

PC鋼材の緊張レベルを考慮したPC橋脚の耐震性能と耐震設計に関する基礎的研究

朴 東圭*1・山口 隆裕*2・池田 尚治*3

1. はじめに

軸方向にプレストレスを導入したPC橋脚はPC構造本来の復元性に優れた耐震挙動を示し、地震後の残留変位の小さいことがこれまでの研究^{1), 2)}において明らかにされている。また、PC構造のエネルギー吸収量の少ないことが耐震性能の低下に直接には関係のないことが確認され、PC橋脚の耐震性能の高いことが証明されつつある^{3), 4)}。しかしながら、これまでの研究においては、PC鋼材の緊張レベルは、終局時の鋼材の破断と急激な耐力の低下を避けるため、また、プレストレスの有効性から、その降伏強度の50%となっており、緊張レベルの相違が耐震性能に与える影響については検討されていない。そこで本研究では、PC鋼材の耐力分担率とPC鋼材の緊張レベルを変化させた中実断面PC柱供試体を用いて静的正負繰返し載荷実験を行い、PC鋼材の緊張レベルの相違がPC橋脚の耐荷挙動に及ぼす影響について検討した。また、得られた実験結果をもとにPC鋼材の耐力分担率0のRC橋脚から0.7のPC橋脚までを対象とした復元力モデルを提案し、その妥当性を検証した。

2. 実験供試体

供試体諸元と供試体の形状を表-1と図-1にそれぞれ示す。供試体は40 cm×40 cmの正方形断面としたフーチング付き独立一本柱形式で、フーチング上面から載荷点までの載荷スパンを150 cmとした。フーチング上面から84 cmの高さまで3 cmの間隔で帯鉄筋を配置し、曲げ破壊を誘導するように設計した。コンクリートの骨材の最大寸法は8.5 mmで、プレストレスを導入した後にグラウトを行った。PC鋼材の耐力分担率は0.7(R1)と0.44(R2)の2種類とした。PC

鋼材の緊張レベルに関しては公称降伏応力に対する緊張によるPC鋼材の応力の比、すなわち、緊張比として表わすものとし、R1では0, 0.25, 0.50, 0.75の4段階、R2では0.25と0.75の2段階に変化させた。供試体に使用した鋼材の力学的特性を表-2に示す。載荷には2本のアクチュエーターを使用し、柱頭部に一定の鉛直軸力を載荷しながら水平荷重を作用させた。

3. 載荷方法

載荷の繰返しは管理変位ごとに正負1回とした。管理変位は、ひび割れ発生時変位および部材回転角が1/200の整数倍の変位とした。載荷は部材のひび割れ荷重に至るまでは荷重制御方式で行い、いったんひび割れ荷重に達した後は変位制御方式で行った。部材耐力が最大時の80%を下回った後、載荷終了とした。プレストレス以外に鉛直荷重として軸方向にアクチュエーターで160 kN (1 MPaに相当)の定荷重を載荷した。

4. 実験結果

4.1 耐力とじん性率

実験結果の一覧を表-3に示す。なお、緊張力が0の供試体PH-P0-R1は他の供試体と同様、PC鋼材の定着治具にくさび形式を用いたので、PC鋼材が圧縮応力を受けた際に定着部でくさびの滑りが発生した。そのため、実験結果としては滑りが生じる前の±2/200 radまでの値を示す。また、PH-P25-R1の最大耐力は計算耐力より若干低い値となった。これは緊張力が小さいため、±10/200の大変形時になってもPC鋼材は降伏せず、その前に主鉄筋が座屈して耐力が減少したためである。他の4体の供試体の最大耐力

表-1 供試体諸元

供試体	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋比 (%)	PC鋼材比 (%)	橋脚基部に おける帯鉄筋比 (%)	プレストレスによる 軸応力*1(外軸応力*2) (N/mm ²)	PC鋼材の 耐力分担率*3	PC鋼材の 緊張比*4
PH-P 0-R1	58	0.95	0.52	0.53	0.0 (1.0)	0.70	0.00
PH-P25-R1	57	0.95	0.52	0.53	2.1 (1.0)	0.70	0.25
PH-P50-R1	55	0.95	0.52	0.53	4.1 (1.0)	0.70	0.50
PH-P75-R1	57	0.95	0.52	0.53	6.2 (1.0)	0.70	0.75
PH-P25-R2	69	2.87	0.52	0.53	2.1 (1.0)	0.44	0.25
PH-P75-R2	65	2.87	0.52	0.53	6.2 (1.0)	0.44	0.75

注) *1: PC鋼材の緊張力によるコンクリート応力
*2: 鉛直荷重としてアクチュエーターにより作用させた軸応力
*3: $(A_p \sigma_{py}) / (A_p \sigma_{py} + A_s \sigma_{sy})$ (対称断面)
*4: $\sigma_{pi} / \sigma_{py}$

ここに、 A_p : PC鋼材の断面積
 σ_{py} : PC鋼材の降伏応力
 A_s : 鉄筋の断面積
 σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力
 σ_{pi} : 緊張によるPC鋼材の応力

*1 Dong Kyu PARK: 横浜国立大学大学院 工学研究科 博士課程後期
*2 Takahiro YAMAGUCHI: 横浜国立大学 工学部 助手
*3 Shoji IKEDA: 横浜国立大学 工学部 教授

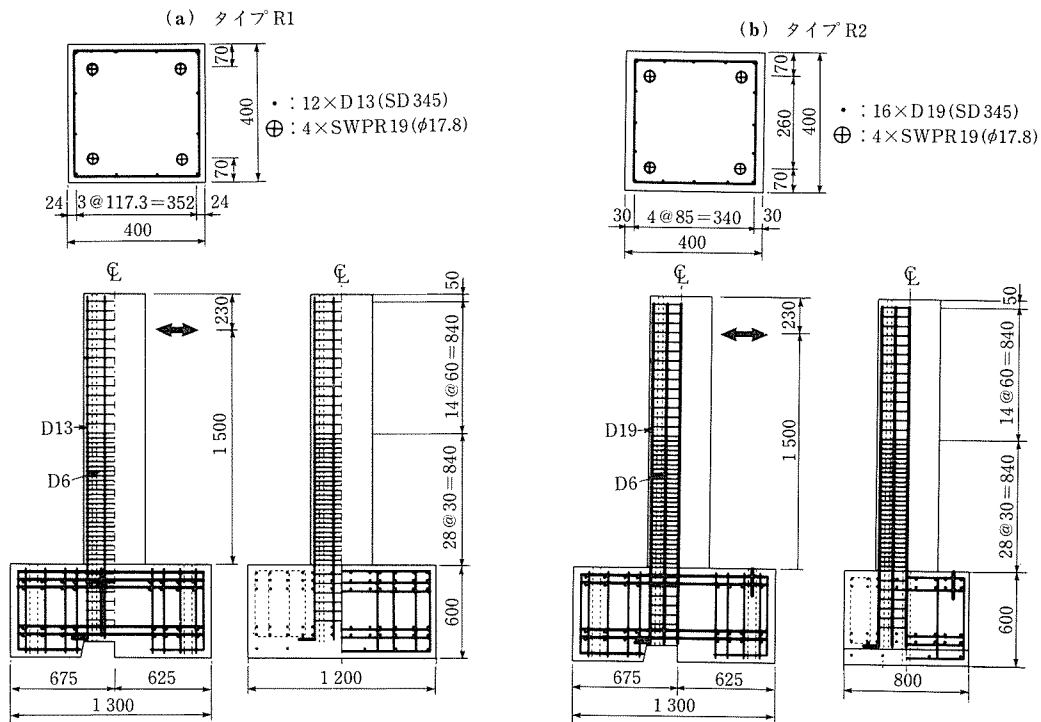


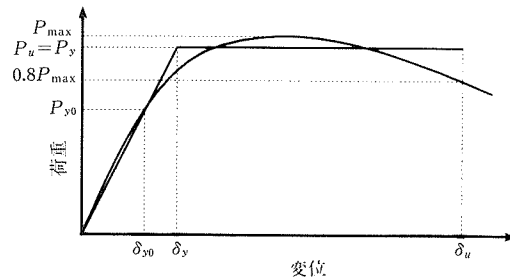
図 - 1 供試体の形状

表 - 2 鋼材の力学的特性

	種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
鉄筋	D 6 (SD345)	422	624	210
	D13 (SD345)	408	588	210
	D19 (SD345)	396	569	210
PC鋼材	SWPR19 φ17.8	1 727	1 943	194

は計算耐力とほぼ等しくなった。

表 - 3 に示すじん性率は、図 - 2 のように実験より得られた荷重-変位曲線を 2 本の直線に置き換えて計算したものである。すなわち、まず実験より得られた荷重-変位曲線の包絡線において、バイリニア曲線の第 1 勾配は、最も外側の主鉄筋が降伏した変位 δ_{y0} と原点とを結ぶように定め、終局変位 δ_u は実験から得られた荷重-変位曲線の包絡



ここに、 P_{max} : 最大荷重
 $P_u = P_y$: 終局水平耐力
 P_{y0} : 鉄筋降伏荷重
 δ_{y0} : 初期降伏変位
 δ_y : 降伏変位
 δ_u : 終局変位

図 - 2 水平力-水平変位関係の模式図

表 - 3 実験結果の一覧

供試体	降伏変位 (mm) (1/200 rad)	最大荷重 (kN)	計算耐力*1 (kN)	終局変位*2 (mm) (1/200 rad)	じん性率 (δ_y / δ_u)	正負じん性率の平均
PH-P 0-R1	—	160	205	—	—	—
	—	-186		—	—	
PH-P25-R1	10.6 (1.4)	225	242	91.7 (12.2)	8.7	8.8
	-10.2 (1.4)	-216		-91.4 (12.2)	9.0	
PH-P50-R1	11.6 (1.5)	257	241	91.8 (12.2)	7.9	8.0
	-11.0 (1.5)	-249		-88.7 (11.8)	8.1	
PH-P75-R1	10.1 (1.3)	261	243	88.4 (11.8)	8.8	8.4
	-10.3 (1.4)	-254		-83.5 (11.1)	8.1	
PH-P25-R2	15.9 (2.1)	371	378	94.5 (12.6)	5.9	5.8
	-15.9 (2.1)	-374		-89.7 (12.0)	5.6	
PH-P75-R2	14.0 (1.9)	377	371	94.8 (12.6)	6.8	6.7
	-13.1 (1.7)	-382		-87.7 (11.7)	6.7	

注) *1: 材料の非線形性を考慮したファイバーモデルにより計算した値

*2: 耐力が最大荷重の80%に低下したときの変位

線において荷重が最大耐力 P_{max} の80%に低下した点として考えた。そして、終局水平耐力 P_u は実験より得られた荷重-変位曲線の包絡線までのエネルギーとバイリニア曲線における終局変位までのエネルギーが等しくなるように定めた。ただし、設計時には終局水平耐力 P_u は圧縮縁のコンクリートのひずみが0.0035に至るときとして計算するか、示方書での曲げ耐力として計算しても大きな差は生じないと思われる。このような仮定より得られたじん性率はタイプR1の場合8.0から8.8、鉄筋を付加し耐力を増大させたタイプR2の場合5.8と6.7となり、鉄筋降伏時の変位が大きくなったことによってタイプR2の方が見かけ上のじん性率は小さくなった。また、最大耐力が計算耐力に到達しなかったPH-P25-R1を除くと、同一断面においては緊張比が高くなるほどじん性率も大きくなる傾向を示している。この原因としては、緊張比が高くなるにつれて初期剛性が高く降伏変位が小さくなること、そしてPC鋼材の降伏以後も耐力の急激な低下が生じないためと考えられる。

4.2 緊張比と耐力分担率の影響

実験より得られた荷重-変位関係の包絡線を図-3に示す。また、図-4には設計地震力以内の挙動を詳細に検討するため、変形5/200 radまでの包絡線の比較を示す。

これらの図より、断面構成が同じでも緊張比により得られる荷重-変位関係は異なり、とくに、最大耐力時の変形量が大きく異なり、緊張比が小さいほど大きな変形量となっている。また、今回の実験では緊張比が高いほどコンクリートの損傷が大きくなる前にPC鋼材が降伏応力に到達したため、最大荷重値そのものも若干大きくなっている。これらのことより、設計地震力作用時や供用限界時などのように変形量の小さい時点での検討においては、緊張比を考慮しておくことが重要であると考えられる。また、同一

断面において緊張比が荷重-変位関係に与える影響は緊張比が0.50と0.75ではほとんど差がなく、0.25と0.50では大きいことが示された。さらに、緊張比の影響はPC鋼材の耐力分担率が小さくなるにつれて減少する傾向が示された。PC鋼材が降伏応力の75%で緊張した緊張比0.75の供試体PH-P75-R1とPH-P75-R2の場合、高い緊張比にもかかわらず緊張材の破断は生じなかった。予想どおり緊張比が高いほどPC鋼材の降伏は早期に生じたが、PC鋼材は鉄筋とは異なる降伏後の独特の応力-ひずみ関係をもつため、PC鋼材の降伏後でも急激な耐力の変動は見られなかった。とくに、タイプR2部材はPC鋼材の耐力分担率が低いため、PC鋼材降伏後の耐力の変動はタイプR1よりさらに小さくなった。耐荷挙動から判断して、PC鋼材の耐力分担率が0.44~0.70の範囲においては、緊張比は0.50~0.75程度が適切であると考えられる。最小緊張比に関しては、部材の最大曲げ強度を発揮できるように主筋の座屈前にPC鋼材を降伏させる程度に緊張することが望ましい。とくに、摩擦形式の定着具を使用する場合には、PC鋼材が終局時まで圧縮応力を受けないようにプレストレスを導入しておくことが最低限必要である。

4.3 残留変形

基部回転角と残留変位の関係を図-5に示す。全体的に見ると、緊張比より耐力分担率の方が大きく残留変位に影響を与えていることが分かる。緊張比が残留変位量に与える影響を詳細に検討するために、図-6には回転角5/200 radまでを拡大した図を示す。PC鋼材の耐力分担率が0.44の場合、緊張比の相違による影響は小さいが、0.7の場合、緊張比0.50以上と0.25では明確な差の生じることが示されている。供試体PH-P25-R1、PH-P50-R1、PH-P75-R1は「道路橋示方書」で示されている残留変位の一つの判定基準である

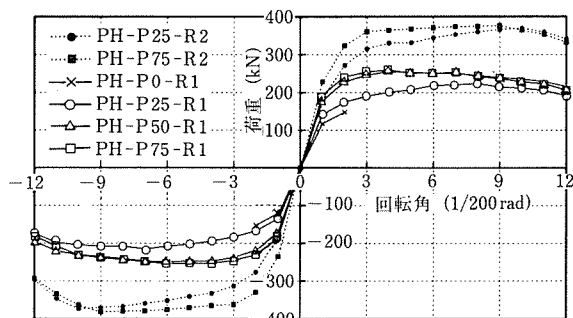


図-3 12/200 radまでの荷重-変位関係の包絡線の比較

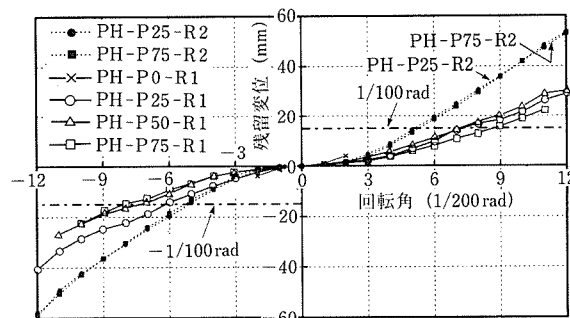


図-5 12/200 radまでの残留変位の比較

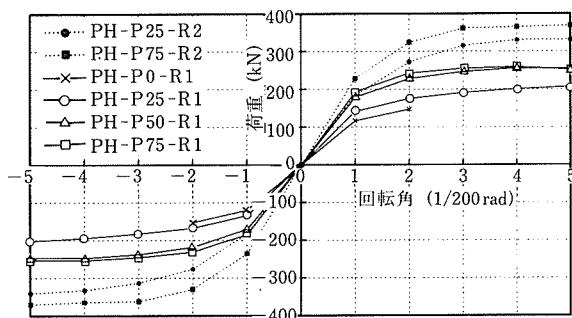


図-4 5/200 radまでの荷重-変位関係の包絡線の比較

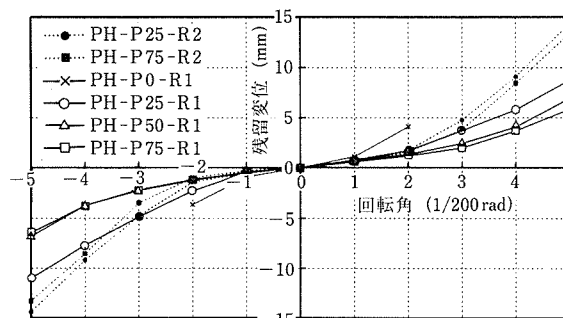


図-6 5/200 radまでの残留変位の比較

1/100 rad をそれぞれ回転角 7/200 rad, 8/200 rad, 9/200 rad 時にその基準を超えている。一方、PC鋼材の耐力分担率を0.44としているタイプR2部材は緊張比と関係なく6/200 radで上記の残留変位基準を超えている。PC構造の特性としている小さい残留変位をもつためには、今回の実験のように普通強度の鉄筋を用いた場合には、PC鋼材の耐力分担率を鉄筋の耐力分担率より大きく設計することが適切であると判断される。

4.4 累積吸収エネルギー量

回転角と累積吸収エネルギー量の関係と、回転角と等価減衰係数の関係を図-7, 8にそれぞれ示す。PC鋼材の耐力分担率の小さいタイプR2ではRC部材に近い挙動を示すため、タイプR1に比べて大きな累積吸収エネルギー量を示している。緊張比の差による影響は小さく、タイプR1, R2とも緊張比の高い方が僅かながら累積吸収エネルギー量が大きくなっている。なお、緊張比0.25と0.75の間には累積吸収エネルギー量に差が見られるが、0.50と0.75にはほとんど差が生じていない。等価減衰係数についても緊張比の差による影響は小さく、PC鋼材の耐力分担率によって異なる結果となった。分担率0.7の場合、等価減衰係数は回転角が大きくなるとほぼ一定の0.15となったが、0.44の場合は回転角が大きくなるにつれて増大し、回転角12/200ではおよそ0.22となった。

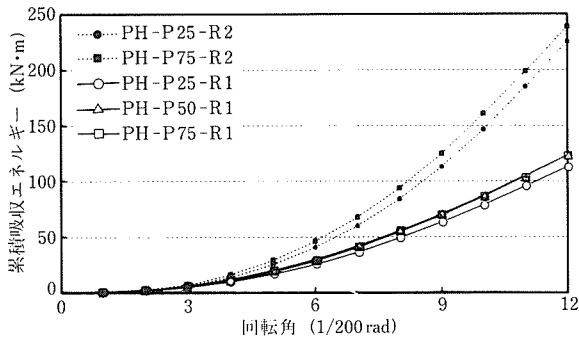


図-7 累積吸収エネルギー量の比較

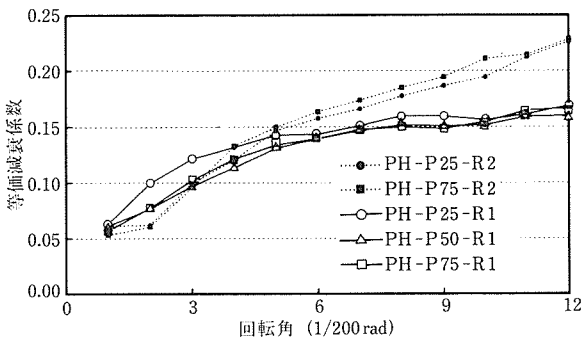


図-8 等価減衰係数の比較

4.5 破壊モード

すべての供試体はせん断破壊することなくじん性的な挙動を示した。写真-1に緊張比0.25と0.75供試体の各載荷レベルでのひび割れパターンと損傷の進展を示す。表-4で要約されているように、PH-P25-R1, PH-P50-R1, およびPH-P25-R2 供試体ではコンクリートの圧壊が±5/200 rad付近で

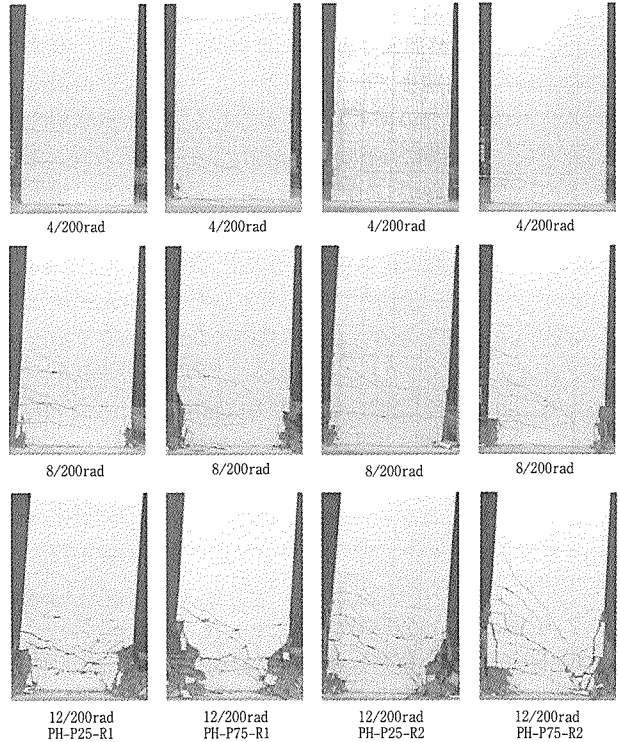


写真-1 損傷状況

表-4 実験結果の一覧

供試体	PC鋼材の降伏 (rad)	コンクリートの圧壊 (rad)	鉄筋の座屈 (rad)
PH-P 0-R1	—	—	—
PH-P25-R1	11~12/200	5/200	8~9/200
PH-P50-R1	6/200	5/200	8/200
PH-P75-R1	3/200	4/200	7~8/200
PH-P25-R2	10/200	5/200	11/200
PH-P75-R2	4/200	4/200	10/200

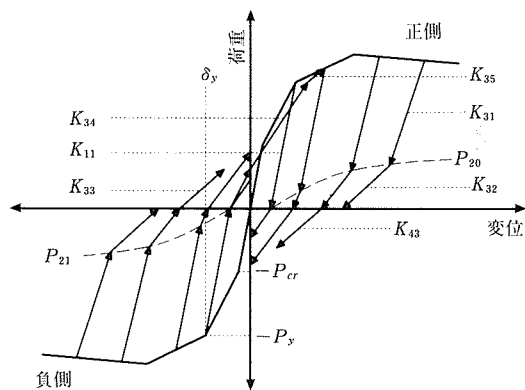
生じ、PH-P75-R1とPH-P75-R2 供試体のように大きい緊張力をもつ場合はそれよりも早い±4/200 rad付近で圧壊が見られた。その後、主鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥離が続いた。主鉄筋の座屈は、タイプR1の場合7~9/200 rad付近で、タイプR2の場合10~11/200 rad付近で始まり、座屈の開始は緊張比より鉄筋の径や耐力分担率に影響を受けた。終局時における基部コンクリートの圧縮破壊による損傷状況には緊張比の違いによる差は見られなかったが、帯鉄筋比を同じとしたため、耐力が大きく鉄筋比の大きいタイプR2の供試体の方がせん断ひび割れは多く発生した。

5. 復元力モデルと解析結果

5.1 復元力モデル

これまで、PC部材の履歴モデルがいくつか提案されているが、緊張比を考慮した解析例は少ない。そこで、緊張比と耐力分担率などを考慮し、RCからPC構造まで統一的な解析が可能な復元力モデルを提案した。図-9に提案した履歴モデルを示す。

提案したモデルの包絡線はファイバー解析⁵⁾を行い、求めている。包絡線内部のヒステリシス曲線は、これまでのPC柱の実験データをもとに作成した実験式である。材料の



ここに、 P_{cr} : ひび割れ荷重
 P_y : 降伏荷重
 δ_y : 降伏変位

図-9 復元力モデル

力学特性には材料実験の応力-ひずみ関係をもとに適切な形を仮定した。復元力モデルでは、ひび割れ荷重以下の剛性の変化を無視しており、弾性範囲内にあると仮定して残留変位は0とした。ひび割れ荷重以後降伏荷重時までは、除荷時に残留変位が生じるが、そのヒステリシスは線形と仮定した。部材の降伏荷重後の除荷時の挙動においては、RC部材からPC部材まで対応できるようにバイリニア形態で表現することとした。以下に、ヒステリシスの各剛性を求める式を示す。降伏以後の除荷時剛性の勾配は変形量に反比例して徐々に減少していくものとした。

$$K_{31} = (B \times P_y / \delta_y) / (\delta_{max} / \delta_y)^{AL} \dots\dots\dots(1)$$

$$K_{32} = (B \times P_y / \delta_y) / (\delta_{max} / \delta_y)^{(AL+ETA)} \dots\dots\dots(2)$$

$$K_{33} = (P_{max} / \delta_{max}) \dots\dots\dots(3)$$

$$K_{34} = (P_{max} - P_0) / (\delta_{max} \times G) \dots\dots\dots(4)$$

$$K_{35} = (P_{max+1} - P_{max}) / (\delta_{max+1} + (P_{max} - P_0) / K_{44}) \dots\dots\dots(5)$$

$$K_{43} = (P_{min} / \delta_{min}) \dots\dots\dots(6)$$

$$G = 1 + (0.1 \times \gamma) \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 B : 除荷時の剛性に関する定数(実験結果から本解析では1.07とした)

δ_{max} : 過去に経験した正側の最大変位

δ_{min} : 過去に経験した負側の最小変位

P_{max} : 過去に経験した正側の最大荷重

P_{min} : 過去に経験した負側の最小荷重

P_0 : 変位0のときの荷重

γ : PC鋼材の耐力分担率

P_{max+1} : 次のヒステリシス曲線の最大荷重

δ_{max+1} : 次のヒステリシス曲線の最大変位

ここに、 K_{ij} で*i*が1のときは降伏前の剛性、3は降伏後のプラス荷重時の剛性、4は降伏後のマイナス荷重時の剛性を意味する。*j*が1と2のときは除荷時、それ以外のときは再載荷時を示す。上記の式で使用されている変数ALとETAをこれまでの実験結果から求めると、次のような関係が得られる。ALは緊張比とPC鋼材の耐力分担率によって計算され、図-10の関係から式(8)として表すことができる。ETAは耐力分担率によって支配されるパラメーターであり、図-11の関係から線形近似した式(10)として表すことができる。

$$AL = (\alpha \times LN(\lambda) + 0.65) \times (\gamma - 0.25) + 0.3 \geq 0.3 \dots\dots(8)$$

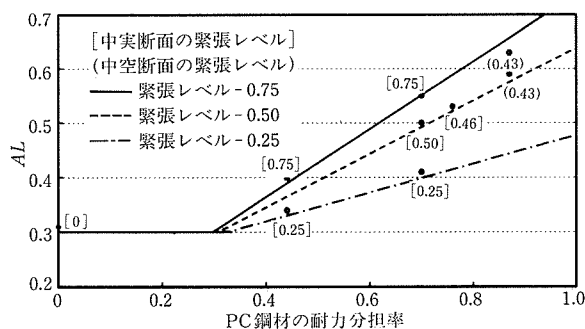


図-10 PC鋼材の耐力分担率とALの関係

$$\lambda = (\sigma_{pi} / \sigma_{py}) \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 λ : PC鋼材の緊張比

σ_{py} : PC鋼材の降伏応力

σ_{pi} : 緊張によるPC鋼材の応力

α : PC鋼材の緊張による実験定数

(本解析では0.28とした)

$$ETA = K \times \gamma + 0.2 \geq 0.32 \dots\dots\dots(10)$$

ここに、 K : PC鋼材の耐力分担率による実験定数(本解析では0.4とした)

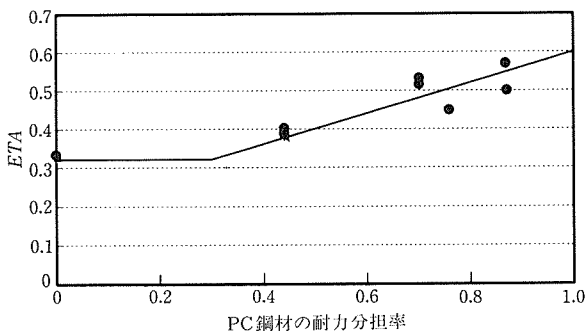


図-11 PC鋼材の耐力分担率とETAの関係

変数 P_{20} と P_{21} は降伏後の除荷時に剛性が変化する時点での荷重を示す。これらの変数はGRAD、塑性率などの影響を受け、式(11)、(12)のように計算される。

$$P_{20} = GRAD \times LL_{max} \times \sqrt{(\delta_{max} / \delta_{py} - 1)} \dots\dots(11)$$

$$P_{21} = GRAD \times LL_{min} \times \sqrt{(\delta_{min} / \delta_{ny} - 1)} \dots\dots(12)$$

ここに、 $GRAD$: P_{20} と P_{21} に関する実験定数

LL_{max} : 各管理変位における最大荷重

LL_{min} : 各管理変位における最小荷重

δ_{py} : 正方向の降伏変位

δ_{ny} : 負方向の降伏変位

上記の式で使用したGRADは耐力分担率によって支配され、実験結果から式(13)のように表すことができる。図-12にはPC鋼材の耐力分担率とGRADの関係を示す。

$$GRAD = 0.315 \times (\gamma - 0.3) \geq 0 \dots\dots\dots(13)$$

以上の結果から、使用したモデルの変数の多くは、その特性がPC鋼材の耐力分担率が0.3を境に大きく変化することが表されている。ただし、PC橋脚本来の優れた復元力特性

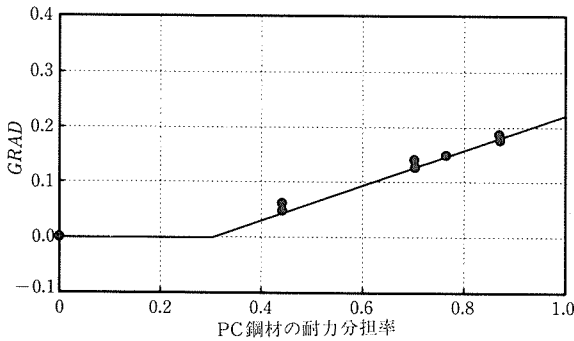


図 - 12 PC鋼材の耐力分担率とGRADの関係

をより有効に利用するためには、PC鋼材の耐力分担率を0.3より大きくすることが妥当であり、解析と実験の結果から総合的に判断すると、PC鋼材の耐力分担率を0.5以上にすることが望ましいと考えられる。

5.2 解析結果の比較

提案した復元力モデルの妥当性を検証するために、PC鋼材の耐力分担率が0となるRC柱から耐力分担率が0.7のPC柱までの供試体の静的な耐荷挙動の解析を行った。図-13(次頁参照)に実験結果との比較を示す。解析結果は、全体的にRC構造からPC構造までの耐荷挙動の特徴をよく表しており、モデルの妥当性が確認されたと考えられる。ただし、解析モデルでは、緊張力および耐力分担率による耐力の低下は考慮しているが、主鉄筋の座屈による耐力の低下は考慮されていないため、主鉄筋の座屈の生じる時期と程度により終局部分の耐力で若干の誤差があった。RCの場合、モデルの式により解析上、1つの直線で除荷時の剛性を表現することとなっているが、RC供試体の耐荷挙動を精度よく予測できた。

5.3 残留変位に対する解析

RC橋脚に対しては式(14)を満足するように耐震設計するものとしているが、地震後のPC橋脚の残留変位を判断する規定がないため、本解析の結果からPC鋼材の耐力分担率と緊張比を考慮した残留変位補正係数を提案する^{6), 7)}。

$$\delta_R = C_R(\mu_R - 1)(1 - \gamma^*)\delta_y \dots\dots\dots(14)$$

ここに、 C_R ：残留変位補正係数(RCの場合、0.6)
 μ_R ：橋脚の応答塑性率
 δ_y ：橋脚の降伏変位
 γ^* ：橋脚の降伏剛性に対する降伏後の2次剛性の比(本解析では0とした)

提案されたモデルでの残留変位は次のとおりになる。

$$\delta_R = \mu_R \delta_y - \frac{P_{20} - LL_{max}}{K_{31}} - \frac{P_{20}}{K_{32}} \dots\dots(15)$$

式(15)を式(14)に代入し、残留変位補正係数 C_R を誘導すると次のとおりになる。

$$C_R = \frac{\mu_R \delta_y - \frac{P_{20} - LL_{max}}{K_{31}} - \frac{P_{20}}{K_{32}}}{(\mu_R - 1)\delta_y} \dots\dots(16)$$

式(16)に式(1)と式(2)を適用すると次のとおりになる。

$$C_R = \frac{\mu_R}{\mu_R - 1} \left[1 - \frac{\mu_R^{(AL-1)}(P_{20}(\mu_R^{ETA} - 1) + LL_{max})}{1.072 \times P_y} \right] \dots\dots(17)$$

表 - 5 残留変位補正係数 C_R の比較

供試体	許容塑性率	実験結果からの $C_R(1)$	解析結果からの $C_R(2)$	$\frac{(2)}{(1)} \times 100$ (%)
PH-P 0-R1	*	*	*	*
	*	*	*	
PH-P25-R1	6.1	0.31	0.38	104
	-6.3	0.42	0.38	
PH-P50-R1	5.6	0.35	0.39	116
	-5.7	0.32	0.39	
PH-P75-R1	6.2	0.26	0.32	119
	-5.7	0.28	0.32	
PH-P25-R2	4.3	0.64	0.63	98
	-4.1	0.64	0.63	
PH-P75-R2	4.9	0.63	0.62	99
	-4.8	0.62	0.62	

式(17)の妥当性を検討するために、表-5にそれぞれの許容塑性率における実験結果からの残留変位補正係数と解析結果からの残留変位補正係数を比較した。ただし、表の許容塑性率は供試体をB種の橋とし、タイプII地震動に対して計算されている。結果で判断すると全体的に安全側に評価していると言える。また、緊張比が0.50以上の場合においては緊張比による影響が減少し、一般的に供試体では実部材より主鉄筋の引抜けの影響が大きくなり、残留変位が大きくなる傾向が見える。以上のことから、次の簡略式で残留変位補正係数を評価しても大きな誤差はないと思われる。

$$C_R = \frac{6}{7} (1 - \gamma) \leq 0.6 \dots\dots\dots(18)$$

式(18)を使用し、実験の結果との比較をすると次の図-14のとおりになる。ただし、全供試体は許容塑性率を5として設計したこととする。

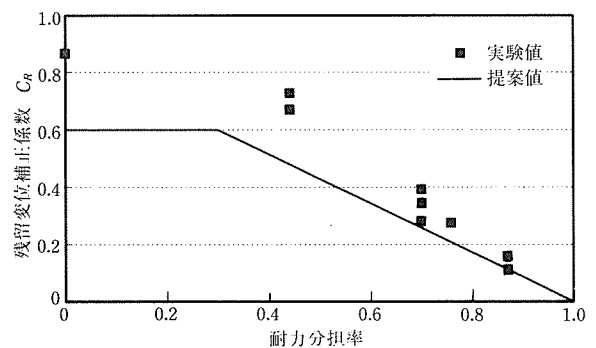


図 - 14 PC鋼材の耐力分担率と C_R の関係

6. 結 論

本研究では、PC鋼材の初期導入プレストレス力を降伏点の0、0.25、0.50、および0.75と変化させたPC柱供試体を用いて載荷実験を行って緊張レベルの影響を検討した。また、考慮したパラメーターを変数とした復元力モデルを提案し、解析を行った。本研究で得られた結果をまとめると以下のとおりとなる。

- ① 緊張比により初期剛性，最大耐力時の変形量などの荷重-変位関係が大きく異なることが明らかとなり、

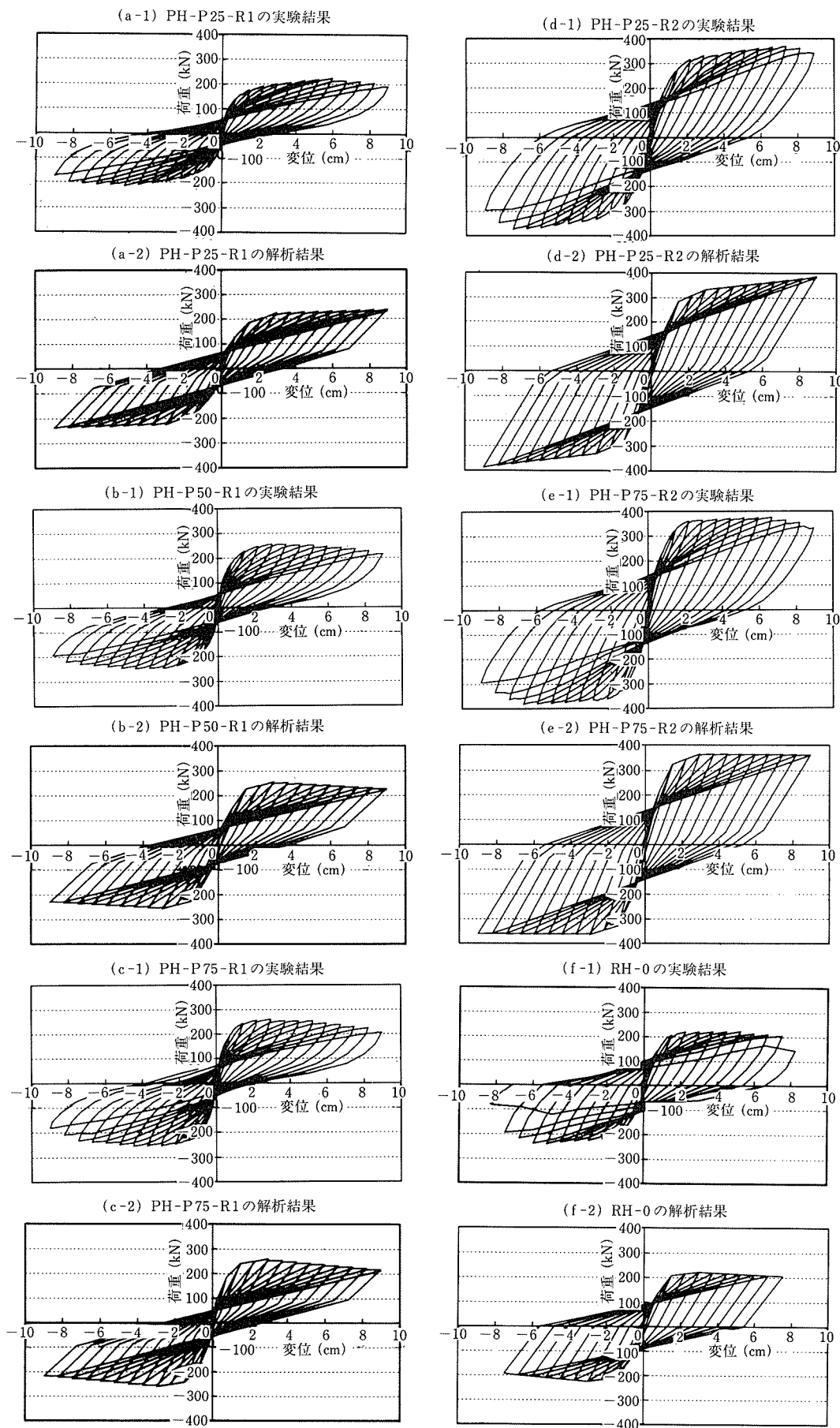


図-13 実験と解析結果の比較

設計地震力下での耐荷挙動を検討する際、緊張比を考慮する必要のあることが示された。

- ② 緊張比はPC柱の荷重初期段階での影響が相対的に大きく、とくに部材の初期剛性、コンクリートの圧壊と主鉄筋の降伏変位の始点に与える影響が大きいと思われる。緊張比が0.50から0.75の範囲であれば、緊張比の相違が耐荷挙動に与える影響は小さく、降伏の75%の緊張力でも終局時までPC鋼材の破断は生じなかった。
- ③ 優れた復元力特性とじん性率を有しかつ適切な曲げ強度をもつPC橋脚を設計するためには、PC鋼材の耐力分担率と緊張比の適切な組合せを決定する必要があることが示された。今回の研究の範囲内では、PC鋼材の緊張レベルは主鉄筋の座屈以前にPC鋼材が降伏できるように0.50~0.75の範囲とすることが妥当であると考えられる。
- ④ 実験結果および解析結果から、PC橋脚にPC構造の特性が現れるのはPC鋼材の耐力分担率が0.3以上であることが確認された。しかしながら、解析と実験の結果を総合的に判断すると、PC橋脚の優れた復元力と耐震性能を有効にするためには、PC鋼材の耐力分担率を0.5以上にすることが望ましいと考えられる。
- ⑤ 耐力分担率や緊張比を重要変数として提案した復元力モデルを用いることにより、実験で対象としている範囲のRC柱とPC柱の挙動を十分な精度をもって予測す

ることができた。

- ⑥ PC橋脚の残留変位を表すための簡便な式による残留変位補正係数 C_R を提案した。

謝 辞

供試体の製作に関しては(株)富士ピー・エスに多大なお世話をいただいた。また、実験の実施にあたり横浜国立大学の森下 豊技官ならびに当時学部4年の若松 篤君に協力を得た。ここに、関係各位に謝意を表する次第である。

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, pp.40~47, 1998
- 2) 伊藤, 山口, 池田: 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1197~1202, 1997
- 3) 白浜, 山口, 池田: 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の地震応答挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.745~750, 1998
- 4) 葛野, 山口, 池田: プレストレストコンクリート橋脚の地震応答挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.883~888, 1999
- 5) 池田, 山口, 鷗澤, 林: 断面性能を考慮したコンクリート柱の履歴復元力特性の定量化について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, pp.601~606, 1991
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1996.12
- 7) プレストレストコンクリート技術協会: プレストレスト橋脚の耐震設計ガイドライン, 1999

【2000年12月6日受付】