

[107] 耐震壁を含む鉄筋コンクリート造建物の耐震設計に関する研究

正会員 ○江村 勝（大林組設計部）

正会員 青山 博之（東京大学工学部）

正会員 小谷 俊介（東京大学工学部）

1. 序

日米共同研究による鉄筋コンクリート造実大七層建物の実験が行なわれ、耐震壁を含む構造物が大地震を受けた時の挙動が明かになった¹⁾。しかし、建物は試験機の容量などのために日本の構造計算規準には従っていない。そのため、建物は大地震時に主として粘りで抵抗する構造となっている。従って、耐震壁の性状としてもかなりの塑性変形性能が必要になる。実験では、建物は基礎が剛である設計条件下で耐震壁の曲げ降伏によって耐力低下の少ない韌性を有する挙動を示した。本研究では、耐震壁の破壊形式として、変形性能に優れた基礎浮き上がりを示す場合と壁脚が曲げ降伏する場合の建物について、基礎の固定度や耐震壁側柱の主筋量をパラメーターとした地震応答解析によって、中小地震時と大地震時の変形性状に関する比較と検討を行なった。

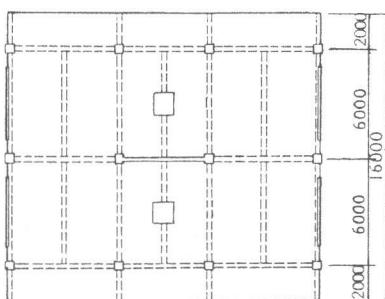
2. 解析モデル

実大七層建物は図1(a) (b) に示すように総高が23.06m、平面形は各階共通であり、加力方向に3スパン、直交方向に2スパンで構成される。大梁断面は各階共通で30x50cm、柱断面は50x50cmで各柱共通である。加力方向の中央構面中央スパンに壁厚20cmの連層耐震壁を含む(F1 Model)。耐震壁の曲げ強度を増大させたモデルとして、実大七層建物の壁側柱主筋量を2.5倍、境界梁と壁補強筋を約1.5の配筋量とした建物について比較した(F2 Model)。図1(c) に主な部材の配筋を示す。

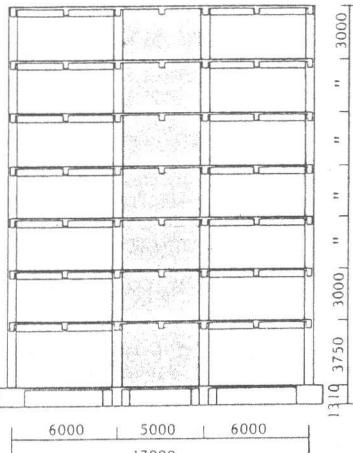
基礎の支持条件は略設計により杭支持として浮き上がりを考慮したモデルを用いた(図2)。地盤鉛直剛性はせん断波速度Vs=100m/s, Vs=500m/sに対する動的地盤反力係数と杭の鉛直剛性の組み合わせから定めた(表1、図3)。

3. 保有水平耐力

保有水平耐力は柱・梁で節点モーメント振分法を用いた。柱へのモーメント振分率は弾性解析による柱の反曲点高から定めた。耐震壁には弾性解析による応力に比例する水平荷重分布に対して、仮想仕事法を用いてF1 ModelとF2 Modelの耐震壁壁脚が曲げ降伏と浮き上がりの場合について計算し、表2に示した。その際、実験において終局時に歪測定から有効であったスラブ協力幅中のスラブ筋を梁上端耐力に算入した。耐震壁のせん断力負担率を図4に示した。図中には最上層で100%、最下層で40%とし中間層を直線補間して耐震壁のせん断剛性を低下させて壁下の基礎を支持する杭の鉛直剛性を等価な曲げばねに置換し、壁脚の回転を考慮して求めた弾性解析による耐震壁せん断力負担率を示した。支持条件を考慮して浮き上がりを示す建物では終局時の壁のせ



(a) 各階平面図



重量	159 ton
	171
	171
	171
	171
	171
	179

(b) 立面図

(c) 内鉄筋比%

Model	F1 Model	F2 Model
壁側柱	○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○
	8-D22 (1.2)	20-D22 (3.1)
境界梁	top 3-D19 (0.65) bottom 2-D19 (0.43)	top 4-D22 (1.15) bottom 3-D22 (0.77)
耐震壁 縦横筋	2-D10@200	2-D10@120

(c) 主な部材の主筋量

図1 実大七層建物の概略

ん断力負担率はほぼ弾性剛性分布に従っているが、基礎固定の場合はいずれも耐震壁の負担率を低く評価している。基礎固定としたF1 Modelでは、積載重量と仕上げ重量を除いてもベースシアー係数はCB=0.33であるが、耐震壁の強度を上げたF2 ModelではCB=0.44となった。F2 Modelの浮き上がり耐力は境界梁の補強により若干、F1 Modelの浮き上がり耐力を上まわる。

4. 解析方法

解析には平面骨組弾塑性地震応答解析プログラムを用いた。柱・梁を質量のない線材とし、接合部は剛、部材モデルに材端弾塑性ばねモデルを用いた。梁の耐力、剛性には実大実験において終局時に歪測定で有効であったスラブ協力幅を考慮した。梁・柱の単調載荷による荷重変形関係は降伏耐力を平面保持の仮定と材料の応力-歪関係から求め、曲率を材軸にそって線形分布であると仮定して求めた回転角から定めた。降伏後剛性は梁で初期剛性の3%、柱で0.1%とした。梁の履歴モデルにスリップ性状を考慮したTakeda-Slip Model⁴⁾、柱にはTakeda Modelを用いた。耐震壁は柱梁に囲まれた面材として3本の柱に置換して、両側の柱は軸方向剛性のみを表わすトラス部材とした(図5)。耐震壁のせん断耐力は広沢式⁵⁾で評価し、直交梁は梁両端が降伏するときのせん断力を降伏耐力とした。せん断剛性の降伏点割線剛性低下率を1.6%として壁のせん断と曲げの履歴モデルは原点指向モデルを用いた。柱と壁の軸方向剛性は圧縮に対して弾性とし、引張時の弾性剛性は圧縮の90%として鉄筋の引張降伏で耐力を決定した。基礎の鉛直剛性の履歴モデルは圧縮時に弾性とし、フーチングと杭は定着されていないと仮定して基礎と土の重量を含めた長期軸力で浮き上がるモデルを用いた。

数値計算はNewmark β 法により積分時間刻みを0.01秒とした。減衰は一次固有周期に対して3%とした剛性比例型で与えた。入力地震波は十勝沖地震八戸港湾記録EW成分について、中小地震、大地震、極限大地震を想定して最大地動速度30, 45, 60kineに規準化した最大地動加速度175, 263, 350galの0~20秒間を用いた。

5. 解析結果

[5.1] 静的解析

F1 ModelとF2 Modelに対して、逆三角形外力分布による一方方向静的載荷解析を行ない図6、7に頂部変形とベースシアーおよび耐震壁せん断力関係について示した。図中には壁脚曲げ降伏、浮き上がり、基礎境界梁の降伏時における建物最上階変位を建物高さで割った変形角を示した。F1 Modelでは計算による壁脚曲げ降伏の保有耐力は浮き上がり時の保有耐力とほぼ同程度であったが、浮き上がりモデルでは部材角1/500で浮き上がり、その後1/207で壁

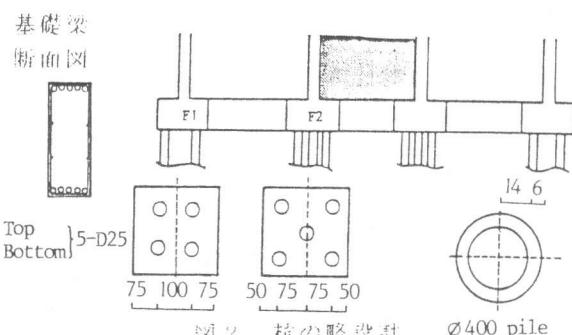


図2 桩の略設計

表1 動的地盤反力係数と抗鉛直剛性

$V_s(m/s)$	100	500
動的地盤		
反力係数	0.319	7.981
(t/m ³)		
抗鉛直剛性		
一本当たり		2.136
$\times 10^{-4} t/m$		

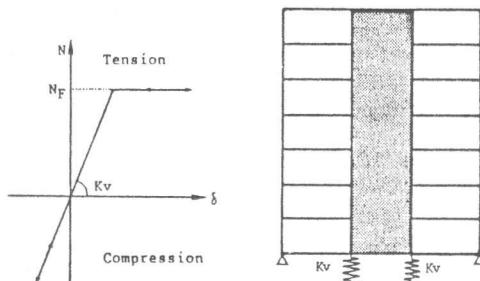


図3 浮き上がりモデル

表2 1階保有水平耐力

モデル	壁曲げ降伏	CB	浮き上がり	CB
F1 Model	393 ton	0.33	397 ton	0.33
F2 Model	527 ton	0.44	427 ton	0.35

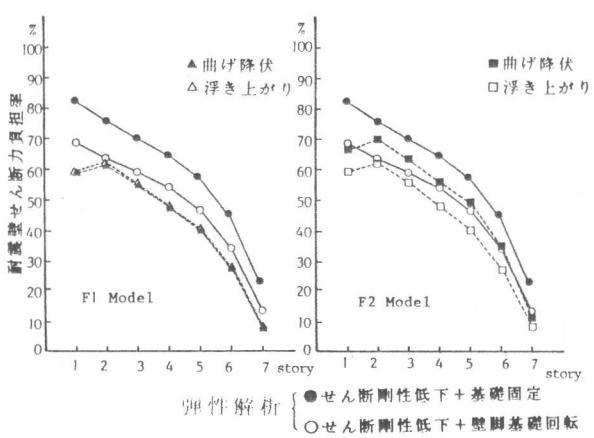


図4 耐震壁負担せん断力

脚部の曲げ降伏に移行し、崩壊メカニズムにおける最大耐力は基礎固定時とほぼ等しい。建物の保有耐力はF2 Modelではメカニズム時の曲げ保有耐力が、浮き上がり保有耐力を上まわり実際の地盤上では耐震壁の破壊型は浮き上がりで決まる。

[5.2] 地震応答解析

図8(a)(b)にF1 Modelの中小地震、大地震時の各階変位時刻歴を5～15秒について示した。地震応答解析による最大応答値を表3に示した。表中には主な部材の被害程度を示す最大応答塑性率を示した。柱梁に関する塑性率は応答回転角を降伏回転角で割った逆対称曲げとしての値である。図9、10には基礎浮き上がり最大変位と1層耐震壁側柱の最大伸び量を示す。F1 Modelの建物の弾性1次固有周期は基礎固定の時に0.43秒、Vs=100m/sの地盤では0.51秒であった。F1 Modelでは中小地震時に最大建物変形角および最大ベースシアーについて地盤剛性の差による建物の周期と入力地震波に対する振動特性に与える影響が大きい。このとき浮き上がりモデルでは壁脚には曲げ降伏は生じていなかった。大地震時と極限大地震時には浮き上がりモデルは壁脚の曲げ降伏が生じ、浮き上がり変位が2.0～2.5cmに達した後、耐震壁側柱の引張変形量が増大している。最大建物変形角、ベースシアーとも基礎固定の場合とほぼ等しい。崩壊メカニズムに達した後の地盤剛性の影響は小さい。

F2 Modelでは壁の曲げ耐力の上昇によって中小地震時、大地震時に建物変形角を抑える効果が現われたが極限大地震時に対して浮き上がりと基礎固定でほぼ同程度の建物変形角を示した。基礎固定の場合の側柱伸びによる壁の曲げ変形あるいは浮き上がりの基礎鉛直変位による基礎回転が、それぞれ建物の全体変形におよぼす影響が大きいことがわかる。地盤剛性が浮き上がりにおよぼす影響は建物変形角について、Vs=100m/sの地盤における最大応答値が、Vs=500m/sの地盤の応答値を常に上まわっているが建物がほぼ弾性域で挙動する中小地震時において応答値の差はさらに著しい。

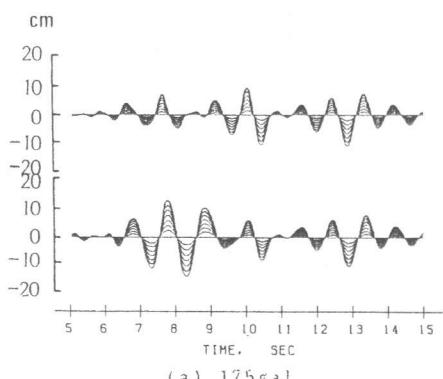


図8 各階変位時刻歴 F1 Model

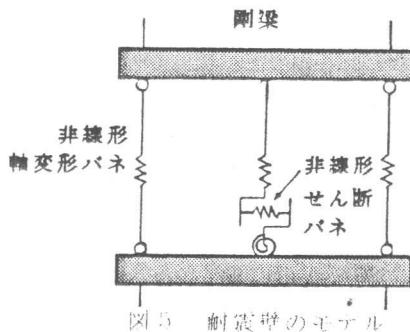


図5 耐震壁のモデル

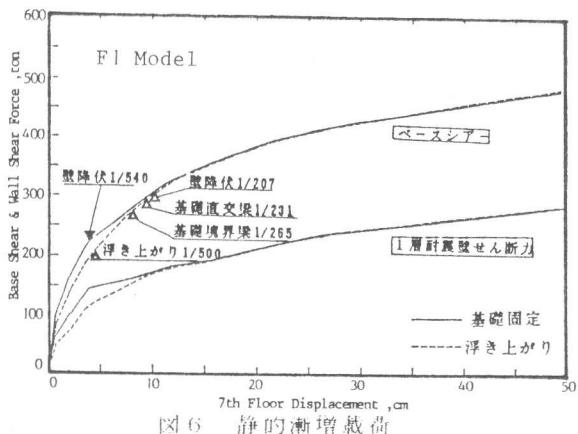


図6 静的漸増載荷

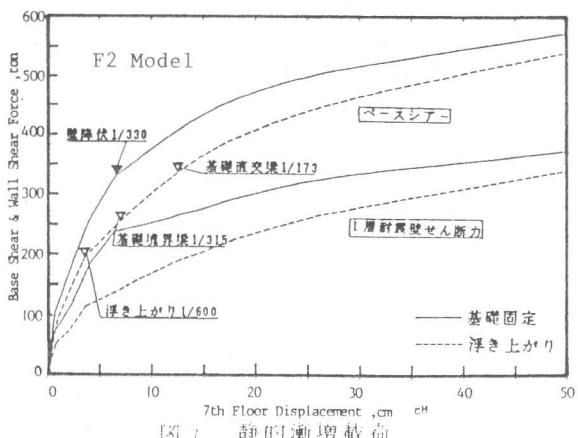
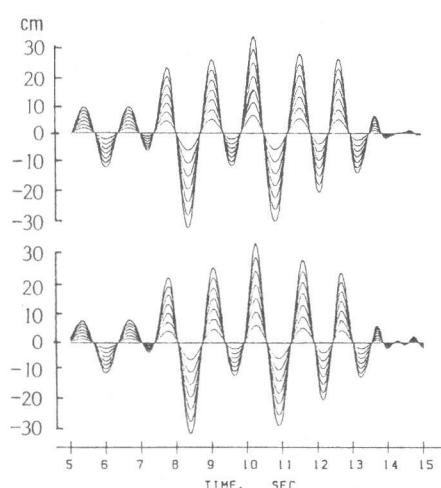


図7 静的漸増載荷



(b) 263gal

表3 最大応答値一覧

モデル	F1 Model			F2 Model		
加速度 gal	175	263	350	175	263	350
QB ton	302	446	526	348	547	600
QB/Qu	0.77	1.12	1.33	0.66	1.03	1.14
基礎固定 max R	1/256	1/79	1/60	1/357	1/136	1/61
μ_{max} { 境界梁	1.2	3.5	3.9	—	1.2	2.6
柱脚	—	3.3	4.7	—	1.9	4.8
frame 柱	1.2	3.5	3.8	—	2.1	4.3
壁せん断	0.15	0.39	0.73	0.20	0.66	0.78
QB ton	347	447	513	340	478	533
QB/Qu	0.88	1.14	1.30	0.79	1.12	1.25
Vs=100 max R	1/189	1/79	1/61	1/201	1/88	1/61
浮き上り { 境界梁	1.7	3.6	4.2	1.9	5.4	8.4
柱脚	2.0	4.6	6.0	2.1	5.7	4.8
frame 柱	1.6	3.4	3.8	1.5	3.1	3.9
壁せん断	0.17	0.38	0.66	0.12	0.40	0.50
QB ton	281	445	510	322	481	530
QB/Qu	0.71	1.12	1.28	0.75	1.12	1.24
Vs=500 max R	1/272	1/81	1/61	1/252	1/94	1/62
浮き上り { 境界梁	1.2	3.5	4.5	1.5	5.3	8.4
柱脚	1.4	4.7	6.0	1.6	5.4	8.4
frame 柱	1.1	3.5	4.5	1.5	2.9	4.7
壁せん断	0.15	0.39	0.65	0.12	0.40	0.49

QB : 最大ベースシアー

max R : 建物最大変形角

Qu : 1層保有水平耐力

 μ_{max} : 主な部材の最大応答塑性率

6. 結論

[1] 実大七層建物に対して浮き上がりを考慮した支持条件と基礎固定時の大地震を受けた時の挙動を比較した結果、浮き上がり後に壁脚に曲げ降伏が生じ、壁脚曲げ変形と基礎梁以外の部材の被害程度や建物変形角は同程度であった。耐震壁を補強した建物では実際の地盤条件では浮き上がりで建物の耐力が決まり大地震を受けたときに実験における壁脚曲げ降伏型の実大七層建物と同程度の韌性抵抗型の変形性能を有する。従って、耐震壁の破壊形式として、実際の支持地盤条件で基

礎の浮き上がりによって、純フレームと同程度の韌性性能を有する建物の設計が可能である。

[2] 地盤剛性による影響は中小地震時に顕著に現われ、被害程度に差が生じ、建物が崩壊メカニズムに達した後には影響は少ない。

（謝辞）本解析には横浜国大・壁谷沢 寿海氏の解析プログラムを使用させて頂き深く感謝いたします
（文献）

- 1)西本伸, 中田慎介, 上之瀬隆志: 鉄筋コンクリート実大七層建物の耐震実験研究, コンクリートジャーナル, 日本コンクリート工学会, Vol.20, No.6, 1982
- 2)日本建築学会: 基礎構造計算規準・同解説
- 3)壁谷沢 寿海: 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, 第5回コンクリート工学年次講演会, 1983
- 4)壁谷沢寿海 他: 日米共同研究鉄筋コンクリート造実大七層構造物の耐震性に関する研究(その3. 質似動解析), 第2回日本地震工学シンポジウム講演集, 1982
- 5)Takeda,T., M.A.Sozen, and M.M.Nielsen; Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Proc. ASCE, Vol.96, No. ST12, pp2557-73, 1970
- 6)広沢雅也: 鉄筋コンクリート部材の強度と韌性, 建築研究報告No.76, March, 1977

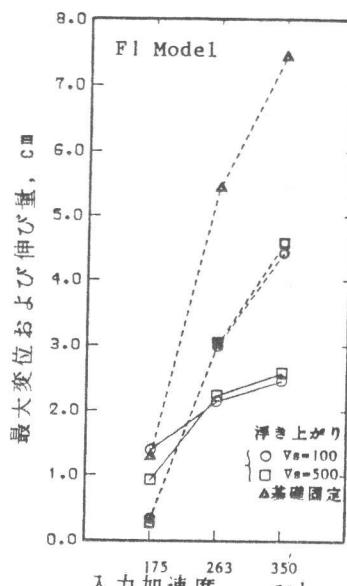


図9 側柱伸びと浮き上がり変位
—— 浮き上がり変位
- - - - 壁柱引張伸び量

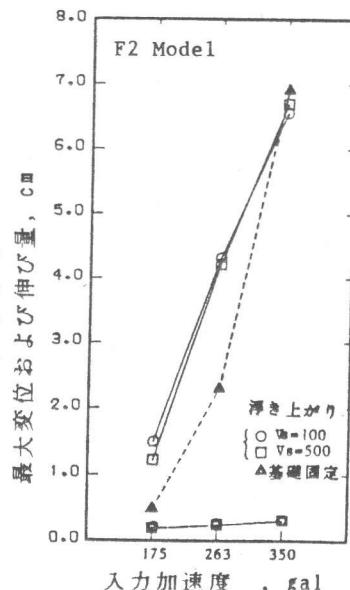


図10 側柱伸びと浮き上がり変位
—— 浮き上がり変位
- - - - 壁柱引張伸び量