

大規模地震動に対する コンクリートラーメン高架橋の耐震設計について

湯川 保之¹・和田 信良²・川神 雅秀³・吉澤 努⁴

¹正会員 工修 日本道路公団 四国支社技術部構造技術課 (〒760 高松市朝日町4番1-3号)

²日本道路公団 四国支社技術部構造技術課 (〒760 高松市朝日町4番1-3号)

³正会員 工博 大日本コンサルタント 技術本部耐震研究室 (〒550 大阪市西区北堀江一丁目22番19号)

⁴正会員 工修 大日本コンサルタント 技術本部耐震研究室 (〒550 大阪市西区北堀江一丁目22番19号)

1. はじめに

都市内道路におけるコンクリートラーメン高架橋を対象に、地震時保有水平耐力法による安全性評価と非線形動的解析による動的挙動の検討を行った。

平成8年版道路橋示方書ではRCラーメン橋脚に対する地震時保有水平耐力法の規定が記載され、コンクリートラーメン橋についてもこれを準用できるとしている¹⁾。本文は、計画中のコンクリートラーメン高架橋を対象として、道路橋示方書に示された手法に準じた、橋軸方向地震に対する地震時保有水平耐力の評価方法の紹介と、弾塑性時刻歴応答解析との検証結果について報告する。

さらに、同じモデルについて地盤-構造物系の動的相互作用が構造物の動的応答に与える影響についても考察した。

2. 静的解析による地震時保有水平耐力の評価

(1) 解析手法

ラーメン橋の地震時保有水平耐力の安全性評価は、図-1のフローチャートに従って行った。解析対象は、図-2に示す5径間連続コンクリートラーメン橋とした。地盤種別はII種地盤、地域係数はB地域である。

解析モデルは図-3に示すような弾塑性骨組モデルとした。塑性ヒンジはすべての橋脚の上端および下端に生じると仮定し、塑性ヒンジ長の中央に塑性回転バネを設置した。橋脚の剛性は降伏剛性を用いた。上部構造は、断面力が初降伏耐力以下であることを照査するものとし、解析上は全断面有効の弾性要素として扱った。

塑性回転バネの曲げモーメント-曲率 ($M-\phi$) 関係は、道路橋示方書¹⁾に準じて図-4に示すような完全弾塑性型とし、終局時の曲げモーメント M_u および曲率 ϕ_u には、地震時に生じる軸力変化の影響を考慮するものとした。

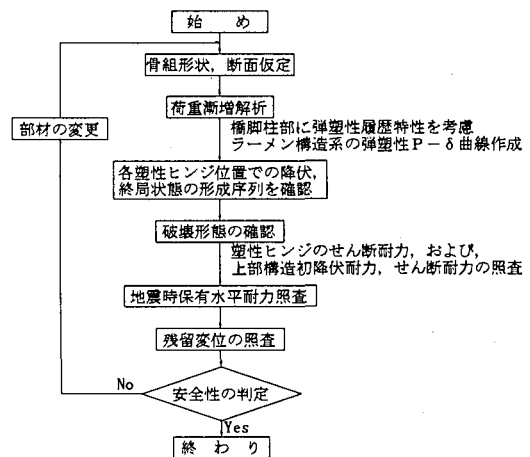


図-1 ラーメン橋の地震時保有水平耐力照査流れ図

以上により設定した解析モデルに水平荷重を漸増載荷し、ラーメン橋の水平荷重-水平変位 ($P-\delta$) 曲線を作成した。解析は、ラーメン橋の自重に相当する荷重に水平震度を乗じたものを水平方向に載荷するものとし、水平震度を漸増させつつ、上部構造の応答変位をプロットして $P-\delta$ 関係を算出した。ここに、水平荷重 P は、計算ステップごとに橋脚下端に生じるせん断力を合計した値を用い、水平変位 δ は上部構造の変位とした。

(2) 地震時保有水平耐力の評価

ここでは、タイプII地震動に対する安全性の評価について述べる。図-5は荷重漸増解析によって得られた $P-\delta$ 曲線である。図中のA~Lは各塑性回転バネの降伏状態および終局状態の形成序列を示す。塑性ヒンジの終局状態は、図-6に示すように、塑性回転角 θ_p が終局回転角 θ_{pu} に達した際の上部構造の変位として定義した。

ラーメン橋全体系の降伏状態は、道路橋示方書に示されたラーメン橋脚に関する地震時保有耐力照査手法¹⁾と同様に、一つ目の塑性回転バネが降伏した点から、図-5中

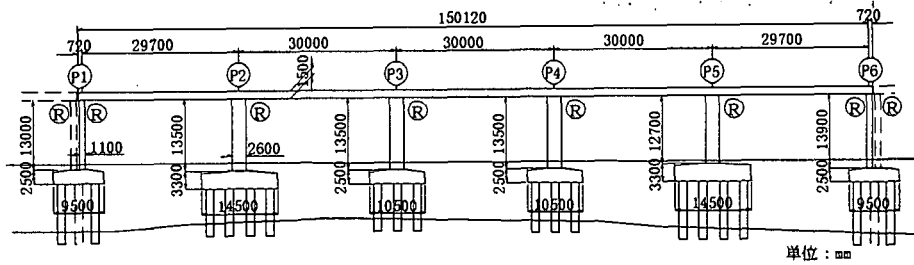


図-2 解析対象橋梁の一般形状

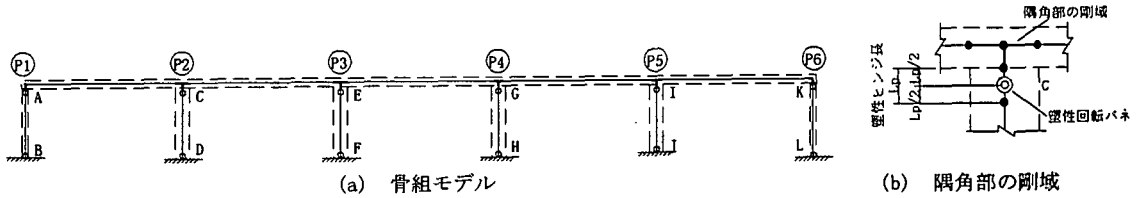


図-3 荷重漸増解析モデル

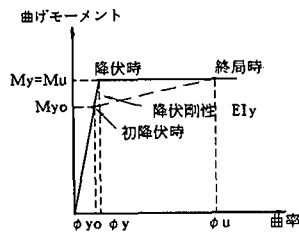


図-4 塑性回転パネのM-φ関係

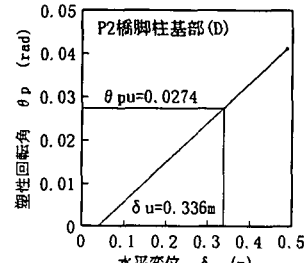
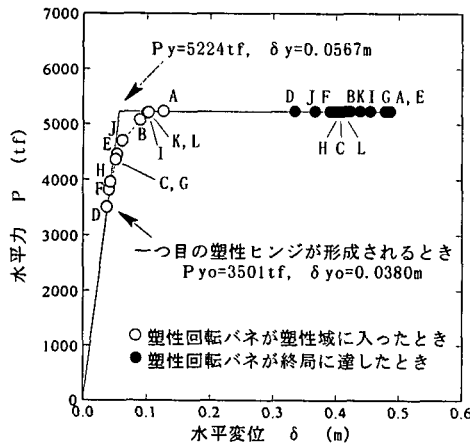
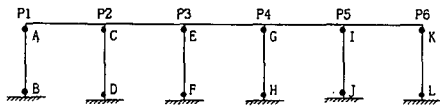


図-6 塑性回転パネのθ_p-δ関係



(a) 水平荷重P-水平変位δ曲線



(b) 塑性ヒンジ発生箇所

図-5 ラーメン橋の水平荷重P-水平変位δの関係

に示すように算定した。ラーメン橋全体系の終局状態も、同手法に準じて、降伏状態となった塑性回転パネが全て終局に達した状態と定義した。許容塑性率の安全係数は、RC橋脚に準じてタイプII地震動に対して $\alpha=1.5$ を用いた。以上から求めた、ラーメン構造物の保有耐力照査結果は表-1の通りである。

地震時保有水平耐力 P_a に相当する荷重ステップにおいて、

表-1 ラーメン橋の地震時保有水平耐力照査(タイプII)

降伏耐力	P_y (tf)	5224	設計水平震度 k_{hc}	1.49
降伏変位	δ_y (m)	0.0567	等価水平震度 k_{he}	0.45
終局耐力	P_u (tf)	5224	等価重量 W (tf)	9027
終局変位	δ_u (m)	0.488	$k_{he} \cdot W = 4062$ (tf) < P_a (OK)	
保有水平耐力	P_a (tf)	5224	応答塑性率 μ_R	3.81
許容塑性率	μ_a	6.07	残留変位 δ_R	0.10
		$\delta_R < \delta_{Ra} = 12.7^{\circ}/100 = 0.127$ m (OK)		
*対象橋梁で最も脚高の低い橋脚の高さ				

いずれの橋脚のせん断力もせん断耐力以下であり、構造物は曲げ破壊型と判断された。また、上部構造の断面力は初降伏耐力以下であった。

3. 弾塑性地震応答解析

(1) 解析手法

動的解析に用いた解析モデルは、骨組部分については、静的解析モデルと基本的に同一とし、質量を付加するとともに、フーチングの部材と基礎を並進・回転パネ(S-Rパネ)によりモデル化した。弾塑性部材の履歴ループは剛性低下型の武田モデルを用いた。塑性回転パネの降伏曲げモーメントは、図-7に示すように、死荷重時と降伏水平耐力 P_y 作用時でほとんど違いがみられないため、動的解析では死荷重時軸力に関するM-φ関係を採用し、軸力相関の影響は考慮しないものとした。各部材の減衰定

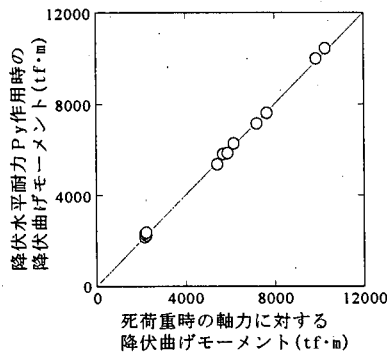


図-7 荷重状態による塑性回転バネの曲げ耐力の比較

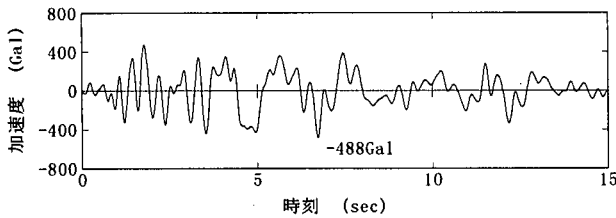
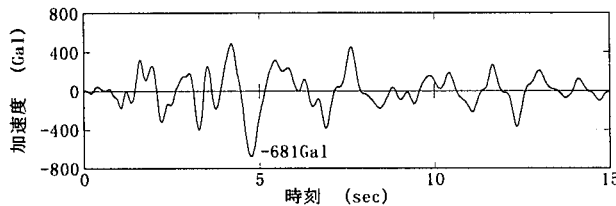
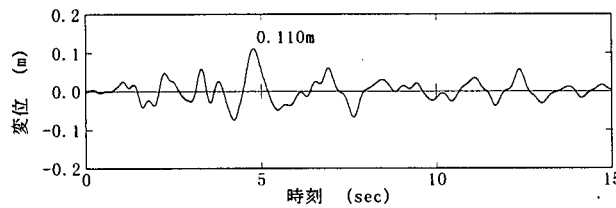


図-8 模擬地震動（地表面応答波）



(a) 上部構造応答加速度



(b) 上部構造応答変位

図-9 動的解析結果時刻歴応答波形

数は、上部構造に対して3%、下部構造の線形部材に対して5%、塑性回転バネに対して2%、基礎バネに対して20%と設定した。

入力地震動は1995年兵庫県南部地震の観測波をもとに作成した、タイプII地震動に相当する規模の模擬地震動を用いた。これは、JR西日本鷹取駅において観測された加速度波形を、現地の地盤条件を考慮して基礎まで引き戻し、架橋位置の地盤に入力して得られた地表面の応答波である。模擬地震動の時刻歴波形図を図-8に示す。

(2) 解析結果

解析結果は図-9の通りである。上部構造の最大応答加速度は681Gal、応答変位は0.11mであった。

図-10はラーメン構造物のP- δ 関係に動的解析結果によ

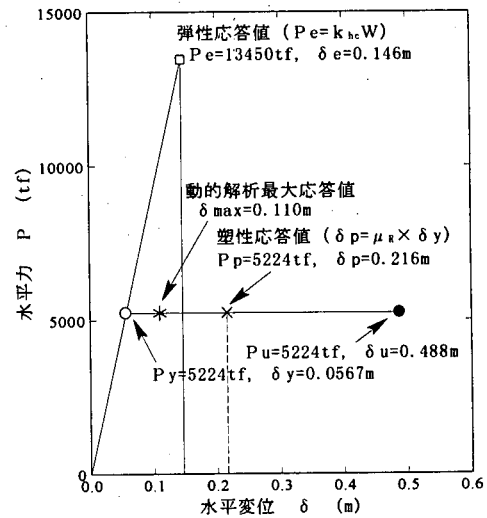


図-10 保有耐力照査と動的解析結果の比較

る上部構造の最大応答変位 δ_{max} をプロットしたものである。 δ_{max} は基礎の変形も考慮した値を用いているが、それにもかかわら、 δ_{max} は、構造物の弾性応答からエネルギー一定則によって推定される弾塑性応答値（降伏変位に応答塑性率を乗じて得られる）を下回っており、エネルギー一定則に基礎をおく地震時保有水平耐力法が動的解析に比較して安全側の照査となっていることが示されている。動的解析においては基礎バネの減衰定数が20%と大きく、この影響で応答値が小さく算出されているものと考えられる。

4. 地盤-構造物系動的相互作用解析

(1) 解析手法

地盤-構造物系の動的相互作用解析では、表-2に示す4種類の手法を用いた。なお、比較のため、解析手法⑤として前節と同様な弾塑性骨組解析を併記している。解析手法①、②は平面ひずみ要素による二次元解析、③、④は立体解析である。相互作用解析モデルの例として、二次元FEM解析(①,②)におけるメッシュ分割図を図-11に示す。

(2) 解析モデル

地質構成は表-3に示すように沖積層、洪積層ともに粘性土と砂礫土が卓越する地盤であり、工学上の基礎面はGL-11.6mに存在する。地盤の繰返し載荷モデルは、解析②および③では、修正R-Oモデルを用い、解析④では鶴飼らの提案する改良双曲線モデル²⁾を用いた。

橋脚および基礎を表す鉄筋コンクリート部材の剛度は、解析①では降伏剛性を用い、解析②～⑤ではひび割れおよび降伏時に剛性が変化するトリリニアモデルとした。履歴ループは武田モデルを用いた。

表-2 解析法の概要

解析法	①等価線形有限要素法	②弾塑性有限要素法	③弾塑性格子解析法	④弾塑性有限要素法	⑤弾塑性骨組解析法
次元	二次元	二次元	三次元	三次元	二次元
構造物モデル	ビーム要素	ビーム要素	ビーム要素	ビーム要素	ビーム要素
地盤モデル	ソリッド要素	ソリッド要素	パネ-質点系	ソリッド要素	基礎にS-Rパネ
構造物履歴特性	等価線形	武田モデル	武田モデル	武田モデル	武田モデル
地盤履歴特性	等価線形	修正R-0	標準トリリニア	改良双曲線	-
境界処理	粘性境界	粘性境界	粘性境界	無限地盤に結合	-
処理領域	周波数領域	時間領域	時間領域	時間領域	時間領域

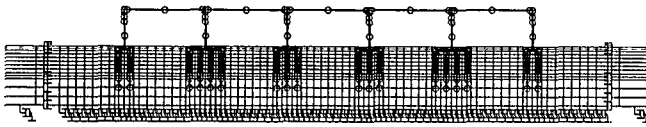


図-11 二次元FEM解析モデル図

表-3 地盤定数

土層区分	深度 GL-m	N値	湿潤密度 g/cm ³	S波速度 m/s	初期せん断剛性 kgf/cm ²
Bn	1.5	4	1.7	140	340
Ag	6.7	15	1.8	220	890
Ac ₃	9.6	5	1.6	170	470
Dc ₁	11.6	16	1.8	250	1150
Dg ₁		50	2.0	510	5300

相互作用解析における入力地震波は、前出の模擬地震動を作成する際に算出した、基礎入射波を使用した。なお、解析⑤では、地表面の応答波である模擬地震動を入力した。

(3) 解析結果

解析結果より、図-12に応答加速度、応答変位、橋脚基部の曲げモーメントの各最大値を、各橋脚位置ごとに着目してプロットして示す。上部構造における加速度、水平変位は、解析⑤の応答値が最大であり、動的相互作用の効果を考慮しない場合、やや安全側の結果を与えることが分かる。曲げモーメントの比較では、解析②～⑤については降伏耐力に達しているために、大きい違いは見られない。一方、解析①は橋脚を降伏剛性の弾性部材としているため、水平変位が最も小さく、逆に脚柱基部の曲げモーメントが最も大きく出力されている。なお、本解析においては、二次元と三次元モデルの応答結果について顕著な差は見られなかった。

5. まとめ

ラーメン高架橋を対象として、静的な荷重漸増解析による地震時保有水平耐力の評価を行い、タイプII地震動

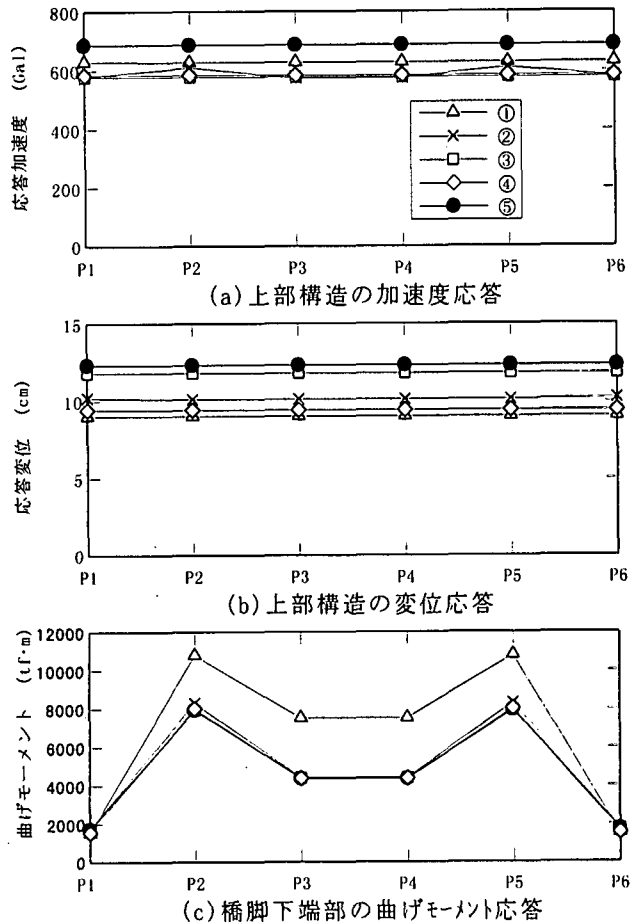


図-12 各橋脚位置における最大応答値

に対する耐震安全性を確認した。また、弾塑性時刻歴応答解析により算出された最大応答変位は、構造物の応答塑性率に降伏変位を乗じて求めた塑性応答値を下回り、本報告による耐震安全性の評価手法は、動的解析に比較して安全側であった。

地盤-構造物の動的相互作用解析より、本橋では、S-Rモデルによる解析は地盤-構造物系一体解析に対して安全側の解析となることが示された。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，1996。
- 2) 若井，鶴飼：3次元弾塑性FEMによる橋梁系の地震応答解析，第24回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，1997。