

# [193] 鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計

正会員 ○ 壁谷沢 寿海 (横浜国立大学工学部)  
 正会員 緒方 恭子 (横浜国立大学大学院)

## 1 序

耐震壁を含む鉄筋コンクリート建物の耐震設計では、大地震時にも弾性応答するように十分な強度(壁量)を確保する設計も可能であるが、中高層の建物では一般にこの強度抵抗型の設計は困難な場合も多い。本研究は、耐震壁の崩壊モードとして曲げ降伏を想定する壁フレーム構造の終局強度設計手法を検討したものである。特に骨組の設計(保有耐力)が異なる場合を対象にして、耐震壁がせん断破壊する可能性も含めた非線形地震応答解析を行ない、建物の耐震性及び耐震壁のせん断設計手法を検討した。

## 2 解析対象の設定

対象として次の2種の建物F7及びD7を設定する。

[F7]: 日米共同研究の対象となった鉄筋コンクリート造実大7層建物<sup>1)</sup>である(図1)。この建物は日米双方の耐震規準を考慮して配筋設計されたものの、試験機の容量等の関係から配筋量を少なくしてある。1質点系擬似的加力手法により、地震波に対する応答が実験的に得られた<sup>1)</sup>。また、以下で用いる解析手法により、実験結果とよい対応を示す解析結果が得られている<sup>1)2)</sup>。

[D7]: 部材強度による保有耐力の設定の影響を検討するため、実大7層建物と同じ部材寸法で配筋しなおしたものである。次に示す保有耐力の略算法(Case1)に従い、現行建築基準法施行令の必要保有耐力(ベースシア係数 $C_0 = 0.35$ )を確保するように略配筋設計を行なった。まず、柱、壁を実大7層建物と同じ配筋と仮定し、はりの必要耐力を算出して配筋を行ない、はり崩壊が確保されるように柱主筋を通し配筋した。直交ばりも同程度に耐力をあげ、壁筋は、実大7層建物の2倍( $p_w = 0.72\%$ )に設定しておく。柱、壁、直交ばりの曲げ耐力増分が余力となるので、配筋後の保有耐力の計算値は必要耐力をやや上まわる。

F7、D7の各部材の配筋を図2に示す。保有耐力算出及び地震応答解析では、実際の建物で予想される仕上重量、積載荷重等は無視した。図1中に各階重量を示した。

## 3 保有耐力の略算

建物の保有耐力を以下の仮定にもとづき略算する。

1) 崩壊モードとして、2~R階ではり端の曲げ降伏、1階柱脚、壁脚の曲げ降伏を設定し、仮想仕事法を適用する。外力分布は逆三角形分布とする。

2) はりの曲げ耐力の算定は次の2つの方法により比較する。

Case 1: スラブ有効幅  $B = 150 \text{ cm}$  (8-D10) とし、  
 終局耐力略算式<sup>3)</sup>による。鉄筋の強度は、  
 $\sigma_y = 3.5 \times 1.1 = 3.85 \text{ ton/cm}^2$  [SD35]

Case 2:  $B = 430 \text{ cm}$  (36-D10) [加力方向]、  
 $B = 190 \text{ cm}$  (10-D10) [直交ばり] とし、  
 平面保持仮定の解析による。 $\sigma_y = 3.87, 3.65, 3.53$  (D-10, 19, 22) [実験値] を用いる。

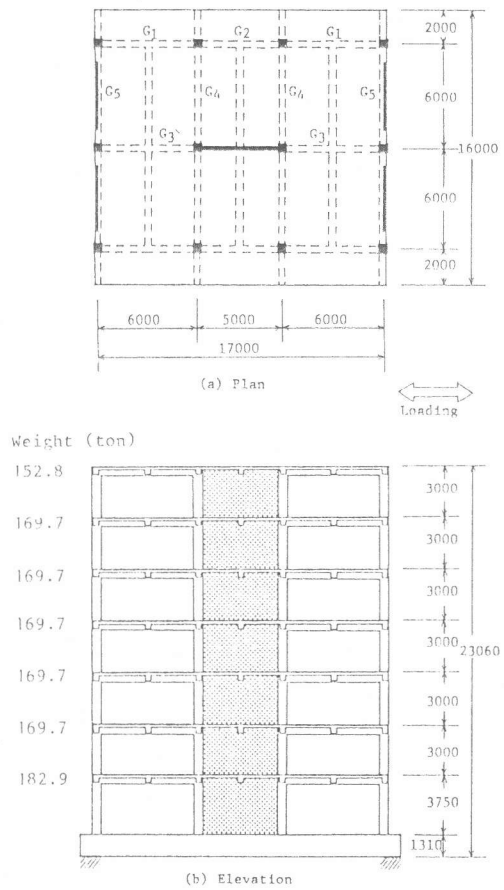


図1 実大7層試験体

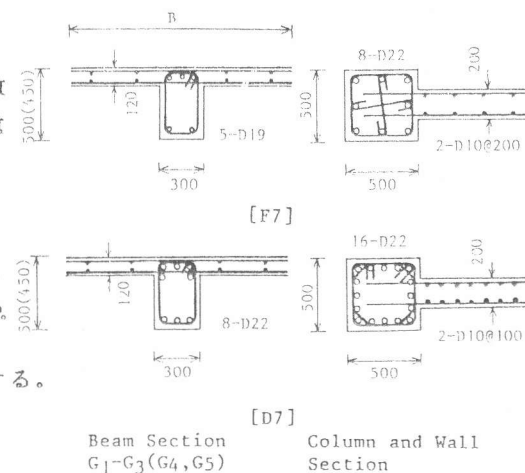


図2 部材断面寸法及び配筋

Case 1 は基準に従った設計での計算値、Case 2 は実際に予想される挙動に対応する。Case 2 の有効幅は、実大実験でスラブ筋の歪測定にもとづいて推定された有効幅で、これを用いた解析は実験結果によく対応する。柱、壁の曲げ耐力はいずれの場合も略算式による。

3) 1階耐震壁の骨組終局時のせん断力は、ベースシアから2階床の節点モーメントの上下振分け比率を1/2と仮定した柱の負担せん断力を除いたものとして算出する(この略算法による耐震壁のせん断力計算値は弾塑性解析による精算値とかなりよい対応を示す)。

以上の仮定にもとづき計算される建物の保有耐力を表1に示す。保有耐力は1層のせん断力で表現し、各部材ごとのベースシアに対する寄与を分けて示した。仮定するスラブ有効幅の違い、はり配筋の変更により保有耐力及び壁の負担せん断力は大きく異なり、はりの耐力が重要な要素となっている。

#### 4 地震応答解析

2つの建物の非線形地震応答解析を行ない、終局強度設計手法を検討する。解析手法<sup>1)2)</sup>の概要を以下に示す。

構造物は、はり、柱(材端剛塑性バネ)、耐震壁(図3)直交ばり(鉛直バネ)の部材モデルからなる平面骨組にモデル化する。基礎は固定とする。各部材の復元力モデルは、はり、柱、耐震壁の曲げバネ及び直交ばりにTakeda-Slipモデル<sup>2)</sup>、耐震壁の軸方向バネにAxial-Stiffnessモデル<sup>2)</sup>を用いた。今回の解析では、新たに耐震壁のせん断バネに負勾配をもつ原点指向モデル(図4)を導入し、耐震壁がせん断破壊する可能性も含めた解析を行なう。

各部材の剛性、耐力は断面寸法、配筋等にもとづいて評価した<sup>2)</sup>。はりに関しては、降伏耐力は前項のCase 2の方法により評価し、降伏後の剛性は実大実験でみられた耐力上昇を再現するように弾性剛性の3%としている。

耐震壁のせん断バネの特性は、実験結果にもとづき、以下のように設定した。曲げ降伏する耐震壁がせん断破壊する可能性に対して設定すべきせん断耐力は、ある与えられた応力状態(シアスペン比)でのせん断耐力ではなく、応力状態が変動して起こるせん断破壊を想定する必要がある。このような加力方法をとった実験結果<sup>4)</sup>を表2に示す。試験体は解析対象建物[F7、D7]の約1/2.5スケールであるが、ほぼ配筋量の対応する試験体[K2、K3]の平均せん断応力度に等しいものと仮定して、ひびわれ耐力 $Q_c = 100 t$ 、終局せん断耐力 $Q_y = 330 t$ 、 $370 t$  [F7、D7]を推定した。設定したF7、D7のせん断耐力はいずれも終局時の壁のせん断力の計算値(表1)は上まわっている。

ひびわれ後の剛性低下率も同実験を参考に $\beta_2 = 0.13$ とした。せん断破壊後の剛性(負勾配)は、同実験での推定及びせん断破壊時の負勾配を動ひずみ計で測定した実験<sup>5)</sup>によれば、せん断弾性剛性の計算値の $-0.04 \sim -0.08$ となっている。これを参考に $\beta_3 = -0.05$ と設定した。せん断破壊後は、耐力は最大耐力の40%、剛性は $\beta_4 = 0.0001$ とした。

表1 保有耐力の計算値

Build. Name	Case	Base Shear (tonf)					Column Shear	Wall Shear
		Beam	Column	Wall	T.Beam	Total		
F7	1	134	24	103	22	283(0.239)	141	142
	2	230	24	103	24	381(0.321)	166	215
D7	1	244	32	161	40	477(0.403)	202	275
	2	316	32	161	42	551(0.465)	221	330

F7 : the full-scale seven-story test structure  
D7 : a seven-story structure designed ( $C_0=0.35$ )

Case 1 : beam yield moment was evaluated by approximate equations assuming effective slab reinforcement of 8-D10

Case 2 : beam yield moment was computed based on the flexural theory assuming effective slab width of 430 cm (36-D10) for a longitudinal beam and 190 cm (10-D10) for a transverse beam

( ) : seismic base shear coefficient

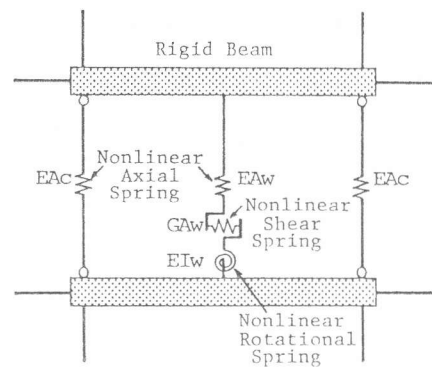


図3 耐震壁のモデル化

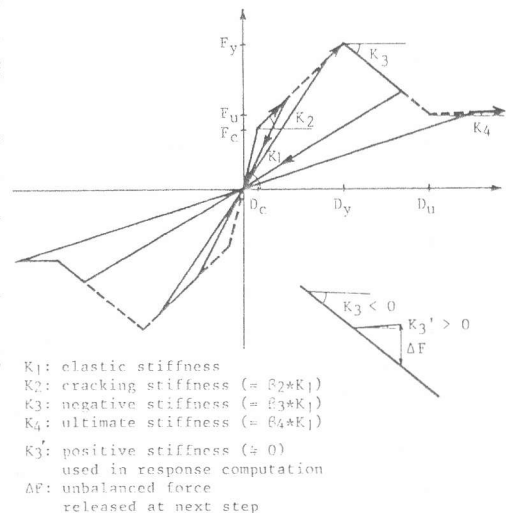


図4 せん断バネの復元力モデル

応答計算は、遅延時間を0.0044秒（弾性1次固有周期に対して約3%の剛性比例型減衰）、時間刻み0.01秒でWilsonの $\theta$ -法により全自由度に関して直接積分する方法で行なった。復元力モデルの剛性変化点で生じる部材の不釣合力は、節点力として次ステップに解除する。これと同様な手法で負勾配をもつ部材を含む解析を行なった。すなわち、応答変位計算における骨組瞬間剛性には図4に示すように正の（微小な）部材剛性を仮定し、これにより負勾配に対して生ずる不釣合力を次ステップで解除する。

入力地震波は、El Centro (NS, 1940)、Hachinohe (EW, 1968)、Tohoku Univ. 1F (NS, 1978) の原波形 [レベル1] 及び1.5倍に増幅したもの [レベル2] を用いた。

図5(a), (b) にF7、D7のレベル1、2に対する応答変位の最大値を示す。全層及び1層変位の部材角をそれぞれ実線、破線で示した。レベル1に対する応答では、保有耐力の高いD7の応答量はF7より小さい。しかし、レベル2に対するD7の応答は、最上階の変位は小さいものの、1階がせん断破壊して変形が大きく集中する。図6(b)~(e)にF7、D7のEl Centro [レベル2] に対する応答波形、同図(f)にD7のベースシアと1層変位の関係を示す。

以上の解析は、保有耐力を高めても耐震壁のせん断耐力に余裕のないD7の方が大地震時には大きな被害を受け、むしろはりの弱いF7の方が耐震性があることを示している。

耐震壁の耐力、じん性が骨組の応答に与える影響をD7の解析例 [レベル2] により検討する。図5(c)は、せん断耐力を $Q_y = 370t, 430t, 490t$ とした場合、同図(d)はせん断破壊後の負勾配を $\beta_3 = -0.05, -0.005, +0.0001$ とした場合の最大応答変位である。耐震壁のせん断耐力を十分高めておくことは有効であるが、耐力低下が起こらない配筋詳細によっても応答量にある程度抑えることが可能である。

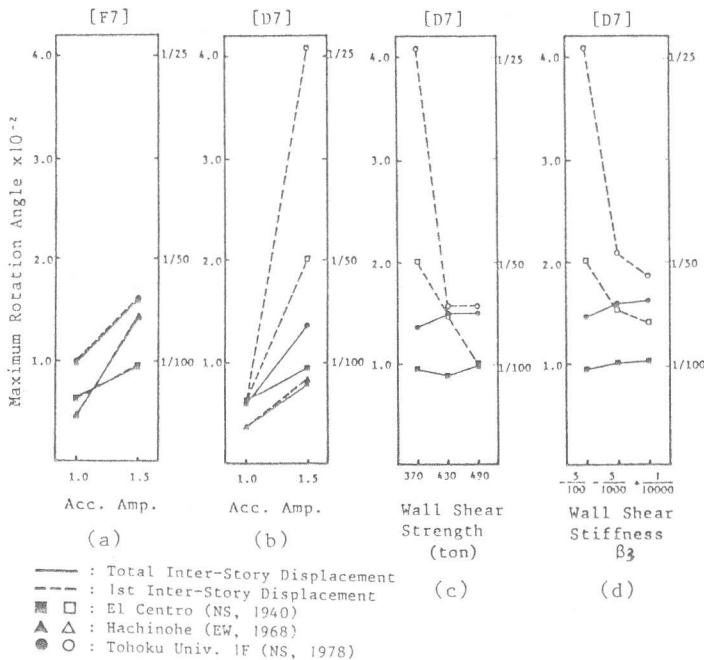


図5 最大応答変位

表2 耐震壁のせん断耐力 [実験結果<sup>4)</sup>]

Column Main Bar (Pg %)	Column Hoop (Pw %)	Wall-Panel Shear Re. (Ps %)	Ultimate Stress (kg/cm <sup>2</sup> )	Ultimate Shear (tonf)	
K1	0.71	0.96	0.27	21.6	45.0
K2	1.43	1.44	0.53	23.6	49.0
K3	2.14	1.92	0.80	26.5	55.2
K4	1.43	1.44	0.80	25.0	52.0
K5	1.43	1.44	0.53	28.8	59.9
K6	2.14	1.92	0.83	35.7	74.3
<hr/>					
F7	1.24	0.86	0.36	23.6	330
D7	2.48	1.14	0.72	26.5	370

K1-K6 : 1/2.5 scale specimens  
column 20\*20, wall panel 8\*160 (cm\*cm)  
K1-K4 : with horizontal and vertical shear reinforcement  
K5, K6 : with diagonal shear reinforcement  
F7, D7 : full-scale wall-frame structures  
column 50\*50, wall panel 20\*450 (cm\*cm)

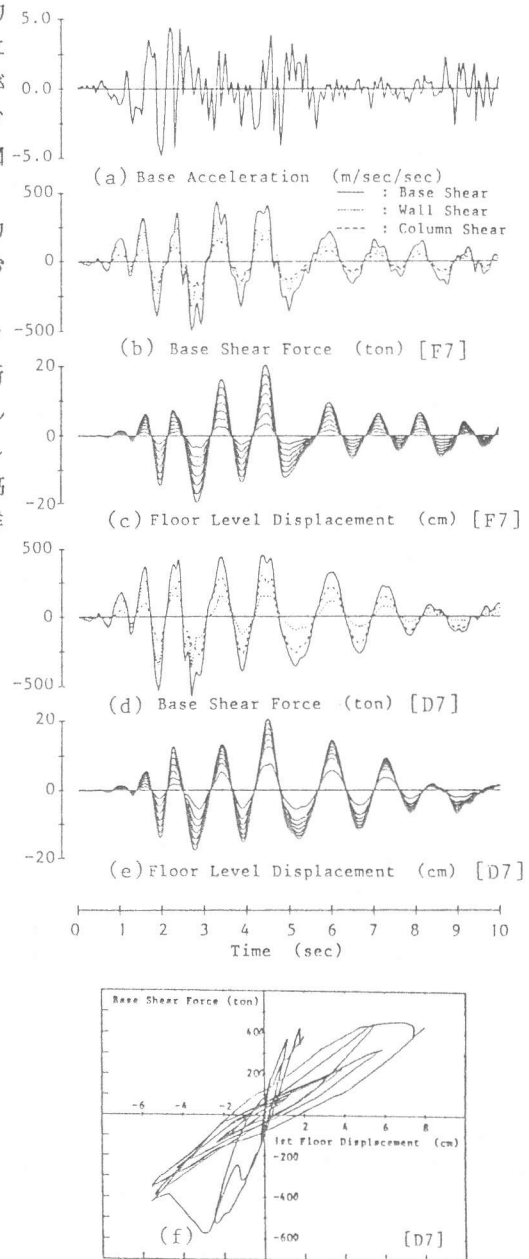


図6 応答波形及び復元力

## 5 耐震壁の必要せん断耐力

耐震壁は、せん断耐力がそれぞれの地震波で入力する最大せん断力以上であれば、せん断破壊しない。図7にこの最大入力せん断力を示すが、これらが表1の計算値より大きいのは、表1の略算に含まれる誤差以外に、

1) 降伏後の剛性により部材耐力が上昇すること、  
2) 高次モードにより外力分布が変動すること、  
による。1)に関しては、本解析では実大実験で得られた耐力上昇を採り入れているが、特にスラブの協力効果については立体的な実験によりさらに検討が必要である。2)に関しては、5~9層建物の解析例により、個々の建物、地震波での最大値はすでに整理した<sup>6)7)</sup>。

さらに、高次モードにより変動する層せん断力の時刻歴に関しては、終局強度設計にいかしうる重要な性質がある。すなわち、これを高次モードを含む動的な外力分布による層せん断力と転倒モーメントの等しい逆三角形外力分布(1次モード)による層せん断力との差として評価することにより、建物、入力地震波の性質とは比較的無関係に、入力加速度のレベルに比例するものとして、一般的に把えることが可能となる。このように計算される高次モード変動層せん断力を地震波と比較した例[F7]を図8に示す。これらは入力加速度のレベルに比例し、入力加速度との定量的な関係を建物の1次以外のモードに対する力の応答として理論的に導くこともできる。これに関しては稿を改めて詳述するが、この性質により、壁フレーム構造の耐震壁の設計用せん断力は、多自由度系の応答解析を行わなくても正しい論理で導くことができる。

## 6 まとめ

- 1) 弾塑性応答する壁フレーム構造では、はり耐力による保有耐力の確保は、耐震壁のせん断耐力を同時に確保しないと必ずしも建物の耐震性に寄与しない。
- 2) 耐震壁の必要せん断耐力は、逆三角形外力分布を仮定した静的な解析で得られる計算値よりかなり大きい。これは、動的な効果による外力分布の変動、スラブの協力効果、歪硬化等によるベースシアの上昇による。
- 3) 高次モードの影響により変動する層せん断力は、入力加速度のレベルに比例し、耐震壁の設計用せん断力の算出に重要な性質となる。

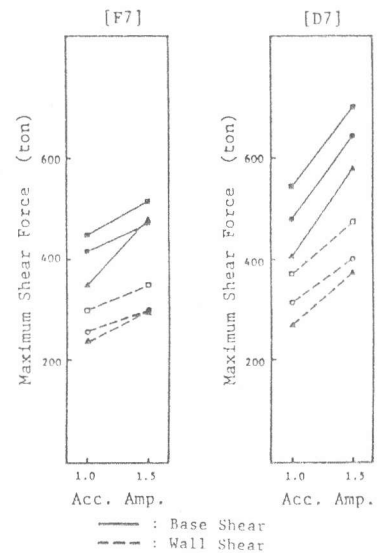


図7 最大入力せん断力

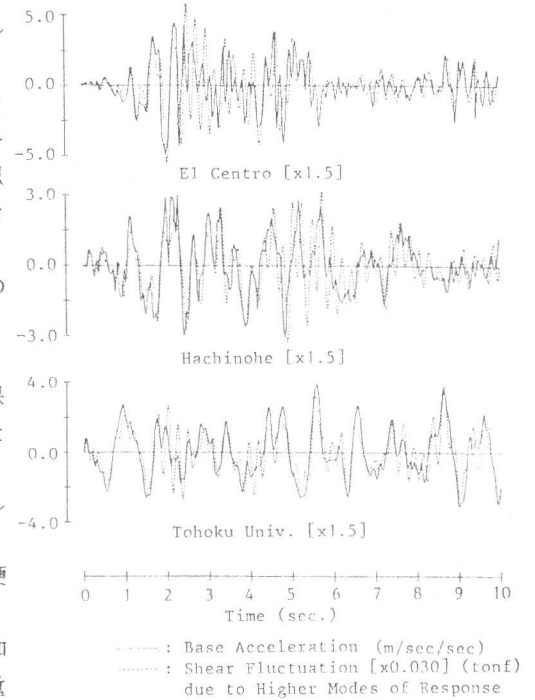


図8 高次モードによる変動層せん断力

## <参考文献>

- 1) 上之園、芳村他『一日米共同研究-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)』壁谷沢、垣原、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) Kabeyasawa, T, Shiohara, H, Otani, S and H. Aoyama, "Analysis of the Full-Scale Seven-Story Reinforced Concrete Test Structure," Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo, Vol. XXXVII, No. 2, 1983
- 3) 日本建築センター『改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説』pp 107-111, 1981
- 4) 緒方、壁谷沢『曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性に関する実験的研究 - 異なるシアスパン比の繰返し荷重下での弾塑性挙動について -』第30回構造工学シンポジウム、1984
- 5) 馬場研治『基礎回転・浮き上がりを生じる耐震壁を含む建物の耐震性能に関する研究』東京大学博士論文、1979
- 6) 緒方、壁谷沢『鉄筋コンクリート壁フレーム構造の地震応答解析(その1)~(その4)』日本建築学会関東支部研究報告集及び大会学術講演梗概集、1983
- 7) 壁谷沢、小谷、青山『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講演論文集、1983