

# 美国 Cypress 高架桥地震倒塌的仿真分析

周 艳, 张雷明, 刘西拉

(上海交通大学 土木工程系, 上海 200240)

**摘要:**取美国 Cypress 高架桥的地震倒塌来验证如下结构倒塌分析模型: 建立基于广义函数的单元混合铰模型, 来描述倒塌过程中的不连续位移场, 参照当前无应力构形建立控制方程, 引入拉格朗日乘子来分析倒塌过程中的接触碰撞。输入该桥的结构参数和 Emeryville 处的地面强震记录, 经程序分析输出各个时刻各构件的端点坐标, 再通过可视化动态演示系统直观地再现 Cypress 高架桥倒塌的全过程。结果与加州大学伯克莱分校地震工程研究中心等推测的倒塌过程吻合, 证明了结构倒塌分析模型的正确性和实用性。最后讨论了该桥倒塌的原因、构件碰撞引起的层加速度突变以及强震持时对结构薄弱层的影响等问题。

**关键词:**地震工程; Cypress 高架桥; 地震; 倒塌; 碰撞

**中图分类号:** TU 352

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-6915(2005)17-3035-10

## COLLAPSE SIMULATION AND ANALYSIS OF CYPRESS VIADUCT DURING LOMA PRIETA EARTHQUAKE

ZHOU Yan, ZHANG Lei-ming, LIU Xi-la

(Department of Civil Engineering, Shanghai Jiaotong University, Shanghai 200240, China)

**Abstract:** The collapse of the Cypress Viaduct is employed to test the following structural collapse analysis model: a mixed hinge model based on generalized functions is proposed to describe discontinuous displacements; the governing equations are built in the current unstressed configuration; a Lagrange multiplier approach is adopted for the analysis of collisions. After both the viaduct parameters and the ground acceleration recorded at Emeryville are input to the corresponding program, the changing coordinates of each member end during the collapse process are obtained. Visualized clearly by the Visualization of Dynamic Demo Show, the collapse process is consistent with the speculation of the Earthquake Engineering Research Center from UC Berkeley, which proves the validity and utility of the present models. Based on the results, some issues, such as the reason of the collapse, sharp changes of the frame accelerations when collisions happen, and the effects of earthquake lasting times on the weak parts of the structures, are discussed.

**Key words:** seismic engineering; Cypress Viaduct; earthquake; collapse; collision

## 1 引 言

地震中结构的严重破坏或倒塌给人民的生命财产带来了重大损失, 但是人们对大震情况下结构如何倒塌的模拟一直是一个瓶颈<sup>[1]</sup>。通过研究地震中

结构的倒塌机制, 可以帮助人们提高对于结构抗震的认识, 改善结构设计并加固现有结构。

1989 年美国 Loma Prieta 地震, 引起大范围的震害, 造成了 63 人死亡, 直接损失达 70 亿美元。在地震中, Cypress 高架桥长 1.3 km(即 50 跨)的一段突然坍塌, 支撑上层的柱子全部从节点部位脱落,

**收稿日期:** 2005-02-01; **修回日期:** 2005-05-08

**基金项目:** 国家重点基础研究发展规划(973)项目(2002CB412709)

**作者简介:** 周 艳(1980-), 女, 2002 年毕业于上海交通大学土木工程系结构工程专业, 现为博士研究生, 主要从事灾害荷载下结构倒塌机制方面的研究工作。E-mail: showsis@sjtu.edu.cn.

上层桥面落到下层桥面上像夹心板一样叠合一起，压碎其上的车辆(图 1)。此次倒塌官方统计死亡人数为 42 人，占总数的 68%。



图 1 震后鸟瞰图

Fig.1 Air-scape of the viaduct after the earthquake

Cypress 高架桥也给研究者们带来了宝贵的资料。国外一些机构和学者曾经对它开展过研究，比如对幸存的部分进行静力和动力试验，测试其结构性能；对其地震反应进行非线性分析等。但是，目前国内外尚未有人直接模拟计算其包括位移不连续场的倒塌过程。本文将作者已搭建的一个研究结构倒塌机制的理论模型应用于对 Cypress 高架桥的分析，再现了其倒塌的过程，并分析了其倒塌的原因、构件碰撞引起的层加速度突变以及强震持时对结构薄弱层的影响。

## 2 Cypress 高架桥介绍

Cypress 高架桥是旧金山 I-880 公路的一段长约 2.8 km 的 2 层高架路段，震中距大约为 100 km。该桥建于 1957 年，是根据美国 1953 年的 AASHTO 规范设计的。Cypress 高架桥有 2 个重叠式四车道单向交通桥面，包含一百多个跨径 25 m 的桥跨。在这一百多个排架中，至少有 3 种不同结构体系。这些体系由于设于上层框架内的铰节点位置不同而有所区别。其中最普遍的排架形式是一型排架，占总数

的 60%。本文就一型排架进行分析。

如图 2 所示，一型排架由两层门式框架组成。下层框架上立着 2 根小短柱，约 0.69 m 高。上层框架则支撑在这 2 根短柱上，中间有剪力键相连，但不能抵抗弯矩，形成铰接。上、下层梁都是预应力混凝土材料，且尺寸相同，与支撑的柱子刚接，与每层箱形桥面板则现浇成总体。上层柱是变截面的，截面高度从柱脚 0.915 m 变化到柱头 1.220 m。下层柱与基础之间的连接是铰接<sup>[2]</sup>。排架各构件的配筋情况如图 3，4 所示。

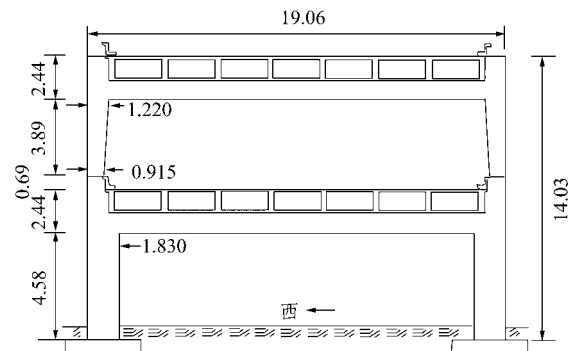


图 2 一型排架的尺寸图<sup>[2]</sup>(单位：m)

Fig.2 Typical dimensions of type B1 bents<sup>[2]</sup>(unit：m)

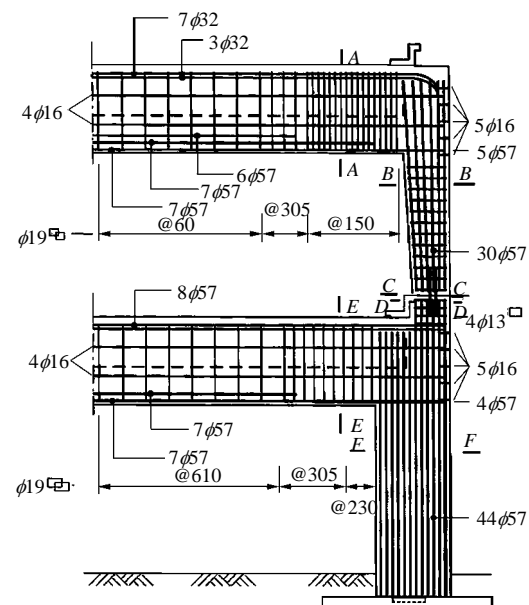


图 3 一型排架配筋图<sup>[3]</sup>(单位：mm)

Fig.3 Reinforcement layout for typical B1 bents<sup>[3]</sup>(unit：mm)

加州大学伯克莱分校地震工程研究中心(EERC)对混凝土构件取芯<sup>[2]</sup>，测得混凝土弹性模量为  $2.55 \times 10^4$  MPa，泊松比为 0.15。EERC 测试  $\phi 57$  纵筋的力学性质<sup>[2]</sup>，得纵筋的屈服强度为 276 MPa。

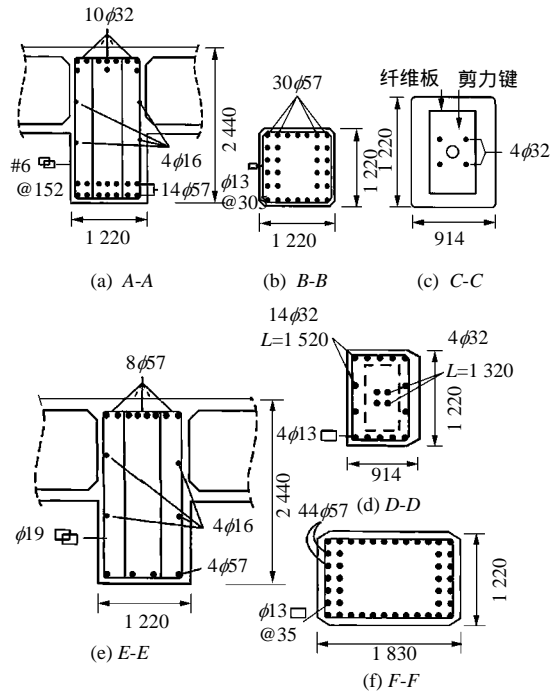


图 4 一型排架截面详图<sup>[3]</sup>(单位: mm)

Fig.4 Section detail of type B1 bents<sup>[3]</sup> (unit: mm)

### 3 分析模型的建立

#### 3.1 计算模型与实测参数

本文计算模型参考 EERC 建立的杆系模型<sup>[2]</sup>, 如图 5 所示。把变截面的上层柱作为等截面处理, 上、下梁柱单元的位置都取在其中心轴线上。但 2 根短柱单元则取上柱下端和下层梁柱结点的连线。由于上、下两柱中心轴线不重合, 因此该构件稍有倾斜。梁柱结点处节点都作为刚节点, 在平面内有 3 个自由度。但短柱与上层柱之间, 以及下层柱与基础之间的连接作为铰节点。图 5 中圆圈内数字为

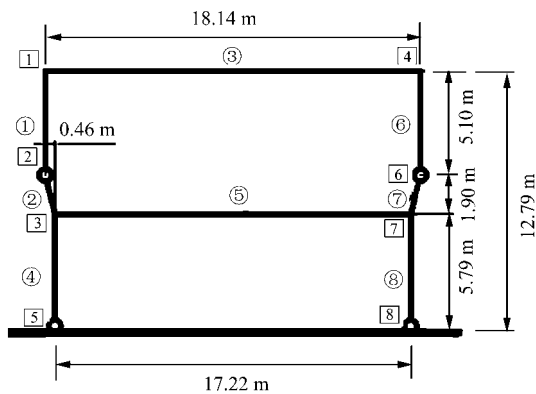


图 5 排架的计算模型及其编号

Fig.5 Computational model and numbering of type B1 bents

单元编码, 方框内数字为节点编码。为减小矩阵带宽, 特按辐射顺序编码。

根据文[4], 经过非弹性分析得到的抗弯刚度  $EI$  和抗拉刚度  $EA$  的值如表 1 所示。本文在引用时, 已将原来的英制单位换算成了国际单位(以下同)。表 1 还列出了各个构件的线平均质量。表 2 则是各个构件的极限承载力表。其中, 抗压极限承载力  $N_c$  和抗拉极限承载力  $N_t$  是本文根据图 3, 4 所示配筋情况直接计算所得。本文根据材料性质<sup>[2]</sup>, 取混凝土极限抗压强度约为 41.4 MPa, 取纵筋的极限强度约为 345 MPa, 箍筋的极限强度约为 290 MPa。而抗弯极限承载力  $M$ , 抗剪极限承载力  $V$  以及表 1 中的线平均质量  $\bar{m}$  都引用自文[2]。

表 1 构件的参数表

Table 1 Parameters of elements

单元编码	$\bar{m}/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-1})$	$EI/\text{kPa}$	$EA/\text{kN}$
1	$3.097 \times 10^3$	$6.66 \times 10^6$	$5.370 \times 10^7$
2	$3.097 \times 10^3$	$2.93 \times 10^6$	$2.362 \times 10^7$
3	$2.768 \times 10^4$	$4.31 \times 10^7$	$3.475 \times 10^8$
4	$5.420 \times 10^3$	$2.40 \times 10^7$	$1.935 \times 10^8$
5	$2.768 \times 10^4$	$4.31 \times 10^7$	$3.475 \times 10^8$
6	$3.097 \times 10^3$	$6.66 \times 10^6$	$5.370 \times 10^7$
7	$3.097 \times 10^3$	$2.93 \times 10^6$	$2.362 \times 10^7$
8	$5.420 \times 10^3$	$2.40 \times 10^7$	$1.935 \times 10^8$

表 2 构件承载力表

Table 2 Ultimate bearing capacity of elements

单元编码	$M/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$V/\text{kN}$	$N_c/\text{kN}$	$N_t/\text{kN}$
1	12 115.80	1 755	72 800	26 700
2	1 817.37	1 102	51 230	5 080
3	6 400.80	8 010	143 000	20 600
4	27 889.20	2 655	130 000	39 000
5	13 030.20	6 390	142 600	19 600
6	12 115.80	1 755	72 800	26 700
7	1 817.37	1 102	51 230	5 080
8	27 889.20	2 655	130 000	39 000

文[2]在计算表 2 中的值时, 纵筋强度取值经如下处理: 考虑纵筋锚固不充分, 将其强度折减到  $276 \text{ MPa} \times l_d / (30 d_b)$ , 其中  $l_d$  为锚固长度,  $d_b$  为纵筋的直径, 假设  $30 d_b$  是充分锚固长度。计算得到上柱和短柱的抗剪承载力分别为 1 755 kN 和 1 440 kN。又经分析, 一些因素将导致它们的抗剪承载力降低,

比如铰节点处剪力键的销栓效应通过剪切摩擦来传递剪应力,这会产生撕裂力,从而降低抗剪承载力,又如柱脚附近节点区的细部构造等因素,因此,文[2]认为抗剪承载力应该取 1 102 kN。

### 3.2 理论模型

#### 3.2.1 基于广义函数的单元混合铰模型

本文针对平面框架单元展开讨论,也可推广到空间情形。假设考虑的单元为等截面均质直杆,忽略剪切变形以及弯矩和轴力的耦合作用,杆件的变形远小于其尺寸,而且破坏出现时集中在破坏区,其他区段仍保持弹性状态<sup>[5, 6]</sup>。

破坏处能传递弯矩、剪力和轴力,同时破坏截面两侧可发生相对转动、横向相对错位和纵向相对滑动,称之为混合铰。单元混合铰模型如图 6 所示,力和位移以图示方向为正。在图 6 中,  $M_a$  和  $M_b$ ,  $V_a$  和  $V_b$ ,  $N_a$  和  $N_b$  分别为杆件两端混合铰的残余弯矩、残余剪力和残余轴力;  $\theta_a$  和  $\theta_b$ ,  $v_a$  和  $v_b$  分别为杆件两端混合铰的相对转动和横向相对错位。

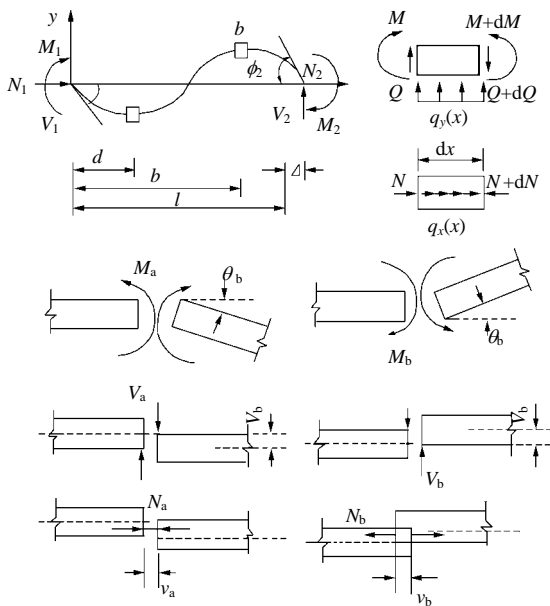


图 6 混合铰杆单元模型<sup>[5, 6]</sup>  
Fig.6 Mixed hinge models of elements<sup>[5, 6]</sup>

利用广义函数,杆件上力和位移的突变量都可转换为等效分布荷载,由此得到单元上 y 方向总的等效分布荷载:

$$q_y(x) = M_1 \langle x \rangle^{-2} + V_1 \langle x \rangle^{-1} - EI \phi_1 \langle x \rangle^{-3} + M_2 \langle x - L \rangle^{-2} + V_2 \langle x - L \rangle^{-1} + EI \phi_2 \langle x - L \rangle^{-3} - M_a \langle x - a \rangle^{-2} + V_a \langle x - a \rangle^{-1} - EI \theta_a \langle x - a \rangle^{-3} +$$

$$N_a \frac{v_a}{2} \langle x - a \rangle^{-2} + M_a \langle x - a \rangle^{-2} - V_a \langle x - a \rangle^{-1} - EI v_a \langle x - a \rangle^{-4} + N_a \frac{v_a}{2} \langle x - a \rangle^{-2} + M_b \langle x - b \rangle^{-2} - V_b \langle x - b \rangle^{-1} + EI \theta_b \langle x - b \rangle^{-3} + N_b \frac{v_b}{2} \langle x - b \rangle^{-2} - M_b \langle x - b \rangle^{-2} + V_b \langle x - b \rangle^{-1} + EI v_b \langle x - b \rangle^{-4} + N_b \frac{v_b}{2} \langle x - b \rangle^{-2} \quad (1)$$

式中:  $\phi_1$  和  $\phi_2$  分别为杆件始末两端的转角;下标 a 和 b 为混合铰的编号; a 和 b 为其到杆端的距离,同理可得 x 方向的等效分布荷载。

按材料力学理论对式(1)进行积分等推导,可得

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N] \{\bar{d}\}^e \quad (2)$$

式中: u 为纵向位移, v 为横向挠度, [N] 为位移函数,  $\{\bar{d}\}^e$  为位移向量。将混合铰位置放在杆单元两端,则混合铰对应的位移函数与杆端的形式相同,有

$$[N] = \begin{bmatrix} f_1 & 0 & 0 & f_1 & 0 & 0 & f_4 & 0 & 0 & f_4 & 0 & 0 \\ 0 & f_2 & f_3 & 0 & -f_2 & f_3 & 0 & f_5 & f_6 & 0 & -f_5 & f_6 \end{bmatrix}$$

$$\{\bar{d}\}^e = \{d_1 \ d_2 \ d_3 \ ; \ u_a \ v_a \ \theta_a \ ; \ d_4 \ d_6 \ ; \ u_b \ v_b \ \theta_b \}^T$$

$$\begin{cases} f_1 = 1 - \frac{x}{L} \\ f_2 = 1 - 3\frac{x^2}{L^2} + 2\frac{x^3}{L^3} \\ f_3 = -x + 2\frac{x^2}{L} - \frac{x^3}{L^2} \end{cases}, \begin{cases} f_4 = \frac{x}{L} \\ f_5 = 3\frac{x^2}{L^2} - 2\frac{x^3}{L^3} \\ f_6 = \frac{x^2}{L} - \frac{x^3}{L^2} \end{cases} \quad (3)$$

至此,杆件的刚度矩阵和一致质量矩阵都可得到,其后续分析步骤与通常的有限元分析方法相同(略)。

#### 3.2.2 倒塌过程中的接触碰撞

引入碰撞恢复系数 [e], 建立碰撞对速度的突加约束条件:  $\{\tilde{v}\}_2 - \{\tilde{v}\}_1 = [e](\{\tilde{v}\}_1^0 - \{\tilde{v}\}_2^0)$ 。其中:  $\{\tilde{v}\}_1$ ,  $\{\tilde{v}\}_2$  为两接触点的速度向量;上标 0 和撇号分别表示碰撞前、后。对所有的碰撞对集成,并写成广义坐标 q 的形式,可得结构的碰撞突加约束条件:

$$[A_s]^T \{\dot{q}\}' = \{P_{con}\} \quad (4)$$

式中:  $[A_s]$  为约束系数矩阵;  $\{\dot{q}\}'$  为碰撞后的结构

总体广义速度向量； $\{P_{\text{con}}\}$  为总体附加约束向量，并受碰撞恢复系数取值影响<sup>[5,6]</sup>。

引入拉格朗日乘子  $\{P_c\}$  对系统动能进行修正，得

$$T_G = T + \{P_c\}^T ([A_s]^T \{v\}' - \{P_{\text{con}}\})$$

将其代入拉格朗日动力方程，得

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} + [A_s] \frac{d}{dt} \{P_c\} = \{Q\} \quad (5)$$

联立式(4)，(5)，即构成了考虑接触碰撞影响的动力控制方程。

式(5)在  $t_0$  到  $t_0 + \Delta\tau$  上对时间  $t$  积分并整理，得

$$[M]\{\dot{q}\}' + [C](\{q'\} - \{q\}^0) + \int_{t_0}^{t_0+\Delta\tau} [K]\{q\}dt + [A_s]\{P_c\} = \int_{t_0}^{t_0+\Delta\tau} \{Q\}dt + [M]\{\dot{q}\}^0 \quad (6)$$

采用 Newmark- $\beta$  法的差分格式，有

$$\{\dot{q}\}' = \{\dot{q}\}^0 + (1-\alpha)\{\ddot{q}\}^0 + \alpha\{\ddot{q}\}'\Delta\tau \quad (7a)$$

$$\{q\}' = \{q\}^0 + \{\dot{q}\}^0\Delta\tau + \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \{\ddot{q}\}^0 + \beta\{\ddot{q}\}' \right] (\Delta\tau)^2 \quad (7b)$$

式中： $\alpha$  和  $\beta$  为常数。

将式(7a)和(7b)一起代入式(6)，再取  $\int_{t_0}^{t_0+\Delta\tau} [K] \cdot \{q\}dt = \frac{1}{2}[K](\{q'\} + \{q\}^0)\Delta\tau$  代入式(6)，经整理后与式(4)联立，得

$$\begin{bmatrix} [M_{\text{eq}}] & [A_s] \\ [A_s]^T & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{q}\}' \\ \{P_c\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{P_{\text{ext}}\} \\ \{P_{\text{con}}\} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

其中，等效质量矩阵：

$$[M_{\text{eq}}] = [M] + \frac{\beta}{\alpha}\Delta\tau[C] + \frac{\beta}{2\alpha}(\Delta\tau)^2[K] \quad (9a)$$

等效外荷载冲量：

$$\begin{aligned} \{P_{\text{ext}}\} &= \int_{t_0}^{t_0+\Delta\tau} \{Q\}dt + \\ &\left[ [M] - \left(1 - \frac{\beta}{\alpha}\right)\Delta\tau[C] - \frac{1}{2}\left(1 - \frac{\beta}{\alpha}\right)(\Delta\tau)^2[K] \right] \{\dot{q}\}^0 - \\ &[K]\{q\}^0\Delta\tau - \left[ [C] + \frac{\Delta\tau}{2}[K] \right] \left( \frac{1}{2} - \frac{\beta}{\alpha} \right) (\Delta\tau)^2 \{\ddot{q}\}^0 \quad (9b) \end{aligned}$$

### 3.2.3 破坏分析中的几何非线性

对于框架结构动力分析中的几何非线性即大位移、大转动问题，由于杆系结构倒塌破坏时构件变形比较集中，混合铰模型将集中在破坏截面处的大变形嵌到单元内部，因此，杆件单元分析可以按小

变形进行，分步计算时，如果增量步长的划分足够小，每一步长计算就可归为小位移小变形问题，这时倒塌破坏分析就转化为有累积大位移大转动的小位移小变形问题。

本文采用当前无应力构形作为参照系建立总体方程，这样就较好地解决了几何非线性问题。它实质上仍属于一种更新的拉格朗日列式，只是参照构形取为当前构形。假想从当前构形移走应力和弹性变形，保留塑性变形以标记从原始构形到当前构形的变化，就可得到当前无应力构形，移走的应力和弹性变形作为外荷载作用在结构上，以保持结构的平衡。动力方程变为

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{\Delta q\} + [A_s]^T \frac{d}{dt} \{P_c\} = \{Q\} - [K]\{d\}^0 \quad (10)$$

式中： $[K]\{d\}^0$  为结构提供的弹性恢复力， $\{Q\}$  为移走的塑性内力(本文指混合铰处暴露出来的残余力)， $\{\Delta q\}$  为本次迭代的位移增量。

### 3.3 地震输入

这次地震所产生的强地面运动在总共 131 处都有记录，其中 Emeryville 处距离 Cypress 高架桥最近<sup>[7]</sup>。本文采用 Emeryville 处记录作为地震输入。高架桥的走向如图 7 所示，图上涂黑段为其倒塌部位。由图 7 可知，倒塌的大部分排架(即桥的横断面)都是 EW 走向，因此地震输入采用从正 N 方向转 260° 方向地面强震动数据。该方向一共有 7 841 个数据，时间间隔为 0.005 s，总时间为 39.2 s。其中最大加速度数据为 210 gal( $\text{cm/s}^2$ )，出现在第 12.295 s。由于前 8 s 和后 10 s 内地面加速度很小，几乎为 0，因此，本文截取第 7.525 ~ 27.675 s(共 20.150 s)的一段作为输入(图 8)。

## 4 模型验证

### 4.1 对 Cypress 高架桥地震倒塌过程的推测

Cypress 高架桥地震倒塌的确切过程一直是人们推测和讨论的焦点。震害调查发现，沿整个倒塌的部分，一型排架的倒塌方式基本一致<sup>[2]</sup>：支撑上层的柱子全部是从节点部位脱落，上层桥面完全落到下层桥面上像夹心板一样叠合一起，而下层柱却仍然支撑着下层桥面，且变形不大。上层柱彻底破坏，落到地面，露出大段钢筋散在地上。它在掉落的过程中还撕裂了下层梁柱结点和下层柱外侧的混凝土保护层(图 9)。

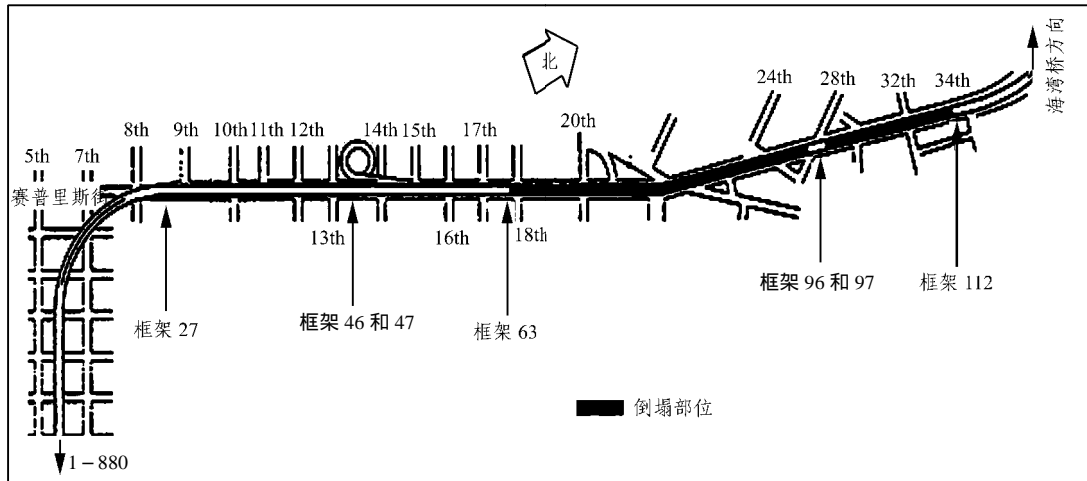


图 7 Cypress 高架桥的走向及其倒塌部位<sup>[8]</sup>

Fig.7 Direction and collapse parts of the Cypress Viaduct<sup>[8]</sup>

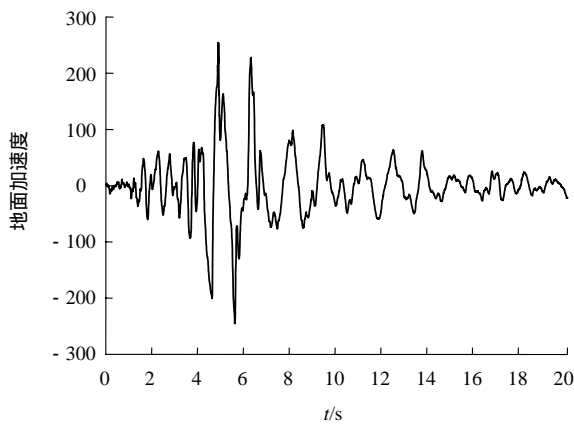


图 8 地面加速度输入

Fig.8 Seismogram at Emeryville



图 9 倒塌后的高架桥

Fig.9 Cypress Viaduct after the earthquake

震害调查也发现，无论是上层柱还是下层柱都没有看到纵筋屈曲的情况，而一旦短柱被破坏，仅是自重本身就能引起结构倒塌。为了证明这一点，EERC 对剩下没倒的排架部分进行了破坏试验，对右边的短柱进行了局部破坏，但不施加任何荷载，使结构仅受重力作用，结果结构发生了倒塌。图 10 为试验中拍下的照片系列。



图 10 EERC 破坏试验的照片<sup>[2]</sup>

Fig.10 Photo series of demolition tests by the EERC<sup>[2]</sup>

根据这些震害调查情况，EERC 认为 Cypress 高架桥的倒塌并不是由于缺少纵筋引起的，而应该始于短柱的破坏<sup>[2]</sup>。EERC 推测的倒塌过程如图 11

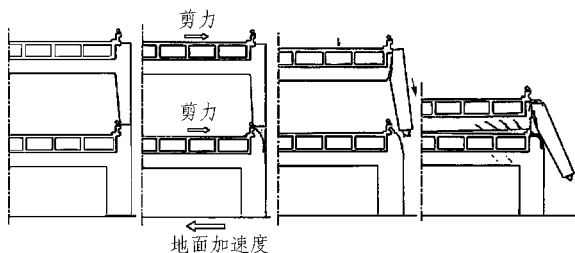


图 11 EERC 推测的倒塌过程<sup>[9]</sup>

Fig.11 Collapse process speculated by the EERC<sup>[9]</sup>

所示, 该倒塌机制的特征是短柱首先出现破坏面, 并延伸到梁柱结点。

### 4.2 倒塌过程的再现

根据 3.2 节中的结构倒塌分析理论编制相应程序<sup>[5]</sup>, 输入 3.1 节中的结构参数和 3.3 节中的地面加速度记录数据进行运算, 得到整个倒塌过程中各杆端点坐标等信息。将这些信息转换为数据文件, 并用本课题组开发的可视化动态演示系统<sup>[10]</sup>使之可视化, 可以再现整个倒塌过程, 如图 12 所示。图 12 中杆端图示圆球、八面体和双平面分别表示该杆件出现了弯曲破坏、挤压破坏和剪切破坏。

图 12 表明 Cypress 高架桥的倒塌过程如下: 首先, 短柱发生破坏, 引起上层框架偏移。侧向力的转移引起连锁的降低强度破坏。接着, 上层框架右柱的头端也断开, 成为自由构件并被重力和地震力作用“推”离节点, 这导致上层桥面倒塌。上层桥面先后在右端和左端与下层桥面发生碰撞, 最后完全落到下层框架上。由此可见, 短柱是整个结构的薄弱环节, 正是它的率先破坏引发了整个上层框架的倒塌。总而言之, 运算所得的倒塌过程与 EERC 的推测基本吻合, 证明倒塌过程的确是由薄弱的短柱部位发生剪切破坏所引发。

## 5 结果分析

### 5.1 倒塌原因分析

Cypress 高架桥倒塌的原因可能是多方面的。首先, 该桥处于软土地基上, 研究和事实都表明, 软土地基对地震作用具有放大作用, 其影响不可忽视。其次, 由于该桥排架两柱之间跨度较大, 地震的时间效应和空间效应可能导致两柱处的地面运动不同。再如, 在 1989 年洛马地震以前, Cypress 高架桥已经使用了几十年, 此间不均匀沉降产生的残余应变和微裂缝也会影响结构的强度和地震响应。

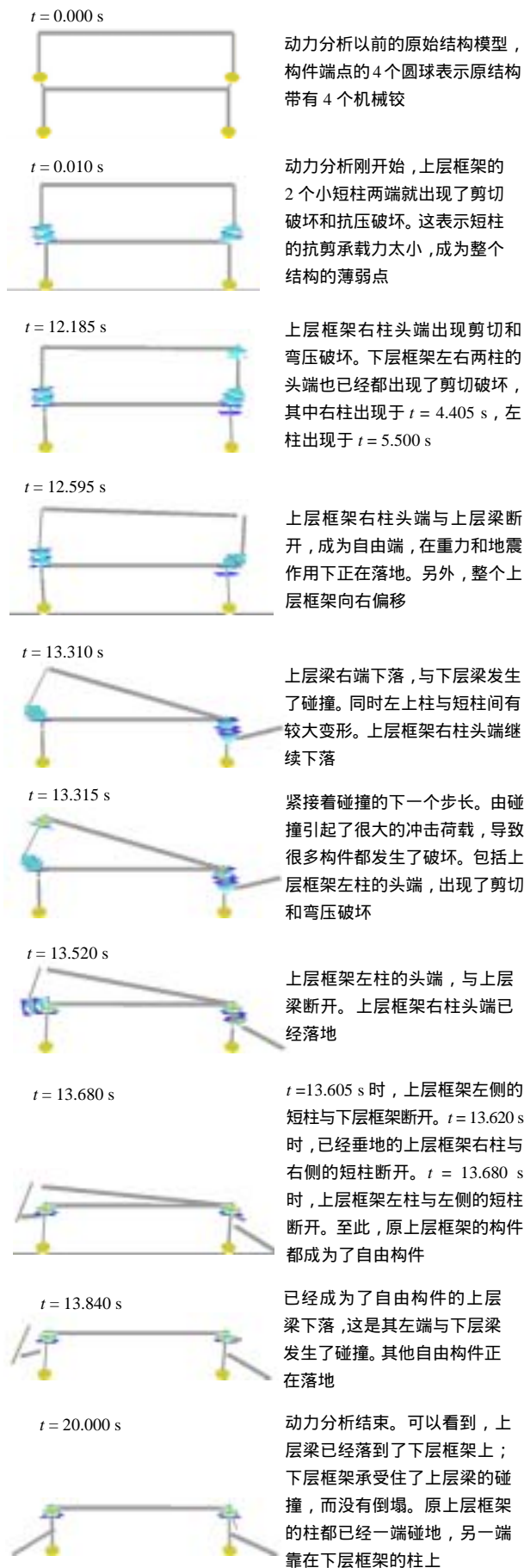


图 12 Cypress 高架桥的倒塌过程

Fig.12 Collapse process of the Cypress Viaduct

但本文主要根据倒塌分析结果，结合结构的构造等特点来分析造成倒塌的原因。

20 世纪 50 年代美国桥梁抗震规范方面并不完善，因此建于 1957 年、根据美国 1953 年 AASHTO 规范设计的 Cypress 高架桥结构也缺乏抗震构造措施。这一点可以从排架节点和构件的配筋详图(图 3, 4)中看出来。在穿过节点时各个构件的纵筋是断开的，彼此不连续，而且没有进行适当的锚固。这种构造处理不利于结构抗震。震害调查证明了这一点。由于下层梁上端钢筋锚固方式不妥，导致插入钢筋从支撑和支撑构件中拔出来，表层混凝土脱落，如图 13 所示。另外，在短柱构件中，4 根长 1.32 m、直径为 32 mm 的插入钢筋就形成了仅有的纵向钢筋；对于纵筋直径 57 mm 的柱子，仅采用了间距 300 mm、直径 12 mm 的箍筋，相对于主筋，箍筋有如细钢丝一般(图 14)。箍筋数量明显不足，



图 13 钢筋从支撑中拔出

Fig.13 Reinforcements pulled out from the supports



图 14 如细钢丝的箍筋

Fig.14 Hoop reinforcements as thin as steel wires

并且间距太大。这样的设计对于结构抗震也是非常不利的。

这些结构缺陷的影响在本文的倒塌分析中得到了充分体现。正是考虑到这一点，本文参考文献[2]对钢筋的强度进行了折减，计算所得的构件极限承载力有所降低(详见 3.1 节)。由于分析程序是根据输入的构件极限承载力来进行构件破坏判断，尽管最初程序算得的构件内力相同，但由于极限承载力降低了，构件更容易被判为破坏。而一旦有构件发生破坏，就会引起一系列的降低强度破坏，将结构缺陷的影响放大开去。例如，经过分析折减，短柱的极限抗剪承载力只有 1 102 kN(表 2)，仅相当于下层框架柱(2 655 kN)的 41%。短柱成为了整个结构的薄弱环节，动力分析刚开始就发生了剪切破坏。正是它的破坏，导致上层框架偏移，引起结构的倒塌。再如，上层框架柱的剪切承载力也只有 1 755 kN(表 2)。由图 12 可知，第 12.595 s 时上层框架右柱头端与上层梁断开，率先成为自由端。它的断开引起上层梁下落并与下层框架发生碰撞，是引起上层框架坍塌的直接原因。

过多的设置铰节点也是 Cypress 高架桥结构的一大缺陷。短柱与上层柱之间以剪力键连接，不能抗弯，因此作为铰节点处理；下层柱与基础之间的连接也是铰接。对于带两个铰的门式框架，受到水平方向施加的地震力时，其超静定次数仅为 1，剩余承载力明显不够。反复荷载集中到薄弱的铰节点处，使之疲劳而容易破坏。而一旦铰接处破坏，就会引发一系列的侧向力转移和连锁的降低强度破坏，导致结构倒塌。

另外，上层柱与下层柱的中心轴线不重合，它们的相对偏心使得短柱和下层梁柱连接点处产生较大的附加弯矩，这也是造成短柱在地震中率先破坏的一个原因。过多设置铰节点以及上下层柱偏心的影响在本文倒塌分析中的体现，可以直接在结构计算模型上(图 5)反映出来。

综上所述，从 Cypress 高架桥的结构特征来看，纵筋缺乏连续性和适当锚固，柱子和结点处缺少箍筋，过多设置铰节点以及上下层柱偏心等缺陷是导致结构倒塌的主要原因。

### 5.2 构件碰撞时产生的加速度突变

图 15, 16 分别为第 1, 2 层框架第 13.0 ~ 14.0 s 的一段加速度时程曲线，由图可清楚地看到上下层桥面碰撞前后 2 层框架加速度的变化。



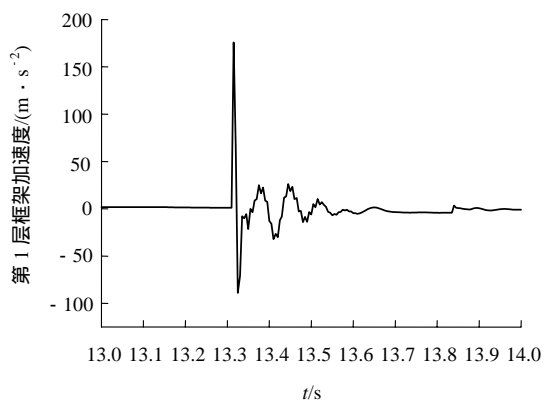


图 15 第 1 层加速度时程曲线

Fig.15 Time series of the acceleration of the first floor

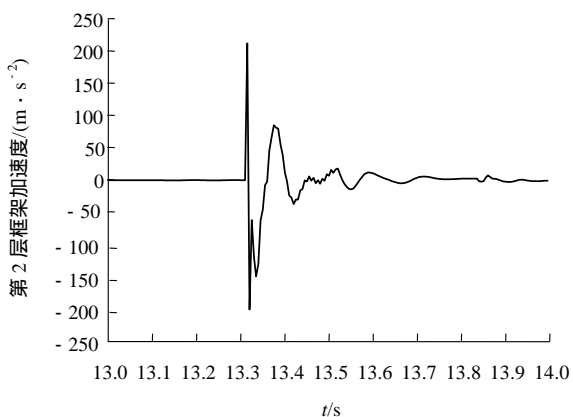


图 16 第 2 层加速度时程曲线

Fig.16 Time series of the acceleration of the second floor

由图 15, 16 可知, 在第 13.310 s 上下层梁发生碰撞(图 12)以后, 紧接着第 13.315 s 处两层框架的加速度都有一个很大的突变。加速度的突变正是受碰撞冲击荷载作用的结果。由于碰撞点(上层梁右端)是从相对高度约 7 m 处落下, 具有较大的初速度, 因此冲击荷载很大, 加速度的突变十分剧烈。其中第 1 层框架在该点的加速度高达  $175.8 \text{ m/s}^2$ , 第 2 层框架的加速度高达  $212.6 \text{ m/s}^2$ 。在第 13.315 s 后的 2 s 内, 还有 3 次较小的突变。那是由于上下层梁的碰撞不是完全非弹性碰撞, 还会发生脱离。上层梁轻微弹起之后又下落, 与下层梁再次碰撞。如此持续几次。另外, 在第 13.845 s 处, 两层框架的加速度都还有一个幅度较小的突变, 也是受碰撞冲击荷载作用的结果, 第 13.840 s 时上层梁左端也与下层梁发生了碰撞(图 12)。

### 5.3 强震持时对结构反应的影响

图 17, 18 分别为第 1, 2 层框架的层间位移时

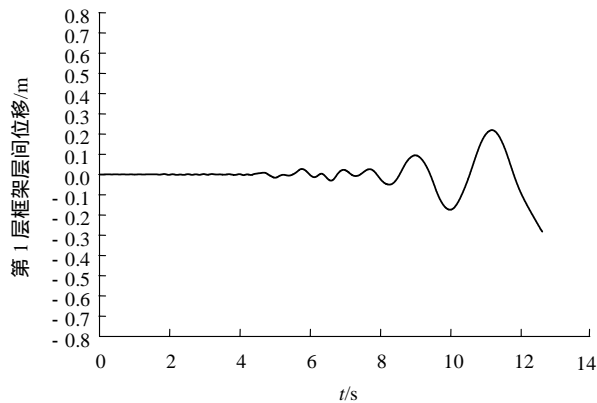


图 17 第 1 层框架层间位移时程曲线(水平方向)

Fig.17 Time series of the displacement of the first floor

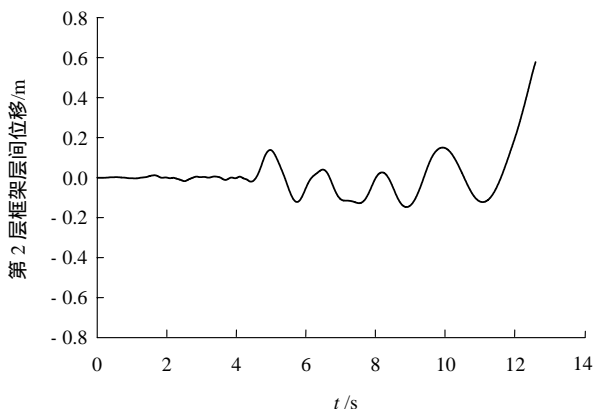


图 18 第 2 层框架层间位移时程曲线(水平方向)

Fig.18 Time series of the displacement of the second floor

程曲线。由于第 12.595 s 时上层框架右柱头端与上层梁断开(图 12), 因此图 17, 18 仅取了从第 0.0 ~ 12.6 s 的一段时程曲线。

对比图 17, 18 可知, 从第 0.0 ~ 4.25 s, 第 1 层框架和第 2 层框架的位移幅值都很小, 几乎为 0; 从第 4.25 ~ 8.0 s, 第 1 层框架的位移幅值还是不大。而相对薄弱的第 2 层框架则从第 4.5 s 开始, 位移幅值出现显著增加, 大大超过第 1 层框架。从第 8.0 ~ 12.6 s, 至此第 1 层框架的位移幅值才开始显著增加。而第 2 层框架的位移幅值仍然在明显增加, 到第 12.595 s 发生断开之时, 第 2 层框架的位移幅值已经超过 0.6 m。

由此可见, 随着强震持续时间的延长, 薄弱层地震反应的增加效果更为显著, 破坏更集中于薄弱层。这也从一个侧面说明了为什么在地震中 Cypress 高架桥的上层框架会完全坍塌, 而下层框架却能承

受住碰撞冲击、坚持不倒。

## 6 结 语

本文通过倒塌分析再现的Cypress高架桥的地震倒塌过程,与EERC推测的倒塌过程吻合良好,证明:建立基于广义函数的单元混合铰模型,参照当前无应力构形建立控制方程,引入拉格朗日乘子来分析接触碰撞,这一套理论模型巧妙地解决了结构倒塌分析中不连续位移场的描述、接触碰撞分析和非线性问题三大难点,可以成功应用于分析结构倒塌机制。

Cypress 高架桥在洛马地震中倒塌的过程如下:首先,短柱发生破坏,引起上层框架偏移。侧向力的转移引起连锁的降低强度破坏。接着,上层框架右柱的头端也断开,成为自由构件并被重力和地震力作用“推”离节点,导致上层桥面下落。上层桥面先后在右端和左端与下层桥面发生碰撞,最后完全落到下层框架上。由此可见,短柱是整个结构的薄弱环节,正是它的破坏引发了整个上层框架的倒塌。

纵筋缺乏连续性和适当锚固,柱子和结点处缺少箍筋,过多设置铰节点以及上下层柱偏心等缺陷是导致结构倒塌的主要原因,因此在以后的结构设计中应该尽量避免这些缺陷,现有结构如果存在类似问题,应该尽早采取措施进行加固。

构件间的碰撞将产生很大冲击荷载,形成加速度突变;随着强震持续时间的延长,薄弱层地震反应的增加效果更为显著,破坏更集中于薄弱层。

### 参考文献(References):

- [1] 刘西拉. 结构工程学科的现状与展望[M]. 北京:人民交通出版社, 1997.(Liu Xila. The Status and Prospects of Structural Engineering[M]. Beijing: China Communications Press, 1997.(in Chinese))
- [2] Bollo M E, Mahin S A, Moehle J P, et al. Observations and Implications of Tests on the Cypress Street Viaduct Test Structure[M]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1990.
- [3] George H. Competing Against Time: Report to Governor George Deukmejian from The Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake[M]. Sacramento, State of California: Office of Planning and Research, 1990. 158-167.
- [4] Kunath S K, Gross J L. Inelastic response of the Cypress Viaduct to the Loma Prieta Earthquake[J]. Engineering Structures, 1995, 17(7): 485-493.
- [5] 张雷明,刘西拉. 框架结构倒塌分析中的几个问题[J]. 上海交通大学学报, 2001, 35(10): 1578-1582.(Zhang Leiming, Liu Xila. Some issues in the collapse analysis of frame structure[J]. Chinese Journal of Shanghai Jiaotong University, 2001, 35(10): 1578-1582.(in Chinese))
- [6] 张雷明. 灾害荷载下结构倒塌机制研究[博士学位论文][D]. 北京:清华大学, 1999.(Zhang Leiming. Researches on the collapse mechanisms of structures under disastrous loading[Ph. D. Thesis][D]. Beijing: Tsinghua University, 1999.(in Chinese))
- [7] 美国地震工程研究会. 洛马普里埃塔地震考察[M]. 中国石油化工总公司抗震办公室译. 北京:地震出版社, 1991.(Earthquake Engineering Research Institute. A Survey of the Loma Prieta Earthquake[M]. Translated by Earthquake Resistant Office of Sinopec Corp., Beijing: Earthquake Press, 1991.(in Chinese))
- [8] 范立础. 桥梁抗震[M]. 上海:同济大学出版社, 1997.(Fan Lichu. Earthquake Resistance of Bridges[M]. Shanghai: Tongji University Press, 1997.(in Chinese))
- [9] Nims D K, Miranda E, Aiken L D, et al. Collapse of the Cypress Street Viaduct as a Result of the Loma Prieta Earthquake[M]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1989.
- [10] 邱彦程. 钢筋混凝土结构倒塌分析之结果程序设计与动态演示[博士学位论文][D]. 上海:上海交通大学土木工程系, 2004.(Qiu Yancheng. Program design and dynamic demo of analysis on the collapse of reinforced concrete structure[Ph. D. Thesis][D]. Shanghai: Department of Civil Engineering, Shanghai Jiaotong University, 2004.(in Chinese))