

## 高架橋の橋軸直角方向の地震力分担に関する一考察

熊谷組 技術研究所 金子 誉・  
熊谷組 技術研究所 勝川 藤太・

阪神・淡路大震災において、多くの高架橋が甚大な被害を受け、特に旧基準により設計された構造物の多くは、耐力が不足していることが明らかになった。このような背景の下にあって、被害を大きくした要因の一つとして、地震力の集中を招くような構造物側の特性があったのではないかと筆者等は考えている。本文は、従来配慮されることが少なかったと思われる橋軸直角方向の地震力分担に関して、一考察を加えようとするものである。

### 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震により道路、鉄道等の多くの都市内高架橋が甚大な被害を受けた。地震後、被災状況の報告<sup>1)</sup>、被災原因の検討<sup>2)</sup>、復旧方法や耐震設計の暫定指針<sup>3)・4)</sup>が出されている。

今回の地震被害から、今後土木構造物の耐震設計で考慮すべき事項の一つとして、構造系全体の挙動を考慮した設計が挙げられている<sup>5)</sup>。これには、上部工、支承、下部工および基礎工間の耐震性能のバランスという面と、これらが路線方向に変化するという面がある。本論は後者の側面に関し、橋軸直角方向の地震力分担について考察するものである。

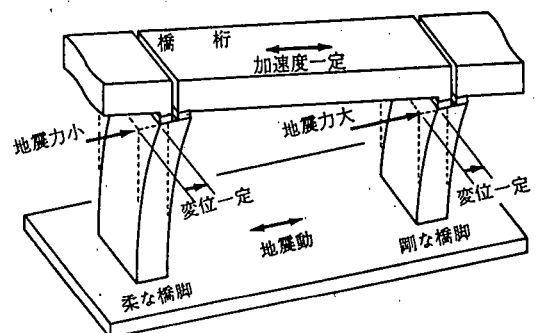
本論では、まず高架橋の地震力分担に関する基本概念を示し、次に阪神・淡路大震災における被災例を示し、最後に地震応答解析を行い主題について一考察を加える。

### 2. 連続する高架橋の地震力分担

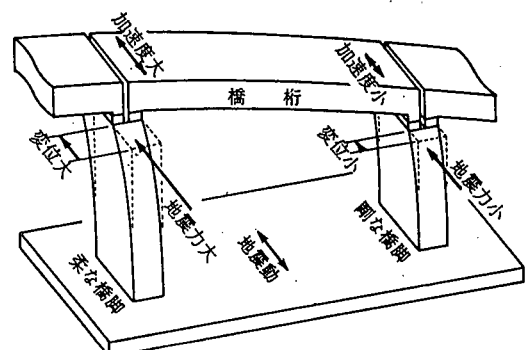
都市内高架橋のように断面を絞った橋脚に支持される構造で、橋脚の剛性が変化する場合、橋軸方向と橋軸直角方向の地震応答性状は異なる。図-1にそ

の違いを模式的に示す。

まず、図-1(a)の橋軸方向についてみると、橋桁は橋軸方向に剛であるから一体として振動し、橋脚の変形量は一定である。したがって、相対的に剛な橋脚が地震力の多くを分担することになる<sup>6)</sup>。一方、橋軸直角方向については、橋桁重心の自由度として並進成分と鉛直軸回りの回転成分をもち、また橋桁も曲げ変形する。このとき、図-(b)に示すように、相対的に柔な橋脚部で振幅が大きくなり、柔な橋脚



(a) 橋軸方向の地震応答



(b) 橋軸直角方向の地震応答

図-1 剛性の異なる橋脚に支持される橋梁の地震応答性状

キーワード：高架橋、橋軸直角方向、地震力分担  
\*熊谷組技術研究所, 0298-47-7502

でより大きな地震力を分担することになる。

さらに、橋脚が損傷したときを考えると、損傷の進行に伴い当該橋脚の剛性は低下していく。このことは、橋軸方向の場合においては剛性差が解消する傾向となるのに対し、橋軸直角方向では剛性差がさらに拡大し、地震力の集中が促進される傾向となることを意味する。

ところで、橋軸直角方向の地震力分担に対する関心は、これまで主に連続桁橋に向けられており（川島ら<sup>7)</sup>）、今回の地震で多く被災した単純桁橋では両側の橋脚が等しく地震力を受けるものとして設計される<sup>8)</sup>。小判形橋脚等とは違い、都市内高架橋の様に、断面を絞って橋軸直角方向にもフレキシブルな橋脚では図-1に示した様な効果が現れてくるものと考えられる。

### 3. 橋軸直角方向の地震被害例

阪神・淡路大震災における高架橋の被害の中から、橋軸直角方向の地震力の分担といった観点から興味深いと思われる例を以下に示す。

#### (1) 阪神高速3号線 魚崎ランプ橋

東行き入路橋の上部工は単純鋼鈹桁5連であり、RC製橋台1基、形式、高さの異なるRC製橋脚4基および本線橋と共通の鋼製ラーメン橋脚1基で支持されている。橋脚高と橋脚形式の違いから、単純桁橋であっても橋脚間で周期特性が大きく異なる橋梁といえる。橋軸直角方向の地震力により1番背の高いRC単柱橋脚上の支承が破損し、両側2連の桁が山側に落橋寸前の状態となった。また、西行き出路橋も同様な被災状況であった。

#### (2) 阪神高速3号線 東灘高架橋

本橋の一般図<sup>2, 9)</sup>を図-2に示すが、スパン中間にゲルバー吊桁を有するPC桁橋で、橋脚は受桁と剛結されたピルツ形式である。スパン割りは、神戸側の13径間が35m、大阪側の5径間が36mである。計17基のピルツ橋脚は円形断面のRC製橋脚で、橋脚高は9.9~12.4mと変化し、直径は3.1mおよび3.3mの2種類ある。特段の構造変化があるとは認め難い。

被災状況は周知の通り、全ての橋脚が山側に倒壊

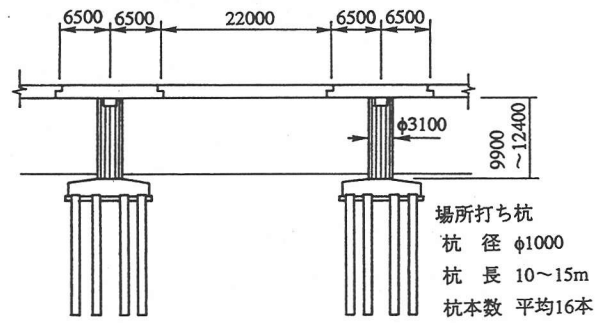


図-2 東灘高架橋一般図

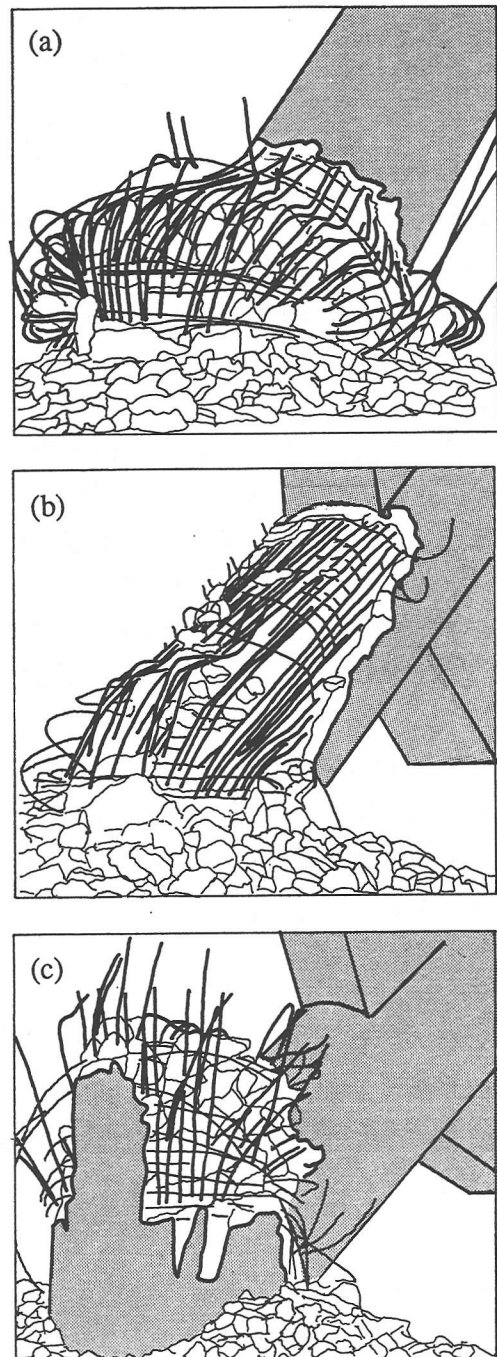


図-3 東灘高架橋の橋脚被災パターン

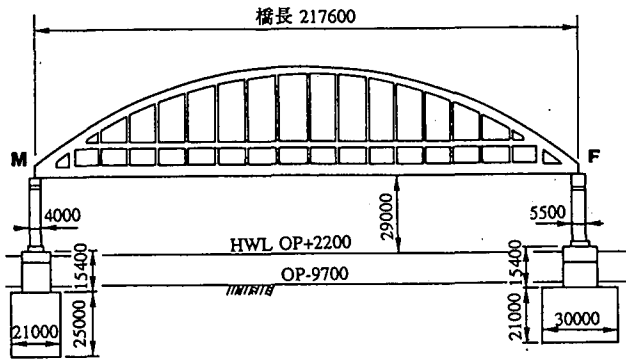


図-4 六甲アイランド大橋一般図

した。本橋の被災過程は<sup>2,9)</sup>、地震力により主鉄筋段落し部から基部の間でせん断破壊が生じ、残留変位による付加モーメントの作用で倒壊に到ったとされる。図-3は橋脚の破壊状況<sup>10)</sup>を模式的に示したもので、3パターンに分類できると思われる。図-3(a)は中央付近で見られたパターンで、橋脚基部が震力で完全にせん断破壊している。図-3(b)は多くの橋脚で見られたパターンで、橋脚基部がせん断破壊するとともに、倒壊の際に主鉄筋がかぶりコンクリートを引き剥がした様子がみられる。図-3(c)は端部で見られたパターンで、基部の損傷は小さく、強制的に引き倒されたように見える。このことから、倒壊は橋梁中央付近で開始し、自立可能であった隣接橋脚を次々に倒し、最終的に橋全体が倒壊に到ったと考えることもできる。もしそうであるならば、一見して構造変化に乏しいと思われても、橋脚によって地震力の分担が異なっていたはずである。

### (3) 阪神高速道路5号線 六甲アイランド橋

図-4に示すように<sup>12)</sup>、重量約9200tfのダブルデッキローゼ橋で、巨大な単純支持形式の橋である。地震により、可動側の支承や落橋防止装置が破壊し、

桁が橋軸直角方向へ約3mずれた。橋軸方向の地震力に対応するため、固定側の橋脚、基礎の寸法が可動側より大きくなっている。この剛性差により、可動側で橋軸直角方向の地震力が大きくなったと思われる。

## 4. 地震応答解析

橋脚の剛性変化が橋軸直角方向の地震力分散に与える影響をみるために地震応答解析を行った。ここでは解析対象として2橋選んだ。1橋は橋脚の剛性変化が明らかなランプ橋であり、もう1橋は剛性変化が必ずしも明瞭でないピルツ式橋脚を用いたPCゲルバー橋である。

解析モデルの作成に当たっては、実橋を参考にしているもの<sup>9,13)</sup>、筆者等が仮定した部分が多い。また、解析の目的を満たす範囲で単純化している。橋梁はフレーム構造でモデル化し、各要素には全断面有効の断面剛性を与え、橋脚基部で完全固定としている。解析は周期0.05sec以上を対象としたモーダル法による時刻歴応答解析で行った。入力地震波には、兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で記録された加速度波形(NS成分)を用い、これを橋軸直角方向に入力した。入力地震波形を図-5に示す。

また、解析は対象橋梁全体を組込んだ全橋モデルと、橋脚毎に分割した単橋脚モデルについて行い、全橋モデルと単橋脚モデルの最大応答値の比較から、橋脚の剛性変化の影響をみる。なお、本解析による最大応答はあくまで弾性応答としてであり、また損傷が進行していく過程で剛性差が拡大していく状況も表現不可能である。したがって、解析結果から初期状態の相対的な評価を行うものとする。

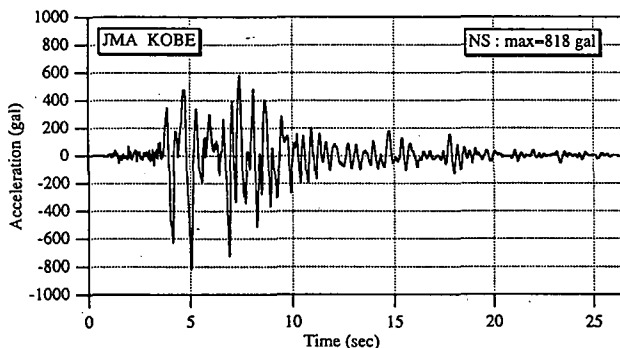


図-5 神戸海洋気象台記録 (NS成分)

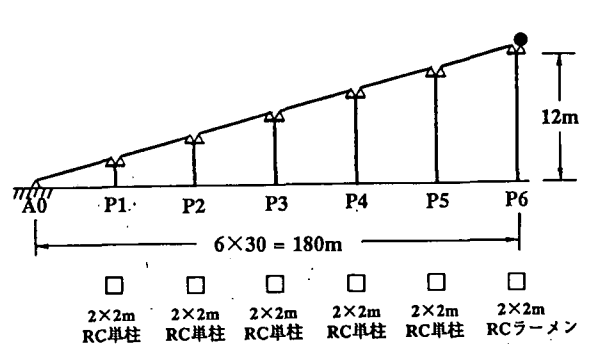


図-6 ランプ橋モデル

(1) ランプ橋

図-6に解析対象橋梁を示す。スパン30mの単純鋼鈹桁6連とし、ランプ橋両端間で12mの高低差を設けた。P1~P5橋脚はRC単柱とし、P6橋脚はRCラーメンとした。ここで、P6橋脚天端の橋軸回りの回転自由度を拘束することで擬似的にラーメン柱を表現させている。

まず、表-1(b)に単橋脚モデルにおける固有周期を示す。P5橋脚が両隣のP4、P6橋脚より柔で、周期が長い。また、隣接橋脚間で周期が22~103%と大きく異なる。また、全橋モデルの固有値を表-1(a)に、モード図を図-7に示す。モードの現れる順序は単橋脚モデルと同じである。また、P5橋脚モードの1次モードの有効質量比が0.440と大きく、P6橋脚の2次モードでは0.061と小さく、P6橋脚上にある本線橋の質量がP5橋脚の1次モードに大きく関与している

表-1 ランプ橋固有値

(a) 全橋モデル				(b) 単橋脚モデル		
モード 次数	固有周期 (sec)	刺激係数	有効 質量比	橋脚 No.	固有周期 (sec)	隣橋脚との 周期比
1	0.348	1.827	0.440	P1	0.061	
2	0.311	0.418	0.061	P2	0.124	2.033
3	0.244	1.133	0.133	P3	0.200	1.621
4	0.175	0.969	0.104	P4	0.285	1.423
5	0.119	0.987	0.102	P5	0.384	1.346
6	0.091	1.039	0.068	P6	0.301	0.783

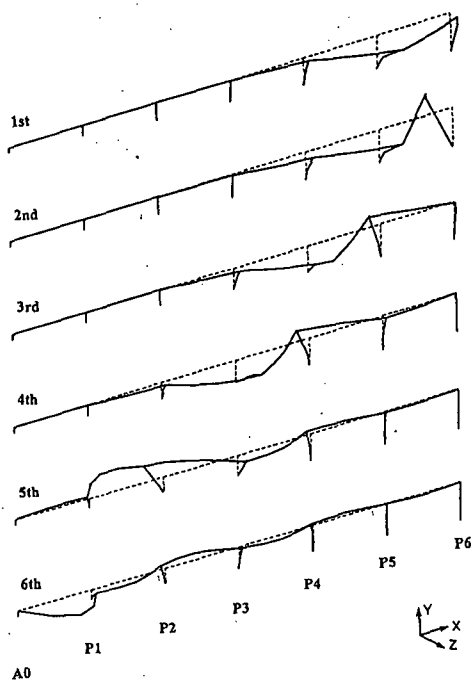


図-7 ランプ橋のモード図

と考えられる。

次に、時刻歴応答解析の結果を示す。図-8は橋桁の最大応答加速度分布を示したもので、図上部に橋脚番号を付してある。まず、単橋脚モデルについてみると、入力加速度818galに対して、周期が0.2sec以下のP1~P3橋脚ではほとんど増幅しておらず、P4~P6橋脚ではそれぞれ2.31, 3.12, 2.31倍に増幅している。この結果を基準として全橋モデルの最大加速度分布をみると、P1~P3では単橋脚モデルとほぼ変わらず、P4~P6橋脚ではそれぞれ単橋脚モデルの0.72, 1.70, 1.13倍になっている。全橋モデルと単橋脚モデルの加速度応答の違いの要因としては、橋脚間の剛性差に基づくもの他に、両モデルで固有周期が異なることによるものがある。後者の要因は両モデルの加速度応答スペクトル比で説明できるとすれば、P4, P5, P6橋脚の順に0.75, 1.09,

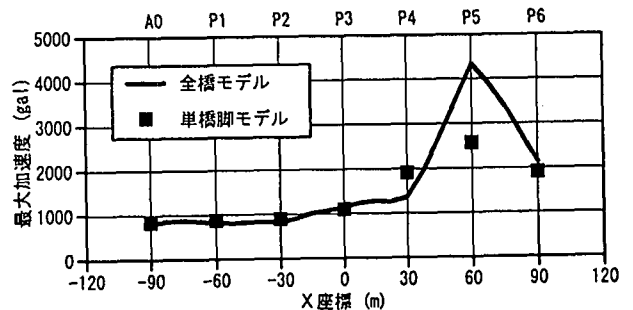
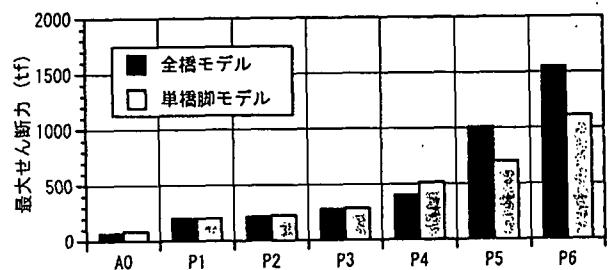
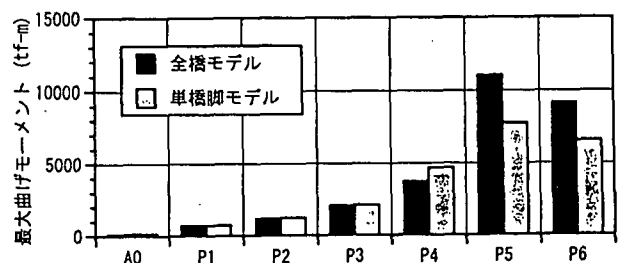


図-8 ランプ橋橋桁の最大加速度分布



(a) 最大せん断力



(b) 最大曲げモーメント

図-9 ランプ橋橋脚基部の最大断面力分布

08となる。さらに、この値を用いて前述の応答解析結果の最大応答加速度比を割り、橋脚の剛性差による増幅率を求めると、P4～P6橋脚でそれぞれ0.96, 1.56, 1.05倍となり、P5橋脚における増幅が著しい。ここで、単橋脚モデルとしての橋脚間の周期比を表-1(b)でみると、P5橋脚はP4およびP6橋脚のそれぞれ1.35, 1.28倍である。

最後に、橋脚基部の最大断面力分布を図-9に示す。図-9(a)は最大せん断力について示したもので、P6橋脚については本線橋からの地震力も含まれている。このことを考慮に入れると、せん断力分布は図-8の加速度分布と良く一致しているといえる。全橋モデルの解析結果から、P5橋脚のせん断力は他の橋脚の2.5～5.1倍となっている。この解析結果は、3.(1)で示した魚崎ランプ橋における被災状況、すなわち最も背の高いRC橋脚上の支承が破壊したことをよく説明していると思われる。図-9(b)は橋脚基部の曲げモーメント分布であり、橋脚高がそれぞれ異なるから、基本的にせん断力分布と同じ結果を示している。

## (2) PCゲルバー桁橋

図-10に解析対象橋梁を示す。ほぼ等スパンのPCゲルバー桁橋が18径間連続するもので、P0からP18までの635mの間で2mの緩やかな縦断勾配を与えた。橋脚断面は、P1～P9がφ3.1m、P10～P17がφ3.3mとした。また、P0ではスパン50mの鋼箱桁との掛違えで、断面寸法3.0×3.0mとし、P18ではスパン30mの鋼桁との掛違えで、直径φ3.0mとした。

表-2(b)に単橋脚モデルによる固有周期を示す。断面3.0×3.0mのP0橋脚では0.311sec、φ3.1mのピ

ルツ橋脚P1～P9で0.461～0.500sec、φ3.3mのピルツ橋脚P10～P17で0.449～0.512、φ3.0mの掛違い橋脚P18で0.564secとなっている。隣接橋脚間で比較的大きく周期が異なるのは、モデル左端のP0～P1間、ピルツ橋脚内で断面寸法が変わるP9～P10間、モデル右端のP17～P18間であり、周期の違いはそれぞれ49, 10, 10%である。また、P0からP18へ向けて橋脚が徐々に高くなること、および橋脚間隔がP0～P13で35m、P13～P18で36mと変わることの影響は小さい。次に、全橋モデルの固有値を表-2(a)に、モード図を図-11に示す。各モードは100～300mの区間毎に大きく振動する形となっており、単橋脚モデルの周期と対応した順序で現れている。

図-12に橋桁の最大応答加速度分布を示す。単橋脚モデルと比較して全橋モデルで最大加速度が異なるのは橋脚断面が変化する箇所、すなわちP0～P2橋脚間、P9～P10橋脚間、P16～P18橋脚間に限られ、

表-2 PCゲルバー桁橋固有値

(a) 全橋モデル

モード 次数	固有周期 (sec)	刺激係数	有効 質量比	モード 次数	固有周期 (sec)	刺激係数	有効 質量比
1	0.501	1.370	0.157	6	0.463	0.470	0.034
2	0.488	1.437	0.220	7	0.455	0.370	0.025
3	0.477	1.011	0.117	8	0.451	0.682	0.075
4	0.475	0.598	0.049	9	0.447	0.526	0.049
5	0.464	1.007	0.160	10	0.441	0.157	0.005

(b) 単橋脚モデル

橋脚 No.	固有周期 (sec)	隣橋脚との 周期比	橋脚 No.	固有周期 (sec)	隣橋脚との 周期比
P0	0.311		P10	0.449	0.896
P1	0.461	1.485	P11	0.455	1.013
P2	0.454	0.985	P12	0.461	1.013
P3	0.461	1.014	P13	0.469	1.018
P4	0.467	1.014	P14	0.478	1.018
P5	0.474	1.014	P15	0.484	1.013
P6	0.480	1.014	P16	0.490	1.013
P7	0.487	1.014	P17	0.512	1.043
P8	0.494	1.014	P18	0.564	1.102
P9	0.500	1.014			

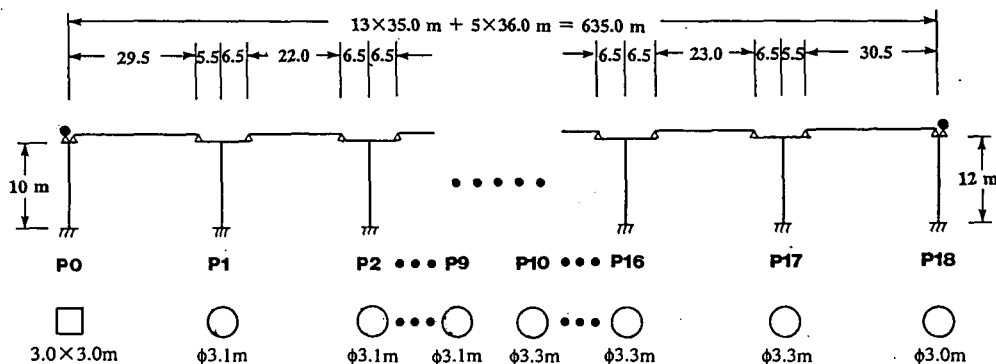


図-10 PCゲルバー桁橋モデル

これ以外の箇所では両モデルの結果は良く一致している。ピルツ橋脚で断面が変化するP9, P10橋脚の全橋モデルと単橋脚モデルの最大加速度の比はそれぞれ1.198, 0.849である。周期の違いによる最大加速度の比を加速度応答スペクトルから求めると、いずれのモードも1.036である。これらの値から、橋脚間の剛性差に基づく全橋モデルと単橋脚モデルの最大加速度の比は、P9橋脚で1.156, P10橋脚で0.820となり、柔な橋脚で1以上、逆に剛な橋脚1以下となる。

図-13は橋脚基部の最大断面力分布を示したものである。図-13(a)は最大せん断力分布であり、加速度分布と同様な傾向を示している。P9橋脚では、全橋モデルは単橋脚モデルの1.155倍である。図-13(b)の最大曲げモーメント分布も全く同様の傾向を示しており、P9橋脚の全橋モデルと単橋脚モデルの比は1.149である。

ところで、本解析モデルが模擬している東灘高架橋の被災状況は3.(2)において述べた。図-(a)に示した被災パターンの橋脚について筆者等は特定できていないが、もしそれが断面変化部の橋脚であるな

らば、隣接橋脚間の剛性差が特定橋脚の破壊を進行させた要因の一つであったと考えられる。ただし、解析結果で断面力が15%大きくなったことだけで説明できるとは考えにくく、損傷の進行過程で剛性差が拡大していくことも重要であると思われる。

## 5. まとめ

橋軸直角方向の地震力分散に着目して、阪神・淡路大震災における高架橋の被害を概観し、また地震応答解析を行って定量的な検討を行った。

地震応答解析の結果、隣接する橋脚間の剛性が変化する場合、相対的に柔な橋脚に大きな断面力が集

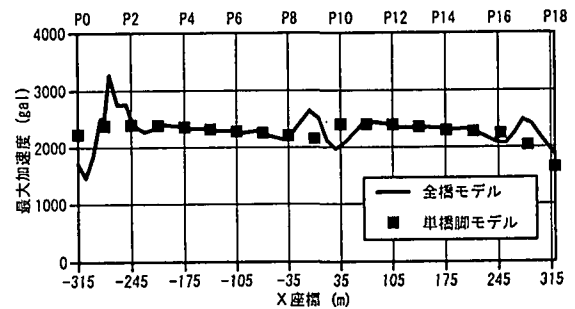


図-12 PCゲルバー桁橋橋脚の最大加速度分布

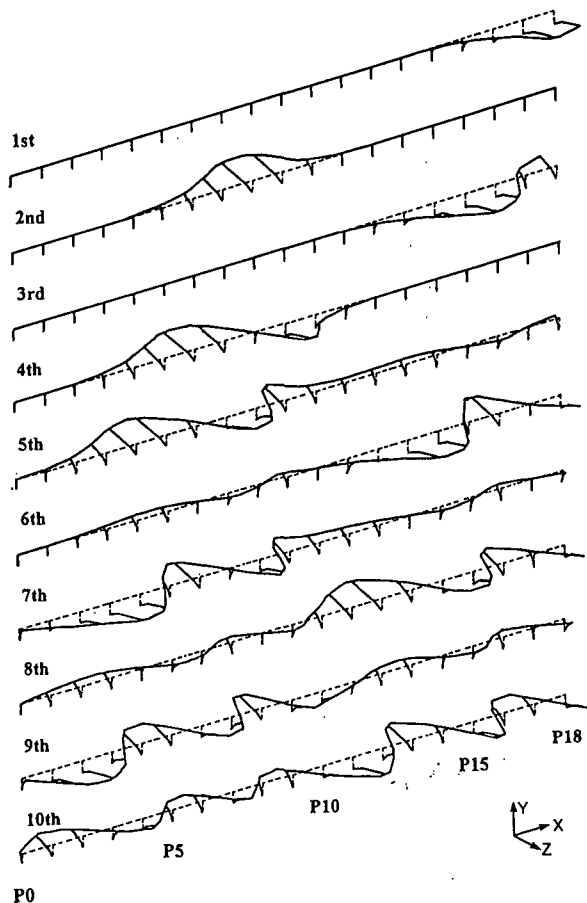
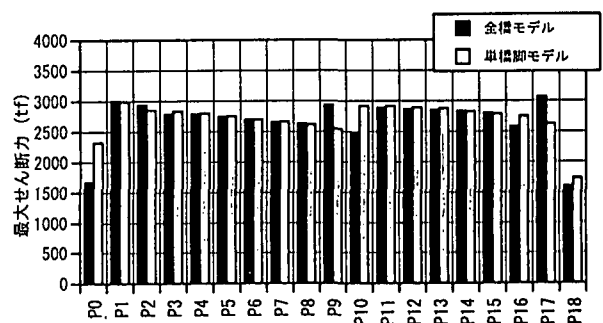
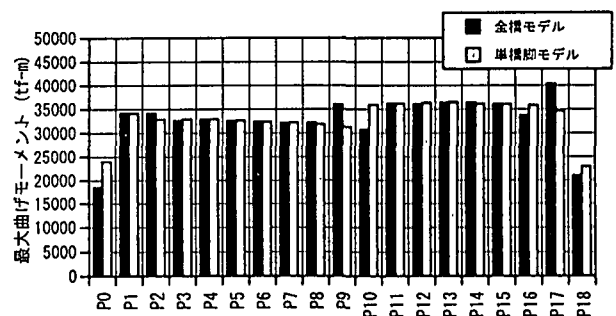


図-11 PCゲルバー桁のモード図



(a) 最大せん断力



(b) 最大曲げモーメント

図-13 PCゲルバー桁橋の曲げモーメント

中することが解った。単橋脚モデルを基準にすると、ランプ橋では、両隣の橋脚と高さや橋脚形式が違うことにより地震力が約50%大きくなり、またPCゲルバー桁橋では断面寸法が変化する橋脚の地震力が約15%大きくなる結果となった。

また、地震力が集中する橋脚躯体が損傷すると、剛性差が更に大きくなり、地震力の集中が促進されて、特定の橋脚の損傷が進むという結果を招きかねない。

このように、高架橋の橋軸直角方向の耐震設計に当たっては、全体構造系の中で橋脚間の剛性、耐力のバランスに配慮し、地震力の集中を生じさせない設計が重要であるといえる。このことは連続橋のみならず、今回解析の対象としたような単純支持橋においてもいえることである。また、じん性に富む橋脚の設計がこうした効果を顕在化させないための重要なファクターであるとも考えられる。

最後に、このような事項の検討には、今回行った線形解析では不十分であり、非線形解析を行うことが望ましい。その際のモデルについては、今回の解析結果から、単純支持橋では剛性変化部の2、3の橋脚の間を取り出してモデル化すれば十分であると思われる。

#### 参考文献

1) 土木学会：阪神大震災震害調査緊急報告会資料，同第

二次報告会資料，1995.2，1995.3

- 2) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査中間報告書，1995.3
- 3) 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る仕様，1995.2
- 4) 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)，1995.6
- 5) 土木学会耐震基準等基本問題検討会議：土木構造物の耐震基準等に関する提言，1995.5
- 6) 土木学会：阪神大震災震害調査緊急報告会資料，1995.2
- 7) 川島一彦，長谷川金二，小山達彦，吉田武史：連続橋の耐震設計法(その2)，土木研究所資料，1986.9
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1990.2
- 9) 今井宏典，和田的治，中島裕之：ピルツ式PCゲルバーゲタ橋，橋梁と基礎，1970.7
- 10) 岡村甫，前川宏一，小沢一雅，大内雅博：コンクリート橋脚の被害の特徴，土木学会誌，1995.4
- 11) 日経コンストラクション，1995.2.24
- 12) 谷征夫，今田康博，松本雅治，田坂広，酒井有哲，前田佳男：六甲アイランド橋の設計・施工(上)，橋梁と基礎，1993.6
- 13) 篠原幹，藤田正和，山下悦治，森本徹，東田清一，服部幸雄：高速神戸～西宮線の設計・施工の概要，橋梁，1970.5

## Earthquake Response Analyses of Bridges with Different Stiffness of Piers in the Transverse Direction

Isao Kaneko and Touta Katsukawa

Numerous bridges were extensively damaged by the southern Hyogo Earthquake of 1995. This Paper discusses the characteristics of the earthquake responses of bridges which were supported by piers with different stiffness in the transverse direction. Earthquake response analyses were also carried out, and the distribution of the seismic forces was examined.