

論文 プレストレスを導入した RC 橋脚の耐震性状

稲田 文展*1・陸好 宏史*2・Wael Zatar*3

要旨：本研究は、プレストレスを導入した RC 橋脚（以下 PC 橋脚）の地震応答性状を明らかにすることを目的としたもので、まず、PC 橋脚の模型供試体の静的正負交番載荷実験により、その基本的性状を明らかにし、実験結果から、PC 橋脚の復元力のモデルを提案した。さらに、提案した復元力モデルを使用して応答解析を行い、仮動的実験結果と比較検討した。その結果、プレストレスの導入量に因らず、大きな残留変位が生じる場合が確認され、それは、軸方向鉄筋比に大きく依存することが明らかになった。また、提案した PC 橋脚の復元力モデルを用いて地震応答性状を精度よく求めることができた。

キーワード：プレストレス, RC 橋脚, 復元力特性, 靱性率, 残留変位

1 はじめに

近年、兵庫県南部地震を代表とする巨大地震により、多くの鉄筋コンクリート橋脚に被害が生じている。このため、橋脚には、十分な耐力および靱性等が要求される。一方、免震支承を用いて、如何に構造物に入力される地震力を軽減するか等の研究も行われている。通常の RC 橋脚では、大きな地震力が作用すると、その復元力特性は、鉄筋降伏後、ある膨らみを有する履歴特性を示し、荷重が除荷されてもある変位が残留することが知られている。このため、実際の構造物では、地震後、残存耐力はあるものの、残留変位が大きいことから、構造物としての機能が損なわれたり、あるいは補修不能になる場合もある。正負交番載荷を受ける PC 部材の復元力特性は、よく知られているように、RC のように、大きなエネルギー吸収能は期待できないかわりに、荷重が除荷された場合、残留変位は非常に小さくなる（原点指向）。また、ひび割れ発生荷重が大きくなるため、一般に弾性域（線形領域）が大きい。このような PC の特性を RC 橋脚に付与させれば、両者の長所を生かした、より耐震的な橋脚が可能となる。本研究では、軸方向にプレストレスを導入した RC 橋脚を模した部材を製作し、静的正負交番載荷実験 [1] を行い、PC 橋脚の基本性状を明らかにした。また、実験結果から PC 橋脚の復

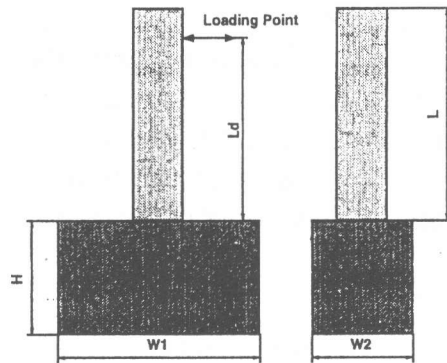


Fig.1: Specimen

元力特性を表現し得るモデルを提案し、そのモデルを使用した応答解析結果を仮動的実験結果と比較検討し、PC 橋脚の地震応答性状を明らかにした。

2 静的正負交番載荷実験

2.1 供試体の形状

Fig.1, Fig.2, Table1 は、供試体のおよび断面の形状寸法を示したもので、Table2は、各供試体の実験要因を示したものである。鉄筋比は、曲げ耐力がほぼ等しくなるように、鉄筋比と PC 鋼材の量を調整した。外軸力を供試体に与えるために供試体の上部はフラットである必要があるため、プレストレスの導入は、供試体上部アンカープレート打設

*1 埼玉大学大学院 理工学研究科建設工学専攻 工修 (正会員)
 *2 埼玉大学教授 工学部建設工学科 工博 (正会員)
 *3 埼玉大学大学院 理工学研究科生産科学専攻 工博 (正会員)

Table1: Specimen Size (mm)

Specimen	L	Ld	H	W1	W2
S-1,S-2	1650	1500	450	1200	700
S-3,S-4	1250	1100	685	1200	600

Table2: Experiment Proposal

Specimen No.	Ratio in Whole Cross Section (%)		Normal Stress (Mpa)	
	Rein.	PC	Axial	PC
S-1	2.53	0.00	1.00	0.00
S-2	0.71	0.494	1.00	4.00
S-3	2.21	0.294	1.00	1.50
S-4	2.21	0.504	1.00	3.00

時に供試体内部に埋込み、供試体下部より打設後7日の養生を経て緊張した。

コンクリート強度 (35.0MPa)、軸応力度は、今回は一定に統一した。コンクリートには早強コンクリートを使用した。鉄筋、PC鋼材はJIS規格のものを使用している。代表的なものの軸方向の鉄筋比、PC鋼材比とプレストレス導入量を Table2 に記す。

2.2 実験方法

載荷方法は、変位制御で行い、載荷速度は、動的な影響が出ないように、0.1(mm/sec) 程度の速度を満足するように行った。変位制御を行うにあたって、1ステップの変位量は、載荷スパンの異なる供試体を同様の条件で実験するため、基準となる橋脚下端部の回転角 (= 水平変位/載荷スパン) を 1/200 とし、この整数倍 (1/200, 2/200, 3/200, ...) となるように、コンピューターで、制御して載荷を行った。軸方向応力は、全供試体について 1.0(MPa)

とした。供試体には、反力壁、反力梁を介して、アクチュエーター、油圧ジャッキにより、横方向荷重および軸力を与えた。

2.3 実験結果

静的正負交番載荷実験の主な履歴曲線を Fig.3 に示す。全ての供試体において、最大耐力に至る以前に主鉄筋、PC鋼材の降伏が確認された。また、塑性率ごとの等価減衰定数の変化を Fig.4 に記す。塑性率は最大変位を降伏変位で除したもので、降伏変位は実験より求め、主鉄筋降伏変位を部材の降伏とした。S-3,S-4 ではプレストレスの導入量を変化させても、各載荷ステップにおける残留変位は S-1 と同程度であることが確認され、残留変位の大きさは、軸方向鉄筋量に大きく依存することが S-2 より確認された。また、プレストレスの導入量により、靱性率が変化することが明らかになった。プレストレスの導入量が異なる供試体 S-3 と S-4 を比較すると、S-4 には S-3 の 2 倍のプレストレス導入量 (3.0MPa) を入れており、S-3 と S-4 の履歴曲線を比べてみると、S-4 において靱性率の増加が認められた。プレストレスの導入によりせん断耐力の増加が考えられるが、耐力の急激な低下は鉄筋の座屈により始まっている。靱性率の増加は軸方向プレストレスが鉄筋の座屈を遅らせている為と考えられる。

次に、残留変位に着目して見ることにする。S-3,S-4 はプレストレスを導入したにも拘わらず、残留変位量は RC 供試体の S-1 とほとんど変わらないが、S-2 では、明らかに RC に比べてかなり小さくなっている。これらのことから、残留変位は鉄筋

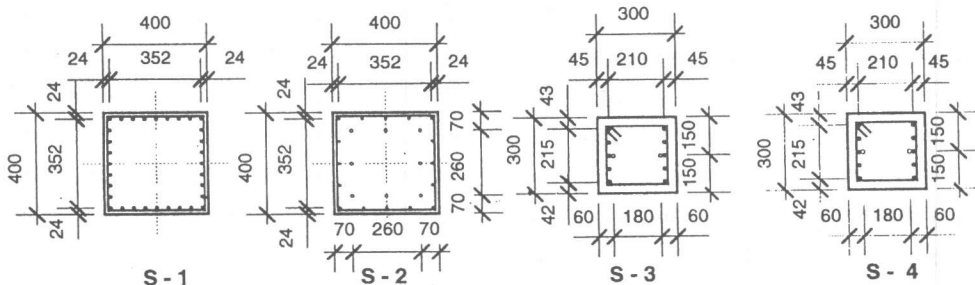
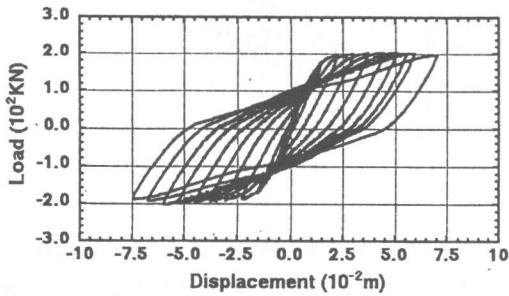
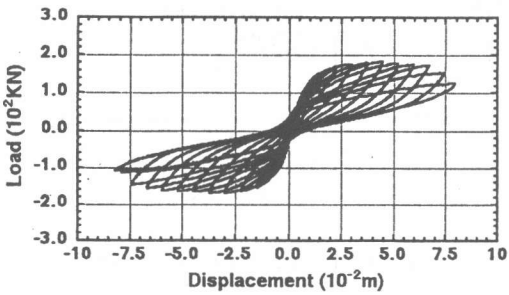


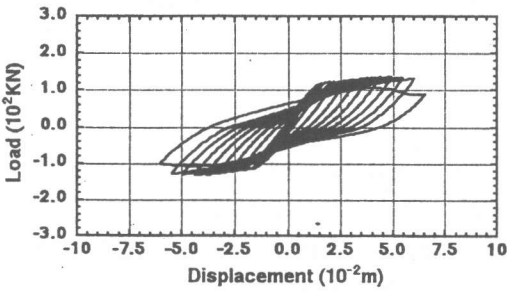
Fig.2: Cross Section



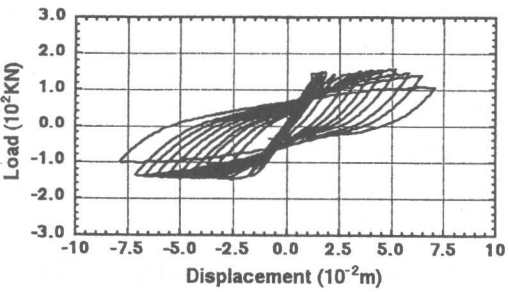
(a) S-1



(b) S-2



(c) S-3



(d) S-4

Fig.3: Load-Displacement Relationship

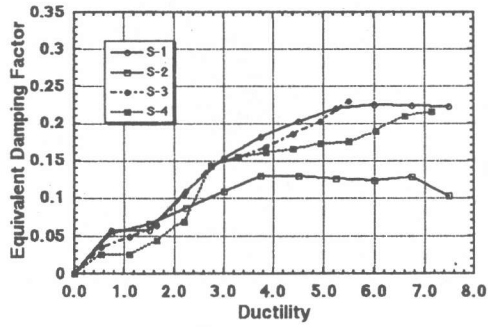


Fig.4: Equivalent Damping Factor

とPC鋼材量比とプレストレス量に大きく依存すると言える。同様に、等価減衰定数も、プレストレスの導入量および軸方向鉄筋比の影響を強く受けることがFig.4より確認できる。すなわち、軸方向鉄筋比の小さい部材においては、PC鋼材の量が大きく、プレストレス量大きい程残留変位は小さくなる。一方、エネルギー吸収量は、逆に鉄筋量が大きい程、大きくなる。従って、PC橋脚を実構造物に適用するためには、以上のことを考慮に入れて設計する必要がある。

3 PC橋脚の復元力特性のモデル化

PC橋脚は、通常の鉄筋とプレストレスを導入したPC鋼材とを用いたプレストレス鉄筋コンクリート (PRC) 部材で、PC部材とRC部材の中間的な性質を示す。PC部材はエネルギー吸収能が小さく線形的な挙動を示すのに対し、RC部材はエネルギー吸収能が大きく、大きい紡錘形を描くような履歴特性を持つ。ここでは、PC橋脚の復元力のモデル化を試みた。基となる復元力モデルは、Takedaモデル [3] とした。モデル化にあたっては、除荷剛性、残留変位、変位ゼロ時の荷重に着目した。さらにこれらを表現し得る指数として靱性率、鉄筋の耐力分担率 (γ)、耐力低下率 (ψ) 等に着目して、それらをできるだけ簡単な形で、PRC部材の復元力特性に反映させた。鉄筋の耐力分担率 (γ) は下に示す式 (1) で表す。

$$\gamma = \frac{A_s f_{sy}}{A_s f_{sy} + A_p f_{py}} \quad (1)$$

ここに、 A_s 、 A_p は、普通鉄筋とPC鋼材の断面積、 f_{sy} 、 f_{py} は、普通鉄筋とPC鋼材の降伏点を示

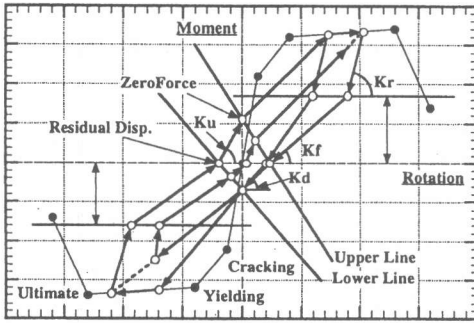


Fig. 5: Hysteresis Rule

す。さらに、耐力低下率 (ψ) を下記のように定義した。

$$\psi = \frac{M_m}{0.8M_u} \quad (2)$$

ここに、 M はモーメントを表す。添字 m, u は、それぞれ最大変形時、最大耐力時を表す。式 (2) 中 $0.8M_u$ の係数 0.8 は、今回 PC 橋脚の終局状態における耐力が最大耐力の 8 割に低下したときと定義していることによる。

3.1 復元力モデル

基本とする Takeda モデルは、クラック発生時 (θ_c, M_c)、鉄筋降伏時 (θ_y, M_y)、耐力低下が開始される点 (θ_u, M_u) からなる。鉄筋降伏時の値は本研究では実験結果を元に決めている。Takeda モデルの除荷剛性は次式 (3) によって表される。

$$K_r = \frac{M_c + M_y}{\theta_c + \theta_y} \left| \frac{1}{\mu} \right|^\alpha \quad (3)$$

$$\mu = \frac{\theta_m}{\theta_y} \quad (4)$$

ここに K_r は第一除荷剛性、 μ は塑性率、 M はモーメント θ は回転角を表す。添字 c, y, m は、クラック発生時、部材降伏時、最大変形時を表す。既往の研究成果において、降伏変位以降の除荷剛性は断面内の PC 鋼材と普通鉄筋量の割合により変化することが予想されるため、既往の研究成果と本研究で行われた実験から、 α の値を 0.35 に設定した。除荷時は最大耐力と耐力分担率の積 (γM_m) だけ、荷重が低下した点を境に第二除荷剛性に移行する。RC 部材の場合は耐力分担率が 1.0 のため、第二除荷剛性に全く移行しないことになる。第二除荷剛

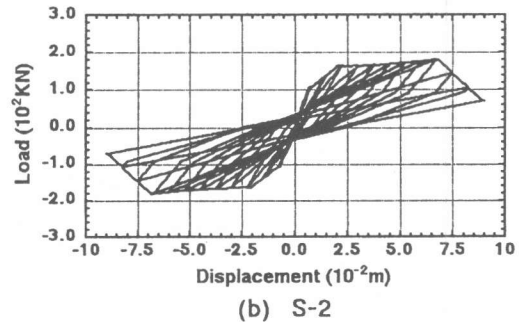
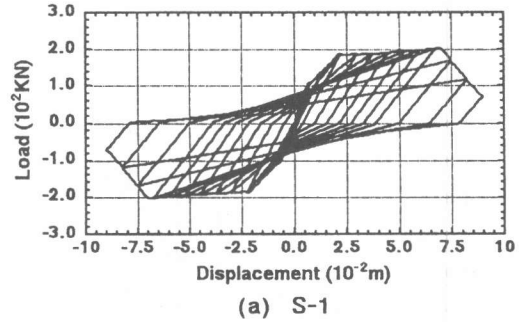


Fig. 6: Restoring Force Model

性 (K_f) は、残留変位を目指すものであり、PRC 部材の性状を示す。その第二除荷剛性を次のように定義した。

$$K_f = \frac{M_m \mu^{-0.1}}{\theta_m \psi} \quad (5)$$

さらに、荷重ゼロの残留変位の位置から、反対側に載荷していくときに、直接最大変位点をすぐに目指すのではなく、変位ゼロの点に一つ折点をもうけた。その折点の荷重を次式により定義する。

$$Y = \gamma M_m \tanh(0.1\mu\epsilon) - 0.1\gamma\mu\theta_m \quad (6)$$

この折点を通過した後、最大変位点を目指すようにした。

途中除荷、途中載荷は、Fig. 5 に記す。上限直線 (Upper Line) と下限直線 (Lower Line) は、変位ゼロ時の最大 (最小) 荷重と最大 (最小) 残留変位とを結ぶ直線である。この 2 直線間に応答変位が入ったときは、変位が正の場合は載荷時は剛性 K_d で、除荷時は剛性 K_u で移動。変位が負の場合載荷時は K_u で、除荷時は剛性 K_d で同様に移動する。剛性 K_d は、最大残留変位と変位ゼロ時の最小荷

Table3: Input Data

Specimen	Mass (t)	Init Stiff. (MN/m)	Acc. (Gal)	Time Ratio
S-1P	37.8	16.6	563.0	1.0
S-2P	36.7	16.1	474.0	1.0

重を通る直線の傾き, 剛性 K_u は, 最小残留変位と変位ゼロ時の最大荷重を通る直線の傾きである。

Fig.6 に, S-1 と S-2 の提案したモデルを示す。両方とも, 静的正負交番載荷実験と比較して耐力低下するまで精度よく表現していることが確認される。

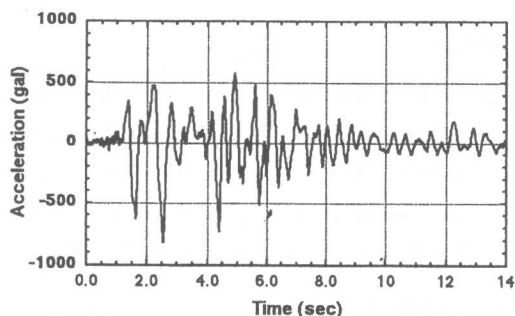


Fig.7: Input Ground Acceleration

4 仮動的実験

軸力を有する PC 橋脚の地震応答性状を知る為に, また, 上述した復元力特性のモデル化の妥当性を確認するために仮動的実験 [2] を行った。実験に使用した供試体は, S-1 と S-2 である。入力地震波は, 兵庫県南部地震の際に, 神戸海洋気象台で観測された加速度波形の NS 波を使用した。地震波の最大加速度は, 818.0(gal) である。実験に用いた地震波は, 観測された加速度波形の初期微動及び後半部分の微動も省略し, 実時間軸で 14.0(sec) とした。入力地震波を Fig.7 に記す。また, 上載荷重, 初期剛性, と入力地震波の最大加速度, および, 時間軸比を道路橋示方書耐震設計編 [4] に基づいて決定した。それらを Table3 に記す。

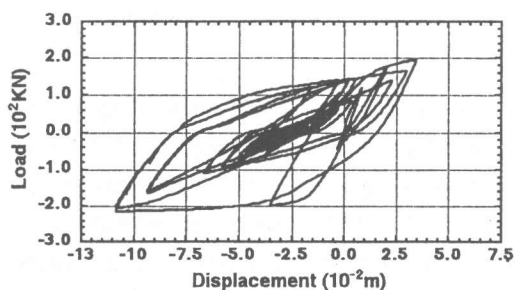
4.1 実験方法

コンピューター内で応答解析によって得られる応答変位をアクチュエーターにより, 供試体に与え,

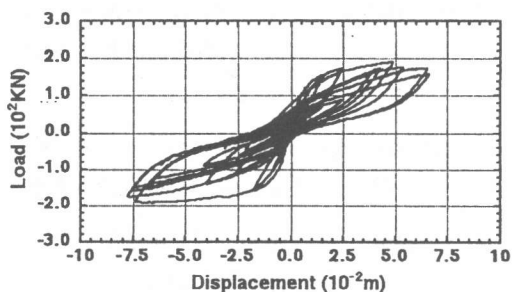
その時得られる, 荷重を復元力としてコンピューター内に応答解析の中に取り込む。これを繰り返すことによって, 応答解析を進めていく。数値積分には鉄筋コンクリートの復元力特性に適し, 積分条件の緩やかなオベレータスプリッティング法 [5] を採用した。積分時間刻み (dt) は, 0.0025 に設定した。

4.2 実験結果

Fig.8 に実験結果を記す。軸方向鉄筋比の少ない



(a) S-1



(b) S-2

Fig.8: Pseudo Dynamic Test

S-2 では, 応答が大変位に達したにもかかわらず, 残留変位がかなり, 小さく抑えられていることがわかる。それに対し, 軸方向鉄筋の多い S-1 では, エネルギー吸収能が大きく, また, 残留変位も大きいことがわかる。Fig.9 に提案した復元力モデルを使用した応答解析結果を記す。また, Fig.10 に, 仮動的実験と応答解析の時刻歴応答変位を記す。全体の応答性状, 最大応答変位は, 的確に表現できており, PC 橋脚の応答性状を提案したモデルで, 精度よく計算することが可能である。以上のことから, PC 橋脚の特性を表現し得る提案した復元力モデルの妥当性が示された。

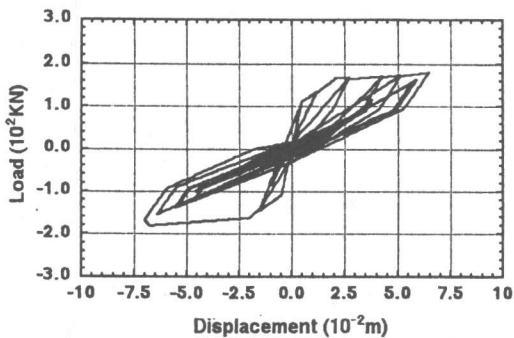


Fig.9: S-2 Analysis Results

5 まとめ

本研究では、プレストレスを導入したRC橋脚の基本的性状を明らかにするために、静的正負交番荷重実験を行い、また、PC橋脚の復元力のモデル化を行った。さらに、応答解析と仮動的実験により、PC橋脚の地震応答性状を検討した。本研究の範囲内から、以下のことが結論される。

1. PC橋脚において、残留変位はプレストレスの導入レベルよりも軸方向鉄筋比に大きく依存することが明らかになった。
2. PC鋼材の付着のある部材において、プレストレスの導入により靱性率の増加が見込まれた。
3. PC橋脚の特性を表現し得る復元力モデルを提案し、その妥当性を検討した。

今後、PC橋脚を実用化するために、最適な、鉄筋比等を見いだす必要がある。また、プレストレスの導入により、せん断耐力も増加するが、帯鉄筋比とプレストレスとの導入量が同様にせん断耐力、靱性率に影響を及ぼすものと考えられ、PC橋脚の終局後の性状を知る上で、これらは重要な要因になると思われる。

6 謝辞

本研究の実験にあたり、埼玉大学助教授 Tanzo William 氏より御助言を頂いた。また、実験をするにあたり、学部生の黒田武嗣君に多大な協力を得た。ここに記して感謝する次第である。

尚、本研究は、PC技術協会橋脚PC構造研究委員会（委員長：池田尚治教授）の実験結果の一部

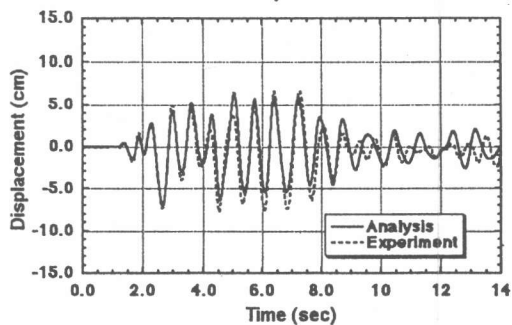


Fig.10: Earthquake Response

(S-1,S-2) 含んでいる。関連各位に感謝する次第である。

参考文献

- [1] Wael ZATAR, Hiroshi MUTUYOSHI, William TANZO, Isao HOSAKA : Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Viaduct under Severe Earthquake, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.429-434, 1997.6
- [2] 保坂 勲・陸好 宏史・稲田文展・Wael ZATAR : プレストレスコンクリート高架橋におけるPC桁の地震応答性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.159-164, 1997.6
- [3] S.Otani, SAKE : A Computer Program for Inelastic of R/C Frame to Earthquake, Reserch Report UILU-ENG-74-2029, Illinois University, Nov.1974
- [4] 日本道路協会: 道路橋示方書 同解説書 (V 耐震設計編), 1996
- [5] Masayoshi NAKASHIMA, Masatoshi ISHIDA, Kazuhiro ANDO : Integration Techniques for Substructure Pseudo Dynamic Test, 日本建築学会構造系論文報告集, No.417, pp.107-117, 1990.11
- [6] 伊藤 忠彦・山口 隆裕・池田尚治 : 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, 1997.6