機械式定着工法を用いた高強度ト型柱梁接合部の降伏時変形に関す 論文 る研究

諸伏 勲*1・後藤 佑生*2・楠 浩一*3・田才 晃*4

要旨:機械式に定着された高強度梁部材(鉄筋は USD685、590、F.=45~120N/mm²)の降伏時変形の検証のた めに変動要因を引張鉄筋比、定着長さとした6体の試験体に正負交番繰り返し載加を行った。鉄筋コンクリ ートの耐震性能評価指針(案)・同解説による算定方法における梁主筋の抜け出しによる付加変形の項を修正す ることによって高強度梁部材の降伏時変形を概ね評価することが可能であった。また、梁のみコンクリート 強度を35N/mm²とし梁主筋降伏後にコンクリートが圧壊するよう設計した試験体においても同様の結果を得 ることができた。

キーワード:高強度部材,外柱梁接合部,機械式定着,降伏時変形,耐震性能評価指針(案)

定着長

đ

гΠ

柱

1.78

1.58

1 78

1.43

1.34

1.45

1. はじめに

近年、RC 造建築物の高層化に伴い、使用される鉄筋 が高強度化してきている。高強度部材の降伏時変形は従 来の菅野式²⁾では精度良く評価できない場合があること が既往の研究³⁾などによって報告されている。

そこで本論では梁主筋に USD590、コンクリート設計 基準強度を 80N/mm² (No.6 試験体の梁部分のみ 35N//mm²)とし、機械式に定着された高強度梁部材の降 伏時変形を検討するために静的加力実験を行った。

2. 試験体概要

ネジ筋鉄筋

試験体

No.1

No.2

No.3

No.4

No.5

No.6

機械式定着には、図-1に示すように、ネジ節鉄筋にツ バ付きナット状の金物を用いた。定着長さは図-2に示す ように柱フェイスから定着板前面までの距離である。試 験体は超高層 RC 造建築物の外部柱・梁接合部を想定し、 約1/2スケールとした6体製作した。試験体図を図-3に、 試験体一覧を表-1に示す。

表-1 試験体一覧

定着長さ Id

(mm)

412.5 (3/4Dc)

365 (2/3Dc)

275 (1/2Dc)

試験体寸法は全試験体共通で、柱断面 b_c×D_c=550× 550(mm)、梁断面 b_b×D_b=450×600(mm)、柱反曲点間距 離 h=3000(mm)、梁 1/2 スパン(加力点から柱芯までの距 離)をL=2415(mm)とした。

変動要因は引張鉄筋比 p_t=引張鉄筋断面積 / b_b・D_b (以下 pt とする)、および梁主筋定着長さ ld である。 ld=3/4Dc で pt=0.95、1.18%とした No.1、No.2 試験体、 ld=2/3Dc で pt=0.95、1.18%とした No.3、No.4 試験体、 ld=1/2Dc で pt=0.95%とした No.5 試験体の 5 体および、 梁のコンクリート強度を Fc=35N/mm²として別打ちし、 梁主筋降伏直後にコンクリートが圧壊するように設計 した No.6 試験体を加えた計6体である。接合部せん断補 強筋は全試験体共通で D13(SPR785)3 組とした。



412.5 ※1 接合部せん断破壊時耐力³⁾/梁曲げ終局耐力

定着板

ナット部

図-1 定着金物

Fc

80

80(梁 35)

(N/mn

*1	横浜国立大学	大学院	工学府 礼	t会空間システム学専攻	(正会員)
*2	横浜国立大学	大学院	工学府 褚	t会空間システム学専攻	(仮会員)
*3	横浜国立大学	大学院	工学研究院	完准教授 博(工) (正名	会員)
*4	横浜国立大学	大学院	工学研究院	完教授 工博 (正会員))

辺

梁主筋

(USD590)

4-D29

5-D29

4-D29

5-D29

4-D29

D25 (2

梁主筋

図-2 定着長さ

pt

(%)

0.95

1.19

0.95

1.19

0.95

1.31

3 材料特性

表-2に材料試験結果を示す。本実験ではコンクリート は早強コンクリートを使用し、打設は平打ちとした。

化二乙 计分析计算机分析										
=+=++++++++++++++++++++++++++++++++++++	設計	計基準強度		σb		Ec		裂引張強		
武职14	((N/mm ²)		(N/mm^2)		(N/mm^2)		(N/mm ²)		
No.1			95.2		46288			4.2		
No.2		00		110.4		48092		5.0		
No.3,4,5	80		112.6		49475		5.1			
No.6(柱)				113.0		46475		5.1		
No.6(梁)	35		4	40.7	27111		2.7			
AL 44 1	- /+ m += /-		σ		γ σ		ı	εv		Es
鉄肋種	<u>e</u>	(使用部1	N/mi		m²)	(N/mm^2)		(%)	(N,	/mm²)
D10(SPR	D10(SPR785)		スターラップ		893		1041		209980	
D13(SPR	D13(SPR785)		フープ		864		1032		205531	
D29(USD	D29(USD590)		梁主筋		611		807		196318	
D25(USD	D25(USD685)		柱主筋			946		0.36	20	6281
D25(USD590)		梁主筋(No	o.6)	616		816		0.31	19	7257

表-2 材料試験結果

4 加力方法および測定方法

加力は図-4に示す加力装置を用いて行った。柱の反曲 点位置で試験体を単純支持(一端ピン支持、他端を加力 方向にローラー支持)し、梁反曲点位置に配した1000kN ジャッキにより加力した。加力履歴は、正負交番繰り返 し漸増載荷とし目標層間変形角±1/800rad.1回,±1/400, ±1/200,±1/100,±1/25rad.を2回加力後、除 荷し、負側に加力装置の限界である1/16rad.まで加力し た。尚、本実験では柱軸力は与えていない。

測定項目は、梁端荷重、層間変位、接合部・柱・梁各部分変位、梁主筋定着板移動量、主筋及びせん断補強筋 至とした。梁主筋の歪ゲージは主筋に沿って横節のない 部分に幅4mm、深さ3mmの溝を切削して、溝底面に貼 付し、コンクリートに対する主筋の付着に対する影響が 出ないようにした。接合部せん断変形による成分 P は 式(1)式によって求めた。

_P = (1	$D_c/2L$	D_b/h) ×	×h・	•	•	(1)
:接合	部せん	新变形角				



図-4 加力装置図(mm)

5 実験結果

5.1 破壊性状および試験体耐力

各試験体の最終破壊状況を図-5 に、層せん断力(Q) 層間変形()関係を図-6 に、層間変位に占める各変形成 分割合の推移を図-7 に示す(No.1 は測定トラブル、No.5 はコンクリートの破壊が顕著で支持ボルトの固定度が 緩んだため 1/25rad. 2 サイクル以降は計測していない)。





全試験体とも、1/200rad.サイクル時に接合部せん断ひ び割れが発生し、接合部変形成分の割合が大きくなった。

(1)梁曲げ降伏型試験体

梁曲げ降伏先行型の No.1~No.4 試験体は 1/25rad.の 1 回目のサイクルから接合部変形成分割合が増大したが、 No.1~No.3 試験体については、1/25rad において 2 回目 のサイクルでの最大荷重が1回目の90%程度であったた め破壊には至っていないと考え、梁曲げ降伏とし、No.4 試験体については 1/25rad.2 回目のサイクルでの最大荷 重が1回目のサイクル 80%であったため梁曲げ降伏後の 接合部せん断破壊と判断した。

正負共に、梁曲げ終局耐力を上回った。

(2) 掻き出し破壊型試験体

定着長が短い No.5 試験体は、梁曲げ降伏後の -1/25rad.1回目のサイクル加力中に接合部背面のコンクリ ートが剥落し、耐力が大きく低下した。後述の定着板の 移動量、ひび割れ状況などから、梁曲げ降伏後の掻き出 し破壊と判断した。

掻き出し破壊時耐力(-277.6kN)は計算値(-289.1kN)を僅 かに下回った。

(3) 圧壊型試験体

No.6 試験体は、他試験体とは異なり加力終了時まで梁 変形成分が大きな割合を占めた。1/50rad.1 回目のサイク ルから梁のかぶりコンクリートの圧壊の兆候が見られ、 1/25rad サイクルにおいてかぶりコンクリートの圧壊が 顕著となった。圧壊が開始した点は梁曲げ終局耐力と近 い値となっており(図-6 中の 点)、計画通りに圧壊が開 始した。履歴性状に圧壊の影響を見ることはできなかっ たが、変形成分の推移、ひび割れ状況から、梁曲げ降伏 後の圧壊と判断した。

正負共に、梁曲げ終局耐力を上回った。

5.2 定着長さの影響

本実験の No.1 試験体と No.3 試験体は両試験体とも接 合部せん断余裕度が 1.78 と等しく、定着長さのみが異な る試験体である。両試験体の接合部せん断ひび割れ発生 時の 1/200rad.時以降の接合部せん断変形角の推移を**図-8** に示す。負側サイクル時の値は絶対値を用い、正の値と して記した。

図から、1/50rad.サイクルまでは両試験体に大きな差異 は見られないが、1/25rad.サイクル時以降、定着長さの短 い No.3 試験体の接合部せん断変形角が No.1 試験体の値 を上回りだし、1/16rad.時では No.3 試験体は No.1 試験体 の 1.5 倍程度となった。

同じ変形角の際に、接合部せん断変形角が大きいこと は、より接合部に損傷を受けていることを示している。

以上より、接合部せん断余裕度が等しい場合でも、定 着長さを短くすると大変形時において接合部の損傷は 顕著になると言える。







5.3 梁主筋定着板移動量

梁主筋定着板移動量測定用変位計による計測値は、接 合部変形の増大とともに全試験体で増大した。しかし、 この値は背面側のコンクリートに埋め込まれたボルト で支持された変位計による測定値であるため、接合部斜 めひび割れの梁主筋方向成分が含まれてしまう(**図-9**)。 そこで**図-10**に示すように、接合部変位計計測値 から、 抜け出し量に及ぼすひび割れの影響を式(2)、(3)式のよう に評価し、定着板移動量を補正した。

$$W = \cdot \cos \left(\begin{array}{c} - \end{array} \right) \cdot \cdot \cdot \quad (2)$$

$$S=W / \sin \cdot \cdot \cdot$$
(3)

ただし、斜めひび割れと交差する接合部変位計の伸び 量が斜めひび割れの幅のみに関係するものと仮定し、ひ び割れ幅の方向は、梁フェースと柱フェースの交差部と 定着板を結ぶ直線とした(図9参照)。定着板移動量計 測値から接合部ひび割れ幅の梁主筋方向成分Sを差し引 いた値を定着板移動量であると仮定し、図-11に示す。

全試験体とも 1/50rad.加力終了時まで定着板の移動は 見られなかった。No.5 以外の試験体でも 1/25rad.時に若 干の移動は見られるが、加力終了時にコンクリートをは つり、確認した際に移動の跡は見られなかったため、定 着破壊はしていないと判断した。 No.5 試験体では-1/25rad.1 サイクル目において定着板移 動量が隅筋、中筋ともに増大しており、掻き出し破壊を したことを裏づけている。

5.4 梁主筋降伏時定着端部ひずみ状況

梁主筋危険断面近郊降伏時(正載加時)の定着端部近 郊のひずみ状況を図-12 に示す。図中の y は梁主筋降 伏時ひずみである。端部のひずみゲージは定着端部から 75mmの位置に貼付した。

図から、定着長さが長くなるにつれて、付着長さが長 くなり降伏時の定着端部のひずみが低下しているのが わかる。

定着長さが 275mm(1/2Dc)の No.5 試験体のみ、危険断 面近郊が降伏した際に、定着端部近郊のひずみが降伏ひ ずみの機械式定着工法で想定される支圧力の分担率 70%を超えているが、他試験体では 70%以下となってい る。

梁主筋を二段筋とした No.6 試験体は 32%と割合が定 着長さの同じ他試験体に比較して低くなった。



- 6 降伏時変形の検討
- 6.1 梁主筋抜け出し量

耐震性能評価指針(案)¹⁾では式(4)式に示すように 4 つの変形成分の和として降伏時の部材角 R_yを評価する 方法が示されている。この方法において高強度部材の R_y を評価できることが報告されている⁷⁾。

 $R_{y}=R_{y, f}+R_{y, s}+R_{y, pj}+R_{y, b} \cdot \cdot \cdot$ (4)

ここに、

- R_{y,f}:梁の曲げ変形による部材角
- R_{y,s}:梁のせん断変形による部材角
- R_{y,pj}: 接合部からの梁主筋の抜け出しによる 付加回転角
- R_{y,b}: 断面解析等によって求めた梁主筋ひずみ分布と 実験時ひずみとの差(ひずみシフトという)に よって生じる付加回転角(図-13参照)。



図-13 ひずみシフト

式(4)式中の梁主筋の抜け出しによる付加回転角は曲げ 変形成分に次ぐ大きな変形成分であり、文献¹⁾では式(5) 式としている。

$$\mathbf{R}_{\mathbf{y},\mathbf{p}\mathbf{j}} = \mathbf{S}_{\mathbf{y}}/\mathbf{d}_{\mathbf{n}} \cdot \cdot \cdot$$
 (5)

$$S_y = (0.696 \frac{u_b}{\sigma_b^{2/3}} + 0.463) \cdot \frac{y D_c}{2} (下端筋の場合)$$

y:梁主筋降伏時ひずみ

_b:コンクリート圧縮強度

d_n: 引張主筋の位置から中立軸までの距離

u_b: 接合部内に存在し得る最大付着応力度

しかし、梁主筋の抜け出し性状は内柱梁接合部と本実 験のように機械式定着を用いた外柱梁接合部とでは異 なるため、本稿では S_vの項の修正を試みる。

本来であれば異なるコンクリート強度の試験体を比 較するなどして Syを算定すべきであるが、本実験では 接合部コンクリート強度は Fc=80N/mm²で一定のため、 梁主筋の定着に機械式定着工法を用いる場合の設計指 針を利用することとする。

機械式定着工法の設計指針⁸⁾によれば、鉄筋の引張力 (T)に対して支圧力(P_c)が7割、付着力(P_b)が3割で分担す る。すなわち、降伏時には定着金物近郊のひずみが0.7 _yとし、設計を行うこととなっている。つまり、降伏 時梁主筋歪分布を図-14(b)のように仮定し、抜け出し量

S_yを式(6)式のよう台形の面積と三角形の面積の和として定める。

$$S_{y} = \frac{\left(\begin{array}{c} y + 0.7 \\ 2 \end{array}\right)}{2} \cdot \left(\text{Id} - \text{Is} \right) + 0.7 \varepsilon_{y} \cdot \frac{1}{2} \quad (6)$$

1s: 定着板前面から定着金物前面までの長さ



(4)式での S_y と実験での梁主筋抜け出し量 S_y(exp) とを比較したものを**図-15** に示す。ここで、 S_y(exp)は 梁主筋に貼付した歪ゲージより得られた梁主筋降伏時 の接合部内の歪分布を積分して求めた。また、同図に示 した白抜きのプロットは既往の実験結果 ⁹⁾である(梁主 筋:USD685)。

図中より、定着長が 1/2Dc と短い試験体のみ実験値が 計算値を上回る結果となった。これは、定着長が短いと 十分な付着長さをとることができず、支圧力の負担割合 が増加し、降伏時における定着端部のひずみが想定して いる 0.7 yを上回るためである。ld が 2/3Dc 以上となる と、実験値が計算値を下回り、安全側の評価となる。

以上より、式(6)式は ld が 2/3Dc 以上で、鉄筋の引張力 に対する支圧力の負担割合が 7 割以下となる場合におい ては、 - 30%程度で梁主筋抜け出し量を評価できると言 える。



6.2 実験値との比較

耐震性能評価指針(案)式の梁主筋抜け出し量 Syを 修正した計算値と実験値との比較を行う。

なお、計算で中立軸を求める際、コンクリートの応力度 ひずみ関係を _b=80N/mm² 以上の場合は弾性とし、

No.6(梁 _b=40.7N/mm²)は修正 Kent - Park モデルを用いた。また、せん断変形成分の算定ではトラスの斜材の角度を45°とし、ひずみシフト成分の算定では付着劣化領域幅 l_{bs}を梁主筋の付け根より 0.5Db、1.0Db に貼付した梁主筋ひずみゲージのひずみ分布より 1.0D_b(600mm)とした。

また、実験における降伏点は剛性が急変する点(**図6** 中の)を用いた。

図-16 に菅野式による計算値と実験値の比較を示し、 図-17 に梁主筋抜け出し量を修正した耐震性能評価(案) による場合を示す(白抜きのプロットは既往実験結果⁹⁾。

菅野式の場合は既往の報告²⁾と同じように降伏時変形 が過少評価されていることがわかる。

本提案式の場合を見ると、多少の誤差は見られるが、 菅野式に比べてより的確に降伏時変形を評価できてい ると言える。

7 まとめ

梁主筋を機械式に定着し、高強度材料を用いた柱梁接 合部の静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。

(1)掻き出し破壊時耐力は既往の計算値を僅かに下回っ たが、計算値との対応は良かった。

(2)定着長さのみの異なる No.1、No.3 試験体の実験結果 を参照すると、同じ接合部せん断余裕度であっても定着 長さが短い場合、接合部の損傷は顕著になる。

(3)本研究においても高強度材料を用いた梁主筋降伏時の変形は菅野式による計算値と比べて大きなものとなった。

(4)耐震性能評価指針(案)における梁主筋抜け出し量を 修正した式を提案し、その式によって機械式に定着され た高強度梁部材の降伏時変形を概ね評価できた。

梁コンクリートを別打ちとした、No.6 試験体において も同様の結果を得ることができた。

謝辞:本研究を行うにあたり、東京鐵鋼株式会社に高強 度鉄筋等の協力を得ました。ここに記して感謝の意を表 します。



参考文献

- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能 評価指針(案)・同解説, pp.129-147, 2004
- ご野 俊介:鉄筋コンクリート部材の復元力特性に 関する研究、コンクリート・ジャーナル、Vol.1,No.2、 pp.1-9、1973.2
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同 解説,pp145,1999
- 5) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証 型耐震設計指針・同解説, pp245, 2001
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証
 型耐震設計指針・同解説, pp265, 2001
- 7) 寺島 和宏他:高強度材料を用いた RC 部材の降伏 変形,日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), Vol.C-2, pp247-248, 2007.8
- 8) 東京鐵鋼株式会社: プレートナット工法設計施工指 針,2002.8
- 9) 渡部 杏子他:梁主筋を機械式定着した高強度カン クリート造外柱梁接合部の変形性能,コンクリート 年次論文集,第26号,2004