

繰返し大変形を受けるRC単柱のせん断劣化と靱性評価

学生氏名 小林 真樹

指導教員 吉川 弘道

RC柱の耐震性能設計においては、せん断破壊のような脆性破壊を回避し、十分に靱性が確保されるよう設計されることが重要である。本論は、RC柱の靱性に著しく影響を及ぼすせん断劣化現象を実験から検討するものである。まず、せん断劣化現象を考慮した破壊形式の分類を行い、破壊形式の違いによる靱性評価法を示した。さらに、せん断劣化の主な要因とされるコンクリート負担分の劣化傾向を変位靱性率、曲率靱性率を用いて評価することによって、部材レベルと断面レベル双方からのアプローチを試みた。

Key Words : reinforced concrete column, shear degradation, ductility evaluation
displacement ductility, curvature ductility

1. まえがき¹⁾²⁾

1995年1月に発生した兵庫県南部地震による被害規模は戦後最大で、阪神高速道路や鉄道高架橋をはじめとする多くの土木構造物が倒壊した。現在では、この悲惨な事実を受け、多くの研究機関によって、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、鉄筋コンクリート(以下RC)構造物の耐震設計においては、脆性的な破壊を回避するため、耐力だけでなく部材降伏後の変形性能すなわち靱性が十分確保できるような設計が重要とされている。

本研究は、強震下におけるRC柱の靱性に著しく影響を及ぼすせん断劣化現象を実験から検討するものである。既往の研究成果によると、せん断劣化現象の主な要因として、靱性の増加にもなうコンクリート負担分 V_c の低下が報告されている。

つまり、RC柱の靱性評価をおこなうためには、 V_c の劣化傾向および劣化程度を正しく把握することが重要となる。また、RC柱の構造形式や支持条件が複雑な場合には、繰返し荷重下における変形挙動を正確に把握するのは非常に困難となるため、変位靱性率による部材レベルの靱性評価は不適当と考えられる。

どの構造形式でも適用可能にするためには、断面レベルで評価すること、すなわち、曲率靱性率による評価が重要と考えられる。

そこで、本研究では、変位靱性率と曲率靱性率の関係を整理し、部材レベルによる変位靱性率と断面レベルによる断面靱性率の双方を用いることにより、繰返し大変

形によるコンクリート負担分 V_c の劣化傾向の靱性評価を試みる。

2. RC柱の破壊メカニズム

(1) RC柱の破壊形式とその特徴³⁾⁴⁾

RC柱の破壊形式は、主にせん断破壊と曲げ破壊に大別される。

せん断破壊は、短柱のようなせん断スパン比が小さい場合やせん断補強筋の配筋量が極端に少ない場合に見られ、せん断耐力が十分に確保されていないことが原因で発生する破壊形式である。

主鉄筋の降伏する前に終局を迎えるため、変形性能に乏しく、脆性的な破壊性状を示す。兵庫県南部地震発生時に崩壊した多くの構造物に見られた破壊形式である。これを反映して、現在の耐震設計では、崩壊後の靱性確保が新たに考慮されるようになっている。一方、曲げ破壊は、長柱のようなせん断スパン比が大きく、スレンダーな構造である場合やせん断補強筋が密に配筋されている場合に見られ、構造物が保有するせん断耐力が十分に確保されることにより発生する破壊形式である。主鉄筋が降伏することによって基部に塑性ヒンジを形成し、変形性能に優れ、それ以上の大変形繰返し後もある程度の耐力を持続することができるため、安定的な破壊性状を示す。

また、崩壊過程における両者の特徴を比較し、以下にまとめる。

(a) 曲げ破壊による崩壊過程 (図-1 (a) 参照)

柱基部 (曲げモーメント最大点) において、曲げひび割れが水平に発生する。

曲げひび割れが進展し、主鉄筋の引張応力が徐々に増加する。主鉄筋はやがて降伏し、塑性ヒンジが形成される。

変形量の増大によって、かぶりコンクリートが次第に剥離し、塑性ヒンジが拡大する。

条件によって異なるが、主鉄筋の座屈 (圧縮側) または破断 (引張側)、および圧縮側コンクリートの圧壊によって、耐力が低下する。これは、比較的粘りのある安定的な破壊であり、耐震設計上、望ましい。

(b) せん断破壊による崩壊過程 (図-1 (b) 参照)

柱基部で、まず曲げひび割れが発生する。ここまでは、曲げ破壊の場合とほとんど変わらない。

曲げひび割れ、せん断ひび割れが進展していく。柱中央部では、せん断ひび割れが斜めに発生することがある。

せん断ひび割れが局所的に発生し、帯鉄筋 (せん断補強筋) の降伏を助長する。

せん断破壊は急激な耐力の低下を招き、粘りが乏しく、脆性的な破壊となる。

2) 破壊形式の分類法

RC 柱の破壊形式には、先述した 2 種類 (せん断破壊、曲げ破壊) に加え、曲げ降伏後のせん断破壊 (以下、曲げせん断破壊) が存在する。これは、主鉄筋が降伏した後、繰返し作用によって次第にせん断耐力が低下し、曲げ損傷からせん断破壊に移行するものであり、せん断破壊と曲げ破壊の中間的な破壊性状を示す。また、曲げせん断破壊を含めた 3 種類の破壊形式は、RC 柱の包絡線 (P- 曲線) にせん断耐力劣化曲線を併記することにより (図-2 参照)、その交差関係から次のように分類することができる⁵⁾⁶⁾。

(A) せん断破壊 : 主鉄筋降伏 (= y) 前に交差する。

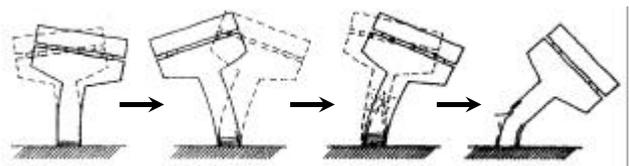
(B) 曲げせん断破壊 : 主鉄筋降伏 (= y) 後に交差する。

(C) 曲げ破壊 : 鉄筋降伏前後を通して曲げ終局点 (= μ_m) を迎えるまで、交差しない。

したがって、変位靱性率 $\mu = \delta / \delta_y$ 、 $\mu_m = \delta_m / \delta_y$ 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 : $1 < \mu < \mu_m$ (1)
- (C) 曲げ破壊 : $\mu = \mu_m$

(a) 曲げ破壊



(b) せん断破壊

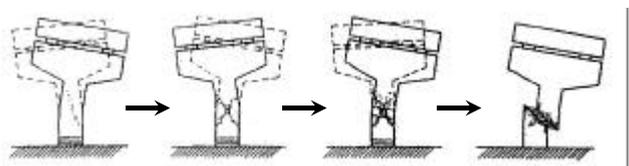
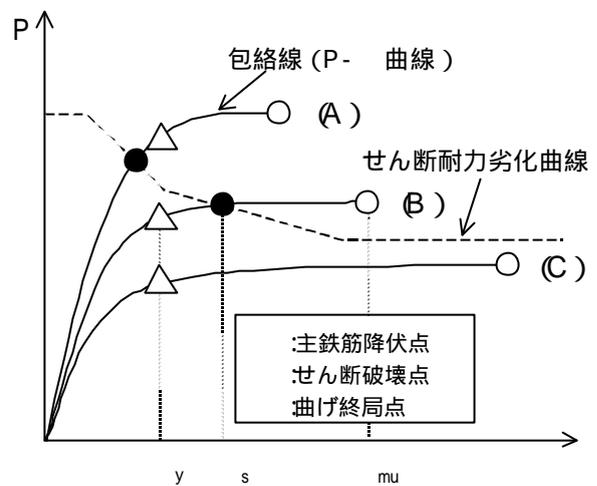
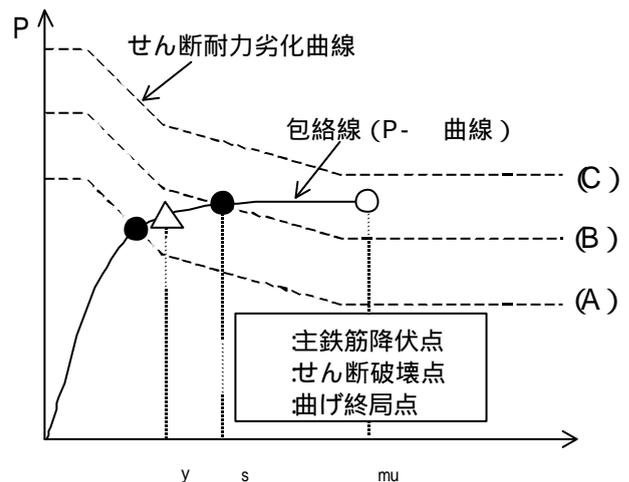


図-1 RC 柱の崩壊過程 曲げ破壊 vs せん断破壊



(a) 主鉄筋をパラメータとした場合



(b) せん断補強筋をパラメータとした場合

図-2 破壊形式の概念

③ 複合リンクモデルによる破壊メカニズムの考え方

複合リンクモデルを用いることによって、RC 柱の特徴と靱性評価を理解することができる⁷⁾。これは、変形リンクと強度リンクの異なる2つのリンクが存在し、変形リンクは、複数の変形要因の直列結合(ここでは3成分の合算)として表現され、一方、強度リンク(耐力リンク)は、崩壊までの道筋(ここでは大きく3つのコースと局部破壊)を並列結合としてモデル化したものである。この2つのリンクで部材崩壊を包括的に取りまとめ、概観することができる。

ここで大切なことは、耐震性のあるRC柱とは、予想を超える過大な荷重下では最終的に曲げ破壊によって、本来の一生を閉じることが意図され、靱性 u が保証されていることである。

また、横補強筋(せん断補強筋)の不足、主鉄筋の座屈、横補強筋の構造細目の不備などがあった場合には、意図された終末が達成されず、早期の破壊を迎えることとなる。図-3は、これらのことを模式的に図化したものである。

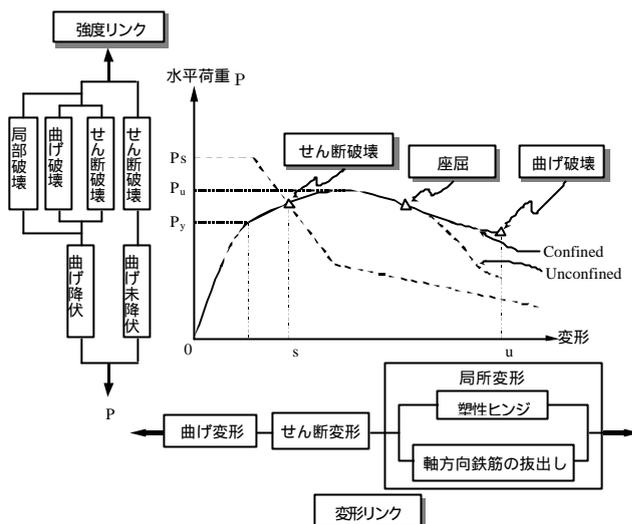


図-3 複合リンクモデルによるRC柱部材の破壊メカニズムの考え方

3. RC柱の変形メカニズムと靱性評価

(1) RC柱の変形成分

強震下におけるRC柱には、せん断力、曲げモーメントが生じる。これらによって、RC柱は次第に変形し、コンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏などによって、著しくその変形量は増加する。

通例、RC柱の総変形量は以下に示すように3成分の総和として表現される(図-4参照)。

$$d = d_{flex} + d_{shr} + d_{slip} \quad (2)$$

総変形量, d_{flex} : 曲げ変形

d_{shr} : せん断変形, d_{slip} : 基部の拔出し

また、これら3成分は、次式にて表現される。

$$\text{曲げ変形: } d_{flex} = \int_{全高さ} f(x) dx \quad (3)$$

$$\text{せん断変形: } d_{shr} = \int_{全高さ} g(x) dx \quad (4)$$

$$\text{基部の拔出し: } d_{slip} = q_{slip} L = \frac{\Delta}{d-x} L \quad (5)$$

(x) xにおける曲率

(x) xにおけるせん断ひずみ

主鉄筋の拔出し量

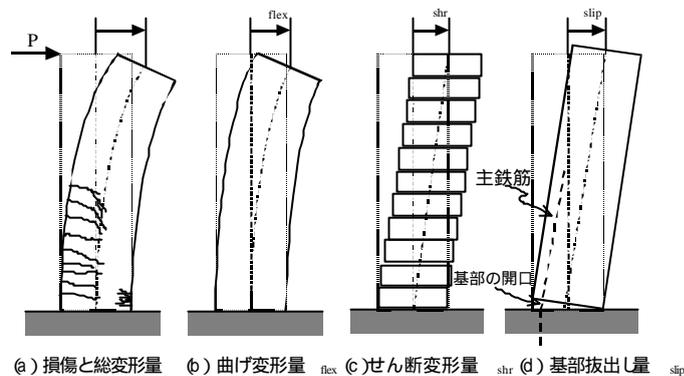


図-4 RC柱部材の変形成分

(2) 靱性率の定義⁸⁾

靱性とは、初期の降伏以降、耐力を保持しながら変形に追従する能力を示すものである。

終局時の変形(下添え字 u: ultimate)を主鉄筋降伏時(下添え字 y: yield)について正規化したものを靱性率と称し、基準となる変位量によって、以下の3つが定義されている。

$$\text{曲率靱性率: } m_f = f_u / f_y \quad (6)$$

$$\text{回転靱性率: } m_r = q_u / q_y \quad (7)$$

$$\text{変位靱性率: } m_d = d_u / d_y \quad (8)$$

Penelis & Kappos は、RC単柱の場合には、 $\mu > \mu$ の傾向を示すとしている。なお、本研究では、上記のうち、変位靱性率 μ および曲率靱性率 μ を用いて、せん断劣化を評価するものとした。

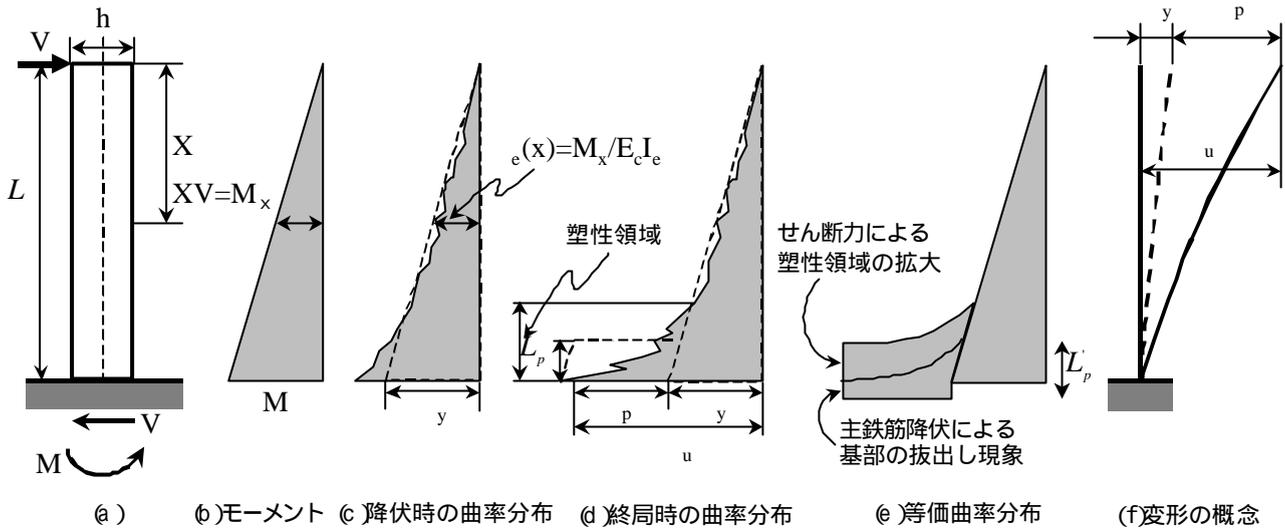


図-5 RC単柱におけるモーメント、曲率および変形の関係

③ 変位靱性率と曲率靱性率の関係

図-5 に示す RC 単柱のような単純構造の場合には、変位靱性率と曲率靱性率の関係は、高さに沿って曲率を積分することによって、以下のように表現することができる。

$$m_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{\int f(x)xdx}{\int f_e(x)xdx} = \frac{K_1 f_u}{K_2 f_y} = K m_f \quad (9)$$

(x), e(x) 終局時, 降伏時の曲率分布

K, K₁, K₂: 定数, x 柱頭からの距離

終局時の変位 d_u は、図-5 (f)に示すように降伏変位 d_y と塑性変位 d_p の和で表現され、それぞれ次式のように表現できる。

$$d_u = d_y + d_p = f_y L^2 / 3 + (f_u - f_y) L_p (L - 0.5 L_p) \quad (10)$$

L_p 塑性回転角, L 柱高さ, L_p 塑性ヒンジ長

f_u 終局時の最大曲率, f_y 降伏時の最大曲率

すなわち、変位靱性率 μ は、以下のようになる。

$$m_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{d_y + d_p}{d_y} = 1 + \frac{d_p}{d_y} \quad (11)$$

ここで、変位靱性率 μ と曲率靱性率 μ の関係を整理すると、次のようになる。

$$m_d = 1 + 3(m_f - 1) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (12)$$

式 (12)は、曲率靱性率 μ から変位靱性率 μ を求めるもので、耐震設計に際しては、要求靱性率 (変位靱性率 μ) から、これを満たす曲率靱性率 μ を決定する。

したがって、式 (12)から曲率靱性率を主体とし、以下のように書き換えたものが用いられる。

$$m_d = 1 + \frac{(m_f - 1)}{3(L_p / L)[1 - 0.5(L_p / L)]} \quad (13)$$

等価塑性ヒンジ長 L_p は、典型的な曲率分布の積分に基づいて、理論的に求められ、長さLに比例する。

また、引張ひずみの増加により次第にコンクリートとの付着応力が減少するため、抜出し現象が発生し、塑性ヒンジ長 L_p はさらに大きくなると考えられる。

Pauly と Priestley は、抜出し現象は鉄筋の直径 d_b と強度 f_y に関係しており、実際の塑性ヒンジ長 L_p をより良く評価するために、次式を用いるよう提案している。

$$L_p = 0.08L + 0.022 d_b f_y \quad (14)$$

なお、道路橋示方書では、 $L_p \leq 0.5h$ というように規定されており、塑性ヒンジ長 L_p を部材幅 h によって、決定することもある。

4. せん断耐力評価式

(1) 修正トラス理論³⁾⁹⁾

RC 構造物のせん断耐荷メカニズムを評価する際、トラス理論が出发点となる。これは、ひび割れを有する圧縮部のコンクリート、圧縮ストラット（斜めひび割れに沿った圧縮材）、引張鉄筋、せん断補強筋をトラスモデル (truss analogy) に近似し、式 (15) に示すようなせん断補強筋負担分 V_s を評価するものである。

また、せん断補強筋は塑性状態であると仮定することから、一般に塑性トラス理論 (plastic truss model) とら。

近年、塑性トラス理論は、実際の RC 構造物が保有するせん断耐力を過小評価していることが確認され、現在では、 V_s にトラス理論の余剰分 (other contribution) として、式 (16) に示すように、コンクリート負担分 V_c を累加した修正トラス理論がせん断耐力を評価する際、用いられる。

V_c は、通例実験式によって表されることが多く、コンクリート強度、軸力、主鉄筋、部材の寸法効果などの影響因子を含むもので、多くの提案式がある。

$$\text{塑性トラス理論: } V_s = \frac{A_w f_{wy} z \cot \theta}{s} \quad (15)$$

A_w, f_{wy}, s : せん断補強筋の断面積, 降伏強度, 配置間隔
 z : せん断有効高さ, θ : 圧縮ストラット角度 (トラス近似において 45° と仮定する)

$$\text{修正トラス理論: } V_u = V_s + V_c \quad (16)$$

V_u : せん断耐力
 V_s : せん断補強筋負担分
 V_c : コンクリート負担分

(2) 既往のせん断耐力設計式

既往のせん断耐力設計式を列挙し、上記の V_s および V_c について、整理する。ただし、各示方書では、使用記号/添え字の表記法が異なるが、ここでは原文のまま用いるものとした。

つまり、同じ物理量が異なる記号にて表されている。
 また、一部、安全係数が含まれている。

(a) 土木学会コンクリート標準示方書¹⁰⁾

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} \quad (17)$$

V_{yd} : せん断耐力
 V_{cd} : コンクリート負担分
 V_{sd} : せん断補強筋負担分
 V_{ped} : 軸方向緊張材の負担分

ここで、各項は、次のように与えられる。

(ただし、 b : 部材係数とする)

コンクリート負担分:

$$V_{cd} = b_d b_p b_n f_{vcd} b_w d / g_b \quad (18)$$

$$b_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5 \quad (19)$$

$$b_p = \sqrt[3]{100p_w} \leq 1.5 \quad (20)$$

$$b_n = 1 + \frac{M_0}{M_d} \leq 2 \quad (\text{軸方向圧縮力の場合}) \quad (21a)$$

$$b_n = 1 + \frac{2M_0}{M_d} \geq 0 \quad (\text{軸方向引張力の場合}) \quad (21b)$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f_c'} \quad (22)$$

d : 有効高さによる効果の係数
 p : 主鉄筋による効果の係数
 n : 軸力による効果の係数
 f_{vcd} : コンクリートのせん断耐強度
 b_w : 腹部の幅
 d : 有効高さ
 M_0, M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打消すのに必要な曲げモーメント
 M_d : 設計曲げモーメント f_c' : コンクリートの圧縮強度

なお、鉄道構造物等設計標準式¹¹⁾では f_{vcd} については、せん断スパン比 a/d の影響を考慮し、以下のような算定式となっている。

$$f_{vcd} = 0.20(0.75 + 1.4d/a) \sqrt[3]{f_c'} \quad (0.5 \leq a/d \leq 2.5) \quad (23a)$$

$$f_{vcd} = 0.76(a/d)^{-1.166} \sqrt[3]{f_c'} \quad (0.5 \leq a/d \leq 2.5) \quad (23b)$$

せん断補強筋負担分:

$$V_{sd} = \frac{A_w f_{wyd} z (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)}{s_s} / g_b \quad (24)$$

A_w, f_{wyd}, s_s, s_s : せん断補強筋の断面積, 設計降伏強度, 部材軸となす角度, 配置間隔
 z : 圧縮応力の合力作用位置から引張剛材図心までの距離

軸方向緊張材の負担分:

$$V_{ped} = P_{ed} \cdot \sin \alpha_p / g_b \quad (25)$$

P_{ed} : 軸方向緊張材の有効引張力
 p : 軸方向緊張材の部材軸となす角度

⑥ Priestley らの提案式¹⁾

Priestley らの提案式では,土木学会コンクリート標準示方書, 鉄道構造物等設計標準式のように軸力による影響をコンクリート負担分 V_c に考慮せず, V_p として分離することで表現している.

また, 変形量の増加に伴うコンクリート負担分 V_c の劣化を正負交番漸増載荷実験から同定した劣化係数 k を用いることによって表現している.

さらに, 劣化係数 k の低下率は, 変位靱性率で評価する場合と曲率靱性率で評価する場合で異なり, 変位靱性率のほうが大きくなるように定義している.

$$V_u = V_s + V_c + V_p \quad (26)$$

V_u : せん断耐力

V_s : せん断補強筋負担分

V_c : コンクリート負担分

V_p : 軸力により生じるせん断耐力

せん断補強筋負担分:

$$V_s = \frac{A_v f_{hy} D' \cot \alpha}{s} \quad (27)$$

A_v, f_{hy}, s : せん断補強筋の断面積, 降伏強度, 配筋間隔

D' : コアコンクリートの大きさ (図-6 (a) 参照)

α : 圧縮ストラット角度

コンクリート負担分:

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e \quad (28)$$

$$A_e = 0.8 A_{gross} \quad (29)$$

k : 劣化を考慮した係数 (図-6 (b) 参照)

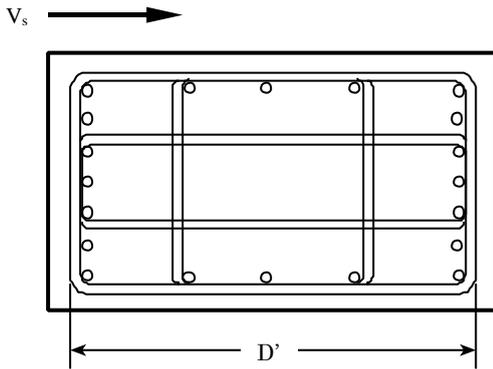
A_e : 有効せん断面積, A_{gross} : 柱の全断面積

軸力により生じるせん断耐力:

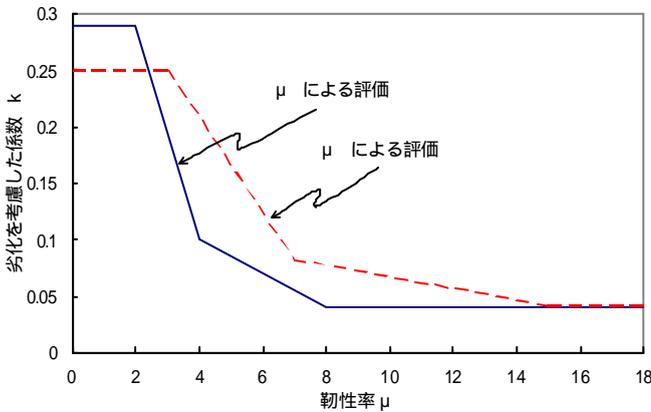
$$V_p = N \tan \alpha \quad (30)$$

N : 軸力

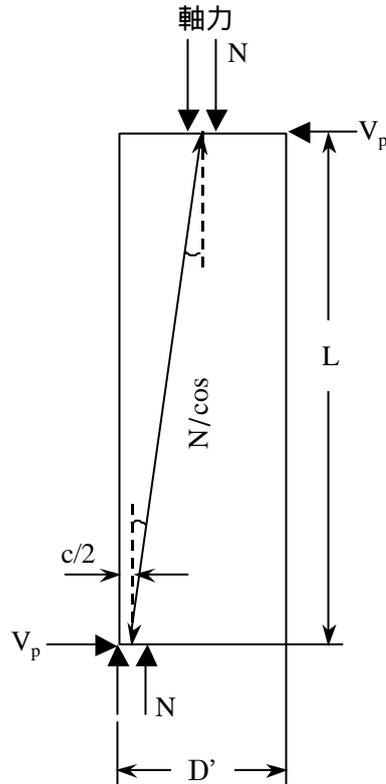
柱の上端と下端におけるコンクリート曲げ圧縮領域の中心と柱軸とのなす角度 (図-6 (c) 参照)



(a) コアコンクリートの大きさ D'



(b) 変形量の増加に伴うコンクリートの劣化係数の推移



(c) せん断耐力に対する軸力の寄与

図-6 Priestley らのせん断耐力評価式に用いられる定義

③)せん断劣化を考慮したせん断耐力評価式

$$V_s = \frac{A_w s_{ws} z \cot \theta}{s} \tag{37}$$

修正トラス理論に繰返し履歴による劣化を考慮したせん断耐力評価式を以下のように定義する。

$$初期せん断耐力 : V_{u0} = V_s + V_{c0} \tag{31}$$

$$繰返し履歴による劣化後 : V_{uk} = V_s + V_{ck} \tag{32}$$

V_{c0}, V_{ck} はそれぞれコンクリート負担分 V_c の初期値, 劣化後の耐力であり, 繰返し履歴によるせん断劣化は, コンクリート負担分 V_c の劣化に起因すると考えるものである。

ここで, V_{ck} の劣化程度を定量的に評価するものとして, せん断劣化係数 z を次のように定義する。

$$せん断劣化係数 : z = V_{ck} / V_{c0} \tag{33}$$

せん断劣化係数 z は, $z = 1$ から, 繰返し作用による部材変形量の度合いによって, $z < 1$ のように低下するものとする。すなわち, せん断劣化係数 z は, 靱性率 μ の関数として以下のように表現できる。

$$靱性率による表現 : z = f(\mu) \tag{34}$$

また, 本研究では, せん断劣化係数 z は, 変位靱性率 μ , 曲率靱性率 μ_c によって評価するものとする。さらに, 式(33)の z を用いて, 式(32)を書き換えると, 繰返しによるせん断劣化を考慮したせん断耐力評価式は, 次のように表現できる。

$$V_{uk} = V_s + z V_{c0} \tag{35}$$

あるいは, 式(34)を用いて, 次のように表現できる。

$$V_{uk} = V_s + f(\mu) \cdot V_{c0} \tag{36}$$

A_w, s_{ws}, s : せん断補強筋の断面積, 作用応力, 配筋間隔
 z : せん断有効高さ, θ : 圧縮ストラット角度

次に, 圧縮ストラット角度 θ を目視することにより, せん断ひび割れ区間 ℓ を通過するせん断補強筋の本数 n から, 式(37)は以下のように置き換えられる。

$$V_s = A_w s_{ws} n \tag{38}$$

$$n = \ell / s \tag{39}$$

$$\ell = z \cot \theta \tag{40}$$

ただし, 作用応力 s_{ws} を求める際に用いる計測ひずみについては, 以下のようない処理を行った。

せん断補強筋のひずみは, 正負交番漸増載荷履歴の正側で得られたひずみとした。

せん断ひび割れの開口位置は, せん断補強筋に貼り付けられたひずみゲージに必ずしも通過しないため, ここでは, 計測されたひずみ s_{ws} の最大値を代表断面として, 作用応力を s_{ws} を求めた(図-7 参照)。

さらに, 式(38)~(40)により算定されたせん断補強筋負担分 V_s をせん断耐力 $V_u (= P)$ から差し引くことにより, コンクリート負担分 V_c を次のように同定する。

$$V_c = V_u - V_s \tag{41}$$

最後に, V_c を V_{c0} で正規化することにより, z を算出する。ここで, V_{c0} の算定には, 鉄道構造物等設計標準式を用いるものとし, 安全係数 γ_b は, 除外した。また, z の算定手順を図-8 に示す。

5. せん断劣化過程における V_c の同定

正負交番漸増載荷された RC 単柱を対象に, せん断劣化過程における V_c を同定し, せん断劣化係数 z を算出することにより, V_c の劣化程度の定量的評価を行った。また, 試験体に変位計を設置し, 変形成分の分離を行い, 断面における曲率を算出することにより, 部材レベル/断面レベル双方における靱性評価を試みた。

(1) V_c の同定および z の算定方法¹²⁾

まず, せん断補強筋負担分 V_s は, 計測されたひずみ量 s_{ws} から得られるせん断補強筋の作用応力 s_{ws} を用い, 次式で与えられる(式(15)を再度参照)。

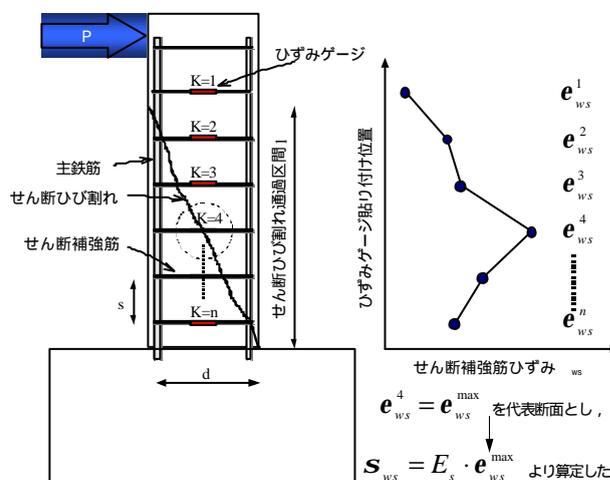


図-7 せん断補強筋ひずみの代表断面の決定

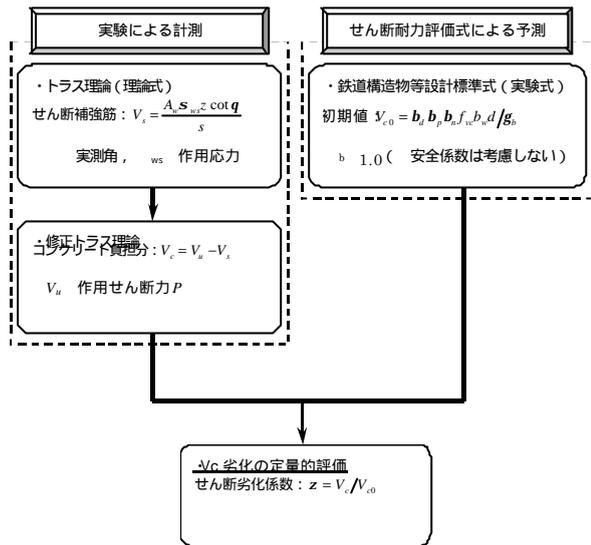


図-8 せん断劣化係数の算定手順

2 変形成成分の分離方法

RC 単柱に水平荷重が作用すると、せん断力と曲げモーメントが発生する。せん断力は、どの高さにおいても一様に作用するが、曲げモーメントは荷重の載荷点からの距離に比例して大きくなり、基部で最大となる。本実験では、試験体を4区間に分割し、それぞれの区間に取付けられた変位計から曲げ変形 d_{flex} とせん断変形 d_{shr} を測定した(図-9 参照)。

また、曲げ変形 d_{flex} とせん断変形 d_{shr} を合算したものを載荷点変位 d_{total} とした。

$$d_{flex} = \sum f_i (H - y_i) \cdot h_i \quad (42)$$

$$d_{shr} = \sum g_i \cdot h_i \quad (43)$$

$$d_{total} = d_{flex} + d_{shr} \quad (44)$$

- f_i i 番目の区間における平均曲率, H: せん断スパン長
- y_i 基部から i 番目の区間の中心点までの距離
- g_i i 番目の区間におけるせん断ひずみ, h_i 区間長さ

なお、曲率、せん断ひずみは次式によって、算出するものとした(図-10 参照)。

$$f = (h_r - h_l) / (L \cdot h) \quad (45)$$

$$g = d_{shr} / h \quad (46)$$

$$d_{shr} = d_{shr} / \cos R \quad (47)$$

- h_r 鉛直方向における圧縮力による変形
- h_l 鉛直方向における引張力による変形
- L 水平方向の長さ, h 鉛直方向の長さ
- d_{shr} 斜め方向の変形, R 水平方向に対する斜め角度

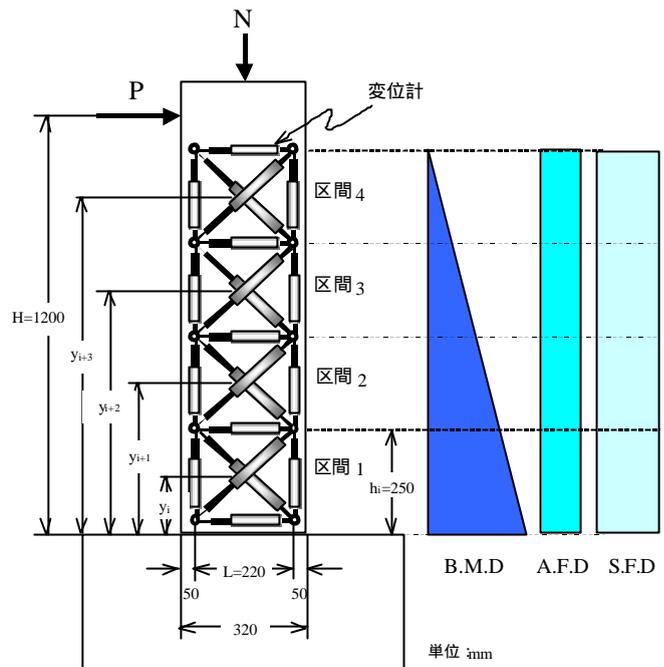
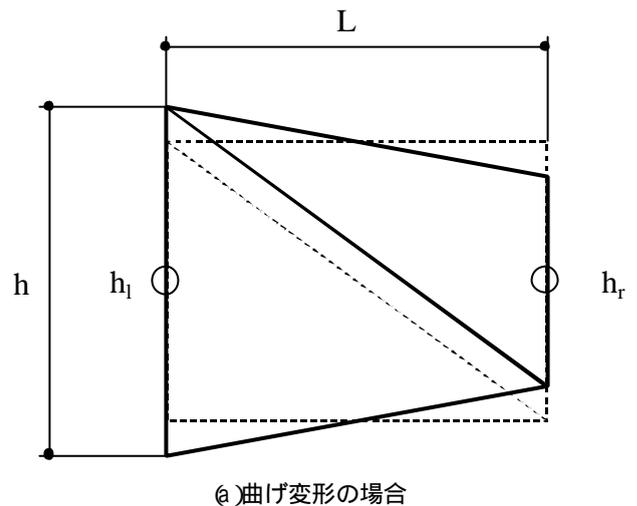
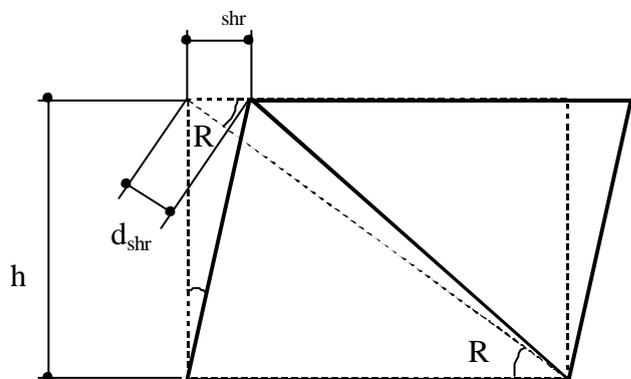


図-9 変位計取付け位置と計測区間における内力分布図



(a) 曲げ変形の場合



(b) せん断変形の場合

図-10 変位計による曲率とせん断ひずみの算定

表-1 試験体諸元

試験体名	断面形状			せん断スパン長 a (mm)	曲げせん断耐力比 $V_u \cdot a / M_u$	軸力 N (MPa)	繰返し回数	圧縮ストラット角度 (度)
	b (mm)	h (mm)	d (mm)					
S12-1-3	320	320	296	1200	1.03	1	3	26
S12-3-3					1.02	3		21
S15-0-3					1.26	0		41
S15-1-3					1.2	1	36	
S15-3-3					1.22	3	27	
S15-1-10					1.23	1	43	
S15-3-10					1.22	3	24	

③ 対象試験体

本学で実施された正負交番漸増載荷試験で用いた軸力、曲げせん断耐力比、繰返し回数の異なる7試験体¹³⁾を対象として、 V_c 劣化過程を考察した。

また、対象試験体の最終破壊形式は、すべて曲げ降伏後のせん断破壊したものである。

表-1 に対象試験体の諸元を示す。

(4) 実験結果と考察

変位靱性率による評価

せん断劣化係数と変位靱性率 μ の関係を図-11～図-13に示す。

図-11は軸力、図-12は曲げせん断耐力比、図-13は繰返し回数の異なる試験体を比較し、それぞれが劣化傾向に与える影響を考察した。

また、Priestleyらの提案式を用いて算出された V_c のせん断劣化曲線を併記した。

ただし、図中においては、 $\mu < 1$ までは、コンクリートに大きな損傷がなく、作用せん断力 P に対し、弾性状態を維持するものとし、塑性領域である $\mu > 1$ の大変形を受けた場合に、コンクリートが負担するせん断力 V_c が劣化するものとする。したがって、せん断劣化係数については、 $\mu > 1$ 以降に着目するものとする。

軸力量を比較とした場合では、軸力量が多い試験体ほど、 $\mu = 2$ におけるせん断劣化係数の最大値が小さく、繰返し大変形を受けるごとに早期に低下していくのが確認できた。また、最大値にこれほど差が生じたのは、コンクリートの初期耐力 V_{c0} を鉄道構造物等設計標準式により算定する際、軸力による増加分をやや過大に見積もってしまい、 N 大のとき N 小となったものと推測できる。

さらに、軸力を導入すると、RC部材の剛性が増し、変形性能が低下することが既往の研究により報告されている。しかし、図-11において、どの試験体についてもほぼ $\mu = 1$ となり、軸力の増加に伴う変形性能の低下がみられなかった。

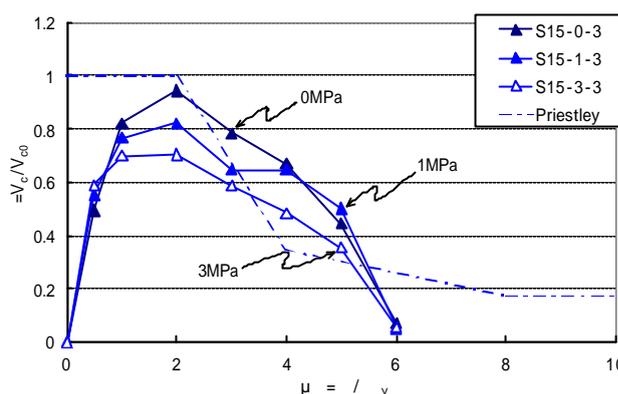


図-11 μ による軸力の比較

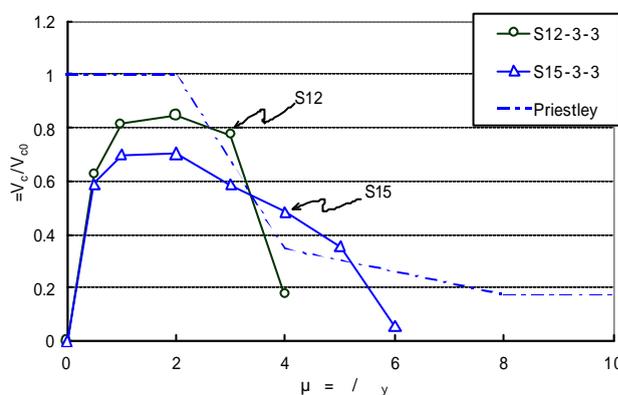


図-12 μ による曲げせん断耐力比の比較

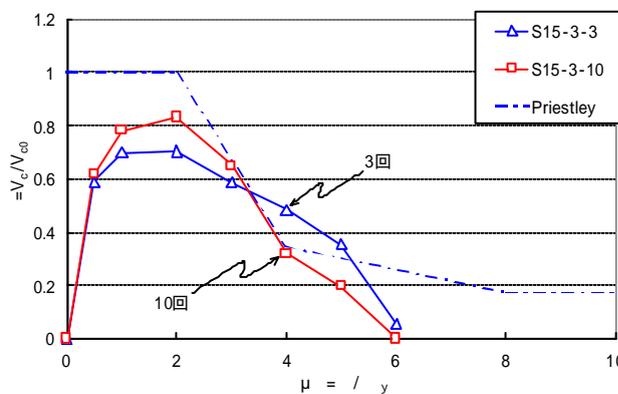


図-13 μ による繰返し回数の比較

曲げせん断耐力比を比較した場合では、曲げせん断耐力比が小さい試験体ほど、せん断劣化係数 が急激に低下していることが確認できる。

これは、S12試験体がS15試験体に比べて、せん断補強筋量が少ないために、コンクリートの拘束効果が小さく、繰返し大変形に伴って生じるせん断ひび割れの抑制が十分でないことが推測される。

つまり、十分なせん断補強筋量により、曲げせん断耐力比が大きいものほど、急激な V_c 劣化を防ぐ効果が得られると考える。

繰返し回数を比較した場合では、繰返し回数が少ない試験体ほど が急激に低下していくのが分かる。

よって、同一変位の繰返し回数が多いほど、コンクリートに与える損傷が大きくなり、急激な V_c 劣化を引き起こすものと考えられる。

また、全試験体における の低下傾向から、最小二乗法を用いて近似曲線を算出することにより、せん断劣化係数 を変位靱性率 μ の関数として次式のように同定した(図-14 参照)。

ただし、この式は V_c 劣化が発生する $\mu = 2$ の場合に成立つものとする。

$$z = -0.026m_f^2 + 0.006m_f + 0.943 \quad (48)$$

さらに、Priestley のせん断劣化曲線は、 $\mu = 5$ までは、実験データ群の概ね下限値を評価しており、式(48)の同定曲線を下回る結果となった。

すなわち、 $\mu = 5$ の範囲においては、Priestley のせん断劣化曲線は、せん断劣化程度を安全側に評価している。しかしながら、 $\mu > 5$ 以降において、実験データ群は 0 となり、 V_c の効果はほぼ期待できないと考えられる。

曲率靱性率による評価

基部に最も近い区間 1 における平均曲率 を用いて、曲率靱性率 μ を算定し、 V_c 劣化の靱性評価を行うものとした。

すると、軸力量、曲げせん断耐力比、繰返し回数による劣化傾向は、図-15～図-17 に示したように、変位靱性率で評価した場合とほぼ同様な傾向となった。

しかし、変位靱性率では $\mu = 2$ で劣化が開始されたのに対し、曲率靱性率では $\mu = 2.5$ での低下が認められた。

次に、(1)と同様な手順により、全試験体の劣化傾向から、せん断劣化係数 を曲率靱性率 μ の関数として、以下のように同定した(図-18 参照)。

ただし、この式は V_c 劣化が発生する $\mu = 2.5$ の場合に成立つものとする。

$$z = -0.014m_f^2 + 0.176m_f + 0.893 \quad (49)$$

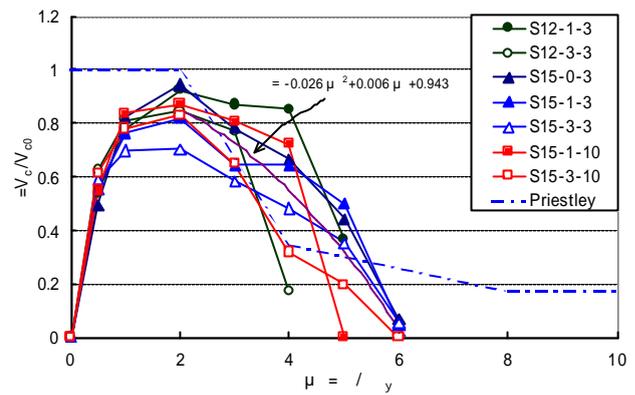


図-14 μ による全試験体の劣化傾向

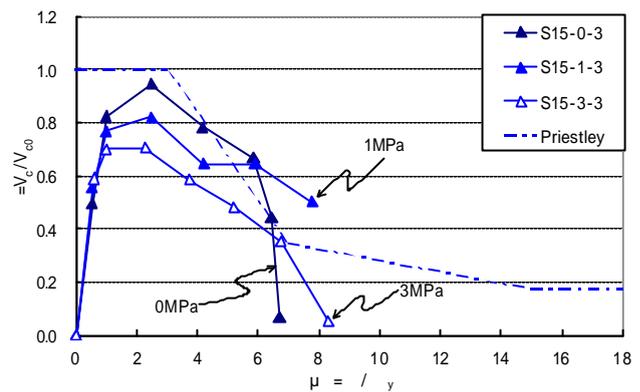


図-15 μ による軸力の比較

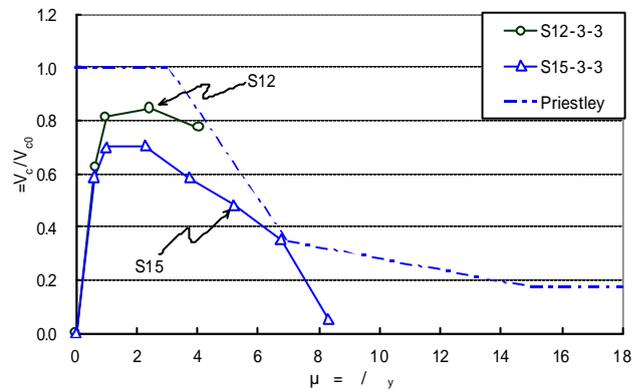


図-16 μ による曲げせん断耐力比の比較

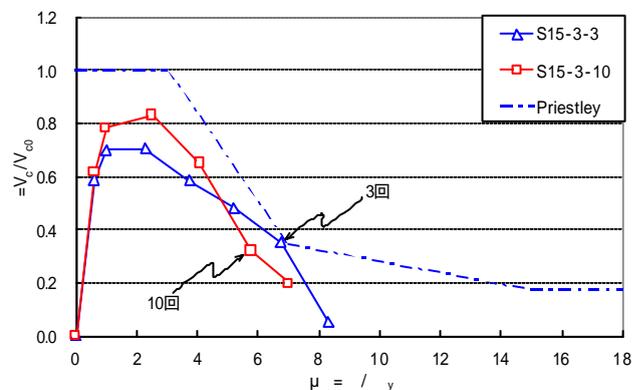


図-17 μ による繰返し回数の比較

また、全試験体における曲率靱性率 μ と変位靱性率 μ との間には図-19 に示すような比例関係がみとめられ、次式のような結果となった。

$$m_f = 1.43m_i - 0.375 \quad (50)$$

さらに、式 (50) は、先述した式 (13) において、 L_p/L を一定にした場合と同様な $\mu - \mu$ 関係であり、 $L_p/L = 0.25 \sim 0.3$ の範囲であることが確認できた。

つまり、RC 単柱のように基部に塑性ヒンジが一つだけ形成されるような単純な構造では、曲率靱性率 μ と変位靱性率 μ には、式 (13) のような明確な関係が成立つことから、変位靱性率 μ による評価と曲率靱性率 μ による評価が、ほぼ同等の結果になったと推測する。

6. 結論

本論は、RC 柱における靱性とせん断劣化現象に関して述べるものであり、以下にその内容をまとめる。

(1) RC 構造物の靱性は、破壊形式によってほぼ決定付けられる。そこで、破壊形式を分類し、その変形挙動と崩壊過程について特徴を述べるとともに、破壊形式を考慮した靱性評価法を示した。

(2) RC 柱の破壊形式に著しく影響を及ぼすせん断劣化現象の主な要因をコンクリート負担分 V_c の劣化と考え、既往の修正トラス理論に繰返しに伴う V_c 劣化を考慮したせん断耐力評価式を構築した。

(3) RC 単柱の正負交番載荷実験から、コンクリート負担分 V_c を同定し、せん断劣化係数 μ を算出することにより、 V_c 劣化程度の定量的評価を試みた。

(4) 変位靱性率 μ および曲率靱性率 μ の増加に伴う劣化係数 μ の劣化傾向を検討したところ、軸力量、曲げせん断耐力比、繰返し回数による劣化傾向は、ほぼ同様な結果を示した。

(5) $\mu = 2$ 、 $\mu = 2.5$ から劣化傾向が確認され、Priestley の劣化曲線とほぼ同様な傾向を示した。

一方、 $\mu = 6$ 、 $\mu = 8$ において、 $\mu = 0$ となり、 V_c による効果は期待できないと思われる。

(6) 今回の実験結果によって、RC 単柱のように基部に塑性ヒンジが一つだけ形成されるような単純な構造では、変位靱性率による変位レベルの評価と曲率靱性率による断面レベルの評価は同等の結果を得ることが確認できた。

しかし、RC 構造物が門型ラーメン、多層ラーメンのような不静定骨組で、複数のヒンジが形成される場合には、部材レベルの評価は困難であるため、曲率靱性率による断面レベルの評価法が重要となる。

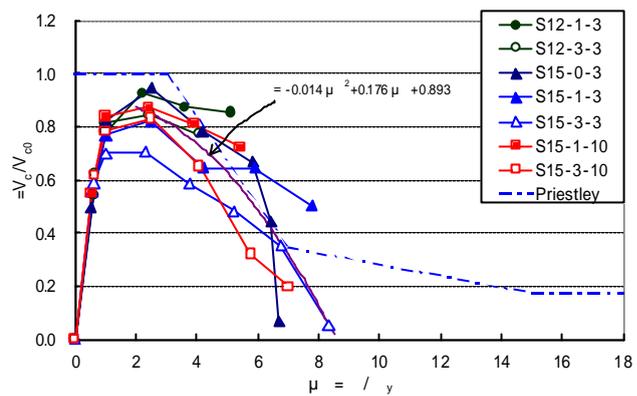


図-18 全試験体の劣化傾向

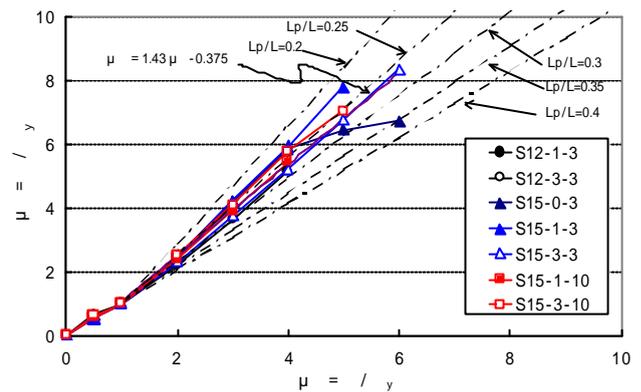


図-19 $\mu - \mu$ 関係

また、今後の課題としては、上部工による重量を想定した両端固定形式の RC 柱を対象とするなど、実構造物により近い条件で実験を実施し、せん断劣化現象の評価を試みる事が重要であると考えます。

謝辞:本研究を行うにあたり、吉川弘道教授、小玉克己教授、栗原哲彦講師には数多くの御指導、御助言を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

また、本研究を進めるにあたり、協力して頂いた東急建設の服部尚道氏、宮城敏明氏および構造材料工学研究室の白子将則君、五明賢君に感謝致します。

参考文献

- 1) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, A Wiley-Interscience Publication, 1996
- 2) Paulay, T., Priestley, M. J. N. : Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, A Wiley-Interscience Publication, 1992
- 3) 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，丸善株式会社，1997.12

- 4) 土木学会：[平成8年制定]コンクリート標準示方書 耐震設計編，丸善株式会社，1996.8
- 5) 吉川弘道，池谷和之，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
- 6) 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集 報告集 Vol.20，No3，pp.259-246，1998.6
- 7) 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
- 8) George G. Penelis and Andreas J. Kappos：Earthquake-resistant Concrete Structures, 1997
- 9) 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 - ，丸善株式会社，1995.6
- 10) 土木学会コンクリート委員会：2002 年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- 11) 鉄道総合研究所：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，丸善株式会社，1999.10
- 12) 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 45 回年次学術講演会講演概要集 V-249,pp.498-499,1999.9
- 13) 武蔵工業大学 コンクリート研究室：平成 10 年度小型試験体による RC 単柱の実験報告書

SHEAR DEGRADATION AND DUCTILITY EVALUATION OF SINGLE REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER REPEATED LARGE DEFORMATION

Masaki KOBAYASHI, Hiromichi YOSHIKAWA

With regard to the seismic capacity design of reinforced concrete columns, it is important to secure the ductility so as to evade for brittle failure such as shear failure. The present paper deals with shear degradation remarkably exert an influence on the ductility of single reinforced concrete columns. In this paper, a classification of failure modes considering the shear degradation and the way of ductility evaluation are shown. It is necessary to evaluate the ductility of reinforced concrete columns not only the displacement ductility but also the curvature ductility. A decrease tendency in concrete shear resistance is evaluated and identified with both the displacement ductility and the curvature ductility obtained from experimental database.