

## [2078] 連層耐震壁を有する RC 造建物の耐震設計と地震応答解析

正会員 ○田中 清（フジタ工業技術研究所）

正会員 青山博之（東京大学工学部）

正会員 小谷俊介（東京大学工学部）

## 1. はじめに

近年特に大都市を中心としてRC造住宅の高層化が進められているが、我が国で広く用いられているRC造建物は6~7階建て以下のものが殆どであり、現状と高層化との間には耐震設計上大きなギャップが存在している。このような状況の中で、主として梁降伏により履歴エネルギー消費を行う終局強度型の耐震設計法が注目され、我が国においても東京大学[1]や日本建築学会などで開発が進められている。本論文で取扱う耐震壁を有する建物の設計方法に関する研究は壁谷沢等[2]を中心に進められ、既に種々の設計用応力の提案が為されている。また最近のGoodisir、Paulay[3]の研究でも同様な提案が為されている。本論文では、連層耐震壁を有しかつ耐震壁の負担せん断力の割合が比較的小さい(50 %程度)階数の異なる3件(6、10、14層)の事務所ビルを終局強度型の設計法により設計し、設計法の妥当性と設計用応力の動的増幅量を地震応答骨組解析により検討した。

## 2. 耐震設計法の概要[1]

終局強度型の耐震設計法は、建物が想定した全体崩壊形により必要な保有耐力を満たすように、塑性変形を許容する部位(塑性ヒンジ)の強度と韌性を確保し、設定した崩壊モード以外の破壊を起こさないように部材強度を確保することを特徴としている。耐震性の目標は、(1)建物の耐用年限中に数回経験することが予想される中地震動(地動の最大速度 25 kine)に対しては、最大層間変位 1/200 程度以下、部材の最大塑性率 1.0 以下とする。

(2)構造物の耐用年限中に1回経験することが予想される大地震動(地動の最大速度 50 kine)に対しては、最大層間変位 1/100 程度以下、梁部材の大塑性率は 4.0 程度以下、柱・耐震壁部材の大塑性率は 2.0 程度以下とする。

## 3. 対象建物の概要

## 3.1 建物概要

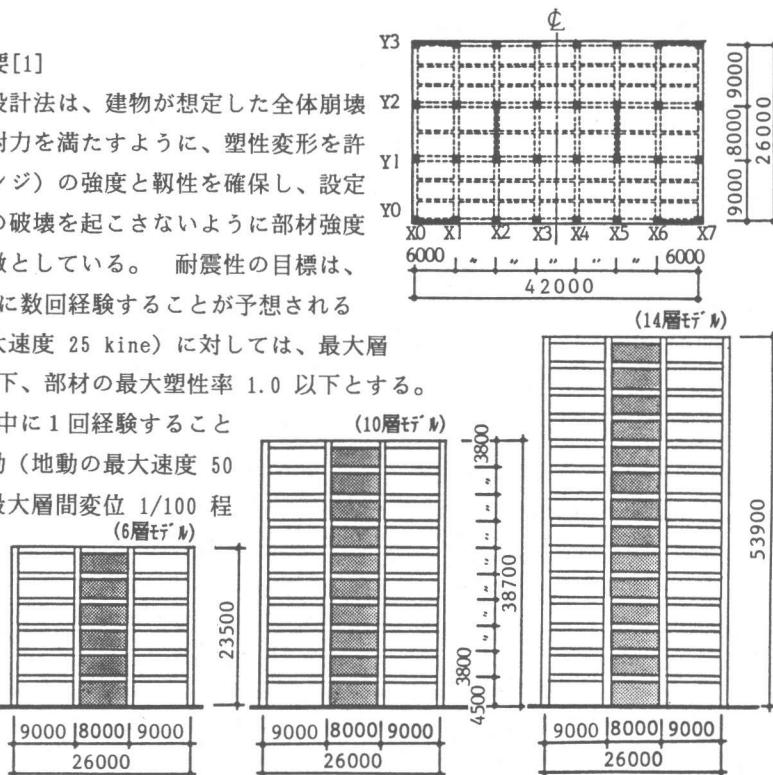


図-1 対象建物の平面プランと壁・フレーム構面の軸組

研究の対象とした建物は連層耐震壁を2枚(X2, 5通り)有するRC造の6、10、14層の3種類で用途は事務所である。各建物に共通の平面プランと壁・フレーム構面の軸組を図-1に示す。設計、解析は主としてそのスパン方向(Y方向)についてのみ行なった。

### 3.2 荷重

(1) 床単位荷重：設計に用いた床単位荷重を表-1に示す。屋上階の地震用DLはアントラクターや設備機器等の重量を床面積で均しめた値を用いた。(2) 設計用水平荷重：風荷重は考慮せず地震荷重だけを考え、1階の設計用層せん断力係数 $C_1$ を建築基準法・同施行令[4]に準じて式(1)により求め、設計用水平荷重は逆三角形震度分布として算定した。支持地盤は第2種地盤[4]とし、構造特性係数Dsは0.3とした。

$$C_1 = Z \cdot R_t \cdot F_{es} \cdot D_s \cdot C_0 \quad (1)$$

ここで、 $Z=1.0$ ,  $F_{es}=1.0$ ,  $D_s=0.3$ ,  $C_0=1.0$   
 $R_t=1.0$ , 0.983, 0.873 (夫々 6, 10, 14層モデル)

### 3.3 部材断面と材料強度

部材の断面寸法と使用したコンクリートの設計規準強度を表-2に示す。梁部材については同一構面内では同一断面寸法とし、スラブ厚さは15cmとした。また梁・柱主筋はSD35, SD40(14層モデル)、スラブ筋はSD30、梁・柱のせん断補強筋はSD35を用いた。

### 4. 設計手順と計算結果

以下では、梁・柱のせん断設計の記述は省略した。

#### 4.1 長期荷重時応力解析

梁・柱の長期荷重時応力は、固定法により柱の軸変形を無視して算定した。

#### 4.2 線形応力解析

設計用水平荷重により生じる各部材の応力(曲げモーメントとせん断力)を、線形応力解析により柱・梁接合部を剛として求めた。①弾性剛性はコンクリートだけを考慮して、梁についてはスラブの協力幅を片側0.1L(L:梁スパン)として算定した。②応力解析では部材剛性に及ぼすひび割れの影響を考慮した。これは主として塑性ヒンジを生じさせる部材(主として、梁)が負担する転倒モーメントとその他の部材(主として、柱脚および耐震壁脚部)が負担する転倒モーメントとの負担割合をきめるために行うもので、第一段階の応力を再配分を意味する。各部材の等価剛性の設定に関しては明確な規定はないが、部材の降伏時割線剛性係数 $\alpha_y$ を0.5程度の値を設定した。等価剛性係数(等価剛性/初期剛性:曲げ、せん断剛性同じ値を用いた)を表-3に示す。1階耐震壁では、線形応力解析時のせん断応力を30kg/cm<sup>2</sup>以下、かつ脚部に過大なモーメントを生じないように等価剛性係数の値を決めたため、10, 14層モデルでは若干小さめの値となった。柱では、引張柱の等価剛性係数を0.8とし、その他は1.0とした。なお、線形応力解析では耐震壁に取り付く直交ばりの影響は考慮しなかった。

#### 4.3 梁の曲げ設計

(1) 設計用モーメント： 線形応力解析より得られた梁モーメントに長期荷重時モーメントを加え、梁の設計用モーメントとした。

(2) 設計用モーメントの再配分と主筋の配筋[7]： 梁主筋の合理的な配筋を行うため、設計用

表-1 床単位荷重 (kg/m<sup>2</sup>)

名称	床板用	架構用	地震用
屋上階	DL 550	550	725
	LL 180	130	60
	TL 730	680	785
その他 の 階	DL 400	400	400
	LL 300	180	80
	TL 700	580	480

[記号] DL:固定, LL:積載, TL:全荷重

表-2 部材断面(cm)とコンクリート強度(kg/cm<sup>2</sup>)

(a) 6 層モデル				
階	柱 b×D	耐震壁 tw	梁 b×D	コンクリート 強度 F <sub>c</sub>
6~4	75×75	30	45~55	210
3~1	80×80	35	×80~90	210

(b) 10 層モデル

階	柱 b×D	耐震壁 tw	梁 b×D	コンクリート 強度 F <sub>c</sub>
10~8	85×85	35	70×95	210
7~5	90×90	40	全階	240
4~1	95×95	45	共通	270

(c) 14 層モデル

階	柱 b×D	耐震壁 tw	梁 b×D	コンクリート 強度 F <sub>c</sub>
14~11	85×85	45	85×95	240
10~8	90×90	50	全階	270
7~5	95×95	55	300	300
4~1	100×100	60	共通	360

[記号] b, D: 部材の幅, せい、tw: 壁厚さ

表-3 部材の等価剛性係数

(a) 6 層モデル		
階	耐震壁	梁
6~4	1.0	0.5
3~1	0.4	0.5

(b) 10 層モデル

階	耐震壁	梁
10~5	1.0	0.5
4~3	0.4	0.5
2~1	0.2	0.5

(c) 14 層モデル

階	耐震壁	梁
14~5	1.0	0.4
4~3	0.4	0.4
2~1	0.2	0.4

モーメントを再配分した。再配分は、水平方向には各階で各フレーム間の梁の間で行い、②鉛直方向には、異なった階の同一スパン内の梁の間で行う。再配分を行う際に、実際に使用する主筋1本当に梁の曲げ保有強度[1]（主筋強度を設計基準強度の1.1倍として算定した強度）を用いれば、必要な梁主筋量が直ちに求まる[5]。再配分の制限は、①NZS 3101[6]を参照して最大モーメントの30%を再配分量の上限とし、②鉛直荷重時の応力状態を考慮して、梁上端筋量が下端筋量を下回らないようにする。ただし、梁主筋量を決める際には、長期荷重時モーメントに対して長期許容応力度より決る主筋量を上回るようにした。各モデルの壁・フレーム構面梁内端モーメントの再配分例を図-2に示す。

また図-3には、図-2の梁負モーメントの再配分率 $\{1 - (\text{再配分後のモーメント}) / (\text{設計用モーメント})\}$ を示す。全体的には、各モデルの梁スパン長さが同じであるので高層のものほど再配分率が小さくなり、14層のモデルの平均値は10%未満であった。また図-2の梁の配筋状況を図-4に示す。図に示すように、同一構面内の梁主筋は1種類としている。同じ壁・フレーム構面の他のモデルの配筋状況を示すと次の様になる。6層モデルでは5～7-HD38(SD35)、14層モデルでは4～8-D41(SD40)である。

(3) 曲げ超過強度と設計用せん断力：塑性ヒンジを許容する梁の正負塑性ヒンジ位置の曲げ超過強度を次のように算定した。①曲げ主筋の超過強度(設計基準強度×超過強度係数<1.25>×歪硬化係数<1.1>)

を用い、②スラブ引張側となる負モーメントの算定には、スラブ協力幅として片側0.2Lをとりスラブ上端筋にも曲げ超過強度を用いた。また各梁内の2つの塑性ヒンジが曲げ超過強度に達したときのせん断力に長期荷重時せん断力を加えたものを設計用せん断力とした。

(4) 梁の曲げ超過強度係数 $\phi_m$ ：各柱の中心線位置で、梁の超過強度を用いて算定される柱中心位置の梁モーメントと4.3(1)の柱中心位置の梁の設計用モーメントとの比を梁の曲げ超過強度係数 $\phi_m$ とし、以降の柱の設計に用いた。

#### 4.4 柱の曲げ設計

柱の曲げ設計は、線形応力解析より得られる柱のモーメントに鉛直荷重時のモーメントを加えたモーメントに上記の梁曲げ超過強度係数 $\phi_m$ を掛け、動的割増率として1.2を掛けたものを設計用曲げモーメントとして設計を行った。断面の配筋については記述を省略したが、10, 14層モデルの下層階の側柱

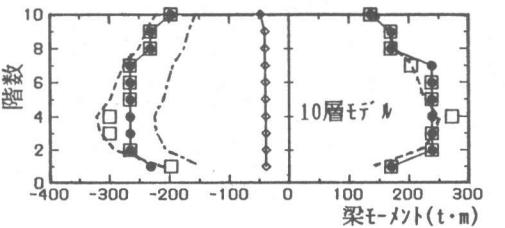


図-2 梁モーメント再配分例 (G 11 梁内端)  
 [凡例]  
 ●—●: 長期荷重時モーメント、----: 設計用モーメントの70%値、  
 - - - : 設計用モーメント □: 水平方向再配分後のモーメント  
 ●—●: 鉛直方向再配分後のモーメント

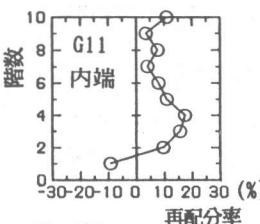


図-3 梁負モーメントの  
再配分率

10層モデル	
4-HD38	5-HD38
4-HD38	4-HD38
6-HD38	6-HD38
5-HD38	5-HD38
6-HD38	6-HD38
5-HD38	5-HD38
7-HD38	7-HD38
6-HD38	6-HD38
5-HD38	5-HD38

図-4 梁配筋例 (G 11 梁)  
 (注: HDはSD35を表わす)

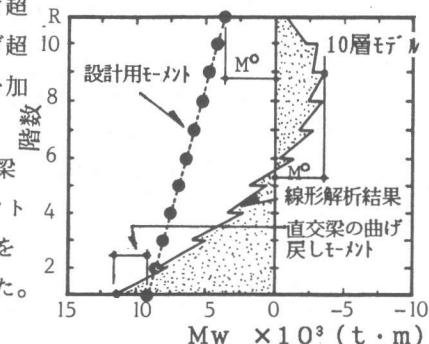


図-5 耐震壁の設計用モーメント  
 の梁曲げ超過強度係数 $\phi_m$ を掛け、動的割増率として1.2を掛けたものを設計用曲げモーメントとして設計を行った。断面の配筋については記述を省略したが、10, 14層モデルの下層階の側柱

には、芯鉄筋を配筋している。

#### 4.5 耐震壁の設計

(1) 設計用モーメント：線形応力解析より求まる弾性モーメントを用いて図-5に示すように設計用モーメント[3]を設定した。その際、1階壁脚の設計用モーメントは直交ばかりによる曲げ戻しモーメントを差引いた値とした。なお、直交梁の引張鉄筋比は0.8%と仮定した。

(2) 設計用せん断応力度：線形応力解析時には平均せん断応力度で30kg/cm<sup>2</sup>以下とし、終局強度は50kg/cm<sup>2</sup>以上を確保するように設計した。

#### 5. 保有耐力の確認と等価1自由度系置換モデル

設計された各モデルの保有水平耐力を確認するため、静的弾塑性骨組解析[2]を行なった。解析結果の1部を図-6に

破線で示す。実線は3折れ線で復元力特性を近似したもので

あり、各特性値を表-5に示す。解析は最大層間変位が1/100になるまで変形制御の解析を行なったが、設定した保有耐力を夫々20.4, 19.1, 16.8%上回る結果となった。次に、この解析結果をもとにモード分解手法による等価1自由度系置換モデルの設定を表-4に示す手順で行ない、表-6に示す4種の地震波を用いて、最大層間変位が1/100(この変位時には各モデル共、梁最大塑性率≤4.0, 中柱、圧縮側柱最大塑性率≤2.0であったが、引張り側柱は2.0~3.0の範囲にあった。)に達するとき夫々の地震波の強さを試行錯誤により決定し、次節で述べる骨組応答解析の地震動の強さとした[表-6(b)]。解析より得られた最大速度と最大加速度を同表中に示す。層数が増加するに連れて入力地震動の強さが増大し、特に10, 14層モデルでは現実離れした過大な値を示した。また6層モデルのTohoKu NS波では、最大速度が50kineより小さくなつた。

#### 6. 骨組地震応答解析

##### 6.1 解析方法

各部材に材端弾塑性バネ、軸方向バネおよびせん断バネを使用した平面骨組解析プログラム[2]を用いて地震応答解析を行なった。柱-梁接合部は剛とし、基礎は固定とした。材端バネモデル(梁、柱)と耐震壁のせん断バネモデルの履歴モデルはTAKEDAモデル(除荷剛性低下係数0.4)を、軸方向バネモデルの引張側ひび割れ以降の接線剛性を0.2とした。梁、柱には鉛直荷重による初期モーメントを考慮した。減衰は瞬間剛性比例型とし弹性1次モードの減衰定数は5%とした。各モデルに使用した入力地震波は表-6

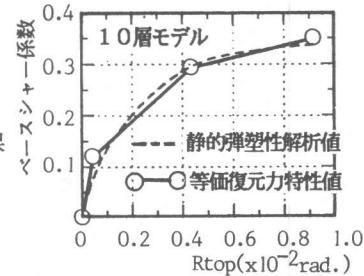


図-6 ベースシャー係数と頂部変形角の関係

表-4 モード分解手法

$[m][\ddot{x}] + [R(x)] = -[m]\{1\}\ddot{x}$	(2)
$[m]$ : 質量マトリックス, $\{x\}$ : 相対変位ベクトル	
$[R(x)]$ : 復元力ベクトル, $x$ : 地動	
$\{\phi\}$ : 1次モード形ベクトル (頂部で1.0に線形規準化)、 $\{q\}$ : 時刻関数	
$\{\phi\},^T[m]\{\phi\}, \dot{q}_1 + \{\phi\},^T[R(x)]$	
$= -\{\phi\},^T[m]\{\phi\}, \beta, \ddot{x}$	(3)
$\beta$ : 1次の刺激係数	
$M_1' \dot{q}_1 + R_1' = -\beta M_1' \ddot{x}$	(4)
$q_1$ (=頂部変位) : 等価変位	
$M_1'$ (= $\{\phi\},^T[m]\{\phi\},$ ) : 等価質量	
$R_1'$ (= $\{\phi\},^T[R(x)]$ ) : 等価復元力	

表-5 静的解析より得られる等価復元力特性値

特性値	6層モデル	10層モデル	14層モデル
初期剛性 (tf/cm)	550.0	544.0	347.7
降伏時剛性 (tf/cm)	166.4	134.1	115.0
降伏耐力 (tonf)	1181.6	2223.7	2976.9
降伏後剛性 (tf/cm)	16.2	23.0	24.2
1次固有周期 (sec)	0.414	0.555	0.839

表-6 使用地震波と最大速度、最大加速度

(a) 25, 50 kine 時最大加速度

地震波 名称	25kine	50kine	継続時間(sec)
EL CENTRO 1940 NS	(255)	(511)	0~7
TAFT 1952 EW	(248)	(497)	2~10
HACHINOHE 1968 EW	(128)	(255)	1~7.5
TOHOK. UNIV. 1978 NS	(178)	(357)	2~12

(b) 等価1自由度置換より決まる最大速度と最大加速度

地震波 名称	6層モデル	10層モデル	14層モデル
EL CENTRO 1940 NS	62.7(640)	88.5(903)	114.1(1165)
TAFT 1952 EW	83.4(828)	96.4(957)	104.1(1034)
HACHINOHE 1968 EW	68.8(351)	70.1(358)	104.4(533)
TOHOK. UNIV. 1978 NS	46.2(330)	53.1(379)	65.5(468)

表中の数値は速度(kine), ( )内は加速度(gal)

に示す4種類を用い、その地震動の強さとしては①中地震を想定した、25kine、②大地震を想定した50 kine、③過大地震を想定して、表-6に示す等価1自由度置換系よりえられた最大速度を用いたものとした。数値積分はNewmark- $\beta$ 法( $\beta=0.25$ )を用い、時間刻みは0.005秒とした。

## 7. 地震応答解析結果とその考察

本節では、最大層間変位と層・フレーム・耐震壁のせん断力増幅率を中心に解析結果の報告とその考察を行うが、梁の最大塑性率についての解析結果の概要を示すと以下の通りである。25 kine応答時には、他のモデルでは1.0未満の塑性率に留ったが、10層モデルのTohoku NS波に対する応答結果だけが1.2程度の最大塑性率を示した。50 kine応答時ではすべてのモデルで最大塑性率4.0未満の応答結果となった。また、高層のモデルほど塑性率は小さな値を示した。

### 7.1 25, 50 kine 応答

(1) 最大層間変形角：25 kine応答時の10層モデルと50 kine応答時の各モデルの最大層間変形角を図-7に示す。25 kine応答時には6, 14層モデルもほぼ同様の結果となり、層間変形角1/200の耐震性の目標値以下の応答結果となった。50 kine応答時では、6層モデルのTohoku NS地震波に対する応答結果は1.2/100程度の変位を示し、耐震性の目標を満足しない結果となったが、その他の応答結果は目標値を満足する結果となった。50 kine応答時には、Tohoku NS波が各モデル共に最大の変位応答結果となった。

(2) 層・フレーム・耐震壁のせん断力増幅率：50 kine応答時の各増幅率の高さ方向の分布を図-8に示す。各モデル共にフレームのせん断力増幅率(10層モデルのみ図示)は最大で1.0程度であり、層せん断力の増幅分の大部分を耐震壁が負担する結果となっている。また同図中には、文献[1]で提案されている設計用の動的割増率を示している。同提案値は解析結果を良く近似しているが、高層モデルほど下層階で大きめの提案値となっている。

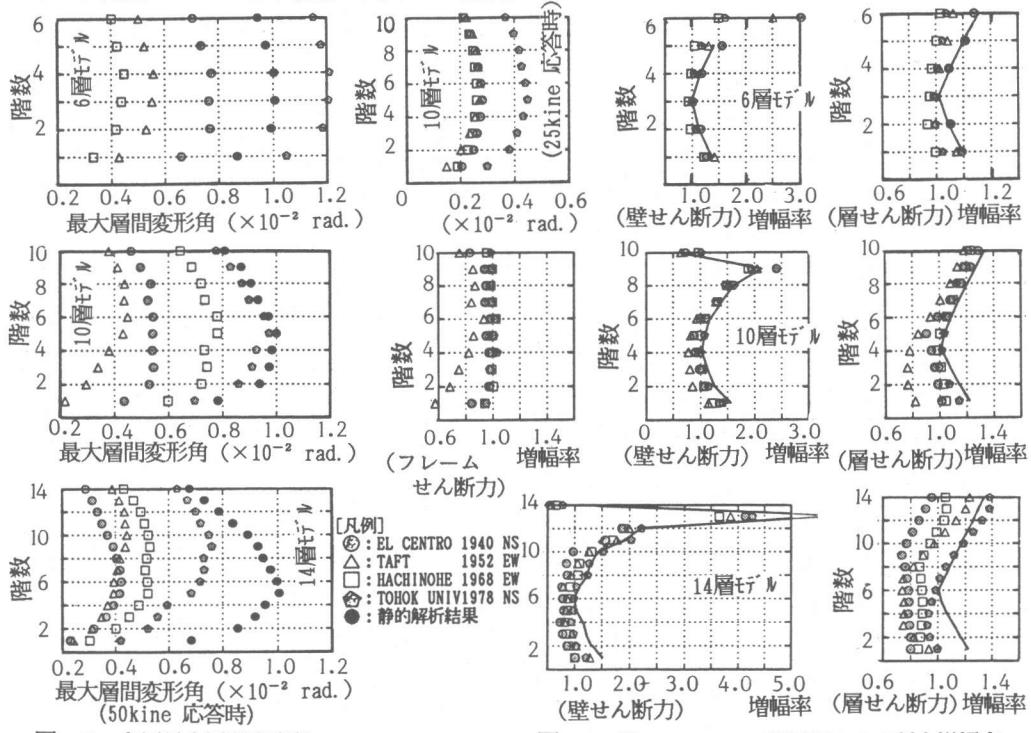


図-7 各層最大層間変形角

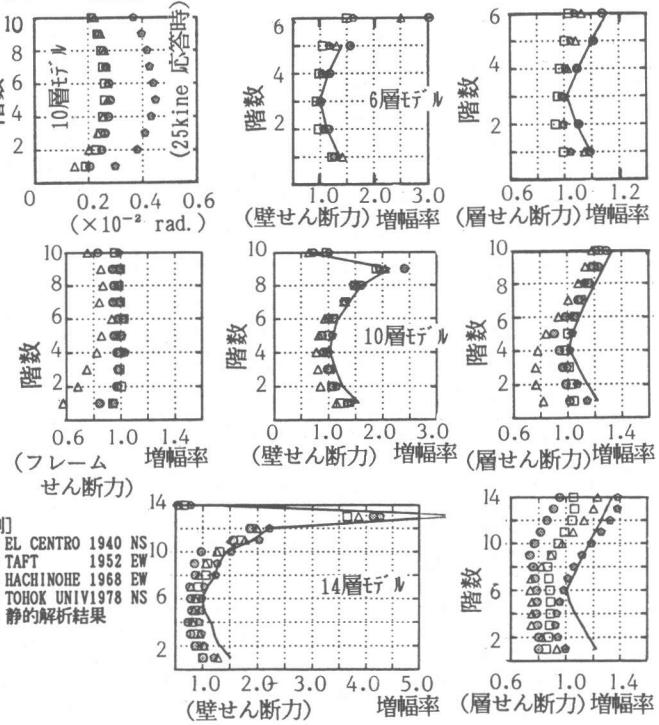


図-8 層・フレーム・耐震壁のせん断力増幅率

## 7.2 過大地震による応答

(1) 最大層間変形角：図-9に10層モデルの解析結果を示す。下層階では静的解析結果とほぼ一致しているが、上層階では動的応答結果のほうがより大きな値となっている。

(2) 層・フレーム・耐震壁のせん断力増幅率：図-10に10層モデルの解析結果を示す。最大層間変形角と同様に、上層階でより大きな増幅率となっている。

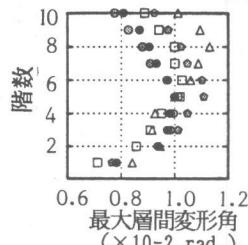


図-9 各層最大層間変形角  
(過大地震時)

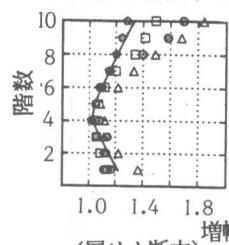
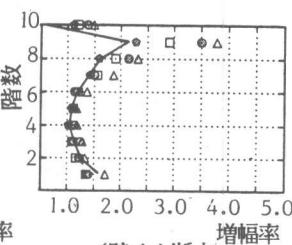
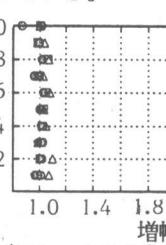


図-10 層・フレーム・耐震壁のせん断力増幅率 (10層モデル)  
(過大地震時)



以上の設計および応答解析結果より以下の知見を得た。

(1) 終局強度型の設計法により3種類の高さの違う事務所建物を設計し、地震動の強さが夫々25, 50 kine の4種類の地震波を用いて骨組地震応答解析を行った結果、6層モデルのTohoku NS波による50 kine応答以外は、設定した耐震性の目標をほぼ満足する結果が得られた。

(2) 層せん断力および耐震壁の負担せん断力の動的増幅率を、文献[1]に示されている設計用の動的せん断力割増し率と比較した結果、50 kine応答時の動的増幅量を良好に近似する結果となったが、下層部では高層のものほど提案値に比べ解析値の方が小さな値となった。また入力せん断力レベルが高い過大地震時には、上記提案値は若干低めの値を与える結果となった。

(3) 静的弾塑性骨組解析より得られたベースシャーと頂部の水平変位との関係を基に等価1自由度系置換モデルを設定し、各モデルに耐震性の目標値まで損傷を生じさせる各地震波の地震動の強さを求めたところ、高層建物ほど現実離れした大きな地震動の強さが必要となる結果となった。

(4) 梁降伏を前提とした全体崩壊形を想定する終局強度型の耐震設計法においては、1次モードが卓越するとして、水平外力分布を略算的に逆3角形震度分布として設計用応力を求めるが、本論文の取扱ったモデルの範囲内だけではあるが、建物上部の応答が大きくなる結果となつたため、設計用外力分布については別途検討する必要があると考える。

### [謝辞]

本研究では、横浜国大助手 壁谷沢寿海博士作成のプログラム”DANDY”を使用した。解析に際し東京大学(博士課程)大学院生 李康寧氏の協力に感謝致します。なお、本研究は筆者の一人が東京大学工学部建築学科青山研究室の受託研究員として行なつたものである。

### [参考文献]

- [1]青山博之、小谷俊介、久保哲夫、壁谷沢寿海：韌性に依存する鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法；コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 9, No. 2, pp. 447～452
- [2]壁谷沢寿海：鉄筋コンクリートフレーム構造の終局強度型耐震設計法に関する研究；東京大学学位論文、昭和60年4月
- [3]T. Paulay and W. J. Goodson: THE CAPACITY DESIGN OF REINFORCED CONCRETE HYBRID STRUCTURES FOR MULTISTOREY BUILDING; Bulletin of the NEW ZEALAND National Society for EARTHQUAKE ENGINEERING, Vol. 19, No. 1, March, 1986, pp. 1～17
- [4]建設省住宅局監修：構造計算指針・同解説、日本建築セイツ、1986
- [5]小谷俊介、李声抑、青山博之：韌性に依存する鉄筋コンクリート造骨組の耐震設計と応力再配分；コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 9, No. 2, pp. 453～458
- [6]New Zealand Standard : Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS 3101 , Part 1, Part 2, 1982
- [7]田中清、小谷俊介、青山博之：耐震壁を有する鉄筋コンクリート造建物の耐震設計と応力再配分；日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和62年10月、pp. 729～730