

(継続課題)

NO.	25	技術開発 課題名	既存建物に対する梁部材のせん断破壊遅延型補強工法の技術開発		
事業者	東亜建設工業株式会社 飛鳥建設株式会社 国立大学法人大阪大学				
技術開発 経費の総額 (予定)	約 20.00 百万円	技術開発 の期間	平成23年度～24年度		

- 1 住宅等におけるエネルギーの効率的な利用に資する技術開発  
 2 住宅等に係る省資源、廃棄物削減に資する技術開発  
 3 住宅等の安全性の向上性に資する技術開発

背景・目的

既存集合住宅の耐震補強は、住みながら補強が多く、建物外側のみを補強することが要求される。  
 そこで、室内に立ち入らない外側からの部分的な補強を施すことにより、梁部材のせん断破壊を遅延させ、設計クライテリア内での早期せん断破壊を防止する工法を開発する。

■技術開発の概要

平成23年度は、梁の矩形断面での補強ディテールを検討し、構造実験を実施することにより、その補強効果を検証した。また、あわせて試験体製作時に施工性を確認した。

構造実験における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、無補強試験体2体および補強試験体5体の計7体作成した。実験変数は既存梁のせん断補強筋比、補強部の幅および接続アンカー筋本数とした。補強幅は無補強試験体 (A-Type)、150mm (B-Type) および250mm (C-Type) の3水準、接続アンカー筋は20本および10本の2水準とした。既存梁は断面が350×650mmであり、内法長さが1,600mm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。

補強試験体の製作は、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。その後、補強部と既存梁の界面での目荒らし処理は行わず、補強部を打設した。

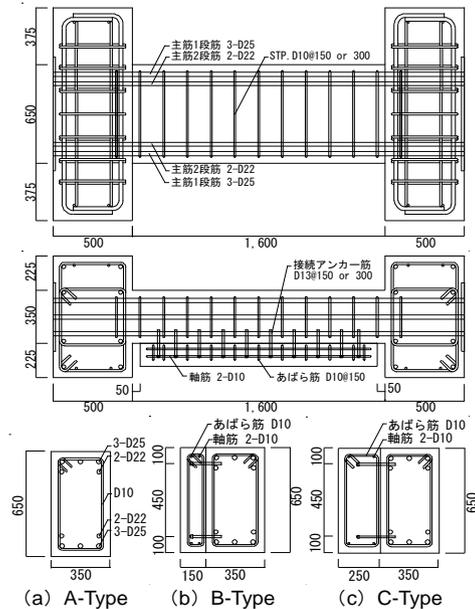


図-1 試験体形状および配筋詳細

表-1 試験体諸元

試験体名	A1	A2	B1-1	B1-2	B2-1	B2-2	C2-1
既存梁	断面 (mm) 350×650						
	主筋 3-D25/2-D22 ( $p_t=1.16\%$ )						
	内法長さ (mm) 1,600 ( $a/d=1.42$ )						
補強部	-	-	軸筋 2-D10 ( $C2-1 : p_t=0.10\%$ , その他 : $p_t=0.16\%$ )				
	-	-	あばら筋 □-D10@150 ( $C2-1 : p_w=0.38\%$ , その他 : $p_w=0.63\%$ )				
	-	-	内法長さ (mm) 1,500 ( $a/d=1.26$ )				
変数	既存梁せん断補強筋 ( $p_w=0.27\%$ )	□-D10@300 ( $p_w=0.14\%$ )	□-D10@150 ( $p_w=0.27\%$ )		□-D10@300 ( $p_w=0.14\%$ )		
	-	-	補強部断面 (mm) 150×650			250×650	
	-	-	20	10	20	10	20
	-	-	接続アンカー筋本数				

図-2は、各試験体のせん断力-部材角関係を示す。同図では、既存梁せん断補強筋の降伏および最大耐力点を示す。

試験体毎の最大耐力を比較すると、補強試験体は無補強試験体に対して約1.2～1.5倍耐力が上昇した。また、補強することによる耐力上昇率を確認すると、既存梁のせん断補強筋比の小さい試験体ほど補強効果が高いことが見られた。接続アンカー筋本数の多い試験体B1-1およびB2-1の最大耐力は接続アンカー筋本数の少ない試験体の最大耐力と比べて若干大きいことが確認された。なお、補強幅による比較では、試験体C2-1の最大耐力はB-Type試験体の最大耐力と同程度であり、補強幅を増大することによる効果は見られなかった。

以上のことから、既存梁のせん断補強筋比が小さいほど、また接続アンカー筋本数が多いほど、外側補強梁によるせん断耐力の増大効果が大きくなるが、補強梁の幅を大きくしてもせん断耐力の増加はほとんど期待できないといえる。

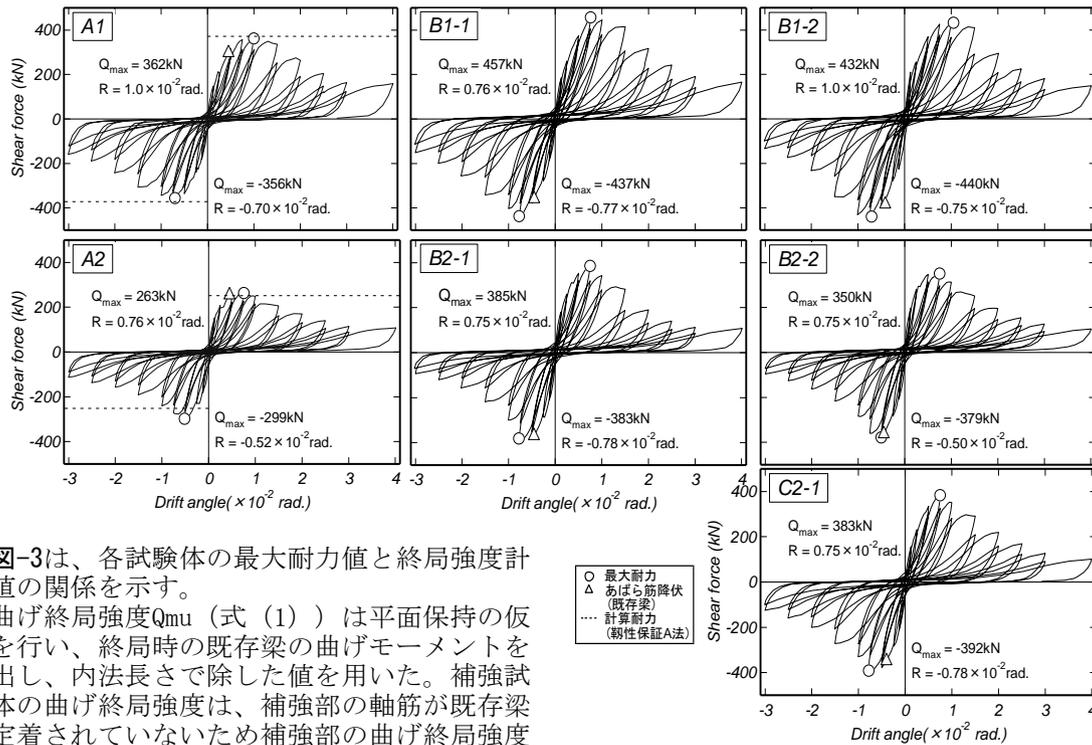


図-3は、各試験体の最大耐力値と終局強度計算値の関係を示す。

曲げ終局強度 $Q_{mu}$  (式 (1)) は平面保持の仮定を行い、終局時の既存梁の曲げモーメントを算出し、内法長さで除した値を用いた。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。既存梁のせん断終局強度は靱性保証指針A法によるせん断終局強度式 $Q_{su}$  (式 (2)) を用いた。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作用し補強部においてアーチ機構を形成すると仮定を行い、式 (3) のアーチ機構である第2項のみを用いて計算した。補強試験体のせん断終局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。

<曲げ終局強度>

$$Q_{mu} = 2a_f \cdot \sigma_y \cdot j/l \quad (1)$$

<靱性保証A法>

$$Q_{su} = \min(V_{u1}, V_{u2}) \quad (2)$$

$$V_{u1} = \mu p_{wc} \sigma_{wy} b_e j_e + (v \sigma_B - \frac{5 p_{wc} \sigma_{wy}}{\lambda}) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (3)$$

$$V_{u2} = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{wc} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (4)$$

無補強試験体では、A法による計算値に対する実験値の比率を見るとそれぞれ0.97および1.05となり、計算値により無補強試験体の耐力を精度良く評価できていることが確認された。

補強試験体については、A法による単純累加計算値に対する実験値の比率を見ると、実験値を過大評価していることがわかる。これは補強部全断面を有効としているためと考えられる。そこで、補強部に作用したせん断力を補強試験体の最大耐力の実験値から無補強試験体の最大耐力の実験値を差し引いた値と仮定し、補強部に実際に作用したと考えられる補強部有効幅を前述の仮定したせん断力から式 (3) の第2項を用いて算出した。結果を表-2に示す。

表-2より、接続アンカー筋本数の多い試験体の補強部有効幅は、少ない試験体と比べて若干大きくなっている。また、既存梁のせん断補強筋の多い試験体の補強部有効幅は、少ない試験体と比べて若干大きくなった。試験体C2-1の補強幅はB-Type試験体より100mm増加したにも拘わらず、補強部有効幅は試験体B2-1と比べて5mm程度しか増大していない。また、補強幅が150mm以下では施工が難しいことから、補強幅はB-Type試験体の150mm程度が適当と考えられる。

【柱部材への適用可能性に関する検討】

本工法の適用について、今回は柱部材への応用展開を視野に入れてあわせて検討を試みた。柱部材は梁部材と違い、上層階の鉛直軸力を負担しなければならないこと、また、本ディテールのように片面補強を施すことにより、建物外部へ最低でも150mm程度のスペースを有するため、廊下やバルコニー等の幅員が減少する問題が生じることから、本工法を柱部材へ適用する場合は課題が多いと考えられる。また外部に面する柱には、直交壁が存在する 경우가多く、その効果を見込めることから、これらの状況を勘案して検討することで対応可能と判断した。

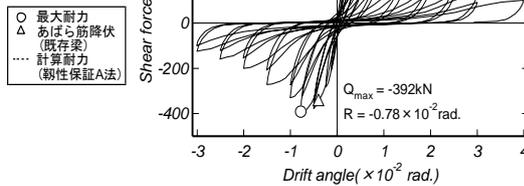


図-2 せん断力-部材角関係履歴曲線

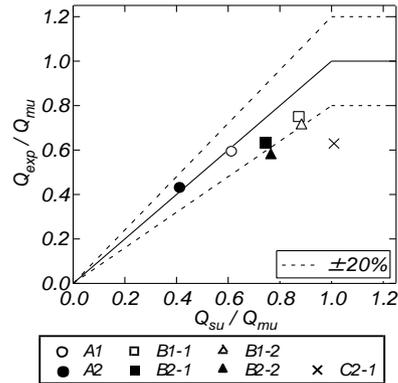


図-3 最大耐力と終局強度計算値の比較  
表-2 補強部の有効幅

試験体名	作用せん断力 $Q_{exp} - Q_{expA1,A2}$ (kN)	補強部有効幅 (mm)
B1-1	94.5	83.5
B1-2	77.2	74.0
B2-1	86.3	74.2
B2-2	80.3	68.3
C2-1	93.0	79.6

総評

基礎的な課題を扱う開発研究で、着実に進捗していると評価される。