

論文 兵庫県南部地震での第二摩耶大橋の被害状況と地震応答解析

横田 弘¹・清宮 理²・田中祐人³・岡下勝彦⁴

要旨：第二摩耶大橋は、兵庫県南部地震でコンクリート製の主橋脚に大きな被害が生じた。この破壊原因と破壊過程の推定を行うため、橋梁全体系の地震応答解析と主橋脚躯体の静的非線形FEM解析を実施した。解析結果と実際の破壊状況の対比により、主橋脚の斜めせん断破壊や段落し部でのせん断破壊が生ずる原因を詳細に究明するには至らなかったが、破壊原因および破壊に至った過程を大方推定できた。

キーワード：RC橋脚、地震被害、地震応答解析、非線形解析

1. はじめに

神戸港港湾幹線道路ハーバーハイウェイに位置する第二摩耶大橋は、新港第八突堤と摩耶埠頭とを航路をまたいで東西に結ぶ橋梁で、1975年8月に完成した。この橋梁は、RC主橋脚がせん断破壊するなど、兵庫県南部地震によって甚大な被害を受けた。新港第八突堤側の主橋脚（P69）では支承の下端から斜め方向にせん断破壊が生じ、摩耶埠頭側の主橋脚（P70）は段落し部に水平方向のひびわれが入って上下に分離した。この主橋脚が破壊に至った過程と破壊原因を推定するために数値解析を実施した。数値解析は、橋梁全体系を対象とする地震応答解析ならびに主橋脚・基礎のみを対象とする静的非線形FEM解析の2段階にわけて実施した。地震応答解析では、各種損傷の発生順序について考察した。静的非線形FEM解析では、RC橋脚躯体に発生した斜めひびわれおよびせん断ひびわれの発生原因をより詳細に検討した。

2. 第二摩耶大橋の構造概要

第二摩耶大橋の構造諸元等を表-1に、また橋梁一般図を図-1に示す。構造形式は、中央ス

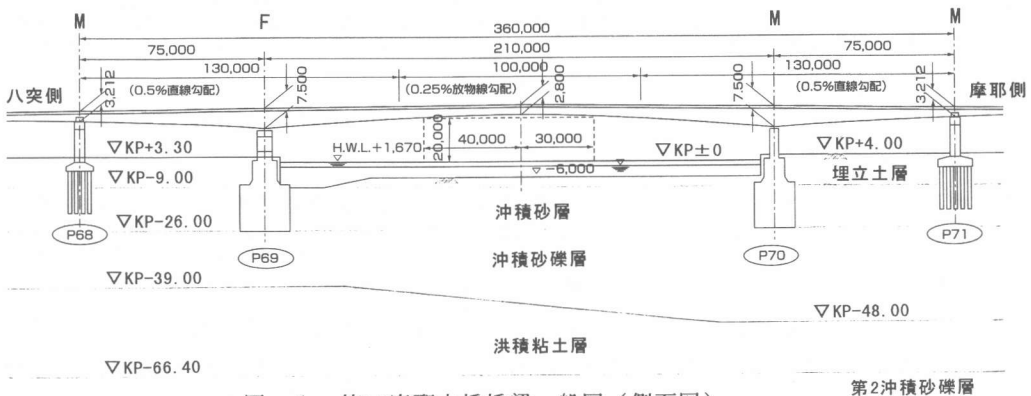


図-1 第二摩耶大橋橋梁一般図（側面図）

第2沖積砂礫層

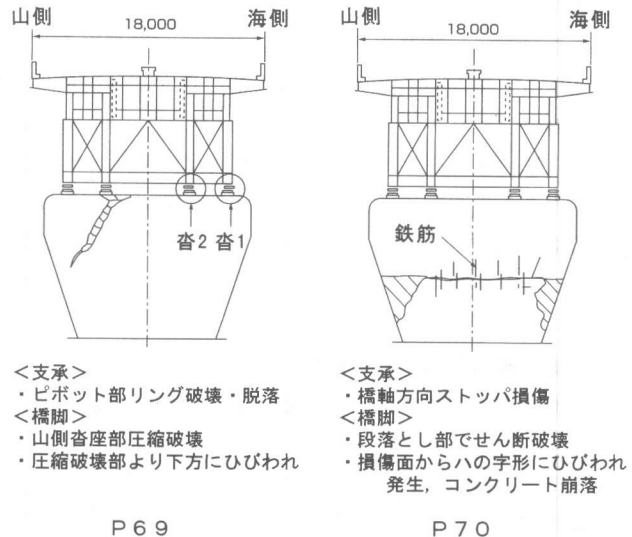
- *1 運輸省港湾技術研究所 計画設計基準部設計技術研究室長，工博（正会員）
- *2 運輸省港湾技術研究所 構造部構造強度研究室長，工博（正会員）
- *3 運輸省港湾技術研究所 構造部主任研究官，工修
- *4 神戸市 港湾整備局主幹（正会員）

パン210mの3径間連続鋼床版箱桁橋であり、この種の橋梁形式としてわが国最大規模である[1]。

本橋梁は4本の橋脚を有し、合計14基の支承沓がある。端支点(P68およびP71)ではペンデル沓が3基とピンローラー可動沓が3基、第八突堤側中間支点(P69)ではピボット固定沓が4基、摩耶側中間支点(P70)ではピボットローラー可動沓が4基である。主橋脚は15.5m×5(4)mの台形壁式構造である。そのため、壁構造としての配筋計算が行われており、主鉄筋の配筋はD22-100mmピッチである。さらに、この橋脚の中間部では段落しが行われており、これより上方ではD22-200mmピッチの配筋となっている。主橋脚の基礎は鉄筋コンクリート製ケーソンで、護岸に隣接して設置されている。護岸背後の埋め立ては、図-1に示したように、KP-9.0mからKP+3.3m(摩耶側ではKP+4.0m)まで軟弱な礫混じり細砂を用いて行われている。この下方は砂層と砂礫層とがほぼ水平に互層となっており、比較的締まった地盤となっている。ケーソンはKP-26.0mに存在する洪積砂礫層に設置されている。

表-1 橋梁の概要

上部工		
形橋支幅鋼	式長間員重	3径間連続鋼床版箱桁橋 360m 75m+210m+75m 18~19.2m(車道・4車線) 4645t
下部工		
橋脚形式 基礎形式		主橋脚: RC壁式構造 側橋脚: RC門型ラーメン 主橋脚 ニューマチックケーソン基礎 P69: 14m×20m×28(18.8)m P70: 13m×16m×28(18.8)m 側橋脚 P68: 場所打ちRC杭φ1000mm×24本 P71: 鋼管杭φ1016mm×25本
桁下空間 地震荷重		H.W.L.+18m 水平震度 0.22



- <支承>
 ・ピボット部リング破壊・脱落
 <橋脚>
 ・山側沓座部圧縮破壊
 ・圧縮破壊部より下方にひびわれ

- <支承>
 ・橋軸方向ストップ損傷
 <橋脚>
 ・段落とし部でせん断破壊
 ・損傷面からハの字形にひびわれ発生、コンクリート崩落

P 6 9

P 7 0

図-2 主橋脚の被害状況

3. 地震被害の状況

第二摩耶大橋では、ハーバーハイウェイの構造物の中で最も大きな被害が生じた[2]。上部工には被害がほとんどなく、被害は支承および主橋脚に集中して生じた。特に、両主橋脚の損傷は激しく、図-2に示すように、P69では山側支承基部のコンクリートが圧縮破壊したとともに、この圧縮破壊部よりせん断ひびわれが進展し、せん断破壊に至った。P70では、鉄筋コンクリートの躯体が完全に崩壊した。また、橋脚基部より上方3m付近のコンクリート打継面および鉄筋の段落し位置で水平にひびわれが発生し、上下のコンクリートが完全に分離したとともに、この破壊面においてほとんどの鉄筋が破断した。また、橋脚下側両端では圧縮力により広範囲に破壊が生じた。このことは、橋軸直角方向の曲げあるいはせん断により段落し部の断面が欠損したことを示唆している。P69の支承ではピボット部リングが破壊・脱落し、P70の支承では橋軸方向のストップが損傷を受けた。側橋脚においては、橋脚の躯体に損傷は認められなかった。

4. 地震応答解析

4.1 解析方法

橋梁全体系の解析対象は3径間連続部とし、図-3に示すように、上部工・橋脚・杭基礎をはり要素に、支承ならびに基礎・地盤間をバネ要素に置換した。上部工は弾性モデルに、支承は破壊を考慮した完全弾塑性モデルとした。RC橋脚および基礎部分の曲げ挙動の非線形履歴特性は、武田モデル[3]で表現した。せん断挙動については、初期せん断弾性係数による線形モデルとした。また、ケーソン基礎は重心位置に質量が集中した質点系に置換し、ケーソン基礎と地盤間の地盤バネ定数は文献[4]にしたがって設定した。杭基礎に関しては、深さ方向の地震入力特性を考慮した多質点系に置換し、地盤バネ定数を道路橋示方書[5]に準拠して求めた。上部工は全断面有効の初期剛性を用い、地盤バネ算出には地盤の地震応答解析結果に基づく等価剛性を用いた。

地盤の地震応答解析 (SHAKE) では、兵庫県南部地震の際にポートアイランドの基盤面 (KP-79m) で観測された加速度波形をそのまま入力地震波に用いた。この解析により、地盤バネの深度に応じた変位応答波形を各方向ごとに求めた。これらの変位波形の中から、橋軸面内の解析では橋軸方向と鉛直方向を、橋軸直角面内では橋軸直角方向と鉛直方向を組み合わせ、それぞれを地盤バネ端に入力した。ケーソン基礎での橋軸方向の入力変位波形を図-4に示す。橋軸直角方向もほぼ同様の波形で、入力変位の最大値は17.5cmである。また、鉛直方向は短周期の波形で、入力変位の最大値は0.3cmと小さかった。

なお、解析で用いた減衰定数は、主桁で0.06、橋脚・ケーソンで0.1、地盤バネで0.3とした。

4.2 耐力評価

基礎と橋脚の曲げ耐力およびせん断耐力は、コンクリート標準示方書[6]に準拠して算定した。本橋脚は、帯鉄筋が十分密に配置されていないため、帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果を考慮しなかった。両橋脚の橋軸方向および橋軸直角方向の耐力を表-2に示す。耐力算定では、コンクリートの圧縮強度(f_c)およびヤング係数はコア抜き試験結果を参考にそれぞれ26.5N/mm²およ

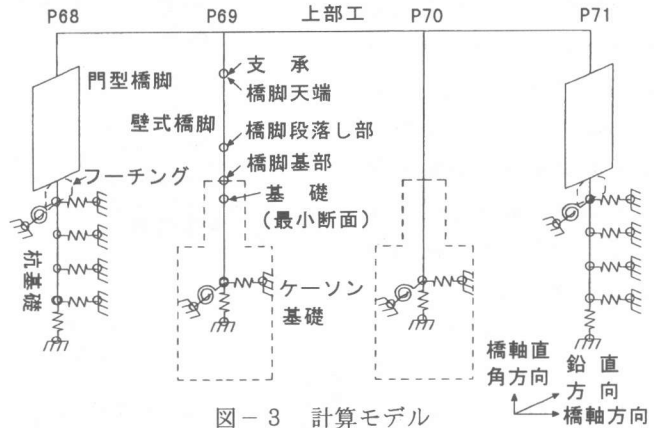


図-3 計算モデル

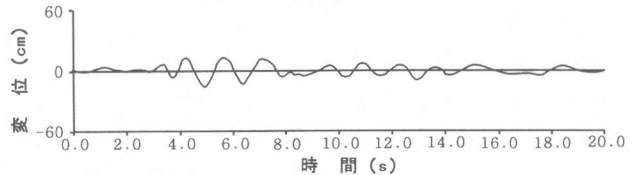


図-4 橋軸方向入力変位波形

表-2 主橋脚の耐力

		P69		P70	
		段落し部	基部	段落し部	基部
橋軸	曲げ耐力				
	(kN・m)				
	降伏 M_y	217000	315000	105000	134000
	終局 M_u	252000	360000	121000	152000
	せん断耐力 P_s (kN)	14500	17300	10400	10400
直角	曲げ耐力				
	(kN・m)				
	降伏 M_y	432000	554000	283000	332000
	終局 M_u	552000	765000	333000	413000
	せん断耐力 P_s (kN)	34400	23100	24600	16000

表-3 支承の終局時の耐力 (kN)

	橋軸方向	直角方向	鉛直引張	鉛直圧縮	可動/固定
P69	25700	25700	10100	168800	固定
P70	16600	19600	10100	181200	可動

び 26.0kN/mm^2 に、鉄筋の降伏強度およびヤング係数は設計値の 294N/mm^2 および 206kN/mm^2 とした。耐力を比較すると、橋軸方向の方が橋軸直角方向よりも曲げ耐力、せん断耐力とも半分程度と小さい。また、耐力の観点から、橋脚は曲げ破壊よりもせん断破壊の方が先行することになった。

支承の耐力は設計資料に基づき表-3に示すように設定し、図-5に示す荷重変位関係とした。

4.3 解析結果

(1)固有値解析

1~3次モードは上部工の変形が卓越するモード（固有周期 $2.0\sim 0.9\text{s}$ ）となり、主橋脚は有効質量が大きいいため5次モード以降で出現した。P69の橋軸方向は5次モード（固有周期約 0.75s ）、P70の橋軸方向は12次モード（固有周期約 0.4s ）であった。両者で卓越周期が異なるのは支承の固定条件の相違によるものと考えられる。橋軸直角方向は両橋とも9次および10次モード（固有周期約 0.45s ）であった。橋脚の耐力および固有値解析結果から橋軸方向の破壊が先行する可能性が高いことが推察され、以降の考察は主に橋軸方向に着目して行った。

(2)主橋脚の応答

解析で得られたP69での橋脚天端の応答加速度、支承の反力および橋脚段落し部と基部のせん断力を図-6に示す。P69とP70の橋脚天端の橋軸方向最大加速度はそれぞれ 8.5m/s^2 と 8.0m/s^2 であり、P69の方が約6%大きい程度であった。しかし、同方向の最大変位はそれぞれ 23.1cm と 17.9cm になり、P69の変位が約30%も大きい結果となった。P69段落し部の橋軸方向最大せん断力は 55700kN であり、P70の約3倍になった。これは、支承の

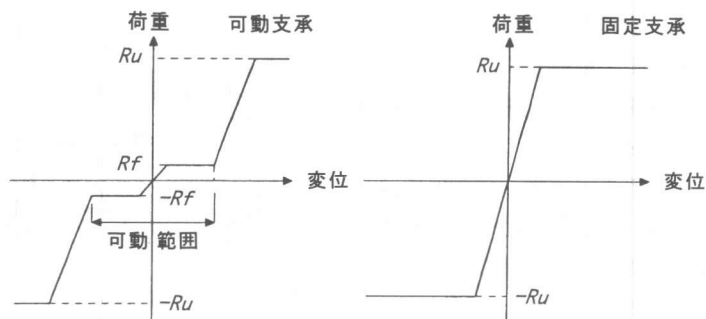


図-5 支承の荷重変位関係

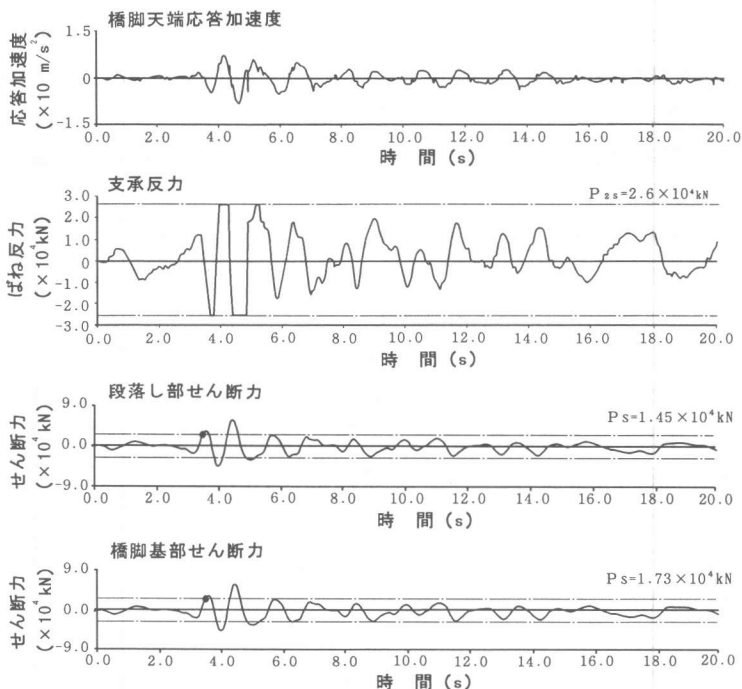


図-6 P69の地震応答（橋軸方向）

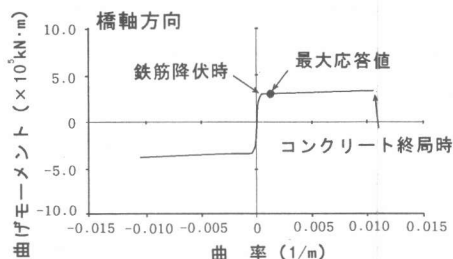


図-7 P69段落し部の曲げ応答

固定条件の相違によるものと考えられる。一方、橋軸直角方向の加速度、変位および断面力は、両橋脚でほぼ同等であった。

(3)主橋脚の破壊過程

P69の橋軸方向では、主要動が始まる4s前後で橋脚の基部と段落し部がせん断破壊し、その後支承が引張破壊した。P69の橋軸直角方向は破壊に至らなかった。P70でも主要動の第1波で橋脚の基部・段落し部と支承が橋軸方向にせん断破壊し、その後7.9sで基礎（鉄筋量が最少断面）が橋軸直角方向にせん断破壊した。

橋軸方向の曲げ挙動は、図-7に示す曲げモーメントと曲率との関係に見られるように、橋脚の最大応答が非線形領域にわずかしからず、曲率が大きく増加しなかった。すなわち、橋軸方向では曲げ破壊が生じない結果となった。

5. 橋脚のFEM解析

5. 1 解析方法

動的応答解析ではP69に発生した斜めひびわれ、およびP70の段落し部の水平方向のせん断破壊を十分に再現できなかった。そこで、静的非線形FEM解析により破壊形態を再現できる荷重状態を検討した。入力荷重は、上記地震応答解析から最大の支承反力と橋脚の慣性力を組み合わせた値とした。これをここでは最大荷重と言う。構造解析モデルの範囲は橋脚と基礎の一部とし、下端は完全固定とした。コンクリート部はひびわれを考慮した2次元平面応力要素で、鉄筋はトラス要素で、段落し部は接触要素で置換した。コンクリートのひびわれはSmeared Crackモデルにより取り扱い、ひびわれ発生後はひびわれ面の垂直応力を0とした。

材料強度は地震応答解析の場合と同じ値を用いた。コンクリートはDrucker-Prager則を降伏基準として用い、完全塑性体とした。その際、ポアソン比を0.167、ひびわれ発生強度を $0.5f_c^{2/3}=2.0\text{ N/mm}^2$ とした。鉄筋は、von Mises則による完全塑性体とした。なお、鉄筋とコンクリートとは完全付着としている。鉄筋の段落し部は接触要素でモデル化し、圧縮力は伝達するが引張力は伝えないものとした。また、せん断伝達は鉄筋の影響を無視し、コンクリートの摩擦抵抗のみを考慮した。この場合の摩擦係数は、ACIの打継目を目荒らした場合の値である1.0を用いた。

5. 2 解析結果

P69での解析結果の一例を図-8に示す。支承から下方に斜めにせん断ひびわれが生じたP69では、軸方向に関して最大荷重の約93%の時点で、基部コンクリートが圧縮破壊に至る解析結果となった。段落し部におけるずれせん断力は圧縮応力の0.2倍程度であり、滑動するには至らなかった。また、基部から段落し部にかけて 11 N/mm^2 程度のせん断応力が算定され、せん断ひびわれが発生することが推察された。橋軸直角方向では、支承からの斜めひびわれよりも基部のせん断ひびわれが先行する結果となった。全体解析と同じように被害状況をうまく再現できなかった。

そこで、基部や段落し部が破壊する以前に、実際の被害で見られたような斜めひびわれが発生する荷重条件を見出すため、試計算を行った。この結果、橋軸直角方向の荷重を無くし、鉛直荷

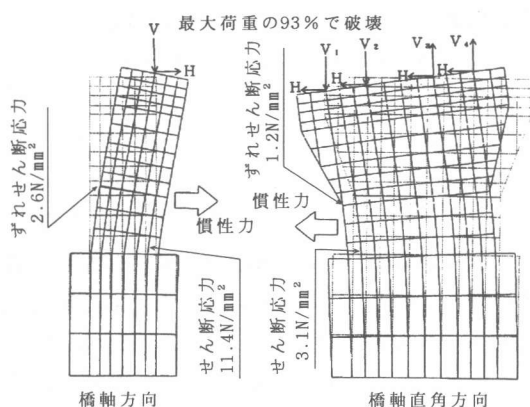


図-8 P69での発生せん断力の計算結果

重を山側の支承部のみに作用させた場合であれば、基部のせん断破壊に先行して支承部が破壊することが判明した。さらに、ひびわれが発生するためには、常時作用する支承反力の3倍程度の荷重が作用する必要がある。このような大きな荷重が発生しうる原因として、地震時の上下動による影響、あるいは他の橋脚の支承が破壊したことによって桁が山側に傾き、P69の片側に集中的に桁自重が作用したことなどが考えられるが、実体は現在のところ不明である。

P70の橋軸方向では、最大荷重の約80%で基部コンクリートが圧縮破壊に至った。段落し部のせん断応力の状況から、橋脚は段落し部を境に滑動しないものの基部から段落し部にかけてせん断ひびわれが発生することになった。もし被害状況と同じように滑動するとすれば、摩擦係数は0.3以下の条件が必要であった。この条件は段落し部でのかなり悪い施工状況（相当悪くても0.6ぐらいはある）を表すものであるが、段落し部での破断面の観察などからこのような状況は起こりにくかったと考えられる。一方、橋軸直角方向では、橋脚はせん断破壊しない結果となった。

そこで、P70の被害状況を再現するための条件を検討した。この結果、橋脚の橋軸方向の破壊が先行したと仮定して橋脚断面を1割程度欠損させた条件で解析すると、橋軸直角方向で段落し部から基部にかけて曲げに先行してせん断破壊することが判明した。

6. まとめ

- (1) 地震応答解析結果より、地震動の第1波でRC橋脚はせん断破壊し、支承も破壊することが推定できた。橋脚のせん断耐力と支承の耐力が兵庫県南部地震に対して不足していたことにより、被害が生じたと判断できた。
- (2) 橋梁全体系による地震応答解析では、P69とP70の橋脚が被害を受けることは再現できるが、破壊状況を詳細に再現するには至らなかった。
- (3) 橋脚のみを対象とした静的非線形FEM解析の結果、P69の支承部からの斜め方向のせん断ひびわれは、常時の3倍以上の上部工自重が集中的に作用しないと生じないことが判明した。P70では段落し部（打継目でもある）の耐力が不足していたが、この原因は橋軸方向のせん断破壊がまず生じ、その後橋軸直角方向に橋脚がせん断破壊したのによると推定された。

第二摩耶大橋は橋梁の復旧仕様に基づいて復旧され、既に供用を開始している。P69の橋脚部は増厚工法で、P70の橋脚部は新設で復旧された。支承は同型式で耐力の大きいものに交換された。本論文の解析結果だけでは橋梁の被災原因や過程を十分解明しているとは言い難く、今後も検討を継続していきたい。なお、護岸付近の地盤に液状化が見られ、側方流動により橋脚が被害を受けた可能性もあったが、解析ではこれらの地盤変状だけでは橋脚の破壊を説明できなかった。

参考文献

- [1] 脇 茂行, 池田貞夫: 第二摩耶大橋の設計と架設, 橋梁と基礎, 76-1, pp.12~17, 1976
- [2] 横田 弘: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その2) 被災状況 - 臨港交通施設 -, 港湾技研資料, No.813, pp.95~126, 1995.9
- [3] 梅村 魁: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法, 技報堂出版, pp.292~322, 1973
- [4] 土木学会耐震工学委員会動的相互作用小委員会: 基礎・地盤・構造物系の動的相互作用 - 相互作用効果の耐震設計への導入 -, pp.Ⅱ-28~48, 1992.9
- [5] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, 1994.2
- [6] 土木学会: コンクリート標準示方書(平成8年度版), pp.51~71, 1996