

ハニカムプレキャスト柱合成構造橋脚の正負交番載荷実験

大口 健¹⁾・野村 敏雄²⁾・加藤 敏明¹⁾

¹⁾ 正会員 (株)大林組 土木技術本部 設計第一部 (〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2)

²⁾ 正会員 (株)大林組 技術研究所 土木耐震構造研究室 (〒204-0011 東京都清瀬市下清戸 4-640)

1. はじめに

橋脚の省力化工法に関する研究開発がここ十年来積極的に進められてきた。この中で、複合構造の採用による構造の簡素化とプレキャスト化による軽量化、品質向上が主要要素技術として挙げられる。複合構造による構造の簡素化に関しては、広く採用されつつあるものの、プレキャスト化に関しては、積極的な研究開発努力にもかかわらず、いまだ普及に至っていないのが現状である。

一方、最近のコンクリート構造物への信頼性低下は、コンクリート構造物の品質や耐久性向上に対する要求を一層厳しくしているとともに、熟練労働者の枯渇による施工の省力化への要求も従来以上に高まってきた。

そこで、これまでのプレキャスト化の課題を検討し、これを解決するための新しい構造を提案した。すなわち、六角プレキャスト柱の中に鋼管を配置し、これらをハニカム構造に組み合わせた構造(ハイプレックス工法: Hyprex Method)を提案した。

(図-1、図-2 参照)

本構造は、以下の特徴を有する。

- 1) 内型枠として鋼管、外型枠として六角形の中空プレキャスト柱を用い、それらの間に、コンクリートを充填して1本の柱を形成する。
- 2) それらをハニカム状に配置し、鉛直方向の数箇所のみで連結して、一体性を確保する。

本稿では、当該構造の破壊モード、耐荷力など基本的な特性を把握するために正負交番載荷実験を行った結果を報告するものである。

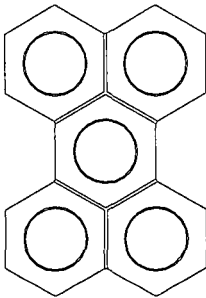


図-1 断面図

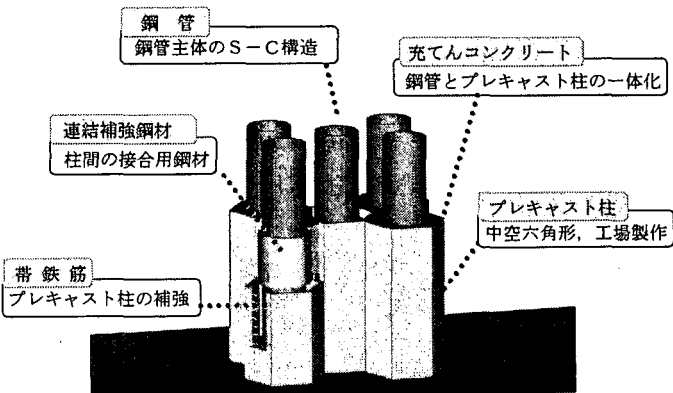


図-2 構造概念図

2. 試験内容

(1) 試験体

試験体は、せん断スパン比 $a/d=4.0$ (一定) とした柱2体である。2体は、図-1に示すように配置した5本の独立した六角形断面柱(PX-5-1)と全体が一体化されている一体断面柱(PX-5-2)である。なお、PX-5-1の連結部には $\phi 318.5$ の鋼管を配置し、それぞれの鋼管を厚さ10mmの鋼材で結んだ構造である。

表-1 試験体一覧

試験体	試験体断面 B×D	備考
PX-5-1	1212mm×840mm	合成断面
PX-5-2	1212mm×840mm	一体断面

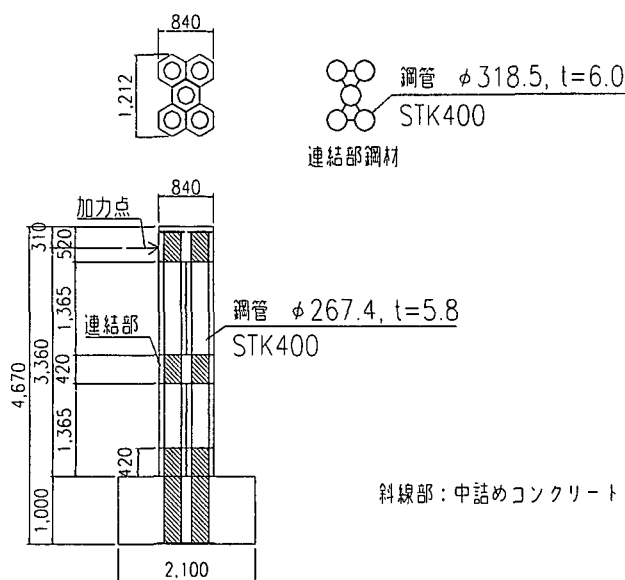


図-3 PX-5-1

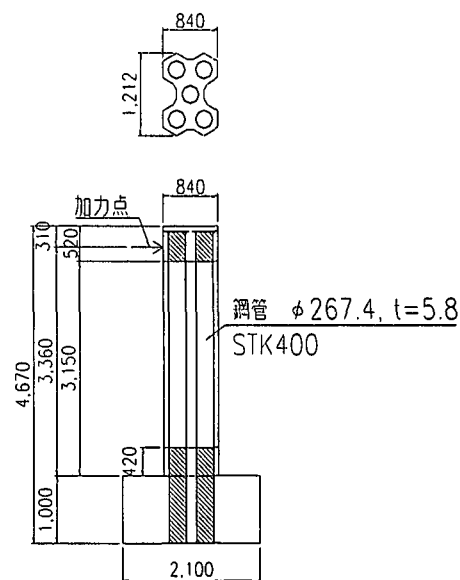


図-4 PX-5-2

(2) 使用材料

各材料の仕様および試験結果を表-2～3に示す。

表-2 コンクリート材料試験結果

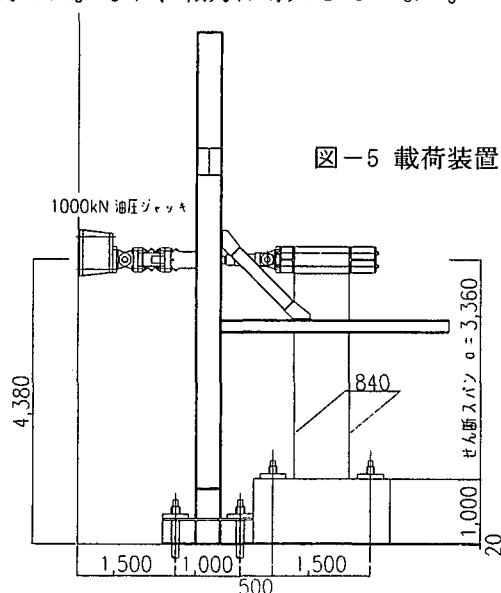
試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
PX-5-1	37.8	3.1	2.36×10^4
PX-5-2	32.4	2.5	2.09×10^4

表-3 鋼材材料試験結果

種別	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	降伏点強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
STK400	481	30.5	402	2.35×10^5

(3) 載荷装置

載荷装置を図-5に示す。試験は、部材角 R=1/200, 1/100, 2/100, 3/100, 4/100, 5/100 でそれぞれ3サイクルの正負繰り返し載荷した後、R=9/100 まで載荷した。なお、軸力は導入していない。



3. 試験結果

(1) 荷重-変位関係と破壊経過

図-6～7に荷重-変位関係を表-4には、荷重比較を示す。ここに、累加強度とは、断面中心周りで求めた鋼管の全塑性モーメントによる耐力をRC耐力に加えたものである。また、重ね耐力とは、柱1本あたりの曲げ耐力を5本分重ね合せた荷重である。なお、表-4におけるPX-5-1、PX-5-2の解析値の違いは、コンクリート強度の違いである。

PX-5-1については、40kNで曲げひび割れが発生した。450kNで鋼管の降伏を確認後、R=2/100の第1サイクルで最大荷重(664kN)に達した。その後、基部で圧壊が始まり、R=4/100で鋼管の座屈を目視により確認した。連結部に関しては斜めひび割れが発生するものの大きな損傷は見られなかった。

PX-5-2の破壊形態はPX-5-1とほぼ同様であった。写真-1、2にそれぞれの最終破壊状況を示す。

図-6、7に示すように、PX-5-1、PX-5-2ともほぼ同等の変位性状となった。これはPX-5-1の連結部において、柱間に作用するせん断力が分担され、PX-5-2と同様に各柱に軸力が伝達されていると考えられる。

また、いずれの試験体も、最大荷重は累加強度、重ね耐力以上を示すが、全塑性モーメントには達していない。これは、本実験では、鋼管とコンクリートの付着を確保するための対策を特に講じていないために、平面保持が早い段階から成立しなくなることによって考えられる。なお、紡錘型の履歴曲線を示しており、エネルギー吸収能は良好である。

表-4 諸荷重一覧

	PX-5-1		PX-5-2	
	P (kN)	比率 (/ 全塑性)	P (kN)	比率 (/ 全塑性)
全塑性モーメント(解析値)	879	1.00	834	1.00
最大荷重(実験値)	664	0.76	630	0.76
重ね耐力(解析値)	357	0.41	346	0.41
最終(実験値)	227	0.26	219	0.26

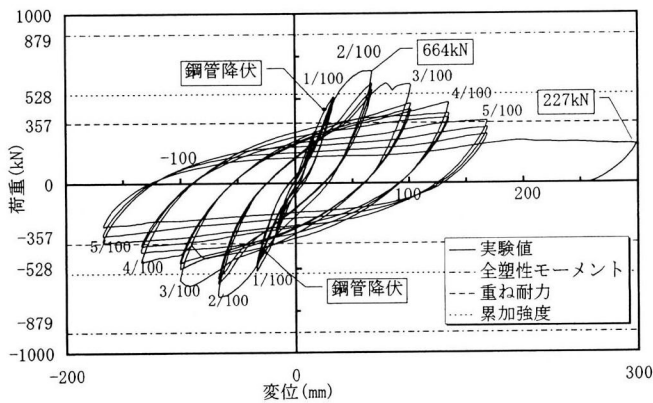


図-6 荷重-変位関係 (PX-5-1)

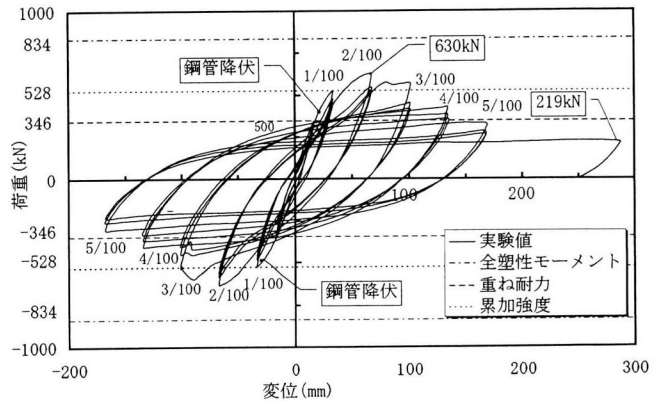


図-7 荷重-変位関係 (PX-5-2)

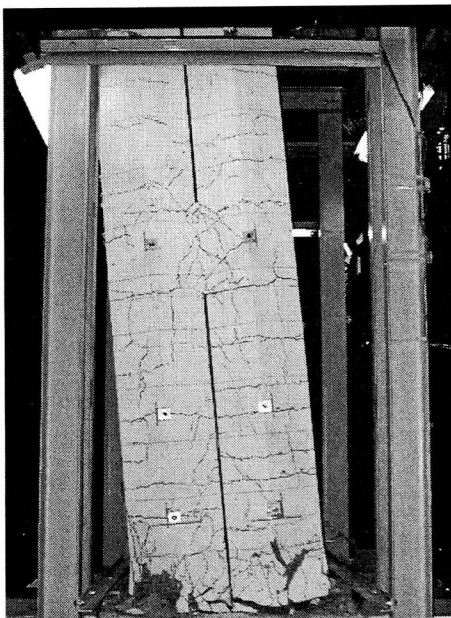


写真-1 最終破壊状況 (PX-5-1)

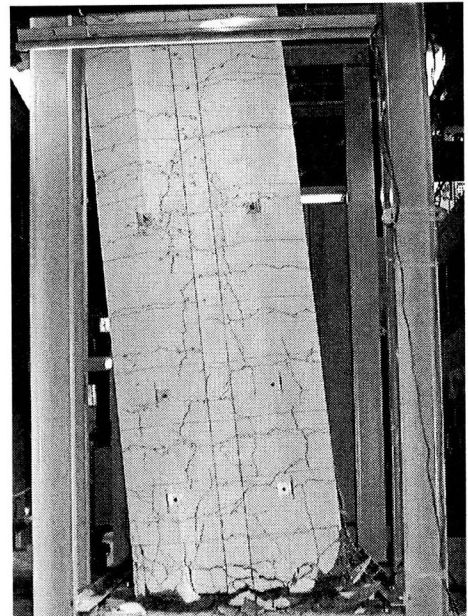


写真-2 最終破壊状況 (PX-5-2)

(2) ひずみ分布

PX-5-1 について、図-8、9 に鋼管の引張、圧縮縁ひずみ分布を示す。R=1/300 以降は計測不能部分が増えるため十分な分布形が得られないが、高さ方向のひずみは、基部～0.5D (H=420mm D:加力方向長さ840mm) の区間で卓越している。H=1575mm において、ひずみが減少する。これは、連結部の影響を受けていると考えられる。すなわち、ひずみ分布は2層ラ

ーメン構造に近い分布形状を示しており、2ヶ所の連結部で力が伝達されたと考えられる。

PX-5-2 について、図-10、図-11 に鋼管の引張、圧縮縁ひずみを示す。ひずみ分布は柱曲げモーメントに近い分布形状を示しており、高さ方向の全体に渡って力が伝達されたと考えられる。

H=1260~1890mm は、連結部である。

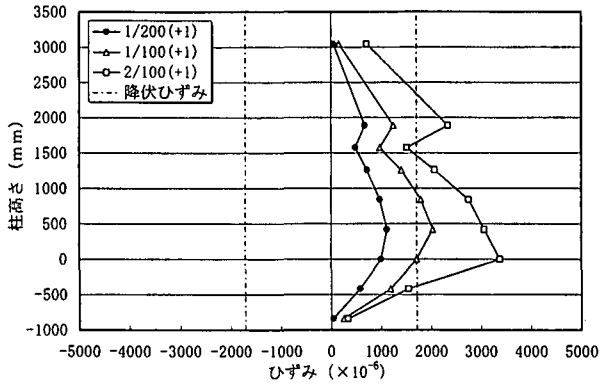


図-8 鋼管鉛直方向ひずみ分布
(PX-5-1 引張縁 正荷重時)

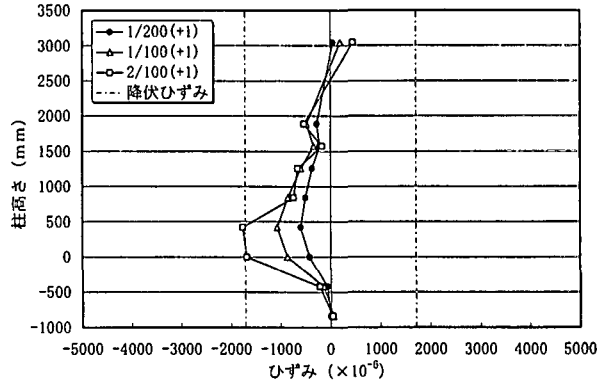


図-9 鋼管鉛直方向ひずみ分布
(PX-5-1 圧縮縁 正荷重時)

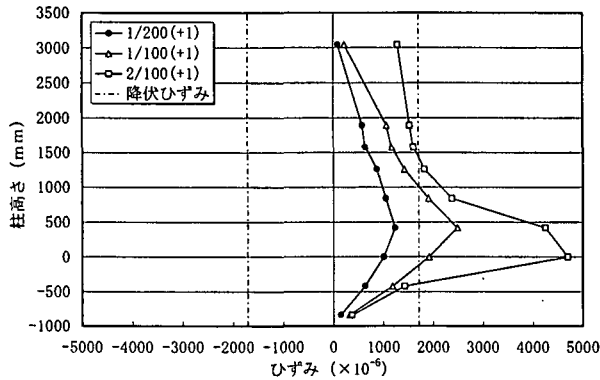


図-10 鋼管鉛直方向ひずみ分布
(PX-5-2 引張縁 正荷重時)

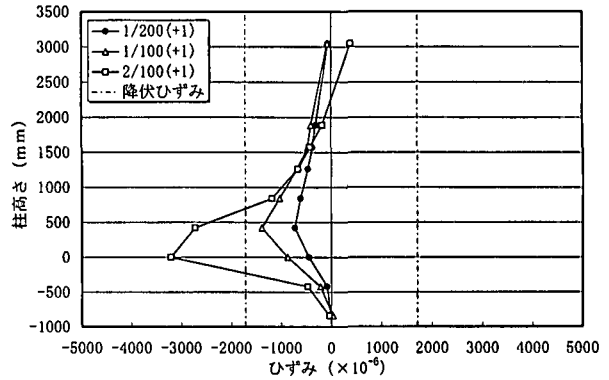


図-11 鋼管鉛直方向ひずみ分布
(PX-5-2 圧縮縁 正荷重時)

図-12、13 に鋼管降伏時の $H=0D \sim 1.0D$ のひずみ分布を示す。図中の太線は、各鋼管内でのひずみ分布を示す。いずれも、鋼管降伏時には、 $H=1.0D$ で平面保持は成立するが、柱基部 ($H=0D$) では崩れており、平面保持は柱基部から成立しなくなると考えられる。また、各鋼管は、軸力は相違するが、等しい曲げひずみを生じており、単独及び合成柱全体で曲げ荷重を分担していることが伺える。

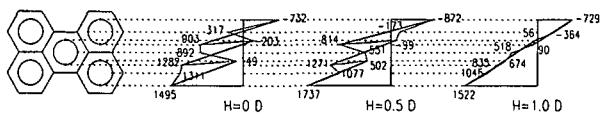


図-12 ひずみ分布 (PX-5-1)

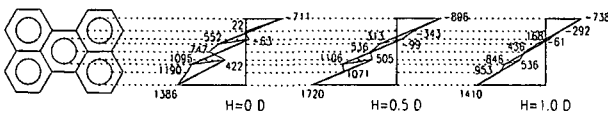


図-13 ひずみ分布 (PX-5-2)

(3) 鋼管の軸力及び応力分布

図-15、16 に PX-5-1 の $R=1/200$ 、及び $R=2/100$ の鋼管の軸力分布を示す。また、図-17、18 に $R=1/200$ 時及び $R=2/100$ 時の鋼管の応力分布を示す。鋼管の応力は、図-14 に示すように円周方向 3 点

($\theta=0, 90, 180^\circ$) で計測された鉛直ひずみ値を直線補間して任意点のひずみを求める。次に、応力-ひずみのバイニラーヒステリシスを仮定することによって応力度に変換し、これを円周方向に積分することによって軸力を求める。

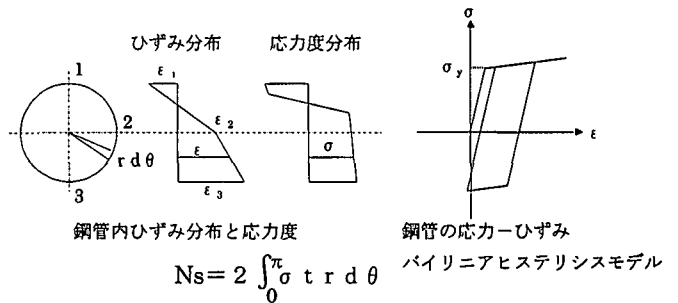


図-14 鋼管軸力の算定モデル

図-15 より、 $R=1/200$ には鋼管の付着が良好であり、鋼管の軸力は、2、3 サイクル目でもその性状は変わらない。しかし、最大荷重時の $R=2/100$ では、1 サイクル目よりも 2、3 サイクル目は鋼管の軸力が圧縮側に向かっている。これは、付着力の低下によりコンクリートが負担する圧縮力が減少し、鋼管で圧縮力を負担したと考えられる。図-17 でも、 $R=1/200$ では、ほぼ付着が良好な挙動を示しているのに対し、図-18 では、2、3 サイクル目で圧縮応力が増加している。

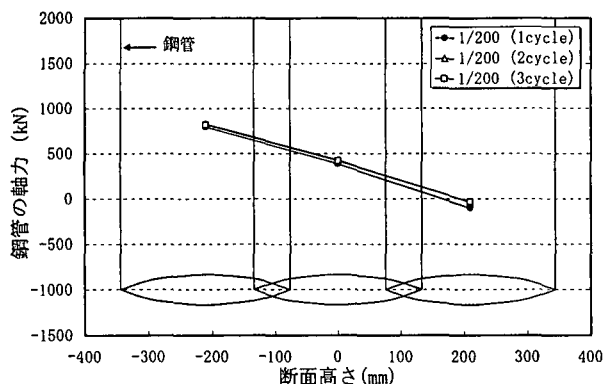


図-15 鋼管の軸力分布 (R=1/200)

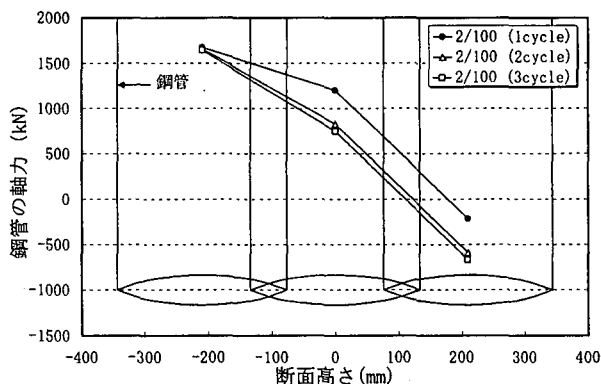


図-16 鋼管の軸力分布 (R=2/100)

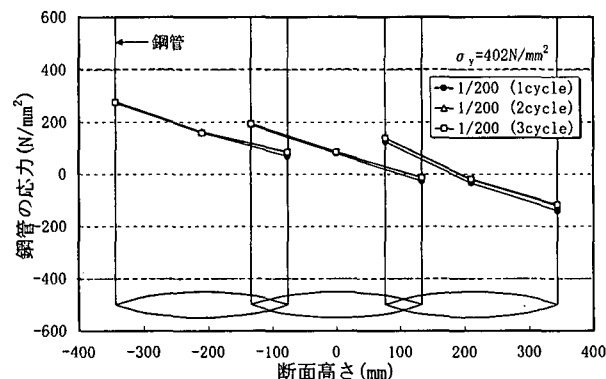


図-17 鋼管の応力分布 (R=1/200)

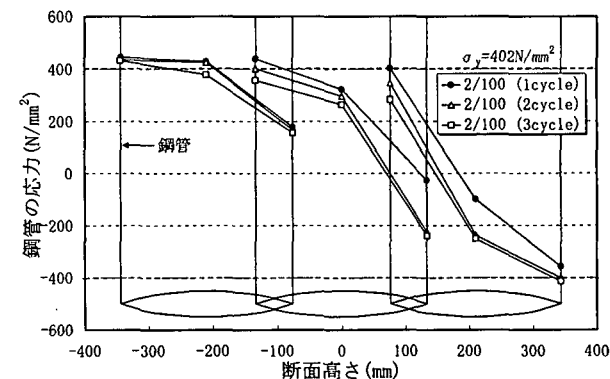


図-18 鋼管の応力分布 (R=2/100)

(4) 連結部に作用するせん断力

連結部鋼材に作用するせん断力を図-19に示す。図-19より、連結部には最大600kNのせん断力が作用しており、連結部のせん断耐力の約1/3程度であった。これは、耐力が全塑性モーメント付近まで達するとして連結部の鋼材を決定したためである。すなわち、基部の曲げ耐力と連結部のせん断耐力を同程度と見込んでいたのに対し、実際には、基部が全塑性モーメントに達する前に破壊したことにより、連結部に作用するせん断力が小さくなったと考えられる。

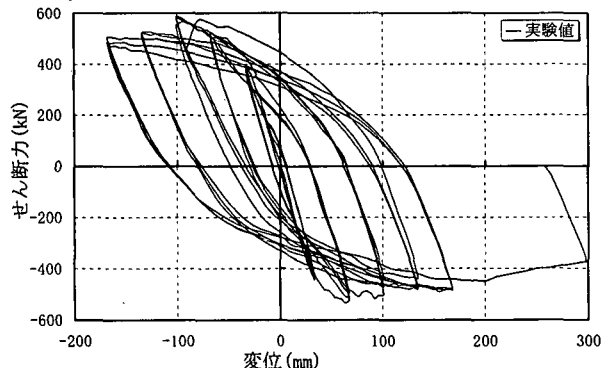


図-19 せん断力-変位関係 (連結部)

(5) エネルギー吸収性能

図-20に荷重-変位関係のループ面積で得られるエネルギー吸収量を示す。正荷重第1サイクルが

第2サイクルより小さくなっている部分があるのは、第1サイクルは前変位振幅の終点を起点とすることによる。R=4/100以降は1サイクル目を除き、エネルギー吸収性能が低下する傾向にある。

PX-5-1、PX-5-2ともほぼ同等のエネルギー吸収性能を示し、合成断面(PX-5-1)でも一体断面(PX-5-2)と同様のエネルギー吸収量が期待できる。

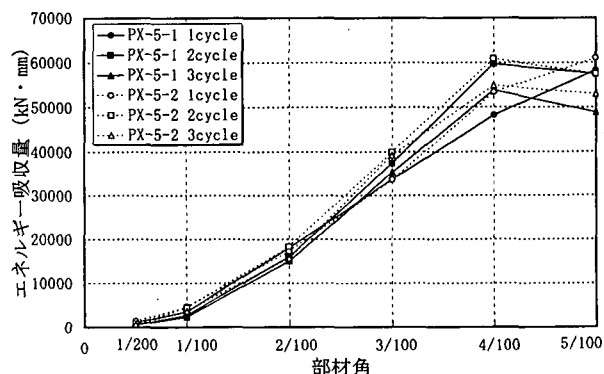


図-20 各サイクルごとのエネルギー吸収量 (正加力側)

(6) 塑性ヒンジ長

PX-5-1に関し、今回実験で得られたデータにより塑性ヒンジ長を求める。変形モードより求める方法と鋼管ひずみより求める方法の2通りで算出する。

まず、変形モードよりどの位置で柱部が回転しているかを求める。高さ一回転角の関係を図-21に示す。図-21より、基部から0.5D (H=420mm) の位置

で回転角が急増している。

次に、鋼管のひずみより求めた柱の曲率分布を図-22に示す。測定可能な断面中心の鋼管のひずみ分布から曲率を求めると図-22のようになる。これより、基部から0.5Dで曲率が急増している。

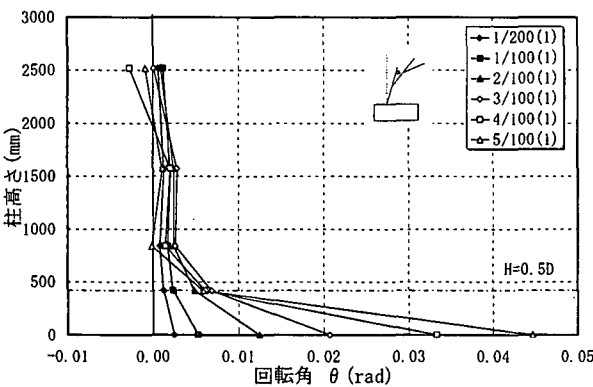


図-21 柱の回転角分布

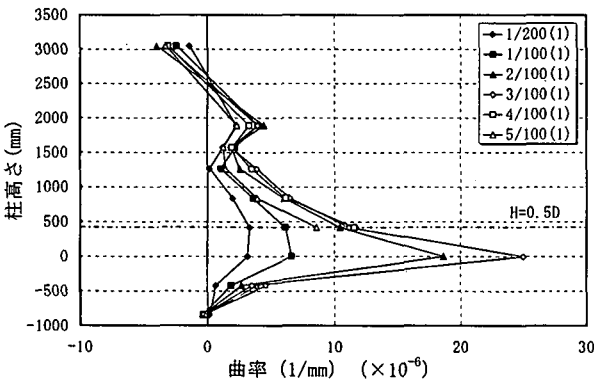


図-22 柱の曲率分布

(7) FEM解析との整合性

PX-5-1について、実験値と計算値を比較する。計算値は、スタブ部を含む試験体すべてを3次元FEMでモデル化したものであり、荷重及び構造の対称性から、水平荷重載荷方向を含む鉛直面を対象とした全体の1/2モデルとした。境界条件は、スタブ下面において全固定とし、コンクリートはソリッド要素を鋼管はシェル要素を用いた。また、鋼管とコンクリート間の付着は、鋼管とコンクリートの要素間に設けた接合要素で考慮し、付着力は十分に小さい値を用いた。また、鋼管の座屈は、簡略的に圧縮域での応力-ひずみ関係により、図-23のように仮定した。なお、解析ソフトは当社で開発したFINALを用いた。

全体的に、計算値の方が実験値より高い値を示している。この原因として、座屈時の応力-ひずみ関係が今回の実験と異なっていることが挙げられる。今後、調査を実施する予定である。

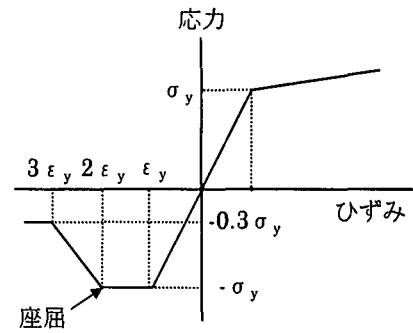


図-23 鋼管の応力-ひずみ関係

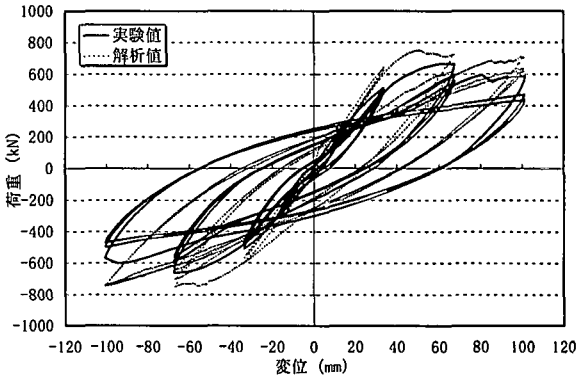


図-24 荷重-変位関係 (PX-5-1)

4. まとめ

- 今回の試験で、以下の事項が確認された。
- ①合成断面 (PX-5-1) は、一体断面 (PX-5-2) とほぼ同等の挙動を示し、破壊形態は柱下端の曲げ破壊である。
 - ②いずれの試験体も、最終的に重ね耐力を下回ったが、それ以降も変形量は増加し、十分なエネルギー吸収能力が期待できる。
 - ③平面保持は、鋼管降伏時では成立せず、柱基部から崩れる傾向にある。
 - ④合成断面 (PX-5-1) の連結部では、健全性が維持される。
 - ⑤塑性ヒンジ長は、おおよそ基部から0.5Dの範囲にあると予想される。

今回の実験によって、当該構造の基本性能を把握した。今後は、耐力の評価方法、連結部の構造等の詳細を検討し、設計法の確立を目指したいと考えている。

参考文献

- 1) 山縣、市川、大内、小島：鋼管・コンクリート複合構造高橋脚模型の水平加力試験、土木学会論文集 No. 520 /V-28、1995年8月
- 2) 米澤、長沼、江戸：有限要素法を用いたコンクリート充填鋼管柱の履歴特性に関する解析的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol22、No. 3、2000年
- 3) 大口、野村、加藤：ハニカムプレキャスト合成構造の静的載荷試験、第56回土木学会年次学術講演会、2001年10月