論文 リブ付き分割鋼板及び連続繊維シート巻き立て鉄筋併用工法を用い た鉄筋コンクリート造部分架構の実験

渡部 洋*1・中村 円香*2・佐野ゆかり*3・槇谷 榮次*4

要旨:リブ付き薄肉分割鋼板に連続繊維シートを貼り付けた補強要素により永久型枠を形成させた補強鉄筋 コンクリート(以下 RC と略記)造柱を有する合計4体の RC 造部分架構について,梁破壊が先行する場合を 対象に,梁端部補強を施し,端部補強が終局耐力に及ぼす影響を把握することを目的とした水平加力実験を 行った。実験結果より,接着系あと施工アンカーを用いてグラウトモルタルによる補強要素を梁に追加する ことにより,既存の柱梁架構の終局耐力評価に比べ,高い耐力を付与することが出来た。 キーワード:リブ付き薄肉鋼板,連続繊維シート,終局耐力

1. はじめに

ー般に RC 造柱の補強方法として、コンクリート増設 や鋼板あるいは連続繊維シート巻き立て工法があるが、 溶接等の現場作業の煩雑さ、使用する繊維などの補強要 素と既存躯体間の応力伝達の困難さなどの課題がある。

これらの課題を克服するべく,分割鋼板を用いること により現場作業を軽減し,連続繊維シート巻き立てによ り点溶接されたこれらの一体化を計り,永久型枠として 高流動モルタルを充填し既存 RC 造柱と一体成形される, リブ付き分割鋼板及び連続繊維シート巻き立てによる鉄 筋併用補強工法¹¹による補強が施された鉄筋コンクリー ト(以下 RC と略記)造柱に関する実験が行われ,その 補強効果に関する検討が行われてきた¹⁾。

ここでは、同工法が適用された柱梁からなる部分架 構に対し、梁の耐力により架構の耐震性能が頭打ちにな らないように、接着系あと施工アンカーを介して既存鉄 筋コンクリートの躯体に接合された梁端部のグラウトモ ルタル増設による梁の補強効果に主眼を置き、総数4体 について、地震による水平荷重を想定した実験を行った ので、その結果に基づき報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1 に実験で用いた試験体外観を示す。試験体は, 実大の 1/3 スケール程度を想定した柱梁からなる部分架 構計4体(No.1~4)である。これらは,既存部と補強部 からなり,補強方法を変数とした。既存部架構において, 既存 RC 造柱の破壊に対して,既存 RC 造梁の曲げ降伏 が先行するように設計された。

No.1 は柱のみ外付け片面補強, No.2 は柱・梁外付け

*1 関東学院大学 建築・環境学部建築・環境学科准教授 博士(工学) (正会

*2 関東学院大学 工学部建築学科 修士(工学)

*3 関東学院大学 工学部建築学科 学士(工学)

*4 関東学院大学 名誉教授 工博 (正会員)





片面補強, No.3 は実際の建築物内におけるディテールを 考慮して No.2 に対する床スラブ付, No.4 は柱全周巻き・ 梁両面補強とした。No.3の床スラブは, No.1の梁に対し て2倍の曲げ剛性の増大率を有する範囲をモデル化した。 図-2~5に試験体詳細を示す。鋼板は、溝形の上下端部 に水平リブを有し、リブ同士を複数重ね合わせて柱側面 に設置した。D10の接着系あと施工アンカーを既存部に 設け,既存部側面にグラウトモルタルを打設し,ポリエ チレン繊維を分割鋼板の外周表面に2層巻いて接着した。 No.2~4 では、さらに梁端部側面にあと施工アンカーを 設け、厚さ80mmのグラウトモルタルを増設した。

2.2 使用材料の特性

使用した鋼材の機械的性質について,表-1に示す。 既存部に使用した普通コンクリート(Fc21, 粗骨材寸法 10mm 以下)ならびに補強部に使用したグラウトモルタ ル(Fc45)の機械的性質について,表-2に示す。鋼板 は SS400 の P.L.1.6mm 厚,繊維は目付量 415g/m², 60t/m のポリエチレン繊維シートであり, 接着方法については

雨花 谷叉	145 W.S.	体田如母	sЕ	εu	σy	σt
呼侄	1里 我	使用部位	[kN/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
D6	SD295A	スラブ筋	202	18.8	403	546
D10	SD345	あばら筋,帯筋	181	18.1	363	557
D13	SD345	梁主筋	190	27.0	364	511
D13	SD345	タイバー	184	36.5	400	575
D16	SD390	補強部材主筋	199	21.8	468	626
s E	$_{\epsilon}E: ヤング係数, \epsilon_{u}: 伸び, \sigma_{v}: 降伏点, \sigma_{t}: 引張強度$					

表-1 鋼材の機械的性質

	24 2			••••		
No.	種類	ρ	cЕ	ε 0	σ_B	σt
	1里 大月	[g/cm ³]	[kN/mm ²]	[µ]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	コンクリート	2.23	34.4	1,596	27.1	2.35
	グラウト	2.21	28.4	3,783	60.3	3.19
2	コンクリート	2.23	26.5	1,706	26.6	2.37
	グラウト	2.21	28.7	3,732	60.0	3.15
2	コンクリート	2.24	34.1	1,460	26.7	2.46
3	グラウト	2.21	28.6	3,860	62.5	2.55
4	コンクリート	2.24	28.0	1,884	27.0	2.21
	グラウト	2.21	28.9	3,514	60.1	2.82

ま−2 コンクリートの機械的性質

2	グラウト	2.21	28.7	3,732	60.0	3.15	
2	コンクリート	2.24	34.1	1,460	26.7	2.46	
3	グラウト	2.21	28.6	3,860	62.5	2.55	
4	コンクリート	2.24	28.0	1,884	27.0	2.21	
4	グラウト	2.21	28.9	3,514	60.1	2.82	
たまたのた	座 レート・レイ	15 14	、砂底味いが	7. PÉF -	,口袋秘座		ná:

ρ : 気乾密度, cE : ヤング係数, ε₀ : 強度時ひずみ度, σ₀ : 圧縮強度, σ₁ : 引張強度

文献2)に準拠した。

(a)No.1~3

加力装置図を図-6 に示す。鉛直方向の荷重は、既存 RC 造柱に対する軸力比 0.1 相当を荷重制御により与え た。水平方向の荷重は、部分架構の層間変形角として± 1/1000, 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33rad.に相当 する試験機変位(600kN アクチュエータ)について変位 制御により3回繰り返し与えた。また、鉛直荷重、水平 荷重は、既存架構の中心に作用するようにした。

図-7 部分架構の層間変形角定義

(b)No.4

加力時のコンクリートの材齢は, No.1 は 61 日, No.2 は63日, No.3は67日, No.4は69日とした。同様に, グラウトモルタルの材齢は、No.1は29日, No.2は31日, No.3 は 35 日, No.4 は 37 日とした。

図-7 に, 部分架構の層間変形角 R の定義を示す。層 間変形角 R は上下ピン位置の水平方向変位に基づく柱の 水平方向の相対変位 δ ε を長さ h=1350mm で除すことに より得られる。部分架構の水平変位 δ_{c} ならびに、梁の軸 変形は、高感度変位計により計測した。梁の軸方向の変 形は, 図-1 中に示される柱梁接合部位置に取り付けた 高感度変位計による相対変位として求めた。ひずみは, 図-2~5 に示す位置に貼付されたひずみゲージを用い 計測した。梁側面のコンクリート、グラウトモルタルに は、3軸ゲージを貼付した。梁主筋のひずみゲージ貼付 位置は、施工時のあばら筋との取り合いを考慮し、水平 荷重時における既存部分架構の梁端の危険断面から 15mm ずつ内側とした。あばら筋に貼付したひずみゲー ジ位置は、水平荷重時における既存部分架構の梁端の危 険断面から1Dbの区間内とした。各サイクルの加力終了 時に、外付け補強側を中心に、ひび割れの発生状況など 梁の損傷過程を目視により把握した。



No.	降伏時 水平荷重 ^{*1} [kN]	降伏時 水平変位 [mm]	水平荷重*1 H _{max} [kN]	最大荷重時 水平変位*2 [mm]
1	32.9	5.60	43.1	11.0
2	31.8	3.87	47.3	11.5
3	39.2	4.80	64.3	17.7
4	66.3*3	5.87*3	71.9	13.8

*1:正負の平均値, *2:正負の最小値, *3:後述の 3.5 に基づく推定値

3. 実験結果

3.1 水平荷重-水平変位関係

部分架構の水平荷重-水平変位関係を図-8 に示す。 No.1~3 は、紡錘形の履歴性状を、No.4 はスリップ型の 履歴性状を示した。No.4 で見られるスリップ性状は、柱 の全周巻き補強に伴い短スパン化した梁への入力せん断 力が増大し、局所の主筋付着応力の増大に起因する付着 割裂破壊を生じたためと考えられる。

表-3 に実験結果の一覧を示す。降伏荷重は, No.1, 2 はほぼ同等, No.1, 2 と比べ No.3 は床スラブの寄与により高い値を示した。最大荷重は, No.1 より No.2 が高く, 梁端部補強の効果が見受けられる。また, No.2 より No.3 が高く, 床スラブの寄与が認められる。

3.2 破壊性状

最終破壊性状(外付け補強側)を図-9に示す。



No.1, 2, 3 は共通して,既存梁端部に曲げひび割れを 生じ,梁端部における引張降伏を生じた。梁端部補強を 持たない No.1 においては,既存梁端部から 1D 区間にお ける曲げせん断ひび割れを生じたが,梁端部補強を有す る No.2 においては,既存梁の材端ならびに梁補強端部に ひび割れが集中した。

No.3 においては、スラブの下端位置の梁に多数のひび 割れが生じた。これは、梁に生じるせん断応力度がスラ ブ下端位置で卓越したことによると考えられる。また、 スラブ上端面に生じた曲げひび割れは、1/33 のサイクル で端部にまで達した。

No.4 においては,梁上端主筋に沿う付着割裂ひび割れ が認められた。

3.3 水平荷重 - 梁主筋ひずみ度関係

水平荷重-梁主筋ひずみ度関係を図-10に示す。同図 中には、引張側、圧縮側に降伏時ひずみ度を一点鎖線に て示している。No.1~3において、1/200~1/100サイクル で、梁主筋の引張降伏が認められた。No.4において、梁 主筋の降伏を超えるひずみは計測されなかった。これは、 梁主筋の補強後の危険断面に相当する位置で計測を行わ なかったことにより、ひずみゲージからは降伏の判定は 直接行えなかった。実験より得られた部分架構 No.3のス ラブ筋においては、梁主筋と同様に、1/200サイクルにて スラブ筋の引張降伏が認められた。なお、全ての試験体 において、既存柱主筋ならびに補強柱主筋の降伏は認め られなかった。

3.4 水平荷重-あばら筋ひずみ度関係

水平荷重-あばら筋ひずみ度関係を図-11 に示す。 同図中には、降伏時ひずみ度を引張側に一点鎖線にて示 している。

No.1,2においては、梁の曲げ引張降伏後、降伏ひずみ に達したことが認められた。これは、破壊性状において、 端部から1D_b区間に曲げせん断ひび割れを生じたことと 対応する。No.3においては、あばら筋の降伏は認められ ていない。なお、No.4については、ひずみ計測位置が柱



補強内のため、降伏の判定は出来ていない。

3.5 水平荷重-梁伸び関係

水平荷重-梁軸方向伸び関係を図-12に示す。同図の 横軸は,梁の軸方向に生じた伸びの平均値を,補強後の 梁の危険断面間の距離(No.1~3:750mm, No.4:590mm) で除して得ている。

全試験体において,水平変位の増大に伴い,梁は軸方向に伸びを生じている。No.1~3 については,正側載荷において梁主筋が引張降伏を生じた点を図中に●で記している。梁の伸びは,梁主筋の引張降伏を経て,急激に増大している。降伏時の梁の軸方向伸びは,梁主筋の降伏時ひずみ度 2000µ と比較すると,No.1 で 790µ,No.2 で 577µ,No.3 で 557µ と小さい。このことから,梁は,材軸方向に一様に伸びを生じているのではなく,ひび割れ近傍の局所の伸びが大きいことが推察できる。No.4 については,他の No.1~3 を参考に,急激に伸びを生じ始めた点を降伏点と仮定した。その結果,水平荷重 66.3kN時に,他の試験体における降伏に相当する状態に至ったと推測される。

3.6 水平荷重 - 梁主ひずみ度関係

水平荷重-梁主ひずみ度関係を図ー13に示す。ここで は、梁側面中央位置の最大主ひずみ度 ϵ max ならびに最小 主ひずみ度 ϵ min を部分架構の最大荷重時までに限定し て示している。同図中には、引張側にコンクリートの引 張強度時のひずみ度を点線にて示している。



最大荷重時の主ひずみ度は、No.1 は $\epsilon_{max}=197 \mu$, $\epsilon_{min}=$ -358 μ , No.2 は $\epsilon_{max}=93 \mu$, $\epsilon_{min}=-90 \mu$, No.3 は $\epsilon_{max}=1381 \mu$, $\epsilon_{min}=-350 \mu$, No.4 は $\epsilon_{max}=159 \mu$, $\epsilon_{min}=$ -286 μ であった。No.3 においては、スラブ下端のせん 断応力度が極めて卓越する位置近傍で計測されており、 正側の引張応力が卓越している。負側のひずみはコンク リートに伝達される圧縮応力の程度を表している。単軸 の圧縮試験から得られたコンクリートの圧縮強度時のひ ずみに比して、梁側面中央に生じている圧縮のひずみは、 小さなひずみにとどまっている。

3.7 梁端部ひずみ分布ならびに梁中央主ひずみ分布

実験より得られた最大荷重時の梁端部ひずみ分布な らびに梁中央主ひずみ分布を図-14 に示す。ここでは, 付着割裂破壊を生じた No.4 を除いて,主筋のひずみ分布 に平面保持が成り立つものと仮定して,図を作成してい る。これにより,No.1 と2においては,両端に圧縮ひず みが生じる領域があることが認められる。No.3 において は,図中の左端部には同様の傾向は認められなかった。



これは、スラブが取り付いていない下端において、残留 の引張ひずみが生じたことによるものと推察される。

また,最大荷重時において,引張主筋はひずみ硬化を 生じる 15000 µ 程度には達していない。

図-14より、中立軸から圧縮ひずみが生じている領 域は、およそ d/8 と対応している。梁端部の圧縮域にお ける平均ひずみ度ならびに梁中央のひずみ度は表-4の 通りとなる。この端部圧縮ひずみに対応するコンクリー トの圧縮応力度を単軸の圧縮試験より確認すると、応力 上昇域において圧縮強度の 1/3~2/3 程度に相当した。

表-4 梁端部圧縮域における平均ひずみ度ならびに 梁中央の最小主ひずみ度(最大荷重時)

	左端	中央	右端	両端圧縮域
No.	ε min	ε min	ε min	平均ひずみ度
	[µ]	[µ]	[µ]	[µ]
1	-120	-257	-383	-252
2	-84	-85	-598	-341
3		-101	-232	-232

4. 終局耐力評価

4.1 既存無補強 RC 造梁の復元力特性

ここでは,鉄筋コンクリート造(以下 RC 造と略記) 架構内の梁に対して施された端部補強が,梁の終局耐力 に及ぼす影響について考察する。

実験より得られた端部補強梁を有する架構の復元力 特性と、補強柱の剛性を無限大とした既存無補強 RC 造 梁の復元力特性の評価に基づく架構の復元力特性の比較 を行う。

文献³⁾などに基づき,既存無補強 RC 造梁の曲げひび 割れ,主筋降伏,終局耐力の評価を行った。

No.1~4のコンクリートの圧縮強度,ヤング係数,強 度時ひずみ度については、実験結果の平均値を採用した。弾性剛性に対する主筋降伏時の梁の剛性低下率 a_y は、式(1)を用いて求めた。

$$\alpha_{y} = \left(0.043 + 1.65n \cdot p_{t} + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33\eta_{0}\right) \left(\frac{d}{D_{b}}\right)^{2} \quad (1)$$

ここで、ヤング係数比 n、せん断スパン a、有効せい d、全せい D_b としている。曲げ終局耐力の評価には、コ ンクリートの応力度-ひずみ度関係に e 関数 ⁴⁾を、鉄筋 の応力度-ひずみ度関係に完全弾塑性型のバイリニアを 用いた曲げ解析結果を用いた。したがって、曲げ終局耐 力に鋼材のひずみ硬化の影響は考慮されていない。せん 断終局耐力の評価には、ヒンジを考慮した文献 ³⁾の方法 を用いた。曲げ終局耐力時の部材角は、曲率に梁全せい D_bを乗じた値として算定した。

No.1~2と No.4 の梁をそれぞれ無補強とみなした場



合の梁の復元力特性を図-15 に示す。No.1~2 は、曲げ 降伏後曲げ終局耐力に達した後のせん断圧縮破壊によっ て、No.4 は、曲げ降伏後の付着割裂破壊によって梁の終 局耐力が決定されている。No.1,2の実験において、曲げ 降伏後に材端から 1*D*_b 区間のせん断補強筋が降伏したこ と、No.4 の実験において、梁上端筋に沿う付着割裂を生 じ骨組の水平荷重-水平変位関係の履歴がスリップ型と なったこととそれぞれ対応している。

4.2 梁端部の曲げ終局強度

文献²⁾は、補強前の梁端部の曲げ終局強度*Mub*は、主 筋の降伏曲げモーメントに斜め圧縮ストラットによる曲 げ抵抗を考慮した式(2)によって算出されるとしている。

同様に補強後の梁端部の曲げ終局強度 *Mubr*は,式(3) によって算出されるとしている。

$$M_{ub} = 0.9a_t \sigma_v d_b + \beta_a F_c b_b D_b^2 / 8$$
⁽²⁾

$$M_{ubr} = 0.9a_{t}\sigma_{y}d_{b} + \beta_{a}F_{ca}b_{br}D_{br}^{2}/8$$
(3)

式(2),(3)における係数 β_a は,斜め圧縮ストラットを 形成する圧縮束に作用するコンクリート圧縮応力度 σ_a に対する有効係数を示している。

文献 ²⁾はこの係数について、コンクリート圧縮束が圧 壊を生じない上限値 β_{au} として、十字形接合部を構成す る梁の場合、 $\beta_{au}=0.72$ (補強前), $\beta_{au}=0.45$ (補強後)を示 している。

4.3 層の復元力特性

4.1 で得られた梁の復元力特性を元に,架構の復元力 特性を図-16の破線のように仮定する。図中にはあわ せて実験より得られた骨組の水平荷重 H→水平変位 δ。 関係の正側載荷における包絡線を実線にて示す。ここで は,鉛直荷重の付与に伴う P Δ 効果は考慮していない。

既存梁の降伏までは、概ね剛性が実験値と計算値で 一致している。No.1~3については、計算結果からは曲 げ降伏後のせん断圧縮破壊に伴う耐力低下が示されてい るのに対し、実験結果からは変位の増大に伴う耐力低下 は認められない。圧縮応力が卓越する梁材端が補強され ることでせん断圧縮破壊が防止されたと推察される。



No.4 については,耐力の実験値は計算値に対し大幅に 向上した。一方,計算値,実験値ともに最大荷重後の耐 力低下が見受けられた。これは,梁端部補強によりせん 断圧縮破壊が防止されたものの,破壊性状において観察 された付着割裂破壊が無補強区間で防止されなかったこ とによると考えられる。

実験値を計算値で除して比較すると,終局耐力の実験 値は,No.1 では1.34 倍,No.2 では1.47 倍,No.3 では 2.04 倍,No.4 では1.88 倍の安全率を有していることが わかる。ここで,No.1 に比べてNo.2 の安全率が向上し ていることから梁への端部補強が,部分架構の終局耐力 を増加させる効果があったことがわかる。また,No.2 に 比べてNo.4 の安全率が向上していることから,端部補強 に加えて柱外周補強による梁の短スパン化の影響が認め られる。

図-17 に,既往の無補強 RC 造梁に関する評価式を用 いた曲げ降伏ならびに最大荷重の評価の予測精度を示す。 ここで,Qu1 は無補強 RC 造梁を対象としたファイバー解 析により求めた曲げ終局耐力と修正荒川式によるせん断 終局耐力の最小値を,Qu2 は 4.1 で述べた方法で得た終局 耐力を用いている。ここでは,床スラブの効果は考慮し ていない。また,同図には参考として,本実験で得られ た4体の結果(図中◆)に加え,既往の関東学院大学の 講義「建築構造実験」で得られた RC 造梁(梁幅 150mm, 梁せい 200mm)の4 点曲げ載荷による9 体の実験結果

(図中○)をあわせて示している。なお、これら9体は、 全てスラブを有していない。No.1,2については、参照し た既往の実験結果と比べ、ほぼ同等の余裕度を有して実 験値が評価されている。No.3,4については、参照した既 往の実験結果と比べ、より大きな余裕度を有して実験値 が評価されている。

ここでは、スラブの効果が現状で未評価であるため、 No.3 については検討対象外とする。式(2)、(3)によれば、 梁の終局曲げモーメントは主筋降伏曲げモーメントと圧 縮ストラット抵抗モーメントの和により表される。1 か ら *calQ*_y/*Hmax*の値を差し引くことにより, 圧縮ストラット 抵抗が負担する割合が得られる。これにより, 圧縮スト ラットに相当する抵抗は, 梁が無補強の場合では 0.334, 梁が補強された試験体では 0.393~0.494 に及ぶことがわ かった。また, *b*_bについて補強部幅を無視して検討を行 ったところ, 必要な β_a は 0.30~0.58 であり, 文献²⁾で指 定されている補強前の β_{au} の範囲に概ね収まった。



5. まとめ

- (1) No.1 の耐力は, 無補強 RC 造梁の評価を用いること により 1.34 倍の安全率を有し, No.2 の耐力は, 無補 強 RC 造梁の評価を用いることにより 1.47 倍の安全 率を有した。このことから, 梁端部片面補強により, 架構の耐力を増大できた。
- (2) No.4 の耐力は,無補強 RC 造梁の評価を用いること により 1.88 倍の安全率を有し評価された。短スパン 化に伴い,梁の破壊は付着割裂型であったが,耐力 の増大は確認された。

参考文献

- 伊藤嘉則,槇谷榮次,町田恭一,川上修:リブ付き 薄肉鋼板と繊維シートにより外郭構造を形成した RC 造柱のせん断挙動に対する実験検証,コンクリ ート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.97-102, 2013
- 一般社団法人中高層耐震建築機構:リブ付き分割鋼 板及び連続繊維シート巻き立てによる鉄筋併用補 強工法に関する技術指針-HP 耐震工法の設計-, 2015
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証 型耐震設計指針・同解説,1999
- 4) 日本建築学会構造委員会ほか:コンクリート構造部 材の靱性設計手法と耐震架構への応用,1997