

高架道路橋システムにおける 地震時損傷配分の最適化の試み

庄司学¹・藤野陽三²・阿部雅人³

¹正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)

²フェロー Ph.D. 東京大学教授 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113 東京都文京区本郷7-3-1)

³正会員 Ph.D. 東京大学講師 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113 東京都文京区本郷7-3-1)

1995年兵庫県南部地震レベルの強い地震動に対しては高架道路橋に補修可能な損傷を許すという前提に立つと、桁、支承、橋脚、基礎に損傷を合理的に配分するという考え方が必要になる。本論文では、高架橋をこれらの要素で構成される構造システムととらえ、高架橋全体で耐震性能を確保するために配分すべき損傷量の算定方法について提案する。各要素の損傷度と補修コストとの関係を兵庫県南部地震による被害データにより定量化し、設計レベルに応じた建設コストの変化を橋梁関係の専門家に対する調査により求めた。これらと非線形動的地震応答解析の結果を結び付け、免震支承、コンクリート充填鋼製橋脚、杭基礎で構成される高架橋システムの建設コストと補修コストの和が最小となる損傷配分を試算した。

Key Words : damage allocation, elevated highway bridge, inelastic response analysis, initial cost, repair cost, seismic design, structural system

1. はじめに

これまでの我が国の道路橋の耐震設計基準は、落橋防止構造などの構造細目やRC橋脚に対する地震時保有水平耐力照査が過去の震害を踏まえて追加されてきた¹⁾とは言え、震度法を主体に構成されてきた。震度法による設計はいわゆる強度に対する照査を基本としており、損傷を前提としない設計と言える。

しかし、1995年兵庫県南部地震により直下地震の破壊的地震動が明らかになり、また、高架橋の被害の甚大さ²⁾、そしてそれが社会・経済活動に与えたインパクトの大きさなどを考慮すると、震度法を基本とする耐震設計法の抜本的見直しは必須である。事実、建設省は道路橋示方書の改訂を行い³⁾、兵庫県南部地震での地震動レベルを踏まえて、ある程度の損傷を許容する耐震設計体系に再構築することを試みている。

兵庫県南部地震レベルの強い地震動に対して、ある程度の損傷はやむを得ないと考えると、高架橋全体での耐震性能をいかに確保するか、より具体的に言えば、桁、支承、橋脚、基礎から構成される高架橋に損傷をどのように配分するかという問題が生じ

る。このことを高架橋の耐震設計法の中でどのような形で取り入れていくかは、動的解析法の活用とともに、より合理的な設計基準策定に関連して重要な課題と思われる。

高架橋の各要素への損傷の最適配分は、1つには経済性の問題である。建設コストと地震時損傷の間にはトレードオフの関係があり、両者のバランスから最適配分が決まるからである。また同時に力学的合理性の問題でもある。すなわち、直列的構造システムとなっている高架橋において、地震時にある要素が非弾性域に入り損傷が生じれば、地震力の伝達が変化し、他の要素の損傷が軽減されるという意味でトレードオフの関係があり得るからである。このように経済性と力学的合理性という二重のトレードオフの中で最適な解を見出していくという面が高架橋の地震時損傷配分問題にはあり、学術的な意味からも興味深い課題である。

しかしながら、高架橋システム全体としての耐震性を高めることの重要性は、兵庫県南部地震以来特に強く指摘されている⁴⁾⁵⁾ものの、定性的・概念的な議論にとどまっており、設計への具体的な対応策が明確に示されるに至っていない。その主な原因は、高架橋全体の損傷の中での各要素の損傷の定量的評

価、重み付けについて、これまであまり議論されることがなかったためであると考えられる。

そこで本研究では、兵庫県南部地震時における高架橋の被害状況を調査し、高架橋の各要素の損傷を補修コストの形で定量化し、一方で補修コストとトレードオフの関係にある各要素の耐震設計レベルを建設コストで定量化した。そして、それらの関係を、1例として免震支承、コンクリート充填鋼製橋脚、杭基礎で構成される高架橋システムに対して適用し、非線形動的地震応答解析と組み合わせることによって、好ましい(最適な)損傷配分を試算した。

2. 本研究の目的・研究方法

(1) 本研究の前提

本研究を進めるに際し、以下の前提を置く。

第一に、「兵庫県南部地震レベルの震央地震動に対しても備える」という立場に立つ。兵庫県南部地震レベルの地震の発生頻度は500年から1000年あるいはそれ以上に一度とも言われるが、その頻度を地震学的に精度よく評価することは現段階では困難である⁶⁾。また、本論文で扱う高架橋は都市インフラストラクチャーの中で重要な位置を占め、その供用期間も実際には非常に長くなると考えられる。以上のような状況を踏まえ、この安全側と考えられる前提を置くものである。同時に、重要度の高い構造物については兵庫県南部地震の地震動レベルに備えるという社会的コンセンサスも形成されつつあるように思われる。

また、兵庫県南部地震レベルの地震力に対して、高架橋に損傷を全く許さず、弾性設計によって高架橋を設計することは不可能ではないとしても大きな経済的負担となる。そこで、第二の前提として、「補修可能な損傷は許す」という立場に立つ。

(2) 本研究の目的・研究方法

本研究の目的は、(1)で述べた2つの前提を踏まえつつ、高架橋の各要素の損傷度と建設コストとのバランスの中で最適な損傷配分を定量的に求め、システムとしての高架橋の耐震設計のあり方を考察することにある。

ここで、研究方法について具体的に説明する。なお、本研究のフローを図-1に示す。

耐震設計レベル(例えば設計地震力)によって、地震動を受けた場合の高架橋の損傷度は異なる。高い設計レベルで建設すれば損傷度は低くなるが、建設コストは当然高くなる。一方で、低い設計レベルで建設すれば、建設コストは低くてすむが、被災した

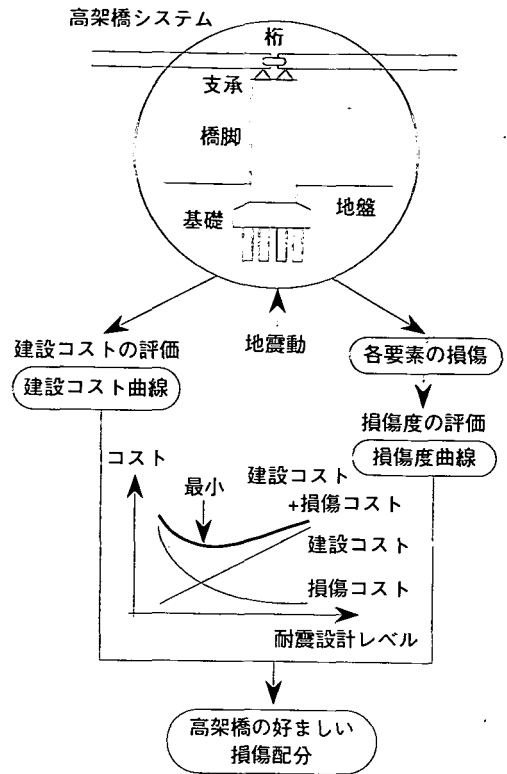


図-1 本研究のフロー

場合の損傷は大きくなる。このように、高架橋の耐震性能を耐震設計レベルに応じた建設コストと、地震動を受けた後の損傷(コスト)で評価し、両者のバランスがとれた好ましい設計レベルを求めることができる。つまり、本論文で考える「好ましい設計レベル」とは、建設コストと損傷(コスト)の和が最小になるように各要素に損傷を配分させ、かつそれらの損傷が物理的にその要素固有の許容値内に収まっている状態を意味する。

この考え方に従うと、建設コストと損傷(コスト)の定量化がおのおのについて必要となる。そこで、前者については耐震設計レベルと建設コストとの関係を、一方、後者については地震応答と損傷度との関係を求めることにする。本論文では、それらの関係曲線を作成し、おのおのを建設コスト曲線、損傷度曲線と呼ぶことにする。

(3) 既往の研究と本研究の関連

ここで、本研究と関連のある既往の研究について整理する。

まず、力学的な視点から高架橋の損傷配分を考察した例として、土岐ら⁷⁾⁸⁾の研究がある。各要素の損傷度を最大応答塑性率あるいは履歴吸収エネルギー

を用いて評価し、入力地震動、橋脚高さ、杭本数、フーチング寸法をパラメータに、RC橋脚と杭基礎の損傷分布の傾向を非線形動的解析によって調べている。橋脚と基礎の相対的な強度差によって橋脚と基礎の間で損傷にトレードオフの関係が認められるなどの結果から、橋脚と基礎の連成を考慮した合理的な耐震設計法の必要性を指摘している⁸⁾。

一方、経済的な視点から耐震設計のレベルを論じたものとして、ビルディングの分野ではWhitman, Cornellの研究⁹⁾、道路橋の分野では野中らの研究¹⁰⁾などがある。文献10)では、耐用期間内に道路橋がもたらす総便益と総費用に対して費用・便益モデルを構築し、幾つかの都市について最適な設計水平震度の検討を行っている。片山¹¹⁾は、このような費用・便益モデルから現実的に意味のある解を得ることが困難であることを認識しつつも、「地震災害の諸相を被害額で统一的に評価できる方法の確立が急務である」と指摘している。

このような中で本研究の意義は、1)力学的視点と経済的視点を組み合わせてシステムとしての高架橋の耐震設計のあり方を示し、2)具体的な検討においては兵庫県南部地震時の実被害データから高架橋の損傷度を評価することにある。

3. 実被害に基づく高架橋の損傷度調査

(1) 損傷度曲線で用いる尺度

損傷度曲線とは、横軸に各要素の損傷を表す物理的尺度、縦軸に損傷に伴う影響をはかる尺度を定め、それらの関係を各要素に対して求めたものである。

本論文では、横軸の各要素の損傷を表す物理的尺度に、応答継続時間中の最大変位を降伏変位で除した値である、最大応答塑性率(以下、塑性率)を用いる。橋脚の損傷評価を行う際には従来から主として塑性率が用いられてきており、支承と基礎の損傷評価に対しても降伏点の定義を明確にした上で塑性率で行うことにした⁸⁾。

縦軸の損傷に伴う影響度については、橋の損傷が単なる物的損失にとどまらず、機能停止により社会・経済活動の停滞をひき起こすため、本来ならその間接的影響まで含めたコストで評価するべきである。しかし、その評価は容易なことではなく、その評価法自体が非常に大きなテーマとなる¹²⁾。そこで、本論文ではより直接的で定義のはっきりした補修コストを尺度として用いることにした。

また、震災後の社会・経済活動の回復の度合いとより結びついた尺度として復旧期間が考えられる。これについてもデータ収集を行い、若干ではあるが

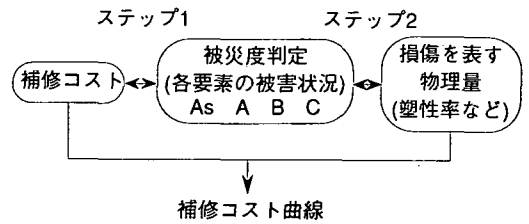


図-2 補修コスト曲線の作成手順

分析を加えることにした。

(2) 補修コスト曲線の作成方法

損傷度曲線概念は一般的であって、横軸と縦軸には適用する側の考え方に合った尺度を用いればよい。本論文では塑性率と補修コストの関係曲線を求めるので、以下では限定的に補修コスト曲線と呼ぶ。

補修コスト曲線は、阪神高速道路公団の復旧担当者から被害データを収集し、ヒアリング調査を行うことによって作成した。塑性率と補修コストの関係を直接的に求めることが困難であったので、阪神高速道路公団が被害状況に応じて定めた被災度判定を介して次の手順を踏むことにした(図-2参照)。

はじめに、被災度判定と補修方法との対応づけを行い、その補修方法から補修コストを概算する。第一のステップによって、各要素に対して被災度判定と補修コストを関係づけることができる。次に、被災度判定と塑性率との対応づけを既往の実験結果、ならびに現場実験結果などを参考に行う。

以上の2つのステップを経ると、被災度判定を介して、各要素に対して塑性率と補修コストの関係を求めることができる。なお、被災度判定に対応する各要素の被害状況¹³⁾、補修方法を表-1に示す。表-1は、阪神高速道路公団が兵庫県南部地震に際して用いた高架橋の被災度判定の定義である。

(3) 被災度判定と補修コストの関係

a) 調査対象とする高架橋

補修コスト曲線における塑性率と補修コストの関係は、単柱形式とラーメン形式の橋脚で異なるなど、高架橋の各要素の構造形態によって異なる。

そこで、調査対象として、兵庫県南部地震で被害を受けた阪神高速道路3号神戸線の中から、都市内高架橋の典型例であるT型単柱橋脚を有する高架橋を選び出した。その諸元を表-2に示す。表-2の高架橋は昭和39年の設計示方書レベルに準拠して設計されたものである。

なお、震災後、阪神高速道路3号神戸線では、支承に対しては被災の有無に関わらず基本的には免震

表-1 各要素の被災度判定と被害状況¹³⁾, 補修方法の関係

		As	A	B	C	Bs,Cs ^{注)}
桁	被害状況	落橋	桁の折れ曲がり	過大な変形・座屈	小規模な変形・座屈	
	補修方法	再構築	再構築	切断・交換 桁端調整	変形修正 桁端調整	
RC脚	被害状況	崩壊	倒壊・半倒壊 主鉄筋はらみだし	中破壊 主鉄筋はらみだし 剥りコンクリート剥離 クラック0.5mm以上	小破壊 クラック0.5mm以下	土中部破壊 傾斜
	補修方法	再構築	再構築	RC脚巻き立て	樹脂注入	
鋼製脚	被害状況	柱部完全圧壊 柱部全周クラック 圧縮座屈	2面以上の座屈 柱部一部クラック 圧縮座屈	1面程度の座屈 軽微なクラック	塗料の剥離 軽微な座屈 局所的なクラック	
	補修方法	再構築	部材交換	変形修正 部材交換	変形修正	
杭基礎	被害状況	損壊	損壊	杭頭、中間部クラック	軽微なクラック	
	補修方法	増し杭	増し杭	増し杭	樹脂注入	

注) 1次判定の後に判明した被害に対する判定

表-2 調査対象とする高架橋諸元

桁	1桁(5主桁) RC床版 幅員: 17.6m スパン: 30m 橋面積: 528m ² 鋼重: 1190kN Box桁(2Box) RC床版 幅員: 17.6m スパン: 50m 橋面積: 880m ² 鋼重: 2590kN
支承	金属支承から免震支承へ交換
橋脚	T型張り出し式 橋脚高さ: フーチング上面より10.8m 断面寸法: 2.0m×2.0m RC橋脚の場合: 柱部容積: 55m ³ 梁部容積: 55m ³ 鉄筋量: 216kN 鋼製橋脚の場合: 柱部鋼重: 314kN 梁部鋼重: 294kN
基礎	場所打ち杭 II種地盤 フーチング寸法: 7.0m×7.0m×2.0m 杭径: 1m 杭長: 10m 杭数: 9本

支承を含むゴム系の支承に交換する作業が行われた。そのため、支承の補修コストは被災度に応じて変化せず、一律の値となるため、以下で作成する被災度判定と補修コストの関係図の中には含めなかった。

b) 被災度判定と補修コストの関係図

調査の結果、得られた各要素の被災度判定と補修コストの関係を図-3に示す。図-3には建設コストの

概算値を併せて示した。また、被災度判定と復旧期間の関係図を図-4に示す。なお、図-3における補修コストの算定時の仮定と内訳、ならびに図-4の復旧期間の内訳については付録-1の中で参考資料として示した。

図-3,4は、全ての作業が工程通りに順調に進んだと仮定して算定したものである。例えば、作業効率は高架橋下の一般道路の交通規制の程度によって大幅に低下する。また、兵庫県南部地震による被害は広範囲かつ大規模であり、作業機材の手配も通常とは比べものにならないくらい困難な状況となりうる。したがって、震災直後に算定した図-3,4、そして付録-1の各数値が、条件いかんでは結果的に大幅に変わりうることをことうわすしておく。なお、防音壁や防音シートの設置などの環境対策工事に関わる費用や日数は見積もらなかった。

図-3の補修コストには、補修時に必要となる材料費だけでなく建設重機のリース費用や人件費も含まれている。また、作業工程に沿ってみると支保工の架設作業などの準備工事に必要な費用も含まれている。As,Aレベルの被災度判定の場合には、補修コストが準備工事費用、撤去工事費用、ならびに損傷に伴う再構築費用の総和となるため、補修コストは建設コストを上回る。なお、各種費用の算定時には、それらに関わる作業を全て同時点(1996年1月)に行ったと仮定し、材料費や人件費などの価格変動は考えていない。

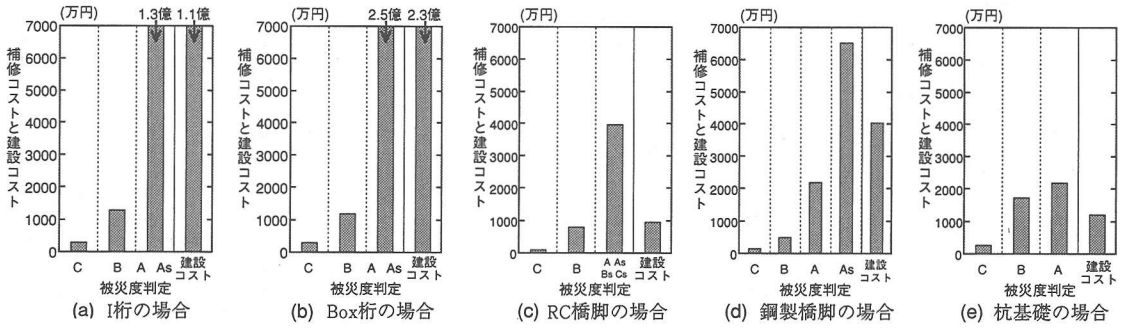


図-3 各要素の被災度判定と補修コストの関係

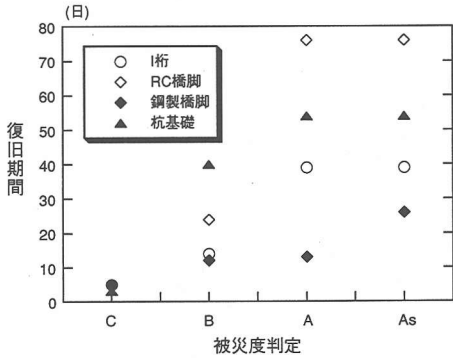


図-4 被災度判定に対する復旧期間

図-4の復旧期間については、作業が毎日行われた場合のネットの日数で表した。ただし、図-4で示した日数は現場における作業日数であり、資材の工場製作に関わる日数や搬入に必要な日数は含まれていない。

前提で述べたように、激震を受けた際の高架橋に許容される損傷の目安を迅速に補修可能なレベルということにすると、どの要素においてもAsやAレベルが許されることにはならず、B,Cレベルに留めることが要求される。このことを踏まえて図-3を見ると、B,Cレベルの損傷範囲では桁や杭基礎の補修コストが他の要素に比べて大きい。このことは桁や杭基礎に大きな損傷を負わせることが適切ではないことを示唆している。

また、図-3(c),(d)よりRC橋脚の補修コストは鋼製橋脚よりも低くなるが、一方で図-4より復旧期間は長くなるのがわかる。

4. 建設コストの調査

(1) 建設コスト曲線の作成方法

耐震設計レベルに応じて建設コストは当然、変化する。建設コスト曲線は本来ならば試設計によって求めるべきであるが、ここでは10名の橋梁関係の専

門家(支承メーカー：1名、ゼネコン：5名、橋梁メーカー：4名、大学関係者：1名)に対する調査によることにした。

高架橋の各要素の耐震性能は強度と靱性の両方に依存する。しかし、ここでは各要素に靱性が十分付与されていると仮定し、耐震設計レベルの尺度として降伏震度のみを選び、降伏震度に対する建設コストの変化を調査した。ここで用いる降伏震度の定義は、各要素の降伏強度をその要素より上部にある要素の重量で除した値とする。

基準とする降伏震度は免震支承が0.1、橋脚と杭基礎が0.2とした。その時の橋脚と杭基礎の建設コストは表-2の諸元に対応する付録-1の値を用いて求め、免震支承の建設コストは桁がBox桁の場合を想定し、付録-1に示した既存桁から免震桁への交換費用をそのまま用いた。また、変化させる降伏震度の範囲は現実的な値となるように、免震支承は0.1から0.5、橋脚と杭基礎は0.1から1.0とした。

なお、桁の設計は耐震上の制約から決まることが少ないことから¹⁴⁾、その建設コストは降伏震度に関係なく一律の値と考え、本論文における試算の中では見積もらないことにした。

(2) 調査結果

調査結果を図-5に示す。

図-5より、鋼製橋脚と杭基礎の調査結果は回答者によってばらつきが少なく、一方で免震支承とRC橋脚の結果はややばらついていることがわかる。また、鋼製橋脚の建設コストは各降伏震度において他のものよりも格段に大きくなるために、高架橋全体の建設コストに占めるシェアとしては、桁の建設コストを除くと鋼製橋脚の建設コストが最も支配的となることが示唆される。

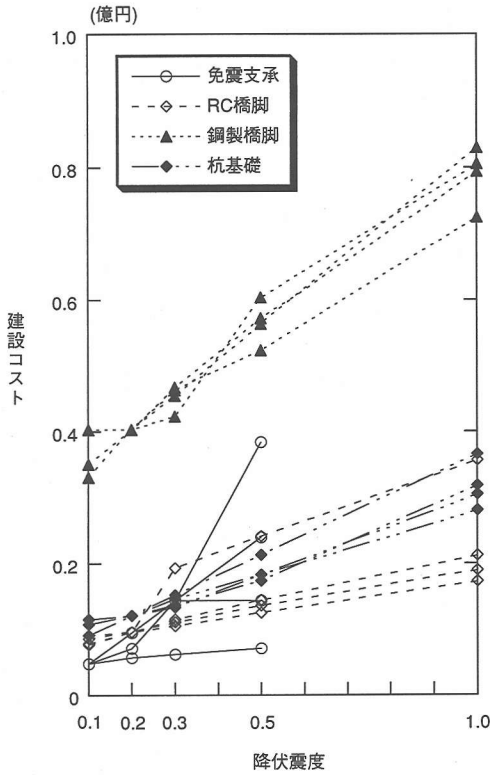


図-5 建設コストの降伏震度に対する変化

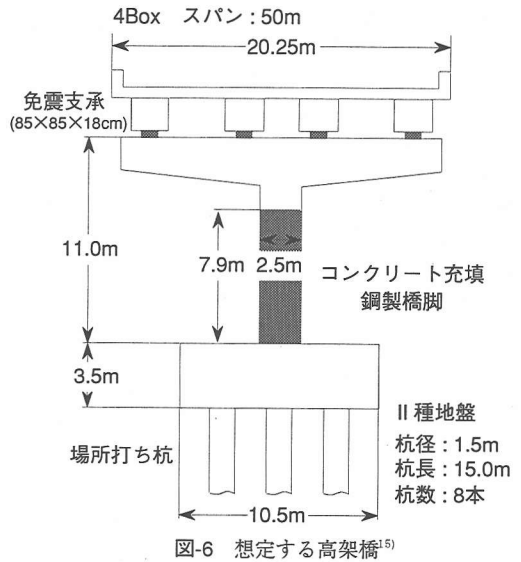


図-6 想定する高架橋¹⁾

表-3 被災度判定と塑性率の対応^{16)~22)}

	D	C	B	A	As
免震支承 *注1)	~17 (~250)	17~ (250~)	~34 (~500)	34~ (500~)	
RC橋脚	~2.0	2.0~4.0	4.0~6.0	6.0~8.0	8.0~
鋼製橋脚 *注2)	~4.0	4.0~6.0	6.0~8.0	8.0~10.0	10.0~
杭基礎	~0.9	0.9~1.5	1.5~3.5	3.5~	

注1) 免震支承の場合、上段が塑性率、下段がせん断ひずみ(%)を表す。

注2) コンクリート充填

5. 補修コスト曲線と建設コスト曲線の作成

(1) 対象とする高架橋

3章では、阪神高速道路3号神戸線から表-2の高架橋を調査対象として選び出し、被災度判定と補修コストの関係図を作成し、4章では建設コストの降伏震度に対する変化を橋梁関係の専門家に対して調査した。以下では、被災度判定と塑性率の関係を求め、図-3と組み合わせることによって補修コスト曲線を作成し、また、建設コストの調査結果から建設コスト曲線を作成する。

その際には、震災後の阪神高速道路3号神戸線の復旧状況を考慮して図-6の高架橋¹⁾を対象とすることにした。具体的には、桁は鋼箱桁、支承は免震支承(高減衰免震ゴム支承)、橋脚はコンクリート充填T型単柱鋼製橋脚、基礎は場所打ち杭をそれぞれ想定した。

(2) 補修コスト曲線の作成

a) 被災度判定と塑性率の関係

補修コスト曲線の作成にあたり第二のステップとして、図-6の高架橋に対して被災度判定と塑性率の対応づけを行った。その結果を表-3に示す。各被災度判定に対して塑性率に幅を持たせるかたちで表現

している。以下に各要素における設定の根拠を記す。

免震支承について

免震支承の荷重-変位の履歴曲線が安定したバイ・リニア型を示す境界として設計時に目安とする、せん断ひずみ250%¹⁶⁾を免震支承の損傷開始点と仮定した。想定する高架橋の免震支承のゴム厚は免震設計マニュアル¹⁶⁾に従って設計すると18cm(図-6参照)となり、45cm以上の水平変位で免震支承が損傷すると考えたことになる。そして、ゴムの破断ひずみとされるせん断ひずみ500%¹⁶⁾を免震支承の完全な破壊点と仮定した。

せん断ひずみ250%から500%の範囲ではゴムの内部的な損傷は生じうるが、クラックなどの外見的に明らかな損傷は生じにくい。せん断ひずみが500%から600%を越えると突発的にゴムが破断し、免震支承は破壊する。そこで、このような免震支承の破壊形態を踏まえて、せん断ひずみ250%から500%の

範囲を被災度判定Cから判定Bとある程度の幅を持たせて対応づけ、せん断ひずみ500%以上を判定A以上と対応づけた。補修方法は、判定Cから判定Bの時は免震支承の補修作業を行わず、判定A以上の場合には全ての免震支承を交換すると仮定した。

表-3には、文献15)を参考に免震支承の降伏震度を0.15(降伏変位で2.6cm)に設定した場合のせん断ひずみ250%と500%に対応する塑性率を記した。

コンクリート充填鋼製橋脚について

宇佐美、才塚^{17),18),19)}は補剛材を十分に有するコンクリート鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験を行っている。表-3はその結果に基づいて作成した。特にその中でも供試体基部を実際の橋脚基部に模して行った文献18)の実験結果を参考にした。

塑性率4でフランジ面基部と上ベースプレートの溶接部にクラックの発生、塑性率6でそれらのクラックの進展、塑性率8でウェブ面へのクラックの波及、ならびに局部座屈の発生、塑性率10で水平荷重の低下開始という損傷履歴である。この損傷履歴と表-1の実被害の状況を照らし合わせて、塑性率4から6の範囲を判定C、6から8の範囲を判定B、8から10の範囲を判定A、10以上を判定Asとそれぞれ対応づけた。

なお、補剛材が少ない、あるいはコンクリートを充填しない鋼製橋脚では靱性を確保することが難しく、表-3の値よりもかなり小さくなることをことわっておく。

杭基礎について

阪神高速道路公団が実施した実杭の水平載荷試験結果^{20),21),22)}を参考に表-3を定めた。対象とする杭基礎は埋立地に打設された9本の場合所打ち杭である。実験によると、約12cmの水平変位で杭体が降伏し、剛性低下が始まり、約43cm付近の水平変位で杭頭部のクラックが中立軸を越え、杭体が終局状態に達した²²⁾。つまり、終局状態の塑性率は3.5程度となる。

杭体の損傷開始点は杭体にクラックが入り始める付近、すなわち降伏点以前(塑性率0.9付近)からであると仮定した。そして、降伏点から終局点の間の塑性率1.5付近を境に樹脂注入レベルの損傷から増し杭レベルの損傷に移行すると仮定し、最終的に塑性率0.9から1.5の範囲を判定C、1.5から3.5の範囲を判定B、3.5以上を判定A以上とそれぞれ対応づけることにした。なお、地盤の流動化の影響は全く考慮していない。

ところで、表-3の被災度判定と塑性率の対応づけには、次のような問題点がある。まず、支承につい

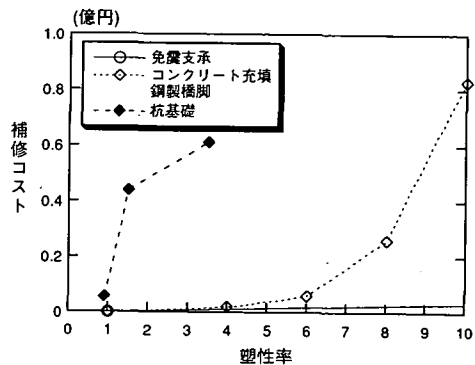


図-7 補修コスト曲線

ては免震支承を採用した高架橋の被害データがこれまでなく、仮定が現実的であるかどうか判断する材料が少ないこと、次に、コンクリート充填鋼製橋脚と杭基礎については参考にした実験の条件や供試体のパラメータが本論文で想定する高架橋のそれと対応していないことである。

被災度判定と塑性率の対応づけは、補修コスト曲線の精度を直接的に左右するため、非常に重要である。ここでは、既往の実験結果や専門家からの意見を参考に、ある程度割り切って表-3のように決定したことをことわっておく。

b) 補修コスト曲線の作成例

図-3と表-3と組み合わせることによって補修コスト曲線(図-7)が得られる。

図-3の作成時に想定した高架橋諸元(表-2)と表-3の作成時に想定した高架橋諸元(図-6)は異なる。そのため、コンクリート充填鋼製橋脚と杭基礎については図-3の補修コストを図-6の高架橋に対応するように使用する鋼材とコンクリートの量に比例させて修正した²³⁾。免震支承の補修コストは実質的に表-3の被災度判定A以上の場合の交換費用のみとなるため、図-6に示した諸元に相当する免震支承を製作する時の材料費用を計算し、その値を免震支承の補修コストとした。

図-6の鋼製橋脚にはその耐力と変形性能が向上するようにコンクリートが充填されているのに対し、補修コストはコンクリートが充填されていない鋼製橋脚のコスト(図-3(d)参照)を用いている。前者の方が損傷を受けたとき、その補修が難しいことも予想されるが、ここではこの点は考慮しなかった。

また、安全側の設定となるように、ある被災度判定における塑性率の代表値は、表-3に示した塑性率の幅の下限値を用い、異なる被災度間は線形補完することによって図-7を作成した。なお、図-7では横軸の塑性率の上限を図の見やすさの観点から10としている。免震支承の補修コストについては、被災度

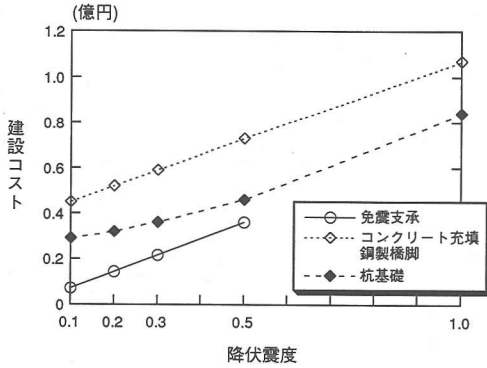


図-8 建設コスト曲線

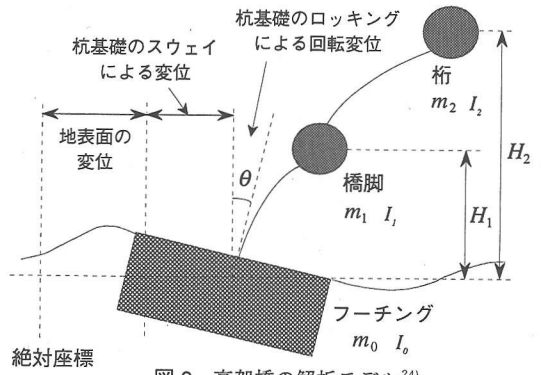


図-9 高架橋の解析モデル²⁴⁾

判定A以上の損傷を表す塑性率³⁴(表-3参照)と塑性率1の間を結んで線形補完した線が図-7には示されている。

図-7より、杭基礎では塑性率が低い段階で増し杭のために補修コストが大きくなるのがわかる。また、コンクリート充填鋼製橋脚については塑性率が高くなると倒壊レベルの損傷に達し、その再構築費用が非常に大きくなるため補修コストは急増する。

(3) 建設コスト曲線の作成

4章では、表-2の高架橋諸元に基づいて降伏震度に対する建設コストの変化を調査し、図-5にまとめた。ここでは、図-6の高架橋に対応するように、コンクリート充填鋼製橋脚と杭基礎の建設コストについては使用する鋼材とコンクリートの量に比例させて図-5の値を修正した²³⁾。また、免震支承の建設コストについては、図-6の諸元に対応する免震支承を製作する際のコストを基準とする降伏震度の時の建設コストとし、図-5の結果を用いて求めた。

それらの結果から要素ごとに一つの関係曲線を選び出し、建設コスト曲線(図-8)を作成した。その際には、各要素に対して建設コストの値を平均化することも考えられたが、免震支承とコンクリート充填鋼製橋脚については橋梁メーカーの専門家の試算結果を、杭基礎については文献14)をそれぞれ根拠として図-8のようにまとめた。

6. 高架橋システムの損傷配分の試算

(1) 高架橋の解析モデル

補修コスト曲線を用いる際に必要となる情報は要素ごとの塑性率であり、本論文ではこれらの値を非線形動的な地震応答解析によって求める。その際に用いる、図-6の高架橋を対象とした解析モデルを以下のように設定した。

図-9に示すように地盤変形による基礎のスウェー

表-4 各質点の重量(kN), 回転慣性(kN・m・s²), フーチング重心位置からの高さ(m)^{15),26)}

	重量	回転慣性	高さ
桁	11760(m_2)	9.445×10 ³ ($I_1 + I_2$)	14.9(H_2)
橋脚	980(m_1)		13.5(H_1)
フーチング	9210(m_0)	9.445×10 ³ (I_0)	0.0

表-5 各要素の初期勾配ならびに塑性2次勾配¹⁵⁾
(kN/m, 基礎ロッキングのみkN・m/rad)

	初期勾配	塑性2次勾配
免震支承	6.782×10 ⁴	1.402×10 ⁴
鋼製橋脚	1.547×10 ⁵	6.316×10 ³
基礎スウェー	4.212×10 ⁵	1.646×10 ³
基礎ロッキング	2.594×10 ⁷	7.313×10 ⁴

表-6 各要素の粘性減衰(%)^{1),28)}

	粘性減衰
免震支承	0
鋼製橋脚	1
基礎スウェー	10
基礎ロッキング	10

とロッキングを考慮した3質点4自由度系でモデル化した^{24),25),26)}。桁、橋脚、フーチングを3質点とし、免震支承、コンクリート充填鋼製橋脚、杭基礎の復元力・減衰力特性をバネとダッシュポットで表した。各要素の復元力特性は全てバイ・リニア型でモデル化した。なお、杭基礎の復元力特性については、Hardin-Drnevich型の履歴モデルを採用する場合も多いが^{7),8),25)}、バイ・リニア型でも履歴特性を十分に評価できると考えた²⁷⁾。

各質点の重量、ロッキング振動に寄与する各質点の回転慣性、フーチング重心位置から各質点までの高さ、バネの復元力特性値、ダッシュポットの粘性減衰の値は文献1),15),26),28)を参考に表-4~6のよ

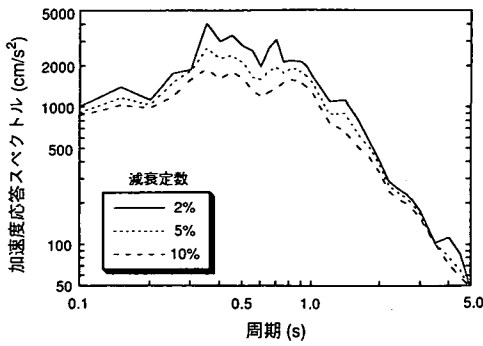


図-10 神戸海洋気象台NS成分による加速度応答スペクトル

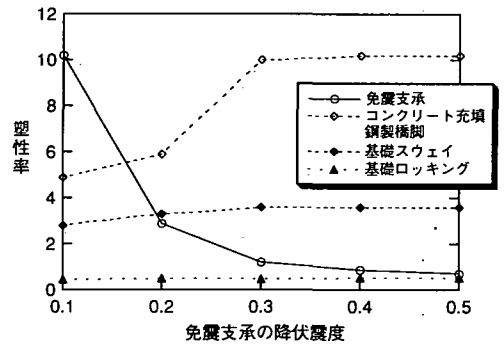
表-7 固有周期 (s)と振動モード形

	固有周期	振動モード形
1次モード	1.25	免震支承が卓越するモード
2次モード	0.29	スウェイが卓越するモード
3次モード	0.19	橋脚とロッキングが卓越するモード(同位相)
4次モード	0.10	橋脚とロッキングが卓越するモード(逆位相)

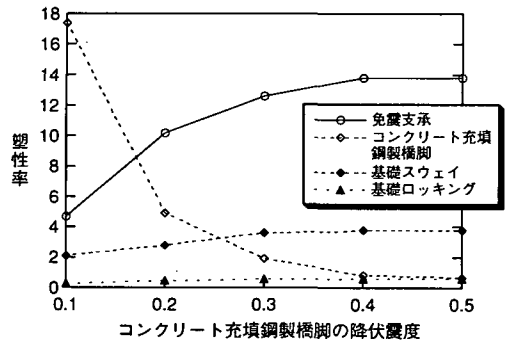
うに定めた。表-4中の括弧内の記号は図-9で用いたものに対応する。ただし、桁と橋脚の各重心回りの回転慣性を正確に求めることは困難であったため、桁と橋脚の回転慣性の和がオーダー的にフーチングの回転慣性と同じになると考え、それと同じ値を見積もることとした。

杭基礎のスウェイバネとロッキングバネの復元力特性は、フーチング下面に水平力とモーメントを同時に載荷した場合の水平力・水平変位の関係、モーメント・回転角の関係から求めた¹⁵⁾。その際の杭基礎の解析モデルには、杭体の降伏、地盤抵抗の塑性化、フーチングの浮き上がりという現象を追跡することができるものを用いており、その解析から得られた荷重・変位曲線を用いて変位が急増し始める点を、ここでは杭基礎の降伏点と定義した³⁾。すなわち、杭基礎の降伏を、スウェイとロッキングで個別に定義したのではなく、杭基礎全体の降伏ととらえたので、以下で行う解析時には両者の降伏震度を同じ値に設定した。

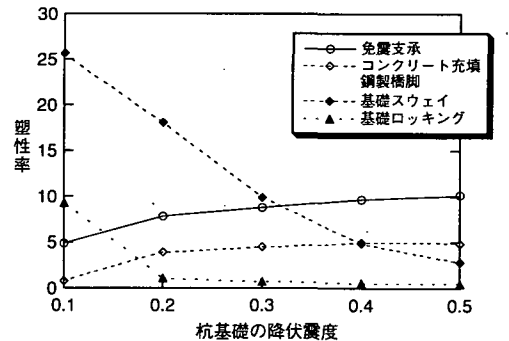
図-6の高架橋はII種地盤を想定しているが、兵庫県南部地震における代表的な強震記録である神戸海洋気象台(I種地盤)の記録を用いることにした。JR鷹取駅などでの記録を用いても結果に本質的な違いはないと考えている。参考のために、神戸海洋気象台NS成分の減衰2%,5%,10%における加速度応答スペクトルを図-10に示す。また、設定した高架橋モデルの固有周期と振動モード形を表-7に示す。



(a) コンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度が0.2, 杭基礎の降伏震度が0.5の場合



(b) 免震支承の降伏震度が0.1, 杭基礎の降伏震度が0.5の場合



(c) 免震支承の降伏震度が0.1, コンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度が0.2の場合

図-11 各要素の塑性率の変化

時刻歴積分は4次のルンゲ・クッタ法で行い、その際の時間刻みは、表-7の4次固有周期が0.10秒であることを考慮して神戸海洋気象台NS成分記録の時間間隔0.02秒の32分割である0.000625秒とした。

(2) 損傷分布の傾向

免震支承、コンクリート充填鋼製橋脚、杭基礎で構成される高架橋システムの損傷配分を検討する前段階として、本節では、各要素の降伏震度を変化させた場合の各要素の損傷分布の傾向を調べた。

図-11(a)には、コンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度を0.2, 杭基礎の降伏震度を0.5に定め、免震支

承の降伏震度を0.1から0.5に変化させた場合の各要素の塑性率の変化を示す。

図-11(a)より、免震支承の降伏震度を高めると免震支承の塑性率は当然減少するが、一方、鋼製橋脚の塑性率が増加し、また杭基礎の塑性率も漸増することがわかる。これは免震支承の強度を高めると、桁の慣性力が鋼製橋脚や杭基礎に伝達し、鋼製橋脚や杭基礎の負担が高まるためである。

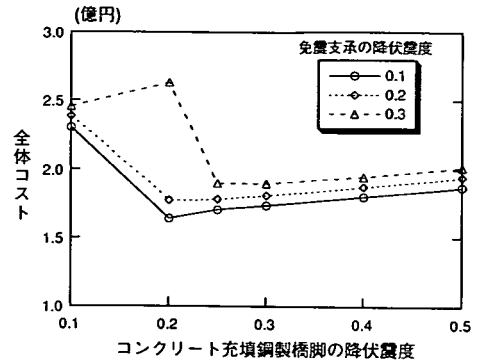
図-11(b)には、免震支承の降伏震度を0.1、杭基礎の降伏震度を0.5に定め、コンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度を0.1から0.5に変化させた場合の各要素の塑性率の変化を示す。鋼製橋脚の塑性率の減少とともに、免震支承や杭基礎の塑性率が増加することがわかる。

図-11(a),(b)の場合のように杭基礎の降伏震度を比較的高く設定した時には、免震支承やコンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度を変化させても杭基礎への負担がそれほど高まるわけではなく、免震支承と鋼製橋脚の間での損傷のやりとりが支配的になっている。しかし、視点を転じて図-11(c)のように杭基礎の降伏震度を0.1から0.5に変化させると、杭基礎の塑性率が大きく変化するとともに、杭基礎の強度が免震支承とコンクリート充填鋼製橋脚の損傷に対して影響を与えていることがはっきりわかる。

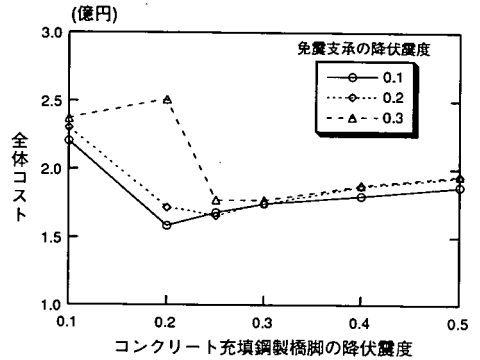
図-11の結果より、ある要素の設計レベルの変化が他の要素の損傷量に与える影響は大きく、1) 要素間にはトレードオフの関係があること、2) 一つの要素の耐震性能を高めるだけでは高架橋システムの損傷量のバランスは必ずしも改善されないことなどがわかる。2)の傾向については支承に減衰を付加した際にも見られたが、それについては付録2で触れる。

(3) 最適損傷配分の試算

高架橋は、異なった要素が組み合わさって一つのシステムを形成する。そこで、各要素の建設コストの総和を高架橋システムの建設コストとし、一方で非線形動的地震応答解析から求められる塑性率を補修コスト曲線に適用し、被災後に予想される各要素の補修コストを求め、それらの総和を高架橋システムの補修コストとすれば、高架橋システムの耐震性能をコストという一つの尺度、すなわち建設コストと補修コストの和で評価することができる。以下では、図-7の補修コスト曲線と図-8の建設コスト曲線を活用し、上記の方法に従って想定する高架橋システムの最適損傷配分を試算する。なお、図-7の補修コスト曲線に適用する杭基礎の塑性率には、スウェー振動とロッキング振動に対する塑性率のどちらか大きい値を用いることにした。



(a) 杭基礎の降伏震度が0.5の場合



(b) 杭基礎の降伏震度が0.9の場合

図-12 全体コストの変化

具体的には、免震支承とコンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度を0.1から0.5、杭基礎の降伏震度を0.2から1.0に変化させた場合に、その組み合わせの中から建設コストと補修コストの和が最小となる好ましい損傷配分を求めた。以下では、建設コストと補修コストの和を全体コストと呼ぶ。

ここで、図-12(a),(b)に杭基礎の降伏震度を0.5と0.9に定めた場合の全体コストの変化を示した。図の横軸はコンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度、縦軸は全体コストを表している。

まず、図-12において免震支承の降伏震度に注目すると、その降伏震度が低いほど全体コストが下がり、経済的な高架橋システムになることがわかる。免震支承の高い変形性能を利用して、可能な限り免震支承に塑性変形を許す設計が好ましいと言える。しかし、免震支承の最大変位は計算上では、杭基礎の降伏震度を0.5に設定した場合で約25cm、0.9に設定した場合では約30cmに達しており、免震支承の大変位に対する伸縮継目の設計、あるいは桁端部の衝突による損傷を考慮すると、免震支承の降伏震度は0.1付近が下限と考えられる。

次に、図-12においてコンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度に注目すると、0.2よりも低い場合は倒

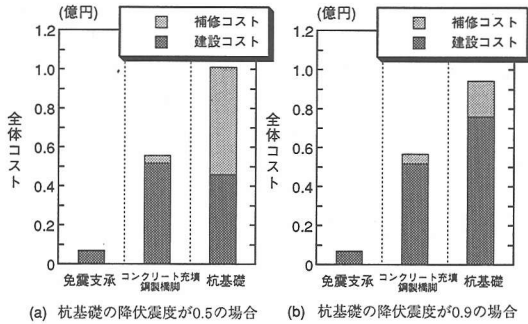


図-13 建設コストと補修コストの内訳

壊のために全体コストが引き上がってしまうことがわかる。一方、0.2よりも高い場合は、倒壊はしないものの建設コストが大きくなるために全体コストも緩やかに大きくなる。そのため、0.2付近の降伏震度の場合が最も経済的となり、過大な補修コストにならない程度の損傷(塑性率にして5程度、図-11参照)で収まる。つまり、力学的にはコンクリート充填鋼製橋脚のエネルギー吸収能力を積極的に利用する設計である。

また、図-12(a),(b)のいずれにおいても、降伏震度が0.2のとき、免震支承の降伏震度を0.3とするとスパイク的に全体コストが大きくなる。これはコンクリート充填鋼製橋脚の損傷が急激に増大し、倒壊レベルに達するためである。

なお、橋脚に大きな損傷が生じると傾斜などが生じ、間接的に桁や支承に損傷が生じることがある。また、橋脚が損傷を受けて再構築(被災度判定でA, As)になる場合も桁を取り替えざるをえないことが多い。これらは兵庫県南部地震から得られた教訓である。図-12を求める際にはこのことは考慮していないが、コンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度を0.1にしたケース、またコンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度を0.2かつ免震支承の降伏震度を0.3にしたケースでは橋脚が再構築になるので、そのときは桁の再構築コスト(図-3(b)参照)が上乘せされる可能性が高い。この影響を考慮に入れると、図-12(a),(b)の凹曲線は、コンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度が0.2以下でさらにシャープに立ち上がるので、かなり敏感な最適値問題と見なすことができる。

図-12(a),(b)を比較したとき、杭基礎の降伏震度を変化させても全体コストには大きな違いがないように見える。図-13に示すのは建設コストと補修コストの内訳であり、免震支承の降伏震度を0.1、コンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度を0.2に定め、杭基礎の降伏震度を0.5と0.9に設定した場合のものである。

図-13(a)より、杭基礎の降伏震度を0.5に定めた場

合は、増し杭を必要とする損傷量になるため、杭基礎の補修コストは大きくなる。一方で、図-13(b)の0.9に設定した場合は樹脂注入が必要となる程度の補修作業で済むために補修コストは低くなる。前者が塑性率3程度の損傷、後者が塑性率1程度の損傷にそれぞれ対応する。

ところが、両者の建設コストには差があるので、杭基礎の降伏震度を0.5に定めた場合と0.9に定めた場合では結果的に全体コストがほぼ等しくなってしまう。しかし、等しい全体コストであるならば、建設コストは大きくなるが杭基礎の降伏震度を0.9程度に設定し、損傷を避けるというのが一つの見識であろう。

以上の結果をまとめると、図-6の高架橋システムを想定した場合は、免震支承の降伏震度を0.1程度に、コンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度を0.2程度に、杭基礎の降伏震度を0.9程度に設計すれば建設コストと補修コストの和が最小となり、高架橋システムとして構造的にも経済的にも好ましい損傷配分ということになる。すなわち、免震支承に可能な限りの塑性変形を許し、コンクリート充填鋼製橋脚に補修可能な程度の塑性変形を許し、杭基礎は軽微な損傷に抑えるという設計方針になる。なお、この時の各要素の塑性率は、免震支承が10程度、コンクリート充填鋼製橋脚が5から6、杭基礎が1.0から1.5の範囲にあり、現実的にも十分に対応できる値であることを確認している。

ところで、復旧仕様の考え方²⁹⁾に基づいて文献15)の中で試設計されたコンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度は0.5程度である。これに対して今回の試算で得られたコンクリート充填鋼製橋脚の最適な降伏震度は0.2程度で、やや低い値になる。これは、コンクリートが充填された鋼製橋脚に対しては塑性変形をより積極的に許すべきだということである。しかし、コンクリート充填鋼製橋脚の動的耐力や損傷履歴の特性が確定的につかみきれていない点、また、本論文では塑性率という指標のみを用いて最適化を試みている点などを考慮すると、コンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度を0.2にまで落として良いのかという疑問は残る。この点についても今後の研究課題である。

なお、本論文では各要素に対して補修可能な程度の損傷配分を前提に考察してきた。そこで仮に、免震支承のみに塑性変形を許し、コンクリート充填鋼製橋脚と杭基礎の挙動を弾性域内に収めるためには、免震支承の降伏震度を0.3程度、コンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度を0.5程度、杭基礎の降伏震度を1.1程度まで高めなければならず、そのため全体

コストは2割程度増加する。金属支承を用いるとすればさらに大きな値となることは容易に想像できる。つまり、経済性と耐震性能を兼ね備えた高架橋システムを目指すのであるなら、損傷配分という考え方は必要になる概念なのである。

7. まとめ

本研究では、兵庫県南部地震レベルの地震動に対して備えるが、補修可能な程度の損傷は許すという前提に立ち、桁、支承、橋脚、基礎の各要素で構成される高架橋システムに対して、各要素へ損傷を合理的に配分し、高架橋全体で耐震性能を確保するという考え方を提示した。具体的には、高架橋の耐震設計レベルを反映する建設コストと被災後に予想される補修コストとの和が最小となる損傷配分を試算した。

なお、試算時には、免震支承(高減衰免震ゴム支承)、コンクリート充填鋼製橋脚、杭基礎で構成される高架橋システムを1例として想定し、モデル化を行った。

得られた知見を以下に示す。

- 1) 兵庫県南部地震で得られた高架橋の実被害データを用いて、各要素の物理的な損傷度(塑性率)と補修コストを結びつける補修コスト曲線を作成した。また、橋梁関係の専門家に対する調査によって耐震設計レベルに応じた建設コストの変化を表す建設コスト曲線を作成した。
- 2) 基礎のスウェイとロックングを加味した3質点4自由度系で対象とする高架橋をモデル化し、各要素の降伏震度をパラメータに、神戸海洋気象台の強震記録を入力して非線形動的地震応答解析を行った。その結果、ある要素の設計レベルの変化が他の要素の損傷に与える影響は大きく、力学的にトレードオフの問題があることが示された。
- 3) 補修コスト曲線と建設コスト曲線を用いて、各要素の降伏震度を変化させ、その組み合わせの中から建設コストと補修コストの和が最小となる好ましい損傷配分を、非線形動的地震応答解析を介して求めた。その結果、免震支承の降伏震度を0.1程度に、コンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度を0.2程度に、杭基礎の降伏震度を0.9程度に設計したケースがバランスのとれた損傷配分をもたらすことが示された。同時に、この時の塑性率は、免震支承が10程度、コンクリート充填鋼製橋脚が5から6、杭基礎が1.0から1.5の範囲にあり、設計においても十分に対応できる値であることを確認した。この設計レベルは、

免震支承には可能な限りの塑性変形を許し、コンクリート充填鋼製橋脚には補修可能な程度の塑性変形を許し、杭基礎は軽微な損傷に抑えるという設計を意味する。

本研究の意義は、兵庫県南部地震における高架橋の被害と補修状況を調査し、高架橋の耐震性能と損傷度の関係をコストという一般的な尺度で評価した点、さらにシステムとしての高架橋の耐震設計について考察を加えた点にある。具体的な数値には詰めるべき点が多々残されているが、高架橋の耐震設計の新しい方向性が模索されている中で一つの考え方を示唆するものと考えている。

なお、高架橋システムとしてここで用いているモデルは3質点4自由度系、バイリニア型復元力特性という単純化されたものであり、また入力地震動も神戸海洋気象台の記録に限定している。実際の高架橋に広く採用されているRC橋脚を含め、モデルの精緻化、入力地震動の違いに対する最適解の感度など残された検討課題も多い。「損傷配分の最適化」についてより一般性をもって議論できるよう、さらに検討を進めていきたい。

謝辞：本研究を進めるにあたり、阪神高速道路公団神戸第二建設部石崎浩課長、南荘淳課長補佐、復旧建設部林秀侃課長、川北司郎係長(それぞれの所属は研究当時のもの)には有用な資料と貴重な御意見をいただきました。また、研究の方向づけにあたり東京工業大学川島一彦教授には有益なアドバイスを、そして(株)長大の矢部正明氏、尾山靖史氏にはモデルパラメータに関して色々とお知らせをいただきました。非線形時刻歴応答解析プログラムの作成に際しては、東京大学大学院若原敏裕氏(現、清水建設技術研究所)と北川徹哉氏(現、日本大学)の助力をいただきました。最後に、ヒアリングや建設コストの調査に参加していただいた全ての方々には心より御礼を申し上げます。

付録-1

図-3における補修コストの算定時の仮定と内訳を表-8(a)~(d)に、図-4における復旧期間の内訳を表-9(a)~(d)にまとめた。以下に参考資料として示す。なお、各表の中の値は設計現場で慣用的に使われている重量単位でそのまま記した。

表-8(a) 桁の被災度判定と補修コストの関係

被災度判定	補修コスト
As	撤去工 (切断, 撤去)
A	RC床版 1500万 主桁 600~700万 再構築 I桁の場合: RC床版 $528\text{m}^2 \times 4.2\text{万}/\text{m}^2 = 2200\text{万}$ 主桁 $121\text{tf} \times 71.2\text{万}/\text{tf} = 8600\text{万}$ Box桁の場合: RC床版 $880\text{m}^2 \times 4.2\text{万}/\text{m}^2 = 3700\text{万}$ 主桁 $264\text{tf} \times 71.2\text{万}/\text{tf} = 18800\text{万}$ 伸縮部交換 600~700万 (工場製作費含む) 既存沓から免震沓へ交換 I桁 5 (箇所) $\times 120\text{万} = 600\text{万}$ Box桁 4 (箇所) $\times 120\text{万} = 480\text{万}$
B	I桁の場合: (5主桁2m切断 (1tf) と仮定) 工場製作費 $5 \times 60\text{万}/\text{tf} = 300\text{万}$ 架設費 1000万 (準備工事費含む) Box桁の場合: 1200万 伸縮部交換 As,Aと同じ費用 既存沓から免震沓へ交換 As,Aと同じ費用
C	2箇所損傷と仮定 $2 \times 150\text{万} = 300\text{万}$ 伸縮部修正 70万 既存沓から免震沓へ交換 As,Aと同じ費用

表-8(b) RC橋脚の被災度判定と補修コストの関係

被災度判定	補修コスト
As	撤去工 (切断, 撤去) 3000万
A	鋼製梁の場合:
Bs	橋脚工 800万
Cs	鋼製梁工 工場製作費 1600万 架設費 200万 RC梁の場合: 柱部 $54.7\text{m}^3 \times 5.1\text{万}/\text{m}^3 = 280\text{万}$ 梁部 $55.0\text{m}^3 \times 7.0\text{万}/\text{m}^3 = 385\text{万}$ (型枠費と打設費を含む) 鉄筋工 $22\text{tf} \times 13.0\text{万}/\text{tf} = 300\text{万}$
B	RC巻き立て 800万
C	樹脂注入 100万

表-8(c) 鋼製橋脚の被災度判定と補修コストの関係

被災度判定	補修コスト
As	準備工 (支保工2基と仮定) $2 \times 1000\text{万}/\text{基} = 2000\text{万}$ 撤去工 (切断, 撤去) 500万 再構築 柱部 $32\text{tf} \times 65\text{万}/\text{tf} = 2080\text{万}$ 梁部 $30\text{tf} \times 65\text{万}/\text{tf} = 1950\text{万}$
A	1ブロック7~8tfと仮定 準備工 (支保工2基と仮定) $2 \times 700\text{万}/\text{基} = 1400\text{万}$ 部材交換 工場製作 $8\text{tf} \times 50\text{万}/\text{tf} = 400\text{万}$ 現場 $8\text{tf} \times 50\text{万}/\text{tf} = 400\text{万}$
B	複数面 500万 単面 200万 水平材パネル座屈3面と仮定 400~500万
C	熱加工の上, 鉄板接着 溶接 150万 (足場設置, クレーンリース費含む)

表-8(d) 杭基礎の被災度判定と補修コストの関係

被災度判定	補修コスト
As	杭基礎建設コスト
A	杭径:1m 杭長:10m 杭数:9本 フーチング寸法:7m \times 7m \times 2m 杭 $9 \times 40\text{万}/\text{本} = 360\text{万}$ フーチング $98\text{m}^3 \times 5\text{万}/\text{m}^3 = 500\text{万}$ 土留め $36\text{m} \times 10\text{万}/\text{m} = 360\text{万}$ 12本増し杭すると仮定 杭 $12 \times 60\text{万}/\text{本} = 720\text{万}$ フーチング (容量200m ³ 増加) $200\text{m}^3 \times 5\text{万}/\text{m}^3 = 1000\text{万}$ (掘削工, 鉄筋工含む) 土留め $48\text{m} \times 10\text{万}/\text{m} = 480\text{万}$
B	9本増し杭すると仮定 杭 $9 \times 60\text{万}/\text{本} = 540\text{万}$ フーチング (容量150m ³ 増加) $150 \times 5\text{万}/\text{m}^3 = 750\text{万}$ (掘削工, 鉄筋工含む) 土留め (シートパイル打設) $44\text{m} \times 10\text{万}/\text{m} = 440\text{万}$
C	9本全てに行くと仮定 $9 \times 30\text{万}/\text{本} = 270\text{万}$

表-9(a) I桁の被災度判定と復旧期間の関係

被災度判定	復旧期間
As	撤去工 (切断, 撤去)
A	環境対策しない場合 1~2週間
	環境対策行う場合 2~4週間
	架設作業
	主桁5分割, 7主桁同時に行うと仮定
	緊急時 5×5日=25日
	通常時 5×7日=35日
	通常時, 鋼床版 5×8日=40日
B	7主桁2m切断 (1tf) と仮定 2週間
C	2箇所損傷と仮定 4~5日 (アンカーの補修含むと10日)

表-9(b) RC橋脚の被災度判定と復旧期間の関係

被災度判定	復旧期間
As	撤去工 (準備工含む) 3週間
A	再構築
Bs	柱構築 1.5ヶ月
Cs	梁構築 10日
B	被りコンクリートのはつり 5~7日
	鉄筋工 (主鉄筋を沿わす) 10日
	型枠, コンクリート打設 7日
C	準備工 (足場の設置) 2日
	樹脂注入 2~3日

表-9(c) 鋼製橋脚の被災度判定と復旧期間の関係

被災度判定	復旧期間
As	中埋めコンクリート打設
	アンカーフレームは損傷なしと仮定
	準備工 (支保工) 10日
	撤去工 4日
A	再構築 4ブロック×3日=12日 (塗装工は含めない)
	準備工 (支保工) 10日
A	部材交換 (H.T.B.) 3日
	B
切断 2日	
溶接 4~5日	
C	変形修正 5日

表-9(d) 杭基礎の被災度判定と復旧期間の関係

被災度判定	復旧期間
As	土留め工 6日
A	杭 12本×1日/本=12日
	掘削工 4~5日
	フーチング 1ヶ月
B	土留め工 6日
	杭 9本×1日/本=9日
	掘削工 5日
	フーチング 20日
C	杭数9本 1日3本 3日

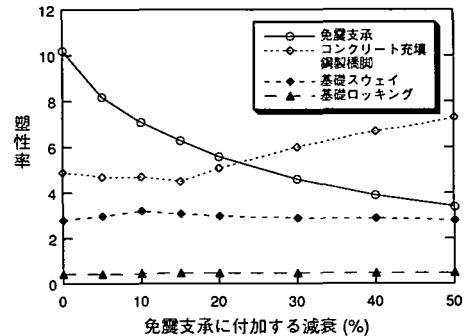


図-14 免震支承への減衰付加による塑性率の変化

付録-2

ダンパーなどにより免震支承に減衰を付加することにより桁の振動が小さくなり、鋼製橋脚や杭基礎の負担が低下すると期待される。そこで、ここでは6章の解析モデルと同じものを用いて、免震支承に減衰を付加し続けた場合の高架橋の損傷分布の傾向を調べた。

免震支承の降伏震度を0.1、コンクリート充填鋼製橋脚の降伏震度を0.2、杭基礎の降伏震度を0.5に定め、免震支承に減衰を0%から50%まで付加した時の各要素の塑性率の変化を図-14に示す。なお、付加する減衰は免震支承の履歴減衰ではなく、ダンパーの設置などによる粘性減衰に相当する。

図-14より、免震支承の減衰を増やすにつれて免震支承の塑性率は下がるのがわかる。鋼製橋脚の塑性率も15%減衰までは免震支承への減衰付加に呼応して若干下がるが、その量は非常に小さいと言える。さらに、15%減衰を過ぎると鋼製橋脚の塑性率は逆に上昇し始めてしまう。つまり、免震支承への減衰付加によって、結果的に鋼製橋脚の塑性率が上昇し、鋼製橋脚の負担が増加してしまうことになる。

この免震支承への減衰付加の例からも、一つの要素の耐震性能を高めるだけでは高架橋システムの損

傷量のバランスは必ずしも改善されないことが示唆される。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，日本道路協会，1990.2.
- 2) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震による道路橋の被災に関する調査報告書，建設省，第2章pp.14，1995.3.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，日本道路協会，1996.12.
- 4) 藤野陽三：「耐震都市づくりへの提言」構造工学，土木が遭遇した阪神大震災，日経コンストラクション編，pp.186-187，1995.7.
- 5) 渡邊英一，前川義男，杉浦邦征，北根安雄：鋼橋の被害と耐震性，土木学会誌，Vol.80，pp.54-62，1995.7.
- 6) 東原紘道：強震動地震学と土木耐震設計論，地震第2輯，第47巻，pp.203-224，1994.
- 7) 土岐憲三，白井孝治：RC橋脚と基礎における耐震安全性の配分について，第19回地震工学研究発表会講演概要，土木学会，pp.317-320，1987.
- 8) 土岐憲三：構造物・基礎系における耐震安全性の配分，基礎工，Vol.21，No.12，pp.2-7，1993.
- 9) Whitman, R.V. and Cornell, C. A.: Design, *Seismic Risk and Engineering Decisions*, Chapter 9 edited by C. Lomnitz and E. Rosenblueth, Elsevier Scientific Pub. Company, pp.339-380, 1976.
- 10) 野中昌明，猪熊康夫，片山恒雄：道路橋の地震被害率と設計震度選択に関する基礎的検討，土木学会論文報告集，第340号，pp.87-96，1983.12.
- 11) 片山恒雄：地震防災問題における幾つかの社会経済的視点，地震災害予測研究会昭和59年度報告，pp.33-55，1984.
- 12) 川島一彦，杉田秀樹，中島澄，佐藤貴志：都市型震災の波及構造モデルに基づく道路震災対策の重要度評価，第9回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.2197-2202，1994.
- 13) 日本道路協会：道路震災対策便覧，震災復旧編，pp.77-83，1988.2.
- 14) 荒川直士，川島一彦：設計水平震度が道路橋建設費に及ぼす影響，土木技術資料，28-2，pp.8-13，1986.
- 15) 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わる仕様」の準用に関する参考資料(案)，pp.II-45-pp.II-77，1995.6.
- 16) 土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，pp.23-28，1993.12.
- 17) 才塚邦宏，宇佐美勉，木曾英滋，伊藤義人：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震
応答実験，構造工学論文集，土木学会，Vol.41A，pp.277-288，1995.3.
- 18) 宇佐美勉，鈴木俊光，伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.55-67，1995.10.
- 19) 才塚邦宏，宇佐美勉，鈴木森晶，伊藤義人：兵庫県南部地震で観測された地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，土木学会，pp.551-558，1996.1.
- 20) 坂本眞徳，林秀侃，森田悠紀雄，笹尾昌靖，友永則雄：実杭を用いた9本群杭の大変形水平載荷試験，第29回土質工学研究発表会，土木学会，pp.1603-1606，1994.6.
- 21) 幸左賢二，木村亮，木村嘉富，伊藤恭平：実杭を用いた大変形載荷試験結果の考察，第29回土質工学研究発表会，土木学会，pp.1595-1598，1994.6.
- 22) 幸左賢二，木村亮，森田悠紀雄，伊藤恭平：場所打ち杭を用いた群杭の大変形水平載荷試験，土と基礎，43-5，pp.43-45，1995.5.
- 23) 庄司学：高架橋システムにおける地震時損傷配分評価の試み，東京大学大学院修士論文，pp.5-30，1996.3.
- 24) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，pp.272-275，1981.
- 25) 竹内廣高，土岐憲三，佐藤忠信：杭基礎・地盤系の動的相互作用解析モデルの構築，第21回地震工学研究発表会講演概要，土木学会，pp.365-368，1991.
- 26) 永田和寿，渡邊英一，杉浦邦征：基礎・構造物系の非線形動的相互作用に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.42A，pp.593-602，1996.3.
- 27) 笹田修司，平尾潔，沢田勉，成行義文，三上卓：基礎との相互作用が強震時RC橋脚の所要降伏強度比に及ぼす影響，構造工学論文集，土木学会，Vol.42A，pp.615-626，1996.3.
- 28) 川島一彦，大志万和也，長谷川金二，連上茂樹，桶田憲一，前原康夫：道路橋の耐震設計計算例，山海堂，pp.159-180，1992.2.
- 29) 建設省：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様，建設省・日本道路協会，1995.2.

(1996.8.27 受付)

OPTIMAL ALLOCATION OF EARTHQUAKE-INDUCED DAMAGE FOR ELEVATED HIGHWAY BRIDGES

Gaku SHOJI, Yozo FUJINO and Masato ABÉ

In severe earthquakes such as the Kobe, it is reasonable to allow minimum repairable damage to elevated highway bridges. To keep damage under control, earthquake-induced damage must be allocated to each structural element appropriately. In this paper, optimal allocation method of damage is proposed considering the seismic performance of the total structural system. First, the relationship between damage to each element and its repair cost is established, and that between the initial cost and seismic performance is also derived. Then, optimal damage allocation to minimize total cost is obtained by combining these relationships with nonlinear dynamic analysis of a foundation - pier - isolation-bearing system.