

# 鉄筋コンクリート橋脚の非線形応答解析 とせん断劣化を考慮した動的破壊解析

## DYNAMIC ANALYSES OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH SHEAR STRENGTH DEGRADATION

吉川 弘道\*・青戸 拓起\*\*・高丸 弘美\*\*\*・大江 亮二\*\*\*\*

Hiromichi YOSHIKAWA, Hiroki AOTO, Hiromi TAKAMARU and Ryoji OHE

\*正会員 工博 武蔵工業大学教授 工学部土木工学科 (〒158-8557東京都世田谷区玉堤1-28-1)

\*\*学生員 修士 (工学) 武蔵工業大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒158-8557東京都世田谷区玉堤1-28-1)

\*\*\*武蔵工業大学 工学部土木工学科 (〒158-8557東京都世田谷区玉堤1-28-1)

\*\*\*\*学生員 武蔵工業大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒158-8557東京都世田谷区玉堤1-28-1)

The present study deals with dynamic nonlinear analyses of reinforced concrete columns in order to examine the failure modes and maximum displacement response. In the paper, first, the three kinds of failure modes are defined: shear failure, shear failure after the yielding of main reinforcement, and bending failure. In particular, the shear strength degradation in the truss analogy is modeled by introducing the reduction formula given by Priestley, et al.

The various numerical simulations of single type of columns are carried out under the two types of the recorded strong ground motions. The degradation process of shear strength of concrete are realistically observed during the random time-history response. The reduced shear strength is compared to the design values specified in the Japan's seismic design codes.

**Keywords :** reinforced concrete column, dynamic inelastic analysis, failure mode, shear degradation, strong ground motion.

### 1. はじめに

下部支持構造の耐震性は、多くの場合、地震動による応答値（荷重と変形）を、当該構造物の耐荷力（強度と変形性能）と比較することにより照査される<sup>1), 2), 8)</sup>。例えば、ある地震動による応答塑性率と構造系の保有靱性率との対照比較が、典型的な耐震性評価の一手法である<sup>2), 12)</sup>。このような応答解析と耐荷力の算定に関する両作業は、通例別々になされるが、耐荷力と変形性能が強震下の応答履歴に影響される場合、必ずしも適当な方法とはいえない。さらに、単柱形式の鉄筋コンクリート橋脚を取り扱う場合、適当な動的履歴モデルの設定に加えて、特有の破壊形式を明確に定義し、各破壊形式ごとの適切な耐震性評価が重要となる。

本研究は、鉄筋コンクリート単柱を対象とした非線形動的応答解析を実行し、時刻歴上での構造部材の劣化過程を評価し、破壊／非破壊の判定と破壊形式の識別を行うとともに最大応答変位を求めるものである。これは、上記の両作業（応答解析と耐荷力の判定）を同時にかつ interactive に行うものである。

鉄筋コンクリートの破壊形式として、曲げ破壊とせん断破壊は容易に判定することができるが、両者の中間的な破壊形式（いわゆる曲げ降伏後のせん断破壊）については、現在なお多くの議論<sup>13), 14), 16)</sup>がなされており、耐震性照査の際 critical となることが多く、いくつかの震害例が報告されている。

本論では、主鉄筋降伏を超える大変形繰返しに伴う単柱基部のせん断耐力の劣化をモデル化するとともに、応答時刻歴上において逐次モニターし、上記 3 破壊形式の判定を合理的に実施するものである。漸増変位制御による室内模型実験での成果からせん断耐荷力の劣化モデルが既に提案されたおり<sup>7), 14), 27)</sup>、本論ではこのような既往モデルからランダム応答への拡張を試みるとともに、数値解析上いくつかの工夫をおこなった。また、実橋を対象とした数多くの数値シミュレーションを系統的に実施し、興味ある知見を得た。

### 2. RC 単柱の破壊形式の考え方

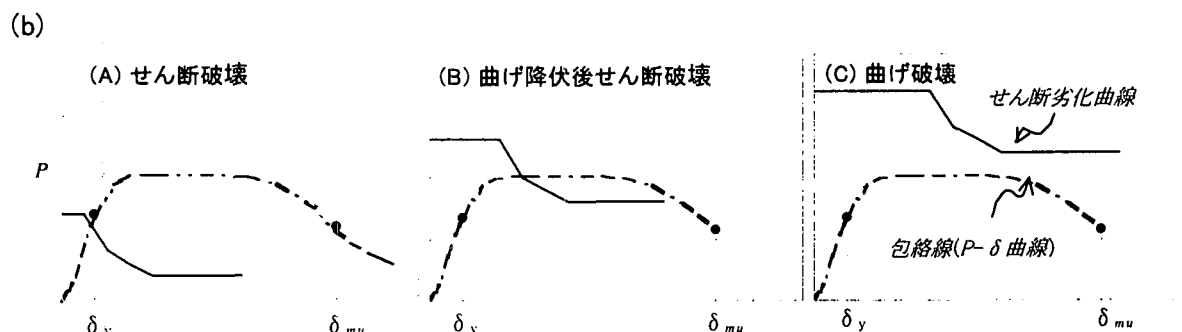
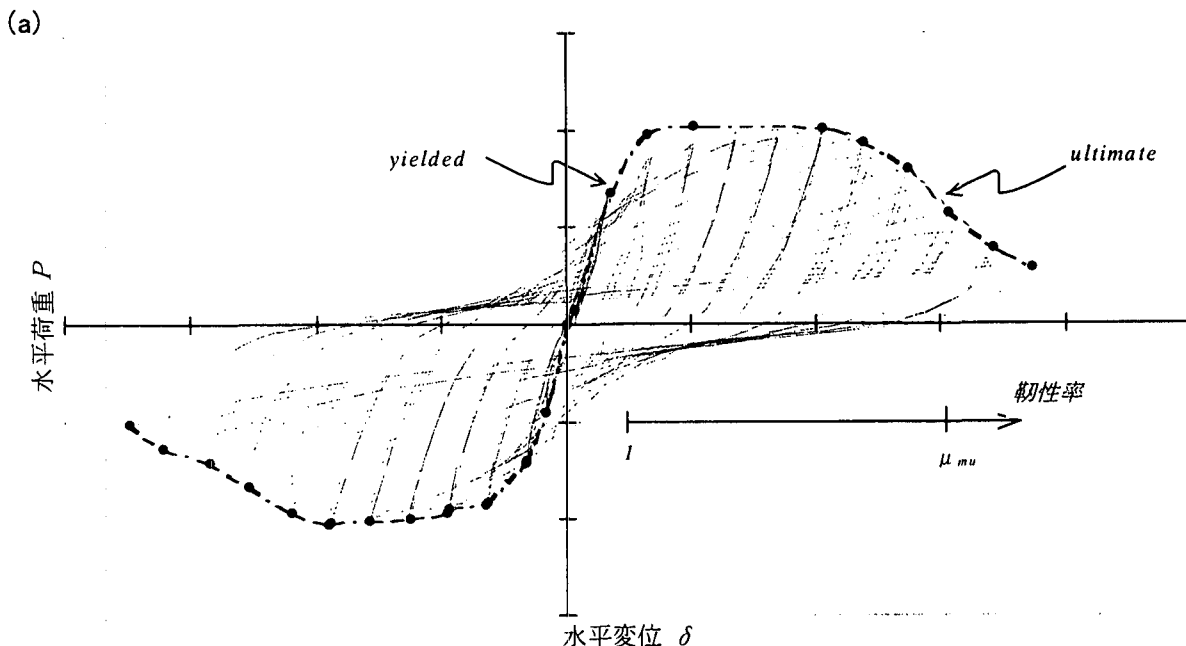


図-1 (a) RC 単柱の繰返し挙動と (b) 破壊形式の分類

## 2. 1 破壊形式の分類と定義

地震時の大変形繰返し挙動を受ける単柱形式の鉄筋コンクリート橋脚（以降 RC 単柱と呼ぶ）を対象とした，破壊形式の分類と定義について考える．ここでは，まず図-1 のような変位制御型漸増繰返し実験を想定し，その包絡線（ $P-\delta$  曲線）を抽出，その線上に主鉄筋降伏時の変位  $\delta_y$ ，曲げ終局時の変位  $\delta_{mu}$  を定義する（ $\delta_y$ ， $\delta_{mu}$  の工学的な定義については，例えば，文献<sup>3), 13)</sup>を参考に従うものとする）．ただし，この包絡線と  $\delta_y$ ， $\delta_{mu}$  は繰返し履歴の影響を受けないものとする．

次に，せん断耐力は，主鉄筋降伏を越える大変形の繰返し作用により徐々に低下するので，このような変動するせん断耐力を，

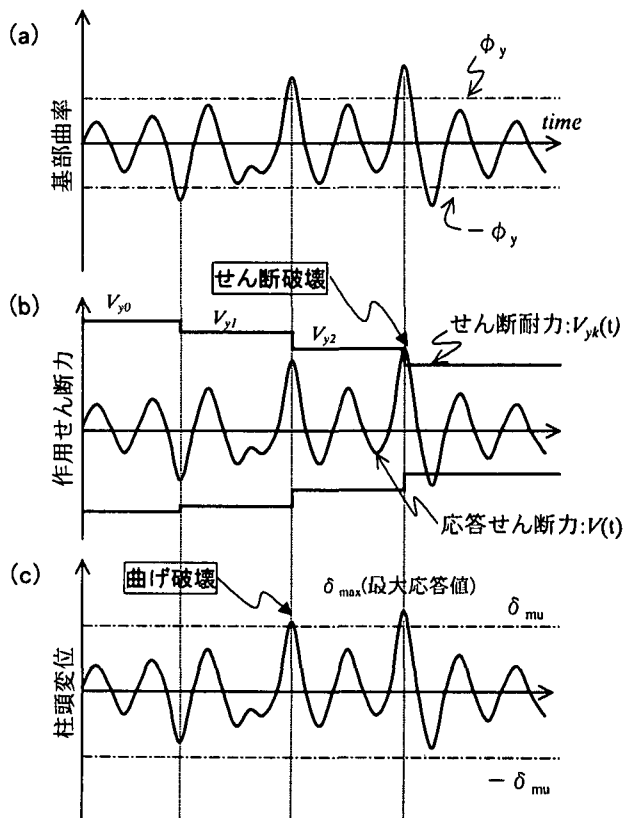
$V_{y0}$ ：初期せん断耐力

$V_{yk}$ ：繰返しに伴う劣化せん断耐力

のように記す．両せん断耐力で表される劣化曲線をせん断劣化曲線（degrading shear capacity）と呼ぶことにし，図-1 (b) の実例にて模式的に示した．

このとき，包絡線とせん断劣化曲線との交差関係により，つぎの3つの破壊形式を分類・定義する<sup>4)</sup>．

<sup>5)</sup> (図-1 (b) の3図参照) ．



(a) 基部の曲率 (b) 基部の作用せん断力 (c) 柱頭変位  
図-2 時刻歴応答

- A) せん断破壊：主鉄筋降伏前にせん断破壊となる。
- B) 曲げせん断破壊：主鉄筋降伏後にせん断破壊する（包絡線とせん断劣化曲線が交差する）。
- C) 曲げ破壊：主鉄筋降伏前後を通して、曲げ終局点（ $\delta = \delta_{mu}$ ）を迎えるまで、包絡線とせん断劣化曲線は交差しない。

したがって、部材靱性率 $\mu$ を $\mu = \delta / \delta_y$ のように定義すると、上記3破壊形式は次式のように類別される。

- A) せん断破壊 :  $\mu < 1$
- B) 曲げせん断破壊 :  $1 < \mu < \mu_{mu}$  (1)
- C) 曲げ破壊 :  $\mu = \mu_{mu}$

## 2. 2 動的ランダム応答への拡張

次に、RC 単柱が地震荷重を受けた場合のランダム応答に拡張することを考える。この場合も、前述の3破壊形式と同様の考え方によって分類されるが、まず、時刻歴上で示した図-2 によって考察したい。

図-2 は上から、(a) 柱基部の曲率、(b) 柱基部の作用せん断力、(c) 柱頭の水平変位、に関する時刻歴応答を模式的に示したものである。図 (b) は、主鉄筋降伏を超える基部の損傷により、せん断耐力が刻々低下していることを併記し、作用せん断力がこれを上回るとせん断破壊することを示している（曲げ降伏後のせん断破壊）。一方、図 (c) では、水平変位が別途定義された曲げ終局変位  $\delta_{mu}$  に達すると曲げ破壊となることを示している。

したがって、動的ランダム応答での破壊形式の判定は次の3形式と非破壊に分類・定義できる。

- A) せん断破壊：地震力により単柱基部に曲げモーメントとせん断力を受けるが、主鉄筋降伏前にせん断破壊となる。
- B) 曲げせん断破壊：主鉄筋降伏を越える過大な曲げモーメントの繰返しにより、せん断耐力が低下し、曲げ終局変位に至る前にせん断破壊となる場合。
- C) 曲げ破壊：せん断劣化曲線が作用せん断力を下回らず、最終的に曲げ終局変位に至る場合。
- D) 非破壊：せん断破壊、曲げ破壊のいずれも生じない場合。

## 3. 劣化せん断耐力のモデル化

### 3. 1 修正トラス理論による表示

本研究におけるせん断耐力の算定に際しては、よく知られた修正トラス理論を採用する。これは、せん断耐力がせん断補強筋による  $V_s$  およびコンクリートの寄与分  $V_c$  の合算で得られることを意味する。本論では、前述のように初期せん断耐力と劣化せん

断耐力とに分けて考えるため、次のように表示するものとする。

初期せん断耐力：

$$V_{y0} = V_s + V_{c0} \quad (2-a)$$

繰返しに伴う劣化せん断耐力：

$$V_{yk} = V_s + V_{ck} \quad (2-b)$$

すなわち、繰返し変形に伴うせん断耐力の低下はコンクリート寄与分  $V_c$  の劣化に起因するものと考え、初期値を  $V_{c0}$ 、劣化後の耐力を  $V_{ck}$  と表記する。このような  $V_c$  の低下については、これまでたびたび指摘されており、いくつかの実験式を提案するに至っている<sup>6), 13), 27)</sup>。

### 3. 2 Priestley による劣化モデルの導入

このようなせん断耐力の劣化モデルとして、Priestley らによる提案曲線を導入するものとし、これは図-3 のように表される<sup>7)</sup>。著者による実験データベース（静的漸増繰返し実験）による解析によれば、せん断強度の劣化は部材靱性率との相関性が認められ、図-3 に示した Priestley らによる曲線は実験データ群の下限を与えていることがわかった<sup>28)</sup>。ここで、同図の左縦軸は、せん断強度  $\tau_c$  ( $N/mm^2$ )、右縦軸は、初期せん断強度  $\tau_{c0}$  で除した劣化係数  $\zeta$  (degrading coefficient) を表しており、この劣化係数は  $\zeta = 1$  を初期値とし、以降大変形により  $\zeta < 1$  となる。従って、初期せん断強度を  $\tau_{c0}$ 、および劣化せん断強度を  $\tau_{ck}$  とし、前出の  $V_{c0}$ 、 $V_{ck}$  も加えて次のように記述することができる。

$$\text{せん断耐力} : V_{ck} = \zeta V_{c0} \quad (3-a)$$

$$\text{せん断強度} : \tau_{ck} = \zeta \tau_{c0} \quad (3-b)$$

文献[7] または[27]によれば、コンクリート寄与分  $V_c$  の低下は大変形領域にて、基部の曲率靱性率 (curvature ductility)、または変位靱性率 (displacement ductility) によって表示されており、文献[14]、

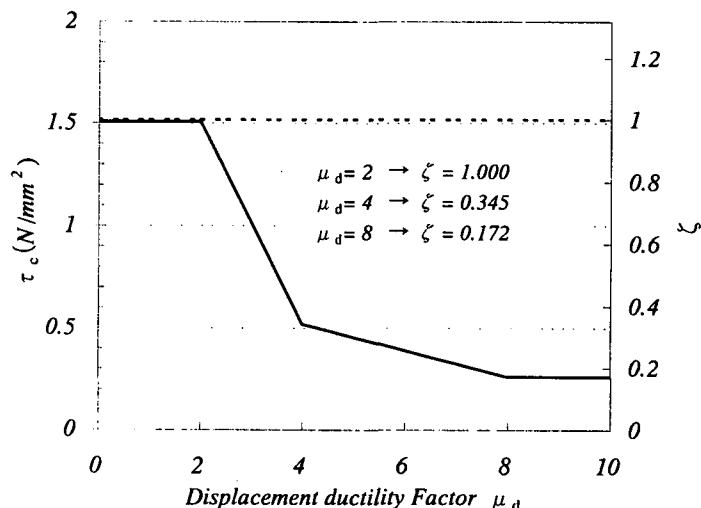


図-3 Priestley によるせん断劣化曲線のモデル化

[15]では回転角の関数となっている。ここでは変位靱性率を採用し、変位塑性率 $\mu_d$  ( $\mu_d = \delta_d / \delta_y$ )を用いれば、 $\zeta = \zeta(\mu_d)$ となる。

図-3 の場合の劣化係数 $\zeta$ を具体的に記すと以下のようにまとめることができる。

$\mu_d < 2$  のとき  $\zeta = 1$

$2 \leq \mu_d < 4$  のとき  $\zeta = -0.3275 \mu_d + 1.655$

$4 \leq \mu_d < 8$  のとき  $\zeta = -0.04325 \mu_d + 0.518$

$8 \leq \mu_d$  のとき  $\zeta = 0.172$  (4)

すなわち、3個の変化点: ( $\mu_d, \zeta$ ) = (2, 1), (4, 0.345), (8, 0.172)によって定義するものである。

### 3.3 ランダム応答への拡張

上記のせん断強度に関する劣化モデルは、静的試験（いわば、静的変位制御型降伏変位定数倍漸増交番繰返し载荷）によって、実験的に同定されたものであると考えられる。すなわち、初期降伏 ( $\delta = \delta_y$ ) 以後、 $+1\delta_y, -1\delta_y, +2\delta_y, -2\delta_y, +3\delta_y, -3\delta_y$  の正負各段階で複数回 (3回~10回) 载荷し、このときの変位挙動と靱性を観察するものである<sup>6), 9)</sup>。一方、本論では実地震動を対象とする動的

的応答解析を実行するので、当然のことながら、作用せん断力、柱頭水平変位とも大小様々な応答波形が時刻歴応答として現れる。

そこで、いわゆる累積損傷理論 (cumulative damage theory) (例えば、文献[17]) を活用することが考えられ、本問題への適用を検討する必要がある。累積損傷理論としては、マイナー則に代表される累加型線形被害則<sup>10), 18)</sup>がよく知られているが、本論でのせん断には適用できず、つぎのような累乗型累積損傷モデル<sup>11), 29)</sup>を提案する。

これは、図-4 に示すように  $\zeta = \zeta(\mu_d)$  によって与えられた基準劣化曲線 (図-4 (a)) に対して、ただ一回の大変形  $\delta$  (ここでは、 $|\delta| > 2\delta_y$ ) が作用したときの劣化係数 $\xi$ を、 $\zeta$ の直線勾配を  $m$  倍して劣化の程度を緩和する (図-4 (b)) ものである。すなわち、

$\mu_d < 2$  のとき  $\xi = 1$

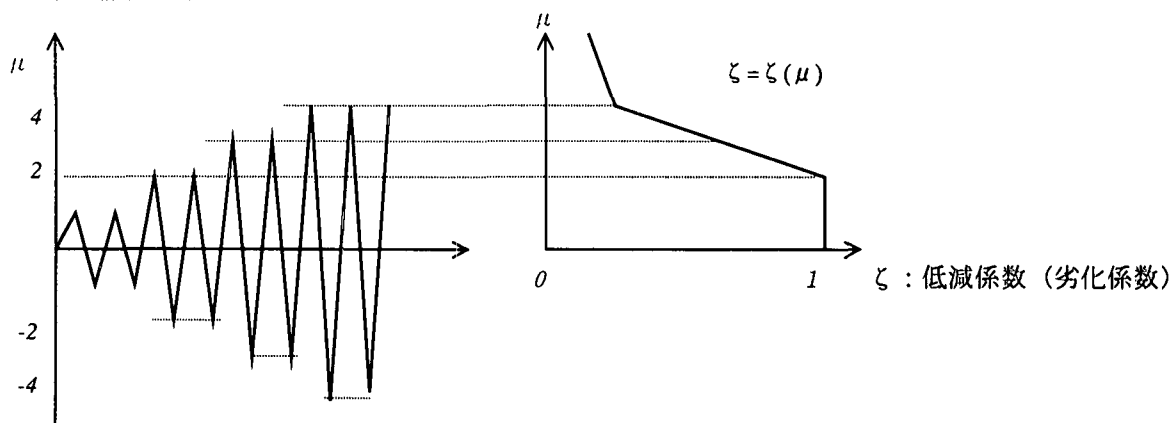
$2 \leq \mu_d < 4$  のとき  $\xi = -0.3275m \mu_d + 0.655m + 1$

$4 \leq \mu_d < 8$  のとき  $\xi = -0.04325m \mu_d - 0.482m + 1$

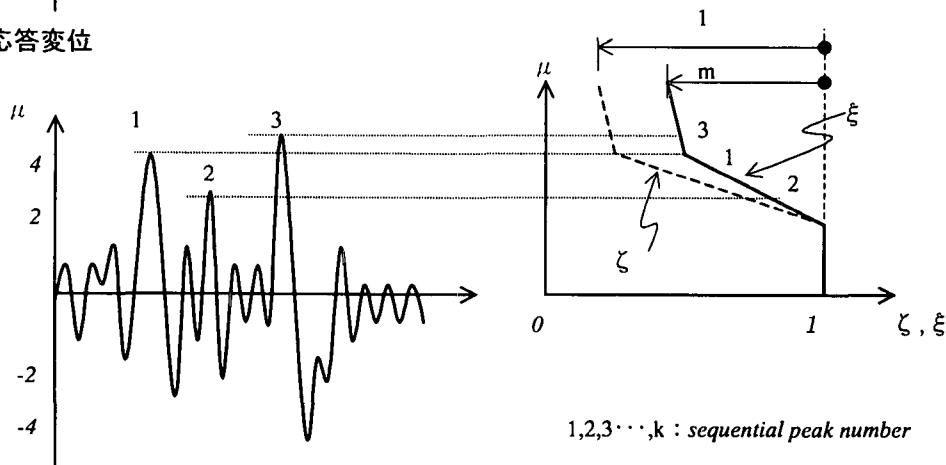
$8 \leq \mu_d$  のとき  $\xi = -0.828m + 1$  (5)

のように書き改めるものである。

(a) 定変位 (整数倍) 漸増载荷試験



(b) 不規則応答変位



1, 2, 3, ..., k : sequential peak number

図-4 過大繰返し変形によるせん断強度の劣化(a) 漸増変位制御の場合(b) 不規則振動の場合

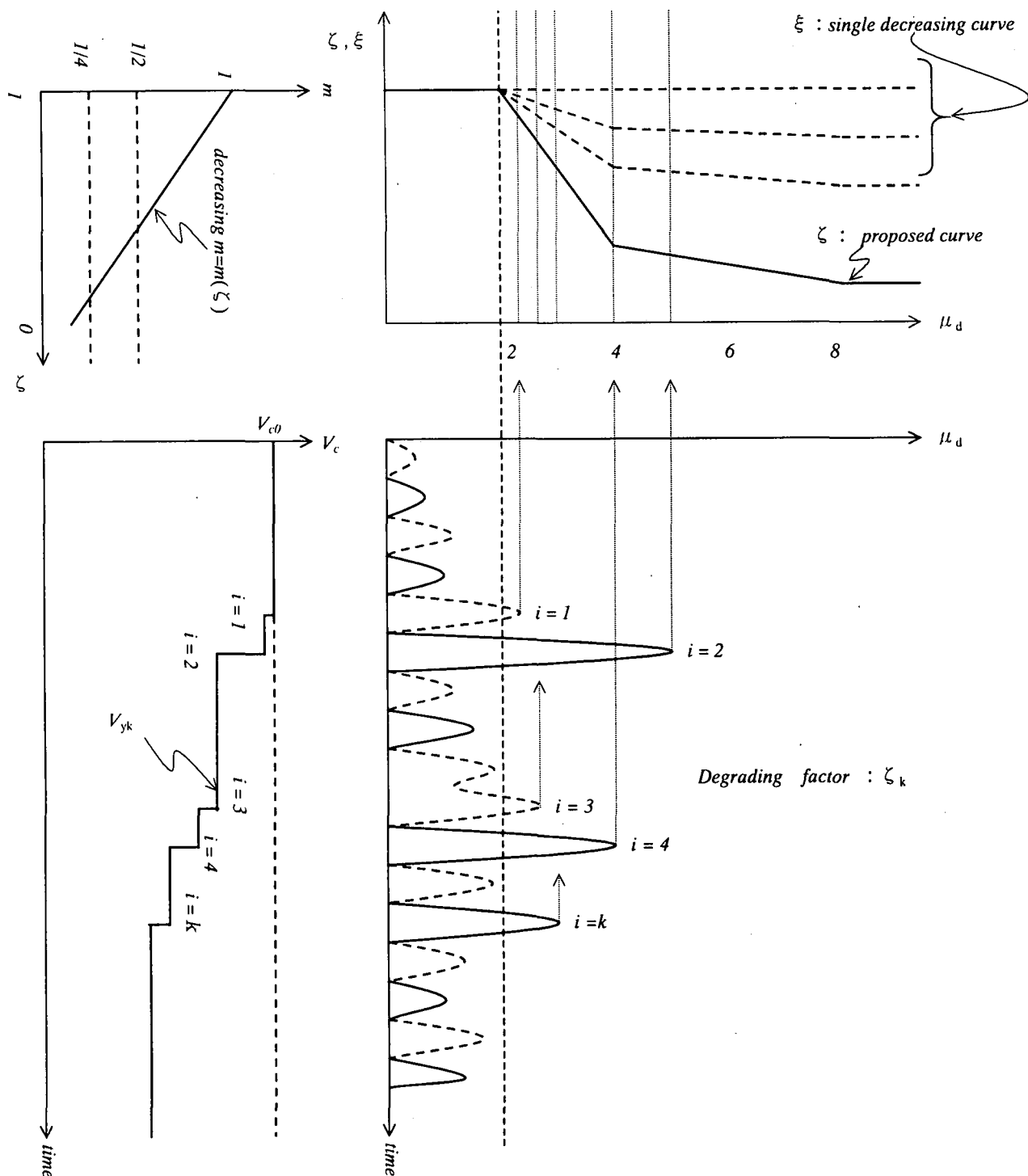


図-5 漸増繰返しからランダム応答への拡張

通例、係数  $m$  は、 $m=0.5$  などのように  $0 < m < 1$  の範囲をとり、ここで定義した  $\xi = \xi(m, \mu_d)$  を単発劣化曲線と称し、前述の基準劣化曲線  $\zeta = \zeta(\mu_d)$  と区別して考える。

応答解析によって得られた柱頭水平変位  $\mu_d$  に関する  $k$  個の大変形繰返し複数波を  $i=1, 2, 3, \dots, k$  と付番し（図-5），単発劣化係数を  $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \dots, \xi_k$  として

$$\zeta_k = \xi_1 \xi_2 \xi_3 \dots \xi_k = \prod_{i=1}^k \xi_i \quad (6)$$

のような累乗によって与えるものとする。

すなわち、図-5 に示すように過大変位を呈する半波ごとの単発劣化係数  $\xi_i$  による  $k$  波までの累乗値  $\zeta_k$  が基準劣化曲線に対応すると考えるものである。このようにして求められた劣化係数  $\zeta_k$  を用い、式 (3) によって低減されたせん断耐力（せん断強度）のコンクリート寄与分  $V_c$  を更新することができる。

## 4. 数値シミュレーション

### 4.1 解析対象と入力波

本論は、兵庫県南部地震にて著しい震害を受けた鉄筋コンクリート製の単柱式道路橋橋脚<sup>2)</sup>を想定した数値シミュレーションを行う。

用いた力学モデルを図-6 に、その断面/部材諸元を表-1 に示す。断面の主鉄筋量  $P_t$  を 1:1.5:2 と設定して、これらを順に、Case-P1 ( $P_t=1.2\%$ )、P3 ( $P_t=1.8\%$ )、P5 ( $P_t=2.4\%$ ) と呼ぶことにする(表-1)。このような 3 つのモデルを 2 自由度(水平、回転) 1 質点系モデルに置き換え、基部直接入力による非線形動的解析を実施した。対象部材の骨格曲線は、復旧仕様<sup>3)</sup>に従って算出し(図-6 (b))、復元力モデルは Tri-linear 型の武田モデルで与えた。粘性減衰は減衰定数を 2% とした。

また、入力地震波として兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波(JMA-KOBE と略記する)を用い、最大加速度 800Gal として入力した。動的非線形求解法としては、Newmark  $\beta$  法( $\beta=1/4$ )を用い、時間さきみは  $\Delta t=0.02$  秒(剛性急変時 0.002 秒)とした。

### 4.2 解析フローチャートと動的破壊形式の判別

動的応答解析と動的破壊形式の判別によって構成される本提案手法の解析フローチャートを図-7 に示す。これは、4.1 にて述べた非線形動的応答解析を実行した後、得られる応答せん断力  $V(t)$  と応答変位  $\mu_d(t)$  (降伏変位  $\delta_y$  で正規化した塑性率による表示) から、破壊形式の判定を行うものである。ここで、 $t$  は応答時刻歴における経過時間を示す。

すなわち、2.1 での提案とも併せ、動的破壊形式の判定をつぎのようにまとめることができる(ただし、最大応答変位  $\mu_{max}$  を併記している)。

A) せん断破壊:

$$V(t) > V_{yk}(t) \rightarrow \mu_{max} = \mu_d < 1$$

B) 曲げせん断破壊:

$$V(t) > V_{yk}(t) \rightarrow \mu_{max} = \mu_d > 1$$

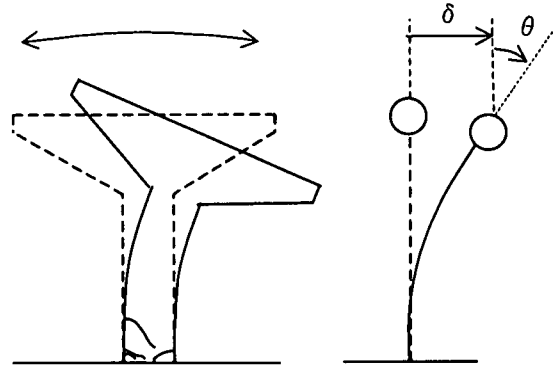
C) 曲げ破壊:

$$V(t) < V_{yk}(t), \mu_d > \mu_{mu} \rightarrow \mu_{max} = \mu_{mu}$$

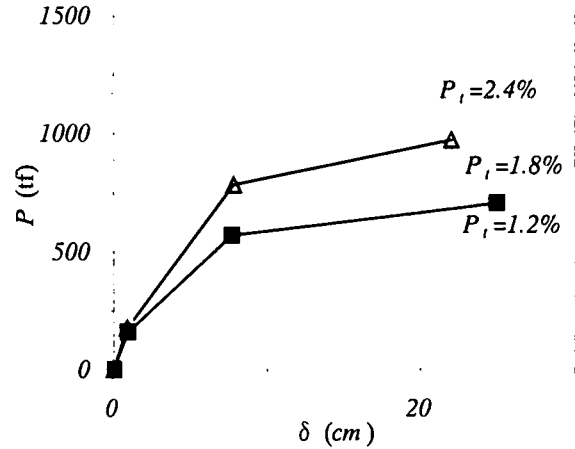
D) 非破壊:

$$V(t) < V_{yk}(t), \mu_d < \mu_{mu} \rightarrow \mu_{max} = \mu_d \quad (7)$$

上述での最大応答変位  $\mu_{max}$  は、与えられた入力地震波に対して、破壊/非破壊を含めて、到達し得た最大変位 ( $\delta_y$  で正規化している) である。 $\mu_{max}$  は、言い換えると、応答塑性率(応答変位量)と部材のもつ保有塑性率(部材変形量)のうち、小なる値を意味する。即ち、非破壊であれば応答塑性率、破壊であれば部材塑性率となる。



(a) 対象構造物と質点モデルへの置換



(b) 対象部材の骨格曲線

図-6 対象構造物のモデル化

### 4.3 シミュレーション結果

以上のような準備のもと数値シミュレーションを実施し、そのシミュレーション結果を表-1 および図-8 (a) ~ (c) に列記・比較した。入力地震動として兵庫県南部地震を用いたため、20 秒間にて主要動が完了し、いずれの場合も  $t=5 \sim 10$  秒の短時間に破壊/非破壊が決していることが特徴的である。

図-8 Case-P1 では、 $\mu_d > 2$  なる大変形を数波経験し、せん断劣化耐力が  $\zeta_k=0.553$  まで低下しているが、せん断破壊、曲げ破壊とも生じなかった(非破壊:  $\mu_{max}=4.31$ )。

一方、同図 (b) Case-P3 では、初期の大変形時に曲げ終局変位に達しており ( $\mu_d = \mu_{mu}$ )、曲げ破壊となっている ( $\mu_{max}=3.94$ )。ただし、同じ振幅内で(ほぼ同時刻にて)劣化せん断耐力と応答せん断力が交わっているため、曲げ損傷後のせん断破壊とも判断できる。

同図 (c) Case-P5 では、典型的な曲げ損傷後のせん断破壊を示した。Case-P5 の場合、Case-P1、P3 に比べて、主鉄筋量の増加によって剛性が增大しているため、部材固有周期が短周期化している。このため、応答変位は小さくわずかなせん断耐力の劣

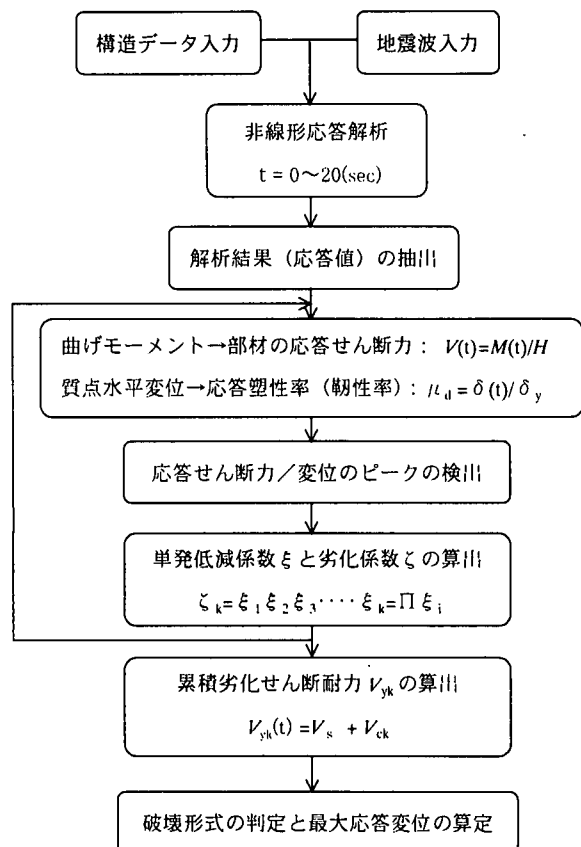


図-7 解析フローチャート

化（ $\zeta_k=0.775$ ）にとどまるが、過大な応答せん断力により  $t=9.16$  秒にてせん断破壊した（曲げ降伏後のせん断破壊： $\mu_{\max}=2.68$ ）。

このように、同一地震波同一構造形状にも関わらず、主鉄筋量の違いに伴う静的／動的力学特性の差異により、動的破壊形式に明らかな違いが認められた。高鉄筋比化（Case-P1 → P3 → P5）に伴い、 $V_{mu} \rightarrow$ 大、 $\mu_{mu} \rightarrow$ 小 となる一方で、固有周期  $T \rightarrow$ 小となることによって応答特性が  $V \rightarrow$ 大、 $\mu_d \rightarrow$ 小となるため、3者の破壊形式が乖離したと判断できる。

ここで、初期せん断耐力  $V_{y0}$  を用いて、せん断余裕度を

$$\text{せん断余裕度} = V_{y0} / V_{mu} \quad (8)$$

のように定義し、これを表-1 に併記した（ $V_{mu}$  は基部曲げ終局耐力を柱頭水平荷重にて示したものである）。一般に、せん断余裕度の低下とともに曲げ破壊からせん断破壊に移行することが報告されている<sup>13), 16)</sup>。本3例の場合 P1 → P3 → P5 になるに従ってせん断余裕度が低下し（表-1）、そのシミュレーション結果では非破壊（ $\mu_{\max}=4.31$ ）→曲げ破壊（ $\mu_{\max}=3.95$ ）→せん断破壊（ $\mu_{\max}=2.67$ ）となり、上記知見が動的解析にもあてはまることがわかった。

このような解析結果はまた、主鉄筋量の増大に伴い、静的耐荷力が改善されるものの、一方では動的

表-1 解析に用いる断面諸元と部材性能および解析結果

| CASE                                           | P1     | P3     | P5         |
|------------------------------------------------|--------|--------|------------|
| $p_f(\%)$                                      | 1.2    | 1.8    | 2.4        |
| $T_y(\text{sec})$                              | 0.749  | 0.630  | 0.553      |
| $V_{mu}[=P_u](\text{MN})$                      | 6.91   | 9.54   | 12.35      |
| $\delta_y(\text{m})$                           | 0.066  | 0.068  | 0.071      |
| $\delta_{mu}(\text{m})$                        | 0.312  | 0.268  | 0.224      |
| $V_s[=S_u](\text{MN})$                         | 2.00   |        |            |
| $\mu_{mu}$                                     | 4.72   | 3.94   | 3.15       |
| 解析結果                                           |        |        |            |
| $\tau_{co}(N/mm^2)$                            | 1.51   |        |            |
| $V_{co}(\text{MN})$                            | 9.45   |        |            |
| $V_{y0}[=V_{co}+V_s](\text{MN})$               | 11.45  |        |            |
| $V_{co}/V_{y0}$                                | 0.83   |        |            |
| $V_{y0}/V_{mu}$                                | 1.66   | 1.20   | 0.93       |
| JMA-KOBE ( $\alpha_{\max}=800\text{Gal}$ ) 入力時 |        |        |            |
| $\zeta$                                        | 0.553  | 0.514  | 0.775      |
| $V_{ck}=\zeta V_{co}(\text{MN})$               | 5.23   | 4.86   | 7.32       |
| $V_{yk}/V_{mu}$                                | 1.05   | 0.72   | 0.76       |
| 破壊形式                                           | 非破壊    | 曲げ破壊   | 曲げ降伏後せん断破壊 |
| 参照図                                            | 図-8(a) | 図-8(b) | 図-8(c)     |
| $\mu_{\max}$                                   | 4.31   | 3.94   | 2.68       |

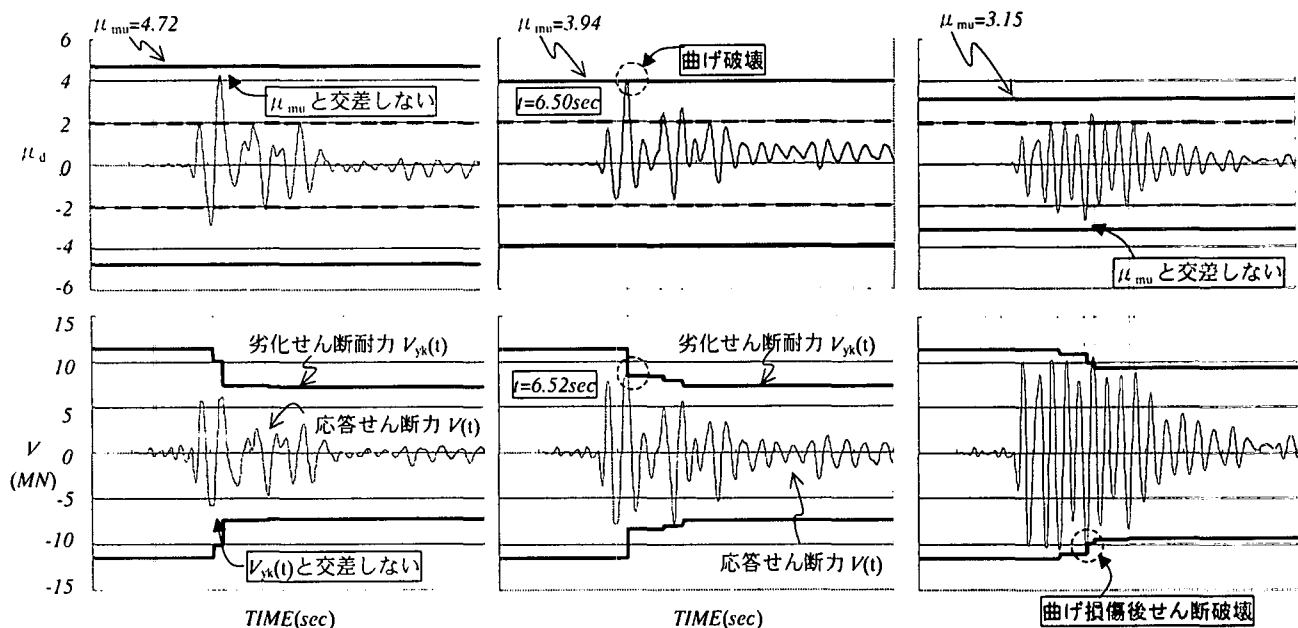
耐震性が損なわれることを意味するもので、高耐力低耐震性であること示唆するものである<sup>19)</sup>。ただし、このような解析は、入力地震動と構造系の動特性（周波数特性と減衰特性など）および静的特性（耐力と変形能）によって本質的な影響を受けるものであり、より一般的な考察には、論理的検討と広範囲な数値シミュレーションが不可欠である。

## 5. パラメトリックシミュレーション

### 5.1 シミュレーション概要

ここでは、入力地震動の種類と大きさ（最大加速度）、主鉄筋量、せん断強度とせん断補強筋の負担分、単発劣化曲線の修正係数をパラメーターとするパラメトリックシミュレーションを実施した。2種の地震波（El-Centro 1940 NS（El-Centro）、兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波（JMA-KOBE））を用い、最大加速度を 500～900Gal（100Gal 刻み）で調整入力し、非線形応答解析を実施した。

ここでは、単発劣化曲線の勾配に関する修正係数を  $m=1/4, 1/2, 2/3$  の3種類とした。また、せん断補強筋の負担分  $V_s$  を変化させ（ $V_s=0.01, 0.5, 1.0, 1.5, \dots, 5.0\text{MN}$  と  $0.5\text{MN}$  刻み）、本提案手法にて破壊形式を判別した。そして、その結果を初期せん断耐力に対するせん断余裕度  $V_{y0}/V_{mu}$ 、初期せん断耐力にて正規化したコンクリート寄与率  $V_{co}/V_{y0}$ 、および部材靱性率  $\mu_{mu}$  と応答靱性率  $\mu_{\max}$



(a) Case-P1 (800, JMA-KOBE)

非破壊 ( $\mu_{max}=4.31$ )

(b) Case-P3 (800, JMA-KOBE)

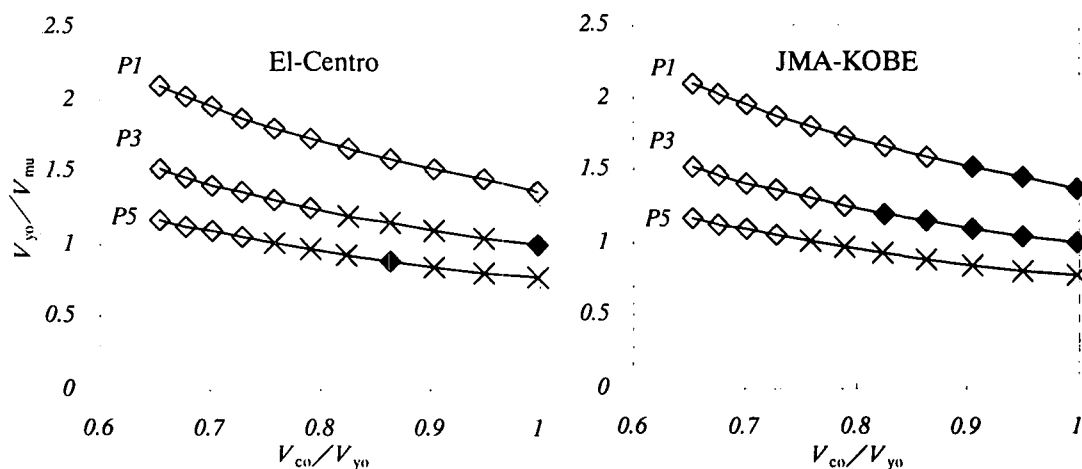
曲げ破壊 ( $\mu_{max}=3.94$ )

(c) Case-P5 (800, JMA-KOBE)

曲げ損傷後せん断破壊破壊

( $\mu_{max}=2.68$ )

図-8 JMA-KOBE ( $\alpha_{max}=800\text{Gal}$ ) 入力時の破壊形態



[ 破壊形式: ×せん断破壊, ◆曲げ破壊, ◇非破壊 ]

図-9 せん断余裕度とコンクリートの寄与率による破壊形式の表示 ( $\alpha_{max}=800\text{Gal}$ ,  $m=1/2$  のとき)

によって図化した。図中で用いられている諸記号は以下のような破壊形式を表す。

- 曲げ降伏後のせん断破壊: (×)
- 曲げ破壊: (◆)
- 非破壊: (◇)

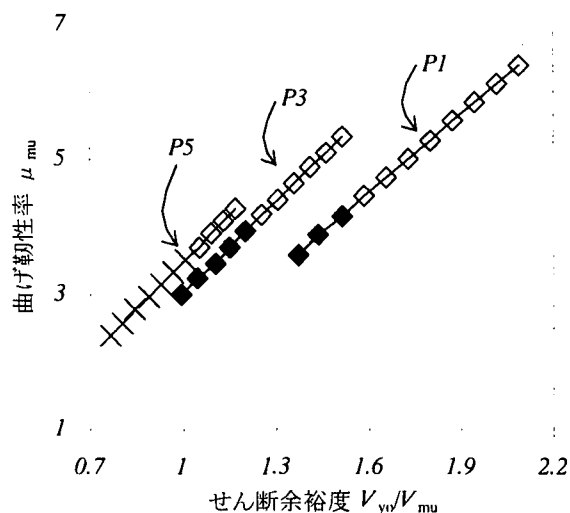
ここでは曲げ降伏後せん断破壊をせん断破壊と呼ぶ。なお、せん断補強筋の負担分  $V_s$  の増加によって部材靱性率  $\mu_{mu}$  が向上するが、定量的には復旧仕様<sup>3)</sup>に準じて解析した。

## 5.2 シミュレーション結果

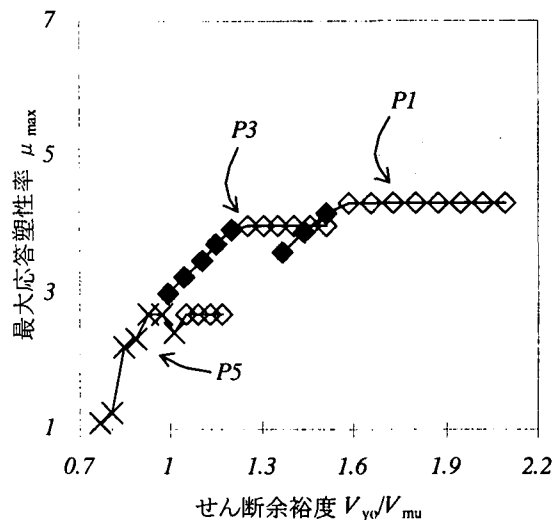
- (1) せん断余裕度  $V_{y0}/V_{mu}$  とコンクリート寄与分  $V_{co}/V_{y0}$  の影響

図-9 は、上記破壊形式をせん断余裕度  $V_{y0}/V_{mu}$  とコンクリート寄与分  $V_{co}/V_{y0}$  によって示したものである。 $\alpha_{max}=500\text{Gal}$  の場合、せん断余裕度が  $V_{y0}/V_{mu}<1.0$  にてせん断破壊が見られたが、入力加速度の増大 ( $\alpha_{max}=800\text{Gal}$ ) とともに、 $V_{y0}/V_{mu}<1.2$  (El-Centro の場合) までせん断破壊となり、低鉄筋比側 (Case-P1, P3) にて曲げ破壊となっている。

すなわち、せん断余裕度が小さい程、コンクリート寄与分が大きいほど、せん断破壊が生じやすく、これまでの知見 (例えば[20], [25]) を追認するものである。ただし、定量的には入力地震動の種類と規模によって大きく異なり、例えば、Case-P3 の場



(a) せん断余裕度と曲げ靱性率



(b) せん断余裕度と最大応答塑性率

図-10 せん断余裕度と(a)曲げ靱性率 および(b)最大応答塑性率との関係 (JMA-KOBE,  $m=1/2$  の場合)

表-2 せん断強度の劣化過程に関する  $\mu_d$  と対応する劣化係数  $\xi$  ( $m=1/2$ )

|           |           | 500Gal  |       |           | 800Gal  |       |           |          |           | 500Gal  |       |           | 800Gal  |       |           |
|-----------|-----------|---------|-------|-----------|---------|-------|-----------|----------|-----------|---------|-------|-----------|---------|-------|-----------|
|           |           | $\mu_d$ | $\xi$ | $\Pi \xi$ | $\mu_d$ | $\xi$ | $\Pi \xi$ |          |           | $\mu_d$ | $\xi$ | $\Pi \xi$ | $\mu_d$ | $\xi$ | $\Pi \xi$ |
| El-Centro | P1        | 2.1     | 0.984 | 0.984     | 2.25    | 0.959 | 0.959     | JMA-KOBE | P1        | 2.60    | 0.902 | 0.902     | 2.89    | 0.854 | 0.854     |
|           |           |         |       |           | 2.22    | 0.964 | 0.924     |          |           |         |       |           | 4.31    | 0.666 | 0.569     |
|           |           |         |       |           | 3.06    | 0.826 | 0.764     |          |           |         |       |           | 2.11    | 0.982 | 0.558     |
|           |           |         |       |           | 2.24    | 0.961 | 0.734     |          |           |         |       |           |         |       |           |
|           | $\zeta_k$ | (1回)    | —     | 0.984     | (4回)    | —     | 0.734     |          | $\zeta_k$ | (1回)    | —     | 0.902     | (3回)    | —     | 0.558     |
|           | P3        |         |       |           | 2.02    | 0.997 | 0.997     |          | P3        | 2.02    | 0.997 | 0.997     | 3.95    | 0.681 | 0.681     |
|           |           |         |       |           | 3.14    | 0.813 | 0.811     |          |           |         |       |           | 2.39    | 0.936 | 0.637     |
|           |           |         |       |           | 2.74    | 0.879 | 0.712     |          |           |         |       |           | 2.64    | 0.895 | 0.570     |
|           |           |         |       |           | 2.60    | 0.902 | 0.642     |          |           |         |       |           |         |       |           |
|           |           |         |       |           | 2.73    | 0.880 | 0.566     |          |           |         |       |           |         |       |           |
| JMA-KOBE  | $\zeta_k$ | (0回)    | —     | 1         | (6回)    | —     | 0.562     | JMA-KOBE | $\zeta_k$ | (1回)    | —     | 0.9967    | (3回)    | —     | 0.570     |
|           | P5        | 2.14    | 0.977 | 0.977     | 2.99    | 0.838 | 0.838     |          | P5        | 2.15    | 0.975 | 0.975     | 2.30    | 0.951 | 0.951     |
|           |           |         |       |           | 2.43    | 0.930 | 0.779     |          |           | 2.14    | 0.977 | 0.953     | 2.67    | 0.890 | 0.847     |
|           |           |         |       |           | 2.10    | 0.984 | 0.766     |          |           | 2.40    | 0.934 | 0.891     | 2.42    | 0.931 | 0.788     |
|           |           |         |       |           | 2.62    | 0.898 | 0.688     |          |           | 2.01    | 0.998 | 0.889     | 2.04    | 0.993 | 0.783     |
|           |           |         |       |           |         |       |           |          |           | 2.21    | 0.966 | 0.859     |         |       |           |
|           |           |         |       |           |         |       |           |          |           | 2.04    | 0.993 | 0.853     |         |       |           |
|           | $\zeta_k$ | (1回)    | —     | 0.977     | (4回)    | —     | 0.688     |          | $\zeta_k$ | (6回)    | —     | 0.853     | (4回)    | —     | 0.783     |
|           |           |         |       |           |         |       |           |          |           |         |       |           |         |       |           |
|           |           |         |       |           |         |       |           |          |           |         |       |           |         |       |           |

合、地震波が El-Centro のとき、大変形の多数波繰返しによりせん断強度が低下し、 $V_{y0}/V_{mu} < 1.2$  にてせん断破壊しているのに対して、JMA-KOBE では初動時に曲げ破壊が先行している。

このような地震波の違いによる、非線形挙動の相違と破壊形式の差異は、入力地震波のスペクトル特性と構造物の固有周期（とくに降伏後の塑性域における特性）に依存し<sup>26)</sup>、さらなる検討が肝要である。

(2) せん断余裕度  $V_{y0}/V_{mu}$  と曲げ靱性率  $\mu_{mu}$  および応答塑性率  $\mu_{max}$  との関係

図-10 は、せん断余裕度  $V_{y0}/V_{mu}$  と変形状との関係をまとめたもので、同図 (a) 曲げ靱性率

$\mu_{mu}$ 、同図 (b) 最大応答塑性率  $\mu_{max}$  を縦軸として示したもので、これらの定義を以下に再記する。

$$\text{曲げ靱性率: } \mu_{mu} = \delta_{mu} / \delta_y \quad (9-a)$$

$$\text{最大応答塑性率: } \mu_{max} = \delta_{max} / \delta_y \quad (9-b)$$

図-10(a)では、主鉄筋の減少 (Case-P5→P3→P1) ならびにせん断補強筋の増加 ( $V_s$  の増加による  $V_{y0}$  増加) に伴いせん断余裕度が上昇し、曲げ靱性率  $\mu_{mu}$  が増加、改善される。曲げ靱性能は、いわば部材の保有する本来の変形性能を示すもので、本例条件下 (JMA-KOBE,  $\alpha_{max}=800$  Gal,  $h=2\%$ ) では、せん断破壊、曲げ破壊、非破壊が混在し、この結果、実際の最大応答変位は図-10 (b) のように書き直される。

## 6. せん断劣化強度の考察

### 6.1 せん断耐力の劣化過程

次に、せん断耐力のうちのコンクリート寄与分（せん断耐力： $V_{ck}$ 、せん断強度： $\tau_{ck}$ ）の劣化過程をシミュレーション結果から考察したい。そこで、前出 3Case のモデルに対して、El-Centro NS 1940 および兵庫県南部地震（JMA-KOBE）の入力地震動を、最大加速度  $\alpha_{max}$  が 500 Gal および 800 Gal に振幅調整した地震動に対する応答解析（合計 12 ケース）を実行した。表-2 はそのときのコンクリート寄与分の劣化過程を劣化係数  $\zeta$ 、 $\xi$  によって示し、図-11 はそのうち 2 例を図化したものである。

例えば、モデルが Case-P5、入力地震動が El-Centro の場合、 $\alpha_{max}=500$  Gal のとき  $k=1$  波のみの大変形を受けたのに対して、 $\alpha_{max}=800$  Gal では  $k=4$  波の大変形を受け、 $\zeta_{k=4}=0.688$  まで低下した。

また、 $\mu_d > 2$  以上の大変形の波数と最終的な  $\zeta_k$  の値は、入力地震動の特性と構造特性に依存し、最大加速度  $\alpha_{max}$  が大きい方が、大変形入力波数は多くなる（ただし、Case-P5 は除く）ことがわかる。

さらに、2つの入力地震動を用い、最大加速度を 500～800 Gal（100 Gal きざみ）に基準化し、応答解析を再度実施した。このときの最大応答塑性率  $\mu_d$  と劣化せん断強度  $\tau_{ck}$  の関係を整理／考察する。

まず、図-11 はモデル Case-P3、 $m=1/2$  の場合の劣化せん断強度  $\tau_{ck}$  を、基準化した最大加速度をパラメーターとして図示したもので、最大入力加速度（ $\alpha_{max}$ ：図中の数字）の増大とともにより過大な塑性大変形を被り、せん断強度  $\tau_{ck}$  が下落していることがわかる。

単発劣化曲線の勾配修正係数  $m$  を変化させることによって、コンクリートの劣化せん断強度  $\tau_{ck}$  は徐々に小さくなり、Priestley による基準劣化曲線の第一勾配（ $\mu_d=2 \sim 4$ ）に近づいていくことが確認され、特に、 $m=1/2 \sim 2/3$  の場合では、算定された劣化せん断強度は、入力地震動の種類、最大入力加速度の大きさ、主鉄筋比の大小に拘わらず、ほぼ基準劣化曲線近傍を辿っていることがわかった<sup>29)</sup>。

### 6.2 既往設計示方書との比較

次に図-12 は  $m=1/2$  についての数値シミュレーション結果を現行設計示方書<sup>22), 23), 24)</sup>と比較したものである。同図から判断されるように、 $\tau_{ck}$  が基準劣化曲線付近に点在し、道路橋示方書や土木学会標準書に代表される現行示方書の値の上限にとどまっている。各現行示方書の値には安全率等が考慮された設計値であると考えられ、 $\alpha_{max}=$

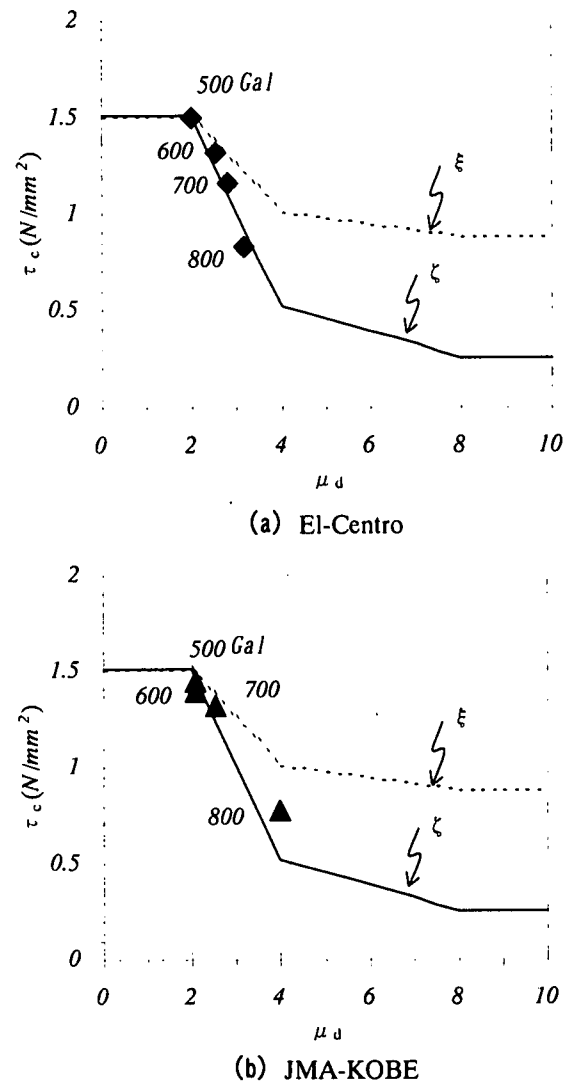


図-11 (a)El-Centro, (b)JMA-KOBE のせん断劣化強度  $\tau_{ck}$  と最大応答塑性率  $\mu_d$  との比較 (Case-P3,  $m=1/2$ ) [ $f'_c=27\text{N/mm}^2 \rightarrow \tau_{cr}=1.51\text{N/mm}^2$ ]

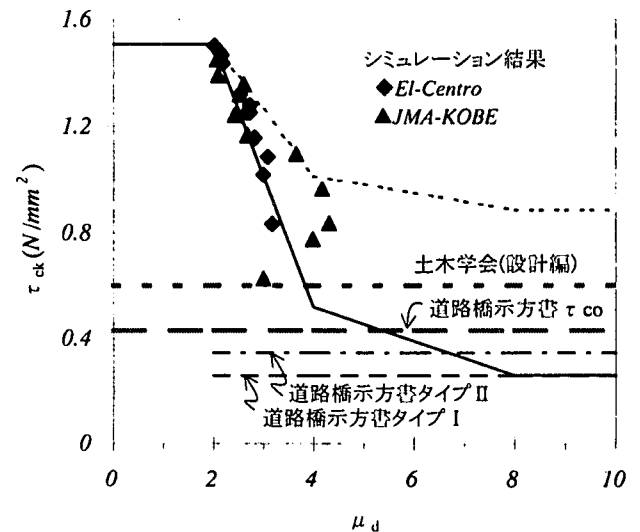


図-12 コンクリートのせん断強度  $\tau_{ck}$  と最大応答塑性率  $\mu_d$  との比較

800 Gal の場合よりさらに過小となっている。

現行示方書は設計靱性率または応答塑性率によらずコンクリートの設計せん断強度を一定とすることにより設計作業が簡便となる反面、変形量による劣化の程度は反映されないことは、必ずしも合理的な方法とは言えない。

## 7. 結論

本文でのこれまでの考察から、本論の結論を以下のようにまとめる。

①RC 単柱を対象とした構造物の静的および動的な破壊形式として、せん断破壊、曲げ降伏後のせん断破壊、曲げ破壊の 3 形式に分類/定義した。とくに、曲げ降伏後せん断破壊はそのモデル化が困難であり、これまで耐震設計上の論点として議論され、本論の着目点でもある。

②曲げ降伏後のせん断破壊を明確に定義するため、修正トラス理論を採用するとともに、大変形下におけるコンクリート寄与分の劣化モデルを構築した。ここでは、漸増型静的変位制御試験から同定された劣化モデル (Priestley et al. 1992) を、累乗型累積損傷モデルによって、ランダム応答変位の場合に拡張したものである。

③上記①、②の考察をもとに、地震時応答解析を実行し、時刻歴上におけるせん断耐荷力の低下を逐次更新するとともに、破壊/非破壊の判定および継続時間内における最大変位量 (応答塑性率) を算定することができた。このような方法は、これまで、別々に行われていた、応答解析と構造物の破壊判定を同時にかつ interactive に実行するものである。

④次に、RC 単柱の諸元と入力地震動をパラメーターとする、パラメトリックシミュレーションを実施した。前者については、道路橋単柱橋脚の形状と上載荷重は一定として、主鉄筋量、せん断補強鉄筋量を変え、後者では、2 波の地震動を用い、それらの最大加速度の大きさを変化させたもので、興味ある知見が得られた。

⑤数値シミュレーションの結果、破壊形式と応答塑性率は、対象部材の静的動的特性 (強度/変形能、骨格曲線/復元力特性、弾塑性固有周期) に加えて、入力地震動の特性 (スペクトル特性と継続時間、最大加速度) に大きく影響することがわかった。

さらに、せん断余裕度、コンクリート寄与分の比率などによりシミュレーション結果を分析したが、既往の実験モデルの傾向を概ね追認するものであった。ただし、これは入力地震動の特性と構造物の塑性域における固有周期との対応性に大きく影響を受け、個別事例毎に非線形動的応答解析が必要な由縁

である。

⑥累乗型累積損傷モデルを用いることにより、入力地震波の規模 (最大加速度) に応じたコンクリートの劣化過程についてのシミュレーションが可能となる。これまでの試算によれば、修正係数を  $m=1/2 \sim 2/3$  とすると、ランダム応答時のコンクリートせん断強度の劣化挙動が、採用した基準劣化曲線 (Priestley らによる劣化モデル) に大略帰着することがわかった。

また、本シミュレーションの範囲では、入力加速度が  $\alpha_{\max}=800\text{Gal}$  のとき、劣化強度は  $\tau_{ck}=0.6 \sim 0.8 \text{ N/mm}^2$  まで低下し、一方、現行示方書 (道路橋示方書、土木学会標準示方書) における耐震設計用せん断強度は  $\tau_{ck}=0.3 \sim 0.5 \text{ N/mm}^2$  程度であり、さらに小さい値であった。

⑦本提案手法における累乗型累積損傷モデルは、漸増型静的変位制御試験から同定されたコンクリートせん断強度の劣化モデル (基準劣化曲線) を低減係数  $m$  によって、ランダム応答における半波に対する低減曲線 (単発劣化曲線) に橋渡ししようとするものである。より適切な低減係数のモデル化については、せん断耐荷力に関する修正トラス理論の再考、広範囲な数値シミュレーションと実験的検証が不可欠となり、現在検討中である。

## 参考文献

- 1) Park, R. and Paulay, T. : Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, 1975
- 2) Priestley, M. J. N. and Paulay, T. : Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, 1992
- 3) 日本道路協会 : 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧の関わる仕様」の準用に関する参考資料 (案), 1995. 6
- 4) 吉川, 池谷, 宮城, 増田, 岡本 : RC 柱における破壊形式の判定と靱性評価, 土木学会第 52 回年次講演会講演概要集 V-278, 1997. 9
- 5) 池谷, 吉川, 宮城, 服部 : 鉄筋コンクリート柱の破壊形式の判定と靱性評価, コンクリート工学年次論文報告集 第 20 巻 第 3 号 pp.259-264, 1998. 6
- 6) 石橋, 吉野 : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集第 390 号 V-8, 1989. 2
- 7) Priestley, M. J. N. and Seible, F. Calvi, G. M. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996
- 8) Paulay, T. : Simplicity and Confidence in Seismic Design, John Wiley & Sons, 1993
- 9) 川島, 武村, 運上, 星隈 : くり返し実験に基づく RC 橋脚の終局変位の評価, 第 24 回年地震工学

研究発表会講演論文集, 1997. 7

- 10) 小林：線形累積疲労被害則を用いた数種類の地震波の繰返し回数に関する一考察, 土木学会第 52 回年次講演会講演概要集 V-274, 1997. 9
- 11) Yoshikawa, H. and Miyagi, T. : Ductility and Failure Modes of Single Reinforced Concrete Columns, JCI Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads-Recent Advances and Challenges on Analysis and Design-, Volume2, October, 1999, pp.229-244.
- 12) 吉川弘道：鉄筋コンクリートの設計－限界状態設計法と許容応力度設計法－, 11 章耐震設計法, 丸善, 1997. 12
- 13) 土木学会：コンクリートライブラリー87, 平成 8 年制定コンクリート標準示方書（耐震設計編）改定資料, pp.15-16 1996. 7
- 14) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 15) 青山編：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法, 技報堂出版, 1990. 8
- 16) 日本コンクリート工学協会：兵庫県南部地震に関する耐震技術特別研究委員会報告書, 1997. 4.
- 17) Lemaitre, J. and Chaboche, J. -L. : Mechanics of Solid Materials, Chapter7. Damage mechanics, pp.346-450, Cambridge University Press
- 18) 矢島, 本郷, 魚本：繰返し載荷された RC 梁の累積損傷および破壊特性評価, 土木学会論文集 No. 490/V-23, pp. 31-39, 1994. 5
- 19) 青戸, 吉川, 松原, 浦野：鉄筋コンクリート単柱の地震応答と耐震性, 土木学会第 52 回年次講演会講演概要集 V-286, 1997. 9
- 20) An, X. and Maekawa, K. : Shear Resistance and Ductility of RC Columns After Yield of Main Reinforcement, 土木学会論文集 V-38, pp.233-247, 1998. 2
- 21) 下田, 吉川, 金治：兵庫県南部地震により損傷した T 型傾斜橋脚の復旧, 土木学会第 51 回年次講演会講演概要集 V-256, 1996. 9
- 22) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 8 年 12 月
- 23) 土木学会：RC・PC 構造物の設計に関する現状と今後の展望, コンクリート技術シリーズ 22, 1997. 8
- 24) 土木学会：コンクリート標準示方書 [平成 8 年制定] 耐震設計編, 1996
- 25) 土木学会：阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式, コンクリート技術シリーズ22, 1996
- 26) 青戸, 吉川, 松原, 浦野, 石川：RC 単柱橋脚の弾塑性応答推定に関する考察, 第 10 回日本地震工学シンポジウム V-256, pp. 2385-2390, 1998. 11
- 27) Martin-Perez, B. and Pantazopoulou, S. J. : Mechanics of Concrete Participation in Cyclic Shear Resistance of RC, Journal of Structural Engineering, Vol.124, No.6, June, 1998.
- 28) 大江, 藤田, 吉川：繰返し大変形を受ける RC 単柱のせん断強度劣化に関する検討, 土木学会第

55 回年次講演会講演概要集（投稿中）

- 29) 高丸 弘美：鉄筋コンクリート橋脚の動的応答解析による破壊形式の判別と靱性率算定, 平成 9 年度 卒業論文.

(2000 年 4 月 21 日受付)