

MOTIVAÇÃO PARA O ESTUDO DA DINÂMICA DAS ESTRUTURAS

Carlos E.N. Mazzilli
Professor Titular



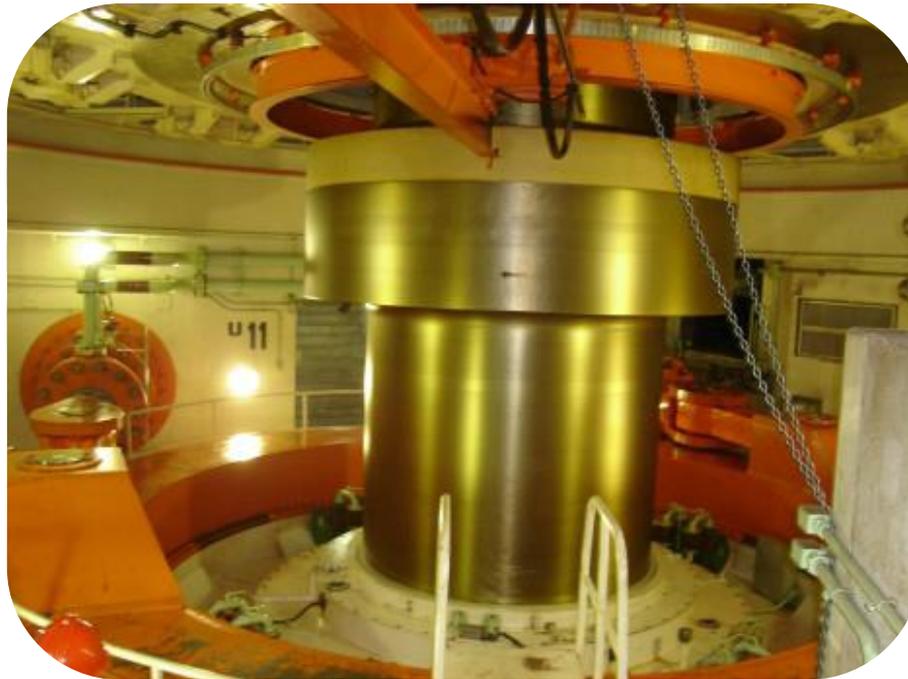
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Dinâmica das Estruturas

- ✓ Análise dinâmica das estruturas, ou simplesmente dinâmica das estruturas, é a disciplina que trata da formulação e solução das equações de movimento dos sistemas estruturais, em presença de ações variáveis no tempo.
- ✓ A análise dinâmica das estruturas é cada vez mais requerida em projetos de engenharia, à medida que os sistemas estruturais se tornam mais esbeltos e suscetíveis a vibrações.
- ✓ Entretanto, até a década de 1970, a prática corrente na engenharia civil era a de evitar a qualquer custo a análise dinâmica, se preciso fosse substituindo-a por uma análise estática com carregamentos majorados pelos chamados coeficientes de impacto ou coeficientes de amplificação dinâmica.
- ✓ Se em muitas situações esse procedimento é conservador, em outras o mesmo não ocorre, sendo essencial considerar modelos que levem em conta os esforços inerciais e as demais ações variáveis no tempo.
- ✓ Na engenharia de estruturas em sentido lato e, portanto, não restrita à engenharia civil, há inúmeros exemplos de situações que requerem análises dinâmicas.

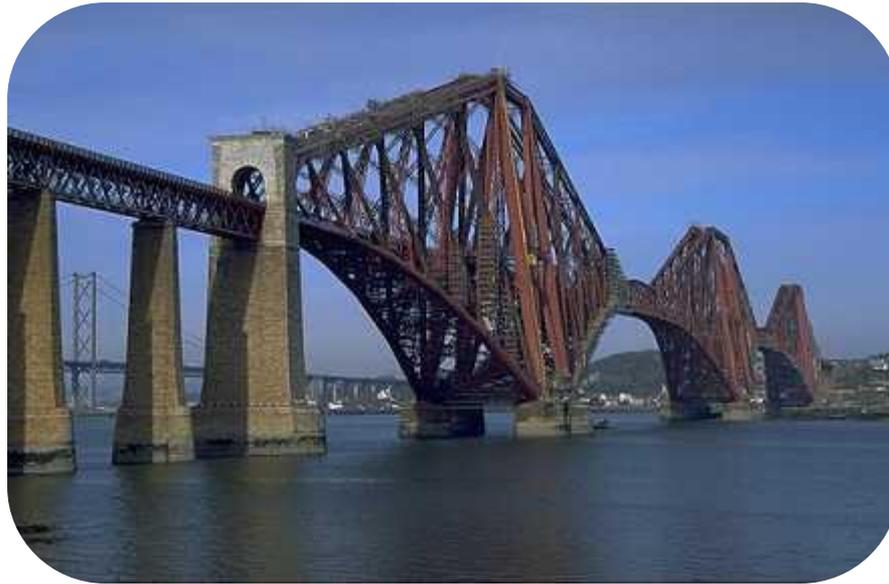
Dinâmica das Estruturas

Turbina da Usina de Itaipu, Brasil/Paraguai



Dinâmica das Estruturas

Firth of Forth Rail Bridge, Escócia



Dinâmica das Estruturas

Estádio do Corinthians, São Paulo, Brasil



Dinâmica das Estruturas

Colapso de tensoestrutura, Paulínia, Brasil
(gentileza do Eng. Ruy Pauletti)



Dinâmica das Estruturas

Ponte Akashi-Kaikyo, Kobe, Japão



Dinâmica das Estruturas

Templo G, Selinunte, Sicília, Itália, destruído por terremoto no século VII



Dinâmica das Estruturas

Atenuador de impacto rodoviário



Dinâmica das Estruturas

Defesa portuária, Veneza, Itália



Dinâmica das Estruturas

Estação de metrô usada como abrigo antiaéreo, Londres, Reino Unido



Dinâmica das Estruturas

Plataforma P-51 da Petrobras, Bacia de Campos, Brasil



Dinâmica das Estruturas

Naufração no Cabo da Boa Esperança, África do Sul



Dinâmica das Estruturas

Asa e superfícies de controle do BEM-RJ-145 da Embraer



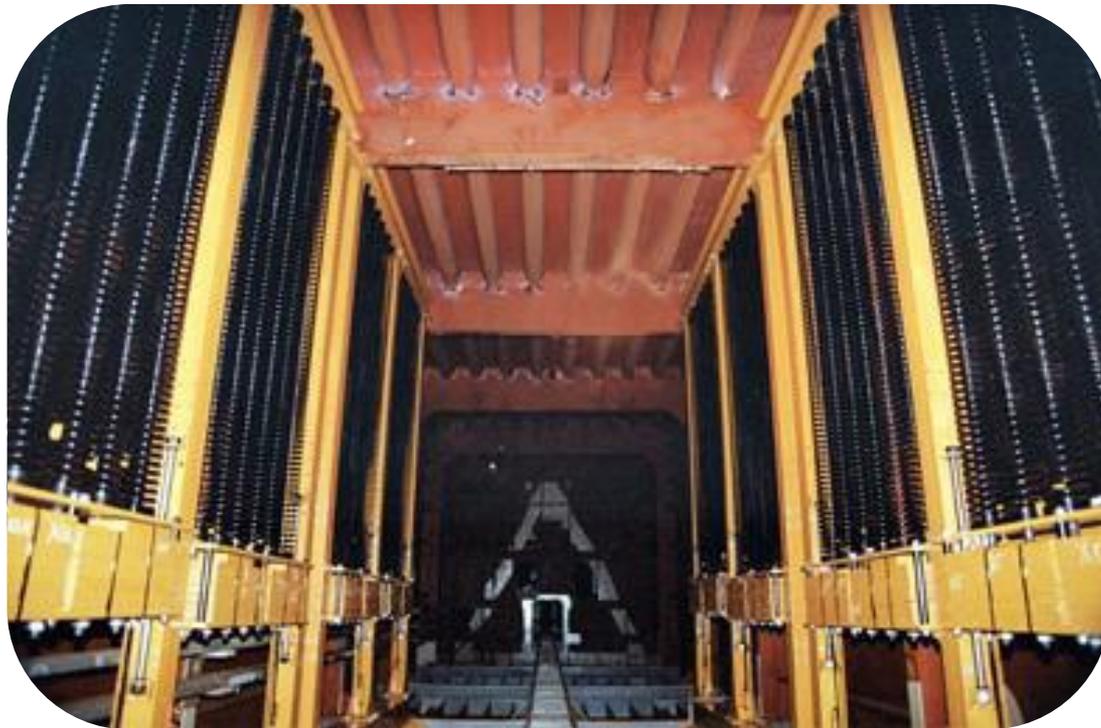
Dinâmica das Estruturas

Riser oceânico



Dinâmica das Estruturas

TMD's da Ponte Rio-Niterói
(gentileza do Eng. Ronaldo Battista)



Dinâmica das Estruturas

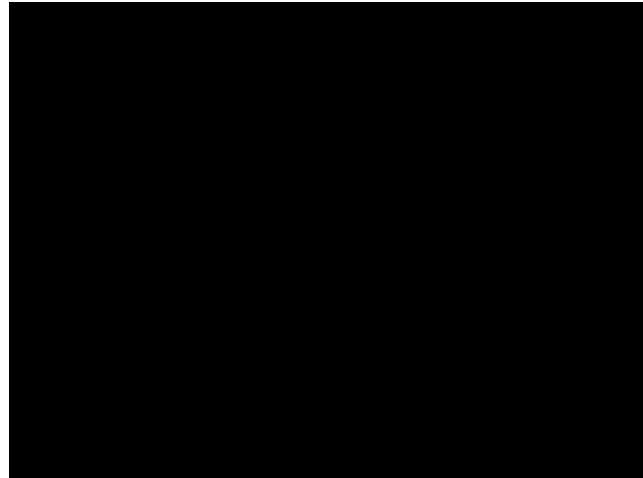
Colapso da Ponte de Tacoma Narrows, Estados Unidos da América

**Nov. 7, 1940
10:00 AM**

**Start of resonance vibration
of bridge in torsional mode**

Dinâmica das Estruturas

Millenium Bridge, Londres, Reino Unido



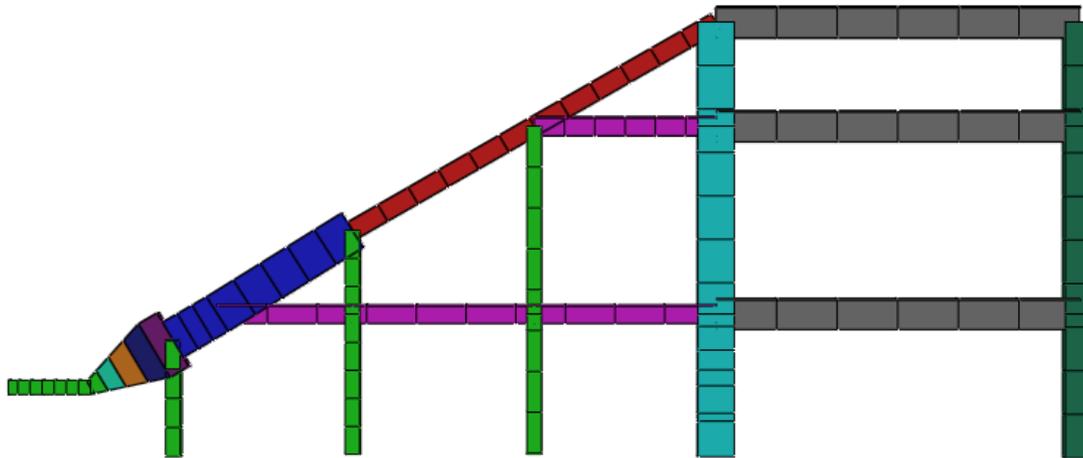
Vibração de Arquibancadas de Estádios

Estádio do Corinthians, São Paulo



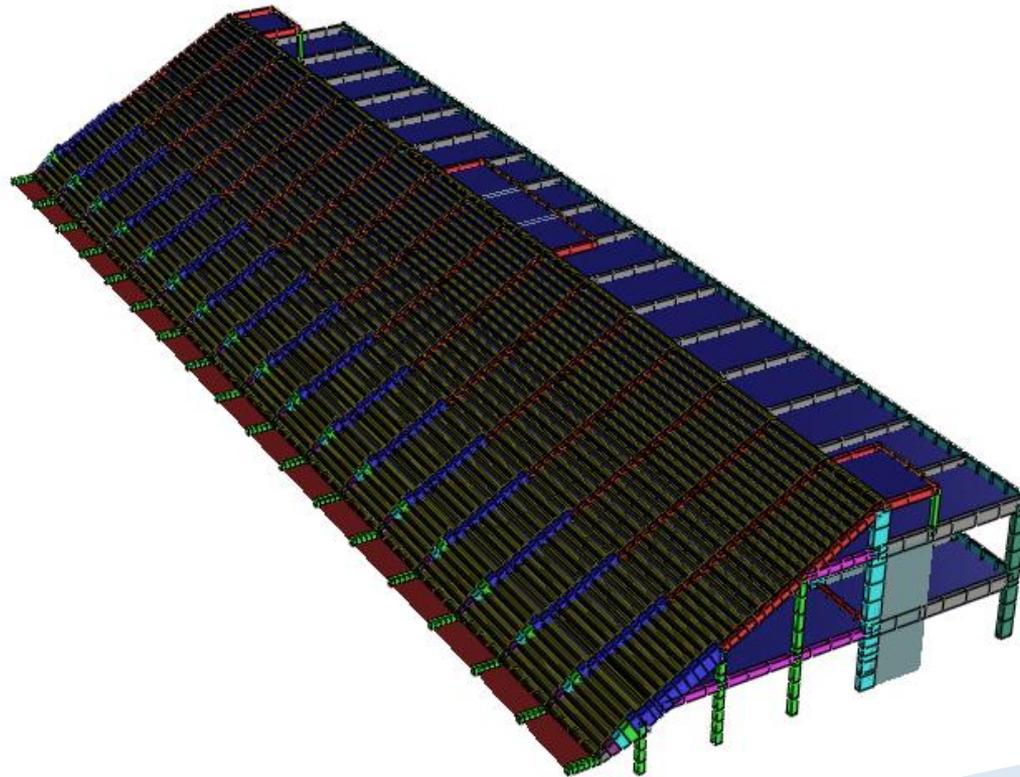
Vibração de Arquibancadas de Estádios

Modelo 2D



Vibração de Arquibancadas de Estádios

Modelo 3D



Vibração de Arquibancadas de Estádios

Carregamento devido ao público

$$p(t) = G[1 + 0,25 \cos(\omega t) + 0,063 \cos(2\omega t) + 0,018 \cos(3\omega t)] N.m^{-2}$$

$$G = 2000 N.m^{-2}$$

$$\omega \in [10; 16] (rd.s^{-1})$$

Critério para escolha da frequência ω : um dos harmônicos (ω , 2ω , 3ω) deve estar próximo de frequência natural da estrutura, para máxima amplificação da resposta (ressonância)

Máxima aceleração vertical admissível: $2ms^{-2}$

Vibração de Arquibancadas de Estádios

Modelo 2D: análise modal e definição da frequência forçada

First Mode

$$\omega_1 = 15,8 \text{ rad.s}^{-1}$$

Swaying of the structure => *disturbing to the audience.*

$$\omega_1 \in [10; 16]$$

⇒ ω_1 chosen to be the forced frequency ω .

Second Mode

$$\omega_2 = 38,1 \text{ rad.s}^{-1}$$

Oscillation of the cantilever => *disturbing to the audience.*

$$\frac{\omega_2}{3} = 12,7 \in [10; 16]$$

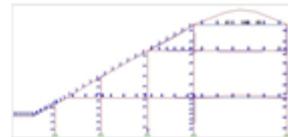
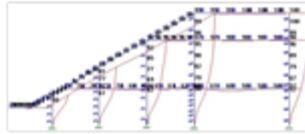
⇒ $\frac{\omega_2}{3}$ chosen to be the forced frequency ω .

Third Mode

$$\omega_3 = 46,2 \text{ rad.s}^{-1}$$

Oscillation of the rear of the structure => *not disturbing to the audience.*

⇒ Not an interesting forced frequency



Fourth Mode

$$\omega_4 = 49,4 \text{ rad.s}^{-1}$$

Oscillation of the rear of the structure => *not disturbing to the audience.*

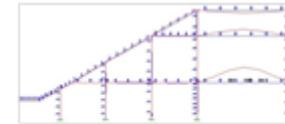
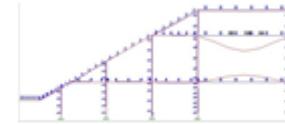
⇒ Not an interesting forced frequency

Fifth Mode

$$\omega_5 = 50,8 \text{ rad.s}^{-1}$$

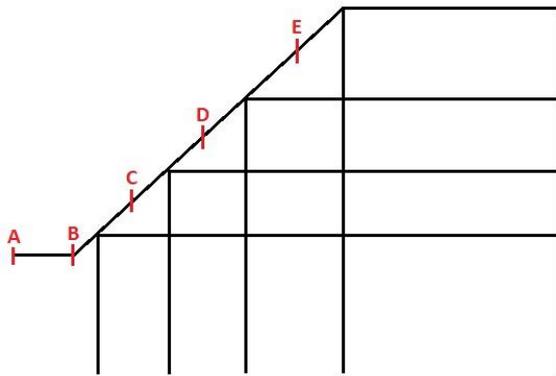
Oscillation of the rear of the structure => *not disturbing to the audience.*

⇒ Not an interesting forced frequency



Vibração de Arquibancadas de Estádios

Modelo 2D: resposta dinâmica

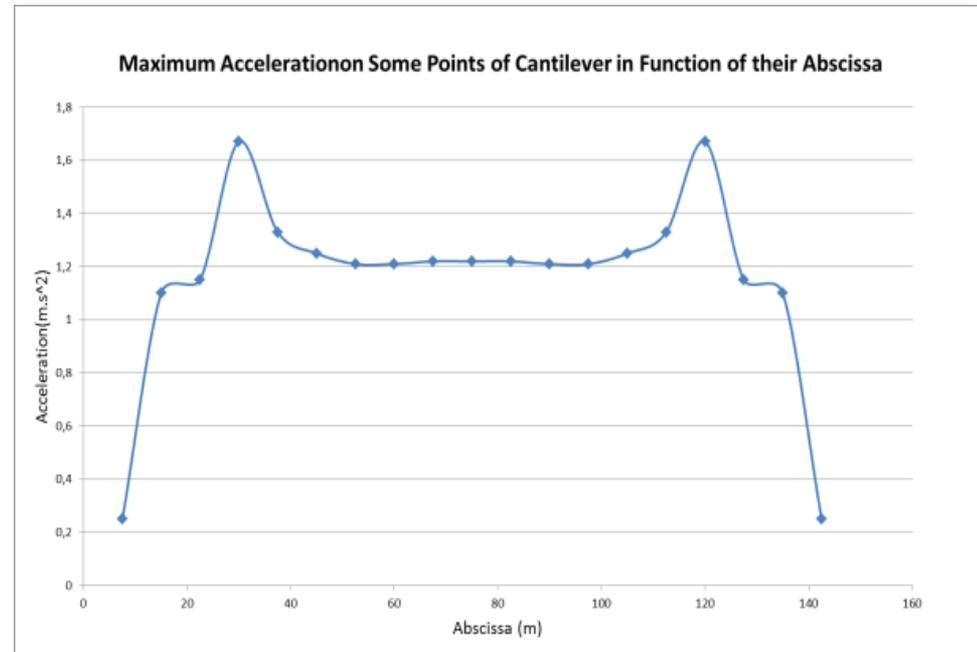
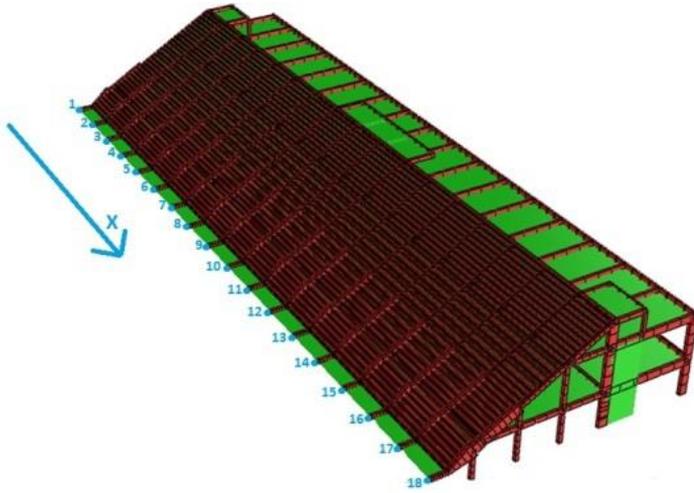


The five points that I observed the acceleration

Point	Loading ($N \cdot m^{-1}$)	Maximum Acceleration ($m \cdot s^{-2}$)
A	$f(t)$	1,79
B	$f(t)$	0,49
C	$f(t)$	0,11
D	$f(t)$	$1,0 \cdot 10^{-2}$
E	$f(t)$	$8,2 \cdot 10^{-3}$
A	$g(t)$	1,57
B	$g(t)$	0,43
C	$g(t)$	$9,9 \cdot 10^{-2}$
D	$g(t)$	$1,0 \cdot 10^{-2}$
E	$g(t)$	$5,0 \cdot 10^{-3}$

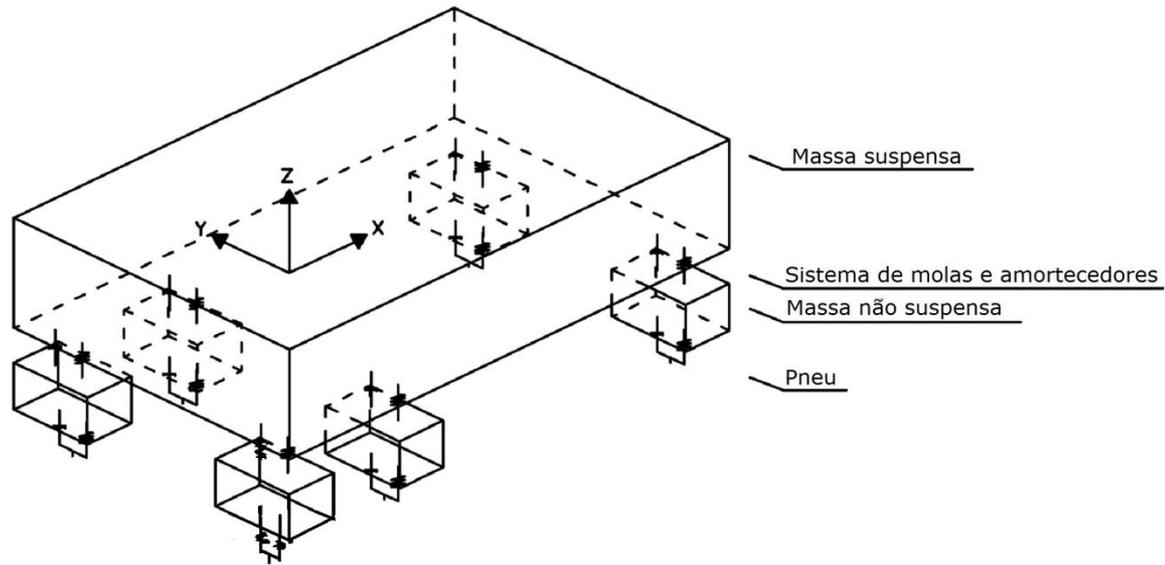
Vibração de Arquibancadas de Estádios

Modelo 3D: resposta dinâmica



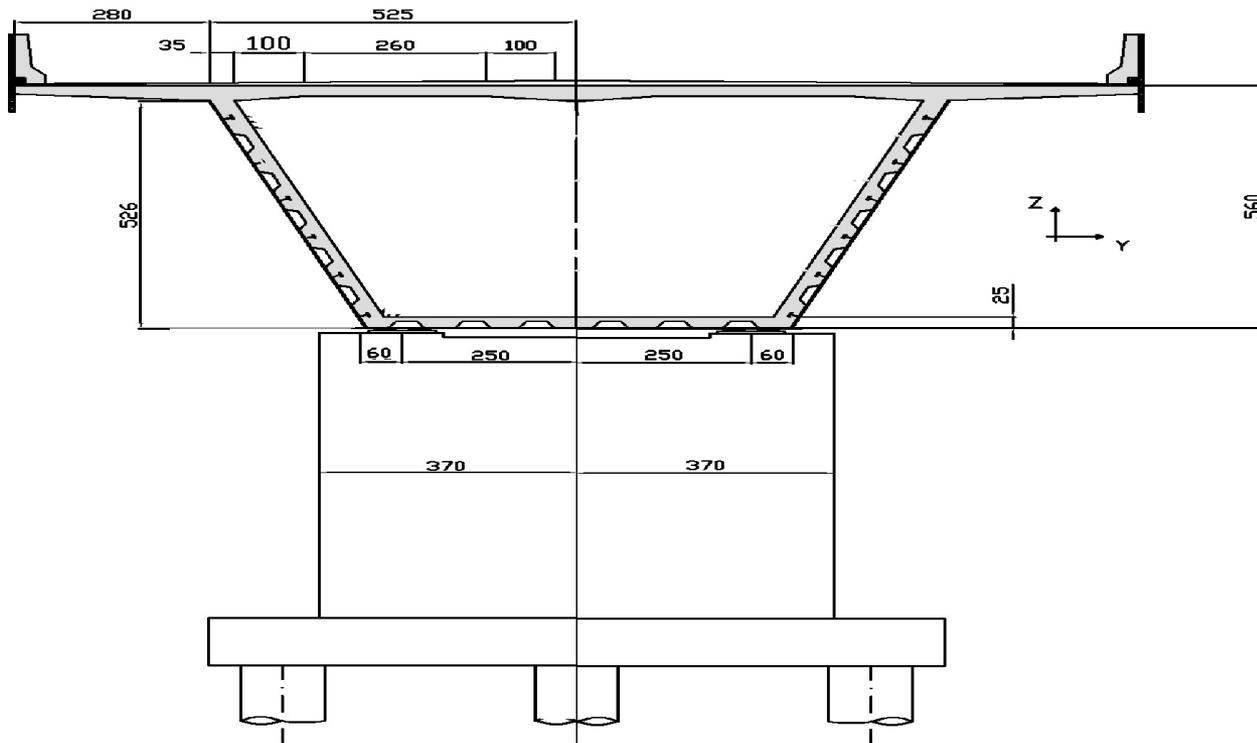
Vibração de Pontes Rodoviárias

Carregamento dinâmico para tráfego de caminhões de classe C3 em pavimento com rugosidade



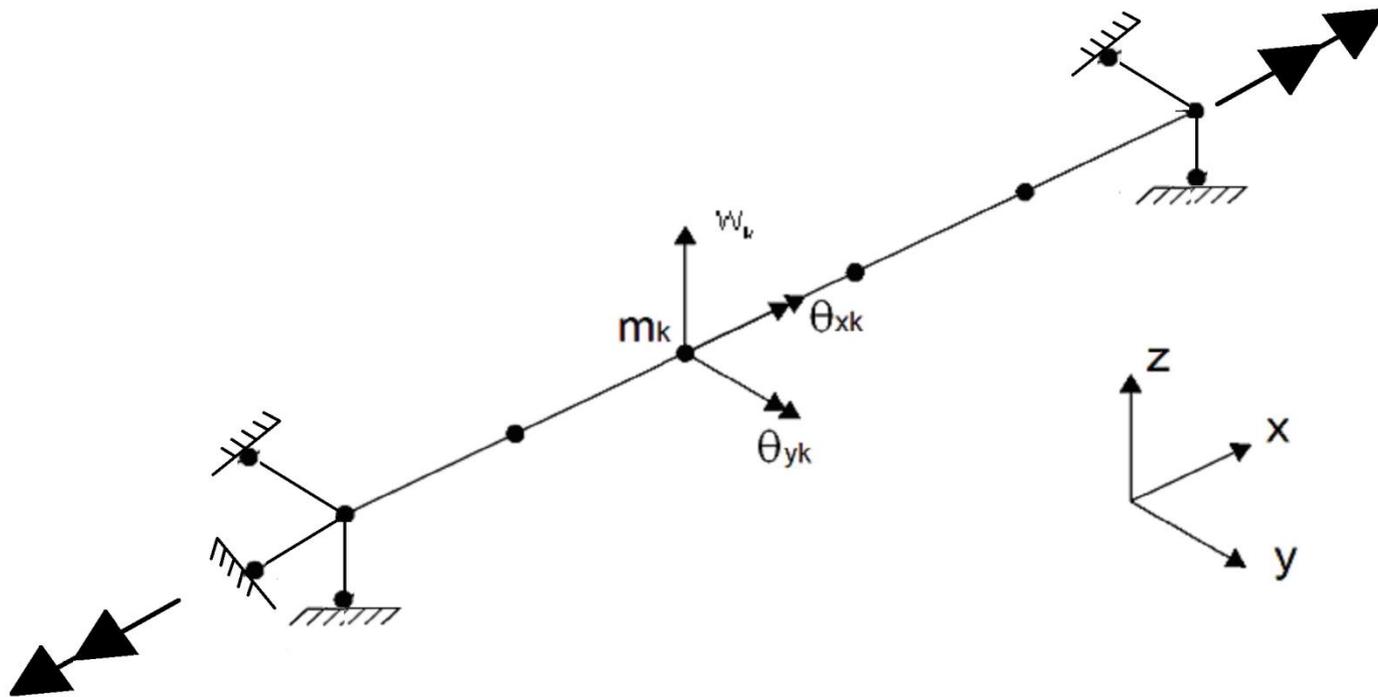
Vibração de Pontes Rodoviárias

Seção transversal celular mista (mediadas em cm), vão de 112 m biapoiado



Vibração de Pontes Rodoviárias

Modelo unifilar do tabuleiro, com indicação dos graus de liberdade nodais



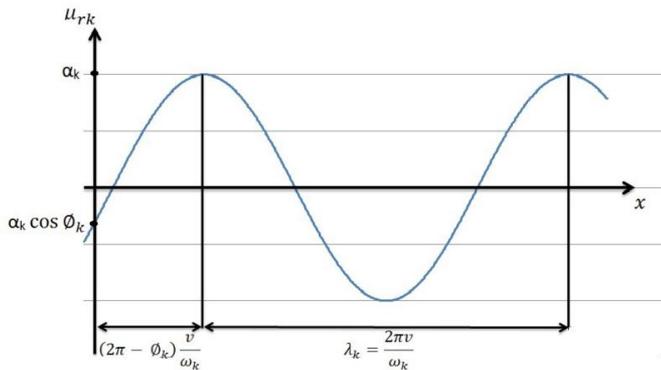
Vibração de Pontes Rodoviárias

Rugosidade do pavimento

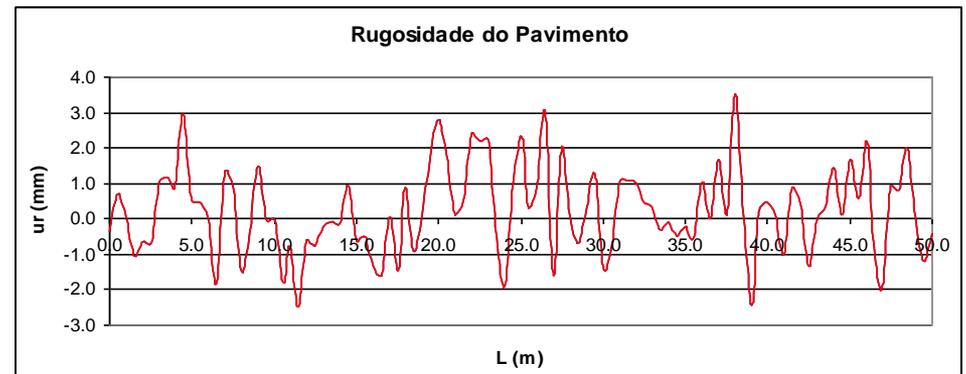
$$u_{ir}(x) = \sum_{k=1}^N \alpha_k \cdot \cos\left(\frac{\omega_k x}{v} + \phi_k\right) = \sum_{k=1}^N \alpha_k \cdot \cos\left(\frac{2\pi x}{\lambda_k} + \phi_k\right)$$

$$\alpha_k = \sqrt{4S_r(\omega_k)\Delta\omega}$$

$$S_r(w) = \bar{\alpha} \cdot (\omega_k)^{-\beta}$$

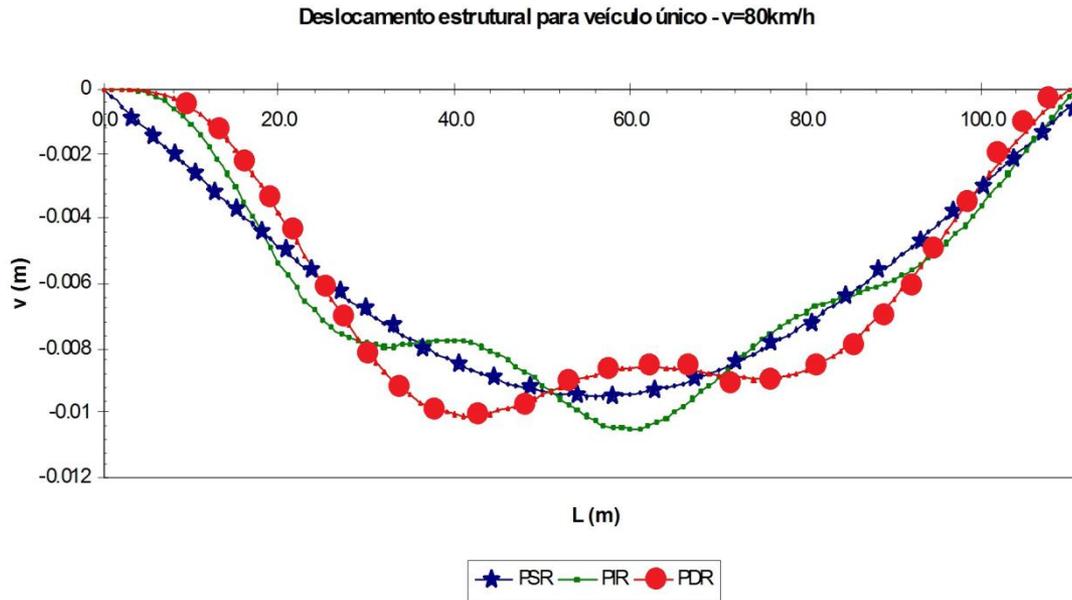


Condição do pavimento (IRI no Brasil)	$\bar{\alpha}$ (m ² /(m/ciclo))	IRI (m / km)
Excelente	$\bar{\alpha} \leq 0,24 \times 10^{-6}$	IRI $\leq 1,90$
Excelente → Regular	$0,24 \times 10^{-6} < \bar{\alpha} \leq 1,0 \times 10^{-6}$	$1,90 < \text{IRI} \leq 3,80$
Regular → Péssimo	$\bar{\alpha} > 1,0 \times 10^{-6}$	IRI $> 3,80$



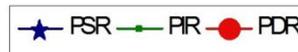
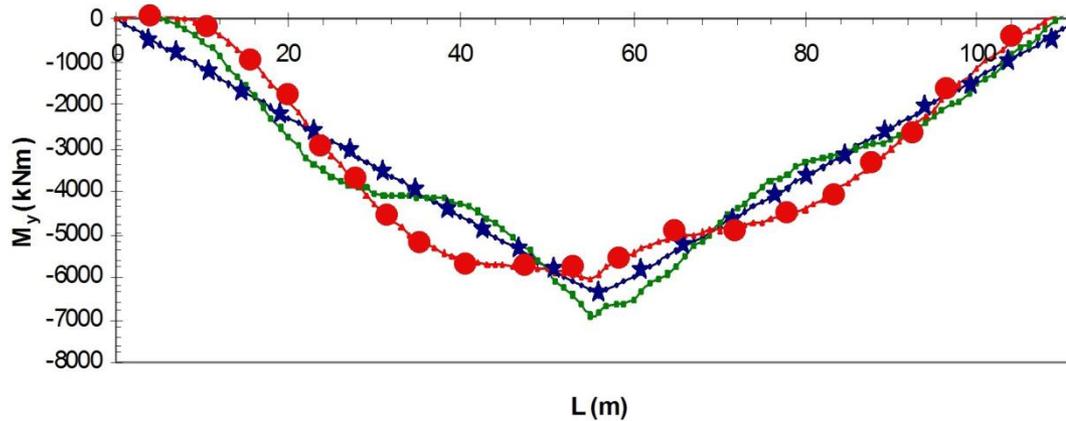
Vibração de Pontes Rodoviárias

Amplificação dos deslocamentos



Vibração de Pontes Rodoviárias

Amplificação dos momentos fletores

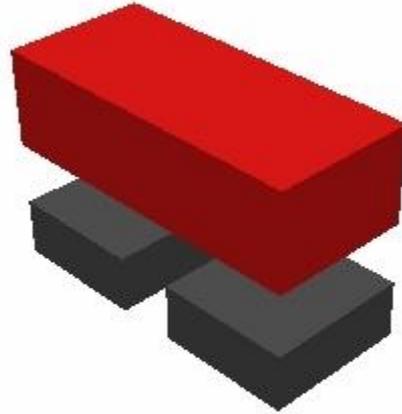


$$D_{M_y} = \max \left(\frac{M_{y_{PDR}}}{M_{y_{PSR}}} \right) = \frac{5000}{3920} = 1,28$$

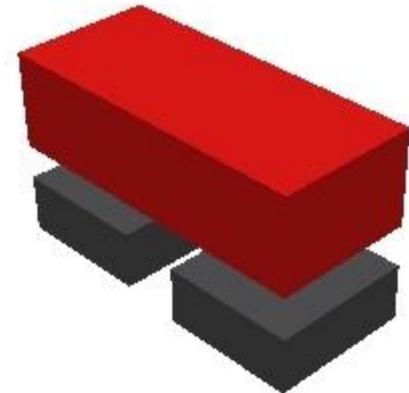
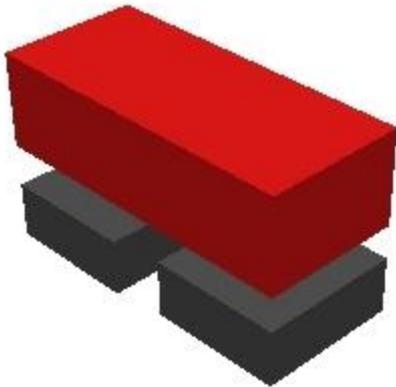
Antiga NBR-7188 $\left. \begin{array}{l} \phi = 1,4 - 0,007 \ell = 0,616 \\ \phi \geq 1 \end{array} \right\} \phi = 1$

Atual NBR-7188 $\phi = CIV \times CNF \times CIA = 1 + 1,06 \underbrace{\left(\frac{20}{\ell + 50} \right)}_{1,131} \times 1 \times 1,25 = 1,414$

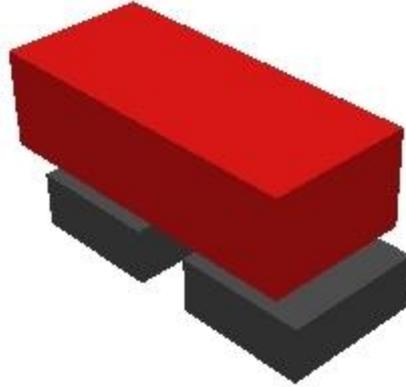
Vibração de Pontes Ferroviárias



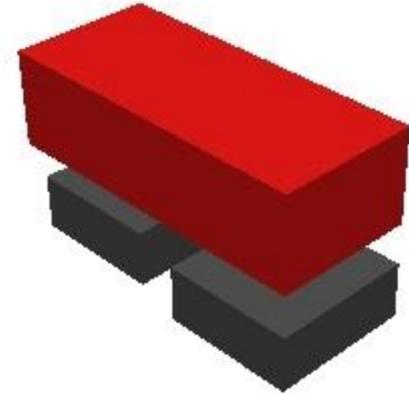
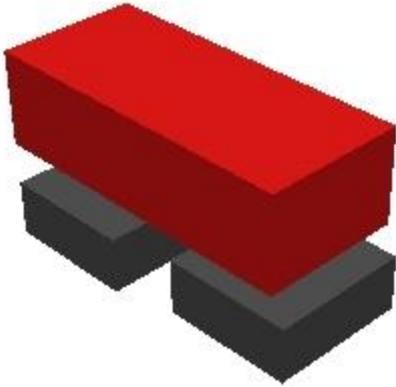
Bounce



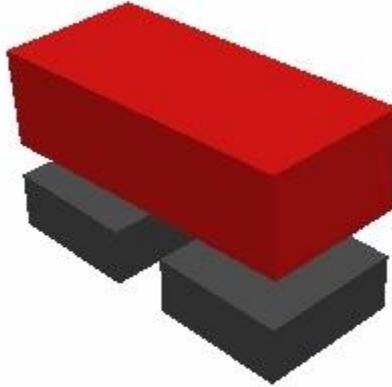
Vibração de Pontes Ferroviárias



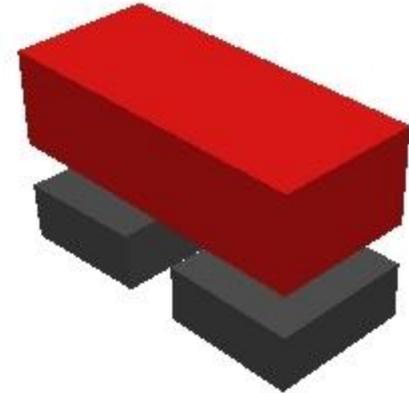
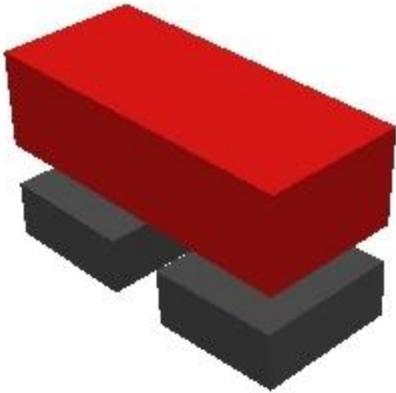
Sway



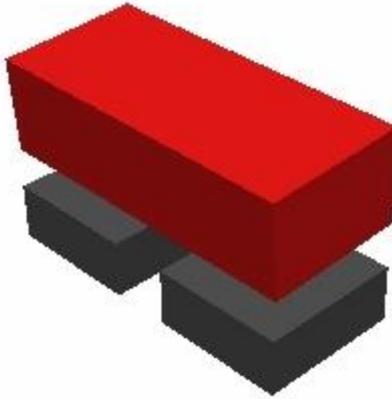
Vibração de Pontes Ferroviárias



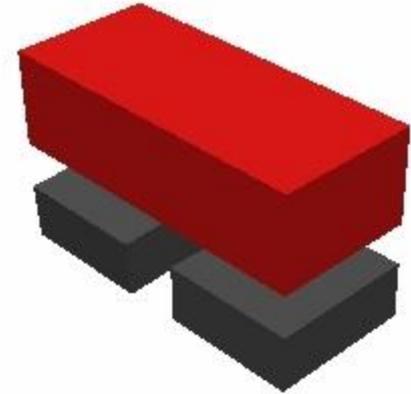
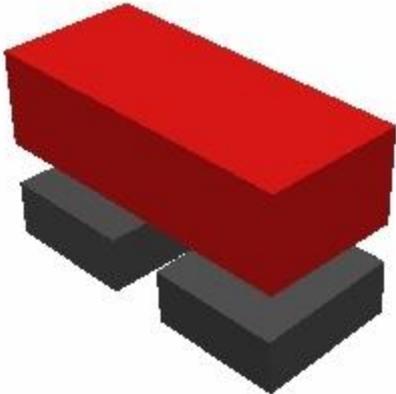
Pitch



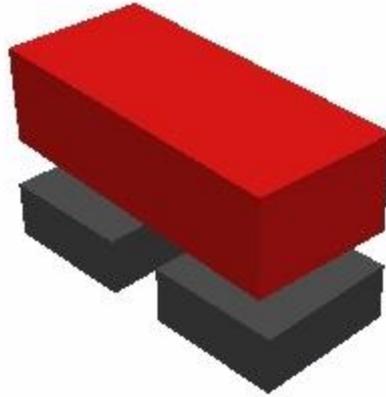
Vibração de Pontes Ferroviárias



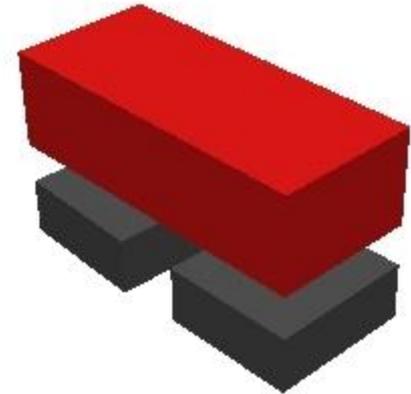
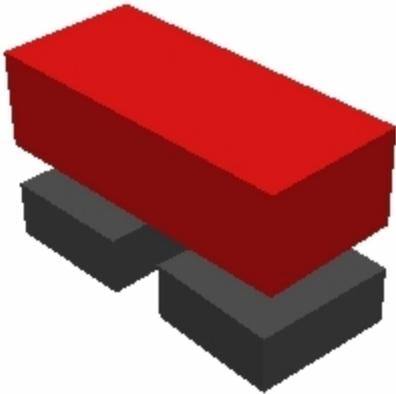
Roll



Vibração de Pontes Ferroviárias



Yaw



Vibração de Pontes Ferroviárias

Irregularidades geométricas do trilho $r(x) = A \sin\left(\frac{2\pi x}{\lambda} + \phi\right)$

A : amplitude da irregularidade

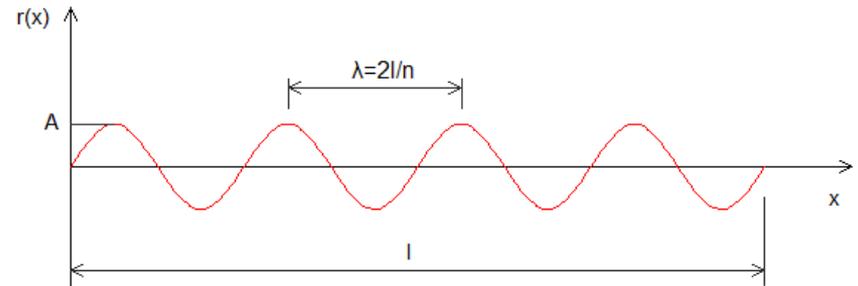
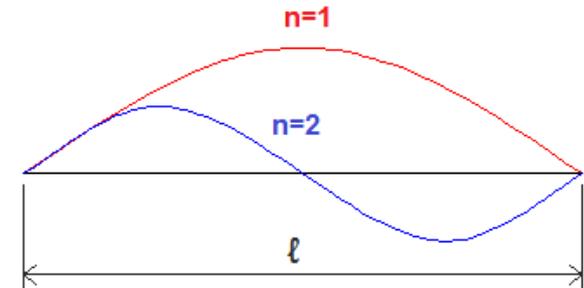
$x = Vt$: distância percorrida pelo vagão

$\lambda = 2l/n$: comprimento de onda da irregularidade

n : número de meias-ondas da irregularidade

l : comprimento com irregularidades

ϕ : ângulo de fase



Vibração de Pontes Ferroviárias

Wheel Geometric Irregularities

$$r(x) = \begin{cases} \frac{1}{2} a_i \left[1 - \cos \frac{2\Pi}{b_i} (x - kA_i - B_i) \right], & \text{if } B_i + kA_i \leq x \leq B_i + kA_i + b_i \\ 0, & \text{if } B_i + kA_i + b_i < x < B_i + (k+1)A_i \end{cases}$$

i = refere-se à i -ésima roda com moossa

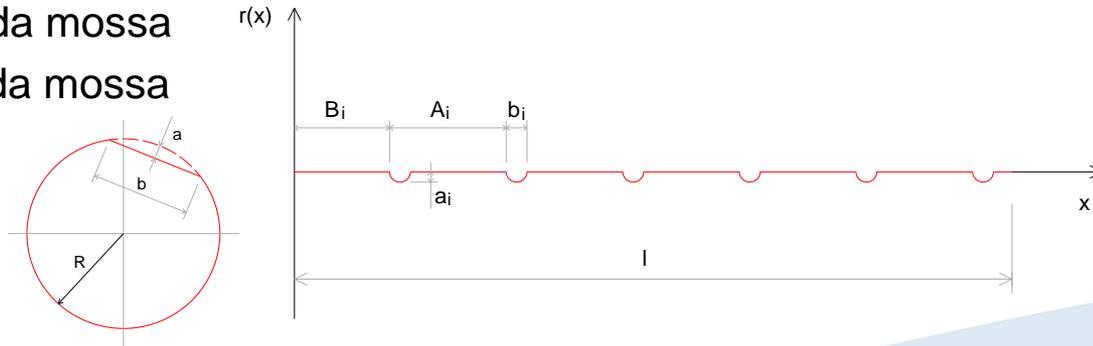
$k = 0, 1, 2, \dots$

A : comprimento da circunferência da roda

B : distância do impacto da primeira roda à entrada da ponte

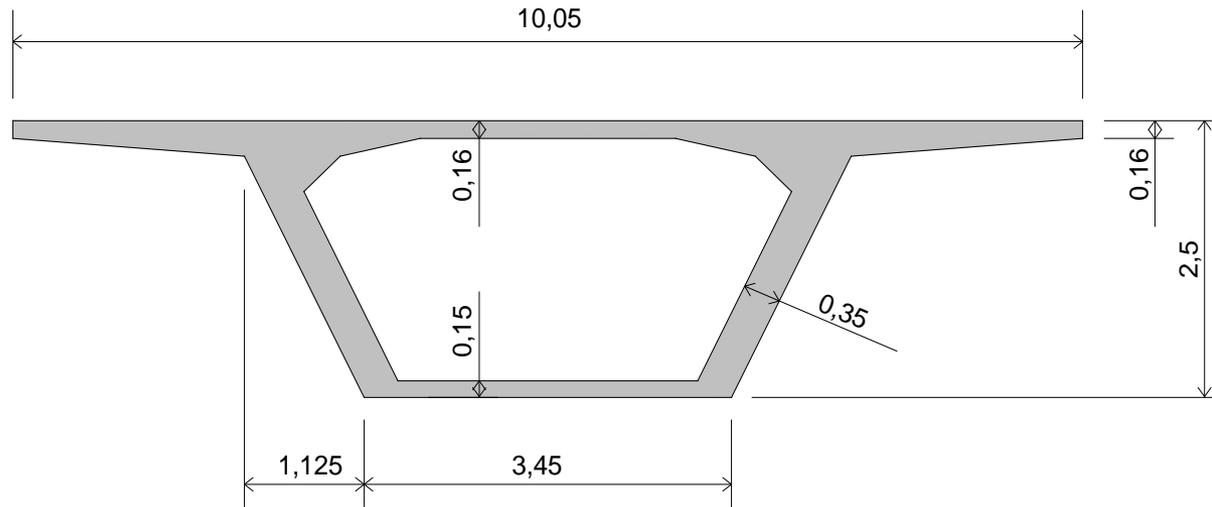
a : profundidade da moossa

b : comprimento da moossa



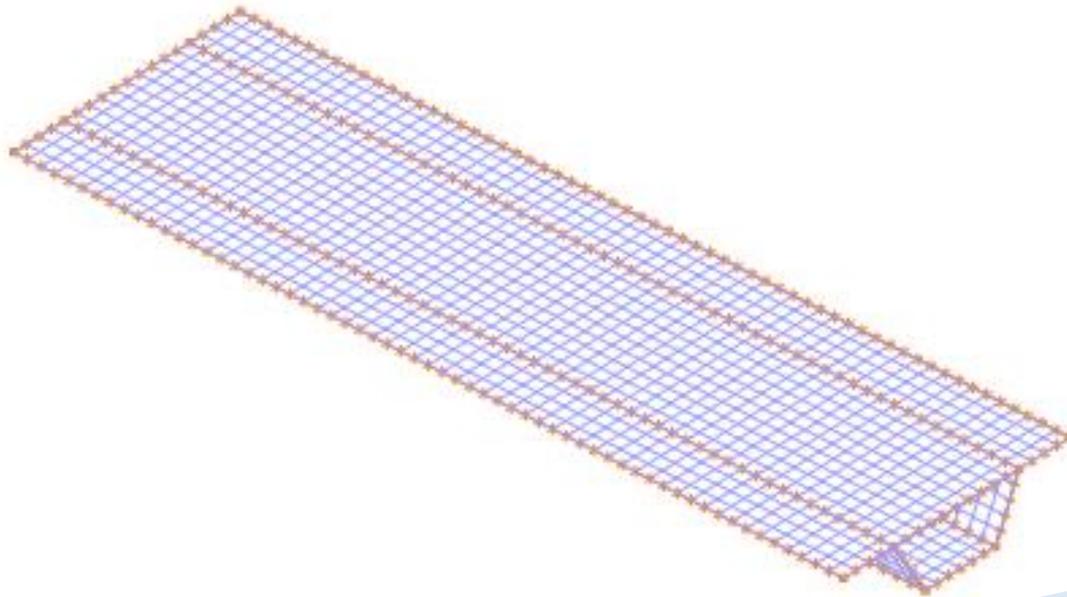
Vibração de Pontes Ferroviárias

Ponte em seção caixão de concreto armado, com 36 m de vão, simplesmente apoiada, com restrição total a rotação de torção



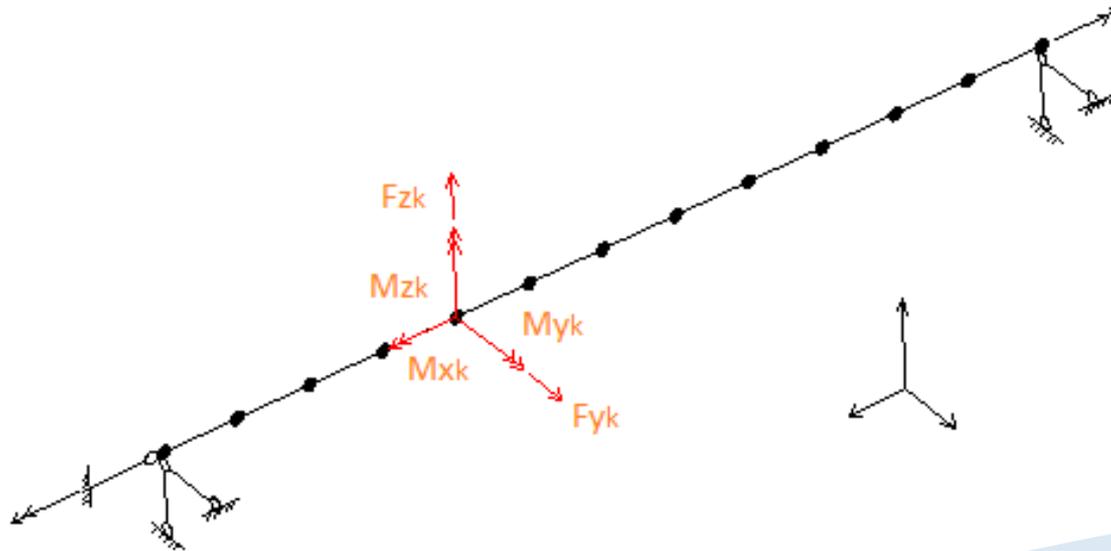
Vibração de Pontes Ferroviárias

- Modelo com elementos finitos de casca para o tabuleiro da ponte



Vibração de Pontes Ferroviárias

Modelo de ordem reduzida do eixo do tabuleiro (barra 3D) e esforços de contato estaticamente condensados no CG do vagão



Vibração de Pontes Ferroviárias

Análise modal para o tabuleiro da ponte e para o vagão

Modes	Deck Frequencies [Hz]	Vehicle Frequencies [Hz]
1°	3.307	0.645
2°	10.460	1.215
3°	10.560	1.230
4°	14.970	1.334
5°	16.300	1.667
6°	16.730	9.044
7°	17.410	9.055
8°	17.670	11.720
9°	18.160	11.720
10°	18.480	15.480
11°	18.830	15.480
12°	20.000	21.960
13°	21.600	21.960
14°	21.970	24.990
15°	22.620	24.990

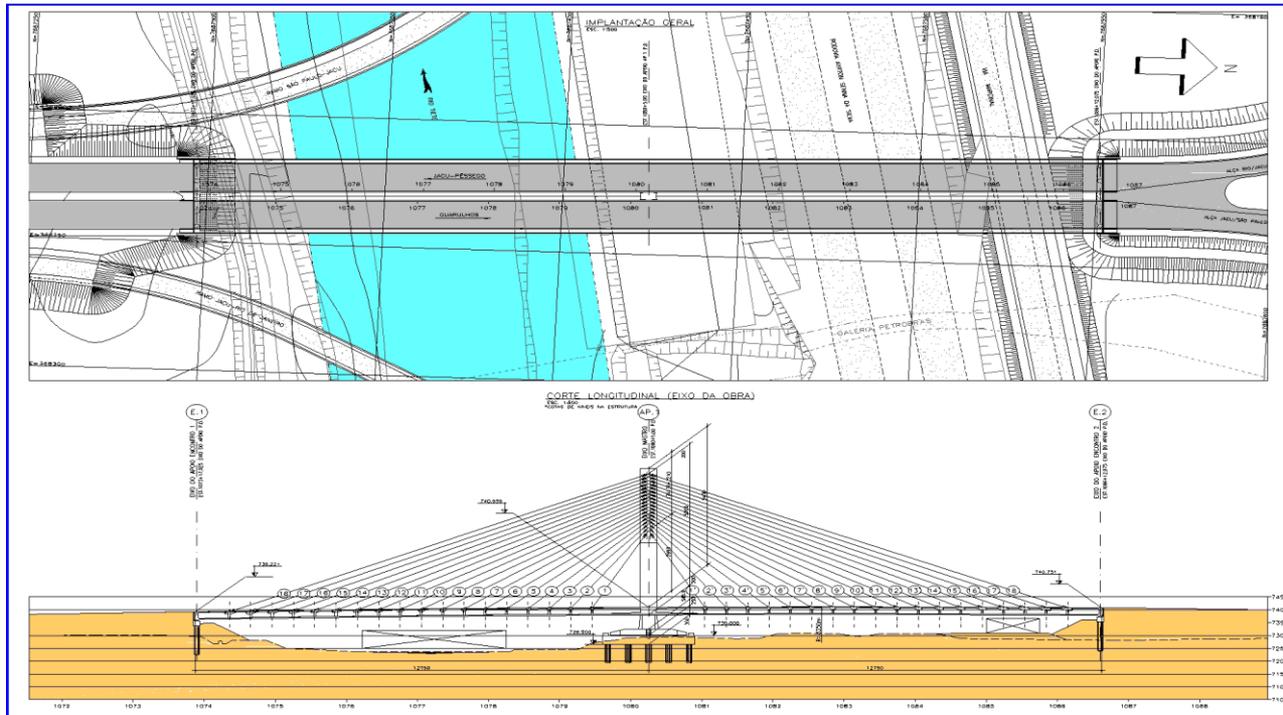
Vibração de Pontes Ferroviárias

Esforços no tabuleiro

Internal forces	Iteration 0	Iteration 4
Torsion moment	-1222.52	-1256.62
Horizontal bending moment	-64.04	-64.04
Vertical bending moment	-24912.90	-24831.80
Vertical displacement	-38.13	-38.01
Y-reaction in node 1	7.83	7.83
Y-reaction in node 2	-8.80	-8.80
Z-reaction in node 1	2851.86	2857.16
Z-reaction in node 2	2884.38	2890.30

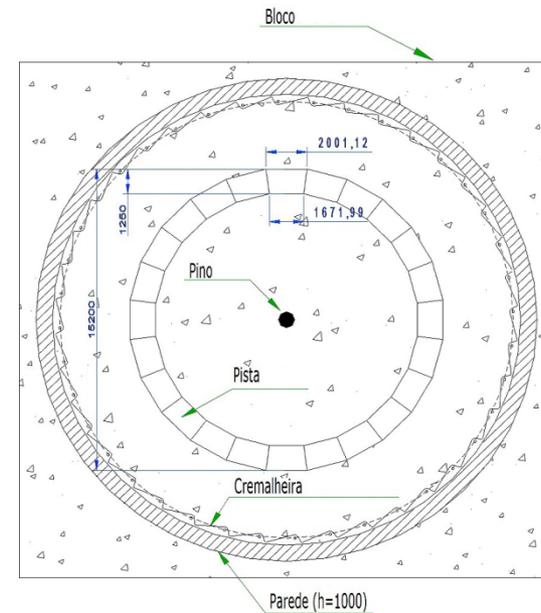
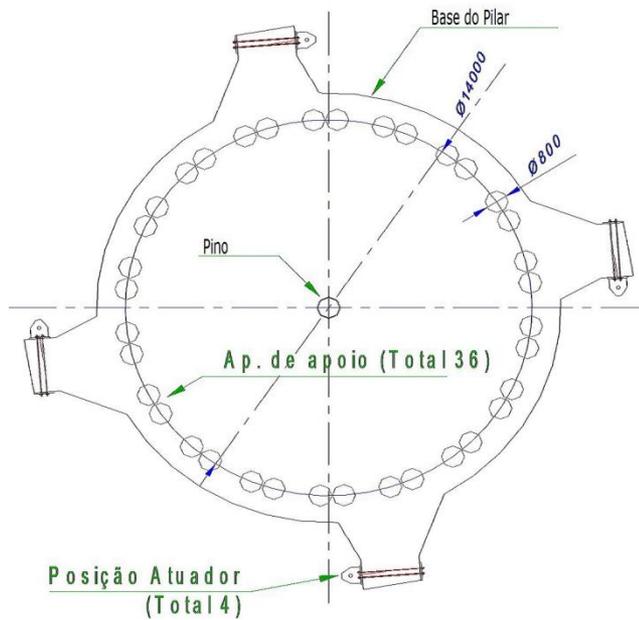
Dinâmica da Operação de Posicionamento Final de Ponte Estaiada

Implantação final



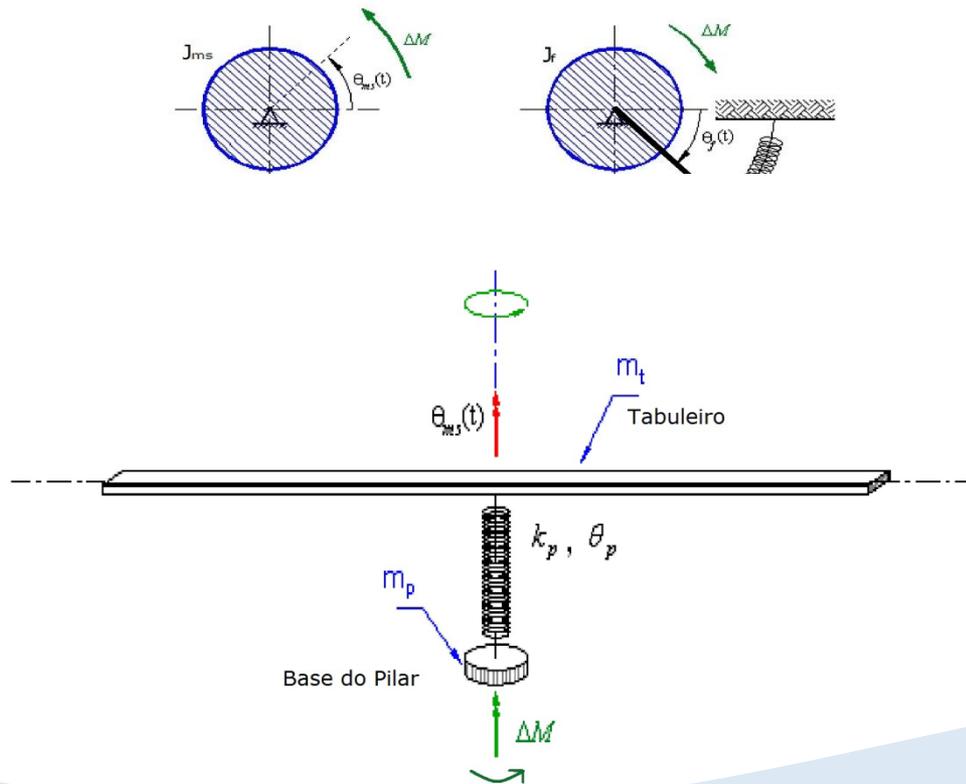
Dinâmica da Operação de Posicionamento Final de Ponte Estaiada

Sistema de posicionamento e face superior do bloco de fundação



Dinâmica da Operação de Posicionamento Final de Ponte Estaiada

Modelo de baixa hierarquia para meso/superestrutura (a) e fundação (b)

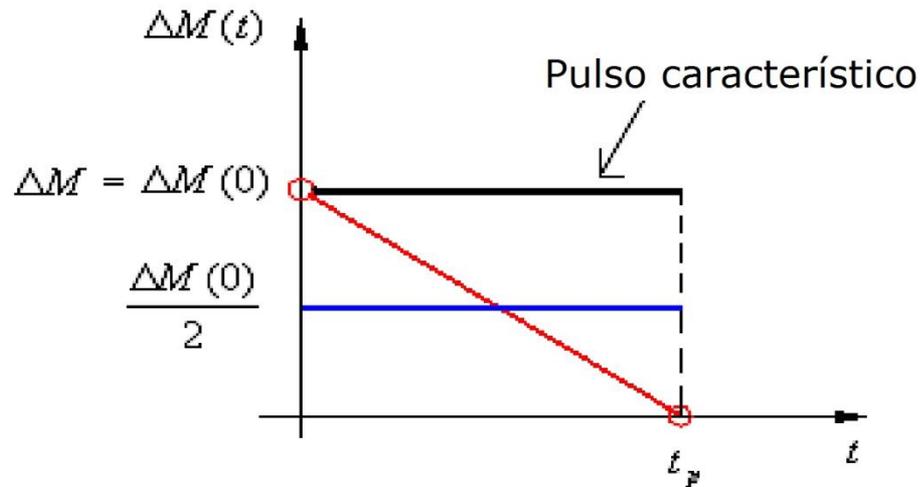


Dinâmica da Operação de Posicionamento Final de Ponte Estaiada

Carregamento impulsivo de curta duração

$$\Delta M_0 = 52000 \text{ kNm}$$

$$t_p = 1,813 \text{ ms}$$



Dinâmica da Operação de Posicionamento Final de Ponte Estaiada

Verificação da fundação (modelo de baixa hierarquia):

stick-slip “ressonante” com pulso de duração $t_p = 1,813ms$

pulso único com duração $t_p = T/2$

taxa de amortecimento da fundação $\xi = 0,20$

amplificação dinâmica $D = 2\pi \frac{t_p}{T} e^{-\frac{5\pi\xi}{2}} \left(\frac{1}{1 - e^{-2\pi\xi}} \right) = 0,913$

amplificação dinâmica $D = 2$

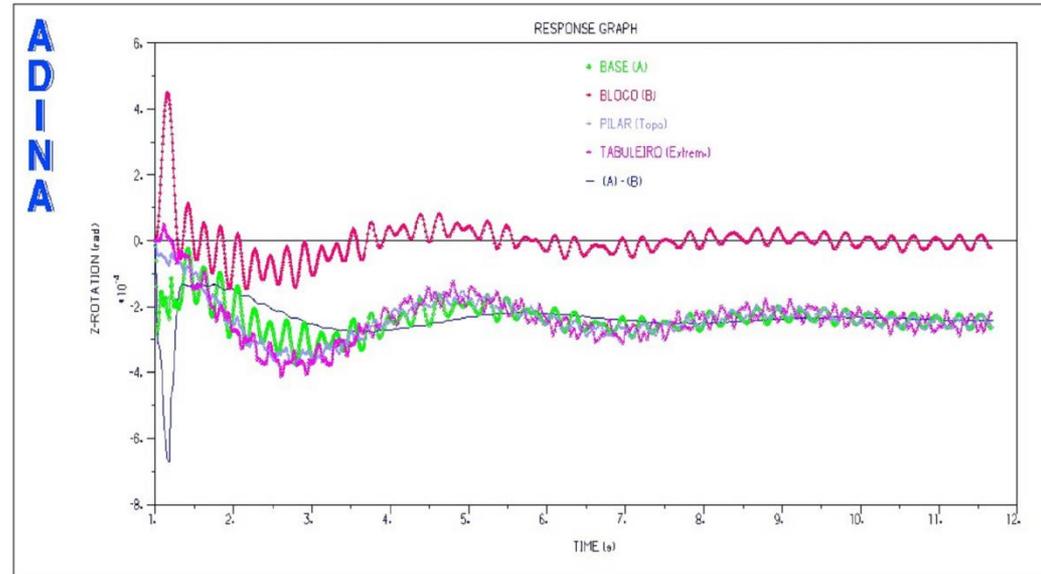
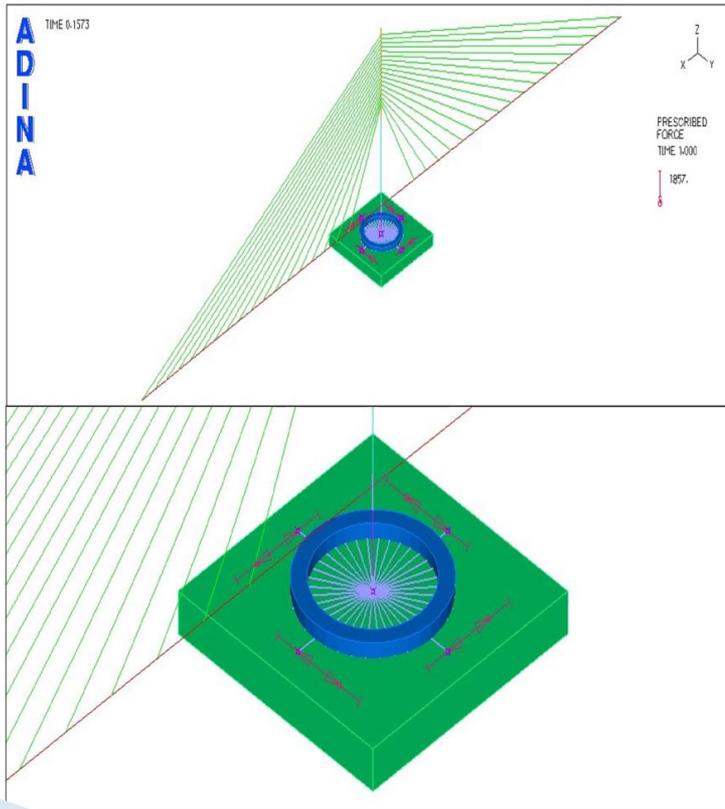
rotação máxima do bloco de fundação $\theta_f = 1,9 \times 10^{-4} rad$

rotação máxima do bloco de fundação $\theta_f = 4,2 \times 10^{-4} rad$

força máxima no topo das estacas $F_{\max} = 200kN < 500kN$

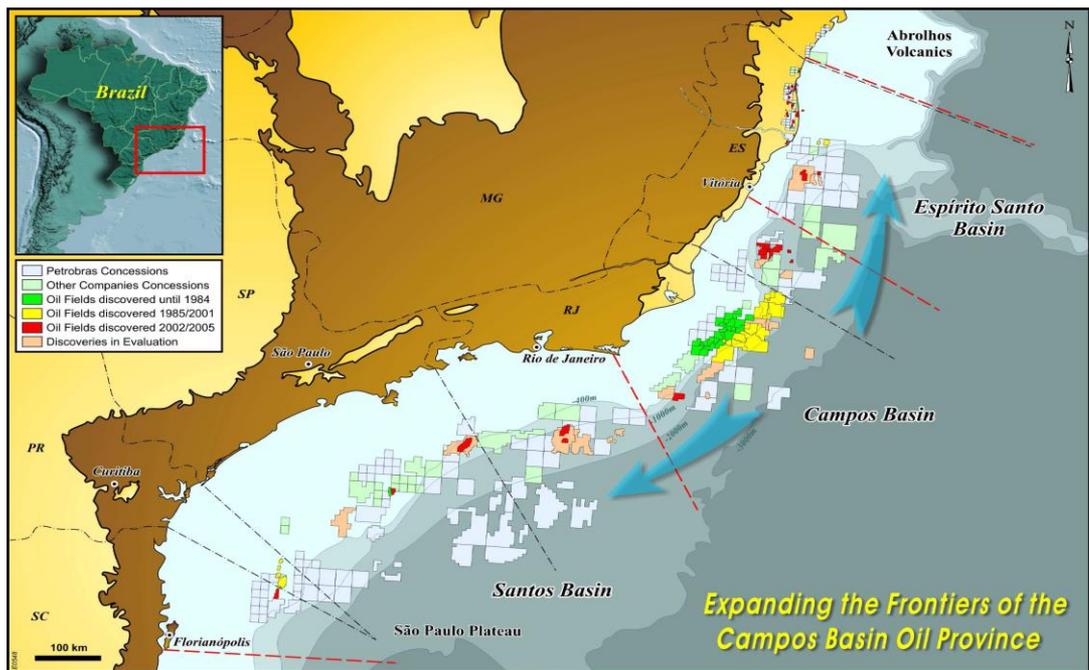
força máxima no topo das estacas $F_{\max} = 443kN < 500kN$

Dinâmica da Operação de Posicionamento Final de Ponte Estaiada



Dinâmica de Risers

Bacias de Santos e de Campos



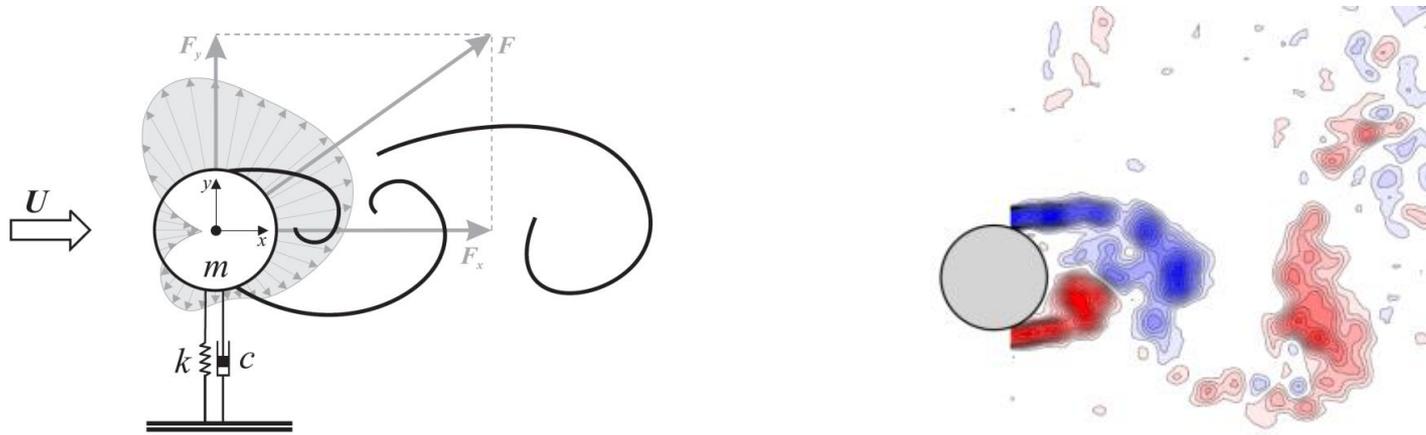
Dinâmica de Risers

Bacias de Santos e de Campos



VIV de risers verticais

Esteira de vórtices de von Kármán



Modelo de ordem reduzida para riser vertical & modelo fenomenológico de Iwan-Blevis

$$\ddot{A}_k + \alpha_1 \dot{A}_k + \left[\alpha_2 (k\pi)^2 + \alpha_3 \right] (k\pi)^2 A_k + \frac{1}{2} \alpha_5 (k\pi)^4 A_k^3 = \alpha_6 \ddot{B}_k + \alpha_1 \dot{B}_k$$

$$\ddot{B}_k + \beta_1 \dot{B}_k + \frac{3}{4} \beta_2 \dot{B}_k^3 + \beta_3 B_k = \beta_4 \ddot{A}_k + \beta_5 \dot{A}_k$$

VIV de risers verticais

Estudo de caso

Young modulus	$E = 2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$
Riser length	$\ell = 1,800 \text{ m}$
Riser diameter	$D = 0.2032 \text{ m}$
Cross-section area	$A = 1.1 \times 10^{-2} \text{ m}^2$
Cross-section moment of inertia	$I = 4.72 \times 10^{-5} \text{ m}^4$
Mass per unit length	$\rho A = 141 \text{ kgm}^{-1}$
Submerged weight per unit length	$p = 102.5 \times 10^3 \text{ Nm}^{-1}$
Statical average normal force	$\bar{N} = 1.345 \times 10^6 \text{ N}$

$$a_3 = 0 \quad a_4 = 0.38 \quad a'_1 = 0.917 \quad a'_2 = 0.555 \quad a'_3 = 0 \quad a'_4 = 0.792 \quad \frac{K'u_t}{D\omega_s} = 1$$

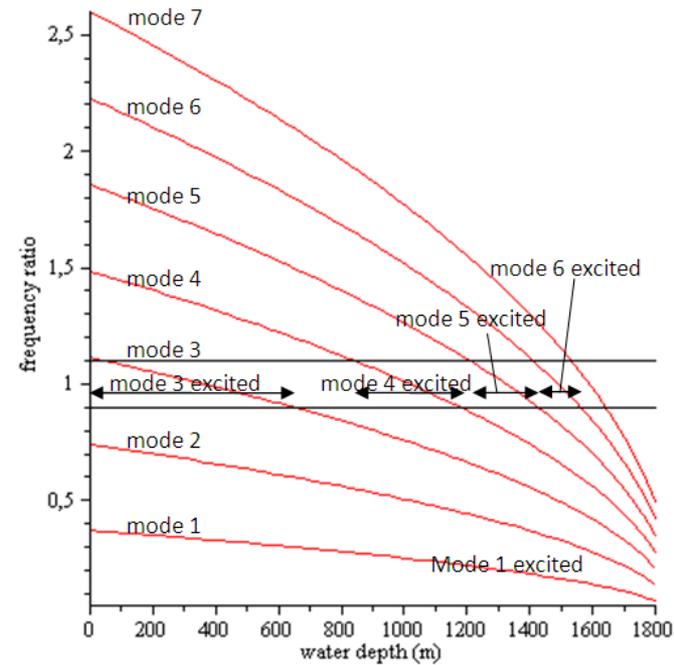
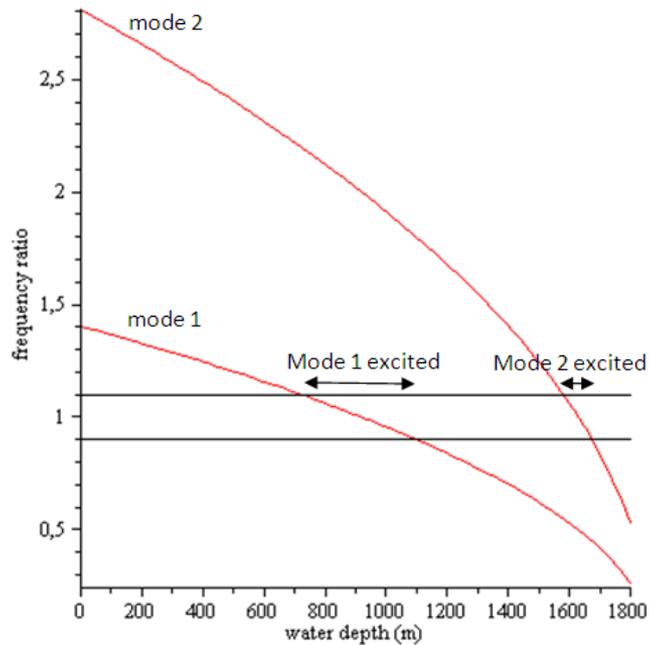
$$\alpha_1 = 0.38 \frac{\rho_{fl} DU}{\rho A \omega_1} \quad \alpha_6 = 0$$

$$\beta_1 = -0.125 \frac{U}{\omega_1 D} \quad \frac{3}{4} \beta_2 = 0.416 \frac{\omega_1 D}{U} \quad \beta_3 = \left(\frac{\omega_s}{\omega_1} \right)^2 \quad \beta_4 = 0 \quad \beta_5 = 0.792 \frac{U}{D \omega_1}$$

VIV de risers verticais

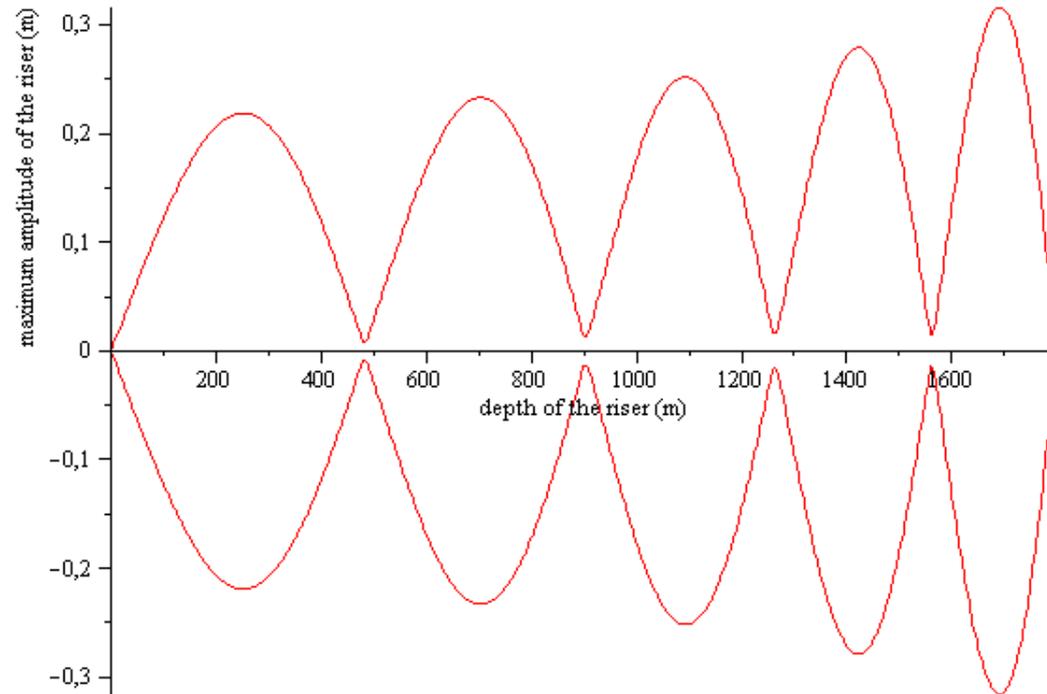
Modos em lock-in para $V=0,03$ m/s (esquerda) e $V=0,10$ m/s (direita)

Modelo de ordem reduzida



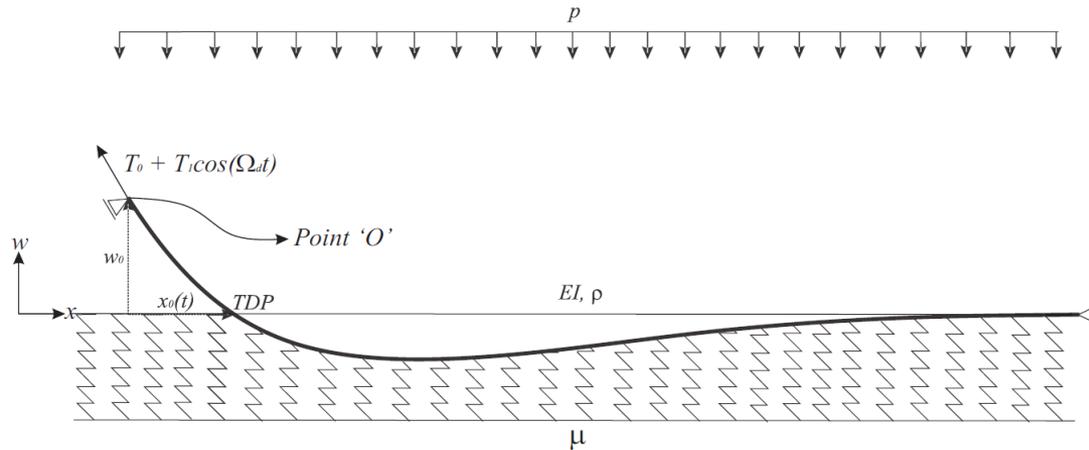
VIV de risers verticais

Envoltória de deslocamentos para $V=0,10$ m/s (ORCAFLEX)



Dinâmica de Risers em Catenária

Análise na TDZ (*Touch-Down Zone*)



Modelo de ordem reduzida

$$\ddot{U} + 2\varepsilon^2 \xi \omega_0 \dot{U} + (\omega_0^2 + \varepsilon^2 \eta \cos \Omega \tau) U = \varepsilon \lambda \cos \Omega \tau + \varepsilon \zeta \dot{U}^2 + \varepsilon \vartheta U \ddot{U} + \nu U \dot{U}^2 + \kappa U^2 \ddot{U}$$

Dinâmica de Risers em Catenária

Ressonância paramétrica

