

UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SAO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

PONTES DE CONCRETO
NOTAS DE AULA - FASCICULO 2
AÇOES NAS PONTES

MOUNIR KHALIL EL DEBS
TOSHIAKI TAKEYA



0817781

SÃO CARLOS, JANEIRO DE 1990

SYSNO	0817781
PROD	002526
ACERVO EESC	

PREFACIO

O presente texto foi elaborado tomando como base a publicação "Solicitações nas pontes de concreto" de autoria do Prof. Dante A.O. Martinelli, editada pela EESC-USP em 1971.

Como não são feitas referências explícitas no texto, salienta-se neste prefácio que vários trechos do texto são transcrições da publicação de autoria do Prof. Dante A.O. Martinelli.

Da mesma forma, vários trechos das normas NBR 7187, NBR 7188, e NBR 7189, da ABNT, foram transcritos sem se fazer referências explícitas.

PONTES DE CONCRETO
NOTAS DE AULA - FASCICULO 2
AÇÕES NAS PONTES

CONTEUDO

1- INTRODUÇÃO	1
2- AÇÕES PERMANENTES	2
2.1- PESO PRÓPRIO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	2
2.2- PESO DE ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS	2
2.2.1- Pavimentação	2
2.2.2- Lastro ferroviário, trilhos e dormentes .	3
2.3- EMPUXO DE TERRA E DE ÁGUA	3
2.3.1- Empuxo de terra	3
2.3.2- Empuxo de água	6
2.4- FORÇA DE PROTENSÃO	7
2.5- DEFORMAÇÕES IMPOSTAS	7
2.5.1- Fluência	7
2.5.2- Retração	7
2.5.3- Deslocamentos de apoio	8
3- AÇÕES VARIÁVEIS	8
3.1- CARGA MOVEL	8
3.1.1- Pontes rodoviárias e passarelas	8
3.1.2- Pontes ferroviárias	14
3.1.3- Efeito dinâmico das cargas móveis	15
3.2- FORÇA CENTRÍFUGA	19
3.3- CHOQUE LATERAL (IMPACTO LATERAL)	21
3.4- EFEITO DA FRENAGEM E DA ACELERAÇÃO	22
3.5- VARIAÇÃO DE TEMPERATURA	24
3.6- AÇÃO DO VENTO	24
3.7- PRESSÃO DA ÁGUA EM MOVIMENTO	27
3.8- EMPUXO DE TERRA PROVOCADO POR CARGAS MÓVEIS	28
3.9- CARGAS DE CONSTRUÇÃO	29
4- AÇÕES EXCEPCIONAIS	29
5- COMBINAÇÃO DAS AÇÕES	30
5.1- COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DAS AÇÕES	30
5.2- COMBINAÇÕES DE UTILIZAÇÃO DAS AÇÕES	31
BIBLIOGRAFIA	33

PONTES DE CONCRETO

NOTAS DE AULA - FASCICULO 2

AÇÕES NAS PONTES

1- INTRODUÇÃO

Como as pontes são um tipo particular de estrutura, a consideração das ações e da segurança deve ser feita de acordo com a norma NBR 8681 "Ações e segurança nas estruturas", que classifica as ações da seguinte forma:

		diretas
ações permanentes	<	
		indiretas

		normais
ações variáveis	<	
		especiais

ações excepcionais

Segundo o projeto de revisão da norma NBR 7187 "Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido", as ações podem ser agrupadas na forma que se segue:

- ações permanentes, que entre outras são:

- . cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;
- . cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das defensas, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos;
- . empuxos de terra e de água;
- . forças de protensão;
- . deformações impostas, isto é, as provocadas por fluência e retração do concreto, e deslocamentos de apoios.

- ações variáveis, que entre outras são:

- . cargas móveis;
- . força centrífuga;
- . choque lateral (impacto lateral);
- . efeitos de frenagem e aceleração;
- . variações de temperatura;
- . ação do vento;
- . pressão da água em movimento;
- . empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- . cargas de construção.

- ações excepcionais, que entre outras são:

- . choques de veículos;
- . outras ações excepcionais.

Observe-se que, apesar de no texto do projeto de revisão da norma NBR 7187, a variação de temperatura estar agrupada junto às ações permanentes, na presente classificação foi feita a sua colocação junto às ações variáveis, por se julgar mais adequado, e também por ser esta a classificação adotada pela norma NBR 8681.

São apresentados a seguir os valores e algumas considerações, quando for o caso, referentes a cada uma das ações anteriormente relacionadas.

2- AÇÕES PERMANENTES

2.1- PESO PROPRIO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

No caso de pontes metálicas ou de madeira, o maior número de peças torna conveniente a avaliação prévia do peso próprio da estrutura que pode ser aceito por meio de fórmulas empíricas que variam de acordo com as características da obra.

Ao contrário, em concreto armado ou protendido, esboça-se um anteprojeto da ponte, fixando as dimensões (pré-dimensionando, como se diz) com base na observação de estruturas anteriormente projetadas; a seguir, calcula-se o peso próprio a partir do volume de cada peça.

Quando a discrepância entre os valores do peso próprio estimado e o resultante do dimensionamento definitivo for maior que 5%, recomenda-se refazer o cálculo das solicitações devidas a essa ação.

Devem ser tomados, no mínimo, os seguintes valores dos pesos específicos:

concreto simples: 24 kN/m^3

concreto armado ou protendido: 25 kN/m^3

2.2- PESO DE ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS

2.2.1- Pavimentação

No caso de pontes rodoviárias, deve ser considerado o peso da pavimentação e prever ainda um eventual recapeamento.

Deve ser adotado um peso específico para o material da pavimentação empregando o valor mínimo de 24 kN/m^3 .

Para prever o recapeamento deve-se prever uma carga adicional de 2 kN/m^2 . A consideração desta carga adicional pode

ser dispensada a critério do proprietário da obra, no caso de pontes de grandes vãos.

2.2.2- Lastro ferroviário, trilhos e dormentes

No caso de pontes ferroviárias deve-se prever, conforme a situação da ferrovia, o peso do lastro, dos trilhos e dos dormentes.

Para o material do lastro deve ser considerado um peso específico aparente de 18 kN/m^3 .

Deve ser suposto que o lastro atinja o nível superior dos dormentes e preencha completamente o espaço limitado pelo guarda-lastro, até a sua borda superior, mesmo se na seção transversal do projeto assim não for indicado. A Fig. 2.1 apresenta uma seção transversal de uma ponte ferroviária, ilustrando a situação em questão.

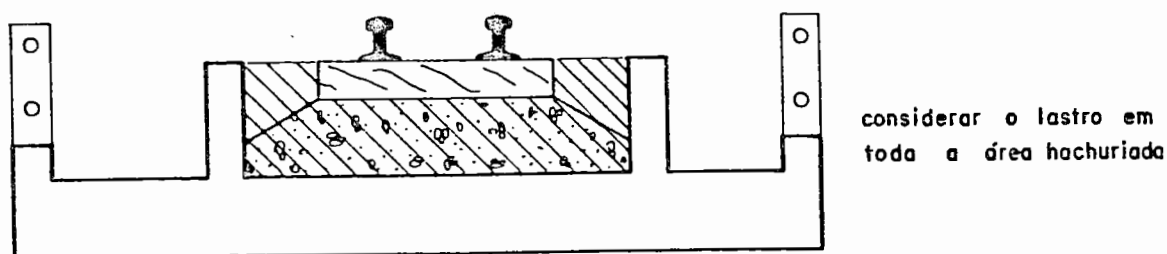


FIG. 2.1 - SEÇÃO TRANSVERSAL DE PONTE FERROVIÁRIA -
CONSIDERAÇÃO DO PESO DO LASTRO

Na ausência de indicações precisas, a carga referente aos dormentes, trilhos e acessórios deve ser considerada no mínimo igual a 8 kN/m por via.

2.3- EMPUXO DE TERRA E DE AGUA

2.3.1- Empuxo de terra

O empuxo de terra nas estruturas é determinado de acordo com os princípios da Mecânica dos Solos, em função da sua natureza (ativo, passivo ou de repouso), das características do terreno, assim como das inclinações dos taludes e dos paramentos.

Como simplificação, pode ser suposto que o solo não tenha coesão e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações assim determinadas estejam a favor da segurança. O peso específico do solo úmido deve ser considerado, no mínimo, igual a 18 kN/m^3 e o ângulo de atrito interno, no máximo igual a 30° .

Os empuxos ativo e de repouso devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis. A atuação do empuxo passivo só pode ser levada em conta quando sua ocorrência puder ser garantida ao longo da vida útil da obra.

Por exemplo, no encontro esquematizado na Fig. 2.2, o empuxo passivo não deve ser considerado pois existe a possibilidade do solo ser retirado.

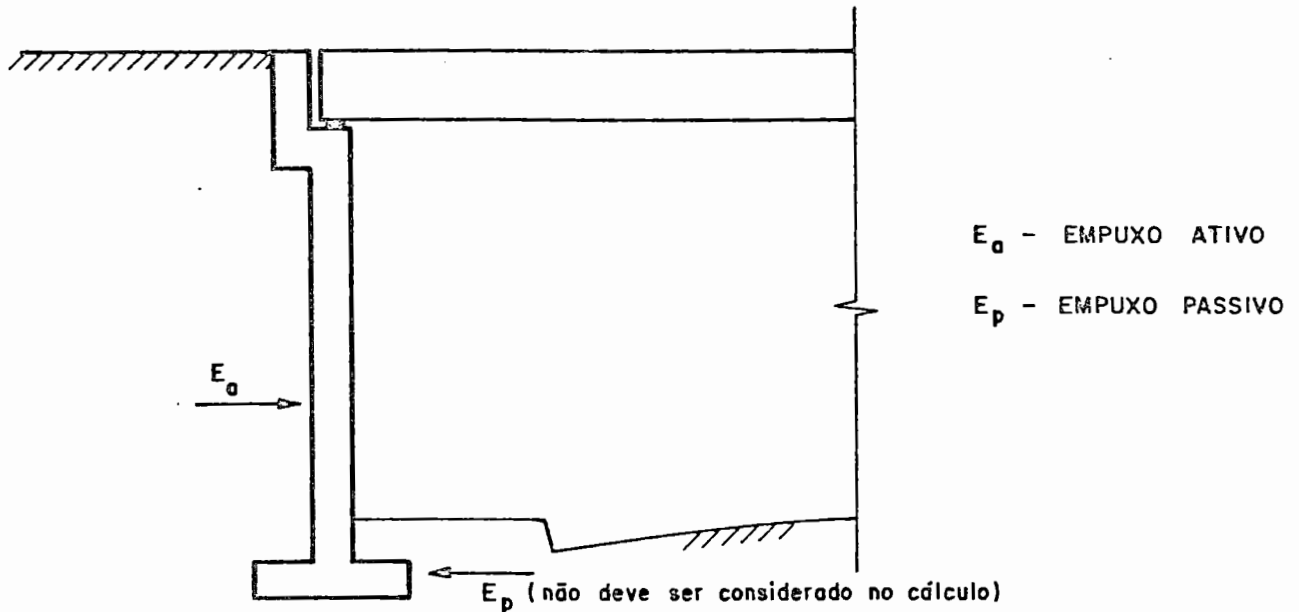
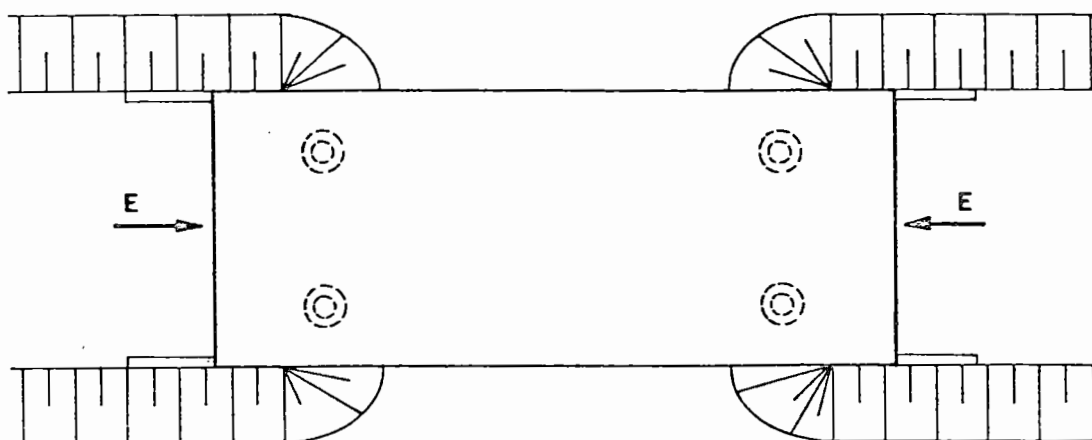
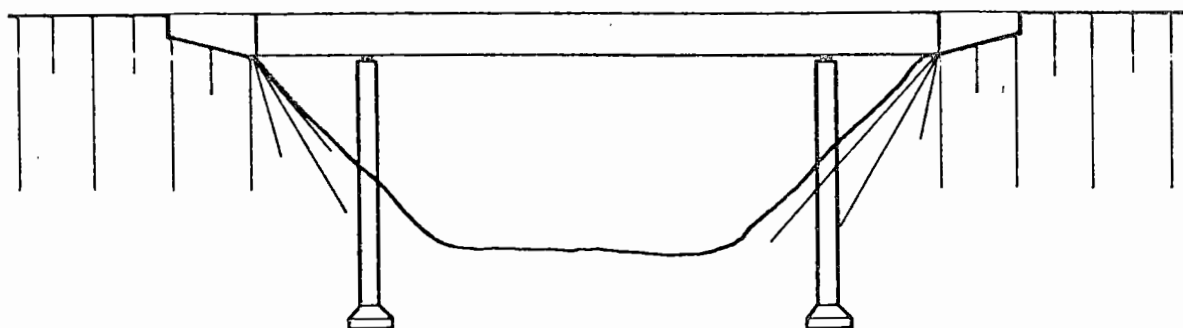


FIG. 2.2 - ESQUEMA ILUSTRATIVO DA ATUAÇÃO DOS EMPUXOS DO SOLO SOBRE UM ENCONTRO

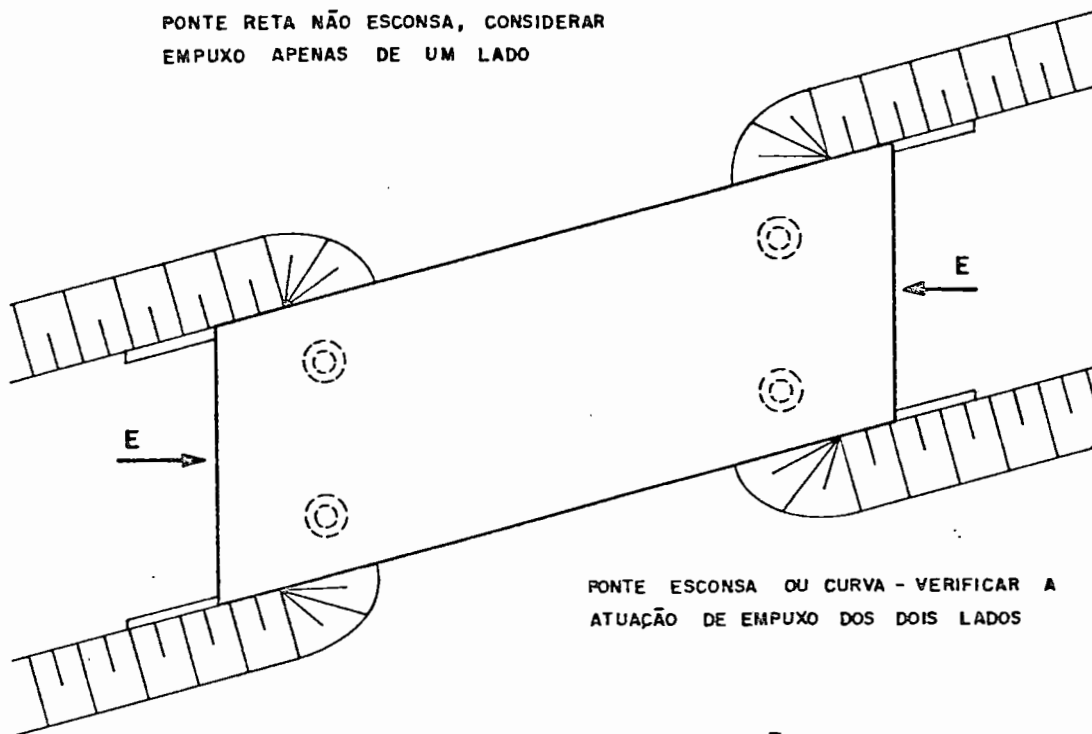
Quando a superestrutura funciona como arrimo dos aterros de acesso, a ação do empuxo de terra proveniente desses aterros deve ser levada em conta apenas em uma das extremidades do tabuleiro. Nos casos de tabuleiro em curva ou esconso, deve ser feita também a verificação para a atuação simultânea dos empuxos em ambas as extremidades, da maneira mais desfavorável. Na Fig. 2.3, está ilustrada a situação em questão.

No caso de pilares implantados em taludes de aterro, deve ser adotada, para o cálculo do empuxo de terra, uma largura fictícia igual a 3 vezes a largura do pilar, devendo este valor ficar limitado à largura da plataforma do aterro.

No pilar da Fig. 2.3, reproduzido esquematicamente na Fig. 2.4, é apresentada a situação em questão. Este "acréscimo" de pressão é devido ao efeito de arqueamento do solo que ocorre porque o pilar é menos deformável que o solo.



PONTE RETA NÃO ESCONSA, CONSIDERAR
EMPUXO APENAS DE UM LADO



PONTE ESCONSA OU CURVA - VERIFICAR A
ATUAÇÃO DE EMPUXO DOS DOIS LADOS

FIG.2.3 - ESQUEMA ILUSTRATIVO DA ATUAÇÃO DO EMPUXO DO SOLO PARA
PONTES QUE A SUPERESTRUTURA FUNCIONA COMO ARRIMO DOS
ATERROS DE ACESSO.

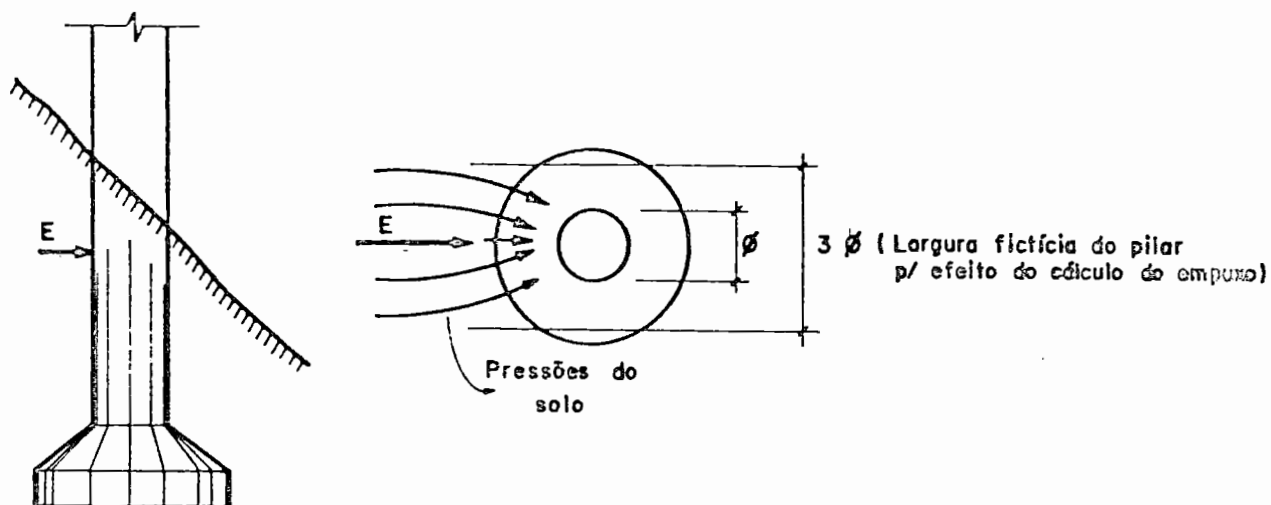


FIG. 2.4 - EFEITO DO EMPUXO DO SOLO EM PILAR ISOLADO.

Para grupo de pilares alinhados transversalmente, quando a largura fictícia, obtida de acordo com o critério anteriormente indicado, for superior à distância transversal entre eixos de pilares, a nova largura fictícia a considerar deve ser:

- a) para os pilares externos, a semidistância entre eixos acrescida de uma vez e meia a largura do pilar;
- b) para os pilares intermediários, a distância entre eixos.

Pode ser prescindida a consideração da ação do empuxo de terra sobre os elementos estruturais implantados em terra-plainos horizontais de aterros previamente executados, desde que sejam adotadas precauções especiais no projeto e na execução dos mesmos, tais como: compactação adequada, inclinações convenientes dos taludes, distâncias mínimas dos elementos às bordas do aterro, terreno de fundação com suficiente capacidade de suporte, entre outras.

2.3.2- Empuxo de água

O empuxo de água e a subpressão devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis para as verificações dos estados limites, sendo dada especial atenção ao estudo dos níveis máximo e mínimo dos cursos d'água e do lençol freático.

No caso de utilização de contrapeso enterrado é obrigatória, na avaliação de seu peso, a consideração da hipótese de submersão total do mesmo, salvo comprovação da impossibilidade de ocorrência dessa situação.

Nos muros de arrimo deve ser prevista, em toda a altura da estrutura, uma camada filtrante contínua, na face em contato com o solo contido, associada a um sistema de drenos,

de modo a evitar a atuação de pressões hidrostáticas. Caso contrário, deve ser considerado nos cálculos o empuxo de água resultante.

Toda estrutura celular deve ser projetada, quando for o caso, para resistir ao empuxo de água proveniente do lençol freático, da água livre ou da água de acumulação de chuva. Caso a estrutura seja provida de aberturas com dimensões adequadas, esta ação não precisa ser levada em consideração.

2.4- FORÇA DE PROTENSÃO

A força de protensão é considerada de acordo com os princípios do concreto protendido, satisfazendo o disposto na norma NBR 7197 "Cálculo e execução de obras de concreto protendido - procedimento".

2.5- DEFORMAÇÕES IMPOSTAS

2.5.1- Fluência

A fluência, também chamada de deformação lenta é importante no caso de concreto protendido por causar perdas de protensão. Neste caso a consideração da fluência deve ser feita de acordo com a norma NBR 7197.

No caso de concreto armado segue-se o disposto na norma NBR 6118, que estabelece que:

- a) quando for necessário considerar a fluência no cálculo dos esforços solicitantes, pode-se adotar o disposto na norma NBR 7197;
- b) no caso de arcos e abóbadas com coeficiente de segurança à flambagem menor que 5, é obrigatória a consideração da fluência.

2.5.2- Retração

A retração, assim como a fluência, é importante no caso de concreto protendido por causar perdas de protensão. Neste caso a sua consideração é feita de acordo com a norma NBR 7197.

No caso do concreto armado, segundo a norma NBR 6118, segue-se também o disposto na norma NBR 7197, permitindo-se no entanto, nos casos correntes considerar a deformação específica por retração igual a 15×10^{-5} - o que corresponde na prática a considerar a retração como uma queda de temperatura de 15°C - salvo no caso de arcos e abóbadas com menos de 0,5% e 0,1% de armadura, para os quais o valor da deformação específica deve ser aumentado para 20×10^{-5} e 25×10^{-5} respectivamente, para considerar a maior retração que se verifica em peças pouco armadas.

A retração irá provocar o aparecimento de solicitações quando as deformações da estrutura oriundas desta ação forem impedidas. E o caso das pontes com estrutura principal hiperestática, nas quais as diversas partes constituintes devem ser projetadas para resistirem a esses acréscimos de tensões. Nas pontes com estrutura principal isostática essas deformações devem ser levadas em conta no projeto dos aparelhos de apoio, caso contrário aparecerão esforços adicionais correspondentes às deformações impedidas.

2.5.3- Deslocamentos de apoio

Um dos critérios para escolher entre uma estrutura principal estaticamente determinada ou outra hiperestática consiste justamente em eliminar a segunda solução quando houver temor de recalques excessivos de fundação. Quando porém, a estrutura indeterminada se impuser apesar da compressibilidade do solo, os efeitos dos recalques devem ser estudados cuidadosamente. Cabe observar aqui, todavia, que os estudos sobre a fluência no concreto mostram que as estruturas hiperestáticas desse material - desde que descimbradas sem muita tardança - têm apreciável capacidade de acomodação a essas deformações.

3- AÇÕES VARIÁVEIS

3.1- CARGA MOVEL

3.1.1- Pontes rodoviárias e passarelas

As cargas a serem consideradas no projeto das pontes rodoviárias e das passarelas são definidas pela norma NBR 7188 "Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres"

Inicialmente serão tecidas algumas considerações sobre as cargas usuais nas pontes rodoviárias, com o intuito de avaliar a ordem de grandeza destas cargas e possibilitar uma comparação com os valores indicados pela NBR 7188.

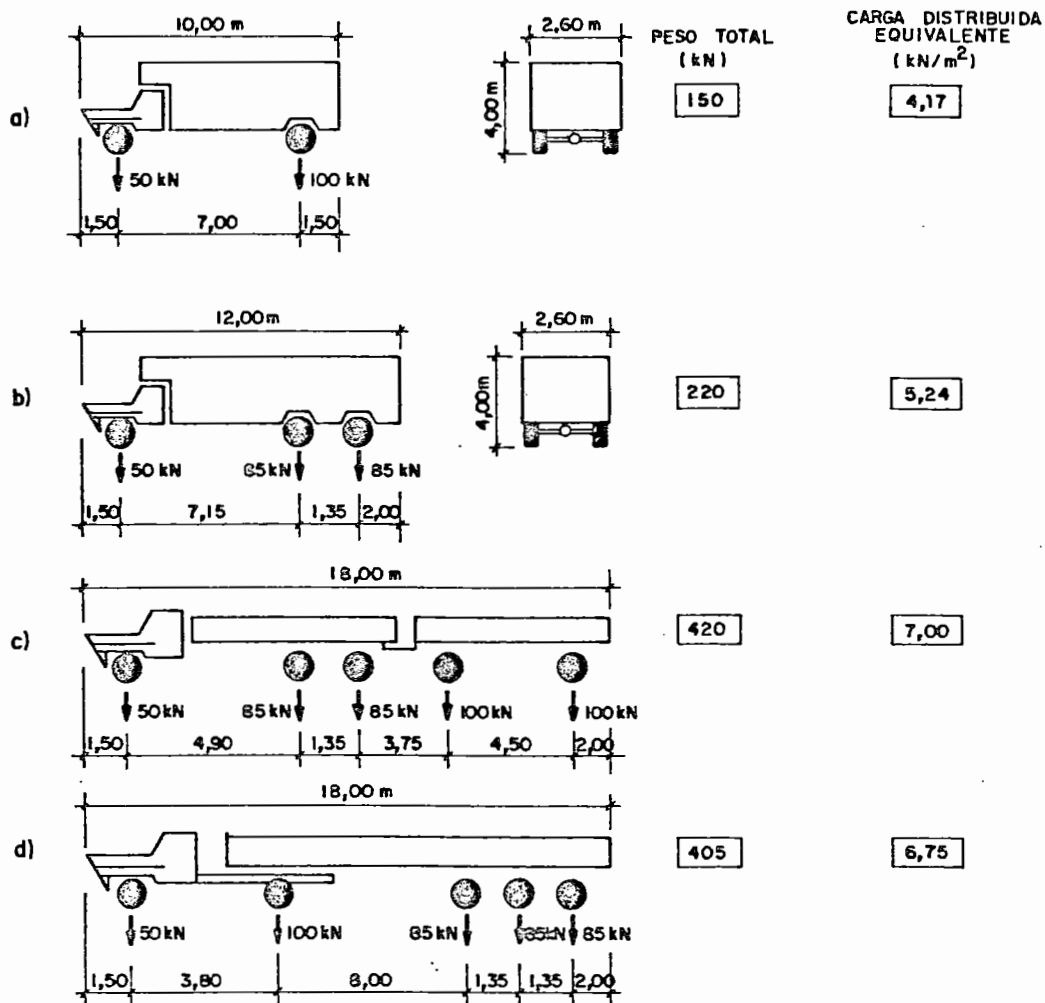
Os veículos mais pesados que trafegam pelas rodovias normalmente são os caminhões e as carretas.

Salvo casos especiais, estes veículos devem satisfazer a chamada "Lei da Balança", cujas cargas máximas por eixo são dadas na Tabela 2.1.

Na Fig. 2.5, apresentam-se alguns tipos de caminhões e carretas de uso corrente no Brasil. A carga distribuída equivalente apresentada nesta figura, foi determinada considerando a carga total do veículo uniformemente distribuída em uma área retangular de largura 3 m, e comprimento igual ao do veículo mais 2 m - que é a folga entre veículos consecutivos.

Eixo isolado (distância entre eixos superior a 2 m) com 2 pneus	50 kN (5 tf)
Eixo isolado (distância entre eixos superior a 2 m) com 4 pneus	100 kN (10 tf)
Conjunto de 2 ou 3 eixos (espaçamento de 1,2 a 2,0 m entre eixos) com 4 pneus por eixo; carga por eixo.....	85 kN (8,5 tf)

Tabela 2.1 - Valores das máximas cargas por eixo nas rodovias nacionais (PFEIL-1979)



Gabaritos e cargas legais de caminhões e carretas (Lei da balança)

- a) CAMINHÃO C/ UM EIXO TRASEIRO
- b) CAMINHÃO C/ DOIS EIXOS TRASEIROS
- c) CAMINHÃO C/ DOIS EIXOS TRASEIROS E REBOQUE
- d) CARRETA C/ TRÊS EIXOS TRASEIROS

AS COTAS INDICADAS PODEM VARIAR CONFORME O FABRICANTE

FIG. 2.5 - CAMINHÕES E CARRETAS DE USO CORRENTE NO BRASIL. [PFEIL (1979)]

Por outro lado, deve-se lembrar que as pontes rodoviárias estão sujeitas a veículos especiais como o da carreta para transporte de transformadores apresentado na Fig. 2.6.

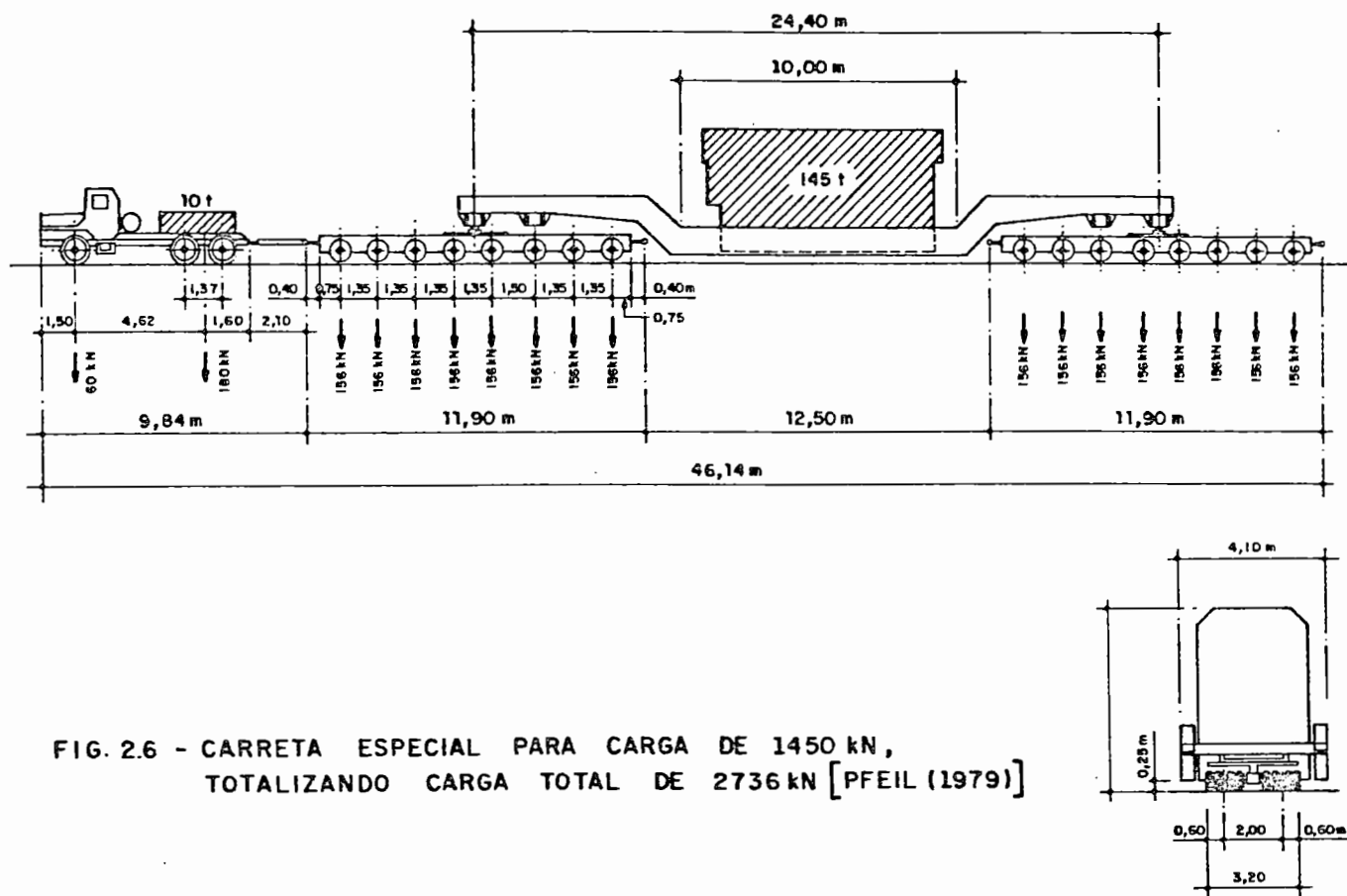


FIG. 2.6 - CARRETA ESPECIAL PARA CARGA DE 1450 kN, TOTALIZANDO CARGA TOTAL DE 2736 kN [PFEIL (1979)]

Também deve ser considerada a possibilidade de tráfego de veículos militares, como por exemplo tanques, pelas pontes de determinadas rodovias.

Após essas considerações preliminares serão apresentados os valores indicados pela norma NBR 7188.

Segundo a norma em questão, em pontes rodoviárias, a carga móvel é constituída por um veículo e por cargas q e q' uniformemente distribuídas (Fig. 2.7).

A carga q é aplicada em todas as faixas da pista de rolamento, nos acostamentos, e afastamentos, descontando-se apenas a área ocupada pelo veículo. A carga q' é aplicada nos passeios. Essas cargas são fictícias, e procuram levar em consideração a ação de multidão e de outros veículos mais leves ou mais afastados das zonas onde as cargas produzem maiores esforços solicitantes, com um esquema de carregamento de utilização mais cômoda no cálculo.

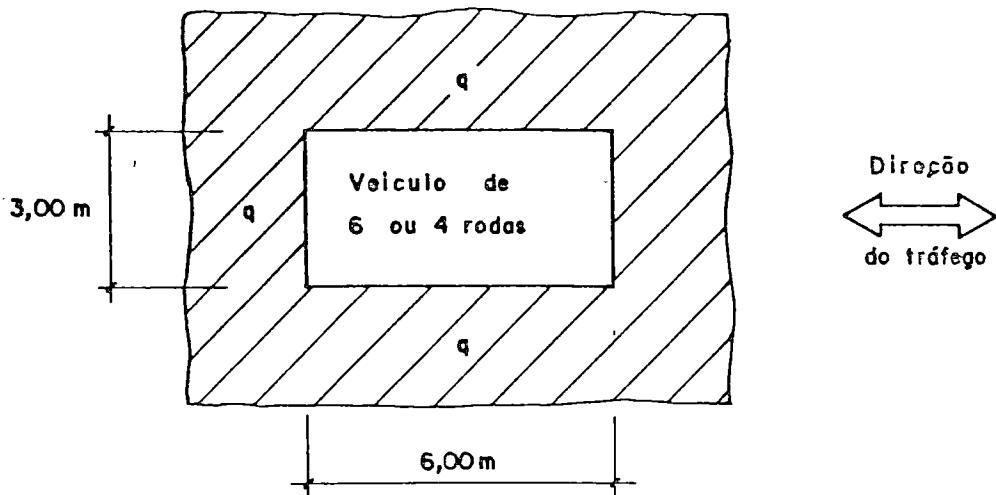


FIG. 2.7 - TREM - TIPO DA NBR - 7188

O veículo-tipo, sempre orientado na direção do tráfego, é colocado na posição mais desfavorável para o cálculo de cada elemento, não se considerando a porção do carregamento que provoque redução das solicitações.

Assim, por exemplo, ao se pesquisar o máximo momento fletor em uma determinada seção de uma viga contínua, o veículo é colocado no tramo desta seção, colocando-se ainda as cargas q e q' (sem o veículo) nos tramos onde essas cargas provoquem aumento desse momento (Fig. 2.8). Transversalmente essas cargas se estenderão até onde possam contribuir para aumentar esse momento.

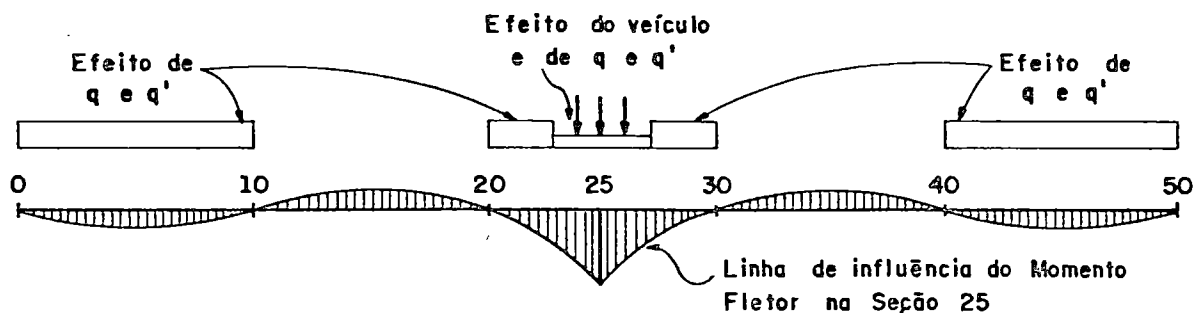


FIG. 2.8 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO PARA CÁLCULO DE MOMENTO MÁXIMO NA SEÇÃO 25.

Para efeito de escolha das cargas móveis, a norma NBR 7188, divide as pontes rodoviárias em três classes, discriminadas a seguir:

- a) Classe 45: na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total;

- b) Classe 30: na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 300 kN de peso total;
- c) Classe 12: na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 120 kN de peso total.

Ainda sobre este assunto a norma NBR 7188 estabelece:

- a) Para passarela de pedestres: classe única - na qual a carga móvel é uma carga uniformemente distribuída de intensidade

$$q = 5 \text{ kN/m}^2 \text{ (500 kgf/m}^2\text{)}$$

não majorada pelo coeficiente de impacto (o conceito de coeficiente de impacto será visto posteriormente).

- b) Para qualquer estrutura de transposição definida por esta norma, cuja geometria, finalidade e carregamento não se encontrem aqui previstos, a carga móvel é fixada em instrução especial redigida pelo órgão com jurisdição sobre a referida obra. Em particular, as pontes que sejam utilizadas com certa frequência por veículos especiais transportando cargas de peso excepcional devem ser verificadas para trens-tipo também especiais. A fixação dos parâmetros destes trens-tipo e das condições de travessia é atribuição do órgão que tenha jurisdição sobre as referidas pontes.

Na Tabela 2.2 apresentam-se o peso do veículo e os valores das cargas q e q' para cada uma das classes de pontes.

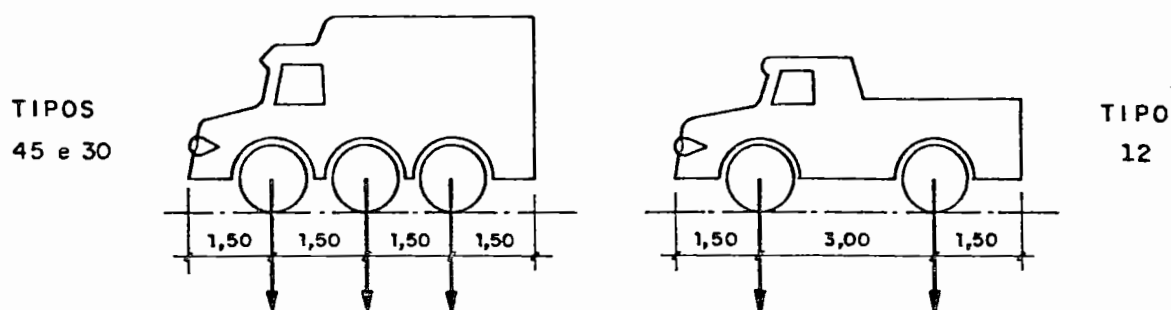
Classe da ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída				Disposição da carga
	Peso total		q		q'		
	kN	tf	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	450	45	5	500	3	300	Carga q em toda a pista
30	300	30	5	500	3	300	
12	120	12	4	400	3	300	Carga q' nos passeios

Tabela 2.2 - Pesos dos veículos e valores das cargas distribuídas

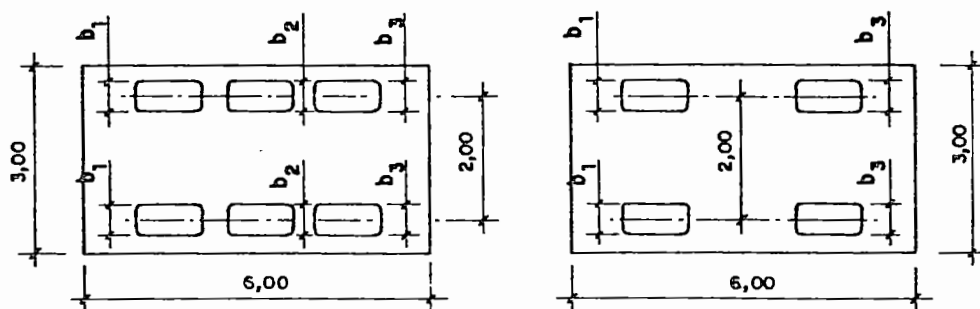
Na Tabela 2.3 e na Fig. 2.9 são apresentadas as características dos veículos.

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total de veículo	kN/tf	450/45	300/30	120/12
Peso de cada roda dianteira	kN/tf	75/7,5	50/5	20/2
Peso de cada roda traseira	kN/tf	75/7,5	50/5	40/4
Peso de cada roda intermed.	kN/tf	75/7,5	50/5	-
Larg. contato b_1 - roda diant.	m	0,50	0,40	0,20
Larg. contato b_3 - roda tras.	m	0,50	0,40	0,30
Larg. contato b_2 - roda interm.	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato da roda	m	0,20	0,20	0,20
Area de contato da roda	m ²	0,20xb	0,20xb	0,20xb
Distância entre eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre centros das rodas de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

Tabela 2.3 - Características dos veículos-tipo



VISTA LATERAL ESQUEMÁTICA DOS VEICULOS TIPO



DIMENSÕES DA ÁREA DE CONTACTO DA RODA NO PAVIMENTO

FIG. 2.9 - CARACTERÍSTICAS DOS VEÍCULOS TIPO

Com relação aos passeios, a norma NBR 7188, estabelece que os mesmos devem ser carregados com a carga q' sem acréscimo devido ao efeito dinâmico, no entanto, as peças que suportam diretamente os passeios, ou seja, a estrutura de suporte do passeio, devem ser verificadas para a ação de uma sobrecarga de 5 kN/m^2 , sem acréscimo devido ao efeito dinâmico.

Os guarda-rodas e as defensas, centrais ou extremos, devem ser verificados para uma força horizontal de 60 kN , sem acréscimo devido ao efeito dinâmico, aplicada na aresta superior, como consequência da finalidade desses elementos. A norma permite, para a avaliação das solicitações na implantação desses elementos, a distribuição a 45° do efeito da citada força horizontal.

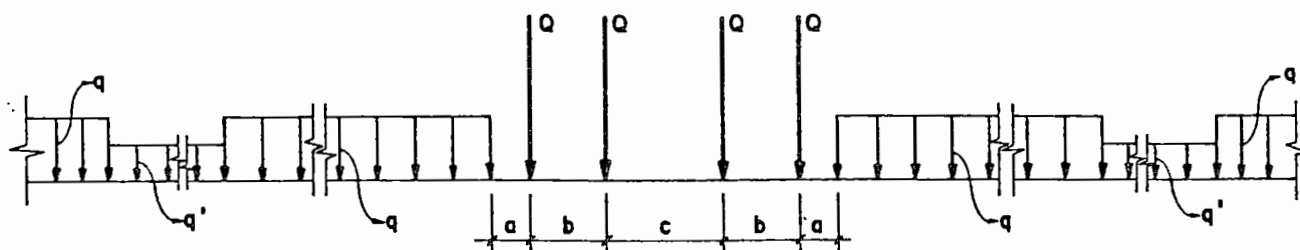
3.1.2- Pontes ferroviárias

As cargas nas pontes ferroviárias são fixadas pela norma NBR 7189 "Cargas móveis para o projeto estrutural de obras ferroviárias".

Essa norma estabelece quatro classes de trens-tipo relacionadas a seguir.

- a) TB-360: para ferrovias sujeitas a transporte de minério de ferro ou outros carregamentos equivalentes;
- b) TB-270: para ferrovias sujeitas a transporte de carga geral;
- c) TB-240: para ser adotado somente na verificação de estabilidade e projeto de reforço de obras existentes;
- d) TB-170: para vias sujeitas exclusivamente ao transporte de passageiros em regiões metropolitanas ou suburbanas.

As características geométricas e os valores das cargas estão mostrados na Fig. 2.10 e na Tabela 2.4.



Q = carga por eixo

q e q' = cargas distribuídas na via, simulando, respectivamente vagões carregados e descarregados

FIG. 2.10 - CARACTERÍSTICAS DAS CARGAS FERROVIÁRIAS

TB	Q (kN)	q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
360	360	120	20	1,00	2,00	2,00
270	270	90	15	1,00	2,00	2,00
240	240	80	15	1,00	2,00	2,00
170	170	25	15	11,00	2,50	5,00

Tabela 2.4 - Características das cargas ferroviárias

3.1.3- Efeito dinâmico das cargas móveis

No estudo estático das estruturas supõe-se que as cargas sejam aplicadas de maneira que sua intensidade cresça gradualmente desde zero até o valor total, ao passo que as cargas móveis reais são aplicadas bruscamente. Além disso, a simples consideração de cargas estáticas não corresponderia à realidade em virtude das oscilações provocadas pelos veículos, especialmente pelos trens, e causadas pela existência de excêntricos nas rodas, pela ação das molas, pelas juntas dos trilhos ou por irregularidades da pista nas pontes rodoviárias, pela força centrífuga causada pela deformação da ponte sob a ação das cargas (efeito Willis-Zimmermann), etc.

A análise de todos estes efeitos deve ser feita pela teoria da Dinâmica das Estruturas, e resulta bastante trabalhosa; daí, levar-se em conta na prática, o efeito dinâmico das cargas móveis de maneira global, dando a elas um acréscimo e considerando-as como se fossem aplicadas estaticamente. Esse acréscimo é dado por um coeficiente ϕ , chamado coeficiente de impacto, ou coeficiente de amplificação dinâmica, não menor que 1, pelo qual são multiplicadas as cargas que têm ação dinâmica.

É importante observar que o efeito dinâmico das cargas é tanto maior quanto mais leve for a estrutura em relação às cargas que o provocam. Isto é diretamente salientado pela fórmula para o coeficiente de impacto adotada pelas normas francesas, em que se tem

$$\phi = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 l} + \frac{0,6}{1 + 4 G/Q}$$

sendo l o vão em metros, G a carga permanente, e Q a carga móvel máxima para a estrutura em estudo.

A partir dessa observação, conclui-se imediatamente que a influência do efeito dinâmico das cargas deve decrescer à medida que aumentar o vão da ponte, pois nesse caso o peso G da estrutura vai aumentando mais rapidamente do que a carga correspondente Q . De fato, observações experimentais

mostram que se deve dar ao coeficiente de impacto variação sensivelmente hiperbólica, tendendo assintoticamente a zero ao aumentar o vão l (Fig. 2.11). Ao contrário, em pontes pequenas o coeficiente de impacto é maior. Assim, na fórmula francesa atrás referida (válida para ferrovias e rodovias), o coeficiente ϕ cresce para 2 ao diminuírem o vão l e a relação G/Q entre o peso G da estrutura e a carga Q que produz o efeito dinâmico. A esse respeito, ainda, é ilustrativa a fórmula espanhola (Fig. 2.11)

$$\phi = 1,4 - \frac{0,4}{250} \sqrt{500 l - l^2} = 1,4 - 0,0016 \sqrt{500 l - l^2}$$

em que se admite variação elítica de ϕ entre

$l = 0$ ($\phi = 1,4$) e $l = 250$ m ($\phi = 1$).

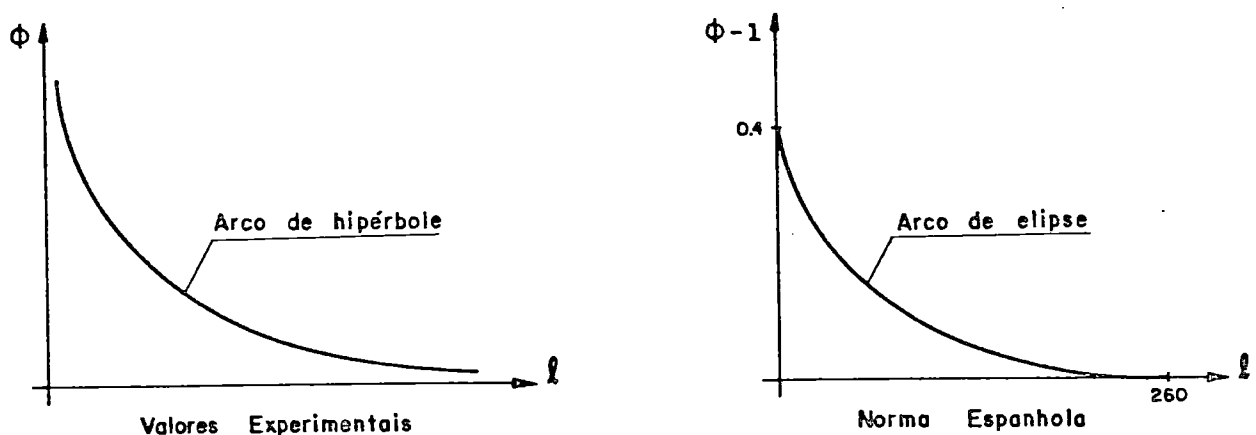


FIG. 2.11 - VARIAÇÃO DE ϕ EM FUNÇÃO DE l .

Ainda em decorrência do que se disse, vê-se que a influência da ação dinâmica das cargas há de ser maior em pontes metálicas do que em pontes de concreto, mais pesadas. Por outro lado constatou-se, como aliás é de se prever, que o efeito dinâmico é maior em pontes ferroviárias do que em pontes rodoviárias.

A norma NBR 7187 fornece os seguintes valores:

a) nos elementos estruturais de obras rodoviárias

$$\phi = 1,4 - 0,007 l \geq 1$$

b) nos elementos estruturais de obras ferroviárias

$$\phi = 0,001 (1600 - 60 \sqrt{l} + 2,25 l) \geq 1,2$$

sendo l o comprimento, em metros, do vão teórico do elemento carregado, qualquer que seja o sistema estrutural.

Note-se que desta maneira a relação entre a carga permanente e a carga móvel que produz efeito dinâmico é considerada de forma indireta, através do vão l . A Fig. 2.12 mostra a variação do coeficiente de impacto em função do vão l , para pontes rodoviárias e ferroviárias, segundo a norma NBR 7187.

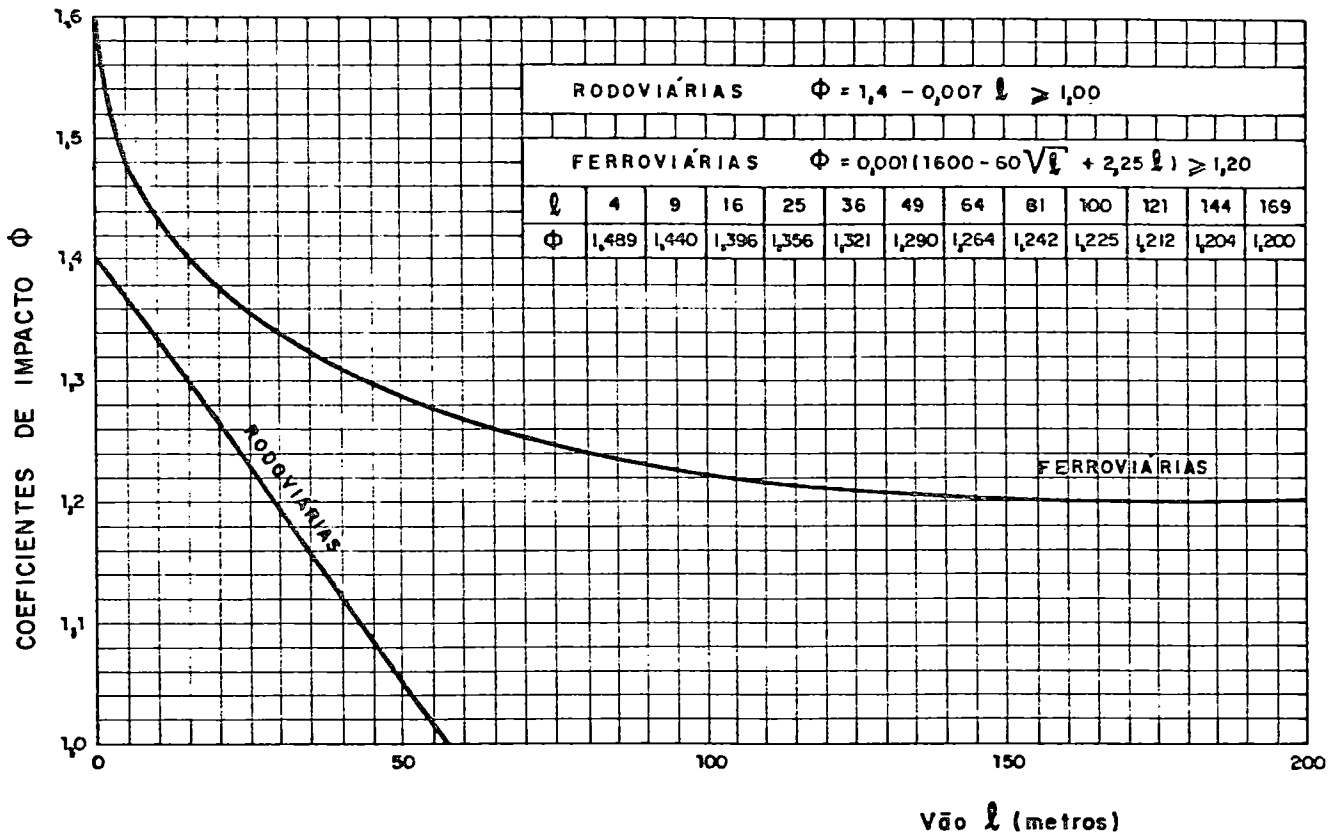


FIG. 2.12 - VARIAÇÃO DE Φ PARA PONTES RODOVIÁRIAS E FERROVIÁRIAS SEGUNDO A NBR - 7187

Em pontes rodoviárias, obtém-se

$$\Phi = 1 \text{ para } l = 57,14 \text{ m}$$

considera-se que, para vãos maiores, os efeitos dinâmicos traduzidos pelo coeficiente de impacto são desprezíveis.

Pelo contrário, em pontes ferroviárias nunca se deixa de considerar o efeito dinâmico; e mesmo o valor mínimo

$$\Phi = 1,2 \text{ corresponderia ao longo vão de } 169 \text{ m.}$$

No caso de elementos contínuos de vãos desiguais permite-se considerar um vão ideal equivalente à média aritmética dos vãos teóricos, desde que o menor vão seja igual ou superior a 70% do maior vão. A Fig. 2.13 ilustra esta situação.

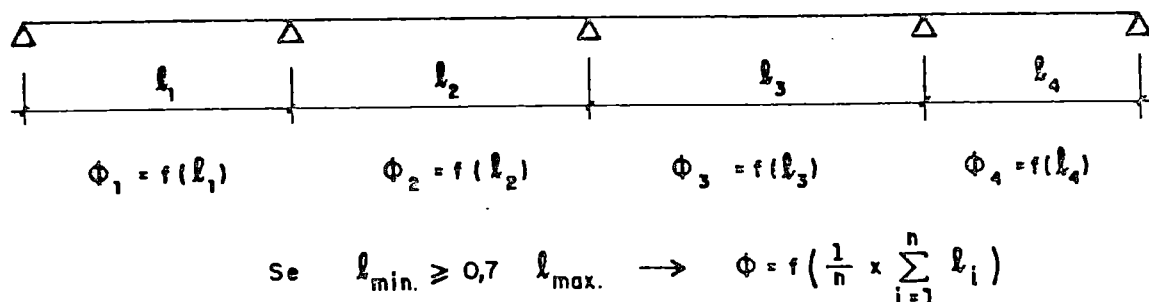


FIG.2.13 - COEFICIENTE DE IMPACTO EM ELEMENTOS CONTÍNUOS

No caso de elementos em balanço, o valor de l a ser empregado na expressão corresponde a duas vezes o comprimento do balanço, como ilustra a Fig. 2.14.

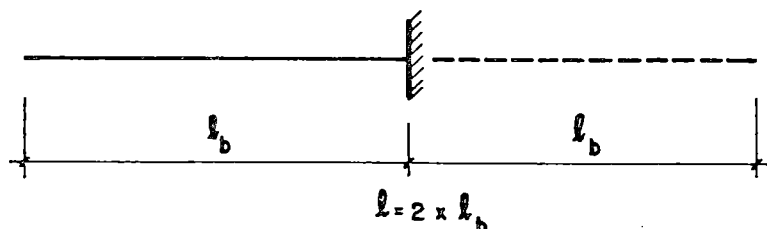


FIG.2.14 - COEFICIENTE DE IMPACTO EM ELEMENTOS EM BALANÇO

No caso de lajes com vínculos nos quatro lados, o valor de l é tomado igual ao menor dos dois vãos da laje, resultando portanto, num coeficiente a favor da segurança. Por outro lado, quando se tratar de pontes de laje, contínuas ou não, valem as mesmas considerações referentes às vigas, isto é, o valor de l é a distância entre apoios.

O efeito dinâmico das cargas pode ser desprezado, ou seja, o coeficiente de impacto é tomado igual a 1, nas seguintes situações:

- a) na determinação do empuxo de terra provocado pelas cargas móveis. A Fig. 2.15 ilustra esta situação. A razão desta recomendação da norma ocorre em virtude da atenuação dos efeitos dinâmicos através do maciço arrimado.
- b) no cálculo das fundações. Neste caso pode-se invocar o que se disse a respeito de G/Q e do recebimento indireto, atenuado, dos efeitos dinâmicos.
- c) nos passeios. Aqui a razão é bem diferente. Nesses passeios, a carga aplicável é $q' = 3 \text{ kN/m}^2$ (para qualquer das três classes) e pretende levar em conta ou a aglomeração de pessoas (da ordem de 4 por m^2) ou o estacionamento de veículos; em qualquer dos dois casos, tais cargas não produzem efeito dinâmico considerável.

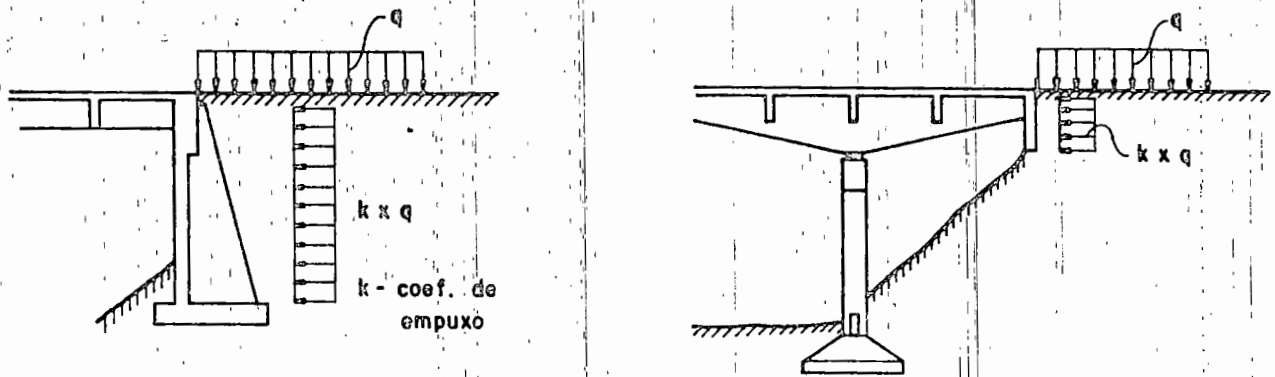


FIG. 2.15 - EMPUXO DE TERRA PROVOCADO PELAS CARGAS MÓVEIS

Convém observar que, ao aplicar-se o coeficiente de impacto às cargas dispostas na situação mais desfavorável, muitas vezes vai-se flagrantemente contra a realidade. Para exemplificar, admitindo-se uma ponte em vigas reta simplesmente apoiada; para o cálculo dos máximos momentos fletores dispor-se-á as cargas móveis ao longo de toda a estrutura, incrementadas pelo coeficiente de impacto. Ora, essa situação das cargas corresponderia ou à paralização do tráfego sobre a ponte ou a tráfego muito lento, e nesse caso, o coeficiente de impacto deveria ser unitário ou quase. De maneira geral, observa-se que impacto mais elevado corresponde a poucas cargas sobre a estrutura; o impacto é nulo, ou praticamente nulo, quando são muitos os veículos sobre a ponte.

3.2- FORÇA CENTRÍFUGA

Manifesta-se a ação dessa força nas pontes em curva, aplicada pelo veículo ao tabuleiro através do atrito das rodas com o pavimento ou, em pontes ferroviárias, aplicada pelo friso das rodas ao trilho e, conseqüentemente, à estrutura. Convém observar que basta ser curvilínea a trajetória do veículo, enquanto que o eixo longitudinal da obra, em planta, pode ser retilíneo. Assim, por exemplo, a abóbada da Fig. 2.16 é reta (tem planta de eixo retilíneo, normal aos pegões); mas a ferrovia sobre o tabuleiro tem andamento curvilíneo, provocando o aparecimento de força centrífuga.

Suponhamos que o eixo da estrada seja uma curva de raio de curvatura R . A força centrífuga seria dada por

$$F = \frac{M v^2}{R}$$

onde v e M são a velocidade e a massa do veículo.

Exprimindo v em km/h, R em metros, e colocando em termos do peso do veículo, tem-se

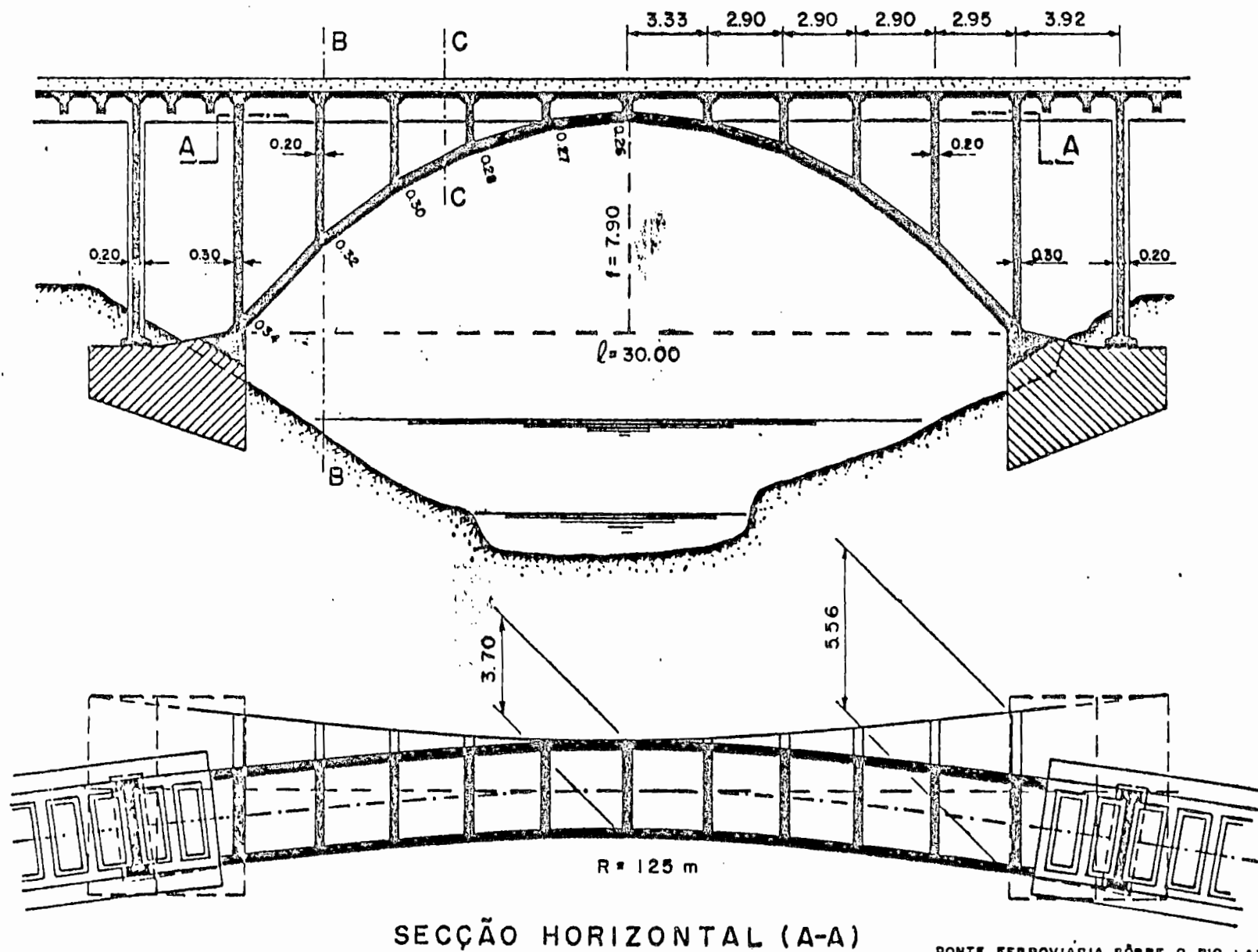


FIG. 2.16 - EXEMPLO ILUSTRATIVO DE PONTE CURVA
EM ABOBODA RETA

PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO LANDQUART EM KLOSTERB, SUÍÇA,
OBRA FAMOSA (1931) DO GRANDE ENGENHEIRO SUÍÇO ROBERT MAILLART
CONFIGURA A PONTE DE ARCO FLEXÍVEL COM VIGA DE RIGIDEZ (OU DE
ARCO FUNICULAR) NOTAR O TABULEIRO CURVO SOBRE ABOBADA RETA

$$F = \frac{Q}{10 \text{ m/s}^2} * \frac{v^2 \left(\frac{1000}{60 \cdot 60} \right)^2}{R} = \frac{0,0077 Q v^2}{R}$$

expressão que permite determinar a força centrífuga a partir do peso Q correspondente a cada eixo do trem-tipo. Na prática, porém, admite-se que a força centrífuga seja uniformemente distribuída ao longo do eixo da estrutura, e a intensidade é avaliada de maneira aproximada de acordo com as prescrições da norma NBR 7187, a qual dá a força centrífuga em função do tipo de tráfego, do raio de curvatura R e, para ferrovias, em função da largura da bitola, o que procura levar em conta a diferença de velocidades usuais entre bitola larga e bitola estreita. Tem-se assim a força centrífuga avaliada como uma fração C da carga, já incluído o efeito dinâmico, com os valores apresentados a seguir:

a) em pontes rodoviárias:

C = 0,25 do peso do veículo-tipo para $R \leq 300 \text{ m}$

C = $75/R$ do peso do veículo-tipo para $R > 300 \text{ m}$

b) em pontes ferroviárias de bitola larga (1,60 m):

C = 0,15 da carga móvel para $R \leq 1200 \text{ m}$

C = $180/R$ da carga móvel para $R > 1200 \text{ m}$

c) em pontes ferroviárias de bitola estreita (1 m):

C = 0,10 da carga móvel para $R \leq 750 \text{ m}$

C = $75/R$ da carga móvel para $R > 750 \text{ m}$

A força centrífuga assim determinada é considerada atuando no centro de gravidade do trem (suposto 1,60 m acima do topo dos trilhos) ou na superfície de rolamento, conforme se trate, respectivamente, de ponte ferroviária ou rodoviária. Desta forma, a força centrífuga corresponde a uma força horizontal H, atuando no plano médio da vigas principais, e a um momento. Este momento produzirá então um acréscimo de solicitação vertical na viga externa, e um alívio na viga interna. A não ser em estruturas muito leves, a solicitação vertical correspondente ao momento não é de grande importância; a solicitação horizontal H, por sua vez, necessitaria de um enrijamento - no caso, tratando-se de ação perpendicular ao eixo da ponte, denomina-se contraventamento - o qual é fornecido pela própria laje que suporta o lastro ou a pavimentação.

3.3- CHOQUE LATERAL (IMPACTO LATERAL)

O impacto lateral, também chamado de choque lateral, surge nas pontes ferroviárias como consequência da folga exis-

tente entre o friso das rodas e o boleto do trilho; o movimento do trem não é perfeitamente retilíneo, havendo choque das rodas ora contra um trilho ora contra o outro. Procura-se levar em conta esse efeito substituindo-o por uma força horizontal normal ao eixo da linha e concentrada contra o topo do trilho, como carga móvel a ser disposta na situação mais desfavorável, com intensidade igual a 20% da carga do eixo mais pesado (Fig. 2.17).

TB	360	270	240	170
H (kN)	72	56	48	34

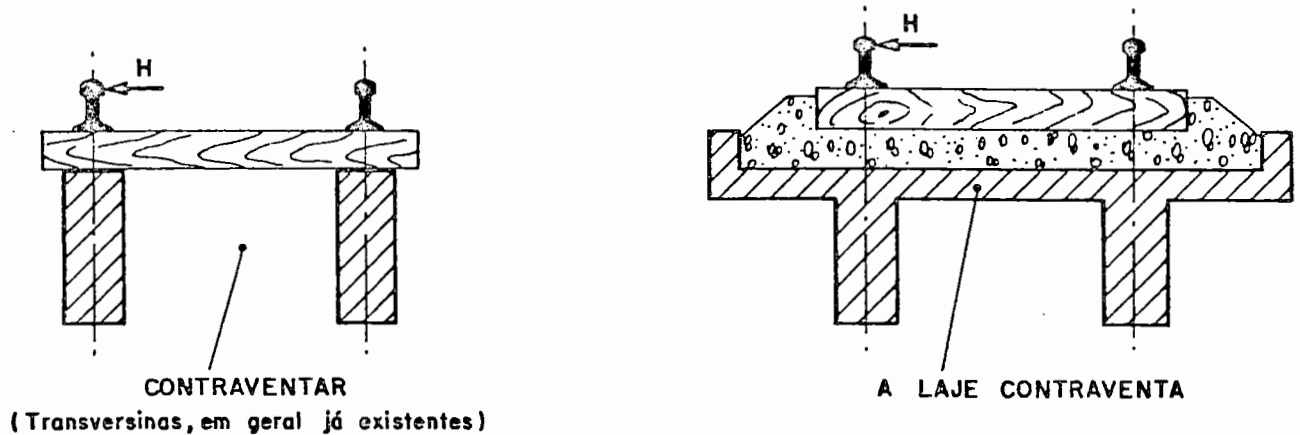


FIG. 2.17 - EFEITO DO CHOQUE LATERAL

No caso de pontes em curva o impacto lateral não é superposto, para efeito de cálculo, à força centrífuga: dentre os dois, considera-se apenas o mais desfavorável. No caso de ponte com mais de uma linha, esta ação é considerada em uma delas.

Se a ponte for de estrada descontínua, com os dormentes aplicados diretamente sobre o vigamento (e, portanto, sem lastro e sem laje), é preciso prever adequado contraventamento; bastarão, em geral, as transversinas. Havendo laje que suporte o lastro, esta fornecerá o contraventamento necessário.

3.4- EFEITO DA FRENAGEM E DA ACELERAÇÃO

Os veículos ao serem freados ou acelerados numa ponte, irão produzir sobre as mesmas, forças na direção do tráfego, ou seja, forças horizontais ao longo do eixo da ponte.

Em geral, nas pontes de concreto, a laje resiste bem a estes esforços, transmitindo-os aos elementos da infraestrutura de uma forma que depende do arranjo dos aparelhos de apoio. Es-

tes esforços irão então produzir uma considerável flexão da infraestrutura, como ilustra a Fig. 2.18.

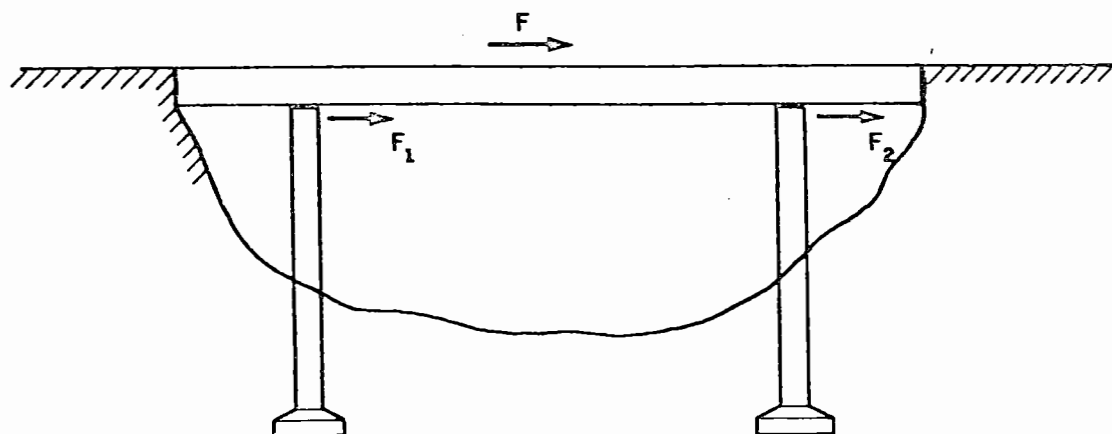


FIG. 2.18 - EFEITO DA FRENAGEM E DA ACELERAÇÃO

A norma NBR 7187 determina que as forças horizontais de frenagem e aceleração sejam calculadas como uma fração das cargas móveis verticais, da seguinte forma:

- a) Nas pontes rodoviárias, o maior dos seguintes valores:
 - 5% do valor do carregamento na pista de rolamento com as cargas distribuídas, excluídos os passeios
 - 30% do peso do veículo-tipo
- b) Nas pontes ferroviárias, o maior dos seguintes valores:
 - 15% da carga móvel para a frenagem
 - 25% do peso dos eixos motores para a aceleração

Destaca-se ainda que:

- a) para a avaliação dos esforços longitudinais, as cargas móveis são consideradas sem impacto;
- b) em ferrovias, a norma distingue o caso de frenagem do de aceleração, considerando que no primeiro intervém toda a carga móvel e, no segundo, apenas a locomotiva;
- c) essas forças longitudinais previstas pela norma são sempre supostas como aplicadas na superfície de rolamento (pavimentação ou topo do trilho);
- d) no caso de pontes ferroviárias com mais de uma linha, considera-se a força longitudinal em apenas duas delas: numa considera-se a força de frenagem e na outra a força de aceleração ou metade da força de frenagem, adotando-se

a maior delas. Estas forças são consideradas atuando no mesmo sentido, nas duas linhas que correspondem à situação mais desfavorável para o dimensionamento.

3.5- VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

O efeito da variação de temperatura nas pontes pode ser subdividido em duas partes:

- a) variação uniforme de temperatura;
- b) variação de temperatura ao longo da altura da seção transversal (gradiente térmico).

Para o efeito da variação uniforme de temperatura valem considerações análogas às que foram feitas para a retração.

No projeto da norma NBR 7187 recomenda-se que seja considerada uma variação uniforme de temperatura de $\pm 15^{\circ}\text{C}$. Considerando o coeficiente de dilatação térmica do concreto igual a $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, pode-se avaliar a variação do comprimento dos elementos e consequentemente os seus efeitos.

A variação da temperatura ao longo da altura da seção transversal irá produzir flexão na superestrutura da ponte. Por ora este efeito não será visto.

3.6- AÇÃO DO VENTO

O projeto de revisão da norma NBR 7187 não indica nenhum procedimento para a determinação da ação do vento em pontes; apenas recomenda seguir o disposto na norma NBR 6123, que trata da ação do vento em edifícios. Sendo assim, apresenta-se o procedimento indicado pela norma NB 2/61.

A ação do vento é traduzida por carga uniformemente distribuída horizontal, normal ao eixo da ponte.

Sobre que superfície atua o vento? Admitem-se dois casos extremos, para a verificação: tabuleiro sem tráfego e tabuleiro ocupado por veículos reais. No primeiro caso (ponte descarregada), considera-se como superfície de incidência do vento, a projeção da estrutura sobre plano normal à direção do vento; no segundo caso (ponte carregada), essa projeção é acrescida de uma faixa limitada superiormente por linha paralela ao estrada, distante da superfície de rolamento 3,50 - 2,00 - 1,70 m, conforme se trate, respectivamente, de ponte ferroviária, rodoviária ou para pedestres (Fig. 2.19).

No caso de ponte descarregada (menor superfície exposta), admite-se que a pressão do vento seja de $1,5 \text{ kN/m}^2$, qualquer que seja o tipo de ponte. Ao se verificar o caso de ponte carregada, admite-se que ao se oferecer essa maior superfície de incidência o vento atue com menor intensidade: $1,0 \text{ kN/m}^2$ para pontes ferroviárias ou rodoviárias, e $0,7 \text{ kN/m}^2$ em pontes para pedestres (Fig. 2.19).

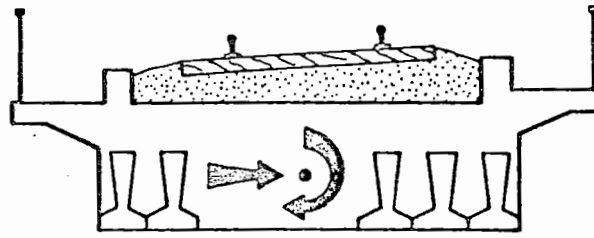


FIG.2.20 - EFEITO DE AÇÃO DO VENTO NA SUPERESTRUTURA EM PONTE DE LAJE

O cálculo dos esforços causados pelo vento também é dispensado quando se tratar de abóbadas com largura nas nascenças superior a $1/10$ do vão, ou de ponte com arcos paralelos e tabuleiro superior, desde que tenha contraventamento contínuo e que a distância entre os eixos dos arcos externos seja superior a $1/9$ do vão (Fig. 2.21). Nestes casos, abóbada e arcos atuam, quanto ao vento, como viga-balcão cuja seção transversal tem, nas nascenças, altura igual à largura b da abóbada ou à distância a entre os arcos externos; daí a possibilidade de se dispensar a verificação da ação do vento, quando b ou a são suficientemente grandes.

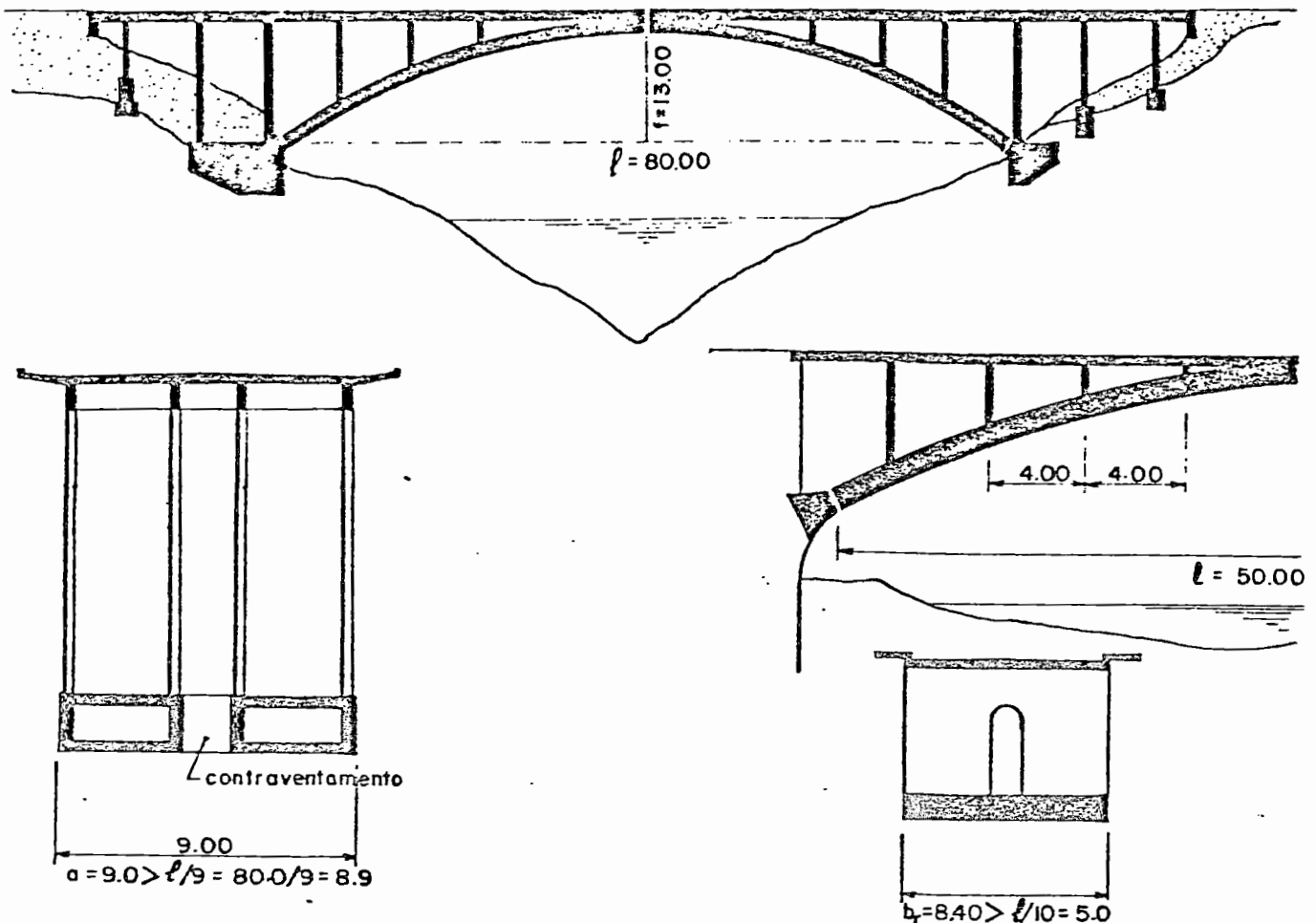


FIG. 2.21 - EXEMPLOS ILUSTRATIVOS DE ESTRUTURAS EM QUE A AÇÃO DO VENTO PODE SER DISPENSADA

3.7- PRESSÃO DA ÁGUA EM MOVIMENTO

Segundo o projeto de revisão da norma NBR 7187, a pressão da água em movimento sobre os pilares e os elementos de fundação pode ser determinada através da expressão:

$$q = K \cdot v_a^2$$

onde:

q é a pressão estática equivalente em kN/m^2 ;

v_a é a velocidade da água em m/s

K é um coeficiente adimensional cujo valor é 0,34 para elementos de seção transversal circular.

Para elementos com seção transversal retangular, o valor de K é função do ângulo de incidência do movimento das águas em relação ao plano da face do elemento, conforme a Tabela 2.5.

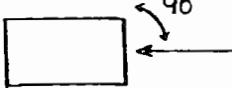
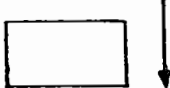
Angulo de incidência	Valor de K	
90°	0,71	
45°	0,54	
0°	0	

Tabela 2.5 - Valores de K para cálculo da pressão de água

No caso de um pilar de seção circular, num rio com velocidade da água igual a 2 m/s , tem-se:

$$q = 0,34 \times 2^2 = 1,36 \text{ kN/m}^2$$

que é da ordem de grandeza da pressão do vento.

Destaca-se entretanto que nos rios que carregam troncos de árvore ou galhos esta pressão poderá ser bem maior do que os valores avaliados com a expressão fornecida, devido ao fato desse material se prender nos pilares.

Em situações em que o movimento da água é muito importante, o projeto de revisão da norma NBR 7187 estabelece que o efeito dinâmico das ondas e das águas em movimento deve ser determinado através de métodos baseados na hidrodinâmica.

3.8- EMPUXO DE TERRA PROVOCADO POR CARGAS MÓVEIS

Além da pressão de terra comentada no item 2.3.1, nos encontros e nas cortinas, podem ocorrer pressões devidas à carga móvel que está adentrando ou deixando a ponte. Estas pressões se somam às anteriores, conforme ilustra a Fig. 2.22.

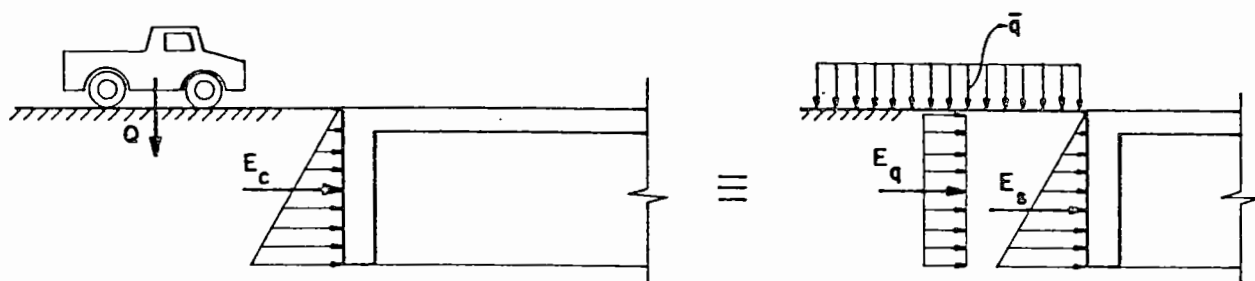


FIG.2.22 - EFEITO DE CARGA MÓVEL EM CORTINA

Normalmente, essa carga móvel colocada junto à cabeceira da ponte, para efeito de cálculo, é considerada uniformemente distribuída, e cujo valor pode ser estimado transformando o peso do veículo-tipo em carga uniformemente distribuída e compondo-a com a carga distribuída q que considera o efeito de outros veículos, como se mostra na Fig. 2.23.

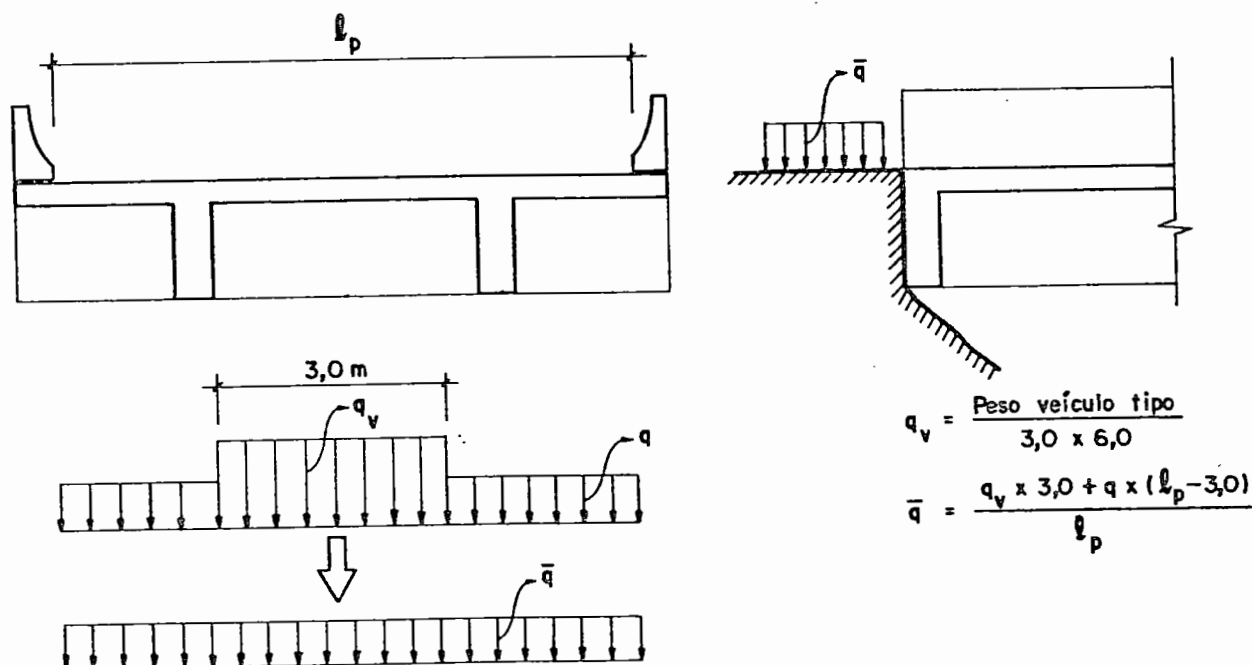


FIG.2.23 - ILUSTRAÇÃO DE TRANSFORMAÇÃO DE CARGA MÓVEL EM CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA

O carregamento assim obtido, pode ser considerado como um aterro adicional, de altura h_a , dividindo-se o seu valor pelo peso específico do solo, como ilustra a Fig. 2.24.

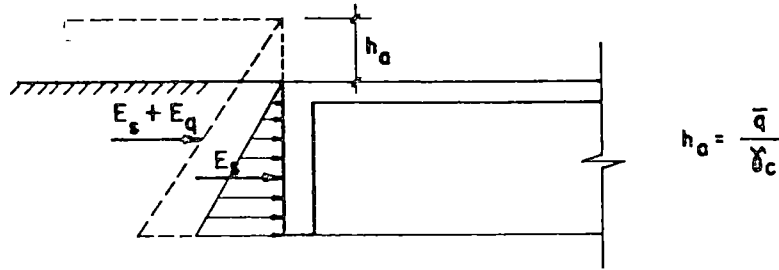


FIG. 2.24 - ILUSTRAÇÃO DE TRANSFORMAÇÃO DE CARGA MÓVEL DISTRIBUIDA EM ALTURA DE TERRA

3.9- CARGAS DE CONSTRUÇÃO

Durante a fase construtiva poderão ocorrer ações provisórias que devem ser consideradas no projeto.

Nesse sentido, o projeto de revisão da norma NBR 7187 estabelece que no projeto e cálculo devem ser consideradas as ações das cargas passíveis de ocorrer durante o período da construção, notadamente aquelas devidas ao peso de equipamentos e estruturas auxiliares de montagem e de lançamento de elementos estruturais e seus efeitos em cada etapa executiva da obra.

4- AÇÕES EXCEPCIONAIS

Segundo a norma NBR 8681, as ações excepcionais são aquelas que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas no projeto de determinadas estruturas.

No caso das pontes, o projeto de revisão da norma NBR 7187 cita os choques de objetos móveis, as explosões, os fenômenos naturais pouco frequentes, como enchentes catastróficas e sismos, entre outros.

O choque de objetos móveis é a única ação especificada pelo projeto de revisão da norma NBR 7187, que estabelece que os pilares passíveis de serem atingidos por veículos rodoviários ou embarcações em movimento, devem ter sua segurança verificada quanto aos choques assim provocados. Dispensa-se esta verificação se no projeto forem incluídos dispositivos capazes de proteger a estrutura contra este tipo de acidente.

Como o projeto de revisão da norma NBR 7187 não fornece os valores das cargas para considerar esta ação, pode-se recorrer à norma alemã DIN 1072, que estabelece que os elementos estrutu-

rais passíveis a choque de veículos, devem ser verificados para forças horizontais, não simultâneas, de 1.000 kN na direção horizontal e de 500 kN na direção transversal.

Estas forças devem ser consideradas atuando sobre o elemento a 1,20 m da superfície de rolamento.

Sobre a consideração de outras ações excepcionais, o projeto de revisão da norma NBR 7187 estabelece que devem ser feitas em construções especiais, a critério do proprietário da obra.

5- COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

Embora o projeto de revisão da norma NBR 7187 forneça critérios para a combinação das ações, julgou-se mais conveniente seguir na presente publicação, os critérios da norma NBR 8681, por entender que esta última se sobrepõe à norma NBR 7187.

5.1- COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DAS AÇÕES

Para as combinações últimas normais, o valor da ação de cálculo vale

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{G1} F_{G1,k} + \gamma_Q (F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k})$$

onde

$F_{G1,k}$ = valores característicos das ações permanentes

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável principal

$F_{Qj,k}$ = valores característicos das outras ações variáveis

γ_{G1} = coeficientes de ponderação das ações permanentes

γ_Q = coeficiente de ponderação das ações variáveis

ψ_{0j} = fator de combinação

Para as situações normais tem-se os seguintes valores dos coeficientes de ponderação

a) ações permanentes de grande variabilidade: para as ações constituídas pelo peso próprio das estruturas, dos elementos construtivos permanentes não estruturais e dos equipamentos fixos, todos considerados globalmente, quando o peso próprio da estrutura não supera 75% da totalidade destes pesos permanentes e para outras ações permanentes de grande variabilidade

$\gamma_G = 1,4$ para efeitos desfavoráveis

$\gamma_G = 0,9$ para efeitos favoráveis

- b) ações permanentes de pequena variabilidade: para as ações permanentes, quando o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade dos pesos permanentes e para outras ações permanentes de pequena variabilidade (situação mais comum nas pontes de concreto)

$$\gamma_g = 1,3 \quad \text{para efeitos desfavoráveis}$$

$$\gamma_g = 1,0 \quad \text{para efeitos favoráveis}$$

- c) efeitos de recalques de apoio e de retração do concreto

$$\gamma_g = 1,2 \quad \text{para efeitos desfavoráveis}$$

$$\gamma_g = 1,0 \quad \text{para efeitos favoráveis}$$

- d) ações variáveis

cargas acidentais móveis: $\gamma_q = 1,4$

efeitos da temperatura: $\gamma_e = 1,2$

- e) valores do fator de combinação

pontes de pedestres: $\psi_0 = 0,4$

pontes rodoviárias: $\psi_0 = 0,6$

pontes ferroviárias:
(ferrovias não especializadas) $\psi_0 = 0,8$

Nos casos particulares de combinações últimas excepcionais e combinações últimas especiais ou de construção, a norma NBR 8681 fornece outros valores.

5.2- COMBINAÇÕES DE UTILIZAÇÃO DAS AÇÕES

Conforme estabelece a norma NBR 8681, nas combinações de utilização são consideradas todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações da seguinte forma:

- a) combinações quase-permanentes de utilização

$$F_{d,ut1} = \sum_{i=1}^m F_{G1,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

- b) combinações frequentes de utilização

$$F_{d,ut1} = \sum_{i=1}^m F_{G1,k} + \psi_1 F_{G1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

c) combinações raras de utilização

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Qi,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

Os valores dos fatores de combinação de utilização ψ_1 e ψ_2 , para as cargas móveis e seus efeitos dinâmicos, são os seguintes:

pontes de pedestres: $\psi_1 = 0,3$ e $\psi_2 = 0,2$

pontes rodoviárias: $\psi_1 = 0,4$ e $\psi_2 = 0,2$

pontes ferroviárias: $\psi_1 = 0,6$ e $\psi_2 = 0,4$
(ferrovias não especializadas)

Segundo os itens 1.1 e 1.2 do anexo da norma NBR 6118, as combinações de utilização atrás referidas são empregadas nas seguintes situações:

- a) para verificação de estado limite de fissuração (abertura de fissuras) - combinação frequente de utilização;
- b) para verificação de estado limite de formação de fissuras - combinação rara de utilização;
- c) para verificação de estado limite de deformação excessiva (flecha) - combinação quase-permanente de utilização.

BIBLIOGRAFIA

ABNT. NB 2 - Cálculo e execução de pontes de concreto armado. Rio de Janeiro, 1961.

ABNT. NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978.

ABNT. NBR 7187 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido (Projeto de revisão da NB 2). Rio de Janeiro, 1986.

ABNT. NBR 7188 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT. NBR 7189 - Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias. Rio de Janeiro, 1985.

ABNT. NBR 7197 - Projeto de estruturas de concreto protendido (Projeto de revisão da NB 116). Rio de Janeiro, 1987.

ABNT. NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 1984.

ACI 343R-77. Analysis and design of reinforced concrete bridge structures. Detroit, 1981.

DIN 1072. Puentes de carreteras y caminos: hipótesis de carga (Tradução para o castelhano). Bilbao, Editorial Balzola, 1973.

FREITAS, M. Pontes: introdução geral - definições. São Paulo, EPUSP, 1981.

MARTINELLI, D.A.O. Solicitações nas pontes de concreto. São Carlos, EESC-USP, 1971.

PFEIL, W. Pontes em concreto armado. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora, 1979.