

(132) PC橋脚の構造解析

日本大学 大学院 工修 正会員 ○河野 弘来
 日本大学 大学院 正会員 張 文耀
 日本大学 理工学部 工博 正会員 山崎 淳

1. はじめに

プレストレストコンクリート技術協会における横浜国立大学の池田尚治教授を委員長とする橋脚PC構造研究委員会で、新しい構造形式であるプレストレストコンクリート橋脚(以下PC橋脚とする)について様々な検討が行われ、現在ではその挙動の多くが明らかになりつつある。

本研究の位置付けとしては、既に学会等で発表もしくは上記の橋脚PC構造研究委員会での委員会資料に示されている、PC橋脚に対して過去に実施された実験データを基に、耐震性能に関する検討を行った。

PC橋脚に関する実験では、各種のパラメータ(P/S量、上部構造重量、軸方向鉄筋量、断面形状、等)を変化させたPC橋脚実験供試体に対して静的交番載荷実験等が実施され、池田ら¹⁾により報告されている。本論では、既に公表されている数多くの実験データの中から、PC橋脚供試体に対する静的交番載荷実験により得られた荷重~変位関係、いわゆる履歴ループに着目し、ここからPC橋脚と鉄筋コンクリート橋脚(以下RC橋脚とする)の等価減衰定数、残留変形、時刻歴応答解析手法について比較検討する。新しい構造形式であるPC橋脚と既知の構造形式であるRC橋脚とを比較することで、実験により示されているPC橋脚の優れた耐震性能のメカニズムの一端を解明することを本論の目的とした。

2. 検討対象とする実験供試体

実験データの中から、本論ではRC橋脚としてS-1供試体、PC橋脚としてS-3供試体を選択した。図-1にS-1供試体(以下、S-1(RC))、図-2にS-3供試体(以下、S-3(PC))の形状と配筋、表-1に供試体諸元、表-2に供試体に使用されている材料の特性値を示す。

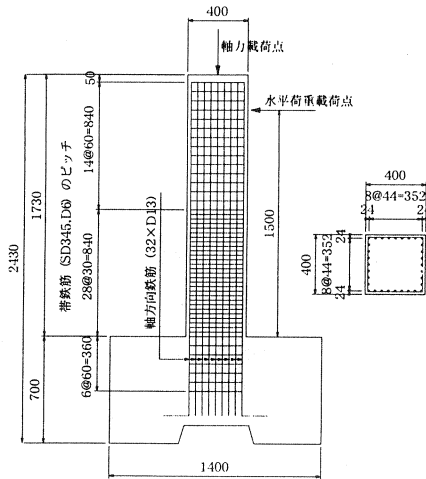


図-1 S-1(RC)供試体の配筋

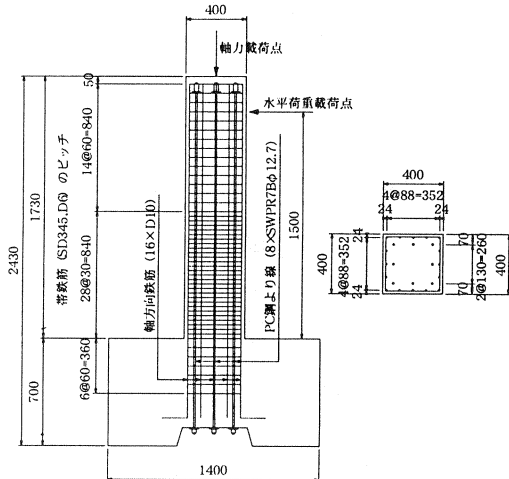


図-2 S-3(PC)供試体の配筋 及び PC鋼材配置図

表-1 供試体諸元

供試体名	断面形状	軸応力度 (MPa)	コンクリート強度 (MPa)	プレストレス (MPa)	付着の有無	帯鉄筋	帯鉄筋の体積比(%)	PC鋼材	軸方向鉄筋
S-1	中実	1.0	35.0	-	-	D6@30	1.138	-	32×D13
S-3	中実	1.0	35.0	4.0	有	D6@30	1.147	8×SWPR7Bφ12.7	16×D10

表-2 材料の特性値

供試体名	コンクリート		帯鉄筋		軸方向鉄筋		PC鋼材		
	圧縮強度 σ_c (MPa)	弾性係数 E_c (MPa)	降伏強度 σ_{sy} (MPa)	弾性係数 E_s (MPa)	降伏強度 σ_{sy} (MPa)	弾性係数 E_s (MPa)	降伏強度 σ_{py} (MPa)	弾性係数 E_p (MPa)	初期緊張力 P (MPa)
S-1	3.98	2.45×10^4	387	2.06×10^5	391	2.06×10^5	—	—	—
S-3	42.2	2.48×10^4	387	2.06×10^5	401	2.06×10^5	1754	1.94×10^5	808.16

図-1及び図-2に示した2つの供試体(S-1(RC)、S-3(PC))は外形寸法は同一であるが、断面内において軸方向鉄筋の配置やPC材の有無など種々の相違点がある。しかし、図-3に示す両供試体の静的交番載荷実験結果の履歴ループをみると、終局～崩壊に至る領域での変形性能等には大きな差異が認められるが、最大耐力について、ここに示していない更に他の供試体(S-1~22)の各履歴ループにおける最大耐力の値と相対的に比較すると、S-1(RC)とS-3(PC)の最大耐力の値は、ほぼ同一($P_{max} \approx 220$ kN)であると判断し、この2つの供試体を本論の対象として選択した。

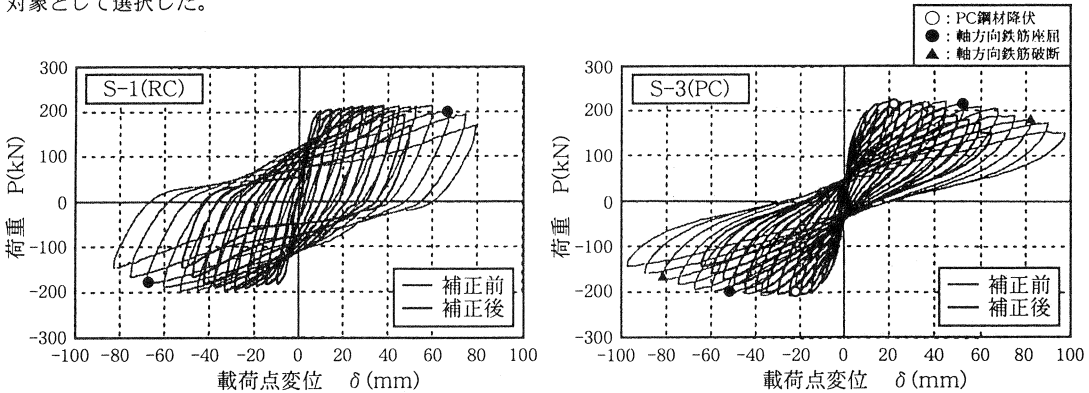


図-3 静的交番載荷実験結果

図-3に灰色の線(補正前)で示す履歴ループは実験の生データであり、黒線(補正後)で示す履歴ループは橋脚基部の回転による水平力荷点での変位を控除したものである。本論では検討の範囲を橋脚基部より上側とするので補正前の履歴ループ(灰色の線)を消去し、補正後の履歴ループのみに着目する。(図-4)

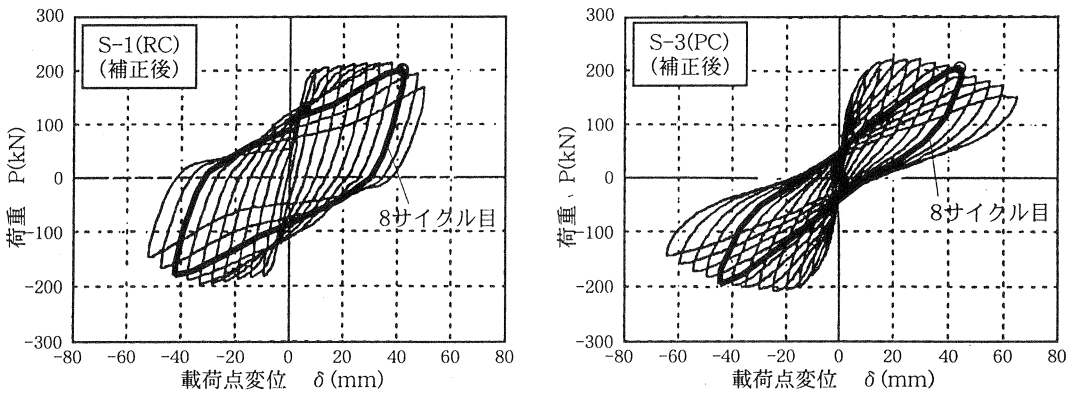


図-4 対象とする履歴ループのサイクル

図-4の図中の黒太線で示すループは、履歴ループの8番目のサイクルを示す。このデータは次節で述べる、剛性 k と減衰定数 h による時刻歴応答解析に用いる。

3. RC橋脚・PC橋脚の等価減衰定数と残留変位による耐震性能の検討

荷重～変位の履歴ループによって囲まれる面積を計算することは、履歴消費エネルギー(ひび割れや鉄筋の降伏といった、RC構造の弾塑性特性により消費されるエネルギー)を計算することであり、RC構造物の耐震性能に対する履歴消費エネルギーは減衰性能を表す事が広く知られている。そこで、本研究では、既存のRCとPCの履歴ループ(復元力特性)から等価減衰定数を求め、RC橋脚との比較からPC橋脚の耐震性能・減衰性能を検討する事を目的とした。本論では履歴ループで囲まれる面積を、履歴消費エネルギー: ΔW とし、これを履歴ループの剛性から求まる等価ポテンシャルエネルギー: $We = 1/2 \times \delta \times P$ で除して求める等価減衰定数を he とする。

※ 用いた計算式 : $he = 1/(4\pi) \times (\Delta W / We)$

S-1(RC)とS-3(PC)供試体の双方の履歴ループ(図-4)をみると、双方とも静的交番載荷実験に於けるサイクルの8番目(8周目)において、正方向の最大到達点の変位=40mm、荷重=200 kNである。ここから、この8サイクル目においては、S-1(RC)とS-3(PC)の等価ポテンシャルエネルギー: We がほぼ等しくなる。等価ポテンシャルエネルギーが同一であるならば、等価減衰定数を定める要因(パラメータ)は、双方の異なる復元力特性(履歴ループ)から計算される面積(履歴消費エネルギー: ΔW)に支配される。それぞれの履歴ループ8サイクル目を折れ線で置き換え、履歴ループ8サイクル目における正負両側ピーク時の変位と荷重、及び残留変位をグラフから読み取った。折れ線で囲われた面積を計算し履歴消費エネルギー: ΔW を求めた。履歴ループの剛性: k は、原点と正負両側の履歴ループのピークを結ぶ直線の傾きとした。図-5に履歴ループ8サイクル目の面積計算に用いた図を示す。表-3に読み取った値と計算で得られた数値を示す。

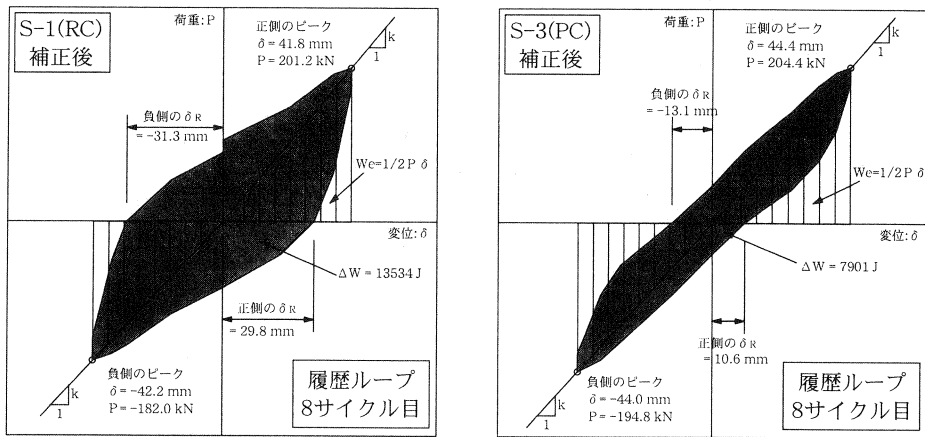


図-5 履歴ループの面積計算

表-3 計算結果

供試体	履歴ループ 8サイクル目の変位・荷重の最大到達点						等価ポテンシャルエネルギー $We = \Sigma(1/2 \times \delta \times P)$ (J)	履歴ループ面積 ΔW (J)	等価減衰定数 $he = 1/4\pi(\Delta W / We)$	残留変位: δ_R	
	正側のピーク			負側のピーク						正側	負側
	変位: δ (mm)	荷重: P (kN)	剛性: k (kN/mm)	変位: δ (mm)	荷重: P (kN)	剛性: k (kN/mm)				(mm)	(mm)
S-1(RC)	41.8	201.2	4.81	-42.2	-182.0	4.31	8045	13534	0.134	29.8	-31.3
S-3(PC)	44.4	204.4	4.60	-44.0	-194.8	4.43	8823	7901	0.071	10.6	-13.1

表-3の結果について、RC・PCの耐震性能に関して、等価減衰定数と残留変位の観点から述べる。等価減衰定数 he は、S-3(PC)に対してS-1(RC)の方が約2倍大きい。一般に、減衰定数が大きいほど、応答倍率は小さくなる事が知られている。減衰定数から耐震性能を評価すれば、任意の地震波を受けた場合に橋脚に生ずる応答は、S-3(PC)よりもS-1(RC)の方がより低く抑えられるので、S-1(RC)の方がS-3(PC)よりも優れている、という結論は、PC橋脚の耐震性能における一般論“PC橋脚はRC橋脚よりも耐震性能に関してより優れた構造物である。”に矛盾する。故に、本論ではPC橋脚の耐震性能を減衰定数により評価することは適切でないと考え、これに替わる耐震性能を評価するファクターとして、残留変位に着目した。

残留変位は、S-1(RC)が $\delta_R=29.8$ mm、S-3(PC)は $\delta_R=10.6$ mm である (正側について)。S-3(PC)の残留変位は、S-1(RC)に対して約1/3である。ここで、道示V²⁾の中の残留変位に関する規定を挙げる。(「橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100以下とする。」) 道示V・地震時保有水平耐力法の規定によれば、今回対象としている供試体の「橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ」: $h = 1.5$ mより、許容残留変位は $1.5 \text{ m} / 100 = 15$ mm である。また、PC橋脚の大きな特徴としては、その復元力特性は塑性領域においても原点指向性が顕著であることが挙げられる。仮に橋脚が強震により大きな応答変位を生じた場合でも、PC橋脚はRC橋脚に比べて残留変位が少ないので、強震が収束した後の供用性が高いと思われる。

4. 剛性kと減衰定数hによる時刻歴応答計算と解析結果

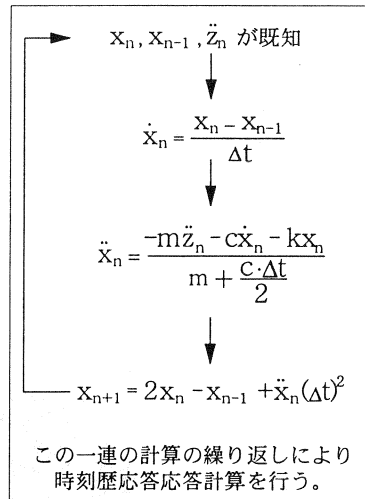
前節で減衰定数hによるPC橋脚の耐震性の評価を否定したが、本節ではあえて、減衰定数が大ならば応答倍率は小、すなわち応答変位に関してPC>RCということを確認するために前節で求めた剛性kと減衰定数hを用いて時刻歴応答計算を行った。

(※ 等価減衰定数heを減衰定数hとしている。) 本解析では、時刻歴応答計算に対する減衰定数の影響をみるため、従来ならば剛性kと減衰定数hを時々刻々変化させるが、今回はPCとRCそれぞれの剛性kと減衰定数hを終始一定とした。解析に用いた数値を表-4に示す。時刻歴応答計算の一連の流れを図-6に示す。解析に用いる入力地震波は、図-7に示す1995年兵庫県南部地震・神戸海洋気象台NS加速度成分とした。解析はS-1(RC)、S-3(PC)それぞれの剛性k、減衰定数h (計算中では粘性減衰定数c)を用い、他の条件・解析手法については全く同様に行った。解析結果 (応答変位) を図-8に示す。

表-4 剛性kと減衰定数hによる時刻歴応答計算に用いた諸数値

供試体	質量:m kg	剛性:k N/m	減衰定数:h -	粘性減衰係数:c kg/sec
S-1(RC)	160,000	4,810,000	0.134	235,108
S-3(PC)	160,000	4,600,000	0.071	121,822

※ 粘性減衰係数:cは、(式) $c = 2h\sqrt{mk}$ から求めた。



この一連の計算の繰り返しにより時刻歴応答計算を行う。

図-6 時刻歴応答計算の流れ (剛性kと減衰定数hによる)

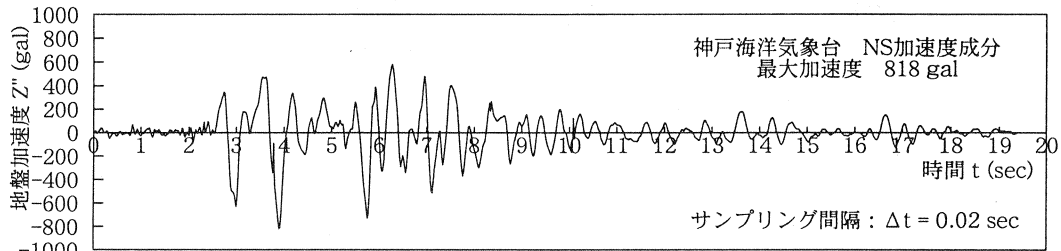


図-7 入力地震波

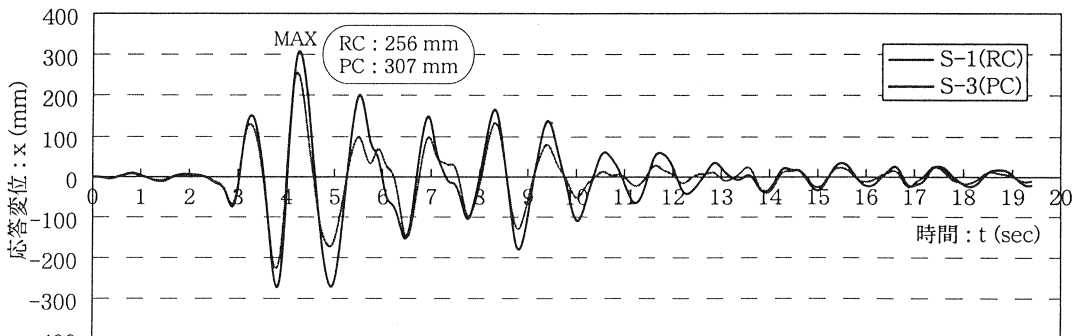


図-8 剛性kと減衰定数hの応答解析によるRCとPCの応答変位比較

剛性kと減衰定数hによる応答解析の結果(図-8)から、最大応答変位で比較すると、双方とも時間 $t = 4.20\text{sec}$ 付近で最大応答変位、S-1(RC)が256 mm、S-3(PC)が307 mm、PCのRCに対するの最大応答変位の割合は約120%である。また、減衰定数の大きなRCの方が、小さいPCよりも応答変位が小さいという傾向が確認できた。

5. 履歴ループモデルによる時刻歴応答計算と解析結果

RC橋脚とPC橋脚の残留変位の比較をするため、履歴ループモデルによる応答解析の方法と結果について述べる。解析に用いたRC、PCそれぞれの履歴ループモデルを図-9に示す。解析における具体的な応答計算の一連の流れを図-10に示す。解析に使用する入力地震波は、前節4.で行った解析と同じ図-7の神戸海洋気象台NS加速度成分の中から、時間 $t = 0.02 \sim 10.00\text{ sec}$ までの範囲とした。

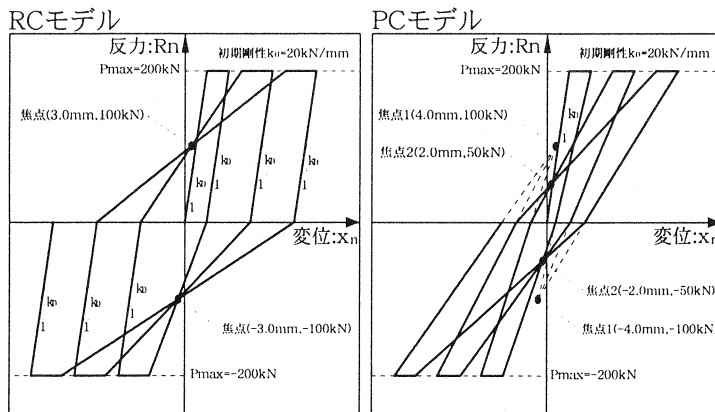


図-9 履歴ループモデル

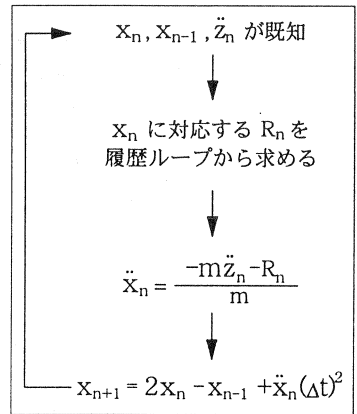


図-10 時刻歴応答計算の流れ(履歴ループモデルによる)

図-9に示すRC・PCそれぞれの履歴ループモデルは、図-4の実験データの1~10サイクル目を用いて作成した。RCモデルの作成方法について述べる。図-4の実験データ(S-1(RC))の各サイクルのピークと残留変位を表す地点(荷重 $P = 0\text{ kN}$ の点)を直線で結び、これらの直線が交差する点を焦点(3.0 mm, 100 kN)とした。初期剛性 k_0 は、実験データの原点と降伏点を結んだ直線の傾きとした($k_0 = 20\text{ kN/mm}$)。履歴ループの戻りの経路の傾きについては、実験データの各サイクルにおける戻り経路の傾きの平均値($k = 20\text{ kN/mm}$)とした。計算により求めた戻り経路の傾きが、初期剛性 k_0 と同じなので、図中では全て k_0 としている。RC・PC双方とも履歴ループモデルの包絡線の経路は同様のもの(降伏点: 10 mm, 200 kN)とし、バイリニア型とした。次にPCモデルの履歴ループモデルの作成方法について述べる。図-4の実験データ(S-3(PC))の各サイクルの正側(負側)のピークと正側(負側)の残留変位を表す地点(荷重 $P = 0\text{ kN}$ の点)を直線で結び、延長したこれらの直線が交差する点を焦点1(4.0 mm, 100 kN)とした。この直線の傾きがPCモデルの戻り経路の傾きとなる。焦点1を目指す戻り経路上をピークの点から移行して、荷重 $P = 0\text{ kN}$ の点(残留変位の点)に到達した時点で焦点2(2.0 mm, 50 kN)を目指す経路に移る。焦点2の決め方はRCモデルの焦点の決め方と同様とした。

履歴ループモデルによる解析結果として、RCとPCの時刻歴応答変位を図-11に、荷重~変位関係(履歴ループ)を図-12に示す。解析結果から、正側の変位最大点がRCはA点($x = 216\text{ mm}$, $t = 3.44\text{ sec}$)に対して、PCはC点($x = 278\text{ mm}$, $t = 6.32\text{ sec}$)であった。応答変位の差が顕著なC点において、RCが186 mm、PCが278 mm、PCのRCに対する最大応答変位の割合は約150%である。残留変位のうち、振動が収束した後に残留する変位では、その時の入力地震波により値が異なるので、本論では振動途中において生ずる残留変位の絶対値で最大の点について比較する。RCはD点で-168 mm、PCはG点で87 mm、PCのRCに対する最大残留変位の割合は約1/2である。応答波形の傾向としては、大きなピーク($x > 100\text{ mm}$)では $PC > RC$ だが、小さなピーク($x < 100\text{ mm}$)では $PC < RC$ という傾向がみられる。位相はC点以前では0.02 sec前後のズレだが、C点以降では、0.10 sec前後のズレがある。しかし、設定した履歴ループモデルの相違に留意し、図-12でのRCとPCの履歴ループ形状の大きな違いと比較すれば、図-11のRCとPCの時刻歴応答変位波形は、ほぼ同じ波形といえる。

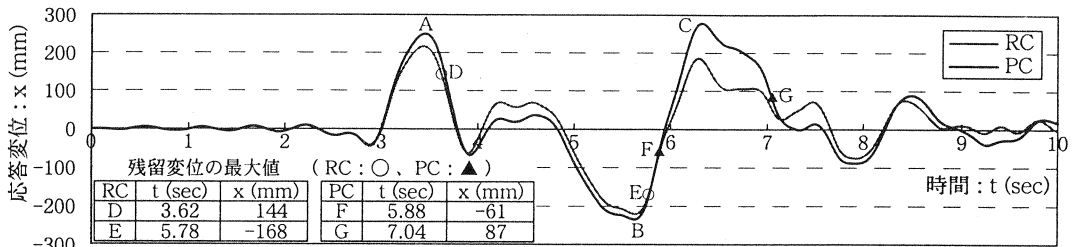


図-11 履歴モデルによる時刻歴応答変位

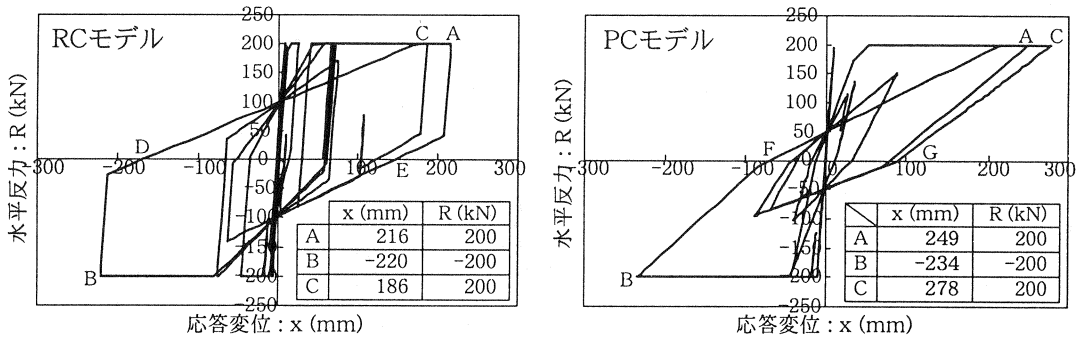


図-12 履歴モデルによる時刻歴応答計算結果の履歴ループ

6. 応答解析方法の違いによる応答変位の比較

本論では、kとhによる応答解析(弾性バネと粘性減衰を考慮した解析)と、履歴ループモデルによる応答解析(履歴減衰を考慮した解析)という、二つの異なる手法により、PC橋脚に対する時刻歴応答解析を行った。PC橋脚に対する、それぞれの解析手法による時刻歴応答変位を 図-13 に示す。尚、図-13に記載のデータは前出(4.及び5.)のものと同様である。(4.のデータについては、時間t=0.02~10.00 secの範囲のみを抽出した。)本来、同じ構造物に対して、同じ地震波を入力すれば、解析方法が異なっても同一の応答波形を得るはずである。しかし、図-13で2波形は大きくズレている。双方の解析の特徴を考えれば、履歴ループモデルによる応答解析では残留変位を考慮できている分、kとhによる応答解析よりは、実際のPC橋脚の応答挙動に近い解析結果であると考えられる。逆説的に言えば、kとhによる応答解析は残留変形を考慮し得ないので、PC橋脚の応答解析手法としては不適である。

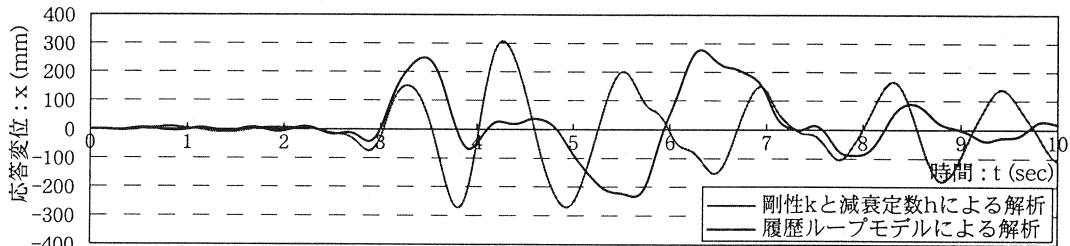


図-13 応答解析方法の違いによる応答変位の比較(PCの応答変位の場合)

7. 結論

- ・履歴ループモデルによる解析より、入力地震波：神戸海洋気象台NS加速度成分に対して、最大変位時についてPC橋脚にはRC橋脚に対して約150%の応答変位が生じた。
- ・静的交番載荷実験データから、RC・PCそれぞれ異なった履歴ループモデルを作成し、応答解析をした結果、双方の時刻歴応答変位波形は、ほぼ同じ波形であった。

参考文献

- 1) 池田、森、吉岡：プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究、プレストレストコンクリート、Vol.40, No.5
- 2) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、日本道路協会、平成8年12月