

B-2

PC 鋼材の付着が PCaPC 圧着部材のせん断耐力に及ぼす影響に関する実験的研究 その2 実験結果

Experimental Study on The Effect of Bond Stress of Prestressing Steel on Shear Strength of PCaPC Members Part.2 experimental results

奥祐太郎¹, ○高木翔², 宮原椋一¹, 浜原正行³, 福井剛³Yutaro Oku¹, Syo Takagi², *Ryoichi Miyahara¹, Masayuki Hamahara³, Tsuyoshi Fukui³

Abstract: In this study, the ultimate fracture conditions, load-member angle relationships, strain of distribution and flexural deformation obtained from the experiments described in the previous section (Part 1). In all specimens, regardless of whether they were unbonded or bonded PC members, showed that the arch mechanism was not formed until the ultimate load, indicating that plane retention was almost established in the concrete. As the percentage of bonded steel in the cross-section increased, the bearing capacity increased and the flexural deformation at the maximum load decreased. For specimens with even a small amount of bonded axial steel, the stirrups yielded.

1. はじめに

本報告は前項(その 1)で述べた実験の結果により得られた最終破壊状況及び荷重-一部材角関係、ひずみ分布、変形成分を示す。

2. 破壊経過

Fig.1(a)~(d)に最終破壊状況及び荷重 Q (kN)-一部材角 R (%)関係を示す。グラフに示す一点鎖線は断面解析

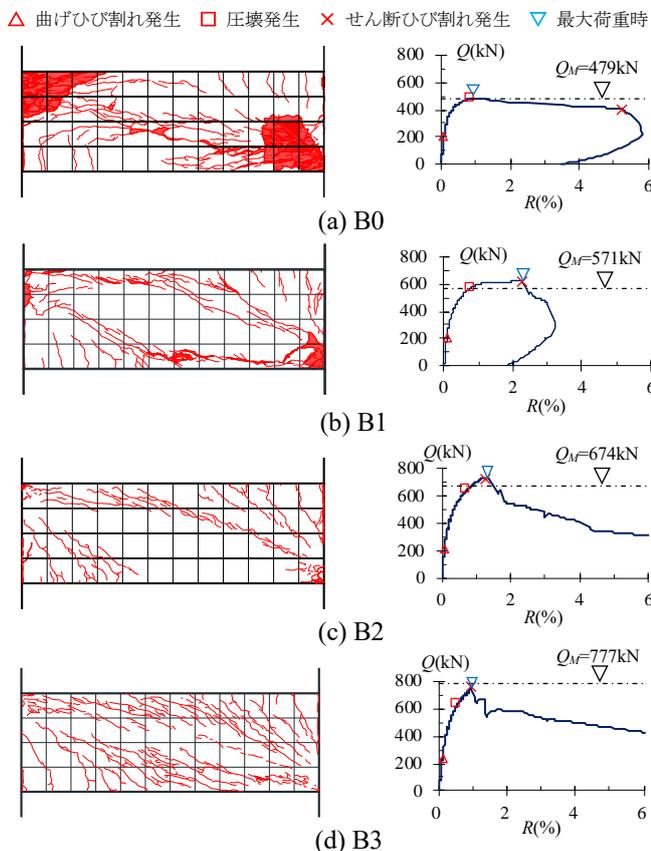


Fig.1 Modes of Failure and Load – Drift Angle Relation

による曲げ終局強度計算値を表す。荷重-一部材角関係に示すようにボンド鋼材の割合が増えるに従って耐力は上昇し、B0 試験体以外ではボンド鋼材の割合が増えるに従って最大荷重時の変形は小さくなっている。各試験体とも曲げひび割れが発生したのち、端部圧壊が生じた。B0 試験体は $R=0.88\%$ で生じた圧壊とともに最大耐力を迎え、徐々に耐力が低下していき、 $R=5.32\%$ で端部の圧壊部から中央に向かって対角線状にせん断ひび割れが進み、耐力が急激に低下した。B1 試験体及び B2 試験体、B3 試験体は端部圧壊発生後も荷重は上昇し、せん断ひび割れ発生とともに急激に耐力が低下した。B3 試験体のみ最大荷重時まで PC 鋼材は降伏せず、最大耐力は断面解析による曲げ終局強度を下回った。

3. コンクリートのひずみ分布

Fig.2 はアンボンド PC 部材である B0 試験体、ボンド PC 部材である B3 試験体のコンクリートのひずみ分布を示したものである。B0 試験体、B3 試験体共に $R=0.25\%$ と最大荷重時におけるコンクリートのひずみは、反曲点位置③でほぼ一定値を示している。反曲点位置以外の断面では、圧縮縁でひずみが最大になり、圧縮縁から離れるにしたがって減少し、中立軸近傍から引張縁までの範囲で、ほとんどひずみが生じていない。コンクリートのひずみ勾配は、断面が反曲点から離れるに従って増加しており、ひずみ勾配の増加傾向は、曲げモーメント分布に対応していた。これらのことから、断面内の付着を有する軸方向鋼材の割合によらず、最大荷重時までアーチ機構は形成されておらず、平面保持がほぼ成立している事が分かる。

4. 変形成分

Fig.3(a)~(d)は各試験体の、部材角と全体変形に占める曲げ変形とせん断変形の割合の関係を示したものである。なお、曲げ変形 $\delta_{曲}$ は、前報(その1)で示した変位計によって測定された各測定区間での上端と下端の伸縮量を用いてモールの定理による(1)式、(2)式で計算した。

$$\delta_{曲} = \sum \Delta\theta_i \cdot l_i \quad \text{-----(1)}$$

ここに、 l_i : 試験体先端から測定区間中心までの距離
 $\Delta\theta_i$ は各測定区間での回転角の増分であり、(2)式による。

$$\Delta\theta_i = (\Delta u_{MLi} - \Delta u_{MRi})/j \quad \text{-----(2)}$$

ここに、 Δu_{MLi} 、 Δu_{MRi} は各測定区間での上端と下端の伸縮量、 j は梁上下縁に設置した変位計間の距離。また、せん断変形は全体変形から曲げ変形を差し引いた値とした。

B0 試験体、B1 試験体、B2 試験体の部材角の上昇に伴う曲げ変形の割合は、せん断ひび割れが発生するまで約 80%程度となっており、顕著な変化はなかったが、せん断ひび割れ発生後、急激にせん断変形が増加した。しかし、B3 試験体は载荷初期から部材角の上昇に伴い曲げ変形の割合が徐々に減少しており、この減少傾向は、初期から曲げせん断ひび割れが入ったためであると考えられる。最大荷重時に曲げ変形の割合は約 60%となっている。

以上より、断面内のボンド鋼材の割合が増加するに従って、最大荷重時における曲げ変形が減少している事が分かる。

5. スターラップのひずみ分布

Fig.4 に各試験体の最大荷重時におけるスターラップのひずみ $\epsilon(\mu)$ とひずみゲージ位置 $x(\text{mm})$ の関係を示す。図中の一点鎖線はスターラップの降伏ひずみを表す。最大荷重時に B1 試験体、B2 試験体、B3 試験体のスターラップは降伏したが、B0 試験体のスターラップは降伏せず両端部のみにひずみが生じた。

6. まとめ

- 1) アンボンド、ボンド PC 部材に関わらず全ての試験体で、最大荷重時までアーチ機構は形成されておらず、コンクリートには平面保持がほぼ成立していた。
- 2) 断面内のボンド鋼材の割合が増加するにしたがって、耐力が増加し、最大荷重時における曲げ変形成分が減少していた。
- 3) 最大荷重時において、アンボンド PC 部材である B0 試験体以外で、スターラップは降伏した。

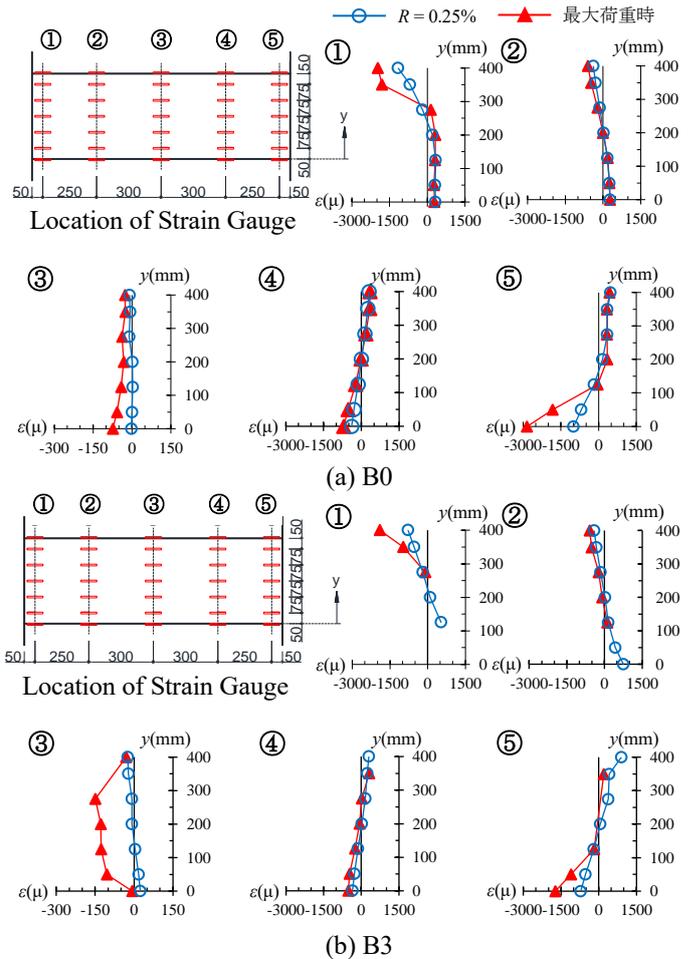


Fig.2 Distribution of Strain on Concrete

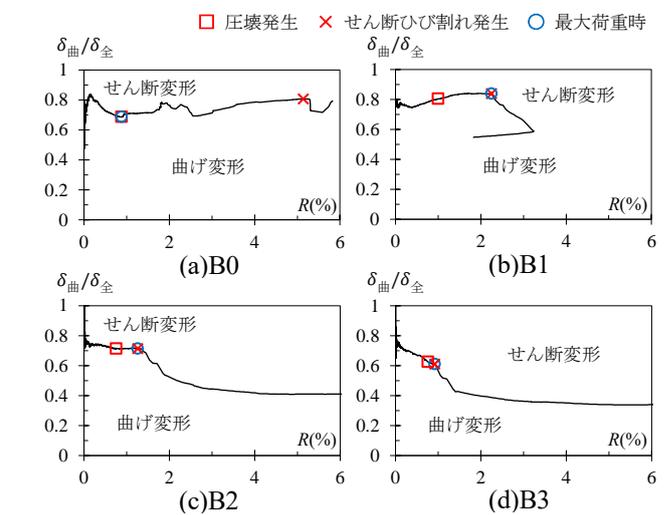


Fig.3 Flexural Deformation

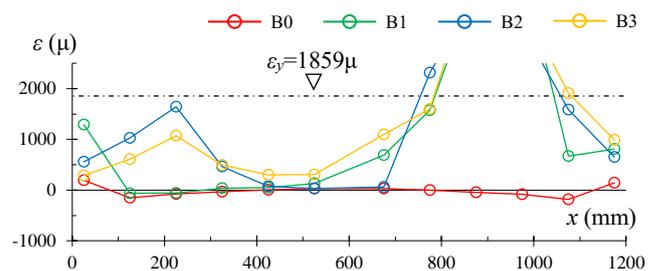


Fig.4 Distribution of Strain on Stirrups