論文 高強度 RC 梁部材の曲げ降伏後のせん断破壊に関する実験的研究

久田 昌典*1・今川 祐樹*2・林 靜雄*3・篠原 保二*4

要旨:RC梁部材の曲げ降伏後のせん断破壊に関する変形能把握, 靭性耐震型設計指針に示されているヒンジ 回転角を用いて表されるコンクリート有効係数の検証を目的とし, 高強度材料を用いた梁部材実験を行った。 曲げ降伏後のせん断破壊を想定し, 靭性指針式におけるせん断強度式1式, 2式, コンクリート強度, せん 断補強筋量をパラメータとした。そして, 既往の実験結果や本実験結果から得られたµ, v₀, vの実験値と 計算値を比較検討することで, より正確なヒンジ回転角を算出できる有効係数の修正式を提案した。 キーワード:高強度コンクリート, 曲げ降伏後せん断破壊, ヒンジ回転角, コンクリート有効係数

1. はじめに

RC 部材では、せん断耐力を曲げ耐力よりもある程度 高くすることによって曲げ降伏ヒンジを計画すること ができる。また曲げ降伏後の靭性は危険断面の圧縮側コ ンクリートの圧壊や主筋の座屈によって定まる。しかし 材料強度や配筋量によっては、曲げ降伏後においてもヒ ンジ領域においてせん断破壊が発生することが知られ ている。

靭性保証型指針¹⁾にはヒンジを計画する部材の横補強 筋やコンクリートの圧縮束の応力を要求ヒンジ回転角 に応じて低減し,せん断耐力に余裕を与える設計法が示 されている。しかしながら,コンクリートの有効係数ν 0,νやトラス機構の角度の表す係数μの定義方法が不明 瞭であるため正確なヒンジ回転角を求めることは困難 である。

そこで本研究では、既往の実験データの少ない超高強 度コンクリートを使用した梁の曲げせん断実験を行い、 既往の実験結果と合わせ、実験値と計算値を比較検討す ることで、平均的かつ精度よくヒンジ回転角を算出でき る修正式を提案することを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は計 8 体で,試験体の断面寸法は b×D=200× 250mm,スパン長さ1000mm である。試験体の形状寸法 を図-1 に,試験体諸元を表-1に示す。試験体の共通 要因は,断面寸法,せん断スパン比,主筋とした。変動 要因は,コンクリート強度が 80,120N/mm²の2水準, 横補強筋はせん断補強筋比を pw=0.40%,0.48%,0.73%, 0.86%の4水準とした。また,靭性指針¹⁾におけるせん断 強度式が1,2式の2水準になるように計画した。材料 試験により得られた鉄筋およびコンクリートの材料特 性を表-2,表-3に示す。

2.2 測定計画

部材変位の測定は、両側のスタブに固定した治具に変 位計を取り付け測定した。また、ヒンジ回転角を測定す るために、試験区間端部より 250mm (=D)の位置に当 て具を設け、ヒンジ領域における変位を測定した。主筋 および横補強筋には図中に●で示した位置に歪みゲー ジを貼り、歪みを計測した。

2.3 載加方法

加力装置図を図-2 に示す。加力は、2 台のサーボコ

No	断面寸法	* 靭性式	コンクリート		主筋		せん断補強筋			曲げ耐力	せん断耐力			せん断余裕度 *		
	b × D		Fc	配筋	$_{s}\sigma_{y}$	Pt	配筋	wσy	Pw	Q _{mu}	Q_{su1}	Q _{su2}	Q_{su3}	$\rm Q_{su1}/Q_{mu}$	$\rm Q_{su2}/Q_{mu}$	$\rm Q_{su3}/Q_{mu}$
	(mm)		(N/mm ²)		(N/mm ²)	(%)		(N/mm ²)	(%)	(KN)						
1		1	80	- 3-D16	685	1.19	3-D6 @ 120	785	0.40	168	285	166	196	1.69	0.99	1.17
2		1					3-D6 @ 100		0.48		321	176	207	1.91	1.05	1.23
3		2					3-D6 @ 65		0.73		369	184	213	2.20	1.10	1.27
4	200 × 250						3-D6 @ 55		0.86		415	200	231	2.47	1.19	1.38
5		1	120				3-D6 @ 120		0.40		312	197	236	1.86	1.17	1.40
6		1					3-D6 @ 100		0.48		362	206	246	2.16	1.23	1.46
7		2					3-D6 @ 65		0.73		454	225	265	2.70	1.34	1.58
8		2					3-D6 @ 55		0.86		463	223	260	2.76	1.33	1.55

表一1 試験体諸元

* Qmu:曲げ略算式 Qsu1:靭性指針式 Qsu2:荒川 min 式 Qsu3:荒川 mean 式 せん断余裕度:せん断耐力/曲げ耐力

朝性式1式:最終破壊形式がせん断補強筋で決まる 朝性式2式:最終破壊形式がせん断補強筋又はコンクリートで決まる

*1 東京工業大学大学院 総合理工学研究科環境理工学創造専攻 (正会員)

*2 戸田建設(株) 工修

*3 東京工業大学 セキュアマテリアル研究センター教授 工博 (正会員)

*4 東京工業大学 建築物理研究センター准教授 工博 (正会員)



No5, C120ST120 (FS)





No8, C120ST55(F)

ントロールジャッキを用いて試験体上側スタブが回転 しないように変位制御し、逆対称正負交番載荷を行った。 加力スケジュールは、部材角 R=±1/200rad、±1/100rad、

 $\pm 1/50$ rad, $\pm 1/33$ rad, $\pm 1/25$ rad を経験後, R=+1/20rad で押し切りとした。なお No1 は R= - 1/25rad においてせ ん断ひび割れが開き大きく耐力低下したため、このサイ クルにて実験終了した。また, No4 は加力途中にジャッ キのストロークが足りなくなったため, R=-1/25rad に 到達する前に除荷を行った。

3. 実験結果

3.1 諸耐力

表-4に実験結果を示す。コンクリート強度が 80,120N の試験体を比較すると、最大耐力にあまり差異が無いこ とがわかる。特にせん断補強筋量が大きいほど顕著であ る。曲げ降伏した部材おいてコンクリート強度の差が最 大耐力にはあまり影響を与えないことがわかる。

3.2 破壊性状

最終破壊状況を図-3 に示す。いずれの試験体も R=1/100を超えR=1/50に向かうサイクルで部材降伏に至 った。最終破壊状況としては No1.2.5 が曲げ降伏後にせ ん断破壊し、その他の試験体は全て曲げ圧縮破壊した。

いずれの試験体もまず危険断面付近から曲げひび割 れが発生し、まもなくそのひび割れがせん断ひび割れに 伸展した。その後せん断ひび割れが発生し、そのひび割 れが付着ひび割れへと伸展した。最終的には No1.2.5 は ヒンジ領域における斜め 45 度のひび割れ幅が開き, せ ん断破壊に至った。その他の試験体はヒンジ領域にせん 断ひび割れ,付着ひび割れが増加し,危険断面近傍のひ び割れがかなり開いたが耐力低下することなく実験終 了をむかえた。



3.3 せん断カー部材変位関係

せん断力と部材変位の関係を図-4 に示す。初期剛性 は各試験体ともほぼ一致している。曲げ降伏後の耐力に ついてはせん断補強量の増加に伴い耐力が保つことが わかる。No1, No2, No5 を比較すると、せん断余裕度が 低いほど耐力低下が大きいことがわかる。これより、せ ん断余裕度で耐力低下を評価することができるといえ る。

4. 実験結果の検討

4.1 せん断余裕度による検討

既往の研究では、鉄筋コンクリート部材の靭性能はせん断余裕度で評価できることが示されており、曲げ降伏する条件をせん断余裕度で定量的に評価している。²ここでは本実験結果より、曲げ降伏する部材の中でも曲げ降伏後にせん断破壊する部材と曲げ破壊する部材をせん断余裕度で評価する。本実験データにおけるせん断余裕度の実験値と計算値の関係を破壊モード別に図-5 に



実験結果より靭性指針式¹⁾を用いたせん断余裕度が 2.0 を境に曲げ降伏後せん断破壊から曲げ破壊に移行し ていることがわかる。しかし、荒川式を用いたせん断余 裕度では評価できない。これは荒川式では 80(N/mm²)を 超える超高強度コンクリートには対応できないことが 起因すると考えられる。

4.2 ヒンジ回転角に対する検討

既往の実験結果^{3)^{~10}}と本実験結果を合わせてヒンジ回 転角の実験値と計算値の対応を検討した。総試験体数は 47 体で全ての試験体が曲げ降伏後にせん断破壊した試 験体である。

主な要因の範囲は,a/D=2.0, σ_B=28.0~119.7(N/mm²),

p_w=0.12~1.2(%)である。図−6にR_{p exp}(実験値)/R_{p cal}(計算値)とコンクリート強度の関係をせん断余裕度 (Q_{sul}/Q_{mu})別に示す。

荷重 - 変形関係より最大耐力を超え最大耐力の 80%に 耐力が低下したときの部材角を R_{safe} とし, その R_{safe} から





部材降伏時の部材角 R_v を引いたものを R_{pexp} とする。ま たせん断耐力式 ¹⁾が実験による曲げ降伏強度と等しいと し、逆算することで得られるヒンジ回転角を R_{p cal}とした。 現行の評価式では全体的にはヒンジ回転角が過大評価 している傾向にあることがわかる。特にせん断余裕度が 低い 1.0~1.2 では過大評価となるが、せん断余裕度が 1.0 以下では過小評価となる。これは、実際にはせん断破壊 せず曲げ降伏するが,計算上では曲げ耐力よりもせん断 耐力の方が低くなるためである。また、過大評価される 原因としては、ヒンジ回転角を評価するために必要な低 減係数νω,ν,μの各々が下限値をとり安全側とされる ためであると考えられる。曲げ降伏後にせん断破壊する 部材(ヒンジを計画する部材)は曲げ降伏後に耐力がさ らに20%ほど上昇するが、設計の上では曲げ強度が最大 耐力とし、安全側がとられるため、低減係数ν₀,ν,μ はそれぞれ下限値ではなく近似値をとってよいと考え る。以下,既往の実験データに本実験データを加え,そ れぞれの直線回帰による提案式と実験結果との適合性



を検討していく。

 $\sigma_{\rm B}({\rm N/mm^2})$

20 40 60 80 100 120 140 160

5. コンクリート有効係数の検討

5.1 ヒンジを計画しない場合の v₀について

図-8 $\nu_{0 \exp} \cdot \sigma_{B} - \sigma_{B}$ 関係

提案式

CEB式

指針式

既往の実験結果^{11)~17)}と本実験結果を合わせてv₀の実 験値と計算値の対応を検討した。総試験体数は42体で, 全ての試験体がせん断破壊した試験体である。

試験体要因

a/D=1.0~2.0

p_=0.2~1.7

指針式 : $\nu_0 = 0.7$ –

 $CEB 式: v_0 = 3.68\sigma_B$

200

 $\sigma = 23.4 \sim 156.0$

主な要因の範囲は,a/D=1.0-2.0, $\sigma_B=23.4-156.0$ (N/mm²) , $p_w=0.2\sim1.7$ (%)である。 $\nu_{0exp} \ge \sigma_B$ の関係を図-7に, $\nu_{0exp}\sigma_B \ge \sigma_B$ の関係を図-8に示す。またそれぞれの図に指針式¹⁾, CEB式も示す。 ν_{0exp} は指針式におけるせん断強度式に実験値おける最大耐力を代入し、逆算することで算出した。図-7より、指針式やCEB式はそれぞれ下限値となることがわかる。そこでこのデータを直線回帰すると式(1)となる。

$$v_0 = -0.0037\sigma_B + 0.87\tag{1}$$

以下, 式(1)を提案式 v 0 new とする。



図-9にvonew, voceBの実験値と計算値の適合性示し,

図-10 に $v_{0 \text{ new}}$, $v_{0 \text{ CEB}}$ を用いたせん断強度の精度を示 す。 $v_{0 \text{ new}}$ は標準偏差が 0.30 から 0.16 に、 $V_{u \text{ new}}$ は 0.27 から 0.14 になり、それぞれ標準偏差が小さくなり、精度 が良くなる事がわかる。

5.2 ヒンジを計画する場合の係数 v, µについて

曲げ降伏後にせん断破壊した既往の実験結果と本実 験結果を基に、靱性指針におけるせん断強度式を逆算す ることでν、μを検討する。高強度コンクリートを使用 した場合、せん断強度式3式に当てはまり曲げ降伏後に せん断破壊する部材は実施設計において考えられにく いため、ここでは1式、2式のみ検討することにする。

指針式において ν , μ はいずれも 20 という係数で低減されているが実験結果からより適切である係数を提案するため、それぞれ α 、 β とする。

$$\mu = 2 - \beta \cdot R_p \tag{2}$$

$$v = (1 - \alpha \cdot R_p)v_0 \tag{3}$$

式(2),式(3)をせん断強度式1式,2式に代入すると以下のようにまとめることができる。

$$V_{u1} = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + (\nu \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda}) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (4)$$

$$= V_{uo} - R_p \left(\beta P_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \alpha V_0 \sigma_B \frac{bD}{2} \tan \theta\right) \quad (5)$$

$$V_{uo} - V_{uo}$$

$$\Leftrightarrow \frac{v_{u0} - v}{\beta \cdot P_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \alpha \cdot v_0 \sigma_B \frac{bD}{2} \tan \theta} = R_p \tag{6}$$

$$V_{u2} = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \tag{7}$$

$$=V_{u0} - \alpha \cdot R_p \frac{v_0 \lambda \sigma_B}{3} b_e j_e \tag{8}$$

$$\Leftrightarrow \frac{V_{u0} - V}{\frac{v_0 \lambda \sigma_B}{2} b_e j_e} = \alpha \cdot R_p \tag{9}$$

ここで、V_{u1}: せん断強度1式、V_{u2}: せん断強度2式 V_{u0}: Rp=0 時のせん断強度

まず4.2 で用いた47 体の実験データの内,せん断強度式 2 式に当てはまる試験体のデータを式(9)に代入し,y軸 に式(9)の左辺,x軸に右辺のR_pを表し図-11に示す。 ここで,V_u,V_u2には曲げ強度を,R_pには実験における 荷重 - 変形関係より得られたR_{pexp}を用いている。



これより直線近似することでαを求めると,

α

$$v_{new} = (1 - 17.94R_p)v_0 \tag{11}$$

以下,式(11)を提案式ν_{new}とする。続いて式(11)を式(6) に代入し,4.2 で用いた47体の実験データの内,せん断 強度式1式に当てはまる試験体のデータを代入し最小二 乗法を用いてβを求めると

$$\beta = 18.74$$
 (12)

$$\mu_{new} = 2 - 18.74R_p \tag{13}$$

以下,式(13)を提案式µnewとする。

式(1),式(11),式(13)の提案式を用いて4.2 で用いた47 体の実験データから算出したヒンジ回転角と実験から得られたヒンジ回転角をせん断余裕度別に比較すると、図のようになる。



図-12 R_{p exp}/R_{p cal} - コンクリート強度関係

図-6と図-12を比較するとわかるように標準偏差は 17.10から 0.91になり、µ、v₀、vを実験結果より平均 的にそれぞれを評価することでヒンジ回転角をより精 度良く評価することができることがわかる。特にせん断 余裕度が低い範囲におけるヒンジ回転角の精度がよく なるが、本実験の試験体のように高強度コンクリートを 用いる場合や、せん断余裕度が 1.5 を超えるような場合 においてはあまり変化のない結果となった。

5.まとめ

本研究より以下の知見を得た。

・超高強度コンクリートを使用した場合の評価式に対す る適応性を示した。

・曲げ降伏後せん断破壊する部材と曲げ破壊する部材は せん断余裕度で区別することができる。

・ヒンジを計画する場合,有効係数は下限値ではなく実 験データより得られた近似式を用いることで精度よく ヒンジ回転角を評価できる。

謝辞

本実験の実施にあたって,高周波熱錬(株),東京鉄鋼 (株), BASF ポゾリス(株),(株)デイ・シイの協力を得ま した。ここに深く感謝します。

参考文献

1) 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,1999.8

2) 平川勝基,松崎育弘,渡辺英義:鉄筋コンクリート 梁部材の靱性評価に関する実験研究-せん断余裕度の 評価方法と靱性との関係-その2 靱性能の定量化,日本建築学会大会学術講演梗概集,1992.8

 池崎大輔,杉山智昭,松崎育弘:塑性ヒンジ領域の せん断補強筋が RC 梁部材の変形性能へ及ぼす効果に関 する実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗概集, 2008.9

 4) 黒川祐介ほか:高強度材料(コンクリート及びせん断 補強筋)を用いた RC 梁部材の靭性能に関する実験研究
 (その1 実験概要及び結果),日本建築学会大会学術講演 梗概集,1999.9

5) 金子順一ほか:高強度材料(コンクリート及びせん断 補強筋)を用いた RC 梁部材の構造性能に関する実験研究 (その1 実験概要及び結果),日本建築学会大会学術講演 梗概集,2000.9

 6) 李禎充,渡邉史生:繰り返し曲げせん断を受ける RC 梁の変形予測法,日本建築学会構造系論文集,No.520,

pp.93-100, 1999.6

 小林信子,柏崎隆志,野口博:RC梁の曲げ降伏後の せん断劣化に関する研究,コンクリート工学年次論文報 告集, Vol.17, No2, pp.571-576, 1995 8) 杉浦泰樹,松崎育弘,中野克彦,平川勝基:高強度 材料を用いた鉄筋コンクリート梁部材の履歴性状に関 する実験研究,日本建築学会大会学術講演梗概集,1994.9
9) 嘉村武浩,大水敏弘,小谷俊介,青山博之:鉄筋コ ンクリート梁部材の変形能に関する実験的研究,コンク リート工学年次論文報告集, Vol.15, No2, pp.335-340,

10) 前田国樹,有菌祐介,幸村信行:鉄筋コンクリート 梁部材の変形評価法に関する実験的研究,コンクリート 工学年次論文報告集,Vol.19,No2,pp.861-866,1997
11) 渡辺英義ほか:高強度鉄筋の開発に関する研究(その11 - 梁のせん断強度実験 - II -) - a/D=1.5の場合の実 験概要及び結果 - 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1990.10

12) 池崎大輔ほか:超高強度コンクリート(Fc=150N/mm2 級)を用いた RC 梁部材のせん断・付着性状に関する実験 的研究(その 1 梁部材実験及び実験結果),日本建築学 会大会学術講演梗概集,2006.9

13) 植松卓二ほか:高強度せん断補強筋を用いた RC はりのせん断実験 その1-降伏点強度の影響(実験概要および結果),日本建築学会大会学術講演梗概集,1989.10
14) 慶祐一ほか:高強度コンクリートを用いた梁のせん断強度に関する研究(その1 fc'=60kg/cm²,80kg/cm² に関する実験),日本建築学会大会学術講演梗概集,1991.9
15) 榎本浩之ほか:超高強度コンクリートを用いた梁のせん断強度に関する研究(その1. Fc'1200kg/cm2 に関する実験),日本建築学会大会学術講演梗概集,1990.10

16) 楊辞冬,津村浩三,芳村学:超高強度材料を用いた
 梁のせん断破壊実験、コンクリート工学年次論文報告集、
 Vol.15, No2, pp.27-32, 1993

17) 坂口昇ほか: 超高強度鉄筋コンクリート造短スパン 梁の曲げせん断耐力実験(その2)せん断特性,日本建築学 会大会学術講演梗概集, 1987.10