

論文 PC 鋼材を拘束筋としたコンクリート橋脚の変形性能

中井 裕司^{*1}・浅井 洋^{*2}・久保 明英^{*3}・鈴木 宣政^{*4}

要旨：塑性領域の横拘束筋を PC 鋼材とした断面寸法 1200mm の正方形および円形断面の鉄筋コンクリート橋脚模型に対して正負交番載荷実験を行い，損傷の進行と曲率の分布を明らかにした。そして，一軸圧縮試験から導いた PC 鋼材で拘束されたコンクリートの応力 - ひずみ関係を用いた断面解析による解析値で等価塑性ヒンジ長を明らかにし，材端バネモデルによって終局変形量を推定した。その変形量は，橋脚のかぶりコンクリートの剥落および軸方向鉄筋の座屈する時点と一致することが明らかとなった。

キーワード：PC 鋼材，正負交番載荷，塑性ヒンジ長，コンクリートの応力 - ひずみ関係

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚構造においては，平成 7 年の兵庫県南部地震の経験を踏まえて，地震時における塑性変形性能の向上が不可欠となった。このために，帯鉄筋や中間帯鉄筋が多く配筋され，これに伴って現場における鉄筋の施工作业が煩雑になるとともに，コンクリートの確実な充填性についても注意が必要となっている。

著者らは，鉄筋コンクリート構造の塑性領域において必要な変形性能を確保するとともに，施工の効率化と施工コストの低減を図ることも可能な技術として，塑性領域のコンクリートを緊張された PC 鋼材で軸直角方向に拘束する工法の定式化を行っている。

緊張された PC 鋼材で拘束したコンクリートの応力 - ひずみ関係は，高さ 1500mm の円柱(500mm)および角柱(500 × 500mm)供試体の一軸圧縮載荷試験を行い，実験式を得ている¹⁾。

本研究では，PC 鋼材で拘束された大型鉄筋コンクリート橋脚模型の正負交番載荷試験を行い，塑性ヒンジ領域における塑性曲率の分布と塑性ヒンジ長についての検討を行った。さらに，その変形性能について，PC 鋼材で拘束されたコンクリートの応力 - ひずみ関係を用いた計算値と

本実験結果の比較を行った。

2. 正負交番繰り返し載荷実験

2.1 供試体の概要

本実験は，図-1 に示す 3 体の供試体を用いた。供試体の寸法は，1200x1200mm の正方形断面(S1)と 1200mm の円形断面(C1,C2)で，基部から載荷点までの高さは 4800mm(せん断スパン比 4.0)である。軸方向鉄筋は，S1 供試体では D19 を 50mm 間隔で 88 本，C1,C2 供試体では D16 を 60mm 間隔で 60 本配置しており，それぞれ，軸方向鉄筋比は 1.75%と 1.05%である。なお，S1 供試体は，星隈らが行った正負交番載荷試験²⁾の供試体と寸法および軸方向筋の配置を一致させている。

塑性ヒンジ領域に相当すると考えた橋脚基部から約 1200mm(1D)の区間は，帯鉄筋の代わりに緊張された PC 鋼材を用いた。S1 供試体は，降伏強度の 45%の有効緊張応力(50kN/本)を有する PC 鋼棒 11mm を，躯体の表面から 30mm 内部に 250mm 間隔で，中間帯鉄筋として D10 を有効長 375mm で配置した。この間隔および緊張力は軸方向鉄筋の座屈解析により想定座屈長 500mm として決定した。定着部は柱の角に 60 × 60 × 12

*1 三井住友建設(株) 土木技術部 (正会員)

*2 三井住友建設(株) 技術研究所 (正会員)

*3 (株)ピーエス三菱 技術研究所 (正会員)

*4 (株)ピーエス三菱 土木技術第一部 (正会員)

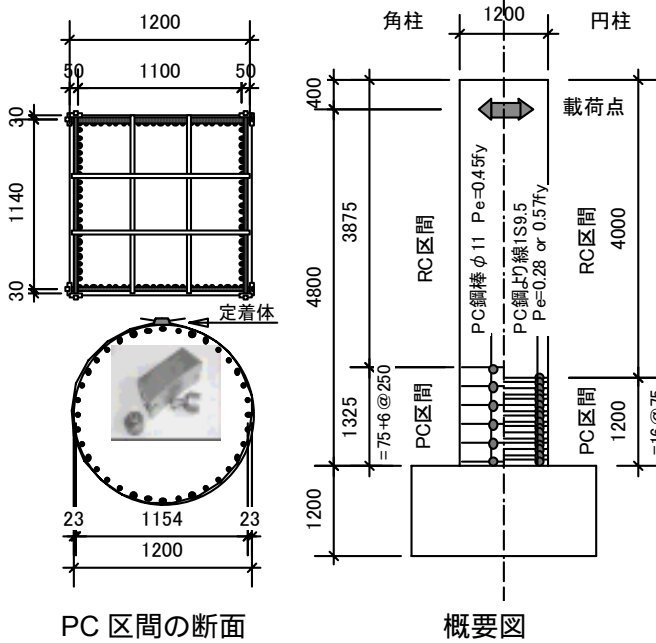


図-1 供試体の概要

の鉄板を用いた。

C1 と C2 供試体は、降伏強度の 28%と 57%の有効緊張応力(27,54kN/本)を有する PC 鋼より線 1S9.5 を、躯体の表面に 75mm 間隔で配置した。なお、この緊張応力には曲げによる応力(±0.3 f_{pcy} : PC 鋼より線の降伏応力)は考慮していない。また 緊張は PC 鋼より線を 360 度巻いて、1 段毎に両引きで行った。所定の緊張力が確保されるようにナット式定着具を用いた。

柱の基部 1D 区間以外の帯鉄筋は、各供試体とも道路橋示方書耐震編に従い配置した。

なお、橋脚基部から高さ 1840mm までの断面では、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し量ならびに断面に生じる曲率の高さ分布を計測するために 150mm 間隔で変位計をセットした。

2.2 荷荷方法

実験は、写真-1 に示す独立行政法人土木研究所の所有する試験設備を用いて行った。供試体は横にした状態で反力壁に取り付け、死荷重反力に相当する軸力を与えながら、動的加振機により水平荷重を加えた。軸力は、軸圧縮応力で 0.98MPa に相当する 1413kN とした。

本実験では、橋脚基部断面において、断面最外縁の軸方向鉄筋が降伏する時点の荷荷点位置

| | 供試体 No. | S1 | C1 | C2 |
|-------|----------------------------|------------|----------------|----------------|
| 軸方向 | 鉄筋径と本数 | D19 88本 | D16 60本 | D16 60本 |
| | 鉄筋比(%) | 1.75 | 1.05 | 1.05 |
| | 鉄筋比(%) | 1.75 | 1.05 | 1.05 |
| PC 区間 | PC鋼材と断面積(mm ²) | 11 90 | 1S9.5 54.84 | 1S9.5 54.84 |
| | 有効緊張応 | 0.45fy | 0.28 fy | 0.57 fy |
| | 間隔(mm) | 250 | 75 | 75 |
| | 中間帯鉄筋 | D10 | N.A. | N.A. |
| | 有効長(mm) | 375 | 1200 | 1200 |
| | 体積比(%) | 0.41* | 0.24 | 0.24 |
| RC 区間 | 鉄筋径 | D10 | D10 | D10 |
| | 間隔(mm) | 100 | 75 | 75 |
| | 有効長(mm) | 375 | 1180 | 1180 |

*PC鋼棒の断面積で計算

| | S1 | C1 | C2 |
|-----------|------|------|------|
| 圧縮強度(MPa) | 35.2 | 33.6 | 41.3 |
| ヤング率(GPa) | 28.3 | 23.5 | 25.4 |

| | 供試体 No. | S1 | C1, C2 |
|-------|-----------|------|--------|
| 軸方向鉄筋 | 降伏強度(MPa) | 342 | 367 |
| | 引張強度(MPa) | 510 | 531 |
| | ヤング率(GPa) | 190 | 181 |
| PC 鋼材 | 降伏強度(MPa) | 1241 | 1732 |
| | 引張強度(MPa) | 1283 | 1914 |
| | ヤング率(GPa) | 200 | 192 |
| 帯鉄筋 | 降伏強度(MPa) | 388 | 366 |
| | 引張強度(MPa) | 549 | 524 |
| | ヤング率(GPa) | 201 | 176 |



写真-1 供試体の荷荷状況

での水平変位(以下、初降伏変位)を 1_{y0} とし、その整数倍の変位を正負交番に 3 回ずつの繰り返して変位制御にて荷荷した。

2.3 水平力 水平変位の履歴曲線と損傷の状況

図-2 は、各供試体の荷荷点位置における水平

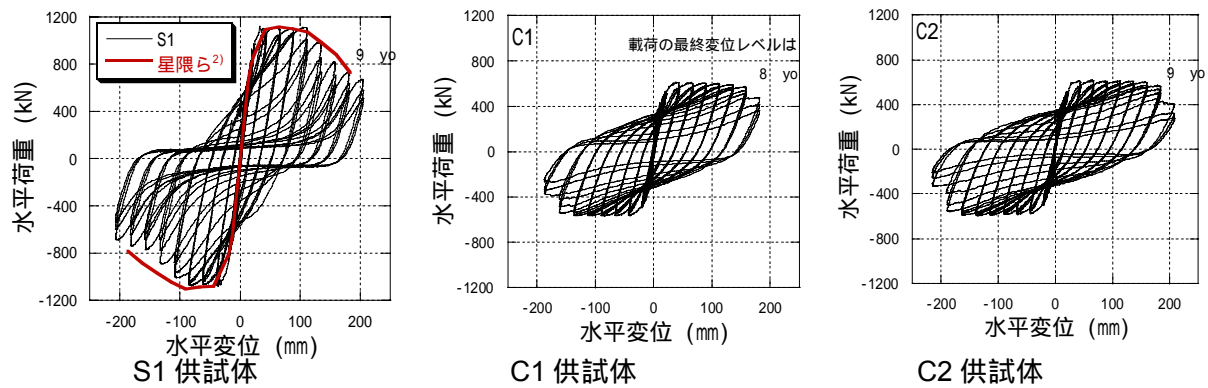


図-2 水平力 水平変位の履歴曲線

力と水平変位の履歴曲線を示したものである。いずれの供試体とも曲げ破壊で終局に至った。

帯鉄筋の代わりに PC 鋼棒を用いた S1 角柱供試体では、3 y₀ の終了時に PC 区間の中間帯鉄筋が降伏を開始した。4 y₀ の載荷まで水平ひび割れが進展し、基部付近でかぶりコンクリートの浮きを打音で確認した。5 y₀ の 1 波目負側への載荷時に橋脚基部から 500mm までの範囲でかぶりコンクリートが剥落し、ほぼ同じ長さの軸方向鉄筋の座屈が確認され、曲げ耐力が低下した。6 y₀ の載荷で中間帯鉄筋のフックがはずれ PC 鋼棒の定着部が破壊した。7 y₀ で軸方向鉄筋の座屈長が 750mm まで進展した。その後、9 y₀ まで載荷したが軸方向鉄筋の破断は生じなかった。S1 供試体は、PC 区間における中間帯鉄筋の降伏耐力の不足と、PC 鋼棒の定着部に弱点を有していたと考えられる。

帯鉄筋の代わりに小さな緊張力を有する PC 鋼より線を用いた C1 円柱供試体では、5 y₀ の載荷まで水平ひび割れが進展し、基部の極近くで小規模なかぶりコンクリートの剥離が生じた。6 y₀ の 3 波目に橋脚基部から 150mm までの範囲でかぶりコンクリートの剥落し、座屈長 150mm の軸方向鉄筋の座屈が生じ、耐力が低下した。7 y₀ の 2 波目で軸方向鉄筋が数本破断した。

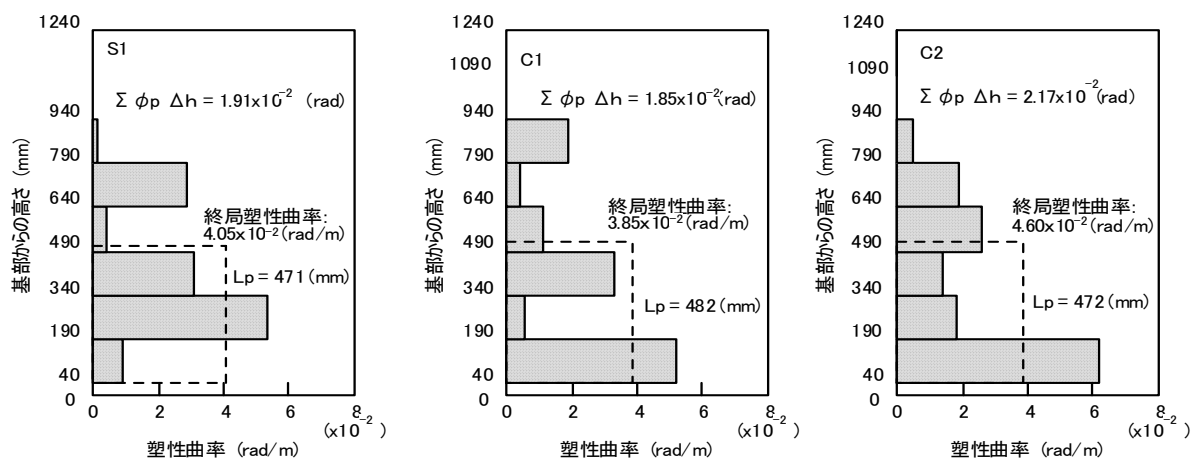
帯鉄筋の代わりに大きな緊張力を有する PC 鋼より線を用いた C2 円柱供試体では、5 y₀ の載荷まで水平ひび割れが進展し、基部の付近で小規模なかぶりコンクリートの剥離が生じた。6 y₀ において基部から 75mm の範囲でかぶりコ

ンクリートの剥落が進行した。7 y₀ で基部から 150mm の範囲でかぶりコンクリートの剥落が生じ、座屈長 150mm の軸方向鉄筋の座屈が確認され、1 段目の PC 鋼より線の素線 1 本が破断した。8 y₀ でかぶりコンクリートの剥落が進行し、数本の軸方向鉄筋が破断した。

3. 塑性曲率の性状と等価塑性ヒンジ長

図-3 は、かぶりコンクリートの剥落と軸方向鉄筋の座屈が目視で確認された時（以下終局時という）、すなわち S1 供試体では 5 y₀ の 1 波目、C1 供試体では 6 y₀ の 3 波目、C2 供試体では 7 y₀ の 3 波目の最大変位時における橋脚基部から高さ 40mm から 1240mm までの区間での塑性曲率の分布と等価塑性ヒンジ長を示したものである。高さ 1240mm 以上では塑性曲率は生じていなかった。また、フーチング上面から高さ 40mm までの曲率は、軸方向鉄筋の伸び出しによるものが支配的であるので、図中には示していない。併せて、終局時の載荷面の損傷状況を写真で示している。

ここで、星隈らの方法²⁾に従い、次のように単語を定義する。塑性曲率 ϕ_p は計測された曲率 ϕ_{exp} から計算降伏曲率 ϕ_y を差し引いた曲率であり、塑性回転角は塑性曲率 ϕ_p と計測断面間の距離 ΔH との積の総和である。等価塑性ヒンジ長 L_p は、塑性回転角を後述する拘束されたコンクリートの応力 - ひずみ関係を用いてファイバーモデルで計算された終局塑性曲率 $(\phi_u - \phi_y)$ で除した値である。



S1 供試体



C1 供試体



C2 供試体

図-3 塑性曲率の分布と等価塑性ヒンジ長の計算値、および、終局時の写真

S1 角柱供試体と C1 および C2 円柱供試体を比較すると、円柱供試体の方が基部に塑性曲率が集中するようである。また、軸方向鉄筋と形状が異なるものの、塑性回転角はほぼ同一となっている。また、S1 供試体で参考とした星隈らの帯鉄筋体積比 1.03%の角柱試験体における塑性回転角は $1.81 \times 10^{-2}(\text{rad})$ であり²⁾、S1 供試体はほぼ同等の回転性能を有していたと考えられる。

C1 と C2 供試体を比較すると、大きな緊張力の導入された C2 供試体は塑性回転角が 2 割程度大きくなっている。

等価塑性ヒンジ長は、3 供試体とも 480mm 程度であり、断面高さの 40% になっている。S1 供試体で参考とした星隈らの角柱試験体の等価塑性ヒンジ長は 522mm であり、拘束度が多少大きくなっていることが分かる。また、等価塑性ヒンジ長を軸方向鉄筋の座屈長で評価すると、矩形断面でほぼ一致し、円形断面で約 3 倍である。

これは浅津らの研究³⁾と整合し、PC 鋼材で拘束した橋脚の終局時の性状が、現行の橋脚と大きく変わらないことを示している。

4. 水平力 水平変位の関係の解析

4.1 PC 鋼材で拘束されたコンクリートの応力ひずみ関係¹⁾

著者らは、緊張された PC 鋼材で拘束された角柱および円柱の一軸圧縮試験を行い、拘束コンクリートの応力 - ひずみ関係の実験式を得ている。この実験式は、星隈らの研究⁴⁾を参考にし、同一の寸法を持つ大型供試体(12 体)および同一の試験装置を用いて構築した。

実験式の特徴は、拘束コンクリートの最大圧縮強度時および終局ひずみ時の拘束筋としての PC 鋼材の応力を明らかにし、各限界状態と関連付けたことである。図-4～図-8 に実験式を示す。図-5 に示すように、最大圧縮応力時に PC 鋼材の

増加する応力を明らかにした。最大圧縮応力とそのひずみには PC 鋼材の体積比とその時点の応力で評価した(図-6,7)。図-4 に示す応力の下降域から収束域への変化時における PC 鋼材の軸引張応力(ただし、円形供試体における PC 鋼線の円形配置で生じる曲げ応力は考慮せず)は、その降伏応力(f_{pcy})に相当することが分かり、図-9 に示す下降勾配は最大圧縮応力時に PC 鋼材に生じている応力と降伏応力の平均値で評価することができた。

4.2 計算方法

橋脚の終局変位 δ_u の計算方法は、星隈らの提案する塑性ヒンジ領域の塑性曲率分布を用いて変形性能を評価する方法²⁾を用いる。橋脚断面の有する曲げモーメントと曲率の関係の計算には、前節で紹介した拘束コンクリートの応力 - ひずみ関係を用いる。

橋脚基部に生じる軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位 δ_θ は、橋脚基部と高さ 40mm の間で計測された回転角 θ_b に基部から載荷点までの高さ H を乗じて算出した。図-9 に示すように、軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位の全体に占める割合は、20~30%程度($C1 < S1 < C2$)であった。

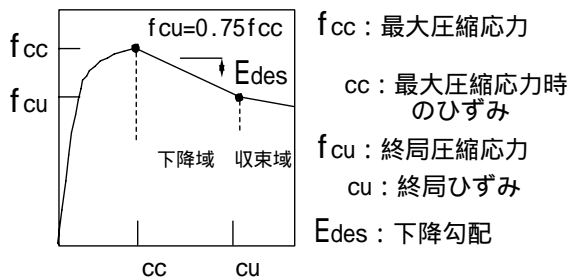


図-4 コンクリートの応力 - ひずみ関係モデル

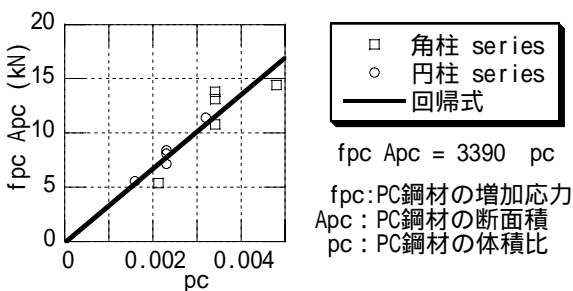


図-5 最大圧縮強度時における PC 鋼材の増加張力と体積比の関係

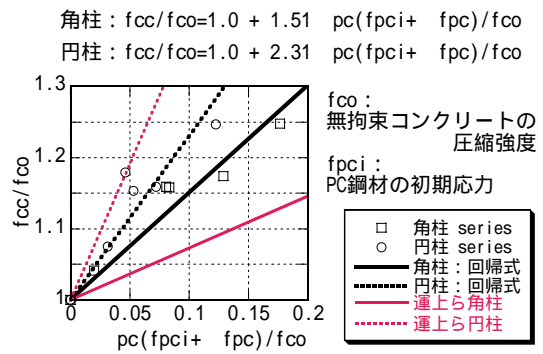


図-6 最大圧縮応力と体積比の関係

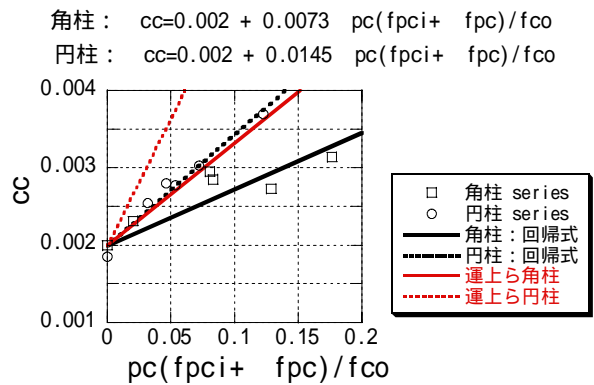


図-7 最大圧縮応力時のひずみと補強比の関係

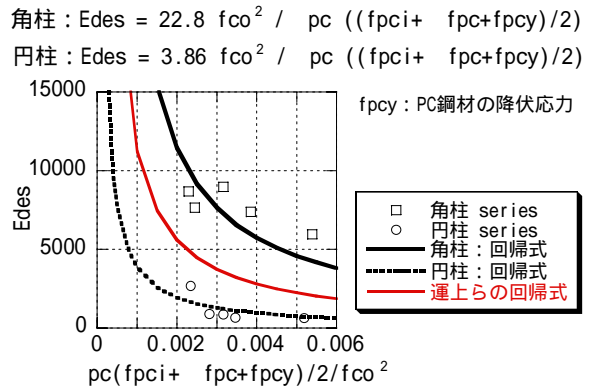


図-8 下降勾配と補強比の関係

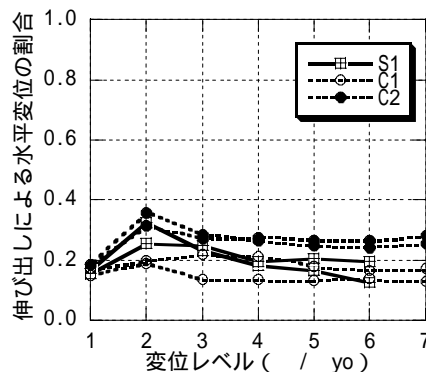


図-9 伸び出しによる水平変位の割合

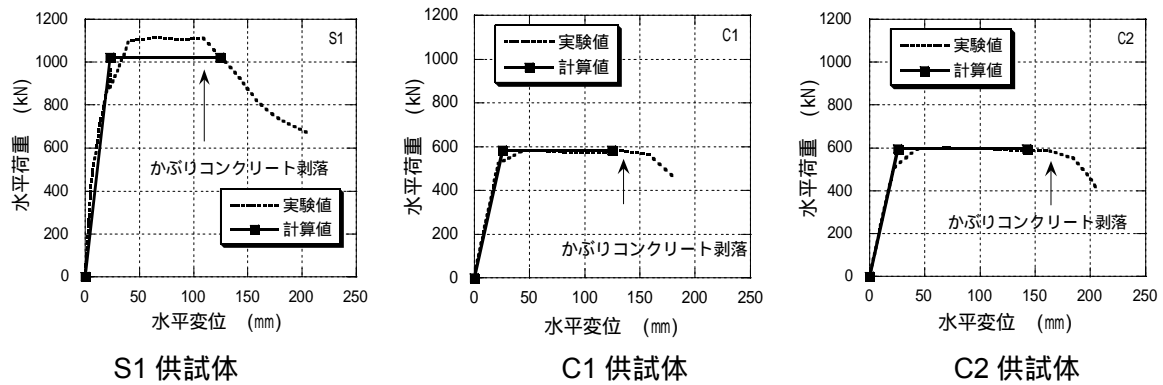


図-10 水平力 - 水平変位の履歴曲線の包絡線と計算値の比較

すると、補正された計算終局変位 δ_{ut} は、式(1)で与えられる。

$$\delta_{ut} = \delta_u + \delta_\theta \quad (1)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot (H - L_p / 2) \quad (2)$$

$$\delta_\theta = \theta_b \cdot H \quad (3)$$

ここで、等価塑性ヒンジ長 L_p は、図-3 に示した塑性曲率の解析から得られた値を用いた。なお、円柱供試体の場合、終局ひずみはコンクリート最外縁で評価した。

4.3 計算上の終局変位について

図-10 に、計算で得られた水平力 - 水平変位の関係と、実験から得られた履歴曲線の包絡線を示す。終局変位の計算値は、いずれの供試体とも、実験で軸方向鉄筋が座屈しかぶりコンクリートが剥落し水平力が低下し始める終局時の変位に概ね一致していることが分かる。これは、用いた解析方法が、緊張した PC 鋼材で拘束したコンクリート橋脚の直下型地震動に対する終局変位を精度よく推定できることを示している。

5. まとめ

本研究は、緊張された PC 鋼材で拘束された断面寸法が 1200mm の角柱および円柱模型に対する正負交番荷重を行い、塑性領域における曲率分布を明らかにし、塑性変形性能が評価できることを示した。得られた結論は以下である。

- 1) 少ない体積比の PC 鋼材で拘束した角柱および円柱の等価塑性ヒンジ長は断面高さに対して 0.4 倍程度となり、その部分の損傷の進行は通

常の帯鉄筋で拘束された柱の損傷進行と大きな差異は生じなかった。

- 2) 一軸圧縮試験から導いた拘束コンクリートの応力 - ひずみ関係を用いた断面解析値と材端回転モデルを用いることにより、橋脚の終局変位を予測できることが分かった。

なお、本研究は、独立行政法人土木研究所、財団法人土木研究センター、他民間 5 社による「高じん性コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究」の一環として実施した。

参考文献

- 1) 鈴木宣政ほか：PC 鋼材を拘束筋としたコンクリートの応力 - ひずみ関係，第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム，pp，2004.1
- 2) 星隈順一ほか：大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp2123-2128，1998.11
- 3) 浅津直樹ほか：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集 No.382/ -56，pp177-199，2001.7
- 4) 星隈順一ほか：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力 - ひずみ関係，土木学会論文集，No.520, V.28, pp1-11, 1995.8