

J R 新幹線高架橋の被害と補強後の耐震性

(株)大林組技術研究所 大内 一 *
(株)大林組技術研究所 江尻讓嗣 *
(財)鉄道総合技術研究所 松本信之 **
西日本旅客鉄道(株) 松岡義幸 ***

1995年1月17日未明に発生した兵庫県南部地震で山陽新幹線高架橋が大きな被害を受けた。このうち崩壊に至った2層ラーメン高架橋と、比較的軽微な被害にとどまった1層ラーメン高架橋を例にとり、非線形解析プログラムにより橋軸および橋軸直角方向の解析を行ない、被害の検証を行った。またこれらの高架橋について補強後の耐震性を検討した。その結果、次のことが得られた。1) 工学的基盤相当の地盤地表面で観測された記録を入力に、局所的な地盤条件を考慮して作成した想定サイト波に対し崩壊に至った2層ラーメン高架橋は最初の1、2波でせん断破壊する。一方軽微な被害にとどまった1層ラーメン高架橋は橋軸方向は曲げ降伏が先行し破壊しない。橋軸直角方向は曲げ耐力に達する直前でせん断破壊する。2) 補強後の高架橋は最大級の地震記録である神戸海洋気象台波に対し、最大6.9の応答塑性率を示す。

1. はじめに

兵庫県南部地震により山陽新幹線では下食満～六甲トンネル間で多くのコンクリート構造物が被災し、特に経済的な構造形式として鉄道では多用されているラーメン高架橋において崩壊に至る大きな被害が生じた。これらの構造物の被害原因を出来る限り精緻に解明することは、今後の耐震設計および耐震補強を検討する上で重要である。

新幹線高架橋の標準設計では、高さ10mを超えるものについては2層ラーメン構造を、10m以下のものについては1層ラーメン構造を適用することとしている。ここでは、被災した高架橋の中から前者の例として柱のせん断破壊により崩壊に至ったと考えられる阪水高架橋を、後者の例として柱頭部のかぶりコンクリートの剥落程度にとどまった甲東園高架橋をそれぞれ取り上げ、それらの部材耐力および構造系の破壊メカニズムを静的非線形解析により明らかにした後、動的非線形解析により地震時における被害の検証を行い、それぞれの被害原因を考察した。なお、検証のための地震動については、できるだけ実状に即したものとすべきであるため、ここで

は硬質地盤上で得られた強震記録(関西電力新神戸変電所)を各サイトの想定基盤への入力地震波とし、サイトの表層地盤特性を考慮した重複反射理論による地盤の非線形応答解析により得られる地表面地震動を高架橋への入力地震波として用いることにした。

また被災したラーメン高架橋に対しては迅速な復旧が行われ、鋼板巻き立てによりせん断耐力および靱性能の向上を図る補強が行われたが、本論では補強された高架橋の耐震性についても、過去の代表的な地震波(今回の強震記録も含む)を用いて検討を試みた。

2. 解析方法

橋軸方向および橋軸直角方向それぞれ独立に検討した。耐力、破壊メカニズムおよび荷重-変位関係を明らかにする目的で静的非線形解析を行い、次に得られた荷重-変位関係を用いた質点系弾塑性応答解析により被害の検証および耐震性を検討した。

(1) 静的非線形解析

2次元フレーム構造材料非線形解析プログラムを使用する。これは骨組を曲げと軸力を考慮した梁要素の集合体でモデル化するもので、断面高さ方向にはコンクリート、鉄筋とも多層に分割して平面保持を仮定して求まる各層ひずみと1軸応力-ひずみ関係モデルから応力を、そして積分することにより断面力と断面剛性を逐次決定している。コンクリート

キーワード：新幹線高架橋、被害の検証、
補強後の耐震性

* (株)大林組技術研究所, TEL.0424-95-0995

** (財)鉄道総合技術研究所構造物技術開発事業部, TEL.0425-73-7279

*** 西日本旅客鉄道(株)建設工事部,
TEL.06-376-6005

の応力-ひずみ関係は、引張側は引張強度までは弾性を、圧縮側はピーク応力度までは放物線関係を、それ以降はピーク応力度の85%まで軟化域を直線により考慮している。一方鉄筋については、引張・圧縮側とも完全弾塑性とした。材料定数は実強度を考慮しそれぞれ次のように仮定した。

コンクリート： $f_c=350\text{kgf/cm}^2$ (設計基準強度 240kgf/cm^2) , $f_t=25\text{kgf/cm}^2$, $E_c=3 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$
 鉄筋： $f_y=3,500\text{kgf/cm}^2$ (SD30) , $E_s=2 \times 10^6\text{kgf/cm}^2$, $E'_s=2 \times 10^3\text{kgf/cm}^2$

高架橋橋軸方向および橋軸直角方向の解析モデルをそれぞれ図-1および2に示す。柱、中層梁の主

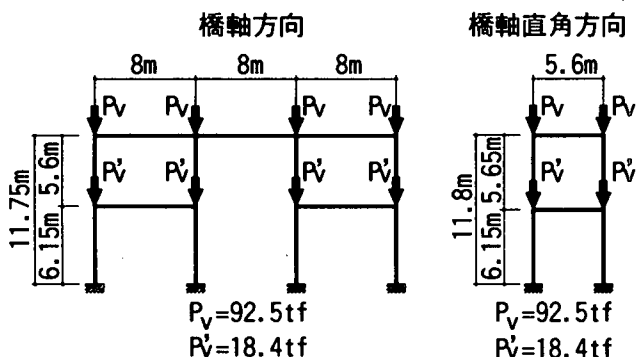


図-1 静的解析モデル (阪水高架橋)

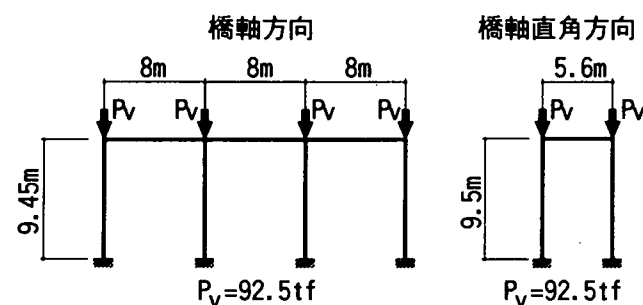


図-2 静的解析モデル (甲東園高架橋)

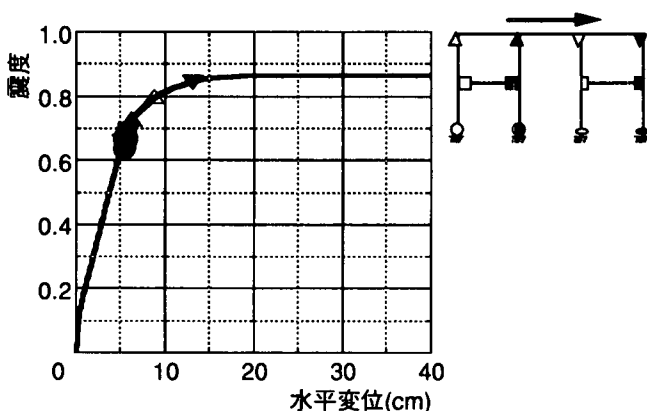


図-3 荷重-変位関係とメカニズム (阪水高架橋-橋軸方向)

筋 (D32) はそれぞれの断面内配置に対応させ、多段でモデル化する。また上層梁へのスラブの効果はT型梁としての有効幅を考慮することによりこれを行ったり。荷重は自重については、図に示すようにスラブ、上層梁および上層柱の重量を上層柱頭部に、中層梁および下層柱の重量を下層柱の頭部にそれぞれ集中荷重として作用させた。水平荷重については上下層の重量比に応じた荷重を各柱頭部へ集中荷重として作用させ、これを漸増载荷した。

本解析ではせん断破壊を直接追跡することは出来ない。そこで解析で得られたせん断力を鉄道設計標準に示されるせん断耐力 R と比較することにより、せん断破壊を予測した。

(2) 弾塑性応答解析

せん断系質点モデルを用い、水平動に対する時刻歴応答解析を行った。軌道階のスラブ、上層梁および上層柱を1つの質点に、下方の中層梁と下層柱を同様に1つの質点に置換した。従って2層ラーメンである阪水高架橋は2質点系で、1層ラーメンの甲東園高架橋は1質点系で解析することになる。層せん断力と層間変位の関係は、スケルトンは静的非線形解析結果より、またヒステリシスは曲げ破壊型の武田モデル²⁾を用いた。減衰は瞬間剛性比例型で、5%減衰定数を仮定した。基礎、地盤との相互作用や逸散減衰、および上下動の影響は考慮していない。

3. 破壊メカニズムと耐力

静的非線形解析によって得られた荷重-変位関係と破壊メカニズムについて各解析ケースごとに述べる。

(1) 阪水高架橋

橋軸方向の解析結果について述べる。図-3に得られた荷重-変位関係と降伏ヒンジ発生段階およびその位置を示す。全中層梁端部、および全柱上下端部に降伏ヒンジが形成され、震度0.87で全体曲げ耐力による破壊メカニズムに至る。ここに縦軸の震度は水平荷重を自重で割った値である。図-4には各柱の作用せん断力とせん断耐力の関係を示す。鉄道設計標準式に加え、ACI式を参考に示すが、これは比較的高いせん断耐力を与える。ここに、せん断耐力の変化は作用モーメントおよび軸力の変化によってもたらされる。図に示すように全体曲げ破壊に至る前に上層の一部の柱以外はせん断破壊し、力の再配分が許されないせん断破壊であることから、高架

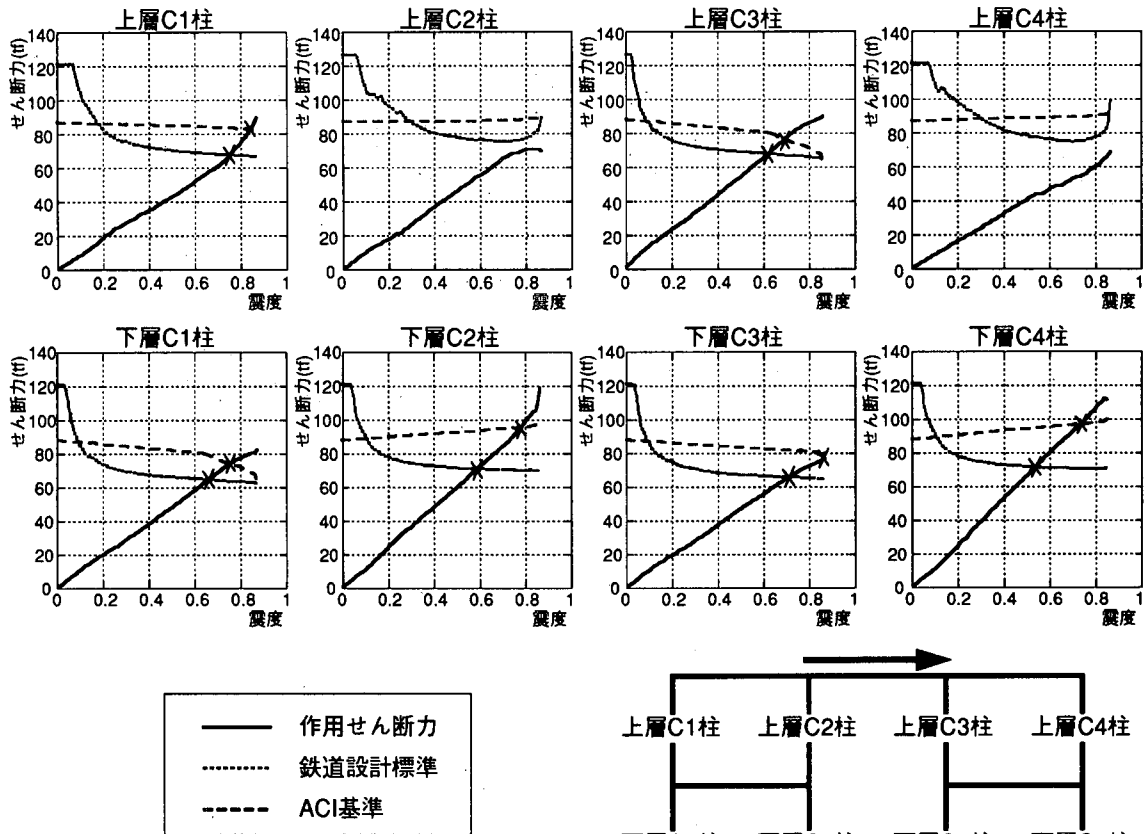


図-4 作用せん断力とせん断耐力
(阪水高架橋 - 橋軸方向)

表-1 曲げおよびせん断耐力による破壊震度
(阪水高架橋)

方向	橋軸				橋軸直角	
柱番号	C1	C2	C3	C4	C1	C2
せん断耐力	上層	0.75	—	0.62	—	—
	下層	0.66	0.58	0.71	0.53	0.58
曲げ耐力 (構造全体)	0.87				0.75	

橋の耐力としては最も低い下層部C4柱の破壊震度0.53で与えられることになる。これら柱のせん断耐力で決まる破壊震度の一覧を表-1に示す。図-5に層せん断力-層間変位関係で示される解析結果の他に、動的応答解析のために仮定するトリリニアールモデル、および最初の柱のせん断破壊により決まる層のせん断耐力を併せて示す。

橋軸直角方向の解析結果については、同様に荷重-変位関係と降伏ヒンジ発生位置(図-6)を、層せん断力-層間変位関係を、図-7にそれぞれ示す。表-1に示すように曲げ耐力による破壊強度0.75に対し、下層C2柱のせん断破壊による高架橋の破壊強度0.58が決まる。上層柱はせん断破壊に至らない。

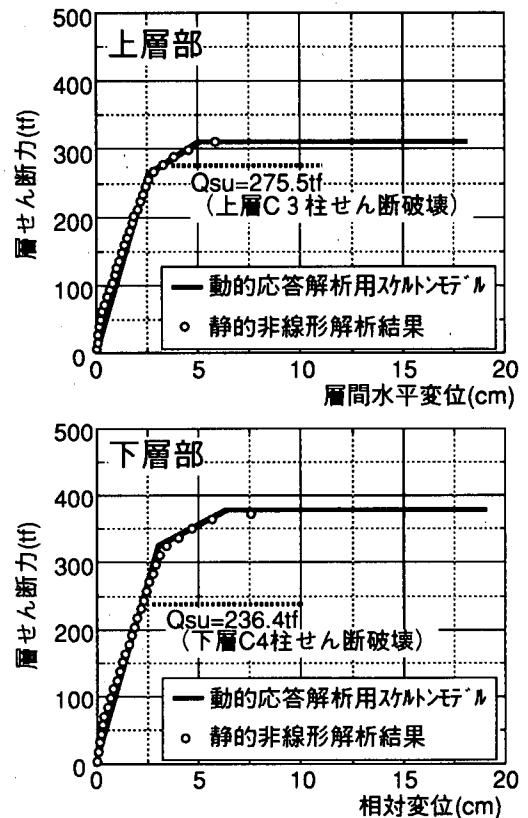


図-5 層せん断力-層間変位
(阪水高架橋 - 橋軸方向)

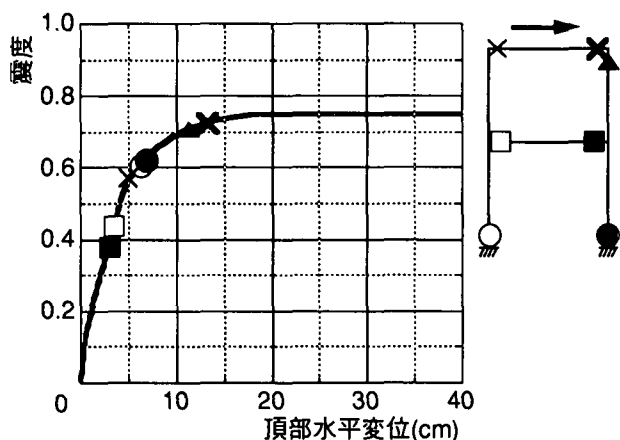


図-6 荷重-変位関係とメカニズム
(阪水高架橋-横断方向)

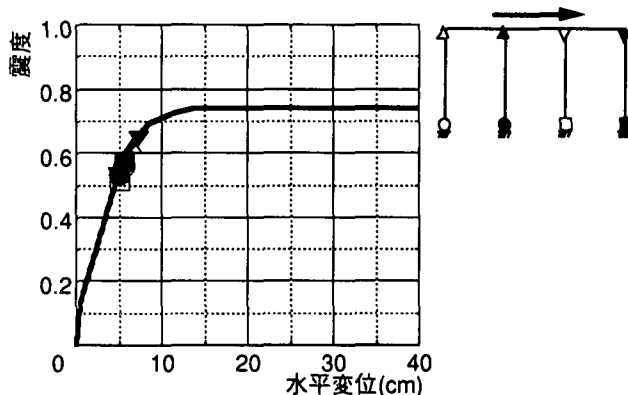


図-8 荷重-変位関係とメカニズム
(甲東園高架橋-橋軸方向)

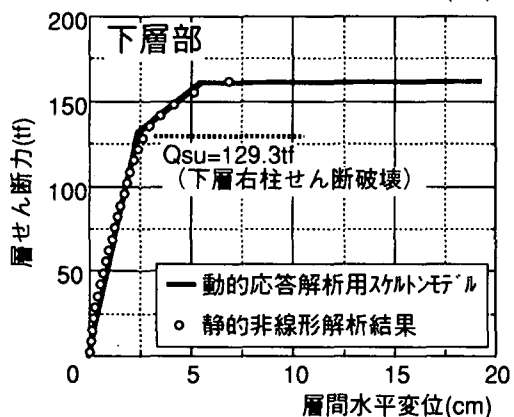
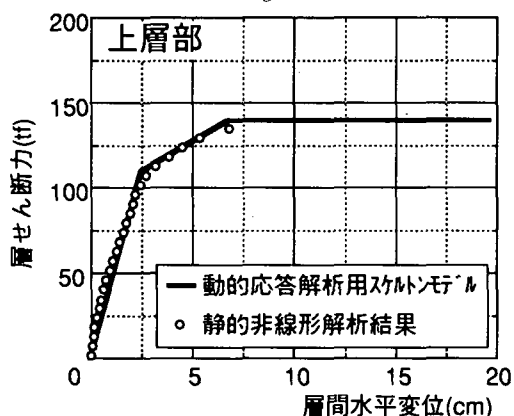


図-7 層せん断力-層間変位
(阪水高架橋-橋軸直角方向)

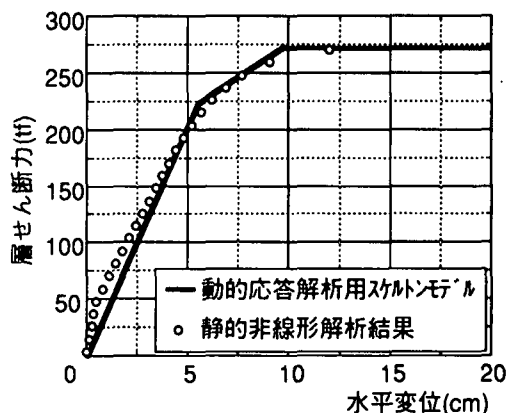


図-9 層せん断力-層間変位
(甲東園高架橋-橋軸方向)

表-2 曲げおよびせん断耐力による破壊震度
(甲東園高架橋)

方向	橋軸				橋軸直角方向		
	柱番号	C1	C2	C3	C4	C1	C2
柱せん断耐力	—	—	—	—	—	0.68	
曲げ耐力 (構造全体)	0.74				0.69		

橋軸直角方向の結果についても同様に、荷重-変位関係と降伏ヒンジ発生位置を図-10に、層せん断力-層間変位関係を図-11に、破壊震度一覧を表-2それぞれ示す。この場合曲げ破壊耐力とせん断破壊耐力がほぼ等しくなっていることが分かる。

(2) 甲東園高架橋

橋軸方向の結果について、荷重-変位関係と降伏ヒンジ発生位置を図-8に、層せん断力-層間変位関係を図-9に、耐力一覧を表-2にそれぞれ示す。柱はせん断破壊に至らず、全柱の上下端に降伏ヒンジが形成される曲げ耐力による破壊震度0.74が決まる。これは2層式の阪水高架橋に比べせん断スパンが大きい本高架橋の場合、作用せん断力が比較的小さくなるためであり、被害が柱端部のコンクリート剥落程度にとどまっていることと符合する。

4. 被害の検証

(1) 入力地震動

阪水、甲東園地区ともサイト入力として利用できる地震観測記録がないため、以下の方法で入力地震動を推定した。関西電力新神戸変電所内の硬質地盤で観測された記録^{3),4)}をそれぞれのサイト想定基盤

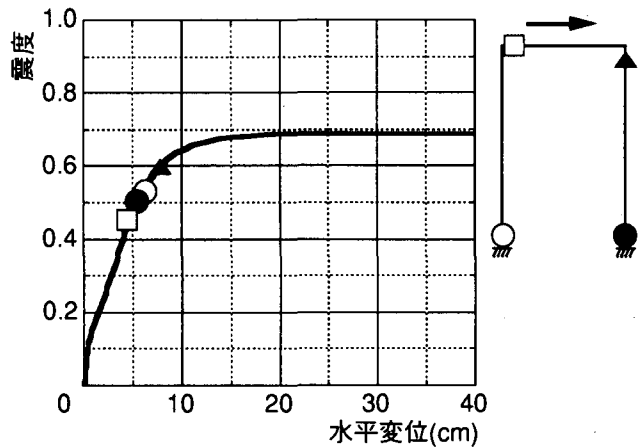


図-10 荷重-変位関係とメカニズム
(甲東園高架橋-橋軸直角方向)

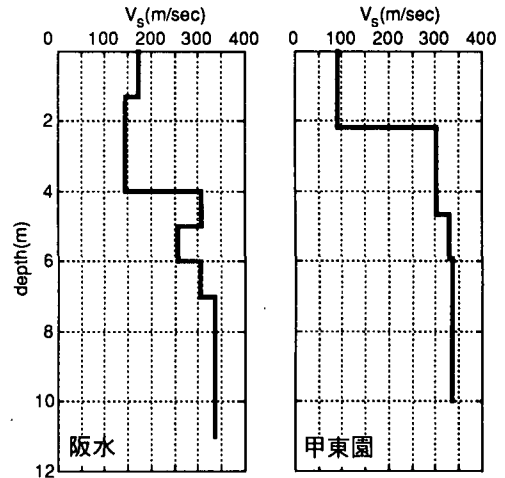


図-12 地盤物性の深度分布

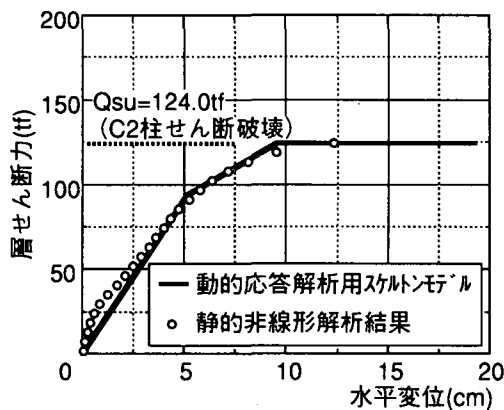


図-11 層せん断力-層間変位
(甲東園高架橋-橋軸直角方向)

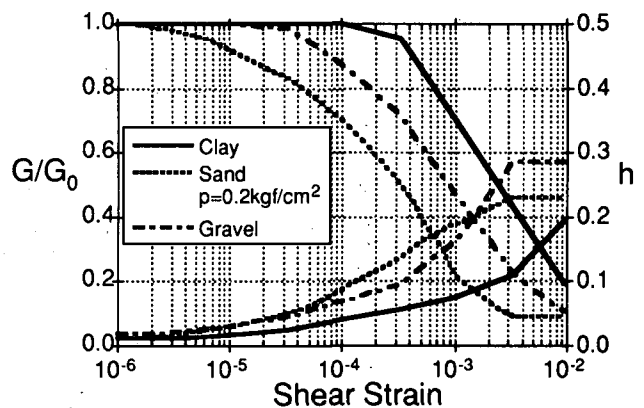


図-13 地盤の非線形特性

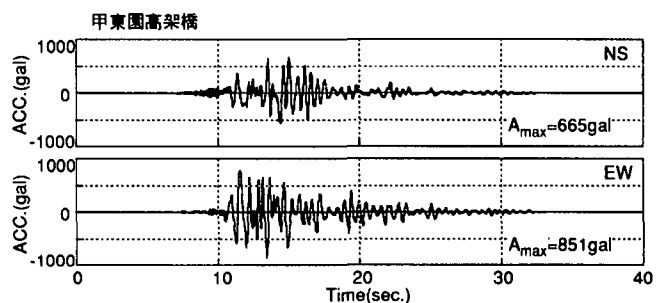
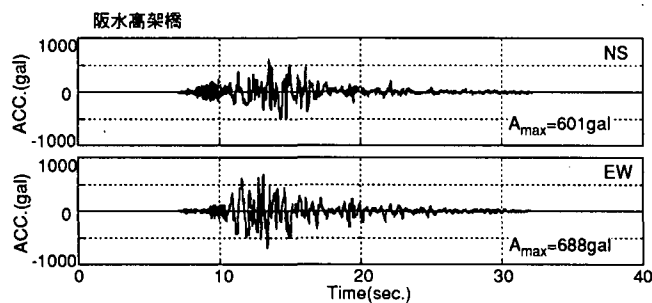


図-14 サイトの地表面加速度波形 (新神戸変電所記録に基づく)

に入射波として入力し、周波数型等価線形手法^{5), 6)}を用いた用いた重複反射理論に基づく地盤の応答解析を実施し、高架橋の入力となる地表面地震動を求めた。図-12にはボーリングによるN値に基づき設定したS波速度の深度分布^{7), 8)}を、図-13には地盤のせん断剛性と減衰の非線形特性モデル^{9), 10), 11)}を示す。図-14が両サイトの高架橋への入力となる地表面加速度波形である。新幹線軌道の方角性を考慮して、NSおよびEW成分をそれぞれ橋軸直角方向および橋軸方向の応答解析用入力として

用いた。

(2) 阪水高架橋

図-15に橋軸および橋軸直角方向の解析から得られた各層のせん断力応答波形を示す。静的非線形解析結果により、せん断破壊する層についてはその耐力を图中に示している。両方向とも最初の大きな1、2波で下層柱がせん断破壊することが分かり、実際の被災の状況によく符合する。それ以降の破線はせん断破壊が防止された場合の応答を表している。

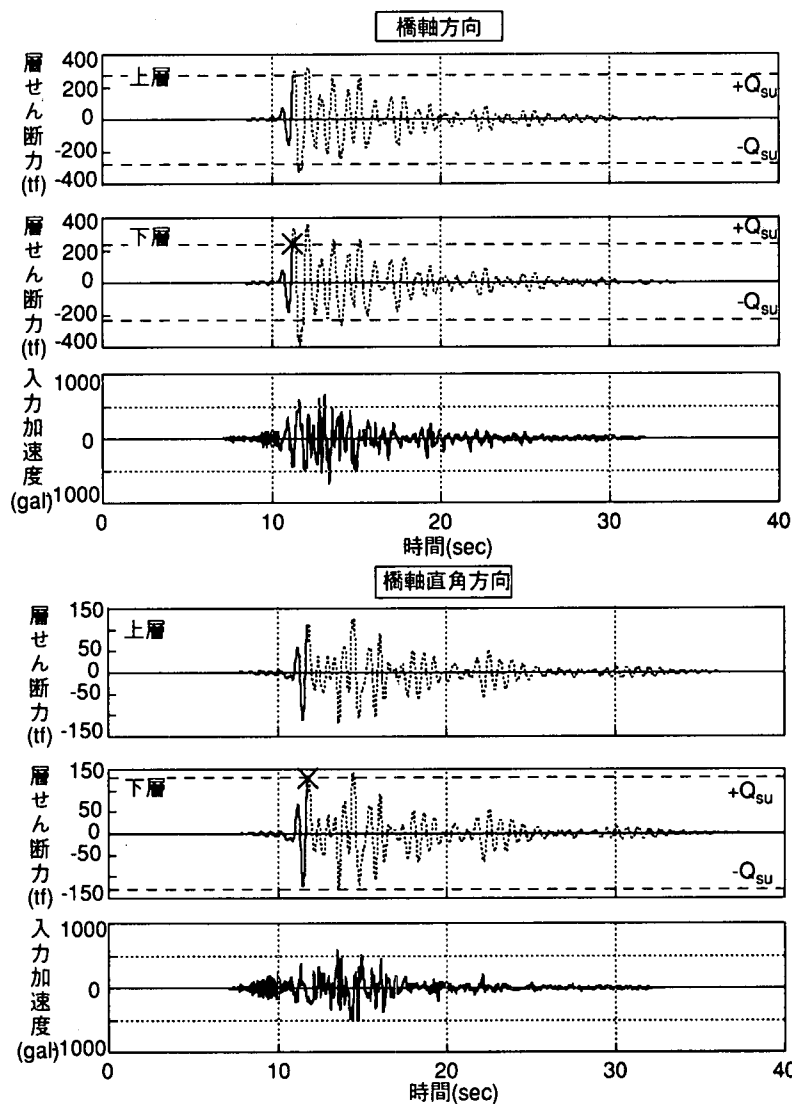


図 - 15 層せん断力の応答 (阪水高架橋)

(3) 甲東園高架橋

図-16に同様に層せん断力応答波形を示す。橋軸方向はせん断破壊しないが、応答塑性率は5.7、残留変位は約8cm(塑性率で約1.5程度)に達する。一方橋軸直角方向は大きな2波目でせん断破壊する。しかしながら、せん断耐力は曲げ耐力とほぼ等しく、せん断破壊を免れたとすれば、応答塑性率は最大2.3となる。

橋軸方向については若干大きな塑性応答が生じる結果となったが、橋軸直角方向については応答塑性率も小さく、実際の被災の状況が柱頭部のコンクリート剥落程度にとどまったことを説明できるものとする。橋軸方向については、付近に落橋した桁やラーメンアバットなど、剛性の異なる構造も介在することから、ブロックではなく長い区間を対象とした検討が今後必要であろう。

5. 補強後の耐震性

被災を受けた区間では、鋼板巻立てによるせん断補強、靱性補強がなされた。阪水および甲東園高架橋をモデルとして、補強後の耐震性を検討した。入力地震動として過去の代表的地震記録(神戸海洋気象台波(1995)、釧路沖波(1994)、八戸波(1968)、新神戸変電所記録による推定サイト波(1995))を用いて、前節と同様の応答解析を実施した。図-17に神戸海洋気象台波(NS成分)に対する補強後阪水高架橋橋軸直角方向の解析結果を例として示す。応答塑性率は上層部で最大6.9、下層部で5.7となっている。下層部のせん断力応答波形には補強前のせん断耐力を参考を示す。

各地震波に対する最大応答塑性率の一覧を表-3に示す。八戸波に対してはいずれの部位も降伏変位にまで達しない。一方神戸海洋気象台波の場合が最も大きくなり、約7程度の靱性率が要求されることとなる。多くのラーメン高架橋は同様の固有周期を有するため、神戸海洋気象台波はこれらの構造物に最大級の影響を与えるものであるが、補強により十

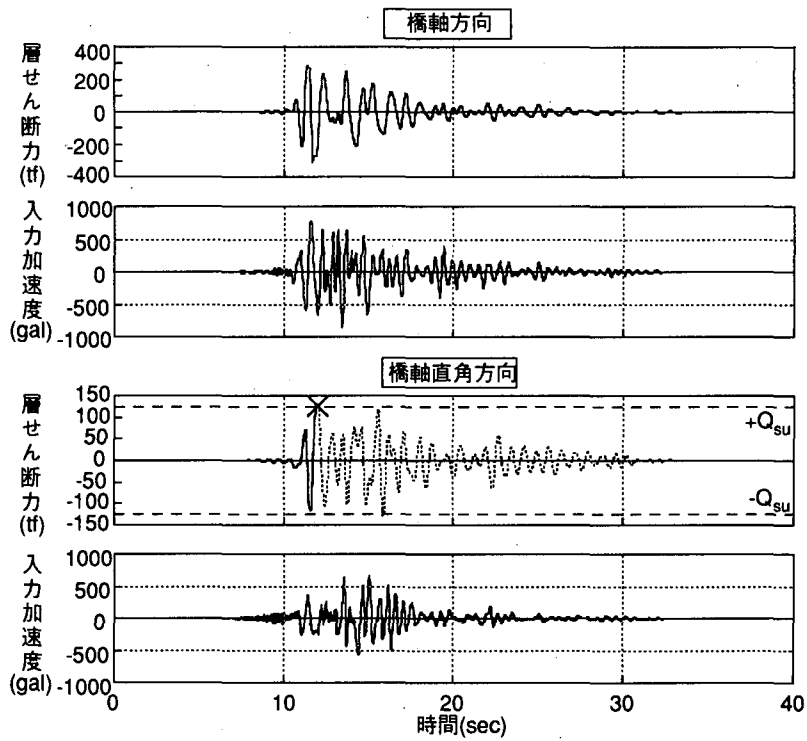


図-16 層せん断力の応答 (甲東園高架橋)

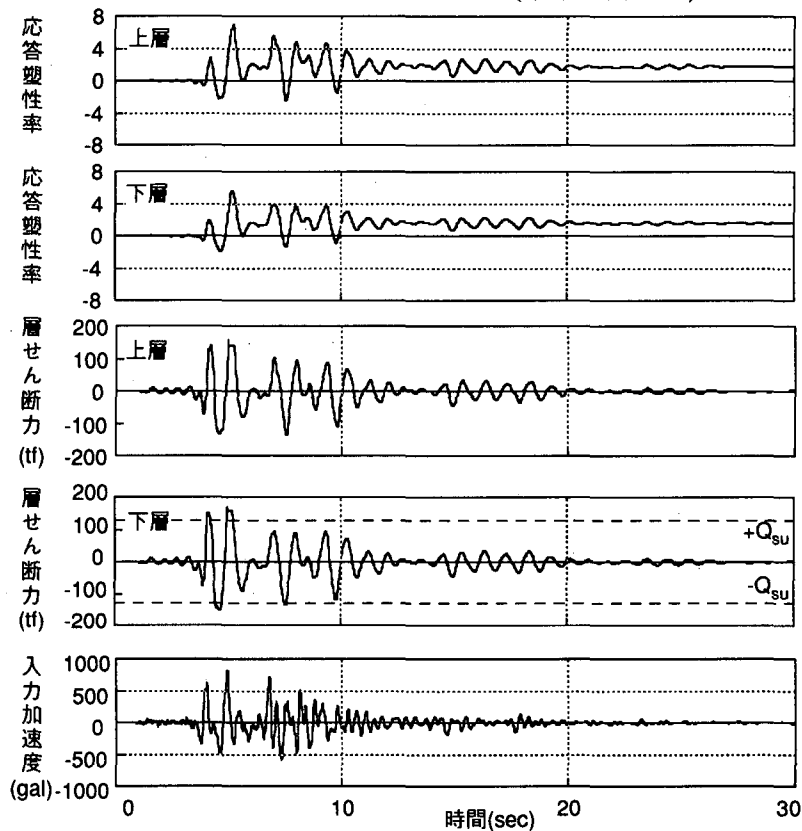


図-17 補強後の阪水高架橋 (橋軸直角方向) の海洋気象台波 (NS成分) に対する応答

分耐えられるものとする。

6. おわりに

得られた結果を箇条書きに示す。

1) 阪水高架橋の場合、橋軸直角方向は曲げ崩壊形に

達する前に全ての下層柱がせん断破壊、橋軸方向は全ての下層柱および一部の上層柱がせん断破壊する構造である。一方、甲東園高架橋の場合は、橋軸直角方向は曲げ崩壊形の形成と柱のせん断破壊がほぼ同時、橋軸方向はせん断破壊しない構造であった。

2) 硬質地盤上で観測された新神戸変電所記録を各

表 - 3 最大応答塑性率の一覧

	阪水高架橋				甲東園高架橋	
	橋軸直角方向		橋軸方向		橋軸直角方向	橋軸方向
	下層柱	上層柱	下層柱	上層柱		
神戸気象台波(NS) A _{max} : 818gal	5.7	6.9	2.3	5.0	6.5	5.3
御路沖波(EW) A _{max} : 922gal	1.7	3.5	1.4	3.7	2.4	2.2
八戸波(EW) A _{max} : 183gal	0.8	0.9	0.6	0.7		0.6
サイト波 (橋軸直角方向: NS) (橋軸方向: EW) - 阪水 - A _{max} NS: 601gal EW: 688gal - 甲東園 - A _{max} NS: 665gal EW: 851gal	1.5	2.1	2.3	4.5	2.3	5.7

サイト想定基盤に入力して得られたサイト波に対し、阪水高架橋は橋軸および橋軸直角方向とも最初の大いなる1、2波でせん断破壊するが、甲東園高架橋では橋軸方向は曲げ降伏先行型となり大きな変形にも耐える。橋軸直角方向は最初の1、2波で曲げ耐力に達する直前でせん断破壊する可能性が示されたが、せん断破壊の不確実性を考えるとき、これを免れる可能性も高く、その場合の応答変位も小さいことが分かった。

3) これらの高架橋をせん断および靱性補強により耐震補強する場合の過去の地震記録に対する応答を検討した結果、最大級の地震記録である神戸海洋気象台記録に対し、7程度の靱性率が必要となることが得られた。

なお本検討は土木学会コンクリート委員会阪神大震災調査研究特別委員会の調査活動の一環として行った。

【参考文献】

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物、丸善、平成4年10月
- 2) Takeda, T., et al. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970
- 3) 関西地震観測連絡協議会：第5回総会資料、平成7年5月
- 4) 関西電力(株)土木建築室：平成7年度兵庫県南部地震地震観測記録、平成7年4月
- 5) 江尻讓嗣、後藤洋三：ポートアイランド鉛直アレー地震記録を用いた基盤入射波分離の試み、土木学会第50回年次学術講演会、平成7年9月
- 6) 杉戸真太、合田尚義、増田民夫：周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察、土木学会論文集 No.493, pp.49~58、平成6年6月
- 7) 岩崎敏男、龍岡文夫、佐伯光昭：N値とひずみレベルを考慮したS波速度V_sとの関係、第12回土質工学研究発表会、pp.447~480、昭和52年5月
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、平成2年2月
- 9) 石原研而：土質動力学の基礎、鹿島出版会、pp.196~202、昭和56年3月
- 10) 岩崎、龍岡、高木：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(II)一広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性一、土木研究所報告第153号、昭和55年3月
- 11) 緒方信英、安田正幸：礫を含んだ不攪乱土の動的変形特性、第17回土質工学研究発表会、pp.1609~1612、昭和57年6月

A Study on the Shinkansen Viaduct Damage during the Great Hanshin Earthquake and Seismic Performance of Retrofitted Structure

Hajime Ohuchi, Jyoji Ejiri, Nobuyuki Matsumoto, Yoshiyuki Matsuoka

Various concrete structures of the Sanyo Shinkansen line between Osaka and Kobe suffered severe damages during the Great Hanshin Earthquake, January 17th 1995. Of these structures present paper describes a computer simulation study focusing on the collapse of Hansui Viaduct, two story moment frame and on the survived Kotoen Viaduct, one story moment frame. After these simulation, seismic performance has been investigated on the retrofitted structures with above two viaducts as examples. As a result followings are concluded: 1) Against the site input motion produced with using the observed record on stiff ground, both longitudinal and transverse structures collapse with shear failure of 1st column in the Hansui Viaduct, while longitudinally survives and transversely collapses with column shear failure in the Kotoen Viaduct. These results coincides with the actual damages except transverse structure on the Kotoen Viaduct of which loading capacity in shear is very close to that in flexure. 2) Ductility response reaches at most 6.9 against one of the strongest record observed at the Kobe Meteorological Station during the earthquake.