

立体耐震壁の曲げせん断実験

松浦恒久*・薬研地彰*

建物中央部の立体耐震壁(コア壁)が、地震力の大半を負担することで、設計自由度の高い空間を可能とするような、コア壁を有する超高層 RC 造集合住宅の開発を行った。本報では、水平力の作用方向を変えた3体のコア壁試験体の曲げせん断加力実験およびコア壁の一部を取り出した要素試験体の中心圧縮実験を行い、解析的検討を加えた。その結果、コア壁試験体の曲げ耐力は、コア壁の拘束および無拘束コンクリートを既往の式でモデル化した断面曲げ解析で推定することが可能で、解析で設定したコア壁の拘束範囲と拘束筋量もほぼ適切であった。また、コア壁に壁谷澤モデルを適用した一貫設計プログラムによる解析は、本実験の挙動を概ね再現することができた。

キーワード：超高層RC，立体耐震壁，曲げせん断実験，要素，中心圧縮，解析，モデル

1. はじめに

近年、超高層 RC 造集合住宅の建設が急速に増加している。従来、これらの建物の構造形式は純ラーメン構造であったが、フリープランなど設計自由度の高い空間へのニーズが高まっている。

設計自由度の高い空間を実現させるため、建物の中央部に RC 造の立体耐震壁(以下、コア壁と呼ぶ)を有する超高層 RC 造集合住宅の開発を行った。図-1に示す様な試設計建物を想定し、解析モデルを作成して、耐震性能の検証と解析モデルの妥当性を検証した。ここでは、水平力の作用方向を変えた3体のコア壁試験体の曲げせん断加力実験およびコア壁の一部を取り出した要素試験体の中心圧縮実験と解析モデルの適合性について述べる。

2. コア壁の実験概要

2.1 試験体および使用材料

図-1に試設計建物の基準階伏図および建物概要を示す。試験体は、試設計建物のコア壁下部3層を取り出したコの字型 RC 造耐震壁で、スラブは付けていない。試験体3体の諸元は全て共通であり、水平力の作用方向0度、45度、90度(試験体名: CW-0, CW-45, CW-90)を実験パラメータとした。

図-2に試験体の形状を、図-3に試験体断面の配筋を示す。コア壁の厚さは $t_w = 100\text{mm}$ で、壁の横補強筋 2-D6@55(SD345)、壁の縦補強筋 2-D10@50(USD685)をそれぞれ配した。コア壁の隅角部および端部については、

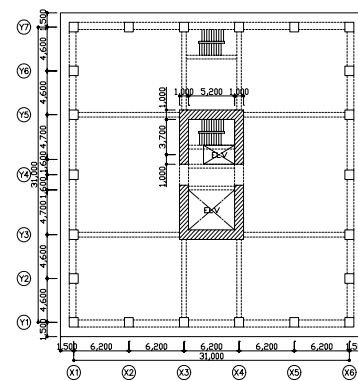


図-1 試設計建物の概要

建物用途：共同住宅
構造形式：RC造
建物規模：地上31階
コア壁壁厚：1000mm
コンクリート強度： F_c 60
鉄筋規格：USD 685

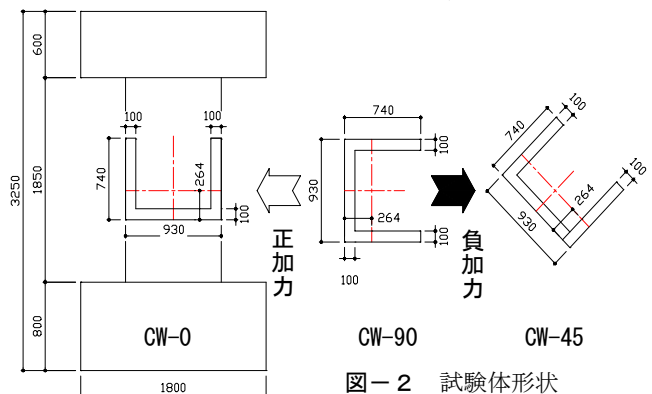


図-2 試験体形状

表-1 材料試験結果

コンクリート 試験体名	試験区間			下スタブ	上スタブ
	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)
CW-0	64.1	35.3	3.8	73.6	66.2
CW-45	66.1	34.7	4.1	81.0	71.0
CW-90	65.9	33.9	4.2	76.1	70.2
鉄筋 使用部位	呼び名	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	伸び率 (%)
	壁縦筋	D13	745.0	938.0	205.0
	D10	729.0	894.0	197.0	13.0
壁横筋	D6	365.0	524.0	184.0	19.0
帯筋	D6	699.0	909.0	201.0	12.0

* 技術研究所

ともに縦筋(主筋)を 4-D13(USD685)とし、約 $2t_w$ の部分を溶接閉鎖型の拘束筋 \square -D6@55(USD685) による拘束コンクリート領域とした。

コンクリートは、粗骨材に 6 号砕石(最大粒径 13mm)を用い、設計基準強度 $F_c = 60\text{N/mm}^2$ とし、試験時の強度は $64.1\sim 66.1\text{N/mm}^2$ であった。表-1 に使用材料の力学特性を示す。

2.2 加力および計測方法

図-4 に加力装置を示す。試験体は、下スタブを反力床に固定し、上スタブに取り付けた加力梁を介して水平力を作用させた。軸力と水平力の関係を図-5 に示す。試験体 CW-0 の圧縮軸力(正で表す)は $0.07F_c A_w$ (A_w : コア壁全断面積)で一定とし、CW-45 および CW-90 は、水平力に連動させて $0\sim 0.25F_c A_w$ まで軸力を変動させた。軸力と水平力は、いずれの場合も図心位置に作用させたため、試験体 CW-0 および CW-45 では、図-4 に示す水平力と直交方向の 2 台の拘束ジャッキによって面外のねじれを拘束した。

水平力の加力点高さは、壁脚部より 3000mm であるが、加力の制御は試験体 1 層分の階高に相当する壁脚部より 715mm の高さにおいて行った。この点の水平変位から求まる部材角 (R) が、 $R(x1/1000\text{rad}) = \pm 1.25$ で 1 回、 $R = \pm 2.5, \pm 5, \pm 10, \pm 15, \pm 20$ で各 2 回の繰返し加力を行うことを原則とした。その他の計測項目は、各荷重、各部の変位および鉄筋の主要な位置でのひずみである。

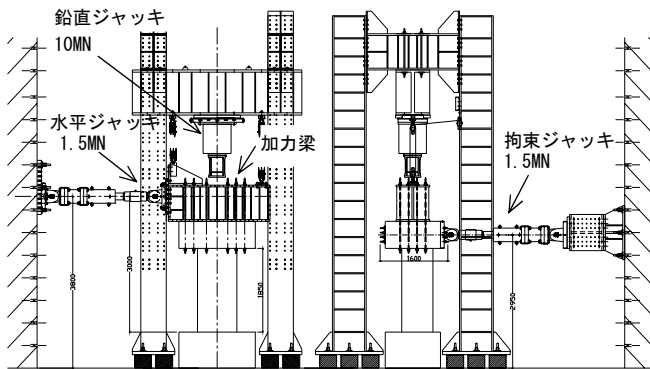


図-4 加力装置概要

3. コア壁の実験結果

実験結果の一覧を表-2 に示す。各試験体の水平力 (P) と 1 層に相当する位置での部材角 (R) との関係および最終破壊状況を図-6~7 に示す。以下、各試験体の破壊経過を述べる。

試験体 CW-0 は、 $R = +2.5/1000$ でせん断ひび割れが、

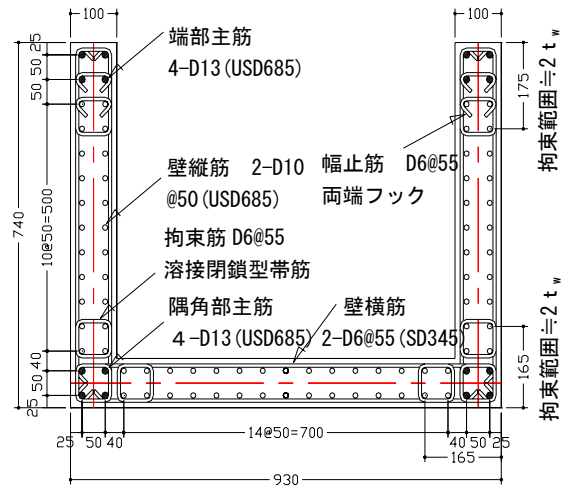


図-3 試験体の配筋状況

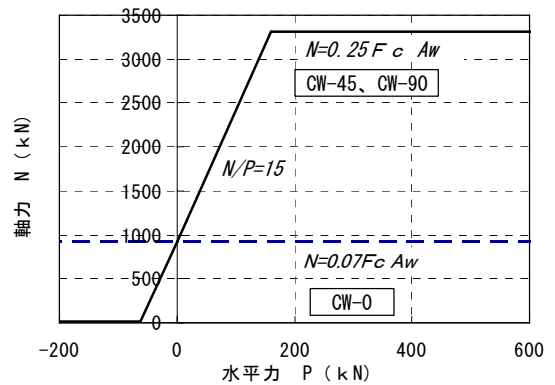
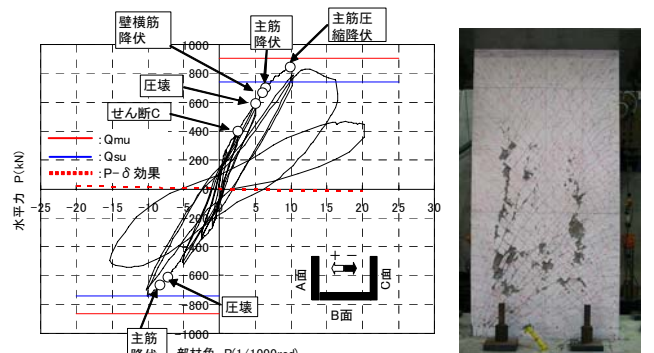
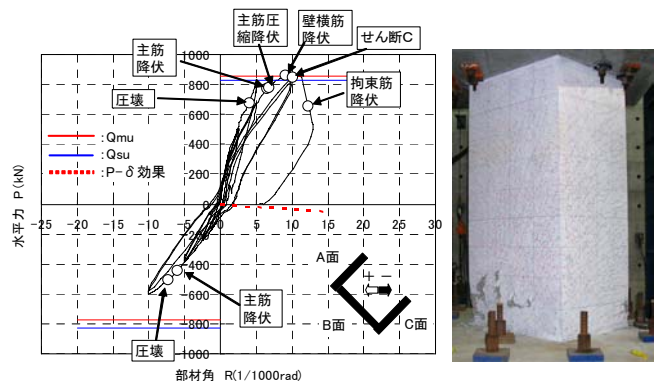


図-5 軸力と水平力の関係



(a) CW-0



(b) CW-45

図-6 水平力-部材角関係および最終状況

表-2 実験結果一覧

試験体名	加力方向	曲げひび割れ		せん断ひび割れ		圧壊開始時		主筋引張降伏時		主筋圧縮降伏時		最大荷重		曲げ耐力 Q _{mu} (kN)	せん断耐力 Q _{su} (kN)
		P	R	P	R	P	R	P	R	P	R	P※	R		
CW-0	+	137	0.2	398	2.5	598	5.0	702	6.5	843	9.8	856	10.2	902	740
	-	-75	-0.1	-310	-1.7	-609	-7.3	-662	-8.3	-	-	-753	-10.0		
CW-45	+	302	0.9	385	1.4	680	4.1	771	6.5	780	6.8	902	10.0	853	825
	-	-69	-0.2	-144	-0.8	-507	-7.3	-444	-6	-	-	-589	-10.0		
CW-90	+	203	0.9	377	3.1	698	10.0	543	6.2	677	19.5	817	19.3	752	1140
	-	-58	-0.2	-	-	-401	-5.0	-540	-8.4	-398	-7.1	-610	-14.5		

P (kN) : 水平荷重, R (1/1000rad) : 1層での部材角, Q_{mu} (kN) : 断面曲げ解析値, Q_{su} (kN) : NewRc 式計算値, ※P-δ を考慮した値

また+5/1000 では隅角部のコンクリートの圧壊がそれぞれ観察された。隅角部の主筋は、+6.5/1000 で引張降伏、+9.8/1000 で圧縮降伏を生じた。正負加力時とも10/1000 で最大の水平力を示し、繰返し加力時には壁 B面の無拘束部分でコンクリートが剥落し始めた。さらに、+10/1000 を超えた後に、壁 B面でせん断破壊が起こって水平力が低下したが、軸力は保持できていたため、+20/1000 まで加力して終了とした。試験体 CW-0 は、曲げ降伏後のせん断破壊と判断される。

試験体 CW-45 は、R =+1.25~2.5/1000 で壁 C面に生じた曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れが、+5/1000 で壁 B面に伸展した。負加力時では、壁 A面に水平方向のひび割れが、壁 B面には斜め方向のひび割れがそれぞれ生じ、-2.5/1000 では壁 C面にまで達した。+4/1000 で壁脚部隅角部に軽微な圧壊が起こった。正負加力時とも10/1000 で水平力は最大となったが、その後の加力で、壁 A、B面の隅角部の拘束域をはさむように壁脚部の圧壊が進行して、縦筋も座屈し、水平力が急激に低下した。試験体 CW-45 は、曲げ圧縮破壊と判断される。

試験体 CW-90 は、負加力時 R=-5/1000 で壁 A、C面の端部に圧壊の兆候がみられた。正加力時+10/1000 では、壁 B面の隅角部と中央部にもコンクリートの剥落が観察された。+20/1000 で水平力は最大となったが、壁板の圧壊に伴う耐力の低下は、繰返し加力時においても認められなかった。この傾向は負加力時においても同様であった。その後の加力において、壁 B面の脚部に縦筋の座屈を伴った激しい圧壊を生じたが、軸力は最後まで保持された。試験体 CW-90 も、曲げ圧縮破壊と判断される。

表-1 に示した材料特性値を用いた試験体の曲げおよびせん断耐力の計算値を表-2、図-6~7 に示す。曲げ耐力の計算値は次章に示す断面曲げ解析によるものであり、せん断耐力のそれは New RC 式¹⁾に基づくものである。45 度加力の試験体 CW-45 では、破壊モードから壁 B面の面内せん断耐力の生じる方向と加力方向のなす角度を考慮した。各試験体の正加力時の最大水平力と比

較すると、試験体 CW-0 および CW-90 では、破壊モードを考慮した耐力計算値に対して安全側の評価となるが、試験体 CW-45 については、せん断の破壊モードが複合された状態と考えられる。

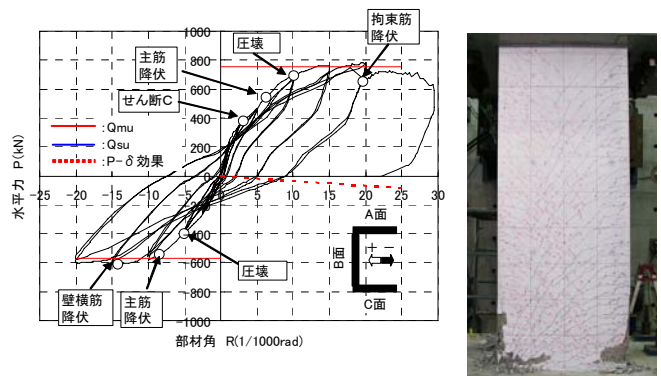


図-7 水平力-部材角関係および最終状況(CW-90)

4. コア壁の要素実験

コア壁の断面曲げ解析に用いるコンクリートの一軸圧縮特性の検証を目的として、要素試験体による中心圧縮実験を行った。

4.1 試験体および実験方法

表-3 に試験体一覧を、図-8 に試験体概要をそれぞれに示す。図-8 に示すように、コア壁の4個所の部分(柱型、隅角部、端部および壁スパン中央部)を取り出した4体の試験体を基本形とし、圧縮領域での繰返し載荷用4体、縮小率を変えた試験体1体、長方形断面試験体に対する補強効果の確認用3体を加えた計12体である。検長区間は壁厚(100mm)の約2倍とし、検長区間の上下は、外周筋を検長区間の横補強筋間隔の約1/2ピッチで補強した。また、試験体の上端と下端は、鋼板(厚さ9mm)を設置して縦筋と溶接接合した。

コンクリートの打込みは、コア壁試験体の試験区間と同時にを行った。ただし、材齢が異なるため実験時に材料強度試験を実施した。単調載荷用試験体は材齢63日で、圧縮強度 $\sigma_B = 66.5 \text{ N/mm}^2$ 、ヤング係数 $E_c = 36.3 \text{ kN/mm}^2$ 、

繰返し载荷用試験体は材齢 95 日で $\sigma_B = 67.0\text{N/mm}^2$, $E_c = 35.8\text{kN/mm}^2$ であった。鉄筋はコア壁試験体と同じ鉄筋を使用した。

载荷には 5MN 圧縮試験機を用いて、両端回転拘束の条件で、上下端とも石膏キャッピングを介して試験体を設置して行った。繰返しの履歴については、C-1-C と W-1-C はコア壁試験体 CW-45、また W-2-C と W-3-C はコア壁試験体 CW-90 の実験結果のひずみ履歴を模擬して定めた。計測は、荷重、検長区間 4 個所での変位、代表的な縦筋および横筋のひずみについて行った。

4.2 実験結果

写真-1 に要素試験体の破壊状況の例を示す。図-9 ~12 は、コンクリートの負担力(以下、荷重と呼ぶ)とひずみの関係を示している。荷重は、軸方向筋の負担力を鉄筋の計測ひずみから完全弾塑性の条件で算定し、全載荷力より差し引いて求めた。ひずみは、検長区間の変位から検長区間の平均ひずみとして算定した。

図-9 は、W-3-M と W-2-110-M の荷重-ひずみ関係、コンクリート材料試験結果および Fafitis, Shah の式³⁾より全断面有効として計算した荷重-ひずみ関係を示している。両試験体とも、拘束筋の体積比が小さく、実験では最大荷重以降急激に耐力が低下して、横補強筋の計測ひずみも降伏ひずみには至っていない。W-2-110-M の最大荷重は、材料試験結果のおよそ 85% であった。

表-3 要素試験体一覧

試験体名	载荷方法	断面 (mm)	軸方向筋	外周筋	幅止筋	拘束筋量体積比 (%)	
C-1-M	単調 載荷	100x100	4-D13	D6@55	-	3.19	
W-1-M		100x190	4-D10+	D6@55	D6@55	4.48	
W-2-M		100x200	4-D13	D6@55	2-D6@55	2.95	
W-3-M			(D6@55)	-	1.86		
W-2-55-M			8-D10	D6@55	2-D6@55	2.95	
W-2-110-M			D6@110	2-D6@110	1.48		
W-22-55-M			6-D10	D6@55	1-D6@55	2.61	
C-2-M			200x200	16-D13	D6@55	-	3.43
C-1-C		繰返し	C-1-Mに同じ				
W-1-C		繰返し	W-1-Mに同じ				
W-2-C	繰返し	W-2-Mに同じ					

図-10 は、W-2-55-M, W-2-110-M, W-22-55-M の荷重-ひずみ関係と、W-2-110-M を除く試験体に崎野、孫の式²⁾を用いて、全断面有効とした場合と、外周横補強筋の中心線で定まるコア断面が有効とした場合の計算値を併せて示している。幅止め筋の少ない W-22-55-M を若干過大評価するが、コア断面を有効とした場合の崎野、孫の式²⁾で下り勾配の領域が概ね表現できている。

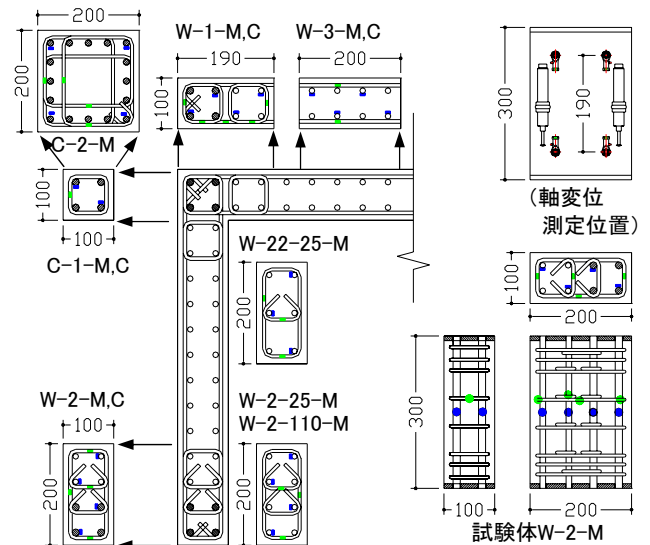


図-8 要素試験体の概要



(a)C-1-M (b)C-2-M (c)W-1-M (d) W-2-110-M
写真-1 破壊状況

図-11 は、隅角部の柱型正方形断面 C-1-M および C-2-M の荷重-ひずみ関係と、崎野、孫の式²⁾による計算値を併せて示している。崎野、孫の式²⁾は、コア断面に対して C-1-M の下り勾配を表現できているが、C-2-M については過小評価となっている。これは、最大荷重近傍でのかぶりコンクリートの剥落により、それ以降の軸変位が正確に計測されなかったことに起因すると思われる。

図-12 は、C-1-M, W-1-M, W-2-M, W-3-M の荷重-ひずみ関係と崎野、孫の式²⁾による計算値を示している。W-3-M を除き、崎野、孫の式²⁾は、コア断面に対して最大荷重以降のひずみが 1.5% を超えるまで、下り勾配をよく表現できている。

図-13 は、繰返し载荷を行った試験体と、それに対応する単調载荷の試験体について、载荷力とひずみの関係を示す。载荷力の最大時近傍では、繰返し载荷の試験体が、単調载荷の場合に比べて幾分大きな载荷力を示している。それ以降は、载荷力とひずみの関係において载荷方法による差は小さい。今回の要素実験の範囲では、下り勾配の包絡線の形状に与える繰返し载荷の影響は小さいといえる。

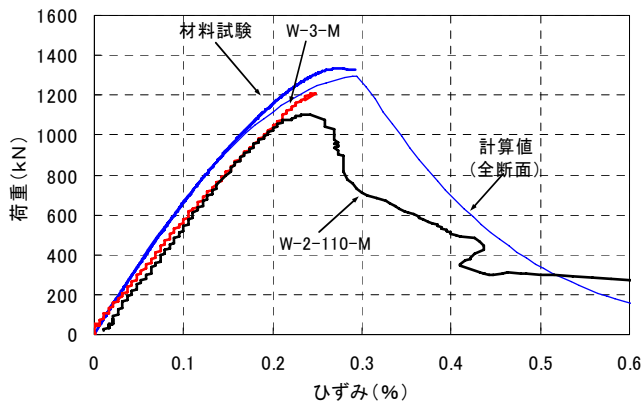


図-9 荷重-ひずみ関係 (1)

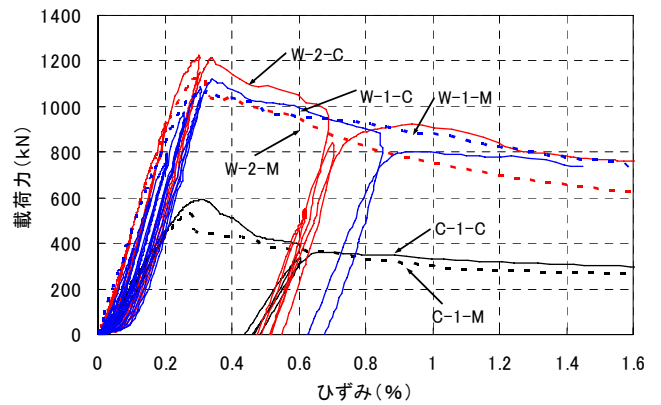


図-13 載荷力-ひずみ関係

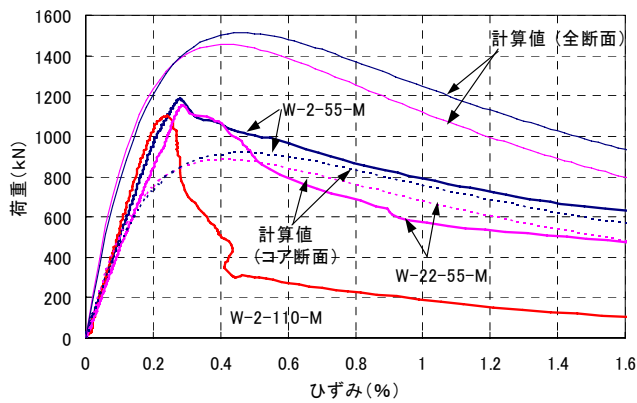


図-10 荷重-ひずみ関係 (2)

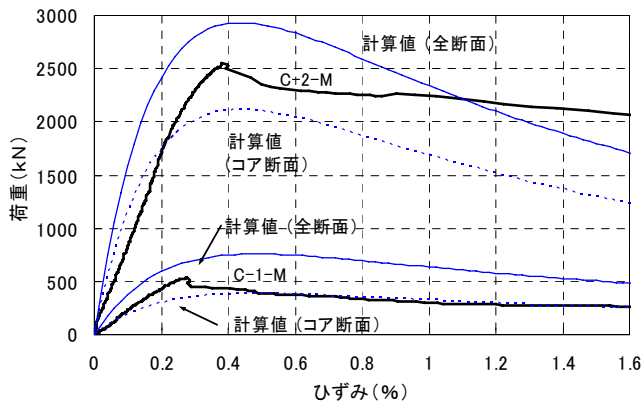


図-11 荷重-ひずみ関係 (3)

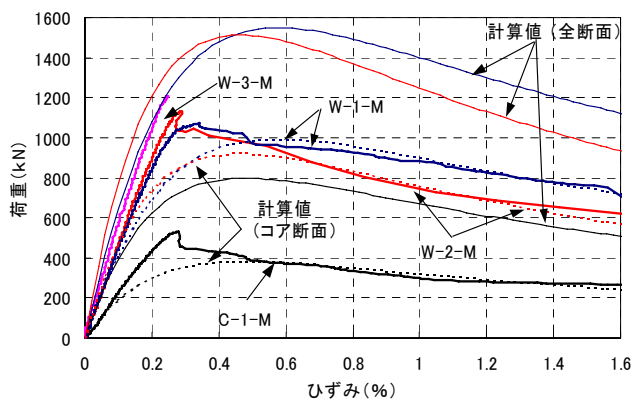


図-12 荷重-ひずみ関係 (4)

5. コア壁の解析検討

5.1 断面曲げ解析

各試験体の曲げ耐力を、平面保持を仮定したファイバーモデルによる断面曲げ解析から求めた。解析モデルは、図-14 に示すように試験体の断面を分割し、コンクリートは閉鎖型拘束筋および幅止め筋で拘束されている拘束コンクリートと、無拘束コンクリートとに分割した。使用したコンクリートの応力度-ひずみ度関係を図-14 に示す。

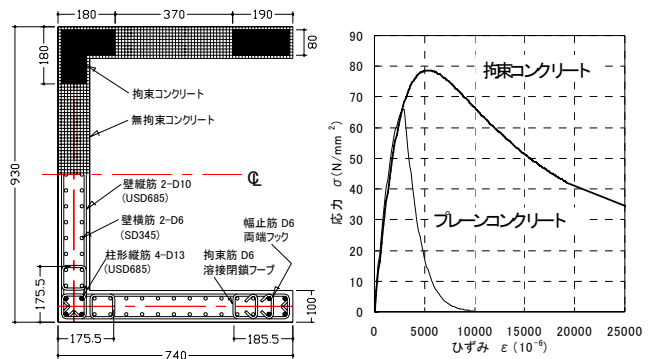


図-14 解析モデルおよびコンクリートモデル

拘束コンクリートは要素実験の結果を踏まえて崎野、孫の式²⁾を、無拘束(プレーン)コンクリートは Fafitis, Shah の式³⁾を用いてモデル化した。鉄筋は完全弾塑性モデルとした。

実験値と解析値の比較を図-15 に示す。実験値の曲率は、鉄筋の抜け出しによる影響の少ない脚部より 75mm 上に設けた計測区間(区間長 100mm)の平均曲率とした。初期の剛性についてみると解析値は実験値とほぼ対応している。また、試験体 CW-90 の場合は、実験値に対して解析値が大変形時までよく対応している。これらにより、コア壁の曲げ性能の評価は、コンクリート特性を適切に評価した平面保持による曲げ解析によって算定可能といえる。

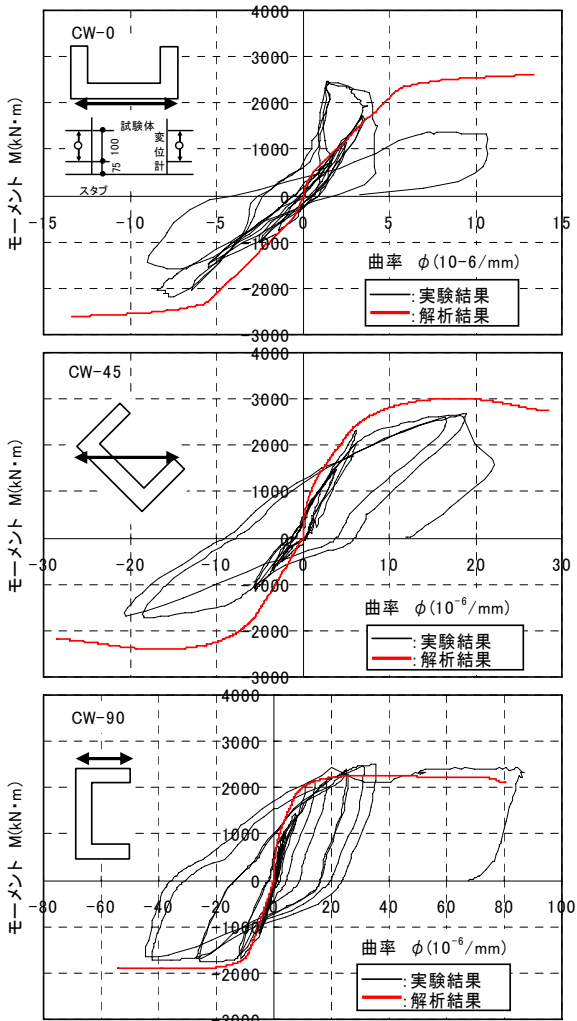


図-15 断面曲げ解析結果

5.2 壁谷澤モデルによる解析

一貫設計プログラム⁴⁾に含まれる壁谷澤モデル⁵⁾が、柱型のないコア壁に対しても適用できるかどうかについて検討した。コア壁試験体は、拘束領域のうち柱型主筋D13で囲まれた部分を側柱と考えてトラス材とし、残りの部分は壁パネル部としてビーム材でモデル化した。

高さ方向の分割は試設計建物の階高に合わせて、試験区間を3分割、スタブを1分割の計4分割とした。部材のモデル化にあたり、曲げ耐力は、最外縁コンクリートの圧縮ひずみが0.3%、または鉄筋の引張ひずみが1%の時点を終局曲げ耐力として、断面曲げ解析より求めた。せん断ひび割れ強度、終局せん断強度は、靱性設計指針式⁶⁾、New RC式⁷⁾をそれぞれ用いた。

解析にあたっては、鉄筋の抜け出しによる付加変形を考慮するために、脚部に支承ばねを取り付けた。ばね値は、鉄筋の定着長さを $40d$ (d :鉄筋径)、定着域でのひずみ分布を直線と仮定し、曲げ降伏時の鉄筋の伸び量から算出した。支承ばねは、鉄筋の抜け出しのみを考慮し、

コンクリートのめり込みは考慮していない。また、CW-45とCW-90は変動軸力下で水平加力を行っているが、小変形で軸力が上限に達するため、上限軸力による一定軸力として解析を実施した。境界条件は、試験体と同様にスタブ部分の加力方向と直交する方向の変位を拘束した。

図-16にスタブ位置での水平力-部材角関係の比較を示す。図中には、試験体の損傷状況も併記した。初期の剛性は、いずれの試験体も解析値と実験値はよく対応している。損傷状況を比較すると、柱型主筋の引張降伏発生時の変形、耐力ともによく対応している。しかし、せん断ひび割れについてみると、発生時の変位に差が生じている。最大水平力は、試験体CW-0とCW-90で実験値が解析値を上回っている。破壊モードを比較すると、試験体CW-0は実験が曲げ降伏後のせん断破壊、解析は曲げ破壊、CW-45は実験が曲げ圧縮破壊で、解析は曲げ降伏後のせん断破壊、CW-90が実験は曲げ圧縮破壊で、解析は曲げ破壊、となっている。

ここで、一貫設計プログラム⁴⁾の曲げ耐力は、断面曲げ解析結果を用いたが、前述の方法(コンクリートまたは鉄筋のひずみ)で終局曲げ耐力を決定している。このために、「5.1 断面曲げ解析」の結果と比べ、一貫設計プログラム上の曲げ耐力は小さくなっている。この点を考慮すれば、本解析結果は、実験結果のスケルトンカーブを概ね適切に評価していると判断できる。従って、柱型のないコア壁の解析においても、壁谷澤モデル⁵⁾を適用することは可能といえる。

5.3 拘束範囲および拘束筋量

コア壁の曲げ変形性能を確保するためには、圧縮域のコンクリートの圧縮靱性を向上させる必要がある。コア壁の曲げ変形性能に影響を及ぼす拘束範囲と拘束筋量については、鈴木が提案している方法⁷⁾を参考に決定した。必要な拘束範囲の算定にあたって、限界変形角 R_u を試験体CW-0、CW-90は1/67、CW-45は1/100とした。断面曲げ解析の結果によれば、必要な拘束範囲は試験体CW-45が最も大きく、拘束範囲は圧縮縁から約130mm必要となった。本試験体では、圧縮縁から壁厚 t_w の約2倍の範囲を拘束領域とした。拘束範囲および拘束筋量の算定手法の妥当性を、実験結果のコンクリートひずみ分布から検証した。

一例として、図-17に試験体CW-90の脚部区間(区間長75mm)の変位から求めたひずみ分布を示す。正加力時の拘束域端部におけるコンクリートのひずみは、無拘束コンクリートの圧縮強度時のひずみ(ϵ_0)を超えておらず、拘束範囲は妥当といえる。しかし、負加力時にお

いては、圧縮域の面積が小さいことおよび軸力がないことから、拘束域の端部では僅かに ϵ_0 を超えている。拘

束筋量に関する圧縮縁のひずみについては、正加力時で -1% 近い値であるが、**図-14** に示す無拘束(プレーン)コンクリートの圧縮強度 σ_p はほぼ確保されていることから、拘束筋量の設定は概ね妥当といえる。

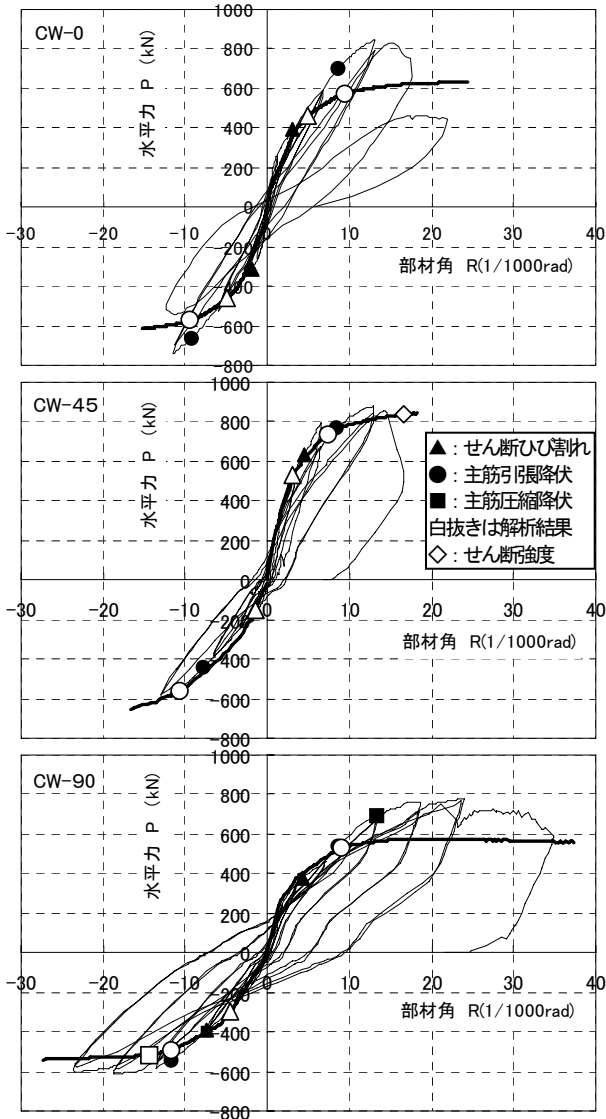


図-16 壁谷澤モデルによる解析

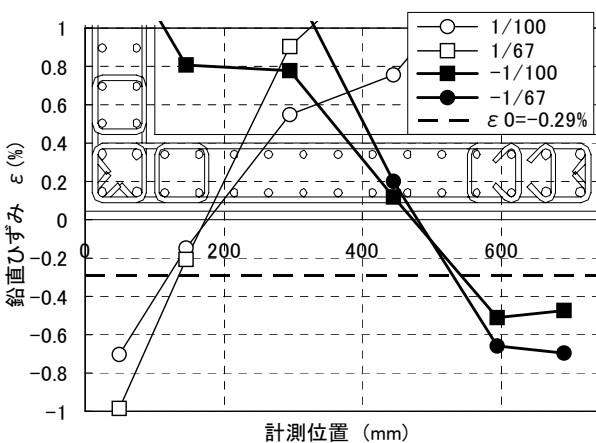


図-17 壁脚部のひずみ分布 (CW-90)

6. まとめ

コア壁を用いた超高層 RC 造集合住宅を開発するにあたり、立体耐震壁の曲げせん断加力実験およびその一部を取り出した要素試験体の中心圧縮実験を行った。本実験から得られた知見を以下に示す。

- 1) 水平力の作用方向を変えた 3 体のコの字型 RC 造立体耐震壁(コア壁)の加力実験の結果から、破壊モードは、加力方向が 0 度のときに曲げ降伏後のせん断破壊となった。また、加力方向が 45 度および 90 度のときは、曲げ圧縮破壊となったが、45 度の場合には、せん断の破壊モードが複合されていたと考えられる。
- 2) コア壁の一部を取り出した要素試験体の中心圧縮実験の結果から、拘束効果のあるコンクリートに対しては、繰返し載荷の影響を含め崎野、孫の式で表すことが可能であった。また、拘束効果の期待できない部位では、Fafitis, Shah の式のようなプレーンコンクリートの式を用いることが適切である。
- 3) コア壁の平面保持を仮定した曲げ解析で、曲げ耐力は、拘束領域のコンクリートに崎野、孫の式、拘束のないコンクリートに Fafitis, Shah の式をそれぞれ用いて算定することが可能であった。
- 4) 本実験のような柱型のないコア壁に対して、壁谷澤モデルを使った一貫設計プログラムによる解析を行った結果、壁谷澤モデルのコア壁への適用が可能であることが示された。
- 5) 断面曲げ解析の結果を基に定めたコア壁の拘束範囲および拘束筋量は、得られた実験結果との照査からほぼ適切であったと判断される。

謝辞

本実験は、安藤建設(株)とハザマの共同研究の一環として実施したものである。本研究については、神奈川大学工学部建築学科教授 島崎和司先生にご指導をいただき、要素実験を同大学で実施していただきました。ここに、記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 建設省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，(財)国土開発技術研究センター，1993.3
- 2) 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, 1993.6
- 3) Fafitis, A. and Shah, S.P. : Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, ACI SP-87-12, pp.213-232, 1985
- 4) ADAM/3D-LIMIT プログラム説明書，TIS 株式会社，1999
- 5) 壁谷澤寿海・小谷俊介・青山博之：耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物の非線形地震応答解析，第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp. 213-216, 1983.4
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
- 7) 鈴木紀雄：鉄筋コンクリート造立体耐震壁の曲げ変形性能を確保するための設計法，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，構造IV，pp. 197-198, 1997.9

Experimental Study on 3-Dimensional RC Core Wall

Tsunehisa MATSUURA, Akira YAGENJI

A structural system using a coupled reinforced concrete (RC) U-shaped core wall, which carries the majority of seismic lateral forces, improves the design flexibility of super-high-rise RC housing. This experimental study is composed of two test series using the design strength of 60 MPa concrete. The first test is 'lateral loading test' of three 1/10-scale RC core walls, which evaluates the influence of the horizontal loading angle (0, 45, 90 degrees) on the wall capacity design. The second one is 'uni-axial loading test' of an extracted core wall element (i.e. corner, web and edge), which the axial compressive capacity of confined and non-confined concrete. By means of the moment-curvature biaxial analysis with the fiber model, considering the confined concrete characteristics, confined region and the hinge length, it was possible to evaluate the flexural deformation component of the lateral loading test results. Moreover, the quasi 3-dimensional analysis by the structural design program that applied the Kabeyasawa-model to the core walls could be a representative of the tested results of the core wall under the proper parameter set derived from the flexural analysis results.