

GUSTAVO HENRIQUE FERREIRA CAVALCANTE

PONTES EM CONCRETO ARMADO

Análise e dimensionamento



Blucher

Gustavo Henrique Ferreira Cavalcante

PONTES EM CONCRETO ARMADO
Análise e dimensionamento

Pontes em concreto armado: análise e dimensionamento

© 2019 Gustavo Henrique Ferreira Cavalcante

Editora Edgard Blücher Ltda.

Imagem da capa: iStockphoto

Blucher

Rua Pedroso Alvarenga, 1245, 4º andar

04531-934 – São Paulo – SP – Brasil

Tel.: 55 11 3078-5366

contato@blucher.com.br

www.blucher.com.br

Segundo o Novo Acordo Ortográfico, conforme 5. ed.
do *Vocabulário Ortográfico da Língua Portuguesa*,
Academia Brasileira de Letras, março de 2009.

É proibida a reprodução total ou parcial por quaisquer
meios sem autorização escrita da editora.

Todos os direitos reservados pela Editora
Edgard Blücher Ltda.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Angélica Ilacqua CRB-8/7057

Cavalcante, Gustavo Henrique Ferreira

Pontes em concreto armado : análise e dimensionamento / Gustavo Henrique Ferreira Cavalcante. -- São Paulo : Blucher, 2019.

462 p. : il.

Bibliografia

ISBN 978-85-212-1861-6 (impresso)

ISBN 978-85-212-1862-3 (e-book)

1. Pontes de concreto - Projetos e construção 2. Engenharia civil (Estruturas) 3. Construção civil I. Título.

19-1799

CDD 624.20284

Índice para catálogo sistemático:

1. Pontes de concreto armado

CONTEÚDO

Agradecimentos	11
Prefácio	13
Conversão de unidades	15
I Referencial teórico	17
1 Introdução	19
1.1 Definições	19
1.2 Tipos de seções transversais	22
1.2.1 Seções maciças	22
1.2.2 Seções vazadas	23
1.2.3 Seções T	23
1.2.4 Seções celulares	25
1.3 Sistemas estruturais	26
1.3.1 Pontes em laje	26
1.3.2 Pontes em viga	28
1.3.3 Pontes em pórtico	30
1.4 Linhas de influência	32
1.4.1 Método das longarinas indeslocáveis	32
1.4.2 Método de Engesser-Courbon	34
1.4.3 Método de Leonhardt	35
1.4.4 Método de Guyon-Massonet-Bares	38
1.5 Aparelhos de apoio elastoméricos	45
Referências e bibliografia recomendada	52
2 Dimensionamento de vigas e lajes	55
2.1 Dimensionamento de armaduras longitudinais	55
2.1.1 Dimensionamento de seções retangulares	58
2.1.2 Dimensionamento de seções T	64

2.1.3	Dimensionamento de armaduras de pele	70
2.2	Dimensionamento de armaduras transversais	71
2.3	Verificação de dispensa de estribos	75
	Referências e bibliografia recomendada	76
3	Verificação de fadiga	79
3.1	Ruptura das armaduras longitudinais	79
3.2	Ruptura das armaduras transversais	85
3.3	Esmagamento do concreto	87
3.4	Ruptura do concreto em tração	88
	Referências e bibliografia recomendada	89
4	Verificação de fissuração e flechas	91
4.1	Formação de fissuras	92
4.2	Abertura de fissuras	93
4.3	Flecha elástica imediata no estágio I	97
4.4	Flecha elástica imediata no estágio II	99
4.5	Flecha diferida no tempo	101
	Referências e bibliografia recomendada	105
5	Análise de efeitos de segunda ordem	107
5.1	Não linearidades	107
5.2	Efeitos de segunda ordem	108
5.2.1	Efeitos globais de segunda ordem	110
5.2.2	Imperfeições geométricas	115
5.2.3	Efeitos locais de segunda ordem	124
	Referências e bibliografia recomendada	133
6	Dimensionamento de pilares	135
6.1	Flexão composta normal	135
6.2	Flexão composta oblíqua	141
6.3	Momentos fletores mínimos de primeira ordem	148
6.4	Detalhamento	148
6.4.1	Coeficientes de segurança para pilares esbeltos	148
6.4.2	Dimensões mínimas	149
6.4.3	Diâmetros e taxas de aço mínimos	149
6.4.4	Armaduras transversais	150
6.4.5	Proteção contra flambagem das barras	151
	Referências e bibliografia recomendada	151
7	Dimensionamento de aparelhos de apoio	153
7.1	Verificação de deformação por cisalhamento	154
7.2	Verificação das tensões normais	155
7.3	Verificação das tensões de cisalhamento	157

7.4	Verificação dos recalques por deformação	158
7.5	Verificação de espessura mínima e estabilidade	159
7.6	Verificação de segurança contra o deslizamento	160
7.7	Verificação de levantamento da borda menos carregada	161
7.8	Verificação das chapas de aço	162
	Referências e bibliografia recomendada	162

II Análise e dimensionamento da ponte 165

8 Caracterização geométrica e física da ponte 167

8.1	Propriedades físicas dos materiais	167
8.2	Caracterização geométrica da ponte	168
	Referências e bibliografia recomendada	173

9 Ações e combinações 175

9.1	Cargas permanentes	175
9.2	Carga móvel	177
9.3	Carga de frenagem e/ou aceleração	181
9.4	Carga de vento	182
9.5	Estados-limite	189
9.5.1	Estado-limite último	190
9.5.2	Estado-limite de serviço	190
9.5.3	Combinações de ações	191
	Referências e bibliografia recomendada	196

10 Dimensionamento das lajes 199

10.1	Dimensionamento à flexão simples	199
10.1.1	Obtenção dos esforços	199
10.1.2	Dimensionamento no estado-limite último	214
10.1.3	Verificação de fadiga	217
10.2	Dimensionamento quanto às forças cortantes	225
10.2.1	Obtenção dos esforços	225
10.2.2	Resumo dos esforços cortantes	230
10.2.3	Verificação de dispensa de estribos	230
10.3	Verificações nos estados-limite de serviço	232
10.3.1	Flecha elástica imediata	233
10.3.2	Formação de fissuras	236
10.3.3	Abertura de fissuras	238
10.3.4	Flecha imediata no estágio II	242
10.3.5	Flecha diferida no tempo	245
	Referências e bibliografia recomendada	247

11 Dimensionamento das defensas 249

11.1	Dimensionamento e detalhamento das armaduras	250
11.1.1	Combinações últimas excepcionais	250
11.1.2	Dimensionamento das armaduras	251
11.1.3	Detalhamento das armaduras	252
11.2	Verificação de dispensa de estribos	253
11.2.1	Combinações últimas excepcionais	253
11.2.2	Verificação de dispensa de estribos	253
	Referências e bibliografia recomendada	254
12	Dimensionamento das transversinas	255
12.1	Obtenção dos esforços internos solicitantes	255
12.2	Dimensionamento no estado-limite último	256
12.2.1	Combinações últimas normais	256
12.2.2	Dimensionamento das armaduras longitudinais	256
12.2.3	Dimensionamento das armaduras transversais	258
12.3	Verificações nos estados-limite de serviço	260
12.3.1	Flecha elástica imediata no estágio I	261
12.3.2	Formação de fissuras	262
12.3.3	Flecha diferida no tempo	262
	Referências e bibliografia recomendada	263
13	Dimensionamento das longarinas	265
13.1	Obtenção das reações de apoio	265
13.1.1	Cargas permanentes	265
13.1.2	Carga móvel	269
13.2	Obtenção dos esforços internos solicitantes	277
13.2.1	Cargas permanentes	277
13.2.2	Carga móvel	279
13.2.3	Resumo dos esforços internos solicitantes	280
13.3	Dimensionamento no estado-limite último	285
13.3.1	Dimensionamento das armaduras negativas	287
13.3.2	Dimensionamento das armaduras positivas	290
13.3.3	Dimensionamento das armaduras de pele	294
13.3.4	Dimensionamento das armaduras transversais	295
13.4	Verificação de fadiga	298
13.4.1	Verificação das armaduras negativas	301
13.4.2	Verificação das armaduras positivas	303
13.4.3	Verificação das armaduras transversais	305
13.4.4	Verificação de esmagamento do concreto	308
13.4.5	Verificação de ruptura do concreto em tração	309
13.5	Verificações nos estados-limite de serviço	310
13.5.1	Flecha elástica imediata	310
13.5.2	Formação de fissuras	313
13.5.3	Abertura de fissuras	315

13.5.4	Flecha imediata no estádio II	320
13.5.5	Flecha diferida no tempo	325
	Referências e bibliografia recomendada	326
14	Dimensionamento dos aparelhos de apoio	329
14.1	Obtenção dos esforços	330
14.1.1	Forças verticais	330
14.1.2	Rotações	331
14.1.3	Forças horizontais	333
14.2	Verificações dos aparelhos de apoio	335
14.2.1	Verificação de deformação por cisalhamento	335
14.2.2	Verificação das tensões normais	336
14.2.3	Verificação das tensões de cisalhamento	337
14.2.4	Verificação dos recalques por deformação	338
14.2.5	Verificação de espessura mínima e estabilidade	338
14.2.6	Verificação de segurança contra deslizamento	339
14.2.7	Verificação de levantamento da borda menos carregada	339
14.2.8	Verificação das chapas de aço	340
	Referências e bibliografia recomendada	341
15	Dimensionamento dos pilares	343
15.1	Obtenção de esforços e combinações	343
15.1.1	Efeitos globais de segunda ordem	346
15.1.2	Efeitos locais de segunda ordem	351
15.2	Dimensionamento das armaduras longitudinais	353
15.3	Dimensionamento das armaduras transversais	356
15.4	Proteção contra a flambagem das barras	357
	Referências e bibliografia recomendada	357
A	Tabelas de flechas e rotações	359
B	Tabelas de Leonhardt	361
C	Tabelas de Rüsch	367
D	Tabelas de flexão composta normal	409
E	Linhas de influência de longarinas isostáticas	417
F	Lajes com continuidade	423
G	Transversinas acopladas ao tabuleiro	441
i	Exercícios propostos	451
ii	Projetos propostos	459

CAPÍTULO 1

Introdução

“Denomina-se *Ponte* a obra destinada a permitir a transposição de obstáculos à continuidade de uma via de comunicação qualquer. Os obstáculos podem ser: rios, braços de mar, vales profundos, outras vias etc.” (MARCHETTI, 2008, p. 1). Nas situações em que o obstáculo a ser transposto não tem água a ponte é chamada de viaduto.

As pontes têm grande fator de importância na evolução da engenharia civil, visto que exigem tecnologias cada vez mais inovadoras e criativas para vencer os desafios impostos por condições climáticas, arquitetônicas, geológicas, logísticas etc. Além disso, relacionam-se diretamente ao grau de desenvolvimento de cidades, sendo indispensáveis economicamente para diversas situações de transporte de pessoas e mercadorias.

1.1 Definições

Os elementos estruturais que compõem uma ponte podem ser divididos nos componentes listados a seguir, conforme ilustrado na sequência Figura 1.1:

A superestrutura é formada pelas estruturas principais e secundárias. As principais são compostas pelas peças estruturais que têm a função de vencer o vão livre, enquanto as secundárias são constituídas pelos tabuleiros, que são os membros que recebem as ações diretas das cargas e as transmitem para a estrutura principal.

A mesoestrutura é composta pelos aparelhos de apoio e estes fazem a ligação entre a superestrutura e os elementos de suporte, quais sejam: (a) pilares; (b) encontros; e (c) elementos de fundação. Os aparelhos de apoio devem ser dimensionados e

construídos de forma que apresentem condições de vinculação compatíveis com as ligações utilizadas em projeto.

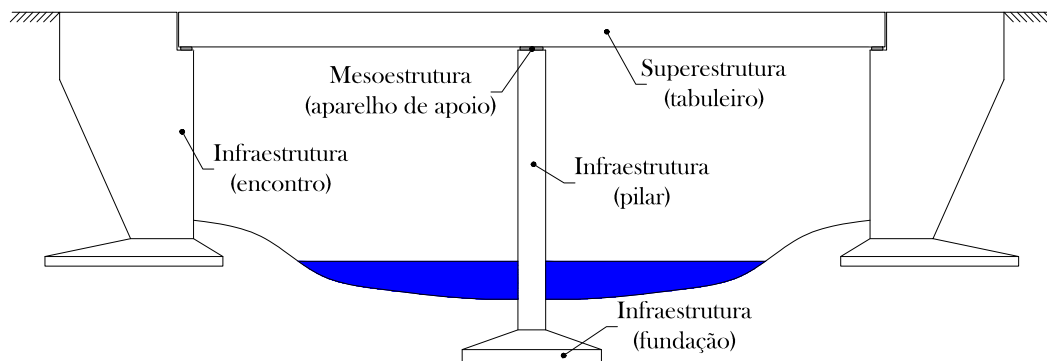


Figura 1.1: Esquema ilustrativo da composição de pontes. Fonte: adaptada de El Debs e Takeya (2009).

A infraestrutura é constituída por encontros, pilares e elementos de fundação, estes podem ser caracterizados como: (a) sapatas; (b) tubulões; (c) blocos superficiais; e (d) blocos estaqueados. Os encontros são situados nas extremidades e ficam em contato com aterros da via, trabalhando como muros de arrimo e suporte da superestrutura. Os pilares encontram-se nos vãos intermediários com função de apoio da superestrutura. Simplificadamente, a infraestrutura transmitirá os esforços provenientes da superestrutura para o material com capacidade de carga resistente, neste caso o solo ou a rocha.

A seção transversal de um tabuleiro de pontes rodoviárias pode ser dividida e caracterizada como a seguir, conforme citam El Debs e Takeya (2009):

A pista de rolamento é dividida em faixas e estas compreendem o espaço de tráfego mais intenso dos automóveis. O acostamento é a região adicional às faixas que pode ser utilizado em situações emergenciais e deverá seguir com defensas que servem como objetos de proteção em impactos de automóveis. Os passeios destinam-se ao tráfego de pedestres e devem ser protegidos por guarda-rodas que impedirão o acesso dos veículos ao passeio, e de guarda-corpos para prevenir acidentes.

As defensas são constituídas por barreiras de concreto ou defensas metálicas. O *Manual de Projetos de Obras-de-Arte Especiais* (1996) define as barreiras de concreto como sendo dispositivos rígidos, de concreto armado, para proteção lateral de veículos. Elas devem possuir altura, capacidade resistente e geometria adequadas para impedir a queda do veículo, absorver o choque lateral e propiciar sua recondução à faixa de tráfego.

As defensas metálicas exercem as mesmas funções das barreiras de concreto, porém possuem aplicações distintas, visto que as metálicas são utilizadas nas vias de acesso e as barreiras de concreto ao longo da ponte. O Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) recomenda que:

As defensas metálicas, dispositivos de proteção lateral nas rodovias, não fazem parte, propriamente, das obras-de-arte especiais; entretanto, a transição entre as defensas metálicas, flexíveis, da rodovia, e as barreiras de concreto, rígidas, das obras-de-arte especiais, deve ser feita sem solução de continuidade e sem superfícies salientes (DNER, 1996, p. 42).

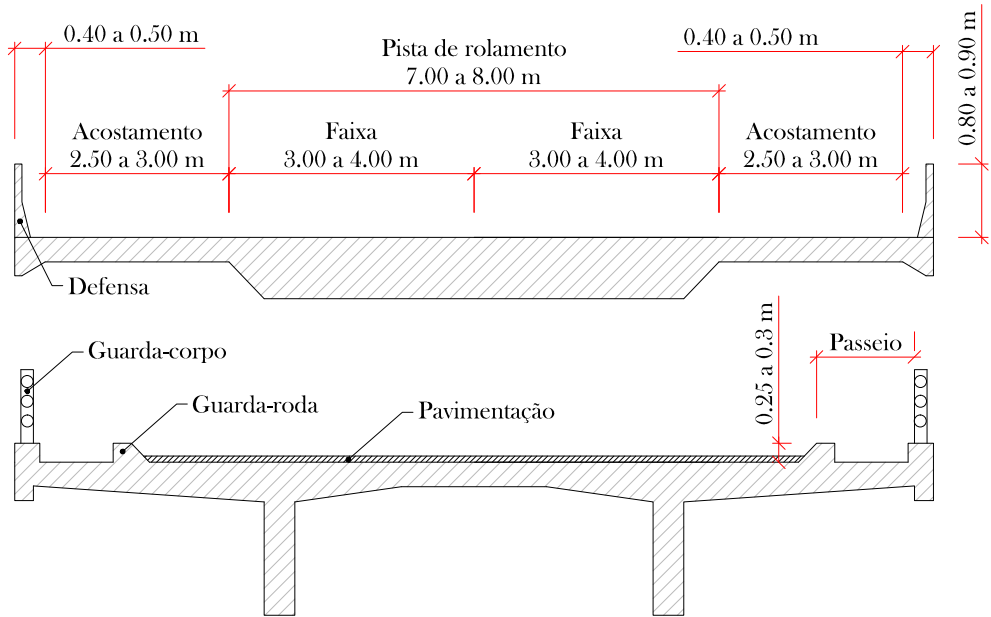


Figura 1.2: Dimensões e caracterizações de elementos que compõem seções transversais de pontes. Fonte: adaptada de El Debs e Takeya (2009).

Outros componentes secundários também são importantes na caracterização de uma ponte, dentre eles, os quais se destacam:

- lajes de transição: são as unidades que realizam a transição entre o tabuleiro e a via de acesso à ponte;
- cortinas e alas: são estruturas que servem de suporte para as lajes de transição em pontes sem encontros, em geral diminuindo os problemas gerados por aterros mal compactados;
- juntas de dilatação: são espaços entre elementos estruturais preenchidos por materiais com alta capacidade de deformação e baixo módulo de elasticidade.

Para maiores detalhes de membros que constituem uma estrutura de ponte, o *Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais* (DNER, 1996) traz uma série de recomendações para dimensões, critérios de dimensionamento, caracterização de cargas,

tipos de materiais a serem utilizados e outros aspectos para que se evitem problemas em juntas de dilatação, lajes de transição, defensas, guarda-rodas, guarda-corpos etc.

Diversas pontes no estado de São Paulo encontram-se em manutenção para a criação de acostamentos ou novas faixas, pois ocorrem diversos acidentes em pontes que possuem menos faixas que as vias de acesso ou não possuem acostamentos.

1.2 Tipos de seções transversais

1.2.1 Seções maciças

São seções típicas de pontes em laje, nas quais se tem um peso próprio elevado, tornando o sistema estrutural pouco eficiente em virtude da baixa relação do momento de inércia pela área da seção transversal. A Figura 1.3 aponta seções maciças típicas.

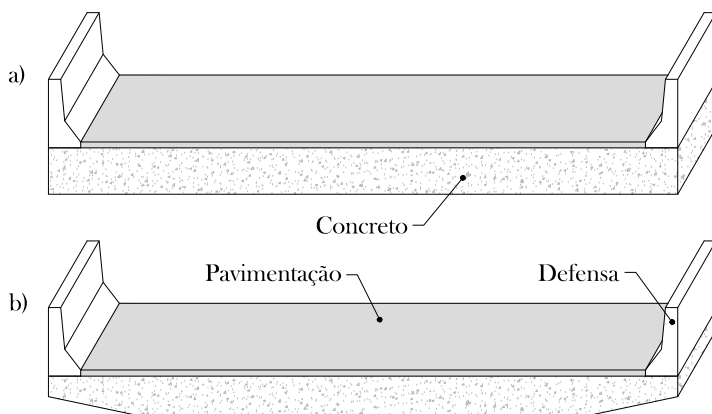


Figura 1.3: Seções típicas para pontes em lajes maciças moldadas no local: (a) sem balanços; (b) com balanços.

São pontes comumente executadas em concreto armado ou protendido e de simples execução. Possuem uma melhor relação custo-benefício para vãos de até 20 m de acordo com O'Brien e Keogh (1999). Enquanto isso, Chen e Duan (2000) alegam que se tornam econômicas em vãos simplesmente apoiados de até 9 m e em vãos contínuos de até 12 m.

O uso de balanços com espessuras reduzidas melhora o comportamento estrutural, diminuindo o peso do conjunto sem diminuir excessivamente os momentos de inércia, entretanto é uma medida adotada principalmente para melhorar a estética.

Em alguns casos, são utilizados elementos pré-moldados que podem dispensar escoramentos e aceleram a execução da obra, tornando o sistema mais competitivo. O'Brien e Keogh (1999) ilustram um caso de tabuleiro composto por vigas pré-moldadas justapostas com adição posterior de concreto *in loco*. Assim, o escoramento pode ser dispensado sem comprometimento da estrutura (Figura 1.4).

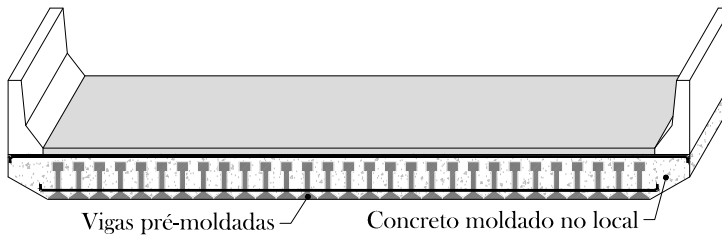


Figura 1.4: Seções maciças com vigas pré-moldadas.

1.2.2 Seções vazadas

As seções vazadas apresentam redução da massa e maior momento de inércia quando comparadas às maciças, sendo executadas em concreto armado ou por sistemas de protensão com pós-tração. São preferíveis em situações nas quais o projetista requer espessuras pequenas quando comparadas a outros tipos de seções transversais. O'Brien e Keogh (1999) caracterizam esse sistema como vantajoso financeiramente para vãos entre 20 m e 30 m. Aponta-se como desvantagem a maior complexidade de execução em relação às seções maciças pelos furos ao longo da peça. A Figura 1.5 ilustra uma seção vazada típica para pontes em laje.

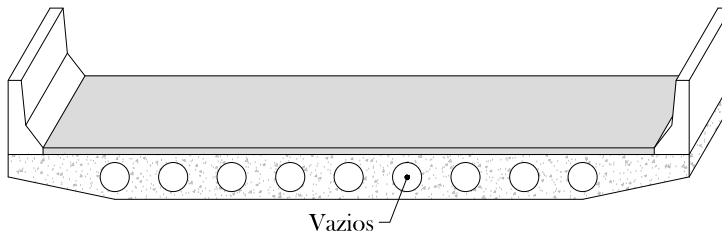


Figura 1.5: Seções vazadas para pontes em laje. Fonte: O'Brien e Keogh, 1999.

1.2.3 Seções T

Esse tipo de seção é caracterizado pelas longarinas, que costumam ser: (a) treliçadas; (b) em perfis metálicos com seção (Figura 1.6a); (c) em vigas pré-moldadas ou pré-fabricadas em concreto armado ou protendido com seção I ou T (Figura 1.6b); e (d) em vigas de concreto armado ou protendido retangulares moldadas *in loco*. As lajes apresentam espessuras reduzidas e consolidam a seção, conferindo monoliticidade, uma vez que são unidirecionais com o sentido predominante de flexão perpendicular ao fluxo de automóveis.

São seções menos vantajosas estruturalmente que as vazadas, pois possuem mais matéria próximo à linha neutra. O'Brien e Keogh (1999) afirmam que são mais utilizadas para vãos entre 20 m e 40 m; e Chen e Duan (2000) indicam que são geralmente mais econômicas em vãos entre 12 m e 18 m. Para vigas pré-fabricadas

ou pré-moldadas tem-se o peso como limitação desse sistema.

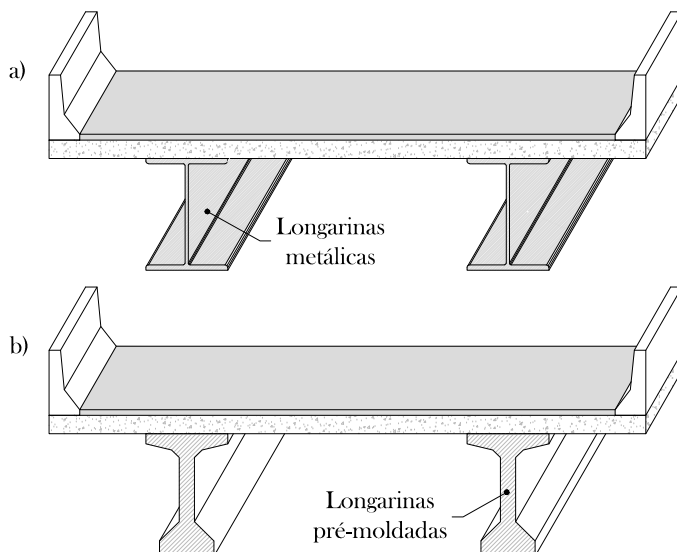


Figura 1.6: Seção para pontes em viga: (a) vigas metálicas; (b) vigas pré-moldadas.

Esse tipo de seção transversal apresenta como vantagens:

- a) flexibilidade na escolha dos materiais a serem utilizados: possibilidade de usar vigas em concreto armado ou protendido, em aço ou mistas e lajes em concreto armado ou protendido;
- b) flexibilidade na escolha da seção transversal das vigas;
- c) possibilidade de utilização de elementos pré-moldados, pré-fabricados ou moldados no local, conferindo maior flexibilização quanto à logística do canteiro;
- d) possibilidade de desprezar o uso de escoramentos em determinadas situações;
- e) facilidade na determinação dos esforços, obtendo-se bons resultados com cálculos simplificados;
- f) execução rápida.

Tonias e Zhao (2007) explanam que as transversinas são unidades secundárias que atuam, geralmente, sem receber carregamentos principais da superestrutura, mas são dimensionadas para prevenir deformações nas seções transversais dos pórticos da superestrutura e fornecem melhor distribuição de cargas verticais entre as longarinas, permitindo que o tabuleiro trabalhe de forma única.

Tonias e Zhao (2007) declaram ainda que o espaçamento longitudinal das transversinas depende do tipo de elementos primários escolhido e do comprimento dos vãos, já a escolha varia com o tipo de estrutura e a preferência do projetista.

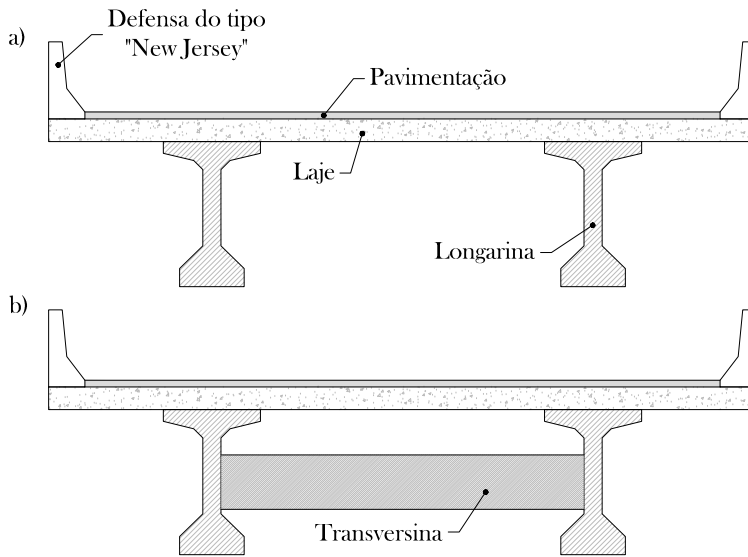


Figura 1.7: Seção para pontes em viga de concreto: (a) sem transversinas; (b) com transversinas.

Algumas desvantagens no uso de transversinas são:

- a) aumento do custo;
- b) aumento do tempo de execução.

Isso acontece uma vez que ocorre aumento do consumo de concreto e aço, além de as transversinas geralmente serem moldadas no local, ou seja, reduz-se a velocidade da construção, posto que é comum o emprego de longarinas pré-moldadas nesse tipo de seção transversal. Todavia, podem-se executar as transversinas com protensão posterior, agilizando o processo e gerando maior complexidade no processo construtivo.

1.2.4 Seções celulares

São extensões da concepção de seções vazadas e possuem alto momento polar de inércia, conferindo rigidez elevada à torção com pequena taxa de massa. Tornam-se convenientes para vãos superiores a 40 m (O'BRIEN; KEOGH, 1999).

Exigem altura suficiente para inspeção e recuperação, uma vez que são suscetíveis à ocorrência de patologias internas à seção, que não seriam vistas externamente. Na prática, surgiram muitos problemas com pessoas morando nesses locais, agravando as patologias.

A Figura 1.8 expõe a evolução da concepção das seções transversais com redução de massa e ganhos na eficiência estrutural. A desvantagem desse tipo de seção trans-

versal está na maior complexidade de execução e produção das fôrmas, o que pode torná-la inviável em determinadas situações.

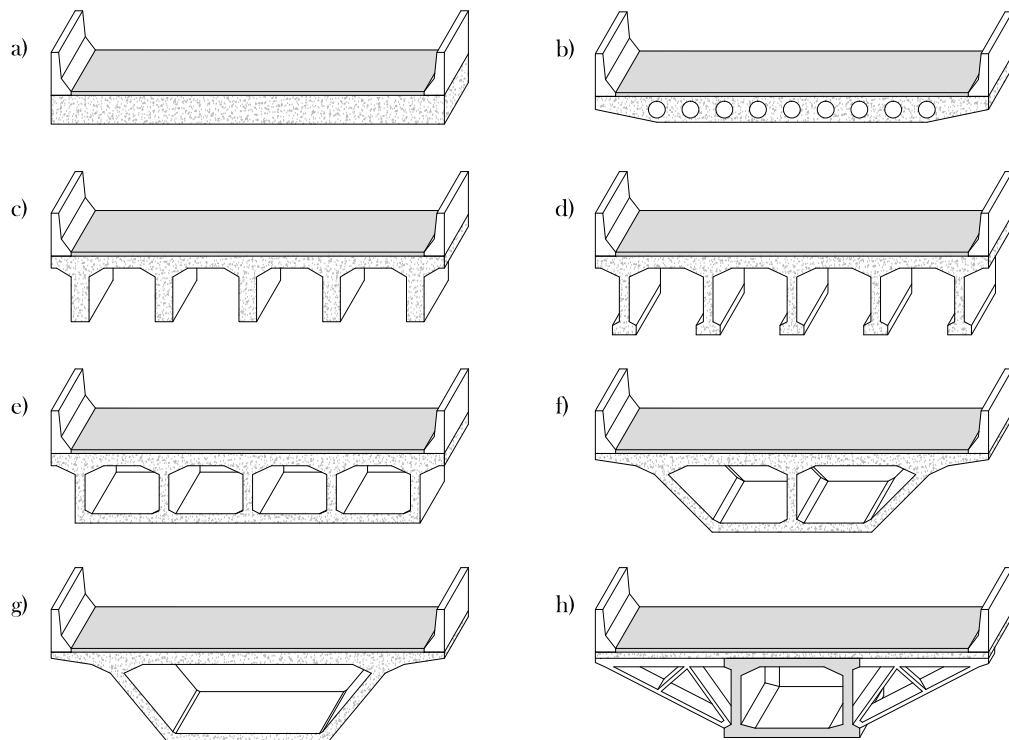


Figura 1.8: Evolução das seções transversais: (a) seção maciça; (b) seção vazada; (c) seção T; (d) seção T com alargamento da mesa inferior; (e) seção multicelular; (f) seção multicelular com redução de espessura nos balanços; (g) seção unicelular com redução de espessura nos balanços; (h) seção caixão treliçada.

Para estudar a distribuição dos esforços ao longo da seção transversal nesse tipo de estrutura, simulam-se diferentes posições de carregamentos para que seja possível caracterizar momentos fletores e de torção, esforços cortantes e axiais nas mesas e almas da seção celular. Schlaich e Scheef (1982) descrevem com maiores detalhes os locais em que ocorrem os maiores esforços ao longo da seção transversal.

1.3 Sistemas estruturais

1.3.1 Pontes em laje

De acordo com Hambly (1991), a superestrutura de pontes em laje é composta por elementos estruturais contínuos em planos bidimensionais, onde as cargas aplicadas são suportadas por distribuições bidimensionais de forças cortantes, momentos fletores e momentos de torção. Logo, os esforços são mais complexos que em sistemas usuais

de barras unidimensionais.

São sistemas que apresentam boa capacidade de redistribuição de esforços, podendo ser lajes contínuas ou biapoiadas, maciças ou vazadas. A Figura 1.9 ilustra como esse sistema é caracterizado usualmente.

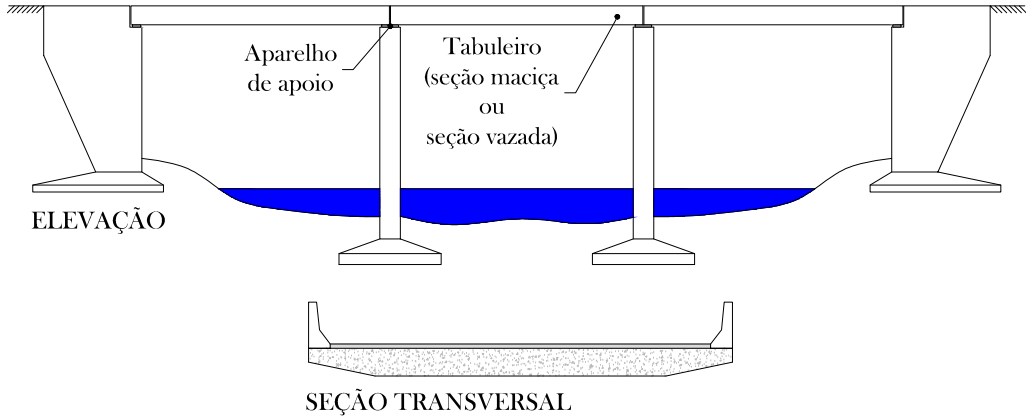


Figura 1.9: Ponte em laje com seção maciça.

O estudo dos esforços e dos deslocamentos costuma ser realizado por métodos analíticos simplificados ou aproximados por diferenças finitas, analogia de grelha, elementos finitos ou elementos de contorno. As soluções analíticas são baseadas na teoria de placas na teoria de cascas. A primeira é mais simples e reproduz bons resultados. A segunda é mais complexa e considera esforços horizontais no tabuleiro.

Nesse tipo de tabuleiro com apoios nas extremidades, a seção deforma nos sentidos ortogonal e longitudinal a depender da rigidez da seção, sendo os momentos fletores principais no sentido do tráfego, nos quais os esforços são transmitidos para os apoios diretamente pela rigidez da seção. Fu e Wang (2015) relatam que os momentos de torção devidos às curvaturas em ambos os sentidos são de pequena intensidade e podem ser desprezados.

Como vantagens desse sistema estrutural, citam-se:

- a) o tabuleiro apresenta espessura reduzida quando comparado às pontes em viga, ou seja, facilita o fluxo de veículos ou barcos que possam transitar pela parte inferior;
- b) é preferível em algumas situações por questões estéticas, transmitindo uma sensação de esbelteza e leveza;
- c) o sistema construtivo é simples e ágil;
- d) pode ou não apresentar juntas de dilatação;
- e) os esforços nos pilares são reduzidos, uma vez que não há transferência de momentos fletores em virtude do emprego de aparelhos de apoio.

Porém, há algumas desvantagens que tornam esse sistema estrutural pouco eficiente para grandes vãos:

- a) possui elevado peso próprio em virtude da baixa relação do momento de inércia pela área da seção transversal;
- b) para vencer vãos maiores, torna-se necessária a introdução de seções vazadas para reduzir o peso próprio, porém isso torna a execução mais complexa e demorada;
- c) para sistemas construtivos com elementos pré-moldados ou em balanços sucessivos, as aduelas tornam-se muito pesadas, o que acaba limitando o tamanho dos vãos.

1.3.2 Pontes em viga

As pontes em viga constituem sistemas estruturais compostos por longarinas com ou sem transversinas servindo como suporte para lajes, que receberão os carregamentos diretamente.

As longarinas se apoiam sobre os pilares sem transmissão de momentos fletores. Assim, é comum o tratamento da análise estrutural separando a superestrutura da mesoestrutura e considerando os apoios indeformáveis.

A Figura 1.10 exhibe os componentes de uma ponte em viga com vigas em seções I, indicando os aparelhos de apoio.

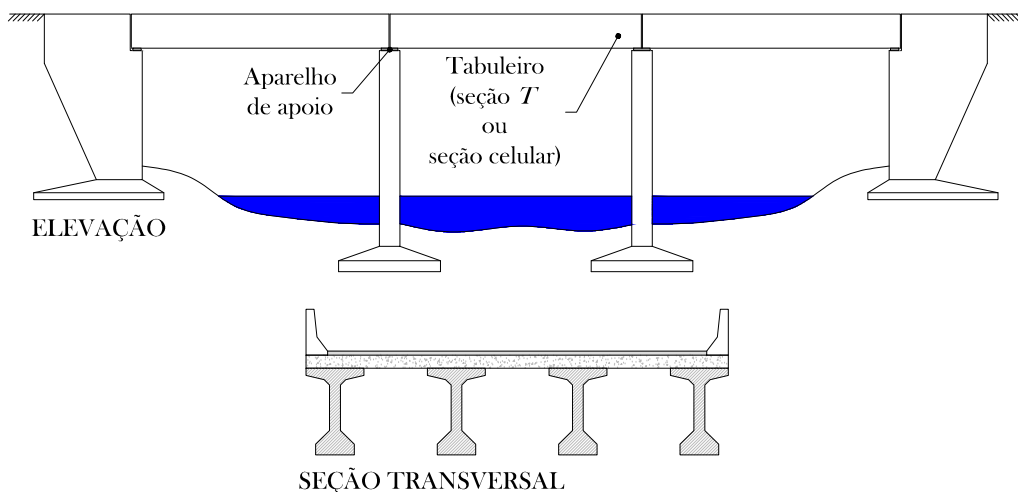


Figura 1.10: Ponte em viga com seção T.

O dimensionamento dos esforços e dos deslocamentos das longarinas pode ser realizado analítica ou numericamente pela teoria de vigas, acrescida dos métodos das forças ou dos deslocamentos para estruturas hiperestáticas. Em análises numéricas, é

uma prática geral discretizar as lajes e as vigas como elementos de barras, formando grelhas, ou utilizar soluções em elementos finitos para o tabuleiro.

Analiticamente, é usual o emprego de linhas de influência criadas a partir do estudo da variabilidade gerada pela carga móvel ao longo da seção transversal nos esforços das longarinas. Segundo Abreu e Aguiar (2016), uma linha de influência representa a variação de um determinado efeito elástico em uma seção de uma estrutura reticulada, devido a uma força vertical orientada para baixo e unitária que percorre toda a estrutura.

Quando se adotam transversinas intermediárias, sugere-se o uso de métodos que considerem as longarinas como apoios deslocáveis, como: (a) Engesser-Courbon; (b) Leonhardt; (c) Guyon-Massonet-Bares e outros. Porém, quando a viga não possui travamentos intermediários, Hambly (1991) sugere a análise dos esforços e dos deslocamentos longitudinais a partir de simples combinações de vigas, considerando parte da laje como elementos da viga, atuando como mesas superiores (Figura 1.11a). Todavia, alguns cuidados devem ser tomados ao estudar os deslocamentos transversais nas longarinas, visto que surgem rotações que não são determinadas quando se considera a teoria de vigas convencional (Figura 1.11b).

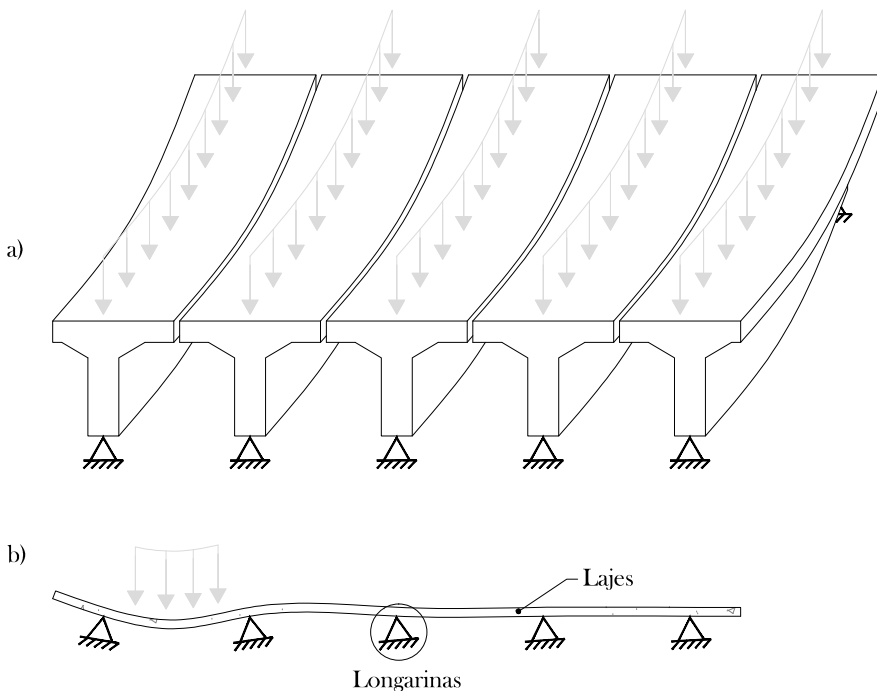


Figura 1.11: Análise estrutural de pontes em viga: (a) tratamento do tabuleiro como sendo diversas vigas isoladas; (b) deslocamentos transversais da seção considerando as lajes como barras contínuas e as longarinas como apoios indeslocáveis. Fonte: adaptada de Hambly (1991).

Destaca-se que esses métodos para tratamento das longarinas podem ser substituídos por modelos numéricos mais robustos, como: (a) modelo de pórtico; (b) modelo de grelha; (c) associação pórtico-grelha; (d) método das diferenças finitas; (e) método dos elementos finitos; e (f) método dos elementos de contorno. Para maiores detalhes sobre a aplicação em estruturas de pontes, consultar Cavalcante (2016).

Esse é o sistema estrutural mais utilizado em pontes, uma vez que apresenta as vantagens citadas para seções T e celulares, porém costumam ser limitadas em função do tamanho do vão, pois precisam de alturas consideráveis para as longarinas ou para a seção celular. Além disso, costumam ser executadas com sistemas construtivos pré-moldados e, assim, grandes vãos exigem equipamentos maiores e mais caros, o que costuma inviabilizar a sua utilização.

Todavia, em pontes com vãos pequenos, acaba sendo o sistema mais vantajoso financeiramente pela agilidade e pela simplicidade no dimensionamento e na execução, além de ser normalmente mais barato quando comparado às pontes em laje.

1.3.3 Pontes em pórtico

As pontes em pórtico diferenciam-se das pontes em laje e em viga por apresentarem ligações rígidas ou semirrígidas entre as partes do tabuleiro e dos pilares ou paredes dos encontros.

Leonhardt (1979) explica que a extremidade da viga é engastada, assim, uma parcela do momento é diminuída pelo momento negativo do engastamento, o que conduz à redução da altura necessária do vão. É comum o uso desse tipo de sistema estrutural em pontes com tramo único.

A Figura 1.12 expõe um exemplo de ponte em pórtico, no qual há um aumento da altura da seção transversal próximo aos pilares.

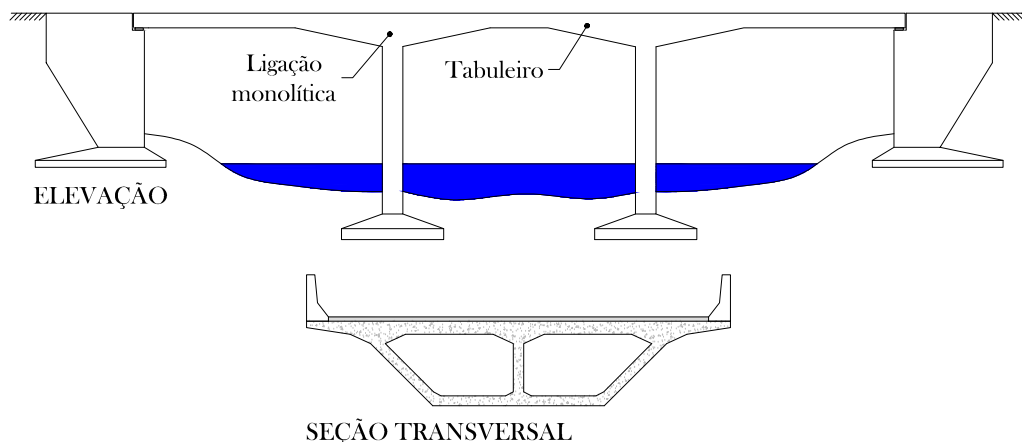


Figura 1.12: Exemplo de ponte em pórtico.

O método de análise estrutural para esse sistema deve integrar os pilares com a superestrutura, fazendo com que modelos de grelha já não sejam viáveis. Para tanto, seriam necessários modelos de pórticos, associação pórtico-grelha ou elementos finitos. O cálculo das linhas de influência emprega os métodos abordados no tópico sobre pontes em viga.

A Figura 1.13 ilustra casos típicos de distribuições de momentos fletores para pontes em viga, laje ou pórtico que podem apresentar rótulas (Figura 1.13a), continuidades entre tabuleiros (Figura 1.13b) e continuidades com pilares e encontros (Figura 1.13c). Estes podem ser interpretados como casos usuais de tabuleiros pré-moldados quando são simplesmente apoiados nos pilares e moldados no local ou quando possuem ligações monolíticas e contínuas com os pilares e/ou encontros.

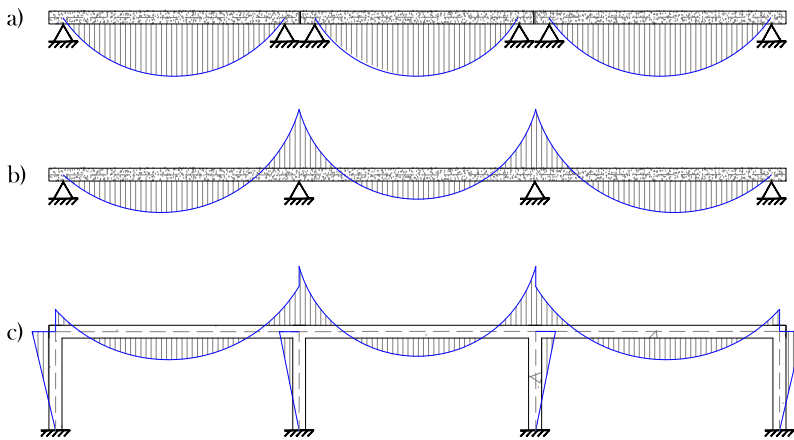


Figura 1.13: Típica distribuição de momentos fletores para pontes em laje, viga e pórtico: (a) tabuleiros simplesmente apoiados; (b) tabuleiros contínuos nos apoios intermediários; (c) tabuleiros com ligações rígidas nos apoios.

As ligações devem ser executadas para que o desempenho real seja compatível com as vinculações utilizadas no modelo de cálculo, sendo comum o uso de aparelhos de apoio para desvincular o tabuleiro dos pilares e o emprego de concretagens posteriores entre vigas pré-moldadas para que se tenha ou não continuidade nas transmissões de esforços entre vãos. Porém, em pontes em pórtico, as ligações devem ser realizadas sem aparelhos de apoio, conforme apresentado.

Esse sistema estrutural é interessante quando é preciso tornar a estrutura mais rígida e em situações nas quais a execução possa ser efetuada com concreto moldado no local sem grandes empecilhos. Além disso, as ligações monolíticas com os pilares reduzem as flechas no tabuleiro, possibilitando a redução da altura.

Contudo, é um sistema estrutural cuja execução é mais lenta quando comparado às pontes em viga e em laje e nem sempre é viável concretar a ligação do tabuleiro com os pilares no local.

1.4 Linhas de influência

Neste item são expostos os métodos para obtenção das linhas de influência, ferramenta essencial para obtenção do comportamento estrutural das longarinas ou de estruturas sujeitas a cargas móveis. Neste livro são apresentadas apenas as linhas de influência para obtenção das reações de apoio nas longarinas, todavia podem ser empregadas com o intuito de lograr esforços normais, cortantes e momentos fletores em longarinas, pilares e outros elementos estruturais.

1.4.1 Método das longarinas indeslocáveis

Este método considera as longarinas ou apoios indeslocáveis e é bastante didático e de fácil interpretação, porém resulta em valores superiores aos reais.

Inicialmente, deve-se definir a seção transversal da ponte e introduzir apoios fixos no centro de gravidade das longarinas e, interpretando-se as lajes como vigas. Portanto, uma carga unitária P é posicionada sobre a seção transversal a uma distância x da extremidade (Figura 1.14).

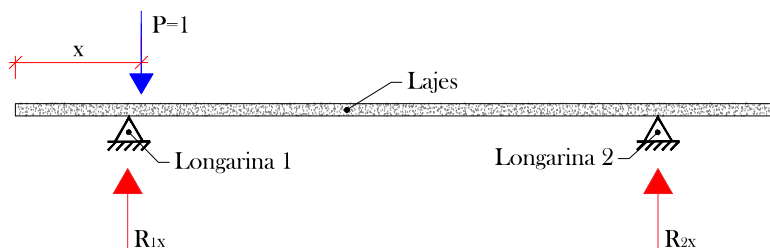


Figura 1.14: Modelo para obtenção das reações de apoio nas longarinas a partir do emprego de linhas de influência.

As reações de apoio R_{1x} e R_{2x} indicam os valores obtidos para cada longarina quando a carga P está posicionada na distância x .

Portanto, com os resultados obtidos, desenham-se as linhas de influência para o número de longarinas utilizadas na seção transversal (Figura 1.15). As funções η_1 e η_2 representam as linhas de influência para as reações de apoio nas longarinas do modelo exposto.

Posto isso, a carga de interesse é introduzida no ponto desejado ao longo da seção transversal e os resultados das reações de apoio R_1 e R_2 são introduzidos ao longo do sentido longitudinal da longarina para determinação dos esforços (Figura 1.16).

Quando se tem apenas duas longarinas, os resultados serão os mesmos independentemente do modelo usado, uma vez que o sistema é isostático. Aparentemente, o processo pode ser dispensado porque os valores máximos são obtidos em locais de fácil visualização. Mas quando se tem mais de duas longarinas, o problema fica mais

complexo e os resultados não são obtidos diretamente sem os métodos descritos neste item.

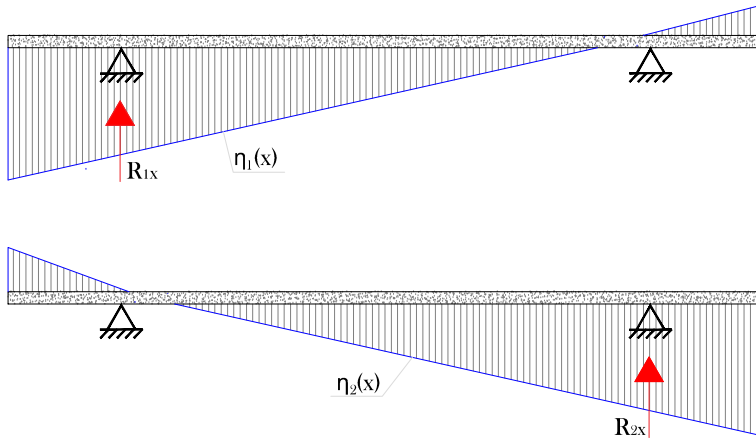


Figura 1.15: Resultados das linhas de influência para as reações de apoio nas longarinas do modelo anterior.

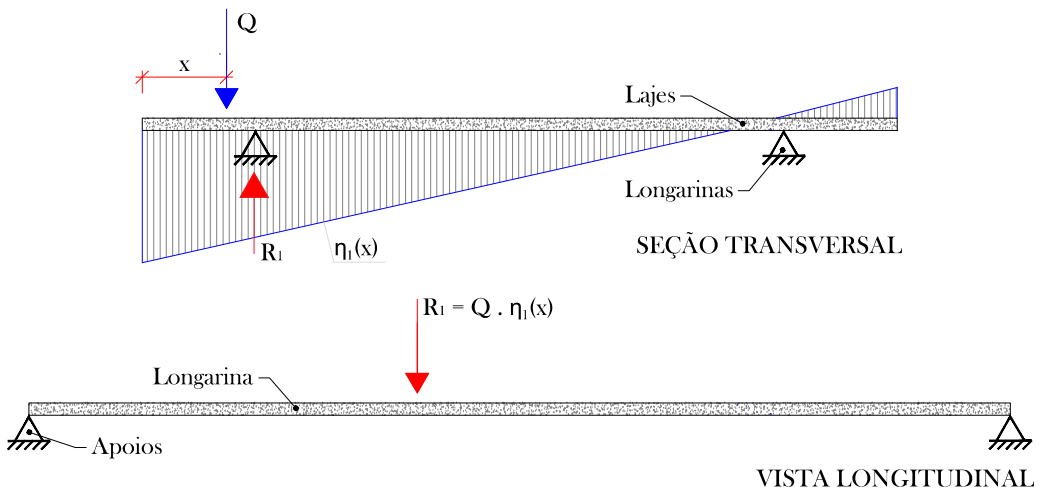


Figura 1.16: Modelo para obtenção dos esforços nas longarinas.

Na maioria dos casos as longarinas podem apresentar flechas consideráveis, tornando os resultados do método das longarinas indeslocáveis menos exatos. Logo, existem alguns métodos simplificados que consideram os deslocamentos verticais das longarinas, dentre eles:

- método de Engesser-Courbon;
- método de Leonhardt;
- método de Guyon-Massonet-Bares.

1.4.2 Método de Engesser-Courbon

O método de Engesser-Courbon trata as transversinas com rigidez infinita, tornando as deformações da seção transversal desprezíveis. Segundo Rebouças et al. (2016), isso fez com que o comportamento mecânico do conjunto à flexão transversal, na região das transversinas, ficasse semelhante ao de uma viga deslocando como corpo rígido sob apoios elásticos. Essa consideração foi criada em virtude das pequenas deformações elásticas do tabuleiro quando comparadas às das longarinas. (Figura 1.17).

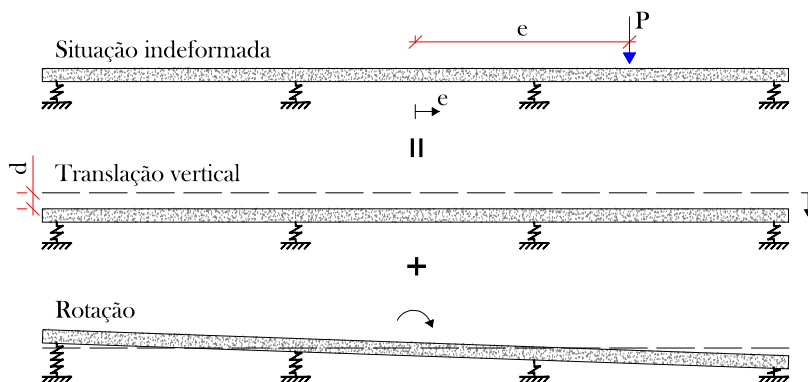


Figura 1.17: Deslocamento de corpo rígido para uma seção com cinco longarinas. Fonte: adaptada de Rebouças et al. (2016).

As restrições na geometria da seção transversal para aplicação do modelo são citadas por Stucchi (2006):

- a) a largura da seção transversal é menor que metade do vão;
- b) a altura das transversinas é da mesma ordem de grandeza que aquela das longarinas;
- c) as espessuras das longarinas e das lajes são pequenas.

Além disso, adotam-se as mesmas hipóteses simplificadoras relativas à teoria de vigas e de acordo com Alves et al. (2004):

- a) as longarinas são paralelas, ligadas entre si perpendicularmente por transversinas e possuem seções transversais com dimensões constantes ao longo do comprimento;
- b) as transversinas estão simplesmente apoiadas nas longarinas e admite-se que possuem rigidez infinita à flexão, desprezando-se suas deformações em relação às das longarinas;
- c) desprezam-se os efeitos de torção.

Assim, obtêm-se as reações de apoio para cada longarina (R_i) a partir da seguinte formulação:

$$R_i = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \frac{(2i - n - 1)e}{(n^2 - 1)\xi} \right] \quad (1.1)$$

Sendo:

i = número da i -ésima longarina, contada a partir da esquerda;

P = carga atuante na seção transversal com transversina;

n = número de longarinas;

e = excentricidade horizontal da carga P em relação ao baricentro da seção transversal, sendo o sentido positivo da esquerda para direita;

ξ = distância entre eixos das longarinas, consideradas igualmente espaçadas.

Por fim, obtêm-se o coeficiente de repartição transversal de cada longarina a partir da consideração de que P é uma carga unitária, ou seja, esse valor é uma parcela da totalidade da carga P que é absorvida individualmente.

$$r_{ie} = \frac{1}{n} \left[1 + 6 \frac{(2i - n - 1)e}{(n^2 - 1)\xi} \right] \quad (1.2)$$

Em que:

r_{ie} = coeficiente de repartição de carga da longarina i .

1.4.3 Método de Leonhardt

De acordo com Rebouças et al. (2016), o método desenvolvido pelo alemão Leonhardt nas décadas de 1940 e 1950 é considerado bastante prático e de tratamento matemático relativamente simples. Nele, considera-se a flexibilidade das transversinas, ou seja, não existe a consideração de que o tabuleiro é indeformável.

Segundo Neto (2015), Leonhardt estuda o efeito de grelha aplicando a teoria das deformações elásticas considerando apenas uma transversina central e supondo as longarinas com momento de inércia constante e simplesmente apoiadas nos extremos.

Como no método anterior, as simplificações da teoria de vigas também são válidas com os seguintes acréscimos, segundo Alves et al. (2004):

- a) todas as transversinas do tabuleiro são representadas por uma única transversina fictícia, apoiada no meio dos vãos das diversas longarinas;

- b) essa transversina fictícia é considerada simplesmente apoiada nas longarinas;
- c) desprezam-se os efeitos de torção.

O cálculo da inércia equivalente da transversina central é realizado a partir da equação:

$$I_{eq,t} = K I_t \quad (1.3)$$

Sendo:

$I_{eq,t}$ = momento de inércia equivalente da transversina central;

I_t = momento de inércia da transversina central;

K = coeficiente de majoração do momento de inércia da transversina central.

O coeficiente K é definido de acordo com a Tabela 1.1.

Tabela 1.1: Obtenção do coeficiente de majoração do momento de inércia da transversina central a partir do número de transversinas intermediárias.

Nº de transversinas intermediárias	Coeficiente K
1 ou 2	1
3 ou 4	1.6
5 ou mais	2

Logo, determina-se o grau de rigidez da grelha. Esse é um parâmetro que verifica a eficiência do conjunto de transversinas intermediárias na distribuição transversal dos carregamentos, ou seja, quanto maior o grau, maior é a distribuição de cargas.

$$\zeta = \frac{I_l}{I_{eq,t}} \left(\frac{L}{2\zeta} \right)^3 \quad (1.4)$$

Em que:

ζ = grau de rigidez da grelha;

I_l = momento de inércia das longarinas;

L = tamanho do vão das longarinas, consideradas simplesmente apoiadas.

Para Neto (2015), ainda existem considerações a serem feitas para alguns casos:

- quando a viga principal tem momento de inércia variável, o cálculo dos coeficientes de distribuição deve ser feito diretamente pelo processo de grelhas, porém de modo aproximado. O problema poderá ser resolvido multiplicando-se o momento de inércia no centro da viga pelos coeficientes ψ_c e ψ_v ;
- se existirem mais de duas transversinas intermediárias, substituem-se estas por uma só transversina virtual com momento de inércia majorado pelo coeficiente K ;
- para as vigas contínuas com momento de inércia constante, podem-se utilizar fatores dados em tabelas, permitindo, assim, corrigir os momentos de inércia da viga real, para efeito do uso das tabelas de coeficientes de distribuição;
- algumas tabelas não podem ser usadas para casos com longarinas externas mais reforçadas, sendo necessário utilizar dados fornecidos por Leonhardt.

A partir do grau de rigidez da grelha, obtêm-se os coeficientes de repartição transversal do tabuleiro. Estes são denominados r_{ji} , em que o índice j indica a longarina que se está avaliando, e i , o ponto onde está sendo aplicada a carga unitária. Uma vez obtidos os valores dos coeficientes r_{ji} , as linhas de influência e os esforços são obtidos de forma análoga ao método de Engesser-Courbon.

A Figura 1.18 apresenta um exemplo de aplicação do método de Leonhardt para uma ponte com quatro longarinas.

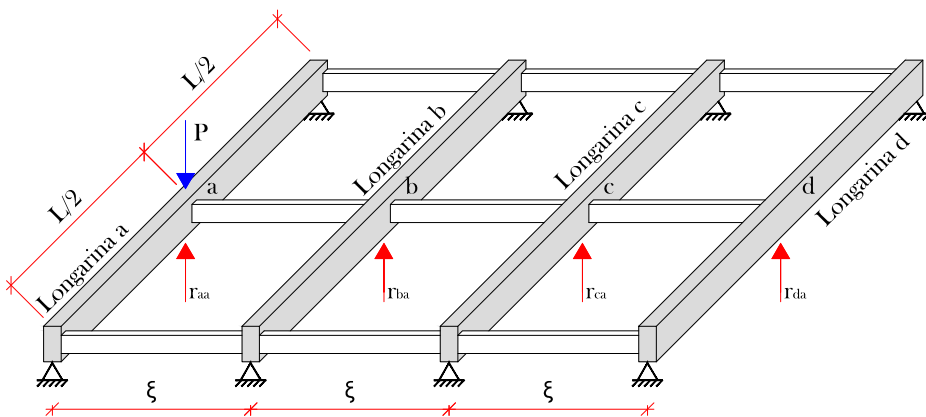


Figura 1.18: Exemplo de aplicação do método de Leonhardt.

Estando a carga P no ponto a :

r_{aa} = quinhão de carga de P no ponto a que solicita a longarina a ;

r_{ba} = quinhão de carga de P no ponto a que solicita a longarina b ;
 r_{ca} = quinhão de carga de P no ponto a que solicita a longarina c ;
 r_{da} = quinhão de carga de P no ponto a que solicita a longarina d .

Por equilíbrio de forças, sabe-se que:

$$r_{aa} + r_{ba} + r_{ca} + r_{da} = 1 \quad (1.5)$$

1.4.4 Método de Guyon-Massonet-Bares

O método de Guyon-Massonet-Bares difere dos apresentados até agora pela consideração da torção nas vigas e por tratar o sistema contínuo como uma placa ortotrópica. Em harmonia com Alves et al. (2004), são admitidas as hipóteses:

- a) a espessura da placa é constante e pequena em relação às demais dimensões;
- b) as deformações são puramente elásticas e obedecem à lei de Hooke e os deslocamentos são pequenos em relação à espessura da laje;
- c) pontos alinhados segundo uma normal à superfície média da laje indeformada encontram-se também linearmente dispostos em uma normal à superfície média na configuração deformada;
- d) pontos situados na superfície média da laje deslocam-se somente normalmente a ela;
- e) em relação ao material, admite-se que as propriedades elásticas sejam constantes, podendo ser diferentes nas duas direções ortogonais.

Considera-se que o espaçamento entre longarinas e transversinas é suficientemente pequeno para que o sistema se assemelhe a uma placa. Assim, o tabuleiro composto por laje, longarinas e transversinas é substituído por uma placa ortotrópica equivalente (Figura 1.19).

Além disso, admite-se que qualquer distribuição de carregamento ao longo do sistema equivalente seja aproximada por meio da expressão:

$$p(x) = p \operatorname{sen} \left(\frac{\pi x}{L} \right) \quad (1.6)$$

Em que:

$p(x)$ = função senoidal do carregamento distribuído;
 p = valor máximo do carregamento distribuído;
 x = distância longitudinal, partindo de uma borda.

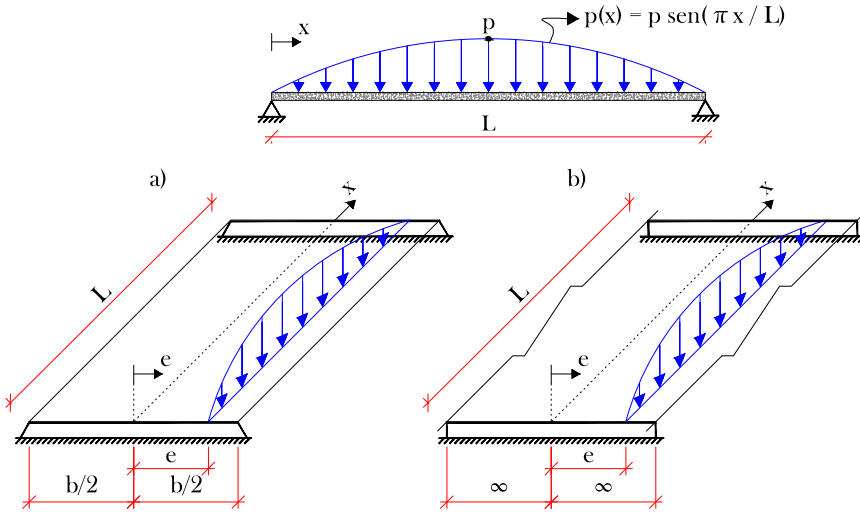


Figura 1.19: Simplificação do carregamento distribuído para tabuleiros com (a) larguras finitas; (b) larguras infinitas. Fonte: adaptada de San Martin (1981).

A partir dessas considerações, logra-se a formulação de superfície elástica para uma placa ortotrópica equivalente:

$$\rho_x \frac{\partial^4}{\partial x^4} w(x, y) + 2\varphi \sqrt{\rho_x \rho_y} \frac{\partial^4}{\partial y^2 \partial x^2} w(x, y) + \rho_y \frac{\partial^4}{\partial y^4} w(x, y) = p(x, y) \quad (1.7)$$

Sendo:

ρ_x = rigidez à flexão das longarinas;

ρ_y = rigidez à flexão das transversinas;

φ = parâmetro de torção;

$w(x, y)$ = função que representa os deslocamentos elásticos.

Os parâmetros podem ser obtidos a partir das equações:

$$\rho_x = \frac{EI_l}{L} \quad (1.8)$$

$$\rho_y = \frac{EI_t}{L_t} \quad (1.9)$$

$$\varphi = \frac{\rho_x + \rho_y}{2\sqrt{\rho_x \rho_y}} \quad (1.10)$$

Sendo:

L_t = comprimento das transversinas.

Utiliza-se uma carga P para simular a carga linear senoidal e é aplicada a premissa de que a seção transversal possui diversas longarinas, propondo, assim, a solução do sistema análogo a uma viga apoiada sobre base elástica (Figura 1.20).

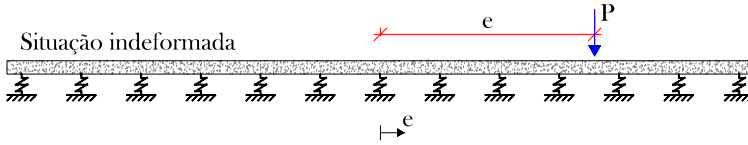


Figura 1.20: Transversina sobre base elástica. Fonte: adaptada de Rebouças et al. (2016).

Obtém-se então a equação:

$$\frac{d^4}{dy^4}v(y) + \frac{\rho_x \pi}{\rho_y L^4}v(y) = 0 \quad (1.11)$$

Sendo:

$v(y)$ = função do deslocamento vertical da viga.

Observa-se que a solução do sistema com uma viga apoiada sobre base elástica com uma carga concentrada é semelhante à solução de uma viga simplesmente apoiada sobre base elástica com módulo de recalque (μ_o):

$$\mu_o = \frac{\rho_x \pi}{\rho_y L^4} \quad (1.12)$$

Logo, calculam-se os índices de repartição transversal (χ_φ) a partir da solução da equação da superfície elástica da placa ortotrópica equivalente, utilizando tabelas propostas pelos autores. Para isso, determinam-se os seguintes parâmetros na continuidade:

- coeficiente de travejamento (θ), definido na Equação (1.13);
- parâmetro de torção (φ), definido na Equação (1.10);
- posição da carga, definida por sua excentricidade (e);
- pontos situados na superfície média da laje são deslocados apenas na direção normal a ela;
- posição da viga da qual se quer conseguir os índices de repartição transversal.

O coeficiente θ é dado por:

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_x}{\rho_y}} \quad (1.13)$$

Enfim, com os valores dos coeficientes de distribuição de cargas, podem-se traçar as linhas de influência e, assim, determinar os esforços e os deslocamentos correspondentes.

Além desses métodos, existem outros como: (a) método de Homberg-Trenks e (b) método de Fauchart, descritos em Alves et al. (2004) e Stucchi (2006), respectivamente. Além desses, sugere-se a leitura de San Martin (1981).

EXEMPLO 1.1: Dada a seção transversal a seguir, calcule e desenhe as linhas de influência a partir dos métodos:

- longarinas indeslocáveis;
- Engesser-Courbon;
- Leonhardt.

Considere que o vão é biapoiado e possui comprimento igual a 30 m e as transversinas possuem largura igual a 20 cm e são espaçadas a cada 15 m. Ao final, compare e discuta os resultados.

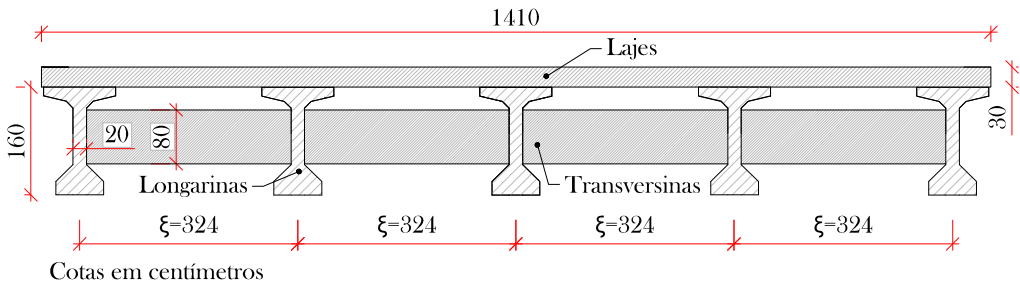


Figura 1.21: Geometria da seção transversal.

SOLUÇÃO: Inicialmente, precisa-se desenhar o modelo estrutural (Figura 1.22) constituído pelas lajes (elemento de barra) e pelas longarinas (apoios) e introduzir os eixos de referência, sendo R_1 , R_2 , R_3 , R_4 e R_5 as reações de apoio nas longarinas para a carga unitária P .

Posto isso, é possível observar que o eixo de referência e utilizado para o método de Engesser-Courbon Equação (1.1) é calculado em função do eixo x por meio da Equação (1.14), sendo expresso em centímetros.

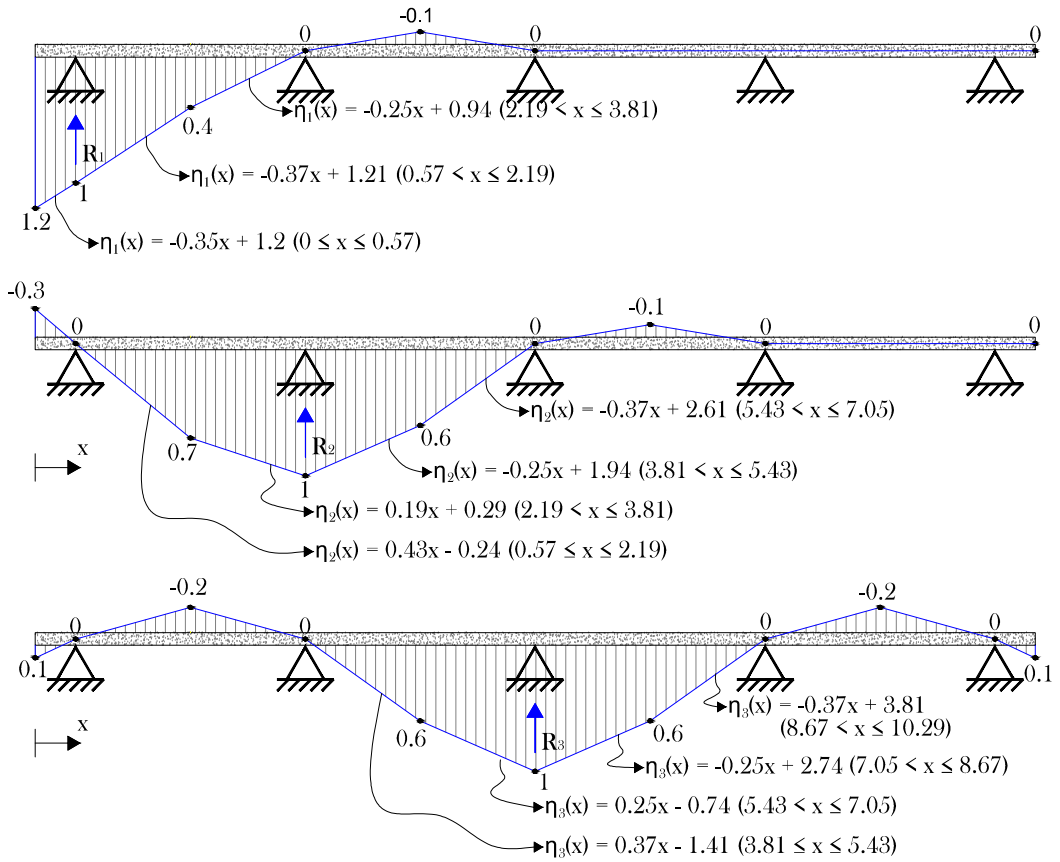


Figura 1.23: Resultado das linhas de influência das reações de apoio das longarinas para o método das longarinas indeslocáveis.

b) Método de Engesser-Courbon: para esse método, utiliza-se a equação a seguir. Destaca-se que n é o número de longarinas, sendo duas neste caso, i é o número da longarina avaliada, contada a partir da esquerda, e ξ é a distância entre eixos das longarinas (Figura 1.22).

$$\eta_i(x) = \frac{1}{n} \left[1 + 6 \frac{(2i - n - 1)(x - 7.05)}{(n^2 - 1)\xi} \right] \quad (1.15)$$

Portanto, sabe-se que a carga P é unitária, o número n de longarinas é igual a 5 e a distância entre eixos ξ das longarinas é igual a 3.24 m. Assim, encontram-se as equações na continuidade.

$$\eta_1(x) = \frac{1}{5} \left[1 + 6 \frac{(2 \cdot 1 - 5 - 1)(x - 7.05)}{(5^2 - 1) \cdot 3.24} \right] = -0.062x + 0.64 \quad (1.16)$$

$$\eta_2(x) = \frac{1}{5} \left[1 + 6 \frac{(2 \cdot 2 - 5 - 1)(x - 7.05)}{(5^2 - 1) \cdot 3.24} \right] = -0.031x + 0.42 \quad (1.17)$$

$$\eta_3(x) = \frac{1}{5} \left[1 + 6 \frac{(2 \cdot 3 - 5 - 1)(x - 7.05)}{(5^2 - 1) \cdot 3.24} \right] = 0.2 \quad (1.18)$$

A Figura 1.24 expõe as linhas de influência das reações de apoio das longarinas para uma carga concentrada unitária.

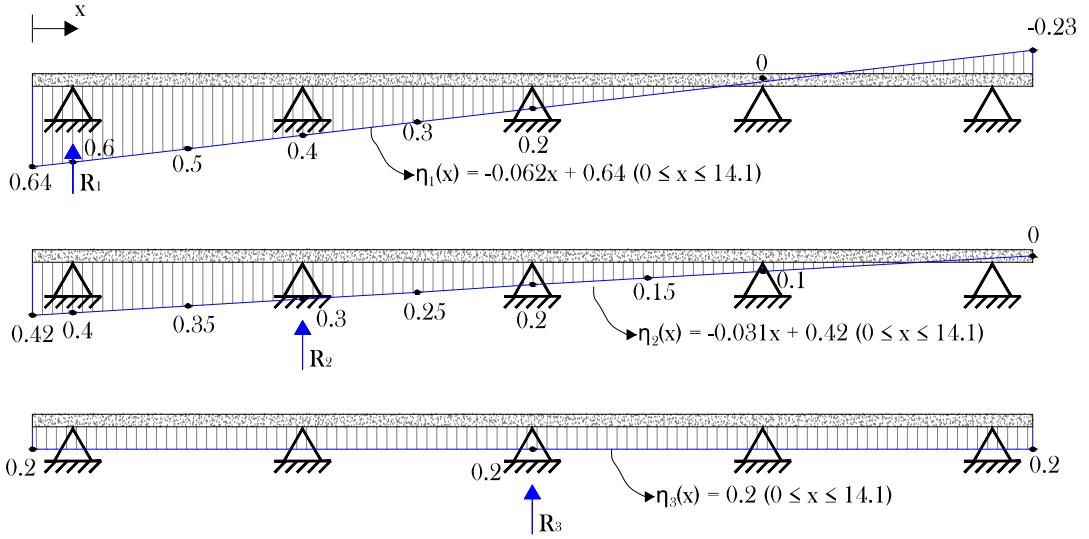


Figura 1.24: Resultados das linhas de influência das reações de apoio das longarinas para o método de Engesser-Courbon.

c) Método de Leonhardt: calcula-se inicialmente o momento de inércia equivalente da transversina central, sendo esta representada por uma seção retangular de 20 cm x 80 cm. Além disso, foi definido que as transversinas são espaçadas a cada 15 m, ou seja, existe apenas uma transversina intermediária e duas de apoio. Posto isso o valor de K é igual a 1 (Tabela 1.1).

$$I_t = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2 \cdot 0.8^3}{12} = 0.0085 \text{ m}^4 \quad (1.19)$$

$$I_{eq,t} = KI_t = 1 \cdot 0.0085 = 0.0085 \text{ m}^4 \quad (1.20)$$

Além disso, deve-se determinar o momento de inércia das longarinas. Estas foram consideradas como seções T, apresentando as seguintes dimensões: (a) largura colaborante $b_f = 3.24$ m, (b) largura da alma b_w é igual a 0.2 m, (c) altura total h é igual a 1.9 m e (d) altura da mesa h_f é igual a 0.3 m. O momento de inércia é calculado na continuidade. A metodologia de obtenção da largura colaborante é descrita no item

2.1.2, enquanto as equações do momento de inércia para uma seção T estão expostas no item 4.1. Além disso, o Capítulo 13 descreve com mais detalhes como se obter esses resultados.

$$I_l = 0.29 \text{ m}^4 \quad (1.21)$$

Com isso, é possível obter o grau de rigidez da grelha, no qual o comprimento L é o tamanho do vão biapoiado que é igual a 30 m.

$$\zeta = \frac{I_l}{I_{eq,t}} \left(\frac{L}{2\zeta} \right)^3 = \frac{0.29}{0.0085} \cdot \left(\frac{30}{2 \cdot 3.4} \right)^3 = 2930 > 500 \rightarrow \boxed{\zeta \cong \infty} \quad (1.22)$$

Utilizando o valor de ζ na tabela com 5 longarinas exposta no Apêndice B, encontram-se os valores na continuidade.

Tabela 1.3: Obtenção das reações de apoio pelo método de Leonhardt para uma carga unitária com posição variável.

Posição x (m)	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5
0.57	0.6	0.4	0.2	0.0	-0.2
3.81	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0
7.05	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
10.29	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4
13.53	-0.2	0.0	0.2	0.4	0.6

A Figura 1.25 expõe os resultados das linhas de influência para as reações de apoio das longarinas pelo método de Leonhardt. Avalia-se que os métodos de Engesser-Courbon e Leonhardt apresentam valores bastante inferiores ao método das longarinas indeslocáveis, ou seja, para este caso a deformabilidade do tabuleiro acaba reduzindo as reações, gerando resultados mais econômicos. Além disso, os métodos de Engesser-Courbon e Leonhardt apresentam valores similares pelo fato de o parâmetro ζ ser muito alto e considerado infinito para o uso das tabelas.

Por fim, o método das longarinas indeslocáveis só deve ser empregado na prática em tabuleiros com 2 longarinas, em razão de o sistema ser isostático e apresentar os mesmos resultados independentemente do modelo analítico utilizado.

1.5 Aparelhos de apoio elastoméricos

“O termo ligação é aplicado a todos os detalhes construtivos, os quais promovam a união de partes da estrutura entre si ou a sua junção com elementos externos a ela” (CBCA, 2003). Assim, as transmissões dos esforços entre peças estruturais devem-se às ligações entre elas. Dessa forma, as referidas peças possuem fundamental importância no comportamento global da estrutura.

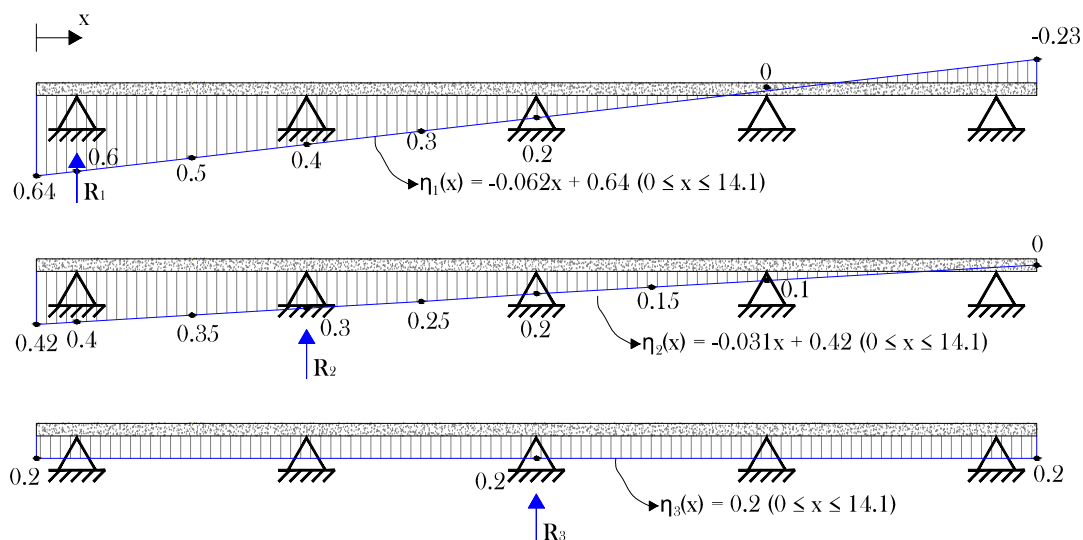


Figura 1.25: Resultado das linhas de influência das reações de apoio das longarinas para o método de Leonhardt.

Para a calibração do modelo estrutural, faz-se necessário definir com clareza as ligações entre os membros estruturais e, assim, definir as restrições cinemáticas do problema. “Na interação superestrutura e mesoestrutura são introduzidos aparelhos de apoio, que são dispositivos que fazem a transição entre esses elementos” (DNIT, 2006).

Os aparelhos de apoio elastoméricos, mais conhecidos como neoprene, são os mais empregados. Estes, segundo Machado e Sartori (2010), geram entre a superestrutura e a mesoestrutura uma ligação flexível apresentando grandes deformações e deslocamentos. Com isso, as principais características desse elastômero à base de policloropreno (borracha sintética) são:

- a) baixo valor de módulo de deformação transversal;
- b) baixo valor de módulo de deformação longitudinal;
- c) grande resistência a intempéries.

Em virtude da alta deformação do elastômero mediante cargas verticais, a NBR 9062 (ABNT, 2006) determina que as chapas podem ser de aço inoxidável. Quando a utilização dos apoios se der em ambientes protegidos e não agressivos, recomenda-se a utilização de chapas de aço-carbono desde que as faces laterais das chapas estejam revestidas com elastômero, com cobrimento mínimo de 0.5 cm e as demais com 0.3 cm. Por fim, as chapas devem ser solidarizadas por vulcanização ou colagem especial e possuir espessura mínima igual a 1 mm, enquanto cada camada de elastômero pode ter espessura mínima de 2 cm.

A Figura 1.26 ilustra dois tipos de aparelhos de apoio, sendo o primeiro (a) sem chapas de reforço e o segundo (b) com chapas de reforço.

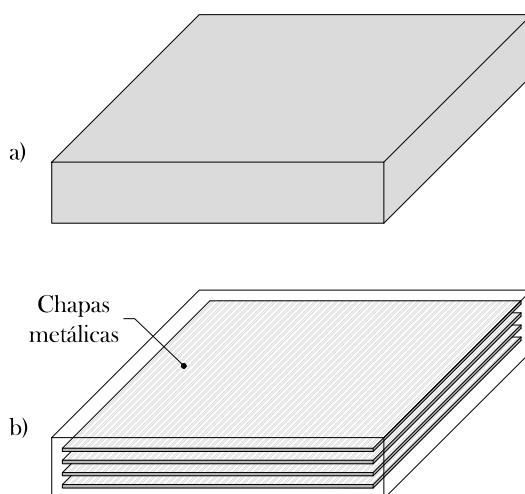


Figura 1.26: Aparelhos de apoio elastoméricos: (a) sem reforço de chapas; (b) com reforço de chapas.

A NBR 9062 (ABNT, 2006) afirma ainda que, na falta de ensaios conclusivos, recomenda-se utilizar os valores indicativos de correspondência entre a dureza Shore A e o módulo de elasticidade transversal G , à temperatura de $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ dispostos na Tabela 1.4.

Tabela 1.4: Valores da dureza Shore A em função do módulo G , à temperatura de $20\text{ }^{\circ}\text{C}$.
Fonte: adaptada da NBR 9062 (ABNT, 2006).

Dureza Shore (A)	50	60	70
Módulo G (MPa)	0.8	1.0	1.2

Os aparelhos de apoio custam em torno de 1% do valor da obra, porém costumam causar muitos problemas, uma vez que quando dimensionados inadequadamente podem danificar as juntas de dilatação e os elementos estruturais que estão sendo conectados. Alguns desses problemas podem ocorrer em virtude de:

- danos intrínsecos não detectados durante a instalação: podem surgir fissuras, reduzindo a vida útil do aparelho, ou patologias na ligação com o berço ou longarina, ocasionando escorregamento relativo entre os elementos;
- posicionamento incorreto no berço: tende a provocar sobrecargas adicionais localizadas;
- carregamentos superiores ao previsto: podem causar grandes deslocamentos e fissurar o aparelho, danificando o recobrimento das chapas;
- agressividade não prevista no meio ambiente e ataque por produtos químicos: reduzem a vida útil;

- e) erros de projeto: podem causar colapsos da estrutura.

Vale destacar que nem sempre é preciso substituir os aparelhos de apoio, sendo o trabalho de monitoração desses elementos na ponte Rio-Niterói um exemplo. Nesse serviço, foi verificado como o estado dos aparelhos estava interferindo no comportamento global da estrutura a partir de monitoramentos e ensaios em alguns aparelhos. Ao final, não foi necessário realizar as intervenções, já que as patologias detectadas estavam no deterioramento das camadas externas da borracha elastomérica (até 2 cm), enquanto as regiões internas estavam em bom estado e permaneciam funcionando perfeitamente. A conclusão desse trabalho foi que, se esses elementos forem projetados, produzidos e instalados corretamente, tendem a ter durabilidade similar à da obra.

Contudo, nos casos em que for imprescindível a troca dos aparelhos de apoio, alguns procedimentos devem ser seguidos (MACHADO; SARTORI, 2010):

- a) desviar o tráfego durante a realização do serviço;
- b) a estrutura necessita ser macaqueada seguindo projeto executivo específico para que não seja danificada;
- c) as juntas de dilatação precisam ser limpas antes do início dos procedimentos de macaqueamento;
- d) para substituição de aparelhos de apoio nos encontros, deve-se remover uma faixa de aterro da cabeceira, com posterior preenchimento com solo-cimento e compactação manual para consolidação antes do início do trabalho;
- e) ainda sobre os aparelhos de apoio nos encontros, quando existirem lajes de aproximação, estas devem ser removidas, posto que dificultam o procedimento pela dificuldade de acesso aos aparelhos;
- f) à medida que a estrutura se desliga dos aparelhos, devem ser inseridos calços ou equipamentos de autotravamento de modo a evitar acidentes;
- g) após a substituição dos aparelhos de apoio, a operação deve ocorrer de modo inverso, com a retirada gradual dos calços.

A Figura 1.27 ilustra alguns dispositivos para substituição dos aparelhos de apoio conforme descrito em DNER (1996). O tipo A apresenta a utilização das travessas como elemento de suporte para colocação dos macacos e posterior elevação das transversinas. Todavia, nessa situação as travessas devem ser dimensionadas para essa condição e os pontos de macaqueamento devem ser previstos e explicitados em projeto.

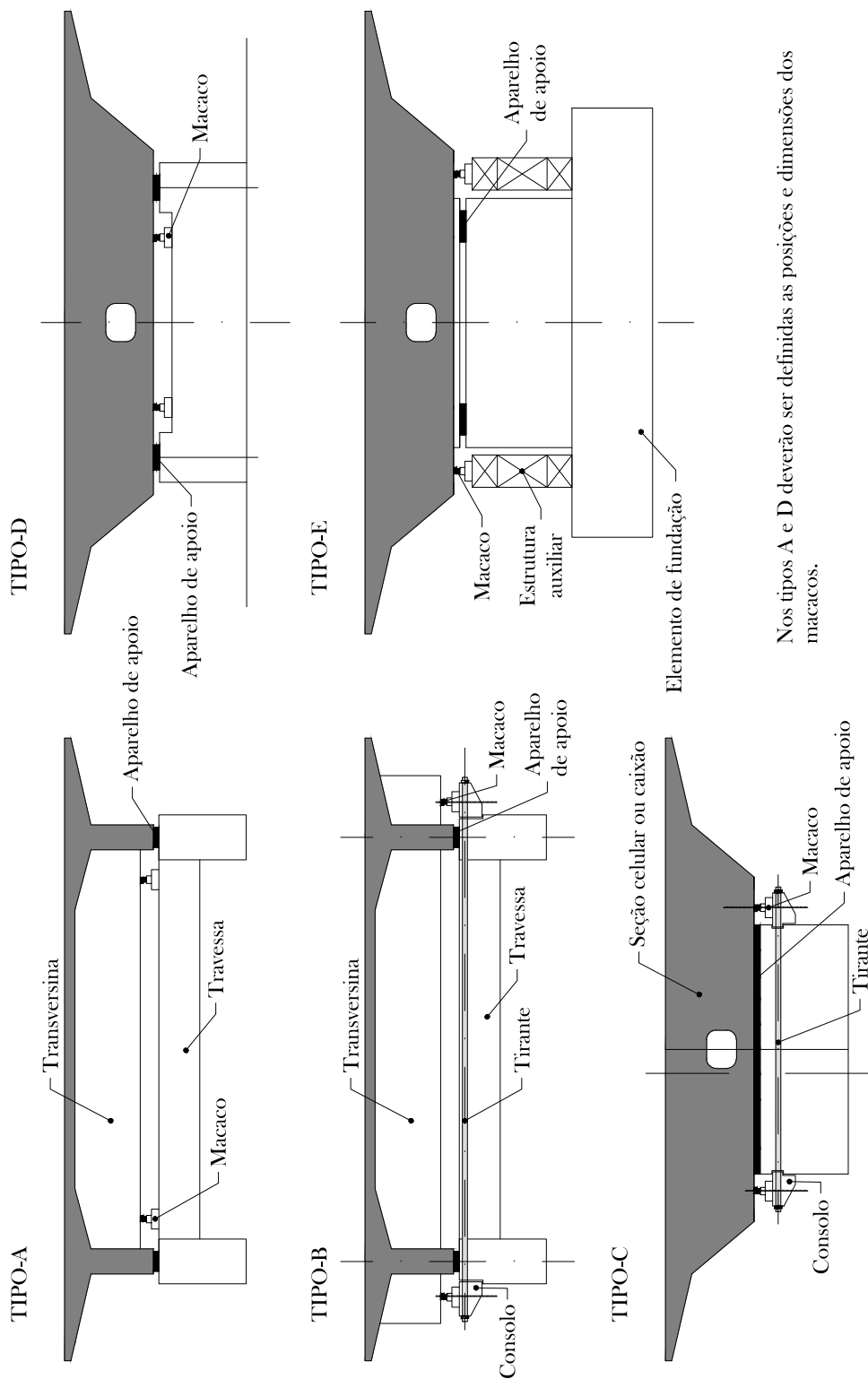


Figura 1.27: Dispositivos para substituição de aparelhos de apoio. Fonte: adaptada de DNER (1996).

Já o dispositivo do tipo B torna-se interessante quando não há espaço suficiente entre as travessas e as transversinas ou quando estas não forem dimensionadas para tal esforço, sendo novos consolos com protensão (tirante) inseridos para efetuar a ligação com os pilares e as travessas, e os macacos posicionados acima desses novos elementos.

O tipo C é similar ao anterior, porém o emprego é em pontes com seção celular, enquanto o tipo D adota a mesma estratégia do primeiro com a redução do nível das travessas ou pilares em determinados trechos para colocação dos equipamentos.

Por fim, o tipo E é caracterizado pela construção de uma estrutura auxiliar externa e temporária como suporte dos macacos, sendo viável economicamente quando os pilares possuem alturas relativamente pequenas e as soluções anteriores não são favoráveis.

Em determinadas situações, os aparelhos de apoio podem sofrer escorregamentos que comprometem sua segurança. Nesses casos, alguns mecanismos podem ser empregados na colocação desses elementos. O primeiro pode ser a colagem, sendo necessário introduzir chapas metálicas nas extremidades do aparelho de apoio, que são coladas por epóxi ao concreto, e apicoar o concreto da superfície inferior para introdução da cola (Figura 1.28a). Na continuidade, podem ser realizados por encaixe, sendo esta uma condição em que os elementos são concretados e são deixadas caixas para que a borracha seja introduzida, impedindo o deslizamento (Figura 1.28b). Por fim, o uso de calços é interessante quando a viga é metálica, uma vez que são criadas chapas que trabalham como caixas impedindo o escorregamento da borracha, similar ao caso de encaixe, porém essas chapas são soldadas ao perfil metálico e chumbadas ao concreto (Figura 1.28c).

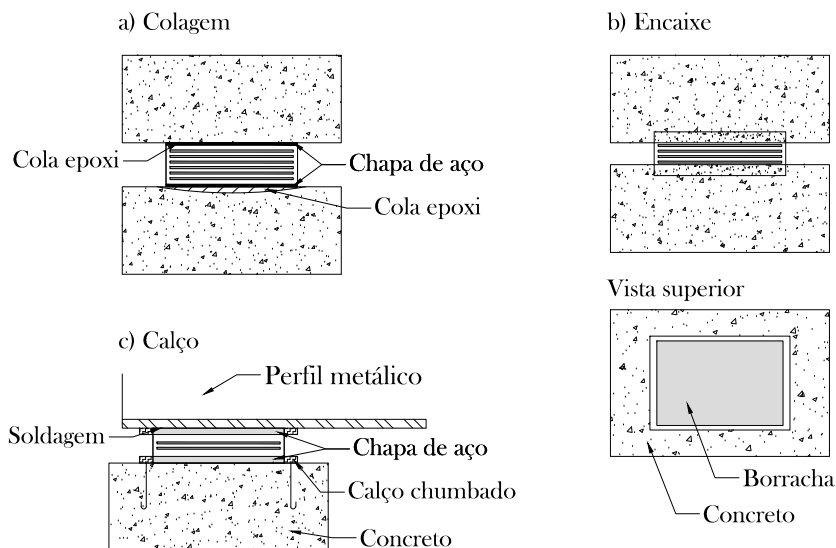


Figura 1.28: Dispositivos para impedir o deslizamento.

Para os aparelhos de elastômero simples, não fretados, são empregadas usualmente espessuras de 5.0 mm, 6.3 mm, 10 mm, 12.5 mm, 16 mm, 20 mm, 22 mm e 25 mm. Todavia, são recomendadas espessuras mínimas de 12.5 mm. Já os fretados são determinados em catálogos comerciais, sendo a Tabela 1.5 retirada da empresa Neoprex. As dimensões a e b representam os comprimentos e as larguras dos aparelhos quando retangulares, e ϕ , o diâmetro quando circulares.

Tabela 1.5: Dimensões padronizadas de aparelhos de apoio fretados da empresa Neoprex.

Dimensões <i>a</i> x <i>b</i> ou ϕ (mm)	Espessuras (mm)							Número de camadas	
	Altura do aparelho		Cobrimento		Camadas de elastômero	Número de chapas de aço			
	Mín.	Máx.	Vertical	Lateral			Mín.	Máx.	
100 x 100	14	35	2.5	4	5	2	1	4	
100 x 150	14	35	2.5	4	5	2	1	4	
100 x 200	14	35	2.5	4	5	2	1	4	
150 x 200	21	42	2.5	4	5	2	2	5	
ϕ 200	21	42	2.5	4	5	2	2	5	
150 x 250	21	42	2.5	4	5	2	2	5	
150 x 300	21	42	2.5	4	5	2	2	5	
ϕ 250	30	63	2.5	4	8	3	2	5	
200 x 250	30	63	2.5	4	8	3	2	5	
200 x 300	30	63	2.5	4	8	3	2	5	
200 x 350	30	63	2.5	4	8	3	2	5	
ϕ 300	30	63	2.5	4	8	3	2	5	
200 x 400	30	63	2.5	4	8	3	2	5	
250 x 300	30	74	2.5	4	8	3	2	6	
300 x 400	47	86	2.5	4	10	3	3	6	
ϕ 400	47	86	2.5	4	10	3	3	6	
300 x 500	47	86	2.5	4	10	3	3	6	
ϕ 450	47	86	2.5	4	10	3	3	6	
300 x 600	47	86	2.5	4	10	3	3	6	
350 x 450	47	86	2.5	4	10	3	3	6	
ϕ 500	57	105	2.5	4	12	4	3	6	
400 x 500	57	105	2.5	4	12	4	3	6	
ϕ 550	57	105	2.5	4	12	4	3	6	
400 x 600	57	105	2.5	4	12	4	3	6	
450 x 600	57	105	2.5	4	12	4	3	6	
ϕ 600	73	105	2.5	4	12	4	4	6	
500 x 600	73	105	2.5	4	12	4	4	6	
ϕ 650	90	150	2.5	4	15	5	4	7	
600 x 600	90	150	2.5	4	15	5	4	7	

Referências e bibliografia recomendada

ABREU, R. O. A.; AGUIAR, E. A. B. Determinação da Envoltória dos Esforços de uma Laje Protendida através de uma Metodologia Alternativa para Produzir Superfícies de Influência. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 9, Rio de Janeiro, Brasil. *Anais [...]* 2016.

ALVES, E. V.; ALMEIDA, S. M.; JUDICE, F. M. S. Métodos de Análise Estrutural de Tabuleiros de Pontes em Vigas Múltiplas de Concreto Protendido. *ENGEVISTA*, v. 6, n. 2, p. 48-58. 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 9062*. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, Brasil. 2006.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO (CBCA). *Ligações em estruturas metálicas*. 4. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil, 2003. v. II.

CHEN, W.; DUAN, L. *Bridge Engineering Handbook*. Boca Raton: CRC Press, 2000.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). *Manual de Projeto de Obras-de-arte Especiais*. Rio de Janeiro, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). *Norma DNIT 091*. Tratamento de aparelhos de apoio: concreto, neoprene e metálicos – Especificações de serviço. Rio de Janeiro, Brasil. 2006.

EL DEBS, M. K. *Concreto Pré-moldado: Fundamentos e Aplicações*. 2 ed. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2017.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. Introdução às Pontes de Concreto. *Notas de Aula*. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2009.

FU, C. C.; WANG, S. *Computational Analysis and Design of Bridge Structures*. Boca Raton: CRC Press, 2015.

HAMBLY, E. C. *Bridge Deck Behaviour*. 2. ed. London: E & FN Spon, 1991.

LEONHARDT, F. *Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto*. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1979.

MACHADO, R. N.; SARTORI, A. L. Pontes: Patologias dos Aparelhos de Apoio. In: VI CONGRESO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGÍA Y RECUPERACIÓN DE ESTRUCTURAS, 6, Argentina. *Anais [...]* 2010.

MARCHETTI, O. *Pontes de Concreto Armado*. São Paulo: Blucher, 2008.

NETO, A. G. A. *Notas de Aula*. Método de Leonhardt. Universidade Presbiteriana Mackenzie. São Paulo, Brasil. 2015.

O'BRIEN, E.; KEOGH, D. *Bridge Deck Analysis*. London: E & FN Spon, 1999.

REBOUÇAS, A. S.; JOVEM, T. P.; FILHO, J. N.; DIÓGENES, H. J. F.; MATA, R. C. Análise Comparativa da Distribuição de Carga em Pontes Hiperestáticas de Concreto Armado com Múltiplas Longarinas por Meio de Modelos Analíticos Clássicos e do Método do Elementos Finitos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 9, Rio de Janeiro, Brasil. *Anais [...]* 2016.

SAN MARTIN, F. J. *Cálculo de Tabuleiros de Pontes*. São Paulo: Livraria Ciência e Tecnologia Editora, 1981.

SCHLAICH, J.; SCHEEF, H. *Concrete Box-Girder Bridges*. Zurich: International Association for Bridge and Structural Engineering, 1982.

STUCCHI, F. R. *Notas de Aula*. Pontes e Grandes Estruturas. Departamento de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo São Paulo, Brasil. 2006.

TONIAS, D. E.; ZHAO, J. J. *Bridge Engineering: Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges*. 2. ed. New York: McGraw-Hill Professional, 2007.

Voltado para profissionais, docentes e estudantes de Engenharia e Arquitetura e Urbanismo, este livro aborda conceitos gerais e elementos do dimensionamento de concreto armado e pontes e desenvolve um roteiro de cálculo para pontes em viga.

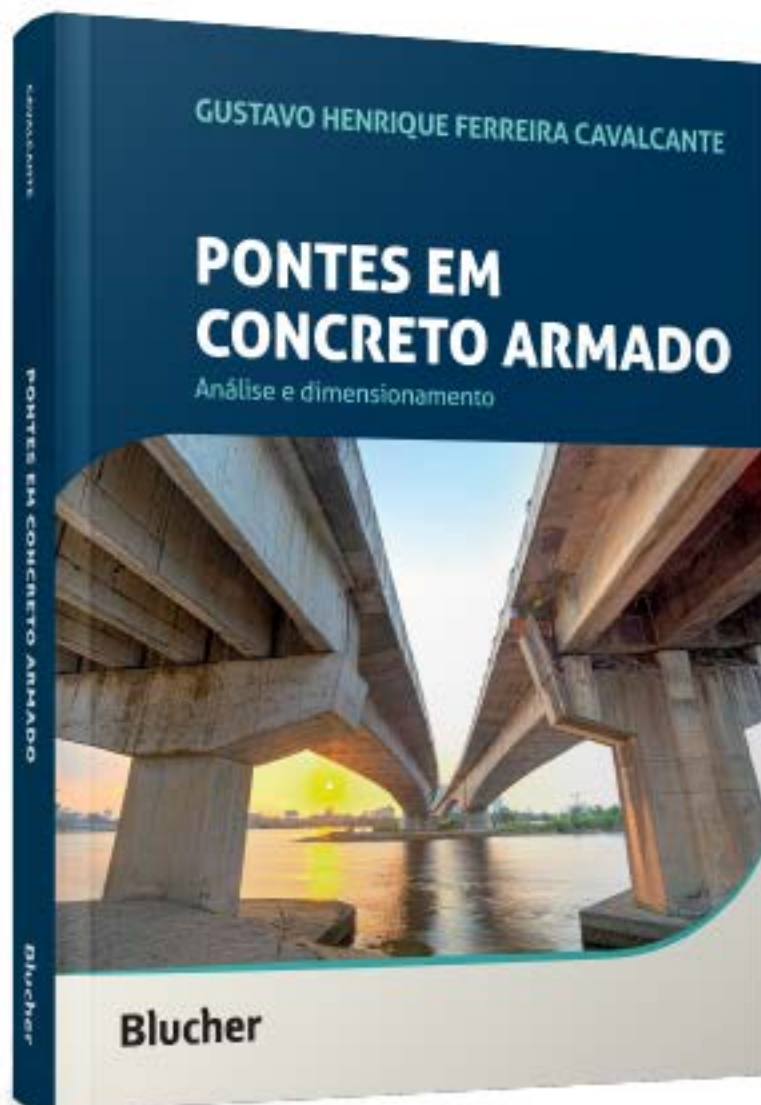
A partir de exemplos detalhados, são realizadas análise, dimensionamento e detalhamento de uma ponte, com explicações importantes a respeito dos resultados obtidos em cada uma das etapas, proporcionando ao leitor contato com situações teóricas e práticas. O livro segue as diretrizes das normas NBR-6118/2014 e NBR-9062/2017 e também faz uso das tabelas de Leonhardt e de Rüsch.

www.blucher.com.br

ISBN 978-85-212-1861-6



Blucher



Clique aqui e:

VEJA NA LOJA

Pontes em Concreto Armado *Análise e dimensionamento*

Gustavo Henrique F. Cavalcante

ISBN: 9788521218616

Páginas: 462

Formato: 17 x 24 cm

Ano de Publicação: 2019

Peso: 0.760 kg
