

PRC中空床版ラーメン橋の保有耐力照査について

中 菌 明 広¹・能 登 谷 英 樹²・筒 井 幸 司³・仁 山 康 史⁴

¹ 日本道路公団 大阪建設局 建設第二部構造技術課（〒550-0004 大阪市西区靱本町1-11-7）

² 日本道路公団 大阪建設局 建設第二部構造技術課（〒550-0004 大阪市西区靱本町1-11-7）

³ 八千代エンジニアリング㈱ 大阪支店 技術第一部第二課（〒540-0001 大阪市中央区城見1-4-70）

⁴ 八千代エンジニアリング㈱ 大阪支店 技術第一部第一課（〒540-0001 大阪市中央区城見1-4-70）

1. はじめに

平成8年版道路橋示方書を引き継ぎ、平成10年1月道路橋の耐震設計に関する資料としてPCラーメン橋等の耐震設計計算例（以下 計算例と言う）が示された。

本文は、都市型のコンクリートラーメン橋に対して、上記計算例と同様に、橋軸方向についての地震時保有水平耐力法による耐震検討と非線形動的解析による照査を行ったので、その結果について報告するものである。

2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁を図-1に示す。設計条件は次のとおりであり、上部構造は震度法で設計が完了している。

形 式：PRC 5径間連続中空床版ラーメン橋
支 間 割：29.5 + 3@30.0 + 29.5 m
幅 員：全幅員 10.905 m
活 荷 重：B活荷重
橋 脚：壁式橋脚
基 礎：場所打ち杭 φ1200
地盤種別：Ⅱ種地盤
地域区分：A地域

3. 非線形静的解析（保有水平耐力法）

（1）解析概要

非線形静的解析は、図-2に示す全体系の骨組構造モデルに、一様な水平震度 K_h を作用させて慣性力とし、この荷重を漸増させて変位や断面力、部材の非線形化の程度を算定するものである。

橋梁全体系の初降伏時としては想定した複数の塑性ヒンジのうち、1つが降伏する時、終局時としては1つが終局に達する時として定義した。

対象橋梁は橋脚高さが低く、高さのほぼ等しいラーメン橋のため、橋脚の剛性に殆ど差がなく、各橋脚の終局点にも差が生じないため、全体系の終局時として上記のように定義しても不合理な設計とはならないものと考えた。

なお、解析モデルにおいて、上部構造は断面力が降伏耐力以下であることを照査するものとし、全断面有効の線形部材として取り扱った。また、計算例同様に、橋脚下端は固定として解析し、橋脚の変動軸力の影響については、これを考慮しないこととした。

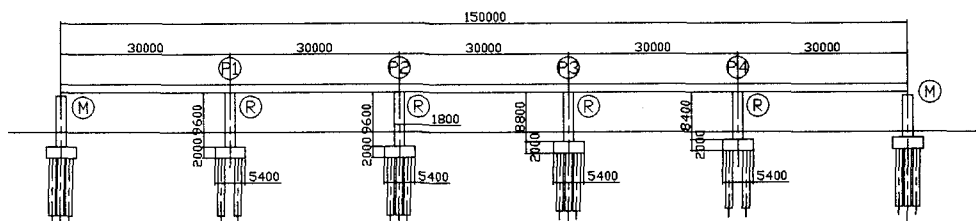


図-1 解析対象橋梁

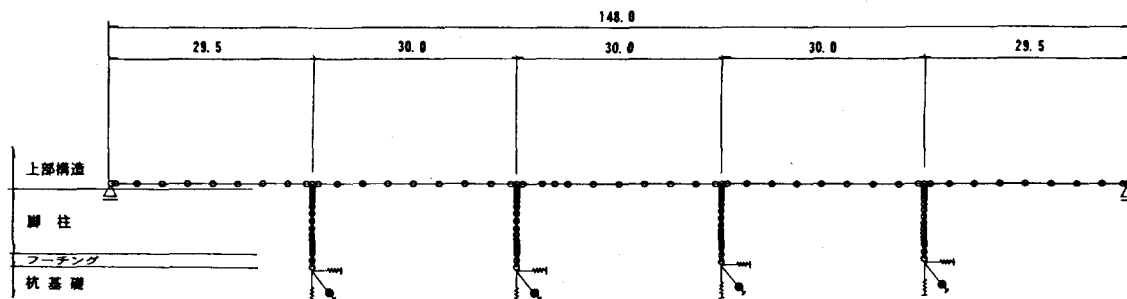


図-2 解析モデル

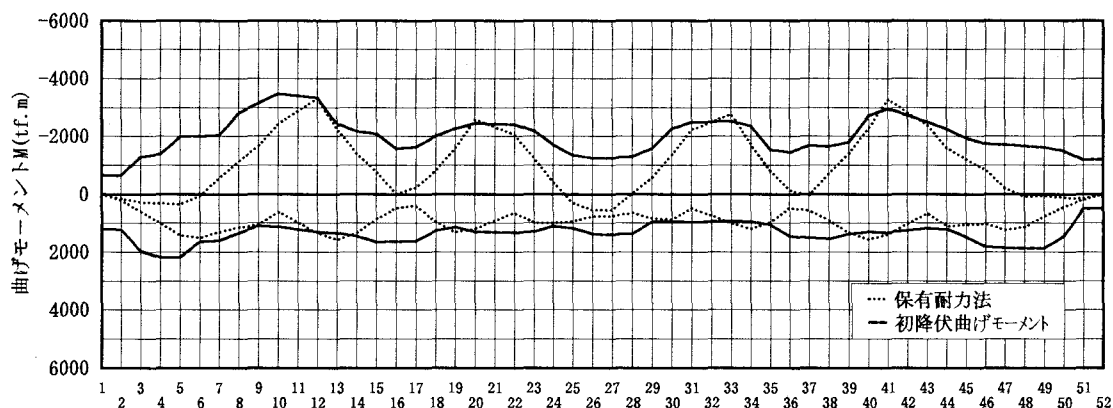


図-4 上部構造の曲げモーメント (終局時)

(2) 下部構造

水平震度 K_h と上部構造慣性力作用位置における水平変位 δ の関係は、図-3のとおりとなった。

表-1に橋脚躯体の安全性照査結果を示す。

また、橋脚の破壊形態は橋脚上下端が終局曲げモーメントに達する時の水平耐力 P_u がせん断耐力 P_s 以下であるので、曲げ破壊型と判定された。

$$P_u = 709 < P_s = 1018 \text{ tf}$$

(P1橋脚、タイプ-II)

(3) 上部構造

図-4に橋梁全体系が終局時に達した時の上部構造の曲げモーメント分布を示す。

震度法で決定した断面による上部構造の降伏耐力は、上側引張に対しては柱頭部で、下側引張に対しては交番部付近で若干不足する結果となった。

4. 非線形動的解析

(1) 解析概要

非線形動的解析は、静的解析と同様のモデルとするが、橋脚下端に基礎バネを取り付けた。

構造部材のモデルを表-2に示す。

表-1 橋脚躯体の安全性の判定

			タイプ I	タイプ II
地震時保有水平耐力の照査	初降伏時	k_{hyo}	0.516	0.517
	降伏時	k_{hy}	0.677	0.677
	終局時	k_{hu}	0.677	0.677
	初降伏時	δ_{yo}	0.025	0.025
	降伏時	δ_y	0.033	0.033
	終局時	δ_u	0.140	0.249
	許容塑性率	μ_a	2.067	5.306
	固有周期	T_{eq}	0.72	0.72
	設計水平震度	k_{hc}	0.85	1.75
	等価水平震度	k_{he}	0.48	0.56
残留変位の照査	判定	$k_{he} < k_{hu}$	OK	OK
	応答塑性率	μ_R	1.29	3.84
	残留変位	δ_R	0.006	0.057
	許容残留変位	δ_{Ra}	0.091	0.091
	判定	$\delta_R < \delta_{Ra}$	OK	OK

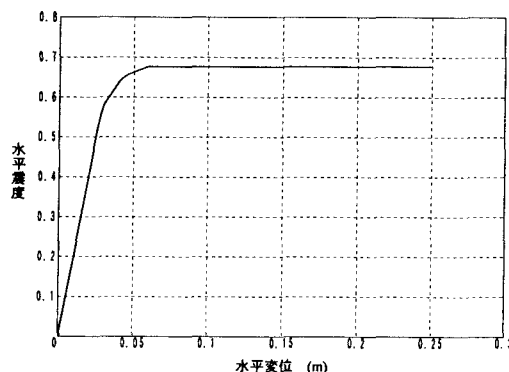


図-3 $K_h - \delta$ 関係 (タイプ-II)

なお、上部構造は全部材が降伏剛性を有する線形部材とした。降伏剛性は、全断面有効剛性に対する低下率として評価した。その低下率は、上側引張、下側引張に対する数値計算のもと、全部材の平均的な値である一律の0.3を採用した。

上部構造はPRC部材であり、常時荷重に対して、ひび割れを制御した断面算定法を採っている。したがって、ひび割れを考慮した剛性を用いることは、合理的なことであり、大規模地震に対する過大設計をさける観点の1つでもある。そこで、ひび割れを考慮した降伏直前の剛性として、降伏剛性を便宜的に用いることとした。

また、本来は上部構造の部材によって正確に剛性を評価すべきであるが、計算例では、耐力超過部材を部分的に降伏剛性とする場合と、全部材降伏剛性とする場合とで結果に差がない、と示されていることと、解析が煩雑になる実務レベルの視点から、全部材の降伏剛性とした。

解析に用いた地震波は下記のとおりである。

タイプ-I：標準波形I-II-1（板島橋）

タイプ-II：標準波形II-II-1（JR鷹取）

解析結果はタイプ-IIが支配的となったので、以後、タイプ-IIに特定して述べることとする。なお、タイプ-IIで3波の比較を行ったが、殆ど応答値に差が見られなかった。

図-5に固有振動解析の結果を示す。

(2) 下部構造

すべての塑性ヒンジ部において、応答回転角は許容値を満足したが、塑性化を想定していない塑性ヒンジ領域の直下および直上の部材が塑性化する結果となった。

このことについては、当該部材の応答曲率が許容曲率以下となっていること、上部構造の最大応答変位（基礎の影響を除く）が、非線形静的解析の $K_h-\delta$ 関係から求まる許容変位以下となる等の理由から、全体系の安全性には問題のないものと考えた。

図-6, 7にP1橋脚上下端での塑性ヒンジ部における応答履歴を示す。

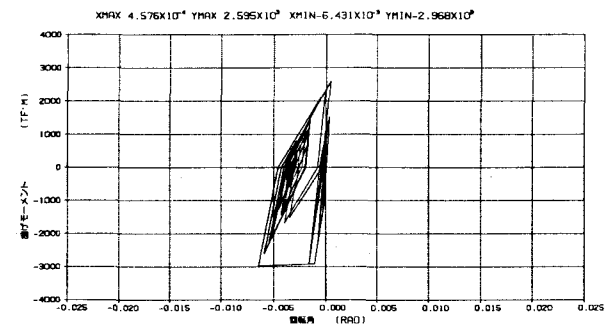


図-6 P1橋脚上端塑性ヒンジ部応答履歴曲線

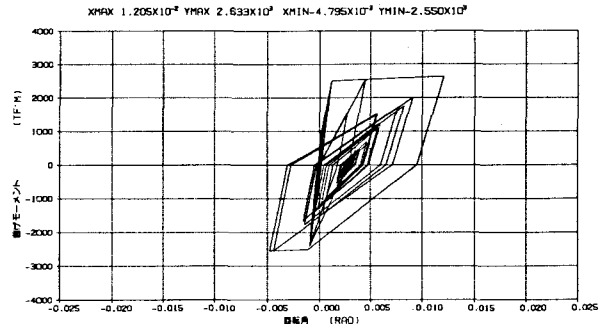


図-7 P1橋脚下端塑性ヒンジ部応答履歴曲線

表-2 構造部材のモデル化

着目部材	モデル	減衰定数 h (%)	備 考
上部構造	線形梁要素	3	全断面有効剛性降伏剛性
脚柱	上端, 下端	2	剛性低下型トリリニアモデル(武田型)
	上記以外		
フーチング	線形梁要素	2	
杭基礎	等価線形バネ	20	フーチング下面に集中バネとして付加

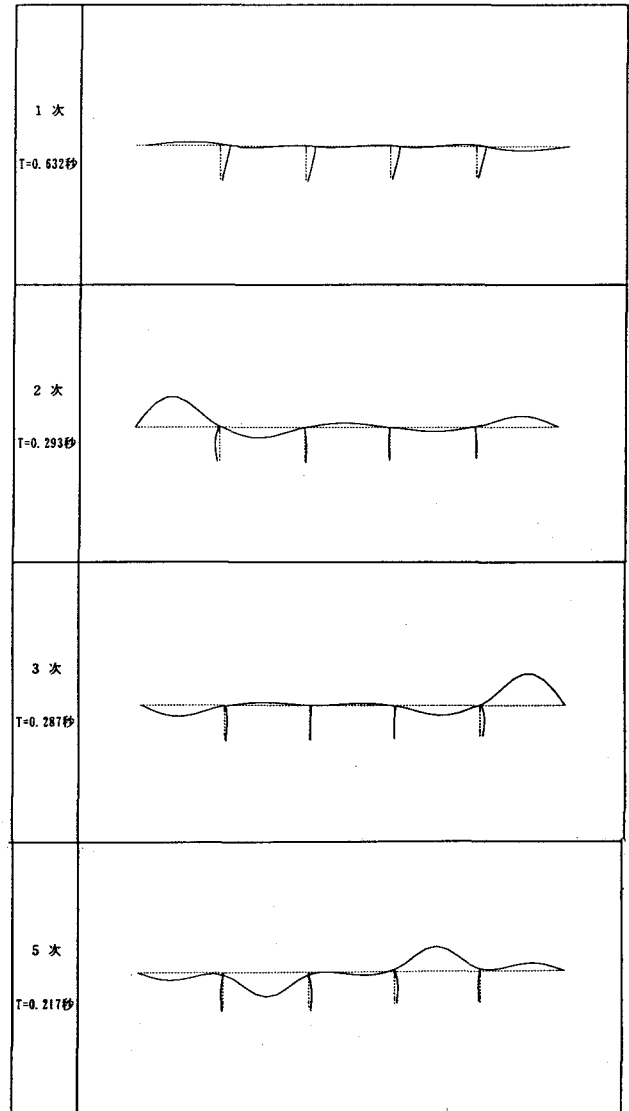


図-5 固有振動解析

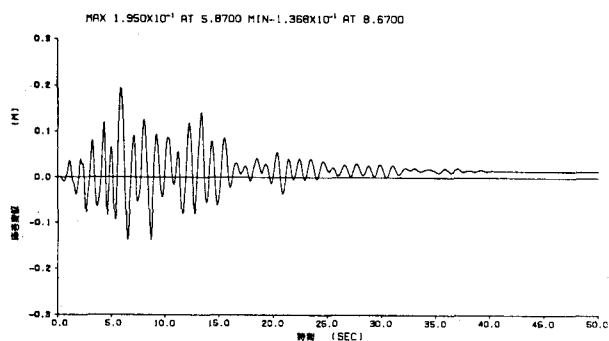


図-9 上部構造の応答変位

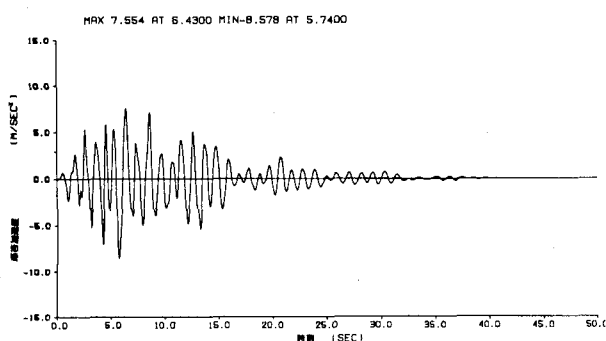


図-10 上部構造の応答加速度

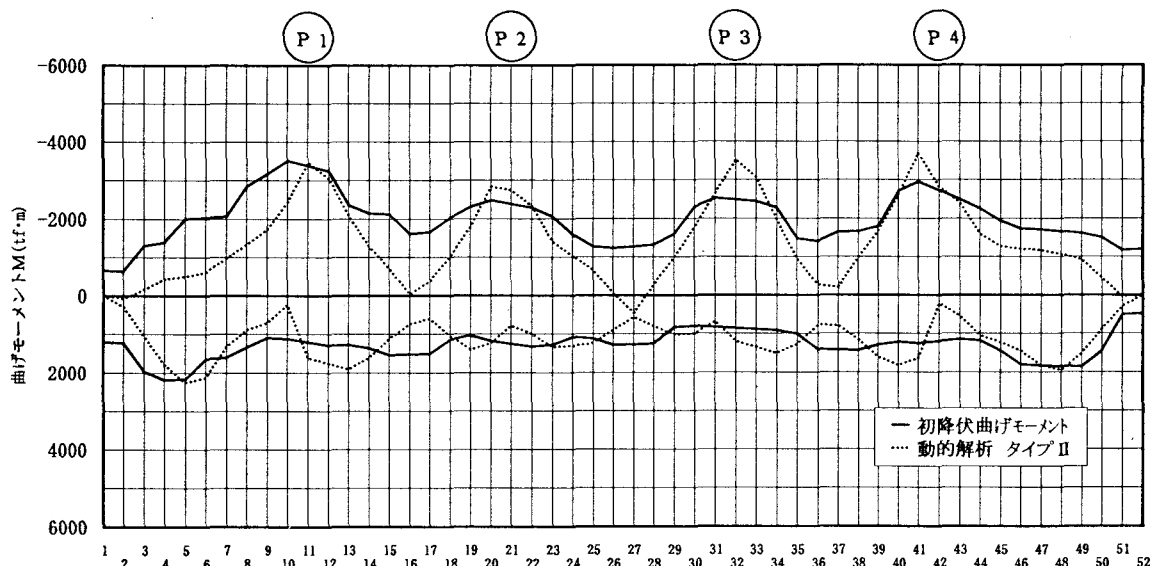


図-8 上部構造の最大応答曲げモーメント

(3) 上部構造

図-8に上部構造の最大応答曲げモーメント分布を示す。この曲げモーメントは上部構造を全断面有効とした静的解析の結果を全般的に上回っており、また、降伏耐力を超過している範囲も静的解析結果より広がっている。

超過の顕著な断面で、この応答曲げモーメント以上の降伏耐力を確保するために必要となる主鉄筋量を算出すると、以下のとおりである。

上側引張に対して：D 29 @ 125

(P4柱頭部)

下側引張に対して：D 25 @ 125

(P3～P4間のP4寄り交番部)

この鉄筋径の結果は、設計法別に対比すると、概ね震度法に対して2ランクアップ、保有耐力法に対して1ランクアップとなるが、PC鋼材による補強までには至らなかった。

図-9に上部構造の応答変位を、図-10に応答加速度を示す。

5. おわりに

計算例において、非線形静的解析では橋脚下端を固定とし、非線形動的解析では基礎バネを付けている。

本報告では、同様にモデル化した但、動的解が静的解を若干上回ることとなった。

対象橋梁は基礎の影響を受けやすい構造形式と考えられることから、現在、基礎バネを考慮した静的解析の結果を吟味中である。

この報告が今後の展開の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996
- 2) 社団法人 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料—PCラーメン橋・RCアーチ橋・PC斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例—，1998