

下部構造の弾塑性特性の 上部構造地震レスポンスへの影響

棚橋 諒・小堀 鐸二・金 多 潔
南井良一郎・井 上 豊

EFFECT OF ELASTO-PLASTIC CHARACTERISTICS OF SUBSTRUCTURE ON THE EARTHQUAKE RESPONSE OF BUILDINGS

by Dr. Eng. Ryo TANABASHI, Dr. Eng. Takuji KOBORI, Kiyoshi KANETA
Ryoichiro MINAI and Yutaka INOUE

Synopsis

The effect of foundation compliance on the earthquake response of a multistory building was interested. Both the structure and the foundation were assumed to have non-linear, hysteretic restoring force characteristics with the yield points being varied in some probable range. The earthquake responses of the building due to idealized ground motions were analyzed by using an electronic analog computer. Comparison was made between the maximum story distortions of the building for the different types and values of foundation compliance, and it has been concluded that the relative rigidity of the structure to the substructure must have an optimum value that will minimize every story distortions of the building for an intensive earthquake.

1. 序

地震時の建築物の運動はその下部構造の力学的性状の如何によつてかなり様相を異にすることはすでに広く認められたところである。ここに述べた建築物の下部構造とは建築物がその上に建てられる基礎地盤のようにその性状がなかば先天的に賦与される部分と杭、基礎、地下室などのようにその強度や弾塑性特質をある程度人工的に左右し得る要素をすべて含めた広義なものとして解釈すべきものであり、したがつてわれわれは全体的に見た場合の下部構造の弾塑性特性が上部構造の力学的特性と対比して論じられるべきものと考ええる。

1923年の関東大震災の経験がわれわれに教えた事実の一つは地震による建築物の被害が堅固な地盤や岩盤の上にある場合よりも沖積層や土盛りの地盤の上にあつた方が一般に大きく、また一つの剛な建物についてはそれが堅固な地盤上にある場合よりも軟弱な地盤の上にあつた方が良好であつたということであつて¹⁾、このことは建築物の下部および上部構造個々の剛性の絶対的な数字を問題にするよりも、むしろそれらの値の相対的な大小関係に考察の重点が置かれなければならないことを意味するものであらう。

しかし一口に建築物の上部、下部構造の相対的剛性のみを採り上げてても問題は決して簡単ではないが、とくに近年構造物の終局的な耐震安全性を妥当に評価する目的から激震による構造物の弾塑性応答を求めるこ

との重要性が一般に認識されるようになって、今日ではわれわれの命題は従来線型理論において想定せられた仮設をさらに綿密に検討し、種々の構造物振動系および地震外乱の **parameter** が現実にも占め得る広範な領域を対象として綜括的な傾向を論ずることではなくなつた。

われわれが既往の研究²⁾で使用した低速度型の電子管式 **analog computer** は現在のところ構造物の動的耐震設計法の定性、定量的な基礎資料を求めんとするわれわれの設定したこの問題の老大な数値的解析を遂行するに最も有用な手段の一つであり、それを用いた研究の一環が本論で詳述されるのである。

2. 構造物の振動機構と基礎運動方程式

地震波が震源から地盤を媒体として伝播し、さらにその地震波エネルギーの一部が構造物に影響を及ぼす機構を考えるならば、地盤から上部構造に至る間の地震波の伝達、各境界層における波の反射、屈折およびエネルギー地下逸散の一連の過程の中で、地盤を含めた建築物下部構造と上部構造体とが一つのフィードバック系を形成することをまず認識しなければならない。この認識の上に立つて、すでに線型理論によつて今日までに多くの研究がなされ、たとえば地盤のロッキング・バネ特性に基づく緩衝効果や地震エネルギーの地下逸散の機構が定性的に明らかにされてきたのである^{3),4),5)}。そして近年、構造物の終局的な耐震安全性の評価に関連して激震時の架構の弾塑性挙動の解明の問題が脚光を浴びるようになってからは、上部主体構造をせん断変形のみを生ずる弾性連続体に、そして下部構造を一つの等価的な弾塑性質点系に抽象して、その応答計算の解析的な表現を求めた研究^{6),7)}では下部構造の弾塑性復元力の履歴によるエネルギー吸収が上部主体構造の応力ないしは歪レスポンスを強く制御すること、そしていま考えている上部弾性構造と下部弾塑性構造の初期剛性比が適当な値を採る場合には大きな外乱に対しても上部構造のレスポンスを小さくすることも可能であることを指摘した。またかかる場合には外乱パラメータの大小に拘らず下部構造の変形には極大値を有する事実が確認されたことも前項と共に設計上の定量的な応用性をもつ結論といつて差支えない。

本論ではわれわれは構造物振動系を全体として弾塑性の質点系に抽象する。すなわちそれはわれわれの注目点を激震時の下部構造の弾塑性挙動が下部構造に隣接する上部構造部分の挙動に如何なる影響を及ぼすかということに置こうとするものであり、またさらに広く下部構造の弾塑性性状の設定如何による上部構造全体の地盤応答に対する効果を測らんとするものであるからである。

一般的な構造物および地盤をそれらに等価な振動特性をもつ質点系として想定することの可否は、厳密に言えば、今日の耐震工学における構造物の地震応答を論ずる研究のほとんど総てにわたつて関連する一大課題であるが、本論ではこれに深く触れることなく、ただ解析上の便宜さと理論の明快さを尊重してこの抽象化を施すに他ならない。

長期荷重に対して充分なる基礎地業の存在を前提として、下部構造の並進的な変形に対する弾塑性特性を上部構造と同様に **bi-linear, hysteretic** な型であると仮定し⁸⁾、また振動系の **rocking** 変形はこれを無視するものとすれば地震動の水平成分に対していま考えている下部構造と上部層の構造物振動系の運動方程式は

$$\begin{aligned} M_i \frac{d^2 Y_i}{dT^2} + G_i(U_i; K_{i,1}; K_{i,2}; A_i) - G_{i+1}(U_{i+1}; K_{i+1,1}; K_{i+1,2}; A_{i+1}) \\ = -M_i \frac{d^2 Y_G}{dT^2} = -M_i A F_a(T) \dots\dots\dots (1) \\ i=0,1,2,\dots,n, \text{ただし } G_{n+1}=0 \end{aligned}$$

と書かれる。この式に用いられた記号はおのおのつぎのような意味をもち、そして M_0 は一般に下部構造の等価的な質量であつて、広義の **virtual mass** と解釈されるべき値をもつ。

T = 時間; 独立変数,

$M_i = i$ 層の質量,

$Y_i = i$ 層の変位 (運動座標),

$U_i = Y_i - Y_{i-1}$; i 層の相対変位,

$Y_G = DF_d(T)$; 地動変位,

$\dot{Y}_G = AF_a(T)$; 地動加速度,

D = 地動変位最大値,

A = 地動加速度最大値,

$F_d(T)$ = 地動変位の時系列パターン,

$F_a(T)$ = 地動加速度の時系列パターン

構造物各層の復元要素 G_i は Fig. 1 に示されるような bi-linear, hysteretic type の力学的特性をもち、そしてこの特性はつぎの諸量でもつて一般的に表示される。

$K_{i,1}$ = 初期剛性, すなわち第 1 分枝の剛性,

$K_{i,2}$ = 第 2 分枝の剛性,

Δ_i = 弾性限度の変位, すなわち第 1 分枝限界変位量,

$$\beta_i = K_{i,1} \cdot \Delta_i$$

いまこの構造物の弾性微小振動時の固有周期を $T_0, T_1, \dots, T_n$ とすれば, それらの値は質点系の質量 M_i と復元要素の初期剛性 $K_{i,1}$ のみに関連するから線型理論によつてそれらの値が求められる⁹⁾。

3. 無次元化された基礎運動方程式

構造物の地震応答解析の結果を普遍的な形で表現する場合に, 無次元化された運動方程式より出発するのが便なことが多い。そこでいま架構の質量, 剛性および長さの規準量として $\bar{M}, \bar{K}, \bar{L}$ を選び, (1) 式に代入すれば, 新しい独立変数 $\tau = \sqrt{\bar{K}/\bar{M}} T$ および従属変数 $\eta_i = Y_i/\bar{L}$ に対して, われわれは

$$m_i \frac{d^2 \eta_i}{d\tau^2} + k_i \varphi_i(\xi_i; \gamma_i; \delta_i) - k_{i+1} \varphi_{i+1}(\xi_{i+1}; \gamma_{i+1}; \delta_{i+1}) = -m_i \alpha f_\alpha(\tau) \dots\dots\dots (2)$$

を得る。ここに

$$m_i = M_i/\bar{M}, k_i = K_{i,1}/\bar{K}, \gamma_i = K_{i,2}/K_{i,1}, \delta_i = \Delta_i/\bar{L} \dots\dots\dots (3)$$

であり, また外乱パルスは

$$\alpha = \frac{A\bar{M}}{\bar{K}\bar{L}}, f_\alpha(\tau) = F_a\left(\sqrt{\frac{\bar{M}}{\bar{K}}} \tau\right) \dots\dots\dots (4)$$

なる表示をとる。そして無次元化された振動系復元要素の降伏点を規定するものは

$$\beta_i = k_i \delta_i = \frac{\beta_i}{\bar{K}\bar{L}} \dots\dots\dots (5)$$

であり, 一方, 系の慣性力と外乱パルスの相対的な大小関係は

$$c_i = \frac{\alpha \sum_{j=i}^n m_j}{\beta_i} = \frac{A \sum_{j=i}^n M_j}{B_i} \dots\dots\dots (6)$$

として定義される。

4. 問題の設定

構造物の耐震安全性を検討する尺度としては架構各層の相対変形量とその弾性限変形量の何倍かという比で定義された ductility factor (靱性率) を論ずるのが最も妥当と考えられている。それは一般に弾塑性的特性を示す構造物が破壊に至るまでの許容し得る各層相対変位および弾性変位は架構の材料, 構造法などによつて規定せられ, そしてその大略の値が実験の結果に基づいてかなり明確に算定できるからである。した

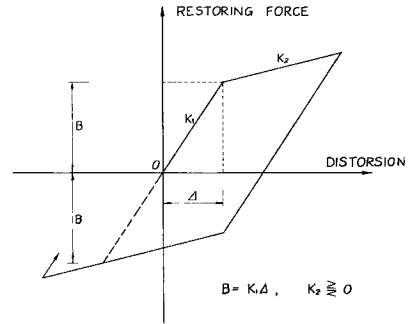


Fig. 1 Bi-linear, hysteretic restoring force-distorsion relationship for each story of the structure

がつて同じ強さの外乱パルス(地震波)の作用を受けても下部構造の弾塑性特性の如何によつて上部構造各層の靱性率に著しい差異が認められれば、それは下部構造の弾塑性特性が上部構造の地震応答に対して大きな影響をもつものといえるし、さらに一步進めて、上部構造各層の靱性率が各種の地震波の作用によつてもほぼ均一でしかもその値をなるべく小さくし得るような下部構造の弾塑性そのものを設計することが可能ならば、それはとりも直さず上部構造として最も耐震的なものたらしめたということもできよう。前に触れたように下部構造の弾塑性特性は基礎、地業、地下室などをすべて含めた一つの振動系要素を指すものであるから、その弾性的な特性はわれわれが設計し得るものであり、かつ、地業や地下室の破壊を避けて下部構造全体としての大きな塑性変形は周辺地盤の変形に集約することも考え得ることを忘れてはならない。

靱性率(ductility factor)としてわれわれは振動系各層(下部構造を含む)の過渡振動中の相対変位の最大値を考え、これを解析的に

$$\mu_{di} = \left| \frac{U_i}{d_i} \right|_{\max} = \left| \frac{\xi_i}{\delta_i} \right|_{\max} \quad \dots\dots\dots (7)$$

と定義する。一方、都市の密集地帯に建てられる高層建築にあつては地震時の架構の変形がその絶対最大量でもつて論議されなければならない場合も存在する。これはいま考えている高層構造物が隣接せる他の構造物と地震時に衝突する危険を考慮するものであるが、その場合の構造物の絶対変形量の表示は地動の最大変位に対する比として定義されるのが便と思われる。つぎに記す表示はこれに関連した一つの parameter として実用性をもつものであろう。

$$\mu_{gi} = \left| \frac{U_i}{D_G} \right|_{\max} = \left| \frac{\xi_i}{\alpha_d} \right| \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、

D_G = 地動変位の最大値、

$$\alpha_d = D_G / \bar{L}$$

である。

5. 解析結果ならびに考察

われわれの想定せる振動系の基礎運動微分方程式を低速度型アナログ・コンピューターを用いて解く場合のコンピューター各要素の組成は Fig. 2 で示される。Fig. 2(a) は微分方程式(3)の非斉次項、すなわち振動系に加わる外力を作製するための回路であり、本解析においては地震波を(11)式のような形に抽象

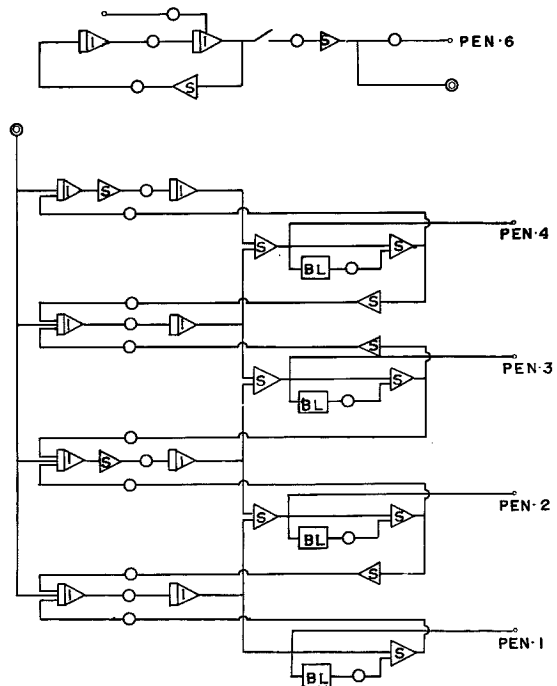


Fig. 2 Block diagrams simulating the equations of motion of the structure and forcing functions. I: Integrators, S: Summing amplifiers, BL: Backlash elements, and the circles in the diagrams denote potentiometers

するから、この回路は2階線型常微分方程式

$$\frac{d^2 y}{dt^2} + p^2 y = E_0 \quad \dots\dots\dots(10)$$

を模擬演算し得るように構成されている。

$$\left. \begin{aligned} Y_G &= DF_d(T), & F_d(T) &= (1 - \cos \frac{2\pi}{T_G} T) \{1 - S(T - T_G)\} & (a) \\ \frac{dY_G}{dT} &= VF_V(T), & F_V(T) &= \sin \frac{2\pi}{T_G} T \cdot \{1 - S(T - T_G)\} & (b) \\ \frac{d^2 Y_G}{dT^2} &= AF_a(T), & F_a(T) &= \cos \frac{2\pi}{T_G} T \cdot \{1 - S(T - T_G)\} & (c) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11)$$

(11) 式は1サイクルの正矢波 (versed sine pulse) を表現したものであつて、 T_G はその波の1周期の値を示し、そして明らかに波の変位、速度、加速度振幅の間には

$$D = \left(\frac{T_G}{2\pi} \right)^2 A, \quad V = \left(\frac{T_G}{2\pi} \right) A \quad \dots\dots\dots(12)$$

なる関係の存在することがわかる。一般に複雑な地震波の構造物に及ぼす影響を評価するのに等価的な1サイクルの正矢波で以つて抽象して解析することの可否はすでに屢々議論されたところであつて^{2), 8)}、ここではこの問題には深く触れない。

Fig. 2(b) は下部構造を一つの自由度系と見做したときの上部3自由度系の連成振動を演算する回路であつて、**Fig. 1** に示す非線型履歴復元力特性は図中に BL と書かれた backlash 要素によつて賦与されている。**Fig. 2(b)** の回路の出力はインク書きオシログラフに導かれ、それぞれ地盤(下部構造)および上部構造各階の各時刻における相対変位量 u_0, u_1, u_2, u_3 を表示する。

本研究で解析せられた系は、計算の便宜上その上部構造の諸量として

$$m_i = 1, \quad \delta_i = 1, \quad k_i = 1; \quad i = 1, 2, 3, \quad \dots\dots\dots(13)$$

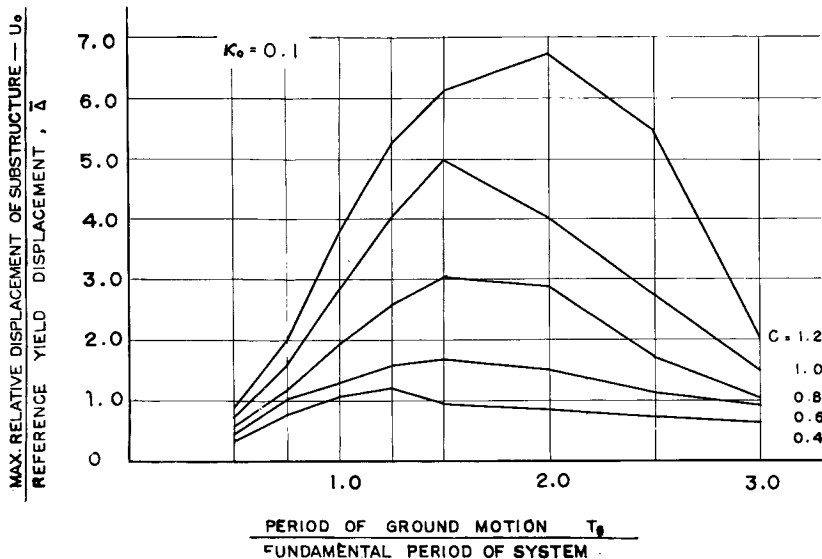


Fig. 3 Spectra of the maximum relative displacement of the substructure in terms of the reference yield displacement, with c =mass times ground acceleration/yield point restoring force of the substructure as a parameter --- one-cycle, versed-sine ground displacement

が仮定せられ、そして下部構造に対して

$$m_0=1, \quad \delta_0=1 \dots\dots\dots(14)$$

が想定せられた。これはもちろん現実存在し得る場合の中の極めて特殊なケースについてのみ考察が施されたに過ぎないことを意味するものであるが、下部構造の初期剛性は

$$\kappa_0=0.1\sim 2.0 \dots\dots\dots(15)$$

の範囲に涉つて 8 つの場合の解析が試みられたのである。

Fig. 3 はまず下部構造の初期剛性 $\kappa_0=0.1$ の場合の種々の周期ならびに最大加速度値を有する 1 サイクルの正矢波地動による下部構造の相対変位レスポンスをスペクトラム表示したものである。すなわち **Fig. 3** の横軸は地動の周期 T_g と振動系の弾性振動時の基本振動型周期 $1/T$ との比を採り、縦軸は振動時における下部構造の相対変形量 U_0 をその復元力の降伏点に対応する変位 $\bar{A}$ で割つた値を示し、そして地動の最大加速度値は c をパラメーターとして、その 5 つの値に対してスペクトラム曲線が画かれている。 c の値の小さいとき、振動系の挙動は概ね弾性領域にあり、下部構造の変形量も周期比 $\lambda_g (=T_g/1/T)$ の値が 1.0 ないし 1.5 の範囲を除いては降伏点変位を超えないことがわかる。しかし c の値の増大に伴ない、スペクトラム曲線は段々と明確なピークを生じ、そのピークの値は $c=0.4$ と $c=1.2$ の場合を比較すると、前者が $\mu_{d0} = U_0/\bar{A} \div 1.2$ であるに対して後者は $\mu_{d0} \div 6.7$ となつている。このことは 3 倍の加速度値をもつ大きな地震動は小さな地震時の下部構造の相対変形量を 5 倍以上に増大させることを意味するものであるが、しかしこれらのピークを生ぜしめる地動周期は一般に相異なり、各スペクトラム曲線のピークの点に対応する λ_g の値は c の増加とともに増大することはこの現象全般の把握を極めて複雑ならしめるのである。**Fig. 3** からわかることは c の値が 0.4 あるいはそれ以下ではスペクトラム曲線のピークは $\lambda_g=1.0$ の近傍に存在するが、 $c=1.2$ の曲線は $\lambda_g=2.0$ の近傍でピークをもつということである。 c の値は前に定義したように地震波が振動系におよぼす慣性力と振動系下部構造の復元力の降伏点との比であるから、もしも $c \geq 1.0$ に対応する力が静的に振動系に作用するならば振動系には塑性流れ (unrestricted plastic flow) が起つて、系の変形は加力方向に限りなく増大するから、**Fig. 3** の縦軸の値は留まることなく上昇することになるが、動力学的な解析では上に述べたような結果になることに注意せねばならない。

つぎに **Fig. 4** は下部構造の剛性が $\kappa_0=0.4$ なる場合の振動系各層の ductility factor, すなわち振動時の各層最大相対変形量 Δ を振動系に標準の弾性変形量に対する比として図示したものであつて、この場合の横軸には地動が振動系におよぼす慣性力と下部構造の降伏復元力値との比 c が採られ、周期比 λ_g がこの場合のパラメーターになつている。**Fig. 4** の (a), (b), (c) および (d) は下部構造ならびに上部構造各階の相対変位 U_0, U_1, U_2 および U_3 を別々にプロットしたものであつて、これら 4 つの図を比較対照することによつて振動系が種々の値の地動加速度ならびに周期を有する地震動をけたときの挙動が明白にされるのである。これらの図からは 4 つの相対変位の絶対最大量が定性的にあまり差がなく、各変位ともその絶対値は周期比 λ_g の値によつて大きく影響されることがわかる。前の **Fig. 3** と **Fig. 4** さらに **Figs. 5-7** は各レスポンス量の図式表示の際に採用されたパラメーター量の相違があるのみで結果は全く同じ内容を表現するものであるが、**Fig. 4** はたとえば地震波の周期を固定して考えたときの最大地動加速度値の影響をより明確に示し得るものと思われる。すなわち、 $\lambda_g=0.5$ の場合には振動系各階のレスポンスは c の値にはほぼ正比例して増大することが認められるが、 $\lambda_g \geq 7.5$ の範囲では振動系各階の復元力が非線型領域に入るために各階のレスポンスは c の値に正比例しなくなる。 λ_g が 1.0 ないし 1.5 の範囲で各階の相対変位の最大 (ピーク) が見られることは **Fig. 4** でも極めて明らかである。

Fig. 5 は下部構造の初期剛性の値 (κ_0) を除いては解析結果を **Fig. 4** と全く同じ表示で与えたものであつて、**Fig. 5** の場合は $\kappa_0 \div 1.0$, すなわち **Fig. 4** ($\kappa_0=0.4$) の場合に比べて下部構造の初期剛性 (そしてさらに降伏点復元力の値) は 2.5 倍になつている。それゆえに **Figs. 4, 5** の比較的な考察が下部構造の弾塑性特性の上部構造地震レスポンスへの影響を調べるために不可欠なものであろう。

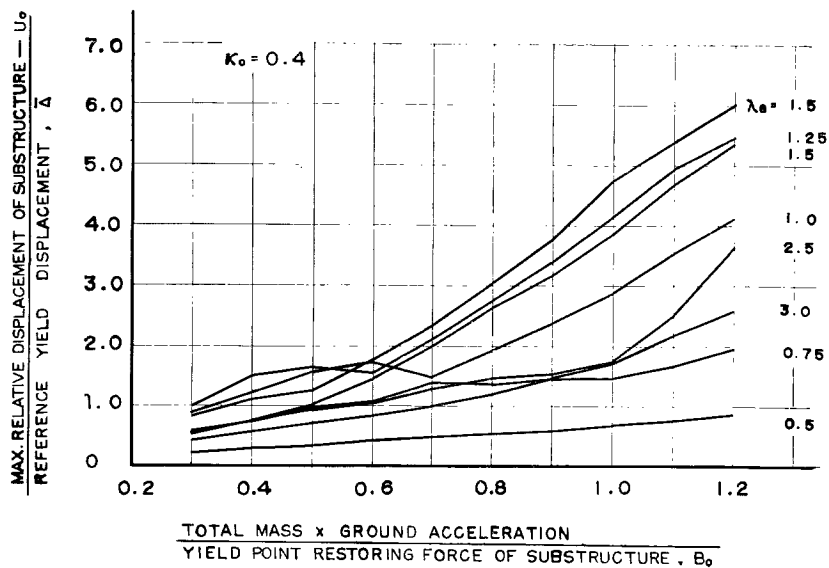


Fig. 4 (a) Substructure, U_0

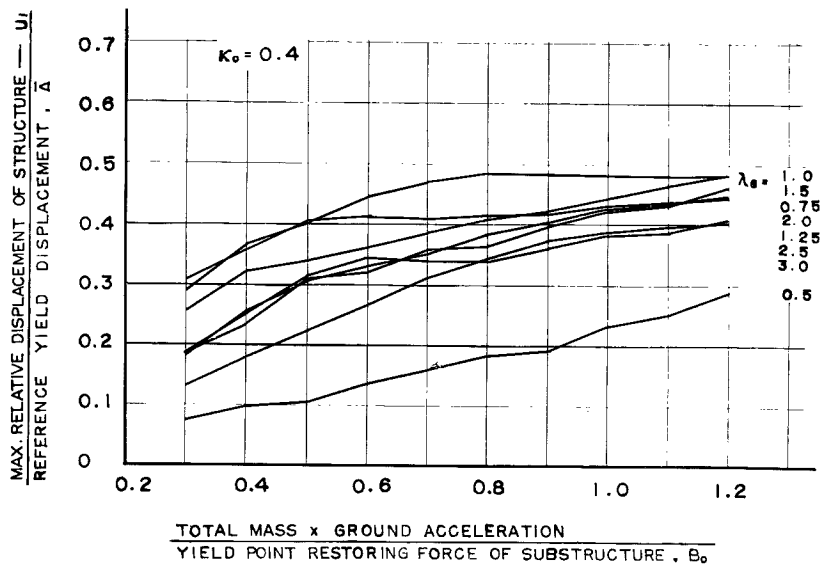


Fig. 4 (b) First story, U_1

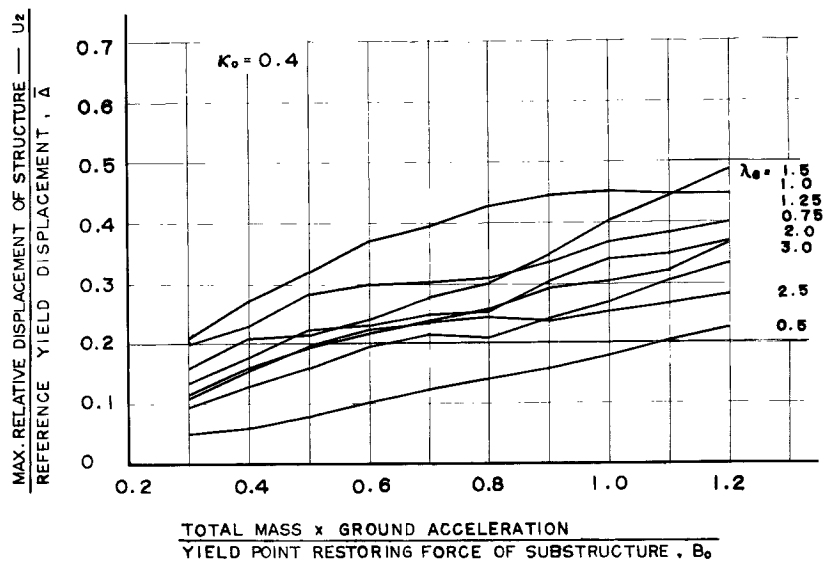


Fig. 4 (c) Second story, U_2

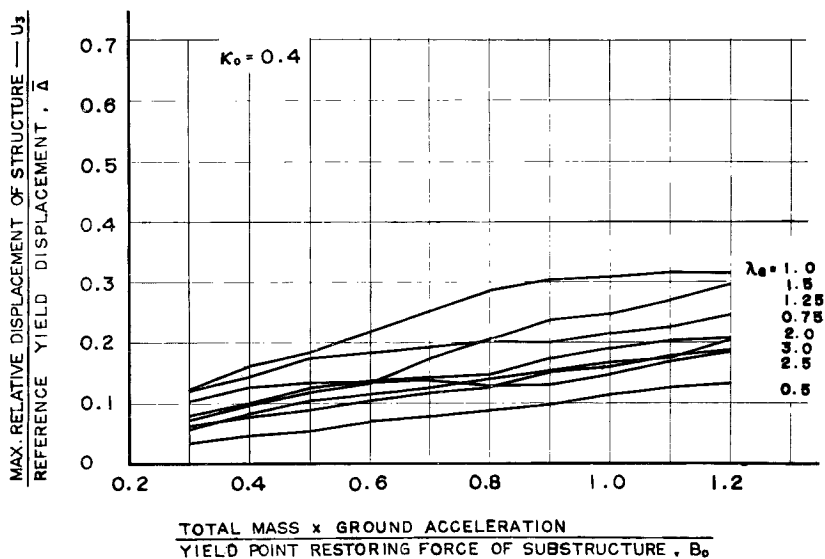
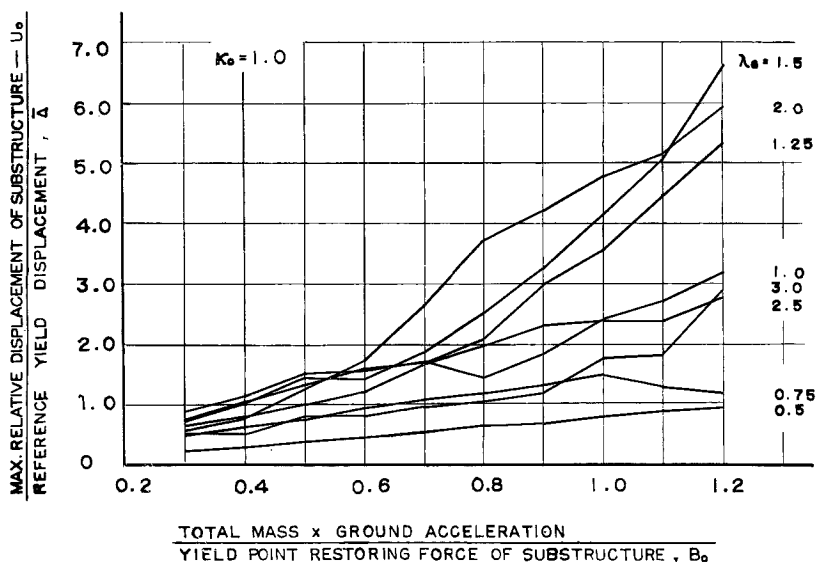
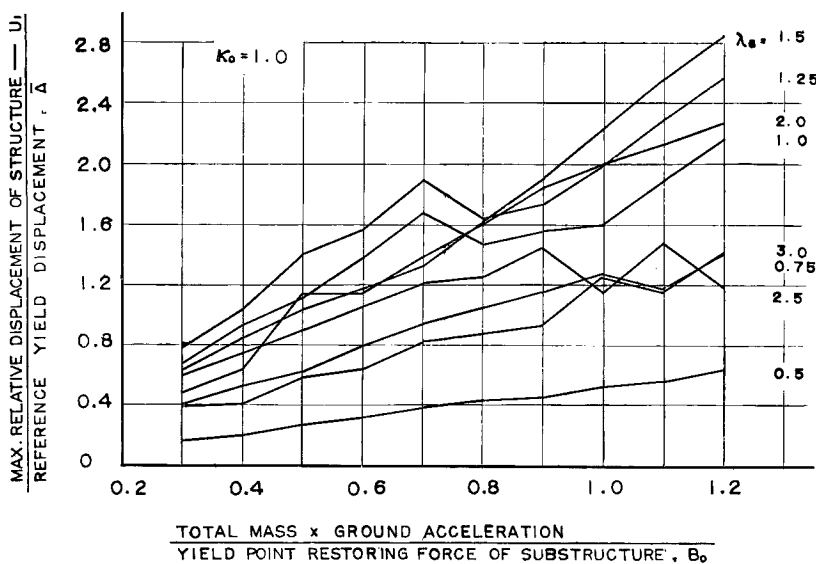
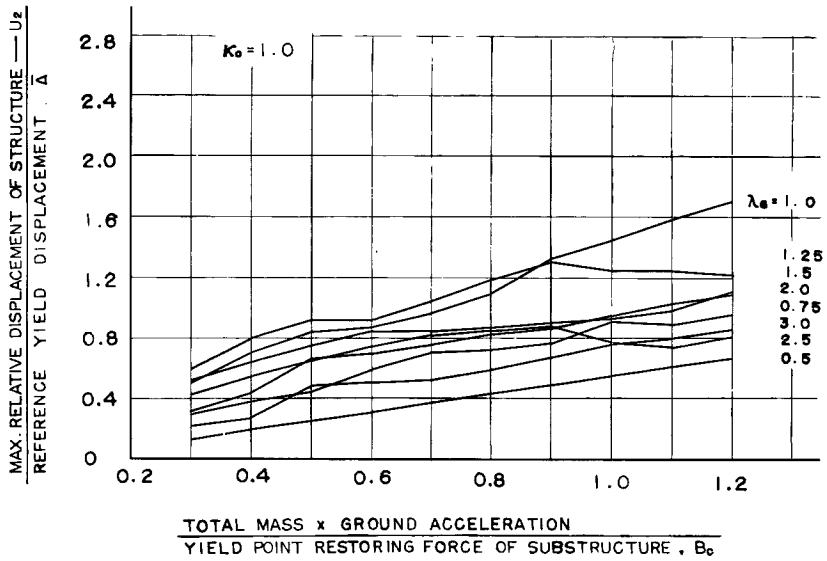
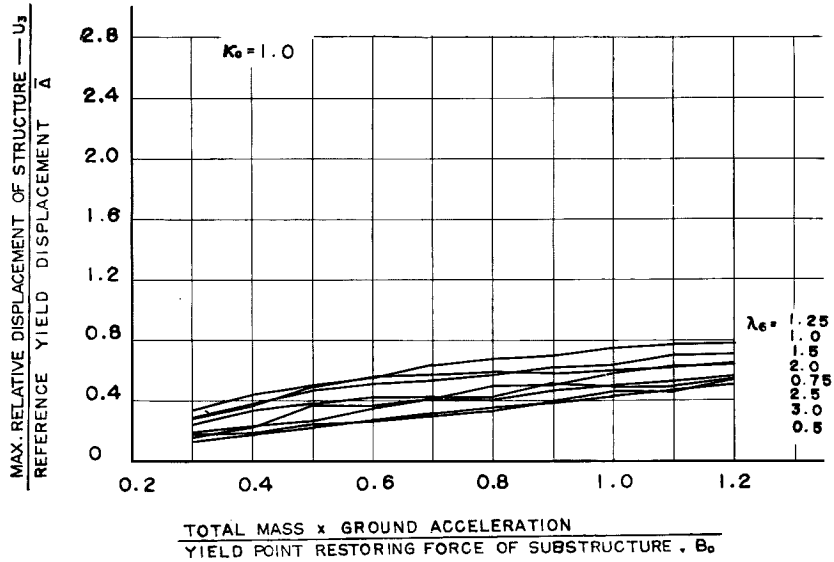


Fig. 4 (d) Third story, U_3

Fig. 4 Maximum story displacements of the system in terms of the reference yield displacement, $\kappa_0=0.4$


Fig. 5 (a) Substructure, U_0

Fig. 5 (b) First story, U_1

Fig. 5 (c) Second story, U_2 Fig. 5 (d) Third story, U_3 Fig. 5 Maximum story displacements of the system in terms of the reference yield displacement, $\kappa_0 = 1.0$

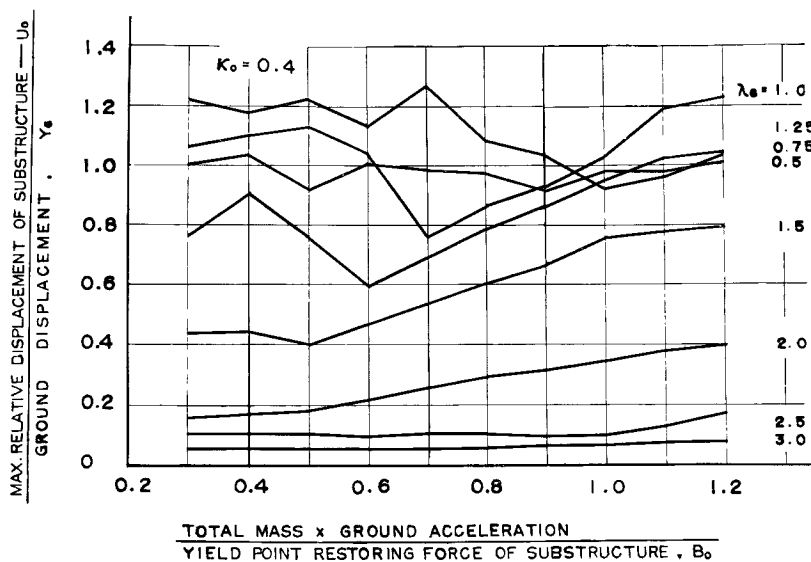
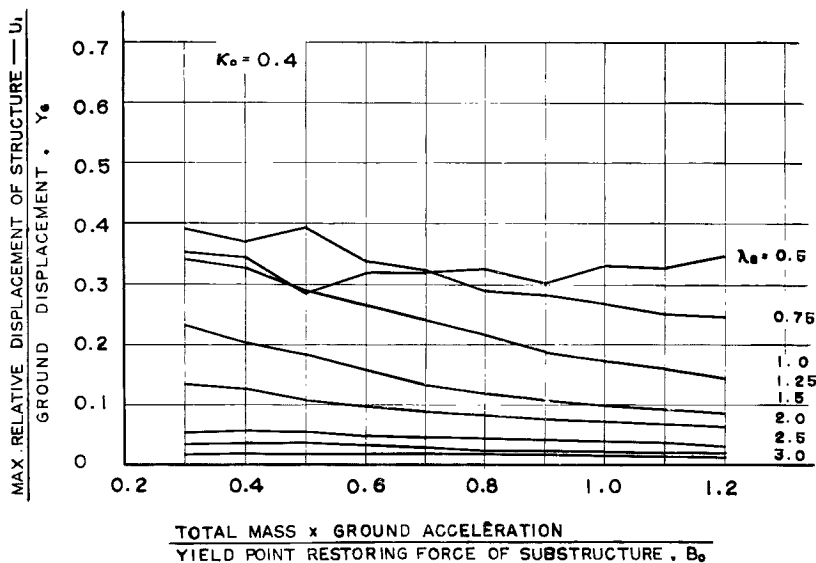
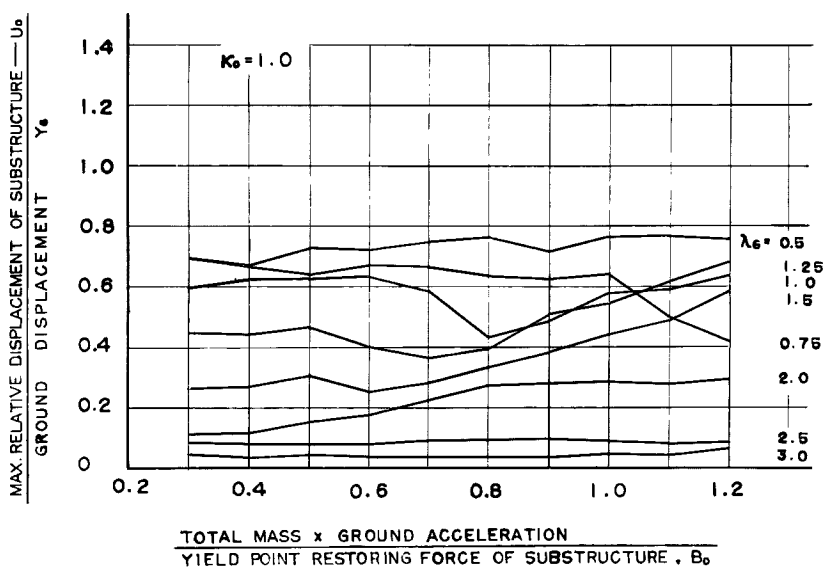
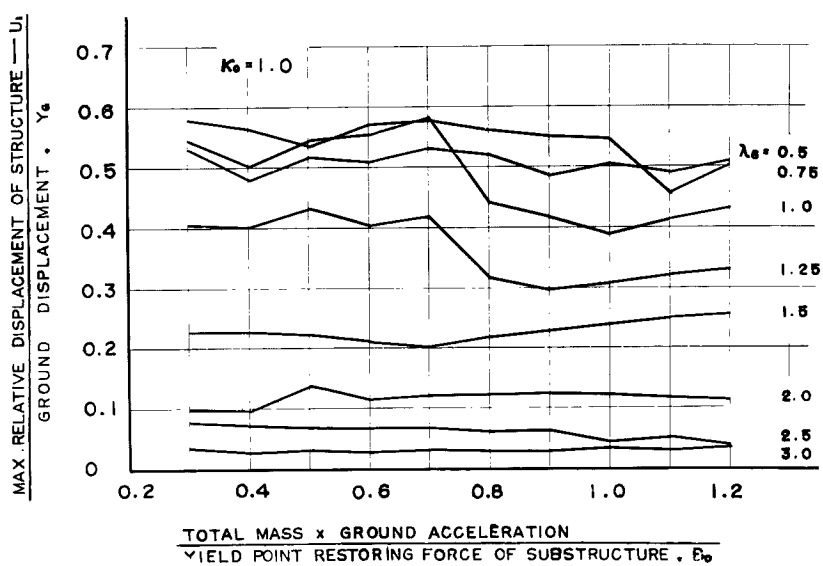

Fig. 6 (a) Substructure, U_0

Fig. 6 (b) First story, U_1

Fig. 6 Maximum story displacements of the system in terms of ground displacement, $\kappa_0 = 0.4$

Fig. 7 (a) Substructure, U_0 Fig. 7 (b) First story, U_1 Fig. 7 Maximum story displacements of the system in terms of ground displacement,
 $\kappa_0=1.0$

Figs. 4 (a), 5 (a) の両図を比較すると、まずそれらの各曲線の傾向が多分に類似していることの他に、定量的にもおのおの対応する曲線各点の縦座標の値 (ductility factor) に余り著しい相異がないことがわかる。しかし上部構造 1 階の最大相対変位は $\kappa_0=0.4$ のとき c の値が大きくなつても U_1 の値があまり著しく増大しないのに対して、 $\kappa_0=1.0$ の場合にはその逆の傾向が認められる。もちろん、**Fig. 5 (b)** の縦軸の目盛が **Fig. 4 (b)** のそれとは異なっていることに注意せねばならないが、かかる定性的な傾向はさらに上層の各階のレスポンスにおいても認められよう。そして一般に上部構造各階のレスポンスが κ_0 の値の大きいときに小さく、一方下部構造の変形量 (ductility factor) は $\kappa_0=0.4$ と $\kappa_0=1.0$ の二つの場合については余り差が見られないという事実もまた本論文の表題に掲げた事項の重要性を強く指摘するのである。

Figs. 4, 5 に共通している事柄は、地震波の最大加速度あるいはその周期が相異なることの影響が下部構造に対して最も顕著であり、上部構造の上層部へ行くにしたがつてこの影響は小さくなるということであろう。これは地震波の構造物に対する影響が上層部ではすでに下部構造組織によつてエネルギー吸収がなされ、あるいはフィルターされたものとして入ってくるためとも考えられるが、それはまた同時に構造物の耐震設計において最も関心を払うべきところは下部構造もしくは上部構造の下層部の弾塑性力学的性状をいかに設定すべきかという問題に帰するものであることをも意味するであろう。

いままでの議論はすべて振動系のレスポンスの ductility factor による表示に関してなされてきたものであつたが、ここで少し観方を変えて、各変位レスポンス量を地変動位置と対比させた結果について観察を試みよう。

Figs. 6, 7 は **Figs. 4, 5** に示した結果を地動の最大変位量 (振幅) で割つた値を縦軸にプロットしたものを示すが、この場合地震動の振幅はその最大加速度が一定ならば地動の周期の 2 乗に、また地動の周期が相等しければ地動の最大加速度値に正比例することを考えると **Figs. 6, 7** は **Figs. 4, 5** とはまた別の意味をもつことに注目しなければならない。

Figs. 6(a) と **7(a)** の比較は下部構造の初期剛性 κ_0 の値が大となれば下部構造の相対変形量は κ_0 の値にほぼ逆比例して小さくなることを示すが、さらに一般に **Figs. 6, 7** の各曲線の縦座標の値は λ_R の値が小さい程大きく、 λ_R の増大とともに著しく低下することが知れる。たとえば $\kappa_0=0.4$ の場合の下部構造の変形量は $0.5 \leq \lambda_R \leq 1.0$ の範囲では c の小さな値に対しても地震動の振幅よりも大きな値となり、 $\kappa_0=1.0$ の場合には下部構造の最大変形量はすべて地動振幅よりも小さい。しかるに **Figs. 6(b), 7(b)** から容易にわかるように下部構造の初期剛性の値が大きい場合 ($\kappa_0=1.0$) には上部構造第 1 層の相対変形は $\kappa_0=0.4$ の場合よりもむしろ大きくなっている。

かかる詳細な各層相対変位の最大値の終対量としての大小関係を κ_0 および c の種々の値に対して集成し、一覧表に図示したものが **Fig. 8** であつて、これより地震時に構造物の下部ならびに上部構造各層の最大相対変形量の上下方向の分布を知ることができる。これはつまり下部構造の種々の弾塑性特性ならびに地震動の強さ (intensity) に対して、構造物の各層各部分がどれ程の相対変位をなし得るかを示したものであつて、簡単に考える場合には κ_0 の値が大きいほど地盤 (下部構造) の性状は硬く、より弾性的であり、また c の値が大きいほどこの振動系に対して相対的に強烈な地震動を想定したことになる。

Fig. 8 からは地盤が軟弱 (κ_0 が小) である場合には地震動が強烈であるほど下部構造の変形量は大きくなるにもかかわらず、上部構造各層の変形量はあまり著しく変化しないことがわかる。また地盤が著しく堅固なとき (たとえば $\kappa_0=2.0$ の場合) 下部構造の変形量は地動 c の値が大きくてもあまり増大せず、むしろ上部第 1 層の変形量が顕著である。ごく少数の例外を除いて、**Fig. 8** において c の値を固定し、 κ_0 の値の変化に伴う上部構造の変形量に注目すると、上部構造各層の最大相対変位量は κ_0 の増大とともに増大し、その割合は一般に下層ほど大きくなっている。しかるに下部構造の変形量は $c=0.4$ のとき $\kappa_0=0.6$ の場合に最大値 1.33 を記録し、 $c=0.8$ に対しては $\kappa_0=1.0$ で最大値 3.69 を、そして $c=1.2$ の場合に $\kappa_0=0.8$ で 7.35 と最大になることが観察される。すなわち下部構造の変形量は κ_0 の変化に対してピークをもつとい

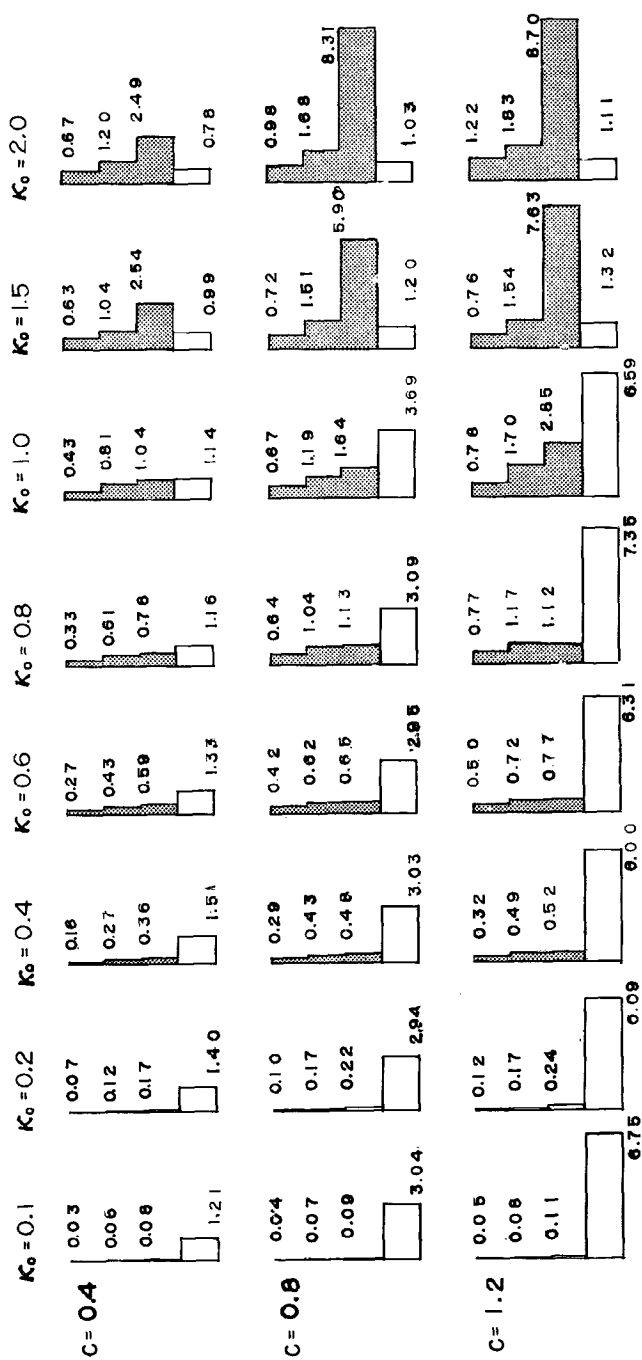


Fig. 8 Maximum story displacements of the system for several values of stiffness of the substructure as well as the intensity of ground motion

うことが本解析によつて認められた極めて重要な結論の一つといつてよい。

解析結果を通じて実際の現象の説明を試みるために、ここで本論文の冒頭に掲げた既往の激震による各種構造物の被害の模様を再録して見よう。それは

「……地震による建築物の被害は堅固な地盤や岩盤の上にある場合よりも沖積層や土盛りの地盤の方が大きいということが一般に（一貫していえることではないが）認められている。記録を見ると柔かい地盤ではより大きな地動をなし、加速度も大きい。しかしまた、ある剛な建物についてはそれが堅固な地盤上にあるよりも軟弱な地盤の上にあつた方が良好であつたという事実も認められている。……」
ということであつた。

上の記述は1923年の関東大震災の後、各種構造物の震害調査をなした際に認められた事柄であつて、当時の建築物は木造家屋が圧倒的に多く、また剛な建物とはこの地震で被害率の比較的高かつた煉瓦造、石造、あるいは鉄筋コンクリート構造を指すものである。そして木造家屋と剛な建物との構造力学的な性状の主たる相異点は著者の1人、棚橋がすでに指摘したように¹⁰⁾、前者がその材料と構造法の特徴から水平力に対して相当大きな抵抗力をもち、しかも破壊までに大きな水平変形に耐えられるような構造物であるに対して、後者はその剛性が極めて高くても大きな水平変形には耐え得ない架構であるということで、この点が Fig.8 の結果の解釈の上で非常に重大な意味をもつのである。

したがつて上の記述の前半はたとえば Fig. 8 では (i) $c=0.4$, $\kappa_0=2.0$ に対応する堅固な地盤上に建てられた木造家屋の地震レスポンスと、(ii) $c=1.2$, $\kappa_0=0.1$ の軟弱地盤上に建つものとの比較になるであろう。(i) の場合の上部構造の変形量は大きく、下部構造の変形量は明らかに小さい。そして (ii) の場合はこの逆である。木造家屋がもし (i) の場合の変形量に耐え得るならば、家屋の上部構造は安全であり、(ii) の場合の家屋の上部構造変形量は (i) の場合より小さいから、問題はむしろ (ii) の場合の下部構造の変形量が重大な結果となるであろう。この場合の下部構造の大きな変形は地盤の変形、家屋基礎地盤の破壊を意味し、これに起因する家屋上部構造の転倒、損傷、崩壊の可能性も考えられるから、関東大震災の直後における観察はこの点に深く注目されたのではないかと思われる。

つぎに剛な建物にあつては、(i) の場合の大きな上部構造変形量に耐え得ないものとすれば、むしろ (ii) の場合の軟弱地盤上にある方が建築物（上部構造）としては有利であり、末広恭二、石本巳四雄両博士の推論¹¹⁾のように、「……この場合には建物の剛性は建物が建っている盤の剛性よりもずっと大きいから、建物はちょうどゼラチンの上に置かれた小石のような動きをするであろう。そして建物が全体として軟かい地盤上でロッキング振動をする可能性があるのである。……」ということも当然考えられるのである。

6. 結 論

いずれも弾塑性履歴復元力特性を想定した高層構造物の下部構造ならびに3自由度の上部構造の連成振動系に対する仮想地震動による過渡振動レスポンスの解析結果から、その下部構造のもつ弾塑性特性が上部構造地震レスポンスに如何なる影響をもつかという点に関連して、つぎのような定性的な結論が導かれる。

1) 下部構造の初期剛性ならびに降伏点復元力の値は上部構造の各層相対変形の絶対量および上下方向の分布に対して大きな影響をもつ。いい換えれば、下部構造の力学的性質が地震動の強烈さおよび周期比と相俟つて、上部構造の ductility factor の値を支配し、また上部構造の変形量の大きさを左右する。

2) 下部構造の弾塑性特性、主にその塑性履歴特性によつて、強烈な地震動が構造物に与えたエネルギーを吸収し、地震波をフィルターする作用をもつ。この結果、地震動そのものの動力学的性状が異なつても、その相異なるための影響は上層へ行くほど小さくなり、上部構造の最上部ではほとんど無視し得ることがある。

3) 地震動の強さを規定する量、 c の値が一定であれば、上部構造の各層最大変形量は下部構造の初期剛性の値に関連し、一般にそれは下部構造の初期剛性が高いときに大きい。しかるに下部構造自身の変形量に

については、その値を最大ならしめる初期剛性の optimum value が存在し、そのときの下部構造の弾塑性履歴特性によつて吸収される地震エネルギーの量は最大となる。このことは、さらに広義に解釈すれば、この下部構造に集中せられる大きな塑性変形によつて上部構造各部の変形は逆に小さくなる、あるいは少なくとも異常に増大するものではないということになるが、かかる下部構造の上部構造に対する相対的な初期剛性の optimum value を探し出すことも不可能ではない。

4) 上記の結論をもつて現実の地震時の構造物の挙動を既往の大地震による各種構造物の被害の模様から検討すれば、震害調査の際の観測事実あるいは推論をある程度裏付けることができる。

ただ本解析で想定された上部構造の質量あるいは初期剛性の上下方向分布は極めて抽象化された一つの場合に限られ、したがつてこの結果のみでは実際に存在する構造物の諸性質の多様性をすべて包括することはできない。この点は地震抽象の問題と合わせて今後さらに発展的に研究を進めなければならないものである。

参 考 文 献

- 1) Joint Committee of the San Francisco, California, Section, ASCE, and the Structural Engineers Association of Northern California: Lateral Forces of Earthquake and Wind, Trans. ASCE, Vol. 117, 1952, pp. 716-754, discussions, pp. 755-780.
- 2) 棚橋諒, 小堀鐸二, 金多潔, 南井良一郎, 水畑耕治: アナログ・コンピューターによる非線型過渡振動解析——その1, 2, 日本建築学会論文報告集, 第63号, 昭34.10, pp. 297-304.
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: アナログ・コンピューターによる非線型過渡振動解析——その3, 4, 5——振れを伴う構造物の耐震解析, 日本建築学会論文報告集, 第69号, 昭36.10, pp. 485-496.
- 3) 棚橋諒: 地盤の弾性の架構の周期並びに振動性状におよぼす影響につきて, 建築学会論文集, 第5号, 昭12.3.
小堀鐸二, 金多潔: 建物の周期と地盤の弾性固定度との間の誤まれ易い結論について, 日本建築学会研究報告, 第21号, 1953.
- 4) 妹沢克惟, 金井清: 勢力の地下逸散の為に生ずる高層構造物の震動減衰, 東京帝国大学地震研究所彙報, 第13号, 昭10. およびこの論文以降同系統の数篇の研究論文。
- 5) R. G. Merritt and G. W. Housner: Effect of Foundation Compliance on Earthquake Stresses in Multi-story Buildings, Bull. of the Seismological Society of America, Vol. 44, No. 4, Oct. 1954, pp. 551-569.
- 6) 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—制禦およびフィルターと作用地震波のパターンの想定法, 日本建築学会論文報告集, 第54号, 昭31.9, pp. 401-404.
- 7) T. Kobori and R. Minai: Study on Unstationary Vibration of Building Structure with Plastic Deformation of Substructure, Proc. of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Vol. II, 1960, pp. 1085-1104.
- 8) Hisao Goto and Kiyoshi Kaneta: Analysis with An Application to Aseismic Design of Bridge Piers, Bull. of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No. 41, Dec. 1960, pp. 1-17.
- 9) たとえば Lydik S. Jacobsen and Robert S. Ayre: Engineering Vibrations with Applications to Structures and Machinery, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, 1958, Chapter 8.
- 10) Ryo Tanabashi: Earthquake Resistance of Traditional Japanese Wooden Structures, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Kyoto, Japan, No. 40, Dec. 1960, pp. 1-15.