

[54] 耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物の非線形地震応答解析

正会員 ○ 壁谷 沢 寿海 (横浜国立大学工学部)
 正会員 小谷 俊介 (東京大学工学部)
 正会員 青山 博之 (東京大学工学部)

1. 序

鉄筋コンクリート構造の建物では、耐震壁は耐震要素として重要であり、建築基準法施行令の改正(昭和56年6月)においても壁量による規定(二次設計の免除)が設けられたが、耐震壁の塑性変形を許容して終局時のじん性を確保する設計手法は十分に確立されてはいない。耐震壁のじん性設計では、終局時に入力する可能性のあるせん断力を評価して、それに対してせん断破壊しないように設計する手法が考えられる。本研究では、曲げ降伏する連層耐震壁を有する構造物の非線形地震応答解析を行ない、動的な効果により耐震壁に入力するせん断力を検討した。

2. 構造物のモデル化

解析の対象とする構造物は、日米共同研究として行なわれた擬似的加力実験¹⁾の鉄筋コンクリート造実大7層試験体(図1)、及びこれと同じ平面計画、部材寸法、配筋をもつ5層と9層の建物である。試験体は加力方向に3スパン、直交方向に2スパンで、加力方向に平行な中央のフレームの中央スパンに連層耐震壁がある。解析では、各階床位置の水平変位が共通であるとして、2つの平面フレーム(耐震壁のある中央と両側の純フレーム)を連成した構造物としてモデル化する。以下に本解析で用いた部材モデル化手法を示す。

はり・柱： 材端の剛塑性回転バネ法による。部材のせん断変形も考慮し、せん断剛性は曲げ剛性に比例して低下するものとする。はりでは軸方向変形を無視するが、柱では考慮する。はり柱接合部は剛域とする。

耐震壁： 耐震壁の曲げ塑性変形が引張側軸方向変形として生じうるように次のようにモデル化した(図2)。上下のりは剛として、壁材は中央及び両側の3本の柱材に置換する。両側の柱は側柱と等価な両端ピンの軸方向変形材として理想化する。中央の柱は、壁パネル部分と等価な曲げ、せん断、軸方向変形するビームモデルで、壁脚でのみ剛塑性回転するバネをもつ。

直交はり： 耐震壁が曲げ降伏する場合、耐震壁まわりの鉛直変位は、引張側で大きく、これによる直交はりの抑え効果は無視できないので、2つのフレームの鉛直変位を直交はりをモデル化した鉛直方向の非線形バネにより結びつける(図3)。

3. 復元力特性のモデル化

復元力特性のモデル化及び剛性・耐力の評価にあたっては、実大7層試験体の加力実験及び予備実験を参考に以下のように定めた。

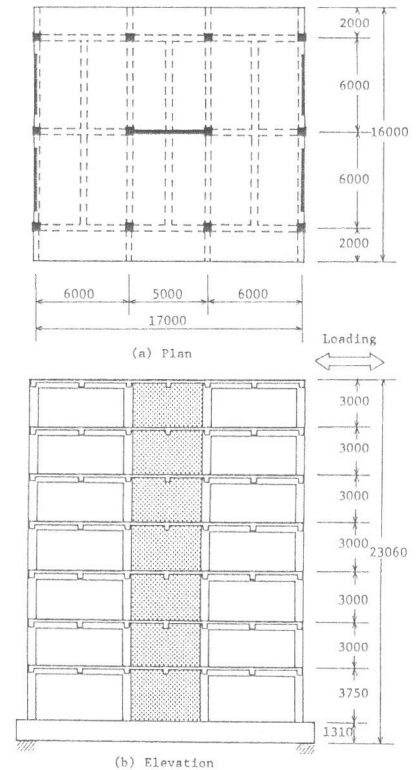


図1 実大7層試験体

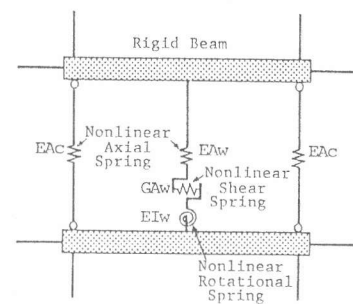


図2 耐震壁のモデル化

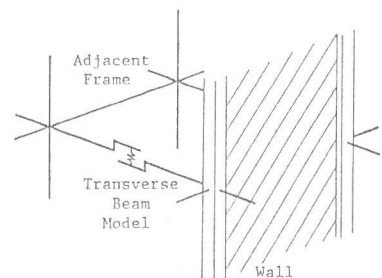


図3 直交はりのモデル化

はり・柱： はりには、スラブのついたはり接合部の予備実験でみられたスリップ性状をとり入れるため、Takada モデルを参考に作成した Slip モデルを用いた（図4）。スリップは、実験結果を参考に、耐力の高いスラブ引張側でのみ起こる（直交ばりは両側）ものとし、その程度を図4中の式の剛性低下率で決定する（ $r = 1.0$ とした）。柱はスリップのない（ $r = 0.0$ ）同じモデルを用いた。

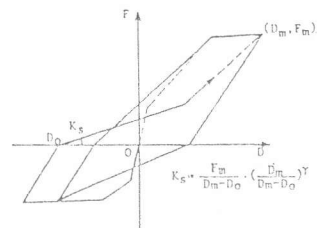


図4 Takada Slip モデル

はり及び柱の曲げひび割れ耐力は略算式により算出したが、降伏耐力及び降伏時の曲率は平面保持仮定の断面解析により求め、降伏時回転角は反曲点中央のこの曲率分布から定めた。はりでは、スラブの有効幅として実大7層試験体の歪測定から得られた値（片側2.2m、直交ばり1.3m等⁽¹⁾）を用いた。降伏後の剛性は、はりではスラブ筋の剛性を考慮して3%としたが、柱では、1%とした。除荷時剛性低下指数はともに0.4とした。

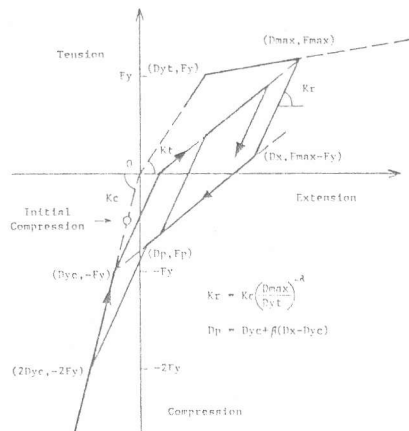


図5 Axial Stiffness モデル

耐震壁： 耐震壁モデルの両側及び中央の柱の軸方向変形に対する復元力特性は、予備実験及び軸方向変形材の力学性状を考慮して、図5のようにモデル化した。圧縮側は弾性とし、引張側は剛性を低下させ（9.0%）鉄筋の引張降伏耐力で引張降伏するものとする。繰り返しに対するルール

は、圧縮側の弾性線上に鉄筋（柱主筋）の降伏耐力をとり、引張降伏以前ではこの点にもどる Bi-linear 型のループとし、降伏後は、降伏変位に応じて除荷剛性を低下させる Degrading bi-linear 型とする。（除荷時剛性低下指数を0.9とした。）降伏後の剛性は弾性剛性の0.1%とした。また、鉛直荷重による長期軸力があるので、圧縮側に長期軸力の分だけ移動した点を原点として応答解析を開始することになる。長期軸力は壁パネルの負担面積を除いて算定する。

壁中央の柱脚のヒンジには、原点指向型に近い Takada モデル（除荷時剛性低下指数0.9）を用いる。パネルをモデル化したこの柱材では、曲げ、軸方向、せん断剛性をパネル部分の断面積により評価する。軸方向剛性は支配面積に応じた長期軸力、壁たて筋によりその性質を与える。柱脚ヒンジの降伏耐力は軸力を除いて、壁筋による全塑性モーメントとする。降伏後の剛性は0.1%とし、せん断剛性の低下は考慮しない。

4. 実大7層試験体の擬似動的解析

以上の解析モデル化手法を用いて、実大7層試験体の擬似動的加力実験を解析した結果を実験結果と比較して示す。実験は各層の外力分布を逆三角形とし、解析により得られた一定の変位モード（直線に近い）を仮定して縮約した1質点系の地震応答計算にもとづいて最上階の変位を制御する方法（1質点系擬似動的加力実験）により行われた。解析でもこの加力方法を模擬した1質点系擬似動的解析の手法を用いた。すなわち、実験と同様に仮定した外力分布及び変位モードによる縮約運動方程式から最上階目標変位増分を算出し、これが得られるように骨組の瞬間剛性を用いて逆三角形外力分布に対する静的解析を行なうものである。

実験はそれぞれ、1/7000、1/400、3/400、1/75 を目標層間変形角とする4種類の入力地震波に対して行われた（PSD-1~4）。構造物が塑性域に入る PSD-2~4 の解析結果を実験結果と比較して示す。図6に最上階変位及びベースシアの時刻歴、図7に最上階変位とベースシアの関係を示す。また、図8に1階の耐震壁両側の柱の軸方向変形（PSD-3）を示す。各実験の最後に入力を打ち切り、速度を0として擬似自由振動実験が行なわれているが、解析でも同様の条件で自由振動に移行している。応答波形では PSD-2 の最後の部分を除いて、全体に変位、ベースシアとも実験とよく一致しており、変位と力の関係も実験のようになめらかなスリップ状のものが得られた。また、引張側の柱のひびにより生じる耐震壁の曲げ変形の状況も実験結果と同様であり、本解析で用いた手法は、実大7層試験体の擬似動的実験により得られた構造物としての応答、各部変形を良く再現しうることが確認された。

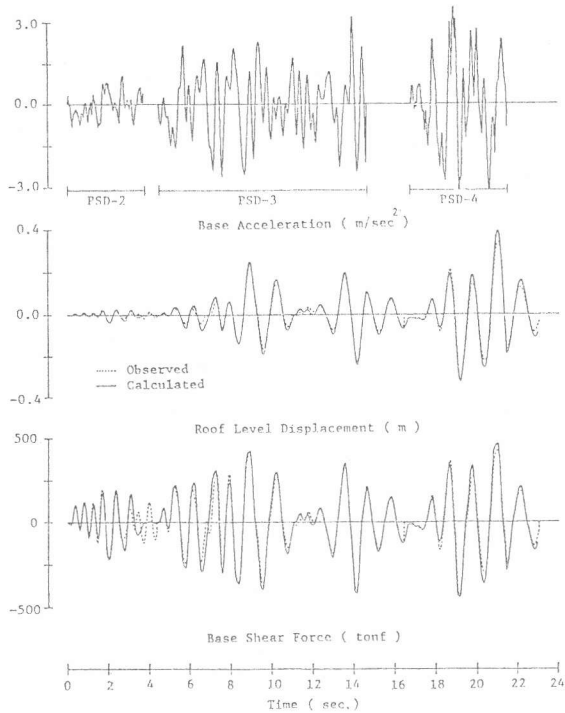


図6 実大7層試験体の応答波形

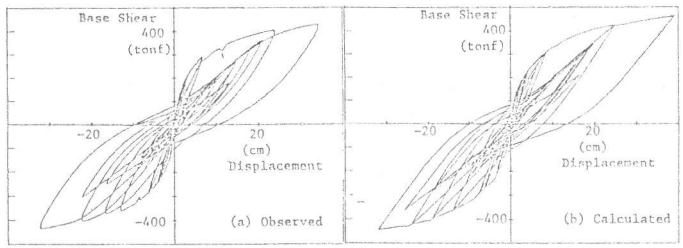


図7 最上階変位とベースシアの関係

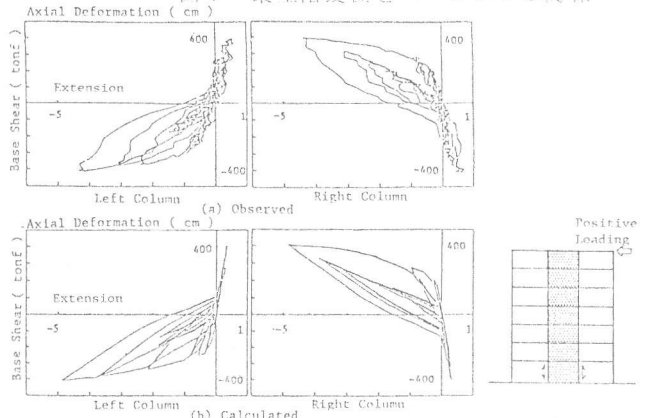


図8 耐震壁柱の軸方向変形(PSD-3)

5. 動的解析

耐震壁に入力するせん断力を問題にする場合、高次モードの影響により外力の分布が変動することを考慮する必要がある。これを検討するため、動的解析を行ない、その結果を同じ地震波に対する1質点系擬似動的解析の応答値と比較して整理する。1質点系擬似動的解析では、動的な効果による外力分布の変動はなく、壁のせん断力を決める要素として仮定する外力分布が重要であるが、ここでは逆三角形分布を基準に考える。仮定する変位モードは5層及び9層では直線(7層は実験で仮定したもの)とする。

動的解析における数値積分は、Wilsonの θ -法²⁾を用い、遅延時間を5層では0.003秒、7層、9層では0.0043秒、(1次固有周期に対して約3%の剛性比例型減衰)として、時間刻み0.01秒で全自由度に関し直接積分している。基礎は実験と同様固定とした。1.2~1.5倍に増幅した3種類の入力地震波に対する動的解析による最大応答値(最上階変位、転倒モーメント、ベースシア、1階の壁・柱のせん断力)及びそれらの1質点系擬似動的解析による最大応答値との比を表1に示す。

動的解析では、擬似動的解析に比べ、変位、転倒モーメント、柱のせん断力は、ほぼ同じかやや小さめであるが、ベースシア、壁のせん断力は上昇する。この傾向は、層数が多いほど著しく、また、地震波による明らかな相違(EI Centro で大きい)もみられる。変位等が小さめなのは減

表1 動的解析の最大応答値

(1質点系擬似動的解析との比較)

			ROOF DISP	BASE MOMENT	BASE SHEAR	WALL SHEAR	COLUMN SHEAR
			(cm)	(tonf m)	(tonf)	(tonf)	(tonf)
			D (D/P)	D (D/P)	D (D/P)	D (D/P)	D (D/P)
5F	ELCNS	MAX	14.6(0.90)	4493(0.98)	420(0.98)	326(1.22)	155(0.97)
		MIN	11.6(0.89)	4493(0.97)	443(1.11)	300(1.21)	148(0.97)
	HACEW	MAX	8.9(0.86)	4297(0.96)	405(1.05)	275(1.14)	131(0.92)
		MIN	8.1(0.84)	4131(0.95)	375(1.00)	273(1.13)	128(0.89)
	TOHNS	MAX	11.1(0.86)	4577(0.97)	430(1.05)	287(1.12)	148(0.97)
		MIN	8.5(0.83)	4167(0.94)	401(1.05)	294(1.19)	128(0.90)
7F	ELCNS	MAX	20.4(0.91)	6377(0.98)	441(1.06)	323(1.33)	169(0.97)
		MIN	18.8(0.91)	6207(0.97)	510(1.24)	367(1.55)	170(0.98)
	HACEW	MAX	29.0(0.97)	6783(1.00)	477(1.09)	298(1.17)	180(0.99)
		MIN	30.0(0.92)	6828(0.98)	480(1.08)	328(1.25)	181(0.98)
	TOHNS	MAX	21.8(0.94)	6421(0.99)	459(1.10)	289(1.20)	174(0.99)
		MIN	24.3(0.92)	6594(0.99)	444(1.03)	269(1.08)	177(0.99)
9F	ELCNS	MAX	22.6(0.89)	7577(0.97)	425(1.06)	294(1.35)	174(0.95)
		MIN	21.1(0.93)	7169(0.96)	486(1.27)	347(1.64)	166(0.98)
	HACEW	MAX	30.3(1.01)	8104(1.00)	463(1.11)	283(1.27)	191(0.99)
		MIN	26.7(0.97)	7904(0.99)	449(1.10)	325(1.48)	178(0.94)
	TOHNS	MAX	33.0(1.01)	8241(1.00)	394(0.94)	254(1.12)	189(0.97)
		MIN	28.0(0.93)	8009(0.99)	484(1.17)	310(1.39)	188(0.98)
5F*	ELCNS	MAX	15.8(0.97)	4890(0.99)	492(1.15)	336(1.26)	156(0.98)
		MIN	12.6(0.96)	4556(0.98)	500(1.25)	346(1.39)	154(1.01)
	HACEW	MAX	10.3(0.98)	4467(1.00)	426(1.11)	303(1.25)	140(0.98)
		MIN	9.6(0.98)	4345(0.99)	390(1.04)	260(1.08)	134(0.99)
	TOHNS	MAX	12.8(1.00)	4716(1.00)	449(1.10)	299(1.17)	152(1.00)
		MIN	10.2(1.00)	4409(1.00)	419(1.10)	301(1.27)	142(1.00)

Maximum and Minimum Response Values
 ROOF DISP. : Roof Level Displacement
 BASE MOMENT : Base Overturning Moment
 BASE SHEAR : Base Shear Force
 WALL SHEAR : Shear Force carried by Wall at 1-st Story
 COLUMN SHEAR : Shear Force carried by Columns at 1-st Story
 D : Dynamic Earthquake Response Analysis
 P : One-Mass Pseudo-Dynamic Earthquake Response Analysis
 Input Earthquake Records
 ELCNS : Imperial Valley Earthquake '40.5.18 EI Centro (NS) [478]*
 HACEW : Tokachi-Oki Earthquake '68.5.16 Hachinohe (EW) [306]*
 TOHNS : Miyagi-ken Oki Earthquake '78.6.12 Tohoku Univ. (NS) [311]**
 [] Maximum Acceleration (gal)
 * 1.5 times amplified from original record
 ** 1.2 times amplified from original record
 Damping (Retardation Time)
 5F : 0.0030 7F, 9F : 0.0043 5F* : 0.0 (sec.)

衰によるため（擬似動的解析は減衰なし）で、減衰なしで動的解析を行えば表1に5層の例を示すように、これらの応答はほとんど一致する（7層、9層も同様）。この場合、数値減衰以外に高次モードの減衰がおこらないので、壁のせん断力はさらに上昇する。実際の構造物では解析に用いた程度の減衰があることを考慮して、減衰を含む解析で比較を行なった。図9に7層建物の応答時刻歴の例（ELCNS）を、動的解析と擬似動的解析を比較して示す。

動的解析で壁に入力するせん断力が上昇するのは、図10(a)に例を示すように、せん断力が最大値になるときの外力分布が逆三角形とは異なるためである。外力分布と壁のせん断力の関係を検討するため、異なる外力分布に対する静的解析を行なってみる。図10(b)に示す3つの逆三角形分布、 Δ 分布、 \square 分布の外力に対する、最上階の変位とベースシア及び壁以外の柱の負担せん断力を図11(a)（7層）、転倒モーメントと変位の関係を図11(b)（5～9層）に示す。図11(b)では、外力分布が異なってもほとんど一致する。すなわち、同じ変位での転倒モーメントは外力分布によらず等しく、したがって、ベースシアは、 Δ 、 \square の順に大きくなるが、さらに同じ変位で柱の負担せん断力がほぼ等しいことから、外力分布の変動による層せん断力の変動分は、これらの建物では壁により負担されると考えてよい。

また、外力分布を仮定する擬似動的解析でも、外力分布の変動する動的解析でも、地震力により生じる転倒モーメントはほぼ等しい。例えば、等分布外力を仮定して擬似動的解析を行なっても、逆三角形分布の場合に比べ、ベースシア、壁のせん断力が一定の比率で上昇し、変位、転倒モーメント、柱のせん断力の応答はほとんど変わらない。

以上の事実を利用して、動的効果により入力するせん断力をさらに合理的に評価し、また、手計算による設計等に応用することも可能である。これらについては稿を改めて詳述する。

6. 結論

- 1) 本解析の手法により、実大7層試験体の擬似動的加力実験で得られた構造物としての応答、各部変形を良く再現しうる。
- 2) 動的解析では、逆三角形外力分布を仮定した擬似動的解析に比べて特に壁のせん断力が上昇する。これは外力分布の変動による。
- 3) 外力分布によらず、変位、転倒モーメント、柱のせん断力は等しく（静的加力、動的応答）、せん断力の変動は壁に負担される。

＜謝辞＞ 解析プログラムの作成に御協力いただいた東京大学青山研究室塩原等氏、準備計算、解析結果の整理等をしていただいた横浜国立大学土木研究室緒方孝子嬢に感謝します。なお、数値計算には東京大学大型計算機センターM-280 IIを使用した。

＜参考文献＞ 1) 上の欄、岡本、北川、中田、芳村他「鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究（その1）、（その2）」、藤谷沢、塩原、小谷、青山「同（その3）」、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、1982。

2) Bathe, K.J. and Wilson, E.L., "Stability and Accuracy Analysis of Direct Integration Methods", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.1 No.3, 1973.

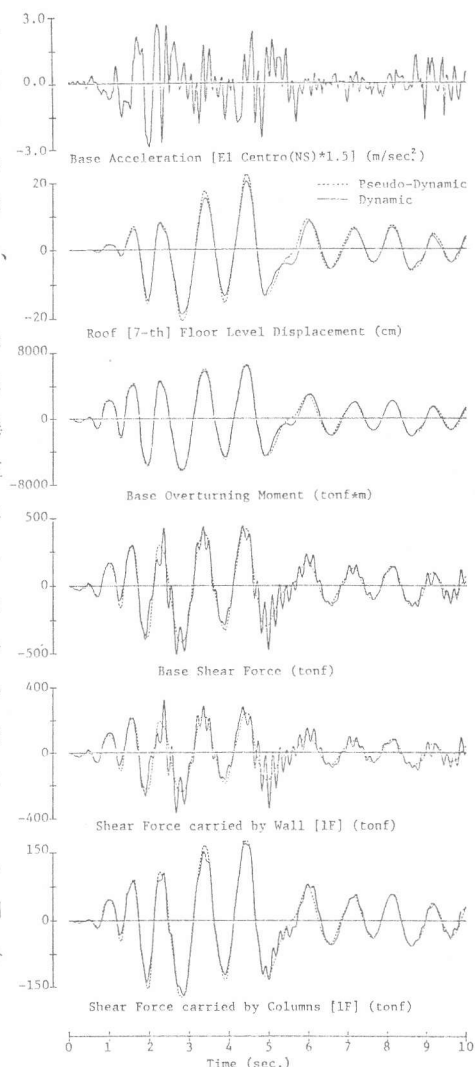


図9 動的解析の応答波形

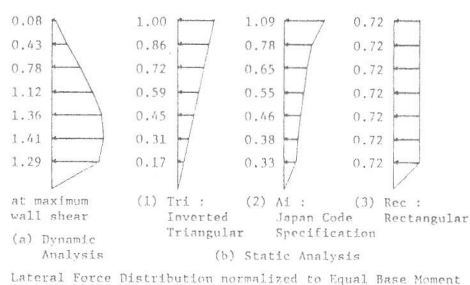


図10 外力分布

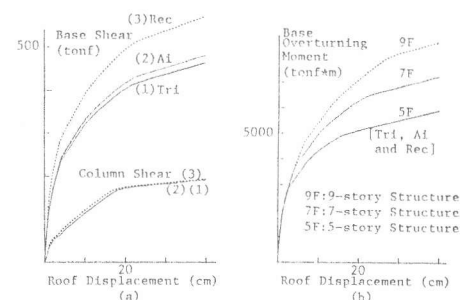


図11 静的解析