

論文 PRC 連続はりの曲げおよびせん断耐荷特性に関する研究

三方 康弘^{*1}・小林 和夫^{*2}・井上 晋^{*3}・仁枝 保^{*4}

要旨： PRC 連続はり部材の曲げひび割れ幅、たわみ、終局曲げ耐力、曲げモーメント再分配挙動などの曲げ耐荷特性ならびに終局せん断耐力、スターラップひずみなどのせん断耐荷特性に関する設計上の基礎的資料を得るために、ここでは、プレストレッシング度を 0.5 程度に設定した 2 スパンの PRC 連続はり供試体の載荷試験を実施し、主として PC 鋼材付着の有無やコンクリート強度の影響について検討した。

キーワード： PRC 断面、連続はり、曲げひび割れ幅、終局曲げ耐力、終局せん断耐力

1. はじめに

最近、連続桁形式のコンクリート橋において PRC の適用が増加している。PRC に関しては、単純はりについての研究は数多くなされているが、連続はりを対象としたものは少なく¹⁾、その設計法をより充実させるためにも初期状態から終局状態までの耐荷挙動を明確にすることが重要である。そこで、本研究では 2 スパンの PRC 連続はりの載荷試験を行い、基本的な曲げおよびせん断耐荷特性を検討した。

2. 載荷試験概要

2.1 供試体の種類

既報研究²⁾では、シース内にセメントベーストグラウトを注入したボンドタイプで、せん断補強した 2 スパン PRC 連続はり（コンクリート圧縮強度 $f_c = 40, 80 \text{N/mm}^2$ ）の曲げ耐荷特性を同一鋼材配置の RC はり（PC 鋼材を非緊張状態で使用）と比較し、非線形解析を行った。

本研究では、PRC 連続はり ($f_c = 40, 80 \text{N/mm}^2$) の曲げ耐荷特性への PC 鋼材付着の有無の影響およびせん断補強を施さない基本部材のせん断耐荷特性の検討を主目的とし、極限解析による終局曲げ耐力に対して土木学会

コンクリート標準示方書³⁾のせん断耐力式でせん断補強したシリーズ 1 とせん断補強しないシリーズ 2 の載荷試験を実施した。

供試体は、全て図-1 に示す幅 × 高さ × 全長 = 100 × 160 × 3300 mm の 2 スパン (2 × 1450 mm) 連続はりで、PC 鋼棒 ($A_p : \phi 9.2 \text{mm}$, 実降伏強度 $f_{py} = 1420 \text{N/mm}^2$) と異形鉄筋 ($A_s : 2-\text{D13}$, 実降伏強度 $f_{sy} = 335 \text{N/mm}^2$) を各々断面の上下に対称に配置した。PRC 部材では PC 鋼棒を

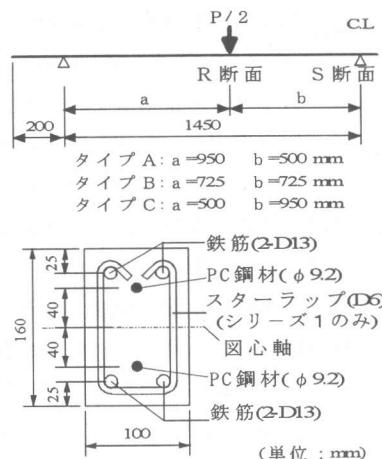


図-1 供試体断面と載荷タイプ

*1 大阪工業大学大学院 工学研究科土木工学専攻 工修 (正会員)

*2 大阪工業大学教授 工学部土木工学科 工博 (正会員)

*3 大阪工業大学助教授 工学部土木工学科 工博 (正会員)

*4 大阪工業大学助教授 工学部土木工学科 (正会員)

0.3 f_{py} で緊張した。シリーズ 2 では比較のために非緊張状態の P C 鋼棒を P R C 部材と同様にはり両端の定着板にナット定着した R C 部材も作製した。P R C 断面の平均プレストレス量は約 3N/mm^2 で、 $\lambda = A_p f_{py} / (A_p f_{py} + A_s f_{sy})$ で表されるプレストレッシング度はほぼ 0.5 である。

ここでは、特に P C 鋼材付着の有無の影響をメタルシースにセメントペーストグラウト ($\text{W/C}=35\%$, 注入用高性能混和剤を使用) を注入したボンド部材とグリース充填プラスチックシース被覆鋼棒を用いたアンボンド部材で比較した。コンクリートは普通強度 ($f'_c \approx 40\text{N/mm}^2$) と高強度 ($f'_c \approx 80\text{N/mm}^2$) の 2 種類とした。

シリーズ 1, 2 の供試体を表-1, 表-2 に示す。なお、シリーズ 1 のボンドタイプ供試体には既報²⁾の試験データを利用した。

2.2 載荷試験方法

試験は、左右スパン各 1 点の対称集中荷重載荷とし、シリーズ 1 では図-1 で端支点～載荷点間の距離を $a=950\text{mm}$ (タイプ A), 725mm (タイプ B), 500mm (タイプ C) の 3 種類とした。全断面を有効とした線形弾性解析による中間支点(S)と載荷点(R)断面の曲げモーメント比はタイプ A, B, C で $M_s/M_r=1.81, 1.20, 0.88$ である。シリーズ 2 はタイプ B のみとした。

各荷重階で 3 支点位置に設置したロードセルで支点反力を測定し、スパン中央のたわみ、中間支点と載荷点位置の鉄筋ひずみ、P C 鋼棒ひずみ(ボンドタイプ) およびコンクリートひずみ(上下縁から 15mm 位置) を測定した。アンボンド鋼棒の場合、部材片端で 2 枚の定着板間にセンターホール型ロードセルを挿入して鋼棒の応力を測定した。また、π型ゲージ(検長 50mm) により中間支点の左右 200mm 区間で引張鉄筋位置の曲げひび割れ幅を測定した。

3. 結果と考察

3.1 シリーズ 1

表-3 に最大曲げ耐力、図-5, 6 に荷重-最大曲げひび割れ幅、図-7 に荷重-スパン中央

表-1 シリーズ 1(曲げ特性用)の供試体

記号	載荷位置	*1 P C 鋼材	*2 f'_c (N/mm^2)	*3 D6 スターラップ間隔 (mm)	
				領域 I	領域 II
F1B	タイプ [*]	B	40(41.1)	50	100
F1U	A	U	40(40.7)		
F2B	タイプ [*]	B	40(40.7)	75	
F2U	B	U	40(42.0)		
F3B	タイプ [*]	B	40(41.1)	100	
F3U	C	U	40(40.7)		
F4B	タイプ [*]	B	80(79.8)	50	
F4U	A	U	80(83.9)		
F5B	タイプ [*]	B	80(90.4)	75	
F5U	B	U	80(83.6)		
F6B	タイプ [*]	B	80(79.8)	100	
F6U	C	U	80(83.9)		

注) 断面: 全て P R C (P C 鋼材緊張)

*1 B: ボンドタイプ U: アンボンドタイプ

*2 (): 載荷試験時のコンクリート実圧縮強度

*3 領域 I, 領域 II : 載荷点～中間支点, 端支点間

表-2 シリーズ 2(せん断特性用)の供試体

記号	*1 断面	*2 P C 鋼材	*3 f'_c (N/mm^2)	備考
S1B	PRC	B	40(40.7)	(1) 載荷位置: タイプ B (2) スターラップ無配置
S1U		U	40(42.0)	
S2B	RC	B	40(40.7)	
S2U		U	40(42.0)	
S3B	PRC	B	80(90.4)	
S3U		U	80(83.6)	
S4B	RC	B	80(90.4)	
S4U		U	80(83.6)	

*1 RC: PC 鋼材を非緊張状態で使用

*2 B: ボンドタイプ U: アンボンドタイプ

*3 (): 載荷試験時のコンクリート実圧縮強度

たわみ、図-8 に荷重-曲げモーメント(実験値: 支点反力測定値から算出) 関係の例を示す。

ボンドタイプの P R C 部材に関する実験値と計算値の比較は既に報告²⁾しているので、ここでは、図-5~8 にアンボンド部材に対する実験値と計算値の比較例を併記した。

表-3 の終局曲げ耐力の計算値 P'_{fu} は中間支点(S)と載荷点(R)断面に塑性ヒンジを仮定し、次式の極限解析法から算出した値である。

$$P'_{fu} = 2 [M_{us}(1/b) + M_{ur}(1/a+1/b)] \quad (1)$$

ここに、

M_{us}, M_{ur} : S, R 断面の最大抵抗モーメント

a, b : 載荷点～端支点, 中間支点間の距離

繰返し計算による非線形解析²⁾に際し、ここではコンクリートにはParkモデル⁴⁾にSheikh⁵⁾による断面内のひずみ勾配の影響を考慮し、最大応力 f'_c に到達後の $\Delta \varepsilon_0 = 1500 \mu$ 区間は f'_c 値が保持されたとした図-2 の応力-ひずみモデル²⁾を用い、鉄筋にはバイリニアモデル、PC鋼材にはBlakeleyモデル⁶⁾を採用した。

式(1)の M_{us} , M_{ur} の算定や非線形解析では、次式で表される PC 鋼材変形適合係数 β をボンド部材では $\beta=1.0$ とした。一方、アンボンド部材では厳密には載荷状態などに依存するが、ここで実施した簡易な非線形解析では既往研究⁷⁾を参考に概略値として $\beta=0.2$ と仮定した。

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p1} + \beta \cdot \varepsilon_{p2} \quad (2)$$

ここに、

ε_{p1} , ε_{p2} : PC 鋼材のそれぞれ総ひずみと有効緊張応力によるひずみ

ε_{p2} : 荷重による PC 鋼材位置のコンクリートひずみ

$\beta=0.2$ としたアンボンド PC 鋼材応力の計算値と実験値の比較例を断面下側鋼材に対し図-3 に示すが、本供試体では $\beta=0.2$ の仮定により全体的に実験値に比較的近い結果が得られる。

(1) ひび割れ状況と荷重-ひび割れ幅関係

ひび割れ状況例を $f'_c \approx 40 \text{ N/mm}^2$ に対し図-4 に示す。アンボンドはボンドタイプに比べてひび割れ本数は若干少ないが、PRC では異形鉄筋のひび割れ分散効果により両タイプで顕著な差はみられない。 $f'_c \approx 80 \text{ N/mm}^2$ でも同様である。

図-5, 6 の中間支点部の負モーメントに対する荷重-最大曲げひび割れ幅の関係より、アンボンド PRC 部材はボンド部材に比べてひび割れ幅が大きくなるが、例えば終局耐力の 2/3 程度の荷重レベルで大略 0.15mm 以下である。

個々のケースで変動があり、PC 鋼材付着の有無によらず、高強度コンクリートと普通強度コンクリートの部材間で曲げひび割れ幅に一定した明瞭な差はみられなかった。

同図に、非線形解析による鉄筋のひずみをもとに示方書式³⁾で算定した曲げひび割れ幅(ク

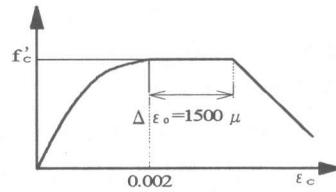


図-2 コンクリートの応力-ひずみ

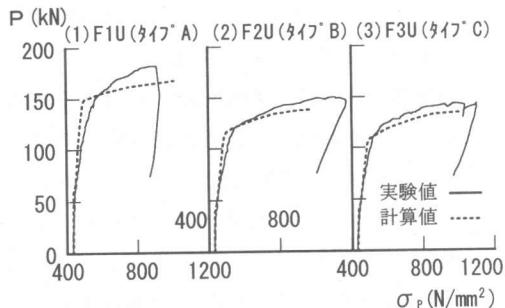


図-3 荷重-PC鋼棒応力関係

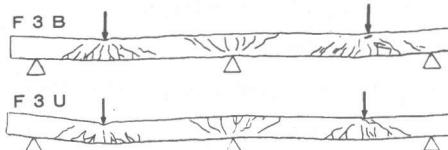


図-4 ひび割れ状況例（試験終了時）

表-3 シリーズ1の終局耐力

供試体	*1) 実験値 P_{fu} (kN)	計算値		再分配率 α (%)
		P'_{fu} (kN)	P_{fu} P'_{fu}	
F1B	204.9 (1.00)	200.9	1.02	13.1
F1U	183.9 (0.90)	167.4	1.10	16.6
F2B	155.8 (1.00)	164.5	0.95	0.5
F2U	150.5 (0.97)	137.8	1.09	7.0
F3B	158.4 (1.00)	163.2	0.97	-20.2
F3U	144.2 (0.91)	135.6	1.06	-4.4
F4B	224.4 (1.00)	216.6	1.04	17.2
F4U	208.8 (0.93)	188.4	1.11	18.9
F5B	171.7 (1.00)	180.8	0.95	1.7
F5U	167.4 (0.97)	154.4	1.08	1.7
F6B	175.9 (1.00)	176.0	1.00	-6.5
F6U	170.2 (0.97)	153.0	1.11	-4.8

*1) () の数値は同一条件のボンドタイプの耐力を 1.00 とした時の比率

リープと収縮の影響を表す ε'_{csd} は供試体作成から試験までの期間が短いため 0) をアンボン

ド部材に対して併記したが、コンクリート強度によらず実験値と比較的よく一致している。

(2) 破壊状況と最大耐力

シリーズ1供試体は、全て中間支点と載荷点部でコンクリートが圧壊して曲げ破壊した。

表-3から、アンボンドタイプでは終局時の最大曲げ耐力はボンドタイプに比べて低下するが、本研究のような $\lambda=0.5$ のP R Cの場合には低下率は最大で10%程度である。

普通強度部材($f'_c \approx 40\text{N/mm}^2$)に対する高強度部材($f'_c \approx 80\text{N/mm}^2$)の最大曲げ耐力の増大率はボンドタイプで10~11%、アンボンドタイプで11~18%であり、後者の方が大きい。

実験値と計算値の比は、ボンドタイプ:0.95~1.04(平均0.99)、アンボンド:1.06~1.11(平均1.09)で、両者とも極限解析値は実験値となり一致しているが、後者では β 値などの検討によりさらに精度の向上が望まれる。

(3) 荷重-たわみ関係

図-7より、P- δ 関係の急激な折曲(剛性急減開始)点の荷重はアンボンド部材の方が小さく、それ以下ではP C鋼材付着の有無で剛性に明瞭な差はみられない。鉄筋ひずみ測定値から折曲点荷重は鉄筋の第1、2降伏時(図示の載荷タイプBでは各々中間支点、載荷点で引張試験の降伏ひずみ $f_{sy}/E_s=1750\mu$ に到達)の荷重よりも大きく、第2降伏には近いが十分には対応していない。載荷タイプA、Cでは第2降伏と対応するものもあったが(8体中3体)、今後さらに折曲点への影響要因の検討が必要である。

なお、P C鋼材付着の有無によらず、最大耐力の約90%までのたわみは $f'_c \approx 80\text{N/mm}^2$ の方が $f'_c \approx 40\text{N/mm}^2$ より小さいことが認められた。

3.1で触れたが、文献2)の非線形解析法(繰返し計算で中間支点モーメント算定)にP C鋼材変形適合係数 β を導入した簡易法⁷⁾によるアンボンド部材のたわみ計算値(曲率積分値)は図-7(2)のように過小評価となり、コンクリートの応力-ひずみモデル等の点からも部材剛性の評価についてさらに改善を図る必要がある。

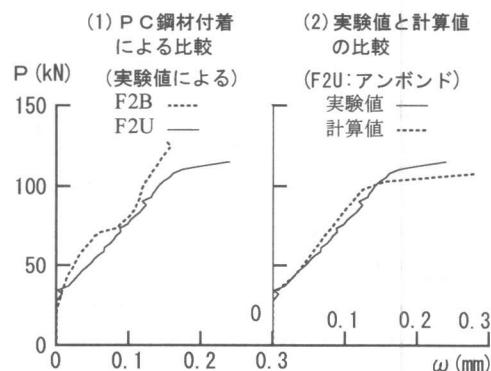


図-5 荷重-ひび割れ幅関係 ($f'_c=40\text{N/mm}^2$)

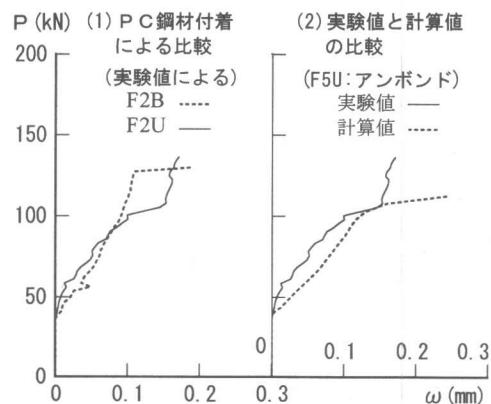


図-6 荷重-ひび割れ幅関係 ($f'_c=80\text{N/mm}^2$)

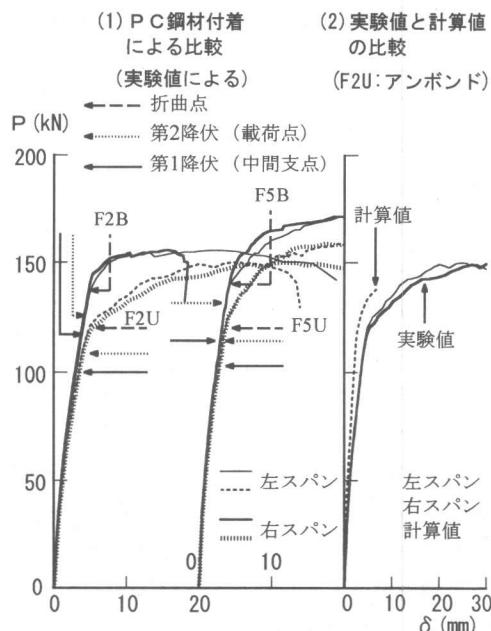


図-7 荷重-スパン中央たわみ関係

(4) 荷重一曲げモーメント関係

中間支点のP-M関係(図-8)から、荷重の増大に伴う曲げモーメントの増加挙動はボンド部材とアンボンド部材で類似している。

荷重の増加とともにP-M関係は直線関係を示さなくなり、曲げモーメントの再分配を呈するが、初期から終局状態までのP-M関係は前記の非線形解析により大略推定できる。

次式による中間支点断面での終局最大荷重時の曲げモーメント再分配率 α を表-3に示す。

$$\alpha(\%) = [(M_E - M_M) / M_E] \times 100 \quad (3)$$

ここに、 M_E 、 M_M : 実測最大荷重時の中間支点モーメントの線形弾性解析値と測定値

全体的にみて、PC鋼材付着の有無により α 値に差はないようである。また、 α 値とコンクリート強度の間に明確な相関性はみられない。

(5) スターラップひずみ

載荷タイプBでは中間支点～載荷点のスターラップ(75mm間隔)ひずみを測定した。荷重と各荷重時のその最大ひずみ ε_w の関係を示方書³⁾の45°トラス理論計算値と併せ図-9に示す。計算値は線形弾性解析によるせん断力が V_{cd} (コンクリート負担せん断耐力)に達するまでは $\varepsilon_w = 0$ 、 $V_{yd} (= V_{cd} + V_{sd})$ 、 V_{sd} : せん断補強筋負担せん断耐力)に達した時に $\varepsilon_w = \varepsilon_{wy}$ (スターラップ降伏ひずみ)とした。図-9より、スターラップひずみは示方書式で部分安全係数 γ を考慮した計算値よりかなり小さく、 γ を全て1.0とした計算値に近い増加挙動を示している。なお、終局時に $\varepsilon_w < \varepsilon_{wy}$ で曲げ破壊したことを示す。

3.2 シリーズ2

全てせん断破壊したシリーズ2供試体の終局耐力実測値を計算値と併せて表-4に示す。

計算値 P_{su1} 、 P_{su2} は示方書設計式(V_{cd})³⁾で、部分安全係数を示方書の標準的な値とした場合と全て1.0とした場合に対応し、線形弾性解析による連続はり各領域のせん断力が V_{cd} に達する時の荷重のうちで最小の値を示す。

(1) ひび割れと破壊状況

シリーズ2のひび割れ性状を $f'_c = 40\text{N/mm}^2$

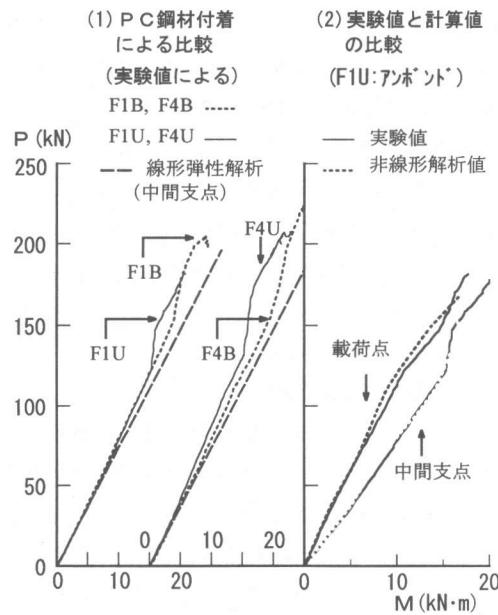


図-8 荷重一曲げモーメント関係

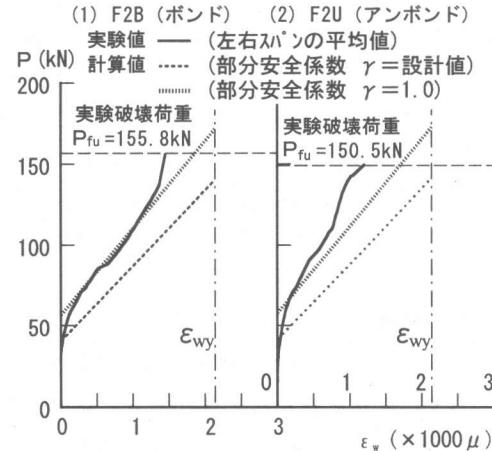


図-9 荷重一スターラップひずみ関係

表-4 シリーズ2の終局耐力

供試体	実験値 P_{su} (kN)	計算値*1)			
		P_{su1} (kN)	P_{su} $\frac{P_{su}}{P_{su1}}$	P_{su2} (kN)	$\frac{P_{su}}{P_{su2}}$
S1B	96.40	40.60	2.37	56.78	1.70
S1U	85.22	41.59	2.05	58.04	1.47
S2B	70.02	37.49	1.87	53.19	1.32
S2U	49.52	37.88	1.31	53.74	0.92
S3B	150.04	46.20	3.25	59.28	2.53
S3U	116.70	46.74	2.50	59.71	1.95
S4B	84.14	42.83	1.96	55.67	1.51
S4U	83.36	42.83	1.95	55.67	1.50

* 1) P_{su1} : 示方書の部分安全係数の値を採用

P_{su2} : 部分安全係数の値を全て1.0

に対し図-10に例示するが、シリーズ2供試体は全て中間支点～載荷点間でせん断ひび割れの著しい進展とともに軸方向鉄筋とコンクリートの付着破壊を伴ってせん断破壊した。

せん断ひび割れと破壊のパターンそのものはPRCとRC部材で大差はない、 $0\sim3N/mm^2$ の範囲ではプレストレスの影響はみられない。また、PC鋼材付着の有無やコンクリート強度による差異も明瞭には認められなかった。

(2) 終局せん断耐力

表-4より、PRC部材の終局せん断耐力は同一鋼材配置のRC部材より38～78%（全体平均57%）大きい。高強度コンクリート部材の終局せん断耐力は普通強度部材より全体平均で45%大きく、またアンボンド部材はボンド部材に比べて全体平均で16%低下している。

一方、実験値 P_{su} はいずれも部分安全係数 γ を考慮した計算値 P_{sul} を大幅に上回り、 γ 値を全て1.0とした計算値 P_{su2} と比べても全体平均で約60%大きい。PRCではRC部材よりその傾向が一層顕著である。このように、PC鋼材付着の有無によらず、示方書設計式はPRC連続はりに対しても充分に安全側の値を与える。

4. 結論

本研究の主な結果は、次のとおりである。

(1)アンボンドPRC部材はボンド部材に比べて曲げひび割れ幅が多少大きくなるが、 $f'_c \approx 40, 80N/mm^2$ とも土木学会示方書式による前記の方法で曲げひび割れ幅を大略推定できた。

(2)PRC ($\lambda \approx 0.5$)の場合、ボンド部材に対するアンボンド部材の曲げ耐力低下率は最大10%程度で、また $f'_c \approx 80N/mm^2$ の高強度コンクリートによる耐力増大率は後者の方が大きい。これらは極限解析法でかなりよく算定できた。

(3)PRC部材の鉄筋降伏前のたわみに及ぼすPC鋼材付着の影響は非常に小さい。

(4)PC鋼材付着の有無によらず類似のモーメント再分配挙動を示す。アンボンド部材では β 値などさらに検討を要するが、その挙動は

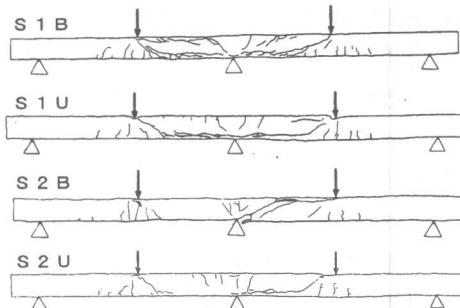


図-10 ひび割れ状況例（試験終了時）

簡易な本非線形解析法で比較的よく推定できた。

(5)せん断補強筋を有しない場合、終局せん断耐力は、全体平均で、PRCでは同一配筋のRC部材より約55%大きく、またアンボンド部材ではボンド部材より約15%低下した。

(6)せん断補強筋を有しない部材の終局せん断耐力は示方書式で部分安全係数を全て1.0とした値と比べて全体平均で約60%大きく、PRCではRCよりこの傾向が顕著であった。

参考文献

- 1)例えば、猪又 稔・藤田 嘉夫：使用状態におけるバーシャルPC桁の変形挙動把握と連続桁への適用、土木学会論文集、403号/V-11, PP157-165, 1989.8
- 2)小野 由博、小林 和夫、井上 晋、仁枝 保：PRC連続はり部材の基本的耐荷特性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、21巻、3号, pp967-972, 1999
- 3)土木学会：コンクリート標準示方書(平成8年制定)
- 4)Park,K.and Paulay,T : Reinforced Concrete Structures, A Wiley-Interscience Pub., pp.26-29, 1975
- 5)Sheikh,S.A : Confined Concrete Subjected To Axial and Bending Loads, Proc.of 8th WCEE, pp.869-876, 1984
- 6)Blakeley,R.W.G : PC Sections with Cyclic Flexure, Proc.of ASCE, Vol.108, No.ST-8, pp.1717-1742, 1973
- 7)西永 卓司、小林 和夫、仁枝 保：アンボンドPC連続はりの終局状態までの耐荷挙動に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、第18巻、第2号, pp.1139-1144, 1996