

鋼材付着とプレストレス率が異なるスラブ付き PRC 架構の耐震性能評価

(その2 実験結果の考察)

プレストレス鉄筋コンクリート架構
鋼材付着性状 プレストレス率

スラブ
耐震性能評価

正会員 ○ 晉 沂雄¹ 同 北山 和宏²

1. はじめに

その 1 に続き、本報では鋼材の付着性状を調べ、これとプレストレス率 (λ) の違いが梁部材の耐震性能に与える影響として、梁の残留ひび割れ幅と各種限界状態について検討する。

2. 鋼材の付着性状

PC鋼材にそれぞれ $\phi 21$ と D22 を用いた試験体 No.1 と No.2 の接合部全区間での付着応力度-層間変形角関係の一例を図 1 に示す。ここでは同図の位置に貼付した 2 つのひずみゲージの出力を材料試験結果に基づき応力変換し、両者の引張応力の差分から付着応力度を求めた。応力変換の際、除荷時剛性は初期剛性とした。 $\phi 21$ では早い段階で付着劣化が生じ、D22 では梁危険断面でのひずみ集中により最大層せん断力以前に付着劣化したものの、 $\phi 21$ に比べ PC 鋼材付着が十分良好と判断された。接合部全区間での平均的な最大付着応力度は試験体 No.1 で 1.9MPa、No.2 で 9.4MPa、No.3 で 1.4MPa であった。

3. 梁部材の残留ひび割れ幅

梁部材の最大残留ひび割れ幅 (w_{max}) - 梁部材角関係を図 2 に示す。本研究では w_{max} を梁危険断面位置に生じるものとし、同図に示す梁危険断面近傍 (柱面から 50mm、梁面から 25mm) に設置した変位計出力を用い、両変位計測定値を直線補間した時の引張縁変位を w_{max} とした。図 2(a) の上端引張時において、 λ が等しい試験体 No.1 と No.2 では梁主筋降伏後に w_{max} が大きく増加した。PC 鋼材付着の良い試験体 No.2 では PC 鋼材の降伏時期が他の試験体よりも早く、これによって w_{max} が更に急増した。また、 λ が相対的に低い試験体 No.3 でも梁主筋降伏に伴い w_{max} が大きくなったが、他の試験体に比べ w_{max} は小さい傾向を示した。一方、図 2(b) の下端引張時で、試験体 No.1 と No.2 では梁主筋降伏後も w_{max} の急増はみられず、これは λ が相対的に高いためと考えられる。それでも PC 鋼材付着の良好な試験体 No.2 では PC 鋼材降伏以降 w_{max} が大きく増大した。試験体 No.3 の w_{max} は上端引張時と同様に進展した。上端引張時の最大層せん断力 (Q_{max}) 時の w_{max} は試験体 No.1 で 1.1mm、No.3 で 1.7mm、No.2 で 2.5mm

と順に大きく、下端引張時には試験体 No.1 で 0.7mm と小さく、No.2 と No.3 ではそれぞれ 1.3mm と 2.1mm となった。

図 2 の破線は、文献 1) の提案式(1)と(2)により計算した梁部材の残留ひび割れ幅 ($w_{r,f}$) の推定値である。小変形時には実験結果と良く対応し推定値が実験値を概ね評価できたが、梁部材角の増大に連れ実験値を過少評価する傾向を示し、PC 鋼材降伏後の急激な w_{max} の増大は精度良く推定できなかった。

$$w_{r,f} = \alpha \cdot (D - x_n) \cdot r / n_f \quad (1)$$

$$r = 0.3(1.1 - \lambda_i) \cdot (R_p \times 100)^{(3+\lambda_i)/2} / 100 \quad (2)$$

ここで、 α は全変形に対する曲げ変形の割合 (=0.95)、 D は梁せい、 n_f は最大曲げひび割れ幅に対する曲げひび割れ幅総和の比 (=2)、 x_n は中立軸深さで上端引張時は $0.2D$ 、下端引張時は $0.1D$ と仮定した。 r は残留変形角、 R_p は経験最大部材角、 λ_i は λ とし試験体 No.1 と No.2 ではその平均値を用いた。

4. 梁部材の各種限界状態

梁部材の各種限界状態が規定された文献 1) に従い、使用限界、修復限界 I、修復限界 II 及び安全限界を青、緑、橙及び赤で色分けし、各種限界状態時の梁部材角 (東梁) とその決定要因を表 1 に示す。ここで試験体 No.1 と No.3 では PC 鋼材付着を悪いとし、試験体 No.2 では付着を良いとした。文献 1) の使用限界を定める梁主筋の損傷状況は λ に関係なく僅かな降伏 (材料試験の降伏ひずみ到達時) と設定した。コンクリートに材軸方向の圧縮ひび割れが生じた時をかぶりコンクリートの軽い圧壊、かぶりコンクリートの剥落直前までをコアコンクリート部分が健全であると判定し、コアコンクリート圧壊は梁全幅に渡りコンクリートが剥落し梁主筋の表面が見える時とした。また、使用限界の決定要因であるコンクリートの損傷は無視した。表 1 の結果を梁せん断力と梁部材角関係の包絡線に併せ図 3 に示す。同図の実線は上端引張時、破線は下端引張時を表し、それぞれの同事象を実線で結んだ。

PC 鋼材付着の悪い試験体 No.1 と No.3 では上下端引張時ともに PC 鋼材弾性限界により修復限界 I が決まったのに対し、試験体 No.2 ではその付着が良いとされているため PC 鋼材降伏により決定された。図 3 に示すように PC 鋼材の付着性能の違いにより修復限界 I の決定部材角は上下端引張時で概ね等しかった。 λ が 0.64 以下の全試験体の上端引張時には、かぶりコンクリート剥落或いは残留変形角 0.5% 発生により修復限界 II が定まり、コアコンク

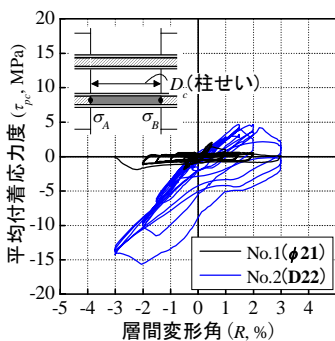


図 1 PC 鋼材の付着応力度

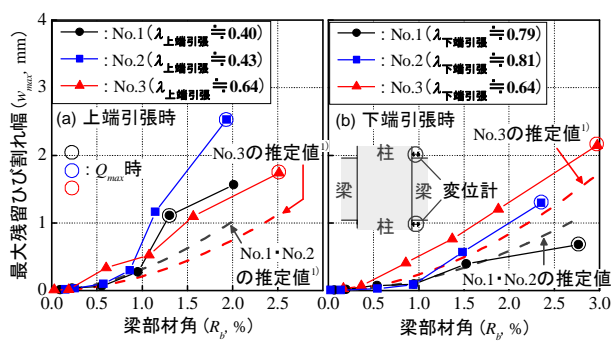


図 2 梁部材の最大残留ひび割れ幅-梁部材角関係

表1 各種限界状態決定要因と各事象発生時の梁部材角 (%)

各種限界状態要因項目	試験体個所	試験体 No.1		試験体 No.2		試験体 No.3	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
梁主筋	僅かな降伏 (降伏)	0.76	0.30 (○)	0.54	0.46	0.50	0.35
	座屈	2.77	—	—	—	2.83	—
	破断	—	—	—	—	—	3.93 (□)
PC 鋼材*1)	弾性限界	0.49 (▲)	0.49 (△)	0.46 (●)	0.30 (○)	0.47 (▲)	0.20 (△)
	僅かな降伏 (降伏)	1.96	2.62 (▽)	1.08 (▲)	0.96 (△)	2.46	1.97
コンクリート	かぶりコンクリートの軽い圧壊	1.29	2.77	1.14	2.36 (▽)	0.90	3.05
	かぶりコンクリート剥落	1.39 (▼)	3.93	1.68		1.56 (▼)	
	コアコンクリート圧壊	2.77 (■)	—	2.74 (■)	—	2.64 (■)	4.04
残留変形角	1/400(0.25%)	1.06	—	1.09	—	1.52	1.25
	1/200(0.5%)	1.53	—	1.41 (▼)	—	2.38	1.94 (▼)
残留ひび割れ幅	0.2mm	0.81	1.15	0.72	1.07	0.43	0.56
	1.0mm	1.26	—	1.09	2.00	1.48	1.65
	2.0mm	2.30	—	1.63	—	2.80	2.80
部材角の上限值	4.0%	4.0	4.0 (□)	4.0	4.0 (□)	4.0	4.0

*1) PC 鋼材付着の悪い場合 (試験体 No.1, No.3) は弾性限界時を修復限界 I、僅かな降伏時 (降伏ひずみ到達時) を修復限界 II の決定要因とし、付着の良い場合 (試験体 No.2) は弾性限界時を使用限界、僅かな降伏時 (降伏ひずみ到達時) を修復限界 I の決定要因と設定した¹⁾。

— : データ無し, 不明あるいは該当無し

●・○, ▲・△, ▼・▽, ■・□ : 上端引張時・下端引張時における使用限界, 修復限界 I, 修復限界 II, 安全限界の決定要因 (図3 参照)

リート圧壊が安全限界の決定要因となった。特にλの低い試験体 No.1 と No.2 の上端引張時にはかぶりコンクリート剥落と残留変形角 0.5%発生時点がほぼ等しく、上下端引張時のλが同じ試験体 No.3 では上端と下端引張時で修復限界 II の決定部材角が最も近かった。一方、λが 0.79 以上の試験体 No.1 と No.2 の下端引張時には残留変形角及び残留ひび割れ幅が小さいため、PC 鋼材降伏或いはかぶりコンクリート剥落により修復限界 II が決まった。これらの試験体よりλが若干低い試験体 No.3 の下端引張時には残留部材角 0.5%発生で修復限界 II が定まったが、PC 鋼材降伏もほぼ同時に生じた。

PC 鋼材弾性限界若しくは降伏より定まった修復限界 I 点は試験体 No.1 の上端引張時を除き、梁の骨格曲線上の剛性低下点と概ね対応した。また、残留部材角 0.5%発生時に比べかぶりコンクリート剥落より決まった修復限界 II 点が骨格曲線上の耐力低下点と対応した。各種限界状態の決定要因はそれぞれ異なるが、上端引張時の使用限界の梁部材角は 0.46%, 修復限界 I は 0.47~1.08%, 修復限界 II は 1.39~1.56%, 安全限界は 2.64~2.77%であり、下端引張時の使用限界の梁部材角は 0.3%, 修復限界 I は 0.2~0.49%, 修復限界 II は 1.94~2.62%, 安全限界は 3.93~4%であった。以上より、スラブ付き T 形梁の修復限界 II 及び安全限界は主に上端引張時の損傷状況により決定され、この結果は既往研究²⁾と同様であった。なお、T 形梁の下端引張時にはスラブの存在により中立軸深さが相対的に小さくなるため、コアコンクリートまでの損傷進展が

上端引張時より遅れ、梁主筋破断若しくは部材角上限値 4% によって安全限界に至る可能性が比較的高いと考えられる。

5. まとめ

本研究では T 形梁の上下端引張時のプレストレス率と PC 鋼材の付着性状が異なる PRC 十字形部分架構試験体の静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) スラブの等価協力幅は PC 鋼材付着とプレストレス率の違いに依存せず、梁部材角 0.3%前に梁スパンの 0.1 倍を超え、最大層せん断力以前にその 0.2 倍に達した。
- (2) スラブが付いても梁上下端引張時のプレストレス率が 0.5 以上で同等の場合は、上下端引張時での損傷度合、残留変形及び残留ひび割れ幅等が概ね同程度になった。
- (3) 異形 PC 鋼材の付着性能は丸鋼 PC 鋼材に比べ良好であったが、梁危険断面でのひずみ集中により最大層せん断力以前に付着劣化した。
- (4) PC 鋼材付着の良い場合、PC 鋼材の塑性化が先に生じ残留ひび割れ幅が増大し、この傾向は PC 鋼材の寄与度が高くプレストレス率の大きい方が顕著であった。
- (5) PC 鋼材弾性限界若しくは降伏により定まる修復限界 I 点は梁の骨格曲線上の剛性低下点と、コンクリート損傷による修復限界 II 点及び安全限界点はその耐力低下点と概ね対応した。T 形梁では上端引張時で早期に梁下端付け根コンクリートの損傷が生じ、この進展により安全限界が決定された。

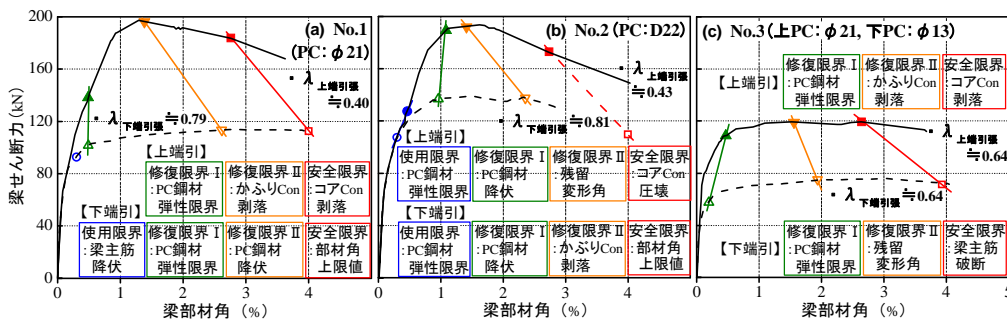


図3 梁せん断力-梁部材角関係の包絡線と各種限界状態

【謝辞】本研究は JSPS 科学研究費補助金・基盤研究 C (研究代表者: 北山和宏) により行った。実験を実施した川嶋裕司氏と鈴木拓也氏にも御礼申し上げる。
【参考文献】1) 日本建築学会: プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針 (案)・同解説, 2015 2) 島 哲也, 北山 和宏, 遠藤 俊貴: 梁曲げ破壊型のスラブ付きプレレスト鉄筋コンクリート骨組の耐震性能と各種限界状態の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.727-732, 2014.7 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010

*1 首都大学東京 都市環境科学研究科 特任助教 博士(工学)
*2 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学域 教授 工博

*1 Research Assistant Professor, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.
*2 Professor, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.