# 論文 高靭性繊維補強セメント複合材料(DFRCC)による桟橋梁部へのせん断補強効果に関する実験的研究

小笠原 哲也\*1·金 春日\*2·角掛 久雄\*3·大内 一\*4

要旨:高靱性繊維補強セメント複合材料(DFRCC)は、引張応力を負担でき、かつ遮塩性が高い材料であり、 桟橋の補修、改修工事に伴う耐震補強用材料として適用できる可能性がある。そこで、ディープビームに分 類される標準的な桟橋の梁を対象とし、梁下側へコの字型に DFRCC によるせん断補強を行ったモデル供試体 に対してせん断載荷実験を行った。その結果、せん断耐力の向上を確認でき、またディープビームに適用す るせん断耐力算定式と、DFRCC のせん断補強式を組み合わせることで、せん断耐力を安全側に評価できた。 キーワード: 桟橋、高靱性繊維補強セメント複合材料、補修補強、せん断補強効果

#### 1. はじめに

港湾の主要施設のひとつとして,船舶を係留して荷役 するための桟橋があり,耐震施設として防災拠点になる 場合もある重要な施設である。

この港湾施設の設計基準である「港湾の施設の技術上 の基準・同解説」<sup>1)</sup>が,2007年に改訂されたことにより 地震荷重の算定方法が変わり,旧基準より設計地震力が 大きくなる場合がある。

一方で,海面付近に位置する桟橋の上部工では塩害に よる劣化が生じやすく,特に高度経済成長期以降に整備 された膨大な量の港湾施設が高齢化しており,補修を行 って延命化する必要性が増大している。他に増深化等に よる桟橋の補強や改修を行う事例も増えている。

これらの補修・改修工事に伴って、新基準に則り耐震

性能を確保するよう耐震補強を行う機会が増大してき ている。耐震補強については、上部梁部材では強度を確 保する必要があり、曲げ補強に加えてせん断補強が重要 となる。

このような背景のもと、補修・補強用材料として高靱 性繊維補強セメント複合材料(以下 DFRCC と称す)を 適用できる可能性がある。複数微細ひび割れ型繊維補強 セメント複合材料(HPFRCC)などと比べ、安価であり 引張力負担を期待できる。また遮塩性が高いことが桟橋 の補修・補強における長所になると考えられる。

一方,これらの材料で補強した場合の効果については 未だ研究事例は少ない。

そこで桟橋の梁を対象とし、DFRCC によりせん断補 強を行ったモデル供試体に対してせん断載荷実験を行 い、実験的に DFRCC の補強効果を検証した。



#### 2. 実験概要

# 2.1 モデル供試体とパラメータ

本研究では、旧基準でつくられた桟橋に対して補修・ 補強を行うことを想定し、旧基準に準拠した「港湾構造 物設計事例集」<sup>2)</sup>における直杭式横桟橋をモデル桟橋と した。この桟橋は一般的な梁スラブ構造であり、梁は杭 間スパン長 5.4m,梁高 2.1m,幅 1mの構造である。概ね 桟橋の標準的な構造であり、せん断スパン比は 1.43 であ りディープビームに分類される。

図-1に示すように、この梁の縮尺1/5モデルを供 試体と設定した。供試体サイズと試験装置の載荷能力の 関係を考えて、せん断破壊先行型の供試体とするため、 せん断補強筋は配置しなかった。実際の桟橋上部工では せん断補強筋が配置されているが、後述式(1)にも示すよ うに DFRCC のせん断補強効果を検証する上で、せん断 補強鉄筋比の影響はないと考えられる。梁の端部には 12mm 厚の鋼板を配置して定着具により主筋を定着した。

実験パラメータとして、DFRCC の補強厚は、既往文 献<sup>3)</sup>の補強耐力算定式、および後述する DFRCC の繊維 長 12mm から最小補強厚 20mm と考えて、20mm、40mm、 60mm の 3 種類とした。供試体名 S-20 の場合、供試体 名称中の数値は補強厚を示す。なお、実際の梁の上部側 面にはスラブがあり、梁断面の周囲すべてを補強するこ とはできないため、実構造物のハンチ下に該当する高さ (梁高 420mm のうち 310mm)まで補強することとした。

また地震荷重を想定すると、上下両方向からの交番荷 重が考えられるため、基本とした S-20,60の供試体の 上下逆方向から載荷を行った。供試体名称では、S-20 -RのようにR記号を末尾に添付した。

他に、塩害等により母材コンクリートをはつり、 DFRCC による補修を行う場合を想定して、ハンチ下の 高さまでコの字型に 20mm 厚分を DFRCC で置き換えた 供試体を作製した。供試体名称を S-20-M で示す。

比較のため,梁断面の周囲すべてに巻き立てた供試体 を作製し,供試体名称ではFの記号を末尾に添付した。 2.2 材料

#### (1)母材コンクリート

旧基準での設計基準強度は,24N/mm<sup>2</sup>であることから 載荷実験時の供試体の強度を24N/mm<sup>2</sup>程度となるよう に呼び強度を18N/mm<sup>2</sup>とした。縮小モデルと想定したた め粗骨材最大寸法は15mmとした。コンクリートの配合 を表-1に示し、材料試験結果を表-2に示す。

#### (2)鉄筋

主筋には,高強度鉄筋である USD685A の D25 を 3 本 使用し,母材コンクリートと DFRCC の定着のため L 型 のエポキシ樹脂塗装鉄筋 SD345 の D10,13 を使用した。

表-3に鉄筋の材料試験結果を示す。

表-1 コンクリート配合

粗骨材の	スラ	水ヤ	空	細骨		単位量	量 (k	g/m <sup>3</sup> )	)
盘 行 (mm)	ンプ (cm)	ホロ メン ト比 (%)	二 気 量 (%)	材率	水 W	早強セ メント <i>C</i>	細骨 材 S	粗骨 材 <i>G</i>	混和剤
()	(•)	(, •)	(, )	(, •)					Aa
15	12	64	4.5	50.1	182	284	876	910	0.71

表-2 コンクリートの材料試験結果

スランプ (cm)	空気 量 (%)	材齢 (日)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	压縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弹性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポソ 比
		27	—	27.3	25.0	0.18
13.5	5.3	41	2.30	—	—	-
		70	2.68	28.8	26.3	0.20

表-3 鉄筋の材料試験結果

鉄筋 仕様	材質	降伏 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弹性 係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	降伏 ひずみ (µ)	引張 強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D10 (エポキシ)	SD345	392	188	2373	583
D13 (エポキシ)	11	371	192	2033	539
D25	USD685A	748	197	4550	949

表一4 DFRCC 使用材料

材料種類	名称	記号
セメント	早強ポルトランドセメント	С
混和材	フライアッシュⅡ種	FA
細骨材	珪砂7号	S
短繊維	ポリビニルアルコール繊維	PVA
高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸系	SP
増粘剤	セルロース系	VA

## 表-5 PVA 繊維の材料特性

繊維	直径	長さ	密度	引張強度	破断伸度	弾性係数
名称	(µm)	(mm)	$(g/cm^3)$	$(N/mm^2)$	(%)	$(kN/mm^2)$
PVA	40	12	1.3	1600	6	40

表-6 DFRCC 配合

		-							
水結合	維維	SIC			単位量	t (k	$g/m^3$		
材比	视阳	S/C	水	早強	フライ	細	繊	高性能	増
W/(C+F	此八			セメ	アッシ	傦	維	AE 減	粘
A)	(0/2)	$(0/_{2})$		ント	ユ	材		水剤	剤
(%)	(70)	(70)	W	С	FA	S	PVA	SP	$V\!A$
45	2	50	458	815	204	407	26	10	0.4

表-7 DFRCCの材料試験結果

スランプ フロー (mm)	空気 量 (%)	材齢 (日)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弹性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポア ソレ 比
	0.8	8	_	43.4	17.0	0.26
		15	2.43	—	_	—
684		49	—	55.7	17.7	0.24
		54	2.91	—	_	—

## (3)DFRCC<sup>4)</sup>

DFRCCの使用材料, PVA 繊維の材料特性, DFRCCの 配合, DFRCCの材料試験結果を表-4~表-7に示す。



### 2.3 供試体作製方法

# (1)供試体作製手順

供試体作製手順として,まずコンクリートを打設し打 継目処理を行った後,S-20,40,60,S-20-Mおよび S-20-R,S-60-Rについては,図-1に示す位置のコ ンクリートを削孔しL型の鉄筋をケミカルアンカーで固 定した。なお,鉄筋径は後述の式(1)で想定されるDFRCC のせん断補強力に対して,あと施工アンカーとしてのせ ん断耐力計算値を満足するように定めた。

その後, DFRCC の型枠を組み立て, オムニミキサで 練り混ぜた DFRCC を打設した。

**DFRCC**の打込みは、コの字型の補強断面では、冂のような補強断面となる方向にして上側から打設した。巻き立てるFの供試体では、図-2のように打設した。

締固めには内部振動機と型枠バイブレータを併用した。DFRCC は片押し投入とし、なるべく合流部を設けないようにした上で、突き棒によるかき乱しを行い、打重ね部での繊維の連続性を確保することに留意した。

コンクリートおよび DFRCC 打設後,それぞれ3日間 供試体をビニール等により覆い,封かん養生とし,その 後は気中養生とした。

#### (2)打継目処理方法

実構造物では、既設コンクリートのはつりや表面処理 を行って表面に凹凸をつけたあと、DFRCCを打設して 一体性を確保すると想定され、本研究では DFRCC が接 する箇所の打継目処理を行った。

型枠に接する側面および底面では、凝結遅延性の樹脂 を塗布したシートを型枠内面に貼り付けた。上面ではコ ンクリート打設後、凝結遅延性の打継ぎ処理剤を散布し た。打設2日後に脱型し、高圧水(圧力約3N/mm<sup>2</sup>)に より上面、側面および底面の打継目を洗い出し、粗骨材 を露出させて数 mm 程度の凹凸を設けた。打継目処理後 の一例を写真-1に示す。DFRCC打設直前に水を打継目 に噴霧し、母材コンクリートに吸水されないようにした。



写真-1 打継目処理後の一例



写真-2 載荷および計測状況写真

#### 2.4 載荷方法および計測方法

図-1 に示すように、両端を単純支持した4点載荷に より実験を行った。1000kN級アムスラー万能試験機を用 い、荷重制御により載荷した。計測は、写真-2 に示す ように試験器荷重1点、変位計片側5点×2、鉄筋ひず みゲージ6点、圧縮縁コンクリートひずみゲージ1点、 π型変位計6点の計24点で行った。

#### 3. 実験結果

#### 3.1 初期ひび割れについて

DFRCC を打設・脱型し,10 日程度経過後に DFRCC の表面に 0.05mm 程度の微細なひび割れが亀甲状に生じ た。温度収縮や乾燥収縮により生じたと考えられるが, 載荷実験時の目視観察では,初期ひび割れ箇所以外のひ び割れが局所化しており,また後述するように DFRCC によるせん断補強効果が十分得られているため,試験結 果に大きな影響はないと推測される。

#### 3.2 破壊性状

写真-3~5に供試体のせん断破壊状況を示す。

通常コンクリートの供試体である S-0 では数本のひ び割れのうち1本の斜めひび割れが進展し,一般的なせ ん断破壊性状を示した。

S-0 以外の DFRCC で補強した供試体では, DFRCC に微細な斜めひび割れが多数生じ, 破壊直前に斜めひび 割れが局所化したあと, 脆性的にせん断圧縮破壊した。

破壊後の供試体を観察すると付着面での破壊や滑り は見られず、またL型アンカー筋の抜け等も生じていな かった。DFRCC と母材コンクリートの一体性は、確保 できていたと考えられる。

#### 3.3 せん断載荷実験結果

せん断載荷実験結果を**表-8**に示す。表中のV<sub>u</sub>は最大 荷重である。

DFRCC 補強したすべての供試体において,無補強と 比較してせん断耐力は向上した。なお,S-60-R と S-60-F の供試体では,4 点載荷時にせん断耐力が 1000kN を超過し,破壊にまで至らなかったため,その後 3 点載荷にして載荷実験したものを()内に併記した。





写真-5 S-20 ひび割れ部拡大(破壊前)



写真-4 S-20の破壊性状

供試体 名称	補強 厚 (mm)	載荷 方向	補強 形状	V <sub>u</sub> (実験値) (kN)	備考
S-0		上		420	
S-20	20	11	□*)	618	
S - 40	40	]]	]]	810	
S-60	60	]]	]]	864	純曲げ区間での 圧縮破壊が先行
S-20-M	20	]]	補修	495	
S-20-R	20	逆	Ц	707	
S-60-R	60	逆	]]	1000 以上 (716)	4 点載荷 (4 点載荷後 3 点載荷)
S-20-F	20	뇐		863	
S-60-F	60	,,	巻き 立て	1000 以上 (835)	4 点載荷 (4 点載荷後 3 点載荷)

表-8 せん断載荷実験結果

\*) 凵は、凵の形状で補強していることを示す。

# (1)補強厚による影響

DFRCC 補強厚の効果について, S-0~S-60 の載荷荷 重と部材角の関係を図-4に示す。DFRCCの補強により、 最大せん断耐力はすべて向上し, S-20とS-40では無 補強に対してほぼ比例的にせん断耐力が向上している。 なお、S-60 では純曲げ区間コンクリートの圧縮破壊が 先行したため,最大せん断耐力が得られる前に破壊して いるが、他の供試体より耐力は大きく、補強厚を厚くす ることでせん断耐力向上を図れると考えられる。

# (2) 載荷方向による影響

DFRCC せん断補強時の載荷方向に関して,載荷荷重 と部材角の関係を図-5に示す。S-20とS-20-Rの最 大せん断耐力を比較すると、S-20-Rの方が大きく、剛 性も S-20-R が高い。S-60 と S-60-R においても同 様の傾向がみられる。R の供試体は圧縮側に DFRCC が



図-5 載荷方向がせん断耐力に与える影響

補強されており、圧縮縁のコンクリート負担分に加え DFRCCによりせん断耐力が向上していると考えられる。

以上のことから、S-20-Rのようにコの字型に補強さ れた DFRCC が圧縮側になる場合,引張側のときよりも せん断耐力は大きくなると考えられる。よって実際の桟 橋では、構造的に梁下側を補強することになるが、地震 荷重による設計時には DFRCC が引張側の場合を照査す ればよいと考えられる。

## (3) 補強形状による影響

DFRCC のせん断補強の形状に関して、載荷荷重と部 材角の関係を図-6に示す。巻き立て補強した S-20-F



の耐力向上効果が最も大きいが、構造的に可能な補強方 法である S-20 においても、S-0 と S-20-F の中間程 度の耐力向上を確認できた。また厚さ 20mm 分を DFRCC に置換えた S-20-M においても耐力の向上を確認でき たが、他と比べて補強効果はやや小さい。

## 3.4 補強効果の分析

せん断補強効果を考察した上で, せん断耐力を算定し, 実験値と比較する。

せん断スパン比が 1.43 であることから, コンクリート のせん断耐力負担分についてはコンクリート標準示方 書<sup>5)</sup>に示されるディープビームに適用する算定式を使用 し, DFRCC 負担分については既往文献<sup>3)</sup>を参考にして, 両者を合わせた式(1)によりせん断耐力を算定する。

$$V_{yd} = V_{cd}^{(5)} + V_{fd}^{(5)}$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{dd} = 0.19 f'_{cd}^{(1/2)}$$

$$\beta_d = (1000 / d)^{1/4}$$

$$\beta_p = (1 + (100 p_v)^{1/2}) / 2$$

$$\beta_a = 5 / (1 + (a / d)^2)$$

$$V_{fd} = (f_{yd} / \tan \beta_u) \cdot 2t \cdot z$$
(1)

- ここに, *V<sub>cd</sub>*: コンクリートが分担するせん断耐力(kN) *V<sub>fd</sub>*: DFRCC が分担するせん断耐力(kN) *b<sub>w</sub>*:腹部の幅(mm)
  - z: z= 有効高さ d/1.15(mm)
  - f'cd: コンクリートの設計圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)
  - $p_v$ : 引張鉄筋比
  - a: せん断スパン長(mm)
  - ftvd: DFRCCの引張降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)
  - $\beta_u: 軸方向とひび割れ面のなす角度$
  - t:DFRCC 補強厚(mm)

本研究では、部材係数および材料係数は無視する。

表-9 に示すように、側面の DFRCC 増厚により得られる補強効果の他に、コンクリートと DFRCC が一体となってせん断抵抗することから、式(1)中のコンクリート 負担分の幅 bw、有効高 d について増加分を考慮した。

載荷方向による影響においても記したように、圧縮縁

表-9 せん断耐力における増高・増幅の補強効果

DFRCCの		S-20 S-40 S-60	S-20-M	S-20-R S-60-R	S-20-F S-60-F	備妻
役割		割			:	闻与
	圧縮側 DFRCC	-	-	厚みtの 加算	厚みtの 加算	有効高さ
増局	引張側 DFRCC	換算有効高 による加算	換算有効高 による加算	-	換算有効高 による加算	dの増大
増幅	圧縮側 DFRCC	_	-	2tの加算	2tの加算	幅b <sub>w</sub> の 増厚



コンクリートと DFRCC が一体となって抵抗し, 図-7 に示すように, 圧縮縁付近のコンクリートの負担分  $V_{ez}$ に対して DFRCC の増厚分が加算されると考えられる。 そこで, R, F の供試体については, コンクリート幅を腹 部幅  $b_w$ +補強厚 2t とした。さらに, 上面部では DFRCC 補強による有効高増加を見込み, コンクリートの有効高 に DFRCC の補強厚 t を加算した。

引張側の補強では、下面部の DFRCC によるせん断補 強効果は少ないと考えられ、幅の増加は考慮しない。た だし鉄筋と DFRCC の弾性係数、断面積および有効高か ら換算有効高を求めて、有効高さの増加を見込んだ。

またコの字型に補強した供試体では,側面の DFRCC 補強高さはハンチ下に相当する高さまでではあるが,こ の試算ではzをd/1.15とした。

他に、通常の設計ではひび割れ角度を45°とするが、 実験値との比較のため、梁高/せん断スパン長によりひ び割れ角度を38.1°とした。コンクリートの圧縮強度と DFRCCの引張降伏強度は、材料試験の結果を材齢で線 形補間して使用した。

せん断耐力の計算値と実験値の比較を図-8 に,比較 一覧表を表-10に示す。

DFRCC により増厚したいずれの供試体においても, 計算耐力より実測耐力が約 1~3 割上回っており,また 増厚でなく断面補修である S-20-M では,計算耐力と 実測耐力がほぼ等しかった。

表-9の補強効果を考慮した式(1)による計算値により, 概ね実験結果を評価できると考えられる。

#### 3.5 実験結果とせん断耐力算定式

桟橋梁部下側をコの字型にせん断補強するときのせん断耐力について、横軸を補強量として、式(1)を準用した算定結果と実験値を図-9に示す。

凡例に示すように、式(1)を適用するときに  $\tan \beta_u$ を梁

計驗	コンクリー	DFRCC	計算	せん断耐力(kN	I)	実測耐力	
休夕	ト圧縮強度	引張降伏強度	コンクリート	短繊維	合計 V <sub>uc</sub>	$V_u$	$V_u/V_{uc}$
14-71	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	負担分 V。	負担分 V <sub>F</sub>	$(=V_c+V_F)$	(kN)	
S-0	28.0	2.60	386.4	0	368.4	420	1.14
S-20	28.1	2.61	412.0	90.8	502.8	618	1.23
S-40	28.2	2.65	440.0	190.2	630.2	810	1.29
S-60	28.4	2.74	473.8	304.4	778.2	(864)	(1.11)
S-20-M	28.2	2.66	400.0	91.2	491.2	495	1.01
S-20-R	28.2	2.68	517.8	95.0	612.8	707	1.15
S-60-R	28.5	2.75	836.8	322.2	1159	1000 以上	_
S-20-F	28.4	2.73	547.2	99.4	646.6	863	1.33
S-60-F	28.5	2.75	976.0	350.0	1326.0	1000以上	_

## 表-10 せん断耐力の計算値と実験値の比較



図-9 せん断耐力算定式と実験値

高/せん断スパン長としたもの,通常設計で使用される  $\tan \beta_u=1$ (せん断角度 45°)としたもの,さらにハンチ 下までに相当する補強高さを考慮したものの3種類の算 定結果を示している。

S-20~60までの実験結果は、各算定結果より大きく、 式(1)を準用することで概ね安全側にせん断耐力を表現 できていると考えられる。

本研究では、DFRCC のせん断補強高さを考慮した上で、せん断角度を45°とし式(1)を準用することにより、コの字型にせん断補強するときのせん断耐力を安全側に算定できると考える。

# 4. まとめ

本研究により、PVA 短繊維を混入した DFRCC 増厚に

よるせん断補強実験を行い、以下の結果を得た。

- (1) DFRCC により梁供試体の下側をコの字型にせん断 補強することで,梁のせん断耐力が向上する。
- (2) DFRCCを圧縮側にせん断補強した場合,圧縮縁コン クリートと一体となって抵抗し,引張側に補強した 場合より大きなせん断耐力を得る。
- (3) せん断スパン比の小さいモデル梁について、ディー プビームに適用するせん断耐力算定式と、DFRCCの せん断補強式を組み合わせることで、せん断耐力を 安全側に評価できる。また、DFRCCのせん断補強高 さを考慮することで、せん断耐力をさらに安全側に 算定できる。
- (4) 初期ひび割れについては、目視観察で初期ひび割れ 箇所以外のひび割れが局所化していることや、 DFRCCのせん断補強効果が十分得られていること から、試験結果に大きな影響はないと考えられる。 今後の課題として、FEM 解析により検討を加えてい く予定であり、また膨張材等の混入により DFRCCの 収縮量を抑制することも可能である。

本研究の遂行にあたり,多大なご協力をいただいた猪 木勇至君(現大阪市立大学大学院)に謝意を表します。

# 参考文献

- 国土交通省港湾局監修:港湾の施設の技術上の基準・同解説,(社)日本港湾協会,2007.7
- (財)沿岸技術研究センター:港湾構造物設計事例 集,1999.4
- 3) 土木学会:複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複 合材料設計・施工指針(案),コンクリートライブ ラリー127,2007.3
- 4) 谷口勝基,斎藤尚,角掛久雄,大内一:高靭性モル タルのせん断補強への適用に関する研究,コンクリ ート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1471-1476, 2008.7
- 5) 土木学会:コンクリート標準示方書[設計編], 2007.12