

阪神・淡路大震災における橋桁間の 耐震連結装置の被害および衝撃応答解析

1. はじめに
2. 耐震連結装置の従来の設計法
3. 耐震連結装置の被害と効果
4. 耐震連結装置の衝撃応答解析
5. 耐震連結装置の衝撃破壊挙動解析
6. 復旧仕様等に見る設計理念と問題点
7. むすび

長 嶋 文 雄*

要 約

新潟地震（昭和39年）での昭和大橋の落橋事故以来、橋梁には落橋防止構造を設置することが義務づけられていた。しかし、その設計思想が明確にされておらず、細部設計に関しては各機関の判断に委ねられていた。その結果、設計荷重が最大5倍程度異なるという状態が続いてきた。また設置以後、大きな地震を受ける機会がなく、その実際的な効果に関しては良く分かっていなかった。

本論文ではまず、阪神・淡路大震災において明らかとなった落橋防止構造の効果（特に耐震連結装置）について、その被害調査結果に基づいて述べる。次に、3次元非線形衝撃応答解析と衝撃破壊挙動解析を通して被害の説明を試み、その分析を行う。さらに、落橋防止装置に関する従来の設計法^{1)~6)}と復旧仕様⁷⁾や道路橋示方書改訂第1次案⁸⁾との比較検討を行い、耐震連結装置の設計理念などについて議論する。

1. はじめに

先の阪神・淡路大震災では都市部の高架橋など橋梁構造物に甚大な被害が生じ、交通系に対して大きな影響を与えた⁹⁾。阪神・淡路大震災の丁度一年前のNorthridge地震¹⁰⁾では高速道路の落橋および崩壊が起こっていたが、そのときには耐震先進国の我が国では、同じような地震災害は起こ

らないだろうと言われていた。

ただし一方では、昨今の世界各地で観測される地震加速度が従来考えられていた値よりも軒並み大きいため、耐震強度不足を懸念して、特に橋脚の補強を進めていたという事実もある。

従って、都市部で大地震が起きたときの被害予測については人によりかなりの幅があり、良く分からなかったというのが事実であろう。

我が国では、新潟地震（昭和39年）での昭和

*東京都立大学工学部

橋の落橋事故を教訓として、それ以後の橋梁には落橋防止構造を設置することが義務づけられた。

落橋防止構造としては、支承の移動制限装置、桁掛り長さ (S_E) の確保、耐震連結装置の3種類を考え、落橋防止のための相当の備えはしていた。しかし、その設計理念が明確にされておらず、細部設計に関しては各機関の判断に委ねられていた。また設置以後、大きな地震を受ける機会がなく、その実際的な効果に関しては、やはり良く分かっていなかった¹¹⁾。

阪神・淡路大震災では、不幸にも様々な形態での橋桁の落下が見られたが、数値解析などだけでは到底知ることの出来ない貴重な資料が数多く得られることとなった。

本論文では、耐震連結装置に関する各機関の従来の設計法について整理し、設計思想の違いなどを明らかにするとともに、阪神・淡路大震災における落橋防止構造の被災例を概察してその効果について議論する。また、3次元非線形衝撃応答解析と衝撃破壊挙動解析を行い、耐震連結装置に関する被害の説明づけを試みる。

さらに、これらの検討結果に基づき、耐震連結装置の設計理念について議論する。

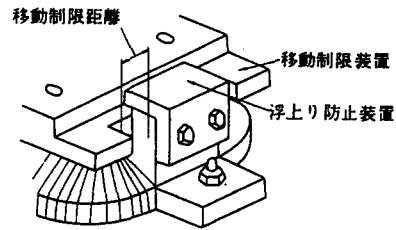
2. 耐震連結装置の従来の設計法

橋梁上部構造には地震時の落橋を防止するために、上部構造と下部構造を連結したり、隣接する2つの上部構造を連結する耐震連結装置が設けられている。

耐震連結装置は、落橋防止構造の一部であり、他の落橋防止構造としては、図1に示すような支

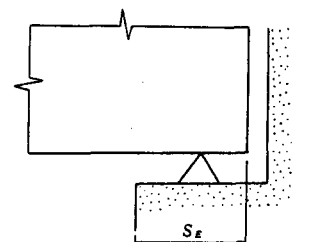
承に設けられる移動制限装置と、図2に示すような S_E という記号で表す桁掛り長さの確保がある。

道路橋示方書では落橋防止構造を設けるように義務づけられており、その内容は以下の通りである。(1) 可動支承部には地震時に過大な上下構造間の相対変位が生じないように移動制限装置を設けなければならない(図1)。



(2) 桁端部においては、次のいずれかを満足しなければならない。

1. 桁端部から下部構造頂部縁端までの桁の長さ及びかけ違い部の長さは規定を満足すること(図2)。



S_E : けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さ

図2 桁掛り長さ (S_E)

2. 落橋防止装置を設けること。

さらに、落橋防止装置の構造については、次のように規定している(図3参照)。

- (a) けたと下部構造を連結する構造 (b) けたまたは下部構造に突起を設ける構造 (c) 2連のけたを相互に連結する構造

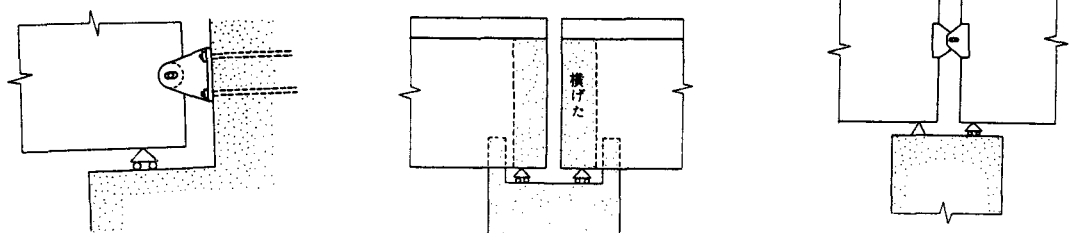


図3 落橋防止装置の3タイプの基本構造

(1) 落橋防止装置は、原則として次に示す構造とする。

- a) 桁と下部構造を連結する構造。
- b) 桁または下部構造に突起を設ける構造。
- c) 2連の桁を相互に連結する構造。

(2) 落橋防止装置は移動や回転などの支承の機能を損なわないようにしなければならない。

(3) 落橋防止装置の設計に用いる設計水平震度は、震度法で用いる $k_h = czcGc_1c_2k_{h0}$ の2倍以上とする。

従って、設計荷重（水平力） H_R は桁の死荷重による鉛直反力を R_d とすると、次式で示される。

$$H_R \geq 2.0k_h R_d \quad \dots\dots\dots (1)$$

また、同解説は、桁の橋脚頂部からの逸脱も考慮しており、式(1)の水平力とは別に垂直力 V を検討するのが良いとしている。

$$V = R_d \quad \dots\dots\dots (2)$$

式(1)における k_h は通常0.24であるから、等号を選べば、常に次式が成立する。

$$V \geq H_R \quad \dots\dots\dots (3)$$

結局、設計荷重は死荷重による鉛直反力 R_d を用いればよいことになるが、水平力との合成応力について述べられておらず、また許容応力度に対する割り増しなどについても言及していない。さらに、衝撃による動的応答倍率に関しては全く検討されておらず、これが各公団・公社の仕様に大きな差異を生じさせる原因となっている。

表1～4は、首都高速道路公団（首都高）、名古屋高速道路公社（名古屋高）、福岡北九州高速道路公社（福岡高）、阪神高速道路公団（阪神高）各機関の細部設計仕様の内、設計荷重、許容応力度の割り増し、連結板と補強板の隙間・孔径・使用材、ピン・連結板・補強板の応力算定要領などを比較したものである¹¹⁾。

設計荷重については、その水平震度 k_h を0.24としたときには首都高が $\sqrt{2}R_d$ であるのに対して、名古屋高は桁の逸脱に対して余裕がある場合は $0.48R_d$ 、余裕がない場合は $\sqrt{2}R_d$ であり、福岡高、阪神高（ $\gamma=2$ ）は水平方向の地震力のみ考慮するとしており、それぞれ $0.48R_d$ 、 $0.96R_d$ となる。日本道路公団は各建設局で多少表現などが異なるものの、その設計荷重は $0.72R_d$ である。

このような設計荷重のばらつきが生じるのは、道路橋示方書・同解説において落橋防止構造設計の考え方として、1) 水平方向の設計震度に耐え、桁の連続性が確保されていれば、橋脚が健全であれば落橋を免れるとするものと、2) 不測の事態を考慮し、桁が橋脚天端または橋台から逸脱し、懸垂状態となった場合を考えるのもよいとして両者を並記した結果である。

係数の $\sqrt{2}$ は、懸垂状態の橋桁の吊り下げ角度を 45° と仮定したときの値である。設計荷重は最大値と最小値で約3倍異なる。

首都高速道路公団では、許容応力度の割り増しは次のような理由で行っていない。すなわち、地震時に連結装置に作用する力は構造形式、落下の状態によって異なり、必ずしも明解ではないこと、また衝撃力やその作用の仕方、各連結板に対して各個撃破型の破壊形態を考慮しない設計法であることなどが挙げられている¹²⁾。

また、設計計算時に許容応力度の割り増しを行うものと、行わないものがあり、鋼桁橋の場合には換算設計荷重の値がこれによって1.5（日本道路公団）～1.7倍異なる。

連結板と補強板の隙間を10mmに設定しているのは、連結ピンがせん断破壊しないようにするための配慮であり、連結ピンの一部は曲げにより降伏し、その後の塑性歪みによるエネルギー吸収を期待したものである。しかし、この隙間の存在が意外な地震被害をもたらすことになるのであるが、それについては、後の章で述べることにする。

ピン・連結板・補強板の応力算定法は表現が異なるが、Timoshenkoの弾性論におけるアイバーの応力集中係数に基づくものである。また、支圧に関してはHertz理論を用いて誘導しているため、それほどばらつきは見受けられない。

以上の比較では、各機関における耐震連結装置の実際の強度について良く分からないので、最も一般的な橋梁を例に挙げて比較したのが、図4である。また、ここで用いた算定式を表5に示す。

比較検討の対象橋梁は、単純桁直橋とし、桁の逸脱に対して余裕がない場合とした。首都高の設計荷重が最も高く、ついで名古屋高、阪神高、日

表1 耐震連結装置の細部設計仕様の比較 (設計荷重)

	タイプ1	タイプ2
首都高	両タイプについて、連結板に作用する荷重は斜め45°に静的に作用するものとしてとらえ、その大きさは $\sqrt{2}R_s$ とする	
名古屋高	逸脱に対して余裕のある場合 ($S_{m1} \geq \delta + S_d$) はタイプ1を使用する ● 設計水平力 $H = (k_x W) / n$	逸脱に対して余裕のない場合 ($S_{m1} < \delta + S_d$) はタイプ2を使用する ● 設計水平力 $H = (k_x W) / n$ ● 設計鉛直力 $V = \sum R_{vi} / n$ 設計水平力と鉛直力は同時に作用すると考えなくともよく、またこの場合にタイプ1を用いるときは連結板が鉛直方向に対して45°の角度をなすものとして設計する
福岡高	両タイプについて、連結装置の設計は原則として水平力を対象として設計する $H = (k_x W) / n$	
阪神高	両タイプについて、連結装置の設計は原則として水平力を対象として設計する 設計水平力 $H = k_x W \cdot \gamma$ (γ はたかかり長さや橋脚に応じて決める割り増し係数で、0.1~4.0を範囲とする)	
記号	H: 設計水平力 k_x : 設計水平係数 n: 系橋連続数 R_{vi} : 系橋重量反力で、相互に連結する2連のけたのうちの大きい値 $\sum R_{vi}$: 1支線あたりの系橋重量反力の合計 S_d : 示方書の規定桁かかり長さ (本表の(2-3)式を参照) S_m : 桁かかり長さ V: 設計鉛直力 W: 一連の上閉構造の全死荷重 (左右けたの大きい方)	

表3 耐震連結装置の細部設計仕様の比較 (連結板と補強板の隙間・孔径・使用材)

	5. 連結板と補強板の隙間 (単位: mm)	6. 連結板と補強板の孔径 (単位: mm)	7. 使用材料
略図			
首都高	$c = 10$	連結板: $D1 = d + 10$ 補強板: $D2 = d + 0.5$ d: ピンの直径	ピン: SS41 S35C
名古屋高	$c = 10$	連結板: $D1 = d + 10$ 補強板: $D2 = 1.02 d$ d: ピンの直径	ピン: S35CN S45CN 連結板: SS41 SM50YA SM58
福岡高	$c = 10$	連結板: $D1 = d + 10$ 補強板: $D2 = d + 0.5$ d: ピンの直径	基準なし
阪神高	基準なし	連結板: $D1 = d + 2$ 補強板: 基準なし d: ピンの直径	基準なし

表2 耐震連結装置の細部設計仕様の比較 (許容応力の割り増しなど)

	2. 許容応力の割り増し	3. 設計移動量 (mm)	4. 各部材の最小寸法 (mm)
首都高	水平力、鉛直力: 1.0 (割り増しなし)	$2 \times \delta l + d + 10$ δl : 計算上の伸縮量 d: ピンの直径	連結板厚: 25
名古屋高	水平力: 1.7 鉛直力: 1.0	支承の移動量 + 30 (mm)	ピンの直径: 56 連結板厚: 25 補強板: 22
福岡高	鋼材: 1.7 コンクリート: 1.5	支承の移動量以上	基準なし
阪神高	鋼材: 1.7 コンクリート: 1.5	支承の移動量 + 10 (mm)	基準なし

表4 耐震連結装置の細部設計仕様の比較 (ピン・連結板・補強板の応力算定法)

	8. ピンの設計	9. 連結板の設計	10. 補強板の設計
略図			
首都高	(1) 曲げ応力度 $\sigma = \frac{P L}{2 Z}$ (2) セン断応力度 $\tau = \frac{P}{2 A}$ (3) 合成応力度 $(\frac{\sigma}{\sigma_t})^2 + (\frac{\tau}{\tau_s})^2 \leq 1.2$	(タイプ1, タイプ2二種) 1) 曲げ引張り応力度 X断面: $\sigma = 3.8 \times \frac{P}{2 b_1 t_1}$ Y断面: $\sigma = 4.7 \times \frac{P}{2 b_2 t_1}$ 2) 支圧応力度 (A点) $\sigma_s = \frac{\sqrt{2} R_s}{1.285 d t_1}$	(1) 曲げ応力度 X断面: $\sigma = 1.44 \times \frac{P}{2 c t_1}$ (2) すみ肉接脚長さ $S \leq 8 \text{ mm}$ ただし、 $B \leq 20 t$
名古屋高	(1) 曲げ応力度 $\sigma = \frac{P L}{2 Z}$ (2) セン断応力度 $\tau = \frac{P}{2 A}$ (3) 支圧応力度 1) 連結板に対して $\sigma_s = 2.68 \times \frac{P}{2 d t_1}$ 2) 補強板に対して $\sigma_s = 1.56 \times \frac{P}{d t_1}$	(1) 曲げ引張り応力度 X断面 (type1): $\sigma = 1.44 \times \frac{P}{2 b_1 t_1}$ (type2): $\sigma = 1.44 \times \frac{H}{2 b_1 t_1}$ Y断面 (type1): $\sigma = 3.85 \times \frac{P}{2 b_2 t_1}$ (type2): なし ただし、 $\frac{B}{t} = 2$ (2) 支圧応力度 type1: $\sigma = 2.86 \times \frac{P}{2 d t_1}$ type2: $\sigma = 2.86 \times \frac{P}{2 d t_1}$	(1) 曲げ応力度 X断面: $\sigma = 1.44 \times \frac{P}{2 c t_1}$ (2) セン断応力度 $\tau = \frac{P}{2(b-a)t_1}$ (3) 支圧応力度 $\sigma_s = 1.56 \times \frac{P}{d t_1}$ (4) すみ肉接脚長さ $7 \text{ mm} \leq S \leq 12 \text{ mm}$
福岡高	(1) 曲げ応力度 $\sigma = \frac{P L}{2 Z}$ (2) セン断応力度 $\tau = \frac{P}{2 A}$ (3) 合成応力度 $(\frac{\sigma}{\sigma_t})^2 + (\frac{\tau}{\tau_s})^2 \leq 1.2$ ※ 参: 首都高と同じ	type1: (1) 曲げ引張り応力度 X断面: $\sigma = 1.44 \times \frac{P}{2 b_1 t_1}$ Y断面: $\sigma = 3.85 \times \frac{P}{2 b_2 t_1}$ (2) 支圧応力度 (A点) $\sigma_s = \frac{\sqrt{2} R_s}{1.285 d t_1}$ type2: 基準なし	(1) 曲げ応力度 X断面: $\sigma = 1.44 \times \frac{P}{2 c t_1}$ (2) 支圧応力度 $\sigma_s = \frac{P}{1.285 d t_1}$ (3) すみ肉接脚長さ $6 \text{ mm} \leq S \leq 8 \text{ mm}$
阪神高	基準なし	基準なし	基準なし

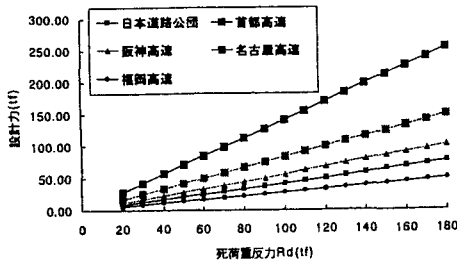


図4 耐震連結装置の設計荷重の比較

表5 耐震連結装置の設計荷重の算出式

	設計水平力の算出式	許容応力の割り増し	計算例 (Rd=20tonの場合)
日本道路公団	$H=2R_d \cdot K \cdot Y$ r: 割り増し係数 (1.5)	鋼について 1.5	$H=2 \times 20 \times 1.5 \times 0.24 / 1.5$
首都高速	$H=\sqrt{2}R_d$	なし	$H=\sqrt{2} \times 20$
阪神高速	$H_r=r \cdot k_n \cdot W = r \cdot k_n \cdot 2R_d$ r: 割り増し係数 (下表参照)	鋼について 1.7	$H=2 \times 20 \times 2.0 \times 0.24 / 1.7$
名古屋高速	$H=\sqrt{2}R_d$	水平力について 1.7	$H=\sqrt{2} \times 20 / 1.7$
福岡高速	$H=(k_n \cdot W) / n$	鋼について 1.7	$H=2 \times 20 \times 0.24 / 1.7$

本道路公団と福岡高の順となっている。従って、首都高と福岡高では5倍程度荷重が異なる設計が行われてきていることになる。

3. 耐震連結装置の被害と効果

平成7年1月17日に起こった阪神・淡路大震災は、落橋防止構造・装置を設置するきっかけとなった新潟地震以上に、落橋防止に関する貴重な教訓を与えてくれた。本章では、先の大震災における、主に耐震連結装置の被害調査とそれを通して明らかとなった落橋防止構造・装置の耐震効果や今後の検討課題について述べる。

先の大震災では補強板の破壊を除く、考えられるあらゆる損傷の形態が見られた。写真1~13は耐震連結装置および落橋防止構造の被災状況を示したものであるが、写真1~11は阪神高速神戸線の高架橋、写真12は西宮港大橋、写真13は国道171号門戸跨線橋のものである。

今回のような巨大地震では、可動支承部の移動制限装置は初期の段階で破壊され、次に橋脚が健全であれば落橋防止装置に水平・垂直力または曲げモーメントが加わる(写真1~6)。このときの

作用力が耐力を上回れば落橋防止装置のピンが破断して抜け落ちたり(写真2、3、4)、連結板が破断したり(写真6)、溶接による定着部が破断したり(写真7、8)、ウェブが引き千切られたりすることが分かった。

さらに橋脚との相対変位が大きくなりこれが桁の掛け違いの長さ S_e を超えるようになると桁が落下する(写真9、12、13)。

落橋防止装置の効果については少なからず認められた。写真5ではピンが全遊間にわたって移動した形跡があり、連結板の先端部には、ピンの支圧による塑性変形痕が残っている。同じタイプ2の耐震連結装置の写真6では、水平力の作用により連結板先端部が破断している。阪神高速では、このタイプの連結板の水平方向設計力は $H=k_n W \gamma$ である。 $\gamma=2$ 、 $k_n=0.24$ とすると、 $H=0.48W$ となる。これが降伏強度に対応するから、降伏強度 f_y に対する破断強度 f_u の比 f_u/f_y を1.3とすると、少なくとも水平方向に $0.62W$ の力すなわち $620g$ 以上の相対的加速度が加わったと推定できる。

写真7、8に見られるように連結板とピンは健全であるにも拘わらず定着部が破断する例も少なからず見られた。もっともこの主桁は危うく橋脚から外れるところであったが、耐震連結の付いているウェブがねじ曲げられていることから、連結装置が桁の横移動を多少なりとも減ずる効果があったと思われる。少なくとも、連結装置は主桁が橋軸直角方向に大きく移動するまでは破断していなかったと推察される。

写真10は偏心橋脚上の桁の被害例であるが、今回の大震災ではこのような構造的な偏心力による被害が目立った。

写真13では、右側の鋼製ブラケット(図5)の損害が大きいことから、橋桁が反時計廻りにずれた結果、 S_e が不足して落橋したものと思われる。

また、鋼製ブラケットの耐力不足が被害を大きくした可能性がある。湊川ランプにおける橋桁の落下(写真9)付近では図6に示すような複数のピンによる桁連結装置が用いられていたが、これも耐力不足であった可能性があり、連結板が破断した。

斜橋(写真13)や曲線橋(写真9)は元来地盤

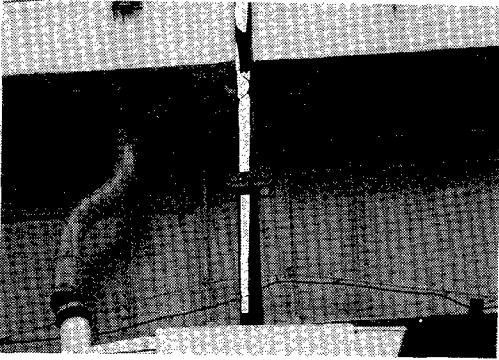


写真1 耐震連結装置（タイプ1）の被災例とその効果

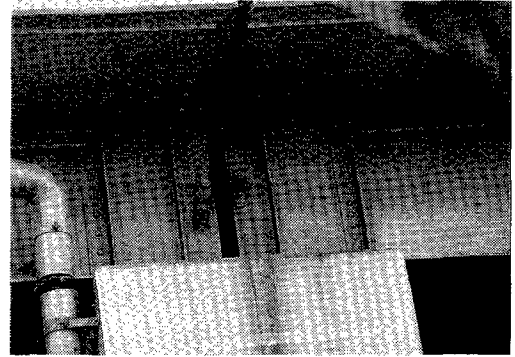


写真2 耐震連結装置（タイプ1）の被災例とその効果

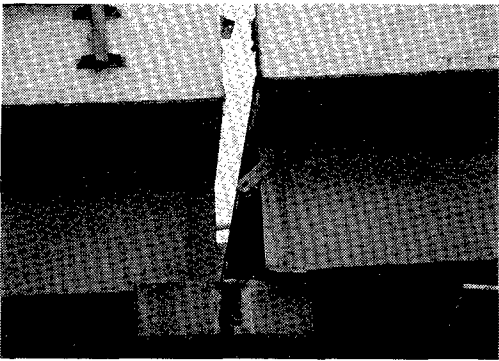


写真3 耐震連結装置（タイプ1）の被災例とその効果

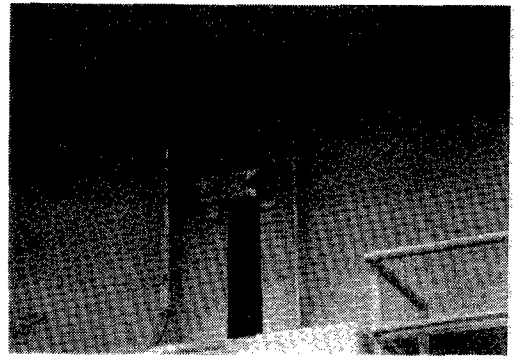


写真4 耐震連結装置（タイプ1）の被災例とその効果

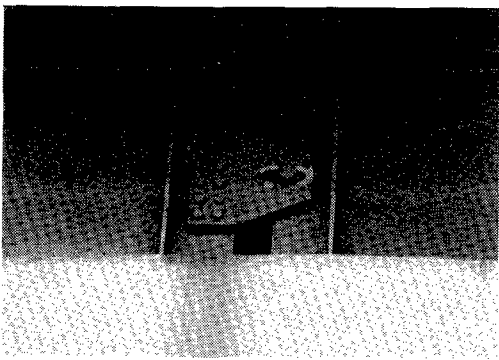


写真5 耐震連結装置（タイプ2）の被災例とその効果



写真6 耐震連結装置（タイプ2）の被災例とその効果



写真7 耐震連結装置（タイプ1）の被災例とその効果

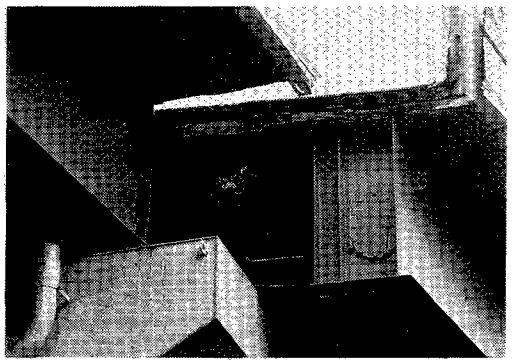


写真8 耐震連結装置（タイプ1）の被災例とその効果

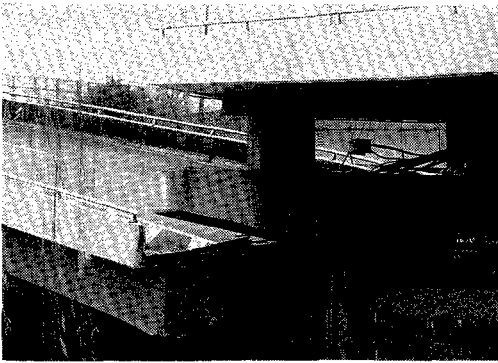


写真9 耐震連結装置の被災例とその効果
(落橋; 異種桁、曲線桁)

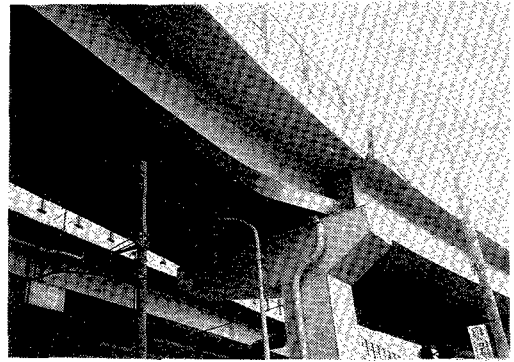


写真10 耐震連結装置の被災例とその効果
(桁の横ずれ; 偏心橋脚、異種形式桁)

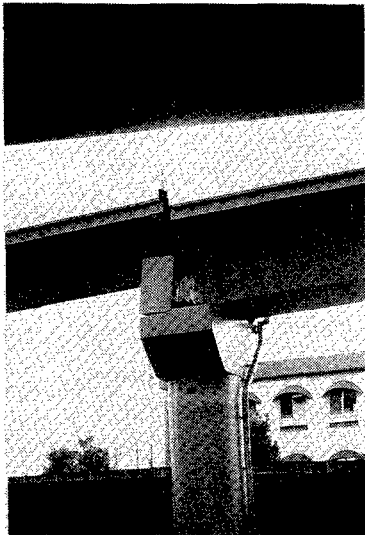


写真11 耐震連結装置被災例とその効果
(橋台の破壊; 異種形式桁、桁高の異なる桁)

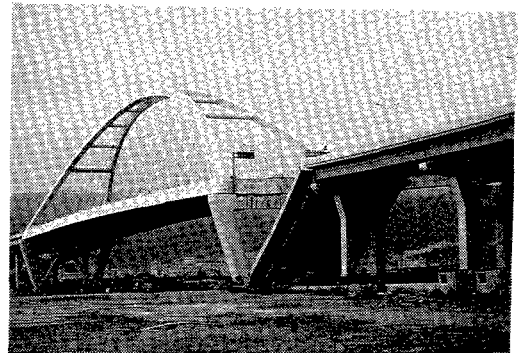


写真12 耐震連結装置の被災例とその効果
(落橋、西宮港大橋; 橋梁規模と形式の異なる橋桁)

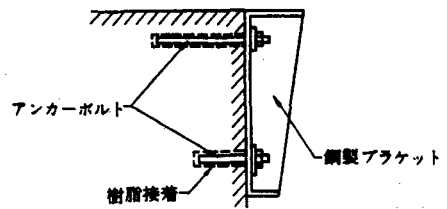


図5 既設橋の落橋防止構造例
(鋼鉄プレートによるSeの確保)

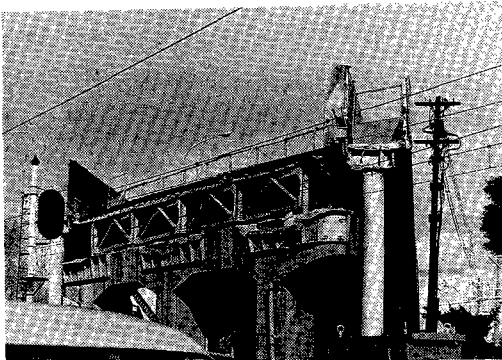


写真13 落橋防止構造の被災例とその効果
(落橋、国道171号線門戸跨線橋; 異種桁、斜橋)

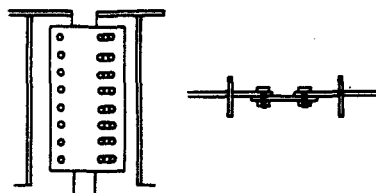


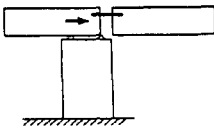
図6 既設橋の落橋防止構造例
(複数のピンによる桁連結構造)

の悪いところに位置することが多く、地震時には複雑な挙動をするため、平面的な（任意方向に有効な）移動制限対策を採るべきである。

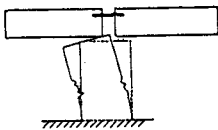
阪神高速道路公団のスペックは桁が懸垂状態になるまでは考えていない。したがって、実際に桁が橋脚からずれ落ちた場合には殆ど落橋している。

写真9は橋脚の崩壊が直接落橋に結び付いた例であるが、桁間がそれほど広がらなくても落橋に至る被災例も見られた。すなわち、図7に示すような、(a) 固有周期の異なる上部工が隣接する場合、固有周期が殆ど同じであっても桁の横変位が累積する場合、斜橋や曲線橋のように平面的に複雑な動きをする場合などで隣接桁の相対的な動きにより片方の桁が橋脚天端から押し出されて落橋に至るモード、(b) 特に高橋脚における橋脚の傾斜による落橋モード、(c) 地盤の液化化や側方流動による橋脚の移動に基づく落橋モード、(d) 斜橋や曲線橋における橋桁の剛体的な横移動や回転移動などがあることが分かった。

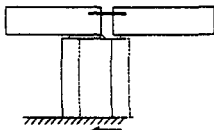
(a) 押し出し（異種桁・異種構造形式の隣接部）



(b) 橋脚の傾斜



(c) 側方流動による橋脚の移動



(d) 橋桁の剛体的回転移動（斜橋・曲線橋）



図7 阪神・淡路大震災でみられた落橋モード
（橋脚の破壊による支間の極端な変化を除く。）

これらの事実は、いずれにしても橋桁が橋脚天端から外れて落下することを前提にして落橋防止装置を設計しなければならないことを示している。

耐震連結装置の破損箇所は、腹板、連結ピン、連結板、定着部などであったが、合理的な設計を行うにはエネルギー吸収能の大きな連結板に着目すべきである。また、連結板の破壊強度算定手法を破壊挙動解析などを通して明らかにし、破壊を限界状態とした設計を確立すべきである。

さらに、定着部の破断が連結構造本体よりも先に破壊した例などの細部設計に疑問が残る部分があり、この点も既設橋では何らかの補強が必要であり、新設橋では細部設計の見直しが必要である。

4. 耐震連結装置の衝撃応答解析

重力場における橋桁の落下問題について、図8(a)と表6に示すような解析モデルを用いて3次元非線形衝撃応答解析を行った。解析結果より、次のような事柄が明らかになった。

先の震災で数多く見られた連結板の面外方向への塑性変形（例えば写真4）は、桁の橋軸垂直方向の横移動とは無関係に、橋軸方向に大きな力が加われば必然的に生じることが分かった（図8(b)）。すなわち、連結ピンのせん断破壊よりも曲げ破壊を先行させるために設けた連結板と補強板との隙間 e （表3）が連結板の面外塑性変形の原因となっており、これが栓抜き要領で連結ピンを引き抜く働きをすることが分かった。

連結板に発生した動的引張応力の最大値は $3.5R_d$ 程度であった。これより、桁の懸垂状態を考慮した場合の設計荷重として、許容応力度設計法を用いるとき（許容応力度地震時割り増しを行わないとして）、連結板の破断に対して少なくとも $\sqrt{2}R_d$ は必要であることが分かった。

本解析による耐震連結板に作用した荷重の速さは 240cm/sec 程度であった。歪み速度はおおよそ 20sec^{-1} 程度と予測できるが、このような値になると歪み速度効果を見捨てることはできなくなる。従って、より詳しくは次章で述べるような、歪み速度効果を加味した衝撃破壊挙動解析を行う必要

がある。

また、複数の落橋防止装置・構造の相互作用、免震橋における落橋防止装置のあり方、溶接継手の耐衝撃性、衝撃力緩和構造、 S_e を増した時の橋脚のデザインなどについて検討する必要がある。

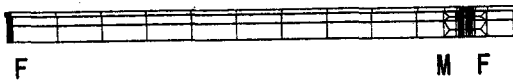
さらに、耐震連結装置を構成する3~4要素（ピン、連結板、腹板+補強板、定着部材）の限界強度の大小関係を明確にしなければならない。

エネルギー吸収能の大きな連結板の開発と衝撃応答特性に関する検討や全方向落橋防止装置の開発（分散支承、免震支承などに対応して）、大変形に対しても追従できる落橋防止装置の開発（分

表6 解析に用いた諸元

支間	30,000 mm
桁高	1,700 mm
桁総重量	39.09 tonf
全節点数	3,508
要素数	1,780 (solid) + 372 (shell)

(a)モデル図



(b)連結板と連結ピンの変形図

衝撃速度：2.42 cm/sec
衝撃係数：3.5 程度

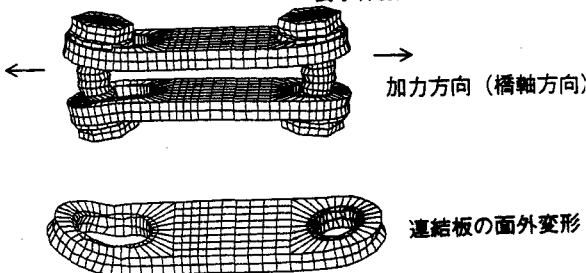


図8 解析モデルと解析結果

散支承、免震支承などに対して)、衝撃的な荷重を設計に取り込むための方法論に関する検討を今後行う必要がある。

5. 耐震連結装置の衝撃破壊挙動解析^{16), 17)}

阪神・淡路大震災クラスの地震のように供用期間内には殆ど受けないような巨大な荷重に対しては、耐震連結装置などのような付帯設備や2次部材は重大な損傷を受けても橋梁本体は直後の応急処置で車両の走行ができるという最低限の機能を維持できれば良い訳である。

このような考え方に基づいた設計法としては損傷許容設計法があるが、構造物に対する当設計手法を確立するためには構造部材の破壊挙動を十分解明する必要がある。

本章では、2種類の鋼材部に対する3次元弾塑性破壊挙動解析を通して耐震連結板の破壊挙動特性を明らかにする。

図9に示すような円孔型連結板に対して静的荷および高速載荷（400cm/sec）による破壊試験を行った。材質は連結板がSS400、ピンは直径30mmで材質はS35Cである。高速載荷試験装置の略図を図10に示す。ピンを試験体の円孔に通し、

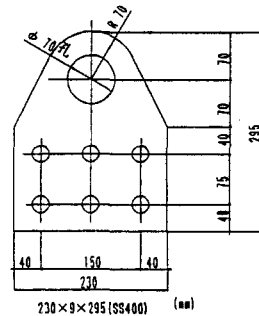


図9 円孔型連結板試験片

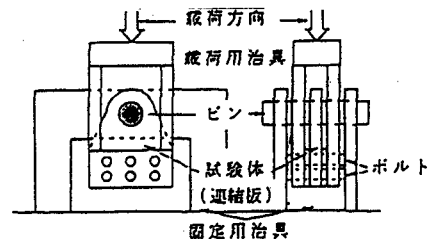


図10 高速載荷試験装置略図

下端はボルトによって固定用治具と一体化させている。載荷用治具上部に荷重を作用させ連結板を下方に移動させることによって載荷する。

一方、有限要素法を用いた3次元弾塑性破壊解析を行い、上記の破壊試験の数値シミュレーションを試みた。解析には破壊解析用のソリッド要素(Isotropic elastic-plastic element with failure)を使用し、破壊基準は以下の2種類を設定した¹⁷⁾。

有効塑性歪みが最大塑性歪みを超える場合、

$$\epsilon_{eff}^p > \epsilon_{max}^p \text{ ただし } \epsilon_{eff}^p = \int_0^t (\frac{2}{3} \dot{\epsilon}_i^p \dot{\epsilon}_i^p)^{1/2} dt \dots\dots (4)$$

ここで、 ϵ_{eff}^p :有効塑性歪み ϵ_{max}^p :最大塑性歪み $\dot{\epsilon}_i^p$:塑性歪み速度である。

圧縮応力が最大圧縮応力を超える場合、

$$p^{n+1} < p_{min} \text{ ただし } p^{n+1} = K \left(\frac{1}{V^{n+1}} - 1 \right) \dots\dots (5)$$

ここで、 p^{n+1} : $n+1$ ステップの圧縮応力 p_{min} : 最大圧縮応力 K : 体積弾性係数 V^{n+1} : $n+1$ ステップの体積である。

また、上記の破壊規準に達した要素は次の計算ステップから解析上削除され、それにより部材の亀裂の進展状況を把握することができる。

時間増分 Δt は媒体中を伝播する応力波が任意の要素中を通過する時間よりも小さくなければならないという条件(クーラン条件)から定まり、非線形計算過程において、毎ステップ更新される。

ソリッド要素の場合の応力波速度 c は次式で求められる。

$$c = [(K + 4G/3) / \rho]^{1/2} \dots\dots (6)$$

ここでそれぞれ、 K : 体積弾性率、 G : せん断弾性率、 ρ : 質量密度である。

高速載荷については文献¹⁸⁾の実験式に従って歪み速度 $\dot{\epsilon}$ による材料定数の変化を考慮した。

高速載荷時の降伏応力 σ_{yd} と静的載荷時の降伏応力 σ_{ys} の比 Δf_y は、

$$\Delta f_y = \frac{\sigma_{yd}}{\sigma_{ys}} = 1.202 + 0.040 \log \dot{\epsilon} \dots\dots (7)$$

また最大耐荷応力は歪み速度の $\dot{\epsilon}$ ととき σ_{ud} 、静的載荷のとき σ_{us} とするとその比 Δf_u は、

$$\Delta f_u = \frac{\sigma_{ud}}{\sigma_{us}} = 1.172 + 0.037 \log \dot{\epsilon} \dots\dots (8)$$

与えられる。

解析モデルは、図11に示すように、ピン表面と連結板内部節点との接触問題を扱うことができる。図12に、(1) 静的載荷時の、また (2) 高速載荷時の破壊挙動解析結果と実験結果の比較を示す。

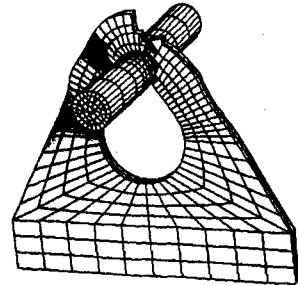
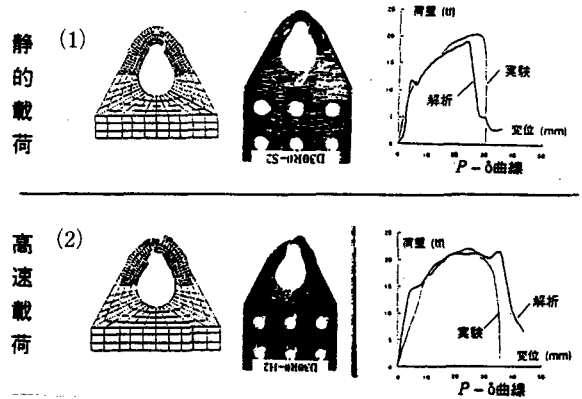


図11 解析モデル図 (破壊状態)

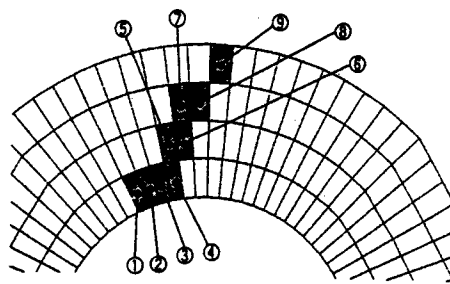


(1) 静的載荷時、(2) 高速載荷時
 図12 破壊挙動解析結果と実験結果の比較

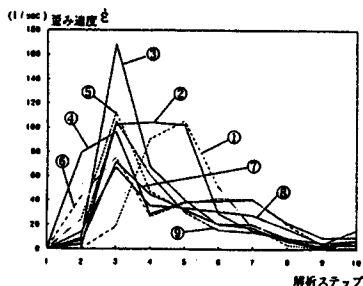
(a) は破壊挙動解析結果、(b) は実験結果であり、(c) には荷重-変位曲線に関する解析と実験との比較を示す。

平均的な歪み速度を仮定し、最も単純な破壊要素を用いたが、静的載荷・高速載荷両者ともに荷重-変位曲線がほぼ良く対応しており、また亀裂発生位置、亀裂進展方向を含む破断挙動は実験結果と良く合致した。載荷速度によって亀裂進展方向および破断線の形状が異なっている。実験と解析をさらに繰返せば、歪み速度と破壊挙動の関係が分かるようになるものと思われる。

図13の (b) は、(a) に示すような破断線に沿った要素①～⑨の解析ステップ毎の歪み速度変化を表したものである。破断はステップ10と11の



(a) 要素位置



(b) 歪み速度変化

図13 解析ステップ毎の歪み速度変化

間に生じている。载荷初期段階（ステップ3付近）で歪み速度は速く、破断直前になるとかなり遅くなることわかる。

本解析では平均的な歪み速度を仮定したが、より詳細な解析を必要とする場合は、演算ステップ毎に変化する歪み速度に応じてその都度材料パラメータを変化させる解析をする必要がある。それにも拘わらず、本解析で比較的良好な結果が得られたのは、歪み速度が 10^2sec^{-1} 程度以下であったためであると思われる。

以上の静的および衝撃実験と破壊挙動解析による検討結果をまとめると以下ようになる。

耐震連結板の破壊解析モデルのパラメータは、鋼棒の引張破断試験による較正 (calibrate) を行って定めれば、良好な解析結果が得られることが分かった。従って、今後材質などが異なる場合は、鋼棒の引張破断試験を行いさえすればかなりの解析精度を有する破壊解析が可能であると思われる。

歪み速度効果は、高橋¹⁸⁾の式 (バイリニア型) で与えたが、単純なモデルにも拘わらず良好な結果が得られることがわかった。

また、破壊基準は最大有効塑性歪みと最大圧縮

応力で与えたところ、実験結果とよく合致する結果が得られることがわかった。

歪み速度の違いによって応力分布が異なり、亀裂の進展方向および破断形状に違いが現れることが明らかになった。従って、阪神・淡路大震災における構造部材の破断状況などを詳しく観察すれば、おおよその载荷速度を推定できるものと思われる。

任意形状の鋼部材の動的破壊挙動解析が比較的良好に出来る目処がついたので、今後耐震連結板の開発や設計法の確立に、また損傷許容設計法の基礎的な検討などに当解析手法を活用できるものと思われる。

6. 復旧仕様等に見る設計理念と問題点

復旧仕様では桁掛かり長さの確保の他に、複数の落橋防止装置の設置を推奨しているが、もともと狭い橋脚頂部に耐震連結装置の他に設置するのはかなり大変な設計となる。鋼板による耐震連結装置の他にはチェーンやワイヤーを用いた落橋防止装置などがあるが、未だそれぞれに問題を残した構造となっている。

写真14はチェーンを使った落橋防止工の例である。最近では船の係留用に使われているラバーチェーン (硬質ゴムとチェーンを加硫接着したもの) などの転用も提案されている。しかし、1) 落下距離の増大による衝撃エネルギーの増加の問題や、2) 定着部の強度が弱くなり易くその細部設計が困難である点、3) 橋桁が鎖の上に載ったときのコーナー部 (橋脚天端または橋台との) の破断問題、さらに4) 美観の問題などクリアすべき課題が多く残されている。実際、橋梁が鎖に繋がれている姿は何か痛ましい感じすらする。

写真15はワイヤーを用いた落橋防止装置である。ワイヤーの定着部の耐震衝撃強度がまだ十分に検討されておらず、美観的にも劣っている。また、桁の橋軸直角方向の移動を拘束する効果はあまり期待できないようである。

道路橋示方書・同解説V耐震設計編-第1次案 (以後、耐震設計第1次案と称す) では、表7に示

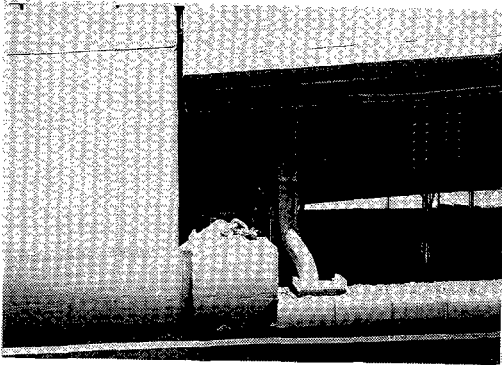


写真14 チェーンを使った落橋防止装置
(阪神高速道路3号神戸線復旧工事)



写真15 ワイヤーを使った落橋防止装置
(阪神高速道路3号神戸線復旧工事)

表7 落橋防止構造設計 (第1次案)

<p>(1) 落橋防止構造は、原則として以下に定める構造とする。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 上部構造と下部構造を連結する構造 2) 上部構造および下部構造に突起を設ける構造 3) 2連の上部構造を相互に連結する構造 <p>(2) 落橋防止構造は、式(13.3.1)により算出する設計地震力を下回ってはならない。ここで、落橋防止構造の耐力は、割増係数1.5を考慮した許容応力度から算出してよい。また、落橋防止構造の設計移動量の最大値は、原則として式(13.3.2)によるものとする。ただし、タイプAのゴム支承を用いる場合には、ゴムの許容せん断ひずみに相当する移動量を確保することが望ましい。</p> $H_F = 1.5 R_d \quad (13.3.1)$ $S_F = C_r \cdot S_e \quad (13.3.2)$ <p>ここで、 H_F: 落橋防止構造の設計地震力 (tf) R_d: 死荷重反力 (tf)。ただし、2連のけたを相互にする構造を用いる場合には、いずれか大きい方の鉛直反力の値をとるものとする。 S_F: 落橋防止構造の設計移動量 (cm) S_e: けたかきり長 (cm) で、13.2の規定による。 C_r: 落橋防止構造の設計変位係数で、0.75とする。</p> <p>(3) 落橋防止構造は、支承の移動や回転などの機能を損なわない構造にしなければならない。 (4) 落橋防止構造は、橋軸直角方向への移動にも追随し、衝撃的な地震力を緩和できる構造としなければならない。 (5) 落橋防止構造は、支承部の維持管理を考慮した構造としなければならない。</p>

すような落橋防止構造設計案を提示している。

落橋防止構造の設計荷重を $H_F = 1.5 R_d$ としており、同解説には「特殊な条件下においても上部構造を支えることができるようにするため」とし

ている。おそらく、特殊な条件というのは橋桁の橋脚天端などからの逸脱、落下による衝撃力の存在などを意味しているものと思われる。従って、この耐震設計第1次案で、設計荷重 H_F を設計地震力と呼んではいるが橋桁の懸垂状態をも一応考慮した形に変わっており、一歩前進した仕様となっている。

これは著者のこれまでの検討結果と一致してはいるが、許容応力度の1.5倍の割り増しを同時に行っている点に問題がある。すなわち、 H_F の作用時に断面がほぼ降伏に達するように設計されることになるが、 H_F に掛る(衝撃による)動的応答倍率はおおよそ1.5倍であるから、これは殆ど破断強度に対する設計となっている。

さらに、使用鋼材の材質を明示していない点が問題である。連結板や補強板などに高張力鋼を用いると動的応答倍率が増加するので、鋼材はSS400材を標準とすべきである。

解説の中でゴム材の緩衝効果を過大評価している点に疑問が残る。ゴム材は非常に重い橋桁の落下エネルギーに対して殆ど問題にならない程度のエネルギーしか吸収できないことに気を付けるべきである。

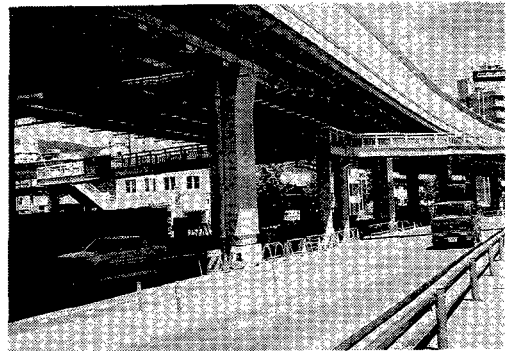


写真16 鋼鉄製脚下部免震構造形式立体ラーメン橋
(阪神高速道路3号神戸線復旧工事)

写真16はハーバーランドのすぐ北を走る3号神戸線弁天工区の復旧工事を示したものである。

弁天工区はもともとRC橋脚単橋脚で橋軸直角方向2脚、RC床版3径間連続桁8連(2連+6連+2連)であり、3連が落橋、5連が大きな被害を受けた。平面免震としては世界初であり、構造形式は鋼

製橋脚下部免震構造形式の、19径間連続鋼床版立体ラーメン免震橋である。本橋は、絶対に落橋しない橋梁としての一つの試みであり、橋桁と橋脚天端の間に免震支承を置いた従来の構造に対して橋脚基礎に免震装置を設置した点に新しい工夫が見られる。落橋防止構造以外の落橋防止対策として今後参考になりうる橋梁構造として注目に値する。

写真17は国道171号線門戸跨線橋の復旧後の様子を示したものである。連続桁構造となっており、これも絶対に落橋しない橋の試みとして注目されている。

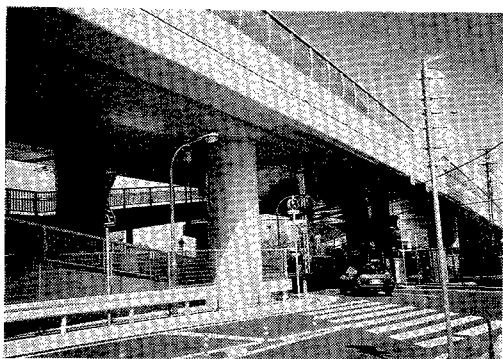


写真17 国道171号線門戸跨線橋（復旧後）

7. むすび

復旧仕様の準用に関する参考資料（案）耐震設計編第1次（案）などが出て来ており、阪神・淡路大震災を踏まえ設計仕様を提案してはいるが十分なものとは言い難く、今後も腰を据えた被災原因の解明と対策に対する検討が必要であると思われる。

本論文では、今回の被災における落橋防止装置の耐震効果について概察し、次に3次元非線形衝撃応答解析を行って被災原因に関する考察を行い、さらに今後やや長期的な研究計画を立てて解明すべき課題などについて検討した。

今回の震災による耐震連結装置の効果に関しては、比較的小規模の耐震連結構造であれだけの激震によく耐えたものだと印象を受けた。

落橋防止構造に関して、考えられるあらゆる破壊モードが見られたが、落橋防止に加わったと考

えられる衝撃的荷重に対する破壊基準の設定の難しさを感じる。

また、支間がそれほど広がらなくても落橋に至る場合があることが分かったが、その落橋モードは3~4種類ある。従って、限界状態として橋桁の懸垂状態を考えるべきである。

片側長孔タイプの連結板を用いた連結装置では、耐震連結装置を構成しているピン、連結板、腹板+補強板（または定着部）の3者間の強度関係は、腹板+補強板（または定着部）が最も強く、ついでピン、連結板とし、エネルギー吸収の大きな連結板の破断をもって限界強度とすべきである。連結ピンの曲げ変形によるエネルギー吸収を狙った落防はボルトの抜けを起こし易いことが分かった。

さらに、曲線橋、斜橋の落橋が目立ち、異種の桁間に落橋防止の損傷が目立ったが、全方向の落橋防止対策の必要性を強く感じた。ただし、落橋防止構造は橋軸直角方向にもある程度効いた形跡がある。

耐震連結板の破壊解析モデルのパラメータは、鋼棒の引張破断試験による較正（calibrate）を行って定めれば、良好な解析結果が得られることが分かった。従って、今後材質などが異なる場合は、鋼棒の引張破断試験を行いさえすればかなりの解析精度を有する破壊解析が可能であると思われる。

動的破壊解析において、歪み速度効果は、高橋の式（バイリニア型）で与えたが、単純なモデルにも拘わらず良好な結果が得られることが分かった。破壊基準として、最大有効塑性歪みと最大圧縮応力を与えたところ、実験結果と良く合致する結果が得られることが分かった。

歪み速度の違いによって応力分布が異なり、亀裂の進展方向および破断形状に違いが現われることが明らかになった。従って、阪神・淡路大震災における構造部材の破断状況などを詳しく観察すれば、おおよその載荷速度を推定できるものと思われる。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会『道路橋示法書・同解説、V耐震設計編』1990.
- 2) 阪神高速道路公団『構造物設計基準(橋梁編)』1990.
- 3) 首都高速道路公団『鋼構造物設計基準』1991.
- 4) 名古屋高速道路公社『鋼構造物設計基準』1987.
- 5) 日本道路公団『設計要領(第二集)』1990.
- 6) 福岡北九州高速道路公社『鋼構造物設計基準』1991.
- 7) 日本道路協会『兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様』の準用に関する参考資料(案)』1995.
- 8) 日本道路協会『道路橋示法書・同解説、V耐震設計編、第1次案』1996.
- 9) 長嶋・望月「阪神・淡路大震災における交通系の被害と復旧—主に橋梁系構造物について—」、『総合都市研究』57, 1995.
- 10) Earthquake Engineering Research Institute, *Northridge Earthquake January 17, 1994 (Preliminary Reconnaissance Report)*, 1994.
- 11) 鋼橋技術研究会「落橋防止装置設計の現状について」1991.
- 12) 和田「橋梁の见えない部分、3耐震・落橋防止装置、耐震・落橋防止装置の種類と設計法—首都高速道路公団の場合—」、『土木技術』35巻, 12号, 1900.
- 13) 長嶋「阪神・淡路大震災で見られた落橋防止装置の効果に関する一考察」、『土木学会第51回年次講演概要集』I-A282, p. 564-565, 1996.
- 14) 長嶋文雄・成田信之「落橋防止装置連結部材の衝撃応答解析」、『構造工学論文集』Vol.40A, 1994.
- 15) 内田・長嶋・石川「鋼部材の弾塑性破壊挙動解析に関する基礎的研究」、『土木学会第51回年次講演概要集』I-A271, p. 542-543, 1996.
- 16) 内田・長嶋・石川「耐震連結板の弾塑性破壊挙動解析に関する基礎的研究」、『鋼構造年次論文報告集』第4巻, 1996.
- 17) Hallquist, *LS-Dyna3D Theoretical Manual*, Livermore Software Technology Co., 1994.
- 18) 高橋「高速載荷試験による鉄筋コンクリートはりおよび鋼板・コンクリート合成はりの耐衝撃性評価に関する基礎的研究」九大博士論文, 1990.

Key Words (キー・ワード)

Earthquake Disaster (地震被害), Seismic Bridge Restrainer (耐震連結板), Earthquake Engineering (地震工学), Hyogo-ken Nanbu Earthquake (兵庫県南部地震), Impact Response Analysis (衝撃応答解析), Strain Rate Effect (歪み速度効果)

Damages of Seismic Bridge Restrainers in the 1995 Great Hanshin-Awaji Earthquake and the Impact Response Analysis

Fumio Nagashima*

*Department of Civil Engineering, Tokyo Metropolitan University
Comprehensive Urban Studies, No.61, 1996, pp.63-77

As one of seismic system, bridge girder movement-limiters are used to prevent from falling. Those are movement-limiter attached to a shoe and bridge restrainers using tie plates.

This article examines seismic effects of bridge restrainers through investigation of damages during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, and figures out an irrational point of current design code.

Impact response behavior of the seismic bridge-tie system is also found out through analytical study utilizing three-dimensional finite element code LS-DYNA3D for analyzing the large deformation dynamic response of inelastic solids. Falling body analysis of the complete bridge and seismic tie system in the gravity field and high-rate failure analysis of steel tie-plate has been done by using a contact-impact algorithm that allows sliding along material interfaces and by using strain rate effect.