

逆対称曲げを受けるPC鋼より線を用いた インターロッキング式橋脚の曲げせん断性状

福手 勤¹・黒岩俊之²・下司弘之³・山本修司⁴・大滝 健⁵

¹正会員 工博 東洋大学教授 工学部環境建設学科（〒350-8585 埼玉県川越市鯨井2100）

²正会員 工修 東急建設株式会社 技術研究所（〒229-1124 神奈川県相模原市田名3062-1）

³国土交通省 関東地方整備局 横浜港湾空港技術調査事務所（〒221-0053 横浜市神奈川区橋本町2-1-4）

⁴（財）沿岸技術研究センター（〒102-0092 東京都千代田区隼町3-16）

⁵工博 東急建設株式会社 土木エンジニアリング部（〒150-8340 東京都渋谷区渋谷1-16-14）

1. はじめに

インターロッキング式配筋構造とは、円形帯鉄筋あるいは円形スパイラル筋を部分的に重ね合わせて横拘束筋とするものである。すなわち、円形帯鉄筋の優れたコンクリート拘束効果が期待できるため、既往の研究¹⁾によれば、インターロッキング式配筋構造は、中間帯鉄筋を使用する在来型の配筋に比べて少ない帯鉄筋量で、同等の変形性能を有することが明らかになっている。

一般に、インターロッキング式橋脚において施工の省力化を図るためには、横拘束筋に円形スパイラル筋を採用することが望ましい。しかしながら、国内における円形スパイラル筋には、製造、加工上の制約があり、現状で使用可能はスパイラル筋は、鉄筋径D19以下かつ直径3.0m程度以下となる。そのため、国内では数件の大断面橋脚に対してインターロッキング式配筋構造の施工実績があるものの、断面寸法が大きいこと、鉄筋径が太いことから円形スパイラル筋が適用できず、ほとんどの橋脚において通常の円形帯鉄筋を採用している。

今後、大断面橋脚においても、インターロッキング式配筋の構造的メリットを生かしつつ、施工性の向上を図るためには、円形スパイラル筋の代替として、高強度かつ柔軟で長さにもほぼ制限のないPC鋼より線を適用することが有効であると考えられる。これにより、鉄筋径や断面寸法の制約がなくなるため、インターロッキング式配筋構造の適用範囲が大幅に広がるとともに、施工の面からもコスト縮減に大きく貢献し得るものと考えられる。しかしながら、

これまでに国内外において、PC鋼より線をインターロッキング式配筋構造に適用した例はなく、適用にあたってはその耐震性能等を実験によって確認する必要がある。

一方、これまでにインターロッキング式配筋構造が採用された橋脚はシアスパン比（ a/D ）が大きく、既往の実験においても $a/D=2.5$ 以上を対象としていることが多い。一般に、橋軸方向にラーメン構造とした橋梁では、 $a/D=2.5$ 以下となる場合は少なくないが、このような低シアスパン比を対象とした実験的検討はほとんど行われていないのが現状である。加えて、ラーメン構造特有の逆対称曲げモーメント下においては、低シアスパン比とすることで、軸方向鉄筋の付着性状が、橋脚の構造性能に大きく影響を及ぼす可能性が考えられる。

以上のことを踏まえ、インターロッキング配筋構造へのPC鋼より線の適用へ向けた試みとして、それぞれPC鋼より線、円形帯鉄筋を用いたインターロッキング式配筋および在来配筋を有する低シアスパン比の小判型断面橋脚に対して、逆対称曲げモーメントを作用させる耐震性能試験を実施し、その曲げおよびせん断性状を比較した。

2. 実験概要

(1) 試験体

試験体諸元および形状・配筋図をそれぞれ表-1および図-1に示す。試験体は、実在する小判型断面橋脚の1/5縮尺モデルとし、円形帯鉄筋を用いたインターロッキング式配筋（以下、ILP）、中間帯鉄筋

表-1 試験体諸元

試験体	試験体寸法				軸方向鉄筋				帯鉄筋					コンクリート 強度***
	断面幅 (mm)	断面高 (mm)	柱高 (mm)	せん断 スパン比	本数-径	主鉄筋比 (%)	降伏強度 (MPa)	降伏ひずみ (μ)	径-ピッチ (mm)	降伏強度 (MPa)	降伏ひずみ (μ)	帯鉄筋比 (%)	帯鉄筋体積比 (%)	
ILP	900	600	1482	1.23	52-D13	1.42	375	1907	D6-53	432	2233	0.27	0.43	30.5
在来									D6-68			0.26	1.17	28.7
ILP-PC									φ2.9-100	1957**	10107**	0.27*	0.43*	30.3

*等価帯鉄筋比, **0.2%オフセット値, ***現場封緘養生

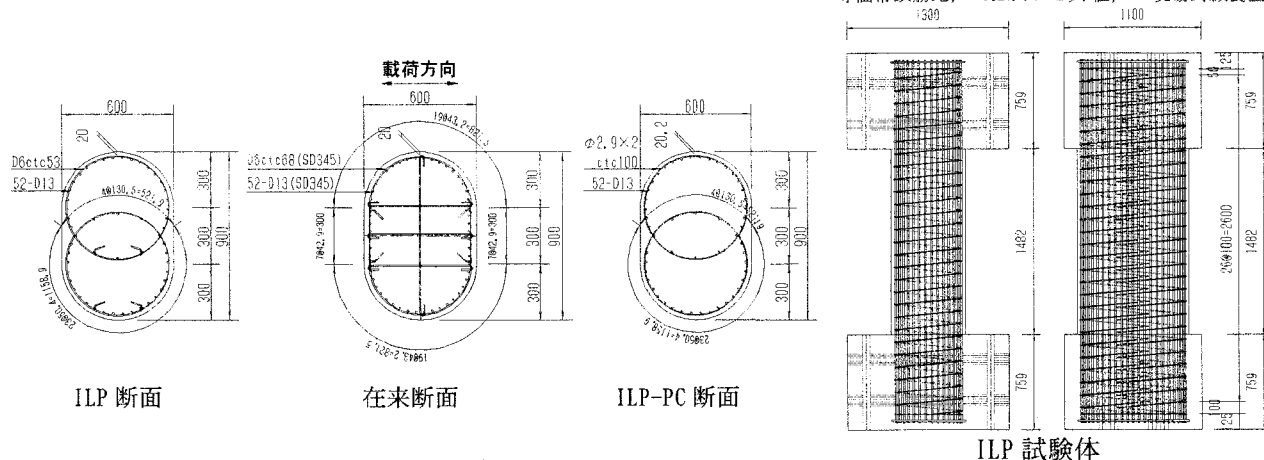


図-1 試験体配筋図

を有する従来配筋（以下，在来），PC鋼より線を用いたインターロッキング式配筋（以下，ILP-PC）の3体とした。

軸方向鉄筋は，実在する橋脚を参考にして，各試験体の曲げ耐力が同等となるように配置した。曲げ耐力は，道路橋示方書²⁾に準拠して算出し，その時のコンクリート応力度-ひずみ関係を求める係数は，在来は $\alpha=0.2$ ， $\beta=0.4$ ，ILPおよびILP-PCは $\alpha=1.0$ ， $\beta=1.0$ とした。

帯鉄筋は，各試験体の曲げせん断耐力比が同等となるように配置した。せん断耐力は，道路橋示方書に準拠して算出し，ILP-PCでは，ILPと等価帯鉄筋比³⁾が同等となるように帯鉄筋の間隔を調整した。ここで，等価帯鉄筋比は式(1)により算出した。

$$\rho_s^{eq} = \frac{f_{wy}^{pc}}{f_{wy}^s} \times \rho_s^{pc} \quad (1)$$

ここで， ρ_s^{eq} : 等価帯鉄筋比

ρ_s^{pc} : PC鋼より線の帯鉄筋比

f_{wy}^{pc} : PC鋼より線の降伏強度

f_{wy}^s : 円形帯鉄筋の降伏強度

各試験体の材料試験結果に基づき算出した曲げせん断耐力比 (P_{so}/P_u) は0.77 ($P_u=888\text{kN}$, $P_{so}=688\text{kN}$) であり，設計上はせん断破壊型となっている。また，在来の帯鉄筋量に比較して，重量比でILPは約12%，ILP-PCは約85%少なくなっている。

(2) 使用材料

試験体に使用したコンクリートおよび鉄筋の強度

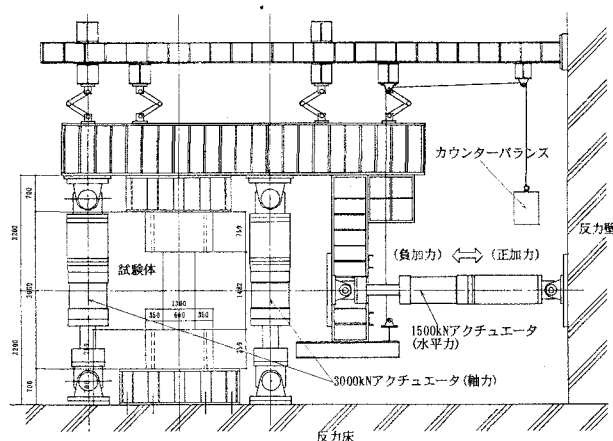


図-2 荷重装置

試験結果を表-1に示した。軸方向鉄筋および帯鉄筋の材質はSD345，コンクリートは目標圧縮強度を30MPa，粗骨材の最大寸法を13mmとした。PC鋼より線は，2本よりφ2.9mmを使用した。

(3) 実験方法

図-2に試験装置を示した。荷重はL型フレームを用いて，実在する橋脚に作用する橋脚自重および上部工重量による柱基部の圧縮応力度を一定軸力(0.54MPa)として作用させた状態で，橋軸方向に逆対称モーメントを作用させた。

加力パターンは変位じん性率で $\mu=1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 6.0, 8.0 \dots$ の各変位において3回ずつ正負繰り返す方法とした。

降伏変位は δ_y は，道路橋示方書に基づき式(2)により決定した。

表-2 損傷・破壊進展状況

载荷状態	ILP試験体	在来試験体	ILP-PC試験体
Pc	曲げひび割れ発生	曲げひび割れ発生	曲げひび割れ発生
0.5Pyo	新たな曲げひび割れの発生	新たな曲げひび割れの発生	新たな曲げひび割れの発生
Pyo	曲げせん断ひび割れ発生	曲げせん断ひび割れ発生	曲げせん断ひび割れ発生
1δy	軸方向鉄筋が降伏ひずみに達す	軸方向鉄筋が降伏ひずみに達す	軸方向鉄筋が降伏ひずみに達す
1.5δy	↓	↓	↓
2δy	↓	帯鉄筋・中間帯鉄筋が降伏ひずみに達す	↓
3δy	帯鉄筋が降伏ひずみに達す	↓	柱上下端のせん断ひび割れ幅増大
4δy	柱上端の圧壊開始	柱上端の圧壊開始	↓
6δy	柱上端かぶりコンクリートの浮き	柱上端かぶりコンクリートの浮き	柱上端の圧壊開始
8δy	柱上下端のせん断ひび割れ幅増大 柱上端のかぶりコンクリート剥落	柱上下端のせん断ひび割れ幅増大 柱上端のかぶりコンクリート剥落	柱上端のかぶりコンクリート剥落 せん断面かぶりコンクリート剥落
10δy	せん断面かぶりコンクリート剥落	せん断面かぶりコンクリート剥落	かぶりコンクリートの広範囲にわたる剥落
12δy	かぶりコンクリートの広範囲にわたる剥落	かぶりコンクリートの広範囲にわたる剥落	↓

表-3 損傷・破壊進展状況（3回繰返し後の写真：←载荷方向→+）

状態	1δy	1.5δy	2δy	3δy	4δy	6δy	8δy	10δy	12δy
ILP									
在来									
ILP-PC									

表-4 耐力計算値（道路橋示方書準拠，材料試験値を使用）

試験体	初降伏耐力 Pyo(kN)	曲げ耐力 Pu(kN)	せん断耐力 Pso(kN)	コンクリート負担分 Sco(kN)	鉄筋負担分 Ss(kN)	耐力比 Pso/Pu
ILP	656	888	688	219	469	0.77
在来	690	877	677	216	461	0.77
ILP-PC	656	888	688	219	470	0.77

$$\delta_y = \frac{P_u}{P_{y0}} \cdot \delta_{y0} \quad (2)$$

ここで、 P_u ：終局水平耐力の計算値
 P_{y0} ：初降伏水平耐力の計算値
 δ_{y0} ：初降伏変位の実測値

測定項目は軸力，水平荷重，水平変位，曲率，せん断変形，軸方向鉄筋および帯鉄筋ひずみとした。

3. 実験結果

(1) 損傷・破壊進展状況

表-2および表-3に各試験体の破壊の進展状況を示す。曲げ降伏に至るまで，各試験体とも，曲げひび割れ，曲げせん断ひび割れの発生については同様な時期に発生した。曲げ降伏後，ILP，在来については，在来におけるせん断ひび割れの進展がやや先行するものの，4δyで柱上下端部における圧縮部コンク

リートの圧壊，8δyでせん断ひび割れ幅の増大，10δyでかぶりコンクリートの剥落等，同様な順序で進展した。一方，ILP-PCについては，3δyでせん断ひび割れ幅の増大，6δyで柱上下端部における圧縮部コンクリートの圧壊，8δyでかぶりコンクリートの剥落等，ILP，在来に比較してせん断ひび割れが早期に増大する傾向が見られた。

(2) 耐力および変形性能

表-4に道路橋示方書に準拠して算出した曲げ耐力およびせん断耐力を，表-5に実験結果の一覧を示す。

表-5 実験結果一覧

試験体	加力方向	初降伏荷重 (kN)	降伏荷重 (kN)	降伏変位 (mm)	最大荷重 (kN)	終局変位* (mm)	塑性率 μ
ILP	正側	657.1	739.1	6.5	872.8	68.2	10.5
	負側	-658.0	-784.2		-886.2		
在来	正側	693.4	813.2	6.6	889.2	65.3	9.9
	負側	-692.8	-763.5		-885.5		
ILP-PC	正側	656.4	719.9	6.6	831.4	58.6	8.9
	負側	-657.3	-778.5		-857.0		

*降伏荷重を下回る時点の変位

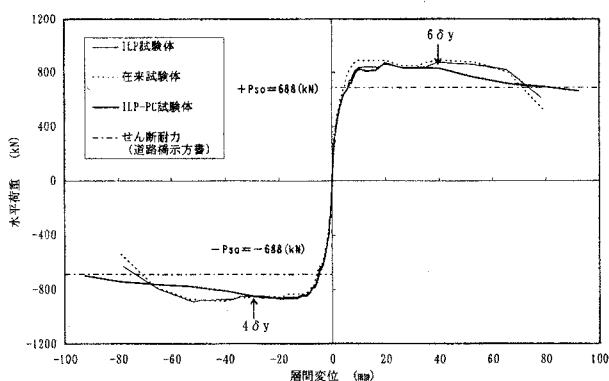


図-4 水平荷重－層間変位の包絡線

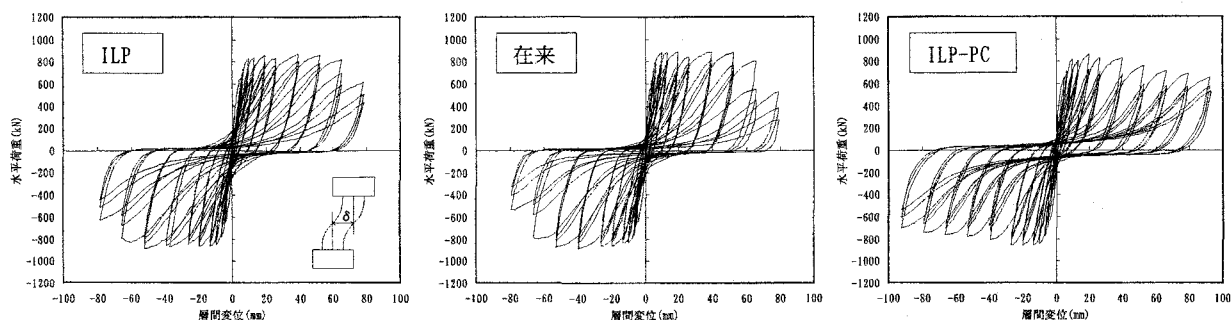


図-3 水平荷重－層間変位の履歴曲線

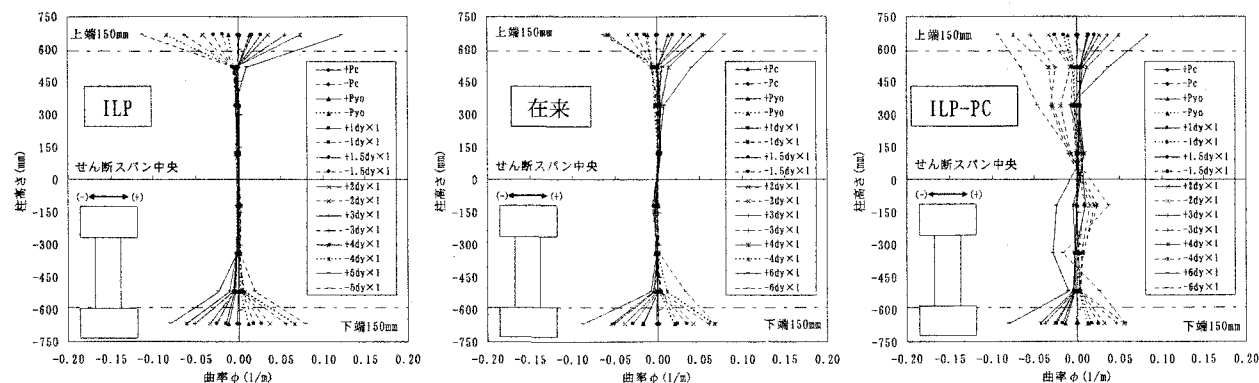


図-5 柱高さ方向の曲率分布

各試験体の水平荷重～層間変位の履歴曲線を図-3に示す。また、その履歴曲線の包絡線の比較を図-4に示す。図-4には、せん断耐力の計算値 ($P_{so}=688$ kN) を併記した。

各試験体の最大荷重は、せん断耐力の計算値を上回った。また、各試験体の初降伏荷重およびILP、在来の最大荷重は、曲げ耐力の計算値とほぼ一致した。一方、ILP-PCの最大荷重は、曲げ耐力を若干下回った。降伏荷重を下回る点として評価した塑性率は、ILP (10.5) > 在来 (9.9) > ILP-PC (8.9) の関係であった。

これらによると、ILPは在来とほぼ同等の耐力および変形性能を有するといえる。一方、ILP-PCの水平荷重は4～6 δy から低下し始めるが、耐力低下は緩やかであった。これは、前述のせん断ひび割れの増大に起因するものと考えられる。

(3) 曲率および変形状

図-5に各試験体の6 δy までの曲率分布を示す。また、図-6に各試験体の6 δy までの全体変形に対する曲げ変形 (δb) とせん断変形 (δs) の関係を示す。

図-5によれば、ILPと在来は4 δy まで、ILP-PCは1.5 δy まで、曲率が増大する範囲は、柱上下端部の150mmに集中している。これは、試験体の塑性ヒンジが、道路橋示方書に基づいて算定した塑性ヒンジ長 ($L_p=118$ mm) の範囲で形成されたことを示唆している。また、図-6によれば、ILP-PCは2 δy 以降、在来は3 δy 以降において、 δs の占める割合が増加しており、曲げ破壊型からせん断破壊型へ移行したと考えられる。同様に、ILPは $\delta_b + \delta_s = \delta_{total}$ のため、計測誤差が大きいのと考えられるが、3～4 δy 以降において δs がやや大きくなる傾向が認められる。

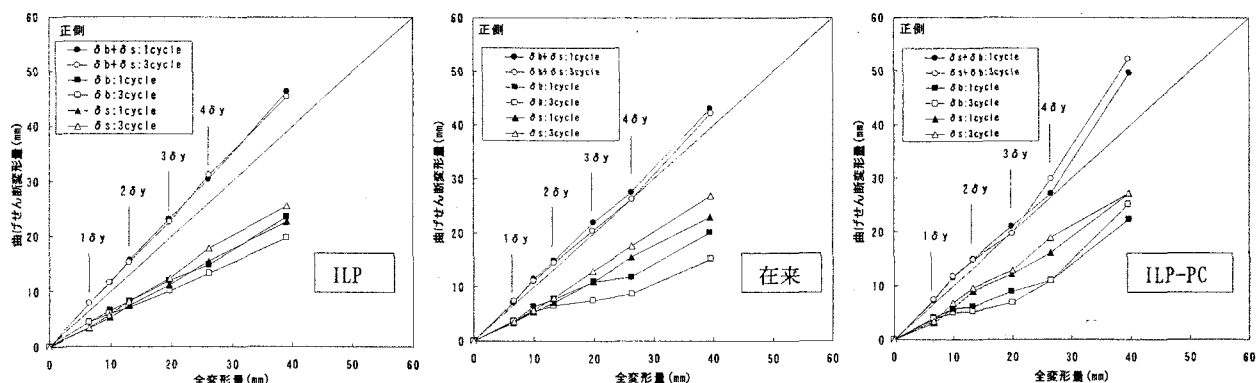


図-6 全体変形に対する曲げ変形とせん断変形の関係

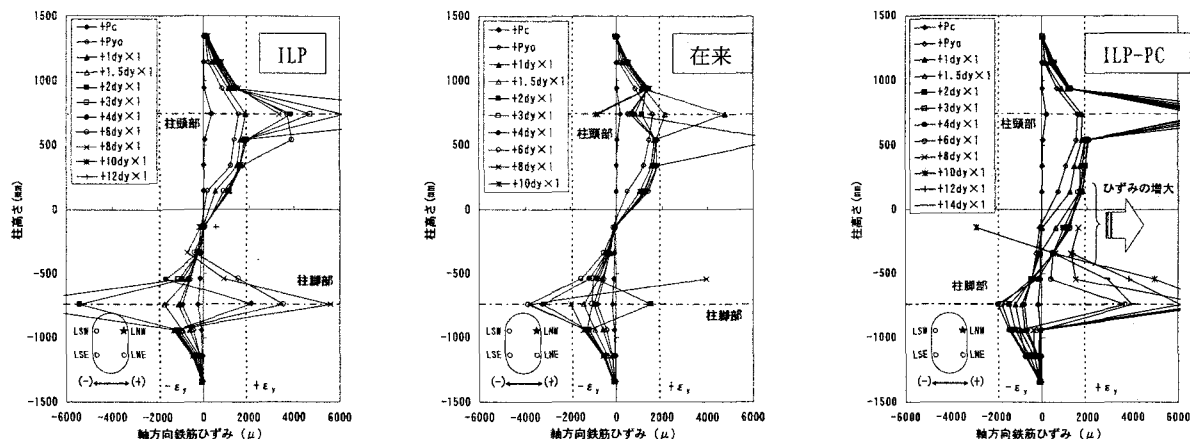


図-7 柱高さ方向の軸方向鉄筋ひずみ分布

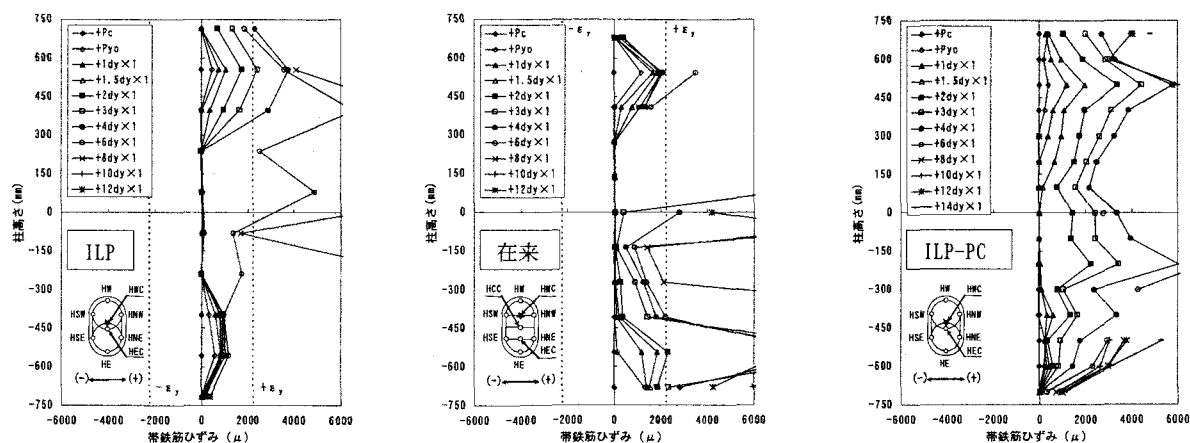


図-8 柱高さ方向の帯鉄筋ひずみ分布 (図中、HWC 位置における加力方向のひずみ)

(4) 軸方向鉄筋ひずみ

図-7に柱高さ方向の軸方向鉄筋ひずみの分布を示す。曲げ降伏前までは、各試験体とも柱高さ方向に同様な分布形状を示した。2δy以降、ILP-PCのひずみ分布は他の試験体とは異なり、柱高さ方向にひずみが増大する範囲が拡大する傾向を示した。これは、せん断ひび割れ幅の増大や、かぶりコンクリートの剥落などによる軸方向鉄筋や帯鉄筋の付着低下に起因するものと考えられ、後述のPC鋼より線のひずみが増大し始める点と一致している。

(5) 帯鉄筋ひずみ

図-8、図-9に柱高さ方向の帯鉄筋ひずみ分布を示す。1.5δyまでは各試験体とも柱上下端のひずみがやや大きく、同様な分布形状を示した。在来が2δyで、ILPが3δyで帯鉄筋が降伏したのに対して、ILP-PCのPC鋼より線は降伏ひずみに達しなかった。

ILP-PCは、2δy以降に柱全高さ、柱全周に渡ってひずみが徐々に増加する傾向が見られた。これは、せん断ひび割れが柱全体に及んだこと、PC鋼より線が連続鋼材であること、PC鋼より線の付着低下に起因するものと考えられる。

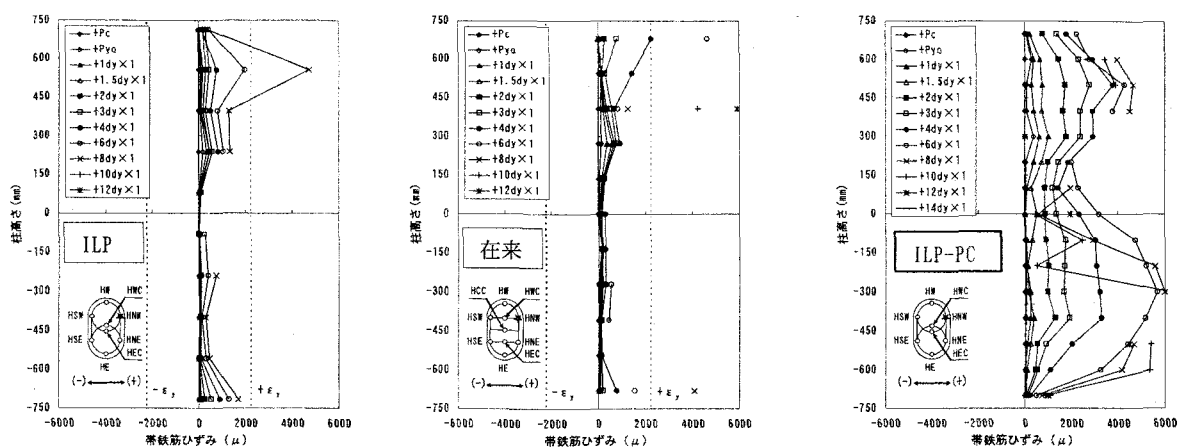


図-9 柱高さ方向の帯鉄筋ひずみ分布 (図中、HNW 位置における加力直角方向のひずみ)

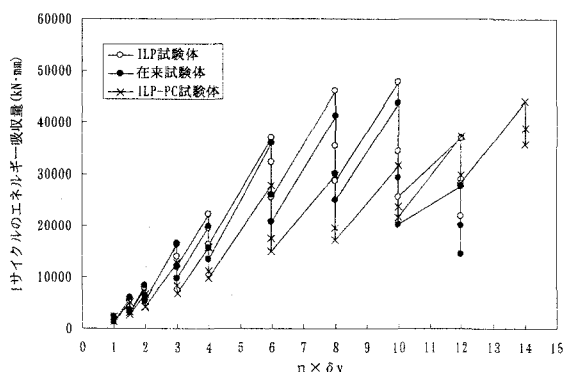


図-10 1サイクルにおける履歴吸収エネルギー

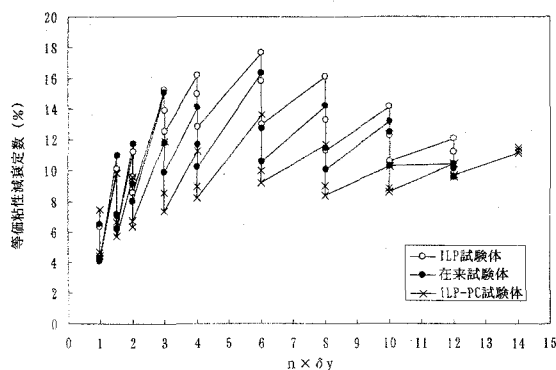


図-11 等価粘性減衰定数

(6) エネルギー吸収能

図-10に各試験体の履歴吸収エネルギーについて比較を示す。また、図-11に各試験体の等価粘性減衰定数について比較を示す。

履歴吸収エネルギーおよび等価粘性減衰定数の大小関係は、ILP>在来>ILP-PCの順であった。

ILP-PCはILPと比較して、せん断ひび割れ幅が大きいこと、軸方向鉄筋の付着力が低下すること、PC鋼より線が弾性挙動であるためループ形状が細くなり履歴面積が小さくなったことから、エネルギー吸収能が小さくなったものと考えられる。

ILPは在来と比較して、軸方向鉄筋の配置の影響により、座屈による耐力低下が緩やかなこと、軸方向鉄筋の付着条件において有利であること、また、せん断ひび割れの進展が在来よりも遅れたことから、エネルギー吸収能が大きくなったものと考えられる。

4. まとめ

各試験体は曲げ降伏後、徐々にせん断変形が増加する傾向を示したが、脆性的な破壊ではなく、降伏変位の8倍以上の変形性能を有していた。

ILPは在来と比較して、耐力および変形性能は概ね等しい。それらに比較して、ILP-PCでは、帯鉄筋

量が少ないことから、せん断ひび割れが大きく開き、かつ軸方向鉄筋およびせん断補強筋の付着劣化を生じて、早期に水平荷重が低下する傾向を示した。また、上記に加えて、PC鋼より線が弾性挙動を示すことなどから、エネルギー吸収能も小さくなった。しかし、PC鋼より線のひずみは平均化されて弾性域で推移し、耐力低下は緩やかになった。

謝辞：本研究は、「東京国際空港インターロッキング橋脚耐震性検討調査」検討会の指導のもと実施したものである。ここに、関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大滝・黒岩・宮城・水上: インターロッキングスパイラル筋を有するRC橋脚の交番載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.367-372, 2000.
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V 耐震設計編, 2002.3.
- 3) 水口, 中須, 田中ほか: ストランドフープ工法による木曽川橋下部工の設計と施工, 橋梁と基礎, pp29-38, 2000.2.