

論文 架構増設型外付けフレームによる耐震補強効果に関する実験的研究

渡邊 一弘^{*1}・福井 剛^{*2}・浜田 公也^{*3}・西山 峰広^{*4}

要旨: 架構増設型の耐震補強工法の補強効果を確認するために、1層1スパンの試験体に対する載荷実験を行った。実験より、既存架構に対して外付けフレームには接合面のずれ変形及び接合部材のせん断、回転変形を伴う水平変形差が生じたが、外付けフレームは大変形まで既存架構の変形に追従し、最大耐力はそれぞれのフレームの終局耐力を累加できることを確認した。さらに接合面のずれ変形及び接合部材の変形を考慮して外付けフレームの強度寄与係数を検討し、補強強度計算値が実験結果を安全側に評価することを確認した。

キーワード: 耐震補強, 外付けフレーム, あと施工アンカー, 載荷実験

1. はじめに

最近の耐震補強・改修では、建物内部の改修を極力少なくするために、建物外部に補強架構を構築し、増設スラブ等で接合した架構増設型の補強工法（外付けフレーム工法と称す）が使われるようになってきた。これらの工法の開発においては、既存架構と増設架構の接合に重点を置いた実験等が行なわれているが、補強された架構において補強効果を確認した実験は少ない^{1), 2)}など。

本研究で対象とする外付けフレーム補強工法は、採光・眺望・外観に配慮して、既存建物の外側にプレキャスト RC 造柱、プレキャスト PC 造梁のラーメンフレームを構築し、既存架構側面にあと施工アンカーを打設して、接合部材（増設スラブ、増設直交梁）を設けて既存架構と外付けフレームを接合する工法である（図-1）。

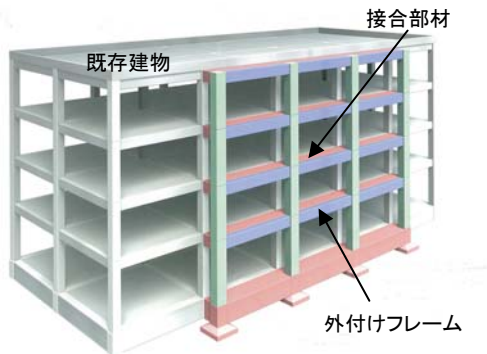


図-1 外付けフレーム耐震補強工法

本工法では既存建物に補強柱、梁を直接取り付けしていないため、既存建物から外付けフレームへの水平力の伝達の際に接合部材に変形が生じ、接合部材の変形を考慮した外付けフレームの強度寄与率を評価する必要がある。

そこで本研究では、1層1スパンのフレーム試験体を用いて、外付けフレーム工法による補強効果を明らかに

するために行った実験について報告する。

2. 実験概要

実験では既存架構に対する外付けフレームによる強度増加を直接検討できるように、図-2 に示すように既存架構および外付けフレームそれぞれ単独の試験体、それらを増設スラブ、増設直交梁で接合した補強試験体を計画した。外付けフレームの補強強度の寄与は、日本建築防災協会 RC 耐震診断基準³⁾の曲げ柱の評価方法に準じて行なうことを念頭に、補強試験体の外付けフレームには柱の内法高さ h_0 と柱せい D の比 (h_0/D) を変化させた試験体も計画した。

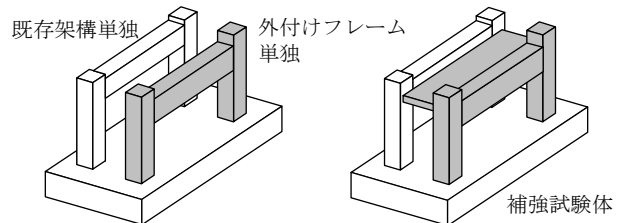


図-2 試験体概要

2.1 試験体

試験体の縮尺率は概ね 1/2.5~1/3 を想定した。既存架構は、柱、梁とも RC 造で、 $h_0/D=3.0$ 、スタブ天端より梁軸心までの高さは $H=1200\text{mm}$ 、柱心間距離は $L=2000\text{mm}$ である。外付けフレームは、柱は RC 造、梁は PC 造で $h_0/D=3.0$ の試験体では $H=1100\text{mm}$ 、 $L=2000\text{mm}$ 、 $h_0/D=2.0$ では $H=1065\text{mm}$ 、 $L=2000\text{mm}$ である。既存架構単独の試験体を EF と称し、外付けフレーム単独の試験体は $h_0/D=3.0$ のものを R3F と称す。補強試験体のうち1体は EF と R3F を接合したもので、試験体名を ER3F と称す。補強試験体のもう1体は、EF と $h_0/D=2.0$ とした外付けフレームを接合したもので、試験体名を ER2F とする。補

*1 (株)ピーエス三菱 技術本部技術部 部長 工修 (正会員)

*2 (株)ピーエス三菱 技術本部技術部 グループリーダー 博士(工学) (正会員)

*3 (株)ピーエス三菱 建築本部設計部 部長 博士(工学) (正会員)

*4 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 博士(工学) (正会員)

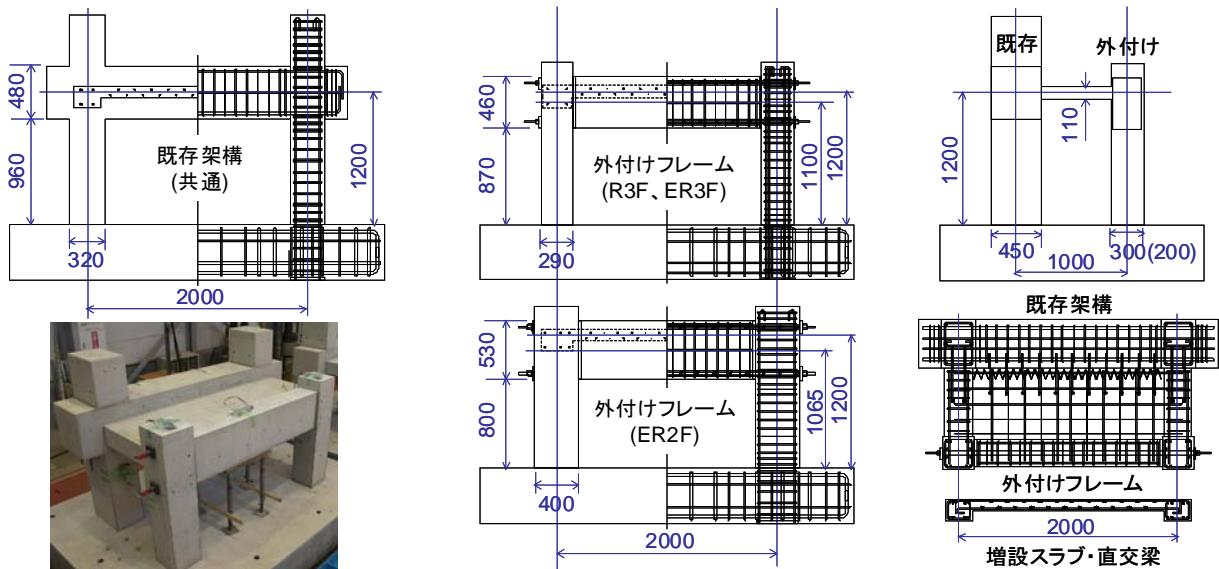


図-3 試験体形状, 配筋 単位 mm

表-1 試験体諸元

		mm	既存架構 (共通)		外付け側	
			EF	R3F, ER3F	ER2F	
柱	B×D	mm	450×320	300×290	200×400	
	主筋	本	6-D16	12-D13	8-D13	
	帯筋	本	3-D10@100	2-D10@75	2-D10@75	
梁	B×D	mm	450×480	250×460	175×530	
	主筋	本	8-D19	—	—	
	PC鋼棒	本	—	2-17φ	2-23φ	
	肋筋	本	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100	
増設スラブ	あと施工アンカー	本	—	22-D10	26-D10	
	スラブ筋	本	—	22/10-D10	26/12-D10	
増設直交梁	B×D	mm	—	250×200	290×200	
	主筋	本	—	4-D13	6-D13	
	肋筋	本	—	2-D10@100	2-D10@100	

表-2 使用材料

鋼材		降伏点強度 N/mm ²	引張強さ N/mm ²
D10	スラブ, 帯筋, 肋筋 スラブアンカー	351	511
D13	直交梁主筋 直交梁アンカー	350	497
D13	外付け柱主筋	388	560
D16	既存柱主筋	375	524
D19	既存梁主筋	393	573
φ17	ER3F梁	1017	1145
φ23	ER2F梁	1027	1138
コンクリート		圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²
Fc50	外付け梁	56.2	3.70
Fc50	外付け柱	55.4	3.64
Fc24	増設スラブ	24.1	2.17
Fc13.5	既存柱, 梁	13.7	1.43

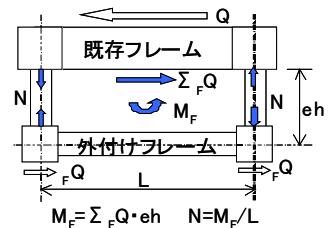


図-4 あと施工アンカーの設計応力の仮定

強試験体の既存架構梁側面から外付けフレーム心までの長さは775mmである。図-3に試験体形状, 配筋を示す。いずれのフレームも柱曲げ降伏先行となるように設計した。既存架構のコンクリート設計基準強度は $F_c=13.5\text{N/mm}^2$ (圧縮試験結果 13.7N/mm^2)、外付けフレーム柱・梁のコンクリート設計基準強度は $F_c=50\text{N/mm}^2$ である。既存架構と外付けフレームの接合では、既存架構梁側面にあと施工アンカーを打設した後、増設スラブ、増設直交梁コンクリートを打設した。あと施工アンカーの設計は、図-4に示すようにスラブ内法区間のあと施工アンカーでせん断力 ΣF_Q を伝達し、直交梁断面内のあと施工アンカーで外付けフレームによる偏心モーメント M_F の偶力 (引張力) N を伝達すると仮定し⁴⁾、文献3)を用いて本数を決定した。あと施工アンカーの有効埋め込み長さは $12d_a$ (d_a : 呼び名の数値) である。あと施工アンカーの接着剤はエポキシアクリレート樹脂、ガラス管タイプのカプセル型で、回転・打撃方式で打ち込んだ。増設スラブ、増設直交梁のコンクリート設計基準強度は $F_c=24\text{N/mm}^2$ で、外付けフレームの終局曲げ耐力を伝達せん断力として、増設スラブの平均せん断応力度が $\tau=1.4 \sim 1.8\text{N/mm}^2$ 程度となるように増設スラブ厚さを

$t=110\text{mm}$ とした。あと施工アンカーと増設スラブ筋のラップ長さは $20d_a$ (d_a は鉄筋の呼び名に用いた数値) で、あと施工アンカー先端はナット付きで、ラップ端部にはスパイラル筋による割裂補強を施した。試験体緒元、使用材料の力学的性質を表-1、表-2に示す。

2.2 実験方法

実験装置を図-5に示す。試験体 EF および R3F ではそれぞれの梁軸心位置に水平力を载荷した。補強試験体では既存架構側の梁軸心位置のみに水平力を载荷した。

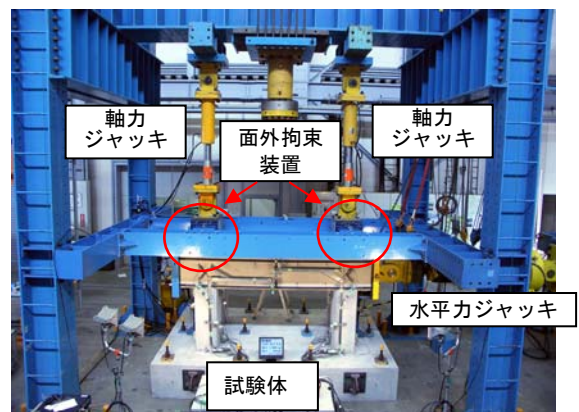


図-5 実験装置

補強試験体では偏心荷重となり全体にねじれ変形が生じるが、既存架構柱頭に取り付けた面外変形拘束装置により既存架構のみ面外変形を拘束した。軸力は既存架構側のみに $N=0.1 \cdot B \cdot D \cdot F_c$ を荷重した。

荷重は層間変形角 R で制御し、 $R=0.2\%$ 、 0.4% を1サイクル、 0.67% 、 1.0% 、 1.5% 、 2.0% 、 3.3% を2サイクル、 4.0% を1サイクル荷重し、 $+5.0\%$ で終了した。 R は柱頭水平変位（補強試験体では既存架構柱頭水平変位）を柱内法高さで除した変形角である。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図-6に実験終了時のひび割れ状況を示す。

試験体 EF では、柱頭・柱脚に曲げひび割れが生じて、 $R=\pm 0.45 \sim 1.2\%$ で柱頭・柱脚の主筋が降伏した。その後、曲げひび割れの本数は多少増加し、 $R=\pm 1.5\%$ あたりから柱主筋に沿った付着割裂ひび割れが生じた。柱頭柱脚にはコンクリートの圧壊が見られた。

試験体 R3F では、柱頭・柱脚に曲げひび割れが生じて、 $R=\pm 0.4 \sim 0.8\%$ で柱頭・柱脚の主筋が降伏した。その後、柱頭・柱脚の曲げひび割れが増加し最終変位に至った。

補強試験体の ER3F の既存架構および外付けフレームの破壊状況は EF、R3F と同様であった。増設スラブには、 $R=\pm 1.0 \sim 1.5\%$ で斜め方向のせん断ひび割れが発生したが、以降の繰り返し荷重でひび割れが大きく開口することはなく、各加力サイクルピーク時のひび割れ幅は 0.2 mm 以下であった。

補強試験体 ER2F の既存架構は EF と同様な破壊状況であった。外付けフレームでは柱の曲げひび割れが多数発生し、ER3F に比べてせん断ひび割れの本数が多かった。増設スラブのひび割れは $R=\pm 0.67 \sim 1.0\%$ で生じ、載

荷が進行するに従い ER3F に比べて増設スラブ下面で多くのひび割れが観察された。

3.2 荷重—層間変形関係

図-7に水平力 Q —層間変形角 R 関係を示す。また補強試験体の Q - R 関係には既存架構 EF の Q - R 関係を比較のために併記した。

試験体 EF では、 $R=0.67\%$ でほぼ柱曲げ降伏計算値に達し、 $R=\pm 1.5 \sim 2.0\%$ 以降に履歴ループの逆 S 字化が顕著となった。試験体の最大耐力は、正荷重時 $R=1.5\%$ で $Q=387 \text{ kN}$ 、負荷重時 $R=-2.0\%$ で $Q=-366 \text{ kN}$ となり、正荷重、負荷重とも $R=3.3\%$ までほとんど低下はしなかった。最大荷重の計算値との比は正負それぞれの方向で 1.22 および 1.15 となった。

試験体 R3F では、 $R=0.67\%$ で柱曲げ降伏計算値を超え、柱降伏後に付着割裂は生じず、終始紡錘形の履歴ループを示した。試験体の最大耐力は、正荷重時 $R=3.3\%$ で $Q=304 \text{ kN}$ 、負荷重時 $R=-3.3\%$ で $Q=-295 \text{ kN}$ となり、それぞれ計算値との比は 1.15 および 1.12 となった。

試験体 ER3F では、EF に比べて小変形時より荷重が増加し、 $R=0.67\%$ （診断基準で仮定されている柱の曲げ降伏変形角）で既存架構と外付けフレームの柱曲げ耐力計算値の和に達した。その後 $R=3.3\%$ まで荷重低下は生じなかった。最大耐力は、正荷重時 $R=3.3\%$ で $Q=701 \text{ kN}$ 、負荷重時 $R=-1.5\%$ で $Q=-651 \text{ kN}$ となり、EF と R3F の最大耐力の和と同程度であり、計算値との比は 1.20 および 1.12 となった。

試験体 ER2F では、ER3F と同様に小変形時より荷重が増加し、 $R=0.67\%$ で柱曲げ耐力計算値の和に達した。その後 $R=3.3\%$ まで荷重低下は生じなかった。最大荷重は正荷重時 $R=3.3\%$ で $Q=741 \text{ kN}$ 、負荷重時 $R=-4.2\%$ で $Q=-712 \text{ kN}$ となり、計算値との比は 1.15 、 1.11 となった。



図-6 最終ひび割れ状況

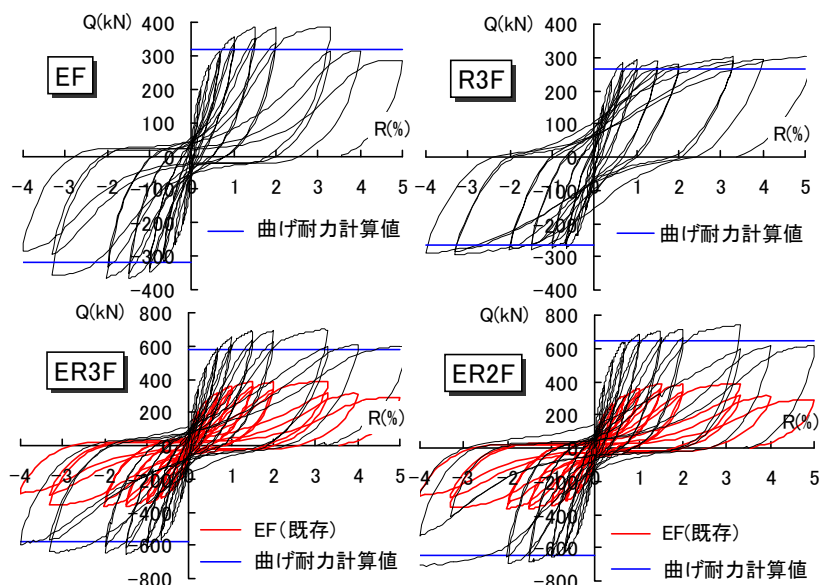


図-7 Q-R 関係

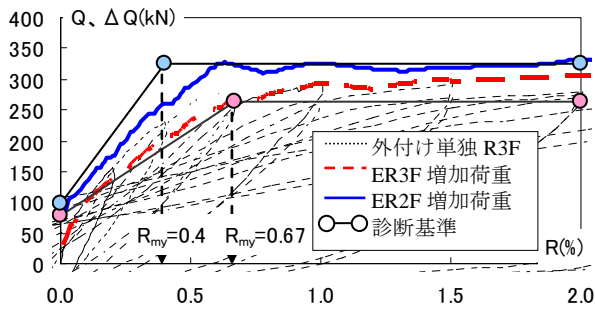


図-8 R3F と補強試験体増加荷重の比較

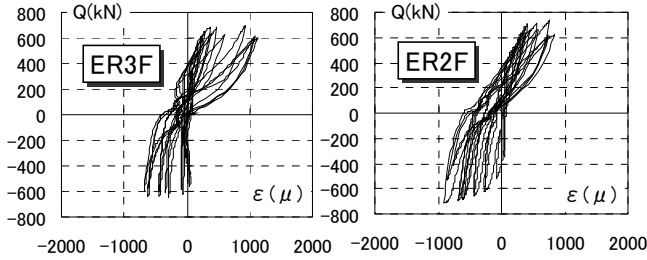


図-9 直交梁内あと施工アンカーのひずみ

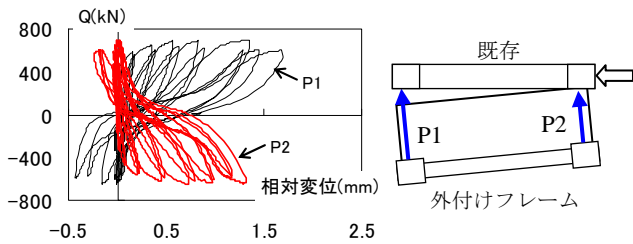


図-10 既存柱に対する外付け柱の面外方向相対変位

図-8に正荷重時のR3Fに対するER3F, ER2Fの増加荷重 ΔQ とRの関係を示す。図中には診断基準で仮定された曲げ柱のQ-R関係も併記した。R3FとER3Fの比較では、 $R \leq 0.67\%$ の変形ではER3FのほうがR3Fに比べて若干荷重が小さい。診断基準⁴⁾の仮定では $h_0/D=3.0$ で降伏変形角 $R_{my}=0.67\%$ としており、ER3Fでは診断基準の仮定とほぼ一致した。 $h_0/D=2.0$ での診断基準の仮定は $R_{my}=0.4\%$ であるが、ER2Fでは降伏変形角はやや大きい。

3.3 既存架構との接合部

図-9に補強試験体の増設直交梁内のあと施工アンカーの荷重-軸方向ひずみ関係、図-10にER3Fの既存柱に対する外付け柱の面外方向相対変位、図-11にあと施工アンカーと増設直交梁主筋のひずみ分布を示す。図-10では正方向の相対変位が既存柱と外付け柱が離れる方向である。左右柱の相対変位に差が生じていることは、既存架構に対して外付けフレームに回転変形が生じていることを示している。増設直交梁内のあと施工アンカーは荷重の増加に伴いひずみも増加しており、相対変位も最大で1.0~1.5mmで小さく、付着破壊やコン状破壊による柱からの抜け出しは生じていない。またあと施工

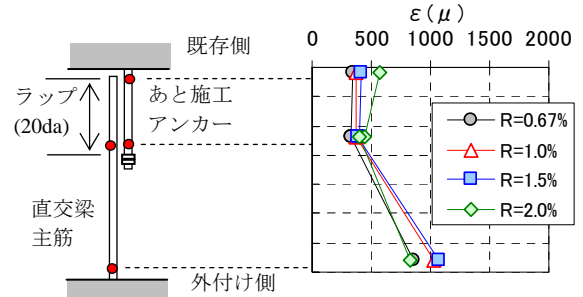


図-11 直交梁主筋、あと施工アンカーのひずみ

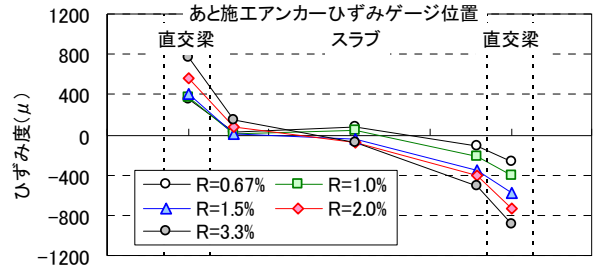


図-12 あと施工アンカー付け根のひずみ分布

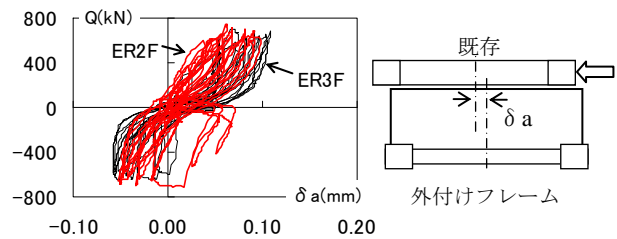


図-13 接合面のずれ変位

アンカーと増設直交梁主筋のひずみは同程度であり、 $20d_a$ のラップ長さにより鉄筋の引張力が伝達されていることを確認した。

図-12にER2Fの正荷重時のあと施工アンカー付け根部分軸方向のひずみ分布、図-13に接合面のずれ変位を示す。概して増設スラブ内アンカーよりも増設直交梁内アンカーの軸ひずみが大きく、直交梁近傍の増設スラブ内アンカーも引張力Nに抵抗しているようであるが、接合面のずれ変位は小さい値に留まっている。

3.4 既存フレームと外付けフレームの変形差

既存架構から外付けフレームへのせん断力の伝達に際し、既存架構と増設スラブのずれ変形 δ_a 、外付けフレームの偏心による回転変形の水平成分 δ_m 、増設スラブのせん断変形 δ_s が生じており、既存架構と外付けフレームの水平変形差は $s\delta = \delta_a + \delta_s + \delta_m$ となる。

図-14に示す実験の測定より δ_a 、 δ_s 、 δ_m をそれぞれ求め、 $R=2.0\%$ までの $s\delta$ とRの関係を図-14に示す。外付けフレームの強度が大きいER2FのほうがER3Fより $s\delta$ が大きい。 δ_a の成分は終始少なく、荷重が進むにつれて δ_m 、 δ_s 成分が増大している。診断基準で仮定されている曲げ降伏変形角 $R_{my}=0.67\%$ 時(診断基準靱性指標

F=1.27)ではER3Fが $s\delta=0.43\text{mm}$, ER2Fが $s\delta=0.67\text{mm}$, 既存架構の水平変位は $\delta=6.43\text{mm}$ なので, 接合部材のずれ, せん断, 曲げ変形により外付けフレームは既存架構に比べて7~10%程度水平変形が小さい。

3.5 増設スラブのせん断応力度とスラブ筋のひずみ

EF に対する ER3F, ER2F の荷重増加分 ΔQ を増設スラブのみの断面積で除して平均せん断応力度 $s\tau$ とし, 図-15に $s\tau-s\delta$ 関係を示した。図中にはせん断ひび割れが目で確認された点を○印で示し, 増設スラブコンクリートの短期許容せん断応力度 f_s および $1.5f_s$ の線を記入している。 $s\tau$ が f_s 程度までは弾性的な挙動を示すが, それ以上になると剛性が低下している。ER2Fでは $s\tau$ の最大値がほぼ $1.5f_s$ となり, 接合部材に大きな損傷がないことが確認された。図-16にER2Fの増設スラブ筋のひずみ度を示す。○印はひび割れ発生時で, スラブ筋のひずみは最大 700μ 程度で降伏には至っていない。

4. 外付けフレームによる補強強度の評価

4.1 強度寄与係数

試験体の最大荷重は, 既存架構の曲げ耐力と外付けフレームの曲げ耐力の和を上回り, 大変形まで補強効果が発揮されたことを示した。耐震補強を診断基準に準じて行う場合, $R_{my} \leq 0.67\%$ ($F \leq 1.27$) の補強部材の強度の評価が必要となる。

図-17は既存建物と外付けフレームの変形概念図を示している。既存建物が水平変形 δ となったとき, 既存建物と外付けフレームの水平変形差 $s\delta$ が生じると考え, 診断基準における $F \leq 1.27$ での外付けフレームの強度の累加に $s\delta$ を考慮して補強強度を評価することとした。

診断基準による変形角 R_1 時の強度寄与係数 α_j は, 柱の内法高さを h_0 , 層の標準柱内法高さを H_0 , 柱の降伏変形角を cR_{my} , 層の降伏変形角を R_{my} とし $R_{my}=(h_0/H_0)cR_{my}$ より, 下式で与えられる。

$$\alpha_j = 0.7 \frac{R_1}{R_{my}} + 0.3 = \frac{0.7}{cR_{my}} \cdot \frac{H_0}{h_0} \cdot R_1 + 0.3 \quad (1)$$

外付けフレームの柱内法高さを ${}_F h_0$ とすると, 変形差 $s\delta$ の変形角 ${}_s R$ は,

$${}_s R = \frac{s\delta}{{}_F h_0} \quad (2)$$

H_0 を基準として外付けフレーム柱の降伏変形角を ${}_F cR_{my}$ とすると ${}_s R$ を考慮した外付けフレームの強度寄与係数は(3)式で表される。

$${}_F \alpha_j = \frac{0.7}{{}_F cR_{my}} \cdot \left(\frac{H_0}{{}_F h_0} \cdot R_1 - {}_s R \right) + 0.3 \quad (3)$$

水平変形差 $s\delta$ は増設スラブにより伝達されるせん断力の大きさや既存架構と外付けフレームの距離により変化する。 $s\delta$ のうち δ_a および δ_s は伝達せん断力の大きさ

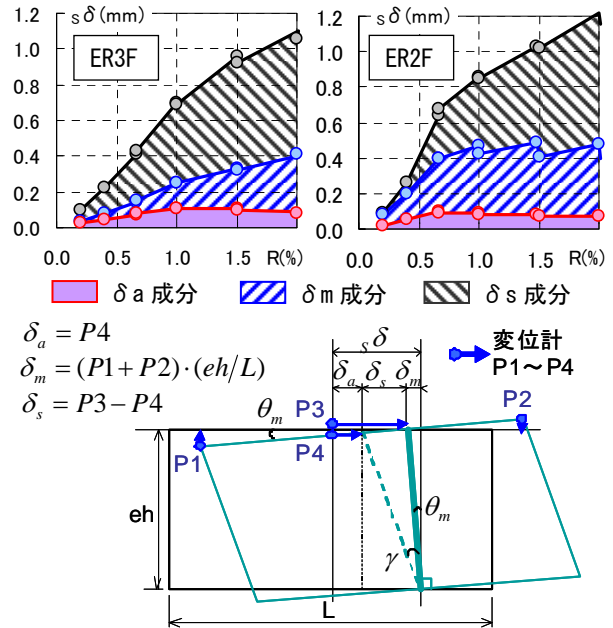


図-14 既存フレームと外付けフレームの変形差

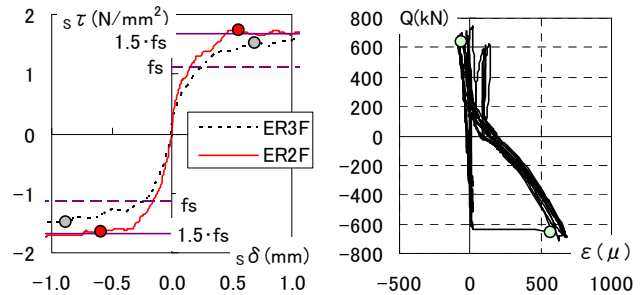


図-15 $s\tau-s\delta$ 関係

図-16 スラブ筋のひずみ

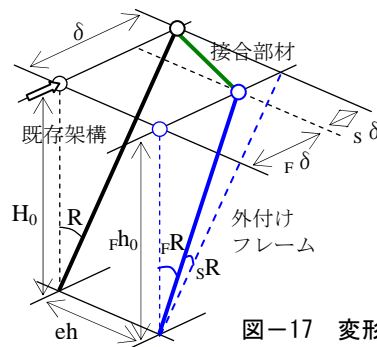


図-17 変形概念図

に関し, 本実験では最大伝達せん断力はスラブに対する平均せん断応力度で $s\tau \approx 1.5f_s$ であった。 δ_m は多スパンに亘る補強などで中間の増設直交梁が存在すれば小さく抑えられ, 本実験により得られた δ_m は大きい評価となると考えられる。そこで, 増設スラブによる伝達せん断応力度の上限を $s\tau=1.5f_s$ とし, $s\delta$ を簡便に増設スラブの出の長さ eh で除したせん断変形角 $s\gamma$ で現し, 既存架構と外付けフレームの水平変形差を考慮した強度寄与係数を評価することとした。

図-18に $s\delta$ を増設スラブの出の長さ eh で除してせん断変形角 $s\gamma$ で現した $s\tau-s\gamma$ の関係を示す。図中には

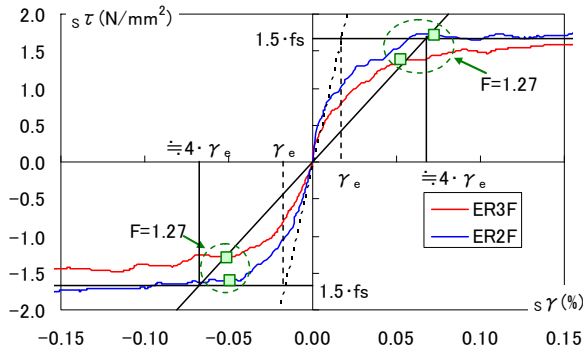


図-18 $s\tau - s\gamma$ 関係

増設スラブコンクリートの弾性変形 γ_e (せん断弾性係数を $G_c = E_c / \{2(1 + \nu)\}$, E_c はコンクリートのヤング係数) も示した。3.2 節で示したように曲げ降伏後 ($F \geq 1.27$) では既存架構と外付けフレームの強度の累加が確認されており, $F \geq 1.27$ で補強する場合の強度寄与係数は 1.0 と評価できる。 $s\tau - s\gamma$ 関係で $s\tau = 1.5f_s$ とすると, $F = 1.27$ に対応する $s\gamma$ は弾性変形 γ_e の概ね 4 倍となっている。増設スラブの設計では補強時の F 値にかかわらず $s\tau \approx 1.5f_s$ となるように厚さが設計されるとすれば,

$$s\delta = 4 \cdot \gamma_e \cdot eh = \frac{4 \cdot s\tau}{G_c} \cdot eh = \frac{6}{G_c} \cdot f_s \cdot eh \quad (4)$$

したがって外付けフレームの強度寄与係数は下式となる。

$$F\alpha_j = \frac{0.7}{F_c R_{my}} \cdot \left(\frac{H_0}{F h_0} \cdot R_1 - \frac{6 \cdot f_s \cdot eh}{F h_0 \cdot G_c} \right) + 0.3 \quad (5)$$

4.2 補強強度

図-19 に診断基準による補強架構の補強強度計算値と, (5)式の強度寄与係数を用いた補強架構の補強強度計算値を実験結果とあわせて示す。外付けフレームの降伏変形角 $F_c R_{my}$ は 3.2 節で示したように $F h_0 / D = 3.0$ のときは診断基準に準じて $F_c R_{my} = 0.67\%$ とした。 $F h_0 / D = 2.0$ のときは実験結果より $F_c R_{my} = 0.5\%$ とした。 $F_c R_{my}$ を大きく設定することは, 外付けフレームの強度寄与を小さく評価することになり, 補強設計の観点からは安全側となる。

$F\alpha_j$ による評価は $F h_0 / F_c D = 3.0$ および 2.0 のいずれの場合も実験値を精度よく, かつ安全側に評価している。

5. まとめ

架構増設型の耐震補強工法 (外付けフレーム工法) の補強効果を確認するために, 1 層 1 スパンの試験体を用いて加力実験を行なった。以下に得られた知見を示す。

- 1) 既存架構に外付けフレーム補強を行った試験体の耐力は, 既存架構単独および外付けフレーム単独で行った試験体の最大耐力和と同等であり, 層間変形角 $R = 3.3\%$ まで耐力低下を生じなかった。
- 2) 増設スラブ内あと施工アンカーがせん断力を伝達し, 増設直交梁内あと施工アンカーが外付けフレ

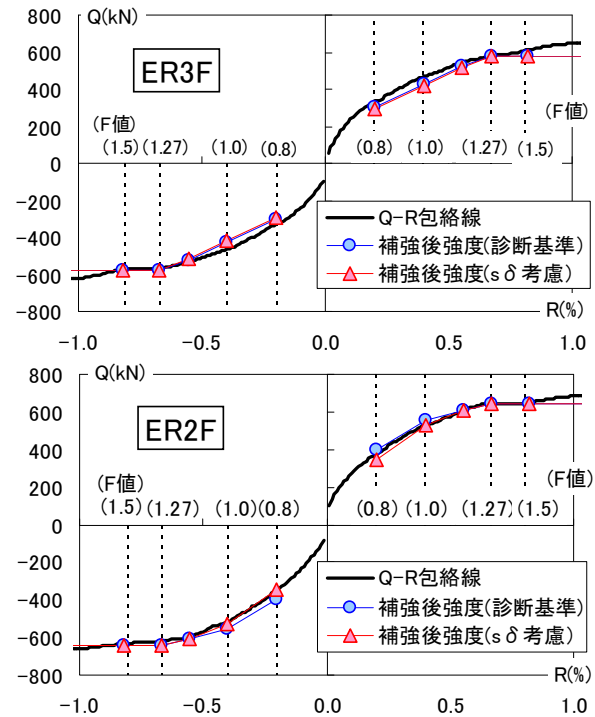


図-19 診断基準と $F\alpha_j$ による補強強度の比較

ムの偏心モーメントによる偶力 (引張力) を伝達すると仮定してあと施工アンカーを設計し, 外付けフレームの補強効果を確認した。

- 3) 増設スラブにはせん断ひび割れが生じたが, 増設スラブのせん断応力度 $s\tau$ がコンクリートの短期許容応力度 f_s の 1.5 倍程度まではせん断力の伝達が確認された。
- 4) $s\tau$ を 1.5 f_s 程度としても, 接合面のずれ変形 δ_a , 増設スラブのせん断変形 δ_s , 回転変形 δ_m が生じ, 既存架構と外付けフレームには水平変形差が生じる。
- 5) 実験より測定した δ_a , δ_s , δ_m を考慮し, 外付けフレーム柱の降伏変形角を実験結果より設定した外付けフレームの強度寄与係数を提案し, 外付けフレームの補強強度を安全側に評価した。

参考文献

- 1) 田口孝, 倉本洋, 神谷隆, 深津尚人: CES 構造を利用した架構増設型耐震補強工法の開発, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.973~978, 2010.7
- 2) 戸部勉, 田代和広, 池田隆明, 久保田雅春, ほか: アンカーボルト併用型鋼製シャキーを用いた外付け補強架構実験その 1, その 2, 日本建築学会学術講演梗概集 (北海道), 構造IV, pp.53~56, 2013.9
- 3) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート建造物の耐震診断基準・耐震改修指針・同解説, 2001.10
- 4) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート建造物の「外側耐震改修マニュアル」, 2002.9