

論文 スラブ付き RC 梁に対するせん断破壊遅延型補強工法の効果

倉本 真^{*1}・掛 悟史^{*2}・阿部 隆英^{*3}・樋渡 健^{*4}

要旨：本研究は、既存鉄筋コンクリート造建物の梁部材において早期に発生していたせん断破壊を遅延させる外付けせん断補強工法の開発を目的としたものである。既存梁のせん断余裕率、スラブの有無、スリット幅および接続アンカー筋埋込み長さを実験変数とした 9 体の試験体を用いた静的載荷実験を実施した。その結果、補強試験体の最大耐力は無補強試験体に比べて 1.1~1.3 倍程度上昇し、また既存梁主筋の応力を増加させ、既存梁あばら筋の降伏を遅延させる効果が見られた。さらに本スケルトンカーブによって、補強試験体の各ひび割れ強度、終局強度および終局に至るまでの剛性を概ね評価できることを確認した。

キーワード：耐震補強、静的載荷実験、主筋・あばら筋応力、スケルトンカーブ、補強部有効幅

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震以来、既存鉄筋コンクリート (RC) 造建物に対する耐震補強工法が数多く提案されている。それらの中には梁および柱のせん断補強工法^{1),2)}も含まれているが、集合住宅等の耐震補強に適した外付け補強形式のものはほとんど見当たらない。

そこで筆者らは既存 RC 造集合住宅等の梁の外付けせん断補強工法の開発に着手した。既報³⁾では、建物外側のみからの簡易な補強を施し、早期に発生していたせん断破壊を遅延させる工法の開発を目的として、既存梁のせん断余裕率が 0.4~0.6 程度の矩形 RC 梁の静的載荷実験を実施した。その結果、補強部の有効幅を考慮した靱性保証型指針の A 法による単純累加計算値でせん断終局強度を概ね評価できることを示した。しかし、既存梁のせん断余裕率が比較的大きい RC 梁や床スラブが取り付けいた RC 梁の補強効果の検証は不十分であった。

そこで、補強 RC 梁における既存梁のせん断余裕率およびスラブの影響を把握することを目的として、補強 RC 矩形梁および T 形梁の静的載荷実験を実施した。本論で

は補強 RC 梁の破壊性状、履歴特性および鉄筋応力に及ぼす実験変数の影響について述べる。また、スケルトンカーブにより補強 RC 梁の剛性および最大耐力の向上効果を検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体の形状および配筋詳細を図-1に、試験体諸元を表-1にそれぞれ示す。試験体は実物大で、外付け補強後の最終破壊モードを曲げ破壊型と想定した矩形梁 (F シリーズ)、T 形梁 (FT シリーズ) およびせん断破壊型と想定した T 形梁 (ST シリーズ) の計 9 体を作成した。各シリーズは無補強試験体 1 体および補強試験体 2 体の 3 体から構成されている。

実験変数は断面形状 (矩形および T 形)、既存梁のせん断余裕率、補強部スリット幅 (50mm および 165mm) および接続アンカー筋の埋込み長さ (7da および 12da, da: 接続アンカー筋径) の 4 因子とした。

既存梁は断面が 350mm×650mm であり、内法長さが

表-1 試験体諸元

試験体名		AF	BF-1	BF-1S	AFT	BFT-1	BFT-1S	AST	BST-1	BST-1A	
変数	断面形状	矩形			T 形						
	既存梁のせん断余裕率	0.9			0.8			0.6			
	補強部スリット幅(mm)	-	50	165	-	50	165	-	50		
	アンカー埋込み長さ	-	7da		-	7da		-	7da	12da	
共通事項	既存梁	断面(mm)	350×650								
		主筋	3-D19/3-D19						3-D25/2-D22		
		あばら筋	□-D10@200 (p _w =0.20%)						□-D10@150 (p _w =0.27%)		
		内法長さ(mm)	1,600 (a/d=1.45)						1,600 (a/d=1.42)		
	補強部	断面(mm)	-	150×650		-	150×540		-	150×540	
		軸筋	-	2-D10 (p _t =0.16%)		-	2-D10 (p _t =0.20%)		-	2-D10 (p _t =0.20%)	
		あばら筋	-	□-D10@150 (p _w =0.63%)		-	□-D10@150 (p _w =0.63%)		-	□-D10@150 (p _w =0.63%)	
		内法長さ(mm)	-	1,500	1,270	-	1,500	1,270	-	1,500	

*1 大阪大学 工学部地球総合工学科 (正会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 大学院生 (正会員)

*3 飛鳥建設株式会社 建設事業本部トグル事業部トグル企画グループ (正会員)

*4 東亜建設工業株式会社 技術研究開発センター建築技術グループ 博士 (工学) (正会員)

表-2 既存梁コンクリートの材料特性

	σ_B (N/mm ²)	ϵ_B (μ)	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	σ_{cr} (N/mm ²)
AF	15.76	2081	1.98	1.55
BF-1	15.40	2329	1.75	1.50
BF-1S	17.21	2544	1.90	1.56
AFT	15.37	2022	1.83	1.37
BFT-1	14.84	2273	1.74	1.46
BFT-1S	16.71	2669	1.96	1.78
AST	12.50	1970	1.88	1.36
BST-1	14.08	1968	1.82	1.52
BST-1A	16.12	2058	2.16	1.73

表-3 補強部コンクリートの材料特性

	σ_B (N/mm ²)	ϵ_B (μ)	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	σ_{cr} (N/mm ²)
BF-1	40.84	2400	2.76	3.21
BF-1S	44.25	2234	2.85	2.83
BFT-1	43.26	2330	2.73	2.79
BFT-1S	40.61	2223	2.67	2.48
BST-1	41.96	2173	3.02	3.21
BST-1A	43.73	2187	3.19	3.25

σ_B : 圧縮強度, ϵ_B : 圧縮強度時ひずみ, E_c : ヤング係数, σ_{cr} : 割裂強度

表-4 鉄筋の材料特性

種別	使用箇所	σ_y (N/mm ²)	E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)
D10	既存梁あばら筋 補強部軸筋 補強部あばら筋 スラブ筋	351.0	1.94	505.7
D13	接続アンカー筋	340.4	1.96	491.0
D19	既存梁主筋 (F, FT シリーズ)	368.5	1.83	563.5
D22	既存梁主筋	445.6	1.95	621.3
D25	(ST シリーズ)	430.9	1.94	603.3

σ_y : 降伏点, E_s : ヤング係数, σ_u : 引張強さ

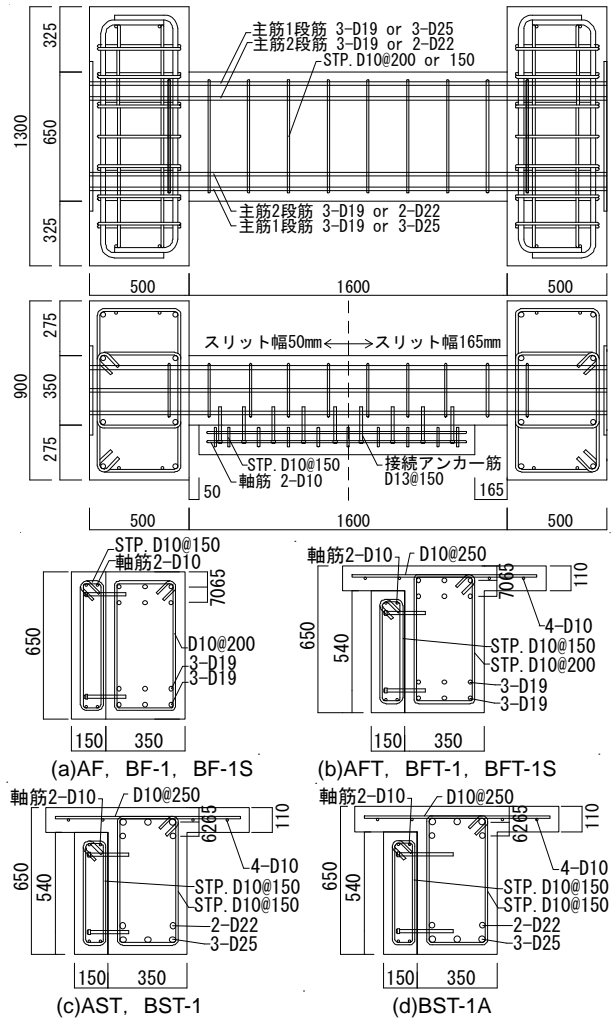
1,600mm (曲げ破壊型: $a/d=1.45$, せん断破壊型: $a/d=1.42$) である。補強部は既存梁のせん断耐力の増加のみに寄与させるため両端部に 50mm あるいは 165mm のクリアランスを設け、接続アンカー筋により既存梁片面に接続している。なお、接続アンカー筋には D13 を用い、埋込み長さは試験体 BST-1A は $12d_a@150$ ($=156mm$) とし、その他の試験体は $7d_a@150$ ($=91mm$) とした⁴⁾。

補強試験体の製作は以下の手順で行った。すなわち、既存梁を打設した後、既存梁の片面に先端部が平先寸切り状の接続アンカー筋を注入型の接着系樹脂により固着させた。T 形梁については既存梁スラブにあらかじめ打設孔 ($\phi 100$) を設けており、打設孔から補強部コンクリートを打設した。なお、補強部と既存梁の界面での目荒らし処理は行わず、既存梁および補強部の両部位のコンクリートはスラブ面からの水平打設とした。

2.2 材料特性

既存梁コンクリートの材料特性を表-2に、補強部コンクリートの材料特性を表-3に示し、鉄筋の材料特性を表-4に示す。既存梁に使用したコンクリートの目標強度は $15N/mm^2$ であり、補強部にはフライアッシュを添加した流動化コンクリートを使用した。補強部のコンクリートの目標強度は $30N/mm^2$ である。

既存梁主筋について F および FT シリーズは SD345 を



※無補強試験体の形状は補強部を除いた部分
図-1 試験体形状および配筋詳細

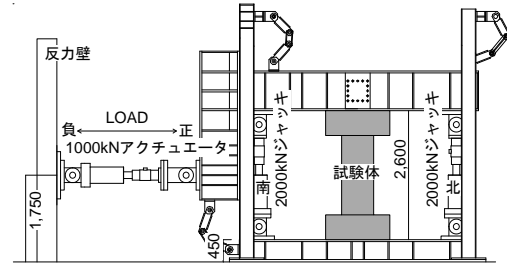


図-2 荷重装置

使用し、ST シリーズは SD390 を使用した。補強部軸筋、接続アンカー筋、既存梁および補強部あばら筋は SD295A を使用した。

2.3 荷重方法

荷重装置を図-2に示す。試験体は反力フレームに PC 鋼棒で固定し、水平力の正負繰り返し荷重は反力壁に取り付けたオイルジャッキ (1,000kN) によって行った。さらに反力フレームに取り付けた 2 台の鉛直オイルジャッキ (各 2,000kN) により、軸力 $N=0kN$ を保持し、スタブに回転が生じないように当該ジャッキを制御した。実験では試験体頂部の水平変位 (δ) を試験体の内法長さ ($l=1,600mm$) で除した部材角 $R=\delta/l$ で北側方向を正として制御した。

載荷サイクルは $R=0.125 \times 10^{-2}$ および 0.25×10^{-2} rad. までを 1 サイクルずつ載荷を行い、 0.50×10^{-2} , 0.75×10^{-2} , 1.0×10^{-2} , 1.5×10^{-2} , 2.0×10^{-2} , 2.5×10^{-2} および 3.0×10^{-2} rad. までを 2 サイクルずつ載荷を行い、 4.0×10^{-2} rad. まで一方方向載荷することとした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-3 に試験体 BST-1 を例に、最大耐力時における試験体の破壊状況を示す。図中の色付部分は補強部を示す。

全試験体ともに、 $R=0.125 \times 10^{-2}$ rad. の載荷サイクルで既存梁頂部および脚部に曲げひび割れが発生し、 $R=0.25 \times 10^{-2}$ rad. の載荷サイクルで既存梁に曲げせん断ひび割れが発生した。

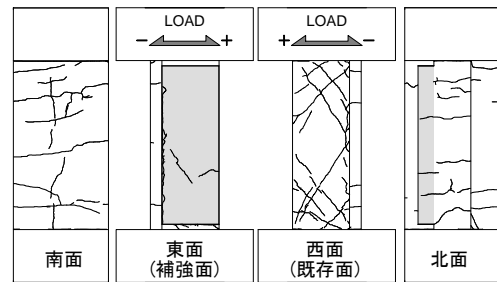
F シリーズ試験体では、 $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. の載荷サイクルで既存梁にせん断ひび割れおよび主筋に沿って割裂ひび割れが発生した。FT および ST シリーズ試験体では、 $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad. の載荷サイクルで既存梁にせん断ひび割れが発生し、 $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. の載荷サイクルで主筋に沿って割裂ひび割れが発生した。また同変形角において補強部とスラブの境界においてひび割れが発生した。

全試験体ともに上記の破壊推移を示した後、補強部の損傷は大きく進行せず、既存梁のせん断ひび割れおよび付着割裂ひび割れの伸張が顕著となり、破壊に至った。

図では、既存梁あばら筋の降伏、既存梁主筋の降伏および最大耐力点を示す。

全試験体ともに、 $R=0.125 \times 10^{-2}$ rad. の載荷サイクルにおいて曲げひび割れ発生に起因する剛性低下が確認された。

F および FT シリーズ試験体において無補強試験体では、 $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. の載荷サイクルで、補強試験体では $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad. の載荷サイクルで既存梁のあばら筋の降伏が認められた。ST シリーズ試験体において無補強試験体では、 $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad. の載荷サイクルで、補強試験体では $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. の載荷サイクルで既存梁あばら筋の降伏が認められた。また、F シリーズ補強試験体では $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. の載荷サイクルで既存梁主筋の降伏が認められ、FT シリーズ補強試験体 BFT-1 では $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad. の載荷サイクルで既存梁主筋の降伏が認められた。F シリーズ試験体では、 $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad. において最大耐力に達し、FT シリーズ試験体、試験体 AST および BST-1 では、 $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. において最大耐力に達した。試験体 BST-1A においては他の補強試験体と異なり、



試験体 BST-1 ($R=0.75 \times 10^{-2}$ rad.)

図-3 最大耐力時破壊状況

3.2 履歴特性

図-4 に各試験体のせん断力-変形角関係を示す。同

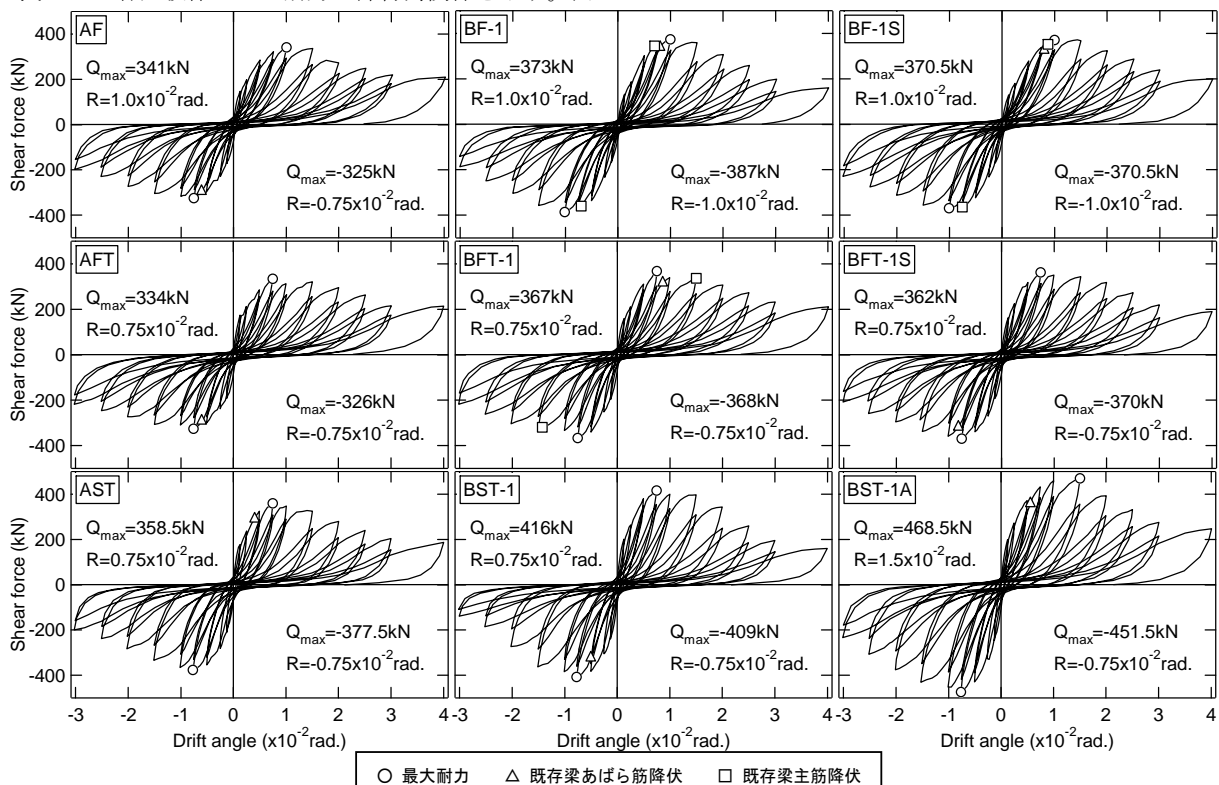


図-4 せん断力-変形角関係履歴曲線

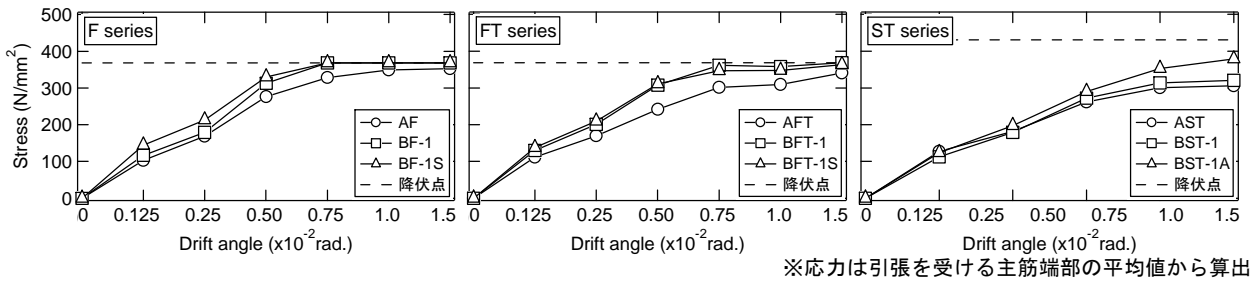


図-5 既存梁主筋 応力度-部材角関係

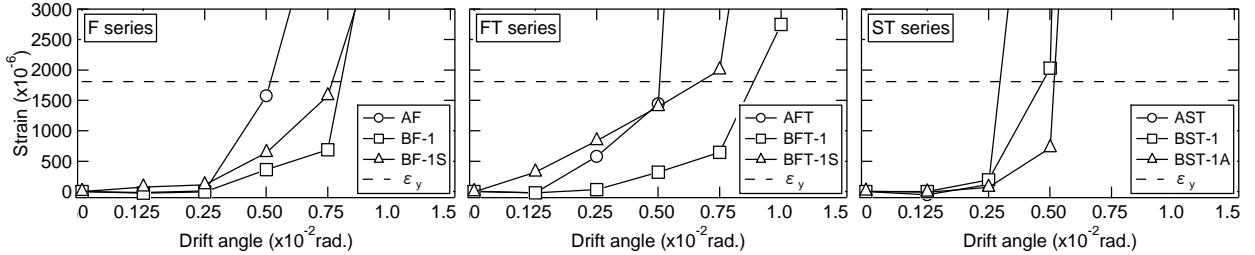


図-6 既存梁あばら筋 ひずみ度-部材角関係

$R=1.5 \times 10^{-2}$ rad. で最大耐力に達した。最大耐力時以降は、せん断破壊に伴う緩やかな耐力低下が確認された。

F シリーズの最大耐力は、試験体 AF に対して試験体 BF-1 および BF-1S とともに 1.09 倍となった。FT シリーズではそれぞれ試験体 AFT に対して 1.10 倍 (BFT-1) および 1.11 倍 (BFT-1S) となった。ST シリーズではそれぞれ試験体 AST に対して 1.16 倍 (BST-1) および 1.31 倍 (BST-1A) となり、補強試験体は無補強試験体に対して約 1.1~1.3 倍耐力が上昇した。

断面形状の比較では、T 形梁の最大耐力は矩形梁の最大耐力と比べて同程度であり、スラブの有無による最大耐力の変化は見られなかった。また補強部スリット幅の比較では、試験体 BF-1 と BF-1S および試験体 BFT-1 と BFT-1S の最大耐力の上昇率はそれぞれ同程度であり、補強部スリット幅による最大耐力の変化は見られなかった。

アンカー埋込み長さの深い試験体 BST-1A では、試験体 BST-1 と比べて最大耐力の上昇率が大きい、これは無補強試験体 AST と比べて既存梁のコンクリート圧縮強度が大きいためであり、最大耐力の上昇率は試験体 BST-1 と同程度であった。

3.3 既存梁主筋およびあばら筋の応力分布

図-5 に既存梁主筋の応力度-部材角関係を示す。応力は主筋の履歴特性をバイリニア仮定とし、引張を受ける主筋端部のひずみゲージから得られた応力度の平均値から算出した。

F シリーズ試験体では、試験体 AF は主筋応力が降伏点に達しなかったのに対し、試験体 BF-1 および BF-1S は $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. において降伏点に到達した。

FT シリーズ試験体では最大耐力時までの既存梁主筋の降伏は確認できないが、 $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad. 時において、試験体 AFT の主筋応力に対して、それぞれ 15% (BFT-1) および 12% (BFT-1S) 上昇した。曲げ破壊と想定した

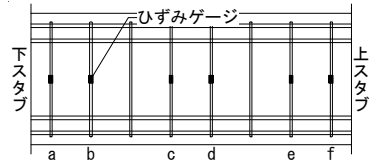


図-7 既存梁あばら筋ゲージ貼付位置

FT シリーズの補強試験体の既存梁主筋が降伏しなかった原因は、スラブ下の乾燥収縮ひび割れに起因した付着割裂ひび割れが伸展したためと考えられる。

ST シリーズ試験体についても、最大耐力時までの既存梁主筋の降伏は確認できないが、 $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad. 時において、試験体 AST の主筋応力に対して、それぞれ 5% (BST-1) および 24% (BST-1A) 上昇した。

また、図-6 に既存梁あばら筋のひずみ度-部材角関係を示す。あばら筋のひずみは図-7 に示す b または e の位置のひずみゲージから得られたデータのうち先に降伏ひずみに達した箇所のひずみを採用した。

F および FT シリーズ試験体において、無補強試験体では $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. で降伏ひずみを超えあばら筋の降伏が確認できた。一方、補強試験体では $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad. においてあばら筋の降伏が認められた。ST シリーズ試験体においては、無補強試験体では $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad. で、補強試験体では $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad. で同様のあばら筋降伏が認められた。

以上のことから、無補強試験体と比べて補強試験体は既存梁主筋の応力を増加させ、既存梁あばら筋の降伏を遅延させる効果が見られた。

4. スケルトンカーブのモデル化

図-8 に梁のスケルトンカーブモデルを示す。RC 梁の曲げ変形およびせん断変形をそれぞれトリリニア型のスケルトンカーブと仮定して求め、それらを足し合わせて RC 梁のスケルトンカーブとした。RC 梁のスケルトンカーブの算出方法を以下に示す。

4.1 曲げのスケルトンカーブ

第1折れ点までは弾性とし、曲げ弾性剛性 ${}_b k_e$ (式(1))については鉄筋およびスラブを考慮して算出した。第1折れ点での荷重は曲げひび割れ強度 ${}_b Q_{cr}$ (式(2))⁵⁾とし、第2折れ点での荷重は曲げ終局強度 ${}_b Q_u$ (式(3))⁵⁾とした。また第1折れ点の剛性低下率 α_y は式(4)より算出し⁵⁾、有効せい d についてはスラブの鉄筋を考慮した。第3勾配は初期剛性の1/1000倍とした。なお、補強試験体の曲げ終局強度は、補強部の軸筋が既存梁に定着されていないため補強部の曲げ終局強度は考慮せず、既存梁の曲げ終局強度のみを用いて計算した。剛性については、既報³⁾で補強部の曲げ割線剛性への寄与が小さいことから、補強部を考慮せず、既存梁のみの評価とした。式中の記号は参考文献を参照されたい。

$${}_b k_e = \frac{12EI_e}{l^3} \quad (1)$$

$${}_b Q_{cr} = 2 {}_b M_{cr} / l \quad {}_b M_{cr} = 0.56 \sqrt{\sigma_B} \times Z_e \quad (2)$$

$${}_b Q_u = 2 {}_b M_u / l \quad {}_b M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot j \quad (3)$$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D + 0.169\eta_0)(d/D)^2 \quad (4)$$

4.2 セン断および付着のスケルトンカーブ

第1折れ点までは弾性とし、補強試験体のせん断弾性剛性 ${}_s k_e$ (式(5))については接続アンカー筋により既存梁および補強部が一体化していると仮定し、補強試験体の断面と等価な断面を有する矩形梁に置換し算出した。第1折れ点での荷重はせん断ひび割れ強度 ${}_s Q_{cr}$ (式(6))とした。なお、補強試験体のせん断ひび割れ強度 ${}_s Q_{cr}$ は、せん断ひび割れは既存梁に発生しており、また補強部のせん断ひび割れが剛性に与える影響が小さいため、既存梁の断面のみで評価した。

$${}_s k_e = \frac{GA}{L\kappa} \quad (5)$$

$${}_s Q_{cr} = \tau \times A \quad \tau = \sigma_t / \kappa \quad (6)$$

ここで、 G はせん断弾性係数、 A は等価断面積、 L は内法長さ、 κ は形状係数、 σ_t は引張強度である。

第2折れ点での荷重は付着割裂強度 ${}_s Q_{bu}$ (式(7))⁶⁾およびせん断終局強度 ${}_s Q_{su}$ (式(8))⁹⁾のいずれか小さい方の値とした。付着割裂強度 ${}_s Q_{bu}$ について、T形梁では既存梁スラブ下の上端2段筋付近に乾燥収縮に伴うひび割れが確認されたため、上端2段筋の付着割裂長さを梁幅からあばら筋間距離まで低減した。せん断終局強度 ${}_s Q_{su}$ について、T形梁ではスラブはせん断終局強度に寄与しないと仮定し、矩形梁として計算を行った。なお、補強部のせん断終局強度は、補強部に接続アンカー筋を介してせん断力が伝達され、補強部においてアーチ機構が形成されると仮定し、式(9)のアーチ機構である第2項のみを用いて計算した。補強部有効幅は既報³⁾の有効幅の平均値の75mmとした。補強部試験体のせん断終局

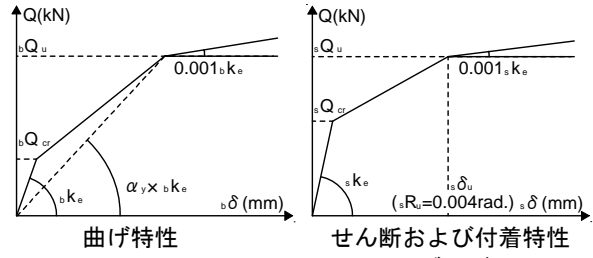


図-8 梁のスケルトンカーブモデル

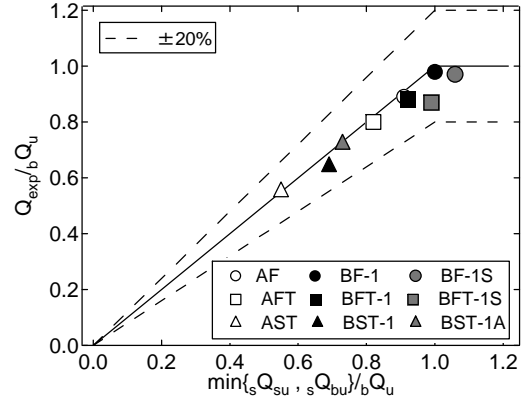


図-9 最大耐力と終局強度計算値の比較

強度は既存梁および補強部のそれぞれのせん断終局強度を単純累加させることにより算出した。また全試験体とも、せん断ひび割れ後の剛性は第2折れ点の変形角が0.004rad.となるよう設定し、第3勾配は初期剛性の1/1000倍とした。式中の記号は参考文献を参照されたい。

$${}_s Q_u = \min\{{}_s Q_{bu}, {}_s Q_{su}\} \quad (7)$$

$${}_s Q_{bu} = \Sigma(\tau_{bu} \psi) j_e + \{v \sigma_B - \frac{2.5 \Sigma(\tau_{bu} \psi)}{\lambda b_e}\} \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (8)$$

$${}_s Q_{su} = \min\{V_{u1}, V_{u2}\} \quad (9)$$

$$V_{u1} = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + (v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda}) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (10)$$

$$V_{u2} = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (10)$$

4.3 実験結果との比較

図-9に最大耐力と終局強度計算値の関係を示す。各試験体の最大耐力については、学会RC規準による曲げ終局強度、既存梁の付着割裂強度および補強部の有効幅を用いたA法せん断強度のいずれか小さい値で実験値を±20%の誤差内で概ね評価が可能であった。せん断余裕率による破壊形式の判定では、主筋降伏が認められた試験体BF-1およびBF-1Sの破壊形式を曲げ破壊型と判定されており、他の試験体はせん断破壊および付着割裂破壊と判定され、実験結果と対応している。

図-10に各試験体のスケルトンカーブ、実験におけるせん断力-部材変形量関係の正載荷包絡線、曲げひび割れおよびせん断ひび割れの発生点を示す。

各試験体の全体変形のスケルトンカーブを見ると、曲げひび割れ強度、せん断ひび割れ強度の順番で剛性低下が生じており、実験における破壊状況と対応している。各試験体の曲げひび割れ強度およびせん断ひび割れ強度

の実験値は計算値と概ね一致している。また終局耐力時の変形量は実験における変形量と比べて、F シリーズ試験体および試験体 BST-1A では若干小さく評価されているが、その他の試験体ではほぼ同等の値を示している。

また図-11 に試験体 BF-1 および BFT-1 を例に、試験体の曲げ変形およびせん断変形についても同様に示す。ここで、試験体の曲げ変形は長さ方向に7分割して測定した既存梁の軸方向変位量から算出し、せん断変形は全体変形から曲げ変形を差し引いたものである。

試験体 BF-1 および BFT-1 について、曲げ変形を見ると、いずれの試験体もひび割れ発生までの剛性は実験値と比べてほぼ同等の値を示している。せん断変形を見ると、ひび割れ発生までの剛性は実験値と比べて高めに評価しているが、最大耐力点の変形量は概ね評価できている。また最大耐力が曲げ終局強度、付着割裂強度、およびせん断終局強度のいずれか小さい値で評価していることが分かる。

5. まとめ

本研究では、簡易な外付け補強を施した矩形および T 形 RC 梁の静的荷重実験を行い、その補強効果を検討した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 補強試験体の最大耐力は無補強試験体と比べて 1.1 ~ 1.3 倍程度上昇し、スラブの有無およびスリット幅による最大耐力の変化はあまり見られなかった。
- (2) 本補強工法によって、既存梁主筋の応力を増加させるとともに、既存梁あばら筋が降伏する部材角が大きくなり、せん断破壊を遅延させる効果が見られた。
- (3) 補強試験体の終局強度は、付着割裂強度、曲げ終局強度および補強部有効幅を用いた A 法せん断終局強度のいずれか小さい値で概ね評価が可能である。
- (4) 本スケルトンカーブモデルによって、補強試験体の曲げひび割れ発生、せん断ひび割れ発生および最大耐力点までの剛性および変形量を概ね評価することが可能である。

謝辞

本研究の一部は、国土交通省「平成 24 年度住宅・建築関連先導技術開発助成事業」の助成を受けて東亜建設工業、飛鳥建設および大阪大学の 3 機関により共同で実施した。本論文は大阪大学倉本洋教授の指導の下で作成した。また、大阪大学 Juan Jose Castro 准教授の助言を受けた。ここに深甚なる謝意を表す。

参考文献

- 1) 大石裕太, 三島直生, 畑中重光: 低強度コンクリートを用いた RC 梁の破壊挙動と CFRP による補強効

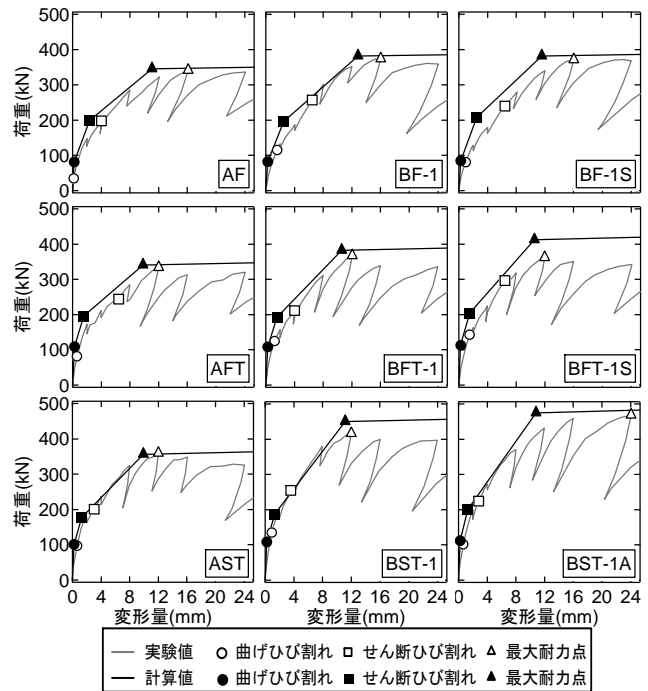
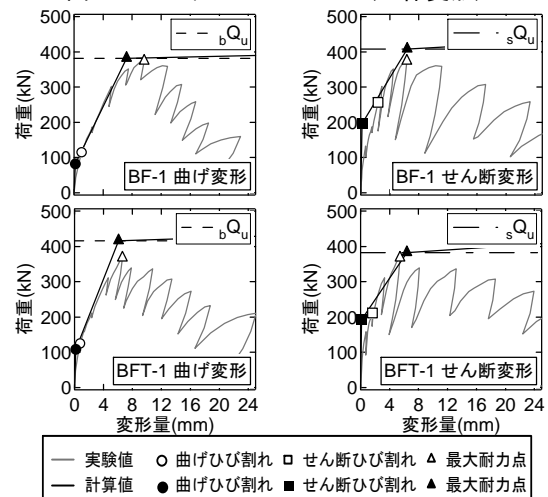


図-10 スケルトンカーブ (全体変形)



(左: 曲げ変形, 右: せん断変形)

図-11 スケルトンカーブ (BF-1, BFT-1)

果に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.639-640, 2010

- 2) 前田欣昌, 黒岩俊次, 谷村幸裕, 田所敏弥: アーチ型鋼材で補強した T 形 RC 梁の変形性に及ぼすせん断補強鉄筋の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1087-1092, 2010
- 3) 掛悟史, 阿部隆英, 加々良昌史, 倉本洋: 既存梁部材の外側せん断補強工法の開発, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.1027-1032, 2012
- 4) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2001
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 2001