido submetida a momentos fletores superiores ao seu momento de fissuração. Isto evidencia a importância do conhecimento do estágio de deformação em que a estrutura se encontra para que seja possível avaliar a quantidade de reforço, ou resistência, a ser implementada na viga. A NBR-6118:2014 orienta quanto aos procedimentos de cálculo para determinação do momento de fissuração e dos valores do momento de inércia da seção homogeneizada do concreto.

Para o dimensionamento ao cisalhamento, deve-se levar em consideração a diferença existente entre as vigas dotadas de armadura de cisalhamento interna convencional e as vigas reforçadas externamente com compósitos de fibra de carbono.

Nas vigas usuais, a forma e a posição de seus estribos garantem ancoragem suficiente, e o mecanismo de ruptura é determinado pela resistência dos estribos, enquanto que nas vigas reforçadas externamente o mecanismo de ruptura está associado à eficiência da ancoragem ao invés de, tão somente, a resistência à tração do material do reforço. O problema da ancoragem em reforços de fibra de carbono está na dificuldade prática de não ser possível aplicar o reforço de forma contínua e envolvendo toda a seção transversal.

Conforme já descrito, o princípio geral de dimensionamento ao cisalhamento considera que o concreto comprimido contribua para a resistência ao cisalhamento e que, a resistência adicional ao cisalhamento deve ser fornecida através de uma armadura transversal sob a forma de estribos internos.

Alguns dos resultados de pesquisas apontam que a mesma metodologia pode ser empregada no caso do reforço externo. Entretanto, seu comportamento e mecanismo de funcionamento necessitam de maior investigação nesta área.

Assim, a resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto armado pode ser obtida através da soma das parcelas de resistência do concreto, da armadura transversal original (interna) e do reforço externo, conforme se segue:

$$V_r = V_c + V_{sw} + V_f \quad (5.43)$$

onde:

V_r : resistência ao cisalhamento da viga reforçada;

V_c : parcela de contribuição do concreto;

V_{sw} : parcela de contribuição da armadura transversal interna;

V_f : parcela de contribuição do reforço externo.

Vale ressaltar que a eficiência do reforço somente será garantida se forem conhecidas as informações preliminares do atual estado da estrutura antes da aplicação do reforço, como capacidade residual e nível de deformação.

Alguns dos modelos são bastante conservadores na estimativa da parcela de resistência ao cisalhamento do concreto o que pode, comprometer o processo decisório quanto à aplicação do reforço.

Conforme já descrito, a NBR-6118:2014 apresenta dois modelos de cálculo possíveis, o da treliça clássica modificada e a treliça generalizada. No modelo I, o ângulo da diagonal comprimida de concreto é igual a 45° e a contribuição do concreto, V_c , é considerada constante. Já para o modelo II, a inclinação da diagonal comprimida pode variar entre 30° e 45° e a contribuição do concreto é reduzida.

BEBER (2003) cita que para a determinação desta contribuição, pode-se empregar a seguinte formulação:

$$V_c = 0,0835 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad (5.44)$$

onde:

V_c : parcela de contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento;

f_{ck} : resistência à compressão do concreto;

b_w : largura da viga;

d : altura útil da viga.

Trata-se de uma expressão obtida através de ensaios de laboratório e que relaciona uma parcela da resistência à tração do concreto com as dimensões de largura e altura da seção transversal da viga.

6 ESTUDO DE CASO

6.1 APRESENTAÇÃO

A partir das considerações descritas até o presente capítulo, foram elaborados modelos computacionais com base no método dos elementos finitos, considerando um exemplo de ponte construída entre os anos de 1960 e 1975, conforme a seção transversal representada na Figura 60.

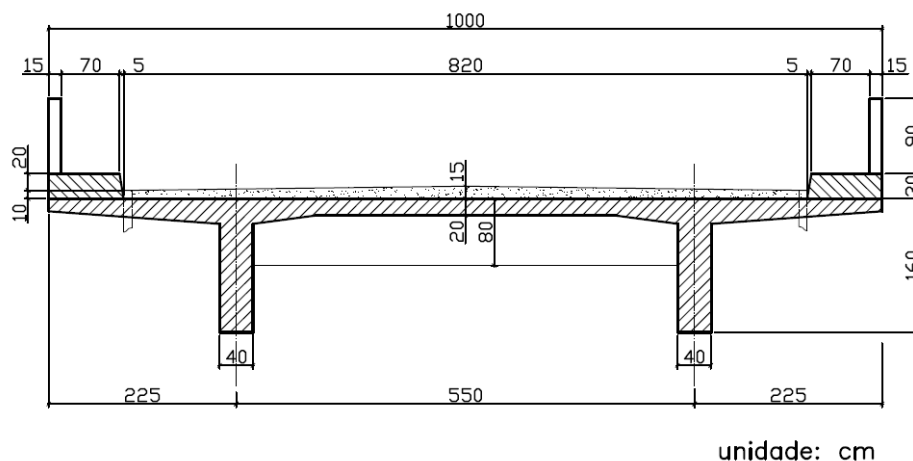


Figura 60: Seção transversal do tabuleiro da ponte original, com características do período de construção entre 1960 e 1975.

Por se tratar de uma ponte dimensionada com base nas normas vigentes da época, a OAE deverá ser adaptada para os padrões de geometria da seção transversal e das normas de carregamento atuais.

A seção longitudinal em elevação da ponte, ilustrada na Figura 61, possui 58,00 m de extensão, com quatro pilares de apoio, e é composta por um vão central de 20,00 m, dois vãos intermediários de 15,00 m, e dois balanços extremos de 4,00 m.

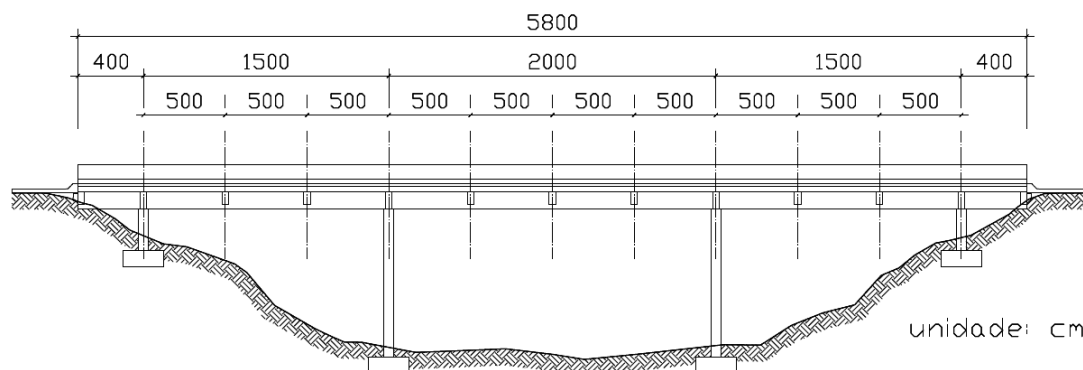


Figura 61: Esquema longitudinal, em vista, da estrutura da ponte do exemplo.

Foram adotadas, também, transversinas de apoio de 25 cm de largura e 125 cm de altura, e transversinas intermediárias de 25 cm de largura e 80 cm de altura.

Não há necessidade de alteração das dimensões da seção longitudinal para o estudo em questão e, portanto, elas foram adotadas para todos os casos e modelos computacionais com a utilização do software SAP-2000 – versão 14.

Os materiais empregados também são compatíveis com a norma vigente à época de construção da ponte original, a NB1-1960 – Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado, com concreto estrutural com resistência característica de 220 kgf/cm² (21,575 MPa) e aço do tipo 5.000 kgf/cm² (490,332 MPa) para barras com mossas ou saliências, conforme será demonstrado posteriormente.

Ante o exposto, as análises estruturais e comparativas foram realizadas para três casos com base nas normas técnicas e através da utilização de modelos computacionais, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1: Estudos de caso.

	Tipo de Análise	Normas Técnicas	Largura da Seção Transversal
CASO 1	Dimensionamento da ponte original. (situação à época)	NB-1/1960 NB-2/1961 NB-6/1960 EB-3/1967	10,00 metros
CASO 2	Verificação da ponte original para as normas atuais. (situação atual)	NBR-6118/2014 NBR-7187/2003 NBR-7188/2013 NBR-7480/2007	10,00 metros
CASO 3	Verificação da ponte de seção alargada e para as normas atuais. (situação futura)	NBR-6118/2013 NBR-7187/2003 NBR-7188/2013 NBR-7480/2007	12,80 metros

As normas técnicas supracitadas são:

- NB-1/1960 – Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado;
- NB-2/1961 – Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado;
- NB-6/1960 – Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias;
- EB-3/1967 – Condições de Emprego das Barras de Aço Destinadas a Armadura de Peças de Concreto Armado;

- NBR-6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento;
- NBR-7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – Procedimento;
- NBR-7188/2013 – Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e Outras Estruturas.
- NBR-7480/2007 – Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado – Especificação.

A partir dos resultados do CASO 3, foram utilizadas as técnicas e fundamentos de reforço estrutural por compósito de fibra de carbono e protensão externa, abordadas neste trabalho, para demonstrar as suas aplicações. Não foi abordado o reforço por colagem de chapa de aço, por apresentar conceitos semelhantes ao reforço por compósitos de fibra de carbono, e nem o reforço por encamisamento da viga, pois trata-se da técnica mais utilizada atualmente, portanto, de domínio pelos projetistas estruturais.

Os reforços foram estudados na superestrutura da ponte, em específico nas longarinas e na laje do tabuleiro. Ressalta-se que, em um projeto completo, devem ser verificados os outros elementos que constituem a estrutura, como infraestrutura e mesoestrutura, além de outros componentes do tabuleiro.

Tal desconsideração não prejudica o objetivo e o resultado do presente trabalho, já que o tipo de reforço utilizado nos elementos do tabuleiro têm pouca influência sobre as cargas resultantes nos pilares e fundações, e as soluções de reforço possíveis de serem adotadas para a infra e mesoestrutura são independentes do reforço da superestrutura.

6.2 CASO 1 - PROJETO DA PONTE ORIGINAL E A NORMA ANTIGA

6.2.1 PREMISSAS DO PROJETO

Conforme já exposto, as estruturas de Obras de Arte Especiais construídas entre 1960 e 1975, foram dimensionadas baseadas nas normas NB-1/1960 e NB-2/1960, com veículo tipo de carga de 360 kN e carga de multidão de 5,00 kN/m² e de 3,00 kN/m². Neste primeiro modelo, denominado CASO 1, foram utilizadas as características geométricas de seção transversal original representadas na Figura 62.

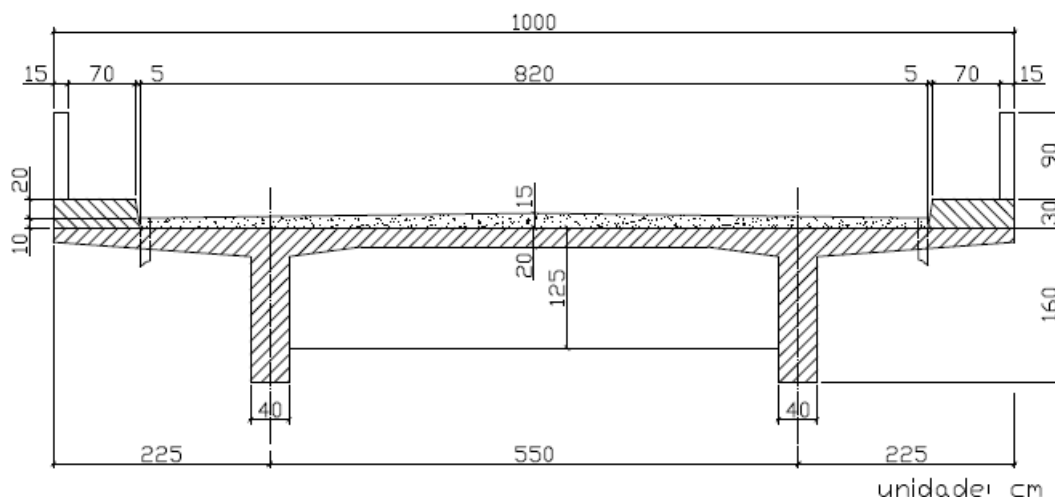


Figura 62: CASO 1 - Seção transversal do tabuleiro da ponte, com características do período de construção entre 1960 e 1975.

Nota-se que, tanto as normas técnicas, quanto a geometria, não atendem os padrões atuais, sendo necessárias medidas de adaptação da seção transversal do tabuleiro para adequação à demanda de tráfego atual e o reforço estrutural de seus elementos, para aumento da capacidade de carga.

6.2.2 MODELO COMPUTACIONAL

O primeiro modelo de análise computacional do presente trabalho consiste na representação da ponte original para se obter os esforços solicitantes, verificar a estrutura com o carregamento atuante e determinar, de forma aproximada, as taxas de armaduras passivas que compõem a estrutura original.

Neste modelo foram utilizados dois elementos do tipo “frame”, cuja seção transversal representa metade da seção dos elementos estruturais do tabuleiro, como as lajes e vigas longarinas representadas na seção transversal da Figura 62.

A ligação destes elementos foi realizada através de elementos do tipo “shell-thick”, de 22,5 cm de espessura média.

6.2.3 ELEMENTOS DO MODELO

A seção transversal foi representada por duas vigas iguais, de seção do tipo “T”, compreendendo todo o tabuleiro. Optou-se por este tipo de modelagem para facilitar a análise do comportamento, dimensionamento e futuro reforço das longarinas.

A Figura 63 ilustra a seção transversal e a localização do centro geométrico da viga do tipo “T” posicionada à esquerda do eixo do tabuleiro.

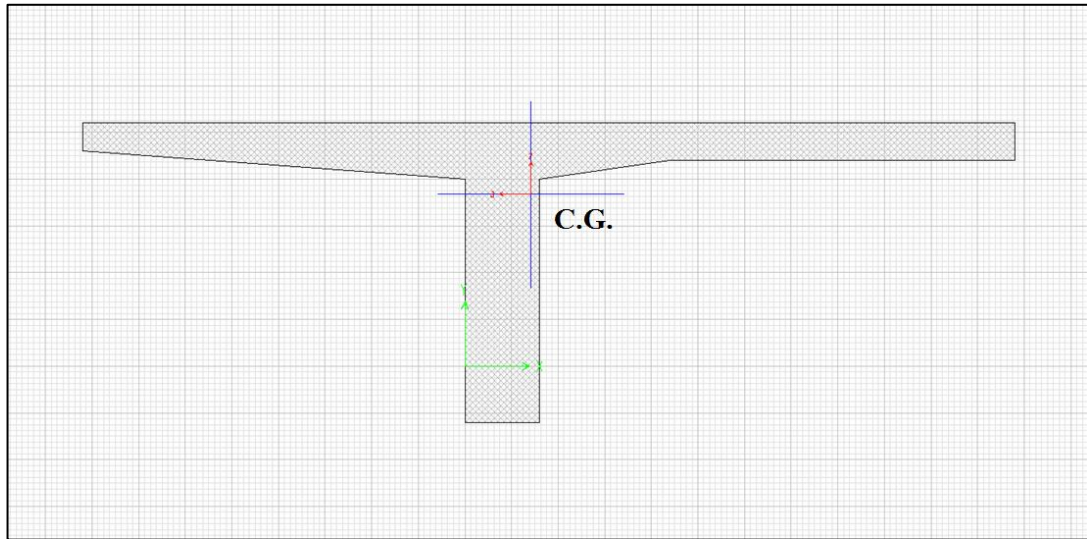


Figura 63: CASO 1 - Seção transversal da viga esquerda, equivalente à metade da seção transversal do tabuleiro. (SAP-2000)

Do mesmo modo, mas de forma simétrica, foi modelada a outra metade da seção transversal do tabuleiro, também composta por uma viga do tipo “T” posicionada à direita do eixo do tabuleiro. Esta seção transversal é ilustrada na Figura 64, a seguir, contendo a localização do centro geométrico da peça.

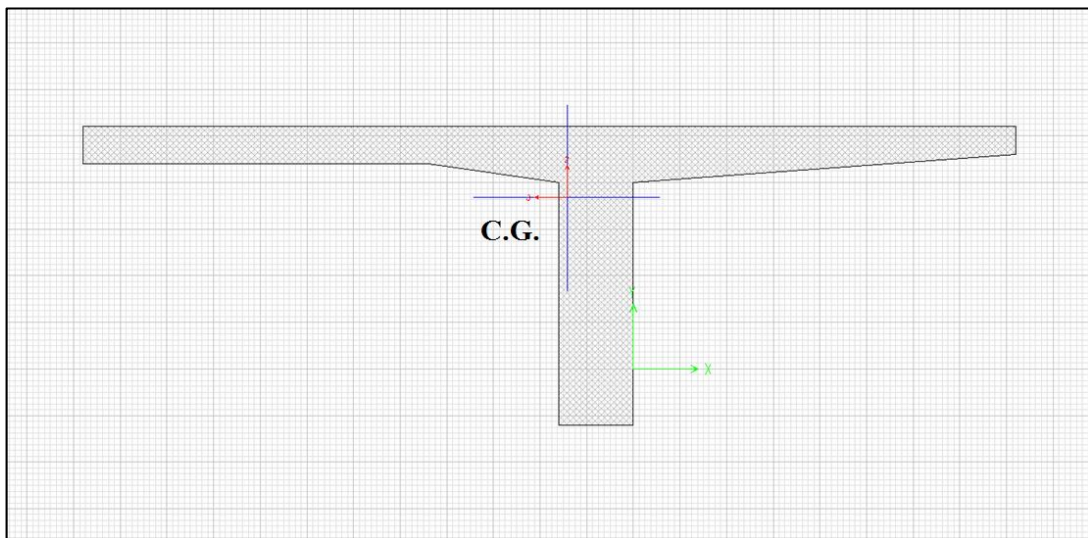


Figura 64: CASO 1 - Seção transversal da viga direita equivalente à metade da seção transversal do tabuleiro. (SAP-2000)

No projeto original, a distância entre eixos das duas vigas longarinas é de 5,50 m, conforme apresentado na Figura 62. No entanto, para a modelagem computacional da seção transversal do tabuleiro, composta por dois elementos do tipo “frame” paralelos, foi considerada a distância entre os centros de gravidade destes elementos, conforme ilustrado nas Figuras 63 e 64 e resultando na representação da Figura 65.

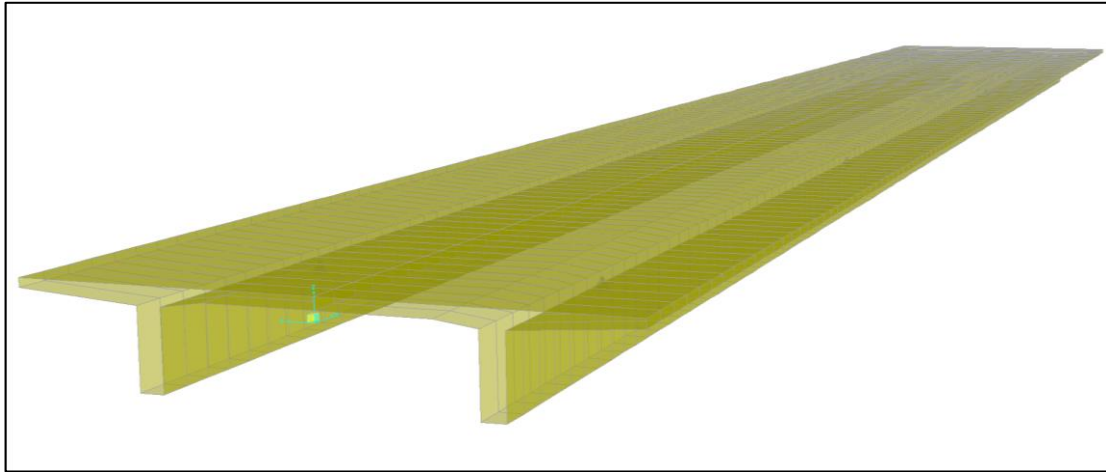


Figura 65: CASO 1 - Visualização da seção transversal do tabuleiro composta pelos modelos de duas vigas longitudinais iguais e simétricas. (SAP-2000)

No entanto, estes dois elementos não possuem ligações entre si, necessitando de um recurso computacional que os faça trabalhar de modo conjunto quando da atuação dos futuros carregamentos aos quais o tabuleiro será submetido.

Foi realizada, então, a modelagem de uma “laje fictícia”, com as mesmas dimensões em planta da laje do tabuleiro e espessura média de 22,5 cm, constituída por uma malha elementos do tipo “shell-thick” e que unem os nós dos centros de gravidade dos elementos do tipo “frame”, conforme a representação gráfica da Figura 66.

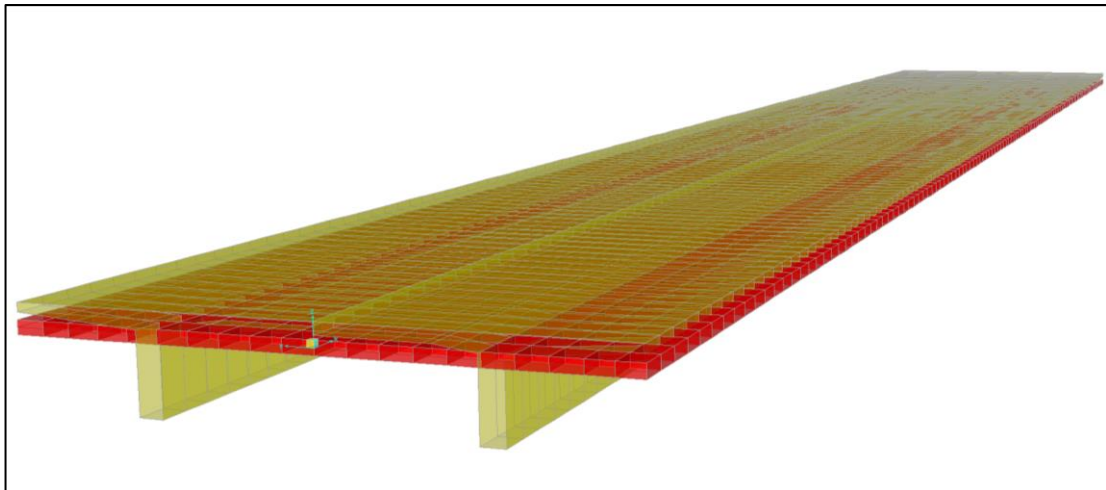


Figura 66: CASO 1 - Visualização da seção transversal do tabuleiro com adição de elementos de laje para unificação das vigas longitudinais. (SAP-2000)

A aplicação dos carregamentos será realizado sobre a malha de elementos do tipo “shell-thick”, porém, com a alteração de algumas de suas propriedades, dentre elas o peso próprio e as rigidezes longitudinal e transversal. Dessa forma, evita-se a ocorrência da duplicidade destes efeitos, uma vez que os elementos do tipo “frame” já consideram

toda seção transversal do tabuleiro, inclusive as lajes, e conseqüentemente as suas rigidezes e peso próprio.

Nas regiões dos apoios se concentram os maiores valores de esforço cortante nas vigas longarinas do tabuleiro, sendo usual adotar o alargamento das seções transversais destes elementos nestas regiões, conforme exemplificado pela Figura 67.

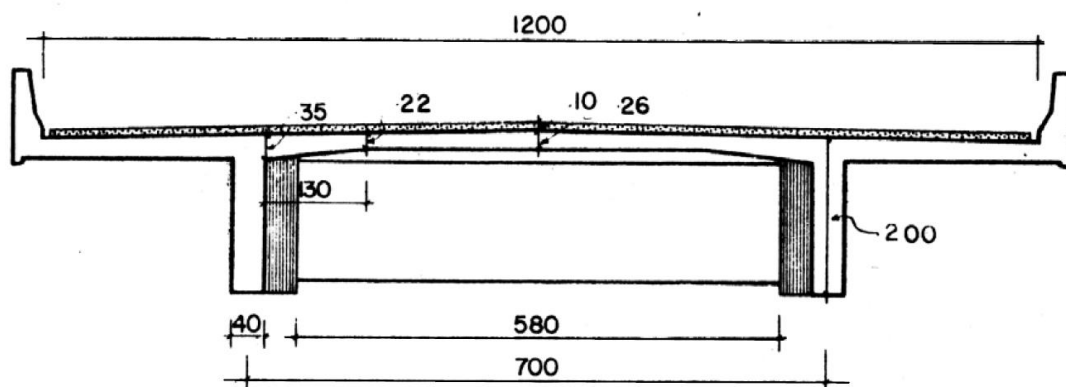


Figura 67: Exemplo de ponte seção transversal com alargamento das longarinas nas regiões dos apoios. (NETO, A. C. A., 1977)

Geralmente, este alargamento possui dimensão de até a mesma largura da alma da viga no centro do vão, fazendo com que, nas regiões dos apoios, a alma da viga possua até o dobro da largura, conforme esquema da Figura 68.

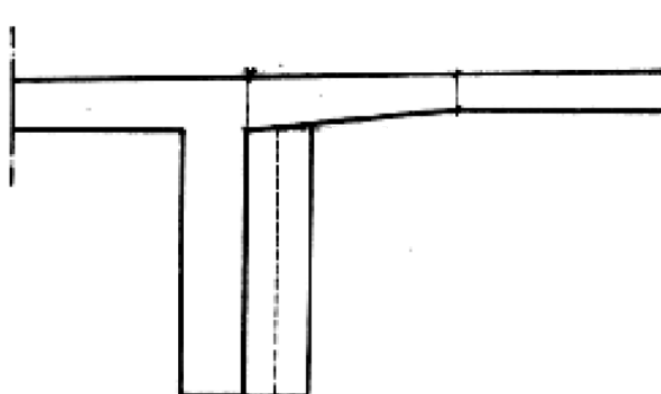


Figura 68: Representação em corte do alargamento da longarina nas regiões dos apoios (NETO, A. C. A., 1977).

Esta modificação de geometria aumenta a rigidez estrutural nas regiões dos apoios. Assim, para efeitos de modelagem computacional, optou-se, de maneira simplificada, pela alteração dos parâmetros de rigidezes dos elementos do tipo “frame” das vigas longarinas próximos à região dos apoios, tornando-os com parâmetros equivalentes da estrutura com um alargamento de 20 cm.

Ainda quanto a modelagem computacional, optou-se, também, pela utilização de apoios do tipo de segundo gênero, representando o comportamentos das articulações de apoio de concreto comuns à época da ponte original, ilustrados nas Figuras 69 a 72.

Na Figura 69 são exemplificados os aparelhos de apoio dos tipos de articulação por contato (a), articulação Freyssinet (b), articulação Mesnager (c) e articulação com placas de chumbo (d).

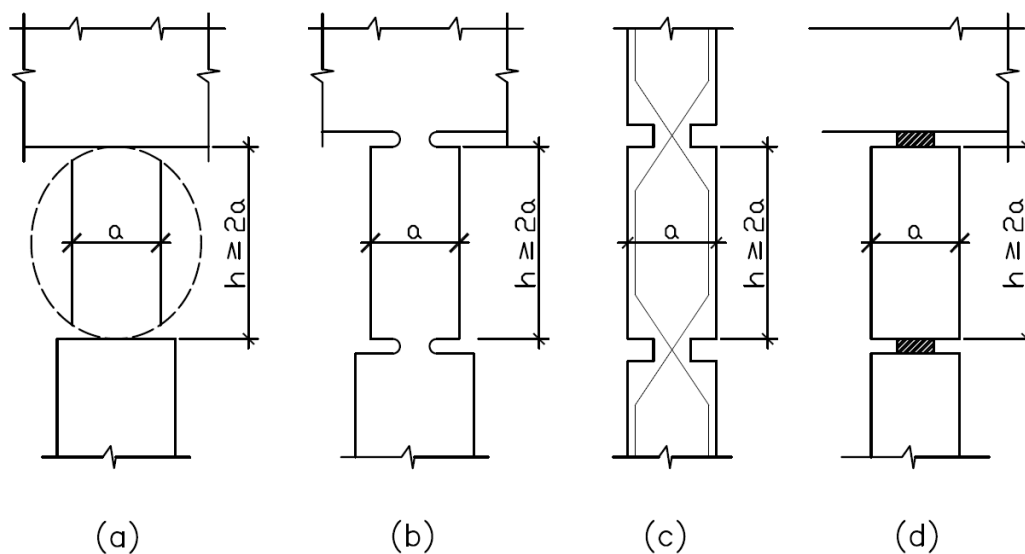


Figura 69: Tipos de aparelhos de apoio de articulação de concreto.
(MACHADO, R. N.; SARTORI, A. L., 2010)

Devido à grande concentração de tensão, estes aparelhos de apoio necessitam de armadura de fretagem para evitar o fendilhamento do concreto, conforme esquema ilustrado na Figura 70.

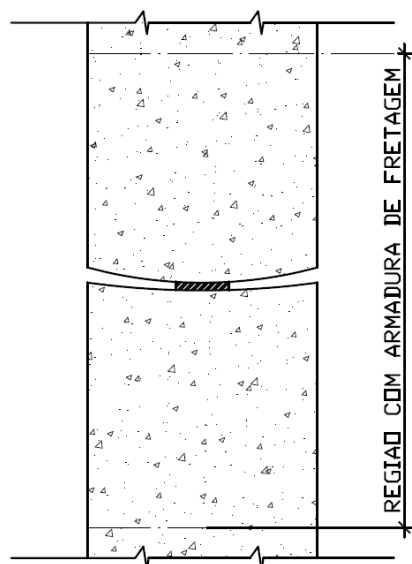


Figura 70: Articulação de contato. (MACHADO, R. N.; SARTORI, A. L., 2010)

A Figura 71 demonstra um exemplo típico da disposição das armaduras que compõem os sistemas de aparelhos de apoio de concreto, como no caso da articulação do tipo Mesnager.

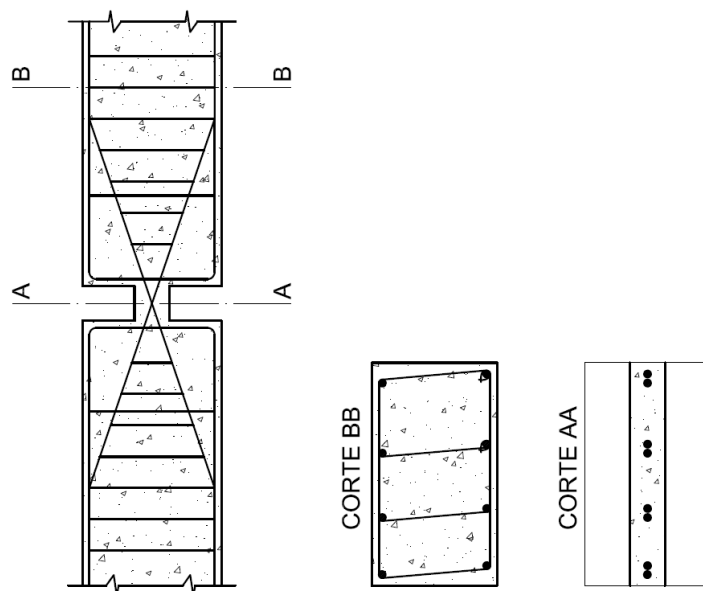


Figura 71: Articulação tipo Mesnager. (MACHADO, R. N.; SARTORI, A. L., 2010)

Na Figura 72 é ilustrado o detalhe de aparelho de apoio do tipo Freyssinet, com uma seção estrangulada situada entre a viga do tabuleiro e o topo do pilar.

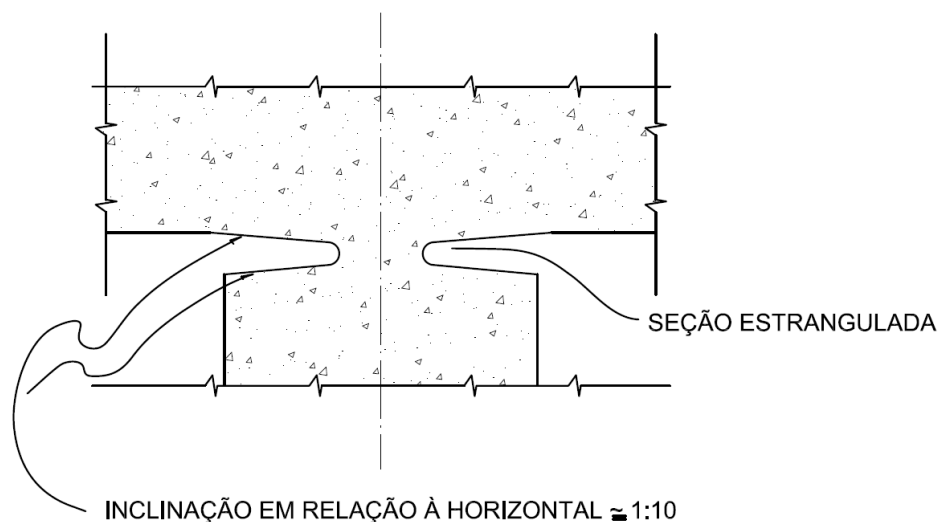


Figura 72: Articulação tipo Freyssinet. (MACHADO, R. N.; SARTORI, A. L., 2010)

Além das condições de apoio, foram inseridas as transversinas de apoio, com dimensões de 25cm x 125cm, e as transversinas intermediárias, com dimensões de 25cm x 80cm, representadas na Figura 73.

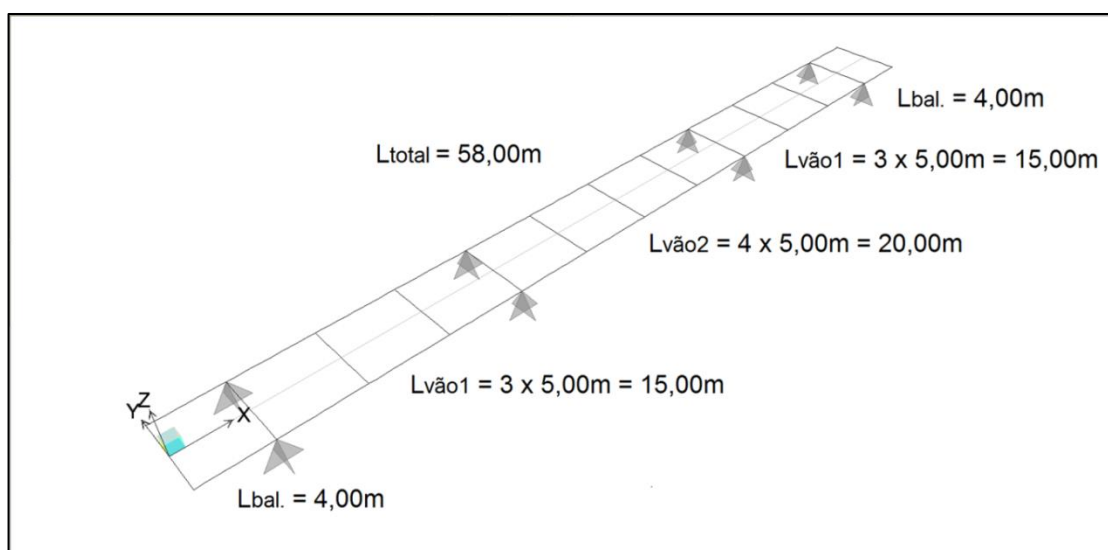


Figura 73: CASO 1 - Comprimentos dos vãos e dos balanços, e posicionamento dos apoios e transversinas intermediárias e de apoio. (SAP-2000)

6.2.4 CARREGAMENTOS APLICADOS

Os carregamentos do modelo referem-se às cargas permanentes de peso próprio do tabuleiro, dos passeios e da pavimentação, e às cargas móveis do trem-tipo TB-360. As Figuras 74 e 75 mostram as regiões dos carregamentos de sobrecargas permanentes.

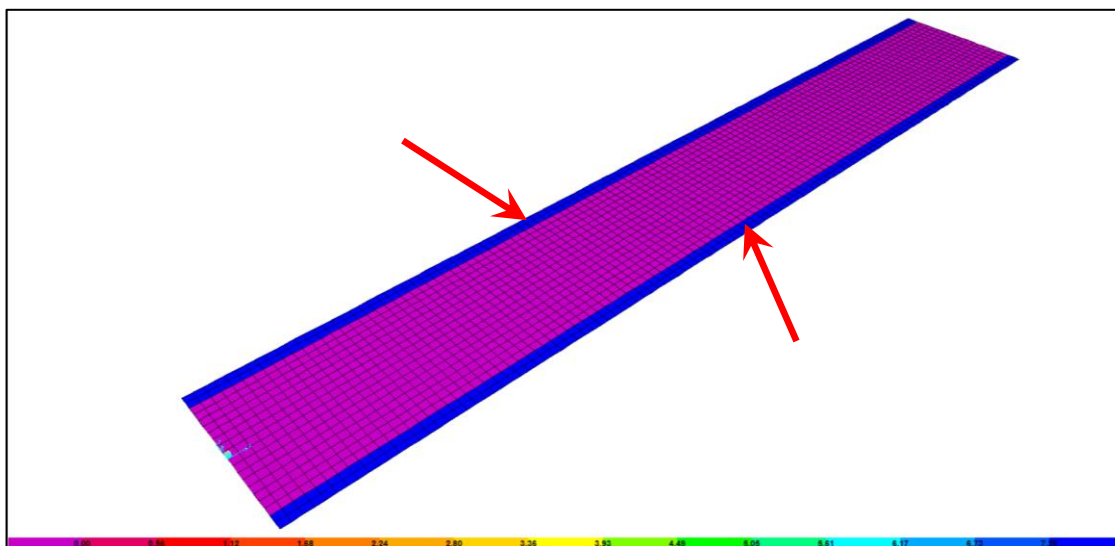


Figura 74: CASO 1 - Carga dos passeios, de 7,29 kN/m² (laterais). (SAP-2000)

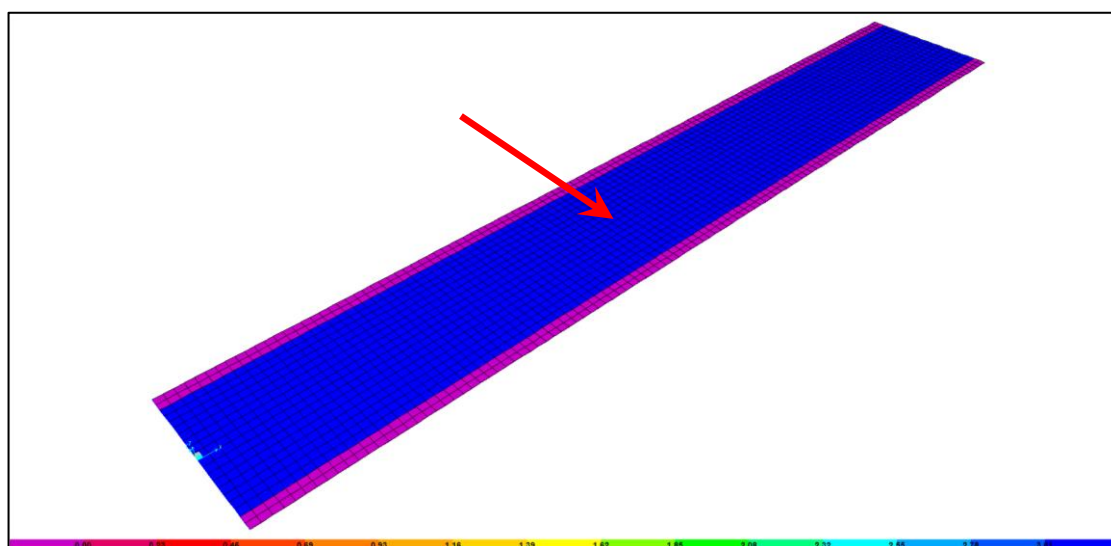


Figura 75: CASO 1 - Carga de pavimentação, de 3,01 kN/m² (central). (SAP-2000)

O trem tipo TB-360 apresenta o carregamentos de 5,00 kN/m² nas projeções dianteira e traseira do veículo, e de 3,00 kN/m² nas demais regiões da pista (exceto na área de projeção horizontal do veículo) e dos passeios.

No entanto, para efeito equivalente de modelagem computacional, aplicou-se um trem-tipo simplificado com carregamentos de multidão no valor de 3,00 kN/m² nas projeções dianteira e traseira do veículo, e um outro trem-tipo com as cargas de multidão no valor de 2,00 kN/m² sobre toda a pista (inclusive na área de projeção horizontal do veículo) e passeios.

Por isto, as cargas concentradas, remetendo aos eixos do veículo, foram reduzidas para 102 kN por eixo, devido ao desconto proveniente da carga distribuída de 3,00 kN/m² existente na área de projeção do veículo (18,00 m²), da seguinte forma:

$$P = \left(\frac{Q - (q * A)}{3} \right) = 102 \text{ kN/m}^2 \quad (6.1)$$

onde:

P : carga por eixo do veículo do trem-tipo TB-360 simplificado;

Q : carga total do veículo do trem-tipo TB-360;

q : carga distribuída de 3,00 kN/m² na área de projeção do veículo;

A : área de projeção do veículo.

Todos os valores de carregamentos referentes ao trem-tipo TB-360 simplificado, quando somados, equivalem ao carregamento do trem-tipo TB-360 da NB-6/1960.

Ressalta-se que as cargas móveis ainda foram subdivididas em dois casos de carregamento – sobre os vãos e sobre os balanços – em virtude da aplicação de coeficientes de impacto de valores distintos que serão apresentados posteriormente.

As Figuras 76 e 77 mostram as configurações do trem-tipo adotadas no modelo computacional cujas características do veículo tipo são de 6,00 m de comprimento e 3,00 m de largura, com carga de 102 kN por eixo e com distância de 1,50 m entre eixos.

General Vehicle Data

Vehicle name: TB-360 (NB6-1960) (veiculo) Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports

Interior Vertical Support Forces

All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.5

Lane Interior Edge: 0.

Length Effects

Axle: None Modify/Show...

Uniform: None Modify/Show...

Load Plan

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		2.	Fixed Width	3.	0.	One Point	
Leading Load	Infinite		2.	Fixed Width	3.	0.	One Point	
Fixed Length	1.5		0.	Fixed Width	3.	102.	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		0.	Fixed Width	3.	102.	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		0.	Fixed Width	3.	102.	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		0.	Fixed Width	3.	0.	Two Points	2.
Trailing Load	Infinite		2.	Fixed Width	3.			

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figura 76: CASO 1 - Cargas do veículo e parcela da carga de multidão do trem-tipo TB-360 simplificado. (SAP-2000)

General Vehicle Data

Vehicle name: TB-360 (NB6-1960) (multidao) Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.
Lane Interior Edge: 0.

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Trailing Load	Infinite		3.	Lane Width				
Trailing Load	Infinite		3.	Lane Width				

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figura 77: CASO 1 – Parcela da carga de multidão do trem-tipo TB-360 simplificado. (SAP-2000)

Thomaz (2014) concluiu que, no que se refere ao coeficiente de impacto, as normas NB-2/1961 e a NBR-7187/2003 são iguais e utilizam-se da mesma equação.

Ademais, como a razão entre os comprimentos do vão central e dos vãos intermediários é superior a 70%, foi possível adotar um valor único de comprimento igual à média aritmética entre eles para determinação do coeficiente de impacto. Os valores obtidos foram de 1,283 para os vãos e 1,344 para os balanços, com base nas equações a seguir:

$$\varphi_v = 1,4 - (0,007 \cdot L_v) \geq 1, \text{ para os vãos.} \quad (6.2)$$

$$\varphi_b = 1,4 - (2 \cdot 0,007 \cdot L_b) \geq 1, \text{ para os balanços.} \quad (6.3)$$

onde:

L_v : comprimento médio dos vãos;

L_b : comprimento do balanço.

6.2.5 CARREGAMENTOS NÃO CONSIDERADOS

Os efeitos de retração não foram considerados no presente modelo devido à sua pouca relevância em relação ao objetivo proposto neste trabalho. Além disso, podem admitir-se cuidados especiais em relação aos efeitos da retração durante os procedimentos de cura do concreto, visando impedir que a água evapore e o que cimento não seja corretamente hidratado, tendo em vista a composição química e a quantidade do cimento, a quantidade de água de amassamento, a umidade e a temperatura ambiente.

Uma solução muito empregada e eficiente em vigas e outros elementos é a utilização da armadura lateral, composta por barras finas colocadas próximas às superfícies das peças.

Os efeitos de fluência também não foram considerados tendo em vista a sua maior importância para casos de peças protendidas.

Já os efeitos de carregamentos horizontais, como frenagem, vento, variação de temperatura e empuxo de terra são de maior relevância para o dimensionamento da mesoestrutura e infraestrutura, que não são abordados neste trabalho.

Ademais, não foram encontradas, na literatura, referências de consideração dos efeitos de retração, deformação lenta, variação de temperatura, vento e frenagem das cargas móveis quando do dimensionamento da superestrutura das pontes antigas, datadas desta época.

6.2.6 PREMISSAS DE CÁLCULO

Com a elaboração do modelo computacional e aplicação dos carregamentos procederam-se às verificações de cálculo.

A NB1-1960 cita que as obras de concreto armado podem ser dimensionadas à flexão simples nos estádios II e III, conforme trecho normativo da Figura 78, além de instruir quanto às ponderações a serem realizadas para cada caso.

25. O cálculo das peças de concreto armado submetidas a esforços de flexão simples ou composta, salvo o disposto no item 22, será feito em função da carga de ruptura (estádio III), com os coeficientes de segurança estabelecidos no item 95, permitindo-se também o cálculo no estádio II, com as tensões admissíveis estabelecidas no item 96. No caso de flexão composta a peça deve ser capaz de resistir à força normal atuando axial e isoladamente (item 23).

Figura 78: CASO 1 – Item 25 – Dimensionamento nos estádios II e III. (NB-1/1960)

Optou-se pelo dimensionamento da estrutura no estágio II, muito comum em obras realizadas à época, como o exemplo da ponte original (CASO 1).

Nas Figuras 79 a 81 são reproduzidos os demais trechos normativos referenciados ao dimensionamento no estágio II descrito na NB-1/1960.

O cálculo no estágio II será feito supondo-se:

- g) que seja nula a resistência a tração do concreto;
- h) que as deformações de um elemento da peça sejam proporcionais à sua distância à linha neutra;
- i) que o aço tenha módulo de elasticidade constante;
- j) que o módulo de elasticidade do concreto seja também constante e quinze vezes menor que o do aço.

Figura 79: CASO 1 – Item 25 – Considerações para o dimensionamento no estágio II. (NB-1/1960)

89. A tensão σ_R na qual se baseia o cálculo das peças em função da carga de ruptura (estágio III) ou a fixação das tensões admissíveis, será igual à tensão mínima de ruptura do concreto a compressão, com 28 dias de idade, determinada em corpos de prova cilíndricos normais.

Considera-se, para os fins desta Norma, como tensão mínima de ruptura do concreto a compressão, a definida pelas fórmulas seguintes:

— quando houver sido determinado o coeficiente de variação da resistência do concreto, com pelo menos 32 corpos de prova da obra considerada ou de outra obra do mesmo construtor e de igual padrão de qualidade (item 92):

$$\sigma_R = (1 - 1,65 v) \sigma_{c28}, \text{ mas não maior que } 0,8 \sigma_{c28};$$

Figura 80: CASO 1 – Item 89 – Resistência do concreto. (NB-1/1960)

96. As tensões admissíveis para as peças solicitadas a flexão simples ou composta, quando calculadas no estágio II (item 25) serão as seguintes, devendo-se previamente multiplicar por 1,2 todas as cargas acidentais que não sejam as definidas na NB-5:

a) no concreto (tensão na borda da seção transversal, respeitado o disposto no final do primeiro parágrafo do item 25):

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_R}{2} \leq 110 \text{ kg/cm}^2$$

b) no aço (tensões de tração, inclusive para o cálculo das armaduras destinadas a resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante e da torção — itens 29 e 30):

aço 37-CA:	$\bar{\sigma}_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2$
aço 50-CA:	$\bar{\sigma}_f = 1.800 \text{ kg/cm}^2$
aço CA-T 40:	$\bar{\sigma}_f = 2.400 \text{ kg/cm}^2$
aço CA-T 50:	$\bar{\sigma}_f = 3.000 \text{ kg/cm}^2$

Figura 81: CASO 1 – Item 96 – Tensões admissíveis para dimensionamento no estágio II. (NB-1/1960)

A primeira etapa do dimensionamento consiste na verificação estrutural das vigas longitudinais e na estimativa das suas armaduras de projeto.

Segundo THOMAZ (2010), a NBR-6118/2014 e a NB-1/1960 apresenta pequenas diferenças no que se refere ao dimensionamento, mas os conceitos básicos não mudaram, sendo necessários apenas pequenos ajustes.

As verificações de uma viga longitudinal podem considerar a mesa colaborante para vigas de seção “T”, conforme as transcrições da NB-1/1960, apresentadas na Figura 82. Desse modo, para a determinação da armadura positiva das vigas longitudinais, o valor considerado para a mesa colaborante, seguindo as recomendações da NBR-6118:2014, é de 2,50 m.

A parte da laje que se pode considerar como elemento da viga, medida para cada lado a partir do eixo da nervura, não deve ultrapassar

$$\frac{b_o}{2} + \frac{c'}{2 \sqrt{1 + 25 (c'/a)^2}}$$

A distância a pode ser considerada:
para vigas simplesmente apoiadas

$$a = l$$

para vigas contínuas

$$\text{vãos externos } a = \frac{3}{4} l \quad \text{vãos internos } a = \frac{3}{5} l$$

para vigas em balanço

$$a = \frac{l}{2}$$

Nas vigas de seção T isoladas a largura da mesa a ser considerada no cálculo, medida para cada lado do eixo da nervura, não deve ultrapassar

$$\frac{b_o}{2} + 0,10 a$$

nem ser superior a

$$\frac{b_o}{2} + 6 d$$

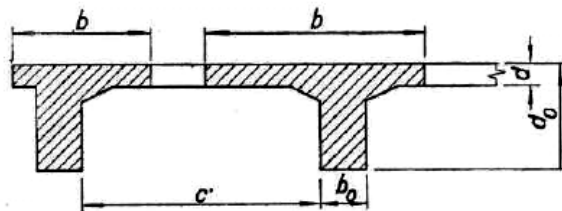


Figura 82: CASO 1 – Item 19 – Laje colaborante para vigas de seção T. (NB-1/1960)

A combinação dos carregamentos utilizada para determinação dos esforços solicitantes nas vigas longitudinais da ponte original foi composta pela envoltória dos casos de carregamento e seus respectivos coeficientes de ponderação apresentados na Tabela 2.

Na elaboração do modelo computacional, os coeficientes de impacto foram aplicados nas combinações dos carregamentos, para as cargas de multidão.

Para efeitos de modelagem computacional, os coeficientes de impacto de 1,283 e 1,344, calculados respectivamente para o meio do vão e para o balanço, já foram inseridos durante a definição da classe do trem-tipo, não devendo ser inseridos

novamente quando da montagem das combinações de carregamentos apresentada na Tabela 2. Isto é demonstrado nos exemplos das Figuras 83 e 84.

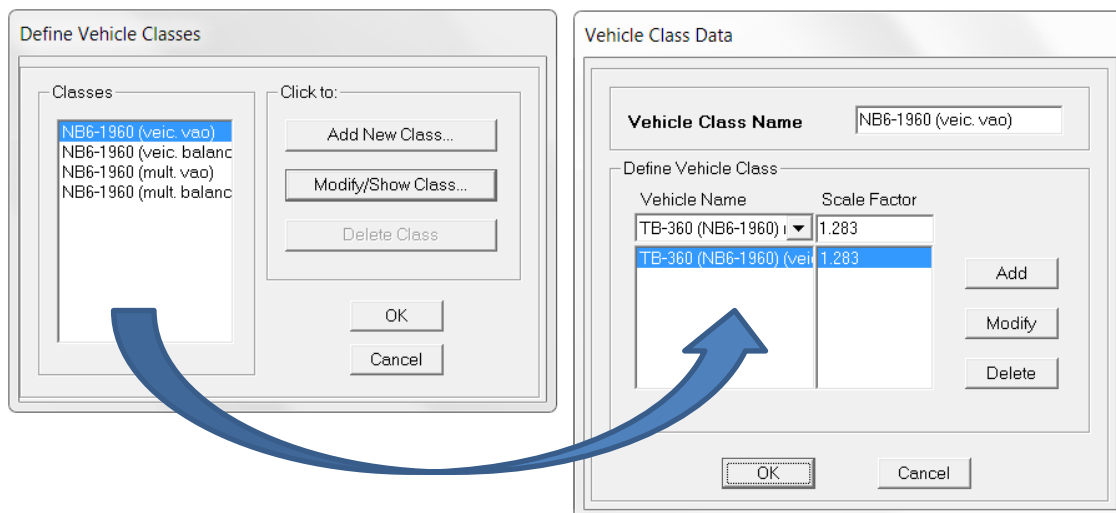


Figura 83: CASO 1 – Aplicação de coeficiente de impacto para o trem-tipo nos vãos. (SAP-2000)

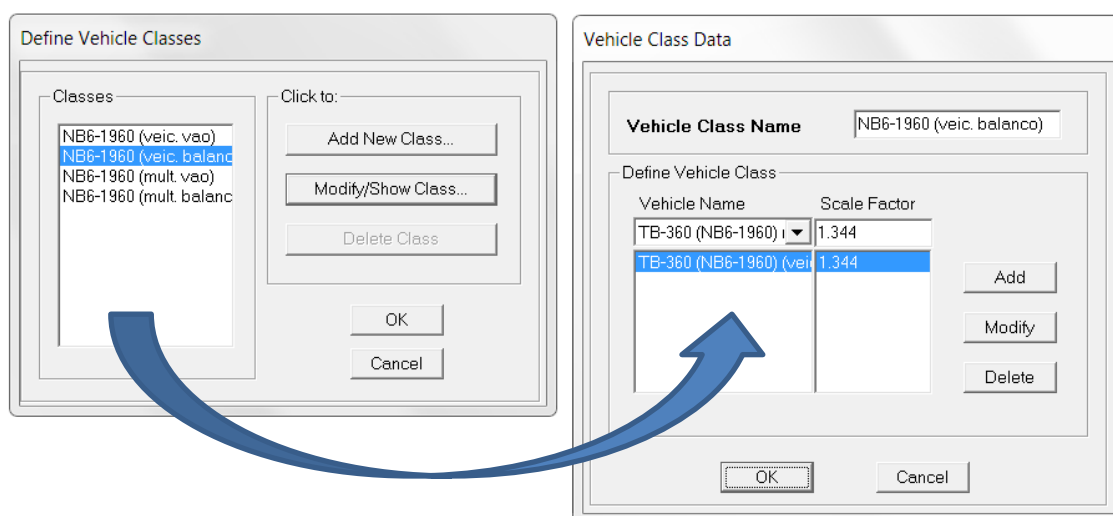


Figura 84: CASO 1 – Aplicação de coeficiente de impacto para o trem-tipo nos balanços. (SAP-2000)

Seguindo a NB-1/1960, optou-se pelo dimensionamento no estágio II, utilizando-se as tensões admissíveis transcritas na Figura 81, com aplicação do coeficiente de segurança de majoração de 1,20 para as cargas acidentais, apresentado na Tabela 2.

Diferentemente do veículo, as cargas de multidão podem atuar nos vãos e nos balanços simultaneamente. Dessa forma, para fins de modelagem computacional, foram criadas as combinações intermediárias de cálculo 3a e 3b, utilizadas para a o cálculo da combinação 3 correspondente à carga de multidão do trem-tipo.

Tabela 2: CASO 1 - Tipos de combinação para dimensionamento das armaduras passivas das vigas longitudinais e das lajes.

Nº	Tipos de Carregamentos	Valor	Coefficiente de Ponderação	Tipo
01	Peso Próprio	25,00 kN/m ³	1,00	Permanente (somatório)
	Passeio	7,29 kN/m ²	1,00	
	Pavimento	3,01 kN/m ²	1,00	
02	Veículo do TB-360 (sobre o vão)	3 * 102 kN = 306 kN e 2 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	Veículo (envoltória)
	Veículo do TB-360 (sobre o balanço)	3 * 102 kN = 306 kN e 2 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	
03a	Multidão do TB-360 (sobre o vão)	3,00 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	Multidão vão e balanço (somatório)
	Multidão do TB-360 (sobre o balanço)	3,00 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	
03b	Multidão do TB-360 (sobre o vão)	3,00 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	Multidão vão e balanço (envoltória)
	Multidão do TB-360 (sobre o balanço)	3,00 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	
03	Combinação Nº 3a	-	1,00	Multidão (envoltória)
	Combinação Nº 3b	-	1,00	
04	Combinação Nº 2	-	1,20	Móvel (somatório)
	Combinação Nº 3	-	1,20	
05	Combinação Nº 1	-	1,00	Permanente e Móvel (somatório)
	Combinação Nº 4	-	1,00	
06	Combinação Nº 1	-	1,00	Final (envoltória)
	Combinação Nº 5	-	1,00	

6.2.7 PREMISSAS DAS VERIFICAÇÕES

São verificados os pontos críticos da estrutura, a partir dos esforços solicitantes obtidos do modelo computacional.

Posteriormente, tais valores são comparados com os resultados obtidos para os casos desta mesma ponte submetida aos carregamentos atuais, e em seguida, após o alargamento do tabuleiro, de forma a indicar as possíveis necessidades de reforço.

6.2.8 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS VIGAS LONGITUDINAIS

O dimensionamento à flexão das vigas longitudinais é feito nas seções mais solicitadas para os momentos positivos e negativos, indicadas na Figura 85.

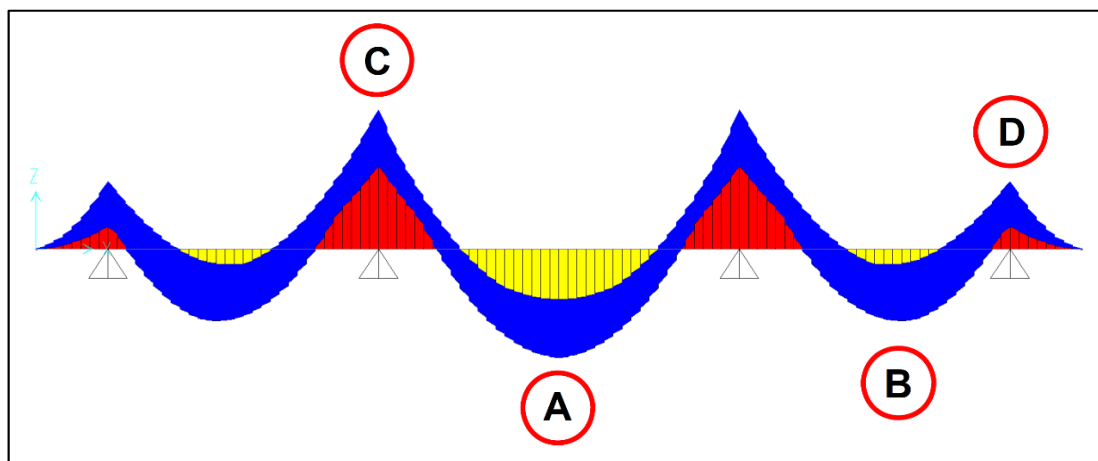


Figura 85: CASO 1 - Diagrama de momentos fletores em uma viga longitudinal referente a combinação nº 06. (SAP-2000)

A Tabela 3 mostra os valores das solicitações à flexão nas seções principais (sem majoração dos carregamentos) e a estimativa da correspondente área de aço da armadura de flexão para o momento positivo no vão central (trecho A), que será uma região de estudo para exemplo de aplicação do reforço estrutural.

Tabela 3: CASO 1 - Dimensionamento à flexão da viga longitudinal.

Seção	Região	Esforço	Armadura
A	Vão Central	M.positivo = 2555 kN*m	As = 56,25 cm ²
B	Vãos Intermediários	M.positivo = 1842 kN*m	Não calculada.
C	Apoios Centrais	M.negativo = 3000 kN*m	Não calculada.
D	Apoios Extremos	M.negativo = 1757 kN*m	Não calculada.

Não foi considerada a influência da fadiga no dimensionamento das armaduras, pois este conceito foi abordado pela primeira vez na EB-3/1967 – Barras de Aço para Concreto Armado, havendo, portanto, casos reais de pontes antigas dimensionadas sem esta consideração.

6.2.9 DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DAS VIGAS LONGITUDINAIS

O dimensionamento ao cisalhamento das vigas longitudinais é feito nas seções mais solicitadas, que compreendem as regiões sobre os apoios centrais e extremos, indicados na Figura 86.

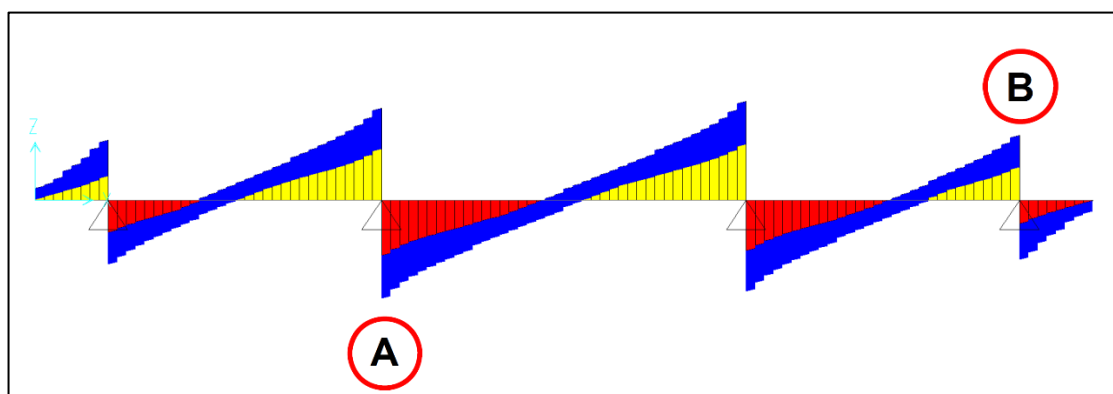


Figura 86: CASO 1 - Diagrama de esforços cortantes em uma viga longitudinal referente à combinação n° 06. (SAP-2000)

Na Tabela 4 encontram-se os valores dos esforços cortantes nas seções principais (sem majoração dos carregamentos) e a estimativa da correspondente área de aço da armadura de cisalhamento para o esforço cortante nos apoios centrais (trecho A), que será uma região de estudo para exemplo de aplicação do reforço estrutural.

Tabela 4: CASO 1 - Dimensionamento ao cisalhamento da viga longitudinal.

Seção	Região	Esforço	Armadura
A	Apoios Centrais	Q.máximo = 874 kN	$A_{sw} = 19,29 \text{ cm}^2/\text{m}$
B	Apoios Extremos	Q.máximo = 610kN	<i>Não calculada.</i>

Para dimensionamento das armaduras de cisalhamento foram utilizadas as premissas de cálculo descritas na NB-1/1960 e na bibliografia de LEONHARDT (1977), com base na análise da treliça clássica de Morsch.

6.2.10 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS LAJES

Para a identificação dos esforços da laje, este mesmo modelo computacional foi calculado, agora, com a consideração de peso próprio da laje de ligação nos elementos de placa que representam a laje consolidante, sendo descontado esse valor de carregamento das vigas longitudinais para que não fosse contabilizado em duplicidade.

Esta consideração não foi realizada para o dimensionamento das vigas longitudinais, uma vez que as seções transversais destas vigas já haviam sido modeladas contemplando as lajes do tabuleiro e, conseqüentemente, o seu peso próprio.

A apresentação dos esforços à flexão das lajes é feito nas seções mais solicitadas, em cada direção de atuação, sendo M_{11} correspondente à flexão longitudinal e M_{22} correspondente à flexão transversal.

As regiões de momento positivo e negativo longitudinal não serão utilizadas para fins de exemplo de aplicação do reforço estrutural, não sendo realizado, portanto, o dimensionamento das suas respectivas armaduras de flexão.

Para M_{11} apresentam-se a região entre vigas do vão central (trecho A) e os balanços laterais do vão central (trecho B) para o momento fletor positivo, e a região sobre as transversinas de apoio centrais (trecho C) para o momento fletor negativo, conforme indicado nas Figuras 87 e 88, respectivamente.

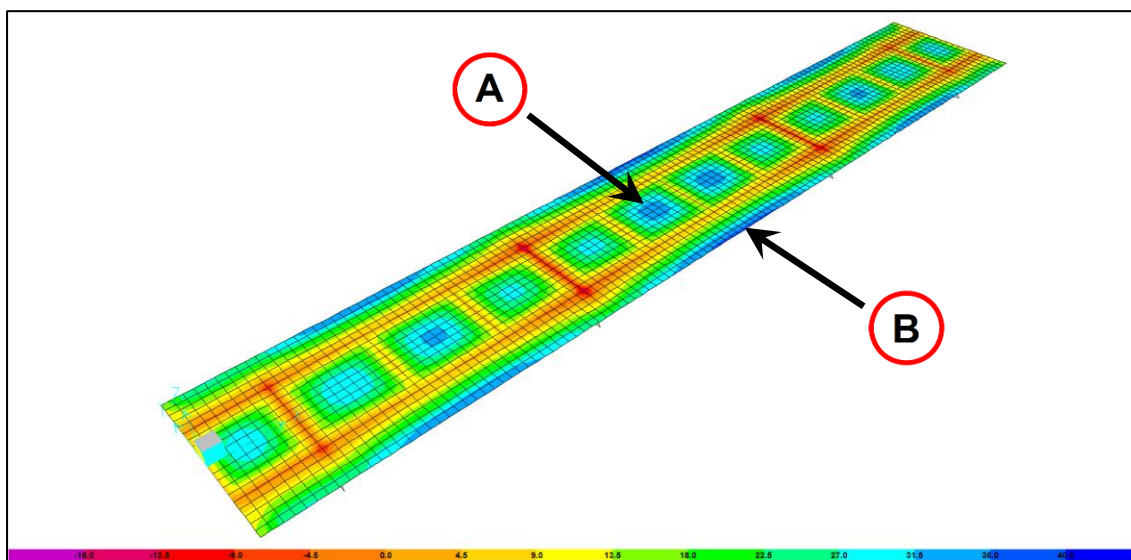


Figura 87: CASO 1 - Diagrama de momento fletor longitudinal (M_{11} positivo) das lajes do tabuleiro referente à combinação n° 06. (SAP-2000)

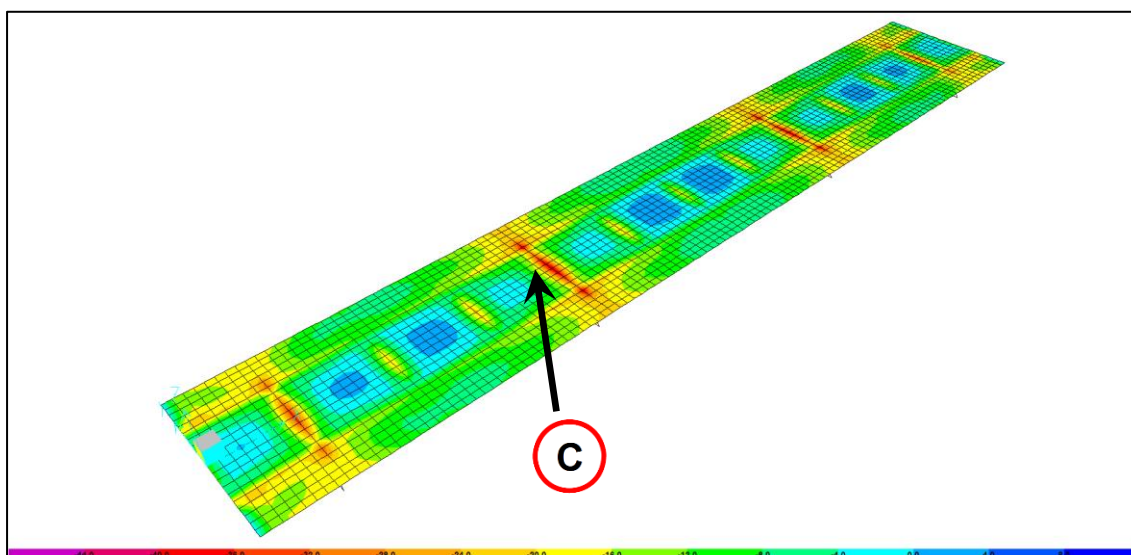


Figura 88: CASO 1 - Diagrama de momento fletor longitudinal (M_{11} negativo) das lajes do tabuleiro referente à combinação n° 06. (SAP-2000)

A Tabela 5 mostra os valores das solicitações à flexão longitudinal nas seções principais (sem majoração dos carregamentos).

Tabela 5: CASO 1 - Dimensionamento à flexão longitudinal das lajes.

Seção	Região	Esforço	Armadura
A	Centro do Vão Central	M.positivo = 34 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>
B	Balanços Laterais do Vão Central	M.positivo = 37 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>
C	Sobre Transversinas de Apoio Centrais	M.negativo = 42 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>

Para M_{22} apresentam-se os esforços solicitantes da região central e entre vigas do vão central (trecho A) para o momento fletor positivo. Quanto ao momento fletor negativo será analisada a região sobre as longarinas (trecho B), conforme indicado nas Figuras 89 e 90.

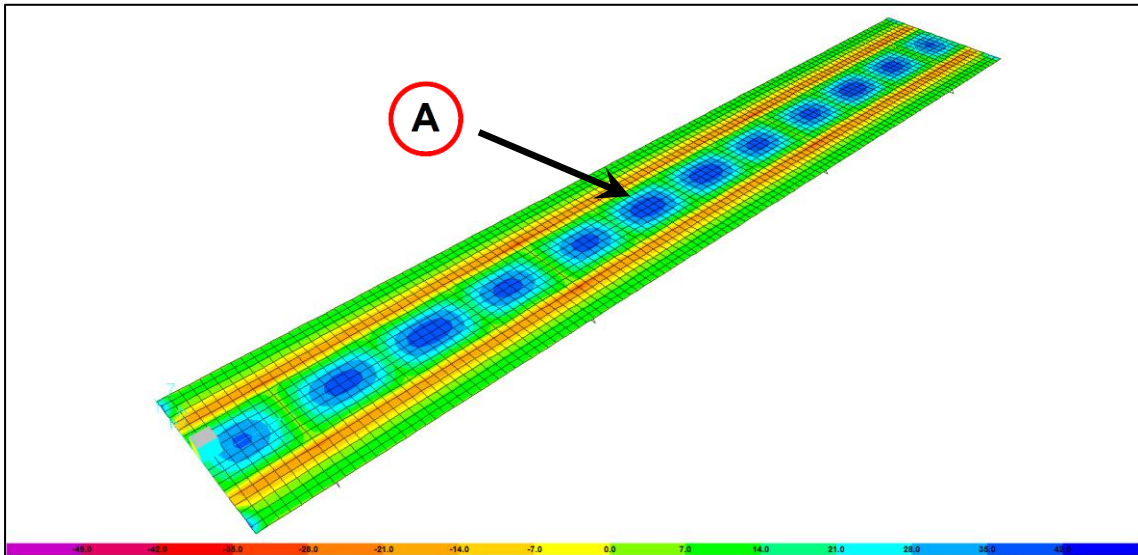


Figura 89: CASO 1 - Diagrama de momento fletor transversal (M_{22} positivo) das lajes do tabuleiro referente à combinação n° 06. (SAP-2000)

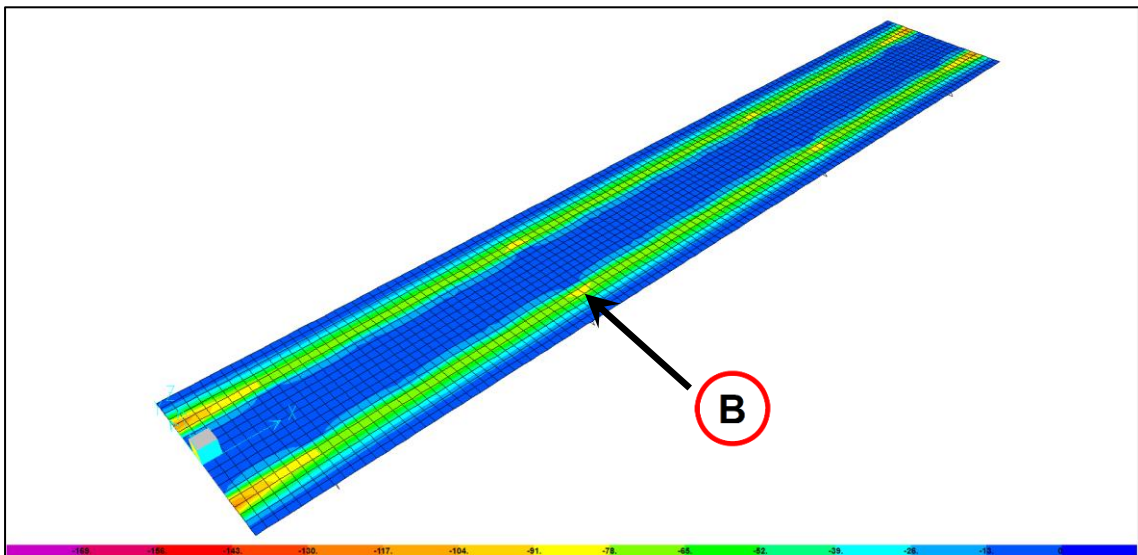


Figura 90: CASO 1 - Diagrama de momento fletor transversal (M_{22} negativo) das lajes do tabuleiro referente à combinação n° 06. (SAP-2000)

A Tabela 6 mostra os valores das solicitações à flexão nas regiões de cálculo e a estimativa da correspondente área de aço da armadura de cisalhamento para o momento fletor negativo sobre as longarinas (trecho B), que será uma região de estudo para exemplo de aplicação do reforço estrutural.

Tabela 6: CASO 1 - Dimensionamento à flexão transversal das lajes.

Seção	Região	Esforço	Armadura
A	Centro do Vão Central	M.positivo = 42 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>
B	Sobre Longarinas	M.negativo = 87 kN*m/m	As = 20,09 cm ² /m

6.3 CASO 2 - PROJETO DA PONTE ORIGINAL E A NORMA ATUAL

6.3.1 PREMISSAS DO PROJETO

Nesta etapa, o mesmo modelo anterior é submetido à aplicação das cargas móveis vigentes, conforme prescrição da NBR-7188:2013. É usado o TB-450, cuja carga de multidão de 5,0 kN/m².

6.3.2 MODELO COMPUTACIONAL

Este segundo modelo de análise computacional tem o objetivo de identificar os novos valores dos esforços solicitantes nas seções mais solicitadas da ponte original, quando submetida aos carregamentos descritos pelas normas vigentes.

6.3.3 ELEMENTOS DO MODELO

As características geométricas do modelo não foram modificadas. Portanto, a descrição da modelagem destes elementos são as mesmas do modelo anterior.

6.3.4 CARREGAMENTOS APLICADOS

Os carregamentos do modelo referem-se às cargas permanentes de peso próprio do tabuleiro, dos passeios e da pavimentação, e às cargas móveis. A alteração em comparação ao modelo do CASO 1 refere-se à utilização do trem-tipo TB-450 conforme os valores e geometria prescritos na NBR-7188/2013, em substituição à norma antiga NB-6/1960.

As Figuras 91 e 92 ilustram a disposição dos carregamentos das sobrecargas permanentes dos passeios e de pavimentação, que permaneceram inalterados.

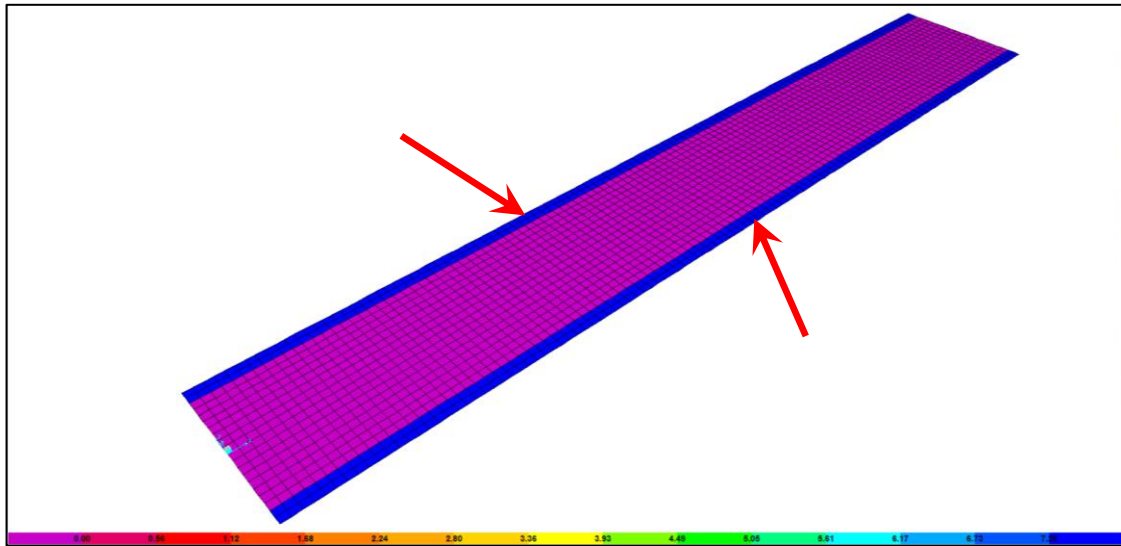


Figura 91: CASO 2 - Carga dos passeios, de 7,29 kN/m² (laterais). (SAP-2000)

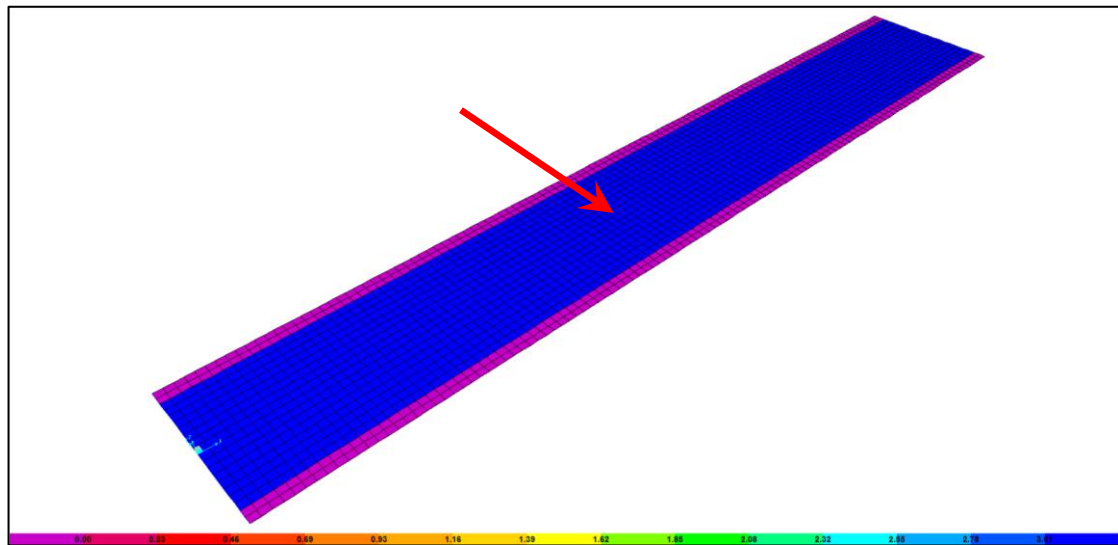


Figura 92: CASO 2 - Carga de pavimentação, de 3,01 kN/m² (central). (SAP-2000)

O trem-tipo TB-450 apresenta o carregamento de 5,00 kN/m² sobre toda a pista (exceto na área de projeção horizontal do veículo). De maneira análoga ao realizado no CASO 1, os valores das cargas concentradas para o trem-tipo simplificado TB-450, correspondentes aos eixos do veículo, foram reduzidas para 120 kN por eixo, devido ao desconto proveniente da carga distribuída existente sob a projeção do veículo, da seguinte forma:

$$P = \left(\frac{Q - (q * A)}{3} \right) = 120 \text{ kN/m}^2 \quad (6.4)$$

onde:

P : carga por eixo do veículo do trem-tipo TB-450 simplificado;

Q : carga total do veículo do trem-tipo TB-450;

q : carga distribuída de 5,00 kN/m² na área de projeção do veículo;

A : área de projeção do veículo.

Todos os valores de carregamentos referentes ao trem-tipo TB-450 simplificado, quando somados, equivalem ao carregamento do trem-tipo TB-450 da NBR-7188/2013.

Ressalta-se que as cargas móveis ainda foram subdivididas em dois casos de carregamento – sobre os vãos e sobre os balanços – em virtude da aplicação de coeficientes de impacto de valores distintos que serão apresentados posteriormente.

As Figuras 93 e 94 mostram as configurações do trem-tipo adotadas no modelo computacional cujas características do veículo tipo são de 6,00 m de comprimento e 3,00 m de largura, com carga de 120 kN por eixo e com distância de 1,50 m entre eixos.

General Vehicle Data

Vehicle name: TB-450 (NBR-7188) (veiculo) Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports

Interior Vertical Support Forces

All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.5

Lane Interior Edge: 0.

Length Effects

Axle: None (Modify/Show...)

Uniform: None (Modify/Show...)

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Lane Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		0.	Lane Width		0.	One Point	
Fixed Length	1.5		0.	Lane Width		120.	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		0.	Lane Width		120.	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		0.	Lane Width		120.	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		0.	Lane Width		120.	Two Points	2.
Trailing Load	Infinite		0.	Lane Width		0.	Two Points	2.

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figura 93: CASO 2 - Cargas do veículo do trem-tipo TB-450 simplificado. (SAP-2000)

General Vehicle Data

Vehicle name: TB-450 (NBR-7188) (multidao) Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.
Lane Interior Edge: 0.

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Trailing Load	Infinite		5.	Lane Width				
Trailing Load	Infinite		5.	Lane Width				

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figura 94: CASO 2 - Cargas de multidão do trem-tipo TB-450 simplificado. (SAP-2000)

A NBR-7188/2013 definiu novos parâmetros para determinação do coeficiente de impacto. Como a razão entre os comprimentos do vão central e do vão intermediário é maior do que 70%, foi possível adotar um valor único correspondente à média aritmética entre eles para determinação do coeficiente de impacto. Os valores obtidos foram de 1,318 para os vãos e 1,741 para os balanços, com base nas equações a seguir:

$$\varphi = CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (6.5)$$

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad (6.6)$$

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad (6.7)$$

$$CIA = 1,25, \text{ para obras de concreto ou mistas.} \quad (6.8)$$

onde:

CIV : coeficiente de impacto vertical;

Liv : comprimento médio dos vãos, para vãos contínuos e comprimento total do balanço, para o balanço;

CNF : coeficiente de número de faixas;

n : número de faixas;

CIA : coeficiente de impacto adicional.

6.3.5 CARREGAMENTOS NÃO CONSIDERADOS

Não foram considerados os efeitos da retração, variação de temperatura e deformação lenta devido aos motivos já relatados no ITEM 6.2.5 deste trabalho.

6.3.6 PREMISSAS DE CÁLCULO

Após elaborar o modelo computacional e aplicar os carregamentos, procede-se com as verificações dos esforços solicitantes.

Os principais aspectos que caracterizam esta análise são:

- Substituição do trem-tipo TB-360, da NB-6/1960, pelo trem-tipo TB-450, da NBR-7188:2013;
- Modificação dos coeficientes de impacto das cargas móveis, prescrito na NBR-7188:2013;
- Aplicação dos coeficientes de ponderação dos carregamentos, conforme normas NBR-8681/2004.

Tendo em vista que a ponte foi construída em um período entre os anos de 1960 e 1975, ou seja, há cerca de 55 anos, é comum que o concreto original, com resistência característica de projeto de 22 MPa tenha adquirido maior resistência. Em campo, esta resistência característica atual pode ser verificada com o uso de extração de corpos de prova cilíndricos da estrutura original e com a utilização do esclerômetro, mas para efeito didático foi considerada a orientação da NBR-6118:2014, que em seu item 12.3.3, alínea “a”, descreve que quando a verificação se faz em data igual ou superior a 28 dias, adota-se o valor de f_{ckj} .

Seguindo a NBR-6118/2014, para análise dos elementos estruturais no estágio III e no estado limite último (ELU) deve-se majorar os esforços solicitantes com os coeficientes de ponderação de 1,35 para as cargas de ações permanentes e de 1,50 para as cargas de ações variáveis, de acordo com a norma NBR-8681/2004 – Ações e Segurança nas Estruturas.

A combinação utilizada para determinação dos esforços solicitantes foi composta pela envoltória dos casos de carregamentos e seus respectivos coeficientes de ponderação apresentados na Tabela 7.

De forma análoga ao CASO 1, os coeficientes de impacto de 1,318 e 1,741, calculados respectivamente para o meio do vão e para o balanço, já foram inseridos durante a definição da classe do trem-tipo, não devendo ser inseridos novamente quando da montagem das combinações de carregamentos apresentada na Tabela 7. Isto é demonstrado nos exemplos das Figuras 95 e 96.

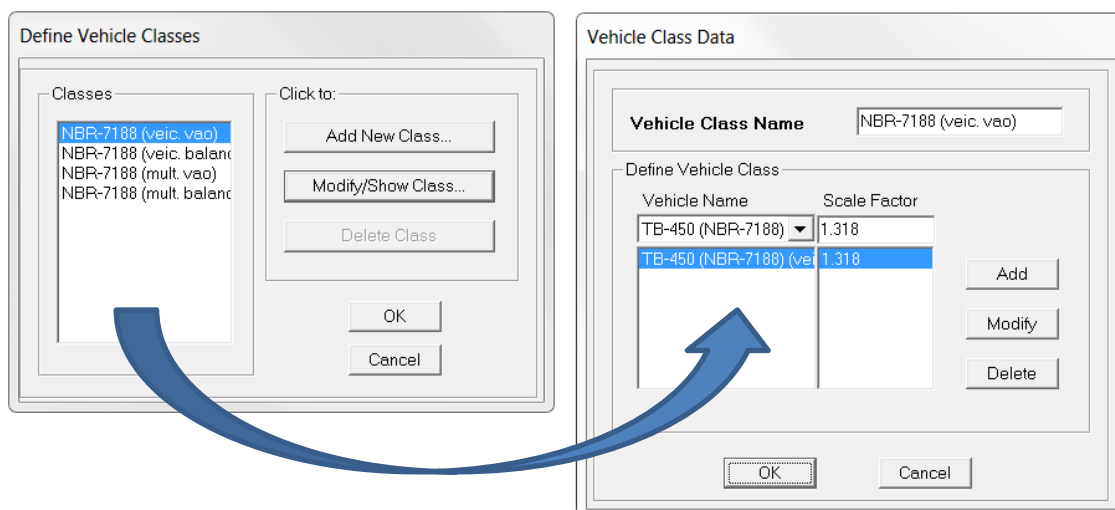


Figura 95: CASO 2 – Aplicação de coeficiente de impacto para o trem-tipo nos vãos. (SAP-2000)

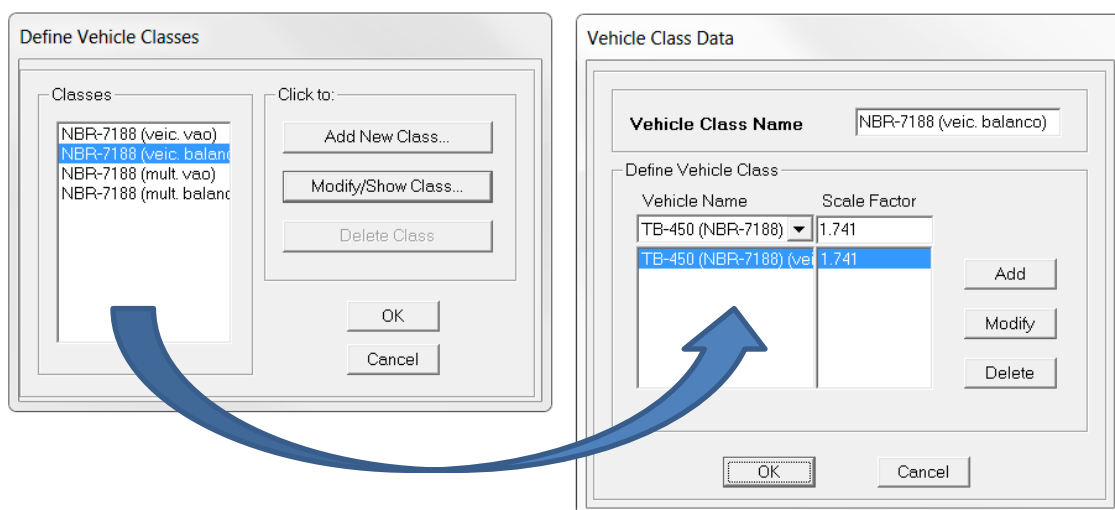


Figura 96: CASO 2 – Aplicação de coeficiente de impacto para o trem-tipo nos balanços. (SAP-2000)

Seguindo a NBR-6118/2014, optou-se pelo dimensionamento no estágio III, utilizando-se, com aplicação do coeficiente de segurança de majoração de 1,35 para as cargas permanentes e de 1,50 para as cargas acidentais, apresentado na Tabela 7.

Tabela 7: CASO 2 - Combinações para dimensionamento das armaduras passivas das vigas longitudinais e das lajes.

Nº	Tipos de Carregamentos	Valor	Coefficiente de Ponderação	Tipo
01	Peso Próprio	25,00 kN/m ³	1,35	Permanente (somatório)
	Passeio	7,29 kN/m ²	1,35	
	Pavimento	3,01 kN/m ²	1,35	
02	Veículo do TB-450 (sobre o vão)	3 * 120 kN = 360 kN	1,00 (impacto já inserido)	Veículo (envoltória)
	Veículo do TB-450 (sobre o balanço)	3 * 120 kN = 360 kN	1,00 (impacto já inserido)	
03a	Multidão do TB-450 (sobre o vão)	5,00 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	Multidão vão e balanço (somatório)
	Multidão do TB-450 (sobre o balanço)	5,00 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	
03b	Multidão do TB-450 (sobre o vão)	5,00 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	Multidão vão e balanço (envoltória)
	Multidão do TB-450 (sobre o balanço)	5,00 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	
03	Combinação Nº 3a	-	1,00	Multidão (envoltória)
	Combinação Nº 3b	-	1,00	
04	Combinação Nº 2	-	1,50	Móvel (somatório)
	Combinação Nº 3	-	1,50	
05	Combinação Nº 1	-	1,00	Permanente e Móvel (somatório)
	Combinação Nº 4	-	1,00	
06	Combinação Nº 1	-	1,00	Final (envoltória)
	Combinação Nº 5	-	1,00	

Para dimensionamento das armaduras considerou-se o efeito de fadiga, previsto na NBR-6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.

6.3.7 PREMISSAS DE VERIFICAÇÕES

Foram verificados os pontos críticos da estrutura, a partir dos esforços solicitantes obtidos do modelo computacional nas mesmas seções de cálculo do CASO 1.

Os resultados obtidos irão indicar os novos valores dos esforços solicitantes nestas regiões e as possíveis necessidades de reforço estrutural através da aplicação dos métodos abordados neste trabalho.

6.3.8 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS VIGAS LONGITUDINAIS

A verificação à flexão das vigas longitudinais foi feita nas seções mais solicitadas para os momentos fletores positivos e negativos, indicadas na Figura 97.

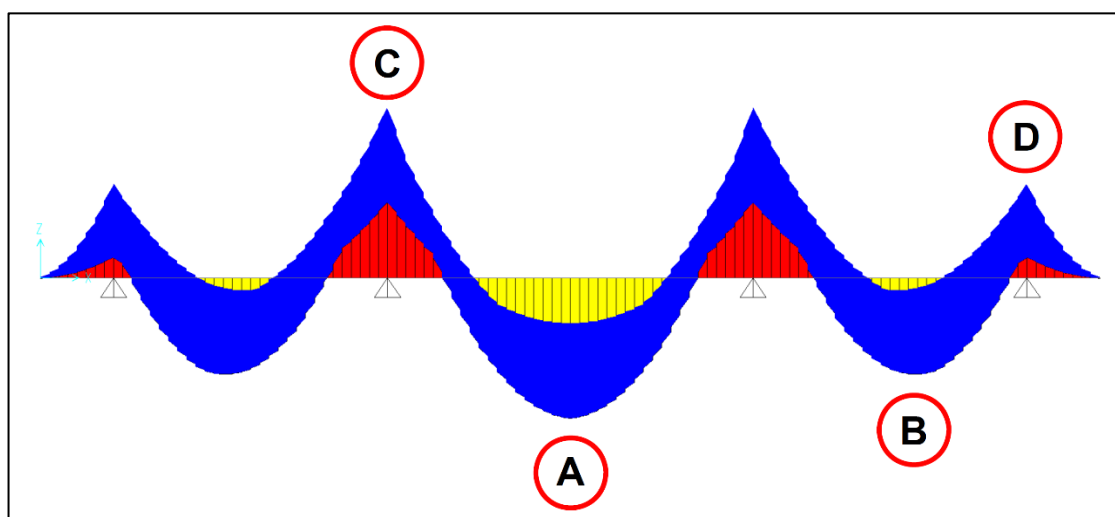


Figura 97: CASO 2 - Diagrama de momentos fletores em uma viga longitudinal referente a combinação nº 06. (SAP-2000)

A Tabela 8 mostra os valores das solicitações à flexão nas seções de cálculo e o valor de armadura correspondente na seção A.

Tabela 8: CASO 2 – Dimensionamento à flexão das vigas longitudinais.

Seção	Região	Esforço	Armadura
A	Vão Central	M.positivo = 3660 kN*m	As = 54,61 cm ²
B	Vãos Intermediários	M.positivo = 2686 kN*m	<i>Não calculada.</i>
C	Apoios Centrais	M.negativo = 4153 kN*m	<i>Não calculada.</i>
D	Apoios Extremos	M.negativo = 3070 kN*m	<i>Não calculada.</i>

6.3.9 DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DAS VIGAS LONGITUDINAIS

O dimensionamento ao cisalhamento das vigas longitudinais é feito nas seções mais solicitadas, que compreendem as regiões sobre os apoios centrais e extremos, indicados na Figura 98.

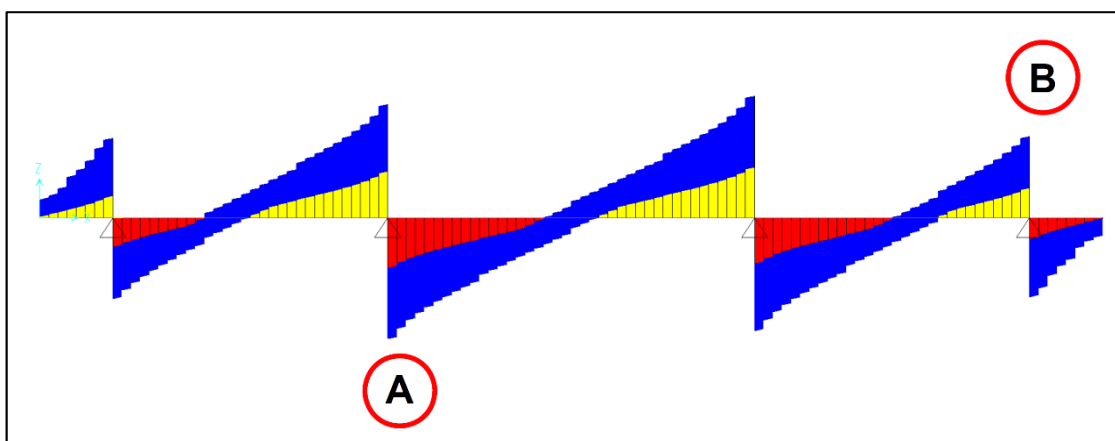


Figura 98: CASO 2 - Diagrama de esforços cortantes em uma viga longitudinal referente à combinação n^o 06. (SAP-2000)

Na Tabela 9 encontram-se os valores dos esforços cortantes nas seções de cálculo e o valor de armadura correspondente na seção A.

Tabela 9: CASO 2 - Dimensionamento ao cisalhamento das vigas longitudinais.

Seção	Região	Esforço	Armadura
A	Apoios Centrais	Q.máximo = 1224 kN	Asw = 14,95 cm ² /m
B	Apoios Extremos	Q.máximo = 1032 kN	<i>Não calculada.</i>

6.3.10 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS LAJES

Tal como realizado no CASO 1, neste mesmo modelo computacional foi empregado com a consideração de peso próprio da laje modelada pelos elementos de placa que a constitui, e descontado esse valor das vigas longitudinais., conforme realizado e explicado no modelo do caso anterior.

Para M_{11} analisam-se a região entre vigas do vão central e os balanços laterais do vão central para o momento fletor positivo e a região sobre as transversinas de apoio centrais para o momento fletor negativo, conforme indicado nas Figuras 99 e 100.

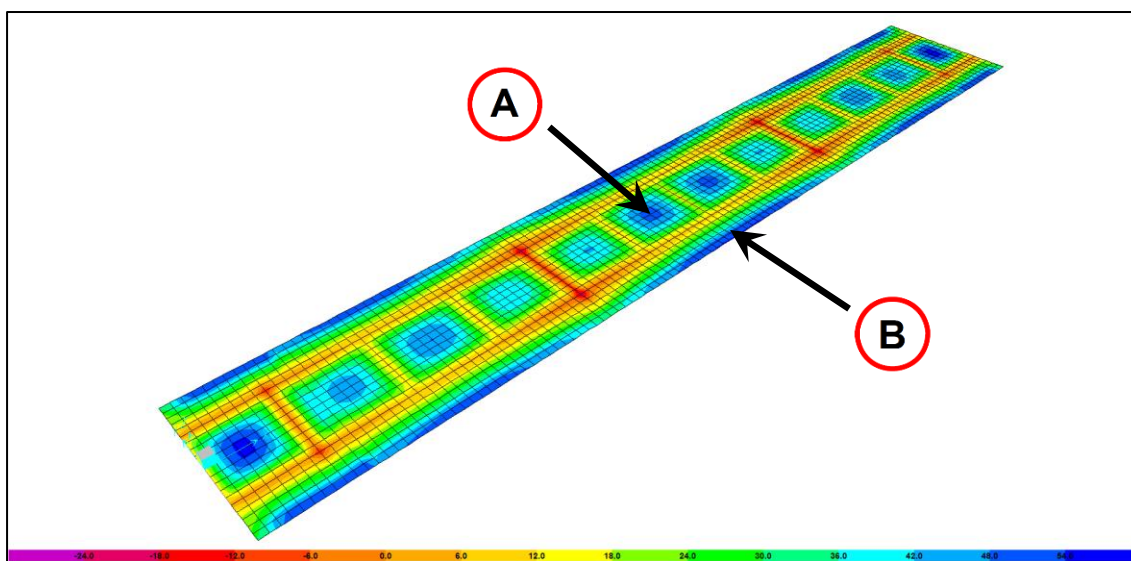


Figura 99: CASO 2 - Diagrama de momento fletor longitudinal (M_{11} positivo) das lajes do tabuleiro referente à combinação nº 06. (SAP-2000)

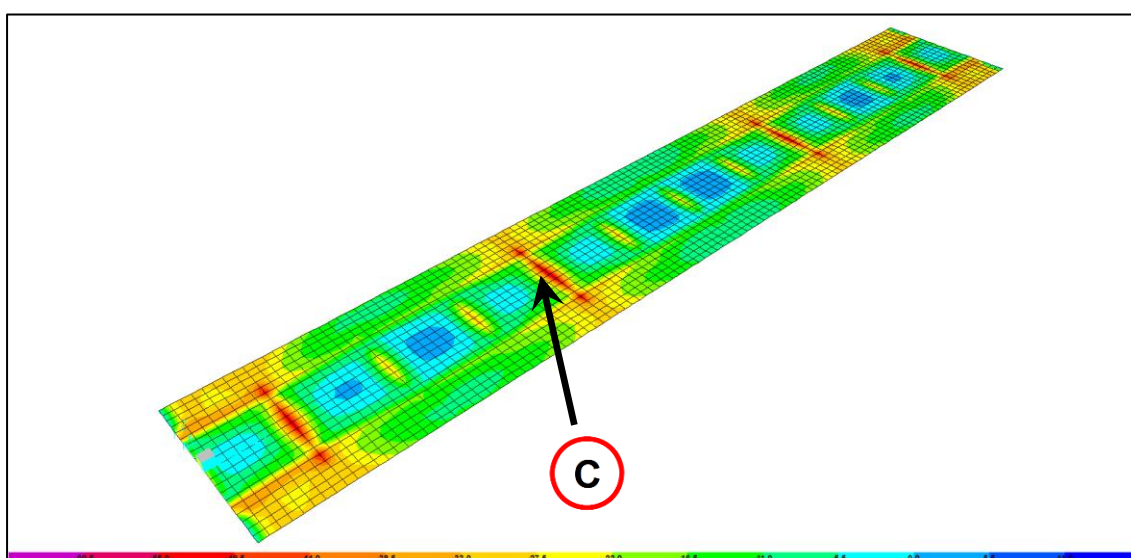


Figura 100: CASO 2 - Diagrama de momento fletor longitudinal (M_{11} negativo) das lajes do tabuleiro referente à combinação nº 06. (SAP-2000)

A Tabela 10 mostra os valores das solicitações à flexão nas regiões de cálculo.

Tabela 10: CASO 2 - Dimensionamento à flexão longitudinal das lajes.

Seção	Região	Esforço	Armadura
A	Centro do Vão Central	M.positivo = 51 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>
B	Balanços Laterais do Vão Central	M.positivo = 56 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>
C	Sobre Transversinas de Apoio Centrais	M.negativo = 61 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>

Para M_{22} , analisam-se a região central e entre vigas do vão central e a região dos balanços laterais do vão central, ambas para o momento fletor positivo. Para o momento fletor negativo, é analisada a região sobre as longarinas, conforme indicado nas Figuras 101 e 102.

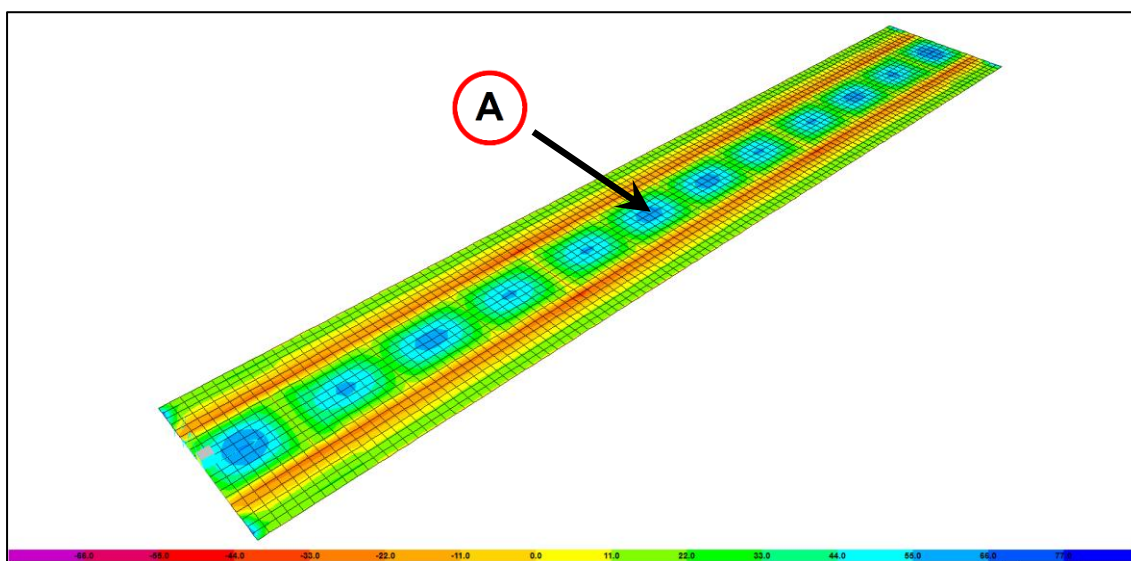


Figura 101: CASO 2 - Diagrama de momento fletor longitudinal (M_{22} positivo) das lajes do tabuleiro referente à combinação n° 06. (SAP-2000)

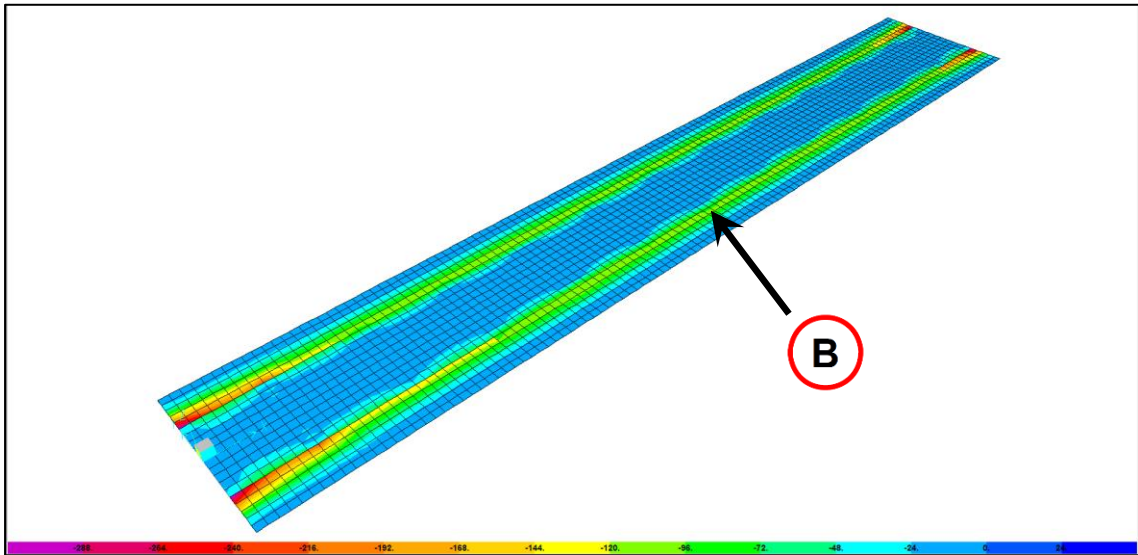


Figura 102: CASO 2 - Diagrama de momento fletor longitudinal (M_{22} negativo) das lajes do tabuleiro referente à combinação n° 06. (SAP-2000)

A Tabela 11 mostra os valores das solicitações à flexão nas regiões de cálculo e o valor de armadura correspondente na seção B.

Tabela 11: CASO 2 – Dimensionamento à flexão transversal das lajes.

Seção	Região	Esforço	Armadura
A	Centro do Vão Central	M.positivo = 62 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>
B	Sobre Longarinas	M.negativo = 108 kN*m/m	As = 16,77 cm ² /m

6.3.11 ANÁLISE DOS RESULTADOS

As Tabelas 12 e 13 apresentam a comparação dos resultados dos esforços solicitantes nas vigas longitudinais obtidos a partir da modelagem computacional.

Tabela 12: Comparação da flexão das vigas longitudinais.

Seção	Região	Esforço		Diferença
		CASO 1	CASO 2	
A	Vão Central	+ 2555 kN*m	+ 3660 kN*m	43,25 %
B	Vãos Intermediários	+ 1842 kN*m	+ 2686 kN*m	45,82 %
C	Apoios Centrais	- 3000 kN*m	- 4153 kN*m	38,43 %
D	Apoios Extremos	- 1757 kN*m	- 3070 kN*m	74,73 %

Tabela 13: Comparação do cisalhamento das vigas longitudinais.

Seção	Região	Esforço		Diferença
		CASO 1	CASO 2	
A	Apoios Centrais	+ 874 kN	+ 1224 kN	40,05 %
B	Apoios Extremos	+ 610 kN	+ 1032 kN	69,18 %

Observa-se que houve um incremento de 38% a 46% dos momentos fletores nos vãos e nos apoios centrais e do esforço cortante nos apoios centrais, devido à utilização de diferentes coeficientes de majoração das cargas permanentes e móveis entre o CASO 1 (NB-1/1960 e dimensionamento no estágio II) e o CASO 2 (NBR-6118/2014 e dimensionamento no estágio III). Além disso, há diferenças dos trens-tipo TB-360 e TB-450 e nos cálculos para obtenção dos coeficientes de impacto entre o CASO 1 (NB-6/1960) e o CASO 2 (NBR-7188/2013).

Quanto ao momento fletor negativo e o esforço cortante nos apoios extremos, esta diferença foi ainda maior, de 69% a 75%, devido aos fatores já supracitados e, mais significativamente, devido à introdução do coeficiente de impacto adicional (CIA) da NBR-7188/2013 nas regiões dos balanços extremos da ponte.

As Tabelas 14 e 15 apresentam a comparação dos resultados dos esforços solicitantes nas lajes obtidos a partir da modelagem computacional.

Tabela 14: Comparação da flexão longitudinal das lajes.

Seção	Região	Esforço		Diferença
		CASO 1	CASO 2	
A	Centro do Vão Central	+ 34 kN*m/m	+ 51 kN*m/m	50,00 %
B	Balanços Laterais do Vão Central	+ 37 kN*m/m	+ 56 kN*m/m	51,35 %
C	Sobre Transversinas de Apoio Centrais	- 42 kN*m/m	- 61 kN*m/m	45,24 %

Tabela 15: Comparação da flexão transversal das lajes.

Seção	Região	Esforço		Diferença
		CASO 1	CASO 2	
A	Centro do Vão Central	+ 42 kN*m/m	+ 62 kN*m/m	47,62 %
B	Sobre Longarinas	- 87 kN*m/m	- 108 kN*m/m	24,14 %

Quanto aos momentos fletores longitudinais e o momento fletor transversal no centro do vão central, as diferenças foram de 45% a 52%, justificado, novamente, pelas diferenças de trens-tipo e de valores utilizados para os coeficientes de majoração das cargas permanentes e móveis e para os coeficientes de impacto.

Isto também se aplica na região sobre as longarinas, onde houve variação de cerca de 25% no momento fletor transversal das lajes. No entanto, a influência desses fatores foi menor por se tratar de um balanço menor, de 225cm de comprimento, além de que o veículo-tipo mantém o afastamento da extremidade do balanço devido ao passeio.

As Tabelas 16 e 17 apresentam o resumo dos resultados de dimensionamento de determinadas regiões das vigas longitudinais.

Tabela 16: Resumo do dimensionamento à flexão das vigas longitudinais.

Seção	CASO 1		CASO 2	
	Esforço	Armadura	Esforço	Armadura
A	2555 kN*m	56,25 cm ²	3660 kN*m	54,61 cm ²
B	1842 kN*m	<i>Não calculada.</i>	2686 kN*m	<i>Não calculada.</i>
C	3000 kN*m	<i>Não calculada.</i>	4153 kN*m	<i>Não calculada.</i>
D	1757 kN*m	<i>Não calculada.</i>	3070 kN*m	<i>Não calculada.</i>

Tabela 17: Resumo do dimensionamento ao cisalhamento das vigas longitudinais.

	CASO 1		CASO 2	
Seção	Esforço	Armadura	Esforço	Armadura
A	874 kN	19,29 cm ² /m	1224 kN*m	14,95 cm ² /m
B	610 kN	<i>Não calculada.</i>	1032 kN*m	<i>Não calculada.</i>

Na Tabela 16, observa-se uma redução da armadura de flexão necessária das vigas longitudinais devido às diferenças de critérios de dimensionamento da ponte original, dimensionada conforme normas vigentes à época (estádio II, NB1-1960 e NB-6/1960), quando comparados às normas atuais (estádio III, NBR-6118/2014 e NBR-7188/2013). Outro fator utilizado foi a introdução do conceito à fadiga das armaduras pela EB-3/1967, aprimorado nas normas atuais.

Do mesmo modo, na Tabela 17, percebe-se que também houve redução da armadura de cisalhamento necessária. Um fator preponderante foi a evolução do conhecimento sobre o comportamento das vigas ao cisalhamento, como, por exemplo, a consideração da parcela de contribuição de resistência do concreto ao cisalhamento, o que caracteriza a NB-1/1960 como mais conservadora, também, nos aspectos de dimensionamento frente ao esforço cortante.

As Tabelas 18 e 19 apresentam o resumo dos resultados de dimensionamento de determinadas regiões das lajes do tabuleiro.

Tabela 18: Resumo do dimensionamento à flexão longitudinal das lajes.

	CASO 1		CASO 2	
Seção	Esforço	Armadura	Esforço	Armadura
A	34 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>	51 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>
B	37 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>	56 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>
C	42 kN*m	<i>Não calculada.</i>	61 kN*m	<i>Não calculada.</i>

Tabela 19: Resumo do dimensionamento à flexão longitudinal das lajes.

	CASO 1		CASO 2	
Seção	Esforço	Armadura	Esforço	Armadura
A	42 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>	62 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>
B	87 kN*m/m	20,09 cm ² /m	108 kN*m/m	16,77 cm ² /m

Na Tabela 18, apenas não foi realizado o cálculo das armaduras de flexão porque estas regiões não são objeto de estudo para aplicação do reforço estrutural, como será demonstrado posteriormente.

Na Tabela 19, observa-se, novamente, que houve redução dos resultados de dimensionamento das armaduras, dado que a variação de esforço.

Vale ressaltar, porém, que foi considerado o acréscimo de resistência do concreto com o tempo para os dimensionamentos do CASO 2, o que fornece aos elementos do tabuleiro maior resistência característica e rigidez em todas as regiões.

No entanto, ainda que a NB1-1960 seja conservadora quanto ao dimensionamento das estruturas pela utilização de tensões admissíveis dos materiais e do dimensionamento no estágio II, é também permitido o dimensionamento no estágio III, o que pode implicar na necessidade de reforço estrutura em casos semelhantes. E, conforme demonstrado no ITEM 2.5 do presente trabalho, as características do tráfego atual já apontam para a breve alteração do atual trem-tipo TB-450 previsto na NBR-7188/2013 a fim de considerar maiores valores para as cargas móveis, o que, certamente, implicará na necessidade de reforço estrutural das pontes antigas.

Ademais, conforme apresentado no início do presente trabalho, as características geométricas do tabuleiro necessitam de adequação às normas vigentes, no que se refere ao alargamento do tabuleiro e à substituição dos passeios laterais pelos guarda-rodas padronizados, e que será o objeto do último modelo de estudo a ser apresentado.

6.4 CASO 3 - PROJETO DA PONTE ATUAL E A NORMA ATUAL

6.4.1 PREMISSAS DO PROJETO

Nesta última etapa, o mesmo modelo, já submetido à aplicação das cargas móveis vigentes, conforme prescrição da NBR-7188/2013, tem a seção transversal do tabuleiro alargada, passando de 10,00 m para 12,80 m de largura, definida pelo DNIT, além da substituição dos passeios pelo guarda-rodas padronizado e aumento da espessura da laje, passando de 20 cm para 30 cm, conforme Figura 103.

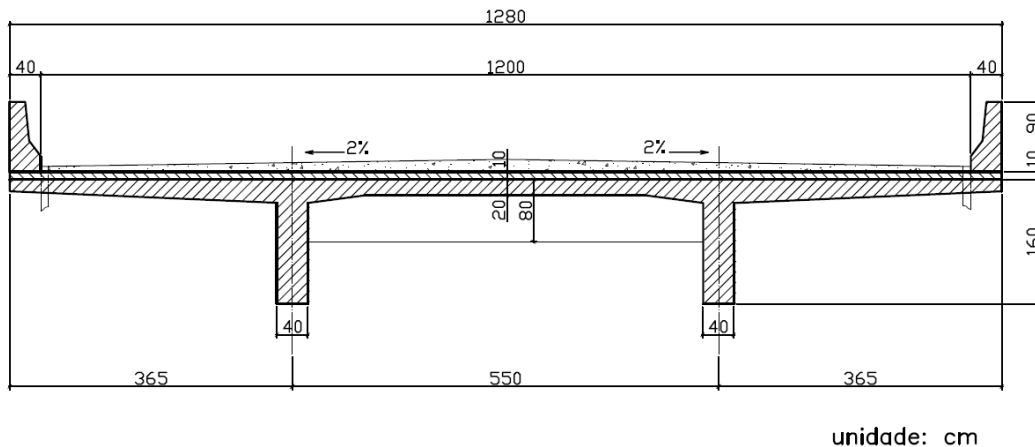


Figura 103: Seção transversal do tabuleiro da ponte, com características do período de construção após 1985.

6.4.2 MODELO COMPUTACIONAL

Este terceiro modelo de análise computacional tem o objetivo de adequar a ponte original aos novos carregamentos, padrões geométricos da seção transversal e critérios de dimensionamento atuais, identificando os novos valores dos esforços solicitantes nas seções mais solicitadas para posterior aplicação das técnicas de reforço estrutural apresentadas no presente trabalho.

6.4.3 ELEMENTOS DO MODELO

As características geométricas do modelo foram alteradas em virtude do alargamento do tabuleiro a partir do modelo da ponte original, seguindo os critérios de modelagem computacional análogos aos modelos anteriores

Houve acréscimo dos balanços laterais e da espessura da laje, ilustradas nas Figuras 104 a 107, além dos acréscimos de resistência característica à compressão e do módulo de elasticidade do concreto estrutural.

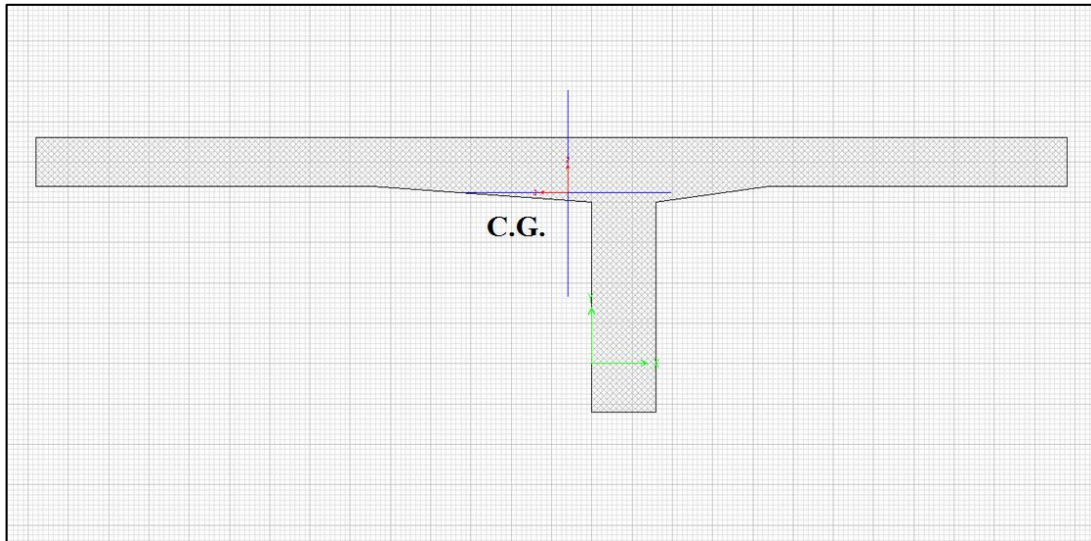


Figura 104: CASO 3 - Seção transversal da viga esquerda, equivalente à metade da seção transversal do tabuleiro. (SAP-2000)

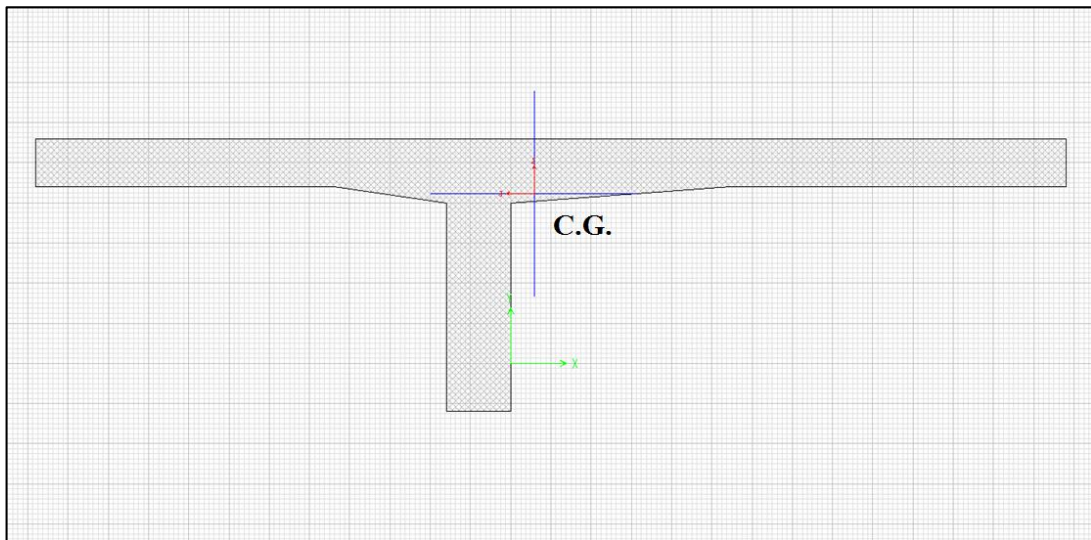


Figura 105: CASO 3 - Seção transversal da viga direita, equivalente à metade da seção transversal do tabuleiro. (SAP-2000)

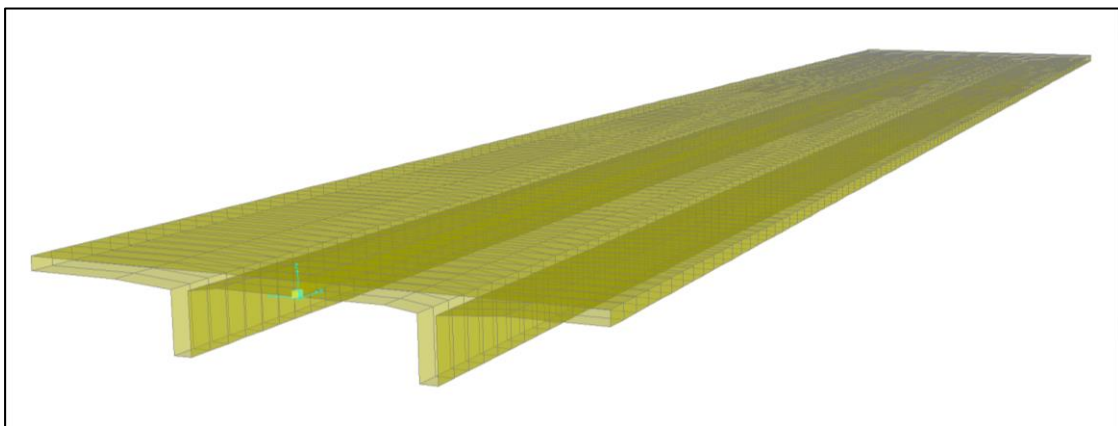


Figura 106: CASO 3 - Visualização da seção transversal do tabuleiro composta pelos modelos de duas vigas longitudinais iguais e simétricas. (SAP-2000)

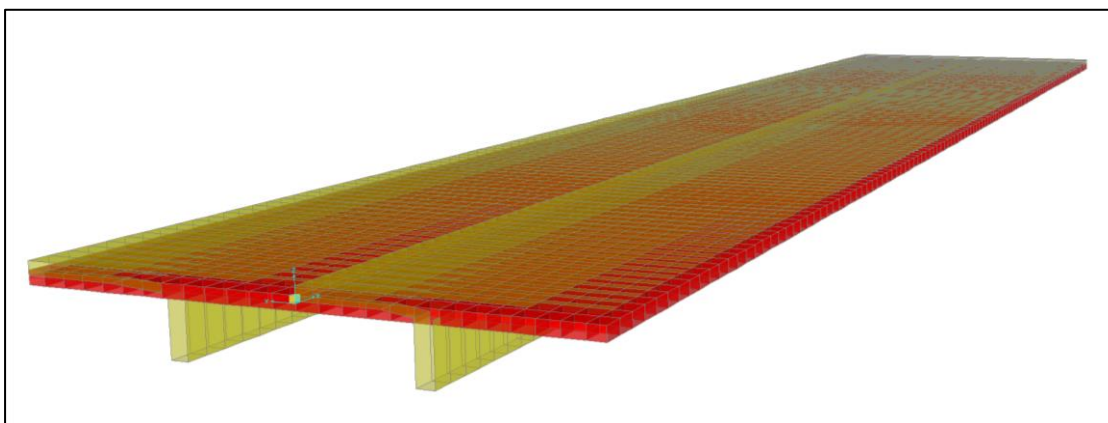


Figura 107: CASO 3 - Visualização da seção transversal do tabuleiro com adição de elementos de laje para unificação das vigas longitudinais. (SAP-2000)

6.4.4 CARREGAMENTOS APLICADOS

Há um acréscimo de carga de peso próprio devido ao alargamento e ao aumento da espessura da laje do tabuleiro e os passeios laterais foram substituídos pelos guarda-rodas. A Figura 108 mostra a alteração da sobrecarga permanente devido ao guarda-rodas enquanto que a Figura 109 ilustra a sobrecarga permanente de pavimentação.

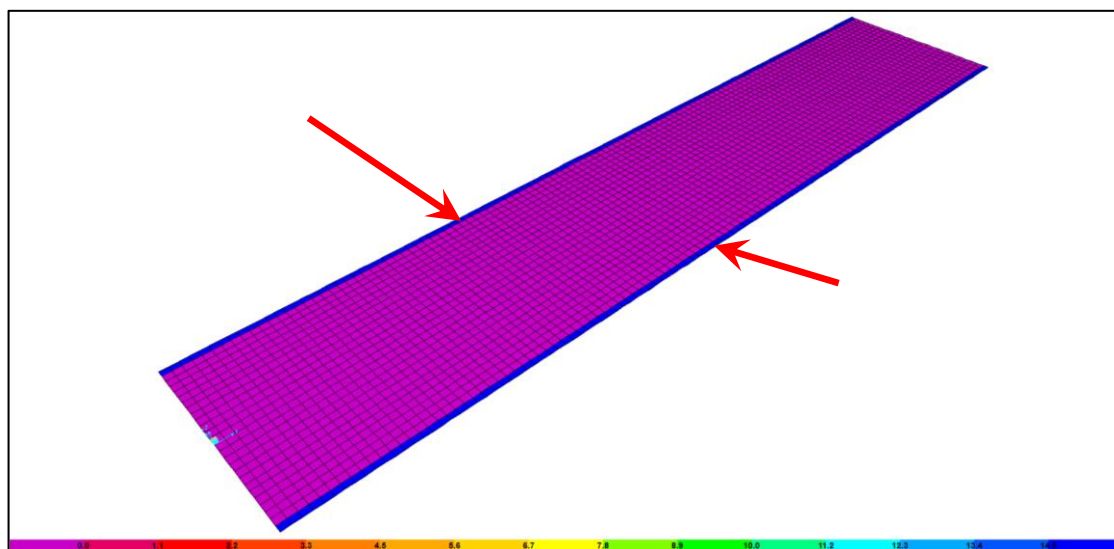


Figura 108: CASO 3 - Carga dos guarda rodas, de 14,50 kN/m² (laterais). (SAP-2000)

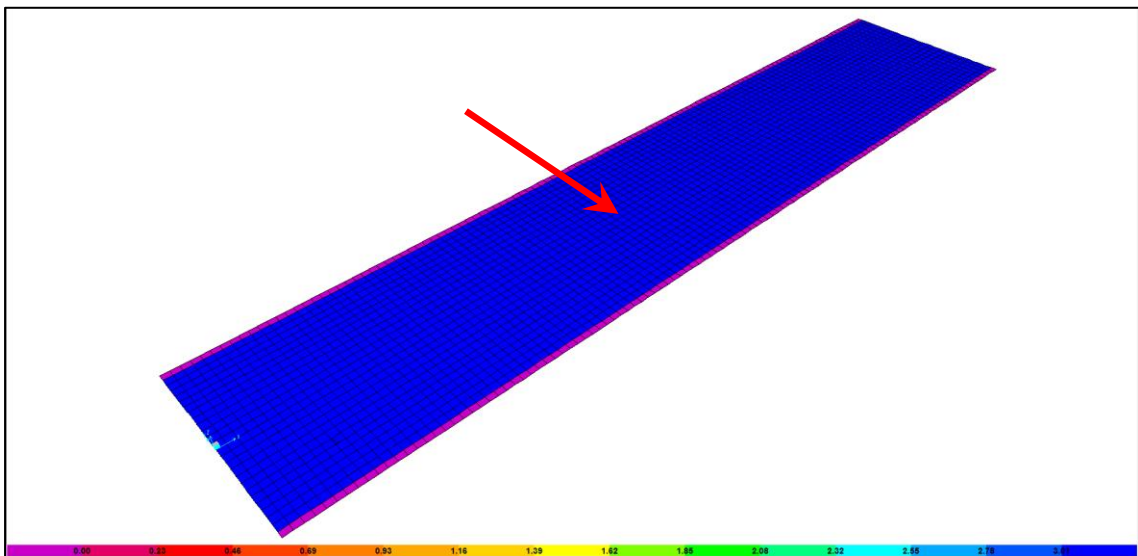


Figura 109: CASO 3 - Carga de pavimentação, de 3,01 kN/m² (central). (SAP-2000)

As cargas móveis permanecem as mesmas prescritas pela NBR-7188:2013 e utilizadas no CASO 2, conforme ITEM 6.3.4 do presente trabalho, e representados, novamente, nas Figuras 110 e 111.

General Vehicle Data

Vehicle name: TB-450 (NBR-7188) (veículo) Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports

Interior Vertical Support Forces

All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.5

Lane Interior Edge: 0.

Length Effects

Axle: None (Modify/Show...)

Uniform: None (Modify/Show...)

Load Plan

Load Elevation

Loads

Load	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Lane Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		0.	Lane Width		0.	One Point	
Fixed Length	1.5		0.	Lane Width		120.	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		0.	Lane Width		120.	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		0.	Lane Width		120.	Two Points	2.
Trailing Load	Infinite		0.	Lane Width		0.	Two Points	2.

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figura 110: CASO 3 - Cargas do veículo do trem-tipo TB-450 simplificado. (SAP-2000)

General Vehicle Data

Vehicle name: TB-450 (NBR-7188) (multidao) Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.
Lane Interior Edge: 0.

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Trailing Load	Infinite		5.	Lane Width				
Trailing Load	Infinite		5.	Lane Width				

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figura 111: CASO 3 - Cargas de multidão do trem-tipo TB-450 simplificado. (SAP-2000)

6.4.5 CARREGAMENTOS NÃO CONSIDERADOS

Não foram considerados os efeitos da retração, variação de temperatura e deformação lenta devido aos motivos já relatados no ITEM 6.2.5 deste trabalho.

6.4.6 PREMISSAS DE CÁLCULO

As premissas de cálculo foram as mesmas adotadas para o CASO 2, submetida aos carregamentos das normas vigentes atuais, e já foram descritos e justificados no ITEM 6.3.6 do presente trabalho, como, por exemplo, os valores de 1,318 e 1,741 para os coeficientes de impacto nos vãos e nos balanços.

A combinação utilizada para determinação dos esforços solicitantes foi composta pela envoltória dos casos de carregamento e seus respectivos coeficientes de ponderação apresentados na Tabela 20, conforme utilizado no CASO 2.

Tabela 20: CASO 3 - Combinações para dimensionamento das armaduras passivas das vigas longitudinais e das lajes.

Nº	Tipos de Carregamentos	Valor	Coefficiente de Ponderação	Tipo
01	Peso Próprio	25,00 kN/m ³	1,35	Permanente (somatório)
	Passeio	7,29 kN/m ²	1,35	
	Pavimento	3,01 kN/m ²	1,35	
02	Veículo do TB-450 (sobre o vão)	3 * 120 kN = 360 kN	1,00 (impacto já inserido)	Veículo (envoltória)
	Veículo do TB-450 (sobre o balanço)	3 * 120 kN = 360 kN	1,00 (impacto já inserido)	
03a	Multidão do TB-450 (sobre o vão)	5,00 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	Multidão vão e balanço (somatório)
	Multidão do TB-450 (sobre o balanço)	5,00 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	
03b	Multidão do TB-450 (sobre o vão)	5,00 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	Multidão vão e balanço (envoltória)
	Multidão do TB-450 (sobre o balanço)	5,00 kN/m ²	1,00 (impacto já inserido)	
03	Combinação Nº 3a	-	1,00	Multidão (envoltória)
	Combinação Nº 3b	-	1,00	
04	Combinação Nº 2	-	1,50	Móvel (somatório)
	Combinação Nº 3	-	1,50	
05	Combinação Nº 1	-	1,00	Permanente e Móvel (somatório)
	Combinação Nº 4	-	1,00	
06	Combinação Nº 1	-	1,00	Final (envoltória)
	Combinação Nº 5	-	1,00	

6.4.7 PREMISSAS DE VERIFICAÇÕES

Foram verificados os pontos críticos da estrutura, a partir dos esforços solicitantes obtidos do modelo computacional nas mesmas seções de cálculo do CASO 1 e do CASO 2.

Os resultados obtidos irão indicar os novos valores dos esforços solicitantes nestas regiões e as possíveis necessidades de reforço estrutural através da aplicação dos métodos abordados neste trabalho.

6.4.8 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS VIGAS LONGITUDINAIS

A verificação à flexão das vigas longitudinais foi feita nas seções mais solicitadas para os momentos fletores positivos e negativos, indicadas na Figura 112.

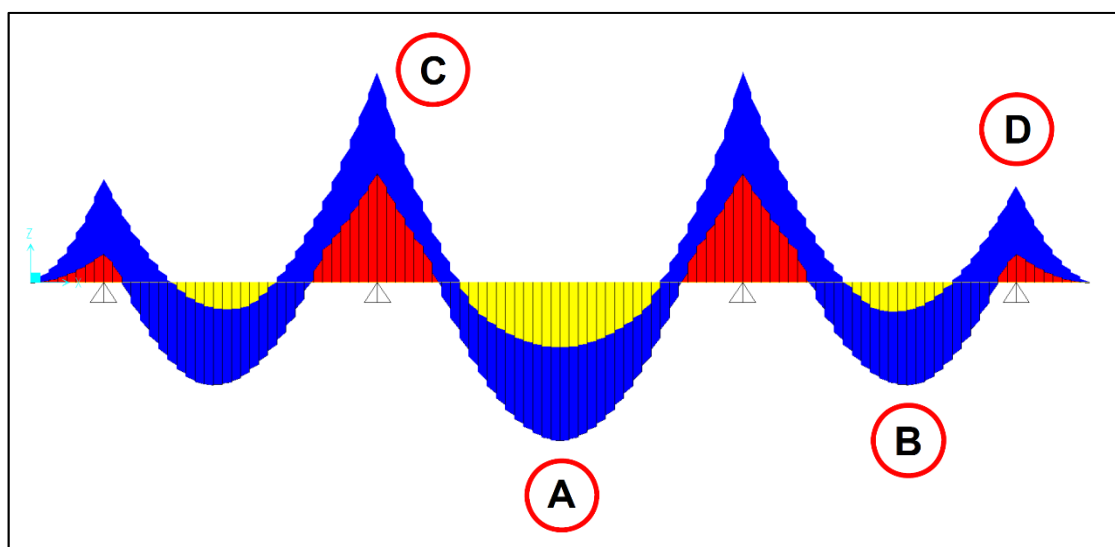


Figura 112: CASO 3 - Diagrama de momentos fletores em uma viga longitudinal referente à combinação n^o 06. (SAP-2000)

A Tabela 21 mostra os valores das solicitações à flexão nas seções de cálculo e o valor de armadura correspondente na seção A.

Tabela 21: CASO 3 – Dimensionamento à flexão das vigas longitudinais.

Seção	Região	Esforço	Armadura
A	Vão Central	M.positivo = 4243 kN*m	As = 59,54 cm ²
B	Vãos Intermediários	M.positivo = 2961 kN*m	<i>Não calculada.</i>
C	Apoios Centrais	M.negativo = 5301 kN*m	<i>Não calculada.</i>
D	Apoios Extremos	M.negativo = 3346 kN*m	<i>Não calculada.</i>

6.4.9 DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DAS VIGAS LONGITUDINAIS

O dimensionamento ao cisalhamento das vigas longitudinais é feito nas seções mais solicitadas, que compreendem as regiões sobre os apoios centrais e extremos, indicados na Figura 113.

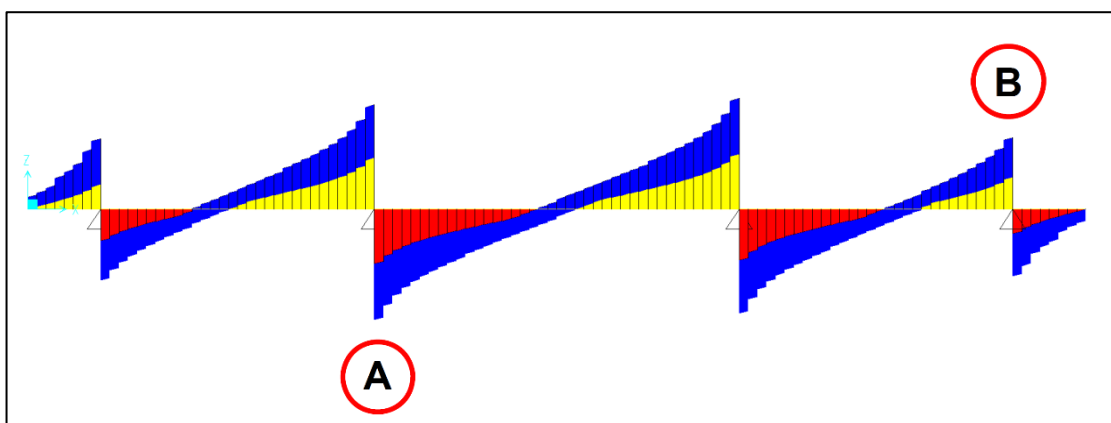


Figura 113: CASO 3 - Diagrama de esforços cortantes em uma viga longitudinal referente à combinação n^o 06. (SAP-2000)

Na Tabela 22 encontram-se os valores dos esforços cortantes nas seções de cálculo e o valor de armadura correspondente na seção A.

Tabela 22: CASO 3 - Dimensionamento ao cisalhamento das vigas longitudinais.

Seção	Região	Esforço	Armadura
A	Apoios Centrais	Q.máximo = 1426 kN	Asw = 13,53 cm ² /m
B	Apoios Extremos	Q.máximo = 1097 kN	<i>Não calculada.</i>

6.4.10 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS LAJES

Tal como realizado no CASO 1 e no CASO 2, neste mesmo modelo computacional foi empregado com a consideração de peso próprio da laje modelada pelos elementos de placa que a constitui, e descontado esse valor das vigas longitudinais., conforme realizado e explicado no modelo do caso anterior.

Para M_{11} analisam-se a região entre vigas do vão central e os balanços laterais do vão central para o momento fletor positivo, e a região sobre as transversinas de apoio centrais para o momento fletor negativo, conforme indicado nas Figuras 114 e 115.

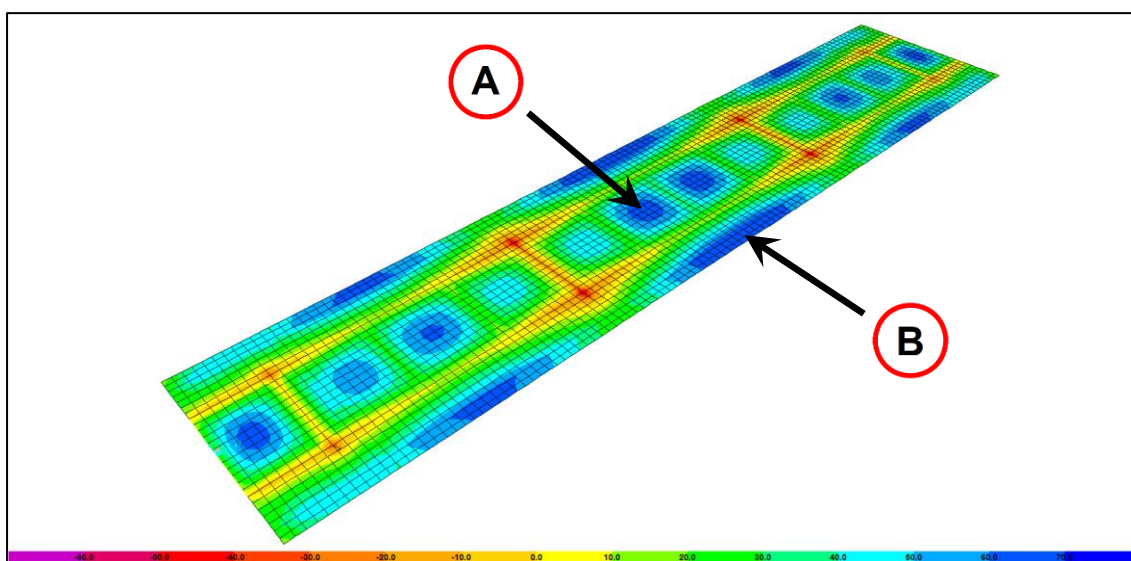


Figura 114: CASO 3 - Diagrama de momento fletor longitudinal ($M_{11\text{positivo}}$) das lajes do tabuleiro referente à combinação n° 06. (SAP-2000)

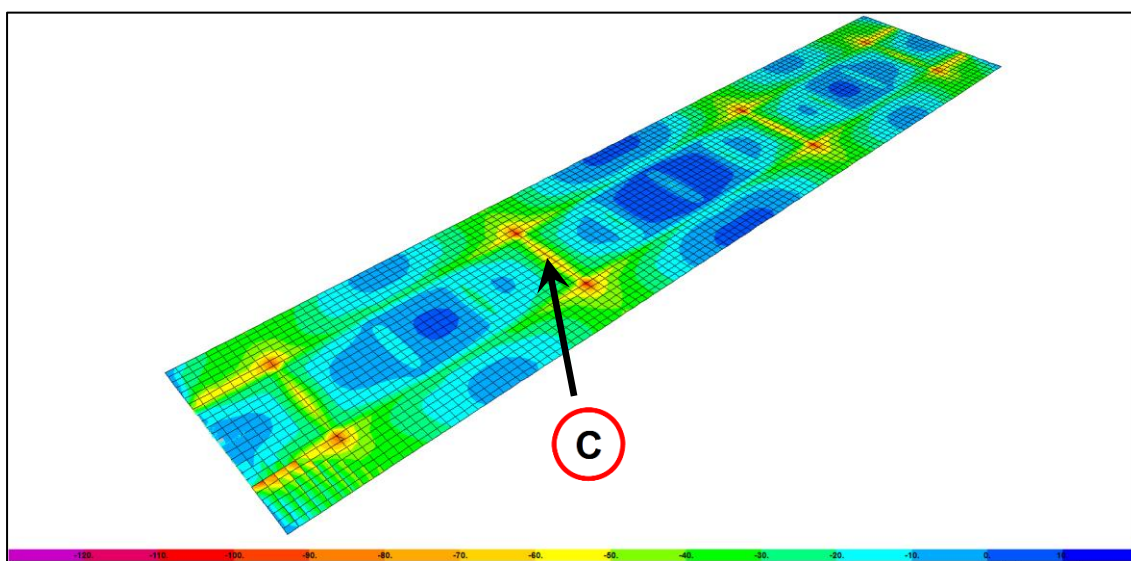


Figura 115: CASO 3 - Diagrama de momento fletor longitudinal ($M_{11\text{negativo}}$) das lajes do tabuleiro referente à combinação n° 06. (SAP-2000)

A Tabela 23 mostra os valores das solicitações à flexão nas regiões de cálculo.

Tabela 23: CASO 3 - Dimensionamento à flexão longitudinal das lajes.

Seção	Região	Esforço	Armadura
A	Centro do Vão Central	M.positivo = 67 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>
B	Balanços Laterais do Vão Central	M.positivo = 70 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>
C	Sobre Transversinas de Apoio Centrais	M.negativo = 68 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>

Para M_{22} , analisam-se a região central e entre vigas do vão central e a região dos balanços laterais do vão central, ambas para o momento fletor positivo. Para o momento fletor negativo, é analisada a região sobre as longarinas, conforme indicado nas Figuras 116 e 117.

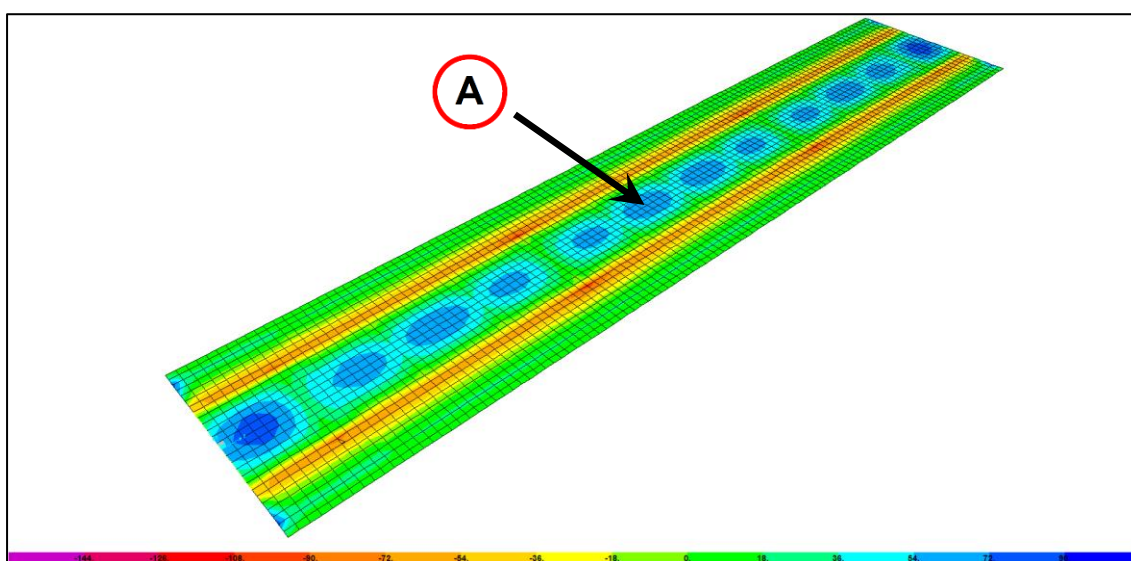


Figura 116: CASO 3 - Diagrama de momento fletor longitudinal (M_{22} positivo) das lajes do tabuleiro referente à combinação n° 06. (SAP-2000)

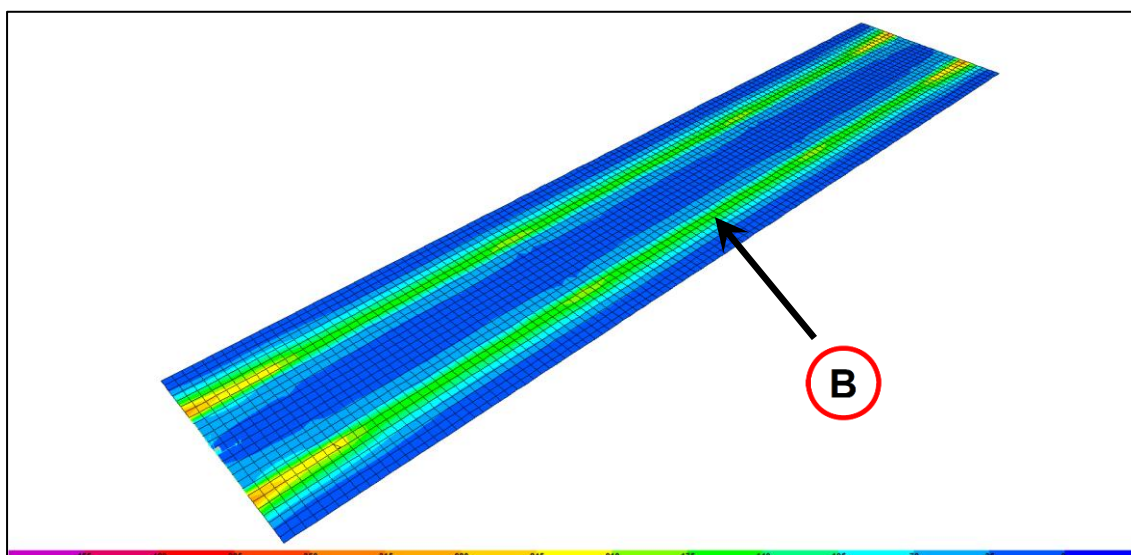


Figura 117: CASO 3 - Diagrama de momento fletor longitudinal (M_{22} negativo) das lajes do tabuleiro referente à combinação n° 06. (SAP-2000)

A Tabela 24 mostra os valores das solicitações à flexão nas regiões de cálculo e o valor de armadura correspondente na seção B.

Tabela 24: CASO 3 – Dimensionamento à flexão transversal das lajes.

Seção	Região	Esforço	Armadura
A	Centro do Vão Central	M.positivo = 56 kN*m/m	<i>Não calculada.</i>
B	Sobre Longarinas	M.negativo = 156 kN*m/m	As = 26,49 cm ² /m

6.4.11 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A adequação da ponte antiga às necessidades atuais, tanto no aspecto dos valores de carregamentos sobre o tabuleiro quanto de geometria da seção transversal, aponta para a necessidade de reforço estrutural à flexão em trechos da viga e da laje, evidenciada pela comparação dos valores de armaduras passivas necessárias no CASO 1 e no CASO 3 apresentada na Tabela 25.

Tabela 25: Comparação das armaduras necessárias entre o CASO 1 e o CASO 3.

Elemento	Região	Esforço	Armadura	
			CASO 1	CASO 3
Longarina	Vão Central	Momento Fletor Positivo	56,25 cm ²	59,54 cm ²
Longarina	Apoios Centrais	Esforço Cortante	19,29 cm ² /m	13,53 cm ² /m
Laje	Sobre Longarinas	Momento Fletor Negativo	20,09 cm ² /m	26,49 cm ² /m

Na região do vão central das longarinas serão abordadas as opções de reforço estrutural à flexão com emprego de protensão externa e com aplicação de compósito de fibra de carbono.

Na região da laje em balanço sobre as longarinas será abordada a opção de reforço estrutural com encamisamento com concreto e adição de armadura de passiva.

Na região dos apoios centrais das longarinas não será necessária a execução de reforço estrutural, porém, se houvesse, também poderia ser empregada a técnica de reforço estrutural com encamisamento com concreto, através do aumento da seção transversal da viga nos apoios e adição de armadura passiva.

Dessa forma, foram eleitos três casos de aplicação dos fundamentos de dimensionamento de reforço estrutural, conforme apresentado no CAPÍTULO 5 deste trabalho e que serão demonstrados no CAPÍTULO 7.

7 PROPOSTAS PARA REFORÇO DA PONTE

7.1 APRESENTAÇÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados dos fundamentos de dimensionamento de reforços estruturais a partir dos resultados das análises do CASO 1 e CASO 3. Os dados utilizados e os procedimentos de cálculo encontram-se nos APÊNDICES A, B e C deste trabalho e estão apresentados no formato do software de programação computacional *Mathcad - versão 14*, porém de fácil compreensão e contendo a descrição de cada procedimento de cálculo.

7.2 REFORÇO DA LAJE EM BALANÇO POR ENCAMISAMENTO

7.2.1 CONSIDERAÇÕES

Com o aumento dos balanços laterais, a laje do tabuleiro necessitou ser reforçada frente às novas solicitações de momento negativo. Neste caso, procedeu-se com o aumento da espessura da laje e consequente aumento de rigidez e redução das deformações, de forma a permitir a adição de armaduras de reforço à flexão.

Para execução do alargamento do tabuleiro através do aumento do balanço lateral, um trecho da laje é demolido e suas demais regiões são escoradas, aliviando os esforços decorrentes da ação de seu peso próprio.

Em seguida são posicionadas as armaduras de reforço e realizada a nova concretagem da laje. Portanto, a área total de aço da nova laje corresponde ao somatório das armaduras originais e das armaduras complementares do reforço.

É necessário verificar os efeitos de fadiga das armaduras em lajes, cujos procedimentos de cálculo estão descritos no item 23.5.2 da NBR-6118/2014.

Os cálculos referentes a este tipo de reforço são apresentados no APÊNDICE A deste trabalho, sendo descritos, neste item, os conceitos e os procedimentos de cálculo empregados a partir dos resultados obtidos dos modelos computacionais.

7.2.2 DIMENSIONAMENTO

Conforme apresentado no CASO 1, através do dimensionamento estrutural no estádio II, segundo a NB-1/1960, obteve-se uma estimativa de taxa de armadura de aço de 20,09 cm²/m, dado um momento fletor de 87 kN*m/m, atuante em uma laje de 20 cm de espessura média, com resistência característica do concreto de 220 kgf/cm² \cong 22 MPa e com a utilização de armaduras de aço CA-T50 ($f_{yk} = 5000$ kgf/cm² \cong 500 MPa).

Conforme apresentado no CASO 3, através do dimensionamento estrutural no estádio III, segundo a NBR-6118/2014, obteve-se uma estimativa de taxa de armadura de aço de 26,49 cm²/m, dado um momento fletor de 156 kN·m/m, atuante em uma laje de 30 cm de espessura média, considerado o ganho de resistência característica do concreto original e com utilização de armaduras de aço CA-50 ($f_{yk}= 500$ MPa).

A princípio, a quantidade de aço necessária de reforço seria a diferença entre a quantidade de armadura total obtida para o CASO 3 (26,49 cm²/m) e para o CASO 1 (20,09 cm²/m), ou seja, 6,40 cm²/m. Porém, como as armaduras originais e de reforço estão em níveis diferentes, foi necessária uma verificação do conjunto reforçado considerando a correção da altura útil, resultando na quantidade corrigida de armadura total de 26,49 cm²/m para 21,62 cm²/m para o CASO 3.

A Tabela 26 apresenta um resumo dos valores para dimensionamento do reforço.

Tabela 26: Comparação das armaduras necessárias entre o CASO 1 e o CASO 3.

	CASO 1 Armadura Original	CASO 3 Armadura Calculada	Armadura Complementar de Reforço Estrutural
Inicial	20,09 cm ² /m	26,49 cm ² /m	6,40 cm ² /m
Corrigida	20,09 cm ² /m	21,49 cm ² /m	1,53 cm ² /m

Ou seja, o reforço à flexão da laje consiste na adição de 1,53 cm²/m de barras de aço estrutural CA-50.

7.2.3 REPRESENTAÇÃO

A Figura 118 ilustra a nova seção transversal da ponte após o alargamento do tabuleiro e a execução do reforço estrutural por encamisamento com concreto armado de trecho da laje em balanço.

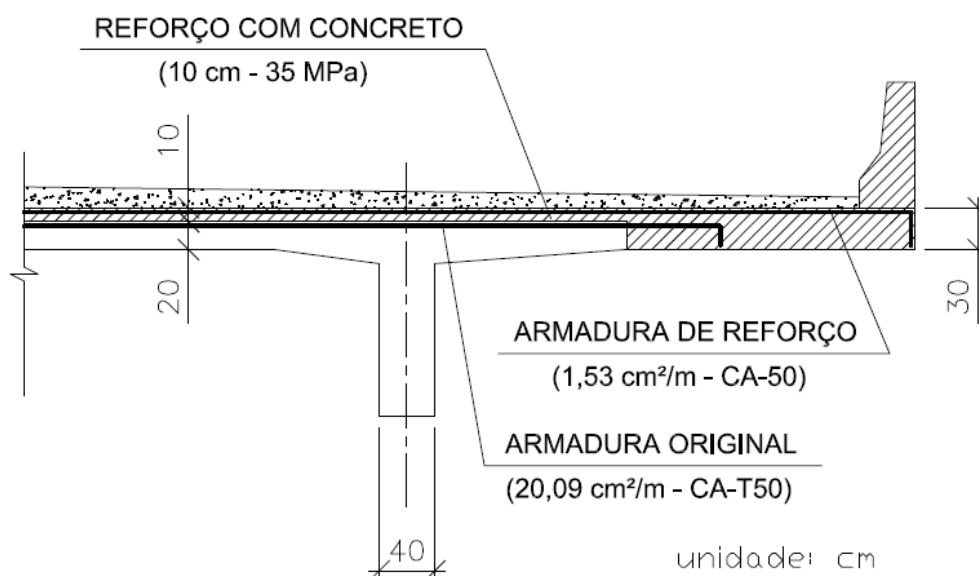


Figura 118: Reforço da laje em balanço por encamisamento com concreto armado.

7.3 REFORÇO DA LONGARINA POR PROTENSÃO EXTERNA

7.3.1 CONSIDERAÇÕES

A protensão externa é realizada através da fixação de desviadores na alma das longarinas, através da escolha do melhor traçado poligonal frente aos momentos fletores provenientes da atuação das cargas permanentes e das cargas móveis.

Os cálculos referentes a este tipo de reforço são apresentados no APÊNDICE B deste trabalho, sendo descritos, aqui, os conceitos e os procedimentos de cálculo empregados a partir dos resultados obtidos dos modelos computacionais.

7.3.2 DIMENSIONAMENTO

Conforme apresentado no CASO 1, através do dimensionamento estrutural no estádio II, segundo a NB-1/1960, obteve-se uma estimativa de taxa de armadura de aço de 56,25 cm², dado um momento fletor de 2322 kN*m, atuante em uma laje de 20 cm de espessura média, com resistência característica do concreto de 220 kgf/cm² \cong 22 MPa e com a utilização de armaduras de aço CA-T50 ($f_{yk} = 5000$ kgf/cm² \cong 500 MPa).

Como o valor do momento fletor característico devido às cargas permanentes e móveis no CASO 1 (2322 kN*m) é superior ao valor de momento fletor característico devido somente às cargas permanentes no CASO 2 (1648 kN*m), pode-se efetuar a concretagem da camada de reforço da laje antes da aplicação da protensão. Isto permite que se considere o momento de inércia da seção da viga T já contemplando o acréscimo de 10 cm de concreto sobre a laje original, o que é vantajoso para as verificações de cálculo que serão descritas, pois atribui maior rigidez ao conjunto estrutural.

Calculou-se, então, o valor inicial de 672 kN*m para o momento fletor de protensão, correspondente à diferença entre os valores dos momento máximos característicos da ponte atual do CASO 3 (2994 kN*m) e da ponte original do CASO 1 (2322 kN*m), ou seja, sem majoração por coeficientes de ponderação.

Considerando o centro do desviador posicionado a 30 cm da face inferior da viga, para efeitos de excentricidade de protensão, e as características de inércia da peça correspondentes à seção T contemplando o acréscimo de espessura da laje citado anteriormente, obteve-se um valor inicial de 758 kN para a força de protensão.

O valor inicial da força de protensão ainda foi corrigido para 849 kN com base na tensão limite de protensão do aço CP-190RB e na opção inicial pela utilização do número par de 6 cordoalhas, o que possibilita a distribuição equilibrada inicial de 3 cordoalhas em cada face da viga.

A tabela 13.4 da NBR-6118/2014 orienta as verificações a que devem ser realizadas a fim de atender às condições limites de tensões nas faces superior e inferior da viga para o caso de protensão limitada, referentes às verificações no ato da protensão, do estado limite de serviço de formação de fissuras e do estado limite de serviço de descompressão.

Procedeu-se às verificações citadas com o valor inicial da força de protensão de 849 kN, o que não atendeu à condição de limite de tração no concreto referente ao estado limite de serviço de descompressão. Portanto, para atender à esta condição, a força de protensão foi, novamente, corrigida para 1260 kN, e em seguida para 1415 kN, com utilização do número par de 10 cordoalhas, o que possibilita a distribuição equilibrada inicial de 5 cordoalhas em cada face da viga.

Na tabela 27 são apresentados os resultados das verificações inicial, com força de protensão de 849 kN, e posterior, com força de protensão de 1415 kN, através das comparações entre as tensões atuantes e as tensões limites de compressão e de tração do concreto nas faces superior e inferior da viga.

Tabela 27: Resultados das verificações para o caso de protensão limitada.

Verificação	Tensões Limites	Força de Protensão $F_p = 849 \text{ kN}$		Força de Protensão $F_p = 1415 \text{ kN}$	
		Tensões Atuantes	Condição Atendida	Tensões Atuantes	Condição Atendida
No Ato da Protensão	$\sigma_c =$ 19,18 MPa	$\sigma_c =$ 1,28 MPa	SIM	$\sigma_c =$ 0,42 MPa	SIM
	$\sigma_t =$ 3,27 MPa	$\sigma_t =$ 2,96 MPa	SIM	$\sigma_t =$ 0,97 MPa	SIM
Estado Limite de Formação de Fissuras	$\sigma_c =$ 13,70 MPa	$\sigma_c =$ 2,45 MPa	SIM	$\sigma_c =$ 1,67 MPa	SIM
	$\sigma_t =$ 2,29 MPa	$\sigma_t =$ 2,29 MPa	SIM	$\sigma_t =$ 0,48 MPa	SIM
Estado Limite de Descompressão	$\sigma_c =$ 13,70 MPa	$\sigma_c =$ 2,03 MPa	SIM	$\sigma_c =$ 1,25 MPa	SIM
	$\sigma_t =$ 0,00 MPa	$\sigma_t =$ 1,31 MPa	NÃO	$\sigma_t =$ 0,00 MPa	SIM

Mesmo que uma viga seja reforçada apenas à flexão deve ser realizada a verificação da necessidade de reforço quanto à ruptura por cisalhamento nos apoios.

Na Tabela 28 é apresentado o resumo do dimensionamento para a força de protensão de 1415 kN que atendeu as verificações da protensão limitada.

Tabela 28: Resumo do dimensionamento do reforço estrutural por protensão externa.

Força de Protensão	Tensão Limite de Protensão	Número de Cordoalhas	Área de Aço da Cordoalha	Área Total de Aço
1415 kN	1402 MPa	2 x 5 = 10	100,9 mm ²	10,09 mm ²

No caso estudado não foram calculadas as perdas de protensão, pois não foi definido o traçado completo em toda a extensão da viga para conhecimento das mudanças de curvatura. No entanto, sabe-se que para a protensão externa com a utilização de cordoalhas engraxadas, estas perdas são muito baixas, mas atenta-se para que no projeto completo da ponte estes valores de perdas sejam justificados.

Deve-se considerar, também, os efeitos de redução da excentricidade de protensão em pontos sem desviadores, devido à deformação da viga quando submetida aos carregamentos, e realizar as verificações das chapas de aço e parafuso dos desviadores em virtude das componentes verticais de forças devido à mudança de traçado dos cabos.

Portanto, o resultado do reforço à flexão da viga consiste na instalação de 10 cordoalhas de aço CP-190RB de 12,7 mm de diâmetro.

7.3.3 REPRESENTAÇÃO

A Figura 119 ilustra a nova seção transversal da ponte após o alargamento do tabuleiro e a execução do reforço estrutural por protensão externa da viga longarina.

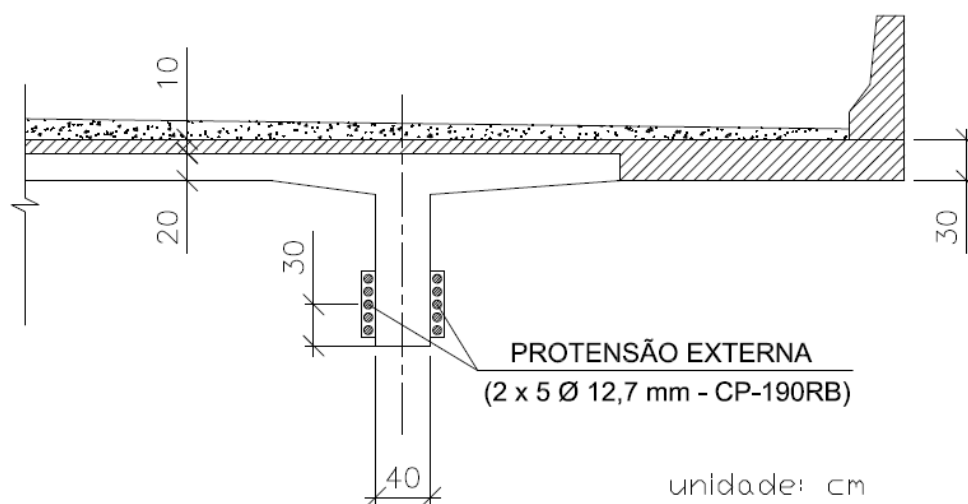


Figura 119: Reforço da longarina por protensão externa.

7.4 REFORÇO DA LONGARINA POR COMPÓSITO DE FIBRA DE CARBONO

7.4.1 CONSIDERAÇÕES

O objetivo deste tipo de reforço consiste em aumentar a resistência da longarina aos esforços de flexão em conjunto com sua armadura passiva de flexão original.

A fixação das lâminas de fibra de carbono é realizada por meio da aplicação prévia de uma camada de substrato entre a superfície do fundo da longarina e a superfície superior do laminado de reforço.

Os cálculos referentes a este tipo de reforço são apresentados no APÊNDICE C deste trabalho, sendo descritos, aqui, os conceitos e os procedimentos de cálculo empregados a partir dos resultados obtidos dos modelos computacionais.

7.4.2 DIMENSIONAMENTO

O princípio do dimensionamento é baseado em sucessivos métodos iterativos e de verificações de equilíbrio de esforços dos materiais componentes da seção de cálculo.

As forças de compressão serão resistidas pela porção superior de concreto comprimido e pela armadura original superior comprimida. As forças de tração serão resistidas pela armadura original inferior tracionadas, correspondente a 56,25 cm², e que já haviam sido calculadas no dimensionamento da seção para o CASO 1.

Inicialmente, foi arbitrada uma armadura longitudinal superior para a longarina. Embora não haja momento negativo de flexão na seção de cálculo no meio do vão central, as armaduras existentes na face superior da longarina contribuem para a resistência à compressão, o que deve ser considerado nas posteriores verificações de equilíbrio de esforços da seção.

Portanto, adotou-se uma armadura superior composta de 4 barras de 12,5mm de diâmetro, totalizando 4,91cm².

Na primeira iteração de verificação de equilíbrio entre as forças de compressão e de tração, são arbitrados valores iniciais de 3,50 ‰ para a deformação específica do concreto e de 10,0 ‰ para a deformação específica do aço tracionado, correspondente à uma seção normalmente armada. Com tais valores, procedeu-se à determinação da altura da linha neutra da seção transversal e, em seguida, das forças resistentes internas de compressão e de tração.

Após os devidos procedimentos de cálculo, observou-se que, para esta simulação, não houve o equilíbrio das forças internas resistentes da seção transversal. Procederam-se, então, novos processos iterativos, arbitrando valores para a profundidade da linha neutra e para a deformação específica do aço, até ser alcançado o equilíbrio das forças internas resistentes na seção, conforme a situação demonstrada na Tabela 29.

Tabela 29: Iterações para verificação do equilíbrio de forças na seção.

Deformação Específica		Linha Neutra	Forças de Compressão		Forças de Tração	Equilíbrio de Forças
Concreto	Aço Inferior		Concreto	Aço Superior	Aço Inferior	
3,50 ‰	10,00 ‰	40,704 cm	11442 kN	186 kN	2127 kN	9501 kN (compressão)
0,81 ‰	10,00 ‰	11,753 cm	2073 kN	54 kN	2127 kN	0 kN (equilíbrio)

Em seguida, pôde-se comparar e verificar que o valor do momento fletor máximo de dimensionamento da situação da ponte atual (CASO 3) é maior que o valor do momento fletor resistente calculado a partir dos valores de forças, conforme apresentado na Tabela 30. Isto indica que há necessidade de reforço estrutural da seção.

Tabela 30: Comparação entre os momentos fletores atuante e resistente da seção.

Momento Fletor Máximo de Dimensionamento	Momento Fletor Resistente	Equilíbrio de Momentos Fletores
4243 kN*m	3240 kN*m	1003 kN*m (necessidade de reforço)

Constatada a necessidade de reforço estrutural, calculou-se a deformação específica inicial da face inferior da longarina na seção de cálculo, referente ao momento fletor característica devido às cargas permanentes da ponte original (1648 kN*m). Esta situação, sem a atuação das cargas móveis, representa o cenário do momento de aplicação das lâminas de fibra de carbono na face inferior da longarina.

Isto porque é preciso considerar que a armadura passiva de flexão já sofreu deformação devido à resistência à atuação das cargas permanentes. Por sua vez, as lâminas de fibra de carbono, que ainda estão sendo aplicadas, apenas contribuirão com a sua resistência à tração a partir da atuação das cargas permanentes adicionais devido ao alargamento do tabuleiro e do aumento de espessura da laje, além da atuação das cargas móveis, ou seja, referentes à situação simulada para o CASO 3.

Da mesma maneira, foram realizados sucessivos processos iterativos arbitrando-se valores para a profundidade da linha neutra e para a deformação específica do aço tracionado, porém, dessa vez, sendo necessário que tanto o equilíbrio de forças quanto de momentos fletores seja alcançado. Esta condição é atendida quando o somatório das forças de tração e de compressão é igual a zero e quando o momento fletor resistente é igual ao momento fletor característica devido às cargas permanentes. Quando ambas as condições são atendidas é calculada a deformação específica da face inferior da longarina na seção de cálculo, conforme apresentado na Tabela 31.

Tabela 31: Iterações para determinação da deformação específica do substrato.

Deformação Específica		Linha Neutra	Forças Internas		Momento Fletor Resistente	Deformação Específica do Substrato
Concreto	Aço Inferior		Compressão	Tração		
0,19 ‰	1,000 ‰	25,000 cm	1081 kN	1127 kN	Não Calculado	Não Calculado
0,38 ‰	1,683 ‰	28,659 cm	1729 kN	1729 kN	1648 kN*m	1,715 ‰

Por fim, o dimensionamento do reforço estrutural foi realizado considerando as características geométricas da ponte atual do CASO 3, procedendo-se sucessivos processos iterativos similares a fim de satisfazer às condições de equilíbrio entre o momento fletor máximo de dimensionamento (4243 kN*m) e o momento fletor resistente da seção, além do equilíbrio de forças internas resistentes da seção. Porém, nesta etapa, considerou-se a contribuição da resistência das lâminas de fibra de carbono situadas na face inferior da longarina.

A força de tração a ser resistida pelo reforço estrutural será calculada a partir da diferença entre os valores das forças de compressão, resistidas da porção superior de concreto comprimido e pela armadura original superior comprimida, e os valores das forças de tração, resistidas pela armadura original inferior tracionada. Isto é demonstrado na Tabela 32.

Tabela 32: Iterações para determinação da força resistida pelo reforço estrutural.

Deformação Específica		Linha Neutra	Forças Internas		Momento Fletor Resistente	Força de Tração do Reforço
Concreto	Aço Inferior		Compressão	Tração		
3,50 ‰	10,00 ‰	43,300 cm	9054 kN	2127 kN	8893 kN*m	Não Calculado
1,04 ‰	3,00 ‰	43,033 cm	4332 kN	2127 kN	4243 kN*m	2205 kN

Determinada a altura da linha neutra para a seção equilibrada, calculou-se a deformação específica final da face inferior da longarina referente ao momento fletor

máximo de dimensionamento. A deformação específica real das lâminas de fibra de carbono é calculado a partir da diferença entre os valores das deformações específicas final e inicial da face inferior da longarina, conforme apresentado na Tabela 33.

Tabela 33: Determinação da deformação específica real da lâmina de fibra de carbono.

CASO 1 (cargas permanentes)		CASO 3 (cargas permanentes e móveis)		
Momento Fletor	Deformação Específica Inicial	Momento Fletor	Deformação Específica Final	Deformação Específica Real
1648 kN*m	1,715 ‰	4243 kN*m	3,073 ‰	1,358 ‰

Ao consultar as especificações técnicas das lâminas de fibra de carbono, deve-se observar se o valor do alongamento máximo permitido é inferior ao valor da deformação específica real. Observa-se, também, o valor da tensão máxima de ruptura do material após a determinação da tensão atuante no reforço estrutural, calculada a partir da relação entre o valor da deformação específica real e do valor do módulo de elasticidade do material.

A área necessária da seção transversal de fibra de carbono foi calculada a partir da relação entre os valores de força de tração e de tensão atuante no reforço. Os parâmetros de cálculo são apresentados na Tabela 34.

Tabela 34: Determinação da área necessária da seção transversal da lâmina de fibra de carbono.

Força de Tração do Reforço	Módulo de Elasticidade do Material	Deformação Específica Real	Resistência à Tração do Reforço	Área Necessária de Seção Transversal
2205 kN	165 GPa	1,358 ‰	3100 MPa	2235 mm ²

Por fim, na Tabela 35, é apresentado o resultado do dimensionamento do reforço estrutural com base em um padrão comercial disponível para unidades de laminados de fibra de carbono que deverão preencher a superfície da face inferior da longarina.

Tabela 35: Dimensionamento do reforço estrutural em laminado de fibra de carbono.

Largura Total	Unidade de Laminado		Unidades por Camada	Camadas	Total de Unidades	Área Adotada de Seção Transversal
	Espessura	Largura				
40 cm	1,40 mm	100 mm	4 un.	4 un.	16 un.	2240 mm ²

Assim, o resultado do reforço à flexão da viga consiste na instalação de 16 unidades de laminado de fibra de carbono de 1,4 mm de espessura e 100 mm de largura, dispostas em 4 camadas, com 4 unidades por camada, totalizando 2240 mm².

7.4.3 REPRESENTAÇÃO

A Figura 120 ilustra a nova seção transversal da ponte após o alargamento do tabuleiro e a execução do reforço estrutural por compósito de fibra de carbono.

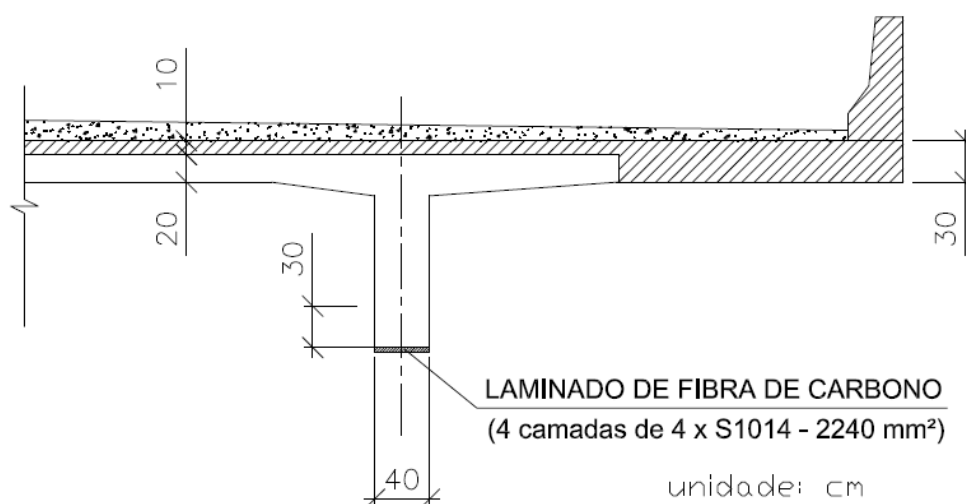


Figura 120: Reforço da viga longitudinal por fixação de laminado de fibra de carbono.

7.5 COMPARAÇÕES ENTRE AS SOLUÇÕES

7.5.1 CONSIDERAÇÕES

No presente trabalho, os parâmetros determinantes para a análise comparativa dos resultados foram os esforços solicitantes nos vãos da viga longitudinal e no balanço da laje, cujas variações dos valores entre o CASO 1 e CASO 3 estão relacionadas ao aumento da largura das seções transversais e a adequação às normas vigentes.

A partir da apresentação dos parâmetros de desempenho estrutural e dos exemplos de dimensionamento apresentados para os quatro métodos de reforço estrutural, é

possível realizar comparações de aspectos qualitativas e quantitativas com o intuito de definir a melhor solução para cada caso real específico.

7.5.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS

Para cada solução de reforço estrutural são apresentadas as vantagens e desvantagens que orientam quanto ao melhor tipo de aplicação.

A aplicação da protensão externa permite uma rápida e simples fixação das cordoalhas e dos dispositivos metálicos, não necessita de injeção de nata de cimento, pela inexistência de bainhas, diminui as perdas de protensão por atrito ao longo das cordoalhas e permite uma operação de protensão mais simples, com equipamentos (macacos) menores do que os usualmente utilizados nas vigas de pontes.

O reforço e alargamento com concreto armado convencional é recomendável quando, nas pontes muito antigas, o concreto tem resistência à compressão muito baixa ou está, também, muito deteriorado. Nesse caso, as tensões no concreto não são atendidas para a aplicação da protensão, o que pode ocasionar a ruptura da viga.

O reforço por colagem de compósitos de fibra de carbono, ou chapas de aço, permite um reforço estrutural com o mínimo de interferência estética e de adição de peso próprio à estrutura original, muito recomendado para obras de reforço tombadas por serem patrimônio histórico, apesar do seu alto custo e vulnerabilidade às ações de agentes externos, como variação de temperatura e umidade.

Algumas obras de reabilitação em pontes e viadutos podem ser executadas com a rodovia em utilização, fator que torna a logística de execução mais apurada. No entanto, dificuldades com o acesso ou necessidade de rápida liberação de tráfego são desafios que tornam vasto o campo de pesquisa e desenvolvimento de materiais e técnicas de reabilitação e reforço estrutural que minimizem os custos e tragam maiores vantagens.

Na Tabela 36 é apresentada a comparação de aspecto qualitativo das características entre os quatro tipos de reforço estrutural abordados neste trabalho.

Tabela 36: Comparação qualitativa das características dos reforços estruturais.

	Chapa de Aço	Encamisamento com Concreto Armado	Protensão Externa	Compósitos de Fibra de Carbono
Complexidade de Execução	Média	Média	Baixa	Alta
Necessidade de Mão de Obra Especializada	Média	Baixa	Média	Alta
Adição de Peso Próprio à Estrutura	Baixa	Alta	Baixa	Baixa
Necessidade de Manutenção	Alta	Baixa	Média	Média
Sensibilidade ao Fogo	Alta	Baixa	Alta	Alta
Sensibilidade à Corrosão	Alta	Baixa	Média	Baixa
Exposição ao Vandalismo	Alta	Baixa	Alta	Alta
Custo Envolvido.	Médio	Médio	Baixa	Alto

7.5.3 CUSTOS DOS MATERIAIS DE REFORÇO

Na Tabela 37 é apresentada a comparação de aspecto quantitativo entre os custos de fornecimento e instalação de reforços estruturais nas soluções em protensão externa e em fibra de carbono, dimensionados para trecho do vão central da longarina.

Os custos unitários de fornecimento e instalação de cada tipo de reforço foram baseados na tabela de composições da EMOP – Empresa de Obras Públicas do Estado do Rio de Janeiro.

Tabela 37: Comparação quantitativa de custos dos reforços estruturais.

	Protensão Externa	Fibra de Carbono
Exemplo	Ø 12,7 mm CP-190RB ou similar	SikaCarbodur S1014 (100mm x 1,4mm) ou similar
Comprimento	1,00 m	1,00 m
Medida Unitária	0,792 kg/m	-
Unidade de Orçamento	R\$ 7,83 / kg	R\$ 279,65 / m
Custo Unitário	R\$ 6,20 / m	R\$ 279,65 / m
Quantidade	10 unid.	16 unid.
Custo Total	R\$ 60,20 / m	R\$ 4474,40 / m

Observa-se que, para o caso deste trabalho, os custos para reforço com lâminas de fibra de carbono são significativamente superiores aos custos para reforço com protensão externa, o que influencia na preferência pela utilização da técnica convencional de reforço por flexão por protensão externa.

Ressalta-se, porém, que as análises foram realizadas a partir da obtenção dos esforços e posterior dimensionamento de trechos da estrutura, aplicando os principais fundamentos de cálculo das técnicas apresentadas nas regiões mais solicitadas do tabuleiro, o que serve de forma orientativa, porém, não determinante para a escolha de um ou mais tipos de reforço estrutural para uma obra completa.

8 CONCLUSÕES

8.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A economia brasileira encontra-se fortemente relacionada com o transporte de pessoas e insumos pelo modal rodoviário. Neste cenário, a qualidade de conservação e de capacidade de fluxo das rodovias e pontes, e a evolução da capacidade de transporte de cargas dos veículos merecem atenção especial.

As pontes e viadutos da malha rodoviária brasileira carecem, em grande parte, de obras relacionadas à recuperação e reforço estrutural. As manifestações patológicas das suas estruturas, portanto, são decorrentes, em maior incidência, da falta de investimentos na manutenção das estruturas e do constante trânsito de cargas superiores às previstas em cálculo.

As opções de recuperação e reforço estrutural abordadas consistem no encamisamento por concreto armado, fixação de chapas de aço, utilização de protensão externa e fixação de compósito de fibra de carbono, tendo sido apresentadas as suas vantagens e desvantagens e seus fundamentos de dimensionamento.

Através das simulações realizadas neste trabalho foi possível identificar as diferenças entre as normas e critérios de dimensionamentos das normas vigentes à época da construção do exemplo da ponte original e das normas vigentes atualmente.

No CASO 1, simulou-se um caso da ponte original datada de 1960, com 10,00m de largura de seção transversal do tabuleiro, sob os efeitos das cargas móveis do trem tipo TB-360 da NB-6/1960, dimensionada no estágio II e conforme os critérios das tensões admissíveis dos materiais.

No CASO 2, analisou-se a situação em que esta mesma ponte é submetida às normas de carregamento atuais, e verificou-se que, conforme os critérios de dimensionamento no estágio III e do Estado Limite Último, definidos na NBR-6118/2014, não é explícita a necessidade de reforço estrutural da ponte.

No entanto, conforme apresentado no CAPÍTULO 2 deste trabalho, ao observar as características geométricas e de capacidade de transporte de carga dos veículos atuais, recomenda-se a adequação do trem-tipo de dimensionamento TB-450, constante na norma NBR-7188/2013, o que, de fato, implicaria na necessidade de reforço estrutural da ponte original

Por fim, no CASO 3, foi simulada a situação de alargamento do tabuleiro para adequação à geometria das pontes definida pelo DNIT, assim como a atuação das cargas móveis definidas pela NBR-7188/2013 e os critérios de dimensionamentos definidos

pela NBR-6118/2014. A comparação dos esforços solicitantes e dos resultados de dimensionamento das armaduras entre o CASO 1 e o CASO 3 indicou a necessidade de reforço estrutural, tendo sido elegidos o trecho do balanço lateral da laje do tabuleiro e a seção do meio da longarina do vão central.

Para reforço à flexão do balanço lateral da seção transversal do tabuleiro optou-se pelo encamisamento com concreto armado, tendo sido dimensionada uma armadura complementar de 1,53 cm²/m. Para o reforço à flexão da seção do meio da longarina do vão central, calculou-se o caso de reforço por protensão externa, tendo sido dimensionados 2 cabos de 5 cordoalhas de 12,7 mm de aço CP-190 RB, e o caso de reforço por compósito de fibra de carbono, tendo sido dimensionadas 4 camadas de 4 unidades de laminados de fibra de carbono de 100 mm de largura e 1,40 mm de espessura.

A comparação de custos entre as opções de reforços à flexão da longarina revelou uma disparidade significativa devido ao alto valor do preço por metro linear do laminado de fibra de carbono. Ou seja, para a situação abordada no estudo deste trabalho, de alargamento da seção transversal do tabuleiro e adequação às normas vigentes, concluiu-se ser preferível a utilização de protensão externa do que a fixação de unidades de laminado de fibra de carbono com o objetivo de aumentar a resistência à flexão das longarinas.

No entanto, reitera-se que, além do custo de execução do reforço, todo o contexto deve ser avaliado em cada situação real de necessidade de reforço estrutural, como as vantagens e desvantagens de cada tipo de reforço, a variação dos esforços solicitantes aos quais a estrutura encontra-se submetida, às quantidades de material de reforço resultantes do dimensionamento e as condicionantes técnicas de projeto e execução.

Como medida preventiva, até que sejam realizadas as intervenções estruturais necessárias, propõe-se a inspeção das condições físicas das pontes que compõem a malha rodoviária brasileira, além da implantação de balanças de pesagem de veículos e cargas por eixo, para garantia das condições de estabilidade e segurança das estruturas.

Conclui-se, também, que as técnicas de reforço com colagem de materiais, fibra de carbono ou chapas de aço, por exemplo, necessitam de investimento em pesquisas que investiguem melhor o comportamento das estruturas reforçadas, da ligação do material com a resina e o concreto, e os mecanismos de amarração que evitem a ruptura frágil, propiciando um maior aproveitamento do reforço. A evolução dos estudos neste campo provavelmente resultará em um maior uso da técnica pelos projetistas e, conseqüentemente, na redução do seu custo.

O estudo de caso abordado neste trabalho representa parte da realidade do panorama rodoviário brasileiro e suas projeções. Espera-se que as suas conclusões possam contribuir para o meio acadêmico, incentivando a pesquisa e o debate do tema, e para o meio profissional, incentivando o dimensionamento e a adoção dos tipos de reforço estrutural apresentados.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho teve como foco apenas as análises do tabuleiro de uma ponte, de modo que não foram abordados os elementos da infraestrutura e da mesoestrutura, sugerindo-se tais análises como tema de trabalhos futuros.

As aplicações dos fundamentos de dimensionamento se resumem às regiões mais solicitadas dos elementos estruturais do tabuleiro, não sendo elaborado um projeto completo com a utilização de apenas uma técnica de reforço e que possa resultar em uma lista de quantitativo de material para levantamento completo dos custos.

A elaboração de um projeto completo também permite conhecer o nível de detalhamento necessário para execução do trabalho em campo, tendo em vista que as técnicas de reforço estrutural, principalmente por compósitos de fibra de carbono, envolvem diversas recomendações descritas somente no catálogo dos fornecedores.

Percebe-se também que, por falta de uma norma específica, os fundamentos apresentados baseiam-se em resultados e orientações de poucos ensaios, além da adaptação dos conceitos acadêmicos. A falta de instrução normativa não assegura o projetista a adotar alguns destes fundamentos no seu dimensionamento, fazendo com que diferentes opções de reforço estrutural sejam pouco aplicadas.

Sugere-se, de um modo geral, que sejam desenvolvidos mais trabalhos neste campo de pesquisa a fim de disseminar os principais conceitos e embasar outros novos estudos que permitam aprofundar o conhecimento do comportamento das estruturas reforçadas e das condicionantes técnicas que envolvem cada tipo de solução.

O crescente número de trabalhos deste tipo seria um incentivo para que as técnicas de dimensionamento e execução de reforço estrutural compoñham a ementa de cursos de engenharia, em conjunto com o tema de patologias das estruturas.

O domínio de seus conceitos pelos profissionais permitirá a sua aplicação em diversas situações reais em que estruturas deterioradas, ou obsoletas no ponto de vista de capacidade de suporte de carga, possam sofrer as intervenções adequadas que promovam a prolongação de sua vida útil.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT-NB-1:1960, *Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT-NB-2:1961, *Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT-NB-6:1960, *Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT-EB-3:1967, *Condições de Emprego das Barras de Aço Destinadas a Armadura de Peças de Concreto Armado*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT-NBR-6118:2014, *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT-NBR-7187:2003, *Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido - Procedimento*. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT-NBR-7188:2013, *Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre*. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT-NBR-7480:2007, *Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto*. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT-NBR-8681:2003, *Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento*. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

AHI, A. J. F., *Análise de Fadiga em Pontes Rodoviárias de Concreto Armado*. Dissertação de M. Sc., Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2009.

ALMEIDA, T. G. M., *Reforço de Vigas de Concreto Armado por Meio de Cabos Externos Protendidos*. Dissertação de M. Sc., Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 2001.

ALMEIDA, R. E. G., *Dimensionamento de Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado em Estruturas Submetidas a Recalques Diferenciais Utilizando a Técnica de Colagem de Materiais*. Trabalho Final de Curso, Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, BA, Brasil, 2008.

ARAÚJO, C. M., *Reforço de Vigas de Concreto à Flexão e ao Cisalhamento com Tecidos de Fibra de Carbono*. Dissertação M. Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2002.

ARAÚJO, D. L., *Projeto de Ponte em Concreto Armado com Duas Longarinas*. Conteúdo das Aulas de Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, Brasil, 1999.

ASSOCIAÇÃO MATROGROSSENSE DOS MUNICÍPIOS, *Projeto de Infraestrutura Urbana de Duplicação e Adequação de Capacidade e Segurança*. Projeto Estrutural, Prefeitura Municipal de Cuiabá, Cuiabá, MT, Brasil, 2012.

BASTOS, P. S. S., *Fundamentos do Concreto Armado*. Conteúdo das Aulas de Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, 2006.

BATISTA, E. A., *Análise de Vigas Reforçadas ao Cisalhamento e à Torção com CFRP*. Trabalho Final de Graduação, Universidade da Amazônia, Belém, PA, Brasil, 2007.

BARONI, H. J. M., *Simulação da Vida Útil de Fadiga do Concreto em Vigas de Tabuleiro de Pontes em Função do Fluxo de Veículos Pesados*. Tese de D. Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil, 2010.

BEBER, A. J., *Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Fibra de Carbono*. Tese de D. Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil, 2003.

BRANCO, F. G., *Reabilitação e Reforço de Estruturas – Aula 15: Reforço por Colagem de Chapas de Aço*. Conteúdo das Aulas de Curso Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2011.

DELTACON, *Solução Estrutural para Alargamento de Pontes Existentes sem Reforço de Fundação – Solução Mista em Concreto e Aço*. Relatório Final de Pesquisa, DELTACON Engenharia Ltda., Porto Alegre, RS, Brasil, 2011.

EL DEBS, M. K. E.; MALITE, M.; TAKEYA, T.; NETO, J. M.; HANAI, J. B.; OLIVEIRA P. E., *Análise das Conseqüências do Tráfego de Combinações de Veículos de Carga (CVCs) sobre as Pontes da Rede Viária sob Jurisdição do DER-SP*. Artigo, Revista Minerva – Pesquisa e Tecnologia, São Paulo, SP, Brasil, 2004.

GALLE, Guilherme, *Métodos de Reforço Passivos em Elementos Lineares Fletidos em Concreto Armado: Estudo Comparativo do Acréscimo de Capacidade Portante através de Programa Computacional*. Trabalho Final de Graduação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil, 2011.

GUERRANTE, I. C., *Análise Numérica de Vigas de Concreto Armado Reforçadas por Encamisamento Parcial*. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013.

GUERREIRO, A., *A Matriz de Transporte e o Desenvolvimento Sustentável*. 7º Encontro de Logística e Transportes, FIESP, São Paulo, SP, Brasil, 2012.

INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS, *Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias*. Manual Técnico, DNIT, Brasília, DF, Brasil, 2004.

INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS, *Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos Rodoviários*. Manual Técnico, DNIT, Brasília, DF, Brasil, 2010.

JUVANDES, L. F. P., *Reforço e Reabilitação de Estruturas*. Conteúdo das Aulas de Curso de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2002.

MACHADO, A. P., *Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono*. Manual do Fabricante, VIAPOL, São Paulo, SP, Brasil, 2010.

MACHADO, R. N.; SARTORI, A. L., *Pontes: Patologias dos Aparelhos de Apoio*. Artigo Técnico apresentado no VI Congresso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras, Córdoba, Argentina, 2010.

MENDES, P. T. C., *Contribuições para um Modelo de Gestão de Pontes de Concreto Aplicado à Rede de Rodovias Brasileiras*. Tese D. Sc., Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, 2009.

NETO, A. C. A., *Projeto e Cálculo de Pontes de Concreto Armado*. Conteúdo das Aulas de Engenharia Civil, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1977.

PEREIRA, R. D., *Reabilitação de Obras de Artes Especiais – Pontes e Viadutos*. Trabalho Final de Graduação, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, SP, Brasil, 2007.

SANTOS, M. F., *Contribuição ao Estudo do Efeito de Combinação de Veículos de Carga sobre Pontes Rodoviárias de Concreto*. Dissertação M. Sc., Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 2003.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, Thomaz, *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. Livro Técnico, PINI, São Paulo, SP, Brasil, 2009.

PFEIL, W., *Pontes em Concreto Armado, Volume 1*. Livros Técnicos e Científicos Editora S/A, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1990.

REIS, L. S. N., *Sobre a Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado*. Dissertação M. Sc., Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil, 2001.

RIBEIRO, P. T. P., *Critérios para o Dimensionamento do Reforço do Concreto Armado com Elementos Compósitos de Fibra de Carbono*. Congresso de Pontes e Estruturas, Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2005.

SANTOS, E. W. F., *Reforço de Vigas de Concreto Armado à Flexão por Encamisamento Parcial*. Dissertação de M. Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

SCHÄFFER, A., *Verificação de Seções de Concreto Armado Solicitadas por Flexão Composta à Fadiga*. Dissertação de M. Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil, 2002.

SILVA, E. A., *Técnicas de Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado*. Trabalho Final de Graduação, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, SP, Brasil, 2006.

SILVA, P. F.; DE BRITO, M. A. N.; E SANTOS, I. C.; SILVA, R. S. Y. C.; SOBRINHO, B. E., *Efeitos da Mudança da NBR 7118:2003 nos Projetos de Pontes. Estudo de Caso: Projeto de Recuperação da Pontes sobre o Rio Correias na BR-101/SC*. Artigo Técnico apresentado no 7º Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

SILVA, P. M. S.; LISERRE, A. P. A. R.; DA SILVA, A. F., *Vigas de Concreto Armado Reforçadas por Meio de Encamisamento*. Revista Eletrônica de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, Brasil, 2012.

SIMÕES, M. L. F., *Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado por Encamisamento Parcial*. Dissertação de M. Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.

SOARES, R. W., *Efeito da Variação de Temperatura em Pontes Integrais de Concreto com Fundações em Estacas de Aço*. Trabalho Final de Graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011.

TEJEDOR, C. M., *Patologia, Recuperação e Reforço com Protensão Externa em Estruturas de Pontes*. Trabalho Final de Graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013.

THOMAZ, E. C. S., *Cimentos e Concretos*. Conteúdo das Aulas de Engenharia Civil, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2010.

THOMAZ, E. C. S., *Lajes Contínuas de Pontes – NB2-1961 – Cálculo na Fase Plástica – Prof. Telemaco van Langedonck*. Conteúdo das Aulas de Curso de Engenharia Civil, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

VITÓRIO, J. A. P.; DE BARROS, R. C., *Reforço e Alargamento de Pontes Rodoviárias com a Utilização de Protensão Externa*. Artigo Técnico apresentado no 7º Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas, CINPAR, Fortaleza, CE, Brasil, 2011.

VITÓRIO, J. A. P.; DE BARROS, R. M. M. C., *Métodos Mais Utilizados para Alargamento e Reforço de Obras de Arte Especiais no Brasil*. Artigo Técnico apresentado no Encontro Nacional do Betão Estrutural, Universidade Federal do Porto e Universidade Federal de Pernambuco, Porto, Portugal, 2012.

VITÓRIO, J. A. P.; BARROS, R. M. M. C., *Análise Paramétrica de Projetos de Alargamento e Reforço de Pontes Rodoviárias de Concreto Armado*. Artigo Técnico apresentado na Jornada Sul Americana de Engenharia Estrutural, Associação Sul Americana de Engenharia Estrutural, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

10 SÍTIOS DA INTERNET

ARCELORMITTAL, *Perfis e Barras – Linha Estrutural e Serralheira*. Catálogo Técnico de Produtos, disponível em << www.arcelormittal.com/br >>, Brasil, acesso em 12/09/2014.

ARCELORMITTAL, *Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido*. Catálogo Técnico de Produtos, disponível em << www.arcelormittal.com/br >>, Brasil, acesso em 12/09/2014.

GERDAU, *Aços Planos e Suas Aplicações*. Catálogo Técnico de Produtos, disponível em << www.comercialgerdau.com.br >>, acesso em 12/09/2014.

MC-BAUCHEMIE, *MC-DUR CFRP – Reforço Estrutural com Fibra de Carbono*. Catálogo Técnico de Produtos, disponível em << www.mc-bauchemie.com.br >>, Brasil, acesso em 12/09/2014.

MC BAUCHEMIE, *Soluções Completas para Recuperação e Proteção de Pontes e Viadutos*. Manual do Fabricante, disponível em << www.mc-bauchemie.com.br >>, Brasil, acesso em 12/09/2014.

PIRES GIOVANETTI GUARDIA Engenharia, *Reforço com Fibra de Carbono – Ponte Teles Pires*. Website, disponível em << www.pires.com >>, Brasil, acesso em 25/09/2014.

PROTENDE, *Armaduras de Protensão*. Catálogo Técnico de Produtos, disponível em << www.protende.com.br >>, Brasil, acesso em 12/09/2014.

RUDLOFF, *Concreto Protendido – Preparação, Protensão e Injeção*. Catálogo Técnico de Produtos, disponível em << www.rudloff.com.br >>, Brasil, acesso em 12/09/2014.

SIKA, *Sika® CarboDur® – Lâmina de Fibra de Carbono para Reforço Estrutural*. Catálogo Técnico de Produtos, disponível em << www.sika.com.br >>, Brasil, acesso em 12/09/2014.

SIKA, *SikaWrap® 300 C/60 – Tecido de Fibra de Carbono para Reforço Estrutural*. Catálogo Técnico de Produtos, disponível em << www.sika.com.br >>, Brasil, acesso 12/09/2014.

SIKA, *Sikadur® 330 – Resina Epóxi Bi-componente para Impregnação*. Catálogo Técnico de Produtos, disponível em << www.sika.com.br >>, Brasil, acesso em 12/09/2014.

VIAPOL, 2011, *Viapol® Carbon – Recuperação e Reforço Estrutural*. Catálogo Técnico de Produtos, disponível em << www.viapol.com.br >>, Brasil, acesso em 12/09/2014.

APÊNDICE A

**DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO DA LAJE EM
BALANÇO POR ENCAMISAMENTO**

Reforço da Laje - Encamisamento com Concreto Armado:

[x] Dados de Entrada

[x] Dados de Dimensionamento

[x] Dados de Saída (Intermediários)

[x] Dados de Saída (Finais)

DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ESTRUTURAL:

DADOS INICIAIS:

$$M_{d,max.} = 156 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad (\text{momento negativo máximo da ponte original})$$

$$b_{\text{laje}} = 100\text{cm} \quad (\text{largura de dimensionamento da laje})$$

$$e_{\text{laje.original}} = 20\text{cm} \quad (\text{espessura da laje})$$

$$\text{cobr}_{\text{original}} = 3\text{cm} \quad (\text{cobrimento da armadura negativa})$$

$$d_{\text{original}} = e_{\text{laje.original}} - \text{cobr}_{\text{original}} = 17\cdot\text{cm} \quad (\text{altura útil da laje})$$

$$e_{\text{laje.ref.}} = 30\text{cm} \quad (\text{espessura da laje atual})$$

$$\text{cobr}_{\text{ref.}} = 3\text{cm} \quad (\text{cobrimento da armadura negativa})$$

$$f_{cd} = 19.60\text{MPa} \quad (\text{resistência de dimensionamento do concreto})$$

$$f_{yk} = 500\text{MPa} \quad (\text{resistência característica do aço})$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 435\cdot\text{MPa} \quad (\text{resistência de dimensionamento do aço})$$

$$A_{s,nec.yy.neg.ext.} = 20.09 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{taxa de aço adotada para o momento fletor negativo - CASO 1})$$

$$A_{s,adot.yy.neg.ext.máx.} = 26.49 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{taxa de aço calculada para o momento fletor negativo - CASO 3})$$

CÁLCULOS:

$$A_{s,original} = A_{s,nec.yy.neg.ext.} = 20.09 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{taxa de aço original para o momento fletor negativo})$$

$$A_{s,calc.inicial} = A_{s,adot.yy.neg.ext.máx.} = 26.49 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{taxa de aço calculada para o momento fletor negativo})$$

$$A_{s,ref.inicial} = A_{s,calc.inicial} - A_{s,original} = 6.40 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{taxa de aço calculada para o reforço})$$

$$d_{\text{ref.}} = e_{\text{laje.ref.}} - \text{cobr}_{\text{ref.}} = 27 \cdot \text{cm} \quad (\text{altura útil da armadura de reforço})$$

$$d_{\text{cg.mod.}} = \frac{(d_{\text{original}} \cdot A_{\text{s.original}}) + (d_{\text{ref.}} \cdot A_{\text{s.ref.inicial}})}{A_{\text{s.original}} + A_{\text{s.ref.inicial}}} = 19 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{cg.mod.}} = 19 \cdot \text{cm} \quad (\text{altura útil do centro de gravidade das armaduras})$$

$$k_{\text{md.mod.}} = \frac{M_{\text{d.max.}}}{\left(\frac{b_{\text{laje}}}{\text{m}}\right) \cdot (d_{\text{cg.mod.}})^2 \cdot (f_{\text{cd}})} = 0.211 \quad (k_{\text{md}} \text{ do momento fletor negativo máximo})$$

$$k_{\text{z.mod.}} = 0.50 + \sqrt{0.25 - \frac{k_{\text{md.mod.}}}{1.70}} = 0.855 \quad (k_{\text{z}} \text{ do momento fletor negativo máximo})$$

$$z_{\text{mod}} = (k_{\text{z.mod.}}) \cdot (d_{\text{cg.mod.}}) = 17 \cdot \text{cm} \quad (\text{distância entre as forças internas resultantes})$$

$$A_{\text{s.mod.parc.}} = \frac{M_{\text{d.max.}}}{(z_{\text{mod}}) \cdot (f_{\text{yd}})} = 21.62 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{taxa de aço corrigida para o momento fletor negativo})$$

$$A_{\text{s.ref.parc.}} = A_{\text{s.mod.parc.}} - A_{\text{s.original}} = 1.53 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{taxa de aço corrigida para o reforço})$$

$$M_{\text{g.laje}} = 50 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad (\text{momento negativo máximo devido às cargas permanentes})$$

$$M_{\text{q.mín.laje}} = 14 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad (\text{momento positivo mínimo devido às cargas móveis})$$

$$M_{\text{q.mín.adot.laje}} = \text{if}(M_{\text{q.mín.laje}} \geq 0, 0, M_{\text{q.mín.laje}}) = 0.00 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{q.mín.adot.laje}} = 0 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad (\text{momento negativo mínimo adotado devido às cargas móveis})$$

Para a verificação da fadiga deve ser adotado o valor do fator de redução ψ_1 conforme o tipo de obra e de peça estrutural.

Para pontes rodoviárias:

$\psi_1 = 0,5$ para verificação das vigas;

$\psi_1 = 0,7$ para verificação das transversinas;

$\psi_1 = 0,8$ para verificação das lajes de tabuleiro.

$$\psi_1 = 0.80 \quad (\text{fator de redução para lajes de concreto de pontes rodoviárias})$$

$$M_{\text{fad.mín.laje}} = M_{\text{g.laje}} + (\psi_1 \cdot M_{\text{q.mín.adot.laje}}) = 50 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad (\text{momento mínimo de fadiga})$$

$$k_{md.fad.mín.} = \frac{M_{fad.mín.laje}}{\left(\frac{b_{laje}}{m}\right)(d_{cg.mod.}^2) \cdot (f_{cd})} = 0.068 \quad (k_{md} \text{ do momento fletor negativo mínimo de fadiga})$$

$$k_{z.fad.mín.} = 0.50 + \sqrt{0.25 - \frac{k_{md.fad.mín.}}{1.7}} = 0.958 \quad (k_z \text{ do momento fletor negativo mínimo de fadiga})$$

$$z_{fad.mín.} = (k_{z.fad.mín.}) \cdot (d_{cg.mod.}) = 19 \cdot \text{cm} \quad (\text{distância entre as forças internas resultantes})$$

$$f_{yk.fad.mín.laje} = \frac{M_{fad.mín.laje}}{(z_{fad.mín.}) \cdot (A_{s.mod.parc.})} = 124 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{yk.fad.mín.laje} = 124 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão mínima de serviço na armadura negativa})$$

$$M_{q.máx.laje} = 56 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad (\text{momento negativo máximo devido às cargas móveis})$$

$$M_{fad.máx.laje} = M_{g.laje} + (\psi_1 \cdot M_{q.máx.laje}) = 95 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad (\text{momento máximo de fadiga})$$

$$k_{md.fad.máx.} = \frac{M_{fad.máx.laje}}{\left(\frac{b_{laje}}{m}\right)(d_{cg.mod.}^2) \cdot (f_{cd})} = 0.128 \quad (k_{md} \text{ do momento fletor negativo máximo de fadiga})$$

$$k_{z.fad.máx.} = 0.50 + \sqrt{0.25 - \frac{k_{md.fad.máx.}}{1.7}} = 0.918 \quad (k_z \text{ do momento fletor negativo máximo de fadiga})$$

$$z_{fad.máx.} = (k_{z.fad.máx.}) \cdot (d_{cg.mod.}) = 18 \cdot \text{cm} \quad (\text{distância entre as forças internas resultantes})$$

$$f_{yk.fad.máx.laje} = \frac{M_{fad.máx.laje}}{(z_{fad.máx.}) \cdot (A_{s.mod.parc.})} = 246 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{yk.fad.máx.laje} = 246 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão máxima de serviço na armadura negativa})$$

$$\Delta\sigma_{s.laje} = f_{yk.fad.máx.laje} - f_{yk.fad.mín.laje} = 122 \cdot \text{MPa} \quad (\text{variação de tensão de serviço})$$

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd, fad, min.}$ para 2×10^6 ciclos									
MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ²⁾
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3\phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	-	-	-	-	-	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄

$$\Delta f_{sd, fad, laje} = 190 \text{ MPa}$$

(variação de tensão limite de flexão)

$$k_{fad, viga, parc.} = \frac{\Delta \sigma_{s, laje}}{\Delta f_{sd, fad, laje}} = 0.641$$

(relação entre a variações de tensão atuantes e de fadiga)

$$k_{fad, laje} = \text{if}(k_{fad, viga, parc.} \leq 1, 1, k_{fad, viga, parc.}) = 1.000$$

$$k_{fad, laje} = 1.000$$

(fator de multiplicação da armadura negativa devido à fadiga, se > 1.00)

$$A_{s, adot, yy, neg, ext, máx.} = (k_{fad, laje}) \cdot (A_{s, mod, parc.}) = 21.62 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

(taxa corrigida de aço adotada para o momento fletor negativo - CASO 3)

$$A_{s, nec, yy, neg, ext.} = 20.09 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

(taxa original de aço adotada para o momento fletor negativo - CASO 1)

$$A_{nec, ref, yy, neg, ext.} = A_{s, adot, yy, neg, ext, máx.} - A_{s, nec, yy, neg, ext.} = 1.53 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

(taxa adicional de aço adotada para o momento fletor máximo negativo)

RESULTADOS:

$$A_{nec, ref, yy, neg, ext.} = 1.53 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

(taxa adicional de aço adotada para o momento fletor máximo negativo)

APÊNDICE B

DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO DA LONGARINA COM PROTENSÃO EXTERNA

Reforço da Viga - Protensão Externa:

[x] Dados de Entrada

[x] Dados de Dimensionamento

[x] Dados de Saída (Intermediários)

[x] Dados de Saída (Finais)

DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ESTRUTURAL:

DADOS INICIAIS:

$$M_{\text{max.Original}} = 2322 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momento positivo característico máximo da ponte original})$$

$$M_{\text{g.max.atual}} = 1648 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momento positivo devido às cargas permanentes da ponte atual})$$

$$\text{verif}_{\text{conc.laje}} = \text{if}(M_{\text{max.Original}} \geq M_{\text{g.max.atual}} \text{ "Sim", "Não"}) = \text{"Sim"}$$

(possibilidade de concretagem da laje antes da aplicação do reforço estrutural)

CÁLCULOS:

NOTA:

Como o dimensionamento da ponte original foi realizada com base em um momento fletor de maior valor, pode-se concretar a nova laje e aplicar a protensão após a sua cura. Isto modifica as propriedades geométricas da seção para cálculo do reforço.

$$M_{\text{max.Original}} = 2322 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momento positivo máximo característico da ponte original})$$

$$M_{\text{k.max.atual}} = 2994 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momento positivo máximo característico da ponte atual})$$

$$M_{\text{k.dif.}} = M_{\text{k.max.atual}} - M_{\text{max.Original}} = 672 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{incremento de momento positivo})$$

$$c_p = 30 \text{ cm} \quad (\text{distância do centro da placa do desviador ao fundo da viga})$$

$$h_f = 170 \text{ cm} \quad (\text{altura da viga T da ponte atual})$$

$$y_{\text{cg}} = 118.66 \text{ cm} \quad (\text{distância do centro de gravidade ao fundo da viga})$$

$$y_{\text{sup.}} = h_f - y_{\text{cg}} = 51.34 \cdot \text{cm} \quad (\text{distância do centro de gravidade ao topo da viga})$$

$$I_T = 0.3287 \text{ m}^4 \quad (\text{momento de inércia da seção T})$$

$$e_p = y_{\text{cg}} - c_p = 88.66 \cdot \text{cm} \quad (\text{excentricidade da força de protensão})$$

$$F_{\text{p.nec.}} = \frac{M_{\text{k.dif.}}}{e_p} = 758 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de protensão de reforço necessária inicialmente})$$

NOTA:

A força de protensão adotada será utilizada como base para as 3 verificações da protensão limitada, conforme NBR-6118/2014.

$$\sigma_{ptk} = 1900 \text{MPa} \quad (\text{tensão de ruptura do aço de protensão CP-190RB})$$

$$\sigma_{pyk} = 0.9 \cdot (\sigma_{ptk}) = 1710 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de escoamento do aço de protensão CP-190RB})$$

$$\sigma_{p.lim.1} = 0.74 \cdot (\sigma_{ptk}) = 1406 \cdot \text{MPa} \quad (1^\circ \text{ limite de tensão no aço de protensão})$$

$$\sigma_{p.lim.2} = 0.82 \cdot (\sigma_{pyk}) = 1402 \cdot \text{MPa} \quad (2^\circ \text{ limite de tensão no aço de protensão})$$

$$\sigma_{p.lim.} = \text{if}(\sigma_{p.lim.1} < \sigma_{p.lim.2}, \sigma_{p.lim.1}, \sigma_{p.lim.2}) = 1402 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{p.lim.} = 1402 \cdot \text{MPa} \quad (\text{limite de tensão adotado no aço de protensão})$$

$$A_{p.nec.} = \frac{F_{p.nec.}}{\sigma_{p.lim.}} = 540.5 \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{área de aço de protensão necessária})$$

$$A_{s.\phi 12.7\text{mm}} = 100.9 \text{mm}^2 \quad (\text{área de aço de 1 cordoalha de } \phi=12.7\text{mm})$$

$$A_{s.\phi 15.2\text{mm}} = 143.4 \text{mm}^2 \quad (\text{área de aço de 1 cordoalha de } \phi=15.2\text{mm})$$

$$n_{c.\phi 12.7\text{mm}.nec.} = \frac{A_{p.nec.}}{A_{s.\phi 12.7\text{mm}}} = 5.4 \quad (\text{número de cordoalhas de } \phi=12.7\text{mm necessárias})$$

$$n_{c.\phi 12.7\text{mm}} = \text{ceil}(n_{c.\phi 12.7\text{mm}.nec.}) = 6 \quad (\text{número de cordoalhas de } \phi=12.7\text{mm adotadas})$$

$$n_{c.\phi 12.7\text{mm}} = 6 \quad (\text{número de cordoalhas de } \phi=12.7\text{mm adotadas})$$

$$F_{p.verif.1} = \sigma_{p.lim.} \cdot (n_{c.\phi 12.7\text{mm}}) \cdot (A_{s.\phi 12.7\text{mm}}) = 849 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de protensão para verificação inicial})$$

NOTA:

Procede-se com o cálculo da primeira verificação da protensão limitada, referente à verificação no ato da protensão.

$$f_{ckj} = 27.4 \text{MPa} \quad (\text{resistência característica do concreto original atualmente})$$

$$f_{ctmj} = 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ckj}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{MPa} = 2.73 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência à tração do concreto})$$

$$\sigma_{c.comp.lim.1} = 0.7 \cdot f_{ckj} = 19.18 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência limite à compressão do concreto})$$

$$\sigma_{c.trac.lim.1} = 1.2 \cdot (f_{ctmj}) = 3.27 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência limite à tração do concreto})$$

$$M_{g,max,atual} = 1648 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momento positivo devido às cargas permanentes da ponte atual})$$

$$\sigma_{g,sup.} = \frac{M_{g,max,atual} \cdot (y_{sup.})}{I_T} = 2.57 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão no concreto na fibra superior})$$

$$\sigma_{g,inf.} = \frac{M_{g,max,atual} \cdot (y_{cg})}{I_T} = 5.95 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração no concreto na fibra inferior})$$

$$M_p = F_{p,verif.1} \cdot (e_p) = 753 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momento negativo devido à protensão})$$

$$\sigma_{p,sup.} = \frac{M_p \cdot (y_{sup.})}{I_T} = 1.18 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração no concreto na fibra superior})$$

$$\sigma_{p,inf.} = \frac{M_p \cdot (y_{cg})}{I_T} = 2.72 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão no concreto na fibra inferior})$$

$$\sigma_{c,sup.} = \sigma_{g,sup.} - 1.10 \cdot \sigma_{p,sup.} = 1.28 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão no concreto na fibra superior})$$

$$\text{cond}_{1,comp.} = \text{if}(\sigma_{c,sup.} \leq \sigma_{c,comp,lim.1}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"} \quad (\text{condição de limite à compressão do concreto})$$

$$\sigma_{c,inf.} = \sigma_{g,inf.} - 1.10 \cdot \sigma_{p,inf.} = 2.96 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração no concreto na fibra inferior})$$

$$\text{cond}_{1,trac.} = \text{if}(\sigma_{c,inf.} \leq \sigma_{c,trac,lim.1}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"} \quad (\text{condição de limite à tração do concreto})$$

NOTA:

Procede-se com o cálculo da segunda verificação da protensão limitada, referente à verificação do estado limite de serviço de abertura de fissuras.

$$f_{ctkj,inf} = 0.7 \cdot f_{ctmj} = 1.91 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência característica inferior à tração do concreto})$$

$$\sigma_{c,comp,lim.2} = 0.5 \cdot f_{ckj} = 13.70 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência limite à compressão do concreto})$$

$$\sigma_{c,trac,lim.2} = 1.2 \cdot (f_{ctkj,inf}) = 2.29 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência limite à tração do concreto})$$

$$M_q = 1346 \text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momento positivo devido as ações variáveis das cargas móveis})$$

$$\sigma_{q,sup.} = \frac{M_q \cdot (y_{sup.})}{I_T} = 2.10 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão no concreto na fibra superior})$$

$$\sigma_{q.inf.} = \frac{M_q \cdot (y_{cg})}{I_T} = 4.86 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração no concreto na fibra inferior})$$

$$\sigma_{conc.sup.} = \sigma_{g.sup.} - \sigma_{p.sup.} + 0.5 \cdot (\sigma_{q.sup.}) = 2.45 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão no concreto na fibra superior})$$

$$\text{cond}_{2.comp.} = \text{if}(\sigma_{conc.sup.} \leq \sigma_{c.comp.lim.2}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"} \quad (\text{condição de limite à compressão do concreto})$$

$$\sigma_{conc.inf.} = \sigma_{g.sup.} - \sigma_{p.inf.} + 0.5 \cdot (\sigma_{q.inf.}) = 2.29 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração no concreto na fibra inferior})$$

$$\text{cond}_{2.trac.} = \text{if}(\sigma_{conc.inf.} \leq \sigma_{c.trac.lim.2}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"} \quad (\text{condição de limite à tração do concreto})$$

NOTA:

Procede-se com o cálculo da terceira verificação da protensão limitada, referente à verificação do estado limite de serviço de descompressão.

$$\sigma_{c.comp.lim.3} = 0.5 \cdot f_{ckj} = 13.70 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência limite à compressão do concreto})$$

$$\sigma_{c.trac.lim.3} = 0.00 \text{MPa} \quad (\text{resistência limite à tração do concreto})$$

$$\sigma_{conc.sup.} = \sigma_{g.sup.} - \sigma_{p.sup.} + 0.3 \cdot (\sigma_{q.sup.}) = 2.03 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão no concreto na fibra superior})$$

$$\text{cond}_{3.comp.} = \text{if}(\sigma_{conc.sup.} \leq \sigma_{c.comp.lim.3}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"} \quad (\text{condição de limite à compressão do concreto})$$

$$\sigma_{conc.inf.} = \sigma_{g.sup.} - \sigma_{p.inf.} + 0.3 \cdot (\sigma_{q.inf.}) = 1.31 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração no concreto na fibra inferior})$$

$$\text{cond}_{3.trac.} = \text{if}(\sigma_{conc.inf.} \leq \sigma_{c.trac.lim.3}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Não"} \quad (\text{condição de limite à tração do concreto})$$

NOTA:

Procede-se com a busca pelo atendimento à condição não atendida durante às verificações da protensão limitada.

$$\sigma_{p.inf.corr.} = \sigma_{g.sup.} + 0.3 \cdot (\sigma_{q.inf.}) = 4.03 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de protensão ajustada para atender a condição da 3ª verificação da protensão})$$

$$M_{p.corr.} = \frac{\sigma_{p.inf.corr.} \cdot (I_T)}{(y_{cg})} = 1117 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento de protensão ajustado})$$

$$F_{p.corr.} = \frac{M_{p.corr.}}{e_p} = 1260 \cdot \text{kN}$$

(força de protensão ajustada e a ser verificada, novamente)

NOTA:

A força de protensão ajustada será utilizada como nova base para as 3 verificações da protensão limitada, conforme NBR-6118/2014.

$$\sigma_{ptk} = 1900 \text{MPa} \quad (\text{tensão de ruptura do aço de protensão CP-190RB})$$

$$\sigma_{pyk} = 0.9 \cdot (\sigma_{ptk}) = 1710 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de escoamento do aço de protensão CP-190RB})$$

$$\sigma_{p.lim.1} = 0.74 \cdot (\sigma_{ptk}) = 1406 \cdot \text{MPa} \quad (1^\circ \text{ limite de tensão no aço de protensão})$$

$$\sigma_{p.lim.2} = 0.82 \cdot (\sigma_{pyk}) = 1402 \cdot \text{MPa} \quad (2^\circ \text{ limite de tensão no aço de protensão})$$

$$\sigma_{p.lim.} = \text{if}(\sigma_{p.lim.1} < \sigma_{p.lim.2}, \sigma_{p.lim.1}, \sigma_{p.lim.2}) = 1402 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{p.lim.} = 1402 \cdot \text{MPa} \quad (\text{limite de tensão adotado no aço de protensão})$$

$$A_{p.nec.} = \frac{F_{p.corr.}}{\sigma_{p.lim.}} = 898.4 \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{área de aço de protensão necessária})$$

$$A_{s.\phi 12.7\text{mm}} = 100.9 \text{mm}^2 \quad (\text{área de aço de 1 cordoalha de } \phi=12.7\text{mm})$$

$$A_{s.\phi 15.2\text{mm}} = 143.4 \text{mm}^2 \quad (\text{área de aço de 1 cordoalha de } \phi=15.2\text{mm})$$

$$n_{c.\phi 12.7\text{mm}.nec.} = \frac{A_{p.nec.}}{A_{s.\phi 12.7\text{mm}}} = 8.9 \quad (\text{número de cordoalhas de } \phi=12.7\text{mm necessárias})$$

$$n_{c.\phi 12.7\text{mm}} = \text{ceil}(n_{c.\phi 12.7\text{mm}.nec.}) + 1 = 10 \quad (\text{número de cordoalhas de } \phi=12.7\text{mm adotadas})$$

$$n_{c.\phi 12.7\text{mm}} = 10 \quad (\text{número de cordoalhas de } \phi=12.7\text{mm adotadas})$$

$$F_{p.verif.2} = \sigma_{p.lim.} \cdot (n_{c.\phi 12.7\text{mm}}) \cdot (A_{s.\phi 12.7\text{mm}}) = 1415 \cdot \text{kN}$$

(força de protensão para nova verificação)

NOTA:

Procede-se com o cálculo da primeira verificação da protensão limitada, referente à verificação no ato da protensão.

$$f_{ckj} = 27.4 \text{MPa} \quad (\text{resistência característica do concreto original atualmente})$$

$$f_{ctmj} = 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ckj}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{MPa} = 2.73 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência à tração do concreto})$$

$$\sigma_{c.comp.lim.1} = 0.7 \cdot f_{ckj} = 19.18 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência limite à compressão do concreto})$$

$$\sigma_{c.trac.lim.1} = 1.2 \cdot (f_{ctmj}) = 3.27 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência limite à tração do concreto})$$

$$M_{g,max.atual} = 1648 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento positivo devido às cargas permanentes da ponte atual})$$

$$\sigma_{g.sup.} = \frac{M_{g,max.atual} \cdot (y_{sup.})}{I_T} = 2.57 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão no concreto na fibra superior})$$

$$\sigma_{g.inf.} = \frac{M_{g,max.atual} \cdot (y_{cg})}{I_T} = 5.95 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração no concreto na fibra inferior})$$

$$M_p = F_{p.verif.2} \cdot (e_p) = 1254 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento negativo devido à protensão})$$

$$\sigma_{p.sup.} = \frac{M_p \cdot (y_{sup.})}{I_T} = 1.96 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração no concreto na fibra superior})$$

$$\sigma_{p.inf.} = \frac{M_p \cdot (y_{cg})}{I_T} = 4.53 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão no concreto na fibra inferior})$$

$$\sigma_{c.sup.} = \sigma_{g.sup.} - 1.10 \cdot \sigma_{p.sup.} = 0.42 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão no concreto na fibra superior})$$

$$\text{cond}_{1.comp.} = \text{if}(\sigma_{c.sup.} \leq \sigma_{c.comp.lim.1}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"} \quad (\text{condição de limite à compressão do concreto})$$

$$\sigma_{c.inf.} = \sigma_{g.inf.} - 1.10 \cdot \sigma_{p.inf.} = 0.97 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração no concreto na fibra inferior})$$

$$\text{cond}_{1.trac.} = \text{if}(\sigma_{c.inf.} \leq \sigma_{c.trac.lim.1}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"} \quad (\text{condição de limite à tração do concreto})$$

NOTA:

Procede-se com o cálculo da segunda verificação da protensão limitada, referente à verificação do estado limite de serviço de abertura de fissuras.

$$f_{ctkj.inf} = 0.7 \cdot f_{ctmj} = 1.91 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência característica inferior à tração do concreto})$$

$$\sigma_{c.comp.lim.2} = 0.5 \cdot f_{ckj} = 13.70 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência limite à compressão do concreto})$$

$$\sigma_{c.trac.lim.2} = 1.2 \cdot (f_{ctkj.inf}) = 2.29 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência limite à tração do concreto})$$

$$M_q = 1346 \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento positivo devido as ações variáveis das cargas móveis})$$

$$\sigma_{q.sup.} = \frac{M_q \cdot (y_{sup.})}{I_T} = 2.10 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão no concreto na fibra superior})$$

$$\sigma_{q.inf.} = \frac{M_q \cdot (y_{cg})}{I_T} = 4.86 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração no concreto na fibra inferior})$$

$$\sigma_{conc.sup.} = \sigma_{g.sup.} - \sigma_{p.sup.} + 0.5 \cdot (\sigma_{q.sup.}) = 1.67 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão no concreto na fibra superior})$$

$$\text{cond}_{2.comp.} = \text{if}(\sigma_{conc.sup.} \leq \sigma_{c.comp.lim.2}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"} \quad (\text{condição de limite à compressão do concreto})$$

$$\sigma_{conc.inf.} = \sigma_{g.sup.} - \sigma_{p.inf.} + 0.5 \cdot (\sigma_{q.inf.}) = 0.48 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração no concreto na fibra inferior})$$

$$\text{cond}_{2.trac.} = \text{if}(\sigma_{conc.inf.} \leq \sigma_{c.trac.lim.2}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"} \quad (\text{condição de limite à tração do concreto})$$

NOTA:

Procede-se com o cálculo da terceira verificação da protensão limitada, referente à verificação do estado limite de serviço de descompressão.

$$\sigma_{c.comp.lim.3} = 0.5 \cdot f_{ckj} = 13.70 \cdot \text{MPa} \quad (\text{resistência limite à compressão do concreto})$$

$$\sigma_{c.trac.lim.3} = 0.00 \text{MPa} \quad (\text{resistência limite à tração do concreto})$$

$$\sigma_{conc.sup.} = \sigma_{g.sup.} - \sigma_{p.sup.} + 0.3 \cdot (\sigma_{q.sup.}) = 1.25 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão no concreto na fibra superior})$$

$$\text{cond}_{3.comp.} = \text{if}(\sigma_{conc.sup.} \leq \sigma_{c.comp.lim.3}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"} \quad (\text{condição de limite à compressão do concreto})$$

$$\sigma_{conc.inf.} = \sigma_{g.sup.} - \sigma_{p.inf.} + 0.3 \cdot (\sigma_{q.inf.}) = -0.50 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração no concreto na fibra inferior})$$

$$\text{cond}_{3.trac.} = \text{if}(\sigma_{conc.inf.} \leq \sigma_{c.trac.lim.3}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"} \quad (\text{condição de limite à tração do concreto})$$

$$F_{prot.adot.} = F_{p.verif.2} = 1415 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de protensão adotada})$$

RESULTADOS:

$$n_{c.\phi 12.7\text{mm}} = 10 \quad (\text{número de cordoalhas de } \phi = 12.7\text{mm CP-190RB adotadas})$$

APÊNDICE C

DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO DA LONGARINA COM APLICAÇÃO DE COMPÓSITOS DE FIBRA DE CARBONO

Reforço da Viga - Fibra de Carbono:

[x] Dados de Entrada

[x] Dados de Dimensionamento

[x] Dados de Saída (Intermediários)

[x] Dados de Saída (Finais)

DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ESTRUTURAL:

DADOS INICIAIS:

$h = 160\text{cm}$ *(altura da viga T original)*

$e_{\text{laje}} = 20\text{cm}$ *(espessura da laje original)*

$b_w = 40\text{cm}$ *(largura da alma da viga T original)*

$b_{f.T} = 250\text{cm}$ *(largura da mesa colaborante - já calculada)*

$b_{\text{aba}} = \frac{b_{f.T} - b_w}{2} = 105 \cdot \text{cm}$ *(largura da aba lateral da viga T)*

$f_{ckj} = 27.4\text{MPa}$ *(resistência característica do concreto atual)*

$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{1.4} = 19.6 \cdot \text{MPa}$ *(resistência de dimensionamento do concreto atual)*

$E_c = 29.3\text{GPa}$ *(módulo de elasticidade do concreto atual)*

$f_{yk} = 500\text{MPa}$ *(resistência característica do aço)*

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 435 \cdot \text{MPa}$ *(resistência de dimensionamento do aço)*

$E_s = 210\text{GPa}$ *(módulo de elasticidade do aço)*

$A_s = 56.25\text{cm}^2$ *(área de aço tracionado da ponte original - CASO 1)*

$d' = 3\text{cm}$ *(altura útil do aço comprimido)*

$d = 157\text{cm}$ *(altura útil do aço tracionado - CASO 1)*

CÁLCULOS:

NOTA:

Calcula-se a área de aço das barras da face superior da viga, desconsideradas as armaduras das lajes nesta região, para efeito didático.

$\phi_{s.1\phi.\text{sup.}} = 12.5\text{mm}$ *(diâmetro adotado de 1 barra de aço comprimido)*

$A'_{s.1\phi} = \frac{\pi \cdot (\phi_{s.1\phi.\text{sup.}})^2}{4} = 1.23 \cdot \text{cm}^2$ *(área de 1 barra de aço comprimido)*

$$n_{s.\text{sup.}} = 4 \quad (\text{número de barras adotadas para o aço comprimido})$$

$$A'_s = n_{s.\text{sup.}} \cdot A'_{s.1\phi} = 4.91 \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{área de aço comprimido})$$

NOTA:

Procede-se com a primeira iteração para equilíbrio dos esforços internos da seção transversal.

$$\epsilon_{c.I} = 0.350\% \quad (\text{deformação adotada para o concreto comprimido})$$

$$\epsilon_{s.I} = 1.000\% \quad (\text{deformação arbitrada para o aço tracionado - aço escoado})$$

$$x_I = \frac{(d)}{\left(\frac{\epsilon_{s.I}}{\epsilon_{c.I}} + 1\right)} = 40.704 \cdot \text{cm} \quad (\text{posição da linha neutra})$$

$$\epsilon_{c.I} = \left(\frac{x_I}{d - x_I}\right) \cdot \epsilon_{s.I} = 0.350\% \quad (\text{deformação do concreto comprimido})$$

$$\epsilon_{s'.I} = \left(\frac{x_I - d'}{d - x_I}\right) \cdot \epsilon_{s.I} = 0.324\% \quad (\text{deformação do aço comprimido})$$

$$\epsilon_{s.I} = \left(\frac{d - x_I}{x_I}\right) \cdot \epsilon_{c.I} = 1.000\% \quad (\text{deformação do aço tracionado})$$

$$\epsilon_{c.I} = 0.00350 \quad (\text{deformação do concreto comprimido para aplicação do fator de minoração } \psi_I)$$

$$\psi_I = \text{if} \left[\epsilon_{c.I} \leq \frac{2}{1000}, \left(\frac{2.5}{3} \cdot \sqrt{\frac{\epsilon_{c.I}}{\frac{2}{1000}}} \right), \left[\frac{2.5}{2} \cdot \left(1 - \frac{2}{\frac{1000}{\epsilon_{c.I}}} \right) \right] \right] = 1.25$$

$$\psi_I = 1.25 \quad (\text{fator de minoração da resistência do concreto})$$

$$x_{\text{aba.I}} = \text{if}(x_I > e_{\text{laje}}, e_{\text{laje}}, x_I) = 20 \cdot \text{cm} \quad (\text{altura da linha neutra do concreto nas abas})$$

$$y_{\text{aba.I}} = \text{if}(0.8 \cdot x_I \geq e_{\text{laje}}, x_{\text{aba.I}}, 0.8 \cdot x_I) = 20 \cdot \text{cm} \quad (\text{altura da faixa de compressão do concreto nas abas})$$

$$F_{c.Ia} = \psi_I \cdot (0.85 \cdot f_{cd}) \cdot (b_{\text{aba}} \cdot y_{\text{aba.I}}) \cdot 2 = 8734 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de compressão no concreto devido às abas da mesa de compressão da viga T})$$

$$F_{c.Ib} = \psi_I \cdot (0.85 \cdot f_{cd}) \cdot (0.8 \cdot x_I \cdot b_w) = 2709 \cdot \text{kN}$$

(força de compressão no concreto devido à alma da viga T)

$$F_{c.I} = F_{c.Ia} + F_{c.Ib} = 11442 \cdot \text{kN} \quad (\text{força total de compressão no concreto})$$

$$\sigma'_{y.I.i} = (E_s) \cdot (\epsilon_{s'.I}) = 681 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão de calculada no aço superior})$$

$$\sigma'_{y.I} = \text{if}(\sigma'_{y.I.i} > 500 \text{MPa}, f_{yd}, \sigma'_{y.I.i}) = 435 \cdot \text{MPa}$$

(tensão de compressão de dimensionamento no aço superior)

$$F'_{s.I} = \left(\frac{\sigma'_{y.I}}{1.15} \right) \cdot (A'_s) = 186 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de compressão de dimensionamento no aço superior})$$

$$\sigma_{y.I.i} = (E_s) \cdot (\epsilon_{s.I}) = 2100 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração calculada no aço inferior})$$

$$\sigma_{y.I} = \text{if}(\sigma_{y.I.i} > 500 \text{MPa}, f_{yd}, \sigma_{y.I.i}) = 435 \cdot \text{MPa}$$

(tensão de tração de dimensionamento no aço inferior)

$$F_{s.I} = \left(\frac{\sigma_{y.I}}{1.15} \right) \cdot (A_s) = 2127 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de tração de dimensionamento no aço inferior})$$

$$F_{\text{comp.I}} = F_{c.I} + F'_{s.I} = 11628 \cdot \text{kN} \quad (\text{somatório das forças de compressão})$$

$$F_{\text{trac.I}} = F_{s.I} = 2127 \cdot \text{kN} \quad (\text{somatório das forças de tração})$$

$$EQ_I = F_{\text{comp.I}} - F_{\text{trac.I}} = 9501 \cdot \text{kN} \quad (\text{equilíbrio de forças na seção})$$

NOTA:

Sendo o somatório das forças de compressão maior que o somatório das forças de tração, procede-se com a segunda iteração para equilíbrio dos esforços internos da seção transversal.

$$x_{II} = 11.753 \text{cm} \quad (\text{posição arbitrada para a linha neutra})$$

$$\epsilon_{s.II} = 1.000\% \quad (\text{deformação arbitrada para o aço - aço escoado})$$

$$\epsilon_{c.II} = \left(\frac{x_{II}}{d - x_{II}} \right) \cdot \epsilon_{s.II} = 0.081 \cdot \% \quad (\text{deformação do concreto comprimido})$$

$$\epsilon_{s'.II} = \left(\frac{x_{II} - d'}{d - x_{II}} \right) \cdot \epsilon_{s.II} = 0.060 \cdot \% \quad (\text{deformação do aço comprimido})$$

$$\epsilon_{s.II} = \left(\frac{d - x_{II}}{x_{II}} \right) \cdot \epsilon_{c.II} = 1.000 \cdot \% \quad (\text{deformação do aço tracionado})$$

$$\varepsilon_{c.II} = 0.00081 \quad (\text{deformação do concreto comprimido para aplicação do fator de minoração } \psi_{II})$$

$$\psi_{II} = \text{if} \left[\varepsilon_{c.II} \leq \frac{2}{1000}, \left(\frac{2.5}{3} \cdot \sqrt{\frac{\varepsilon_{c.II}}{\frac{2}{1000}}} \right), \left[\frac{2.5}{2} \cdot \left(1 - \frac{2}{\frac{2}{1000}} \right) \right] \right] = 0.530$$

$$\psi_{II} = 0.530 \quad (\text{fator de minoração da resistência do concreto})$$

$$x_{aba.II} = \text{if}(x_{II} > e_{laje}, e_{laje}, x_{II}) = 11.753 \cdot \text{cm} \\ (\text{altura da faixa de compressão do concreto nas abas})$$

$$y_{aba.II} = \text{if}(0.8 \cdot x_{II} \geq e_{laje}, x_{aba.II}, 0.8 \cdot x_{II}) = 9.402 \cdot \text{cm} \\ (\text{altura da faixa de compressão do concreto nas abas})$$

$$F_{c.IIa} = \psi_{II} \cdot (0.85 \cdot f_{cd}) \cdot (b_{aba} \cdot y_{aba.II}) \cdot 2 = 1741 \cdot \text{kN} \\ (\text{força no concreto devido às abas da mesa de compressão da viga T})$$

$$F_{c.IIb} = \psi_{II} \cdot (0.85 \cdot f_{cd}) \cdot (0.8 \cdot x_{II} \cdot b_w) = 332 \cdot \text{kN} \\ (\text{força no concreto devido à alma da viga T})$$

$$F_{c.II} = F_{c.IIa} + F_{c.IIb} = 2073 \cdot \text{kN} \quad (\text{força total de compressão no concreto})$$

$$\sigma'_{y.II.i} = (E_s) \cdot (\varepsilon_{s'.II}) = 127 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão de calculada no aço superior})$$

$$\sigma'_{y.II} = \text{if}(\sigma'_{y.II.i} > 500 \text{MPa}, f_{yd}, \sigma'_{y.II.i}) = 127 \cdot \text{MPa} \\ (\text{tensão de compressão de dimensionamento no aço superior})$$

$$F'_{s.II} = \left(\frac{\sigma'_{y.II}}{1.15} \right) \cdot (A'_s) = 54 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de compressão de dimensionamento no aço superior})$$

$$\sigma_{y.II.i} = (E_s) \cdot (\varepsilon_{s.II}) = 2100 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração calculada no aço inferior})$$

$$\sigma_{y.II} = \text{if}(\sigma_{y.II.i} > 500 \text{MPa}, f_{yd}, \sigma_{y.II.i}) = 435 \cdot \text{MPa} \\ (\text{tensão de tração de dimensionamento no aço inferior})$$

$$F_{s.II} = \left(\frac{\sigma_{y.II}}{1.15} \right) \cdot (A_s) = 2127 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de tração de dimensionamento no aço inferior})$$

$$F_{\text{comp.II}} = F_{c.II} + F'_{s.II} = 2127 \cdot \text{kN} \quad (\text{somatório das forças de compressão})$$

$$F_{\text{trac.II}} = F_{s.II} = 2127 \cdot \text{kN} \quad (\text{somatório das forças de tração})$$

$$EQ_{II} = F_{\text{comp.II}} - F_{\text{trac.II}} = 0 \cdot \text{kN}$$

(equilíbrio de forças na seção)

NOTA:

Sendo o somatório das forças de compressão e das forças de tração igual a zero, procede-se com a comparação entre o momento resistente da seção e o momento fletor atuante majorado máximo na seção.

$$M_{d.\text{max.}} = 4243 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{momento máximo de dimensionamento da ponte atual})$$

$$M_{\text{res.}} = F_{c.IIa} \cdot \left(d - \frac{y_{\text{aba.II}}}{2} \right) + F_{c.IIb} \cdot \left(d - \frac{0.8 \cdot x_{II}}{2} \right) + F'_{s.II} \cdot (d - d') = 3240 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

(momento fletor resistente da seção)

$$EQ_M = M_{d.\text{max.}} - M_{\text{res.}} = 1003 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad (\text{equilíbrio de momentos fletores na seção})$$

$$\text{cond}_{\text{ref.}} = \text{if}(M_{\text{res.}} < M_{d.\text{max.}}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"}$$

(condição para necessidade de reforço da seção)

NOTA:

Sendo o momento fletor resistente menor que o momento fletor atuante majorado máximo, procede-se com a primeira iteração para determinação da deformação inicial do reforço.

$$x_I = 25 \text{ cm}$$

(posição arbitrada para a linha neutra)

$$\epsilon_{s.I} = 0.100\%$$

(deformação arbitrada para o aço - não escoado)

$$\epsilon_{c.I} = \left(\frac{x_I}{d - x_I} \right) \cdot \epsilon_{s.I} = 0.019\%$$

(deformação do concreto comprimido)

$$\epsilon_{s'.I} = \left(\frac{x_I - d'}{d - x_I} \right) \cdot \epsilon_{s.I} = 0.017\%$$

(deformação do aço comprimido)

$$\epsilon_{s.I} = \left(\frac{d - x_I}{x_I} \right) \cdot \epsilon_{c.I} = 0.100\%$$

(deformação do aço tracionado)

$$\epsilon_{c.I} = 0.00019$$

(deformação do concreto comprimido para aplicação do fator de minoração ψ_I)

$$\psi_I = \text{if} \left[\epsilon_{c.I} \leq \frac{2}{1000}, \left(\frac{2.5}{3} \cdot \sqrt{\frac{\epsilon_{c.I}}{\frac{2}{1000}}} \right), \left[\frac{2.5}{2} \cdot \left(1 - \frac{2}{\frac{1000}{\epsilon_{c.I}}} \right) \right] \right] = 0.256$$

$$\psi_I = 0.256$$

(fator de minoração da resistência do concreto)

$$x_{\text{aba.I}} = \text{if}(x_I > e_{\text{laje}}, e_{\text{laje}}, x_I) = 20 \cdot \text{cm}$$

(altura da faixa de compressão do concreto nas abas)

$$y_{\text{aba.I}} = \text{if}(0.8 \cdot x_I \geq e_{\text{laje}}, x_{\text{aba.I}}, 0.8 \cdot x_I) = 20 \cdot \text{cm}$$

(altura da faixa de compressão do concreto nas abas)

$$y_I = 0.8 \cdot x_I = 20 \cdot \text{cm} \quad \text{(altura da faixa de compressão do concreto na alma da viga T)}$$

$$\text{Base}_{\text{aba}} = 1 \quad \text{(base maior do trapézio - coeficiente auxiliar adimensional)}$$

$$\text{base}_{\text{aba}} = \frac{(\text{Base}_{\text{aba}}) \cdot (y_I - y_{\text{aba.I}})}{y_I} = 0.000 \quad \text{(base menor do trapézio - coeficiente auxiliar adimensional)}$$

$$A_{\text{aba}} = \frac{(\text{Base}_{\text{aba}}) + (\text{base}_{\text{aba}})}{2} = 0.500 \quad \text{(coeficiente auxiliar de área devido a distribuição linear de tensões)}$$

$$f_{\text{area.aba}} = \frac{1}{A_{\text{aba}}} = 2.00 \quad \text{(fator auxiliar de área devido a distribuição linear de tensões)}$$

$$F_{\text{c.Ia}} = \frac{\psi_I \cdot (0.85 \cdot f_{\text{cd}}) \cdot (b_{\text{aba}} \cdot y_{\text{aba.I}}) \cdot 2}{f_{\text{area.aba}}} = 896 \cdot \text{kN}$$

(força no concreto devido às abas da mesa de compressão da viga T)

$$F_{\text{c.Ib}} = \frac{\psi_I \cdot (0.85 \cdot f_{\text{cd}}) \cdot (0.8 \cdot x_I \cdot b_w)}{2} = 171 \cdot \text{kN}$$

(força no concreto devido à alma da viga T)

$$F_{\text{c.I}} = F_{\text{c.Ia}} + F_{\text{c.Ib}} = 1067 \cdot \text{kN} \quad \text{(força total de compressão no concreto)}$$

$$\sigma'_{y.I.i} = (E_s) \cdot (\varepsilon_{s'.I}) = 35 \cdot \text{MPa} \quad \text{(tensão de compressão de calculada no aço superior)}$$

$$\sigma'_{y.I} = \text{if}(\sigma'_{y.I.i} > 500 \text{MPa}, f_{\text{yd}}, \sigma'_{y.I.i}) = 35 \cdot \text{MPa}$$

(tensão de compressão de dimensionamento no aço superior)

$$F'_{s.I} = \left(\frac{\sigma'_{y.I}}{1.15} \right) \cdot (A'_s) = 15 \cdot \text{kN} \quad \text{(força de compressão de dimensionamento no aço superior)}$$

$$\sigma_{y.I.i} = (E_s) \cdot (\varepsilon_{s.I}) = 210 \cdot \text{MPa} \quad \text{(tensão de tração calculada no aço inferior)}$$

$$\sigma_{y.I} = \text{if}(\sigma_{y.I.i} > 500 \text{MPa}, f_{\text{yd}}, \sigma_{y.I.i}) = 210 \cdot \text{MPa}$$

(tensão de tração de dimensionamento no aço inferior)

$$F_{s.I} = \left(\frac{\sigma_{y.I}}{1.15} \right) \cdot (A_s) = 1027 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de tração de dimensionamento no aço inferior})$$

$$F_{\text{comp.I}} = F_{c.I} + F'_{s.I} = 1081 \cdot \text{kN} \quad (\text{somatório das forças de compressão})$$

$$F_{\text{trac.I}} = F_{s.I} = 1027 \cdot \text{kN} \quad (\text{somatório das forças de tração})$$

$$EQ_{F.I} = F_{\text{comp.I}} - F_{\text{trac.I}} = 54 \cdot \text{kN} \quad (\text{equilíbrio de forças na seção})$$

NOTA:

Sendo o somatório das forças de compressão maior que o somatório das forças de tração, procede-se com a segunda iteração para determinação da deformação inicial do reforço.

$$x_{II} = 28.659 \text{cm} \quad (\text{posição arbitrada da linha neutra})$$

$$\epsilon_{s.II} = 0.1683\% \quad (\text{deformação arbitrada para o aço - não escoado})$$

$$\epsilon_{c.II} = \left(\frac{x_{II}}{d - x_{II}} \right) \cdot \epsilon_{s.II} = 0.038 \cdot \% \quad (\text{deformação do concreto comprimido})$$

$$\epsilon_{s'.II} = \left(\frac{x_{II} - d'}{d - x_{II}} \right) \cdot \epsilon_{s.II} = 0.034 \cdot \% \quad (\text{deformação do aço comprimido})$$

$$\epsilon_{s.II} = \left(\frac{d - x_{II}}{x_{II}} \right) \cdot \epsilon_{c.II} = 0.168 \cdot \% \quad (\text{deformação do aço tracionado})$$

$$\epsilon_{c.II} = 0.00038 \quad (\text{deformação do concreto comprimido para aplicação do fator de minoração } \psi_{II})$$

$$\psi_{II} = \text{if} \left[\epsilon_{c.II} \leq \frac{2}{1000}, \left(\frac{2.5}{3} \cdot \sqrt{\frac{\epsilon_{c.II}}{\frac{2}{1000}}} \right), \left[\frac{2.5}{2} \cdot \left(1 - \frac{2}{\frac{2}{1000} \cdot \epsilon_{c.II}} \right) \right] \right] = 0.361$$

$$\psi_{II} = 0.361 \quad (\text{fator de minoração da resistência do concreto})$$

$$x_{\text{aba.II}} = \text{if}(x_{II} > e_{\text{laje}}, e_{\text{laje}}, x_{II}) = 20 \cdot \text{cm} \quad (\text{altura da faixa de compressão do concreto nas abas})$$

$$y_{\text{aba.II}} = \text{if}(0.8 \cdot x_{II} \geq e_{\text{laje}}, x_{\text{aba.II}}, 0.8 \cdot x_{II}) = 20 \cdot \text{cm} \quad (\text{altura da faixa de compressão do concreto nas abas})$$

$$y_{II} = 0.8 \cdot x_{II} = 22.927 \cdot \text{cm} \quad (\text{altura da faixa de compressão do concreto na alma da viga T})$$

$$\text{Base}_{\text{aba}} = 1 \quad (\text{base maior do trapézio - coeficiente auxiliar dimensional})$$

$$\text{base}_{\text{aba}} = \frac{(\text{Base}_{\text{aba}}) \cdot (y_{\text{II}} - y_{\text{aba.II}})}{y_{\text{II}}} = 0.128 \quad (\text{base menor do trapézio - coeficiente auxiliar adimensional})$$

$$A_{\text{aba}} = \frac{(\text{Base}_{\text{aba}}) + (\text{base}_{\text{aba}})}{2} = 0.564 \quad (\text{coeficiente auxiliar de área devido a distribuição linear de tensões})$$

$$f_{\text{area.aba}} = \frac{1}{A_{\text{aba}}} = 1.774 \quad (\text{fator auxiliar de área devido a distribuição linear de tensões})$$

$$F_{\text{c.IIa}} = \frac{\psi_{\text{II}} \cdot (0.85 \cdot f_{\text{cd}}) \cdot (b_{\text{aba}} \cdot y_{\text{aba.II}}) \cdot 2}{f_{\text{area.aba}}} = 1423 \cdot \text{kN}$$

(força no concreto devido às abas da mesa de compressão da viga T)

$$F_{\text{c.IIb}} = \frac{\psi_{\text{II}} \cdot (0.85 \cdot f_{\text{cd}}) \cdot (0.8 \cdot x_{\text{II}} \cdot b_{\text{w}})}{2} = 276 \cdot \text{kN}$$

(força no concreto devido à alma da viga T)

$$F_{\text{c.II}} = F_{\text{c.IIa}} + F_{\text{c.IIb}} = 1699 \cdot \text{kN} \quad (\text{força total de compressão no concreto})$$

$$\sigma'_{\text{y.II.i}} = (E_{\text{s}}) \cdot (\epsilon_{\text{s'.II}}) = 71 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão de calculada no aço superior})$$

$$\sigma'_{\text{y.II}} = \text{if}(\sigma'_{\text{y.II.i}} > 500 \text{MPa}, f_{\text{yd}}, \sigma'_{\text{y.II.i}}) = 71 \cdot \text{MPa}$$

(tensão de compressão de dimensionamento no aço superior)

$$F'_{\text{s.II}} = \left(\frac{\sigma'_{\text{y.II}}}{1.15} \right) \cdot (A'_{\text{s}}) = 30 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de compressão de dimensionamento no aço superior})$$

$$\sigma_{\text{y.II.i}} = (E_{\text{s}}) \cdot (\epsilon_{\text{s.II}}) = 353 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração calculada no aço inferior})$$

$$\sigma_{\text{y.II}} = \text{if}(\sigma_{\text{y.II.i}} > 500 \text{MPa}, f_{\text{yd}}, \sigma_{\text{y.II.i}}) = 353 \cdot \text{MPa}$$

(tensão de tração de dimensionamento no aço inferior)

$$F_{\text{s.II}} = \left(\frac{\sigma_{\text{y.II}}}{1.15} \right) \cdot (A_{\text{s}}) = 1729 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de tração de dimensionamento no aço inferior})$$

$$F_{\text{comp.II}} = F_{\text{c.II}} + F'_{\text{s.II}} = 1729 \cdot \text{kN} \quad (\text{somatório das forças de compressão})$$

$$F_{\text{trac.II}} = F_{\text{s.II}} = 1729 \cdot \text{kN} \quad (\text{somatório das forças de tração})$$

$$\text{EQ}_{\text{F.II}} = F_{\text{comp.II}} - F_{\text{trac.II}} = 0 \cdot \text{kN} \quad (\text{equilíbrio de forças na seção})$$

$$M_{res.II} = (base_{aba}) \cdot F_{c.IIa} \cdot \left(d - \frac{y_{aba.II}}{2} \right) + \left(\frac{Base_{aba} - base_{aba}}{2} \right) \cdot F_{c.IIa} \cdot \left(d - \frac{y_{aba.II}}{3} \right) + F_{c.IIb} \cdot \left(d - \frac{0.8 \cdot x_{II}}{2} \right) + F'_{s.II} \cdot (d - d') = 1648 \cdot kN \cdot m$$

$$M_{res.II} = 1648 \cdot kN \cdot m \quad (\text{momento resistente da seção})$$

$$M_g = 1648 kN \cdot m \quad (\text{momento de serviço devido às cargas permanentes})$$

$$EQ_{M.II} = M_g - M_{res.II} = 0 \cdot kN \cdot m \quad (\text{equilíbrio de momento fletor na seção})$$

NOTA:

Sendo o somatório das forças de compressão igual ao somatório das forças de tração e o momento fletor resistente igual ao momento de serviço, procede-se com a determinação da deformação inicial do reforço.

$$\epsilon_{ref.i} = \frac{(\epsilon_{s.II}) \cdot (h)}{(d)} = 1.715 \times 10^{-3} \quad (\text{deformação inicial do substrato para aplicação do reforço})$$

$$h_n = 170 \text{ cm} \quad (\text{altura da viga atual})$$

$$e_{laje.n.} = 30 \text{ cm} \quad (\text{espessura da laje atual})$$

$$cobr_n = 3 \text{ cm} \quad (\text{cobrimento da armadura})$$

$$d_n = h_n - cobr_n = 1.67 \text{ m} \quad (\text{altura útil da armadura tracionada da viga atual})$$

$$d'_n = cobr_n = 3 \cdot \text{cm} \quad (\text{altura útil da armadura comprimida da viga atual})$$

$$M_{d.max.} = 4243 \cdot kN \cdot m \quad (\text{momento máximo atuante de majorado})$$

$$x_I = 43.300 \text{ cm} \quad (\text{posição arbitrada da linha neutra})$$

$$\epsilon_{s.I} = 1.000\% \quad (\text{deformação arbitrada para o aço - aço escoado})$$

$$\epsilon_{c.I} = \left(\frac{x_I}{d_n - x_I} \right) \cdot \epsilon_{s.I} = 0.350 \cdot \% \quad (\text{deformação do concreto comprimido})$$

$$\epsilon_{s'.I} = \left(\frac{x_I - d'_n}{d_n - x_I} \right) \cdot \epsilon_{s.I} = 0.326 \cdot \% \quad (\text{deformação do aço comprimido})$$

$$\epsilon_{s.I} = \left(\frac{d_n - x_I}{x_I} \right) \cdot \epsilon_{c.I} = 1.000 \cdot \% \quad (\text{deformação do aço tracionado})$$

$$\varepsilon_{c.I} = 0.00350$$

(deformação do concreto comprimido para aplicação do fator de minoração ψ_I)

$$\psi_I = \text{if} \left[\varepsilon_{c.I} \leq \frac{2}{1000}, \left(\frac{2.5}{3} \cdot \sqrt{\frac{\varepsilon_{c.I}}{\frac{2}{1000}}} \right), \left[\frac{2.5}{2} \cdot \left(1 - \frac{2}{\frac{1000}{\varepsilon_{c.I}}} \right) \right] \right] = 1.25$$

$$\psi_I = 1.25 \quad (\text{fator de minoração da resistência do concreto})$$

$$x_{aba.I} = \text{if}(x_I > e_{laje.n.}, e_{laje.n.}, x_I) = 30 \cdot \text{cm}$$

(altura da faixa de compressão do concreto nas abas)

$$y_{aba.I} = \text{if}(0.8 \cdot x_I \geq e_{laje.n.}, x_{aba.I}, 0.8 \cdot x_I) = 30 \cdot \text{cm}$$

(altura da faixa de compressão do concreto nas abas)

$$y_I = 0.8 \cdot x_I = 34.64 \cdot \text{cm} \quad (\text{altura da faixa de compressão do concreto na alma da viga } T)$$

$$\text{Base}_{aba} = 1 \quad (\text{base maior do trapézio - coeficiente auxiliar adimensional})$$

$$\text{base}_{aba} = \frac{(\text{Base}_{aba}) \cdot (y_I - y_{aba.I})}{y_I} = 0.134 \quad (\text{base menor do trapézio - coeficiente auxiliar adimensional})$$

$$A_{aba} = \frac{(\text{Base}_{aba}) + (\text{base}_{aba})}{2} = 0.567 \quad (\text{coeficiente auxiliar de área devido a distribuição linear de tensoes})$$

$$f_{\text{area.aba}} = \frac{1}{A_{aba}} = 1.764 \quad (\text{fator auxiliar de área devido a distribuição linear de tensoes})$$

$$F_{c.Ia} = \frac{\psi_I \cdot (0.85 \cdot f_{cd}) \cdot (b_{aba} \cdot y_{aba.I}) \cdot 2}{f_{\text{area.aba}}} = 7428 \cdot \text{kN}$$

(força no concreto devido às abas da mesa de compressão da viga T)

$$F_{c.Ib} = \frac{\psi_I \cdot (0.85 \cdot f_{cd}) \cdot (0.8 \cdot x_I \cdot b_w)}{2} = 1441 \cdot \text{kN}$$

(força no concreto devido à alma da viga T)

$$F_{c.I} = F_{c.Ia} + F_{c.Ib} = 8868 \cdot \text{kN} \quad (\text{força total de compressão no concreto})$$

$$\sigma'_{y.I.i} = (E_s) \cdot (\varepsilon_{s'.I}) = 684 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão de calculada no aço superior})$$

$$\sigma'_{y.I} = \text{if}(\sigma'_{y.I.i} > 500 \text{MPa}, f_{yd}, \sigma'_{y.I.i}) = 435 \cdot \text{MPa}$$

(tensão de compressão de dimensionamento no aço superior)

$$F'_{s.I} = \left(\frac{\sigma'_{y.I}}{1.15} \right) \cdot (A'_s) = 186 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de compressão de dimensionamento no aço superior})$$

$$\sigma_{y.I.i} = (E_s) \cdot (\epsilon_{s.I}) = 2100 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração calculada no aço inferior})$$

$$\sigma_{y.I} = \text{if}(\sigma_{y.I.i} > 500 \text{MPa}, f_{yd}, \sigma_{y.I.i}) = 435 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração de dimensionamento no aço inferior})$$

$$F_{s.I} = \left(\frac{\sigma_{y.I}}{1.15} \right) \cdot (A_s) = 2127 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de tração de dimensionamento no aço inferior})$$

$$F_{\text{comp.I}} = F_{c.I} + F'_{s.I} = 9054 \cdot \text{kN} \quad (\text{somatório das forças de compressão})$$

$$F_{\text{trac.I}} = F_{s.I} = 2127 \cdot \text{kN} \quad (\text{somatório das forças de tração})$$

$$F_{\text{ref.I}} = F_{\text{comp.I}} - F_{\text{trac.I}} = 6927 \cdot \text{kN} \quad (\text{força inicial de tração no reforço})$$

$$M_{\text{res.I}} = (\text{base}_{\text{aba}}) \cdot F_{c.I.a} \cdot \left(h_n - \frac{y_{\text{aba.I}}}{2} \right) + \left(\frac{\text{Base}_{\text{aba}} - \text{base}_{\text{aba}}}{2} \right) \cdot F_{c.I.a} \cdot \left(h_n - \frac{y_{\text{aba.I}}}{3} \right) + F_{c.I.b} \cdot \left(h_n - \frac{0.8 \cdot x_I}{2} \right) + F'_{s.I} \cdot (h_n - d'_{n.}) - F_{s.I} \cdot (d_n - d'_{n.}) = 8893 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{res.I}} = 8893 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento resistente da seção})$$

$$M_{d.\text{max.}} = 4243 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento máximo atuante majorado})$$

$$EQ_{M.I} = M_g - M_{\text{res.I}} = -7245 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{equilíbrio de momento fletor na seção})$$

NOTA:

Sendo momento fletor resistente maior que o momento de serviço, procede-se com a segunda iteração para equilíbrio dos esforços internos da seção transversal.

$$x_{II} = 43.033 \text{cm} \quad (\text{posição arbitrada da linha neutra})$$

$$\epsilon_{s.II} = 0.300\% \quad (\text{deformação arbitrada para o aço - aço escoado})$$

$$\epsilon_{c.II} = \left(\frac{x_{II}}{d_n - x_{II}} \right) \cdot \epsilon_{s.II} = 0.104\% \quad (\text{deformação do concreto comprimido})$$

$$\epsilon_{s'.II} = \left(\frac{x_{II} - d'_{n.}}{d_n - x_{II}} \right) \cdot \epsilon_{s.II} = 0.097\% \quad (\text{deformação do aço comprimido})$$

$$\epsilon_{s.II} = \left(\frac{d_n - x_{II}}{x_{II}} \right) \cdot \epsilon_{c.II} = 0.300\% \quad (\text{deformação do aço tracionado})$$

$$\varepsilon_{c.II} = 0.00104 \quad (\text{deformação do concreto comprimido para aplicação do fator de minoração } \psi_{II})$$

$$\psi_{II} = \text{if} \left[\varepsilon_{c.II} \leq \frac{2}{1000}, \left(\frac{2.5}{3} \cdot \sqrt{\frac{\varepsilon_{c.II}}{2}} \right), \left[\frac{2.5}{2} \cdot \left(1 - \frac{2}{\frac{1000}{\varepsilon_{c.II}}} \right) \right] \right] = 0.601$$

$$\psi_{II} = 0.601 \quad (\text{fator de minoração da resistência do concreto})$$

$$x_{aba.II} = \text{if}(x_{II} > e_{laje.n.}, e_{laje.n.}, x_{II}) = 30 \cdot \text{cm}$$

(altura da faixa de compressão do concreto nas abas)

$$y_{aba.II} = \text{if}(0.8 \cdot x_{II} \geq e_{laje.n.}, x_{aba.II}, 0.8 \cdot x_{II}) = 30 \cdot \text{cm}$$

(altura da faixa de compressão do concreto nas abas)

$$y_{II} = 0.8 \cdot x_{II} = 34 \cdot \text{cm} \quad (\text{altura da faixa de compressão do concreto na alma da viga } T)$$

$$\text{Base}_{aba} = 1 \quad (\text{base maior do trapézio - coeficiente auxiliar dimensional})$$

$$\text{base}_{aba} = \frac{(\text{Base}_{aba}) \cdot (y_{II} - y_{aba.II})}{y_{II}} = 0.129 \quad (\text{base menor do trapézio - coeficiente auxiliar dimensional})$$

$$A_{aba} = \frac{(\text{Base}_{aba}) + (\text{base}_{aba})}{2} = 0.564 \quad (\text{coeficiente auxiliar de área devido a distribuição linear de tensoes})$$

$$f_{\text{area.aba}} = \frac{1}{A_{aba}} = 1.772 \quad (\text{fator auxiliar de área devido a distribuição linear de tensões})$$

$$F_{c.IIa} = \frac{\psi_{II} \cdot (0.85 \cdot f_{cd}) \cdot (b_{aba} \cdot y_{aba.II}) \cdot 2}{f_{\text{area.aba}}} = 3556 \cdot \text{kN}$$

(força no concreto devido às abas da mesa de compressão da viga T)

$$F_{c.IIb} = \frac{\psi_{II} \cdot (0.85 \cdot f_{cd}) \cdot (0.8 \cdot x_{II} \cdot b_w)}{2} = 689 \cdot \text{kN}$$

(força no concreto devido à alma da viga T)

$$F_{c.II} = F_{c.IIa} + F_{c.IIb} = 4245 \cdot \text{kN} \quad (\text{força total de compressão no concreto})$$

$$\sigma'_{y.II.i} = (E_s) \cdot (\varepsilon_{s'.II}) = 203 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de compressão de calculada no aço superior})$$

$$\sigma'_{y.II} = \text{if}(\sigma'_{y.II.i} > 500 \text{MPa}, f_{yd}, \sigma'_{y.II.i}) = 203 \cdot \text{MPa}$$

(tensão de compressão de dimensionamento no aço superior)

$$F'_{s.II} = \left(\frac{\sigma'_{y.II}}{1.15} \right) \cdot (A'_s) = 87 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de compressão de dimensionamento no aço superior})$$

$$\sigma_{y.II.i} = (E_s) \cdot (\varepsilon_{s.II}) = 630 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração calculada no aço inferior})$$

$$\sigma_{y.II} = \text{if}(\sigma_{y.II.i} > 500 \text{MPa}, f_{yd}, \sigma_{y.II.i}) = 435 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão de tração de dimensionamento no aço inferior})$$

$$F_{s.II} = \left(\frac{\sigma_{y.II}}{1.15} \right) \cdot (A_s) = 2127 \cdot \text{kN} \quad (\text{força de tração de dimensionamento no aço inferior})$$

$$F_{\text{comp.II}} = F_{c.II} + F'_{s.II} = 4332 \cdot \text{kN} \quad (\text{somatório das forças de compressão})$$

$$F_{\text{trac.II}} = F_{s.II} = 2127 \cdot \text{kN} \quad (\text{somatório das forças de tração})$$

$$M_{\text{res.II}} = (\text{base}_{\text{aba}}) \cdot F_{c.IIa} \cdot \left(h_{n.} - \frac{y_{\text{aba.II}}}{2} \right) + \left(\frac{\text{Base}_{\text{aba}} - \text{base}_{\text{aba}}}{2} \right) \cdot F_{c.IIa} \cdot \left(h_{n.} - \frac{y_{\text{aba.II}}}{3} \right) + F_{c.IIb} \cdot \left(h_{n.} - \frac{0.8 \cdot x_{II}}{2} \right) + F'_{s.II} \cdot (h_{n.} - d'_{n.}) - F_{s.II} \cdot (d_{n.} - d'_{n.}) = 4243 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{res.II}} = 4243 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento resistente da seção})$$

$$M_{d.\text{max.}} = 4243 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{momento máximo atuante de majorado})$$

$$EQ_{M.II} = M_{d.\text{max.}} - M_{\text{res.II}} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad (\text{equilíbrio de momento fletor na seção})$$

$$F_{\text{ref.II}} = F_{\text{comp.II}} - F_{\text{trac.II}} = 2205 \cdot \text{kN} \quad (\text{força calculada de tração no reforço})$$

NOTA:

Atingido o equilíbrio entre o momento resistente da seção e o momento máximo atuante majorado atuante, através de processo iterativo, procede-se com o dimensionamento do reforço.

$$\varepsilon_{\text{ref.i}} = 0.172 \cdot \% \quad (\text{deformação inicial da superfície})$$

$$\varepsilon_{\text{ref.f}} = \left(\frac{h_{n.} - x_{II}}{d_{n.} - x_{II}} \right) \cdot \varepsilon_{s.II} = 0.307 \cdot \% \quad (\text{deformação final da superfície})$$

$$\varepsilon_{\text{ref}} = \varepsilon_{\text{ref.f}} - \varepsilon_{\text{ref.i}} = 0.136 \cdot \% \quad (\text{deformação real do reforço})$$

$$\varepsilon_{\text{lim.ref}} = 1.70 \cdot \% \quad (\text{deformação limite de ruptura do reforço})$$

$$\text{cond}_{\text{lim.}} = \text{if}(\varepsilon_{\text{ref}} < \varepsilon_{\text{lim.ref}}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"} \quad (\text{condição de deformação limite do reforço})$$

$$E_{\text{ref.}} = 165 \text{GPa} \quad (\text{módulo de elasticidade da lâmina de fibra de carbono})$$

$$\sigma_{\text{ref.}} = E_{\text{ref.}} \cdot (\epsilon_{\text{ref.}}) = 224 \cdot \text{MPa} \quad (\text{tensão no reforço})$$

$$f_{y.\text{ref.}} = 3100 \text{MPa} \quad (\text{resistência à tração do reforço})$$

$$\text{cond}_{\text{lim.}} = \text{if}(\sigma_{\text{ref.}} < f_{y.\text{ref.}}, \text{"Sim"}, \text{"Não"}) = \text{"Sim"}$$

(condição de deformação limite do reforço)

$$A_{\text{nec.ref.}} = \frac{F_{\text{ref.I}}}{f_{y.\text{ref.}}} = 2235 \cdot \text{mm}^2$$

(área necessária da seção transversal do reforço)

$$b_{w.\text{util}} = b_w = 40 \cdot \text{cm} \quad (\text{largura útil para aplicação do reforço})$$

$$b_{l.\text{ref.}} = 100 \text{mm} \quad (\text{largura da unidade de reforço})$$

$$e_{l.\text{ref.}} = 1.4 \text{mm} \quad (\text{espessura da unidade de reforço})$$

$$A_{l.\text{ref.}} = (b_{l.\text{ref.}}) \cdot (e_{l.\text{ref.}}) = 140 \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{área da unidade de reforço})$$

$$n_{\text{ref.nec.}} = \frac{A_{\text{nec.ref.}}}{A_{l.\text{ref.}}} = 16 \quad (\text{quantidade necessária de unidades de reforço})$$

$$n_{\text{ref.cam.}} = \text{floor}\left(\frac{b_{w.\text{util}}}{b_{l.\text{ref.}}}\right) = 4 \quad (\text{quantidade máxima de unidades de reforço por camada})$$

$$n_{\text{ref.cam.}} = 4 \quad (\text{quantidade adotada de unidades de reforço por camada})$$

$$n_{\text{cam.ref.}} = \text{ceil}\left(\frac{n_{\text{ref.nec.}}}{n_{\text{ref.cam.}}}\right) = 4 \quad (\text{quantidade necessária de camadas de reforço})$$

$$n_{\text{cam.ref.}} = 4 \quad (\text{quantidade adotada de camadas de reforço})$$

$$n_{\text{ref.adot.}} = n_{\text{ref.cam.}} \cdot n_{\text{cam.ref.}} = 16 \quad (\text{quantidade adotada de unidades de reforço})$$

$$e_{\text{ref.}} = (n_{\text{cam.ref.}}) \cdot (e_{l.\text{ref.}}) = 5.60 \cdot \text{mm} \quad (\text{espessura total do reforço})$$

$$A_{\text{ref.adot.}} = n_{\text{ref.adot.}} \cdot A_{l.\text{ref.}} = 2240 \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{área adotada de reforço})$$

RESULTADOS:

$$b_{l.\text{ref.}} = 100 \cdot \text{mm} \quad (\text{largura da unidade de reforço})$$

$$e_{l.\text{ref.}} = 1.4 \cdot \text{mm} \quad (\text{espessura da unidade de reforço})$$

$$n_{\text{cam.ref.}} = 4 \quad (\text{quantidade adotada de camadas de reforço})$$

$$n_{\text{ref.cam.}} = 4 \quad (\text{quantidade adotada de unidades de reforço por camada})$$

$$n_{\text{ref.adot.}} = n_{\text{ref.cam.}} \cdot n_{\text{cam.ref.}} = 16 \quad (\text{quantidade adotada de unidades de reforço})$$

$$e_{\text{ref.}} = (n_{\text{cam.ref.}}) \cdot (e_{1.\text{ref.}}) = 5.60 \cdot \text{mm} \quad (\text{espessura total do reforço})$$

$$A_{\text{ref.adot.}} = 2240 \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{área adotada da seção transversal de reforço})$$

ANEXO A

ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DE CHAPAS DE AÇO

13 FIXAÇÃO DE CHAPAS DE AÇO

13.1 CATÁLOGO DO FABRICANTE ARCELORMITTAL, 2010.

NBR 7007	ASTM	APLICAÇÕES
Grau MR 250	A-36	Aço estrutural ao carbono.
Grau AR 350	A-572 Grau 50	Aço estrutural ao nióbio, de alta resistência mecânica.
Grau AR 415*	A-572 Grau 60*	Aço estrutural ao nióbio, de alta resistência mecânica.
Grau AR 350 COR**	A-588	Com resistência mecânica pouco superior ao ASTM A-572 grau 50. Possui também elevada resistência à corrosão atmosférica.

* Somente para cantoneiras.
** Mediante consulta.

Figura 121: Normas e aplicações dos aços estruturais.

Bitolas		Massa Linear
pol.	mm	kg/m
1/4"	6,35	0,30
5/16"	7,94	0,47
3/8"	9,53	0,71
7/16"	11,11	0,97
1/2"	12,70	1,27
5/8"	15,88	1,98
3/4"	19,05	2,85

Figura 122: Bitolas comerciais dos aços.

NBR 7007	Limite Escoamento (MPa)	Limite Resistência (MPa)	Alongamento mín. Lo = 200 mm (%)
Grau MR 250	250 mín.	400 a 560	20
Grau AR 350	350 mín.	450 mín.	18
Grau AR 415*	415 mín.	520 mín.	16
Grau AR 350 COR	350 mín.	485 mín.	18

ASTM	Limite Resistência (MPa)	Limite Resistência (MPa)	Alongamento mín. Lo = 50 mm (%)
A-36	250 mín.	400 a 550	23
A-572 Grau 50	345 mín.	450 mín.	21
A-572 Grau 60*	415 mín.	520 mín.	18
A-588	345 mín.	485 mín.	21

NBR 7007	Alongamento mín. Lo = 200 mm (%)
Grau MR 250	20
Grau AR 350	18
Grau AR 415*	16
Grau AR 350 COR	18

ASTM	Alongamento mín. Lo = 50 mm (%)
A-36	23
A-572 Grau 50	21
A-572 Grau 60*	18
A-588	21

Todos os Perfis e Barras ArcelorMittal são produzidos com acabamento superficial adequado para galvanização.
* Somente para cantoneiras.

Figura 123: Propriedades mecânicas dos aços.

13.2 CATÁLOGO DO FABRICANTE GERDAU, 2011

ESPESSURAS PADRÃO (mm)		
6.30	19.00	44.50
8.00	22.40	50.00
9.50	25.00	63.00
12.50	31.50	75.00
16.00	37.50	100.00

LARGURAS PADRÃO (mm)		
1000	1500	2440
1200	2000	

COMPRIMENTOS PADRÃO (mm)	
6000	12000

Figura 124: Padrões comerciais de espessura, largura e comprimentos.

ASTM A-36													
COMPOSIÇÃO QUÍMICA (%)								PROPRIEDADES MECÂNICAS					
								Alongamento (%)				Dobramento	
Especif.	Faixa de Espessura (mm)	C Max.	Mn Max.	Si Max.	P Max.	S Max.	Outros	Limite escoam. (MPa)	Limite Resist. (MPa)	Base 50mm	Base 200mm	Espessura (mm)	Diâm.
A-36	5.0 < e ≤ 19.1	0.25						≥ 250	400 a 550	21	18	5.0 < e ≤ 19.5	0.5 e
	19.1 < e ≤ 38.1	0.25	0.80				19.5 < e ≤ 25.4					1.0 e	
	38.1 < e ≤ 63.5	0.26	1.20	0.15 a 0.40	0.040	0.050	25.4 < e ≤ 38.1					1.5 e	
	63.5 < e ≤ 101.6	0.27	0.85				38.1 < e ≤ 50.8					2.5 e	
	101.6 < e ≤ 152.4	0.29	1.20				e > 50.8					3.0 e	

Figura 125: Propriedades mecânicas do aço tipo ASTM A-36.

ASTM A-572													
COMPOSIÇÃO QUÍMICA (%)								PROPRIEDADES MECÂNICAS					
								Alongamento (%)				Dobramento	
Especif.	Faixa de Espessura (mm)	C Max.	Mn Max.	Si Max.	P Max.	S Max.	Outros	Limite escoam. (MPa)	Limite Resist. (MPa)	Base 50mm	Base 200mm	Espessura (mm)	Diâm.
42 - 1	5.0 < e ≤ 9.53	0.21	0.50 a 1.35	0.40	0.040	0.050	Nb 0.005 a 0.050	≥ 290	≥ 415	22	18	5.0 ≤ e ≤ 19.1	1.0 e
	9.53 < e ≤ 32.0		0.80 a 1.35									19.1 < e ≤ 25.4	1.5 e
												25.4 < e ≤ 32.0	2.0 e
50 - 1	5.0 < e ≤ 9.53	0.23	0.50 a 1.35	0.40	0.040	0.050	Nb 0.005 a 0.050	≥ 345	≥ 450	19	16	5.0 ≤ e ≤ 19.1	1.0 e
	9.53 < e ≤ 32.0		0.80 a 1.35									19.1 < e ≤ 25.4	1.5 e
												25.4 < e ≤ 32.0	2.5 e

Figura 126: Propriedades mecânicas do aço tipo ASTM A-572.

ANEXO B

**ORIENTAÇÕES DA NBR 6118:2014 PERTINENTES AO
ENCAMISAMENTO COM CONCRETO ARMADO**

14 ENCAMISAMENTO COM CONCRETO ARMADO

14.1 ORIENTAÇÕES DA NBR-6118:2014

12.3.3 Resistência de cálculo do concreto

No caso específico da resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), alguns detalhes adicionais são necessários, conforme a seguir descrito:

a) quando a verificação se faz em data j igual ou superior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Nesse caso, o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito aos 28 dias, de forma a confirmar o valor de f_{ck} adotado no projeto;

b) quando a verificação se faz em data j inferior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

sendo β_1 a relação f_{ckj}/f_{ck} dada por:

$$\beta_1 = \exp \{ s [1 - (28/t)^{1/2}] \}$$

onde:

$s = 0,38$ para concreto de cimento CIII e IV;

$s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

t é a idade efetiva do concreto, em dias.

Essa verificação deve ser feita aos t dias, para as cargas aplicadas até essa data.

Ainda deve ser feita a verificação para a totalidade das cargas aplicadas aos 28 dias.

Nesse caso, o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito em duas datas: aos t dias e aos 28 dias, de forma a confirmar os valores de f_{ckj} e f_{ck} adotados no projeto.

Figura 127: Resistência de cálculo do concreto estrutural com o tempo.

8.2.8 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade (E_{ci}) deve ser obtido segundo método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, sendo considerado nesta Norma o módulo de deformação tangente inicial, obtido aos 28 dias de idade.

Quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando as expressões a seguir:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa};$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90MPa.}$$

Sendo:

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio}$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para granito e gnaisse}$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para calcário}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito}$$

Onde:

E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascals (MPa).

O módulo de deformação secante pode ser obtido segundo método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, ou estimado pela expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

Sendo:

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

Figura 128: Módulo de elasticidade do concreto estrutural.

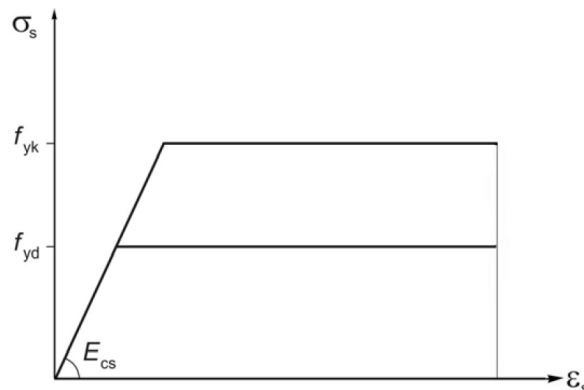


Figura 8.4 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas

Este diagrama é válido para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C e pode ser aplicado para tração e compressão.

Figura 129: Diagrama tensão deformação da armadura passiva.

8.2.10 Diagramas tensão-deformação

8.2.10.1 Compressão

Para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$, pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações, adotando-se para módulo de elasticidade o valor secante dado pela expressão constante em 8.2.8.

Para análises no estado limite último, podem ser empregados o diagrama tensão-deformação idealizado mostrado na figura 8.2 ou as simplificações propostas na seção 17.

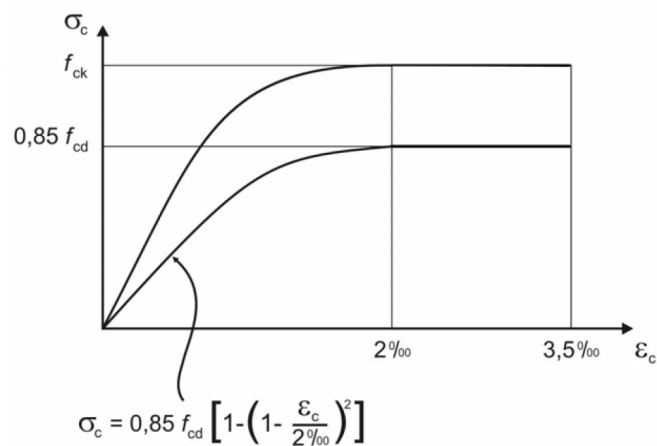


Figura 8.2 - Diagrama tensão-deformação idealizado

Ver indicação sobre o valor de f_{cd} em 12.3.3.

Figura 130: Diagrama tensão deformação do concreto estrutural.

ANEXO C

**ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DE CORDOALHAS DE
PROTENSÃO**

15 PROTENSÃO EXTERNA

15.1 CATÁLOGO DO FABRICANTE ARCELORMITTAL, 2010

Características

- Perdas máximas por relaxação após 1.000 horas a 20 °C para carga inicial de 80% da carga de ruptura:
 - Relaxação normal (RN) = 8,5%;
 - Relaxação baixa (RB) = 3,0%;
- Valor médio do módulo de elasticidade: 210 kN/mm²;
- Correspondência adotada pela NBR 7482: 1 kgf/mm²= 10MPa.




Figura 131: Características dos fios para protensão aliviados (“RN”) e estabilizados (“RB”).

Características

- Perda máxima por relaxação após 1.000 horas a 20 °C, para carga inicial de 80% da carga de ruptura: 3,5%.
- Valor do módulo de elasticidade: 202 kN/mm², +/- 3%.
- Correspondência adotada pela NBR 7483: 1 kgf/mm² = 10 MPa.

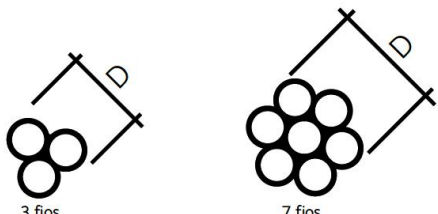
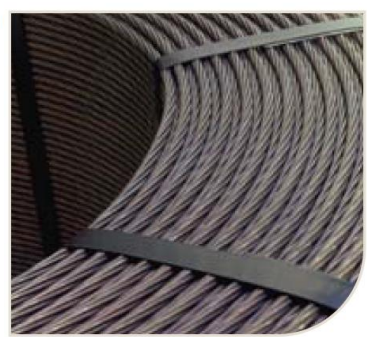




Figura 132: Características das cordoalhas de 3 e 7 fios estabilizadas (“RB”).

Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/km)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Carga mínima de ruptura (kN)	Along. sob carga (em 610 mm)
Cordoalhas de 3 fios							
Cord. CP 190 RB 3x3,0	6,5	21,8	21,5	171	36,7	40,8	3,5
Cord. CP 190 RB 3x3,5	7,6	30,3	30,0	238	51,3	57,0	3,5
Cord. CP 190 RB 3x4,0	8,8	38,3	37,6	304	64,3	71,4	3,5
Cord. CP 190 RB 3x4,5	9,6	46,5	46,2	366	78,9	87,7	3,5
Cord. CP 190 RB 3x5,0	11,1	66,5	65,7	520	112,3	124,8	3,5
Cordoalhas de 7 fios							
Cord. CP 190 RB 9,5	9,5	55,5	54,8	441	93,9	104,3	3,5
Cord. CP 190 RB 12,7	12,7	101,4	98,7	792	168,6	187,3	3,5
Cord. CP 190 RB 15,2	15,2	143,5	140,0	1.126	239,2	265,8	3,5

Figura 133: Especificações técnicas das cordoalhas de 3 e 7 fios estabilizadas (“RB”).

Diâmetro nominal da Cordoalha	Peso (kg)		Diâmetro interno (cm)	Diâmetro externo (cm)		Largura do rolo (cm)
	mínimo	máximo		mínimo	máximo	
3 e 7 fios	700	3.000	76	100	130	80



A variação do peso depende do rolo enviado pela BBA.

As cordoalhas são fornecidas em rolos sem núcleo, nas dimensões da tabela.

Figura 134: Acondicionamento das cordoalhas de 3 e 7 fios estabilizadas (“RB”).

Acondicionamento				
Tipo de cordoalha	Peso nominal (kg)	Diâmetro interno (cm)	Diâmetro externo (cm)	Largura do rolo (cm)
Cordoalhas de 7 fios engraxadas e plastificadas	2.100	76	130	79



Fig. 135: Acondicionamento das cordoalhas de 7 fios engraxadas e plastificadas.

Características

- Fabricadas por meio de processo contínuo;
- Possuem camada de graxa e são revestidas de PEAD (Polietileno de Alta Densidade) extrudado diretamente sobre a cordoalha já engraxada, em toda a sua extensão;
- Características mecânicas idênticas às das cordoalhas sem revestimento (vide tabela anterior – Especificações dos Produtos – Cordoalhas);
- NORMA ABNT NBR 7483;
- Revestimento plástico e graxa, de acordo com as especificações do PTI – Post-Tensioning Institute;
- Massa aproximada (kg/km): $\varnothing 12,70 = 890/\varnothing 15,20 = 1.240$



Características do Revestimento Extrudado

- PEAD, com espessura mínima de 1,0 mm, que permite o movimento livre da cordoalha em seu interior;
- Durável e resistente a danos provocados pelo manuseio habitual nas obras, assim como durante o corte, enrolamento e posicionamento;
- Impermeável;
- Em função do grande peso desses conjuntos e para que se evitem danos às suas capas plásticas, as bobinas e os feixes de cordoalhas enroladas não devem ser suspensos por cabos de aço ou correntes, mas sim com o auxílio de faixas de nylon;
- Sob consulta, pode ser produzido um revestimento apto a resistir aos raios ultravioleta. Por exemplo, no caso de aplicação da cordoalha externamente ao concreto.

Características do Agente Inibidor de Corrosão

- Graxa com peso mínimo de 37 g/m (para cordoalha $\varnothing 12,70$ mm) e 44 g/m (para cordoalha $\varnothing 15,20$ mm) oferece:
 - Proteção contra corrosão da cordoalha;
 - Lubrificação entre o revestimento de PEAD e a cordoalha, reduzindo o coeficiente de atrito para 0,06 – 0,07.

Fig. 136: Características das cordoalhas de 7 fios engraxadas e plastificadas.

15.2 CATÁLOGO DO FABRICANTE RUDLOFF, 2012

CARACTERÍSTICAS DAS CORDOALHAS DE AÇO CP190 PARA PROTENSÃO ADERENTE		
ESPECIFICAÇÃO	Ø12,7 mm ou Ø1/2"	Ø15,2 mm ou Ø5/8"
Diâmetro nominal da cordoalha*	12,7 mm	15,2 mm
Área nominal da seção de aço da cordoalha* (valor recomendado para cálculo estrutural)	100,9 mm ²	143,4 mm ²
Massa nominal*	0,792 kg/m	1,126 kg/m
Carga de ruptura mínima*	18730 kgf = 187,30 kN	26580 kgf = 265,80 kN
Carga a 1% de deformação mínima*	16860 kgf = 168,60 kN	23920 kgf = 239,20 kN
Relaxação máxima após 1000h*	3,5%	3,5%
Módulo de elasticidade**	202 kN/mm ² , +/-3%	202 kN/mm ² , +/- 3%
* Conforme NBR 7483:2004 **Conforme a NBR 7483:2004, este valor é fornecido pelo fabricante. Adotamos valor sugerido em Catálogo Belgo / Setembro 2003.		

Figura 137: Especificações técnicas das cordoalhas de aço CP-190 para protensão aderente.

CARACTERÍSTICAS DAS CORDOALHAS DE AÇO CP190 PARA PROTENSÃO NÃO ADERENTE		
ESPECIFICAÇÃO	Ø12,7 mm ou Ø1/2"	Ø15,2 mm ou Ø5/8"
Diâmetro nominal da cordoalha*	12,7mm	15,2mm
Área nominal da seção de aço da cordoalha* (valor recomendado para cálculo estrutural)	100,9mm ²	143,4mm ²
Massa nominal*	0,890 kg/m	1,240 kg/m
Carga de ruptura mínima*	18730 kgf = 187,30 kN	26580 kgf = 265,80 kN
Carga a 1% de deformação mínima*	16860 kgf = 168,60 kN	23920 kgf = 239,20 kN
Relaxação máxima após 1000h*	3,5%	3,5%
Módulo de elasticidade**	202 kN/mm ² , +/-3%	202 kN/mm ² , +/- 3%
* Conforme NBR 7483:2004 **Conforme a NBR 7483:2004, este valor é fornecido pelo fabricante. Adotamos valor sugerido em Catálogo Belgo / Setembro 2003.		

Figura 138: Especificações técnicas das cordoalhas de aço CP-190 para protensão não aderente.

15.3 CATÁLOGO DO FABRICANTE PROTENDE, 2006

CORDOALHAS - 7 FIOS							
Designação ABNT NBR-7483	Diâmetro Nominal	Área Nominal do Aço	Massa Nominal	Carga de Ruptura Mínima	Carga Mínima a 1% de Alongamento	Relaxação Máxima após 1.000 h a 20°C p/ Carga Inicial de	
						70%	80%
						da Carga de Ruptura	
CORDOALHAS	mm	mm ²	g/m	kN	kN	%	%
CP. 175 RB CP. 190 RB	12,7	94,2 98,7	744 775	165,7 187,3	149,1 168,6	2,5	3,5
CP. 210 RB CP. 190 RB	12,7 15,2	101,4 140,0	792 1.102	207,2 265,8	186,5 239,2	2,5	3,5
CORDOALHAS ENGRAXADAS E PLASTIFICADAS	mm	mm ²	g/m	kN	kN	%	%
CP. 190 RB CP. 177 RB	12,7 15,2	98,7 140,0	880 1.240	187,3 265,8	168,6 239,2	2,5	3,5
CORDOALHAS P/ ESTAIS	mm	mm ²	g/m	kN	kN	%	%
CP. 177 RB	15,7	150	1.270	260,5	229,2	2,5	3,5

Módulo de elasticidade - 195 ± 10 kN/mm²
Carga mínima a 1% de alongamento, é considerada equivalente a carga de 0,2% da deformação permanente, e corresponde a 90% da carga de ruptura mínima especificada.

Dimensões sujeitas a modificações

CABOS										
Número de Cordoalha do Cabo	Diâmetro Interno Bainha		Consumo de Nata para Injeção				Seção Nominal de Aço do Cabo		Massa Nominal do Cabo	
	mm		Volume l / m		Volume kg / m		mm ²		mm ²	
	Un.	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	Ø 12,7 mm	Ø 15,2 mm	Ø 12,7 mm
2	30	35	0,6	0,9	1,1	1,6	197,4	280,0	1,550	2,204
4	40	45	1,0	1,2	1,8	2,2	394,8	560,0	3,100	4,408
6	50	60	1,6	2,3	2,9	4,1	592,2	840,0	4,650	6,612
8	55	65	1,7	2,4	3,1	4,3	789,6	1120,0	6,200	8,816
9	60	70	2,1	3,0	3,8	5,4	888,6	1260,0	6,975	9,918
10	65	75	2,6	3,3	4,7	5,9	987,0	1400,0	7,750	11,020
12	65	80	2,3	3,6	4,2	6,5	1184,4	1680,0	9,300	13,224
15	70	85	2,6	3,9	4,7	7,0	1480,5	2100,0	11,625	16,530
16	75	90	3,0	4,4	5,4	7,9	1579,2	2240,0	12,400	17,632
18	75	90	2,9	4,2	5,2	7,6	1776,6	2520,0	13,950	19,836
20	80	95	3,3	4,6	6,0	8,3	1974,0	2800,0	15,500	22,040
24	85	100	3,6	4,9	6,5	8,8	2368,8	3360,0	18,600	26,448
25	85	100	3,5	4,8	6,3	8,7	2467,5	3500,0	19,375	27,550
27	90	110	3,9	6,1	7,0	11,0	2664,9	3780,0	20,925	29,754
30	100	120	5,2	7,5	9,4	13,5	2961,0	4200,0	23,250	33,060
37	110	130	6,2	8,5	11,2	15,3	3651,9	5180,0	28,675	40,774

Para enfição posterior do cabo, adotar para diâmetro da bainha o diâmetro subsequente.

As dimensões acima são apenas indicativas, em alguns casos devem ser de acordo com os padrões PROTENDE e conforme as condições de execução.

Dimensões sujeitas a modificações

Figura 139: Especificações técnicas das armaduras de protensão.

ANEXO D

ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DE COMPÓSITOS DE FIBRA DE CARBONO

16 COMPÓSITOS DE FIBRA DE CARBONO

16.1 CATÁLOGO DO FABRICANTE SIKA, 2010/2015

Aparência / Cores Matriz epóxi reforçada com fibras de carbono, cor preta.	
Embalagem Fornecido em rolos de 100 ou 250 m, em embalagens reutilizáveis ou no comprimento necessário de acordo com projeto de reforço.	
Condições de Armazenagem / Validade Produto não expira desde que armazenado em local seco e protegido da luz direta do sol.	
Densidade	1,60 g/cm ³
Resistência térmica	> 150°C
Teor de fibras (volume)	> 68% (tipo S)

Figura 140: Características e acondicionamento das lâminas de fibra de carbono.

Propriedades da Lâmina		Sika® CarboDur®		
		S	M	H
Módulo	(valores em MPa)			
	Valor Médio	165.000	210.000	300.000
	Valor Mínimo	> 160.000	> 200.000	290.000
	5% Valor de Ruptura	162.000	210.000	
	95% Valor de Ruptura	180.000	230.000	
Resistência à Tração	Valor Médio	3.100	3.200	1.500
	Valor Mínimo	> 2.800	> 2.900	> 1.350
	5% Valor de Ruptura	3.000	3.000	
	95% Valor de Ruptura	3.600	3.900	
Deformação na Ruptura* (mín.)		> 1,7%	> 1,35%	> 0,45%

*Valores referentes à direção longitudinal das fibras.

Figura 141: Propriedades das lâminas de fibra de carbono.

Rolos de 100 m ou 250 m ou conforme comprimento total encomendado.			
(*) Modelos disponíveis na linha de produtos da Sika Brasil. Demais modelos disponíveis somente sob consulta. Consulte o Departamento Técnico da Sika Brasil.			
Tipo	Largura	Espessura	Seção
Sika CarboDur® S1.030	10 mm	3,0 mm	30 mm ²
Sika® CarboDur® S1.525	15 mm	2,5 mm	37,5 mm ²
Sika® CarboDur® S2.025	20 mm	2,5 mm	50 mm ²
Sika® CarboDur® S212	20 mm	1,2 mm	24 mm ²
Sika® CarboDur® S214^(*)	20 mm	1,4 mm	28 mm²
Sika® CarboDur® S512^(*)	50 mm	1,2 mm	60 mm²
Sika® CarboDur® S514^(*)	50 mm	1,4 mm	70 mm²
Sika® CarboDur® S612	60 mm	1,2 mm	72 mm ²
Sika® CarboDur® S613	60 mm	1,3 mm	78 mm ²
Sika® CarboDur® S614	60 mm	1,4 mm	84 mm ²
Sika® CarboDur® S626	60 mm	2,6 mm	156 mm ²
Sika® CarboDur® S812	80 mm	1,2 mm	96 mm ²
Sika® CarboDur® S814^(*)	80 mm	1,4 mm	112 mm²
Sika® CarboDur® S912	90 mm	1,2 mm	108 mm ²
Sika® CarboDur® S914	90 mm	1,4 mm	126 mm ²
Sika® CarboDur® S1012	100 mm	1,2 mm	120 mm ²
Sika® CarboDur® S1014^(*)	100 mm	1,4 mm	140 mm²
Sika® CarboDur® S1212	120 mm	1,2 mm	144 mm ²
Sika® CarboDur® S1214	120 mm	1,4 mm	168 mm ²
Sika® CarboDur® S1512	150 mm	1,2 mm	180 mm ²

Figura 142: Padrões comerciais de espessura e largura da lâmina de fibra de carbono.

Condições de armazenamento/ Validade

24 meses, a partir da data de produção se estocados apropriadamente, nas embalagens originais e intactas, em temperaturas entre +5°C e +30°C. Protegido da luz direta do sol e do gelo.

Espessura por Camada

Máximo 30 mm.

No caso de múltiplas camadas de lâminas, uma após a outra. Não mistura um novo conjunto até que o anterior tenha sido completamente utilizado evitando-se assim a diminuição do tempo de manipulação (pot life).

Alterações de Volume

conforme FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte)

Retração: 0,04%.

Coefficiente de Expansão Térmica

Coefficiente W:

$2,5 \times 10^{-5} \times ^\circ\text{C}^{-1}$ (faixa de temperatura de -20°C a +40°C)

Temperatura do Substrato

mín. +8°C / máx. +35°C

Temperatura Ambiente

mín. +8°C / máx. +35°C

Temperatura do Material

Sikadur[®] 30 deve ser aplicado a temperaturas entre +8°C e +35°C

Umidade do Substrato

Máximo 4%. Se aplicado sobre concreto úmido, espalhe bem o adesivo sobre a superfície.

Figura 143: Características do substrato para lâmina de fibra de carbono.

Propriedades Mecânicas/ Físicas

Propriedades da Fibra Seca

Resistência à Tração:
3.900 N/mm² (nominal).

Módulo de Elasticidade:
230.000 N/mm²

Alongamento na Ruptura:
1,5% (nominal).

Propriedades do Laminado

Com Sikadur[®]-330

Espessura do laminado:
1.0 mm por camada.

Carga máxima:
420 kN/m de largura por camada

Módulo de Elasticidade:
33.0 kN/mm² (baseado em espessura padrão do laminado de 1.0 mm).

Nota:

Os valores acima são típicos e indicativos apenas.

As propriedades obtidas para o laminado nos ensaios de tração dependem do tipo de resina de impregnação / laminação utilizada e do procedimento de ensaio empregado.

Aplique fatores de segurança para o material de acordo com as normas de cálculo utilizadas.

Informações para Projeto

Deformação de Projeto:

Máx. 0,6% (este valor depende do tipo de carregamento e deve ser adaptado de acordo com as normas de projeto locais)

Resistência à Tração: (teórica para projeto):

- No alongamento a 0,4%: 132 kN/m de largura (= 40 kN / 30 cm)
- No alongamento a 0,6%: 200 kN/m de largura (= 60 kN / 30 cm)

Figura 144: Propriedades mecânicas do tecido de fibra de carbono.

Estrutura do Sistema

- Primer do substrato: Sikadur® 330
- Resina de impregnação / laminação: Sikadur® 330
- Tecido para reforço estrutural: Sika® Wrap® (modelo conforme projeto)

Temperatura do Substrato mín. +10°C / máx. +35°C

Temperatura Ambiente mín. +10°C / máx. +35°C

Tempo de Espera entre Camadas

Sobre resina pré-curada:

Produtos	Temperatura do Substrato	Mínimo	Máximo
Sikadur® 330 Sobre Sikadur® 330	+10°C	24 horas	Após 7 dias limpar e lixar a superfície previamente.
	+23°C	12 horas	
	+35°C	6 horas	

Produtos	Temperatura do Substrato	Mínimo	Máximo
Sikagard® ou Sikafloor® sobre Sikadur® 330	+10°C	5 dias	Após 7 dias limpar e lixar a superfície previamente.
	+23°C	3 dias	
	+35°C	1 dia	

Os tempos são aproximados e podem variar de acordo com as condições do ambiente.

Figura 145: Informações do sistema de tecido de fibra de carbono e substrato.

Condições de armazenamento/ Validade

24 meses, a partir da data de produção se estocados apropriadamente, nas embalagens originais e intactas, em temperaturas entre +5°C e +25°C. Protegido da luz direta do sol e do gelo.

Composição básica

Resina epóxi.

Densidade

1,30 kg/l ($\pm 0,1$) kg/l (referente mistura A+B) (a +23°C)

Coefficiente de Expansão Térmica

$4,5 \times 10^{-5} \times ^\circ\text{C}^{-1}$ (faixa de temperatura de -10°C a +40°C)

Temperatura de Serviço

-40°C a +45°C

Figura 146: Características do substrato para tecido de fibra de carbono.

Resistência à Tração	
30 MPa (7 dias a +23°C)	(DIN 53455)
Resistência de Aderência	
Falha no concreto (> 4 MPa) em substrato jateado com areia, com mais de 1 dia de idade.	(EN 24624)
Módulo de Elasticidade	
Na flexão: 3800 MPa (7 dias a +23°C)	(DIN 53452)
Na tração: 4500 MPa (7 dias a +23°C)	(DIN 53455)
Alongamento na Ruptura	
0,9% (7 dias a +23°C)	(DIN 53455)
Resistência Química	
Produto não adequado para exposição a produtos químicos	
Resistência Térmica	
Exposição contínua: +45°C	

Figura 147: Propriedades do substrato para tecido de fibra de carbono.

16.2 CATÁLOGO DO FABRICANTE MC-BAUCHEMIE, 2013

<p>Sistema MC-DUR CF-Sheets - manta de fibra de carbono</p> <ul style="list-style-type: none">▪ MC-DUR 1209 TX - ponte de aderência▪ MC-DUR CF-Sheets - manta de fibra de carbono▪ MC-DUR 1209 - resina de saturação <p>Sistema MC-CFK Lamellen - lâmina de fibra de carbono</p> <ul style="list-style-type: none">▪ MC-DUR 1280 - ponte de aderência▪ MC-DUR CFK Lamellen - lâmina de fibra de carbono

Figura 148: Informações dos sistemas de lâminas e tecidos de fibra de carbono e substratos.

	Sistema MC-DUR CF-Sheets	Sistema MC-DUR CFK Lamellen 160/2800
Características		
Espessura (mm)	0,172	1,2
Largura (mm)	300	50
Gramatura (g/m ²)	300	1.600
Resistência à tração (MPa)	≥ 3.860	≥ 2.950
Módulo de Elasticidade (MPa)	≥ 242.000	≥ 175.000
Alongamento na ruptura (%)	≥ 1,50	≥ 1,67

Figura 149: Propriedades dos sistemas de lâminas e tecidos de fibra de carbono.

16.3 CATÁLOGO DO FABRICANTE VIAPOL, 2011

6. Embalagens

Viapol Carbon Primer : kits de 5 kg;

- Viapol Carbon Saturante: kits de 15 kg;
- Viapol Carbon Stuc: kits de 4 kg ;
- Viapol Carbon Adesivo: Kits de 15 Kg;
- Viapol Carbon Fiber CFW300: Rolos com 50 m²;
- Viapol Carbon Plate: Rolos com 100 m.

Figura 150: Características dos sistemas tecidos e lâminas de fibra de carbono.

3. Características Técnicas

Viapol® Carbon CFW 300

Característica	Especificação	Unidade
Gramatura	300	g/m ²
Espessura da manta	0,166	Mm
Resistência máxima de tração	4900	MPa
Módulo de elasticidade	230	GPa
Alongamento na ruptura	2,1	%

Viapol Carbon Plate 50/12 e 50/14

Característica	Especificação	Unidade
Conteúdo de fibras	> 68	%
Resistência à tração	> 3000	MPa
Módulo de elasticidade	> 165	GPa
Espessura do laminado	1,2 ou 1,4	mm
Largura	50	mm
Alongamento na ruptura	> 1,7	%
Densidade	1,5	g/cm ³

Figura 151: Propriedades dos sistemas de tecidos e lâminas de fibra de carbono.

Viapol Carbon Primer		
Característica	Especificação	Unidade
Cura final	7	dias
Secagem ao toque	de 8 a 12	horas
Resistência à aderência	> 2	MPa
Temperatura de aplicação	10 a 30	° C
Pot life	20 a 50	minutos

Viapol Carbon Stuc		
Característica	Especificação	Unidade
Densidade (A+B)	1,45	g/cm ²
Resistência à aderência	> 2	MPa
Secagem ao toque	2	horas
Pot life	40 a 50	minutos

Viapol Carbon Saturante		
Característica	Especificação	Unidade
Pot life - 20 °C	aproximadamente 40	minutos
Tempo de secagem ao toque	< 11	horas
Cura total	7	dias
Relação de mistura (p1-P2)	2:1	n/a
Viscosidade	5000	Cps
Resistência à tração	29	MPa
Resistência à compressão	68	MPa
Módulo de compressão	1470	MPa
Resistência ao cisalhamento	9,8	MPa

Figura 152: Propriedades dos substratos para tecidos de fibra de carbono.

Viapol Carbon Primer		
Característica	Especificação	Unidade
Cura final	7	dias
Secagem ao toque	de 8 a 12	horas
Resistência à aderência	> 2	MPa
Temperatura de aplicação	10 a 30	° C
Pot life	20 a 50	minutos

Viapol Carbon Adesivo		
Característica	Especificação	Unidade
Resistência à aderência	> 3,5	MPa
Resistência à compressão	> 60	MPa
Resistência à tração	> 30	MPa
Resistência ao cisalhamento	> 15	MPa
Relação de mistura (P1 - P2)	2:1	n/a
Cura total	7	dias

Figura 153: Propriedades dos substratos para lâmina de fibra de carbono.