

(4) 復元力特性の地震応答に及ぼす影響

東京大学 小谷俊介

1. 序

東京で開かれた第2回世界地震工学会議において Newmark⁽¹⁾ や Penzien⁽²⁾ などが、数値計算法によって地震波に対する完全弾性と、完全弾塑性モデルの最大応答を比較・検討した結果を報告したのは、既に十数年も前のことに存する。その結果によれば、初期の弾性周期が比較的長い(0.5秒以上)モデルにおいては、弾塑性モデルと弾性モデルの最大応答変位の値がほぼ等しくなり、周期が短いモデルにおいては、非線形な復元力特性の影響を受け、弾塑性モデルの変位応答値の方が大きくなる傾向がある。Newmarkら⁽¹⁾ は、この経験と工学的判断に基づいて、弾性系の最大復元力 F_e から、与えられた許容塑性率 μ を越えまいようにするために必要な弾塑性系の強度 F_y を決める設計方法として、

$$(i) \text{ 固有周期 } T \text{ が } 0.5 \text{ 秒以下 のとき} \quad F_y = F_e / \sqrt{2\mu - 1} \text{ -----(1)}$$
$$(ii) \text{ 固有周期 } T \text{ が } 0.5 \text{ 秒以上 のとき} \quad F_y = F_e / \mu \text{ -----(2)}$$

を提案した。式(1)は、弾性系の最大応答時に蓄わえられる歪エネルギーと、弾塑性系の最大応答時に蓄わえられる歪エネルギーが同じと云う関係を表わし、式(2)は弾性と弾塑性系の最大変位を同じとする関係である。勿論、これらの関係は精確なものではなく、設計の手がかりを得る方法として理解する必要がある。しかし、いかなる復元力特性を有する系に対しても、この方法が適用しうる保障は無い。

日本においても、第1回地震工学国内シンポジウム以来、建築振動学を専攻する研究者によって復元力特性のモデル化に関する数多くの研究や論文が発表されてきた。計算機の使用が一般化するのと機を同じくして、各種構造部材・部材接合部、そして構造物に繰り返し加力を加えた実験が数多く行われ、実験結果を検討していろいろな復元力モデルが提案されるようになり、これらのモデルを使用した地震応答計算も容易に行われるようになってきた。しかしながら、モデル相互の応答性状の比較・検討されたことが少なく、ただそれらとモデルの記述をきいているとも考えられる。モデルは実際の構造物の復元力特性を正確に再現する精度を持つ訳ではなく、むしろ復元力特性の主とした傾向を模した場合が多い訳であるから、モデルと実際の構造物の応答との間に相違が生ずるし、モデルの相互に多少の応答の相違があっても、重視するのは問題であろう。だから地震波に対して同じような応答を要するすべてのモデルが存在する必要もなさそうであり、代表的でしかも比較的簡単なモデルでこれらのモデルの代替して、わざわざ複雑なモデルを応答解析に使用する必要もなさそうである。

そこで、この論文において、これまでに発表されてきた各種の復元力特性を有する一質点系の地震応答(主として最大応答)を比較・検討することにした。対象とする構造物としては、鉄筋コンクリート構造を想定した。

2. 復元力特性モデル

これまで提案された数多くの復元力モデルの大部分梅村⁽³⁾や野村⁽⁴⁾によってまとめられている。次のような言葉の定義をする。

復元力特性：構造物の繰り返し加力によるカー変位の関係及びその特色

(単語) 載荷線：構造物の変位を一方向に徐々に増加するときを得られるカー変位関係。

この論文で取り上げたモデルは、図1に示す二個であり、簡単に説明を加える。

(i) 線形(弾性)モデル：復元力が変位に比例するモデル。

(ii) Ramberg-Osgoodモデル⁽⁵⁾：金属材料の復元力特性をよく表現すると云われ、三つのパラメーター (D_y , F_y , r) によって復元力特性を定義する。単調載荷線は式(3)によって、応答ヒーク兵 (D_i , F_i) からの減力時には式(4)で示される。

$$\frac{D}{D_y} = \frac{F}{F_y} \left(1 + \left| \frac{F}{F_y} \right|^{r-1} \right) \quad \text{-----(3)}$$

$$\frac{D-D_i}{2D_y} = \frac{F-F_i}{2F_y} \left(1 + \left| \frac{F-F_i}{2F_y} \right|^{r-1} \right) \quad \text{-----(4)}$$

特にパラメーター r を変更することにより、弾性 ($r=1$) から、完全弾塑性 ($r=\infty$) まで表わすことができる。

(iii) 最大変指向モデル⁽³⁾：加力方法における過去の最大変(又は降伏変)に向って応答変が動き、最大変に達すると載荷線に沿って移動する。単調載荷線は通常の形を使用できるが、ここでは、Bilinear を使った。正負の最大変の間では、弾性と作る。

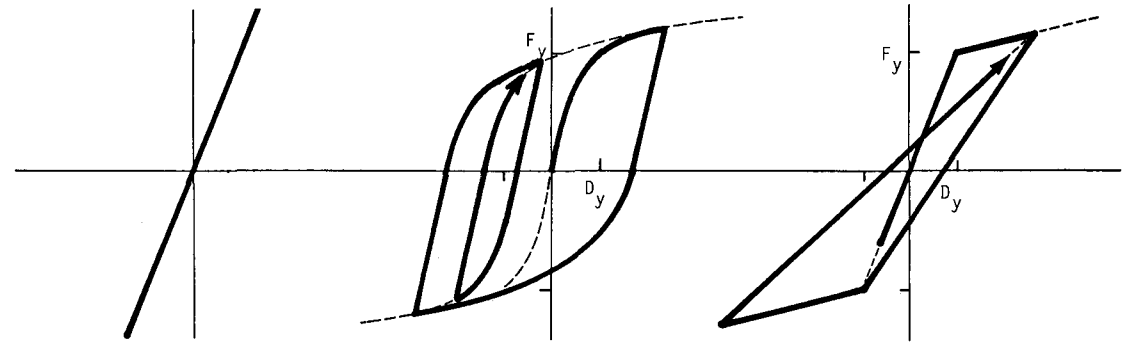
(iv) Degrading Bilinear モデル⁽⁶⁾：完全弾塑性及び Bilinear モデルを拡張して、減力時の剛性が、初期降伏剛性から最大塑性率の α -乗べきに逆比例して低減される。鉄筋コンクリート柱の動的実験結果と、応答波形を合わせて良く一致すると云う。

(v) Bilinear Slip モデル：棚橋ら⁽⁷⁾が提案したモデルに似ており、過去のスリップがかかった範囲では、引き続きスリップが生じ、スリップ減を越えると、初期剛性で加力方向の最大変を指向し、最大応答変に達すると、載荷線になる。新しい最大変から減力すると、スリップ減かひくがる。スリップ時における剛性としては、初期降伏剛性の5%とした。

(vi) Clough モデル⁽⁸⁾：加力時には、過去の最大変(又は降伏変)を指向し、最大応答変に達すると、bilinearの載荷線に沿う。減力時の剛性は初期降伏剛性から塑性率の α -乗べきに逆比例して低減させるなど、原モデルに多少の改良を加えた。Cloughによれば、このモデルの地震最大応答値は、完全弾塑性の場合と大差ないので、応答波形に大きな差異がある。

(vii) Bilinear Takeda⁽⁹⁾：後の Takeda モデルが元来 trilinear の載荷線を有するのを簡略化したもので、Clough モデルに似ているが、加力時において最大変を指向するのではなく、1回り外側の履歴ループの頂変を指向する。

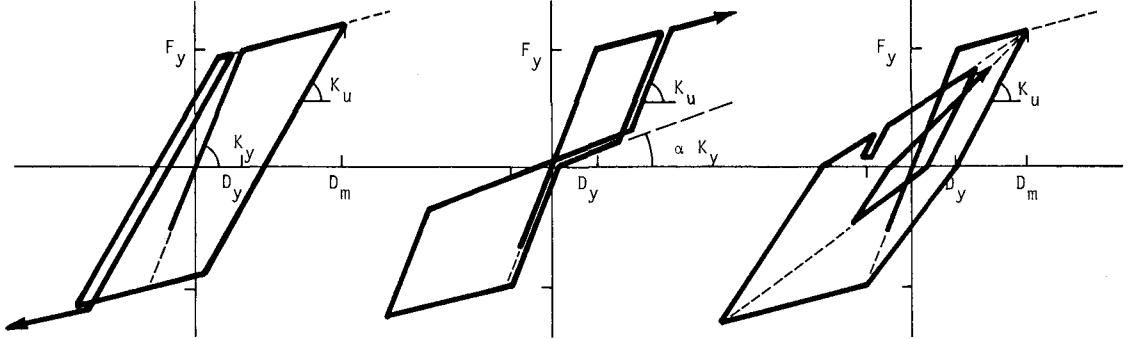
(viii) Trilinear Elastic モデル：弾性は線形に置かれたものではなく、加力時と減力時のカー変位関係が同じもので、エネルギー消費が伴わずに剛性だけが変化する効果を調べるためにここで取り上げた。trilinearの載荷線を使用したか、線形にも bilinear にもなる。



(1) Linearly Elastic Model

(2) Ramberg-Osgood Model

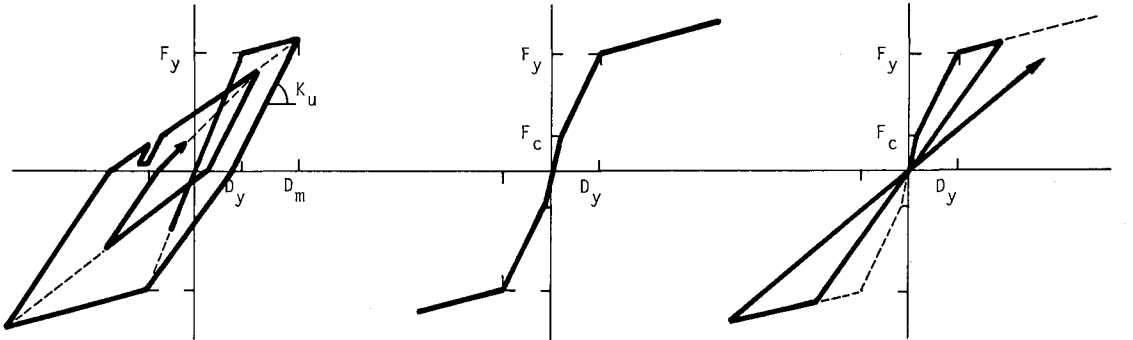
(3) Peak-Oriented Model



(4) Degrading Bilinear Model

(5) Bilinear Slip Model

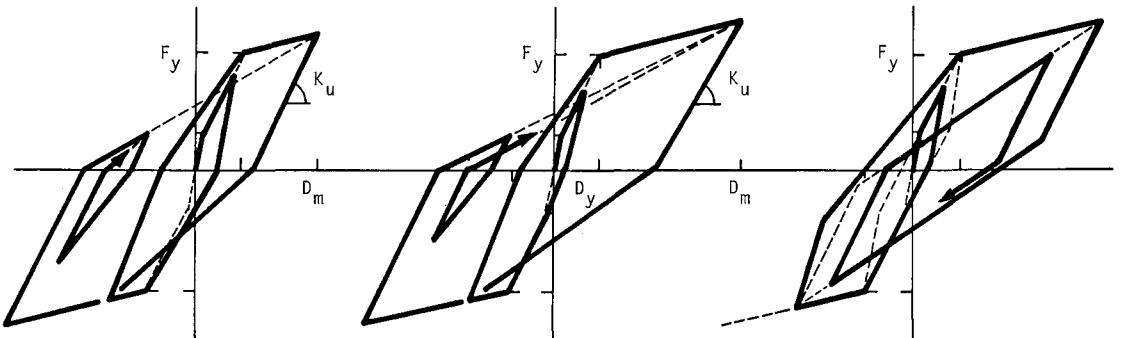
(6) Clough Model



(7) Bilinear Takeda Model

(8) Trilinear Elastic Model

(9) Origin-Oriented Model



(10) Takeda Model

(11) Hisada Model

(12) Degrading Trilinear Model

FIG. 1 Hysteresis Models Used in Study

(ix) 原英指向モデル⁽¹⁰⁾: 鉄筋コンクリート骨組の動的実験から得られる復元力特性を理想化したモデルで、正負の最大応答範囲では原英を通る直線となり、最大英を越えると載荷線になる。

(x) Takeda モデル⁽¹¹⁾: 単調載荷線として、コンクリートの亀裂、鉄筋の降伏とより部材の特性を表わして trilinear とし、加力時には1回り外側の履歴ループの頂英を指向し、最大応答英に達すると載荷線になる。減力の場合には、降伏時の載力剛性から減力側の最大塑性率の α -乗べきに逆比例して低下させる。降伏時の載力剛性は、降伏英と(反対符号側の)亀裂英を結ぶものを使う。亀裂、降伏の有無、最大応答ループ内での繰り返しなど、統計16の履歴則があり、他のモデルのプログラムよりも長目になるが、演算時間への影響はあまりない。揺動台上で実験した部材の地震応答波形の再現に有効であるとい、この論文中では標準的モデルと考える。

(xi) Hisada モデル⁽¹²⁾: 前述の Takeda モデルと似ているが、鉄筋コンクリート構造物全体の復元力特性を表わす。加力時には、最大英を指向し、減力時には初期剛性を使うのが原モデルであったが、他のモデルとの関係で、載力剛性を $\{F_m / K_c D_m\}$ の α -乗べきに比例して低下させるように改良した。ここに、 F_m は減力側の最大復元力、 D_m は最大変位で、 K_c は初期剛性。

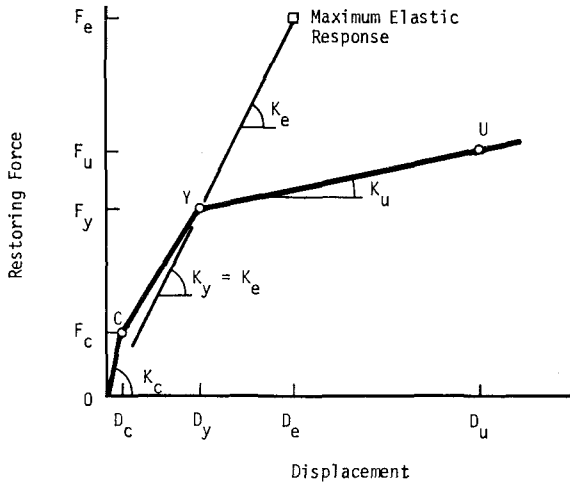
(xii) Degrading Trilinear モデル⁽¹³⁾: Bilinear モデルを trilinear の単調載荷線を使用するように拡張された Normal Trilinear モデルに最大英指向の性格を加える改良されたモデルで、正負の最大応答英の範囲内では Bilinear モデルとして応答する。履歴エネルギー消費量を界面粘性減衰として表わすとき、亀裂強度と降伏強度に比例し、塑性率には無関係となる性質を有する。

鉄筋コンクリートの復元力特性は履歴エネルギー消費の大きい紡錘形のものから、消費の小さい逆S字形のものまで多種多様であるが、以上のモデルのうちで、(ii)、(iv)、(vi)、(vii)、(x)、(xi)、(xii)のモデルは紡錘形を表わすものといえ、残りのモデルではエネルギー消費が小さく、前者のグループに比べて、周期の短い系で大きな応答に転ることが当然予想される取り扱いか必要である。

3. モデルの設計

各種の復元力特性を持つ一質英系の応答を比較するのであるから、すべてのモデルが可能な限り共通の性質を持ち履歴モデルの相違による影響だけが活き活きにされることが望ましい。そこで共通の載荷線を用いることを考えた。鉄筋コンクリートでは trilinear 形に載荷線を近似することが多いが、bilinear の載荷線を用いるモデルでは亀裂英を無視するか、降伏英及び降伏後の剛性はすべてのモデルに共通して決める。地震応答は、周期の影響が大きいので、異なる周期の系においてもほぼ同じような塑性率になるようにモデルの強度を決めると、比較が容易になる。そこで、原英と降伏英を結んだ剛性(降伏剛性)に対応する周期を降伏周期(T_y)と定義し、この降伏周期を周期とする塑性率の地震最大復元力 F_e を求め、次に式(1)(2)において許容塑性率 $\mu = 4$ と1で降伏強度を定めた。亀裂強度は、降伏強度の $\frac{1}{3}$ とし、初期亀裂前剛性は降伏剛性の2倍、降伏後の剛性は降伏剛性の10%として、図2に示すように載荷線を定めた。

質量は、1.0 ton、初期弾性時における減衰係数は5%として減衰係数の値を定めたが、亀裂を考慮する trilinear の初期剛性が bilinear の場合の2倍のため、減衰係数の値が trilinear の方が $\sqrt{2}$ 倍になる。設計塑性率($\mu = 4$)の揺動で定常振動する際の界面粘性減衰の値を、表1に示す。



Reduction Factor R ($\mu = 4$)

$$R = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{for } T_y < 0.5 \text{ sec}$$

$$R = \mu \quad \text{for } T_y > 0.5 \text{ sec}$$

Yield Point : $K_y = K_e$

$$F_y = F_e / R, \quad D_y = F_y / K_y$$

Ultimate Point : $K_u = 0.10 K_y$

$$F_u = 1.30 F_y, \quad D_u = 4.0 D_y$$

Cracking Point : $K_c = 2.0 K_y$

$$F_c = F_y / 3, \quad D_c = D_y / 6$$

FIG. 2 Determination of Model Stiffness Properties

降伏周期と地震波は、次のものを使った。

Yield Period, T_y : 0.10, 0.14, 0.20, 0.28, 0.40,
0.57, 0.80, 1.13, 1.60 sec.

Earthquakes: E1 Centro (NS) 1940 0.31g 15.10sec
E1 Centro (EW) 1940 0.22g 31.82sec
Taft (N21E) 1952 0.18g 15.18sec
Taft (S69E) 1952 0.16g 15.24sec

応答計算は、Newmark- β 法により、 $\beta = \frac{1}{8}$,
 $\gamma = \frac{1}{2}$ を使用し、積分時刻にわたり運動方程式
と復元力特性を反復法により、この計算誤差
(0.001)以内に満足させるまで行った。積
分の時間刻みは、初期弾性周期の $\frac{1}{15}$ 以下
とした。

4. 設計方法の適合性

各モデルの降伏強度は、式(1)、(2)を使って
塑性率が設計許容値(=4)に達するように定
めた設計であるが、この設計方法の適合性を調
べてみる。

図3に示したような四種の性格の異なるモデルを勝手に選り、応答塑性率を比較した。

過去において、いろいろの研究者によって最も多く使用されたE1 Centro (NS)の波に対する塑性率は
極短周期を除くと、どのモデルでも設計値以下、或いはその近辺の値となった。これは履歴エネルギー
消費の多いTrilinear Elasticモデルについても同様であった。しかしながら、Taft(S69E)の波に対しては、
Bilinearモデル($\alpha = 0$)では塑性率が設計値の1.5倍までしか達しなかった、減力剛性低下のある
Degrading Bilinearモデル($\alpha = 0.5$)では設計値の2倍以上にも達しており、どのモデルでも設計値

TABLE 1 Equivalent Damping Factor of Models ($\mu = 4$)

Hysteretic Model	Equivalent Damping Factor
(1) Linearly Elastic Model	0.05
(2) Ramberg-Osgood Model ($r = 5.0$)	0.28
(3) Peak-Oriented Model	0.05
(4) Degrading Bilinear Model ($\alpha = 0.0$)	0.38
(4) Degrading Bilinear Model ($\alpha = 0.5$)	0.24
(5) Bilinear Slip Model	0.05
(6) Clough Model ($\alpha = 0.0$)	0.26
(6) Clough Model ($\alpha = 0.5$)	0.16
(7) Bilinear Takeda Model ($\alpha = 0.0$)	0.26
(7) Bilinear Takeda Model ($\alpha = 0.5$)	0.16
(8) Trilinear Elastic Model	0.05
(9) Origin-Oriented Model	0.05
(10) Takeda Model ($\alpha = 0.0$)	0.28
(10) Takeda Model ($\alpha = 0.5$)	0.19
(11) Hisada Model ($\alpha = 0.0$)	0.32
(11) Hisada Model ($\alpha = 0.5$)	0.24
(12) Degrading Trilinear Model ($F_c = F_y / 3$)	0.16
(12) Degrading Trilinear Model ($F_c = F_y / 2$)	0.21

$$\text{Equivalent Damping Factor} = 0.05 + \Delta W / 2\pi F_{\max} D_{\max}$$

r = Exponent of Ramberg-Osgood Model

α = Unloading Stiffness Degradation Factor

を大きく越えているのがわかり、この設計方法では危険となる。他の2つの地震波についても、同様に危険側になる傾向がみられ、El Centro (NS) 波のみに独特な性格があることを意味し、この波を地震波の原型と存して、この波（或いはこの波を模した人工地震波）のみで地震の弾塑性応答特性を一般化することは注意を要する。

性格の異なるモデルを集めたにもかかわらず、塑性率が周期と共に変動する様子は似ていることと、同じモデルでありながら、減力剛性低下率によって応答値が大きく影響されることが、図3からわかる。

5. モデルのパラメーターの影響

同じモデルでありながら、パラメーターの値の取り方によって最大応答が大きく影響されることがあるので、その影響度について調べる。モデルの最大応答値を検討するとき、弾性モデル以外では降伏後剛性を低くしているため、最大復元力は各モデルとも大差なく、最大応答量としては変位（塑性率）について検討する。

減力剛性低下率： 減力剛性を低下させる代表的なモデルである Takeda モデルについて調べこみる。減力剛性が低下すれば、履歴エネルギー消費量が減少し、定常振動時におけるエネルギー消費量を示す等価粘性減衰が減少する（図4）。剛性低下率が零から0.5に増加すると、等価粘性減衰は約6割に低減する（ $\mu = 2 \sim 8$ ）。等価減衰は塑性率と共に大きく増えるが、その増加率は塑性率とも減少する。地震時に弾塑性系が最大変位振幅で較速連続して定常状態に存在することは極めて稀だから、最大変位に相当する等価粘性減衰値は最大変位を予測する指標としては有効ではなく、むしろこれは最大変位に達したときに蓄積される総エネルギーを、いかに速く消費するかの示す指標と云える。

剛性低下率と共に地震応答塑性率も変化する様子が、図5に示してある。剛性低下率が大きくなるに従って塑性率が少しかつ増大する（4～26%）。系の降伏周期（0.14～1.60秒）と、 α の変化に依存する塑性率の増加率の相関は図6に示されている。この図からも、最大変

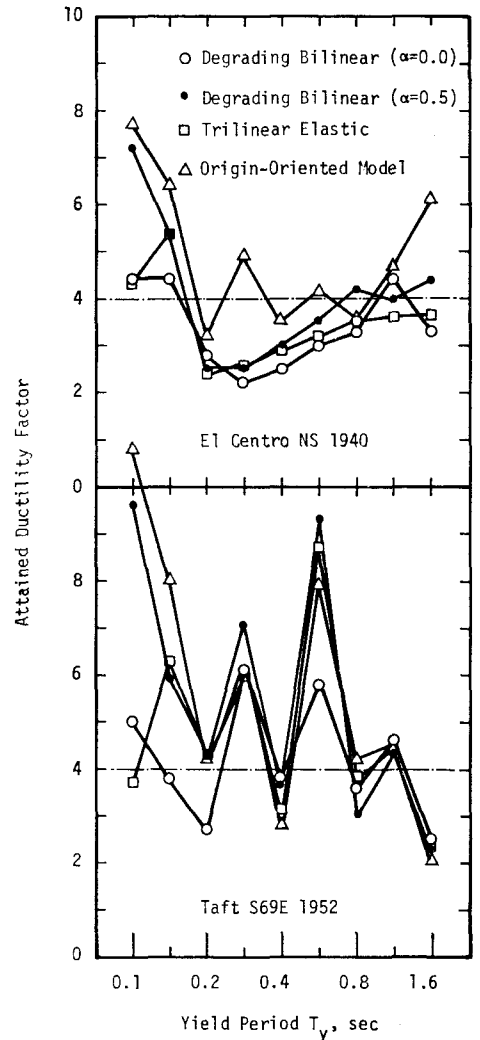


FIG. 3 Examination of Design Method

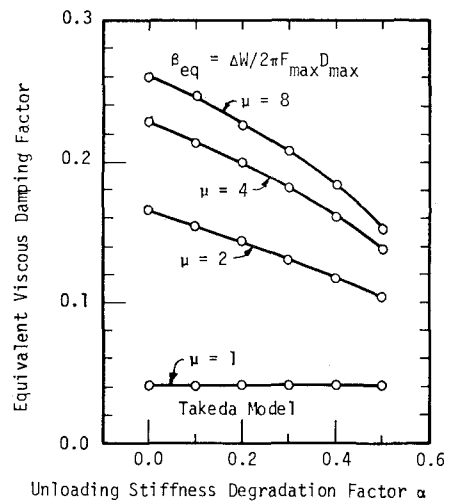


FIG. 4 Equivalent Viscous Damping Factor

位時のエネルギー消費能力が最大応答を予測する効果的の指標ではあることが理解できる。

粘性減衰: 系の減衰効果として、粘性減衰と履歴減衰が共存するとき、粘性減衰が系の最大応答にどのよくなる影響を与えるか調べてみる。Takedaモデル ($\alpha = 0$) を用いて、初期発震前の減衰定数を0から0.2について、系の周期及び地震波を変えて応答計算をし、代表的なものを図6に示す。弾性応答の場合と同様に、減衰の小さいときには、わずかな減衰の増加で塑性率が大きく低減される。周期の短い系の方が減衰の増加に伴って応答値の低減のされ方が大きく、同じ周期の系の場合には、塑性率の大きい場合の方が粘性減衰の増加に伴って応答が低下する率が高い。これは応答計算において、変形に伴う剛性低下に無関係に、減衰係数を一定と仮定したために、剛性低下

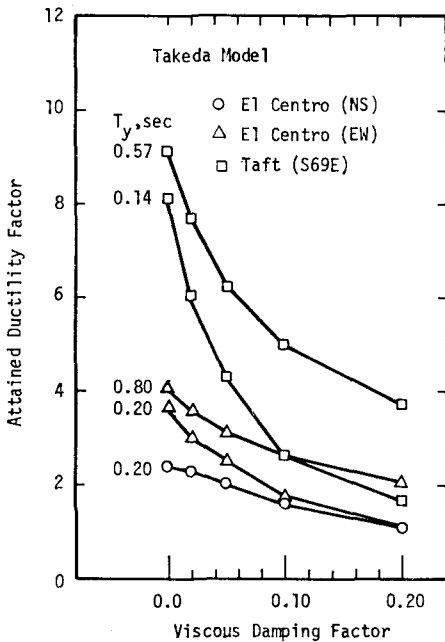


FIG. 6 Effect of Viscous Damping on Ductility

と共にみかけの減衰係数が增大することにも関係している。

Cloughモデルで、減力剛性低下率を(I) $\alpha = 0$, (II) $\alpha = 0.5$ について、粘性減衰と履歴減衰 ($\mu = 4$) の和が同じになるように粘性減衰の値を決めて、(I) の場合の塑性率が4に近くなるように系の周期と地震波で応答計算をした(表2)。粘性減衰の割合が大きいの(II)の場合の方が応答塑性率が小さくあり、粘性減衰の方が履歴減衰よりも有効であることを示す。部材の繰り返し実験において

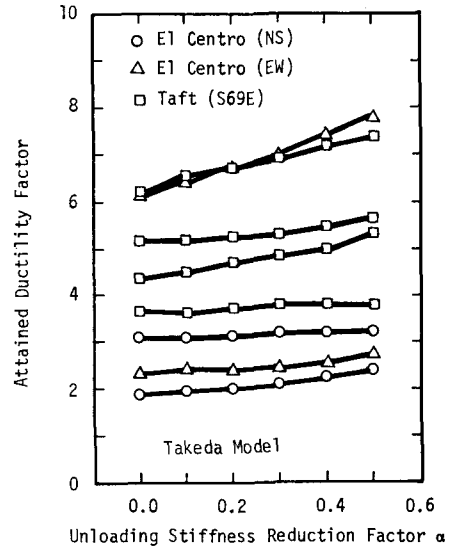


FIG. 5 Effect of Unloading Stiffness Reduction Factor on Ductility

TABLE 2 Effect of Viscous Damping on Ductility

Case	Attained Ductility Factor		
	(I)	(II)	(II)/(I)
(1) E1 Centro (NS)			
$T_y = 0.14$ sec	4.19	2.84	0.68
$T_y = 1.13$ sec	4.18	2.97	0.71
$T_y = 1.60$ sec	3.80	3.35	0.88
(2) Taft (N21E)			
$T_y = 0.20$ sec	4.52	3.07	0.68
$T_y = 0.28$ sec	3.39	2.56	0.76
$T_y = 0.57$ sec	4.45	3.79	0.85
$T_y = 1.13$ sec	4.43	3.47	0.78
(3) Taft (S69E)			
$T_y = 0.20$ sec	3.57	2.17	0.61
$T_y = 0.40$ sec	3.54	2.47	0.70
$T_y = 1.13$ sec	3.54	3.06	0.86

Note: Clough Model

Unloading Stiffness Degradation Factor	Viscous Damping at Elastic Stage	Hysteretic Damping at Ductility = 4
(I) $\alpha = 0.00$	0.05	0.21
(II) $\alpha = 0.50$	0.15	0.11

て、定常振動の共振状態を決定して履歴エネルギー量と等価粘性減衰に置きかえるのが慣例的手法となっているが、地震応答の際にはこの種の等価粘性減衰は、真の粘性減衰に比べて効果が少ないことを認識する必要がある。

亀裂強度: モデルの設計において亀裂強度を降伏強度の $\frac{1}{5}$ と決めたと、Takedaモデル($\alpha = 0$)とDegrading Trilinearモデルについて、その応答塑性率に及ぼす影響を調べ、地震波形と系の周期を変えて行った結果から代表的なものを図7に示す。

Takedaモデルについてみると、亀裂強度を降伏強度の $\frac{1}{5}$ から $\frac{1}{4}$ まで変化させても塑性率はほとんど変わらない。これは降伏変位を大きく越えるため、亀裂に

関する履歴則の範囲を越えてしまう事や、載力剛性に亀裂の位置が影響を与えるのだが、前にも見たように載力剛性低下の影響が割合少ないためである。

これに反して、Degrading Trilinearモデルでは亀裂強度によって応答塑性率が大きく影響を受ける。その場合は、短周期のもの程大きく、系の周期の長いものや短周期の系でも塑性率の小さいものでは影響が小さい。このモデルの特色は、履歴エネルギー消費量を等価粘性減衰にかきかえると、変位振幅に無関係に一定の値となり、その値は亀裂強度と降伏強度の比に比例する。例えば、この比を $\frac{1}{5}$ から $\frac{1}{4}$ に変化させると、等価粘性減衰は0.04から0.20まで増加する。このため、常に一定の履歴減衰が運動エネルギーを消費して、粘性減衰(図6)と同じような効果を示す。それ故、Degrading Trilinearモデルでは亀裂強度(及び剛性)の決め方を慎重にする必要がある。

降伏後剛性: 降伏後の剛性が応答塑性率に与える影響をTakedaモデル($\alpha = 0$)について調べる。地震波と系の周期をかえた場合の塑性率から代表的なものを圖8に示す。塑性率が4以下の場合にはあまり大きな影響はないが、塑性率が大きくしかも系の周期が短い場合には、降伏後剛性が大きくなるに従って応答塑性率が大きく低減されることがある。周期の長い系や塑性率の比較的小さい場合には、あまり影響はない。

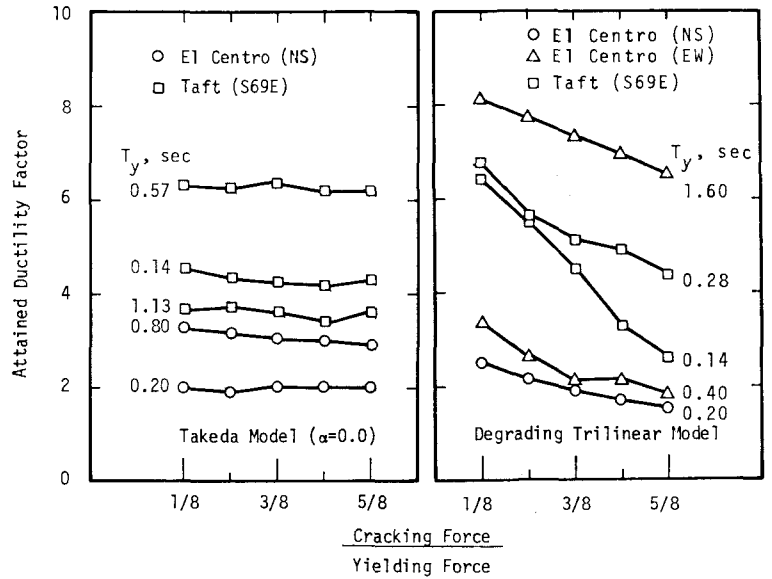


FIG. 7 Effect of Cracking Force Level on Ductility

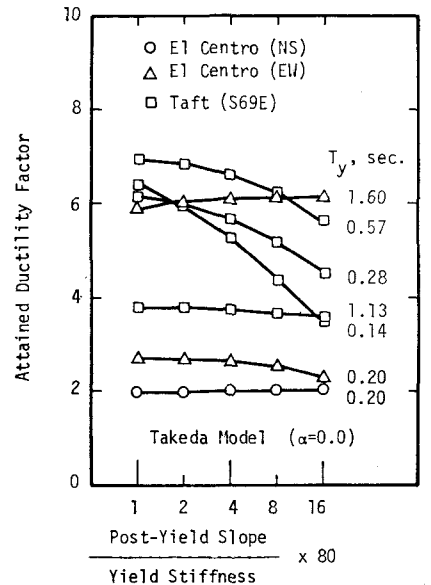


FIG. 8 Effect of Post-Yielding Stiffness

6. モデル相互の最大応答の比較

紡錘形挙動モデル: 鉄筋コンクリートの復元力特性が紡錘形となる場合を理想化した各種モデルの最大値を図9で比較する。CloughモデルとBilinear Takedaモデルの相違点は、正負の最大応答の範囲内で振動するときの履歴則が、常に最大点を指向するか(Cloughモデル)、1回り外側のループの頂点を指向するか(Bilinear Takedaモデル)だけであるが、最大応答値は良く合っている(a)。応答波形を比較すると小さな振幅の波に多少の差が認められる。TakedaモデルとHisadaモデルでは、小振幅履歴ループの他に、減力剛性に差があるが、使用した四つの地震波に共通してほぼ同じ塑性率になるか、Hisadaモデルの方がやや小さい応答になる(b)。これら四つのモデルでは、CloughモデルとBilinear Takedaモデルの方が、TakedaモデルとHisadaモデルよりも大きな塑性率に達しているか(a, b)、これは trilinear 減荷線を持つ系の減衰係数が $\sqrt{2}$ 倍だけ大きくなってしまったためで、減衰係数の値を同じになるようにして比較すると、減力剛性低下の有り(α=0)の場合には、ほぼ同じ最大塑性率となる。Degrading TrilinearモデルとTakedaモデル(α=0.5)では、ほぼ同じ最大応答を示

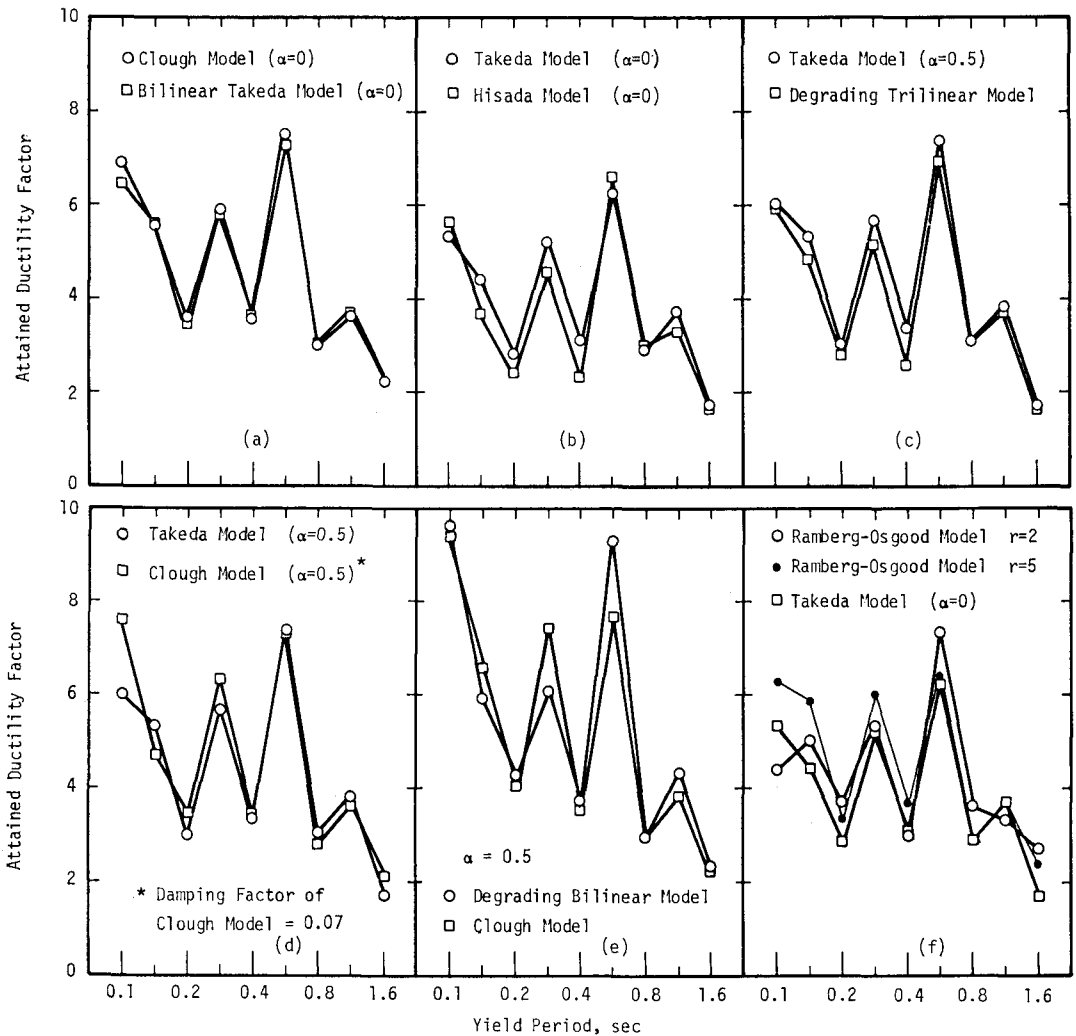


FIG. 9 Reinforced Concrete Flexural-Type Models (Taft S69E 1952)

(た(く)。しかし Degrading Trilinearモデルの応答が亀裂強度の影響を受けやすい反面、モデルでは亀裂強度の影響を受けないことを考えると、亀裂強度の選ひ方を変えた場合に2つのモデルの最大応答が同じになる深溝は有り。TakedaモデルとCloughモデルで減衰係数が同じになるようにして最大応答を比較すると、減力剛性低下の有り場合($\alpha = 0$)には良く合ひ、減力剛性低下の大きい場合($\alpha = 0.5$)にもほぼ合ひると云える(α)。最大応答値だけを問題にし、小振幅の応答波形の相違を無視するならば、Clough, Bilinear Takeda, Takeda, Hisadaの各モデルは、質量・減衰係数・載荷線が共通になれば、似たような応答が得られ、その中ではCloughモデルが一番簡単に使用できる。Degrading BilinearやRamberg-Osgoodモデルの最大応答は、これらのモデルと似た傾向を示すが、多少値にひらきがある(e, f)。

逆S字形挙動モデル：履歴モデル
 キー消費の省無又は小さいモデルの最大応答を図10に、減衰係数の値が異なるためbilinearとtrilinearの載荷線を持つ系に分けて示した。降伏周期0.1秒の場合を除いて最大応答は比較的似た値と云っている。Trilinear ElasticとOrigin-Orientedモデルの最大応答が降伏周期0.2秒以上ではほぼ一致しているが、これは偶然であり他の地震波の場合にはこれ程一致していない有り。応答波形を比較すると、ほとんど似ている有り場合も多く、一つのモデルで代替することは好ましくなる有り。

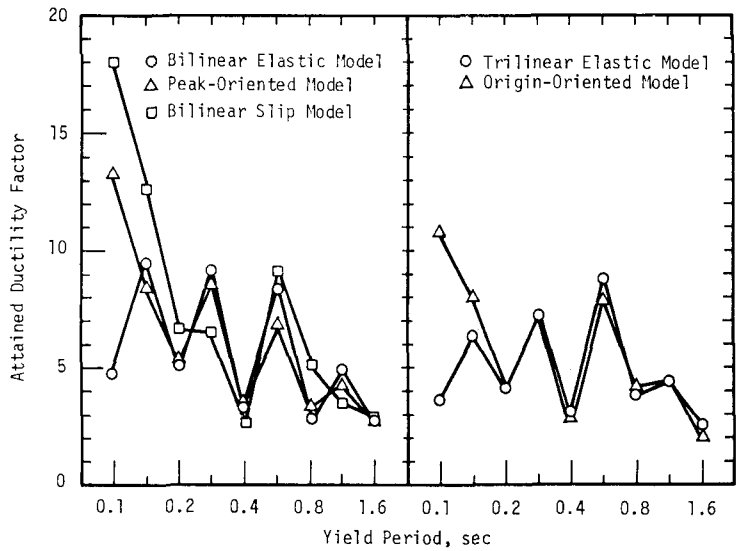


FIG. 10 Models with Little Energy Dissipation (Taft S69E 1952)

7. まとめ

鉄筋コンクリートの復元力特性を理想化した各種のモデルについて地震波による最大応答を検討した。系の弾性周期が短かく、しかも塑性率が多いTakedaモデル系統に属する系では粘性減衰、降伏後の剛性によって最大応答が大きく影響される。Degrading Trilinearモデルでは、亀裂強度が最大応答に影響を与える。

繰り返し実験で常套的に計算される等価粘性減衰の値は、地震応答の最大値を予測する有効な指標では有り。

降伏を越えて大きい塑性変形が並ぶ場合には、Cloughモデルが簡単でありながら、より複雑なモデルと同様に最大応答及び波形を再現することがわかった。

8. 謝辞

この論文を書くにあたり、御教鞭を賜った東京大学青山博之教授に感謝の意を表します。使用し

たプログラム及び主応答結果は、筆者がトロント大学に在職中に、National Research Council of Canadaより得た研究費によるものであり、帰国後新たに補足した応答計算結果は、東京大学における国立学費を使用して行った。

参考文献

1. Veletsos, A.S. and N.M. Newmark, "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions", Proceedings, II WCEE, Tokyo-Kyoto, July 1960, pp. 895-912.
2. Penzien, J., "Elasto-Plastic Response of Idealized Multi-Story Structures Subjected to a Strong Motion Earthquake", Proceedings, II WCEE, Tokyo-Kyoto, July 1960, pp. 739-60.
3. 梅村 勉編著：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法；技報堂，1973，pp. 304-5.
4. 野村 設郎：復元力特性とそのモデル化；建築物の耐震設計資料 65，建築雑誌，昭51年6月。
5. Ramberg, W. and W.R. Osgood, "Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters", National Advisory Committee on Aeronautics, Technical Note 902, July 1943.
6. Nielsen, N.N. and F.A. Imbeault, "Validity of Various Hysteretic Systems", オ三回日本地震工学シンポジウム講演集，Nov. 1970，pp. 707-14.
7. 棚橋 謙，金多 深：構造物の復元力特性と地震現パラメータの関連性について；オ一回地震工学国内シンポジウム講演集，Nov. 1962，pp. 63-8.
8. Clough, R.W. and S.B. Johnston, "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements", オ二回日本地震工学シンポジウム講演集，Oct. 1966，pp. 227-32.
9. Otani, S. and M.A. Sozen, "Behavior of Multistory Reinforced Concrete Frames during Earthquakes", SRS392, University of Illinois, November 1972.
10. 阿部 良洋，小川啓二，柴田明德：鉄筋コンクリート層組の地震応答性状に関する研究；オ三回日本地震工学シンポジウム講演集，Nov. 1970，pp. 683-90.
11. Takeda, T., M.A. Sozen, and N.N. Nielsen, "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes", Journal, ASCE, Vol. 96, NO. ST12, December 1970, pp. 2557-73.
12. Hisada, T., K. Nakagawa and M. Izumi, "Earthquake Response of Structures Having Various Restoring Force Characteristics", オ一回地震工学国内シンポジウム講演集，Nov. 1962，pp. 63-8.
13. 深田泰夫：鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究（その1）；日本建築学会関東支部研究発表会，No. 40，Nov. 1969，pp. 121-4.
14. Newmark, N.M., "A Method of Computation for Structural Dynamics", Journal, ASCE, Vol. 85, NO. EM 3, July 1959, pp. 67-94.

EFFECT OF HYSTERETIC CHARACTERISTICS ON EARTHQUAKE RESPONSE

Shunsuke Otani^{*}

Numerous hysteresis models have been proposed, each claiming the best of a kind. Some of these models give similar earthquake response, and could be replaced by a simple representative one. This paper studies the effect of some model parameters and also compares the response of different models.

Twelve hysteresis models (Fig. 1) are considered, each of them sharing the same yield point and post-yielding stiffness (Fig. 2). Response was computed at nine different periods using four earthquake records.

Equivalent damping factors are computed from hysteretic energy dissipation at displacement ductility of 4 under steady state oscillation (Table 1). A wide variation of equivalent damping factors of Takeda models is shown in Fig. 3 when the unloading stiffness was degraded inversely proportional to the power α of ductility. On the contrary, response ductility did not vary appreciably (Fig. 5), indicating that the equivalent damping factor is not a good index for maximum response. Effect of viscous damping on response ductility is significant when the period is short and ductility demand is large (Fig. 6).

Cracking force level did not change the ductility of a Takeda model, whereas the level is an important factor in the case of a Degrading Trilinear model (Fig. 7). Effect of post-yielding stiffness of a Takeda model is large when the system has a short period and the ductility required is large (Fig. 8).

Ductility requirements of reinforced concrete flexural-type models are compared in Fig. 9. Clough and Bilinear Takeda models required almost identical ductility. Takeda and Hisada models are also similar in characteristics, both demand similar ductility values. Takeda models with an unloading stiffness degradation factor of 0.5 requires ductility similar to that of Degrading Trilinear models. This may be a coincidence because Degrading Trilinear model response is much more sensitive to the cracking force level than Takeda model response. Therefore, if the cracking force level was chosen a different value, this agreement might not have been achieved.

With the same mass, damping coefficient and skeleton curve, Clough model is as good as more complex Takeda model except minor difference in small amplitude response waveform.

Although the models with little energy dissipation show similar ductility demand (Fig. 10), response waveforms are quite different. Consequently, a representative model can not be recommended.

* Associate Professor, Department of Architecture, University of Tokyo.