

鉄筋コンクリート造長方形断面コア壁の構造性能

Structural Performance of R/C Core Walls of Rectangular Section

細矢 博*

要 旨

コア壁を採用する建物が多くなりつつあるが、コア壁の変形性能を確保するためにどの程度壁端部を補強すべきか十分な資料が得られていない。このため、長方形断面のコア壁に対して、壁端部の拘束範囲、拘束筋量を因子とした加力実験を行った。その結果、軸力比が 0.2 では壁厚の 2 倍程度の範囲を拘束すると十分な変形性能を確保できた。限界変形角は、拘束筋量の増大に伴い向上したが、配筋法によっても影響を受けた。それを考慮した拘束筋指標と限界変形角との間には相関関係が認められた。また、偏平な壁でも平面保持の仮定が成り立ち、コンファインド効果を考慮した断面解析では、曲げ強度を 8～15%安全側に評価した。

キーワード：鉄筋コンクリート、コア壁、構造性能、加力実験

1. まえがき

近年、超高層鉄筋コンクリート（RC）造の建物では、中央部に耐震壁（以後、コア壁と記す）を配置し、外周フレームと組み合わせて架構を形成する事例が多くなりつつある。このような状況から、コア壁の構造性能に関して多くの研究が行われてきたが、コア壁の強度や変形性能を確保するために壁端部をどの程度の範囲で拘束すべきか、また、どの程度の拘束筋量を配筋すべきか未だ十分な研究データの蓄積がなされていないと思われる。このため、それらを実験因子とした加力実験を行い、最大耐力、変形性能などの構造性能について検討した。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は、図-1に示すようなセンターコア壁形式の超高層建物の中央部に位置する長方形断面の壁の下層階 4 層分を対象としたものである。試験体の諸元を表-1に、形状・寸法、配筋の例を図-2、図-3に示す。試験体の縮小率は実物の約 1/6 で、試験体数は 4 体であり、いずれも曲げ破壊型に計画した。実験因子はコア壁両側の端部柱拘束範囲および拘束筋量である。拘束範囲 (L_c) は、No. 1、No. 3、No. 4 では壁厚 (D) の 2 倍、No. 2 では 3 倍とした。計画段階での拘束筋量 ($p_w \sigma_{wy}$ 、 p_w ：拘束筋比、 σ_{wy} ：拘束筋降伏強度) は、No. 2 では No. 1 の 1.0 倍に、No. 3 では約 1.3 倍に、No. 4 では約 2.6 倍にした。シアスパン比は各試験体とも 2.0 に設定した。

2.2 使用材料

コンクリートおよび鉄筋の材料試験値を表-2、表-

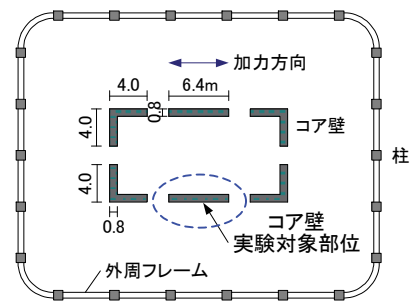


図-1 実験対象建物の平面のイメージ

3に示す。コンクリートの設計基準強度 (F_c) は $60\text{N}/\text{mm}^2$ である。鉄筋は、柱主筋に D10(SD390)、壁筋に D6(SD390 相当)、拘束筋に D4(SD295 相当および SD785 相当)を用いた。

2.3 加力方法

一定軸力を加力しつつ、試験体頂部に対してカンティレバー形式で水平方向に、No. 1、No. 2 では頂部変形角 (R) $1/800 \sim 1/50\text{rad}$ の、No. 3、No. 4 では $1/800 \sim 1/33$ の正負交番漸増繰返し加力を行った後、正方向へ単調加力した。軸力 (N) は 1720kN であり、公称軸力比 ($\eta = N/(DLF_c)$ 、 L ：壁せい) は 0.2 である。

3. 実験結果

3.1 破壊経過および破壊状況

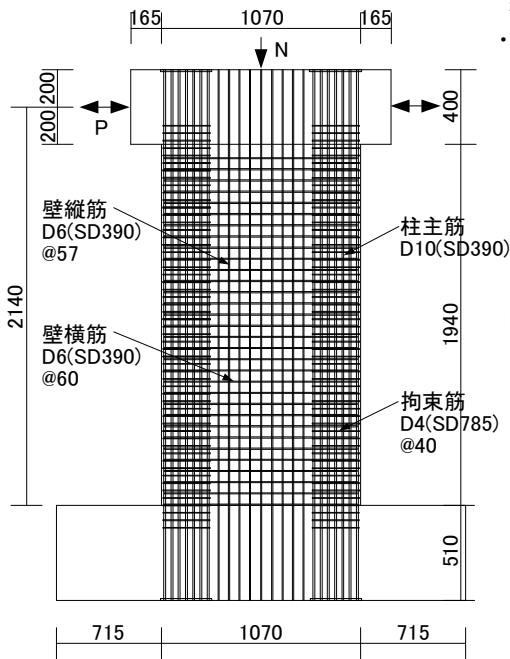
最終破壊状況を写真-1に示す。No. 1～No. 4 では、いずれの試験体も $1/1400 \sim 1/1250$ で曲げひび割れが発生した。端部柱主筋が $1/550 \sim 1/420$ で圧縮降伏し、その後のサイクルの $1/290 \sim 1/240$ で引張降伏した。

*技術研究所

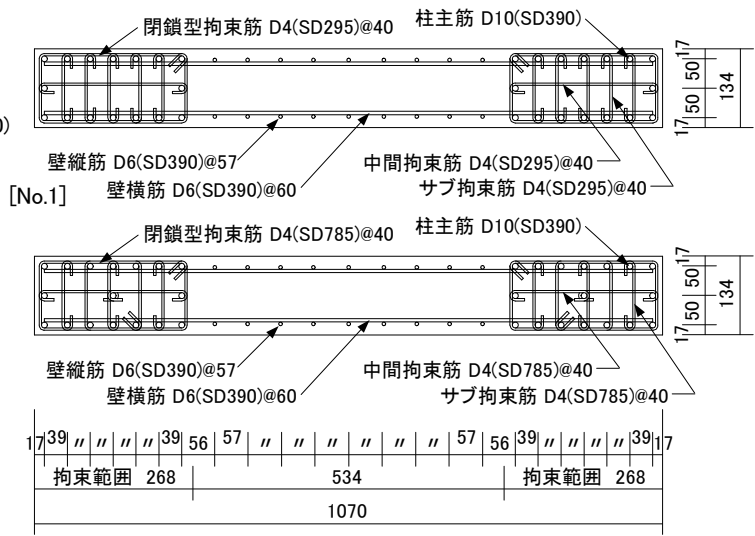
表－1 試験体諸元

試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4
断面寸法	壁厚 D(mm)	134		
	壁せい L(mm)	1070		
内法高さ	h(mm)	1940		
加力点高さ	H(mm)	2140		
シアスパン比	H/L	2.0		
端部柱拘束範囲	Lc(mm)	268 (2D)	402 (3D)	268 (2D)
端部柱主筋		16-D10 (SD390)	22-D10 (SD390)	17-D10 (SD390)
壁縦筋		2-D6@57 (SD390)	2-D6@56 (SD390)	2-D6@57 (SD390)
壁横筋		2-D6@60 (SD390)		
閉鎖型拘束筋	加力平行方向	2-D4@40 (SD295)	2-D4@30 (SD295)	2-D4@40 (SD785)
	加力直交方向	2-D4@40 (SD295)	2-D4@30 (SD295)	2-D4@40 (SD785)
サブ拘束筋	加力直交方向	5-D4@40 (SD295)	8-D4@40 (SD295)	5-D4@40 (SD785)
中間拘束筋	加力平行方向	D4@40 (SD295)	D4@30 (SD295)	D4@40 (SD785)
端部柱拘束筋の配筋模式図				
軸力	N(kN)	1720		

- ・本報告では、鉄筋の名称を下図に示すように呼称するが、本文中では閉鎖型拘束筋、中間拘束筋、サブ拘束筋を総じて拘束筋と記している
- ・拘束筋量 $p_w \sigma_{wy}$ は、加力方向、加力直交方向ごとに、それぞれ同一方向の閉鎖型拘束筋、中間拘束筋、サブ拘束筋の $p_w \sigma_{wy}$ を積算して求めている



図－2 形状・寸法、配筋例（鉛直断面）



図－3 形状・寸法、配筋例（水平断面）

表－2 コンクリート材料試験値

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ度 ϵ_{c0} ($\times 10^{-6}$)	引張強度 σ_t (N/mm^2)	弾性係数 E_c (kN/mm^2)
No.1	63.8	2650	4.25	32.9
No.2	66.9	2600	4.57	35.7

セメントには普通ポルトランドセメントを用いた
粗骨材には最大粒径15mmの砕石を用いた

表－3 鉄筋材料試験値

部位	呼び名	降伏強度 σ_{sy} (N/mm^2)	降伏ひずみ度 ϵ_{sy} ($\times 10^{-6}$)	引張強度 σ_{su} (N/mm^2)	
No.1 No.2	柱主筋	D10	433	2110	581
	壁筋	D6	443	2160	605
	拘束筋	D4	353	1720	528
No.3 No.4	柱主筋	D10	397	1940	612
	壁筋	D6	486	2370	631
	拘束筋	D4	357	1740	501

[破断伸び(%)]

No.1, No.2 D10:24, D6:23, D4:27

No.3, No.4 D10:22, D6:21, D4(SD295):28, D4(SD785):12

No. 1~No. 3 では 1/190~1/170 で加力直交方向の拘束筋が降伏、1/95~1/75 で加力平行方向の拘束筋が降伏した。No. 4 では拘束筋に高強度鉄筋を用いているため降伏が遅く、1/55~1/50 で加力平行方向、直交方向の順に降伏した。いずれの試験体も 1/220~1/150 でかぶりコンクリートが圧壊し始め、No. 1、No. 2 では 1/33 のサイクルで脚部コンクリートの圧壊領域が広がり、柱主筋の座屈が進み壁中央も損傷を受けて急激に荷重が低下した。拘束範囲の違いによる破壊状況の差はさほどみられなかった。一方、No. 3、No. 4 では、圧壊領域は壁厚の 2 倍程度の脚部に限られており、最大荷重に至った後も急激な荷重の低下はなかったが、1/33 のサイクルで柱主筋が座屈、1/20 のサイクルで破断し、荷重が低下した。なお、各試験体とも最終破壊まで面外方向への損傷は生じなかった。

3.2 セン断力(Q)と頂部変形角(R)との関係

Q-R 曲線を図-4 に示す。曲線には観察された主な現象も示している。また、Q-R 曲線の包絡線の比較を図-5 に示す。拘束範囲が異なる No. 1 と No. 2 を比較すると、両試験体とも曲線の形状、破壊に至る経過、限界変形角は似ており、本実験の場合、拘束範囲の違いによる影響は小さかった。限界変形角(R_u)は 1/39~1/37 であった。地震応答解析(レベル2)でのコア壁の最大層間変形角は 1/120 程度であることから、拘束範囲が 2D でも十分な変形性能を有しているといえる。一方、拘束範囲が同一の No. 1 と No. 3、No. 4 を比較すると、No. 3、

No. 4 では $p_w \sigma_{wy}$ の実測値が No. 1 に比べて 1.3~2.4 倍大きい、最大強度発生以降も荷重の低下はほとんどみられず変形性能に富んでいた。 R_u は 1.8~1.9 倍に増大し 1/22~1/20 であり、拘束筋量の違いによる影響が顕著に認められた。

3.3 最大強度の実験値と計算値との関係

最大強度の実験値と計算値との関係を表-4 に示す。曲げ強度の計算値はファイバーモデルによる断面解析と脚注に示す略算式¹⁾ から求めた。断面解析では、図-

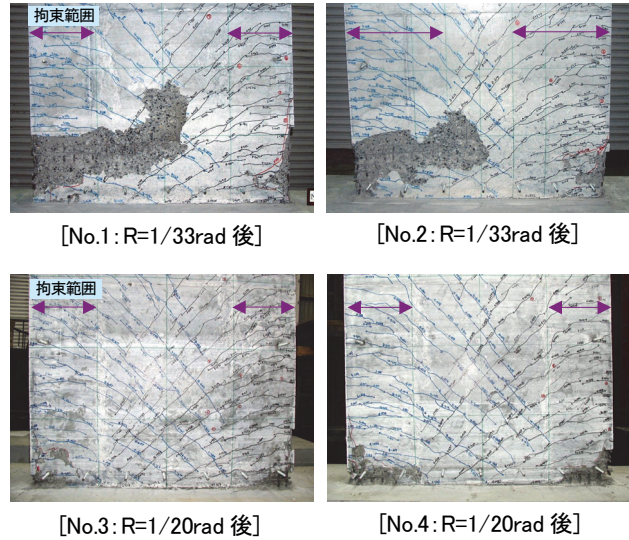


写真-1 最終破壊状況

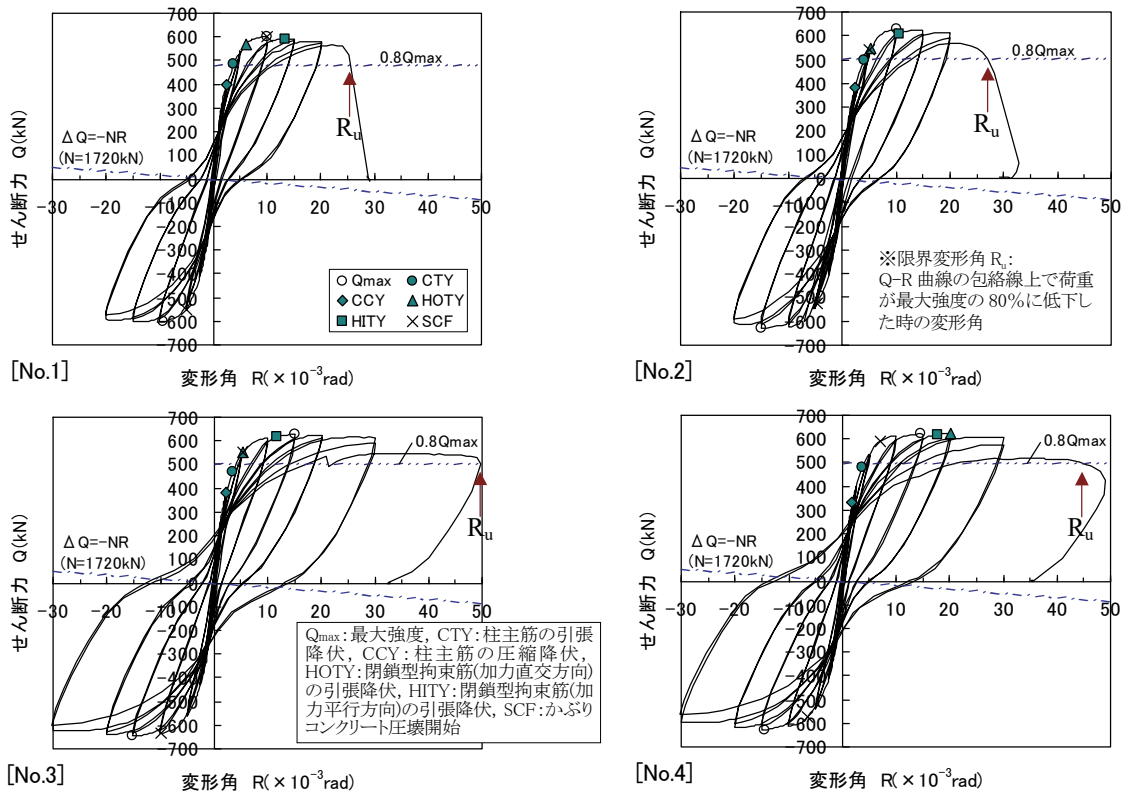


図-4 セン断力と頂部変形角との関係

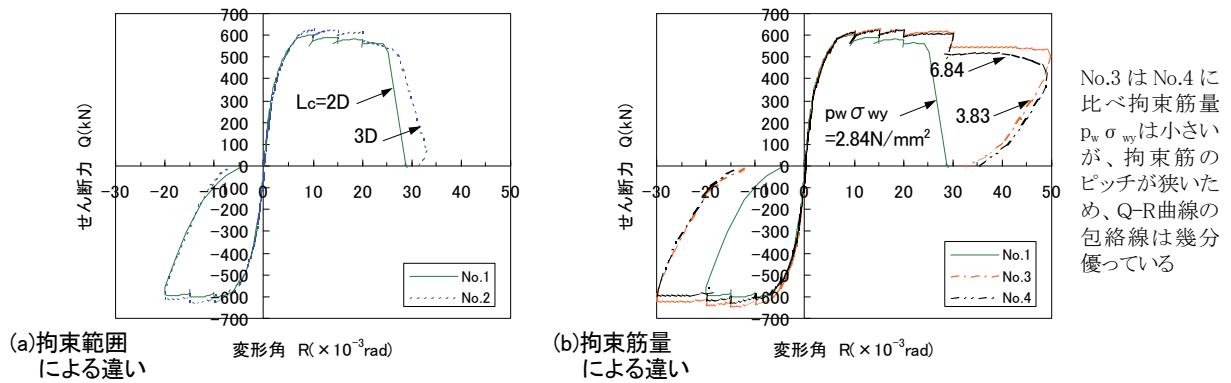


図-5 Q-R曲線の包絡線の比較

表-4 最大強度の実験値と計算値との関係

試験体	実験値		計算値				実験値/計算値				備考 拘束筋量	
	最大強度 Qmax (kN)	限界 変形角 Ru ($\times 10^{-3}$ rad)	曲げ強度		せん断強度		Qmax /fQmu	Qmax /iQmu	Qmax /idQsu	Qmax /hQsu	pwσwy (N/mm ²)	pwσwy (N/mm ²)
			断面 解析*1	略算式	靱性 指針*2	広沢式						
			fQmu (kN)	iQmu (kN)	idQsu (kN)	hQsu (kN)						
No.1	601	25.5	556	666	837	767	1.08	0.90	0.72	0.78	2.48	2.84
No.2	628	27.1	582	723	837	800	1.08	0.87	0.75	0.78	2.48	2.84
No.3	647	49.7	561	666	856	799	1.15	0.97	0.76	0.81	3.35	3.83
No.4	628	44.8	565	666	856	799	1.11	0.94	0.73	0.79	5.97	6.84

曲げ強度略算式: $M_{wu} = a_c \cdot \sigma_c \cdot L_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot L_w + 0.5N \cdot L_w$, $L_w = 0.9L$
 *1 拘束筋で拘束されている範囲のコンクリートに対しては、応力度-ひずみ度関係において、New RC モデルによりコンファインド効果を考慮した。また、拘束されていない範囲のコンクリート(プレーンコンクリート)に対しても、 $p_w = 0$ として、New RC モデルの応力度-ひずみ度関係を用いた。曲げ強度は、 $\epsilon_c = 3000 \times 10^{-6}$ のときの値 *2 柱せん断強度式を適用した($R_p = 0$)

6に示す拘束範囲のコンクリートに対するコンファインド効果を New RC モデル²⁾により考慮した。このとき用いたコンクリートの応力度-ひずみ度曲線の例を図-7に示す。せん断強度は靱性指針式³⁾ならびに広沢式¹⁾により求めた。

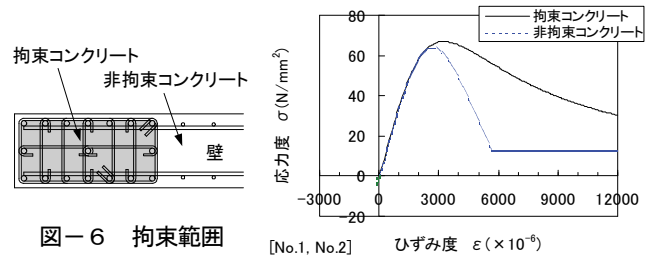


図-6 拘束範囲

図-7 コンクリートの応力度-ひずみ度曲線

断面解析値は実験値を8~15%安全側に評価した。これらのうち、拘束筋のピッチが狭い場合、高強度鉄筋を用いた場合にはより安全側になっており、New RC モデルはコンファインド効果を小さめに与える結果となっている。一方、略算式は3~13%危険側に評価した。本実験では、せん断余裕度の計算値(広沢式/断面解析)は約1.4であったが、せん断破壊には至らなかった。

3.4 拘束筋のひずみ度

加力直交方向の開鎖型拘束筋およびサブ拘束筋のひずみ度分布の例を No.3 について図-8に示す。端部から約1.5Dの範囲の拘束筋は1/33までに降伏したが、それより離れた拘束筋は降伏に至らなかった。本実験では、軸力比が0.2であったが、1.5D以遠の拘束筋の効果は小さかったと考えられる。他の試験体でも同様であった。

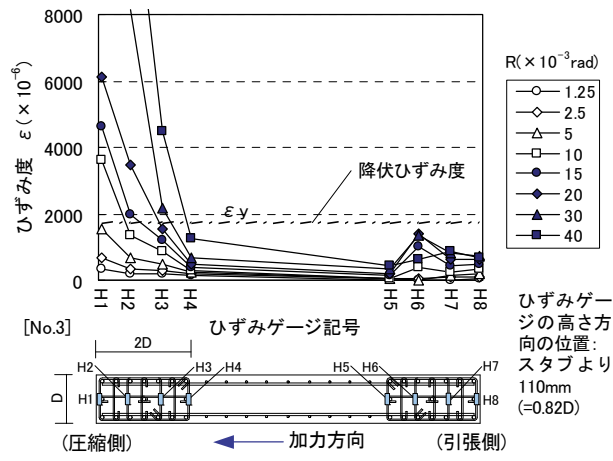


図-8 閉鎖型、サブ拘束筋のひずみ度分布

加力平行方向の開鎖型拘束筋および中間拘束筋のひずみ度と頂部変形角との関係を図-9に示す。拘束範囲が2DのNo.1では、拘束筋は1/67~1/50で降伏した。これに対し拘束範囲が3DのNo.2では、破壊した1/40で

も降伏に至らなかった。鉄筋長が長く拘束効果が低下したためと考える。一方、閉鎖型拘束筋および中間拘束筋の長手方向の長さを約 2/3 に短縮し 2 枚を掛け渡すように配筋した No. 4 と、通常配筋の No. 1 の H9 と H10 のひずみ度について平均値をとり比較すると、No. 4 では 1.5 ~ 2.5 倍程度大きく、拘束効果に優れていることがわかった。

3.5 鉛直方向のひずみ度の分布

最大強度近傍の 1/67 での壁脚部の鉛直方向のひずみ度の分布を図-10 に示す。ひずみ度は脚部に取り付けた変位計の検出値を初期計測間距離(60mm)で除して求めた平均ひずみ度である。No. 1 では分布の一部に凹凸がみられるが、各試験体とも概ね直線分布している。これより、扁平率が 8 の壁の場合でも平面保持の仮定が成り立つと判断できる。したがって、曲げ強度を平面保持の仮定のもとにファイバーモデルによる断面解析で求めているが、その妥当性が確かめられた。

3.6 曲げ回転角

No. 1、No. 2、No. 4 の壁 4 か所における曲げ回転角と頂部変形角との関係を図-11 に示す。拘束範囲は 2D、3D と異なるが、No. 1 と No. 2 では、回転角の履歴は概ね一致し、曲げ回転角は頂部変形角に対してほぼ線形的に増大している。拘束範囲の違いはさほど回転角に影響を与えないといえる。一方、拘束範囲は同一であるが p_w σ_{wy} が 2.4 倍異なる No. 1 と No. 4 を比べると、脚部近傍ならびに高さ 0.53L の断面では、No. 4 は荷重の低下を伴わないで No. 1 の 1.4~2.9 倍回転している。このことから、拘束範囲を増大するより拘束筋量を増大する方が変形性能の向上が期待できるといえる。拘束筋のピッチを狭め p_w σ_{wy} を増大した No. 3 でも No. 4 と同様な変形性能の向上が認められた。

3.7 壁脚端部の鉛直方向ひずみ度の履歴

変位計の検出値を初期計測間距離で除して求めた壁脚端部のひずみ度の履歴を図-12 に示す。拘束筋量が同一で拘束範囲が 2D の No. 1 と 3D の No. 2 を比べると、履歴に大差なかった。拘束範囲を 2D 程度確保すればそれ以上拡大しても効果は小さいことがわかる。

一方、 p_w σ_{wy} が No. 1 に比べ 1.3~2.4 倍であった No. 3、No. 4 では、No. 1 に比べ圧縮方向のひずみ度が增大して

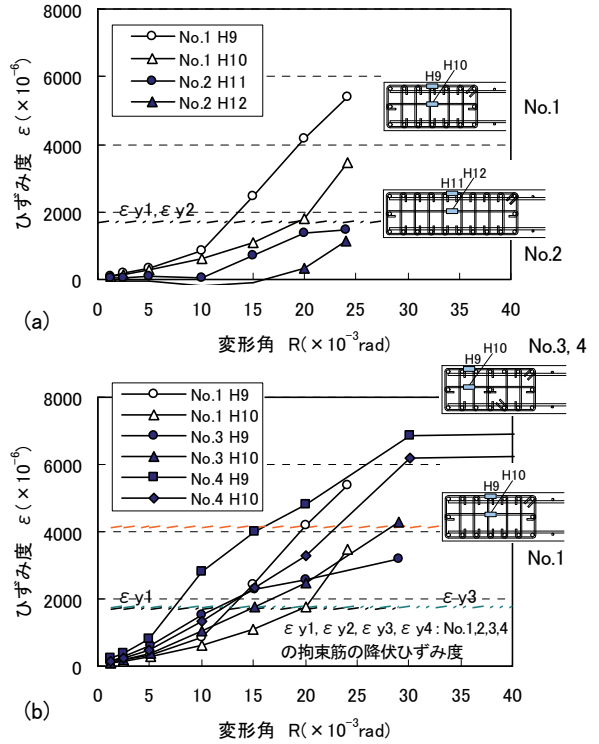
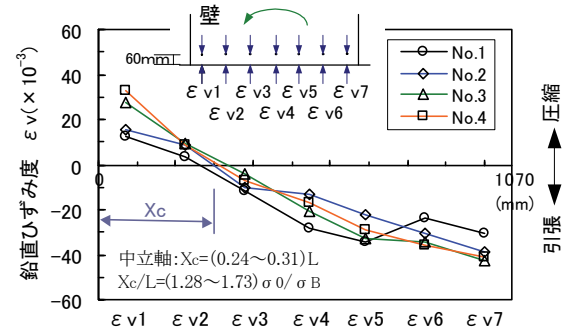


図-9 閉鎖型拘束筋および中間拘束筋のひずみ度と頂部変形角との関係



[R=1/67rad] 柱主筋が座屈し始める頂部変形角は1/50以後である。これゆえ、1/67の段階では、柱主筋の抜け出しは生じていないと判断される

図-10 鉛直方向のひずみ度の分布

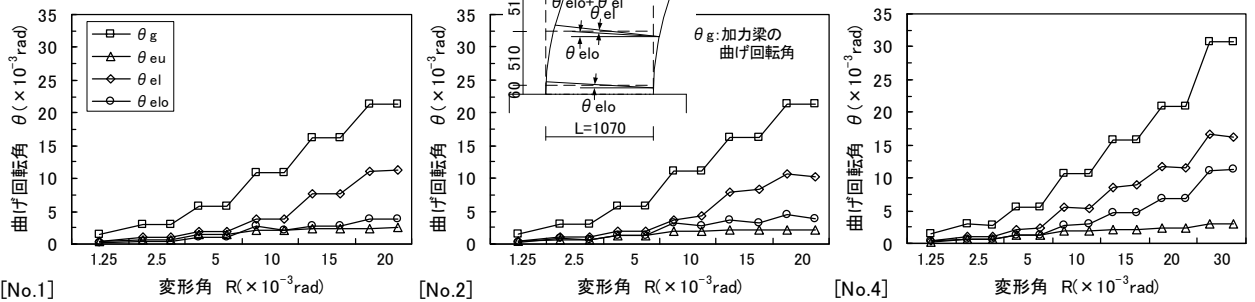


図-11 曲げ回転角と頂部変形角との関係

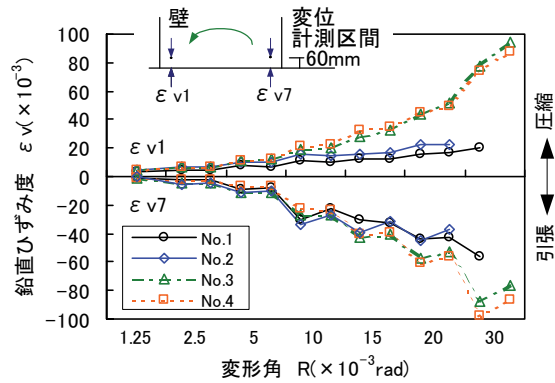


図-12 壁脚端部の鉛直方向ひずみ度の履歴

おり、拘束筋は靱性の向上に寄与しているといえる。No. 3 は No. 4 に比べ $p_w \sigma_{wy}$ は 1/1.8 であったが、拘束筋のピッチは 3/4 であったため、等価な効果が生じている。

3.8 限界変形角と拘束筋指標との関係

筆者は参考文献 4) で、柱の限界変形角は横補強筋量を軸応力度で基準化した値と相関関係があることを示した。本報告ではそれを参考にするとともに、本実験では、目視観察によれば、コア壁の変形性能は、柱主筋の座屈によりほぼ決定されていると判断されたので、拘束筋のピッチ (s) が変形性能に与える影響をオイラーの座屈強度式の細長比 $(L/i)^2$ の項を用いて評価することとした。

限界変形角と、拘束筋量を軸応力度ならびに細長比の項で基準化した値 $(p_w \sigma_{wy} / \sigma_c) / (s/d_b)^2$ (以後、拘束筋指標と記す) との関係を図-13 に示す。図から、加力平行方向、直交方向ともそれぞれに限界変形角と拘束筋指標との間には相関関係があることが認められる。さらに、これに参考文献 5) から得られた実験値を図示してみると、それらは加力平行方向、直交方向ともほぼ回帰直線上にあることがわかる。したがって、得られた拘束筋指標による回帰式によりコア壁の変形性能を概ね評価できると考えられる。

4. まとめ

本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- i. 本実験の条件下では、拘束範囲が 2D と 3D の場合、その違いによらず破壊経過や破壊状況に大差なく、Q-R 関係は類似したことから、拘束範囲を 2D とれば十分と考えられる
- ii. 拘束筋量 ($p_w \sigma_{wy}$) を増大し、かつ拘束筋を閉鎖型形状にして掛け渡すように配筋すると、変形性能が著しく向上した
- iii. New RC モデルによりコンファインド効果を考慮したファイバーモデルによる断面解析は、曲げ強度を 8~15%安全側にかつ精度良く評価し、計算法の妥当性が確かめられた

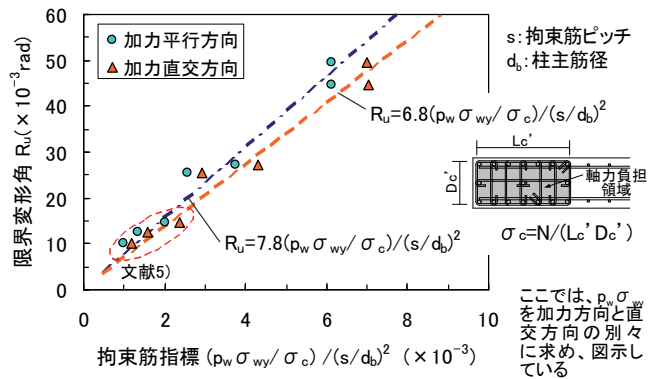


図-13 限界変形角と拘束筋指標との関係

- iv. 限界変形角と拘束筋指標 $(p_w \sigma_{wy} / \sigma_c) / (s/d_b)^2$ との間には相関関係が認められ、同指標を考慮に入れた回帰式によりコア壁の変形性能を評価できると考えられる
- v. 軸力比 0.2 では、加力直交方向の拘束筋は 1.5D の範囲で降伏することから、2D 以上拘束しても変形性能に対する効果は小さいといえる
- vi. 拘束範囲を増大するより拘束筋量を増大する方が曲げ回転性能の向上を期待できる
- vii. 実験結果から、偏平率 8 の壁でも平面保持の仮定が成り立ち、断面解析の適用性が確認された

5. あとがき

長方形断面コア壁の構造性能を把握でき、また、変形性能の評価方法を考察することができた。今後は、得られた知見をコア壁チューブ構造から成る超高層建物の設計に適用していきたい。

本実験に際しては、(財)日本建築総合試験所 益尾潔構造部長はじめ所員の方々に、ご指導、ご協力いただいた。ここに記して謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター、「建築物の構造規定」、1997 年版
- 2) 建設省総合技術開発プロジェクト、「鉄筋コンクリート造建築物の軽量化・超高層化技術の開発」、平成 4 年度 New RC 研究開発概要報告書、国土開発技術センター、1993 年 3 月
- 3) 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」、1999 年版
- 4) 細矢 博、「 $F_c=70\text{N/mm}^2$ 級外殻 PCa 柱の構造特性と外殻 PCa 柱の変形性能評価」、奥村組技術研究年報、No. 31、pp. 55-62、2005
- 5) 田畑 卓、西原 寛、鈴木英之、「板状超高層住宅の開発(その 2)」、安藤建設技術研究所報、Vol. 9、pp. 69-77、2003