

中央コア壁を有する超高層鉄筋コンクリート造建物の開発

白都 滋* 小澤 潤治* 豊嶋 学*
 三輪 晋也* 竹田 史郎* 阪井 由尚**
 市川 一美** 仁科雄太郎**

要 約： 社会的ニーズの高いスケルトン・インフィル方式など設計自由度の高い居室空間を実現するために、連層耐震壁(コア壁)を主たる耐震要素とする超高層鉄筋コンクリート造集合住宅の開発に着手した。本研究では、コア壁を有する超高層建物の耐震設計法を確立するために設計のクライテリアを設定し、試設計および応答解析を実施した。また、L型断面のコア壁の曲げ挙動を把握するために構造性能確認実験を行った。本報では、コア壁の実験結果を示すとともに実験で得られたコア壁の曲げ耐力、変形性能を評価するために実施した横補強筋の拘束効果を考慮したファイバーモデルによる解析の結果と実験結果を比較し、解析モデルの妥当性を検証した。また、検証されたファイバーモデルを用いた28層建物の地震応答解析結果を示し、建物の耐震安全性を材料レベルで確認した。

キーワード： 超高層建物, 鉄筋コンクリート造, 高強度材料, 連層耐震壁, 耐震性能, 拘束効果, ファイバーモデル

- 目 次： 1. はじめに
 2. 試設計と地震応答解析
 3. L型断面耐震壁の構造実験

4. 実験結果の検討
 5. おわりに

1. はじめに

近年、大都市における超高層鉄筋コンクリート(RC)造集合住宅の建設が増大しているが、これらの構造形式は主に柱・梁架構であり、フリープランやスケルトン・インフィル(SI)方式など設計自由度の高い空間、特に居室空間に梁型がなく、かつ柱の少ない空間へのニーズの高まりに十分対応できない。集合住宅建物におけるエレベーターホールや階段室のコア部と居室部を区画する壁を鉄筋コンクリート造連層耐震壁(コア壁)とすると、地震力の大半がこの耐震壁に負担されるため、外周フレーム架構は地震力からかなり開放され、柱断面サイズの縮小等が可能となり、自由度の高い空間を実現することができる。

このような自由度の高い中央にコア壁を有する30層から40層程度の超高層集合住宅の耐震設計手法を確立するために、高強度材料を使用したL型断面コア壁の構造性能確認実験を実施した。本報では、実験で得られたコア壁の曲げ耐力や変形性能を評価するために、横補強筋の拘束効果を考慮したファイバーモデルによる断面解析を実施し、実験結果と比較した。また、中央にコア壁を有する超高層建物の耐震設計のクライテリアを設定し、試設計およびファイバーモデルを用いた地震応答解析を実施し、材料レベルを含め建物の耐震安全性を検証した。

2. 試設計と地震応答解析

2.1 建物概要

試設計建物の概要と平面図を図1に示す。試設計建物は、地上28階、軒高96.8m、塔状比2.93とした整形な建

物である。構造形式は中央に配置する4枚のL型断面コア壁とそれらコア壁を結ぶ境界梁および外周チューブ架構とした。柱・壁のコンクリートの設計基準強度は $f_c=36\sim 60\text{MPa}$ 、鉄筋はSD390～SD490とした。

2.2 解析モデル

(1) 建物のモデル化

構造解析モデル図を図2に示す。L型断面コア壁を一本の柱とし、コア壁断面を多数の弾塑性軸方向バネにモデル化した。この一本柱モデルをL型断面の図心位置に配置した。境界梁はビーム要素を用い、コア壁と接合し、コア壁断面の内部は剛域とした。各層は剛床として、水平2方

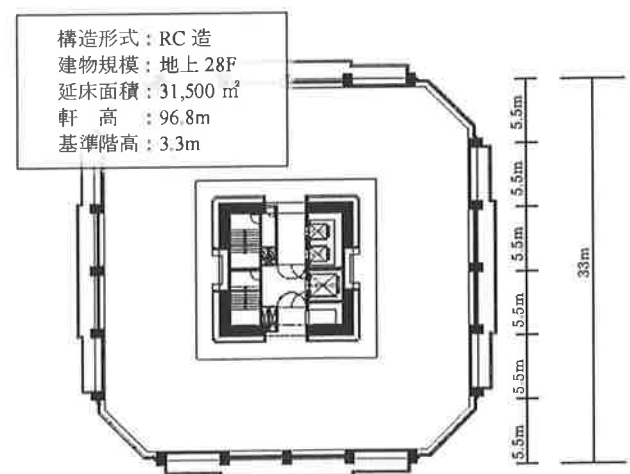


図1 試設計建物の概要と平面図

向の並進自由度とZ軸(高さ方向)回りの回転自由度を持つものとした。この解析モデルにより、コア壁に生じる2軸曲げおよび壁板部分に発生する面外曲げの影響を考慮することができる。

(2) コア壁のモデル化

L型断面コア壁は、図2に示すように水平断面を小要素に分割し、平面保持を仮定したファイバーモデルとした。コンクリートのモデル化は、横補強筋の拘束効果を考慮したモデル¹⁾とし、また、鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とした。本コア壁のモデル化の妥当性については、4章で詳述する。

(3) 設計クライテリア

設計クライテリアを表1に示す。設計クライテリアは、最大層間変形角、部材の塑性率、入力される曲げおよびせん断力に加えて、コア壁については、コンクリートおよび軸方向鉄筋のひずみレベルについて設定した。コア壁のコンクリート、鉄筋のひずみに関する設計クライテリアは、修復限界状態でコンクリートの圧縮強度時のひずみおよび鉄筋の降伏ひずみ以下、安全限界状態で、コンクリートの圧縮ひずみ0.3%、鉄筋の引張ひずみ1%以下とした。

(4) 地震応答解析

地震応答解析は、基礎固定の立体解析モデルを用いて行う。粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、1次固有振動数に対して3%とした。建物の1次固有周期は、2.49秒である。入力地震動は、レベル1(L1:稀に発生する地震動)とレベル2(L2:極めて稀に発生する地震動)として、表2に示す。

2.3 解析結果

レベル2による解析結果を図3に、中央コア壁と外周フレームの負担せん断力を図4に示す。最大応答層間変形角は、L1地震動に対して1/351、L2地震動に対して1/115であり、設計クライテリアを満足している。また、静的解析

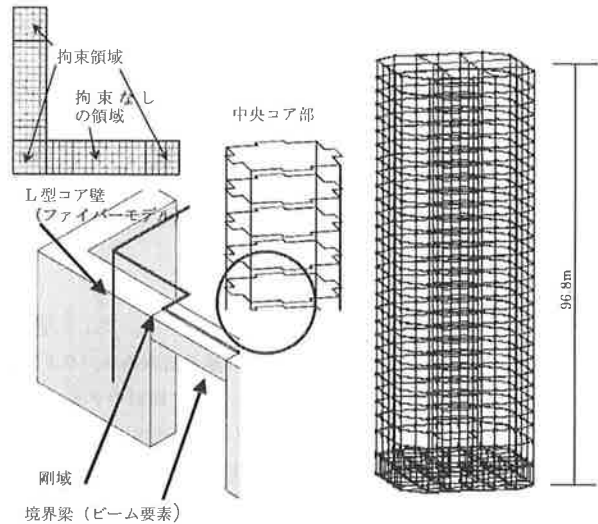


図2 解析モデル図

表1 設計クライテリア

	架構	梁	柱	コア壁
使用	$R < 1/200$	$M < M_s$	$Q < Q_s$	$Q < Q_s$
限界	R: 変形角, Ms: 短期許容曲げ強度, Qs: せん断ひび割れ強度			
修復	$R < 1/100$	$DF < 4$	$CM < Mu$	$\epsilon_{cc} < \epsilon_B$
限界	DF: 塑性率, Mu: 曲げ強度, ϵ_B : 最大強度時の歪み, ϵ_y : 降伏点の歪み			
安全	$RU > RU2E$	$GQ < Q_{su}, Q_{bu}$	$CQ < Q_{su}, Q_{bu}$	$\epsilon_{cc} < 0.3\%$
限界	Q_{su} : せん断終局強度, Q_{bu} : 付着割裂強度			

M: 曲げ応力, Q: せん断応力, CM, GQ, CQ: 梁柱の設計用応力

ϵ_{cc} : コンクリートの圧縮歪み, ϵ_{st} : 鉄筋の引張歪み, ϵ_{sc} : 鉄筋の圧縮歪み

RU2E: レベル2地震動に対して2倍の仕事量に相当する全体変形角

表2 採用した入力地震動

模擬波	加速度 (gal)		観測波	加速度 (gal)	
	L1	L2		L1	L2
告示波1	85	417	EL CENTRO	255	511
告示波2	96	464	TAFT	298	497
告示波3	107	486	HACHINOHE	165	330

告示波は、建設省告示第1461号に準拠して作成された解放工学的基盤波をもとに、表層地盤の増幅特性を考慮して作成した。

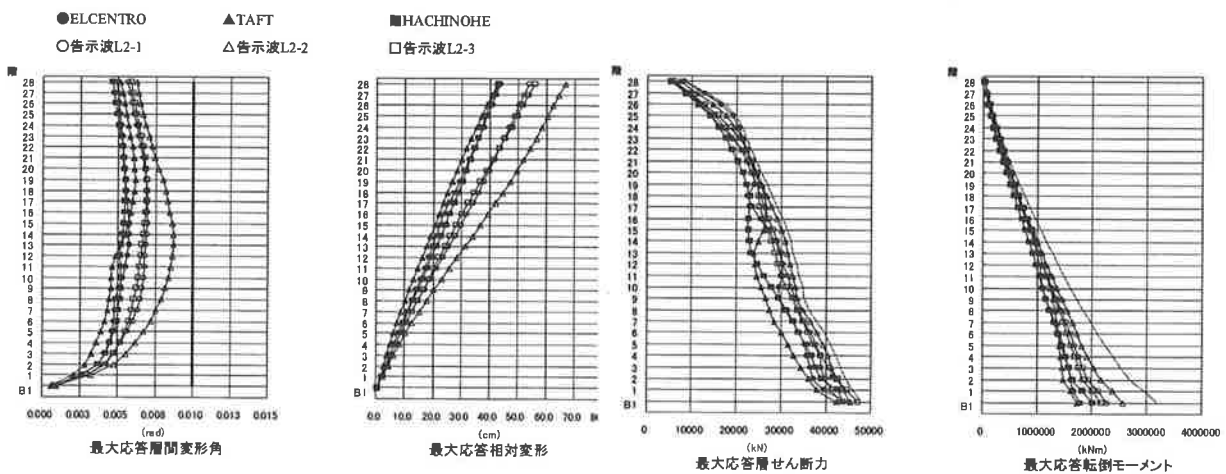


図3 応答解析結果

動的解析とも、中央コア壁は、建物に入力される地震力の70%程度を負担しており、コア壁が主たる耐震要素であることが確認された。

(5) コア壁に生じる応力

最下層のコア壁脚部に生じるひずみの最大値を表3に示す。修復限界状態では、コンクリートおよび軸方向鉄筋の最大ひずみは、それぞれ最大強度時ひずみ、降伏ひずみ以下であった。また、安全限界状態では、コンクリートの最大圧縮ひずみは0.3%、鉄筋の最大引張りひずみは1%以下であり、材料レベルにおける設計のクライテリアも満足していることを確認した。

3. L型コア壁の構造実験

3.1 実験の目的

コア壁脚部の耐震性能評価法を確立するために、圧縮強度 $\sigma_p=80\text{MPa}$ の高強度コンクリート、および降伏点強度 $f_y=685\text{MPa}$ の高強度鉄筋を用いたL型断面コア壁の曲げせん断実験を行い、前述したコンクリートの拘束領域を考慮した曲げ解析モデルの妥当性の検証、およびせん断破壊を防止するための評価方法を検討する。

3.2 実験概要

(1) 試験体

試験体図例を図5に示す。試験体は試設計されたL型コア壁の約1/8縮尺モデルとし、壁厚 $t_w=120\text{mm}$ 、壁長さ $L_w=720\text{mm}$ 、壁内のり高さ $h_w=1450\text{mm}$ とした。試験体上下には加力用のスタブを設け、コンクリートの目標圧縮強度は、壁板部分で80MPa、上下スタブで60MPaとした。L型断面の曲げ圧縮部拘束領域(図中斜線表示、以下柱型)の長さは、前述した断面解析結果を参考にし、190mm(=1.6 t_w)とし、主筋に6-D13($p_g=3.34\%$)、拘束筋として溶接閉鎖型矩形フープD6($p_w=1.07\%$)を中央でラップさせる形式で50mm間隔で配置した。柱型に使用した主筋および拘束筋には、USD685クラスの高強度鉄筋を使用した。壁

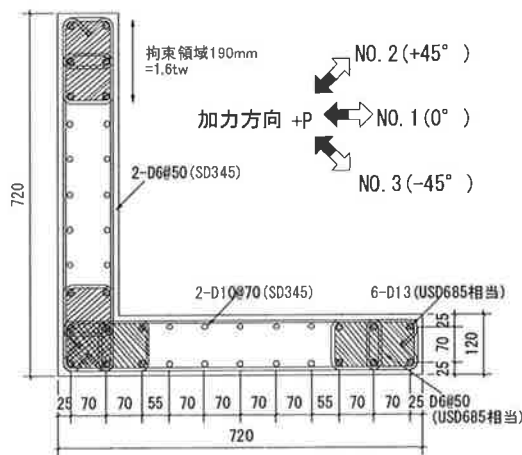


図5 試験体図例

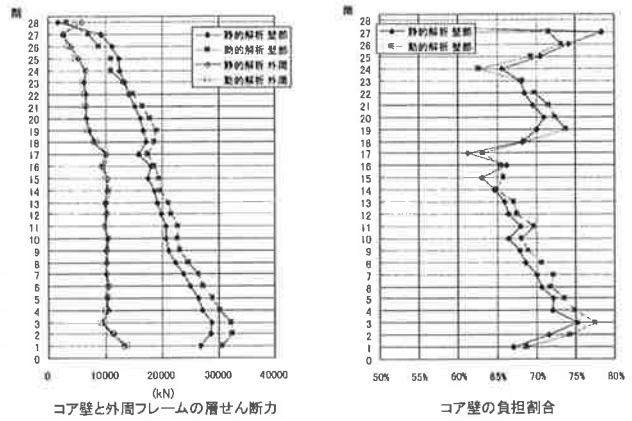
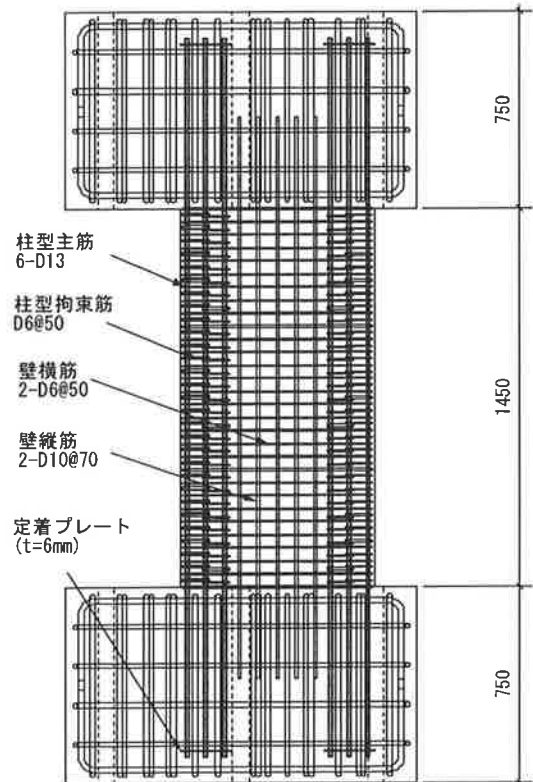


図4 コア壁の負担せん断力

表3 コア壁脚部の最大ひずみ

修復限界状態		鉄筋		コンクリート
		ϵ_{st}	ϵ_{sc}	ϵ_{cc}
静的解析	引張側	-0.19%	0.07%	0.07%
	圧縮側	-0.13%	0.12%	0.12%
動的解析	最大値	-0.17%	0.10%	0.10%

安全限界状態		鉄筋		コンクリート
		ϵ_{st}	ϵ_{sc}	ϵ_{cc}
静的解析	引張側	-0.27%	0.12%	0.13%
	圧縮側	-0.23%	0.15%	0.15%



板の縦筋は、2-D10@70 ($p_s=1.69\%$, SD345)とし、横筋は両端135°フックを設け、2-D6@50 ($p_s=1.07\%$, SD345)とした。試験体総数は3体とし、全試験体とも形状、寸法および配筋は同じとした。実験の変動因子は水平力の作用方向とし、試験体NO.1、NO.2、NO.3の加力方向は、それぞれ0°方向、45°方向および-45°方向とした(図5参照)。

(2)使用材料

使用した材料の試験結果を表3に示す。壁板部分に使用したコンクリートの粗骨材の最大寸法は10mmとした。

(3)加力方法

加力装置図を図6に示す。加力は、試験体を反力床および加力治具に緊結した後、2本の軸力用アクチュエータで所定の軸力 N を載荷し、水平力 P は水平力用アクチュエータで載荷した。試験体上部にはピン治具を取付け、試験体反曲点高さ H は2575mm ($H/L_w=3.6$)とした。

軸力および水平力は、試験体の図心位置に作用させた。NO.1、NO.3は図心とせん断中心がずれているため、試験体上部スタブに平行クランクを設置し、ねじれ変形を拘束した。

軸力と水平力の関係を図7に示す。試設計建物の解析結果を参考にし、最大および最小軸力比 $\eta (=N/(A_w \cdot \sigma_B))$ 、 A_w : 壁の全断面積、 σ_B : 材料試験結果によるコンクリートの圧縮強度、圧縮を正)は、NO.1で0.30、-0.02、NO.2で0.40、-0.04とした。また、NO.3では、一定の圧縮軸力比 $\eta=0.15$ とした。

載荷履歴は、部材角 $R (= \delta/h_w)$ 、 δ : 壁内のり高さでの水平変位)で制御し、 $R=\pm 1/800$ を1サイクル、 $R=\pm 1/400$ 、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1.5/100$ 、 $\pm 2/100$ を各2サイクル繰り返すことを原則とした。

3.3 実験結果

各試験体の実験終了後の破壊状況を写真1に、せん断力一部材角関係を図8に示す。

NO.1 (0°加力)は、 $R=1/400$ 、 $1/200$ の載荷時に曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れが発生した。 $R=+1/100$ の載荷時に断面隅角部のコンクリートの圧壊が観察され、柱

表3 材料試験結果

(a)コンクリート

試験体名	壁パネル			スタブ下	スタブ上
	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	割裂強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)
NO.1	84.4	36.7	5.54	60.0	58.8
NO.2	87.1	36.6	5.67	58.0	56.1
NO.3	95.8	40.1	6.30	62.7	57.1

1)封蔵養生した100φ×200mmシリンダーによる結果

(b)鉄筋

呼び名	使用部位	降伏点 (MPa)	破断強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)	破断伸び (%)
D13	柱型主筋	716	892	192	10.0
D10	壁縦筋	377	540	191	18.9
D6	柱型拘束筋	693 ¹⁾	912	192	11.5
D6	壁横筋	411 ¹⁾	581	180	14.2

1)0.2%オフセット耐力

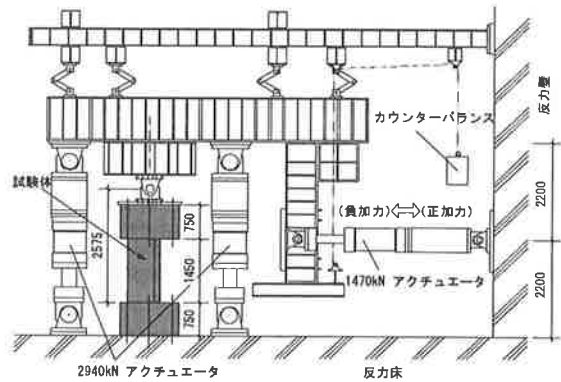


図6 加力装置

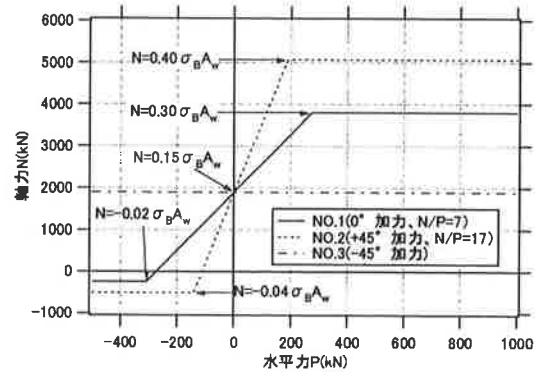


図7 軸力-水平力の関係



(a) NO.1



(b) NO.2



(c) NO.3

写真1 試験体の最終破壊状況

型部主筋が圧縮降伏した後、端部柱型主筋が引張降伏した。 $R=1.5/100$ の繰返し時に壁パネル断面隅角部の圧壊領域が拡大し、負荷荷時に壁端部のコンクリートが圧壊した。また、壁縦筋が引張降伏した。 $R=1/50$ の繰返し時に圧壊が顕著となったが、耐力低下の小さい曲げ型の破壊性状を示した。

NO. 2 (+45° 加力) は、 $R=-1/800$ 、 $+1/200$ の荷荷時に曲げひび割れが発生し、隅角部のコンクリートが圧壊した。 $R=+1/100$ の荷荷時に隅角部の圧壊領域が拡大し、剥落が見られた。また、隅角部の柱型主筋および壁縦筋が圧縮降伏した。曲げせん断ひび割れは、 $R=-1/100$ 、 $R=+1.5/100$ の荷荷時に見られた。 $R=+1/50$ の繰返しにより圧壊、剥落が顕著となり、端部の柱型主筋が引張降伏した。 $R=-1/50$ の荷荷時に壁端部の圧壊が観察されたが、NO. 1同様、耐力低下の小さい曲げ型の破壊性状を示した。 $R=+3/100$ の荷荷中、コンクリートの圧壊、剥落領域が壁脚部断面隅角部から壁全域まで拡大し、 $R=+2.8/100$ で曲げ圧縮破壊し、軸力を保持できなくなった。

NO. 3 (-45° 加力) は、 $R=1/800$ 、 $1/400$ 、 $1/200$ の荷荷時に曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ、およびせん断ひび割れが発生し、 $R=1/100$ の繰返し時に壁端部圧縮領域のコンクリートの圧壊が観察され、端部柱型部主筋および壁縦筋が引張降伏した。 $R=1.5/100$ の繰返し時に圧壊領域が拡大し、 $R=1/50$ 荷荷時にせん断ひび割れが圧縮側壁パネルへ貫通した。また、断面隅角部の柱型部主筋が引張降伏した。 $R=3/100$ の繰返し時に圧壊領域がさらに拡大し、壁横筋の降伏が見られたが、NO. 1、NO. 2同様、耐力低下の小さい曲げ型の破壊性状を示した。

4. 実験結果の考察

4.1 最大耐力とスケルトンカーブ

全試験体とも曲げ型の破壊性状を示しており、ここでは、拘束コンクリートを孫・崎野式¹⁾、カバーコンクリートをFafitis-Shah式²⁾を用いた断面解析(ファイバーモデル)による計算曲げ強度 V_{mu} と実験で得られた最大耐力 V_{max} (圧縮軸力が作用する正側加力時)を比較する。また、New RC式³⁾で評価した場合のせん断強度 V_{su} の計算曲げ強度に対する比、せん断余裕率 V_{su}/V_{mu} と破壊モードを比較する。計算結果一覧を表4に示す。

ファイバーモデルによる計算曲げ強度の実験で得られた最大耐力の比 V_{max}/V_{mu} は0.99~1.13であり、十分な精度で実験で得られた最大耐力を評価することが可能である。また、NO. 2の実験で得られたせん断力-部材角関係とファイバーモデルによるスケルトンカーブの比較を図9に示す。解析結果は、最大耐力発現時までの実験結果を十分な精度で評価することができる。

各試験体のせん断余裕率 V_{su}/V_{mu} は1.30~2.05であった。今回の実験結果によれば、せん断余裕率を1.3以上とすれば $R=1/50$ の繰返し時までせん断破壊を防止した曲げ型の破壊性状とすることができる。

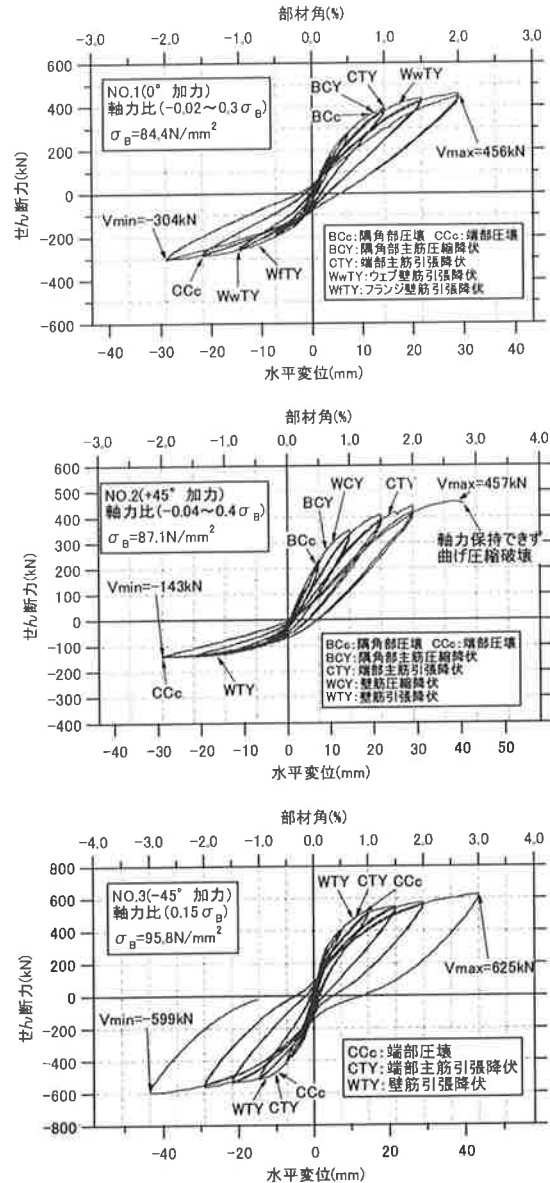


図8 せん断力-部材角の関係

表4 計算諸耐力一覧

試験体	曲げ強度 $V_{mu}^{1)}$ (kN)	せん断強度 $V_{su}^{2)}$ (kN)	せん断余裕率 V_{su}/V_{mu}	最大耐力 V_{max} (kN) (V_{max}/V_{mu})	最大耐力発現時 部材角 R_t (%)	$R_{cal}^{3)}$ (%)
NO.1	446	582	1.30	456 ≦ (1.02)	2.0 ≦	1.78
NO.2	403	826	2.05	457 (1.13)	2.6	0.87
NO.3	634	835	1.32	625 ≦ (0.99)	3.0 ≦	1.37

1) V_{mu} : 断面解析による曲げ強度(拘束コンクリートを孫・崎野式で評価)
 2) V_{su} : New RC式によるせん断強度(NO.2, NO.3は、2枚の壁板のベクトル和とする)
 3) R_{cal} : 等価塑性ヒンジ長さを壁見付け長さの1.0倍として計算した。

4.2 拘束筋のひずみ分布

NO. 2の隅角部に位置する拘束筋の高さ方向のひずみ分布を図10に示す。 $R=1/100$ までの1.6twに位置する拘束筋HDのひずみは、曲げ圧縮の最も大きい位置に配置された

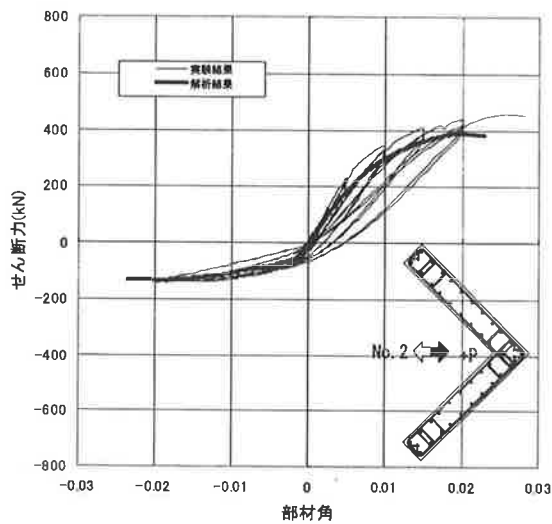


図9 解析値と実験値の比較 (No. 2)

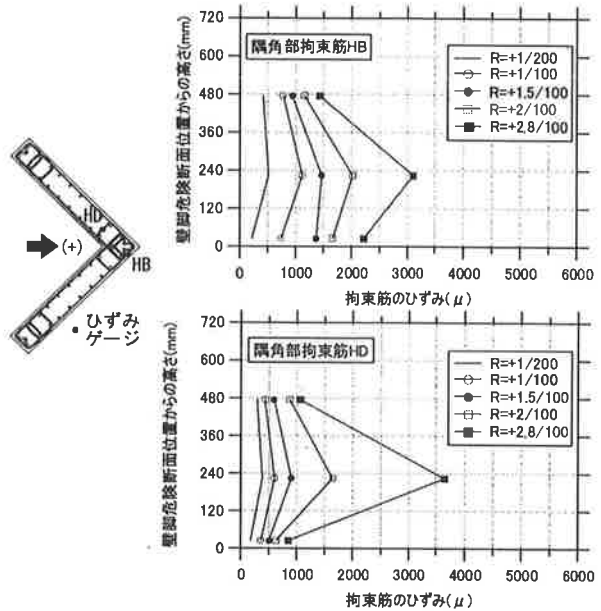


図10 拘束筋のひずみ分布 (No. 2)

拘束筋HBのひずみより小さいが、 $R=1/50$ 以降、HDのひずみが急激に増大し、HBとほぼ同程度のひずみを示しており、拘束筋として有効であった。

5. まとめ

コア壁を有する超高層RC造建物の耐震設計手法を確立するために、高強度材料を使用したL型断面コア壁の構造性能確認実験を実施した。その結果、

(1) コンクリートの拘束領域を壁厚の2倍程度とし、せん断余裕度を1.3以上とすれば $R=1/50$ 以上の変形性能を確保することができる。

(2) コンクリートの拘束効果を考慮したファイバーモデルを用いることによりコア壁の曲げ強度、最大耐力発現時までのせん断力-部材角関係を精度良く評価できることが分かった。

また、28層建物の試設計およびファイバーモデルを用

いた地震応答解析を実施し、設定した設計のクライテリアを材料レベルを含め満足することを確認した。

今後は、最大耐力発現後の耐震性能を評価するために塑性ヒンジ長さの設定方法、繰返しによる影響について解析的検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 孫玉平、崎野健治: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の靱性改善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, No. 2, pp. 719-724, 1993.
- 2) A. Fafitis and S.P. Shah: Lateral Reinforcement For High-Strength Concrete Columns, ACI SP-87, pp. 213-232, 1985.
- 3) 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超軽量・超高層化技術の開発、平成4年度構造性能分科会報告書

SEISMIC BEHAVIOUR OF HIGH-RISE REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH STRUCTURAL WALLS

S.Hakuto, J.Ozawa, M.Toyoshima, S.Miwa, S.Takeda, Y.Sakai, K.Ichikawa and Y.Nishina

In order to develop the seismic design method for high-rise reinforced concrete buildings with structural walls, three 1/8 scale structural walls with L-shaped cross section were tested under simulated seismic loading. Three directions of lateral loading applied to the test units were chosen to obtain the effects of bi-axial bending on the structural walls. Based on the test results, all test units showed ductile behaviour up to 2% of drift angle due to the appropriate confined concrete area by lateral reinforcement and shear reinforcement. The analytical results conducted by fiber model using the stress-strain behaviour of confined concrete evaluated by New RC equations could simulate the shear force-drift angle relationships obtained by test with good agreement up to their maximum strength. One seismic design criteria was proposed, which defined the maximum stress level of concrete and reinforcement during the earthquakes. A dynamic analysis using fiber model was conducted on the 28th storey high-rise reinforced concrete building with structural walls and it was verified that seismic behaviour of the building satisfied the seismic design criteria proposed.