

兵庫県南部地震における鋼桁損傷要因の分析と 耐震性向上策の検討

山平喜一郎¹・大塚久哲²

¹正会員 博(工) 住友重機械工業(株) 技術開発部(投稿時 九州大学大学院 社会人博士課程)

(〒550-0002 大阪市西区江戸堀 1-10-8)

²フェロー会員 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門

(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

兵庫県南部地震によって大きな被害を受けた都市高架橋の諸元を用いて、橋梁全体系の非線形地震応答解析を行った。その結果、支承取付ボルトの引張強度を越える引張軸力が支承に作用することが解った。続いて、そこで得られた速度、加速度を用いて支承取付ボルト引張切断後の橋桁と支承の衝突を衝撃解析によりシミュレートした。そこで得られた結果は、実際の被害状況と類似している。これらの解析結果より、検討対象の高架橋では、まず、支承取付ボルトが引張破断し(1次損傷)、橋脚から離れて振動を始めた橋桁が支承や橋脚と衝突して2次損傷が生じたと考えられる。耐震補強対策としては、支承セットボルトに支承軸力の変動を十分考慮した耐力を持たせることが必要であり、さらに支承の免震化も有効な手段であることを示した。

Key Words : *Hyogoken-Nanbu earthquake, nonlinear seismic response analysis, impact analysis, bearing support, seismic isolation*

1. はじめに

兵庫県南部地震によって被害を受けた都市高架橋については、復旧工事に先立ち各機関で点検調査が実施された。それらの調査結果等に基づき、産官学の協力のもとに耐震性向上のための広範囲にわたる研究が行われ、報告がなされてきた^{1)~5)}。それらの被害実態を踏まえて行われた研究のうち、鋼橋の耐震性向上のための設計法や補強法に関する研究成果を見てみると、鋼製橋脚に関するものが大多数を占めている^{6)~13)}。

しかしながら、以下に示すように橋脚の損傷の有無に拘わらず橋桁の損傷が生じており、その大部分は支承周辺部の損傷である。また、それら損傷部付近の支承では取り付けボルトが例外なく破断しているということに着目する必要がある。これらの事実は、たとえ耐震補強された橋脚が橋桁を支えていたとしても、兵庫県南部地震と同規模の地震が来た場合には、支承や

その周辺の橋桁には同様の被害が生じる可能性のあることを示唆している^{14)~19)}。

本論文では、これら都市高架橋における鋼桁の損傷要因と損傷メカニズムを明らかにし、強震時に鋼桁の損傷を防止するための耐震性向上策としては支承の免震化が有効であることを解析的に明らかにする。

なお、鋼製支承に着目した研究には例えば文献²⁰⁾があるが、これは鋼製支承とRC単柱橋脚との被災の相関に着目した研究であり、本論文のように鋼製支承と鋼製上部構造の被災との関連を論じたものは見あたらない。また、都市高架橋の免震化による耐震性向上に関する研究には、例えば文献^{21)~22)}などがあるが、単独方向加震時の主に橋脚の損傷度合いの低減を示したもので、本論文のように3方向加震時における支承軸力に着目して、橋梁全体の動的挙動の改善について論じたものもないようである。

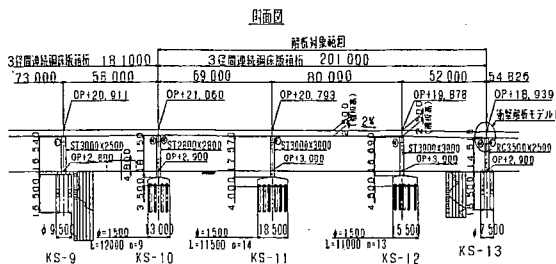


図-1 K橋一般図

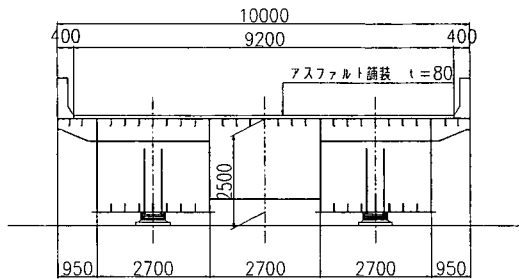


図-2 K橋桁断面図

のフランジまたはウェブに局部座屈が見られたものの、大部分の橋脚では顕著な損傷は見られなかった。

(2) ラーメン橋脚を有する2層構造の3径間連続鋼床版箱桁

H橋の平面図、側面図を図-3に、断面図を図-4に示す。H橋は二層構造の3径間連続鋼床版箱桁、ラケット型鋼製橋脚4基、ケーソン基礎で構成され、3径間のうち2径間は海上部に架かっている。平面線形はR=1000mのゆるやかな曲線区間で、上路、下路とも同一線形である。地盤種別はII種地盤である。

橋桁の被災状況としては、P36橋脚上で隣接桁との間に橋軸直角方向に3.5mもの相対変位が見られた(写真-5)。P37橋脚上の上路桁では支承が橋桁に貫通した。それ以外の支承部付近でも支承との衝突や接触で生じたと思われる橋桁の損傷が多数あったが、支間部での損傷は見られなかった。

橋脚の損傷に関しては、P36橋脚の柱下部でフランジとウェブに局部座屈が見られた。P36橋脚の梁天端では橋桁と橋脚が直接衝突しており、梁の一部は削り取られたり座屈していた。全ての橋脚の脚柱上層部には下路桁の橋軸直角方向の衝突によって生じた損傷が見られた(図-4)。橋脚梁部の支承部付近では上フランジに陥没がみられた。

支承に関しては、全ての支承が損傷しており、全ての取付ボルトが破断していた(写真-3)。可動支承のローラーは全て散逸または逸脱していた。上沓は散逸

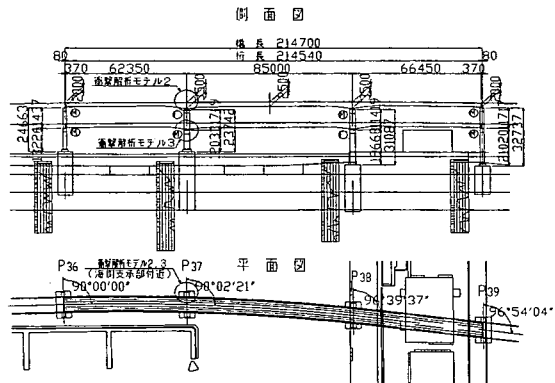


図-3 H橋一般図

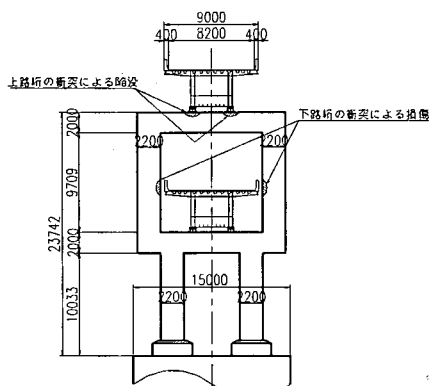


図-4 H橋P37橋脚断面図

してしまったものが多く、残っているものには写真-4の割れが見られた。

3. 全体系解析モデルを用いた地震応答解析による検証

(1) 解析の目的

兵庫県南部地震が発生するまで、地震時に支承に働く上揚力はあまり重視されていなかったようである。このため、実用上の最低値である死荷重×0.1を設計上揚力として用いていた。しかしながら、本研究に用いたK橋・H橋のみならず多くの震災報告書において、鋼橋の支承部には設計上揚力をはるかに上回る引張力が作用したと考えざるを得ない損傷が報告されている。

これらの損傷事例から、兵庫県南部地震においては支承部に上揚力が作用したとの仮説を立て、その仮説を検証するために橋梁全体系モデルを用いて非線形地震応答解析を実施した。解析プログラムはDYNA2Eを使用した。

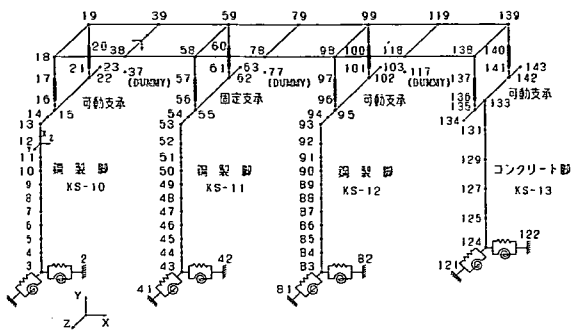


図-5 K橋全体系解析モデル

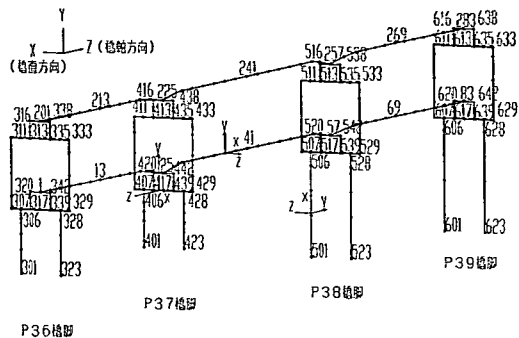
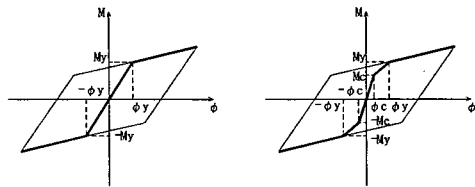


図-7 H橋全体系解析モデル

- (1) 鋼製橋脚 (バイリニア型) (2) コンクリート橋脚 (トリリニア型)



- (3) ストップ付可動支承 (非線形弾塑性型)

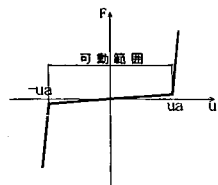


図-6 復元力特性

(2) K橋解析モデルと解析条件

K橋の解析モデルを図-5に示す。支承は鋼製の固定・可動支承が使用されていた。

非線形要素として復元力・履歴特性を与えたのは、鋼製橋脚 (バイリニア型)、コンクリート橋脚 (トリリニア武田型)、移動制限装置付可動支承 (非線形弾塑性型) である (図-6)。

地盤および基礎構造 (杭基礎、ケーソン基礎) は線形ばねとしてモデル化した。

入力地震波の水平成分に関しては、兵庫県南部地震において対象橋梁が存在しているのと同じⅡ種地盤上で観測されたJR鷹取駅構内地盤上N-S成分 (最大加速度686.831gal)、E-W成分 (同672.639gal) および大阪ガス葺合供給所構内地盤上N27W (同736.334gal) の3波形²³⁾を用いて解析を行ったが、いずれもほぼ同様の結果が得られた。したがって本論文では、結果を単純化して解りやすくするために、JR鷹取駅構内地盤上で観測された波形を実際に橋梁が存在している方向に合わせて橋軸方向にE-W成分、橋軸直角方向にN-S成分、上下方向にU-D成分を入力して解析した場合の結果を表示することとする。

減衰はレーリー減衰とし、1次と2次の固有振動数と減衰定数 $h = 0.02$ を用いて剛性マトリックスおよび質量マトリックスにかかる係数を決定した。

橋桁および橋脚の質量と弾性域の剛性は静的設計に用いる値を使用し、RC橋脚、鋼製橋脚の非線形復元力特性はそれぞれ道路橋示方書V耐震設計編²⁴⁾、阪神高速道路公団の耐震補強設計要領 (案)²⁵⁾の応力ひずみ曲線を用いて曲げモーメント-曲率関係を求めた。

解析ケースは各方向に地震波を単独で作用させた場合と3方向同時加震した場合の計4ケースに対して実施した。

なお、隣接径間の影響について考慮したモデルも作成して解析を実施したが、結果に顕著な差異が見られなかったため、本論文では隣接径間の影響については触れないこととする。

(3) H橋解析モデルと解析条件

図-7にH橋の全体系解析モデルを示す。支承はピボット沓 (固定)、ピボットローラー沓 (可動) が用いられていた。

非線形要素として復元力特性を与えたのは、鋼製橋脚 (バイリニア型) と移動制限装置付き可動支承 (非線形弾塑性型) である。H橋ではケーソン基礎が用いられており、橋脚基部を固定としてモデル化を行った。減衰はレーリー減衰 ($h = 0.02$) を用いて時刻歴地震応答解析を行った。

入力地震波形は、K橋と同様にJR鷹取駅構内地盤上で観測された波形のE-W成分を橋軸方向、N-S成分を橋軸直角方向、U-D成分を上下方向に作用させた。

解析ケースは各方向に地震波を単独で作用させた場合と3方向同時加震した場合の計4ケースに対して実施した。

(4) K橋解析結果

入力地震動に対する支承軸力の最大応答値と設計計算で考慮している死荷重軸力を図-8に示す。

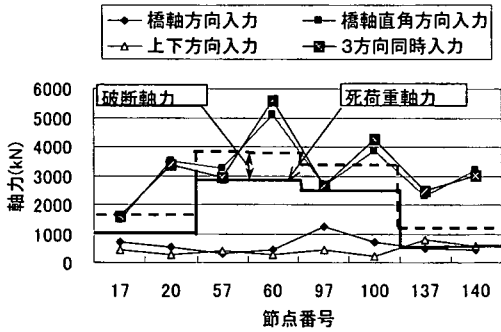


図-8 K橋支承最大軸力

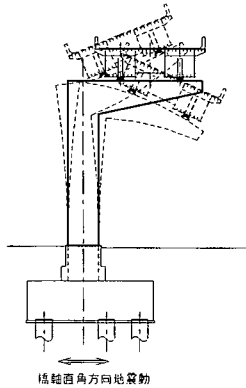


図-9 逆L型鋼製橋脚の応答

図中の階段状の太い実線は死荷重によって支承に生じる軸力(死荷重反力)を示し、破線は死荷重軸力と支承セットボルトが引張破断する軸力を加算した値を示している。この破線を越えるような軸力応答値が発生すれば、セットボルトが破断することを意味している。

地震力を橋軸直角方向に作用させた場合、あるいは3方向同時に作用させた場合の最大応答軸力は死荷重軸力を大幅に上まわっている。

中間支点でも端支点でも脚柱から離れた方の支点(偶数番号)では脚柱付近の支点(奇数番号)に比べて極端に大きい応答値が発生している。これは逆L型の鋼製橋脚では隅角部に比べて梁の先端部で大きな振動が生じているからと考えられる(図-9)。また端支点(節点番号20, 140)での応答値が中間支点(57, 97)を上まわっているが、このことは通常の静的設計では予想できないことであり、全体系の動的解析によってはじめて明確になる解析結果である。

支承セットボルトは、端支点ではM24(SS41)が1支承当たり4本、中間支点ではM30(SS41)が4本用いられていた。これらの引張破断強度は510kNと970kNである。このセットボルトの破断軸力を死荷重軸力に加算した値(破線:この値を超えればセットボルトは破断する)と応答値を比較してみる。偶数番号の節点(梁の先端

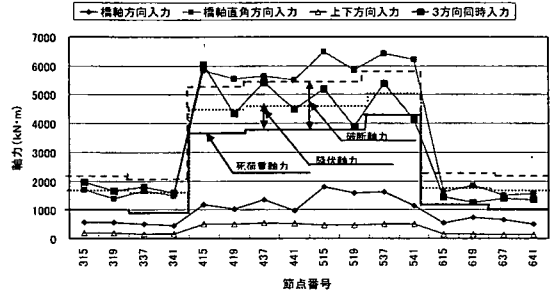


図-10 H橋支承の鉛直軸力

側に位置する支承)では全て応答値は破断軸力を超えている。とりわけ端支点においては破断軸力の2倍を超えるような軸力が発生しており、本橋のような橋梁形式の場合、橋梁全体系の中では端支点が損傷のトリガーになる可能性が高いことを示している。

同じ端支点でも節点17, 20の応答値の差に比べて節点137, 140では応答値に差がない。これは橋脚の構造と材質、および橋脚柱と支承の位置関係が3次元の動的解析結果に如実に反映される一例である。図-5に示すように、節点17, 20の支承は逆L型の鋼製橋脚上にあり、節点137, 140の支承はT型で剛性の高いコンクリート橋脚上で柱を跨いで設置されている。この違いが結果としての応答値に現れている。

(5) H橋解析結果

H橋の入力地震動に対する支承軸力の応答値、設計死荷重軸力等を図-10に示す。

H橋は単柱形式のK橋と異なり、ラケット型のラーメン橋脚である。橋脚形式の違いにかかわらず、橋軸直角方向や3方向同時に地震動を入力した場合の支承軸力の最大応答値が死荷重軸力を超えている。この点では、K橋と同様の結果が得られている。

支承セットボルトは、震度法により鉛直方向震度0.1で設計されており、端支点ではM30(S35CN)が1支承当たり4本、中間支点ではM42(SS41)が4本用いられている。これらの降伏軸力は740kNと1130kN、破断軸力は1240kNと1930kNである。

橋軸直角方向地震動による支承位置での鉛直方向軸力は、端支点で1270kN~1970kN、中間支点で3880kN~6480kNが発生している。これらのうち、中間支点における各支承の応答軸力は、(死荷重軸力+ボルト降伏軸力)の値はもとより、(死荷重軸力+ボルト破断軸力)の値をも超えており、セットボルトが引張破断した事実を裏付けている。

K橋と違う点は中間支点に比べて、端支点の応答値が小さく、端支点だけに着目すれば、降伏軸力は超えても、破断軸力には至っていないという点である。

このように、橋脚の構造はK橋が単柱橋脚、H橋が2層門形ラーメン橋脚と異なっていますが、支承軸力に関して、耐力を上まわる上揚力が作用するという意味では同様の結果が得られた。

実際の施工では死荷重が作用した状態でセットボルトを締め付けているため、地震力が作用する前の死荷重状態ですでにボルトには初期張力が作用していたと考えられる。したがって初期張力+地震応答によって発生する張力が作用する。図-8、図-10に示すボルト破断軸力は初期張力をゼロとした場合の値を表しており、実際よりも耐力を過大評価していることになる。それでも地震応答値がボルト破断軸力を越えている。また1本でもボルトが破断すれば、残ったボルトの負担率が増え、徐々に連鎖反应的に破断ボルトが増えていくことになる。解析対象としたK橋、H橋では端支点を含めて全てのセットボルトが破断していた。

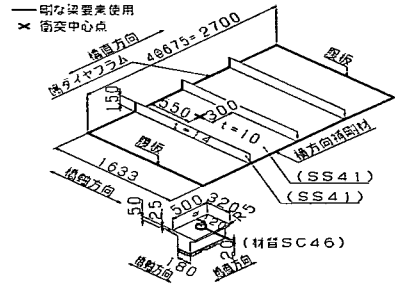


図-11 衝撃解析モデル1

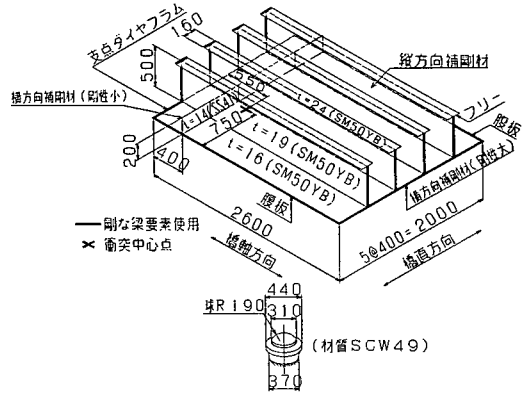


図-12 衝撃解析モデル2

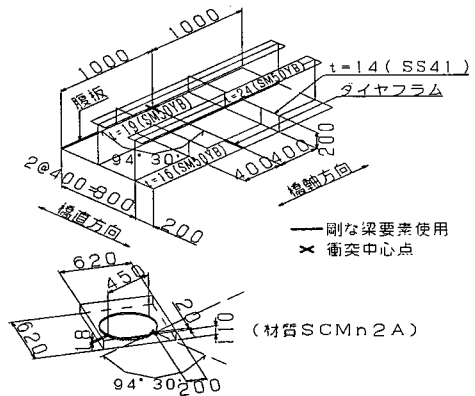


図-13 衝撃解析モデル3

4. 部分モデルを用いた衝撃解析による検証

(1) 解析の目的

前章の橋梁全体系モデルを用いた非線形地震応答解析で、支承セットボルトに破断強度を超える引張軸力が作用し得ることが明らかになった。本章では、セットボルトが破断したとして、はたして実際にあったような支承が桁を貫通したり、支承が割れたりするような損傷が起こるのか否かを部分モデルを用いた衝撃解析で検証する。その解析結果が実際の構造物の損傷状況と類似であることを示すことにより、セットボルトの破断が直ちに桁の損傷に結びついたことを明らかにする。

尚、衝撃解析プログラムはLS-DYNA3Dを用いた。

(2) 解析モデル

図-1、図-3の全体一般図に示す都市高架橋(鋼橋)の一部分(対象箇所は各図中に示す)を取り出して、モデル1(図-11)、モデル2(図-12)、モデル3(図-13)の3部分モデルについて衝撃解析を実施した。

a) 衝撃解析モデル1(K橋)

K橋の端支点付近を取り出した部分モデルで、下フランジ、縦方向補剛材、支承は要素分割し、端支点上ダイヤフラムや腹板等は剛な梁要素でモデル化した。

写真-1の損傷事例に合わせて、ダイヤフラム付近の縦方向補剛材間で支承と橋桁の衝突を発生させた。

b) 衝撃解析モデル2(H橋)

H橋の中間支点付近を取り出したモデルである。

下フランジ、剛性の大きい縦方向補剛材、剛性の小さい横方向補剛材および支承はそのまま要素分割し、

中間支点上ダイヤフラムや腹板等は剛な梁要素でモデル化した。

実橋の損傷状況に合わせて、衝突位置は縦方向補剛材と横方向補剛材の交差部付近とし、ピボットローラー支承のピボット部を下フランジに衝突させた。

c) 衝撃解析モデル3(H橋)

写真-4の支承割れを検証すべく、H橋の中間支点付近を取り出してモデル化した。下フランジ、横方向補剛材、剛性の大きい縦方向補剛材、ピボットローラー

表-1 解析条件

	橋桁と支承との 初期距離h(mm)	初期速度 v0(mm/sec)	衝突時速度 v(mm/sec)	衝突時加速度 a(mm/sec ²)	桁の質量 (kg)
モデル1	200	1300	3407	24800	8667
モデル2	110	25	1528	10610	27530
モデル3	130	10	1836	12970	35380

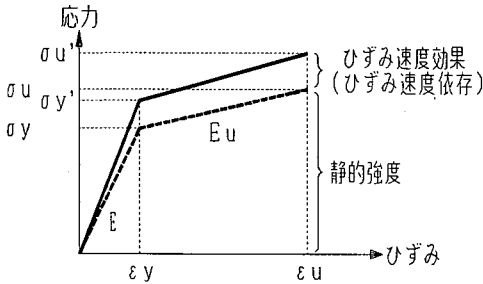


図-14 鋼材物性値モデル

支承の上査はそのまま要素分割し、中間支点上ダイヤフラムと腹板は剛な梁要素でモデル化した。

実際の損傷状況に合わせて、腹板とダイヤフラムの交差部に支承中心が桁の外側に来るように支承を偏心、回転させて衝突させた。

(3) 衝撃解析条件

セットボルト破断後の橋桁は、支承の拘束から離れて自由に動き得るが、一旦支承から離れた橋桁は重力の作用により再び支承と接触することになる。

セットボルトは破断しているので、衝突前の橋桁と支承の初期距離は、全体系での最大応答変形量またはローラー等散逸部の高さとした。この初期距離と全体系骨組みモデルの非線形地震応答解析(第3章参照)によって求めた速度、加速度より、式(1)～(3)によって衝突時速度を求めた。

$$v = v_0 + at \tag{1}$$

$$a = a_0 + g \tag{2}$$

$$t = \frac{-v_0 + \sqrt{v_0^2 + 2ah}}{a} \tag{3}$$

ここに、

hは衝突前の橋桁と支承間の初期距離、

v₀は地震動に対する全体系での応答速度、

vは衝突時速度、

a₀は地震動に対する全体系の鉛直方向応答加速度、

tは初期距離から衝突までの時間、

gは重力加速度

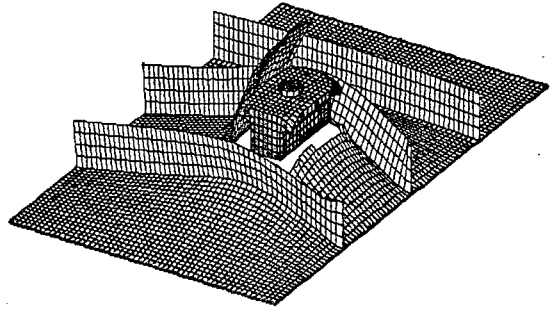


図-15 モデル1の解析結果

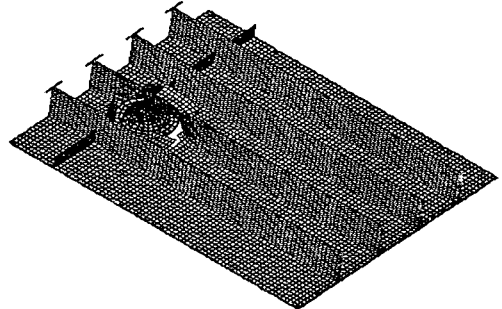


図-16 モデル2の解析結果

である。

これらの解析に用いた値を表-1に示す。また衝突する桁の質量は支承の死荷重反力を重力加速度で除した値とした。

鋼桁及び支承の物性値は鋼材に対するJIS規格の値を基に、バイリニア型でモデル化した(図-14)。また降伏応力σ_y及び破壊応力σ_uのひずみ速度依存性は以下の式によった²⁶⁾。

ここにε'はひずみ速度、σ₀は静的応力である。

$$\sigma_y = (1.202 + 0.040 \times \log \epsilon') \cdot \sigma_{y0} \tag{4}$$

$$\sigma_u = (1.172 + 0.037 \times \log \epsilon') \cdot \sigma_{u0} \tag{5}$$

(4) 衝撃解析結果と考察

a) 衝撃解析1

衝撃解析モデル1の解析結果を図-15に示す。

上査の外形に沿って下フランジが破断してめくれ上がり、縦方向補剛材も大きく変形している。この様子は写真-1の損傷状況と非常によく一致している。

下フランジに支承が衝突する場合、薄肉鋼板の面外方向に衝撃的な荷重が作用することになり、下フランジはほとんど抵抗できずに破断する。兵庫県南部地震後のK橋付近では1km余りにわたって同様の損傷が見られた。この解析例に見られるように、セットボルトの破断は、支承の下フランジ貫通につながる可能性が非常に高いと考えなければならない。

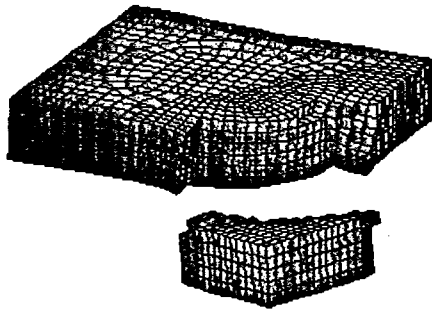


図-17 モデル3の解析結果

b) 衝撃解析2

図-16は衝撃解析モデル2の解析結果で、ピボット沓の下沓の球面部分が下フランジの縦方向補剛材と横方向補剛材の交差部付近を貫通している。縦方向補剛材がめくれ上がっており、横方向補剛材も変形して破断している。この場合も実際の被害状況とよく一致している。

衝突の中心は縦方向補剛材と横方向補剛材の交差部付近であって、縦方向補剛材は板厚が厚く、フランジが付いている(図-12 参照、図-16 では結果を見やすくするために縦方向補剛材フランジは消去している)。したがって、下フランジ面外(鉛直)方向にかなりの剛性があるにもかかわらず、支承の貫入には抵抗できなかった。静的応力状態における下フランジ座屈防止の目的で設計された補剛材では、支承の衝突に対して無力であるという結果が得られた。

実際の復旧工事では、この貫通して噛合った下フランジと支承を引き離すのに苦労したということを付記する。

c) 衝撃解析3

図-17 は衝撃解析モデル3の解析結果で、橋桁の腹版とダイヤフラムの交差部に上沓が衝突し、上沓の方が破壊した。支承の損傷状況を見やすくするために、桁を消去して、上沓のみを表示している。写真-4 と類似の結果になっている。

モデル3においては、まず、隣のP36 支承(端支点)が健全であるとして、P37 支承(中間支点)だけの死荷重反力を用いて桁の質量を算出し、解析を行った。この場合には支承は部分的な損傷にとどまった。

実際の被災状況を見ると、P36 支承は支承全体が散逸してしまって形をとどめておらず、橋桁が直接橋脚に載っている状態であった。本橋は連続鋼床版箱桁で、主桁が大きな曲げ剛性を有しており、P36の支承が散逸した場合、その反力の大部分は隣のP37 支承で負担していたと考えられる。このように考えて、次にP36 とP37の合計死荷重反力に相当する質量を用いて解析

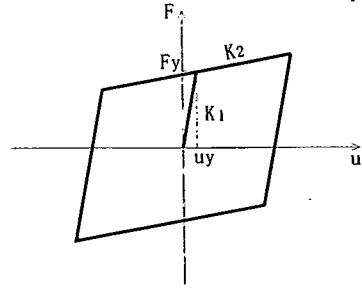


図-18 免震支承の復元力特性

した場合に図-17に示す解析結果となった。

このことは、一箇所の支承の損傷・散逸が構造系全体の応力状態に変更を強いて、他の支承に想定していなかった過大な荷重を作用せしめることを示唆している。

これらの解析結果より、兵庫県南部地震クラスの巨大地震において、支承のセットボルトが破断すれば、支承と下フランジの衝突により、たとえ縦方向補剛材や横方向補剛材で補強されていても、板厚の薄い下フランジの損傷は免れないと言える。また腹板、ダイヤフラム、及びそれらの交差部といった非常に剛性のある場所の直下に支承が衝突した場合には、支承本体が破損する場合があると言える。

5. 耐震補強対策の地震応答解析による検証

(1) 耐震補強対策と解析モデル

兵庫県南部地震のような強い地震が再びこれらの構造物に作用した場合に、被害を軽微な範囲に留めるための橋梁の補強案としては、支承の免震化、落橋防止構造や変位制限構造の設置および橋脚耐震補強等が考えられ、実際に日本全国の主要な都市高架橋で実施されている。

ここでは支承の免震化に焦点を絞って耐震補強対策の効果を検討する。解析モデルは3章で述べたK橋、H橋の全体系モデルを用いて、支承だけを免震支承をモデル化した要素と入れ替えた。免震支承の非線形復元力特性を図-18に示す。K橋ではHDR(高減衰ゴム支承)、H橋ではLRB(鉛プラグ入積層ゴム支承)で試設計を行ってばね定数を決定した。ばね定数の値を表-2に示す。

解析結果を以下に示し、補強前のモデルにおける応答値と比較することにより、補強対策の有効性を検討する。

第3章では、橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向、3方向同時の4種類の地震動入力による解析結果を示

表-2 免震支承のばね定数

K橋				
	KS10	KS11	KS12	KS13
K1(kN/m)	6255	26154	23114	5379
K2(kN/m)	1822	8593	7544	1580

H橋				
	P36	P37	P38	P39
K1(kN/m)	5945	58144	58144	5945
K2(kN/m)	915	8957	8957	915

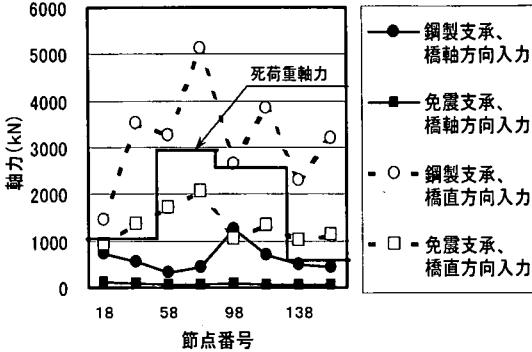


図-19 支承最大軸力

した。そこでは、上下方向の地震動入力の影響が小さいことと3方向同時に入力した場合の応答値と主要な1方向に入力した場合の応答値にあまり差がないことが明らかになっている。

本章ではさらに補強対策の前後の応答値を比較するため、データ量が多くなり過ぎることを避けた。すなわち、第3章の結果を踏まえて、橋軸方向入力と橋軸直角方向入力の2ケースの応答値に絞って結果を見やすく表示することにする。

(2) 耐震補強対策後のK橋解析結果

a) 支承軸力

橋軸方向、橋軸直角方向の地震動による支承軸力の最大応答値に関して免震化対策の前後で比較したものを図-19に示す。

支承免震化によって、支承軸力は1/2以下に低減しており、免震化の効果が著しい。結果的に中間支点では地震動による上揚力(軸力)が死荷重軸力以下となった。しかしながら、端支点で依然として死荷重軸力を上回る応答値が出ている。このことは、免震支承を用いても上揚力が生じることがあり得ることを意味しており、免震支承のセットボルトの設計においても引張破断を十分に考慮しなければならない。

b) 橋脚曲げモーメント

橋脚基部(節点 3, 43, 83, 124)と隅角部(節点 13, 53, 93, 133)の橋軸方向および橋軸直角方向の最大応答曲

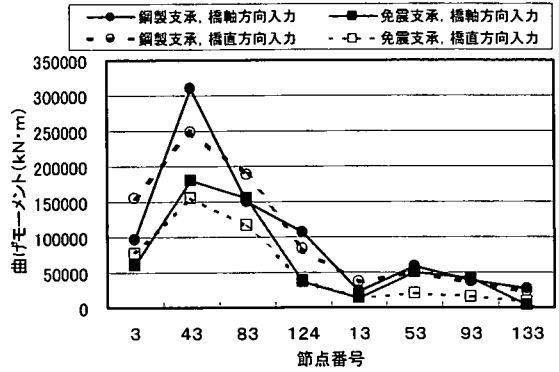


図-20 橋脚基部および隅角部最大曲げモーメント

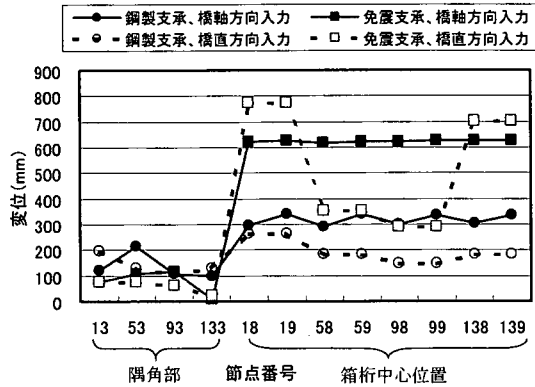


図-21 橋脚および橋桁の最大変位応答値

げモーメントを図-20に示す。曲げモーメントの方向は入力地震動の方向と同じものをプロットしている。

橋脚基部で鋼製支承と免震支承の応答値を比較してみると、免震支承がその効果を発揮して、橋軸方向、橋軸直角方向とも、応答値がおおむね1/2程度の値に低下している。

中間支点(節点番号43, 83)の橋脚基部に着目すると鋼製固定支承である節点43では、免震化によって橋軸方向曲げモーメントが約150MN・m低下しているのに対して、鋼製可動支承である節点83では、わずかではあるが免震支承の方が大きな値になっている。このことは、免震支承を用いれば全ての橋脚の断面力が低下するとは言いきれないことを示している。

橋脚基部の橋軸直角方向の応答値を比較してみると、端支点か中間支点かに拘らず、免震化によって50~100MN・m応答値が低減している。

隅角部で鋼製支承と免震支承の応答値を比較してみると、橋軸方向入力ではあまり差がない。しかしながら、橋軸直角方向入力では、応答値が免震化により1/2程度に低減している。

総じて、曲げモーメント応答は橋脚基部、隅角部と

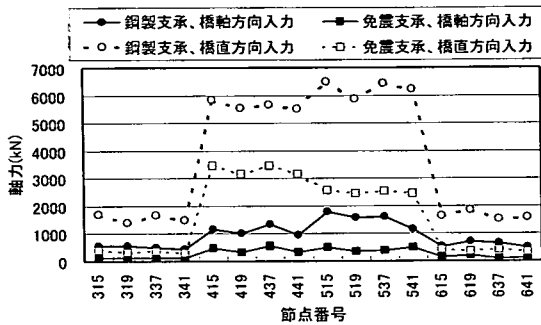


図-22 免震支承の鉛直軸力

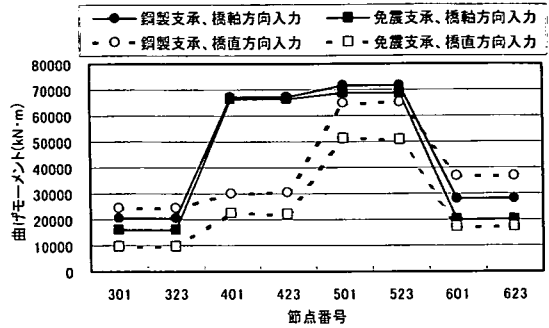


図-23 橋脚の最大曲げモーメント

も橋軸直角方向の地震入力に対して、免震化の効果は顕著である。橋軸方向の地震入力に対しては橋脚基部では効果は明確であるが、隅角部ではそれ程でもない。また可動支承の中間支点では、免震化によってわずかなではあるが逆に応答値が増加している。

c) 橋桁・橋脚変位

橋脚隅角部（節点番号 13, 53, 93, 133）および箱桁中心位置（節点番号 18, 19, 58, 59, 98, 99, 138, 139）の最大変位応答値を図-21 に示す。変位の方向は入力地震動と同じものをプロットしている。

免震支承を用いた場合の橋脚隅角部の変位応答は減少している。一方、箱桁中心位置では、変位応答は2倍程度に増加している。このことから、剛性の大きい橋脚の変形よりも、相対的に剛性の小さい免震支承のせん断変形によって大きい変位が生じていることが解る。

橋軸方向の変位に着目すると、免震支承の場合は橋桁の全節点でほぼ同じ値になっている。ここでは示していないが、速度応答値、加速度応答値で見ても同様の結果が得られている。このことはK橋で免震化した場合、橋軸方向には橋梁全体が同位相で振動することを意味している。

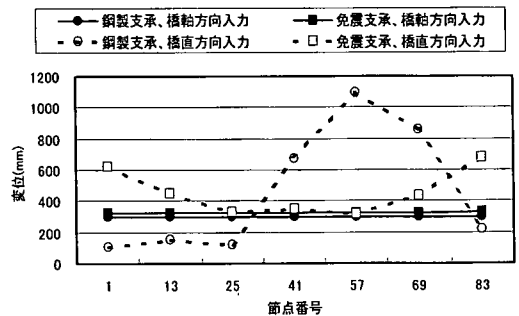
次に橋軸直角方向の変位に着目すると、免震化した場合には、端支点（節点18, 19, 138, 139）の応答値が中間支点（節点58, 59, 98, 99）の応答値の2倍を超えるような値となっている。また免震化前(鋼製支承)の応答値と比較しても、支承上の桁中心位置では2~3倍に応答値が増加している。

これらより、K橋のような単柱橋脚上の連続桁の全支点を免震化する場合、桁端部の変位応答値の増大に対する対策が必要となろう。

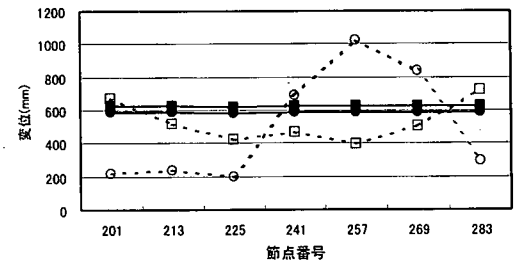
(3) 免震化対策後のH橋解析結果

a) 支承軸力

支承を免震化した場合の応答値を鋼製支承の場合の応答値と比較する形で図-22に示す。



(a) 下路桁の最大変位応答値



(b) 上路桁の最大変位応答値

図-24 橋桁の最大変位応答値

鋼製支承で地震時に損傷要因となり得る橋軸直角方向地震入力による支承軸力（破線）は、免震化によって中間支点で1/2程度に、端支点では1/3程度に低減している。同じ中間支点でも、橋脚高の高いP38橋脚（節点番号500番台）の方がP37橋脚（節点番号400番台）に比べて低減率大きい。

このように、免震化によって支承軸力は低減するが、構造の特徴によってその比率には差が出ている。

また、橋軸方向の応答値についても、免震化によって1/2~1/3に応答値が低下しており、どちらの方向にも支承軸力を大きく低減させる効果があることが明らかになった。

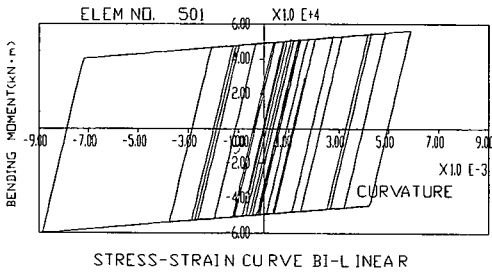


図-25 橋脚基部の履歴曲線

b) 橋脚曲げモーメント

橋軸方向と橋軸直角方向の橋脚の最大曲げモーメント応答値について、鋼製支承モデルと免震支承モデルを比較したものを図-23に示す。曲げモーメントの方向は入力地震動の方向と同じものをプロットしている。

橋軸方向入力では免震化により若干応答値が小さくなっているが、中間支点の橋脚（節点番号401, 423, 501, 523）では応答値にほとんど差が見られない。これはH橋の構造特性（鋼製支承の場合に上路桁はP37が固定支承、下路桁はP38が固定支承の2層構造）と橋梁全体が橋軸方向に同位相で振動するという振動モードに起因していると考えられる。

一方、橋軸直角方向に関しては、端支点、中間支点の各橋脚とも10～15MN・m曲げモーメントが低下しており、免震化の効果が明確である。

c) 橋桁変位

橋桁の変位を図-24に示す。格点番号1から83は下路桁の格点、201から283は上路桁の格点である（図-7参照）。下路桁の節点1, 25, 57, 83と上路桁の節点201, 225, 257, 283は支点、下路節点13, 41, 69と上路節点213, 241, 269は支間中央の節点である。変位の方向は入力地震動と同じものをプロットしている。

まず、値の大きい橋軸直角方向の地震動入力の応答値に着目すると、鋼製支承の節点57と257およびその両側の節点の応答値が免震支承の場合の応答値を上回っている。格点57と257はP38橋脚上の支点で、格点41, 69, 241, 269はその両側の支間中央の節点である。このように鋼製支承の応答値が免震支承の応答値に比べて2～3倍もの大きな値を示している理由は、支承反力が大きく橋脚の高いP38橋脚の基部が塑性化しているためである。図-25に橋脚基部の履歴曲線を示す。

支承の免震化は一般論として変位応答を増大させると考えられているが、H橋のような構造では、免震化が橋脚の塑性化を防止して、逆に応答値を減らすという効果もあることが明確になった。

免震支承の場合だけに着目すると、K橋の場合と同様に、端支点（1, 83, 201, 283）の応答値が中間支点

（25, 57, 225, 257）の応答値の約2倍となっている。支間中央では両端の支点の応答値を平均した値に近い応答値が得られている。これらの結果より、連続桁を免震化する場合には、端支点の橋軸直角方向変位の増大に配慮する必要がある。

橋軸方向の応答に関しては上路桁、下路桁とも、免震化により応答値が微増しているが、大差ないといえる。これは橋脚曲げモーメントの項での結果および考察に対応している。すなわち、本橋の構造特性と振動モードに起因している。

6. まとめ

本研究では、鋼桁が損傷するに至った過程を明らかにするため、まず兵庫県南部地震で支承周辺が損傷した2つの都市高架橋K橋とH橋に対し、橋桁、支承、橋脚、基礎構造からなる全体システムの非線形地震応答解析を実施した。K橋は鋼製およびコンクリート製の単柱橋脚を有しており、H橋は鋼製ラーメン橋脚を有している。

これらの解析結果から得られた知見と実際の損傷状況より、鋼橋の損傷メカニズムをまとめると、橋脚が単柱であるかラーメン構造であるかに拘わらず、以下のようなになる。

1. 主として橋軸直角方向の地震入力により、支承には従来の設計反力を上まわる鉛直力が作用した。
2. とりわけ、支承取付ボルトには引張強度を越える引張力が作用し、引張破断した（一次損傷）。
3. 取付ボルト切断後は、橋桁は支承の拘束を受けずに自由に振動し、支承や橋脚と衝突した。
4. 橋桁と支承の衝突により、支承の下フランジへの貫通、支承割れ、支承散逸等の二次的損傷が生じた。
5. H橋2層ラーメン橋脚の上層の柱や梁では、橋桁と脚柱の直接衝突により、フランジ陥没等の損傷が生じた。

次に、ボルトの破断から二次的損傷に至る過程を衝撃解析でシミュレートしたところ、結果は本文の写真で示したような実際の損傷状況とよく一致した。すなわち、ボルトが破断すれば橋桁や支承の損傷に至ることが解析的に裏付けられた。

これらの損傷を防ぐための耐震補強案として、支承を免震化した系で再び非線形地震応答解析を実施し、免震化前の応答値を比較して、免震化の効果を検証した。その結果得られた知見を以下に示す。

1. 支承損傷の原因となった支承に作用する軸力は免震化によって1/2以下に減少し、免震化は耐震性向上に効果がある。

2. 橋軸直角方向の橋脚曲げモーメントは免震化によって20%~60%低減し、効果が明確である。
3. 橋軸方向の橋脚曲げモーメントは、単柱橋脚の端支点と固定支承の中間支点では1/2程度に低減する。単柱橋脚の可動支承の中間支点やラーメン橋脚の各支点では免震化の効果は顕著ではない。
4. 橋軸方向の変位はK橋では免震化によって約2倍に増加するが、H橋ではほとんど変わらない。
5. 橋軸直角方向の変位は、鋼製支承を用いても橋脚基部が塑性化していない場合は、免震化によって応答値が2~3倍に増加する。
6. 橋軸直角方向の変位でも、鋼製支承を用いると橋脚基部が塑性化する場合には、免震化によって橋脚の塑性化がなくなり、応答値が1/3以下に低減することがある。
7. 免震化した連続桁の橋軸直角方向の変位応答に着目すると、橋脚が端柱かラーメン構造かには関わりなく、端支点の応答値は中間支点の応答値の約2倍となる。

このように、支承の免震化による橋梁全体の耐震性向上が明らかになったが、免震橋であっても取付ボルト等の支承部品の弱点部が橋梁全体系の損傷のトリガーに成り得ることには変わりはない。したがって、支承の各部品は、橋梁全体系の地震応答解析で算出される作用力に対して十分な耐力を有するように設計する必要がある。

また、このことを言い替えると、支承全体の免震化や取り替えが困難な場合には、取付ボルト等の弱点となる部品を補強すれば、支承としての耐力が増加し、橋梁全体の耐震性の向上にも効果がある。この点に関しては、文献27)に、金属支承の2軸載荷破壊実験において得られた知見をまとめているので、参照されたい。

ここで用いた耐震性向上策とその確認手法は単に箱桁形式の都市高架橋にとどまらず、他形式の鋼橋の耐震性向上にも応用できるものと考えている。

謝辞：本論文で解析した橋梁の諸元については、著者の一人が関係した土木学会関西支部「阪神・淡路大震災調査研究委員会」（委員長 京都大学 土岐憲三教授）で公表された資料等^{4),28)}を参考にした。また本研究を開始するに当たって、上記委員会における議論が参考になった。記して謝意を表す。

参考文献

1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路

大震災調査報告 土木建造物の被害 第1章橋梁，土木学会，1996. 12. 10

- 2) 阪神高速道路公団：阪神高速道路震災から復旧まで [写真集]，阪神高速道路管理技術センター，1997. 1. 17
- 3) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて—震災復旧工事誌，阪神高速道路管理技術センター，1997. 9. 30
- 4) 土木学会関西支部：大震災に学ぶ—阪神・淡路大震災調査研究報告書一，土木学会関西支部，1998. 6
- 5) 鋼橋技術研究会阪神・淡路大震災被害調査研究部会：阪神・淡路大震災被害調査研究部会報告書，鋼橋技術研究会，1999. 2
- 6) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No. 549/I-37, pp. 191-204, 1996. 10.
- 7) 才塚邦宏，宇佐美勉：コンクリート部分充填鋼製橋脚の終局耐震設計法と耐震実験による検証，土木学会論文集，No. 570/I-40, pp. 191-287, 1997. 7.
- 8) 後藤芳顕，王慶雲，高橋宣男，小畑誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則，土木学会論文集，No. 591/I-43, pp. 189-206, 1998. 4.
- 9) 宇佐美勉，渡辺孝一，金田一智章，岡本隆，池田茂：ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 591/I-43, pp. 219-232, 1998. 4.
- 10) 北田俊行，中井 博，中西克佳：鋼製箱形断面を有する橋脚柱の耐震性向上法に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 591/I-43, pp. 219-232, 1998. 4.
- 11) 大島俊之，三上修一，山崎智之，小倉祐介，石川義樹：M-φ関係が部分軟化する柱部材の非線形曲げ振動応答解析における安定性の検討，土木学会論文集，No. 598/I-44, pp. 211-226, 1998. 7.
- 12) 後藤芳顕，宮下 敏：アンカー部を考慮した一柱式鋼製橋脚の地震時終局挙動特性，土木学会論文集，No. 598/I-44, pp. 413-426, 1998. 7.
- 13) 陵城成樹，木代穰，小林寛，渡邊英一：箱形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究，構造工学論文集，Vol. 45A, pp. 1027-1035, 1999. 3.
- 14) 渡邊英一，杉浦邦征，北根英雄：地震時における橋梁構造物の3次元の挙動，構造工学論文集，Vol. 43A, pp. 897-906, 1997. 3.
- 15) 山平喜一郎，岡本好弘，遠藤誠治：橋梁全体系の非線形地震応答解析と免震支承の機能評価，土木学会第52回年次学術講演会概要集，pp. 244-255, 1997. 9
- 16) 山平喜一郎，西村宣男：3次元非線形地震応答解析

- による都市高架橋の支承の損傷要因分析, 土木学会第 53 回年次学術講演会概要集, pp. 294-295, 1998. 10
- 17) 山平喜一郎, 大塚久哲: 衝撃解析を用いた巨大地震時の鋼桁損傷メカニズムの考察, 土木学会第 54 回年次学術講演会概要集, pp. 432-433, 1999. 9
- 18) 山平喜一郎, 大塚久哲: 兵庫県南部地震における鋼桁損傷シミュレーション, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 897-900.
- 19) Yamahira, K. and Otsuka, H.: Study on the damages of steel girders by Hyogo-Ken Nanbu Earthquake using nonlinear seismic response analysis, *12th World Conference on Earthquake Engineering*, 0695, pp. 1-8, 2000. 1.
- 20) 藤野陽三, 阿部雅人, 宇佐美哲, 柳野和也, 阿部哲子, 森重行雄, 鶴野禎史: 金属支承に関連した兵庫県南部地震における道路橋の被害分析と終局水平挙動に関する実験的検討, 第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp. 191-197, 2000. 1
- 21) 長嶋文雄, 内田光彦: 既設の鋼製橋脚連続桁橋の免震化に関する研究, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp. 275-282, 1997. 5
- 22) 大島俊之, 山崎智之, 井上稔康, 大島巖, 佐藤孝英, 小林勝: 橋脚と鋼桁の剛結と端支点の免震化による連続桁の耐震性能向上, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp. 283-286, 1997. 5
- 23) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997. 3.
- 24) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996. 12.
- 25) 阪神高速道路公団: 既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(素案), 1997. 9.
- 26) 高橋芳彦, 大野友則, 太田俊昭, 日野伸一: 衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリートはりの弾塑性挙動に及ぼす材料のひずみ速度効果, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 1567-1580, 1991. 3
- 27) 大塚久哲, 山平喜一郎, 増田耕一, 栗木茂幸: 兵庫県南部地震における鋼製ピン支承の破壊プロセスに関する実験的考察, 鋼構造論文集, 第 7 巻第 28 号, pp. 19-31, 2000. 12.
- 28) 阪神高速道路公団, 社団法人日本橋梁建設協会: 3 号神戸線鋼構造物損傷・復旧状況調査 C D - R O M, 上部工編, 鋼製橋脚編, 支承編, 1997. 10
(2000. 8. 14 受付)

THE ANALYSIS OF STEEL GIRDER DAMAGE MECHANISM IN HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE AND VERIFICATION OF COUNTERMEASURES FOR SEISMIC SAFETY

Kiichiro YAMAHIRA and Hisanori OTSUKA

Nonlinear seismic response analysis of the two steel bridges with continuous girders and steel piers (single columns or rigid frames) was performed. As the result, it was understood that the tensile axial forces that exceeds the tensile strength of the set-bolts affected the steel support bearings. The collisions of the bridge girders with the bearing supports were simulated by the impact analysis using velocity and acceleration that were obtained by the total system analyses. These results are close resemblance to the actual damage situation. In conclusion, the fractured set-bolts of bearing by tensile force were first damages, and after that the collision of the girders with bearing supports caused secondary damages.

This paper also verified of the effectiveness of the seismic isolation for these two bridges.