



INSTITUTO
SUPERIOR
TÉCNICO

Danos em Pontes devido à acção sísmica

Engenharia Sísmica de Pontes

Mestrado em Engenharia de Estruturas

Luís Guerreiro

Fevereiro de 2011

1 Introdução

O impacto dos danos provocados pelos sismos na rede de transportes é normalmente importante, não pelo número de vítimas registado, mas sim pelos prejuízos económicos por eles causados. Em geral, o número de vítimas causado pelos danos nas redes de transporte é muito baixo e sem significado do ponto de vista estatístico. A principal excepção a esta regra aconteceu em 1989, no sismo de Loma Prieta, onde 41 das 62 vítimas mortais pereceram devido ao colapso do Viaduto de “Cypress” (Cypress Viaduct) (Basoz e Kiremidjian, 1997) (Figura 1). Este viaduto tinha no entanto características muito especiais, já que era constituído por dois níveis, tendo sido o colapso do nível superior o causador das vítimas que circulavam no nível inferior.

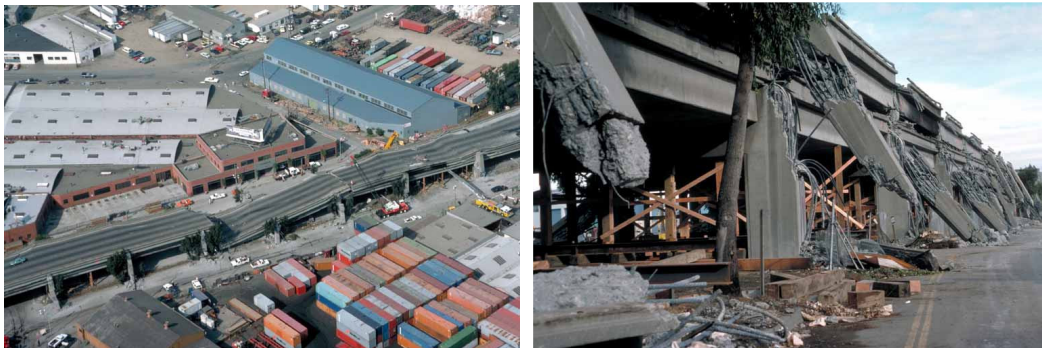


Figura 1 – Colapso do Viaduto de “Cypress”, Loma Prieta, 1989.

(<http://gallery.usgs.gov>)

Os danos económicos causados por um sismo podem ser classificados em danos directos e danos indirectos. Os danos directos são o somatório dos custos de reparação dos elementos da rede afectados, enquanto que os danos indirectos, muito mais difíceis de quantificar, estão relacionados com a forma como a economia é afectada pela ruptura da rede de transportes.

A importância dos danos indirectos é tanto maior quanto mais desenvolvida for a economia da zona afectada pelo sismo. Nos sismos de Northridge (1994), Kobe (1995) e Taiwan (1999), embora não tenha havido uma quantificação dos danos indirectos existe a convicção de que estes excederam os danos directos.

Os danos em obras de arte podem ser divididos em dois grupos, de acordo com o fenómeno que está na sua origem: danos gerados por rotura do solo de fundação (movimento de falhas, liquefacção, deslizamento de terrenos) ou danos provocados pelo movimento de vibração.

Enquanto os danos originados pela rotura do solo de fundação dependem essencialmente do nível de deformação do solo, os danos devidos ao efeito dinâmico dependem muito das características dinâmicas das pontes e da capacidade da estrutura para resistir a acções cíclicas. As regras de dimensionamento sísmico de pontes, e como consequência a sua capacidade de resistência sísmica, têm evoluindo muito nas últimas décadas, pelo que a idade das obras de arte é um indicador essencial para avaliar o seu desempenho. Este facto é comprovado pela realidade pois,

como se pode observar pelos relatos de danos ocorridos, a data de construção é um dos parâmetros que mais influencia o nível de danos observado.

2 Tipos de Danos

2.1 Fundações

Um dos fenómenos que levam à perda de capacidade de suporte dos solos de fundação é a liquefacção. A ocorrência deste fenómeno depende não só do nível da acção sísmica, mas também do tipo de solo e do grau de saturação deste. Os primeiros relatos de colapso directamente relacionados com fenómenos de liquefacção datam de 1964, durante o sismo de Niigata, Japão (Figura 2).



Figura 2 – Colapso por rotação dos pilares devido a liquefacção, “Showa Bridge”, Niigata, 1964
(Chen e Duan, 2003)

De acordo com os relatórios de reconhecimento do sismo da Costa Rica (1991) (EERI, 1991), praticamente todos os danos registados estiveram relacionados com fenómenos de liquefacção. Para este cenário em muito contribuiu o facto do sismo ter ocorrido em plena época de chuvas, numa zona de elevada pluviosidade. A existência de elevados caudais nos rios levou ainda a que ocorressem fenómenos de deslizamento de terrenos de fundação com o correspondente colapso de pilares.

Em Kobe, as condições de solo e a localização próxima da costa também favoreceram a ocorrência de liquefacção. Na Figura 3 está ilustrado um exemplo de colapso ocorrido na zona de Kobe, motivado por rotação excessiva dos pilares na fundação devido à liquefacção do terreno de fundação.

Outra causa possível de colapso por rotura da fundação é a ocorrência de movimentos de falha na proximidade da obra de arte. Durante o sismo de Izmit (Turquia), em 1999, uma das obras de arte que colapsou cruzava uma falha que registou grandes movimentos. Os deslocamentos relativos entre pilares causados pelo movimento da falha ultrapassaram a capacidade de acomodação dos apoios dando origem à queda do tabuleiro (Figura 4).



Figura 3 – Rotação excessiva de pilares devido a liquefacção, “Nishinomiya Bridge”, Kobe, 1995.
(www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/quakes/kobe/kobe.html)



Figura 4 – Viaduto perto de Arifiye, Turquia, 1999.
(www.koeri.boun.edu.tr/depremmuh/eqspecials/kocaeli/transportation.htm)

Também em Taiwan, 1999, foi registado o colapso de 5 pontes devido ao movimento de falhas. Em três destes casos a falha atravessava a ponte, enquanto que nos restantes a falha se encontrava próximo (Figura 5).



Figura 5 – A rotura da falha ocorreu debaixo da ponte. Ponte “I-Jiang”, Taiwan, 1999.
(<http://gees.usc.edu/GEES/>)

2.2 Pilares

Os danos verificados nas obras de arte devidos à vibração do solo são, como foi referido, muito influenciados pela data de construção (ou projecto) das referidas obras. A evolução no conhecimento e a sua aplicação prática está bem evidente no tipo de danos registados.

As pontes de betão armado construídas até ao final da década de 70 revelam, duma forma geral, insuficiente capacidade resistente dos pilares ao esforço transversal. Esta deficiência aconteceu por causa da falta de conhecimento acerca dos mecanismos de rotura por corte que existia na altura. Uma das consequências mais evidentes foi falta de armaduras transversais adequadas. Na maioria dos casos de danos registados, as armaduras transversais dos pilares pouco mais eram do que armaduras de montagem, não havendo qualquer relação aparente entre a dimensão da armadura e as dimensões do pilar (Figura 6).



Figura 6 – Reforço horizontal insuficiente, Kobe, 1995.
(Chen e Duan, 2003)

Existem no entanto exemplos de rotura por esforço transversal que não se podem associar a problemas de insuficiência de armadura transversal, mas sim a deficiências de concepção. Casos do tipo “coluna curta”, originados pela ligação de estruturas adicionais a meia altura dos pilares, ou a inclusão de capitéis não estruturais (Figura 7), por exemplo, são situações que poderão causar roturas por esforço transversal.



Figura 7 – Rotura por “coluna curta”, Northridge, 1994.
(Chen e Duan, 2003)

A má pormenorização das armaduras longitudinais (flexão) também pode dar origem a rotura de pilares. Um dos colapsos mais impressionantes ocorrido com o sismo de Kobe (1995) foi a rotura do viaduto da auto-estrada “Hanshin” (Figura 8). Aparentemente a causa deste colapso foi a prematura dispensa das armaduras longitudinais de flexão o que levou à formação da rótula plástica numa zona que não estava preparada para tal, nomeadamente sem suficientes armaduras transversais de confinamento.

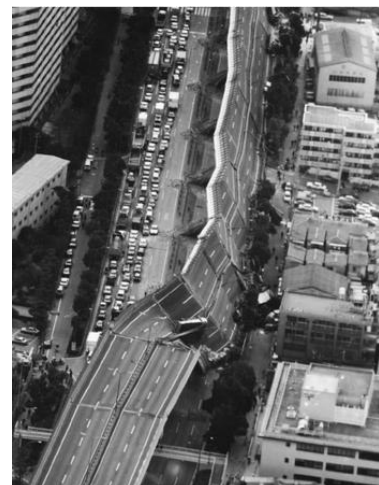


Figura 8 – Viaducto da “Hanshin expressway”, Kobe, 1995.
(<http://factsanddetails.com>)

A Figura 9 mostra os danos ocorridos durante o sismo de Niigata, em 2004, nos pilares duma ponte inserida na rede de alta velocidade do Japão. Acredita-se que os danos resultaram de uma deficiente pormenorização das armaduras transversais que não tinham amarração suficiente. Aparentemente a zona onde ocorreu o descasque do betão coincide com a zona de dispensa das armaduras longitudinais.



Figura 9 – Danos em pilar ocorridos durante o sismo de Niigata, Japão, 2004.
(EERI, 2006)

2.3 Deslocamentos excessivos

Outro problema que as pontes mais antigas revelam é a falta de capacidade para acomodar os deslocamentos sofridos pelo tabuleiro, provocando a queda deste elemento do topo dos pilares ou dos encontros. A origem deste problema deve estar relacionada com uma deficiente estimativa dos deslocamentos devido, por um lado a uma inadequada definição da acção sísmica, e por outro ao método de análise utilizado que considerava as secções com a rigidez não fendilhada, conduzindo a modelos com maior rigidez.



Figura 9 – Deslocamento excessivo num apoio, sismo de Loma Prieta, 1989.
(<http://gallery.usgs.gov>)

Ao estimar os deslocamentos sísmicos por defeito toda a concepção e pormenorização das zonas de apoio são afectadas, resultando em soluções sem capacidade para acomodação dos deslocamentos ocorridos. Esta incapacidade pode-se revelar de diversas formas: falta de espaço na zona de apoio nos encontros causando a queda do tabuleiro do apoio (Figura 10) ou o choque entre o tabuleiro e o encontro.



Figura 10 – Queda de troço de tabuleiro, sismo de San Fernando, 1971.
(<http://earthquake.usgs.gov>)

Outra razão que pode estar associada à deficiente contabilização dos deslocamentos sísmicos é a utilização de modelos de análise inadequados. Este problema merece especial destaque na análise de pontes em curva ou com elevado viés.

Na Figura 11 é apresentada uma imagem de um exemplo onde o colapso do tabuleiro se deveu a uma análise deficiente dos movimentos sísmicos (Viaduto de Gavin Canyon, sismo de Northridge, 1994). O viaduto era composto por dois tabuleiros independentes assentes cada, cada um deles, em 4 fiadas pares de pilares e nos encontros. A solução estrutural, tal como se pode ver na Figura 12, tinha duas juntas intermédias, estando o vão central do tabuleiro ligado aos pilares centrais.



Figura 11 – Viaduto de Gavin Canyon, sismo de Northridge, 1994.
(<http://ntl.bts.gov>)

O movimento de rotação do tabuleiro em torno de um eixo vertical, associado ao movimento transversal do viaduto, fez com que o movimento na junta excedesse a comprimento de entrega no apoio. A falta de apoio do tabuleiro numa das extremidades deu origem ao seu colapso pois era impossível a sua resistência em consola.

Curiosamente este viaduto tinha sido alvo de intervenção após o sismo de San Fernando, tendo sido instalados tirantes a atravessar as juntas para restringir os deslocamentos relativos entre as faces da junta. Como estes tirantes foram colocados segundo a direcção longitudinal do tabuleiro e o movimento de rotação deu origem a deslocamentos transversais a este alinhamento, os referidos tirantes não foram eficazes (EERI, 1995).

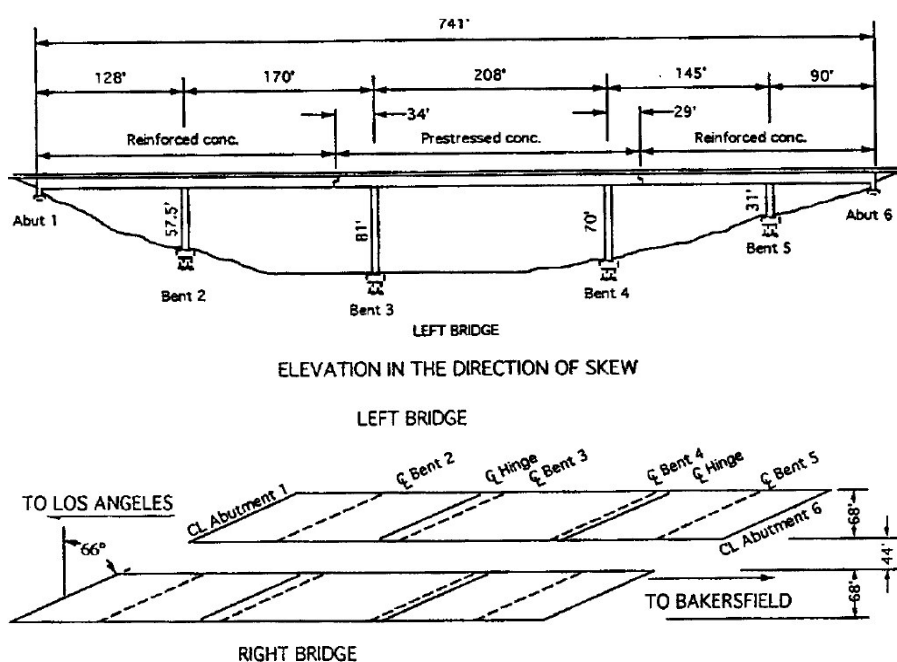


Figura 11 – Viaduto de Gavin Canyon, sismo de Northridge, 1994 (desenhos).
(EERI, 1995)

2.4 Encontros

Ao nível do comportamento dos encontros são vários os tipos de problema identificados pelas missões de reconhecimento. Alguns destes problemas não estão relacionados directamente com o melhor ou pior desempenho dos encontros mas são fruto do inadequado comportamento de outros elementos, como, por exemplo, os sistemas de apoio. Danos na viga de estribo ou nos muros laterais de guiamento motivados por choque do tabuleiro são exemplos de danos nos encontros motivados por mau acondicionamento dos deslocamentos do tabuleiro.

O colapso dos encontros pode também estar relacionado com a deficiente compactação do aterro no seu tardoz. Devido ao efeito da acção na direcção longitudinal do tabuleiro as pressões entre o

aterro e o encontro aumentam. Em consequência disto o aterro mal compactado pode atingir a ruptura empurrando a parte inferior do encontro tal como ilustrado na Figura 12. O topo do encontro não tende a ter movimento longitudinal porque está contido pelo tabuleiro. Na Figura 13 são apresentados dois exemplos deste tipo de ruptura: o primeiro ocorrido durante o sismo da Costa Rica em 1991 (Ponte sobre o Rio Banano), e o segundo durante o sismo do Peru em 2001 (Ponte Los Banos).

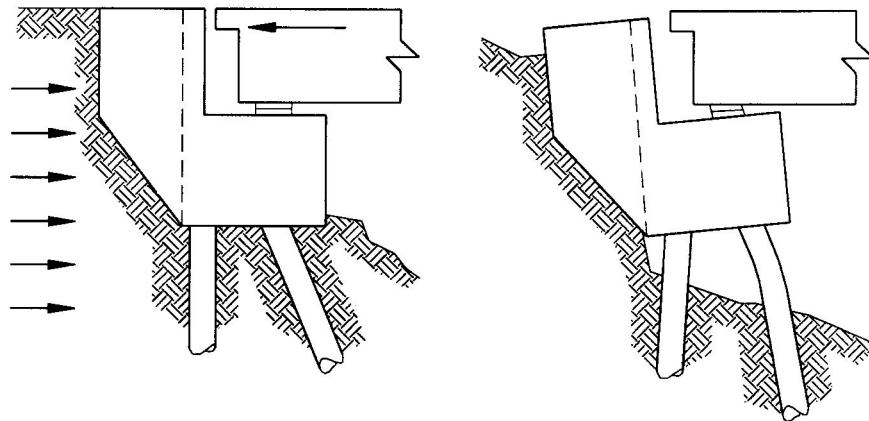


Figura 12 – Ruptura do encontro devido a má compactação do aterro.

(Priestley et. al, 1996)



Ponte no Rio Banano, C. Rica, 1991

(Priestley et. al., 1996)



Ponte Los Banos, Peru, 2001

(ASCE-TCLEE, 2001)

Figura 13 – Exemplos de ruptura de encontros.

(Priestley et. al, 1996)

Outro problema comum na zona dos encontros é o assentamento dos aterros de aproximação devido à compactação do solo motivado pela vibração, ou devido à rotura dos muros laterais dos encontros. Na Figura 14 está ilustrado um caso ocorrido durante o sismo de Niigata, Japão, em 2004. Neste caso a laje de transição assentou cerca de 50cm (EERI, 2006).



Figura 14 – Assentamento da laje de transição (Wanazu Bridge, Niigata, 2004).
(EERI, 2006)

2.5 Apoios

Os problemas registados com os sistemas de apoio estão normalmente relacionados com a deficiente estimativa dos deslocamentos, tema já referido. Existem no entanto exemplos em que a ruptura do sistema concebido para controlo da acção sísmica deu origem a deslocamentos excessivos sobre os apoios. É o caso ilustrado na Figura 15, onde a ruptura do sistema de travamento horizontal (*shear-key*) causou deslocamentos excessivos no apoio de *neoprene*, causando a queda do tabuleiro do apoio.



Figura 15 – Deslocamento excessivo num apoio, Turquia, 1999.
(www.koeri.boun.edu.tr)

Durante o sismo de Kobe, 1995, foi identificada uma situação onde houve ruptura de um apoio (fixo) que suportava cerca de 70% do peso do tabuleiro (Chen e Duan, 2003), provocando a queda do tabuleiro de cima do apoio (Figura 16).



Figura 16 – Ruptura de apoio durante o sismo de Kobe, 1995.
(Chen e Duan, 2003)

3 Referências

Basoz, N. e Kiremidjian, A.; “Evaluation of Bridge Damage Data From the Loma Prieta and Northridge Earthquakes”, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Report No. 127, November 1997.

Chen, W. e Duan, L. ; “Bridge Engineering – Seismic Design”, CRC Press, 2003.

EERI, Earthquake Spectra, Vol. 7; “Costa Rica Earthquake of April 22, 1991: Reconnaissance Report”, 1991.

EERI, Earthquake Spectra, Vol. 11, “The Hyogo-ken Nanbu Earthquake, January 17,1995: Preliminary Reconnaissance Report”, 1995.

EERI, Earthquake Spectra, Vol. 22, 2Performance of Transportation Systems during the 2004 Niigata Ken Chuetsu, Japan, Earthquake”, 2006.

ASCE-TCLEE, American Society of Civil Engineering - Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering; “LIFELINES PERFORMANCE -ATICO, PERU, EARTHQUAKE, June 23, 2001 - A Preliminary Reconnaissance Survey”, 2001.

Priestley, M. J. N., Seible, F. E Calvi, G. M. ;”Seismic Design and Retrofit of Bridges”, John Wiley & Sons, 1996.