

ある種の弾塑性構造物の地震応答

小堀鐸二・南井良一郎・久徳敏治・井上 豊

EARTHQUAKE RESPONSE OF A CERTAIN ELASTO-PLASTIC STRUCTURE

*By Takuji KOBORI, Ryoichiro MINAI, Toshiharu HISATOKU
and Yutaka INOUE*

Synopsis

This paper deals with the response analysis of a tall building structure, which is designed according to Japanese aseismic code, subjected to an intense earthquake. The structure is simulated into five or seven mass-spring system. The spring has the restoring characteristics of a bi-linear hysteretic type. The responses are computed by an electronic analog computer and the following conclusions are obtained: a whipping effect occurs, causing the major yield to be at the top. The maximum relative displacement is at most three times of the elastic limit when a little viscous damping are introduced to the system.

1. 序

構造物の動的な耐震設計とは、予想される地震外乱群に対して構造物各部の地震応答が予め定められた許容値内に一樣且つ、安定に収まるように諸種の動力学特性を構造物に与えることである。しかしその方法は構造物の材料、構造形式、建物として機能等構造物の性格や、地震の発生頻度及びその強度、時系列波として見た場合の諸性格等外乱の性質によって異り、一意的に定めることは出来ない。例えば、靱性材料を用いた普通の架構方式の弾塑性構造物を対象とした場合、耐震設計は頻度の大きい中ないし強震を対象として応答安全率を大にとった弾性ないし等価弾性耐震設計法と、頻度の小さい激震に対する応答安全率を小とした終局弾塑性耐震設計法の2種を適用する必要がある¹⁾。

更にある特定の耐震設計原理に対応して妥当な耐震安全性を得るには、動的耐震設計として次の2段階を考えなければならない。第1段は初期の構造設計において必要な耐震設計資料を妥当に得るため、概括的な耐震安全性の尺度と構造物モデルを設定して想定される地震外乱群に対し応答解析を広範に行い、最適動力学特性を見出す過程である。第2段は個々に設計された構造物について部材、接合部に関する直接的な耐震安全性の尺度と具体的な構造物モデルを設定して地震応答解析を行い、各部の耐震安全性の詳細な検討の過程である。

この論文で取り扱われる研究は第2段の過程に属するもので、我が国の現行の耐震規定に準拠して実際に設計された2つの構造物について、その応答性状を詳細に検討するために bi-linear の履歴特性を有する復元力を持つ質点系モデルに抽象して応答解析を試みたものである。応答量として変位系統の耐震安全性の尺度としてしばしば議論されている最大靱性率を用いて、質点系モデルの抽象化・単純化の方法、減衰定数の選び方、外乱波形関数の相違と減衰性の関係、外乱継続時間の長短等が如何に地震レスポンスに影響を及ぼすかを考察する。

2. 構 造 物 モ デ ル

対象とされる構造物は鉄骨鉄筋コンクリート造の地下 2 階，地上 14 階及び 18 階の比較的塔状の建築物で，現行の建築基準法の設計震度を用いて構造計算，断面設計が行なわれたが，地震時の構造物の振動性状，例えば上層部の whipping 現象が起らないか，応力集中の起る点はないか，外乱群のパラメーターに対して安定した応答が得られるか，経済的且つ合理的な応答の空間的一様分布が得られるか等を調べることを目的としている。従って，ここでは構造物のモデル化の方法，特に質点系への抽象の際の考え方及び復元力特性の与え方，更に減衰定数の選び方が重要な問題となる。

まず質点系モデル化については，質量は第 1 次の構造設計から算定される値はほぼ正確であるとして出ることが出来るが，剛性，強度等を含んだ復元力特性は不明確な点が多く，1 つの層全体を単純に 1 つの bi-linear 履歴型の非線形のバネに置き換えることは容易ではない。しかし，剛性に関してはその空間的分布を大体の傾向を失わないように移し変えることによってその動的性質を大きく異らせるものではないので，原構造の固有周波数と外乱群の周波数の関係がモデル化の段階で変わらないように，空間的な剛性の分布はそのまま残し基準量で操作する。強度については周波数的な問題は無いので分布を重視し平均的な値を採ることによってその性状を抽象し得る。又，不静定架構の 1 層分を 1 つのバネに置換したと考えると，第 2 分枝上の剛性は最大靱性率として 2 ～ 3 を予想する場合には，完全弾塑性のように完全降伏すると仮定するよりも正の勾配を与えることが妥当である。

地盤を含めた構造物系には幾多の減衰に関する要素があり，それぞれ異った減衰機構を有している。例えば地盤からの逸散，部材節点の履歴又は摩擦或いは粘性による減衰等が考えられ，これ等を応答解析の場合，等価的な意味で何かに代表させることは可能であり，構造物モデルの選び方に関連して妥当な量的評価を行わねばならない。本解析のように基礎固定の質点系モデルでは，第 1 次振動の critical damping の 5 % 程度迄の粘性減衰を考えることは妥当であろう。

以上のような前提を持って予め設計された 16 階建及び 20 階建の構造物を質点と非線型復元力を有する剪断型バネ系に抽象する。Fig. 1 には各構造物の質量，初期剛性及び弾性限強度の空間的分布を示し，Table 1 には断面設計時の重量，初期剛性及び弾性限強度を示す。弾性限強度は累加強度式を用い，梁・柱のうち最

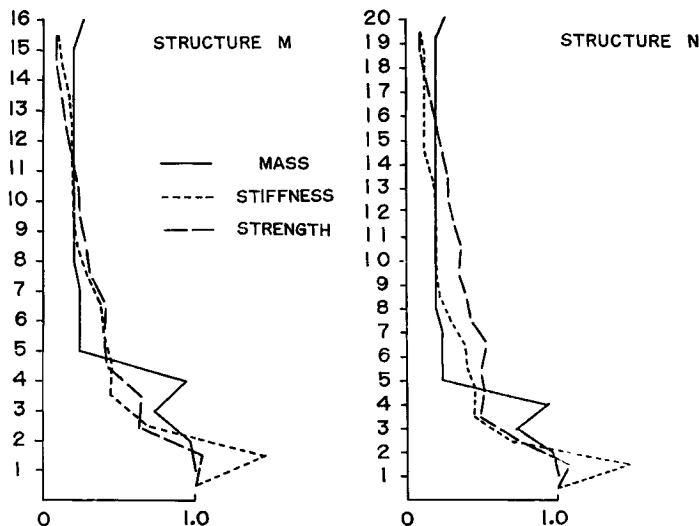


Fig. 1. Distributions of dynamic coefficients of structures.

Table 1. Dynamic coefficients of structures.

Story	Structure M				Structure N			
	Weight (t)	Seis. Coef.	Stiffness (t/cm)	Strength (t)	Weight (t)	Seis. Coef.	Stiffness (t/cm)	Strength (t)
20	—	—	—	—	121.8	0.303	41.6	73.6
19	—	—	—	—	92.0	0.295	59.0	77.2
18	—	—	—	—	92.0	0.287	59.0	110.9
17	—	—	—	—	92.0	0.280	59.0	143.9
16	121.8	0.272	41.6	73.6	92.0	0.272	59.0	176.2
15	92.0	0.263	59.0	70.2	92.0	0.263	59.0	202.2
14	92.0	0.256	77.3	95.4	92.0	0.256	77.3	246.1
13	92.0	0.246	89.0	108.2	92.0	0.246	89.0	250.6
12	92.0	0.241	88.7	137.3	92.0	0.241	88.7	279.7
11	92.0	0.234	93.2	173.3	92.0	0.234	93.2	324.0
10	92.0	0.227	96.7	178.9	92.0	0.227	96.7	316.2
9	92.0	0.220	107.4	206.8	92.0	0.220	107.4	349.5
8	92.0	0.213	142.7	236.8	92.0	0.213	142.7	383.6
7	111.8	0.205	185.2	309.8	111.8	0.205	185.2	481.6
6	111.8	0.200	191.4	291.4	111.8	0.200	191.4	440.4
5	111.8	0.200	218.3	316.2	111.8	0.200	218.3	463.6
4	434.0	0.200	218.0	485.0	434.0	0.200	218.0	442.3
3	340.0	0.200	339.5	471.0	340.0	0.200	339.5	668.6
2	455.6	0.200	714.6	773.2	455.6	0.200	714.6	960.5
1	466.8	0.100	488.6	751.4	466.8	0.100	488.6	920.2

小のものを採っている。構造物 M, N はそれぞれ16階建及び20階建の構造物に対応する。これを更に5～7質点系に抽象して応答解析を行う。小数質点系にモデル化する方法としては、質量は合算される部分をその上部に集中させる。剛性は直列にバネが配列されているものと考えて、それぞれの剛性の逆数の和を求め更にその逆数とする。弾性限強度は1つにまとめられる数層の弾性限強度の平均値をとる。特に弾性限強度の低い点が含まれると実際には応答の集中する現象が生じる場合でも、それが平滑化されて良い抽象とは云えないことも起り得るが、一般の場合平均的な性質を与えるものとしてこのような方法は妥当であると考えられる。

構造物モデル M, N について共通にⅠ型のモデルは質量、剛性及び強度共に大きい下部4層を2層ずつ2つの層とし、上部を比較的大ざっぱに3つの層としている。Ⅱ型のモデルは下部の4層を1つの層とし、他を大体均等に4等分している。Ⅲ型のモデルはⅠ型のモデルの上部3層分を更に5つの層に分け直した場合であり、応答解析にあたってはⅠ型のモデルの場合の下から2層目の質点の静止座標系における加速度応答を上部5質点系への入力として作用させている。この操作は上部構造の応答を更に詳しく考察するために取られたもので、計算機の容量の小さい場合等にこの種の問題のように境界条件を与えることによって質点数を拡張して計算してゆく方法の可能性を調べることにもなる。Ⅳ型のモデルはⅢ型のモデルに用いた上部5層のみを用いたもので、原構造物では下部の4層分を固定としたものである。

なお、原構造物の弾性時第1次固有周期をラーメンとして求めると、構造物 M : 1.59秒、構造物 N : 2.13秒、下部4層分を固定した場合について同様にして求めると、構造物 M : 1.40秒、構造物 N : 1.98秒である。

以上のように定められたモデルの各質点の無次元化運動方程式は

$$m_i \frac{d^2 y_i}{d\tau^2} + d_i \frac{dy_i}{d\tau} - d_{i+1} \frac{dy_{i+1}}{d\tau} + \kappa_i \varphi_i(y_i - y_{i-1}; r_i, \delta_i) - \kappa_{i+1} \varphi_{i+1}(y_{i+1} - y_i; r_{i+1}, \delta_{i+1}) = -m_i a \cdot \alpha(\tau) \quad \dots\dots\dots (1)$$

と表わせる。ここに

$$\left. \begin{aligned} m_i &= \frac{M_i}{\bar{M}}, \quad d_i = \frac{D_i}{\sqrt{\bar{M}\bar{K}}}, \quad \kappa_i = \frac{K_{1i}}{\bar{K}}, \quad r_i = \frac{K_{2i}}{K_{1i}}, \\ \delta_i &= \frac{d_i}{\bar{d}}, \quad \beta_i = \kappa_i \delta_i = \frac{B_i}{\bar{B}} = \frac{K_{1i} d_i}{\bar{K} \bar{d}}, \\ \varphi_i(u_i; r_i, \delta_i) &= \frac{1}{K_{1i} \bar{d}} G_i(U_i; K_{1i}, K_{2i}, d_i) \\ u_i &= \frac{U_i}{\bar{d}}, \quad y_i = \frac{Y_i}{\bar{d}}, \quad \tau = \sqrt{\frac{\bar{K}}{\bar{M}}} T, \quad a = \frac{A \bar{M}}{\bar{K} \bar{d}}, \\ \alpha(\tau) &= F\left(\sqrt{\frac{\bar{M}}{\bar{K}}} T\right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

M_i : i 番目質点の質量, D_i : i 層粘性減衰定数, G_i : i 層復元力特性関数, K_{1i} , K_{2i} : それぞれ層復元力特性の初期及び第二分枝剛性, d_i , B_i : それぞれ i 層復元力特性の弾性限変位及び弾性限強度, Y_i : i 番目質点の運動座標における変位, U_i : i 層相対変位, T : 時間, A : 地動加速度最大振巾, $F(T)$: 地動加速度波形関数, $\bar{M}$, $\bar{K}$, $\bar{d}$, $\bar{B}$: それぞれ質量, 剛性, 変位, 強度の規準量である。

粘性減衰は

$$\{d_i\} = \beta \{\kappa_i\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

の形で与えるものとする, 係数 β と第1次振動の critical damping ratio h は

$$h = \frac{\beta_1 \omega}{2} \quad \dots\dots\dots (4)$$

で表わされる。ここに, ${}_1\omega$: 弾性時無次元化第1次固有値である。

各モデルにおける質量, 剛性, 弾性限強度, 弾性限変位の分布は Table 2 に示す通りである。その他に, 粘性減衰は弾性時第1次振動の critical damping に対して, 5%, 2% の場合及び no damping の3種を考える。又, 非線型復元力特性は bi-linear で hysteretic type なものとし, 第2分枝上の剛性は初期剛性の20%とする。

3. 外 乱 地 震 波

本解析には, 実際に記録された強震の波形を外乱地震波形関数として採用する。即ち, 1940年の El Centro 地震 (California U.S.A.) NS 方向成分 (最大加速度 0.33 g 継続時間29秒) を主として用いる。この地震波形は, 可成り強い定常的なランダム性を有し, 継続時間も長く, 強震のパターンとして, しばしば採用されている²⁾。

現在の知識では, 想定すべき外乱としてその強度, 波形及び周波数分布を確定することは未だ不可能であり, 又, 構造物の側からも理論的に求められた周期, 強度等が実際のものとどの程度に一致するものであるか不確かである。従って外乱群を規制するパラメーターは大きな範囲を覆って応答の安定な領域を見出す方向を取らねばならない。従って, 最大加速度振巾は 0.1 g, 0.25 g, 0.33 g, 0.5 g の4種とし, 又, 周波数的な考察を併せ行う目的で, 継続時間として原記録の継続時間の $\frac{2}{3}$ 倍及び $\frac{3}{2}$ 倍を加えて, 19.7 秒, 29.0 秒, 43.5 秒の3種とする。更に, 附加的に他の2種の外乱として, 同じ El Centro 地震の EW 成分と1933年の Vernon 地震 (California U.S.A.) S82°E 方向成分を幾つかの場合について作用地震波として与え, 波形関数の違いについて動的な考察を行う。El Centro 地震の EW 成分は NS 成分と比較して一層ランダム性の大きな地震であり, 加速度振巾もほぼ一様で大きい。又, Vernon 地震は継続時間は11秒で, 記録上の最大加速度は, El Centro 地震の場合よりも小さい。この波形関数は0~6秒の強震部と6~11秒の弱震部から

Table 2. Distributions of nondimensional dynamic coefficients of models.

Model	Story of Model	Story of Structure	m_i	κ_i	β_i	δ_i
M-I	5	12~16	0.53	0.05	0.13	2.81
	4	8~11	0.50	0.09	0.26	2.83
	3	5~7	0.36	0.23	0.40	1.77
	2	3, 4	0.84	0.46	0.63	1.37
	1	1, 2	1.00	1.00	1.00	1.00
M-II	5	14~16	0.18	0.20	0.13	0.63
	4	11~13	0.16	0.33	0.23	0.68
	3	8~10	0.16	0.41	0.34	0.81
	2	5~7	0.20	0.72	0.49	0.34
	1	1~4	1.00	1.00	1.00	1.00
M-III (M-IV)	7(5)	15, 16	0.64	0.37	0.24	0.63
	6(4)	13, 14	0.55	0.63	0.33	0.53
	5(3)	11, 12	0.55	0.69	0.51	0.74
	4(2)	8~10	0.82	0.57	0.68	1.19
	3(1)	5~7	1.00	1.00	1.00	1.00
N-I	5	15~20	0.63	0.03	0.14	4.38
	4	8~14	0.60	0.05	0.33	6.91
	3	5~7	0.36	0.23	0.49	2.16
	2	3, 4	0.84	0.46	0.59	1.29
	1	1, 2	1.00	1.00	1.00	1.00
N-II	5	17~20	0.23	0.15	0.14	0.92
	4	13~16	0.22	0.19	0.29	1.55
	3	9~12	0.22	0.26	0.42	0.86
	2	5~8	0.25	0.50	0.59	1.19
	1	1~4	1.00	1.00	1.00	1.00
N-III (N-IV)	7(5)	17~20	1.19	0.20	0.22	1.08
	6(4)	14~16	0.82	0.33	0.45	1.39
	5(3)	11~13	0.82	0.46	0.62	1.39
	4(2)	8~10	0.82	0.58	0.76	1.32
	3(1)	5~7	1.00	1.00	1.00	1.00

成り、前部は振巾も大きく、ランダム性に富んでいるが、後部はやや定常的で、振巾も小さく数分の一であり、非定常的なランダム性地震外乱として典型的なものである³⁾。以上波形関数の違いに対する減衰性のきき方の考察の対象とされる。

4. 応 答 解 析

以上のような構造物モデル群、外乱地震群に対する応答解析は京大建築学教室のアナログ・コンピュータによって試みられ、得られた多くのレンボンスは **Figs. 2~7** に示される通りである。

考察の対象とされる出力は (5) に示される最大靱性率とする。

$$\tau_D = \{\tau_{d_i \max}\} = \left\{ \frac{|Y_i - Y_{i-1}|_{\max}}{d_i} \right\} = \left\{ \frac{|y_i - y_{i-1}|_{\max}}{\delta_i} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

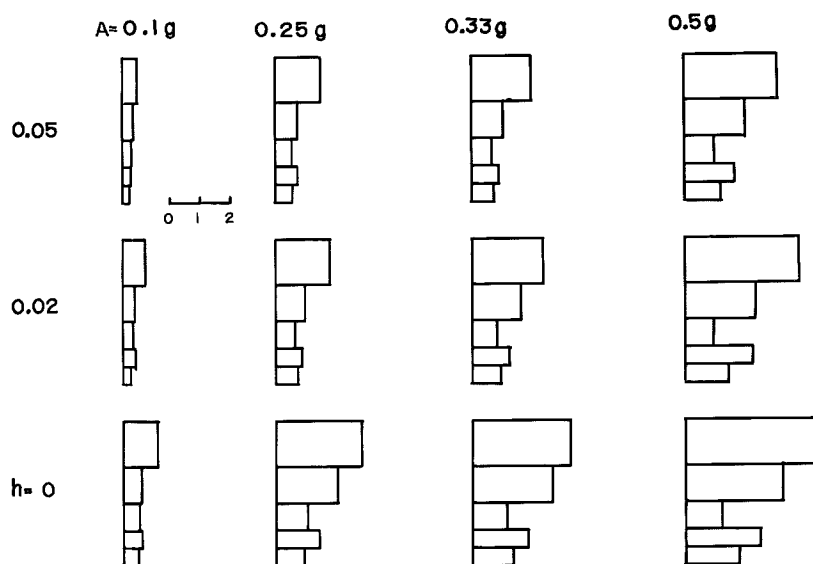


Fig. 2(a). Distribution of maximum ductility factor, model M-I, El Centro NS, 29 sec.

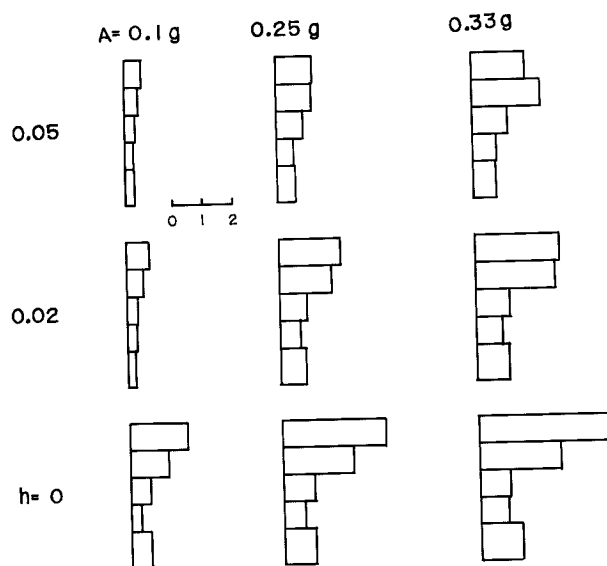


Fig. 2(b). Distributions of maximum ductility factor, model M-II, El Centro NS, 29 sec.

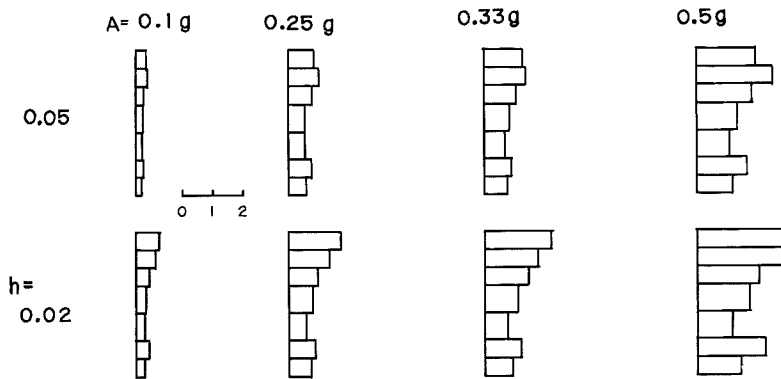


Fig. 2(c). Distribution of maximum ductility factor, model M-III, El Centro NS, 29 sec.

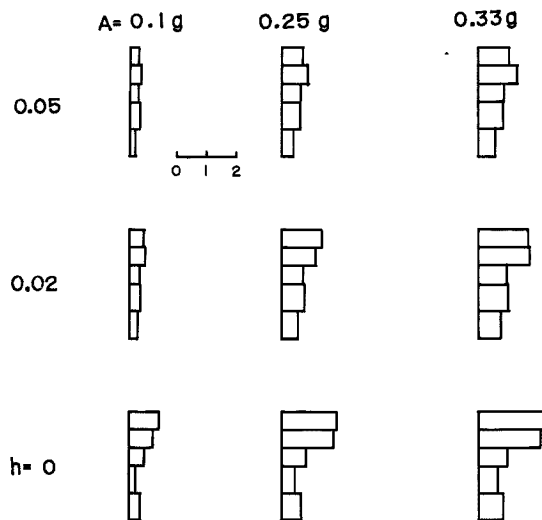


Fig. 2(d). Distribution of maximum ductility factor, model M-IV, El Centro NS, 29 sec.

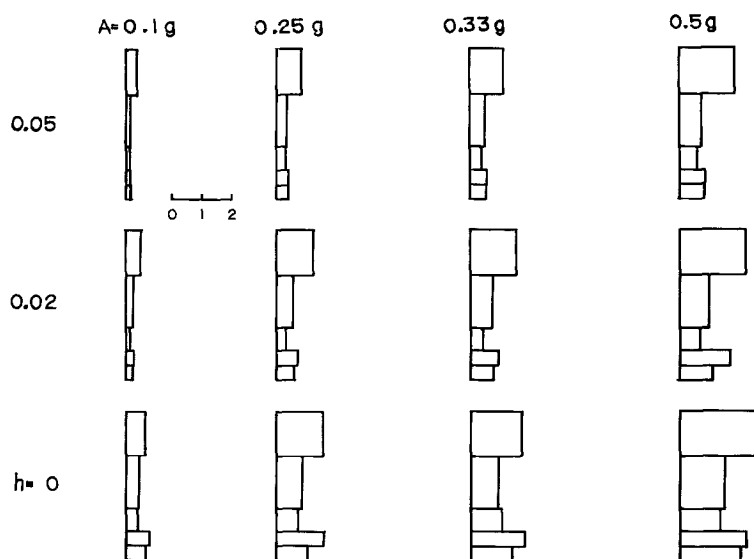


Fig. 3(a). Distribution of maximum ductility factor, model N-I, El Centro NS, 29 sec.

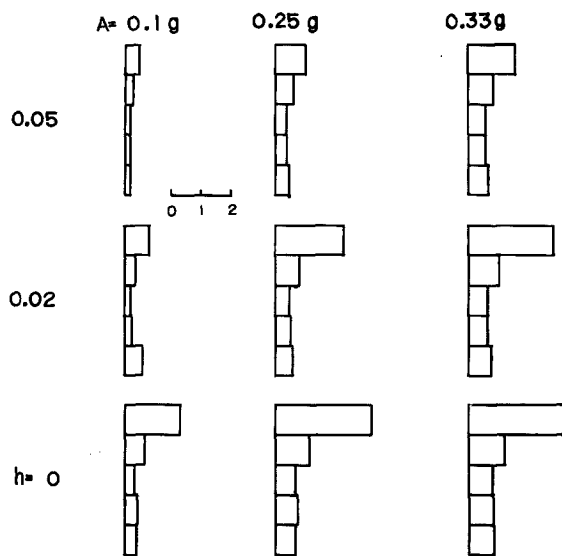


Fig. 3(b). Distribution of maximum ductility factor, model N-II, El Centro NS, 29 sec.

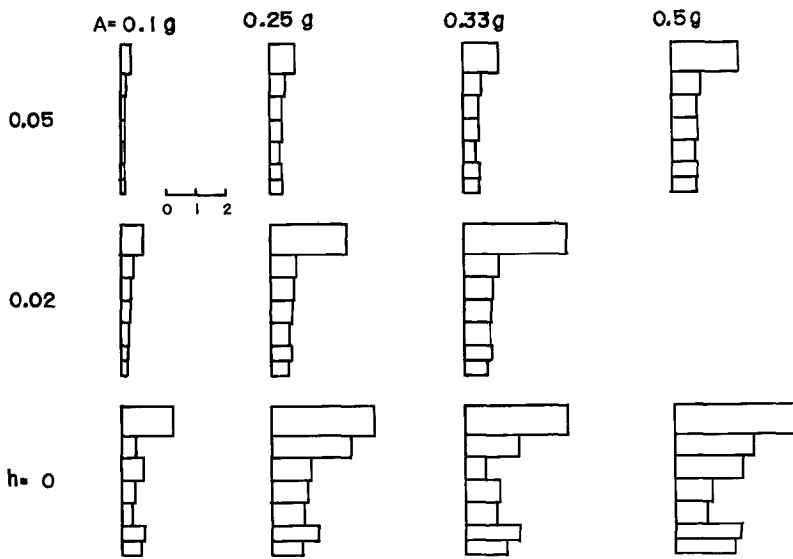


Fig. 3(c). Distribution of maximum ductility factor, model N-III, El Centro NS, 29 sec.

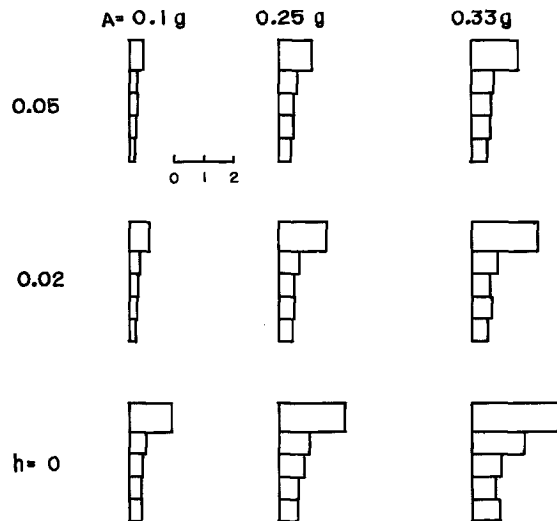


Fig. 3(d). Distribution of maximum ductility factor, model N-IV, Centro NS, 29 sec.

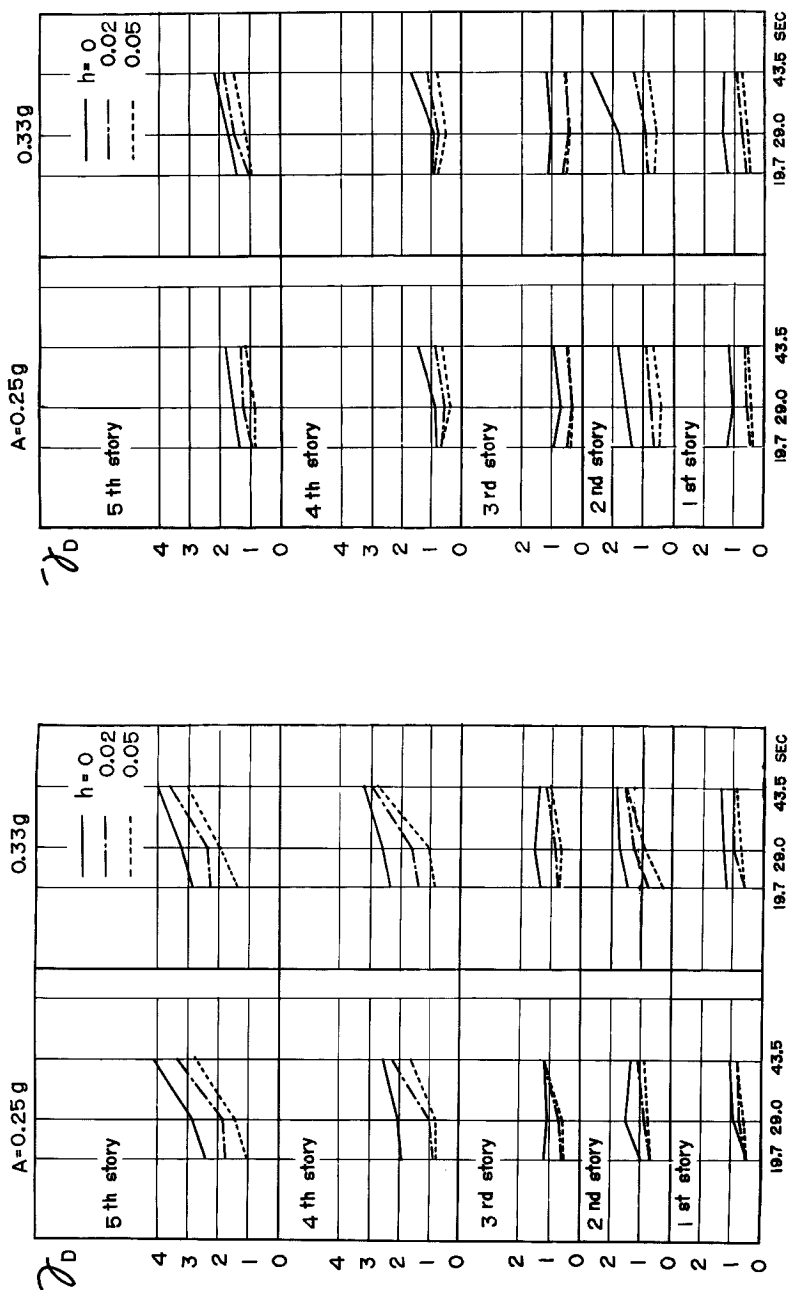


Fig. 4(b). Maximum ductility factor, model N-I,
El Centro.

Fig. 4(a). Maximum ductility factor, model M-I,
El Centro.

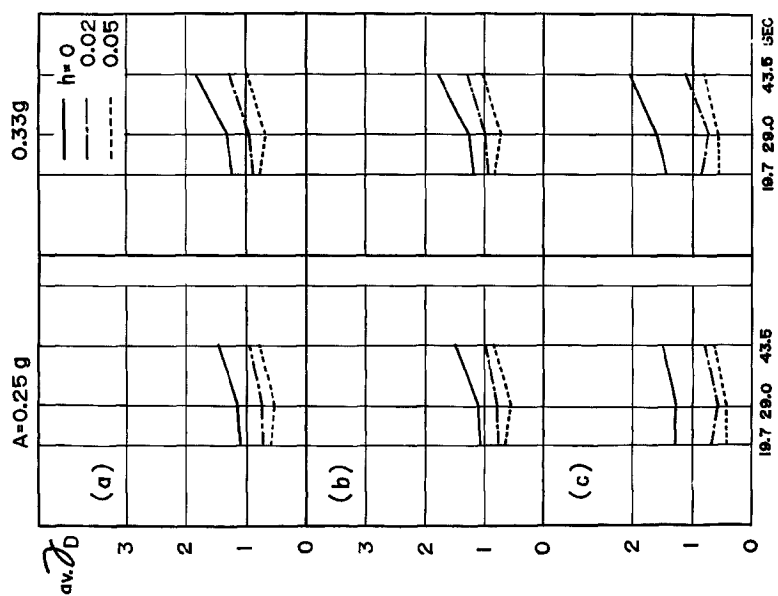


Fig. 5(b). Average maximum ductility factor, model N-I, El Centro, (a) whole structure, (b) upper structure and (c) lower structure.

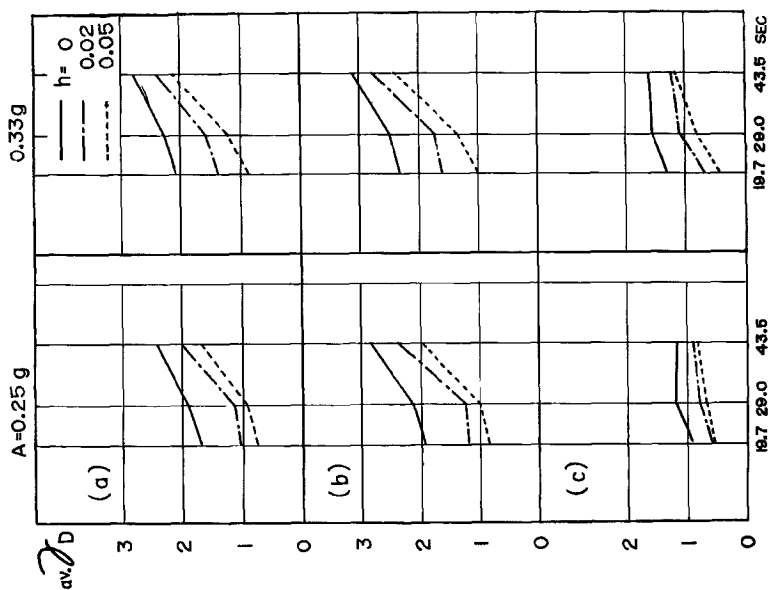


Fig. 5(a). Average maximum ductility factor, model M-I, El Centro, (a) whole structure, (b) upper structure and (c) lower structure.

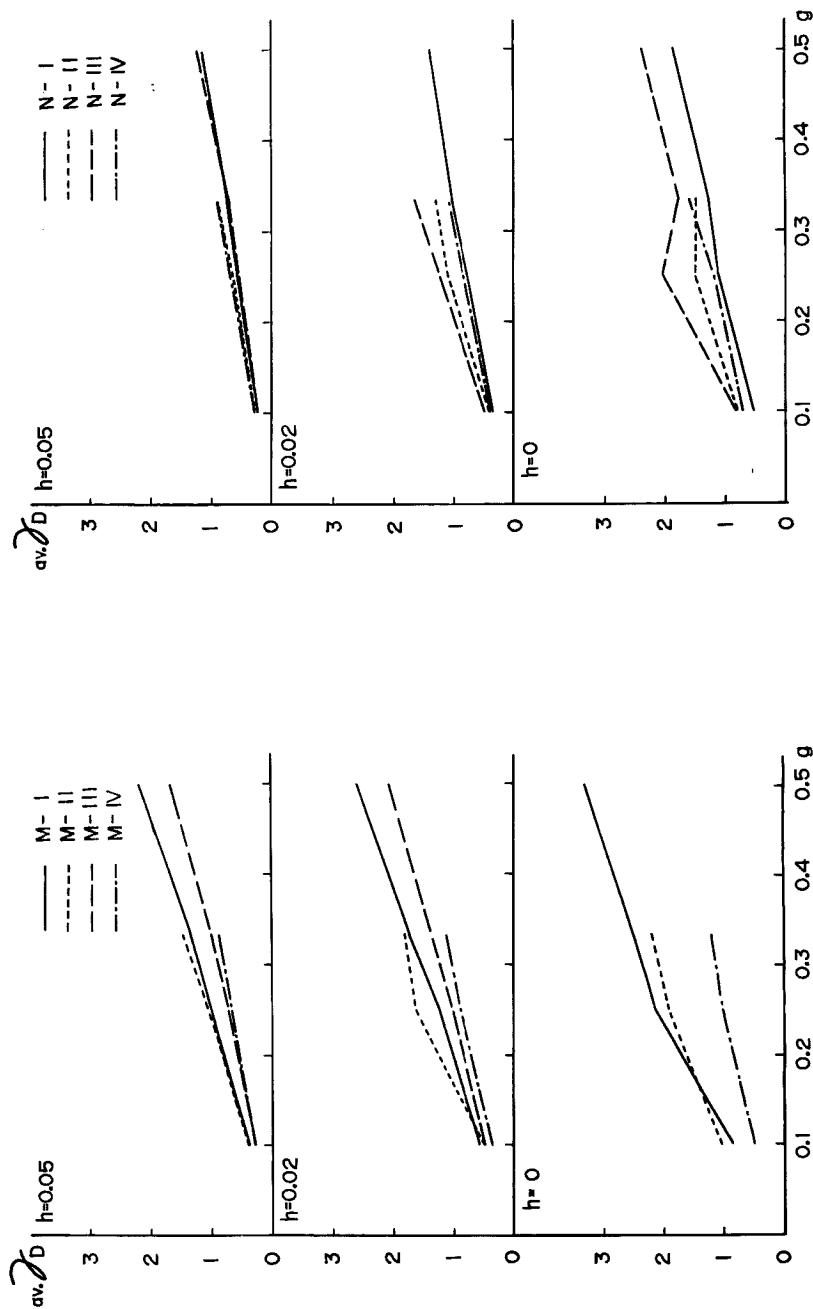


Fig. 6(b). Average maximum ductility factor of upper structure, from 5th story to 20th story of structure N, El Centro.

Fig. 6(a). Average maximum ductility factor of upper structure, from 5th story to 16th story of structure M, El Centro.

この量は層間最大絶対変位をその層の弾性限変位に対する比で表わしたもので、一般の靱性材料及び架構の瞬時的な破壊のような終局耐力を表わす変位系統の重要な耐震安全性の尺度として用いられる⁴⁾。即ち終局最大の靱性率 γ_{dult} を応答安全率 A で除したものが許容最大靱性率 γ_{dallow} で与えられる。

$$\gamma_{dallow} = \frac{\gamma_{dult}}{A}$$

5. 結果の考察

解析結果は Figs. 2~7 に図示されている。Figs. 2, 3 の (a)~(d) は最大靱性率を棒グラフ化して示したもので、高さ方向の巾は原構造における層数を示す。Fig. 4 (a),(b) は横軸に外乱継続時間をとって最大靱性率を各層毎に表わしたもので、外乱と構造物応答の周波数関係を見ることが出来る。Figs. 5~7 は応答量の空間的分布を或る程度消去するために、平均を取ったもの ($av.\gamma_D$) で、各応答量に原構造で占める層数を乗じて、上部構造 (原構造物の第5層以上を仮りに上部構造と呼ぶ)、下部構造 (原構造物の第4層以下を下部構造と呼ぶ)、又は全構造の層数で除して表わしたものである。Fig. 5(a), (b) は、それぞれ構造物モデル M-I, N-I について、横軸に外乱継続時間ととり平均最大靱性率を全構造、上部構造、下部構造について表している。Fig. 6 (a), (b) は横軸に外乱最大加速度振巾をとり、平均最大靱性率を減衰定数別に各構造物モデルについて上部構造のみ表わしている。Fig. 7 は M-I 型モデルについて、外乱波形関数による違いを示したもので、横軸には外乱最大加速度振巾がとってある。

一般的に云って最大靱性率は外乱加速度振巾に対しほぼ比例的に増大している。これは塑性挙動の占める割合が可成り大きくなって或る程度同様で、安定した応答と見ることが出来る。空間的な分布に関しては上部構造の上層部が大きく、whipping 現象が表われている。特に粘性減衰の小さい場合には顕著である。下部構造は一般に小さく、最大靱性率は上部構造の $\frac{1}{2}$ 程度である。これ等の結果は現行耐震規定による動力学特性分布が動的最適分布と合致していないことを示している。

M, N 2種の構造物モデルについて比較すると、slender なN型の方が応答は一樣に小さい。これは、固有周波数から見て、応答の小さくなる側にあり、当然の結果と云える。復元力特性として、第2分枝剛性を初期剛性の20%として与えているので、応答のパラメーターに対する安定化は良くなって来ていると考えることが出来る²⁾。

本研究で考慮された5%以下の粘性減衰の応答に及ぼす効果は大きいと云える。即ち、粘性減衰の無い場合に比較すると、1st mode に対する critical damping の2%及び5%と増すに従って応答量は減衰の増

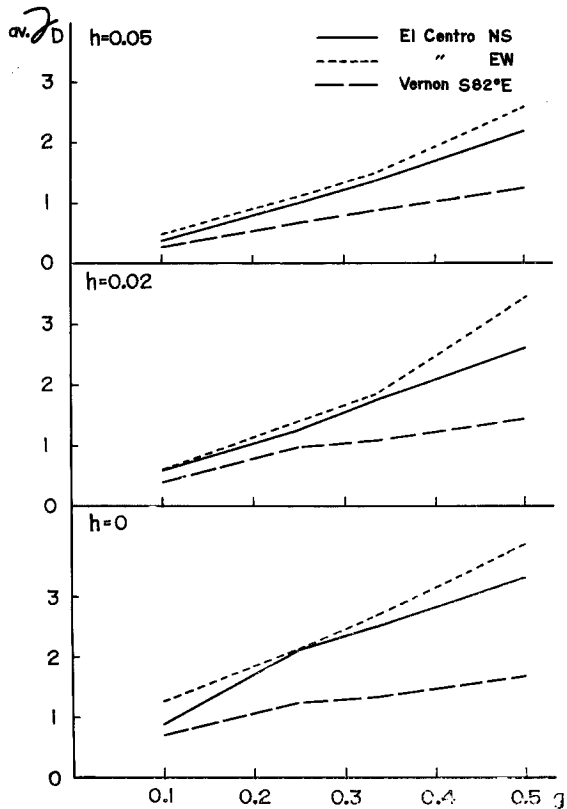


Fig. 7 Average maximum ductility factor of upper structure, model M-I.

すにつれて一様に減少してゆく。更にその空間的な分布は一様化され、外乱加速度振巾の増減に対して安全な挙動を示す。又、model 化の方法の違いによる差を小さくしていることも指摘出来る。第 2 分枝剛性が初期剛性の 20% 考慮されていることは元来応答の空間的分布を一様化させるのに役立っている²⁾が、この値は応答量 2～3 程度では架構の復元力特性から考えて過大であるとは云えず、構造物の耐震安全性を増大させるためにも設計に取り入れられるべきである。

外乱継続時間の与える影響は従来の結果からも予想されていた^{2),4)}ように、長周期外乱 (43.5 sec.) でより大きな応答量を得、継続時間を短くするに従って減少している。この傾向は構造物の固有周期がやゝ長周期であることが影響しているものと考えられる。即ち外乱の周波数のピーク値よりも両構造物の第 1 次固有周波数が小さい方に遠く距っているために、ピーク値附近の周波数の外乱が応答に効き難く、加速度振巾一定とした場合には、応答が外乱継続時間に比例した形をとっている。もし最大加速度振巾と継続時間の積で表わされる最大地動速度振巾を一定として考察するならば応答もほぼ一定となり、このような外乱の与え方が合理的であると云える^{2),4)}。

モデル化の方法の違いについては図からも判断されるように、一つの明白な結論を得ることは難しい。しかし、指摘出来る事実として次の諸点が見られる。まず応答量の小さい範囲ではその違いはあまり影響を与えないが、外乱加速度振巾が大となって、大きな応答を示すようになると、空間的な分布形も異って来、応答量も相異が著しくなって来る。又、減衰の項でも指摘されたように、応答の安定化を増すような粘性減衰を有する場合は、モデル化の違いも小さくなる。従って抽象化の方法はパラメーターの範囲と密接な関連を有していると云える。平均最大靱性率について見るならば、本研究の範囲では、抽象化の違いによる差は小さい。即ち、空間的分布では、相違を示す各モデルの質点抽象化の方法を調べると、一つに合わせる質点数を少くし、多くの質点で解析を行う方がより妥当だということが出来る。I 型と III 型のモデルで全く同じ応答分布を得たとするならば、境界条件を与えて拡張して詳しく調べる必要は無くなる訳で、仮定された抽象化の方法は動力学特性を単純化モデルに与える方法として妥当であると云える。

最後に、外乱波形関数の違いは、応答に可成り明らかな相違を与え、El Centro NS 成分と EW 成分では 10～30% 後者が大きい。これはモデルの固有周期が影響を与えており、外乱の低周波成分が比較的大きい EW 成分では長周期の構造物に大きな応答を与える結果となっている。又、Vernon 地震については、最大加速度振巾を同一にして比較すると $\frac{1}{2}$ に近い応答しか示していない。Vernon 地震のスペクトルは鋭い一つの peak を有し、他の周波数ではレベルが低いので、構造物の周波数がはずれていると考えることが出来る。

波形関数と減衰性の関係から、外乱加速度振巾が大きい領域では Vernon 地震の応答は El Centro 地震の応答に比較して減衰の影響を受け難く、減衰定数が増しても減衰率は小さい。逆に El Centro 地震の場合は粘性減衰の効果を表わして、加速度振巾が大となると、減衰の増大に対して応答は著しく減少している。これは El Centro 地震のような高い周波数を多く含んだ外乱の場合は粘性減衰の評価が大きな働きを示すことを表わしている。

6. 結 び

現行の耐震規定に従って設計された或る構造物に対して地震波外乱を作用させて、第 1 次設計の検討としての非線型非定常応答解析を試みた結果、

- 1) 減衰の小さい場合には whipping 現象を生じていること
 - 2) 最大靱性率は大体 2～3 に留まっていること
- の 2 点が特徴づけられた。

まず応答には whipping 現象が明らかに見られるが、減衰定数の与え方で幾分抑制することが出来、又、復元力特性の第 2 分枝剛性を設計の側で幾分大きく与えてやることや、或いは設計震度分布そのものを

変えて剛性，強度を上部で強めるようにすること等によって安全にすることが出来る。

最大靱性率が2～3であることは変形上の観点からは安全であると云える。激震を対象とした場合の応答安全率は可成り低く採ることが許されるし，又，架構の復元力特性の弾性限強度は不静定次数の一つ減少した点で与えられるので，終局耐震設計としては最大靱性率3程度は認められている。しかし，靱性率という変位系統の応答量のみで耐震安全性を結論してしまうことは出来ず，必要条件の一つとして考えられるべきであり，その他に例えば履歴消費エネルギー率等も併せ考えねばならないだろう。

本来の意味での第2段耐震設計の過程では層全体としての判定は無論であるが，局所的な部材，jointの安全性を然るべき合理的な耐震安全性の尺度で検討すべきである。現在の段階においては部材やjoint等の動力学的性質が未だ明らかでないが，その解明がなされた上でより妥当なモデル化が行なわれ，耐震安全性の尺度が選ばれると合理的な検討を行うことが出来ることになる。

解析結果の考察から定性的な結論として，靱性率応答は粘性減衰による影響を明らかに示し，第1次振動のcritical dampingの0～5%の範囲では減衰を少し増すだけで全体の応答は一樣に抑えられ大きく様相を変える。そして応答の空間的分布を一樣化させ構造物と外乱との相関パラメーターに対する変動の安定化を強めている。更に質点系抽象化の方法についても減衰の効果は大きく表われ，大きい粘性減衰のある場合応答の空間的分布が可成り良く一致して来，応答量もほぼ同じ値となって来る。又，平均最大靱性率はモデルの各型について大体一致するが空間的分布では差異を見せている事実は，質点系の抽象の方法によって平均的には良い値を与えるが応答の集中する箇所が生じていることを示している。従ってこのように減衰の小さい場合には可能な範囲で質点数を多くすることが望ましい。少数質点系モデルが多数質点系の動的性状を如何に忠実に具現するかについては未だ多くの研究，資料蓄積にまたなければならない。又，考察の対象とすべき応答量についても現在では靱性率は架構の終局耐力を表現する変位系統のより有用な尺度であるが，架構としての性状，材料としての性状等が多くの実験から明らかにされるに従ってより妥当な耐震安全性の尺度が見出されるであろう。

外乱継続時間の長短は外乱の有する周波数帯域を構造物の基本周期に近づけたり遠ざけたりすることと同等であり，外乱加速度振巾を一定とすればほぼ継続時間に比例した応答が得られる。従って同一外乱速度振巾という尺度では応答は大略一定となることが予想される。本解析では実在地震を波形関数として用いて外乱群を規定したが，少数の地震記録しか得られていない現在，蓋然性のある一般的な地震についての知見を得ることは困難であり，周波数的な性格と振巾的な性格の両面を構造物系との相対関係から解明してゆくことによってより確かな方向が提示されて来るであろう。

最後に応答解析及びその結果の整理に労を煩わした研究室の諸氏に深甚の謝意を表します。

文 献

- 1) 棚橋諒，小堀鐸二，南井良一郎：構造物の動的耐震設計法と地震レスポンス，京大防災研究所年報，第5号B，昭37.3，pp. 1-32.
- 2) 小堀鐸二，南井良一郎：多層弾塑性構造物の地震レスポンス，京大防災研究所年報，第7号，昭39.3，pp. 141-163.
- 3) Tanabashi, R., Kobori, T., Kaneta, K. and Minai, R.: Statistical Property of Earthquake Accelerograms and Equivalent Earthquake Excitation Pattern, Proc. of the First Chilean Sessions on Seismology and Earthquake Engineering, July, 1963, pp. 1-19.
- 4) 小堀鐸二，南井良一郎：スカイスクレーパーの弾塑性応答と耐震設計法，京大防災研究所年報，第6号，昭38.7，pp. 44-62.