

第V部門

せん断補強筋の破断を模擬した PRC はり部材のせん断耐荷性状に関する研究

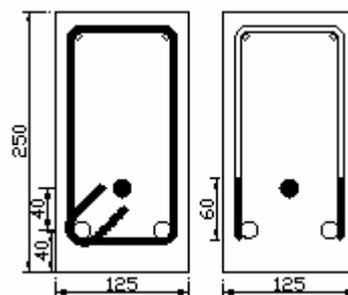
大阪工業大学大学院 学生員 ○波多野 雄士
 大阪工業大学大学院 学生員 澤井 健二
 大阪工業大学工学部 正会員 三方 康弘
 大阪工業大学工学部 正会員 井上 晋

1. はじめに

ASR 劣化による鉄筋破断を生じた PC 部材の耐荷性能については知見が少ない。そこで本研究では、コンクリートの膨張およびせん断補強筋の付着・定着状態を変化させた PRC はり部材の載荷試験を実施し、そのせん断耐荷性状について検討を行った。

2. 試験概要

供試体には、図-1 に示すような 125×250×1800mm の長方形断面 PRC 単純はりを用いた。せん断補強筋の付着・定着状態については、せん断補強筋の全周にわたって付着を無くした供試体（グリースを塗り、その上からビニールテープを巻き付けて作製、図-1 (a)の黒塗り部分）、断面引張側隅角部を切断した供試体（図-1 (b)）、断面引張側隅角部を破断させ、破断位置より 10φ（60mm φ:スターラップの直径）区間の付着を無くした供試体（図-1 (b)の黒塗り部分）を作製した。コンクリートの膨張の影響については総セメント量の 20%を膨張材に置換した膨張コ



(a)スターラップ破断無(b)スターラップ破断有
 図-1 供試体図 (単位: mm)

ンクリートを使用した。コンクリートの設計基準強度は $f'_{ck} = 36\text{N/mm}^2$ (実強度 $f'_c = 55.6\text{N/mm}^2$, 膨張コンクリートは 2 週間膨張拘束後の強度 $f'_c = 54.7\text{N/mm}^2$) とし、主鉄筋には 2-D16 ($f_{sy} = 337\text{N/mm}^2$), せん断補強筋には D6 スターラップ ($f_{wy} = 404\text{N/mm}^2$) を用いた。せん断補強筋間隔は 100mm ($p_w = 0.51\%$) ならびに 150mm ($p_w = 0.34\%$) とした。これらの要因の組合せにより計 9 体の供試体を作製した。その詳細を表-1 に示す。載荷方法は曲げスパンを 300mm とした対象 2 点集中荷重方式 ($a/d = 2.62$) とし、破壊に至るまで単調漸増載荷を実施した。PC 鋼材には φ17 を用い、いずれの供試体も計算上せん断破壊が先行するようにした。

表-1 供試体の詳細と実験結果

供試体	膨張有無	スターラップ			下縁応力 σ_{ct}		曲げ耐力計算値 P_u (kN)	せん断耐力計算値				最大荷重実測値 P_{max} (kN)	斜めひび割れ傾斜角		破壊形式
		付着	定着	間隔 s(mm)	目標値 (N/mm ²)	載荷前 (N/mm ²)		V_c (kN)	V_s (kN)	V_y (kN)	破壊荷重 P_{su} (kN)		計算値 θ_1	実測値 θ_2	
Np150-2	無	○	○	150	2	2.1	204.2	39.2	35.5	74.7	149.4	177.6	41°	32°	曲げ
Bp150-2	有	○	○	150	2	3.1	203.5	39.3	35.5	74.8	149.6	181.6	41°	45°	曲げ
Bp150F-2	有	×*1	○	150	2	2.3	203.5	39.3	35.5	74.8	149.6	180.6	41°	25°	曲げ
Bp100T-2	有	○	×	100	2	1.7	203.5	39.3	53.3	92.6	185.2	182.0	41°	42°	曲げ
Bp150T-2	有	○	×	150	2	1.1	203.5	39.3	35.5	74.8	149.6	190.9	41°	30°	曲げ
Bp150T-4	有	○	×	150	4	2.6	204.1	41.3	39.4	80.7	161.5	197.7	38°	38°	曲げ
Bp100FT-2	有	×*2	×	100	2	1.5	203.5	39.3	53.3	92.6	185.2	189.1	41°	35°	曲げ
Bp150FT-2	有	×*2	×	150	2	1.3	203.5	39.3	35.5	74.8	149.6	193.1	41°	40°	曲げ
Bp150FT-4	有	×*2	×	150	2	2.1	204.1	41.3	39.4	80.7	161.5	187.4	38°	35°	曲げ

{付着:○=良好, ×*1=全周付着無し, ×*2=破断位置より10φ区間付着無し}, {定着:○=良好, ×=不良}

なお、コンクリート膨張量については、脱型直後のプレストレスを導入時から 12 日間測定した。測定は鉄筋のひずみゲージにて行い、その値から求めた。載荷前の下縁応力を表-1 に示す。また、コンクリート

の自由膨張量は 3900μ であったが、載荷時に供試体9体にはひび割れは発生していなかった。

3. 試験結果と考察

(1) 載荷試験結果と荷重-スターラップひずみ関係

表-1 に各供試体の曲げ耐力ならびにせん断耐力の土木学会コンクリート標準示方書による計算値，最大荷重の実測値，破壊形式を一括して示す。なお，計算値の算定に際して付着・定着不良ならびにケミカルプレストレスは考慮していない。載荷試験の結果，せん断ひび割れの進展はそれぞれ異なったものの全て曲げ破壊に至った。そこでスターラップひずみに着目し考察することにした。図-2 に示すように普通コンクリート(Np)と膨張コンクリート(Bp)シリーズではせん断ひび割れ発生荷重が異なることが伺える。Np は約 60kN，Bp シリーズでは約 110kN で発生しその後の挙動は異なっている。健全なもの(Bp150-2)と付着不良(Bp150F-2)では全周にわたって付着をなくしていても鋭角フックの効果によってスターラップに応力が伝達されたと考えられる。定着不良を生じたもの(Bp150T-2)は引張隅角部を破断していても有効定着長が十分確保されているので，スターラップに応力が伝達されたと考えられる。一方，付着・定着不良のもの(Bp150FT-2)は，破断位置より 10ϕ 付着を無くしているため，同一荷重時でのひずみが小さくなる傾向を示した。

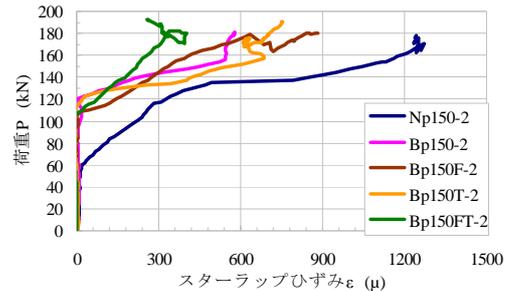


図-2 荷重-スターラップひずみ関係

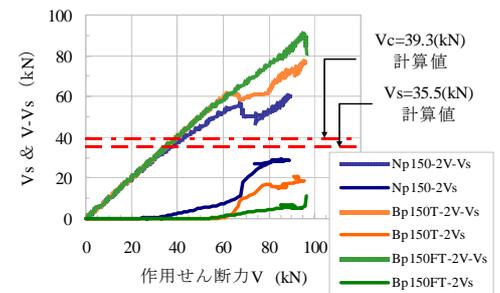


図-3 作用せん断力-負担せん断力関係

(2) 分担せん断力について

既往の研究から¹⁾PC はり部材のせん断ひび割れ傾斜角 θ を式(1)より算定した。ここに， θ_1 ：せん断ひび割れ傾斜角， f'_{ck} ：コンクリートの設計基準強度（ここでは実圧縮強度を採用）， σ_{cg} ：断面内の平均プレストレスである。表-1 に示すように，断面下縁 2N/mm^2 の供試体， 4N/mm^2 の供試体ではそれぞれ $\theta_1=41^\circ$ ， $\theta_1=38^\circ$ となり実測値とほぼ同等な結果と伺える。以上よりいずれの供試体も載荷前の下縁応力のばらつきが多いものの，ケミカルプレストレスや導入プレストレスの効果により，計算値，実測値ともに $\theta=45^\circ$ よりも小さくなる傾向を示した。Np150-2，Bp150T-2，Bp150FT-2 の作用せん断力-分担せん断力関係を図-3 に示す。Np はせん断補強筋が健全なため，せん断ひび割れの進展を抑制しその結果 V_s が徐々に増加した。一方 Bp シリーズはせん断ひび割れ発生荷重が Np よりも高くなった($N_p \approx 30\text{kN}$ ， $B_p \approx 60\text{kN}$)。これはケミカルプレストレスの効果であると考えられる。Bp150FT-2 と Bp150T-2 はともに 60kN 程度で V_s が増加する挙動を示すものの，Bp150FT-2 は Bp150T-2 と比較して V_s の増加量が小さくなる傾向をしめした。このことから，Bp150T-2 ではトラス機構が卓越し，Bp150FT-2 ではアーチ機構が卓越したことが伺える。

4. まとめ

本実験では劣化が顕著でなくケミカルプレストレスの効果が卓越したものの，定着不良であっても，破断位置からの有効定着長が十分確保されれば，スターラップはせん断力に抵抗しトラス機構が形成されると考えられる。しかしながら，さらにコンクリートとスターラップの付着も低下している場合にはせん断補強筋として機能しにくく，トラス機構ではなくアーチ機構が卓越することが指摘した。また，今後の課題として確実にせん断破壊を先行させたうえで，せん断耐荷性状を検討することと，また，実際の ASR 劣化させた PRC はりや，ASR 劣化に近いひび割れに模擬させた PRC はりで，比較検討するべきと考えられる。

参考文献

1)三方康弘，井上晋，小林和夫，仁枝保：PC はり部材のせん断耐荷力に及ぼすプレストレスの効果，土木学会論文集，No669/V-50，pp149-159，2001.2