

耐震壁一フレーム連成効果に関する研究（その1）

—曲げ破壊型耐震壁の実験—

小池 健仁 井元 勝慶
武田 寿一

Investigations of R/C Frame-Wall Structures (Part 1)

—Tests of Bending Failure Type Shear Walls—

Kenji Koike Katsuyoshi Imoto
Toshikazu Takeda

Abstract

For the purpose of establishment of design criteria for shear walls in multi-storied R/C buildings, it is desirable to know the design method to make shear walls ductile, their inelastic behavior, and wall-frame interaction under strong earthquake motions. In order to attain the first two objects, cyclic reversal loading tests of three shear walls, two of 1/10 in scale and one of 1/4, are conducted and the test results are reported herein. The tests of the 1/10 models are conducted in connection with future vibration tests of 1/10 models of 3-day, 7-storied frame-wall structures. These two 1/10 models are different in lateral reinforcement ratios of columns adjacent to the wall. The test of the 1/4 model is conducted to examine scale effects and to compare its results with inelastic analytical results by F.E.M. Strength, stiffness, ductility, steel strain of each specimen, scale effects and effect of lateral confinement of columns are discussed in this report.

概 要

高層鉄筋コンクリート構造物に耐震壁を有効に利用する為には、曲げ降伏型の良好な靱性を示す耐震壁の条件と壁一フレーム連成として架構全体の弾塑性に亘る応力の流れを把握する必要がある。本研究の目的は7層3スパンの中央に連層耐震壁をもつ鉄筋コンクリート構造をとりあげ、その予備解析を行ない、その弾塑性振動性状の解明を実験的、解析的に行ない、その解析手法を設計にフィードバックすることである。（その1）では既往の文献研究に基づき、曲げ破壊型に設計した軸方向力・曲げモーメント・せん断力を受ける3体の独立連層耐震壁の正負繰り返し実験について報告する。

本報告は静的実験結果報告であるが、上記の7層3スパンのスケール1/10の振動実験を行なう予定であり、従ってスケールイフェクトを検討する意味でスケールを実物の約1/4および1/10とし、柱帯筋量を変数とした。実験の結果、諸限界荷重、破壊経過および変形性状に及ぼすスケール、柱帯筋量の影響を検討した。また、有限要素法による弾塑性解析を行ない、耐力、変形性状、鉄筋の歪度等について実験結果との比較検討を行なった。

1. 序

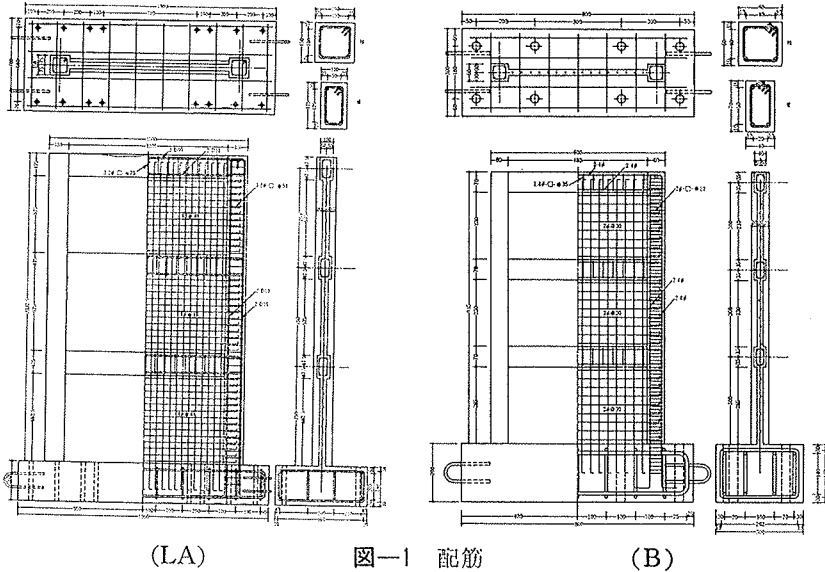
低層鉄筋コンクリート建物では耐震壁の耐震効果の大きさは過去の震害例に示されている。高層鉄筋コンクリート建物においても建物の剛性を高め、二次部材の損傷を少なくし、水平揺れによる在室者の不快感を減ずるためにも耐震壁を取り入れると有効である。しかし、細長い耐震壁は独立に水平力を受けると曲げ型の変形をし、フレームは独立に水平力を受けるとせん断型の変形をす

るので、両者を組み合わせた構造、すなわち耐震壁一フレーム構造は特性が非常に複雑である。高層鉄筋コンクリート建物に耐震壁を有効に利用する為には壁一フレーム連成として架構全体の弾塑性に亘る応力の流れを把握する必要がある。とくに、耐震壁はフレームより剛性が大きいため地震時にせん断力が集中するが、架構全体が安定した挙動をするために、せん断破壊させずに曲げ降伏させ十分な変形能を与えるべきである。その為の条件として、壁一フレーム連成系における耐震壁の曲げ降伏

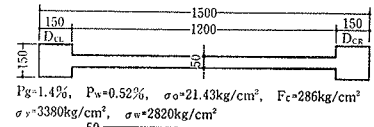
試験体	スケール	M/QD	柱				梁				壁				
			B×D (cm×cm)	主筋 本数-径	Pg	帯筋 径-間隔	Pw	B×D (cm×cm)	主筋 本数-径	Pt	あばら筋 径-間隔	Pw	厚さ (cm)	壁筋 径-間隔	Ps
LA	1/4	1.5	15×15	4-D10	1.40%	3.2φ @50	0.21%	10×17.5	4-D10	0.90%	3.2φ @75	0.21%	5	4φ @48	0.52%
A	1/10	1.5	6×6	4-4φ*	1.40%	1.4φ @24 2φ @12	0.21%	4×7	4-4φ*	0.90%	1.4φ @35	0.21%	2	2φ @30	0.52%
B	1/10	1.5	6×6	4-4φ*	1.40%	1.4φ @24 2φ @12	0.87%	4×7	4-4φ*	0.90%	1.4φ @35	0.21%	2	2φ @30	0.52%

注) 4φ*はインデントワイヤ

表一 試験体一覽



図一 配筋 (LA) (B)



$$cQ_{wu1} = [0.0679Pt^{0.23}(Fc + 180) / \sqrt{XI/QD} \mp 0.12 + 2.7\sigma_{wh}Pwh + 0.1\sigma_o] be_j$$

Qm = 多段配筋を考慮したe関数法による曲げ強度

図二 破壊モードの推定

	σ_y (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	E(10 ⁴ kg/cm ²)
D-10	3380	4970	1.79
4φインデント	2810	3670	1.99
4φ	2820	3820	1.95
3.2φ	2960	4090	—
2φ	2950	3850	—
1.4φ	3250	4480	—

表二 鉄筋の特性

時に受けるべきせん断力の推定については筆者等の文献¹⁾を参照されたい。本研究は、高層フレームの代表として、7層3スパンの中央に連層耐震壁を含む架構を研究の対象とし、その予備解析を行ない、耐震壁の終局応力状態として、3体の独立耐震壁をとりあげたもので、ここに、その実験結果を報告する。一方、筆者等は有限要素法による鉄筋コンクリート部材の弾塑性解析手法の開発を進めてきたが²⁾、今回実施した耐震壁の実験結果と解析結果との比較を行なっている。今後、耐震壁が架構の中に含まれた時の挙動をとらえ、耐震壁一フレーム構造の設計法に結びつける予定である。

2. 実験概要

2.1. 目的

本来の目的は高層建物の耐震壁一フレーム連成の研究として中央スパンに耐震壁をもつ7層3スパン鉄筋コンクリート構造をとりあげ、その弾塑性振動性状の解明を実験的、解析的に行ない、その解析手法を設計にフィードバックすることである。

本報は、その第1段階として既往の文献研究にもとづいて設計した曲げ降伏型の耐震壁の挙動の把握を第一義とし、また、将来実験を行なう7層3スパンモデルは必然的に小さくならざるを得ないのでスケールイフェクトの検討を意図した試験と復元力特性の改善を意図した試験とを合わせ行なう。

2.2. 試験体

試験体一覽を表一に、試験体LAと試験体Bの配筋を図一に示す。試験体は外力を逆三角形分布と仮定して解析を行なった7層3スパンモデルの連層耐震壁の下層部3層であり、弾性時および終局時のモーメント分布¹⁾を参考にして、せん断スパン比 M/QD=1.5とした。

試験体Aはスケールが実構造物の約1/10であり、これを標準試験体とする。柱の主筋比はgrossで1.4%、梁の引張鉄筋比は0.9%である。柱・梁のせん断補強は壁がない場合を参考に日本建築学会計算規準に従い、端部の曲げ終局強度から求まるせん断力に対して計算し0.21%とした。壁筋比は縦筋、横筋ともに0.52%とした。試験体LAは試験体Aに比べ形状寸法が全て2.5倍である。両試験体はスケールイフェクトを検討することを目的としており、柱・梁の主筋比、せん断補強筋比、壁筋比は同じである。試験体Bは曲げ降伏後の靱性に及ぼす柱帯筋量の影響を調べることを目的としており、帯筋比を試験体Aの約4倍の0.87%とした。スケールは1/10であり、形状寸法やその他の鉄筋比は同じである。

耐震壁の破壊モードを推定するために広沢³⁾が提案した次式で試験体LAについて検討を行なった。

$$Q_m / cQ_{wu1} \leq 0.75 \quad \text{曲げ破壊}$$

$$0.75 \leq Q_m / cQ_{wu1} \leq 1.25 \quad \text{曲げ又はせん断破壊}$$

$$1.25 \leq Q_m / cQ_{wu1} \quad \text{せん断破壊}$$

Q_m = 多段配筋を考慮した e 関数法による曲げ強度

$$cQ_{wu1} = \{0.0679Pt^{0.23}(Fc + 180) / \sqrt{M/QD} + 0.12$$

$$+ 2.7\sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh}} + 0.1\sigma_0\} \cdot be \cdot j$$

$$p_t = 100a_{tL}/be \cdot d \text{ (％)}$$

F_c = コンクリート圧縮強度

σ_{wh} = 水平せん断補強筋の降伏点

$p_{wh} = be$ を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比

σ_0 = 全断面積に対する平均軸方向応力度

$be = I$ 型断面と長さ及び断面積が等しい矩形断面の幅

$$d = D - D_{CR}/2, j = 7/8 \times d$$

その結果は、図－2 に示すように曲げ破壊型である。

試験体 A・B も材料定数が若干異なるだけで、やはり曲げ破壊型である。

2.3. 使用材料および打設

鉄筋の材料特性を表－2 に示す。1/10モデルの柱・梁の主筋に使用した 4φ の 4 面インデントワイヤおよびその他の 4φ 以下の鉄線は降伏点 3,000 kg/cm² 前後を目標に焼純した。試験体のスケールが小さいため、コンクリートの代わりにモルタルとし、普通セメントを使用した。モルタルの調合および材料特性を表－3、表－4 に示す。打設は平打とし全試験体の柱・梁・壁部分は同一バッチから同時に行なった。

2.4. 加力方法および測定方法

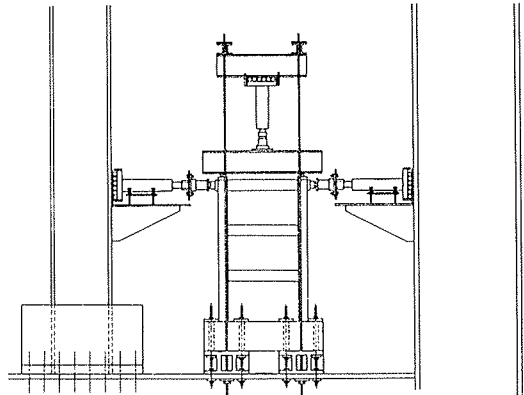
試験体 A・B の加力状況を図－3 に示す。試験体はベースを 8 本の PC 鋼棒で固定し、軸方向力は 4 本の PC 鋼棒で鋼製ビームに反力をとり、2 本の水平ビームを介して左右の柱に均等にかけた。各試験体とも 7 階建の建物の 1 階の柱を想定し、柱断面軸方向応力度 $\sigma = 50 \text{ kg/cm}^2$ (全断面積に対する平均軸方向応力度 $\sigma_0 = 21.43 \text{ kg/cm}^2$) に相当する軸方向力を加え、水平荷重の繰り返し中もジャッキで調節し一定とした。加力は一層梁中央の水平変位をベース上端からの高さで割った部材角で制御し、 1×10^{-3} , 2×10^{-3} , 4×10^{-3} , 8×10^{-3} , 16×10^{-3} , 24×10^{-3} ……で正負各 2 回の繰り返しとし、荷重変形曲

セメント比	水	セメント	砂
0.6	274	456	1370

表－3 調合 (kg/m³)

σ_c (kg/cm ²)	σ_{sp} (kg/cm ²)	E (10 ⁴ kg/cm ²)	ϵ_c (10 ⁻⁴)
286	23.7	1.88	3570

表－4 モルタルの特性



図－3 加力状況 (A・B)

線および破壊の進展具合から判断して最終サイクルを決定した。

水平変位の他に試験体 LA では各層柱を 4 分割、試験体 A・B では 2 分割し、伸縮を測定した。柱・梁の主筋壁筋にはゲージ長さ 1 mm の歪ゲージを貼付した。

3. 実験結果およびその検討

3.1. 諸限界荷重

諸限界荷重を計算値と比較して表－5 に示す。試験体 LA と試験体 A・B とは寸法が異なるため、比較が可能なように各荷重を壁部分の断面積で除し、平均せん断応力度で表わした。

(1) LA 曲げひびわれ発生荷重は計算値の 0.84 倍、せん断ひびわれ発生荷重は 0.57 倍と小さかった。せん断ひびわれ発生荷重の実験式自身に、かなりのバラツキがあり、コンクリート強度が高くなると計算値が実験値を上まわる傾向のある事が報告⁴⁾ されているが、圧縮強度が 286 kg/cm² と高かったことも実験値が計算値に較べ

て小さかった原因の一つと思われる。曲げ降伏荷重 (柱脚部主筋の引張降伏時) は(3)式による計算値の 1.18 倍、e 関数法による計算値の 1.19 倍と若干大きかった。最大荷重は(4)式による計算値の 1.21 倍、e 関数法による計算値の 1.18 倍と、やはり若干大きかった。

(2) A・B 曲げひびわれ、せん断ひびわれ発生荷重の計算値との比は試験体 LA とほぼ同じであった。曲げ降伏荷重、最大荷重は、柱主筋の降伏点が異なるために試験体 LA よりも低い、実験値と計算値と

試験体	曲げひびわれ		せん断ひびわれ		曲げ降伏荷重				最大荷重								
	τ_{fsc}	c_{fsc}	$\frac{\tau_{fsc}}{c_{fsc}}$	τ_{fsc}	c_{fsc}	τ_{fv}	c_{fv}	τ_{fv}	c_{fv}	τ_{tu}	c_{tu}	τ_{tu}	c_{tu}				
LA	+	11.9	14.1	0.84	16.3	28.6	0.57	23.7	20.1	20.0	1.18	1.19	27.6	22.8	23.4	1.21	1.18
	-	11.9	14.1	0.84	13.3	28.6	0.47	22.2	20.1	20.0	1.10	1.11	27.0	22.8	23.4	1.18	1.15
A	+	8.5	14.1	0.60	13.2	28.6	0.46	21.3	19.5	18.4	1.09	1.16	26.1	22.2	22.9	1.18	1.14
	-	11.1	14.1	0.79	15.0	28.6	0.52	20.4	19.5	18.4	1.05	1.11	25.0	22.2	22.9	1.13	1.09
B	+	13.0	14.1	0.92	15.1	28.6	0.53	21.3	19.5	18.4	1.09	1.16	25.2	22.2	22.9	1.14	1.10
	-	12.0	14.1	0.85	17.6	28.6	0.62	21.3	19.5	18.4	1.09	1.16	24.8	22.2	22.9	1.12	1.08

$$\tau = Q/t \cdot l$$

$$cQ_{sc}^e = cM_{sc}/h, cM_{sc} = (1.8\sqrt{F_c} + N/A) \cdot Ze$$

$$cQ_{sc}^e = 0.1 \cdot F_c \cdot t \cdot l$$

$$cQ_v^e = cM_v/h, cM_v = 0.8 \cdot a_1 \cdot \sigma_y \cdot D + 0.2 \cdot a_{sv} \cdot \sigma_{sv} \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D (1 - N/b \cdot D \cdot F_c)$$

$$cQ_t^e = cM_t/h, cM_t = 0.9 \cdot a_1 \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 \cdot a_{sv} \cdot \sigma_{sv} \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D (1 - N/b \cdot D \cdot F_c)$$

cQ_{sc}^e, cQ_{sc}^e : e 関数法による降伏荷重と最大荷重

表－5 諸限界荷重および計算値

の比は試験体 LA と大差なかった。

3.2. 破壊経過および荷重変形曲線

最終破壊状況と荷重変形曲線を図-4に示す。比較のため荷重は壁断面の平均せん断応力度、変形は1層梁中央の水平変位をベース上端までの鉛直距離で除した1層部材角で表わす。

(1) LA 第1サイクル 11.9kg/cm² で引張側柱脚部に曲げひびわれが発生し、16.3 kg/cm² で壁板に斜せん断ひびわれが発生し剛性低下が著しくなる。この時の部材角は0.65×10⁻³であった。部材角 2.4×10⁻³ で引張側柱主筋が降伏し、変形の増加とともに荷重は増加し、部材角24×10⁻³ の第2サイクル正荷重時までほとんど耐力低下はなかった。同サイクルの負荷重時、部材角24×10⁻³ で圧縮側柱の破壊が急激に起り、さらに正側に加力した軸力を保持し得なかった。

(2) A・B 破壊経過は試験体 LA と類似しているが変形性状、最終破壊性状は若干異なっていた。せん断ひびわれ発生時の部材角は0.74×10⁻³ (A), 0.75×10⁻³ (B), 柱主筋降伏時の部材角は 2.83×10⁻³ (A), 2.71×10⁻³ (B)といずれも試験体 LAよりも大きかった。試験体LAと試験体Aの柱主筋降伏直前の歪度分布(図-13)を比較すると引張側ベース内の歪度に差が認められる。また、1層梁の回転角(図-10)もせん断ひびわれ発生荷重付近から、かなりの差が認められる。主筋の付着性状の相

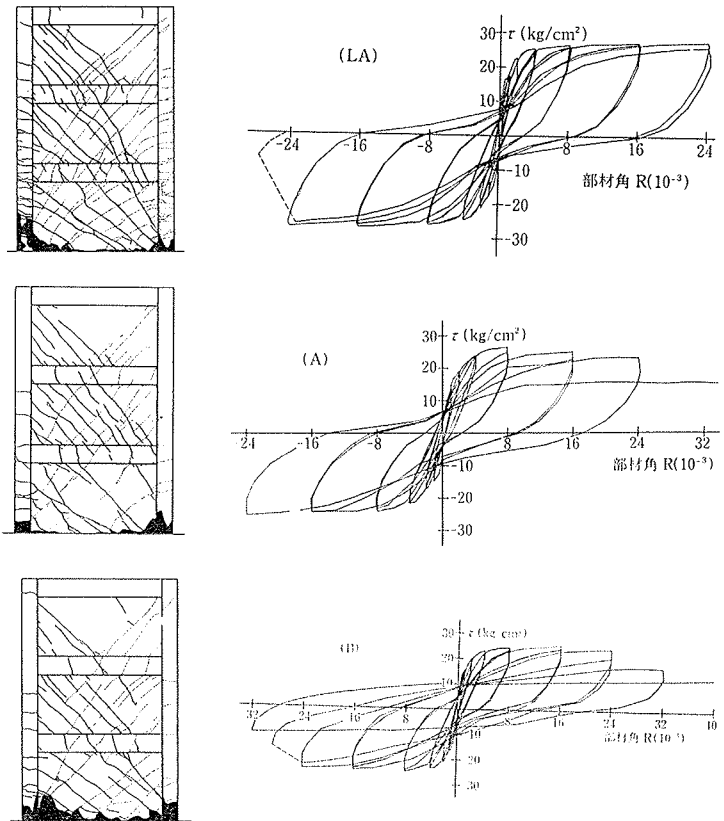


図-4 最終破壊状況と荷重変形曲線

違が回転変形に差を生じ変形性状に影響を及ぼしたものと思われる。試験体Aは部材角16×10⁻³ の第2サイクル正荷重時に部材角13×10⁻³ で圧縮側柱脚部主筋が座屈しそれが荷重変形曲線に大きく影響している。部材角24×10⁻³ の第2サイクル正荷重時に主筋の座屈およびコアモルタルの破壊が激しく、荷重は第1サイクルの0.67倍に低下したので最終サイクルとした。その後の載荷に対して、部材角40×10⁻³ まで荷重はほとんど同じであり軸力も保持していたが、圧縮側柱脚部の破壊が激しかったので実験を終了した。最終破壊性状は試験体 LA と似ている。試験体Bは部材角24×10⁻³ の第2サイクル正荷重時に圧縮側柱主筋が座屈し耐力低下が少し見られ、負荷重時部材角24×10⁻³ で壁とベースとの境界面ですべりが生じた。部材角32×10⁻³ の負荷重時に耐力低下が激しかったが、さらに正側に加力し、部材角40×10⁻³ で実験を終了した。軸力は保持しており、柱のコアモルタルは健全で、柱に較べると壁下部の破壊の方が激しい。最終破壊を試験体Aと較べると柱帯筋による拘束効果が認められる。

3.3. 曲げ変形・せん断変形の分離

試験体 LA について1層柱を4分割し、引張側柱の伸びと圧縮側柱の縮みから測点間の平均曲率を計算しモールの定理で求めた水平変位を曲げ変形成分、残りをせん

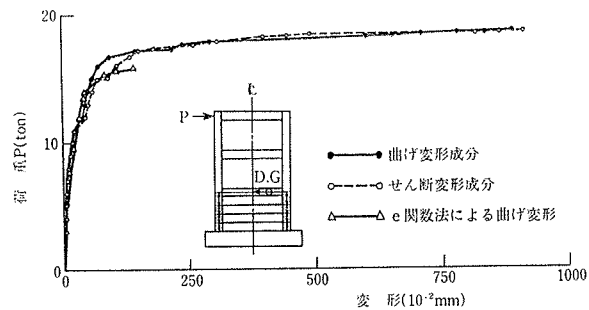


図-5 曲げ変形およびせん断変形

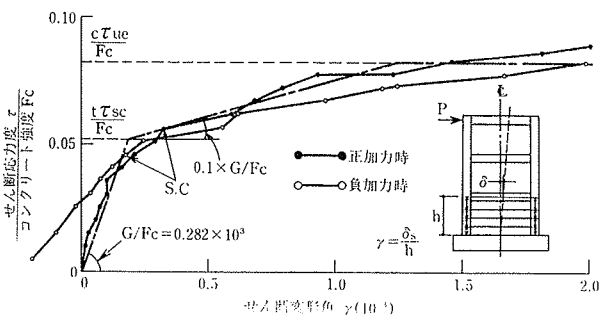


図-6 せん断応力度—せん断変形角関係

断変形成分とした。荷重と各変形成分との関係を正荷重時について図-5にe関数法で計算した $M-1/\rho$ 関係から求めた曲げ変形と共に示す。11 ton でせん断変形, 16 ton で曲げ変形が増加しているが, これらはせん断ひびわれ発生および引張側柱主筋の降伏と対応している。さらに, せん断変形成分について, 縦軸を壁断面の平均せん断応力度とモルタル圧縮強度との比 τ/F_c , 横軸をせん断変形角 γ として図-6に示す。図中に弾性せん断剛性 $G=E/2(1+\nu)$ を計算し記入した。なおポアソン比 ν は1/6とした。正負加力時共に, せん断ひびわれの発生によって剛性が急激に低下しており, せん断応力度-せん断変形角関係のモデル化⁹⁾としては, せん断ひびわれ発生点までは弾性剛性Gを用い, ひびわれ発生以後は弾性剛性の1/10位に低下させ, さらに最大応力近傍で低下させるトリリニア近似が適当だと思われる。

4. 有限要素法による弾塑性解析

4.1. 解析方法

試験体 LA を荷重増分法によって解析した。解析法の詳細は文献2)に, 要素分割および材料特性は文献1)に記述しているので省略する。

4.2. 解析結果

荷重と一層梁中央における水平変位との関係を図-7に示す。実験による包絡線を実線, 解析を点線で記入した。両者は良く一致している。ひびわれ発生状況を図-8に示す。曲げひびわれは実験では8 ton で発生したが解析は7 ton であった。せん断ひびわれは実験では11 ton で1層壁および加力点から2層壁にかけて一気に発生したが, 解析では実験のように急には発生せず, 下部から順次上部へひびわれ発生領域が拡大していき, ひびわれ発生の様子が若干異なっていた。最終破壊は解析では17.5 ton (壁断面平均せん断応力度 $\tau=25.9 \text{ kg/cm}^2$) で圧縮側柱脚部最外縁が圧潰し計算を終了した。実験による最大荷重は18.65 ton であった。

1層梁中央の鉛直変位を実験値と比較して, 図-9に示す。実験値は引張側と圧縮側の柱の伸縮の平均値であり, 解析は梁中央節点の上下変位である。また, 柱の伸縮から計算した1層梁の回転角を図-10に示す。解析における変形の範囲内では梁中央の鉛直変位および回転角は良く一致している。

解析による6 ton および14 ton 時の変形モードを図-11に示す。P=6 ton は弾性状態であり軸方向力および水平力の加力点近くの変形が目立つ。P=14 ton は引張側柱主筋が降伏する直前の状態であり, 1層の壁にはせん断ひびわれがかなり発生し, せん断剛性低下が生じている。また, 引張側柱も曲げひびわれの発生でかなり伸び

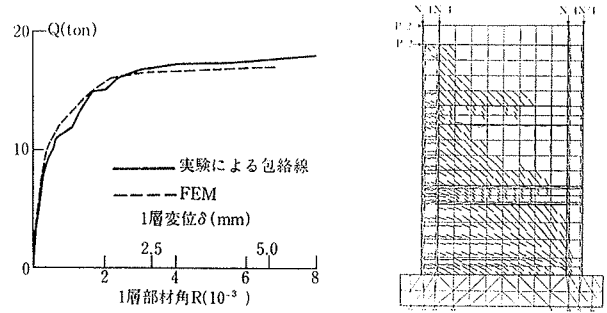


図-7 荷重変形曲線

図-8 ひびわれ図

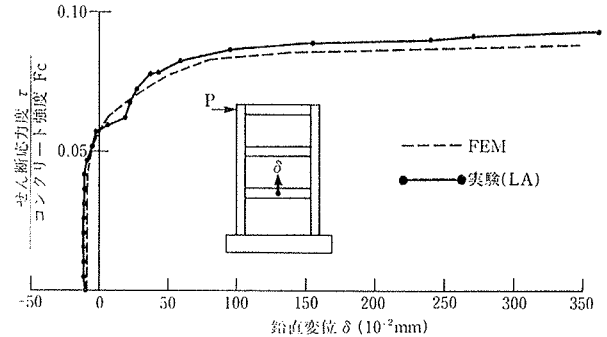


図-9 1層梁中央の鉛直変位

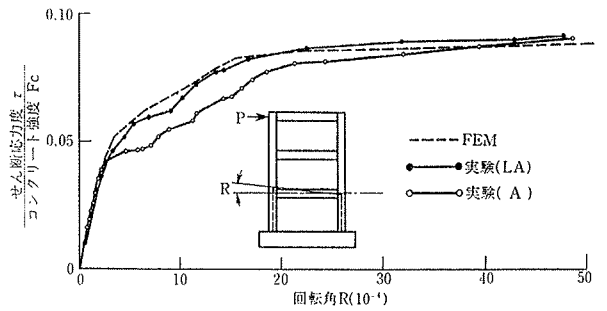


図-10 1層梁の回転角

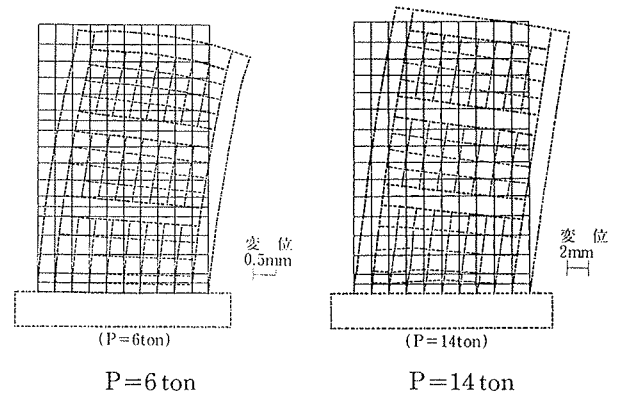


図-11 変形モード

ており, 1層部分で回転した変形モードになっている。圧縮側および引張側の柱脚部主筋の荷重歪度関係を図-12に示す。また, 柱主筋の歪度分布を図-13に示す。破線は14 ton, 実線は16 ton 時の解析値, 白丸は14 ton, 黒丸は16 ton 時の実験値である。引張側柱の外側の主筋歪度分布は脚部で鉄筋が降伏 ($\epsilon_y=1890 \mu$) すると, 解析では1要素に歪度が集中しベース内はあまり大きな

らないが、実験では1層中央から脚部まで一様に降伏し、ベース内にも歪を生じている。この違いは解析では鉄筋とコンクリートを完全付着とし、ベースのモデル化で板厚として試験体の70cmをそのまま入力したためだと思われる。1層の水平変位としては解析は実験に較べてベース内での過小評価と脚部での過大評価が打ち消された結果になっているものと思われる。2層では柱に発生するひびわれが実験に比較して遅いため解析では歪度が小さい。

壁縦筋の水平断面での歪度分布を16ton時の実験値と共に図一14に示す。壁筋の歪度は曲げひびわれおよびせん断ひびわれの発生に大きく影響されるが、今回の解析では壁面のひびわれ発生の様子が実験と異なっているため壁筋の歪度分布は必ずしも良く一致しなかった。

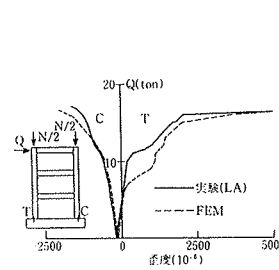
5. まとめ

良好な靱性を有する鉄筋コンクリート造連層耐震壁の挙動を調べることを目的として行なった軸方向力・曲げモーメント・せん断力を受ける実物の約1/4および1/10の模型試験の正負繰り返し実験および有限要素法による弾塑性解析の結果、次の点が解った。

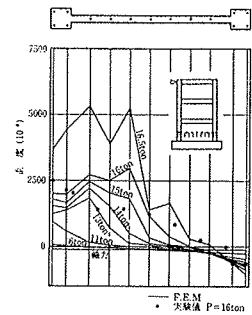
(1) 諸限界荷重は、曲げひびわれ、せん断ひびわれ発生荷重は実験値が計算値に較べて小さかった。曲げ破壊型の耐震壁は耐力そのものが低く、その影響でせん断ひびわれ荷重も低くなったものと思われる。曲げ降伏荷重最大荷重は既往の計算式およびe関数法による計算値より若干大きかった。諸限界荷重に及ぼすスケールおよび柱帯筋量の影響は認められなかった。

(2) 破壊経過は3体とも曲げひびわれ発生、せん断ひびわれ発生、引張側柱主筋の曲げ降伏、柱脚圧潰、柱主筋座屈の順に起り、いずれも良好な変形状を示した。試験体A(柱帯筋比0.21%)と試験体B(柱帯筋比0.87%)とを比較すると最終破壊性状に及ぼす柱帯筋による拘束効果が認められた。試験体LA(スケール1/4)と試験体A(スケール1/10)とを比較すると最終破壊性状は似ていたが、変形状は若干異なっていた。これは柱主筋のベース内での付着性状の相違が影響したものと思われる。

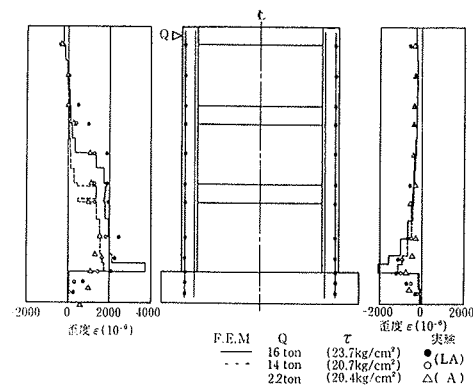
(3) 柱の伸縮の測定結果から水平変位を曲げ変形成分とせん断変形成分に分離した。せん断応力度—せん断変形角関係のモデル化としてはせん断ひびわれ発生点までは弾性剛性Gを用い、ひびわれ発生後は弾性剛性の約1/10に低下させ、さらに最大応力で低下させるトリリニ



図一12 荷重歪度関係



図一14 壁縦筋歪度分布



図一13 柱主筋歪度分布

ア近似が適当だと思われる。

(4) 有限要素法による試験体LAの解析結果は、荷重変形曲線は初期剛性、耐力とも実験とよく一致した。また、1層梁中央の鉛直変位、1層梁の回転角も実験と一致した。しかし、ひびわれ発生の様子および鉄筋の歪度には違いが見られた。

参考文献

- 1) 武田, 小池, 江戸, 井元: フレーム—壁構造に関する研究(その1)(その2), 建築学会大会梗概集, (1977. 10), pp. 1889~1892
- 2) 井元, 武田: 有限要素法によるR.C. 構造物の弾塑性解析(その1)~(その4), 大林組技術研究所報, No. 7 (1973), No. 8 (1974), No. 16 (1978)
- 3) 広沢: 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料, No. 6, (1975)
- 4) 高橋, 広沢, 秋山, 田中: 鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究(その11), 建築学会大会梗概集, (1976. 10), pp. 1609~1610
- 5) 梅村: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法, 技報堂出版, (1973), pp. 327~330