

エネルギー考察にもとづく建物の耐力と強震時の 最大塑性変形量との関係 (その2)

鈴木 哲夫 武田 寿一

Relation Between Strength and Maximum Plastic Deformation of Building During Severe Earthquakes Based on Energy Considerations (Part 2)

Tetsuo Suzuki Toshikazu Takeda

Abstract

In the previous part, relationships between strengths and ductility factors of buildings during severe earthquakes were proposed based on nonlinear response calculation results of a one-degree-of-freedom system subject to artificial earthquake motions. In the present part, calculations are also carried out with typical earthquake records and it is shown that the proposed relationships, too, are effective. Further, nonlinear behaviors of a five-storied (five-mass) building designed as a girder-collapse type during earthquakes are studied. The behaviors are characterized as follows: (1) earthquake input energy shows a tendency to become dispersed to various parts of the building, and consequently, the plastic deformations of the individual stories become roughly equal, (2) total input energy and average ductility factor coincide respectively with the input energy and ductility factor of a one-mass building, and (3) as input motion becomes larger, the distribution of earthquake lateral force becomes topheavy.

概 要

前報¹⁾では人工地震波群を入力とした1質点弾塑性解析より、建物の耐力と強震時の塑性率との関係を提案した。本報では実地震波入力の場合を検討し、前報での提案式が実地震時における耐力と塑性率の関係を推定する際にも有効であることを示す。更に、はり崩壊型5層(5質点)建物の弾塑性応答性状を検討した。その結果、(1)地震入力エネルギーは建物各部に分散する傾向を示し、したがって各層の塑性変形量はほぼ等しくなること、(2)入力エネルギーの総和及び平均塑性率は1層建物の入力エネルギー及び塑性率と良く対応づけられること、(3)地震外力分布は入力動が大きくなる程トップヘビーになること、などがわかった。

1. 序

建物の耐震設計は強度設計とじん性設計に大別できるが、強震時においても強度で耐え得るよう設計するのは一般になかなか困難で、近年じん性設計法が注目されている。この場合、建物の耐力に応じた強震時の応答塑性変形量(塑性率)及びその高さ方向での分布形を予測することは重要な問題の一つである。前報¹⁾において地震の入力エネルギー量と建物の塑性変形量との関連性に着目し、地震動の一般的性質を考慮した人工地震波を入力とした場合の1質点弾塑性解析結果にもとづき、建物の耐力と強震時の塑性率との関係を提案した。

本報は前報と同様な解析を代表的な2, 3の強震記録を入力外力とした場合について行ない、前報で示した耐力と塑性率との関係式を再度検討する。更に、5層はり崩壊型建物を例題としてはり崩壊型建物の強震時挙動に若干のエネルギー考察を加えながら解析的に検討し、地震エネルギーの建物各部への分散、塑性変形分布、地震外力分布及び多層建物と1層建物との塑性変形量の対応などについて述べる。

2. 1層建物の耐力と塑性率

2.1. 人工地震波入力の場合

図一1に示す完全弾塑性型(以下 Bi-Linear と称す)及

び Degrading Tri-Linear 型²⁾ 復元力特性を有する 1 質点振動系に図-2 に示すような応答スペクトル特性を持った人工地震波群が作用した場合における, 建物の耐力 Q_y と予想される応答塑性率 μ (δ_{max}/δ_y で δ_{max} : 最大応答変形, δ_y : 降伏変形) との関係を下に再び載録する。尚図-2 の横軸 T_0 は建物の弾性周期 T_E と周期 0.4sec. との比を表わしている。人工地震波は $T_E \leq 0.4 \text{ sec.}$ ($T_0 \leq 1$) で S_A 一定, $T_E > 0.4 \text{ sec.}$ ($T_0 > 1$) で S_V 一定になるよう作成されている。

Q_y と弾性応答せん断力 Q_E との比を $a (= Q_y/Q_E)$ と定義すると, 前報に示したように, a と μ との関係は累積塑性ひずみエネルギー W_p と降伏点までのポテンシャルエネルギー W_l との関係, 及び W_p と塑性ひずみエネルギー $W_\mu [= Q_y \delta_y (\mu - 1)]$ との関係, を利用して求めることができ, 更に a と μ との関係は結局次式で近似できる。

● Bi-Linear

$$\left. \begin{aligned} a &= \mu^{-0.88} & (T_0 > 1) \\ a &= \mu^{-0.66} & (T_0 \doteq 0.5) \\ a &= \mu^{-0.44} & (T_0 \doteq 0.25) \end{aligned} \right\} \dots\dots(1)$$

● D-Tri

$$\left. \begin{aligned} a &= 0.65\mu^{-0.75} & (T_0 > 1) \\ a &= 0.75\mu^{-0.50} & (T_0 \doteq 0.5) \\ a &= 0.82\mu^{-0.35} & (T_0 \doteq 0.25) \end{aligned} \right\} \dots\dots(2)$$

式(1), (2)は, a と μ との関係が T_0 すなわち建物周期が地震動スペクトル上のどの領域に位置しているかで変化することを示している。例えば μ を同一にするには, $T_0 > 1$ の領域では T_0 には無関係であるが, $T_0 < 1$ の領域では T_0 が小さい程, 言い換えれば T_E が短い程大きな a を必要とすることを意味している。

2.2. 実地震波入力の場合

(1) 入力地震波及び解析モデル

入力地震波は EL-Centro'40NS 及び Hachinohe'68EW である (以下ではそれぞれ EL-Centro 及び Hachinohe と略す)。図-3 に両波の加速度スペクトルを示す。同図の実線は前述した人工地震波のスペクトルである。図-3 より EL-Centro は T_E が約 0.5 sec. までほぼ S_A 一定に近く以後長周期になると S_V 一定に近い外乱であるのに対し, Hachinohe はほぼ $T_E = 1.2 \text{ sec.}$ まで S_A 一定に近い外乱である。

解析は前報と同様に, 復元力特性を図-1 に示したものの, 弾性周期を 0.2~1.0 sec. 間, 減衰定数を $h=0.05$, 降伏震度 k_y を入力震度 $k_g=1.0$ に対し $k_y=0.5, 0.75$ 及び 1.0 として行なった。尚, 地震の継続時間は 15 sec. である。

(2) 耐力と塑性率

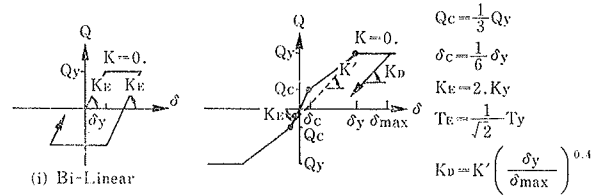


図-1 復元力特性

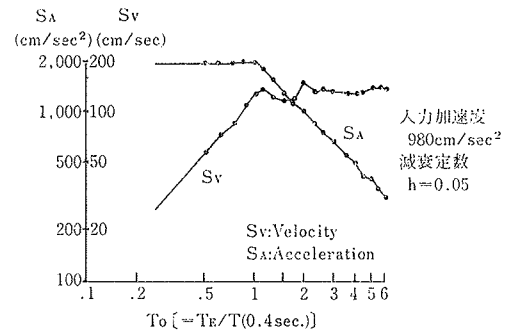


図-2 人工地震波のスペクトル特性

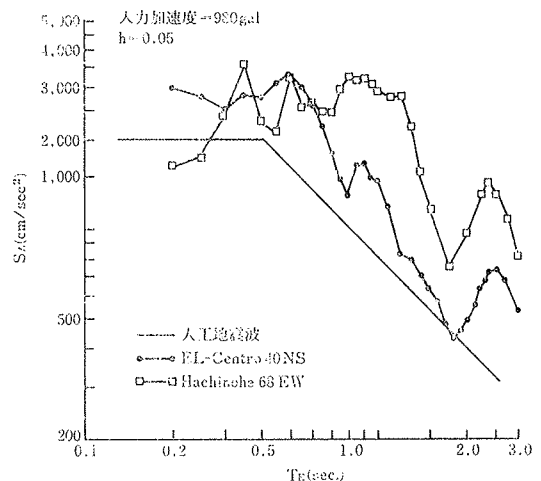


図-3 実地震波のスペクトル特性

図-4, 5 は a と μ との関係を両対数グラフ上に示したものであり, 両図において丸 (○) 及び三角 (△) 印は T_E がそれぞれ 0.2~0.5 sec., 及び 0.5~1.0 sec. の範囲であることを示している。更に図-4, 5 の実線は人工地震波入力の場合の $a \sim \mu$ 関係の提案式(式(1), (2))である。

図-4 より EL-Centro 入力の場合の $a \sim \mu$ 関係は, $T_E = 0.2 \sim 0.5 \text{ sec.}$ の範囲については人工波の場合の $T_0 \doteq 0.5$ の式で又 $T_E = 0.5 \sim 1.0 \text{ sec.}$ の範囲については $T_0 > 1$ の式でほぼ表現できると言えよう。一方, 図-5 より Hachinohe の場合は, $T_E = 0.2 \sim 0.5 \text{ sec.}$ の範囲については人工波の場合の $T_0 \doteq 0.25$ と 0.5 の式の間, 更に $T_E = 0.5 \sim 1.0 \text{ sec.}$ の範囲については $T_0 \doteq 0.5$ と 1.0 の式の間バラツキで存在している。Hachinohe EW 入力の際に, $T_E \leq 0.5 \text{ sec.}$ の建物の塑性率が大きくなるのは,

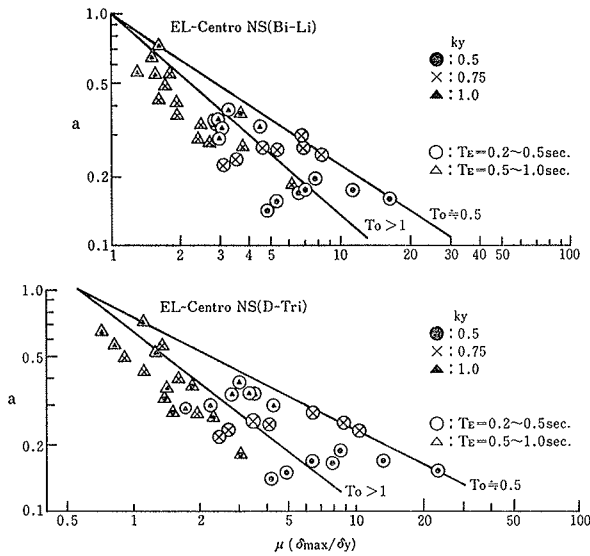


図-4 耐力と塑性率 (EL-Centro '40NS)

前述したようにこの外乱がかなり長い周期領域におよんで加速度スペクトルが一定の傾向を有しているからである。尚、 $T_0 \approx 0.25$ の近似式を上回る場合もあるが、これは $T_E < 0.3$ sec. の場合で、図-3 からわかるように、 S_A が増加している領域である。

実地震波の応答スペクトル形状は個々の地震波で複雑に変化し、従って実地震波入力の場合の耐力と塑性率との関係も個々の外乱によりバラツキがみられるが、大局的には一般的地震動の性質を考慮した人工地震波入力の場合からの推定式で、実地震波入力の場合の $a \sim \mu$ 関係もほぼ捉え得ると言えよう。

(3) 地震入力エネルギー 地震入力エネルギーのうち累積塑性ひずみエネルギー W_p を復元力特性がD-Triの場合について以下に示す。図-6 は累積塑性ひずみエネルギー W_p と弾性周期 T_E との関係であり、 W_p は入力震度 $k_g = 1.0$ の時の質量 $m = 1.0$ t・sec²/cm 当りのエネルギーである。 W_p は直接的には最大応答塑性変形に結びつかないが、図-6 より、Hachinohe の場合の W_p は EL-Centro の場合のそれに比べ数倍大きいことがわかる。又、 T_E の変化に伴う W_p の変化は k_y が大きい場合加速度スペクトルのそれによく似ているが、 k_y が小さいと W_p は一定になる傾向にある。

図-7 は W_p と最大変形時の塑性ひずみエネルギー $W\mu$ との比を示している。同図より W_p のうち最大変形を生じさせるエネルギーの割合はEL-Centro でほぼ25~14%、Hachinohe でほぼ43~14%程度である。

3. 5層はり崩壊型建物の耐力と塑性率

3.1. 解析モデルと解析方法

解析モデルは図-8 に示す5層ヤジロベエ型フレーム

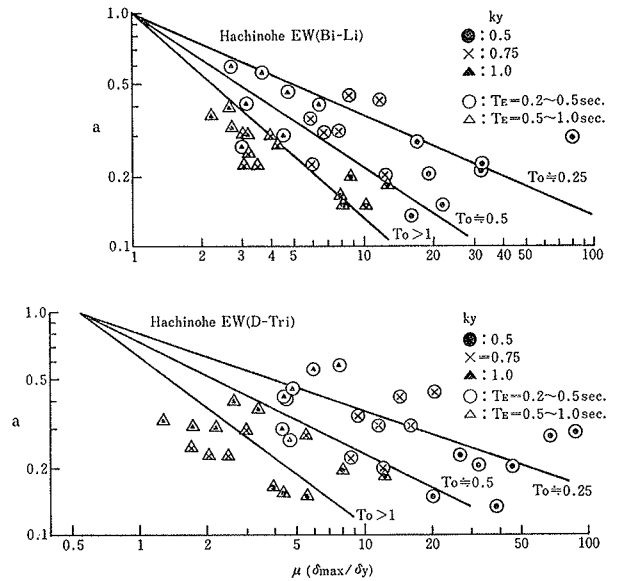


図-5 耐力と塑性率 (Hachinohe '68 EW)

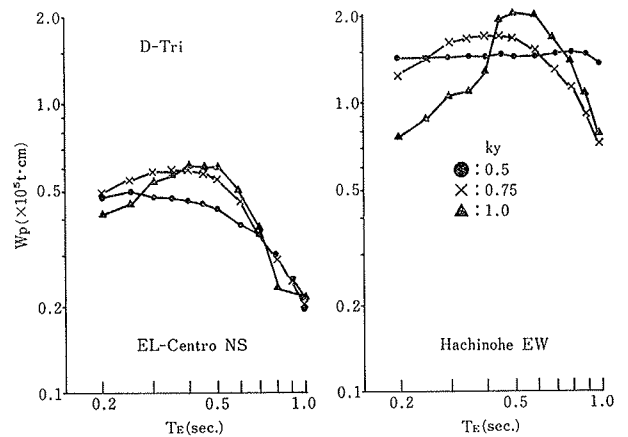


図-6 累積塑性ひずみエネルギー (D-Tri)

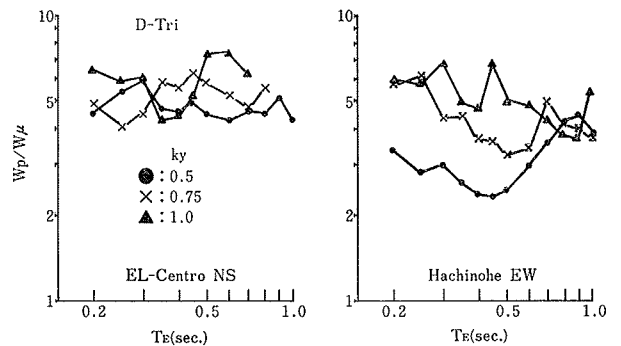


図-7 累積塑性ひずみエネルギーと塑性ひずみエネルギー

である。これは一般的な5層、RC純ラーメン建物の内柱をはりのモーメントの反曲点から取り出したものである。モデルの諸元を表-1 に示す。尚この建物は全重量 $W = 181.5$ ton で、弾性周期は1次、2次でそれぞれ $1T_E = 0.563$ sec., $2T_E = 0.194$ sec. である。

解析方法は部材端に剛塑性バネを挿入した弾塑性フレ

ーム解析法による³⁾。即ち、ひびわれも擬似的に材端に集中させて処理する。剛塑性バネの復元力特性は図-9・(1)に示すようなD-Tri型とし、また、部材の塑性率(μ)の算出に当っては図-9・(2)に示すように弾性回転角 $e\theta_y$ の寄与分も考慮する。

3.2. モデル建物の設計

モデル建物ははり崩壊型になるようあらかじめ降伏ヒンヂが形成される箇所を全層のはり端部、最下層柱脚部及び最上層柱頭部に限定する。ひびわれモーメント M_c は次式によった。

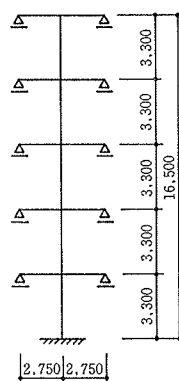
$$M_c = (1.8\sqrt{F_c} + \sigma_0)Z \quad \dots\dots(3)$$

F_c : コンクリート強度 (kg/cm²)

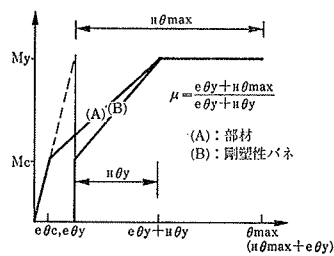
σ_0 : 軸方向応力度 (kg/cm²)

Z : 断面係数 (cm³)

一方、ヒンヂ形成箇所の降伏モーメント M_y は新耐震基準における地震外力分布(A₁分布)での静的弾性解析結果か



(1)剛塑性バネの復元力特性



(2)塑性率の定義

図-8 モデル建物

図-9 剛塑性バネの復元力特性と塑性率

層高 (cm)	柱 b×D (cm×cm)	はり b×D (cm×cm)	スパン (cm)	重量 (t/m ²)	柱			はり				
					A (cm ²)	I (cm ⁴)	σ_0 (kg/cm ²)	剛域	A (cm ²)	I (cm ⁴)	剛域	
5	330	60×60	40×70	550	1.2	3,600	108×10 ⁷	10.1	16.5	2,800	スラブ考慮 229×10 ⁷	16.5
4	330	60×60	40×70	550	1.2	3,600	108×10 ⁷	20.2	16.5	2,800	229×10 ⁷	16.5
3	330	65×65	40×75	550	1.2	4,225	1,488×10 ⁷	25.8	16.5	3,000	281×10 ⁷	16.5
2	330	65×65	40×75	550	1.2	4,225	1,488×10 ⁷	34.4	16.5	3,000	281×10 ⁷	16.5
1	330	65×65	40×75	550	1.2	4,225	1,488×10 ⁷	43.0	16.5 (柱強のみ)	3,000	281×10 ⁷	16.5

F_c : コンクリート圧縮強度 (=210kg/cm²) E_c : コンクリートヤング係数 (=2.1×10⁸kg/cm²)

表-1 モデル建物の諸元

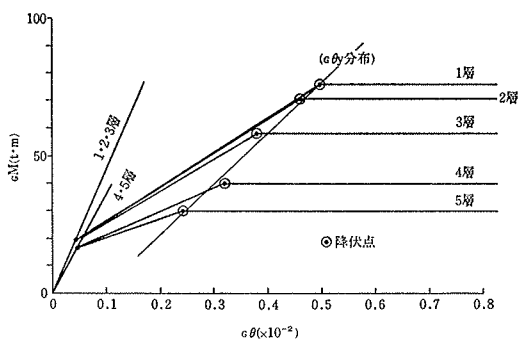


図-10 はりのM~θ関係

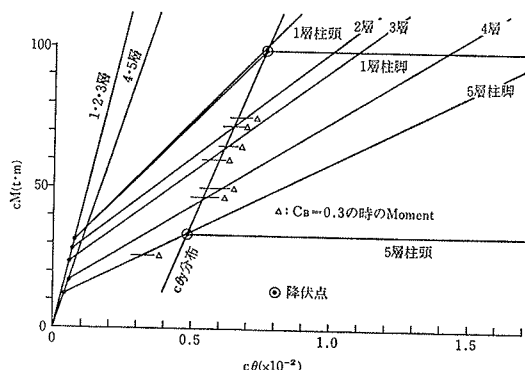


図-11 柱のM~θ関係 (逆対称モーメントと仮定)

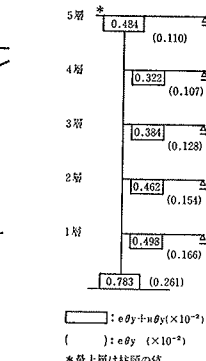


図-12 降伏時回転角と仮定

ら、ベースシア係数 C_B が約0.31の時の応力値とする。

はりの剛域端でのモーメント M と回転角 θ との関係を図-10に示す。降伏点と原点とを結ぶ降伏点剛性 gK_y と弾性剛性 gK_E との比、すなわち剛性低下率 $g\alpha_y (=gK_y/gK_E)$ を全層0.33とした。この時、はりの降伏ヒンヂ発生時回転角 $e\theta_y$ は1層で大きく上層にゆくにつれ減少している。一方柱に関しては反曲点を階高中央、すなわち逆対称モーメント分布を仮定して材端バネ剛性を求めている。柱の剛域端部での $M\sim\theta$ 関係を図-11に示す。降伏ヒンヂが形成される1層柱脚及び5層柱頭の $e\theta_y$ はそれぞれの $e\alpha_y$ が0.32, 0.23と仮定したものである。その他の柱には降伏ヒンヂが発生しないと、そのひびわれ以後の剛性は前述した $C_B=0.31$ の時の各層柱端部モーメント値に対する見かけ上の $e\theta_y$ (図-11で△印)が、1

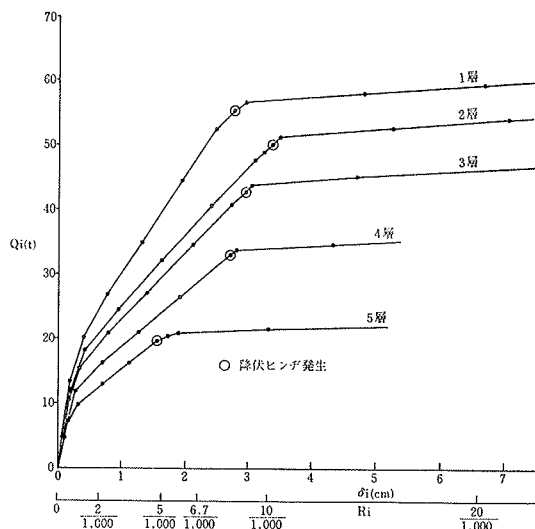


図-13 A_i分布外力時の層せん断力と層間変形

層柱脚と5層柱頭における降伏点($eM_y, c\theta_y$)を結ぶ直線上にはほぼ位置するとして決定した。また、降伏ヒンジ発生箇所の降伏後の剛性ははり、柱とも弾性剛性の1/200としている。図-12は降伏ヒンジ形成箇所の降伏時回転角分布を示したもので、5層は柱頭の降伏が先行するのではりについては示していない。

以上のようにして定めた建物モデルに A_1 分布の水平力を作用させた場合の静的フレーム解析結果のうち、各層の層せん断力 Q_i と層間変形 δ_i 及び部材角 R_i との関係を図-13に示す。 $Q_1 \doteq 56.7$ (ton), $C_B \doteq 0.31$ で崩壊メカニズムが形成され、この時各層の部材角はほぼ1/150~1/100となっている。

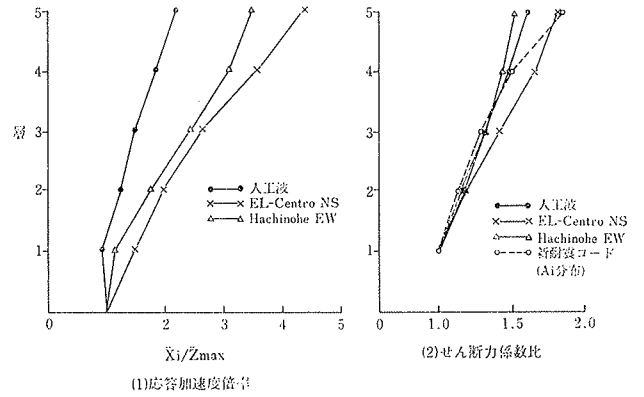


図-14 弾性応答

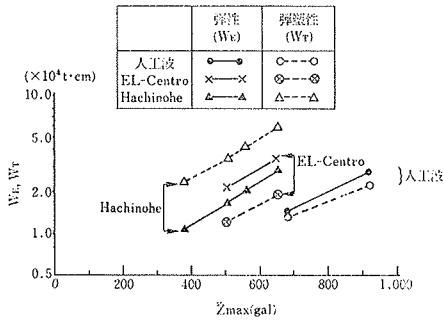


図-15 総入力エネルギー

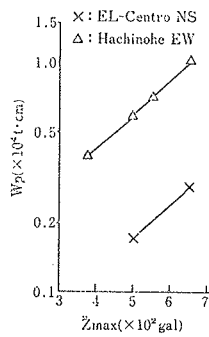


図-16 累積塑性ひずみエネルギー

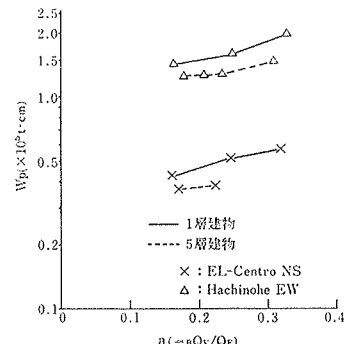


図-17 5層と1層建物の累積塑性ひずみエネルギー

以下では崩壊メカニズムが形成される時のベースシア BQ_y を56.3 ton, C_B を0.31とする。

3.3. 弾性応答

入力地震波は図-3に応答スペクトルを示した EL-Centro '40 NS, Hachinohe '68 EW 及び人工地震波群のうちの1波の計3波とし、継続時間を15 sec.とする。減衰定数 $h=0.05$ とした時の弾性応答を図-14に示す。それぞれの地震動の性質を反映して応答倍率 ($\ddot{x}_i/\ddot{z}_{max}$, \ddot{x}_i : i 層応答加速度, \ddot{z}_{max} : 入力加速度)は各地震波で異なるが、3層位置の応答倍率は応答スペクトルにおけるモデル建物の1次周期 $T_B=0.563$ sec. での倍率にほぼ等しい。せん断力係数は各層の最大応答せん断力より求め1層を1.0として示している。同図に併記した A_1 分布と比較すると、EL-Centro の場合が、特に4, 3層において A_1 分布を上回っている。

3.4. 弾塑性応答

(1) 弾塑性解析における入力加速度

弾性応答からもわかるように3波の入力加速度を同一としたのでは応答値にかなりのバラツキが生じる。そこでここでは、各地震波での建物の損傷をある程度揃えることとし、 BQ_y と Q_E との比 $a (=BQ_y/Q_E, Q_E$: 弾性1次周期での各地震波のスペクトル値と全重量との積として求まるせん断力)を0.31~0.17の範囲として入力加速度

を決めた。 \ddot{z}_{max} は結局、人工波で910, 680 galの2ケース、EL-Centro で650, 500 galの2ケース、Hachinohe で650, 550, 500, 375 galの4ケースとした。

(2) 入力エネルギー

弾塑性系の総入力エネルギー W_T と弾性系の総入力エネルギー W_E とを一括して図-15に示す。建物への入力エネルギーは最大入力加速度がほぼ同じ場合でも、それぞれの地震波でかなりの差が生じる。また、 W_E と W_T の関係を地震波別にみると、人工波では $W_T \doteq W_E$, EL-Centro では $W_T < W_E$, Hachinohe では $W_T > W_E$ の傾向にある。これは建物1次周期時のスペクトル値と、それを基点にして長周期側のスペクトル値との関係による

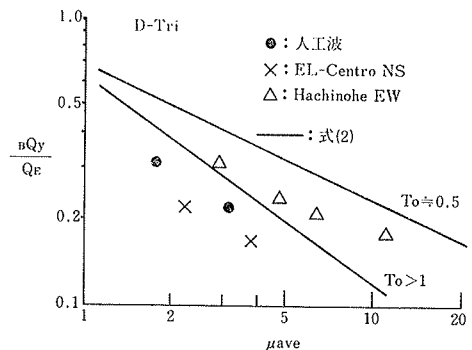


図-18 メカニズム時ベースシアと平均塑性率

もので、例えば Hachinohe の場合 1.2sec. までほぼ S_A 一定すなわち S_V が増加しているため、建物の損傷進行に伴い、より大きなエネルギーが投入されることになる。図-16には建物各部の累積塑性ひずみエネルギーの総和 W_p と入力最大加速度 \ddot{z}_{max} との関係を示している。両地震波の場合とも、 W_p は \ddot{z}_{max} の2乗にほぼ比例して増加する。更に図-17は、5層建物と1層建物の W_p を比較したもので、入力加速度 $\ddot{z}_{max}=980$ gal の場合の単位質量 ($m=1$ t \cdot sec 2 /cm) 当りの値である。1層建物の W_p は図-6より $T_E \approx 0.56$ sec. の場合を $T_E=0.5$ と 0.6 sec. より補間して求め、また5層の W_p は図-16の結果から \ddot{z}_{max} 及び m による補正を施し示している。同図より、多層建物の W_p は、復元力特性がほぼ等しくまた、多層建物の1次周期と総重量に等しい周期及び重量をもつ1層建物の W_p とほぼ等しいと言える。

(3) 塑性率

先づ降伏ヒンヂ発生箇所すべての塑性率の平均値 μ_{ave} と BQ_y/Q_E との関係を図-18に示す。同図中実線は1層建物での耐力と塑性率との関係式(2)である。図-18と図-4、5を比較すると、5層建物の μ_{ave} は5層建物の BQ_y/Q_E と等しい耐力を持つ1層建物の塑性率にほぼ等しいと言える。これは前述した5層建物と1層建物の累積塑性ひずみエネルギー量がほぼ等しいことと対応している。

図-19は塑性率の高さ方向分布の一例としてHachinohe EW の場合について示している。同図には柱が鉛直に対し各層一様な角度で変形し、はり端の回転角が各層同一とした場合の μ の分布を1層柱脚の μ を5.0と

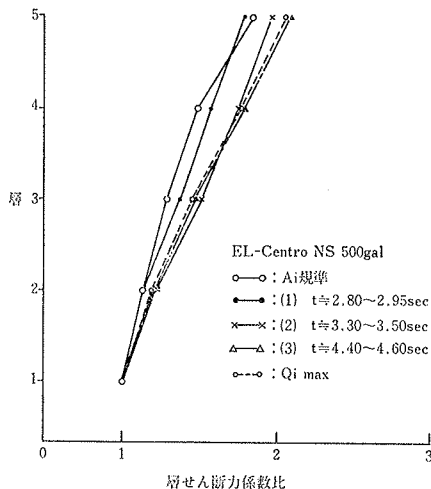


図-22 時刻ごとの地震外力分布

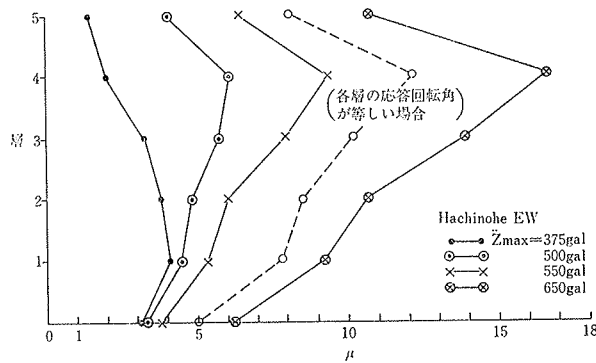


図-19 塑性率の高さ方向分布

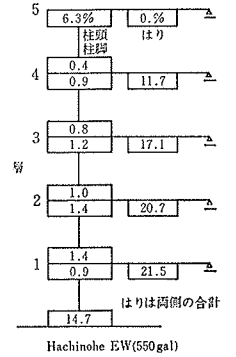


図-20 累積塑性ひずみエネルギー(%)

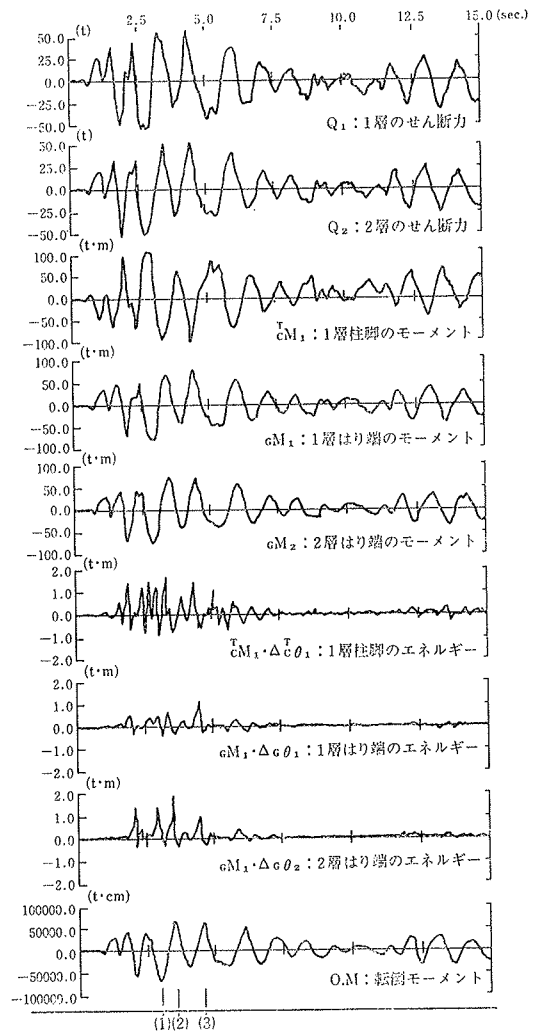


図-21 応答波形 (EL-Centro NS 500gal)

して併記してある。図-19より、入力が比較的小さい時は上層の μ が小さく、 μ の分布は各層の回転角が一樣の時のそれと異なる。入力が大きくなるにつれて μ の分布は回転角が一樣の時のそれに近づき、各層の変形量が等しい崩壊メカニズムとなる。図-20は \ddot{z}_{max} が 550 gal の場合の累積塑性ひずみエネルギーの分布を示した。累積塑性ひずみエネルギーは降伏ヒンヂ箇所の降伏点ま

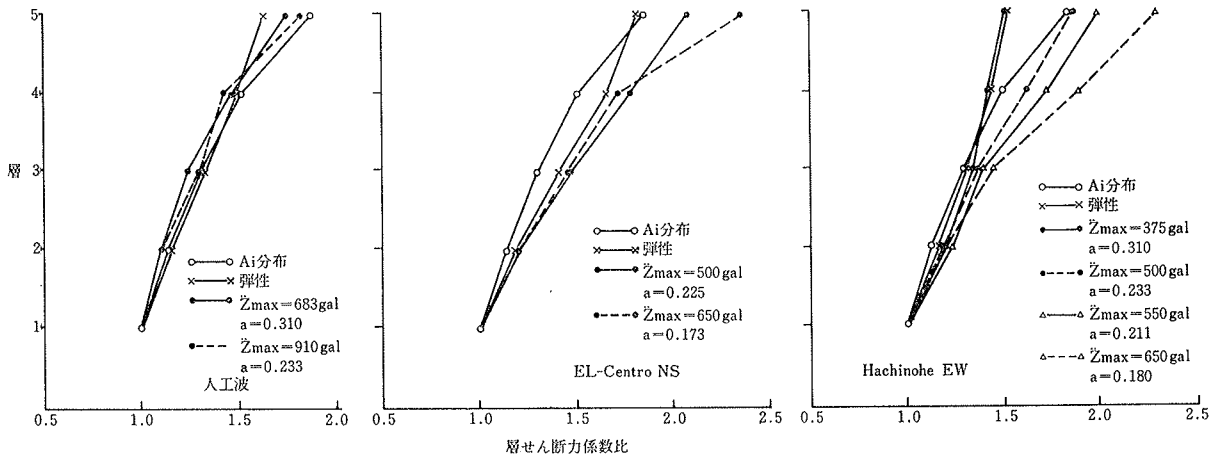


図-23 地震外力分布

でのポテンシャルエネルギーにほぼ比例している。

(4) 地震外力分布

弾塑性応答時の地震外力分布について若干の考察を行なってみる。図-21は EL-Centro 入力時の代表的箇所における層せん断力 Q_i 、材端モーメント M_i 、塑性ひずみエネルギー振幅 $M_i \cdot \Delta \theta_i$ 及び転倒モーメント $O. M$ の応答波形である。地震外力は転倒モーメントの大きくなる時刻数点を選び、その時刻近傍での層せん断力より層せん断力係数を求め、1層のそれを1.0として図-22に示した。尚、この建物では若干の時間づれはあるにしても、転倒モーメントの大きくなる時刻と、半サイクル間での塑性ひずみエネルギー量、言い換えると地震入力エネルギーの大きくなる時刻とほぼ一致している。

図-22には最大層せん断力（但し各層では応答時刻にづれがある）より算出したものも併記している。

又、図-23には三つの地震入力時の層せん断力係数比を最大層せん断力より算出して示した。図-23よりいづれの地震入力の場合でも、入力加速度が増大するにつれて上層部の地震外力が増加する傾向にある。なお、本解析結果より頂部での地震外力を A_1 分布と比較すると、EL-Centro NS 及び Hachinohe EW 両者の場合とも A_1 分布に比べて、約 500 gal の入力時で 1.10~1.15倍、約 650 gal 入力時で 1.27~1.30倍となっている。

4. 結び

建物の耐力と強震時の塑性変形量との関係を1層建物及びはり崩壊型5層建物を例題として、解析的な面から検討した。それらより次のことがわかった。

(1) 前報で提案した耐力と塑性率との関係式は、実地震波入力の場合の耐力と塑性率との関係を推定する場合にも有効である。

(2) はり崩壊型多層建物では、地震入力エネルギーは降伏ヒンジ発生箇所の降伏点までのポテンシャルエネルギーにほぼ比例して分配され、地震力が増すにつれて各層の変形量が等しい崩壊メカニズムが形成される。

(3) はり崩壊型多層建物への地震入力エネルギー総量は多層建物の総重量、弾性1次周期及び耐力とそれぞれ等しい諸元をもち、かつ復元力特性がほぼ同一である1層建物の入力エネルギー量で近似出来る。

(4) はり崩壊型多層建物の各部材の平均塑性率 (μ_{ave}) は、メカニズム形成時におけるベースシアアと等しい耐力をもつ1層建物の塑性率にほぼ等しい。

(5) 弾塑性応答時の(1層位置を基準とした上層部の)地震外力分布は、外力が大きく塑性化が進行する程、新耐震基準での A_1 分布を上回る傾向にあり、本報告で示した例題によると5層頂部での地震外力は A_1 分布での値に比べ、約 500 gal 入力時 ($\mu_{ave} \cong 2.5 \sim 6.0$) で 1.10~1.15倍、約 650 gal 入力時 ($\mu_{ave} \cong 4.0 \sim 11.0$) で 1.27~1.30倍であった。

参考文献

- 1) 鈴木, 武田: エネルギー考察にもとづく建物の耐力と強震時の最大塑性変形量との関係, 大林組技術研究所報, No. 24, (1982), pp. 1~6
- 2) T. Takeda, etc.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 96, No. ST12, (Dec. 1970), pp. 2557~2573
- 3) K. Yoshioka, etc.: Inelastic Earthquake Response of Reinforced Concrete Buildings, Proc. of the 5th W. C. E. E., (1973)