

[182] 既存建物内耐震壁の水平加力実験

正会員 ○ 徳広育夫 (鹿児島大学工学部)
 正会員 三谷 勲 (鹿児島大学工学部)
 正会員 久徳琢磨 (鹿児島大学工学部)
 谷田正人 (鹿児島大学大学院)

§ 1. まえがき

建物設計時の耐震壁の耐力推定式として既に提案されている種々の推定式¹⁾が用いられている。

これらの推定式は全て制作および加力に細心の注意を払った模型実験結果あるいは理想化(材料特性、支持条件等の理想化)された条件下での理論解析結果に基づいている。実際の施工精度の差の他に、RC部材ではスケール効果が耐力等に影響する²⁾ため、既往の耐力推定式が実在建物の耐力をどの程度推定し得るかを検討することは工学的に重要なことであるが、実在建物内の耐震壁の実験的研究が行われた例がなく、既往の耐力推定式に基づく耐力との比較を行った研究は見当らない。

このたび地上3階建ての軽量RC造建物を利用して、通常の学校建築に見られる連層耐震壁の水平加力実験を行う機会を得た。本報はその実験結果の報告で、荷重-変形関係、ひび割れ状況、および終局耐力についての検討を加えている。

§ 2. 材料の性質

使用細・粗骨材は南九州で産出されるシラス軽砂・軽石である。その性質を表-1に示す。非試験体部分の柱・はりおよび床スラブからコンクリートコア(直径10cm)を34本採取し、仕上部分を除いた後、単位容積重量を求め21本について圧縮試験を、13本については割裂試験を行った。鉄筋も非試験体部分より各径5本を採取し引張試験を行った。その結果を表-2に示す。

§ 3. 試験体

建物の外観および1階平面図を写真-1、図-1に示す。試験体は⑥-⑦通り間と⑦-⑧通り間で切断した⑦通り(図-1参照)の壁を含む架構(連層耐震壁)で北側に廊下があり、はり両端には長さ85cm(構造体)のハンチが付いている。

試験体の架構配筋図を図-2に示す。同図に示すように壁は各階厚さ20cmのRC造

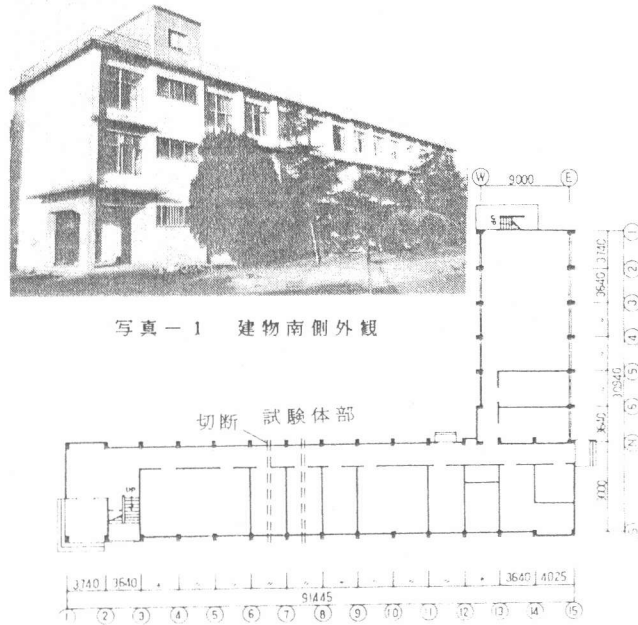


写真-1 建物南側外観

図-1 既存建物1階平面図(寸法単位: mm)

表-1 カルデラ系の軽石の性質³⁾

物理的性質		成分(%)	
真比重	2.36~2.45	SiO ₂	69.7
吸水率(o/wt)	36.8~39.1	Al ₂ O ₃	15.0
空隙率(o/vl)	64.2~67.1	CaO	3.7
圧縮強度(kg/cm ²)	41.2~112	FeO	2.1
鹿屋市古江産, 粒径5~25mm		Fe ₂ O ₃	
		MgO	1.2
		TiO ₂	0.5

表-2 材料の機械的性質

鉄筋	鉄筋径(mm)	22φ	19φ	16φ	9φ
	降伏点強度(t/cm ²)	3.19	3.06	3.21	3.15
	引張強さ(t/cm ²)	4.36	4.55	4.67	4.39
	破断伸び(%)	26.9	30.3	26.7	23.8
コンクリート	圧縮強度Fc(kg/cm ²)	130			
	引張強度Ft(kg/cm ²)	21.1			
	割線係数E _s (kg/cm ²)	0.817×10 ⁵			
	ポアソン比	0.24			
単位体積重量(t/m ³)		1.56			

でモルタル下地（両面に1.3cm）、石膏プラスター塗の仕上となっている。はりには各階幅3.44mの床スラブ（RC-15cm、仕上げモルタル2.5cm）が付いている。

§4. 加力及び測定方法
 加力装置図を図-3に示す。またその全景を写真-2に示す。図-3に示すように加力装置はH形鋼からなるトラスで試験体部分に取付けられ、非試験体部を反力フレームとし反力台が取付けられ、加力装置、反力台共最上階の床にPC鋼棒ボルトで固定されている。同図中に示す座屈止めおよびH-400×200×8×13と加力フレーム床の間に挿入されたローラーは、加力装置の面外座屈を防ぐために設けたものである。一方載荷時に、油圧ジャッキ2台を用いて水平力を試験体に加える。加力用トラス両端に加える水平力の比率は1:1である。荷重は各油圧ジャッキ（能力50ton）先端に取付けたロードセル（N→S正側容量100ton、S→N負側容量50ton）により測定した。

水平変位は図-4中の⊖印の位置（各階のはり心）に貼付した物指（mm単位）の目盛を地上に設置したトランシットで読みとり、鉛直変位は同図中の⊕印の位置に貼付した物指（mm単位）

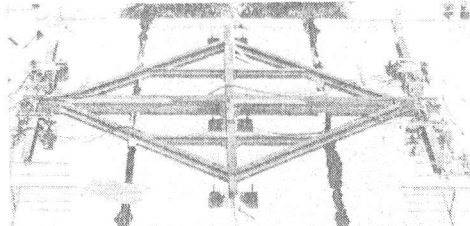


写真-2 加力装置全景

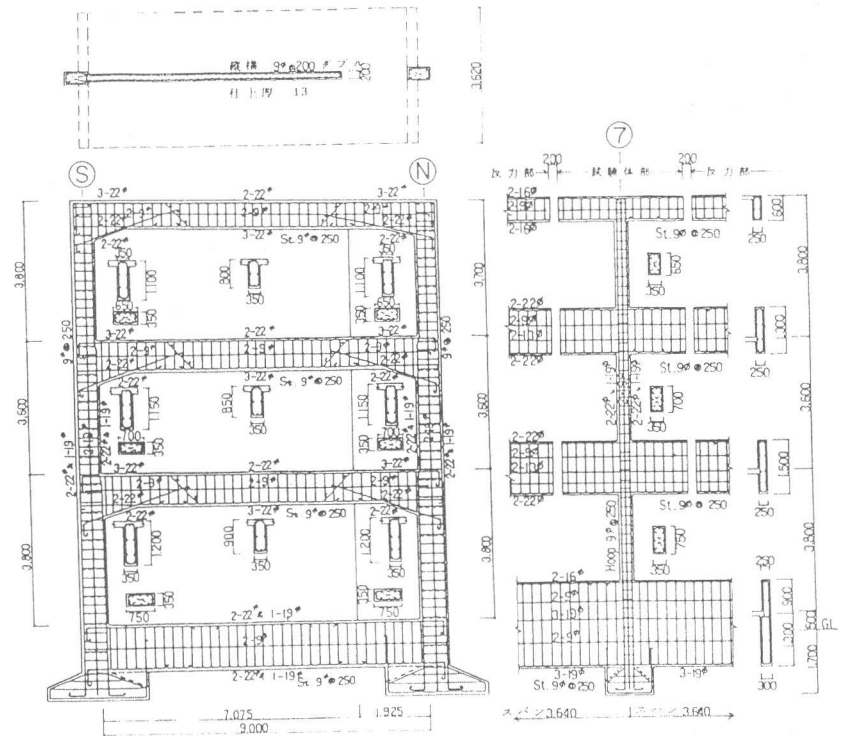


図-2 架構配筋図（寸法単位：mm）

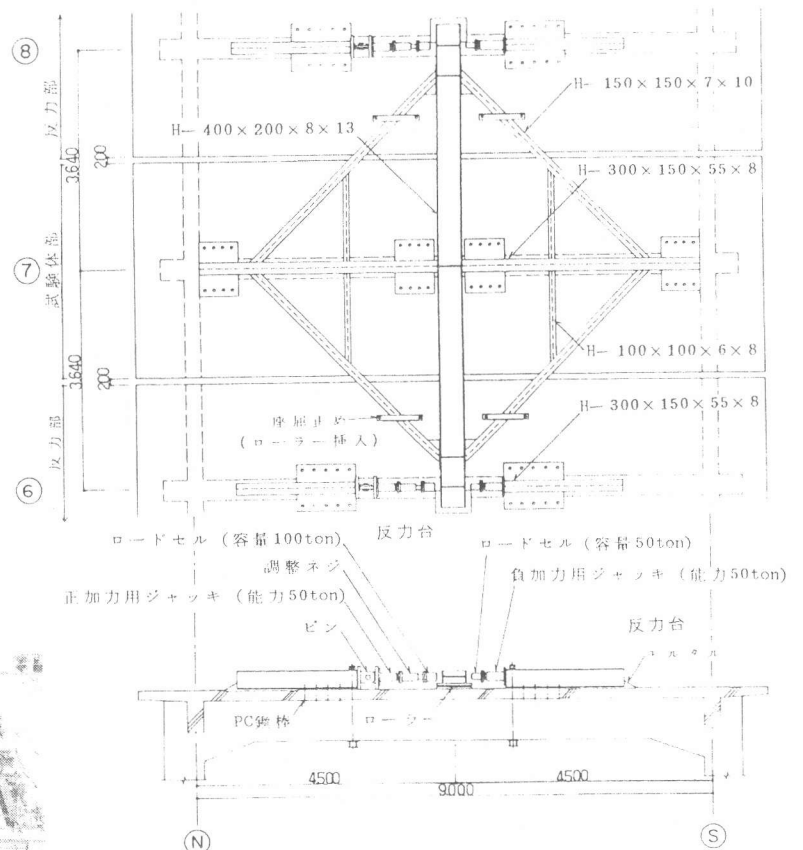


図-3 加力装置詳細（寸法単位：mm）

の目盛を試験体から約15m離れた非試験体部分（1階柱の変位は地上）に設置したトランシットで読みとることにより、測定した。ひび割れの観察は各載荷過程の最大変位時に目視および写真撮影で行った。

85. 実験結果

水平力（2台のジャッキによる荷重の和）と水平変位（N通りとS通りの平均値）との関係を図-6に示す。但し、初めの1サイクル半は図が複雑になるので省いてある。履歴ループに付した数値は測定No.である。横軸には δ_H/h （ $h=1030\text{cm}$ ）の値も記入してある。図-5に幾つかの測定No.時の変形モードを示す。同図よりNo.193まで各階の層間変形角は一樣で、特定層への変形の集中は見られないことがわかる。

初ひび割れはNo.9に向かう載荷過程において板壁に発生し、No.67では1階N通り柱に水平ひび割れが発生した。

No.125で各階の廊下部分のはりに斜めひび割れが発生した。No.249で3階N通り柱に大きな斜めひび割れが発生し、1階床スラブにもひび割れが発生した。

No.292（ $P=122.9\text{ton}$ ）では1階N通り柱の柱脚の水平ひび割れ幅が10mmに達した。このとき最上階での構面外の変位も大きくなり（約50mm）、荷重-変形曲線が殆ど水平になったので実験をうちきった。

図-7は東西の実験終了後のひび割れ状況を示したものである。図中の破線で囲まれた部分にはブロック棚およびダクトが付しており、ひび割れ観察は行っていない。

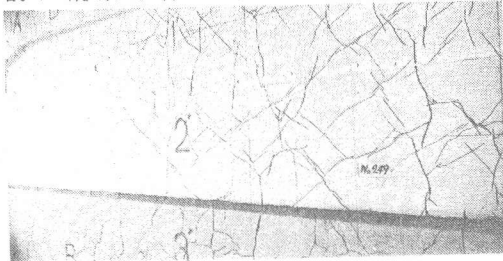


写真-3 2階東側壁

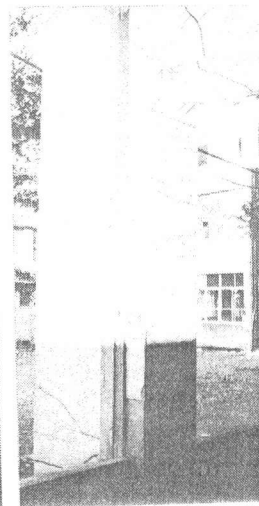


写真-4 1階北側柱

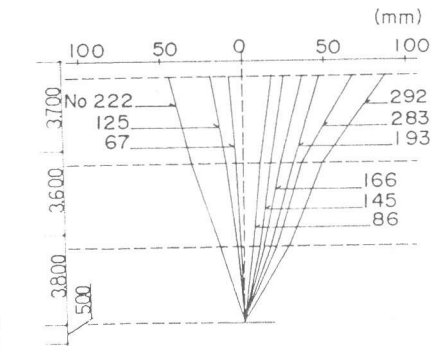


図-5 変形モード

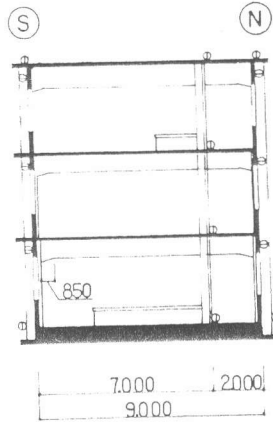


図-4 断面図と変位測定位置（寸法単位：mm）

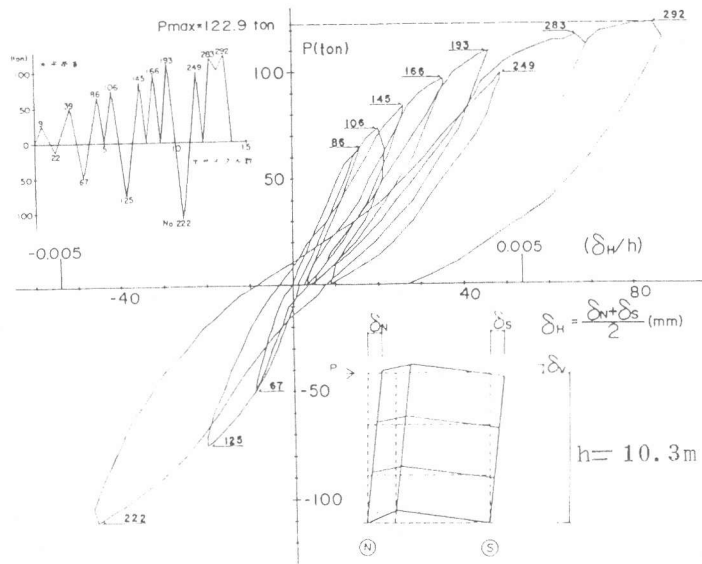


図-6 荷重(P)-水平変位(δ_H)関係

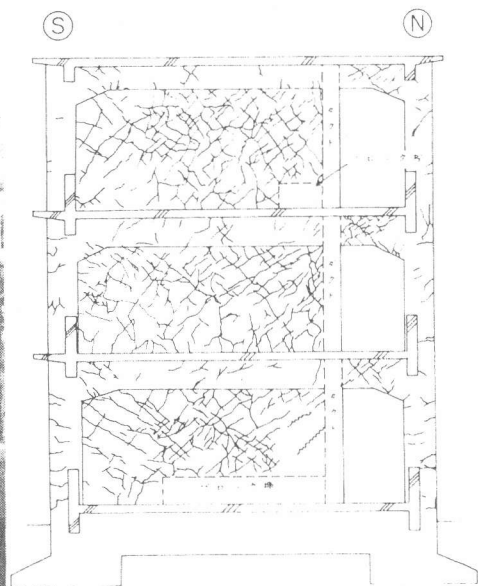


図-7 東側ひび割れ状況（実験終了後）

写真-3, 4に実験終了後の2階壁東面および北側1階柱のひび割れ状況を示す。図-7、写真-3からわかるように実験終了後では、壁板には一様に斜めひび割れが入っており大きなひび割れは見られない。柱には1階から3階までの水水平ひび割れが認められ、1階北側の柱脚の水平ひび割れはその幅が特に大きくなっている。また廊下上のはりには垂直または斜めひび割れが多く見られる。このようなひび割れの様子から本試験体は引張柱およびはり(廊下上)が降伏し耐力に達していると推定される。

§6. 終局耐力の検討

崩壊機構を仮定した仮想仕事法より終局耐力を求め、実験値との比較を行った。記号については文献1)を参照されたい。

各断面の降伏モーメントはT型ばりの有効幅を試験体全幅とし、はりせん断力による柱軸力の変動を考慮し、ハンチがある部分および耐震壁部分を剛域と扱って計算した。その結果、最小の崩壊荷重を与える崩壊機構は図-8に示す崩壊機構であった。同図中に仕上モルタルを軽量コンクリートとして求めた各断面の降伏モーメントを示す。

又はりにおいては曲げ降伏によるせん断力 Q_b とせん断強度 Q_{su} との比較を行った。 Q_{su} の式は表-3の欄外に示す。式中の M/Q は曲げ降伏の崩壊機構での材端モーメント M_y とせん断力 Q_b を代入し計算した。その結果を表-3に示す。

Q_b と Q_{su} の差は僅か(地中ばりを除く)であるが、各階のはりはすべて $Q_b < Q_{su}$ であった。はりにはせん断ひび割れと曲げひび割れが生じていたので、せん断破壊か曲げ破壊かの判断は困難であるが、計算上は仮定した崩壊機構が妥当であったと判断される。

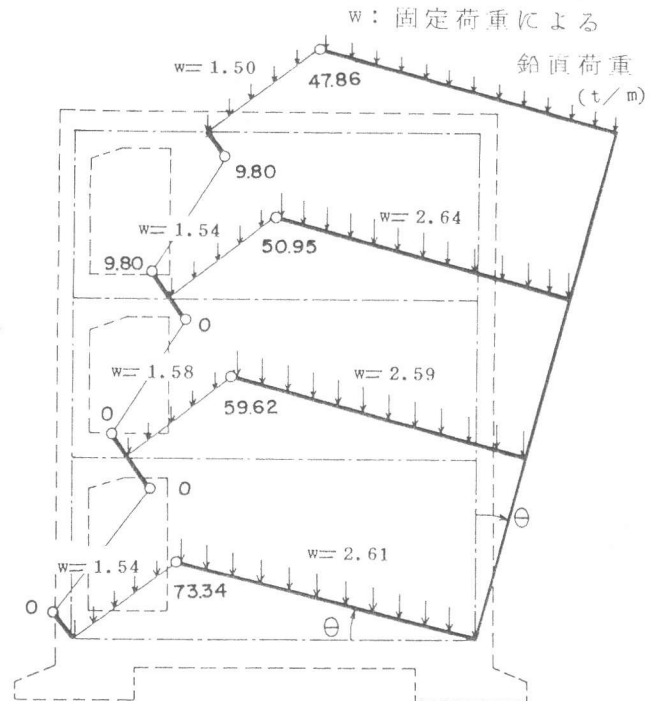
算定された終局耐力を図-8に示す。同図より実験値と算定結果がよく対応していることがわかる。

文献

- 1) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 1981.6
- 2) J.R.Benjamin: The Behavior of One-Story Reinforced Concrete Shear Walls, ASCE, Vol.83 ST.3, May 1957, pp1254-1~1254-49.
- 3) 福島正人：南九州産軽量骨材の利用に関する研究 1970

7. 結び

軽量RC造実在建物を利用して連層耐震壁の繰返し水平加力実験を行い、水平荷重-水平変位及び鉛直変位関係、崩壊機構、ひび割れ状況を調べた。さらに実験値と計算値との比較を行った。



※はりのかぶり：5(cm) 柱・はりの仕上厚：2.5(cm)
はりの曲げモーメント (tm)
 $M_{yb} = 0.9 \cdot a \cdot t \cdot \sigma_y \cdot d$
柱の曲げモーメント (tm)
 $M_{yc} = 0.8 \cdot a \cdot t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot (1 - N / (b \cdot N \cdot D \cdot F_c))$

$$\frac{\text{実験値 (ton): } 122.9}{\text{算定値 (ton): } 124.4} = (0.989)$$

図-8 崩壊機構及び算定値

表-3 はりのせん断強度

階	R	3	2	1
pt(%)	0.367	0.345	0.405	0.239
pw(*10 ⁴)	1.28	1.28	1.28	1.28
σ_{wy} (kg/cm ²)	3150	3150	3150	3150
M(tm)	47.9	51.0	59.6	73.3
Q_b (ton)	29.6	30.4	28.7	35.3
Q_{su} (ton)	30.7	33.0	33.0	47.6

$$Q_{su} = \{ 0.053 \cdot pt^{0.23} \cdot (F_c + 180) / (M / (Q \cdot d) + 0.12) + 2.7 \sqrt{pw \sigma_{wy}} \} \cdot b \cdot j$$