

高架橋の地震時応答性状における桁間連結板のエネルギー吸収効果について

Effects of Absorbing Energy of Seismic Tie-Plates on Nonlinear Dynamic Behavior of Highway Viaducts

北海道大学大学院工学研究科 F 会員 林川 俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
 北海道大学大学院工学研究科 O 学生会員 村井 健二 (Kenji Murai)
 (株) 開 発 工 営 社 正会員 初山 雅敏 (Masatoshi Hatsuyama)

1. まえがき

先の兵庫県南部地震では、高速道路や新幹線、さらに地下鉄や新交通システムなどの都市交通施設に甚大な被害が発生した。特に、都市高速道路では数多くの高架橋が被害を受け、鋼製橋脚の局部座屈や脆性破壊のみならず、高架橋を構成する支保部や桁間連結板などの破損も見受けられた¹⁾。このため、落橋の被害に至った例が見受けられた。地震時に桁が橋脚から逸脱する落橋は、橋梁の機能だけでなく、下部の交通も遮断するため、絶対に避けなければならない崩壊形態のひとつである。震災後、示方書では従来、けたかかり長、落橋防止装置、および可動支承の移動制限装置で構成されていた落橋防止構造を再整理し、各構成要素の役割を明確にして、1) 下部構造や支承が破壊し、上下部構造に予期しない大きな相対変位が生じた場合に、落橋を防ぐけたかかり長、2) 下部構造や支承が破壊し、上下部構造にけたかかり長以上の相対変位が生じないようにする落橋防止構造、3) 支承が損傷した場合に、上下部構造の相対変位が大きくなるようにするための変位制限構造、4) 支承高が大きい鋼製支承などが破損した場合に、路面に車両の通行が困難となる段差が発生するのを防止する段差防止構造、以上の4項目からなる落橋防止システムとしている²⁾。このうち、落橋防止構造のなかでも桁間連結装置はタイバー形式の連結板(以下桁間連結板と称す)が多用され、桁遊間が広がる場合に隣接する桁の重量を利用して落橋を防止するように設計される。震災後、明らかになった桁間連結装置の損傷形態としては、連結板の破断、連結用ピンの曲がりや破断、取付け部の補強板や補剛材の破損などがあげられる。これらは、地震時における上部構造の慣性力によるもので、隣接する桁間で衝突が発生することにより起こると考えられる。最近では、この上部構造の慣性力を低減するためのゴム製緩衝装置に関する研究が数多く行われている³⁾。

震災以降、免震支承や積層ゴム支承で支持された長周期の高架橋が数多く建設されている。このような高架橋では、地震時における上部構造慣性力の伝達を大きく低減できるが、一方、桁の応答変位が増大し、隣接する桁同士で衝突が生じる可能性がある。また、高架橋の耐震設計に際しては、高架橋の各構造部材要素が必要な強度を満足するだけでなく、高架橋の全体構造システムとして耐震性能を確保することの必要性が指摘されている。以上の着目点から、隣接する桁の相互作用を考慮した高架橋全体構造システムとしての地震時応答性状を把握する必要があるものと

考えられる。

そこで、本研究では高架橋の支承条件、桁間連結板、隣り合う桁の相互作用および鋼製橋脚の材料および幾何学的非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析を行い、高架橋システムの応答性状について考察する。動的応答解析に際しては、鋼製橋脚および鋼製支承を有する2連の単純桁高架橋を対象として、上部構造の落橋防止システムとしての桁間連結板の効果が高架橋の地震時非線形挙動に与える影響について比較検討する。

2. 解析モデル

本研究では、単純桁が多径間にわたり連なる高架橋の中から一部を取り出し、図-1に示すような2連の単純桁高架橋を対象とする。上部構造の相接する桁端部に桁間連結板としてはり柱要素を挿入し、動的挙動を模擬することとする。

(1) 上部構造・橋脚

上部構造は支間長40m、総重量5880kNの合成桁とした。解析に際してはこれを断面二次モーメントと総重量が等価な鋼断面に換算することとした。橋脚は鋼製橋脚を対象とし、その断面幅を2.2m、板厚を0.05mの正方形箱形断面とした(図-2参照)。また、橋脚高さは図-1のようにP1、P2およびP3すべて20mとした。なお、上部構造および橋脚をはり柱要素にモデル化し、上部構造は1スパン40m

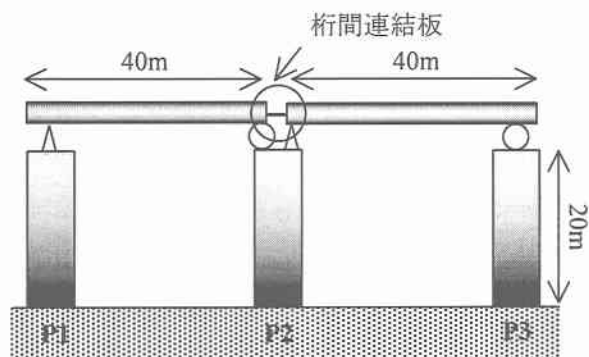


図-1 2連の単純桁高架橋

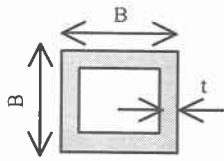


図-2 上部構造・橋脚および
桁間連結板の断面形状

表-1 上部構造および橋脚の断面諸元

	B (m)	t (m)
上部構造	1.612	0.082
橋脚	2.2	0.05

表-2 桁間連結板の断面諸元と降伏応力

	B (m)	t (m)	σ_y (N/mm ²)
Case1	—	—	—
Case2	0.100	0.005	235

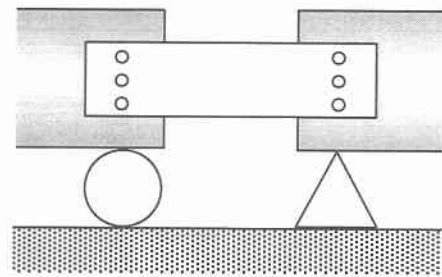


図-3 桁間連結板

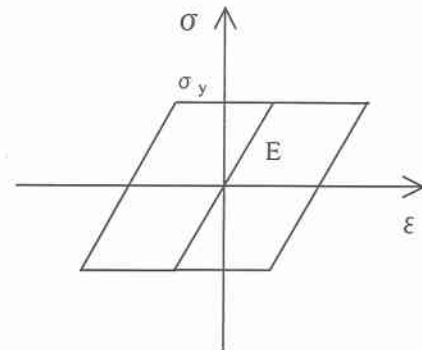


図-4 桁間連結板の $\sigma - \varepsilon$ 関係

を 8 要素に分割、橋脚は橋脚高さ 20m を 5 要素に分割した。上部構造および橋脚に用いる鋼材の $\sigma - \varepsilon$ 関係はバイリニア型になるものとし、ヤング係数 E を $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、降伏応力 σ_y を 235 N/mm^2 、塑性域のひずみ硬化を 0.01 としている。上部構造および橋脚の断面諸元を表-1 に示す。橋脚については、実際はそれぞれ設置する支承条件によって断面が異なるが、本研究ではすべて同じ断面としている。このため、可動支承のみを設置している P3 橋脚は応力的に余裕のある断面となっている。

(2) 支承

支承は、鋼製の固定支承と可動支承を対象とし、1 つの支承を水平、鉛直、回転の 3 方向のばね要素にモデル化した。鉛直および回転方向は線形ばねとし、水平方向は線形ばねおよび非線形ばねにより固定支承および可動支承を模擬している。鉛直ばねは支承部の鉛直方向の剛な結合条件を表すために十分大きなばね定数 (1.7 GN/mm) を設定し、回転方向ばねにはヒンジの条件を満足するように小さなばね定数 ($10.0 \text{ MN} \cdot \text{mm/rad}$) を設定した⁴⁾。なお、P1 橋脚には固定支承、P3 橋脚には可動支承、そして P2 橋脚には固定支承および可動支承の双方を設置した。

(3) 桁間連結板

本研究では、従来用いられてきたタイバー形状の連結板を解析対象としている。連結板の概略を図-3 に示す。本来、連結板と桁はピンにより結合されているが、本研究では、上部構造と同じはり柱要素モデルとして取り扱うこ

ととし、連結板と桁は剛結とした。連結板の断面は、正方形箱型断面とし、上部構造および橋脚と同様なヤング係数および降伏点を持つバイリニア型の非線形はり柱要素にモデル化した。連結板が塑性変形し、塑性ひずみエネルギーとして地震力の吸収を行うことを考慮している。なお、連結板の断面諸元を表-2 に、 $\sigma - \varepsilon$ 関係を図-4 に示す。ここで、連結板のエネルギー吸収効果を検討するために、比較対照として連結板を設置しない解析モデルを Case1 とし、連結板を設置した解析モデルを Case2 とした。

(4) 地盤

基礎地盤の影響は水平、鉛直、回転の 3 方向のばね要素を用いることによって考慮したが、ここでは、基礎の耐力が橋脚の耐力よりも十分大きいものと考え、地盤ばねはすべて弾性ばねとした。各地盤ばねは、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編²⁾を参考にして、水平方向、鉛直方向、回転方向に対してそれぞれ 2.38 MN/mm 、 7.13 MN/mm 、 $5.94 \times 10^4 \text{ GNmm/rad}$ の値を用いた。

3. 解析方法および入力地震波

本研究において採用した非線形動的応答解析方法は、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮し、はり柱要素の有限要素法と Newmark β 法 ($\beta = 1/4$) および修正 Newton-Raphson 法を併用した平面骨組構造のための弾塑性有限変位動的応答解析を用いた。また、構造減衰に関しては質量比例型を仮定し、1 次の固有振動モードに対する

表-3 解析モデルの固有振動数と固有周期

1st	f (Hz)	T (sec)
Case1	1.30	0.76
Case2	1.36	0.73

減衰定数を 0.05 とした。本研究では、構造物の吸収エネルギーについて後に考察するが、次の手順によりエネルギーを算出した。一般に、構造物の地震応答解析を行うときの多自由度系の運動方程式は次式ようになる。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{\ddot{z}\} \quad (1)$$

$[M]$ は質量マトリックス、 $[C]$ は減衰マトリックス、 $[K]$ は剛性マトリックス、 $\{x\}$ は構造物の応答変位ベクトルであり、 z の2階微分が入力地震波の加速度である。式(1)の両辺に構造物の応答速度ベクトルの転置を乗じて時刻 t で積分するとエネルギーのつり合い式となる。その場合、式(1)の左辺において、左から運動エネルギー、減衰エネルギー、ひずみエネルギーとなる。右辺は、入力エネルギーである。弾塑性有限変位動的応答解析に用いた入力地震波は、兵庫県南部地震発生時に観測された地震波などから作成されたⅡ種地盤用標準波のN-S成分を入力地震波として用い、解析モデルの橋軸方向に作用させた。

4. 解析結果

動的応答解析に先立ち、解析モデル Case1 および Case2 それぞれについて固有振動解析を行った。可動支承においては、地震時においてすべりの状態が支配的であると考えて、そのばね定数を 10.0N/mm とした。固定支承については、十分剛であると考えてそのばね定数を 1.7GN/mm とした。なお、1次モードの固有振動数および固有周期を表-3に示す。桁間連結板を設置していない Case1 に比べ、桁間連結板を設置した Case2 において、固有振動数は大きくなり、固有周期は小さくなる。これは、桁間連結板を設置したことにより、解析モデル全体の剛性が高まるためと考えられる。

(1) 桁間連結板の σ - ϵ 関係

桁間連結板を設置した Case2 における連結板の σ - ϵ 関係を図-5 に示す。これより、設定した降伏点 $\sigma_y = 235\text{N/mm}^2$ で桁間連結板が降伏し、大きく塑性変形していることが確認できる。また、 $\epsilon = -0.04$ 付近において応答が濃くなっていることから、何度も履歴応答を繰り返し、その塑性変形の繰り返しの中で、地震力を塑性ひずみエネルギーとして吸収するものと考えられる。

(2) 橋脚基部の M- ϕ 関係

図-6、7 に Case1 および Case2 の P1 橋脚基部および P2 橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係を示す。図-6 より、Case1 において、P1 および P2 橋脚基部の塑性化が見

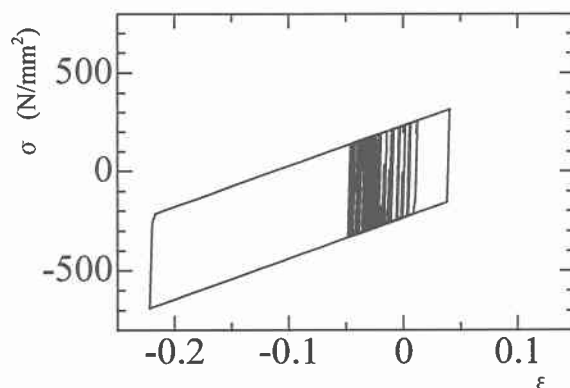


図-5 桁間連結板の σ - ϵ 関係

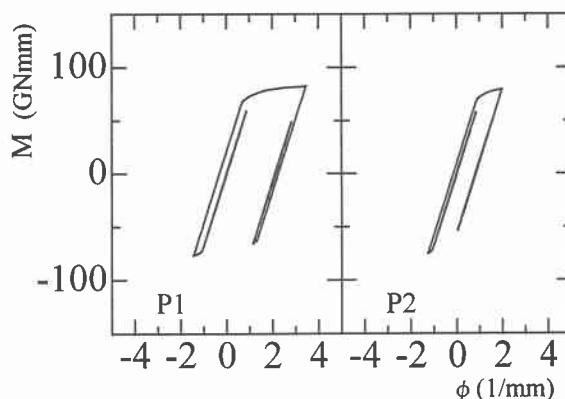


図-6 橋脚の M- ϕ 関係 (Case1)

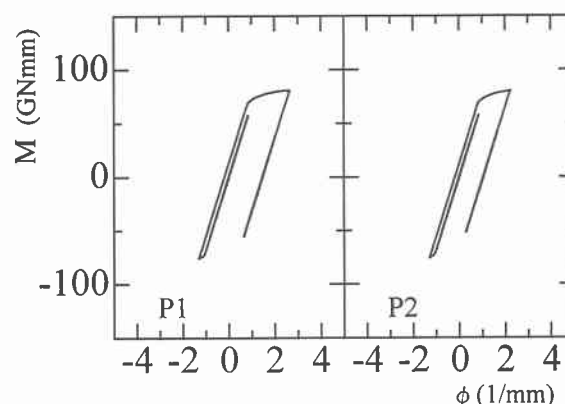


図-7 橋脚の M- ϕ 関係 (Case2)

受けられる。また、P2 橋脚基部に比べ P1 橋脚基部の塑性化が大きいことがわかる。これは、2連の上部構造が連結されていないために上部構造の慣性力が P1 橋脚基部に集中したためと考えられる。一方、図-7 より Case2 においては、Case1 と同様に P1 および P2 橋脚基部の塑性化が見受けられる。しかし、Case1 とは異なり P1 橋脚基部への上部構造の慣性力集中は顕著に見受けられない。これは、2連の上部構造が桁間連結板により連結され、2径間連続高架橋のようになり上部構造の慣性力が分散化されたものと考えられる。さらには、桁間連結板により地震力を塑性ひずみエネルギーとして吸収したため、P1 橋脚基部の塑性化が低減されたものと考えられる。

(3) エネルギー曲線

図-8、9に Case1 および Case2 のエネルギー曲線を示す。ここでのエネルギーとは、構造物が吸収するエネルギーを意味する。Case1 および Case2 ともに、主要動が起こる 6 秒付近で応答が大きく現れ、その後、一定の値に収束することがわかる。各吸収エネルギーに着目すると、全体に占める割合が一番大きいのは減衰エネルギーで、次いでひずみエネルギーであり、運動エネルギーは非常に小さいものとなっている。解析が終了する 20 秒の時点でのひずみエネルギーの値は、Case1 において 80GNmm、Case2 において 69GNmm あり、Case1 に比べ Case2 におけるひずみエネルギーが小さくなっている。ここで、ひずみエネルギーは、橋脚の塑性域の増大にともない大きくなるものであり、このことから、桁間連結板を設置した Case2 における橋脚基部の塑性化が低減されたことが確認できる。

(4) 上部構造の応答加速度

図-10 に左右の上部構造の応答加速度を示す。左の上部構造の応答加速度に着目すると、6 秒付近以降において、桁間連結板が設置されている Case2 の上部構造の応答加速度が大きくなっていることがわかる。応答加速度が大きいと、上部構造の慣性力が大きくなり、橋脚基部の塑性化が大きくなると言える。しかし、先に述べたように、Case2 においてこのことは見受けられない。これは、連結板がエネルギー吸収することにより、橋脚の塑性化が低減されたものと考えられる。また、右の上部構造の応答加速度に着目すると、全体的に、桁間連結板が設置されている Case2 の上部構造の応答加速度が大きいことがわかる。これは、連結板により上部構造が連結され、2 径間連続高架橋のようになったためと考えられる。

5. あとがき

本研究では、2 連の単純桁高架橋を対象として、上部構造の落橋防止システムとしての桁間連結板のエネルギー吸収効果が高架橋の地震時応答性状に与える影響について検討した。

今回の検討では、2 連の単純桁高架橋の橋軸方向についてに限られるが、落橋防止構造の一つである桁間連結板により、地震力を塑性ひずみエネルギーとして吸収することによって、固定支承を有する橋脚への、上部構造の慣性力の集中を低減させる可能性があり、さらには、下部構造が破壊することによる落橋を防ぐ可能性があることを示した。今後の課題として、今日様々な落橋防止構造が開発されているが、桁間連結板にとどまらず、様々な落橋防止構造についての検討をする必要がある。また、桁間連結板に低降伏点鋼を用いることにより、塑性ひずみエネルギー吸収の増加を図ることによる地震力の低減に、さらなる可能性もある。これらの課題を、今後検討していく予定である。

【参考文献】

1) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会：鋼構造物の安全性の調査報告－阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について、土木学会、1995.5、2)

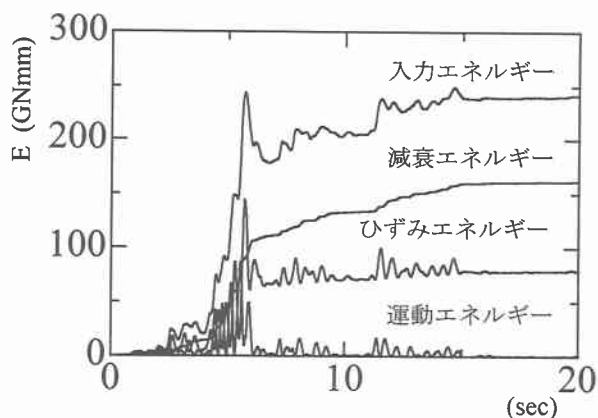


図-8 エネルギー曲線 (Case1)

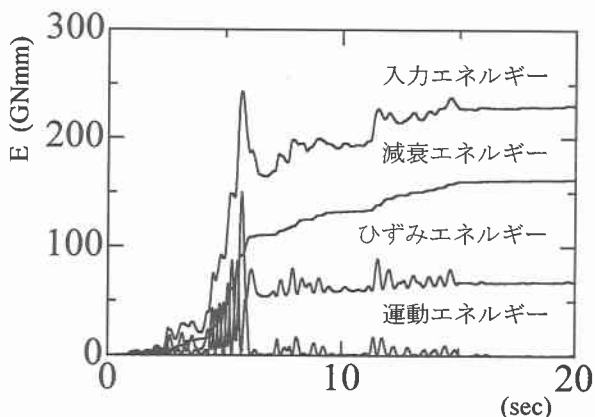


図-9 エネルギー曲線 (Case2)

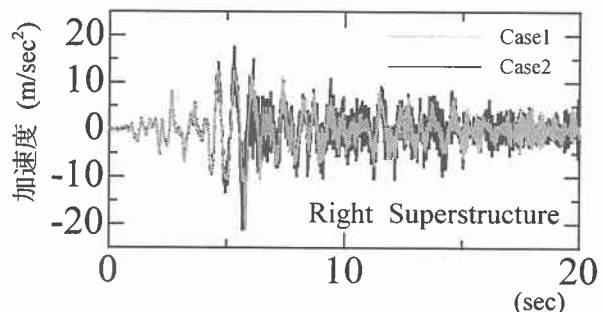
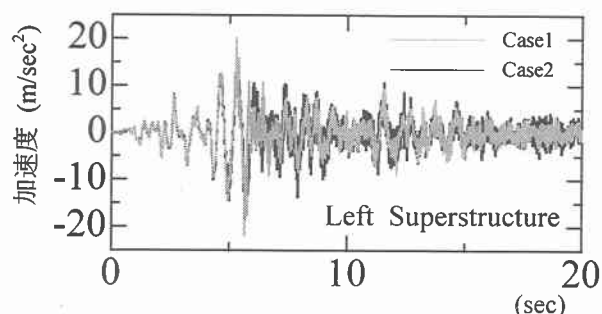


図-10 上部構造の応答加速度

日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編、平成 8 年 12 月、丸善、1996、3) 庄司学・川島一彦：ゴム製緩衝装置による隣接桁間の連結効果、土木学会第 54 回年次学術講演会、pp.420-421、1999.9、4) 林川俊郎・佐野雅章・大嶽敦郎・中島章典：橋脚長の異なる高架橋の大地震時非線形挙動、土木学会北海道支部論文報告集、第 54 号(A)、pp.156-161、1998.2