

報告 PCa 型枠を用いた高橋脚施工法の開発

小田切 隆幸*1・中井 裕司*2・高島泰博*3・浅井 学*4

要旨；高橋脚施工の省力化、及び工期の短縮を目的とし、帯鉄筋を埋設したPCa型枠を使用する工法を開発した。開発に当たり、PCa型枠と後打ちコンクリートとの一体性、及び帯鉄筋継ぎ手や中間帯鉄筋の構造が所定の強度を有し、また、変形性能に及ぼす影響についての確認試験を行った。その結果、PCa型枠と後打ちコンクリートの一体性は保持され、また、帯鉄筋継ぎ手や中間帯鉄筋の構造が所定の性能を発揮し、優れた耐震性を有するのが確認された。

キーワード；高橋脚、省力化、PCa型枠、一体性、耐震性能

1. はじめに

今後、第2東名神高速道路等において100m級の橋脚工事が想定される。そこで、従来の場所打ち施工法に変わり、省人化、省力化、及び工期の短縮を目的とし、埋め込み式PCa型枠を使用する施工方法を開発した。本工法は高橋脚施工における型枠、及び鉄筋作業の省力化を主目的としている。工場製作したPCa型枠を使用することにより型枠組立解体作業を省力化し、さらに帯鉄筋をPCa型枠内に埋設することにより鉄筋組立作業を省力化し工期短縮を図っている。

本報告は、PCa型枠を用いた高橋脚施工法の開発に際し、PCa型枠と後打ちコンクリートとの応力伝達能、及び耐震性能の把握についての試験結果の報告である。

2. 本工法の特徴

PCa型枠の組立概略図を図-1に示す。本工法は、予め帯鉄筋を埋設したPCa型枠により中空橋脚の内外面を形成して、内部に後打ちコンクリートを打設し合成構造とするものである。

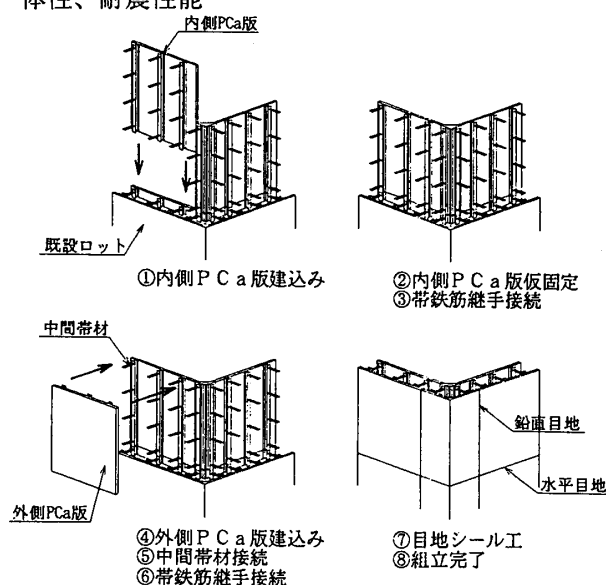


図-1 PCa型枠の組立概略図

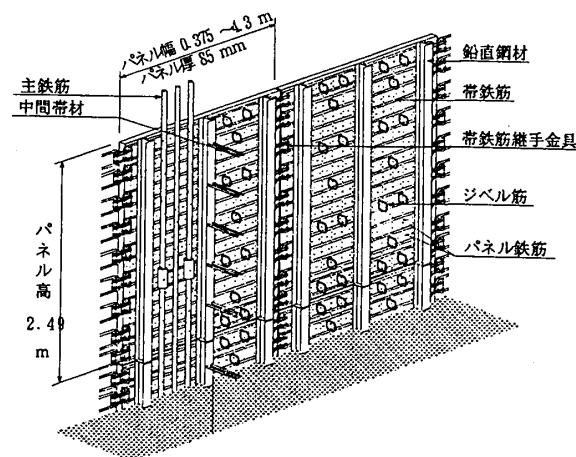


図-2 PCa型枠の構造一般図

*1 住友建設(株) 技術研究所 工修(正会員)

*2 住友建設(株) 技術研究所 主任研究員(正会員)

*3 住友建設(株) 名古屋支店

*4 住友建設(株) 土木部

PCa型枠の構造一般図を、図-2に示す。PCa版は圧縮強度 $50(\text{N}/\text{mm}^2)$ のコンクリートを用い工場製作する。寸法は $2500 \times 4300\text{mm}$ を基本とし厚さは 85mm である。版内には、ひび割れ防止、及び側圧に抵抗するためD16を 150mm ピッチで配置する。構造上の特徴は、鉄筋組立作業の省力化のために帯鉄筋を予めPCa型枠内面に埋め込んでいることである。さらに、帯鉄筋を鉛直に配置した組立用H形にUボルトにて結合し、内外相互のH形鋼をPC鋼棒もしくは高強度のボルトで接続することで型枠を

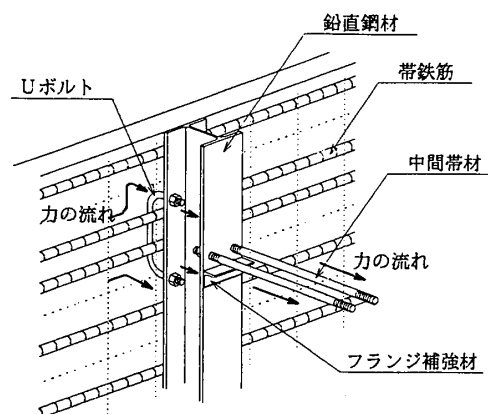


図-3 力の伝達概念

固定する。このPC鋼棒(高強度ボルト)は、後打ちコンクリート打設時にはセパレーターとして、コンクリート硬化後は中間帯鉄筋として機能する。つまり、力の伝達は帯鉄筋→Uボルト→H形鋼中間帯材の順序である。詳細を図-3に示す。また、PCa型枠と2次コンクリートの一体化は、型枠に埋め込んだずれ止め鉄筋(ジベル筋)により確保する。埋め込みの帯鉄筋の継ぎ手は、帯鉄筋端部をループ状に曲げ加工し鋳物製の金具を取り付け、それを高強度のボルトで締め付けることにより連結する。従って、現場での組立作業は、主筋の組立、中間帯材の接続、帯鉄筋連結ボルトの接続のみである。

3. 曲げせん断試験

3.1. 試験目的

PCa型枠と場所打ちコンクリートを合成した梁を用いて、梁の有効圧縮域の定量化を行い、併せて、PCa型枠と場所打ちコンクリートの付着劣化の定性的把握を行うことを目的とした。

3.2. 試験概要

試験は中空橋脚軸方向の壁の切り出しモデルを想定し、PCa型枠の継ぎ目を試験区間の中央に配置し、対称4点曲げ載荷を行い、全断面場所打ち供試体と比較検討を行った。また、継ぎ目を試験区間端部に設けた供試体も一体行った。試験水準はPCa型枠の接合位置、ジベル筋量の違い、載荷方法の違いとし表-1に示す5供試体を用いた。

PCa型枠は接合位置の都合上全長 5000mm と 3000mm の2種類とし、厚さ 85mm とした。また、版内にはD16mm鉄筋を 150mm 間隔で縦横に配置した。PCa型枠表面はハウキ目仕上げとした。また、PCa型枠と後打ちコンクリートはD13のジベル筋を埋め込むことにより一体化させた。ジベル筋量は、仮想橋脚($h=50\text{m}$)の許容応力度法による地震時最大せん断力を用い、道路橋示方書の桁と床版の結合面のコンクリートのせん断応力式[1]を適用し算出した結果、最少鉄

表-1 試験水準

	形式	接合位置	載荷方法	ジベル筋量
NO.1	PCa型枠	A	一方向載荷	結合面積の0.1%
NO.2	PCa型枠	A	一方向載荷	結合面積の0.2%
NO.3	PCa型枠	B	一方向載荷	結合面積の0.1%
NO.4	RC	無し	一方向載荷	無し
NO.5	PCa型枠	A	正負交番載荷	結合面積の0.1%

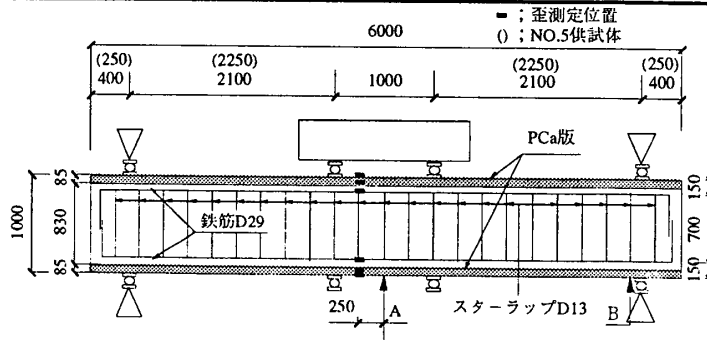


図-4 供試体概略図

筋量は結合面積の0.1%で充分という結論を得た。従って、本実験では、ジベル筋量として0.2%と0.1%の2種類の水準を設けた。また、付着性状を明確にするため鉛直鋼材は配置していない。

供試体の概略図を図-4に示す。供試体の長さはPCa型枠の橋脚軸方向の標準長さを基準とし、5200mmを試験区間とする全長6000mm、断面500×1000mmである。主筋はD29を用い機械式継ぎ手により接合し、接合位置はPCa版端より500mmの位置とした。せん断補強筋はD13が150mmピッチである。載荷方法は、曲げスパン1000mm、せん断スパン2100mmの対称4点支持載荷で行った。載荷は変位により制御した。載荷サイクルは引張鉄筋の降伏変位 δy を基準とし、その整数倍の変位まで載荷を繰り返した。なお各変位に対して3回の載荷を行った。載荷の終了は、最大耐力後の残存耐力が最大耐力の80%を下回った時点とした。試験時におけるコンクリートの材料物性を表-2に示す。

3.3 試験結果

3.3.1 たわみ性状

荷重とたわみ量の包絡線の関係の実測値と計算値の比較を図-4に、供試体NO.5の荷重とたわみ量の履歴曲線を図-5に示す。計算値は、供試体NO.3のみ下縁側PCa版を考慮している。図内の以上とは、試験装置の制約上載荷不可能であることを意味する。引張鉄筋の降伏荷重は、全断面場所打ち供試体とPCa型枠使用供試体との相違は小さく、また、梁理論による計算値との整合性も良好である。引張鉄筋の降伏後、一方向載荷の供試体NO.1～NO.3は、曲げ耐力の計算値以上を保持し、載荷不可能になるまで(20 δy 以上)耐力の低下は認められない。交番載荷の供試体NO.5は、9 δy の1サイクルまで耐力を保持しており変形状は良好であった。

3.3.3 PCa版の挙動

引張鉄筋降伏後一方向載荷の場合上縁において7 δy ～13 δy で、付着劣化が原因であると思われるひび割れが供試体材端に発生した。しかし、その後耐力の低下は認められない。ひび割れ発生時、及び最大荷重時のジベル筋の応力状態を表-3に示す。表内のせん断力は、PCa型枠内に全圧縮力が導入された場合のPCa型枠と後打ちコンクリートのせん断力を示す。せん断応力は、全てのせん断力をジベル筋のみで伝達していると仮定した場合である。最大荷重時において供試体NO.1、3は、鉄筋のせん断降伏強度=196N/mm²を上回っているが破壊には至らない。これは、コンクリートがせん断力を負担

表-2 材料物性

	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 ×10 ⁴ (N/mm ²)
PCa版	56.8	4.214	3.72
場所打ち	23.7	2.440	2.16

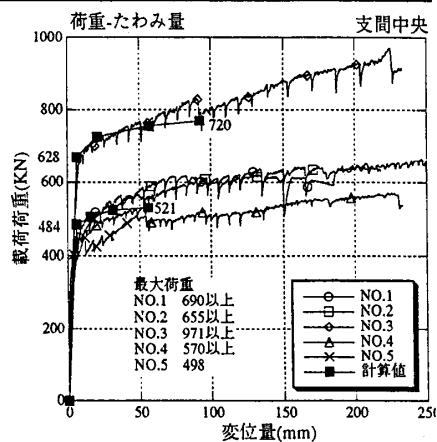


図-4 荷重-たわみ量

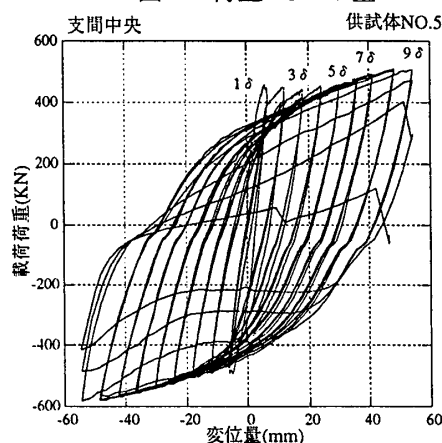


図-5 荷重-たわみ量(履歴曲線)

表-3 ジベル筋の応力状態

	せん断力		最大荷重時 せん断応力 ジベル1本 (N/mm ²)	終局時 せん断 伝達耐力 (KN)
	ひび割れ 発生時 (KN)	最大 荷重時 (KN)		
NO.1	729	934	261	973
NO.2	822	886	159	1563
NO.3	952	1128	316	973

していると推定される。また、供試体NO.3においては、最大荷重時のせん断力が示方書の終局時設計せん断伝達耐力を上回っているが、圧縮パスを形成し破壊に至らない。

4.耐震性試験

4.1 目的

本工法は、帯鉄筋を組み込んだプレキャスト型枠と中間帯鉄筋を兼用する型枠間の緊結材を用いて高橋脚を施工することの特徴としている。従って、確認すべきことは、型枠内に組み込まれた帯鉄筋の継ぎ手が、橋脚内で所定の性能を発揮すること、及び、中間帯鉄筋を兼用するPC鋼棒が数本の中間帯鉄筋に相当する降伏強度を有すが、その引張剛性の低さが拘束効果に無害であることである。

4.2 試験概要

供試体は、実橋脚を1/7.5にモデル化した。供試体の諸元を表4に、供試体の断面図を図-7に、側面図を図-8に示す。PCa型枠のモデル化は、行っていない。ただし、PCa型枠に設置される帯鉄筋とH型鋼は可能な限り縮尺した。主筋は、実橋のD51とD32に対してD10とD6に、帯鉄筋は、実橋のD22とD25に対してD4とした。主筋および帯鉄筋の無次元パラメータ

は、実橋と供試体はほぼ一致している。

H型鋼は、曲げ剛性とフランジ断面積を考慮しモデル化した。使用するフランジの鉄板は、 $t=3.2$ 、 $w=12\text{mm}$ とし、断面積の縮尺比は $S=1/29.3=(1/5.4)^2$ である。ウェブは $t=2$ 、 $w=11.6\text{mm}$ とし、模型の断面2次モーメントの縮尺比は、 $S=1/1670=(1/6.5)^4$ である。

中間帯鉄筋は、帯鉄筋3段に1段の割合で配置する。ただし、中間帯鉄筋の降伏耐力は、帯鉄筋3本のそれに相当する。供試体に用いる中間帯鉄筋は、PC鋼棒B種2

表-4 供試体諸元

	実橋	供試体
断面外寸 $d \times b$ (mm)	4500×6000	600×600
壁厚 (mm)	800	100
主筋	D51	D10
主筋断面積 (cm ²)	1486.2	20.1
主筋比	0.0059	0.0061
帯鉄筋	D22,6段, $a=150$	D4,4段, $a=33$
帯鉄筋量	0.0025 $b a$	0.0025 $b a$
中間帯鉄筋	D22 $s=150, d=1000$	PCBar $\phi 5.0$ (M5) $s=99, d=101.5$
横拘束筋の平均体積比	0.010 (中実) 0.015 (中空)	0.0093 (中実) 0.0165 (中空)
加力；せん断スパン比	5.7～8.2	5
軸力 (kgf/cm ²)	26.0 (中空)	30.0 (中空)

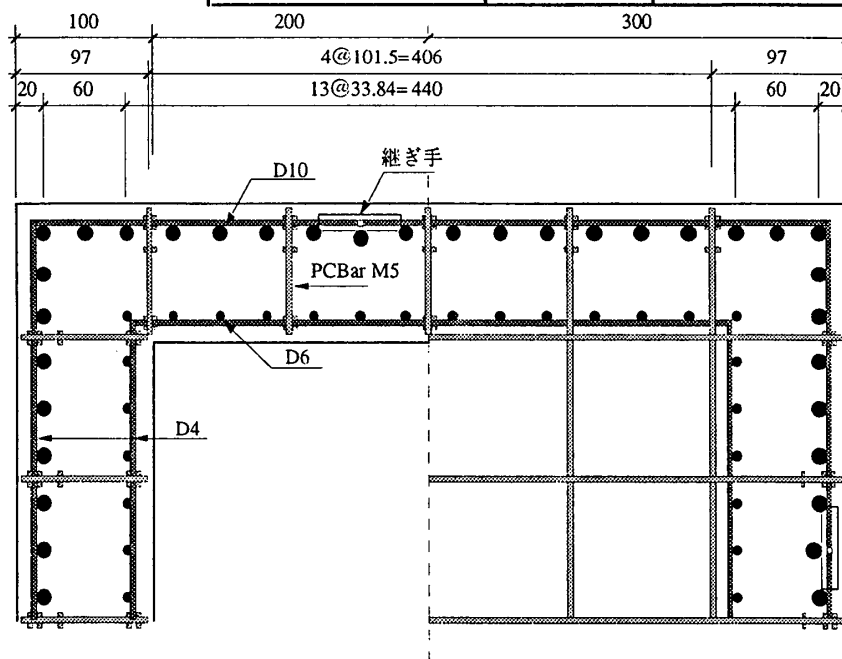


図-7 供試体断面図

表-5 コンクリート材料物性

圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 $\times 10^4$ (N/mm ²)
32.5	2.804	2.08

表-6 鉄筋材料物性

	降伏応力 (N/mm ²)	破断応力 (N/mm ²)	弾性係数 $\times 10^4$ (N/mm ²)
D10	383	526	1.95
D6	355	539	2.04
D4	312	405	2.00

号相当品となる。中間帯鉄筋は、全ネジボルトのごとき形状で、H型鋼に相当する鉄板をナットで縫いつける様に配置した。

帯鉄筋の継ぎ手は、外側の帯鉄筋にのみ使用し、内側に関しては在来工法を用いた。また、帯鉄筋継ぎ手の使用範囲は、供試体基面から中空断面の終了位置4H(H；断面高さ)までとした。

荷重装置は、60tfの軸力を160tfジャッキで与えながら、加力方向に全ストローク55cmの60tf押し引きジャッキで載荷した。載荷サイクルは、計算降伏荷重まで正負に載荷し、その平均水平変位を基準 δy とし、 $\pm \delta y$ を各3回載荷し、以後、正負整数倍の δy で同様の手順を行った。降伏変位以降は変位制御で裁荷した。供試体の終局時とは、水平耐力が、計算降伏荷重を下回った時点とした。計測項目は、載荷面の水平変位、鉄筋の抜け出し量、及び主筋、帯鉄筋、中間帯筋の歪である。試験時のコンクリートの材料物性を表-5に、鉄筋の材料物性を表-6に示す。

4.3 試験結果

4.3.1 帯鉄筋及び中間帯筋の挙動

せん断方向の帯鉄筋の歪分布を図-9に、載荷面の帯鉄筋の歪分布を図-10に示す。作用せん断力は最大298KNであ

り、道路橋示方書に従った設計せん断力312KNに満たなかったため、帯鉄筋に作用した歪は、損傷が局所化した基部において鉄筋の座屈や受動的拘束により降伏している以外は、降伏歪に至っていない。また、載荷

面の帯鉄筋は、塑性化が局所化した基部のみの歪が増大しておりコンクリートの拘束筋として有効に作用していると考えられる。従って、帯鉄筋の接合部は、損傷を受けることなく機能していると推定される。これは、目視によっても確認済みである。

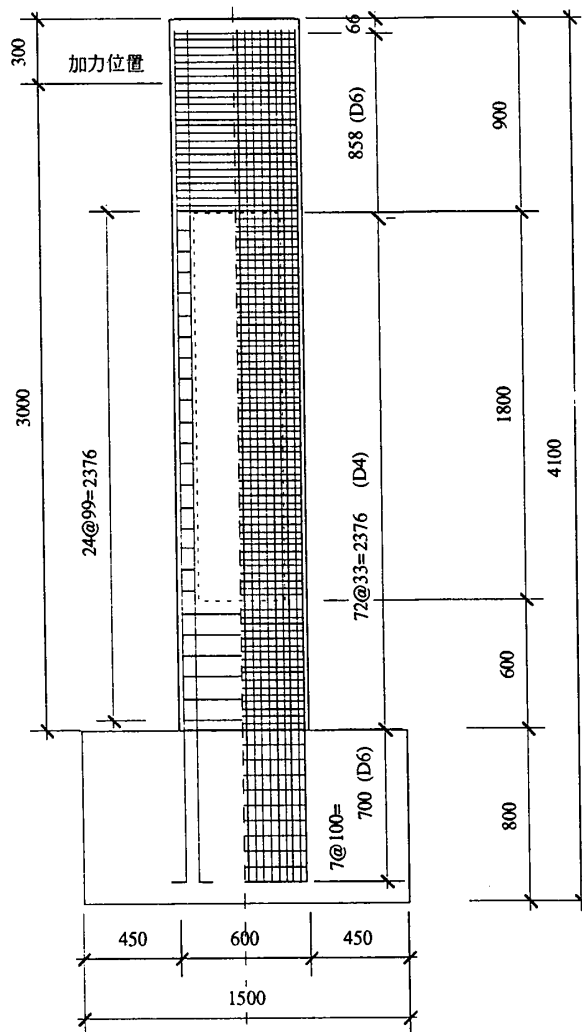


図-8 供試体側面図

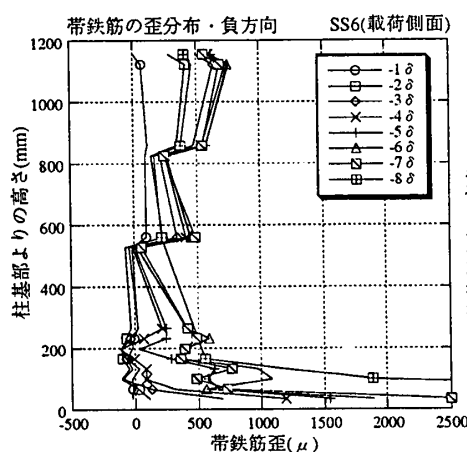


図-9 帯鉄筋の歪分布(載荷側面)

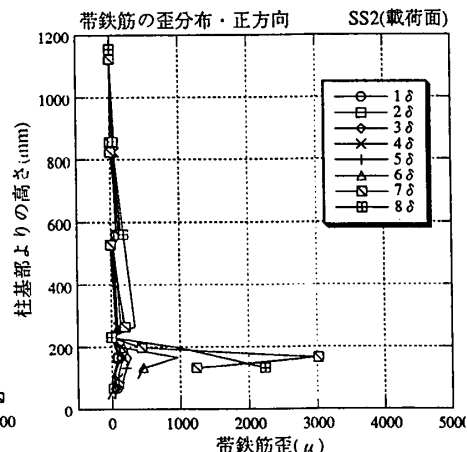


図-10 帯鉄筋の歪分布(載荷面)

供試体基部から16mmの位置にある中間帯筋の歪分布を図-11に示す。中間帯筋の歪は、主筋のかぶりが剥離し座屈が始まる $6\delta y$ まで弾性的な挙動を示している。その後、 $7\delta y$ 以降主筋の座屈の進行により、一部降伏歪に至っているが、引張剛性の低下の影響はなく、想定した拘束効果を発揮したと考えられる。

4.3.2 変形性能

供試体の荷重とたわみ量の履歴曲線を図-12に示す。事前解析により求めた降伏荷重21.6tfに達した時の降伏変位 δy は14.3mmであった。 $3\delta y$ でフーチングにひび割れが発生し、 $5\delta y$ で最大荷重に達した。その後、 $6\delta y$ でかぶりコンクリートの剥落、最外縁の主筋の座屈が確認され、 $7\delta y$ で主筋の座屈の進行後、隅各部で主筋の破断が観察され、3回目のサイクルで終局に至った。 $8\delta y$ で残存耐力が降伏荷重の50%を下回ったため試験は終了したが、最後まで軸力は保持した。損傷した部分は、フーチング天端面より上側150mmと下側100mmの部分に限定され、この区間以外の顕著な損傷は認められなかった。全体靱性率は正側7.6、負側7.3、平均7.5となった。また、計算値は5.2である。

4.3.3 道路橋示方書との比較

荷重とたわみの包絡線の試験結果と計算値との比較を図-13に示す。躯体変形量とは、基部における主筋の抜け出し量のたわみに及ぼす影響を補正した値である。抜け出し量はフーチング内の鉄筋歪の積分より求めた。抜けだし量が計測不可能であった $5\sim 8\delta$ 時は、 $1\sim 4\delta$ 時の抜けだし量を線形回帰して推定した。塑性ヒンジ長は $0.5H=0.3m$ を適用した。本供試体の場合は、抜けだし量を考慮しても、示方書式に対し安全側の水平耐力、及び変形性能を有している。

5. まとめ

- (1) PCa型枠と場所打ちコンクリートを合成した梁は、従来の梁理論で評価可能である。
- (2) PCa型枠と後打ちコンクリートとの付着性状は充分である。
- (3) 本工法で使用する構造細目(帯鉄筋継ぎ手、中間帯鉄筋の構造)は有効に作用した。
- (4) 本工法を用いた中空橋脚の変形性能は、道路橋示方書に示される耐震性能を有する。

参考文献

- [1] 道路橋示方書・同解説、コンクリート橋編、平成5年12月、pp242-244

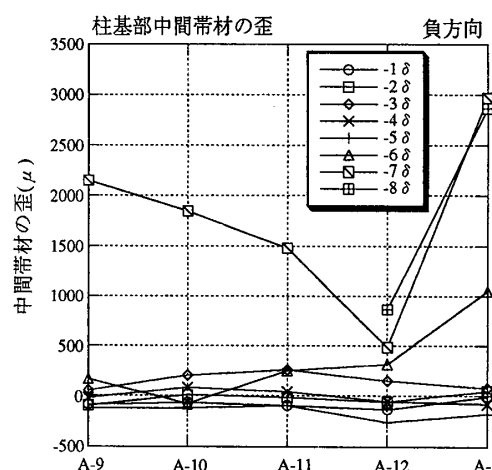


図-11 中間帯鉄筋の歪分布

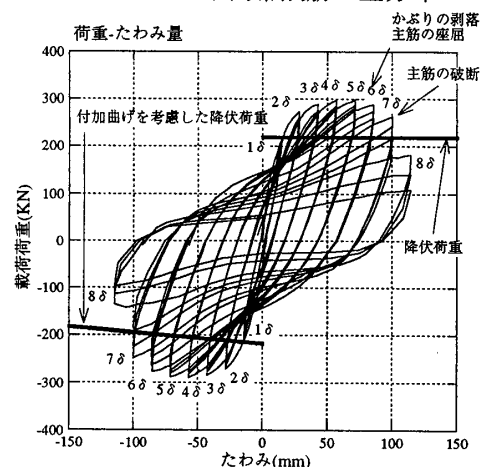


図-12 荷重とたわみの履歴

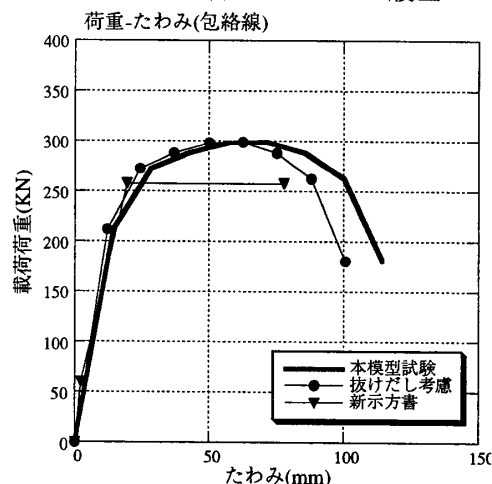


図-13 包絡線の比較