

弾塑性ジョイントを含む架構の地震応答

—梁柱の強度分布と応答分布の関係—

小堀 鐸二・南井良一郎・藤原 悌三

EARTHQUAKE RESPONSES OF A FRAME STRUCTURE HAVING ELASTO-PLASTIC JOINTS

—EFFECT OF ELASTIC LIMIT STRENGTH DISTRIBUTION OF
STRUCTURAL MEMBERS ON THEIR RESPONSES—

By *Takuji KOBORI, Ryoichiro MINAI and Teizo FUJIWARA*

Synopsis

For the aseismic design of elasto-plastic structures, it is very important to ensure the safety of column members because the large plastic behaviours in column members may lead to the final collapse of a frame structure. Nowadays one of the practical design principles may be to take the larger safety factor for column members rather than for girders of such a structure.

In this paper, we study about the effect of the elastic limit strength distribution of members on their responses in a three-storey frame structure having elasto-plastic joints subjected to the typical excitation patterns. And also, we discuss on the problem how to choose pertinently the mechanical property distribution of members in order to control the distribution of their local earthquake responses.

1. ま え が き

数十年に一度、あるいは百年に一度という大地震に対して、構造物自体が多少の損傷を受けたとしても人命を奪うが如き破壊的な被害から免がれ得るように設計を行なうことが、弾塑性建築構造物の終局耐震設計の基本方針と考えられる^{1),2)}。常時軸力の作用している上に、地震時に大きな二方向からの曲げ、せん断および捩り応力を受ける柱部材に対して弾塑性域でその耐震安全性を明確に判定することは仲々困難であり、このような状態で柱部材に強い塑性履歴挙動を許すのは、それが直接構造物全体の崩壊に結びつき易いと思われ、このことは過去の大地震あるいは最近の十勝沖地震による鉄筋コンクリート構造物の被害状況にも示されている。しかしながら構造物の弾塑性挙動に伴う履歴減衰によって地震応答が抑制されることも既往の研究において指摘されており³⁾、また、弾塑性終局耐震設計の立場からは外乱安全率を導入した破壊的な地震を想定して、一方構造物の応答安全率を小さくとり、耐震安全性を終局状態で判定することになり、従って建築構造物の地震応答を弾性域に制限する立場をとらず、積極的に弾塑性域の地震応答性状に基づいて合理的な耐震設計を行なうことを意図している^{4),5)}。これらのことを考え合わせると現在の解析技術では構造物の弾塑性挙動は比較的軸力や部材応力の *interaction* の小さい梁部材に発生させ、柱については弾性域乃至は靱性率の小なる範囲にとどまるように設計するのが妥当と考えられ、このことは既に1955年に棚橋博士等とともに筆者の一人が提案している⁶⁾。

一般に建築構造物の弾塑性地震応答解析を実施するためには地震波動媒体地盤の動特性を考慮した構造物に作用する地震波パターンの想定、構造物周辺地盤も含めた構造物系の合理的なモデル化、実験的に裏付け

られた耐震安全性の尺度に対応した地震応答の評価等がそれぞれ関連をもちつゝ要求され、種々の立場から研究が進められているが、それらを全て妥当に定めることは現段階では困難であり、問題を上部建築架構に限定して考えても、たとえば部材の interaction, 軸力による架構の不安定現象、水平動と上下動との連成あるいは部材の局部挫屈等特に柱部材に係る問題で未だ充分に解明されていない点が多い。従って上述の理由により柱の安全性を保持するためには現段階で定められる部材の応答安全率の想定に関して柱の応答安全率を梁の応答安全率よりも大きくとることが健全であると考えられるが、一方柱に過大な断面を要求することは経済的な理由から望ましいことではなく、そこに安全性と経済性とを考えた適正な梁、柱断面の強度分布が存在する筈である。以上のような観点にたつて構造物の地震応答解析を実施する場合には当然概括的な質点系モデルでは不適當であり、部材、接合部等の局所的な動力特性のモデルを総合して組立てた架構の動力モデルを解析対象とする必要が生じる。前報⁷⁾において筆者等は架構構成要素に関する局所的な地震応答解析法の一つとして部材端に弾塑性ジョイントをもつ架構を対象とした応答解析法について論じ、更に重力による軸力が及ぼす架構の不安定現象や軸力と曲げモーメントの作用する部材の interaction の地震応答に与える影響についても検討を加えてきた⁸⁾。

本論文では、特に梁と柱の強度分布がそれらの局所的弾塑性応答の分布にどのように影響を与えるかという点に注目して、前報の解析法を用いて地震応答解析を行ない地震時に弾塑性構造物の梁、柱部材の局所的応答を制御する方法を見出すとともに概括的なせん断型質点系モデルとの対応を知るために局所的応答と概括的応答との関係についても比較検討する。解析の対象とした構造物モデルは部材端に bilinear 型履歴特性の弾塑性ジョイントをもつ3層等高等張間の架構であり典型的な地震波パターンとして、構造物の基本固有周期に同調する cosine 波一波および記録された地震波形より Vernon S82°E, 1933 を採用し梁、柱強度比、外乱無次元強度、弾塑性ジョイント履歴特性の第1, 第2分枝剛性比が最大靱性率および最終消費エネルギー率で定めた局所的あるいは概括的地震応答におよぼす影響について検討し、部材等構成要素の弾塑性性質に関する耐震設計資料を得るとともに併せて概括的なモデルとの対応についても考察を加えた。

2. 基礎方程式

弾塑性ジョイントをもつ架構の部材あるいは接合部に関する局所的な地震応答性状を明らかにするための基礎式の誘導と固有値方程式およびエネルギーバランスを示す関係式については既に前報⁷⁾に報告されており、従って本論文では重複をさけるために直接応答解析に使用する無次元基礎方程式について簡単に説明する。

一般に多層平面架構において質量が各層床位置に集中するものと仮定すると、水平地動の作用する架構の非定常非線形地震応答解析における無次元基礎運動方程式は次のように書ける。

$$([a] \frac{d^2}{dt^2} + [b] \frac{d}{dt} + [n_0][e])\{\eta\} + [c]\{\rho\} = -[a][1]\alpha \cdot \alpha(\tau) \quad \dots\dots\dots (1)$$

簡単のため斜材を含まない弾塑性架構を対象を限定し、塑性挙動の発生を部材端の弾塑性ジョイントに代表させ他の部材を弾性と仮定すると弾塑性ジョイントの無次元モーメントベクトル $\{\rho\}$ と各層無次元運動変位ベクトル $\{\eta\}$ 、弾塑性ジョイントの無次元相対回転角ベクトル $\{\vartheta\}$ との間に次の関係式を得る。

$$\{\rho\} = [\lambda]\{\eta\} - [\sigma]\{\vartheta\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

こゝで(2)式の $[\lambda]$ $[\sigma]$ はそれぞれ各層および各ジョイントに単位の変形を与えたときの各ジョイントのモーメントを表わす所謂モーメント影響係数マトリックスの無次元量であり、通常部材の剛性と架構の形状によって定まる定数となるが、架構の横変位に伴って生ずる軸力を考慮する場合は部材軸力の関数となる。一方 $\{\rho\}$ は弾塑性ジョイント領域の動力特性から、履歴特性を bilinear type と仮定すると次の如く表現される。

$$\{\rho\} = \{\psi(\vartheta; n, r)\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $[a]$ ：質量マトリックス、 $[b]$ ：減衰係数マトリックス、 $[n_0]$ ：重力による軸力を含むマトリックス、 $[e]$ 、 $[c]$ ：架構の形状係数マトリックス、 $\{\psi\}$ ：弾塑性ジョイント履歴特性ベクトルでそれぞれ無次元量であり、 $\alpha(\tau)$ は無次元外乱波形関数、 α は外乱強度と構造物基準強度に關係する無次元強度であり τ は無次元の時間を表わす。

以上の基礎式を用いて応答解析を行なうにはアナログ計算機を用いるのも有力な手段と考えられるが、こゝではデジタル計算機による数値解析法を採用し、運動方程式(1)式には Runge-Kutta の4次の近似式を、(2)、(3)式には Gauss-Seidel 法を適用して step by step に解を誘導した。なお解析には京都大学計算センターの電子計算機 KDC II, HITAC 5020 を使用したが、こゝで解析の対象とした10箇の履歴特性と3箇の運動方程式から成る3層弾塑性架構では100 step に約60秒の演算時間を必要とした。

3. 構造物モデルの設定と入出力の選定

こゝでは梁と柱の強度分布がそれぞれの地震応答に如何なる影響をもつかを検討するために Fig. 1 に示す3層門型架構を解析の対象として、非定常非線形応答解析を実施した。柱の強度を問題にする場合には軸方向力についても考慮すべきであるが、既に文献⁹⁾において軸力の影響については検討しており、その結果では3層架構の場合には挫屈撓角法の係数に与える変動軸力の影響は僅かであること、横変位に伴う復元力の低下は base shear 係数と関連して比較的簡単に考慮し得ることおよび軸力と曲げモーメントとの interaction による弾塑性ジョイントの降伏強度の増減が最も大きな影響を与えること等が判っている。従って本解析においては前2者については考慮外とし、interaction の問題は対称構造物が逆対称変形をするということによりこゝでは除去して別に検討することにした。

Fig. 1 に示す架構の動力学特性を規定する無次元パラメーターは次の手順により定めた。まず各層の質量は一樣とし、粘性減衰係数は応答を安定化させるためと現実の構造物の状況を考え弾性域での基本固有振動に関して臨界減衰比1%となる剛性比例型の内部粘性減衰として与えた。

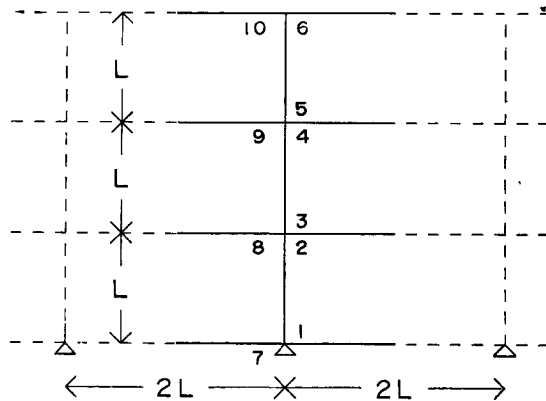


Fig. 1 Three-storey multi-bay frame having elasto-plastic joints.

$$[a]=[I], \quad [b]=\frac{2_1 h}{1 \omega} [c]([I]+[\sigma])^{-1}[\lambda] \quad \dots\dots\dots(4)$$

こゝに $[I]$ は単位マトリックス、 $[c]([I]+[\sigma])^{-1}[\lambda]$ は弾性域における剛性マトリックス、 1ω は構造物の無次元基本固有角振動数、 $1 h$ は対応する臨界減衰比を示す。次に各弾塑性ジョイントの領域巾を ΔL 、部材長を L とすると R を曲率、 EI を曲げ剛性、 M を弾性限強度として弾性限相対回転角 Δ は次式で与えられる。

$$\Delta = \frac{1}{R} \Delta L = \frac{M}{EI} \Delta L = \frac{B \kappa \delta}{EK_0 k} \cdot \frac{\Delta L}{L} = \frac{K \bar{\Delta}}{EK_0} \cdot \frac{\kappa \delta}{k} \cdot \frac{\Delta L}{L} \quad \dots\dots\dots(5)$$

こゝに $B, \bar{\Delta}$ は弾性限曲げ強度および弾性限相対回転角の基準量であり E はヤング係数, K_0 は基準部材の剛度である。従って無次元弾性限相対回転角分布 $\{\delta\}$ は ΔL と L の比を一定とすると弾性限曲げ強度分布 $\{\kappa \delta\}$ と部材剛比 $\{k\}$ で表現される。

$$\{\delta\} = \left\{ \frac{\kappa \delta}{k} \right\} \quad \dots\dots\dots(6)$$

一方剛比の分布 $\{k\}$ はジョイント弾性限強度分布 $\{\kappa \delta\}$ と部材成の分布 $\{h\}$ および部材長の分布 $\{l\}$ の関数として次式で与えられ

$$\{k\} = \left\{ \frac{h \cdot \kappa \delta}{l} \right\} \quad \dots\dots\dots(7)$$

結局 $\{\delta\}$ はこゝで対象とする階高一様で張間間隔が階高の2倍である架構に対しては、梁部材成と柱部材成の比を1.2:1と仮定して、**Fig. 1** のジョイント番号に従って次のように定まる。

$$\{\delta\} = \left\{ 1, 1, 1, 1, 1, 1, \frac{2}{1.2}, \frac{2}{1.2}, \frac{2}{1.2}, \frac{2}{1.2} \right\} \quad \dots\dots\dots(8)$$

ジョイントの弾性限強度分布 $\{\kappa \delta\}$ の想定に関しては、完全弾塑性型履歴特性をもつ3層せん断型質点系による地震応答解析の結果耐震安全性の空間的分布一様の規範で適正動力学特性分布として検出された^{5),9)}質量分布 $\{1, 1, 1\}$, 弾性限層間変位分布 $\{1, 1, 1\}$ に対する適正弾性限層せん断強度分布 $\{1, 7/9, 5/9\}$ を基準とし、各層の柱ジョイント曲げ強度分布にはその基準値を与え、梁ジョイント強度については柱頭、柱脚の強度の和の $\bar{\beta}$ 倍をもって強度分布係数を定める。解析に用いた梁、柱強度比 $\bar{\beta}$ の値は0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 2.0, 5.0, 5000の9種類であるが $\bar{\beta} < 1$ では各節点の梁の強度和が柱の強度和より小さく、逆に $\bar{\beta}$ が1より大きくなると所謂純せん断型質点系に近づくことになる。以上より梁、柱の強度分布はたとえば $\bar{\beta} = 0.8$ のとき

$$\{\kappa \delta\} = \{1, 1, 7/9, 7/9, 5/9, 5/9, 0.4, 0.7\bar{1}, 0.5\bar{3}, 0.2\bar{2}\} \quad \dots\dots\dots(9)$$

となる。またジョイントの第1, 第2分枝剛性比 $\{r\}$ も梁、柱の応答分布に影響を与えと考えられるが、材料の歪硬化などにより一般に微小な正の勾配をもつということからこゝでは次のように設定する。

$$\{r\} = r\{1\}, \quad r = 0, 0.025, 0.05 \quad \dots\dots\dots(10)$$

なおモーメント影響係数 $[\lambda]$, $[\sigma]$ の想定に関して必要な基準値 $2EK_0/K$ は(5), (6)式の関係より $\Delta L/L = 1/20$ と想定することより 10^{-1} と定まる。斯くして得られた構造物モデルの無次元固有角振動数は $\bar{\beta}$ によって異なり **Table 1** の如くなり、またその振動モードは **Fig. 2** の如く $\bar{\beta} = 0.2$ と $\bar{\beta} = 5000$ との間に収まりほぼ純せん断形モードになる。

次に典型的な入力として次の2種の無次元地動加速度外乱を想定した。

$$a) \quad \alpha(\tau) = \cos_1 \omega \tau \left(s(\tau) - s(\tau - \frac{2\pi}{\omega}) \right) \quad \dots\dots\dots(11)$$

(11)式中 $s(\tau)$ は step function であり構造物の基本固有周期に同調する cosine 波一波を考えたことになり、一般に地震時における弾塑性構造物が大変形を生ずる場合には1次モードの変形が卓越することを想定したものである。また構造物の基準強度 $\bar{B}$ と外乱加速度振幅 A によって定まる無次元強度パラメータ α は次式で与えられそれは base shear 係数 s の関数でもある。

$$\alpha = \frac{AML}{\bar{B}} = \frac{2A/g \bar{\beta}}{\sum m_i s} \quad \bar{\beta} \leq 1 \quad \alpha = \frac{AML}{\bar{B}} = \frac{2A/g}{\sum m_i s} \quad \bar{\beta} \geq 1 \quad \dots\dots\dots(12)$$

従って base shear 係数 s を一定としたときの強度パラメータ α' は

Table 1 Nondimensional natural angular frequencies of model structures with $\bar{\beta}$.

$\bar{\beta}$	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	2.0	5.0	5000
${}_1\omega$	0.091	0.122	0.143	0.158	0.167	0.179	0.205	0.240	0.277
${}_2\omega$	0.338	0.396	0.436	0.467	0.486	0.511	0.562	0.632	0.703
${}_3\omega$	0.827	0.866	0.894	0.914	0.923	0.943	0.976	1.019	1.059

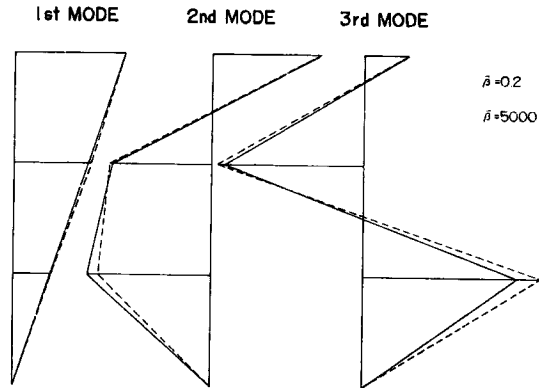


Fig. 2 Natural modes of model structures.

$$\alpha' = \frac{\alpha}{\bar{\beta}} \quad \bar{\beta} \leq 1 \qquad \alpha' = \alpha \quad \bar{\beta} \geq 1 \qquad \dots\dots\dots (13)$$

となり本解析では $\alpha' = \frac{1}{6}, \frac{1}{3}, \frac{2}{3}, \frac{3}{3}$ を採用したが、別に $\alpha = 0.4$ としたときについても検討している。なお step by step の数値解析における演算は無次元固有周期の 1/100 間隔に行ない 250 step で終了した。

b) $\alpha(\tau)$ は Vernon S82°E, Oct. 2, 1933 地震の加速度記録の無次元正規化波形関数であり原波形の 0~9 sec. を 0.02 sec. 間隔に sampling した Fig. 3 に示すものを使用した。Fig. 4 には Fig. 3 の波形の正規化スペクトル密度を示すが、この波形は 2.6 cycle に peak をもつ非定常性の強い波形関数であるといえる⁵⁾。実際の応答解析には都合により 0~2.5 sec. を採用したので全波形を用いる場合よりエネルギー系統の評価は小さくなるが、外乱の加速度および速度振巾の最大値も応答の最大値もこの範囲に含まれていると考えられる。参考のため 0~2.5 sec. までの正規化スペクトル密度を Fig. 5 に示したがやはり 2.6 cycle で大きく、Fig. 4 とほぼ同じ傾向を示しているが低い振動数の power を落しているきらいはある。しかし本解析に用いた周波数パラメーターの範囲ではそれほど影響はないと考えられる。

Vernon 波形に関する周波数パラメーター ψ は構造物が 3 層であることを考慮して次の如く定める。

$$\psi = \frac{{}_1T}{T_d} = \frac{{}_1\tau}{\tau_d} = \frac{1}{30}, \frac{1}{20}, \frac{1}{15} \qquad \dots\dots\dots (14)$$

こゝに ${}_1T, {}_1\tau$; 架構の基本固有周期, T_d, τ_d ; 外乱時定数 (便宜上継続時間) とそれぞれの無次元量である。強度パラメーター α' の想定に関しては、

$$v' = \frac{\alpha'}{\psi} = \frac{2T_d \cdot A/g}{{}_1T s \bar{m}_i} \qquad \dots\dots\dots (15)$$

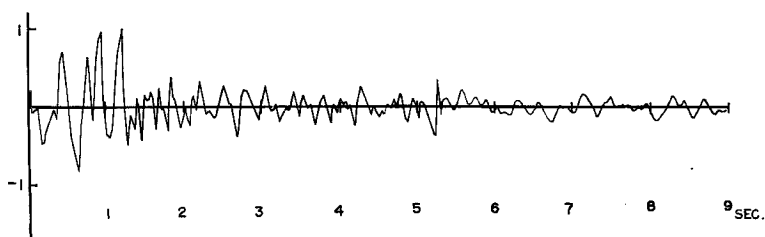


Fig. 3 Wave-shape function of ground acceleration; Vernon Earthquake, S82°E component, 1933.

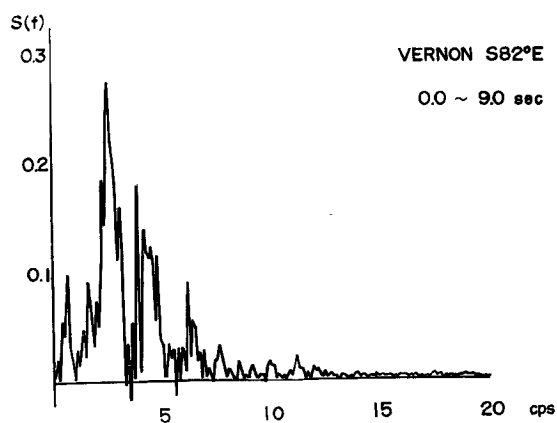


Fig. 4 Normalized power spectral density of acceleration record of Vernon Earthquake; 0~9 sec..

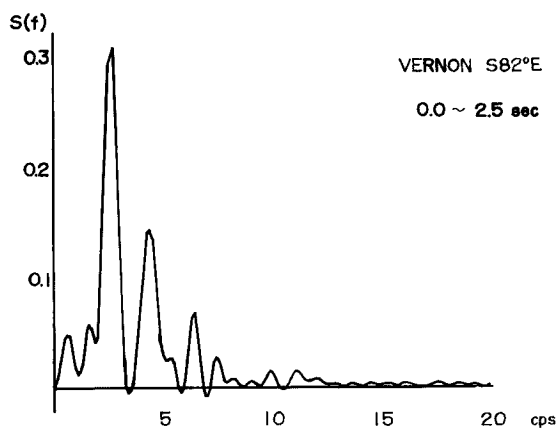


Fig. 5 Normalized power spectral density of acceleration record of Vernon Earthquake; 0~2.5 sec..

が一定ここでは $v'=12.5$ とした²⁾。従って (14) 式の ψ に対応する強度パラメーター α' は

$$\alpha' = 0.416, 0.625, 0.833 \quad \dots\dots\dots (16)$$

となる。ここで (14) 式の外乱無次元周波数パラメーター ψ の値は Vernon 原波形の $T_d=9$ sec. に対しては $T=0.3, 0.45, 0.6$ sec. を想定したことになり, Figs. 5, 6 のスペクトル密度の卓越した周波数領域にあることがわかる。また, たとえば $\alpha'=0.833$ ということは外乱加速度振巾が $A=0.3$ g に対し base shear 係数 $s=0.24$ で設計された構造物に相当する。

次に耐震安全性の尺度に関連した出力の最大応答としては次のものを考える。まず局所的な耐震安全性の尺度と考えられる各ジョイントの相対回転角に対する弾性限相対回転角の比, 即ち各ジョイントの靱性率の時間に関する最大値は (17) 式で与えられる。またジョイントの消費エネルギーに対する弾性限ポテンシャルエネルギーの比で表わされる各ジョイントの消費エネルギー率の最終値を (18) 式に示す。

$$\{r_D^\theta\} = \{\theta\}_{\max} \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$\{r_E^\theta\} = \left\{ 2(1-r) \int_0^\infty \left| \frac{d\theta}{dr} \right|_p dr \right\} \quad \dots\dots\dots (18)$$

更に概括的な耐震安全性の尺度と関連して各層無次元運動変位 $\{\eta_m\}$ および層間変位 $\{\eta_r\}$ と各層の等価な復元力特性 $q-\eta_r$ の関係あるいは入力エネルギーおよび全消費エネルギーに対するジョイントの弾性限ポテンシャルエネルギー和の比 E_i および E_{ppl} は一般に時間の関数として与えられるがこれらも重要な出力と考えられる。また, 外乱の周波数特性と構造物の固有振動数および振動モードの関係から柱の反曲点位置が定まり, 概括的なモデルにおける各層の強度の決定法とも関連して各ジョイントのモーメント分布も興味深い出力となるがここでは紙面の都合により省略した。

4. 解析結果と考察

解析結果の一部を以下の図に示すが応答は全て無次元量で比較し, 粘性減衰係数は臨界減衰比 1 % の内部粘性減衰として与えた。Figs. 6~10 は同調 cosine 波一波を入力として梁, 柱強度比 $\bar{\beta}$, 第 1, 第 2 分枝剛性比 $\bar{r}$ および外乱強度パラメーター α' を変化させた場合の応答結果である。まず Fig. 6 には前節で定義された各弾塑性ジョイントの最大靱性率 r_D^θ を縦軸にとり梁, 柱強度比 $\bar{\beta}$ を対数目盛を用いて横軸に表わし, 特に $\bar{\beta}$ の変動による梁, 柱ジョイントの応答の分布性状の変動に注目したもので, 図中の番号は Fig. 1 に示した各ジョイント番号に対応し, 1~6 が柱のジョイント, 7~10 は梁のジョイントを意味する。この図で $\bar{\beta} < 1$, 即ち梁の強度により構造物の層せん断強度が支配される範囲では $\alpha' = \text{const.}$ の条件が base shear 係数が一定を意味し, それが梁強度により規定されることになるので梁の最大靱性率応答は $\bar{\beta}$ についてあまり変化しない結果を与えている。 $\bar{\beta}$ が 1 に近ずき, 梁強度と柱強度が等しくなるにつれて柱の応答は急激に増加するし, 一方梁の応答は急激に減少する。特に同調 cosine 波を入力とする場合には 1st mode の変形が生じ易く梁の最大靱性率が 10 乃至 20 という強い外乱に対しても $\bar{\beta} = 0.5$ を超えてはじめて柱が塑性域に入り $\bar{\beta} = 0.6$ でお梁の応答の数分の 1 以下である。しかし $\bar{\beta} = 0.8 \sim 0.9$ ではもはや梁と柱の最大靱性率応答は同程度となる。その傾向は第 1, 第 2 分枝剛性比にも左右され $\bar{\beta}$ が 0.8 程度以下の領域では $\bar{r}$ が大きいほど柱は塑性域に入り易くなるが, これは梁の抵抗モーメントが降伏後も若干増加し柱の抵抗モーメントに達するためである。しかし, 外乱が大きいかつ $\bar{\beta}$ が 0.8 を超えると $\bar{r} = 0$ の場合は柱の応答は急増する傾向にある。一方 $\bar{\beta}$ を 1 より大きくすると柱が塑性域に入り易く, 梁が入り難くなるのは当然であるが, $\bar{\beta} > 2$ では柱の最大靱性率は $\bar{\beta}$ に殆んど無関係となり所謂せん断型質点系の応答性状に近づくことが理解される。同様の傾向を別の耐震安全性の尺度であるジョイント最終消費エネルギー率について調べると Fig. 7 となり, 入力が同調 cosine 波であることと関連して Fig. 6 の最大靱性率応答と似た傾向を示している。しかし, Fig. 6 においては第 1, 第 2 分枝剛性比 $\bar{r}$ が大きい程 $\bar{\beta}$ が小なる範囲の梁および $\bar{\beta}$ が大なる範囲の柱の最大靱性率応答は小さくなっているが最終消費エネルギー率ではその逆の傾向

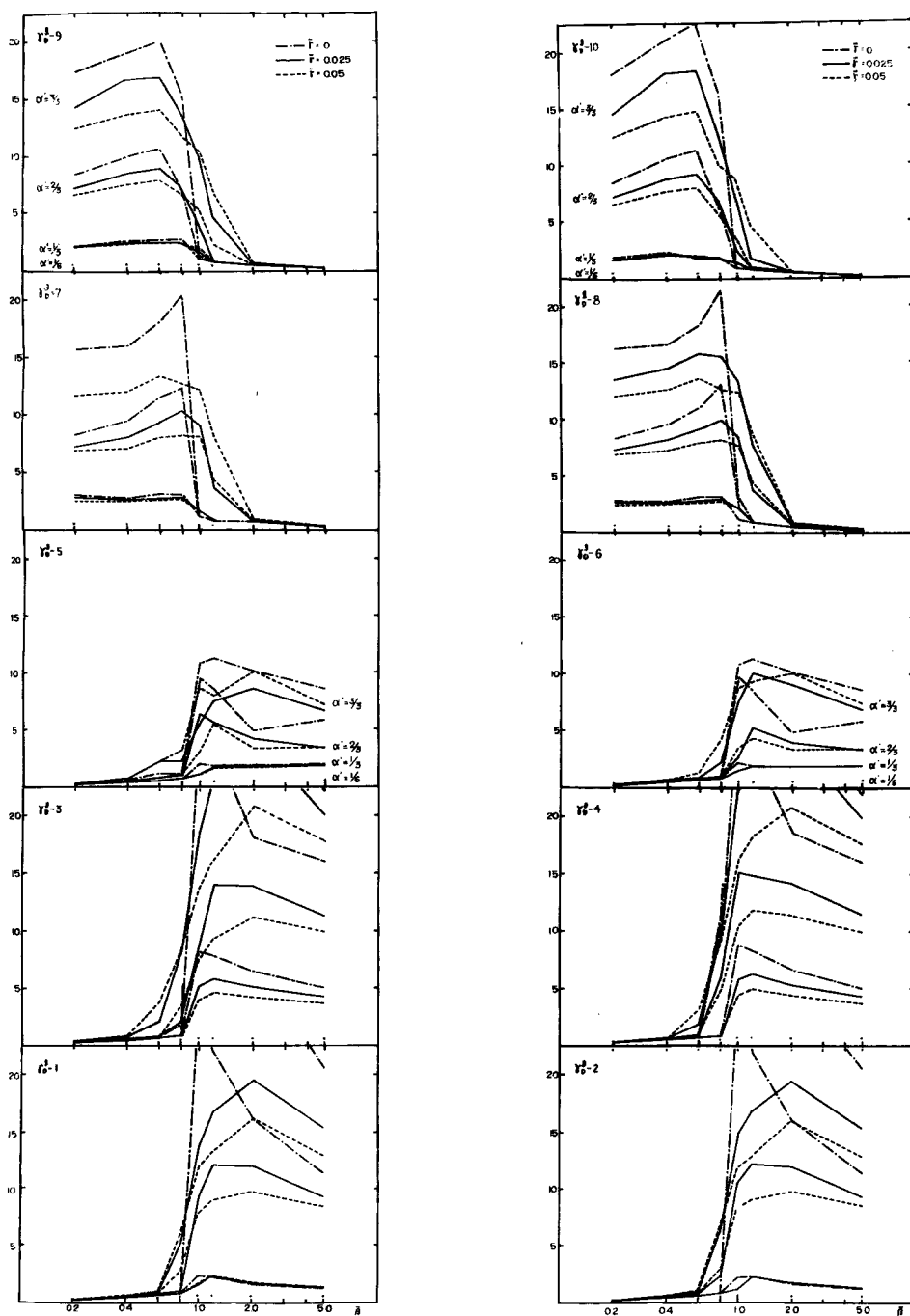


Fig. 6 Maximum ductility ratios of elasto-plastic joints; cosine input.

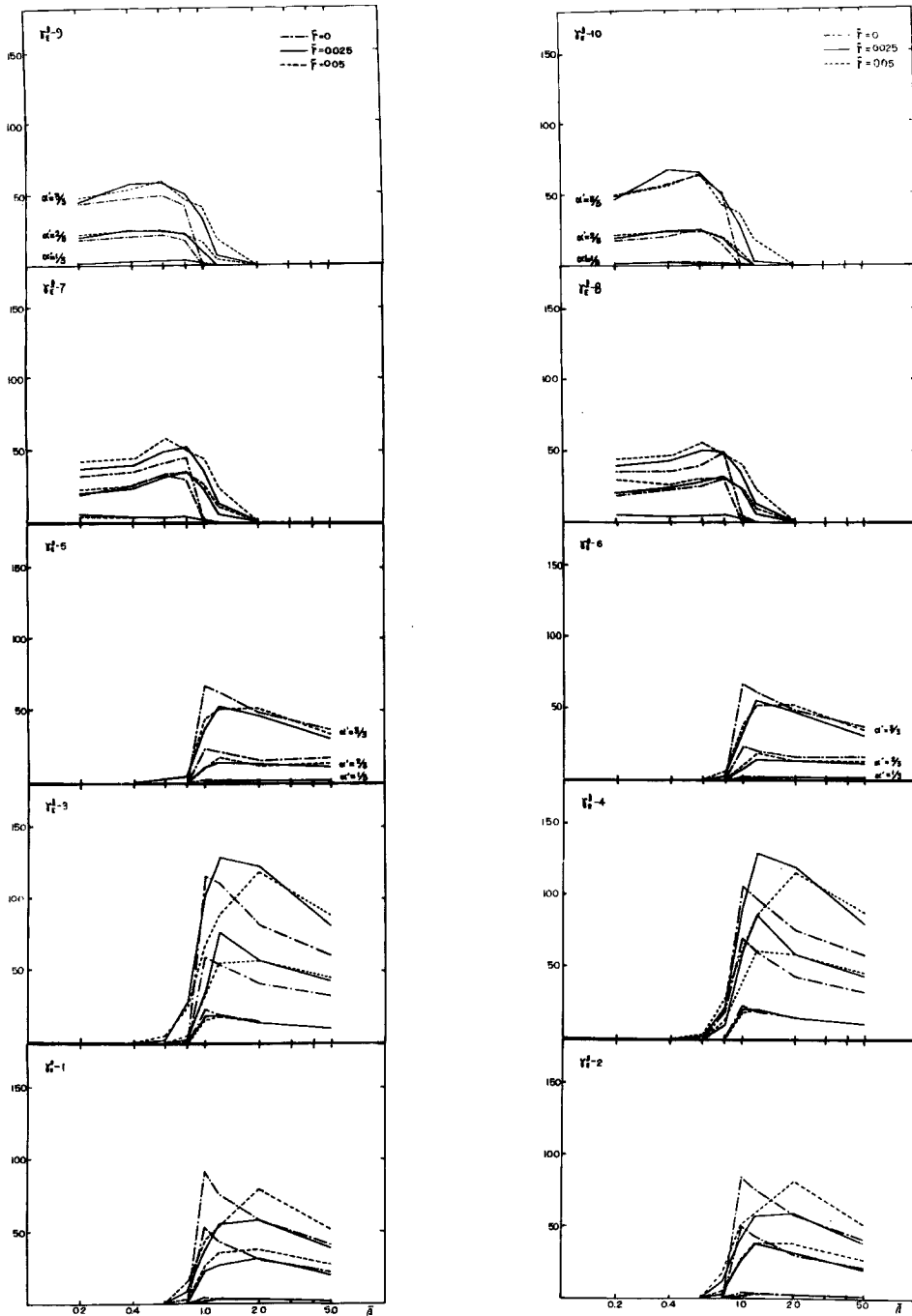


Fig. 7 Final dissipated energy ratios of elasto-plastic joints; cosine input.

を示す。このことは $\bar{r}$ が小さいときには一度の変形によって殆んどエネルギーが消費されるのに対し $\bar{r}$ が大きくなるとそれだけ抵抗力が増大するために繰返し塑性域に入りエネルギー消費が大きくなることを示す。この解析に用いたモデルは典型的な地震波形に対して概括的な構造物モデルを用いた応答解析結果から最大靱性率一様の規範で適正分布として検出されたものであるが、 $\cosine$ 波を入力とする場合には2層の応答が若干大きく3層が小さくなっていることは **Figs. 6, 7** から判るが主として興味のある $\bar{\beta} \leq 0.7$ の領域で、梁および柱ごとの最大靱性率は大略一様であり、従ってこの場合には適正動力学特性であると判断できる。**Fig. 8** には最大層間変位応答を示すが、1, 2層は $\bar{\beta}$ に関して定性的にも定量的にもほぼ同様の傾向を示すが3層では若干傾向が異なる。即ち $\bar{\beta}$ に関する peak の位置が小さい側にずれ、 $\bar{\beta}$ の小さい範囲で応答が大きくなる傾向があるが、 $\bar{\beta} \leq 0.7$ の領域で応答が一様化する。また局所的な応答では $\bar{\beta}$ の小さい領域で柱の靱性率は $\bar{r}$ の増加に伴ない増大することがあったが、一般に梁の挙動の卓越する $\bar{\beta}$ の小さい領域ならびに柱の挙動の卓越する $\bar{\beta}$ の大きい領域で $\bar{r}$ の増大はそれらの局所的応答を抑制し、従ってこのことは概括的な最大層間変位応答で $\bar{r}$ が大きくなると一般に応答は小さくなることに対応し、正の第2分枝剛性を導入することによって局所的応答および概括的応答はともに安定化することを示す。強度パラメーター α' についてみると弾性応答では最大層間変位は $\bar{\beta}=1$ で最大となるが $\bar{\beta}$ にあまり関係なくほぼ一定の傾向を示すが α' が大きくなると $\bar{\beta}$ が1近傍の最大応答は鋭くなる。このことは $\bar{\beta}=1$ の近傍では梁、柱共塑性域に入り特に柱の塑性挙動が助長されるためと思われるが base shear 係数を一定としてもたとえば梁、柱の全強度和は $\bar{\beta}=1$ で最小となることを考えればそれだけに余力のない構造物と考えることができる。この問題は工学的な面からの安全性の他に経済性からの判断を加え妥当に評価する必要があると思われる。尚、最も概括的な出力としての入力エネルギーおよび全履歴消費エネルギーの構造物の全弾性ポテンシャルエネルギーに対する比 E_t, E_{pht} は通常時間の関数となるが $\cosine$ 波入力の場合は最終値と考えてもよく、**Fig. 9** には $\bar{r}=0.025$ の場合の演算終了時の E_t, E_{pht} の値を示した。 E_t と E_{pht} の差は架構の運動エネルギー、弾性ポテンシャルエネルギーと粘性減衰による消散エネルギーに対応する。 α' が大きくなると $\bar{\beta}=1.0$ を peak とする傾向はますます顕著になるが E_t と E_{pht} の差はかえて減少する傾向を示す。次に各ジョイントの最大靱性率の空間的な分布および層間変位の最大値を加えて求められた架構のモードが $\bar{\beta}$ によって変化する様子を見ると **Fig. 10** となる。この図は $\bar{r}=0.025, \alpha'=3/3$ の場合であるが、 $\bar{\beta}$ が小さいときは柱および梁ごとの空間的な最大靱性率分布は一様であり、 $\bar{\beta}$ が1に近づく柱が塑性域に入って2層柱頭の最大靱性率が増加するとその影響で3層の応答は小さくなることを示し、この結果は右図のモードにも顕著に表われている。これは $\bar{\beta}$ が小さいときは殆んど剛体の棒が倒れるような変形をすることから各層の連成度が強くなり、一方柱が塑性域に入ると他層との連成度が弱まることから説明できるであろう。

次に同じく $\cosine$ 波を入力として外乱強度パラメーター α を一定値0.4に選び $\bar{r}=0.025$ の場合の応答結果を示す。**Fig. 11** は梁と柱の最大靱性率応答であり、**Fig. 12** は最大無次元層間変位応答であるが、この場合には柱強度を一定にして梁強度を柱強度の0.2倍から5倍まで変化させたことになり、従って base shear 係数は $\bar{\beta} < 1$ では $\bar{\beta}$ に比例するので当然この領域では梁の最大靱性率および最大層間変位は $\bar{\beta}$ が小さい程大きくなる。一方 $\bar{\beta}$ が大になると最大靱性率応答、最大層間変位応答とも多少減少しながらせん断型質点系の応答に収斂する傾向を示す。また柱の最大靱性率は $\bar{\beta}$ が0.8を超えると急激に増大し各ジョイントの応答のばらつきも激しくなるが、更に $\bar{\beta}$ が大きくなると各層ごとに一定値に近づく、即ちせん断型質点系では柱頭と柱脚の局所的な応答は等しくなることを示している。

このように構造物の基本固有周期と同調する $\cosine$ 波一波を入力とした場合には応答分布におよぼす $\bar{\beta}$ の影響を比較的容易に見出すことができ、たとえば、或る外乱強度の範囲、即ち梁の最大靱性率応答が20程度以下に対応するような外乱強度に対して、梁強度和を柱強度和の6割程度に選ぶことによって、柱の応答を弾性域あるいは微小塑性領域に制御できることが判る。しかしながら一般に地震波外乱は広い周波数領域

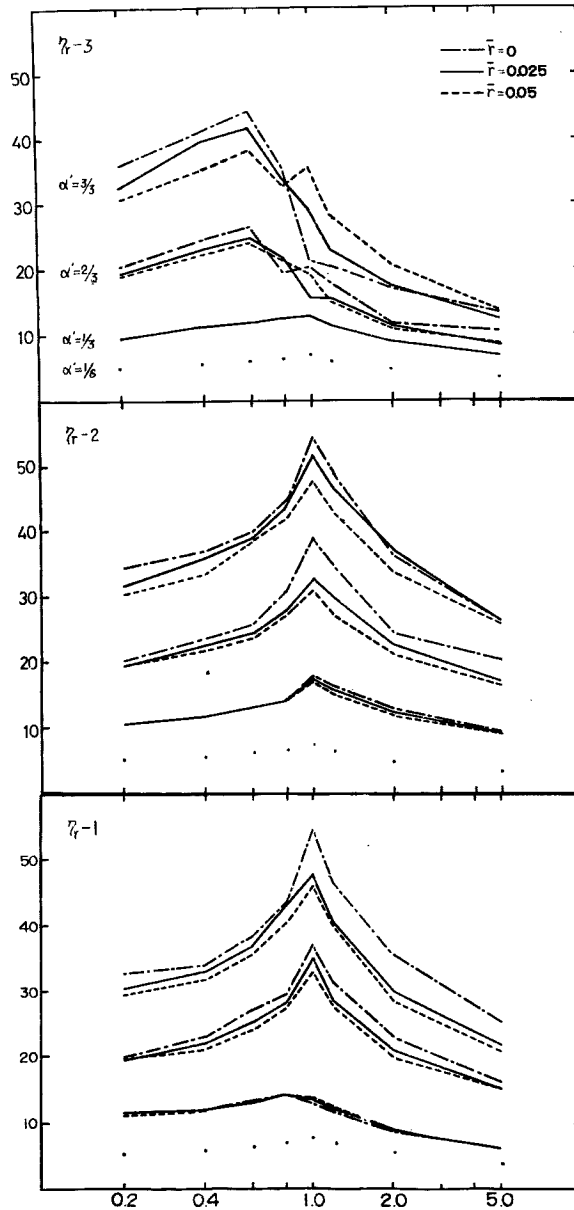


Fig. 8 Maximum nondimensional relative displacement of each storey; cosine input.

を含む波形であることから、実地震波記録波形を入力とした場合についても検討を加えなければ、この結果に一般性を与えることはできないと思われる。従ってこゝでは Vernon 波形を入力として更に検討を加えることにする。Figs. 13, 14, 15 は先の Figs. 8, 8, 9 に対応しそれぞれジョイントの最大靱性率応答、最大層間変位応答および入力エネルギー、全消費エネルギーの演算終了時の無次元量を示したもので、第1、第2分枝剛性比 $\bar{r}$ は全て0.025の場合である。これらの図を対応する cosine 波入力の場合と比較してみる

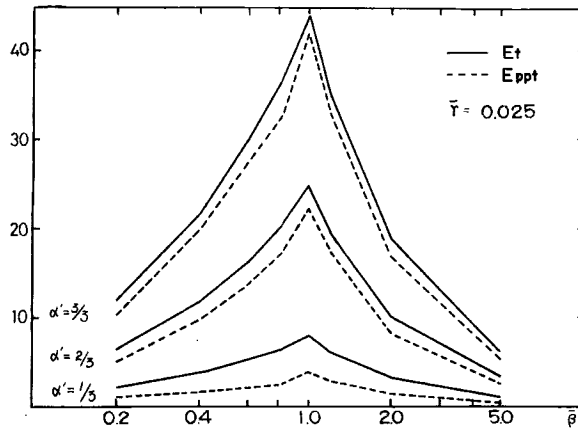


Fig. 9 Nondimensional input energy and total dissipated energy; cosine input.

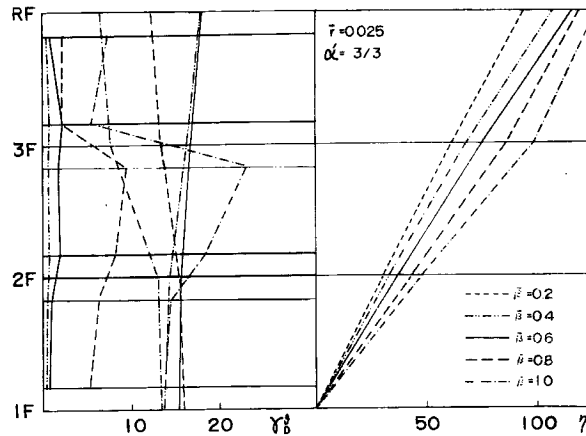


Fig. 10 Distributions of the maximum ductility ratio of joints and the upper bounds of deformation of structures; cosine input.

と、全般的な傾向はかなり類似しており特に、外乱周波数パラメーターが $\psi=1/30$ および $1/20$ の場合には共通の傾向が多い。多少異なる傾向を示す $\psi=1/15$ の場合の最大靱性率応答についてみると、 $\bar{\beta}=0.6$ で柱が若干塑性域に入り $\bar{\beta}$ が 0.8 以上になると柱の靱性率応答は急激に増加し、 $\bar{\beta}=1.2$ では殆んど履歴エネルギーの大半を柱ジョイントによって消費していることは cosine 波と同様の傾向である。しかしながら応答を詳細に検討すると外乱の周波数特性の影響をかなり受けていることが判る。たとえば最大層間変位応答は1層と2層は $\psi=1/20$ で大きく、3層で最大の応答を示すのは $\psi=1/15$ の場合が多い。また $\psi=1/30$ では各層共応答は小さくなり、柱の最大靱性率応答は $\bar{\beta}=0.8$ で1より小さい。 $\psi=1/20$ の場合は cosine 波入力の場合の分布性状に近いが、 $\psi=1/15$ の場合は cosine 波入力の場合と分布性状も異なるし、また上層になる程最大層間変位は増大している。これらの結果は Fig. 5 の正規化スペクトル密度の形状からある程度判断できる。即ち、塑性挙動によって等価的な固有周期が伸長することを考えると、 $\psi=1/20$ と $1/30$ の場合には、構造物の基本固有周期に対応する周波数 power の卓越する領域に入り、 $\psi=1/15$ の場合にはむしろ第2次固有周波数に対応する power が大きい。従って $\psi=1/20$ と $1/30$ の場合の分布性状は cosine

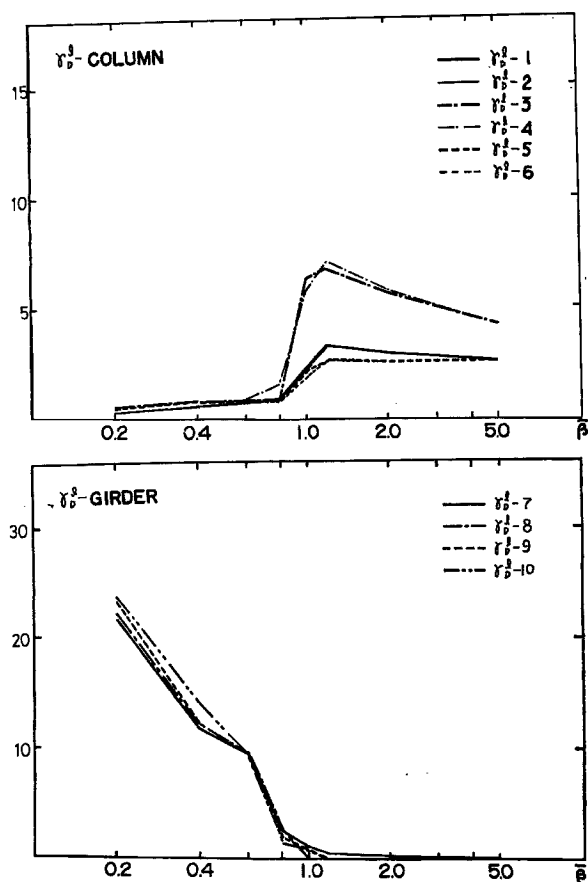


Fig. 11 Maximum ductility ratios of joints; cosine input, $\alpha=0.4$.

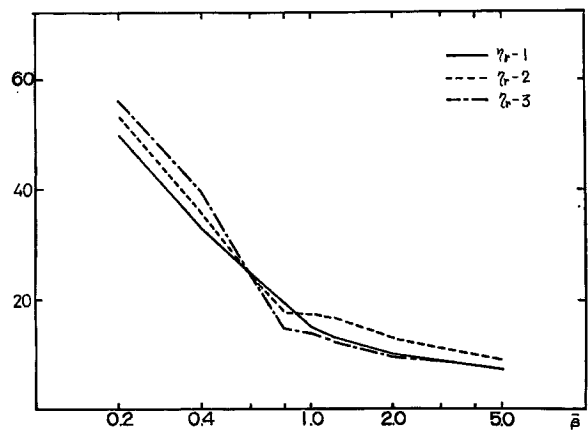


Fig. 12 Maximum nondimensional relative displacements; cosine input, $\alpha=0.4$.

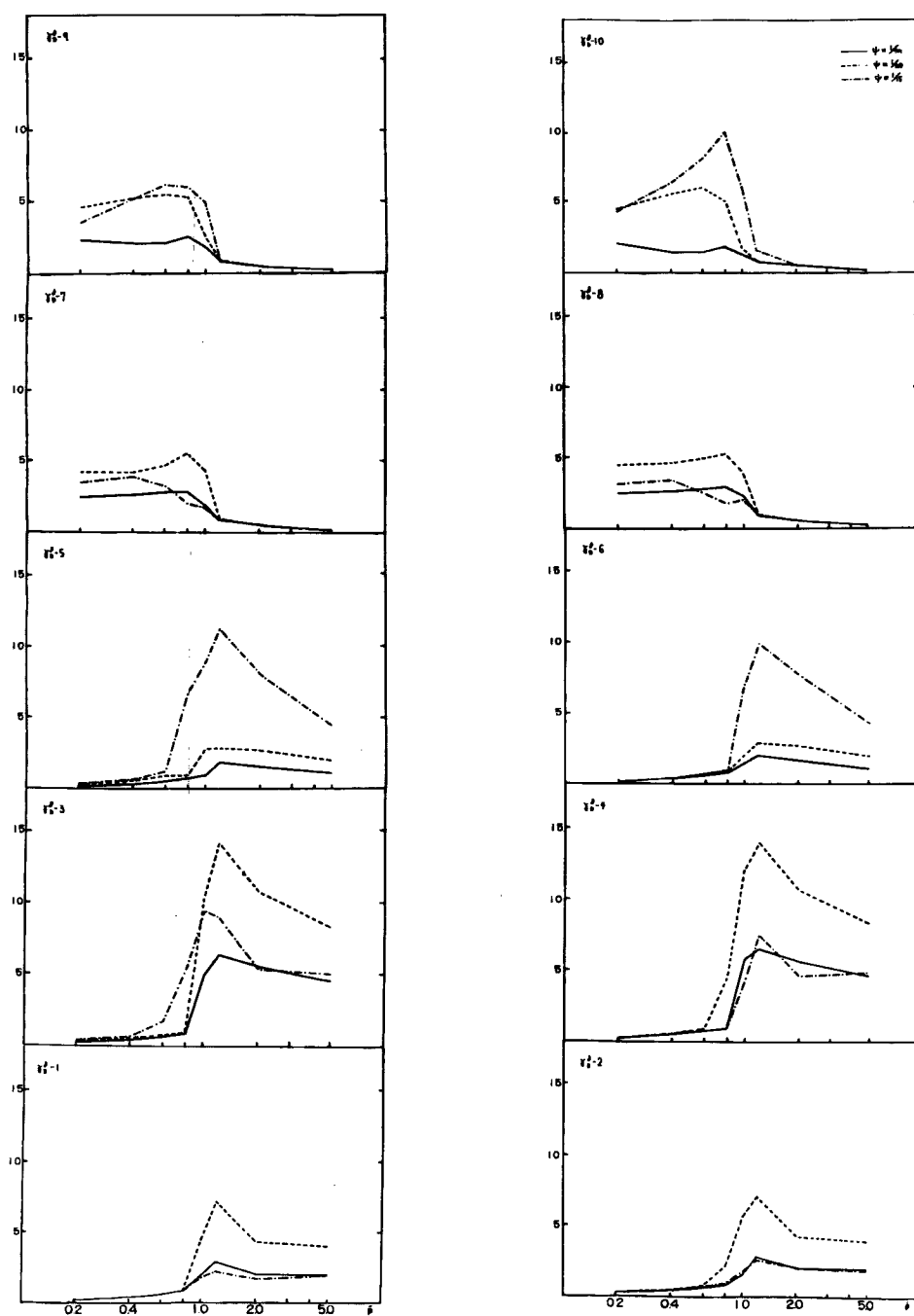


Fig. 13 Maximum ductility ratios of elasto-plastic joints; Vernon input.

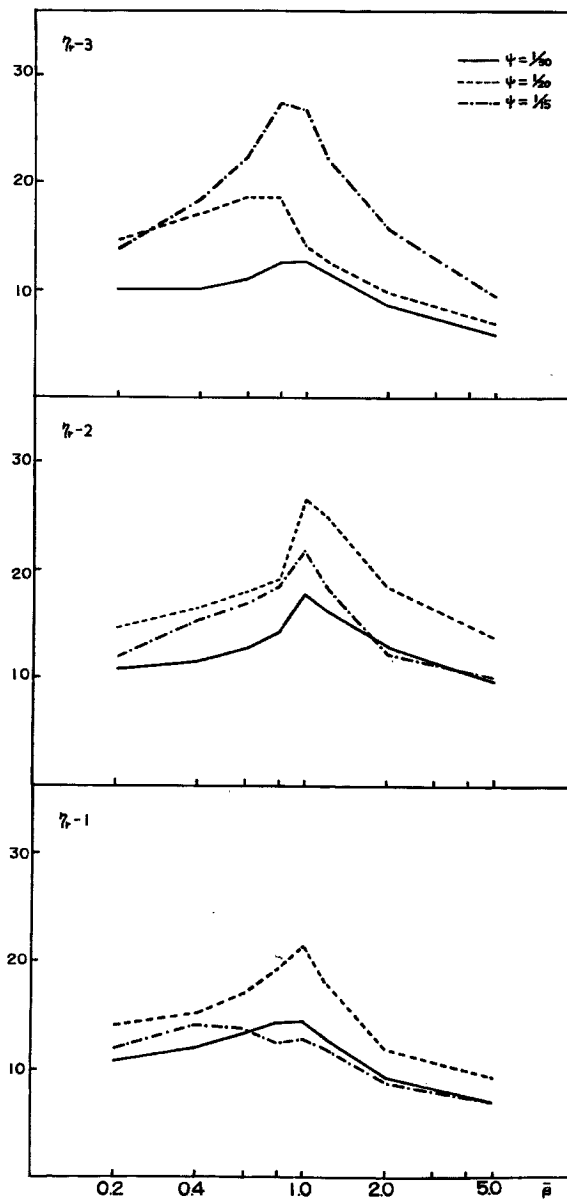


Fig. 14 Maximum nondimensional relative displacement of each storey; Vernon input.

波の場合と類似するが、 $\psi=1/15$ の場合は上層程応答が大きくなることが推定できる。量的には Vernon 波形で $\nu'=\alpha'/\psi=12.5$ の場合は cosine 波の場合の $\alpha'=1/3\sim 2/3$ にほぼ相当している。cosine 波、 $\alpha'=2/3$ の場合は $\bar{\rho}=0.6$ で柱の最大靱性率は 1 以下、梁の靱性率は 10 程度であった。これに対し Vernon 波形の場合、柱と梁の最大靱性率の比が 1 : 10 程度になるのは $\bar{\rho}=0.4$ の場合であり、 $\psi=1/20, 1/30$ で $\bar{\rho}=0.6$ のときは柱の最大靱性率は 1 以下となるが梁の最大靱性率は 5 程度であり、 $\psi=1/15, \bar{\rho}=0.6$ の場合は、柱

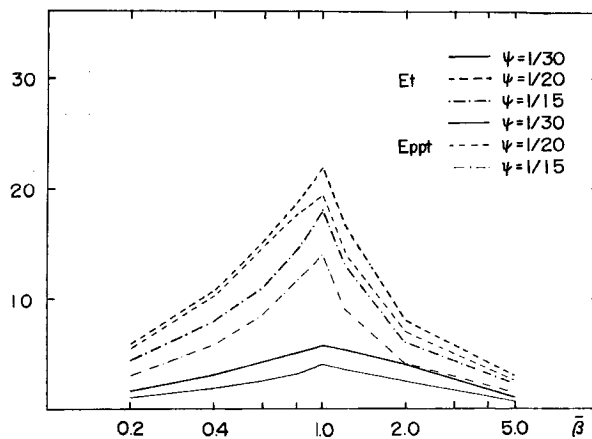


Fig. 15 Nondimensional input energy and total dissipated energy; Vernon input.

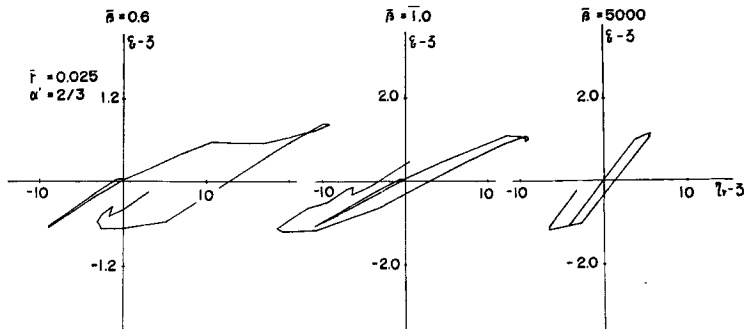


Fig. 16 Dimensionless restoring force characteristics of the third storey; cosine input.

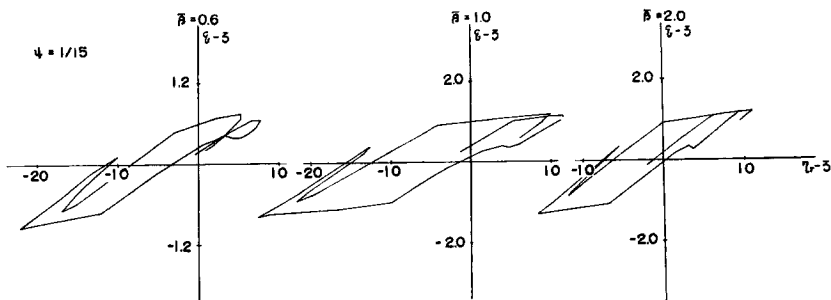


Fig. 17 Dimensionless restoring force characteristics of the third storey; Vernon input.

の最大靱性率は1.7, 関連する梁の最大靱性率が2.5, 最も大きい屋上で8.2である。これらの結果からランダム性の地震波形の場合は同調 cosine 波に比べ高次振動形の影響があって, 同じ梁, 柱の靱性率の比を与えるために, 多少梁, 柱強度比を小さく取らねばならないようである。更に E_t と E_{ppt} の演算終了時の値は最終値に近いと考えられるが, このような概括的な応答では, 周波数パラメーター ψ に関係なく $\bar{\beta}$ について cosine 波の場合と似た傾向を示す。

最後に構造物の層の復元力特性が $\bar{\beta}$ によってどう変化するかをみるために、Fig. 16 に $\alpha'=3/3$, $\bar{r}=0.025$ の cosine 波入力に対する 3 層の層間変位—復元力履歴を、また Fig. 17 には $\psi=1/15$ のときの Vernon 波形入力に対する層間変位—復元力履歴を示す。 $\bar{\beta}$ が大きいときは層間の連成が小さくなって、ジョイントの履歴特性の形がそのまま層の復元力特性に表われは $\vee$ bilinear な形となるが、 $\bar{\beta}$ が小さい場合には他層との連成の影響が含まれ複雑な形状を示すことが判る。

5. む す び

本論文では弾塑性構造物の終局耐震設計に関連して、現段階では柱の応答安全率を梁の応答安全率より大きく選び、柱の地震応答を弾性乃至は、塑性挙動の弱い領域に抑えることが建築架構の耐震安全性を保持する条件になるという立場にたつて、部材および接合部に関する局所的な動力学特性から構成した 3 層架構の動力学モデルを対象として、梁、柱強度比と梁、柱の局所的な地震応答分布の関係を見出すための解析を行ってきた。これらの解析の範囲で得られた結果を要約すると、

1. 外乱加速度振巾と構造物基準強度との関係、あるいは弾塑性ジョイントの第 1, 第 2 分枝剛性比等にも関係するが、cosine 波形に近い、あるいは構造物の基本固有周期に対応する周波数域の加速度 power の卓越する地震外乱を入力とする場合には、梁強度和を柱強度和より小さく $\bar{\beta}=0.5\sim 0.7$ 程度にとることにより柱の応答は梁の応答に比較して充分制御することができる。しかし高次振動成分に相当する周波数域の卓越する外乱については $\bar{\beta}$ を多少小さく選ぶ必要がある。

2. 第 1, 第 2 分枝剛性比が零の場合には架構全体の変形は $\bar{r}>0$ の場合とそれほど変わらないが、 $\bar{\beta}$ が 1 近傍で柱の応答は著しく増大する。材料の歪硬化を考えると現実には或る程度正の第 2 分枝剛性が存在すると考えられる。第 1, 第 2 分枝剛性比が大きくなると $\bar{\beta}<1$ の範囲で柱応答を多少増大させる結果となるが、局所的応答のばらつきも少なく平均化され、また架構全体の変形は小さくなる傾向にある。

3. $\bar{\beta}$ が大きくなり梁の剛性および強度が大きくなると当然柱の挙動が卓越し、ある層の他層との連成が少なくなり架構の応答はせん断型質点系の応答に近ずき、各層の柱頭、柱脚の応答は等しくなり層間の復元力特性もジョイントの bilinear 形履歴特性と同形になる。これに対し $\bar{\beta}$ が小さい場合には梁の挙動が卓越し、特に $\bar{\beta}$ が 0.6~1.5 程度の領域では層相互間の連成は甚しくかつ複雑となり、従って層の履歴特性はジョイントの履歴特性をそのまま表わさず、また極めて複雑な特性を示す。このことから梁、柱の剛性および強度があまり異ならない通常の建築架構を概括的なせん断型モデルに抽象することはあまり適当でないと判断され、妥当な概括的モデルの開発が望まれる。

最後に本論文の作成にあたって協力して頂いた小堀、南井研究室の諸兄に感謝の意を表わします。

参 考 文 献

- 1) Tanabashi, R.: On the Resistance of Structures to Earthquake Shocks. Mem. of the College of Engrg. Kyoto Univ., Vol. IX, No. 4, 1937, pp. 191-205.
- 2) Kobori, T. and Minai, R.: Aseismic Design Method of Elasto-plastic Building Structures, Bulletin of Disaster Prevention Research Institute of Kyoto Univ., No. 68, March, 1964, pp. 1-64.
- 3) Tanabashi, R.: Studies on the Nonlinear Vibrations of Structures Subjected to Destructive Earthquakes, Proc. of the 1st W.C.E.E., 1956, pp.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 棚橋 諒, 小堀鐸二, 金多潔, 六車熙: 終局変位設計法 (その 1 耐震的見地からの考察), 構造物

の安全度に関する研究発表会講演集, 昭30.9.

- 7) 小堀鐸二, 南井良一郎, 鈴木有: 弾塑性ジョイントを含む架構の地震応答, 京大防災研究所年報 第9号, 昭41. 3, pp. 165-192.
- 8) 小堀鐸二, 南井良一郎, 藤原悌三: 弾塑性ジョイントをもつ架構の地震応答一軸力を考慮した場合—日本地震工学シンポジウム講演集, 昭41.10, pp. 215-220.
- 9) 小堀鐸二, 南井良一郎, 田川健吾: 弾塑性構造物の耐震性に関する研究, 地震工学国内シンポジウム講演集, 昭37.11, pp. 165-170.