

弾塑性多層構造物の地震応答解析と 耐震設計資料の誘導

小堀 鐸二・南井良一郎・井上 豊・久徳敏治

EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS AND ANTI-SEISMIC DESIGN DATA OF MULTI-STORY, ELASTO-PLASTIC BUILDING STRUCTURE

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

Synopsis

In this paper, first of all, anti-seismic safety of the tall building structures is quantitatively discussed on the results of the earthquake response analysis, and secondly the useful anti-seismic design data are presented to give the pertinent dynamical characteristics to such structures. A few concluding remarks are pointed out as follows: 1. The pertinent characteristics of the response distribution along the height of structures can be reasonably determined. 2. The viscous damping is, in general, effective to decrease the responses, although its damping effect differs from the other by excitation pattern. 3. The average response is approximately regarded as a linear function of the maximum ground velocity. 4. The response distribution characteristics are related to the elastic limit distributions of the strength and the potential energy. 5. Thus, it can be found that the method used here to obtain the anti-seismic design data is quantitatively valid.

§1 ま え が き

建築構造物の動的な耐震設計は、将来生起すると予想される地震外乱群に対して、構造物系各部の地震応答が予め定められた耐震安全性の尺度の許容値内に一樣で安定に収まるように、構造物系の動力学特性を与えることにある。このような立場での動的耐震設計法の原理と方法は、構造物系を構成する上部構造、基礎、周辺地盤、地震波動媒体地盤の諸性状と、地震波外乱の諸性質によって異なるものである。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にも、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設計法と、頻度の小さい激震を対象として外乱安全率を大にとった終局弾塑性設計法の2種を適用する必要がある^{1), 2), 4)}。更にある特定の動的耐震設計原理に対応して妥当な耐震安全性を得るには、次の2段階の過程を考える必要がある。第1段は初期の構造設計において、耐震設計の定義に適合した動力学特性を静力学的な手段によって構造物に与えるような耐震設計資料を予め得るために、概括的な構造物系モデルと耐震安全性の尺度を定めて、広範なパラメーター領域で地震応答解析を行い、最適ないしは適正動力学特性を見出す過程である。従ってここでは対象の普遍的で本質的な理解と把握が必要となる。第2段は個々に設計された具体的な構造物に関してその固有性を考慮して、部材、接合部等を含めて直接的な耐震安全性の尺度で再検討する段階である。

従って基礎的な耐震設計資料の蓄積は動的耐震設計法の第1義的に重要な要素であり、その整備は急務と

して必要とされる。地震応答解析を行うには如何なる地震波外乱群を想定するか、如何なる構造物系モデルを設定するか、如何なる耐震安全性の尺度を選定するかという3つの大きな命題が存在している。現在の段階ではこれ等に関して不明確な点も多いが、その本質を把握して地震応答解析を行ってゆかねばならない。このためには既に得られた資料を考察することから、より具体的、現実的なものへと発展させることが必要である。前述の第1段階に属するものとして3～5質点系の基本応答図を求めた研究^{2), 3), 4)}及び第2段階の過程である具体的な構造物の動的性状を考察した研究^{5), 6)}がある。本研究も後者に属するものの1つであり、設計された具体的な構造物の耐震安全性を動的、定量的に検討する過程とその結果から適正動力学特性を得るための耐震設計資料の誘導を目指すものである。

§2 耐震設計の過程

2.1 耐震安全性の動的検討の基本方針

構造物の動的終局耐震設計法によって構造物の耐震設計を行うには、一般に次の手順によると考えることができる^{1), 2), 3)}。先ず基礎的な多くの理論的研究、実験的研究及び実在の構造物や実際の地震動の観測、計測の結果から、地震波外乱群の想定、構造物系モデルの設定、耐震安全性の尺度を選定を一般的、概括的に妥当に定めて、基礎的な耐震設計資料を得るための第1段地震応答解析を行う。資料は結果を反映させながら地震外乱群と構造物系のパラメーターの広い領域に関して補充し、構造物系各部に地震応答量が一様に収り、パラメーター値の変動に対して安定である領域を求めて適正動力学特性分布を得る。この過程が第1段地震応答解析の過程である。このようにして求められた耐震設計資料と共に耐風設計資料及び他の設計資料から具体的な構造物が設計されると、その構造物の耐震安全性を動的に検討する第2段の地震応答解析を行う。ここではその目的に応じて質的に異なる1次、2次の2つの段階に分けて考えるのが便利である。1次の動的検討の段階では、適正耐震設計資料の synthesis に用いられたと同程度の概括的な構造物系モデルと耐震安全性の尺度を用いて個々に設計された構造物に固有な諸条件を総合的に考慮して、その構造物系各部の概括的な耐震安全性の検討を行う。2次の動的検討の段階では、全構造物系の耐震安全性の判定は結局構造物系を構成する部材の断面、接合部等に関する局所的な量で判定されなければならないし、耐震設計も全体的な構造計画から終局的には部材、接合部等の動力学特性の合理的な設計に至らなければならない。ここでは部材断面、接合部の設計に直接関係し、実験結果との対比が可能で確実に耐震安全性を把握出来るような具体的な動力学モデルと局所的な耐震安全性の尺度を用いて、特に重要な主構造部分について詳細な耐震安全性の検討を行う。このようにして合理的な動力学特性を構造物に与えるために各次の段階で独立に閉ループを形成すると共に、当然また互に関連を有してフィードバック系をなさねばならない。更に第1段及び第2段1次、2次の過程は大きな1つのフィードバック系を形成し、経験の蓄積と共に耐震設計資料が順次整備されて行かねばならない。

一般的で典型的な建築構造物の構造設計法としては耐震設計資料を動的な考察を通じて妥当に定め、これと耐風設計資料及びその他種々の設計条件と併用して、静的な構造設計手段によって完結することが最終的な形として望ましい。従って適正な耐震設計資料を得るために概括的な第1段の地震応答解析が広範に実施されることが必要である。また諸種の条件に応じて modify する方法、あるいは断面、接合部等に関する具体的な弾塑性設計資料との対応を定める第2段の地震応答解析の蓄積が必要であり、従って現在の段階では動的終局耐震設計法の全フィードバックループに従って諸種の検討を加えて耐震設計資料を整備して、妥当な構造設計法を完成して行かねばならない。

2.2 地震応答解析における諸仮定

前項に述べた如く地震応答解析に際してはその段階に応じて妥当地震波外乱群、構造物系の動力学モデル、耐震安全性判定の尺度を設定しなければならない。しかも3者は相互に関連し独立に定めることは出来ないと共に、現在の段階では夫々について不明確な点が多く存在し、確定的にこれを定めるには未だ多くの

研究にまたねばならない。従って現在の段階では、個々の地震応答解析の諸条件に応じて、最も本質的であると考えられる組み合わせを総合的に決定し応答解析を実施しなければならない¹⁾。

地震波外乱群の想定：地震波はその強度と波形関数によってその特性が定まるが、それらは地震の発生機構、規模、波動媒体地盤の性状等に応じて異り種々の要素の複合された結果時系列波として見た場合極めて不規則であり、従って設計に予想すべき地震波としては確率統計的に把握されるべきであるが、耐震工学上関心のある世紀的な激震記録の信頼出来る資料は殆んどなく、また近い将来に出揃うことも考えられない。従って現在の段階では地震波パターンの設定に次の3つの方法が採られている。第1は過去の大地震の記録を対象にする場合である^{7)~10)}。これは主として米国西海岸の硬地盤上の構造物地下階に設置された強震計の記録であることから、地震波のランダム性と非定常性を表わしてはいるが、個々の構造物と地盤のフィルター作用、フィードバック作用を受けた1つのレスポンスであること、構造物及び地盤の固有性を除き得ないこと等において妥当性と一般性を欠くと考えられる。第2の方法は地震波の不規則性、非定常性と構造物のフィルター作用に注目して、地震波と構造物系の周波数帯域の関係から地震波外乱を地動加速度、地動速度、地動変位の尺度に関して一定の強度の要素波形群の内から、構造物に最も破壊的な地震波を選び出す方法である^{1)~3)}。強震は予想し難い種々の要素を含むが、その波形に着目すると周波数に関してその振巾特性が存在し、その性状は地震動の規模、発震機構等によって異なるが一般的に低周波域で小さく高周波域で大きい。一方、構造物系の耐震安全性の尺度が変位系統のものであれば系の固有周波数の関係で、周波数が大から小に移るにつれて外乱の加速度、速度、変位と応答量の相関が大きい。このような定性的な関係に基づいて、構造物と地震波外乱の周波数比が大きい場合は同一地動加速度、1近傍の場合は同一地動速度、小さい場合は同一地動変位で規制される一群の要素波から、最も不利なパターンを加速度波形関数として、例えば正弦波或いは矩形波1波として見出し、更に最も不利な周波数を有する地震波を設計対象とするものである。この時、波数の問題は強震の内では構造物に破壊的な影響を及ぼす波の数は高々数波を超えないと推定されるほか、変位系統の耐震安全性の尺度を用いるならば、その非共振性と大きな減衰とから最大応答量に殆んど影響を与えない^{11), 13)}。しかし、耐震安全性の尺度に変位系統以外のもの、例えば消費エネルギー率や或るレベルに達する応答の繰返し回数等地震波の継続時間が問題となる場合や、一般に比較的減衰の小さい弾性設計の場合には1波のみの想定は妥当ではないことは勿論である。第3の方法は、地震波の非予測性と不規則性に注目して、これを確率統計的に把握しようとする方法である。これは地震波形関数の振巾密度分布関数、或いは自己相関関数及びそれから導かれるスペクトル密度の概念を用いて解析し^{14), 15)}、white noise に或る特性を加えることによって地震波模形を作製するものである。このような確率統計的な地震波パターンの想定法は比較的減衰性が乏しく、地震時に選択非定常共振が問題となる弾性設計法において特に重要であるが、激震を対象とした場合に構造物系の挙動が、当然非線型領域にまで及ぶ事実を如何に解釈してゆくかと云う点で問題が存在している。

構造物系モデルの設定：構造物系モデルの設定は前項の地震波外乱群の想定と関連して総合的、有機的に定められねばならない。ここでは構造物と地盤が総合してフィードバック系を形成すること¹⁶⁾、地盤がエネルギー消散に重要な役割を果たすこと^{17)~19)}、周辺地盤の塑性挙動が上部構造応答に大きく影響すること^{11), 13), 18), 19)}、その他構造物系の減衰性の評価、構造物系の選択共振性の問題等の多くの要素を表現し得るモデルを選ぶ必要がある。一般にモデルには、上部構造の構造材料、構造形式と下部構造を形成する構造物地下部分の状況及び地盤条件に対応し、現実の構造物系の動力学の性状を本質的に把握すると同時に、耐震設計の自由度に拘束を加えることのないように考慮を払わなければならない。従って、一般に構造物と地盤を一体として動力学モデルは設定されるが、通常、多質点系^{9), 20)} 連続体と質点系の複合系^{11), 21)}、線型伝達関数で表現される半無限体と質点系の複合系^{17)~19)}として抽象されて来た。動力学モデルの設定は構造物系の動的性状にあらかじめ規制を加えることであり、従ってこれが地震応答に決定的な性格を与えるものであるが、それ自身決定すべき設計対象であるから、設計原理に対応して充分妥当性を有するもので

あると共に、定量的に設計に適用出来る具体性と自由性を兼ね備える必要がある。

耐震安全性の尺度の選定：構造物系の耐震安全性を判定するには、構造物系の構造材料、構造形式、構造物の機能等に対応して、構造物系各部の動的破壊または機能の障害を規定する限界値を示す尺度を用いなければならない。一般には単一の量で規定されるものではなく、数種の複合量またはその関数の不変量として規定されると考えることが出来るが、現在の段階ではこれ等は未だ不明確な点が多く基礎的な理論的研究及び実験的研究にまたねばならない。しかしながら動的耐震設計のための応答解析の出力として、耐震安全性を示す何らかの尺度を採用しなければならないので、現段階において第1義的に重要であると見なされる尺度を選定する必要がある。弾性構造物系においては変位と応力は一対一に対応するので変位を採用することが出来るが、弾塑性構造物系においてはこの対応は破れ、履歴を介して関係は複雑化して来る。そこで弾塑性変位を弾性限変位に対する比で表わした靱性率^{2)~6), 8), 12), 13)}が変位系統の耐震安全性を判定する重要な尺度と考えられる。この量は準静的に構造物に蓄え得るポテンシャル・エネルギー量に関連するもので、一般の靱性材料及び架構方式の構造物の瞬時的な破壊に結びつく終局耐力を表わすものとして用いることが出来る。一方、変位系統の尺度が或る限界値内に収まっているとしても、履歴の繰返し回数が許容限度を超えると疲労破壊を起すことがあり、また履歴による消費エネルギー量にも当然限界値が存在すると考えられ、靱性率と共に総履歴消費エネルギー量を弾性限ポテンシャル・エネルギーに対する比で表わした履歴消費エネルギー率²⁾が耐震安全性を判定する尺度の1つの要素となる場合も考えられる。また、基礎に対する転倒モーメントは高層建築物の設計においては検討されねばならない量の1つであり、この量を弾性限層モーメントに対する比で表わした転倒モーメント率^{3), 4)}も副次的ではあるが耐震安全性判定の1つの尺度である。いずれにしても一般には種々の要素を複合して耐震安全性の尺度は定められるべきであるが、各構造物系の耐震設計原理に対応して最も重要な要素を選定してこれを出力応答として採用しなければならない。耐震設計への量的応用の便宜上、耐震安全性の尺度は無次元量であることが望ましいのは勿論である。

2.3 地震応答解析の手法と意義

構造物の動的耐震設計法を確立するためには既に述べたように、各段各次における地震応答解析とそのフィードバックによる耐震安全性の検討が重要である。地震応答解析は地震波外乱群、構造物系モデル、耐震安全性の尺度が妥当に選ばれと実施が可能となる。基礎方程式は一般に非線型齊次連立微分方程式で表わされ、地震波外乱の非正常性から非線型非正常振動問題として定義される。解法としては、古くは図解法^{22), 23)}が用いられたが広いパラメーター領域での解を求めるには労力を必要としすぎた。また非線型系をpoly-linear系に抽象し任意線型分枝上の一般解を求めて、有限区間毎に解析的に接続する方法も可能とされた^{1), 11), 20), 21)}。近年電子計算機の発達により広範な耐震解析領域での解を得ることが可能とされて来た。これには階差法系列の数値積分法を用いるディジタル計算機の使用^{2), 7)~9)}や非線型項をsimulaterで置換して模擬回路を用いるアナログ計算機の使用^{3)~6), 12), 13), 17)~19)}があり、多くの耐震設計基礎資料を提供して来ている。

理想的な形態としての耐震設計は、完備された耐震設計資料から想定される地震波外乱群に対して、適正な動力特性を 妥当な耐震安全性の尺度に関して見出して 静的計算の形で 利用出来るようにすべきであるが、現段階では望むべくもない状況であり、耐震設計基礎資料の充実のための第1段地震応答解析、及び個々の設計された構造物の耐震安全性の動的検討としての第2段地震応答解析が必要である。しかし第2段の過程に属する耐震安全性の動的検討に際しては、当然普遍的な尺度で定量的に対象を評価しなければならない。即ち、個々の設計された構造物に固有な動力特性と地震応答性状は、普遍的な尺度に関して整理されることによって解析結果に含まれる固有性を消去して普遍的な資料として耐震設計のための基礎資料に再び還元される訳である。かくして第2段地震応答解析は単に個々の設計された構造物の耐震安全性の動的検討に留まらず、大きなフィードバック・ループを経て耐震設計資料として蓄積される。この過程は§4に詳しく述べられる耐震設計資料の誘導の過程であり、得られる結果は第2段地震応答解析の副次的産物ではなく

本質的成果なのである。

§3 地震応答解析

本論文では構造設計された高層構造物の第2段1次の応答解析について取り扱う⁵⁾。対象とされる構造物は地上35階、地下4階として設計され、4階以上は、柱：鉄骨及び軽量コンクリート造、梁：純鉄骨（I型鋼）造、3階以下は、柱：鉄骨鉄筋コンクリート造、梁：鉄骨コンクリート造である。構造物は頂部より1階まではほぼ様な正方形平面を有し、地下部はやや大きく広がっている。構造設計にあたって数種の剪断力係数の分布形を仮定した場合、及び使用鋼材の種類を数種仮定した場合に応じて6つの構造物を想定し解析の対象とする。

3.1 地震波外乱群と動力学モデルの設定

地震加速度外乱波形関数としては、比較的継続時間が長く加速度振巾が様な強震記録の1例として *El Centro* 地震 (May18, 1940) の *NS* 成分及び *EW* 成分の加速度波形を構造物系モデルの関連において採用する。両波形はその正規化波形関数の自己相関関数及び振巾密度分布関数から、比較的正規分布に近い振巾確率密度を有し、スペクトル密度における卓越周期成分パワーに対する雑音成分パワーが大きく、約10程度である。また、比較的低域におよぶ広い雑音周波数帯域を有している。両者のうち、*EW* 波形は *NS* 波形に比して大きい振巾自乗平均値を示している^{14), 15)}。構造物系と地震波外乱の周波数関係に安全率を考慮すると同時に、応答の周波数パラメーターに対する安定度の検討を行うために正規化波形関数の継続時間 T_d を標準継続時間 T_{d_s} に対して(1)に従って変化させる⁵⁾。

$$T_d = \rho' T_{d_s} \quad (1)$$

この研究では $\rho' = \frac{4}{6} \sim \frac{9}{6}$ を考慮する。

構造物系モデルは基礎固定の一次元剪断型7質点系とする。ここでは波動媒体地盤および周辺地盤の連成効果は、長周期構造物を想定すること、高層構造物の基礎支持条件は当然堅固にさるべきであること等によって除外する¹³⁾。また曲げ振動成分及び捩れ振動成分の連成度は比較的小さいことが予想されるのでこれを見捨てる。構造設計によって算出された原構造物の長期軸力に対する考慮を含めた質量、剛性、強度により4～7層づつを1つの層に置換する。質量は合算して与え、剛性は直列型に配列されているとして合成し、強度は平均値とする。なお、置換された動力学モデルの基本振動周波数を原構造物の基本振動周波数に一致させるために剛性を定数で補正するものとする⁵⁾。置換された動力学モデルの復元力特性は *bi-linear* 型の履歴特性とし、その初期剛性 K_{1i} 、及び弾性限強度 B_i には上記の値を採用する。6種の構造物は夫々 A～F のモデルに置換され、置換の対象とされた原構造物の頂部からの層数39層、37層、34層と組み合わせ、例えば A-39、D-37と表わす。これらの動力学モデルの無次元質量分布 $\{m_i\}$ は **Table 1** に、その他の無次元諸動力学特性分布は **Figs. 1～4** に示されている。**Figs. 1～4** の縦軸は抽象化層番号を示し、夫々の巾は原構造物の対応する層数に比例している。また、 $\{K_i\}$ は無次元初期剛性分布、 $\{\beta_i\}$ は無次元弾性限

Table 1 Distribution of mass of models.

Model		A, B, C-39	D, E, F-37	A, B, C D, E, F-34
m_i	7	0.3033	0.4844	1.1141
	6	0.2871	0.4585	1.0546
	5	0.2932	0.4683	1.0771
	4	0.3431	0.5480	1.0504
	3	0.3258	0.5203	1.0497
	2	0.3669	0.5860	1.0804
	1	1.0000	1.0000	1.0000

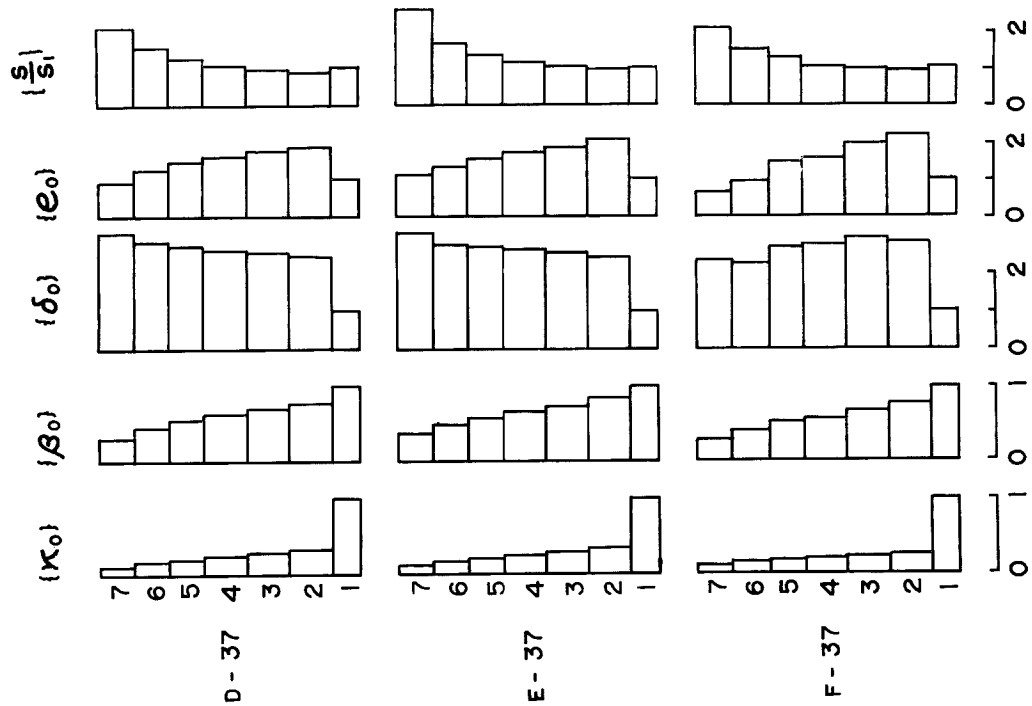


Fig. 2 Distribution of dynamic characteristics, model D-37, E-37 and F-37.

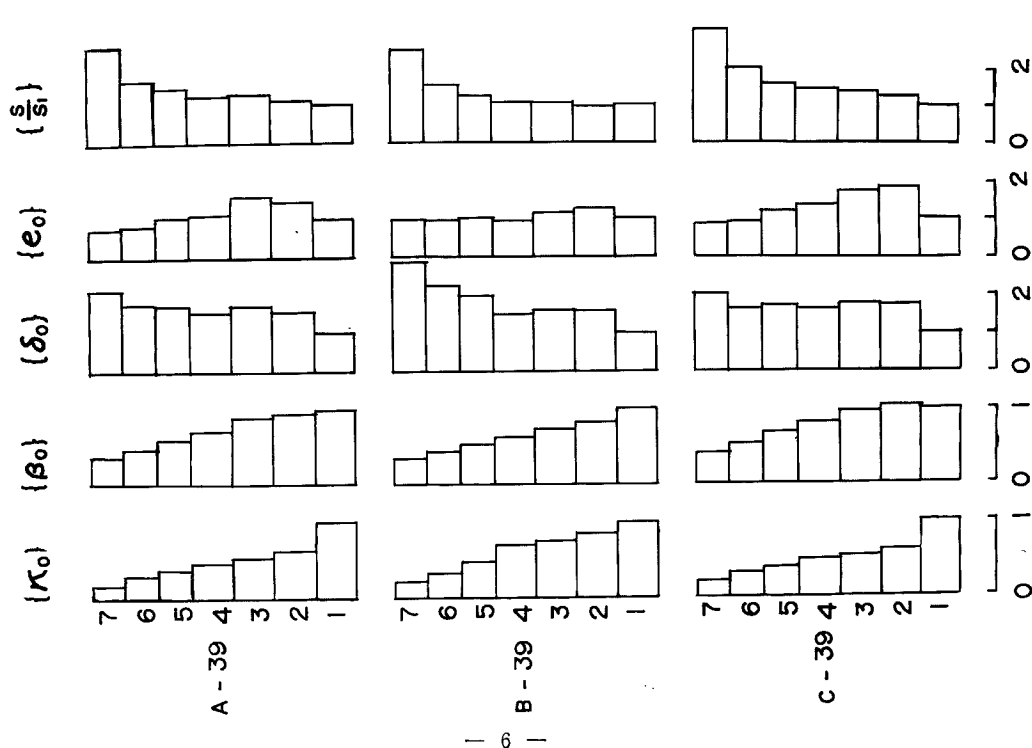


Fig. 1 Distribution of dynamic characteristics, model A-39, B-39 and C-39.

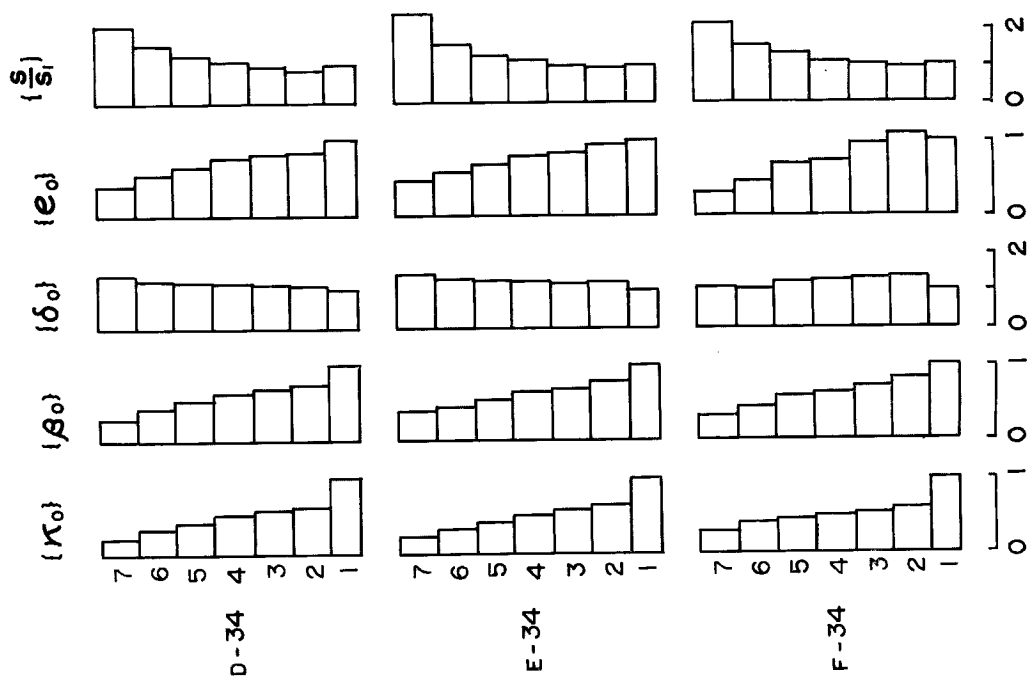


Fig. 4 Distribution of dynamic characteristics, model D-34, E-34 and F-34.

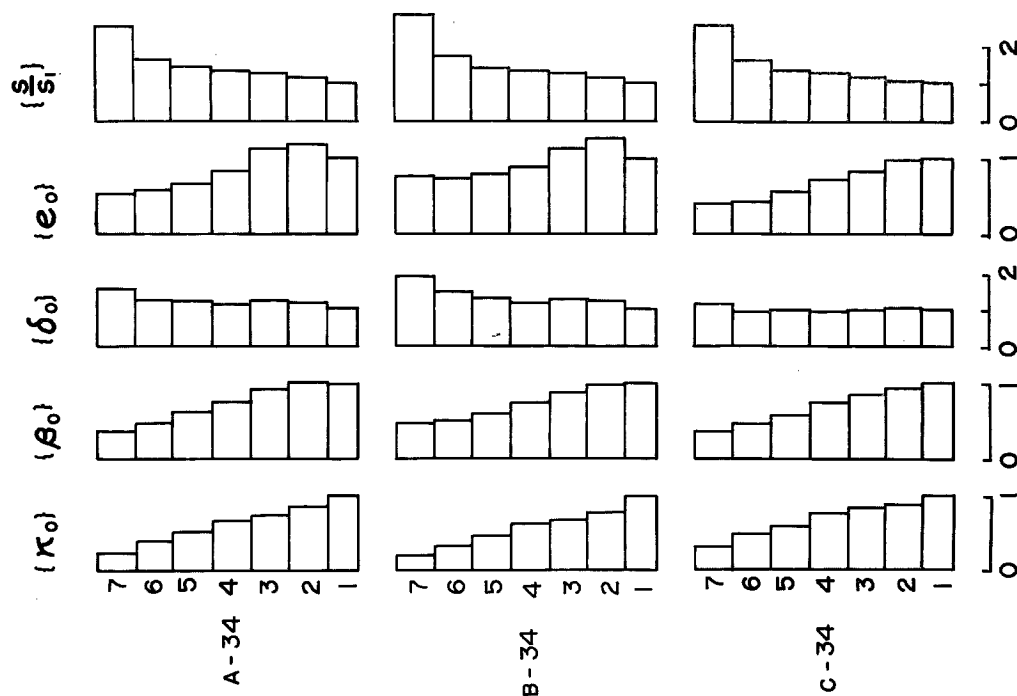


Fig. 3 Distribution of dynamic characteristics, model A-34, B-34 and C-34.

強度分布, $\{\delta_i\}$ は無次元弾性限変位分布, $\{e_i\}$ は無次元弾性限ポテンシャル・エネルギー分布を示し, $\{s_i/s_1\}$ は弾性限強度分布に対する剪断力係数分布を示す。ここに

$$\mathcal{K}_i \delta_i = \beta_i, \quad \beta_i \delta_i / 2 = e_i, \quad s_i / s_1 = \sum_{j=1}^n m_j \beta_j / \sum_{j=1}^n m_j \beta_1 \quad (2)$$

で表わされる。

各動力学モデルの弾性基本固有周期(非減衰) ${}_1T$ は夫々次のとおりである。

A—39	3.84 sec	A—34	3.72 sec
B—39	4.10	B—34	3.99
C—39	3.50	C—34	3.39
D—37	4.16	D—34	4.09
E—37	4.28	E—34	4.21
F—37	4.22	F—34	4.09

3.2 基礎方程式と無次元化

無次元化基礎方程式は次式で表わされる。

$$m_i \frac{d^2 \eta_i}{d\tau^2} + d_i \frac{d}{d\tau} (\eta_i - \eta_{i-1}) - d_{i+1} \frac{d}{d\tau} (\eta_{i+1} - \eta_i) + \mathcal{K}_i \varphi_i(\eta_i - \eta_{i-1}; r_i, \delta_i) - \mathcal{K}_{i+1} \varphi_{i+1}(\eta_{i+1} - \eta_i; r_{i+1}, \delta_{i+1}) = -m_i \alpha \cdot \alpha(\tau), \quad i=1, 2, \dots, 7, \quad \eta_0=0, \quad \eta_7=\eta_8 \quad (3)$$

ここに

$$\tau = \sqrt{\bar{K}/\bar{M}} T, \quad \eta_i = (Y_i - \bar{Y}) / \bar{d} \quad (4)$$

$$m_i = M_i / \bar{M}, \quad d_i = D_i / \sqrt{\bar{M}\bar{K}}, \quad \mathcal{K}_i = K_{1i} / \bar{K}, \quad \delta_i = d_i / \bar{d}, \quad \beta_i = B_i / \bar{B} = K_{1i} d_i / \bar{K} \bar{d}, \quad r_i = K_{2i} / K_{1i} \quad (5)$$

$$\varphi_i(\eta_i - \eta_{i-1}; r_i, \delta_i) = \Phi_i(Y_i - Y_{i-1}; K_{1i}, K_{2i}, d_i) / K_{1i} \bar{d} \\ \alpha = A \bar{M} / \bar{B}, \quad \alpha(\tau) = A(\sqrt{\bar{M}/\bar{K}} \tau) = (d^2 \bar{Y} / dT^2) / A|_{T=\sqrt{\bar{M}/\bar{K}} \tau} \quad (6)$$

ここで, T : 時間, Y_i : i 層絶対変位, M_i : i 層質量, D_i : i 層内部粘性減衰係数, Φ_i : i 層復元力特性, K_{1i} , K_{2i} : i 層復元力特性の初期剛性及び第2分枝剛性, d_i : i 層弾性限変位, $\bar{M}$, $\bar{K}$, $\bar{d}$: 質量, 剛性, 変位の基準量, A : 最大地動加速度振幅, $A(T)$: 地動加速度波形関数, $Y=Y_0$: 地動変位, T_d : 地動継続時間, T_{ds} : 標準地動継続時間, ${}_1T$: 構造物系基本固有周期。

無次元内部粘性減衰係数分布 $\{d_i\}$ は

$$\{d_i\} = c \{\mathcal{K}_i\} \quad (7)$$

の形で与えるものとし, 基本振動の critical damping に対する比 ${}_1h$ は

$${}_1h = c_1 \omega / 2 \quad (8)$$

で表わされる。ここに ${}_1\omega$ は弾性時無次元第1次固有値を示す。本解析では ${}_1h=0\sim 0.05$ として粘性減衰の導入による応答量の定性的, 定量的評価を行う。

また, 第2分枝剛性比分布 $\{r_i\}$ は

$$\{r_i\} = r \{\mu_i\} \quad (9)$$

の形で表現されるが, ここでは $r=0.2$, $\{\mu_i\}=\{1\}$ と仮定する。

3.3 応答量と無次元パラメーター

耐震安全性の第1義的尺度としては(10)に示される最大靱性率のみを取り上げる。普通の架構方式の構造物においては変位系統の尺度が耐震安全性の判定に重要であり¹⁾, 従って基本応答は最大靱性率で定義し, 副次的な耐震安全性の判定量として(11)に示される最大転倒モーメント率を考慮する。

$$\gamma_D = \{\gamma_{di}\} = \{|\eta_i - \eta_{i-1}|_{\max} / \delta_i\} = \{|\dot{Y}_i - \dot{Y}_{i-1}|_{\max} / d_i\} \quad (10)$$

$$\gamma_M = \gamma_{m1} = \left| \sum_{j=1}^n l_j \left\{ \mathcal{K}_j \varphi_j + d_j \frac{d}{dT} (\eta_j - \eta_{j-1}) \right\} \right|_{\max} / l_1 \beta_1 = \left| \sum_{j=1}^n L_j \left\{ \Phi_j + D_j \frac{d}{dT} (Y_j - Y_{j-1}) \right\} \right|_{\max} / L_1 B_1 \quad (11)$$

靱性率に関する応答量は耐震設計資料の誘導に便利なように次の形で表示する。

$$\gamma_D^m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{\gamma_{di}}{\nu_i}, \quad \gamma_D^s = \left\{ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{\gamma_{di}}{\nu_i} - \gamma_D^m \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (12)$$

$$a = \max_i \left(\frac{\gamma_{di}}{\nu_i} - \gamma_D^m \right) / \gamma_D^s, \quad b = -\min_i \left(\frac{\gamma_{di}}{\nu_i} - \gamma_D^m \right) / \gamma_D^s \quad (13)$$

$$\sup_i \left\{ \frac{\gamma_{di}}{\nu_i} \right\} = \gamma_D^m \left(1 + a \frac{\gamma_D^s}{\gamma_D^m} \right) \quad (14)$$

ここに $\{\nu_i\}$ は許容靱性率分布であり、本解析では $\{\nu_i\} = \{1\}$ と選んでいる。また、最大転倒モーメント率に関しては

$$\gamma_M' = \frac{\gamma_M}{\sum_{i=1}^n l_i \beta_i}, \quad \gamma_M'' = \frac{\gamma_M}{\sum_{i=1}^n l_i \beta_i \{1 + r_i (\gamma_D^m - 1)\}} \quad (15)$$

によって考察を行う。

地震応答解析の結果に一般性を持たせ、それから耐震設計資料を導くには、当然解析結果を無次元量で表現する必要がある。解析を実施すべき無次元領域は解析対象となる地震波外乱群と構造物系の強度ならびに周波数特性の相対的關係によって定まる。3.1 で定義した地震外乱群の有次元領域での強度パラメーター値を $A=0.22g, 0.33g, 0.495g$ (g は重力の加速度)，として与え、周波数パラメーター値を $T_d=4/6T_{ds}, 6/6T_{ds}, 9/6T_{ds}$ ，として与える。 T_{ds} は両波形関数の原波形の継続時間29秒に選ぶ。無次元地震波外乱の強度パラメーター及び周波数パラメーターは次式で定義する。

$$\text{強度パラメーター} : \alpha' = \sum_{i=1}^n M_i \alpha = A/s_1 g \quad (16)$$

$$v' = \sum_{i=1}^n m_i v = \frac{AT_d}{s_1 g_1 T}$$

$$\text{周波数パラメーター} : \frac{1}{\rho'} = \frac{T_{ds}}{1T} \frac{1}{\rho} = \frac{T_{ds}}{T_d} \quad (17)$$

ここで

$$\rho = \frac{T_d}{1T}, \quad v = \alpha \rho = \frac{MAT_d}{B_1 T} \quad (18)$$

また経済性を考慮した強度パラメーターとして次の最も併せて用いる。

$$\alpha'' = \frac{\alpha'}{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \beta_i} = \frac{A/g}{s_1 \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \beta_i} \quad (19)$$

$$v'' = \frac{v'}{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \beta_i} = \frac{\sum_{i=1}^n M_i}{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \beta_i} \cdot \frac{AT_d}{1T} \quad (20)$$

3.1 に規定したような地震波外乱群と構造物系モデルに対して、3.3 で定義した地震応答量の解析は、京都大学建築学教室設置の低速間接型アナログ計算機を使用して実施され、その結果は次節に詳しく述べられる。

§ 4 基本応答図と考察

想定されたパラメーター領域における最大靱性率応答を各モデルについて Tables 2~4 に示す。Figs. 5~10に基本的な2%の critical damping ratio を有するA, B, C-39, D, E, F-37の6種のモデルに対

Table 2. Distribution of maximum ductility factor, model A-39, B-39 and C-39.

A/g			0.22			0.33				0.495			
ρ'			2/3	1	3/2	2/3	1	1	1	3/2	2/3	1	3/2
$1/h$			0.02	0.02	0.02	0.02	0.05	0.02	0	0.02	0.02	0.02	0.02
EL CENTRO NS	A-39	7	0.36	0.67	0.95	0.54	0.57	0.97	1.56	1.19	0.77	1.24	1.61
		6	0.39	0.64	1.02	0.59	0.71	0.91	1.52	1.19	0.87	1.24	1.45
		5	0.36	0.63	0.87	0.56	0.70	0.90	1.12	1.07	0.77	1.14	1.18
		4	0.34	0.64	1.07	0.53	0.68	1.01	1.21	1.21	0.74	1.19	1.34
		3	0.30	0.59	0.84	0.46	0.61	0.79	0.83	0.91	0.67	0.96	1.21
		2	0.30	0.61	0.78	0.48	0.63	0.82	0.90	0.91	0.65	1.12	1.36
		1	0.38	0.60	0.76	0.58	0.74	0.89	1.17	1.35	0.79	1.49	2.10
	B-39	7	0.31	0.61	0.91	0.55	0.52	0.93	1.43	1.21	0.88	1.09	1.49
		6	0.38	0.62	1.08	0.54	0.67	1.05	1.47	1.35	0.96	1.25	1.63
		5	0.33	0.62	1.23	0.49	0.70	0.87	1.84	1.22	0.98	1.32	1.68
		4	0.33	0.57	1.32	0.47	0.66	0.89	1.17	1.42	0.95	1.13	1.79
		3	0.31	0.61	1.16	0.44	0.64	0.85	1.02	1.37	0.97	1.14	1.68
		2	0.33	0.67	1.09	0.42	0.62	0.95	1.02	1.36	0.95	1.20	1.66
		1	0.45	0.65	0.86	0.56	0.68	0.99	1.26	1.34	0.90	1.44	2.38
	C-39	7	0.44	0.89	1.62	0.68	0.82	1.23	1.80	1.82	0.86	1.49	1.83
		6	0.50	0.92	1.54	0.82	0.99	1.46	2.03	1.87	1.10	1.58	2.54
		5	0.45	0.80	1.17	0.79	0.95	1.09	1.23	1.57	1.05	1.47	1.57
		4	0.45	0.87	0.98	0.75	0.91	1.06	1.29	1.44	0.95	1.22	1.77
		3	0.41	0.77	0.94	0.68	0.91	1.06	1.05	1.34	0.85	1.39	2.08
		2	0.38	0.87	0.93	0.65	0.97	1.08	1.02	1.30	0.82	1.45	2.17
		1	0.51	1.31	1.26	0.85	1.50	2.00	2.36	2.50	1.23	2.77	4.00
EL CENTRO EW	A-39	7	0.52	0.89	1.08	0.77	0.54	1.17	2.05	1.30	1.19		
		6	0.53	0.66	1.38	0.82	0.75	0.88	1.01	1.61	1.20		
		5	0.54	0.70	1.20	0.88	0.88	0.82	0.90	1.50	1.24		
		4	0.52	0.74	1.16	0.85	1.05	1.29	1.38	1.48	0.93		
		3	0.40	0.67	0.85	0.66	0.86	1.02	1.02	1.20	0.78		
		2	0.40	0.68	0.92	0.65	0.93	1.04	1.01	1.45	0.71		
		1	0.45	0.74	1.28	0.70	0.71	0.92	0.92	1.95	0.94		
	B-39	7	0.38	0.71	1.10	0.78	0.64	0.96	1.21	0.99	1.11		
		6	0.54	0.67	1.16	0.79	0.85	0.92	1.39	1.55	1.47		
		5	0.56	0.79	1.49	0.79	1.06	1.12	1.71	1.80	1.62		
		4	0.57	0.82	1.45	0.76	1.13	1.38	1.76	1.77	1.57		
		3	0.48	0.78	1.47	0.76	1.07	1.18	1.46	1.84	1.19		
		2	0.50	0.67	1.39	0.79	0.92	0.92	1.05	1.91	1.27		
		1	0.50	0.64	1.34	0.83	0.79	0.83	1.30	2.35	1.01		
	C-39	7	1.33	0.98	1.40	1.49	0.81	1.50	1.98	1.79	1.52		
		6	1.85	1.23	1.02	2.49	1.11	1.46	1.68	2.50	3.02		
		5	1.93	1.20	1.04	2.61	1.14	1.32	1.61	2.45	3.49		
		4	1.46	1.15	0.89	2.18	1.27	1.35	1.27	1.98	3.30		
		3	1.15	1.13	0.70	1.81	1.40	1.66	1.89	2.18	3.07		
		2	0.97	1.01	1.42	1.43	1.22	1.38	1.61	2.45	2.48		
		1	1.51	0.90	2.75	2.39	1.12	1.20	1.40	4.72	3.50		

Table 3 Distribution of maximum ductility factor, model D-37, E-37 and F-37.

A/g			0.22			0.33				0.495			
ρ'			2/3	1	3/2	2/3	1	1	3/2	2/3	1	3/2	
$1/h$			0.02	0.02	0.02	0.02	0.05	0.02	0	0.02	0.02	0.02	
EL CENTRO NS	D-37	7	0.33	0.62	0.98	0.55	0.62	0.93	1.42	1.26	0.81	1.17	1.77
		6	0.31	0.72	0.94	0.52	0.67	1.06	1.63	1.15	0.78	1.42	1.39
		5	0.31	0.66	0.97	0.49	0.67	0.94	1.30	1.08	0.72	1.14	1.27
		4	0.30	0.64	1.09	0.49	0.64	0.93	1.17	1.29	0.73	1.13	1.56
		3	0.34	0.67	1.23	0.52	0.67	0.94	1.07	1.38	0.78	1.16	1.81
		2	0.41	0.66	1.20	0.59	0.66	0.99	1.37	1.36	0.85	1.25	1.94
		1	0.51	0.76	0.91	0.74	0.72	1.15	2.02	1.05	1.10	2.05	2.30
	E-37	7	0.45	0.62	1.04	0.64	0.64	0.84	1.32	1.38	0.91	1.18	1.47
		6	0.50	0.81	1.14	0.72	0.84	1.27	2.00	1.42	1.10	1.74	1.44
		5	0.39	0.81	1.26	0.71	0.89	1.26	1.32	1.51	1.19	1.82	1.77
		4	0.45	0.82	1.53	0.71	0.85	1.14	1.08	1.82	1.16	1.47	2.16
		3	0.49	0.98	1.70	0.70	0.96	1.24	1.42	2.04	1.33	1.64	2.60
		2	0.50	0.83	1.23	0.76	0.85	1.04	1.22	1.57	1.21	1.67	2.86
		1	0.66	0.87	1.07	1.01	1.00	1.75	2.80	2.25	1.72	3.85	4.20
	F-37	7	0.39	0.64	1.02	0.59	0.67	0.90	2.04	1.36	0.86	1.24	1.88
		6	0.43	0.71	1.06	0.64	0.84	1.08	1.65	1.40	0.96	1.66	1.86
		5	0.37	0.69	1.02	0.56	0.82	0.96	1.19	1.18	0.82	1.32	1.24
		4	0.43	0.82	1.46	0.62	0.92	1.31	1.25	1.92	0.93	1.67	2.32
		3	0.42	0.80	1.36	0.60	0.92	1.17	1.36	1.88	0.85	1.58	2.28
		2	0.37	0.76	1.12	0.59	0.87	0.96	1.00	1.42	0.84	1.42	2.32
		1	0.53	0.90	0.94	0.80	0.93	1.45	2.63	1.46	1.20	2.98	3.06
EL CENTRO EW	D-37	7	0.50	0.56	0.90	0.68	0.70	0.77	1.32	1.24	1.08	1.10	1.42
		6	0.56	0.66	1.09	0.84	0.84	0.87	1.62	1.29	1.12	0.99	1.49
		5	0.56	0.70	1.27	0.84	0.94	0.97	1.42	1.75	1.24	1.42	1.52
		4	0.52	0.78	1.32	0.76	1.02	1.12	1.52	1.92	0.98	1.75	1.70
		3	0.60	0.80	1.33	0.88	1.06	1.23	1.42	2.07	1.06	1.75	2.09
		2	0.60	0.72	1.34	0.88	0.92	1.00	1.22	1.92	1.20	1.25	2.18
		1	0.66	0.70	1.06	1.00	0.74	1.06	2.00	1.27	1.52	1.87	2.36
	E-37	7	0.54	0.60	0.94	0.79	0.68	0.91	1.60	1.16	0.99	1.19	1.73
		6	0.70	0.79	1.51	1.01	0.94	1.02	1.52	2.00	1.37	1.45	2.82
		5	0.73	0.88	1.97	1.01	1.26	1.38	1.39	2.28	1.55	2.13	2.97
		4	0.73	0.96	1.91	0.94	1.40	1.76	1.91	2.16	1.34	2.64	3.06
		3	0.82	0.78	1.98	1.12	1.48	1.79	1.79	2.33	1.27	2.69	3.82
		2	0.76	0.87	1.42	1.08	1.10	1.24	1.11	2.03	1.29	1.27	3.47
		1	0.89	0.94	1.22	1.39	0.92	1.28	2.50	1.72	1.88	2.43	3.10
	F-37	7	0.51	0.65	0.87	0.77	0.71	0.86	1.39	1.49	1.01	1.16	1.46
		6	0.55	0.77	1.09	0.71	0.93	0.93	1.53	1.45	1.11	1.21	2.32
		5	0.53	0.78	1.25	0.82	1.01	0.96	1.39	1.66	1.19	1.30	2.40
		4	0.65	0.90	1.64	0.87	1.51	1.58	1.81	2.16	1.20	2.22	2.92
		3	0.74	0.91	1.42	1.13	1.34	1.49	1.68	1.90	1.16	2.00	2.82
		2	0.72	0.82	1.16	1.07	1.10	1.19	1.36	1.56	1.23	1.38	2.54
		1	0.77	0.85	1.10	1.18	0.89	1.07	2.37	1.35	1.81	2.04	2.42

する諸出力を示す。諸出力はモデルの動力学特性分布と外乱の無次元波形関数および無次元パラメーターのみの関数となるが、夫々の図の左側は諸出力の無次元加速度強度パラメーター α' が一定の条件における無次元周波数パラメーターに関する変動を、右側には無次元周波数パラメーター ρ' が一定の条件における無次元加速度強度パラメーターに関する変動を示している。Tables 5~7 には地震波外乱群の典型的な有次元パラメーターの組に対する諸出力を表示している。Figs. 11~16 にA, B, C-39, D, E, F-37の6種のモデルに対して、左側に無次元速度強度パラメーター v' が一定の条件における無次元周波数パラメーターに関する変動を、右側には基準的な無次元外乱パラメーターの組 ($A=0.33g, \rho'=1$) に対して諸出力に及ぼす critical damping ratio ${}_1h$ の影響を示している。

Table 4 Distribution of maximum ductility factor, model A, B, ..., F-34.

	EL CENTRO NS						EL CENTRO EW					
	A-34	B-34	C-34	D-34	E-34	F-34	A-34	B-34	C-34	D-34	E-34	F-34
7	0.86	0.75	1.11	0.84	0.82	0.98	1.03	0.71	0.90	0.76	0.69	0.78
6	0.92	1.03	1.11	0.98	1.17	1.16	1.10	0.90	1.30	0.86	0.93	0.92
5	1.08	0.93	0.98	0.88	1.14	1.06	1.15	1.14	1.17	0.94	1.20	0.92
4	0.98	0.87	0.95	0.86	0.98	1.14	1.20	1.15	1.18	1.02	1.27	1.47
3	0.92	0.87	0.96	0.86	1.16	0.98	1.04	1.15	1.37	1.20	1.54	1.52
2	0.92	0.89	1.10	0.92	1.19	0.92	1.09	1.03	1.43	1.20	1.32	1.42
1	1.03	0.99	1.37	0.72	0.92	0.80	1.23	1.04	1.59	0.81	0.93	1.08

$$A=0.33g, \rho'=1, {}_1h=0.02$$

Table 2~4 から判るように、応答量は A, ρ' に関する増加関数であり、空間的分布は ρ' に関して類似している。また、 ${}_1h$ に関しては応答量は減少の関係にあり、その空間的分布の性状をも変化させている。内部粘性減衰の導入は高次振動の抑制に大きな効果をもたらすために、不規則外乱の高周波数成分へのフィルター作用と等価的な影響を持つと考えられる。波形関数の影響は応答量の大きさに現れていると同時に、幾分空間的分布の状況にも関係していると見ることが出来る。即ちEW波形の方が一般に大きい応答量を与え、しかもその分散の程度が大である。両波形関数の定性的、定量的比較では、EW波形は比較的低周波数域まで一様なパワーを有していると共に、振巾の自乗平均値も大であり、応答量に及ぼす減衰効果の差異からも判断されるように比較的低次振動成分が卓越しているものと考えられる。

Figs. 5~10から判断されるように出力 $\frac{sup}{i} \{\gamma_{di}/v_i\}$, γ_D^m, γ_D^s は周波数パラメーター $1/\rho'$ の減少関数、強度パラメーター α' 或いは v' の増加関数である。出力 γ_D^s/γ_D^m は $1/\rho'$, α' 或いは v' の弱い関数であるが確定的な関数ではない。また波形の影響を受けるが確定的ではない。むしろ或る平均応答量の範囲では、比較的狭い領域でランダムに変動すると考える方が良い。この変動範囲、平均応答量等が動力学特性分布の影響を強く受けるので、分布の適正度の尺度として採用し得る訳である。出力 a, b については、これ等は全抽象質点数 n に或る程度関係するが、波形関数や動力学特性分布の影響をあまり受けないランダム関数で、その数値は大体0.5~3の範囲に収まる。また $a+b$ の値は2.5~3.5の範囲にあり、 a, b の値の大部分は1~2.5の範囲にあるとみてよい。出力 γ_M', γ_M'' に関しては、 γ_M' は $1/\rho'$ の減少関数、 α' 或いは v' の増加関数とみてよく、ある程度波形関数の影響を受けるが、 γ_M'' は波形関数の影響が比較的少ない。また、 γ_M'' は強度及び周波数の無次元外乱パラメーターの弱い関数であると云える。この場合、大略0.7~0.9の値を示している。

Figs. 11~16 の左側には $v' = \text{const.}$ の条件で諸出力が表示されている。この条件は外乱の側からみれば同

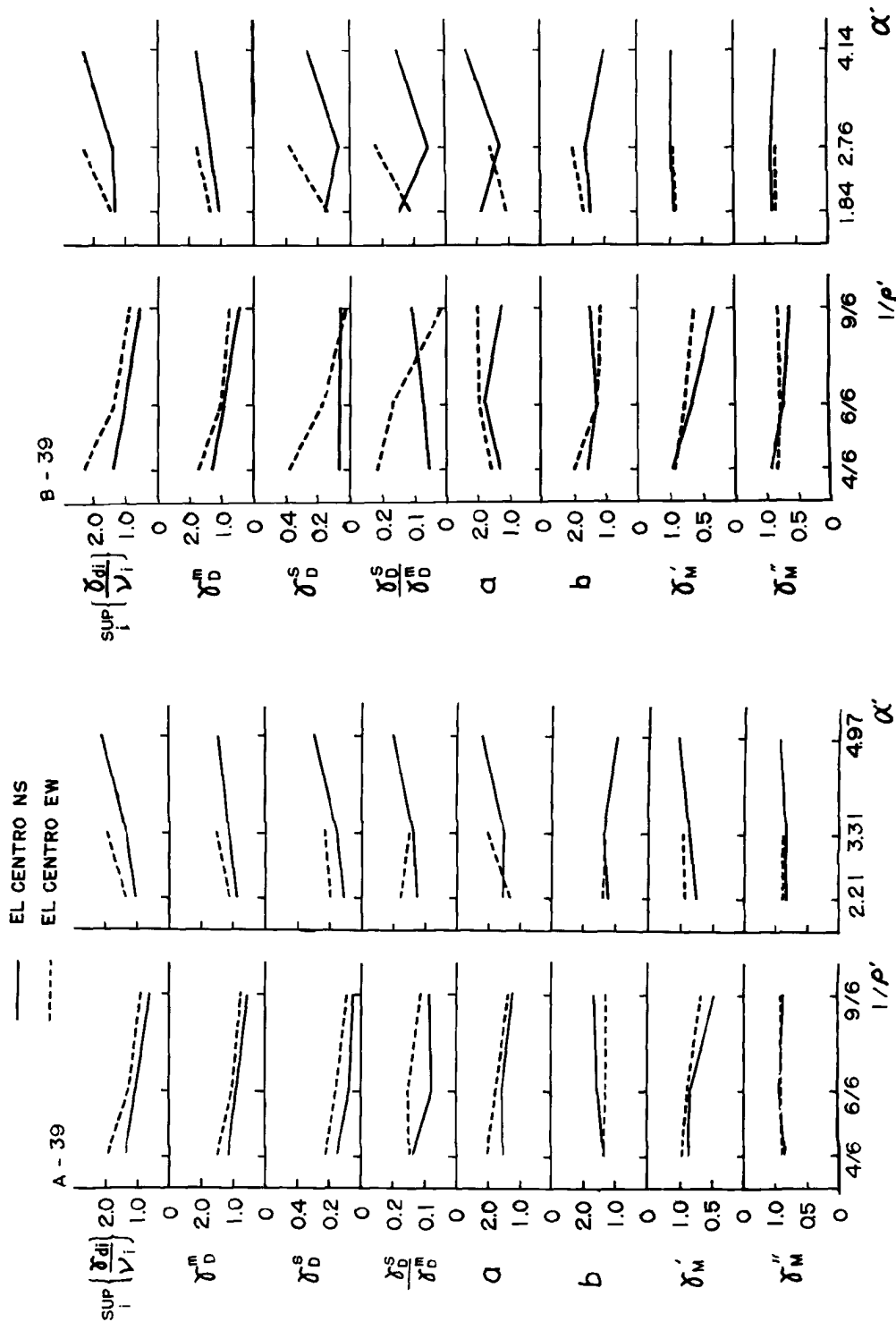


Fig. 5 Effect of the frequency and the strength parameter on the outputs, model A-39.

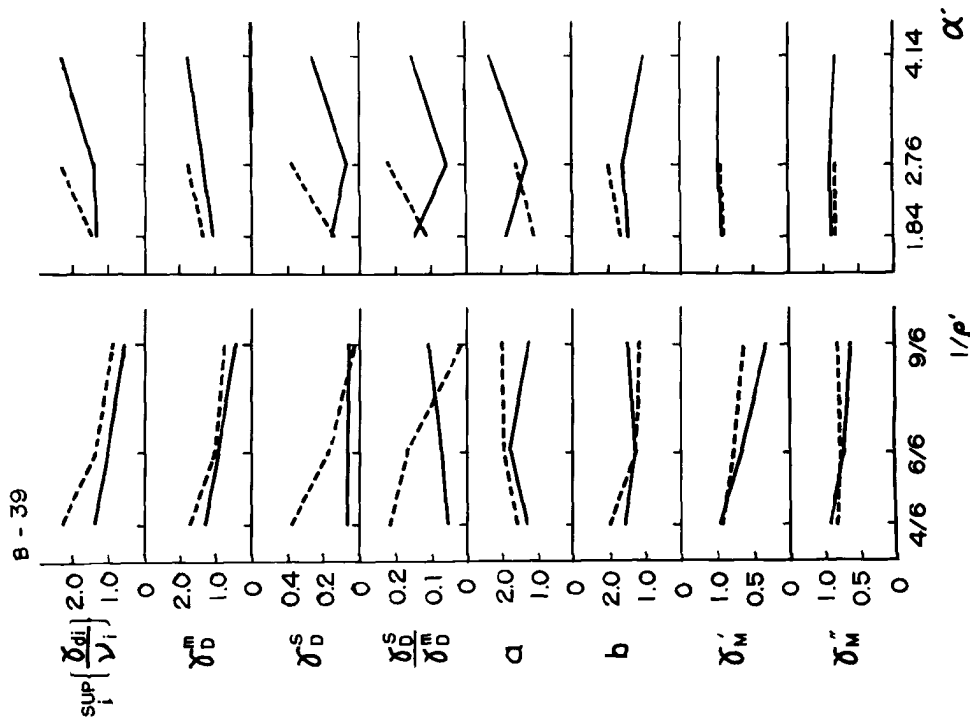


Fig. 6 Effect of the frequency and the strength parameter on the outputs, model B-39.

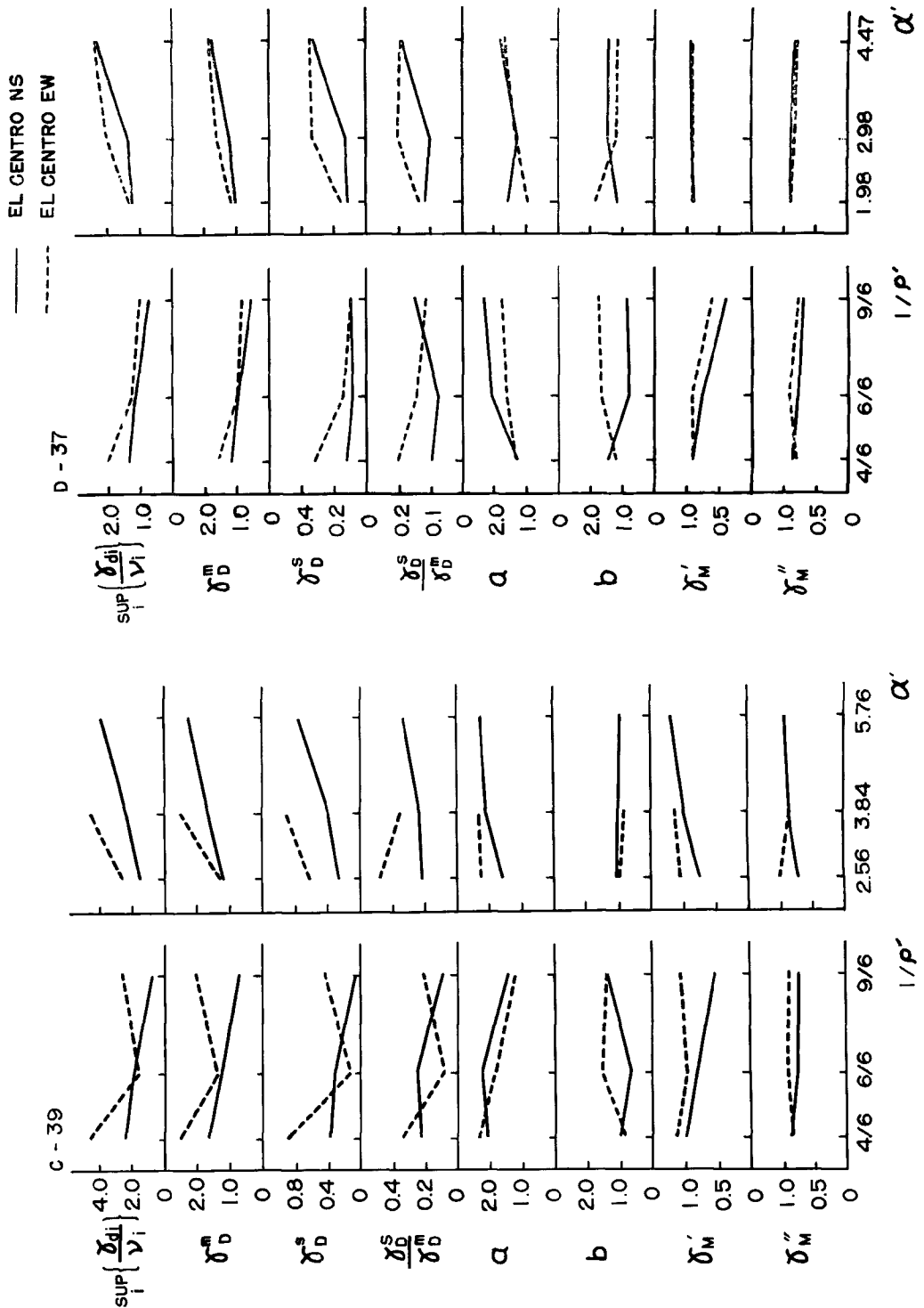


Fig. 8 Effect of the frequency and the strength parameter on the outputs, model D-37.

Fig. 7 Effect of the frequency and the strength parameter on the outputs, model C-39.

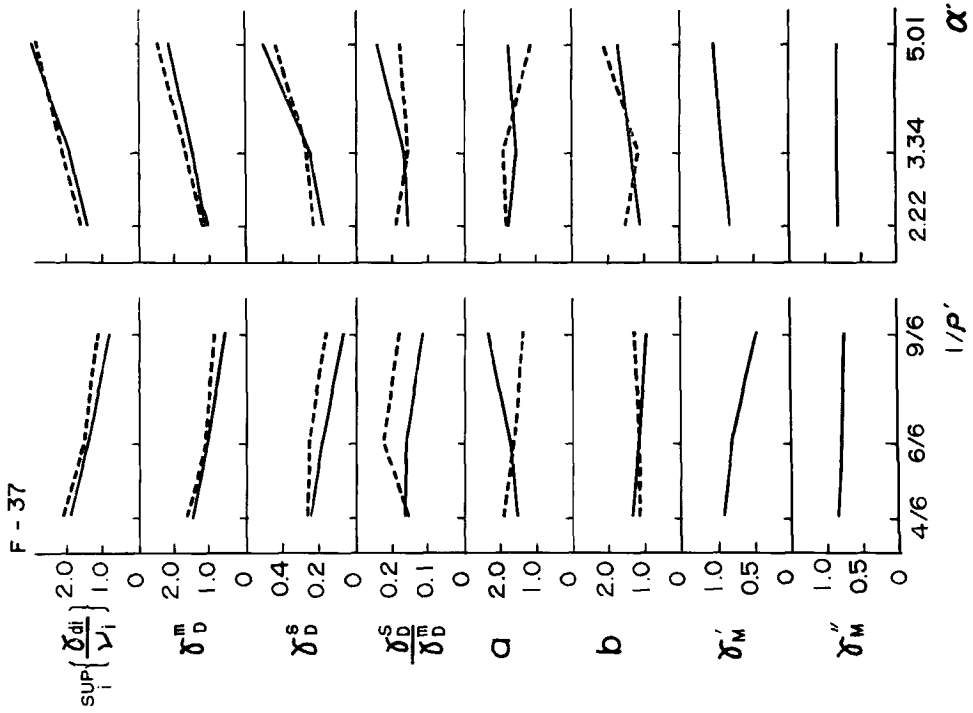


Fig. 10 Effect of the frequency and the strength parameter on the outputs, model F-37.

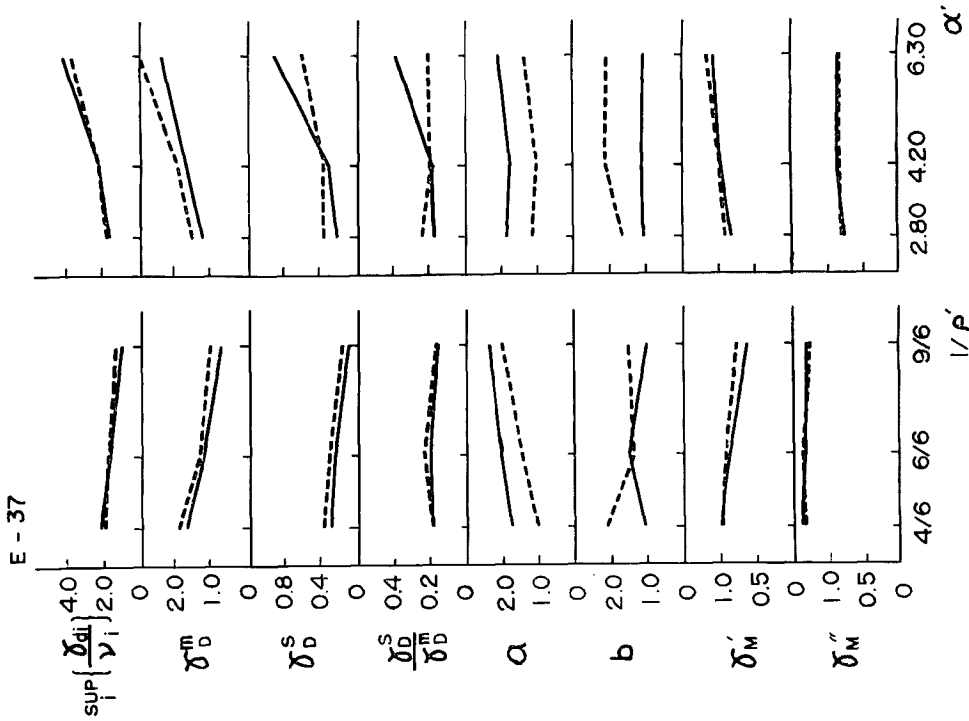


Fig. 9 Effect of the frequency and the strength parameter on the outputs, model E-37.

一地動速度，構造物系の側からみれば同一ポテンシャル・エネルギーを意味することを示し，この種の中域周波数特性値を有する構造物系の動的耐震設計に最も影響の強いのは，地震波外乱群の同一地動速度特性域であることを示している。出力 $\sup_i \{\gamma_{di}/\nu_i\}$ ， γ_D^m は波形関数の影響は受けるが無次元強度パラメーター α' 或いは $1/\rho'$ の弱い関数となる。 γ_D^s/γ_D^m は2個の独立な外乱パラメーター範囲で既に弱いランダム関数であったので， $v'=\text{const.}$ の場合もそれ程異なるものではないが， γ_D^s の変動範囲はこの条件の下で他の無次元パラメーターの影響をあまり受けないことになる。また出力 γ_M' ， γ_M'' に関しては $v'=\text{const.}$ の条件では両者とも無次元パラメーターの弱い関数となる。**Figs. 11~16**の右側から，内部粘性減衰の増加は $\sup_i \{\gamma_{di}/\nu_i\}$ および γ_D^m を減少させ，概して内部粘性減衰の小さい範囲程その抑制効果の rate が大きいことが判る。また内部粘性減衰の増加は一般的に γ_D^s を減少させるがその rate は当然の結果として，粘性減衰の小さい範囲で大である。しかし，その詳しい性状は波形関数によって異なり，NS 波形の方が大きい抑制効果を示している。 γ_D^s/γ_D^m に対しても同様な一般的傾向があるが，EW 波形に対しては比較的弱い影響しか示さず，逆に粘性減衰の増加が γ_D^s/γ_D^m を僅かではあるが増加させることもあることを示している。一方， γ_M' ， γ_M'' は内部粘性減衰の弱い関数となるが， γ_M'' は概してその増加関数となる傾向があるのが一般である。以上のように内部粘性減衰の導入は一般に応答量抑制と安定化に効果があることが確認されるが，特に $\sup_i \{\gamma_{di}/\nu_i\}$ ， γ_D^m に対しては $1h=0.05$ 以上でもなお抑制効果は大きいと考えられる。先に構造物系モデルに対して $v'=\text{const.}$ の条件が大略同等な値の平均応答 γ_D^m を与えること，即ち γ_D^m が無次元パラメーター v' の関数となることを示したが，この関数形は勿論外乱の無次元化波形関数と構造物系モデルの動力学特性分布の影響を受ける。**Fig. 17** に各波形関数と $1h=0.02$ の各構造物系モデルに対する γ_D^m の v'/T_{ds} 図を示す。この図から少くとも $\gamma_D^m=0.5\sim 3$ ， $1T=2.5\sim 6.0\text{sec}$ 程度の範囲では， γ_D^m の v'/T_{ds} に関する関数は原点を通る直線で近似することが出来，この勾配が波形関数と構造物系モデルの動力学特性分布および粘性減衰係数の関数となるであろうことが予想される。耐震設計資料としての使用上の便宜も考えて，ここでモデルの動力学特性分布を消去した形で $1h=0.02$ の内部粘性減衰の場合の各波形関数に関する最大靱性率の標準平均応答量 $s\gamma_D^m$ を **Fig. 17** のプロットから最小自乗法で定め，同図中に実線で示してある。

$$s\gamma_D^m = k \frac{v'}{T_{ds}} = k \frac{AT_d}{s_1 g_1 T T_{ds}} \quad (21)$$

$$k=1.143(\text{sec}), \quad \text{for} \quad El \text{ Centro NS}$$

$$k=1.381(\text{sec}), \quad \text{for} \quad El \text{ Centro EW}$$

Tables 5~7 に構造物系モデルについて，各モデル耐震安全性及び動力学特性の適正度を判定しその改善の方向を与え，更に一般的に耐震設計資料の誘導に最も大きい関連を持つと考えられる最大靱性率応答に関する諸出力を2種の波形関数に対して一括して示してある。各欄の上段は NS 波形の場合，下段は EW 波形の場合である。**Tables 6, 7** の a ， b 欄には夫々の発生層番号が記してある。耐震安定性の判定に必要な $\sup_i \{\gamma_{di}/\nu_i\}$ は γ_D^m と $\alpha\gamma_D^s/\gamma_D^m$ から定まる。動力学特性の適正度の尺度は γ_D^s/γ_D^m 或いは $\alpha\gamma_D^s/\gamma_D^m$ で与えられる。 a ， b は夫々規準化最大靱性率 $\{\gamma_{di}/\nu_i\}$ の最大値，最小値に対応し，耐震解析領域 R において a ， b の発生する層の間に明白な傾向が見出されるならば，動力学特性の分布をそれに対応させて改善させる方向が指示されていると考えて良い。**Table 8** には， γ_{di}/ν_i の γ_D^m に対する比を耐震解析領域 R に於ける平均値 $\langle \gamma_{di}/\nu_i/\gamma_D^m \rangle_R$ で示してある。各欄の上段は NS 波形の場合，中段は EW 波形の場合，下段はその平均値である。この3つの表から判断すると A-39，B-39，D-39の動力学特性は比較的適正分布と見なされる。次いで F-37，E-37の順に良好で C-39は明らかに分布性状が悪いと云える。しかしながらここで適正と判断された A-39，B-39，D-37の分布性状にも尚改善の余地はある。 a ， b で示される最大或いは最小応答量の発生位置の頻度及び **Table 8** の平均応答量に対する規準化最大靱性率の比の平均値

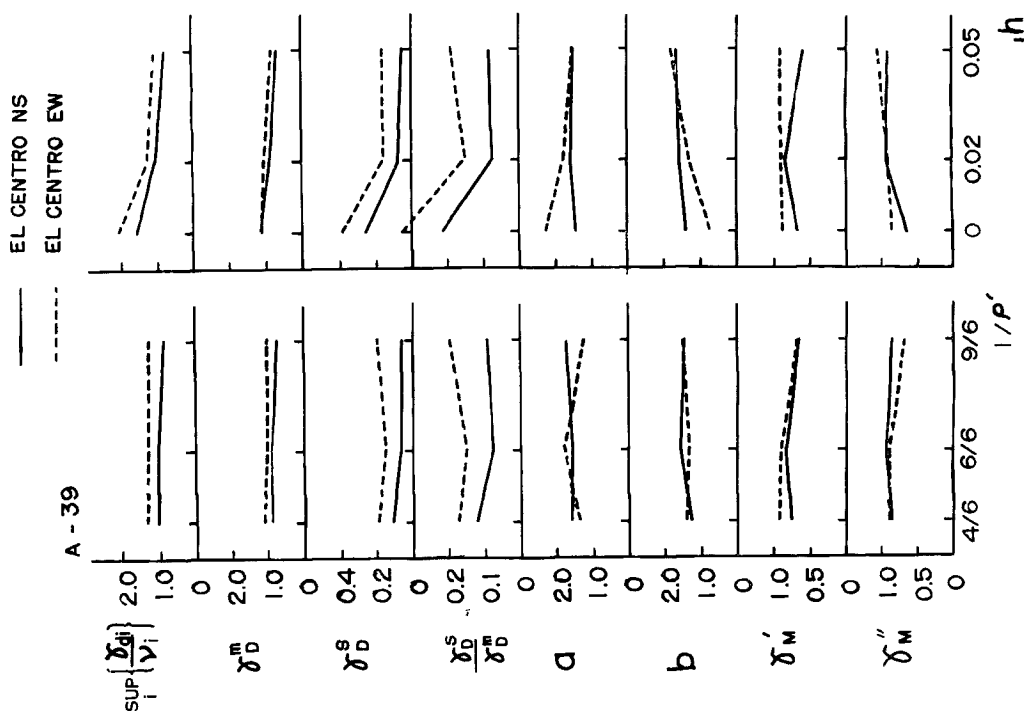


Fig. 11 Effect of frequency parameter under the condition of constant ground velocity and critical damping ratio on the outputs, model A-39.

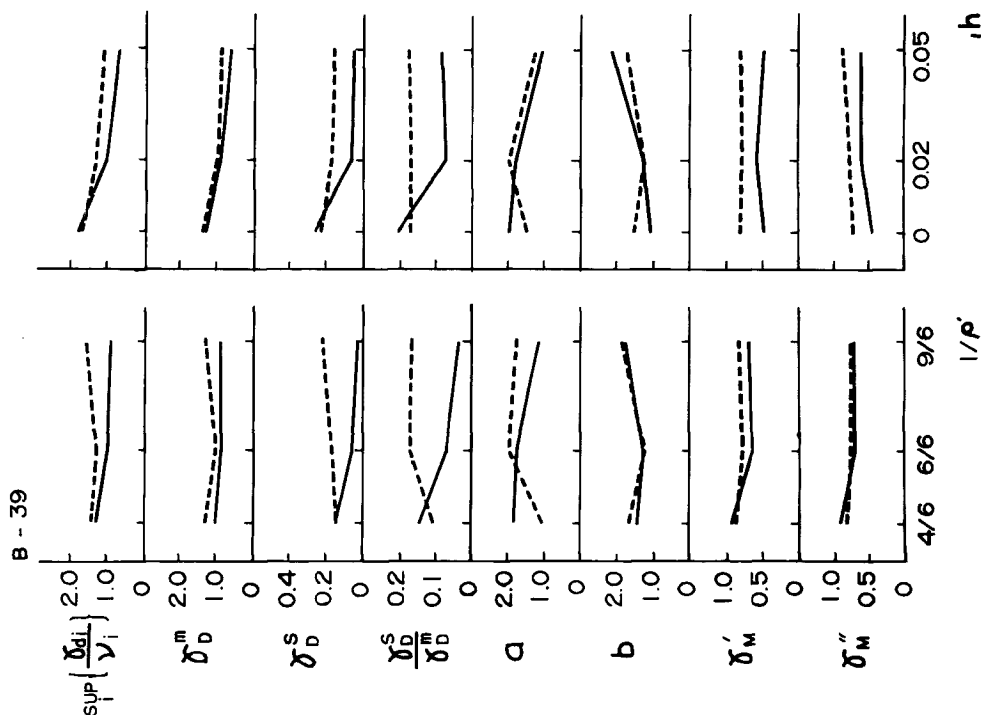


Fig. 12 Effect of frequency parameter under the condition of constant ground velocity and critical damping ratio on the outputs, model B-39.

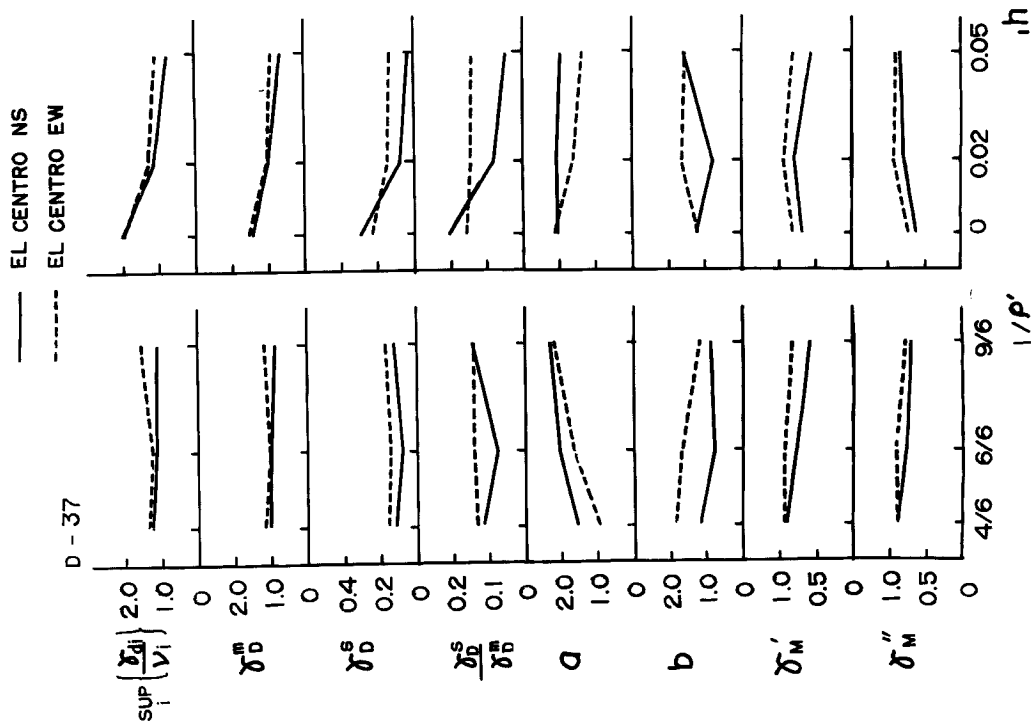


Fig. 13 Effect of frequency parameter under the condition of constant ground velocity and critical damping ratio on the outputs, model C-39.

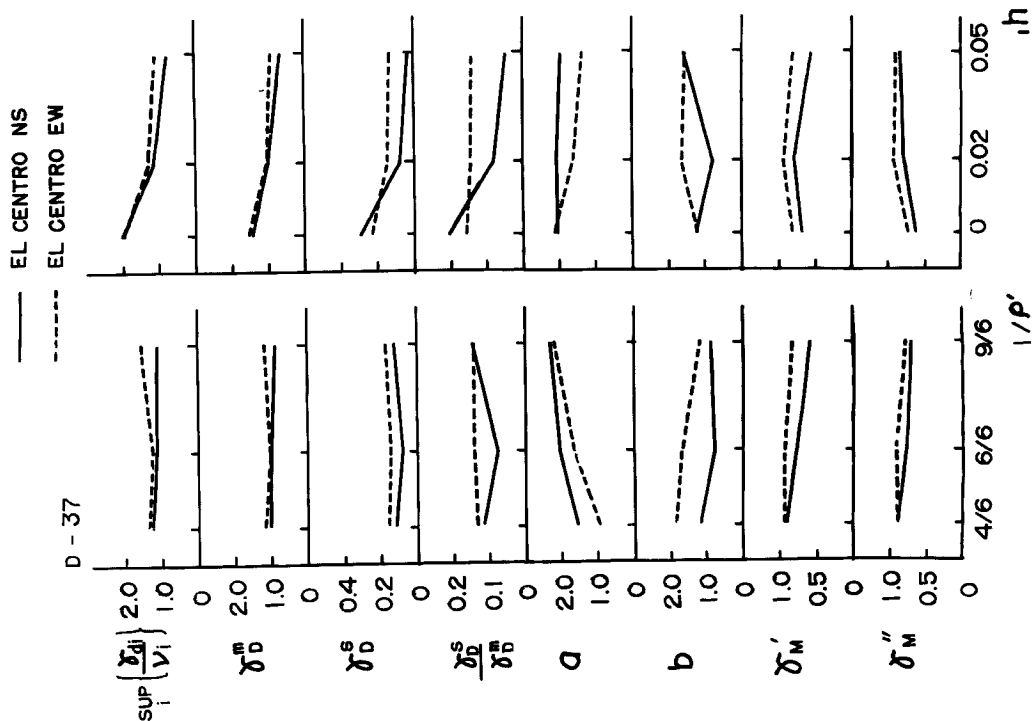


Fig. 14 Effect of frequency parameter under the condition of constant ground velocity and critical damping ratio on the outputs, model D-37.

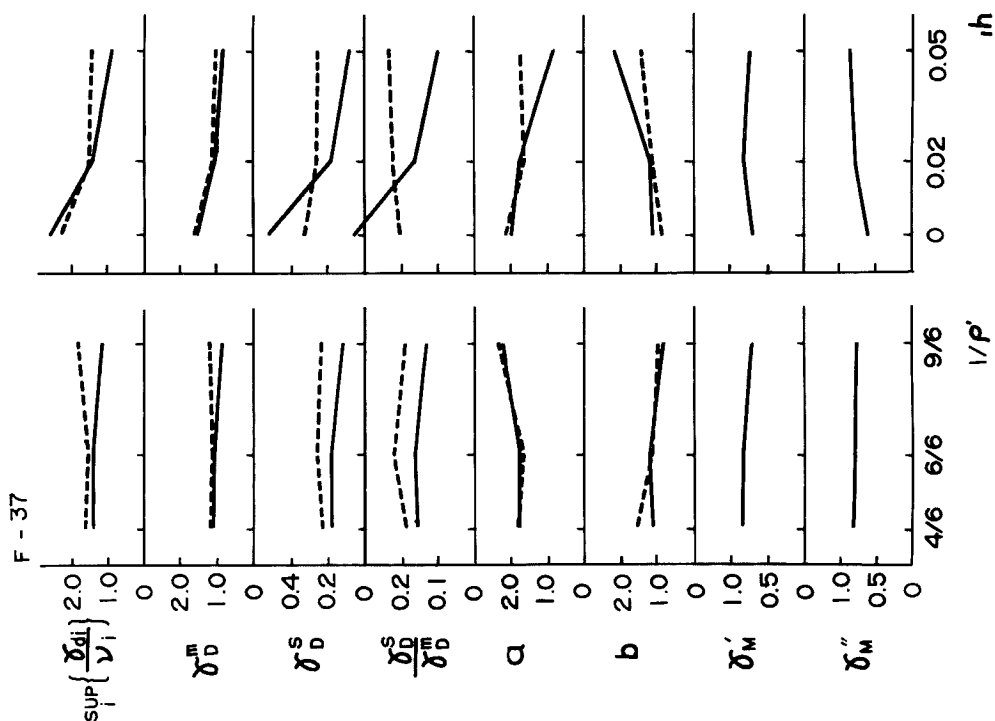


Fig. 16 Effect of frequency parameter under the condition of constant ground velocity and critical damping ratio on the outputs, model F-37.

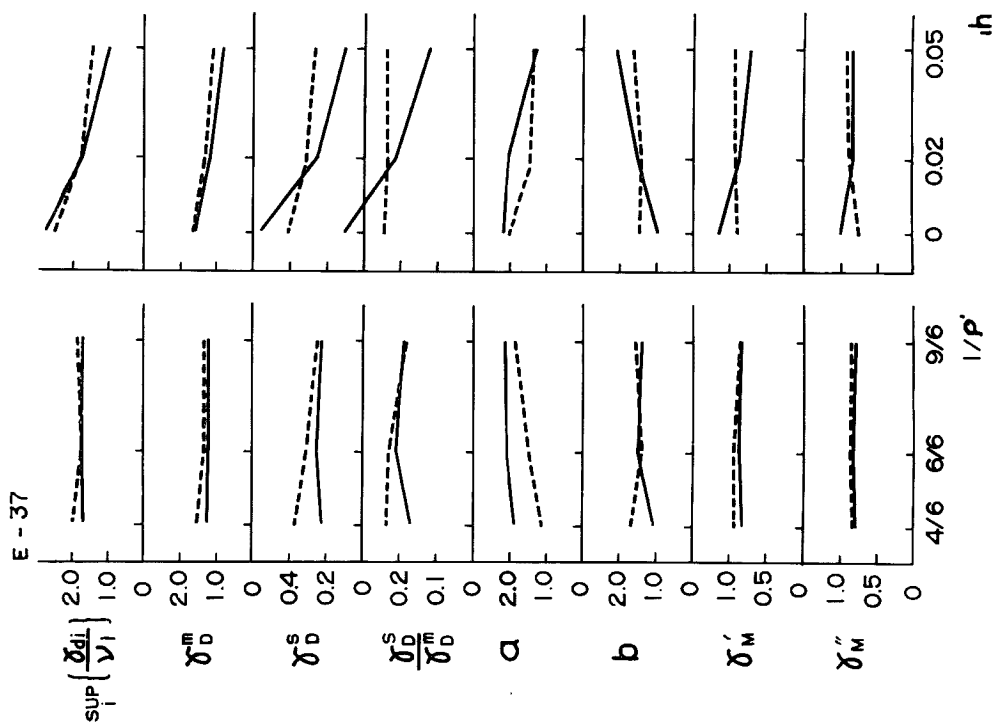


Fig. 15 Effect of frequency parameter under the condition of constant ground velocity and critical damping ratio on the outputs, model E-37.

から判断すると、各動力学モデルの地震応答量の分布性状は次のようになる。

A-39: 2, 3 層の応答量がやや小, 1, 6, 7 層の応答量がやや大である。

B-39: 7 層がやや小, 1, 4, 5 層がやや大である。

C-39: 2 層が小, 3, 7 層がやや小, 1 層が大である。

D-37: 5, 7 層がやや小, 1, 2, 3 層がやや大である。

E-37: 7 層が小, 6 層がやや小, 1, 3 層が大である。

F-37: 7 層が小, 5 層がやや小, 1, 3, 4 層が大である。

動力学特性分布の改善の方向を見出すためには、地震応答量の分布性状と動力学特性分布の間の相関が見出されなくてはならない。上記の応答分布性状と Fig. 1, 2 に示した正規化モデルの弾性限強度分布 $\{\beta_i\}$ および弾性限ポテンシャル・エネルギー分布 $\{e_i\}$ とは相関が大きいと云

える。このことから一様な応答分布性状を得るためには、正規化モデルの弾性限強度分布 $\{\beta_i\}$ および弾性限ポテンシャル・エネルギー分布 $\{e_i\}$ の両者に適正条件を満足させることが必要で、更にそれ等の分布が滑らかであることが適正度を向上する条件となることを示すと考えられる。

§ 5 適正動力学特性と耐震設計資料の誘導

第2段1次の地震応答解析の結果から、対象とされた構造物系の動力学特性の適正度を定量的に判定するためには、適正度を表現する過程を導き出しこれに従って定量的考察を行えばよい。この過程は耐震安全性の検討の過程であると同時に耐震設計基礎資料を誘導し蓄積する過程である。前節においては各構造物系モデルの動力学特性分布の適正度を定性的に判断したが、2.3 に述べたように更に具体的に、また一般的にこれを決定するために次のような手順をとる^{1), 2)}。

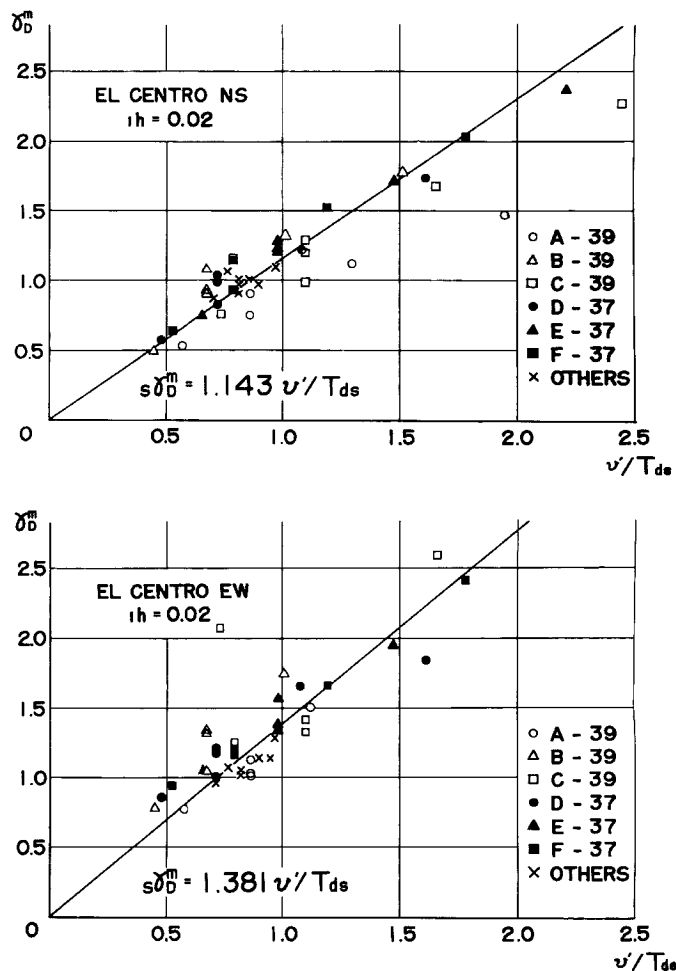


Fig. 17 Relation between the mean ductility factor γ_D^m and the strength parameter v'/T_{ds} .

Table 5 Comparison of output of models, $\gamma h=0.02$, $A=0.33g$,
 $T_d/T_{ds}=1$, upper : *El Centro NS*, lower : *El Centro EW*.

Model	α'	v'/T_{ds}	$\sup_i \left\{ \frac{\gamma_{di}}{\nu_i} \right\}$	γ_D^m	γ_D^s	$\frac{\gamma_D^s}{\gamma_D^m}$	$a \gamma_D^s / \gamma_D^m$	a	b	γ_M'	γ_M''
	α''	v''/T_{ds}									
A-39	3.31	0.863	1.01	0.900	0.0714	0.0794	0.121	1.54	1.54	0.830	0.923
	5.86	1.525	1.29	1.020	0.154	0.151	0.261	1.75	1.30	0.896	0.891
B-39	2.76	0.674	1.05	0.934	0.0655	0.0701	0.124	1.78	1.28	0.663	0.710
	5.44	1.322	1.38	1.045	0.1780	0.170	0.320	1.97	1.27	0.794	0.787
C-39	3.84	1.099	2.00	1.282	0.322	0.251	0.560	2.23	0.690	0.805	0.763
	6.21	1.779	1.66	1.410	0.136	0.0964	0.179	1.84	1.54	0.987	0.912
D-37	2.98	0.718	1.15	0.991	0.0781	0.0788	0.160	2.04	0.783	0.766	0.773
	5.45	1.316	1.23	1.002	0.142	0.142	0.228	1.60	1.63	0.920	0.916
E-37	4.20	0.982	1.75	1.220	0.258	0.212	0.432	2.05	1.47	0.858	0.820
	7.24	1.695	1.79	1.340	0.312	0.233	0.333	1.44	1.38	0.925	0.867
F-37	3.34	0.791	1.45	1.120	0.189	0.168	0.294	1.75	1.17	0.811	0.791
	6.21	1.479	1.58	1.153	0.261	0.226	0.370	1.63	1.12	—	—
A-34	3.34	0.899	1.08	0.960	0.0701	0.0730	0.125	1.71	1.43	0.498	0.519
	4.49	1.204	1.23	1.120	0.0709	0.0633	0.0980	1.55	1.27	0.873	0.851
B-34	3.26	0.819	1.03	0.905	0.0969	0.107	0.139	1.29	2.07	0.755	0.835
	4.35	1.091	1.15	1.020	0.151	0.148	0.126	0.862	2.06	0.912	0.906
C-34	3.31	0.976	1.37	1.080	0.135	0.125	0.269	2.15	0.962	0.775	0.762
	4.62	1.364	1.59	1.280	0.205	0.160	0.241	1.52	1.86	0.875	0.829
D-34	2.90	0.710	0.98	0.866	0.0739	0.0853	0.131	1.54	1.98	0.694	0.800
	4.65	1.140	1.20	0.970	0.165	0.170	0.238	1.39	1.27	0.784	0.808
E-34	3.98	0.946	1.19	1.056	0.136	0.129	0.125	0.985	1.73	0.793	0.784
	6.16	1.470	1.54	1.126	0.268	0.238	0.369	1.54	1.63	0.840	0.819
F-34	3.50	0.856	1.16	1.005	0.117	0.116	0.154	1.33	1.75	0.835	0.835
	5.44	1.337	1.52	1.160	0.282	0.243	0.310	1.28	1.35	0.865	0.839

γ_D^m が $s\gamma_D^m$ に構造物の動力学特性分布のみに関する補正係数を乗じて表わされ、 γ_D^s/γ_D^m , a , $a\gamma_D^s/\gamma_D^m$ が共に領域 R におけるランダム変数であることを考えれば、耐震安全性の判定に直接必要な $\max_R \sup_i \{ \gamma_{di}/\nu_i \}$ を次式で表現するのが便利であろう。

$$\max_R \sup_i \left\{ \frac{\gamma_{di}}{\nu_i} \right\} = \max_R \gamma_D^m \left(1 + a \frac{\gamma_D^s}{\gamma_D^m} \right) = d \left(1 + e \left\langle \frac{\gamma_D^s}{\gamma_D^m} \right\rangle_R \right) \max_R s\gamma_D^m \quad (22)$$

$$\gamma_D^m = d_s \gamma_D^m$$

Table 6 Comparison of output, ${}_1h=0.02$, model A-39, B-39 and C-39, upper : El Centro NS, lower : El Centro EW.

Model	$T_d T_{d_s}$	α'	γ_D^m	γ_D^s / γ_D^m	$a \gamma_D^s / \gamma_D^m$	a	b
	A/g	v'					
A-39	1/1.5	3.31	0.535	0.848	0.100	6	3
	0.33	0.575	0.763	0.113	0.150	5	2
	1	4.97	0.752	0.0919	0.158	6	2
	0.495	0.863	1.000	0.198	0.240	5	2
	1	3.31	0.900	0.0794	0.121	4	3
	0.33	0.863	1.020	0.151	0.260	4	5
	1.5	2.21	0.900	0.122	0.189	4	1
	0.22	0.863	1.122	0.174	0.230	6	3
	1.5	3.31	1.120	0.136	0.210	1	2, 3
	0.33	1.296	1.500	0.149	0.300	1	3
	1.5	4.97	1.465	0.199	0.432	1	5
	0.495	1.945	—	—	—	—	—
B-39	1/1.5	2.76	0.496	0.104	0.130	1	2
	0.33	0.449	0.786	0.0280	0.066	1	3, 4
	1/1.5	4.14	0.941	0.0366	0.041	5	7
	0.495	0.674	1.323	0.168	0.224	5	1
	1	2.76	0.934	0.0701	0.130	4	1
	0.33	0.674	1.045	0.170	0.320	4	1
	1.5	1.84	1.085	0.144	0.260	4	1
	0.22	0.674	1.340	0.107	0.110	5	7
	1.5	2.76	1.325	0.0551	0.070	4	7
	0.33	1.010	1.748	0.218	0.350	1	7
C-39	1/1.5	3.84	0.746	0.0961	0.140	5	2
	0.33	0.733	2.060	0.216	0.270	1	2
	1/1.5	5.75	0.980	0.144	0.255	1	2
	0.495	1.099	2.910	0.224	0.203	1	7
	1	3.84	1.282	0.251	0.560	1	3, 4
	0.33	1.099	1.410	0.0964	0.180	3	1
	1.5	2.56	1.205	0.219	0.350	7	2
	0.22	1.099	1.320	0.480	1.082	1	3
	1.5	3.84	1.690	0.230	0.480	1	2
	0.33	1.649	2.580	0.355	0.835	1	7
	1.5	5.75	2.280	0.334	0.755	1	5
	0.495	2.472	—	—	—	—	—

Table 7 Comparison of output, $1h=0.02$, model D-37, E-37 and F-37,
upper : El Centro NS, lower : El Centro EW.

Model	T_d/T_{ds}	α'	γ_D^m	γ_D^s/γ_D^m	$a_D\gamma^s/\gamma_D^m$	a	b
	A/g	v'					
D-37	1/1.5	2.98	0.557	0.146	0.330	1	4.5
	0.33	0.479	0.840	0.111	0.190	1	7
	1/1.5	4.47	0.825	0.146	0.333	1	5
	0.495	0.718	1.170	0.140	0.299	1	4
	1	2.98	0.991	0.0788	0.160	1	4.7
	0.33	0.718	1.002	0.142	0.230	3	7
	1.5	1.985	1.045	0.114	0.180	2	1
	0.22	0.718	1.188	0.134	0.130	2	7
	1.5	2.98	1.225	0.0908	0.120	3	1
	0.33	1.076	1.640	0.203	0.26	3	7
E-37	1/1.5	4.20	0.750	0.148	0.350	1	7
	0.33	0.655	1.050	0.163	0.320	1	7
	1/1.5	6.30	1.230	0.188	0.390	1	7
	0.495	0.982	1.385	0.184	0.358	1	7
	1	4.20	1.220	0.212	0.430	1	7
	0.33	0.982	1.340	0.233	0.340	3	7
	1.5	2.80	1.280	0.178	0.330	3	7
	0.22	0.982	1.565	0.240	0.200	3	7
	1.5	4.20	1.710	0.181	0.320	1	7
	0.33	1.472	1.954	0.192	0.190	3	7
F-37	1/1.5	3.34	0.629	0.117	0.27	1	5
	0.33	0.527	0.936	0.186	0.300	1	6
	1/1.5	5.01	0.924	0.133	0.300	1	5
	0.495	0.791	1.244	0.193	0.454	1	7
	1	3.34	1.120	0.168	0.300	1	7
	0.33	0.791	1.153	0.226	0.370	4	7
	1.5	2.225	1.140	0.158	0.280	4	1
	0.22	0.791	1.219	0.190	0.350	4	7
	1.5	3.34	1.520	0.168	0.260	4	5
	0.33	1.188	1.655	0.159	0.300	4	1
	1.5	5.01	2.140	0.242	0.430	1	5
	0.495	1.781	2.410	0.183	0.210	4	7

Table 8 Comparison of average distribution of maximum ductility factor,
upper : *El Centro NS*, middle : *El Centro EW*, lower : average.

	A-39	B-39	C-39	D-37	E-37	F-37
7	1.05	0.93	0.98	0.96	0.76	0.87
	1.07	0.84	0.84	0.80	0.66	0.77
	1.06	0.89	0.92	0.88	0.71	0.82
6	1.07	1.03	1.10	0.95	0.90	0.97
	1.07	0.96	1.06	0.88	0.92	0.86
	1.07	1.00	1.09	0.92	0.91	0.91
5	0.98	1.00	0.93	0.88	0.92	0.83
	1.05	1.09	1.08	0.99	1.07	0.92
	1.01	1.04	1.00	0.94	1.00	0.88
4	1.03	1.00	0.88	0.93	0.96	1.10
	1.06	1.12	0.95	1.03	1.11	1.18
	1.04	1.05	0.91	0.98	1.04	1.14
3	0.87	0.96	0.86	1.00	1.08	1.04
	0.85	1.03	0.90	1.12	1.16	1.16
	0.86	0.99	0.88	1.06	1.12	1.10
2	0.90	0.98	0.86	1.06	0.98	0.94
	0.88	0.98	0.88	1.06	0.97	1.01
	0.89	0.98	0.87	1.06	0.98	0.97
1	1.10	1.09	1.39	1.22	1.41	1.25
	1.02	0.98	1.28	1.11	1.10	1.10
	1.07	1.04	1.34	1.16	1.25	1.18
<i>D</i>	0.081	0.048	0.178	0.104	0.189	0.133
	0.087	0.086	0.142	0.111	0.158	0.145
	0.084	0.051	0.156	0.091	0.156	0.130

$$D = \left\{ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(1 - \langle \gamma_{di}/v_i / \gamma_D^m \rangle_R \right)^2 \right\}^{1/2}$$

ここで d は構造物系の動力学特性分布のみの 1 近傍の正值関数と考えられ、 e は

$$0 < e \leq \frac{\max_R a \gamma_D^s}{\langle \gamma_D^s / \gamma_D^m \rangle_R} \quad (23)$$

で厳密には構造物系の動力学特性分布、外乱波形関数、耐震解析領域 R の影響を受けるが、そのいずれの影響もそれ程明確には現われない。数値的には 8/3~12/3 程度の変域のランダム量と考えられ、耐震設計資料としての実用的立場からは波形関数、動力学特性分布等の影響をあまり受けない。例えば定数として平均値 10/3 を採用することが出来る。これに対して、 γ_D^m は外乱波形関数で定まる係数を持ち、原点を通る v' のみの linear function と考えられ、 $\langle \gamma_D^s / \gamma_D^m \rangle_R$ は主として構造物系の動力学特性分布と耐震解析領域 R

で定まる応答量分布の適正度を示す量と考えて良い。従って耐震安全性の第1次検討の過程として概括的な意味における耐震安全性の判定の条件は、次のように表わされる。

$$\max_R \gamma_D^m \leq \frac{\gamma_d}{d(1+e<\gamma_D^s/\gamma_D^m>_R)}, \quad \gamma_d\{\nu_i\} = \{\gamma_{d\text{allow}, i}\} \quad (24)$$

ここに γ_d は許容最大靱性率の基準量, $\{\nu_i\}$ はその分布ベクトル, $\gamma_{d\text{allow}}$ は許容最大靱性率を示す。(24)と§4に定めた(21)から弾性限強度を規定するベースシャー係数 s_1 の下限は次式によって与えられる。

$$s_1 = \frac{d(1+e<\gamma_D^s/\gamma_D^m>_R)}{\gamma_d} \frac{k_{\max}^R(AT_d)}{1TgT_{ds}} = \left\{ \frac{d(1+e<\gamma_D^s/\gamma_D^m>_R)}{l\gamma_d} \frac{k_{\max}^R A(T_d)}{gT_{ds}} \right\}^2 \quad (25)$$

$$l = s_1^{1/2} \cdot \frac{1}{n} T = \left(\frac{\bar{A}}{g \sum_{i=1}^n m_i} \right)^{1/2} \tau \quad (26)$$

ここに l は質量分布, 初期剛性分布及び弾性限変位規準量である。このベースシャー係数 s_1 は構造物の適正弾性限強度分布の規準量を与えるものであり, (25)の右辺第2式は夫々構造物系の動力学特性及び地震波外乱群のみで定まる項に分けられる。設計の既知量として与えられる許容最大靱性率の基準量 γ_d 及び地震波外乱群 A 及び T_d の領域を規定すると, 適正動力学特性を判定する量 J_1 は(27)で与えられる。

$$J_1 = \left\{ \frac{d(1+e<\gamma_D^s/\gamma_D^m>_R)}{l} \right\}^2 \quad (27)$$

一方, 適正動力学特性分布の判定は本研究と既往の研究^{2), 3)}を併せ考えると, 通常耐震解析の対象となる $\gamma_D^m = 2/3 \sim 8/3$, $\sup_i \{\gamma_{di}/\nu_i\} = 1 \sim 4$ 程度に対応する領域 R 及び第2分枝剛性比基準量 $r = 0.2$ 程度を前提とすれば, 次の諸式のいづれかによっても良いと考えられる。

$$I_1 = \max_R \frac{\gamma_D^s}{\gamma_D^m} \leq 0.26, \quad I_2 = <\frac{\gamma_D^s}{\gamma_D^m}>_R \leq 0.15$$

$$I_3 = \max_R a \frac{\gamma_D^s}{\gamma_D^m} \leq 0.50, \quad I_4 = <a \frac{\gamma_D^s}{\gamma_D^m}>_R \leq 0.25 \quad (28)$$

右辺の数値は抽象化モデルの質点数 n の増加関数であり, 或る程度 n が大となれば収束すると考えられるが(28)の場合は $n \geq 5$ とする。(28)に示された量はいづれも耐震安全性の空間的分布を一様ならしめることを第1義的に考え, それが構造設計の経済性にもつながることを前提としている。従って(28)の適正動力学特性分布の判定条件を満足する動力学特性は幾通りも存在し得るので, この中から最も経済的な動力学特性を選出する必要がある。経済性を考慮する尺度として, 構造物系のモデル化における不変量と考えられる平均強度に関する剪断力係数 s_a を考える。

$$s_a = s_1 \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \beta_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \beta_i / W_T \quad (29)$$

ここに W_T は有次元総重量である。(25)は(29)を代入すると(30)を得る。

$$s_a = \left\{ \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \beta_i \right)^{1/2} \frac{d(1+e<\gamma_D^s/\gamma_D^m>_R)}{l\gamma_d} \frac{k_{\max}^R(AT_d)}{gT_{ds}} \right\}^2 \quad (30)$$

従って, 経済性を第1義的とする立場からは s_a を最小に選ぶことが適正動力学特性の条件となる。構造物の全重量 W_T , 許容最大靱性率の基準量 γ_d 及び地震波外乱群の A 及び T_d の領域が与えられているならば, (30)から既知量を除いた(27)に対応する式として(31)に定義される J_2 で, 構造物系の動力学特性の経済性を考慮に入れた適正度を判定することが出来る。

$$J_2 = \left\{ \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \beta_i \right)^{1/2} \frac{d(1+e<\gamma_D^s/\gamma_D^m>_R)}{l} \right\}^2 \quad (31)$$

この量は構造物系の動力学特性分布の関数として, (28)に与えられた適正分布の尺度と異った様相を示すことはあるにしても逆の傾向を与えることはない。むしろ一般的に適正度を論ずる際には工学的基準を第1義的に考慮した上で経済性を追求するのが健全であると考えられる。従って, 現在の段階では耐震工学的

な立場から適正動力学特性分布を検出するには、先づ耐震安全性の空間的一様性の尺度による判定式(28)のいつれかから適正動力学特性分布を選定し、更にこの中で(31)の経済性の尺度 J_2 を最小にするものを適正動力学特性として見出すのが良いと考えられる。

以上の諸過程を用いて、本解析に使用された12種の構造物系モデルについて検討された結果が Table 9 に示されている。各モデルはA, B, ..., Fについて夫々39又は37と34を平均し、 d は $\langle \gamma_D^s / \gamma_D^m \rangle_R$ として定め、 e は領域 R での平均値として10/3と仮定してある。定量的な評価の結果も §4 で得られた定性的結論を明確に裏づけている。即ち、ここで述べられた耐震設計資料の誘導方法とその結果の妥当性を再確認するものである。

Table 9 Comparison of suitability of dynamic characteristics of models.

Model	I_1	I_2	I_3	I_4	J_1	J_2
A	0.199	0.126	0.432	0.201	1.062	0.698
B	0.218	0.116	0.350	0.178	1.465	0.910
C	0.480	0.225	1.082	0.433	3.290	2.200
D	0.203	0.139	0.340	0.232	1.290	0.760
E	0.383	0.205	0.780	0.341	2.050	1.260
F	0.243	0.177	0.454	0.304	1.808	1.062

$$I_1 = \max_R \frac{\gamma_D^s}{\gamma_D^m}, \quad I_2 = \langle \frac{\gamma_D^s}{\gamma_D^m} \rangle_R, \quad I_3 = \max_R a \frac{\gamma_D^s}{\gamma_D^m}, \quad I_4 = \langle a \frac{\gamma_D^s}{\gamma_D^m} \rangle_R$$

$$J_1 = \left\{ \frac{d(1+e \langle \gamma_D^s / \gamma_D^m \rangle_R)}{l} \right\}^2, \quad J_2 = \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \beta_i \right) J_1$$

このように個々に異った固有の動力学特性分布を有する構造物系モデルを、1つの普遍的な尺度(28)ないしは(27)又は(31)で判定することによって定量的にその適正度を導き出すことが可能である。しかし構造物系の耐震安全性を示す尺度と地震波外乱群を想定して、或る構造物系モデルについて逆に(28)ないしは(27)又は(31)から適正動力学特性分布を解くことは出来ない。即ち、地震応答解析の結果から帰納的に耐震設計基礎資料は誘導されるので、ここに地震応答解析の過程の大きなフィードバック・ループの必要性が存在するのである。

§4 む す び

本研究は、動的終局耐震設計法の過程を既往の研究より一層発展させて具体的に表現し、実際に設計された構造物系を動力学モデルに抽象して第2段1次の地震応答解析を試み、更にその耐震安全性の検討を行うと同時に構造物系の適正動力学特性を判定する過程を詳述し、第2段1次の地震応答解析の結果から耐震設計資料の誘導の過程を実例を用いて示し、耐震設計基礎資料を蓄積することを目的として行なわれた。この解析の範囲で得られた結果の主なものは次の通りである。

1. 質点系モデルを設定した場合は7質点系で可成りの信頼度で応答量分布性状が得られること。
2. 内部粘性減衰の導入は応答量及びその空間的分散の抑制に効果的であり外乱波形関数によって効果は異なること。
3. 応答量の空間的平均は外乱波形関数で定まる係数を持ち外乱の速度強度に関する linear function で近似できること。
4. 地震応答量の空間的分布性状は構造物系の弾性限強度分布および弾性限ポテンシャル・エネルギー分布と相関が大きいこと。

5. 耐震安全性の動的検討と適正動力特性分布の判定の過程及び耐震設計資料の誘導方法は定量的にも妥当であること。

今後は更に異った構造物系にこの過程を適用して妥当性を確認し、また理論的研究や実験的研究或いは観測及び計測資料から、より明確に地震波外乱群、構造物系モデル、耐震安全性の尺度を規定して広い耐震解析領域で耐震設計資料を蓄積し、更に動的終局耐震設計法の定量化を目指してゆくつもりである。

最後に、常に適切な御教示を頂く京都大学棚橋諒教授に感謝の意を捧げると共に、応答解析及び資料作製にあたって御協力戴いた京都大学大学院博士課程の鎌田輝男氏に感謝の意を表します。

参 考 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: 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.
- 3) Tanabashi, R. and Kabori, T.: Aseismic Design Method of Elasto-Plastic Tall Building Structure, Proc. of the Symposium on the High-Rise and Long-Span Structures, Sept., 1964, pp.17—27.
- 4) 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.
- 5) 小堀鐸二, 南井良一郎, 久徳敏治, 井上豊: ある種の弾塑性構造物の地震応答, 京大防災研究所年報, 第8号, 昭40.3, pp.219—233.
- 6) 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上豊, 久徳隆大, 藤原悌三: 地震応答解析の一例, 日本建築学会近畿支部講演論文集, 昭40.5, pp.129—132.
- 7) Berg, G. V. and Thomaides, S. S.: Energy Consumption by Structures in Strong-Motion Earthquake, Proc. of the 2nd W.C.E.E., 1960, pp.681—697.
- 8) Veletos, A. S. and Newmark, N. M.: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. of the 2nd W.C.E.E., 1960, pp.895—912.
- 9) Penzien, J.: Elasto-Plastic Response of Idealized Multi-story Structures Subjected to a Strong Motion Earthquake, Proc. of the 2nd W.C.E.E., 1960, pp.739—760.
- 10) Housner, G. W.: Behavior of Structures During Earthquakes, Proc. of the A. S. C. E., Vol. 84, Oct. 1959, pp.109—129.
- 11) Kabori, T. and Minai, R.: Study on Unstationary Vibration of Building Structure with Plastic Deformation of Sub-structure, Proc. of the 2nd W.C.E.E., 1960, pp.1084—1104.
- 12) 棚橋諒, 小堀鐸二, 金多潔, 南井良一郎, 井上豊, 竹内吉弘, 田川健吾: 振りを伴う構造物の耐震解析 (アナログ・コンピューターによる非線型過渡振動解析・3—5), 日本建築学会論文報告集, 第69号, 昭36.10, pp.485—496.
- 13) 棚橋諒, 小堀鐸二, 金多潔, 南井良一郎, 井上豊: 構造物の耐震性に及ぼす地盤連成の効果 (アナログ・コンピューターによる非線型過渡振動解析・6), 日本建築学会論文報告集, 第75号, 昭37.8, pp.7—21.
- 14) Tanabashi, R., Kabori, T., Kaneta, K. and Minai, R.: Statistical Properties of Earthquake Accelerograms and Equivalent Earthquake Excitation Pattern, Proc. of the First Chilean Sessions on Seismology and Earthquake Engineering, July, 1963, pp.1—19.
- 15) Tanabashi, R., Kabori, T., Kaneta, K. and Minai, R.: On Statistical Property of Earthquake Accelerograms, Geophysical Papers Dedicated to Prof. Kenzo SASSA, 1963, pp.589—597.
- 16) 小堀鐸二: 地震による構造物の非線型振動について (その3, 制御およびフィルターと作用地震波

- のバターの想定法), 日本建築学会論文報告集, 第54号, 昭31.9, pp. 401—404.
- 17) 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上豊: Ground Compliance を考慮した構造物の地震応答, 京大防災研究所年報, 第7号, 昭39.3, pp. 179—194.
 - 18) 小堀鐸二, 南井良一郎, 井上豊, 鎌田輝男: Ground Compliance を考慮した構造物の動的応答(その2), 日本建築学会近畿支部講演論文集, 昭40.5, pp. 133—136.
 - 20) 小堀鐸二, 南井良一郎: 制震系の解析——弾塑性多質点系モデル——(制震構造に関する研究3,4), 日本建築学会論文報告集, 第69号, 昭36.10, pp. 405—412.
 - 21) 小堀鐸二, 南井良一郎: 制震系の解析(制震構造に関する研究1,2), 日本建築学会論文報告集, 第66号, 昭35.10, pp. 257—264.
 - 22) Tanabashi, R.: On Non-linear Vibration of Structures, Proc. of the 1st W.C.E.E., 1956, pp.6—1—16.
 - 23) 小堀鐸二, 南井良一郎: 地震による構造物の非線型振動について(その1), 日本建築学会論文報告集, 第51号, 昭30.9, pp. 61—69.