

論文 DFRCC によるせん断破壊型 RC 梁のウェブ補強効果に関する実験

野崎 佑太*1・角掛 久雄*2・久保 英之*3・大内 一*2

要旨: 高靱性繊維補強モルタル(DFRCC)による RC 梁の補強効果に関して, 著者らは既設栈橋を対象とし, 縮小モデルを用いたせん断補強実験, 数値解析および数値実験によりせん断補強効果を明らかにして, せん断耐力の算定式の提案を行ってきた。ただし, 算定式はウェブ補強高さに制約をつけている。また, ウェブのみに補強した場合については数値実験のみであり, ウェブ補強高さをパラメータにした載荷実験を行っていない。そこで, ウェブのみに補強を施した場合のウェブ補強効果及び算定式の有用性をより明確にするため, 載荷実験を行い, 検討, 評価を行った。

キーワード: DFRCC, せん断補強効果, せん断破壊, ウェブ補強,

1. はじめに

港湾施設的设计基準である「港湾の施設の技術上の基準・同解説(日本港湾協会)」¹⁾が 2007 年に改訂されたことを受け, 著者らは栈橋上部工への有用な補修・補強方法の提案のため, 高靱性繊維補強モルタルの一種である DFRCC²⁾を利用した場合の補修・補強効果の検討を行ってきた³⁻⁶⁾。さらに, それらの結果および追加検討の結果として部分補強時のせん断耐力の算定式の提案を行った⁷⁾。提案した算定式は栈橋上部工を対象に行った U 字巻き立て補強実験結果をもとに数値実験により, 上・下フランジ(上面・下面)補強時は有効高の増大によるせん断耐力増加, また, ウェブ(側面)補強時はせん断補強筋のようにトラス効果や骨材噛合せ効果の増加を検討のうえ算定式を提案している。ただし, ウェブ補強高さ(h_w)に関しては実施した実験における補強高さを考慮してウェブ補強高さがコアコンクリート高さ(H)の 0.75 倍以上の場合の限定した算定式としている。つまり, ウェブ補強高さをパラメータとした実験を行っていない。

そこで, ウェブのみに DFRCC を補強した場合における補強高さをパラメータにした実験を行うことにより, ウェブの補強高さを変化させた場合にせん断耐力にどのように寄与するか検討を行い, 既往研究⁷⁾で得られたせん断耐力算定式の有用性を検証する事を本研究の目的とする。併せて, より簡易的に補強するためにアンカー筋を用いずコアコンクリートの目荒らしのみで付着させた供試体を対象に実験を行うこととし, その場合の剛性効果およびせん断補強効果も検討をすることを本研究の目的とする。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

本研究で行う載荷実験は, 既往研究⁷⁾で行ったせん断破壊実験と同様のせん断スパン比 1.43 を有した縮小モデルで実験を行う。載荷方法は 3 点載荷で, せん断補強筋を有さないせん断破壊先行型 RC 梁である。主鉄筋に使用する鉄筋は曲げ耐力を向上させるため USD685 の D25 を 2 本用いた。表—1~3 に DFRCC の配合, 実験に用いたコンクリート, DFRCC, 鉄筋および PVA 繊維の材料特性を示す。なお, コアコンクリートと DFRCC の圧縮強度が同程度となっているが一般的な RC 部材を想定して呼び強度 21MPa としたが結果として同程度となった。また, 供試体端部には板厚 13mm の鋼板を配置(DFRCC 端部には配置していない)し, 定着具により主鉄筋を定着した。DFRCC の補強厚に関しては, 繊維長 12mm を考

表—1 DFRCC 配合表

水結合比	繊維混入率 Vf (%)	細骨材 S/C (%)	単位量(kg/m ³)							
			水 W	早強セメント C	フライアッシュ FA	細骨材 S	繊維 PVA	高性能 AE 減水剤 SP	増粘剤 VA	消泡剤 EB
45	2	50	458	815	204	407	26	10	0.4	0.82

表—2 材料特性

	コンクリート				鉄筋(USD685)		
	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比	引張強度 (MPa)	降伏応力 (MPa)	弾性係数 (GPa)	引張強度 (MPa)
コアコンクリート	40.5	30.3	0.19	2.95			
DFRCC	43.1	15.4	0.20	2.67	715.2	190.3	933.7

表—3 使用した PVA の物性

種類	径 μm	長さ mm	密度 g/cm ³	引張強度 Mpa	弾性係数 Gpa	破断伸度 %
PVA	40	12	1.3	1600	40	6

*1 大阪市立大学大学院 工学研究科 (現鹿島建設) (学生会員)

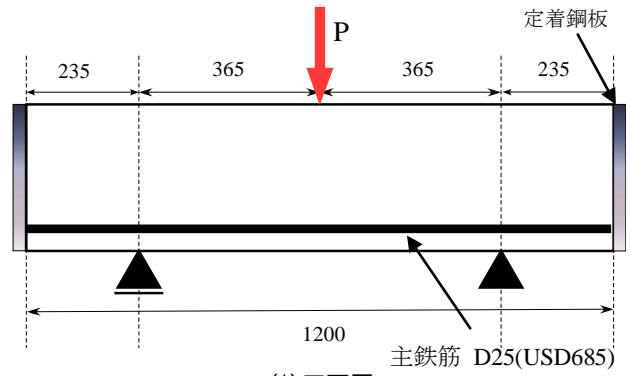
*2 大阪市立大学大学院 工学研究科 工(博) (正会員)

*3 大阪市立大学工学部 工学研究科

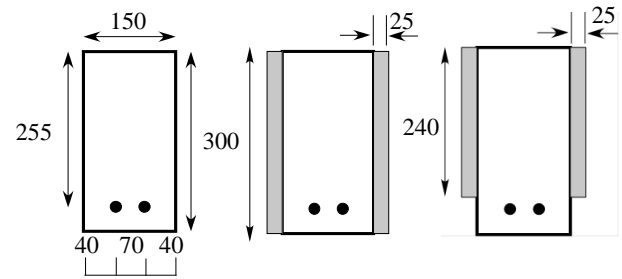
慮して、後述する各パラメータである補強高さにおいて、全て一律で25mmとした。供試体概略図を図—1に示す。

供試体作製において、先ずコアコンクリート部に早強コンクリートを打設し、1週間の気中養生した後にDFRCC補強部を打設した。ただし、コアコンクリート製作時の型枠にDFRCC補強範囲にあわせて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、打設翌日に脱型後、高圧水により打継目を洗い出し、粗骨材を数mm露出させて凹凸を設けた上でDFRCC打設まで養生している。洗い出し後の供試体の一例を図—2に示す。なお、上述したようにアンカー等を用いず簡易的に目荒らしのみで十分に付着効果が得られる事も確認する事としているので、アンカー等の付加的なずれ止めは一切設置していない。DFRCC打設後3週間の気中養生をし、載荷実験を実施した。

次に計測項目の一覧を図—3に示す。なお、対称であるため半分のみを示す。計測項目としては、試験荷重、中央変位1点、支点変位2点、鉄筋ひずみ4点、コアコンクリートひずみ2点、DFRCCひずみ2点(圧縮縁まで補強された供試体のみ)とコア部とDFRCC部の相対変位(水平変位8点、鉛直変位4点)12点を計測する。供試体作成において、コアRC部とDFRCC部の接合面はアンカー等で接合する事なく、単純に目荒らしのみでの接合とした為、コア部とDFRCC部端部の相対変位を計測する事により接合部の付着性状を確認した。



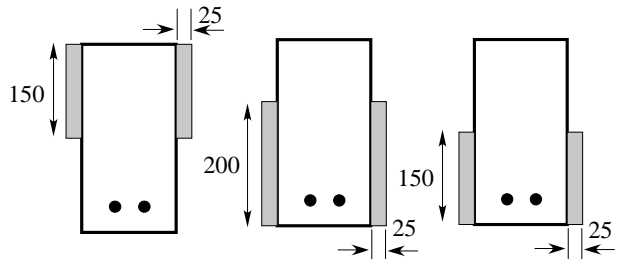
(1) 正面図



(a) W0

(b) WF-300

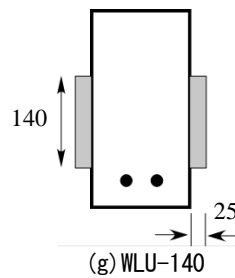
(c) WU-240



(d) WU-150

(e) WL-200

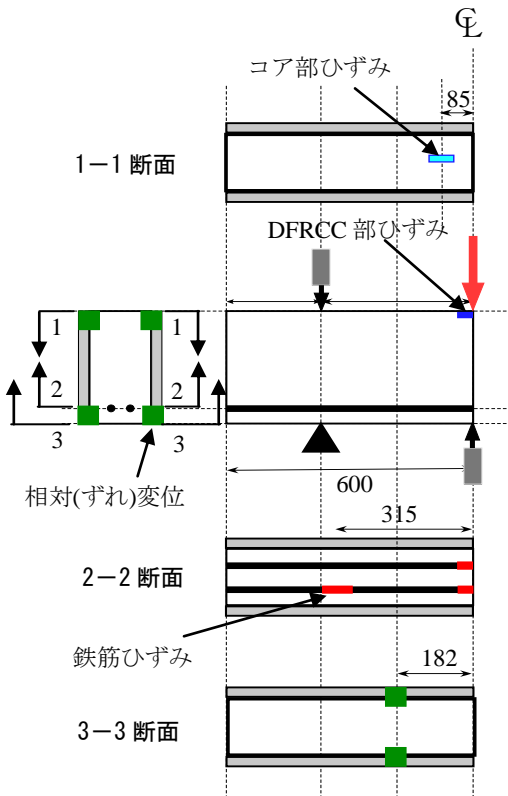
(f) WL-150



(g) WLU-140

(2) 断面図

図—1 供試体略図 (単位: mm)



図—3 計測項目 (単位: mm)



図—2 目荒らし後の供試体一例

2.2 実験パラメータ

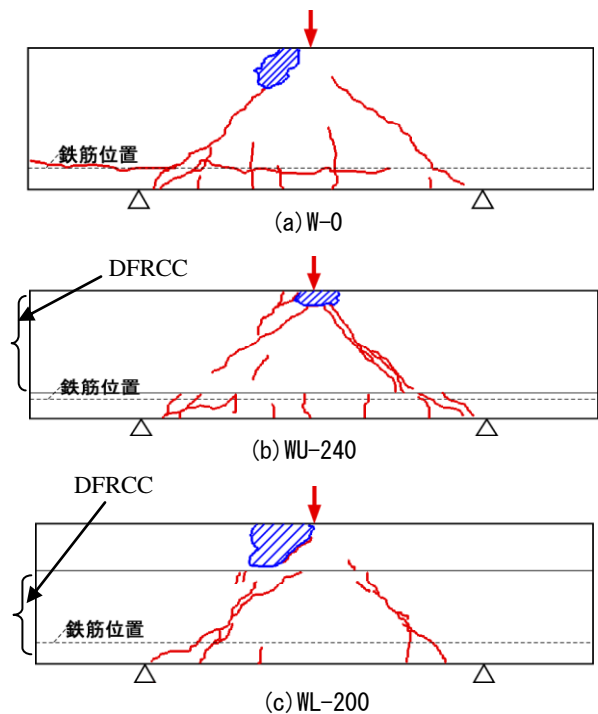
本実験で用いる実験パラメータは、上述したようにウェブの補強高さとした。実験パラメータとして無補強の供試体も含め 7 体のパラメータで実験を行った(図—1(2)参照)。供試体名称は、WF が全補強、WL がウェブ下面からの補強、WU がウェブ上面からの補強、WLU はどちらもでない補強を表し、その後の数字は補強領域の高さを表している。WF-300 はウェブを全補強した供試体であり、それに対して算定式においてはフランジ下面より $0.2H$ のウェブ補強はせん断補強効果が小さいため無視している。そのため、その検証として梁高の上面から $0.8H$ を補強した供試体である WU-240 の実験を行った。その他の供試体は全て算定式の適用範囲外である $0.75H$ 未満の場合であり、WU-150 は上面から $0.5H$ を補強する事で WU-240 との補強高さの違いによる比較を行う。その補強範囲を上下逆さにしたものが WL-150 であり、下面から $0.5H$ を補強することで WU-150 との効果の比較を行う。さらに下面からの補強高さによる違いを見るため、下面から $200\text{mm}(2/3H)$ 補強した WL-200 で比較を行う。この WL-200 は曲げ応力時の中立軸程度まで補強したものであり、せん断圧縮破壊に対する DFRCC の効果も検討するため圧縮域を補強していない。WLU-140 は WL-200 に対して算定上無視する下面の $0.2H$ を除いたものであり、WL-200 と同様の効果が得られるのか比較を行う。以上より、本実験では計 7 種のパラメータで実験を行った。

3. 実験結果

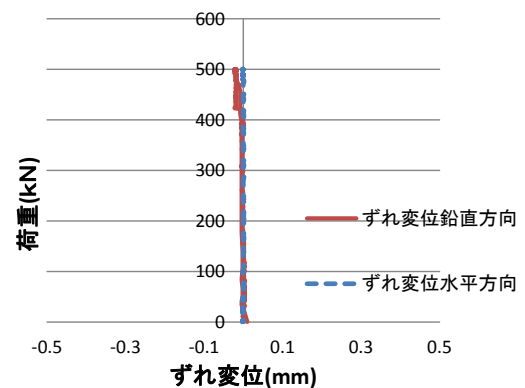
3.1 破壊状況

載荷実験による破壊状況の一例として W-0, WU-240, および WL-200 の実験終了後のひび割れ図を図—4 に示す。破壊形式としては全ての供試体で、斜めひび割れの発達によってコンクリートの圧縮域が次第に減少し、最終的には載荷点近傍の圧縮域コンクリートの圧壊により破壊が生じる結果となった。また、破壊までの DFRCC の一体性を確認するため WL-200 の供試体に関する荷重—ずれ変位関係のうち水平方向 1 点、鉛直方向 1 点の関係を図—5 に示す。図を見てもわかるよう最大荷重時までのずれ変位は水平方向及び鉛直方向共にほとんど生じておらず、実験中の目視確認からも破壊に至る前にコアコンクリート部から DFRCC 部がはがれるといった事は確認されなかった。この傾向は補強高さに関わらず全ての供試体において同様であり、コアコンクリート部と DFRCC 補強部は一体となって破壊が生じた事がわかる。ただし、コアコンクリートの圧壊による部材の破壊によって一部付着が切れて部分的にコンクリートから DFRCC が分離するという状況になった。破壊性状の一

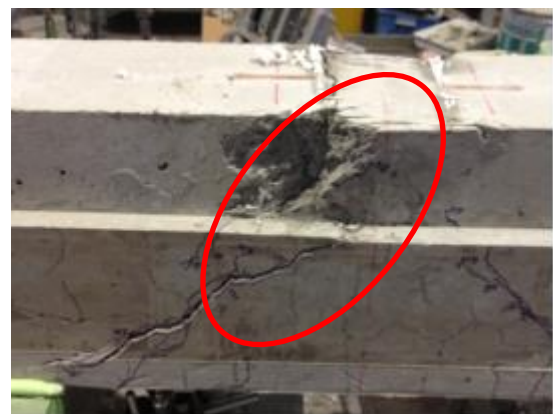
例として WL-200 の実験後の写真を図—6 に示す。



図—4 実験後ひび割れ図一例



図—5 WL-200 荷重—ずれ変位関係



図—6 WL-200 実験後状況

3.2 部材挙動

補強範囲による挙動の比較を行うため、中央変位を示す。ただし一例として、無補強 W0、圧縮縁の補強供試体 WU-150、引張側の補強供試体 WL-200 について図—7 に示す。図より、DFRCC の補強による初期剛性の増加といった事は見られず、また破壊時の中央変位も概ね一致した結果となった。他の供試体においても同様に剛性と破壊時変位は概ね一致した結果となっていた。前述したようにコア部と DFRCC においては一体性を確認できているが、初期剛性である曲げ剛性に関しては DFRCC の効果は小さい事がわかる。荷重 160kN 程度から若干の差異がでていますが、これは斜めひび割れ発生による影響である。

次に載荷点付近の上縁のコアコンクリートひずみを一例として WL-200 の供試体について図—8 に示す。図よりコアコンクリートのひずみは載荷後、曲げ変形が卓越し、圧縮側に進展し、その後せん断変形が卓越し圧縮側から引張側に進展していることから、圧縮ストラットの載荷板からの広がりや抑制され(圧縮域の低減)、圧縮破壊が生じやすくなることが想定される。そのため、コンクリートの圧壊により破壊しやすくなるという傾向がこの結果からわかる。

また、図には示していないが計測した主鉄筋のひずみはすべて降伏する事なく破壊に至る結果となった。

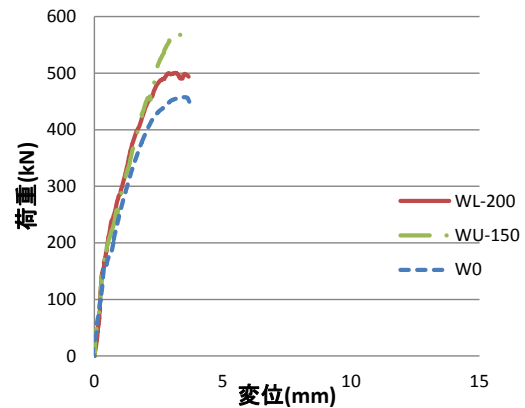
一例として WL-200 について示したが、他の供試体においても同様の結果が得られており、コアコンクリートひずみからも全供試体において同様の破壊形式の傾向を示す結果が得られた。

4. 耐力増分

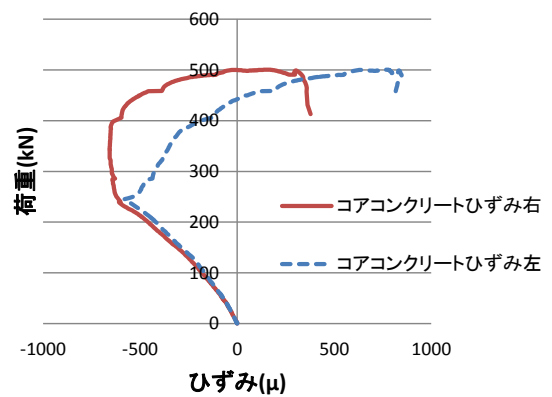
4.1 破壊荷重

載荷実験により得られた破壊荷重の一覧と実験により得られた各供試体における無補強時実験荷重と比較した際の耐力増分量の一覧を表—4 に併せて示す。下面フランジからの補強(WL-200, WL-150, WF-300)に関しては、補強領域が増すに従い、実験荷重も上昇するという結果を得る事ができたが、上面からの補強(WU-240, WU-150, WF-300)については、補強領域が増すにつれて、実験荷重が低下し、下フランジからの補強と同様の傾向は得る事が出来なかった。当然、供試体によるばらつきも含まれると思われるが、上面から 0.5 H しか補強していなくてもウェブ全面を補強したものと同等の補強効果がせん断圧縮破壊の場合は得られることが考えられる。また、圧縮縁(上面)からの補強と引張縁(下面)からの補強を比較すると、同じ補強領域の高さでも圧縮縁から補強した供試体の方が、より補強効果を高めるという結果となった。破壊形式が載荷点近傍のコンクリートの圧壊である

ことから、DFRCC によりコアコンクリートが拘束され



図—7 各供試体の荷重—変位関係



図—8 WL-200 荷重—コンクリートひずみ関係

表—4 実験荷重及び耐力増分量一覧

供試体名	実験荷重 (kN)	耐力増分量 (kN)
W-0	457.7	
WF-300	547.3	89.6
WU-240	560.5	102.8
WU-150	570.6	112.9
WL-200	500.4	42.7
WL-150	488.0	30.3
WLU-140	469.2	11.5

ている事が影響を与え、無拘束である下面からの補強供試体よりも、せん断耐力が上昇し補強効果が增大すると思われる。

4.2 算定耐力式

上述したように補強範囲により補強効果が大きく異なっている。そこで算定耐力と比較を行う事で算定式の有用性を検討する。算定耐力式は既往研究⁷⁾での評価式を用い、その評価式を以下に示す。

$$V_{fd} = V_f + V_T + V_w \quad (1)$$

$$V_T = 2 \cdot f_{st} \cdot t_{st} \cdot \text{Min}(h_{st}, l_{st}, (7/8)d) \quad (2)$$

$$V_w = \beta_d \cdot \Delta\beta_w \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d \quad (3)$$

$$\beta_a = 5 / (1 + (a/d)^2) \quad (4)$$

$$\Delta\beta_w = \alpha_w \cdot (100p_w^{eq} \cdot d_w / d)^{1/2} \quad (5)$$

$$\beta_d = (1000/d)^{1/4} \quad (6)$$

$$d_w = 0.8H - h_{st} / 2 \quad (7)$$

$$\underline{h}_{st} = h_{st} - 0.2H \quad (8)$$

$$p_w^{eq} = (2t_{st} \cdot \underline{h}_{st} / b_w d) \cdot (E_{st} / E_s) \quad (9)$$

ここで、

V_{fd} : DFRCC が負担するせん断耐力(kN)

V_f : フランジ補強による強度増加量(kN)

V_T : ウェブ補強によるコア部の強度増加量(kN)

V_w : DFRCC 補強による自身の強度増加量(kN)

f_{st} : DFRCC の引張降伏強度(N/mm²)

t_{st} : DFRCC 補強厚(mm)

h_{st} : 供試体下面からの補強高さ (mm)

l_{st} : 補強長さ(mm)

f_{fd} : コンクリート圧縮強度で決まる基準せん断強度

b_w : 腹部の幅(mm)

d : 有効高さ(mm)

a : せん断スパン(mm)

α_w : ウェブ補強による骨材噛み合わせを考慮する係数

P_w^{eq} : ウェブ補強による等価せん断補強筋比

d_w : 有効補強区間の重心位置

\underline{d} : 修正有効高さ(下フランジ補強のある場合は補強厚を加えた値)

H : 梁高(mm)

\underline{h}_{st} : 有効補強高さ(下端 $\sim 0.2H$ は無効区間)

E_{st} : DFRCC の弾性係数(kN/mm²)

E_s : 主鉄筋の弾性係数(kN/mm²)

DFRCC 補強によるせん断耐力増分は、フランジ部補強による増分 V_f (本研究では $V_f=0$)、DFRCC そのものによるせん断耐力の増分量 V_T (トラス効果)、DFRCC 補強により骨材の噛み合せ効果等でのコア RC 強度の増加量 V_w 、の3つを累加した値としている。また、上述したように、有効補強高さ(\underline{h}_{st})を設ける事により、ウェブ補強の無効区間を設定した。

以上の評価式(1)を用いて DFRCC 補強によるせん断耐力増分量を算定した。また、ウェブ補強による骨材噛み合せを考慮する係数 α_w は補強高(\underline{h}_{st}) $0.75H$ 以上の時 0.6 と定義しているが、補強高が $0.75H$ 未満の供試体もあるため、その α_w を変化させ、補強による増加耐力の検討を行った。

表—5 耐力増分量実験及び算定一覧

供試体名	耐力増分量 【実験】(kN)	耐力増分量 【算定】(kN)	V_T 【算定】	V_w 【算定】	【実験】/ 【算定】
WF-300	89.6	96.6	27.0	69.6	0.93
WU-240	102.8	96.6	27.0	69.6	1.06
WU-150	112.9	82.7	18.2	64.5	1.37
WL-200	42.7	87.5	24.2	63.3	0.49
WL-150	30.3	72.5	18.2	54.3	0.42
WLU-140	11.5	80.2	16.9	63.3	0.14

4.3 各供試体の実験による耐力増分と算定値

骨材の噛み合せを考慮する係数 α_w を一般的な 0.6 とした場合の DFRCC 補強による耐力増分量および実験で得られた耐力増分量の一覧を表—5 に示す。

圧縮縁に補強を施した供試体(WF-300, WU-240, WU-150)については、算定式で得られた増加耐力と実験により得られた増加耐力は同程度もしくはそれ以上の値を得る事ができた。具体的には WF-300 と WU-240 の供試体は、梁高に対して下面 2 割($0.2H$)は無効区間であることから、算定増分量は同値であるが、実験で得られた増分量と比較すると、算定値に対して $\pm 7\%$ となっており概ね評価することができる。しかし、WU-150 の供試体の耐力増分量と比較すると、補強領域の幅の大小と実験による耐力増分量の相関性を得る事が出来なかった。破壊形式が同様である事から、WU-150 のせん断耐力が上昇した原因としてコアコンクリート部のせん断耐力のばらつきが一因とは考えられるが、 $0.75H$ 未満の $0.5H$ の有効補強高さにも関わらず、算定式を満足する結果が得られた。

また下面から引張側のみに補強を施した供試体(WL-200, WL-150)については算定値を大きく下回る結果となった。また、WLU-140 の供試体についても期待した補強効果を得る事が出来なかった。特に WLU-140 が算定値より非常に小さい理由として、圧縮域まで補強していない上、主鉄筋位置までも補強していない中途半端な位置となり、トラス効果が有効に機能しなかったためと考えられる。

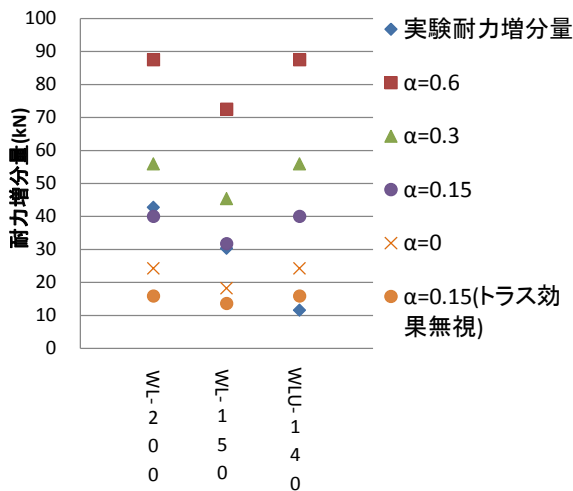
4.4 骨材噛み合せ効果の低減

圧縮域を補強していない供試体が、期待した耐力増分量を得られていない原因のひとつとして、DFRCC 補強領域の幅が狭くなると骨材の噛み合せ効果が低減する可能性がある事もしくはトラス効果が低減する事が考えられる。既往研究⁷⁾での評価式内で用いられているモデルは、補強領域が梁高に対して 75% 程度以上と、本実験で用いられた補強領域が小さいモデル(WU-150, WL-200, WL-150, WLU-140)とは異なり、補強領域が大きいモデルを対象としてきた。そこで、算定耐力を大きく下回った3体の結果に対して、骨材の噛み合せ効果を考慮する係数 α_w を変化させ、その算定増分量と実験による増分量を比較、検討した。また、 V_T であるトラス効果を考慮しない場合も比較した。 α_w を $0.6, 0.3, 0.15, 0$ の4パターンで変化させ、その算定値と実験で得られた耐力増分量の比較の一覧を表—6 に、またグラフ化したものを図-9 に示す。また α_w が 0 の時は、骨材の噛み合せ効果を見捨て、トラス効果のみでの耐力増分(V_T)を表している。表—6 および図—9 より下面から DFRCC を補強した WL-200 及び WL-150 の供試体に関しては、骨材噛み合

表—6 α_w による算定値の影響と実験値

供試体名	耐力増分量【実験】(kN)	$\alpha_w=0.6$ 耐力増分量【算定】(kN)			$\alpha_w=0.3$ 耐力増分量【算定】(kN)		
		計	VT	Vw	計	VT	Vw
WL-200	42.7	87.5	24.2	63.3	55.8	24.2	31.6
WL-150	30.3	72.5	18.2	54.3	45.3	18.2	27.2
WLU-140	11.5	80.2	16.9	63.3	48.5	16.9	31.6

供試体名	耐力増分量【実験】(kN)	$\alpha_w=0.15$ 耐力増分量【算定】(kN)			$\alpha_w=0$ 耐力増分量【算定】(kN)		
		計	VT	Vw	計	VT	Vw
WL-200	42.7	40.0	24.2	15.8	24.2	24.2	0
WL-150	30.3	31.7	18.2	13.6	18.2	18.2	0
WLU-140	11.5	32.7	16.9	15.8	16.9	16.9	0



図—9 α_w による算定値の影響と実験値

せ係数を $\alpha_w=0.15$ とした時に実験結果と算定耐力値が概ね一致する事を示した。WLU-140 の供試体に関しては、骨材の噛み合せ効果を見捨てたトラス効果のみの耐力増分量をも満足する事ができない結果となった。そこで、上述したようにトラス効果が機能していないものとして V_w のみで比較すると $\alpha_w=0.15$ で概ね一致する。このことは V_w については下面から $0.75H$ 未満については $\alpha_w=0.15$ とすることで耐力を評価できると考える事が出来る。 V_T については、圧縮域もしくは引張鉄筋の範囲まで補強することで評価できると考える事が出来る。

5. 結論

せん断破壊型 RC 梁を対象に DFRCC によるウェブ補強高さ及びウェブ補強領域をパラメータとした3点荷重実験を行った。得られた結果を以下に示す。

- (1)DFRCC を目荒らしのみで接合しても全供試体で一体性が確認でき、荷重点付近のコアコンクリートの圧壊によるせん断圧縮破壊を全供試体で確認する事が出来た。
- (2) DFRCC によるウェブ補強効果として、目荒らしのみの接合により曲げ剛性はあまり増加しないが、せん断補

強効果を確認する事が出来た。

- (3)DFRCC の補強効果は、せん断圧縮破壊型の場合圧縮側からの補強は引張側からの補強に比べ、同じ補強領域でもせん断耐力に大きく寄与し、圧縮域からの補強の場合、補強高さによる影響が小さい事がわかった。
- (4)梁高(H)に対して補強高さが $0.75H$ 以上とする既往研究⁷⁾でのせん断耐力増分の提案算定式は圧縮縁から $0.5H$ までの補強高さについても適用可能となり得る事がわかった。
- (5)引張側から補強した場合の補強高さが $0.75H$ 以下の時は、骨材の噛み合せを考慮する係数は $\alpha_w=0.15$ とする事で適用可能である事を明らかにした。
- (6)圧縮域を補強しない際は、トラス効果の耐力増加を期待する場合は引張鉄筋位置までの補強する必要性を示した。

謝辞：本研究において五洋建設(株)の小笠原哲也様にはご指導を頂きました。また、共英製鋼(株)様並びに三光(株)様には供試体製作においてご協力頂きました。なお、本研究は科学研究費補助金基盤研究(c)(課題番号23560577 代表角掛久雄)として行った。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1)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
- 2)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)谷口勝基、斎藤尚、角掛久雄、大内一：高靱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
- 4)小笠原哲也、金春日、角掛久雄、大内一：高靱性繊維補強セメント複合材料 (DFRCC) による栈橋梁部へのせん断補強効果に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 32, pp.1381-1386, 2010
- 5)角掛久雄、小笠原哲也、大内一、鬼頭宏明：塩害劣化を受けた RC-DFRCC 合成部材の曲げ荷重実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 32, pp.1387-1392, 2010
- 6)小笠原哲也、猪木勇至、角掛久雄、大内一：高靱性繊維補強セメント複合材料 (DFRCC) による栈橋梁部への増厚曲げ補強効果に関する基礎的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 33, pp.1255-1260, 2011
- 7)大内一、小笠原哲也、角掛久雄：DFRCC の U 字型巻き立てによるせん断補強、土木学会論文集 E2, Vol.68, No.4, pp.251-270, 2012