

論文

[2198] 構造物の動的非線形解析における鉄筋コンクリート造耐震壁の部材モデル

松本 和行*1・壁谷澤 寿海*2・倉本 洋*3

1. はじめに

地震応答解析において、鉄筋コンクリート造耐震壁をトラスに置換したモデルは、現在まで弾性範囲内では多く用いられている。しかし、塑性域での解析結果は例があまり無い。それは、塑性域での力学性状をどう与えるかという問題があるためである。しかし、塑性域での力学性状を解決すれば、耐震壁のより現実的なせん断抵抗機構あるいは、変形状の反映が可能であり、個々の要素に適切な力学特性を設定することができれば、極めて有力な方法となるであろう。

そこで、本研究では、鉄筋コンクリート耐震壁の部材モデルとして、トラスに置換するモデルを基本として、非線形地震応答解析において一般的に用いることができるように、弾性剛性、剛性低下率あるいは繰返し加力における復元力特性を含めて、各要素の剛性、強度、剛性低下率を定式化する方法を試みて、既往の実験結果と比較検討を行う。

2. 解析方法

耐震壁のトラス置換モデルは、図1に示すような固定された基礎と剛体の梁およびピン接合された鉛直および斜めの線材に置換した要素で構成されるものと仮定する。各要素の位置および性質を以下の方法で決定する。すなわち、コンクリートおよび鉄筋の断面積が与えられ、それにより各要素の軸方向に対する剛性が決定されるものとし、塑性域での各要素の剛性については、材料の特性に応じて瞬間剛性を用いる。

2. 1 各要素の設定

両側柱のコンクリート断面積 A_c は、耐震壁全体の曲げ剛性に等しくなるように、(1)式により断面積を算定する。また、両側柱部の鉄筋断面積は、柱の全主筋量 (= at) として、柱の中央に配置する。

$$A_c = 6 I / (D_c^2 + 3 l_w^2) \quad (1)$$

ここに、 I : 耐震壁の有効断面2次モーメント
 l_w : 柱心々の壁長さ、 D_c : 耐震壁側柱のせい

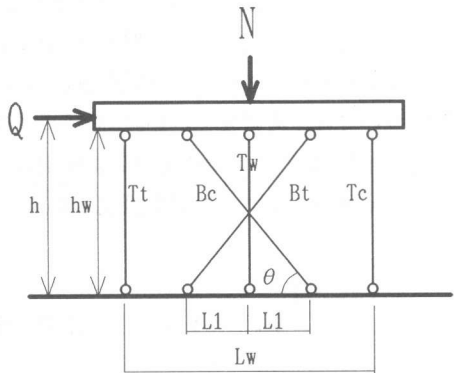


図1 トラス置換モデル

トラス材 B_c および B_t は、簡単のため、コンクリート成分のみから成るものとした。斜め束材1本の断面積 A_B は、図2に示すようなせん断変形のみを考慮した場合に求められる。すなわち、このモデルでのせん断力は斜め束材のみによって負担され、縦弦材は軸力のみを負担し曲げ変形の影響

*1 横浜国立大学大学院生 工学研究科計画建設学、工修（正会員）
 *2 横浜国立大学助教授 工学部建設学科建築学教室、工博（正会員）
 *3 横浜国立大学助手 工学部建設学科建築学教室、工博（正会員）

を考慮している。トラスの相対水平変位 δ_1 は(2)式で与えられる。弾性論から求められる頂部の水平変形 δ_2 (3)式と等しくなるように算出した。また、トラスの角度 θ について、ここでは 45° と仮定した。

$$\delta_1 = Q (\ell b / 2 E_c A_B \cos^2 \theta) \quad (2)$$

$$\delta_2 = Q (h_w \kappa / G t_w \ell_w + h_w^3 / 12 E_c I_e) \quad (3)$$

ここに、 G : せん断弾性係数 ($= 0.43 E_c$)

I_e : 耐震壁の等価断面2次モーメント

κ : 形状係数 ($= 1.0$)、 t_w : 壁厚さ

ℓb : トラスの長さ ($= h_w / \sin \theta$)

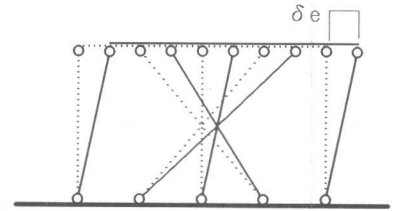


図2 トラス部材の変形

壁部材については、コンクリート断面積 A_w' は、全軸方向剛性に対する残りの剛性 (全断面積) を下式により合せる。位置は耐震壁の中央に配置する。鉄筋は、全壁縦筋量 ($= p_s \cdot t_w \cdot \ell_w$) とする。

$$A_w' = A_t - 2 (A_c + A_B \times \sin^3 \theta) \quad (4)$$

ここに、 A_t : 耐震壁の両側柱を含む全断面積、 p_s : せん断補強筋比

以上により、各要素の断面積は一義的に決定される。しかし、トラスの角度を 45° と仮定してあるので、 h_w / ℓ_w が1より大きな試験体については、トラス材が耐震壁内に配置できずはみ出してしまう場合がある。この場合には、このモデルを2層・3層と重ねて解析を行なうものとする。

2. 2 剛性低下率

コンクリートの応力度歪度モデルとして図3に示す。コンクリートモデルは Fafitis-Shah 式 [1]を用いた。また、トラス部材については、壁板の圧縮破壊およびせん断破壊する場合について、コンクリートに有効な圧縮強度、および補強筋効果等を考慮する必要があるのが、補強筋効果については、考慮せず、単に(5)式によりコンクリートを低減した。この式は CBE-Model Code 1990の草案式で、この式を用いた理由については3. 1章の3)で述べる。引張側については、テンションスティフニングを設定した。

$$\nu_o = 3.68 \sigma_B^{-1/3} \quad (5)$$

ここに、 σ_B : コンクリート圧縮強度 (単位 : kgf/cm^2)

鉄筋の特性については、図4に示す。両側柱の鉛直要素の降伏変形を決定する引張側 (鉄筋) の剛性に関しては、柱の純引張試験 [2]を参照して、純曲げの場合は、若干の抜け出しを付加する必要があるが、鉄筋のヤング係数として基本的には妥当であると考えられる。しかし、一般の純曲げ以外の応力状態では、モーメント分布を考慮して実際のヤング係数よりも高い値を与える。図5のようなモーメント分布に対して、曲率分布がモーメント分布に比例すると仮定した降伏時の変形と等価な引張材の軸方向変形を与えることを意図して、鉄筋のヤング係数は(6)式の係数 α で割増しする。

$$\alpha = 2 / \{ h_1 / (h_w + h_1) + 1 \} \quad (6)$$

ここに、 h_w : 耐震壁の壁内のり高さ、 $h_w + h_1$: 加力高さ

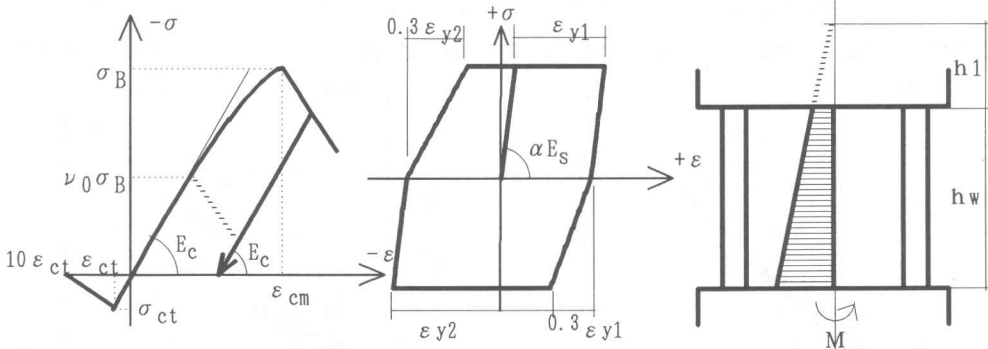


図3 コンクリートの性質

図4 鉄筋の性質

図5 モーメント分布

3. 解析結果

3. 1 曲げ降伏点および最大耐力点

1) 解析対象試験体

解析に用いた試験体の特性を表1に示す。解析対象試験体は、既往の実験より、①1層1スパンの耐震壁であること ②実験における加力形式はキャンチレバー型であること ③曲げ降伏を伴って最大耐力に至っていることを考慮して72体を選定した。なお、これらの実験結果には、主筋の曲げ降伏以降、曲げ終局強度に到達する前に、壁板圧縮破壊により最大耐力に至っているものが多く含まれている。

表1 解析試験体の一覧

文献番号 (記号)	数	形状 $h_w \times \ell_w$ [cmxcm]	シアス パン比 [M/Q1w]	コンクリート 圧縮強度 σ_B [kgf/cm ²]	軸応力度 σ_0 [kgf/cm ²]	柱			壁		
						BxD [cmxcm]	P_g [%]	σ_y [kgf/cm ²]	壁厚 t_w [cm]	P_s [%]	σ_{wy} [kgf/cm ²]
[3] (○)	5	150x160	0.55 ~1.11	196~212	14.7 ~19.23	20x20	0.71 ~2.13	3850 ~3995	8 ~12	0.27 ~0.8	3636 ~4032
[4] (◇)	25	65x170 145x170	0.36 ~0.69	257 ~359	63.2 ~126.4	30x30	1.04 ~2.55	3590 ~4070	8	0~0.27	3950 ~4510
	6	105x182	0.6	262 ~359	20	18x18	2.9	3966	8	0.6 ~2.0	3278
[5] (□)	16	45x85	0.6 ~2.4	222 ~262	0~39.7	18x18 20x15	0.85 ~2.54	3150 ~3740	4.82 ~5.96	0.26 ~1.32	3940 ~6000
[6~8] (▽)	13	45x105 75x175	0.43 ~1.43	201 ~319	12.5 ~17.64	15x15 25x25	0.81 ~2.44	3214 ~3830	4.5 ~10	0.22 ~0.7	4310 ~4830
[9][10] (☆)	6	300x150 200x150	1.33 ~2.0	557 ~956	76.8 ~97.8	20x20	2.14 ~3.81	7272 ~7914	8	0.27 ~0.53	7685 ~10216
	[11]	1	300x150	2.0	782	86.9	20x20	5.08	10289	8	0.53

2) 曲げ降伏点に関する実験結果との比較

曲げ降伏強度とその変形の実験値と計算値の比較を図6に示す。なお、強度に関してはせん断応力度 τ で示して、変形に関しては頂部の水平変形角 R で示す。また縦軸に実験値、横軸に計算値をそれぞれ示している。

曲げ降伏強度では、実験値／計算値の平均値は 1.02程度ではほぼ対応している。曲げ降伏変形について、ばらつきは見られるが、平均値では 1.35程度となっている。

3) 最大耐力点に関する実験結果との比較

最大強度と変形の実験値と計算値の比較を図7 (a)および(b)に示す。なお、図7 (a)はトラス

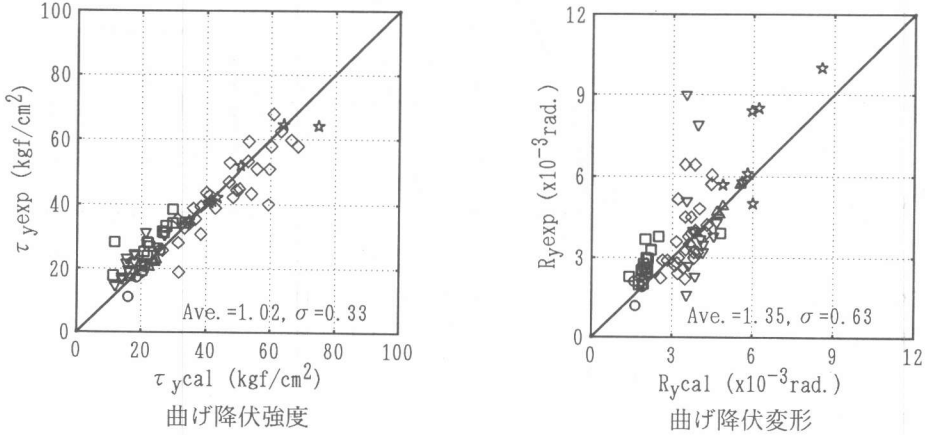


図6 曲げ降伏点における実験値と計算値

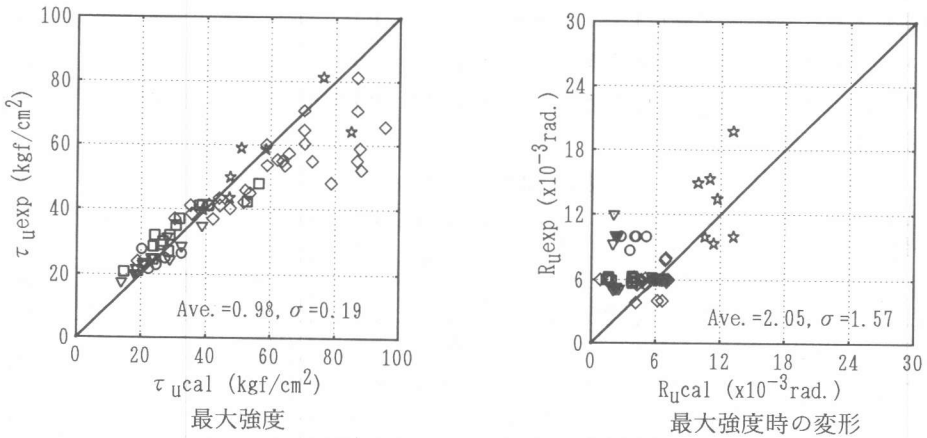


図7 (a) 最大強度点における実験値と計算値 ($\nu_0 = 1.0$ の場合)

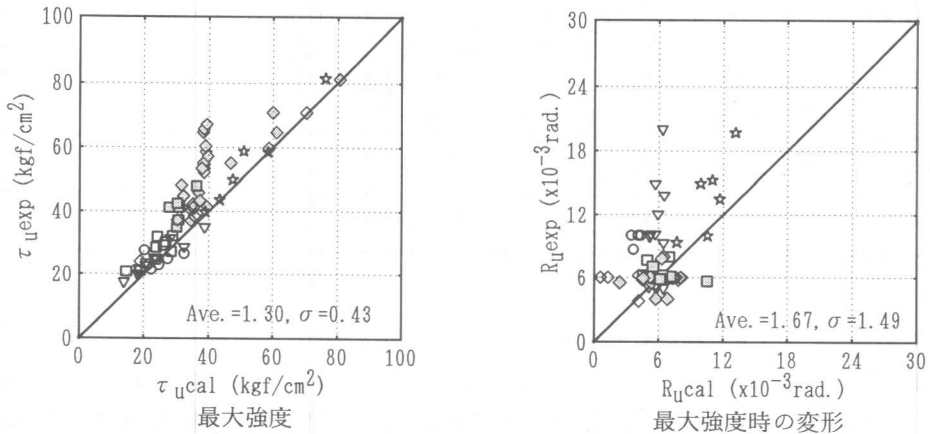


図7 (b) 最大強度点における実験値と計算値 ($\nu_0 = 3.68\sigma_B^{-1/3}$ の場合)

部材の圧縮側コンクリート強度の最大 ($\nu_0 \sigma_B$) を $\nu_0 = 1.0$ として計算を行なったもので、図7 (b) は (5) 式における $\nu_0 = 3.68 \sigma_B^{-1/3}$ として計算を行なったものである。

最大強度では、図7 (a) においてせん断応力度 τ_u の上昇に伴い、計算値が実験値を上回る傾向にある。これは、曲げ降伏後に曲げ終局強度までに至らずに最大耐力に達した試験体で、計算結果をより実験結果と対応させるためには、トラス部材に強度の制限を設定する必要がある。そこで、トラス部材を (5) 式で低減させて計算を行なったものを図7 (b) に示す。この図の計算結果において、図中で塗り潰された記号が、曲げ終局強度に至る前に最大強度に達した試験体である。これにより計算値が実験値を下回り安全側の仮定になる。しかし、計算結果と実験結果の対応をさらに良くするためには、トラス部材の圧縮側コンクリート強度にせん断補強筋の拘束効果を考慮することが必要である。

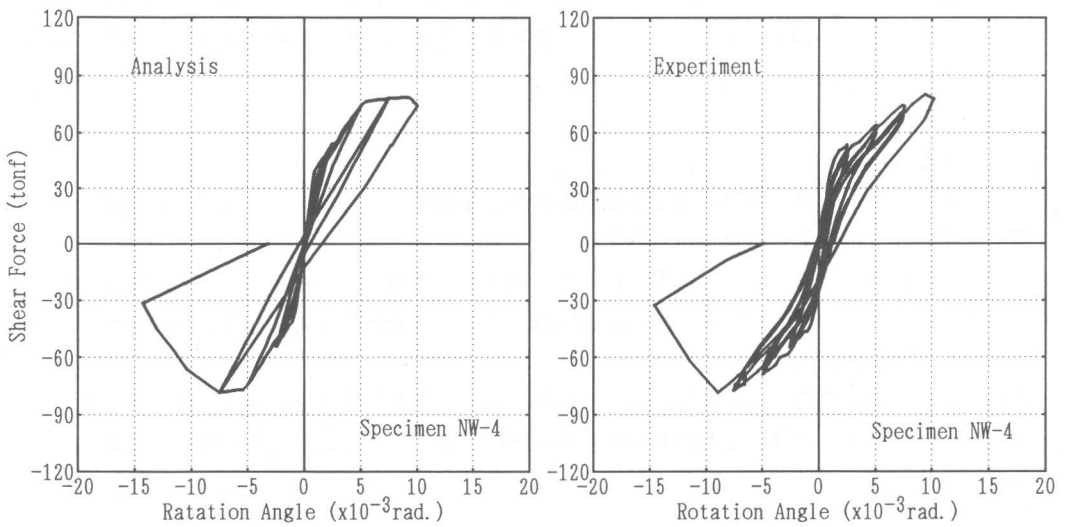


図8 試験体NW-4の復元力特性

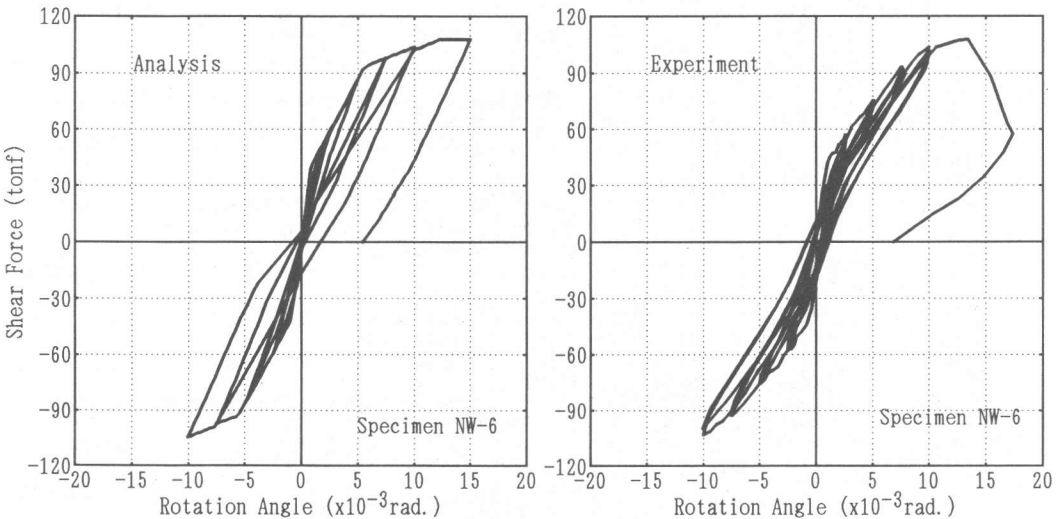


図9 試験体NW-6の復元力特性

3. 2 復元力特性

解析結果と実験結果の復元力特性を試験体NW-4では図8に、試験体NW-6では図9に示す。解析に使用した試験体は、前年度[10]に行なわれた実験結果の耐震壁の内2体(試験体NW-4、NW-6)である。試験体の特徴としては、高強度材料(コンクリート設計強度： $f_c=600\text{kgf/cm}^2$ 級および鉄筋の規格降伏強度： $f_s=7000\text{kgf/cm}^2$ 級)を使用した曲げ降伏型の耐震壁である。

解析結果は全体的な傾向として、実験結果とほぼ同様な性状が得られた。試験体NW-4では、実験結果において柱主筋が降伏した後に壁板圧縮破壊により、曲げ終局強度に達する前に最大耐力に至った。解析結果においても、その性状を表現している。試験体NW-6では、最大耐力以降の性状が解析および実験結果で異なる。これは、解析結果において、この最大耐力レベルでは、トラス部材の低減された圧縮側コンクリート強度($\nu_0\sigma_0$)に達する前に曲げ終局強度に致っているためである。これを表現するためには、歪硬化を考慮に入れた鉄筋のモデルを解析に用いることで表現可能であると思われる。

4. まとめ

鉄筋コンクリート造耐震壁の非線形地震応答解析のための部材モデルの力学的特性を決定する方法を検討して、以下の結果が得られた。

- (1) トラスに置換するモデルの各要素の剛性、強度および剛性低下率を決定する方法を示した。
- (2) 既往の曲げ降伏型耐震壁の実験結果と比較して、曲げ降伏点および最大耐力点ともに、概ね対応することを確認した。
- (3) 繰返しを受ける復元力特性について、解析結果は実験結果とほぼ同様な性状が得られた。
- (4) 今後の課題としては、せん断が卓越する試験体とも比較して、定式化の細部を見直していく必要がある。

《参考文献》

- [1] Apostolos Fafitis and Surendra P. Sheh, "Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns", ACI, SP-87, 1985 pp. 213-232
- [2] 鬼海義治・梅山佐敏・壁谷澤寿海『鉄筋コンクリート柱の繰返し軸方向加力実験(その1)~(その2)』日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)、1986年8月 pp. 349~352
- [3] 緒方恭子・壁谷澤寿海『曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験』第6回コンクリート工学年次講演会論文集、1984年7月
- [4] 千葉修・羽鳥敏明、他、『建屋の復元力特性に関する研究(その8~10)高配筋耐震壁に関する実験』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和58年9月 pp. 1509-1514、同(その21)、昭和59年10月 pp. 2375-2376、同(その59)、昭和61年8月 pp. 1117-1118、同(その62)、昭和61年8月 pp. 1123-1126
- [5] 東端泰夫・山口郁雄、他『曲げ、せん断、軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験的研究(その1、2)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和50年10月 pp. 1189-1192、同(その3)日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和51年10月 pp. 1593-1594
- [6] 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)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和51年10月 pp. 1601-1602、同(その16)(その17)日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和52年10月 pp. 1631-1634
- [7] 小野新、他『鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究(その1)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和52年10月 pp. 1645-1646
- [8] 遠藤利根穂・広沢雅也・尾崎昌凡・岡本伸『耐震壁による建築物の崩壊防止効果に関する研究』昭和46年度建築研究所年報、pp. 1645-1646
- [9] 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、第12巻、1990年6月 pp. 545-550
- [10] 松本和行・壁谷澤寿海・倉本洋『シアスパン比の大きい高強度鉄筋コンクリート耐震壁の静加力実験』コンクリート工学年次論文報告集、第14巻、1992年6月 pp. 819-824
- [11] 柳沢延房・狩野芳一・その他『高強度材料を使用した鉄筋コンクリート耐震壁のせん断性能(その1、2)』日本建築学会大会学術講演梗概集、1992年8月 pp. 347-350