

## [6] 壁フレーム構造の地震応答解析

本章では、耐震壁がせん断破壊する可能性も含めて行なった壁フレーム構造の多自由度系の地震応答解析の例を示す。実大7層試験体を基本に、保有耐力の異なる建物を解析の対象として、保有耐力と崩壊モードを関連させて、壁フレーム構造の耐震性を評価する。

### 6.1 解析対象

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を検討するために、2章で述べた実大7層試験体をProto-Typeとして、新たに保有耐力、階数、壁率を異なる建物を想定し、以後の解析対象とした。これらの建物の概要を説明し、それぞれの保有耐力の計算値を示す。

#### 6.1.1 解析対象の設定

実大7層試験体：[F7]

[2]章で試験体の概要を説明したが、図6.1.1に平面及び立面、図6.1.2(a)に加力方向のはり、柱及び壁の断面を再掲する。以下[F7]あるいは[F7P2]（プランによる壁率の変更を問題にするとき）と略称し、解析対象として設定する壁フレーム構造の基本形（Proto-Type）とする。

保有耐力の異なる建物：[D7]、[F7]

実大7層試験体は、実在建物より仕上、積載荷重の分だけ重量が軽いことを考慮に入れても、通常の日本の建物の断面寸法、配筋量は下回っている。参考のため、

図6.1.3 (a) に基礎固定の条件で、現行の耐震規定による1次設計で必要とされるはりの主筋配筋量を示す。これらは、基礎剛性を考慮すれば、さらに多い配筋量になる。図6.1.3 (b) に杭の剛性から評価した基礎の回転剛性を用いた場合の配筋量を示す。また、次項の保有耐力の計算からも明らかのように、2次設計の必要保有耐力も下回る。

そこで、実大7層試験体と同じ部材寸法で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した建物〔D7〕を設定し、部材強度による保有耐力の設定の影響を検討する。すなわち、はり、柱を試験体と同様に同一の配筋とすることを条件に、2次設計のみ行なう。保有耐力の計算では、予めはりの耐力に対するスラブ筋の効果を基準の有効幅に対して考慮する。

具体的な手順は、柱、壁を実大7層建物〔F7〕と同じ配筋と仮定して、はりの必要耐力を算出してはりの配筋を行なう。柱主筋は、5階程度以下を目安にほぼはり崩壊が確保されるような通し配筋とした。図6.1.2 (b) に各部材の配筋を示す。〔D7〕の配筋は、はり8-D22、柱16-D22で、〔F7〕のそれぞれ5-D19、8-D22に比べ両者とも鉄筋比で約2倍となっている。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（ $PW = 0.72\%$ ）に設定した。後述する解析で壁のせん断破壊が問題になるが、この壁筋量は通常の日本の設計法で要求される、あるいは実際に設計される量よりかなり多いことに注意する。現行の設計法では、このせん断補強筋量（終局せん断耐力）の設定に明快な論理はないといってもよい。

以上の手順にしたがったので、柱、壁、直交ばりの耐力増分は余力となって、配筋後の保有耐力の計算値は必要耐力を上回る。これは、1次、2次設計の手順を踏むとさらに大きなものになる。また、2次設計のみ行なう場合でも、この手順のようにスラブ筋を予め見込むというようなことをしないと、この設計より高い耐力になる。しかし、柱、壁の余力を見込んで（試行的に）設計を行なえば目標どおりの耐力を得ることも可能ではある。結果的には、この終局耐力設定の論理が重要な意味をもつことになるが、これに関しては、設計法そのものの研究に関連して〔8〕

章、[9]章で一般的に検討する。

階数の異なる建物：[F5]、[F7]、[F9]

5層と9層の建物（それぞれ[F5]、[F9]）を設定した。これらの建物は実大7層試験体の階数のみを変更しただけで、平面形、スパン、階高、部材寸法、配筋などはすべて実大7層試験体と同様のものである。各層の重量は実大7層試験体と同様に、最上階152.8 ton、一般階169.7 ton、最下階182.9 tonとして、総重量は、[F5] 844.8 ton、[F9] 1523.6 tonとなる。

5階～9階程度の中層建物が、本研究で念頭においた終局型設計法の適用範囲と考えている。3階程度までの低層の建物では、強度型の設計の可能性も含め、必ずしも終局型設計法（靱性、崩壊モードの確保）の必要はないと思われる。高層の建物に関しては、日本の制度の特殊条件として、鉄筋コンクリート構造では、特別の設計手順を要求される事情がある。また、高層（超高層）の建物では、応答解析等の詳細な検討を含む設計過程が一般的になることも考えられる。

壁率の異なる建物：[F7P0]、[F7P1]、[F7P2]、[F7P3]、[F7W0]

階数は7階として、平面計画を変更して、壁率の異なる建物を設定する。3スパン中央に連層壁をもつフレーム（1構面）を基準とし、これに対する純フレームの数を0、1、2、3、 $\infty$ として変動させる。それぞれ、[F7P0]、[F7P1]、[F7P2]、[F7P3]、[F7W0]と略称する。[F7P2]が実大7層試験体そのものであり、[F7W0]は純フレームである。建物の立体的な広がり、対称性等も考慮して、具体的な平面計画を設定した。

図6.1.4にそれぞれの建物の平面形を示す。[F7P0]では、実大7層試験体と同様の平面計画で、3構面とも中央に耐震壁をもつものとした。[F7P1]及び[F7P3]では、対称性を考慮して、2枚の連層耐震壁をもつ建物とし、直交方向両端で2.0mの跳ね出し床を実大7層試験体と同様に設定した。建物の重量は、直交方向の壁は、

実大7層試験体と同様（いずれも4枚）と仮定して算出した。壁のあるフレーム1構面当たりの重量（耐震壁1枚当たりの総重量）は、[F7P0] 420.7 ton、[F7P1] 802.8 ton、[F7P2] 1184.2 ton、[F7P3] 1567.9 tonとなり、ほぼフレームの数が多くなるほど、フレーム1構面当たりの重量はやや小さくなるが、ほぼその数に比例した値となる。

### 6.1.2 保有耐力の算定

建物の終局時のベースシア（保有耐力）及び耐震壁のせん断力は、以下に示す方法で略算的に算定した。建物の保有耐力の算定方法については、現行の基準では、保有耐力の定義そのものに関連する本質的な部分にさえ曖昧なところがあり、これに関しては[8]章で検討する。以下の方法は、基本的には外力分布を仮定する仮想仕事法によるものであるが、一般にこの方法では、終局時の耐震壁のせん断力の負担率が決まらない。以下の方法は、略算法として、この耐震壁のせん断力の決定法に特徴があり、この方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概ねよい対応を示す（[8]章）。

(1) 建物の崩壊モードとして、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) 耐震壁の骨組終局時のせん断力は、仮想仕事法による層せん断力から柱の負担せん断力を除いたものとして算出する。柱の負担せん断力は、はりの降伏モーメントで決まる節点モーメントに節点振分法を適用する。上下振分け比率は1/2と仮定する。

耐震壁の設計で問題になる1階のせん断力は、この方法では振分け比率に関する仮定の影響が小さく、比較的精度よく算定しうることになる。すなわち、1階の柱の1端（柱脚）の降伏モーメントは正確に算定でき、また、一般にその比率が大きいことにより、柱の負担せん断力が比較的精度よく算定しうるためである。

略算法に関する仮定は以上の通りであるが、はりの曲げ耐力を計算する場合、スラブの有効幅のとり方が問題となる。実大7層試験体の加力実験では、スラブの歪測定により、鉄筋コンクリート構造計算規準（以下、規準と略す）によるスラブ有効幅の3～4倍の範囲のスラブ筋が有効であったと推定された（〔2〕章）。そこで、次に示す2つのケースではりの耐力が保有耐力におよぼす影響を検討した。

Case 1 :

現行の規準に従った計算値に対応させる。すなわち、規準のスラブ有効幅

$$B = 150 \text{ cm (スラブ筋 8-D10)}$$

とし、終局モーメントは、終局耐力略算式、すなわち、

$$M_y = 0.9 a t \sigma_y d$$

$a t$  : 引張鉄筋比

$d$  : 有効せい (=  $D - 6 = 44 \text{ cm}$ )

$\sigma_y$  : 鉄筋の強度

$$\sigma_y = 3.5 \times 1.1 = 3.85 \text{ ton/cm}^2 \quad [\text{SD35}]$$

により、計算する。

Case 2 :

実大7層試験体の解析で用いた降伏モーメントの計算値により、実際に予想される挙動に対応に対応させる。すなわち、実験結果にもとづくスラブ有効幅、

$$B = 430 \text{ cm (36-D10)} \quad [\text{加力方向}]、$$

$$B = 190 \text{ cm (10-D10)} \quad [\text{直交ばり}]$$

として平面保持仮定の解析により計算される降伏モーメントを用いる。

鉄筋の強度も実験値

$$\sigma_y = 3.87、3.65、3.53 \text{ (D10、D19、D22)}$$

を用いる。

Case 1、Case 2の方法による、配筋の異なる[F7]、[D7]のはり断面の終局モーメントの計算値を表6.1.1に示す。同表に示した、スラブ筋を含む引張鉄筋量と比較すると、上端引張のCase 2の計算値では、鉄筋量に比例的には、降伏モーメントが増大しないのが特徴的である。これは、鉄筋量が多い場合には、中立軸位置を厳密に評価する断面解析では、略算式のように、降伏モーメントが上昇しないためである。〔 〕内にCase 2の鉄筋量で略算式により求めた終局モーメントとの比を示した。終局型の設計法では、はりの降伏モーメントの計算でスラブ筋の協力効果を含め過小評価しないことが重要になることを、本章で示す以下の地震応答解析により示すが、多くのスラブ筋を考慮する場合には、規準の有効幅程度では成立する略算式の適用には問題があることにも注意すべきであろう。

柱、壁の曲げ耐力はいずれの場合も略算式による。

表6.1.2 および図6.1.5に前節で設定した建物の保有耐力の算定値を示す。実際の建物で予想される仕上げ重量、積載荷重等は無視した。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。各建物についてそれぞれCase 1、Case 2の値を計算した。

表6.1.2 (a)は、保有耐力の異なる[F7]と[D7]を比較したものである。実大7層試験体の規準による計算値(Case 1)は、ベースシア係数 $C_0 = 0.238$ で必要保有耐力(0.35)を大きく下回る。[D7]では、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、 $C_0 = 0.403$  (Case 1)となり、必要保有耐力を上回る。[F7]と[D7]を比較すると、ベースシア係数が約1.7倍となっている。

表6.1.2 (b)は、階数の異なる建物について比較したものである。ベースシア係数は同一断面を仮定しているので、[F5]、[F7]、[F9]の順に大きい。同表(c)は壁率の異なる建物について比較したものである。平面計画にもとづき、直交ばりは、[F7P3]、[F7P2]では両側、[F7P1]では片側で考慮し、[F7P0]では考慮

していない。やはり、同一断面を仮定しているので、保有耐力は、壁率が高いほど大きい値となる。

また、図6.1.6には、逆三角形分布の静的な漸増荷重に対する弾塑性解析結果を示す。略算（Case 2）による保有耐力は変形角約1/120における層せん断力に対応し、弾塑性解析による耐力は、その後もやや上昇する。はり、柱、壁の降伏変形、降伏後の剛性が一様でないので、必ずしも明快な対応関係にならない。しかし、壁のせん断力（負担率）は、略算でもほぼ同じ程度になっており、略算の方法（仮定）は妥当であると判断しうる。

各建物の保有耐力は、仮定するスラブ有効幅の違いを検討するため、Case 1とCase 2を比較して示したが、保有耐力の算出では、はりの耐力が重要な要素となり、特に壁のせん断力に影響を与えることがわかる。[D 7]も含め、日本の慣用的な設計結果とはかなり異なっており（特に、[F 9]、[F7P3]等）、通常的设计法を適用すれば終局時のせん断力は大きいと考えられることに注意する。現実的な設計法（はりの設計）と壁の終局時せん断力の関係に関しては、[8]章で詳細に検討する。

## 6.2 せん断破壊を含む解析

保有耐力が異なる建物〔F7〕、〔D7〕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、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耐震性を検討する。耐震壁の終局型のせん断設計（設計用せん断力）に関しては、〔7〕章で検討する。

### 6.2.1 耐震壁の剛性、耐力の評価

構造物のモデル化、復元力特性のモデル化等の弾塑性解析の手法は、〔4〕章に一般的に示した。また、耐震壁のせん断力に対する性質以外、断面寸法、配筋等にもとづく、各部材の剛性、耐力の評価方法は、〔5〕章で示した。耐震壁のせん断バネの復元力特性には、負勾配をもつ原点指向型の復元力モデル（4.2.3 Shear Failure Model）を用い、せん断剛性、せん断耐力は、実験結果を参考に以下のよ

うに設定した。

耐震壁のせん断耐力、せん断剛性低下率は、〔3〕章の曲げ降伏型耐震壁の変動シアスパン加力実験の結果を参考に決定した。この実験の試験体は、解析対象建物の約1/2.5スケールに相当するが、〔F7〕、〔D7〕の耐震壁に配筋量がほぼ対応する試験体K2、K3の終局せん断耐力から、平均せん断応力度（全断面に対する）が等しいものと仮定して、ひびわれ耐力 $Q_c = 100 \text{ tonf}$ 、及び終局せん断耐力 $Q_y = 330 \text{ tonf}$ 〔F7〕、 $370 \text{ tonf}$ 〔D7〕と推定した（表6.2.1）。ひびわれ後のせん断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（試験体K3の負方向）、また、せん断破壊時の負勾配を動歪計で測定した実験（馬場〔1979〕、図6.2.1）によると、せん断剛性の計算値の $-0.04 \sim -0.08$ 倍となっている。解析では、これを参考に $\beta_3 = -0.05$ と仮定した。せん断破壊後は、耐力は最大耐力の40%、剛性低下率は $\beta_4 = 0.0001$ とした。



負勾配の部材剛性をもつ構造物の解析では、変位の計算では、正の（微小な）瞬間剛性を仮定し、これにより負勾配に対して生ずる不釣合い力を次ステップで解除する手法を用いている（〔4〕章）。

### 6.2.2 等分布外力による静的解析

前節で設定した壁の終局せん断耐力〔F7〕330 ton〔D7〕370 tonは、いずれも終局時の壁のせん断力の計算値（Case2で、215 ton、330 ton）を上回る値となっており、逆三角形外力分布による静的な解析では（変形が1/100程度まで）耐震壁がせん断破壊することはない。ただし、〔D7〕の方が静的な入力せん断力にたいしてせん断耐力に余裕が少ないことに注意する。

実大7層試験体による実験では、補修後を含む全擬似動的加力実験の終了後に等分布外力による静的繰返し加力実験が行なわれ、ベースシア約560 ton、変形角約1/75で1階の耐震壁がせん断破壊し、大きな耐力低下が観察された（図6.2.2）。試みに実大7層試験体〔F7〕を対象にして、等分布外力による静的漸増解析を行なってみる。図6.2.3（a）にベースシアと最上階変位の関係、同図（b）にベースシアと1層変位の関係を示す。ベースシア520 tonf、変形角1/100を超えたところで、耐震壁のせん断破壊が起こり、耐力が低下する。実験では、擬似動的加力実験の影響で剛性低下しており、最大耐力に達する変形が大きくなっているため、せん断破壊が起こる変形のレベルはやや異なり、また、補修後の実験では、腰壁による補強などで、耐力も上昇しており、直接の比較はできないが、耐力低下の様子など、ほぼ同様な傾向がある。

### 6.2.3 動的効果によるせん断破壊

保有耐力が異なる建物〔F7〕、〔D7〕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う。

減衰は、遅延時間を  $\tau = 0.0044$  秒（剛性比例型減衰）と仮定して評価した。これは、実大7層試験体の弾性1次固有周期（ $T = 0.43$ 秒）に対しては、減衰定数が約3%（ $h = \pi \tau / T$ ）程度に相当する。振動方程式の数値積分は、Wilsonの $\theta$ 法（〔4〕章）により全自由度に関して直接積分する方法としている。時間刻みは、0.01秒とした。

入力地震波は、以下の3種類を用いた。

		最大加速度
Imperial Valley Earthquake (El Centro (NS), 1940 )		[319 gal ]
十勝沖地震	(Hachinohe (EW), 1968 )	[204 gal ]
宮城県沖地震	(Tohoku Unive.1F (NS), 1978 )	[259 gal ]

地震波の入力レベルは、原波形及び1.5倍に増幅した場合の2レベルについて検討した。それぞれ<レベル1>及び<レベル2>と略称する。図6.2.4にこれら入力地震波の応答スペクトルを示す。

図6.2.5 (a)、(b)に〔F7〕、〔D7〕の<レベル1>、<レベル2>に対する応答変位の最大値を示す。全体及び1階の層間変形角をそれぞれ実線、波線で示した。<レベル1>に対する応答では、保有耐力の高い〔D7〕の応答量はいずれも〔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。Tohoku Univ.1F(NS)<レベル2>の場合、〔D7〕の1階の層間変形角は、〔F7〕の値の約2.5倍である。

図6.2.6～6.2.11に〔F7〕、〔D7〕の各地震波に対するせん断力、各層変位の応答波形を示した。せん断力の応答波形には、柱及び壁のせん断力の応答波形を併せて示した。〔D7〕のEl Centro、Tohoku Univ.の<レベル2>に対する応答では、耐震壁のせん断破壊により、1層に応答変位が集中している。特にせん

断破壊しない場合は、いずれの応答波形でも、耐震壁が全体の変形モード制御し、変位の応答は、1次モードが卓越している。一方、せん断力の応答は、高次モードの影響がみられるが、柱のせん断力は変位と同位相で高次モードの影響がほとんどなく、耐震壁のせん断力のみが高次モードの影響で変動しているベースシアと同位相となっていることに注意する。これは壁フレーム構造の終局型の設計法にとって、重要な性質となる。これに関しては、次節以下で述べる。

入力がEl Centro <レベル2>の場合における、1階の層間変形とベースシアの関係を図6.2.12に、転倒モーメントと最上階変位の関係を図6.2.13に、耐震壁のせん断変形とせん断力の関係を図6.2.14に、それぞれ、F7]と[D7]を比較して示した。また、図6.2.15には、[D7]の柱と壁のせん断力と1階層間変形の関係を示した。

以上の解析により、保有耐力を高い[D7]は、保有耐力の低い[F7]と比較し、耐震壁がせん断破壊しないレベルでの地震に対しては、すなわち、崩壊モードが同じ曲げ降伏型であれば、[F7]よりも耐震性があるといえるが、耐震壁がせん断破壊する可能性のある大きな地震に対しては、必ずしも耐震性があるとはいえないことがわかる。大地震に対する1階の被害程度で比較すると、耐震壁のせん断耐力に余裕のない[D7]の方が大きな被害となる可能性があり（設計にもよるが軸力を保持しえないことも考えられ）、むしろ保有耐力は低いが、耐震壁のせん断耐力に余裕がある[F7]の方が耐震性があるともいえる。

#### 6.2.4 耐震壁の耐力、じん性の影響

耐震壁の耐力、じん性を変化させて、非線形地震応答解析を行ない、これらが骨組の応答に与える影響を検討する。耐震壁のせん断破壊により、1階に変形が集中した[D7]の耐力、じん性を改善して、El Centro、Tohoku Univ.<レベル2>に対する解析例を示す。

図6.2.16 (a)は、せん断耐力を  $Q_y = 370、430、490\text{ton}$ とした場合の最大応答層間変位である。El Centro に対する応答は、せん断耐力430 ton では、1階壁はせん断破壊を起こしてはいるものの1層の変形角やや3/4に抑えられ、せん断耐力が490 ton ではせん断破壊せず、全体の層間変形角にほぼ等しくなる。Tohoku Univ.では、せん断耐力 430 ton であればせん断破壊しない。

図6.2.16 (b)はせん断耐力を370 ton とし、せん断破壊後の負勾配の弾性剛性に対する比を  $\beta_3 = -0.05、-0.005、+0.0001$ とした場合の最大応答層間変位である。せん断破壊後の負勾配が緩やか ( $-0.005$ ) であれば、1階の層間変形角は小さくなり、耐力低下がない ( $+0.0001$ ) とさらに小さくなって、全体の層間変形角に近づく。完全には一致しないが、変形の集中は十分抑えられていると評価できる。逆にいえば、耐力低下が起こらないモデル化による応答解析では、このような変形の集中は評価しえない(過小評価になる)恐れがあることに注意する必要がある。図6.2.17 (a)には、El Centro、 $\beta_3 = -0.005$  の場合の応答波形を、同図(b)にはベースシアと1層変位の関係を示した。

耐震壁のせん断耐力を入力するせん断力に比べて十分高めれば、せん断破壊は起こらずに望ましい挙動を示す。一方、配筋詳細等により、せん断降伏後、耐力低下が起こらない、靱性のある挙動を耐震壁に与えることができれば、変形の集中による応答量をかなり程度抑えることが可能である、ことが以上の解析により予想された。

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6.2.18に十分に高いせん断耐力を与えてせん断破壊を起こさないようにした解析により求めた、それぞれの入力地震波に対する最大入力せん断力を示す。これらが終局時の壁のせん断力の計算値より大きいのは、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、

等の理由によると考えられる。(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取り入れているが、さらに実験的な検討も必要であろう。終局型の設計で想定すべき最大応答せん断力に関して、特に(2)の要因に対しては、[7]章でさらに理論的な検討を加える。

### 6.3 耐震壁、柱のせん断力負担

耐震壁と柱のせん断力負担率に関して、特に外力分布の影響によるせん断力の変動分に着目して検討する。

#### 6.3.1 動的解析と擬似動的解析の比較

前節の非線形地震応答解析におけるせん断力の応答波形にあらわれたように、高次モードの影響による考えられるベースシアの変動は、ほぼ耐震壁のせん断力の位相に一致し、柱のせん断力は1次モードが支配的な変位と同位相で高次モードの影響がほとんどなかった。これを解析的に明快に比較する方法として、多自由度系の非線形地震応答解析と等価1自由度系の応答計算にもとづく擬似動的解析との比較を以下に示す。

実大7層試験体の擬似動的加力実験およびこれを模擬した擬似動的解析は、仮定した一定の外力分布（逆三角形外力分布）により行なわれ、高次モードによる影響による外力分布の変動は考慮されない。ある意味で1次モードの応答のみを抽出した、実験及び解析の方法となっており、これと、多自由度系の動的解析（あるいは、振動実験）との違いが、高次モードの影響と考えることもできる（これに関する厳密な検討は〔7〕章に示す）。

実大7層試験体の擬似動的加力実験の解析では、多自由度系の動的解析でも、等価1自由度系の擬似動的解析と比較して、ベースシアの最大値がやや上昇したが、全体に（特に変位応答では）応答がほぼ一致して、高次モードの影響は小さい、と考えられた。しかし、これには、入力地震波の高次成分を除いた修正にも原因があると考えられる。実際、動的解析で入力地震波を修正していないSPD-4では、ベースシアの応答がかなり大きい傾向がある。そこで、修正しない地震波を入力して、多自由度系の動的解析を、等価1自由度系の擬似動的解析と比較する。また、階数の影響もあると思われるので、5、7、9階の建物（〔F5〕、〔F7〕、〔F9〕

) を対象にする。

等価 1 自由度系の擬似動的解析では、仮定する外力分布が重要であるとも思われるが、ここでは逆三角形分布とする（[7] 章で示すように、これは、設計法に関連する、ある基準モードと考えればよい、また、擬似動的解析の変位応答に対する外力分布の影響は小さい）。等価 1 自由度系の応答計算に必要な変位モードは、[F 5] および [F 9] では直線、[F 7] は実験時のものと仮定する。

動的解析は、前節と同様である。ただし、減衰は、遅延時間を [F 5] では、0.003 秒、[F 7]、[F 9] では、0.0043 秒とした。

入力地震波は、

Imperial Valley Earthquake (El Centro (NS) 1940)、増幅率 1.5

十勝沖地震 (Hachinohe (EW) 1968)、増幅率 1.5

宮城県沖地震 (Tohoku Univ. 1F(NS) 1978)、増幅率 1.2

とした。

図 6.3.1 に、多自由度系の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）を、等価 1 自由度系擬似動的解析の最大応答値と比較して示す。変位、転倒モーメント、柱のせん断力は、動的解析で小さめであるがほとんど一致している。これに対し、ベースシア、壁のせん断力は動的解析で上昇している。この傾向は層数が多いほど著しく、壁のせん断力は [F 5] で最大 1.2 倍、[F 7] で 1.6 倍、[F 9] 階で 1.7 倍程度になる。

変位等がやや小さめなのは、減衰の影響と考えられる。[F 7] の例で、減衰を考慮しないで動的解析を行なうと両者の応答は一致する。これは [F 5]、[F 9] においても同様である。しかし、減衰を無視すると、数値減衰以外には、高次モードの減衰が起こらないので、ベースシア、壁のせん断力はさらに上昇する。

減衰は、ある程度の範囲で設定すれば、値そのものの影響は小さい。実際の構造物では解析で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主に比較した。また、耐震壁のモデル化、基礎の固定度が異なる場合の解析でも、同様に、ベースシア、及び耐震壁のせん断力の応答は異なる。図6.3.2～6.3.5に応答時刻歴の例を、動的解析と擬似動的解析を比較して示す。

### 6.3.2 外力分布の異なる静的解析

多自由度系の動的解析において、等価1自由度系の擬似動的解析と比較して、壁に入力するせん断力が上昇するのは、外力分布が変動するためである。図6.3.6(a)にベースシア（耐震壁のせん断力）の応答が最大になる時刻における外力分布の例を示したが、逆三角形外力分布と同じ転倒モーメントでこのように（水平力の作用中心が下になるように）分布が変わればベースシアは大きくなる。

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5、7、9階の建物を対象にして行なう。仮定した外力分布は図6.3.6(b)に示すように(1)逆三角形分布、(2)Ai分布、(3)等分布である。図中の各階の外力の比率は各々の外力分布に対する転倒モーメントが等しくなるようし、逆三角形分布の最上階を1.0としたときのものである。

5、7、9階の静的解析における転倒モーメントと最上階変位の関係を図6.3.7(a)に示した。同じ変位での転倒モーメントは、外力分布によらず等しい（各階ごとに3本の線が重なる）。これは、いずれの場合も変位モードがほぼ直線的であることに対応する。すなわち、転倒モーメントは、直線の変位での外力のなす仕事に対応する量であり、最上階の変位が内力の仕事量（平均的な部材変形）を代表するものとなっていることを示す。

外力分布によらず変位が転倒モーメントに対応するものであれば、同じ変位での外力分布とベースシアの関係は明らかである。すなわち、同図(b)に[F7]の



例を示したように、ベースシアは(1) 逆三角形分布、(2)  $A_i$ 分布、(3) 等分布の順に大きくなる。

一方、柱の負担せん断力は外力分布によらずほぼ等しい。すなわち、外力分布の変動による層せん断力の変動分は、解析の対象とした建物（実大7層試験体）では、壁により負担されていると考えてよいことになる。

これらは、耐震壁と柱の（塑性域での）層剛性に関係し、耐震壁の剛性が柱の剛性の総和に比べても、かなり高いためと考えられる。層せん断力の（高次モードによる）変動分の負担に関しては、理論的には、壁と柱の剛性（壁量）にもとづくさらに詳細な検討が必要ではある。

図6.3.8 に日本の通常的设计からするとかなり壁量の少ない建物になる [F7P3] の応答波形を示す。この場合でも、高次モードの影響によるせん断力の変動は、耐震壁のせん断力の変動とみなしてよい、と考えられる。

[6] 章の解析結果をまとめる。

(1) 建物の保有耐力は、崩壊モードが同じという条件でのみ、耐震性の指標となりうる。壁フレーム構造では、耐震壁がせん断破壊する崩壊モードでは、大きな応答変形の集中が起こる。保有耐力の確保により、曲げ降伏型の靱性ある崩壊モードがせん断破壊のモードに移行する場合があります、その場合は、保有耐力の高い建物は必ずしも耐震性があるとはいえない。

(2) せん断破壊を防止するための必要せん断耐力は、逆三角形外力分布での静的な解析による計算値よりかなり大きい。特に、スラブの影響を十分に考慮する必要がある、せん断設計で現行の設計規準の有効幅をとることは、かなり危険側の評価になる。また、部材曲げ降伏後の剛性、動的な効果による外力分布の変動、等による上昇要因を十分考慮する必要がある。

(3) 壁フレーム構造では、外力分布の変動による層せん断力の変動は、ほとんどが耐震壁のせん断力の変動となる性質がある。

表6.1.1 はり断面の降伏モーメントの計算値

Structure Case	Positive Dir.		Negative Dir.		
	Re. Bar (at cmxcm)	Moment (tonf m)	Re. Bar (at cmxcm)	Moment (tonf m)	
[F7]	1	2-D19 (5.74)	8.8	3-D19 + 8-D10 (14.31)	21.8
	2	2-D19 (5.74)	9.8 [1.11]	3-D19 + 36-D10 (42.29)	43.0 [0.67]
[D7]	1	3-D22 (11.61)	17.7	5-D22 + 8-D10 (25.05)	38.2
	2	3-D22 (11.61)	19.0 [1.07]	5-D22 + 36-D10 (53.03)	53.5 [0.66]

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 reinforcement of 36-D10

[ ] : Ratio to the approximate evaluation

表6.1.2 保有耐力の比較

(a) Structures with Different Reinforcement Ratio

Build. Name	Weight (ton)	Case	Base Shear (tonf)				Total	Column Shear	Wall Shear
			Beam	Column	Wall	T.Beam			
[F7]	1184.2	1	133	24	103	22	282(0.238)	141	141
		2	229	24	103	24	380(0.321)	166	214
[D7]	1184.2	1	243	32	161	40	476(0.402)	203	273
		2	315	32	161	42	550(0.464)	222	328

(b) Structures with Different Number of Stories

Build. Name	Weight (ton)	Case	Base Shear (tonf)				Total	Column Shear	Wall Shear
			Beam	Column	Wall	T.Beam			
[F5]	844.8	1	128	28	121	21	298(0.353)	127	171
		2	220	28	121	23	392(0.464)	151	241
[F7]	1184.2	1	133	24	103	22	282(0.238)	141	141
		2	229	24	103	24	380(0.321)	166	214
[F9]	1523.6	1	136	22	92	23	273(0.179)	155	118
		2	235	22	92	24	373(0.244)	179	194

(c) Structures with Different Shear Wall Ratio

Build. Name	Weight (ton)	Case	Base Shear (tonf)				Total	Column Shear	Wall Shear
			Beam	Column	Wall	T.Beam			
[F7F0]	420.7	1	42	5	103	0	151(0.358)	28	122
		2	73	5	103	0	181(0.431)	32	150
[F7F1]	802.8	1	88	15	103	11	217(0.270)	85	132
		2	151	15	103	12	281(0.350)	99	182
[F7F2] ([F7])	1184.2	1	133	24	103	22	282(0.238)	141	141
		2	229	24	103	24	380(0.321)	166	214
[F7F3]	1567.9	1	178	34	103	22	337(0.215)	198	139
		2	307	34	103	24	467(0.298)	233	235

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

Weight : total weight of the structure per a wall

( ) : seismic base shear coefficient

表6.2.1 耐震壁のせん断耐力の推定

	Column Main Bar (Pg %)	Column Hoop (Pw %)	Wall-Panel Shear Re. (Ps %)	Ultimate Stress (kg/cm )	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
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 specimems  
 column 20\*20, wall panel 8\*160 (cm\*cm)  
 K1-K4 : with horizotal and vertical shear reinforcement  
 K5,K6 : with diagonal shear reinforcement  
 F7,D7 : full-sacle wall-frame structures  
 column 50\*50, wall panel 20\*450 (cm\*cm)

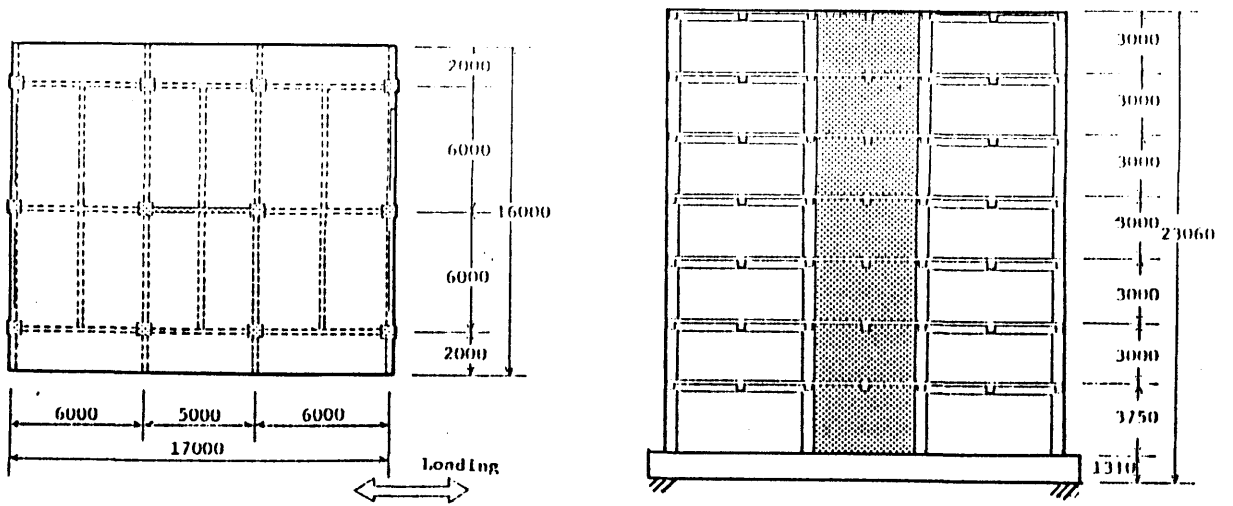
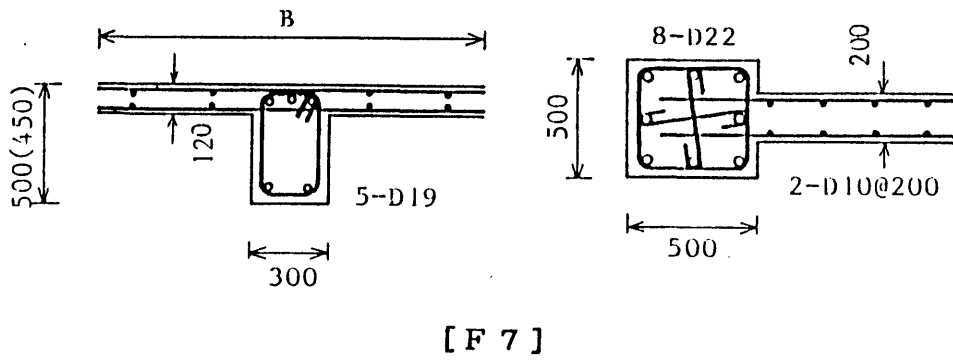
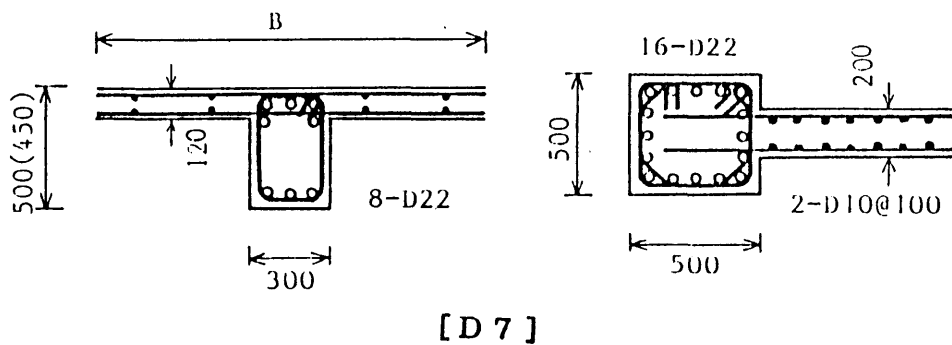


図6.1.1 実大7層試験体



[F7]



[D7]

図6.1.2 保有耐力の異なる建物の部材断面

5-D19 3-D19	4-D22 3-D19	3-D19 2-D19	3-D19 2-D19	4-D19 2-D19	4-D19 2-D19
5-D22 3-D19	5-D22 3-D19	4-D19 3-D19	4-D19 2-D19	4-D19 2-D19	4-D19 2-D19
5-D22 3-D19	5-D22 3-D19	4-D19 3-D19	4-D19 2-D19	4-D19 2-D19	5-D19 3-D19
5-D22 3-D19	5-D22 3-D19	4-D19 3-D19	4-D19 2-D19	4-D19 2-D19	5-D19 3-D19
4-D22 3-D19	4-D22 3-D19	4-D19 3-D19	4-D19 2-D19	4-D19 2-D19	5-D19 2-D19
5-D19 3-D19	5-D19 3-D19	4-D19 3-D19	4-D19 2-D19	4-D19 2-D19	4-D19 2-D19
4-D19 2-D19	4-D19 2-D19	3-D19 2-D19	4-D19 2-D19	4-D19 2-D19	4-D19 2-D19

(a) 基礎固定の場合

4-D22 4-D19	5-D22 4-D19	3-D19 2-D19	4-D19 2-D19	4-D19 2-D19
5-D22 4-D19	5-D22 4-D19	5-D19 3-D19	5-D19 3-D19	5-D19 3-D19
5-D22 4-D19	6-D22 5-D19	5-D19 3-D19	5-D19 3-D19	5-D19 3-D19
6-D22 5-D19	6-D22 5-D19	5-D19 3-D19	5-D19 3-D19	5-D19 3-D19
5-D22 4-D19	6-D22 5-D19	5-D19 3-D19	5-D19 3-D19	5-D19 3-D19
5-D22 4-D19	6-D22 5-D19	5-D19 3-D19	5-D19 3-D19	5-D19 3-D19
6-D22 5-D19	6-D22 5-D19	5-D19 3-D19	5-D19 3-D19	5-D19 3-D19

(b) 基礎剛性を考慮した場合

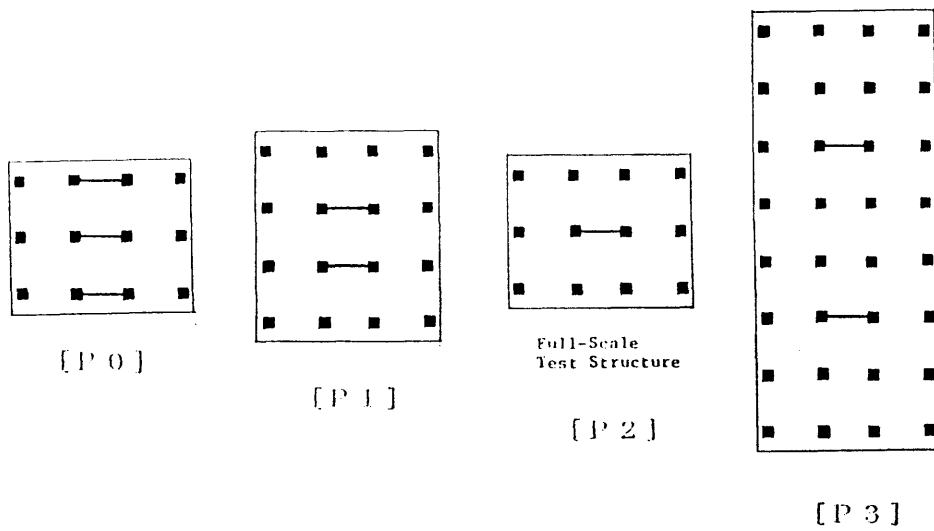
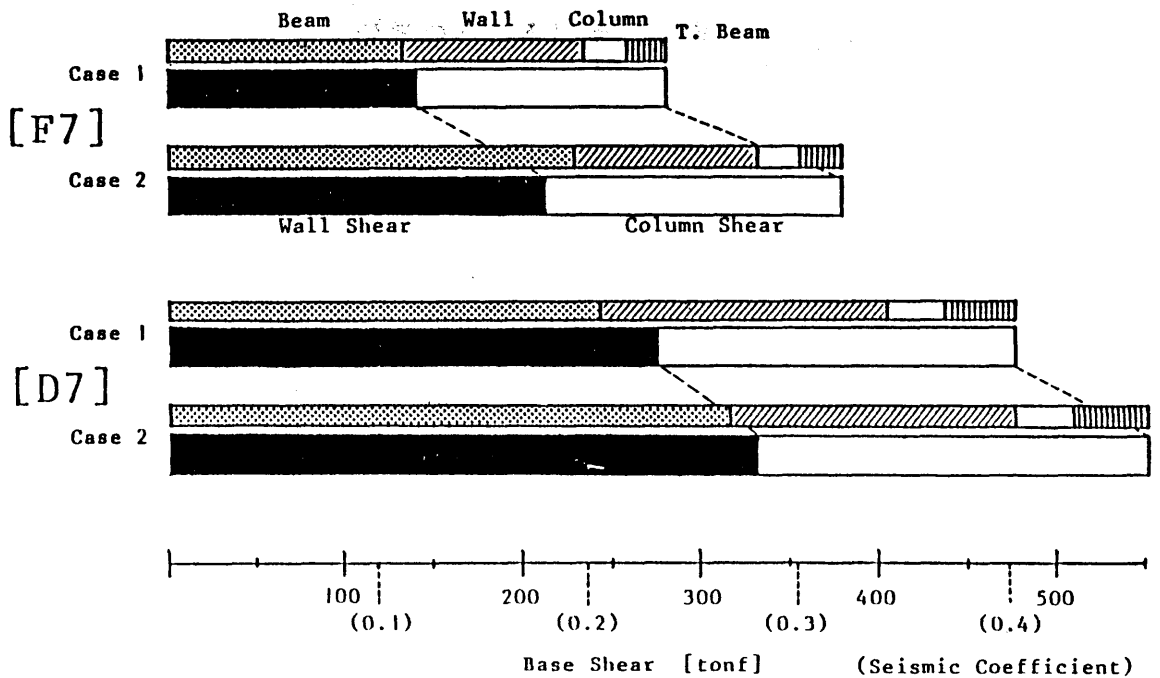


図6.1.4 壁率の異なる建物の平面



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6.1.5 保有耐力の比較



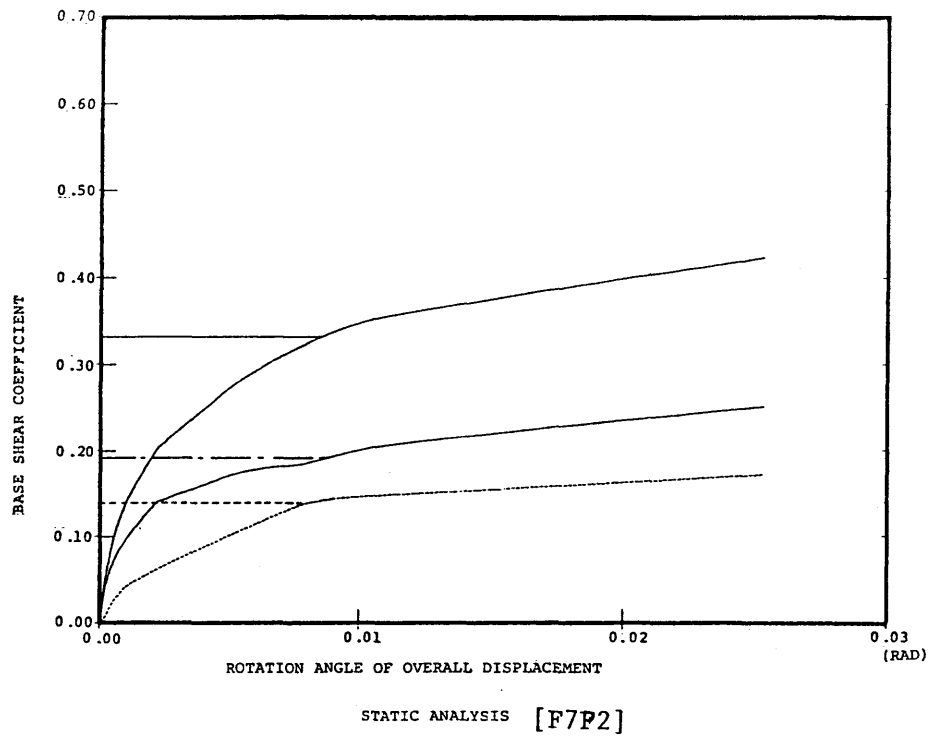
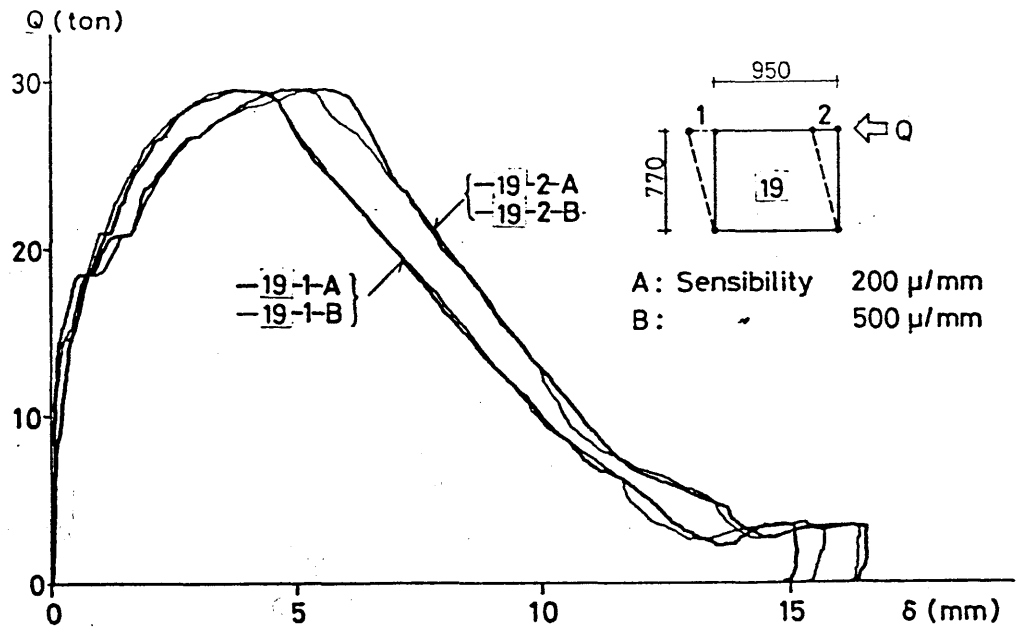
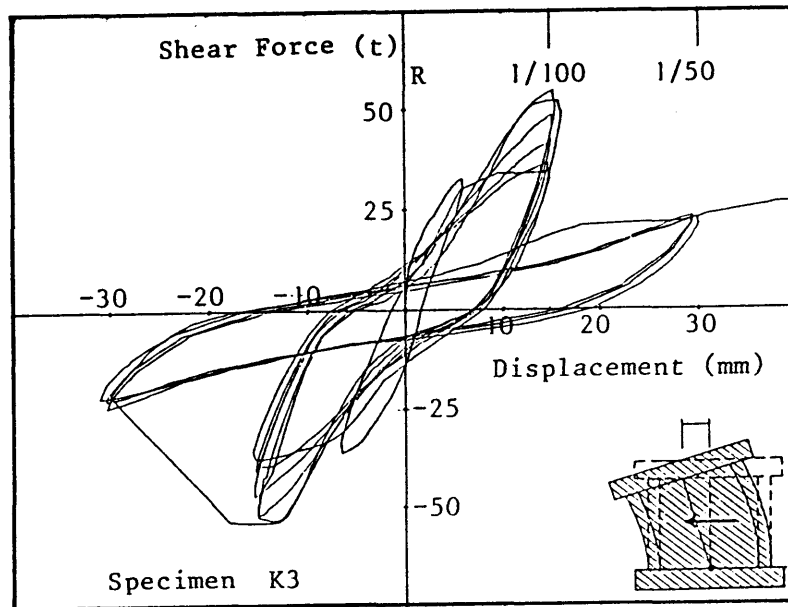


图6.1.6 静的解析

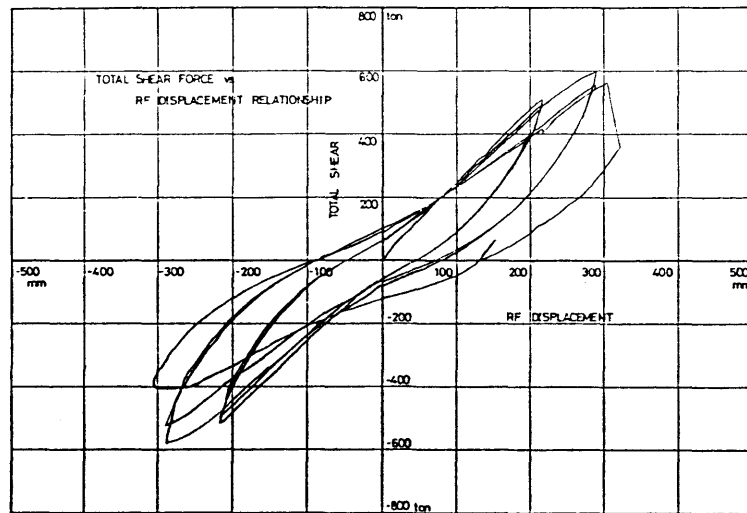


[文献(57)より]



[3章の実験結果]

図6.2.1 せん断破壊後の負勾配



[英文文献(61)より]

図6.2.2 実大7層試験体の等分布外力による静的加力実験

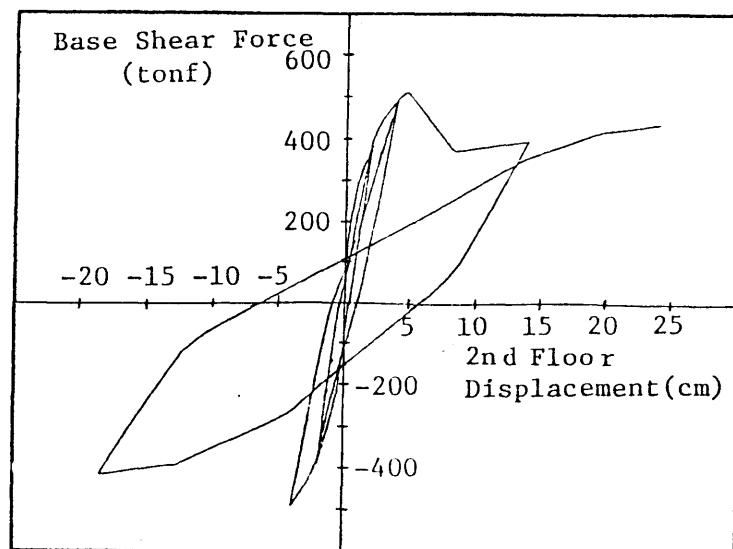
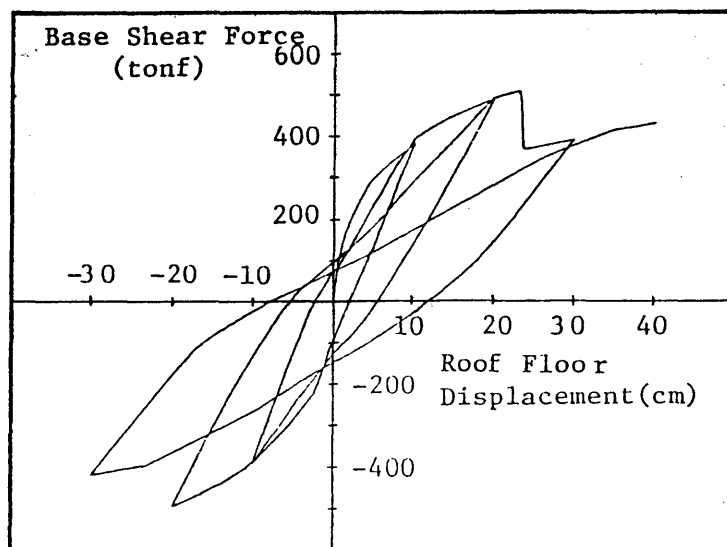
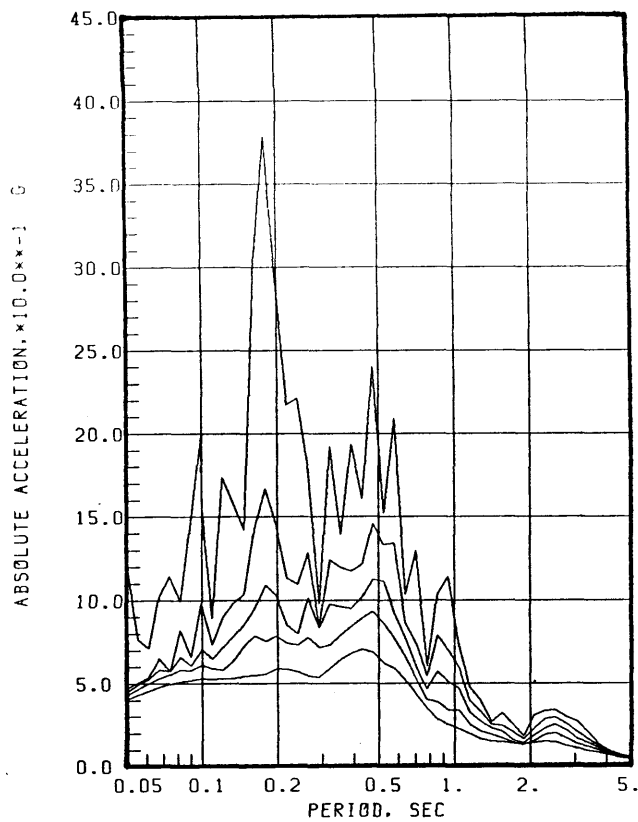
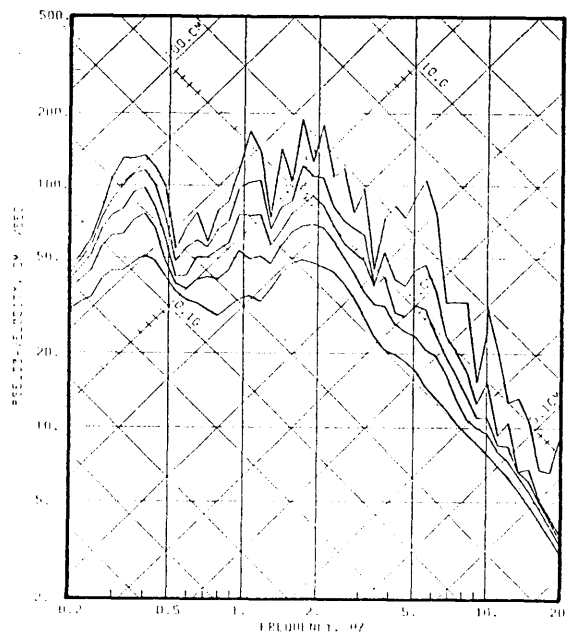


図6.2.3 等分布外力による静的解析



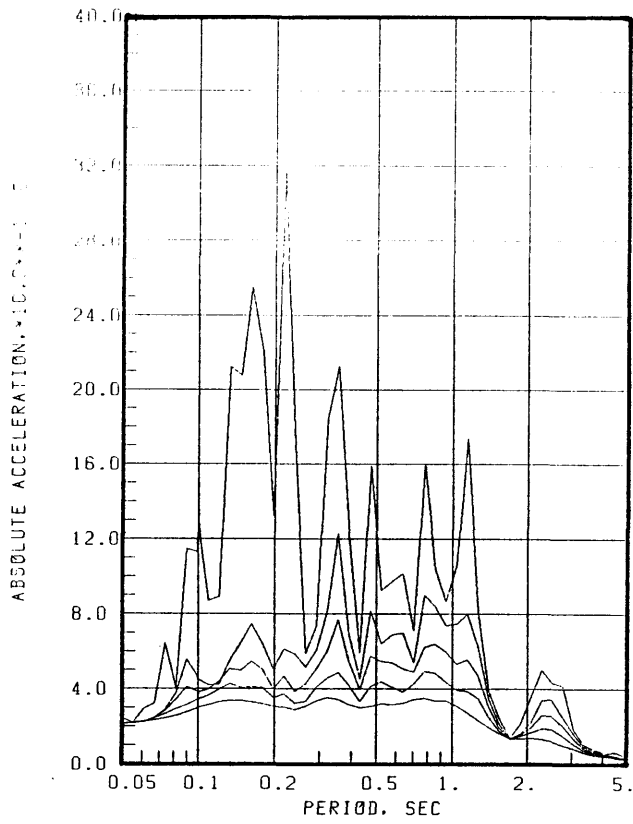
RESPONSE SPECTRA  
 IMPERIAL VALLEY EARTHQUAKE '40.5.18 ELCENTRO (NS) AMP=1.0  
 DAMPING FACTORS = 0.000 0.020 0.050 0.100 0.200



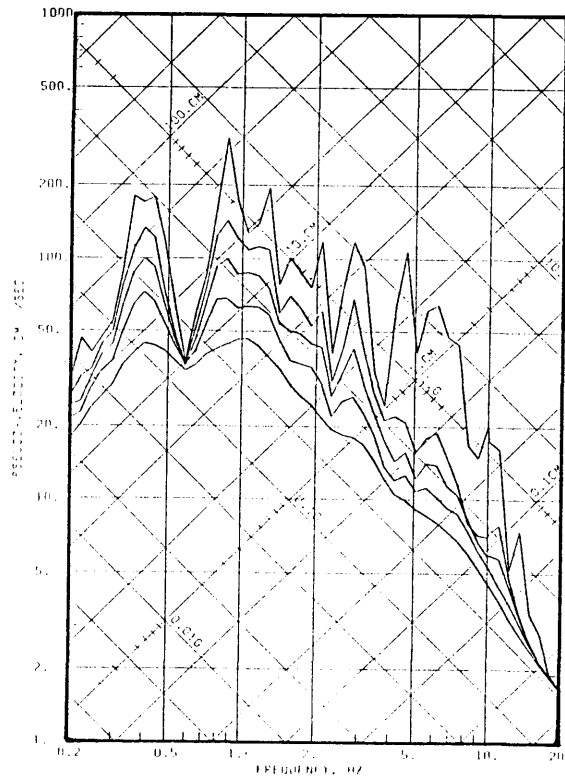
FREQUENCY SPECTRA  
 IMPERIAL VALLEY EARTHQUAKE '40.5.18 ELCENTRO (NS) AMP=1.0  
 DAMPING FACTORS = 0.000 0.020 0.050 0.100 0.200

(a) El Centro

図6.2.4 入力地震波の応答スペクトル



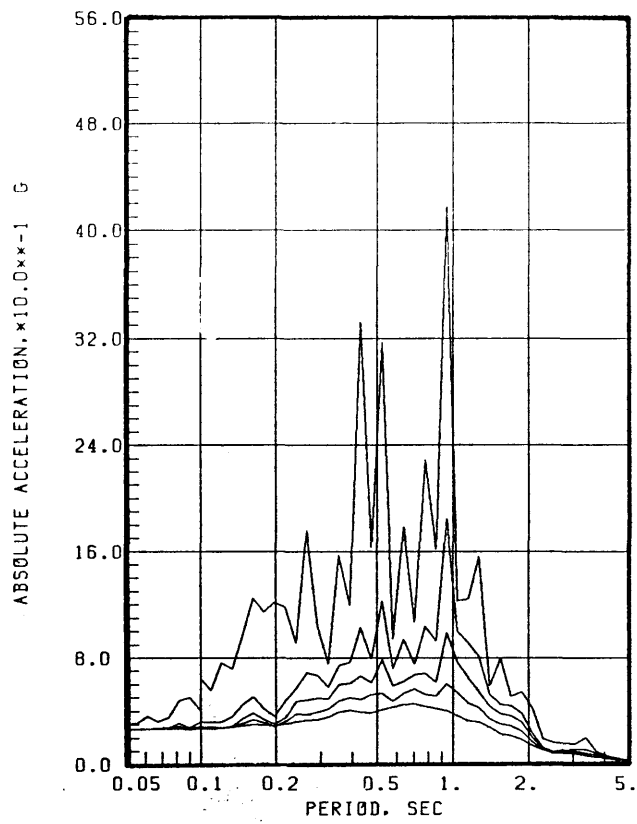
RESPONSE SPECTRA  
 TOKACHI OKI EARTHQUAKE '68.5.16 HACHINOHE (EW) AMP=1.0  
 DAMPING FACTORS = 0.000 0.020 0.050 0.100 0.200



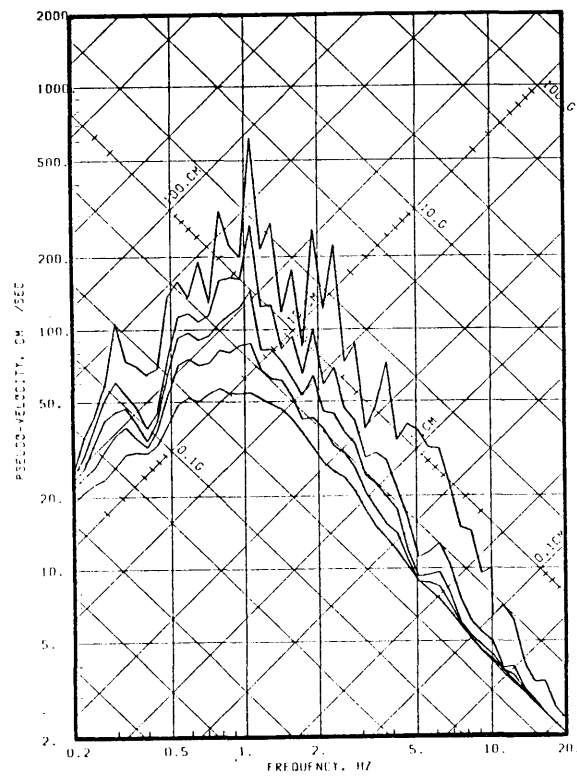
RESPONSE SPECTRA  
 TOKACHI OKI EARTHQUAKE '68.5.16 HACHINOHE (EW) AMP=1.0  
 DAMPING FACTORS = 0.000 0.020 0.050 0.100 0.200

(b) Hachinohe

図6.2.4 入力地震波の応答スペクトル



RESPONSE SPECTRA  
 MIYAGI KEN OKI EARTHQUAKE '78.6.12 TOHOKU UNIV. 1F (NS) AMP=1.0  
 DAMPING FACTORS = 0.000 0.020 0.050 0.100 0.200



RESPONSE SPECTRA  
 MIYAGI KEN OKI EARTHQUAKE '78.6.12 TOHOKU UNIV. 1F (NS) AMP=1.0  
 DAMPING FACTORS = 0.000 0.020 0.050 0.100 0.200

(c) Tohoku Univ.

図6.2.4 入力地震波の応答スペクトル

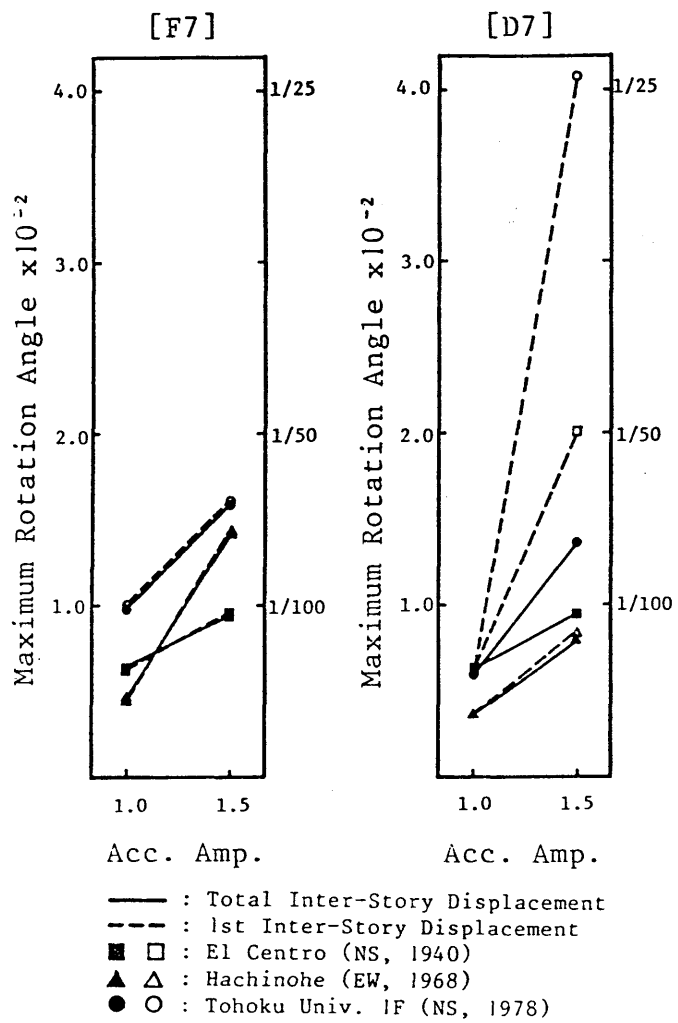
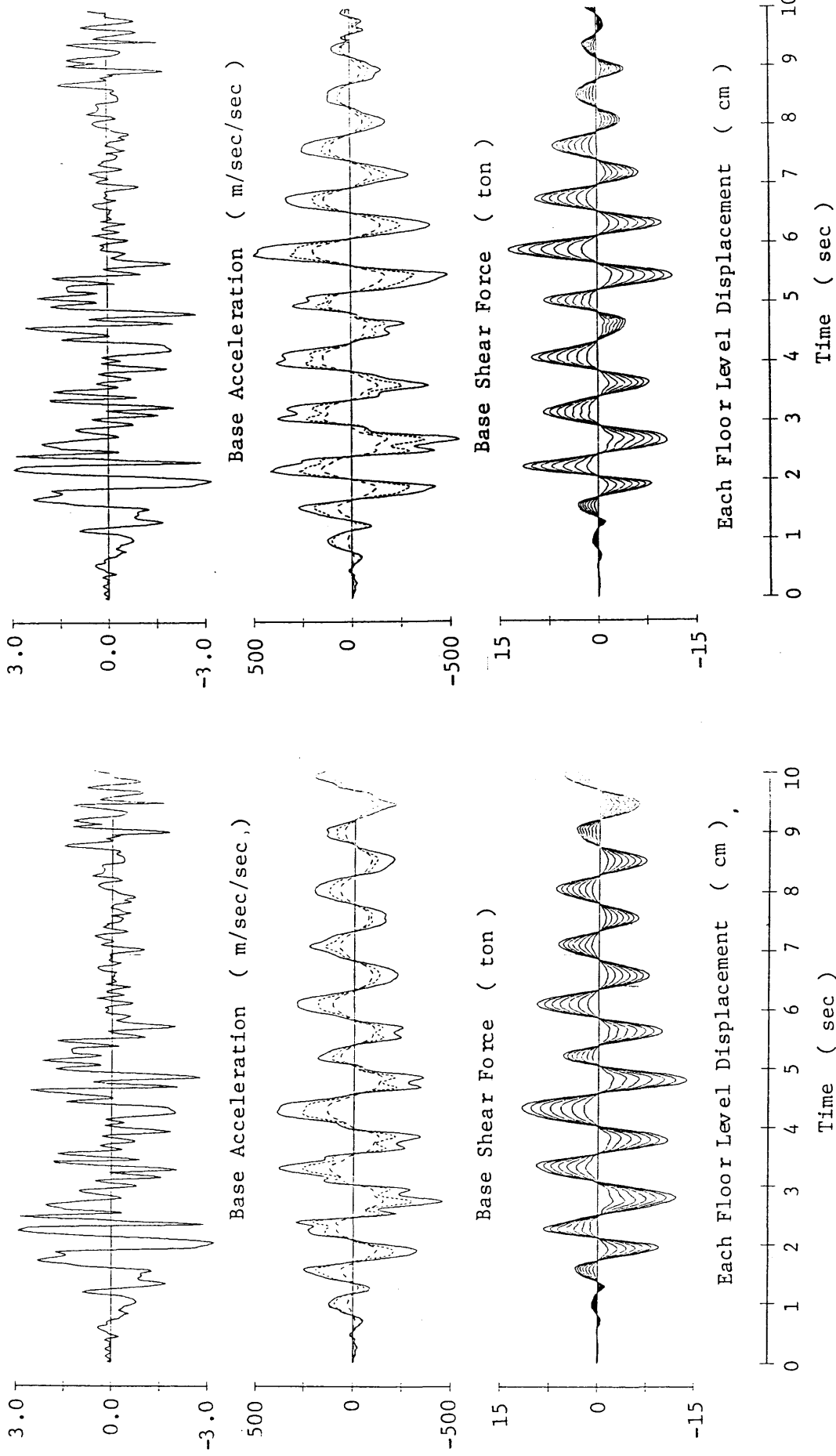


図6.2.5 応答層間変位の最大値（[F7]、[D7]）



(a) [F 7]

(b) [D 7]

図6.2.6 応答波形 (El Centro レベル1)



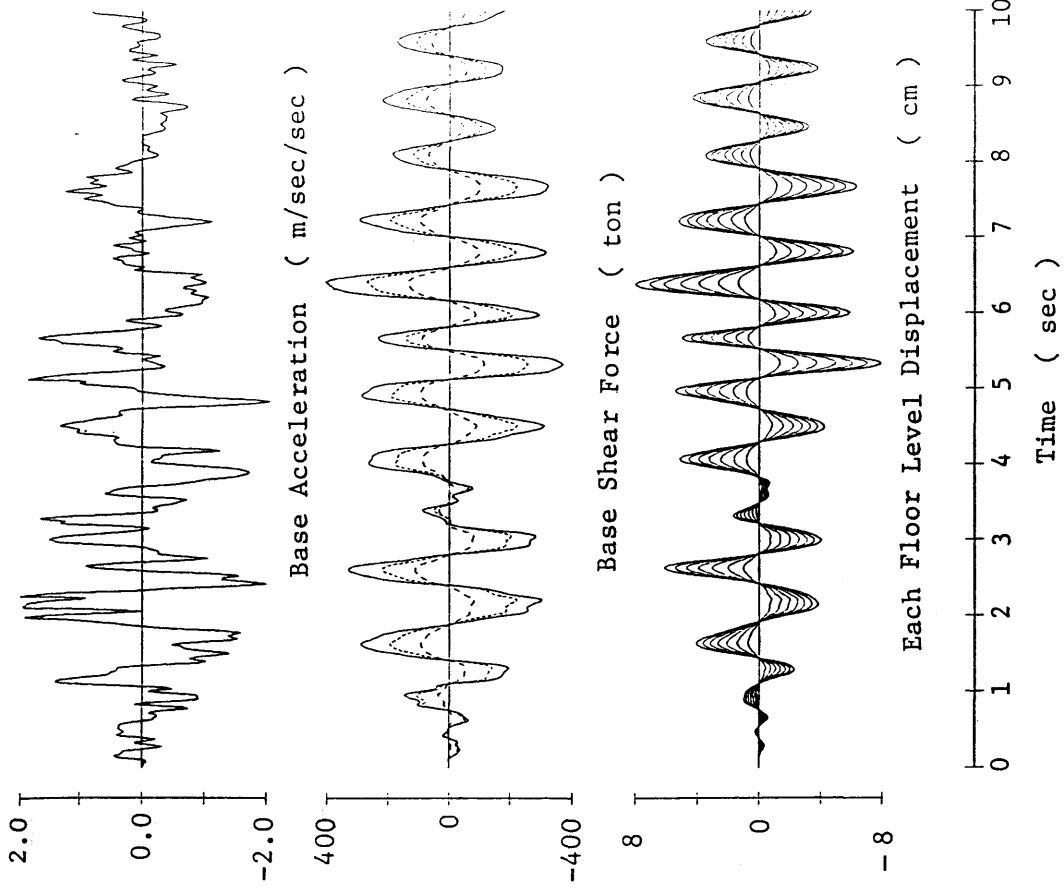
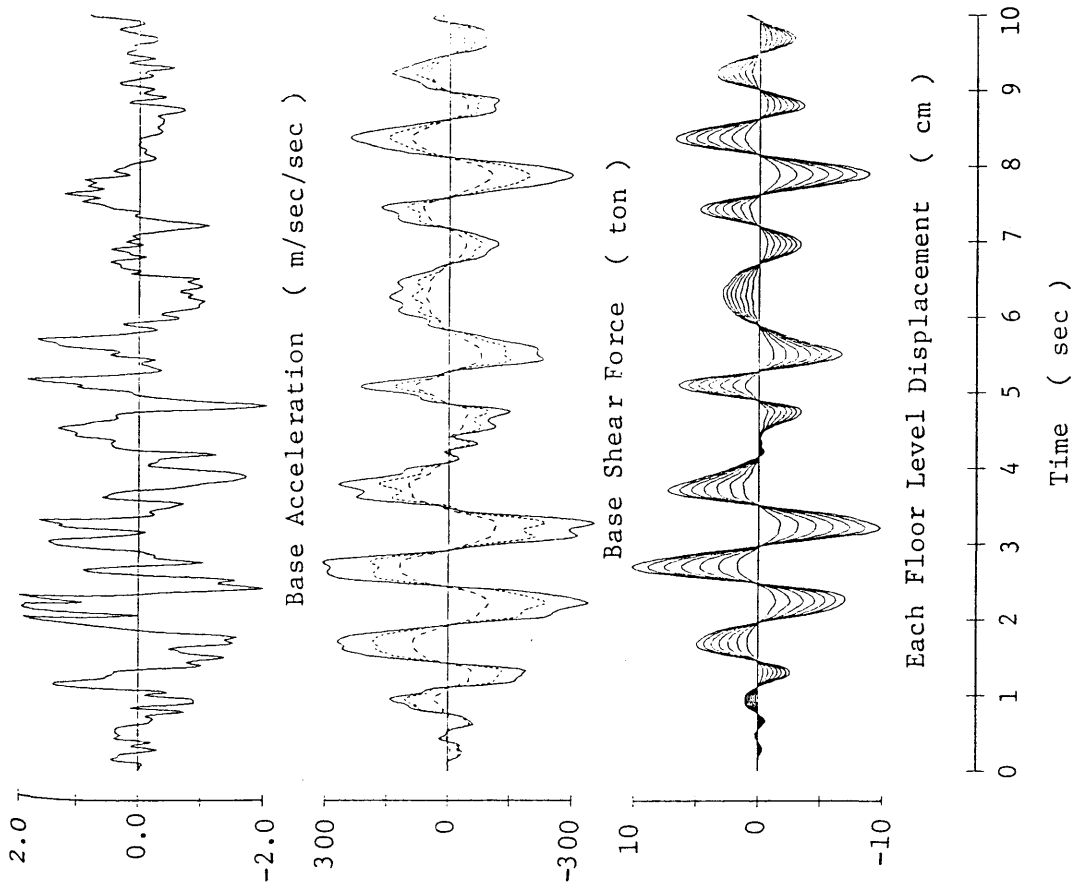


図6.2.7 応答波形 (Hachinohe レベル1)

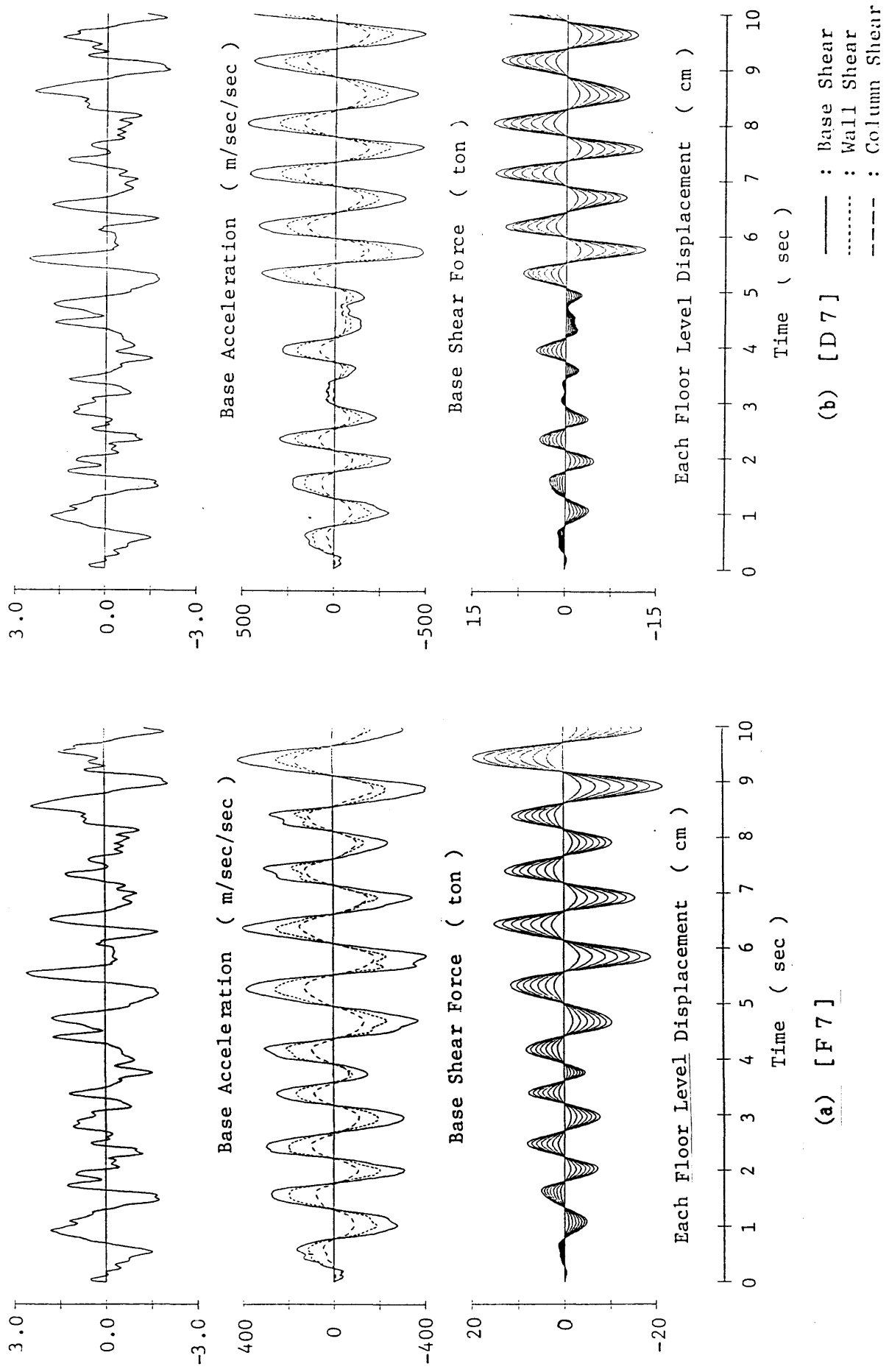
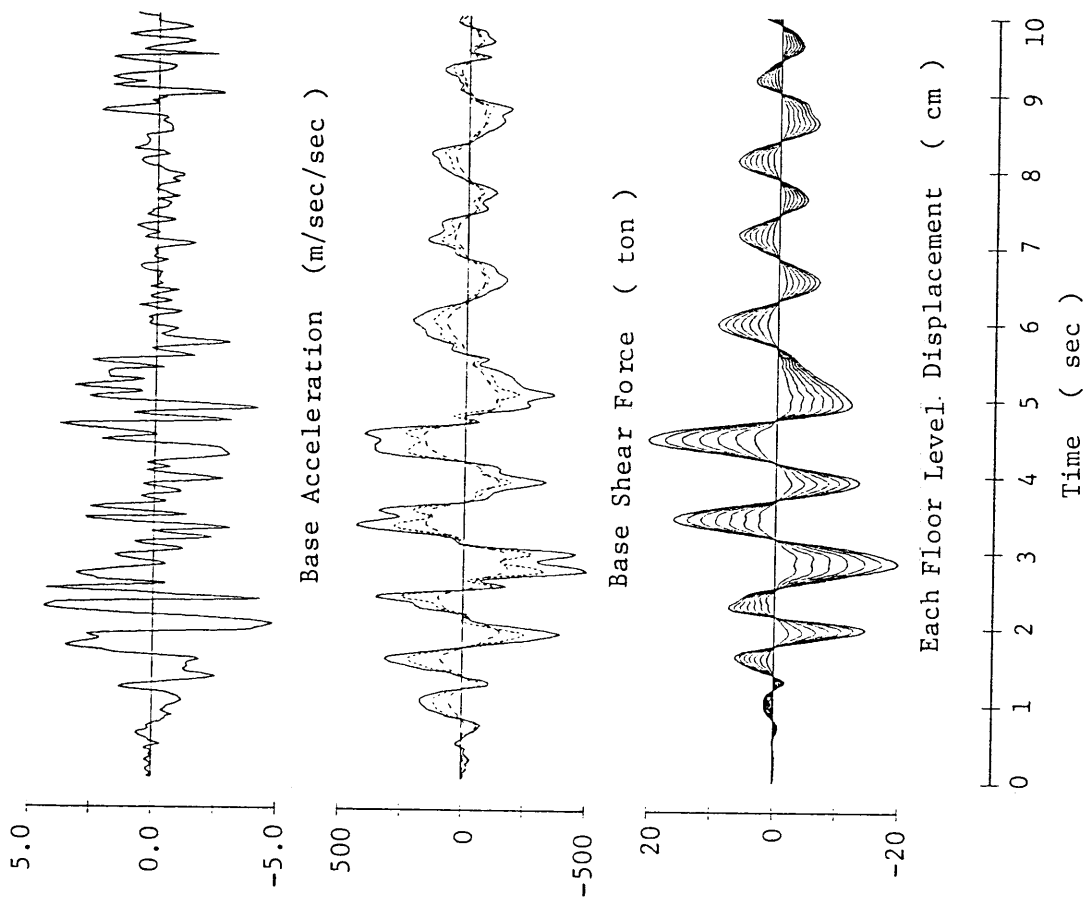
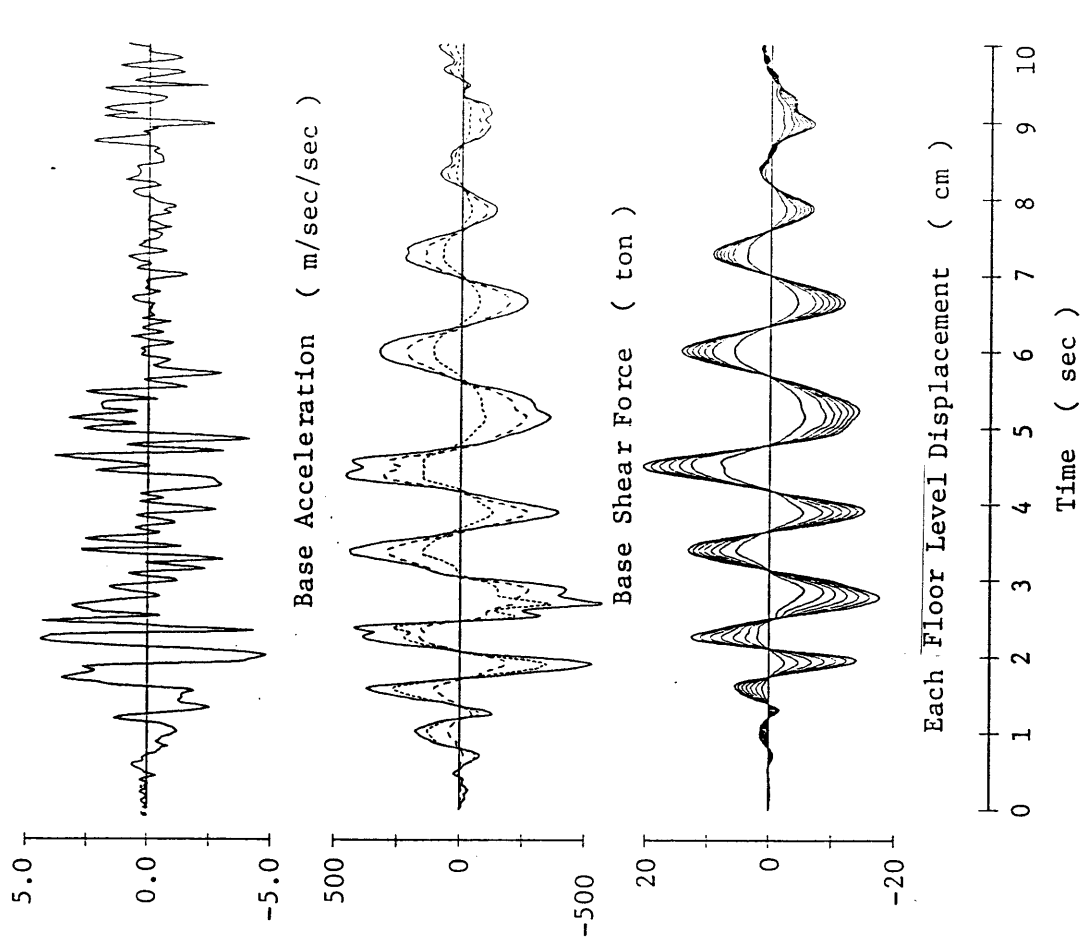


図6.2.8 応答波形 (Tohoku Univ. レベル1)



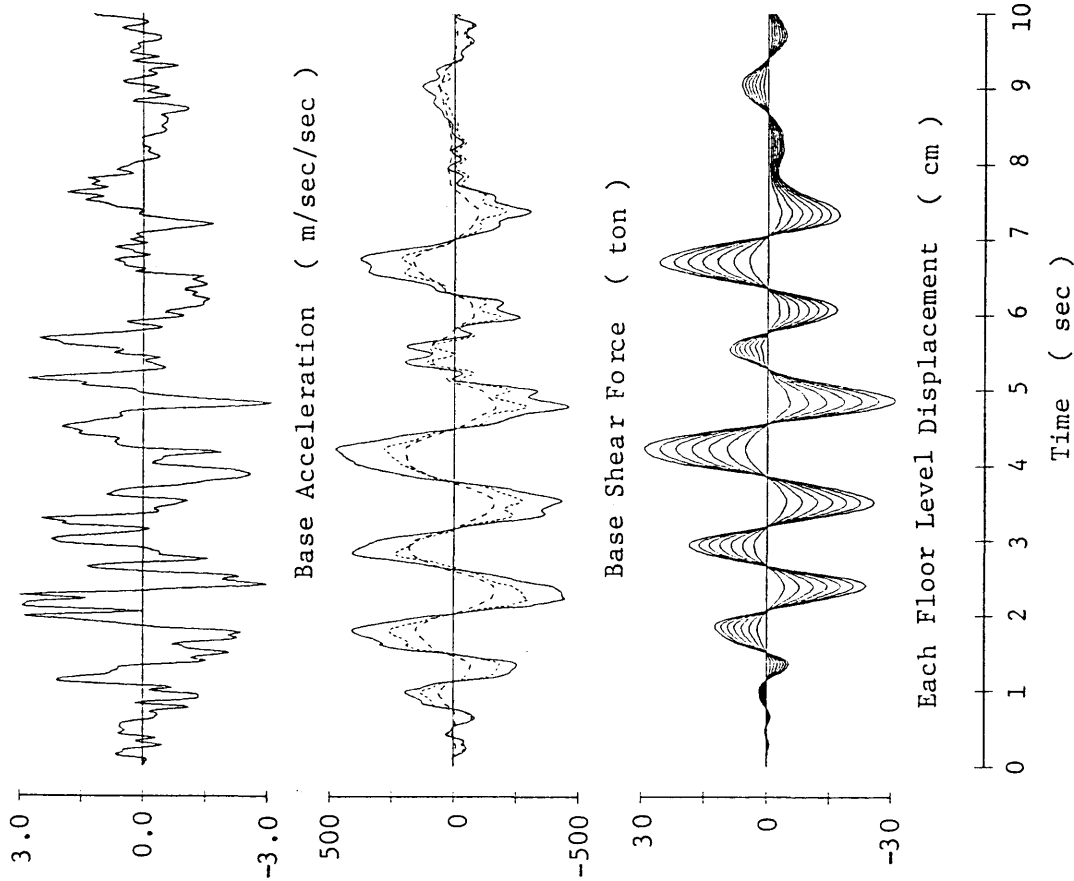
(a) [F7]



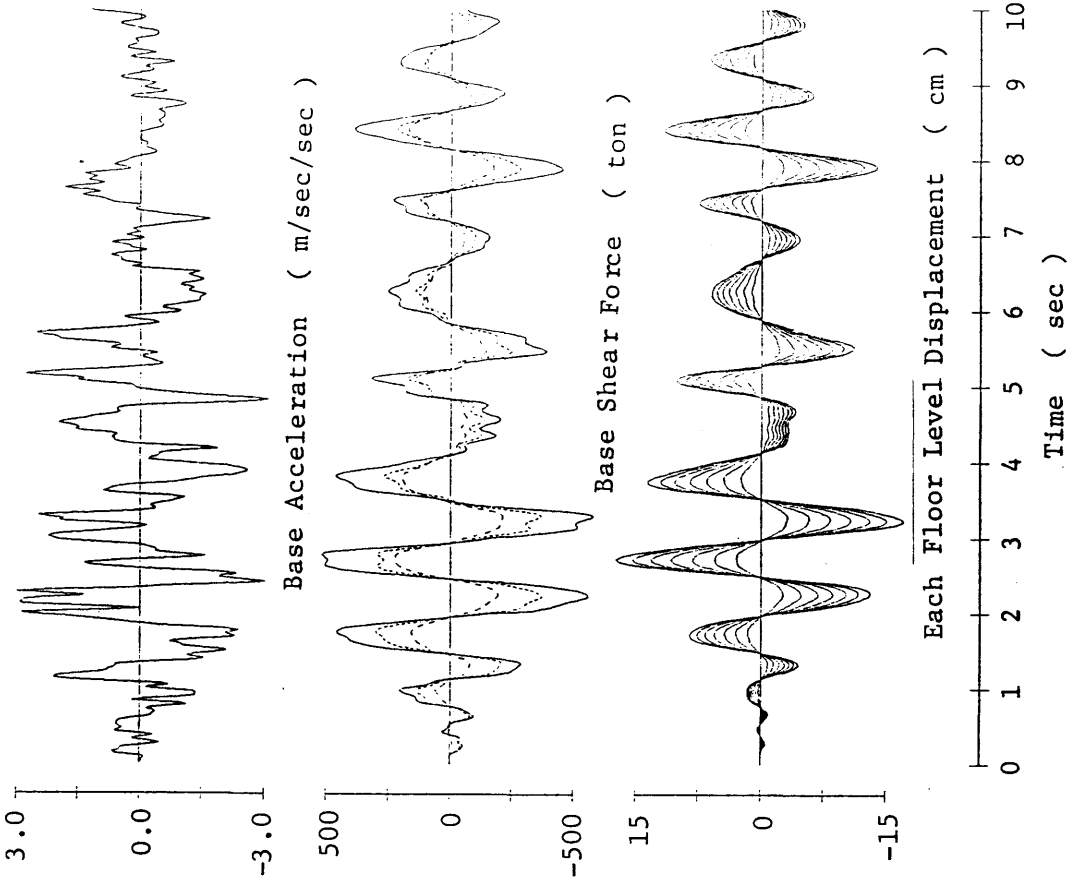
(b) [D7]

— : Base Shear  
 ..... : Wall Shear  
 - - - - : Column Shear

図6.2.9 応答波形 (El Centro レベル2)

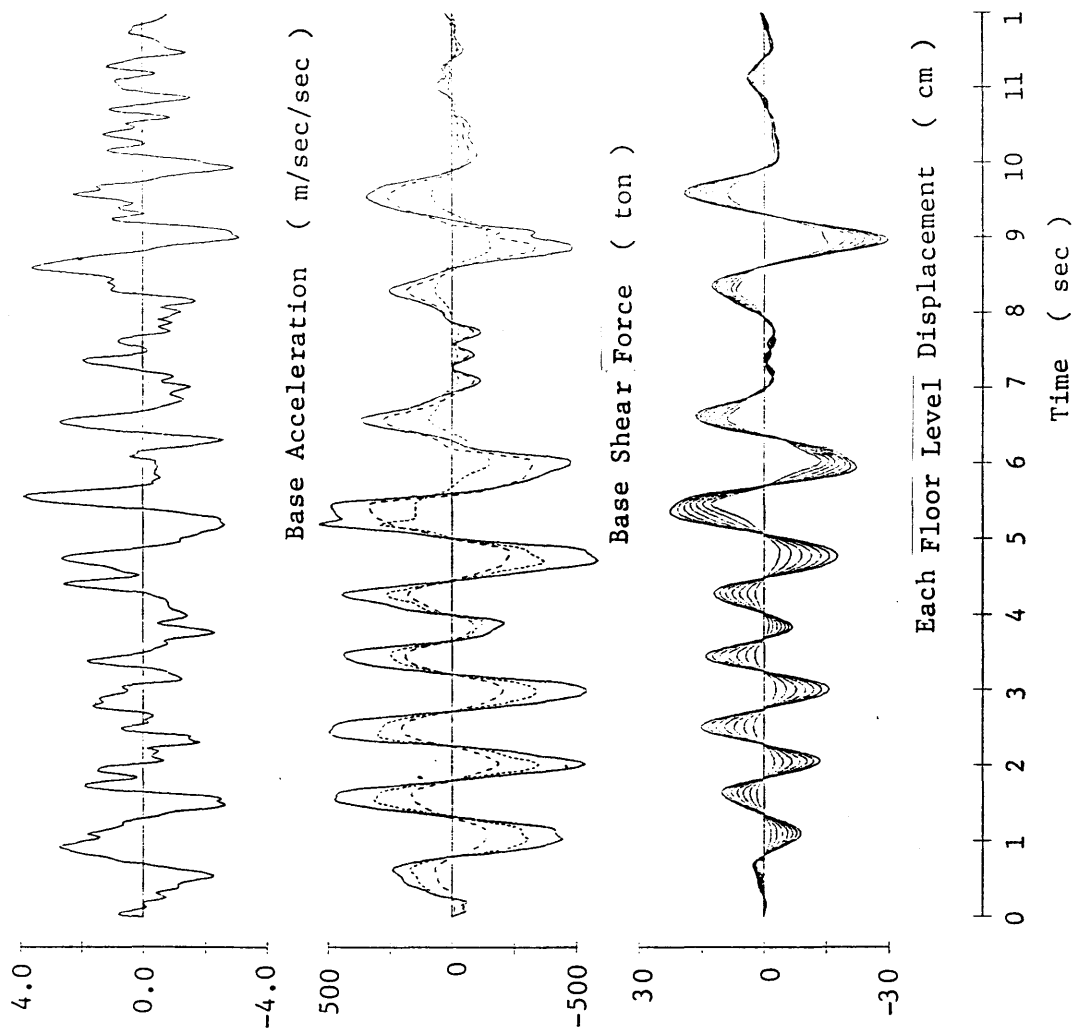


(a) [F7]

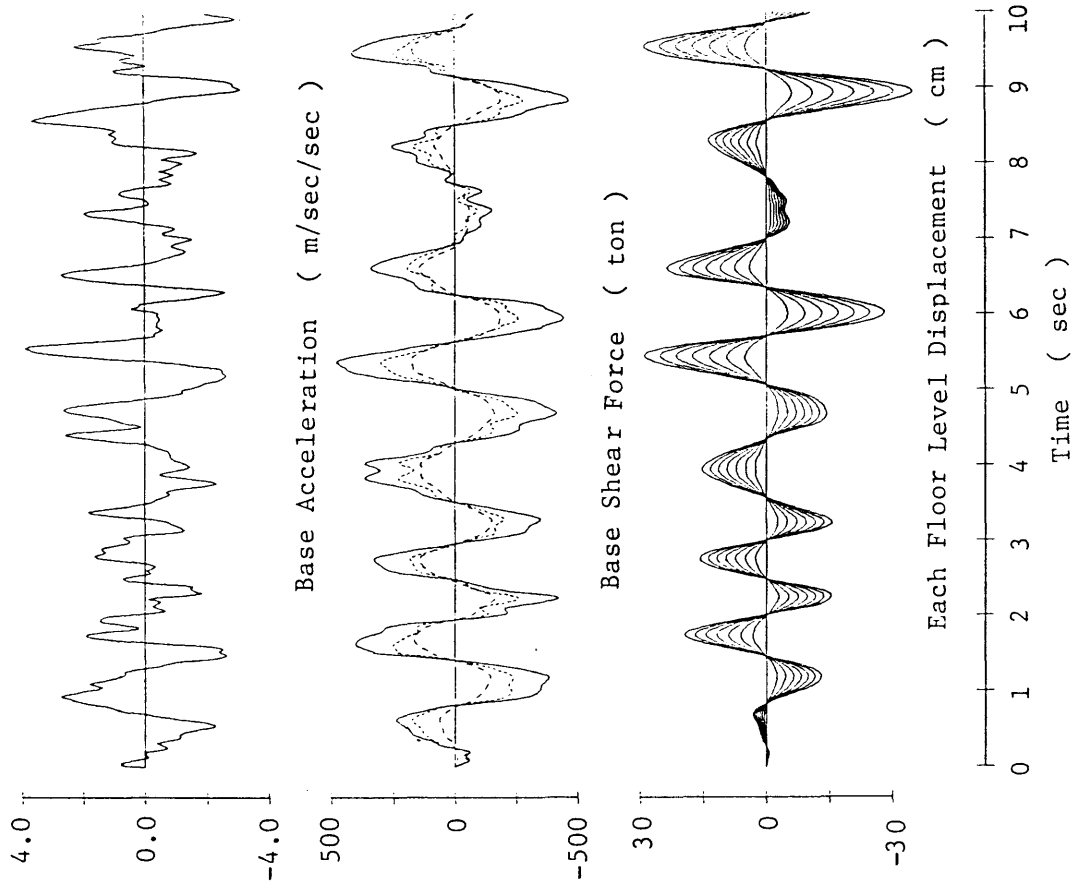


(b) [D7]

図6.2.10 応答波形 (Hachinohe レベル2)



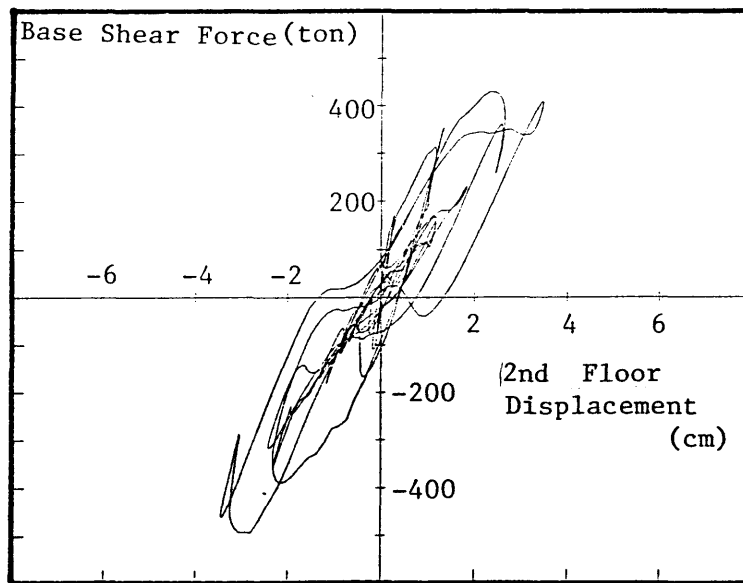
(a) [ F 7 ]



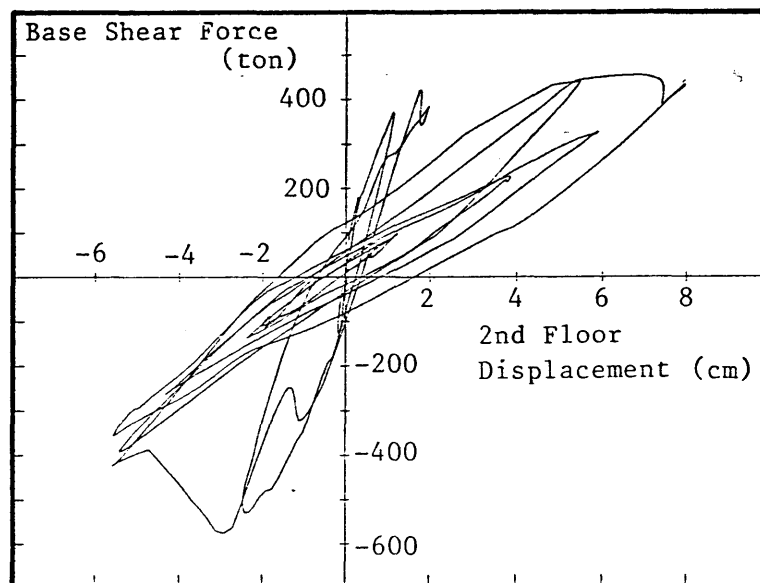
(b) [ D 7 ]

— : Base Shear  
 ..... : Wall Shear  
 --- : Column Shear

図 6.2.11 応答波形 (Tohoku Univ. レベル 2)

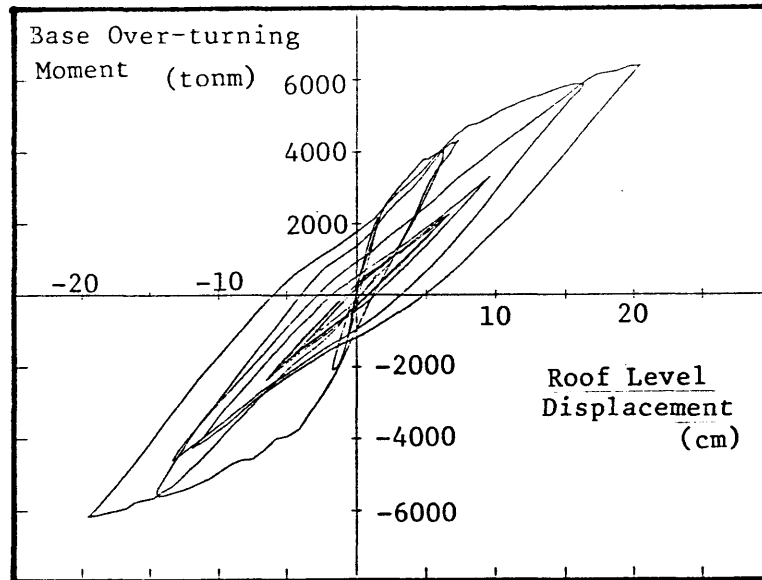


(a) [F 7]

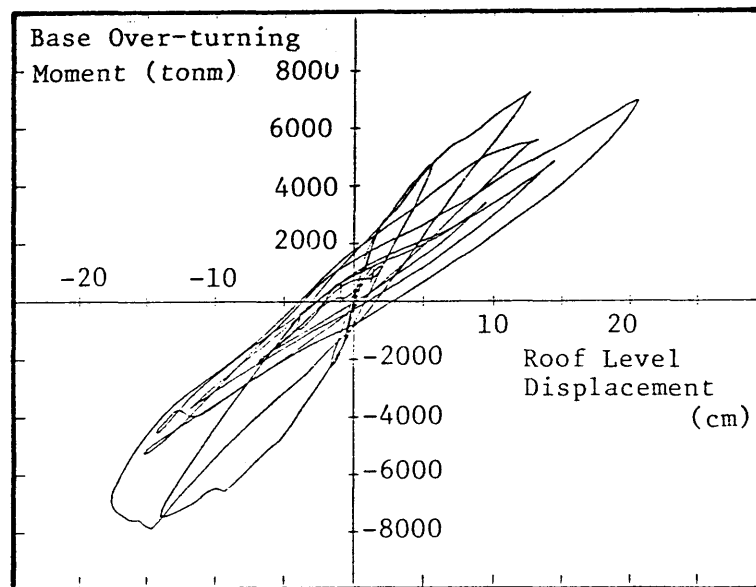


(b) [D 7]

図6.2.12 1階層間変形とベースシアの関係  
(El Centro レベル2)

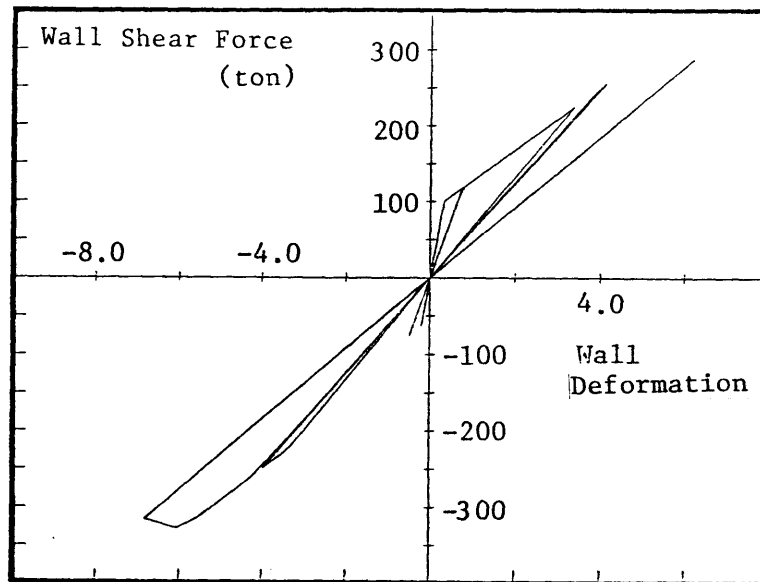


(a) [F 7]

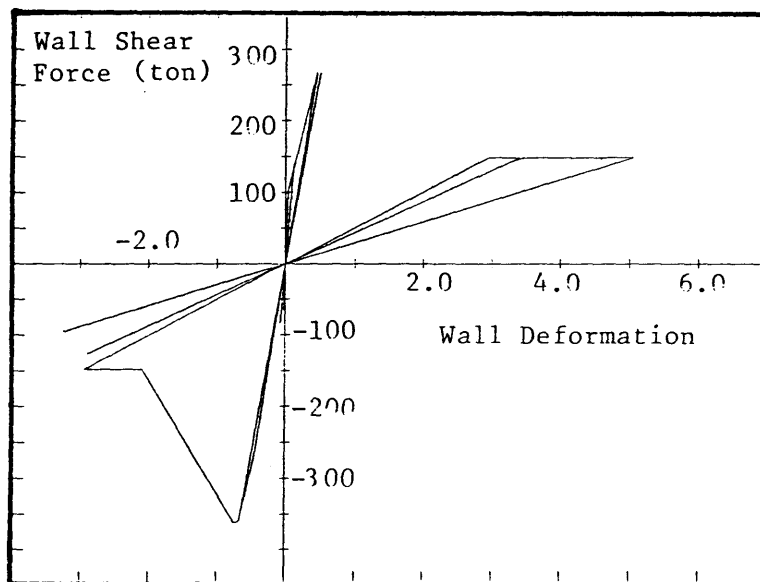


(b) [D 7]

図6.2.13 転倒モーメントと最上階変位の関係  
(El Centro レベル2)



(a) [F 7]

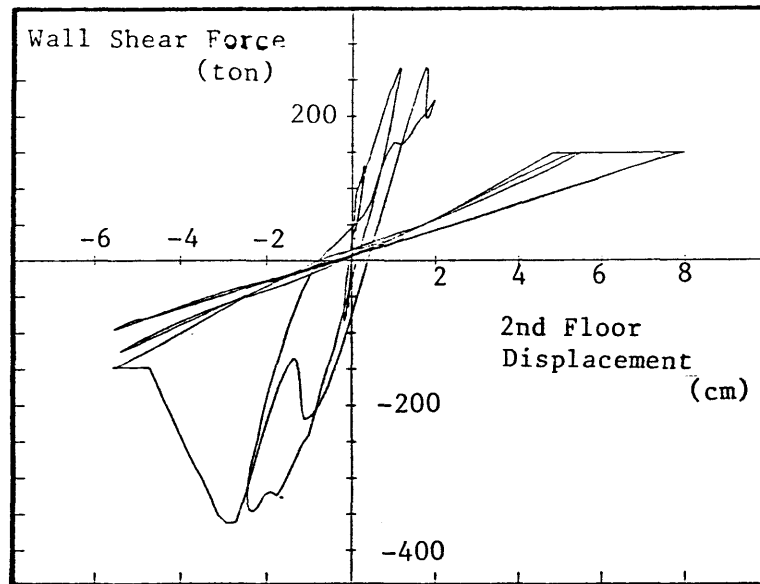


(b) [D 7]

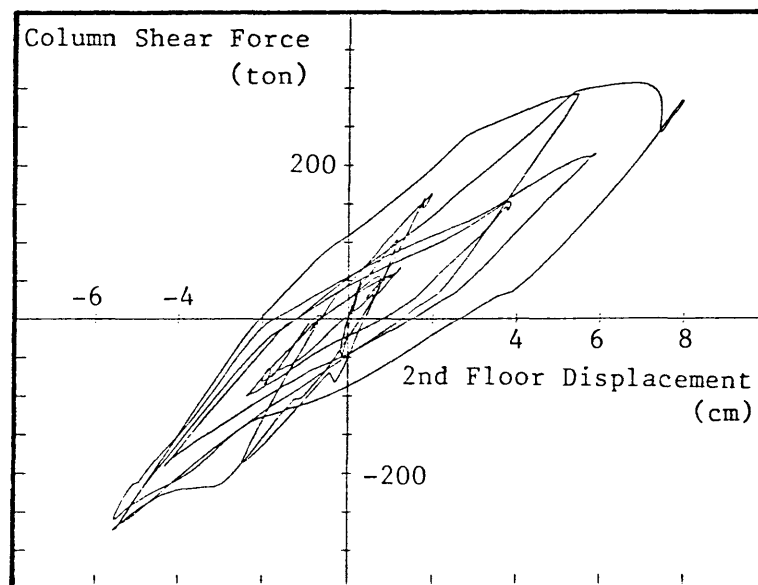
図6.2.14 壁のせん断力とせん断変形の関係

(El Centro レベル2)





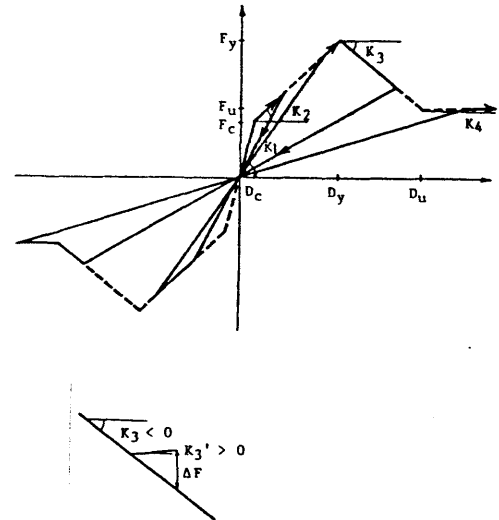
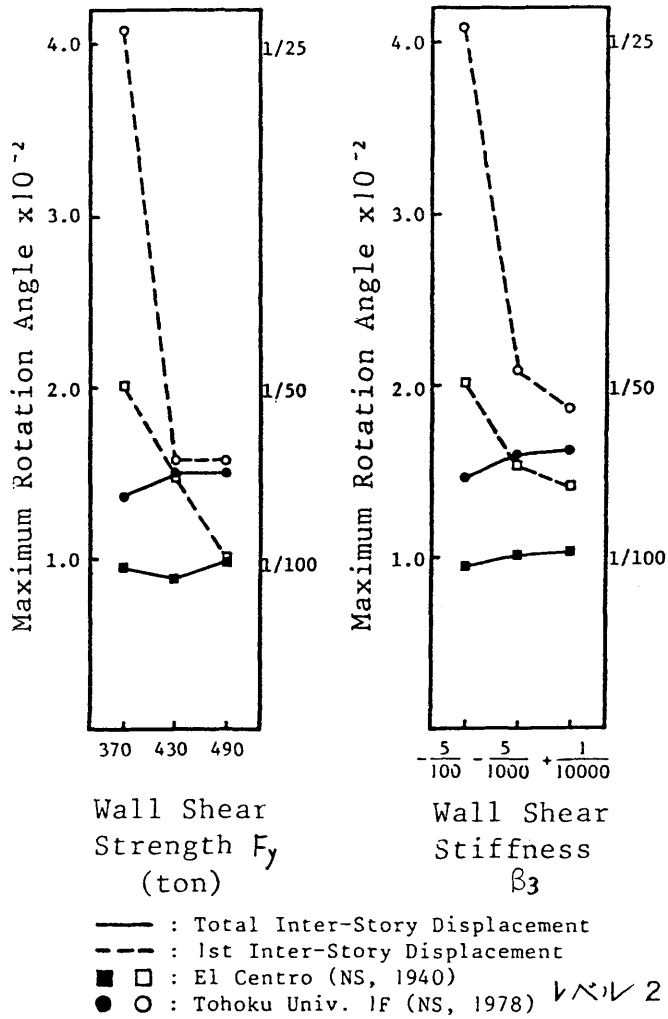
(a) 壁のせん断力と1階層間変形の関係



(b) 柱のせん断力と1階層間変形の関係

図6.2.15 柱と壁のせん断力と1階層間変形の関係 ( [D7] )

(El Centro レベル2)

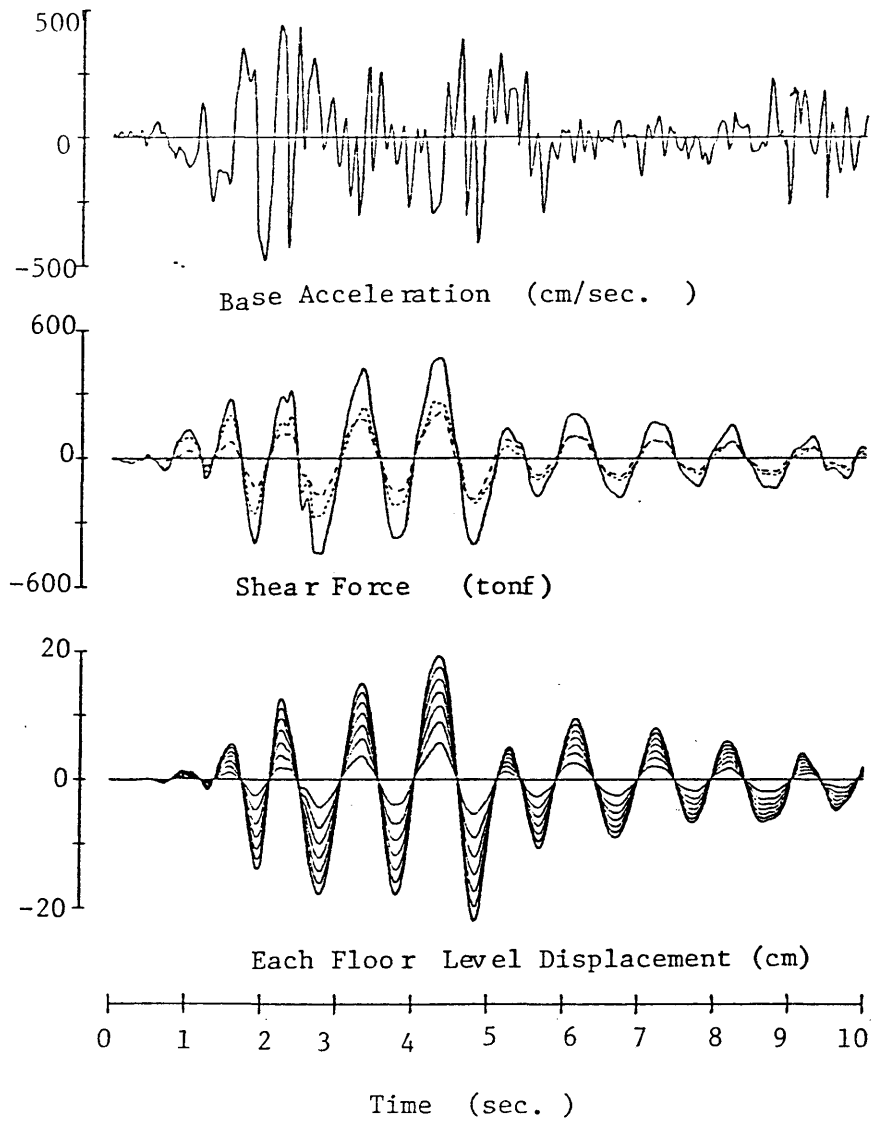


$K_1$ : elastic stiffness  
 $K_2$ : cracking stiffness ( $= \beta_2 * K_1$ )  
 $K_3$ : negative stiffness ( $= \beta_3 * K_1$ )  
 $K_4$ : ultimate stiffness ( $= \beta_4 * K_1$ )  
 $K_3$ : positive stiffness ( $\neq 0$ )  
 used in response computation  
 $\Delta F$ : unbalanced force  
 released at next step

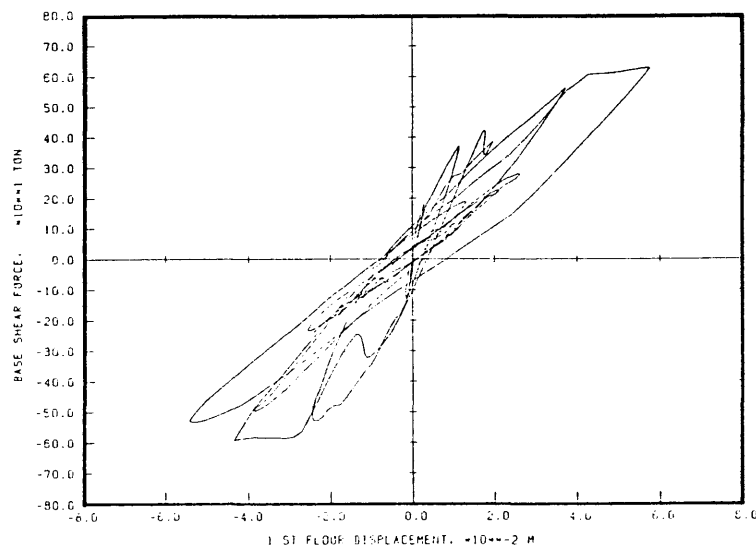
(a) 耐震壁の耐力の影響

(b) 耐震壁のじん性の影響

図6.2.16 応答層間変位の最大値 ([D7])



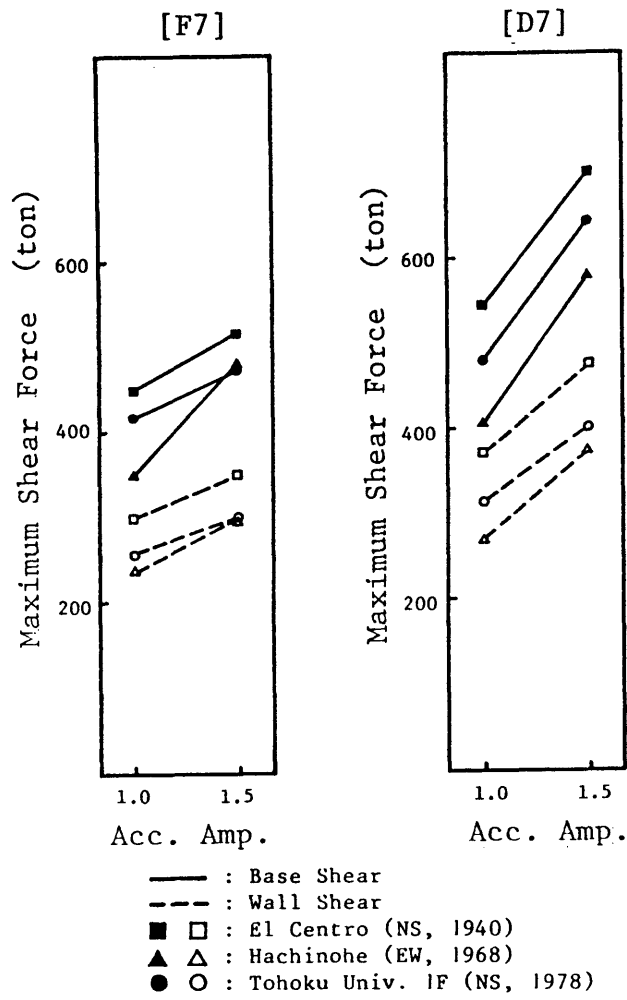
(a) 応答波形



(b) ベースシアと1階層間変形の関係

図6.2.17 せん断破壊後の負勾配が緩やかな場合

( [D7]、El Centro レベル 2、 $\beta_3 = -0.005$  )



(a) [F 7]                      (b) [D 7]

図6.2.18 最大入力せん断力

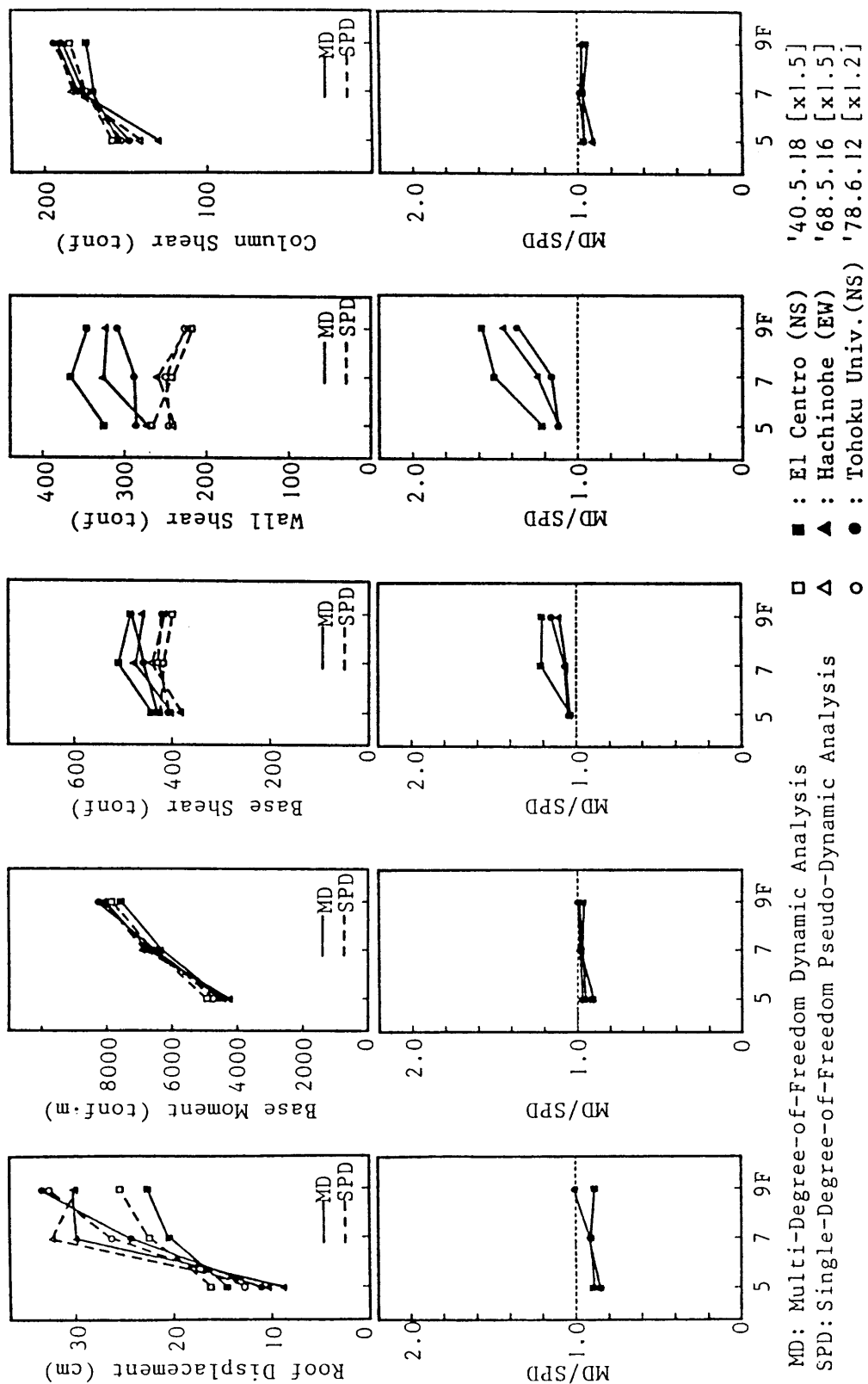


図6.3.1 等価1自由度系擬似動的[SPD]解析と多自由度系動的[MD]解析の最大応答値の比較

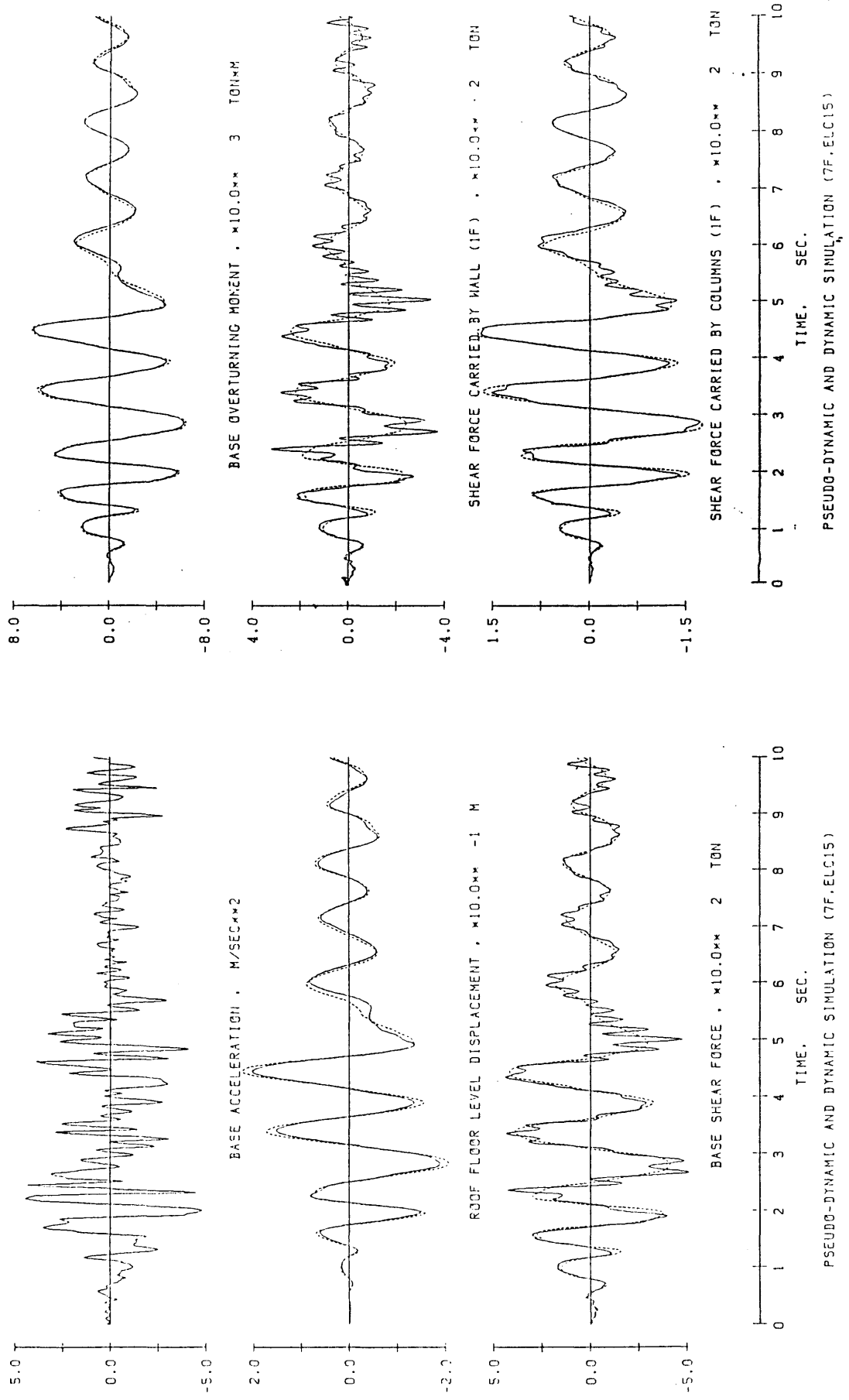


図6.3.2 [SPD] 解析と [MD] 解析の応答波形の比較

( [F 7]、El Centro、レベル2 )

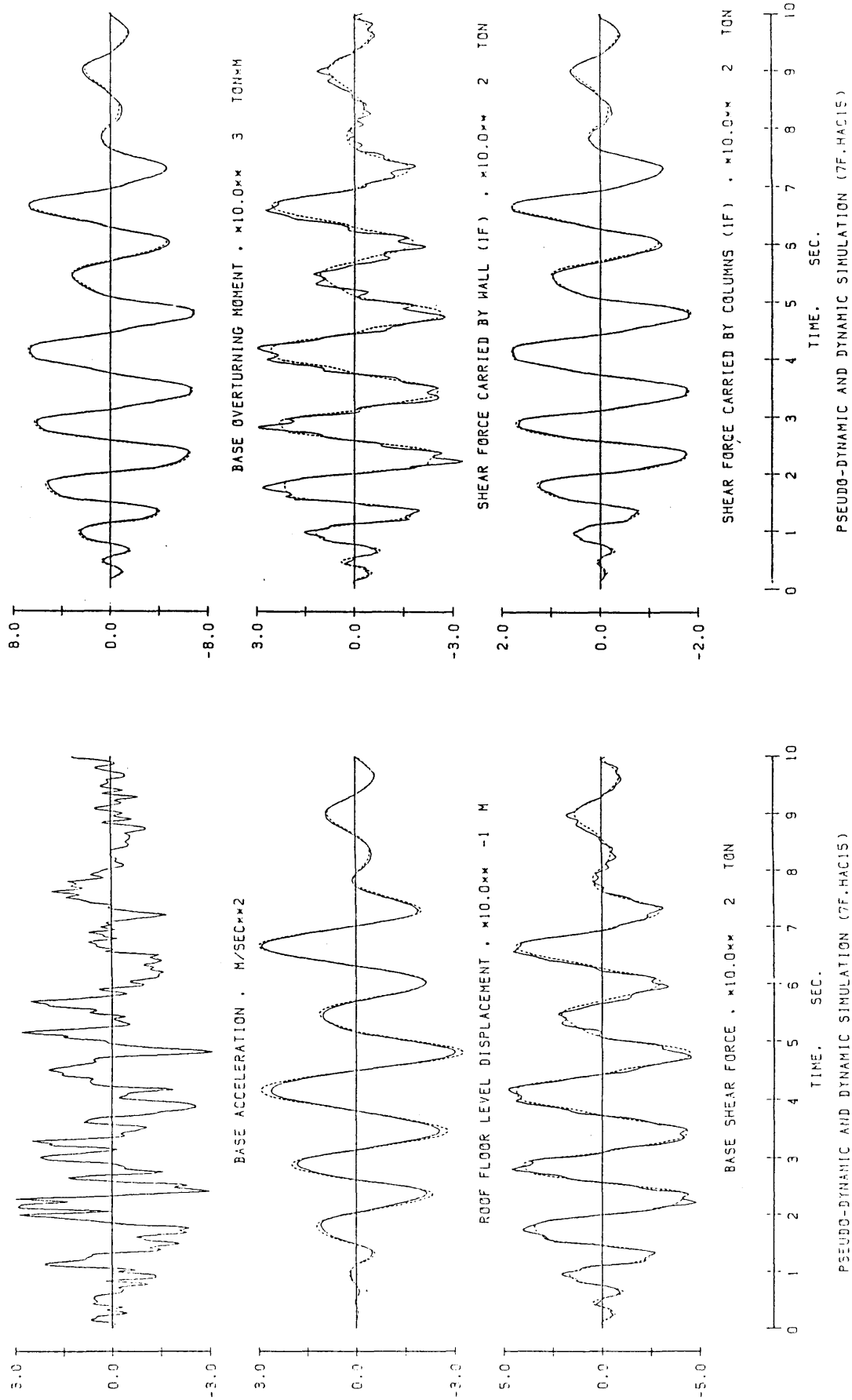


図6.3.3 [SPD] 解析と [MD] 解析の応答波形の比較

( [F 7]、Hachinohe、レベル2 )

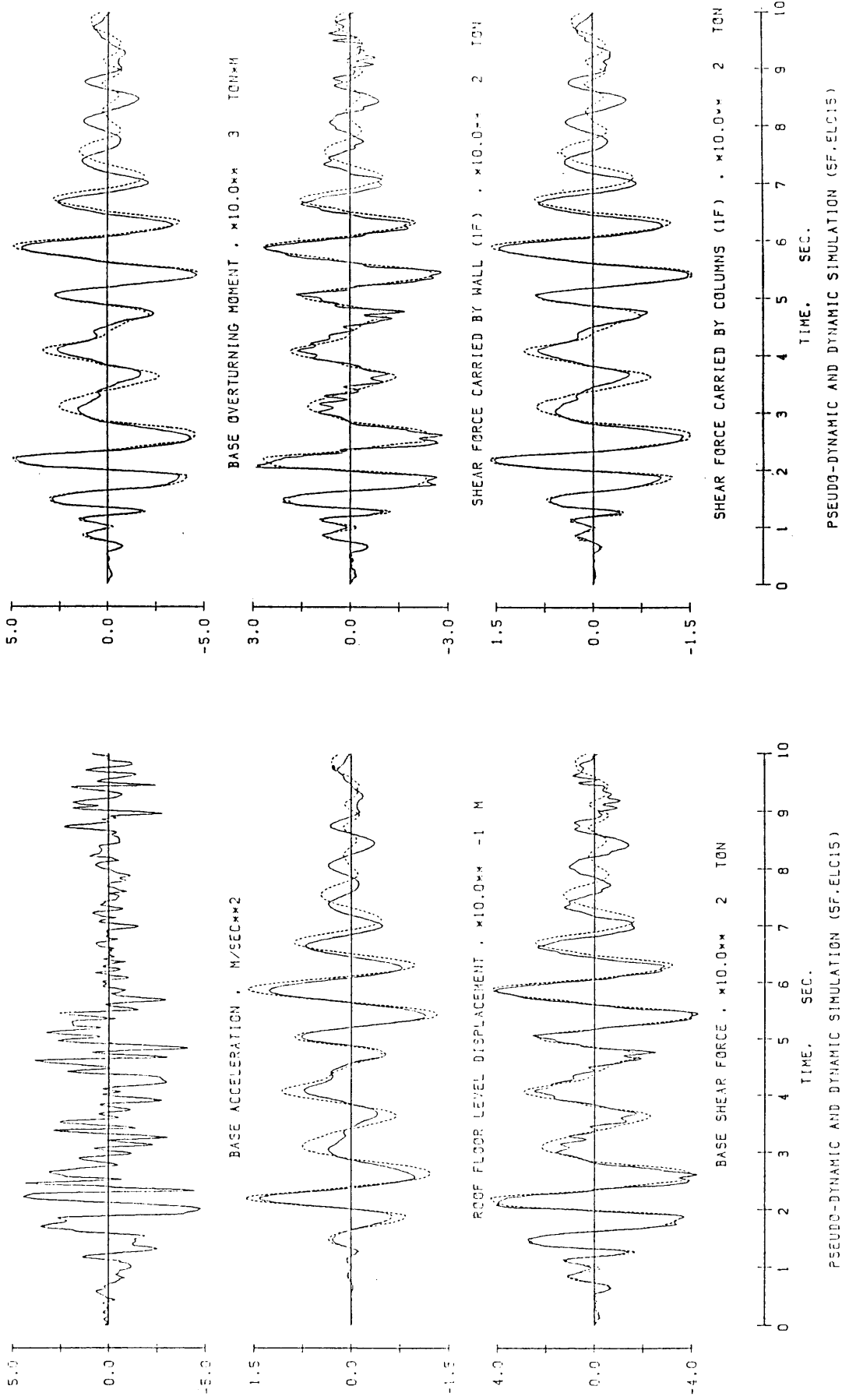


図6.3.4 [SPD] 解析と [MDI] 解析の応答波形の比較  
 ( [F5]、El Centro、レベル2 )



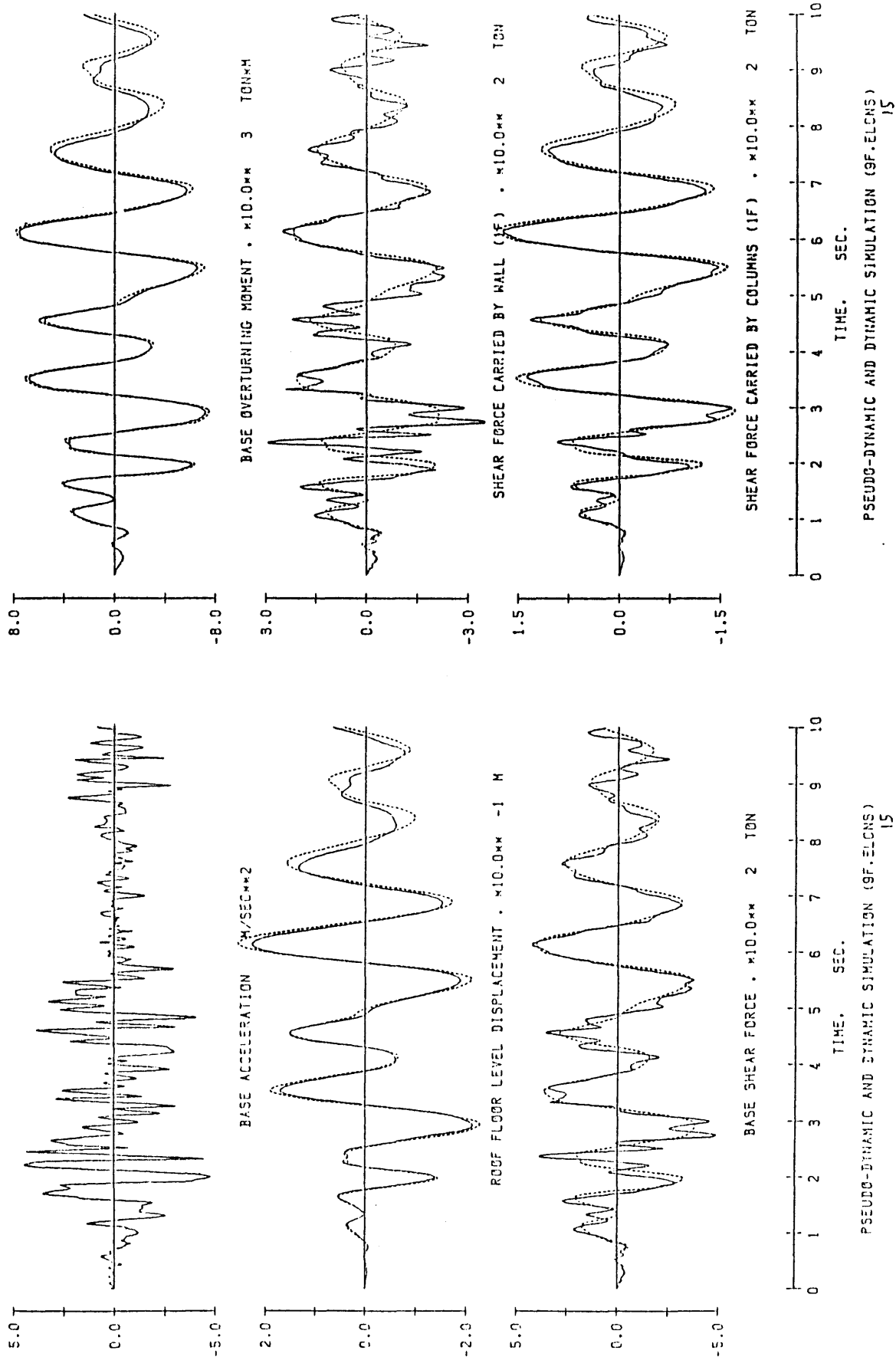


図 6.3.5 [SPD] 解析と [ND] 解析の応答波形の比較

( [F9]、El Centro、レベル 2 )

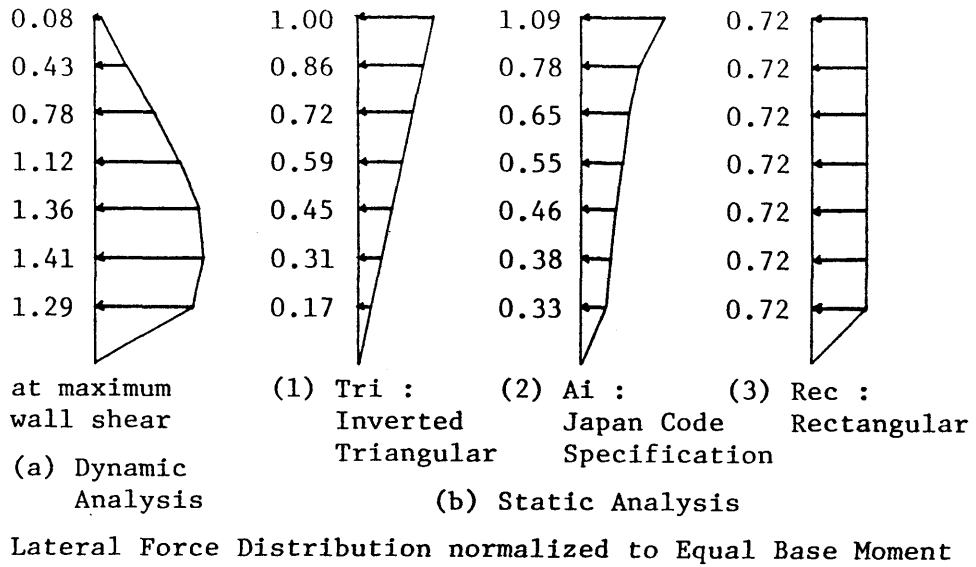


図6.3.6 外力分布

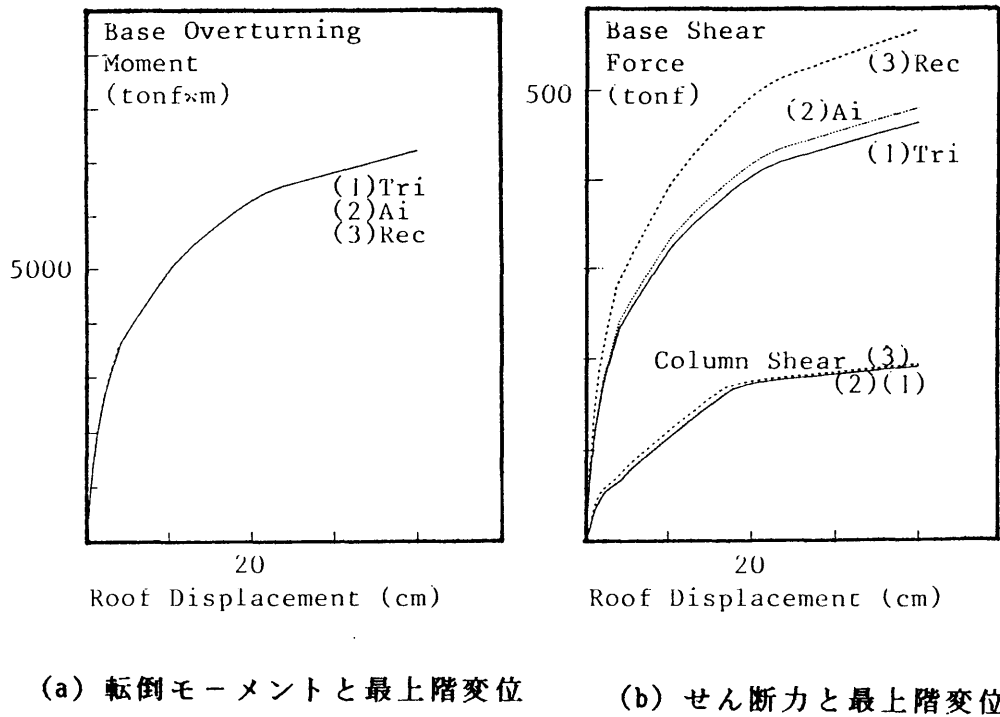


図6.3.7 外力分布の異なる静的解析

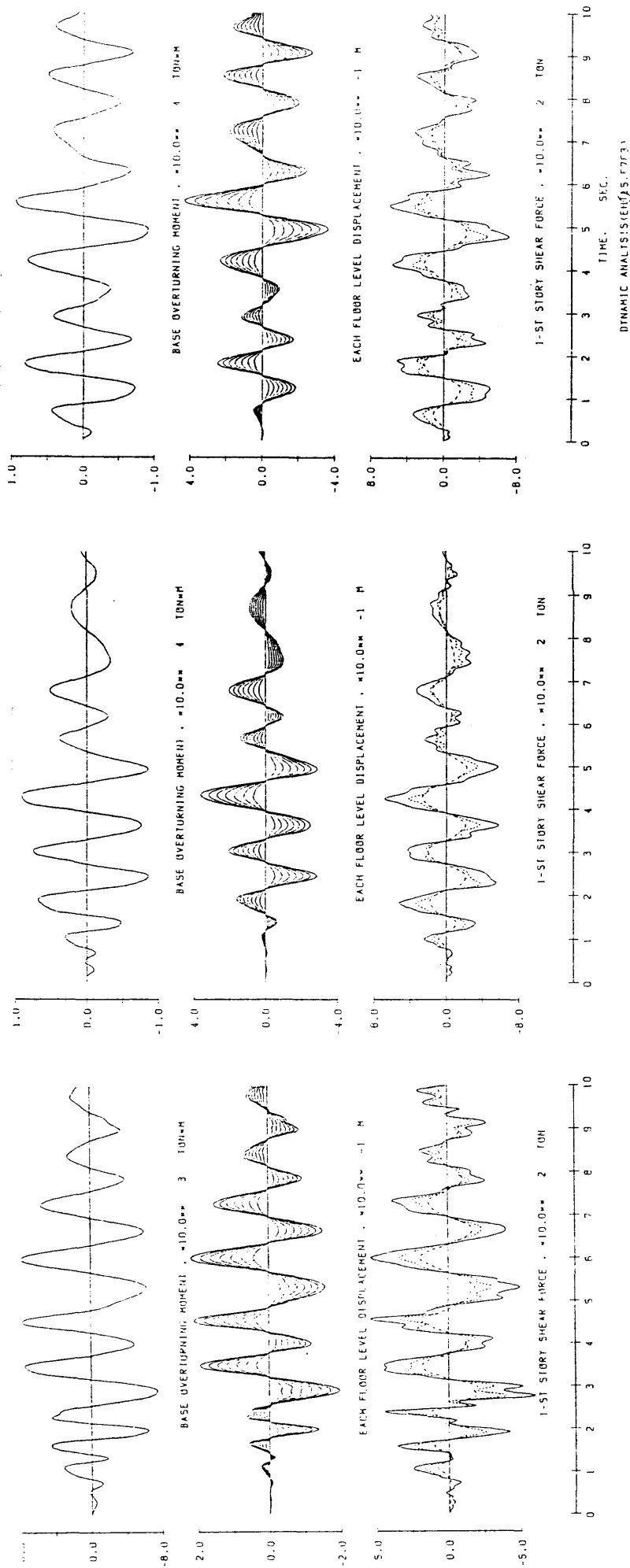


図6.3.8 壁量の少ない建物 ([F7P3]) の解析

## [7] 最大応答せん断力の評価

前章では、壁フレーム構造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がせん断破壊する例を示した。この動的な効果とは、高次モードの影響により、1次モードに対応する分布の外力を受ける骨組の崩壊形で可能な入力せん断力よりも大きい応答せん断力になることである。本章では、高次モードによる力の応答を高次モード変動外力として定義し、応答解析において1次モードとは分離して評価する方法及び入力地震から応答理論に基づいて推定する方法を示す。壁フレーム構造の非線形地震応答解析例において評価された高次モード変動外力を理論的な推定値と比較することにより、推定方法の妥当性を検証する。さらに、静的に算定可能な結果に、高次モード応答の推定値を考慮することにより、最大応答せん断力の上限值を定式化し、終局型設計法に応用する。

### 7. 1 モード分解による高次成分の分離

前章で示したように、弾塑性応答する壁フレーム構造では、はり等の耐力増加による保有耐力の上昇は、耐震壁のせん断耐力を確保しないとせん断破壊の可能性が高くなり、必ずしも構造物としての耐震性に寄与しない。終局型の設計法では、耐震壁の最大応答せん断力を正しく評価し、せん断破壊を防止することが重要である。部材の降伏耐力に基づく通常の静的な保有耐力計算による耐震壁の最大入力せん断力の評価では考慮しえない要素として、

- (1) 降伏後の変形レベルに依存する部材耐力の上昇
- (2) 高次モードの応答を含む動的な外力分布の変動

によるベースシア、耐震壁せん断力の上昇がある。(1)は、本研究の解析モデルでは、実大7層試験体の実験で得られた耐力上昇を再現するように降伏後の剛性を設定したが、設計での一般的、確率的な評価に関しては、特にスラブの影響に関して、

立体的な実験、厳密にスラブ筋の歪分布（歪硬化）を考慮した解析等により、さらに検討が必要であろう。

(2) の動的な外力分布に関しては、多自由度系の一般的な水平力の釣り合いに由来する重要な性質があり、応答理論に基づいて、終局型の設計法にいかしうる簡略な評価方法が可能となる。この評価方法を以下に示し、地震応答解析結果との対応を次節以下に示す。

### 7.1.1 動的解析における応答波形のモード分解

非線形地震応答解析で得られる動的な外力分布をモード分解することを考える。簡単のため減衰のない場合を示す。

N層の水平力の釣り合いに基づく運動方程式

$$[m]\{\ddot{x}\} + \{f\} = -[m]\{e\}\ddot{y}_0$$

ここに、  
[m] : 質量マトリクス  
{ $\ddot{x}$ } : 加速度ベクトル  
{f} : 静的釣り合い力  
{e} : 単位ベクトル  
 $\ddot{y}_0$  : 入力加速度

において、静的な釣り合い力を[m]に対する直交性が成立するN個のモード形{u}j [j = 1 ~ N]によりモード分解する。すなわち、

$$\begin{aligned} \{f\} &= -[m] (\{\ddot{x}\} + \{e\}\ddot{y}_0) \\ &= -[m] \sum \beta_j \{u\}_j (\ddot{x}_j + \ddot{y}_0) \quad [j = 1 \sim N] \end{aligned}$$

とする。モード形の直交性

$$\{u\}_j^t [m] \{u\}_k = 0 \quad [j \neq k]$$

により、j次モードの時刻関数  $x_j$  及び刺激係数  $\beta_j$  は、

$$\ddot{x}_j = \{u\}_j^t [m] \{\ddot{x}\} / (\{u\}_j^t [m] \{e\})$$

$$\beta_j = \{u\}_j^t [m] \{e\} / (\{u\}_j^t [m] \{u\}_j)$$

とあらわされる。また、

$$\sum \beta_j \{u\}_j = \{e\}$$

が成立する。

この分解は、弾性系での固有モード形による分解に相当するが、分解だけに関してはモード形の[m]に対する直交性にのみ依存し、モード形が系の固有モードに対応する必要はないことに注意する。弾性系での固有モードによる分解は、剛性マトリクスに対する直交性も成立して、それぞれのモードに独立の振動方程式が成立することに意味がある。以上の分解は、系が弾性か弾塑性かによらず成立する。したがって、このモード分解により分解された成分は、固有周期に関連する弾性時のそれに必ずしも対応するわけでないが、(後の動的増幅率の仮定では、高次の周期に依存する性質を用いることになるので)非線形地震応答でも一定の固有モード形によるモード分解が大略成立すると考え、ほぼ弾性時の固有モード形に対応させた分解を行ない、1次モード、2次モード、高次モード等と呼ぶ。

基準となる1次モード形  $\{u\}_1$  を設定して、 $\{f\}$  を分解し、これに対応する成分に特別の意味を与えて、これを分離する。すなわち、多自由度系の力の応答を設定した1次モード応答とそれ以外の高次モード応答との和であらわす。

$$\{f\} = \{f\}_1 + \{f\}_F$$

ここに、

$$\{f\}_1 = -[m] \beta_1 \{u\}_1 (\ddot{x}_1 + \ddot{y}_0)$$

$$\{f\}_F = -[m] \sum \beta_j \{u\}_j (\ddot{x}_j + \ddot{y}_0) \quad [j = 2 \sim N]$$

あるいは、1次モードに対応する外力 $\{f\}_1$ は、動的な外力分布 $\{f\}$ から、

$$\{f\}_1 = \{u\}_1^t \{f\} [m] \{u\}_1 / (\{u\}_1^t [m] \{u\}_1)$$

により、評価しうる。

具体的な1次モード形が、直線（逆三角形震度分布）、すなわち、

$$\{u\}_1 = \{h\}$$

$\{h\}$  : 基礎からの層高さのベクトル

と仮定して、さらに各層の重量がほぼ等しいものとするれば、

$$\{f\}_1 = \{h\}^t \{f\} \{h\} / (\{h\}^t \{h\})$$

となり、1次モードに対応する外力は、動的な外力分布と転倒モーメントの等しい外力となる。上式による1次モード応答の分離の概念を図7.1.1に示した。

### 7.1.2 高次成分の近似化による推定

動的な外力分布から、1次モードに対応する成分を分離して除いた、高次モードに対応する成分（以下、高次モード変動外力と呼ぶ）の応答を推定する。

$$\{f\} = \{f\}_1 + \{f\}_F$$

ここに、

$$\{f\}_1 = -[m] \beta_1 \{u\}_1 (\ddot{x}_1 + \ddot{y}_0)$$

$$\begin{aligned} \{f\}_F &= -[m] \sum \beta_j \{u\}_j (\ddot{x}_j + \ddot{y}_0) \quad [j = 2 \sim N] \\ &= -[m] \{\ddot{x}\}_F \end{aligned}$$

：高次モード変動外力

この高次モード変動外力に対して、2次以上の応答倍率を設定する。すなわち、

$$\begin{aligned} \ddot{x}_j + \ddot{y}_0 &= \omega_j \ddot{y}_0 \\ &= (1 + \Delta \omega_j) \ddot{y}_0 \end{aligned}$$

ここで、この具体的な値を、高次モードの周期に依存して、入力地震波の加速度応答倍率から定めようとする段階ではじめて非線形地震応答における、モード分解の成立が問題になる。すなわち、前節の外力のみモード分解は、弾性の固有モード分解に必ずしも対応する必要はなかったが、高次モードの応答倍率を設定するためには、非線形地震応答の時刻歴を通して、モード分解、すなわち、各次で独立な運動方程式が成立している必要がある。

本研究では、この非線形域でのモード分解成立の吟味までは行ない得なかったが、非線形地震応答解析において、変化する剛性を用いてモード分解を行なっても、モード形はあまり変わらないということがいえればよい。すなわち、一定の変形モ



ードで常に分解可能であれば、それぞれ、独立の運動方程式を瞬間ごとに設定することができ、（周期すなわち復元力特性は変動しても）、地震波の1自由度形の加速度応答倍率の概念から、各次に対して応答倍率を設定することが可能になる。

2次以上の増幅率の仮定により、高次モード変動外力に対応する絶対加速度を定式化すると、

$$\begin{aligned} \{\ddot{x}\}_F &= \sum \beta_j \{u\}_j (\ddot{x}_j + \ddot{y}_0) & [j = 2 \sim N] \\ &= \sum \beta_j \{u\}_j (1 + \Delta \omega_j) \ddot{y}_0 & [j = 2 \sim N] \\ &= (\{e\} - \beta_1 \{u\}_1 + \sum \beta_j \{u\}_j \Delta \omega_j) \ddot{y}_0 \\ & & [j = 2 \sim N] \end{aligned}$$

$$\left( \sum \beta_j \{u\}_j = \{e\} \text{による} \right)$$

となる。

以下で設定した各次の応答倍率は、固有周期に関連する一般的な性質も考慮したが、非線形地震応答解析との対応を検討しながら設定したものである。また、後述するように、応答倍率の設定の影響を定量的に受ける部分（上式の  $\sum \beta_j \{u\}_j \Delta \omega_j$  に対応することになる）は、むしろかなり小さく、上式の前半の項、すなわち  $(\{e\} - \beta_1 \{u\}_1)$  が多自由度系の応答の本質に係わる部分となって、増幅率の仮定によらず、かなりの部分を占めることに注意すべきである。さらに、最大応答の推定では、時刻歴での同時性の問題、また、変形レベルによる耐力上昇などが関係し、設計で用いるべき評価にいたっては、以下の増幅率の仮定が占める比重は非常に小さいものとなっている。

まず、ある程度以上の高次モード、すなわち、地震波の一波が最大値に達するまでの時間に比べて十分短い周期範囲の高次モードでは、

$$\ddot{x}_j + \ddot{y}_0 \Rightarrow \ddot{y}_0$$

が明らかに成立すると考えられる。特に、壁フレーム構造で、さらに非線形地震応答では、変位応答に対する低次モードの応答の比重が増えると考えられ、高次モードに相当する応答相対加速度は、相対的に十分小さいとみなしうる。

この仮定が、具体的にどの次数から成立とみなすかは、入力地震と建造物の固有周期との関係による。非線形地震応答解析との適合性などから、以下では、3次以上では、これを仮定し、2次モードには、応答倍率を設定した。

具体的に、2次モードの応答加速度の増幅率は、

$$\begin{aligned}\ddot{x}_2 + \ddot{y}_0 &= \omega_2 \ddot{y}_0 \\ &= (1 + \Delta \omega_2) \ddot{y}_0\end{aligned}$$

とあらわして、 $\omega_2 = 1.5 \sim 2.0$  を仮定する。これは、本研究で対象とする中層（5～9階程度）の鉄筋コンクリート建物の2次の固有周期に、0.10～0.15秒程度、また、2次モードの減衰定数に10%程度を想定することにより、地震波の加速度応答倍率から、説明できる数値である。あるいは、後述する時刻歴で位相も比較的よく対応することから、一波に対する応答としての応答スペクトルの上限（Shock Spectrum）からも説明できる。いずれにせよ、この増幅率（ $\Delta \omega_2$ ）が、後に導く動的増幅率に占める割合は、結果的にあまり大きいものにはならない（変位応答、相対加速度応答に、2次、3次の応答が占める割合が大きい、高層の純フレームに近い建造物では、この仮定も重要になると思われるが）。

3次以上の応答相対加速度に対しては、

$$\ddot{x}_j + \ddot{y}_0 = \ddot{y}_0 \quad [j \geq 3]$$

の近似が成立すると仮定する。

以上の仮定により、高次モード変動外力は、

$$\begin{aligned} \{f\}_F &= -[m] \sum \beta_j \{u\}_j (\ddot{x}_j + \ddot{y}_0) \quad [j = 2 \sim N] \\ &= -[m] (\{e\} - \beta_1 \{u\}_1 + \beta_2 \{u\}_2 \Delta \omega_2) \ddot{y}_0 \end{aligned}$$

とあらわされ、1次、2次のモード形、2次の応答増幅率の仮定のみで定式化できる。以上の関係は、高次モード変動外力は入力加速度レベルに比例する、すなわち、入力加速度から推定しうる、という重要な性質となる。上式による高次モード変動外力の推定の概念を図7.1.2に示した。

また、実際の非線形地震応答解析において、以上で仮定した運動方程式における力の釣り合いが比較的良好に成立している例(時刻)を図7.1.3に示す。実大7層試験体の解析でHachinohe (EW, 1968)を2.0倍して入力した場合で、2秒前後における応答のピークでの力の釣り合いをあらわした。ベースシアは、入力加速度のピークでも大きく(図7.1.3(a))、ここでの釣り合いがほぼ仮定したものに近い。ベースシアの実際の最大値は、高次応答の位相のずれにより、入力加速度のピークの少し後でおきている(図7.1.3(b))が、同様の釣り合いが成立している。参考までに、変位のピークにおける力の釣り合いを示したが(図7.1.3(c))、ここでは、大部分が相対加速度の慣性力に対応する逆三角形分布に近い外力分布となっている。

## 7. 2 動的解析による評価と推定の比較

### 7.2.1 評価、推定方法の設定

階数、壁率の異なる壁フレーム構造を対象として、さらに入力地震波も異なる非線形地震応答解析を行ない、前節の高次モード変動外力（層せん断力）と入力加速度との定量的な関係を検証する。

解析対象は、実大7層試験体（F7P2）を基本形とし、これを5層、9層としたもの（F5P2, F9P2）、壁を含むフレームに対する純フレームの比率をそれぞれ0, 1, 3, ∞として壁率を変化させたもの（F7P0, F7P1, F7P3, F7W0）である（〔6〕章、6. 1 参照）。いずれの建物でも断面寸法、配筋等は実大7層試験体と同じものとしているので、保有耐力（ベースシア係数）は異なる。構造物のモデル化、多自由度系応答解析の解析手法の詳細は〔4〕章にある。耐震壁は、ひびわれ後せん断破壊しないものとしている。

非線形地震応答解析における高次モード変動外力は、1次モードに対応する外力を逆三角形外力分布（基準外力分布）として

$$\{f\}_1 = \{h\}^t \{f\} \{h\} / (\{h\}^t \{h\}_1)$$

により、評価した。

入力加速度からの高次モード変動外力の推定は、

$$\{f\}_F = -[m] (\{e\} - \beta_1 \{u\}_1 + \beta_2 \{u\}_2 \Delta \omega_2) \ddot{y}_0$$

による。具体的には、1次モード形は直線、すなわち、

$$\{u_i\}_1 = \{h_i\}$$

$h_i$  : 基礎から  $i$  層までの高さ

$u_i$  :  $i$  層位置のモード形

2次モード形は、sine curveであらわされるせん断型振動モデルの固有モード形、

$$\{u_i\}_2 = \{\sin[i \times 3 \times \pi / (2N+1)]\}$$

$N$  : 層数

を直線に直交するように補正したもの、すなわち、

$$\{u_i\}_2 = \{\sin[i \times 3 \times \pi \times R / (2N+1)]\}$$

$R$  : 修正係数 (= 0.97)

を用いた。2次モードの増幅率は

$$\begin{aligned}\omega_2 &= 1 + \Delta \omega_2 \\ &= 1.7\end{aligned}$$

とした。

以上の定式化により、それぞれの建物で固有に定まる入力加速度との定量的な関係を用いて、高次モード変動外力（層せん断力）の単位を入力加速度の絶対値に対応させて（推定による係数をかけて）時刻歴を比較した。すなわち、以上の推定が適当であれば、高次モード変動外力（層せん断力）の時刻歴は、入力加速度の時刻歴に重なることになる。

## 7.2.2 高次モード変動外力及び層せん断力の推定

高次モード変動外力の時刻歴：

5層、7層（実大7層試験体）、9層建物の地震応答解析における高次モード変動水平力の時刻歴を（入力地震波El Centro、Hachinohe、Tohoku Univ.、増幅率1.5）を図7.2.1 (a)～(c)に示す。これらの振幅レベルと加速度からの推定との対応関係を示すため推定式により各層で定まる入力加速度との関係を示す係数をかけて、入力加速度の絶対値に対応させて、地震波（波線）とともにプロットした。地震波波形の振幅レベルは概ねよい対応関係にある。2次モードの符号が反転する中間階（上から1/3）付近では、力の絶対値のレベルは低いので、対応関係の精度は、実質的に問題にならない。

高次モード変動層せん断力の時刻歴：

高次モード変動外力は、2次に近いほぼ一定のモード形で、各層同位相で変動しており、したがってこれらの和である層せん断力も同様に推定しうる。図7.2.2 (a)～(c)に高次モード層せん断力の、また、図7.2.3に高次モード変動ベースシアの時刻歴を示す。推定による定量的な関係は、地震波、壁率、階数によらず成立し、また、入力加速度レベルが異なる解析では比例的に増減する。各層での比較ではある程度ばらつきがあるものが、ベースシアで比較すると、むしろ、ばらつきが小さくなる。階数と地震波の組み合わせによっては（5階のEl Centro、9階のHachinohe等）、高次モードの共振的な現象により、加速度レベルからの推定より大きい場合もある。高次モードによる応答相対加速度は、外力と同様にそれ自身を評価すると絶対値は仮定した動的増幅率以上になる場合（時刻）もあるが、入力地震波との位相の違いとなってあらわれている。

## 7. 3 最大応答値の比較

### 7.3.1 低次成分の上限に基づく最大応答値の推定

前節では、壁フレーム構造の非線形地震応答解析における高次の変動ベースシアと入力加速度の時刻歴において、定量的な関係が、中層（5～9階）の壁率の異なる建物で、地震波の性質によらず一般的に成立することを示した。この性質を用いて、動的な効果も含む非線形地震応答における最大ベースシアの上限値は、静的な保有耐力の計算値と入力加速度レベルから推定しうることになる。

1次モード応答外力は、降伏後の耐力上昇を考慮しなければ、骨組の終局耐力でできる上限値を超えない。すなわち、

$$\{f\}_1 \leq \{f_{smox}\}_1$$

ここに、 $\{f_{smox}\}_1$  は、1次モード外力分布（基準外力）で静的にも計算することができる骨組の終局時（崩壊時）の外力である。

同様に、1次モード外力によるベースシア $B_1$  は終局ベースシア $B_{smox}$ を超えない。すなわち、

$$B_1 \leq B_{smox}$$

一方、高次モード変動ベースシア $B_F$  は、前節での関係で最大加速度に対応する値 $B_{Fnox}$ を超えない、すなわち、

$$B_F \leq B_{Fnox}$$

と仮定することができる。動的な応答ベースシア $B_D$  は、1次モード外力によるベースシア $B_s$  と高次モード変動ベースシア $B_F$  の和と考えることができ、それぞれ

の上限値の和は、動的な応答ベースシアの最大値の上限となる。すなわち、

$$\begin{aligned} B_D &= B_1 + B_F \\ &\leq B_{Smax} + B_{Fmax} \end{aligned}$$

動的な応答ベースシアの最大値は、1次モードの応答と高次モードの変動の（最大値の）同時性により、必ずしも上限値に達するとは限らないことに注意する。

連層耐震壁の負担せん断力は、逆三角形外力分布に対する静的な弾塑性解析では、1階の柱の負担せん断力が2階より大きいため、2階の方が1階よりも大きいことがある。しかし、このような場合でも、動的な解析を行なうと、高次モード変動せん断力の影響が大きい1階の壁のせん断力が最大となる。さらに、曲げ降伏を設定する場合、1階がヒンジゾーンとなって、塑性域での繰返し曲げを受けることを考えれば、連層耐震壁のせん断設計では最下層でのみ特に配慮すればよい（さらに、前節の非線形地震応答解析における高次モードによる変動分の評価と推定の適合性は水平力よりベースシアでむしろよいことにも注意する）。

そこで、以下、1階のみ着目して、高次モード変動ベースシアを具体的に定式化する。

前項で検討した仮定（2次モード形、応答倍率）、すなわち、

$$\{u_i\}_2 = \{\sin[i \times 3 \times \pi \times 0.97 / (2N+1)]\}$$

$$\begin{aligned} \omega_2 &= 1 + \Delta \omega_2 \\ &= 1.7 \end{aligned}$$

を用いて、さらに、各層の重量分布が一定であるとして、高次モード変動ベースシアを具体的に定式化すると、



$$\begin{aligned}
B_F &= \{e\}^t \{f\}_F \\
&= -\{e\}^t [m] (\{e\} - \beta_1 \{u\}_1 + \Delta \omega_2 \beta_2 \{u\}_2) \ddot{y}_0 \\
&= -D_M M \ddot{y}_0
\end{aligned}$$

$$M = \{e\}^t [m] \{e\} : \text{建物総質量}$$

となる。ここに、 $D_M$  は定数で、

$$D_M = 1 - \alpha_1 \beta_1 + \Delta \omega_2 \alpha_2 \beta_2$$

$$\alpha_i = \{e\}^t [m] \{u\}_i / (\{e\}^t [m] \{e\})$$

とあらわされ、建物質量が連続に一様分布であるとする、層数 $N$ に関係しない。質量が各階床位置に集中していることを考慮するため、各層一定の質量 ( $m_i$  : 一定) と仮定して、層数 $N$ との関係を定式化すると、

$$\alpha_1 \beta_1 = 3(N+1)/2(2N+1)$$

となり、 $\alpha_2 \beta_2$  はほとんど層数によらず一定値となって、

$$\alpha_2 \beta_2 = 0.13$$

となる。したがって、

$$\begin{aligned}
D_M &= 1 - 3(N+1)/2(2N+1) + 0.13 \Delta \omega_2 \\
&= (N-1)/2(2N+1) + 0.13 \Delta \omega_2
\end{aligned}$$

$\Delta \omega_2 = 0.7$ として、 $D_M$  は、

$$N = 5 : \quad D_M = 0.18 + 0.09 = 0.27$$

$$N = 7 : \quad D_{\text{H}} = 0.20 + 0.09 = 0.29$$

$$N = 9 : \quad D_{\text{H}} = 0.21 + 0.09 = 0.30$$

程度の値になる。第2項、すなわち、2次モードに関する仮定 ( $\Delta \omega_2$ ) が影響する部分は1/3程度の割合で、この仮定は多少違っていても全体への影響はその1/3になる。以下、5階、7階、9階でそれぞれこの値を用いる。

高次モード変動ベースシアの最大値は、

$$\begin{aligned} B_{F_{\text{max}}} &= D_{\text{H}} M \ddot{y}_{0_{\text{max}}} \\ &= D_{\text{H}} W C_{g_{\text{max}}} \end{aligned}$$

$y_{0_{\text{max}}}$  : 最大入力加速度

$C_{g_{\text{max}}}$  : 最大入力加速度震度 ( $= \ddot{y}_{0_{\text{max}}} / g$ )

$W$  : 建物総重量

により推定することができる。したがって、動的な応答ベースシアの上限値の推定値  $B_{D_{\text{ub}}}$  は、

$$\begin{aligned} B_{D_{\text{ub}}} &= B_{S_{\text{max}}} + B_{F_{\text{max}}} \\ &= B_{S_{\text{max}}} + D_{\text{H}} W C_{g_{\text{max}}} \end{aligned}$$

となる。

[5]章で明らかにしたように、壁フレーム構造では、外力分布が変動しても柱の負担せん断力はほとんど変動しない性質がある。したがって、1次モード外力で静的に計算される最大入力せん断力に高次の変動分を加えたものが耐震壁の最大入力せん断力の上限値となると考えることができる。すなわち、

$$\begin{aligned}
 Q_{Dlub} &= Q_{Smax} + B_{Fmax} \\
 &= Q_{Smax} + D_{W} W C_{gmax}
 \end{aligned}$$

$Q_{Smax}$  : 1次モード外力分布での骨組終局時の耐震壁のせん断力

上式を、動的な入力せん断力（上限値）の静的な最大入力せん断力に対する比（動的増幅係数）の形にすると、

$$\begin{aligned}
 D_W &= Q_{Dlub} / Q_{Smax} \\
 &= 1 + D_{W} C_{gmax} / (C_{Smax} \beta_{Wu})
 \end{aligned}$$

ここに、  
 $C_{Smax}$  : 静的な終局ベースシア係数  
 $\beta_{Wu}$  : 終局時の耐震壁のせん断力負担率

となる。

### 7.3.2 非線形地震応答解析との比較

以上の定式化で、静的解析による終局時の値と最大入力加速度に対応する高次モード変動ベースシアから推定される上限値を、非線形地震応答解析による最大値と比較し、終局型設計における考慮すべき動的な最大応答せん断力の評価方法を検討する。

階数、壁率の異なる壁フレーム構造の非線形地震応答解析の最大応答値を、推定式による上限値と比較して整理する。El Centro (NS、1940)、Hachinohe (EW、1968)、Tohoku Univ.1F (NS、1978)の各地震波を1.0、1.5、2.0倍に増幅して入力した解析結果を示す。

以下の非線形地震応答解析における最大値には、実大7層試験体の実験結果にもとづいて設定した降伏後の耐力上昇の影響も含まれることに注意する必要がある。すなわち、最大ベースシアは、1次モードと高次モードの位相のずれ（最大値の同時性がないこと）によって減少するが、入力加速度が大きい場合は、応答変形も大きくなり、降伏後の耐力上昇によっても最大値は上昇する結果となっている。

降伏後の耐力上昇は、高次モードの影響とは分離して、応答変位に関連するものとして、分離して評価するべきものであろうが、本研究では、この2つの要因をあえて分離しなかった。その理由は、

- (1) 応答の同時性に関係する最大値の生起に関してはいずれにせよ論理的な説明はできないであろうこと、
- (2) 塑性域での変位応答レベルに関連する上昇分も（最大加速度等による）簡単な予測はできないであろうこと、しかし、高次モードの影響と同様に加速度レベルとともに上昇するであろうこと、
- (3) 実際の構造物でもこのような耐力上昇は考えられ、設計ではこの影響も（分離する、しないにかかわらず）評価すべきであること、一方で変形レベルに依存する静的な入力せん断力の評価も一義的な設定が困難になること、

等であり、現時点での最大値の評価ではこの2つの要因を含んだ形とし、実際に設計でとるべきせん断力を評価することに重点を置いた。

最大ベースシアの比較：

地震応答解析による最大応答ベースシア係数と最大入力加速度震度の関係を、図7.3.1 (a), (b) (階数、壁率の異なる場合) に示す。同図に示した静的な終局時のベースシア係数は、逆三角形外力分布の弾塑性解析で全体の変形角が1/100におけるベースシアをとっている。これに最大入力加速度に対応する変動ベースシアを加えたものが推定による応答の上限値（破線）となる。非線形地震応答解析による最大値は、推定による上限に近い場合もあり、最大入力加速度にもとづく高次モー

ドの影響の推定は過剰でないと判断できる。

#### 耐震壁の最大入力せん断力：

同様に耐震壁の最大入力せん断力と入力加速度震度の関係を、図7.3.2 (a), (b)に示す。推定値は上限値となっており、推定値にほぼ等しい場合もあることから、これを設計用せん断力として用いることは、過剰な設計ではないと判断できる。また、壁率との関係（同図(b)）では、壁率が低いほど(F7P3)、静的な計算値が大きく、さらに動的な効果による増分も大きい。異なる断面で壁率の高い建物と同じベースシア係数とする設計をするとさらにこの差が大きくなる。補強筋によるせん断耐力の確保には限界があり、壁率の低い壁フレーム構造では、終局時のベースシア係数を小さくしない限り、耐震壁のせん断破壊を防ぐ設計は非常に困難になることを示している。

#### 耐震壁の動入力せん断力比：

耐震壁の動的な最大入力せん断力に対する比を図7.3.3 (a), (b)に示す。横軸は、 $(\text{最大入力加速度震度} / \text{耐震壁静的入力せん断力} / \text{全重量})$ で推定式では係数 $D_{\square}$ を介してこれに比例的に増大する。応答解析による結果は、終局型の設計法において推定式により適切な割り増し係数を設定しうることを示している。

図7.3.4 (a) ~ (f)には、静的な解析結果と比較する形で、最大ベースシア（耐震壁の最大せん断力）時における、応答変位とせん断力（係数）の関係を示した。降伏後の耐力上昇に起因する分もある程度あるが、高次モードの影響（静的解析からの上昇分）は入力加速度が大きいほど大きい傾向がある。また、この上昇分は、ほとんど耐震壁のせん断力の上昇分となっている。

#### 7. 4 終局型設計法における耐震壁の設計用せん断力の定式化

高次モード変動層せん断力と入力加速度レベルには、建物のパラメータあるいは地震波の種類によらず、一般的に把握しうる定量的な関係がある。この関係にもとづいて、最大入力加速度に対応する高次モードによる変動分を静的な解析による終局時のせん断力に加えることにより、応答せん断力の上限值が推定しうる。終局型設計では、想定する地震の最大加速度にもとづく推定式による上限値を、動的な増幅を考慮した設計用せん断力として採用することが考えられる。これにもとづく、耐震壁設計用せん断力の設定を以下に整理する。

前節までの検討により、動的な応答ベースシアの上限値の推定値  $B_{Dlub}$ 、及び耐震壁の応答せん断力の上限值の推定値  $Q_{Dlub}$  は、入力加速度の最大値から

$$\begin{aligned} B_{Dlub} &= B_{Smex} + B_{Fmax} \\ &= B_{Smex} + D_{\square} W C_{gnex} \end{aligned}$$

$$Q_{Dlub} = Q_{Smex} + D_{\square} W C_{gnex}$$

により定式化される。

非線形地震応答解析による最大値は、この上限値の推定値に近い場合もある。したがって、本研究で想定している壁フレーム構造の終局型設計法、すなわち、設定した崩壊モード（壁の曲げ降伏型）を確実に確保する設計法においては、耐震壁の設計用せん断力として、この上限値程度を設定するのが適当であると考えられる。しかし、応答の最大値は必ずしもどの場合でも上限値ではないことから、設計の実際的な問題を考慮して、設計用せん断力としては上限値よりは低めに設定することも考えられる。

上限値の推定値を設計用せん断力とする場合は、動的効果を考慮した設計用せん断力  $Q_D$  は、

$$Q_D = Q_{Smax} + D_M W C_{gmax}$$

ここに、

$Q_{Smax}$  : 1次モード外力分布での骨組終局時の耐震壁のせん断力

$C_{gmax}$  : 最大入力加速度震度

$W$  : 建物総重量

$D_M$  : 定数 (= 0.30 程度)

となる。

さらに、最大入力加速度として例えば 330 gal ( $C_{gmax} = 0.33$ ) を想定する場合を考えると、 $D_M = 0.30$ として、耐震壁の設計用せん断力は

$$Q_D = Q_{Smax} + 0.1 W$$

と定式化され、動的効果によるせん断力増分は全重量 $W$ の約10%とすればよい、という簡略な考え方が可能となる。

[7] 章の結果をまとめる。

本章では、動的な応答せん断力の最大値を応答理論にもとづいて推定し、終局型設計法に応用する手法を示した。

(1) 多自由度系の動的な応答外力から、1次モードに対応する基準モードとそれに対する変動分（高次モード）に分離して評価することが可能である。

(2) この高次の変動分を多自由度系の運動方程式にもとづいて定式化すると、2次の応答のみに一定の増幅率を仮定することによって、建物重量、入力加速度レベルに比例するものとなる。この比例関係には、仮定する応答倍率より、多自由度系の応答に本質的に存在するとみなすことができる一定値が大きな割合を占める。

(3) 非線形地震応答解析で評価した高次の変動分と入力加速度の時刻歴を比較すると、建物、入力地震波によらずよく一致して、入力レベルとの定量的な関係は設定した建物の範囲で一般的に成立する。

(4) 基準モード外力に対応する層せん断力には静的に評価しうる上限値（終局耐力）があることから、これと入力加速度レベルに対応する高次の変動分の和として、最大応答せん断力の上限値が推定しうる。

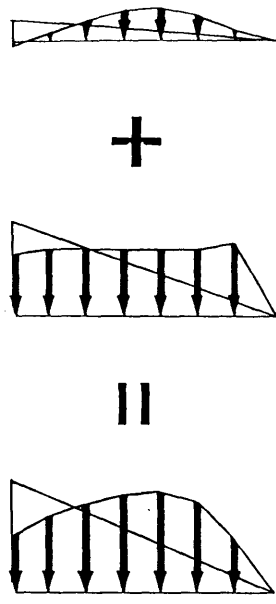
(5) 6章の結果から高次の変動分は耐震壁に入力すると考えることにより、耐震壁の応答せん断力の上限も、静的な解析に動的な増幅（高次の変動分）を考慮して、同様に推定しうる。

(6) 最大入力加速度にもとづく応答せん断力の推定値は、非線形地震応答解析による最大応答せん断力の上限値となる。

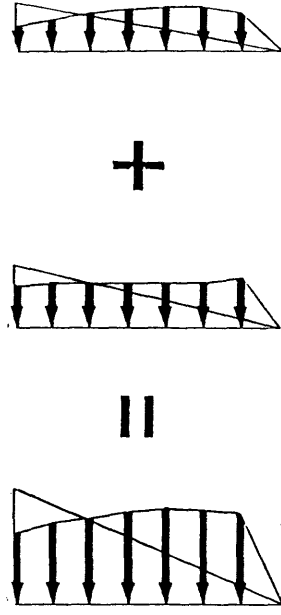
(7) 以上の結果にもとづいて、壁フレーム構造の終局型設計法における動的な効果を考慮した耐震壁の設計用せん断力の評価方法を定式化した。



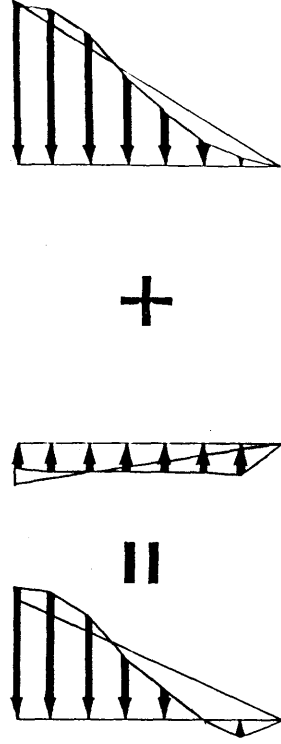
$$\{f\} = -[m]\{e\}\ddot{y}_0 - [m]\{\ddot{x}\}$$



(a) 加速度のピーク (1.78 sec.,  $y_0 = 0.32$  g)



(b) ベースシアのピーク (1.81 sec.,  $B_s = 485$  tonf,  $Q_w = 314$  tonf)



(c) 変位のピーク (1.92 sec.,  $x_I = 21.5$  cm)

(入力地震波 Hachinohe、増幅率 2.0 の例)

図 7.1.3 動的解析における外力分布

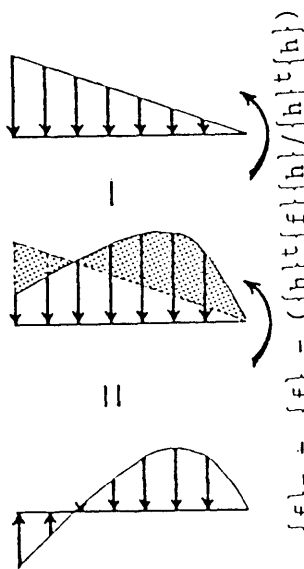
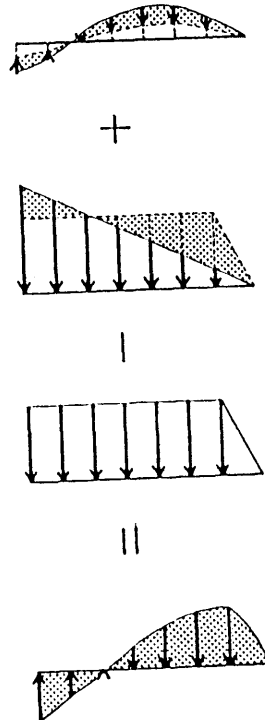
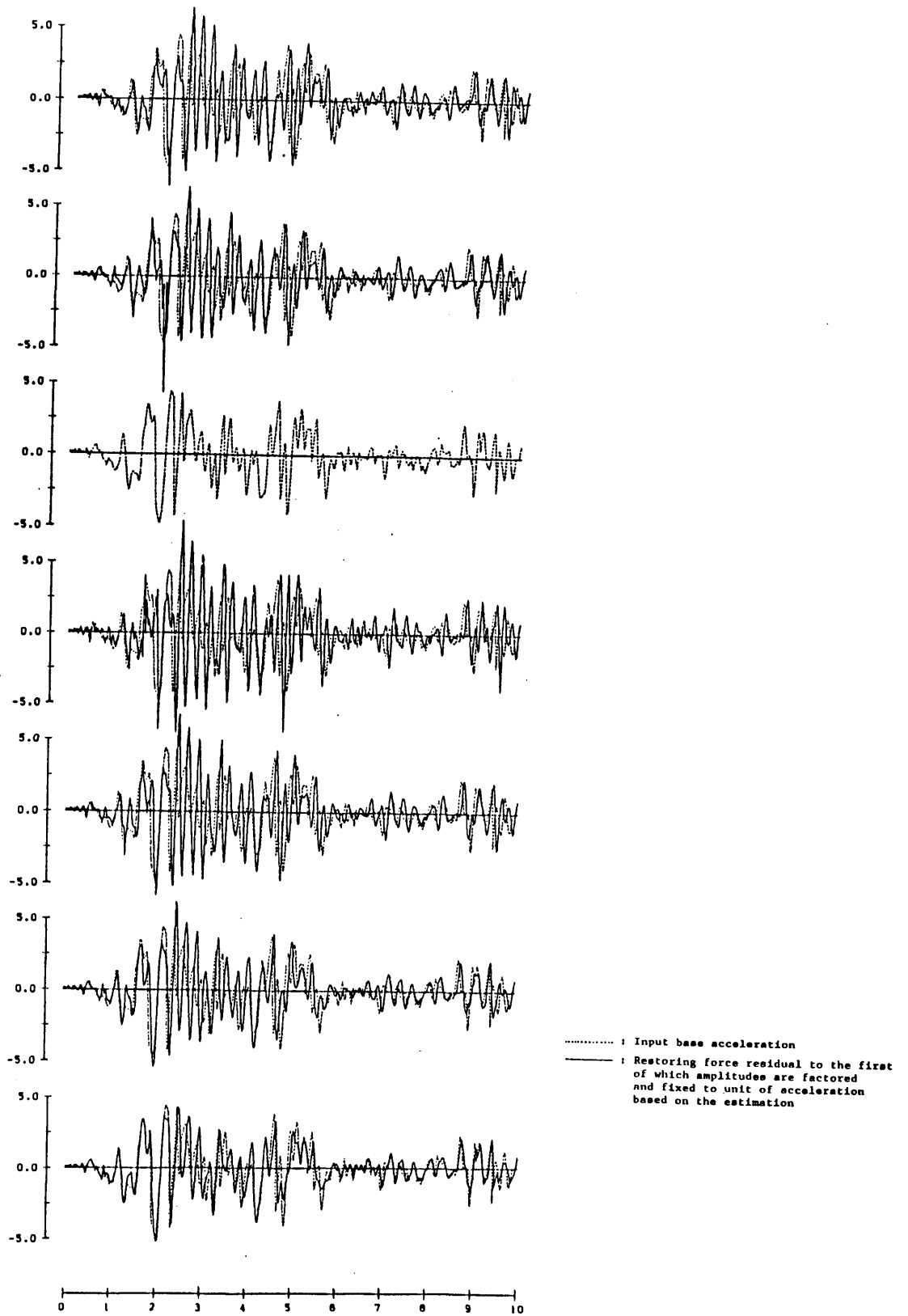


図 7.1.1.1 1次モード応答の分離



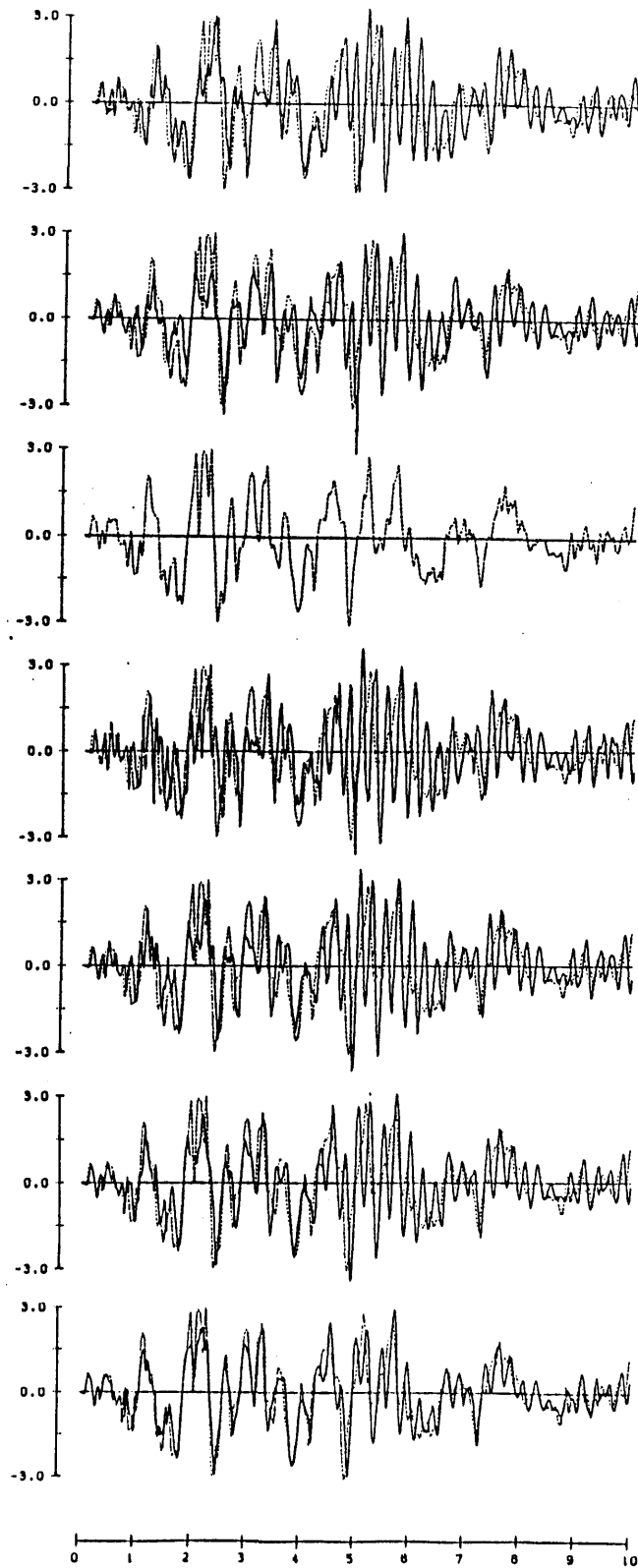
$$\{f\}_F = -[m]\{e\} - \beta_1[u]_1 + \beta_2[u]_2(D_2 - 1)\ddot{y}_0$$

図 7.1.1.2 高次モード応答の推定



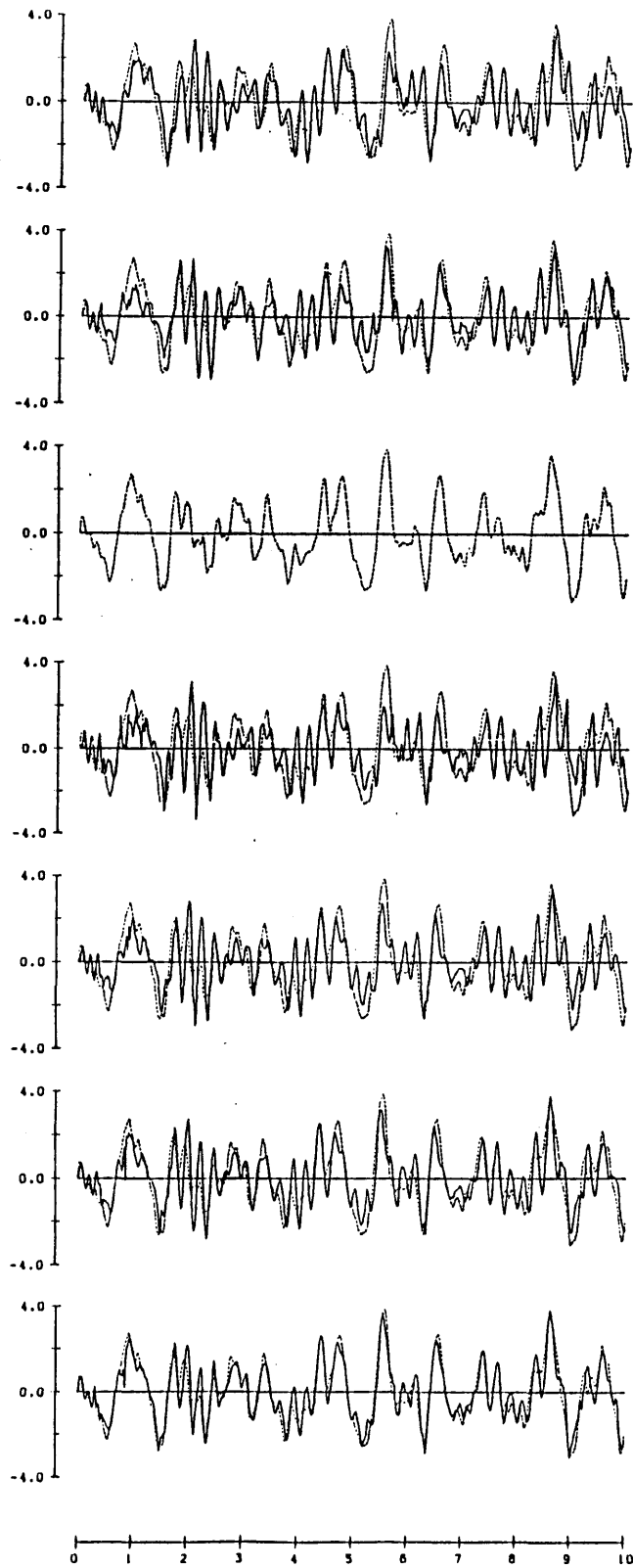
[F7] El Centro 1.5

図7.2.1 高次モード変動水平力の時刻歴



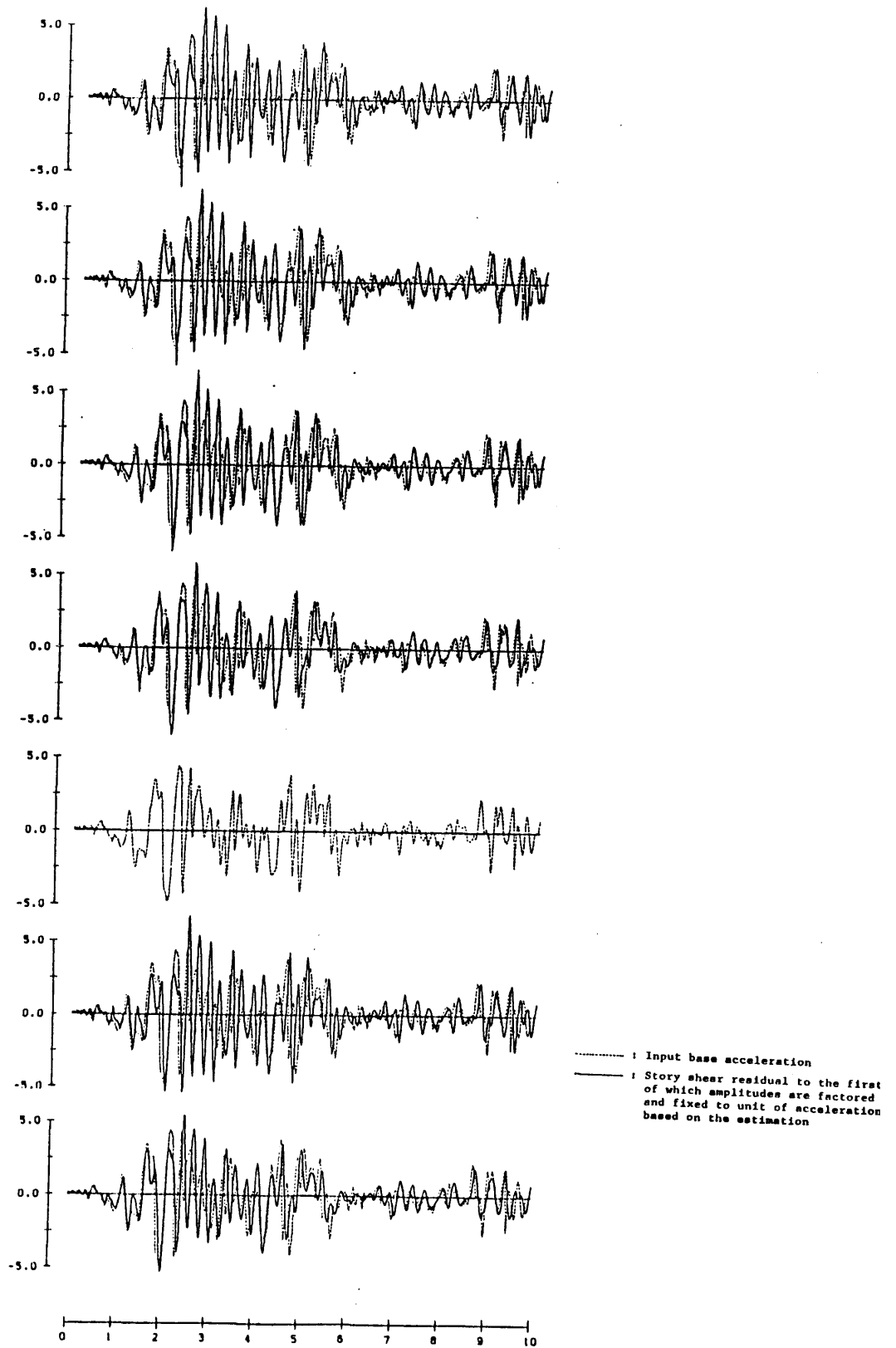
[F7] Hachinohe 1.5

図7.2.1 高次モード変動水平力の時刻歴



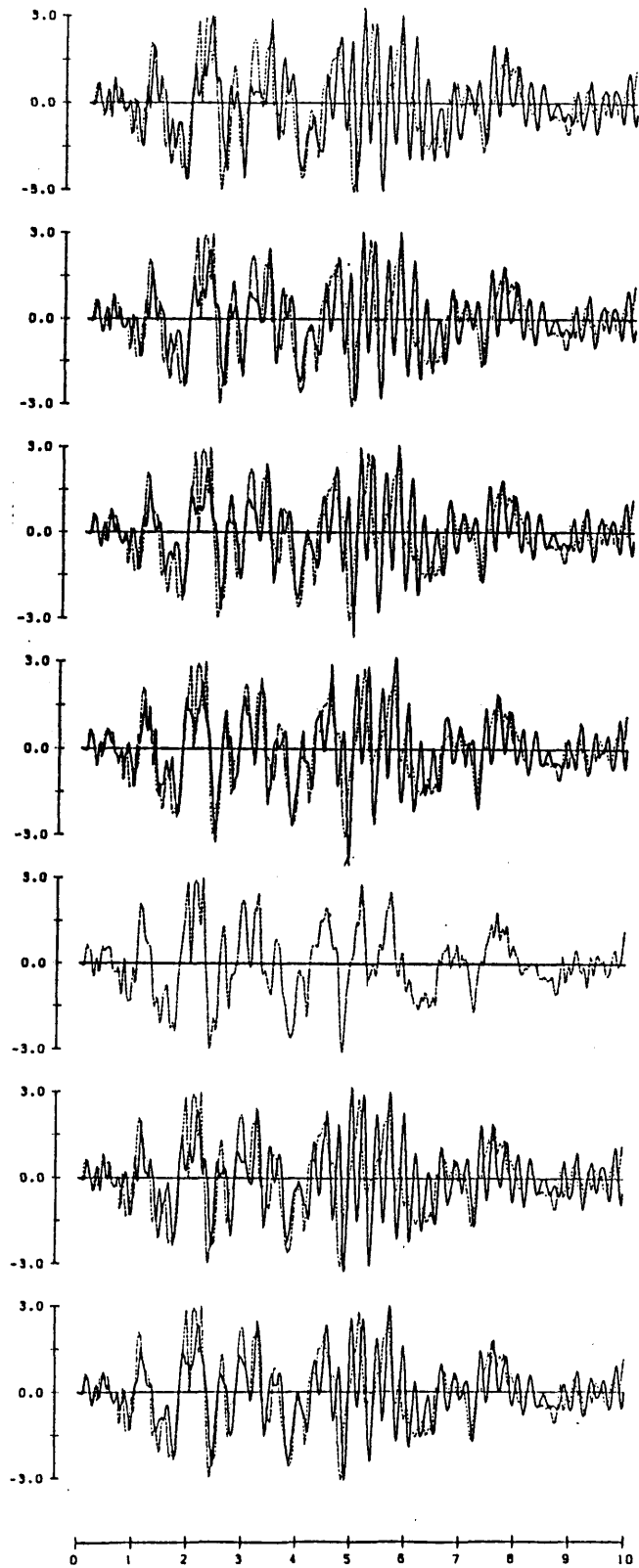
[F7] Tohoku Univ. 1F 1.5

図7.2.1 高次モード変動水平力の時刻歴



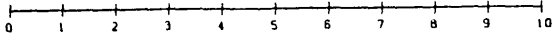
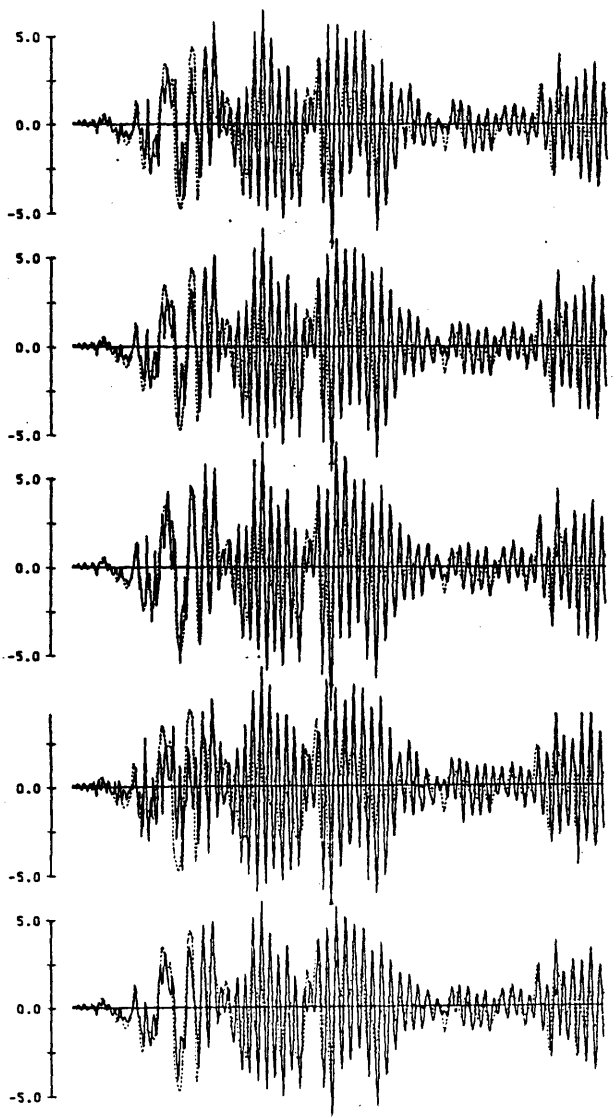
[F7] El Centro 1.5

図7.2.2 高次モード変動層せん断力の時刻歴

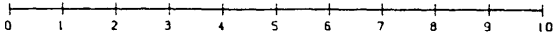
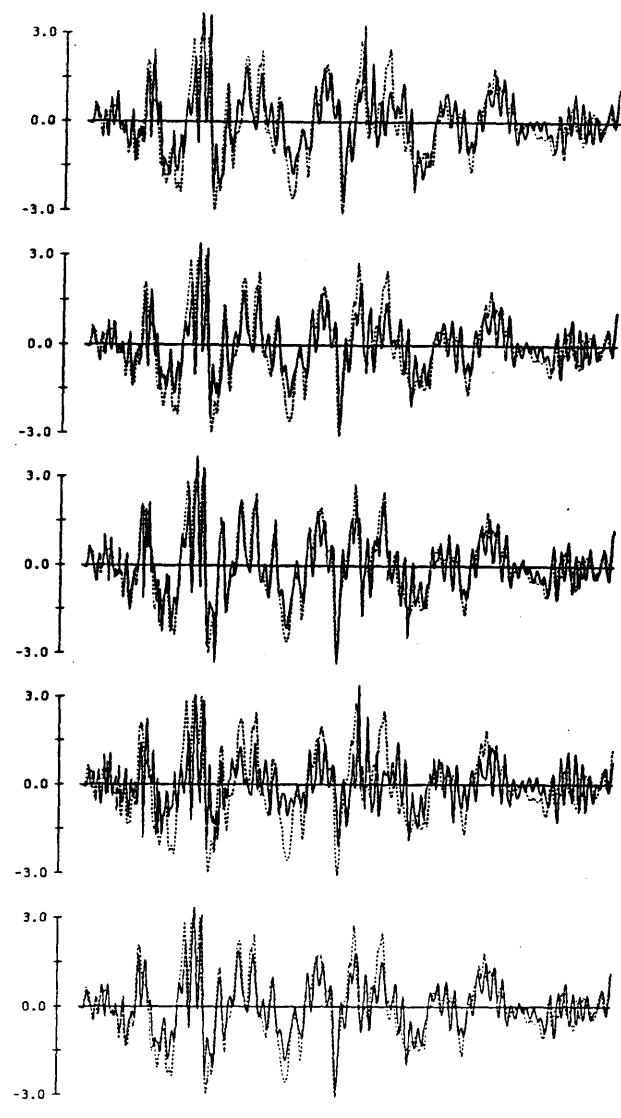


[F7] Hachinohe 1.5

図7.2.2 高次モード変動層せん断力の時刻歴

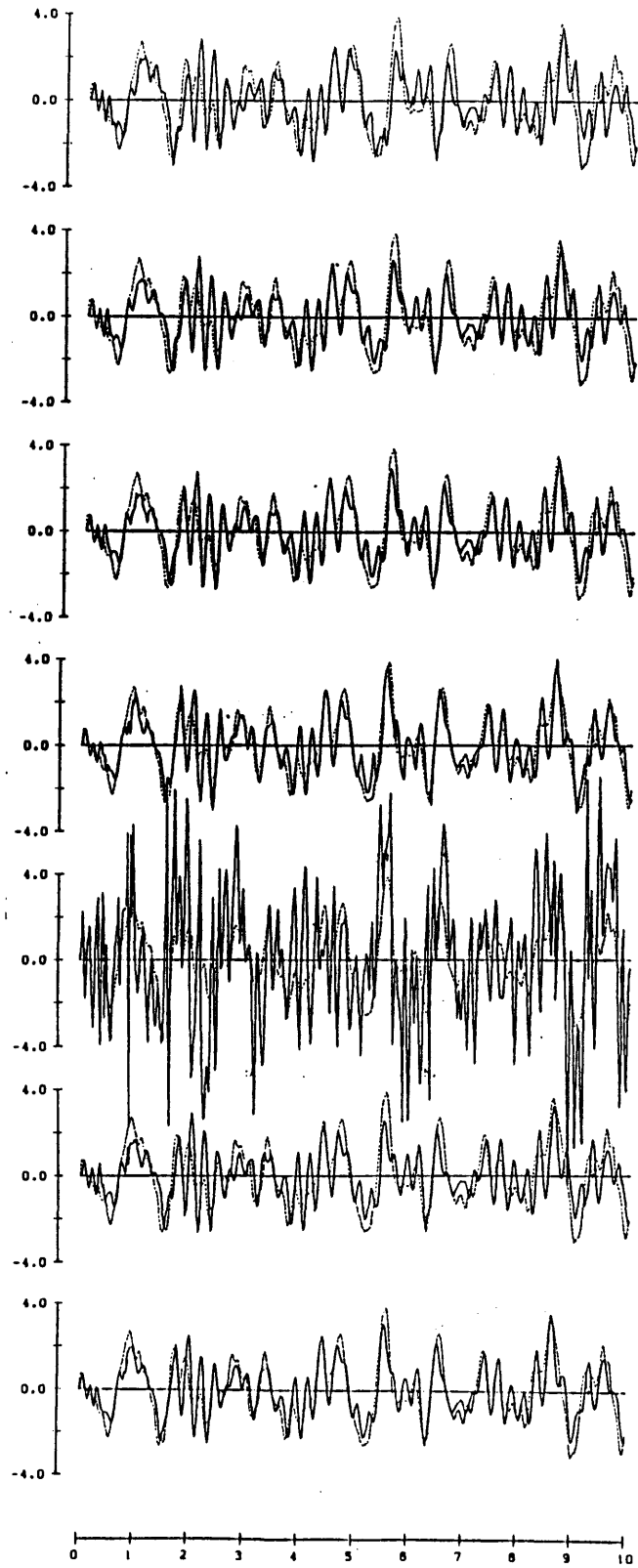


[F5] El centro 1.5



[F5] Hachinohe 1.5

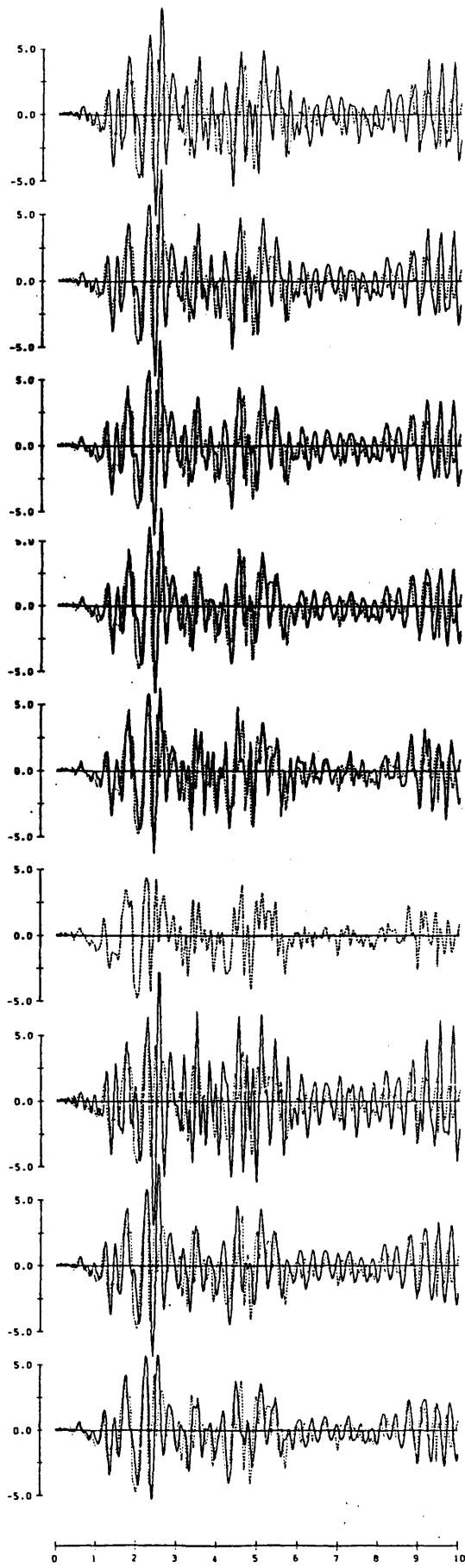
図7.2.2 高次モード変動層せん断力の時刻歴



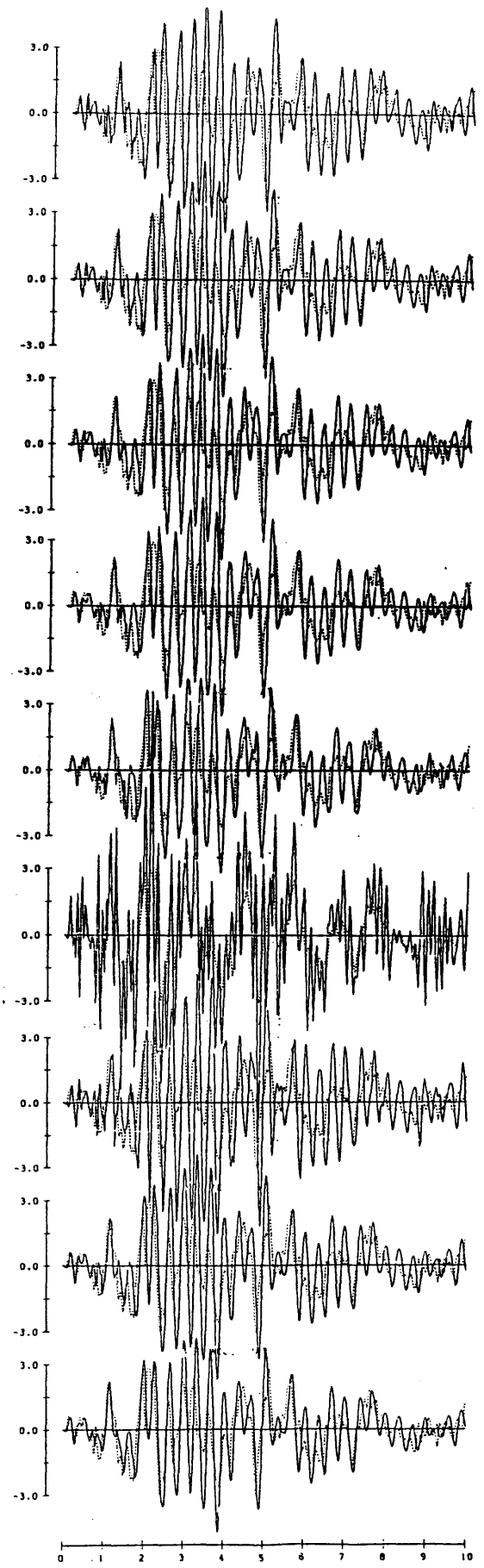
[F7] Tohoku Univ. 1F 1.5

図7.2.2 高次モード変動層せん断力の時刻歴



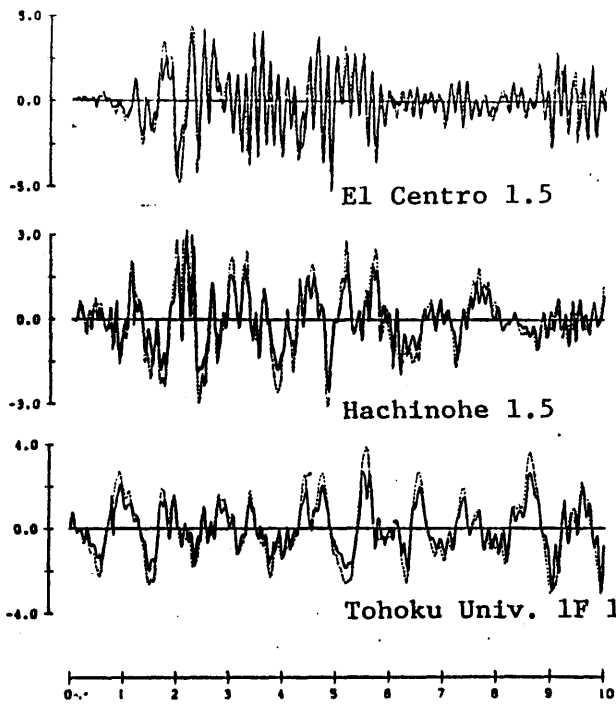


[F9] El Centro 1.5

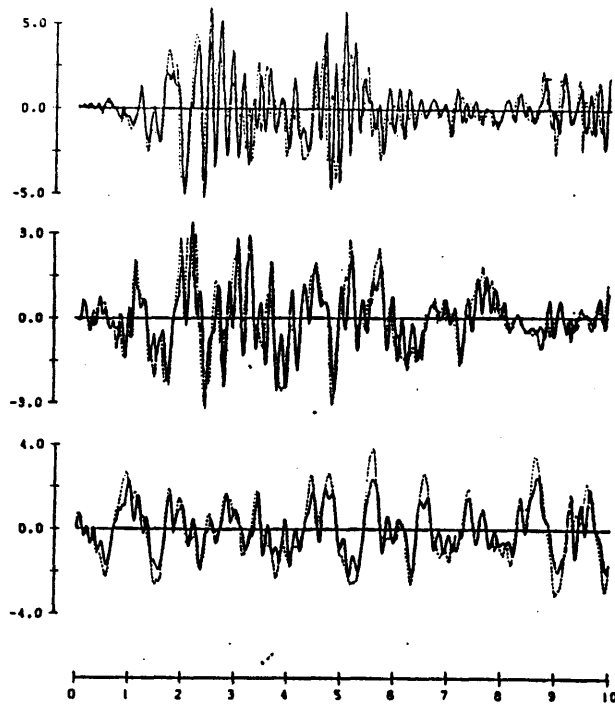


[F9] Hachinohe 1.5

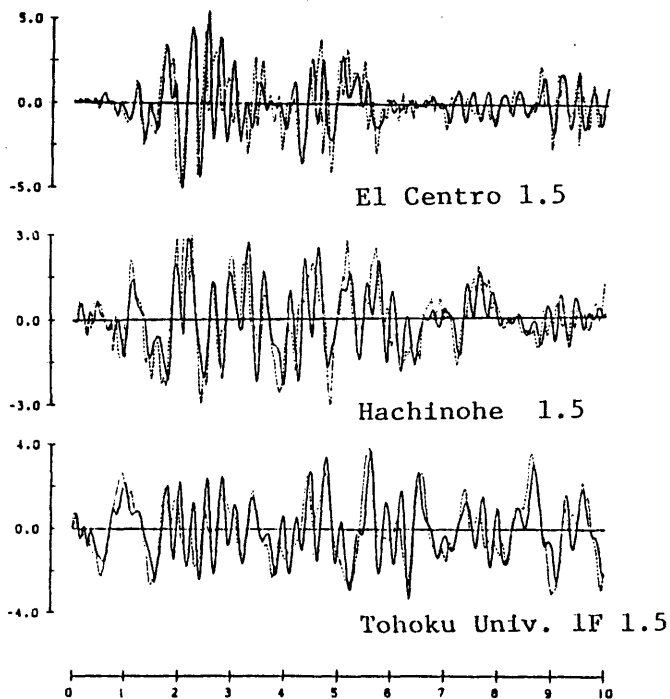
図7.2.2 高次モード変動層せん断力の時刻歴



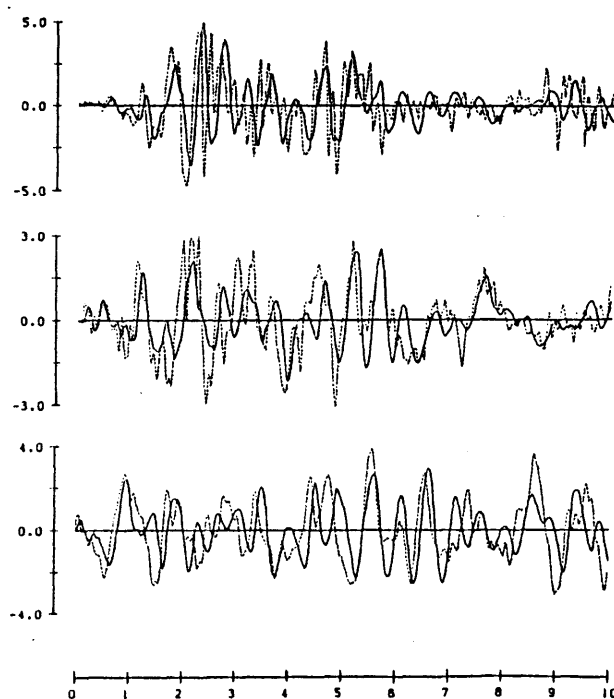
[F7P0]



[F7P1]



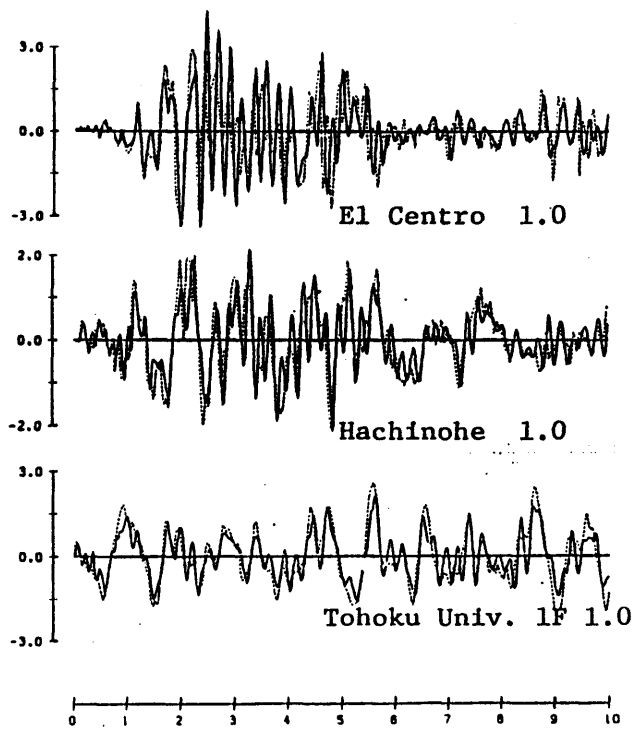
[F7P3]



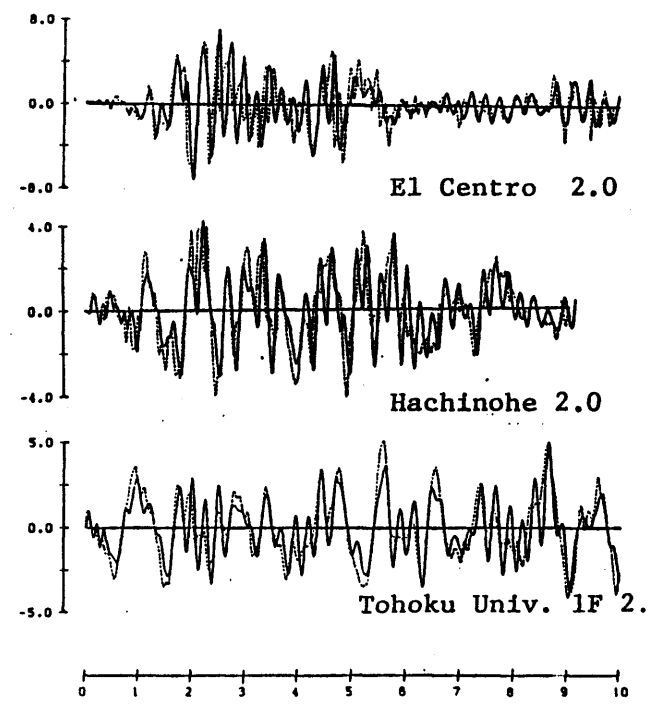
[F7W0]

図7.2.3 高次モード変動ベースシアの時刻歴

..... : Input base acceleration  
 ——— : Base shear residual to the first of which amplitudes are factored and fixed to unit of acceleration based on the estimation

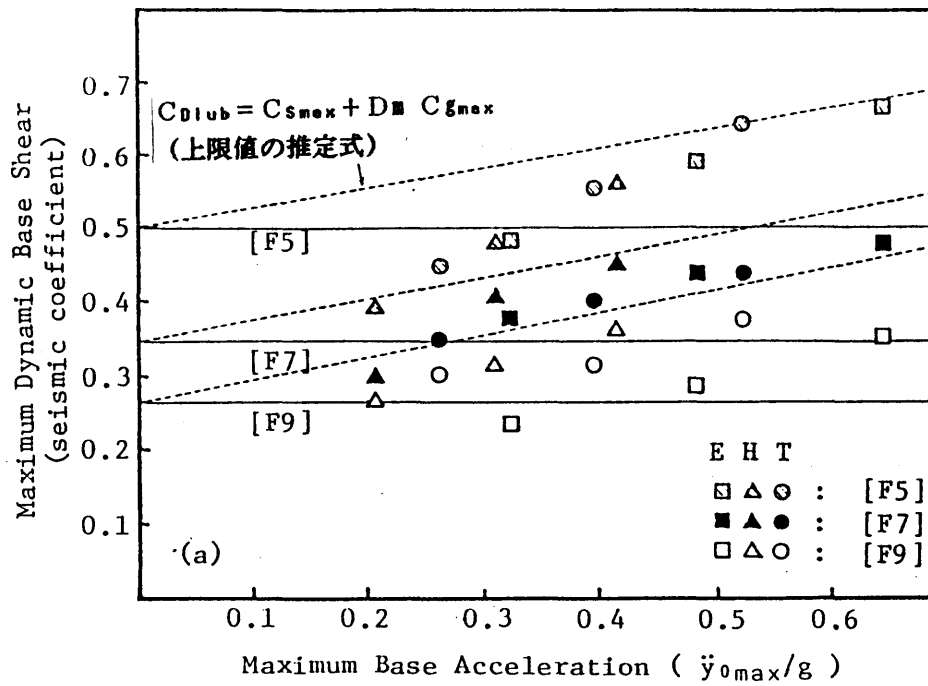


[F7]

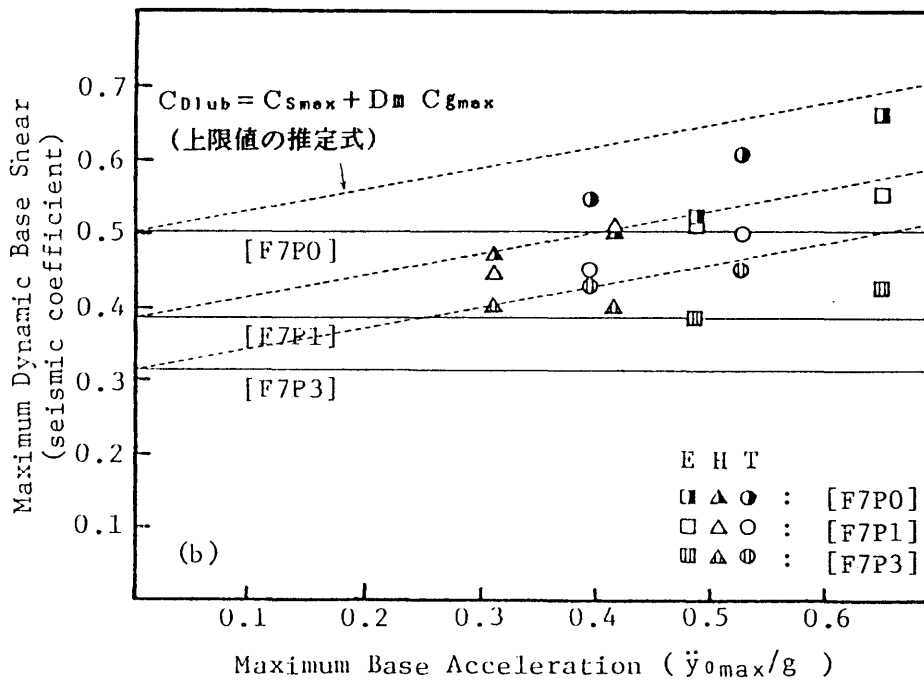


[F7]

図7.2.3 高次モード変動ベースシアの時刻歴

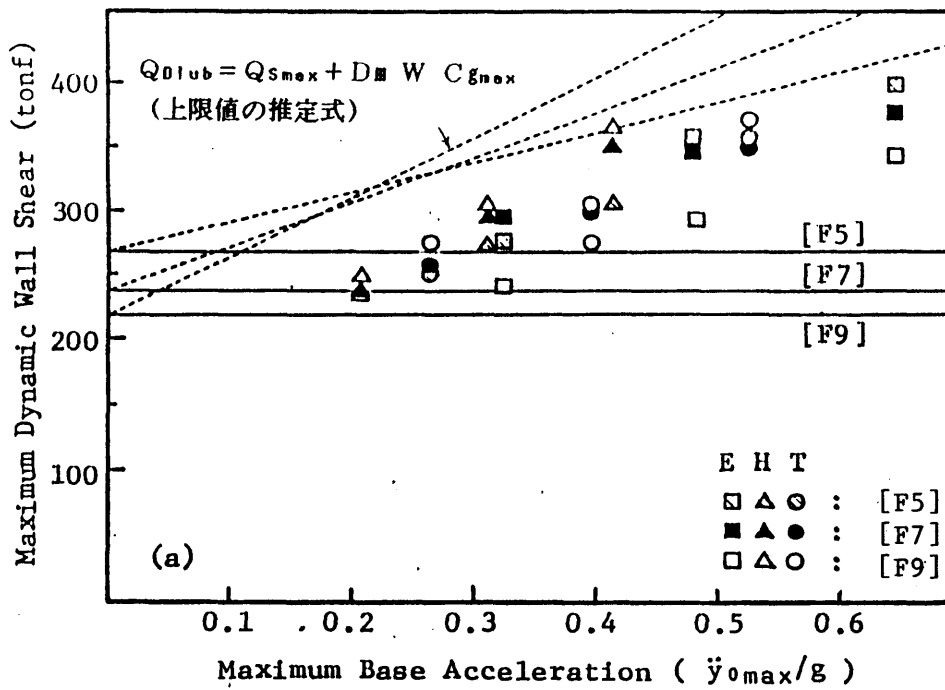


(a) 階数の異なる建物

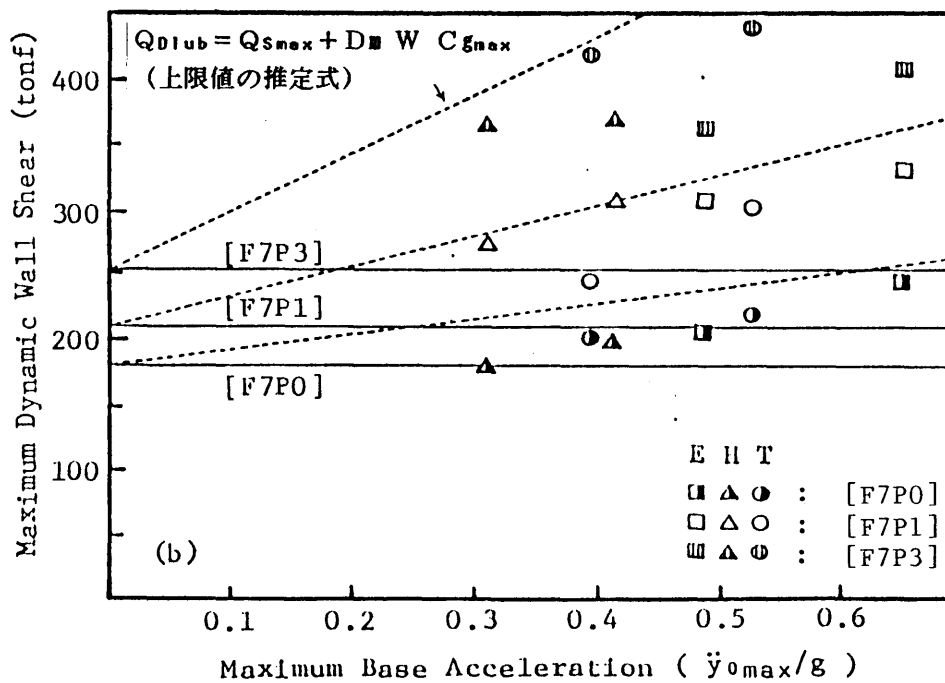


(b) 壁率の異なる建物

図7.3.1 最大入力加速度震度と最大応答ベースシアの関係

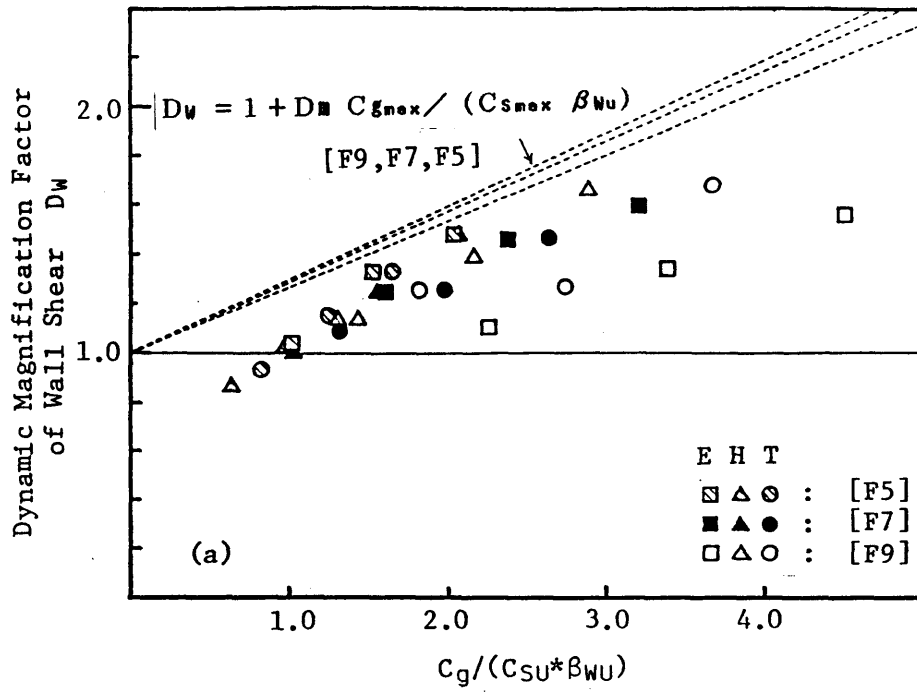


(a) 階数の異なる建物

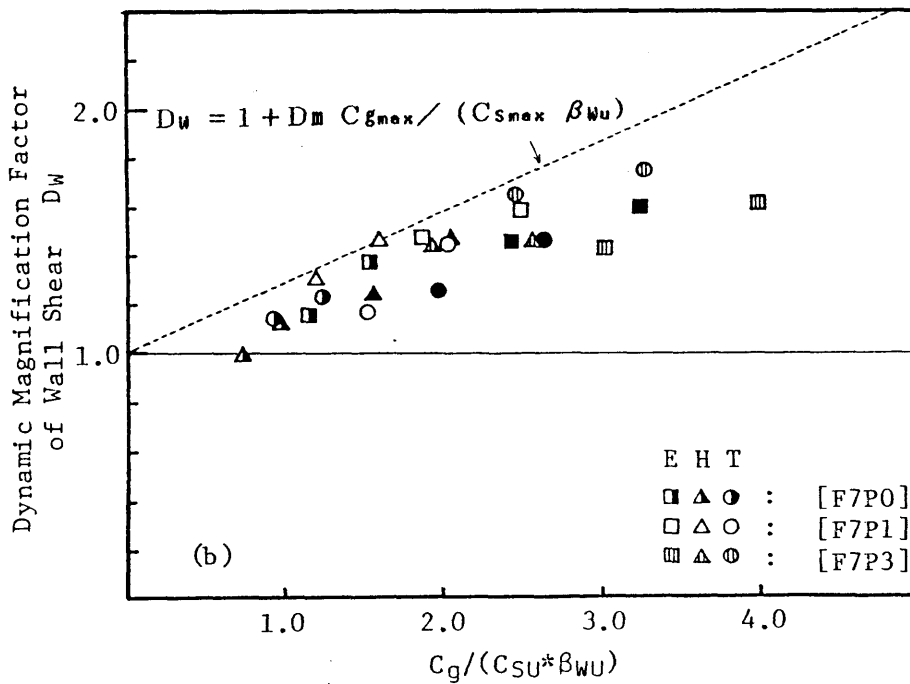


(b) 壁率の異なる建物

図7.3.2 最大入力加速度震度と耐震壁最大入力せん断力の関係

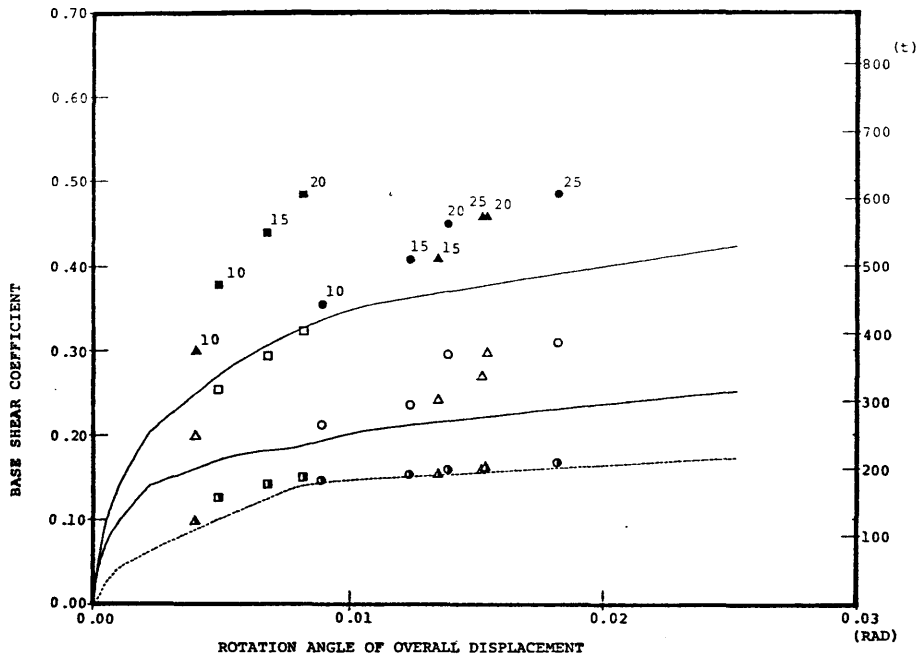


(a) 階数の異なる建物

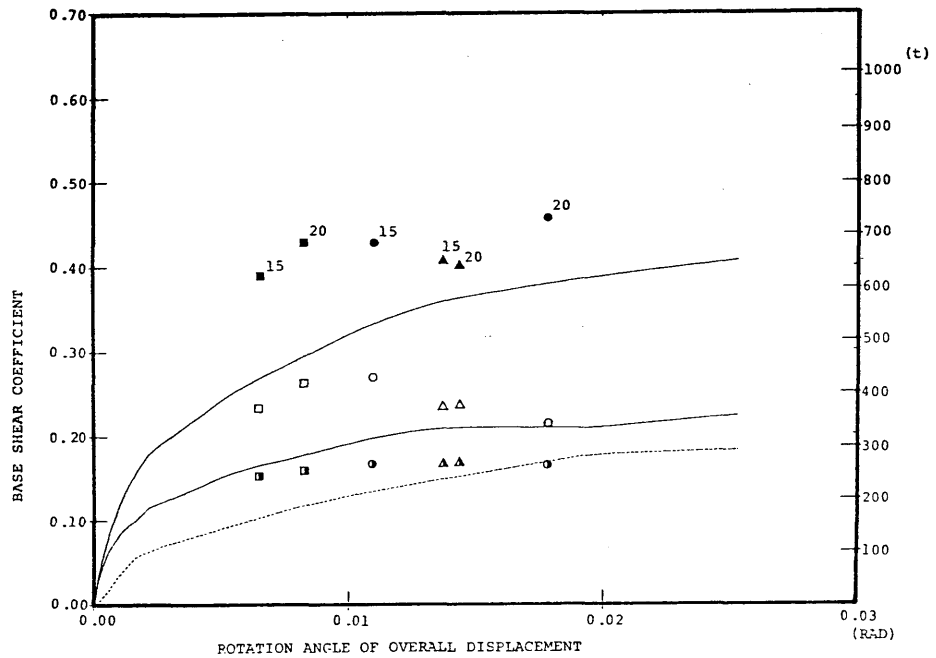


(b) 壁率の異なる建物

図7.3.3 耐震壁の動的作用せん断力比



STATIC ANALYSIS (F7F2S)



STATIC ANALYSIS (F7F3S)

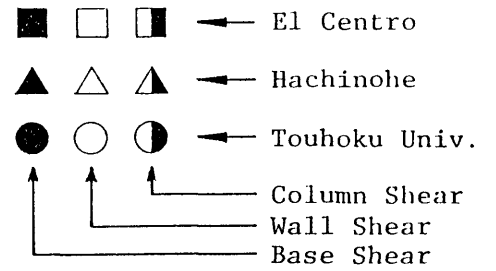


図7.3.4 最大せん断力応答時の変位  
(静的解析との関係)

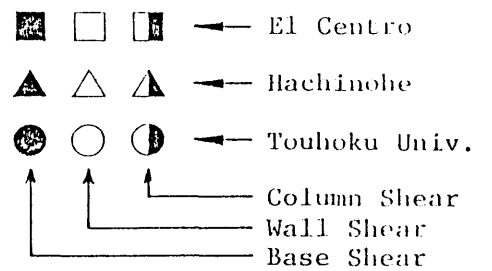
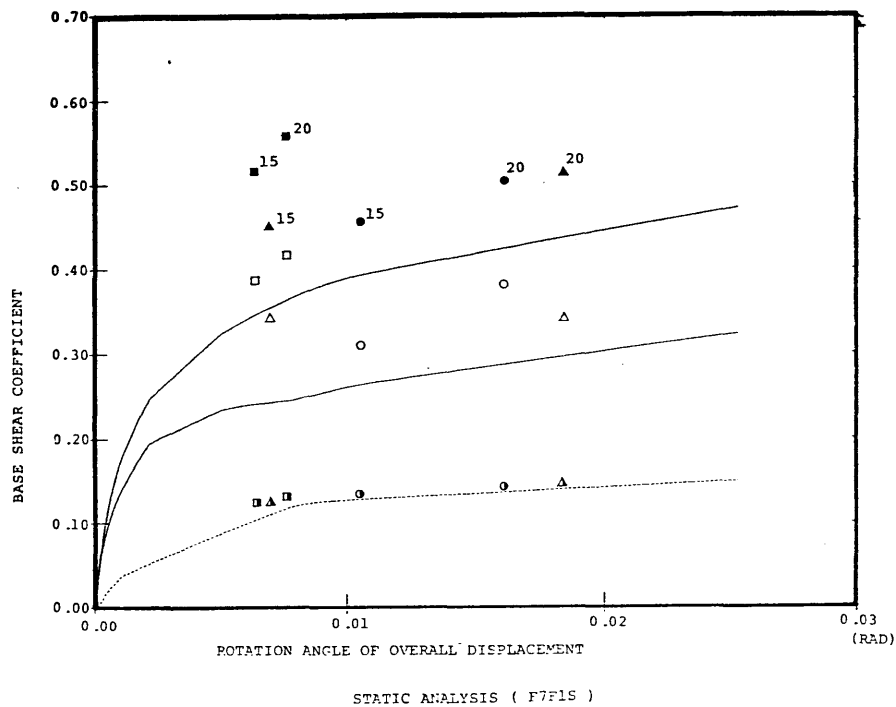
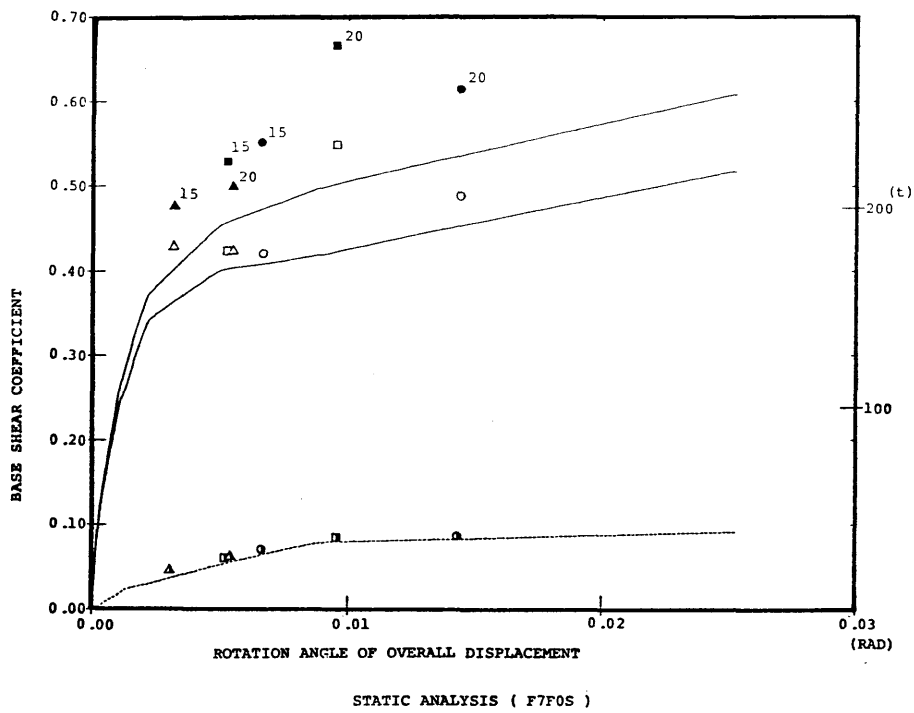


図7.3.4 最大せん断力応答時の変位  
(静的解析との関係)



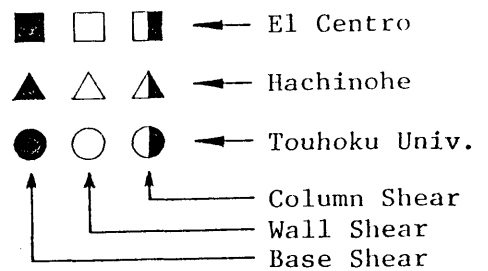
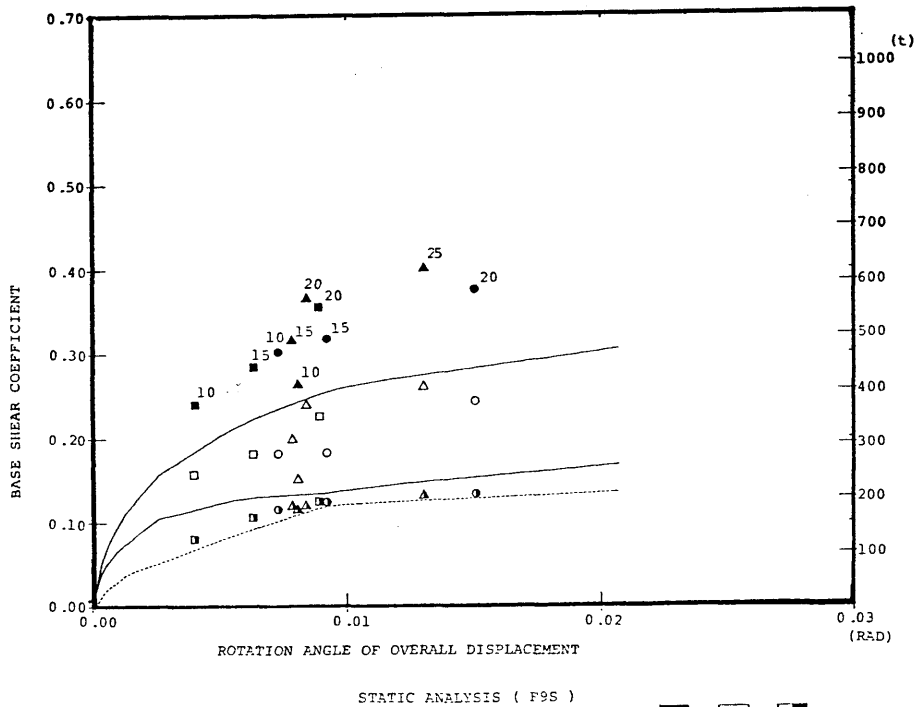
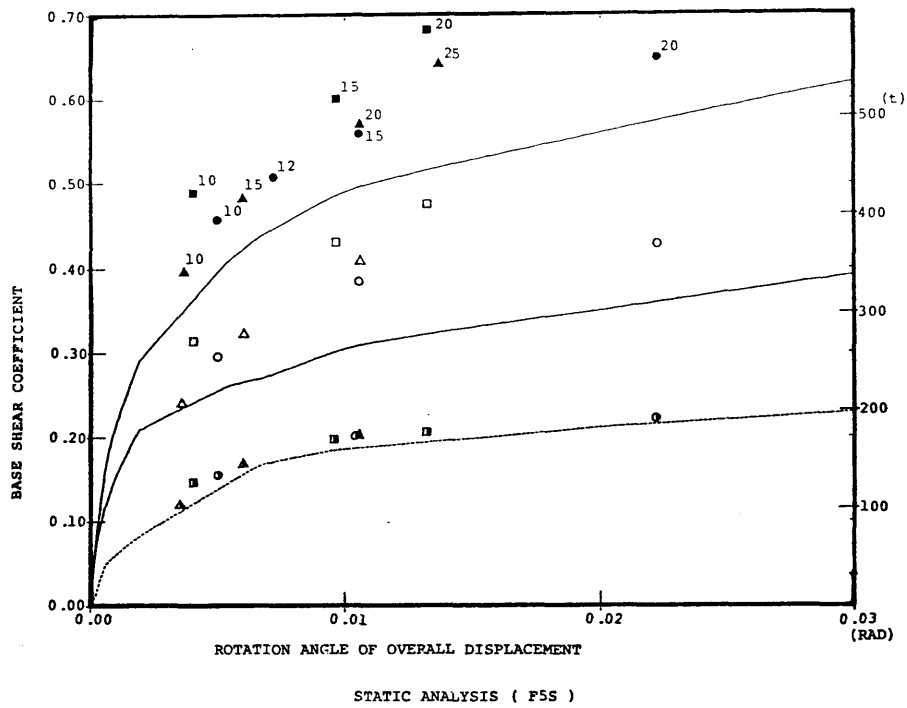


図 7.3.4 最大せん断力応答時の変位  
(静的解析との関係)

## [8] 設計における実用弾塑性解析法

本章では、主に構造計画、略設計の段階での手計算による方法を前提に考案した、壁フレーム構造の実用的な弾性応力解析法、塑性応力解析法（終局時の応力評価法）を示す。また、これを用いて、終局型の設計法における構造計画の観点から、現行の慣用的な設計法のフローを解析する。

### 8.1 壁フレーム構造の弾性解析

#### 8.1.1 弾性解析について

本節では、略算的な壁フレーム構造の弾性応力解析法を示す。

壁フレーム構造の弾性応力解析法は、電算機による連立一次方程式の解を前提にしたマトリクス法による骨組解析を別にすると、手計算による方法として、実用的には、D値法を発展させて耐震壁のD値（せん断力負担率）をなんらかの（略算的な）方法で決める考え方がとられることが多い。この方法は、耐震壁のD値の評価方法にもよるが、一般的に成立する変形の適合（壁、境界ばりの変形）と力の釣合い（壁とフレーム部分のせん断力負担、壁にかかる外力分布）に立脚した解法とはなっていない。しかし、そもそも地震による外力分布（大きさも）が確定的ではないわけだから、実用的な簡略な方法としての意味はある。

これに対して、対象は整形なものに限定されるが、特に高層の壁フレーム構造の弾性解析を手計算によって、一般的に精度よく行なう方法として、壁の変形を基本にフレーム部分の等価剛性と組み合わせて得られる構造物全体の釣合い式（連結方程式）を解く方法がある。これには、(1) 構造物を連続体にモデル化して誘導される微分方程式を解く方法、(2) 壁の各層変位（回転角）を未知数にして得られる方程式（三項方程式）を解く方法、がある。

(1) 微分方程式による解法は、はり、柱、壁断面及び階高、外力分布に制約（一様あるいは数学的に表現可能な変化）があるが、一般解による表現が可能である。(2) 三項方程式による解法では、これらの制約がなくても手計算による解法が可能であるが、本質的には、マトリクス法を簡略化して計算量を減らしたものとイえる。これらの方法は1960年代初期から1970年代初期にかけて研究開発されたが、その後、解析研究の主体は、非線形性、動的な応答等に置かれるようになり、一方で、計算機の発達もあり、最近では、弾性解析の解法、厳密性が議論されることはあまりない。

ここで、弾性解析の手法を顧みる目的は、この連結方程式の考え方を基礎にして、より簡略化した一般解が得られる解析法を試みることにある。その背景は、

- (1) 微分方程式による解は、理想化した構造物の精度よい一般解であるものの、その表現はかなり繁雑であること、
- (2) したがって、結果は数値を代入しないと予想しがたく、その意味で、現在手軽に行ないうるマトリクス法による解と大差ないこと、
- (3) また、塑性化を許容した（応力再配分を認める）設計法の立場では、弾性解の厳密性は実用的にあまり意味をもたないこと、
- (4) しかし、計算機によるマトリクス法が設計のフローに一般的にとり入れられるにしても、手計算による解析は、構造物の応力を大略把握する、構造計画の段階でむしろ重要な意味をもつ可能性があること、
- (5) そして、今までは軽視されがちなこの段階が構造物の耐震性に大きく関与することが予想され、設計手法の重要な位置を占める可能性があること、

以上により、手計算による弾性解析法では、解は、その厳密性より、建物及び基礎等の剛性と結びついた簡略な表現こそ重要になると考える。

微分方程式による構造物の解法は、Chitty [1947] がラーメンの近似解法として提案し、Rosenblueth [1960] , Cardan [1961] , 大沢 [1961] , Beck [1962] 、

Burns [1964] , Rosman [1964] , Coull [1968] , 井口 [1969] らが、連層壁を含む構造物の解析法として応用し、さらに、大沢 [1964] , Tso [1971] らは動的解析にも応用している。

Rosenblueth は、壁フレーム構造のフレーム部分の剛性の評価方法及び全体の釣合い方程式の構成の基本的な考え方を示した。フレーム部分の剛性評価では、壁の境界ばり及びそれに連なる柱を含め、反曲点を中央に仮定して導くアイデアを示したが、具体的な定式化はないのでどの程度厳密な評価なのか不明である。また、転倒モーメントの釣合い式を微分して得られる各層のせん断力の釣合い式の Iteration による解法（三項方程式ではなく）を示したが、境界ばりに連なる柱のせん断力負担を無視しており、やや不完全なものである。さらに、一様断面の仮定のもとに連続体に置換し、微分方程式による解法を示した。Cardan は、フレーム部分の剛性評価における、壁の境界ばり及びそれに連なる柱を含め、反曲点を中央に仮定して具体的な定式化を示したが、その解法に初歩的な誤りがあり、正しい評価式を得るには至っていない。

大沢らは、コア型の耐震壁を含む構造物を対象として、境界ばり、純フレーム部分（さらに直交ばりもふくむ）を D 値法と結びつけて一般的に評価する方法を示し、微分方程式による解法、同様な考え方にもとづく三項方程式による解法を示した。この研究は壁とフレームの連成効果の重要性を指摘した先駆的なものであるとともに、この段階でほぼ完成されたものであったといえる。ただし、境界ばりの評価で、（通常フレーム側の D 法より）やや精度の悪い仮定をしており、また、基礎剛性の影響が解法に“陽な形”でとりいれられていない。

微分方程式による解法は、はり、柱、壁断面及び階高、外力分布に制約（一様あるいは数学的に表現可能な変化）があり、大沢らは、これらの制約がなくても手計算による解法が十分可能な三項方程式による方法を示した。

井口らは、3 スパンの中央に連層耐震壁がある壁フレーム構面の外柱も含めた境界ばりの連続体への置換方法を厳密に示し、また、基礎の回転剛性を陽な形で解

に導入し、さらに、例題によりマトリクス法による精解とほとんど一致する解（部材力）が得られることを示した。

以下、まず、大沢、井口らの方法を整理して、壁フレーム構造の連結方程式による解法（置換方法）を一般化して定式化し、新たに考案した略算による解法を示す。

### 8.1.2 フレーム部分の等価剛性評価

壁フレーム構造の壁とフレームのせん断力負担、境界ばりの曲げ戻しを考慮する解析法は、骨組として扱えば、三項方程式の、さらに一様断面などの仮定のもとに連続体に置換すれば、微分方程式の解に帰着する。いずれの場合も、その解法よりむしろ、フレーム部分の剛性の評価がポイントになる。

壁の境界ばり及びそれに連なる柱以外では、層せん断力と層間変形角の関係を次のように表現する。

$$Q_F = G_F \theta$$

$Q_F$  : フレーム負担せん断力

$G_F$  : フレーム剛性

$\theta$  : 層間変形角

フレーム剛性  $G_F$  は、通常  $D$  値法と同様に、柱、はりの反曲点を中央と仮定して、（壁フレーム構造の場合、壁が変形モードを支配し、純フレームよりむしろ、この仮定が成立する）

（内柱）

$$G_{F1} = 12E / h \cdot K_B K_C / (K_B + K_C)$$

(外柱)

$$G_{F2} = 12 E / h \cdot K_B K_C / (K_B + 2 K_C)$$

ここに、

- E : ヤング係数  
h : 階高  
K<sub>C</sub> : 柱剛度  
= I<sub>C</sub> / h (1 - 2 λ<sub>C</sub>)<sup>3</sup>  
K<sub>B</sub> : はり剛度  
= I<sub>B</sub> / l (1 - 2 λ<sub>B</sub>)<sup>3</sup>  
l : スパン長  
λ<sub>B</sub> : はり剛域長さ比  
λ<sub>C</sub> : 柱剛域長さ比

境界はり及びそれに連なる柱（以下、剛性評価で特別な扱いになるので、“境界柱”と呼ぶ）で、通常のD値法に見合う程度の精度で剛性評価を行なうには、境界はり以外のフレーム部分では、反曲点を中央と仮定して、層間変形と境界柱の負担せん断力、壁の曲げ戻しモーメントとの関係を求めればよい（図8.1.1(a)）。これを、以下に示すように、上下のフレーム部分の節点回転角及び壁の層間変形角に差分法の関係が成立すると仮定して、一般的に定式化してもまったく同様な結果が得られる。この場合、厳密には、壁の曲げ変形により生じるフレーム部分の応力とせん断変形によるものと区別する必要がある、以下これを区別した場合を示す。（実用的には、せん断変形によるものは小さいので、無視しても問題ない）境界柱が内柱の場合を対象にする（外柱の場合は連続ばりの剛性をゼロとする）。

(曲げ変形)

仮定：

上下層でフレーム部分の節点回転角の増分及び壁の曲げ変形による層間変形角

の増分が等しい（差分方程式が成立する）と仮定する。すなわち、図8.1.1 (b) の記号にしたがい、上下のフレーム部分の節点回転角及び壁の層間変形角に次の関係が成立すると仮定する（図8.1.1 (c) 参照）。

$$(\theta_B + \theta_C) / 2 = \theta_O$$

$$(R_{OB} + R_{OC}) / 2 = \theta_A = \theta_M$$

ここに、

$\theta_O$  : 節点O（境界柱）の回転角

$\theta_B$ 、 $\theta_C$  : 節点B、C（節点Oの上下）の回転角

$\theta_A$  : 節点A（壁中央）の回転角

$R_{OB}$ 、 $R_{OC}$  : OB、OC間（節点Oの上下層）の層間部材角

$\theta_M$  : 壁の曲げ変形

柱の剛度が上下で異なる場合は、

$$K_b \theta_B + K_c \theta_C = (K_b + K_c) \theta_O$$

$$K_b R_{OB} + K_c R_{OC} = (K_b + K_c) \theta_A$$

これは以下の展開のための単に数学的な関係式で、とくに後者は物理的な意味はない。

基本式：

たわみ角法による。

$$M_{OA} = 2EK_0 (2\theta_O + (1+3\lambda)\theta_A)$$

$$M_{A0} = 2EK_a \left( (1+3\lambda) \theta_0 + (2+6\lambda+6\lambda^2) \theta_A \right)$$

$$M_{0B} = 2EK_b (2\theta_0 + \theta_B - 3R_{0B})$$

$$M_{B0} = 2EK_b (\theta_0 + 2\theta_B - 3R_{0B})$$

$$M_{0C} = 2EK_c (2\theta_0 + \theta_C - 3R_{0C})$$

$$M_{C0} = 2EK_c (\theta_0 + 2\theta_C - 3R_{0C})$$

$$M_{0D} = 2EK_d (3\theta_0)$$

$K_i$  : 部材  $i$  の剛度

節点方程式 (O点) :

$$M_{0A} + M_{0B} + M_{0C} + M_{0D} = 0$$

基本式を代入し、仮定により、

$$\theta_0 = (3K_b + 3K_c - (1+3\lambda)K_a) / (\Sigma K) \theta_A$$

$$\Sigma K = 2K_a + 3K_b + 3K_c + 3K_d$$

境界柱の層せん断力と層間変形角の関係を

$$Q_3 = GF_{3H} \theta_A$$

とすると、柱のせん断力として、上下層の平均値をとり、

$$\begin{aligned} Q_3 &= - (M_{0B} + M_{B0} + M_{0C} + M_{C0}) / 2h \\ &= 18E (K_b + K_c) \left( (1+\lambda)K_a + K_d \right) / (\Sigma K h) \theta_A \end{aligned}$$

すなわち、



$$G_{F3M} = 18E (K_b + K_c) \left( (1+\lambda) K_a + K_d \right) / (\Sigma K h)$$

これに、前出の境界柱以外のフレーム部分の剛性を加え、

$$G_{FM} = G_{F1} + G_{F2} + G_{F3M}$$

とすると、壁の曲げ変形  $\theta_M (= \theta_A)$  により生じる柱のせん断力  $Q_{FM}$  は、

$$Q_{FM} = G_{FM} \theta_M$$

となる。境界ばりの曲げ戻しによる壁のモーメントと層間変形角との関係は、

$$\begin{aligned} M_{A0} &= 2EK_e \left( (1+3\lambda) \theta_0 + (2+6\lambda+6\lambda^2) \theta_A \right) \\ &= 6EK_e K_e / (\Sigma K) \theta_A \end{aligned}$$

$$K_e = 3(1+\lambda) (1+2\lambda) (K_b+K_c) + (1+\lambda)^2 K_a + 2(1+3\lambda+3\lambda^2) K_d$$

曲げ変形  $\theta_M$  に対して境界ばりの曲げ戻しにより区間  $h$  に平均的に生じる単位長さあたりのモーメントを、

$$\begin{aligned} m_{BM} &= -M_{A0} / h \\ &= -G_{BM} \theta_M \end{aligned}$$

とすれば、

$$G_{BM} = 6EK_e K_e / (\Sigma K h)$$

(せん断変形)

同様に、せん断変形に対しては、上下層でフレーム部分の節点回転角の増分が

等しく、壁のせん断変形による層間変形角は等しいと仮定する。すなわち、図8.1.1 (b) の記号にしたがい、上下のフレーム部分の節点回転角及び壁の層間変形角に次の関係が成立すると仮定する（図8.1.1 (d) 参照）。

$$(\theta_B + \theta_C) / 2 = \theta_0$$

$$R_{OB} = R_{OC} = \theta_A = \theta_s$$

ここに、

$\theta_0$  : 節点O（境界柱）の回転角

$\theta_B$ 、 $\theta_C$  : 節点B、C（節点Oの上下）の回転角

$\theta_A$  : 節点A（壁中央）の回転角

$R_{OB}$ 、 $R_{OC}$  : OB, OC間（節点Oの上下層）の層間部材角

$\theta_s$  : 壁のせん断変形

柱の剛度が上下で異なる場合は、

$$K_b \theta_B + K_c \theta_C = (K_b + K_c) \theta_0$$

基本式：

たわみ角法による。

$$M_{OA} = 2EK_a (2\theta_0 + \theta_A)$$

$$M_{AO} = 2EK_a (\theta_0 + 2\theta_A)$$

$$M_{OB} = 2EK_b (2\theta_0 + \theta_B - 3R_{OB})$$

$$M_{BO} = 2EK_b (\theta_0 + 2\theta_B - 3R_{OB})$$

$$M_{OC} = 2EK_c (2\theta_0 + \theta_C - 3R_{OC})$$

$$M_{CO} = 2EK_c (\theta_0 + 2\theta_C - 3R_{OC})$$

$$M_{OD} = 2EK_d (3\theta_0)$$

$K_i$  : 部材  $i$  の剛度

節点方程式 (O点) :

$$M_{0A} + M_{0B} + M_{0C} + M_{0D} = 0$$

基本式を代入し、仮定により、

$$\theta_0 = (3K_b + 3K_c - K_a) / (\Sigma K) \theta_A$$

$$\Sigma K = 2K_a + 3K_b + 3K_c + 3K_d$$

境界柱の層せん断力と層間変形角の関係を

$$Q_3 = G_{F3S} \theta_A$$

とすると、柱のせん断力として、上下層の平均値をとり、

$$\begin{aligned} Q_3 &= - (M_{0B} + M_{B0} + M_{0C} + M_{C0}) / 2h \\ &= 18E (K_b + K_c) (K_a + K_d) / (\Sigma K h) \theta_A \end{aligned}$$

すなわち、

$$G_{F3S} = 18E (K_b + K_c) (K_a + K_d) / (\Sigma K h)$$

これに、前出の境界柱以外のフレーム部分の剛性を加え、

$$G_{FS} = G_{F1} + G_{F2} + G_{F3S}$$

とすると、壁の曲げ変形  $\theta_s$  により生じる柱のせん断力  $Q_{Fs}$  は、

$$Q_{Fs} = G_{Fs} \theta_s$$

となる。境界ばりの曲げ戻しによる壁のモーメントと層間変形角との関係は、

$$\begin{aligned} M_{A0} &= 2 E K_0 \left( (1+3\lambda) \theta_0 + (2+3\lambda) \theta_A \right) \\ &= 6 E K_0 K_e / (\Sigma K) \theta_A \end{aligned}$$

$$K_e = 3 (1+2\lambda)(K_b+K_c) + (1+\lambda) K_a + (2+3\lambda) K_d$$

せん断変形  $\theta_s$  に対して境界ばりの曲げ戻しにより区間  $h$  に平均的に生じる単位長さあたりのモーメントを、

$$\begin{aligned} m_{Bs} &= M_{A0} / h \\ &= G_{Bs} \theta_s \end{aligned}$$

とすれば、

$$G_{Bs} = 6 E K_0 K_e / (\Sigma K h)$$

壁の変形は、曲げ変形  $\theta_M$  とせん断変形  $\theta_s$  の和になるものとして、以上の定式化を整理すると、フレーム部分に生じるせん断力は、

$$Q_F = G_{FM} \theta_M + G_{Fs} \theta_s$$

境界ばりによる曲げ戻しによる壁の単位長さあたりのモーメントは、

$$m_B = G_{BM} \theta_M + G_{Bs} \theta_s$$

### 8.1.3 連結方程式による壁フレーム構造の解法

#### a) 微分方程式の誘導

以上のフレーム部分の剛性の定式化を前提にして、高さ方向の壁の変形を未知数とする微分方程式を導く。

壁の変形 : 曲げ変形とせん断変形の和であらわされるものとし、フレーム部分の層間変形はこの和に等しいものとする。

$$\theta = \theta_N + \theta_S$$

壁のモーメント : 曲げ変形との関係は、

$$M_W = -EI \left( \frac{d\theta_N}{dx} \right) \quad (EI : \text{壁断面の曲げ剛性})$$

壁のせん断力 : せん断変形との関係は、

$$\begin{aligned} Q_W &= GA_W / \chi \theta_S \\ &= G_{WS} \theta_S \end{aligned} \quad (G_{WS} : \text{せん断剛性})$$

壁境界ばり部分のモーメントの釣合い : 壁のモーメントは、壁のせん断力に単位長さあたりの境界ばりの曲げ戻しモーメントを加え、最上階から積分したものに等しい、

$$M_W = \int (Q_W + m_B) \cdot dx$$

$$m_B = -G_{BN} \theta_N - G_{BS} \theta_S$$

壁フレーム部分のせん断力の釣合い :

$$Q = Q_M + Q_F$$

以上の式から、 $Q_M$ 、 $Q_F$ 、 $Q_B$ 、 $\theta$ 、 $\theta_s$  を消去すると、 $\theta_M$  に関する微分方程式が得られる。

$$b E I (d^2 \theta_M / dx^2) - (G_{FM} + b G_{BM}) \theta_M = -Q$$

$$b = (G_{MS} + G_{FS}) / (G_{MS} - G_{BS}) \\ = (1 + \alpha G_{FS} / G_{AM}) / (1 - \alpha G_{BS} / G_{AM})$$

#### b) 微分方程式の解

基礎の剛性を考慮し、逆三角形分布の外力を受ける場合の解を示す。

せん断力分布 : 逆三角形外力分布に対するせん断力分布は

$$Q = P_0 H (1 - (x/H)^2) / 2$$

H : 建物高さ

$P_0$  : 最上階の単位長さあたりの水平力

微分方程式 : 前項で誘導した微分方程式を整理して、

$$(d^2 \theta_M / dx^2) - a'^2 \theta_M = -Q / (b E I)$$

$$a'^2 = G_{FM} / b E I + G_{BM} / E I$$

$$\begin{aligned}
 b &= (G_{WS} + G_{FS}) / (G_{WS} - G_{BS}) \\
 &= (1 + \kappa G_{FS} / G_{AW}) / (1 - \kappa G_{BS} / G_{AW})
 \end{aligned}$$

せん断力分布を代入し、 $a = a' H$ 、 $\xi = x / H$ として、さらに整理すると、

$$(d^2 \theta_M / d \xi^2) - a^2 \theta_M = p (1 - \xi^2)$$

$$p = -P_0 H^3 / (2 b E I)$$

一般解：余関数

$$\begin{aligned}
 \theta_M &= A \sinh(a \xi) + B \cosh(a \xi) \\
 &= H_{AB}(a \xi)
 \end{aligned}$$

とあらわして、一般解は、

$$\theta_M = H_{AB}(a \xi) + (2 / a^2 - 1 + \xi^2) p / a^2$$

となる。

$$d \theta_M / d \xi = a H_{BA}(a \xi) + 2 \xi p / a^2$$

$$d^2 \theta_M / d \xi^2 = a^2 H_{AB}(a \xi) + 2 p / a^2$$

境界条件：

$$(1) \quad \xi = 1 \text{ で、} M_W = - (E I / H) (d \theta_M / d \xi) = 0$$

$$(2) \quad \xi = 0 \text{ で、 } M_W + K_F \theta_H = 0$$

$K_F$  : 基礎の回転剛性

解：境界条件 (1)、(2) から定数 A、B をもとめると、

$$\begin{bmatrix} A \\ B \end{bmatrix} = D \begin{bmatrix} \sinh(a) & 1 \\ -\cosh(a) & k_H \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 2/a^2 - 1 \\ -2/a \end{bmatrix}$$

$$D = p / \{ a^2 (\sinh(a) k_H + \cosh(a)) \}$$

$$k_H = EI a / K_F H$$

壁のモーメントは、定数 A、B を用いて、

$$M_W = - (EI / H) (d\theta_H / d\xi)$$

$$= - (EI / H) (a H_{BA}(a\xi) + 2\xi p / a^2)$$

$$H_{BA}(a\xi) = B \sinh(a\xi) + A \cosh(a\xi)$$

とあらわされる。



#### 8.1.4 弾性解析略算法

中層の壁フレーム構造の弾性解析を行なうと、フレーム部分と壁の剛性比（壁量）、基礎剛性等にもよるが、高さ方向の変形性状は、独立耐震壁と純フレームの中間、すなわち、ほぼ直線状に近いものとなる。そこで、図8.1.2のようなモデルにより、略算法を試みる。

モデルでは、壁の曲げ及び基礎回転による変形のみを考慮する。壁の曲げ変形は、壁脚に集中するものとし、壁及びフレームの変形モードを直線と仮定する。

このモデルでは、高さ方向の部材力のばらつきより、全体としての壁とフレーム部分の外力負担率（これは後述するように転倒モーメントの負担率で表現される）を重視しており、とくに、基礎剛性がこれに与える影響を明快に把握することを意図している。

##### (1) フレーム部分の等価剛性評価：

フレーム部分の剛性評価の方法は、前節に示した定式化によればよい。まとめて示すと、節点モーメントと層間変形角の関係を、

$$M_i = K_i \theta$$

とあらわして、一様断面の場合は、

$$\text{内柱：} \quad K_1 = 12 E \cdot K_b K_c / (K_b + K_c)$$

$$\text{外柱：} \quad K_2 = 12 E \cdot K_b K_c / (K_b + 2K_c)$$

$K_b, K_c$ ：はり、柱の剛度(=  $I / \ell (1 - 2\lambda_e)^3$ )

$\lambda_e$ ：端部剛域長さ比、

境界柱 :  $K_3 = 18 E \cdot K_b K_c (1 + \lambda) / (K_b + 3K_c)$

境界ばり :  $K_4 = 6 E \cdot K_b K_e / (K_b + 3K_c)$

$$K_e = (1 + \lambda)(1 + 2\lambda) K_c + 3(1 + \lambda)^2 K_b$$

$\lambda$  : 壁長の1/2 (剛域) の境界ばり長さに対する比

最上層では上式で柱の剛度を1/2 とする。最下層は、基礎ばりの剛性が十分大きいと仮定し、次式に示す片持ちばりの剛性で評価する。

柱脚 :  $K_5 = 3 E I_c / h_c^2$

ここに、 $h_c$  は、最下層の柱反曲点高さで、以下の計算では、 $(h_1 - h_2 / 2)$  とした。

柱脚及び境界ばりによる壁芯でのモーメントを含むフレーム部分の転倒モーメント負担は、全層の節点モーメントの和MBCとして、全層で共通の層間変形角 $\theta$ との関係は、次式であらわされる。

$$\begin{aligned} M_{BC} &= \sum K_i \theta \\ &= K_{BC} \theta \end{aligned} \quad (1)$$

このモデルで最も重要なのは、壁脚に与える回転バネの性質である。これは、壁の有効長さ (塑性剛性評価におけるヒンジ長さに相当) という概念で、後述するように、壁のモーメント分布から合理的に評価 (定式化) することが可能となる。

(2) 壁とフレーム部分のモーメント負担 :

このモデルで重要なのは、壁脚に与える回転バネの性質であるが、これを定式

化する手順は後述する。まず、この回転バネの性質が与えられているものとして、解を定式化しておく。外力による基礎まわり（転倒）モーメント  $M_{OT}$  は、壁脚のモーメント  $M_W$  とフレーム部分の負担  $M_{BC}$  との和となる。すなわち、

$$M_{OT} = M_W + M_{BC} \quad (2)$$

全体の変形角（ $\theta$ ）は、基礎の回転変形角（ $\theta_F$ ）と壁脚の回転変形角（ $\theta_W$ ）の和となる。すなわち、

$$\theta = \theta_F + \theta_W \quad (3)$$

壁脚バネ、基礎の回転剛性を、 $K_W$ 、 $K_F$  とすると、

$$\begin{aligned} M_W &= K_W \theta_W \\ &= K_F \theta_F \end{aligned} \quad (4)$$

であり、(1)、(2)、(3)、(4)式を解いて、

$$\theta = M_{OT} / K_{OT} \quad (5)$$

$$M_W = (K_{WF} / K_{OT}) M_{OT} \quad (6)$$

$$M_{BC} = (K_{BC} / K_{OT}) M_{OT} \quad (7)$$

$$M_i = (k_i / K_{OT}) M_{BC} \quad (8)$$

ここに、 $K_{WF} = 1 / (1/K_W + 1/K_F)$

$$K_{OT} = K_{WF} + K_{BC}$$

(3) 壁脚の回転剛性の決定法：

このモデル化で最も重要な仮定である、壁の曲げ変形をあらわす壁脚の回転バネの性質は、壁の応力（モーメント）分布に従って、等価な曲げ変形をもたらす回

転剛性（壁の有効長さ）として、以下に示す手順で簡単で、精度よい評価が可能となる。すなわち、壁の回転剛性  $K_w$  は、壁脚でモーメント  $M_w$  を受けたとき、これによる最上階変位が、壁の（中間）の真のモーメント分布により生ずる最上階変位と同じ値になるように決定する。

逆三角形外力分布を対象に定式化する。高さ  $h = x H$  における外力の転倒モーメントは、

$$\begin{aligned} M(x) &= P_0 H^2 \int_x^1 \xi (\xi - x) d\xi \\ &= M_{0T} (1-x)^2 (2+x) / 2 \end{aligned} \quad (9)$$

フレーム部分の転倒モーメント負担は、変形モード（直線）の仮定により、高さ方向の剛性変化が小さい場合は、線形に減少することになる。すなわち、ベースでのフレーム部分の負担モーメント  $M_{BC}(0)$  に対して、

$$M_{BC}(x) = M_{BC}(0) (1-x) \quad (10)$$

の高さ方向の分布が仮定しうる（図8.1.3）。したがって、壁のモーメントの高さ方向の分布は、

$$M_w(x) = M(x) - M_{BC}(x) \quad (11)$$

となる。このモーメント分布での壁の曲げ変形による最上階の変位は、モールの定理により、

$$\begin{aligned} \delta_m &= H^2 / EI \int_0^1 M_w (1-\xi) d\xi \\ &= H^2 / EI (11/40 M_{0T} - 1/3 M_{BC}(0)) \end{aligned} \quad (12)$$

$E I$  : 壁断面の曲げ剛性

一方、略算モデルの回転バネの剛性を  $K_w$  として、壁脚モーメント  $M_w$  が作用する

ときの最上階の変位は、

$$\delta_r = H M_W(0) / K_W \quad (13)$$

また、ベースモーメント  $M_{OT}$  に対し、壁脚、フレームによって負担される分は、前項の式 (6), (7) で与えられる。すなわち、

$$M_W(0) = (K_{WF} / K_{OT}) M_{OT} \quad (14)$$

$$M_{BC}(0) = (K_{BC} / K_{OT}) M_{OT} \quad (15)$$

(12), (13), (14), (15) の関係から、 $\delta_m = \delta_r$  とするために必要な等価な回転剛性  $K_W$  は、壁断面、フレーム部分及び基礎の剛性から、一義的に定めることができる。すなわち、

$$K_W = K_{WH} (1 + 7/120 K_{BC} / K_{WH}) / (11/40 - 7/120 K_{BC} / K_F)$$

ここに、 $K_{WH} = E I / H$

#### 8.1.5 精解との比較

以上の定式化に従って行なった略算の結果を、マトリクス法による精算値と比較する。解析対象は、実大7層試験体をProto-typeとし、同じはり、柱、壁断面で、(1) 階数、(2) 壁率、(3) 基礎剛性、をパラメータとする。(1) 階数は、5階、7階、9階とし、それぞれF5, F7, F9と略称する。(2) 壁率は、壁のあるフレームに対する純フレームの数の比を、0、1、2、3 (それぞれ、P0, P1, P2, P3) とし、PLANを変更し、壁率を変化させる。(3) 基礎剛性は、基礎下の軸方向剛性(EA/L)を、 $\infty$  (固定)、 $10^6$ 、 $10^5$ 、 $10^4$  ton/m (それぞれ、B0, B1, B2, B3) を想定する。実大7層建物の基礎軸力に対して設計した杭の剛性は、ほぼB2に相当する。基礎はり断面は、40cm x 120cmと仮定し、略算モデルで基礎回転を考慮する場合は、

境界ばりと同様に評価した等価剛性を基礎の剛性に加えた。この略算法では、特に外力の分布に制限はないが、以下すべて外力はベースシア係数 0.2の逆三角形分布の水平力とする。

変位モード：5、7、9階の建物（壁率P2）で2種の基礎剛性（固定とB2）に対する、略算と精算による各層の変位分布を図8.1.4に示す。基礎固定時には、略算の最上階の変位は精算と一致するが、特に低層部分で変形状はやや異なる。基礎の回転（実際に起こり得る）を考慮すると、精算による変位モードはほぼ直線状に近くなり、全体に略算と精算はほぼ一致する。全体の層間変形角の絶対値は、基礎の回転により、基礎固定時の約 1.3倍になる。

壁脚のモーメント：7階の建物で壁率の異なる場合の壁脚モーメントと基礎剛性との関係を図8.1.5に示す。基礎剛性が低い場合は基礎ばりが反力になり、壁率によらず全体に小さいが、基礎の固定度が高くなるにしたがって大きくなり、壁率の低い場合にこの増分は著しく大きくなる。略算による壁脚のモーメントは、全体にこの傾向をよく捉えているが、特に基礎剛性が高い場合、精算値をやや下回る。これは、変形モードの仮定により、略算では精算より中間で大きい変位となるため、フレーム部分負担が大きくなるためである。

はりモーメントの分布：略算によりえられたフレームの負担モーメントを各階節点にその等価剛性の比率で振分け、さらに内柱では 1/2の比率で両側のはりに振分けてもとめた各部材のモーメントを図8.1.6に示す。最上階、1階柱脚では、反曲点の移動、基礎ばりの曲げ戻し（基礎回転時）等、略算では考慮しえない要因による。中間階では、精算では基礎固定時には上下方向のばらつきがあるが、基礎回転時にはばらつきが少なくなり、略算モデルで十分近似可能となる。この上下方向のばらつきより、むしろ、基礎剛性の影響あるいは純フレーム部分と境界ばり等の違いのほうが重要である。これらは、いずれも略算モデルで大略評価しうる。

壁フレーム構造の弾性応力解析略算法のためのモデル化を提案し、これとマトリクス法による精算と比較した。各部材（はり）の応力は略算によりほぼ精度よく算定でき、むしろ、略算法の仮定による誤差より、ややあいまいに仮定されがちな基礎剛性の影響が大きい。ひびわれによる応力再配分を認める立場の設計法では、特に構造計画、略設計の段階で十分適用可能であると考えられる。

## 8. 2 塑性解析略算法

壁フレーム構造の終局型設計では、骨組終局（保有耐力）時の耐震壁のせん断力を正しく評価し、せん断破壊を防止することが重要である。これを評価するのに、従来、壁フレーム構造では、壁にかかる外力分布を仮定するという方法がとられてきた。これは、設計上の便宜的な方法であって、剛床仮定にもとづいて壁とフレーム部分のせん断力の負担を一般的に捉えた正しい評価方法ではない。保有耐力の算出法及び耐震壁の静的な入力せん断力を略算的に比較的精度よく算出する方法を以下に示す。

### 8.2.1 保有耐力の算出法について

終局型の設計法では、部材の靱性から必要となる構造物の保有耐力を与える（耐力の設計）、あるいは、構造物の保有耐力から必要となる靱性を部材に与える（靱性の設計）、のどちらかの手順になる。これを関係づけるのは、保有耐力と応答変形量の関係であるが、構造物では、応答変形量には実際に起こる崩壊モードに対応する保有耐力が関係することに注意する必要がある。したがって、部材の設計に関係する保有耐力は、崩壊モードに対応して適切に定義し、算出することが重要となる。

現行の設計法で慣用的に用いられている保有耐力算出法は、算出法というより、保有耐力の定義あるいは本質的な意味に係わる性質により、次のように大別する必要がある。

- (A) 外力分布を仮定する方法
- (B) 外力分布によらない方法

(A) に属する具体的な算出方法には、(1) 仮想仕事法、(2) 極限解析法、(3) 荷重増分法、等があり、必要な計算量は異なるが、部材に完全剛塑性を仮定する場



合は、本質的には同じ保有耐力の計算値が求まる。現行の設計法では、保有耐力として1つの指標値（すなわち、変形レベルに応じた耐力上昇を考えると、ある変形レベルに対応する耐力）しか用いられないので、これらの方法に差はない。しかし、計算量に対する相対的な価値の変動を考慮すれば、将来の設計法にとっては、(3)増分法が最も有力な方法であると思われる。すなわち、部材の降伏後の耐力上昇（歪硬化）及び劣化（脆性部材）を考慮することが可能であり、また、各変形レベルでの部材の応力、変形など、現行の設計のフロー以外での判断に有用な結果の情報量が多い。これらの方法では、仮定する外力分布形が層せん断力の比率を決めることになり、層で定義される保有耐力としての意味はほとんどなくなる。

(B)の方法は、いわゆる節点振分法であり、節点でのモーメントの振分比率が重要な仮定ではあるが、各層に固有の保有耐力として、ある程度意味のある値が算出される。純フレーム構造では、柱降伏型になればまさに層の保有耐力といえるが、はり降伏型の場合は、この値が層の応答量と直接関係のある、意味ある値かどうかはまだ検討の余地がある。

連層壁をもつ壁フレーム構造の場合、壁がある層でせん断破壊する場合以外は、(B)の方法によっても、（一般に用いられる方法は結局壁にかかる外力分布は仮定することでもあり）各層で算出される値はあまり意味がない。すなわち、壁がある層でせん断破壊しなければ、骨組の変形モード（各層間変形）は壁の変形モードにより支配され、各層の応答変形量に結びつきうる層の保有耐力という概念はありえない。この場合、すなわち、壁脚の曲げ降伏あるいは基礎浮き上がりによって骨組の崩壊モードに至る場合は、応答変形に関連する保有耐力は骨組全体で1つの値を定義するのが適当である。

この骨組全体の保有耐力は、層降伏が起こらずに、骨組の応答変形にある一定のモード（一次モード）が支配的で、応答層間変形が等価1自由度系でほぼ予測しうる（縮約可能）な場合に限られる。この値は、等価1自由度系の復元力として定義しうる。

一方、実際には起こらない崩壊モードに対応する保有耐力は、現行の設計フローでは扱われていないが、設計にとって全く意味のないものではない。すなわち、設定した崩壊モードの実現可能性に対する安全率の評価にとりいれることが考えられる。たとえば、純フレームでは層崩壊のメカニズムに対応する保有耐力（柱両端ヒンジ）、あるいは、壁フレーム構造で壁のせん断破壊に対応する保有耐力（壁せん断耐力+フレーム部分の耐力）が、設定崩壊モードでの耐力（層せん断力）をどれだけ上回っているかが崩壊モードの確保に対する安全率の指標となりうる。

設定した崩壊モードを確実に実現することは構造物としての挙動には非常に重要な要素であるにもかかわらず、現行の設計法では極めて不明瞭に扱われているのが現状である。この安全率を保有耐力と関係させて定量的に評価することが現状ではまだ困難であるが、これは許容応力度（強度型）設計法が終局型の設計法に移行する段階で避けて通れない問題であり、設計法として根本的な不連続点になる可能性がある。すなわち、すべての建物が十分な安全率を見込んで、確実に設定した崩壊モードが実現するように設計されるならば、崩壊モードに応じた必要耐力を設定することで、終局型の設計法を一貫した論理でまとめることもできようが、崩壊モードが変わり得る可能性まで含めて評価するとなると、かなり繁雑な問題になることが予想される。この場合の保有耐力（力の応答）は、応答変形を連続的に支配する量ではなく、崩壊モードを不連続に変化させる量として扱う必要がある。

壁フレーム構造の場合、[6]章の応答解析例で示したように、壁の層崩壊のモードはせん断破壊すなわち脆性的な破壊を意味し、被害を急激に増大させる可能性が大きい。

これとは別に、現実の鉄筋コンクリート造の建物は、必ずしも構造的な理由からではなく壁が複雑に配置され、崩壊形の実現可能性の評価が困難、あるいは、実際問題として壁の靱性ある崩壊モードの確保が困難、になる場合も多い。したがって、終局型の設計法を適用しうるのは、将来的にも一部の建物に限られることも十分予想される。例えば、低層である程度の壁量がある建物（現行の2次設計免除の規定）には、むしろ強度型の設計法が適用されるべきであろう。その場合適用する

範囲を分類し、必要保有耐力もかなり不連続に変化させる必要があるものと思われる。

### 8.2.2 壁フレーム構造の保有耐力算出法

終局型設計法における骨組の必要保有耐力と部材の必要変形能力は、次の対応関係に整理される。

(1) 骨組耐力、周期： $C_u$ 、 $T$

↓ 想定入力地震 <縮約1自由度系>

(2) 骨組塑性応答変形角： $x_r = f(C_u, T)$

↓ 崩壊モード <全体崩壊>

(3) 各層応答変形角： $x_{si} = g(x_r)$

↓ 変形適合（剛体変形）、塑性剛性比

(4) 部材応答変形角： $R_{mj} = h(x_{si})$

↓ 降伏変形（鉄筋比、シアスパン比）

(5) 部材応答塑性率： $\mu_{mj} = r(R_{mj})$

層降伏が起こらないように設計された壁フレーム構造では、特に降伏後の変形状態では、壁脚あるいは基礎による変形が各層の変形角の大部分を占め、耐震壁が変形を強制して全体に直線に近い変形モードが支配的になる。この場合、各層の応

答層間変形角は、モードを仮定した縮約1自由度系により十分予測可能である。すなわち、上記の関係で縮約1自由度系で $x_r$ が予想でき、 $x_{si} = x_r$ が大略成立する。以下は、(4)は構造物の幾何学的性質、(5)は部材の性質により、把握可能である。

したがって、変形能力に関連する必要保有耐力は、この縮約1自由度系の復元力により骨組全体で1つの値を定義することが可能となる。これは、変形モードを直線と仮定すれば、骨組終局時のベースモーメントとなる。

仮想仕事法により、骨組終局時のベースモーメントは、設定した崩壊形（ヒンジ位置）の各部材の曲げ耐力の和として、外力分布形とは無関係に、

$$M_{0T} = \sum M_{Bu} + \sum M_{Cu} + \sum M_{Wu} + \sum M_{Tbu}$$

とあらわされる。ここに、 $M_{Bu}$ 、 $M_{Cu}$ 、 $M_{Wu}$ 、 $M_{Tbu}$ は、それぞれ、塑性回転する、はり、柱、壁脚、直交ばりの終局曲げ耐力で、全体変形量に対応するように変換したもの（節点モーメント等）である。

外力分布の仮定は、耐震壁のせん断設計等各層のせん断力を算出する段階ではじめて必要になる。特に1階のせん断力（ベースシア）を問題にするなら、外力を等価な集中荷重としたときの水平力の作用高さ（ $= \alpha H$ 、 $H$ ：全層高さ）を、外力分布形をあらわす指標とすることができ、静的に計算される終局ベースシア $B_s$ は、

$$B_s = M_{0T} / \alpha H$$

となる。

骨組終局時の耐震壁のせん断力は、終局ベースシアから振分比率（1/2）を仮定した柱の負担せん断力を除くことにより算出するのが精度よい。特に1階では、一般に1端すなわち柱脚の降伏モーメントが正確に算定でき、またその比率が大き

いので、振分比率の仮定の影響は小さい。連層耐震壁の設計で最も問題になる1階耐震壁のせん断力 $Q_{w1}$ を定式化すると、次のようになる。

$$Q_{w1} = B_s - \Sigma (M_{cu1} + M_{bu2} / 2) / h_1$$

ここに、  
 $h_1$  : 1階階高  
 $M_{cu1}$  : 1階柱脚の曲げ耐力  
 $M_{bu2}$  : 2階はりの曲げ耐力

### 8.2.3 増分解析との比較

前項の略算法を構造物を部材レベルでモデル化する弾塑性解析（[4]章）と比較する。対象とする建物は実大7層試験体を基本にして階数、壁率等を変更したもので、具体的には、6.1に示してある。外力分布は逆三角形とする。図8.2.1に、弾塑性解析における荷重変形関係を示し、前項の略算法によるベースシア、1階の耐震壁のせん断力を示した。

略算法と弾塑性解析における、壁とフレーム部分のせん断力の負担率はほぼ対応する。むしろ、変形レベルによる、保有耐力、耐震壁のせん断力の違いが大きい。弾塑性解析における降伏後の耐力上昇は、実大7層試験体の実験結果に適合するようにならされたものである。したがって、実際の建物でもこの程度の耐力上昇はありと考えられる。降伏後の耐力上昇は設計で考慮すべき重要な要素であり、降伏変形レベルでの保有耐力を略算的な算出する方法としては、前項の方法で十分であるといえる。

### 8.3 設計への応用

前節までの略算的な弾性、塑性解析の手法を本研究で念頭におく終局型設計法における構造計画に応用する。

壁フレーム構造の設計に際して、建物の保有耐力、終局時の壁のせん断力の性質を把握する目的で、主に構造計画の段階で検討あるいは選択が可能と考えられる、壁率、仮定断面などの異なる壁フレーム構造を設定して構造略設計を行なう。特に現行法規の設計目標、慣用的な手法は、大きくはくずさないことを前提に1次設計を行ない、この設計で決まる終局保有耐力及び耐震壁の終局設計用せん断力（の必然的な上昇）を評価する。弾性解析では、ベースシア係数  $C_0 = 0.2$  の外力に対する壁脚及び鉛直荷重による応力組み合わせ後のはりの下端で最小配筋規定による降伏モーメントを下回る範囲を明らかにする。保有耐力の略算では、この最小配筋による増分及び現行の設計法ではあまり正しく評価されない他の原因、すなわち、

- (1) 応答解析及び理論に基づいて提案した動的増幅率（[7]章）
- (2) 実験結果に基づいたスラブによるはりの超過強度（[2]、[5]章）

による増分を考慮し、1次設計の結果得られるベースシア、耐震壁の入力せん断力の値を整理する。

#### 8.3.1 対象の設定

壁フレーム構造の構造設計において、保有耐力に関連する建物のパラメータで、平面計画等の制約から構造計画の段階で比較的初期に決まるものには、(1) 建物階数、及び(2) 壁率がある。さらに、設計の段階でパラメータとなりうるのは、(3) 基礎剛性、(4) 部材断面である。ただし、基礎剛性は、地盤、支持条件により自ずと決まるものでむしろ個々の設計では確定的である。実大7層試験体を基本に(1) 階数、(2) 壁率、(3) 基礎剛性、(4) 部材断面、等を以下のように変化させる。階

高、スパン長は試験体と同様とする。

(1) 建物階数：

5、7、9階を対象とし、それぞれF5、F7、F9と略称する。

(2) 壁率：

壁のあるフレームに対する純フレームの数の比を、0、1、2、3として、直交方向の対称性を考慮した4種の平面計画（それぞれ、P0、P1、P2、P3）を設定し、壁率を変化させる（6.1）。直交ばりの効果は、P0ではなし、P1では片側、P2、P3では両側と仮定する。

(3) 基礎剛性：

基礎下の軸方向剛性(EA/L)が、 $\infty$ （固定）、 $10^6$ 、 $10^5$ 、 $10^4$  ton/m の場合（それぞれ、B0、B1、B2、B3とする）を想定し、基礎ばりの剛性をこれに加える。実大7層建物の基礎軸力に対して設計した杭の剛性（壁下、PC杭 4 -  $\phi$ 350、L = 10 m）は、ほぼ（B2）に相当する。

(4) 部材断面：

実大7層試験体のはり、柱断面（それぞれ、30x50、50x50 cm）は、日本で現在慣用的に用いられている断面より小さい。そこで、試験体のはり、柱断面寸法を縦横一定の比率（= D）で増大させる。解析で設定した断面寸法比は D = 1.0, 1.2, 1.4, 1.6で、それぞれS0, S1, S2, S3とする。壁厚は一定（20 cm）とし、側柱、直交方向のりはりは寸法比に従うものとする。

建物全重量は、実大7層試験体の擬似動的加力実験用重量を基本に、階数、平面計画、断面寸法による違いをほぼ精確に考慮し、仕上、積載重量を160 kg/m<sup>2</sup> と

してこれに加えた。

### 8.3.2 設計のフロー

以下の手順に従い、終局設計用せん断力を求める。

#### (1) 弾性応力解析：

設計用ベースシア係数  $C_0 = 0.2$  の逆三角形分布の外力に対して、壁フレーム構造の略算モデル（8.1）により、弾性応力解析を行なう。

#### (2) はり、柱脚、壁脚の曲げ設計：

設定した鉛直荷重による応力（ $S_0, S_1, S_2, S_3$ で、それぞれ、6.41, 6.99, 7.76, 8.53 tonf/m）との組み合わせを考慮して、はり、柱脚及び壁脚の設計用モーメントの曲げ耐力を与えるが、最小配筋規定は適用する。すなわち、設計用モーメントが小さい場合でも、はり下端 0.004、柱 0.008（壁側柱を含む、フレーム柱脚では引張鉄筋比 0.004として計算した）、壁板 0.0025、等の鉄筋比による曲げ耐力は確保されるものとする。また、通常設計で行なわれているように、節点のモーメントでフェイス位置の断面を設計する。

#### (3) 塑性応力解析：

逆三角形外力分布による終局ベースシア（保有耐力）、壁の静的入力せん断力を壁フレーム構造の塑性解析略算法（8.2）により評価する。各部材の曲げ耐力は、建築基準法施行令の構造計算指針・同解説の略算式により、その他以下の条件による。

##### (a) 鉄筋の強度（SD35）を 1.1倍とする。



- (b) 剛域を考慮する。
- (c) はり耐力に有効なスラブ筋、すなわち、
  - (Case.1)規準に基づき 8-D10、
  - (Case.2)突大7層試験体の実験に基づき 36-D10、の2つの場合を考慮する。
- (d) 直交ばり（主筋最小配筋、スラブ筋 8-D10）を考慮する。

#### (4) 動的増幅率：

想定地震の入力加速度の最大値として、0.33gを考慮、動的効果を考慮して設計せん断力を定式化する（〔7〕章、7.4）。定式化に従い、動的な効果によるせん断力の増分として総重量の約10%を静的に計算された入力せん断力に加える。

### 8.3.3 終局設計用せん断力

はり、柱断面の異なる場合の弾性解析における壁とフレーム部分の（転倒）モーメント負担に対する基礎剛性の影響を図8.3.1に示す。最小配筋によるモーメントを下回る場合は、その差が全体の保有耐力増分となるが、この増分は仮定断面が大きいほど大きい。基礎剛性は、壁とフレーム部分で相殺するので、影響はやや少ないが、壁の曲げ耐力がそのまま増分となる剛性が小さい場合の方が大きい。

1次設計された建物の終局保有耐力の各部材負担、上昇要因を分析した例を図8.3.2に示した。保有耐力の上昇に関しては、剛域、スラブ等は断面寸法比に比例した一定の影響があり、最小配筋によるものは仮定断面により大きく異なる傾向がある。

基礎を実際に近いと考えられる（B2）として1次設計した、階数、壁率、仮定断面の異なる建物の終局保有耐力（ベースシア係数）を図8.3.3に示す。スラブ筋はCase.2（7階のみCase.1も比較する）とし、最小規定によるベースシア係数の増

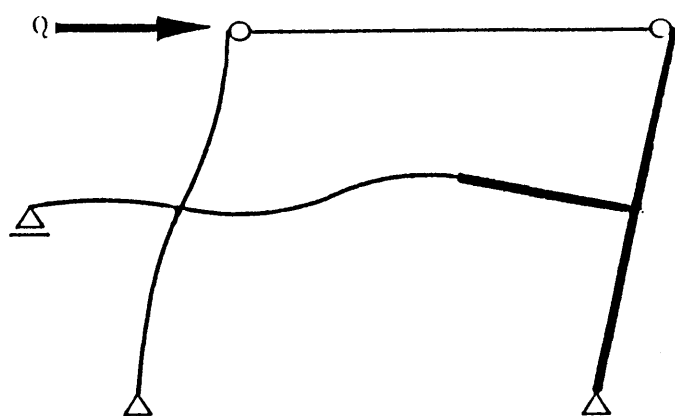
分を分けて示した。また、耐震壁の終局設計用せん断力（せん断応力度）を図8.3.4に示す。静的な入力せん断力（実線）及びこれに動的な増幅率を考慮した値（破線）を示した。同図では、配筋量、配筋詳細、壁厚等が異なる耐震壁試験体の実験結果（せん断耐力）とも比較し、壁厚の異なる場合は、等価な平均せん断応力度で示している。

一般に、はり、柱の仮定断面を大きくすると、1次設計で結果的に確保されるベースシア係数は上昇し、壁のせん断力の終局設計用せん断力も上昇する。スラブ筋は、必ずしもCase.2ほど有効であるとは限らない、また、鉄筋量が多い場合略算式ほどに耐力が上昇するとは限らないが、スラブ筋をCase.2で考慮する場合、壁のせん断力は壁率が低くなると上昇する。この傾向は、動的増幅率を考慮すると、さらに著しくなり、ある壁率以下では、耐震壁のせん断設計が困難になることが予想される。特に、階数が多くなると（9階）、ベースシア係数の増分は大きくはないが、同じ平面計画では相対的には壁率が低く、また、動的な増幅も大きくなるので、1次設計用ベースシア係数を抑えるか、耐震壁の特別な設計が必要になるものと思われる。このような場合、[3]章の実験結果によれば、壁厚を増し、側柱をふくめ十分な補強をすることが有効である。

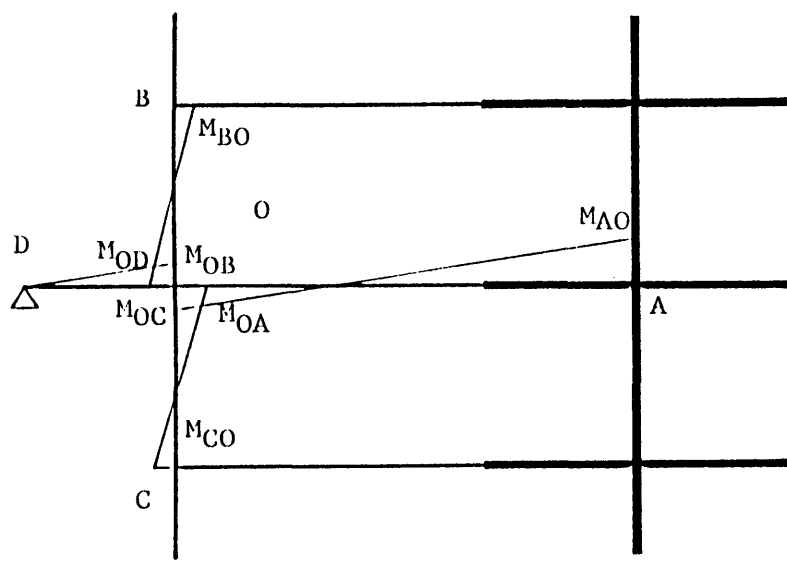
[8] 章をまとめる。

壁フレーム構造の手計算を前提にした、実用的な弾性解析略算法、塑性解析略算法を提案し、精算と比較した。弾性解析では基礎剛性、塑性解析では降伏後の耐力上昇の影響が大きく、いずれも、解析法より大きな不確定要素となる可能性がある。終局型の設計法では、降伏後の耐力上昇を正しく評価する方法が今後の課題として重要である。

また、提案した略算法を用いて、壁フレーム構造の終局型設計法を対象に、動的増幅、超過強度の概念を採り入れて、耐震壁の終局設計用せん断力を評価し、耐震壁を曲げ降伏型に設計する終局型設計法における構造計画の観点から、現行の慣用的な設計法のフローを解析した。現行の設計法（1次設計）のCriteriaを適用する場合は、壁率、仮定断面の影響が大きく、構造計画の段階で終局時の壁のせん断力を予想して、適切に設定することが重要になる。

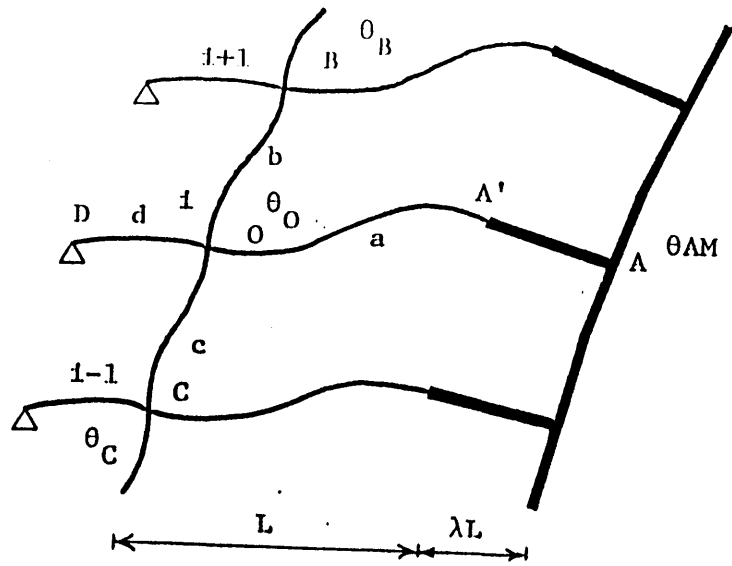


(a) 反曲点中央の仮定

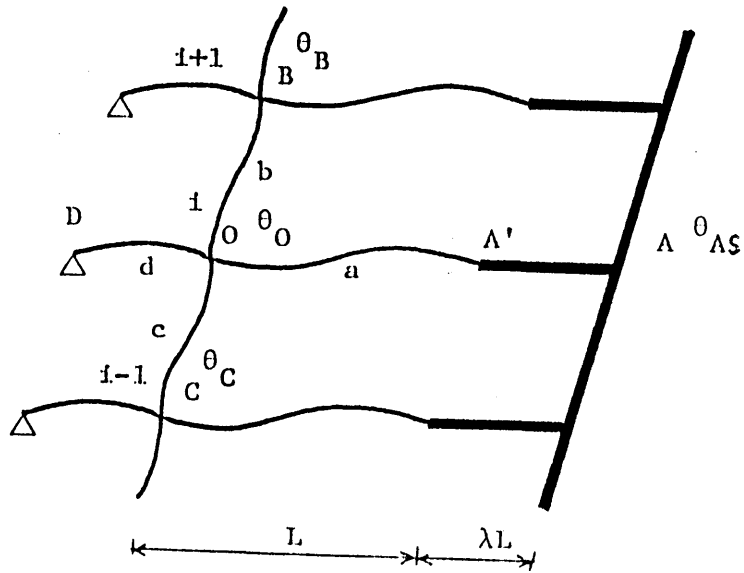


(b) モーメントの記号

図8.1.1 フレームの等価剛性評価



(c) 曲げ変形による変形状態



(d) せん断変形による変形状態

図8.1.1 フレームの等価剛性評価

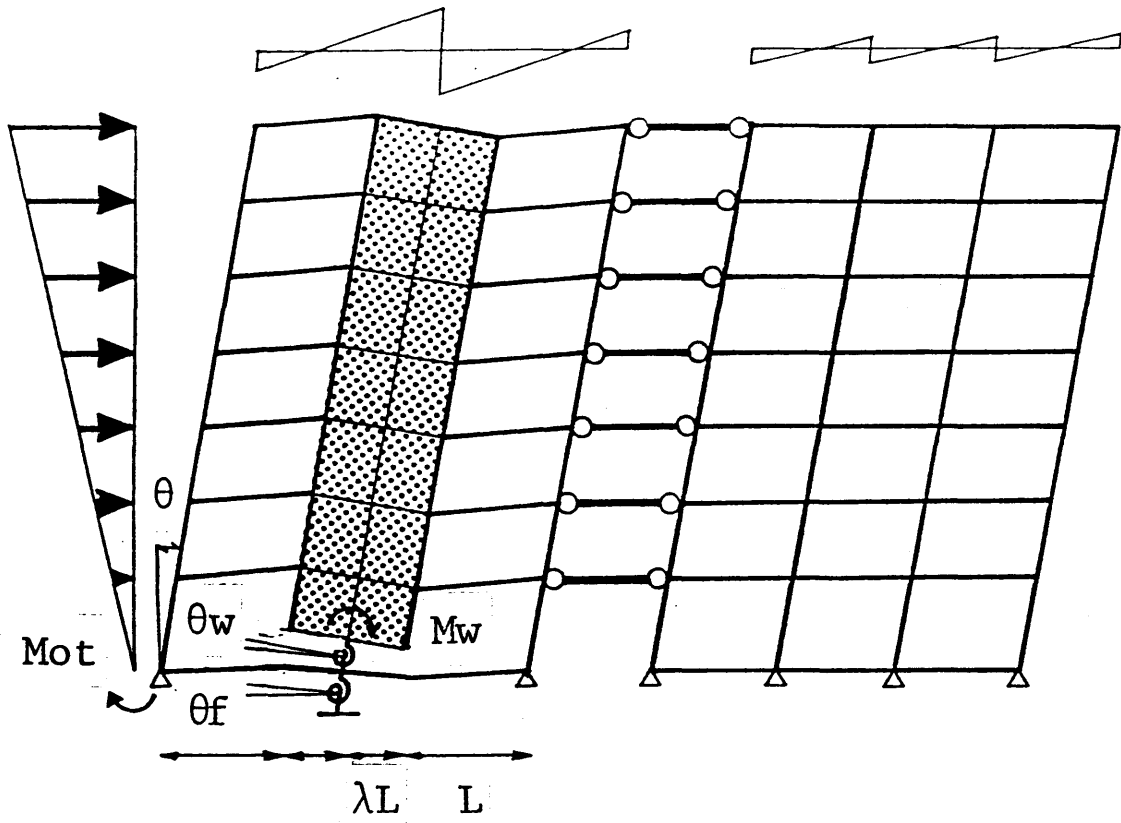


図8.1.2 弾性解析略算法のモデル

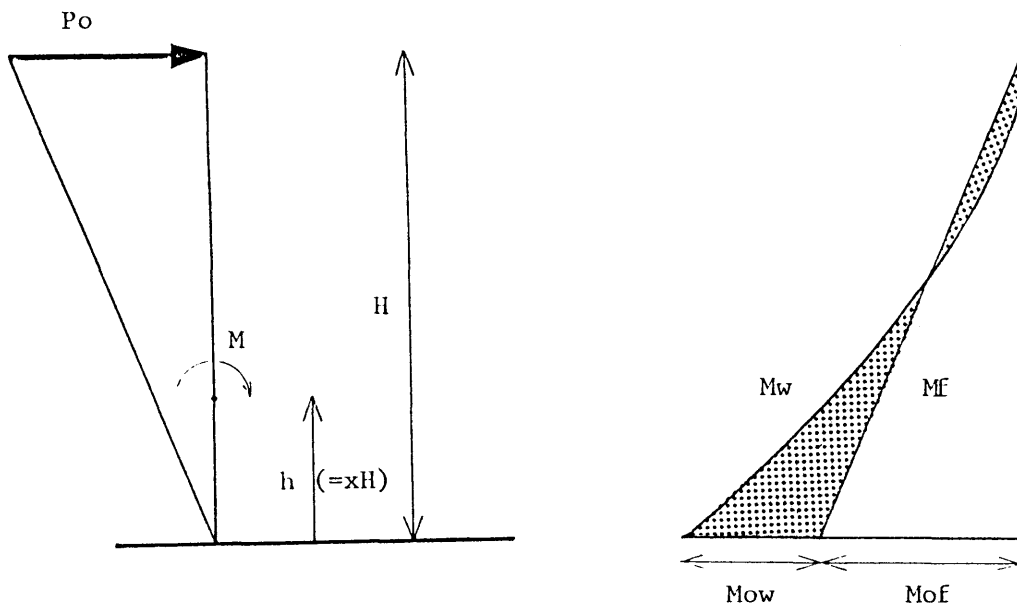


図8.1.3 転倒モーメントの負担率

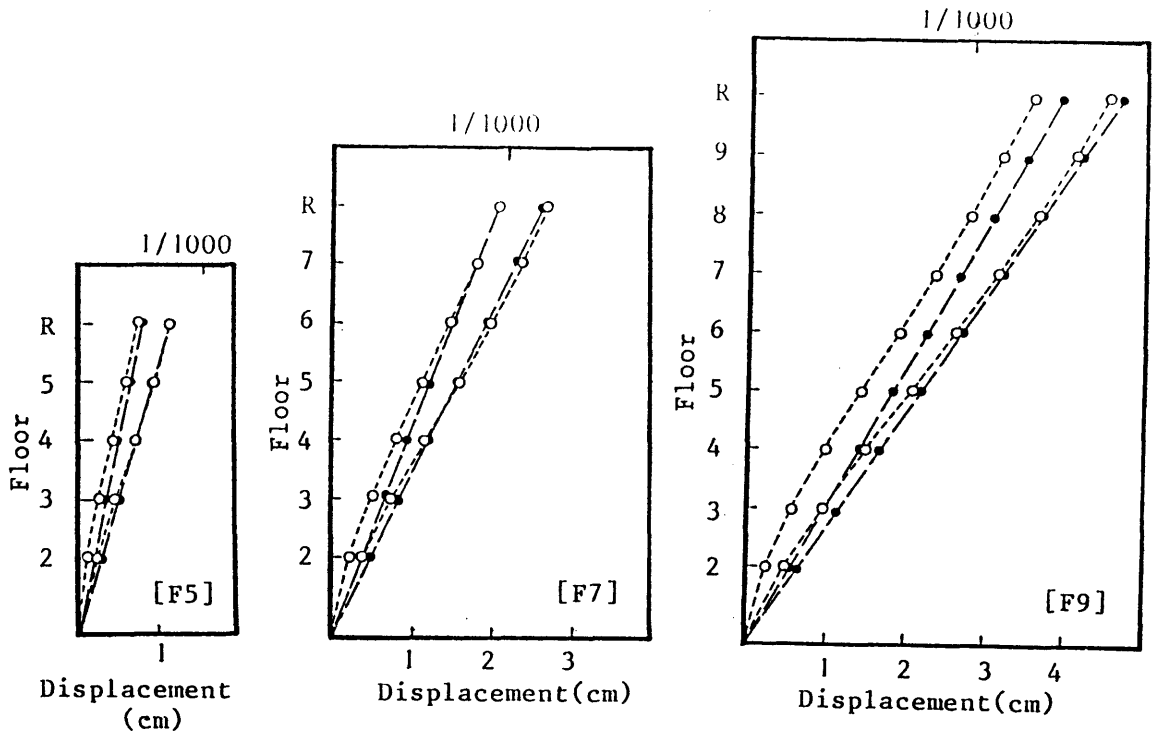


図8.1.4 変形モード

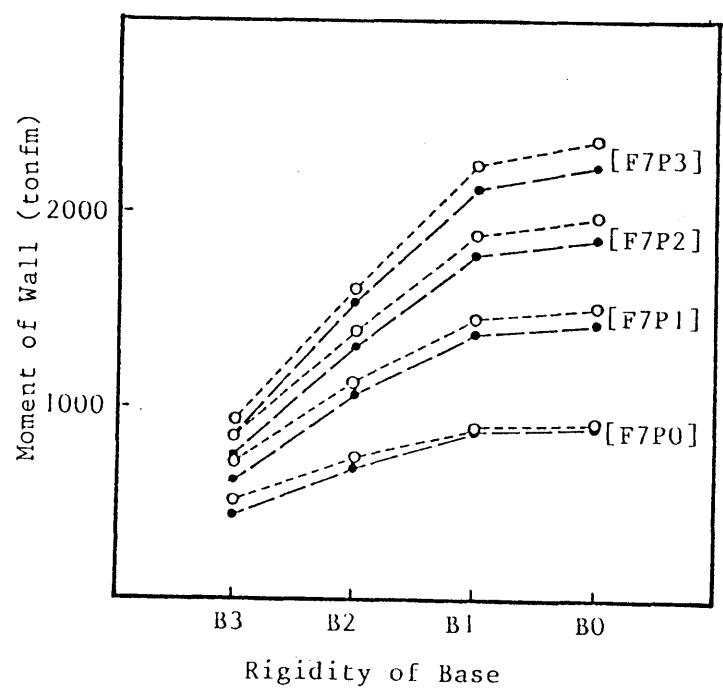
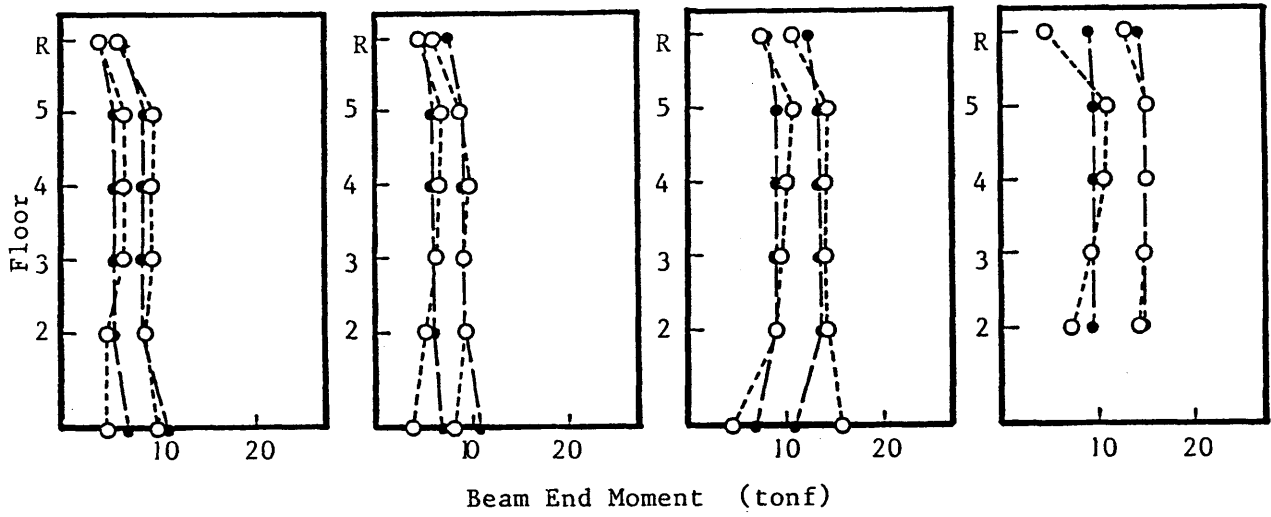
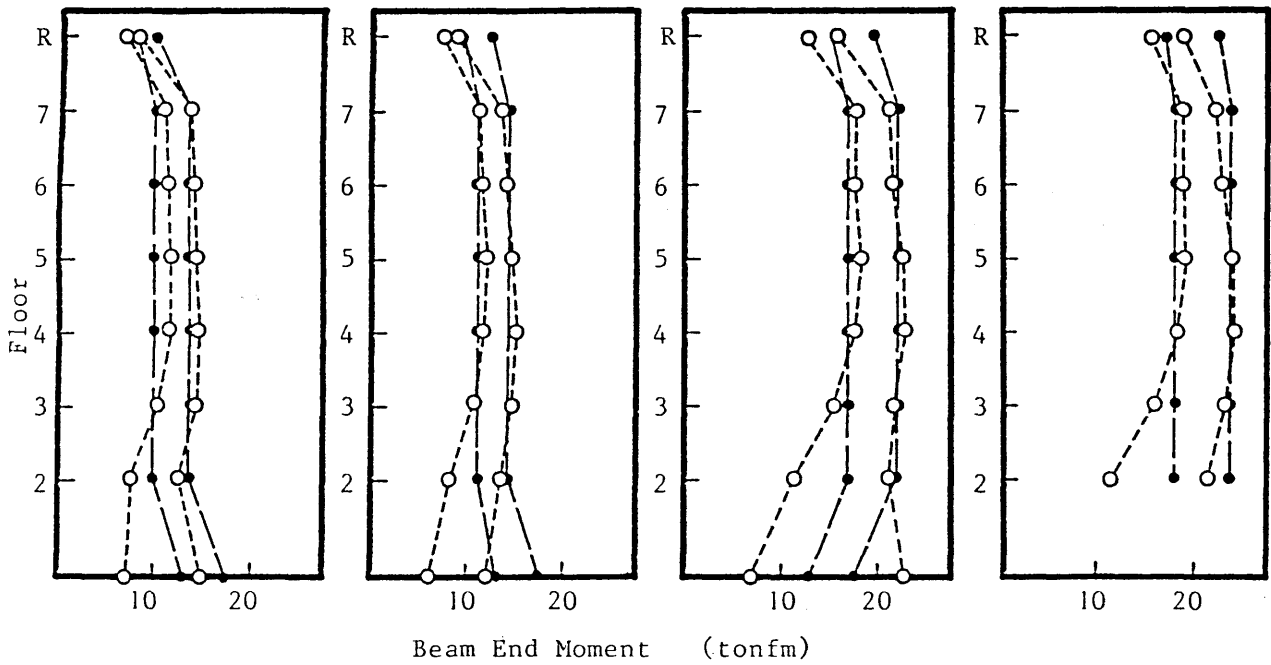


図8.1.5 壁脚のモーメント



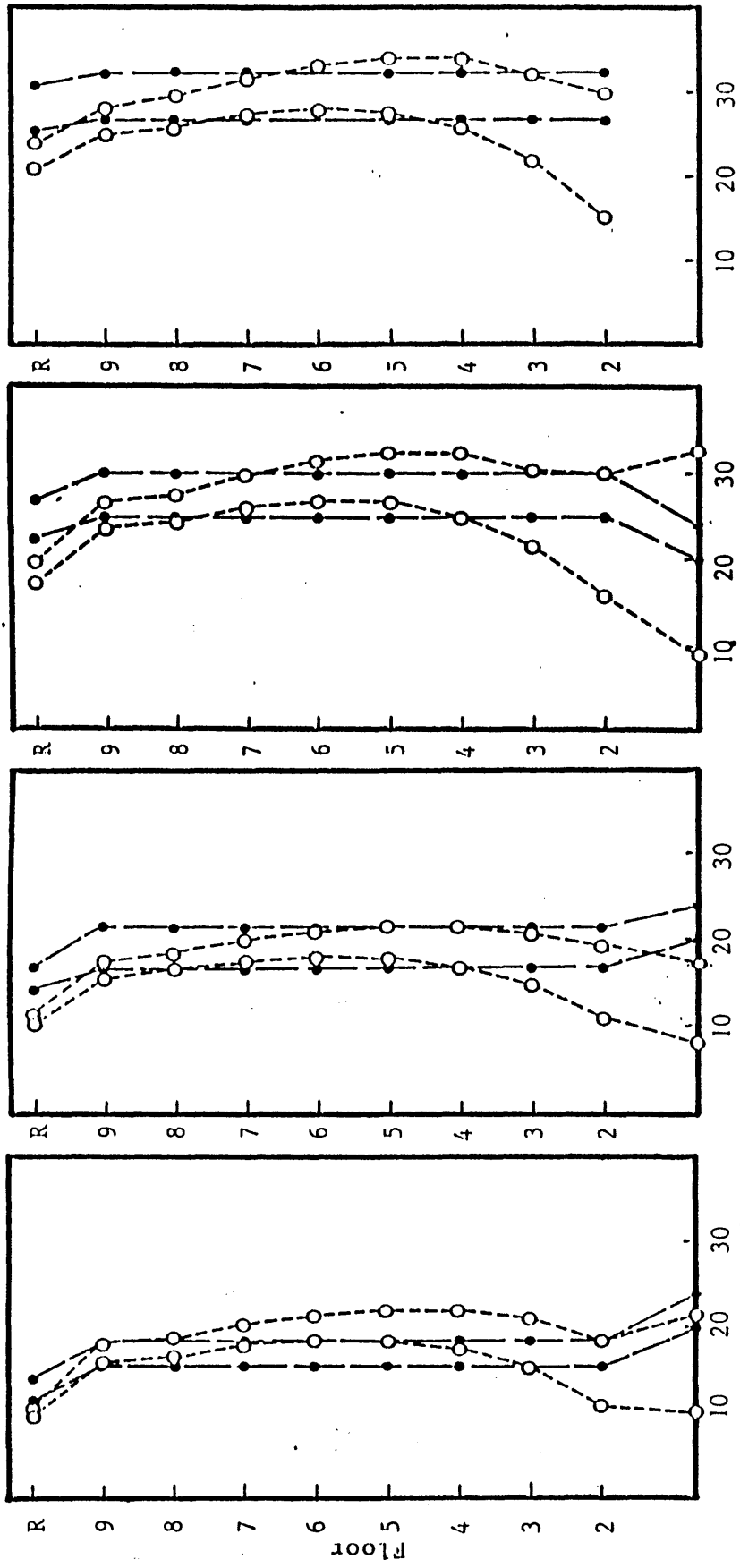
[F5]



[F7]

図8.1.6 はりのモーメント





Beam End Moment (tonfm)  
[F9]

図8.1.6 はりのモーメント

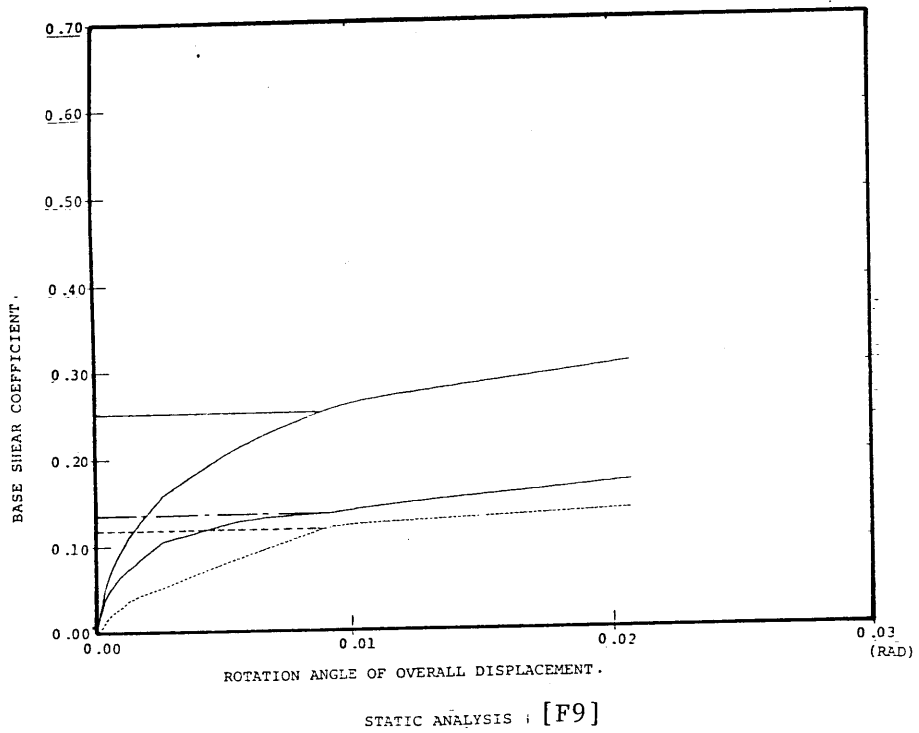
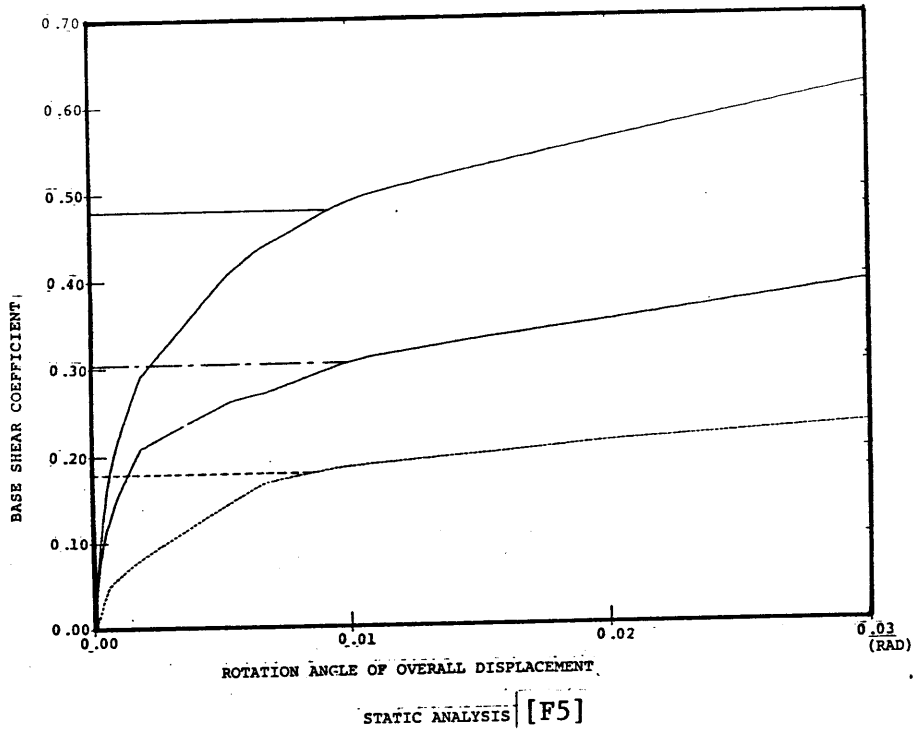


図8.2.1 静的増分解析と保有耐力略算の比較

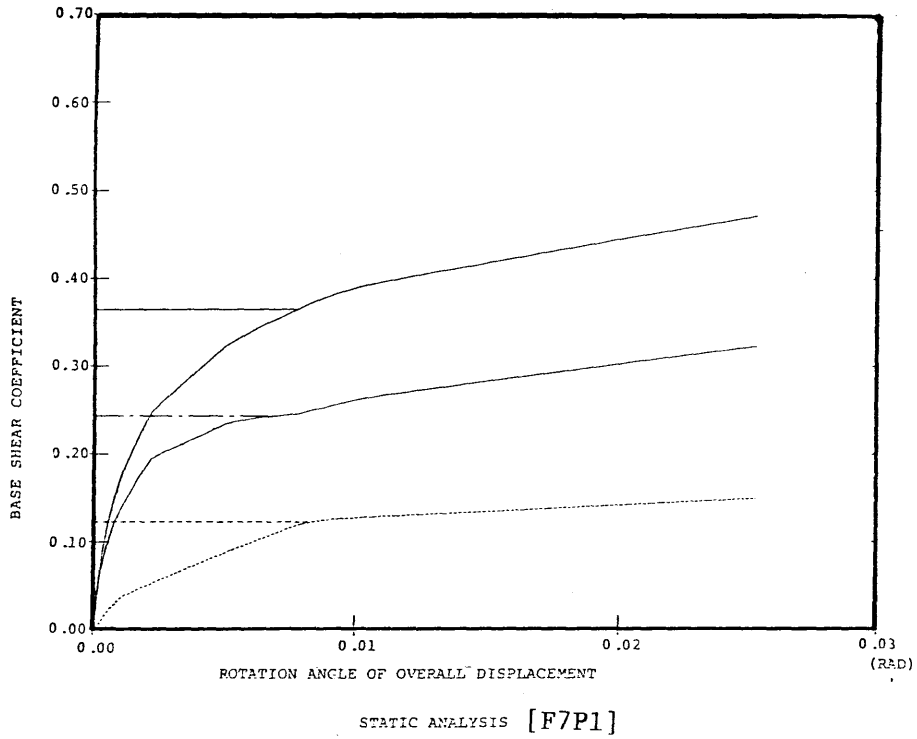
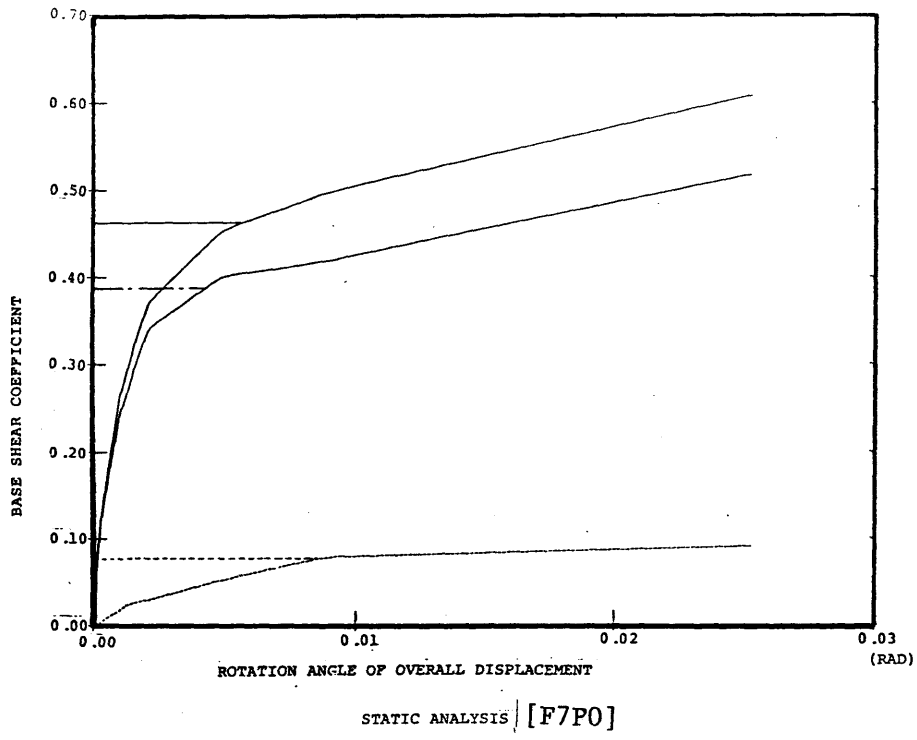
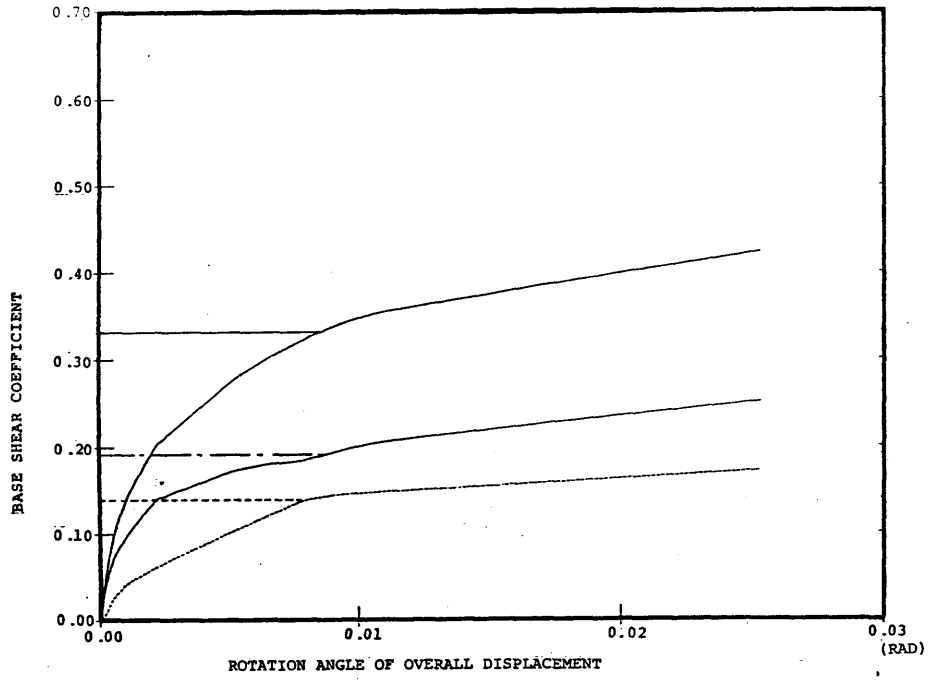
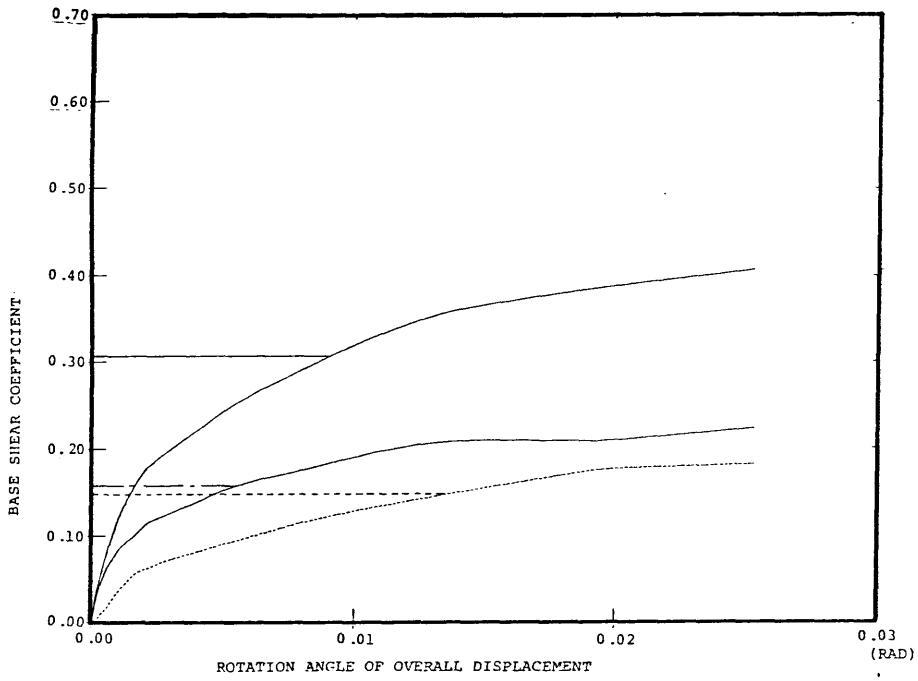


図8.2.1 静的増分解析と保有耐力略算の比較



STATIC ANALYSIS [F7P2]



STATIC ANALYSIS [F7P3]

図8.2.1 静的増分解析と保有耐力略算の比較

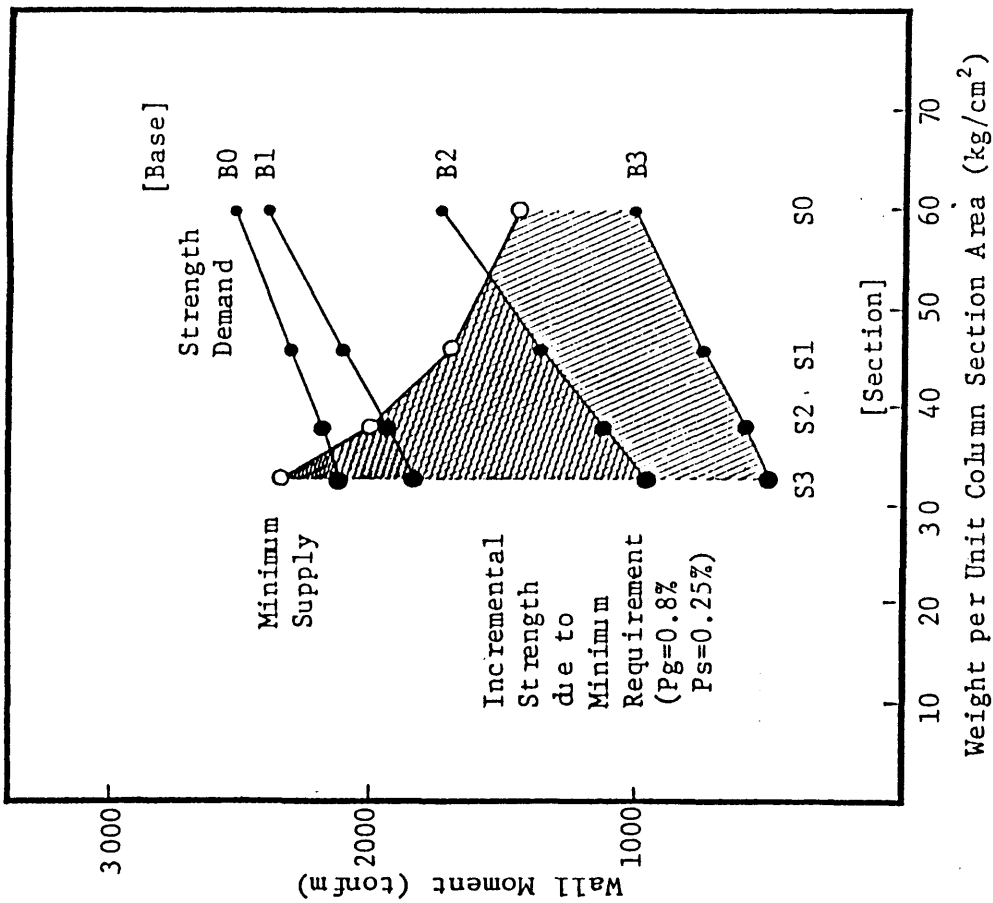
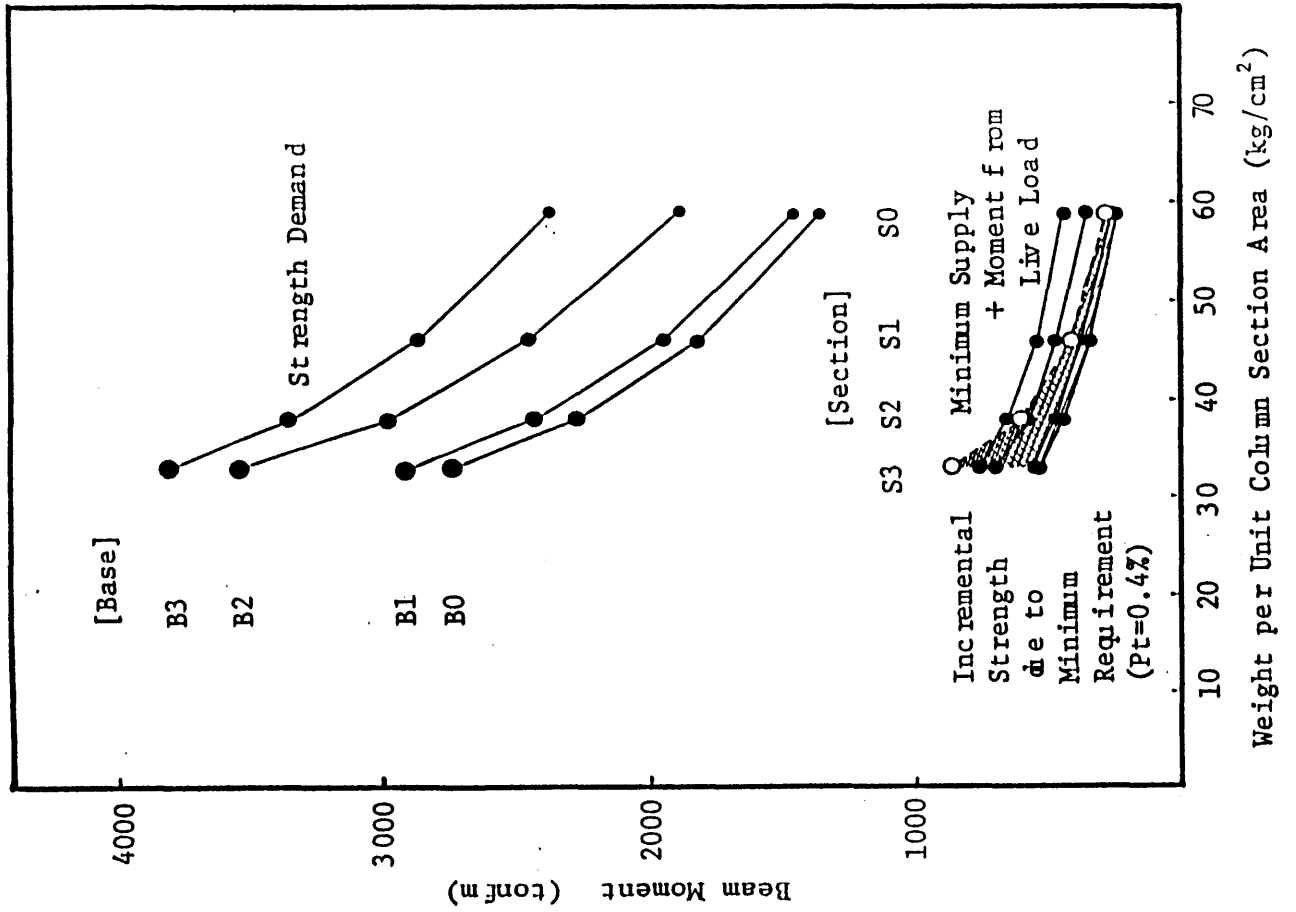


図8.3.1 壁とフレームの転倒モーメント負担

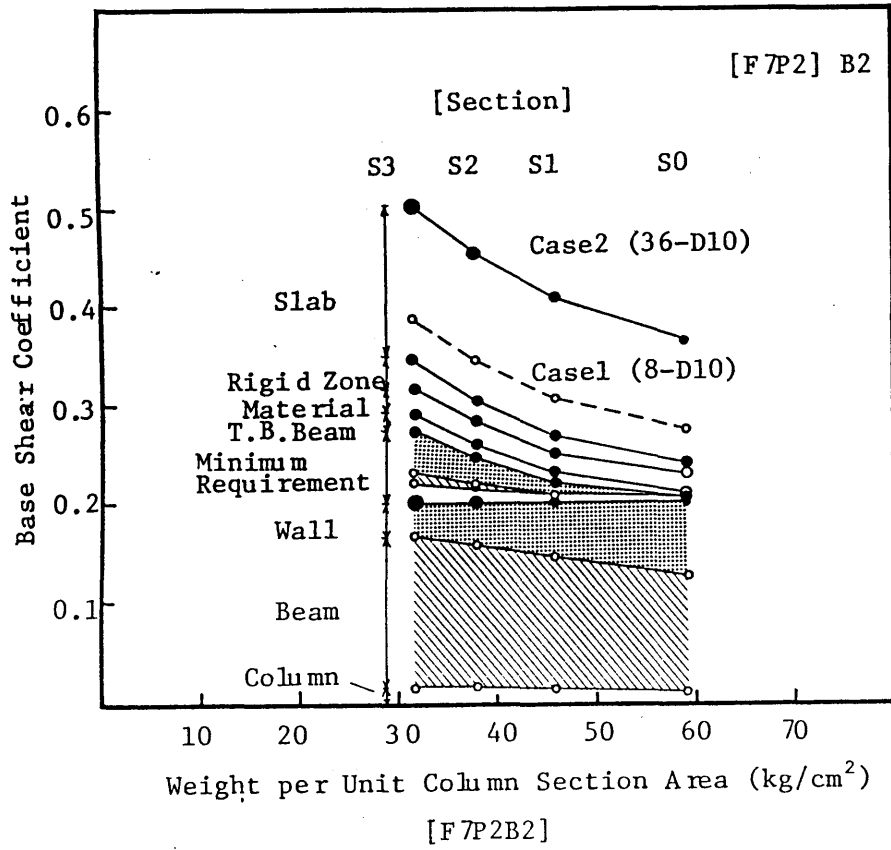


図8.3.2 保有耐力の分析

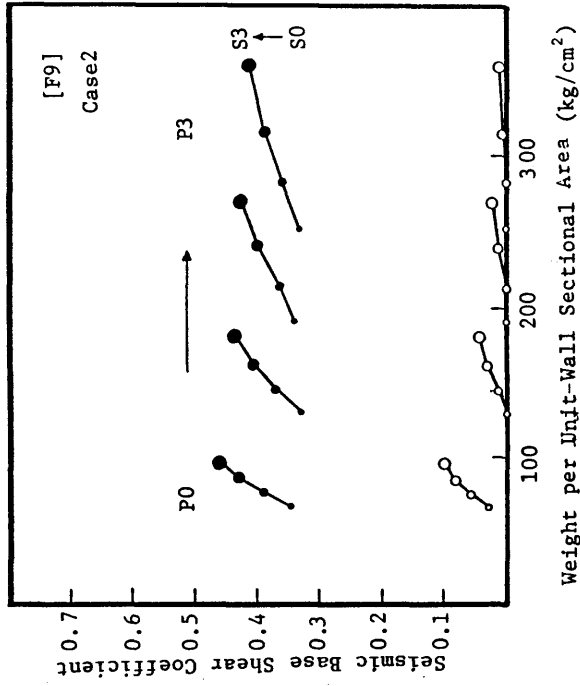
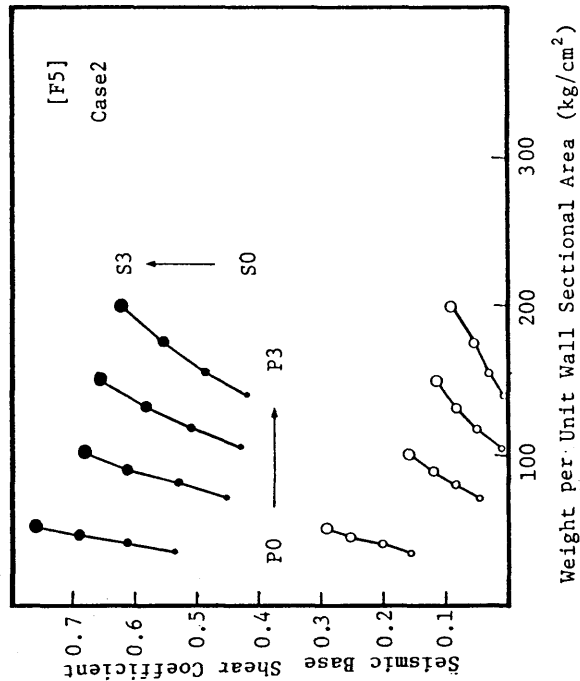
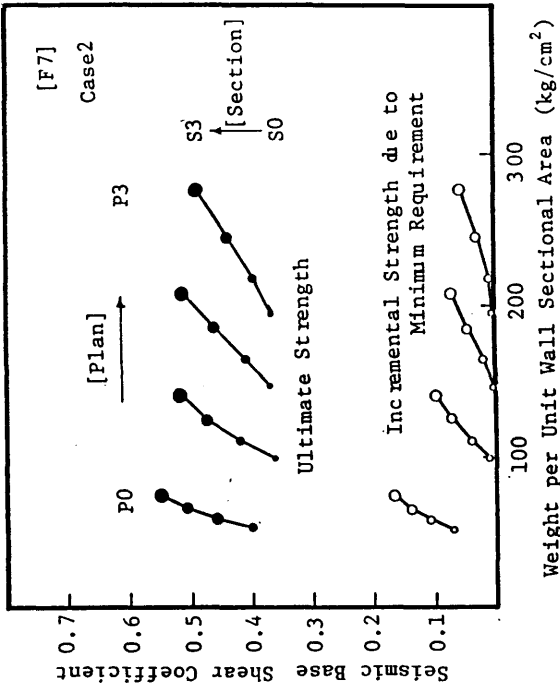
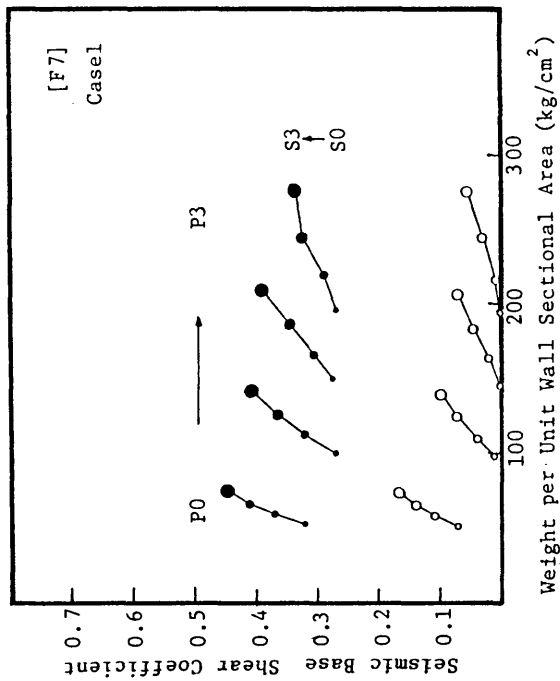
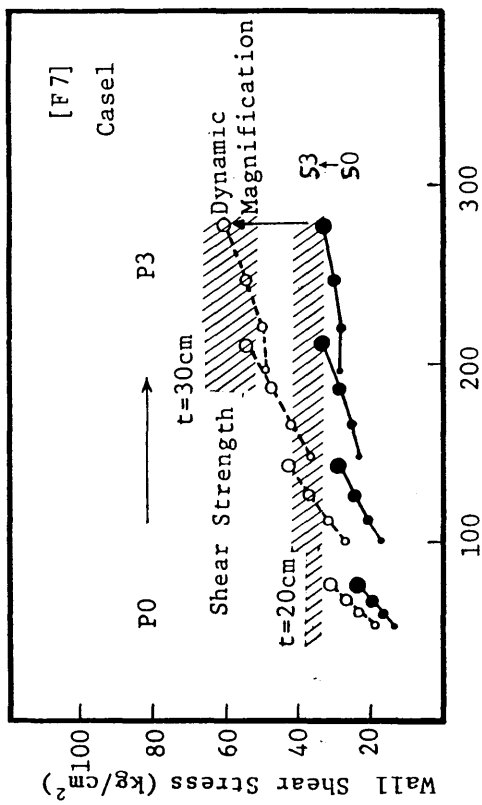
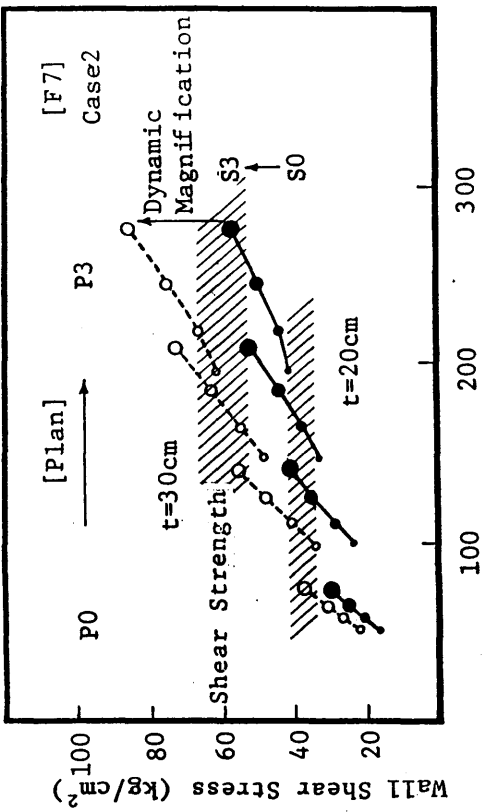


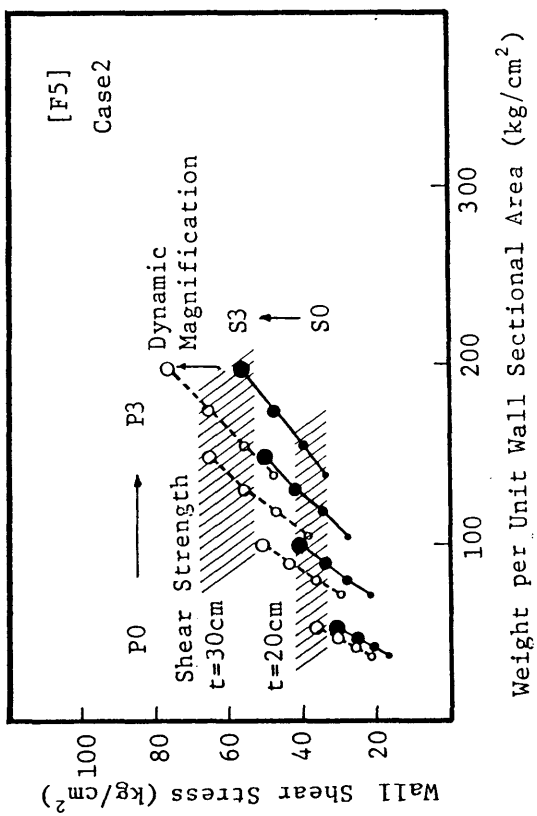
図 8.3.3 終局時のベースシア係数



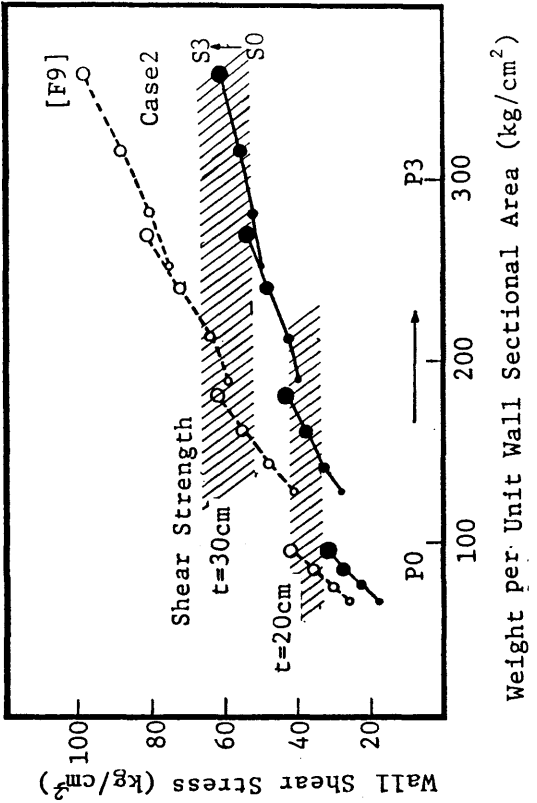
Weight per Unit Wall Sectional Area (kg/cm<sup>2</sup>)



Weight per Unit Wall Sectional Area (kg/cm<sup>2</sup>)



Weight per Unit Wall Sectional Area (kg/cm<sup>2</sup>)



Weight per Unit Wall Sectional Area (kg/cm<sup>2</sup>)

図8.3.4 終局設計用せん断力



## [9] 壁フレーム構造の終局型設計法

本章では、日本、米国、ニュージーランドで実施または提案されている耐震設計法を、壁フレーム構造の終局型の設計法の観点から概観し、その特徴、問題点等を指摘する。これらの設計法及び本研究で明らかにされた点を参照し、さらに日本の現行の規定をふまえて、適用可能であると考えられる終局型の耐震設計法の具体的な設計手順（フロー）を提案する。

### 9.1 現行の設計法について

#### 9.1.1 ニュージーランドの耐力設計法

本研究で念頭においた終局型の設計法に近いもので、実際に基準化されたものとして、ニュージーランドのコンクリート構造物の設計基準であるNZS3101 [1982]がある。この基準の特徴は、骨組の終局時の崩壊モードに対する明快な考え方であり、耐力設計法（Capacity Design）と呼ばれる、設定した望ましい崩壊モードを確実に実現しようとする具体的な設計手順も示されている。

ニュージーランドの耐力設計法の手順は、フレーム部分でははり降伏型、耐震壁では曲げ降伏型、基礎回転等を靱性のある望ましい崩壊モードとして設定し、まず、破壊させたい部材（モード）に関する設計を行ない、それにもとづいて破壊させたくない部材に入力する力の上限を評価する方法である。設定した破壊モードを確実に実現するためには、本研究でも明らかにしてきたように、実際の設計における計算のレベルでも比較的精度よく評価しうる力の上限に、さらに、

- (1) 部材の曲げ耐力の上昇
- (2) 動的な効果

を考慮して、実際には崩壊モードが設定したものとは異なる可能性に対して安全率を設定する必要がある。ニュージーランドの基準では、それぞれに用いるべき安全率が設定されている。

NZS3101 では、主に純フレーム構造を対象に、はり降伏型を確保するための安全率が示されており、壁フレーム構造に関しては、その後の解析的な研究で提案されたものがある（[Goodsir, W.J., 1982]、[Paulay, T. et al, 1984]）。以下に提案された手順を要約し、さらに、NZS3101、NZS4203 [1976]（荷重規定）の規定も部分的に付け加えて紹介する。以下の手順には、はり、壁の曲げ設計は含まれるが、その他は、設計用応力の算出法の説明に重点が置かれている。

ニュージーランドの耐力設計法による壁フレーム構造の設計手法の提案：

Step 1 : 地震荷重時弾性応力解析

設計用地震荷重にもとづき、部材応力を算出する。

$$C_d = C I S M R$$

C : 基本地震係数

I : 重要度係数

S : 構造形式係数

M : 構造材料係数

R : リスク係数

この応力を Mcode（モーメント）、Vcode（せん断力）等であらわす。ニュージーランドの基本地震係数は、日本の地域係数、振動特性係数を含んだものとなっている。

図9.1.1 に日本、ニュージーランド、米国（ATC-3）における設計用外力を比較して示した（小谷ら [1983]によるATC-3 を紹介した文献から引用した図にニュージーランドの設計用外力をかき入れた）。ニュージーランドの設計用外力は、 $S = 1.0$  に相当するものが  $C_0 = 0.15$ （地域による）で基準となっており、日本、米国のように、弾性応答量が基本にあって塑性変形能力に応じて低減するという考え方は前面にはでていない。ただし、弾性応答する構造物は、 $S = 6.0$  とする規定があるので、これにしたがって、6倍して、日本、米国の基準に対応させた。標準地盤での設計用ベースシア係数を、建物周期  $0.8 \sim 1.5 \text{ sec.}$ で、NZS 4203, ATC-3ではかなり低減させるのに対し、日本ではあまり低減していない。

$S$ は日本の構造特性係数  $D_s$  に相当するが、 $D_s$ のように基本的に終局時の部材の特性（塑性変形能力）に依存して段階的に設定されるのではなく、設計初期の段階で、全体の構造形式により各方向別に規定される。具体的には、

靱性骨組構造（はり降伏）、靱性並列耐震壁	$S = 0.8$
はりヒンジの少ない靱性骨組、複数の靱性連層耐震壁	$S = 1.0$
1つの靱性連層耐震壁	$S = 1.2$
靱性曲げ降伏型でないが、エネルギー逸散能力のある壁	$S = 1.6$

等（表9.1.1）である。日本での1次設計に相当する設計用ベースシア係数が構造形式により異なり、2次設計に相当する保有耐力の確認は特に行なわない。

弾性解析における弾性剛性は、部材により剛性低下の違いを考慮して、適当な低減率を設定してよいとしている。例として、はり：50%、柱：80~100%、壁：60%等があげられている。

#### Step 2 ; はり設計用モーメント

地震荷重時応力と係数倍した鉛直荷重時応力を組み合わせる。

$$D + 1.3 LR + E, \quad 0.9D + E, \quad (1.4D + 1.7LR)$$

D : 固定荷重に対する応力

LR : (支配面積により) 低減した積載荷重に対する応力

E : 地震荷重に対する応力

応力再配分を行なって、はりの設計用モーメントを決定する。減少させる分の許容値は計算されたモーメントの30%まで等の制限がある。壁フレーム構造の場合、水平だけでなく、鉛直方向の再配分も提案している。

### Step 3 : はりの曲げ設計

設計用モーメントに対し、信頼強度を用いてはり主筋を配筋する。信頼強度とは、規格の材料強度を用いて計算される理想的な部材強度（理想強度）に対して最低限保証される強度の概念で、

$$\text{信頼強度} = \text{理想強度} \times 0.90$$

で定義される。詳細規定も考慮して、鉄筋径、本数等を確定する。限られた有効幅内でのスラブ筋の算入も認めている。スラブ有効幅は、直交ばりのある内柱のはりでスラブ厚の4倍という規定で、大幅なものではない。

### Step 4 : はり曲げ超過強度時応力

主筋配筋後のはりの潜在塑性ヒンジ位置での正負の曲げ超過強度を算定する。超過強度とは、鉄筋の実際の降伏点の上昇、歪硬化等により、部材が最大限発揮する可能性のある強度で、

$$\text{超過強度} = \text{理想強度} \times 1.25 \quad (\text{鉄筋強度 } 275 \text{ 級})$$

で定義される。これに基づき、はり両端が超過強度に達することによって生じるせん断力  $V_{oe}$  (Moment Induced shear) を算出する。

あまり前面にはでていないが、特にスラブの協力幅を変更しないのでこれも含む概念になる。実大7層試験体の実験を参照すると、スラブの協力を考える値としては低すぎると思われる。本研究を参照すれば、この値は耐震壁の設計用せん断力に重大な影響を与えることになるが、以下、この提案では、耐震壁のせん断設計にはこの値は関係しないことになっている。

#### Step 5 : はり超過強度係数

はりの超過強度と地震荷重時応力の比として超過強度係数を各節点位置で計算する。

$$\phi_o = \Sigma M_u / \Sigma M_{code}$$

1階床と最上階では、それぞれ  $\phi_o = 1.4, 1.1$  としてよい（必ずしもはり降伏でなくともよい）。地震力が支配的な場合、設計用モーメントに対してぎりぎりの設計にすれば、 $\phi_o = 1.25/0.90 = 1.39$  程度になる。部分的にはこれを下回ることがあっても、平均的には必ず上回ることになる。

#### Step 6 : 柱設計用せん断力

はりの超過強度、高次モードの影響を考慮して、柱の設計用せん断力を算出する。

$$V_{col} = \alpha \phi_o V_{code}$$

$\alpha$  : 動的増幅係数

最下階、中間階、最上階で、 $\alpha = 2.5, 1.3, 2.0$  とする。最上下階で柱ヒンジ

の超過強度にもとづく以前までの提案が簡略化された。壁フレーム構造の場合のみで、純フレームではこれより大きい [NZS3101]。

#### Step 7 : 柱変動軸力

はりの超過強度にもとづき、地震力による柱の変動軸力を算出する。

$$P_{eq} = R_v \Sigma V_{oe}$$

$R_v$  は階数を考慮した低減係数で

$$R_v = (1 - n/67) \geq 0.70$$

$n$  : 当該階より上の階の数

が提案されている。

本研究では、ほとんど検討の対象にしなかったが、柱の変動軸力に関するこの提案は、純フレーム構造と壁フレーム構造を別扱いして、さらに検討の余地がある。本研究の壁フレーム構造の解析例（5～9階程度）では、ほとんど低減できないという結果になっている。

#### Step 8 : 柱設計用軸力

変動軸力を考慮して最も不利な組み合わせを設計用軸力とする。

#### Step 9 : 柱設計用モーメント

はりの超過強度、高次モードの影響を考慮して、柱危険断面の設計用モーメントを算出する。

$$M_{col} = R_m (\omega \phi_o M_{code} - 0.3 h_b V_{col})$$

$R_m$  : 低軸力柱での低減係数

$\omega$  : 動的増幅係数

$h_b$  : はりせい

壁フレームでは、 $\omega = 1.2 \sim 1.0$  で純フレームより小さくしてある。

#### Step 10 : 壁設計用軸力

地震力による変動を考慮して算出する。特にcoupled shear wallの場合であるが、解析にもとづいた具体的な提案はない。

#### Step 11 : 壁曲げ設計

弾性解析による地震荷重応力に対して壁主筋を配筋する。壁脚のみをヒンジ領域とするため、設計用モーメントは、壁脚から高さ $l_w$ （壁の長さ）の範囲で壁脚モーメントをとり、高さ方向に線形に減少させる簡略な方法を提案している。

#### Step 12 : 壁曲げ超過強度係数

壁脚の終局曲げ強度が降伏強度に対して上昇する可能性を考慮して壁曲げ超過強度係数を計算あるいは設定する。一般的な値として、 $\phi_o = 1.45$  を用いてよいとしているが、これは主に壁縦筋が中間部にもあることによる降伏耐力と終局耐力の違いを考慮したものであり、設計モーメントより配筋が多くなることによる超過強度はあまり問題にされてはいない。以下の壁の設計用せん断力には、この壁脚の曲げ超過強度のみが関係する（フレーム部分の超過強度は関係しない）。

#### Step 13 : 壁せん断力動的増幅率

階数、弾性解析時の壁のせん断力負担率から、次式により、高次モードによる壁せん断力の動的増幅率を

$$\omega v^* = 1 + (\omega v - 1) \times (\text{shear ratio})$$

により求める。shear ratio は、弾性解析時の壁のせん断力負担率である。 $\omega v$  は、独立耐震壁の動的増幅率で、以前の研究 (Paulay, T [1981]) により、

$$\omega v = 1.3 + n/10 \quad (n \leq 6)$$

$$\omega v = 1.3 + n/30 \quad (n > 6)$$

と提案されている。高次モードによるせん断力の変動は、shear ratio に比例して壁に負担されると考えていることになるので、本研究の結果とは全く異なる（逆の）提案となっている。

以上の設計式は壁率の異なる（3種の）壁フレーム構造の非線形地震応答解析の最大値（かなり異なる正負の値の平均値）から導かれたものであるが、解析の信頼性もさることながら、動的な効果のみを抽出して定義されたものかどうか（弾性設計用応力に対する増幅という形で結果が整理されているので）やや疑問な点もある。

#### Step 14 : 壁設計用せん断力

壁の曲げ超過強度係数、動的増幅率から壁の設計用のせん断力を算定する。

$$V_{\text{wall}} = \omega v^* \phi_0 V_{\text{code}}$$

壁の設計用せん断力は、フレーム部分のはりの設計（超過強度）の影響を受けないことになる。これは、独立耐震壁の考え方で、はりも壁も要求耐力をぎりぎりて上回る設計で結果的に同様の超過強度係数を設定する場合にかぎり成立する。はりと壁で超過強度係数が異なる場合は、本研究の結果を参照すると、合理的な方法とはいえない。特に、ニュージーランドの設計法ではあまり重要視されていないが、



スラブの協力効果は耐震壁のせん断設計に大きく影響する。はりの超過強度に対しては、スラブの協力効果は（信頼強度の算定とは別に）おおきめに設定する方法も考えられる。この場合、（壁とフレーム部分の合理的なせん断力負担率を考慮するなら）別の方法による必要がある。

#### **Step 15 : 壁せん断補強**

壁設計用せん断力に対してせん断補強筋を配筋する。

以上のように、ニュージーランドの耐力設計法は、崩壊モードを実現しようとする考え方は参考になるが、設計用応力の増幅率の設定方法に必ずしも論理的でないと思われる面もある。特に、壁フレーム構造への適用に対して提案された方法においては、壁フレーム構造の基本的な性質（壁とフレーム部分のせん断力の負担）に対する考え方が厳密でない、といえる。しかし、これとは別に、本研究の主な対象ではないが、配筋詳細設計の規定などに、非常に参考になる考え方が示されている。

### 9.1.2 米国の基準について

米国の代表的な設計基準であるUniform Building Code (UBC 1983)の規定は、骨組の終局時の崩壊モードを明快に意識した設計法とはなっていないが、壁フレーム構造では、壁の設計用せん断力としては、弾性応力を大幅に割増し、また、せん断耐力に強度低減係数を用いて、結果的に壁のせん断破壊は防止しようとする考え方になっている。

設計用ベースシアは、

$$V = Z I K C S W$$

ここに、

$C = 1 / 15 \sqrt{T}$  : 基本ベースシア係数 (T : 弾性1次固有周期)

I : 重要度係数

K : 構造形式係数

S : 地盤係数

Z : 地域係数

W : 建物全重量

で与えられる。壁フレーム構造では、 $K = 0.80$ とすることができるが、全地震力を壁に作用させる。純フレーム部分には、最低25%の地震力を負担させる。さらに、壁の設計用せん断力は、

$$2.0 E / \phi$$

E : 地震荷重による設計用応力

$\phi$  : 強度低減係数 (= 0.85)

とし、曲げに対しては、 $1.4 E / \phi$  ( $\phi = 0.90$ ) に対して設計するので、低減係数

も考慮して、曲げに対してせん断の比率は約1.5倍 ( $= (2.0/0.85)/(1.4/0.90)$ ) の安全率になる。UBC 1973では、上記の設計せん断力が $2.8 E/\phi$ であったので、むしろ、安全率は高かった。

米国の新しい耐震設計法として、Applied Technology Councilの計画的な研究にもとづく提案(ATC-3, 1978)がある。この提案の特徴の1つには、設計用地震動の決め方(図9.1.1参照)があるが、壁フレーム構造に関しては、壁に対するせん断力負担の考え方がUBC Codeと異なり、壁とフレーム部分の剛性比にしたがって負担させてよいことになっている。

ATC-3においては、日本の設計基準の構造特性係数 $D_s$ 値の逆数に相当する応答修正係数 $R$ は、構造形式により、細分化して設定されており(表9.1.2)、設計用外力は、これにより弾性応答せん断力係数を修正して( $R$ で割って)きめる。すなわち、ニュージーランドと同様に(日本と異なり)構造形式により弾性設計用外力が異なる考え方になっている。鉄筋コンクリート構造では、通常の純フレーム構造では、 $R=2$ であるが、靱性設計された特別フレーム構造では、 $R=7$ 、建築骨組構造(鉛直荷重は柱で支持されるが水平力は鉛直荷重を支持しない壁で負担するもの)では、 $R=5.5$ 、純フレーム部分が全地震力の25%を負担しうる特別フレーム構造で残りを壁が負担する壁フレーム構造では、 $R=8$ 、等となっている。

Aktan, A.E. and Bertero, V.V. [1981-1982]は、Coupled Structural Wallsに関する一連の解析的研究を行ない、最大せん断力応答時の外力分布は設計とは異なって、せん断設計には厳しいものであり、UBC CodeあるいはATC-3の安全率では不十分であることを指摘している。以下、この研究の要点をまとめる。

15層の壁フレーム構造をUBC Codeに従って設計し、解析の対象とした。設計用ベースシア係数は、0.054である。設計の過程で、UBC Codeの規定(つなぎばりの剛性確保、壁側柱の配筋規定、材料強度の上昇等)により、(必ずしも望ましくない)曲げ耐力の超過強度が必然的に得られてしまうことを分析している。解析プログラムDRAIN-2D [Kanaan, A.E., and Powell, G.H., 1973]を用いて、非線形地震

応答解析を行なった。つなぎばりの軸力変動、基礎回転の影響は重要であることを指摘しているが、解析では、剛床仮定、基礎固定としている。壁、柱には、部材モデルに分割ばりモデル (Two-component Model)、復元力特性にBi-linear Modelを用いて、降伏後のM-N相互作用を考慮している。せん断、軸方向剛性は弾性としている。はり、部材 One-component Model、復元力 Bi-linear Takeda Modelを用いている。はりの耐力にスラブ筋の効果は考慮されていない(重大な仮定であることは言及している)。入力地震波、El Centro [NS, 1940, 0.34g], Derived Pacoima Dam [S16E, 1971, 0.40g] の2種類に対する応答解析を行ない、全体の変形、外力分布、各部材の変形、部材力等の応答結果を設計におけるCriteriaとの関係で整理している。

解析結果では、特に曲げ降伏が先行する耐震壁のせん断設計を念頭において、設計用せん断力と比較して最大応答せん断力を評価している。その際、最大ベースシア応答時の外力分布に着目し、これが設計用外力とは大きく異なることを指摘した。耐震壁のせん断設計に関しては、外力分布を転倒モーメントとベースシアの比率で評価して、これを曲げ設計とせん断設計の安全率の違い(荷重係数と強度低減係数)に対応させ、UBC73, UBC79, ATC-03等の設計法はいずれも不十分であるとしている。また、Coupled Wallのみ場合と Frame Coupled Wall の場合を比較して、後者の方が最大ベースシア応答時のCoupled Wallのベースモーメントのベースシアに対する比が小さくなることを指摘している。

この研究では、解析結果の傾向が設計との関連で非常に詳細に整理されており、解析の信頼性も高いと思われるが、解析結果の基本的な検討(入力及び建物の設計と応答結果の根本的な因果関係の解明)は不十分であり、また、数多くの解析例が示されているわけでもないので、研究結果は、一般的な設計法の論理に直接結びつきうるものとはなっていない。

### 9.1.3 日本の現行基準（新耐震設計法）について

日本の現行基準（1次設計、2次設計）における問題点を検討する。

諸外国の設計法と比較して、日本の設計法の考え方の特徴は、1次、2次設計の設定、特に2次設計の保有耐力の概念であり、これが以下に示すように、問題点でもある。すなわち、1次設計と2次設計における要求耐力は、

1次設計 :  $C_0 = 0.2$

2次設計 :  $C_0 = 1.0 \times D_s$

純フレーム構造では、 $D_s \geq 0.30$

壁フレーム構造では、 $D_s \geq 0.35$

であるが、この要求耐力の違いを埋める過程が、基準の上でも、実際の手順でも明快でない。

1次設計による設計で、2次設計で必要とされる最低でも1.5倍の保有耐力が結果的にはほぼ確保される理由は、以下のように分類、整理することができる。

#### (A) 必要以上の部材耐力を与える

##### (1) 最小配筋規定

a はり下端（鉛直荷重組み合わせ）

b 柱脚

c 壁脚（曲げ、浮き上がり） … b、cは直交方向とも関連

##### (2) 配筋詳細（本数端数、通し配筋）による鉄筋量増分

#### (B) 評価方法の違い

(1) 材料強度（1.0 : 1.1） …… 材料

(2) 終局耐力式 …… 部材

(3) 剛域の考慮 …… 部材

- (4) はりスラブ筋、柱中段筋の考慮 …… 部材
- (5) 直交部材の考慮 …… 骨組

[8] 章(8.3)で検討したように、これらのうち、(A)-(1)のa～cはいずれも建物階数が高くなると相対的にその影響が小さくなる。設計で選択される要素としては、壁率((A)-(1)のc)、仮定断面((A)-(1)のa～c、(B)-(4)等)の影響が大きい。一般的には、低層、壁率が多い、仮定断面が大きいと1次設計が、高層、壁率が小さい、仮定断面が小さいと2次設計が、それぞれ支配的になる。しかし、設計規準のスラブ有効幅の扱いが実情とはかなり異なる可能性があることに注意する必要がある。

一方、現行の2次設計を、本研究で想定する終局型の設計法に位置づけるとすれば、単に耐力の違いを評価するだけでなく、 $D_s$  (→応答量)にもとづいて詳細設計(→必要なじん性)を決める、さらに、確実に設定した骨組の崩壊モードを確保する、ことを目的としたものとなるべきであろう。しかし、設計例などの手順がそうでなく、いわば“解析”に近いのは、部材ランク及び壁率により決まる $D_s$ に関する規定が配筋詳細設計とはほとんど結びつきえないものになっている、また、骨組の崩壊モードに対する明快なCriteriaがない、ことによる。すなわち、

(1) 部材ランクは、実質的には仮定断面で決まるものであり( $P_t$ 、 $\tau_u/F_c$ もそれぞれ1次、2次設計で計算が可能となるだけで仮定断面で決まる性質のもの)、 $D_s$ のランクをせん断補強等の設計で変更するのは実際的には困難である。すなわち、ある配筋詳細設計を要求する手順にはなりにくい。(「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」[1981]に $D_s$ を曲げとせん断の耐力比で定義する提案があるが、現行の終局せん断耐力式では、せん断補強筋をかなり大幅に増やさないかぎり、 $D_s$ をかえるほどにせん断耐力を上昇させるのは困難である)

(2) 壁率は、構造計画の段階でほぼ決まっている。せん断破壊しない壁ならば、壁率の高い場合に必ずしも要求耐力が高い必要はない。壁率が高い場合は、結果的な余剰耐力が大きいので、この方が設計しやすいのは確かであるが、本研究の結果で

は、壁率の低い場合にこそ力の応答に対しては大きな安全率（ $D_s$ とは異なる概念であるが）が必要になる。現行の規定は、壁の靱性は十分には評価されておらず、少なくとも詳細設計により靱性のある壁を設計しようとする考え方とは相いれない。

(3) 部材ランクの規定は、すべての部材に適用されるため、降伏する部材とそうでない部材の区別（“骨組の崩壊モード”の概念）がなく、部材の靱性設計（変形性能の確保）という意味が明快でない。

(4) 負担する層せん断力の比率で層の $D_s$ を決めるのも、応答変形に関連する必要な保有耐力を決める方法として適切かどうか疑問である。

以上より、現行の2次設計の背景にある考え方は、(1)～(4)に対応して、

- (1) 2次設計で決まる配筋詳細での部材の変形能力を配筋詳細でさらに改善するのは困難である
- (2) 壁は実際にはせん断破壊する
- (3) 骨組の崩壊モードは層のside swayを暗に想定している
- (4) 靱性のない部材が混在するのもやむをえない

と推測される。塑性変形する部材とそうでない部材を区別して、骨組全体としてじん性のある崩壊モードを確保するという考え方が前面にはでていない、といえる。

## 9. 2 壁フレーム構造の終局型設計手法（案）

### 9.2.1 終局型設計法の方針

主に現行法規に関連する設計のCriteriaについて終局型設計法の方針を以下のように決める。

現行法規の目標（1次：0.2、2次：1.0 x  $D_s$ ）、体系を大きくはくずさないことにする。設計用外力に代表される、このCriteriaを規定することは、慣用的な設計との関連等をも配慮した高度な判断が要求され、本研究の範囲外の問題ではある。しかし、本研究の応答解析等を参照しても、崩壊モードが確実に実現されるなら、特に中高層の建物では、設計用ベースシア、保有耐力は、現行の要求をある程度下回っても、構造物全体としては十分耐震性がある、と考えられる。

ただし、現行の手順に従うより、経済的な（しかし、より安全な）建物ができあがる可能性を含むようにしたいので、なんらかの形で現行の（特に1次設計）のCriteriaをやや下回ることも許容する。

◆ 1次設計は、“ $C_0 = 0.2$ で曲げ降伏しない”を目標として、弾性応力解析にもとづき、ヒンジの曲げ設計をする。

ヒンジは設定した望ましい崩壊モードにおけるもので、一般には、はり端、1階柱脚、壁脚等である。現行の要求を下回ることを許容する可能性のある規定ではあるが、設計を必ずしも不合理なものとはしないものとして考えられるのは、

- (1) 応力再配分（水平、鉛直）→ 最小規定で決まるのを少なくする。
- (2) 壁下の剛性 → 高めで評価して、壁とフレームの負担率を変える。
- (3) はりの設計における、スラブ筋の算入、剛域の考慮
- (4) 荷重係数、終局強度式の採用



(5) 振動特性係数 ( $T = 0.6 \sim 1.0 \text{ sec}$ ) の見直し

ヒンジの曲げ設計以外は、2次設計（終局時）で行ない、現行の1次設計での要求は当然満足すると考える。終局型設計法の安全確認の判定として、1次設計を行なわず、2次設計のみ行なうという考え方もないわけではないが、

(1) 現行の体系を尊重する

(2) 中小地震に対する設計のCriteriaと考える

(3) 応力と配筋のバランスは弾性解析にもとづくのが最も適当

また、これ以外、一義的な配筋決定の論理として適当なものがない

等の理由で、1次設計を行なう方針とする。

◆ 2次設計は、“ $1.0 \times D_s$  の保有耐力、設定崩壊形の確保”を目標として、骨組み終局時の応力にもとづき、非ヒンジの曲げ設計、全部材のせん断設計をする。

骨組の崩壊モードを確実に確保することを条件に、 $D_s$  を現行規定より低減することが考えられる（特に高層の場合）。例えば、

(1)  $D_s$  と部材ランクの関係の規定を見直す

→ 詳細設計と部材ランクを関連づける規定（追加規定、例外規定）を設け、配筋詳細により変更可能とする

(2)  $D_s$  と壁率の関係の規定を見直す

→ 壁が以下の条件で設計される場合のみ、 $D_s$  は壁率に関係させない、あるいは、せん断破壊に対する安全率に関係させる。

・ 超過部材強度、動的な効果を考慮した可能な入力せん断力に対してせん断破壊しない

・ 曲げ降伏時に十分な変形能力の得られる配筋詳細とする。

低い壁率が必ずしも建物全体としての靱性のある挙動に対応しないことに注意する。

(3) 安全率を考慮してヒンジができないことを保証された柱の部材ランクは適用しない

(4) 建物全体ではり崩壊となる（層崩壊にならない）ことが保証されれば、建物全体で1つのDsを定義して満足すればよいことにする

→ 転倒モーメント → Ai 分布 → ベースシア係数

以上の方針に基づいて、現行規定（Criteria）は大幅に変更することなく、崩壊モードに考え方をより明快にした合理的な終局型設計手法が可能であると考えられる。

## 9.2.2 壁フレーム構造の終局型設計手順（案）

現行基準をふまえて、適用可能と考えられる終局型設計法の手順を提案する。ニュージーランドのCapacity Design Procedure と同様の考え方に基づく実際の設計手順に従った項目を示し、特に本研究に関連しない部分の説明は省略する。本研究の結果により提案する考え方、規定等は具体的に示した。

### A 構造計画

#### A1 構造計画

現段階では、特に建物の整形の程度に対する制限規定を設けて、設計法の適用範囲を明らかにする必要があると考えられる。まず、設計する建物が適用範囲内であることを確認する。そうでない場合は構造計画を変更する。

#### A2 仮定断面の決定

略設計により、壁率、仮定断面の決定する。また、耐震壁の終局せん断設計の可能性を確認する（[8]章の手法）。

#### A3 荷重計算

#### A4 スラブ、小ばりの設計

### B 1次設計

#### B1 1次設計用外力

設計用ベースシア係数を現行基準に従い、

$$C_i = Z R_t A_i C_0$$

$$C_0 \geq 0.2$$

とするが、2次設計でのDsを予想して（A2で略設計を行なう等により）、できるだけ目標（想定）に近いDsが結果的に得られるベースシア係数を設定するのが望ましい。

## B2 弾性応力解析

鉛直、水平荷重時応力組み合わせ、応力再配分を行なう。

## B3 はりの曲げ設計、主筋配筋

設計用応力に基づいて、はり主筋の配筋を決定（仮定）する。その際、スラブ筋の協力（最小協力幅、信頼強度の概念）を見込んでもよいことにすることが考えられる。耐力は終局耐力を用いる。

## B4 1階柱脚、R階柱頭の曲げ設計、主筋配筋

設計用応力に基づいて、設定崩壊モードでヒンジ位置となる柱の主筋の配筋を決定（仮定）する。変動軸力は弾性応力時を用いる。

## B5 壁脚の曲げ設計、主筋配筋

同様に壁のヒンジゾーン（壁脚）の縦筋を決定（仮定）する。

## B6 基礎、杭の設計

長期、短期軸力に対する設計を行なう。

## C. 2次設計

### C1 塑性応力解析（保有耐力算定）

ヒンジ位置の配筋後の曲げ強度に基づいて、精算値を求める。これによる骨組終局時の応力を

$$Q_{su} : \text{はりのMoment Induced Shear}$$

$M_{cu}$ ,  $Q_{cu}$  : 柱のモーメント、せん断力

$M_{wu}$ ,  $Q_{wu}$  : 壁のモーメント、せん断力

等であらわし、(割り増しして)以下の設計で用いる。塑性解析の方法は何でもよいが、手計算では、[8]章の方法で十分である。

ここで用いる曲げ強度は1次設計用の終局強度とは、配筋後の精算値という面で異なるが、同じ概念でよい。ただし、スラブ有効幅は、1次設計B3とは別の規定がよい(最大協力幅として十分可能性のある値、超過強度の概念)。材料に起因する超過強度は、以下の設計用応力の割増しで一律に考慮する。部材種別(例えば、はりと壁)によって超過強度の概念をかえる規定にすれば、この段階で曲げ強度に超過強度を用いる必要があり、塑性解析も保有水平耐力の確認と以下の設計用応力の算出で別に行なう必要がある。

## C2 保有水平耐力の確認

部材の寸法及び終局時の平均せん断応力度等から部材ランクを決定し、構造物の  $D_s$  (必要保有耐力) を決める。保有耐力の判定を行ない、判定がNOの場合は、

→ (1) 曲げ設計変更 → C1、あるいは、

(2) 配筋詳細による部材ランク変更 → C3以下へ

(配筋詳細で  $D_s$  を変更しうる別規定を設ける必要がある)

を行なう。現行の規定を適用すると、この段階で中間階での柱の鉄筋比は未定であり、これに関するチェックはできないが、柱にヒンジをつくらない立場では、この規定が不要であり、柱の配筋詳細は、 $D_s$  ではなく、別の規定で決まるのがよいと考えられる。

## C3 はりのせん断設計

設計用せん断力：

$$Q_{su} \times \phi_o + Q_D + Q_L$$

$\phi_o$  : Overstrength Factor

$\phi_o$  は、材料強度のばらつき(規格より上昇)及び歪硬化に対してのみの安全率となる。したがって、ニュージーランドの方法とは異なり、ほぼ共通の一定値を設定すればよいが、降伏曲率の異なる壁では別の値を設定することも考えられる。

スラブ協力幅の広がり、 $Q_{su}$ の計算に含まれる。

#### C4 柱の曲げ設計

変動軸力：

$$R_v \times \Sigma Q_{su}$$

$R_v$  は高さによる低減係数であるが、壁フレーム構造ではあまり低減できないものと考えられる。

設計用モーメント：

$$\phi_o \times \omega_{mc} \times M_{cu} \quad (\omega_{mc}: \text{動的増幅係数})$$

現行の規定では、引張鉄筋比 $P_t$ に関する部材ランクの検定を行なうと、C2, C1に戻る可能性があることになる。これをやめて、主筋比に応じたせん断補強筋量等別の(詳細)規定を設けることが考えられる。

#### C5 柱のせん断設計

変動軸力：上と同様に考慮する。

設計用せん断力：

$$\phi_o \times \omega_{qc} \times Q_{cu} \quad (\omega_{qc}: \text{動的増幅係数})$$

#### C6 はり・柱接合部の設計

現行の規定にはないが、(特に定着に関して)接合部の設計(規定)が必要になると思われる。

#### C7 壁の曲げ設計

設計用モーメント：

$$\phi_o \times \omega_{mw} \times M_{wu} \quad (\omega_{mw}: \text{動的増幅係数})$$

に基づいて、ヒンジゾーン以外の曲げに設計を行なう。

#### C8 壁のせん断設計

設計用せん断力：

$$\phi_o \times \omega_{qw} \times Q_{wu} \quad (\omega_{qw}: \text{動的増幅係数})$$

以上の動的増幅係数で $\omega_{qW}$ （特に1階）が最も重要である。 $\omega_{mC}$ 、 $\omega_{qC}$ 、 $\omega_{mW}$ 等は1.0に近い値を設定してもよいと考えられる。本研究によれば、 $\omega_{qW}$ （1階）は、

$$\begin{aligned}\omega_{qW} &= 1 + D_m C_g / (C_u \beta_{wu}) \\ &= 1 + 0.1W / Q_{wu}\end{aligned}$$

$D_m$  : 2次モードの周期によるが中層（10層位）までは  
一定値（0.3程度）としてよい

$C_g$  : 入力加速度震度（=0.33 g）

$C_u$  : 終局時のベースシア係数

$\beta_{wu}$  : 終局時の壁のせん断力負担率

$W$  : 建物全重量

であるが、これは、高次モード変動層せん断力に基づき各階で設定可能である。

ヒンジゾーンでは、骨組全体の $D_s$ とも関連した詳細規定が必要で、配筋が多い場合は、スリップ破壊、側柱の圧壊等脆性的な破壊に対する配筋詳細が重要になる。壁のせん断設計が困難な場合、壁厚の変更が望ましいが、特別の配筋詳細（X型、側柱の補強）を行なえば設計が可能になる方向を設けるのがよいと思う。

#### C9 壁側柱の設計

側柱の圧壊、主筋座屈、壁板の拘束を目的に、詳細規定（例えばせん断補強筋の間隔を主筋径の5倍以内とする等）を設けるのがよいと思われる。また、曲げ終局時の軸力、あるいは主筋量に応じて、せん断補強筋量が決まる規定が考えられる。

#### C10 基礎ばりの設計

本研究の考え方では、杭の引き抜き力も見込んで、基礎ばりを耐震壁浮き上がらない程度に強くする（直交ばりばりの効果も考えられる場合は十分設計可能であ

る)。浮き上がりの破壊モードも許容してよいが、杭の引抜力が壁の設計用せん断力を決めるような場合は、引抜きの大幅な超過強度を見込んで十分な安全率を設定する必要がある。

#### C11 基礎、杭の設計

特に壁下の基礎の終局時の圧縮力に対して終局耐力の確認をする。

終局時では、杭の破壊を許容する立場もあるが、この場合は、杭のDs という概念が必要になる。現段階では、上部構造に比べると、Dsを適切に決めるための塑性域での挙動等は十分に把握できていない面がある。

以上が、本研究の結果を参照し、現行の設計基準のCriteriaに対しても適用可能と考えられる終局型設計法の手順の一案である。必要と思われる新たな規定、見直すべき規定についてもふれたが、具体的には、実験的研究、解析的研究を参照し、設計の実現可能性等も考慮して、適切なものを設定していくべきであろう。



表9.1.1 NZS 4203における構造形式係数

項目	記 事	S
1	はりヒンジの数が適切なじん性骨組	0.8
2	はりヒンジの数が不適切なじん性骨組	1.0
3	じん性並列耐震壁	0.8
4	2つ以上並列の片持耐震壁	1.0
5	独立片持耐震壁	1.2
6	じん性曲げ降伏に対して設計しないが十分のエネルギー逸散能力のある壁	1.6
7	引張にのみ効くブレースをもつ建物	
	(a) 1階	2.0
	(b) 2, 3階	2.5又は特別研究
	(c) 3階を超えるもの	特別研究
8	(a) 7項と1,2項の共存	特別研究
	(b) 引張圧縮に効くブレース	1.6又は特別研究
9	地上の小タンク	2.0

弾性応答する構造物

S=6.0

表9.1.2 ATC-3 における応答修正係数

構造種別	鉛直耐震構造	応答修正係数 R C <sub>d</sub>	
壁式構造	・ 剪断パネルの入った枠付壁	6 <sup>1/2</sup>	4
	・ RC造耐震壁	4 <sup>1/2</sup>	4
	・ 補強ブロック耐震壁	3 <sup>1/2</sup>	3
	・ ブレース構造	4	3 <sup>1/2</sup>
建築骨組構造	・ 剪断パネルの入った枠付壁	1 <sup>1/4</sup>	1 <sup>1/4</sup>
	・ RC造耐震壁	7	4 <sup>1/2</sup>
	・ 補強ブロック耐震壁	5 <sup>1/2</sup>	5
	・ ブレース構造	4 <sup>1/2</sup>	4
フレーム構造	・ 部分補強または無補強組積造	5	4 <sup>1/2</sup>
	・ 鉄骨造特別フレーム構造	1 <sup>1/2</sup>	1 <sup>1/2</sup>
	・ RC造特別フレーム構造	8	5 <sup>1/2</sup>
	・ 鉄骨造フレーム構造	7	6
二体構造	・ 鉄骨造フレーム構造	4 <sup>1/2</sup>	4
	・ RC造フレーム構造	2	2
	・ RC耐震壁	8	6 <sup>1/2</sup>
	・ 補強ブロック耐震壁	6 <sup>1/2</sup>	5 <sup>1/2</sup>
逆振り構造	・ 木造剪断パネル	8	5
	・ ブレース構造	6	5
	・ 鉄骨造特別フレーム構造	2 <sup>1/2</sup>	2 <sup>1/2</sup>
	・ RC造特別フレーム構造	2 <sup>1/2</sup>	2 <sup>1/2</sup>
	・ 鉄骨フレーム構造	1 <sup>1/4</sup>	1 <sup>1/4</sup>

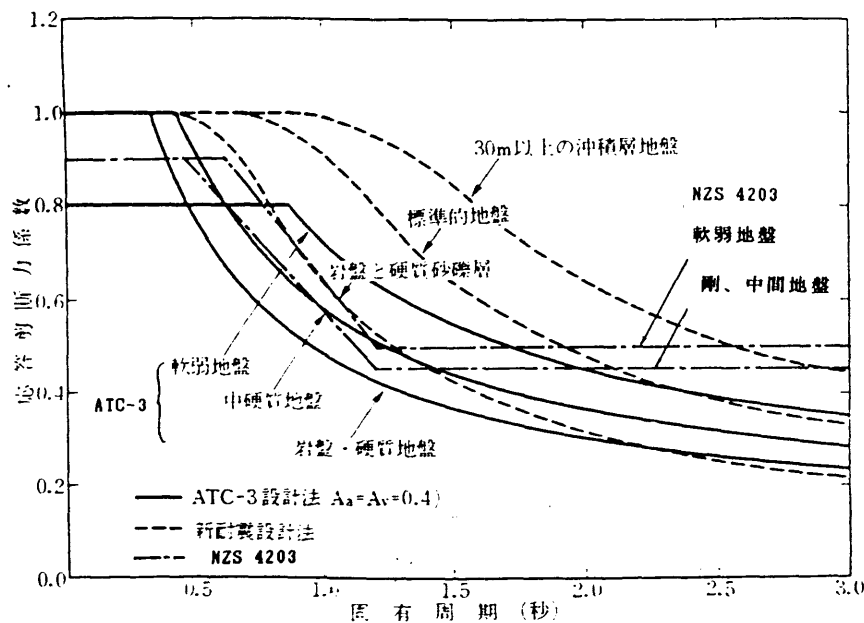


図9.1.1 設計用地震による弾性せん断力係数

## [10] まとめ

本研究をまとめて結論を述べ、今後の課題を検討する。

### 10.1 本研究のまとめ

本研究全体の結論として、鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型の耐震設計法に直接関連して明らかにした点を、各章の概要とともに以下にまとめる。

[1] 第1章では、鉄筋コンクリート建物の耐震設計法を整理して、本研究の目的を述べ、既往の研究を整理した。

本研究では、耐震壁の崩壊モードとして曲げ降伏型を設定する鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型設計法の開発を念頭におき、

- (1) 実験による構造物、部材の剛性、耐力、変形能力の把握
- (2) 非線形地震応答解析解析手法の開発
- (3) 崩壊モードを考慮した耐震性の検討
- (4) 耐震壁終局設計用せん断力の評価
- (5) 実用的な終局型設計手法の提案

等を目的とした。

[2] 第2章では、日米共同研究の一環として行なわれた鉄筋コンクリート造実大7層試験体の擬似動的加力実験及びこの補助実験の結果をまとめた。

実大の立体構造物による実験結果では、はり耐力に対するスラブの協力効果及び直交ばりの立体的な効果等により、骨組の終局保有耐力は現行基準の慣用的な計算値よりかなり高いものとなる。また、降伏後、変形レベルに依存する耐力上昇も大きい。

[3] 第3章では、曲げ降伏型耐震壁の変動シアスパン加力実験の結果を示した。

耐震壁の配筋量が同じでも、配筋詳細設計により耐力、破壊モードが大きく異なる。また、側柱を十分に拘束すれば壁厚を厚くすることは耐力と靱性の向上に繋がり、さらに壁板のコンクリートを柱状の斜め筋で拘束することにより斜め圧縮に対しても極めて良好な靱性のある挙動が得られる。

[4] 第4章では、以下の解析で用いた構造物の非線形地震応答解析の手法をまとめた。

[5] 第5章では、実大7層試験体の擬似動的加力実験を解析し、比較した。

本研究で用いた解析手法により、実験で得られた構造物としての応答だけでなく、各部材の変形等も精度よく再現しうる。スラブの有効幅をRC規準の3倍程度、また、降伏後の剛性を弾性剛性の3%程度とした場合が試験体の耐力（上昇）に適合する。

[6] 第6章では、耐震壁がせん断破壊する可能性も含めた多自由度系の非線形地震応答解析を行ない、特に骨組の崩壊モードに関連させて壁フレーム構造の性質、耐震性等を検討した。

耐震壁の破壊形式が支配的になる骨組全体の崩壊モードは、壁フレーム構造の耐震性に重要な意味をもち、保有耐力は崩壊モードが同じという条件でのみ耐震性の指標となりうる。靱性のある崩壊モード（曲げ降伏型）を確保するためには、動的な効果も含め、耐震壁の最大応答せん断力を正しく評価する必要がある。

壁フレーム構造の非線形地震応答時のせん断力負担に関しては、静的にはフレーム部分の設計（はりの超過強度）が耐震壁のせん断力に大きく影響し、また、動的な効果により変動する層せん断力はそのほとんどを耐震壁が負担する、という基本的な性質がある。

[7] 第7章では、動的な効果を含めた応答せん断力の最大値を応答理論にもとづいて評価、推定する手法を示し、非線形地震応答解析と比較して適合性を検討して、耐震壁の終局設計用せん断力を簡略な設計式として導いた。

多自由度系の動的な応答外力は、1次モードに対応する基準モードとそれに対する変動分（高次モード）に分解することができ、高次の変動分は、応答理論により、建物重量、入力加速度レベルにほぼ比例すると仮定しうる。

非線形地震応答解析で評価した高次の変動分と入力加速度の時刻歴を仮定した関係で比較すると、建物及び入力地震波の種類によらずほぼ一致し、入力加速度レベルとの定量的な比例関係は一般的に成立する。

基準モード外力に対応する層せん断力には静的に評価しうる上限値（終局耐力）があることから、これと入力加速度レベルに対応する高次の変動分の和として、最大応答せん断力の上限値が推定しうる。

壁フレーム構造の性質として高次の変動分は耐震壁が負担すると仮定することにより、耐震壁の応答せん断力の上限も、静的な計算値に動的な変動分を考慮して、同様に推定しうる。

応答せん断力の最大値は、1次モードの応答と高次モードの変動の最大値の同時性による。降伏後の耐力上昇を考慮した非線形地震応答解析による最大応答せん断力は、最大入力加速度にもとづく応答せん断力の推定値（上限値）にほぼ等しい場合もある。

耐震壁のせん断破壊を防止する終局型の設計法において、耐震壁の設計用せん断力に対して、想定地震、建物の性質（壁率）に応じた適切な動的割増率を設定しうる。

[8] 第8章では、壁フレーム構造の実用的な弾性解析法、塑性解析法を示し、また、これを用いて、終局型の設計法における構造計画の観点から、現行の慣用的な設計法のフローを解析した。

提案した弾性解析法、塑性解析法は、いずれも精算と比較して十分な精度が得られる。特に、塑性解析法における耐震壁のせん断力の算出法は、慣用的な略算法における根拠に乏しい仮定（壁にかかる外力分布）に代わり得るものとして意味がある。

現行の構造規定を前提にすると、壁率はもとより、はり、柱の仮定断面も終局型の設計（耐震壁のせん断設計）の可能性を左右する重要な要素となる。

[9] 第9章では、最近の日本、外国で提案されている耐震設計法を検討し、以上の研究にもとづいて、日本の現行の基準をふまえた上で適用可能であると考えられる終局型の耐震設計法のフローを提案した。

## 10.2 今後の課題

耐震壁のせん断設計について：

壁フレーム構造の終局型の設計法で、骨組全体で望ましい崩壊モードを確保するためには、耐震壁をせん断破壊させないことが重要であり、設計法のCriteriaとしては、基本的には、

終局せん断耐力 > 最大入力せん断力

によって達成される、と考えられる。

耐震壁の終局せん断耐力に関しては、本研究でも、実験的な研究により、特にシアスパン比、配筋詳細に関連する新たな事実を明らかにしえた、とは思いますが、さらに、理論的、解析的な研究を背景に一般的な設計法（設計式）に還元する必要がある。

最大入力せん断力の評価に関しては、実際と異なり得る要因として、

- (1) 曲げ超過強度
- (2) 動的増幅率
- (3) 略算による場合の算出法の誤差

等がある。本研究では、(2)に関しては、中層の建物に対して、設計法にいかしうる一般的な評価法を明らかにしえた、と思う。また、(3)に関しても、部材曲げ耐力が既知であるならば精度よい塑性解析略算法が提案できた、と思う。(1)に関しては、本研究では一貫して実大7層試験体の実験結果を参照したが、設計法における評価方法は今後の課題として残されている。構造物の設計で考慮すべき曲げ超過強度の要因は、主なものとして、

- (1) スラブの協力効果
- (2) 材料強度の確率的な上昇
- (3) 歪硬化による降伏後の剛性

等があり、解析的研究、あるいは調査研究を背景に、一般的な設計法にいかしうる評価方法を確立する必要がある。

崩壊モードの評価について：

本研究で念頭においた終局型設計法は、骨組の崩壊モードをあくまでも達成しようとするものであったが、日本の現行基準、慣用的な設計との適合性を考えると、設計法のCriteriaに関しても、課題として残るものがある。すなわち、あらゆる確率的要素を考慮して崩壊モードが確実に実現されるものであれば問題ないが、確率的に崩壊モードがかわりうる可能性がある場合、崩壊モードの二者択一性を耐震性の評価にどう採り入れるかという問題がある。

これは設計法の考え方の問題ともいえるが、個人的には、例えば曲げ降伏型、せん断破壊型等に二分して、極端に不連続に評価をかえる（耐震診断のF値のような）方法にするべきではないと思っている（確実にせん断破壊するとわかっている場合を除いて）。確かに、崩壊モードは耐震性に大きく影響して、挙動を不連続にかえるものではある。しかし、現段階では、入力地震波、曲げ超過強度、せん断耐力等の確率分布が関連して、崩壊モードそのものが確率的になり、日本の現行の慣用的な設計法との連続性を考えると、本研究で念頭においたような靱性のある崩壊モードを高い確率で実現するのは困難な場合が多い、とも予想される。崩壊モードの実現の確率を評価して、設計法のCriteria（保有耐力、 $D_s$ ）に関連させることが考えられるが、その場合設計の手順はさらに複雑になる。

これに対しては、ある程度の変形レベルに対して（せん断破壊しても）ある程

度の靱性が得られる十分な配筋詳細設計を前提にすることも考えられる。以下の許容応答変形にも関連するが、応答変形がある程度以下ならば、耐力が急激には低下しない配筋詳細が可能であると考えられ、これを前提にすれば、崩壊モードに対する評価はそう不連続にかえる必要はない、とも思われる。

許容応答変形の設定について：

これまで、終局型の設計法に対しては、（特にニュージーランドの耐力設計法、あるいは新耐震設計法の2次設計でも）入力地震波のレベルが大きくなっても（十分な）変形能力に依存して、骨組は靱性ある挙動し、その際骨組は崩壊モードに達したのちは、変形レベルによらず、極限解析的に計算可能なある一定の応力状態にあって、崩壊モードはかわらないといった認識があったと思う。応答変形は、入力地震波、建物の復元力特性等により微妙に変化するものであり、設計法では必ずしも明快に陽な形で設定されているものではないが、部材の変形能力との関連では、ある一定の”終局時の応力”を設計の指標として用いて曲げ降伏型に設計すれば、漫然と”十分な変形能力がある”程度の認識で、変形レベルが多少変動することはあまり問題にされなかった、と思う。

新耐震設計法における部材ランクの規定にみられる終局変形能力の概念は配筋詳細設計に関連してさらに見直されるべきであろうが、実大7層試験体の実験結果（降伏後の剛性）から判断すると、さらに”終局時の応力”と”変形レベル”の関連も設計法にとりいれることも設計法を合理的にする要素として十分考えられる。すなわち、特にスラブの影響であると考えられる曲げ超過強度は変形レベルに強く依存することを念頭において、保有耐力を段階的に設定する場合は、応答変形がそれに応じて変動することを評価し、方向としては、保有耐力が高ければ曲げ超過強度は低めに設定する（してよい）とする。もちろん、超過強度として最大限を見込んで、さらに様々な安全率をすべて考慮する考え方もありうるが、保有耐力が低いほど崩壊モードに対する安全率を大きくするのが終局型設計法の体系としてバランスがとれている、と思われる。

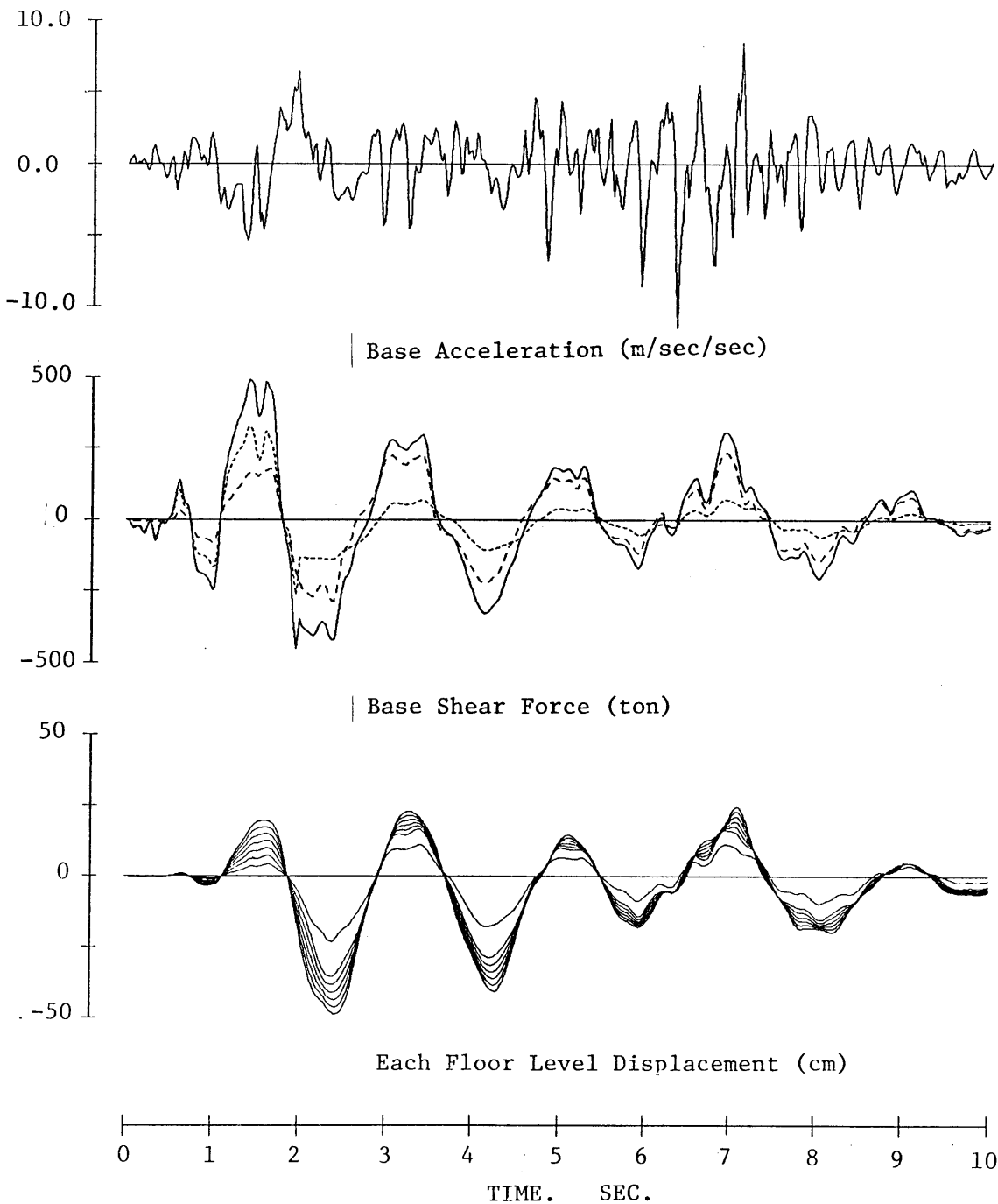


これに関連して、今後、終局型設計法では、許容応答変形をかなり具体的に設定して、入力に関連する解析的研究だけでなく、静的な加力による実験的な研究においても、設計で考える変形のレベルに対して共通の認識をもつことが必要になると思うが（本研究では、変形部材角で1/100程度を考えていた）、これは、単に構造的な条件（部材の終局変形能力）からだけでなく、2次部材、使用性、補修との関連等を考慮して、総合的に判定すべきであろう。

入力レベルについて：

超過強度との関係と同様に、入力加速度レベルとの関係もあまり意識されることなく、最大応答せん断力は骨組の耐力で決まる上限値があると認識されていたと思う。しかし、本研究で明らかにしたように、耐震壁の最大応答せん断力の動的な効果による増分は、入力加速度レベルに比例的に増大する。静的な入力せん断力が小さくても入力加速度レベルが高ければ動的な応答せん断力はかなり大きくなる。例えば、最大加速度が1gを超えるSan Fernando地震[1971]のPacoima Damの記録により応答解析を行なうと、耐震壁のせん断耐力が静的な入力せん断力に対してかなり余裕がある実大7層試験体でもせん断破壊する結果になる。

本研究の当初で念頭においた終局型の設計法は、目標を”常に確実に崩壊モードを実現する”というよりは、”あるレベルの入力で崩壊モードを実現する”とする必要はあるが、入力に関して条件を限定し、変形と力の応答にもとづいて適切な安全率を設定することにより、骨組全体として応答量が小さい合理的な設計法になりうる。本研究によれば、相当程度高い入力レベルを想定しても、耐震壁を特別に補強するなどして崩壊モードの確保は現実に可能であると考えられる。それを超える極大地震を想定する必要がある場合は、例えば、”軸力は維持し得る”といった別のCriteriaを設けるのが適当であろう。



Dynamic Analysis

Structure :

Seven Story Full-Scale Reinforced Concrete Wall-Frame Structure  
 Tested at Building Research Institute [ 1981 ]  
 Wall Shear Strength = 330 t

Base Acceleration :

Pacoima Dam Record ( S16E )  
 San Fernando Earthquake [ 1971.2.9 ]

<参考文献>

- (1) 青山博之：ニュージーランドにおける耐震設計規準について（その1）～（その3）地震工学ニュース、地震工学振興会、No.57-59、1981年 2-6月
- (2) 青山博之、加藤大介、勝俣英雄：増設RC耐震壁の耐力と変形能の評価に関する実験的研究（その1～その2 実験概要、実験結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1982年10月
- (3) 井口道雄：弾性地盤上コア-形式構造物の応力解析、第20回橋梁・構造工学研究発表会、1973年11月
- (4) 今井弘、小杉一正、植田一義他：耐震壁の配置の異なる2つの架構の実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（その1）～（その3）、1973年10月
- (5) 梅村魁編著：「鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法」、技報堂出版 1973年
- (6) 梅村魁編著：「鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法（続・中層編）」 技報堂出版、1982年
- (7) 梅村魁、建設省建築研究所：新しい耐震設計法、季刊カラム、No. 75、1980年 1月
- (8) 江崎文也、富井政英：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断破壊の判別法、第4回コンクリート工学年次講演会論文集、1982年 6月
- (9) 江戸宏彰、武田寿一：鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、1977年10月
- (10) 大沢胖、洪忠喜：境界効果をともなう高層耐震壁の横力負担ならびに横力分布に関する理論的研究（その1）（その2）、日本建築学会論文報告集69号 1961年10月
- (11) 大沢胖、洪忠喜：耐震コア-式高層骨組の弾塑性計算法、日本建築学会論文報告集 101号、1964年 8月
- (12) 大沢胖：耐震コア-式高層骨組の動的特性、日本建築学会論文報告集 102号、1964年 9月

- (13)大沢胖、北村弘：「建築構造学体系13 トラス・ラーメン」、彰国社、1966年
- (14)岡本伸、渡部丹他：－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6）～（その18）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1982年10月
- (15)小谷俊介、三好照政、青山博之：アメリカにおける新耐震設計法－ATC-3設計法案の背景と考え方－、季刊カラム、No. 88、1983年4月
- (16)小野新、安達洋、中西三和：鉄筋コンクリート連層耐震壁の強度、変形性状に関する研究、第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1980年6月
- (17)加藤大介、勝俣英雄、青山博之、小谷俊介：基礎浮き上がりを生じる耐震壁を含む骨組に関する研究（その1）～（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1981年9月
- (18)加藤大介：基礎の浮き上がりを生じる耐震壁を含む骨組に関する研究、東京大学修士論文、1981年
- (19)加藤大介：回転壁を含む鉄筋コンクリート造骨組の耐震設計法に関する研究、東京大学博士論文、1983年12月
- (20)上之園隆志他：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、実験概要および実験結果）、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、1982年12月、
- (21)建設省住宅局建築指導課監修：「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規程、改修設計指針、付解説」、日本建築防災協会、1977年
- (22)建設省監修：「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（1981年度版）」、日本建築センター、1981年
- (23)洪忠喜、荒川利治：耐震壁基部に浮き上がりを生じる架構の振動解析（その1）～（その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1982年10月～1983年9月
- (24)洪忠喜、荒川利治：耐震壁基部に浮き上がりを生じる架構の振動解析、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、1982年12月

- (25)坂田弘安、黒正清治、和田章：応力-歪関係の中に負勾配を有する材料によって作られた構造物の解析法、第6回電子計算機利用シンポジウム論文集、1984年3月
- (26)佐藤稔雄、小野新、安達洋他：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験研究（その1）～（その20）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1977年10月～1983年9月
- (27)塩原等：鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性地震応答解析、東京大学修士論文、1983年
- (28)塩原等、小谷俊介、青山博之：弾塑性解析における部材モデルの研究、日本建築学会関東支部研究報告集、1983年7月
- (29)志賀敏男他：鉄筋コンクリート造建物の震害と壁率、日本建築学会東北支部研究報告集、第12号、1968年
- (30)志賀敏男、柴田明德、渋谷純一、高橋純一：東北大学工学部建設系建物における強震応答の実測と解析（その1）～（その7）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1979年9月～1982年10月
- (31)志賀敏男、柴田明德、渋谷純一、高橋純一：東北大学工学部建設系研究棟における強震応答実測とその弾塑性解析、日本建築学会論文報告集、1981年3月
- (32)嶋津孝之、荒木秀夫他：連層耐震壁の動的抵抗性状に関する基礎的実験研究（その1）～（その7）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1982年10月～1983年9月
- (33)嶋津孝之、荒木秀夫：センターコア型3スパン平面骨組の振動台実験、日本建築学会論文報告集、1983年2月
- (34)嶋津孝之、荒木秀夫：各種3スパン平面骨組の振動台実験、日本建築学会論文報告集、1984年3月
- (35)菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究、東京大学博士論文、1970年12月
- (36)菅野俊介：鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性に関する研究（その7 無開耐震壁の強度と剛性）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1973年10月

- (37) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、Vol.11, No.2, 1973年2月
- (38) 鈴木紀雄、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造スラブ付柱はり立体接合部に関する実験的研究、第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集 1983年6月
- (39) 高木仁之、狩野芳一：小型3層鉄筋コンクリート耐震壁の強度および変形性状に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集 1978年9月～1981年9月
- (40) 高木仁之、狩野芳一：鉄筋コンクリート耐震壁の梁効果に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1982年10月
- (41) 高木仁之、狩野芳一：鉄筋コンクリート耐震壁の曲げ降伏後の靱性に関する実験的研究(その1)～(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集 1983年9月
- (42) 高木仁之：連層鉄筋コンクリート耐震壁の耐力算定式の適合性について、第6回コンクリート工学年次講演会論文集、1984年7月
- (43) 滝沢春男：鉄筋コンクリート造建物の強震応答計算、コンクリートジャーナル Vol.11、No.2、1973年2月
- (44) 滝沢春男：強震時における建築構造物の挙動の解析、東京大学博士論文、1973年12月
- (45) 武田寿一：鉄筋コンクリート建物の動的計算、コンクリート工学 Vol. 12 No. 8.1974年8月
- (46) 武田寿一、小池健仁、井元勝慶、表佑太郎、江戸宏彰：耐震壁-フレーム連成効果に関する研究(その1、曲げ破壊型耐震壁の実験)、(その2、連層耐震壁を配置した7層3スパンモデルの静的、動的実験と応答解析)、大林組技術研究所報、No. 18、1979年、No. 24、1982年
- (47) 武田寿一、小池健仁、表佑太郎、江戸宏彰：フレーム-壁構造に関する研究(その1)～(その5)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1977年10月～1979年9月
- (48) 谷資信編著：「建築物の構造解析シリーズII 骨組構造の解析」(第3章) 技報堂、1976年

- (49) 坪崎裕幸、芳村学他：－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13）試験体の保有水平耐力と変形性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、1982年10月
- (50) 勅使川原正臣、岡田恒男：鉄筋コンクリート造建物における連層耐震壁の効果（その2、実験および解析結果の検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集1982年10月
- (51) 勅使川原正臣：変形モード制御型鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究、東京大学博士論文、1982年12月
- (52) 富井政英、江崎文也他：鉄筋コンクリート耐震壁の水平耐力に関する研究（その1）～（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1981年9月
- (53) 日本建築学会：「地震荷重と建築構造の耐震性」、1977年
- (54) 日本建築学会：「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」、1981年
- (55) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1982)」、1982年
- (56) 馬場研治：基礎回転する耐震壁を有する架構の復元力特性に関する実験的研究、東京大学修士論文、1977年
- (57) 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年12月
- (58) 久野雅祥、岡田恒男：耐震壁を持つ低層鉄筋コンクリート建物の地震応答、日本建築学会大会学術講演梗概集、1975年
- (59) 久野雅祥：鉄筋コンクリート有壁建物の耐震性に関する研究、東京大学修士論文、1975年
- (60) 平石久広、五十石浩：大型実験施設利用による日米共同耐震研究（その4 境界ばりを有する連層耐震壁の実験概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集1980年9月
- (61) 平石久広、川島俊一：鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏以後の変形性状に関する実験的研究（その1）～（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1984年10月

- (62)平石久広：曲げ降伏型の鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性に関する解析的研究、日本建築学会構造系論文報告集、1985年1月
- (63)広沢雅也、青山博之、島津孝之：有壁ラーメンの実験的研究（第1報）、日本建築学会論文報告集、第69号、1961年10月
- (64)広沢雅也：有壁ラーメンの実験的研究（その2）～（その5）、日本建築学会大会学術講演要旨集、日本建築学会関東支部研究報告集、日本建築学会論文報告集、昭和1962月～1964年5月
- (65)広沢雅也：軸方向荷重を有する有壁ラーメンの水平耐力（その1）、（その2）日本建築学会論文報告集、第108号、第109号、1965年2月、3月
- (66)広沢雅也：既存の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析、建築研究資料NO.6、建設省建築研究所、1975年
- (67)広沢雅也他：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1）～（その22）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1975年10月～1977年10月
- (68)深田泰夫：鉄筋コンクリート建物の復元力特性に関する研究（その1）、日本建築学会関東支部研究報告集、1969年11月
- (69)藤井俊二、青山博之、梅村魁：材料特性より求めた鉄筋コンクリート断面のモーメント-曲率関係、日本建築学会大会学術講演梗概集、1973年10月
- (70)村橋久昭他：耐震壁とラーメンがつながった骨組の水平荷重破壊実験（NO.1）～（NO.3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1969年8月～1973年10月
- (71)望月重、小林重泰：鉄筋コンクリート壁板のスリップ破壊に関する研究（その1）～（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1979年9月～1980年9月
- (72)山口育雄、長嶋俊雄、東端泰夫：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）～（その5）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1975年10月～1977年10月



- (73)山口育雄、東端泰夫、長嶋俊雄、石川重男：連層耐震壁を含むRC平面骨組の弾塑性解析に関する研究、竹中技術研究報告、第16号、1976年10月
- (74)山田稔、河村 広、前田一郎：鉄筋コンクリート耐震壁架構の弾塑性変形性状に関する研究（その1）～（その7）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1980年9月～1981年9月
- (75)芳村学他：鉄筋コンクリート造突大7層試験体の耐震性に関する研究（その2、試験体の力学的挙動に関する考察）、第6回日本地震工学シンポジウム講演集1982年12月
- (76)若林実、南宏一、西村泰志、谷口考生：連層耐震壁を含む鉄筋コンクリート構造骨組みの弾塑性性状に関する実験的研究（その1）～（その6）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1977年10月～1979年9月

〈参考文献 (英文)〉

- (1) Abrams, D.P., and Sozen, M.A., 1979, "Experimental Study on Frame-Wall Interaction in Reinforced Concrete Structure Subjected to Strong Earthquake Motions," Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 460, University of Illinois, Urbana.
- (2) ACI Committee 318, 1983, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)" and "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)," and previous 1971, and 1977 editions, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- (3) Aktan, A.E., and Bertero, V.V., 1981, "The Seismic Resistant Design of R/C Coupled Structural Walls," Report No. UCB/EERC-81/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (4) Aktan, A.E., and Bertero, V.V., 1982, "Prediction of The Seismic Responses of R/C Frame-Coupled Wall Structures," Report No. UCB/EERC-82/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (5) Anderson, J.C., and Bertero, V.V., 1969, "Seismic Behavior of Multistory Frames Designed by Different Philosophies," Report No. UCB/EERC-69/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (6) Aoyama, H., 1964, "Moment-Curvature Characteristics of Reinforced Concrete Members Subjected to Axial Load and Reversal of Bending," Proceedings, International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, Miami, Florida.
- (7) Aoyama, H., and Sugano, T., 1968, "A Generalized Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Structures Based on the Tests of Members," Recent Researches of Structural Mechanics, Uno Shoten, Tokyo, Japan, pp. 15-30.
- (8) Applied Technology Council, 1978, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings (ATC 3-06)," National Science Foundation and National Bureau of Standard, NSF 78-8 and NBS SP-510, 505 pp.
- (9) Applied Technology Council, ATC-11, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Shear Walls and Frame Joints: Implications of Recent Research for Design Engineers," National Bureau of Standard.
- (10) Aristizabal-Ochoa, J.D., and Sozen, M.A., 1976, "Behavior of Ten-Story Reinforced Concrete Walls Subjected to Earthquake Motions," SRS 431, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, Illinois.
- (11) Aristizabal-Ochoa, J.D., Shiu, K.N., and Corley, W.G., 1979, "Effect of Beam Strength and Stiffness on Coupled Wall Behavior," Proceedings of the 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering.
- (12) ASCE-ACI Committee 426, 1973, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members," Journal of the Structural Engineering Division, ASCE, Vol. 99, No. ST6, pp. 1091-1187.

- (13) Barda, F., Hanson, J.M., and Corley, W.G., 1977, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," Publication of the American Concrete Institute, SP-53, Reinforced Concrete in Seismic Zones, pp. 149-202.
- (14) Bathe, K.J., and Wilson, E.L., 1973, "Stability and Accuracy Analysis of Direct Integration Methods," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, pp. 283-291.
- (15) Berg, G.V., and DaDeppo, D.A., 1960, "Dynamic Analysis of Elasto-Plastic Structures," Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 86, No. EM2, pp. 35-58.
- (16) Berg, G.V., 1961, "Response of Multi-Story Structures to Earthquake," Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 87, No. EM2, pp. 1-16.
- (17) Bertero, V.V., and Bresler, B., 1969, "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures," Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Vol. I, Session B2, pp. 109-124.
- (18) Bertero, V.V., Popov, E.P., and Wang, T., 1975, "Seismic Design Implications of Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Elements Under High Shear," Proceedings, U.S.-Japan Seminar on Earthquake Engineering, Hawaii, pp. 75-106.
- (19) Bertero, V.V., 1980, "Seismic Behaviour of R/C Wall Structural Systems," Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering in Istanbul, Turkey, Vol. 6, pp. 8-13.
- (20) Bertero, V.V., Aktan, A.E., Charney, F.A., and Sause, R., 1984, "U.S.-Japan Cooperative Earthquake Research Program : Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of A 1/5th-Scale Model of A 7-Story Reinforced Concrete Test Structure," Report No. UCB/EERC-84/05, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (21) Cardenas, A.E., Hanson, J.M., Corley, W.G., and Hognestad, E., 1973, "Design Provisions for Shear Walls," Journal of the American Concrete Institute, Vol. 70, No. 3, pp. 221-230.
- (22) Charney, F.A., and Bertero, V.V., 1982, "An Evaluation of the Design and Analytical Seismic Response of A Seven-Story Reinforced Concrete Frame-Wall Structure," Report No. UCB/EERC-82/08, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (23) Clough, R.W., Wilson, E.L., and King, I.P., 1963, "Large Capacity Multistory Frame Analysis Programs," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST 4.
- (24) Clough, R.W., Benuska, K.L., and Wilson, E.L., 1965, "Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings," Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Vol. II, Sessin II, pp. 68-89.

- (25) Clough, R.W., and Johnston, S.B., 1966, "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirement," Proceedings, Second Japan National Conference on Earthquake Engineering, pp. 227-32.
- (26) Clough, R.W., and Benuska, K.L., 1967, "Nonlinear Earthquake Behavior of Tall Buildings," Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 93, No. EM3, pp. 129-146.
- (27) Clough, R.W., and Penzien, J., 1975, "Dynamics of Structures," McGraw-Hill, Inc.
- (28) Collins, M.P., 1978, "Toward a Rational Theory for RC Members in Shear," Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST4, pp. 649-666.
- (29) Corley, W.G., 1966, "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 92, No. ST5, pp. 121-146.
- (30) Emori, K., and Schnobrich, W.C., 1978, "Analysis of Reinforced Concrete Frame-Wall Structures for Strong Motion Earthquakes," SRS 457, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana.
- (31) Fiorato, A.E., Oesterle, R.G., and Corley, W.G., 1977, "Ductility of Structural Walls for Design of Earthquake Resistant Buildings," Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, pp. 2797-2802.
- (32) Fiorato, A.E., Oesterle, R.G., and Corley, W.G., 1983, "Behavior of Earthquake Resistant Structural Walls Before and After Repair," Journal of the American Concrete Institute, No. 5, Vol. 80.
- (33) Giberson, M.F., 1967, "The Response of Nonlinear Multistory Structures Subject to Earthquake Excitation," Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena.
- (34) Giberson, M.F., 1969, "The Non-linear Beams with Definitions of Ductility," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST2.
- (35) Goel, S.C., and Berg, G.V., 1968, "Inelastic Earthquake Response of Tall Steel Frames," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST8.
- (36) Goel, S.C., 1969, "P-Delta and Axial Column Deformation in Aseismic Frames," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST8.
- (37) Goodsir, W.J., 1982, "Inelastic Seismic Response of Reinforced Concrete Frame - Shear-Wall Structures," Research Report No. 82-10, University of Canterbury, 155pp.
- (38) Gulkan, P., and Sozen, M.A., 1974, "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions," Journal of the American Concrete Institute, Vol. 71, No. 12, pp. 604-610.

- (39) Heidebrecht, A.C., Lee, S.L., and Flemming, J.F., 1964, "Dynamic Analysis of Elastic-Plastic Frames," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 90, No. ST2.
- (40) Hiraishi, H., Yoshimura, M., Isoishi, H., and Nakata, S., 1981, "Planer Test on Reinforced Concrete Shear Wall Assemblies -- U.S.-Japan Cooperative Research Program," Paper presented during the First Joint Technical Coordinating Committee, U.S.-Japan Cooperative Research Program Utilizing Large-Scale Testing Facilities, Building Research Institute, Tsukuba.
- (41) Housner, G.W., 1959, "Behavior of Structures during Earthquakes," Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 85, No. EM4, pp. 108-129.
- (42) Iguchi, M., Tani, S., and Sakurai, J., 1969, "An Approximate Method of Static and Dynamic Analyses of Core-Wall Building," Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering.
- (43) Iliya, R., and Bertero, V.V., 1980, "Effects of Amount and Arrangement of Wall-Panel Reinforcement on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Walls," Report No. UCB/EERC-80/04, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (44) International Conference of Building Officials (ICBO), 1982, "Uniform Building Code," 1982 and previous 1973, 1976, and 1979 editions, Whittier, California.
- (45) Jennings, P.C., 1963, "Response of Simple Yielding Structures to Earthquake Excitations," Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena.
- (46) Kanaan, A.E., and Powell, G.H., 1973, "DRAIN-2D, A General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Structures," Report No. UCB/EERC-73/6, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (47) Keshavarzian, M., and Schnobrich, W.C., 1984, "Computed Nonlinear Seismic Response of R/C Wall-Frame Structures," Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 515, University of Illinois, Urbana.
- (48) Klingner, R.E., and Bertero, V.V., 1976, "Infilled Frames in Earthquake Resistant Construction," Report No. UCB/EERC 76-32, Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- (49) Klingner, R.E., and Bertero, V.V., 1978, "Earthquake Resistance of Infilled Frames," Journal of the Structure Division, ASCE, Vol. 104, No. ST6, pp. 973-989.
- (50) Koike, K., Omoto, Y., and Takeda, T., 1980, "Reinforced Concrete Wall-Frame Structures Subjected to Dynamic and Static Loadings--Model Tests and The Simulations--", Proceedings, Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, pp 419-426.

- (51) Lybas, J.M., and Sozen, M.A., 1977, "Effect of Beam Strength and Stiffness on Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Coupled Walls", Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 444, University of Illinois, Urbana.
- (52) Lybas, J.M., 1981, "Concrete Coupled Walls : Earthquake Tests," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST 5.
- (53) Mahin, S.A., and Bertero, V.V., 1975, "An Evaluation of Some Methods for Predicting Seismic Behavior of Reinforced Concrete Buildings," Report No. UCB/EERC 75-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (54) Mahin, S.A., and Bertero, V.V., 1976, "Nonlinear Seismic Response of A Coupled Wall System," Journal of the Structure Division, ASCE, Vol. 102, No. ST9, pp. 1759-80.
- (55) Mahin, S.A., 1977, "On the Use of Computers in the Seismic-Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction (ERCBC), Vol. II, University of California, Berkeley.
- (56) Ma, S.Y.M., Popov, E.P., and Bertero, V.V., 1976, "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams," Report No. UCB/EERC 76-02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (57) Mondkar, D.P., and Powell, G.H., 1973, "Towards Optimal In-Core Equation Solving," Journal of Computers and Structures.
- (58) Newmark, N.M., 1959, "A Method of Computation for Structural Dynamics," Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 85, No. EM3, pp. 67-94.
- (59) Oesterle, R.G., Fiorato, A.E., and Corley, W.G., 1980, "Reinforcement Details for Earthquake-Resistant Structural Walls," Concrete International, Vol. 2, No. 12.
- (60) Oesterle, R.G., Aristizabal-Ochoa, J.D., Shiu, K.N., and Corley, W.G., 1984, "Web Crushing of Reinforced Concrete Structural Walls," Journal of the American Concrete Institute, Vol. 81, No. 3.
- (61) Okamoto, S., Nakata, S., Kitagawa, Y., Yoshimura M., and Kaminosono, T., 1982, "A Progress Report on the Full-Scale Seismic Experiment of a Seven Story Reinforced Concrete Building - Part of the U.S.-Japan Cooperative Program, BRI Research Paper No. 94, Building Research Institute, Ministry of Construction, Japan.
- (62) Otani, S., and Sozen, M.A., 1973, "Behavior of Multistory Reinforced Concrete Frames During Earthquakes", Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 392, University of Illinois, Urbana.
- (63) Otani, S., 1974, "Inelastic Analysis of R/C Frame Structures," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST7, pp. 1433-1449.

- (64) Otani, S., 1974, "SAKE - A Computer Program for Inelastic Response of R/C Frames Earthquake," Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 413, University of Illinois, Urbana.
- (65) Otani, S., 1975, "Earthquake Tests of Shear Wall-Frame Structures," Proceedings, U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Ann Arbor, Michigan, pp. 278-86.
- (66) Otani, S., 1977, "Earthquake Tests of Shear Wall-Frame Structures to Failure," Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi.
- (67) Otani, S., 1981, "Effectiveness of Structural Walls in Reinforced Concrete Buildings During Earthquake," Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 492, University of Illinois, Urbana.
- (68) Otani, S., 1981, "Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis," Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo(B), Vol. XXXVI, No. 2.
- (69) Park, R., and Paulay, T., 1975, "Reinforced Concrete Structures," John Wiley & Sons.
- (70) Paulay, T., 1971, "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST3, pp. 843-862.
- (71) Paulay, T., 1971, "Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST9, pp. 2407-2419.
- (72) Paulay, T. and Binney, J.R., 1974, "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls," Publication of the American Concrete Institute, SP-42, Shear in Reinforced Concrete, Vol.2, pp. 579-598.
- (73) Paulay, T., 1976, "Moment Redistribution in Continuous Beams of Earthquake Resistant Multistory Reinforced Concrete Frames," Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 4, pp. 205-212.
- (74) Paulay, T., and Santhakumar, A.R., 1976, "Ductile Behavior of Coupled Shear Walls," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST1, pp. 1339-1460.
- (75) Paulay, T., 1977, "Capacity Design of Reinforced Concrete Ductile Frames," Proceedings of a Workshop of Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction (ERCBC), Univ. of California, Berkeley, CA, Vol. 3, pp. 1043-1075.
- (76) Paulay, T., and Santhakumar, A.R., 1977, "Ductile Behavior of Shear Walls Subjected Cyclic Loading," Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India, pp. 227-232.
- (77) Paulay, T., 1980, "Earthquake-Resisting Shearwalls-New Zealand Design," Journal of the American Concrete Institute, Vol. 77, No. 3, pp. 144-152.

- (78) Paulay, T., 1980, "Deterministic Design Procedure for Ductile Frames in Seismic Areas," Publication of the American Concrete Institute, SP-63, Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, pp. 357-381.
- (79) Paulay, T., and Taylor, R.G., 1981, "Slab Coupling of Earthquake-Resisting Shear Walls," Journal of the American Concrete Institute, Vol. 78, No. 2, pp. 130-140.
- (80) Paulay, T., 1981, "The Design of Reinforced Concrete Ductile Shear Walls for Earthquake Resistance," Research Report No. 81-1, University of Canterbury, 133pp.
- (81) Paulay, T., Priestley, M.J.N., and Syngé, A.J., 1982, "Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls," Journal of the American Concrete Institute, Vol. 79, No. 4, pp. 257-269.
- (82) Penzien, J., 1960, "Dynamic Response of Elasto-Plastic Frames," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 86, No. ST7, pp. 81-94.
- (83) Penzien, J., 1960, "Elasto-Plastic Response of Idealized Multistory Structures Subjected to a Strong Motion Earthquake," Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo and Kyoto, Japan, Vol. II, Session II, pp. 739-60.
- (84) Porter, F.L., and Powell, G.H., 1971, "Static and Dynamic Analysis of Inelastic Frame Structures," Report No. UCB/EERC 71-3, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (85) Powell, G.H., 1973, "DRAIN-2D USER'S GUIDE," Report No. UCB/EERC 73-22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (86) Powell, G.H., and Kannan, A., 1973, "General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structure," Proceedings Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, Session 6B, Paper No. 272.
- (87) Powell, G.H., 1975, "Supplement to Computer Program DRAIN-2D, Supplement Report, DRAIN-2D USER'S Guide," University of California, Berkeley.
- (88) Powell, G.H., 1977, "Computer Programs for Analysis of Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction (ERCBC), Vol. II, University of California, Berkeley, pp. 857-885.
- (89) Sozen, M.A., 1977, "Earthquake Simulation In The Laboratory," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction (ERCBC), University of California, Berkeley, pp. 1606-1629.
- (90) Sozen, M.A., 1980, "Review of Earthquake Response of R/C Buildings with a View of Drift Control," Proceedings, Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, pp. 383-418.



- (91) Standards Association of New Zealand, 1976, "New Zealand Standard Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings (NZS 4203:1976)," Standard Association of New Zealand, Wellington.
- (92) Standards Association of New Zealand, 1982, "New Zealand Standard Code of Practice for The Design of Concrete Structures (NZS 3101:Part 1 and Part 2:1982)," Standard Association of New Zealand, Wellington.
- (93) Suko, M., and Adams, P.F., 1971, "Dynamic Analysis of Multibay Multistory Frames," Proceedings, ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 97, No. ST 10.
- (94) Takayanagi, T., and Schnobrich, W.C., 1976, "Computed Behavior of Reinforced Concrete Coupled Shear Walls," Civil Engineering Studies, Structural Research Series NO. 434, University of Illinois, Urbana.
- (95) Takayanagi, T. and Schnobrich, W.C., 1979, "Non-linear Analysis of Coupled Wall Systems," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 7.
- (96) Takeda, T., Sozen, M.A., and Nielsen, N.N., 1970, "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-73.
- (97) Takizawa, H., 1976, "Notes on Some Basic Problems in Inelastic Analysis of Planar R/C Structures," Transactions, Architectural Institute of Japan, No. 240, pp. 65-76.
- (98) Vallenias, J.M., Bertero, V.V., and Popov, E.P., 1979, "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls," Report No. UCB/EERC-79/20, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (99) Veletsos, A.S., and Newmark, N.M., 1960, "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions," Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Vol. II, pp. 895-912.
- (100) Walpole, W.R., and Shepherd, R., 1969, "The Inelastic Response of a Steel Frame," Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Session A4, pp. 195-204.
- (101) Walpole, W.R., and Shepherd, R., 1969, "Elasto-Plastic Seismic Response of Reinforced Concrete Frame," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST10, pp. 2031-2055.
- (102) Wang, T.Y., Bertero, V.V., and Popov, E.P., 1975, "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Framed Walls," Report No. UCB/EERC 75-23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- (103) Wen, R.K., and Janssen, J.G., 1965, "Dynamic Analysis of Elasto-Inelastic Frames," Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Vol. II, pp. 713-729.

- (104) Wen, R.K., and Farhoomand, F., 1970, "Dynamic Analysis of Inelastic Space Frames," Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 96. No. EM5.
- (105) Wilson, E.L., Farhoomand, F., and Bathe, K.J., 1973, "Nonlinear Dynamic Analysis of Complex Structures, " Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, pp. 241-252.
- (106) Wight, J.K., and Nakata, S., 1981, "Construction of the Full Scale Seven Story Reinforced Concrete Test Structure," Paper presented during The Second Joint Technical Coordinating Committee, U.S.-Japan Cooperative Earthquake Research Program Utilizing Large-Scale Testing Facilities, Tsukuba, Japan.
- (107) Yoshimura, M., 1981, "Seismic Response of A 7 Story R.C. Wall-Frame Structure," Paper presented during the First Joint Technical Coordinating Committee, U.S.-Japan Cooperative Research Program Utilizing Large-Scale Testing Facilities, Building Research Institute, Tsukuba.