

# Influência da deformação cíclica de solos de fundação no desempenho de uma via-férrea de alta velocidade

J. Cunha<sup>1</sup>, A. Gomes Correia<sup>2</sup>

*Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil  
Azurém, P-4800-058 Guimarães, Portugal*

## RESUMO

É apresentada uma revisão teórica de alguns trabalhos anteriormente desenvolvidos na definição das características de deformabilidade de solos sujeitos a carregamentos cíclicos. Em função destas características foram definidas análises paramétricas para o estudo da influência do nível de deformação cíclica do solo de fundação no comportamento de uma via-férrea de alta velocidade sujeita á passagem de um comboio Thalys a 314 km/h. Para o efeito utilizaram-se modelos numéricos em estado plano de deformação.

Apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos através destas análises.

## 1. INTRODUÇÃO

Os níveis de exigência associados às vias-férreas de alta velocidade implicam um grande rigor na definição de modelos numéricos para previsão do seu comportamento em serviço. Neste sentido torna-se cada vez mais importante ter em conta o comportamento não linear dos solos que servem de fundação a estas vias. Estes solos estão sujeitos a carregamentos cíclicos e dinâmicos e, como tal, a respectiva resposta dinâmica é largamente influenciada pelas características de tensão-deformação do solo ao corte.

É bem documentado que a maioria dos solos sujeitos a um carregamento cíclico simétrico apresentam uma resposta típica similar à ilustrada na Figura 1 a). Nesta Figura está representada a resposta típica ao primeiro carregamento cíclico, curva de carga OCA, seguida da descarga AB, bem como a recarga BEA.

Esta representação é ideal uma vez que é simétrica e o gráfico “fecha” no ponto A, ou seja é ignorada qualquer degradação da rigidez que possa haver durante o ciclo de carga; assim as partes positivas e negativas da curva são simétricas em relação ao ponto O.

A incorporação deste comportamento cíclico dos solos em modelos numéricos pode ser feito de duas maneiras: por definição do próprio trajecto da curva; ou por definição de parâmetros que definem, de uma maneira geral, a sua forma. A definição do próprio trajecto da curva tem a vantagem de, no caso de haver resultados experimentais, permitir definir de forma rigorosa o comportamento do solo, sendo assim possível implementar uma análise mais precisa em que a deformação no solo é instantaneamente ajustada ao estado de tensão induzido. Obviamente este tipo de análise requer recursos computacionais importantes e é por isso ainda muito pouco utilizada.

---

<sup>1</sup> Bolseiro de Investigação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho. (jpcunha@civil.uminho.pt)

<sup>2</sup> Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho. (agc@civil.uminho.pt)

Uma maneira menos precisa, mas mais simples, consiste em caracterizar a curva através de parâmetros que definam a sua forma de uma maneira genérica. É assim possível implementar uma abordagem de cálculo linear, iterativo (Seed e Idriss, 1970), da qual se obtêm resultados aceitáveis no contexto de Engenharia.

No geral, os parâmetros que caracterizam a curva são a sua inclinação e o seu tamanho. A inclinação da curva pode ser dada pela sua tangente que representa em cada instante o módulo de distorção tangente  $G_{tan}$ . Embora num ciclo de carregamento  $G_{tan}$  varie, a sua média pode ser aproximada pela secante ao pico da curva:

$$G_{sec} = \frac{\tau_a}{\gamma_a} \quad (1)$$

sendo  $\tau_a$  e  $\gamma_a$  a tensão e deformação por corte, respectivamente. Assim,  $G_{sec}$  pode ser considerado o módulo de distorção do solo correspondente a um nível de deformação  $\gamma_a$ . É importante notar que a maioria dos estudos feitos neste campo são referentes ao problema sísmico nos solos pelo que normalmente o valor de  $G_{sec}$  é obtido para o quinto ciclo de carregamento, que é considerado apropriado para esses estudos.

Para níveis de deformação inferiores a  $10^{-5}$  o comportamento dos solos é considerado linear e o módulo de distorção atinge, em geral, um valor máximo,  $G_0$ . Conforme o nível de deformação imposta no solo varia, a sua curva de comportamento vai alterando, com os pontos extremos a seguir a curva BOCA (Fig. 1 a) ) resultando numa diminuição de  $G_{sec}$  com o aumento da deformação por corte. Para normalizar este parâmetro é normalmente considerada a relação  $G_{sec}/G_0$  para um determinado nível de deformação num solo.

O tamanho ou comprimento da curva pode ser convenientemente definido através da sua área, que é uma medida da dissipação de energia, e está por isso relacionada com o coeficiente de amortecimento:

$$\xi = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{\Delta W}{2\pi G_{sec} \gamma_a^2} \quad (2)$$

em que  $\Delta W$  é a área da curva, ou seja a energia de deformação dissipada e  $W$  é a energia imposta pela deformação  $\gamma_a$  que é dada por:

$$W = \frac{G_{sec} \gamma_a^2}{2} \quad (3)$$

Teoricamente, a área da curva ( $\Delta W$ ) depende do nível de deformação e tende a aumentar com o aumento deste. Referiu-se anteriormente que para níveis de deformação muito baixos o comportamento do solo é praticamente linear. Neste caso, a rigidez do solo não depende da deformação:

$$G_{sec} \cong G_0 \quad (4)$$

logo:

$$W = \frac{G_0 \gamma_a^2}{2} \quad (5)$$

e

$$\Delta W \cong 0 \quad (6)$$

Resultando teoricamente:

$$\xi \cong 0 \quad (7)$$

Pode-se assim concluir que o amortecimento do solo é praticamente não existente para níveis de deformação muito baixos e aumenta com o nível de deformação no solo. A Figura 1 b) representa a variação da rigidez e do amortecimento do solo com o nível de deformação de corte.

Esta representação é típica para a maioria dos solos, mas não exacta uma vez que os valores dependem do tipo de solo em estudo.

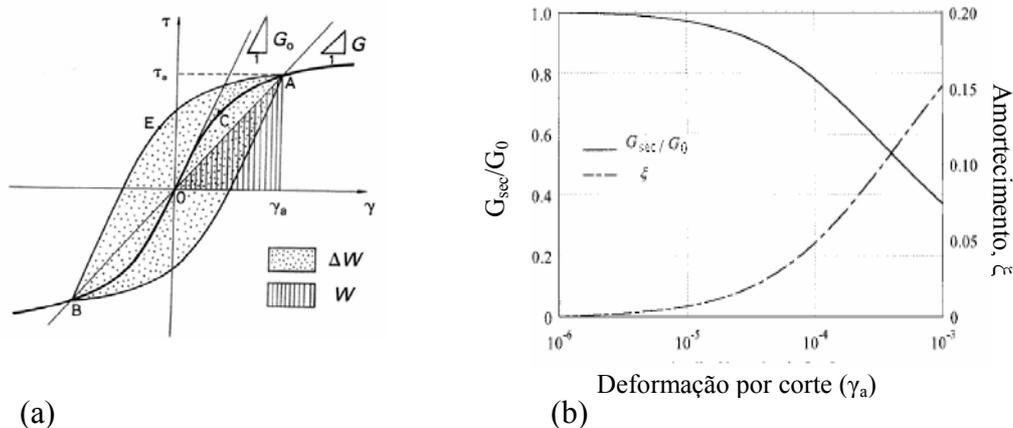


Figura 1 – Comportamento cíclico típico dos solos: (a) relação tensão-deformação de corte idealizada para o primeiro ciclo de carregamento (Lopez-Caballero et al, 2004) (b) variação da rigidez e amortecimento em função do nível de deformação por corte. (adaptado de Assimaki et al, 2000)

A determinação do valor de  $G_0$  pode ser feita através da velocidade de propagação das ondas de corte no solo ( $v_s$ ).

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2 \quad (8)$$

Este método é preciso uma vez que a maioria dos ensaios que permitem obter a velocidade das ondas de corte, induz no solo pequenas deformações mantendo-o muito próximo do comportamento linear. É, no entanto, necessário cuidado na interpretação dos resultados destes testes uma vez que a velocidade de propagação das ondas pode depender da sua direcção.

Com a variação dos parâmetros  $G_{sec}/G_0$  e  $\xi$  bem caracterizada pode-se “corrigir” o comportamento do solo atribuindo-se-lhe uma rigidez e amortecimento correspondentes ao nível de deformação imposto, resultando assim em modelos de comportamento lineares que têm em conta a não linearidade do material, através da atribuição de parâmetros lineares equivalentes. Estes métodos apresentam várias limitações pois modelos equivalentes lineares

implicam que a deformação voltará a zero no final da solicitação, por isso não são indicados para casos com deformações permanentes e por outro lado nunca poderá haver rotura pois em modelos lineares não existe limite de tensão no material. Uma vez que os mais utilizados métodos de análise da resposta de um solo se baseiam na utilização de parâmetros lineares equivalentes, a variação de  $G_{sec}$  e  $\xi$  em função de  $\gamma_a$  tem sido amplamente estudada para vários tipos de solo.

Tatsuoka et al. (1978) compilaram uma data de estudos sobre varias areias em que se relacionava directamente a variação do amortecimento com a relação  $G_{sec}/G_0$ , dessa compilação surge a Figura 2. O valor do amortecimento diminui com o aumento de  $G_{sec}/G_0$  sendo igual a 0 para  $G_{sec}=G_0$ , e para valores de  $G_{sec}$  muito reduzidos pode atingir valores muito elevados. Como se pode observar em algumas areias esta relação pode ser aproximada a uma relação linear.

Vucetic e Dobry (1991) recolheram dados de 16 publicações onde se estudava a influência de vários parâmetros geotécnicos nas curvas de variação de  $G_{sec}/G_{max}$  e  $\xi$  com  $\gamma_a$ . Eles chegaram á conclusão que o factor que tem maior influência nestas curvas é o índice de plasticidade  $I_p$  e estabeleceram uma relação entre estes que tem sido referência em todos os trabalhos relacionados desde então. Primeiros estudos mostravam que a variação do índice de vazios  $e$  produzia uma influência similar á do Índice de Plasticidade, no entanto os estudos de  $I_p$  eram mais consistentes do que os de  $e$ . Isto explica-se pelo facto de  $I_p$  depender apenas da composição do solo enquanto que  $e$  depende da sua composição, das tensões de consolidação e grau de consolidação. Uma vez que estudos anteriores provam que o grau de tensão e consolidação não afectam significativamente  $G_{sec}/G_0$  e  $\xi$ , pode-se dizer que dois solos com a mesma composição mas historias de tensões diferentes terão índices de vazios distintos e as mesmas curvas de relação de  $G_{sec}/G_0$  e  $\xi$  com  $\gamma_a$ . Nestas condições o índice de vazios não tem influência nestas curvas. O que acontece é que  $I_p$  e  $e$  estão correlacionados porque solos com grande plasticidade tem geralmente um maior índice de vazios. Por isso quando se estudam solos com outros parâmetros e condições iguais mas diferente  $I_p$ , o  $e$  também será diferente pelo que parece ter uma influencia similar.

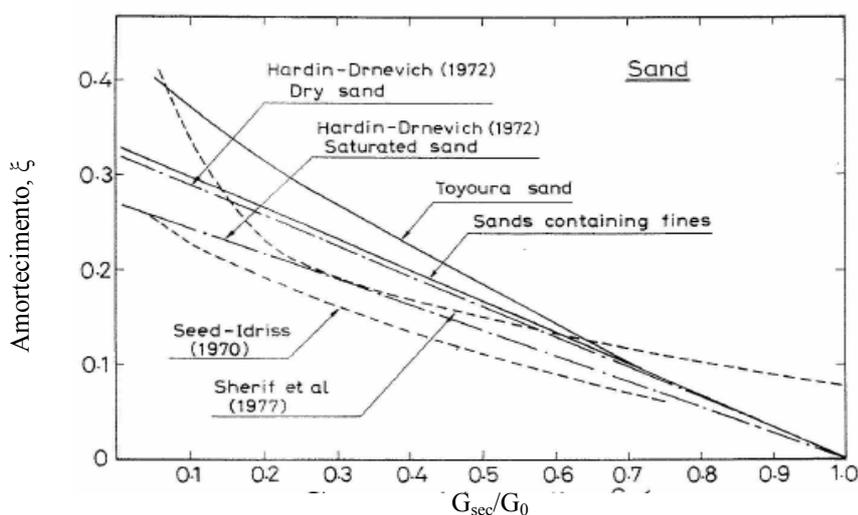


Figura 2 – Relação do amortecimento com a rigidez relativa para várias areias (Tatsuoka et al, 1978)

A Figura 3 a) representa a relação entre  $G_{sec}/G_0$  e  $\gamma_a$  para solos com diferentes  $I_p$ , segundo Vucetic e Dobry (1991):

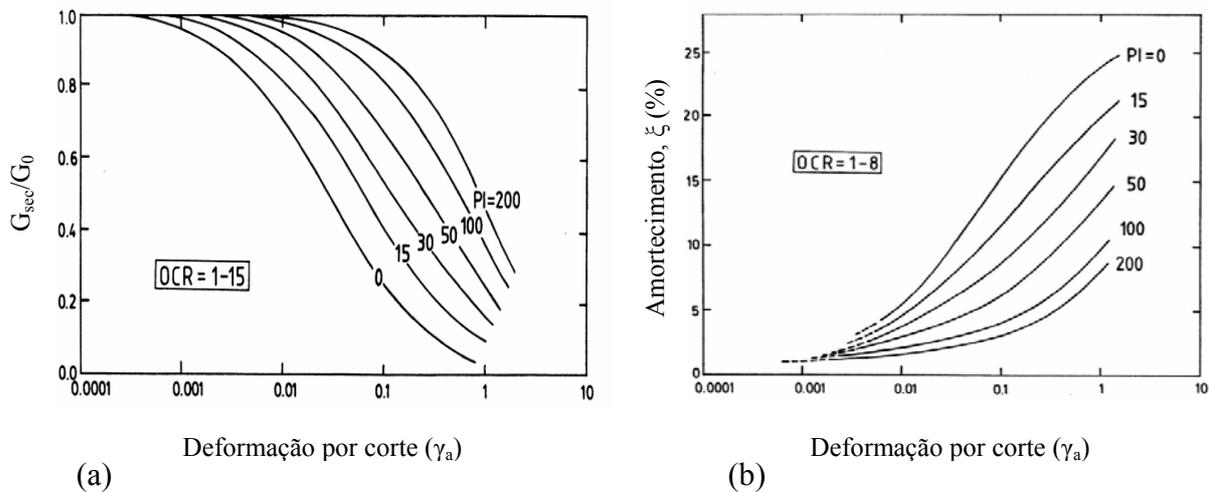


Figura 3 – Relação da deformação cíclica de corte com: (a) rigidez; (b) amortecimento (Vucetic e Dobry, 1991)

Como se pode observar o  $I_p$  exerce uma grande influência sobre a rigidez do solo. Quanto maior for a plasticidade de um solo maior será a linearidade do seu comportamento (fase elástica).

Como se pode observar para 0.001% ( $10^{-5}$ ),  $G_{sec}/G_0$  é aproximadamente igual a 1 para uma grande parte dos solos excepto aqueles com baixa plasticidade; por isso esse nível de deformação é considerado o limite de linearidade (comportamento elástico) dos solos. A Figura 3 b) mostra o que foi dito anteriormente acerca da variação do coeficiente de amortecimento: conforme o nível de deformação aumenta, também aumenta o amortecimento do solo. No entanto pode-se verificar que esse aumento é tanto mais significativo quanto menor for o índice de plasticidade do solo.

Os dados das Figuras 3 a) e 3 b) são válidos para uma vasta gama do grau de consolidação (1-15 na Figura. 3 a) e 1-8 na Figura. 3 b)) confirmando a pouca influência da história do solo nestes parâmetros. Os resultados obtidos para  $I_p=0$  são coerentes com os obtidos anteriormente para solos não coesivos (Seed et al. 1986). Os autores recomendam estes gráficos para avaliações preliminares ou mesmo finais da resposta cíclica de solos, dependendo do tipo e importância do projecto. Referem também que a dispersão dos dados indicia que estes gráficos devem ser utilizados com cuidado.

Muitos outros trabalhos de investigação têm sido desenvolvidos no sentido de conhecer melhor a variação destes parâmetros. Ishibashi (1992) mostra que a tensão de confinamento pode também ser relevante para as areias, enquanto que no caso das argilas é praticamente irrelevante. A partir destes resultados Ishibashi e Zhang (1993) propuseram uma relação para obter as curvas que relacionam  $G_{sec}/G_0$  com  $\gamma_a$ . A relação é a seguinte:

$$\frac{G_{sec}}{G_0} = K(\gamma, I_p) \times \sigma_0'^{m(\gamma, I_p) - m_0} \quad (9)$$

Com:

$$K(\gamma, I_p) = 0.5 \left[ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000102 + n(I_p)}{\gamma} \right) \right] \right]^{0.492} \quad (10)$$

$$m(\gamma, I_p) - m_0 = 0.272 \left[ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma} \right) \right] \right]^{0.4} \exp(-0.0145 I_p^{1.3}) \quad (11)$$

E  $n(I_p)$  é toma os seguintes valores:

$$n(I_p) = \begin{cases} 0.0 & \text{para } I_p = 0 \\ 3.37E-6 \cdot I_p^{1.404} & \text{para } 0 < I_p \leq 15 \\ 7.0E-7 \cdot I_p^{1.976} & \text{para } 15 < I_p \leq 70 \\ 2.7E-5 \cdot I_p^{1.115} & \text{para } I_p > 70 \end{cases} \quad (12)$$

Da mesma forma propuseram uma relação entre  $G_{\text{sec}}/G_0$  e  $\xi$  que é dada pela seguinte equação:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 I_p^{1.3})}{2} \left[ 0.586 \left( \frac{G_{\text{sec}}}{G_0} \right)^2 - 1.547 \frac{G_{\text{sec}}}{G_0} + 1 \right] \quad (13)$$

Anote-se que outras propostas têm sido também publicadas (Gomes Correia et al, 2001)

## 2. CASO DE ESTUDO

Os dados de base deste estudo são, em parte, baseados numa experiência realizada pela Sociedade de Caminhos-de-Ferro da Bélgica num trecho de estudo na linha de Bruxelas-Paris, perto da localidade de Ath, 55km a Sul de Bruxelas (Degrande e Lombaert, 2000). Neste trecho foram realizadas uma série de medições de vibrações na superestrutura e no solo a distâncias que variam entre 4m a 72m da via, durante a passagem de um comboio Thalys HST, a uma velocidade variável entre 160km/h e 330km/h. Os resultados destas medições serviram de comparação aos obtidos nas simulações numéricas, possibilitando, assim, a validação das ferramentas numéricas utilizadas.

Para estudar o efeito da variação da rigidez e amortecimento no desempenho de solos sob vias-férreas de alta velocidade, foi criado um modelo numérico no programa DIANA. Este modelo em estado plano de deformação incorpora uma via-férrea composta por carril, interface, travessa, balastro, sub-balastro e leito de via; e o solo de fundação.

O estudo baseou-se na escolha de alguns materiais aos quais foi atribuída uma rigidez inicial e para os quais foram admitidos vários níveis de deformações de corte. Admitindo simplificada e que  $\nu$  é constante pode-se dizer que:

$$\frac{G_{\text{sec}}}{G_0} = \frac{E_{\text{sec}}}{E_0} \quad (14)$$

Assim, em vez de trabalhar-se com módulos de distorção secantes, pode-se utilizar módulos de deformabilidade secantes, partindo do módulo de elasticidade inicial  $E_0$ . Em função deste valor inicial, a cada um dos valores de deformação admitidos corresponde um

valor de  $E_{sec}$  e  $\xi$  de acordo com as equações 9,10,11, 12, 13 e 14. Atribuiu-se então ao solo o valor de  $E_{sec}$  e  $\xi$  e efectuou-se a análise dinâmica de integração no tempo. Repetiu-se o procedimento para vários valores de  $\gamma_a$  para se poder estudar a variação do comportamento do solo com a deformação. Para caracterizar este comportamento foi aferido para cada caso o valor da aceleração máxima ascendente e do deslocamento máximo descendente nos pontos A4, A5 e A7 (Fig. 4 b) ). Um esquema da via-férrea considerada é apresentado na Figura 4 a)

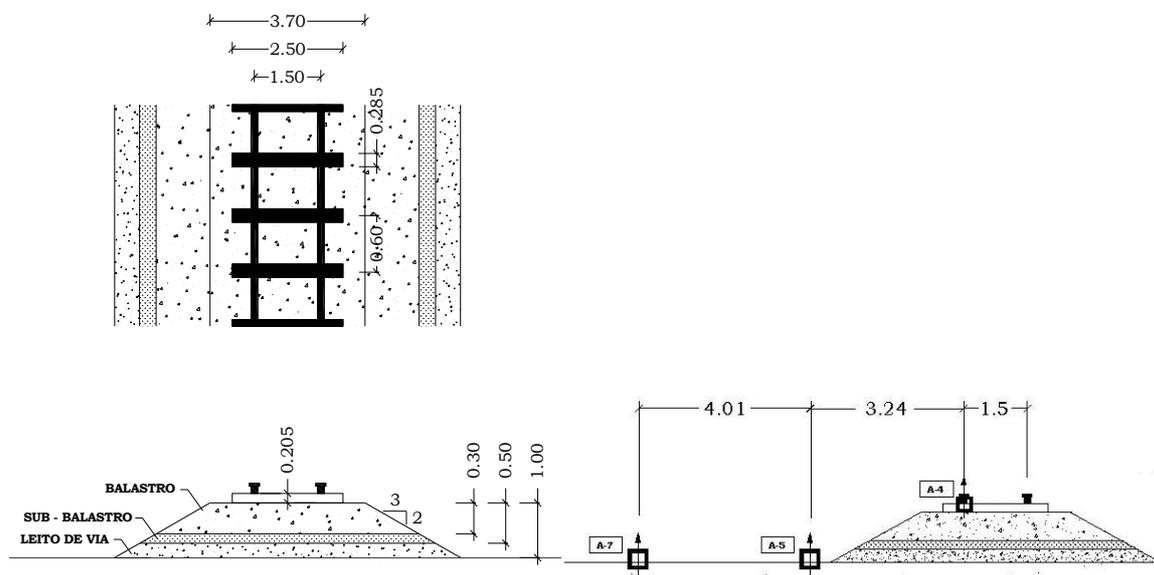


Figura 4 – Representação da estrutura ferroviária considerada e pontos de medição (Gomes Correia et al., 2007).

A estrutura ferroviária apresenta uma via-férrea e é constituída pelos seguintes elementos: carris soldados do tipo UIC60, sistemas de ligação carril/travessa do tipo Pandroll E2039, interfaces carril/travessa com uma rigidez de 100MN/m (para cargas entre 15 a 90kN), travessas do tipo monobloco em betão pré-esforçado, uma camada de balastro (25/50) de espessura 0.30m, uma camada de sub-balastro (0/32) de espessura 0.20m e uma camada de leito de via (0/80 a 0/120) com 0.50m de espessura. Na Tabela 1 são apresentadas as características da via considerada.

Os modelos numéricos criados têm 63.3m de largura e 65m de altura; dada a simetria da via e do carregamento, apenas metade da via foi modelada. O modelo final compreende 2775 elementos, sendo 12 deles triangulares de 6 nós, 2601 rectangulares de 8 nós, e 162 elementos absorventes. Estes últimos foram utilizados para contabilizar a propagação de vibrações para regiões externas e impedir a reflexão que ocorre quando se utilizam apoios fixos.

Tabela 1 – Características da via-férrea (extraído de Degrande e Schillemans, 2001)

Elemento	Parâmetro	Valor
Travessa (monobloco em betão pré-esforço)	Coefficiente de Poisson	0.2
	Módulo de Young	30 GPa
	Massa volúmica	2054 Kg/m <sup>3</sup>
Interface carril/travessa	Espessura	0.01 m
	Rigidez	100 MN/m
Carril (UIC60)	Área	76.84 cm <sup>2</sup>
	Inércia $I_x$	3055 cm <sup>4</sup>
	Inércia $I_z$	512.9 cm <sup>4</sup>
	Inércia à torção	100 cm <sup>4</sup>
	Peso volúmico	7800 Kg/m <sup>3</sup>
	Coefficiente de Poisson	0.3
	Módulo de Young	210 GPa

Balastro (calibre 25/50)	Espessura	0.3 m
	Massa volúmica	1800 Kg/m <sup>3</sup>
	Coefficiente de Poisson	0.1 *
	Módulo de Young	200 MPa
	Coefficiente de amortecimento	0.01
Sub-balastro (calibre 0/32)	Espessura	0.2 m
	Peso volúmico	2200 Kg/m <sup>3</sup>
	Coefficiente de Poisson	0.2
	Módulo de Young	300 MPa
	Coefficiente de amortecimento	0.01
Leito-de-via (calibre 0/80 a 0/120)	Espessura	0.5 m
	Massa volúmica	2200 Kg/m <sup>3</sup>
	Coefficiente de Poisson	0.2
	Módulo de Young	400 MPa
	Coefficiente de amortecimento	0.01

O programa DIANA considera o amortecimento de Rayleigh de acordo com:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (15)$$

Onde  $[C]$  representa a matriz de amortecimento,  $[M]$  a matriz de massa e  $[K]$  a matriz de rigidez. Os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  são os coeficientes de amortecimento. Para se estabelecer estes parâmetros é necessário relacioná-los com o amortecimento hysterético  $\xi$  através de:

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (16)$$

Sendo  $\omega_i$  a frequência em estudo e  $\xi_i$  o amortecimento correspondente a essa frequência. Isto é conseguido estabelecendo a relação para duas frequências diferentes às quais correspondem os dois primeiros modos do modelo.

O carregamento dinâmico utilizado foi o que corresponde á passagem de um comboio Thalys á velocidade de 314 km/h (Gomes Correia et al., 2007)

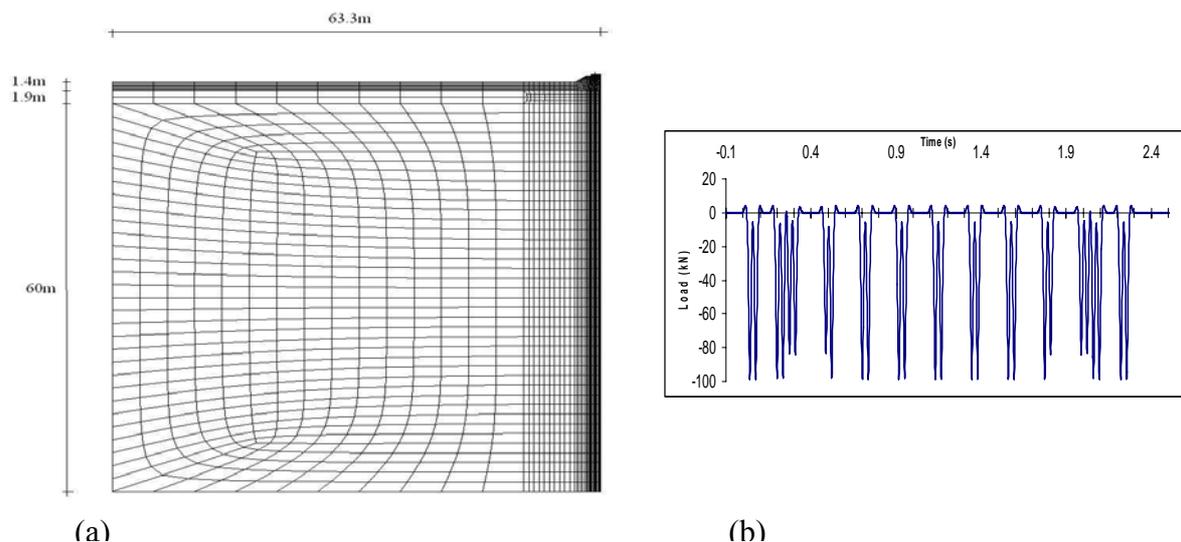


Figura 5 – (a) Malha de cálculo do modelo numérico; (b) carregamento dinâmico para a simulação da passagem do comboio Thalys á velocidade de 314 km/h (Gomes Correia et al., 2007)

### 3. ANÁLISES PARAMÉTRICAS

#### 3.1. Areia (Hardin-Drnevich)

O primeiro solo modelado foi uma areia ensaiada por Hardin e Drnevich (1972), cujo comportamento se encontra representado na Figura 2.

Considerando-se a relação entre amortecimento e  $G_{sec}/G_0$  linear, fez-se a analogia entre módulo de distorção e módulo de elasticidade. Considerando-se  $E_0=270\text{MPa}$  chegou-se á seguinte relação:

$$\xi = -11.884 \times 10^{-4} \times E_{sec} + 0.322 \quad (17)$$

Com esta relação fez-se o estudo para vários valores de  $E_{sec}$  e respectivo  $\xi$ . Fez-se também um estudo teórico para valores de  $E_{sec} > E_0$ , utilizando-se nestes casos um valor de amortecimento constante e igual a 2.5%.

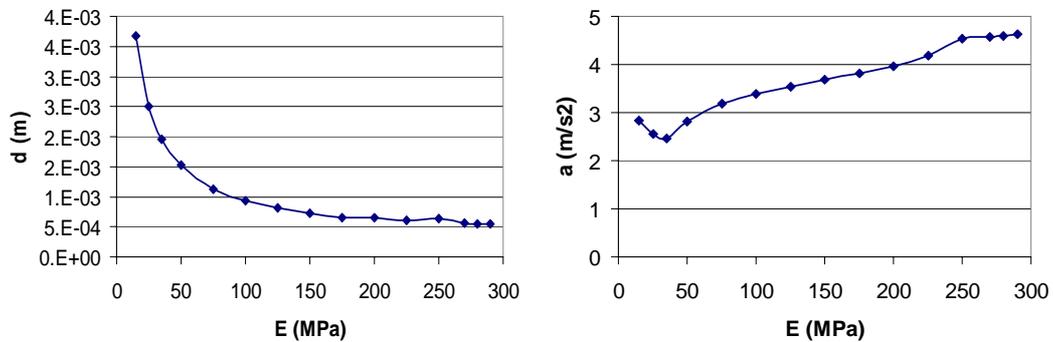


Figura 6 – Valores máximos de deslocamento e aceleração para a areia no ponto A4.

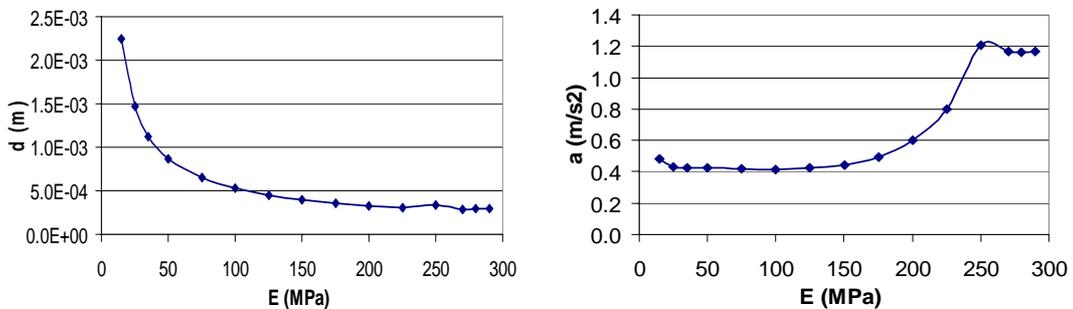


Figura 7 – Valores máximos de deslocamento e aceleração para a areia no ponto A5.

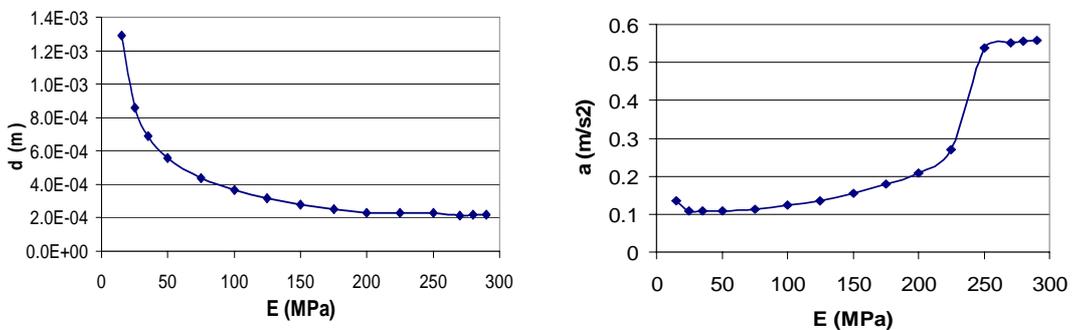


Figura 8 – Valores máximos de deslocamento e aceleração para a areia no ponto A7.

O valor do deslocamento máximo calculado é controlado maioritariamente pelo valor da rigidez, sendo que o amortecimento tem uma influência mais reduzida. Conforme a rigidez do material toma valores muito baixos, o deslocamento tende para valores elevados sendo pouco afectado pelo elevado amortecimento. Por outro lado, entre  $E_{sec}=E_0$  e  $E_{sec}=0.65x E_0$  (neste caso 175 MPa) o valor do deslocamento máximo é quase constante o que pode ser explicado por se estar numa zona em que o efeito da rigidez, que varia pouco, é equilibrado pela grande variação de amortecimento. Isto parece ser corroborado pelos valores obtidos para  $E_{sec}>250$  MPa, para os quais existe uma quebra no valor do deslocamento máximo calculado devido ao facto de o aumento ligeiro da rigidez não ser mais contrariado pela diminuição brusca do amortecimento, pois este foi deixado inalterado para essas análises.

É também de realçar que quando se comparam os resultados para os diferentes pontos de medição se chegam às mesmas conclusões pois apesar de se estar em escalas de resultados diferentes, as correlações entre estes são muito semelhantes (i.e. uma variação de 50% no deslocamento do ponto A4 implica uma variação semelhante no deslocamento do ponto A7). Pode-se concluir que embora a distância á via-férrea provoque naturalmente uma diminuição dos deslocamentos, essa distância não parece afectar a sensibilidade do ponto á variação dos parâmetros, por isso a relação entre o valor máximo e mínimo observados é parecida para A4, A5 e A7 (respectivamente 664%, 765% e 594%).

Quando se analisam as acelerações máximas, conclusões muito diferentes podem ser extraídas. Aqui, é o amortecimento que controla em grande parte os valores calculados. Pode-se observar mais uma vez que a partir de 175MPa, o amortecimento começa a diminuir (percentualmente) de forma brusca provocando também um aumento brusco das acelerações. A partir de 250MPa o amortecimento é constante pelo que se pode observar que as acelerações são quase constantes. Para valores muito reduzidos da rigidez observa-se uma zona em que a diminuição do amortecimento é acompanhada pela diminuição da aceleração. Isto é aparentemente incoerente mas pode ser explicado por estarmos numa zona em que a variação do amortecimento é muito pequena enquanto que a rigidez varia de forma mais acentuada. Outra explicação poderá ser o facto de se aproximar de uma configuração para a qual a velocidade crítica coincida com o carregamento dinâmico desta análise (314 km/h).

Sendo o amortecimento o factor que mais influencia os resultados, essa influencia é ainda maior para pontos mais afastados da via, como se pode observar por comparação dos gráficos. Isto é corroborado pelo valor das relações entre valor máximo e mínimo calculados que é de 163% para o ponto da via-férrea (A4), de 243% para o ponto intermédio (A5) e de 412% para o ponto mais afastado (A7).

### 3.2. Areia (Vucetic e Dobry)

O segundo caso de estudo foi uma areia cujo comportamento foi extraído de Vucetic e Dobry (1991) para o material com  $I_p=0$ . Adoptaram-se as equações 9,10,11, 12, 13 e 14 tendo-se considerado um valor de  $E_0=100$ MPa e  $\sigma'_0=30$ kPa.

Análises preliminares revelaram que para esta via e com este carregamento dinâmico, o valor da deformação máxima não ultrapassa 0.05% ( $5 \times 10^{-4}$ ), pelo que para se estudar a influência da deformação no comportamento da via-férrea fez-se o estudo entre 0.001% ( $10^{-5}$ ), (limite de linearidade), e 0.1% ( $10^{-3}$ ). A relação entre deformação e deslocamentos é aproximadamente linear numa gama entre  $10^{-4}$ , e  $10^{-3}$ . Isto está em conformidade com a relação entre rigidez e deformação para solos com plasticidade reduzida (Fig. 3 a)). Para valores de deformação mais reduzidos existe um patamar para os deslocamentos uma vez que a solitação é a mesma para as várias análises e o comportamento do material para esta ordem de deformações é linear (logo a rigidez e consequentemente os deslocamentos são

constantes). A relação máxima entre os deslocamentos anda entre 250% e 300% para os vários pontos.

As acelerações apresentam uma diminuição considerável até deformações na ordem de 0.02%. Uma vez que este solo apresenta  $I_p = 0$ , o crescimento do amortecimento é mais abrupto nesta zona (Fig. 3 b)) pelo que se espera para solos com maior plasticidade uma redução menos significativa das acelerações. É de notar que a partir de deformações na ordem de 0.02%. as acelerações mantêm-se praticamente constantes, portanto uma optimização da utilização desta areia poderia apontar para este nível de deformação. A relação entre a aceleração máxima e mínima é de 148% para o A4, 291% para o A5 e 429% para o A7.

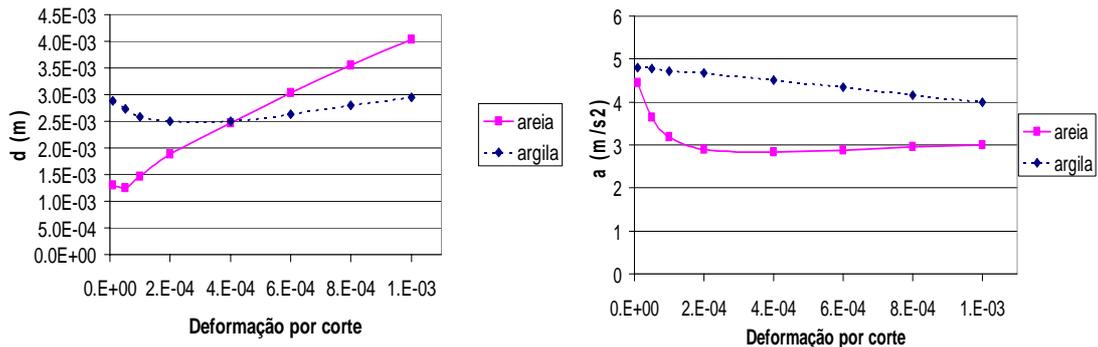


Figura 9 – Valores máximos de deslocamento e aceleração para os solos com comportamento segundo Vucetic e Dobry (1991), no ponto A4.

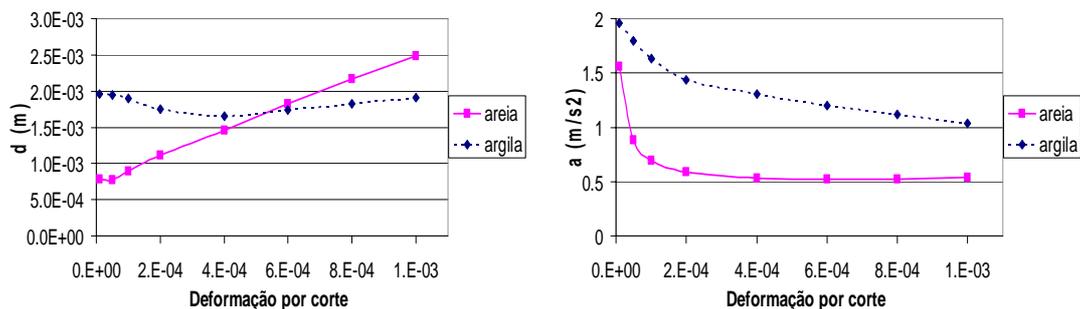


Figura 10 – Valores máximos de deslocamento e aceleração para os solos com comportamento segundo Vucetic e Dobry (1991), no ponto A5.

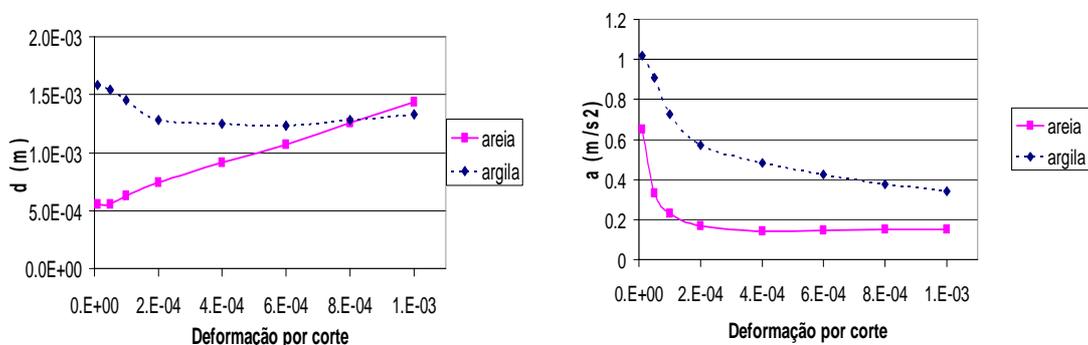


Figura 11 – Valores máximos de deslocamento e aceleração para os solos com comportamento segundo Vucetic e Dobry (1991), no ponto A7.

### 3.3. Argila (Vucetic e Dobry)

O terceiro caso estudado foi de uma argila com  $I_p = 50$ ,  $\sigma'_0 = 30\text{kPa}$  e  $E_0 = 35\text{MPa}$ . O procedimento de estudo deste solo foi o mesmo usado para o caso anterior. Consideraram-se válidas as mesmas equações e estudou-se a mesma gama de deformações.

A análise dos deslocamentos (Fig. 9, 10 e 11) revela uma relação ligeiramente diferente daquela registrada para o caso da areia. Inicialmente observa-se uma diminuição dos deslocamentos que pode estar relacionada com o patamar de rigidez (quanto maior a plasticidade do solo maiores são as deformações para as quais se mantém linear, Fig. 3 a)) associado a um ligeiro aumento do amortecimento. Com o aumento da deformação começa a diminuir a rigidez do solo provocando primeiro uma estabilização dos deslocamentos observados para deformações entre 0.02% e 0.04%, e posteriormente uma inversão na tendência dos deslocamentos que passam a aumentar. Esta inversão de sentidos faz com que a variação de deslocamentos dentro da gama estudada (que é abrangente, considerando o nível de deformação associado as vias-férreas de alta velocidade) seja mais reduzida do que nos casos estudados das areias. Assim, observa-se uma variação de 18%, 19% e 28% para A4, A5 e A7 respectivamente.

Tal como se previa, a diminuição inicial das acelerações não é tão acentuada como no caso das areias. Esta diminuição ocorre de forma mais gradual ao longo de toda a gama estudada não existindo um patamar como anteriormente. Para o caso do ponto A4, menos sensível às variações do amortecimento, existe quase uma relação linear entre a aceleração máxima e a deformação considerada. Para os outros pontos mais afastados da via é observável mais uma vez, na zona próxima dos 0.02%, uma diminuição no declive dos resultados obtidos. Uma vez mais se observa que quanto maior o afastamento á via-férrea, menor é o valor das acelerações mas maior a diferença provocada pela variação do amortecimento.

## 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apresentou-se o estudo da influência da deformação no comportamento de uma via-férrea de alta velocidade. O estudo foi feito para três solos diferentes através de análises paramétricas ajustando-se para cada, uma variação de rigidez e amortecimento apropriadas. É apresentada uma revisão teórica de alguns trabalhos anteriormente desenvolvidos nesta área. Uma deformação de 0.001% é normalmente apontada como o limite de linearidade, uma vez que para este valor a rigidez é ainda muito próxima da rigidez inicial. Para um nível de deformação muito baixo, a rigidez do solo é máxima e o amortecimento é muito próximo de 0. Com o aumento do nível de deformação existe uma diminuição da rigidez e aumento do amortecimento. A influência da deformação no comportamento dos solos é variável dependendo essencialmente do índice de plasticidade nos solos argilosos e da tensão de confinamento nos solos arenosos. A análise dos resultados permite observar que a variação da rigidez e amortecimento dos solos devido ao nível de deformação imposto têm influência significativa nas deformações e no nível de vibrações obtidas. Esta influência é independente da distância á via no caso da deformação imposta. No caso das vibrações, quanto maior o afastamento á via-férrea maior a diminuição provocada pelo nível de deformação imposto.

Para as areias, um aumento considerável do amortecimento ocorre para níveis de deformação mais baixos do que no caso de solos com maior plasticidade. Isto provoca uma grande diminuição inicial das vibrações, seguida de uma estabilização. Para as argilas existe uma diminuição inicial menos acentuada, uma vez que o amortecimento aumenta de forma mais ligeira. A esta variação inicial segue-se uma variação ainda menos significativa, mas que não chega á estabilização verificada no caso das areias.

Os deslocamentos da via tendem naturalmente a aumentar com o nível de deformação. No entanto este aumento pode ser precedido de uma pequena fase em que existe uma diminuição, especialmente para os solos com plasticidade elevada em que deformações pouco superiores a 0.001% não provocam alterações significativas na rigidez mas implicam já um aumento considerável do amortecimento.

Um dado interessante a reter nos resultados obtidos é que tanto para as vibrações como para os deslocamentos parece haver uma alteração do comportamento para deformações da ordem de 0.02%. Isto pode indicar que para esta configuração da via-férrea, poderia ser benéfico assegurar deformações admissíveis no solo até essa ordem de grandeza.

Mostra-se assim neste trabalho que o conhecimento do nível de deformação admissível no solo é importante para a concepção da estrutura da via-férrea que conduzirá ao melhor desempenho da mesma.

## 5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro dado a este trabalho pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (projecto POCI/ECM/61114/2004 – Interação Solo Via-férrea para Comboios de Alta Velocidade).

## 6. REFERÊNCIAS

Assimaki, D., Kausel, E., Whittle, A.J., Model for dynamic shear modulus and damping for granular soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 2000, 126(10):859–69, (2000).

Degrande, G. e Lombaert, G., High-speed train induced free field vibrations: In Situ measurements and numerical modelling. *Proceedings of the International Workshop Wave 2000, Wave Propagation, Moving Load, Vibration Reduction*, edited by N. Chouw and G. Schmid, Ruhr University, Bochum, Germany, pp. 29–41, (2000).

Degrande, G. e Schillemans, L., Free field vibrations during the passage of a Thalys high-speed train at variable speed. *Journal of Sound and Vibration* 247(1),131-144, (2001).

Gomes Correia, A., Barros, J.M., Santos, J.A., Sussumu, N., An approach to predict shear modulus of soils in the range of 10<sup>-6</sup> to 10<sup>-2</sup> strain levels. *Fourth International Conference on Recent Advances In Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, paper no. 1.22, San Diego, California, (2001).

Gomes Correia, A., Cunha, J., Marcelino, J., Caldeira, L., Varandas, J., Dimitrovová, Z., Antão, A. e Gonçalves da Silva, M., Dynamic analysis of rail track for high speed trains. 2D approach. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Workshop on Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering*, Guimarães, (2007).

Hardin, B. O. e Drnevich, V. O., Shear Modulus and Damping in soils: design equations and curves. *Journal of Soils Mechanics and Foundation Division – ASCE* 98(7):667-692, (1972).

Ishibashi I., Discussion to Effect of soil plasticity on cyclic response by M. Vucetic and R. Dobry. *Journal of Geotechnical Engineering - ASCE*, 118(5):830-832, (1992).

Ishibashi I. e Zhang X., Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils and Foundations*, 33(1):182-191, (1993).

Lopez-Caballero F., Influence du Comportement Non Linéaire du Sol sur les Mouvements Sismiques Induits dans des Géo-Structures. *École Centrale des Arts et*

*Manufactures*, École Central de Paris (2003).

Lopez-Caballero, F., Modaressi, A. e D'Aguiar, S., Amélioration du modèle de comportement non linéaire existant dans le logiciel CyberQuake®. *École Centrale Paris*, Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux (2004).

Seed, H. B. e Idriss, I. M., Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Report EERC-70-10, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, CA. (1970).

Seed H. B., Wong R. T., Idriss I. M. and Tokimatsu K., Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering - ASCE*, 112(11):1016-1032. (1986).

Tatsuoka F., Iwasaki T. and Takagi Y., Hysteretic damping of sands under cyclic loading and its relation to shear modulus. *Soils and Foundations*, 18(2):25\_40. (1978).

Vucetic M. e Dobry R.. Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering - ASCE*, 117(1):89-107. (1991).