

論文

[2076] 軽量コンクリートを用いた連層耐震壁の力学性状に関する実験的研究

正会員 寺岡 勝 (フジタ工業技術研究所)
 正会員 狩野 芳一 (明治大学工学部)
 正会員 ○内田 和弘 (フジタ工業技術研究所)

1. はじめに

15階建て程度の高層共同住宅の構造は、桁行方向を純ラーメンで、又、はり間方向を独立連層耐震壁で構成される場合が多い。このような建物に軽量コンクリートを適用することにより、とりわけはり間方向の独立耐震壁の転倒モーメントの低減が計られ、より高層化が可能になると考えられる。軽量コンクリートを用いた耐震壁の加力実験は少なく[1]~[5]、普通コンクリートを用いた場合に比べ、①強度が若干低いとするもの[1],[2]、②強度、変形の力学性能に特に差が見られないとするもの[4]、があるなど評価に差がみられ、力学性能については不明な点が多いと考えられる。

本研究は、上記のことを踏まえ、軽量コンクリートを用いた独立連層耐震壁の力学性状を明かにすることを目的とし、断面形状、補強筋量などを実験因子とした4体の独立連層耐震壁試験体について加力実験を行い、それらの因子が破壊性状及び耐力の負担性状に及ぼす影響を検討すると共に、既往のデータを含め強度や変形の力学性能の評価を行なった結果を示すものである。

2. 試験体と実験方法

2.1 試験体と使用材料

試験体は表-1に示す4体で、試験体NO.1及びNO.4については、形状及び配筋詳細を図-1に示す。試験体は、

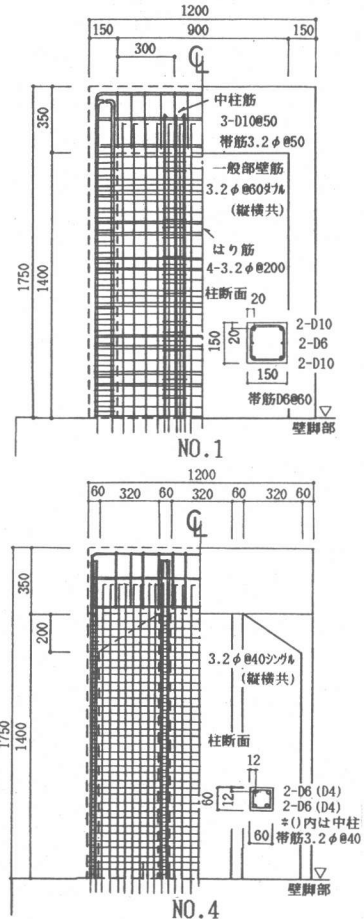


図-1 試験体形状及び配筋詳細 (NO.1, NO.4)

表-1 試験体諸元

試験体名称	断面寸法 柱 $b_c \times D_c$ 壁厚 t_w	軸応力度 σ_o (kg/cm^2)	$\frac{\sigma_o}{\sigma_B}$	配筋			備考
				柱 (Pg, Pte)	壁縦筋 (Pvv)	壁横筋 (Pvh)	
NO.1	15×15 5	35.1	0.104	4-D10, 2-D6 (1.55) (0.41*4)	3.2φ#60D _b (0.54) (1.75*1)	3.2φ#60D _b (0.54) (0.81*2)	中柱筋・中間はり筋を配した試験体
NO.2	15×15 5	35.1	0.104	4-D10, 2-D6 (1.55) (0.41*4)	3.2φ#60D _b (0.54)	3.2φ#60D _b (0.54)	NO.1の中柱筋・中間はり筋を取り除いた試験体
NO.3	15×15 4	52.7	0.156	4-D10, 2-D13 (2.39) (0.71*4)	3.2φ#70D _b (0.57)	3.2φ#70D _b (0.57)	NO.2に対し σ_o/σ_B , 柱成/壁厚の比, 及び柱主筋量を大きくした試験体
NO.4	6×6 2	40.3	0.104	4-D6 (D4*3) (3.56) (0.39*4)	3.2φ#40S (1.00) (1.29*1)	3.2φ#40S (1.00)	試験体断面の寸法を約1/14に縮尺した試験体

単位: $b_c, D_c \rightarrow (\text{cm})$
 Pg, Pte, Pvv, Pvh $\rightarrow (\%)$
 共通事項: 壁脚部から水平加力芯までの距離 $h_o = 150\text{cm}$
 壁の全長 $D = 120\text{cm}$
 $W/(QD) = 1.25$
 *1: 中柱主筋を壁縦筋として計算した値
 *2: はり主筋を壁横筋として計算した値
 *3: NO.4の中柱主筋
 *4: Pte=等価引張主筋比 (100at/(bd))
 Db: ダブル配筋, S: シングル配筋

前記の15階建て建物より更に高い建物を対象とし、21階建て建物の設計結果に基づき、その諸元を定めたもので、7層、3スパンに対応した約1/14の縮尺寸法模型となっている。NO.1は、中柱及び中間はりを考慮してそれらの主筋を壁板内に配し、M/(QD)、Pte、Pvw、Phw（記号は表-1参照）の数値が設計値に近似するように定めた試験体で、柱寸法及び壁厚は、実物に対し1/5.6で縮尺寸法に対応していない。NO.4は、実物に対し約1/14の縮尺模型の形状を有する試験体である。NO.2は、NO.1に対し、中柱及び中間はりの主筋を取り除いた試験体で、NO.3は、NO.2に対し、軸圧比（ σ_o/σ_B ）及び柱主筋量を大きくし、壁厚/柱成を小さくした試験体である。尚、NO.1及びNO.2は、曲げ降伏が先行するように、又、NO.3及びNO.4は、せん断破壊するように計画した。表-2に、材料の力学的性質を示す。コンクリートは、比重 γ ≒1.7の軽量2種で、打設は平打とし、養生は室内放置とした。

表-2 材料の力学的性質 表-3 加力スケジュール

コンクリート				
試験体	圧縮強度	同左歪度	ヤング係数	割裂強度
	σ_B (kg/cm ²)	ϵ_o	E (1/4) (t/cm ²)	σ_t (kg/cm ²)
NO.1	337.4	2687	159.2	28.7
NO.3	387.5	2966	173.6	34.2
鉄筋				
種類	降伏点	引張強さ	ヤング係数	伸び
	σ_y (t/cm ²)	σ_B (t/cm ²)	E (t/cm ²)	(%)
3.2φ	3.092	4.216	1827	36.2
D4	3.902	5.410	2063	35.3
D6	3.719	5.060	1705	17.2
D10	3.698	5.320	1711	27.6
D13	3.601	5.277	1768	15.8

荷重階	制御量	繰返数
P0	$\tau = 10$	±1
P1	$R = 1 \times 10^{-3}$	±1
P2	$R = 2 \times 10^{-3}$	±3
P3	$R = 4 \times 10^{-3}$	±3
P4	$R = 6 \times 10^{-3}$	±3
P5	$R = 8 \times 10^{-3}$	±3
P6	$R = 10 \times 10^{-3}$	±2
P7	$R > 10 \times 10^{-3}$	+1

単位： $\tau \rightarrow$ (kg/cm²), $R \rightarrow$ (rad.)
注) NO.2では $R = 15 \times 10^{-3}$ で1回繰り返した。
NO.3ではP1を3回繰り返し、P2を1回繰り返した。

2.2 実験方法
図-2に、加力及び変位測定装置を示す。加力は、一定軸圧を加えつつ、表-3に示す加力スケジュールに従って繰返し水平荷重を行なった。測定は、荷重の他に、図-2中に示す各変位、補強筋のひずみ度、ひびわれ幅等について行なった。

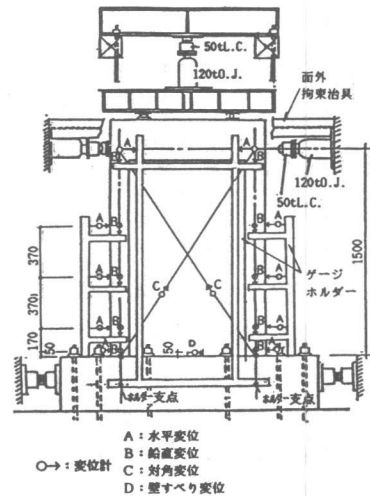


図-2 加力及び変位測定装置

2.2 実験方法

図-2に、加力及び変位測定装置を示す。加力は、一定軸圧を加えつつ、表-3に示す加力スケジュールに従って繰返し水平荷重を行なった。

測定は、荷重の他に、図-2中に示す各変位、補強筋のひずみ度、ひびわれ幅等について行なった。

3. 実験結果とその考察

3.1 実験結果の概要

表-4に、実験結果の概要を一覧にして示す。諸強度

表-4 実験結果の概要一覧

試験体	加力方向	荷重										初期剛性		変形				破壊モード		
		曲げひびわれ		せん断ひびわれ		曲げ降伏		最大荷重				実験値	K_1	せん断ひびわれ	曲げ降伏	最大荷重	限界変形角			
		実験値	Q_{Fc}	実験値	Q_{Sc}	実験値	Q_y	実験値	Q_m	Q_m	Q_m								Q_m	実験値
NO.1	+	11.0	0.93	19.0	36.2	1.20	26.3	1.17	28.8	54.1	1.02	1.00	0.94	112.1	0.86	1.54	3.93	8.03	16.65	FS型
	-	12.9	1.09	19.6	37.3	1.24	23.8	1.06	28.2	53.6	1.00	0.98	0.92	128.0	0.98	1.45	3.63	9.95	9.95	
NO.2	+	15.0	1.23	19.3	36.7	1.22	21.5	1.04	25.1	47.8	1.10	0.92	0.99	151.8	1.17	1.73	2.62	13.03	15.16	FS型
	-	14.0	1.20	20.4	38.9	1.29	21.9	1.06	25.2	48.1	1.11	0.92	1.00	150.0	1.15	1.66	3.85	10.04	15.07	
NO.3	+	15.0	0.95	15.7	37.5	1.01	-*	-	30.7	73.0	0.98	1.11	1.00	142.9	1.20	1.05	-*	6.07	6.59	S型
	-	16.6	1.06	16.6	39.5	1.07	-*	-	30.1	71.6	0.97	1.08	0.98	133.1	1.11	0.88	-*	6.01	7.69	
NO.4	+	4.9	1.02	7.4	32.5	1.11	11.3	1.24	11.3	49.7	0.91	0.92	1.05	39.5	0.79	1.04	5.23	5.23	5.23	S型
	-	4.5	0.94	7.6	33.3	1.14	-*	-	12.2	53.4	0.97	0.99	1.13	34.3	0.69	0.66	-*	6.06	6.06	

単位： Q_{Fc}, Q_{Sc}, Q_m, Q_y (t), τ_{sc}, τ_m (kg/cm²), K_1 (t/cm), R_{Sc}, R_y, R_m, R_u ($\times 10^{-3}$ rad.), $\tau = Q/(t \cdot l \cdot w)$, t : 壁厚, l : 柱柱芯間距離

$$cQ_{Fc} = (\sigma_t + \sigma_o) \cdot Ze/h_o, \sigma_t = 1.8 \sqrt{\sigma_B}$$

$$cQ_{Sc} = [(1 + \sigma_o/150) \cdot 0.085 \cdot k_c \cdot (500 + \sigma_B) / (M/(QD) + 1.7)] \cdot b_e \cdot j^3$$

$$cQ_y = e \text{ 調数法}^7)$$

$$Q_{Fu} = (a_1 \cdot c \cdot \sigma_y + 0.5 \cdot a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot 0.5N) \cdot l \cdot w/h_o^2$$

$$Q_u = \text{白石・狩野モデル}^{10)}$$

$$K_E = 1 / (3EI / (h_o^3) + G \cdot Aw / (KW \cdot h_o))$$

*: 圧縮降伏先行

FS型: 曲げ降伏後のせん断圧縮破壊, S型: せん断圧縮破壊

R_u : 最大荷重の80%以上を安定して維持する変形角

及び初期剛性については、既往の算定式による計算値と比較したものを併せて示す。図-3～図-6にせん断力(Q)－水平変位(δ)関係履歴曲線、実験終了時ひびわれ状況、壁板のせん断ひびわれ幅、最大荷重時の鉄筋ひずみ度分布をそれぞれ示す。

3.2 破壊性状及び耐力の負担性状

破壊モードは、NO.1及びNO.2が、曲げ降伏後の繰り返し加力によるせん断圧縮破壊(FS型)であり、NO.3及びNO.4が、せん断圧縮破壊(S型)であった。

NO.2は、NO.1に比べ、最大荷重時の塑性変形量が大きく、より曲げ破壊的な履歴性状を示したが、その破壊過程及び耐力の負担性状は、NO.1とほぼ同じであった。両試験体において最大荷重は、曲げ降伏後の繰り返し載荷による壁板圧縮隅角部のせん断圧縮破壊と圧縮柱脚部の局部曲げ圧壊とにより決定した。最大荷重時には、図-6(a),(d)に示すように、引張柱及び壁縦筋は脚部で充分引張降伏しており、圧縮柱脚部は局部曲げを強く受けて曲げ降伏し、又、圧縮柱脚部の壁横筋は降伏している。このことより、最大荷重時のせん断力は主としてアーチ作用(壁板の対角線状斜め圧縮力)及び圧縮柱脚部の曲げ抵抗により負担していたものと考えられる。最大荷重以降、圧縮隅角部の圧壊が、圧縮柱に沿って、上方に進展するに伴い、圧縮柱下部にせん断圧縮破壊が貫通して強度低下を生じた。これは、アーチ作用の負担していた力が、壁板の圧縮隅角部の破壊及びその進展により、圧縮柱に流れたことによるためと考えられる。

NO.3は、圧縮柱際に沿った壁板のせん断圧縮破壊(脚部から柱成の約4倍の範囲)と圧縮柱の局部曲げ圧壊とにより、最大荷重が決まった。最大荷重時には、図-6(b),(d)に示すように圧縮柱が局部曲げを強く受けて圧縮曲げ降伏した以外は、縦横筋とも充

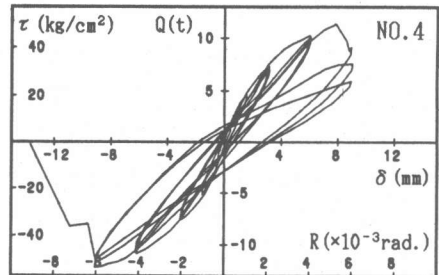
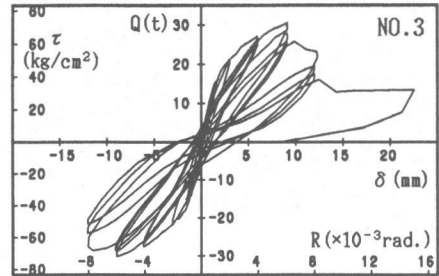
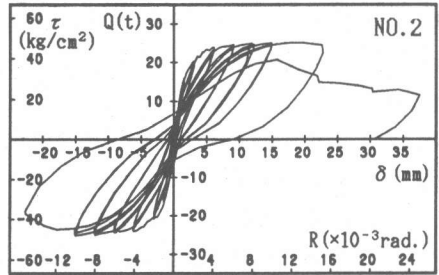
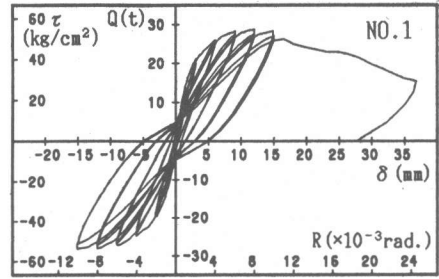


図-3 せん断力(Q)－水平変位(δ)関係履歴曲線

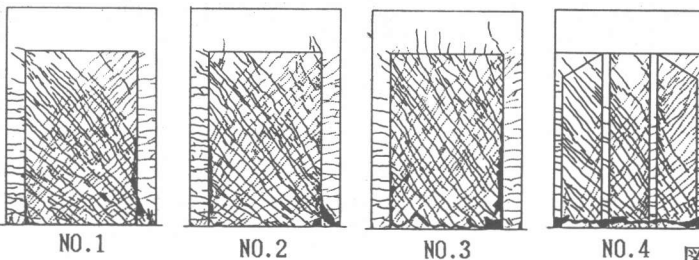


図-4 実験終了時ひびわれ状況

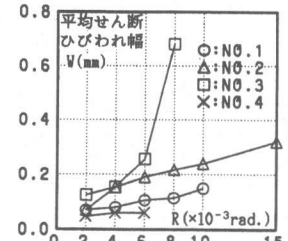


図-5 壁板せん断ひびわれ幅(測定点9点の平均値)

分には降伏していない。壁横筋のひずみ度は、壁板中央部が、側柱に近い部分に比べ大きくなっている。ひびわれ発生状況は、他の3体と異なり、壁板のせん断ひびわれは、壁板全域に生じており、上部加力ばりにも多くの曲げひびわれが生じている。以上のことより、最大荷重時のせん断力は、トラス作用(壁筋の引張力とそれに対応する壁板の圧縮力とによる作用)、アーチ作用、及び圧縮柱の曲げ抵抗により負担していたものと考えられる。最大荷重以降、圧縮柱際に沿った壁板のせん断圧縮破壊が拡大した後、壁板のせん断ひびわれ幅が増大すると共に壁板脚部にせん断圧縮破壊が貫通し、強度低下を生じた。圧縮柱は、柱頭部に曲げひびわれを生じたが、柱脚部にはせん断圧縮破壊を生じなかった。これは、アーチ作用で負担していた力が、一部は圧縮柱に、他の一部は壁板脚部に流れ、圧縮柱が強かったために、壁板脚部がせん断圧縮破壊したことによると考えられる。

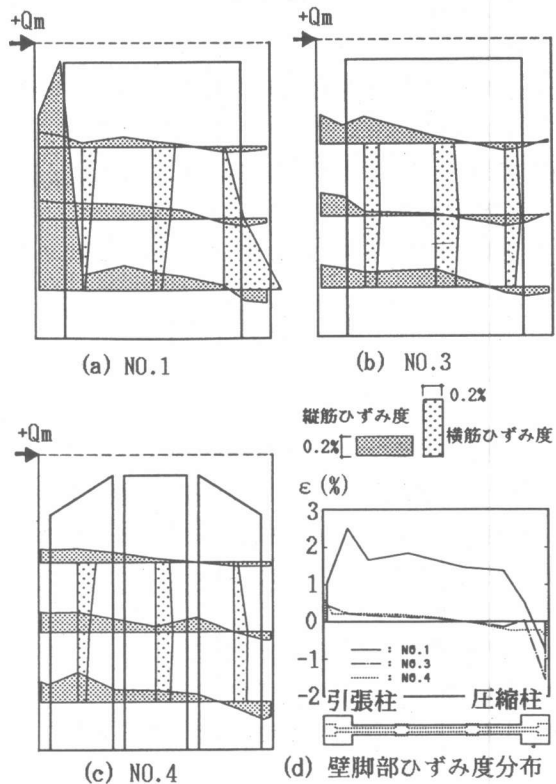


図-6 最大荷重時鉄筋ひずみ度分布

NO.4は、圧縮柱脚部の圧縮破壊と壁板の圧縮隅角部の(せん断)圧縮破壊とにより最大荷重が決まった。最大荷重時には、壁脚部の平面保持がほぼ成立しており、壁板のせん断ひびわれは壁板全体に広がらず圧縮柱脚部にしか到達していない。又、壁板の最大せん断ひびわれ幅も0.08mm以下と小さく、圧縮柱脚部の局部曲げも小さかった。以上のことより、最大荷重時のせん断力は、主としてトラス作用とアーチ作用とにより負担し、圧縮柱の曲げ抵抗による負担は小さかったものと考えられる。最大荷重以降の繰返しで、最大荷重時までは破壊していなかった壁脚部中央部が急激なせん断すべり破壊を生じ、強度が急激に低下すると共に軸力も保持できなくなった。これは、アーチ作用で負担していた力が、圧縮柱に流ることができないので壁板脚部に流れたことによるものと考えられる。

NO.4を除いた他の3体については、水平加力終了後、軸力を定軸圧の1.5倍まで増大させたが安定して保持していた。以上のことより、耐震壁の軸力保持のためには、柱寸法/壁厚を大きくするだけでなく、壁厚/壁の全長(D)及び柱寸法/Dを大きくする必要があると考えられる。

3.3 諸強度について

表-4中に諸強度について、既往の算定式による計算値と実験値とを比較して示した。

(1) ひびわれ強度 曲げひびわれ強度に関し、コンクリートの引張強度を $\sigma_t = 1.8 \sqrt{\sigma_B}$ として求めた計算値 (cQ_{Fc}) に対する実験値 (Q_{Fc}) の比は、0.93~1.23(平均値は1.05)の範囲にあり、計算値は実験値を良く予測している。せん断ひびわれ強度に関し、柱に対する柴田らの提案式[6]を準用して求めた計算値 (cQ_{Sc}) に対する実験値 (Q_{Sc}) の比は、1.01~1.29(平均値は1.16)の範囲にあり、計算値は若干安全側の評価を与えている。

(2) 曲げ降伏強度 引張柱主筋初降伏時の曲げ降伏強度に関し、e関数法[7]による計算値(cQ_y)に対する実験値(Q_y)の比は、1.04~1.24(平均値は1.11)の範囲にあり、計算値は若干安全側の評価を与えている。

(3) 最大強度 破壊モードがFS型のNO.1及びNO.2に関し、表-4下に示す曲げ強度算定略算式[8]による計算値(Q_{FU})に対する実験値(Q_m)の比は、1.00~1.11(平均値は1.06)の範囲にあり、破壊モードがS型のNO.3及びNO.4に関し、修正大野・荒川式(広沢提案)[9]による計算値(Q_{SU})に対する実験値(Q_m)の比は、0.92~1.11(平均値は1.03)の範囲にある。又、FS及びS型の両破壊モードに対し、適用できる白石・狩野式[10]による計算値(Q_U)に対する実験値(Q_m)の比は、0.92~

1.13(平均値は1.00)の範囲にある。いずれの算定式も実験値に対する適合性がよいと言える。

図-7に、既往のデータ[4],[5]を含め、破壊モード別に最大強度の実験値と計算値とを比較して示す。FS型のデータに関し、前記の曲げ強度算定略算式による計算値(Q_{FU})に対する実験値(Q_m)の比は、0.97~1.11の範囲にあり、S型のデータに関し、修正大野・荒川式による計算値(Q_{SU})に対する実験値(Q_m)の比は、0.86~1.11の範囲にある。データ数は少ないが、実験値と計算値の対応はよいと言えよう。

上記のひびわれ、曲げ降伏及び最大の各強度に関する既往の各算定式は、主として普通コンクリートに対して提案されたものである。それらの算定式を用いた各計算値は、いずれも実験で得られた諸強度とよい対応が見られた。従って、本実験範囲内で確認された諸強度は、普通コンクリートを用いた場合と同程度であったと考えられる。

3.4 変形状について

(1) 初期剛性 図-8に、初期剛性(K_I)と弾性剛性計算値(K_E)とを比較して示す。 K_E に対する K_I の比は、0.69~1.20の範囲(平均値は0.99)にあり、計算値は実験値を比較的よく予測していると言える。

(2) 変形性能 図-9に、普通コンクリートを用いた耐震壁の変形性能について、白石・狩野

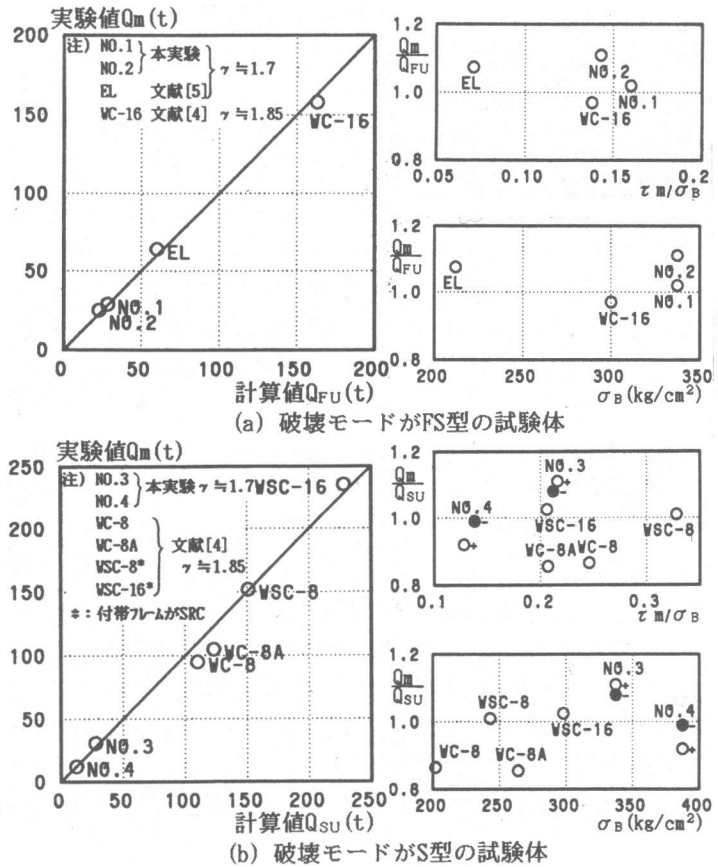


図-7 最大強度の実験値と計算値との比較

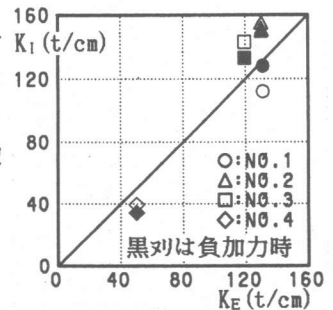


図-8 初期剛性(K_I)と弾性剛性(K_E)との比較

らによって評価された結果を、文献[10]より転載して示す。同図の縦軸は、白石・狩野式による圧縮側柱脚部の負担せん断力(fQ)を同式による最大強度(Q_u)で除した値(fQ/Q_u)で、横軸は、塑性率($\mu=R_u/R_y$)である。同図中に、本実験結果のうち条件が適合している3体について、同様に計算してプロットした。これによると本実験データは、同図に示された普通コンクリートのデータのバラツキのほぼ中央に位置し、同じ傾向を示している。このことより、軽量コンクリートを用いた耐震壁の変形性能評価にも、白石・狩野らによる普通コンクリートに対し提案された評価法が適用できるものと考えられる。

4. 結論

軽量コンクリートを用いた独立連層耐震壁の加力実験を行い、破壊及び耐力の負担性状について検討すると共に、既往のデータを含め強度及び変形性能の評価を行い、以下のことが知れた。

- (1) 曲げ降伏後の繰り返し加力でせん断圧縮破壊する試験体では、最大荷重時のせん断力は、主としてアーチ作用及び圧縮柱脚部の曲げ抵抗により負担し、引張柱及び壁板脚部の負担は小さい。最大荷重以降、壁板圧縮隅角部のせん断圧縮破壊の進展により、アーチ作用の負担せん断力は圧縮柱に流れ、圧縮柱脚部にせん断圧縮破壊をもたらす、強度低下を生じる。
- (2) せん断圧縮破壊する試験体では、最大荷重時のせん断力は、トラス作用、アーチ作用、及び圧縮柱脚部の曲げ抵抗により負担している。それらの負担割合及び最終的な破壊状態は、柱寸法/壁厚、壁厚/壁の全長(D)、及び柱寸法/壁の全長(D)等により異なる。それらの因子を大きくすれば、最終的な破壊は壁板のせん断圧縮破壊となり軸力を安定して保持する。逆に小さくすれば、圧縮柱及び壁板のせん断圧縮破壊をもたらす軸力の保持が不能となる場合がある。
- (3) 曲げ及びせん断ひびわれ、曲げ降伏、最大の諸強度、及び初期剛性は、既往の算定式を用いて評価できる。本実験で得られた軽量コンクリートを用いた耐震壁の強度は、普通コンクリートを用いた耐震壁のそれに比べ、特に差が見られなかった。

以上は、少数の実験結果を基に得られた結果である。今後、更に実験資料を蓄積し、検討を行う必要がある。

【謝辞】本研究を遂行するに当り、フジタ工業(株)東京支店設計部・織茂博文主任、同技術研究所・藤原敏夫主任、林和也氏には多大なご協力を戴きました。また、白石・狩野式の算定は白石氏の作成したプログラムを使用させて戴きました。深謝致します。

引用並びに参考文献

- [1] 梅村魁：人工軽量コンクリートを用いた鉄骨・鉄筋コンクリート実大実験の中間報告，コンクリートジャーナル，Vol.3，NO.1，Feb. 1965，PP.16～19
- [2] H.OKA and H.AOYAMA：STUDY ON THE STRUCTURE OF HIGH-RISE REINFORCED CONCRETE BUILDINGS - Tests of Steel and Reinforced Concrete Frames and Shear-Walls with Braces Using Artificial Lightweight Aggregate -，日本建築学会論文報告集，NO.119，昭和41年1月，PP.10～21
- [3] 奥島正一，大井孝和：人工軽量コンクリート無開口壁のせん断実験，日本建築学会論文報告集号外，昭和41年10月，PP.209
- [4] 青柳可，降井繁蔵，江崎文也：人工軽量骨材を用いた鉄骨鉄筋コンクリート構造における耐震壁の実験的研究，(I)，(II)，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和49年10月，PP.1381～1384
- [5] 川崎孝彦，田中宏太郎，他4名：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造高層共同住宅に関する研究(その4：はり間方向独立耐震壁の実験)，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和49年10月，PP.1487～1488
- [6] 柴田拓二：鉄筋コンクリート部材の脆性破壊時耐力推定式の検討，コンクリート工学，Vol.18，NO.1，Jan. 1980，PP.26～37
- [7] 武藤清：耐震設計シリーズ2 鉄筋コンクリート構造物の塑性設計 3.2 鉄筋コンクリート柱の終局強度理論，丸善刊，1964
- [8] 日本特殊建築安全センター：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準付解説 3.2.2 強度指標C(12)式，1977
- [9] 広沢雅也：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，昭和50年3月
- [10] 白石一郎，狩野芳一，町田亘寛：鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の最大耐力に関する考察，日本建築学会構造系論文報告集，NO.378，昭和62年8月，PP.91～100

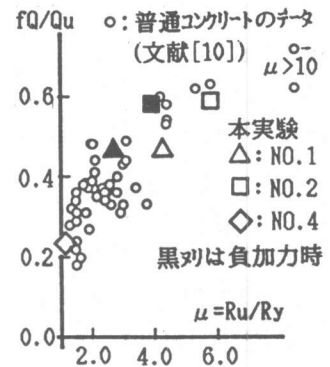


図-9 普通コンクリートを用いた耐震壁の変形性能評価値(文献[10]より転載(白石,狩野,町田))と本実験値との比較