

論文 配筋の異なる RC 造柱・梁接合部の耐震性能に関する実験的研究

工藤 祐也^{*1}・佐藤 学^{*2}・近藤 龍哉^{*3}・広沢 雅也^{*4}

要旨：現行の靱性保証型耐震設計指針では接合部内のせん断帯筋量を規定してはいるものの強度評価式にはその有無に関して直接考慮されていない。そこで本研究は柱梁接合部内のせん断帯筋の有無および配筋パターンを変えたことによる耐力への影響を検討するために RC 造接合部準実大実験を行い，評価式との比較を行う。また，それに並行してスケールイフェクトの影響を検討する。その結果，せん断帯筋の有無は最大強度の大小および最大強度後の低下に影響を及ぼすことが実験により明らかになった。

キーワード：柱梁接合部，せん断帯筋，異なる配筋，寸法効果

1.はじめに

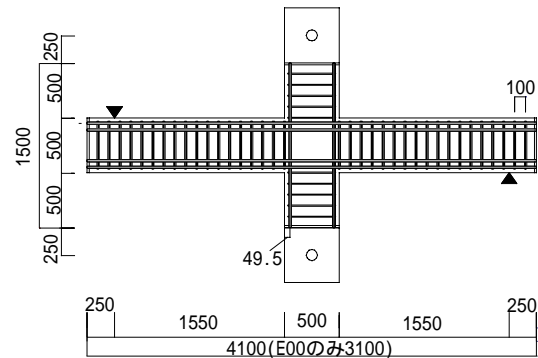
現行の靱性保証型耐震設計指針^{*2}は柱梁接合部内のせん断帯筋量を 0.3%以上としているものの，せん断強度の上昇にはあまり影響を及ぼさないことから，接合部強度式には接合部内せん断帯筋(以下：帯筋と略記)量による影響が直接的には評価されていない。

そこで本研究は接合部内の帯筋の有無ならびに帯筋の代わりにスパイラル径の大きいスパイラル筋を二方向から組み込む方式と柱主筋を極端に増量した方式で RC 造接合部準実大実験を行い，その結果と既往の強度評価式との比較・検討を報告する。また，既往の実大実験試験体を用いてスケールエフェクトの影響を比較検討する。

2.実験計画

2.1 試験体概要

試験体は，準実大十字型柱梁接合部試験体である。試験体詳細図を図 - 1 に，試験体パラメータを表 - 1 に示す。試験体は接合部内に帯筋が入っているものを 01-E00，入っていないものを 01-RN とし，帯筋の代わりにスパイラル径の大きいスパイラル筋を組み込んだものを 01-RS，



01-RN
図 - 1 試験体詳細図

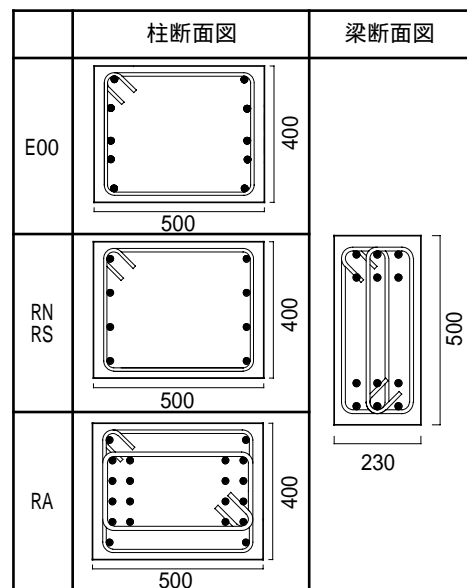


図 - 2 断面形状図

*1 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
 *2 小田急建設(株) 技術開発部研究開発課 工修 (正会員)
 *3 工学院大学 建築学科講師 工修 (正会員)
 *4 工学院大学 建築学科教授 工博 (正会員)

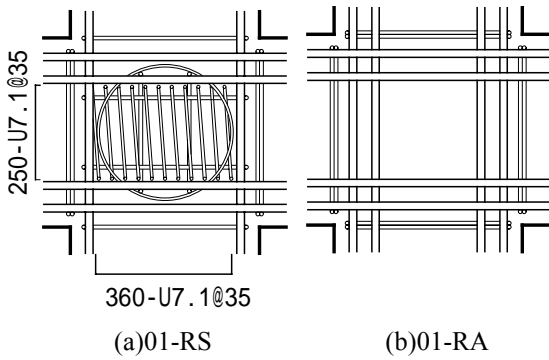


図 - 3 接合部立断拡大図

帯筋が無く柱の主筋量を極端に増量した試験体（柱主筋，柱せん断帯筋ともに設計値の2倍）を01-RAとする計4体(以下:01-は省略)で実験を行った。試験体の形状は階高が4体全て共通で2000mm，梁スパンはE00のみ2600mm，他の3体は3600mmである。4体全ての梁断面は230mm×500mmである。梁主筋は上・下端ともにD19（SD345A）を各6本で二段配筋とした。柱断面は4体全て400mm×500mmである。柱主筋にはD19を用い，E00は引張側に5本，RNおよびRSは4本，RAは10本を用いて，端部鉄板に溶接している。柱のせん断帯筋はE00，RN，RSでD10を1本100mmピッチで巻いている。RAのみ柱引張主筋D19を外側6本，内側4本で2段配筋している。そのためD10を外側の柱主筋に，D13を内側の主筋にそれぞれ1本100mmピッチで巻いている(図-2参照)。接合部内の帯筋はE00のみでD13を100mmピッチで巻きつけた。RSの接合部内にはスパイラル径が大きいスパイラル筋(U7.1，直径：D=360mm)を面外方向に，径が小さいスパイラル筋(D=250mm)を水平方向にそれぞれから組み込んでいる(図-3)。全ての試験体について接合部せん断余裕度(Sj)(梁曲げ降伏時のせん断入力に対する文献*2の接合部せん断強度の計算値)の計算値は1.0を下回るように設定した。

2.2 材料特性

コンクリートの圧縮試験強度は表-2に，鉄筋の試験強度を表-3に示す。試験体のコンクリートは早強コンクリートを使用した。

表 - 1 試験体パラメータ

	01-E00	01-RN	01-RS	01-RA
$b_c \times D_c (\text{mm}^2)$	400×500			
柱主筋比 $cP_t(\%) (n-\phi)$	0.718 (5-D19)	0.574 (4-D19)	0.574 (4-D19)	1.435 (10-D19)
帯筋スパン(mm)	100			
帯筋比 $cP_w(\%) (n-\phi)$	0.36 (2-D10)			0.99 (2-D10内) (2-D13外)
$b_b \times D_b (\text{mm}^2)$	230×500			
j(mm)	367.5			
$bP_t(\%) (n-\phi)$	1.78 (6-D19)			
助筋スパン(mm)	100			
$bP_w(\%) (n-\phi)$	1.24 (2-D10)			
階高 H(mm)	2000			
スパン L(mm)	2600	3600		
$\sigma_o (\text{N}/\text{mm}^2)$	6.01	5.85	5.88	5.90
Sj	0.89	0.92	0.87	
接合部補強筋比 $jP_w(\%)$	0.29	無	無	無

j：有効梁せい， $bP_t(\%)$ ：梁主筋比

$bP_w(\%)$ ：助筋比， σ_o ：軸応力度

*接合部内帯筋の代わりにスパイラル筋を組込む

表 - 2 コンクリートの材料特性

	01-E00	01-RN	01-RS	01-RA
材齢	200	17	23	26
圧縮強度 (N/mm^2)	23.3	22.1	22.9	22.9
ヤング係数 (N/mm^2)	16600	17000	17300	17100

表 - 3 鉄筋の材料特性

鋼種(呼び径)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び率 (%)
SD295A(D10)	358	475	20.1
SD345A(D19)	384	553	16.7
ウルボン筋(U7.1)	1410	1460	11.0

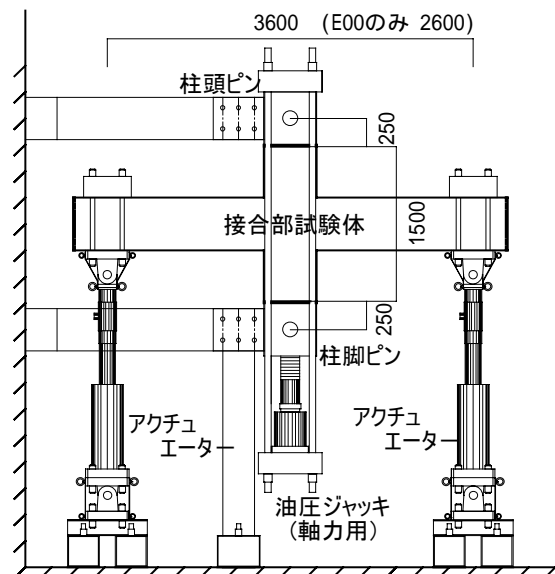


図 - 4 加力設置図

2.3 実験方法

図-4に加力装置を示す。柱の反曲点に位置する上下端をピン支持にし、軸力は油圧ジャッキで圧縮力(1176kN)を加え、一定に保持した。両梁外側端部にはアクチュエーターによりせん断力を与えた。

加力サイクルは初期の段階で荷重制御による加力(E00は68kNtf:1回と127kN:2回,RN,RS,RAは68kN:1回)を行い、それ以降、層間変形角R=1/200,1/100,1/50を正負各3回,1/25を正負各1回の交番繰り返し载荷を行った。

2.4 変位計位置

変位計位置を図-5に示す。図内の1は変位計位置を、数値は変位計の方向を示している。1は水平方向および鉛直方向を、2は水平方向のみを、3は鉛直方向のみを示した。変位計は片面東側(正面とする)に設置し、1の位置からの相対変位として測定した。

3. 実験結果

3.1 全体挙動

図-6に試験体4体の層せん断力-層間変形角の関係、図-7に剛性低下率の図を、図-8に各試験体の変形角毎のひび割れ展開図を示す荷重制御による加力で4体の試験体の梁に曲

げひび割れ、せん断ひび割れが発生した。またE00およびスパイラル筋を組み込んだRSの接合部パネル内には初期せん断ひび割れが発生し、その後R=1/200でRNとRSに初期せん断ひび割れが発生した。R=1/200終了時までにはRN,RS,RAのひび割れが進展しているものの強度や剛性の大幅な劣化はみられなかった。

R=1/100のステージで,RN,RS,RAが最大強度に達した。それぞれの接合部パネル表面ではひび割れの本数が増加し、ひび割れ幅も大幅に進展しているのに対しE00はひび割れがあまり進んでいなかった。剛性低下は初期剛性から比較するとRNが極端に低下したが、4体の剛性値はほぼ同じ値であった。

R=1/50のステージで,E00が最大強度に達し、R=1/25まで耐力低下が緩やかであり耐力をほ

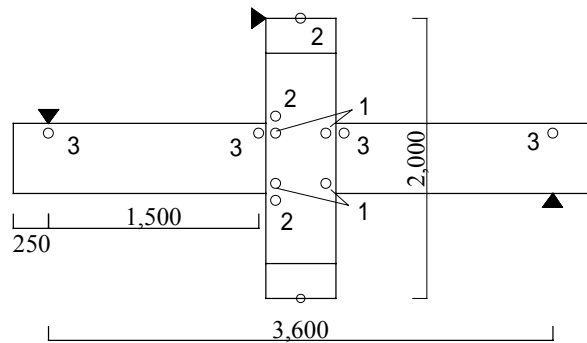


図-5 変位計位置

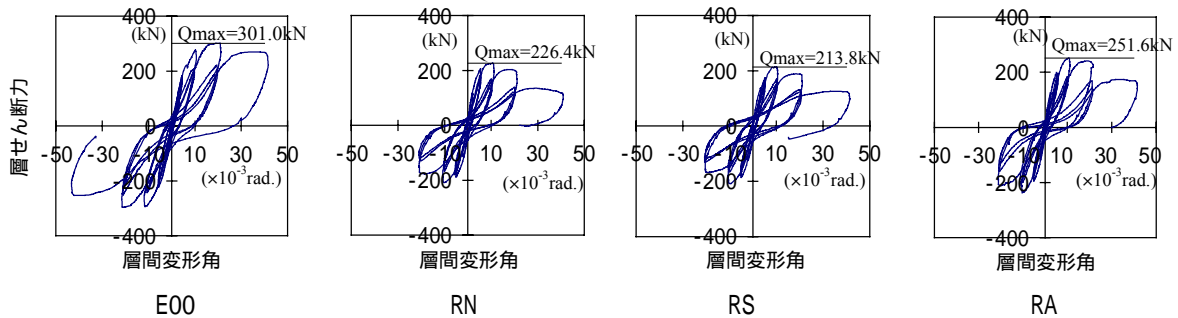


図-6 Qc-Rc 曲線

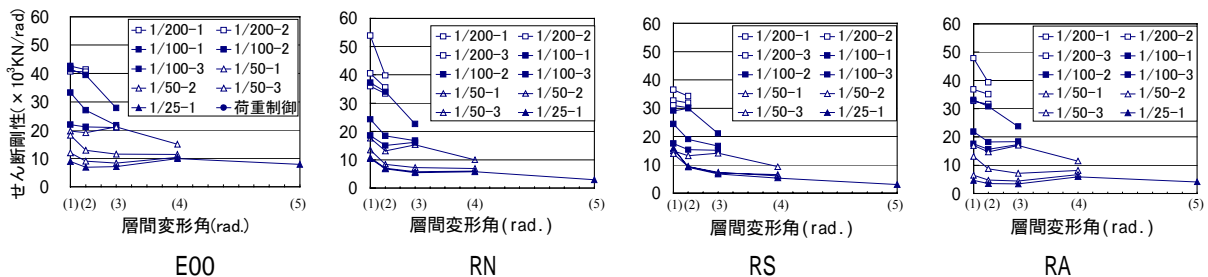


図-7 剛性低下率 (1)1/400 (2)1/200 (3)1/100 (4)1/50 (5)1/25)

ば保持している。それに対し、他の3体は最大強度以降 $R=1/50$ まで耐力をほぼ保持したものの、 $R=1/25$ でRNおよびRSが約40%、RAが30%と大幅に低下した。E00よりもRN、RS、RAは早い段階で最大強度に達し、その後の耐力低下が極端であることから、接合部せん断帯筋の有無が影響していると思われる。

接合部表面の損傷は4体全てが最大強度以降、接合部にひび割れが集中し、隆起・剥落が見られた。特にRNとRSは $R=1/50$ で接合部隅角部の柱主筋が局部座屈し、割裂破壊が見られた。接合部内の柱主筋にせん断帯筋が巻かれていないことがその原因であると思われる。RAも帯筋が巻かれていないが柱主筋量が十分に入って

おり座屈はなかったが、接合部コンクリート面の正面側と裏面側の隆起・剥落が顕著であった。

3.2 接合部挙動

接合部のせん断応力度 - せん断変形角()曲線を図-9に示す(は接合部せん断力を文献2にある接合部有効断面積で除したもの)。RSを除き各試験体とも最大で $=1.5/100$ 以下となった。RSは最大で $=2.8/100$ である。主に接合部内の帯筋が入っていない3体は $R=1/100$ 以降、接合部内柱主筋の局部座屈や特定方向の損傷の影響でせん断変形が一方に残留する形となった。

4. 比較・検討

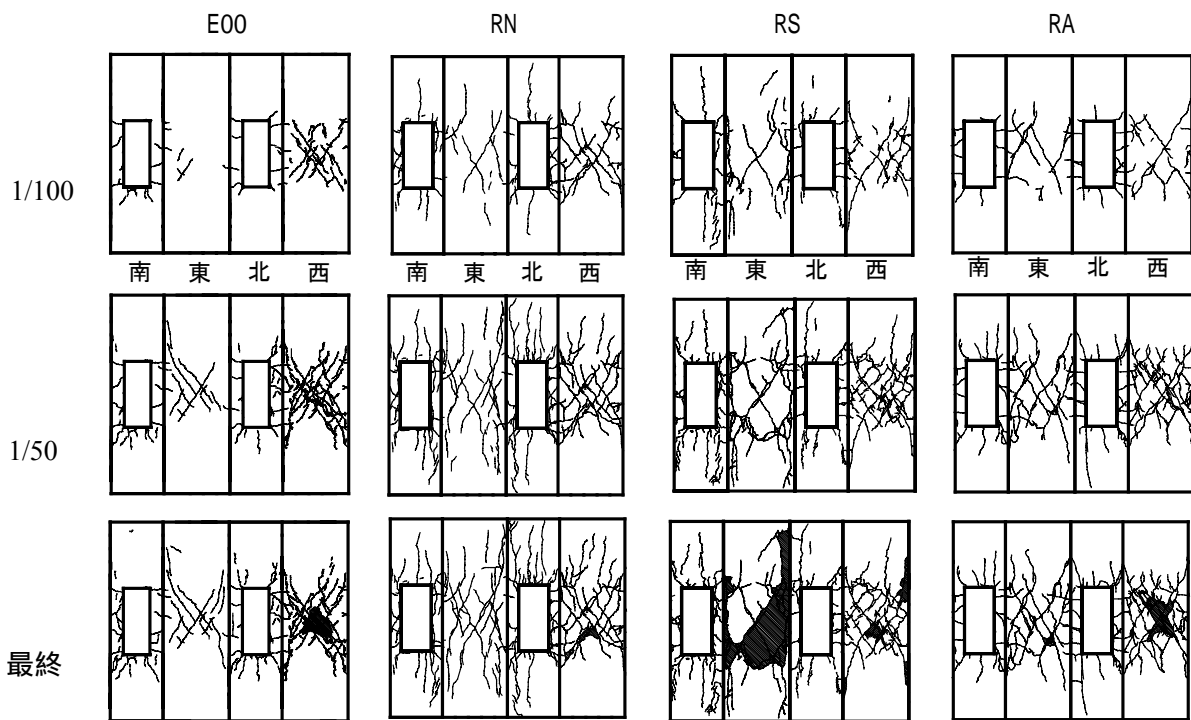


図 - 8 サイクルごとのひび割れ展開図

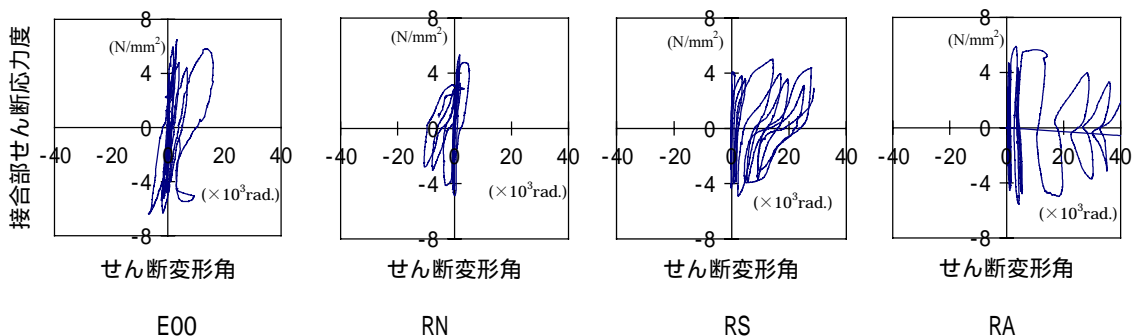


図 - 9 せん断力 - せん断変形角曲線

表 - 4 に接合部に生じたひび割れ強度および最大強度の実験値と計算値の比較表を示す。全ての強度は梁荷重を層せん断力(柱せん断力)に変換した値である。また、全ての強度評価式でRS型に組み込まれているスパイラル筋については適切な評価式がないため無視した。

各試験体の破壊モードは実験結果から耐力の低下、試験体の破壊過程で判断した結果、全試験体は接合部破壊型(J型)となった。

4.1 ひび割れ強度

「終局強度設計に関する資料*³」によりひび割れ(1)式は有効応力範囲を柱断面とし長方形断面応力による係数:k=1.5で除したもので、(2)式は(1)式の有効応力範囲を接合部の定義に基づく有効応力範囲で考慮したものである。

$${}_tV_{jc} = \sqrt{\sigma_c F_t + \sigma_c F_t^2 \cdot b_c \cdot D_c / 1.5} \quad (1)$$

$${}_tV_{jc} = \sqrt{\sigma_c F_t + \sigma_c F_t^2 \cdot b_j \cdot D_j} \quad (2)$$

*記号は参考文献による

ひび割れ強度を見ると計算値に対する実験値の比率が(1)式で0.71~0.84となり実験結果が低い。(2)式では0.60~0.71となり(1)式よりもさらに15%低く過大評価されている。いずれも比が1.0を下回り危険側の値になっている。

4.2 最大強度

最大強度の検討では「終局強度型耐震設計指

針*¹」による(3)式、「靱性保証型耐震設計指針*²」による(4)式、「寺岡らによる式*⁵」(5)式の3式により算定された値を実験値との比較対象とした。

$$V_{ju} = \sigma_B \cdot b_j \cdot D_j \quad (3)$$

$$V_{ju} = \sigma_B \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (4)$$

$$Q_{pu} = k \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot \sigma_{pu} \cdot t_p \cdot j_p \quad (5)$$

*記号は参考文献による

評価は(3)式および(4)式による計算値に対する最大強度の比率はそれぞれ0.79~1.03, 0.80~1.05とややばらつきが見られる。(3)式と(4)式ともに1.0を超えるのはE00のみで他3体はそれぞれ(3)式では0.79~0.96, (4)式では0.80~0.96と過大評価となっている。(5)式も0.97~1.25と比が若干ばらつきについてはいるものの、ほぼ1.0を上回り安全側の評価となっている。しかし、寺岡らの式は下限値式として提案されたもので、それを下回っていることからスケールイフェクトなどの原因が推定される。

5. スケールイフェクトに関する検討

4章の結果から本シリーズの本試験体と既往のデータを用いてスケールイフェクトの検証を行う。表-4の(4)式からの計算値に対する実験値の比率を用いた ${}_tV_{jc}/{}_cV_{ct} - D_c$ 関係を図-10(a)に示す。 ${}_tV_{jc}$ は実験値、 ${}_cV_{ct}$ は(4)式の計算値、 D_c

表 - 4 ひび割れ強度とせん断強度(層せん断力換算値)の実験値と計算値の比較

		01-RN		01-RS		01-RA		01-E00	
実験値(kN)	ひび割れ強度	122.0		114.3		135.0		128.1	
	せん断強度	226.4	208.4	213.8	208.4	251.6	237.2	301.0	296.1
		正	負	正	負	正	負	正	負
計算値(kN) (実/計)	梁曲げ時 入力せん断力	290.3		290.3		290.3		309.5	
		[0.78]	[0.71]	[0.74]	[0.72]	[0.87]	[0.82]	[0.97]	[0.96]
	ひび割れ (1)式	159.0		161.2		161.4		177.2	
		[0.77]		[0.71]		[0.84]		[0.72]	
	ひび割れ (2)式	187.8		190.4		190.6		209.3	
		[0.65]		[0.60]		[0.71]		[0.61]	
	終局強度型 指針式(3)式	255.0		264.4		264.4		291.4	
	[0.89]	[0.82]	[0.82]	[0.79]	[0.96]	[0.89]	[1.03]	[1.02]	
靱性保証型 指針式(4)式	253.7		260.1		260.1		285.8		
	[0.89]	[0.82]	[0.82]	[0.80]	[0.97]	[0.91]	[1.05]	[1.04]	
寺岡式(5)式	200.7		204.8		243.7		240.2		
	[1.13]	[1.04]	[1.04]	[1.02]	[1.03]	[0.97]	[1.25]	[1.23]	

は柱せいである。スケールイフェクトによる影響を補正するための補正係数(γ_{js})^{*6}を算定するため、対象データを本シリーズの試験体4体、近年に報告された京都大学の柱梁接合部実大試験体2体^{*7}の実験データ、過去の実験においてJ型破壊をした試験体41体^{*6}を併せた計47体とした。(6)式、および(7)式により補正した $V_{ct}/V_c - D_c$ 関係を図-10(b)に示す。 V_{ct} は γ_{js} による補正計算値である。

$$\gamma_{js} = 3.34(D_c)^{-0.298} \quad (6)$$

$$V_{cs} = V_{ct} \cdot \gamma_{js} \quad (7)$$

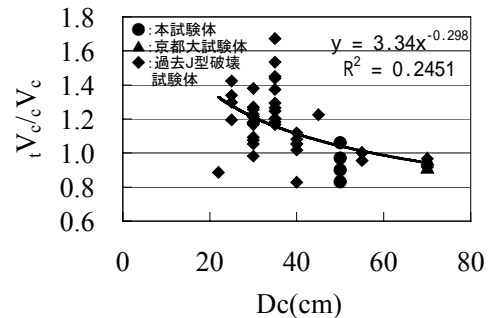
(6)式より $D_c = 580\text{mm}$ で γ_{js} は1.0を超えている。既往の試験体では D_c の平均値は約300mmであり、本シリーズ試験体4体は500mmであることから(6)による $\gamma_{js}(D=500)/\gamma_{js}(D=300)$ の比を求めると0.86となり、 $D=300\text{mm}$ から $D=500\text{mm}$ と柱寸法の増大による耐力低下の可能性が伺われる。

6. まとめ

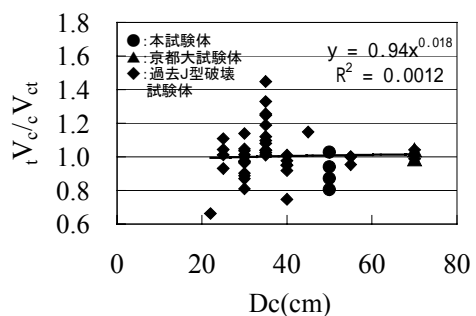
本実験で以下のことが明らかになった。

- 1) 接合部せん断帯筋の無い試験体(以下:無帯筋試験体とする)は、帯筋が柱主筋に巻かれていないため局部座屈が発生し、早期の接合部破壊に至り、その後も耐力保持ができず、急激に耐力が低下した。
- 2) 柱主筋を極端に増量した試験体は無帯筋試験体と比べてわずかであるが強度が上昇し、梁曲げ降伏に近い値となる。しかし、無帯筋試験体ほどではないにしろ耐力低下が顕著であった。これは接合部内のコンクリートの拘束効果が期待できなかったためであり、帯筋を巻くことで十分な耐力保持ができると思われる。
- 3) 各試験体の最大耐力実験値は一部を除き指針の評価式による計算値を下回る結果となった。また、寺岡らによる下限値式による計算値に対しても実験値は殆んど余力のない結果となった。

- 4) 本シリーズの実験結果の最大耐力について既往の資料と共にスケールイフェクトの影響を検討した。その結果、柱せいが300mmから500mmに大きくなると約15%の耐力減少が推定され、前項3)の原因の1つとしてスケールイフェクトが考えられる。



(a) 補正前



(b) 補正後

図-10 $V_{ct}/V_c - D_c$ 関係

【参考文献】

1. 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11
2. 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(案)，1997.7
3. 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，1987.9
4. 佐藤 学他：RC造柱梁十型接合部の立体トラスモデルによる解析と接合部補強方法の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，2001.9
5. 寺岡 勝他：高層骨組における柱・梁接合部の耐震性能に関する研究，フジタ技術研究所報増刊第5号，1997.1
6. 黒澤亮太郎他：RC造柱梁接合部の既往の実験データを用いた耐力および変形の耐震性能に関する解析的研究，工学院大学研究報告第91号，2001.10
7. 石田健吾他：鉄筋コンクリート十字型柱梁接合部の実大実験，コンクリート工学協会年次論文集，Vol.23，No.3，2001