

高耐久性レジンコンクリートパネルを用いた既設 RC はりの曲げ補強効果

九州大学大学院 学生会員 ○岡本拓也 フェロー会員 日野伸一
 麻生商事(株) 本松崇 大久保正人
 (一財)橋梁調査会 正会員 山口浩平
 九州工業大学大学院 正会員 合田寛基

1.はじめに 高度経済成長期に架けられた橋梁を中心に、供用期間が50年を超える土木構造物が増加し、それらの劣化が進んでいる。本研究で使用した高耐久性レジンコンクリートパネルは、埋設型枠として使用することで、コンクリートの耐久性を大幅に高め、構造物の長寿命化につながるだけでなく、低コストでかつ容易な施工性であることから、速やかに導入し得る新たな曲げ補強工法として使用できる。本研究では、RC部材の曲げ補強工法としての実構造物への適用性を評価することを目的とし、曲げ試験およびFEM解析を行った。試験体は、曲げ補強を想定している対象構造物の補強筋量、およびパネル間の目地の有無をパラメータとした。

2.実験概要 図-1に試験体の諸元、表-1に試験体一覧、表-2に使用材料の特性値を示す。基準とする無補強試験体TYPE0の曲げ補強筋D13は、圧縮側に3本、引張側に5本を配置し、せん断補強筋D13は70mm間隔で配置した。TYPE0を補強した試験体TYPE1~5は、既設RCはりの下面に補強鉄筋および高耐久性パネルを配置し、無収縮グラウト材を充填させ一体化した。補強試験体TYPE1~5の補強筋には実構造物への適用を想定してメッシュ筋CD13を用いた。その軸方向の曲げ補強筋は、TYPE1は3本、TYPE2は5本、TYPE3は7本であり補強筋量を変化させた。ここで、補強筋比は、既設部曲げ補強筋に対する補強部曲げ補強筋の断面積比と定義して、TYPE1は0.6、TYPE2は1.0、TYPE3は1.4の補強筋比である。一方、パネルの枚数を変えることによる目地の有無については、TYPE1~3はパネル1枚の目地無し、補強筋比1.0のTYPE4はパネル2枚のスパン中央位置に目地1箇所、補強筋比0.6のTYPE5はパネル4枚のスパン中央位置から342.5mm間隔で目地3箇所のケースである。荷重は、支点間距離1500mm、荷重スパン200mmの2点線荷重とし、たわみ、各種ひずみ、ひび割れなどを測定した。

3.結果および考察 図-2に荷重-スパン中央の変位関係を示す。まず補強筋比の影響については、無補強試験体TYPE0、補強筋比0.6のTYPE1、5は、一般的なRCはりの曲げ圧縮破壊の挙動を呈して、曲げ圧縮破壊の直後に補強部界面右端部から斜めひび割れが発生した。一方、補強筋比1.0、1.4のTYPE2、3は、曲げ圧縮破壊に至る前に、補強部端部界面からの斜めひび割れあるいは界面はく離の進展により最大荷重に至り、補強筋比0.6のTYPE1よりも10kNほど低い荷重で終局状態に至った。次に目地の有無については、補強筋比1.0でTYPE2に対してスパン中央1箇所に目地のあるTYPE4は、曲げひび割れは目地位置に集中して発生した後、最終的には補強部端部界面からスパン中央方向への水平方向のひび割れが発生し、補強部全体が既設部と剥離する様相を示した。一方、補強筋比0.6で目地3箇所のTYPE5は、TYPE4と同様に目地位置からひび割れが発生した後、最終的にはTYPE1と同様に最大荷重到達後に補強部端部界面から斜めひび割れが発生した。図-3にスパン中央における荷重-上縁コンクリートひずみおよび補強部の鉄筋ひずみ関係を示す。補強筋比0.6のTYPE1、5は、降伏に至った。補強筋比1.0および1.4のTYPE2、4およびTYPE3は、補強部端部界面からはく離により、降伏ひずみまで達することはなかった。試験体の再現解析結果に加えて、それぞれの補強筋比について目地無、目地有(1, 2, 3箇所)の計4ケースのパラメータ解析結果も併記している。この結果からいずれのケースにおいても、スパン中央に目地が存在するケ

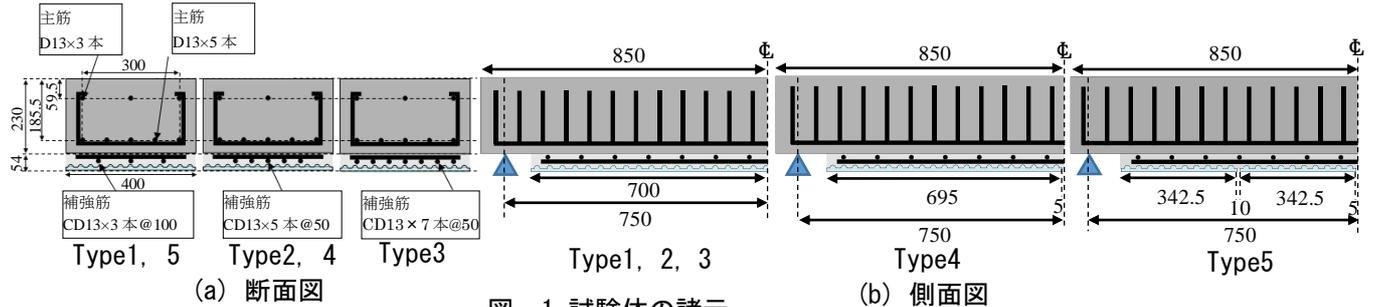


図-1 試験体の諸元

表-1 試験体一覧

TYPE	目地	補強筋		補強筋比
		本数	断面積 (mm ²)	
0				
1	無	3	380	0.6
2	無	5	634	1.0
3	無	7	887	1.4
4	1箇所	5	634	1.0
5	3箇所	3	380	0.6

表-2 材料特性値

	圧縮強度(N/mm ²)			引張強度(N/mm ²)			降伏強度(N/mm ²)		ヤング係数(×10 ⁴ N/mm ²)		
	規格値	実測値		規格値	実測値		規格値	実測値	規格値	実測値	
		(TYPE0~4)	(TYPE5)		(TYPE0~4)	(TYPE5)				(TYPE0~4)	(TYPE5)
コンクリート	40.0	34.1	34.4	2.69	3.13	2.75	-	-	3.10	2.61	2.68
グラウト材	-	63.0	63.7	-	4.39	4.64			-	2.70	2.71
パネル	80.0	100	100	20.0	30.0	30.0			2.00	2.45	2.45
既設部鉄筋	-	-	-	-	488	488	295	368	20.0	20.0	20.0
補強鉄筋	-	-	-	-	526	526	295	375	20.0	20.0	20.0
せん断補強筋	-	-	-	-	559	559	345	418	20.0	20.0	20.0

キーワード 曲げ補強, ひび割れ誘導目地, 埋設型枠材, レジンコンクリート, 下面補強
 連絡先 〒819-0395 福岡市西区元岡 744 番地 ウエスト 2 号館 1104 号室 TEL:092-802-3392

ースは、早い段階でひび割れが発生すること、破壊形態は目地の数によらず補強筋比に依存することがわかった。また、無補強の TYPE0 および補強筋比 0.6 の TYPE1, 5 は、上縁コンクリートは圧縮破壊ひずみ相当まで達した。一方、補強筋比 1.0 および 1.4 の TYPE2, 4 および TYPE3 は、圧縮破壊ひずみ相当に至らないまま最大荷重に達した。このことから、補強筋比が 0.6 であれば補強部の曲げ補強筋が終局時まで有効に作用し、補強筋比が 1.0 以上であれば曲げ圧縮破壊まで至らないことがわかった。図 - 4 に最大荷重時のひび割れ状況を示す。補強筋比 0.6 の TYPE1, 5 は、圧壊直後に補強部界面端部から斜めひび割れが発生している。補強筋比 1.0 および 1.4 の TYPE2, 4 および TYPE3 は、解析結果においても補強部両端部界面に応力が集中し、同位置からのひび割れの発生が再現されている。次に目地の有無については、補強筋比 0.6 の TYPE1, 5 では、目地を設けることで補強部界面両端部の応力集中を低減させられることがわかる。表 - 3 に補強部曲げ補強筋の降伏荷重および最大荷重を、図 - 5 に実験値と設計値の比を示す。TYPE0 および TYPE1, 5 は、先述の通り曲げ圧縮破壊を呈したため、降伏荷重、最大荷重ともに試験値と設計値の比はほぼ 1.0 であることがわかる。一方、TYPE2, 4 および TYPE3 の最大荷重の試験値と設計値の比は、補強筋比が大きいほどその比は小さくなり、現行の RC 部材の曲げ補強設計法では評価できないことがわかる。また、数値解析では補強部界面両端部からのひび割れを再現できているため、最大荷重の試験値と解析値の比はいずれもほぼ 1.0 に近い値となった。

4.まとめ 補強筋比 0.6 であれば、補強部曲げ補強筋が終局時まで有効に作用して曲げ圧縮破壊を呈して、現行の RC 部材の曲げ補強設計法が適用できることがわかった。なお、補強を想定している既設 RC 部材の補強筋比は最大でも 0.6 程度であるため、本工法の適用性は明らかとなった。

参考文献 1) <http://www.asoshoji.jp/products/asform/>

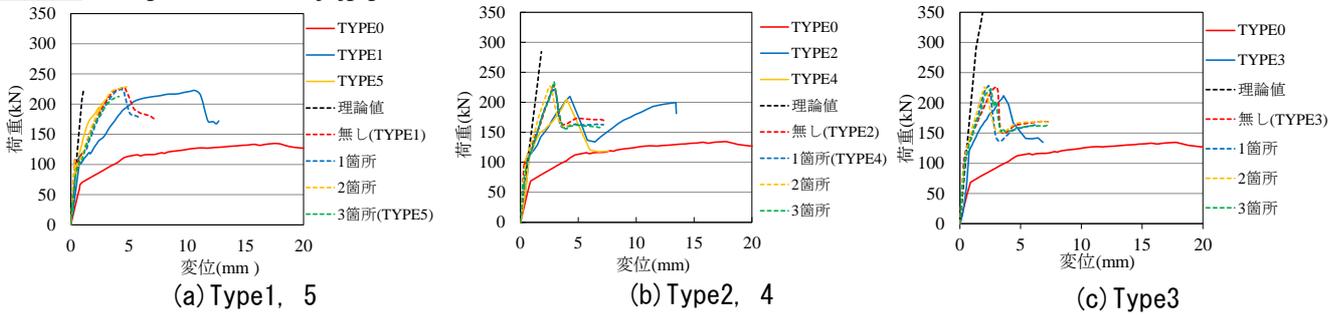


図 - 2 荷重-変位関係

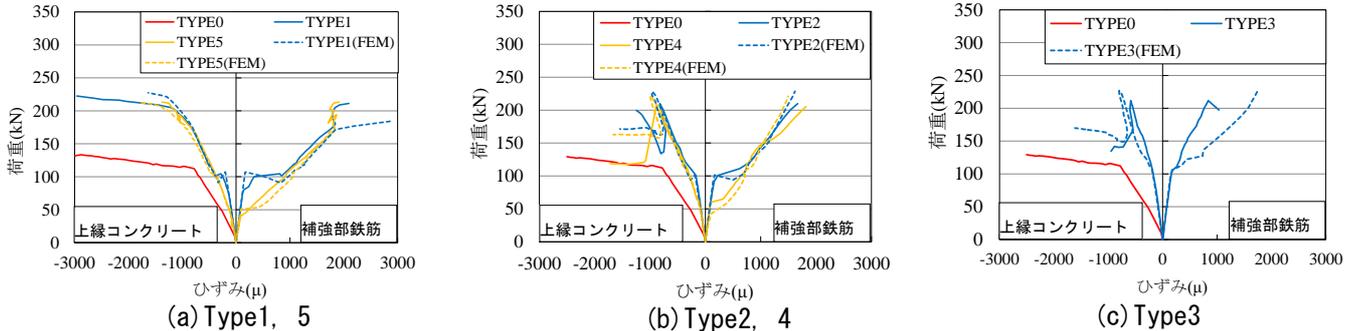


図 - 3 荷重-ひずみ関係

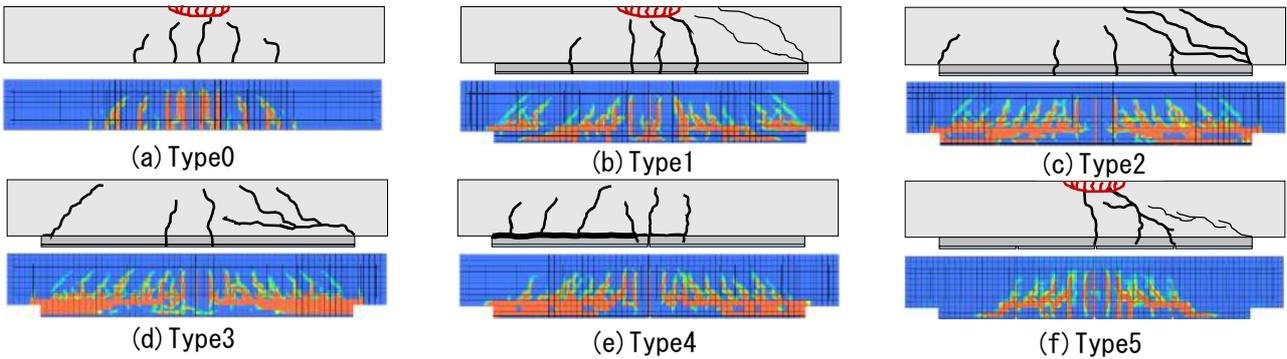


図 - 4 ひび割れ分布

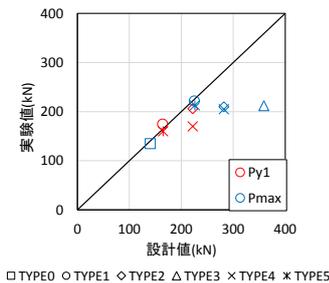


図 - 5 実験値/設計値

表 - 3 曲げ耐力比較

TYPE	設計値(kN)		実験値(kN)		解析値(kN)	実験値/設計値		実験値/解析値
	Py	Pmax	Py	Pmax	Pmax	Py	Pmax	Pmax
0	-	140	-	135	141	-	0.96	0.96
1	164	225	175	222	227	1.07	0.99	0.98
2	222	282	206	210	229	0.93	0.74	0.92
3	278	359	-	212	227	-	0.59	0.93
4	222	282	170	205	221	0.77	0.73	0.93
5	165	226	160	213	212	0.97	0.94	1.00