

論文 曲げ降伏が先行する RC 耐震壁の荷重変形解析

江崎文也*

要旨：曲げ降伏が先行する耐震壁について、実験から得られた変形性状に基づいて、せん断型変形を曲げおよびせん断の各ひび割れに起因する壁板の膨張に伴って生じる壁板圧縮ストラットの回転による変形と、壁板の斜め圧縮ストラットの圧縮ひずみによって生じる変形の累加と考える荷重変形解析モデルを提案した。本論は、この解析モデルによって得られた変形性状が、実験値を比較的よく説明できることを示し、引張側主筋降伏後は、曲げ型変形とストラットの回転による変形が全変形のほとんどを占めていることを示した。

キーワード：耐震壁、曲げ降伏、曲げ型変形、せん断型変形、断面解析

1. 序

建築物に用いられる RC 造耐震壁は、一般に連層となる場合が多い。連層耐震壁は、上下方向の変形を強力に拘束する境界部材がなければ上下の床が傾くことなく相対的に水平方向に変形するせん断型変形よりも、上下の床が傾くことによって水平方向に変形する曲げ型変形が卓越する挙動を示す。このような挙動を示す耐震壁は、適切な補強を行えば、壁板のせん断破壊および側柱のせん断破壊または圧壊などの脆性破壊を防止することができ、引張側主筋の降伏が先行する曲げ破壊特有の安定した履歴性状を示すことが実験で認められている。

これまで線材モデルによる解析が報告されている[1]～[3]が、本論は、このような挙動を示す耐震壁に対して、実験から得られた変形性状に基づいて、せん断型変形を、曲げおよびせん断の各ひび割れに伴う膨張によって異方性化した壁板の圧縮ストラットの回転により生じる変形と、圧縮ストラットの圧縮ひずみによって生じる変形の累加と仮定し、脚部の断面解析を利用して膨張による変形を求め、水平力と水平変形の関係を明らかにしようとするものである。

2. 解析

以下の解析仮定を用いる。

- 1) 水平変形は、せん断型変形 R_s と曲げ型変形 R_f の累加とし（図-1 参照）、 R_s は膨張に伴う異方性化によって圧縮ストラットの回転により生じる変形 R_{s1} と圧縮ストラットの圧縮ひずみによって生じる変形 R_{s2} との累加とする。
- 2) 曲げ型変形は、曲率分布がモーメント分布に比例する（図-2 参照）として求める。耐震壁脚部の曲率は、平面保持の仮定に基づき、脚部の断面解析により求める。
- 3) コンクリートの応力ひずみ関係は、図-3 に示すような関係[4]を用いる。ただし、拘束筋による拘束効果は側柱コンクリートのみ考慮し、壁板コンクリートは考慮しない。
- 4) 鉄筋の応力ひずみ関係は、図-4 に示す関係を用いる。
- 5) 壁板コンクリートの対角線方向終局ひずみは、耐震壁のせん断破壊耐力時に生じるものとし、その値はコンクリートシリンダーの応力ピーク時のひずみとする。

*九州共立大学教授 工学部建築学科、工博（正会員）

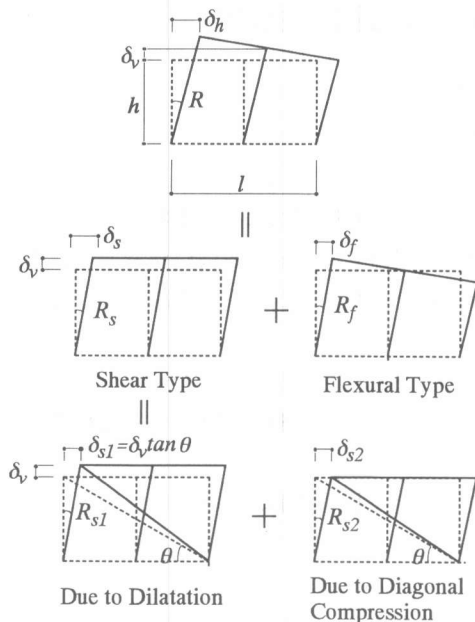


図-1 耐震壁の曲げ型およびせん断型の各変形成分

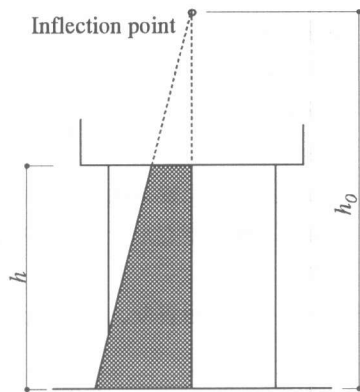


図-2 耐震壁の曲げモーメント分布

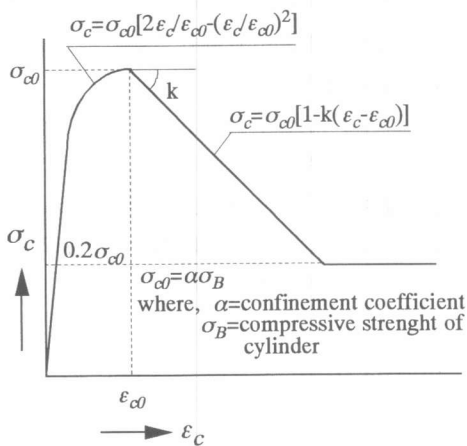


図-3 コンクリート応力 σ_c とひずみ ϵ_c との関係

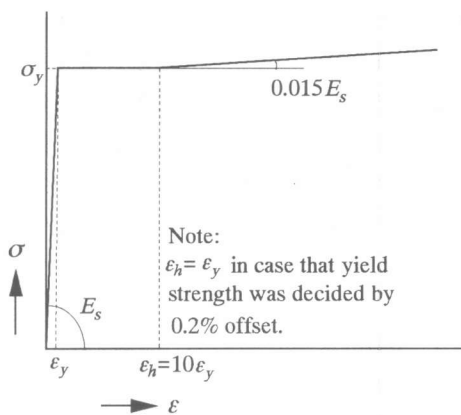


図-4 鉄筋応力 σ とひずみ ϵ との関係

図-5に、著者らが行った実験[5]から得られた耐震壁の変形状態を示す。これによれば、 R_s と R_f を図-1のように分離することができると思われる。

上述の仮定を用いると、せん断型変形 R_s および曲げ型変形 R_f は、それぞれ式(1)および式(2)で与えられる。

$$\begin{aligned}
 R_s &= R_{s1} + R_{s2} \\
 &= \frac{\delta_v \tan \theta}{h} + (\cot \theta + \tan \theta) \epsilon_{c0}
 \end{aligned} \tag{1}$$

ここで、

$$\delta_v = \frac{(2 - h_1) \varepsilon_0 h}{2}$$

$$\varepsilon_{cd} = \left(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{Q}{Q_{su}}\right)}\right) \varepsilon_{cu}$$

ε_0 : 耐震壁脚部の断面図心位置のひずみ

Q : 水平力

Q_{su} : せん断破壊耐力[6](変形モデルとは対応していないので ε_{cd} を正しく評価はできないが、主な水平抵抗機構がアーチ機構となることを考慮して採用する)

ε_{cu} : コンクリート圧壊時のひずみ(シリンダー応力ピーク時のひずみとする)

θ : 壁板対角線が水平軸となす角度

$$R_f = \frac{(3 - h_1) \phi_b h}{6} \quad (2)$$

ここで、

$$h_1 = \frac{h}{h_0}$$

h : 階高

h_0 : 耐震壁脚部より反曲点までの高さ

ϕ_b : 耐震壁脚部の曲率

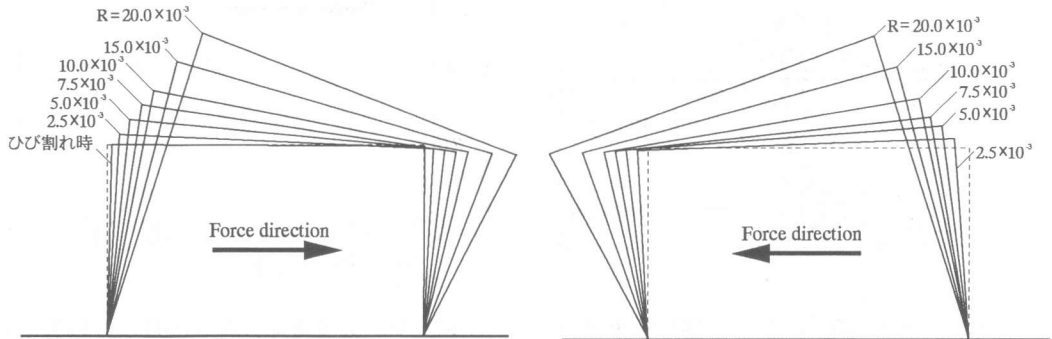


図-5 耐震壁の各層間変形角時の変形状態

3. 実験結果との比較

図-6に、著者らが行ったせん断スパン比 M/Ql (l : 側柱中心間距離) が2の曲げ降伏が先行した実験[5]より得られた、1階部分の平均曲率 ϕ と層間変形角 R との関係を示す破線で示す。両者はほぼ比例関係にあることがわかる。図中には2節で述べた解析結果を実線で示している。実験値と解析値はほぼ同じ傾向を示しており、曲率分布が曲げモーメント分布に比例していれば、曲げ型変形成分 R_f は式(2)を用いておよそ予測できると考えられる。

図-7に、水平断面図心位置での耐震壁頂部の伸び δ_v を階高で除した1階部分の平均鉛直ひずみ ε_v と層間変形角 R との関係を示す。実線が解析結果である。 R の増大とともに ε_v が増大する傾向は、実験値および解析値ともほぼ同様な傾向を示している。これらの結果から判断すると、せん断型変形成分 R_{s1} は、式(1)を用いてほぼ予測できるものと考えられる。

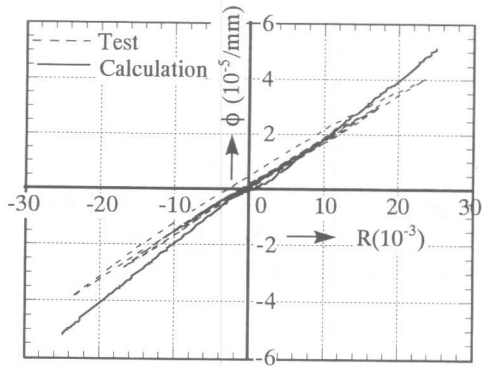


図-6 平均曲率 ϕ と層間変形角 R との関係

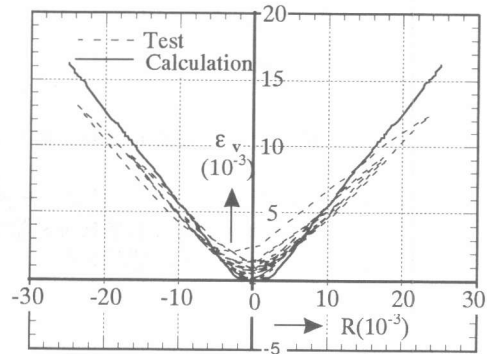


図-7 平均鉛直ひずみ ε_v と層間変形角 R との関係

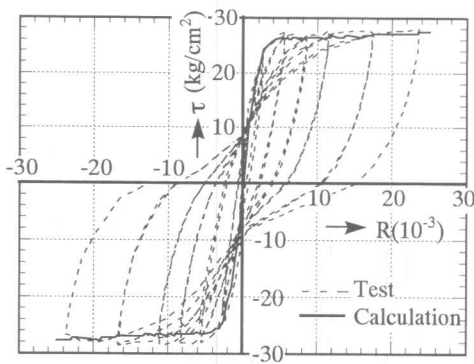


図-8 平均せん断応力度 τ と層間変形角 R との関係

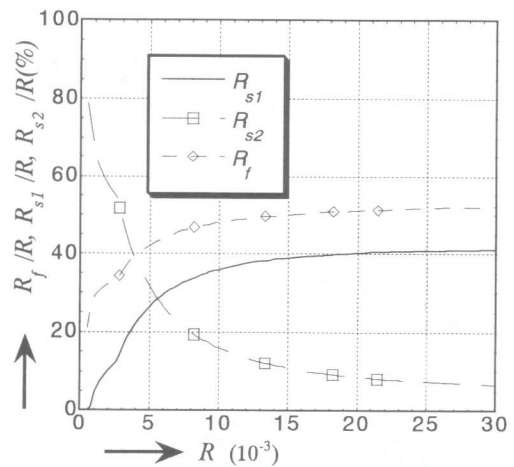


図-9 各変形成分の全変形に占める割合

図-8には平均せん断応力度 τ と層間変形角 R との関係を示した。解析では鉛直荷重 N が R の増大により耐震壁脚部のモーメントに及ぼす影響、いわゆる $N \delta$ 効果を考慮している。

解析結果は実験結果の包絡曲線とほぼ一致しており、前節で述べた解析方法により、荷重変形関係をほぼ予測することができると考えられる。

図-9は、図-1に示す各変形成分の全変形に占める割合を示している。これによれば、初期の段階では圧縮ストラットの圧縮ひずみによって生じるせん断型変形 R_{s2} の占める割合が非常に大きい、引張側柱の主筋降伏近傍からこの割合が急激に減少し、かわってストラットの回転に伴うせん断型変形 R_{s1} と曲げ型変形 R_f の割合が急増し、水平変形のほとんどはこの両者の変形成分によって生じていることがわかる。

図-10は曲げ降伏が先行した既往の実験結果[7]~[11]について、荷重変形関係の実験値と解析結果を示した。実験資料は、主としてJCI年次論文報告集で報告された資料に基づいてい

るが、以下の条件を考慮して選択した。

- 1) 荷重変形関係が報告されているもので、算定に必要な諸データがわかるもの。
- 2) 曲げ降伏が先行していることが明らかなもの。
- 3) 供試体の縮尺率が比較的大きいもの。

選択した資料のなかには、JCI解析モデル検証用資料および高強度材料を使用しているものも含まれている。表-1に解析した資料の一覧を示す。高強度コンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係は、仮定と異なる[12]が、本論では曲げ降伏する場合の挙動について検討しているので、この関係の変化が結果に及ぼす影響は小さいことを考慮して、高強度材料を用いた資料も採用した。

これらの結果によれば、概して降伏近傍前後に多少の不一致な点もみられるが、いずれもおよそ実験結果の傾向を予測できるものと考えられる。なお、曲げ降伏後、壁板コンクリート圧壊に伴う水平耐力の低下に関しては解析では考慮されていない。これらは今後の課題である。

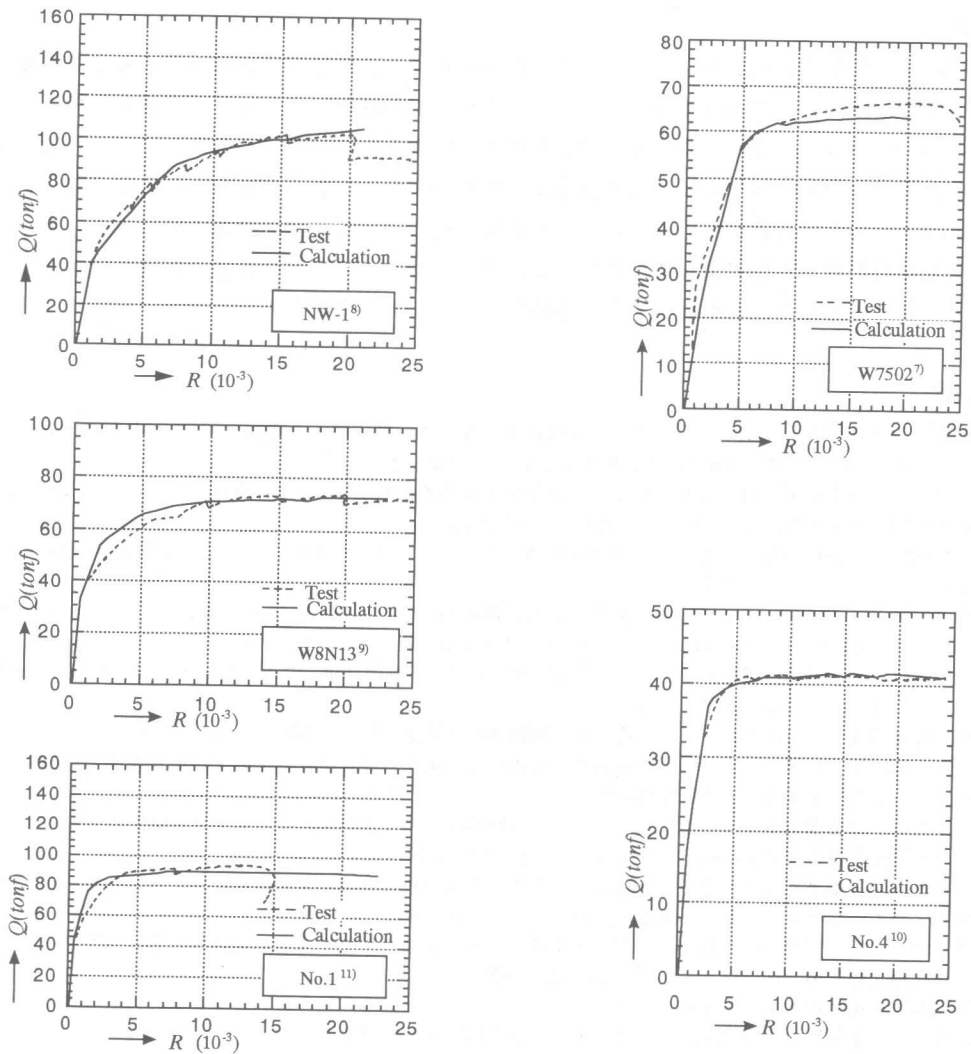


図-10 曲げ降伏が先行した既往の試験体の荷重変形関係の実験値と計算値との関係

表-1 実験資料一覧

試験体名	文 献	l	h	t	b _c	D _c	h _o	壁筋	σ_{yw} kg cm ²	主筋	σ_{yg} kg cm ²	σ_B kg cm ²	ϵ_{cu}	E _c kg cm ²	N tonf
		mm	mm	mm	mm	mm	mm								
W7502	7	2000	1875	80	250	250	1875	6 ϕ 150	3740	8-D13	3240	233	0.002*	1.94	37.5
NW-1	8	1500	3000	80	200	200	3000	2D6 ϕ 150	10216	12-D10	7914	894	0.003	3.63	180
W8N13	9	1200	1120	80	200	200	2400	2 ϕ 6 ϕ 60	8650	12-D10	3930	806	0.002*	3.75	130
No. 4	10	1200	700	60	180	180	2400	2D6 ϕ 150	4104	8-D13	3701	413	0.002*	2.99	64.8
No. 1	11	1700	1335	85	200	200	3060	2D6 ϕ 65	4210	12-D13	3670	636	0.002*	3.64	146

記号：l = 側柱中心間距離、h = 階高、t = 壁厚、b_c = 側柱幅、D_c = 側柱せい、h_o = 脚部より反曲点までの高さ、 σ_{yw} = 壁筋降伏点強度、 σ_{yg} = 主筋降伏点強度、 σ_B = コンクリートシリンダー強度、 ϵ_{cu} = コンクリートシリンダー強度時ひずみ（*印は文献では不明なので仮定した値を示す。圧縮強度により変化する[12]が、ここでは、この値による結果への影響は小さいことを考慮して一定値とした）、E_c = コンクリートヤング係数（10⁵）、N = 鉛直荷重

4. 結論

曲げ降伏が先行する耐震壁について、実験から得られた変形状態に基づいて、せん断型変形を壁板の膨張に伴って生じる壁板コンクリートストラットの回転により生じる変形と圧縮ストラットの圧縮ひずみによって生じる変形の累加と考えた解析モデルを用いることにより、実験から得られた耐震壁の変形状態をほぼ予測できることがわかった。これらの解析から、曲げ降伏後の水平変形は、そのほとんどが曲げ型変形成分と異方性化によって生じる壁板圧縮ストラットの回転によるせん断型変形成分によって占められていることがわかった。今後は、曲げ降伏後水平力が低下する現象を考慮に入れた解析モデルを提案したいと考えている。

[参考文献]

- 1) 白石一郎・狩野芳一：鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性に関する考察，JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集，pp.171-178，1989.10
- 2) 井上範夫・鈴木紀男：RC耐震壁の荷重-変形関係を求める線材モデル，JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集，pp.179-176，1989.10
- 3) 松本和行・壁谷澤寿海：鉄筋コンクリート耐震壁の非線形トラスモデル，日本建築学会大会学術梗概集 構造C，pp.543-544，1991.9
- 4) Scott B. D., Park R. and Priestley M. J. N., :Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, ACI Journal, pp.13-27, 1982.1-2,
- 5) 江崎文也：曲げ挙動が卓越する耐震壁の靱性に及ぼす鋼管の補強効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16, No.2, pp.1325-1330, 1994,
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，pp122-134,1990
- 7) 小野 新，他：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7）荷重履歴，柱帯筋量シリーズ，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1601-1602，昭51.10
- 8) 松本和行・壁谷澤寿海：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形能力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.12, No.2, pp.545-550,1990
- 9) 菅野俊介・長嶋俊雄・木村秀樹：高強度コンクリート耐震壁の強度と変形性能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造C，pp.437-438，1991.9
- 10) 仲地唯治・戸田哲雄・牧田敏郎：曲げ降伏型連層耐震壁の靱性確保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.14, No.2, pp.849-854, 1992
- 11) 長嶋俊雄・麻生直木・菅野俊介：高強度コンクリート（F_c600）を用いた耐震壁の力学的性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15, No.2, pp.1155-1160,1993
- 12) 建設省総合技術開発プロジェクト平成4年度高強度コンクリート分科会報告書，（財）国土開発技術研究センター，pp.4-26-1-4-26-17, 1993.5