

超高強度繊維補強コンクリートを用いた鋼桁下フランジ補強 STRENGTHENING WITH UFC FOR LOWER FLANGE OF STEEL GIRDER

構造及びコンクリート分野 米丸 諒
Structural and Concrete Engineering Ryo YONEMARU

超高強度繊維補強コンクリート(UFC)の引張補強材としての効果を検討するため、鋼 I 桁単純橋に対して下フランジへの UFC による補強を行い、曲げ載荷実験を行った。また、UFC 部材の形状などをパラメータとした有限要素解析により、補強効果の検討を行った。さらに、腐食減厚を生じた橋梁に対し補強することを想定した解析を行った。その結果、本対象において、UFC による補強により 50% 程度の腐食に対して元の性能まで復元することが可能であることを示した。

To examine the effect of the tensile reinforcement of ultra-high-strength fiber-reinforced concrete (UFC), a reinforcement by UFC to the lower flange of the steel girder simple bridge was performed. And bending loading tests was carried out. Further, the parametric analysis was performed to further examine the reinforcing effect. In addition, the analysis was performed on the assumption that the reinforcement to the bridge that caused the corrosion. As a result, in this subject showed that it is possible to restore to the original performance for the 50% corroded by reinforcement by UFC.

1. はじめに

近年、橋梁の老朽化が問題となっており、補修・補強や架け替えが必要とされている。しかし、大規模橋梁が優先的に対策され、小規模の橋梁については対処が遅れているのが現状である。また、鋼橋の損傷事例において腐食が主な劣化要因となることが多く、例えば I 桁橋だと供用年数 20 年程度で腐食による断面減少などの劣化が生じる例が示されている¹⁾。

そこで、本研究では超高強度繊維補強コンクリート(Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete: 以下 UFC と呼ぶ)の高い組織緻密性に着目し、小規模単純橋に対する補修・補強手段として、UFC 部材を引張補修・補強部材として適用することを見据えて検討を行った。鋼材を UFC で覆うことで水・塩分の侵入・堆積を防ぎ、さび発生を抑制することが期待できる。橋梁の補修・補強において、一般的な UFC による補修・補強は、コンクリートに対して行われ、RC 床版の増厚のように圧縮部材として多く利用されている。引張材としての利用においても圧縮材としての効果と合わせたせん断補強が主である。鋼桁への補修・補強に関する研究としては勝山ら²⁾が UFC パネルを下フランジの腐食減厚に対する補修のため適用した例などわずかである。そのため、比較的簡易的に補修・補強出来、かつ鋼材の劣化進行を防ぐ役割を担え、橋梁全体として

の剛性の向上も期待して、UFC を既存の鋼桁下フランジに接着させて補強した場合の効果を検討することとした。

本研究においては、約 80 年間供用され、架け替え工事のため撤去した桁を対象に、曲げ載荷実験³⁾を行った。そして、載荷実験を模擬した FEM 解析を行い、UFC による補強効果の再現性を確認した。さらに、UFC による補強効果の検討を行った。

2. 載荷実験

2.1 実験概要

実験の対象は供用されていたコンクリート床版付き I 形鋼単純桁の 5 主桁のうちの中桁 3 体である。I 形鋼は H350×B150mm(ウェブ厚=12mm, フランジ厚=24mm)であり、切断された際の床版幅は約 900mm, 床版厚は約 200mm, 桁の長さは約 7500mm であり、スラブアンカーが設置されていた。実験は図-1 に示す様に 4 点曲げ載荷による曲げ試験として立命館大学にて実施した。供試体は、切り出したままの無補強供試体による残存耐力の確認 1 体と補強供試体として上フランジの支点位置に高さ 150mm の異形棒鋼(D19)を図-1 (a) 左上のように 90mm 間隔で直角方向に 2 本配置し、さらに橋軸方向内側に 100mm 間隔で 8 列を溶接し、無収縮モルタル (5 日圧縮強度 53N/mm², 弾性係数 19kN/mm²)

で一体化させずれ止め補強供試体を2体用意した。その内1体については、ずれ止めに加え、大阪市立大学にて下フランジ上面に鋼桁形状に合わせて成型して作製した UFC 部材を、下フランジ上面とウェブ面を研磨後にエポキシ系接着剤を塗布して接合した UFC 補強供試体とした。ただし、鋼材の材料特性が実験前に不明だったこともあり、SS400 相当（降伏強度 235N/mm^2 ）とし、合成桁と仮定したうえで UFC 補強前から補強後に降伏耐力が 5% 程度増加するものとして補強断面を決定した。さらに UFC の補強範囲は曲げモーメントが最大から 1/2 以下になる範囲までとし、中央部 3600mm の区間とした。なお、下フランジ上面のみに補強したのは対象橋梁が渡河橋であったことから、桁下空間の障害をせずに適用することを踏まえて決定した。実験では中央変位、鋼桁と床版のずれおよび純曲げ区間のひずみを計測した（図-1、2 参照）。なお、図-2 において下面から 65mm の位置のウェブひずみは UFC 補強が無い場合のみ計測している。

2.2 実験結果

実験時の荷重と中央変位の結果を図-3 に示す。図中には降伏点として計測ひずみより判断した降伏荷重を示す、無補強供試体において非合成の理論値より剛性は大きく、スラブアンカーによるずれ止め効果があることがわかる。ずれ止め補強をすることで、無補強供試体より剛性ならびに耐力が大きく向上した。UFC をさらに配置することで、剛性も耐力も向上する結果となった。また、実験終了までに接着剤の剥離やずれなどは確認されなかった。

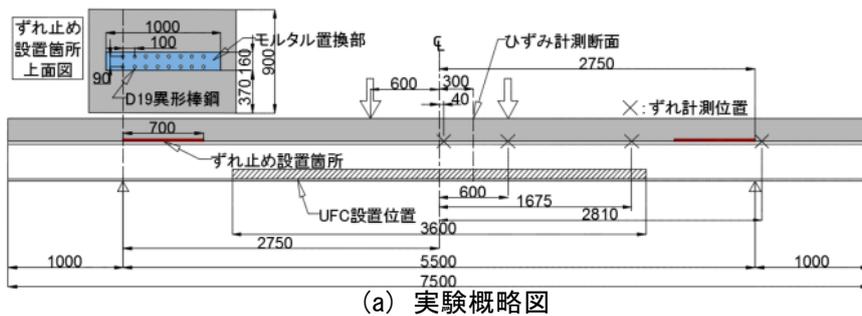


図-1 荷重実験概要

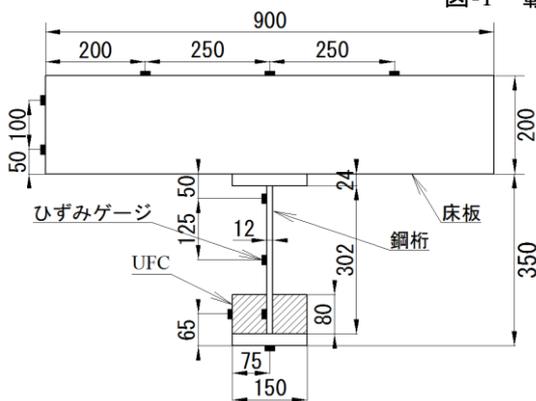


図-2 供試体断面およびひずみ計測位置

3. 再現解析

3.1 解析条件

FEM 解析には非線形解析プログラム FINAL を用いた。メッシュ図を図-4 に示す。実験条件は左右対称であるので、1/4 モデルとしており、要素は 8 節点アイソパラメトリック要素で作成した 3 次元モデルである。実供試体には、床版内に鉄筋が配置されていたが、モデルでは省略している。また、床板と桁の間には、スラブアンカーによる不完全な合成を模擬するため接合要素を配置し、せん断力-すべり関係を与えることで表している。ずれ止めを設置したモデルについても、ずれ止め位置の接合要素に別途、せん断力-すべり関係を与えることで表している。以後、それぞれ無補強モデル、ずれ止めモデル、UFC 補強モデルと呼ぶ。解析時のコンクリートの構成則には圧縮側を修正 ahmad モデル、引張側は出雲モデルを用いている。鋼の構成則は圧縮引張ともにバイリニアモデルとしており、ひずみ硬化率は 1/100 を与えている。UFC の引張構成則は UFC 指針⁴⁾に準拠して設定した。接着剤は製品規格値の弾性係数をもつ弾性体として設定している。スラブアンカーのせん断力-すべり関係は Fisher の提案を参考に、ずれ止めのせん断力-すべり関係は複合構造標準示方書のスタッドボルトに準拠して適用している。それぞれの材料定数について表-1 に示す。コンクリートの圧縮強度、弾性係数は床板から抜き出したコアの実験値、鋼の降伏強度、弾性係数は実験後に鋼桁から切り出した引張供試体の実験値、UFC の引張強度は補強部材と同バッチで作成した曲げ試験より UFC 指針に準拠して算定した。

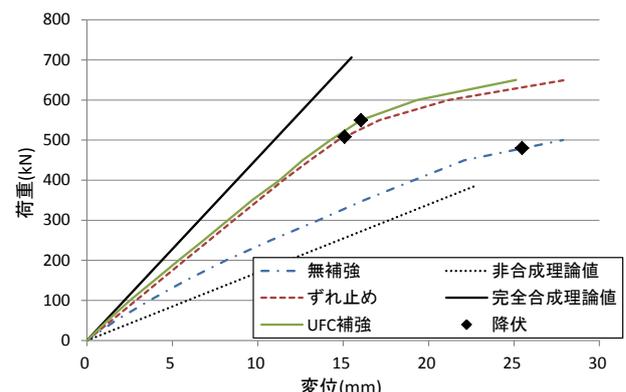


図-3 実験時荷重-変位曲線

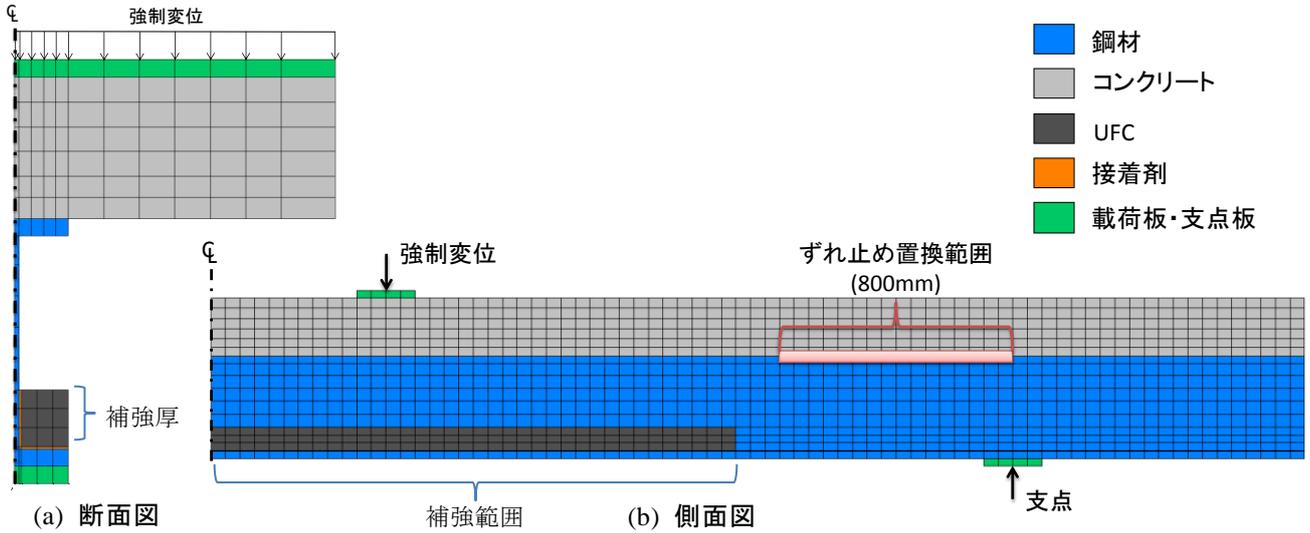


図-4 解析モデル

表-1 材料定数

鋼	降伏強度	333	N/mm ²
	弾性係数	204	kN/mm ²
コンクリート	圧縮強度	27.2	N/mm ²
	弾性係数	19.2	kN/mm ²
UFC	曲げ強度	19.5	N/mm ²
	弾性係数	42.3	kN/mm ²
	引張強度	9.48	N/mm ²
	保持ひずみ	1833	μ
	終局ひずみ	13840	μ
接着剤	降伏強度	35	N/mm ²
	弾性係数	1.0	kN/mm ²
	引張せん断付着強度	10	N/mm ²

表-2 降伏時の結果

項目	無補強		ずれ止め		UFC補強	
	変位	荷重	変位	荷重	変位	荷重
	mm	kN	mm	kN	mm	kN
解析	26.9	525	18.4	652	19.5	693
実験	25.5	480	15.1	510	16.0	550

3.2 実験結果との比較

実験および解析により得られた、荷重-中央変位関係、および荷重-床版と鋼桁のずれ関係を図-5~6に示す。変位、ずれの計測位置は図-1, 2に示す実験と同様な位置である。図-5を見ると無補強供試体に対しては解析結果と実験結果が非常に近似する結果が得られた。ずれ止めを設置した供試体においては、荷重500kN程度までは近似しているが、実験結果と異なり、荷重650kN程度まで降伏しない結果となった。しかし、降伏点異なるものの降伏後の剛性においても解析結果と実験結果は類似した傾向を示した。そこで、図-6において床版と鋼桁のずれを確認する。なお、凡例は中央からの距離を示している。無補強供試体、ずれ止め供試体ともに、実験値と比べて大きく異なっていないが、解析結果の方がやや大きく、合成効果が小さいことが伺える。特に、ずれ止めを設置した供試体は2体ともに解析結果の方が実験値に対して大きくなっており、合成効果が低くなるため、曲げ剛性は小さくなるはずであるが、結果として、実験時より大きくな

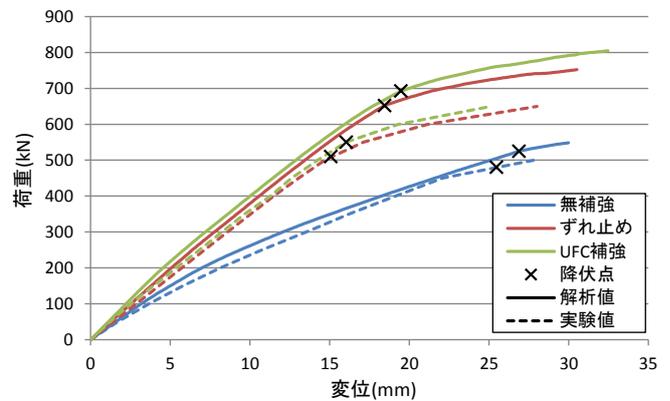
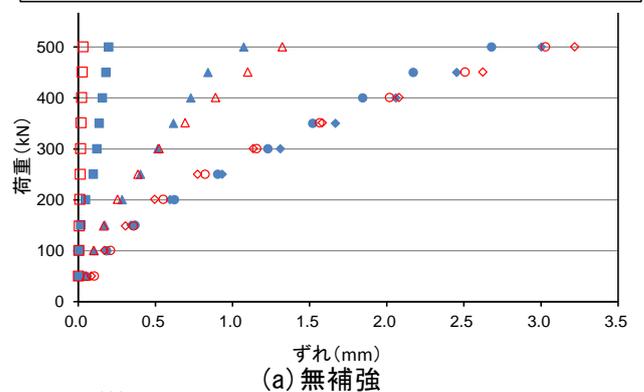
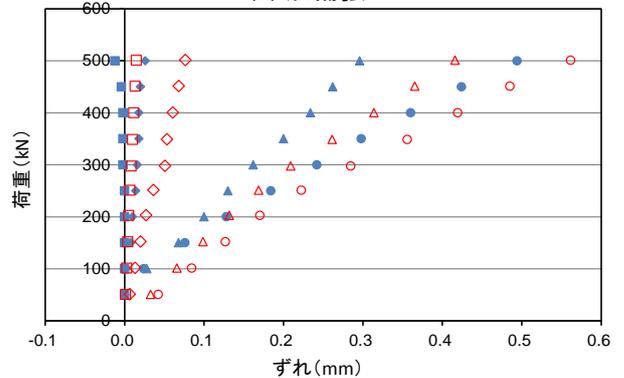


図-5 荷重-変位曲線の比較

■ 実験40mm ▲ 実験600mm ● 実験1675mm ◆ 実験2810mm
□ 解析40mm △ 解析600mm ○ 解析1675mm ◇ 解析2810mm



(a) 無補強



(b) ずれ止め

図-6 荷重-ずれ関係

っている。これは、桁の実寸法との相違や鋼桁の劣化

を考慮していないので、解析では剛性が過大となったと考えられる。さらに、ずれ止めと UFC 補強を比べると、剛性・降伏荷重の向上効果は実験と解析ともに同様の傾向を示した。このことから、UFC の補強効果は十分に再現できていると考えられる。

4. 解析による検討

4.1 パラメトリック解析

本補強方法の更なる検討のため、UFC 部材および補強対象をパラメータとした解析を行った。パラメータは補強厚、補強範囲、補強材の板厚、鋼桁と UFC 間のずれ剛性、更なる補強として UFC 部材内に埋め込む鉄筋である。補強厚、補強範囲は図-4 に示す位置を指す。行った解析の一覧および結果を表-3 に示す。また、補強効果の評価基準を、道路橋示方書に示された活荷重載荷時の、中央変位およびスパン中央の鋼桁の最外縁での引張応力の低減率とし、以降結果に示す変位・応力はそれぞれ上記の条件での値である。実橋梁に適用した際の効果を確認するため、解析モデルの支間長を実験時の 5.5m から、供用時の 7.1m に変更し、床版と鋼桁の接合はスラブアンカーのみとした。さらに、道路橋示方書の活荷重により、桁に作用する曲げモーメントが最大となる状態を考慮するため、載荷点をスパン中央とした 3 点曲げとした。

補強厚を変えた場合の結果を図-7(a)に示す。補強厚が厚くなるほど断面二次モーメントが向上するため、補強効果が高くなっている。また、140mm 程度から補強効果が減少するのは、中立軸付近の補強は断面二次モーメントへの寄与が小さいためである。次に、補強範囲を変えた場合の結果を図-7(b)に示す。補強厚は最も効果があった 200mm で共通としている。中央変位に関しては橋梁全体の剛性が影響するため、補強範囲が広がるほど低減効果が得られた。全体の剛性に関係がない鋼桁の応力に関しては補強範囲による影響はない。以上の結果から、本対象では、UFC のみの補強により 20% 程度の応力低減効果、15% 弱の変位抑制効果が得られることがわかった。次に、接合部のずれ剛性を変更した場合の結果を図-7(c)に示す。これは、UFC 部材の接合を接着剤でなく、スタッドボルト等の機械式ずれ止めを用いることを想定し行っており、ウェブと UFC は接合していない。今回行った剛性の範囲では補強効果に影響が現れない結果となった。さらに、鉄筋を併用した場合の結果を図-7(d)に示す。鉄筋は、UFC 部材内に 1 本配置しており、配置位置は部材下面から 33mm の位置としている。鉄筋径の最大値は、UFC 部材内に入れた際、耐久性が確保できるかぶり 20mm を満たすものとしている。鉄筋径が大きいほど断面二次モーメントが増えるため補強効果が表れている。

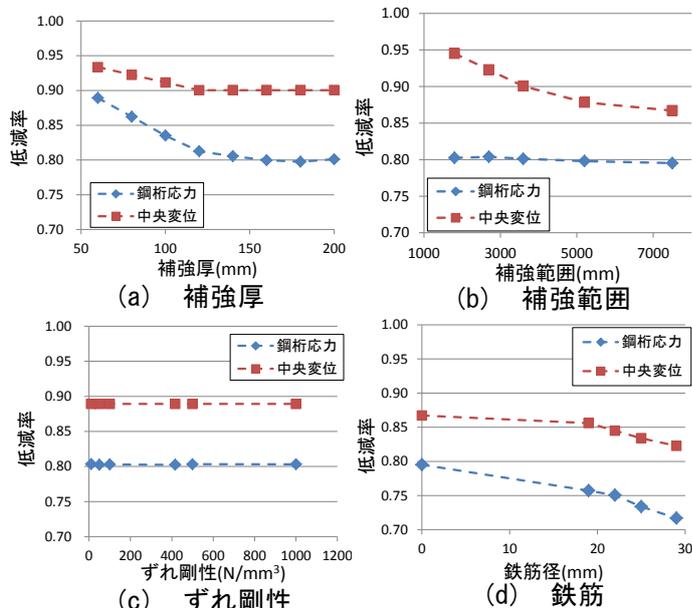


図-7 各パラメータと補強効果

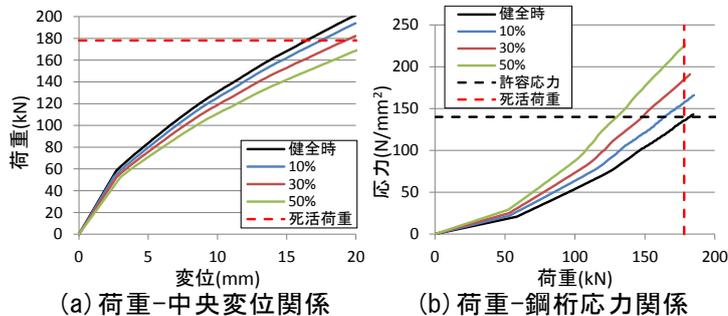
表-3 解析パラメータ一覧

補強厚さ	補強範囲	ずれ剛性	鉄筋	変位	応力
mm	mm	N/mm ³		mm	N/mm ²
0	0	416	無し	8.98	94.3
60	3600			8.38	83.9
80				8.28	81.4
100				8.18	78.8
120				8.08	76.7
140				8.08	76.0
160				8.08	75.5
180				8.08	75.2
200				1800	8.48
	2700			8.28	75.8
	3600	8.08	75.6		
	5200	7.88	75.3		
	7500	416	7.78	75.0	
			10	7.98	75.8
			50	7.98	75.7
			100	7.98	75.7
			500	7.98	75.8
			1000	7.98	75.8
			D19	7.68	71.4
			D22	7.58	70.8
			D25	7.48	69.2
			D29	7.38	67.6

4.2 腐食を想定した補強例

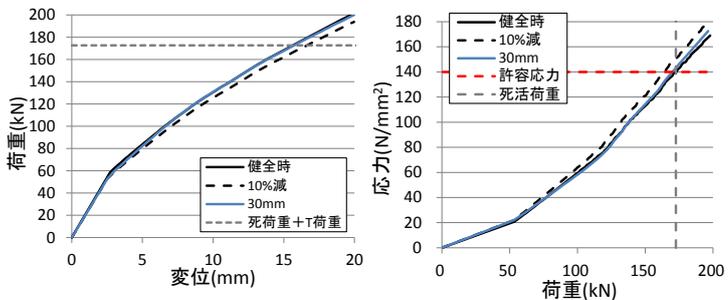
腐食が生じたモデルに対し本補強を行い、元の性能まで回復する状況を想定した補強について検討を行った。対象は載荷実験を行った橋梁である。また、鋼桁の腐食は下フランジの上から板厚の減少が生じるモデルとして表現しており、ウェブは減少させていない。腐食量は下フランジ厚の減少率として 10%~50%までとし、橋軸方向の全断面において減厚させている。

解析一覧及び結果を表-4 に示す。10, 30, 50%減厚モデルにおける荷重-中央変位関係、荷重-鋼桁応力関係を図-8(a), (b)に示す。図中には、道路橋示方書に規定された鋼材の許容引張応力および健全時の死活荷重の大きさを示している。凡例は下フランジ厚の減少率を示している。減厚モデルでは、死活荷重作用時に



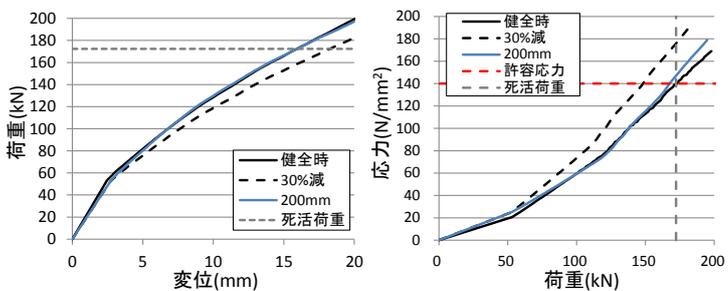
(a) 荷重-中央変位関係 (b) 荷重-鋼桁応力関係

図-8 腐食モデルの解析結果



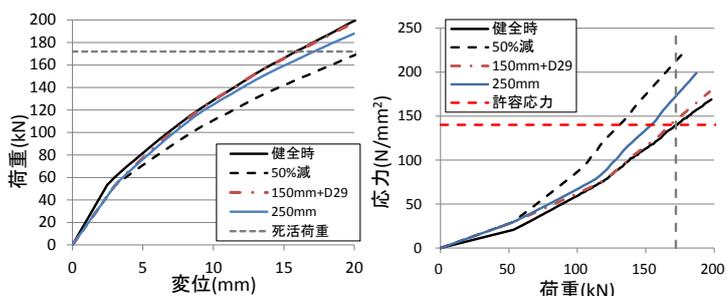
(a) 荷重-中央変位関係 (b) 荷重-鋼桁応力関係

図-9 10%腐食モデルに対する補強結果



(a) 荷重-中央変位関係 (b) 荷重-鋼桁応力関係

図-10 30%腐食モデルに対する補強結果



(a) 荷重-中央変位関係 (b) 荷重-鋼桁応力関係

図-11 50%腐食モデルに対する補強結果

表-4 減厚モデルおよび補強モデルの結果

腐食率	補強厚	変位	健全時	応力	健全時
%	mm	mm	との比	N/mm ²	との比
0	0	16.1		140	
10	0	16.7	1.03	151	1.08
	30	15.8	0.98	144	1.03
30	0	18.2	1.13	176	1.26
	200	16.0	0.99	148	1.05
50	0	20.8	1.29	215	1.54
	250	17.1	1.06	172	1.23
	150+D29	15.9	0.98	145	1.04

表-5 補強対象緒元および結果

橋梁緒元		腐食率	補強厚	断面二次モーメント	結果			
		%	mm	cm ⁴	変位	応力		
					mm	N/mm ²		
L	4.8	0(健全時)	0	18115	8.39	133		
H	300		0	17646	8.80	144		
B	150		30	18926	8.15	132		
Is	12700		50	19350	7.96	128		
			80	19608	7.77	123		
			10	0	17131	9.21	154	
				30	18546	8.56	144	
				50	19024	8.37	140	
80	19329			7.99	131			
				20	0	16567	9.44	165
					50	18670	8.78	152
			80		19028	8.40	143	
100	19094	8.21	138					
L	5.3	0	0		19975	10.1	130	
H	300		0		19450	10.5	139	
B	150		30	20671	10.1	133		
Is	14700		50	21083	9.91	130		
			80	21338	9.54	123		
			10	0	18871	10.9	150	
				30	20230	10.5	143	
				50	20701	10.3	139	
80	21007			9.94	132			
				20	0	18231	11.6	163
					50	20281	10.7	151
			80		20646	10.3	143	
100	20717	10.3	141					
L	6.4	0	0		27507	12.4	129	
H	350		0		26715	12.8	138	
B	150		30	28408	12.3	131		
Is	22500		50	29130	12.1	128		
			80	29688	11.7	122		
			10	0	25846	13.2	148	
				30	27710	12.9	142	
				50	28521	12.5	138	
80	29166			12.3	133			
				20	0	24892	14.1	162
					50	27854	13.1	149
			80		28597	12.7	144	
100	28814	12.5	140					
L	10	0	0		53368	23.4	131	
H	450		0		51627	24.2	139	
B	175		30	55406	23.3	133		
Is	48800		50	57051	22.8	129		
			80	58569	22.3	125		
			10	0	49730	25.3	151	
				30	53866	24.2	143	
				50	55685	23.9	140	
80	57392			23.2	134			
				20	0	47660	26.4	163
					50	54202	24.6	149
			80		56117	23.9	143	
100	57096	23.6	139					

※L: 支間長(m) H: 桁高(mm) B: 桁幅(mm)
Is: 鋼桁の断面二次モーメント(cm⁴)

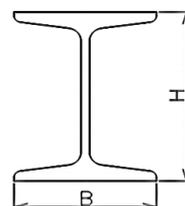


図-12 I形鋼模式図

許容応力を越える結果となった。腐食した対象に補強を行った結果を図-9~11に示す。凡例の数字は補強厚を意味しており、150mm+D29はUFCに加えてD29の鉄筋をUFC内に配置している。また、補強範囲は支間全域である。10%、30%減少したものに対してはUFCを補強することにより、健全時と同程度の変形・応力とできた。50%減少した場合、UFCのみの補強では回復しきれなかったが、鉄筋を併用することで、健全時と同等まで復元できる結果となった。

4.3 補強対象による影響

載荷実験を行った橋梁以外を対象として補強を行い、補強対象の違いによる影響を検討した。他の補強対象断面は、コンクリート床版の寸法を実験対象と同等とし、I形鋼を規格値から選択、死活荷重作用時の発生応力が同等となるよう支間長を定めることで決定した。床版と鋼桁の接合はスラブアンカーとしている。さらに、各対象について、下フランジを減厚したものに対し、UFCにより補強し、死活荷重作用時の中央変位、鋼桁応力を求めた。橋梁緒元および結果を表-5に示す。表-5における、桁高および桁幅は、それぞれ図-12におけるHおよびBを意味する。また、全対象でUFCの補強範囲は支間長全体とした。

断面形状の異なる対象への補強効果を評価するため、横軸を断面二次モーメントの増分率=(補強後断面二次モーメント-腐食時断面二次モーメント)/健全時断面

二次モーメント、縦軸を死活荷重作用時の鋼桁応力および中央変位の腐食時と補強時の比をとったグラフを図-13に示す。グラフ中には実線で最小二乗法による近似線を示している。断面二次モーメントは鋼桁と床版を完全に非合成としたときの理論値であり、凡例の数字は支間長である。

支間長が長いほど、応力変位に共に補強効果が減少するという結果が得られた。これは、支間長が長いほど、同一荷重時の変形量が大きくなるが、スラブアンカーによる合成効果は変形が大きくなるほど減少するため、中立軸が下がることで補強効果が減少するためである。

5. まとめ

- (1) UFCの補強により、全体の剛性および耐荷力の向上効果が得られた。
- (2) 降伏までに剥離や接着破壊が生じず、接着剤により、十分な一体化が可能である。
- (3) 8節点アイソパラメトリック要素を用いた材料非線形有限要素解析で、UFCによる補強効果を再現することが可能である。
- (4) UFCのみの補強により、中央変位は15%程度、鋼桁応力は20%程度低減できる。
- (5) 鉄筋を併用することにより、さらに補強効果が得られる。本対象では、中央変位は20%程度、鋼桁応力は30%程度低減することが可能である。
- (6) 10%~30%程度下フランジの板厚が減少した場合、UFCの補強により、健全時と同程度の変形量、応力状態に回復することができた。
- (7) 50%程度では、UFCに加え鉄筋を用いることにより、健全時まで回復することができた。
- (8) 不完全な合成の場合、変形量が増えるほど合成効果が減少するため、補強対象の支間長が長いほど同一荷重時での補強効果が減少する。

参考文献

- 1) 名取暢, 西川和廣, 村越潤, 大野崇: 鋼橋の腐食事例調査とその分析, 土木学会論文集, No.668, pp.299-311, 2001
- 2) 勝山真規, 下里哲弘, 江里口玲: UFCパネルを用いた腐食鋼部材の性能回復特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.564-574, 2014
- 3) 野阪克義, 川崎佑磨, 田中賢太郎, 角掛久雄, 松村政秀: RC床版を有する鋼桁の曲げ剛性評価および補強効果に関する検討, 鋼構造年次論文報告集 Vol.22, pp.856-863, 2014
- 4) 土木学会: C. L. 113 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案), pp.18-19, 2004

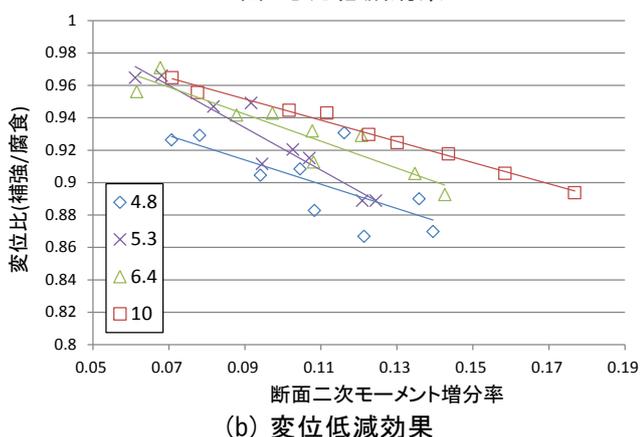
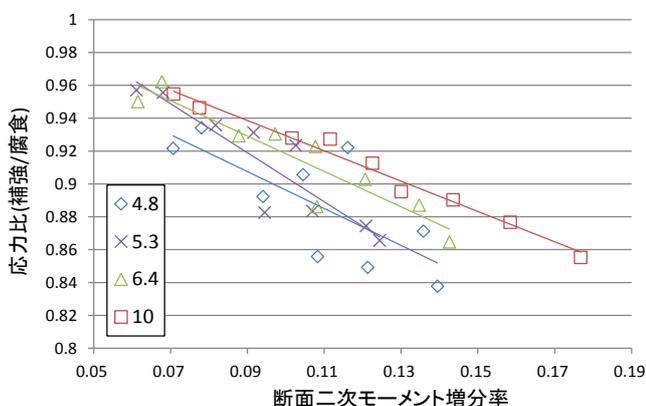


図-13 補強対象の違いによる補強効果への影響

討議

討議 [山口先生]

1. 下フランジが腐食した場合も同じ効果を得られるのか。
2. コンクリートを引張部材として使うのは適当なのか、鋼材を用いた方が効果的ではないのか。
3. 当て板が適用しにくいとのことだが、下フランジの下面につければいいのではないのか。
4. 表面からではなく、界面の劣化は発生しないのか。
5. 桁高が高い場合、接着部に破壊が生じる可能性があるかないか。

回答

1. 解析においては、下フランジが腐食した状態を模擬したものに対し、補強を行っています。しかし、腐食のモデル化を板厚の減少でのみ表現しているため、実際の状態とは異なっている可能性があります。
2. UFC は混入させた鋼繊維により鉄筋等を用いず引張力を負担できる材料であるため、引張補強材としても用いられると考えられます。また、腐食が生じる鋼材に比べ、UFC は経年による劣化がほぼ生じず耐久性の面で有効的です。さらに、鋼材を用いる補強として一般的な当て板補強は、平板を組み合わせたものではない、下フランジに傾斜のある I 形鋼では適用しづらいという問題があります。UFC では形状自由度が高いため、そのような対象に有効的だと考えられます。
3. 下側につけた場合でも、上面の傾斜および腐食による不陸のため、ボルトが締めづらいなど、当て板を適用するうえで問題があると考えられます。
4. 界面からの劣化因子の侵入・接触は考えられます。しかし、樹脂等により界面の防水を行う、もしくは、鋼桁全面を 10mm 程度の薄い UFC で覆うことで防ぐことが可能であると考えられます。
5. 今回の対象でしか接着剤が破壊しないことを確認していないため、対象が変わった場合破壊する可能性があります。しかし、FEM 解析により、接合部に作用するせん断応力を把握できるので、必要な剛性、せん断強度を満たすように接合方法を決定することで解決されると考えられます。

討議 [鬼頭先生]

1. 接着部にはどのようなものを使うのが適当か。

回答

1. エポキシ樹脂などの接着剤では、耐久性に問題があり、数年で劣化することが知られています。そのため、スタッドボルトや穴あき鋼板ジベルなど

機械式のずれ止めを用いることが良いと考えられます。

討議 [角掛先生]

1. 接着剤は劣化するため更新が必要になるが、接合をどう考えているか。
2. スタッドを用いることを想定している図があるが、全体を UFC で覆う場合、厚さが 10mm 程度だと使えないのではないのか。

回答

1. スタッドボルト等機械式のずれ止めを用いることで、接合部の劣化を防げると考えています。
2. 下フランジ上側のみ UFC 厚を厚くし、スタッド等で接合し、それ以外を 10mm 程度とすることで十分な一体化が図れると想定しています。

討議 [谷口先生]

1. 腐食を抑制する場合、ウェブ部なども覆うべきか、またその場合 10mm 程度でいいのか。

回答

1. 腐食を抑制するためには、より広い範囲を覆うことが効果的だと考えられます。UFC 指針⁴⁾によると、劣化因子の侵入は、ひび割れ発生後残留ひずみ 200 μ 程度でも表面から 2~3mm 程度までとなるため、10mm でも問題ないと考えられます。しかし、ひび割れ幅が広がる場合には侵入しやすくなるため、大きい引張応力が作用する部位では厚くする必要があります。