

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

大江 亮二¹・吉川 弘道²

¹学生会員 工修 武蔵工業大学大学院 工学研究科 土木工学専攻 (〒158-0087 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

²正会員 工博 武蔵工業大学教授 工学部 土木工学科 (〒158-0087 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

本論は、過大地震における鉄筋コンクリート単柱のせん断劣化現象を実験・解析両面から検討するものである。まず、従来のせん断耐力式のコンクリート抵抗成分に繰返しによる劣化現象を考慮することで、曲げ降伏後にせん断耐力が低下していく現象を追従できる評価式を提案した。さらに、実地震では、繰返しによってその劣化の進行状況は異なることから、不規則的な応答一波が構造物に与える影響を反映させることが考えられ、既往 Priestley らの基準劣化曲線からただ応答一波が作用したときに対する単発劣化曲線へ拡張し、その累積値(累乗型累積損傷モデル)から繰返し大変形を受ける鉄筋コンクリート単柱のせん断劣化を定量的に評価した。これらの条件をふまえ、非線形動的応答解析を実行し、実地震動下の数値シミュレーションを行った。

Key Words : reinforced concrete column, shear strength degradation, dynamic inelastic analysis
strong ground motion, cumulative damage theory, ductility evaluation

1. まえがき

1995年に発生した兵庫県南部地震は、過大地震における土木構造物の安全性確保の重要性を改めて認識させられるものであった。現在、その教訓から多くの研究機関において膨大な数の被害報告や被害原因に関する研究成果がまとめられ、各種示方書に反映された耐震設計が行われるようになった^{1),2),3)}。なかでも、鉄筋コンクリート構造物においては、損傷許容範囲を耐震性能別に規定し、脆性的な破壊形態を回避すること、また倒壊を免れることが絶対条件となっており、部材の保有靱性の確保が重要であることを強調している。従って、変形性能に十分な注意を払い設計することが、設計で想定された地震力を上回る地震動が作用した場合の耐震性を確保する上で必要であることを示している^{4),5)}。

本研究は、強震下における鉄筋コンクリート構造物の脆性的な破壊形態を引き起こす、せん断劣化現象を実験・解析両面から検討するものである。現在のところ多くの研究成果により、部材のせん断耐荷メカニズムについて、着実に解明されつつあり、コンクリートせん断強度の低下が部材耐力低下の主な要因の一つとされている。しかし、どのように劣化進行が生じていくか、未解決な部分があり、現在も多くの議論がなされている⁶⁾。

そこで、従来のせん断耐力式のコンクリート抵抗成

分に繰返しによる劣化現象を考慮した提案式から、実地震動を対象としたせん断劣化過程、劣化程度の評価を試みる。

2. RC 単柱の破壊形式と靱性評価

繰返し大変形を受ける、鉄筋コンクリート(以下 RC)柱部材の破壊形式は、大きく分けて曲げ破壊、せん断破壊に分類できる^{6),7)}。曲げ破壊は、主鉄筋降伏を迎え、それ以上の繰返し大変形経験後も変形性能にとみ、水平耐力を保持できる。最終的には、安定的な破壊形態となる。一方、主鉄筋降伏前に脆性的な破壊形態となるせん断破壊は靱性が乏しく、設計上回避する必要がある。

また、主鉄筋が降伏した後、繰返し作用によって徐々に耐力低下が生じ、曲げ損傷からせん断破壊に以降するタイプもあり、これを曲げ降伏後のせん断破壊(以下曲げせん断破壊)と呼ぶ。

これらの破壊形式は、部材の保有している曲げ耐力とせん断耐力の大きさとの大小関係、すなわち、図-1のような RC 部材の包絡線($P-\delta$ 曲線)とせん断劣化曲線の交差関係から分類することができる。ただし、包絡線は繰返しの影響は少ないものとする。

a)せん断破壊:主鉄筋降伏($\delta = \delta_y$)前に交差する。

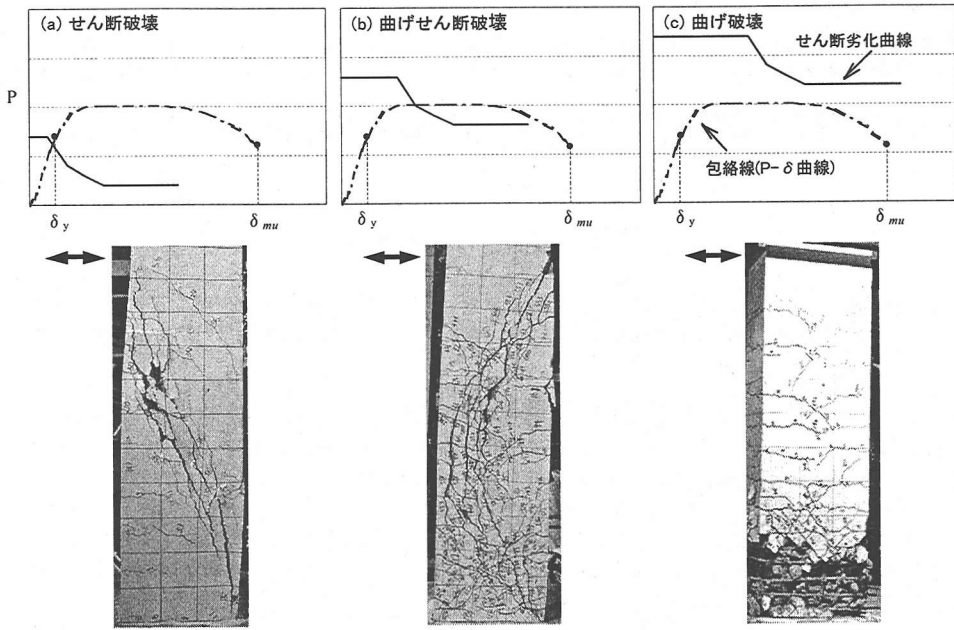


図-1 RC柱部材の破壊形式の分類

b) 曲げせん断破壊: 主鉄筋降伏 ($\delta = \delta_y$) 後に交差する。

c) 曲げ破壊: 鉄筋降伏前後を通して曲げ終局点 ($\delta = \delta_{mu}$) を迎えるまで、交差しない。

従って、部材靱性率 μ を $\mu = \delta / \delta_y$, $\mu_{mu} = \delta_{mu} / \delta_y$ のように定義すると、上記の破壊形式と靱性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 : $\mu = \mu_{mu}$

ここでは、軸方向圧縮力による効果は V_c に含まれている。

また、海外の例として、修正トラス理論のコンクリート負担分 V_c から軸方向圧縮力による影響として V_p を分離し、3項の累加式モデルで表す Priestley らの提案するせん断耐力式が知られている。

$$V_u = V_s + V_c + V_p \quad (3)$$

これは、上部工重量等を想定した軸方向圧縮力を導入した載荷実験から、圧縮軸力を考慮した評価式として紹介されている⁴⁾。

3. RC 単柱のせん断耐力評価式

(1) 既往の修正トラス理論

RC 部材の耐荷機構は、ひび割れの生じた部材を静定トラスモデルで近似することにより、合理的に説明でき、各国示方書の基本式に採用されている^{8),9),10)}。我が国では、土木学会 コンクリート標準示方書¹¹⁾や鉄道構造物等設計標準¹²⁾、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¹³⁾などが挙げられる。このせん断耐荷力 V_u は、せん断補強筋が塑性状態であると仮定した V_s (塑性トラス理論) と実験式から求められるコンクリート負担分 V_c との累加式 (修正トラス理論) で表示するものである。

$$V_u = V_s + V_c \quad (2)$$

(2) 繰返し大変形を受けるせん断耐力評価式

さらに最近では、繰返し荷重におけるコンクリート負担におけるせん断耐力の評価方法として、国内の既往報告 (例えば、参考文献 11)、および参考文献 30) など) によれば、単調増加の場合に比べて、コンクリート寄与分を相当割り引くことが指摘されている。また Priestley らは、変形性能に応じてコンクリートの負担分を低下させる合理的な方法が提案されている⁴⁾ (後出図-4)。

本論では、前述の修正トラス理論による累加式を用い、主鉄筋降伏を超える繰返し大変形時に伴うせん断耐力の劣化を考慮する^{14),15)}。

まず、繰返しに伴う変動するせん断耐力を、初期せん断耐力 V_{u0} と繰返しに伴う劣化せん断耐力 V_{uk} の2つを以下のように表示する。

・初期せん断耐力:

$$V_{u0} = V_s + V_{c0} \quad , \quad \tau_{u0} = \tau_s + \tau_{c0} \quad (4)$$

・繰返しに伴う劣化せん断耐力:

$$V_{uk} = V_s + V_{ck} \quad , \quad \tau_{uk} = \tau_s + \tau_{ck} \quad (5)$$

ここで、せん断力 V_* とせん断応力 τ_* との関係は、 $\tau_* = V_*/A_c$ のように関係づけられる(ただし、 A_c :せん断抵抗面積)。本文では耐力表示 V_* (kN) と強度表示 τ_* (N/mm²) を併記するものとする。

すなわち、繰返しに伴うせん断耐力の低下は、コンクリート負担分 V_c に起因するものと考え、その初期値を V_{c0} 、劣化後の耐力を V_{ck} として考えるものである。せん断補強筋による負担分 V_s については、一定に保持されるものとする(図-2)。

さらに、コンクリート負担分 V_c の劣化後のせん断耐力 V_{ck} を初期値 V_{c0} で記述すれば、

$$V_{ck} = \zeta V_{c0} \quad , \quad \tau_{ck} = \zeta \tau_{c0} \quad (6)$$

となる。せん断劣化係数 ζ は、初期値 V_{c0} からの低減率を表し ($0 \leq \zeta \leq 1$)、 $\zeta = 1$ の初期値から繰返し大変形を受けるごとに徐々に低下する。

従って、繰返しに伴う劣化せん断耐力 V_{uk} はせん断劣化係数 ζ を用いることで

$$V_{uk} = V_s + \zeta V_{c0} \quad , \quad \tau_{uk} = \tau_s + \zeta \tau_{c0} \quad (7)$$

のように定義できる。

最終的に、軸力寄与分について Priestley らの考え方(式(3))を組合せれば、下式のように記述することができる。

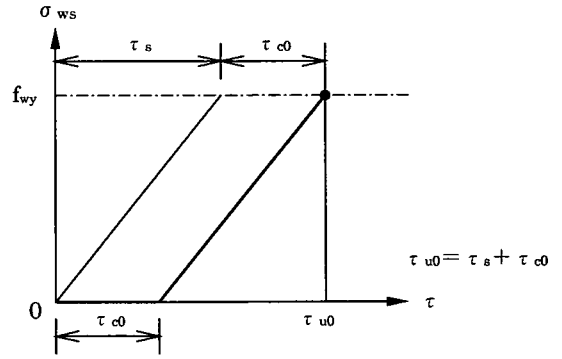
$$V_{uk} = V_s + \zeta V_{c0} + V_p \quad (8)$$

4. せん断破壊時のコンクリート負担分 V_c の同定

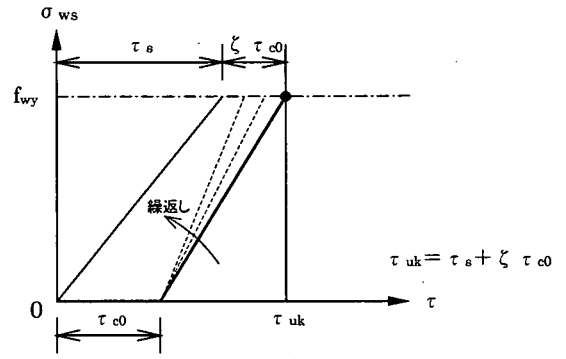
(1) せん断破壊時の同定方法

a) 斜め圧縮ストラット角度の検討

現行示方書の塑性トラス理論でせん断補強筋負担分 V_s を求める際、斜め圧縮ストラット角度は一般的に $\theta = 45^\circ$ を用いることが多い。しかし、コンクリート強度、せん断補強筋量、軸力の大きさ、載荷方法などでその角度は変化し、さらにせん断破壊した構造物の



(a) 従来型修正トラス理論



(b) 劣化モデル

図-2 劣化モデルの概念図

報告事例から必ずしも 45° にならないと指摘されている。また Priestley らは、実験的裏付けから $\theta = 30 \sim 35^\circ$ 前後を採用している⁴⁾。

このことから、一律 45° とするのは必ずしも合理的ではなく、試験体ごとに斜め圧縮ストラット角度を評価する必要がある¹⁶⁾。

ここでは、参考文献 17) から理論的考察と実験結果から導出された Kim & Mander モデルを参照する。

せん断破壊時のひび割れ角度 θ に関する Kim & Mander モデルは、次式で与えられる。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{p_v n + \psi \frac{p_v A_v}{p_l A_g}}{1 + p_v n} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (9)$$

p_v : せん断補強筋比、 p_l : 主鉄筋比、 n : 弾性係数比
 A_v : 柱のせん断面積 (mm²)、 A_g : 柱の全断面積 (mm²)
 ψ : 柱の構造形式による係数

(fixed-fixed end: $\psi = 0.5704$, fixed-pinned end: $\psi = 1.5704$ である)

b) 初期せん断耐力の算定

初期せん断耐力 V_{c0} の算定に際しては、現行の鉄道構造物等設計標準式の基本となっている二羽らの式¹²⁾を採用した。これにより、土木学会の標準示方書のそれに比べて、せん断スパン比(a/d)の影響が考慮できるため、このようにしたものである。

以上までの考慮した算定式に基づき、図-3に示したフローチャートの手順でせん断劣化係数 ζ を同定し、その劣化傾向を評価する。

(2) 実験データベースの選定とせん断劣化係数 ζ の同定

日本コンクリート工学協会、コンクリート構造物の靱性評価研究委員がまとめた参考文献 18)を用いる。

記載されたデータ群のうち、正負交番漸増載荷(繰返し回数は 3, 10 回)により、破壊形態が曲げ降伏後のせん断破壊と明記されているものの中から 45 体を抽出した。また軸力等に関しては、明記されておらずその影響は無視し、降伏荷重 P_p (参考文献 18)記載の実験値)を下回った時点を終局時とした。

まず、部材靱性率 μ_{duct} との相関性について検討するため、Priestley らの劣化曲線を紹介する(図-4)。これは主鉄筋降伏前を無損傷とし、最大応答変位 μ_{duct} の増大に伴い、コンクリートせん断強度の低下を定量的に与えるもので、本文ではこれを低下率 ζ として書換えた。すなわち、以下のようになる。

$$\begin{aligned} \mu_{duct} < 2: \zeta &= 1 \\ 2 \leq \mu_{duct} < 4: \zeta &= -0.3275\mu_{duct} + 1.655 \\ 4 \leq \mu_{duct} < 8: \zeta &= -0.04325\mu_{duct} + 0.518 \\ 8 \leq \mu_{duct}: \zeta &= 0.172 \end{aligned} \quad (10)$$

なお、参考文献 4)によれば、初期せん断強度 τ_{c0} は $\tau_{c0} = 1.51 \text{ N/mm}^2$ となっている。

次に、図-5 に、せん断劣化係数 ζ の同定結果を示す。既往研究成果によれば、同変位の繰返を多く受けた試験体ほどその損傷程度が著しく、ここでの劣化係数 ζ の試算結果も同様であった。実験データ 45 体のプロット点は広範囲に散在するが、そのデータ群は変位靱性 μ_{duct} の増加に伴う低下傾向を大略確認することができた。そこで、データ群を対数曲線によって近似し、下式を得た。

$$\zeta = -0.442 \ln(\mu_{duct}) + 1.15 \quad (11)$$

ただし、 $3 < \mu_{duct} < 8$ に限られる。

さらに、図中に Priestley らの劣化曲線(図-4)を併記したところ、この劣化曲線は、実験データ群の概ね

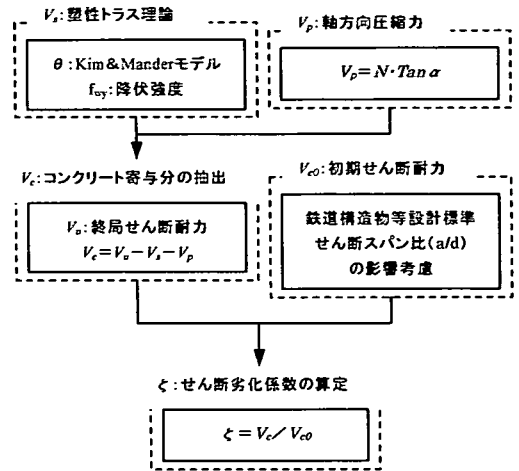


図-3 同定フローチャート

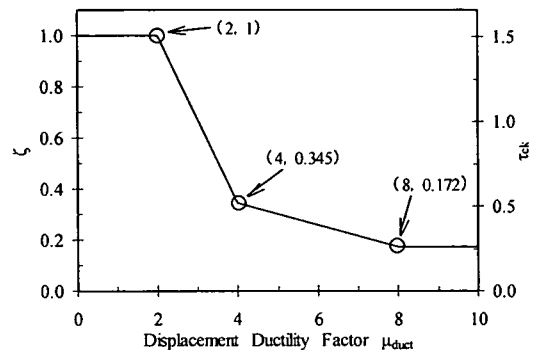


図-4 Priestley らの提案する劣化曲線 ($f'_c = 27 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \tau_{c0} = 1.51 \text{ N/mm}^2$)

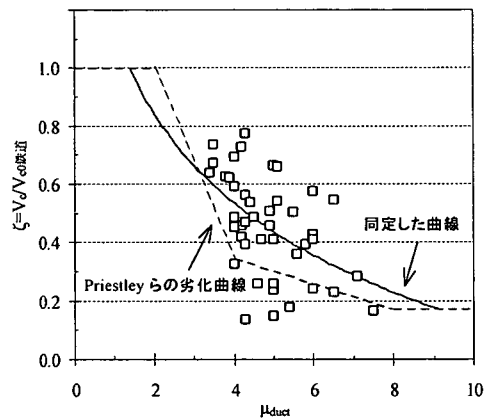


図-5 せん断劣化係数 ζ の同定結果

下限値を評価していることがわかる。ただし、実験値そのものにバラツキが少ないこと、さらには、 $4 < \mu_{duct} < 6$ において、下回るデータが散在することなど、さらなる検討が必要である。

5. RC 単柱の動的せん断耐力評価

(1) ランダムな応答変位を受けた場合の導入

a) 累乗型累積損傷モデル

実地震動を受ける RC 構造物は、静的載荷実験で見られる、変位を順次増大させる履歴とは異なり、不規則的な応答が生じ、ランダム応答に対する適切な評価法が必要となる。例えば、履歴過程の初期に繰返し大変形を受け、それ以降は中小振幅が続くケース、もしくはその過程でパルス的な応答が作用するケースなど、これらの最大応答変位が同一の場合でも、その劣化の進行状況は異なると言える。

さらに、既往の最大応答変位、せん断強度の相関指標から定量的に評価したとしても、ランダム応答一波の影響が反映されていないため、適切な評価とは言いがたい。そこで、それらを表現する手法として、累積損傷理論を活用し、繰返し荷重下における劣化損傷の定量的な評価を検討する^{14),15)}。

まず、提案に際し、基準となるせん断劣化曲線を Priestley らの劣化曲線とした(これは、4.(2)の検討より、せん断破壊したデータ群の下限値を与えるものであった)。

この基準劣化曲線は、ある最大応答変位に至るまで、それまでの変位を順次複数回課せられるものであるのに対して、ただ一波の応答波が作用したときの劣化を定義する。

そこで、これまでの検討結果から、劣化係数 ξ_k は、基準劣化曲線 ζ の直線勾配を m 倍して緩和することが妥当と考えた^{14),15)}。このような劣化曲線を単発劣化曲線と呼び、基準劣化曲線と区別して考えるものである(図-6 参照)。

すなわち、 $\mu_{resp} > 2$ の繰返し大変形を k 波受けた場合、これらの波を順に $i=1, 2, 3 \dots k$ と付番し、そのときの単発劣化係数 $\xi_1, \xi_2, \xi_3 \dots \xi_k$ を次のように算定するものである。

$$\begin{aligned} \mu_{resp} < 2 : \xi_k &= 1 \\ 2 \leq \mu_{resp} < 4 : \xi_k &= -0.3275m_{k-1}\mu_{resp} + 0.655m_{k-1} + 1 \\ 4 \leq \mu_{resp} < 8 : \xi_k &= -0.04325m_{k-1}\mu_{resp} - 0.482m_{k-1} + 1 \\ 8 \leq \mu_{resp} : \xi_k &= -0.828m_{k-1} + 1 \end{aligned} \quad (12)$$

これらは、前出の式(10)を m 倍($m < 1$)に再定義したものである。

さらに、下式のような累乗則によってせん断強度劣化を評価する。

$$\begin{aligned} \zeta_k &= \xi_1(m_0) \cdot \xi_2(m_1) \cdot \xi_3(m_2) \cdots \xi_k(m_{k-1}) \\ &= \prod_{i=1}^k \xi_i(m_{i-1}) \end{aligned} \quad (13)$$

通例、緩和係数 m は $0 \leq m \leq 1$ の範囲をとり $m=1$ のとき Priestley らの劣化曲線(式(10))に帰着するものである。繰返しを受けたコンクリートの劣化性状は、その進行に伴い、収束すると推測できるため、ここでは緩和係数 m をせん断劣化係数 ζ および定数 β と進展係数 γ の単調減少関数として提案する。

$$m_k = \beta \cdot \zeta_k^\gamma \quad (14)$$

この β, γ は劣化の感度を調節するものであり、次のような特徴を持つ

- $\gamma=0$ のとき : $m = \beta$ (定数)
 $\gamma \neq 0$ のとき : ① $0 < \gamma < 1 \Rightarrow$ 急速型劣化
 ② $\gamma = 1 \Rightarrow$ 一定型劣化
 ③ $\gamma > 1 \Rightarrow$ 緩慢型劣化

上式(14)は一般形としての数学モデルを提示したもので、2 係数の決定には慎重な検討が必要である。以下のシミュレーションでは、 $\beta = \gamma = 1$ を適用していくものとする¹⁹⁾。

b) 応答変位一波の定義

累乗型累積損傷モデルでは、地震動の応答変位量を用い、せん断劣化を定量的に評価しようと提案したものである。その際、ランダム波形の応答一振幅における変位量をどのように扱うかで、せん断強度劣化の評価が異なる。そこで、正負交番、ランダム、片側載荷といった異なる応答変位を何らかの換算方法により、統一的な取扱い必要がある。

まず、応答変位一波を、各繰返しの諸量である、正負応答量 δ^+, δ^- の平均値 δ_m 、中心値 δ_r を次のように定義した(表-1 参照)。

・平均値:

$$\delta_m = \frac{1}{2}(\delta^+ - \delta^-) = \frac{1}{2}(\delta_0 + \chi\delta_0) = \frac{1+\chi}{2}\delta_0 \quad (15)$$

・中心値:

$$\delta_r = \frac{1}{2}(\delta^+ + \delta^-) = \frac{1}{2}(\delta_0 - \chi\delta_0) = \frac{1-\chi}{2}\delta_0 \quad (16)$$

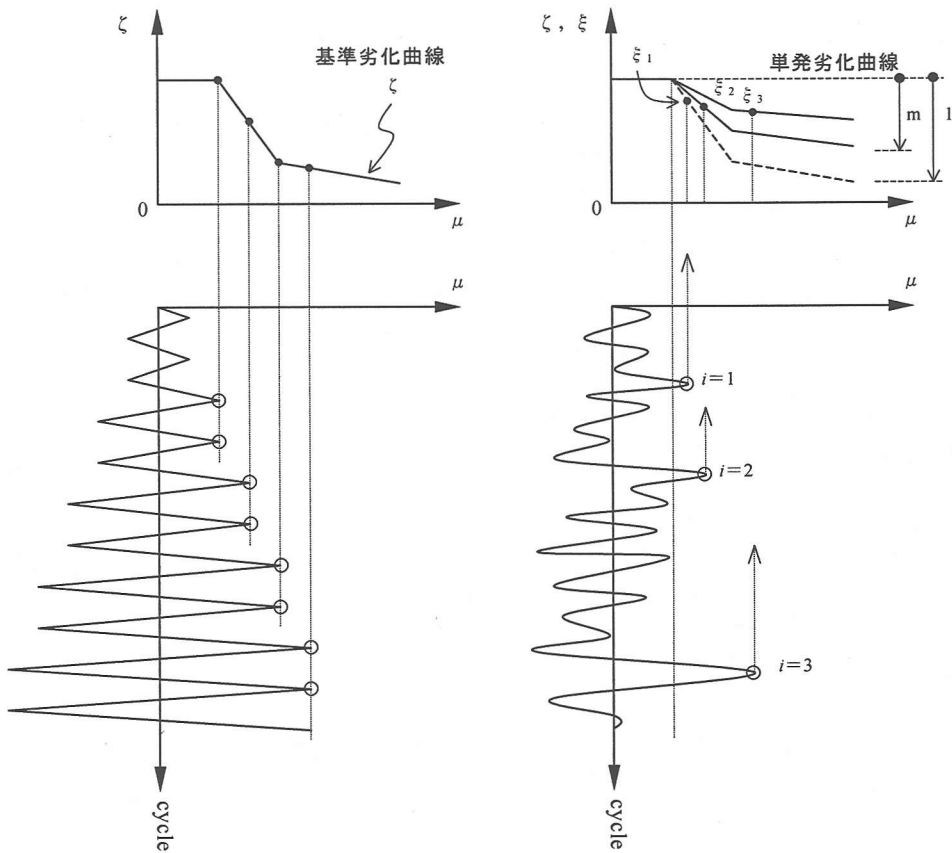
・両者の比

$$\frac{\delta_r}{\delta_m} = \frac{1-\chi}{1+\chi} \quad (17)$$

ここに $\delta^+ = \delta_0, \delta^- = -\chi\delta_0$ を表わす。

このようにすると、 $\chi=1$ のとき正負等量交番載荷、 $\chi=0$ のとき片側載荷となり、ランダム波では $0 < \chi < 1$ となる。

一般に δ_m は波の大きさ、 δ_r / δ_m は交番の程度を表わし、 δ_m が大きく、さらに δ_r / δ_m が小さい程、



(a) 正負交番漸増載荷

(b) ランダム応答変位

図-6 正負交番漸増載荷とランダム応答変位に対するせん断劣化曲線

表-1 応答変位一波の考え方

繰返し方	正負交番繰返し (完全両振り)	ランダム繰返し	片側繰返し (完全片振り)
応答値	$ \delta^+ = \delta^- $	$ \delta^+ > \delta^- $	$\delta^+ > 0, \delta^- = 0$
波形			
平均値 δ_m	$\delta_m = \delta_0$	$\delta_m = \frac{1+\chi}{2} \delta_0$	$\delta_m = \frac{1}{2} \delta_0$
中心値 δ_r	$\delta_r = 0$	$\delta_r = \frac{1-\chi}{2} \delta_0$	$\delta_r = \frac{1}{2} \delta_0$
$\frac{\delta_r}{\delta_m}$	$\frac{\delta_r}{\delta_m} = 0$	$\frac{\delta_r}{\delta_m} = \frac{1-\chi}{1+\chi}$	$\frac{\delta_r}{\delta_m} = 1$

一波の負荷が大きいことを意味する。等価応答変位 δ_d^* の定義においては、このような 2 量(波の大きさ δ_m , 交番の程度 δ_r / δ_m) を反映させる必要がある。

そこで、等価応答変位 δ_d^* を

$$\delta_d^* = \delta_m \left(1 - \kappa \frac{\delta_r}{\delta_m} \right)^h = \delta_m \left(1 - \kappa \frac{1 - \chi}{1 + \chi} \right)^h \quad (18)$$

のように提案する(ただし $0 \leq \kappa \leq 1, 0 \leq h$ である)。

この定数 κ , 進展係数 h の決定には、静的載荷実験との検証が不可欠であるが、現段階ではその定数の決定には至っていない。そのため、以下のシミュレーションでは等価応答変位 δ_d^* を $h=0$, 応答量の平均値 δ_m で評価するものとする¹⁹⁾。

まとめると、ランダム応答一波ごとの単発劣化係数 ξ_i からせん断劣化係数 ζ_k を求め、さらに $V_{ck} = \zeta_k \cdot V_{c0}$ (または $\tau_{ck} = \zeta_k \cdot \tau_{c0}$) から実地震動の繰返し大変形を受けたコンクリート寄与分 V_{ck} を評価することができる。

このような劣化機構には、いわゆる累積損傷理論(cumulative damage theory)を適用することが考えられる。しかし、本例のように、正負等量漸増載荷での劣化モデルをランダム載荷に拡張する場合、例えば既往の数学モデル(参考文献 20), 21))や、マイナー則(線形被害則)の適用に際しては、一定荷重下における破壊回数(または、これに相当するもの)を、多くの荷重レベルで特定する必要があり、このような部

材の場合、多大な実験経費を必要とするため導入は、得策ではなく、上述のような提案モデルに至った。

6. 静的載荷実験への適用と検証

(1) 検討方法

RC 単柱による載荷実験結果^{22),23),24),25)}と累乗型累積損傷モデルの解析結果を比較し、本提案モデルの適用性について検討する。

本実験は、片持ちはり形式の試験体(断面 320mm × 320mm, 支間 1200mm, 図-1 と同種のもの)を用い、柱頭に変位制御にて載荷するものである。表-2 中に示した試験体名は、S12-1-3 は、せん断耐力比 = 1.2, 軸力 = 1N/mm², 繰返し数 = 3 回を表す。

載荷履歴としては、表-2 および後出の図-8 に示す、初期降伏変位の整数倍で漸増載荷した正負交番漸増載荷履歴、片側漸増載荷履歴、そして実地震動の不規則な応答変位を静的載荷したランダム載荷履歴の計 4 ケースとした。

ランダム載荷履歴は、事前に動的応答解析を行い、そこで得られた応答変位を静的に置換えたものである。ここでは直下型地震として、神戸海洋気象台観測記録波形、海洋プレート型地震は開北橋観測記録波形とし、以降のシミュレーションでは、表-2 に示した試験体名称で呼ぶことにする。

表-2 静的載荷履歴

載荷履歴			試験体名
パターン	繰返し回数	地震波形	
正負交番漸増繰返し	3	正負等量降伏変位整数倍漸増変位	S12-1-3
片側漸増繰返し	3	片側降伏変位整数倍漸増変位	S10-0-M
ランダム繰返し	-	直下型	神戸海洋気象台観測記録波形
		海洋型	開北橋観測記録波形

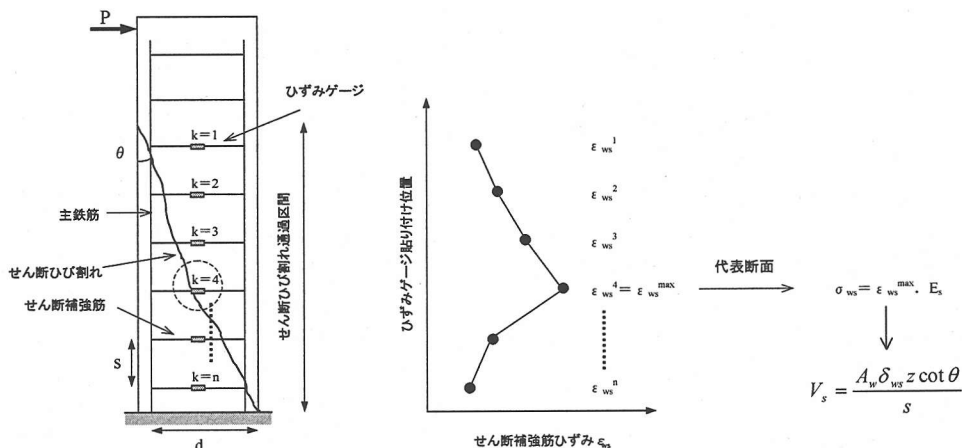
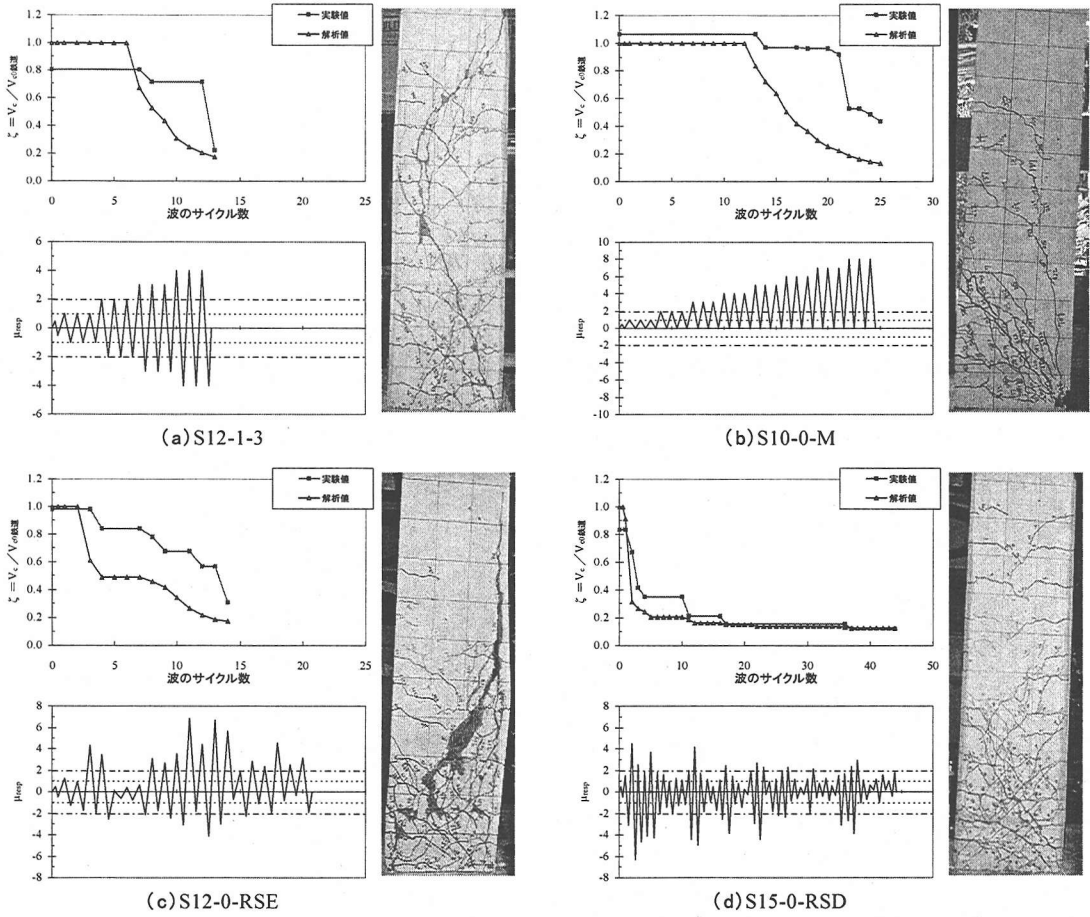


図-7 せん断補強筋ひずみの代表断面の決定



図一八 静的荷重実験によるせん断劣化過程の実験値と解析値の比較

表一三 静的荷重実験結果

試験体名	終了時までの波のサイクル	最大応答変位		$\mu_{resp} > 2$ の応答回数	試験体損傷状況
S12-1-3	13 サイクル	13 サイクル目	$\mu_{resp} = 4.2$	7 回	曲げ降伏後のせん断破壊
S10-0-M	25 サイクル	25 サイクル目	$\mu_{resp} = 8.3$	13 回	曲げ降伏後のせん断破壊
S12-0-RSE	14 サイクル	13 サイクル目	$\mu_{resp} = 4.8$	9 回	曲げ降伏後のせん断破壊
S15-0-RSD	44 サイクル	2 サイクル目	$\mu_{resp} = 5.4$	14 回	破壊に至らず

実験結果に基づくせん断劣化係数 ζ の同定方法としては、せん断補強筋の作用応力 σ_{ws} から求めたせん断補強筋による負担分 V_s を用い、せん断劣化過程を算定する²⁶⁾。

せん断補強筋による負担分 V_s はトラスメカニズムにより次式で与えられる。

$$V_s = \frac{A_w \sigma_{ws} z \cot \theta}{s} \quad (19)$$

A_w : 1 セットのせん断補強筋の断面積 (mm²)

σ_{ws} : せん断補強筋の作用応力 (N/mm²)

z : せん断有効高さ

θ : 圧縮ストラット角度

s : せん断補強筋の配筋間隔 (mm)

ここで、せん断補強筋の作用応力 σ_{ws} は、実測ひずみ値 ε_{ws} から試算する。その際、せん断補強筋のひずみ値は、荷重履歴の正負側で得られた平均ひず

み値とし、計測された最大ひずみ値を代表断面として作用応力 σ_{ws} を求めた(図-7)。なお、計測ひずみ値が降伏ひずみを超えている場合、降伏強度を用いる($\sigma_{ws} = f_{wy}$)。また、圧縮ストラット角度 θ は目視により求め、本例では、 $\theta = 25^\circ \sim 30^\circ$ の間であった。

軸方向圧縮力によって生じるせん断耐力 $V_p (= N \cdot \tan \alpha)$ ならびにコンクリート負担によるせん断耐力 $V_c (= V_u - V_s - V_p)$ 、初期せん断耐力 V_{co} (鉄道構造物等設計標準式) は前述 4.(1) と同様の手法とし、ランダム載荷履歴のせん断劣化過程を詳細に捉えるため、載荷履歴のサイクル数でデータ整理した。

(2) 検討結果

図-8 は、載荷履歴におけるせん断劣化過程、表-3 はその時の特徴を示したものである。まず、正負交番漸増載荷された S12-1-3(図-8(a)) から考察する。実験では、繰返しを受けることで、斜めひび割れ、かぶりコンクリートがはく落し、最終的にせん断破壊に至った。図-8 より累乗型累積損傷モデルで算定した解析結果は、応答変位の増加に伴い、せん断劣化過程が再現されており、実験結果と同様の劣化傾向を示すものである。特に、せん断破壊時のせん断劣化係数 ζ とほぼ同一値であり、実験結果を精度よく追従するものであった。

次に繰返しの違う S12-1-3 と S10-0-M(図-8(b)) を比較する。正負交番漸増された前者は $\mu_{resp} = 3$ (7 サイクル目) からせん断劣化が生じ、 $\mu_{resp} = 5$ (13 サイクル目) で $\zeta = 0.2$ 前後まで低下し、せん断破壊した。一方、片側漸増された後者は、同時点 $\mu_{resp} = 5$ (13 サイクル目) から劣化が始まっており、同一繰返し回数でも、その繰返しの違いが表現できることがわかる。ただし、解析値は実験値に比べて、 ζ の低下をより過大に算定していた。これら漸増載荷実験では、解析値が徐々に劣化しているのに対して、実験結果はある応答変位 ($\mu_{resp} = 4 \sim 6$) にて急激に低下することが特徴的である。

以上までの考察は、交番繰返し挙動の両極端 ($\chi = 1$, $\chi = 0$) の場合についてなされたものである。

ランダム載荷履歴 S12-0-RSE(図-8(c)) においては、 $\mu_{resp} > 2$ の応答回数が 9 回と多く、最大応答 13 サイクル目まで大変形が連続し、14 サイクル目でせん断破壊に至った。解析によって再現したせん断劣化過程は、初期 3, 4 サイクル目の $\mu_{resp} = 3.0 \sim 3.2$ を経験し、 $\zeta = 0.5$ まで低下していった。その後も $\mu_{resp} > 2$ 、最大応答変位を経験することにより、劣化を助長させており、大変形後のせん断劣化傾向をよく表わしていることがわかる。

S15-0-RSD(図-8(d)) の検討結果では、実験結果より、載荷過程の初期 2 サイクル目において最大応答 $\mu_{resp} = 5.4$ を受け、著しいせん断低下を引き起こしたが、それ以降は徐々に低下するものの破壊には至らなかった。これは載荷履歴において、2~5 サイクル目までに $\mu_{resp} > 3$ の応答が作用し、これが実験時のせん断劣化を決定付けたと言え、それ以降、中小振幅が続いても、初期のような繰返し大変形でないため、破壊しなかったと考えられる。図に併記した解析結果を見ると図(c)と同様、大変形経験後の劣化傾向をある程度捉えることができたと推察される。

以上より、累乗型累積損傷モデルは、繰返し大変形経験過程でのせん断劣化現象を大略再現できるとともに、繰返し履歴に応じたせん断劣化解析は、本文にて引用した実験の範囲では、概ね一致した。

7. 非線形動的応答解析による数値シミュレーション

(1) 非線形動的応答解析

実地震動を対象とした、実橋 RC 単柱の非線形動的応答解析を行い²⁷⁾、その応答変位から動的せん断劣化シミュレーションを実行した。

本解析では、兵庫県南部地震において被害を受けた RC 丸単柱式橋脚²⁸⁾(以下 RC 丸単柱、固有周期 = 0.62 秒)と、震災後の復旧仕様に準じて設計された RC 角単柱式橋脚²⁹⁾(以下 RC 角単柱、固有周期 = 0.60 秒)の 2 橋脚を対象とした。橋脚のモデル化においては、2 自由度(水平、回転)1 質点多要素系モデルとし、非線形を表現するため剛性変化点を橋脚基部に設けた³⁰⁾(図-9)。復元力特性は Tri-linear 型 Takeda モデルで与え、減衰定数は 2%とした。

一方、入力地震波としては、表-4 の 6 波を使用し、地盤最大加速度(Peak Ground Acceleration 以下: P.G.A.)を 100~1000Gal まで 100Gal 刻みで振幅調整し、橋軸直角方向に基部直接入力した。ただし、本非線形動的解析では、曲げ破壊およびせん断破壊の判定を行わず、時刻歴上(応答履歴サイクル上)での劣化解析を行うものである。

図-10 に、パラメトリックシミュレーションの解析フローチャートを示す。非線形動的応答解析を実行した後、橋脚柱頭変位 δ_{resp} から、部材降伏変位で基準化した μ_{resp} を算定し、 $\mu_{resp} > 2$ なる応答波を抽出、そして累乗型累積損傷モデルで応答変位一波ごとの劣化の評価を行う。

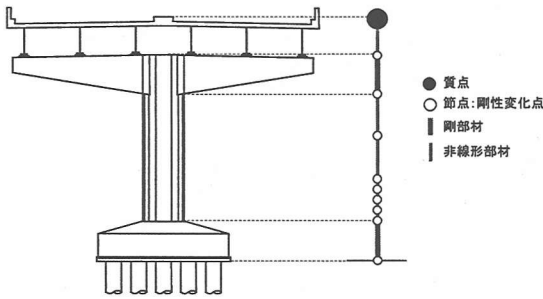


図-9 対象橋脚のモデル化(RC 丸単柱式橋脚)

表-4 入力地震波の一覧

地震波名		地盤最大加速度
JMA-KOBE 1995	NS	817.8 Gal
	EW	617.1 Gal
El-Centro 1940	NS	341.7 Gal
	EW	210.1 Gal
TAFT 1952	NS	152.7 Gal
	EW	175.9 Gal

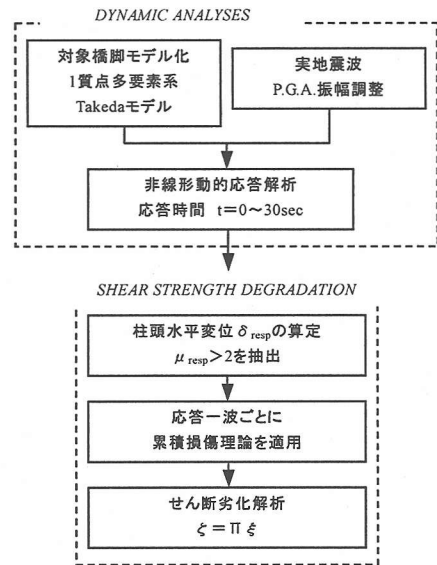


図-10 解析フローチャート

(2)非線形動的応答解析結果

図-11は、2橋脚の非線形動的応答解析から、各P.G.A.における最大応答変位を示したものである。各P.G.A.の増加に伴い最大応答変位は大きくなっていくことがわかる。2橋脚の応答変位を比較したところ、全体的にRC丸単柱がRC角単柱の応答を上回るものが多く、復旧仕様に準じて設計された橋脚の応答変位は小さくなっていくことがわかる。

また、入力地震波JMA-KOBE EWでは、橋脚モデルの相違が顕著に表れ、El-Centro EWでは、RC角単柱が大きな値を示すものもあった。このような解析では、入力地震動と構造物の動的特性(固有周期)、ならびに部材降伏の静的特性などの影響を大きく受けるものであり、さらなる検討については、広範囲な数値シミュレーションが不可欠であると言える。

(3)パラメトリックシミュレーション結果

a)せん断劣化に与えるP.G.A.の影響

せん断劣化解析の一例として、RC丸単柱にJMA-KOBE NS成分を入力したシミュレーション結果を示す。表-5は、P.G.A.=600, 800Galで基準化したときの応答値 μ_{resp} とそのシミュレーションから得られたせん断劣化係数 ζ 、 ξ を示し、図-12に時刻歴上での劣化過程を示す。

例えば、RC丸単柱の場合P.G.A.=600Galのとき $\mu_{resp} > 2$ は $k=3$ 波生じ、 $\zeta_{k=3}=0.619$ となった。続いて、P.G.A.=800Galでは $k=4$ 波の繰返し大変形を

受け、 $\zeta_{k=4}=0.230$ まで低下した。

図-13は、各P.G.A.における最大応答塑性率 μ_{resp} で図化したもので、当然のことながらP.G.A.が大きい程、劣化傾向であり、仮定した劣化曲線上を辿っていることがわかる(ただし、理論上そうである必要性はない)。

b)構造特性によるせん断劣化の違い

さらに構造特性の違いが、せん断劣化に与える影響について、各入力地震波、P.G.A.ごとのせん断劣化係数 ζ を算定した(表-6)。同量のP.G.A.において、入力地震波ごとに劣化程度の違いが明瞭に認められ、図-14にこれらの平均値を図化した。RC丸単柱は400Gal、RC角単柱では600Galから低下し始め、RC丸単柱のせん断劣化係数 ζ は常に下回っており、曲げせん断破壊を示唆するものである。一方、復旧仕様に準じて設計されたRC角単柱では、強震時においても、せん断劣化があまり生じず、耐震性能が確保されることが予想される。

なお、破壊判定および靱性評価については、既往研究(参考文献7), (14), (16))を参照されたい。

8. 結論

本論は、鉄筋コンクリート単柱に関するせん断劣化現象をモデル化し、その傾向を定量的に評価するため、実験的考察と数値シミュレーションを実施したものである。本論の内容を以下のようにまとめる。

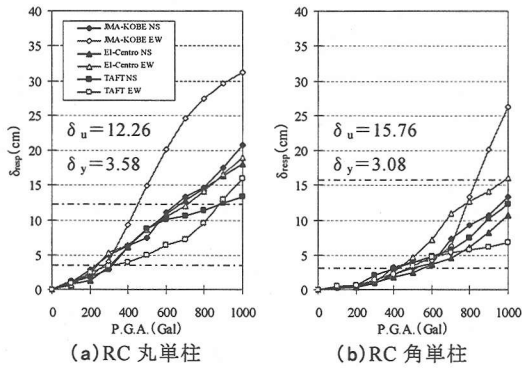


図-11 非線形動的応答解析結果

表-5 JMA-KOBE NS 入力時のせん断劣化(RC 丸単柱)

P.G.A. (Gal)	μ_{resp}	ξ	$\zeta = \Pi\xi$
	600Gal	2.06	0.981
	3.10	0.647	0.635
	2.12	0.976	0.619
ζ_k	3回	—	0.619
P.G.A. (Gal)	μ_{resp}	ξ	$\zeta = \Pi\xi$
	800Gal	3.94	0.365
	4.10	0.759	0.277
	3.88	0.830	0.230
	2.01	0.999	0.230
ζ_k	4回	—	0.230

表-6 各 P.G.A.におけるせん断劣化係数 ζ

(a) RC 丸単柱

入力地震波	$\zeta = \Pi\xi$		
	600Gal	800Gal	1000Gal
JMA-KOBE NS	0.619	0.230	0.166
JMA-KOBE EW	0.270	0.229	0.191
El-Centro NS	0.567	0.215	0.170
El-Centro EW	0.496	0.242	0.165
TAFT NS	0.701	0.381	0.271
TAFT EW	1.000	0.745	0.332
average	0.609	0.340	0.216

(b) RC 角単柱

入力地震波	$\zeta = \Pi\xi$		
	600Gal	800Gal	1000Gal
JMA-KOBE NS	1.000	0.541	0.240
JMA-KOBE EW	1.000	0.330	0.164
El-Centro NS	1.000	1.000	0.391
El-Centro EW	0.894	0.349	0.256
TAFT NS	1.000	0.770	0.315
TAFT EW	1.000	1.000	0.887
average	0.982	0.665	0.375

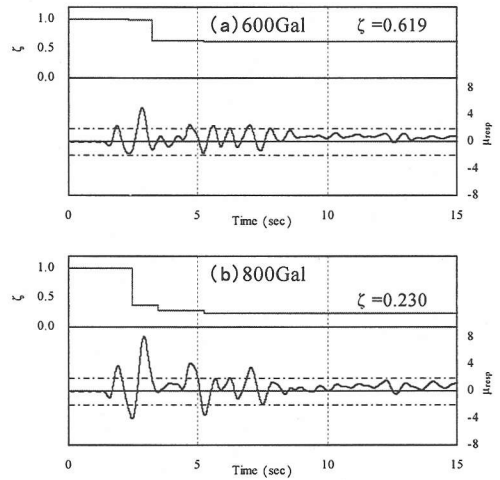


図-12 時刻歴応答変位とせん断劣化過程 (入力地震波: JMA-KOBE NS)

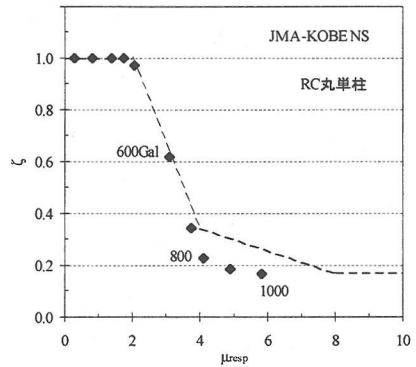


図-13 JMA-KOBE NS 入力時のせん断劣化

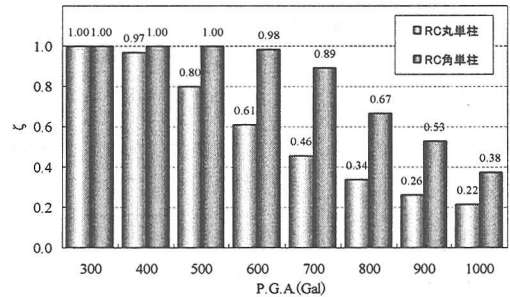


図-14 せん断劣化係数 ζ の平均値

- ① 既往の研究成果によれば、繰返し荷重下における鉄筋コンクリート柱部材の損傷状況は、柱基部の塑性化に伴い、コンクリート部材の耐力低下が顕著になると報告されている。そこで、現行示方書に採用されている修正トラス理論のコンクリート負担分に、繰返しに伴う耐力低下を考慮した劣化モデルを構築した。
- ② 塑性トラス理論 V_s の算定の際、斜め圧縮ストラット

角度 θ を一律 45° と規定しているが、既往の研究成果からその角度は 45° より明らかに小さく、試験体ごとに圧縮ストラット角度 θ を考慮する必要があると考えられる。

本論では、Kim & Mander モデルを参照し、せん断破壊したデータ群からコンクリート負担におけるせん断耐力劣化の程度を評価した。

実験データ群は、変位靱性 μ_{dnc} の増加に伴う低下傾向を大略確認することができ、さらに Priestley らの劣化曲線は、そのデータ群の下限値を包絡し、安全側の評価を与えていた。

③ ランダム応答時におけるせん断劣化現象を、累乗型累積損傷モデルから評価するため、RC 単柱による静的載荷実験を対象にせん断劣化過程の再現を試み、実験結果との比較を行った。累乗型累積損傷モデルは、ランダムな繰返し履歴に応じた劣化過程をある程度表現できることが確認された。

④ この評価方法のさらなる試みとして、ランダムな応答一波の等価応答変位の扱い方、単発劣化曲線の初期緩和に対する考え方が重要であり、適切な係数の確立については、広範囲な数値シミュレーションと実験的検証が不可欠であると言える。

⑤ 実地震動下の損傷に主眼を置いた検討として、非線形応答解析を実行し、累乗型累積損傷モデルの適用により、動的せん断劣化解析を行った。まず非線形応答解析では、対象 2 橋脚とも各 P.G.A.が増加するつれ、最大応答変位が大きくなることが確認できた。

さらに、被災を受けた RC 丸単柱式橋脚は、復旧仕様に準じて設計された RC 角単柱式橋脚の応答変位を上回るものが多く、入力地震動特性と構造物の固有周期との関係に大きく影響を受けたためと考えられる。

⑥ 累乗型累積損傷モデルから、入力地震動に応じたせん断劣化過程を試みた。その結果、地震動ごとにせん断劣化傾向の違いを把握することができ、特に、直下型地震の JMA-KOBE では著しい低下を示した。このように本提案モデルは、想定過大地震におけるせん断劣化現象の定量的な評価方法として有用な手法であると考えられる。

謝辞: 本論文をまとめるにあたり、東急建設株式会社技術研究所 土木構造研究室の宮城敏明氏、服部尚道氏には、耐震実験の実施および解析について数多くの御協力を得ました。ここに深く感謝の意を表わします。

参考文献

- 1) 土木学会: 特集 阪神大震災からの教訓 21 世紀に何を引き継ぐか, 土木学会誌, Vol.85, 2000.1.
- 2) 日本コンクリート工学協会: 特集 阪神・淡路大震災の教訓と今後の耐震技術, コンクリート工学, Vol.34, No.11, 1996.11.
- 3) セメント協会: 特集 耐震補強と補修技術, セメント・コンクリート, No.606, 1997.8.
- 4) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, A Wiley-Interscience Publication, 1996.
- 5) Paulay, T. and Priestley, M. J. N. : Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, A Wiley-Interscience Publication, 1992.
- 6) 吉川弘道, 池谷和之, 宮城敏明, 増田芳久: 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 年次学術講演会講演概要集, V-278, pp. 556-557, 1997.9.
- 7) 池谷和之, 吉川弘道, 宮城敏明, 服部尚道: 鉄筋コンクリート柱の破壊形式の判定と靱性評価, 日本コンクリート工学協会 コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp. 259-246, 1998.6.
- 8) 吉川弘道: 鉄筋コンクリートの解析と設計—限界状態設計法の考え方と適用—, 丸善, 1995.6.
- 9) 吉川弘道: 鉄筋コンクリート単柱の靱性評価—一般化トラス理論の構築に向けて—, 武蔵工業大学 コンクリート研究室ホームページ, 『もっと知りたいコンクリート講座』, <http://c-pc8.civil.musashi-tech.ac.jp/RC/>
- 10) 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, 1985.6.
- 11) 土木学会: [平成 8 年制定]コンクリート標準示方書 設計編, 丸善, 1996.3.
- 12) 鉄道総合技術研究所: SI 単位版 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.
- 13) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度耐震設計指針・同解説, 1990.11.
- 14) 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-, Volume 2, pp. 229-244, October, 1999.
- 15) 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, 2000.8.
- 16) 宮城敏明, 服部尚道, 吉川弘道, 藤田幸弘: RC 柱におけるせん断劣化を考慮した変形性能評価手法, 日本コンクリート工学協会 コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp. 1507-1512, 2000.6.
- 17) Mander, J. , Kim, J. H. and Dutta, A. : Shear-Flexure Interaction Seismic Analysis and Design, JCI Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads-Recent Advances and Challenges on Analysis and Design-, Volume 1, pp. 173-187, October, 1999.

- 18)日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物の靱性評価研究委員会 コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム 第 I 編 委員会報告書, pp. 129-136, 1988.3.
- 19)大江亮二: 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と靱性評価, 武蔵工業大学 修士学位論文, 2001.3.
- 20)Lemaitre, J. and Chaboche, J. -L. : Mechanics of Solid Materials, Chapter7. Damage Mechanics, pp. 346-450, Cambridge University Press, 1990.
- 21)Spencer, B. F. and Sobczyk, K. : Random Fatigue From Data to Theory, Academic Press, 1992.
- 22)武蔵工業大学 コンクリート研究室: 平成 9,10,11 年度小型試験体による RC 単柱の実験結果報告書.
- 23)武蔵工業大学 コンクリート研究室ホームページ, 『もっと知りたいコンクリート講座』, <http://c-pc8.civil.musashi-tech.ac.jp/RC/>
- 24)池谷和之: 繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の力学的挙動に関する実験的研究, 武蔵工業大学 修士学位論文, 1999.3.
- 25)藤田幸弘: 鉄筋コンクリート単柱の破壊形式判定と靱性評価に関する実験的研究－載荷履歴の違いが鉄筋コンクリート単柱に及ぼす影響－, 武蔵工業大学 修士学位論文, 2000.3.
- 26)服部尚道, 宮城敏明, 吉川弘道,: 載荷履歴の異なる RC 単柱のせん断強度の低下に関する研究, 土木学会 第 54 回年次学術講演会講演概要集, V-249, pp. 498-499, 1999.9.
- 27)CRC 総合研究所: DYNA2E(構造物の動的解析プログラム)理論説明書,使用説明書.
- 28)日本コンクリート工学協会近畿支部: 土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会 中間報告書, 1995.12.
- 29)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に係る仕様の準用に関する参考資料, 1995.
- 30)土木学会: コンクリート技術シリーズ No.36 阪神淡路大震災の被害に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証－検討課題と将来像－, 2000.5.

(2001. 5. 2 受付)

STUDY ON SHEAR STRENGTH DEGRADATION OF SINGLE REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER REPEATED LARGE DEFORMATION

Ryoji OHE and Hiromichi YOSHIKAWA

The present paper deals with shear strength degradation of reinforced concrete columns under repeated large deformation. In the first, a discussion focuses on a degradation model of shear strength accompanying large repeated deformation far beyond the yield point of the main reinforcement. The shear-degrading curve proposed by Priestley et al. is extended to a case of random deformation history of strong seismic actions. And we evaluated the degradation of shear strength during the dynamic random process of reinforced concrete columns to use the cumulative damage model.