

# 高強度 RC 柱主筋の座屈および超高強度コンクリートの 爆裂を考慮した保有耐力に関する研究

浅野工専 ○殿廣泰史・加藤直樹  
元日大生産工 今野 誠  
日大量子研 須藤 誠  
中日本 Hwy Eng.東京 高野真希子

日大理工 木田哲量・近藤 勉  
K・S・マスターズ 清水健介  
建設コンサルタント 伊澤 閑  
防衛大 加藤清志

## 1. まえがき

我が国を取り巻く自然環境は四季折り折りの美しさのほか、厳しきでせまり、国民を難渋に追い込んでいる。とくに平成7 (1995) 年1月17日の「兵庫県南部地震 (M7.3, 震源: 淡路島付近)」は6434人もの死者を含む想定を超えた巨大直下型地震が発生した。その後も「天災は忘れないうちに来る」が常識化している。本報では、近年の構造材料の著しい高品質化を踏まえ、建物や橋脚の柱部材の圧縮載荷時の主筋座屈に伴う特性について論じている。

本報では、柱主筋の横拘束筋間隔を重拘束、中拘束、軽拘束と定義し、重要構造物には重拘束を推奨している。さらに、柱モデル実験により有効ピッチを定める必要があること、各素材の圧縮応力-ひずみ相関図から主筋の座屈ひずみ度までをStage I, 以上をStage IIとし耐力領域を明確に分類することにより、結局最終耐力はコンクリート圧縮躯体となること、保有耐力

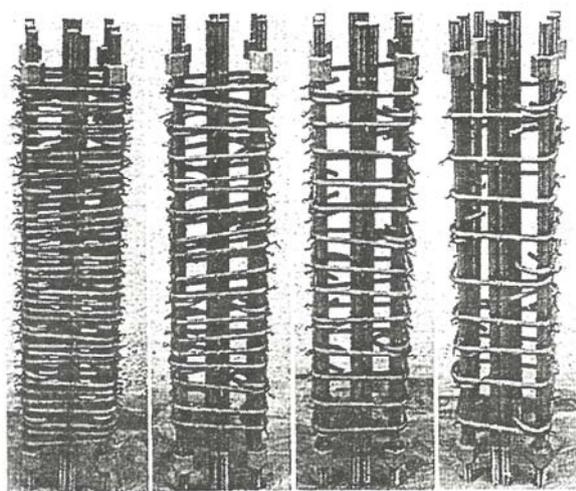


Fig.1 General view of reinforcement cages.

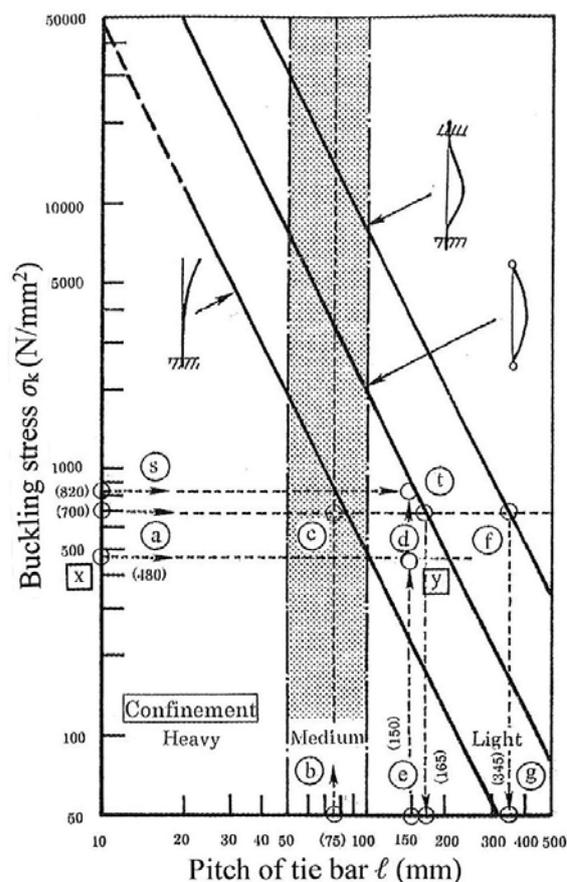


Fig.2 Estimation Diagram of Buckling Mode of Confinement Category of RC Column.

は横拘束筋に大きく支配されることを明らかにしている。

## 2. 柱構造材の座屈

2.1 基本式の再検討 古来よりオイラーの理論が用いられており、また、さまざまな実験公式がある。しかし、柱設計上には問題点もあり、とくに横拘束筋 (フープ筋) 間隔がコアコ

Improvement of Load-Carrying Capacity of RC Column Considering Bursting Failure of Ultrahigh Strength Concrete and Buckling of High Strength Primary Rebars

Yasufumi TONOHINO, Naoki KATO, Tetsukazu KIDA, Tsutomu KONDO, Makoto IMANO, Kensuke SHIMIZU, Makoto SUDO, Shizuka IZAWA, Makiko TAKANO and Kiyoshi KATO

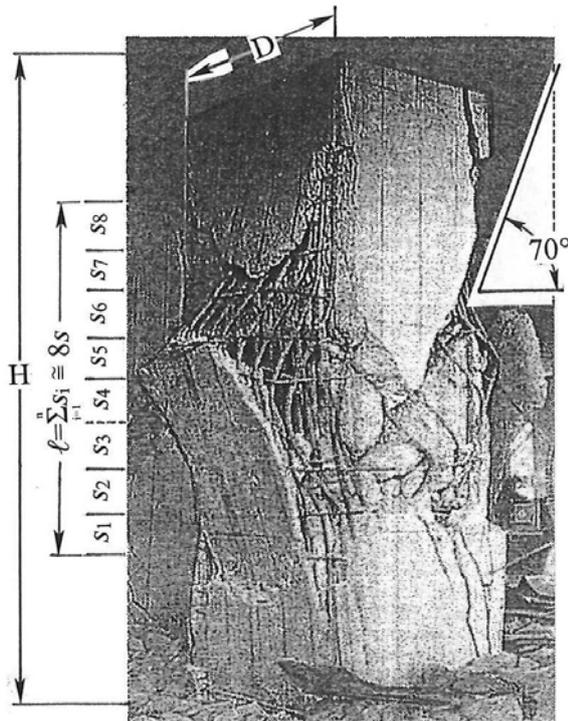


Fig.3 A Typical shear failure on highway bridge pier due to huge earthquake.

ンクリートの内部拘束上きわめて重要である (Fig.1参照)。Fig.2は、RC柱の座屈モード推定図と拘束カテゴリー<sup>1)</sup>を示す。強調すべき点は、タイバー間隔  $d = 50$  (mm)以下を重拘束 (Heavy confinement),  $50 < d$  (mm)  $\leq 100$ を中拘束 (Medium confinement),  $100 < d$  (mm)を軽拘束 (Light confinement) と定義し、とくに重要構造物には重拘束を推奨している。また、座屈長  $l$  は材料力学上の  $l$  をそのまま使用すべきではなく、設計に当っては、モデル実験によりタイバー間隔のピッチ数から座屈長さを決定する必

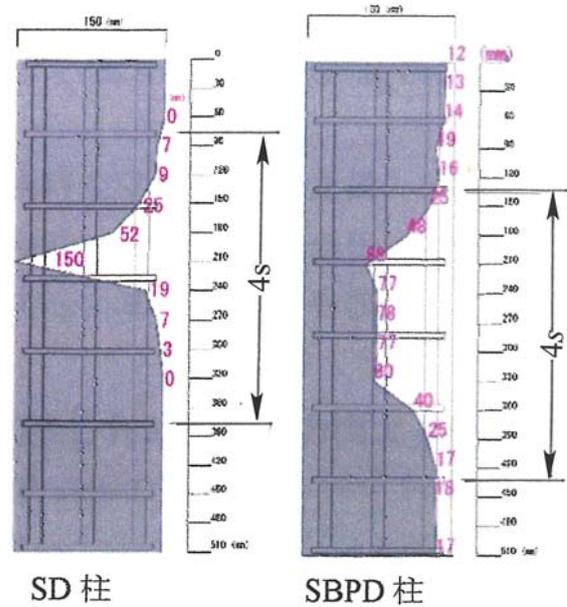


Fig.4 Determination of buckling length.

要がある。すなわち、実構造物の局部に座屈破壊が生じるのである (Fig.3)。このコンセプトは破壊力学 (Fracture mechanics) 上の最弱リンク理論 (Weakest link theory) 上の位置づけにある。

本報では中拘束の75mmを採用し、軟鋼棒および硬鋼棒のいずれの場合も4ピッチ  $\times$  75mm=300mmが座屈長さであることを実験により確認し、理論耐力と実験耐力とを比較検討した (Fig.4参照)。なお、両鋼棒の一次弾性係数は  $E_s = 200$  kN/mm<sup>2</sup> とした。座屈鋼棒の両端境界条件は破壊状態から判定し、両端擬回転端 (Hinge) とした。超高強度コンクリートの概要は、粗骨材最大寸法として20mm,  $W/C=13\%$ ,  $s/a=40\%$ , 以下は単位量で、特殊混和剤16.436 kg,  $W=152.6$  kg,  $C=1,174$  kg,  $S=434.7$  kg,  $G=655.0$

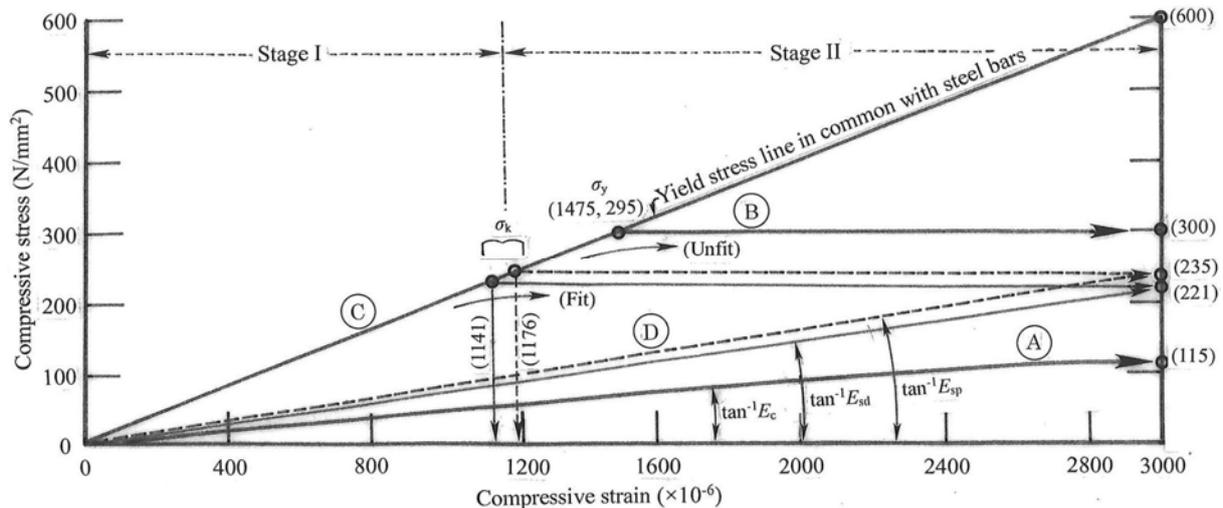


Fig.5 Relationships between Compressive Strain of Structural Concrete and Yield Strength, Buckling Strength, Elastic Modulus of Primary Rebars.

kgとした。管理供試体はφ100×200 (mm), 28日圧縮強度は6本の平均126 N/mm<sup>2</sup>である。

**2.2 圧縮主鉄筋の座屈** Fig.5でStage I, IIはそれぞれ見掛けの弾性域, 塑性域, 柱構造材の圧縮応力-ひずみ曲線を示す。 $E_c$ は高・超高強度コンクリートの弾性係数;  $E_{sd} \cdot E_{sp}$ はそれぞれ軟鋼および硬鋼の弾性係数を示す。

$$E_c = 115 / (3,000 \times 10^{-6}) = 38,333 \text{ N/mm}^2 \approx 38.3 \text{ kN/mm}^2;$$

$$E_{sde} = 221 / (1,141 \times 10^{-6}) = 193,690 \text{ N/mm}^2 \approx 193.7 \text{ kN/mm}^2 \approx 200 \text{ kN/mm}^2;$$

$$E_{spe} = 235 / (1,176 \times 10^{-6}) = 199,830 \text{ N/mm}^2 \approx 199.8 \text{ kN/mm}^2 \approx 200 \text{ kN/mm}^2;$$

(cf. suffix el=elastic)

Ⓐ線はほぼ線形的挙動を示し, 終局強度で爆裂するがこの場合の割線係数は良質な岩盤クラスである。

Ⓑ線は一例としてSD295鋼材の降伏点 $\sigma_y$ で, この応力点以下で座屈するため, この応力経路(Stress path)を通らない(図中: Unfit)。

Ⓒ線は座屈応力度 $\sigma_k$  (SD材とSBPD材とでは公称寸法が同じでも形状の差から断面二次半径に差が生じ, 座屈応力度に若干の差が生じる。)はクリープ状に持続しつつ圧縮変形が進行する。この応力経路が正しい{図中: Stage II (Fit)}。

Ⓓ線はⒶに対応する圧縮主筋の見掛けの弾性係数 (cf. Ⓑ;  $E_{sda}$ および $E_{spa}$ とする。)は, 次のようになる。すなわち,

$$E_{sda} = 221 / 3,000 \times 10^6 = 73,667 \text{ N/mm}^2 \approx 73.7 \text{ kN/mm}^2$$

$$E_{spa} = 235 / 3,000 \times 10^6 = 78,833 \text{ N/mm}^2 \approx 78.3 \text{ kN/mm}^2$$

よって, 見掛けの弾性係数比

$$n_{sda} = E_{sda} / E_c = 73.7 / 38.3 = 1.92 \quad \left. \begin{array}{l} \text{Av.} \\ n_{spa} = E_{spa} / E_c = 78.3 / 38.3 = 2.04 \end{array} \right\} 1.98 \approx 2.00$$

すなわち, 高強度および超高強度RC柱の爆裂時点では圧縮主筋の応力度はコンクリートの最縮強度の約2倍を分担している。

なお, 主筋が座屈する段階では弾性係数比( $n_{sde}$ および $n_{spe}$ とする。)は, 次のようになる。

$$\left. \begin{array}{l} n_{sde} = E_{sde} / E_c \\ \quad = 193.7 \text{ (kN/mm}^2) / 38.3 \text{ (kN/mm}^2) \\ \quad = 5.06 \\ n_{spe} = E_{spe} / E_c \\ \quad = 199.8 \text{ (kN/mm}^2) / 38.3 \text{ (kN/mm}^2) \\ \quad = 5.22 \end{array} \right\} \text{Av.} \quad 5.14$$

よって, 主筋座屈開始までは躯体コンクリートの圧縮応力度の約5倍強を分担することになる(Stage I)。

なお, 一般に主筋が座屈する際の側圧は座屈には影響しないことがわかっている。

一般に主筋径はSD材ではφ12.7mm (D13), SBPD材ではφ13.1mm (U13); 主鉄筋量 $A_{st}$  ( $A_o$ : コンクリート柱断面積)は設計基準<sup>2)</sup>  $0.8\% \leq A_{st} / A_o \leq 6\%$ を考慮し, 4本と8本をそれぞれ, 下限と上限とした。

**2.3 圧縮主筋座屈応力度および柱耐力の算定法 [Case A]**

(1) SD295  $p=2.22\%$  (主筋4 φ12.7mm)

$$\text{座屈応力度 } {}_{sd}\sigma_{k4} = \pi^2 E_s \{(\phi/4) / (4s)\}^2$$

ここに,  $E_s$ : 鋼棒弾性係数,  $\phi$ : 鋼棒径,  $s$ : ピッチ

$$1) \text{ Stage I } {}_{sd}\sigma_{k4} = \pi^2 \times 200 \times 10^3 \{ (12.7/4) / (4 \times 75) \}^2 = 221.1 \text{ (N/mm}^2) < \sigma_y = 300 \text{ (N/mm}^2)$$

$$2) \text{ Stage II } E_{sd} = 221.1 \text{ (N/mm}^2) / (3000 \times 10^{-6}) = 73.7 \text{ (kN/mm}^2)$$

$$\text{主筋軸応力 } {}_{sd}\sigma_{k4} = \pi^2 \times 73.7 \times 10^3 \{ (12.7/4) / (4 \times 75) \}^2 = 81.5 \text{ (N/mm}^2)$$

$${}_{sd}P_{k4} = {}_{sd}\sigma_{k4} \times c A_{k4} = 81.5 \times 507 \text{ (mm}^2 / (4\text{本})) = 41.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{コンク柱耐力 } {}_{sd}P_{co} = 115 \text{ (N/mm}^2) \times 21,993 \text{ (mm}^2) = 2,529.2 \text{ (kN)}$$

$$3) \text{ 全耐力: } {}_{sd}P_4 = {}_{sd}P_{k4} + {}_{sd}P_{co} = 41.3 + 2,529.2 = \underline{2,570.5 \text{ (kN)}} [1.06]$$

実験値2,423 (kN) [1.00]; よく一致している。

(2) SD295  $p=4.44\%$  (主筋8 φ12.7mm)

$$1) \text{ Stage I } {}_{sd}\sigma_{k8} = {}_{sd}\sigma_{k4} = 221.1 \text{ (N/mm}^2)$$

$$2) \text{ Stage II } E_{sd} = 73.7 \text{ (kN/mm}^2)$$

$$\text{主筋軸応力 } {}_{sd}\sigma_{k8} = {}_{sd}\sigma_{k4} = 81.5 \text{ (N/mm}^2)$$

$${}_{sd}P_{k8} = 81.5 \text{ (N/mm}^2) \times 2 \times 507 \text{ (mm}^2 / (4\text{本})) = 82.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{コンク柱耐力 } {}_{sd}P_{co} = 115 \text{ (N/mm}^2) \times 21,486 \text{ (mm}^2) = 2,470.9 \text{ (kN)}$$

$$3) \text{ 全耐力: } {}_{sd}P_8 = {}_{sd}P_{k8} + {}_{sd}P_{co} = 82.6 + 2,470.9 = \underline{2,553.5 \text{ (kN)}} [1.05]$$

実験値2,431 (kN) [1.00]; よく一致している。

(3) 留意点 以上から, 主筋量の増大はその分超高強度コンクリート断面が減少し, かつ主筋座屈強度が低下するので, 全体としての耐力は顕著に増大しない。よって設計に当たっては十分配慮する必要がある。

**[Case B]**

(1) SBPD1275 (4 φ13.1)

$$1) \text{ Stage I } {}_{sp}\sigma_{k4} = \pi^2 E_{sp} \{ (13.1/4) / (4 \times 75) \}^2 = 235.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_y = 1275 \text{ (N/mm}^2)$$

$$2) \text{ Stage II } E_s = 78.4 \text{ (kN/mm}^2) \quad \{\text{cf. } (3,000 \times 10^{-6}, 235.2 \text{ N/mm}^2)\}$$

$${}_{sp}\sigma_{k4} = \pi^2 \times 78.4 \times 10^3 \{ (13.1/4) / (4 \times 75) \}^2 = 92.2 \text{ (N/mm}^2)$$

$${}_{sp}P_{k4} = 4 \text{ (本)} \times 125 \text{ (mm}^2 / \text{本}) \times 92.2 \text{ (N/mm}^2) = 46.1 \text{ (kN)}$$

$${}_{sp}P_{co} = 115 \text{ (N/mm}^2) \times {}_{sp}A_{co} = 115 \times 22,000 \text{ (mm}^2) = 2,530.0 \text{ (kN)}$$

3) 全耐力:  ${}_{sp}P_4 = {}_{sp}P_{k4} + {}_{sp}P_{co} = 46.1 + 2,530.0$   
 $= 2576.1$  (kN) [0.98]  
 実験値 2,610.0 (kN) [1.00]

(2) SBPD1275 (8 φ 13.1)

1) Stage I  ${}_{sp}\sigma_{k8} = {}_{sp}\sigma_{k4} = 235.2$  (N/mm<sup>2</sup>)

2) Stage II  $E_s = 78.4$  (kN/mm<sup>2</sup>)

$${}_{sp}\sigma_{k8} = \pi^2 \times 78.4 \times 10^3 \left\{ (13.1/4) / (4 \times 75) \right\}^2$$

$$= 92.2$$
 (N/mm<sup>2</sup>)

$${}_{sp}P_{k8} = 8(\text{本}) \times 125(\text{mm}^2/\text{本}) \times 92.2(\text{N/mm}^2) = 92.2(\text{kN})$$

$${}_{sp}P_{co} = 115$$
 (N/mm<sup>2</sup>)  $\times$   ${}_{sp}A_{co} = 115 \times 21,500$  (mm<sup>2</sup>)  
 $= 2472500$  (N) = 2,472.5 (kN)

3) 全耐力:  ${}_{sp}P_8 = {}_{sp}P_{k8} + {}_{sp}P_{co} = 92.2 + 2,472.5$   
 $= 2,565$  (kN) [0.98]  
 実験値 2,610 (kN) [1.00]

(3) 留意点 以上から、全般に安全側に精度よく評価している。これは包括割線係数により Stage II の変位ドメインを実状に即し取り込んだことに起因している。

### 3. 繰り返し漸増曲げ载荷に対する耐力向上法 (超高強度材の曲げ部材への適用)

#### 3.1 载荷法による曲げ耐力の検証と高強度筋の有効性

曲げ供試体は、前述柱モデルと同様で 150 × 150 × 530mm で、鉄筋かごは主筋 U13、スターラップは U6、ピッチを 10, 20, 30, 40, 75, 250mm で、高強度コンクリートは約 65 N/mm<sup>2</sup> とした。漸増荷重は梁上下面に対称的に 50kN ごと、ステップ状に载荷した。片振り (Single flexure) に比し、両振り (Double flexure) の方がスターラップ間隔  $s = 10 \sim 250$ mm の範囲では、曲げ耐力は 5.5 ~ 3.5 倍、平均約 4.5 倍も大きい (Fig.6)。

曲げ疲労の観点から  $s = 50$ mm 以下が望ましいが、前述 2.1 で圧縮柱状構造材に対して、重拘束の推奨値と一致している。

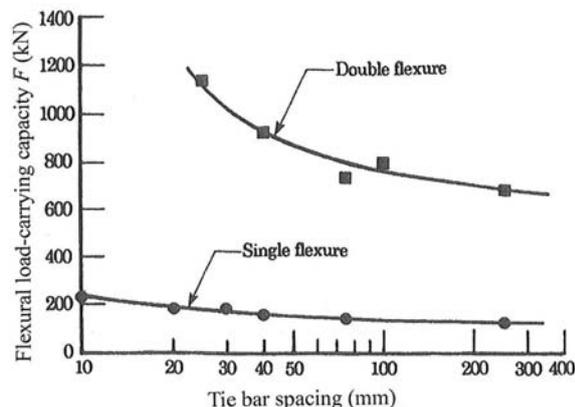


Fig.6 Relation of Load-Carrying Capacity vs. Tie Bar Spacing.

#### 3.2 帯鉄筋間隔が曲げ耐力に及ぼす影響

片振り曲げはスターラップ間隔に組織鈍感であるが、両振りの場合は超高強度筋による自己誘発プレストレス (Self-induced prestress) の効果<sup>3)</sup>の復元力が大きく機能している。また、せん断力を受ける曲げ部材中の微小要素 (Fig.7) には内力として、その変形 ( $\Delta$ ) により圧縮応力と引張応力が生じるが、引張応力を分担するスターラップが多いほど曲げ耐力は増大する。

#### 4. まとめ

柱状構造体での超高強度コンクリートおよび硬鋼主筋の役割や座屈特性を勘案した設計法、また繰り返し曲げ疲労強度へのスターラップ間隔の重要性を明らかにした。せん断応力場では、引張応力および圧縮応力の2成分が生じる。なお、圧縮強度範囲 15 ~ 110 N/mm<sup>2</sup> に対し、引張強度比は 10 ~ 7%、せん断応力比は 22 ~ 11% と前者はきわめて低く、したがって引張補強筋としてのスターラップやフープ筋による重拘束化が重要である。

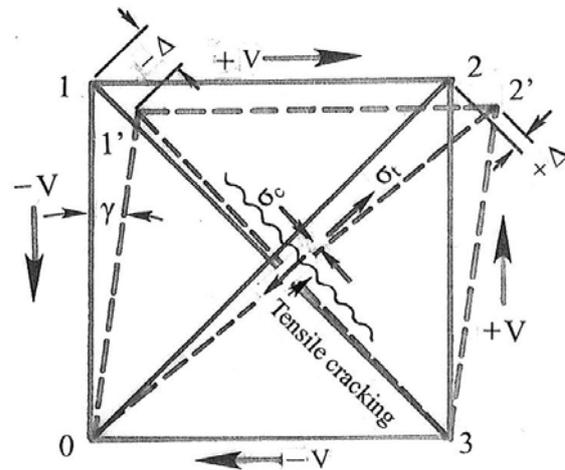


Fig.7 Essential Element under Shear Deformation.

(V : Shear force,  $\gamma$  : Shear strain,  
 $\sigma_c$  : Compressive stress,  $\sigma_t$  : Tensile stress)

#### 参考文献

- 1) 殿廣・加藤(直)・木田・近藤・今野・須藤・長谷川・高野・若松・加藤(清) : 超高強度構造材からなるRC柱・梁の主筋挙動と高じん性化に関する研究, 日本材料学会第66期学術講演会論文集, pp.375-376 (2017).
- 2) 土木学会標準示方書 (設計編) .
- 3) 伊澤・木田・加藤(清)・須藤 : 両振り曲げ载荷を受けるRC材の耐力に関する研究, Cem. Sci. and Conc. Tech., No.58, pp.669-676 (2004).