

繰り返し大変形を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断耐力算定手法

学生氏名 阿形 英宏

指導教授 吉川 弘道

本論は、地震動を受けた際における鉄筋コンクリートのせん断耐力劣化現象を解析的に算出・検討するものである。まず、現示方書におけるせん断耐力コンクリート負担算出式に劣化を加味することでせん断耐力の劣化を追跡する式を提案した。既往のPriestleyの基準劣化曲線を実地震動のような応答に対し、認知した応答一波に適應するよう単発劣化係数として拡張し、繰り返し大変形を受ける鉄筋コンクリートのせん断耐力劣化現象を単発劣化係数の累積として定量的に評価した。

Key Words : reinforced concrete column, shear strength degradation, ductility evaluation, strong ground motion,

1. まえがき

国内における現行の示方書では、地震時における構造物の被害を許容損傷範囲内に収めるよう耐震性能別に分類されている。例えば、兵庫県南部地震に見られる内陸直下型地震に対しては構造物の被害を致命的な損傷を回避すると記されている。鉄筋コンクリート柱においては致命的損傷につながる脆性的な破壊形式であるせん断破壊および倒壊を回避することが条件とされている。これは部材における保有靱性率を確保し、変形性能を十二分に考慮した設計を行うことが、設計段階で想定した地震力を超える地震動が作用した場合にも耐震性を保持する上で必要不可欠であることを呈している¹⁾。

鉄筋コンクリート(以下、RC)柱の破壊形式は曲げ破壊、せん断破壊、主鉄筋曲げ降伏後せん断破壊(以下、曲げせん断破壊)の3つに大別される。曲げ破壊は非常に変形性能に富んでおり、軸方向鉄筋の降伏後に水平耐力を保持したまま破壊に至る安定的な破壊形式である。一方、脆性的な挙動を示し軸方向鉄筋の降伏前に破壊に至るせん断破壊は非常に靱性が乏しいものである。曲げせん断破壊は、軸方向鉄筋の降伏後に繰り返し作用によるせん断耐力伝達

能力の低下が起こり、曲げひび割れがせん断ひび割れに移行し、せん断耐力が急激な低下を示す破壊である。これらの破壊形式はRC部材の包絡線(P- δ 曲線)とせん断劣化曲線から判別することが可能である(図-1)。

- a) せん断破壊：主鉄筋降伏($\delta=\delta_y$)前に交差する
- b) 曲げせん断破壊：主鉄筋降伏後に交差する
- c) 曲げ破壊：曲げ終局点($\delta=\delta_{mu}$)を迎えるまで両線が交差しない

本研究は、鉄筋コンクリート柱の脆性的破壊形式であるせん断破壊を引き起こすせん断劣化現象を解析の面から追究するものである。既往の研究より部材の劣化現象を引き起こす主要因としてせん断耐力コンクリート負担分の劣化が挙げられており、部材の靱性率から劣化現象を定量的に評価する手法も提案されている。しかし、劣化過程を追跡するものではなく、未だ未解明な部分が多い²⁾。

そこで、現行のせん断耐力評価式と繰返しによる劣化現象を考慮したPriestleyの劣化曲線を基本として、ランダム応答を対象とした動的劣化モデルを構築しせん断劣化程度の定量的評価を試みた。

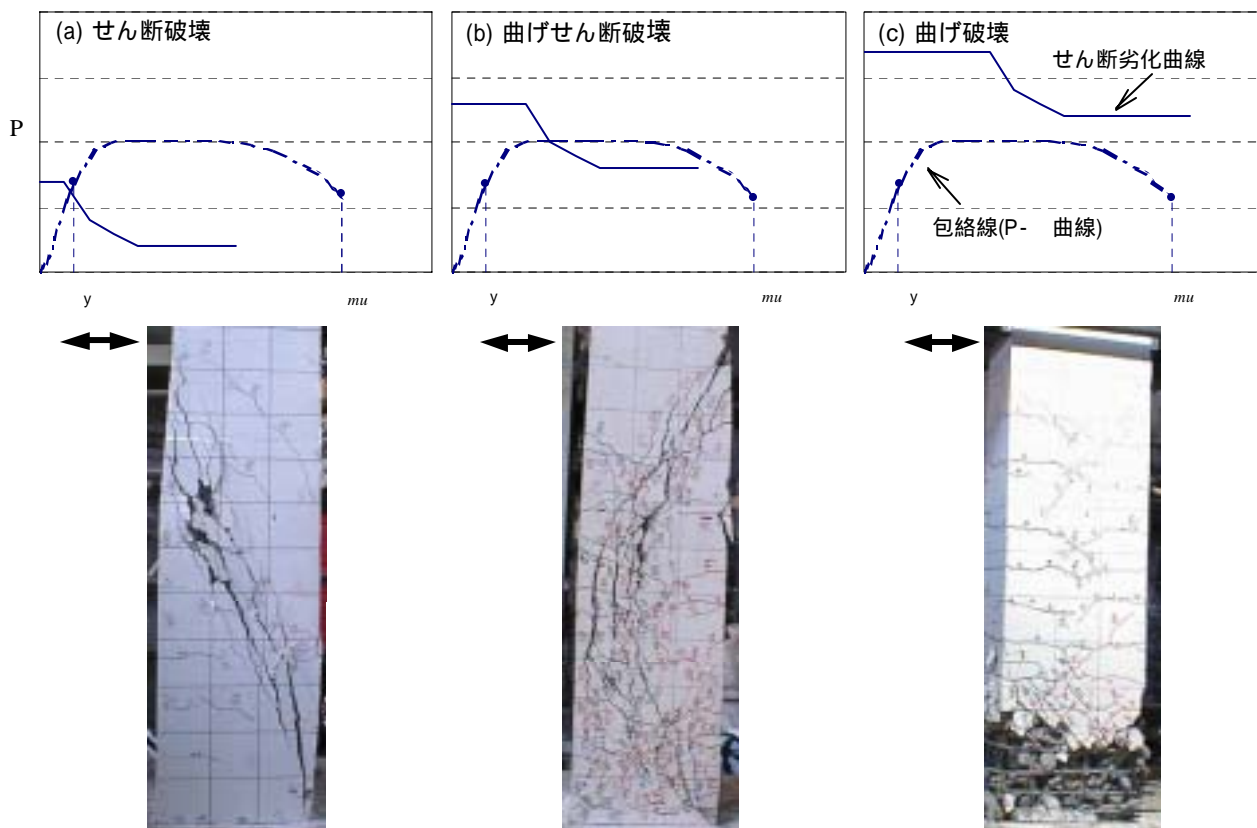


図-1 RC柱部材の破壊形式の分類

2. 繰返し荷重を受けるせん断耐力評価式

(1)せん断力耐荷機構

斜めひび割れを有する鉄筋コンクリート部材をトラスモデルで近似することによって、せん断耐荷機構を明瞭に説明できる理論として修正トラス理論があり、せん断耐力算出式のベースとなるものである。このせん断耐力 V_u は、せん断補強筋がすべて降伏していると仮定したせん断補強筋負担分 V_s (古典的トラス理論)と実験式から算出されるコンクリート寄与分 V_c の累加式で算定される。コンクリート寄与分 V_c には軸方向筋、部材の寸法効果などの影響要因を含んでいる^{3), 4), 5)}。

・修正トラス理論：

$$V_u = V_s + V_c \quad (1)$$

諸外国においては、コンクリート寄与分 V_c より軸方向圧縮力による影響として V_p を分離した3項の累加式 $V_u = V_s + V_c + V_p$ で表されたPriestleyらのせん断耐力評価式が用いられている⁵⁾。

(2)劣化せん断耐力評価式

Priestleyらは繰返しによるコンクリート寄与分の劣化程度を靱性率の関数として提案している。

そこで、本研究においては修正トラス理論とPriestleyらの劣化係数を用いてせん断耐力劣化を考慮した。

(a)せん断耐力 V_u

繰返し大変形によるせん断耐力劣化はコンクリートに起因するとすれば、初期コンクリート負担分 V_{c0} と劣化コンクリート負担分 V_{ck} を用いて初期せん断耐力 V_{u0} 、繰返しに伴うせん断耐力 V_{uk} は次のように表現される。

・初期せん断耐力 V_{u0} ：

$$V_{u0} = V_s + V_{c0} \quad (2)$$

・劣化せん断耐力 V_{uk} ：

$$V_{uk} = V_s + V_{ck} = V_s + \zeta V_{c0} \quad (3)$$

ここで、劣化係数 ζ は初期コンクリート負担分 V_{c0} から繰返しにより耐力低下を起こしたコンクリート負担分 V_{ck} への劣化度を示したものである。

・劣化係数 ζ ：

$$\zeta = \frac{V_{ck}}{V_{c0}} \quad (4)$$

(2)せん断補強筋負担分 V_s

せん断補強筋負担分はトラスメカニズムより下式で与えられる。

・せん断補強筋負担分算式 V_s :

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} z \cot \theta}{s} \quad (5)$$

(3)初期コンクリート負担分 V_{c0}

コンクリート負担分算式は通例実験式を用いて表されることが多く、多くの提案式がある。本研究においては初期コンクリート負担分 V_{c0} 算出式として鉄道構造物等設計標準式を用いた。

・初期コンクリート負担分算式 V_{c0} :

$$V_{c0} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vc} b_w d \quad (6)$$

(4)劣化係数 ζ

Priestleyは劣化係数を正負交番漸増載荷試験より変位靱性率の関数として以下のような式であらわしている。これは主鉄筋降伏前を無損傷とし、最大応答変位の増大に伴いコンクリートのせん断強度の低下率を定量的に評価するものである(図-2)。

$$\begin{aligned} \mu < 2: \zeta &= 1 \\ 2 \leq \mu < 4: \zeta &= -0.3275\mu + 1.655 \\ 4 \leq \mu < 8: \zeta &= -0.04325\mu + 0.518 \\ 8 < \mu &: \zeta = 0.172 \end{aligned} \quad (7)$$

3. 動的劣化モデルの提案と検証

(1)動的劣化モデル

実地震動によるRC柱の応答は、静的載荷実験のような漸増応答とは異なり、大小不規則な波が繰り返されるランダム応答を呈す。つまり最大応答変位量が同値の場合でも応答履歴の違いにより劣化の程度が異なると考察される。

また、Priestleyらによる劣化係数 ζ は、ある特定の最大応答変位に達するまで降伏変位定数倍を作用させた静的変位制御型降伏変位定数倍漸増繰返し載荷実験より同定したものであり、実地震動のようなランダムな変位を生じる応答に対しての適切な評価は得られ難い。そこで累積損傷理論を活用し^{7),8)},

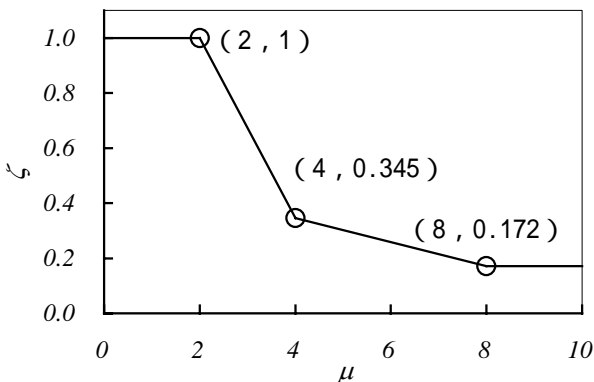


図-2 Priestley らの提案する劣化曲線

ランダム応答を生じる繰返し荷重下におけるせん断劣化程度の定量的評価を検討・提案する。

まず、載荷過程における応答振幅の違いを考慮するため、時刻歴応答変位より応答一波を抽出し応答一波ごとの劣化係数(以下、単発劣化係数と呼ぶ)を算出する。すなわち、抽出された応答一波を順に $i=1, 2, 3, \dots, k$ と付番し、単発劣化係数 $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \dots, \xi_k$ を算出する。ここで単発劣化係数 ξ_k は Priestley の劣化係数(以降、基準劣化曲線と呼ぶ)を m 倍して劣化程度を緩和する方法をとり基準劣化係数とは区別するものである(図-4参照)。

・単発劣化係数:

$$\begin{aligned} \mu < 2: \xi_k &= 1 \\ 2 \leq \mu < 4: \xi_k &= -0.3275m_{k-1}\mu + 0.655m_{k-1} + 1 \\ 4 \leq \mu < 8: \xi_k &= -0.04325m_{k-1}\mu - 0.482m_{k-1} + 1 \\ 8 < \mu &: \xi_k = -0.828m_{k-1} + 1 \end{aligned} \quad (8)$$

さらに、下式のような累乗によってせん断劣化程度を評価する。

・せん断劣化係数:

$$\begin{aligned} \zeta_k &= \xi_1(m_0) \cdot \xi_2(m_1) \cdot \xi_3(m_2) \cdots \xi_k(m_{k-1}) \\ &= \prod_{i=1}^k \xi_i(m_{i-1}) \end{aligned} \quad (9)$$

m は緩和係数であり、 $0 < m < 1$ の範囲である。また、繰返しを受けたコンクリートの劣化は、その進行に伴い収束すると判断し、せん断劣化係数 ζ 、定数 β 、進展係数 γ の単調減少関数とした。

・緩和係数:

$$m_k = \beta \cdot \zeta_k^\gamma \quad (10)$$

この定数 β 、進展係数 γ は劣化の感度を調節するものであり図-3に示すような特徴を持つ。

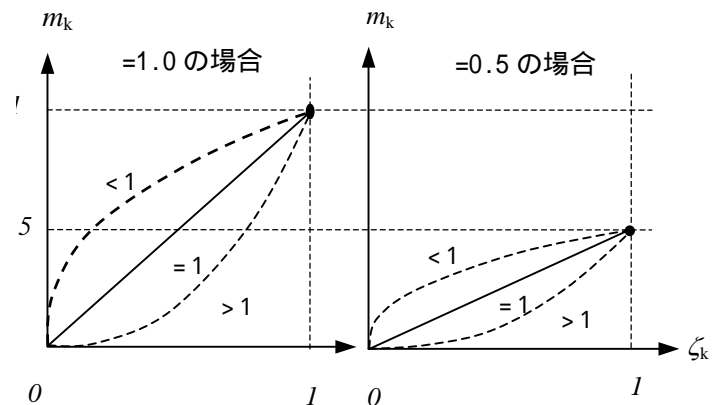


図-3 緩和係数の特徴

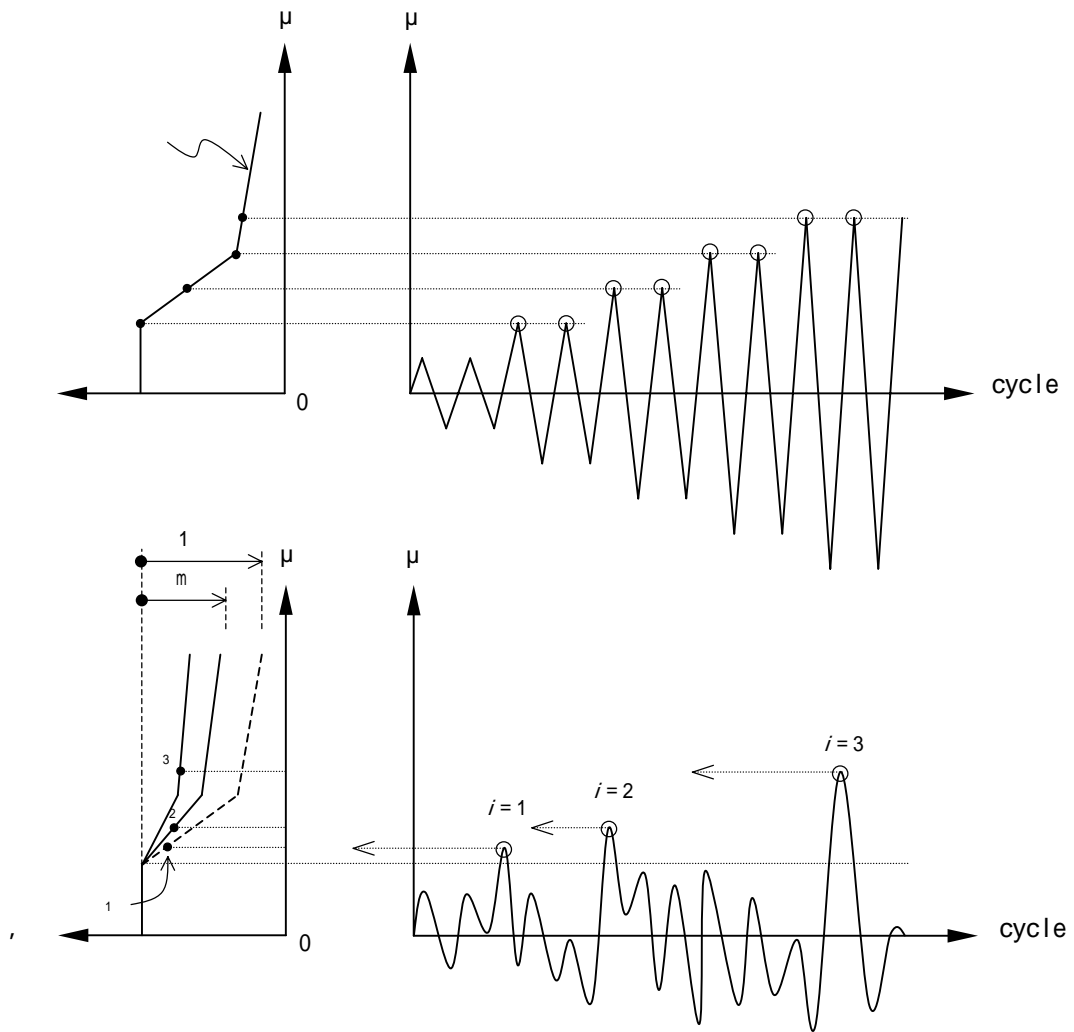


図-4 正負交番漸増载荷とランダム応答変位に関するせん断劣化曲線

表-1 繰り返し形状における振幅量

繰返し方	正負完全交番	ランダム繰返し	完全片振り
振幅形状			
振幅量	$ \delta_1 = \delta_2 $	$ \delta_1 > \delta_2 $	$ \delta_1 > 0$ $ \delta_2 = 0$
正負振幅比 χ $\chi = \frac{ \delta_2 }{ \delta_1 }$	$\chi = 1$	$0 < \chi < 1$	$\chi = 0$

(2) 応答一波の認知と等価振幅

提案する動的劣化モデルは、ランダムな時刻歴応答変位を用いてせん断劣化を定量的に評価する提案方法であり、ランダム応答における応答一波と応答一波における振幅量をどのように定義するかにより劣化程度の評価が異なる(表-1)。そこで、正負交番繰返し、ランダム繰返し、片側繰返しのように応答履歴の異なる応答一波に対して同一の等価振幅算定方法を提案する。

a) 応答一波の認知

応答一波はゼロクロッシング法により認知し、順次付番した。すなわち、正負交番繰返し、ランダム繰返しでは3つのゼロクロッシングより構成される波形とし、片側繰返しにおいては2つのゼロクロッシングで構成される波形を一波と認知した。

b) 等価振幅の定義

応答一波においても時刻歴上で振幅量は随時変化している。すなわち、任意の応答一波における単発劣化係数を算出するに当たり、ある特定の振幅量の抽出を行う必要がある。そこで、最大振幅量 δ_1 、最小振幅量 δ_2 を用いて等価振幅を算出し単純劣化係数を算出する方法を提案する。

まず、応答一波における δ_1 、 δ_2 、中心値 δ 、正負振幅比 χ を次のように定義した。

・中心値：

$$\delta = \frac{1}{2}(|\delta_1| + |\delta_2|) = \frac{1+\chi}{2}|\delta_1| \quad (11)$$

・正負振幅比：

$$\chi = \left| \frac{\delta_2}{\delta_1} \right| \quad (12)$$

正負振幅比は正負完全交番繰返しでは $\chi=1$ 、完全片側繰返しでは $\chi=0$ 、ランダム繰返しでは $0 < \chi < 1$ となる。ここで、等価振幅に中心値を用いた場合、振幅形状が異なる場合においても振幅量が同値となる場合があり、せん断劣化を適正に評価し得ない(図-5、表-2)。そこで等価振幅を次のように提案した。

・等価振幅：

$$\delta^* = \left(\frac{\chi + \chi_0}{1 + \chi_0} \right)^n (\delta_1 + \delta_2) = \left(\frac{\chi + \chi_0}{1 + \chi_0} \right)^n \cdot 2\delta \quad (13)$$

また、 $n=1$ の場合、等価振幅は下式のようになる。

・ $\chi=1$ の場合： $\delta^* = \delta_1 + \delta_2$

・ $\chi=0$ の場合： $\delta^* = \left(\frac{\chi_0}{1 + \chi_0} \right) 2\delta$

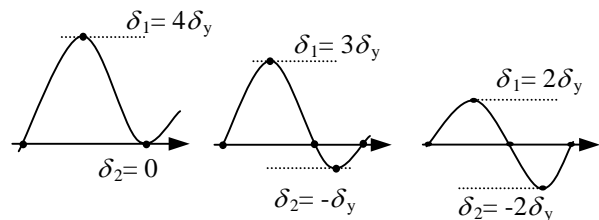


図-5 等価振幅の一致と正負振幅比の不一致

表-2 応答一波の特徴

繰返し方	完全片側繰返し	ランダム繰返し	正負完全交番
	変位量 $\delta = \frac{1}{2}(\delta_1 + \delta_2)$ が等しい		
δ	2	2	2
$ \delta_1 $	$4\delta_y$	$3\delta_y$	$2\delta_y$
$ \delta_2 $	0	$1\delta_y$	$2\delta_y$
$\chi = \left \frac{\delta_2}{\delta_1} \right $	0	1/3	1

ここで χ_0 は定数、 n は進展係数であり、これらの決定にはより多くの静的載荷実験との比較、および数値シミュレーションを行い、係数が劣化程度に及ぼす影響を確認検討する必要がある。

4. 静的載荷実験結果を用いた劣化係数の同定

(1) 準静的載荷実験を用いた検討方法

本研究室で行われた載荷履歴の異なるRC単柱の準静的載荷実験より、応答過程でのせん断劣化係数を同定する。また同実験より時刻歴応答変位を測定し、提案する動的劣化モデルを用いた解析結果との比較検討を行う。

準静的載荷試験は、片持ち梁形式の試験体に対し以下の示す載荷履歴を対象として行った(表-3、4)。

- ・正負交番繰返し漸増載荷(静的変位制御型降伏変位定数倍漸増繰返し載荷)：初期降伏変位の整数倍を繰返し載荷するものであり、正負交番漸増3回繰返し載荷を行った。
- ・完全片側繰返し漸増載荷：初期降伏変位の整数倍を片側振幅で繰返し載荷するものであり、片側漸増3回繰返し載荷を行った。
- ・ランダム繰返し載荷：事前に観測波形を用いて非線形動的応答解析を行い算出された時刻歴応答変位を柱頭変位として載荷したものである。

表-3 試験体諸元

試験体	柱断面 (mm)	せん断 スパン高さ (mm)	せん断 スパン比	曲げせん断 耐力比	繰返し回数	圧縮ストラット角度 実測角
S12-I-3	320*320	1200	4.05	1.2	3回繰返し	26.6
S10-O-M				1.0	3回繰返し	25.6
S15-O-RSD				1.5	ランダム繰返し	24.5

表-4 載荷履歴

試験体	載荷履歴	繰返し回数	入力波形
S12-I-3	正負交番繰返し漸増載荷	3	正負等量降伏変位定数倍漸増変位
S10-O-M	片側繰返し漸増載荷	3	降伏変位定数倍漸増変位
S15-O-RSD	ランダム載荷	-	海洋型地震動 開北橋観測波形記録

(3)劣化係数の同定

準静的載荷実験より劣化係数 ζ_k を同定する方法としては、まず、下式を用いてせん断補強筋負担分 V_{sk} を算出する。載荷過程におけるせん断補強筋が負担する耐力を算出するためせん断補強筋作用応力 σ_{ws} を用いた。せん断補強作用応力は計測されたせん断ひずみより算出する。なお、せん断補強筋ひずみがせん断補強筋降伏ひずみを上回る場合はせん断補強筋降伏強度を用いた。また、圧縮ストラット角度は実測角 θ を用いた(表-3)。

・せん断補強筋負担分 V_{sk} ：

$$V_{sk} = \frac{A_w \sigma_{ws} z \cot \theta}{s} \quad (14)$$

$$\sigma_{ws} = \varepsilon_{ws} \cdot E_s$$

σ_{ws} ：せん断補強筋作用応力

ε_{ws} ：せん断補強筋ひずみ

E_s ：せん断補強筋弾性係数

試験体は片持ち梁形式であるため、断面に作用するせん断力は載荷荷重と同値となる。そこで、劣化コンクリート負担分 V_{ck} は式(15)を用いて、初期コンクリート負担分 V_{c0} は鉄道構造物等設計標準式(式(6))を用いて算出した。これより、劣化係数 ζ_k を同定する。

・劣化コンクリート負担分 V_{ck} ：

$$V_{ck} = V_{uk} - V_{sk} \quad (15)$$

・劣化係数 ζ_k ：

$$\zeta_k = \frac{V_{ck}}{V_{c0}} \quad (16)$$

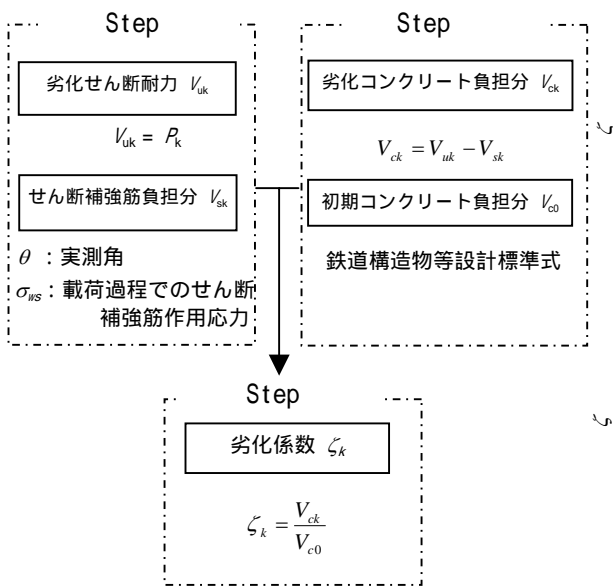


図-6 劣化係数同定フローチャート

(4)係数の感度解析および決定

動的劣化モデルにより算出される劣化係数 ζ_k は、緩和係数 m_k および等価振幅 σ^* の算出に用いる係数(γ, β, n, χ_0)により影響を受ける。そこで各試験体における係数を表-5に示す範囲で変化させ劣化係数を算出した。

各パラメータを用いて解析を行った結果よりランダム繰返し載荷に対して γ, β が劣化係数の算出に与える影響が大きいことが確認できた(表-6)。しかしながらこれら係数の決定には非常に多くの載荷実験との比較・検証が不可欠である。

本試験体においては $\beta=0.7, \gamma=0.5, \chi_0=0.5, n=1$ の値を用いることで実験値をよく追従するものであり、上記係数を用い準静的載荷実験結果より算出した劣化係数との比較検討を行う。

表-5 感度解析諸元

基本パラメータ		β	γ	χ_0	n
#1	β の感度解析	0.4, 0.6 0.8, 1.0	1	1	1
#2	γ の感度解析	1	0.5, 1.0 1.5, 2.0	1	1
#3	χ_0 の感度解析	1	1	0.4, 0.6 0.8, 1.0	1
#4	n の感度解析	1	1	1	0.5, 1.0 1.5, 2.0

表-6 係数の感度

載荷履歴			0	n
片側漸増繰返し載荷 (S10-0-M)				
正負交番漸増繰返し載荷 (S12-1-3)				
ランダム繰返し載荷 (S15-0-RSD)			×	×
変動傾向： :非常に良い, :良い, :期待できない, x:無い				
推奨パラメータ	0.7	0.5	0.5	1

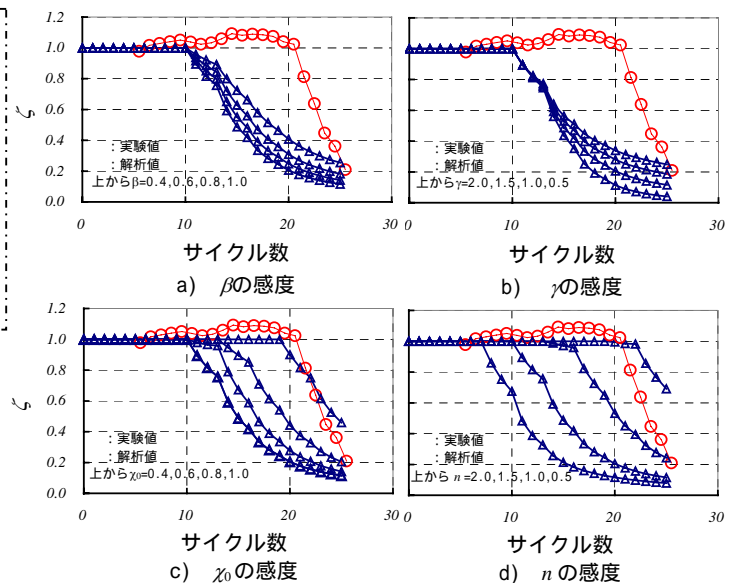


図-7 係数による劣化係数への影響 (S10-0-M)

(5) 検討結果

片側漸増繰返し載荷された S10-0-M 試験体から考察する．図 8 より，実験結果，動的劣化モデル共に塑性率 $\mu = 8$ を超えた直後に急激なせん断劣化を起していることが確認できる．提案した動的劣化モデルは片側漸増繰返し載荷においてこれをよく追従するものであった．

正負交番漸増繰返し載荷された S12-1-3 試験体においては，載荷履歴として正負交番繰返しを用いたため，ひび割れは左右対称に発生した．またひび割れの進展過程としては，曲げひび割れがせん断面，載荷方向面の基部から中央部の順に発生し，せん断面の曲げひび割れがせん断ひび割れへと進展，せん断破壊に至るせん断ひび割れを生じた．また図より，塑性率 $\mu = 2$ 直前から急激にせん断劣化が進んでいることが確認できる．動的劣化モデルによる解析結果は，実験結果と同様な劣化傾向を示し，実験結果をよく追従するものであった．

ランダム載荷における劣化係数では，横軸に時間をとっているが準静的載荷試験を行っているために実際の応答時間とは異なるものであるが，前準備として行った非線形動的応答解析における応答時間を用いて載荷ステップから逆算したものである．

S15-0-RSD は，初期に塑性率 $\mu = 4$ 弱の大きな変位を生じており劣化係数も著しく低下している．その後も徐々にではあるがせん断劣化を確認できるが破壊には至らなかった．これは，初期の大変形によって著しいせん断劣化を生じたが，その後の応答変位はその多くが $\mu < 2$ であるためと考察する．動的劣化モデルにおける解析値も，初期の大変形により急激な劣化係数の低下が生じており，その後は徐々に劣化を示しており非常によく実験値を追従するものとなった．

5. 結論

本論は地震時における鉄筋コンクリート柱のせん断破壊と靱性評価を考察するもので，繰返し大変形下におけるせん断劣化現象を定量的に評価することを目的とするものである．主たる内容は，修正トラス理論におけるコンクリート負担分に対する動的劣化モデルの提案を行うもので，モデルの構築と実験結果による検証を行った．

本研究にて，以下のような知見が得られた．

1. 過去の地震被害を調査した結果，曲げ降伏後におけるせん断破壊がいくつか見られ，耐震性評価における重要な論点となっている．いわゆる，繰返し

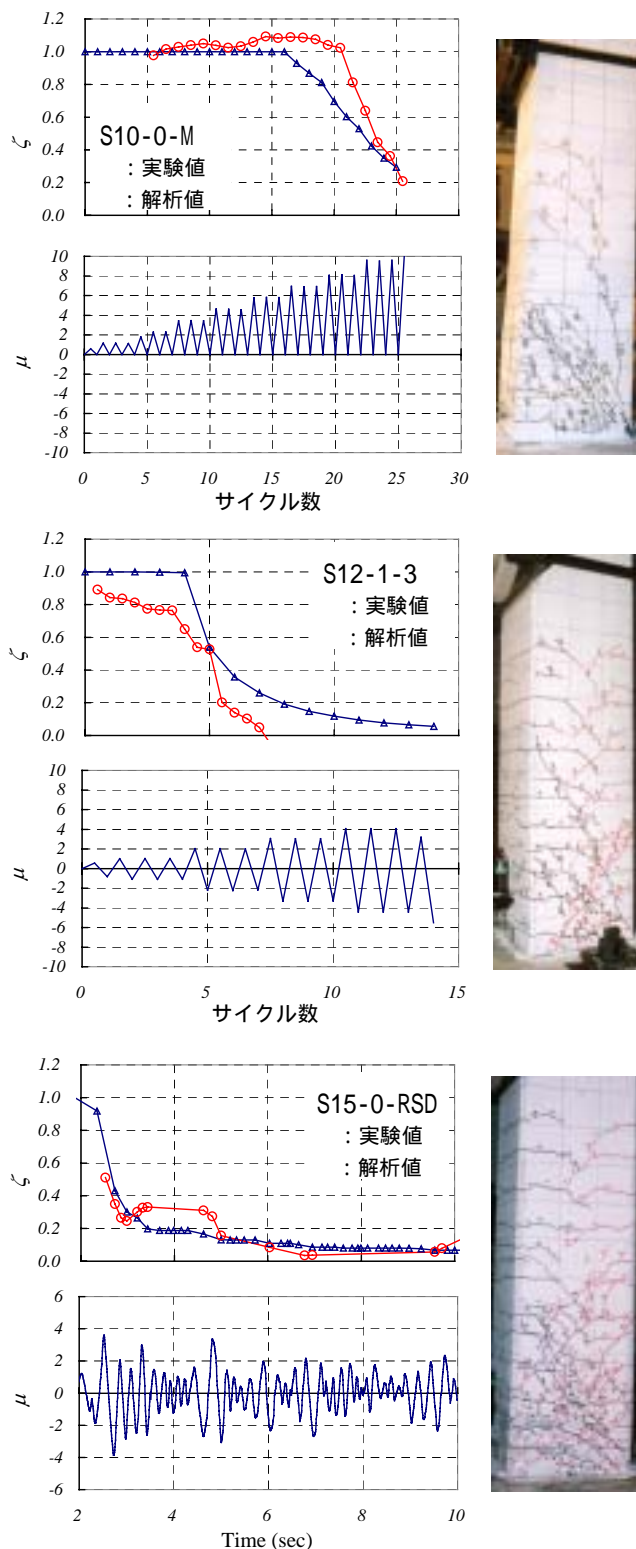


図-8 静的載荷実験における劣化係数の比較

大変形下にせん断劣化現象が問題となっている．既往の研究によれば，曲げ降伏後せん断破壊過程におけるせん断耐力の劣化現象は，コンクリート負担分の減退に起因するものであることが指摘されている．
2. そこで，修正トラス理論と Priestley の劣化曲線を基本モデルとし，これに繰返しに伴う耐力低下

を考慮した動的劣化モデルを構築した。本文では、漸増繰返し載荷を前提とした Priestley の劣化曲線をランダムな応答履歴に拡張するため、緩和係数 m を導入した。

$$m_k = \beta \cdot \zeta_k^\gamma$$

最終的な、せん断劣化程度の評価としては単発劣化係数の累乗型として表すものである

$$\begin{aligned} \zeta_k &= \zeta_1(m_0) \cdot \zeta_2(m_1) \cdot \zeta_3(m_2) \cdots \zeta_k(m_{k-1}) \\ &= \prod_{i=1}^k \zeta_i(m_{i-1}) \end{aligned}$$

3. ランダムな応答変位の波形のうち、ゼロクロッシング法により応答波形を 1 波づつ認知し、時刻歴上にて順次付番した。すなわち、3 つのゼロクロッシングで構成される波形を 1 波として読み取るものである。また、応答一波における正負振幅比の違いを考慮するために、次のような等価振幅を定義した。

$$\delta^* = \left(\frac{\chi + \chi_0}{1 + \chi_0} \right)^n (\delta_1 + \delta_2)$$

4. 緩和係数 m および等価振幅 δ^* の係数を決定するには、載荷実験との比較・検証が不可欠である。本研究室における準静的載荷実験との対応関係を検討した結果、 $\beta = 0.7$, $\gamma = 0.5$, $\chi_0 = 0.5$, $n = 1$ の値を用いることで実験値に合致するものである。

5. 提案した動的劣化モデルは本研究室での実験結果によく追従するものであり、せん断劣化現象の定量的評価方法として有用であると考えられる。また、更なる実験結果との比較検討を行うことで精度向上を図れると考えられる。

謝辞：本研究を行うにあたり吉川弘道教授、栗原哲彦講師にはご指導ご鞭撻を受け賜りました。深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，丸善出版，2002.3.7
- 2) Priestley, M.J.N. and Seible, F. Calvi, G.M : Seismic Desing and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996
- 3) 吉川弘道：鉄筋コンクリート単柱の靱性評価一般化トラス理論，武蔵工業大学 構造材料工学研究室HP「もっと知りたいコンクリート講座」，<http://cpc8.civil.musashi-tech.ac.jp/RC/index.htm>
- 4) 吉川弘道：鉄筋コンクリートの基本特性 非線形挙動と耐荷機構，CRCソリューションズHP Civil-eye.com，<http://www.civil-eye.com/report/kouza/yoshikawa/index.htm>
- 5) 田辺忠顕，檜貝勇，梅原秀哲，二羽淳一郎：コンクリート構造，朝倉書店，1992.6
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，1999.10
- 7) 吉川弘道，青戸拓起，高丸弘美，大江亮二：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，土木学会 応用力学論文集 Vol.3, pp.645-656
- 8) 大江亮二，吉川弘道：繰返し大変形を受ける鉄筋コンクリート単柱のせん断強度劣化の評価に関する研究，土木学会論文集No.711/ -56,59-71,2002.8
- 9) 藤田幸弘，藤田佐与次，松田佑治，柚木洋美：RC単柱の耐震実験実験報告書，武蔵工業大学コンクリート研究室，1999
- 10) P.Benson Shing, Tada-aki Tanabe : MODELING OF INELASTIC BEHAVIOR OF RC STRUCTURES UNDER SEISMIC LOADS, ASCE, 2001

SHEAR STRENGTH DEGRADATION OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER STRONG SEISMIC ACTIONS

Hidehiro AGATA

The failure mode of reinforced concrete columns is classified as flexural failure, shear failure, and shear failure after yielding of longitudinal reinforcement. In this paper, shear failure after yielding of longitudinal reinforcement and degradation of concrete contribution of shear strength are particularly examined.

The shear degradation curve proposed by Priestley et al. is extended to a case of random deformational time history under actual seismic excitation. The analytical model for degradation of concrete contribution caused by cyclic large flexural deformation is proposed by the cumulative damage model. The proposed method is compared with static experiments for single reinforced concrete columns.