



Universidade Federal
do Rio de Janeiro
Escola Politécnica

PATOLOGIAS, RECUPERAÇÃO E REFORÇO COM PROTENSÃO EXTERNA EM ESTRUTURAS DE PONTES

Cristina Mayán Tejedor

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores:

Ricardo Valeriano Alves

Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

Rio de Janeiro

Janeiro de 2013

PATOLOGIAS, RECUPERAÇÃO E REFORÇO COM PROTENSÃO EXTERNA EM ESTRUTURAS DE PONTES

Cristina Mayán Tejedor

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Ricardo Valeriano Alves, D. Sc.

Prof^a. Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro, D. Sc.

Prof^a. Flávia Moll de Souza Judice, D. Sc.

Prof. Mauro Henrique Alves de Lima Junior, D. Sc.

Rio de Janeiro

Janeiro de 2013

Mayán Tejedor, Cristina.

Patologias, recuperação e reforço com protensão externa em estruturas de pontes / Cristina Mayán Tejedor - Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

x, 129 p.: il.; 29,7cm.

Orientadores: Ricardo Valeriano Alves, Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro.

Projeto de Graduação – URFJ/POLI/ Engenharia Civil, 2013

Referências Bibliográficas: p.128-129.

1. Concreto armado e protendido. 2. Patologias de pontes. 3. Reabilitação estrutural. 4. Reforço estrutural. 5. Protensão externa. I. Valeriano Alves, Ricardo *et. al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Patologias, recuperação e reforço com protensão externa em estruturas de pontes.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Patologias, Recuperação e Reforço com Protensão Externa em Estruturas de Pontes

Cristina Mayán Tejedor

Janeiro 2013

Orientadores:

Ricardo Valeriano Alves

Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

Curso: Engenharia Civil

As estruturas de concreto não são eternamente duráveis: o uso, a manutenção precária e os ambientes agressivos, entre outros, originam desgastes e patologias. Neste trabalho estudam-se as características das estruturas em concreto armado e protendido, mais particularmente as pontes, patologias comuns e técnicas de detecção e inspeção. São estudadas técnicas de recuperação estrutural, quando a estrutura com patologias deve ser reabilitada para retornar à condição inicial, e de reforço, quando se pretende aumentar a capacidade portante. Como exemplo de aplicação, apresenta-se o caso de uma estrutura de ponte que deve ser reforçada e ampliada devendo-se adequar a carga móvel de projeto. São apresentados os resultados principais da análise de solicitações, dimensionamento e verificação estrutural visando solução de reforço com protensão externa.

Palavras-chave: Reabilitação, Reforço, Protensão, Modelo de análise.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of
the requirements for the degree of Civil Engineer.

External Prestressing in Reinforcement for Enlargement of Bridge Structures

Cristina Mayán Tejedor

January 2013

Advisors:

Ricardo Valeriano Alves

Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

Course: Civil Engineering

Concrete structures aren't everlasting: the usage, a poor maintenance and aggressive environments, among others, cause a wear in them that may generate pathologies. The characteristics of reinforced concrete are studied in this paper, as well as the most common pathologies suffered by reinforced concrete bridges and the technical surveys to detect them. To restore these structures, depending on the level of damage, we may distinguish between restoration, when the purpose is to restore the original services of the structure, or reinforcement, when the objective of the work is to improve the original capacity of the structure. The different methods used at the moment for that aim are also analyzed in this document. Finally, to serve as an example of the importance of this topic, this study deals with the case of a bridge that will suffer an enlargement and an increase of its moving load. Its efforts are calculated through a lineal and a three-dimensional model and it is also dimensioned the prestressed that will be needed to resist the new efforts.

Keywords: Restoration, Reinforce, Prestressed, Analysis Model

DEDICATÓRIA

Son muchas las personas especiales a las que me gustaría dedicar este trabajo, por su ánimo, apoyo y compañía a lo largo de los cinco años de carrera y los meses en los que hice este proyecto.

A mis padres y a mi hermana, que siempre están ahí cuando los necesito y que han soportado el desánimo de los primeros momentos.

A mis amigos, que puedo contar con ellos para todo y que se alegran de mis logros.

A mis compañeros de clase, que nos hemos ayudado siempre que hemos podido para salir adelante.

A mis amigas de Rio, en especial a mis “colocs”, que son la neta y a las “irmãs”, por apoyarme en los momentos de desánimo y hacerme reír.

Se lo dedico también al resto de mi familia y a todos los profesores que he tenido a lo largo de mi vida.

A todos vosotros, gracias.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer aos meus tutores Ricardo Valeriano Alves e Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro pela sua ajuda, seu tempo e sua paciência para elaborar este projeto.

SUMÁRIO

Introdução	1
1. Concreto armado e protendido	2
1.1. O concreto	2
1.2 O aço	3
1.3 Considerações sobre a vida útil do concreto	3
1.3.1 Durabilidade das estruturas de concreto	4
1.4 Concreto armado	5
1.5 Concreto protendido	6
2. Patologias estruturais comuns em pontes	8
2.1 Causas de patologias em pontes	8
2.1.1 Fendas e fissuras	9
2.1.2 Deteriorações em concreto e alvenarias	10
2.1.3 Ruptura de fundação	11
2.1.4 Pilares erodidos	12
2.1.5 Deslizamento de encontro	13
2.1.6 Falhas na mesoestrutura	14
2.1.7 Falhas nas juntas	15
2.1.8 Elementos metálicos oxidados	15
2.1.9 Deteriorações	16
2.2 Inspeção de estruturas	18
2.3 Técnica de reparação	19
2.3.1 Tipos de intervenções	19
2.3.2 Fatores a considerar	21
3. Reabilitação das estruturas	25
3.1 Reparação de fendas, fissuras e trincas nas estruturas de concreto armado	25
3.1.1. Reparação de fissuras nas estruturas de concreto armado	25
3.1.2. Reparação de fendas nas estruturas de concreto armado	25
3.2 Reparações de fendas em pontes de alvenaria	26
3.3 Reparação de deteriorações em concreto armado	26
3.4 Soluções em deslizamentos e muros de arrimo e contrafortes	27

3.5	Recuperação de estruturas afetadas por falhas nos aparelhos de apoio	28
3.6	Soluções para deteriorações por ausência de manutenção ou por impactos	28
3.6.1	Reparação de vigas.....	28
3.6.2.	Aumento do gabarito	29
3.7	Reabilitação de pilares erodidos	30
3.8	Eliminação da corrosão em estruturas metálicas	30
4.	Reforço de estruturas.....	31
4.1.	Encamisamento de elementos estruturais	32
4.1.1	Tipos de encamisamentos	34
4.1.2.	Materiais utilizados	36
4.1.3.	Procedimento de execução	37
4.2	Reforço com chapas de aço coladas	39
4.2.1	Prescrições gerais	40
4.2.2.	Materiais empregados.....	41
4.2.3	Procedimento de execução	42
4.3.	Reforço de estruturas com perfis metálicos	44
4.3.1	Generalidades	45
4.4.	Reforço de estruturas com fibras de carbono.....	48
4.4.1	A fibra de carbono.	48
4.4.2	Reforço com fibras de carbono	51
4.5	Reforço de estruturas mediante protensão externa.....	54
4.5.1.	Diferenças entre protensão interior e exterior	56
4.5.2.	Vantagens e inconvenientes da protensão exterior	58
4.5.3.	Elementos para a protensão externa.....	60
5.	Exemplo de reforço com protensão externa	64
5.1.	Estrutura original.....	64
5.1.1	Caraterísticas geométricas.....	64
5.1.2	Classe da ponte. Trem-tipo	68
5.1.3	Cálculo de solicitações	75
5.2.	Ponte com alargamento	93
5.2.1.	Características geométricas	93
5.2.2.	Trem-tipo	95
5.2.3	Cálculo de esforços	99
5.3	Resultados	103

5.3.1. Momentos fletores.....	104
5.3.2. Cortantes	121
5.3.2. Reforço a cortante	123
6. Conclusões	127
7. Referências bibliográficas	128

INTRODUÇÃO

Esta monografia tem como objetivo principal descrever sucintamente as principais patologias de estruturas de concreto, suas origens, características e metodologias de solução. Visando o reforço estrutural são abordadas algumas técnicas, com um enfoque especial no reforço mediante protensão externa em estruturas de pontes.

No capítulo primeiro faz-se uma introdução ao tópico do concreto armado e protendido e aos seus materiais componentes, analisando suas propriedades e introduzindo também os conceitos de durabilidade e vida útil.

No capítulo segundo, são estudadas as distintas patologias estruturais que mais habitualmente sofrem as pontes de concreto e as suas causas, assim como técnicas de inspeção de estruturas e os métodos para a eleição do tipo de reparação a aplicar.

No capítulo terceiro detalham-se as metodologias existentes para a reabilitação de estruturas de concreto, explicando os procedimentos que devem ser seguidos.

No quarto capítulo, introduz-se o tópico do reforço de estruturas, cuja função é aumentar a capacidade mecânica do elemento estrutural. Analisam-se vários tipos de reforços para estruturas de concreto, explicando seus campos de aplicação, seus procedimentos e recomendações gerais. Esses métodos de reforço são o encamisamento de elementos estruturais, o reforço com chapas de aço coladas, com perfis metálicos, com fibras de carbono e com protensão externa.

No quinto capítulo, é analisado um caso prático, modelando uma ponte antiga visando ampliação e conseqüente reforço estrutural. A análise estrutural para determinação das solicitações dimensionantes foi efetuada mediante modelo unifilar, comprovado por outro modelo tridimensional. Devido ao acréscimo das cargas atuantes (peso próprio, sobrecarga permanente e sobrecarga móvel), resulta necessário introduzir um reforço por protensão externa, pelo que é dimensionado o reforço, detalhada a sua geometria e analisado o comportamento da protensão na estrutura.

1. Concreto armado e protendido

1.1. O concreto

O concreto é o material resultante da mistura de cimento (ou outro aglomerante) com areia, pedra e água.

O cimento, misturado com água, converte-se em uma massa moldável com propriedades aderentes, que endurece, segundo o tempo de pega (da ordem de horas), tornando-se um material de consistência pétreo.

A principal característica estrutural do concreto é apresentar boa resistência à solicitação de compressão, mas se mostra frágil à tração e conseqüentemente à flexão e cortante. Por este motivo, o concreto é normalmente associado ao aço, recebendo a denominação de concreto armado ou concreto protendido; comportando-se o conjunto muito favoravelmente diante das diversas solicitações.

Visando modificar características naturais do concreto, podem ser empregados aditivos e adições, existindo uma grande variedade destes: colorantes, aceleradores, retardadores de tempo de pega, fluidificantes, impermeabilizantes, fibras, etc.

O concreto é usado em obras de arquitetura e engenharia, tais como edifícios, pontes, barragens, portos, canais, túneis, etc., bem como em edificações cuja estrutura principal é executada em aço onde sua utilização é imprescindível nas fundações.

A Figura 1 ilustra diferentes formações de pastas e concretos, a partir de cimentos, areia, água e adições.

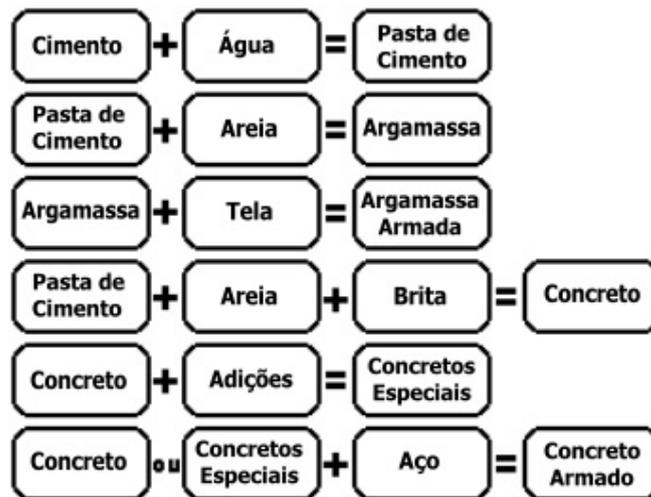


Figura 1. Pastas e concretos.

[Disponível em <http://www.ebah.com.br>]

1.2 O aço

O aço é uma liga metálica formada essencialmente por ferro e carbono, com percentagens deste último variando entre 0,008% e 2,11%. Distingue-se do ferro fundido, que também é uma liga de ferro e carbono, mas com teor de carbono entre 2,11% e 6,67%. [CHIAVERINI, V., 2005]

A característica estrutural fundamental do aço é que a sua resistência à tração é a mesma que à compressão, sendo de valor consideravelmente superior à do concreto.

1.3 Considerações sobre a vida útil do concreto

Nenhum material é indefinidamente durável, pois suas propriedades variam em decorrência da interação da sua estrutura, mais especificamente, da sua microestrutura com o meio ambiente. As variações ocorrem ao longo do tempo e a vida útil de um determinado material se esgota quando suas propriedades tornam seu uso inseguro ou antieconômico [ROQUE, J.A., MORENO JUNIOR, A.L., 2005].

A durabilidade das construções está diretamente associada ao conhecimento do comportamento dos materiais e componentes das estruturas de concreto. No caso de

materiais e componentes “tradicionais”, o conhecimento do seu uso constitui uma fonte preciosa de dados para a estimativa de vida útil destes produtos. No entanto, quando se trata de materiais e componentes de características novas é necessário recorrer a métodos de ensaio que simulem o sua aplicação prática. Considera-se que a durabilidade é uma das exigências que tem sido uma das menos atendidas. Porém, esta só pode ser bem avaliada em conjunto com outras exigências, tais como, segurança estrutural e bom desempenho em serviço.

A durabilidade não é simplesmente uma característica dos materiais, mas um resultado da interação de um material ou componente com o meio ambiente. Esta interação provoca alterações nas propriedades iniciais resultando na degradação. A durabilidade pode ser expressa em termos de vida útil, definida como o período de tempo durante o qual um produto atende às exigências de projeto. Um bom desempenho do material ou componente ao longo da vida útil é considerado como sinônimo de durabilidade.

Comumente considera-se a vida útil exigida ou esperada de um elemento estrutural como aquela que deve ser igual à da construção. Desta forma, devem ser especificados parâmetros de vida útil para os quais o desempenho fique igual ou acima do mínimo aceitável estabelecido.

1.3.1 Durabilidade das estruturas de concreto

Na abordagem das modernas normas de projeto, as exigências relativas à durabilidade das estruturas de concreto são cada vez mais rígidas.

O texto da NBR 6118 é claro quando estabelece que as estruturas de concreto devam ser projetadas cuidando-se da sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço, nas condições ambientais a que é prevista, durante sua vida útil. Nesse período, desde que sejam atendidos requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e construtor, a estrutura deve manter suas características.

A agressividade do ambiente, definida na NBR 6118, base para definir critérios de projeto, pode ser avaliada segundo as condições de exposição da estrutura. Classificando o ambiente e sua agressividade, é possível determinar o risco de

deterioração da estrutura.

As características do concreto utilizado são importantes para a durabilidade das estruturas. Sua qualidade está ligada diretamente com a relação água-cimento, através da porosidade e conseqüente suscetibilidade à penetração de água e de gases no concreto. Com base nessa forte relação, a NBR 6118 apresenta formas para escolher a resistência do concreto em função do ambiente classificado.

Além da qualidade do concreto, o cobrimento dado às armaduras é fundamental para a durabilidade das estruturas. Parâmetros mínimos são estabelecidos na norma, onde a classe do ambiente determina o cobrimento nominal das armaduras.

Devem ser também considerados o envelhecimento e a deterioração das estruturas de concreto. Nesses processos, é preciso observar fenômenos como lixiviação, expansão por ação de águas e solos contaminados, expansão por ação de reações com agregados reativos e reações superficiais de certos agregados.

A norma também define outros critérios de projeto a serem adotados, visando garantir a durabilidade das estruturas. Podem ser destacadas, além das mencionadas, questões de drenagem e formas arquitetônicas e estruturais, detalhamento das armaduras, controle de fissuração, inspeção e manutenção preventiva.

É importante perceber que para garantir as exigências estabelecidas, é preciso compromisso de todos os envolvidos nos processos de projeto, construção e utilização da estrutura, garantindo a sua durabilidade.

1.4 Concreto armado

O concreto é um material que apresenta alta resistência às tensões de compressão, porém, apresenta baixa resistência à tração (cerca de 10 % da sua resistência à compressão). Assim sendo, é imperiosa a necessidade de associar ao concreto um material com alta resistência à tração, com o objetivo deste material, disposto convenientemente, resistir às tensões de tração atuantes. Com esse material composto (concreto e armadura – barras de aço), surge então o chamado “concreto armado”, onde as barras da armadura absorvem as tensões de tração e o concreto

absorve as tensões de compressão, podendo ainda ser auxiliado também por barras de aço (caso típico de pilares, por exemplo) [BASTOS, 2006].

Uma característica essencial para esta associação é a aderência entre o concreto e a armadura. É imprescindível que haja solidariedade real entre ambos (concreto e aço) permitindo que o trabalho seja realizado de forma conjunta.

Em resumo, pode-se definir o concreto armado como “a união do concreto simples e um material resistente à tração (envolvido pelo concreto) de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes”.

A armadura do concreto armado é chamada “armadura passiva”, o que significa que as tensões e deformações nela aplicadas devem-se exclusivamente aos carregamentos aplicados nas peças onde está inserida.

Como foi mencionado anteriormente, ao falar das propriedades do concreto, o trabalho conjunto do concreto e do aço é possível porque os coeficientes de dilatação térmica dos dois materiais são praticamente iguais. Outro aspecto positivo deste material é que o concreto protege o aço da oxidação (corrosão), garantindo a durabilidade do conjunto. Porém, a proteção da armadura contra a corrosão só é garantida com a existência de uma espessura de concreto entre a barra de aço e a superfície externa da peça (denominado cobrimento), entre outros fatores também importantes relativos à durabilidade, como a qualidade do concreto, por exemplo.

1.5 Concreto protendido

No concreto protendido, a idéia básica é aplicar tensões prévias de compressão nas regiões da peça que serão tracionadas pela ação do carregamento externo. Deste modo, as tensões de tração são diminuídas ou até mesmo anuladas pelas tensões de compressão pré-existentes ou pré-aplicadas. A protensão atua como se melhorasse a característica negativa de baixa resistência do concreto à tração.

Os sistemas de protensão aplicados nas fábricas e nos canteiros de obra são diversos. No sistema de pré-tensão, por exemplo, a protensão se faz pelo estiramento da armadura ativa (armadura de protensão) dentro do regime elástico, antes que haja a

aderência entre o concreto e a armadura ativa. Terminado o estiramento o concreto acrescentado cobrindo a armadura de protensão dá-se a forma desejada à peça. Decorridas algumas horas ou dias, tendo o concreto alcançado a resistência mínima necessária, o esforço que estirou a armadura é removido, o que faz com que a armadura transfira esforços de compressão ao concreto ao tentar voltar ao seu estado inicial de deformação zero. Esse sistema de protensão é geralmente utilizado na produção intensiva de grande quantidade de peças nas fábricas.

Outro sistema de protensão é a pós-tensão, onde a força de protensão é aplicada após a peça estar concretada e com o concreto com resistência suficiente para receber a força de protensão. Esse sistema é utilizado na produção limitada de peças nas fábricas, em vigas de pontes, em lajes de pavimento com cordoalhas engraxadas, dentre outras.

2. Patologias estruturais comuns em pontes

As grandes estruturas, que se encontram sob a jurisdição da Administração Pública, requerem, para sua manutenção, um planejamento cuidadoso para sua correta conservação.

No caso das pontes, estas podem ser construídas de diferentes materiais, tais como:

- Pontes de Alvenaria
- Pontes de Concreto
- Pontes Metálicas
- Pontes Mistas (p. ex.: aço e concreto)

Nesse trabalho são tratadas exclusivamente as estruturas de concreto e suas patologias.

O uso continuado, os fatores climáticos, os movimentos de acomodação e sísmicos são causas de patologias que aparecem ao longo do tempo. Daí, a necessidade de manutenção periódica programada para se garantir a função de acordo com o projetado.

2.1 Causas de patologias em pontes

Patologia pode ser definida como a parte da Engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e as origens dos danos das obras civis, visando o diagnóstico do problema [HELENE, 2003].

A seguir, expõem-se diferentes patologias do concreto com as suas causas mais habituais.

2.1.1 Fendas e fissuras

As causas que originam as fendas e fissuras, como mostradas na Figura 2, em pontes são:

- O incremento de cargas atuantes sobre o tabuleiro;
- Uso de materiais de má qualidade na sua construção;
- A instabilidade elástica (flambagem);
- A manipulação incorreta do concreto originando um material mal vibrado e mal curado;
- A concretagem durante temperaturas extremas;
- Acomodações de deslizamento do terreno;
- As falhas nas concretagens;
- As temperaturas extremas;
- O nascimento de raízes de árvores e arbustos ilustrados na Figura 3.



Figura 2. Fenda no tabuleiro de uma ponte.

[Disponível em <http://www.sh.com.br>].



Figura 3. Enraizamento de uma árvore. [Disponível em <http://colunas.cbn.globoradio.globo.com>].

2.1.2 Deteriorações em concreto e alvenarias

Estas deteriorações podem aparecer em forma de espaços vazios ou poros, desprendimentos, ninhos de cascalhos, etc. (Figura 4).



*Figura 4. Vazios ou “ninhos” no concreto.
[Disponível em <http://www.soloingenieria.net>]*

Suas causas podem ser:

- A ausência ou perda de recobrimento nas armaduras, deixando-as expostas (Figura 5);



Figura 5. Perda de recobrimento nas armaduras.[Disponível em <http://diegomallof.blogspot.com.br>].

- Impermeabilização incorreta ou ruptura do material vedante;
- Concretagem com temperaturas extremas do ambiente;
- Vibração insuficiente do concreto;
- Má qualidade do concreto;
- Percolação de água;
- Contaminação de agregados;
- Eventual presença de microrganismos.

2.1.3 Ruptura de fundação

Existem diversos fatores que podem ocasionar ruptura de fundações das estruturas de pontes, como mostrada na Figura 6, tais como:

- Execução inadequada;
- Projeto subdimensionado;
- Ação contínua da água erodindo o terreno que cobre as fundações;

- Inundações e cheias;
- Incorreta localização das fundações.



Figura 6. Ponte com fundação colapsada [Disponível em <http://www.lanacion.com.ve>].

2.1.4 Pilares erodidos

Os pilares das pontes podem ser afetados por:

- Ausência de enrocamentos, responsáveis pela redução dos efeitos que a corrente de água tem sobre os pilares;
- Ação contínua da água (Figura 7).



Figura 7. Pilares erodidos por ação da água.[Disponível em <http://ingeosolum.blogspot.com.br>].

2.1.5 Deslizamento de encontro

Os encontros das pontes podem sofrer deslizamentos originados em:

- Soluções estruturais mal executadas;
- Acréscimo expressivo das cargas atuantes;
- Nascimento de raízes de árvores;
- Terreno com tratamento prévio insuficiente e mal compactado;
- Ação da água em regime normal ou nas cheias;
- Deslizamentos de terra.

A Figura 8 ilustra o deslizamento do encontro de uma ponte por falha no dimensionamento das armaduras de cisalhamento.



Figura 8. Colapso de uma ponte por deslizamento do encontro.

[Disponível em <http://www.lanamme.ucr.ac.cr>]

2.1.6 Falhas na mesoestrutura

As mesoestruturas de uma ponte podem ser afetadas pelas seguintes causas:

- Dimensionamento incorreto;
- Excesso de reação vertical e/ou horizontal (Figura 9).



Figura 9. Colapso de uma ponte por falha nas sustentações. [Disponível em <http://www.portalonorte.com.br>]

2.1.7 Falhas nas juntas

As juntas de uma ponte podem ser afetadas pelas seguintes ações:

- Dimensionamento incorreto das juntas da ponte, não se prevendo adequadamente possíveis expansões ou retrações do concreto;
- Impactos de veículos pesados;
- Desgaste ou ausência do material da junta, originados pelo uso ou por uma má conservação, conforme ilustra a Figura 10.



Figura 10. Desgaste ou ausência de material na junta. [Disponível em <http://www.scielo.org.ve>].

2.1.8 Elementos metálicos oxidados

Os elementos metálicos das pontes podem sofrer os efeitos da oxidação originados em:

- Ação erosiva contínua devida a fenômenos climáticos;

- Deformações por impactos ou por o ataque de óxido;
- Ausência de proteção adequada e eficiente das superfícies metálicas (Figura 11).



Figura 11. Corrosão de armaduras de aço.[Disponível em <http://www.enriquealario.com>].

2.1.9 Deteriorações

As deteriorações nas pontes podem ser originadas por:

- Impactos produzidos pelo trânsito: em meio-fio, calçadas, defensas, muretas, etc;
- Desgaste e envelhecimento das estruturas e dos materiais;
- Ausência de manutenção adequada;
- Impactos nas vigas devido à insuficiência ou desrespeito do gabarito.

Na Figura 12 mostra-se uma fenda em rodovia produzida pelo trânsito de veículos.



Figura 12. Deterioração da estrada. [Disponível em <http://www.scielo.cl>].

A Figura 13 ilustra a fenda causada por ausência de manutenção.



Figura 13. Deterioração da estrada. [Disponível em <http://www.scielo.cl>].

Na figura 14, o viaduto é danificado pelo impacto de um veículo ao passar sob o tabuleiro.



*Figura 14. Impacto nas vigas por insuficiência de gabarito.
[Disponível em <http://www.espormadrid.es>].*

2.2 Inspeção de estruturas

A inspeção de estruturas de concreto visa basicamente verificar a segurança quanto à capacidade portante e à expectativa de durabilidade em serviço. A **segurança** de uma estrutura quanto às ações que está submetida pode ser mensurada avaliando-se o chamado coeficiente de segurança. Quanto à **durabilidade** face às ações ambientais deve-se garantir que haja proteção física e química suficientes para a vida útil restante prevista.

Os motivos para se realizar uma inspeção na estrutura de concreto são muito variados e devem ser considerados no planejamento do trabalho de inspeção, exigindo um processo ordenado ou metodologia. Esta metodologia divide-se em três etapas: pré-diagnóstico, estudos prévios e diagnósticos. Os trabalhos se desenvolvem no campo, no laboratório e no escritório técnico, segundo a etapa do estudo.

Os passos básicos, na metodologia científica de pesquisa de patologias são:

- Reunir todas as informações prévias possíveis (projeto original, história de cargas, modificações, usos, etc.), por meio de extenso levantamento dados;
- Preparação de um catálogo de danos (escritos, gráficos e/ou em vídeo), incluindo

mesmo possíveis riscos ocultos;

- Realizar ensaios, prova e instrumentação para conhecer, estudar e analisar as variáveis que possam influir nos danos;
- Executar uma análise teórica, modelando o comportamento do elemento, para justificar cientificamente a causa;
- Analisar a etiologia das causas a partir da informação prévia, o levantamento de dados, os esquemas de danos, os ensaios, provas, a instrumentação e os estudos teóricos;
- Elaborar conclusões e recomendações em função do conhecimento adquirido e as consequências da não correção dos danos.

Em resumo, deve-se conhecer profundamente a obra em seu conjunto, a resposta da estrutura às ações que realmente está submetida. A missão do patologista é unir o invisível e o evidente para estabelecer a origem de um fenômeno. Para realizar o diagnóstico é importante conhecer o “paciente” em seu conjunto.

2.3 Técnica de reparação

A seguir expõem-se os princípios básicos que devem ser considerados para a eleição da técnica de reparação ou proteção mais apropriada a cada caso de patologia e de intervenção quando os objetos são elementos estruturais de concreto armado.

Em toda intervenção estrutural, o pré-diagnóstico tem por base do conhecimento da estrutura, seu estado de conservação, lesões verificadas e causas que as provocaram. É sobre este diagnóstico preciso, contrastado e confiável, que se deve basear para determinação das soluções mais adequadas a cada caso.

2.3.1 Tipos de intervenções

Em função da gravidade e da extensão das patologias e danos, podem-se resumir as situações nas seguintes:

- a) **Atuações de urgência.** Considerar-se neste grupo as atuações que devem

ser realizadas de forma rápida, para reparar lesões graves de alto risco para o uso da estrutura ou de um elemento estrutural. Em muitas ocasiões este tipo de atuação tem um caráter provisório e seu objetivo prioritário é o de manter em serviço e/ou evitar riscos aos usuários durante o tempo que se realiza o diagnóstico, se redige o projeto e se executa a atuação definitiva.

b) **Atuações de prevenção e/ou proteção.** Trata-se de intervenções que têm como objetivo dar proteção aos componentes estruturais para evitar ou reduzir a progressão de seu processo de degradação ou proteger contra o fogo, atmosferas agressivas, corrosão, desgaste superficial, etc.. Sob este conceito, podem ser propostas diferentes variantes; assim, pode-se atuar protegendo diretamente o elemento estrutural, atuando sobre seu meio, limitando as cargas de uso e propondo um seguimento ou controle periódico em seus pontos críticos.

c) **Atuações de reparação/ reabilitação.** Quando a degradação afetou ao elemento estrutural, deve-se propor uma reparação da zona afetada para recuperar suas condições iniciais, adequadas às suas funções estruturais. A complexidade e importância deste tipo de atuação podem ser muito variáveis, em função das características do elemento, de sua localização e de seu estado de degradação.

As reparações aplicadas às zonas degradadas são complexas e requerem diagnóstico muito preciso para determinar a extensão dos trabalhos.

d) **Atuações de reforço.** Quando são diagnosticados erros no projeto ou diante novas solicitações que superam às inicialmente previstas para os elementos estruturais, deve-se recorrer à incorporação de novos componentes estruturais, mediante sistemas de reforço adequados.

Os reforços de concreto em alguns casos e os perfis metálicos em outros, são também recursos adotados em muitas das reparações das estruturas de concreto.

e) **Atuações de substituição.** Quando a incapacidade estrutural se torna evidente e o reforço dificilmente aplicável, se opta pela substituição da estrutura. Esta substituição pode ser realizada eliminando-se fisicamente o elemento estrutural e substituindo-o por outro novo ou, o que resulta mais simples, anulando sua função mecânica atual mediante a introdução de novos elementos resistentes.

Dada à complexidade dos componentes de uma estrutura e a diversidade de situações que se pode apresentar, pode haver a necessidade de aplicar simultaneamente várias destas opções anteriormente definidas. Para simplificar o trabalho, é recomendável agrupar situações semelhantes para dar-lhes um tratamento único, evitando assim uma multiplicidade de graus de intervenção que complicariam desnecessariamente o projeto e mais ainda os trabalhos de execução. Sempre será o diagnóstico realizado que permitirá estabelecer grupos homogêneos, quanto a características e estado de conservação, e para cada um deles se determina um tipo ou outro de intervenção adequada a cada situação.

2.3.2 Fatores a considerar

Em geral, as possíveis soluções a um determinado problema estrutural são diversas com várias alternativas igualmente válidas, eficazes e viáveis. Considerando-se que praticamente não há normatização específica para atuações de reabilitação, a tomada de decisões deve contar com levantamento de dados detalhado e resultados de análises (teóricas e de laboratório) representativas e confiáveis. Não é fácil detectar precocemente o risco de fratura frágil, nem um risco oculto, mas, apesar das dificuldades, deve-se assumir a responsabilidade do diagnóstico e soluções. Desta forma, é importante que sejam estabelecidos critérios de avaliação complementares visando determinar a opção que se ajusta melhor a cada circunstância. De forma geral, pode-se considerar os seguintes fatores:

a) Fatores técnicos

Trata-se do critério fundamental a se considerar na tomada de decisões. Neste sentido, a solução deve garantir:

- Uma resposta correta às limitações e exigências estruturais condicionados pela estrutura e seus componentes;
- Uma vida útil de serviço conforme com as necessidades do uso previsto;
- Especificações técnicas adequadas ao uso e ao meio, contemplando impermeabilidade e proteção contra o fogo;
- O correto tratamento das alterações no funcionamento do sistema estrutural,

durante a intervenção ou como resultado desta;

- A qualidade contrastada dos materiais e das técnicas a aplicar;
- A compatibilidade físico-química dos materiais previstos na intervenção com os materiais existentes;
- Manutenção adequada para o tipo de estrutura a intervir.

Os fatores apresentados têm papel complementar, conquanto possam resultar decisivos na tomada de decisão, desde que fatores técnicos fiquem claramente garantidos.

b) Fatores econômicos

Em caso frequente, onde diversas alternativas tecnicamente corretas possam ser aplicadas, o custo econômico de cada uma pode ser decisivo na tomada de decisão. Estabelecer um quadro comparativo (custo-benefício) das diferentes alternativas tende a indicar com mais clareza a direção das soluções. Vale observar que o custo a considerar deve ser sempre o de toda a operação, incluindo os materiais e sua correta aplicação. Também os parâmetros de benefícios, durabilidade e possíveis custos de manutenção devem ser analisados ao longo da vida útil, isto é, o custo global da intervenção.

c) Fatores operacionais

Quando se avalia uma solução não se podem esquecer as limitações que esta pode apresentar no sentido operacional, ou seja:

- A acessibilidade ao elemento a intervir quanto às operações prévias e os meios auxiliares necessários;
- As operações complementares de necessária realização durante a fase de execução como podem ser bombeamento de concreto, apicoamento, etc.;
- A disponibilidade dos recursos tecnológicos na região onde esteja localizada a obra;
- A capacidade, os conhecimentos e os meios técnicos da empresa construtora que executará os trabalhos;

- A disponibilidade de mão-de-obra no local com as habilidades, capacitação técnica e experiência necessária.
- A disponibilidade de pessoal capacitado para a coordenação, controle e tomada de decisões durante a fase de execução da obra.
- A capacidade para cumprir os prazos de execução estabelecidos para os trabalhos estruturais dentro de outras operações mais amplas.
- A adequação funcional do espaço onde se vai trabalhar (alturas livres, largos de passagem, outros) e de acesso para os meios auxiliares, pessoal e fornecimentos necessários.
- Consideração das variáveis climáticas e termo-higrométricas da zona quanto à possível incidência na intervenção prevista.

d) Fatores arquitetônicos

Algumas das soluções para a intervenção em estruturas de concreto resultam em alteração de sua forma, de seu volume, de sua textura superficial ou de sua cor. Em alguns casos estas alterações não têm importância, mas em outros uma modificação nas feições arquitetônicas e artísticas da estrutura, podem inviabilizar soluções técnicas, econômica e funcionalmente recomendáveis. Assim mesmo, o valor histórico que alguns edifícios e estruturas de concreto adquiriram com o tempo exige um estudo cuidadoso das possíveis alternativas aplicáveis, visando evitar alterações estéticas no resultado final. Nestes casos, analisar a **reversibilidade** entendida como a qualidade de uma intervenção de poder ser eliminada sem deixar sequelas de ordem física ou química no material.

e) Fatores ambientais

Atualmente, observa-se que os requerimentos ambientais estão se incorporando de forma definitiva no setor da construção. Nas intervenções em estruturas de concreto, estes fatores podem se mostrar determinantes em alguns casos. Devem-se diferenciar duas situações complementares: a fase de execução, e a de utilização e manutenção. Na fase de execução devem-se escolher materiais de baixo impacto ambiental e que não

impliquem risco de toxicidade para os aplicadores, evitar a demolição e minimizar a produção de resíduos, não causar poluição acústica, evitar a contaminação do ar ou da água durante os trabalhos e racionalizar o consumo energético do processo. Nesta análise deve-se considerar o ciclo de vida de todos e de cada um dos componentes a empregar.

3. Reabilitação das estruturas

Neste capítulo relatam-se os procedimentos mais usuais de reabilitação de estruturas de concreto.

3.1 Reparação de fendas, fissuras e trincas nas estruturas de concreto armado

Para a análise das fissuras faz-se uma classificação das mesmas segundo a sua estabilidade. Diz-se que uma fissura está estabilizada, é passiva ou morta quando a causa que a provocou foi eliminada e, por isso, a fissura não tem movimento longitudinal ou transversal. Uma fissura é ativa quando a causa que a provoca continua existindo, portanto, tem movimento.

3.1.1. Reparação de fissuras nas estruturas de concreto armado

São os seguintes os procedimentos para fazer o reparo em fissuras nas estruturas em concreto armado:

- Limpa-se a fissura com jato de ar e aumenta-se a espessura da mesma para, em seguida, tratá-la;
- Aplica-se material epóxi sobre a superfície como selante;
- Injeta-se resina epóxi nos orifícios na parte inferior até que o material transborde pela parte superior;
- Finalmente, fecham-se os orifícios.

3.1.2. Reparação de fendas nas estruturas de concreto armado

São executados dois procedimentos dependendo do tipo fenda: ativas ou não ativa:

1. Fendas ativas:

- Limpa-se a fenda, aumentando seu tamanho, com jato de ar, preparando-a para ser

selada;

- Aplica-se um selante com betume elástico à base de poliuretano.

2. Fendas não ativas:

- Efetua-se igual procedimento que no caso anterior, com a diferença de que o selante se faz com argamassa de cimento.

3.2 Reparções de fendas em pontes de alvenaria

O procedimento para a reparação de fendas em pontes de alvenaria é igual ao descrito anteriormente para as pontes de concreto armado: limpa-se a superfície com jato de ar, aplica-se um selante com argamassa epóxi.

Há a particularidade de que no caso de grandes aberturas, o fechamento de ser feito com grampo de aço inoxidável ou de aço corrugado. Finalmente, aplica-se uma argamassa de resina epóxi com uma percentagem de areia fina.

3.3 Reparação de deteriorações em concreto armado

Quando as imperfeições no concreto não apresentam grandes anomalias, mas, simplesmente, precisam de uma reabilitação comum de renovação do concreto e limpeza de armaduras, o procedimento para a reparação é o seguinte:

- Na zona deteriorada efetua-se o apicoamento da superfície manualmente ou com martelo pneumático até deixar as armaduras à vista, com a superfície sem vazios e livres de toda substância que impeça a aderência dos materiais a serem colocados;
- Em seguida, dirige-se um jato de areia ou escovação manual sobre as armaduras para deixá-las isentas de ferrugem, obtendo-se uma superfície rugosa no concreto;
- Revestem-se as armaduras com material anticorrosivo;

- Depois, realiza-se a aderência entre o concreto existente e o material novo a ser colocado no reparo;
- Coloca-se argamassa de cimento e resinas sintéticas que melhoram a resistência mecânica, criando aderência adequada sobre a superfície de suporte.
- Finalmente, aplica-se uma proteção sobre a superfície à base de água com resinas, como impermeabilizante.

3.4 Soluções em deslizamentos e muros de arrimo e contrafortes

Quando os deslocamentos são grandes, as aberturas e as fendas são ativas, o procedimento para a sua reparação segue os seguintes passos:

- Realiza-se a montagem dos andaimes e plataformas de trabalho para sustentar a perfuradora;
- Depois, definem-se em obra os furos e coloca-se um tubo de PVC na perfuração para evitar que se obture o orifício;
- Dispõem-se e colocam-se barras de alta resistência com uma placa de reparo, ajustando porcas e contraporcas;
- Realiza-se o aperto das mesmas com uma chave dinamométrica;
- Aplica-se uma camada de cimento dentro do tubo de PVC que dará proteção à barra de aço;
- Em seguida, faz-se uma pintura de proteção à placa, porca e contraporca, com uma resina epóxi;
- Finalmente, retiram-se os andaimes e a plataforma.

Quando os deslocamentos são pequenos e as fendas e aberturas não são ativas, o procedimento é mais simples: limpam-se cuidadosamente as fendas, selando-as com uma argamassa elástica fabricada à base a poliuretano.

3.5 Recuperação de estruturas afetadas por falhas nos aparelhos de apoio

Nesses casos e segundo os danos, realiza-se a recolocação ou substituição das sustentações por outras novas.

O procedimento é o que segue:

- Iniciam-se os trabalhos preparando as superfícies, limpando-as e nivelando-as para colocar os macacos hidráulicos. Se não existir lugar suficiente nos contrafortes ou pilares, montam-se estruturas metálicas sustentadas sobre sapatas de concreto onde se instalam os macacos.
- Depois se colocam os macacos adequados em função de cálculo prévio de reação vertical de cada aparelho de apoio;
- Iça-se o estrado até uma altura suficiente para poder efetuar os trabalhos de substituição ou de recolocação dos aparelhos de apoio;

3.6 Soluções para deteriorações por ausência de manutenção ou por impactos

Quando o gabarito de uma ponte não é suficiente para a circulação de alguns veículos (p. ex.: caminhões com caixa muito alta ou com transporte de objetos sobressaindo à sua estrutura), estes produzem impactos sobre as vigas, que podem comprometer a estabilidade da estrutura. Outro fator que pode levar à recuperação das estruturas é a falta de manutenção das mesmas.

As técnicas para resolver esse problema são o reparo das vigas ou o aumento do gabarito para evitar novos impactos.

3.6.1 Reparação de vigas

Apresenta-se o seguinte procedimento no reparo das vigas:

- Inicialmente, realiza-se na zona afetada o apicoamento da região manualmente deixando as armaduras expostas, retirando todo o material solto ou deteriorado

para conseguir a aderência entre os materiais de reparo;

- Retira-se a ferrugem das armaduras manualmente com uma escova ou com jato de areia deixando as superfícies rugosas para melhorar a aderência;
- Coloca-se um revestimento anticorrosivo sobre as armaduras à base de cimento com resina epóxi;
- Realiza-se o preenchimento dos vazios com uma argamassa à base de cimento e resinas que fornecem grande resistência mecânica e aumentam a aderência;
- Por fim, executa-se uma pintura de proteção deixando uma superfície impermeável e que impede a carbonatação do concreto.

3.6.2. Aumento do gabarito

A alternativa exposta é o aumento do gabarito como se segue:

- Inicialmente, prepara-se a superfície, deixando-a com nivelada onde serão posicionados os macacos hidráulicos. Quando não existir espaço suficiente entre contrafortes e pilares, montam-se estruturas metálicas apoiadas sobre sapatas de concreto para implantação dos macacos;
- Depois se iça o tabuleiro em uma ou várias fases segundo a altura necessária e segundo o tipo de macaco hidráulico empregado.
- Fixa-se a cota de apoio até sua posição definitiva, colocando uma viga metálica sob a forma de feixe de cinta sobre os contrafortes; também podem colocar-se tramos de viga reforçadas com enrijecedores.
- Depois se faz a forma e a concretagem sobre as vigas metálicas, que colaborarão na resistência da estrutura. Podem ser recolocados os antigos aparelhos de apoio, se estiverem em bom estado, ou substituí-los por novos, se necessário;
- Finalmente realiza-se a recolocação do tabuleiro em seu lugar até que esteja perfeitamente apoiado.

3.7 Reabilitação de pilares erodidos

A técnica empregada é o reforço por encamisamento do pilar baseada em:

- Preparar a superfície limpando a área. Em seguida, monta-se a forma no entorno do pilar com espessura mínima de 10 cm e altura determinada segundo o dano sofrido pela pilar;
- Inserir a armadura de reforço;
- Realizar a concretagem do reforço e, por fim, desformar o elemento estrutural.

3.8 Eliminação da corrosão em estruturas metálicas

Para eliminar a ferrugem presente nas estruturas devem ser realizadas as seguintes ações:

- Iniciam-se as tarefas montando os andaimes e plataformas necessários para limpar a ferrugem com jato de areia e depois aplicar-lhes as camadas de proteção nas superfícies:
 - Primeiro, aplica-se uma camada de epóxi enriquecido com zinco, de espessura de 60 micras, aproximadamente.
 - A seguir, aplica-se outra camada de pintura epóxi, de espessura 125 micras.
 - Finalmente, dá-se uma mão de esmalte de poliuretano.
- Em seguida, efetua-se a desmontagem de plataformas e andaimes.

4. Reforço de estruturas

Faz-se presente o reforço em uma estrutura quando existe a necessidade de aumentar a sua capacidade resistente ou para corrigir possíveis falhas que fazem supor que a capacidade de carga prevista inicialmente diminuiu [VALENZUELA SAAVEDRA, M.A., 2010].

A função dos reforços estruturais é aumentar a capacidade mecânica do elemento estrutural. Deve-se assegurar a aderência com o uso de epóxi termoestável, entregando aderência. Pode-se também empregar micro-concretos aditivados ou poliméricos, apresentando o primeiro maiores resistências à compressão e o segundo melhores resistências à flexão e tração.

Portanto, é importante conhecer as características do material a ser reforçado, isto é, resistência, módulo de deformação, fluência e retração. Ademais, é vital saber sobre a aderência do material aplicado, já que a transmissão de cargas entre o elemento original e o reforço deve ser capaz de resistir à interface gerado da ação dos esforços tangenciais. Os procedimentos de reforço classificam-se em ativos e passivos.

Os reforços **ativos** fazem referência à aqueles tratamentos baseados na introdução na estrutura de ações ou deformações que modificam o estado de tensão, favorecendo o comportamento resistente. Uma das técnicas mais convencionais é a protensão externa.

Os reforços **passivos** partem de uma condição neutra e entram em carga à medida que a estrutura original vai solicitando-o. É muito importante conhecer as propriedades de deformação do reforço e da estrutura, pelo que resulta necessário fazer um estudo de deformação da estrutura frente às cargas instantâneas e de longa duração. Entre os reforços passivos, tem-se o encamisamento de elementos, o reforço por chapas coladas, com perfis metálicos e com fibras de carbono.

4.1. Encamisamento de elementos estruturais

O encamisamento consiste em aumentar a seção de elementos de concreto armado (geralmente pilares e vigas) com o fim de poder suportar cargas superiores às previstas no projeto original. Na Figura 15 mostra-se o encamisamento de uma viga em concreto armado.

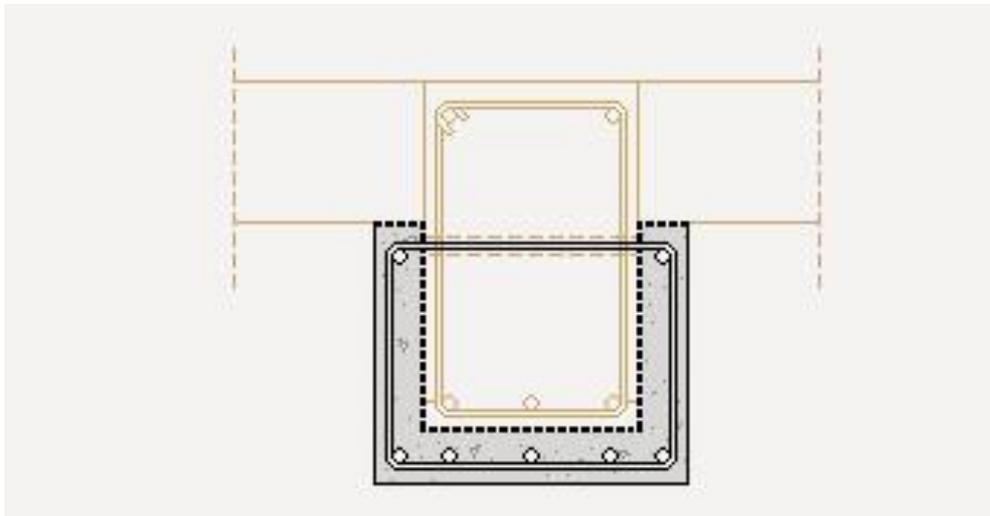


Figura 15. Encamisamento de viga em concreto armado. [Disponível em <http://www.generadordeprecios.info>].

Este sistema apresenta a vantagem de uma grande compatibilidade entre o material original e o de reforço, bem como uma ampla superfície de contato entre ambos, que possibilita a necessária transferência de esforços. Assim mesmo, é possível aumentar consideravelmente a seção de concreto e incorporar uma abundante quantidade de novas armaduras que, caso necessário, podem ser ligadas às armaduras originais mediante algum tipo de ancoragem. O resultado final é um elemento notavelmente monolítico, capaz de incrementar a resistência e rigidez do elemento original.

Os reforços mediante encamisamento com concreto armado apresentam um bom comportamento frente ao fogo, algo que não acontece na maior parte dos sistemas de reforço restantes. Devido à sua baixa condutividade térmica, o concreto faz com que os danos produzidos pelas exposições ao fogo, ou por temperaturas extremas, limitem-se às zonas superficiais do concreto, oferecendo um suficiente isolamento térmico para as armaduras, sempre que se disponham os recobrimentos adequados.

Destacam-se como inconvenientes fundamentais desta técnica de reforço, a necessidade de aumentar, de modo considerável, as dimensões originais da peça, acrescentando o peso próprio da mesma, uma dificuldade construtiva elevada e, conseqüentemente, um custo elevado. Em termos estruturais indica-se que o incremento de rigidez que este sistema implica, pode alterar a distribuição de esforços no conjunto da estrutura. O correto funcionamento do reforço mediante encamisamento com concreto armado passa por aproveitar os mecanismos de transferência de cargas entre a peça pré-existente e o reforço.

Segundo BUENO (2008) descreve no seu livro *Patología, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado en edificación*, estes mecanismos de transferência foram largamente estudados e são os seguintes:

a) **Compressão direta concreto-concreto:**

A compressão direta através da superfície de contato é a forma mais eficaz de transferência de esforços entre dois concretos. Um adequado desenho do reforço, eliminando todo material deteriorado e tratando adequadamente a superfície de concreto original, são essenciais para aproveitar este mecanismo de transferência.

b) **Atrito concreto-concreto:**

As forças de atrito entre a superfície do concreto original e a de reforço são em geral consideráveis dada a extensão da superfície de contato. Para aproveitá-las devidamente convém tratar a superfície de contato de maneira que seja a mais rugosa e irregular possível. Um armação transversal de reforço gera um efeito de confinamento que igualmente melhora o atrito. Assim, a disposição de barras passantes através da junta, que entram em tração ao se mobilizar, incrementa o atrito.

c) **Aderência concreto-concreto:**

Aparece em caso de dispor um adesivo entre o concreto original e o de reforço. As tensões tangenciais de aderência oscilam tipicamente entre 0,6 e 2,4 N/mm², para deslizamentos compreendidos entre 0,05 e 0,2 mm.

d) **Pinos passadores:**

A disposição de barras ancoradas no concreto original e embebidas no reforço,

geralmente conhecidas como pinos passadores, permitem uma considerável transferência de esforços entre o elemento original e o reforço.

e) Transferência armadura-armadura:

A conexão direta da armadura original e a de reforço constitui em uma possibilidade a mais de transferência de esforços. Para isso, deve-se eliminar o recobrimento na região e colocar barras soldadas ou de sobreposição que permitam dita transferência de esforço. A armadura transversal do reforço tem grande importância na eficácia deste tipo de conexão.

4.1.1 Tipos de encamisamentos

- **Com concreto armado:**

Consiste em colocar, com espessura superior a 7 cm, um concreto convencional de adequada resistência e armadura similar à existentes (Figura 16).

Para aumentar sua trabalhabilidade e, portanto, facilitar a colocação em obra, este concreto deverá levar incorporados aditivos superfluidificantes e ter as características de fluidez e consistência adequados.



Figura 16. Encamisamento de um pilar com concreto armado.

[Disponível em <http://www.engenhariacivil.com>].

- **Com micro-concreto de cimento polimérico** (argamassa hidráulico polimérico de alta resistência).

Baseia-se em colocar, com espessura compreendido entre 3 cm e 7 cm, um micro-concreto confeccionado a partir do argamassa polimérica e uma mistura de areia de granulometria entre 3 mm e 10 mm. Este micro-concreto pode ser armado ou não.

- **Com argamassa de cimento polímero** (argamassa hidráulica polimérico de alta resistência)

Consiste em colocar, com espessura compreendida entre 1 cm e 3 cm, argamassa polimérico de dois componentes. Este encamisamento não costuma ser armado.

4.1.1.1 Critérios de seleção

Para a seleção do tipo de material para o encamisamento, faz-se segundo as espessuras que se projetarão de concreto, conforme mostra a Tabela 1.

Tabela 1. Critério de seleção do tipo de encamisamento.

[Disponível em <http://www.construmatica.com>].

Espessuras (em cm)	Materiais para encamisamento		
	$e > 7$	Concreto Armado	-
$3 < e < 7$	-	Micro- concreto	-
$1 < e < 3$	-	-	Argamassa Fluida

4.1.2. Materiais utilizados

Os materiais que se empregam para este tipo de reforço são:

- Adesivo de dois componentes à base de **resinas epóxi** para a união de concretos ou argamassas endurecidas com outros frescos e para juntas de concretagem.
- **Argamassa fluida**, à base de cimento e resinas sintéticas, de um ou dois componentes e pronto para seu emprego.
- **Cimentos**: Os cimentos que se empregam na fabricação do concreto para o encamisamento deverão cumprir as prescrições impostas pela norma vigente. A escolha do cimento e sua dosagem são determinadas pelas exigências do trabalho a ser realizado.
- **Armaduras**: as armaduras para o concreto são de aço e estão constituídas por:

- a) Barras corrugadas, como as da Figura 17;



Figura 17. Barras corrugadas.

[Disponível em <http://www.fierros.com.co>].

- b) Malhas eletrosoldadas: a malha eletrosoldada é um produto formado por dois sistemas (barras ou arames), um longitudinal e o outro transversal, que se cruzam perpendicularmente e cujos pontos de contato estão unidos mediante soldas elétricas, como mostra a Figura 18.



Figura 18. Malhas eletrosoldadas.

[Disponível em <http://www.almacenesnoroeste.es>].

4.1.3. Procedimento de execução

4.1.3.1. A aplicação do reforço

a) Preparado do adesivo:

Removem-se os componentes do adesivo à mão ou preferivelmente com uma bateadeira elétrica de baixa velocidade (400 - 600 rpm) até que a mistura seja totalmente homogênea.

b) Aplicação do adesivo:

O adesivo pode ser aplicado com broxa, rolo ou espátula de borracha, recomendando-se fazê-lo com broxa, de maneira que o material penetre nos poros e fique bem impregnado todo o apoio, sobretudo se estiver úmido.

A temperatura ideal de aplicação está entre 15 °C e 20 °C. Não é necessário tomar medidas especiais para sua manipulação, mas deve ser manipulado com luvas de borracha e óculos.

c) Composição do concreto:

As características do concreto são adequadas às exigências do cálculo do encamisamento. Geralmente, pode ser utilizado qualquer tipo de cimento Portland, requerendo-se uma dosagem mínima de 300 kg por metro cúbico de concreto.

A areia deve ser de boa qualidade e com granulometria especificada.

d) Aplicação do concreto:

O concreto ou argamassa fresca deve ser colocado enquanto a primeira demão ainda esteja pegajosa.

As formas que se empregam são as tradicionais: de madeira, metálicas, de plástico ou outras. Verifica-se especialmente a estanqueidade para evitar fuga do concreto.

Concreto Armado

Consiste em colocar uma armadura ao redor do elemento estrutural, geralmente pilares e vigas, como reforço em frente a solicitações a compressão, flexão, cortante e torção.

O encamisamento sem forma é menos frequente, empregam-se unicamente as ferramentas tradicionais: regras, plana, paleta, espátula, rolo de nylon etc.

e) Endurecimento:

Com o fim de manter o grau de umidade adequado e evitar um endurecimento excessivamente rápido do concreto, sobretudo em altas temperaturas, normalmente superiores a 25 °C, o concreto com aditivo, o micro-concreto polimérico e a argamassa polimérica deverão ser curados por algum destes procedimentos:

- Com o produto adequado, aspergindo com água limpa, e protegendo a superfície com plástico ou com mantas úmidas para evitar a evaporação, etc.

- O processo de curado deverá ser mantido ao menos durante as primeiras 24 a 48 horas após sua exposição ao médio ambiente.

4.2 Reforço com chapas de aço coladas

O reforço com chapas de aço coladas consiste num reforço com o emprego de elementos metálicos, unidos à estrutura de concreto por meio de resinas epóxi, destinados a incrementar a resistência da obra existente, para compensar os esforços suplementares de flexão, tração, de cisalhamento ou de uma combinação de qualquer deles.

Além da colagem com epóxi, o reforço pode ser feito também com chapas soldadas.

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 como solução mista com outros sistemas em reparo e reforço de estruturas. Os elementos reforçados podem ser pilares, vigas, lajes e fundações.

Na Figura 19, diferencia-se a posição de uma chapa de aço colada com resina epóxi no reforço de duas estruturas distintas.

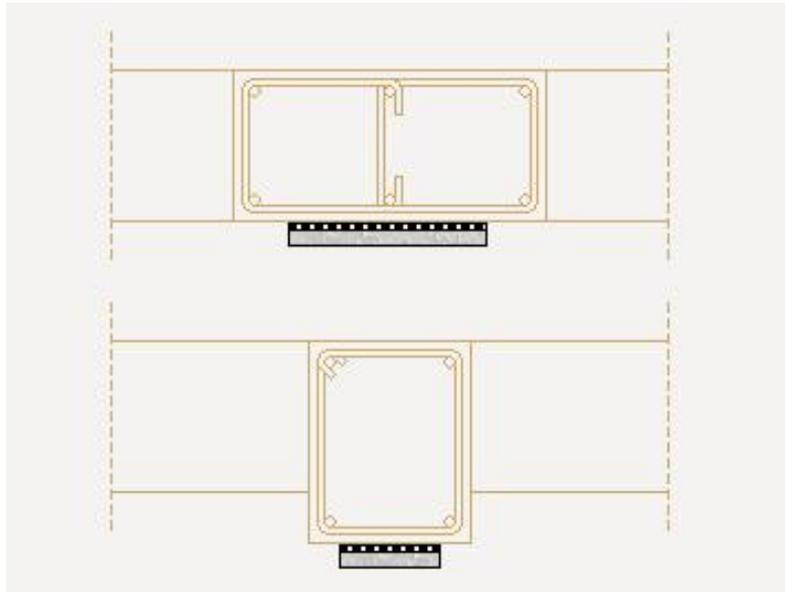


Figura 19. Posição das chapas coladas.[Disponível em <http://www.colombia.generadordeprecios.info>].

4.2.1 Prescrições gerais

O princípio de reforço mediante chapas coladas consiste na adição de armaduras nas peças de concreto. O objeto desta técnica consiste geralmente em:

- Modificar ou melhorar a capacidade portante da estrutura;
- Consolidar uma peça quando as degradações colocam em perigo sua estabilidade;
- Substituir os aços dobrados ou mal posicionados.

O resultado final depende de dois fatores:

- A qualidade dos produtos empregados;
- A qualidade da execução.

É preciso, pois, que as resinas utilizadas venham em lotes pré-dosificados prontos para seu uso e que a mão-de-obra seja especializada neste tipo de serviço.

4.2.2. Materiais empregados

a) Adesivo:

Adesivo tixotrópico de dois componentes, à base de resinas epóxi. Não contém dissolventes e se fabrica em dois tipos: normal e rápido.

O produto, uma vez endurecido, possui alta resistência mecânica, excelente aderência e muito bom comportamento frente à ataques químicos.

É um produto de alta qualidade, destinado à união ou reparo de elementos de argamassa, concreto, metálicos, madeira, etc., ou para a realização de ancoragens.

b) Argamassa tixotrópico, à base de resina epóxi, isenta de dissolventes.

Utiliza-se como argamassa de reparo de estruturas de concreto, tanto em superfícies horizontais, como verticais e tetos, também para a regularização de superfícies antes de reforçar mediante colado com chapas metálicas.

c) Primeira demão anticorrosiva de dois componentes, à base de resina epóxi.

Para a aplicação, homogeneízam-se por separado os dois componentes. A seguir, vertem-se num mesmo recipiente e batem-se durante 2-3 minutos até conseguir uma massa homogênea.

Esta demão pode ser aplicada com broxa, rolo de cabelo curto, pistola convencional ou air less.

d) Primeira demão à base de resina epóxi de dois componentes, de baixa viscosidade, com alta capacidade umectante e de penetração, especialmente formulada para aplicar sobre a maior parte dos suportes de concreto.

Para a aplicação misturam-se os dois componentes A e B intimamente até obter uma massa homogênea, tentando introduzir a menor quantidade de ar, para o que se emprega, preferivelmente, uma batedeira elétrica de baixa velocidade (600 r.p.m.).

A aplicação pode ser efetuada com broxa ou rolo.

e) Argamassa de altas resistências mecânicas para ancoragens:

É uma argamassa de altas resistências mecânicas, de três componentes, à base de resina epóxi sem solventes e de granulometria especial, para colocar por vertido, dada sua fluidez e facilidade de colocação.

Pelas suas altas resistências e pelo fato de não possuir retração, é idóneo principalmente para:

- Fixação de pernos e ancoragens;
- Recheado baixo placas de apoio em pontes ou bancadas de máquinas;
- Recheado de grandes fendas e vazios no concreto.

4.2.3 Procedimento de execução

4.2.3.1. Preparação das chapas metálicas

a) Limpeza

As chapas metálicas devem estar cortadas à medida. Com o fim de eliminar os restos de gorduras, calamina, etc. realizara-se sua limpeza mediante jato de areia e depois sopram-se com ar comprimido limpo e seco para eliminar a areia e o pó depositados.

b) Passivação

As chapas devem estar desengraxadas, secas e protegeram-se frente à corrosão por meio de um produto de dois componentes, à base de resina epóxi, uma vez que sejam jorradas com areia.

Uma vez aplicado o produto mencionado e antes de o mesmo endurecer, se recomenda polvilhar areia de quartzo de granulometria 0,4 a 0,7 mm com objeto de garantir a ancoragem da camada de proteção.

4.2.3.2. Aplicação do adesivo

Uma vez limpas as superfícies mediante jato de areia e regularizadas procede-se à aplicação tanto sobre a chapa metálica, como sobre o suporte, de um filme de 1,5 a 2 mm de espessura de adesivo. É recomendável manter estas espessuras de camada para reduzir os efeitos devidos a diferenças em coeficientes de dilatação térmica, retração e fluência entre os distintos materiais.

4.2.3.3. Ajuste de chapas metálicas

As chapas colocam-se de maneira que se produza o esmagamento do adesivo e que permita a adaptação da chapa ao suporte. A pressão é função da viscosidade do adesivo epóxi, da temperatura do suporte e da largura da chapa.

Para larguras superiores a 30 cm utilizam-se chapas perfuradas para permitir o escape da resina no momento do ajuste da chapa.

A pressão sobre as chapas realiza-se mediante gatos, esteios telescópicos, barras parafusadas ou ancoradas à estrutura a consertar, cunhas ou outros dispositivos especiais em função das dimensões dos elementos a unir e em função da partilha de esforços.

A pressão sobre as chapas deverá ser mantida no mínimo 3 dias e no máximo 7, em função das condições atmosféricas.

Na Figura 20 pode-se ver um exemplo de colocação de chapas delgadas para o reforço de uma seção.

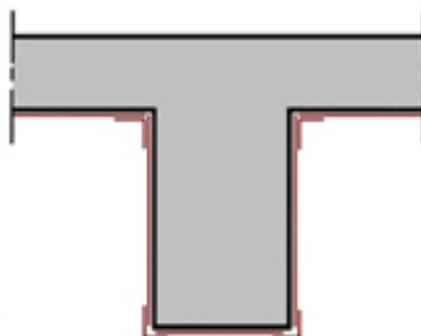


Figura 20. Posição de chapas coladas delgadas.

[Disponível em <http://www.constructalia.com>].

4.2.3.4. Injeção

Uma vez que tenham sido retirados os elementos de pressão, comprova-se por meio de martelo a possível existência de ocos. Caso fiquem espaços vazios ou zonas mal aderidas, encham-se mediante produtos para injeções de dois componentes.

4.2.3.5. Proteção das chapas metálicas

Efetua-se uma proteção das chapas frente a ataques por corrosão, tendo em conta a agressividade do meio ambiente e a aparência exterior buscada; e contra incêndios, nos casos onde a estrutura deva manter uma estabilidade frente ao fogo, com proteções ignífugas.

4.3. Reforço de estruturas com perfis metálicos

Outro método habitual de reforço consiste em unir um ou vários perfis metálicos ao elemento original de concreto armado, de jeito que se transforme em um elemento misto. É o caso de alguns tipos de reforço amplamente utilizados, como o reforço de vigas ou lajes mediante o encostado inferior de perfis em seções duplo T.

Como o encamisamento com concreto armado, trata-se de um sistema de reforço muito eficaz estruturalmente, que permite acrescentar consideravelmente a rigidez e a resistência do elemento original.

Na feição da construção, o reforço mediante perfis metálicos, apresenta menos dificuldades que o encamisamento com concreto. É por isso que os custos dos reforços mediante perfis metálicos são geralmente inferiores aos realizados mediante encamisamento com concreto armado.

Na Figura 21 apresenta-se um exemplo de colocação em paralelo de perfis em U ou em C formados por solda.

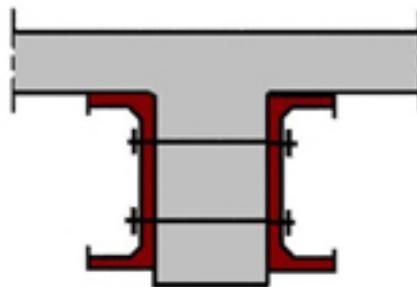


Figura 21. Perfis em paralelo em U ou C.

[Disponível em <http://www.constructalia.com>].

4.3.1 Generalidades

A **vantagem** desta técnica é o fato de que o aumento da rigidez seja uniformemente distribuído, não havendo necessidade por vezes de reforçar as fundações. Os **inconvenientes** baseiam-se em que o processo pode ser trabalhoso, exigir mão-de-obra especializada e necessitar de proteção contra incêndio, sobretudo, devido à perda de resistência das resinas epóxis, geralmente usadas para realizar a ligação das cantoneiras ao pilar, para temperaturas elevadas.

No caso da presença de fissuras, deve-se providenciar o reparo, antes da execução do reforço.

Para a obtenção da máxima eficiência do reforço, cumpre adotar algumas precauções visto que as alterações do comportamento global da estrutura podem introduzir efeitos secundários danosos em outros pontos da estrutura. Desta forma, sugere-se que os reforços sejam feitos após o descarregamento ou alívio parcial da estrutura, para possibilitar que o novo elemento trabalhe de forma integrada após o recarregamento. No caso de pilares, sugere-se a continuidade do reforço nos pavimentos adjacentes, para evitar que apareçam tensões cisalhantes nas lajes, como consequência dos esforços transmitidos pelo reforço.

No estado limite último, as peças reforçadas se comportam como peças tradicionais e com armadura total idêntica à soma das armaduras exteriores e interiores.

No dimensionamento deve-se observar se a seção do concreto existente

apresenta alguma capacidade portante. Caso não haja, o reforço deverá substituir totalmente o elemento portante, absorvendo a totalidade dos esforços.

Na Figura 22 apresenta-se um reforço lateral de um pilar por adição de perfis metálicos.



Figura 22. Reforço lateral do pilar.[Disponível em <http://www.ufrgs.br>].

O reforço de pilares por adição de perfis metálicos, segundo Souza e Ripper(1998), depende diretamente de dois fatores, que ocasionam a necessidade de reparo ou reforço:

a) a integridade do pilar está totalmente comprometida – neste caso o reforço consiste, basicamente, no dimensionamento de um pilar metálico capaz de resistir as cargas especificadas no projeto original. Esse novo pilar pode estar composto de um ou mais perfis estruturais, que irão substituir totalmente o pilar de concreto armado.

b) mudança de utilização da estrutura – esse caso se apresenta um pouco mais complexo que o anterior, pelo fato de que a estrutura esteja solicitada próxima ao seu limite. Dessa forma, caso o reforço seja

introduzido sem que a estrutura seja parcialmente, ou totalmente, descarregada, o reforço apenas será solicitado quando o acréscimo de carga for imposto à estrutura existente, mantendo o pilar de concreto armado solicitado próximo ao seu limite.

A execução dessa técnica, independentemente da causa que gerou a necessidade do reforço é de fundamental importância. Como toda peça submetida à compressão, os perfis adicionados à estrutura estarão sujeitos à flambagem. Outra feição importante é a aderência entre estas peças e o concreto antigo e o aumento da seção do pilar, podendo aumentar as tensões de cisalhamento nas peças de ligação sem que estivesse previsto.

Tendo em vista essas questões, segundo Cánovas (1988), alguns cuidados devem ser tomados no dimensionamento do reforço. O primeiro deles é prover às cantoneiras ou outro tipo de perfil usado, de cintas de aço perfeitamente soldadas ao perfil, funcionando como estribos para o confinamento do núcleo do concreto e para diminuir a possibilidade de flambagem dos perfis.

Outro aspecto de grande relevância, segundo Souza e Ripper (1998), é a perfeita e rígida união de todo o conjunto da base e do capitel ao concreto das vigas, das lajes ou das fundações, para que seja possível a entrada em serviço dos perfis antes que o pilar atinja o estado limite último. Para que essa ligação ocorra, é necessária a perfeita união entre a base do capitel metálico com as superfícies horizontais das vigas ou lajes, através de um material com elevada resistência à compressão, que atue como elemento intermediário para a transferência de esforços eliminando contatos pontuais.

O procedimento de execução deste reforço apresenta grandes similitudes com o das chapas de aço: os trabalhos prévios, regeneração, o ajuste dos perfis, a injeção e a proteção dos perfis são os mesmos que os previamente citados.

4.4. Reforço de estruturas com fibras de carbono

4.4.1 A fibra de carbono.

Denomina-se 'fibra de carbono' a um composto não metálico de tipo polimérico, integrado por uma fase dispersante que dá forma à peça que quer ser fabricada - normalmente alguma resina - e uma fase dispersa - um reforço feito de fibras, neste caso, de carbono e cuja matéria prima é o poliacrilonitrilo [ÁGUILA HIGUERO, V]. (Figura 23)

Ao tratar-se de um material composto, na maioria dos casos -aproximadamente um 75%- utilizam-se polímeros termoestáveis. O polímero é habitualmente resina epóxi, de tipo termoestável, embora outros polímeros, como o poliéster ou o viniléster também se usam como base para a fibra de carbono ainda que estão caindo em desuso.

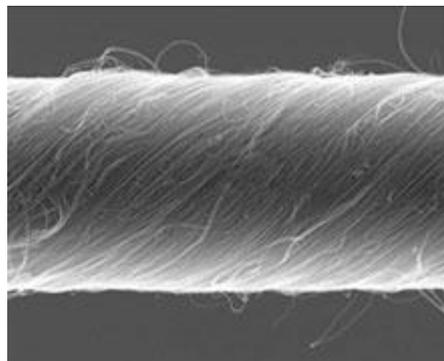


Figura 23. Fio de nanotubos de carbono.

[Disponível em <http://www.tecmundo.com.br>].

4.4.1.1 Fabricação

Para a produção de fibras carbônicas o método utilizado é chamado **pirólise**, ou seja, a decomposição pelo calor, de algum material rico em carbono que retém a sua forma fibrosa através de tratamentos térmicos que resultam em carbonização com alto resíduo carbonáceo.

Para se produzir uma fibra carbônica de boa qualidade a partir de uma fibra precursora, é necessário um processo de tratamento térmico e condições controladas de tensão, atmosfera, tempo e principalmente temperatura.

O processo inicia-se com um **pré-tratamento** onde a matéria prima recebe tensões mecânicas que provocam o seu alongamento utilizando vapor. Em seguida, vem a etapa onde ocorre a conversão de um precursor polimérico, criando polímeros de cadeia longa que podem transformar-se em fibras acrílicas.

Posteriormente, tem lugar o aquecimento constante e controlado até em torno de 250°C aproximadamente, a etapa da **oxidação**. Em seguida, é necessária a sua **estabilização** físico-química. Isto ocorre através do surgimento de ligações transversais entre as cadeias moleculares do polímero e a orientação molecular requerida para que possam ter estabilidade dimensional.

Após a estabilização físico-química vem o processo de **carbonização** em atmosfera inerte em alta temperatura, o gás mais utilizado neste ponto do processo é o "Argônio" e a temperatura utilizada é em torno de 1.000°C.

No momento em que ocorre a pirólise, começam a surgir sub-produtos devido à decomposição gasosa. A contração do material passa a ocorrer aumentando assim sua rigidez mecânica.

Após o processo de pirólise vem o processo de "**grafitização**". Este consiste num tratamento térmico superficial, submetido a uma temperatura que oscila entre 2.000°C e 3.000°C e proporciona uma "cristalização" ordenada dos cristais de carbono no interior da fibra. Este passo é fundamental para o rendimento da fibra.

Na cristalização, os cristais de carbono podem assumir formas cristalinas diversas. Suas propriedades físicas e mecânicas variam conforme a matéria prima utilizada e as condições de produção. As fibras de carbono têm suas características dependentes de sua microestrutura, ou seja, de sua estrutura atômica.

Sabe-se que os materiais de maior resistência mecânica são os grafitosos compostos de cristais dispostos em estrutura helicoidal perfeita. Para se obter fibras de carbono resistentes e rígidas, durante a sua indução se faz ocorrer uma estrutura gráfitica que adquire a orientação desejada durante o tratamento térmico.

Depois de ocorrer o processo de grafitização, a estrutura resultante são fibras chamadas de "fibrilas", que são fibras extremamente finas compostas de 15 camadas de cristal separadas em 150 Ângstrons e com um comprimento entre 10.000 Ângstrons a

100.000 Ângstrons.

4.4.1.2. Propriedades

Para entender as propriedades da fibra de carbono, é preciso conhecer sua estrutura, formada por nanotubos. Em química, denominam-se nanotubos às estruturas tubulares cujo diâmetro é da ordem do nanômetro (Figura 24).

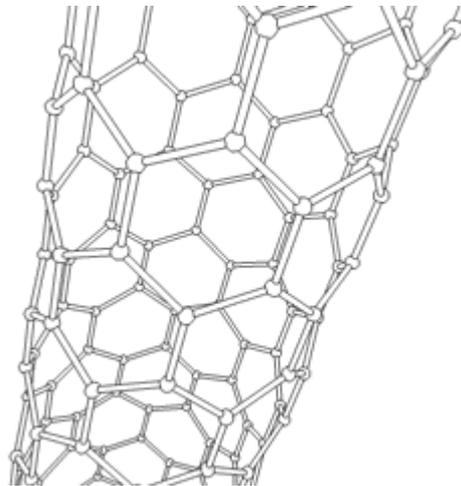


Figura 24. Geometria de um nanotubo.[Disponível em <http://carlosorsi.blogspot.com.br>].

A fibra de carbono possui propriedades elétricas e mecânicas surpreendentes. A estabilidade e robustez dos enlaces, entre os átomos de carbono, proporciona-lhes a capacidade de ser umas das fibras mais resistentes que podem ser fabricadas atualmente. Por outro lado, frente a esforços de deformação muito intensos são capazes de deformar-se notavelmente e de se manter em um regime elástico. O módulo de Young dos nanotubos de carbono pode oscilar entre 1,3 e 1,8 terapascals.

Ademais, estas propriedades mecânicas poderiam ser melhoradas, por exemplo nos SWNTs (*Single Walled NanoTubes*), unindo vários nanotubos em feixe. Desta forma, embora rompesse um nanotubo, como se comportam como unidades independentes, a fratura não se propagaria aos outros colimitados. Em outros termos, os nanotubos podem funcionar como molas extremamente firmes em presença de pequenos esforços e, frente a cargas maiores, podem ser deformados drasticamente e voltar, posteriormente, à sua forma original.

As propriedades principais deste material composto são:

- Elevada resistência mecânica, com um módulo de elasticidade elevado;
- Baixa densidade, em comparação com outros elementos como, por exemplo, o aço;
- Elevado preço de produção;
- Resistência à agentes externos;
- Grande capacidade de isolamento térmico;
- Resistência às variações de temperatura, conservando sua forma;
- Boas propriedades ignífugas.

As razões do elevado preço dos materiais realizados em fibra de carbono deve-se a vários fatores:

- O caro e longo processo de produção. Este processo realiza-se a alta temperatura - entre 1100 e 2500 °C- em atmosfera de hidrogênio durante semanas ou inclusive meses, dependendo da qualidade que se deseje obter, já que podem ser realizados processos para melhorar algumas de suas características uma vez a fibra é obtida.
- O uso de materiais termoestáveis dificulta o processo de criação da peça final, já que precisam-se complexas ferramentas especializadas, como o forno autoclave.

4.4.2 Reforço com fibras de carbono

Entre os diferentes tipos de fibras (carbono, vidro, aramida) que podiam servir para este uso, decidiu-se utilizar as de carbono. São as que têm um módulo de elasticidade mais alto, compatível com a deformação do concreto armado. Tanto as fibras de vidro, como as de aramida, ainda sendo substancialmente mais baratas, proporcionam propriedades inferiores.

Quanto às matrizes, a mais compatível com as fibras de carbono demonstrou ser a resina epóxi; é a que melhor molha as fibras e a que mais aderência tem a elas. Ademais tem um curado sem retração, o qual é importante para o uso ao que vai destinado.

Em 1991 executou-se a primeira obra real, reforçou-se a ponte Ibach em Lucerna (Suíça).

Em 1995 começou-se a utilizar este tipo de sistemas de uma maneira sistemática. Começaram-se a comercializar os primeiros sistemas de reforço por parte de distintas empresas, principalmente na Suíça e na Alemanha.

4.4.2.1. Campo de aplicação

Os campos de aplicação dos reforços descritos anteriormente são os seguintes [ÁGUILA HIGUERO, V.]:

- Reforço à flexão:

Para o reforço a flexão de vigas, lajes e outros elementos de concreto armado utiliza-se, principalmente, o método de colado de laminados retos. Nalgum caso, também pode ser utilizado o método de colado dos tecidos. Em ambos os casos consiste em aderir o reforço, que atuará como armadura externa de tração. O adesivo servirá para transmitir o esforço cortante entre o reforço e o concreto.

Na Figura 25 mostra-se o reforço de umas vigas à flexão com fibras de carbono.



Figura 25. Reforço à flexão com fibra de carbono. [Disponível em <http://www.grupodagal.com>].

É importante clarificar que este tipo de reforço não deve ser utilizado como armadura de compressão. O elemento de reforço é muito esbelto e a possibilidade de flambagem deste é muito grande.

- Reforço com confinamento:

Para elementos submetidos à compressão simples ou composta, pode ser feito um reforço por confinamento, este tipo de reforço faz-se principalmente em pilares. O sistema a utilizar é o de tecidos, devido à sua fácil adaptabilidade a qualquer forma do suporte.

Com os tecidos envolve-se a peça a reforçar completamente, de abaixo a acima. Podem-se colocar tantas camadas de tecido como se deseje. Esta envoltura provoca um confinamento da peça que faz melhorar seu comportamento frente a cargas. Quando a peça se comprime inicialmente, encurta-se, e por efeito Poisson, dilata-se transversalmente. O efeito do confinamento é controlar esta dilatação transversal, melhorando assim a capacidade portante.

Na Figura 26, mostra-se o reforço ao confinamento de uma viga em balanço com fibra de carbono e resinas epóxi.



Figura 26. Reforço de confinamento. [Disponível em <http://www.medconstruccion.com>].

- Reforço à cortante:

Para o reforço de peças a cortante o que se faz é colocar as fibras de carbono a modo de estribos externos, aderidos pela resina epóxi. Este tipo de reforço consiste em

envolver ou cercar transversalmente o elemento a reforçar (Figura 27).



Figura 27. Reforço à cortante. [Disponível em <http://www.generadordeprecios.info>].

- Reforço de muros:

Outro tipo de reforço, quiçá menos usual, é o de muros, tanto de alvenaria de tijolo como de concreto. Estes muros podem estar submetidos a esforços longitudinais (cargas sísmicas, de vento, etc.) ou verticais (cargas gravitacionais). Com o sistema de colado de tecidos, colocado em forma de cruz de Santo André, consegue-se melhorar a capacidade portante dos muros contra qualquer das cargas indicadas anteriormente.

4.5 Reforço de estruturas mediante protensão externa

A protensão externa começou a ser utilizada esporadicamente em pontes nos anos trinta. Aplicou-se pela primeira vez em 1936, com o engenheiro alemão Franz Dischinger na ponte de Adolf Hitler, em Aue (Alemanha). Construíram-se muitas outras pontes com este sistema, mas os problemas de corrosão dos cordoalhas frearam a aplicação desta técnica durante os anos 60 e 70.

No entanto, a protensão externa começa novamente a aplicar-se para reforço de pontes construídas pela técnica de avanços sucessivos com problemas de fissuração e deformações excessivas, ou com problemas de corrosão de cordoalhas.

No começo dos anos 80, Jean Muller desenhou o Long Key Bridge, em Flórida,

onde a protensão externa foi aplicada pela primeira vez a uma ponte de aduelas pré-fabricadas com juntas secas. Esta ponte está constituída por 101 vãos de 36 metros cada um, com um comprimento total de 3701 metros. Desde então, construíram-se muitas pontes com luzes médias com protensão externa na Europa e nos Estados Unidos, a maioria deles com aduelas pré-fabricadas.

Outra das grandes pontes desenhada por Figg e Muller, e construída por aduelas pré-fabricadas de concreto com protensão externa em 1987, é o Sunshine Skyway Bridge, em Flórida, cujo vão principal foi, no momento de sua construção, o de maior luz de uma ponte estaiada de concreto na América, com o comprimento do vão de 396 m e comprimento total de 6400 metros.

Na Figura 28, mostra-se uma ponte à que se aplicou um reforço de protensão externa.



Figura 28. Ponte com protendido exterior de reforço. [Disponível em <http://www.fcp.at>].

4.5.1. Diferenças entre protensão interior e exterior

De acordo com a situação da cordoalha respeito da seção transversal, o protendido pode ser:

- a) **Interna.** Neste caso a cordoalha está situada no interior da seção transversal de concreto.
- b) **Externa.** Neste caso a cordoalha está situada fora do concreto da seção transversal e dentro do canto da mesma.

O sistema de protensão externa baseia-se em cordoalhas colocados depois de ter feita a concretagem da peça. Quando esta adquiriu a resistência necessária, entesam-se as cordoalhas externas.

Ao contrário do sistema de protensão interior, a trajetória da cordoalha não se marca com as bainhas, mas com as ancoragens e desviadores, tendo as bainhas só a função de proteção contra a corrosão.

Ademais, isto faz com que a trajetória da cordoalha não seja parabólica senão poligonal e, portanto, se diferencia da protensão interior em que não há compatibilidade em deformações entre aço e concreto. As forças compensatórias do protendido só se exercem sobre as ancoragens e desviadores.

Devido a isto, as tensões e deformações na cordoalha entre ancoragens são constantes, bem como entre desviadores se se supõe nulo o deslizamento. Portanto, a compatibilidade deve ser aplicada às deslocções do concreto e das cordoalhas nas ancoragens e nos desviadores que não permitem a deslocação.

Na Figura 29, mostra-se o traçado das cordoalhas de protensão externa e os desviadores dentro de uma viga caixão de uma ponte.



Figura 29. Traçado das cordoalhas. [Disponível em <http://techtransfer.ima.kit.edu>]

Outra diferença importante é a variação da excentricidade das cordoalhas externas com a carga, devido a que estas não seguem as deformações do concreto. Ao aumentar a carga e, portanto, as deformações na peça, a excentricidade em seções críticas, como o centro do vão, diminui, o que implica a diminuição da carga última que resiste a peça.

Este efeito pode comprovar-se na Figura 30, na peça da esquerda (a) ainda não atua a carga e na da direita (b), ao atuar a carga, a excentricidade diminui pela curvatura do concreto.

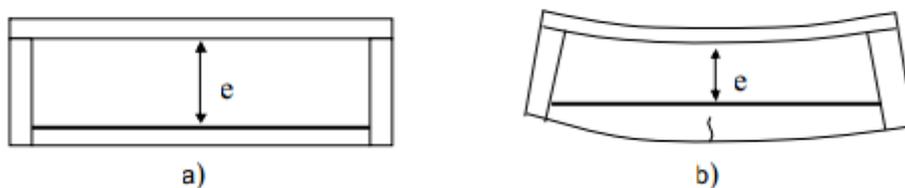


Figura 30. Variação da excentricidade de um cordoalha externo: a) sem carga, b) com carga. [Disponível em <http://bibing.us.es>].

Para combater este efeito, incluem-se os desviadores. O desejável seria que o traçado das cordoalhas fosse homotético ao diagrama de momentos, mas o peso que introduzem os desviadores na estrutura é prejudicial. O número de desviadores que se

colocam resulta um compromisso entre estes dois efeitos.

4.5.2. Vantagens e inconvenientes da protensão exterior

Procedimentos novos de desenho e técnicas de protensão têm sido desenvolvidos para melhorar a aplicação de protensão externa, inicialmente usada para reabilitação de pontes pero agora também utilizada para novas construções. Esta técnica tem as seguintes vantagens:

- a) A concretagem de novas estruturas á mais fácil porque não tem, ou só uns poucos no caso da protensão externa combinada com interna, cordoalhas dentro da seção.
- b) A utilização de seções transversais de áreas pequenas, especialmente na alma, devido à eliminação total ou parcial das cordoalhas internas. Isso leva à perda de peso morto.
- c) Os perfis das cordoalhas externas são mais simples e fáceis de comprovar após a instalação.
- d) O *grouting* melhora-se pela melhor visão durante a operação. Também se obtém uma melhor proteção do aço de protensão.
- e) É possível inspecionar facilmente as cordoalhas durante toda a sua vida de utilização.
- f) As cordoalhas externas podem ser retiradas e substituídas se liberam força de protensão devido à deterioração da proteção de corrosão.
- g) As perdas de fricção são reduzidas enormemente, pois as cordoalhas externas estão conectadas à estrutura só nas zonas de desviadores e de ancoragem.
- h) Durante a construção, as operações principais, como a concretagem e a protensão, são mais independentes, pelo que a influência da mão-de-obra sobre a qualidade das estruturas é reduzida significativamente.

Também tem desvantagens que têm que ser consideradas antes da escolha de protensão externa ou interna, ou uma combinação das duas (que pode ser a melhor solução nalguns casos).

Estas desvantagens são:

- a) As cordoalhas externas são mais facilmente acessíveis que as internas, porém também são mais acessíveis para sabotagem e exposição direta ao fogo.
- b) As cordoalhas externas sofrem vibrações quando sua longitude livre é muito comprida, é por isso que precisam um desenho dinâmico cuidadoso.
- c) As zonas de desviadores e ancoragens são umas partes de desenho muito delicadas, esses elementos têm que ser capazes de resistir a grandes forças longitudinais e transversais. Além disso, as conexões induzem cisalhamento na seção transversal devido à concentração de cargas.
- d) Nas zonas de desviadores, estão localizadas zonas de altas pressões das cordoalhas de protensão. As selas, normalmente feitas de tubos de metal ou bainhas, têm que estar instaladas com a máxima precisão para reduzir o atrito e evitar danos nas cordoalhas que puderam originar reduções de fortalecimento.
- e) Com cordoalhas internas, em longo prazo, o falho das cabeças de ancoragem tem menos consequências que com cordoalhas externas. No primeiro caso, a força de protensão pode ser transferida ao concreto por aderência. No segundo caso, este tipo de ruptura é mais perigosa porque o falho na cabeça da ancoragem leva a uma perda total de protensão para a cordoalha considerada.
- f) A contribuição para a resistência à flexão nos estados últimos das cordoalhas externas é menor si a comparamos com as cordoalhas internas. Durante o período no que a carga origina a primeira ruptura e a última, as variações de tensão nas cordoalhas externas têm que ser calculadas para todos os comprimentos e não só nas secções críticas como nas cordoalhas internas com aderência.

g) Nos estados últimos com protensão externa, os falhos com pouco aviso por ductilidade insuficiente são mais usuais que com cordoalhas internas com aderência. Para novas pontes uma parte do total da protensão deve ser interna para melhorar a ductilidade.

h) As excentricidades atuais para cordoalhas externas são menores comparadas com as das cordoalhas internas.

4.5.3. Elementos para a protensão externa

Essencialmente, uma cordoalha de protensão externa consta dos seguintes elementos:

- aço de protensão como membro de tração
- dispositivos mecânicos de ancoragem
- sistemas de proteção frente à corrosão.

No caso de cordoalhas defletidas:

- as selas nos pontos de desvio são também requeridas.

4.5.3.1. Aço de protensão

Os requerimentos do aço para o concreto protendido são os especificados na norma NBR 7483/2004 *Cordoalhas de aço para concreto protendido – Requerimentos*.

Estes aços são de alta resistência, recebem tratamentos térmicos e caracterizam-se pela ausência de patamar de escoamento. A depender do tratamento térmico empregado, podem ser: aliviados ou de relaxação normal (RN); e estabilizados ou de baixa relaxação (RB). Nestes últimos, o tratamento empregado reduz a relaxação do aço, diminuindo as perdas de protensão.

Os aços para armadura ativa podem se apresentar das seguintes formas:

- Fios trefilados de aço carbono, com diâmetros variando entre 3 e 8mm, fornecidos em rolos ou em bobinas;
- Cordoalhas constituídas por dois, três ou sete fios trefilados, enrolados em forma de hélice, fornecidos em bobinas (Figura 31);

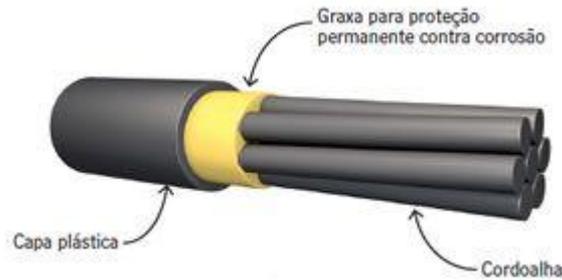


Figura 31. Monocordoalha (imagem de Revista Techné).

- Barras de aço-liga de alta resistência, laminadas a quente, com diâmetros maiores do que 12mm, e com comprimento limitado.

Os aços mais comuns têm resistência característica à ruptura por tração variando de 150kN/cm² a 190 kN/cm². No caso dos fios e barras, essa resistência é dita efetiva, e no caso das cordoalhas, convencional. Isto porque, nas cordoalhas, a tensão não se distribui uniformemente por todos os fios. Os aços para protensão são designados pela sigla CP (aço para concreto protendido), seguido da sua resistência característica à ruptura em kN/cm² e da identificação em relação ao tipo de tratamento empregado (RN ou RB).

4.5.3.2. Ancoragens da cordoalha

Até pouco, as cordoalhas externas ancoravam-se com os mesmos dispositivos mecânicos que os empregados nas cordoalhas internas ordinárias de pos-tesado com aderência.

Sob as circunstâncias econômicas prevalecentes, sob as quais a adequação da estrutura está julgada primeiramente nas bases dos custos iniciais de construção, isto parece a escolha mais normal.

Desde um ponto de vista técnico, deve ser lembrado que as ancoragens para cordoalhas externos devem suportar a força da cordoalha mais qualquer potencial força subsequente incrementada durante o tempo de vida da estrutura.

Como já foi dito, as cordoalhas externas podem aportar novas características como as possibilidades de monitorização, ajuste, substituição, etc.

Isto aumenta o interesse das autoridades em manutenção de pontes. Essas operações não são possíveis com as típicas ancoragens de sistemas de aderência.

4.5.3.3. Proteção frente à corrosão

Os cabos de protensão não aderente, devem ser protegidos frente à corrosão durante o seu armazenamento, transporte, construção e fabricação, e também após sua instalação.

As estruturas expostas à ambientes agressivos incluem todas as que estão sujeitas à aplicação direta ou indireta de produtos químicos descongelantes, água de mar, águas salobres, ou às salpicadoras de algumas delas; as estruturas na proximidade imediata das costas marítimas expostas ao ar de mar; e as estruturas de terraplenos não impermeáveis.

Os ocos que são deixados para aplicar o tesado e as juntas construtivas nas ancoragens intermédias, que depois da construção não se mantêm secos normalmente, também devem considerar-se expostos a ambientes agressivos.

4.5.3.4. Desviadores

Os desviadores são os elementos agregados à estrutura com o objetivo de desviar a posição do cabo de protensão em determinados pontos. Representam um dos aspectos principais e que influem diretamente no custo da obra. É importante definir se eles vão ser utilizados, em que quantidade e em que posições. Eles podem ser utilizados mesmo quando se opta por cabos retos. Neste caso, o desviador funciona não tanto como um “desviador” e sim como um “fixador”, mantendo a excentricidade do cabo de protensão quando a viga se deforma. Em relação aos cabos poligonais, é importante ressaltar que a mudança de direção nos desviadores deve ser suave para que não se tenha uma concentração de tensões exageradas nestes pontos que venha a acarretar sua ruptura prematura.[GESTEIRA MARTINS, T.].

São muitos os tipos de desviadores utilizados em obras de reforço de vigas ou lajes. Quando se deseja aumentar a excentricidade do cabo de protensão ao longo do vão, os desviadores podem ser fixados na face inferior do elemento a ser reforçado e pode ter altura tal que forneça a excentricidade desejada. Na Figura 32 tem-se um exemplo deste tipo de desviador, neste caso, constituído por elementos metálicos.

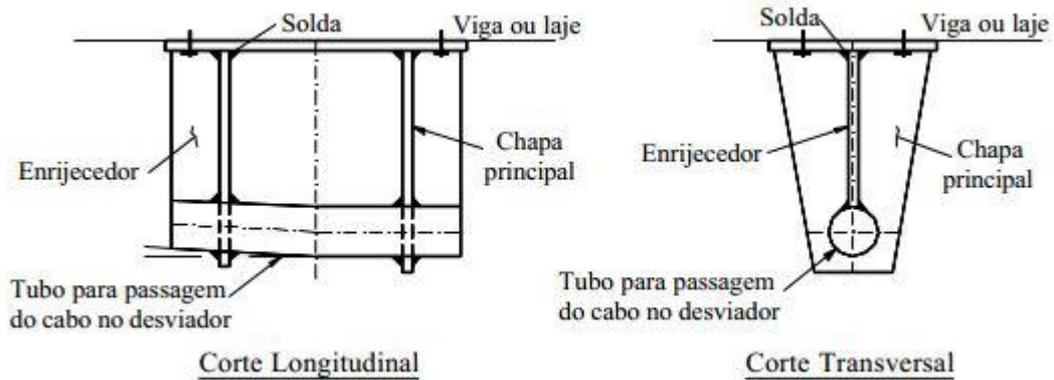


Figura 32. Desviador metálico. [Disponível em <http://web.set.eesc.usp.br>].

Existem casos em que este tipo de desviador pode ser executado em concreto, colocando-se na face inferior da placa de concreto os tubos metálicos por dentro dos quais passam os cabos de protensão.

No caso das vigas em seção caixão ou em seção I podem ser criados diafragmas ou septos de concreto no interior das vigas (no caso da seção caixão) ou nas laterais da viga (no caso da seção I) de forma a permitir o desvio dos cabos. Estes diafragmas ou septos são vazados em posições específicas de forma a permitir a passagem dos cabos. Deve-se tomar bastante cuidado com a união dos dois concretos e com a colocação da armadura adequada.

5. Exemplo de reforço com protensão externa

Apresenta-se neste capítulo um exemplo de reforço de estrutura de ponte utilizando-se a protensão externa. O objetivo é apresentar as etapas fundamentais de concepção, análise e dimensionamento de um projeto de reforço estrutural. Para isto, considera-se que uma estrutura de ponte, construída no ano 1960, deve sofrer ampliação do tabuleiro. Consequentemente, torna-se necessário o reforço e adequação da carga móvel para os padrões atuais.

5.1. Estrutura original

5.1.1 Características geométricas

Considera-se, como exemplo, uma estrutura de ponte com 52,0 metros de comprimento e 7,80 metros de largura. A vista em elevação é apresentada na Figura 33. A Figura 34 ilustra a disposição das transversinas ao longo da estrutura, enquanto na Figura 35 é apresentado o detalhe da variação de largura das longarinas, sem as transversinas. As seções transversais são ilustradas na Figura 36 (nos apoios) e Figura 37 (no centro do vão).

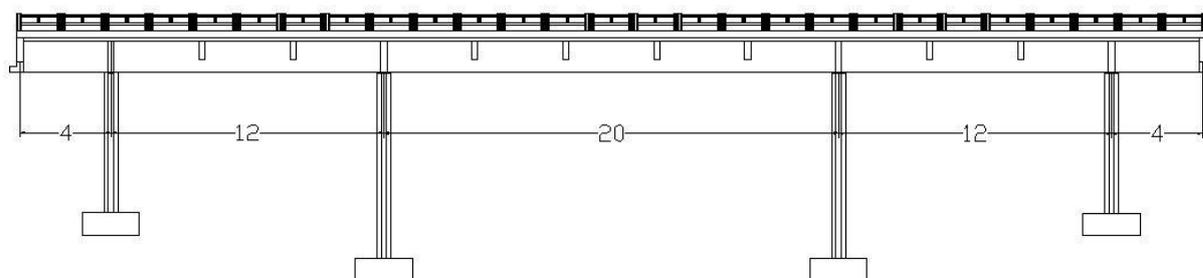


Figura 33. Elevação da ponte (cotas em metros).

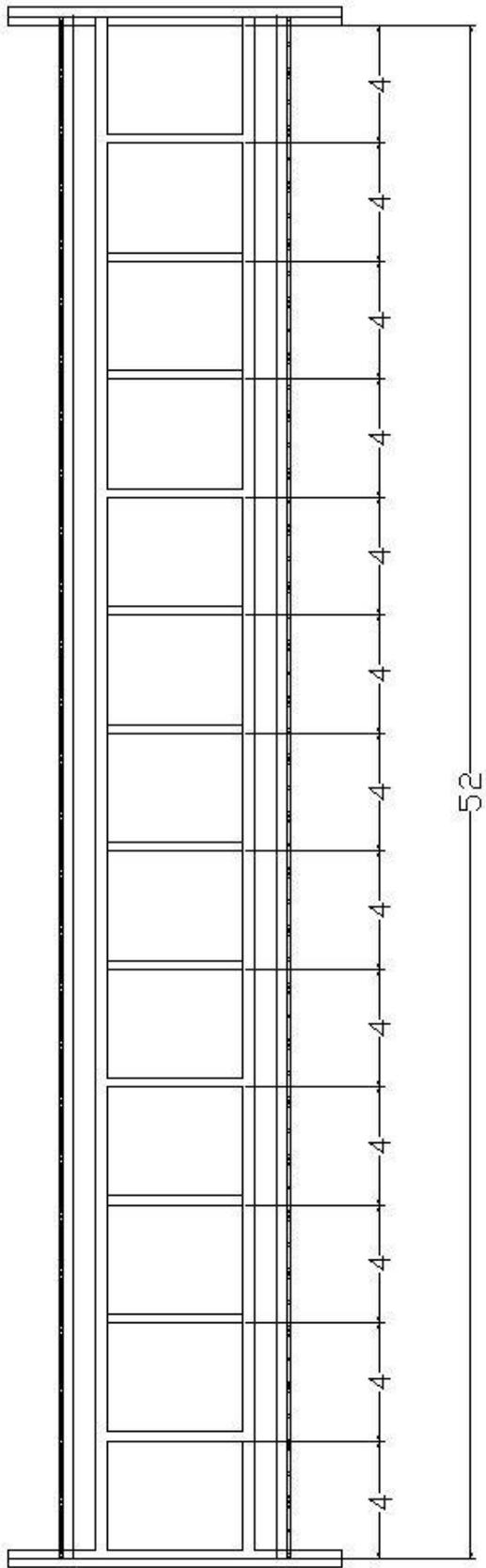


Figura 34. Disposição das transversinas em planta (cotas em metros).

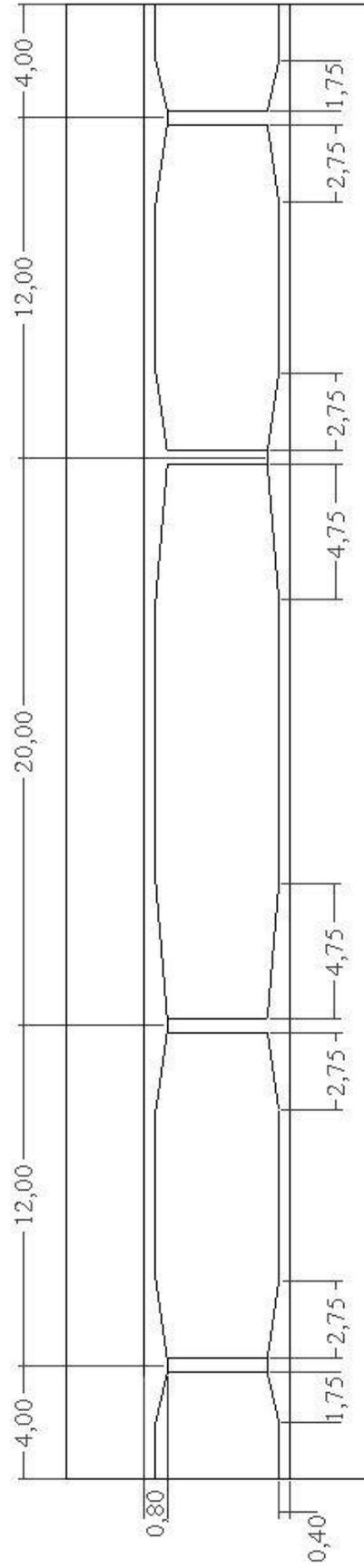


Figura 35. Detalhe da largura das longarinas (cotas em metros).

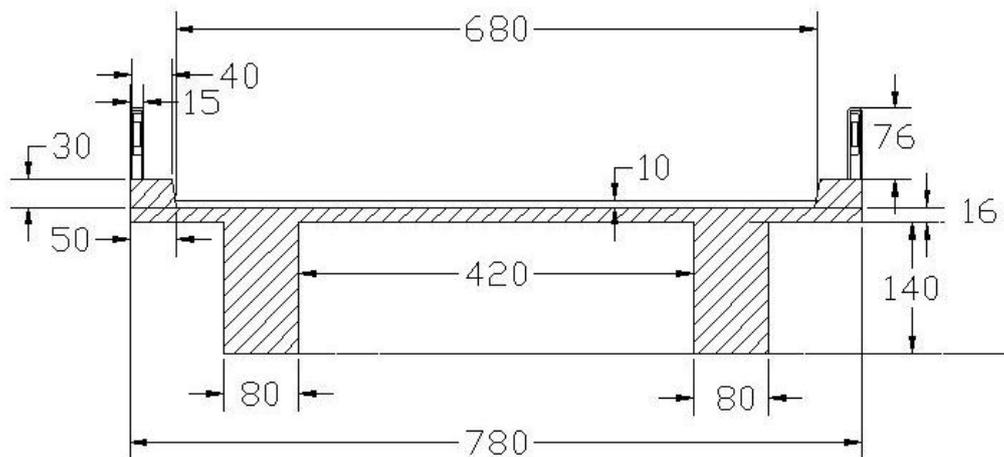


Figura 36. Seção da ponte nos apoios (cotas em cm).

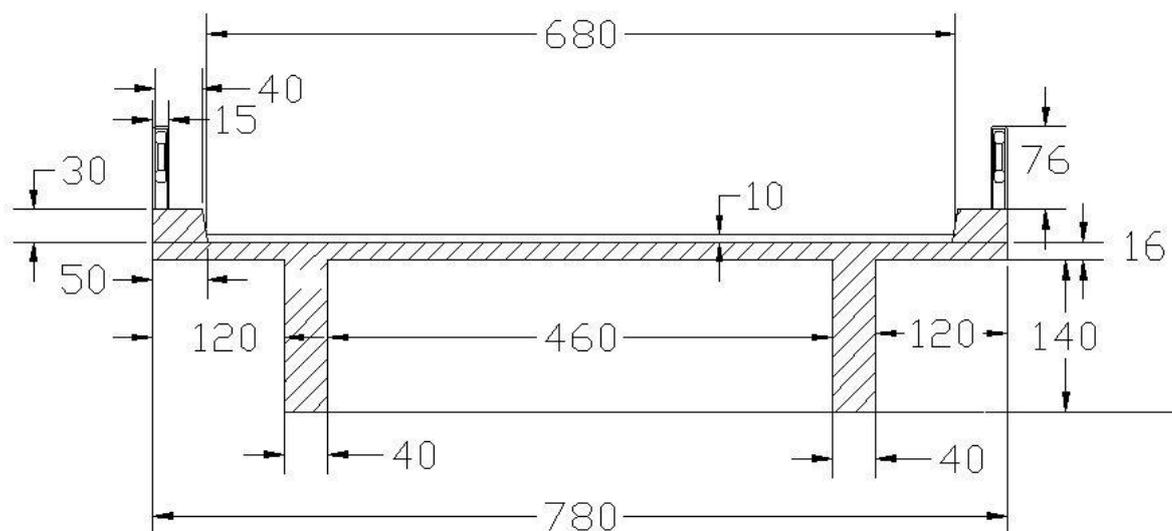


Figura 37. Seção no centro do vão (cotas em cm).

As Figuras 38 e 39, expostas a seguir, mostram duas perspectivas da ponte antes do alargamento.

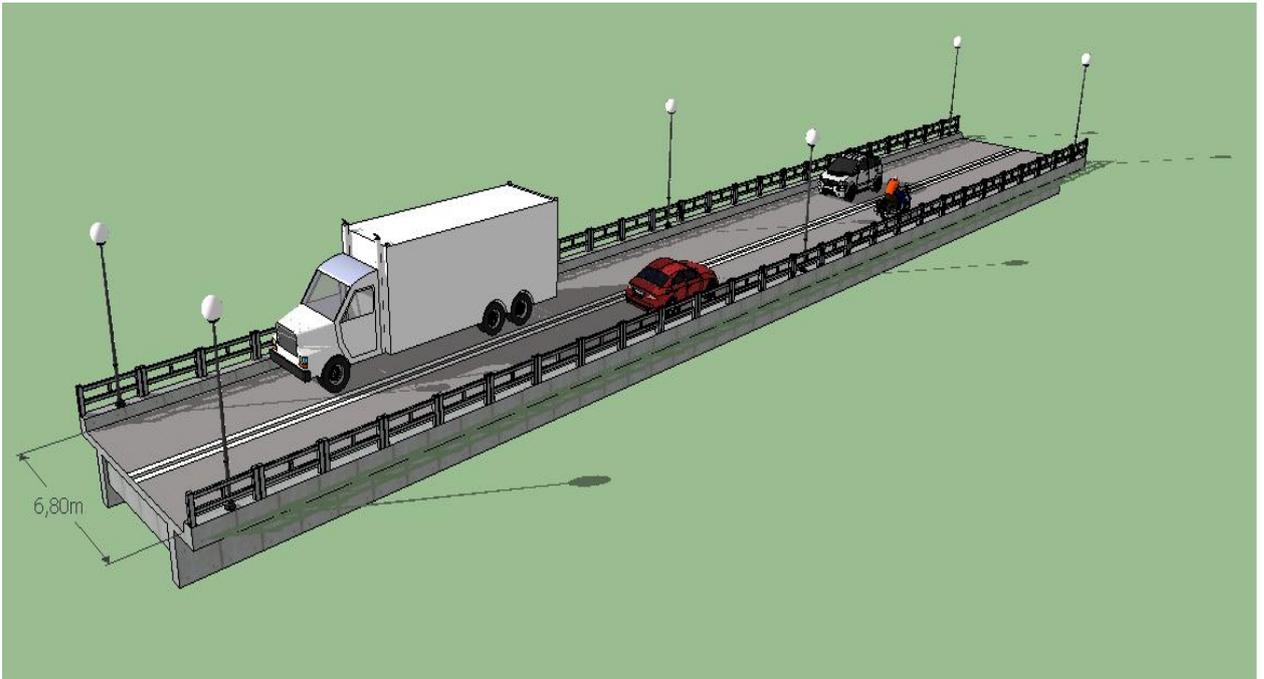


Figura 38. Vista isométrica da ponte original.

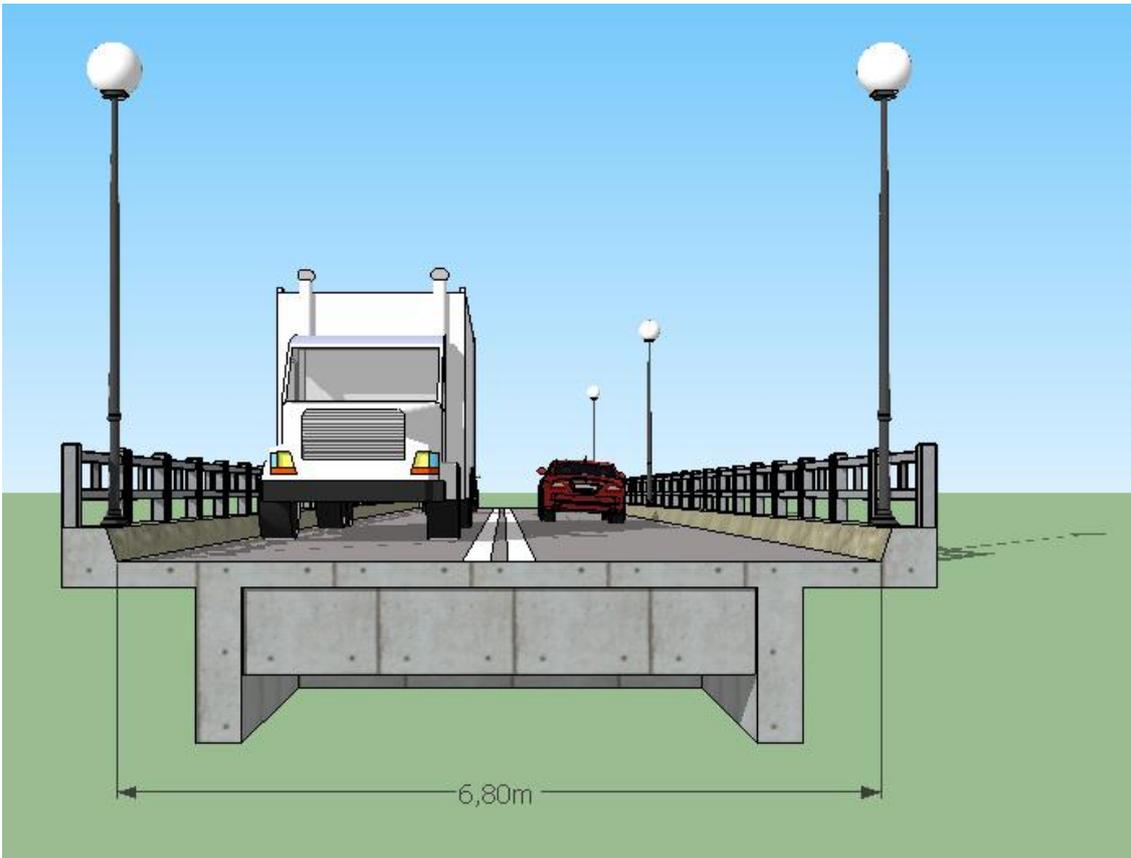


Figura 39. Vista frontal da ponte original.

5.1.2 Classe da ponte. Trem-tipo

A ponte original foi construída no ano 1960, tendo atendido às prescrições da antiga NB-6/60, segundo a qual, as pontes rodoviárias são agrupadas em três classes:

- Classe 36: Pontes situadas em estradas-tronco federais e estaduais ou nas estradas principais de ligação entre esses troncos;
- Classe 24: Pontes situadas em estradas de ligação secundárias, mas em que, atendendo a circunstâncias especiais do local, haja conveniência em se prever a passagem de veículos pesados;
- Classe 12: Pontes situadas em estradas de ligação secundárias não incluídas na classe 24.

Para efeito deste exemplo, supõe-se que a ponte pertence à Classe 36 e que foi projetada para suportar, além de seu peso próprio, uma sobrecarga permanente formada pelo pavimento, os guarda-corpos e os guarda-rodas; e uma sobrecarga móvel, definida a seguir. Os trens-tipos compõem-se de um veículo e de cargas uniformemente distribuídas constantes, com valores, correspondentes a classe à que pertencem mostrados na Tabela 2.

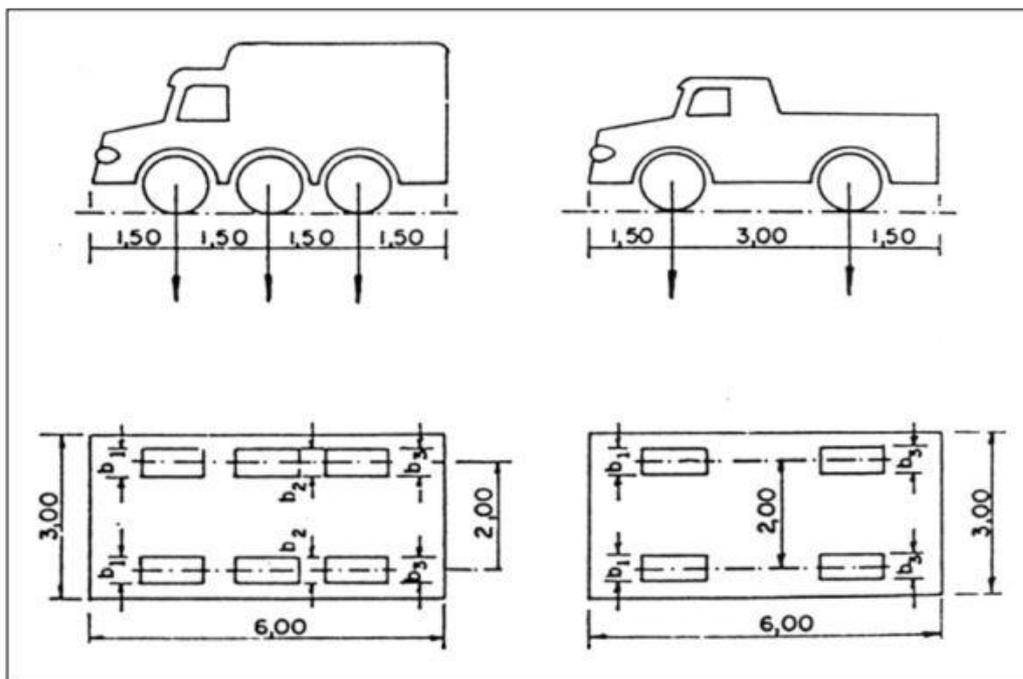
Tabela 2. Valores do veículo-tipo segundo a NB/60 (ABNT,1960).

Classe da Ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída			Classe da Rodovia
	Tipo	Peso Total (tf)	p (kg/m ²)	p' (kg/m ²)	Disposição da carga	
36	36	36	500	300	- Carga p à frente e atrás do veículo. - Carga p' no restante da pista e passeios.	Classe I
24	24	24	400	300		Classe II
12	12	12	300	300		Classe III

Os veículos são de três tipos, com características apresentadas na Tabela 3 e na Figura 40. A área ocupada pelo veículo é retangular, com 3,0 m de largura e 6,0 m de comprimento.

Tabela 3. Valores característicos para os veículos segundo NB-6/60 (ABNT, 1960).

	Unid.	Tipo 36	Tipo 24	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total do veículo	t	36	24	12
Peso de cada roda dianteira	t	6	4	2
Peso de cada roda traseira	t	6	4	4
Peso de cada roda intermediária	t	6	4	-
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



a) Classes 36 e 24

b) Classe 12

Figura 40 Veículo tipo para as classes 36 e 24 e classe 12 (ABNT, 1960).

Existem dois tipos de cargas uniformemente distribuídas, com intensidade p e p' , distribuídas como mostra a Figura 41, e com os valores apresentados na Tabela 2.

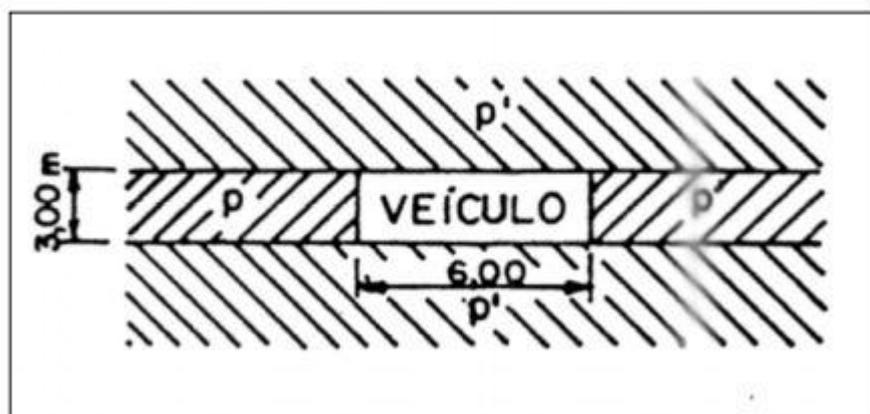


Figura 41. Veículo multidão em planta (ABNT, 1960)

O trem-tipo, sempre orientado na direção do tráfego, deve ser colocado na posição mais desfavorável para o cálculo de cada elemento, não se considerando a carga do eixo ou da roda que produza redução de esforços solicitantes.

A carga p deve ser aplicada na faixa longitudinal correspondente ao veículo na parte não ocupada por este e a carga p' na parte restante da pista de rolamento e nos passeios, como mostra a Figura 41. Nos casos em que os guarda-rodas tiverem altura superior a 25 cm, contados a partir da borda de pavimentação da pista, e ocuparem faixa de largura útil de, no máximo, 75 cm, não se deve dispor carga devido à multidão na faixa ocupada por ele, que é o caso aqui apresentado.

Para todas as cargas móveis deve-se considerar um coeficiente de impacto vertical, ϕ , definido a seguir.

Na Figura 42 é ilustrado o veículo-tipo com a carga de 60ϕ kN/roda, a multidão na faixa do veículo, de valor $3,0 \phi$ kN/m², e a multidão no restante da pista, com intensidade de $5,0 \phi$ kN/m².

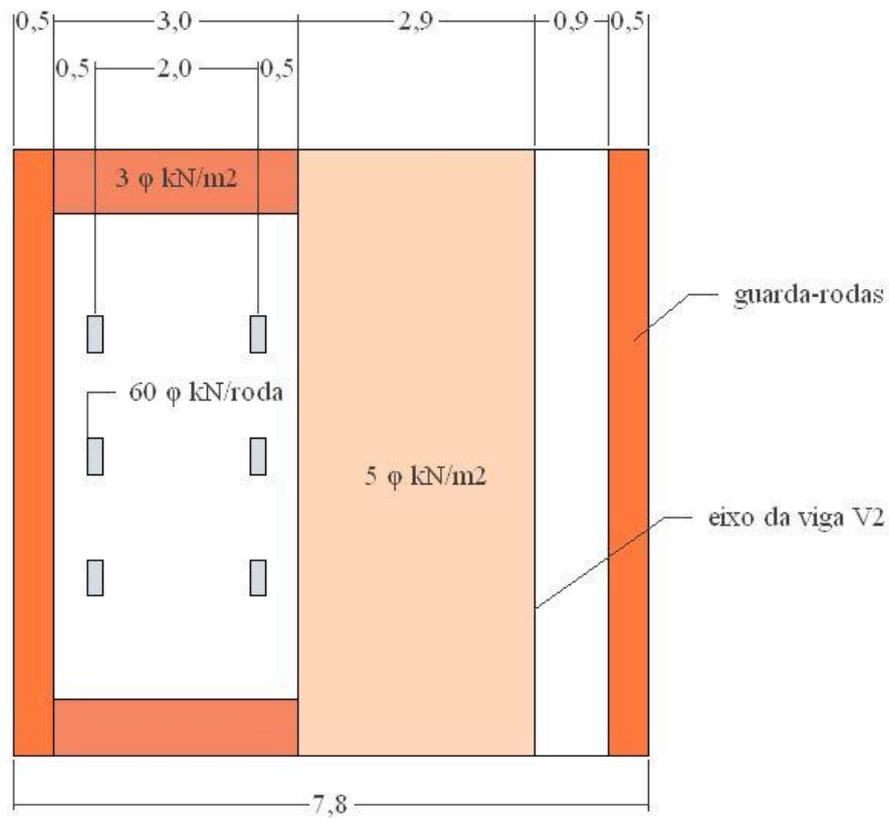


Figura 42. Distribuição das cargas para o cálculo de trem-tipo homogeneizado (cotas em metros).

Para simplificar os cálculos do carregamento das linhas de influência, empregou-se um trem-tipo simplificado. Para isto, distribuiu-se na área do veículo tipo (3,00x6,00m) a carga de $3,0 \varphi \text{ kN} / \text{m}^2$, reduzindo-se as cargas concentradas das rodas do veículo-tipo, conforme mostra a Figura 43. A Equação 1 demonstra o cálculo da carga concentrada devida ao trem-tipo simplificado da Classe 36.

$$P = 60\varphi - \frac{(6,0 \cdot 3,0) \cdot 3\varphi}{6} = 51\varphi \text{ kN/roda} \quad (\text{Eq. 1})$$

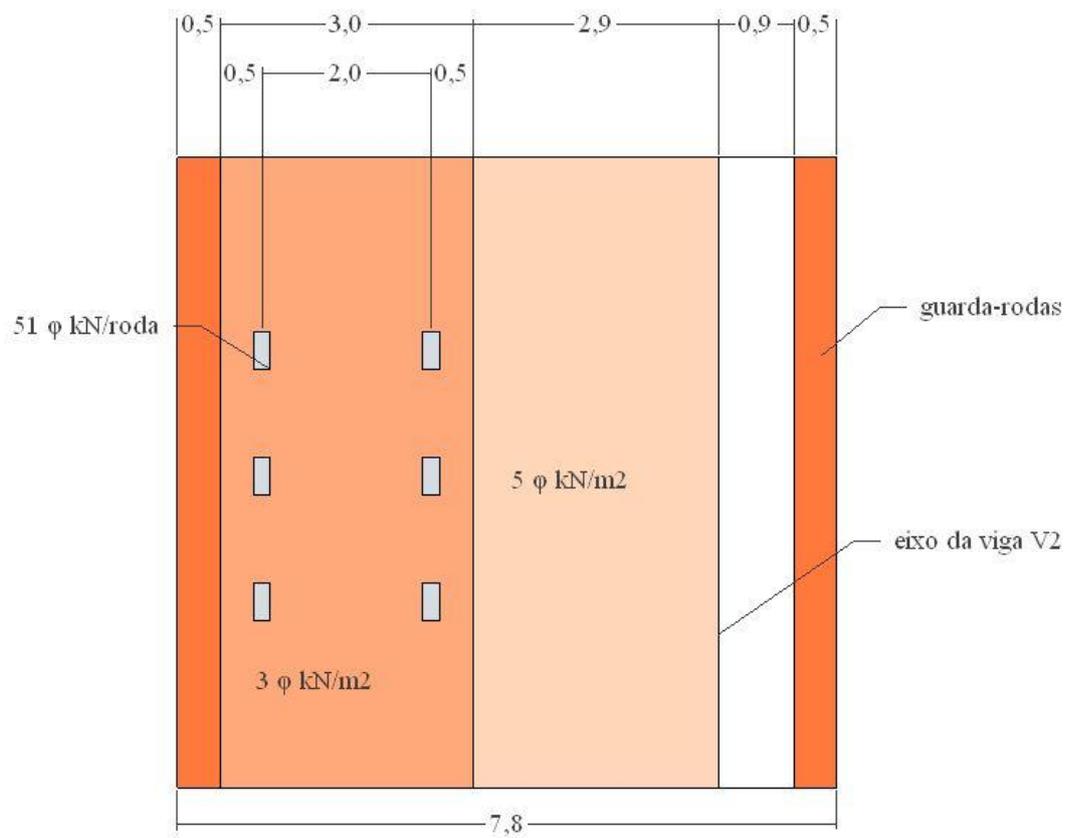


Figura 43. Trem-tipo simplificado (cotas em metros).

O trem-tipo longitudinal é determinado fazendo-se o produto de cada carga concentrada do trem-tipo transversal por sua respectiva ordenada na linha de influência. As carga de multidão são obtidas pelo produto da cargas distribuídas de $5,0 \varphi \text{ kN/m}^2$ e $3,0 \varphi \text{ kN/m}^2$ pela área da linha de influência sob sua atuação.

A partir da Figura 43, representa-se a linha de influência transversal para o carregamento por viga e por metro, segundo mostra a Figura 44.

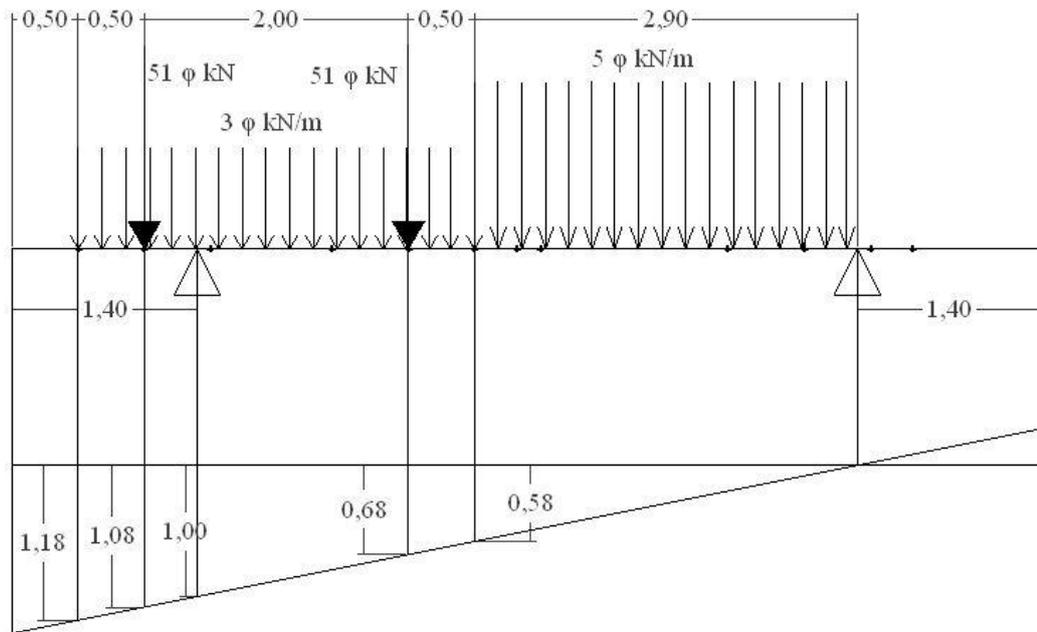


Figura 44. Carregamento da linha de influência (cotas em metros).

Carga nas rodas:

$$P = 51 \varphi \cdot (1,08 + 0,68) = 89,76 \varphi \text{ kN}$$

Carga na faixa do veículo:

$$p = 3 \varphi (3 \times 0,58 + 0,5 \times 3 (1,18 - 0,58)) = 7,92 \varphi \text{ kN/m}$$

Carga no restante da pista:

$$p' = 5 \varphi (0,5 \times 2,90 \times 0,58) = 4,205 \varphi \text{ kN/m}$$

Adicionando as duas cargas distribuídas, obtém-se:

$$p = (7,92 + 4,205) \varphi = 12,125 \varphi \text{ kN/m}$$

Reunindo todos os valores das cargas, em função do coeficiente de impacto vertical φ , chega-se ao trem tipo longitudinal simplificado para uma viga da Figura 45.

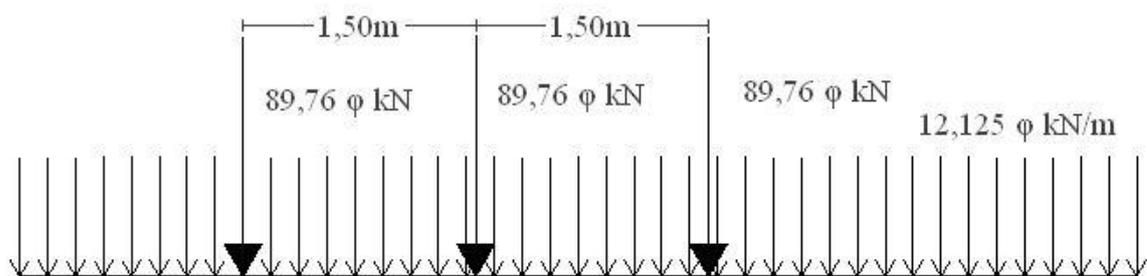


Figura 45. Trem tipo longitudinal simplificado.

Para determinar o coeficiente de impacto vertical, a NBR- 7187, no seu item 7.2.1.2, define a seguinte expressão (Eq. 2):

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \cdot L \quad (\text{Eq.2})$$

onde o valor de L será diferente para cada tipo de vão. No caso exemplificado, pelas características geométricas da ponte, cada tramo terá um coeficiente diferente, de forma que L seja o comprimento de cada um deles. Na Tabela 4 são indicados os valores do coeficiente de impacto vertical φ segundo o comprimento de cada vão e os valores da carga pontual P e da carga distribuída p para cada um deles.

Tabela 4. Valores φ , p e P para os distintos vãos.

	Vão central L= 20 m	Vão lateral L= 12 m	Balanço L = 4 m
φ	1,26	1,316	1,372
P (carga pontual) (kN)	113,1	118,12	123,2
p (carga distribuída) (kN/m)	15,23	15,96	16,64

5.1.3 Cálculo de solicitações

5.1.3.1 Modelo estrutural

Para calcular os esforços na ponte, utilizou-se um modelo estrutural unifilar com auxílio do programa FTOOL. Sendo o comportamento estrutural análogo ao de uma viga, só foi considerada uma das vigas longarinas da ponte (seção em T), com as características geométricas e mecânicas da mesma.

Para introduzir a variação de seção da longarina ao longo da ponte, consideraram-se três seções características, representando a seção nos apoios (seção 1), a seção no centro dos vãos (seção 3) e uma seção intermediária (seção 2), como mostrado na Figura 46, onde b_f , b_l , b_3 e b_w são as dimensões que se expõem na Figura 46.

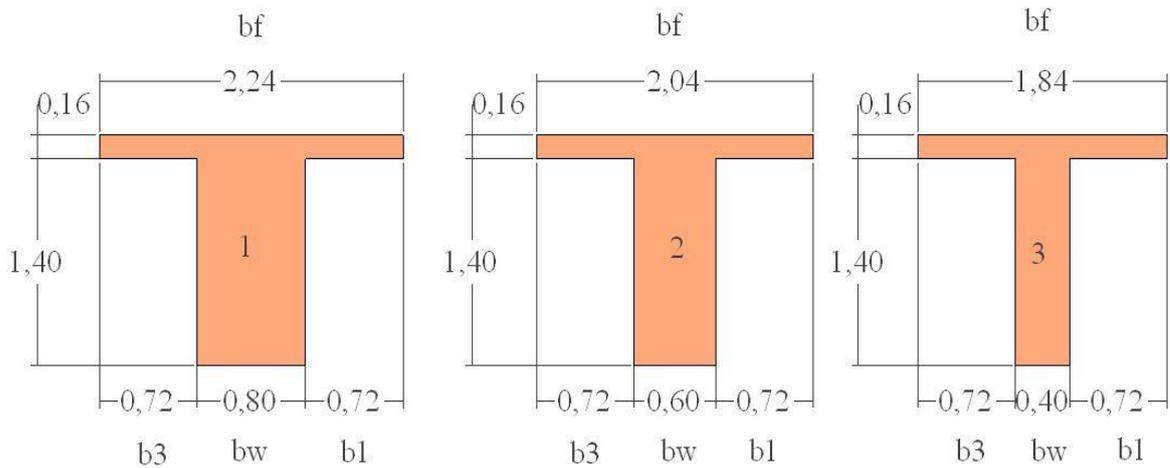


Figura 46. Três seções caraterísticas.

Para o cálculo da largura colaborante da laje, mostrada na Figura 46, seguiu-se a orientação do item 14.6.2.2. da NBR 6188, que expõe :

Quando a estrutura for modelada sem a consideração automática da ação conjunta de lajes e vigas, esse efeito pode ser considerado mediante a adoção de uma largura colaborante da laje associada à viga, compondo uma seção transversal T.

A consideração da seção T pode ser feita para estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos na estrutura, de uma forma mais realista.

A largura colaborante b_f deve se dada pela largura da viga b_w , acrescida de no máximo 10% da distância a entre pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga em que houver laje colaborante.

A distância a pode ser estimada, em função do comprimento l do tramo considerado, como se apresenta a seguir:

- viga simplesmente apoiada: $a = 1,00 l$*
- tramo com momento em uma só extremidade: $a = 0,75 l$;*
- tramo com momentos nas duas extremidades: $a = 0,60 l$;*
- tramo em balanço: $a = 2,00 l$.*

No caso de vigas contínuas, permite-se calculá-las com uma largura colaborante única para todas as seções, inclusive nos apoios sob momentos negativos, desde que essa largura seja calculada a partir do trecho de momentos positivos onde a largura resulte mínima.

Devem ser respeitados os limites b_1 e b_3 conforme indicado na Figura 47:

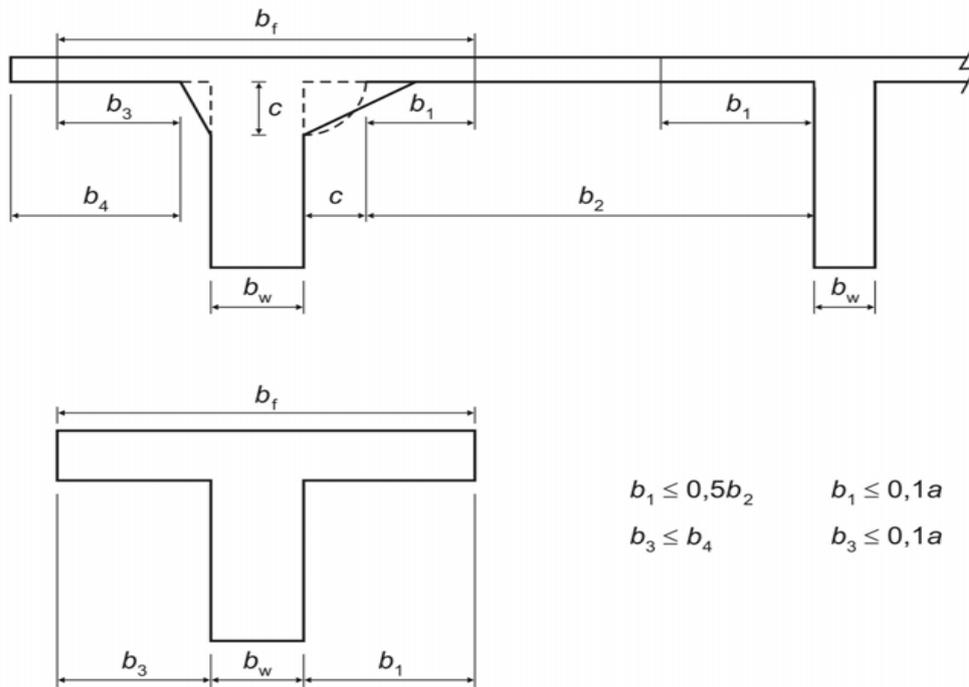


Figura 47. Dimensões da seção colaborante numa viga em T.

Calculando os valores a dos diversos tramos, de acordo com as prescrições da norma:

- vão em balanço : $a = 2 \times 4,0 \text{ m} = 8,0 \text{ m}$

- vão lateral : $a = 0,6 \times 12,0 \text{ m} = 7,2 \text{ m}$

- vão central: $a = 0,6 \times 20 \text{ m} = 12,0 \text{ m}$

Adotando-se o menor valor, obtém-se $a = 7,2 \text{ m}$.

Conforme mencionado, a variação das longarinas é linear, passando a largura de alma (b_w) de 40 a 80 cm. No modelo unifilar foram criados três tramos de seções constantes; com b_w de 40 cm, 80 cm e uma intermediária de 60 cm, respectivamente como mostra a Figura 46. As características das seções são mostradas na Tabela 5, onde b_w , b_1 , b_2 , b_3 , b_4 e b_f são dimensões indicadas na Figura 47.

Tabela 5. Características geométricas das seções da viga em T (medidas em m).

Seção	b_w	b_1	b_2	b_3	b_4	b_f
1	0,8	0,72	4,2	0,72	1	2,24
2	0,6	0,72	4,4	0,72	1,1	2,04
3	0,4	0,72	4,6	0,72	1,2	1,84

A definição das diferentes seções no modelo do programa FTOOL é apresentada na Figura 48, com seções constantes por tramos. Esta simplificação não resulta em variações significativas nos resultados em comparação com um modelo com variação linear da seção.

Com o modelo assim definido, são analisados os distintos casos de carga que atuam sobre a ponte.

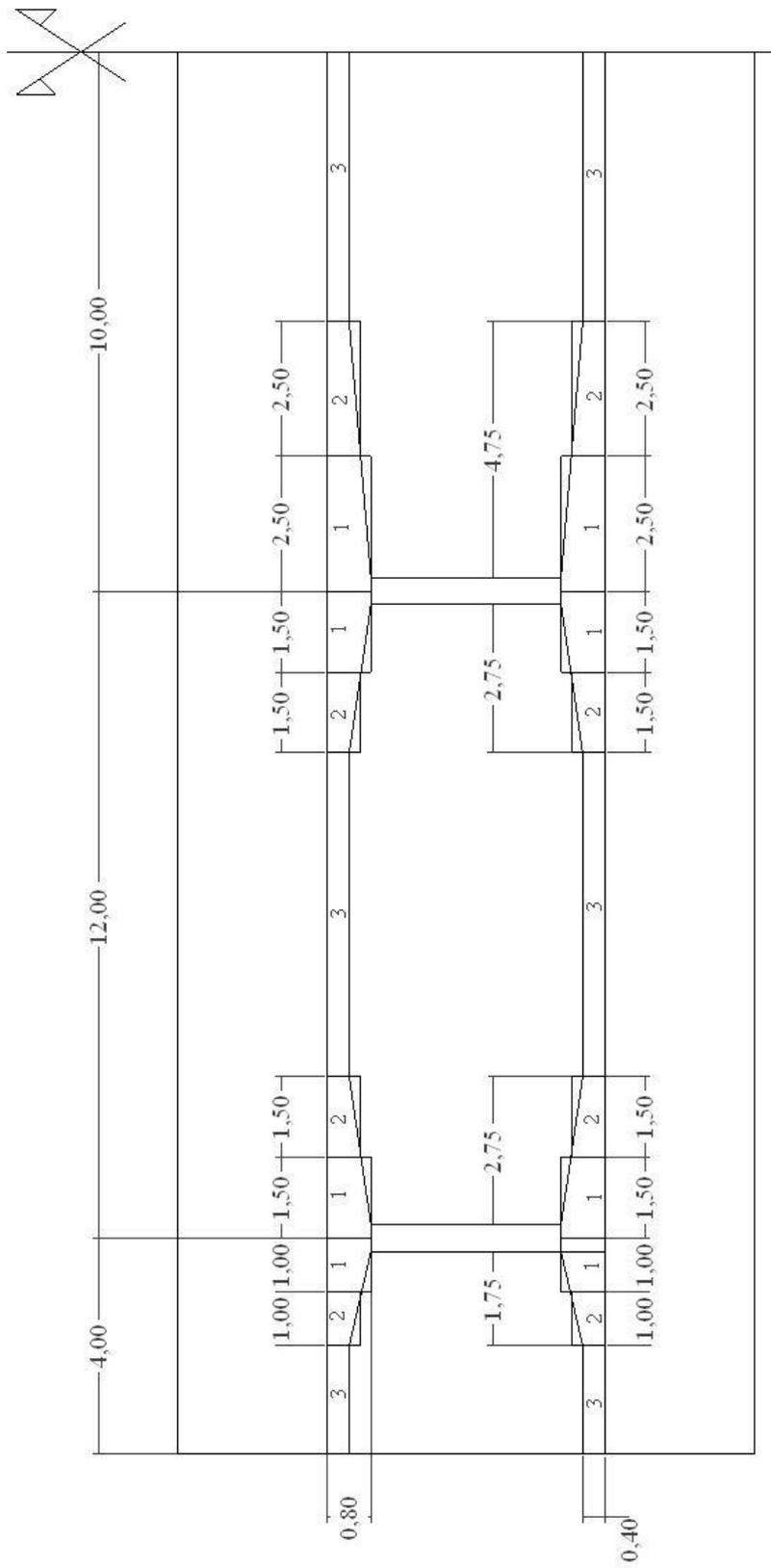


Figura 48. Posição seções características no modelo (cotas em metros).

5.1.3.1.1 Peso próprio

O material da ponte é concreto armado, de peso específico 25 kN/m^3 . Para calcular o seu peso próprio são consideradas as seguintes partes distintas das estruturas :

- a) Laje = $0,16 \text{ m} \times 7,80 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 31,2 \text{ kN/m}$
- b) Longarinas = $\{2 \times (0,4 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \times 52 \text{ m}) + (0,4 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \times 26 \text{ m})\} \times 25 \text{ kN/m}^3 \div 52 \text{ m} = 35 \text{ kN/m}^2$

Para as longarinas, inicialmente são calculadas as seções do centro dos vãos, como se ocupassem todo o comprimento da ponte, adicionando-se em seguida a diferença de peso das seções dos apoios.

- c) Transversinas = $[(0,8 \text{ m} \times 0,26 \text{ m} \times 10 + 1,4 \text{ m} \times 0,26 \text{ m} \times 4) \times 25 \text{ kN/m}^3] \div 52 \text{ m} = 1,7 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Peso próprio total} = 31,2 + 35 + 1,7 = 67,9 \text{ kN/m}$$

Fazendo-se os cálculos de apenas uma viga, divide-se este peso próprio total por dois, chegando-se a:

$$\text{Peso próprio final} = 33,95 \text{ kN/m}$$

5.1.3.1.2 Sobrecarga permanente

- a) Guarda-rodas

A área do guarda rodas é de $0,135 \text{ m}^2$ e o material, concreto armado, tem um peso específico de 25 kN/m^3 .

$$\text{Peso de um guarda rodas} = 0,135 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,375 \text{ kN/m}$$

- b) Guarda-corpos

Calcula-se o volume do guarda-corpo, mostrado na Figura 49 e multiplica-se pelo peso específico do material, concreto em massa, de 24 kN/m^3 , obtendo-se o peso distribuído destes componentes.

$$\text{Peso de um guarda corpo} = 0,86 \text{ kN/m}$$

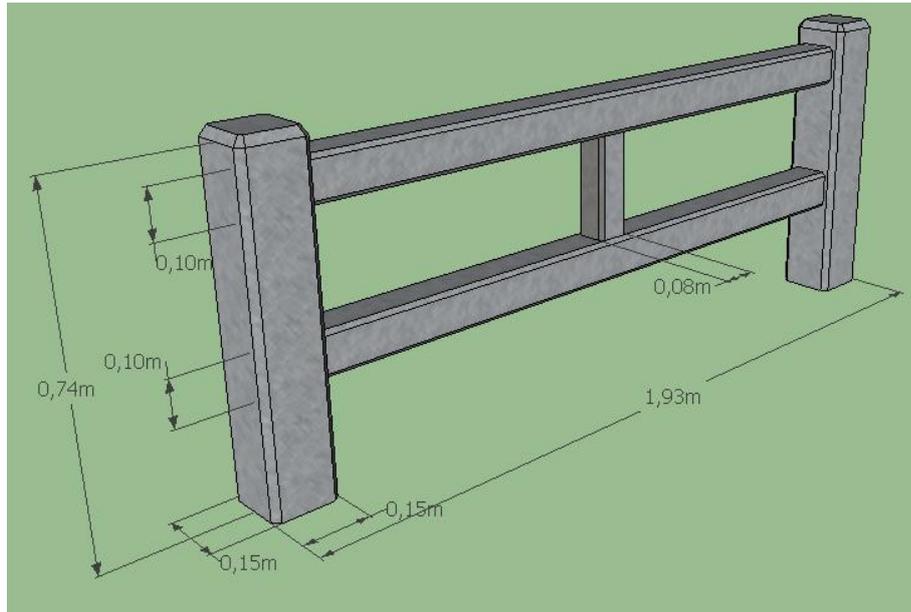


Figura 49. Guarda-corpos da ponte.

c) Pavimento

O pavimento é de concreto em massa, de densidade 24 kN/m^3 :

$$6,80 \text{ m} \times 0,10 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 16,32 \text{ kN/m}$$

A sobrecarga permanente total é obtida multiplicando-se por dois os pesos das rodas e somando-se ao peso do pavimento, logo:

$$\text{Sobrecarga permanente total} = 24,79 \text{ kN/m}$$

Considerando-se apenas a carga atuante sobre uma viga, toma-se a metade do valor:

$$\text{Sobrecarga final} = 12,4 \text{ kN/m}$$

5.1.3.1.3 Sobrecarga móvel

São utilizadas as linhas de influência para definição das posições mais desfavoráveis para posicionamento da sobrecarga móvel para determinação de cada solicitação.

No caso de estruturas típicas de pontes em duas vigas, as solicitações dimensionantes são basicamente momentos fletores e esforços cortantes. Desta forma, para análise dos efeitos de cargas móveis, são traçadas as linhas de influência de momentos fletores (L.I.M.) e as linhas de influência de cortantes (L.I.Q.).

A seguir são apresentadas as linhas de influência das principais seções de cálculo da ponte. A disposição do veículo na seção transversal será sempre na posição mais próxima aos guarda-rodas, da maneira mais desfavorável.

As seções de análise das linhas de influências para flexão são as indicadas na Figura 50 e para cortante, as indicadas na Figura 51.

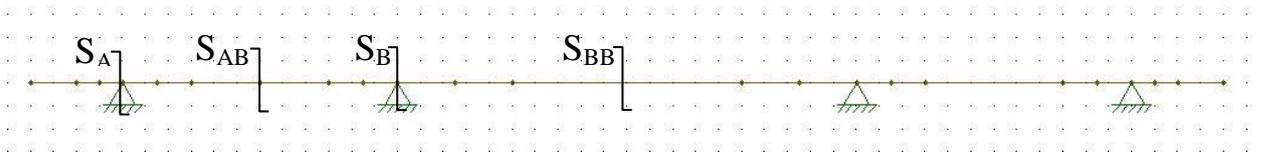


Figura 50. Seções analisadas para flexão.



Figura 51. Seções analisadas para cortante.

Nas figuras seguintes são mostradas as linhas de influência de momentos fletores e esforços cortantes nas seções de cálculo para cada caso, assim como o carregamento tipo para determinação dos máximos esforços nas mesmas.

a) Sobrecarga móvel 1. Momento na seção S_A .

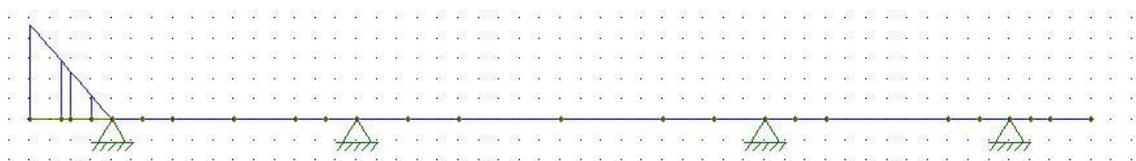


Figura 52. Linha de influência de momentos fletores (L.I.M) na seção S_A .

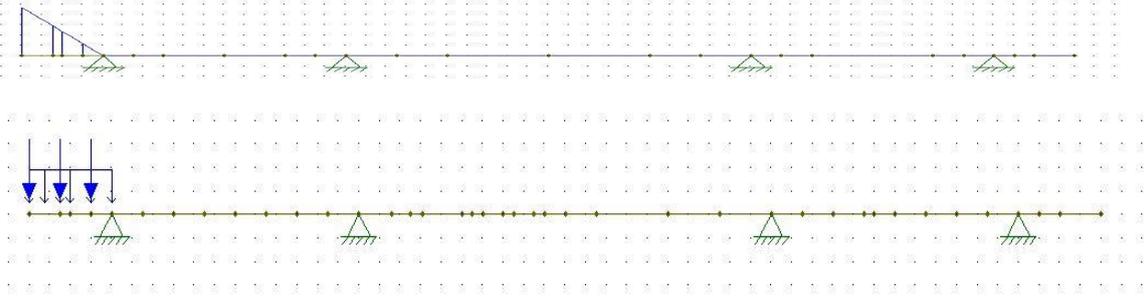


Figura 53. Carregamento da L.I.M. para máximo positivo na seção S_A .

b) Sobrecarga móvel 2. Momento na seção S_{AB} .

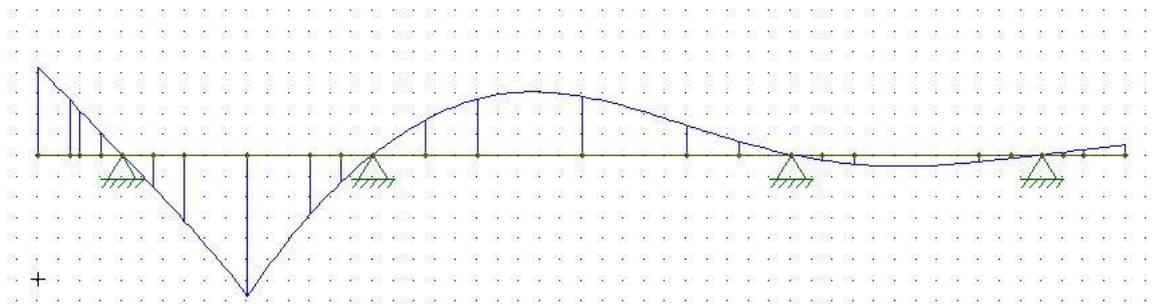


Figura 54. Linha de influência de momentos fletores (L.I.M.) na seção S_{AB} .

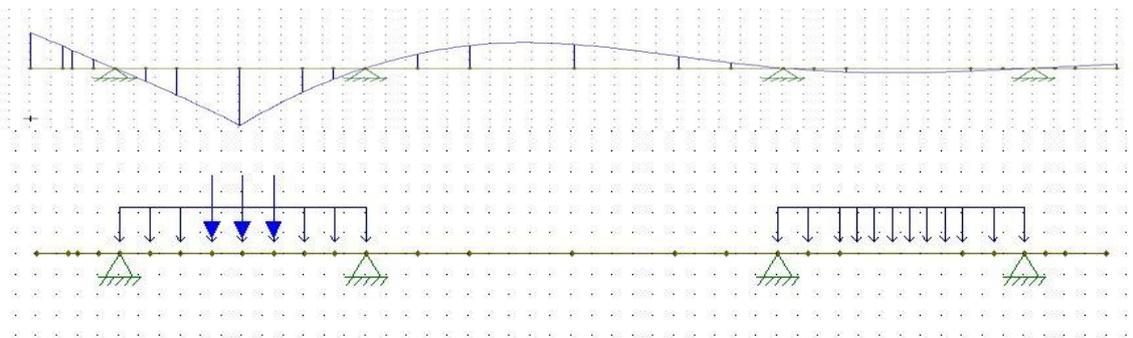


Figura 55. Carregamento da L.I.M. para máximo positivo na seção S_{AB} .

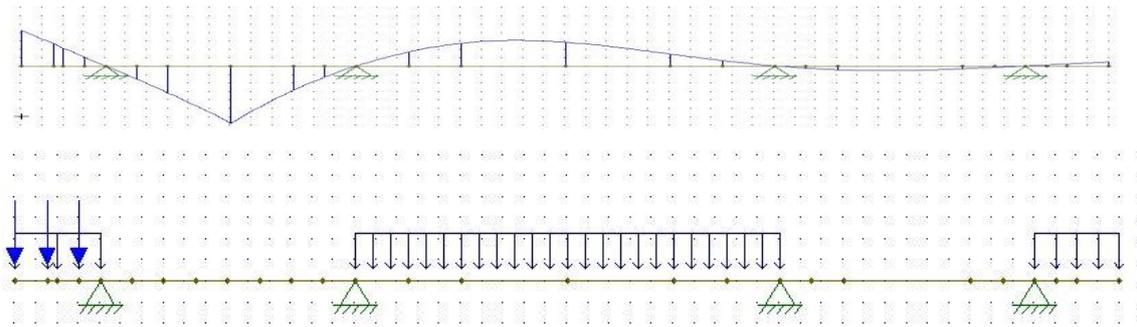


Figura 56. Carregamento da L.I.M. para máximo negativo na seção SAB.

c) Sobrecarga móvel 3. Momento na seção S_B .

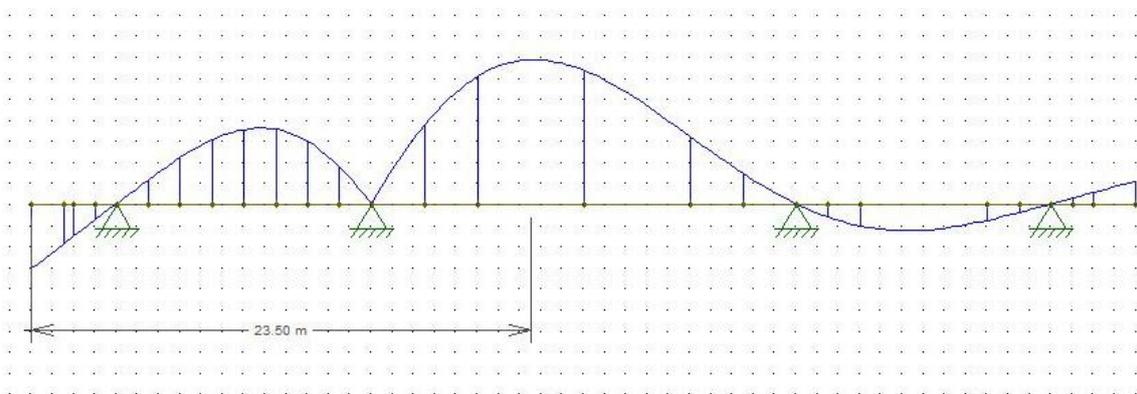


Figura 57. Linha de influência de momentos fletores (L.I.M.) na seção S_B .

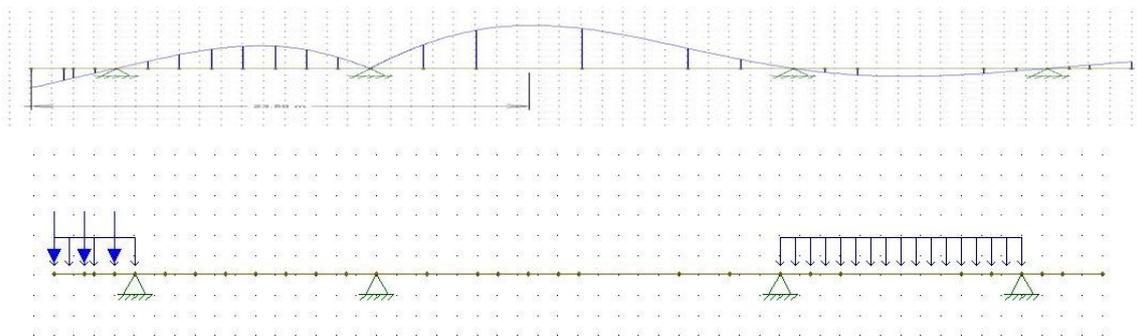


Figura 58. Carregamento da L.I.M. para máximo positivo na seção S_B .

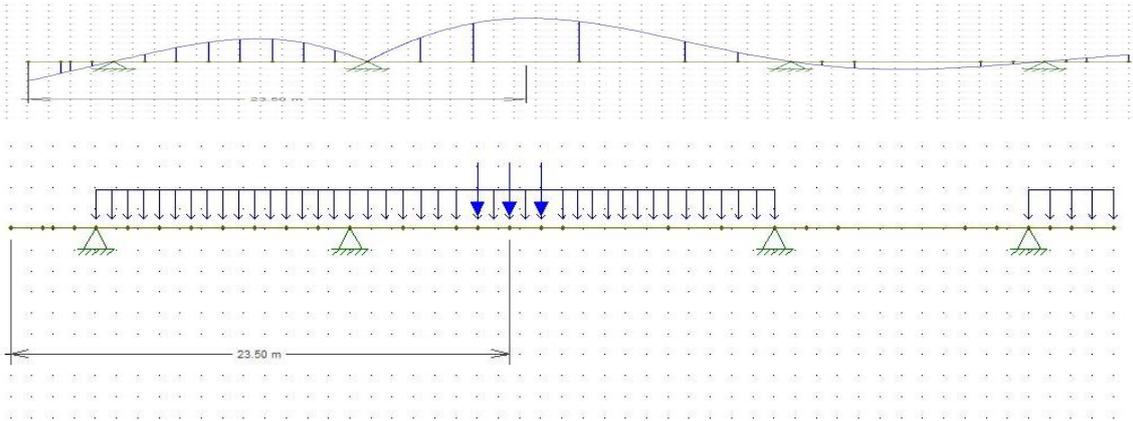


Figura 59. Carregamento da L.I.M. para máximo negativo na seção S_B .

d) Sobrecarga móvel 4. Momento na seção S_{BB} .

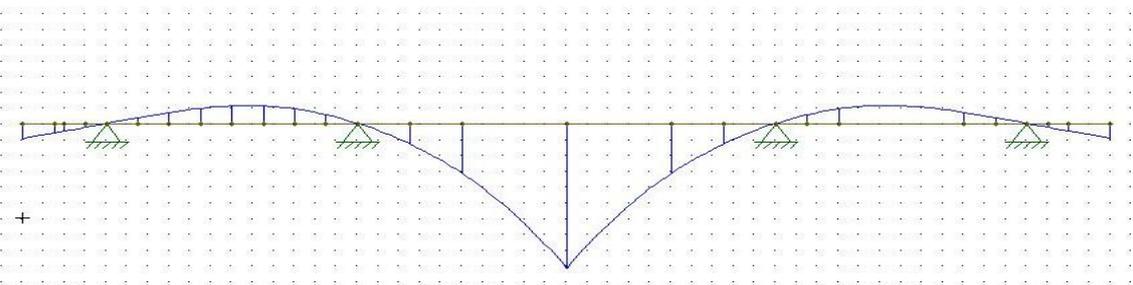


Figura 60. Linha de influência de momentos fletores (L.I.M.) na seção S_{BB} .

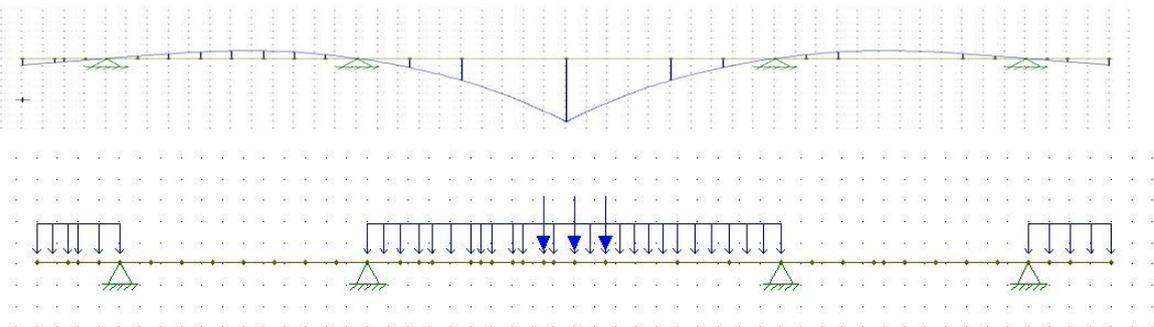


Figura 61. Carregamento da L.I.M. para máximo positivo na seção S_{BB} .

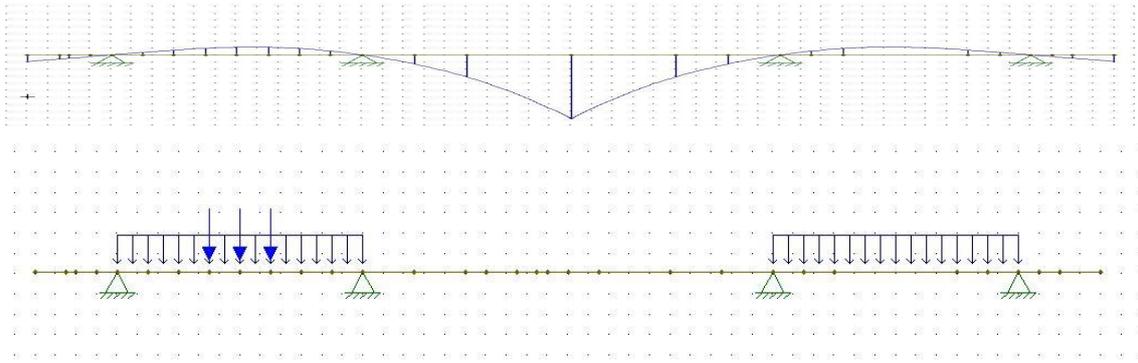


Figura 62. Carregamento da L.I.M. para máximo negativo na seção S_{BB}

e) Sobrecarga móvel 5. Máximo cortante na seção S_A^{esq} .

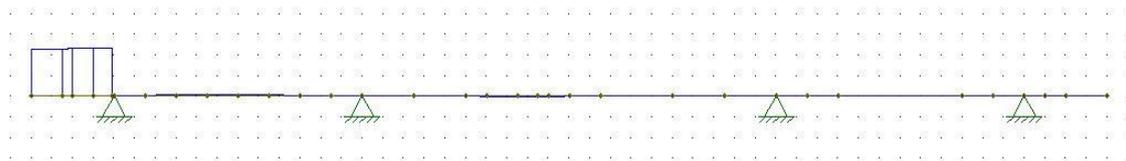


Figura 63. Linha de influência de cortantes (L.I.Q.) na seção S_A^{esq} .

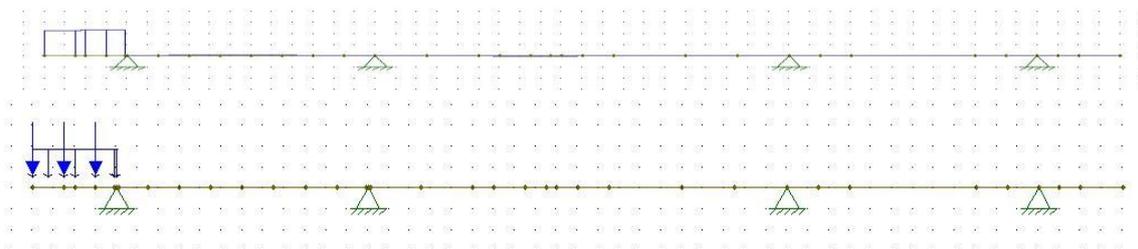


Figura 64. Carregamento da L.I.Q. para máximo cortante negativo na seção S_A^{esq} .

f) Sobrecarga móvel 6. Máximo cortante na seção S_A^{dir}

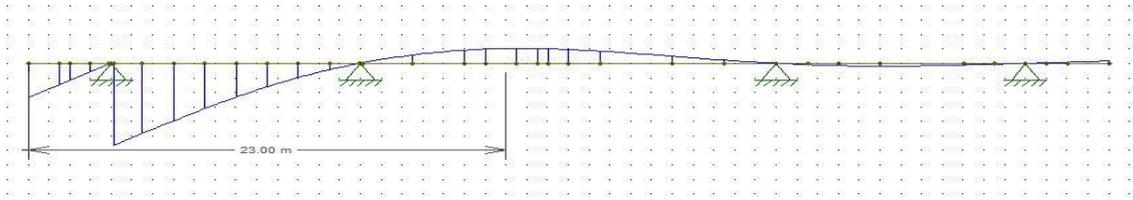


Figura 65. Linha de influência de cortantes (L.I.Q.) na seção S_A^{dir} .

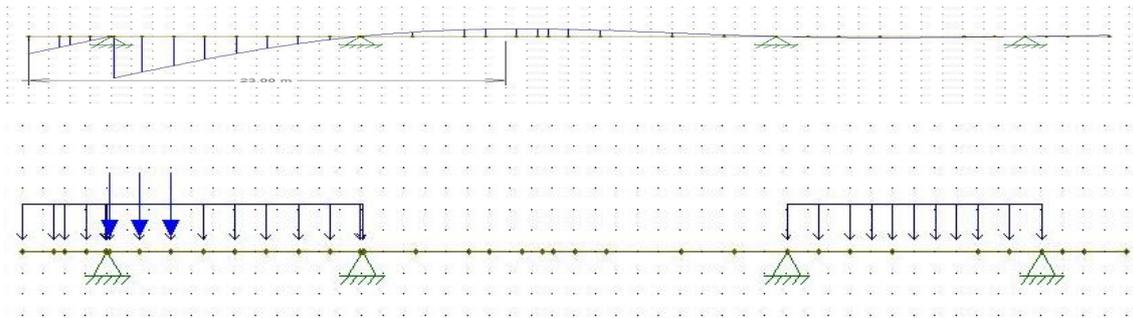


Figura 66. Carregamento da L.I.Q. para máximo cortante positivo na seção S_A^{dir} .

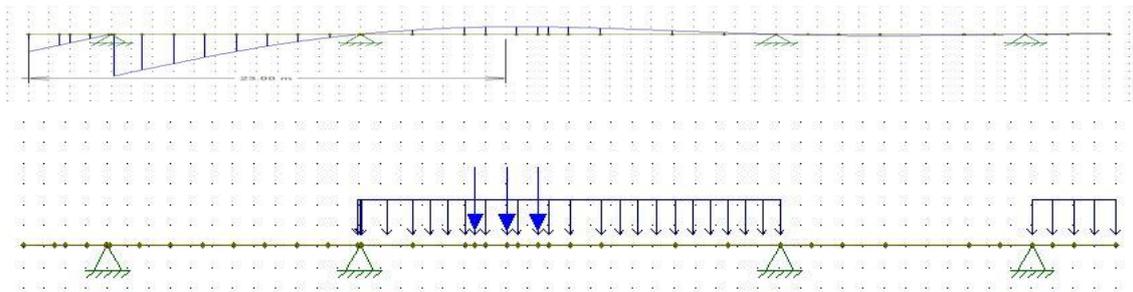


Figura 67. Carregamento da L.I.Q. para máximo cortante negativo na seção S_A^{dir} .

g) Sobrecarga móvel 7. Máximo cortante na seção S_B^{esq}

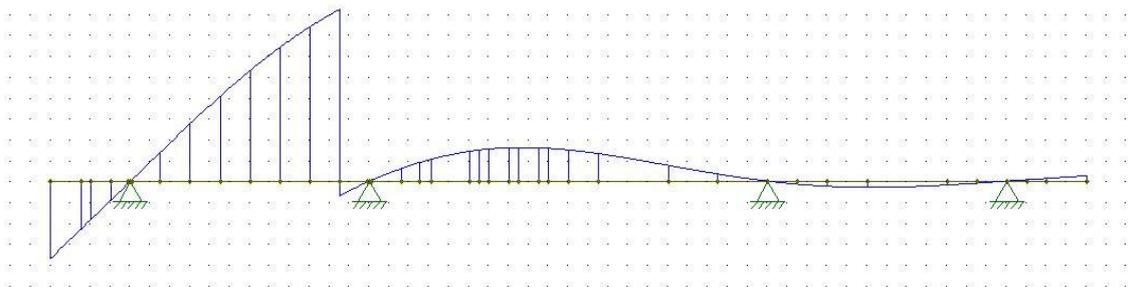


Figura 68. Linha de influência de cortantes (L.I.Q.) na seção S_B^{esq}

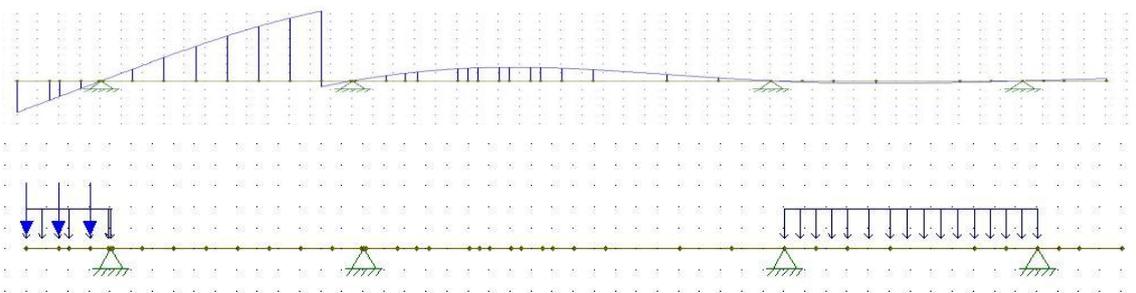


Figura 69. Carregamento da L.I.Q. para máximo cortante positivo na seção S_B^{esq} .

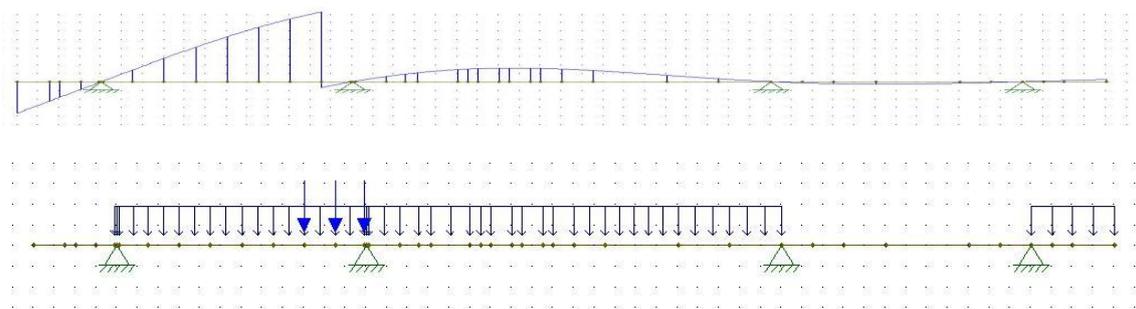


Figura 70. Carregamento da L.I.Q. para máximo cortante negativo na seção S_B^{esq} .

h) Sobrecarga móvel 8. Máximo cortante na seção S_B^{dir}

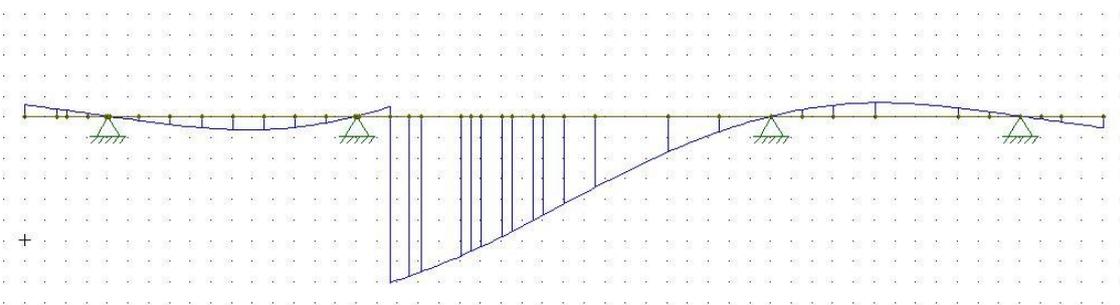


Figura 71. Linha de influência para obter os máximos cortantes na seção S_B^{dir}

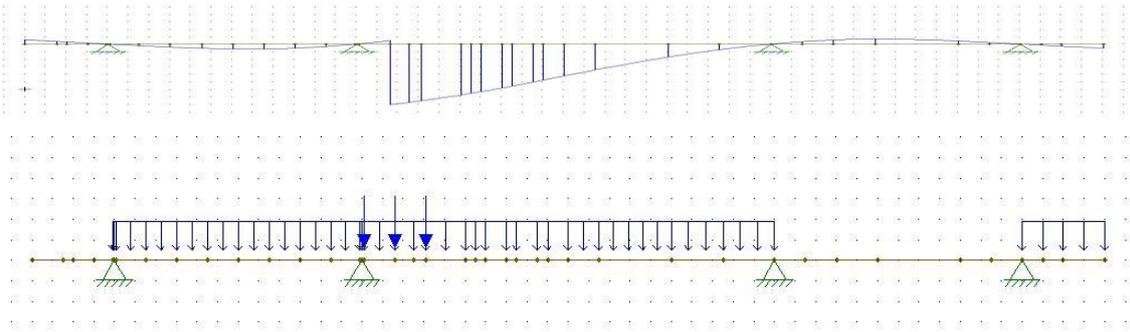


Figura 72. Carregamento da L.I.Q. para máximo cortante positivo na seção S_B^{dir}

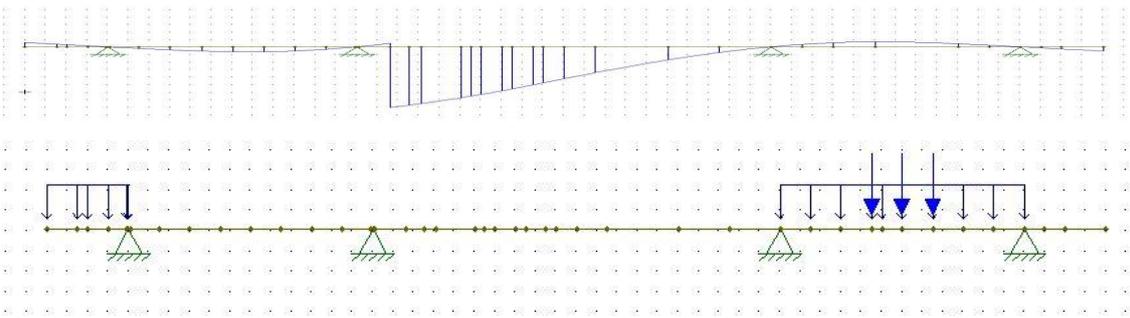


Figura 73. Carregamento da L.I.Q. para máximo cortante negativo na seção S_B^{dir}

5.1.3.2. Modelo tridimensional

Inicialmente a análise foi efetuada em modelo tridimensional, utilizando-se o programa SAP2000. Comparando-se com o modelo FTOOL, constatou-se que ambos conduziam a resultados análogos. Com o propósito de comprovar o comportamento similar, apresenta-se a seguir o modelo tridimensional tipo grelha, representado na Figura 74.

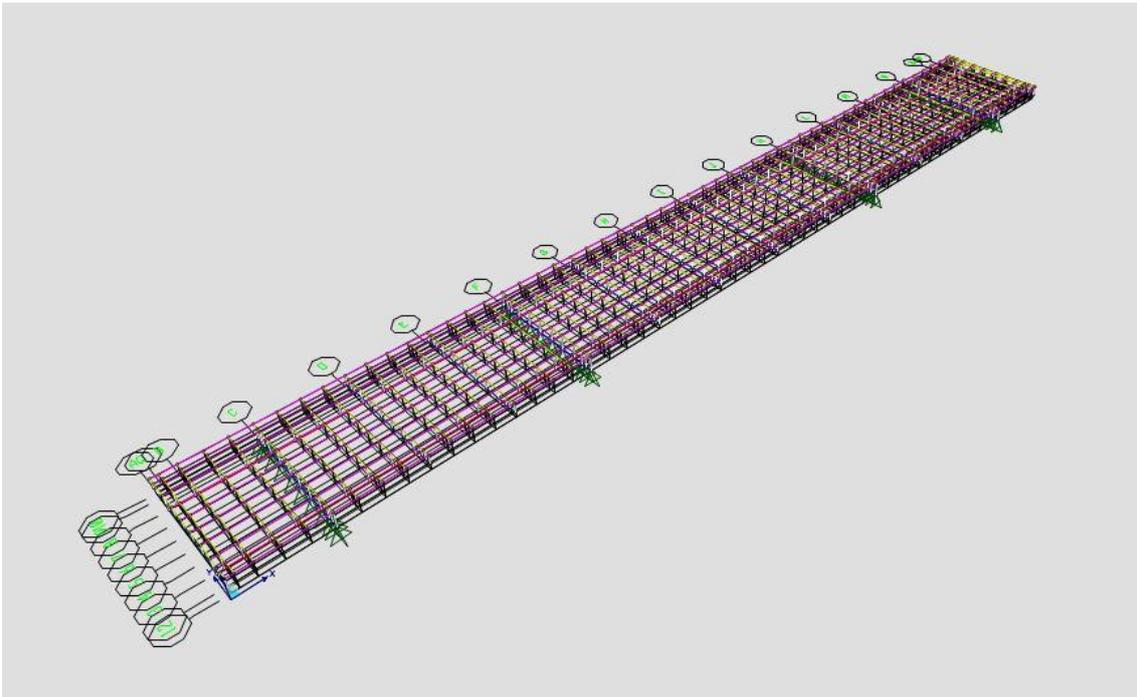


Figura 74. Modelo grelhado da ponte em SAP2000®.

Na Figura 75 apresenta-se um detalhe do modelo.

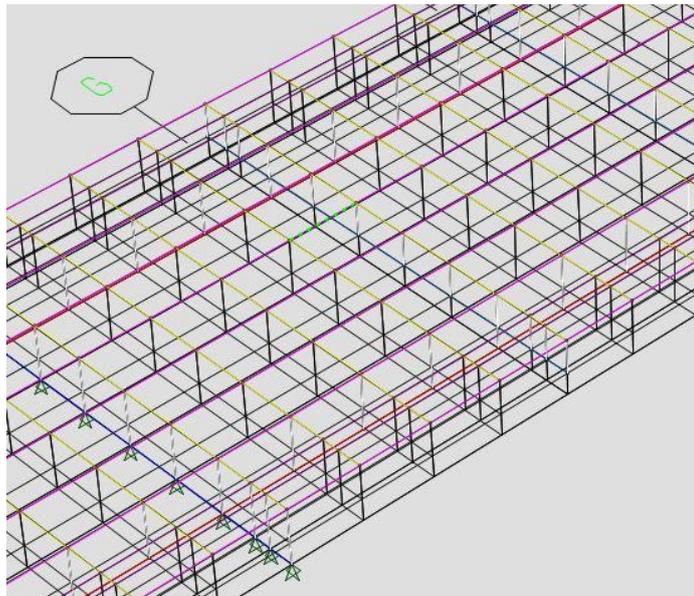


Figura 75. Detalhe do modelo.

Introduzindo as cargas no modelo, obtém-se os esforços, que não apresentam variações significativas em comparação com aqueles obtidos mediante o modelo unifilar. Comprova-se assim que o comportamento da ponte pode ser bem analisado com o modelo unifilar de viga. O comportamento típico de viga pode ser verificado nas Figuras 76 e 77. A Figura 76 representa os momentos fletores resultantes na ponte para a combinação de cargas mais desfavorável para flexão, e na Figura 77, os cortantes para a combinação de cargas mais desfavorável para cisalhamento.

Caso fosse analisado o comportamento à torção, os modelos tridimensional e de viga seriam distintos. No caso em questão consideram-se apenas as solicitações mais importantes como forma de exemplificar o dimensionamento do reforço estrutural com protensão externa.

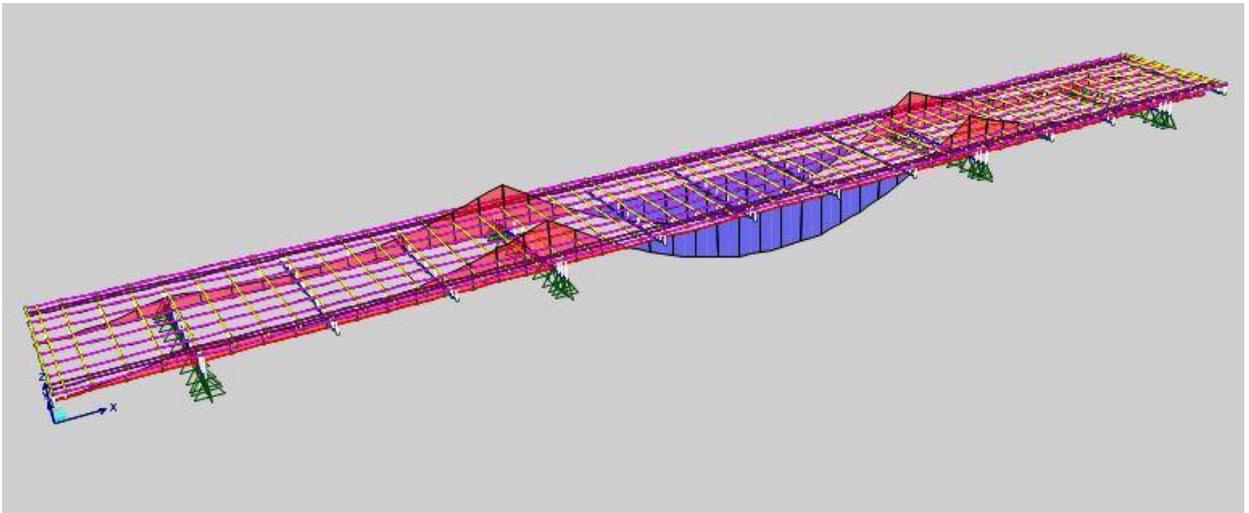


Figura 76. Comportamento da ponte a flexão.

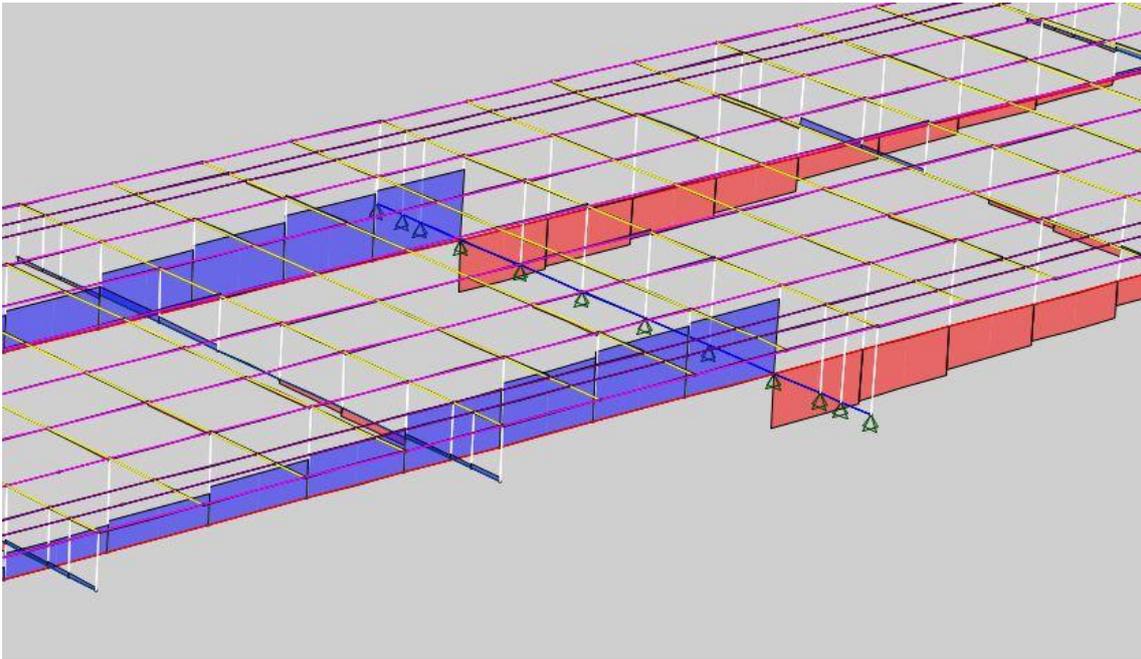


Figura 77. Comportamento da ponte a cortante.

5.2. Ponte com alargamento

A seguir passam a ser expostas as condições correspondentes à estrutura da ponte após alargamento.

5.2.1. Características geométricas

A ponte com alargamento tem a seção mostrada na Figura 78 para o centro do vão e na Figura 79 para os apoios.

SEÇÃO 1

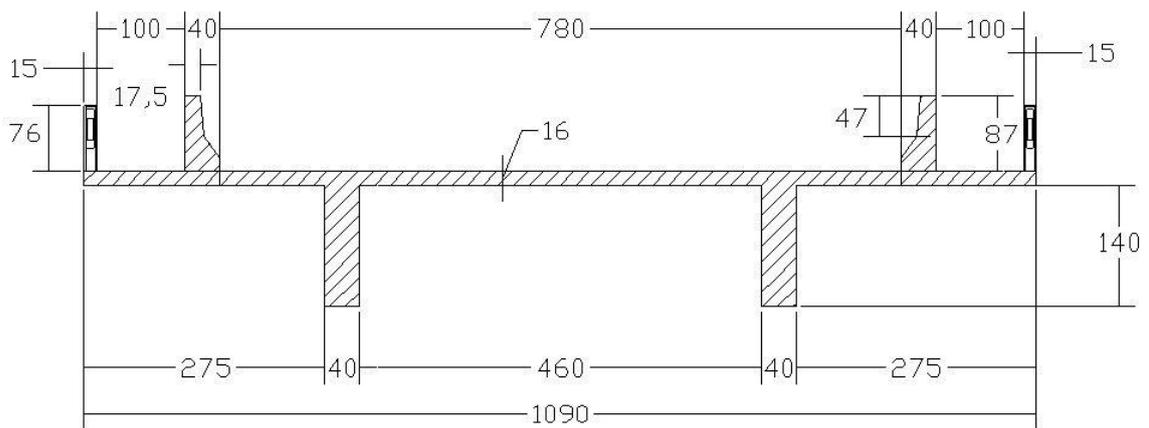


Figura 78. Seção da ponte no centro do vão, cotas em cm.

SEÇÃO 2

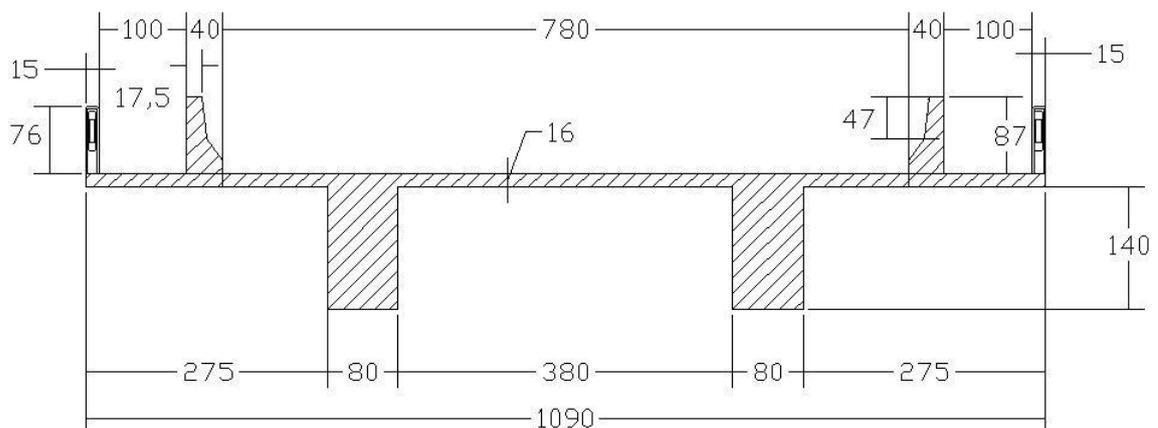


Figura 79. Seção da ponte nos apoios, cotas em cm.

A ponte alargada tem o aspecto mostrado nas Figuras 80 e 81.

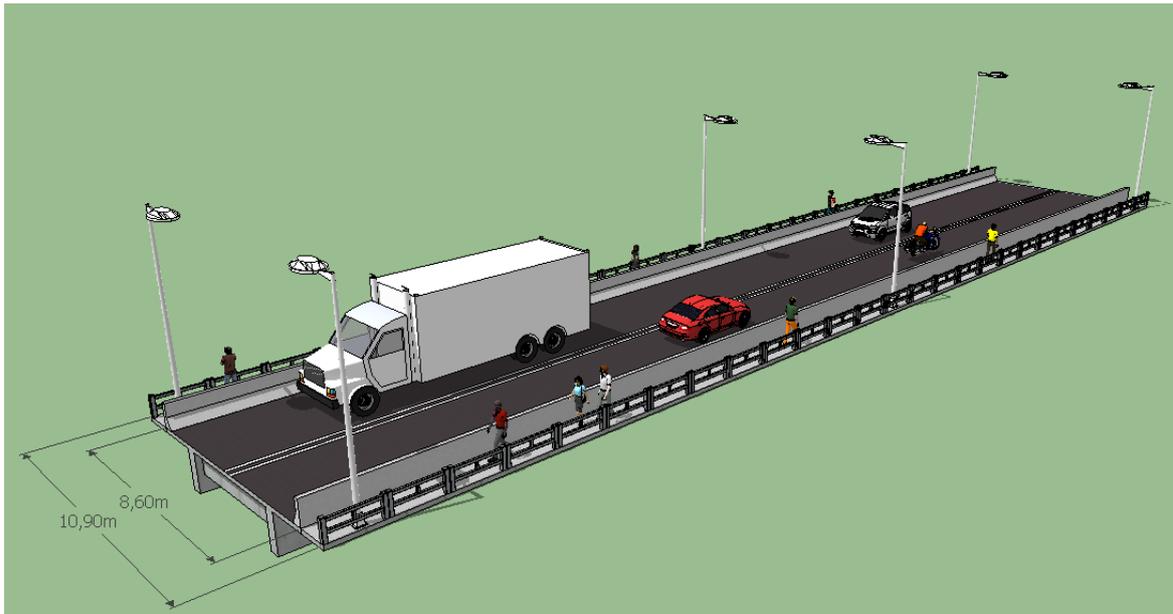


Figura 80. Vista isométrica da ponte alargada.

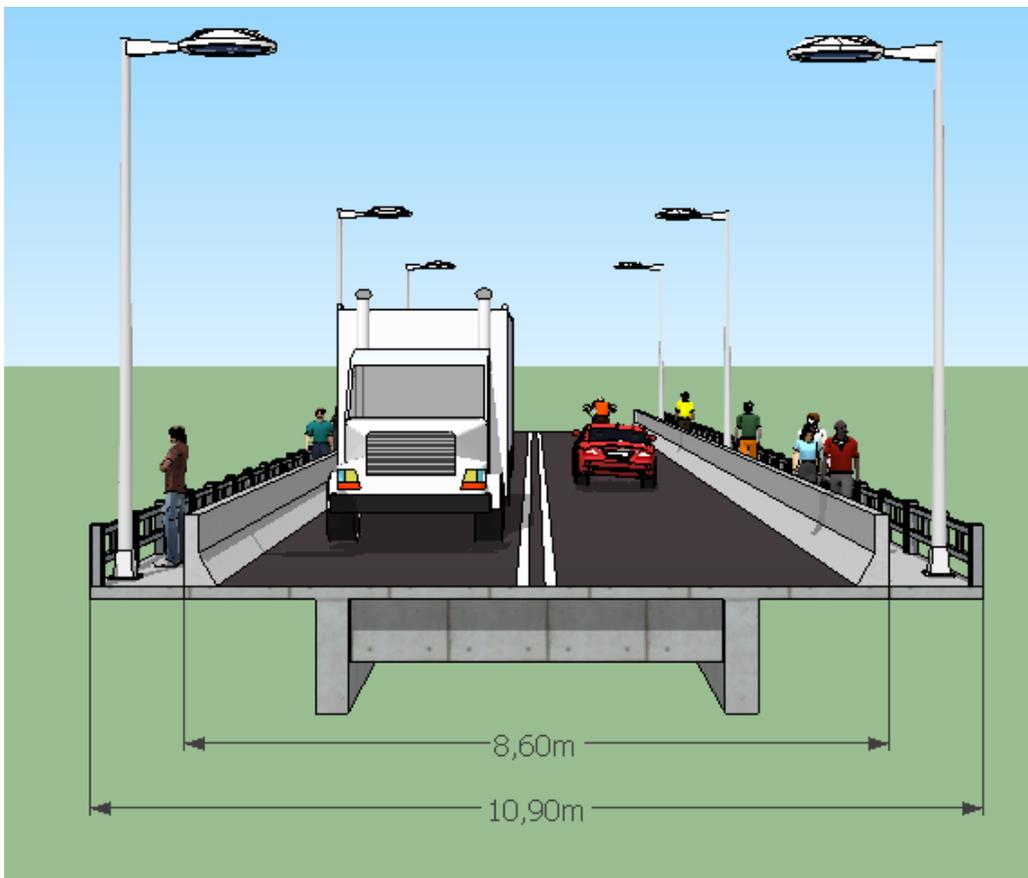


Figura 81. Vista frontal da ponte alargada

O alargamento é obtido mediante acréscimo de 1,55m em cada lado da laje. Os limites da pista de rolamento e dos passeio são redefinidos em cada lado da pista, como mostra a Figura 81.

As longarinas permanecem com seção variável, como indicado na Figura 33, e as transversinas continuam com a mesma modulação.

5.2.2. Trem-tipo

Visando adequar a estrutura da ponte original às atuais prescrições da norma brasileira NBR-7188 de 1984, deve-se verificar as condições para a carga móvel do trem-tipo TB-45, que tem carga de 150 kN por eixo, representado na Figura 82.

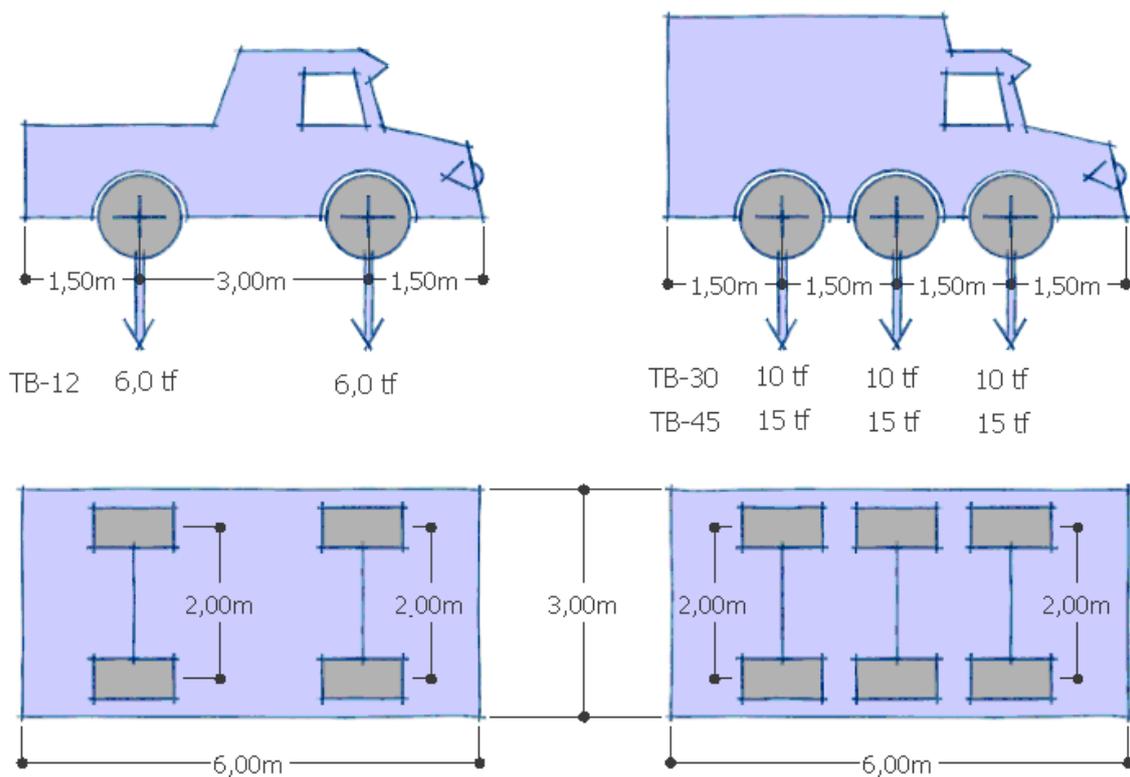


Figura 82. Veículos tipo da norma NBR-7188.

O veículo tipo, sempre orientado na direção do tráfego, deve ser colocado na posição mais desfavorável para a análise e o dimensionamento de cada elemento, não se considerando a porção de carregamento que provoque redução das solicitações. A carga distribuída de intensidade p é aplicada em toda a pista de rolamento, nesta incluídas as

faixas de tráfego, os acostamentos e os afastamentos. Deve ser descontada apenas a área ocupada pelo veículo. Os passeios, independentemente da largura ou altura, são carregados com a carga distribuída de intensidade p' , não majorada de impacto, como mostra a Figura 83.

Os valores de p e p' são $5,0 \varphi \text{ kN/m}^2$ e $3,0 \text{ kN/m}^2$ respectivamente, segundo indica a norma NBR-7188/84.

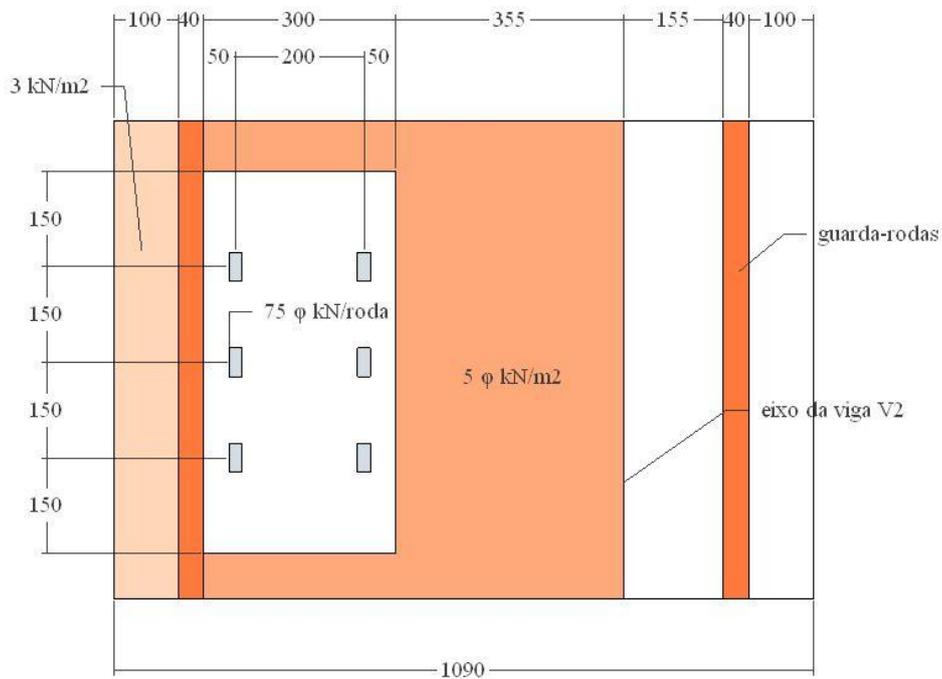


Figura 83. Distribuição das cargas para o cálculo de trem-tipo TB-45 (cotas em cm).

Os coeficientes de impacto vertical são os mesmos do caso anterior, apresentados na Tabela 4.

Para facilitar os cálculos do carregamento das linhas de influência, adota-se um trem-tipo simplificado, onde na área do caminhão tipo (3,00m x 6,00 m) aplica-se também a carga de $5,0 \varphi \text{ kN/m}^2$. Com isso, as cargas concentradas das rodas do caminhão tipo são reduzidas, conforme mostra a Figura 84. A equação 3 apresenta o cálculo de P.

$$P = 75\varphi - \frac{(6,0 \cdot 3,0) \cdot 5\varphi}{6} = 60\varphi \text{ kN/roda} \quad (\text{Eq.3})$$

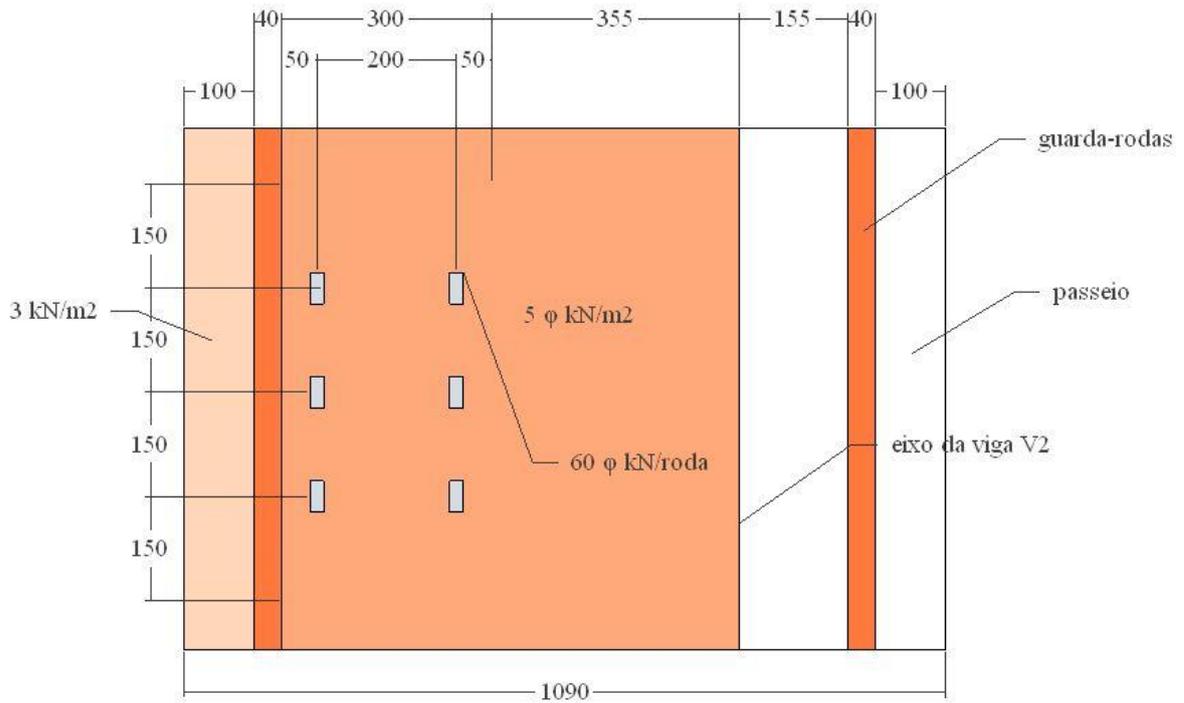


Figura 84. Trem-tipo simplificado (cotas em cm).

Tal como no caso anterior, para obter o trem-tipo homogeneizado, carrega-se a linha de influência transversal da viga com a distribuição de cargas (Figura 84) e obtém-se a linha de distribuição da Figura 85, onde encontra-se indicada a carga distribuída do passeio p' , a carga distribuída da pista p e as cargas pontuais P das rodas do veículo tipo.

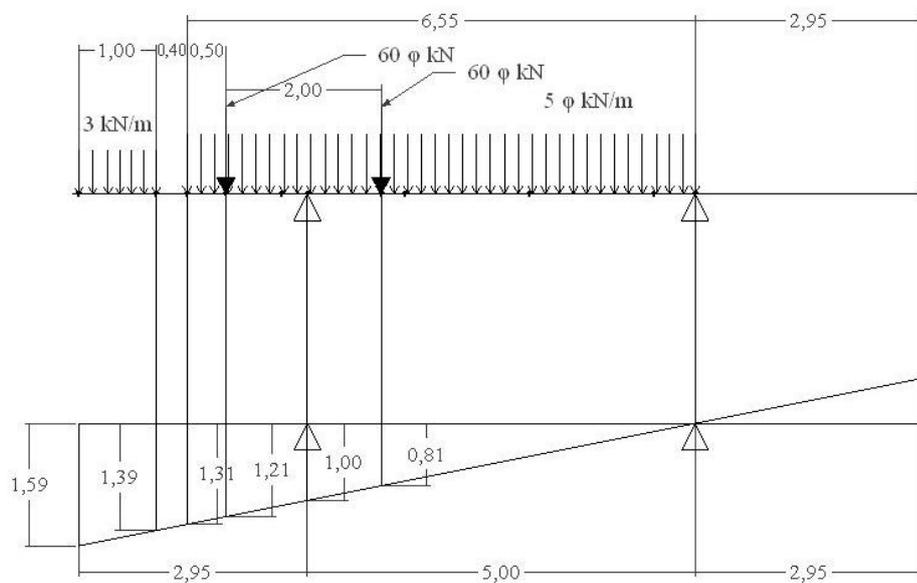


Figura 85. Carregamento da linha de influência (cotas em metros).

O trem-tipo longitudinal é determinado pelo produto de cada carga do trem-tipo transversal por sua respectiva ordenada na linha de influência. A carga de multidão é definida pelo produto da carga distribuída de $5,0 \varphi$ kN/m² pela área da linha de influência sob sua atuação acrescida do produto da carga distribuída do passeio de $3,0$ kN/m² pela sua área de influência. A partir da Figura 85, tem-se o seguinte trem-tipo longitudinal:

$$P = 60 \varphi (1,21+0,81) = 121,2 \varphi \text{ kN}$$

$$p = 3(1,39 \times 1,0 \text{ m} + (1,59 - 1,39) \times 0,5 \times 1,0 \text{ m}) + 5 \varphi 0,5 \times 6,55 \text{ m} \times 1,31 =$$

$$4,47 + 21,45 \varphi \text{ kN/m}$$

Reunindo estes resultados, obtém-se o trem-tipo longitudinal simplificado da Figura 86 em função do valor do coeficiente de impacto vertical para cada vão (φ).

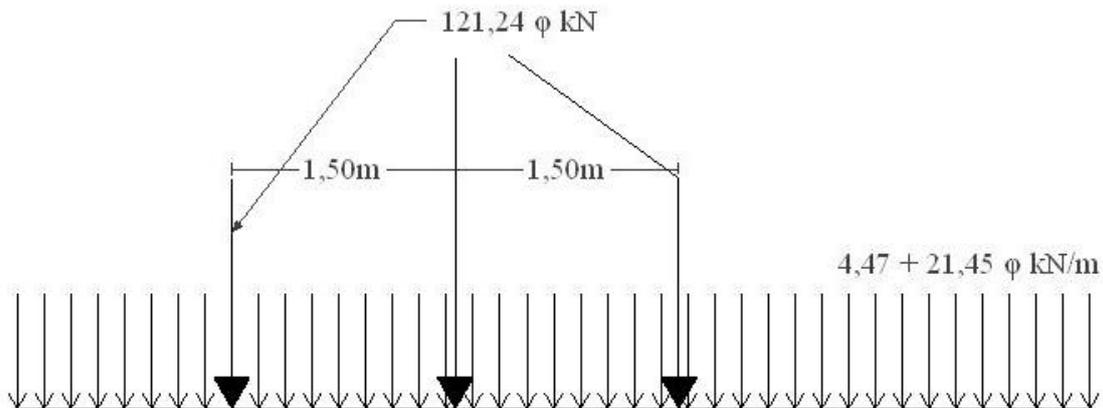


Figura 86. Trem-tipo longitudinal.

Os valores das distintas cargas são as indicadas na Tabela 6, que dependem do valor do coeficiente de impacto vertical de cada vão.

Tabela 6. Valores das cargas.

	Vão central L= 20	Vão lateral L= 12 m	Balanço L = 4 m
φ	1,26	1,316	1,372
P (carga pontual) (kN)	152,76	159,55	166,34
p (carga distribuída) (kN/m)	31,50	32,70	33,90

A posição longitudinal deste trem-tipo para obter os esforços mais desfavoráveis será a mesma empregada no caso anterior, já que as linhas de influência são as mesmas.

5.2.3 Cálculo de esforços

Como no caso anterior, elaboraram-se dois modelos, um unifilar e outro tridimensional para comprovar que os resultados obtidos não apresentam diferenças significativas.

5.2.3.1. Modelo unifilar

O modelo no programa de análise linear FTOOL é o mesmo empregado no caso anterior, já que a seção colaborante das vigas T não varia e as posições das linhas de influência são as mesmas.

A diferença se restringe aos valores das cargas, impondo-se o incremento das cargas que atuam sobre a ponte para cada caso de carga.

5.2.3.1.1 Peso próprio

Há um aumento na laje, que passa de 7,8 m a 10,9 m:

$$(10,9 - 7,8) \text{ m} \times 0,16 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^2 = 12,4 \text{ kN/m}$$

Considerando-se apenas uma viga:

$$\Delta \text{Peso Próprio} = 6,2 \text{ kN/m}$$

5.2.3.1.1 Sobrecarga permanente

a) Guarda-rodas

Considerando-se a demolição dos guarda-rodas originais e a colocação de outros com uma nova geometria, de área $0,2321 \text{ m}^2$, chega-se a:

$$\Delta \text{ guarda- rodas} = - 3,375 \text{ kN/m} + (0,2321 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = + 2,43 \text{ kN/m (por unidade)}$$

b) Guarda-corpos

Permanece invariável.

c) Pavimento

A pista de rolamento aumenta 1 metro:

$$\Delta \text{ pavimento} = 1 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,4 \text{ kN/m}$$

$$\Delta \text{ Sobrecarga permanente total} = 2,43 \times 2 + 2,4 = 7,25 \text{ kN/m}$$

Considerando só a metade :

$$\Delta \text{ Sobrecarga Permanente} = 3,625 \text{ kN/m}$$

5.2.3.1.2 Sobrecarga móvel

Para calcular o incremento de sobrecarga móvel, calcula-se a diferença dos valores dos trem-tipos longitudinais simplificados calculados previamente, cujas intensidades dependem do coeficiente de impacto vertical, obtendo-se o trem tipo da Figura 87:

$$\Delta P = 121,24 \varphi - 89,76 \varphi = 31,48 \varphi \text{ kN}$$

$$\Delta p = (4,47 + 21,45 \varphi) - 12,125 \varphi = 4,47 + 9,33 \varphi \text{ kN/m}$$

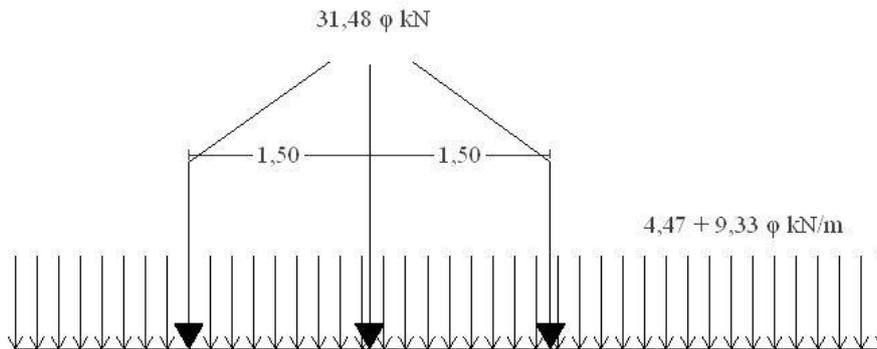


Figura 87. Trem-tipo da variação de sobrecarga móvel.

Na Tabela 7 expõem-se os valores de ΔP e Δp dependentes do coeficiente de impacto vertical para cada vão.

Tabela 7. Valores de ΔP e Δp .

	Vão central L= 20 m	Vão lateral L= 12 m	Balanço L = 4 m
φ	1,26	1,316	1,372
ΔP (carga pontual) (kN)	39,66	41,43	43,19
Δp (carga distribuída) (kN/m)	16,23	16,75	17,27

Para obter os máximos momentos fletores e cortantes, distribui-se o trem- tipo nas mesmas posições do caso anterior.

5.2.3.2 Modelo tridimensional

O novo modelo no SAP2000® é o que se mostra a seguir.

O modelo tipo grelha é apresentado na Figura 88 e um detalhe na Figura 89.

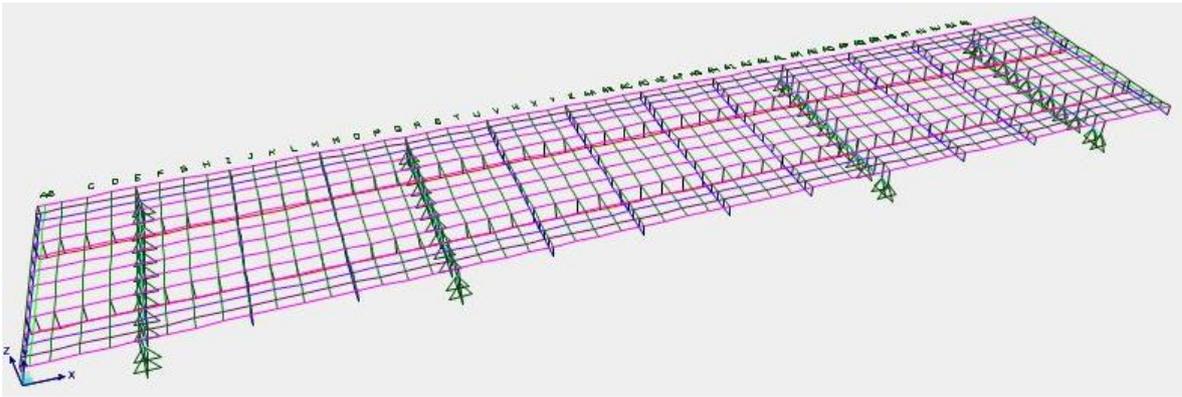


Figura 88. Modelo em grelha da ponte.

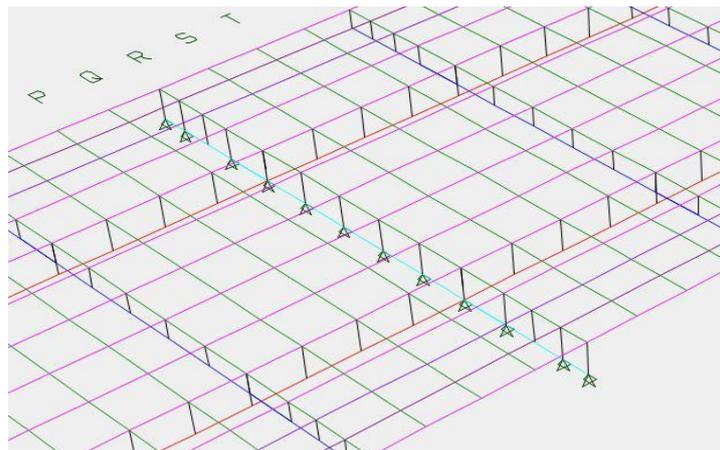


Figura 89. Detalhe do modelo

Analisando os resultados do modelo, comprova-se mais uma vez que o comportamento da ponte é análogo ao comportamento de duas vigas, como se pode observar nas Figuras 90 e 91.

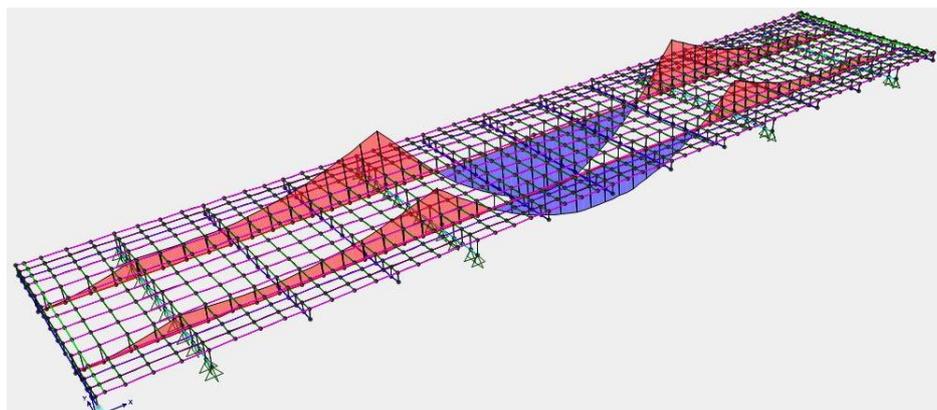


Figura 90. Comportamento da ponte a flexão.

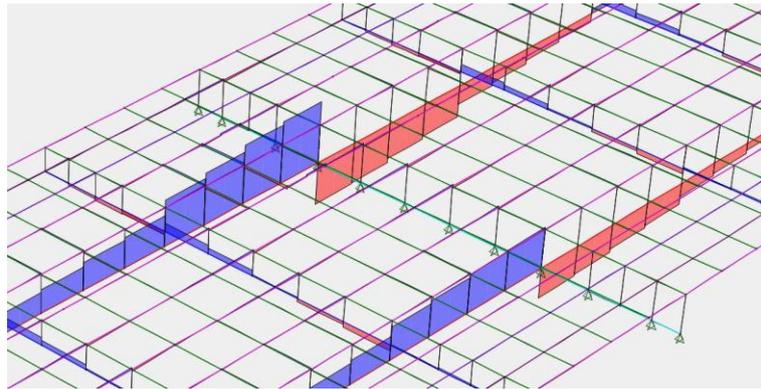


Figura 91. Comportamento da ponte a cortante.

5.3 Resultados

Para se obter os esforços mais desfavoráveis, ponderam-se as combinações de cargas para ELU (Estado Limite Último) para situações normais segundo a NBR 7187/1987-*Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido* no seu item 10.2.1, definidas na Equação 4:

$$F_d = \begin{pmatrix} 1,35 \\ 1,00 \end{pmatrix} F_{gk} + \begin{pmatrix} 1,2 \\ 0,9 \end{pmatrix} F_{pk} + 1,0 \cdot F_{(cc+cs+te)k} + \begin{pmatrix} 1,5 \\ 0 \end{pmatrix} F_{q1k} + \begin{pmatrix} 1,5 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot 0,5 \sum_{i>1} F_{qik}$$

(Eq. 4)

sendo:

F_{gk} = peso próprio e demais ações permanentes executando-se a força de protensão e as coações;

F_{pk} = força de protensão;

F_{qk} = ações variáveis.

onde os valores (γ_f) da parte superior dos parênteses são utilizados para ações desfavoráveis e os valores inferiores para ações favoráveis.

Considera-se, neste caso, que as solicitações dimensionantes de reforço da ponte são os momentos fletores e os cortantes.

5.3.1. Momentos fletores

Na parte superior da Tabela 8, a seguir, aparecem os distintos casos de carga relativos à ponte original: peso próprio, sobrecarga permanente original, o maior momento positivo originado pela carga móvel TB-36, o maior momento negativo originado pela mesma carga, a combinação ponderada dessas cargas para obter o máximo momento fletor positivo e a combinação ponderada para obter o máximo momento fletor negativo. Todos esses valores são assim definidos para cada uma das quatro seções estudadas para os momentos fletores.

Com essas combinações de cargas ponderadas, calcularam-se as tensões existentes na fibra superior e na fibra inferior da seção. Mesmo que para o concreto armado não se trabalhe com análise de tensões desta forma, o procedimento é útil para comparar posteriormente os resultados com a tensão existente após o reforço com protensão externa. Considerando-se que a ponte originalmente já resiste adequadamente ao estado inicial de tensões, estes valores de tensões podem ser tomados como parâmetro de comparação visando estudar a necessidade de reforço.

Na parte inferior da Tabela 8, estão os casos de carga relativos à ponte após alargamento: o peso próprio do alargamento, a sobrecarga adicional, os maiores momentos positivos e negativos originados pelo acréscimo de carga móvel ao passar de TB-36 a TB-45, e as combinações de cargas ponderadas para obter os momentos positivos e negativos mais desfavoráveis.

Assim como para a ponte original, também foram calculadas as tensões na fibra superior e inferior da seção. Comparando-se os valores, observa-se que as tensões aumentaram consideravelmente, justificando-se assim a necessidade de reforço estrutural.

A concepção básica para o reforço é adotar cabos de protensão externa visando resistir aos acréscimos de momentos fletores. As eventuais necessidades de reforço para

cortante serão avaliadas após a análise da protensão e, se necessário, serão adicionadas armaduras na forma de estribos.

Neste trabalho são tomadas apenas as principais seções de cálculo para análise, conforme já apresentado. Embora estas sejam as seções determinantes e o dimensionamento daí resultante seja representativo (e provavelmente integralmente válido), um projeto executivo deve analisar várias outras seções, em geral da ordem de dez seções por vão.

Tabela 8. Tabela de resultados de momentos fletores.

	S _A		S _{AB}		S _B		S _{BB}	
	M (kN.m)		M (kN.m)		M (kN.m)		M (kN.m)	
Seção original	1	-272	-44	-1.038	660			
	2	-99	-16	-379	241			
	3	0	939	307	1.240			
	4	-1.057	-605	-1.268	-212			
Seção nova								
Seção original								
Seção nova								

5.3.1.1. Reforço com protensão externa.

Como já foi mencionado, a protensão externa para pontes de concreto tem se tornado uma solução usual por diversas vantagens.

5.3.1.1.1 Dimensionamento da protensão

Para este caso, opta-se pela monocordoalha de 15,2mm de diâmetro nominal, cuja área da seção é $1,44 \text{ cm}^2$. O aço é o CP190, cuja tensão de ruptura é da ordem de 190 kN/cm^2 e, neste caso, a tensão de protensão σ_p vale $1,4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$.

A força total de protensão de cada cordoalha é então definida por:

$$F_i = 1,44 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \times 1,4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2 = 202 \text{ kN} \approx 200 \text{ kN}$$

As perdas na protensão externa com monocordoalha engraxada são menores que na protensão interna aderente. Não há atrito distribuído ao longo da trajetória, por ser esta livre de contato. Mesmo nos desviadores o fato de se trabalhar com cordoalhas engraxadas reduz bastante as perdas localizadas por atrito. Finalmente, por se tratar de uma estrutura de concreto já antiga, não existe retração nem fluência do concreto. Desta forma adota-se para perda de protensão o percentual de 5%, logo

$$F_i = 200 \text{ kN} \cdot 0,95 = 190 \text{ kN}$$

Para a concepção da melhor disposição de cabos de protensão externa fez-se algumas tentativas com auxílio de planilha EXCEL concluindo-se que o projeto mais eficiente deve aproveitar ao máximo as excentricidades tanto superior como inferior. Uma forma simples e eficaz para o desviador é a adoção de tubo metálico curvo inserido na lateral superior e inferior da viga. Desta forma a excentricidade máxima superior atinge 62,7 cm e a excentricidade máxima inferior é de 88,9 cm.

O dimensionamento indicou as seguintes quantidades de cordoalhas:

- no balanço e nos vãos laterais : 4 cordoalhas por cada face de cada viga

- no vão central : 6 cordoalhas por cada face de cada viga.

Esta disposição está representada na Figura 93.

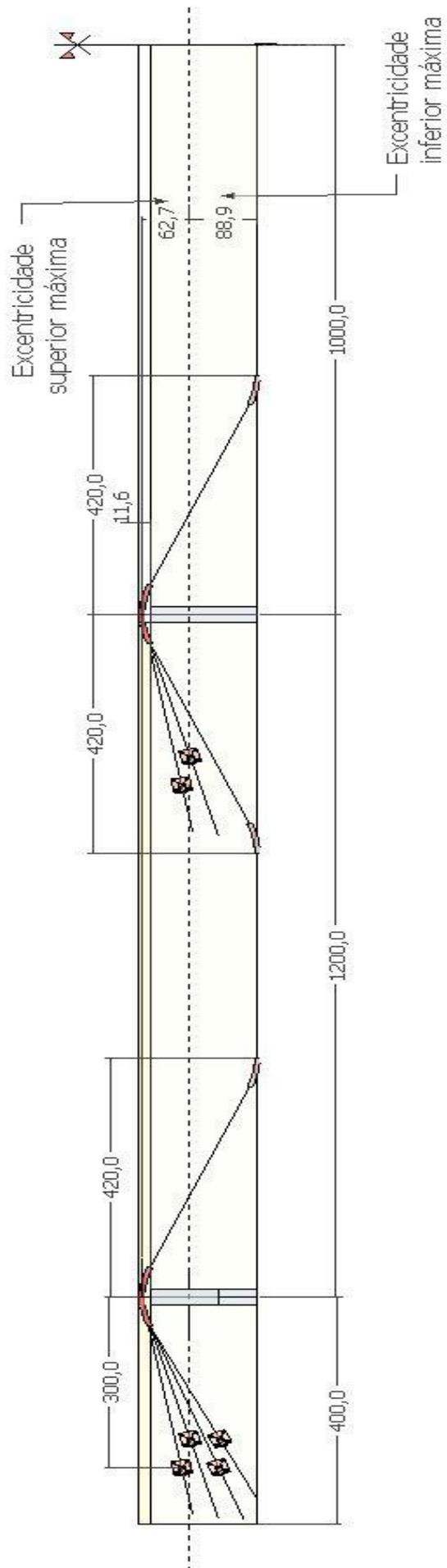


Figura 93. Posição do protendido na ponte (unidades em cm).

A seguir são detalhadas as trajetórias, desviadores e ancoragens, vão a vão.

No balanço tem-se quatro ancoragens, cuja posição está definida na Figura 94:

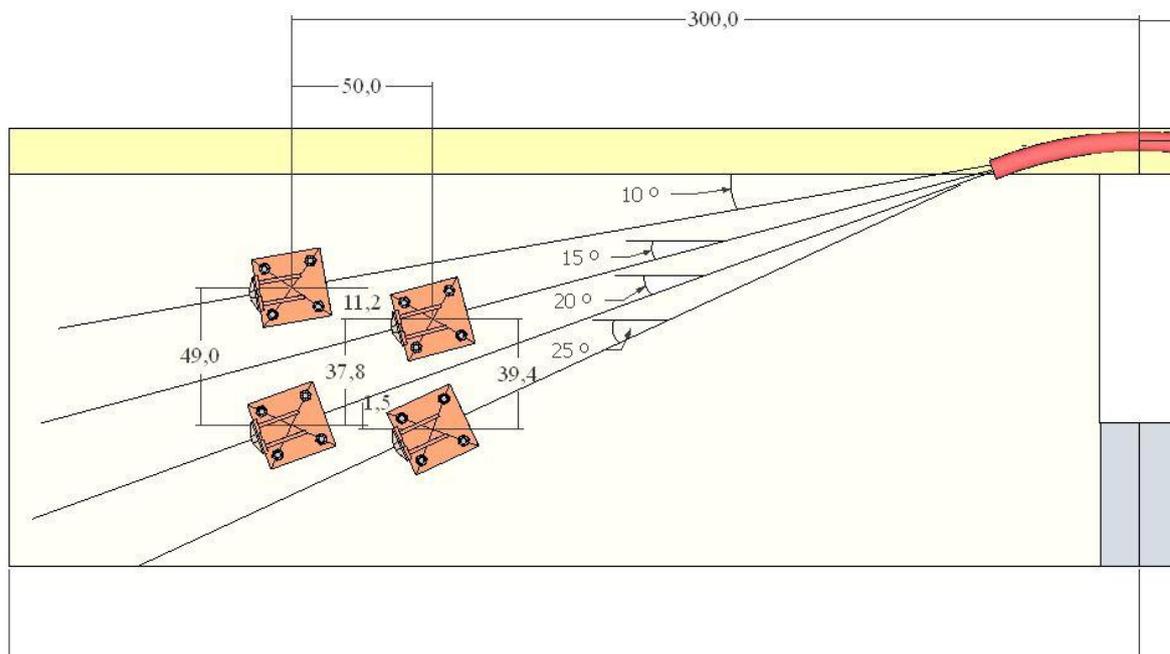


Figura 94. Protensão no balanço, cotas em cm.

As ancoragens, ilustradas na Figura 95, são compostas por placa metálica enrijecida fixada na estrutura de concreto mediante quatro barras roscadas soldadas quimicamente com resina epoxídica.

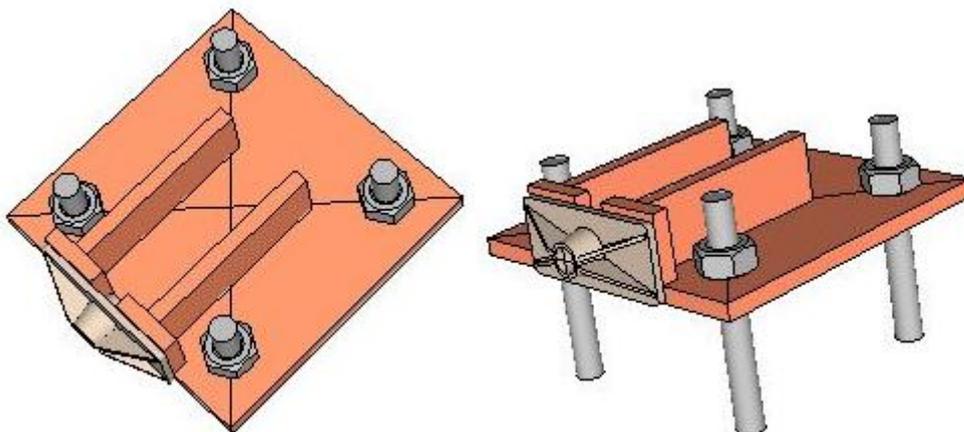


Figura 95. Ancoragens da protensão externa.

Nos vãos de 12,0 m a geometria da protensão, ilustrada na Figura 96, é composta pelos mesmos quatro cabos formando a trajetória típica de combate a momento positivo. Nas proximidades do início do vão central dois cabos são introduzidos, destinando-se a aumentar o combate aos momentos positivos máximos no centro do vão central e momentos negativos em seus extremos.

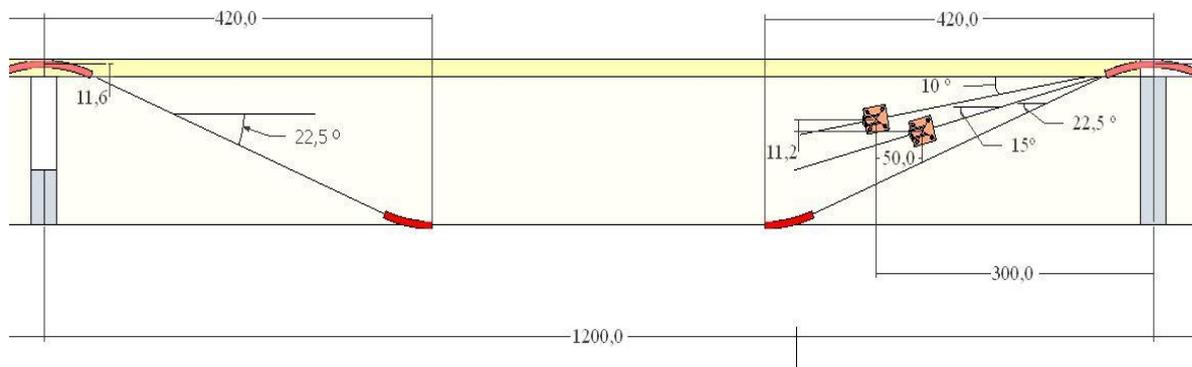


Figura 96. Posição do protendido nos vãos de 12,0m, cotas em cm.

Finalmente, a trajetória dos seis cabos por face de cada viga é apresentada na Figura 97.

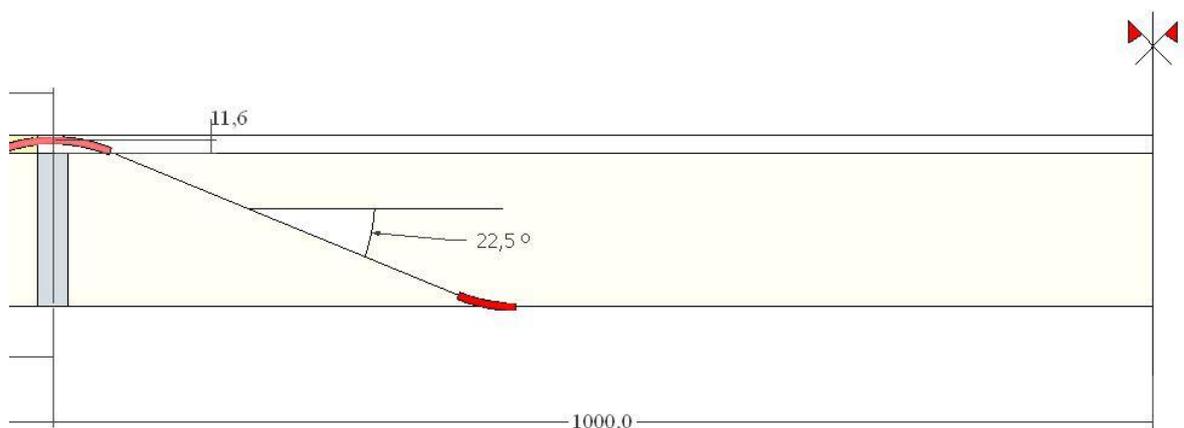


Figura 97. Posição dos cabos no vão central, cotas em cm.

Com a geometria definida, a análise dos efeitos da protensão se faz adotando-se o processo de substituição dos cabos por um sistema de forças externas equivalente auto-equilibradas.

Os pontos característicos da geometria da protensão externa são: $x = 4$ metros, o primeiro apoio; $x = 8,20$ metros, posição do primeiro desviador no vão lateral; $x = 11,80$ metros, posição do segundo desviador no vão lateral; $x = 16$ metros, segundo apoio; e $x = 20,20$ metros, posição do desviador no vão central. Observando-se a simetria da protensão, os demais pontos são definidos a partir destes descritos.

No primeiro apoio ($x = 4$ m) chegam quatro cabos de inclinações diferentes, como se mostra na Figura 94, e daí saem unidos com a mesma inclinação para o vão seguinte. A composição das forças pode ser completamente definida a partir da representação gráfica da Figura 98.

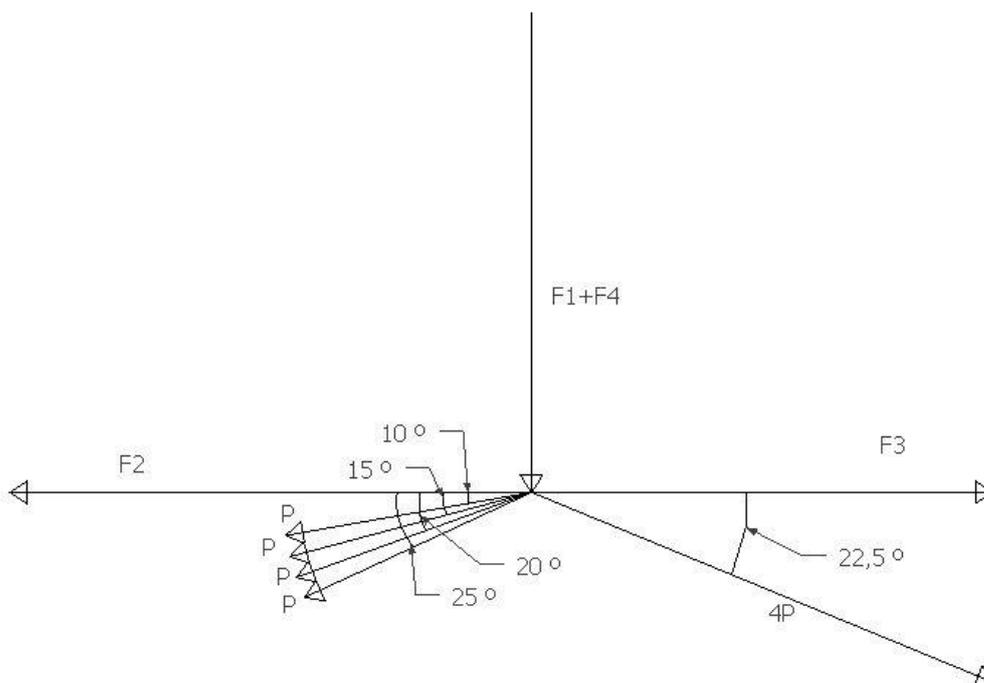


Figura 98. Forças resultantes em $x = 4m$.

A decomposição das forças de protensão gera os seguintes valores:

$$F1 = [P (\text{sen } 10^\circ + \text{sen } 15^\circ + \text{sen } 20^\circ + \text{sen } 25^\circ)] \times 2 = 455 \text{ kN}$$

$$F4 = [4P \text{ sen } 22,5^\circ] \times 2 = 580 \text{ kN}$$

$$F2 = P (\text{cos } 10^\circ + \text{cos } 15^\circ + \text{cos } 20^\circ + \text{cos } 25^\circ) \times 2 = 1.442 \text{ kN}$$

$$F3 = 4P (\text{cos } 22,5^\circ) \times 2 = 1.404 \text{ kN}$$

$$F_x = 1404 - 1442 = -38 \text{ kN}$$

$$F_y = 455 + 580 = 1035 \text{ kN}$$

Esses valores correspondem às forças a serem aplicadas no ponto de desvio com uma excentricidade de 62,7 cm desde a fibra do centroide da seção. Para representá-los na linha de eixo do modelo (centroidal), a força horizontal ocasiona momento definido por:

$$M_z = F_x \cdot e^{sup} = 38 \times 0,627 = 23,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Agrupando as forças de protensão no primeiro desvio obtém-se o esquema da Figura 98, onde na parte superior aparecem as forças horizontal e vertical resultado da decomposição da força de protendido e na parte inferior, o translado dessas forças à linha centroidal, com o momento M_z previamente mencionado.

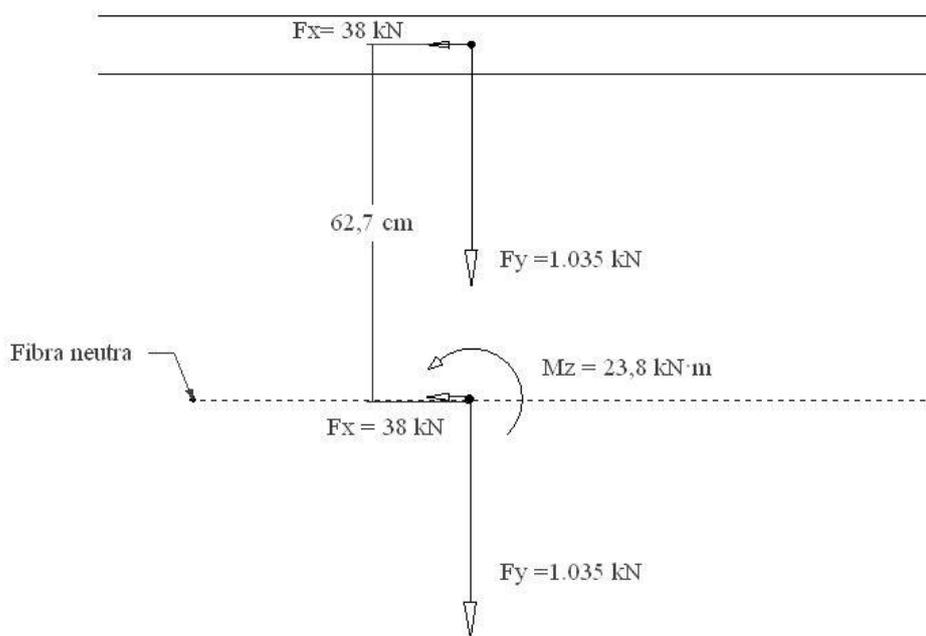


Figura 99. Sistema de forças equivalentes no primeiro desviador em $x = 4m$.

Para o começo do vão de 12,0m , Figura 96, o polígono de forças é o mostrado na Figura 100:

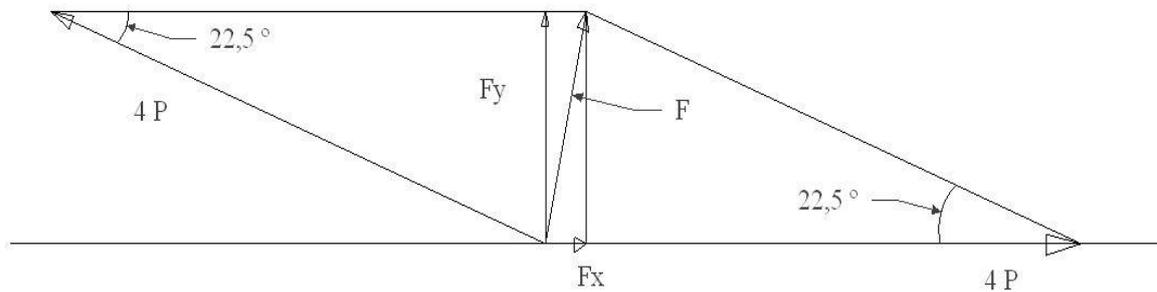


Figura 100. Polígono de forças em $x=8,2$ m.

$$F_x = 4P(1 - \cos 22,5^\circ) \times 2 = 115,7 \text{ kN}$$

$$F_y = (4P \cdot \text{sen } 22,5^\circ) \times 2 = 581,6 \text{ kN}$$

Subindo esses esforços até a linha neutra, obtém-se um momento fletor de valor:

$$M_z = F_x \cdot e^{inf} = 115,7 \times 0,889 = 102,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O esquema de forças para a posição $x = 8,2$ m é ilustrado na Figura 101, onde as forças inferiores são situadas na posição do desviador e as superiores na linha centroidal da viga.

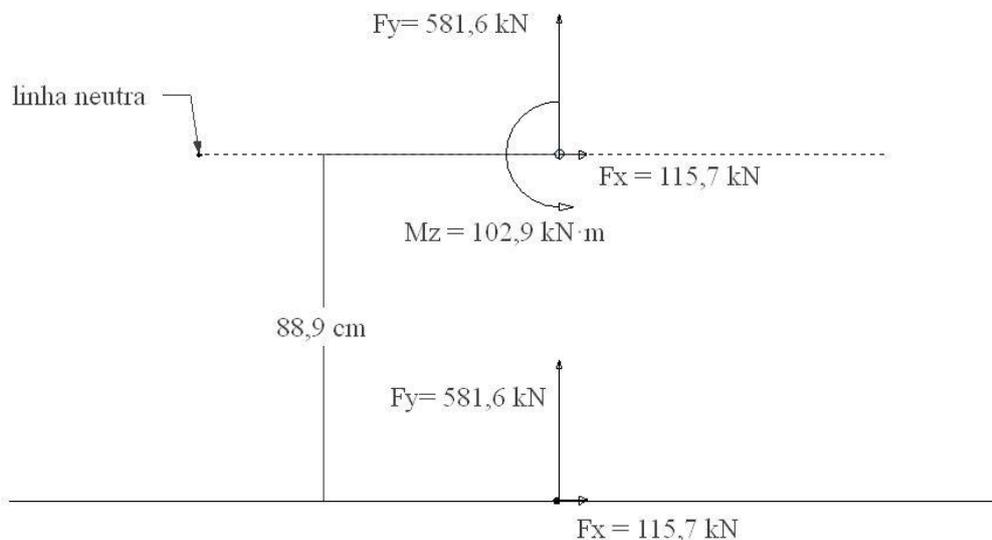


Figura 101. Sistema de forças equivalentes no segundo desviador em $x=8,2$ m.

No seguinte ponto característico, em $x = 11,8$ m, a situação é simétrica àquela correspondente a $x = 8,2$ m.

No segundo apoio, em $x = 16$ m, a geometria é a indicada na Figura 94, e as forças equivalentes resultantes são indicadas na Figura 102:

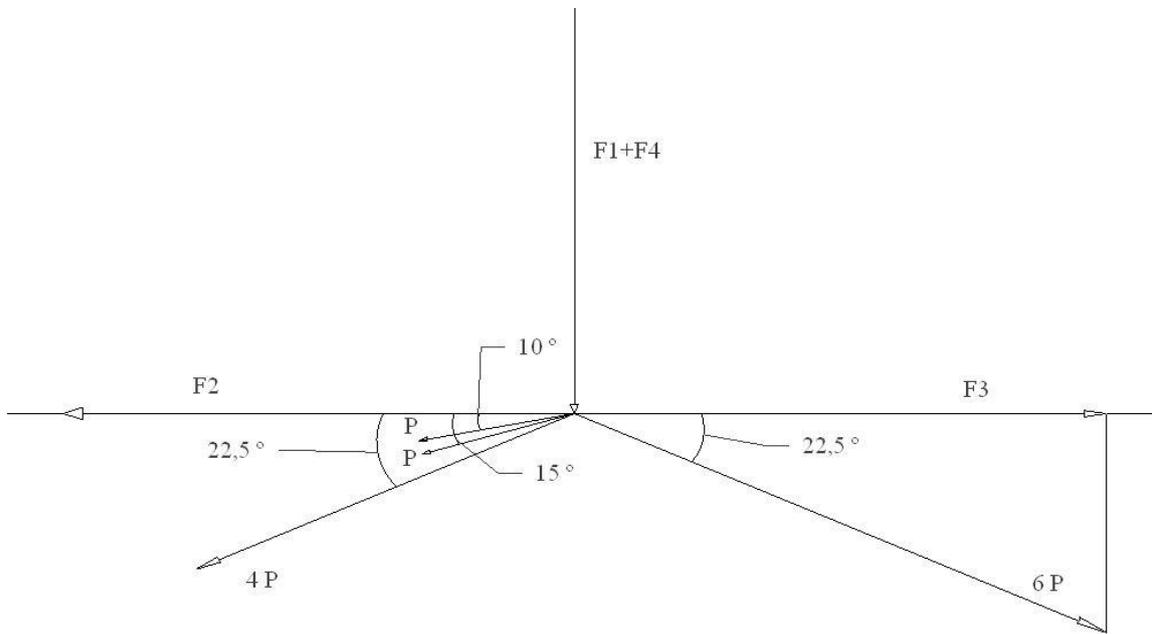


Figura 102. Forças resultantes em $x=16$ m.

$$F1 = [4P \operatorname{sen} 22,5^\circ + P(\operatorname{sen} 10^\circ + \operatorname{sen} 15^\circ)] \times 2 = 746 \text{ kN}$$

$$F4 = (6P \operatorname{sen} 22,5^\circ) \times 2 = 872 \text{ kN}$$

$$F2 = [4P \operatorname{cos} 22,5^\circ + P(\operatorname{cos} 10^\circ + \operatorname{cos} 15^\circ)] \times 2 = 2145 \text{ kN}$$

$$F3 = [6P \operatorname{cos} 22,5^\circ] \times 2 = 2106 \text{ kN}$$

$$F_x = F3 - F2 = -39 \text{ kN}$$

$$F_y = F1 + F4 = 746 + 872 = 1628 \text{ kN}$$

A transposição deste sistema de forças para o eixo centroidal é apresentado no esquema da Figura 103.

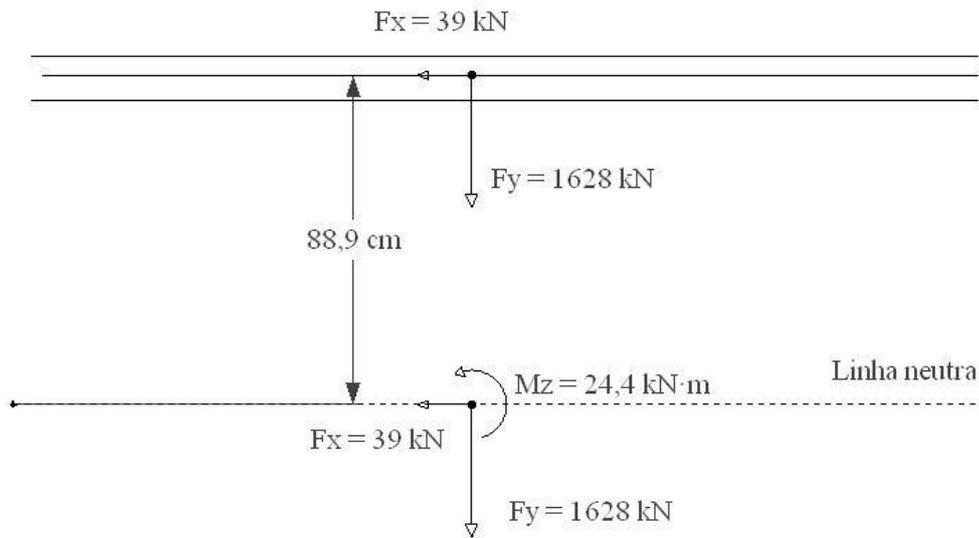


Figura 103. Sistema de forças equivalentes no segundo desviador em $x=16m6d$.

No vão central, em $x= 20,2$ m, tem-se o seguinte esquema de forças devidas à protensão:

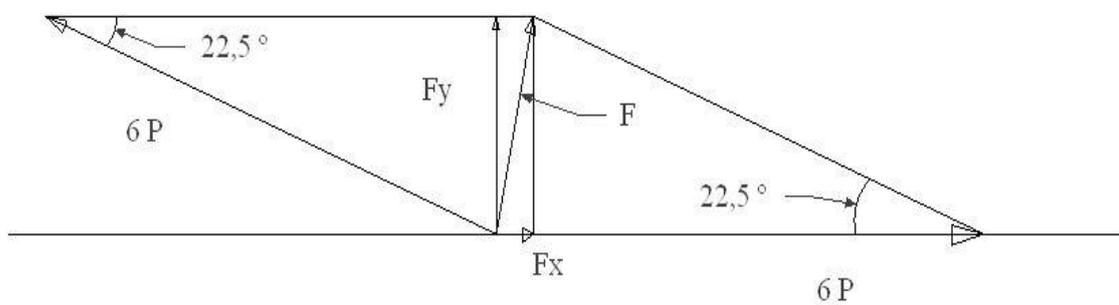


Figura 104. Polígono de forças em $x=20,2$ m.

$$F_x = 6P(1 - \cos 22,5^\circ) \times 2 = 173,6 \text{ kN}$$

$$F_y = (6P \text{ sen } 22,5^\circ) \times 2 = 871 \text{ kN}$$

Subindo esses esforços à linha neutra obtemos o esquema da Figura 105:

$$M_z = F_x \cdot e^{inf} = 173,6 \times 0,889 = 154 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

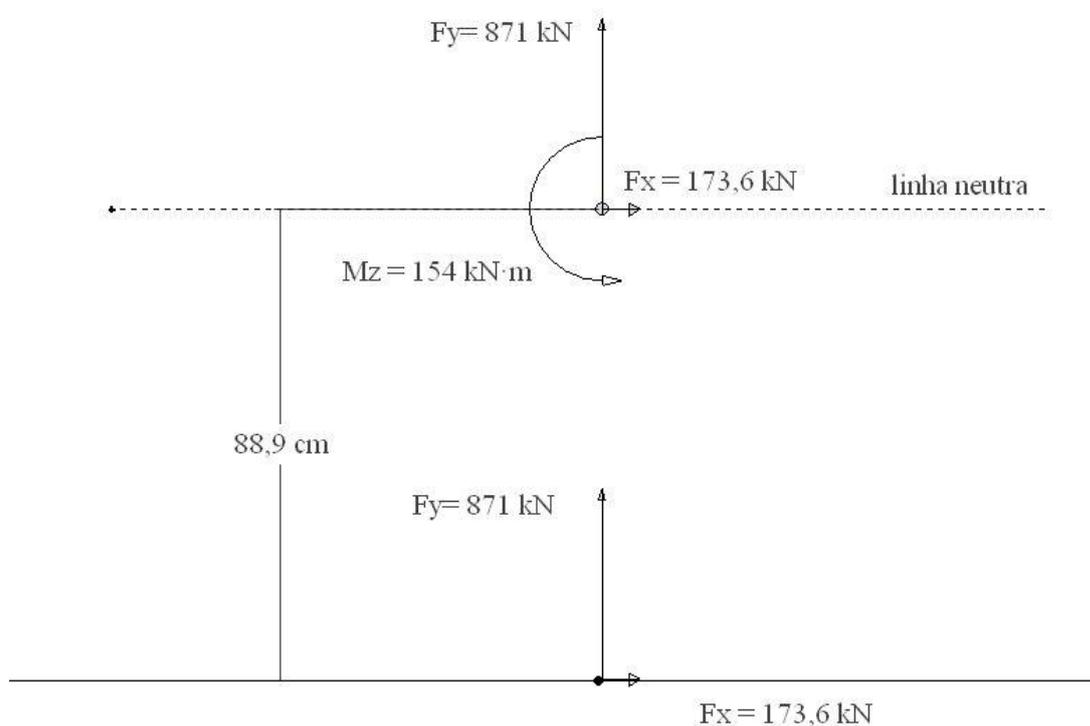


Figura 105. Sistema de forças equivalentes no desviador em $x=20,2 \text{ m}$.

Com todos estes esquemas adicionando-se as forças nos pontos de ancoragem, e por simetria, fica definido o sistema completo de forças equivalente à protensão, representado na Figura 106.

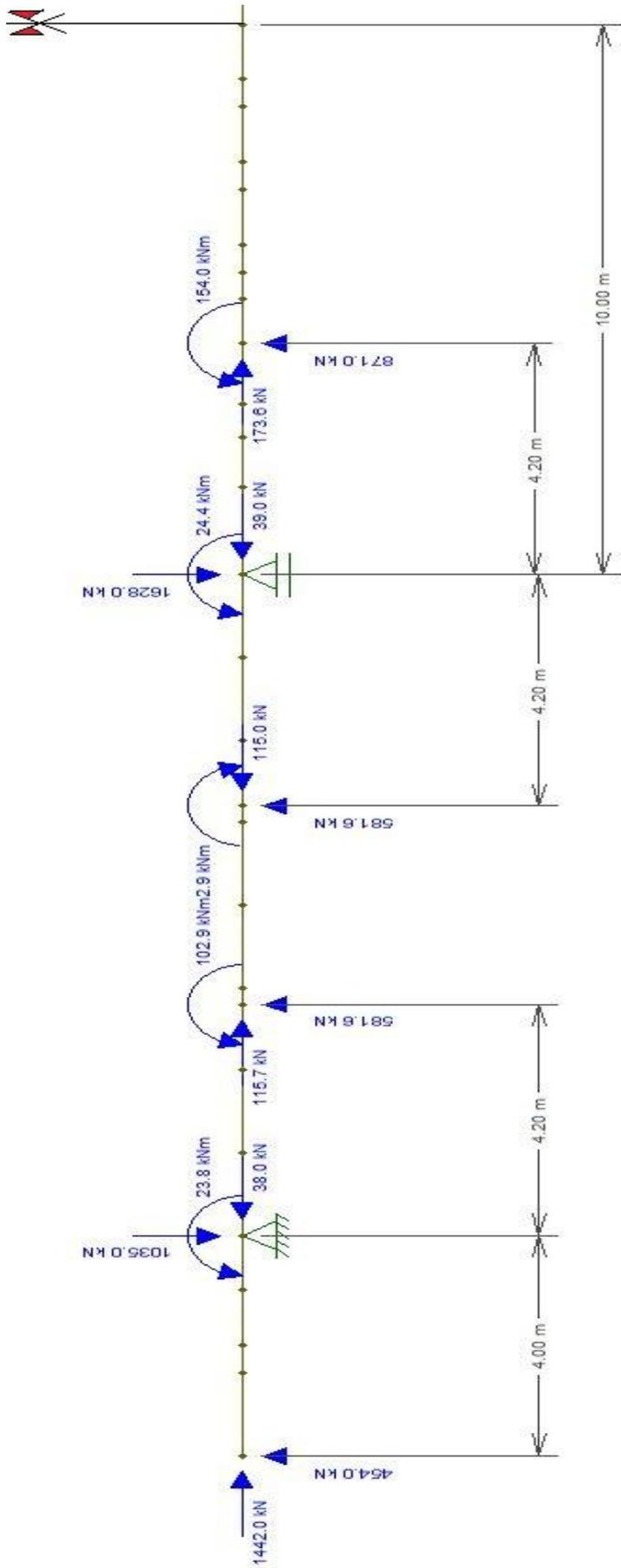


Figura 106. Sistema de forças e momentos equivalentes à protensão.

Na Figura 107 é apresentado o diagrama de momentos fletores resultantes da protensão externa, representada como um sistema de cargas externas equivalentes.

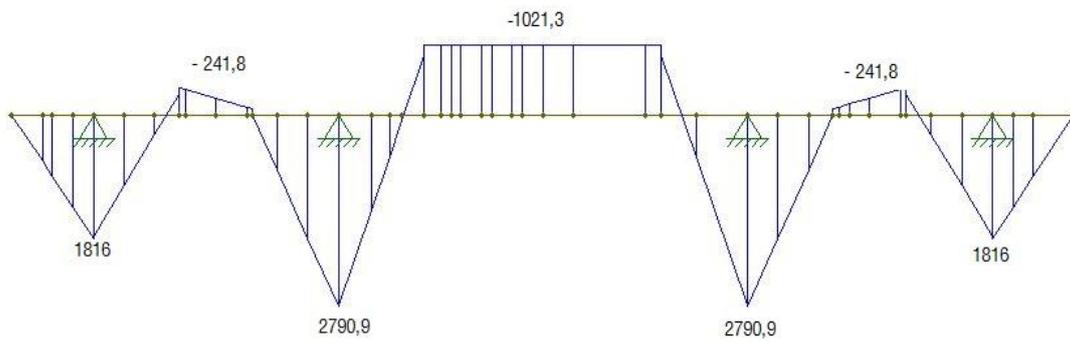


Figura 107. Momentos fletores (em kN·m).

O diagrama de esforços cortantes decorrentes da protensão é indicado na Figura 108:

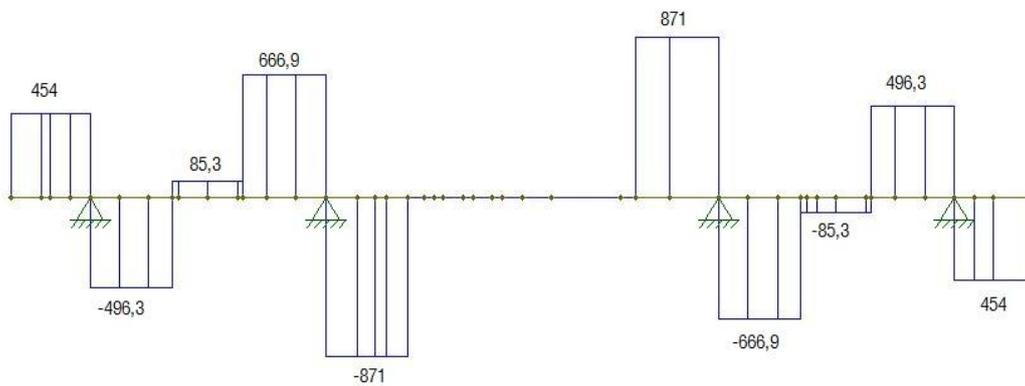


Figura 108. Esforços cortantes (em kN).

O diagrama de solicitação normal de protensão é indicado na Figura 109:

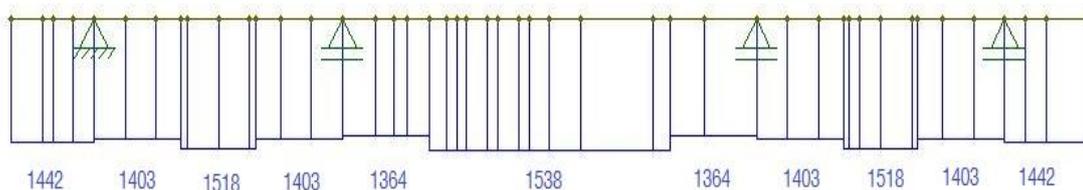


Figura 109. Solicitação normal (em kN).

Com as solicitações de protensão e os valores da Tabela 8 de momentos fletores, obtém-se os resultados mostrados na Tabela 9:

Efetuada-se uma comparação das tensões previamente calculadas para a ponte original e para a ponte ampliada pode-se observar que as tensões de tração (negativas) são sempre menores do que aquelas que já existiam, e eram adequadamente resistidas pelas armaduras. As tensões de compressão obviamente se tornaram maiores porém dentro dos limites toleráveis. Conclui-se assim que a protensão proposta é eficiente para combater o acréscimo das tensões decorrentes de momento fletor. Resta ainda verificar o comportamento quanto ao esforço cortante, apresentado a seguir.

5.3.2. Cortantes

Na Tabela 10 apresenta-se a verificação dos esforços cortantes, considerando-se toda a evolução de cargas até a conclusão do alargamento e protensão externa. Estão indicados os esforços cortantes derivados dos distintos casos de carga previamente analisados, assim como as combinações de carga ponderadas para obtenção do máximo cortante em cada seção de cálculo.

Comparando os cortantes resultantes da seção original, com aqueles previstos na seção modificada, já se considerando a protensão atuante, observa-se que houve uma diminuição de valores. Isto é decorrente da protensão, cujos cabos apresentam trajetória favorável ao combate aos acréscimos de esforços cortantes. Desta forma conclui-se não haver necessidade de reforço estrutural em relação ao esforço cortante.

Tabela 10. Esforços cortantes.

		Va,esq	Va,dir	Vb,esq	Vb,dir	
		V (kN)	V (kN)	V (kN)	V (kN)	
Seção original	1	Peso próprio original	139,9	-267,5	339,5	
	2	Sobrecarga permanente original	-49,6	51,1	124	
	3	Carga móvel TB-36 (Vk+)	0	398,9	482,5	
	4	Carga móvel TB-36 (Vk-)	-434,5	-93,6	-37,3	
		Combinação ponderada Vd,max	749,46	-206,16	1278,05	
		Combinação ponderada Vd,min	117,26	-1124,64	411,28	
Seção nova	5	Peso próprio do alargamento	25,5	-48,9	62	
	6	Sobrecarga adicional	-14,5	14,9	36,3	
	7	Protensão	454	-496,3	-871	
	8	Carga móvel acrescida p/ TB-45 (Vk+)	0	209,9	285,1	
	9	Carga móvel acrescida p/ TB-45 (Vk-)	-196,9	-57,2	-21,2	
			Combinação ponderada Vd,max	651,19	589,7	1021,08
			Combinação ponderada Vd,min	-517,98	-990,72	-565,3

5.3.2. Reforço a cortante

Embora no caso do exemplo aqui exposto não haja necessidade de reforço para aumento de resistência à cortante, segue-se uma breve apresentação sobre este tema.

A técnica a seguir descrita consiste basicamente de incorporação de armadura adicional na forma de estribos, seguindo-se encamisamento com concreto projetado.

O concreto projetado é um processo de aplicação contínua de concreto, adequado quando há grandes volumes deste material a se aplicar para o reforço ou reparação de uma estrutura.

Existem dois processos de mistura: por via úmida ou por via seca, sendo o mais correntemente utilizado o processo por via seca. Neste processo os agregados e o cimento são misturados e transportados a seco, sendo a água, adicionada na pistola de aplicação. [GOMES, A.; APPLETON, J.]

A execução do concreto projetado por via seca depende muito da habilidade do operador uma vez que é este que determina a quantidade de água aplicada, sendo, assim, fundamental a sua experiência para a garantia da qualidade do concreto.

As dosagens para o concreto projetado são semelhantes às de um concreto normal, requerendo apenas a utilização de dimensões reduzidas para a pedra britada, mais adequada ao equipamento de projeção, sendo, em geral, utilizados valores da ordem de 10 mm. A relação cimento/agregados é da ordem de 1/3 a 1/4.

Outro aspecto importante na execução do concreto projetado é a distância e o ângulo da pistola de aplicação em relação à superfície a concretar. Estes fatores, também dependentes do operador, são fundamentais para um completo envolvimento das armaduras e para a garantia da continuidade da concretagem. A espessura de cada camada não deve exceder 50 a 75 mm em aplicações em superfícies horizontais (tetos) e 100 a 150 mm em superfícies verticais (paredes). Quando se pretende espessuras maiores devem ser aplicadas sucessivas camadas até se obter o valor desejado.

A utilização do concreto projetado apresenta as seguintes vantagens:

- a) boa aderência ao concreto e às armaduras existentes desde que as superfícies sejam convenientemente preparadas;

- b) resistência elevada devido à baixa relação água cimento e à grande compacidade;
- c) boas características de durabilidade devido à compacidade;
- d) economia de formas - a utilização de formas é apenas necessária em arestas vivas;
- e) quando se pretender, é possível dar um acabamento superfícies de forma a deixá-las lisas e planas por meio de emboço convencional. Esta operação não é aconselhável em estruturas em ambientes muito agressivos porque causa um abaixamento da compacidade da camada superficial. Nestes casos deve-se posteriormente aplicar uma camada de argamassa projetada à qual se dá o acabamento pretendido, não se prejudicando assim a proteção das armaduras.

No caso da utilização de concreto projetado, a escolha das armaduras suplementares deve ser realizada de forma a não dificultar a aplicação do concreto, sendo aconselháveis espaçamentos não inferiores a 10 cm.

O dimensionamento do encamisamento de reforço para esforço cortante deve seguir a NBR 6118/2003, que admite como hipótese básica a analogia com o modelo em treliça, de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por uma componente adicional V_c .

A armadura a cortante consiste em estribos verticais abertos, visando facilitar sua fixação, ancorados na laje mediante ancoragem química, segundo a Figura 110:

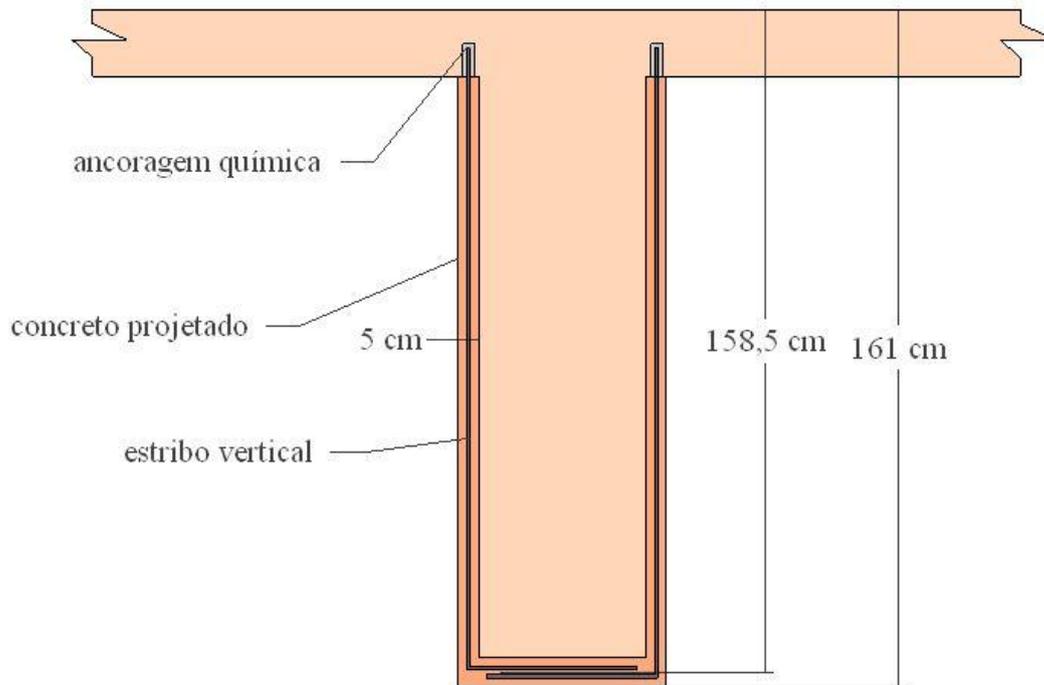


Figura 110. Reforço a cortante.

A ancoragem química é um tipo de ancoragem relativamente moderna que se utiliza frequentemente nas obras de reforço de estruturas. O procedimento para a sua colocação é mostrado na Figura 111:

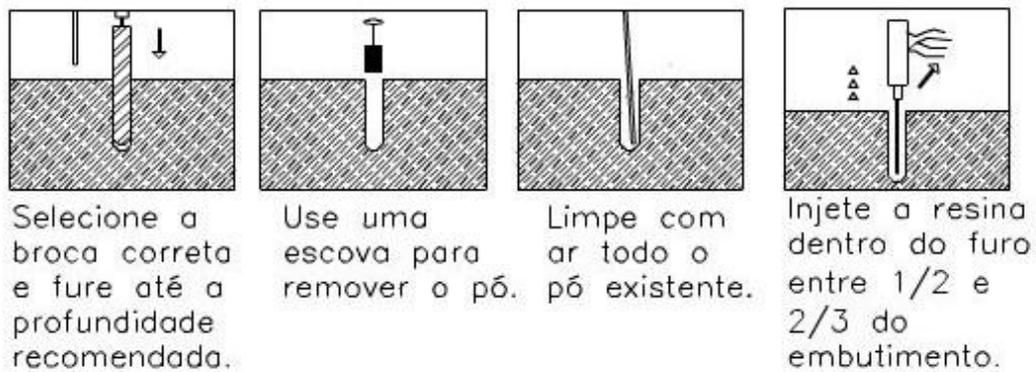




Figura 111. Utilização das ancoragens químicas. [Disponível em www.manchesternet.com.br]

6. Conclusões

Esta monografia teve a intenção de representar uma introdução ao tópico do reforço e manutenção das estruturas, não muito desenvolvido na escola durante os estudos de Engenharia Civil. Essa ausência de conhecimentos sobre a matéria foi um dos motivos pelos quais escolhi este tema, além de ser um assunto atual, de interesse tanto acadêmico como profissional.

Ao longo do documento, faz-se um percorrido que parte do conceito de concreto armado e protendido, passando pelas patologias que sofre este material nas estruturas de pontes até chegar às diferentes técnicas e métodos para a sua reabilitação e reforço.

Deu-se especial importância ao reforço com protensão externa, pois é o método utilizado na aplicação prática do reforço. Nela, parte-se de uma ponte antiga que sofre uma ampliação de tabuleiro e com o câmbio da norma, também tem que se adaptar a um acréscimo de sobrecarga móvel.

Para terminar, pode-se tirar que para conseguir o reforço na ponte, de 52 metros de comprimento e 10,9 metros de largura, empregam-se 24 cordoalhas de 15,2mm de diâmetro nominal de aço CP190, no vão central, e nos vãos restantes, 16 cordoalhas do mesmo material.

Concluindo, este projeto pode servir de aproximação e referência ao tema do reforço de estruturas para outros estudantes que nunca cursaram uma disciplina relacionada.

Como sugestão para a continuidade desta monografia, pode-se aprofundar mais em cada método de reforço, procurar outros não mencionados no texto e fazer análises comparativas estimando a quantia de material que é preciso empregar para o uso de cada um desses sistemas de reforço.

7. Referências bibliográficas

ÁGUILA HIGUERO, V., *Características físicas y mecánicas de hormigones reforzados con fibras de: vidrio, carbono y aramida*. Dissertação, Madrid 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 423.3R-96 *Recomendaciones para elementos de hormigón pretensados con cables no adherentes*.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 7188/ 1960: *Cargas móveis em pontes rodoviárias*. (Substituída). ABNT 1960.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto: procedimentos*. ABNT 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188/1984: *Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*. ABNT 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7483: *Cordoalhas de Aço para concreto protendido- Requisitos*. ABNT 2004.

CÁNOVAS, M. F. *Patologia e terapia do concreto armado*. 1988, São Paulo.

DE SÁ PEREIRA, P., *Trens tipo de projeto*, 2004, São Paulo.

DEL RÍO BUENO, A. *Patología, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado en edificación*, UPM 2008.

DOS SANTOS BASTOS, P.S., 2006, *Fundamentos do concreto armado*, Notas de aula, São Paulo.

FERRAZ, H., 2003, *O aço na construção civil*, *Revista eletrônica de ciências*, número 22.

GESTEIRA MARTINS, T., *Reforço de vigas de concreto armado por meio de cabos externos protendidos*, São Paulo, 2001.

GOMES, A., APPLETON, J., *Artigo na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE)*, Nº 42.

HELENE, P., PEREIRA, F.; *Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón. Reparación, refuerzo y Protección*. CYTED, 2003

RADLOFF, B.J., 1990, *Bondal of external tendos and deviators*, University of Texas, Cap.1.

ROQUE, J.A., MORENO JUNIOR, A.L., *Considerações sobre a vida útil do concreto*, 2005, Primeiro Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto pré-moldado.

SOUZA, V. C. M. RIPPER, T. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo, 1998.

VALENZUELA SAAVEDRA, M. A., 2010, *Refuerzo de puentes existentes por cambio de esquema estático*, Barcelona, UPC.