

## 第6章 X形配筋部材のせん断強度式

### 6.1. はじめに

X形配筋法は、鉄筋コンクリート部材のせん断破壊あるいは付着割裂破壊といった脆性的な破壊を防止でき、かつ、塑性変形能力の向上に効果的な構法である。したがって、比較的主筋量が多く高せん断力が作用する部材や、塑性ヒンジを計画する部材に対して、X形配筋法の適用は有効であり、学会指針においてもせん断設計の条項にX形配筋部材に対するせん断強度式が示されている<sup>[4]</sup>。しかし、学会指針では、X形配筋部材の実験データに対する検証結果が示されておらず、せん断強度式の耐力予測精度が明確でない。また、それらの式は逆対称曲げ・せん断を受ける部材に対する研究成果に基づいて導かれたものであり、実設計、特に柱部材の設計で対象となることが多い両材端で異なった曲げモーメントが作用する部材に対する設計法については言及されていない。

そこで、本章ではまず、逆対称の曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対するせん断強度式を若林・南理論に基づいて構築し、そのせん断耐力予測精度を検証する。その際、学会指針式の耐力予測精度についても検証し、提案式との比較検討を行なう。次に、非対称の曲げモーメントを受けるX形配筋柱の挙動を実験的に考察し、そのせん断抵抗機構をモデル化してせん断強度理論解を導出する。さらに、そのせん断強度理論解に基づき、かつ、逆対称の曲げ・せん断を受けるX形配筋部材のせん断強度式を参考にして、逆対称曲げも含めた任意の曲げモーメント分布に適用できるX形配筋部材のせん断強度式を構築する。

### 6.2. 逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材のせん断強度式

#### 6.2.1. 逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材のせん断強度理論

本節では、逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対して拡張された若林・南理論の構成を簡潔に示し、既往の実験データに対する若林・南式のせん断耐力予測精度を検証する。

逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材の終局せん断強度は、通常の鉄筋コンクリート(平行配筋<sup>[2]</sup>)部分のせん断強度にX形主筋のみによるせん断抵抗機構の強度を独立に付加することによって得られることが既往の研究によって明らかにされている<sup>[7,8,9]</sup>。

注) 6章および7章では、X形配筋部材と通常の主筋が平行に配筋された鉄筋コンクリート部材とを区別するために、鉄筋コンクリート部材を平行配筋部材と呼ぶことにする。

したがって、X形配筋部材のせん断抵抗機構は、図6.1に示すように 平行配筋部材のせん断抵抗機構である(a)はり機構および(b)アーチ機構と、さらに、(c)材軸と $\theta$ の角度をなすX形主筋のみで形成されるトラス機構(以後、トラス機構と略記)によって構成されるものと仮定することができる<sup>[60]</sup>。はり機構、アーチ機構およびトラス機構のそれぞれに対して静的許容応力場を満足する一組の強度 $({}_bM, {}_bN, {}_bQ)$ 、 $({}_aM, {}_aN, {}_aQ)$  および $({}_tM, {}_tN, {}_tQ)$ が求められると、X形配筋部材の強度 $(M, N, Q)$ は、

$$\begin{aligned} M &= {}_bM + {}_aM + {}_tM = {}_pM + {}_iM \\ N &= {}_bN + {}_aN + {}_tN = {}_pN + {}_iN \quad \dots\dots\dots (6-1) \\ Q &= {}_bQ + {}_aQ + {}_tQ = {}_pN + {}_iQ \end{aligned}$$

によって与えられる。ただし、 $({}_pM, {}_pN, {}_pQ)$ は平行配筋部分の一組の強度である。なお、材端に作用する曲げモーメントおよびせん断力は逆対称の状態にあるので、

$$M/Q = {}_bM/{}_bQ = {}_aM/{}_aQ = {}_tM/{}_tQ = L/2 \quad \dots\dots\dots (6-2)$$

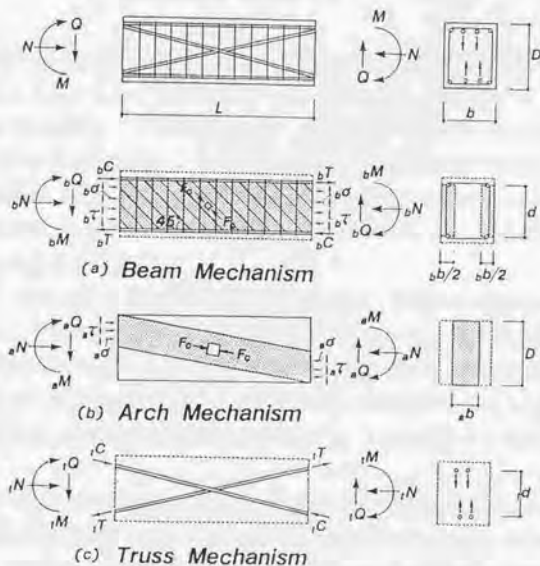


図6.1 逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材のせん断抵抗機構

が成立し、X形配筋部材の終局せん断強度およびそれぞれの抵抗機構によるせん断強度は、軸方向力との相関性のみを考慮して決定することができる。

表6.1にX形配筋部材の $n-q$ 相関方程式、 $n-q$ 相関曲線上の特定値の値、および各せん断抵抗機構の負担せん断力と負担軸力をそれぞれ示す。表6.2には方程式に用いた記号を示している。なお $n-q$ 方程式において、せん断補強筋係数 $\Psi$ がはり機構において上端および下端主筋が同時に降伏する場合のせん断補強筋係数 $\Psi$  ( $=2 \cdot \rho \cdot \Phi / \eta$ ) より大きな値を示す場合には、2章で示した平行配筋部材の場合と同様に、 $\Psi = \Psi_0$ として計算する。また、X形主筋がない場合、すなわち $\Phi = 0$ の場合には、表6.1に示す $n-q$ 方程式は表2.1に示した平行配筋部材の $n-q$ 方程式と一致する。

これらの方程式から得られたX形配筋部材の $n-q$ 相関曲線の一例を図6.2に示す。図中の点線および●印は、それぞれ平行配筋部分の $n-q$ 相関曲線およびその特定値を示し、ハッチ部分は平行配筋部分の強度にX形主筋によるトラス機構の強度を累加した際のトラス機構のみによる $n-q$ 相関曲線を表わしている。なお、トラス機構による $n-q$ 方程式は次式で与えられる。

$$q = \begin{cases} \tan \theta_0 (n + 2 \cdot \Phi \cdot \cos \theta_0) & (n \leq 0) \\ -\tan \theta_0 (n - 2 \cdot \Phi \cdot \cos \theta_0) & (n > 0) \end{cases} \quad \dots\dots (6-14)$$

X形配筋部材の $n-q$ 相関曲線は、アーチ機構の $n-q$ 相関曲線の円弧で構成される6曲線 $\widehat{X_0 X_1}$ 、 $\widehat{X_2 X_3}$ 、 $\widehat{X_4 X_5}$ 、 $\widehat{X_6 X_7}$ 、 $\widehat{X_8 X_9}$ および $\widehat{X_{10} X_{11}}$  ((6-3)式、(6-5)式、(6-7)式、(6-9)式、(6-11)式および(6-13)式)、トラス機構の $n-q$ 相関曲線で構成される2直線 $\widehat{X_1 X_2}$ および $\widehat{X_9 X_{10}}$  ((6-4)式および(6-12)式)、はり機構による $n-q$ 相関曲線で構成される最大せん断力を与える直線 $\widehat{X_3 X_4}$  ((6-8)式)、さらに、 $\widehat{X_2 X_3}$ と $\widehat{X_4 X_5}$ の接線および $\widehat{X_6 X_7}$ と $\widehat{X_8 X_9}$ の接線であり、それぞれ傾き $\lambda_1$ および $\lambda_2$ を持つ2直線 $\widehat{X_5 X_6}$ および $\widehat{X_7 X_8}$  ((6-6)式および(6-10)式)の11区間によって表現される。

図6.3に若林・南式の耐力予測精度の検証結果を示す。縦軸および横軸は、実験値 $Q_{exp}$ および計算値 $Q_{cal}$ をそれぞれ表わす。検証対象としたデータは、文献[8, 92, 97, 98, 131]および後述の6.3節に示されているX形配筋部材の実験結果の中で、断面積が $400 \text{ cm}^2$ 以上で、かつ、逆対称曲げ・せん断載荷のものとした。なお、検証用データは一方向X形配筋部材30体および二方向X形配筋部材3体の計33体であり、その詳細については付録Dに示している。

計算値に対する実験値の比率 $Q_{exp}/Q_{cal}$ の平均値 $\mu$ および変動係数 $\nu$ はそれぞれ $\mu = 1.08$ および $\nu = 8.2\%$ であり、若林・南式によるせん断耐力予測精度は極めて良好である。したがって、若林・南式はX形配筋部材に対しても、平行配筋部材の場合と同様に、せん断強度評価式として十分な精度を有するといえる。



表6.1(a) X形配筋部材のn-q相関方程式およびその特値

$n_0$	$q = \{\sqrt{4(n+2 \cdot r \Phi + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a)(1-n-2 \cdot r \Phi - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a)} + \eta^2 - \eta\} / 2 \dots (6-3)$
$n_1$	$q = \tan \theta_a \{ (n+2 \cdot r \Phi + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a) + \gamma_r \cdot \sin \theta_a - 1/2 \} + \gamma_r \cdot \cos \theta_a - \eta / 2 \dots (6-4)$
$n_2$	$q = \{\sqrt{4(n+2 \cdot r \Phi)(1-n-2 \cdot r \Phi)} + \eta^2 - \eta\} / 2 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a \dots (6-5)$
$n_3$	$q = \lambda_1(n-n_3) + q_3 \dots (6-6)$
$n_4$	$q = \delta \{ \sqrt{4 \cdot n_a(1-n_a)} + \eta^2 - \eta \} + \Psi \cdot d_1 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a \dots (6-7)$
$n_5$	$q = \delta \{ \sqrt{1 + \eta^2 - \eta} \} + \Psi \cdot d_1 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a \dots (6-8)$
$n_6$	$q = \delta \{ \sqrt{4 \cdot n_a(1-n_a)} + \eta^2 - \eta \} + \Psi \cdot d_1 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a \dots (6-9)$
$n_7$	$q = \lambda_2(n-n_7) + q_7 \dots (6-10)$
$n_8$	$q = \{\sqrt{4(n-2 \cdot r \Phi)(1-n-2 \cdot r \Phi)} + \eta^2 - \eta\} / 2 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a \dots (6-11)$
$n_9$	$q = -\tan \theta_a \{ (n-2 \cdot r \Phi - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a) - \gamma_r \cdot \sin \theta_a - 1/2 \} + \gamma_r \cdot \cos \theta_a - \eta / 2 \dots (6-12)$
$n_{10}$	$q = \{\sqrt{4(n-2 \cdot r \Phi - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a)(1-n+2 \cdot r \Phi + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a)} + \eta^2 - \eta\} / 2 \dots (6-13)$

$X_0$	$n_0 = -2 \cdot r \Phi - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a$ $q_0 = 0$
$X_1$	$n_1 = 1/2 - \gamma_r \cdot \sin \theta_a - 2 \cdot r \Phi - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a$ $q_1 = \gamma_r \cdot \cos \theta_a - \eta / 2$
$X_2$	$n_2 = 1/2 - \gamma_r \cdot \sin \theta_a - 2 \cdot r \Phi$ $q_2 = \gamma_r \cdot \cos \theta_a - \eta / 2 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a$
$X_3$	$n_3 = \beta_1 - \xi_3 / \omega_1 + (1 - 4 \cdot r \Phi) / 2$ $q_3 = \alpha_r - \xi_1 / \omega_1 - \eta / 2 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a$
$X_4$	$n_4 = 2 \cdot \delta (n_3 + 2 \cdot r \Phi) - 2 \cdot r \Phi + \Psi (d_1 + \eta)$ $q_4 = 2 \cdot \delta (\alpha_r - \xi_1 / \omega_1 - \eta / 2) + \Psi \cdot d_1 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a$
$X_5$	$n_5 = \delta - 2 \cdot r \Phi + \Psi (d_1 + \eta)$ $q_5 = \delta \{ \sqrt{1 + \eta^2 - \eta} \} + \Psi \cdot d_1 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a$
$X_6$	$n_6 = \delta + 2 \cdot r \Phi + \Psi (d_1 - \eta)$ $q_6 = \delta \{ \sqrt{1 + \eta^2 - \eta} \} + \Psi \cdot d_1 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a$
$X_7$	$n_7 = 2 \cdot \delta (n_8 - 2 \cdot r \Phi) + 2 \cdot r \Phi + \Psi (d_1 - \eta)$ $q_7 = 2 \cdot \delta (\alpha_r - \xi_2 / \omega_2 - \eta / 2) + \Psi \cdot d_1 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a$
$X_8$	$n_8 = \beta_2 - \xi_4 / \omega_2 + (1 + 4 \cdot r \Phi) / 2$ $q_8 = \alpha_r - \xi_2 / \omega_2 - \eta / 2 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a$
$X_9$	$n_9 = 1/2 + \gamma_r \cdot \sin \theta_a + 2 \cdot r \Phi$ $q_9 = \gamma_r \cdot \cos \theta_a - \eta / 2 + 2 \cdot a \Phi \cdot \sin \theta_a$
$X_{10}$	$n_{10} = 1/2 + \gamma_r \cdot \sin \theta_a + 2 \cdot r \Phi + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a$ $q_{10} = \gamma_r \cdot \cos \theta_a - \eta / 2$
$X_{11}$	$n_{11} = 1 + 2 \cdot r \Phi + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a$ $q_{11} = 0$



表6.1(b) X形配筋部材における各せん断抵抗機構の負担せん断力および負担軸力

はり機構	アーチ機構	トラス機構
[ $n_0 \leq n < n_1$ ]		
$s_q = 0$	$s_q = q$	$s_q = 0$
$s_n = -2 \cdot p \cdot \Phi$	$s_n = n - n_0 n - n_1 n$	$s_n = -2 \cdot s \cdot \Phi \cdot \cos \theta_s$
[ $n_1 \leq n < n_2$ ]		
$s_q = 0$	$s_q = q_1$	$s_q = q - s \cdot q$
$s_n = -2 \cdot p \cdot \Phi$	$s_n = n_1 - n_0$	$s_n = n - n_0 n - n_1 n$
[ $n_2 \leq n < n_3$ ]		
$s_q = 0$	$s_q = q - i \cdot q$	$s_q = 2 \cdot s \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s$
$s_n = -2 \cdot p \cdot \Phi$	$s_n = n - n_0 n$	$s_n = 0$
[ $n_3 \leq n < n_4$ ]		
$s_q = (q - q_s) \cdot \Psi \cdot d_1 / (q_s - q_s)$	$s_q = q - s \cdot q - i \cdot q$	$s_q = 2 \cdot s \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s$
$s_n = (n - n_3) \cdot \Psi \cdot (d_1 + \eta) / (n_4 - n_3) - 2 \cdot p \cdot \Phi$	$s_n = n - n_0 n$	$s_n = 0$
[ $n_4 \leq n < n_5$ ]		
$s_q = \Psi \cdot d_1$	$s_q = q - s \cdot q - i \cdot q$	$s_q = 2 \cdot s \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s$
$s_n = \Psi \cdot (d_1 + \eta) - 2 \cdot p \cdot \Phi$	$s_n = n - n_0 n$	$s_n = 0$
[ $n_5 \leq n < n_6$ ]		
$s_q = \Psi \cdot d_1$	$s_q = \delta \cdot (\sqrt{1 + \eta^2} - \eta)$	$s_q = 2 \cdot s \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s$
$s_n = n - n_0 n$	$s_n = \delta$	$s_n = 0$
[ $n_6 \leq n < n_7$ ]		
$s_q = \Psi \cdot d_1$	$s_q = q - s \cdot q - i \cdot q$	$s_q = 2 \cdot s \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s$
$s_n = \Psi \cdot (d_1 - \eta) + 2 \cdot p \cdot \Phi$	$s_n = n - n_0 n$	$s_n = 0$
[ $n_7 \leq n < n_8$ ]		
$s_q = (q - q_s) \cdot \Psi \cdot d_1 / (q_1 - q_s)$	$s_q = q - s \cdot q - i \cdot q$	$s_q = 2 \cdot s \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s$
$s_n = (n - n_7) \cdot \Psi \cdot (d_1 - \eta) / (n_7 - n_8) + 2 \cdot p \cdot \Phi + 1$	$s_n = n - n_0 n$	$s_n = 0$
[ $n_8 \leq n < n_9$ ]		
$s_q = 0$	$s_q = q - i \cdot q$	$s_q = 2 \cdot s \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s$
$s_n = 2 \cdot p \cdot \Phi$	$s_n = n - n_0 n$	$s_n = 0$
[ $n_9 \leq n < n_{10}$ ]		
$s_q = 0$	$s_q = q_{10}$	$s_q = q - s \cdot q$
$s_n = 2 \cdot p \cdot \Phi$	$s_n = 1 - n_{11} + n_{10}$	$s_n = n - n_0 n - n_{11} n$
[ $n_{10} \leq n \leq n_{11}$ ]		
$s_q = 0$	$s_q = q$	$s_q = 0$
$s_n = 2 \cdot p \cdot \Phi$	$s_n = n - n_0 n - n_{11} n$	$s_n = 2 \cdot s \cdot \Phi \cdot \cos \theta_s$

表6.2 方程式に用いた記号

$$\begin{aligned}
 n_s &= (n+2 \cdot p \Phi - \Psi (d_1 + \eta)) / 2 \delta & n_p &= (n-2 \cdot p \Phi - \Psi (d_1 - \eta)) / 2 \delta \\
 \lambda_1 &= \xi_1 / \xi_3 & \lambda_2 &= \xi_2 / \xi_4 \\
 \xi_1 &= \alpha_r \cdot \omega_1 - (\alpha_r \cdot \gamma_r + \sqrt{(\alpha_r \cdot \gamma_r)^2 - \omega_1 \cdot \rho_1}) \gamma_r \\
 \xi_2 &= \alpha_r \cdot \omega_2 - (\alpha_r \cdot \gamma_r + \sqrt{(\alpha_r \cdot \gamma_r)^2 - \omega_2 \cdot \rho_2}) \gamma_r \\
 \xi_3 &= \beta_1 \cdot \omega_1 - (\beta_1 \cdot \gamma_r - \sqrt{(\beta_1 \cdot \gamma_r)^2 - \omega_1 \cdot \rho_1}) \gamma_r \\
 \xi_4 &= \beta_2 \cdot \omega_2 - (\beta_2 \cdot \gamma_r - \sqrt{(\beta_2 \cdot \gamma_r)^2 - \omega_2 \cdot \rho_2}) \gamma_r \\
 \alpha_r &= (d_1 + \eta) / 2 & \beta_1 &= (d_1 + \eta - 1) / 2 & \beta_2 &= (d_1 - \eta - 1) / 2 & \gamma_r &= \sqrt{1 + \eta^2} / 2 \\
 \delta &= (1 - 2 \cdot \Psi) / 2 & \rho &= \gamma_r^2 - \alpha_r^2 & \rho_1 &= \gamma_r^2 - \beta_1^2 & \rho_2 &= \gamma_r^2 - \beta_2^2 \\
 \omega_1 &= \alpha_r^2 + \beta_1^2 & \omega_2 &= \alpha_r^2 + \beta_2^2 & \eta &= L / D & d_1 &= d / D
 \end{aligned}$$

$n = N / (b \cdot D \cdot F_c)$      $N$  : 作用軸力     $q = Q / (b \cdot D \cdot F_c)$      $Q$  : せん断力  
 $b$  : 部材幅     $D$  : 部材せい     $d$  : 平行主筋の主筋間隔  
 $L$  : 部材長     $F_c$  : コンクリート圧縮強度  
 $\theta_s$  : X形主筋の材軸となす角度  
 $r p_1$  : 平行主筋の引張鉄筋比     $r \sigma_v$  : 平行主筋の降伏応力度  
 $a p_1$  : X形主筋の引張鉄筋比     $a \sigma_v$  : X形主筋の降伏応力度  
 $p_w$  : せん断補強筋比     $\sigma_{wv}$  : せん断補強筋の降伏応力度  
 $r \Phi = r p_1 \cdot r \sigma_v / F_c$  : 平行主筋の引張鉄筋係数  
 $a \Phi = a p_1 \cdot a \sigma_v / F_c$  : X形主筋の引張鉄筋係数  
 $\Psi = p_w \cdot \sigma_{wv} / F_c$  : せん断補強筋係数

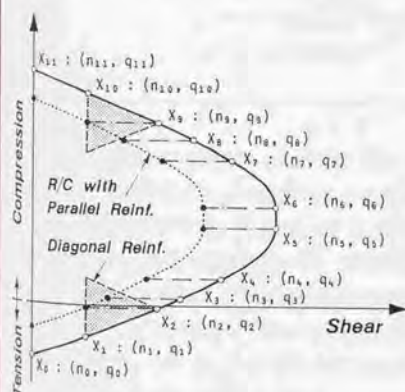


図5.2 逆対称曲げ・せん断を受ける  
X形配筋部材の  $n-q$  相関曲線

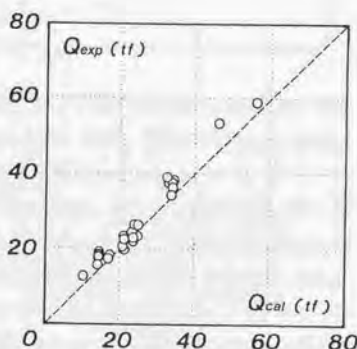


図5.3 理論値と実験値の比較

## 6.2.2. 逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対するせん断強度式

5.2.1節で示したように、若林・南式のX形配筋部材に対するせん断耐力予測精度は良好であるが、表6.1に示されるように、式の構成が実用的なせん断強度式としては複雑である。さらに、2章でも示したように若林・南式から算出されるせん断強度は曲げ強度に対して独立なものではなく、常に曲げ強度を上回ることはない。そこで、3章で示した平行配筋部材に対する場合と同様に、X形配筋部材に対する若林・南式を現行の設計手順に適用できるように修正し、実用せん断強度式として(6-15)式を提案する。

$$Q_s = b \cdot d \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + (\gamma - 2 \cdot \alpha \cdot \Psi) \cdot b \cdot D \cdot F_c + i_q \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad \cdots (6-15)$$

ただし、 $Q_s \leq (b \cdot d \cdot F_c / 2) \cdot \gamma / \alpha + i_q \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad (= Q_{sMAX})$

$$p_w \geq 0.03 \cdot F_c / \sigma_{wy} \quad (= p_{wmin})$$

$$\sigma_{wy} \leq 400 \sqrt{F_c}$$

ここで、 $n < -2 \cdot r \cdot \Phi$  のとき

$$\gamma = 0$$

$$i_q = (n + 2 \cdot r \cdot \Phi + 2 \cdot a \cdot \Phi \cdot \cos \theta_a) \cdot \tan \theta_a$$

$-2 \cdot r \cdot \Phi \leq n < 0.5 - 2 \cdot r \cdot \Phi$  のとき

$$\gamma = \{ \sqrt{4(n + 2 \cdot r \cdot \Phi)(1 - n - 2 \cdot r \cdot \Phi)} + \eta^2 - \eta \} / 2$$

$$i_q = 2 \cdot a \cdot \Phi \cdot \sin \theta_a$$

$n \geq 0.5 - 2 \cdot r \cdot \Phi$  のとき

$$\gamma = \alpha = \{ \sqrt{1 + \eta^2} - \eta \} / 2$$

$$i_q = 2 \cdot a \cdot \Phi \cdot \sin \theta_a$$

せん断強度提案式(実線)と、若林・南式(点線)および曲げ強度式(一点鎖線)の間隔を $n-q$ 相関曲線によって比較したものを図6.4に示す。なお、提案式は図3.2と同様にせん断補強筋係数が $\Psi=0$ 、 $\Psi_o$ および $2 \cdot \Psi_o$ の場合について示している。

提案式((6-15)式)の右辺第一項、第二項および第三項は、それぞれはり機構、アーチ機構およびトラス機構による負担せん断力を表わしている。さらに、 $-2 \cdot r \cdot \Phi \leq n < 0.5 - 2 \cdot r \cdot \Phi$ の場合、第二項の $\gamma \cdot b \cdot D \cdot F_c$ はせん断補強筋のない場合のX形配筋部材の若林・南式に相当する。また、 $n < -2 \cdot r \cdot \Phi$ の場合の第三項の $(n + 2 \cdot r \cdot \Phi + 2 \cdot a \cdot \Phi \cdot \cos \theta_a) \cdot \tan \theta_a$ は $n + 2 \cdot r \cdot \Phi$ と置き換えると(6-14)式と一致し、トラス機構による $n-q$ 相関曲線(図中の 部分)を表わしている。すなわち、(6-15)式は平行配筋部材に対するせん断強度提案式と同



横に、 $n < 0.5 - 2 \cdot \rho \Phi$  の範囲で軸力の影響を考慮している。また、 $Q_s$  の上限値  $Q_{sMAX}$  はアーチ機構の負担せん断力が 0 となる場合であり、全補強式に相当する。なお、 $n < -2 \cdot \rho \Phi$  の範囲では  $Q_{sMAX}$  が 0 となるため、結局、せん断強度  $Q_s$  はトラス機構の負担せん断力のみによって与えられ、

$$Q_s = (n + 2 \cdot \rho \Phi + 2 \cdot \alpha \Phi \cdot \cos \theta_a) \cdot \tan \theta_a \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad \dots\dots\dots (6-16)$$

となる。一方、 $n \geq -2 \cdot \rho \Phi$  の範囲ではトラス機構の負担せん断力が常に最大値を採るため、

$$Q_s = b \cdot d \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + (\gamma - 2 \cdot \alpha \cdot \Psi) \cdot b \cdot D \cdot F_c + 2 \cdot \alpha \Phi \cdot \sin \theta_a \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad \dots\dots\dots (6-17)$$

と与えられる。

なお、せん断補強筋比の下限值  $p_{wmin}$  およびせん断補強筋強度の制限値  $\sigma_{wy} = 400 \sqrt{F_c}$  は、3.4.3 節で示した鉄筋コンクリート部材に対する制限値を準用したものであり、これらの数値については検討の余地が残されている。

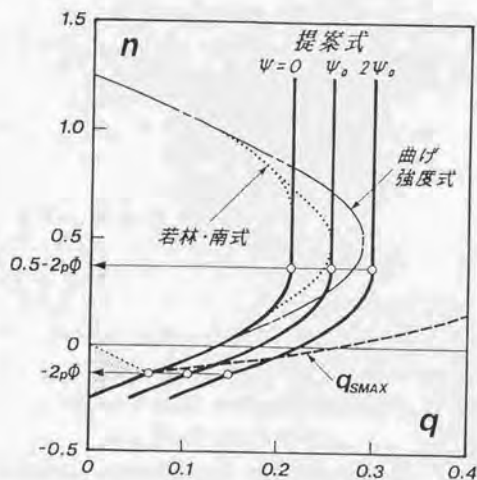


図6.4 逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対するせん断強度提案式、若林・南式および曲げ強度式の  $n-q$  相関曲線による比較

### 5.2.3. せん断強度式の耐力予測精度

ここでは、X形配筋部材に対するせん断強度提案式（(5-15)式）のせん断耐力予測精度を6.2.1節で示した検証用データ33体を用いて検証する。なお、学会指針<sup>(4)</sup>においても平行配筋部材に対する式を基本にして、X形配筋部材に対するせん断強度式として表6.3に示すA法およびB法の2式が提案されているが、それらの式の実験データに対する適合精度検証結果が示されていない。そこで、学会指針式A法およびB法についてもそのせん断耐力予測精度を検証し、提案式と比較検討を行なう。なお、表6.3に示す学会指針式は表6.2に示した記号を用いて表現しており、文献[4]の表現方法とは若干異なっている。

表6.3 X形配筋部材に対する学会指針式

#### [ A 法 ]

$$Q_s = {}_1Q + {}_2Q + {}_3Q$$

$${}_1Q = b \cdot d \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi$$

$${}_2Q = \alpha \cdot [1 - (1 + \cot^2 \phi) \cdot \Psi / \nu_c] \cdot b \cdot D \cdot \nu_c \cdot F_c$$

$${}_3Q = 2 \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s \cdot b \cdot D \cdot F_c$$

$$\text{ここに、} \nu_c = \nu_o = 0.7 \cdot F_c / 2000$$

$$\cot \phi = \min (\cot \phi_1, \cot \phi_2, \cot \phi_3)$$

$$\cot \phi_1 = 2.0$$

$$\cot \phi_2 = d / (2 \cdot D \cdot \alpha)$$

$$\cot \phi_3 = \sqrt{\nu_c / \Psi} - 1.0$$

$$\text{ただし、} \sigma_{wy} \leq 25 \cdot F_c$$

#### [ B 法 ]

$$Q_s = {}_1Q + {}_2Q + {}_3Q$$

$${}_1Q = b \cdot d \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}$$

$${}_2Q = \alpha \cdot (1 - 2 \cdot \Psi / \nu_c) \cdot b \cdot D \cdot \nu_c \cdot F_c$$

$${}_3Q = 2 \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s \cdot b \cdot D \cdot F_c$$

$$\text{ここに、} \nu_c = (\eta + 1) / 4 \quad (0.5 \leq \nu_c \leq 1.0)$$

$$\text{ただし、} \sigma_{wy} \leq 25 \cdot F_c$$

図5.5に各せん断強度式の検証用データに対する耐力予測精度を示す。同図は、図3.6と同様に $Q_{ss}/Q_0 - Q_0/Q_0$ 関係によって示されている。また、表5.4には各式の検証結果をせん断破壊領域( $Q_0/Q_0 < 1.0$ )に属するデータおよび全データに対してそれぞれ示している。

X形配筋部材の場合、X形主筋によって作用せん断力の一部を負担することができ、せん断補強筋量が比較的少ない部材でも、曲げ破壊系の破壊モードを確保できるという特徴がある。したがって、検証用データ33体の中には、せん断補強筋比が $p_w=0.25\%$ と極めて少ない試験体のものも含まれているが、各せん断強度式共にほとんどのデータが曲げ破壊領域( $Q_0/Q_0 \geq 1.0$ )に属している。また、曲げ破壊領域に属するデータに対して、提案式によるせん断耐力余裕度 $Q_0/Q_0$ が、学会指針式に比して小さな値を示す傾向があるが、これは、検証用データの中に高強度せん断補強筋を使用した部材が多く含まれており、提案式と学会指針式のせん断補強筋強度の制限値の相違によるところが大きい。全データに対する耐力予測精度は、3式共に平均値が1.0程度で変動係数が7%程度であり、極めて良好な値を示している。なお、せん断破壊領域に属するデータに対する耐力予測精度も考慮すれば、対象データ数が少ないものの、提案式の精度が学会指針式A法およびB法に比べて若干優れていると言えよう。

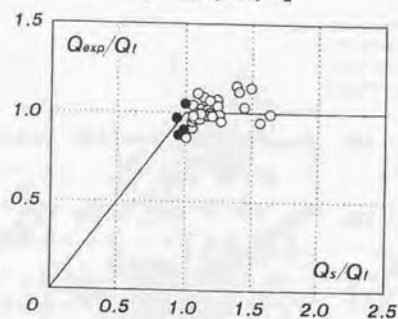
図5.6には、文献[92]に示した実験データに対する検証結果を $q - \psi$ 関係によって比較したものを示している。図中の実線、一点鎖線および点線は、それぞれ提案式、A法およびB法によるせん断強度を示し、二点鎖線は曲げ強度を表わしている。また、 $q$ で与えられる破線はX形主筋による負担せん断力を表わしている。なお、文献[92]のデータは、せん断補強筋強度、せん断補強筋量および軸力比を変数とした12体の実験に関するものであるが、ここでは $\sigma_{vy}=3460\text{kgf/cm}^2$ のデータ9体について示している。

軸力比 $n=0.10$ のデータでは、せん断補強筋量に拘らず、実験値はすべて曲げ強度計算値を上回っている。一方、各データに対する計算結果も、提案式および学会指針式共に曲げ破壊型の判定となっており、各せん断強度式は実験データを適切に評価している。軸力比 $n=0.29$ のデータに対しては、学会指針式A法およびB法が共にせん断破壊領域と曲げ破壊領域に属するデータを適切に分離して評価している。提案式についてもせん断破壊したデータに対して若干過大評価となっているが、実験結果の傾向を把握できていると言えよう。軸力比 $n=0.42$ のデータでは、曲げ降伏後にせん断破壊したデータXR115に対しては、各式共に曲げ破壊型と判定している。一方、せん断破壊したデータに対しては、各式による評価が若干ばつづが、XR085ではB法、およびXR065では提案式による計算結果がそれぞれ良く一致している。

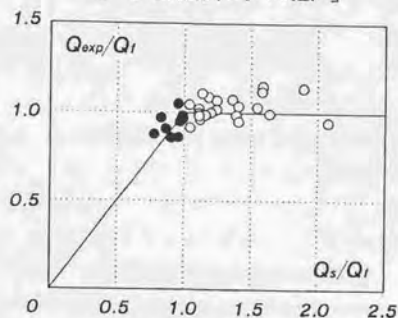
このように、提案式および学会指針式は共に、検証用データに対してその耐力予測のみならず、せん断破壊型と曲げ破壊型のデータを適切に評価することができ、逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材の実用せん断強度式として十分な精度を有していると言えよう。



[ 提案式 ]



[ 学会指針式 A 法 ]



[ 学会指針式 B 法 ]

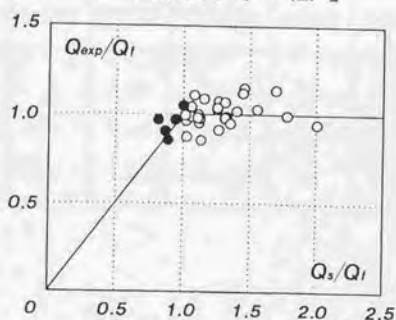


図6.5 提案式および学会指針式の $Q_{exp}/Q_I - Q_s/Q_I$ 関係

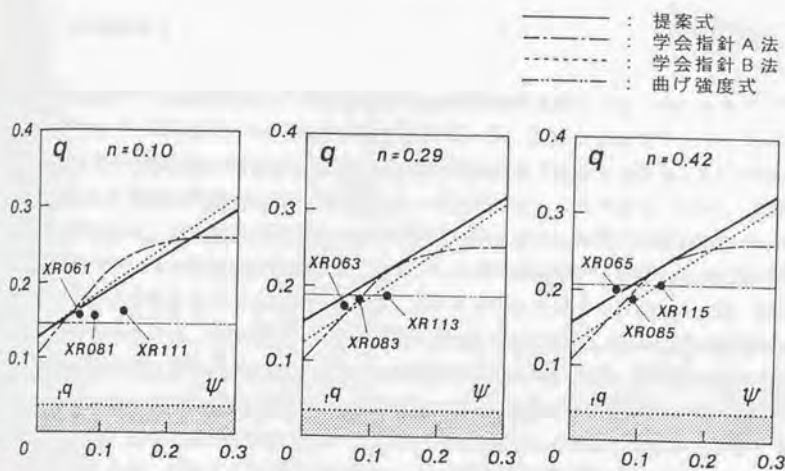


図 6.6  $q-\psi$  関係による検証結果 (文献 [92])

表 6.4 セン断耐力予測精度の検証結果

せん断設計式	せん断破壊領域			全 体		
	DATA数	平均値	変動係数	DATA数	平均値	変動係数
提 案 式	4	0.98	7.2 %	33	1.00	7.2 %
学会指針 A 法	9	1.03	8.7 %	33	1.03	6.8 %
学会指針 B 法	5	1.05	7.8 %	33	1.02	7.3 %

## 3.3. 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋柱の実験

### 3.3.1. 実験の目的

逆対称の曲げとせん断を受けるX形配筋部材の耐震有効性に関しては、Paulayら<sup>[7, 29]</sup>あるいは南ら<sup>[8]</sup>の研究によって概ね明らかにされている。また、6.2節で示したように、そのようなX形配筋部材の終局せん断強度は、平行配筋部分の負担せん断力とX形主筋のみによるトラス機構の負担せん断力の累加によって評価することができる。しかし、逆対称曲げ・せん断は、X形配筋部材においてX形主筋が最も有効に作用する応力状態であり、逆に、X形主筋のせん断抵抗機能の低下が懸念される非対称曲げ・せん断の応力状態でのX形配筋部材の挙動あるいはせん断抵抗機構については明かにされていない。一方、終局強度型耐震設計法では、梁降伏型の全体崩壊形を想定しているため、柱における塑性ヒンジは最下層の柱脚あるいは最上層の柱頭のように計画されることが多く、柱部材に対するX形配筋はこのような部位、特に最下層に適用することが有効である。したがって、X形配筋柱の設計は、自ずと非対称曲げモーメントの応力状態に対して行なわれることが多くなるものと考えられ、このような応力状態に対するX形配筋部材の設計法を明確にしておくことは重要である。

そこで、本実験では非対称曲げモーメントを受けるX形配筋柱の

- ① 基礎的な弾塑性性状の把握
- ② X形主筋のせん断力負担効果に及ぼすせん断スパン比の影響の検討
- ③ せん断抵抗機構の解明

等を目的とし、せん断設計式を構築する際の基礎資料を得ようとするものである。

### 3.3.2. 実験計画

X形配筋柱の弾塑性性状に及ぼす非対称曲げモーメントの影響を直接的に検討できるように、実験変数には柱脚に対する柱頭のモーメントの比率と作用軸力比を選択した。なお、モーメントの比率はせん断スパン比 $a/D$ に換算して、 $a/D=1.5$ （逆対称曲げ）、2.0 および3.0（片持ち梁型）の3種類とし、作用軸力比 $n$ は  $n=0.1$  および0.3の2種類とした。試験体は同一形状、同一配筋の一方向X形配筋柱とし、6体を計画した。表6.5に実験計画を示す。なお、試験体名は以下の意味を持つ。

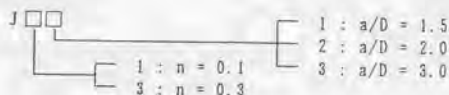




表6.5 実験計画

作用軸力 $N(tf)$	軸力比 $n$	試験体名		
30.6	0.1	J 1 1	J 1 2	J 1 3
91.8	0.3	J 3 1	J 3 2	J 3 3
せん断スパン比 : $a/D$		1.5	2.0	3.0

せん断補強筋比 :  $p_w = 0.44 \%$   
 引張主筋比 (X形主筋も含む) :  $p_t = 0.74 \%$   
 X形主筋比 :  $\beta_T = 0.57$   
 柱長さ比 :  $l/D = 3.0$

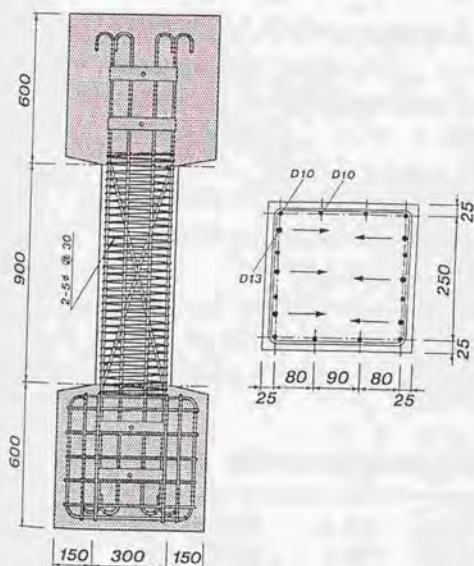


図6.7 試験体の形状寸法および断面構成



写真6.1 試験体の配筋状況

### 6.3.3. 実験方法

#### (a) 試験体

図6.7に試験体の形状寸法および断面構成を、写真6.1に配筋状況をそれぞれ示す。試験体はすべて柱長さが $L=90\text{cm}$ 、柱断面が $b \times D=30\text{cm} \times 30\text{cm}$  およびX形主筋比が $\beta_r=0.57$ の一方向X形配筋柱である。

主筋の配筋は、平行主筋が12-D10 およびX形主筋が6-D13とし、最外縁主筋に対する引張主筋比を $p_t=0.74\%$ とした。せん断補強筋には高強度せん断補強筋を使用し、スパイラル配筋とした。また、全試験体共に柱脚において主筋の曲げ降伏が先行するように設計し、せん断補強筋比を $p_w=0.44\%$  (2-5φ @30) とした。

X形主筋は、両材端部より定着部内に15mm入った位置で材軸と平行に折り曲げて定着し、X形主筋と材軸のなす角度を $\theta_a=15.05^\circ$ とした。

#### (b) 使用材料の力学的性質

表6.6に鋼材およびコンクリートの力学的性質を示す。

コンクリートは設計基準強度を $300\text{kgf/cm}^2$ とし、セメントに普通ポルトランドセメントを、細骨材および粗骨材にはそれぞれ城陽産の山砂および山砂利を、およびA E減水剤にはボゾリスNo.70をそれぞれ使用した。コンクリートの調合は、重量調合比でセメント：砂：砂利=1：1.34：1.97とし、水セメント比は38%とした。なお、粗骨材の最大寸法は15mmとした。図6.8にコンクリートの圧縮試験結果と材令の関係を示す。打設後8週から11週でコンクリート圧縮強度がほぼ頭打ちとなる傾向を示したため、実験は11週目から8日間実施し、実験時のコンクリート圧縮強度は11週強度の平均値： $F_c=340\text{kgf/cm}^2$ とした。

鋼材の降伏応力度は、D10（平行主筋）が $f_{\sigma_y}=3643\text{kgf/cm}^2$ 、D13（X形主筋）が $f_{\sigma_y}=3714\text{kgf/cm}^2$ 、および5φ（せん断補強筋）が $\sigma_{wy}=12750\text{kgf/cm}^2$ であった。ただし、せん断補強筋では0.2%の塑性ひずみを与える応力度を降伏応力度とした。

表6.6 使用材料の力学的特性（単位： $\text{kgf/cm}^2$ ）

平行主筋	: D10	$f_{\sigma_y} = 3643$
X形主筋	: D13	$f_{\sigma_y} = 3714$
せん断補強筋	: 5φ	$\sigma_{wy} = 12750$
コンクリート		$F_c = 340$

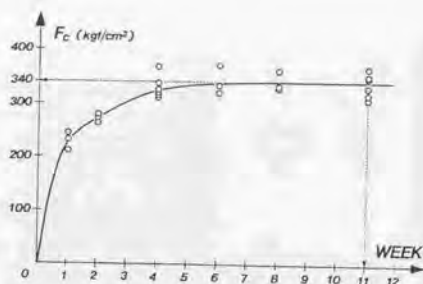


図6.8 コンクリート圧縮強度と材令の関係

### (c) 実験装置

部材に任意の曲げモーメント分布を与えた実験としては、壁谷澤ら<sup>(132)</sup>および市之瀬・滝口ら<sup>(133)</sup>の研究がある。壁谷澤らは、連層耐震壁の最下層についてシアスパンが変動した場合の耐震性能を検討することを目的とし、水平力と軸力（曲げ戻し力）を独立に制御することにより、耐震壁に任意の曲げモーメント分布を与えた。また、市之瀬・滝口らは、非対称曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の復元力モデルを得ることを目的として、両材端の回転角を独立に制御した実験を行っている。すなわち、前者の載荷形式は「せん断スパン比重視型」であり、後者は「部材回転角重視型」である。

本実験では、載荷過程において柱に作用するモーメントが柱頭と柱脚で一定の割合であることが要求されるため、載荷形式はせん断スパン比重視型とし、壁谷澤らの研究を参考にして実験装置を設計した。

図6.9および写真6.2に非対称曲げモーメント載荷装置を示す。この装置では、非対称曲げモーメント載荷の場合、部材の水平変位が増加するに従って柱頭が回転することを考慮して、以下に示す2条件を満足するように設計されている。

- ① 反曲点位置の変動を防止するために、水平力加力点を材軸上に設ける。
- ② 転倒モーメントの変動を防止するために、軸力加力点を柱頭フェース位置に設ける。

実験は、図6.10に示す載荷システムを考慮して以下の手順で行なった。すなわち、まず両端のマニュアルジャッキを介して一定圧縮力  $N$  (30.6tf、あるいは91.8tf) を試験体に作用させる。その後この圧縮力を保持しながら、アクチュエーターによって水平力  $Q$  を加え、同時に、計画したせん断スパン比となるように両端のジャッキによって曲げ戻し力  $P$  を与える。なお、曲げ戻し力  $P$  は(6-18)式によって求めた（記号は図6.10を参照）。

$$P = (h+h'-a) \cdot Q/X = (1.75-a) \cdot Q/2 \quad \dots\dots\dots (6-18)$$

ただし、 $a$ の単位：m



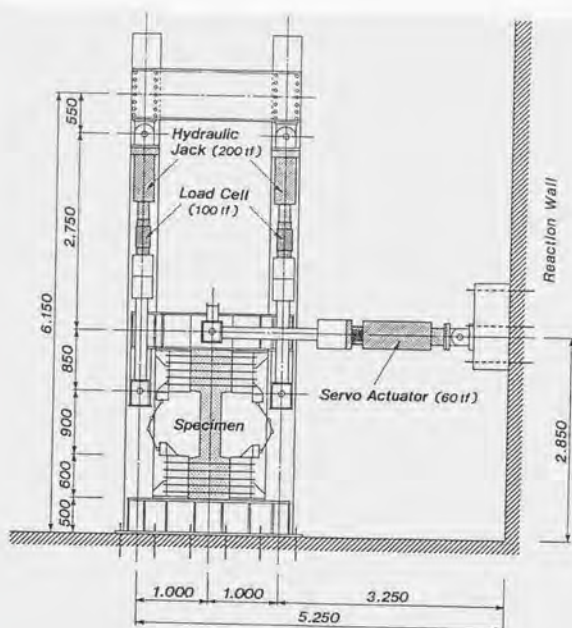


図6.9 非対称曲げモーメント载荷装置

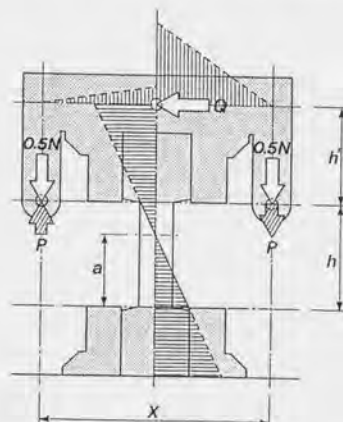


図6.10 载荷システム



写真5.2 非対称曲げモーメント載荷装置

#### (d) 変位およびひずみの測定方法

図6.11に変位の測定位置を示す。水平変位 $\delta$ は変位計①と②による測定値の平均とし、また鉛直変位 $v$ は変位計③と④による測定値の平均とした。なお、変位計には感度 $100\mu\text{m/mm}$ の摺動型変位計を使用した。

図6.12に鉄筋のひずみ測定位置を示す。平行主筋およびX形主筋には、検長 $3\text{mm}$ のひずみゲージを各測定点の表裏に2枚貼付け、その測定値の平均からひずみ度を求めた。また、せん断補強筋については検長 $1\text{mm}$ のひずみゲージを各測定点に1枚貼り付けて測定した。

#### (e) 載荷法則

実験では、柱頭フェース位置の水平変位量 $\delta$ から求められる相対部材角 $R (= \delta/L)$ によって、 $R=0.005$ 、 $0.010$ 、 $0.015$ 、 $0.020$ 、 $0.030$ および $0.040\text{rad}$ .を制御変位とし、正負繰り返し載荷を行なった。なお、 $R=0.030\text{rad}$ .以前では、同一変位振幅で2回の繰り返しを行っている。

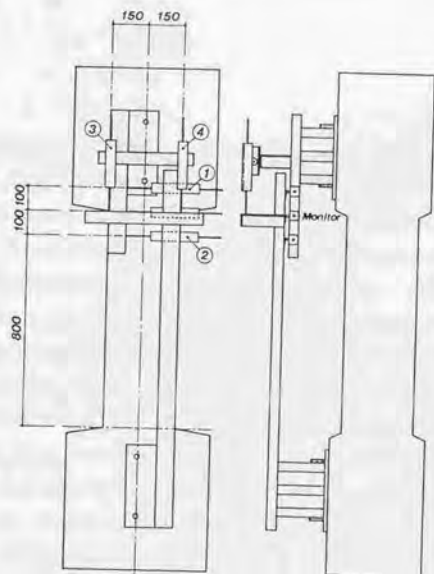


図6.11 変位測定位置

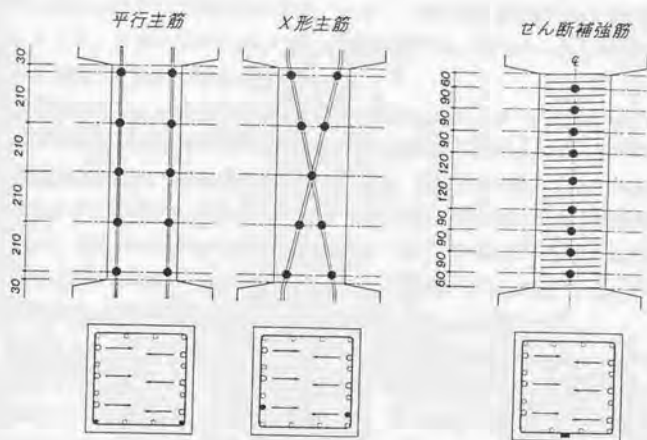


図6.12 鉄筋のひずみ測定位置

#### 6.3.4. 破壊状況

写真6.3に 各試験体の相対部材角 $R=0.015$ および $0.050\text{rad}$ . (実験終了時)での破壊状況を示す。また、表6.7にはひび割れ発生荷重および部材角を示している。

せん断スパン比が $a/D=3.0$ の試験体J13およびJ33では、 $R=0.005\text{rad}$ .の変位振幅で柱脚から柱中央部の範囲に曲げひび割れが生じ、その後、曲げひび割れの進展を伴い柱脚部に圧壊を生じる典型的な曲げ破壊の様相を呈した。試験体J13では、 $R=0.005$ および $0.010\text{rad}$ .程度で、柱脚部においてそれぞれ平行主筋およびX形主筋の引張降伏が確認された。一方、試験体J33では $R=0.010\text{rad}$ .程度で、柱脚部においてX形主筋が引張降伏し、かつ、平行主筋が引張および圧縮降伏しており、 $R=0.010\text{rad}$ .程度では圧縮側のX形主筋も降伏している。なお、柱脚部かぶりコンクリートの剥離は、試験体J33では $R=0.020\text{rad}$ .程度で認められたが、試験体J13では $R=0.040\text{rad}$ .の大変形時まで顕著には認められなかった。

$a/D=2.0$ の試験体J12およびJ32では、 $R=0.005\text{rad}$ .までに曲げひび割れおよび若干の斜張力ひび割れを生じた後、試験体J12では柱脚から柱中央部の範囲で曲げおよび斜張力ひび割れが伸展するが、試験体J13と同様に、 $R=0.040\text{rad}$ .までかぶりコンクリートの剥離は顕著ではなかった。それに対して、試験体J32では柱脚部30cmの範囲にひび割れが集中し、 $R=0.020\text{rad}$ .ではX形主筋に沿うひび割れが若干生じ、さらに、かぶりコンクリートの剥



離も認められた。また、両試験体共に柱脚部において、 $R=0.010\text{rad}$ までの変位振幅で引張側の平行主筋およびX形主筋が共に降伏しており、さらに、試験体J32では圧縮側の主筋も降伏している。なお、 $a/D=2.0$ および $3.0$ の試験体では、軸力比に拘らず柱頭部 $30\text{cm}$ の範囲において目視できるひび割れは生じていない。

一方、逆対称曲げモーメント載荷を行なった試験体J11およびJ31では、 $R=0.010\text{rad}$ までに柱頭および柱脚部 $30\text{cm}$ の範囲で斜張力ひび割れの発生が顕著となり、その後、 $R=0.015\text{rad}$ でX形主筋に沿うひび割れを生じた。しかし、X形主筋に沿うひび割れの伸展は少なく、柱頭および柱脚部にひび割れが集中し、他の試験体と同様に曲げ圧縮破壊の様相を呈した。また、両試験体共に $R=0.010\text{rad}$ 程度で、柱頭、柱脚において平行主筋およびX形主筋の降伏が認められた。なお、柱脚部における降伏が先行したため、 $R=0.015\text{rad}$ 以降の変位振幅では、柱脚部のひび割れの伸展が柱頭部に比して著しい。

また、せん断スパン比に拘らず、軸力比が $n=0.3$ の試験体では $R=0.040\text{rad}$ 程度で、 $n=0.1$ の試験体では $R=0.050\text{rad}$ で、それぞれ平行主筋の座屈が認められた。かぶりコンクリートの剥離に関しては、軸力比に拘らずせん断スパン比が大きいほど早期に生じ、さらに、最終的な剥離幅が大きい傾向にある。

表6.7 ひび割れ発生荷重および部材角

試験体名	曲げひび割れ		斜張力ひび割れ		付着割裂 ひび割れ		X形主筋に沿う ひび割れ	
	(tf)	(%rad.)	(tf)	(%rad.)	(tf)	(%rad.)	(tf)	(%rad.)
J11 (正)	13.02	0.14	14.94	0.22	21.06	0.95	21.90	1.02
	(負)	5.91 0.01	9.00 0.06	23.85	0.76	23.85	0.76	
J12 (正)	7.10	0.12	8.68	0.17	16.95	2.03	-----	-----
	(負)	8.70 0.08	14.67 0.36	17.82	2.03	-----	-----	
J13 (正)	8.04	0.39	8.13	0.44	-----	-----	-----	-----
	(負)	7.59 0.15	10.05 0.38	-----	-----	-----	-----	
J31 (正)	19.95	0.18	27.69	0.39	31.89	1.01	29.43	0.48
	(負)	17.85 0.15	28.80 0.43	32.16	1.50	29.79	0.53	
J32 (正)	17.37	0.23	22.14	0.44	-----	-----	20.97	1.54
	(負)	12.48 0.14	22.14 0.50	7.53	1.26	25.77	1.53	
J33 (正)	10.41	0.23	14.82	0.51	15.39	1.32	-----	-----
	(負)	5.43 0.09	11.55 0.30	16.86	1.53	-----	-----	




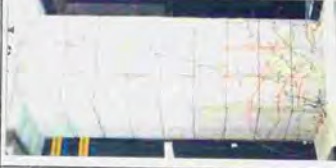








	J11	J12	J13	J31	J32	J33
$R=0.015 \text{ rad.}$						
$R=0.050 \text{ rad.}$						

写真6.3 ひび割れ破壊状況

### 6.3.5. 荷重-変形関係

図6.13に各試験体の荷重-変形曲線を、図6.14に荷重-変形包絡線を軸力比別に比較したものをそれぞれ示す。図6.13における点線は転倒モーメントの影響を、一点鎖線は曲げ強度計算値 $Q_c$ をそれぞれ表し、さらに、二点鎖線で与えられている耐力線は後述の5.4節に示す解析によって求められたせん断強度理論値 $Q_w$ を示す。表6.8には最大強度および曲げ強度計算値をそれぞれ示している。なお、最大強度とせん断強度理論値の比較については6.4.2節の表6.11に示している。

軸力比が $n=0.1$ の試験体では、せん断スパン比に拘らず、各試験体共に $R=0.010\text{rad.}$ でほぼ曲げ強度に達しており、それ以後、強度劣化がほとんどなく、エネルギー消費能力の大きな安定した曲げ破壊系の荷重-変形曲線を示した。また、せん断スパン比が小さくなるほど最大強度および初期剛性は大きくなるが、最大強度時以降、 $R=0.050\text{rad.}$ の最終変形時まで包絡線の勾配に差異は認められない。

軸力比が $n=0.3$ の試験体においても、 $n=0.1$ の試験体と同様に $R=0.010\text{rad.}$ でほぼ曲げ強度に達し、強度劣化が少なく、エネルギー消費能力の大きな曲げ破壊系の荷重-変形曲線を示した。また、せん断スパン比に拘らず、各試験体の最大強度時以後の包絡線の勾配は、 $R=0.030\text{rad.}$ 程度の大変形時までほとんど差が認められない。しかしそれ以後、すなわち、かぶりコンクリートの剝離が顕著となった後では、平行主筋の座屈の影響で、せん断スパン比が小さいものほど強度低下が若干大きくなる傾向がある。

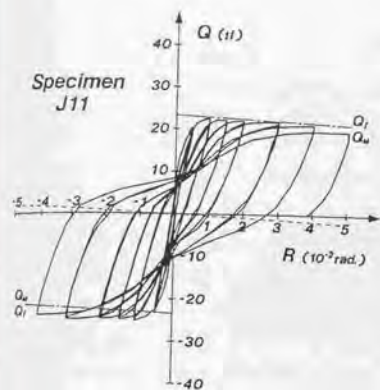
本実験の範囲では、同一軸力で、かつ、 $R \leq 0.030\text{rad.}$ であれば、X形配筋柱の耐震性能に及ぼすせん断スパン比の影響は強度のみに依存し、履歴性状には依存しないことが示された。すなわち、柱長さ比 $\eta=3$ 程度の短柱でも、X形配筋法を適用することによって、せん断スパン比（柱頭と柱脚に作用する曲げモーメントの比率）に拘らず、せん断破壊および付着割裂破壊を防止でき、曲げ破壊系の復元力特性を確保できる。

表6.8 最大強度

試験体名	実験値 (tf)		曲げ強度 (tf)	実験値/計算値	
	(正)	(負)		(正)	(負)
J 1 1	23.04	24.84	23.49	0.98	1.06
J 1 2	17.25	17.88	17.61	0.98	1.02
J 1 3	11.64	11.04	11.74	0.99	0.94
J 3 1	34.23	34.23	35.59	0.96	0.96
J 3 2	25.71	27.15	26.69	0.96	1.02
J 3 3	17.43	18.42	17.79	0.98	1.04



$n = 0.1$



$n = 0.3$

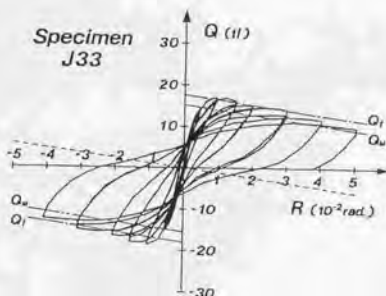
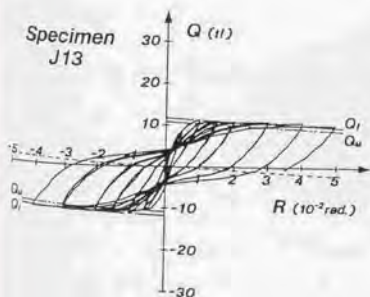
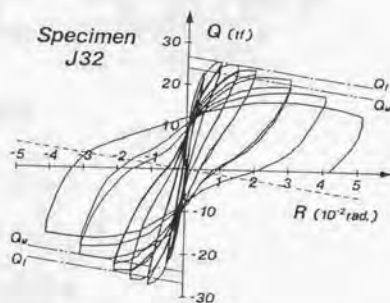
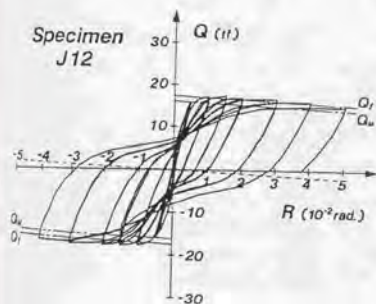
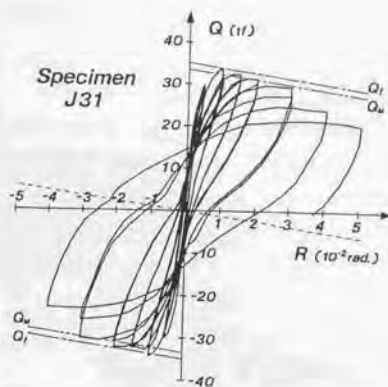


圖 6.13 荷重—變形曲線



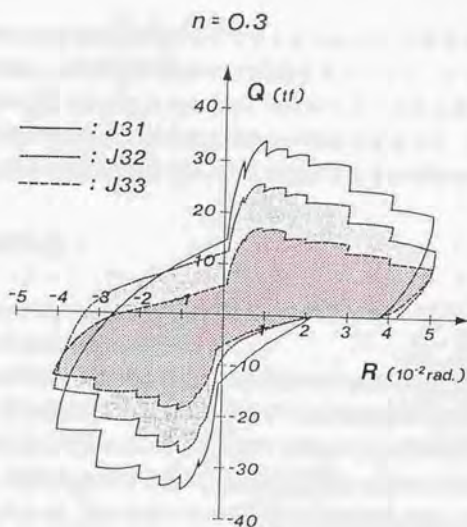
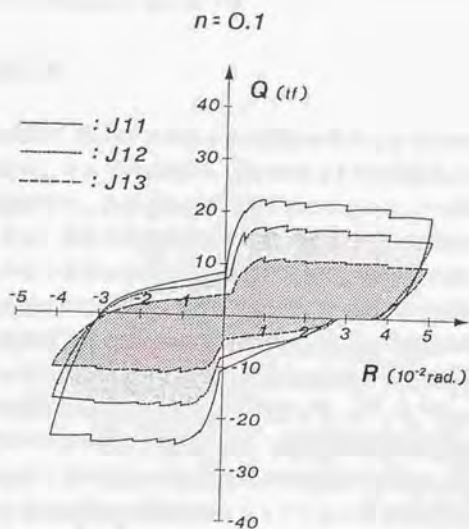


図6.14 荷重-変形包絡線の比較

### 6.3.6. 主筋およびせん断補強筋の応力度分布

#### (a) 平行主筋の応力度分布

図6.15に 相対部材角 $R=0.015\text{rad}$ .における各試験体の平行主筋の応力度分布を示す。図中の○、△および□印は、それぞれ $a/D=1.5$ 、 $2.0$  および $3.0$ の試験体の応力度分布を表わす。また、実線は正載荷時を、点線は負載荷時をそれぞれ表わし、一点鎖線は主筋の降伏応力度 $\sigma_y$ を示す。なお、主筋の応力度は鉄筋の応力度-ひずみ度関係を完全弾塑性型と仮定して、各測定点に貼り付けたひずみゲージの測定値から換算して求めている。

逆対称曲げ・せん断載荷の試験体J11およびJ31では、引張および圧縮主筋共に柱頭および柱脚部でそれぞれ降伏応力度に達している。なお、材軸に沿う主筋の降伏の伸展状況は柱脚部が柱頭部に比して大きく、前述したように  $R=0.015\text{rad}$ .以降の変位振幅において柱脚部の破壊の伸展が顕著となったことと対応している。

一方、非対称曲げモーメント載荷の試験体J12、J32、J13およびJ33では、軸力比に拘らずせん断スパン比が大きくなるに従って、柱頭部の応力度が引張および圧縮側共に減少するが、その度合は引張側の主筋の方が圧縮側に比して大きくなる傾向がある。この原因は軸力の影響によるものである。したがって、その傾向は $n=0.3$ の試験体の方が $n=0.1$ のものに比して大きい。

なお、材軸に対する主筋の応力勾配についてみると、 $a/D=3.0$ の試験体では 軸力比に拘らずAおよびB主筋共に  $a/D=1.5$ の試験体の1/2程度となっており、また、 $a/D=2.0$ の試験体では2/3～3/4程度の値とみなすことができる。したがって、平行主筋によるせん断抵抗機構（はり機構）に関しては、部材長をせん断スパン比の2倍として、前述の逆対称の曲げ・せん断の応力状態を想定した解析法によって評価することが可能であると考えられる。

#### (b) X形主筋の応力度分布

図6.16に 部材角 $R=0.015\text{rad}$ .における各試験体のX形主筋のひずみから求めた応力度分布を示す。図中の表示方法は図6.15と同じとした。

逆対称曲げ・せん断載荷の試験体において、試験体J31では最大強度時（ $R=0.010\text{rad}$ .）以降の変位振幅で、正載荷時および負載荷時共にそれぞれ圧縮および引張主筋が全長に亘ってほぼ降伏応力度に達しており、X形主筋がトラス材として有効に作用していることが認められる。また、試験体J11でも引張および圧縮主筋共に柱頭および柱脚部でそれぞれ降伏応力度に達しているが、柱中央部における応力度が両材端に比して小さくなる傾向があり、特に、圧縮主筋では降伏応力度の1/2程度となっている。したがって、試験体J11では最大強度時付近におけるX形主筋の負担せん断力が降伏負担せん断力に比して若干小さ

くなっている。なお、後述の6.3.7で示すように 試験体J11の場合でも、 $R=0.030\text{rad}$  程度の変位振幅ではほぼ降伏負担せん断力を負担している。

一方、非対称曲げモーメント載荷の試験体では、軸力比に拘らず正載荷時および負載荷時において、柱脚部でそれぞれ圧縮側および引張側X形主筋共に降伏応力度に達しているが、柱頭部に近づくに従って応力度が減少している。また、この応力度の減少の割合は、せん断スパン比が大きくなるほど、すなわち、柱頭モーメントの柱脚モーメントに対する割合が小さくなるほど大きくなり、かつ、柱脚部で引張側となるX形主筋の方が圧縮側主筋に比して大きくなる傾向にある。したがって、非対称曲げモーメントを受けるX形配筋柱の場合には、X形主筋とコンクリート間には付着応力が存在していることになる。また、その付着応力は柱脚部で引張側となるX形主筋では柱中央部から柱頭部の範囲で大きく、逆に、圧縮側主筋では柱脚部から柱中央部の範囲で大きくなると考えることができよう。

これらの結果より、非対称曲げモーメントを受けるX形配筋柱の場合、X形主筋によるせん断抵抗機構は、逆対称曲げ・せん断載荷の場合に仮定していたX形主筋のみによるトラス機構だけでは説明することができず、さらに、X形主筋とコンクリート間に生じる付着力を考慮する必要があることが示される。

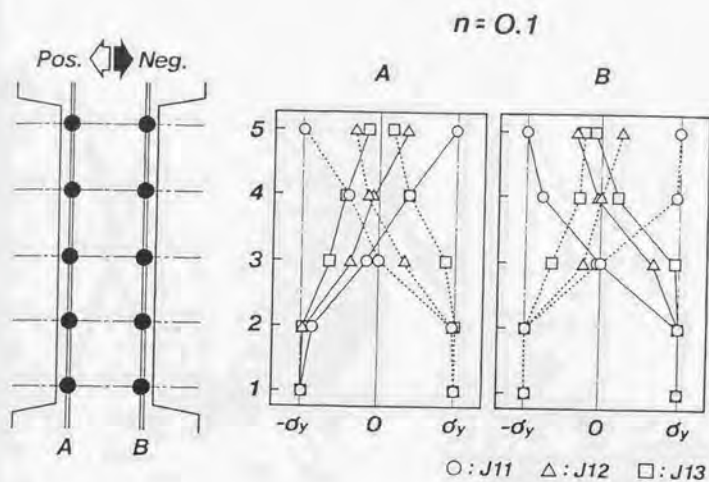
#### (c) せん断補強筋の応力度分布

図6.17に 部材角 $R=0.015\text{rad}$  の負載荷時における各試験体のせん断補強筋のひずみから求めた応力度分布を示す。図中の○、△および□印は、それぞれ $a/D=1.5$ 、 $2.0$ および $3.0$ の試験体の応力度分布を表わす。

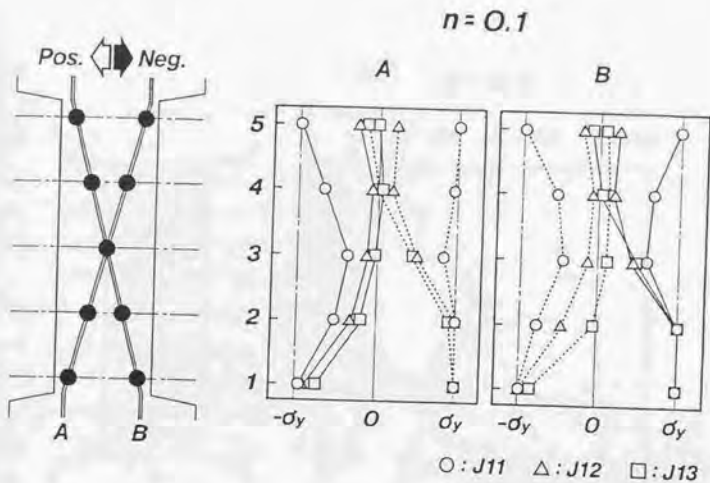
各測定点におけるせん断補強筋の応力度は、せん断スパン比の大きさに拘らず、軸力比が大きい試験体ほど大きくなる傾向がある。なお、各試験体共に高強度せん断補強筋を使用しているため、最大変位振幅時 ( $R=0.050\text{rad}$ .) においても せん断補強筋の降伏は認められなかった。

逆対称曲げ・せん断載荷の試験体では、試験体J11およびJ31共に柱中央部で凸型の応力度分布となっており、かつ、柱材全長に亘ってせん断補強筋が応力を負担していることが認められる。

一方、非対称曲げモーメント載荷の試験体では、軸力比に拘らずせん断スパン比が大きくなるほど、凸型の応力度分布が柱全長から柱脚部へと移行する傾向にある。特に、 $a/D=3.0$ の試験体J13およびJ33では 柱中央部から柱脚の範囲で凸型の応力度分布となっており、その平均応力度はそれぞれ試験体J11およびJ31のほぼ1/2程度となっている。この結果は、非対称曲げモーメントを受ける場合でも、部材長をせん断スパン比の2倍とすることによって、逆対称の曲げ・せん断の応力状態を想定した解析法による負担せん断力の評価が可能である、という前述の平行主筋の検討結果をある程度裏付けているものと考えられる。







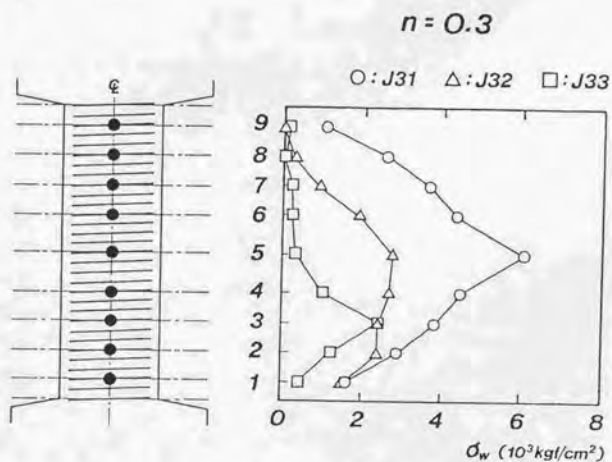
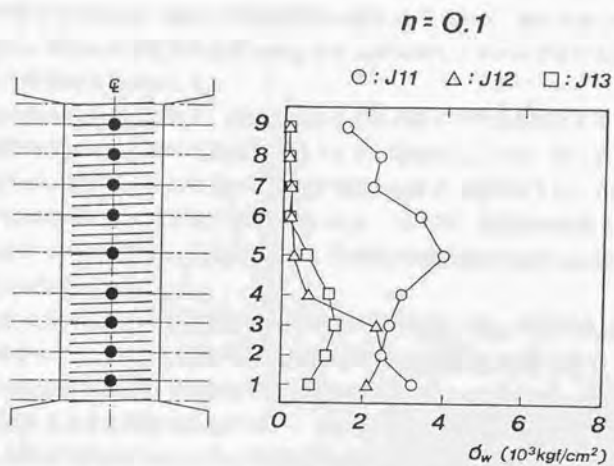


図6.17 セン断補強筋の応力度分布

### §.3.7. X形主筋の負担せん断力

図6.18に各試験体のX形主筋の負担せん断力 $Q$ と相対部材角 $R$ の関係を示す。図中の点線は6.4節で示す理論解析から求めた降伏負担せん断力 $Q_v$ を表わす(表6.12の $Q$ に相当)。なお、負担せん断力はX形主筋の全長に沿って5ヶ所に貼り付けたひずみゲージの測定値から換算した平均せん断力とした。

X形主筋の最大負担せん断力は、軸力比に拘らずせん断スパン比が小さくなるほど、すなわち、逆対称曲げ・せん断の応力状態に近づくほど増加する。また、同一せん断スパン比の試験体では、軸力比が小さなものほど最大負担せん断力は若干低下し、その度合はせん断スパン比が増加するほど大きくなる傾向にある。さらに、各試験体共に $R=0.015\sim0.020$ rad.程度で概ね最大負担せん断力に達し、その後の変位振幅においてもそのせん断力をほぼ維持している。

一方、最大負担せん断力の実験値と理論値 $Q_v$ の対応に関しては、試験体J13では理論値が $Q_v=0$ であるのに対して、実験値が正載荷時および負載荷時共に2lf程度となっているが、他の試験体では理論値によって実験値を概ね評価できている。したがって、非対称曲げモーメントを受けるX形配筋柱の場合でも、6.4節で示すような解析モデルによってX形主筋の負担せん断力を評価することがある程度可能であると言える。

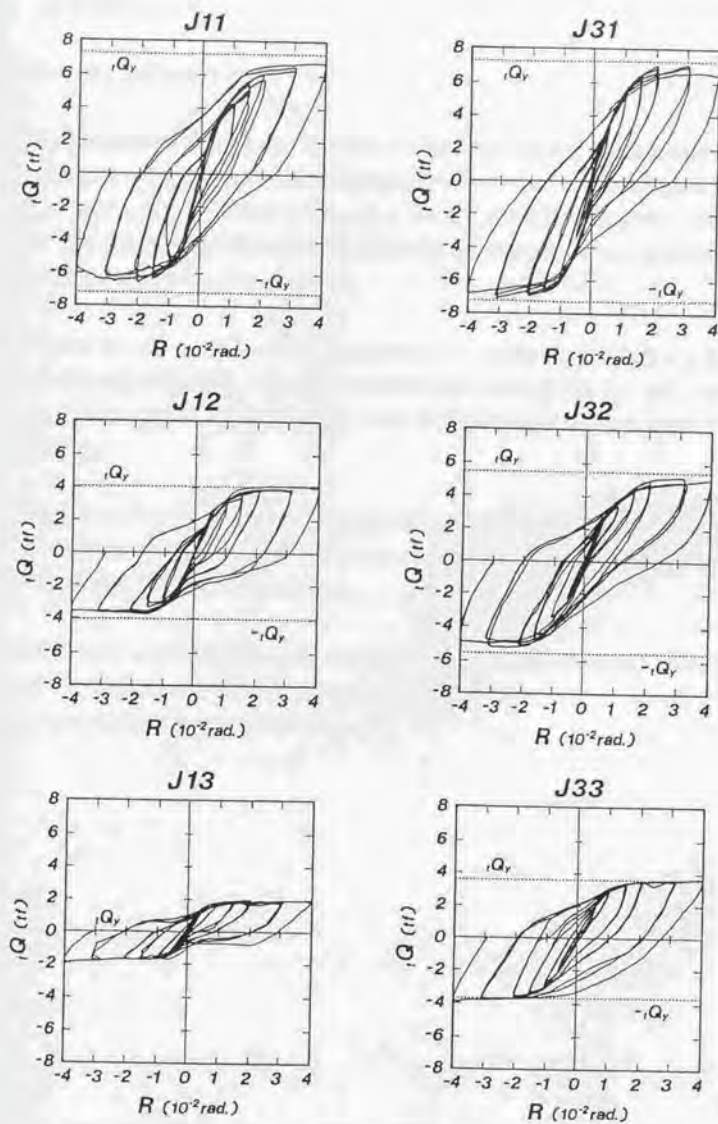


図5.18 X形主筋の負担せん断力-変形関係



### § 3.8. 実験結果のまとめ

本実験から得た知見を以下に要約する。

- 1) X形配筋柱の耐震性能に対して、せん断スパン比は最大強度に大きく影響を及ぼすが、破壊形式あるいは変形能力に及ぼす影響は少ない。したがって、X形配筋柱は非対称曲げモーメントを受ける場合でも、せん断スパン比（柱頭と柱脚の曲げモーメントの比率）に拘らず耐震性能に優れた曲げ破壊系の復元力特性を有し、せん断破壊および付着剥離破壊を防止することができる。
- 2) 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋柱において、X形主筋の最大負担せん断力は、軸力比に拘らず逆対称曲げ・せん断の応力状態に近づくほど増加する。また、せん断スパン比が同一であれば、軸力比が小さなものほど最大負担せん断力は若干低下する傾向にある。
- 3) 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材の平行配筋部分のせん断抵抗機構については、部材長をせん断スパン比の2倍として、逆対称の曲げ・せん断の応力状態を想定したはり機構を仮定することができる。
- 4) 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材のX形主筋によるせん断抵抗機構については、X形主筋のみによるトラス機構の他に、X形主筋とコンクリート間に生じる付着力による抵抗機構を考慮する必要がある。

#### 6.4. 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材のせん断強度理論

前節で示した実験では、非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材の場合、X形主筋とコンクリート間には付着応力が存在し、X形主筋によるせん断抵抗機構においては、逆対称曲げ・せん断を受ける場合に仮定していたX形主筋のみによるトラス機構の他に、この付着力による抵抗機構を考慮する必要があることが明かにされた。また、平行配筋部分のせん断抵抗機構については、部材長をせん断スパン比の2倍として、逆対称の曲げ・せん断の応力状態を想定したはり機構を仮定できることが示された。本節では、これらの実験結果を参考にして非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材の終局せん断強度理論解を導く。

##### 6.4.1. せん断強度解析

##### (v) 解析モデル

図6.19に解析モデルを示す。非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材のせん断抵抗機構を、① X形主筋、平行主筋、せん断補強筋、および幅 $b$ で材軸と45°の角度をなすコンクリート斜め圧縮束材で構成される「複合トラス機構」(図6.19(c))と、② 部材幅 $b$ から複合トラス機構で用いたコンクリート幅を減じた幅 $a$  ( $= b - b$ )を部材幅とする通常の鉄筋コンクリート部材の「はり機構」と「アーチ機構」(図6.19(a)および(b))、によって構成されるものと仮定する。それぞれのせん断抵抗機構に対して静的許容応力場を満たす強度を求め、さらに、それらの強度に対して 拡張累加強度理論<sup>[8]</sup>を適用して部材の強度を求める。ただし、各せん断抵抗機構の両材端に作用する非対称曲げモーメントの間には、

$$M_o/M_u = {}_oM_o/{}_oM_u = {}_uM_o/{}_uM_u = {}_1M_o/{}_1M_u = \kappa \quad \dots\dots\dots (6-19)$$

ここに、 $\kappa$  : 非対称係数 ( $= (L-a)/a$ )

$a$  : せん断スパン長

の関係があり、また、図6.19における各せん断抵抗機構の左端曲げモーメントとせん断力の関係は、

$$M_u/Q = {}_oM_u/{}_oQ = {}_uM_u/{}_uQ = {}_1M_u/{}_1Q = a \quad \dots\dots\dots (6-20)$$

を満足することが必要である。

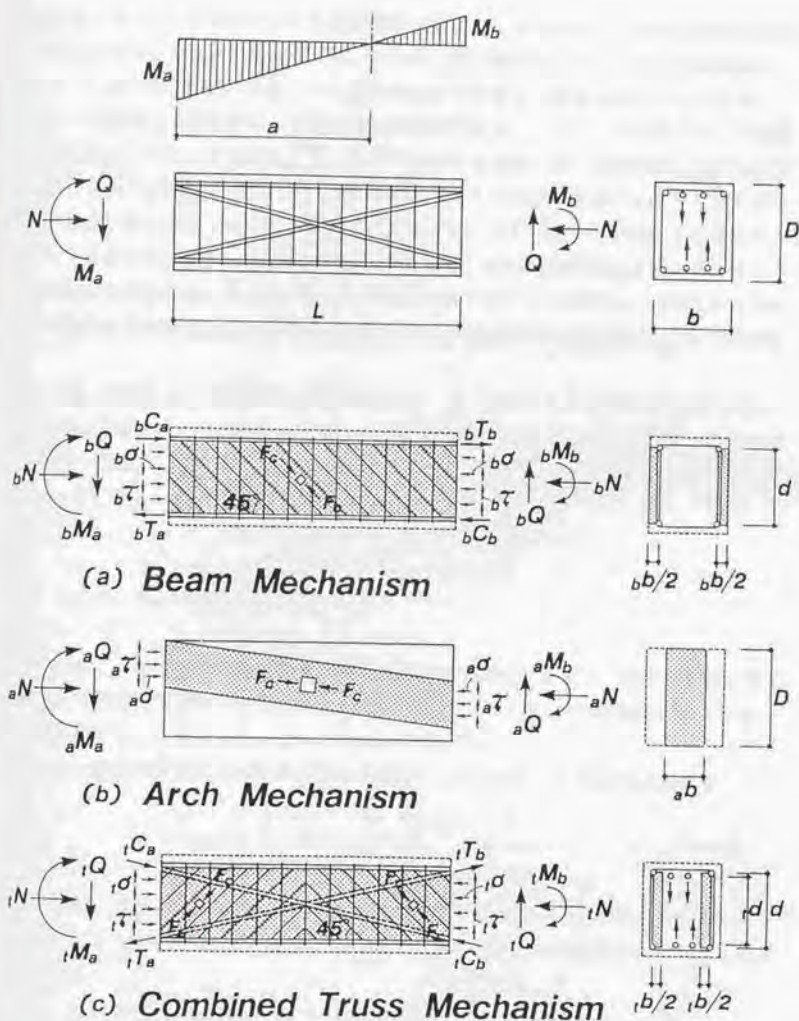


図5.19 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材のせん断抵抗機構



## (b) 複合トラス機構

非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材に対して、X形主筋によるせん断抵抗機構として新たに導入した複合トラス機構は、さらに、図6.20に示す3つのせん断抵抗機構、すなわち、X形トラス機構、K形トラス機構および弦機構から構成されるものとする。

X形トラス機構はX形主筋のみで構成されると仮定する。しかし、6.3節で示した実験からも明らかなように、非対称曲げモーメントを受ける場合には、左右材端においてX形主筋に生じる応力が異なるため、逆対称曲げモーメントを受ける場合のようにX形主筋のみによる釣合い系を構成することができない。そこで、この釣合い系を満足させるために、X形トラス機構の他に 図6.20(b)に示される平行主筋、せん断補強筋およびコンクリート斜め圧縮束材で構成され、軸力とせん断力を負担するK形トラス機構と、同図(c)に示される平行主筋のみで構成され、軸力のみを負担する弦機構が新たに形成されるものと仮定する。

すなわち、材端において大きさの異なる引張力： $iT_a$ および $iT_b$ と圧縮力： $iC_a$ および $iC_b$ がX形主筋に作用している場合、X形トラス機構の釣合を満足させるためには、X形主筋とコンクリート間に付着力が必要となる。ここで、X形主筋に沿って分布する平均付着応力度を $\tau_a$ とすると、 $\tau_a$ は非対称係数 $\kappa$ によって

$$\tau_a = (1-\kappa)(iT_a + iC_a) \cdot \cos \theta_a / (2 \cdot \phi_a \cdot L) \quad \dots\dots\dots (6-21)$$

ここに、 $\phi_a$ ：X形主筋の周長

と与えられる。この平均付着応力度 $\tau_a$ の鉛直成分が部材長 $L$ に沿って、部材上下面に等分布荷重として作用してK形トラス機構が形成され、さらに、 $\tau_a$ の水平成分によって生じる側力に抵抗するために弦機構が形成されるものとする。

K形トラス機構に作用する単位長さ当りの荷重を $\omega$ とすると、 $\omega$ は(6-21)式より

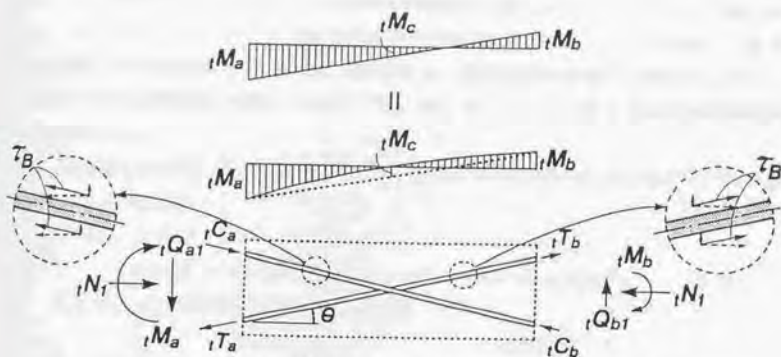
$$\omega = (1-\kappa)(iT_a + iC_a) \cdot \sin \theta_a / L \quad \dots\dots\dots (6-22)$$

となる。また、K形トラス機構に使用される片側平行主筋比、 $p_{11}$ 、せん断補強筋比、 $p_w$  およびコンクリート斜め圧縮束材の幅、 $b$ は、それぞれ(6-23)式、(6-24)式および(6-25)式で与えられる。

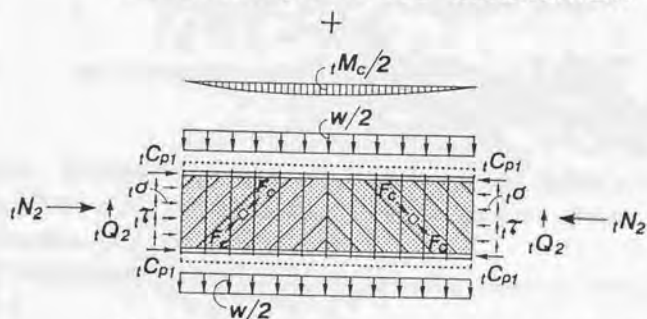
$$p_{11} = (1-\kappa)(iT_a + iC_a) \cdot \sin \theta_a \cdot L / (8 \cdot b \cdot D^2 \cdot d_1 \cdot \sigma_{xy}) \quad \dots\dots (6-23)$$

$$p_w = (1-\kappa)(iT_a + iC_a) \cdot \sin \theta_a / (2 \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{wy}) \quad \dots\dots\dots (6-24)$$

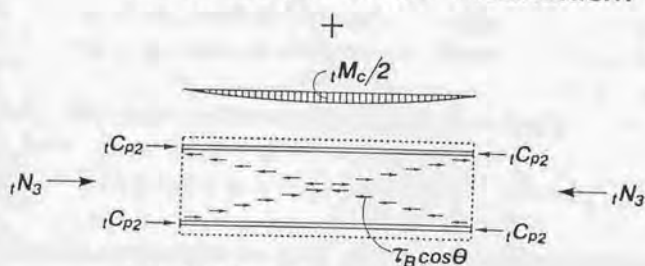
$$b = (1-\kappa)(iT_a + iC_a) \cdot \sin \theta_a / (d \cdot f_c) \quad \dots\dots\dots (6-25)$$



(a) X-Shape Truss Mechanism



(b) K-Shape Truss Mechanism



(c) Stringer Mechanism

図 6.20 複合トラス機構

なお、ここで求めた $b$ は、K形トラス機構の両端部で必要とされるコンクリート幅に相当する。すなわち、コンクリート斜め圧縮束材の角度を $45^\circ$ と固定しているため、一組のせん断補強筋の平均引張応力度の材軸方向の分布は、分布荷重の影響で一様にはならず、平均引張応力度は両材端部で最大となる<sup>[134]</sup>。そこで、 $b$ はこの最大引張応力度に釣合うように設定した。

一方、弦機構において、偶力の作用によって左端より $x$ の位置に生じる曲げモーメント $M_{cr}(x)$ は、(6-21)式より

$$M_{cr}(x) = (1-\kappa)(iT_s + iC_s) \cdot \cos \theta_a \cdot (L-x) \cdot d \cdot x / (2 \cdot L^2) \quad \dots (6-26)$$

ここで、 $d$ ：材端におけるX形主筋間隔

と与えられ、弦機構に使用される片側平行主筋比 $i p_{12}$ は、 $i p_{12} = M_{cr}(L/2) / (b \cdot D^2 \cdot d_1 \cdot \sigma_y)$ より

$$i p_{12} = (1-\kappa)(iT_s + iC_s) \cdot \sin \theta_a \cdot L / (8 \cdot b \cdot D^2 \cdot d_1 \cdot \sigma_y) = i p_{11} \quad \dots (6-27)$$

と求められる。引張平行主筋比およびせん断補強筋比をそれぞれ $p_p$ および $p_w$ とすると、はり機構に使用される引張平行主筋比 $p_p$ およびせん断補強筋比 $p_w$ は、それぞれ $p_p = p_{p1} - p_{p11} - i p_{12}$ および $p_w = p_w - i p_w$ となる。

X形トラス機構の左材端（降伏側）での負担軸力 $i N_1$ と負担せん断力 $i Q_{s1}$ の関係は、図6.20を参照して

$$i N_1 = -i Q_{s1} \cdot \cot \theta_a + 2 \cdot i C_s \cdot \cos \theta_a \quad (\text{圧縮}) \quad \dots (6-28)$$

$$i N_1 = i Q_{s1} \cdot \cot \theta_a - 2 \cdot i T_s \cdot \cos \theta_a \quad (\text{引張}) \quad \dots (6-29)$$

と与えられる。一方、K形トラス機構の負担せん断力 $i Q_2$ は(6-22)式より

$$i Q_2 = \omega \cdot L / 2 = (1-\kappa)(iT_s + iC_s) \cdot \sin \theta_a / 2 \quad \dots (6-30)$$

となり、(6-27)式および(6-30)式からK形トラス機構および弦機構における片側平行主筋比 $i p_{11}$ および $i p_{12}$ と、K形トラス機構の負担せん断力 $i Q_2$ の関係が次式で与えられる。

$$i p_{11} = i p_{12} = i Q_2 \cdot L / (4 \cdot b \cdot D \cdot d \cdot \sigma_y) \quad \dots (6-31)$$

したがって、K形トラス機構における負担軸力 $iN_2$ と負担せん断力 $iQ_2$ の関係は

$$\begin{aligned} iN_2 &= iQ_2 - 2 \cdot i p_{11} \cdot \sigma_y \cdot b \cdot D + 2 \cdot i C_{F1} \\ &= [1 - L/(2 \cdot d)] \cdot iQ_2 + 2 \cdot i C_{F1} \quad (\text{圧縮}) \quad \dots\dots\dots (6-32) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} iN_2 &= iQ_2 + 2 \cdot i p_{11} \cdot \sigma_y \cdot b \cdot D - 2 \cdot i T_{F1} \\ &= [1 + L/(2 \cdot d)] \cdot iQ_2 - 2 \cdot i T_{F1} \quad (\text{引張}) \quad \dots\dots\dots (6-33) \end{aligned}$$

となり、さらに、弦機構における負担軸力 $iN_3$ は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} iN_3 &= -2 \cdot i p_{12} \cdot \sigma_y \cdot b \cdot D + 2 \cdot i C_{F2} \\ &= -L/(2 \cdot d) \cdot iQ_2 + 2 \cdot i C_{F2} \quad (\text{圧縮}) \quad \dots\dots\dots (6-34) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} iN_3 &= 2 \cdot i p_{12} \cdot \sigma_y \cdot b \cdot D - 2 \cdot i T_{F2} \\ &= L/(2 \cdot d) \cdot iQ_2 - 2 \cdot i T_{F2} \quad (\text{引張}) \quad \dots\dots\dots (6-35) \end{aligned}$$

ここで、X形トラス機構における左材端での釣合いからせん断力 $iQ_{s1}$ は

$$iQ_{s1} = (iT_s + iC_s) \cdot \sin \theta_d \quad \dots\dots\dots (6-36)$$

となる。また、複合トラス機構の負担せん断力 $iQ$ は

$$iQ = iQ_{s1} - iQ_2 = (1 + \kappa) (iT_s + iC_s) \cdot \sin \theta_d / 2 \quad \dots\dots\dots (6-37)$$

であるので、 $iQ$ と $iQ_{s1}$ および $iQ_2$ の間には次の関係が成立する。

$$iQ_{s1} = 2 \cdot iQ / (1 + \kappa) \quad \dots\dots\dots (6-38)$$

$$iQ_2 = (1 - \kappa) \cdot iQ / (1 + \kappa) \quad \dots\dots\dots (6-39)$$

一方、複合トラス機構の負担軸力 $iN$ は

$$iN = iN_1 + iN_2 + iN_3 \quad \dots\dots\dots (6-40)$$

であるので、複合トラス機構における負担軸力 $iN$ と負担せん断力 $iQ$ の関係は、(6-28)式、(6-29)式、(6-32)式～(6-35)式、および(6-38)式～(6-40)式より、(6-41)式および(6-42)式で与えられる。



$$N = \{-2 \cdot \cot \theta_a + (1 - \kappa) \cdot (1 - L/d)\} \cdot Q / (1 + \kappa) + 2 \{C_{s1} \cdot \cos \theta_a + C_{p1} + C_{p2}\} \quad \text{(圧縮)} \quad \dots\dots\dots (6-41)$$

$$N = \{2 \cdot \cot \theta_a + (1 - \kappa) \cdot (1 + L/d)\} \cdot Q / (1 + \kappa) - 2 \{T_{s1} \cdot \cos \theta_a + T_{p1} + T_{p2}\} \quad \text{(引張)} \quad \dots\dots\dots (6-42)$$

したがって、複合トラス機構の $n-q$ 方程式は、(6-41)式および(6-42)式において、 $T_{s1} = C_{s1} \cdot p_{11} \cdot \sigma_y \cdot b \cdot D$ 、 $T_{p1} = C_{p1} \cdot p_{11} \cdot \sigma_y \cdot b \cdot D$ 、および、 $T_{p2} = C_{p2} \cdot p_{12} \cdot \sigma_y \cdot b \cdot D$ とし、両辺を $b \cdot D \cdot F_c$ で無次元化することによって、次式で与えられる。

$$q = -(1 + \kappa) \{ (n - 2 \cdot \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \cdot \Phi_1) / \{2 \cdot \cot \theta_a - (1 - \kappa) \cdot (1 - L/d)\} \} \quad \text{(圧縮)} \quad \dots\dots\dots (6-43)$$

$$q = (1 + \kappa) \{ (n + 2 \cdot \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \cdot \Phi_1) / \{2 \cdot \cot \theta_a + (1 - \kappa) \cdot (1 + L/d)\} \} \quad \text{(引張)} \quad \dots\dots\dots (6-44)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} r \cdot \Phi_1 &= (p_{11} + p_{12}) \cdot r \cdot \sigma_y / (2 \cdot F_c) \\ &= (1 - \kappa) \cdot \Phi \cdot \sin \theta_a \cdot L / (4 \cdot d) \\ \Phi &= p_{11} \cdot \sigma_y / F_c \end{aligned}$$

(6-43)式および(6-44)式は、 $\kappa=1$ のとき逆対称曲げ・せん断の場合のトラス機構の $n-q$ 方程式(6-14)式と一致する。

なお、非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材の $n-q$ 相関曲線は、部材幅 $b$ ( $=b_1, b_2$ )、部材せい $D$ 、部材長 $2 \cdot a$ 、引張平行主筋比 $p_1$ ( $=p_{11}, p_{12}$ )、およびせん断補強筋比 $p_w$ ( $=p_{w1}, p_{w2}$ )の平行配筋部材の $r \cdot n-q$ 相関曲線に複合トラス機構による $n-q$ 相関曲線を拡張累加強度理論<sup>[8]</sup>に基づいて累加することによって得られる。ただし、この解析では、せん断スパン比に応じて複合トラス機構による $n-q$ 相関曲線の勾配が変化するので、はり機構とアーチ機構の相関曲線による包絡線の勾配 $\lambda_1$ および $\lambda_2$ と複合トラス機構とアーチ機構の相関曲線による包絡線の勾配 $\lambda_{11}$ および $\lambda_{12}$ の大小関係によって、累加則が次の3ケースに分類される。

- Case 1 :  $\lambda_{11} \leq \lambda_1$
- Case 2 :  $\lambda_{11} > \lambda_1$  かつ  $-\lambda_{12} \leq -\lambda_2$
- Case 3 :  $\lambda_{11} > \lambda_1$  かつ  $-\lambda_{12} > -\lambda_2$

表6.9に非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材の $n-q$ 相関方程式および各せん断抵抗機構の負担せん断力と負担軸力をそれぞれケース別に示す。また、表6.10には方程式に用いた記号を示している。なお、注釈のない記号はすべて本論文末の〈記号〉による。

表5.9(a-1) 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材のn-q方程式とその特値(Case 1)

$$\begin{aligned}
 n_0 \} & q = \frac{\sqrt{4(n+2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i)}}{(1-n-2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i) + \eta^2 - \eta} / 2 \\
 n_1 \} & q = \lambda_{11}(n-n_1) + q_1 \\
 n_2 \} & q = \varepsilon \sqrt{4 \cdot n_{s1} \cdot (1-n_{s1}) + \eta^2 - \eta} / 2 + {}_1q_{m \times x} \\
 n_3 \} & q = \lambda_{11}(n-n_3) + q_3 \\
 n_4 \} & q = \varepsilon \cdot \delta \sqrt{4 \cdot n_{s1} \cdot (1-n_{s1}) + \eta^2 - \eta} + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 n_5 \} & q = \varepsilon \cdot \delta (\sqrt{1 + \eta^2 - \eta}) + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 n_6 \} & q = \varepsilon \cdot \delta \sqrt{4 \cdot n_{s2} \cdot (1-n_{s2}) + \eta^2 - \eta} + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 n_7 \} & q = \lambda_{12}(n-n_7) + q_7 \\
 n_8 \} & q = \varepsilon \sqrt{4 \cdot n_{s2} \cdot (1-n_{s2}) + \eta^2 - \eta} / 2 + {}_1q_{m \times x} \\
 n_9 \} & q = \lambda_{12}(n-n_9) + q_{10} \\
 n_{10} \} & q = \frac{\sqrt{4(n-2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i)}}{(1-n+2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i) + \eta^2 - \eta} / 2 \\
 n_{11} \} &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X_0 : & n_0 = -2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i \\
 & q_0 = 0 \\
 X_1 : & n_1 = \beta_{11} - \xi_{11} / \omega_{11} - 2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i + 1/2 \\
 & q_1 = \alpha_{11} - \xi_{11} / \omega_{11} - \eta / 2 \\
 X_2 : & n_2 = \varepsilon \cdot n_1 + (1 - \varepsilon) \cdot {}_1n_{s1} \\
 & q_2 = \varepsilon \cdot q_1 + (1 - \varepsilon) \cdot {}_1q_s \\
 X_3 : & n_3 = \beta_{11} - \xi_{11} / \omega_{11} - 2 \cdot r \Phi_r + \varepsilon / 2 + {}_1n_{m \times x} \\
 & q_3 = \alpha_{11} - \xi_{11} / \omega_{11} - \varepsilon \cdot \eta / 2 + {}_1q_{m \times x} \\
 X_4 : & n_4 = 2 \cdot \delta (n_3 + 2 \cdot r \Phi_r - {}_1n_{m \times x}) - 2 \cdot r \Phi_r + \Psi (d_1 + \eta) + {}_1n_{m \times x} \\
 & q_4 = 2 \cdot \delta (q_3 - {}_1q_{m \times x}) + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 X_5 : & n_5 = \varepsilon \cdot \delta - 2 \cdot r \Phi_r + \Psi (d_1 + \eta) + {}_1n_{m \times x} \\
 & q_5 = \varepsilon \cdot \delta (\sqrt{1 + \eta^2 - \eta}) + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 X_6 : & n_6 = \varepsilon \cdot \delta + 2 \cdot r \Phi_r + \Psi (d_1 - \eta) + {}_1n_{m \times x} \\
 & q_6 = \varepsilon \cdot \delta (\sqrt{1 + \eta^2 - \eta}) + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 X_7 : & n_7 = 2 \cdot \delta (n_6 - 2 \cdot r \Phi_r - {}_1n_{m \times x}) + 2 \cdot r \Phi_r + \Psi (d_1 - \eta) + {}_1n_{m \times x} \\
 & q_7 = 2 \cdot \delta (q_6 - {}_1q_{m \times x}) + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 X_8 : & n_8 = \beta_{12} - \xi_{12} / \omega_{12} + 2 \cdot r \Phi_r + \varepsilon / 2 + {}_1n_{m \times x} \\
 & q_8 = \alpha_{12} - \xi_{12} / \omega_{12} - \varepsilon \cdot \eta / 2 + {}_1q_{m \times x} \\
 X_9 : & n_9 = \varepsilon \cdot n_{10} + (1 - \varepsilon) \cdot {}_1n_{s2} \\
 & q_9 = \varepsilon \cdot q_{10} + (1 - \varepsilon) \cdot {}_1q_s \\
 X_{10} : & n_{10} = \beta_{12} - \xi_{12} / \omega_{12} + 2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i + 1/2 \\
 & q_{10} = \alpha_{12} - \xi_{12} / \omega_{12} - \eta / 2 \\
 X_{11} : & n_{11} = 1 + 2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i \\
 & q_{11} = 0
 \end{aligned}$$

表6.9 (a-2) 各せん断抵抗機構の負担せん断力および負担軸力 (Case 1)

$n_1 \leq n < n_2$ :	$bq = 0$ $aq = q$ $iq = 0$	$bn = -2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = -2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i$
$n_2 \leq n < n_3$ :	$bq = 0$ $aq = q - i q$ $iq = (q - q_1) \cdot i q_{max} / (q_2 - q_1)$ $in = (n - n_1) (i n_{max} + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i) / (n_2 - n_1) - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i$	$bn = -2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$
$n_3 \leq n < n_4$ :	$bq = 0$ $aq = q - i q$ $iq = i q_{max}$	$bn = -2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = i n_{max}$
$n_4 \leq n < n_5$ :	$bq = (q - q_3) \cdot \Psi \cdot d_1 / (q_4 - q_3)$ $aq = q - b q - i q$ $iq = i q_{max}$	$bn = (n - n_3) \cdot \Psi \cdot (d_1 + \eta) / (n_4 - n_3) - 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = i n_{max}$
$n_5 \leq n < n_6$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = q - b q - i q$ $iq = i q_{max}$	$bn = \Psi \cdot (d_1 + \eta) - 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = i n_{max}$
$n_6 \leq n < n_7$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = \delta \cdot \varepsilon (\sqrt{1 + \eta^2} - \eta)$ $iq = i q_{max}$	$bn = n - a n - i n$ $an = \delta \cdot \varepsilon$ $in = i n_{max}$
$n_7 \leq n < n_8$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = q - b q - i q$ $iq = i q_{max}$	$bn = \Psi \cdot (d_1 - \eta) + 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = i n_{max}$
$n_8 \leq n < n_9$ :	$bq = (q - q_8) \cdot \Psi \cdot d_1 / (q_7 - q_8)$ $aq = q - b q - i q$ $iq = i q_{max}$	$bn = (n - n_8) \cdot \Psi \cdot (d_1 - \eta) / (n_7 - n_8) + 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = i n_{max}$
$n_9 \leq n < n_{10}$ :	$bq = 0$ $aq = q - i q$ $iq = i q_{max}$	$bn = 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = i n_{max}$
$n_{10} \leq n < n_{11}$ :	$bq = 0$ $aq = q - i q$ $iq = (q - q_{10}) \cdot i q_{max} / (q_9 - q_{10})$ $in = (n - n_{10}) (i n_{max} - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i) / (n_9 - n_{10}) + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i$	$bn = 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$
$n_{11} \leq n < n_{12}$ :	$bq = 0$ $aq = q$ $iq = 0$	$bn = 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i$

表6.9(b-1) 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材のn-q方程式とその特値(Case 2)

$$\begin{aligned}
 n_0 \} & q = \frac{\sqrt{4(n+2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot s \Phi_s \cdot \cos \theta_s + 4 \cdot r \Phi_r)} \\
 & (1 - n - 2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot s \Phi_s \cdot \cos \theta_s - 4 \cdot r \Phi_r) + \eta^2 - \eta}{2} \\
 n_1 \} & q = \lambda_{11}(n - n_{11}) + q_{11} \\
 n_2 \} & q = \delta \left\{ \sqrt{4 \cdot n_{s1} \cdot (1 - n_{s1}) + \eta^2 - \eta} \right\} + \Psi \cdot d_1 \\
 n_3 \} & q = \lambda_{11}(n - n_{11}) + q_{11} \\
 n_4 \} & q = \varepsilon \cdot \delta \left\{ \sqrt{4 \cdot n_{s1} \cdot (1 - n_{s1}) + \eta^2 - \eta} \right\} + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 n_5 \} & q = \varepsilon \cdot \delta \left\{ \sqrt{1 + \eta^2 - \eta} \right\} + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 n_6 \} & q = \varepsilon \cdot \delta \left\{ \sqrt{4 \cdot n_{s2} \cdot (1 - n_{s2}) + \eta^2 - \eta} \right\} + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 n_7 \} & q = \lambda_{12}(n - n_{12}) + q_{12} \\
 n_8 \} & q = \varepsilon \left\{ \sqrt{4 \cdot n_{s2} \cdot (1 - n_{s2}) + \eta^2 - \eta} \right\} / 2 + q_{m \times x} \\
 n_9 \} & q = \lambda_{12}(n - n_{12}) + q_{12} \\
 n_{10} \} & q = \frac{\sqrt{4(n - 2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot s \Phi_s \cdot \cos \theta_s - 4 \cdot r \Phi_r)} \\
 & (1 - n + 2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot s \Phi_s \cdot \cos \theta_s + 4 \cdot r \Phi_r) + \eta^2 - \eta}{2} \\
 n_{11} \} &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X_0 : n_0 &= -2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot s \Phi_s \cdot \cos \theta_s - 4 \cdot r \Phi_r \\
 q_0 &= 0 \\
 X_1 : n_1 &= \beta_{11} - \xi_{11} / \omega_{11} - 2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot s \Phi_s \cdot \cos \theta_s - 4 \cdot r \Phi_r + 1/2 \\
 q_1 &= \alpha_{11} - \xi_{11} / \omega_{11} - \eta / 2 \\
 X_2 : n_2 &= 2 \cdot \delta (n_{11} + 2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot s \Phi_s \cdot \cos \theta_s + 4 \cdot r \Phi_r) \\
 & - 2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot s \Phi_s \cdot \cos \theta_s - 4 \cdot r \Phi_r + \Psi (d_1 + \eta) \\
 q_2 &= 2 \cdot \delta \cdot q_1 + \Psi \cdot d_1 \\
 X_3 : n_3 &= \beta_{11} - \xi_{11} / \omega_{11} - 2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot s \Phi_s \cdot \cos \theta_s - 4 \cdot r \Phi_r + \Psi (d_1 + \eta) \\
 q_3 &= \alpha_{11} - \xi_{11} / \omega_{11} - \delta \cdot \eta + \Psi \cdot d_1 \\
 X_4 : n_4 &= \varepsilon \cdot n_3 + (1 - \varepsilon) \cdot n_{11} \\
 q_4 &= \varepsilon \cdot q_3 + (1 - \varepsilon) \cdot q_1 \\
 X_5 : n_5 &= \varepsilon \cdot \delta - 2 \cdot r \Phi_r + \Psi (d_1 + \eta) + q_{m \times x} \\
 q_5 &= \varepsilon \cdot \delta (\sqrt{1 + \eta^2 - \eta}) + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 X_6 : n_6 &= \varepsilon \cdot \delta + 2 \cdot r \Phi_r + \Psi (d_1 - \eta) + q_{m \times x} \\
 q_6 &= \varepsilon \cdot \delta (\sqrt{1 + \eta^2 - \eta}) + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 X_7 : n_7 &= 2 \cdot \delta (n_8 - 2 \cdot r \Phi_r - 1 \cdot n_{m \times x}) + 2 \cdot r \Phi_r + \Psi (d_1 - \eta) + q_{m \times x} \\
 q_7 &= 2 \cdot \delta (q_8 - 1 \cdot q_{m \times x}) + \Psi \cdot d_{1+1} q_{m \times x} \\
 X_8 : n_8 &= \beta_{12} - \xi_{12} / \omega_{12} + 2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot s \Phi_s \cdot \cos \theta_s + 4 \cdot r \Phi_r + 1/2 \\
 q_8 &= \alpha_{12} - \xi_{12} / \omega_{12} - \varepsilon \cdot \eta / 2 + q_{m \times x} \\
 X_9 : n_9 &= \varepsilon \cdot n_{10} + (1 - \varepsilon) \cdot n_{12} \\
 q_9 &= \varepsilon \cdot q_{10} + (1 - \varepsilon) \cdot q_{12} \\
 X_{10} : n_{10} &= \beta_{12} - \xi_{12} / \omega_{12} + 2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot s \Phi_s \cdot \cos \theta_s + 4 \cdot r \Phi_r + 1/2 \\
 q_{10} &= \alpha_{12} - \xi_{12} / \omega_{12} - \eta / 2 \\
 X_{11} : n_{11} &= 1 + 2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot s \Phi_s \cdot \cos \theta_s + 4 \cdot r \Phi_r \\
 q_{11} &= 0
 \end{aligned}$$



表5.9 (b-2) 各せん断抵抗機構の負担せん断力および負担軸力 (Case 2)

$n_3 \leq n < n_1$ :	$bq = 0$ $aq = q$ $iq = 0$	$bn = -2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = -2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i$
$n_1 \leq n < n_2$ :	$bq = (q - q_1) \cdot \Psi \cdot d_1 / (q_2 - q_1)$ $aq = q - b q$ $iq = 0$	$bn = (n - n_1) \cdot \Psi \cdot (d_1 + \eta) / (n_2 - n_1) - 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = -2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i$
$n_2 \leq n < n_3$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = q - b q$ $iq = 0$	$bn = \Psi \cdot (d_1 + \eta) - 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = -2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i$
$n_3 \leq n < n_4$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = q - b q - i q$ $iq = (q - q_3) \cdot i q_{max} / (q_4 - q_3)$ $in = (n - n_3) (i n_{max} + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i) / (n_4 - n_3) - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i$	$bn = \Psi \cdot (d_1 + \eta) - 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$
$n_4 \leq n < n_5$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = q - b q - i q$ $iq = i q_{max}$	$bn = \Psi \cdot (d_1 + \eta) - 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = i n_{max}$
$n_5 \leq n < n_6$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = \delta \cdot \varepsilon (\sqrt{1 + \eta^2} - \eta)$ $iq = i q_{max}$	$bn = n - a n - i n$ $an = \delta \cdot \varepsilon$ $in = i n_{max}$
$n_6 \leq n < n_7$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = q - b q - i q$ $iq = i q_{max}$	$bn = \Psi \cdot (d_1 - \eta) + 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = i n_{max}$
$n_7 \leq n < n_8$ :	$bq = (q - q_6) \cdot \Psi \cdot d_1 / (q_7 - q_6)$ $aq = q - b q - i q$ $iq = i q_{max}$	$bn = (n - n_7) \cdot \Psi \cdot (d_1 - \eta) / (n_8 - n_7) + 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = i n_{max}$
$n_8 \leq n < n_9$ :	$bq = 0$ $aq = q - i q$ $iq = i q_{max}$	$bn = 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = i n_{max}$
$n_9 \leq n < n_{10}$ :	$bq = 0$ $aq = q - i q$ $iq = (q - q_{10}) \cdot i q_{max} / (q_9 - q_{10})$ $in = (n - n_{10}) (i n_{max} - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i) / (n_9 - n_{10}) + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i$	$bn = 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$
$n_{10} \leq n < n_{11}$ :	$bq = 0$ $aq = q$ $iq = 0$	$bn = 2 \cdot r \Phi_F$ $an = n - b n - i n$ $in = 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i$

表 8.9 (c-1) 非対称曲げモーメントを受ける X 形配筋部材の  $n-q$  方程式とその特値 (Case 3)

$$\begin{aligned}
 n_0 \quad & q = \frac{\sqrt{4(n+2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i)} \\
 & \quad \quad \quad (1-n-2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i) + \eta^2 - \eta}{2} \\
 n_1 \quad & q = \lambda_{11}(n-n_1) + q_1 \\
 n_2 \quad & q = \delta \left( \sqrt{4 \cdot n_{s1} \cdot (1-n_{s1}) + \eta^2 - \eta} \right) + \Psi \cdot d_1 \\
 n_3 \quad & q = \lambda_{11}(n-n_3) + q_3 \\
 n_4 \quad & q = \varepsilon \cdot \delta \left( \sqrt{4 \cdot n_{b1} \cdot (1-n_{b1}) + \eta^2 - \eta} \right) + \Psi \cdot d_1 + q_{max} \\
 n_5 \quad & q = \varepsilon \cdot \delta \left( \sqrt{1 + \eta^2 - \eta} \right) + \Psi \cdot d_1 + q_{max} \\
 n_6 \quad & q = \varepsilon \cdot \delta \left( \sqrt{4 \cdot n_{b2} \cdot (1-n_{b2}) + \eta^2 - \eta} \right) + \Psi \cdot d_1 + q_{max} \\
 n_7 \quad & q = \lambda_{12}(n-n_7) + q_7 \\
 n_8 \quad & q = \delta \left( \sqrt{4 \cdot n_{s2} \cdot (1-n_{s2}) + \eta^2 - \eta} \right) + \Psi \cdot d_1 \\
 n_9 \quad & q = \lambda_{21}(n-n_{10}) + q_{10} \\
 n_{10} \quad & q = \frac{\sqrt{4(n-2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i)} \\
 & \quad \quad \quad (1-n+2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i) + \eta^2 - \eta}{2} \\
 n_{11} \quad &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X_0 : \quad n_0 &= -2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i \\
 q_0 &= 0 \\
 X_1 : \quad n_1 &= \beta_{11} - \xi_{11} / \omega_{11} - 2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i + 1/2 \\
 q_1 &= \alpha_{11} - \xi_{11} / \omega_{11} - \eta / 2 \\
 X_2 : \quad n_2 &= 2 \cdot \delta (n_1 + 2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i) \\
 & \quad \quad \quad - 2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i + \Psi (d_1 + \eta) \\
 q_2 &= 2 \cdot \delta \cdot q_1 + \Psi \cdot d_1 \\
 X_3 : \quad n_3 &= \beta_{11} - \xi_{11} / \omega_{11} - 2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i + \Psi (d_1 + \eta) \\
 q_3 &= \alpha_{11} - \xi_{11} / \omega_{11} - \delta \cdot \eta + \Psi \cdot d_1 \\
 X_4 : \quad n_4 &= \varepsilon \cdot n_3 + (1 - \varepsilon) \cdot n_9 \\
 q_4 &= \varepsilon \cdot q_3 + (1 - \varepsilon) \cdot q_9 \\
 X_5 : \quad n_5 &= \varepsilon \cdot \delta - 2 \cdot r \Phi_r + \Psi (d_1 + \eta) + n_{max} \\
 q_5 &= \varepsilon \cdot \delta (\sqrt{1 + \eta^2 - \eta}) + \Psi \cdot d_1 + q_{max} \\
 X_6 : \quad n_6 &= \varepsilon \cdot \delta + 2 \cdot r \Phi_r + \Psi (d_1 - \eta) + n_{max} \\
 q_6 &= \varepsilon \cdot \delta (\sqrt{1 + \eta^2 - \eta}) + \Psi \cdot d_1 + q_{max} \\
 X_7 : \quad n_7 &= \varepsilon \cdot n_8 + (1 - \varepsilon) \cdot n_{s2} \\
 q_7 &= \varepsilon \cdot q_8 + (1 - \varepsilon) \cdot q_8 \\
 X_8 : \quad n_8 &= \beta_{12} - \xi_{12} / \omega_{12} + 2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i + \delta + \Psi (d_1 - \eta) \\
 q_8 &= \alpha_{12} - \xi_{12} / \omega_{12} - \delta \cdot \eta + \Psi \cdot d_1 \\
 X_9 : \quad n_9 &= 2 \cdot \delta (n_{10} - 2 \cdot r \Phi_r - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_i) \\
 & \quad \quad \quad + 2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i + \Psi (d_1 - \eta) \\
 q_9 &= 2 \cdot \delta \cdot q_{10} + \Psi \cdot d_1 \\
 X_{10} : \quad n_{10} &= \beta_{21} - \xi_{21} / \omega_{21} + 2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i + 1/2 \\
 q_{10} &= \alpha_{21} - \xi_{21} / \omega_{21} - \eta / 2 \\
 X_{11} : \quad n_{11} &= 1 + 2 \cdot r \Phi_r + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_i \\
 q_{11} &= 0
 \end{aligned}$$

表 6.9 (c-2) 各せん断抵抗機構の負担せん断力および負担軸力 (Case 3)

$n_2 \leq n < n_1$ :	$bq = 0$ $aq = q$ $iq = 0$	$bN = -2 \cdot r \Phi_F$ $aN = n - bN - iN$ $iN = -2 \cdot d \Phi \cdot \cos \theta_d - 4 \cdot r \Phi_i$
$n_1 \leq n < n_2$ :	$bq = (q - q_1) \cdot \Psi \cdot d_1 / (q_2 - q_1)$ $aq = q - bq$ $iq = 0$	$bN = (n - n_1) \cdot \Psi \cdot (d_1 + \eta) / (n_2 - n_1) - 2 \cdot r \Phi_F$ $aN = n - bN - iN$ $iN = -2 \cdot d \Phi \cdot \cos \theta_d - 4 \cdot r \Phi_i$
$n_2 \leq n < n_3$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = q - bq$ $iq = 0$	$bN = \Psi \cdot (d_1 + \eta) - 2 \cdot r \Phi_F$ $aN = n - bN - iN$ $iN = -2 \cdot d \Phi \cdot \cos \theta_d - 4 \cdot r \Phi_i$
$n_3 \leq n < n_4$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = q - bq - i \cdot q$ $iq = (q - q_3) \cdot i q_{max} / (q_4 - q_3)$ $iN = (n - n_3) (i n_{max} + 2 \cdot d \Phi \cdot \cos \theta_d + 4 \cdot r \Phi_i) / (n_4 - n_3) - 2 \cdot d \Phi \cdot \cos \theta_d - 4 \cdot r \Phi_i$	$bN = \Psi \cdot (d_1 + \eta) - 2 \cdot r \Phi_F$ $aN = n - bN - iN$
$n_4 \leq n < n_5$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = q - bq - i \cdot q$ $iq = i q_{max}$	$bN = \Psi \cdot (d_1 + \eta) - 2 \cdot r \Phi_F$ $aN = n - bN - iN$ $iN = i n_{max}$
$n_5 \leq n < n_6$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = \delta \cdot \varepsilon (\sqrt{1 + \eta^2} - \eta)$ $iq = i q_{max}$	$bN = n - aN - iN$ $aN = \delta \cdot \varepsilon$ $iN = i n_{max}$
$n_6 \leq n < n_7$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = q - bq - i \cdot q$ $iq = i q_{max}$	$bN = \Psi \cdot (d_1 - \eta) + 2 \cdot r \Phi_F$ $aN = n - bN - iN$ $iN = i n_{max}$
$n_7 \leq n < n_8$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = q - bq - i \cdot q$ $iq = (q - q_8) \cdot i q_{max} / (q_7 - q_8)$ $iN = (n - n_8) (i n_{max} - 2 \cdot d \Phi \cdot \cos \theta_d - 4 \cdot r \Phi_i) / (n_7 - n_8) + 2 \cdot d \Phi \cdot \cos \theta_d + 4 \cdot r \Phi_i$	$bN = \Psi \cdot (d_1 - \eta) + 2 \cdot r \Phi_F$ $aN = n - bN - iN$
$n_8 \leq n < n_9$ :	$bq = \Psi \cdot d_1$ $aq = q - bq$ $iq = 0$	$bN = \Psi \cdot (d_1 - \eta) + 2 \cdot r \Phi_F$ $aN = n - bN - iN$ $iN = 2 \cdot d \Phi \cdot \cos \theta_d + 4 \cdot r \Phi_i$
$n_9 \leq n < n_{10}$ :	$bq = (q - q_{10}) \cdot \Psi \cdot d_1 / (q_9 - q_{10})$ $aq = q - bq$ $iq = 0$	$bN = (n - n_{10}) \cdot \Psi \cdot (d_1 - \eta) / (n_9 - n_{10}) + 2 \cdot r \Phi_F$ $aN = n - bN - iN$ $iN = 2 \cdot d \Phi \cdot \cos \theta_d + 4 \cdot r \Phi_i$
$n_{10} \leq n < n_{11}$ :	$bq = 0$ $aq = q$ $iq = 0$	$bN = 2 \cdot r \Phi_F$ $aN = n - bN - iN$ $iN = 2 \cdot d \Phi \cdot \cos \theta_d + 4 \cdot r \Phi_i$

表6.10 (a) 方程式に用いた記号 (Case別)

[ Case 1 ]

$$n_{s1} = \{n+2 \cdot r \Phi_P - i n_{msk}\} / \varepsilon$$

$$n_{s2} = \{n-2 \cdot r \Phi_P - i n_{msk}\} / \varepsilon$$

$$n_{b1} = \{n+2 \cdot r \Phi_P - \Psi(d_1+\eta) - i n_{msk}\} / (2\delta \cdot \varepsilon)$$

$$n_{b2} = \{n-2 \cdot r \Phi_P - \Psi(d_1-\eta) - i n_{msk}\} / (2\delta \cdot \varepsilon)$$

$$\alpha_1 = (d_1 + \varepsilon \cdot \eta) / 2 \quad \alpha_{11} = i q_3 + \eta / 2 \quad \alpha_2 = (d_1 + \varepsilon \cdot \eta) / 2 \quad \alpha_{12} = i q_3 + \eta / 2$$

$$\beta_1 = (d_1 + \eta - \varepsilon) / 2 \quad \beta_{11} = i n_{s1} + 2 \cdot r \Phi_P \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_{i-1} / 2$$

$$\beta_2 = (d_1 - \eta - \varepsilon) / 2 \quad \beta_{12} = i n_{s2} - 2 \cdot r \Phi_P \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_{i-1} / 2$$

$$\gamma_1 = \varepsilon \sqrt{1+\eta^2} / 2 \quad \gamma_{11} = \sqrt{1+\eta^2} / 2 \quad \gamma_2 = \varepsilon \sqrt{1+\eta^2} / 2 \quad \gamma_{12} = \sqrt{1+\eta^2} / 2$$

[ Case 2 ]

$$n_{s1} = \{n+2 \cdot r \Phi_P + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_{i-1} - \Psi(d_1+\eta)\} / (2 \cdot \delta)$$

$$n_{s2} = \{n-2 \cdot r \Phi_P - i n_{msk}\} / \varepsilon$$

$$n_{b1} = \{n+2 \cdot r \Phi_P - \Psi(d_1+\eta) - i n_{msk}\} / (2\delta \cdot \varepsilon)$$

$$n_{b2} = \{n-2 \cdot r \Phi_P - \Psi(d_1-\eta) - i n_{msk}\} / (2\delta \cdot \varepsilon)$$

$$\alpha_1 = (d_1 + \eta) / 2 \quad \alpha_{11} = i q_3 + \delta \cdot \eta - \Psi \cdot d_1 \quad \alpha_2 = (d_1 + \varepsilon \cdot \eta) / 2 \quad \alpha_{12} = i q_3 + \eta / 2$$

$$\beta_1 = (d_1 + \eta - 1) / 2 \quad \beta_{11} = i n_{s1} + 2 \cdot r \Phi_P + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_{i-1} - \delta - \Psi(d_1+\eta)$$

$$\beta_2 = (d_1 - \eta - \varepsilon) / 2 \quad \beta_{12} = i n_{s2} - 2 \cdot r \Phi_P \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_{i-1} / 2$$

$$\gamma_1 = \sqrt{1+\eta^2} / 2 \quad \gamma_{11} = \delta \sqrt{1+\eta^2} / 2 \quad \gamma_2 = \varepsilon \sqrt{1+\eta^2} / 2 \quad \gamma_{12} = \sqrt{1+\eta^2} / 2$$

[ Case 3 ]

$$n_{s1} = \{n+2 \cdot r \Phi_P + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_{i-1} - \Psi(d_1+\eta)\} / (2 \cdot \delta)$$

$$n_{s2} = \{n-2 \cdot r \Phi_P - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_{i-1} - \Psi(d_1-\eta)\} / (2 \cdot \delta)$$

$$n_{b1} = \{n+2 \cdot r \Phi_P - \Psi(d_1+\eta) - i n_{msk}\} / (2\delta \cdot \varepsilon)$$

$$n_{b2} = \{n-2 \cdot r \Phi_P - \Psi(d_1-\eta) - i n_{msk}\} / (2\delta \cdot \varepsilon)$$

$$\alpha_1 = (d_1 + \eta) / 2 \quad \alpha_{11} = i q_3 + \delta \cdot \eta - \Psi \cdot d_1 \quad \alpha_2 = (d_1 + \eta) / 2 \quad \alpha_{12} = i q_3 + \delta \cdot \eta - \Psi \cdot d_1$$

$$\beta_1 = (d_1 + \eta - 1) / 2 \quad \beta_{11} = i n_{s1} + 2 \cdot r \Phi_P + 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot r \Phi_{i-1} - \delta - \Psi(d_1+\eta)$$

$$\beta_2 = (d_1 - \eta - 1) / 2 \quad \beta_{12} = i n_{s2} - 2 \cdot r \Phi_P - 2 \cdot a \Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot r \Phi_{i-1} - \delta - \Psi(d_1-\eta)$$

$$\gamma_1 = \sqrt{1+\eta^2} / 2 \quad \gamma_{11} = \delta \sqrt{1+\eta^2} / 2 \quad \gamma_2 = \sqrt{1+\eta^2} / 2 \quad \gamma_{12} = \delta \sqrt{1+\eta^2} / 2$$



表6.10(b) 方程式に用いた記号 (共通)

$$\begin{aligned} i n_{s1} &= \frac{({}_a\Phi \cdot \cos \theta_a + 2 \cdot {}_r\Phi_i) \{2 \cdot \cot \theta_a + (1-\kappa)(1+\zeta/d_1)\} \cdot \zeta}{4 \cdot {}_r\Phi_i \{2 \cdot \cot \theta_a + (1-\kappa) \cdot \zeta/d_1\}} - 2 \cdot {}_a\Phi \cdot \cos \theta_a - 4 \cdot {}_r\Phi_i \\ i n_{s2} &= - \frac{({}_a\Phi \cdot \cos \theta_a + 2 \cdot {}_r\Phi_i) \{2 \cdot \cot \theta_a - (1-\kappa)(1-\zeta/d_1)\} \cdot \zeta}{4 \cdot {}_r\Phi_i \{2 \cdot \cot \theta_a + (1-\kappa) \cdot \zeta/d_1\}} + 2 \cdot {}_a\Phi \cdot \cos \theta_a + 4 \cdot {}_r\Phi_i \\ i q_s &= (1+\kappa)({}_a\Phi \cdot \cos \theta_a + 2 \cdot {}_r\Phi_i) \cdot \zeta / [4 \cdot {}_r\Phi_i \{2 \cdot \cot \theta_a + (1-\kappa) \cdot \zeta/d_1\}] \\ i n_{ms} &= 2 \cdot (1-\kappa)({}_a\Phi \cdot \cos \theta_a + 2 \cdot {}_r\Phi_i) / \{2 \cdot \cot \theta_a + (1-\kappa) \cdot \zeta/d_1\} \\ i q_{ms} &= 2 \cdot (1+\kappa)({}_a\Phi \cdot \cos \theta_a + 2 \cdot {}_r\Phi_i) / \{2 \cdot \cot \theta_a + (1-\kappa) \cdot \zeta/d_1\} \end{aligned}$$

$$\lambda_1 = \xi_1 / \xi_3$$

$$\lambda_2 = \xi_2 / \xi_4$$

$$\lambda_{12} = \xi_{11} / \xi_{13}$$

$$\xi_1 = \alpha_1 \cdot \omega_1 - \{\alpha_1 \cdot \gamma_1 + \sqrt{(\alpha_1 \cdot \gamma_1)^2 - \omega_1 \cdot \rho_1}\} \gamma_1$$

$$\xi_2 = \alpha_2 \cdot \omega_2 - \{\alpha_2 \cdot \gamma_2 + \sqrt{(\alpha_2 \cdot \gamma_2)^2 - \omega_2 \cdot \rho_2}\} \gamma_2$$

$$\xi_3 = \beta_1 \cdot \omega_1 - \{\beta_1 \cdot \gamma_1 - \sqrt{(\beta_1 \cdot \gamma_1)^2 - \omega_1 \cdot \rho_3}\} \gamma_1$$

$$\xi_4 = \beta_2 \cdot \omega_2 - \{\beta_2 \cdot \gamma_2 + \sqrt{(\beta_2 \cdot \gamma_2)^2 - \omega_2 \cdot \rho_4}\} \gamma_2$$

$$\xi_{11} = \alpha_{11} \cdot \omega_{11} - \{\alpha_{11} \cdot \gamma_{11} + \sqrt{(\alpha_{11} \cdot \gamma_{11})^2 - \omega_{11} \cdot \rho_{11}}\} \gamma_{11}$$

$$\xi_{12} = \alpha_{12} \cdot \omega_{12} - \{\alpha_{12} \cdot \gamma_{12} + \sqrt{(\alpha_{12} \cdot \gamma_{12})^2 - \omega_{12} \cdot \rho_{12}}\} \gamma_{12}$$

$$\xi_{13} = \beta_{11} \cdot \omega_{11} - \{\beta_{11} \cdot \gamma_{11} - \sqrt{(\beta_{11} \cdot \gamma_{11})^2 - \omega_{11} \cdot \rho_{13}}\} \gamma_{11}$$

$$\xi_{14} = \beta_{12} \cdot \omega_{12} - \{\beta_{12} \cdot \gamma_{12} + \sqrt{(\beta_{12} \cdot \gamma_{12})^2 - \omega_{12} \cdot \rho_{14}}\} \gamma_{12}$$

$$\delta = (1 - 2 \cdot \Psi) / 2$$

$$\varepsilon = 1 - 8 \cdot {}_r\Phi_i / \zeta$$

$$\rho_1 = \gamma_1^2 - \beta_1^2$$

$$\rho_{11} = \gamma_{11}^2 - \beta_{11}^2$$

$$\rho_2 = \gamma_2^2 - \beta_2^2$$

$$\rho_{12} = \gamma_{12}^2 - \beta_{12}^2$$

$$\rho_3 = \gamma_1^2 - \alpha_1^2$$

$$\rho_{13} = \gamma_{11}^2 - \alpha_{11}^2$$

$$\rho_4 = \gamma_2^2 - \alpha_2^2$$

$$\rho_{14} = \gamma_{12}^2 - \alpha_{12}^2$$

$$\omega_1 = \alpha_1^2 + \beta_1^2$$

$$\omega_{11} = \alpha_{11}^2 + \beta_{11}^2$$

$$\omega_2 = \alpha_2^2 + \beta_2^2$$

$$\omega_{12} = \alpha_{12}^2 + \beta_{12}^2$$

$${}_r\Phi = p_1 \cdot {}_r\sigma \gamma / F_c$$

$${}_r\Phi_i = (1-\kappa) \cdot {}_a\Phi \cdot \sin \theta_a \cdot L / (4 \cdot d)$$

$${}_r\Phi_p = {}_r\Phi - 2 \cdot {}_r\Phi_i$$

$${}_a\Phi = {}_a p_1 \cdot {}_a \sigma \gamma / F_c$$

$$\Psi = p_w \cdot \sigma_w \gamma / F_c (\leq 2 \cdot {}_r\Phi / \eta)$$

$$\eta = 2 \cdot a / D$$

$$\zeta = L / D$$

$$\kappa = (L-a)/a$$

$$d_1 = d / D$$

#### § 4.2. 理論解のせん断強度予測精度

図6.21に6.3節で示した実験に用いたX形配筋部材の $n-q$ 相関曲線を示す。図中の○印および●印は、それぞれ各試験体の正載荷時および負載荷時の最大強度を表わす。また、図6.22、表6.11および表6.12には、各試験体の実験値と理論値の比較および各せん断抵抗機構の負担せん断力および負担軸力をそれぞれ示している。図6.22における▨印は曲げ強度を、□印、▤印および■印は本解析より得られたアーチ機構、はり機構および複合トラス機構による負担せん断力をそれぞれ示す。

表6.11 実験値と理論値の比較

試験体名	実験値 $Q_{exp}(tf)$		理論値 $Q_M(tf)$	実験値/理論値 $Q_{exp}/Q_M$	
	(正)	(負)		(正)	(負)
J 1 1	23.04	24.84	23.50	0.98	1.06
J 1 2	17.25	17.88	16.17	1.07	1.11
J 1 3	11.64	11.04	10.76	1.08	1.03
J 3 1	34.23	34.23	33.60	1.02	1.02
J 3 2	25.71	27.15	24.18	1.06	1.12
J 3 3	17.43	18.42	15.30	1.14	1.20

表6.12 各せん断抵抗機構の負担せん断力および負担軸力

試験体名	負担せん断力 (tf)			負担軸力 (tf)		
	はり $\sigma_Q$	アーチ $\sigma_Q$	トラス $\sigma_Q$	はり $\sigma_N$	アーチ $\sigma_N$	トラス $\sigma_N$
J 1 1	0.00	16.15	7.35	-31.18	61.78	0.00
J 1 2	0.00	12.13	4.04	-22.77	61.90	-8.53
J 1 3	1.57	9.19	0.00	1.57	73.19	-44.16
J 3 1	6.81	19.44	7.35	6.81	84.99	0.00
J 3 2	3.73	14.94	5.51	3.73	86.23	1.84
J 3 3	1.57	10.06	3.67	1.57	86.56	3.67

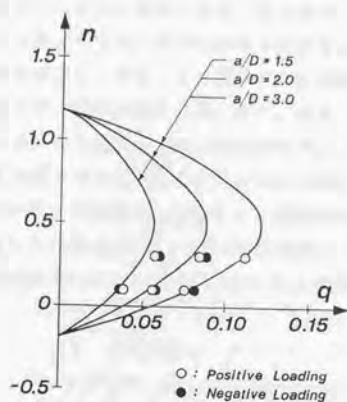


図6.21 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材の  $n-q$  相関曲線

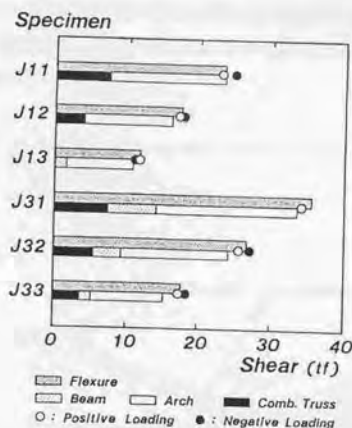


図6.22 各せん断抵抗機構の負担せん断力

本解析による理論値に対する実験値の比率の平均値  $\mu$  は、せん断スパン比が  $a/D=1.5$ 、2.0 および 3.0 の試験体で、それぞれ  $\mu=1.02$ 、1.09 および 1.11 であり、 $a/D$  が大きくなるほど理論値が若干安全側の評価を与える傾向にあるが、本解析によるせん断耐力予測精度は、概ね良好であると言えよう。

各せん断抵抗機構の負担せん断力に着目すると、せん断スパン比が増加するに従って、アーチ機構による負担せん断力の全せん断力に対する負担割合が増加し、逆に、はり機構によるせん断力負担割合が減少しており、せん断スパン比の増加に伴い、アーチ機構卓越型のせん断抵抗機構に移行する傾向が示される。また、複合トラス機構において、その最大せん断力を負担することになる軸力比  $n=0.3$  の試験体では、負担せん断力の全せん断力に対する負担割合は、せん断スパン比に拘らず22~24%とほぼ一定値を示した。なお、軸力比  $n=0.1$  の試験体において、はり機構と複合トラス機構のうち、何れか一方の抵抗機構しかせん断力を負担していないのは、 $n=0.1$  付近の軸力範囲において、6.4.1節で述べたようにせん断スパン比の相違によってはり機構と複合トラス機構の累加順序が異なるためである。

#### 6.4.3. X形主筋によるせん断力負担効果

図6.23に本解析より得られた複合トラス機構(実線)およびはり機構(点線)による  $n-q$  相関曲線のせん断スパン比の相違に伴う形状の変化を示す。せん断スパン長を  $a$  および部材長を  $l$  とすると、複合トラス機構の最大負担せん断力、 $q_m$  は、逆対称曲げの場合の最大負担せん断力、 $q_{m0}$  によって、

$$q_m = q_{m0} \cdot l / (2 \cdot a) \quad \dots\dots\dots (6-45)$$

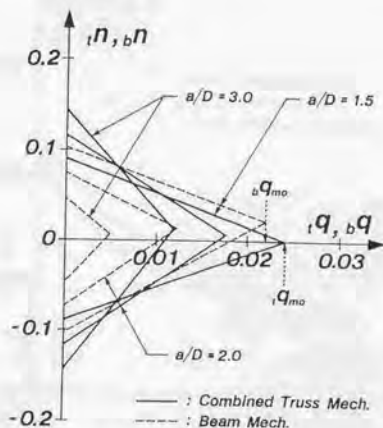


図6.23  $n-q$  相関曲線および  $n-q$  相関曲線の比較



と与えられる。すなわち、複合トラス機構の最大負担せん断力は、せん断スパン比の増加に比例して減少する。一方、はり機構の最大負担せん断力 $q_m$ は、逆対称曲げの場合の最大負担せん断力を $q_{m0}$ とすると、

$$q_m = q_{m0} \cdot (L/(2 \cdot a)) \cdot p_1/p_2 \quad (6-46)$$

となり、はり機構の最大負担せん断力は、せん断スパン比の増加およびはり機構に寄与する平行主筋量の減少に伴って減少する。

図6.24に軸力比が $n=0.3$ の柱に対する無次元化せん断力 $q$ と柱長に対するせん断スパン長の比 $a/L$ の関係を示す。図中の実線および点線は、それぞれX形配筋部材およびX形配筋部材と同量の曲げ強度を有する平行配筋部材に対するせん断強度理論値を表わし、一点鎖線は曲げ強度を示している。なお、X形配筋部材の形状寸法および材料特性は6.3節の実験に用いたものと同一とした。逆対称曲げの場合( $a/L=0.5$ )には、X形配筋部材は平行配筋部材に比してせん断強度が大きいが、せん断スパン比の増加、すなわち、反曲点位置が柱中央部から柱頭部に移行するに従って、逆に、平行配筋部材のせん断強度がX形配筋部材のものより大きくなる。また、平行配筋部材ではせん断スパン比が増加するほどせん断強度理論値は曲げ強度に近づくのに対して、X形配筋部材ではせん断スパン比に拘らずせん断強度が曲げ強度に対してほぼ一定量下回る傾向にある。

以上示したように、非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材の場合、X形主筋のみによる負担せん断力は、逆対称曲げの場合の負担せん断力の $L/(2 \cdot a)$ 倍で与えられるが、

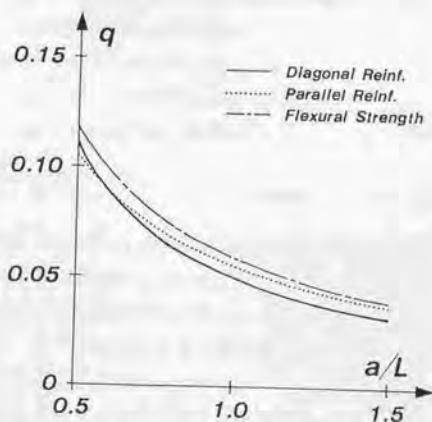


図6.24  $q - a/L$ 関係 ( $n=0.3$ )

せん断スパン比の増加に伴って複合トラス機構におけるK形トラス機構および弦機構に寄与するせん断補強筋量および平行主筋量が増加するため、はり機構に寄与できるせん断補強筋量および平行主筋量が減少し、部材のせん断強度に影響を及ぼすものと考えられる。したがって、反曲点が部材外に生じる ( $a/l \geq 1.0$ ) ような部材に対してX形配筋を適用する場合には、部材強度が平行配筋部材の場合に比して低下する可能性があるため、曲げ設計においてこの点を十分配慮する必要がある。

#### 6.5. 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材のせん断強度式

6.2節で示した逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対するせん断強度式の考え方を応用すると、非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材のせん断強度式は、6.4節で示したはり機構、アーチ機構および複合トラス機構から構成されるせん断強度理論解に基づいて次式で与えることができる。

$$Q_s = b \cdot d \cdot (p_w - p_w) \cdot \sigma_{wy} + (\gamma - 2 \cdot \alpha \cdot \Psi) \cdot b \cdot D \cdot F_c + i_q \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad (6-47)$$

ここで、 $n < -2 \cdot r \cdot \Phi_r$  のとき

$$\gamma = 0$$

$$i_q = (1 + \kappa) \cdot a \cdot \Phi \cdot \sin \theta_a \cdot \{1 + (n + 2 \cdot r \cdot \Phi_r) / (2 \cdot a \cdot \Phi \cdot \cos \theta_a + 2 \cdot r \cdot \Phi_r)\}$$

$$-2 \cdot r \cdot \Phi_r \leq n < 0.5 - 2 \cdot r \cdot \Phi_r \text{ のとき}$$

$$\gamma = \{\sqrt{4 \cdot (n + 2 \cdot r \cdot \Phi_r) \cdot (1 - n - 2 \cdot r \cdot \Phi_r) + (2 \cdot a/D)^2} - 2 \cdot a/D\} / 2$$

$$i_q = (1 + \kappa) \cdot a \cdot \Phi \cdot \sin \theta_a$$

$$n \geq 0.5 - 2 \cdot r \cdot \Phi_r \text{ のとき}$$

$$\gamma = \alpha = \{\sqrt{1 + (2 \cdot a/D)^2} - 2 \cdot a/D\} / 2$$

$$i_q = (1 + \kappa) \cdot a \cdot \Phi \cdot \sin \theta_a$$

ここに、 $r \cdot \Phi_r = r \cdot \Phi - 2 \cdot r \cdot \Phi_r$

(6-47)式の第一項、第二項および第三項は、それぞれはり機構、アーチ機構および複合トラス機構の負担せん断力を表わしている。また、 $-2 \cdot r \cdot \Phi_r \leq n < 0.5 - 2 \cdot r \cdot \Phi_r$ の場合、第二項はせん断補強筋のないX形配筋部材の  $n - q$  相関方程式の近似式に相当し、さらに  $n < -2 \cdot r \cdot \Phi_r$ の場合には、第三項は複合トラス機構の  $n - i_q$  相関方程式を近似したものとなり、それぞれ軸力の影響を考慮している。

しかし、(6-47)式は実用式としては若干複雑である。また、第一項のK形トラス機構に必要なせん断補強筋比  $p_w$  は(6-24)式より

$$i p_w = (1-\kappa) \cdot a \cdot \Phi \cdot \sin \theta_a \cdot F_c / (d_1 \cdot \sigma_{wy}) \quad \dots\dots\dots (6-48)$$

となり、X形主筋の負担せん断力の関数で与えられる。

そこで、この  $i p_w$  の項と第三項の複合トラス機構の負担せん断力をまとめて表現し、さらに、略算的に  $p_{\Phi} = 0$ 、すなわち  $p_{\Phi} = p$  とすることによって、実用せん断強度式として次式を提案する。

$$Q_s = b \cdot d \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + (\gamma - 2 \cdot \alpha \cdot \Psi) \cdot b \cdot D \cdot F_c + i q \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad \dots\dots (6-49)$$

$$\text{ただし、} Q_s \leq (b \cdot d \cdot F_c / 2) \cdot \gamma / \alpha + i q \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad (= Q_{s \max})$$

$$p_w \geq 0.03 \cdot F_c / \sigma_{wy} \quad (= p_{w \min})$$

$$\sigma_{wy} \leq 400 \sqrt{F_c}$$

ここで、 $n < -2 \cdot r \cdot \Phi$  のとき

$$\gamma = 0$$

$$i q = \{n + 2 \cdot r \cdot \Phi + 4 \cdot \kappa \cdot a \cdot \Phi \cdot \cos \theta_a / (1 + \kappa)\} \cdot \tan \theta_a \cdot (1 + \kappa) / 2$$

$$-2 \cdot r \cdot \Phi \leq n < 0.5 - 2 \cdot r \cdot \Phi \quad \text{のとき}$$

$$\gamma = \{ \sqrt{4 \cdot (n + 2 \cdot r \cdot \Phi) (1 - n - 2 \cdot r \cdot \Phi) + (2 \cdot a / D)^2 - 2 \cdot a / D} \} / 2$$

$$i q = 2 \cdot \kappa \cdot a \cdot \Phi \cdot \sin \theta_a$$

$$n \geq 0.5 - 2 \cdot r \cdot \Phi \quad \text{のとき}$$

$$\gamma = \alpha = \{ \sqrt{1 + (2 \cdot a / D)^2 - 2 \cdot a / D} \} / 2$$

$$i q = 2 \cdot \kappa \cdot a \cdot \Phi \cdot \sin \theta_a$$

(6-47)式と(6-49)式を  $n - q$  相関曲線によって比較したものを図6.25に示す。図中の点線および実線はそれぞれ(6-47)式および(6-49)式を表わし、非対称係数  $\kappa$  が0 (片持ち梁型載荷)、0.5および1.0 (逆対称曲げ載荷) の場合について示している。

(6-49)式は非対称係数  $\kappa$  が1.0の場合、6.2節で示した逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対するせん断強度式((6-15)式)と一致する。さらに、(6-49)式では実用的と考えられる軸力範囲 ( $n \geq -2 \cdot r \cdot \Phi$ ) で、X形主筋の負担せん断力が逆対称曲げ・せん断を受ける場合の負担せん断力の  $\kappa$  倍 (ただし、 $\kappa = (l-a)/a \leq 1.0$ ) で与えられており、(6-47)式に比して極めて簡単な式となっている。なお、この結果は6.4.3節で示した(6-45)式によるX形主筋の負担せん断力の値と異なるが、これは(6-49)式において、第三項がX形主筋による負担せん断力と複合トラス機構の形成に伴うはり機構の負担せん断力の減少分を合わせて評価したものとなっているためである。また、反曲点が部材外に生じる場合には  $\kappa$

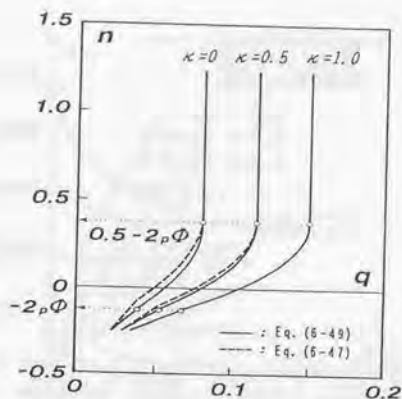


図6.25  $n-q$  相関曲線による (6-47) 式と (6-49) 式の比較

が負となり、X形主筋の負担せん断力が負となるが、これはX形配筋を施すことによって、はり機構に必要なせん断補強筋量の低減量よりもK形トラス機構の形成によって必要なせん断補強筋量が上回ることを意味する。

なお、(6-49)式は(6-15)式と同様に、 $n < -2 \cdot \rho_p \Phi$  の範囲で  $Q_{sMAX}$  が 0 となることを考慮すると、

$n < -2 \cdot \rho_p \Phi$  のとき

$$Q_s = [ \{ n + 2 \cdot \rho_p \Phi + 4 \cdot \kappa \cdot \alpha \Phi \cdot \cos \theta_a / (1 + \kappa) \} \cdot \tan \theta_a \cdot (1 + \kappa) / 2 ] \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad (6-50)$$

$n \geq -2 \cdot \rho_p \Phi$  のとき

$$Q_s = b \cdot d \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + (\gamma - 2 \cdot \alpha \cdot \Psi) \cdot b \cdot D \cdot F_c + 2 \cdot \kappa \cdot \alpha \Phi \cdot \sin \theta_a \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad (6-51)$$

となり、さらに簡単な形で表現できる。

図6.26にX形配筋部材の曲げ降伏破壊を確保するために必要とされる最低補強筋量とせん断スパン比の関係を示す。図中の縦軸および横軸は、それぞれせん断補強係数  $\Psi$  および柱長に対するせん断スパン長の比  $a/l$  を表わし、実線および点線はそれぞれ全必要せん断補強筋量および複合トラス機構に必要とされるせん断補強筋量を示している。なお、同図は、X形主筋比  $\rho_r$  が 0.3、0.5 および 0.7 の場合について描かれている。



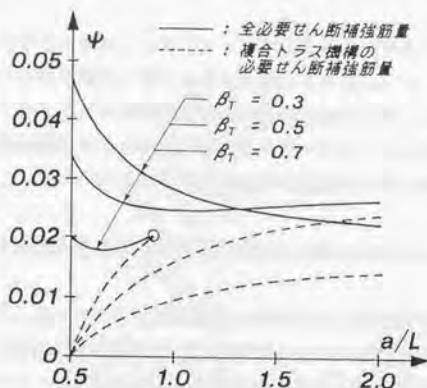


図6.26  $\Psi$ - $a/L$ 関係

同図より、X形主筋比に拘らず 必要せん断補強筋量は $a/L=0.5$ 、すなわち、逆対称曲げの場合に最大となることが示される。したがって、非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材の場合でも逆対称曲げ・せん断の応力状態を想定してせん断設計を行なえば、常に安全側で、かつ、設計が簡略化される。なお、 $\beta_T=0.7$ の場合において実線と点線が交差する点(図中○印)では、全平行配筋が複合トラス機構におけるK形トラス機構および弦機構に寄与するため、はり機構が形成しなくなる。したがって、せん断スパン比の変動が大きいと予想される部材や曲げモーメントが卓越する部材に対してX形配筋を適用する場合には、X形主筋比をせん断スパン比に応じて制限する必要があるだろう。ちなみに、X形配筋法は

- ① 静的応力解析から求められる反曲点位置が部材内にある
  - ② X形主筋比が $1/3 \leq \beta_T \leq 2/3$ である
- という2条件を満足する鉄筋コンクリート部材に対して適用することが妥当であろう。

## 8.5. まとめ

本章では、3章で示した鉄筋コンクリート部材のせん断強度式を拡張して、逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対するせん断強度式を構築した。また、せん断スパン比と軸力比を変数とした6体のX形配筋柱に関する実験結果に基づいて、非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材のせん断抵抗機構をモデル化し、せん断強度理論およびせん断強度式を導いた。以下に、X形配筋部材のせん断強度式に関して得た知見を要約する。

### (a) 逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材のせん断強度式について

- 1) 逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材の終局せん断強度は、通常の鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構であるはり機構およびアーチ機構による強度と、X形主筋のみで形成されるトラス機構による強度の累加によって評価することができる。
- 2) 本章で提案した逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対するせん断強度式(6-15式)は、既往の実験データに対するせん断耐力予測精度が良好であり、かつ、せん断破壊型と曲げ破壊型のデータを適切に判別することができる。

- 3) 学会指針式(A法およびB法)は、提案式と同様に逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対するせん断耐力予測精度は良好であり、実用せん断強度式として十分な精度を有する。

### (b) 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材のせん断強度式について

- 4) 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材におけるX形主筋によるせん断抵抗機構としては、X形トラス機構、K形トラス機構および弦機構から成る「複合トラス機構」を仮定することができる。また、X形配筋部材としてのせん断強度は、はり機構、アーチ機構および複合トラス機構のそれぞれの強度の累加によって適切に評価できる。
- 5) X形配筋部材に非対称曲げモーメントが作用する場合、複合トラス機構におけるK形トラス機構および弦機構の形成に伴い、はり機構の負担せん断力およびはり機構に寄与できる曲げ補強効果が低減し、部材耐力に影響を及ぼす可能性がある。したがって、曲げモーメントが卓越する部材に対しては、この点を十分に配慮して設計する必要がある。

- 6) 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材に対するせん断強度式は(6-49)式で与えられる。なお、非対称曲げモーメントを受ける場合でも、逆対称曲げ・せん断の応力状態を想定してせん断設計を行えば、常に安全側で、かつ、設計がより簡略化される。

7) X形配筋部材の設計では

- ① 静的応力解析から求められる反曲点位置が部材内にある
- ② X形主筋比が $1/3 \leq \beta_T \leq 2/3$ である

の2条件を満足する必要がある。

## 第7章 X形配筋部材の靱性評価式

### 1.1. はじめに

6章では、若林・南理論をX形配筋部材に対して拡張し、逆対称曲げ・せん断のみならず非対称曲げモーメントを受ける部材についても、そのせん断強度理論解を導いた。さらに、それらの理論解を簡略化し、X形配筋部材に対する実用的なせん断強度式を構築した。

本章では、6章で導いたせん断強度理論を応用して、逆対称あるいは非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材の荷重-変形解析法を提案する。提案した荷重-変形解析法の変形能力予測精度を既往の実験データ15体を用いて検証し、その有効性を確認する。さらに、5章で導いた鉄筋コンクリート部材の靱性評価式と同様に、荷重-変形解析法を応用して、学会指針に適用可能なX形配筋部材の靱性評価式を提案する。

### 1.2. 既往の実験データによるX形主筋の負担せん断力-変形関係

図7.1から図7.3に筆者らが過去に行なったX形配筋部材の逆対称曲げ・せん断実験<sup>[92]</sup>、および6章で示した非対称曲げモーメント載荷実験から得られた各試験体のX形主筋の負担せん断力-部材角関係を示す。同図は、各試験体の正載荷時について、全負担せん断力 $Q$ 、引張X形主筋の負担せん断力 $Q_1$ および圧縮X形主筋の負担せん断力 $Q_2$ とそれぞれ部材角 $R$ との関係について示している。図中の点線は7.3.3節で示す解析から得られたX形主筋の負担せん断力の理論値を示す。なお、負担せん断力はX形主筋の全長に沿って5ヶ所（文献[92]の実験では3ヶ所）に貼付けたひずみゲージの測定値から求めた平均せん断力とした。

図7.1は文献[92]の実験から得られた負担せん断力-部材角関係を示しており、試験体の諸元は柱長さ比 $\eta=2$ 、せん断補強筋比 $p_w=0.55\%$ 、引張主筋比 $p_t=0.72\%$ およびX形主筋比 $\beta_1=0.5$ である。同図(a)および(b)は、それぞれせん断補強筋強度が $\sigma_{wy}=20500$ および $34600\text{ kgf/cm}^2$ のものであり、軸力比が $n=0.10$ 、 $0.29$ および $0.42$ の3種類の試験体について示している。

全試験体共にせん断補強筋強度および軸力比に拘らず、部材の最大強度時付近（ $R=0.01$ ～ $0.015\text{ rad.}$ ）で、引張および圧縮主筋共にほぼ降伏負担せん断力に達している。また、各試験体共に引張主筋の部材角の増加に伴う負担せん断力の増加率（剛性）が圧縮主筋のものに比して大きい傾向がある。さらに、引張主筋に対する圧縮主筋の剛性の比率は、せん断補強筋強度に拘らず軸力比が小さな試験体ほど大きくなっている。すなわち、引張主筋では軸力比が小さくなるほど剛性が増加し、逆に、圧縮主筋では低下する傾向が認めら



れる。この原因は、X形配筋部材が変形する際にX形主筋と周囲のコンクリートがある程度一体となって変形するため、引張主筋と圧縮主筋とでは部材角の増加に伴うひずみの増分が異なるためであると考えられる。つまり、引張側では引張力のほとんどを主筋が負担するが、圧縮側ではコンクリートと主筋によって圧縮力に抵抗するため、圧縮主筋の相対ひずみが引張主筋に比して小さくなるものと推察される。

一方、引張主筋と圧縮主筋の負担せん断力を累加して得られる、 $Q$ と $R$ の関係に関しては、軸力比の大きさに拘らず各試験体共に同程度の剛性を有している。

図7.2は文献[94]の実験から得られたものであり、試験体の諸元は $\eta=3$ 、 $p_w=0.44\%$ 、 $p_t=1.27\%$ 、 $\beta_T=0.52$ 、 $n=0.3$ および $\sigma_{wy}=12750\text{kgf/cm}^2$ である。実験変数はコンクリート強度のみであり、 $F_c=240$ 、 $470$ および $635\text{kgf/cm}^2$ の試験体について示している。

各試験体共に文献[92]の試験体と同様に、コンクリート強度に拘らず引張主筋の剛性が圧縮主筋のものに比して大きい、全負担せん断力の剛性は同程度の値となっている。

一方、 $R=0.015\text{rad}$ 以降の変形過程においては、コンクリート強度の影響が、 $Q-R$ 関係に顕著に現われている。すなわち、 $F_c=240\text{kgf/cm}^2$ の試験体では $R=0.015\text{rad}$ 以降も降伏負担せん断力を維持しているのに対して、コンクリート強度が高い試験体ほど降伏負担せん断力から逸脱する度合いが大きい。これは、コンクリート強度の高い試験体ほど高軸応力度が作用しているため、平行配筋部分の損傷の増大および軸方向ひずみの急増等の影響によってX形主筋のトラス材としての機能が低下したためと考えられる。

図7.3は6章で示した実験から得られものであり、同図(a)および(b)はそれぞれ $n=0.1$ および $0.3$ の試験体を示している。

非対称曲げモーメントを受ける場合でも、引張主筋の剛性が圧縮主筋に比して大きくなる傾向が認められる。また、軸力比の大きさに拘らず、非対称係数 $\kappa$ が小さくなるほど、すなわち、載荷形式が非対称曲げ・せん断載荷から片持ち梁型載荷に近づくに従って、引張および圧縮主筋共に剛性が低下しており、結果として、降伏負担せん断力に達する部材角が増加する傾向にある。

以上、実験変数の異なる3種類の実験についてX形主筋の負担せん断力と部材角の関係を検討したが、何れの場合も引張主筋の剛性が圧縮主筋に比して大きくなっており、その割合は軸力比が小さな部材ほど若干増加する。しかし、巨視的には圧縮主筋の剛性は引張主筋の1/2程度と見なすこともできる。点線で示した理論値は、圧縮主筋の剛性を引張主筋の1/2として計算したものである。引張および圧縮主筋の個々については、実験値との対応が良好と認め難い試験体もあるが、全負担せん断力と部材角の関係に関しては、非対称曲げ・せん断のみならず非対称曲げモーメントを受ける場合でも、実験結果を概ね評価できていると言えよう。

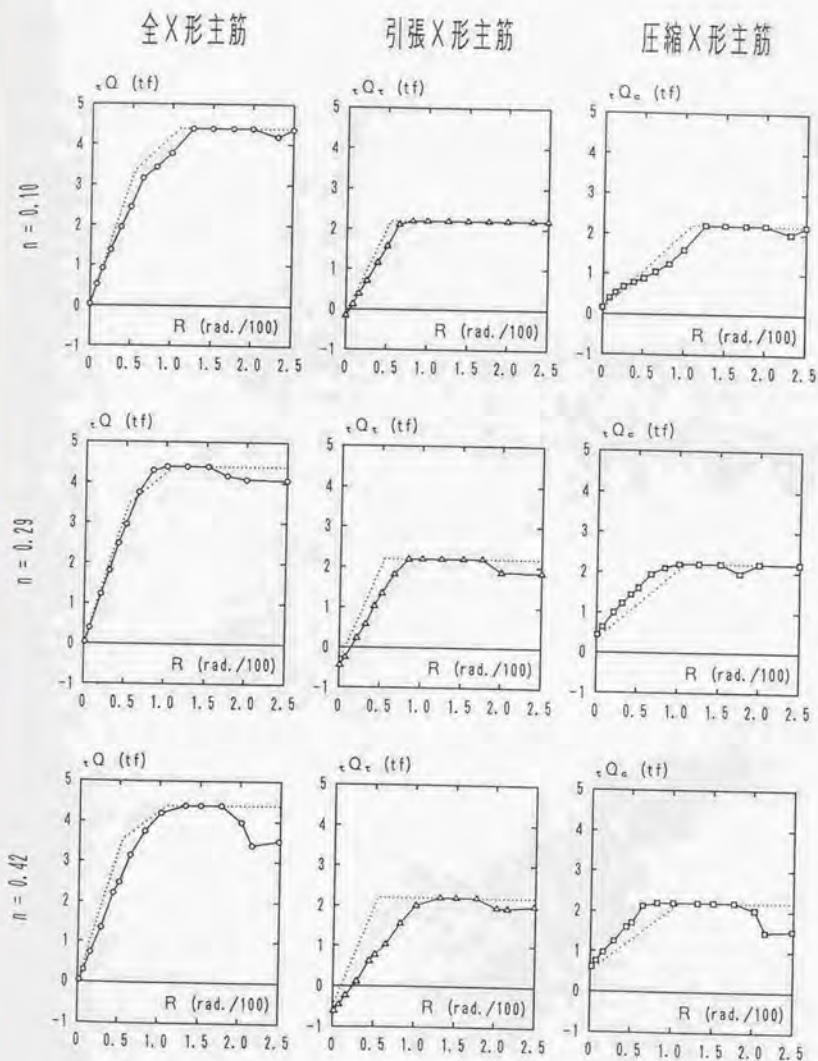


図7.1(a) X形主筋の負担せん断力-変形関係(文献[92]:  $\sigma_{wy}=20500 \text{ kgf/cm}^2$ )

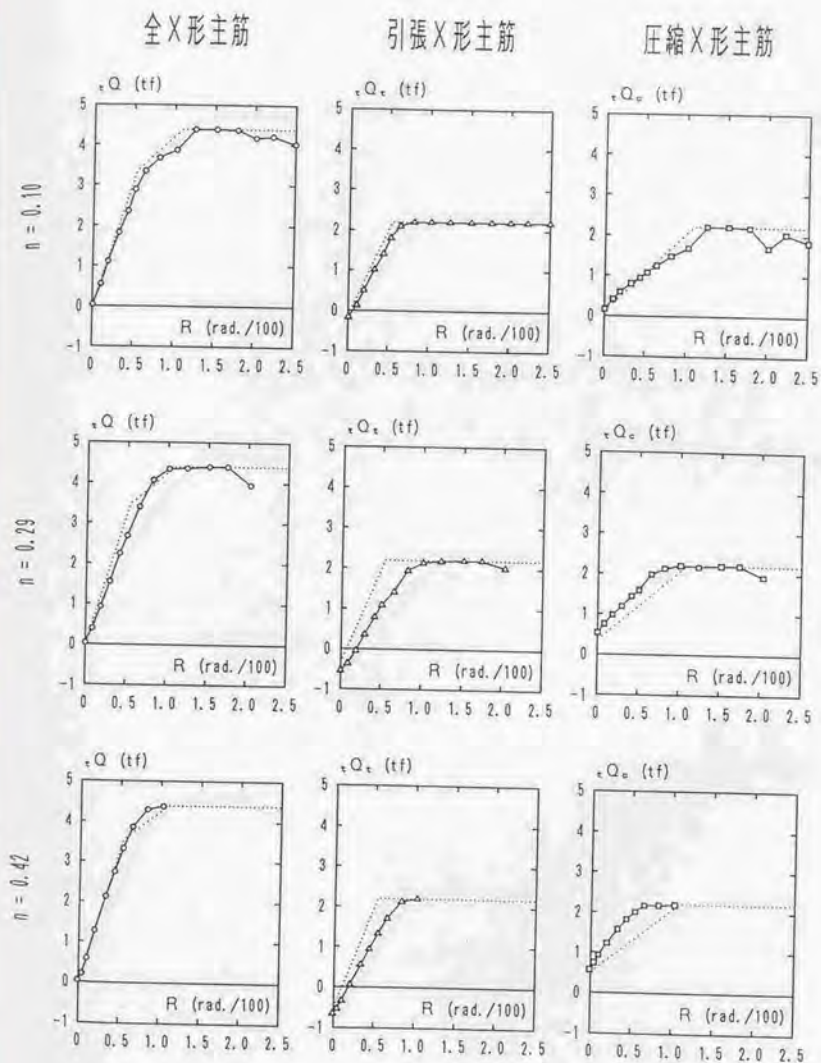


図7.1(b) X形主筋の負担せん断力-変形関係(文献[92]:  $\sigma_{wy}=3460 \text{ kgf/cm}^2$ )

全X形主筋

引張X形主筋

圧縮X形主筋

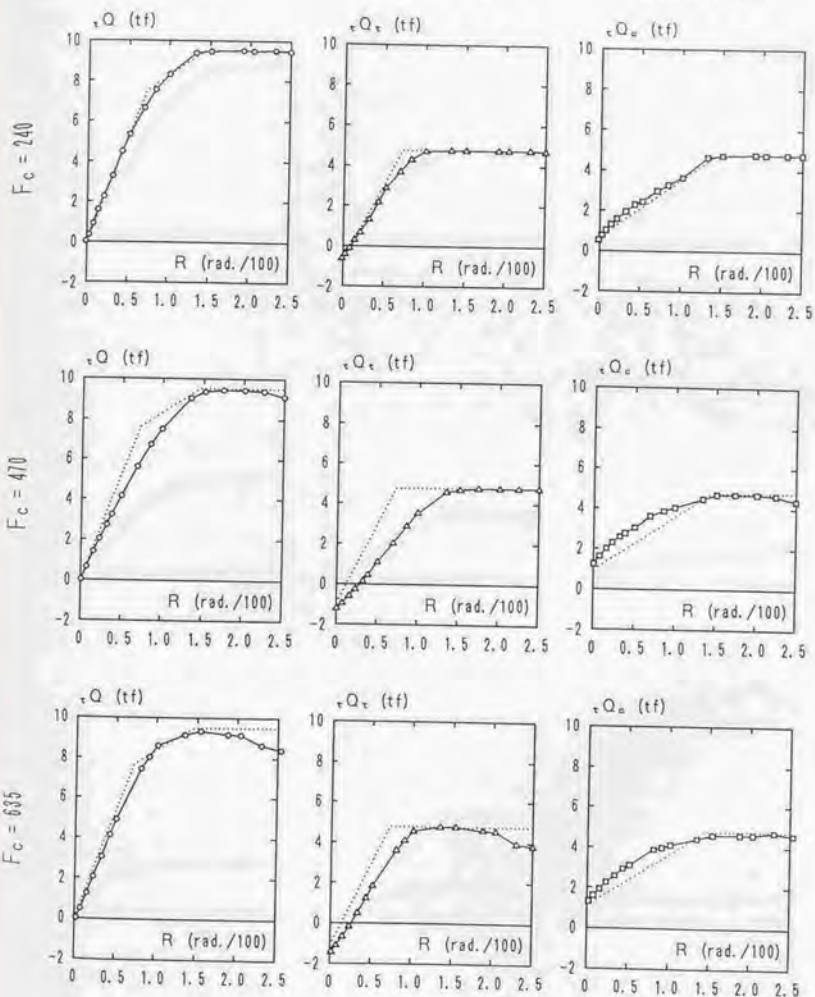


図7.2 X形主筋の負担せん断力-変形関係 (文献[94])



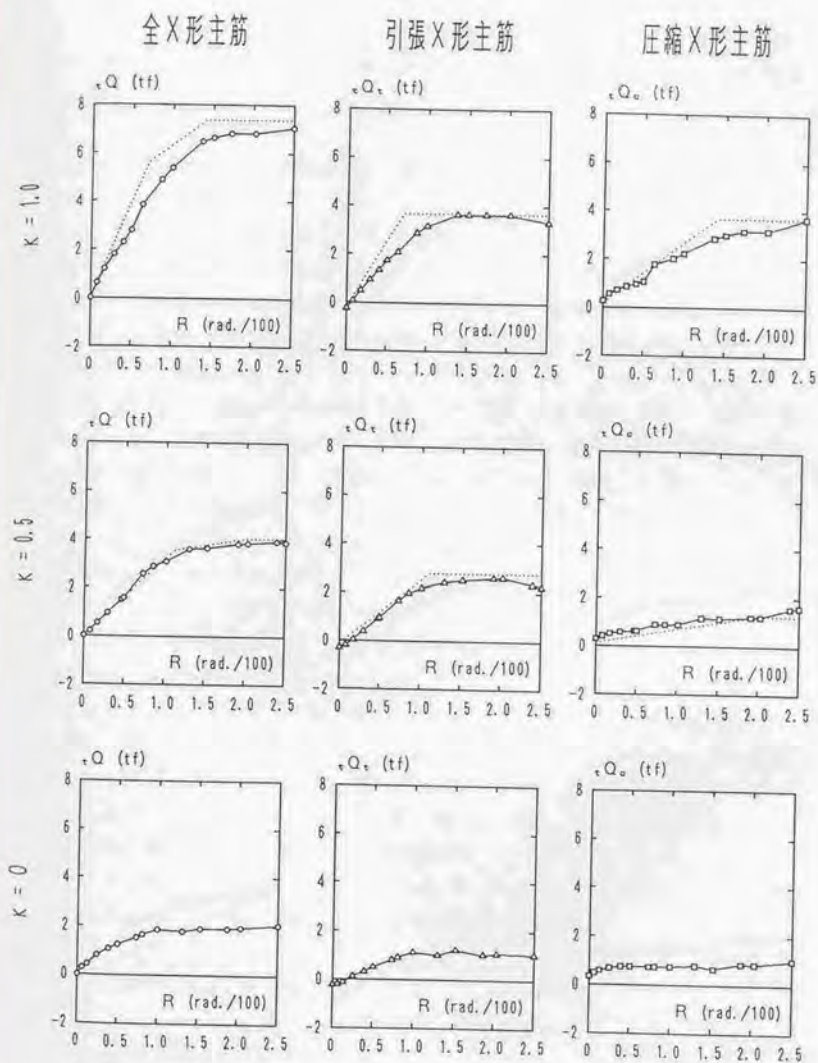


図1.3(a) X形主筋の負担せん断力-変形関係 (非対称曲げモーメント載荷実験:  $n=0.1$ )

全X形主筋

引張X形主筋

圧縮X形主筋

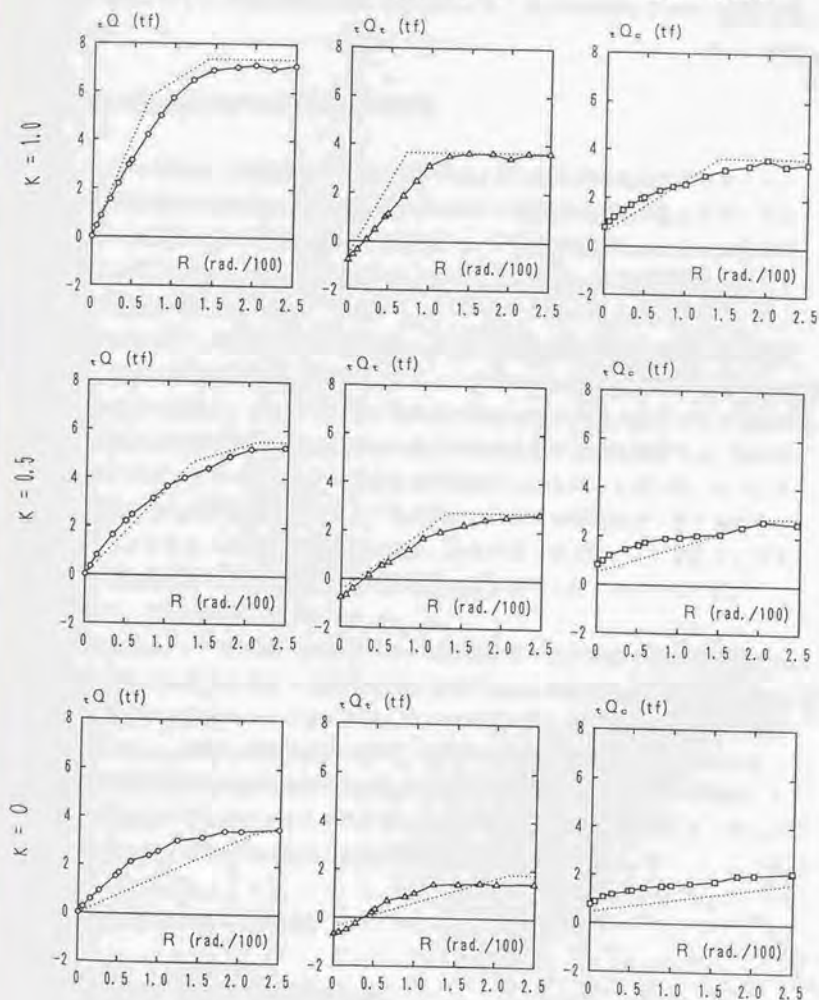


図7.3(b) X形主筋の負担せん断力-変形関係 (非対称曲げモーメント載荷実験:  $n=0.3$ )

### 7.3. X形配筋部材の荷重-変形解析

本節では、5章で示した鉄筋コンクリート部材の荷重-変形解析法と前節で示したX形主筋の負担せん断力-変形関係の検討結果を参考にして、X形配筋部材の荷重-変形解析法を提案する。

#### 7.3.1. 荷重-変形解析法の適用範囲と基本仮定

解析対象とする部材は、矩形断面で平行主筋およびX形主筋が共に対称配筋されており、かつ、せん断補強筋が平行主筋に垂直に配筋されているX形配筋梁および柱とする。それらの部材には、両材端に逆対称もしくは非対称曲げモーメントが作用し、さらに、柱の場合には一定量の軸方向力が同時に作用しているものとする。なお、付着割裂破壊を生じるX形配筋部材は適用範囲外とする。

X形配筋部材の荷重-変形解析法についても、5章で示した鉄筋コンクリート部材の場合と同様に、若林・南理論を拡張、応用して導く。したがって、X形配筋部材は図6.19に示したような「はり機構」、「アーチ機構」および「複合トラス機構（あるいはトラス機構）」の3種類のせん断抵抗機構によってせん断力が伝達されるものと仮定する。解析方法は、鉄筋およびコンクリートの力学的特性を材料試験から得られるものに近いものと仮定し、はり機構、アーチ機構および複合トラス機構のそれぞれの終局状態（最大強度時）のみにて、コンクリート斜め圧縮材の角度、あるいは平行主筋、X形主筋およびせん断補強筋の応力度分布などが若林・南理論で仮定したものと一致するものとする。

解析の概要は、以下の通りである。

まず、はり機構、アーチ機構および複合トラス機構のそれぞれが負担する断面幅および終局強度時に負担する軸力を若林・南理論によって与えられる負担割合によって決定する（7.3.2節）。各抵抗機構をトラス材に置換し、それぞれに対して変形の適合条件と材料の構成条件を設定し、任意の変形（相対部材角）に対して応力の釣合条件を満足させることによって各抵抗機構のせん断力を求める（7.3.3節、7.3.4節）。さらに、はり機構、アーチ機構および複合トラス機構のそれぞれに対して得られたせん断力を累加することによって、X形配筋部材としてのせん断力と変形関係を求める（7.3.5節）。

#### 7.3.2. 各せん断抵抗機構の負担軸力

##### 各抵抗機構の終局強度時における負担せん断力

はり機構、アーチ機構および複合トラス機構に対して、それぞれのせん断力-変形関係

における最大強度時に作用する軸力は、表6.9に示した若林・南理論から求められる終局強度時の負担軸力： ${}_bN_u$ 、 ${}_sN_u$ および ${}_tN_u$ で与えられるものとする。

なお、本章でも5章と同様に、荷重-変形解析法を誘導する上で、若林・南理論から求められる終局強度時の負担せん断力および負担軸力とそうでない場合のものとを区別するために、特に終局強度時の場合には各負担力の記号に添字uを付けるものとする。

### 各抵抗機構の初期負担軸力

はり機構、アーチ機構および複合トラス機構に作用する初期負担軸力： ${}_bN_i$ 、 ${}_sN_i$ および ${}_tN_i$ は、X形配筋部材に軸力のみが作用している状態で、平面保持仮定から得られるコンクリート部分、平行主筋 およびX形主筋の負担軸力： ${}_cN_i$ 、 ${}_rN_i$ および ${}_aN_i$ によって次式で与えられるものとする。

$${}_bN_i = {}_rN_i = {}_tN_i \cdot r a_i / (r a_i + a a_i \cdot \cos \theta_a) \quad \dots\dots\dots (7-1)$$

$${}_sN_i = {}_cN_i \quad \dots\dots\dots (7-2)$$

$${}_tN_i = {}_aN_i = {}_tN_i \cdot a a_i \cdot \cos \theta_a / (r a_i + a a_i \cdot \cos \theta_a) \quad \dots\dots\dots (7-3)$$

ここに、 ${}_tN_i$ ：平面保持仮定から得られる全主筋の初期負担軸力

### 各抵抗機構の負担軸力

任意の部材角Rにおける複合トラス機構の負担軸力 ${}_tN$ は次式で与えられるものとする。

$${}_tN = ({}_tN_u - {}_tN_i) \cdot {}_tQ / ({}_tQ_u + {}_tN_i) \quad \dots\dots\dots (7-4)$$

ここに、 ${}_tQ$ ：任意の部材角における複合トラス機構の負担せん断力

(7-4)式は図7.4に示すように、複合トラス機構の負担軸力 ${}_tN$ が負担せん断力 ${}_tQ$ に応じて、初期負担軸力 ${}_tN_i$ と最大強度時の負担軸力 ${}_tN_u$ の間で線形比例して変化すると仮定したものである。

一方、はり機構およびアーチ機構の負担軸力： ${}_bN$ および ${}_sN$ については、鉄筋コンクリート部材の荷重-変形解析法と同様に、Rとアーチ機構における最大強度時の部材角 ${}_bR_u$  (5-17式)の大小関係によって次式で与えられるものとする。

$R \leq {}_bR_u$  のとき

$${}_bN = ({}_bN_u - {}_bN_i) \cdot {}_bQ / ({}_bQ_u + {}_bN_i) \quad \dots\dots\dots (7-5)$$

$${}_sN = {}_sN_u - {}_sN_i \quad \dots\dots\dots (7-6)$$



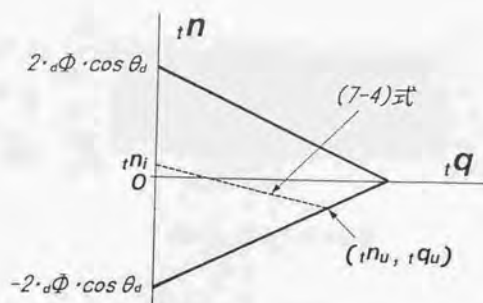


図7.4 複合トラス機構の負担軸力

$R > R_u$  のとき

$${}_u N = N - {}_s N - {}_1 N \quad \dots\dots\dots (7-7)$$

$${}_s N = {}_s N_u \cdot Q / {}_s Q_u \quad \dots\dots\dots (7-8)$$

#### 各抵抗機構の負担断面幅

複合トラス機構、はり機構およびアーチ機構の負担断面幅： ${}_1 b$ 、 ${}_s b$ および ${}_b b$ は、若林・南理論に従って次式で与えられるものとする。

$${}_1 b = 2 \cdot (1 - \kappa) \cdot {}_1 Q_u / \{(1 + \kappa) \cdot d \cdot F_c\} \quad \dots\dots\dots (7-9)$$

$${}_s b = 2 \cdot {}_s Q_u / (d \cdot F_c) \quad \dots\dots\dots (7-10)$$

$${}_b b = b - {}_1 b - {}_s b \quad \dots\dots\dots (7-11)$$

#### 7.3.3. 複合トラス機構におけるせん断力-変形関係

##### 応力の釣合い条件

複合トラス機構は図7.5に示されるように、材軸と $\theta_d$ の角度をなすX形主筋と、さらに、平行主筋、せん断補強筋 および幅 $b$ で材軸と $45^\circ$ の角度をなすコンクリート斜め圧縮束材によって構成されるものとする。

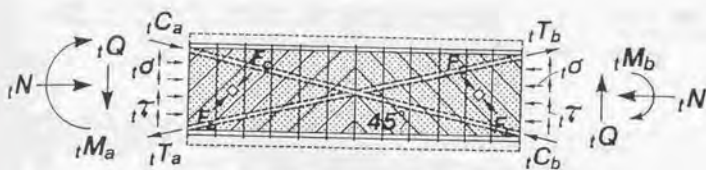


図7.5 複合トラス機構

左材端における引張および圧縮X形主筋の応力度をそれぞれ $\sigma_t$ 、および $\sigma_c$ 。(何れも引張応力度を正とする。)とすると、複合トラス機構における引張および圧縮X形主筋の平均負担せん断力 $Q_t$ および $Q_c$ は、(6-37)式より

$$Q_t = (1+\kappa) \cdot \sigma_t \cdot a_p \cdot b \cdot D \cdot \sin \theta_a / 2 \quad \dots\dots\dots (7-12)$$

$$Q_c = -(1+\kappa) \cdot \sigma_c \cdot a_p \cdot b \cdot D \cdot \sin \theta_a / 2 \quad \dots\dots\dots (7-13)$$

ここに、 $a_p$ : 引張X形主筋比  $[= a_{a1}/(b \cdot D)]$

と与えられる。また、K形トラス機構および弦機構に寄与する片側平行主筋比 $p_{11}$ および $p_{12}$ が(6-27)式より

$$\begin{aligned} p_{11} &= p_{12} \\ &= (1-\kappa) \cdot \sigma_t \cdot a_p \cdot \sin \theta_a \cdot L / (4 \cdot d \cdot \sigma_v) \quad \dots\dots\dots (7-14) \end{aligned}$$

$$= -(1-\kappa) \cdot \sigma_c \cdot a_p \cdot \sin \theta_a \cdot L / (4 \cdot d \cdot \sigma_v) \quad \dots\dots\dots (7-15)$$

で与えられることを考慮すると、負担せん断力 $Q$ と負担軸力 $N$ の関係は(6-42)式、(7-12)式および(7-14)式、あるいは(6-41)式、(7-13)式および(7-15)式よりそれぞれ次式で与えられる。

$$Q_t = \frac{(1+\kappa) \cdot N \cdot \tan \theta_a + 2 \cdot \{2 + (1-\kappa) \cdot L \cdot \tan \theta_a / d\} \cdot Q_c}{2 + (1-\kappa) \cdot (1+L/d) \cdot \tan \theta_a} \quad \dots\dots\dots (7-16)$$

$$Q_c = \frac{-(1+\kappa) \cdot N \cdot \tan \theta_a + 2 \cdot \{2 + (1-\kappa) \cdot L \cdot \tan \theta_a / d\} \cdot Q_t}{2 - (1-\kappa) \cdot (1+L/d) \cdot \tan \theta_a} \quad \dots\dots\dots (7-17)$$

したがって、 $iN$ と $iQ$ および $iQ_c$ の関係は (7-4)式、(7-16)式および(7-17)式より

$$iN = \frac{\{2+(1-\kappa)(1+L/d) \cdot \tan \theta_a\} \cdot iN_i \cdot iQ_u + 2 \cdot (iN_u - iN_i) \{2+(1-\kappa) \cdot L \cdot \tan \theta_a/d\} \cdot iQ_i}{\{2+(1-\kappa) \cdot (1+L/d) \cdot \tan \theta_a\} \cdot iQ_u - (1+\kappa) \{iN_u - iN_i\} \cdot \tan \theta_a} \quad \dots\dots\dots (7-18)$$

$$iN = \frac{\{2-(1-\kappa)(1-L/d) \cdot \tan \theta_a\} \cdot iN_i \cdot iQ_u + 2 \cdot (iN_u - iN_i) \{2+(1-\kappa) \cdot L \cdot \tan \theta_a/d\} \cdot iQ_c}{\{2-(1-\kappa) \cdot (1-L/d) \cdot \tan \theta_a\} \cdot iQ_u + (1+\kappa) \{iN_u - iN_i\} \cdot \tan \theta_a} \quad \dots\dots\dots (7-19)$$

と求められる。

また、負担軸力 $iN$ によってX形主筋に生じる応力度 $i\sigma_L$ (ただし、引張応力度を正とする。)は、K形トラス機構におけるコンクリート斜め圧縮束材に作用する縦方向応力度を $i\sigma$ とすると

$$i\sigma_L = (i\sigma \cdot i b \cdot d - iN) / (2 \cdot p_i \cdot b \cdot D \cdot \cos \theta_a) \quad \dots\dots\dots (7-20)$$

と与えられる。さらに、(7-20)式は $i\sigma \cdot i b \cdot d = iQ_s$ となることを考慮すると、(6-39)式および(7-4)式より

$$\begin{aligned} i\sigma_L &= \{ (1-\kappa) \cdot iQ / (1+\kappa) - iN \} / (2 \cdot p_i \cdot b \cdot D \cdot \cos \theta_a) \\ &= \frac{\{ (1-\kappa) \cdot iQ_u - (1+\kappa) \cdot (iN_u - iN_i) \} \cdot iN - (1-\kappa) \cdot iN_i \cdot iQ_u}{2 \cdot p_i \cdot b \cdot D \cdot \cos \theta_a \cdot (1+\kappa) \cdot (iN_u - iN_i)} \quad \dots\dots\dots (7-21) \end{aligned}$$

となる。

#### 変形の適合条件

複合トラス機構の構成要素としてはX形主筋の他に平行主筋、せん断補強筋およびコンクリート斜め圧縮束材があるが、負担せん断力 $Q$ と負担軸力 $N$ の関係は(7-16)式および(7-17)式に示されるようにX形主筋の負担せん断力( $iQ$ あるいは $iQ_c$ )のみによって表わすことができる。また、本解析において考慮する変形は柱脚に対する柱頭の相対水平変位から求められる相対部材角のみであり、部材内における変形(内力による変形)、すなわち、K形トラス機構および弦機構による曲げ変形は考慮しない。したがって、複合トラス機構

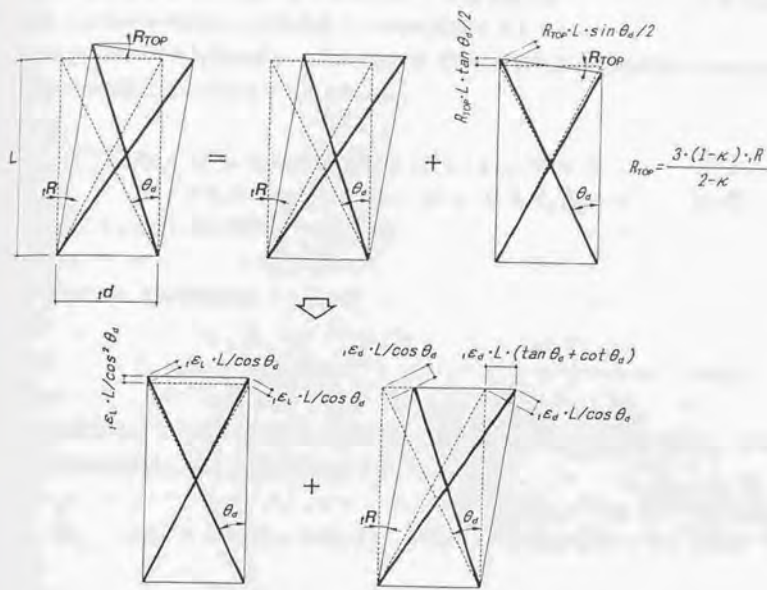


図7.6 複合トラス機構の変形の適合条件

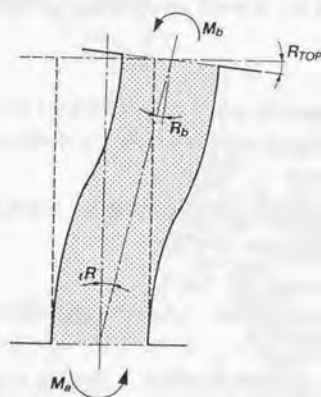


図7.7 非対称曲げモーメントを受ける柱の相対部材角と柱頭回転角の関係



における変形要素としてはX形主筋のみを考慮し、X形主筋を図7.6に示すような長さ $l$ 、幅が $d$ および斜材の角度が $\theta$ の長方形トラス材に置換できるものとする。

図7.7に示すような非対称曲げモーメントを受ける部材の両材端での部材角 $R_a$ および $R_b$ は、モールの定理に従って次式で与えられる。

$$R_a = (2 \cdot M_a - M_b) \cdot L / (6 \cdot E \cdot I) = (2 - \kappa) \cdot M_a \cdot L / (6 \cdot E \cdot I) \quad \dots\dots (7-22)$$

$$R_b = (-M_a + 2 \cdot M_b) \cdot L / (6 \cdot E \cdot I) = (2 \cdot \kappa - 1) \cdot M_b \cdot L / (6 \cdot E \cdot I) \quad \dots (7-23)$$

ここに、 $E \cdot I$ ：曲げ剛性

したがって、 $R_a$ と $R_b$ の間には

$$R_b = (2 \cdot \kappa - 1) \cdot R_a / (2 - \kappa) \quad \dots\dots\dots (7-24)$$

の関係が成立する。また、相対部材角 $iR$ が柱脚における部材角 $R_a$ と等しいとすると、柱頭での相対部材回転角 $R_{top}$ は、幾何学的関係より、

$$R_{top} = iR - R_b = 3 \cdot (1 - \kappa) \cdot iR / (2 - \kappa) \quad \dots\dots\dots (7-25)$$

となる。

一方、縦方向（材軸方向）および斜め方向の変形によるX形主筋のひずみ度をそれぞれ $i\varepsilon_L$ および $i\varepsilon_\theta$ とし、さらに、 $R_{top}$ によって生じるひずみ度を考慮すると、引張および圧縮X形主筋の平均ひずみ度： $i\varepsilon_L$ および $i\varepsilon_c$ （ただし、何れも引張ひずみ度を正とする）は次式で与えられる。

$$i\varepsilon_L = i\varepsilon_a + i\varepsilon_L + 3 \cdot (1 - \kappa) \cdot \sin \theta_a \cdot \cos \theta_a \cdot iR / (4 - 2 \cdot \kappa) \quad \dots\dots\dots (7-26)$$

$$i\varepsilon_c = -i\varepsilon_a + i\varepsilon_L + 3 \cdot (1 - \kappa) \cdot \sin \theta_a \cdot \cos \theta_a \cdot iR / (4 - 2 \cdot \kappa) \quad \dots\dots\dots (7-27)$$

また、複合トラス機構におけるせん断ひずみ度 $iR$ は、図7.6に示されるように、 $i\varepsilon_\theta$ のみによって与えられ、

$$iR = i\varepsilon_\theta \cdot (\tan \theta_a + \cot \theta_a) \quad \dots\dots\dots (7-28)$$

となる。したがって、 $iR$ と $i\varepsilon_L$ および $i\varepsilon_c$ の関係は(7-26)式～(7-28)式より

$$iR = (i\varepsilon_L - i\varepsilon_c) \cdot (\tan \theta_a + \cot \theta_a) \cdot (4 - 2 \cdot \kappa) / (1 + \kappa) \quad \dots (7-29)$$

$${}_1R = (-{}_1\varepsilon_c + {}_1\varepsilon_t) \cdot (\tan \theta_a + \cot \theta_a) \cdot (4 - 2 \cdot \kappa) / (1 + \kappa) \quad \dots (7-30)$$

で与えられる。なお、本解析では、 ${}_1R$ が複合トラス機構における相対部材角に相当するものとする。

#### 複合トラス機構におけるせん断力-変形関係

7.2節では、既往の実験から得られたX形主筋の負担せん断力-部材角関係の検討結果から、圧縮力を受けるX形主筋は引張力を受けるものに比して剛性が1/2程度に低下することが示された。本解析ではこの検討結果に基づいて、X形主筋の剛性を引張力を受ける場合には $1.0 \cdot E_s$ 、および圧縮力を受ける場合には $0.5 \cdot E_s$ と仮定する。ここに、 $E_s$ は鉄筋の弾性係数である。

ここで、引張および圧縮X形主筋の剛性を仮に $\alpha_t \cdot E_s$ および $\alpha_c \cdot E_s$ とし、その平均応力度を ${}_1\sigma_t$ および ${}_1\sigma_c$ とすると、(7-29)式および(7-30)式は

$${}_1R = ({}_1\sigma_t - {}_1\sigma_c) \cdot (\tan \theta_a + \cot \theta_a) \cdot (4 - 2 \cdot \kappa) / (\alpha_t \cdot E_s \cdot (1 + \kappa)) \quad \dots (7-31)$$

$${}_1R = (-{}_1\sigma_c + {}_1\sigma_t) \cdot (\tan \theta_a + \cot \theta_a) \cdot (4 - 2 \cdot \kappa) / (\alpha_c \cdot E_s \cdot (1 + \kappa)) \quad \dots (7-32)$$

となる。一方、 ${}_1\sigma_t$ および ${}_1\sigma_c$ は

$${}_1\sigma_t = (1 + \kappa) \cdot {}_1\sigma_{1s} / 2 = {}_1Q_t / ({}_1p_t \cdot b \cdot D \cdot \sin \theta_a) \quad \dots (7-33)$$

$${}_1\sigma_c = (1 + \kappa) \cdot {}_1\sigma_{1c} / 2 = -{}_1Q_c / ({}_1p_t \cdot b \cdot D \cdot \sin \theta_a) \quad \dots (7-34)$$

で与えられる。したがって、引張および圧縮X形主筋の負担せん断力： ${}_1Q_t$ および ${}_1Q_c$ と相対部材角 ${}_1R$ の関係は、(7-18)式、(7-19)式、(7-21)式および(7-31)式～(7-34)式より、(7-35)式および(7-36)式で与えられる。

(引張X形主筋)

$${}_1Q_t = \frac{(1 + \kappa) \cdot \alpha_t \cdot E_s \cdot {}_1p_t \cdot b \cdot D \cdot \sin^2 \theta_a \cdot \cos \theta_a \cdot (C) \cdot {}_1R - (B)}{2 \cdot (2 - \kappa) \cdot (A)} \quad \dots (7-35)$$

ここに、 $(A) = \{2 + (1 - \kappa) \cdot (1 + L/d) \cdot \tan \theta_a\} \cdot Q_u - [({}_1N_u - {}_1N_t - (1 - \kappa) \cdot ({}_1Q_u / (1 + \kappa))) \cdot \{2 + (1 - \kappa) \cdot L \cdot \tan \theta_a / d\} - (1 + \kappa) \cdot ({}_1N_u - {}_1N_t) \cdot \tan \theta_a]$

$$(B) = 2 \cdot (2 - \kappa) \cdot \{1 + (1 - \kappa) \cdot L \cdot \tan \theta_a / (2 \cdot d)\} \cdot Q_u \cdot {}_1N_t \cdot \tan \theta_a$$

$$(C) = \{2 + (1 - \kappa) \cdot (1 + L/d) \cdot \tan \theta_a\} \cdot Q_u - (1 + \kappa) \cdot ({}_1N_u - {}_1N_t) \cdot \tan \theta_a$$

(圧縮 X 形主筋)

$${}_1Q_c = \frac{(1+\kappa) \cdot \alpha_c \cdot E_s \cdot a_p \cdot b \cdot D \cdot \sin^2 \theta_a \cdot \cos \theta_a \cdot [C] \cdot {}_1R + [B]}{2 \cdot (2-\kappa) \cdot [A]} \quad \dots (7-36)$$

$$\text{ここに、} [A] = \{2 - (1-\kappa) \cdot (1-L/d) \cdot \tan \theta_a\} \cdot {}_1Q_u - [({}_1N_u - {}_1N_t - (1-\kappa) \cdot {}_1Q_u / (1+\kappa)) \{2 \\ + (1-\kappa) \cdot L \cdot \tan \theta_a / d\} - (1+\kappa) \cdot ({}_1N_u - {}_1N_t)] \cdot \tan \theta_a$$

$$[B] = 2 \cdot (2-\kappa) \cdot \{1 + (1-\kappa) \cdot L \cdot \tan \theta_a / (2 \cdot d)\} \cdot {}_1Q_u \cdot {}_1N_t \cdot \tan \theta_a$$

$$[C] = \{2 - (1-\kappa) \cdot (1-L/d) \cdot \tan \theta_a\} \cdot {}_1Q_u + (1+\kappa) \cdot ({}_1N_u - {}_1N_t) \cdot \tan \theta_a$$

また、複合トラス機構における引張および圧縮 X 形主筋の降伏負担せん断力： ${}_1Q_{1v}$  および  ${}_1Q_{cv}$  は、それぞれ (7-16) 式および (7-17) 式より

$${}_1Q_{1v} = \frac{\{2 + (1-\kappa) \cdot (1+L/d) \cdot \tan \theta_a\} \cdot {}_1Q_u - (1+\kappa) \cdot {}_1N \cdot \tan \theta_a}{2 \cdot \{2 + (1-\kappa) \cdot L \cdot \tan \theta_a / d\}} \quad \dots (7-37)$$

$${}_1Q_{cv} = \frac{\{2 - (1-\kappa) \cdot (1-L/d) \cdot \tan \theta_a\} \cdot {}_1Q_u + (1+\kappa) \cdot {}_1N \cdot \tan \theta_a}{2 \cdot \{2 + (1-\kappa) \cdot L \cdot \tan \theta_a / d\}} \quad \dots (7-38)$$

と与えられ、 ${}_1Q_i$  および  ${}_1Q_c$  は

$$|{}_1Q_i| \leq |{}_1Q_{1v}| \quad \dots (7-39)$$

$$|{}_1Q_c| \leq |{}_1Q_{cv}| \quad \dots (7-40)$$

の関係を満足する必要がある。さらに、(7-35) 式および (7-36) 式における係数： $\alpha_i$  および  $\alpha_c$  は、降伏負担せん断力の値によって以下で与えられる。

$${}_1Q_{1v} \geq 0 \text{ のとき } \alpha_i = 1.0$$

$${}_1Q_{1v} < 0 \text{ のとき } \alpha_i = 0.5$$

$${}_1Q_{cv} \geq 0 \text{ のとき } \alpha_c = 0.5$$

$${}_1Q_{cv} < 0 \text{ のとき } \alpha_c = 1.0$$

なお、逆対称曲げ・せん断を受ける X 形配筋部材、すなわち、 $\kappa=1$  の場合には、(7-35) 式～(7-38) 式は以下のように簡潔な形で表わすことができる。

(引張 X 形主筋)

$${}_1Q_i = \{1 - ({}_1N_u - {}_1N_t) \cdot \tan \theta_a / {}_1Q_u\} \cdot \alpha_i \cdot E_s \cdot a_p \cdot b \cdot D \cdot \sin^2 \theta_a \cdot \cos \theta_a \cdot {}_1R \\ - {}_1N_t \cdot \tan \theta_a / 2 \quad \dots (7-41)$$

(圧縮 X 形主筋)

$$Q_c = [1 + (N_u - N_t) \cdot \tan \theta_s / Q_u] \cdot \alpha_c \cdot E_s \cdot p_t \cdot b \cdot D \cdot \sin^2 \theta_s \cdot \cos \theta_s \cdot R \\ + N_t \cdot \tan \theta_s / 2 \quad \dots\dots\dots (7-42)$$

$$Q_{su} = (Q_u - N_u \cdot \tan \theta_s) / 2 \quad \dots\dots\dots (7-43)$$

$$Q_{cu} = (Q_u + N_u \cdot \tan \theta_s) / 2 \quad \dots\dots\dots (7-44)$$

複合トラス機構の負担せん断力、 $Q$ は、引張 X 形主筋の負担せん断力、 $Q_t$ と圧縮 X 形主筋の負担せん断力、 $Q_c$ によって次式で与えられる。

$$Q = Q_t + Q_c \quad \dots\dots\dots (7-45)$$

#### 7.3.4. 平行配筋部分のせん断力-変形関係

平行配筋部分のせん断力-変形関係は、5章で示した鉄筋コンクリート部材に対する解析手順に従って求める。ただし、解析は部材長  $2 \cdot a$  ( $a$ : せん断スパン長)、断面幅  $b$ 、断面せい  $D$ 、引張主筋比  $p_t$ 、およびせん断補強筋比  $p_w$ 、 $p_w$ の部材に対して行なうものとする。なお、はり機構およびアーチ機構の負担軸力:  $N$ および、 $N$ は、(7-5)式および(7-6)式、あるいは、(7-7)式および(7-8)式による。

#### 7.3.5. X 形配筋部材のせん断力-変形関係

逆対称あるいは非対称曲げモーメントを受ける X 形配筋部材のせん断力  $Q$ は、はり機構の負担せん断力、 $Q$ 、アーチ機構の負担せん断力、 $Q$ および複合トラス機構の負担せん断力、 $Q$ によって次式で与えられる。

$$Q = Q_h + Q_a + Q_c \quad \dots\dots\dots (7-46)$$

以下に、X 形配筋部材の荷重-変形解析手順を示す。

- (1) 若林・南理論による X 形配筋部材の終局強度時におけるはり機構、アーチ機構および複合トラス機構の負担せん断力、負担軸力および負担断面幅の計算 (表 6.9、(7-9)式～(7-11)式)
- (2) はり機構およびアーチ機構に用いるコンクリートモデルの諸係数の計算 (5章)
- (3) 各抵抗機構の初期負担軸力の計算 ((7-1)式～(7-3)式)



- (4) はり機構およびアーチ機構における最大強度時の部材角の計算 (5章)
- (5) 部材角 $R$ の入力 ( $0 \leq R \leq R_{END}$ )
- (6) 複合トラス機構の負担せん断力と負担軸力の計算 ((7-45)式および(7-4)式)
- (7) はり機構およびアーチ機構の負担せん断力と負担軸力の計算 (5章)
- (8) X形配筋部材のせん断力の計算 ((7-46)式)
- (9)  $R=R_{END}$ のとき解析終了、 $R \neq R_{END}$ のときステップ(5)へ戻る

#### 1.4. 既往の実験データによる解析値と実験値の比較

X形配筋部材の荷重-変形解析法の妥当性を検証するために、7.2節で検討したX形配筋部材の曲げせん断実験データ15体に対して、実験結果と計算結果を比較したものを図7.8から図7.10に示す。同図には各試験体のせん断力-部材角( $Q-R$ )関係、および平行主筋の平均ひずみ度-部材角( $\epsilon_s-R$ )関係をそれぞれ示しており、図中の表示方法は図5.13と同じとした。なお、 $Q-R$ 関係には一点鎖線でトラス機構(あるいは複合トラス機構)の負担せん断力を併せて示している。

文献[92]に示した試験体については、せん断補強筋強度および軸力比の大きさに拘らず、解析による $Q-R$ 曲線は部材の最大強度時以前から以後に至るまで実験結果と概ね対応している。特に、せん断補強筋強度の減少あるいは軸力比の増加による最大強度時以後の強度劣化状況の変化を解析によってある程度予測できることが示されている。なお、 $n \geq 0.29$ の試験体における最大強度時の部材角については、実験値が  $R=0.015\text{rad}$  程度であるのに対して、解析結果は  $R=0.007\text{rad}$  程度となっており、実験値を過小評価する傾向が認められる。

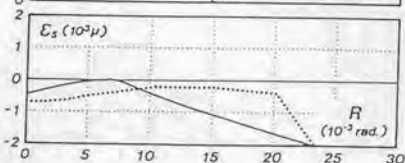
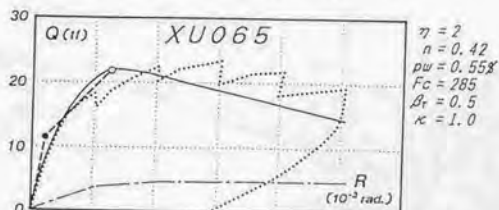
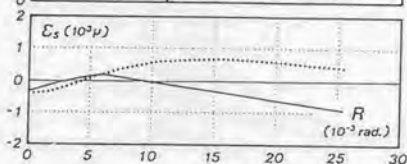
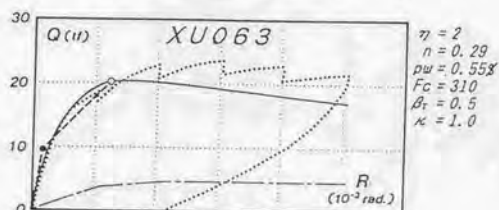
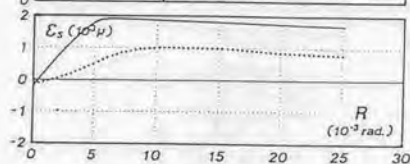
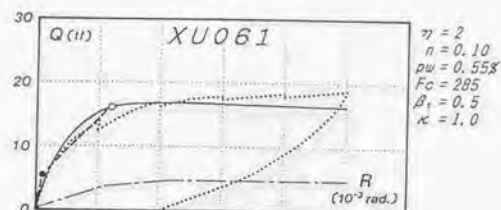
一方、 $\epsilon_s-R$ 関係に関しても、各試験体共に解析値が実験値の傾向を概ね評価できているが、 $n=0.1$ の試験体と $n \geq 0.29$ の試験体とは解析値と実験値の対応状況が異なっている。すなわち、 $n \geq 0.29$ の試験体では、5.7節で示した平行配筋部材の場合(図5.16)と同様に、最大強度時以前においては解析値と実験値の対応は良好であるが、最大強度時以降においては材端部での平行主筋の降伏領域の拡大による影響で、実験値が解析値に対して過大となる傾向がある。それに対して、 $n=0.1$ の試験体では解析値が実験値に対して過大となっている。この原因は、若林・南理論による累加則に従えば、 $n=0.1$ の試験体でははり機構が軸力のみを負担し、終局強度時には全平行主筋が引張降伏するという解析結果になるのに対して、実際には圧縮側の主筋が引張降伏していないためである。

文献[94]に示した試験体の $Q-R$ 関係に関しては、コンクリート強度が低いものほど解析結果が実験結果に比して最大強度を若干低めに評価する傾向にあるが、初期剛性および最大強度時以降の強度劣化度合についてはコンクリート強度に拘らず、両者は概ね対応して

いる。また、 $\epsilon_s$ - $R$ 関係についても最大強度時以降においては平行主筋の引張降伏の影響で、解析値が実験値を過小評価する傾向はあるものの、コンクリート強度に拘らず実験値の傾向をある程度追跡できている。したがって、本解析法によって  $F_c=600\text{kgf/cm}^2$  程度までの X 形配筋部材のせん断力-変形関係を評価することが可能であり、解析で採用した仮定がある程度の合理性を有しているものと考えられる。

6章で示した非対称曲げモーメントを受ける X 形配筋柱の場合でも、 $Q$ - $R$ 関係に関してはせん断スパン比に拘らず、本解析法によって初期剛性、最大強度および最大強度時以降の強度劣化状況を適切に評価できることが示されている。また、 $\epsilon_s$ - $R$ 関係についても若林・南理論においてはり機構が軸力のみを負担する場合、すなわち、試験体 J11 および J12 では解析値が実験値をかなり過大に評価する結果となっているが、その他の場合には概ね良好な対応を示している。

なお、解析結果によれば、柱長さ比、軸力比、コンクリート強度あるいはせん断スパン比等に拘らず、平行配筋部分の負担せん断力が最大となる時の部材角と引張 X 形主筋が降伏負担せん断力に達する部材角が同程度であり、トラス機構の負担せん断力が最大となる時の部材角はそれらに比して大きい。さらに、その度合は非対称係数が小さな部材ほど増加する傾向にある。しかし、各試験体共にトラス機構の降伏負担せん断力に対する引張 X 形主筋の降伏負担せん断力の割合が大きいため、結果として、引張 X 形主筋が降伏負担せん断力に達した時点の部材強度によって最大強度実験値をほぼ評価できている。



- : 解析値  
 ..... : 実験値  
 - - - : トラス機構の負担せん断力  
 - · - : スケルトンカーブ  
 ○ : 最大強度理論値  
 ● : ひび割れ強度

図7.8(a) 軸力比の異なるX形配筋部材に対する実験値と解析値の比較

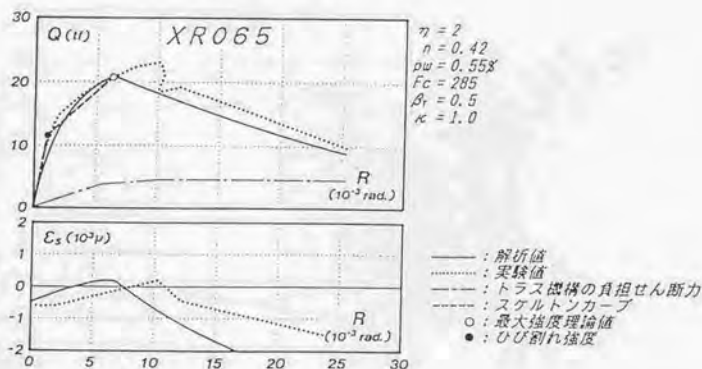
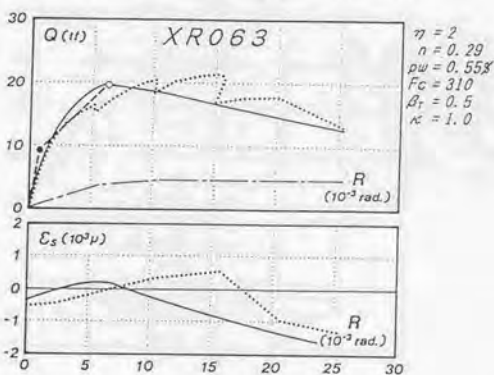
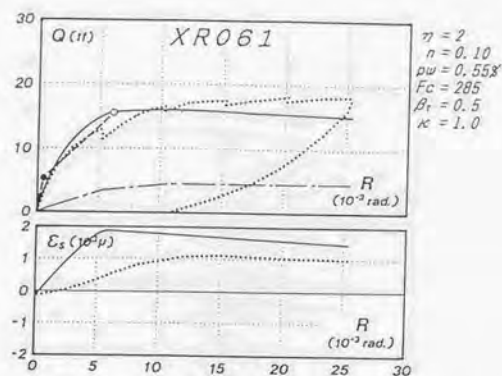


図7.8(b) 軸力比の異なるX形配筋部材に対する実験値と解析値の比較(続き)



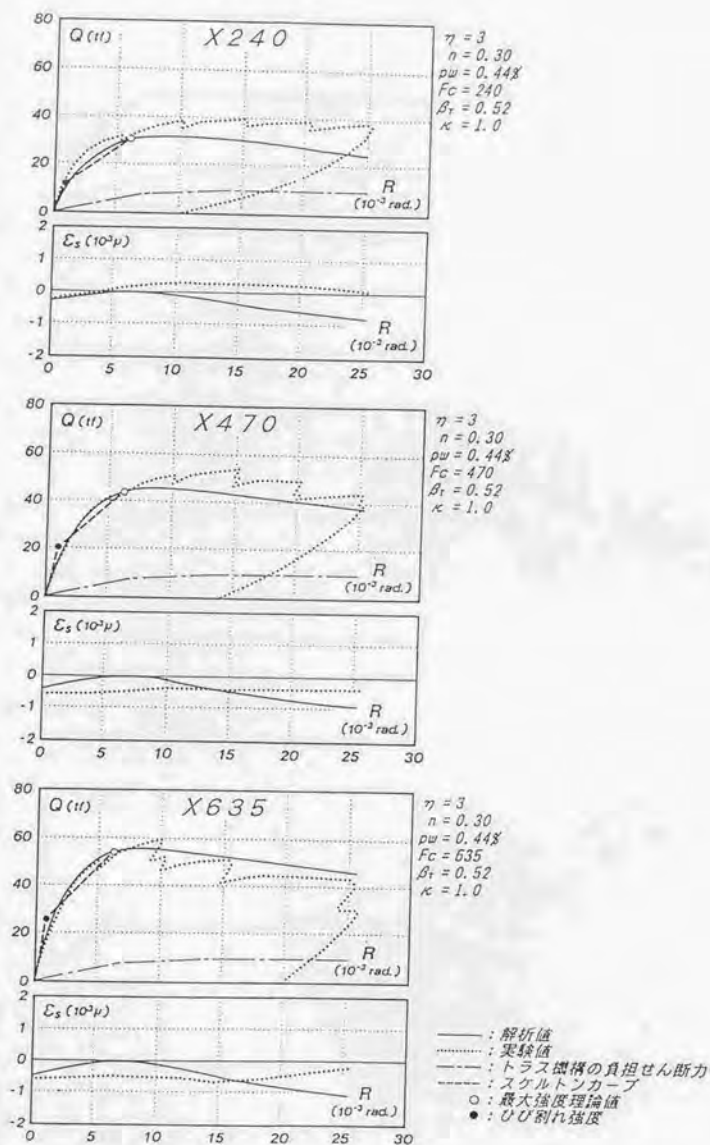


図7.9 コンクリート強度の異なるX形配筋部材に対する実験値と解析値の比較

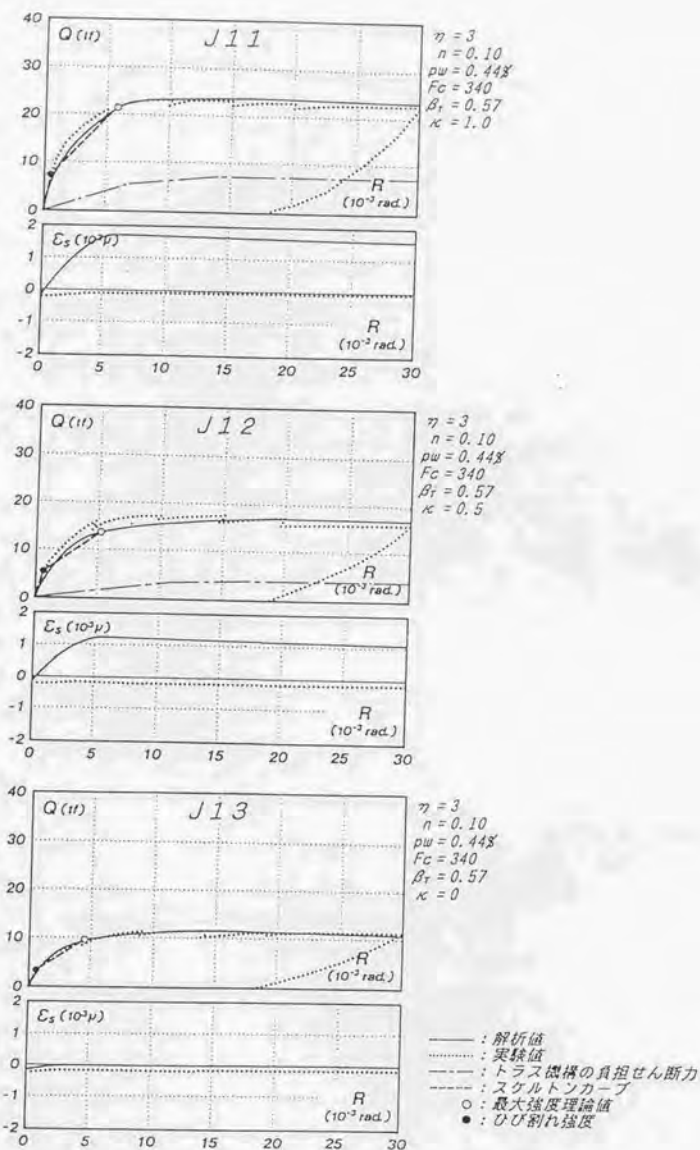


図7.10 非対称係数の異なるX形配筋部材に対する実験値と解析値の比較

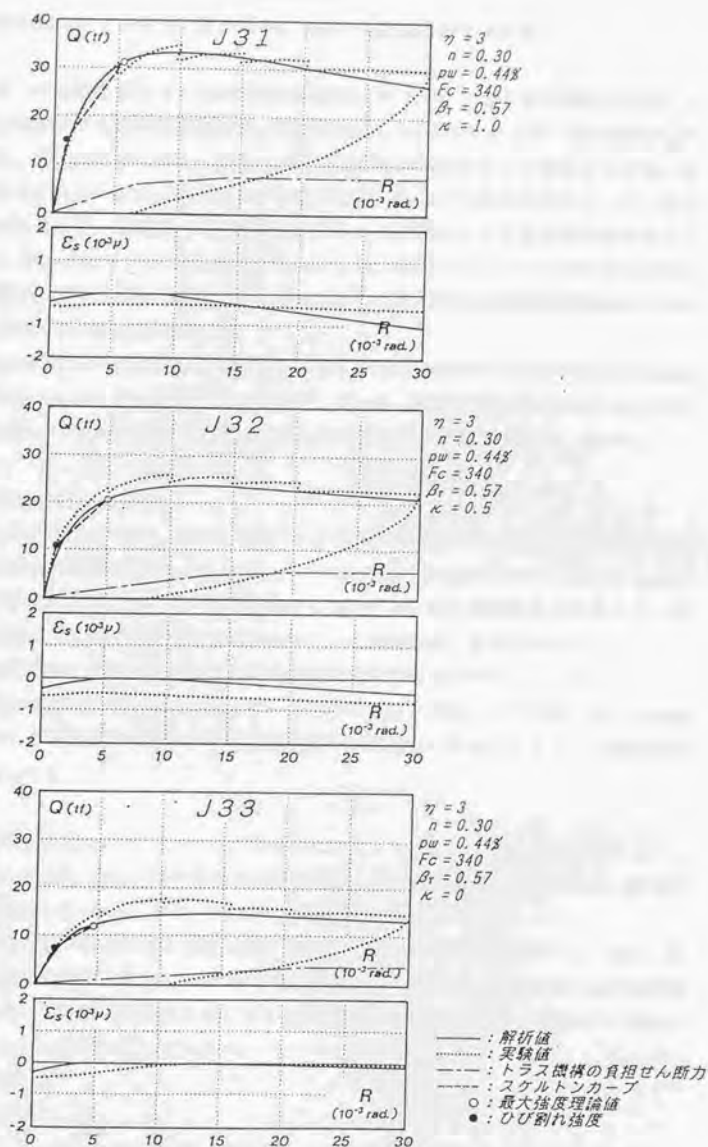


図7.10 非対称係数の異なるX形配筋部材に対する実験値と解析値の比較 (続き)

## 7.5. X形配筋部材のせん断力-変形関係に及ぼす主要構成因子の影響

逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対するパラメトリック解析の結果を図7.11に示す。解析変数はせん断補強筋係数 $\Psi$ 、柱長さ比 $\eta$ 、軸力比 $n$ 、およびX形主筋比 $\beta_T$ の4種類である。同図は無次元化せん断力 $q$ と相対部材角 $R$ の関係によって表現しており、実線および点線はそれぞれ全せん断力およびトラス機構の負担せん断力を表わし、○、●および△印はそれぞれアーチ機構、はり機構およびトラス機構における最大強度時を示している。なお、 $\Psi$ 、 $\eta$ および $n$ に関する解析については、鉄筋コンクリート部材との比較を考慮して、対象部材の諸元を5.8節(図5.18)に示した解析のものと主筋の配筋法のみが異なるものとし、その他は同一とした。

また、図7.12には非対称係数 $\kappa$ を解析変数とした非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材に対するパラメトリック解析の結果を示している。図中の表示方法は図7.11と同じとし、同図(a)および(b)はそれぞれ $\Psi=0.05$ および0.10の場合について示している。

### (a) せん断補強筋係数 $\Psi$ の影響

せん断補強筋係数が $\Psi=0.03$ 、0.05、0.10 および0.15の場合について検討したものを図7.11(a)に示す。解析対象部材は、 $d_1=0.8$ 、 $\eta=2$ 、 $\Phi=0.10$ 、 $n=0.3$ および $\beta_T=0.5$ とした。

X形配筋部材の最大強度は、 $\Psi$ の増加に伴って増加する。最大強度時の部材角は $\Psi$ の増加に伴って増加し、 $\Psi$ が比較的少ない場合にはアーチ機構の最大強度時部材角で決まっているが、 $\Psi$ が増加するに従ってトラス機構の最大強度時部材角で決定される傾向がある。また、変形能力に関しては、鉄筋コンクリート部材の場合と同様に $\Psi$ の増加に伴って増加する。さらに、 $\Psi$ が同一であれば、X形配筋部材の変形能力は鉄筋コンクリート部材に比して大きい。

### (b) 柱長さ比 $\eta$ の影響

柱長さ比が $\eta=2$ 、3、4および5の場合について検討したものを図7.11(b)に示す。解析対象部材は、 $d_1=0.8$ 、 $\Psi=0.05$ 、 $\Phi=0.10$ 、 $n=0.3$ および $\beta_T=0.5$ とした。

$\eta$ の増加に伴って、部材の最大強度は減少し、最大強度時部材角は増加する。また、 $\eta$ が増加するほどX形主筋の角度 $\theta$ が減少するため、トラス機構の降伏負担せん断力は減少する。さらに、部材の変形能力に関しては $\eta$ が増加するほど増加し、 $\eta$ が同一の場合には鉄筋コンクリート部材に比して大きい。

### (c) 軸力比 $n$ の影響

軸力比が $n=0.1$ 、0.2、0.3および0.4の場合について検討したものを図7.11(c)に示す。解析対象部材は、 $d_1=0.8$ 、 $\eta=2$ 、 $\Psi=0.10$ 、 $\Phi=0.10$ および $\beta_T=0.5$ とした。



鉄筋コンクリート部材と同様に、解析対象とした軸力比の範囲では  $n$  の増加に伴って最大強度は増加する。部材の最大強度時部材角については、鉄筋コンクリート部材の場合と異なり、はり機構の強度が最大となった後も部材強度は増加し、アーチ機構あるいはトラス機構の最大強度時部材角によって決定される傾向にある。部材の変形能力に関しては、 $n$  が増加するほど減少する傾向にあるが、 $n$  が同一の場合には鉄筋コンクリート部材に比して大きい。

#### (d) X形主筋比 $\beta_T$ の影響

X形主筋比が  $\beta_T = 0, 0.33, 0.67$  および  $1.0$  の場合について検討したものを 図 7.11(d) に示す。解析対象部材は、 $d_1 = 0.8$ 、 $\eta = 2$ 、 $\Psi = 0.067$ 、 $\Phi = 0.10$  および  $n = 0.3$  とした。

部材の最大強度および最大強度時部材角は、 $\beta_T$  の増加に伴って増加する。変形能力に関しても  $\beta_T$  の増加に伴って増加し、 $\beta_T \geq 0.67$  の部材では強度劣化が極めて少ないことが示される。また、トラス機構の最大強度は  $\beta_T$  の増加に伴って増加するが、最大強度時部材角は  $\beta_T$  の値に拘らず一定値を採る。

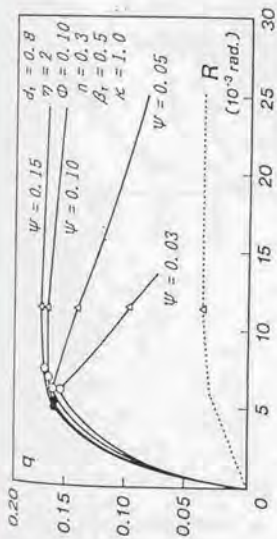
#### (e) 非対称係数 $\kappa$ の影響

非対称係数が  $\kappa = 1.0, 0.5$  および  $0$  の場合についてせん断力-変形曲線を比較したものを 図 7.12 に示す。解析対象部材は、 $d_1 = 0.8$ 、 $\eta = 2$ 、 $\Phi = 0.10$ 、 $n = 0.3$  および  $\beta_T = 0.5$  とした。

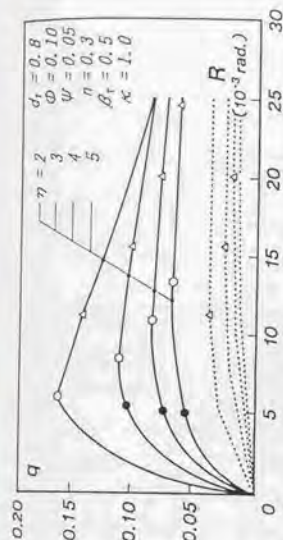
非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材の最大強度は、 $\kappa$  が増加（ただし、 $\kappa \leq 1.0$ ）するほど増加する。変形能力に関しては、 $\kappa$  が増加するほど減少する。また、同一の  $\kappa$  に対して、 $\Psi$  が増加するほど変形能力は増加するが、 $\kappa$  が  $0$  に近づくほどその影響は顕著に現れない。一方、複合トラス機構の最大強度は  $\kappa$  が増加するほど増加するが、最大強度時部材角は減少する。

以上、X形配筋部材のせん断力-変形関係に及ぼす影響を5種類の変数について検討した。検討結果は鉄筋コンクリート部材の場合と同様に、既往のX形配筋部材の実験結果の一般的な傾向と概ね合致しており、解析法あるいは解析モデルの妥当性が確認された。

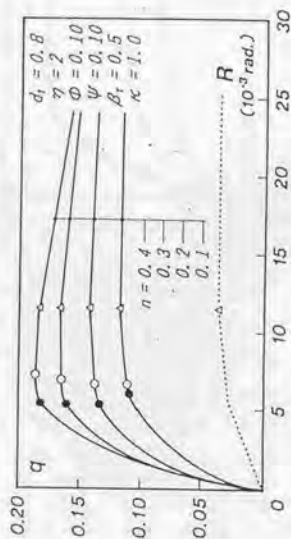
なお、柱長さ比が大きな場合、あるいは非対称係数が小さな場合には、トラス機構の最大強度時部材角が部材の最大強度時部材角に比してかなり大きくなり、部材としての最大強度は平行配筋部分の最大強度とトラス機構の降伏負担せん断力の単純累加で与えることができない。しかし、7.4節でも述べたように、部材の最大強度時にはトラス機構は降伏負担せん断力に近いせん断力を負担しているため、結果として、部材の最大強度解析値は若林・南理論によって与えられるせん断強度理論値と同程度の値となっている。



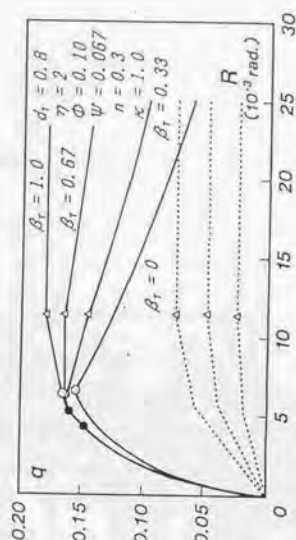
(a) せん断補強筋係数： $\psi$ の影響



(b) 柱長さ比： $\eta$ の影響

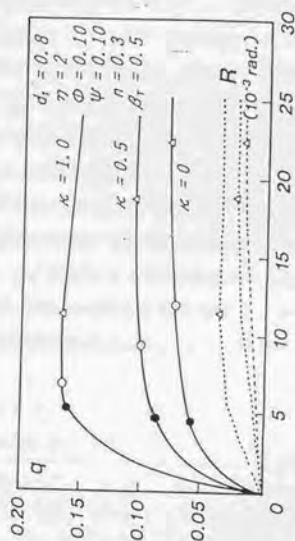
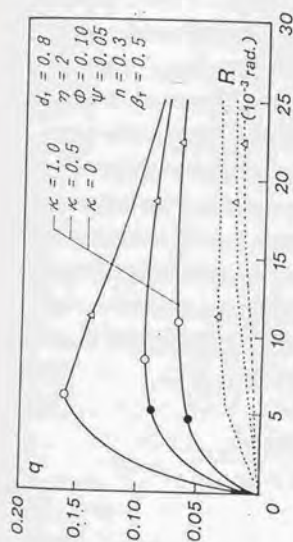


(c) 軸力比： $n$ の影響



(d) X形主筋比： $\beta$ の影響

図7.11 逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対する解析結果： $q-R$ 関係



(e) 非対称係数:  $\kappa$  の影響

図 7.12 非対称曲げモーメントを受ける X 形配筋部材に対する解析結果:  $q-R$  関係

## 7.6. X形配筋部材の靱性評価式

7.4および7.5節では、提案した解析法によってX形配筋部材の荷重-変形関係を十分な精度で予測することができ、かつ、部材の主要構成因子の影響が解析結果に適切に反映されていることが示された。そこで、本節では5章で示した鉄筋コンクリート部材の場合と同様な方法で、荷重-変形解析結果に基づいたX形配筋部材の実用的な靱性評価式を提案する。

靱性評価式の構築に際して、ヒンジ領域の長さはX形配筋部材においても学会指針に従って1.5・Dと仮定する。また、靱性部材のせん断抵抗機構は、平行配筋部分については図5.20に示した鉄筋コンクリート部材の抵抗機構と同様なものとし、〈複合〉トラス機構に関しては部材の上限曲げ強度到達時（図5.21におけるA点）に形成された抵抗機構を維持した状態で変形限界（B点）に達するものと仮定する。なお、実際のX形配筋部材においては、鉄筋コンクリート部材と同様に図5.21に示したような理想的な荷重-変形関係を有することは極めて希であることを考慮して、限界部材角 $R_u$ は梁および柱部材に対してそれぞれ最大強度の90%および80%に低下したときの部材角と定義する。

靱性評価式の構築は、5章で示した方法に従って、荷重-変形解析から得られる限界部材角 $R_u$ と最大強度時におけるせん断補強筋応力に対する降伏応力度の比率 $p_{w0}/p_{ws}$ （すなわち、曲げ降伏保証補強筋比 $p_{ws}$ に対するヒンジ領域のせん断補強筋比 $p_{w0}$ の比率）の関係を整理し、ヒンジ領域のせん断補強筋量と変形能力の関係を定式化することによって行なう。ここで、X形配筋部材に対する曲げ保証補強筋比 $p_{ws}$ は、 $Q_s=Q_{T,s}$ の条件の下で、(6-4)式より

$$p_{ws} = \frac{(Q_{T,u}/(b \cdot D \cdot F_c) - \gamma - \epsilon) \cdot F_c}{(d_1 - 2 \cdot \alpha) \cdot \sigma_{wy}} \quad \dots\dots\dots (7-47)$$

と与えられる。

図7.13(a)~(d)に柱部材に対する $R_u - p_{w0}/p_{ws}$ 関係を示す。同図は軸力比 $n$ 、柱長さ比 $\eta$ 、引張主筋比 $\Phi (= \rho \Phi + \alpha \Phi)$ 、材料強度比 $F_c/\sigma_{wy}$ 、X形主筋比 $\beta_r$ および非対称係数 $\kappa$ の6因子について検討している。図中の縦軸は荷重-変形解析から得られた最大強度の80%耐力時の部材角 $R_u$ を、横軸は $p_{w0}/p_{ws}$ をそれぞれ表わす。実線は $n=0.2, 0.3$ および $0.4$ の3種類の軸力比に対する解析結果を表わし、点線は後述する(7-48)式を示している。

図7.13(a)は $\beta_r=0.5$ 、 $F_c/\sigma_{wy}=0.10$ および $\kappa=1.0$ の部材に対して $\eta=3, 4$ および5と $\Phi=0.05, 0.10$ および $0.15$ の計9種類について、(b)は $\beta_r=0.5$ 、 $\Phi=0.10$ および $\kappa=1.0$ の部材に対して $\eta=3, 4$ および5と $F_c/\sigma_{wy}=0.05, 0.10$ および $0.15$ の計9種類について、(c)は $F_c/\sigma_{wy}=0.10$ 、 $\Phi=0.10$ および $\kappa=1.0$ の部材に対して $\eta=3, 4$ および5と $\beta_r=0.33, 0.5$ および



び0.67の計9種類について、および(d)は $F_c/\sigma_{wy}=0.10$ 、 $\Phi=0.10$  および $\beta_T=0.5$ の部材に対して $\eta=3$ 、4および5と $\kappa=0$ 、0.5および1.0の計9種類について、それぞれ検討している。なお、 $R_u-p_{wo}/p_{ws}$ 曲線は(7-47)式から算出される $p_{ws}$ が $0.03 \cdot F_c/\sigma_{wy}$ 以下の場合には  $p_{ws}=0.03 \cdot F_c/\sigma_{wy}$ として計算している。

$p_{wo}/p_{ws}$ の増加に伴う限界部材角 $R_u$ の増加率は 軸力比が増加するほど減少するが、 $\Phi$ の増加、 $\eta$ の減少 および $\beta_T$ の減少に伴って、増加率に対する軸力比の影響は少なくなる傾向にある。この原因は鉄筋コンクリート部材の場合と同様に、 $p_{wo}$ が小さく、かつ $\eta$ が大きな部材ほど軸力比の大きさに拘らず $p_{ws}$ の値が最小値で決定されるため、 $p_{wo}/p_{ws}$ が一定値を採り、荷重-変形解析法で考慮した係数 $\eta$ の影響が直接的に解析結果に反映されるためである。一方、 $p_{wo}$ が大きく、かつ $\eta$ が小さな部材では、軸力比の増加に伴って $p_{ws}$ の値も増加するため  $p_{wo}/p_{ws}$ の値が減少し、その結果、解析で考慮している軸力比の影響が相殺され、 $R_u-p_{wo}/p_{ws}$ 関係がほぼ一定となる傾向がある。

同一軸力比の部材では、 $\Phi$ 、 $F_c/\sigma_{wy}$ および $\kappa$ の増加、あるいは $\eta$ および $\beta_T$ の減少に伴って、 $p_{wo}/p_{ws}$ の増加に伴う限界部材角 $R_u$ の増加率は大きくなる。また、 $p_{wo}/p_{ws}=1.0$ の場合、すなわち、上限界強度を確保するために必要な最小せん断補強筋量が部材に配筋されている場合の限界部材角は、 $F_c/\sigma_{wy}$ が増加するほど増加する傾向にある。

図7.14には 梁部材に対する $R_u-p_{wo}/p_{ws}$ 関係を示す。図中の縦軸は荷重-変形解析から得られた90耐力時の部材角 $R_u$ を、横軸は $p_{wo}/p_{ws}$ をそれぞれ表わし、点線は後述する(7-48)式を示している。同図(a)は $\beta_T=0.5$ 、 $F_c/\sigma_{wy}=0.10$ および $\kappa=1.0$ の部材に対して  $\eta=3$ 、および5と $\Phi=0.05$ 、0.10および0.15の計9種類について、(b)は $\beta_T=0.5$ 、 $\Phi=0.10$ および $\kappa=1.0$ の部材に対して $\eta=3$ 、4および5と $F_c/\sigma_{wy}=0.05$ 、0.10および0.15の計9種類について、および(c)は $F_c/\sigma_{wy}=0.10$ 、 $\Phi=0.10$ および $\kappa=1.0$ の部材に対して  $\eta=3$ 、4および5と $\beta_T=0.33$ 、0.5および0.67の計9種類について、それぞれ検討している。なお、柱の場合と同様に、 $p_{ws}$ が $0.03 \cdot F_c/\sigma_{wy}$ 以下の場合には $p_{ws}=0.03 \cdot F_c/\sigma_{wy}$ とした。

梁部材では鉄筋コンクリート部材の場合と同様に、柱部材に比して  $p_{wo}/p_{ws}$ の増加に伴う $R_u$ の増加率が極めて大きく、変形能力の向上に対してせん断補強筋の増量の影響が敏感であることが示される。また、鉄筋コンクリート部材に比して、 $R_u-p_{wo}/p_{ws}$ 関係に及ぼす $\eta$ 、 $\Phi$ および $F_c/\sigma_{wy}$ が極めて少なく、さらに $\beta_T$ の影響も少ない。

以上の検討結果より、X形配筋柱および梁部材の $R_u-p_{wo}/p_{ws}$ 関係は、鉄筋コンクリート部材に対する式(5-89)式および(5-90)式と同様な形で、以下のように定式化できる。

$$\text{柱部材} : R_u = (1.6 \cdot (p_{wo}/p_{ws} - 1) \cdot \Phi / \eta + 0.05) \cdot \sqrt{F_c / \sigma_{wy}} \quad \dots\dots\dots (7-48)$$

$$\text{梁部材} : R_u = (0.26 \cdot p_{wo}/p_{ws} - 0.2) \cdot \sqrt{F_c / \sigma_{wy}} \quad \dots\dots\dots (7-49)$$

$$\text{ただし、} R_u \geq 0.05 \sqrt{F_c / \sigma_{wy}}$$

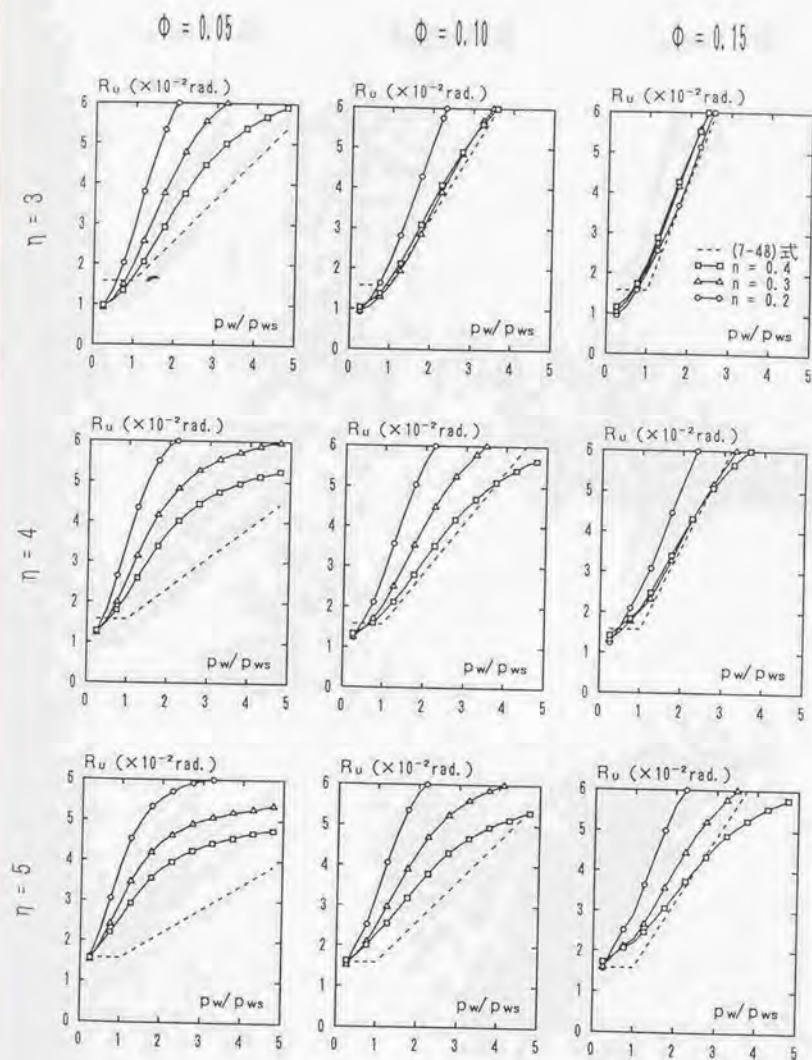


図7.13(a) ×形配筋柱に対する $R_u-pw/p_{ws}$ 関係 ( $F_c/\sigma_{wy}=0.10$ ,  $\beta_1=0.5$ ,  $\kappa=1.0$ )

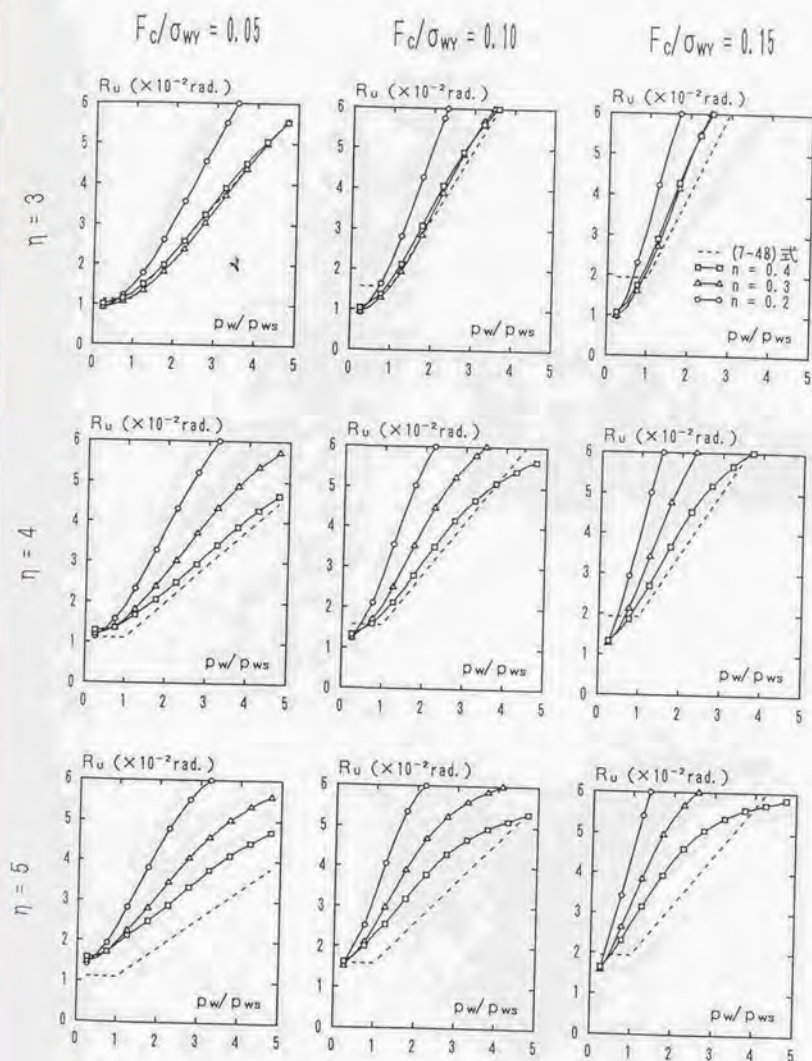


図7.13(b) X形配筋柱に対する  $R_u - p_w/p_{ws}$  関係 ( $\Phi = 0.10$ ,  $\beta_T = 0.5$ ,  $\kappa = 1.0$ )

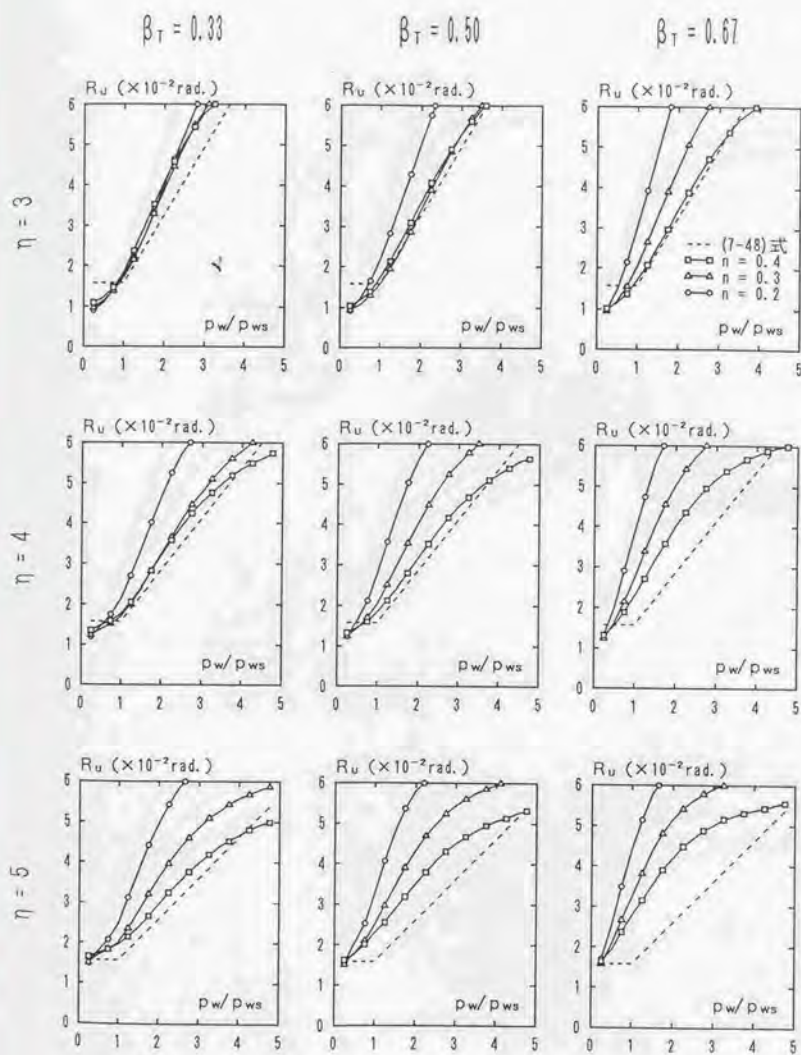


図7.13(c) X形配筋柱に対する $R_u-pw/pws$ 関係 ( $F_c/\sigma_{wy}=0.10$ ,  $\Phi=0.10$ ,  $\kappa=1.0$ )



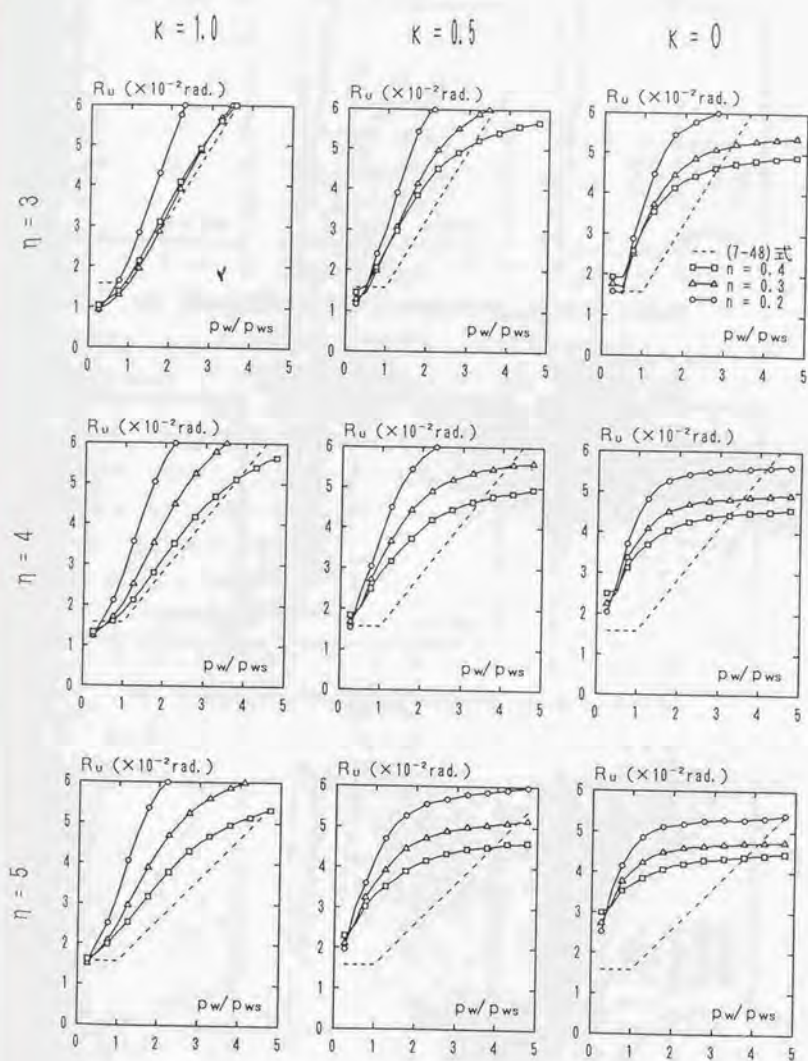
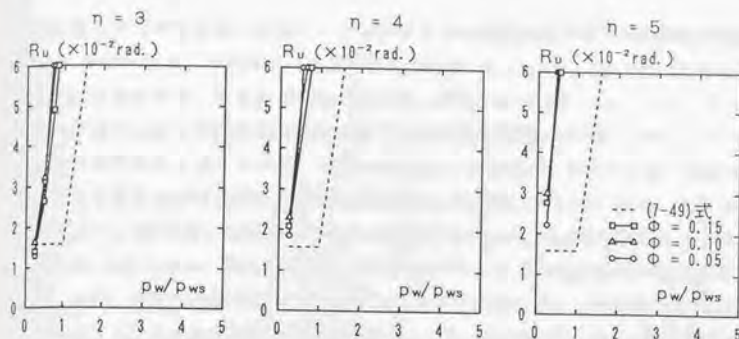
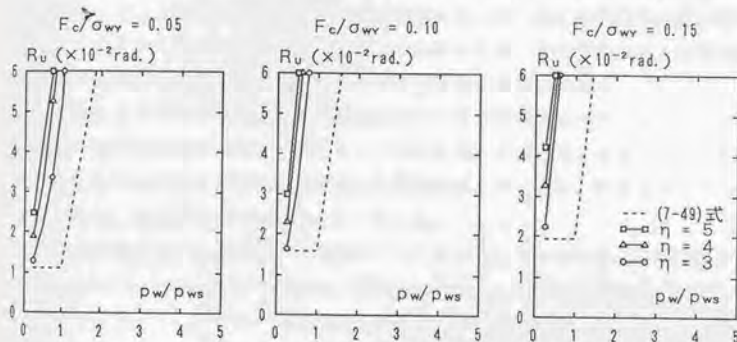


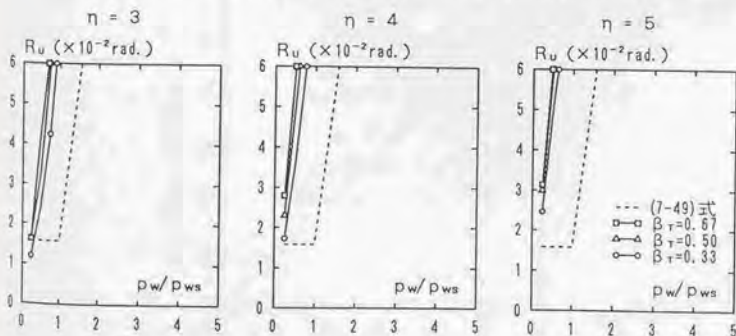
図7.13(d) X形配筋柱に対する $R_u - p_w/p_{ws}$ 関係 ( $F_c/\sigma_{wy} = 0.10$ ,  $\Phi = 0.10$ ,  $\beta_T = 0.5$ )



(a) 引張主筋比  $\Phi$  の影響 ( $F_c/\sigma_{wy}=0.10$ ,  $\beta_r=0.5$ ,  $\kappa=1.0$ )



(b) 材料強度比  $F_c/\sigma_{wy}$  の影響 ( $\Phi=0.10$ ,  $\beta_r=0.5$ ,  $\kappa=1.0$ )



(c) X形主筋比  $\beta_r$  の影響 ( $F_c/\sigma_{wy}=0.10$ ,  $\Phi=0.10$ ,  $\kappa=1.0$ )

図 7.14 X形配筋梁に対する  $R_u - p_w/p_{ws}$  関係

図7.15に既往のX形配筋柱の実験データに対する(7-48)式の変形能力予測精度の検証結果を示す。検討対象とした実験データは文献[8, 92, 97, 98, 131]および6.3節に示されているX形配筋柱実験の中で、断面積が $400\text{cm}^2$ 以上で、かつ、 $0.33 \leq \beta_T \leq 0.67$ のものとした。検証用データは一方向X形配筋柱32体および二方向X形配筋柱3体の計35体であり、その詳細については付録Dに示している。図中の縦軸および横軸は、それぞれ最大強度の80%耐力時における部材角の実験値 $R_{EXP}$ および計算値 $R_{CAL}$ を表わしている。また、▲および■印は、それぞれ6.3節で示した実験における非対称係数が $\kappa=0.5$ および0のデータを表わす。

図7.16には比較のため、学会指針A法およびB法<sup>(4)</sup>による靱性評価式の検証結果を示している。なお、両式の検証では非対称曲げモーメント載荷のデータ4体は除外した。

(7-48)式による計算値に対する実験値の比率 $R_{EXP}/R_{CAL}$ の平均値 $\mu$ および変動係数 $\nu$ はそれぞれ $\mu=1.44$ および $\nu=32.6\%$ であり、限界部材角予測精度のばらつきは若干大きい。実験結果に対して1.5程度の安全率を与える評価式となっていることが示される。なお、非対称曲げモーメントを受けるX形配筋柱データに対しては、非対称係数および軸力比が減少するほど計算値が実験値に対して安全側の評価を与える傾向がある。

一方、A法およびB法では計算値が実験値をかなり過小評価する結果となっている。特に両式では、式中の諸係数に鉄筋コンクリート部材に対する式と同じ値を用いているため、変形能力に優れているという特徴を有するX形配筋部材に対しては、鉄筋コンクリート部材の場合よりも、さらに安全側の評価となっている。

なお、(7-49)式については梁部材の検証用データが不足しているため、予測精度の検証は行っていない。しかし、(7-49)式は、鉄筋コンクリート部材の場合(5-90)式と同

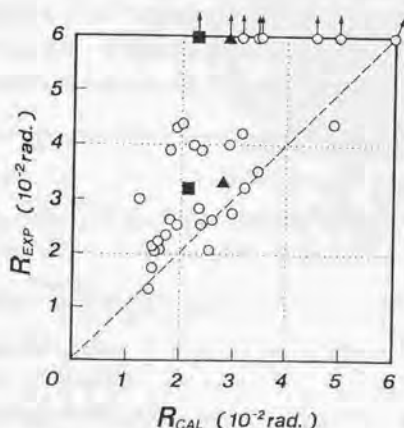
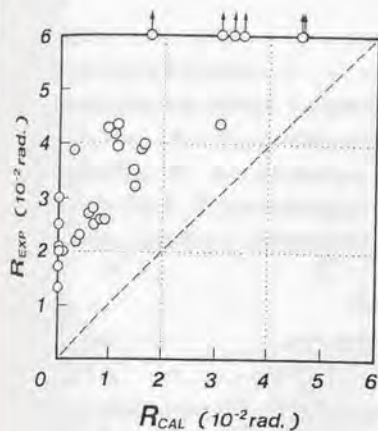
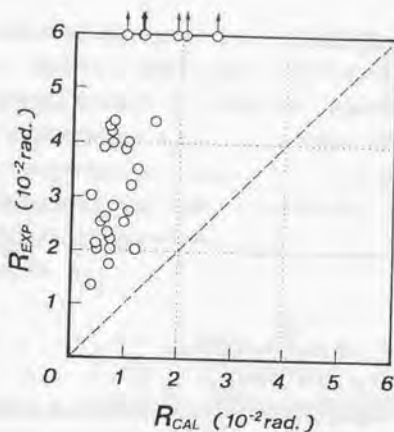


図7.15 (7-48)式の変形能力予測精度



[ 学会指針・A 法 ]



[ 学会指針・B 法 ]

図7.16 学会指針式の変形能力予測精度

様に、荷重-変形解析結果に対して安全側の評価を与えるように定式化しており、実験結果に対しても安全側の評価を与えるものと予想される。何れにせよ、梁部材に対する(7-49)式の予測精度の検証は今後の課題である。

上記の検証よりX形配筋部材の場合でも、曲げ降伏保証補強筋比に対するヒンジ領域のせん断補強筋比の比率 $p_{wo}/p_{ws}$ による限界部材角 $R_u$ の推定がある程度可能であることが示された。そこで、鉄筋コンクリート部材の場合と同様に、(7-48)式および(7-49)式を設計用保証変形 $R_0$ に対する必要せん断補強筋算定式の形で表現することによって、学会指針に適用できるX形配筋部材の靱性評価式を以下のように提案する。

〈柱部材〉

$$p_{wo} = \{5 \cdot (\sqrt{\sigma_{wy}/F_c} \cdot R_0 - 0.05) \cdot \eta / (8 \cdot \Phi) + 1\} \cdot p_{ws} \quad \dots\dots\dots (7-50)$$

〈梁部材〉

$$p_{wo} = (4 \sqrt{\sigma_{wy}/F_c} \cdot R_0 + 0.8) \cdot p_{ws} \quad \dots\dots\dots (7-51)$$

ただし、 $p_{wo} \geq 1.2 \cdot p_{ws}$

$$\sigma_{wy} \leq 400 \sqrt{F_c}$$

ここに、 $p_{ws}$ は(7-47)式による。



(7-50)式および(7-51)式によれば、X形配筋梁および柱部材におけるヒンジ領域のせん断補強筋量を設計用保証変形に応じて、非ヒンジ領域のせん断補強筋量から算定することができ、靱性設計の手順が極めて簡便なものとなる。ちなみに、 $F_c=300\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{wy}=3500\text{kgf/cm}^2$ 、 $\Phi=0.1$ および $\eta=5$ の部材に対して  $R_0=0.025\text{rad}$  とすると、ヒンジ領域の必要せん断補強筋比 $p_{wo}$ は、柱および梁部材に対してそれぞれ $p_{wo}=2.11 \cdot p_{ws}$ および $1.2 \cdot p_{ws}$ と求められる。すなわち、柱および梁部材のヒンジ領域には、それぞれ非ヒンジ領域に対して1.2倍および1.2倍程度のせん断補強筋量を配筋すればよいことになる。

## 7.7. まとめ

本章では、6章で導いたせん断強度理論を応用したX形配筋梁および柱部材の荷重-変形解析法を提案し、さらに、その解析結果を利用して終局強度型耐震設計法に適用可能な靱性評価式を導いた。以下に、本章で得た知見を要約する。

- 1) 本章で検討した実験データの範囲では、軸力比、せん断補強筋強度、コンクリート強度および非対称係数等の因子に拘らず、圧縮X形主筋の部材角の増加に伴う負担せん断力の増加率は引張X形主筋に比して小さく、巨視的には ほぼ1/2程度の値とみなすことができる。
- 2) X形配筋部材の荷重-変形関係は、はり機構、アーチ機構および複合トラス機構のそれぞれに対して仮定したトラスモデルから得られる荷重-変形関係を累加することによって求めることができる。
- 3) 軸力比、せん断補強筋強度、コンクリート強度および非対称係数の異なる15体のX形配筋部材に対するせん断力-変形関係の解析結果は、実験結果と良好な対応を示した。一方、平行主筋の平均応力度-変形関係についても、解析結果と実験結果の対応は概ね良好であるが、若林・南理論によって与えられる終局強度時のはり機構の負担力が軸力のみとなるような極端な場合には、両者の対応は悪くなる傾向がある。
- 4) X形配筋部材の荷重-変形関係に関するパラメトリック解析より、以下の結果を得た。
  - ① せん断補強筋係数の増加に伴って最大強度および変形能力共に増加する
  - ② 柱長さ比の増加に伴って最大強度は減少するが、変形能力は増加する
  - ③ 軸力比の増加に伴って最大強度は増加するが、変形能力は減少する
  - ④ X形主筋比の増加に伴って最大強度および変形能力共に増加する

- ⑤ 非対称係数の増加 (ただし、 $\kappa \leq 1.0$ ) に伴って最大強度は増加するが、変形能力は減少する

これらの解析結果は、既往のX形配筋部材の実験結果の一般的な傾向と概ね合致しており、解析法あるいは解析モデルの妥当性が確認できた。

- 5) X形配筋部材の限界部材角 $R_v$ と曲げ降伏保証補強筋比に対するヒンジ領域のせん断補強筋比の比率 $p_{wd}/p_{ws}$ の関係は、柱および梁部材に対してそれぞれ(7-48)式および(7-49)式で定式化できる。なお、曲げ降伏保証補強筋比 $p_{ws}$ は(7-47)で与えられる。
- 6) (7-48)式による計算値に対する実験値の比率の平均値 $\mu$ および変動係数 $\nu$ は、既往のX形配筋柱の実験データ35体に対してそれぞれ $\mu=1.44$ および $\nu=32.6\%$ であり、限界部材角予測精度のばらつきは若干大きい。実験値に対して1.5程度の安全率を与える評価式となっている。(7-49)式については梁部材の実験データが不足のため予測精度の検証を行なうに至らなかったが、荷重-変形解析による計算結果に対して安全側に定式化していることを考慮すると、実験結果に対しても安全側の評価を与えるものと推察できる。
- 7) (7-48)式および(7-49)式に基づいてX形配筋部材の靱性評価式として(7-50)式および(7-51)式を提案した。提案式によれば、鉄筋コンクリート部材の場合と同様に、ヒンジ領域のせん断補強筋量を設計用保証変形に応じて、非ヒンジ領域のせん断補強筋量から算出することができ、靱性設計の手順が極めて簡便なものとなる。

## 7.8. 記号

本章で提案したX形配筋部材の荷重-変形解析法の誘導の際に用いた記号を以下に示す。  
なお、その他の記号は5章および本論文末の〈記号〉によるものとする。

- $N_i$  : (複合)トラス機構の初期負担軸力 ((7-3)式)
- $N_u$  : (複合)トラス機構の最大強度時の負担軸力
- $n_u$  : (複合)トラス機構の最大強度時の無次元化負担軸力  $[= N_u / (b \cdot D \cdot F_c)]$
- $Q_u$  : (複合)トラス機構の最大強度時の負担せん断力
- $Q_c$  : 圧縮X形主筋の平均負担せん断力 ((7-13)式)
- $Q_t$  : 引張X形主筋の平均負担せん断力 ((7-12)式)
- $Q_{cu}$  : 圧縮X形主筋の降伏負担せん断力 ((7-38)式)
- $Q_{tu}$  : 引張X形主筋の降伏負担せん断力 ((7-37)式)
- $q_u$  : (複合)トラス機構の最大強度時の無次元化負担せん断力  $[= Q_u / (b \cdot D \cdot F_c)]$
- $R$  : (複合)トラス機構におけるせん断ひずみ度(相対部材角)
- $\alpha_c$  : 圧縮X形主筋の剛性低下係数
- $\alpha_t$  : 引張X形主筋の剛性低下係数
- $\epsilon_c$  : 圧縮X形主筋の平均ひずみ度 ((7-27)式)
- $\epsilon_d$  : せん断変形によるX形主筋のひずみ度
- $\epsilon_L$  : 縦方向(材軸方向)の変形によるX形主筋のひずみ度
- $\epsilon_t$  : 引張X形主筋の平均ひずみ度 ((7-26)式)
- $\sigma_c$  : 圧縮X形主筋の平均応力度 ((7-34)式)
- $\sigma_L$  : 負担軸力 $N$ によってX形主筋に生じる応力度 ((7-21)式)
- $\sigma_t$  : 引張X形主筋の平均応力度 ((7-33)式)
- $\sigma_{ca}$  : 材端における圧縮X形主筋の応力度
- $\sigma_{ta}$  : 材端における引張X形主筋の応力度



## 第8章 鉄筋コンクリートおよびX形配筋部材のせん断設計法(案)

1990年に日本建築学会において制定された『鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計法・同解説<sup>14)</sup>』には、既に、塑性理論に基づくせん断設計法が示されている。この設計法には本研究と同様に、鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構としてトラス機構(はり)機構とアーチ機構の混在を仮定して、極限解析における下解定理に基づいて構築されたせん断強度式、付着割裂強度式および靱性評価式が採用されている。しかし、それらの理論式は完成されたものではなく、例えば、せん断強度式における軸力の効果の考慮、各せん断抵抗機構におけるコンクリート斜め圧縮材の角度および強度有効係数の評価、あるいは荷重-変形解析法に基づいた靱性評価法の樹立、といった点で改良の余地が残されている。

本論文では3章から7章において、学会指針とは若干異なったアプローチによって、鉄筋コンクリートおよびX形配筋部材のせん断強度式、付着割裂強度式および靱性評価式を提案した。すなわち、①軸力の効果を考慮したせん断強度式の提案、②付着抵抗機構モデルに基づいた付着割裂強度式の提案、③曲げ降伏後の付着割裂破壊に対する防止条件の提案、④荷重-変形解析に基づく靱性評価式の提案、さらには⑤それらの提案式が統一したせん断強度理論(若林・南理論)に基づいたものである、などがその特徴として挙げられる。また、本論文では、それらの提案式の耐力予測精度あるいは変形能力予測精度が学会指針式と比較して遜色がないことも明らかにした。そこで、本章では、提案したせん断強度式、付着割裂強度式および靱性評価式を用いて、終局強度型耐震設計法に適用可能なせん断設計法を提案する。ただし、せん断設計法以外の耐震設計規定は、すべて学会指針に準ずるものとする。

なお、3章から7章では、対称配筋された矩形断面で、かつ、逆対称曲げ・せん断の応力が作用する部材を対象として各設計式を構築した(ただし、X形配筋部材については、8章および7章において非対称曲げモーメントを受ける部材の設計式についても言及した)。しかし、実際には、そのような理想的な部材に対して設計することは極めて希である。すなわち、梁部材では中間荷重が作用している場合や、非対称配筋断面あるいはT型断面の場合が考えられ、結果としてモーメント分布が非対称な部材あるいはせん断力が一様でない部材に対して設計することになる。また、柱部材についても反曲点が部材中央に存在する場合は希であり、非対称曲げモーメントを受ける部材を対象として設計する場合が多い。そこで、本章で提案するせん断設計法ではこれらの問題の解決策として、従来の設計法で振られてきた方法を踏襲して、せん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ の考え方を導入する。すなわち、前章までに提案した各設計式に用いられた柱長さ比 $\eta$ を $2 \cdot M/(Q \cdot d)$ と読み換えて、式を再表現することによって、非対称曲げモーメントが作用する部材あるいはせん断力が一様でない部材の設計に対処することにする。



## 8.1. 強度設計

### 8.1.1. 適用範囲

強度設計の適用範囲は以下のとおりである。

- (1) 降伏ヒンジを計画しない梁および柱のせん断強度を確保する設計
- (2) 降伏ヒンジを計画しない梁および柱の付着割裂強度を確保する設計
- (3) 降伏ヒンジを計画する梁および柱のヒンジ領域以外の部位のせん断強度を確保する設計

### 8.1.2. 設計方法

#### 〈設計の原則〉

せん断に対する設計では、降伏ヒンジを計画する部材および計画しない部材共に、せん断信頼強度が降伏機構保証設計用せん断力を上回るように設計する。

付着に対する設計では、降伏ヒンジを計画しない部材の付着割裂信頼強度が降伏機構保証設計用せん断力を上回ることを確認する。

#### 〈設計方法〉

強度設計では、従来の設計法と同様に曲げ設計とせん断設計を分離して行なう。したがって、曲げに対する設計が終了し、曲げ補強筋の配筋が決定した部材に対して、降伏機構保証設計用応力に対する必要せん断補強筋量の算定を行なう。さらにせん断設計が終了した後に付着割裂破壊に対する安全性の検討を行なう。

#### 〈せん断補強筋の強度〉

降伏ヒンジを計画する部材および計画しない部材共に、せん断強度の算定ではせん断補強筋に信頼強度算定用の材料強度を用いる。

### 8.1.3. せん断強度式

以下の設計式に用いる記号のうち注釈のないものは、8.3節によるものとする。

鉄筋コンクリート梁および柱のせん断信頼強度の算定は(8-1)式による。

$$Q_s = b \cdot d \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + (\gamma - 2 \cdot \alpha \cdot \Psi) \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad \dots\dots\dots (8-1)$$

ここで、 $n \leq 0.5 - 2 \cdot r \cdot \Phi$  のとき

$$\gamma = [\sqrt{4(n+2 \cdot r \cdot \Phi)(1-n-2 \cdot r \cdot \Phi)} + \{2 \cdot M/(Q \cdot D)\}^2 - 2 \cdot M/(Q \cdot D)]/2$$

$n > 0.5 - 2 \cdot r \cdot \Phi$  のとき

$$\gamma = [\sqrt{1 + \{2 \cdot M / (Q \cdot D)\}^2} - 2 \cdot M / (Q \cdot D)] / 2 \quad (= \alpha)$$

X形配筋梁および柱のせん断信頼強度の算定は(8-2)式による。

$$Q_s = b \cdot d \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + (\gamma - 2 \cdot \alpha \cdot \Psi) \cdot b \cdot D \cdot F_c + q \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad \dots (8-2)$$

ここで、 $n \leq -2 \cdot r \cdot \Phi$  のとき

$$\gamma = 0$$

$$q = (n + 2 \cdot r \cdot \Phi + 4 \cdot \kappa \cdot \Phi \cdot \cos \theta_s / (1 + \kappa)) \cdot \tan \theta_s \cdot (1 + \kappa) / 2$$

$-2 \cdot r \cdot \Phi < n \leq 0.5 - 2 \cdot r \cdot \Phi$  のとき

$$\gamma = [\sqrt{4(n + 2 \cdot r \cdot \Phi)(1 - n - 2 \cdot r \cdot \Phi) + \{2 \cdot M / (Q \cdot D)\}^2} - 2 \cdot M / (Q \cdot D)] / 2$$

$$q = 2 \cdot \kappa \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s$$

$n > 0.5 - 2 \cdot r \cdot \Phi$  のとき

$$\gamma = [\sqrt{1 + \{2 \cdot M / (Q \cdot D)\}^2} - 2 \cdot M / (Q \cdot D)] / 2 \quad (= \alpha)$$

$$q = 2 \cdot \kappa \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s$$

ただし、鉄筋コンクリートおよびX形配筋部材共に、以下の制限を満足するものとする。

$$p_w \cdot \sigma_{wy} \leq F_c \cdot \gamma / (2 \cdot \alpha)$$

$$\sigma_{wy} \leq 400 \sqrt{F_c}$$

$$p_w \geq 0.03 \cdot F_c / \sigma_{wy}$$

#### 8.1.4. 付着割裂強度式

以下の設計式に用いる記号のうち注釈のないものは、8.3節によるものとする。

鉄筋コンクリート梁および柱の付着割裂信頼強度の算定は(8-3)式による。なお、 $\gamma$ の値は(8-1)式による。

$$Q_b = \tau_{bu} \cdot \Sigma \phi \cdot d \cdot [1 - Q \cdot d / (2 \cdot M)] + (\gamma - 2 \cdot \alpha \cdot \Psi_s) \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad \dots (8-3)$$

ただし、 $Q_b \leq (b \cdot D \cdot F_c / 2) \gamma / \alpha$

X形配筋梁および柱の付着割裂信頼強度の算定は(8-4)式による。ただし、軸力力比が $n \leq -2 \cdot r \cdot \Phi$ の場合には、付着割裂破壊に対する検討は省略してよい。なお、 $\gamma$ の値は(8-2)式による。

$$Q_b = \tau_{so} \cdot \Sigma \phi \cdot d \cdot \{1 - Q \cdot d / (2 \cdot M)\} + (\gamma - 2 \cdot \alpha \cdot \Psi_s) \cdot b \cdot D \cdot F_c + i_q \cdot b \cdot D \cdot F_c \quad \dots (8-4)$$

$$\text{ただし、} Q_b \leq (b \cdot D \cdot F_c / 2) \gamma / \alpha + i_q \cdot b \cdot D \cdot F_c$$

$$\text{ここに、} \Psi_s = \tau_{so} \cdot \Sigma \phi \cdot \{1 - Q \cdot d / (2 \cdot M)\} / (b \cdot F_c)$$

$$i_q = 2 \cdot \kappa \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s$$

なお、鉄筋コンクリートおよびX形配筋部材共に平行主筋量が上端と下端で異なる場合には、片側平行主筋の周長の総和 $\Sigma \phi$ はそれらのうちの最小値とし、さらにカットオフ筋については考慮しないものとする。また、 $Q \cdot d / (2 \cdot M) > 1$ となる部材に対しては、(8-3)式および(8-4)式において $Q \cdot d / (2 \cdot M) = 1$ として計算する。

付着割裂信頼強度を算定する際の $\tau_{so}$ は(8-5)式によって、最外縁主筋に対して求めるものとする。

$$\tau_{so} = \tau_{eo} + \tau_{si} \quad \dots (8-5)$$

$$\text{ここで、} \tau_{eo} = (0.307 \cdot b_i + 0.427) \sqrt{F_c}$$

$$\tau_{si} = \{24.9 \cdot k_b \cdot p_w \cdot b / (N_b \cdot d_s)\} \sqrt{F_c}$$

$$\text{ただし、} b_{ei} < b_{si} \text{ のとき } b_i = b_{ei} = \{(C_s + C_b) / d_s + 1\} \sqrt{2} - 1, \quad k_b = \sqrt{2}$$

$$b_{ei} \geq b_{si} \text{ のとき } b_i = b_{si} = b / (N_b \cdot d_s) - 1, \quad k_b = 1$$

なお、水平上端筋以外の主筋は(8-5)式から得られる強度に1.22を乗じる。

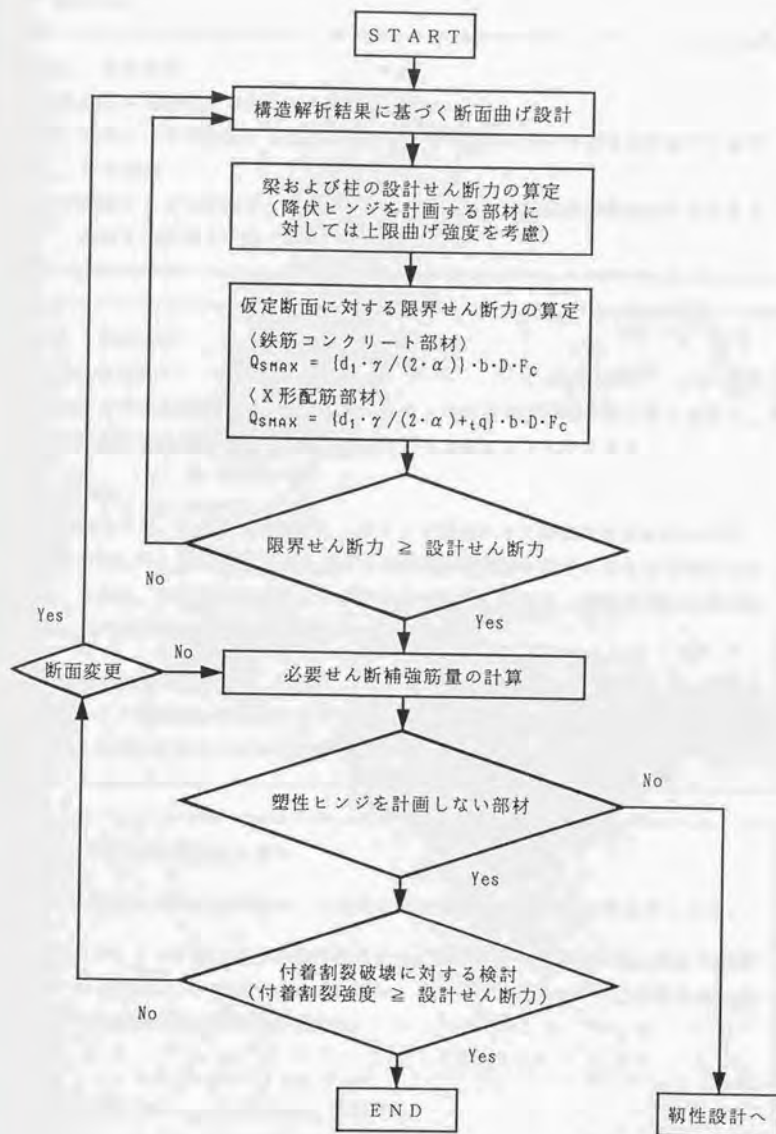


図8.1 強度設計の手順



## 8.2. 靱性設計

### 8.2.1. 適用範囲

靱性設計の適用範囲は以下のとおりである。

- (1) 降伏ヒンジを計画する梁および柱のヒンジ領域における塑性変形能力を確保する設計
- (2) 降伏ヒンジを計画する梁および柱の降伏ヒンジ形成後の付着破壊に対する安全性を確保する設計

### 8.2.2. 設計方法

#### 〈設計の原則〉

降伏ヒンジを計画する部材がせん断破壊および付着割裂破壊を生じることなく、その塑性変形能力が降伏機構設計用保証変形を上回るように設計する。

#### 〈設計方法〉

靱性設計では、強度設計が終了し、非ヒンジ領域のせん断補強筋の配筋が決定した部材に対して、設計用保証変形以下での付着割裂破壊に対する安全性の検討を行なう。さらに、付着割裂破壊に対する安全性を確認した後に、設計用保証変形に対するヒンジ領域内の必要横補強筋量の算定を行なう。

#### 〈せん断補強筋の強度〉

降伏ヒンジを計画する部材のヒンジ領域内の必要横補強筋量の算定では、せん断補強筋は信頼強度算定用の材料強度を用いる。

### 8.2.3. 付着割裂破壊防止条件

以下の設計式に用いる記号のうち注釈のないものは、8.3節によるものとする。

鉄筋コンクリートおよびX形配筋部材の曲げ降伏後の付着割裂破壊に対する安全性は、(8-6)式によって確認する。ただし、X形配筋部材において、軸力比が  $n \leq -2.0\phi$  の場合には検討を省略してよい。

$$\tau_{01} \leq \min(\tau_{01}, \tau_{02}) \quad \dots\dots\dots (8-6)$$

ここで、 $\tau_{01} = \tau_{00}/(100 \cdot R_D - 1)$

$$\tau_{02} = \tau_{00}/1.5$$

$\tau_{su}$ は部材の上限曲げ強度時に主筋に生じる付着応力度であり、鉄筋コンクリート部材およびX形配筋部材に対して、それぞれ(8-7)式および(8-8)式で与えられる。また、最大付着強度 $\tau_{su}$ は(8-5)式による。

$$\tau_{su} = \frac{2 \cdot M \cdot (Q_{ru} - \gamma \cdot b \cdot D \cdot F_c)}{\Sigma \phi \cdot D \cdot (d_1 - 2\alpha) (2 \cdot M - Q \cdot d)} \quad \dots\dots\dots (8-7)$$

$$\tau_{su} = \frac{2 \cdot M \cdot (Q_{ru} - (\gamma + i \cdot q) \cdot b \cdot D \cdot F_c)}{\Sigma \phi \cdot D \cdot (d_1 - 2\alpha) (2 \cdot M - Q \cdot d)} \quad \dots\dots\dots (8-8)$$

ただし、 $\tau_{su} \leq d_b \cdot \sigma_{vu} \cdot Q / [2(2 \cdot M - Q \cdot d)]$

ここに、 $i \cdot q = 2 \cdot \kappa \cdot \phi \cdot \sin \theta_a$

なお、(8-7)式および(8-8)式における $\gamma$ の値は、それぞれ(8-1)式および(8-2)式によるものとする。

#### 8.2.4. 必要横補強筋量算定式

以下の設計式に用いる記号のうち注釈のないものは、8.3節によるものとする。

鉄筋コンクリート梁および柱のヒンジ領域内の横補強筋量の算定は、それぞれ(8-9)式および(8-10)式による。ただし、軸力比が $n < 0$ の柱については(8-9)式によってよい。

$$\langle \text{梁} \rangle \quad p_{wd} = (10 \sqrt{\sigma_{wy} / F_c \cdot R_D} + 0.5) \cdot p_{ws} \quad \dots\dots\dots (8-9)$$

$$\langle \text{柱} \rangle \quad p_{wd} = [(\sqrt{\sigma_{wy} / F_c \cdot R_D} - 0.05) \cdot M / (Q \cdot D \cdot r \cdot \Phi) + 1] \cdot p_{ws} \quad \dots\dots\dots (8-10)$$

鉄筋コンクリート梁および柱に対する曲げ降伏保証補強筋比は(8-11)式で与えられる。

$$p_{ws} = \frac{[Q_{ru} / (b \cdot D \cdot F_c) - \gamma] \cdot F_c}{(d_1 - 2\alpha) \cdot \sigma_{wy}} \quad \dots\dots\dots (8-11)$$

X形配筋梁および柱のヒンジ領域内の横補強筋量の算定は、それぞれ(8-12)式および(8-13)式による。ただし、軸力比が $n < 0$ の柱については(8-12)式によってよい。

$$\langle \text{梁} \rangle \quad p_{wd} = (4 \sqrt{\sigma_{wy} / F_c \cdot R_D} + 0.8) \cdot p_{ws} \quad \dots\dots\dots (8-12)$$

$$\langle \text{柱} \rangle \quad p_{wd} = [5 \cdot (\sqrt{\sigma_{wy} / F_c \cdot R_D} - 0.05) \cdot M / (4 \cdot Q \cdot D \cdot r \cdot \Phi) + 1] \cdot p_{ws} \quad \dots\dots\dots (8-13)$$

X形配筋梁および柱に対する曲げ降伏保証補強筋比は (8-14) 式で与えられる。  
 ただし、軸力比が  $n \leq -2 \cdot \rho \Phi$  の場合には、 $p_{ws} = 0.03 \cdot F_c / \sigma_{wy}$  としてよい。

$$p_{ws} = \frac{(Q_{fu} / (b \cdot D \cdot F_c) - \gamma - i q) \cdot F_c}{(d_1 - 2\alpha) \cdot \sigma_{wy}} \quad \dots\dots\dots (8-14)$$

ここに、 $i q = 2 \cdot \kappa \cdot \Phi \cdot \sin \theta_s$

ただし、鉄筋コンクリートおよびX形配筋部材共に、以下の制限を満足するものとする。

$$\sigma_{wy} \leq 400 \sqrt{F_c}$$

$$p_{ws} \geq 0.03 \cdot F_c / \sigma_{wy}$$

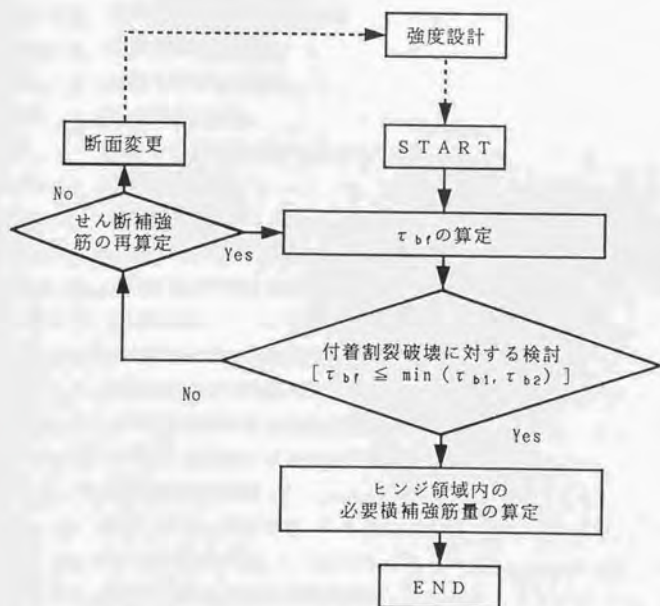


図8.2. 靱性設計の手順

### 1.3. 記号

$b$	: 断面幅
$C_o$	: 断面せい方向の主筋のかぶり厚さ
$C_s$	: 断面幅方向の主筋のかぶり厚さ
$D$	: 断面せい
$d$	: (平行) 主筋間隔
$d_i$	: 主筋間隔比 $[ = d/D ]$
$d_b$	: (平行) 主筋径
$F_c$	: コンクリート圧縮強度
$L$	: 部材長
$M$	: 設計する梁または柱の最大曲げモーメント
$N$	: 設計する柱の作用軸力
$n$	: 無次元化軸力 $[ = N/(b \cdot D \cdot F_c) ]$
$N_b$	: 最外縁(平行)主筋の本数
$a p_1$	: 引張 X 形主筋比
$r p_1$	: 引張(平行)主筋比
$p_w$	: せん断補強筋比
$Q$	: 設計する梁または柱の最大せん断力
$Q_{rw}$	: 上限曲げ強度
$R_D$	: 設計用保証変形
$\alpha$	: $[ = \sqrt{1 + [2 \cdot M / (Q \cdot D)]^2} - 2 \cdot M / (Q \cdot D) ] / 2$
$\theta_a$	: X 形主筋の材軸と成す角度
$\kappa$	: 非対称係数 $[ = L \cdot Q / M - 1 ]$
$\sigma_{wy}$	: せん断補強筋の信頼強度算定用強度
$a \sigma_y$	: X 形主筋の信頼強度算定用強度
$r \sigma_y$	: (平行) 主筋の信頼強度算定用強度
$r \sigma_{yv}$	: (平行) 主筋の上限曲げ強度算定用強度
$a \Phi$	: 引張 X 形主筋係数 $[ = a p_1 \cdot a \sigma_y / F_c ]$
$r \Phi$	: 引張(平行)主筋係数 $[ = r p_1 \cdot r \sigma_y / F_c ]$
$\Psi$	: せん断補強筋係数 $[ = p_w \cdot \sigma_{wy} / F_c ]$
$\Sigma \phi$	: 片側(平行)主筋の周長の総和



## 第9章 結 論

本研究は、X形配筋を含めた鉄筋コンクリート梁、柱部材のせん断強度式、付着割裂強度式および靱性評価式を塑性理論を応用して構築し、終局強度型耐震設計法を念頭に置いたせん断設計法を開発することを主たる目的とした研究である。本章では、本論文各章で示した検討項目並びに研究成果を総括し、さらに、本研究で未解決の事項および今後の検討課題について述べる。

### 9.1. 研究結果のまとめ

第1章では、本研究の背景と目的を述べ、関連する既往の研究を整理した。

本研究では、終局強度型耐震設計法への適用を念頭に置いて、

① 塑性理論を応用した鉄筋コンクリート梁、柱部材に対するせん断設計法の開発

② 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋柱の挙動およびせん断抵抗機構の解明

③ 塑性理論を応用したX形配筋梁、柱部材に対するせん断設計法の開発

等を目的とし、特に、X形配筋を含めた鉄筋コンクリート部材に対するせん断強度と変形能力の評価式を理論的に構築することに重点を置いた。

第2章では、本論で提案した鉄筋コンクリート部材およびX形配筋部材のせん断強度式、付着割裂強度式および靱性評価式の基礎となった『若林・南理論』の基本仮定、理論式の誘導およびその構成について概説した。また、既往の鉄筋コンクリート梁、柱部材の実験データ180体を用いて、若林・南理論のせん断耐力予測精度を検証した。

若林・南理論は、曲げモーメント、せん断力および軸力が作用する部材のせん断抵抗機構として、はり機構とアーチ機構の混在を仮定し、極限解析における下界定理と拡張累加強度理論を応用して構築されたせん断強度理論であり、その $n-q$ 方程式は(2-31)～(2-37)式で与えられる。この理論では主筋の降伏を伴う二次元的な釣合いを考慮しているため、理論式から算出されるせん断強度が、断面の曲げ解析による終局曲げモーメントから算定されるせん断強度（曲げ強度）を常に上回ることではない。

第3章では、若林・南理論式に修正を加え、曲げ設計とせん断設計を分離して行なう現行の設計手順に適用できる実用的、かつ簡便なせん断強度式を提示した。また、せん断強度提案式の強度特性、せん断耐力予測精度および適用範囲等について検討した。

せん断強度提案式は(3-1)式で与えられ、若林・南理論式と同様に はり機構とアーチ機構によるそれぞれの負担せん断力を累加することによって部材耐力を算定するものである。

が、はり機構に寄与する主筋の強度を無限大と仮定している点で若林・南理論式とは異なり。せん断強度を曲げ強度とは独立に算出することを可能にしている。なお、せん断強度提案式はせん断破壊が先行する部材の耐力評価に適用するものであり、曲げ降伏が先行する部材に対しては、別途曲げ強度式によって評価する。

せん断強度提案式は、せん断補強筋係数の下限値として $\Psi \geq 0.03$ 、およびせん断補強筋強度の上限値として $\sigma_{sv} \leq 400\sqrt{f_c}$ を設けることによって、斜張力破壊あるいはコンクリートの圧縮破壊が先行するといった適用範囲外の部材に対しても適用可能となり、高強度せん断補強筋を使用した部材も含めた鉄筋コンクリート部材の終局せん断強度を適切に評価することができる。

第4章では、主筋の曲げ降伏以前に付着割裂破壊を生じた柱実験データを参考にして付着抵抗機構のモデル化を行ない、第3章で提示したせん断強度式と同様な考え方で鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式を誘導した。また、曲げ降伏後に付着割裂破壊を生じた部材の場合でも、曲げ降伏以前に付着割裂破壊を生じたものと同様な付着抵抗機構が形成されることを既往の実験結果から明らかにし、そのような部材に対する付着割裂防止条件を提示した。

付着割裂強度式は、付着抵抗機構による強度と等価せん断補強筋係数 $\Psi$ を考慮したアーチ機構による強度の累加によって(4-5)式で与えられる。この場合の付着抵抗機構は、有効主筋長 $l_d$ を考慮し、せん断補強筋強度を無限大と仮定したはり機構によって与えられ、降伏条件は、主筋回りの平均付着応力度が最大付着強度に達することと、コンクリート斜め圧縮束材の応力が圧縮強度に達することとしている。また、鉄筋コンクリート部材の終局強度理論値は、付着割裂強度式、せん断強度式および曲げ強度式のそれぞれによる強度のうちの最小値で与えられる。

曲げ降伏が先行する部材(靱性部材)における付着割裂破壊は、部材の曲げ強度時に主筋に生じる平均付着応力度を、設計用保証変形時に対応する付着強度以下に制限することによって防止することができる。この場合の付着割裂防止条件は(4-10)式で与えられる。

第5章では、まず若林・南理論を応用した鉄筋コンクリート部材の荷重-変形解析法を提案した。既往の実験データを用いて解析結果と実験結果を比較検討し、解析手法の妥当性の検証を行なった。また、鉄筋コンクリート部材の主要構造因子が荷重-変形関係に及ぼす影響をパラメトリック解析によって把握することを試みた。最後に、荷重-変形解析法によって得られた種々の鉄筋コンクリート部材の限界部材角 $R_u$ と、仮定したせん断抵抗機構から求められる必要せん断補強筋量 $p_{ws}$ の関係を統計的に整理することによって、終局強度型耐震設計法に適用できる靱性評価式を導出した。

せん断補強筋比、柱長さ比、軸力比およびコンクリート強度を変数とした鉄筋コンクリ

ート柱に対する解析結果は、せん断力-変形関係および主筋の平均応力度-変形関係共に実験結果と良好な対応を示した。また、主要構造因子に関するパラメトリック解析より、既往の実験から得られる強度と靱性に関する一般的な事象と合致した結果が得られ、本解析における仮定あるいは解析モデルの妥当性、整合性が確認できた。

鉄筋コンクリート柱および梁部材に対する靱性評価式は(5-91)式および(5-92)式で与えられる。この靱性評価式の特徴は、ヒンジ領域に必要な横補強筋が、設計用保証変形に比べて非ヒンジ領域に必要な最少せん断補強筋量( $p_{ws}$ に相当)の倍数で与えられる点であり、靱性部材の設計手順が極めて簡便になる。

第6章では、まず逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対する若林・南理論の理論構成を概説し、さらに、その理論式を第3章で示した鉄筋コンクリート部材の場合と同様な手法で修正し、逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材のせん断強度式を提示した。次に、実設計で対象とすることが多い柱頭と柱脚で異なった大きさのモーメントを受けるX形配筋柱の力学的性状の把握を目的とした実験的研究の内容をまとめた。さらに、この実験結果を参考にして、下界定理に基づいた非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材のせん断強度理論解を導いた。最後に、逆対称曲げ・せん断を受けるX形配筋部材に対するせん断強度式との連動を考慮して、理論解を修正したせん断強度式を提示した。

実験から得られた主な知見は以下のとおりである。

- ① 同一軸力下であれば、X形配筋柱の耐震性能に及ぼすせん断スパン比の影響は強度のみに依存し、せん断スパン比の大きさに拘らず曲げ破壊系の復元力特性を示す。
- ② せん断スパン比が大きくなるほどX形主筋による負担せん断力が比例的に減少する。
- ③ 非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材の場合、X形主筋によるせん断抵抗機構は逆対称曲げ・せん断載荷の場合とは異なり、X形主筋のみによるトラス機構の他にX形主筋とコンクリート間の付着力を考慮する必要がある。

上記の実験結果より、非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材におけるX形主筋のせん断抵抗機構として『複合トラス機構』を仮定することができる。また、部材耐力ははり機構、アーチ機構および複合トラス機構による各負担せん断力を累加することによって求めることができる。

非対称曲げモーメントを受けるX形配筋部材に対するせん断強度式は(6-49)式で与えられる。なお、非対称曲げモーメントを受ける場合でも、逆対称曲げ・せん断の応力状態を想定してせん断設計を行えば、常に安全側で、かつ、設計がより簡略化される。

第7章では、まずX形配筋部材の荷重-変形解析モデルを得るために、既往の逆対称曲げ・せん断実験および第6章で示した非対称曲げ実験における計15体の試験体に対するX形主筋の負担せん断力-部材角関係を検討した。この検討結果と第5章で示した鉄筋コン



クリート部材に対する荷重-変形解析法および第6章で示した任意の曲げモーメントを受けるX形配筋部材のせん断強度理論を参考にして、X形配筋部材の荷重-変形解析法を提案した。さらにこの解析法を応用して、第5章で示した鉄筋コンクリート部材の靱性評価式の場合と同様な手法によって、任意の曲げモーメントを受けるX形配筋部材の靱性評価式を導出した。

X形主筋の負担せん断力-部材角関係については、逆対称曲げあるいは非対称曲げ荷重に拘らず、圧縮X形主筋の剛性が引張X形主筋に比して小さくなる傾向がある。なお、圧縮X形主筋の剛性を弾性剛性の1/2と仮定し、X形主筋のみによるトラス材に置換することによって解析的に評価することが可能である。

X形配筋部材に対する荷重-変形解析に関しては、既往の実験データ15体に対する解析結果と実験結果の対応が良好であり、解析法における仮定および解析モデルがある程度の妥当性、整合性を有するものと考えられる。

任意の曲げモーメントを受けるX形配筋柱および梁部材の靱性評価式は(7-50)式および(7-51)式で与えられる。

第8章では、第3章から第7章で提案したせん断強度式、付着割裂強度式および靱性評価式を用いて、終局強度型耐震設計法を念頭に置いた鉄筋コンクリート部材およびX形配筋部材のせん断設計法(案)を示した。

## 3.2. 今後の課題

本研究で未検討、未解決の事項を以下に列記し、今後の課題とする。

### (a) 梁のせん断設計について

本論では、鉄筋コンクリート梁およびX形配筋梁についてそれぞれせん断強度式、付着割裂強度式および靱性評価式を提示した。しかし、それらはすべて矩形断面で無開口の部材を対象としたものである。したがって、有孔梁あるいはT形梁といったより実際の梁部材に対する設計も考慮する必要がある。特に、有孔梁については、せん断強度式の提示が実用上不可欠であり、市之瀬ら<sup>[122]</sup>あるいは林ら<sup>[123]</sup>の研究に見られるように、せん断抵抗機構に基づいた理論式の構築も可能であると考えられる。T形梁に関しては、そのせん断抵抗機構を解明しておくことは重要であるが、ウェブのせん断強度を確保するという観点に立てば、実用的にはスラブの協力幅を考慮して得られた設計用せん断力に対して、本論で提案したせん断強度式によって設計しても差し支えないものと考えられる。



(b) 高強度材料を使用した鉄筋コンクリート部材の設計について

本論で提案したせん断強度式、付着割裂強度式、靱性評価式および荷重-変形解析法は、すべて解析的研究に基づいたものであり、基本的には材料強度に対して普遍性を有するものである。しかし、その普遍性が成立するためには、部材の終局状態に形成される抵抗機構と各設計式あるいは解析法で仮定したものが一致していることが条件となる。高強度材料を併用した部材に対して本設計法を適用する場合には、この点が問題になるものと考えられる。本論では、せん断補筋強度については $13000\text{kgf/cm}^2$ 級の高強度鋼まで検証を行ないその適用性を確認しているが、コンクリート強度が $600\text{kgf/cm}^2$ 以上のもの、あるいは主筋の降伏強度が $8000\text{kgf/cm}^2$ 以上のものを併用した、いわゆる超高強度鉄筋コンクリート部材に対する検証を行なうに至っていない。今後、提案したせん断設計法および荷重-変形解析法の超高強度部材に対する適用性も検討していく必要がある。

(c) 多軸応力を受ける部材のせん断設計について

近年、建築構造物は高層化の傾向にあるが、そのような建築物における柱、特に隅柱には、地震時に高変動軸力と二方向せん断力が作用する。そのような部材のせん断抵抗機構は、一方向せん断を受けるものに比してかなり複雑なものと推察される。したがって、本来、そのような部材に対して直交方向独立にせん断設計を行なうことは合理的でない。今後、せん断抵抗機構の解明、モデル化を含めてせん断設計式の構築を試みたい。

(d) 強度係数の設定について

提案したせん断設計法は、終局強度型耐震設計法を念頭に置いたものであるが、今後、限界状態設計法への適用を考慮して、せん断設計式、付着割裂強度式および靱性評価式のそれぞれに対する強度係数を確率論的手法によって設定することも課題の一つである。

〈 参考文献 〉

- [1] 例えば、建設省建築研究所：総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」昭和48年度報告書「大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集」1974.3
- [2] 日本建築センター：構造計算指針・同解説 1988年版、364p.、1988.5
- [3] 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(案)・同解説、337p.、1988.10
- [4] 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、340p.、1990.11
- [5] 南 宏一、渡辺史夫：RC耐震部材のせん断設計式の開発；日本建築学会RC耐震設計小委員会せん断WGの考え方、日本コンクリート工学協会、RC耐震壁のマクロモデルとFEMミクロモデルに関するパネルディスカッション「研究の現状と問題点」論文集、pp.21-40、1988.1
- [6] 市之瀬敏勝：変形能力を考慮したRC部材のせん断設計法、日本建築学会構造系論文報告集、第415号、pp.53-62、1990.9
- [7] Paulay T. : Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, No. ST3, pp.843-862, 1971.3
- [8] 南 宏一：X形配筋柱の弾塑性性状に関する基礎的研究、京都大学学位請求論文、182pp、1984.12
- [9] (社)日本建築士事務所協会連合会：X形配筋部材の設計と施工、153p.、1990.9
- [10] Ritter W. : Die Bauweise Hennebique, Schweizerische Bauzeitung (Zurich), Vol.33, No.7, pp.59-61, 1899.2 (文献[12]より引用)
- [11] 南 宏一：せん断を受ける鉄筋コンクリート部材の極限解析について、RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集、日本コンクリート工学協会、pp.1-16、1982.6
- [12] Hognestad E. : What Do We Know About Diagonal Tension and Web Reinforcement in Concrete?, University of Illinois Engineering Experiment Station, Circular Series No.64, 47p., 1952
- [13] Mörsch E. : Versuche über Schubspannungen in Betoneisentragern, Beton und Eisen (Berlin), Vol.2, No.4, pp.269-274, 1903.8 (文献[12]より引用)
- [14] Talbot A.N. : Test of Reinforced Concrete Beams : Resistance to Web Stresses. Series of 1907 and 1908, University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin 29, 85p., 1909.1 (文献[12]より引用)

- [15] Walther R. : The Ultimate Strength of Prestressed and Conventionally Reinforced Concrete Under the Combined Action of Moment and Shear. Fritz Laboratory Report 223.17, Lehigh University, 137p., 1957.10
- [16] Morrow J. and I.M. Viest : Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members Without Web Reinforcement, Journal of ACI, Proceedings, Vol.53, No.9, pp.833-869, 1957.3
- [17] Bresler B. and K.S. Pister : Strength of Concrete Under Combined Stress, Journal of ACI, Proceedings, Vol.55, No.3, pp.321-345, 1958.9
- [18] Moore W.P.Jr. : An Analytical Study of the Effect of Web Reinforcement on the Strength of Reinforced Concrete Beams Subjected to Combined Flexure and Shear, Structural Research Series No.282, Civ. Engrg. Studies, University of Illinois, Urbana, Illinois, 1964.5
- [19] 神山 一 : 鉄筋コンクリートはりのせん断破壊機構、コンクリート・ジャーナル、Vol.6、No.8、pp.24-32、1968.8
- [20] Kani G.N.J. : The Riddle of Shear Failure and Its Solution, Journal of ACI, Proceedings, Vol.61, No.4, pp.441-467, 1964.4
- [21] Kani G.N.J. : A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement, ACI Journal, Vol.66, No.3, pp.185-197, 1969.3
- [22] Leonhardt F. : Reducing the Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beams and Slabs, Magazine of Concrete Research, Vol.17, No.53, pp.187-198, 1965.12
- [23] Baker A.L.L. and S. Ahmad : Shearing Failure in Beams Represented by a Statically-indeterminate Truss Mechanism, Concrete & Construction Engineering, 1963.11
- [24] Nielsen, M.P., M.W. Braestrup, B.C. : Plastic Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Bygningssstatistiske Meddelelser, Vol.46, No.3, pp.61-99, 1975.9
- [25] Nielsen M.P., M.W. Braestrup, B.C. Jensen and F. Bach : Concrete Plasticity : Beam Shear-Punching Shear-Shear in Joints, Danish Society for Structural Science and Engineering, Special Publication, Preliminary Manuscript Copenhagen, Technical University of Denmark, Structural Research Laboratory, 1976.12
- [26] Nielsen M.P. : Limit Analysis and Concrete Plasticity, Prentice-Hall, 420p. 1983



- [27] Thürlimann B. : Plastic Analysis of Reinforced Concrete Beams. Introductory Report of IABSE COLLOQUIUM KOPENHAGEN 1979. Plasticity in Reinforced Concrete, pp.71-90, 1979
- [28] Collins M.P. : Towards a Rational Theory for RC Members in Shear. Proceedings of ASCE. Vol.104, No. ST4, pp.649-666, 1978
- [29] Vecchio F.J. and M.P. Collins : The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol.83, No.2 pp.219-231, 1986
- [30] Comité Euro-International du Béton/Fédération Internationale de la Précontrainte : CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, Paris, 348p., 1990
- [31] Vecchio F.J. and M.P. Collins : Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory, ACI Structural Journal, Vol.85, No.3, pp.258-268, 1988
- [32] Vecchio F.J. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Membranes, ACI Structural Journal, Vol.86, No.1, pp.26-35, 1989
- [33] Collins M.P. and D. Mitchell : A Rational Approach to Shear Design - The 1984 Canadian Code Provisions, ACI Journal, Vol.83, No.6, pp.925-933, 1986
- [34] Canadian Standards Association : Design of Concrete Structures for Buildings (CAN3-A23.3-M84), Rexdale, 281pp., 1984
- [35] Hsu T.T.C. : Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion, ACI Structural Journal, Vol.85, No.6, pp.624-635, 1988
- [36] Hsu T.T.C. and Y.L. Mo : Softening of Concrete in Torsional Members—Theory and Test, ACI Journal, Vol.82, No.3, pp.290-303, 1985
- [37] Mau S.T. and T.T.C. Hsu : Shear Behavior of Reinforced Concrete Framed Wall Panels with Vertical Loads, ACI Structural Journal, Vol.84, No.3, pp.228-234, 1987
- [38] Mau S.T. and T.T.C. Hsu : Shear Strength Prediction for Deep Beams with Web Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol.84, No.6, pp.513-523, 1987
- [39] Marti P. : Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design, ACI Journal, Vol.82, No.1, pp.46-56, 1985
- [40] Marti P. : Truss Models in Detailing, Concrete International, pp.66-73, 1985.12
- [41] 塩原 等 : 塑性理論を応用した鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度算定方法、コンクリート工学、Vol.25、No.8、pp.101-114、1987.8



- [42] 鈴木紀雄、井上範夫：マクロモデルによるRC連層耐震壁の最大耐力算定法の検討、JCIコロキウム：RC構造のせん断設計法に関する解析的研究・論文集、日本コンクリート工学協会、JCI-C18、pp.157-164、1989.10
- [43] 加藤 勉、称原良一：鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力、日本建築学会論文報告集、第266号、pp.19-29、1978.4
- [44] 若林 實、南 宏一：コンクリート系構造部材のせん断強度について、京都大学防災研究所年報、第24号B-1、pp.245-277、1981.4
- [45] 田中 尚：累加強度に関する一考察、日本建築学会論文報告集、第57号、pp.261-263、1957.7
- [46] 南 宏一、岡本浩一、若林 實：SRC柱のせん断強度に関する理論解、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.557-560、1985.6
- [47] 称原良一、加藤 勉：鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局耐力、日本建築学会論文報告集、第343号、pp.24-31、1984.9
- [48] 村上利憲、福岡孝之、南 宏一：水平集中荷重を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.381-384、1985.6
- [49] 白石一郎、狩野芳一、町田亘寛：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大せん断耐力に関する一考察、日本建築学会構造系論文報告集、第365号、pp.144-155、1986.7
- [50] 若林 實、南 宏一：X形配筋を用いた鉄筋コンクリート柱の耐震性能について、第2回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.433-436、1980.6
- [51] 土井希祐：鉄筋コンクリート部材の終局耐力、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1701-1702、1980.9
- [52] 市之瀬敏勝、大岸佐吉、藪内智治、青山博之、渡辺史夫：鉄筋コンクリート柱梁部材のせん断設計法（その1～3）、日本建築学会東海支部研究報告集、pp.137-148、1987.2
- [53] 南 宏一、倉本 洋：鉄筋コンクリート部材のせん断設計式、コンクリート工学年次論文報告集、第9巻、第2号、pp.347-352、1987.6
- [54] 壁谷澤寿海、橋場久理子：鉄筋コンクリート耐震壁の終局せん断設計、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.387-384、1987.10
- [55] ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89), American Concrete Institute, Detroit, 111p., 1989
- [56] NZS 3101: Code of Practice for the Design of Concrete Structures, Standards Association of New Zealand, Wellington, Part 1, 127p., Part 2, 156p., 1982
- [57] 大野和男、荒川 卓：鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究（実験結果の総括）、日本建築学会論文報告集、第66号、pp.437-440、1960.10

- [58] 荒川 卓：鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について；実験結果による再検討、コンクリートジャーナル、Vol. 8、No. 7、pp. 11-20、1970. 7
- [59] 広沢雅也、後藤哲郎：軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度と粘り（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 819-820、1971. 11
- [60] ACI-ASCE Committee 326 (now 426) : Shear and Diagonal Tension, ACI Journal Vol. 59 No. 1-3, 1962.
- [61] Bower J.E. and I.M. Viest : Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, ACI Journal, Vol. 57 No. 1, pp. 73-98, 1960
- [62] ACI-ASCE Committee 426 : The Shear Strength of Reinforced Concrete Members Chapters 1 to 4, Proceedings ASCE, Vol. 99, No. ST6, 1973. 6
- [63] ACI-ASCE Committee 426 : Suggested Revisions to Shear Provisions for Buildings Codes, ACI Committee Report ACI 426:1R-77, 82p., 1977
- [64] Rajagopalan K.S. and P.M. Ferguson : Exploratory Shear Tests Emphasizing Percentage of Longitudinal Steel, ACI Journal, Vol. 65 No. 8, 1968, pp. 634-638.
- [65] MacGregor J.G. and P. Gergely : Suggested Revisions to ACI Building Code Clauses Dealing with Shear in Beams, ACI Journal, Vol. 74, No. 10, pp. 493-500, 1977. 10
- [66] 荒川 卓、末永政悦：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その51）日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1513-1514、1977. 10
- [67] 岡田恒男、武田寿一、吉岡研三：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その57）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1751-1752、1978. 9
- [68] 渡辺史夫、六車 照：曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱のじん性確保に関する研究、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論文集、日本コンクリート工学協会、JCI-C12、pp. 205-216、1988. 3
- [69] 小谷俊介、坂本成弘、唐津敏一、小山清一、山田真人：高強度横補強筋を使用した梁部材の付着割裂破壊、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論文集、日本コンクリート工学協会、JCI-C12、pp. 75-86、1988. 3
- [70] 吉岡研三、武田寿一：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その40）日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1423-1424、1976. 10
- [71] 柴田拓二、桜井修次：正負繰り返しを受ける鉄筋コンクリート柱の付着割裂耐力推算式、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1769-1770、1978. 9
- [72] 藤井 栄、森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究；第一報 付着割裂強度を支配する要因についての実験結果、日本建築学会論文報告集、第319号、pp. 47-55、1982. 9

- [73] Nakamura T. and M. Wakabayashi : MATHEMATICAL FORMULATION OF HYSTERETIC RESTORING-FORCE CHARACTERISTICS OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS, Proceedings of the Seventh Japan Earthquake Engineering Symposium, pp.1375-1380, 1986.12
- [74] 山田 稔、河村 廣、谷 明勲、張 富明：曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱の耐力、弾塑性変形並びに崩壊性状に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第415号、pp.75-87、1990.9
- [75] 睦好宏史：トラスモデルを用いた鉄筋コンクリート部材の靱性評価の試み、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論文集（委員会報告）、日本コンクリート工学協会、JCI-C12、pp.180-185、1988.3
- [76] 林 静雄：鉄筋コンクリート柱の靱性評価に関する検討、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論文集（委員会報告）、日本コンクリート工学協会、JCI-C12、pp.165-173、1988.3
- [77] 平石久廣、稲井栄一：鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の靱性に関する解析的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第408号、pp.21-30、1990.2
- [78] 坪崎裕幸、平石久廣、他4名：壁柱の端部拘束効果に関する実験的研究（その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.199-200、1986.8
- [79] Paulay T. and J.R. Binney : Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls, ACI Special Publication 42, Vol.2, pp.579-598, 1974
- [80] Buchanan A.H. : Diagonal Beam Reinforcing for Ductile Frames, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.12, No.4, pp.346-356, 1979.12
- [81] Paulay T. : The Design of Reinforced Concrete Ductile Shear Walls for Earthquake Resistance, Research Report No.81-1, University of Canterbury, 133p., 1981.2
- [82] 吉岡研三、武田寿一：鉄筋コンクリート短柱の水平加力実験（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1087-1088、1975.10
- [83] 吉岡研三、武田寿一：特殊配筋柱および円柱に関する実験的研究、第26回構造工学シンポジウム、pp.1-8、1980.2
- [84] 若林 實、佐々木良一、南 宏一、浅井泰男：鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する実験的研究（その1）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1775-1776、1978.9
- [85] Minami K. and M. Wakabayashi : Seismic Resistance of Diagonally Reinforced Concrete Columns, Proceedings of the 7th WCEE, Vol.6, pp.215-222, 1980.9



- [86] 若林 實、南 宏一、久木幸雄、宮内靖昌、高橋恭史：X形配筋を施したRC構造の弾塑性性状に関する基礎的研究（その8～10）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1347-1352、1981.9
- [87] 若林 實、南 宏一、久木幸雄、宮内靖昌：せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱に対するX形配筋の有用性について、第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp.445-448、1981.6
- [88] 若林 實、南 宏一、宮内靖昌：X形配筋を施したRC構造の弾塑性性状に関する基礎的研究（その12,13）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1277-1280、1982.10
- [89] Minami K. and M. Wakabayashi : Strength and Ductility of Diagonally Reinforced Concrete Columns, Proceedings of the 8th WCEE, Vol.6, pp.561-568, 1984.7
- [90] 小堀隆治、中東達男：柱にX形配筋を用いたRC建物の施工、コンクリート工学、Vol.21、No.3、pp.48-51、1983.3
- [91] 南 宏一、若林 實：X形配筋を用いた鉄筋コンクリート構造の耐震設計、第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp.389-392、1982.6
- [92] 倉本 洋、宮井清忠、南 宏一：高圧縮力を受けるX形配筋極短柱の変形能力、第7回日本地震工学シンポジウム、pp.1363-1368、1986.12
- [93] Kuramoto H., K. Minami and M. Wakabayashi : Deformation Capacity of Diagonally Reinforced Concrete Short Columns Subject to High Axial Compressive Stress, Proceedings of 9th WCEE, Vol.4, pp.377-382, 1988.8
- [94] 倉本 洋、南 宏一：高主筋量を有するRC柱の耐力と靱性に及ぼすX形配筋の効果、コンクリート工学年次論文報告集、第12巻、第2号、pp.387-392、1990.6
- [95] 南 宏一、倉本 洋、若林 實：たれ壁・腰壁付きX形配筋柱の弾塑性性状、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.561-564、1985.6
- [96] 鍵和田和明、野上昌徳、齊藤駿三、木村克次、南 宏一：たれ壁・腰壁が偏心したX形配筋柱の弾塑性挙動（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.549-552、1987.10
- [97] 倉本 洋、宮井清忠、南 宏一、若林 實：二方向X形配筋柱の耐震性能、構造工学論文集、Vol.32B、pp.171-182、1986.3
- [98] 倉本 洋、宮井清忠、南 宏一、若林 實：任意方向の曲げ・せん断を受ける二方向X形配筋柱の弾塑性挙動、コンクリート工学年次論文報告集、第9巻、第2号、pp.293-298、1987.6
- [99] 今仲伸郎、東浦 章、井崎征男、南 宏一：2方向主軸にX形配筋を施した柱の耐震性能、コンクリート工学年次論文報告集、第10巻、第3号、pp.233-238、1988.6



- [100] 中川裕史、福岡孝之、南 宏一、若林 實：円形多方向X形配筋柱の耐力と靱性、コンクリート工学年次論文報告集、第10巻、第3号、pp.239-244、1988.6
- [101] 村上利憲、中川裕史、福岡孝之、南 宏一、若林 實：繰り返し曲げ・せん断を受ける円形X形配筋柱の弾塑性挙動（その2、3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.693-696、1988.10
- [102] 常松 豪、村上利憲、福岡孝之、南 宏一：X形配筋を用いた偏平な柱の弾塑性挙動（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.545-548、1987.10
- [103] 南 宏一、佐々木良一、若林 實：被覆角形鋼管でコンクリートを拘束したX形配筋の合成柱の耐力と靱性、コンクリート工学年次論文報告集、第10巻、第3号、pp.245-250、1988.6
- [104] 田中伸幸、坂口昇、吉村昌宏、草間伊知郎：X形配筋を施したRC短スパン梁の耐力及びじん性に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、第9巻、第2号、pp.371-374、1987.6
- [105] 江戸宏彰、吉岡研三、武田寿一、他5名：チューブ構造による4層建RC建物の耐震設計（その4、5）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.773-776、1989.10
- [106] 柳沢延房、橋本和雄、松野浩一、岡田隆幸：有開口耐震壁における壁と同厚の短スパン梁の実験的研究〔高層壁式ラーメン構造に関する研究〕、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.251-252、1987.10
- [107] 柳沢延房、橋本和雄、松野浩一、岡田隆幸：有開口耐震壁における壁と同厚の短スパン梁の実験的研究（その2）〔高層壁式ラーメン構造に関する研究〕、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.605-606、1988.10
- [108] 南 宏一、若林 實：X形配筋柱の設計法、特集 - X形配筋柱のすべて、建築技術、No.423、pp.79-89、1986.11
- [109] 辻 英一、万谷隆宏、保田秀樹：ウォールガーダー付きX形配筋柱の設計、特集 - X形配筋柱のすべて、建築技術、No.423、pp.91-94、1986.11
- [110] 木村克次、斉藤駿三、鳴嶋実、鍵和田和明：学校建築におけるX形配筋柱の設計・施工、特集 - X形配筋柱のすべて、建築技術、No.423、pp.95-102、1986.11
- [111] 宮井清忠、井川 望、倉本 洋：二方向X形配筋柱の開発、特集 - X形配筋柱のすべて、建築技術、No.423、pp.103-111、1986.11
- [112] 福原正志、黒正清治：鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験研究、日本建築学会論文報告集、第320号、pp.12-20、1982.10
- [113] 吉岡研三：“柱選定試験体”選定理由および実験DATAの概要、日本コンクリート工学協会、第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム；解析モデル検証用試験体の実験データ集、pp.53-63、1983.10

- [114] 黒正清治、小林克己、他4名：高強度せん断補強筋を用いたRC梁に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.455-456、1986.8
- [115] 六車 照、渡辺史夫、他2名：鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達に関する実験的研究、セメント技術年報32巻、pp.440-443、1978
- [116] 六車 照、渡辺史夫、他2名：鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達機構に関する研究 - 繰り返し載荷を受ける場合、セメント技術年報33巻、pp.533-536、1979
- [117] 渡辺史夫：曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱の力学的性質に関する研究、京都大学学位請求論文、pp.136-174、1984
- [118] 東端泰夫、黒正清治、他11名：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その5～8）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1421-1426、1973.10
- [119] 山本浩二、千葉 修、他4名：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その11,12）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1309-1312、1974.10
- [120] 黒正清治、松崎育弘、他6名：高強度せん断補強筋を用いたRC柱に関する実験研究（その1,2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.483-486、1987.10
- [121] 黒正清治、福原正志、他2名：高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁・柱の力学的挙動に関する実験研究（その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1353-1354、1976.10
- [122] 塚本尚由、倉本 洋、南 宏一、他5名：13000kg級のせん断補強筋を用いた40cm角断面のRC柱のせん断破壊性状（その1～5）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.693-702、1989.10
- [123] 奥出久一、高木仁之、狩野芳一：付着割裂破壊に支配される梁のせん断耐力、コンクリート工学年次論文報告集、第11巻 第2号、pp.81-86、1989.6
- [124] 中澤 淳、塚本尚由、倉本 洋、南 宏一：繰り返し曲げせん断を受ける13000kg級の高強度せん断補強筋を用いたRC梁のせん断および付着割裂破壊性状、コンクリート工学年次論文報告集、第12巻、第2号、pp.221-226、1990.6
- [125] Kent D.C. and R. Park : FLEXURAL MEMBERS WITH CONFINED CONCRETE, Proceedings of ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, 1971.7
- [126] Park R. M. J. N. Priestley and W.D. Gill : DUCTILITY OF SQUARE-CONFINED CONCRETE COLUMNS, Proceedings of ASCE, Vol.108, No.ST4, pp.929-950, 1982.4
- [127] 吉岡研三、岡田恒男、武田寿一：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究、第1報 主筋配置・せん断補強筋形状の影響について、日本建築学会論文報告集、第279号、1979.5、pp.53-63
- [128] 吉原貞一、末富健治、沢田研自、木崎 朗：溶接フープとサブタイを用いたRC短柱の多数回繰り返し実験（その1,2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1249-1252、1979.9

- [129] 六車 照、渡辺史夫、松谷輝雄、他4名：超高層鉄筋コンクリート住宅における構造実験（その4）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.155-156、1986.8
- [130] 六車 照、角 彰、久徳敏治、他4名：高強度せん断補強筋により横拘束されたRC柱に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.383-384、1986.8
- [131] 塚本尚由、倉本 洋、宮井清忠、南 宏一：X形配筋柱の塑性変形能力に及ぼす帯筋の効果、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.691-692、1988.10
- [132] 仙木孝裕、緒方恭子、壁谷澤寿海：鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン型加力実験（その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1927-1928、1984.10
- [133] 市之瀬敏勝、滝口克己、神沢宏明、酒井賢：鉄筋コンクリート柱の部材モデルに関する検証実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1737-1738、1984.10
- [134] Hsu, T. T. C. : TORSION OF REINFORCED CONCRETE, Van Nostrand Reinhold Company, pp. 281-317, 1984
- [135] 市之瀬敏勝、横尾慎一：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断設計法の一提案（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.319-322、1990.10
- [136] 下妻 泰、林 静雄、松崎育弘、他2名：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断伝達に関する実験的研究（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.329-332、1990.10



〈 記 号 〉

本論文で用いる主要な記号を以下に示す。なお、第5章および第7章における鉄筋コンクリートおよびX形配筋部材の荷重-変形解析法の導出に使用した記号は、5.11節および7.8節に示している。

- a : せん断スパン長
- $a_t$  : 引張鉄筋の断面積
- $a_{at}$  : 引張X形主筋の断面積
- $a_{at}$  : X形配筋部材における引張平行主筋の断面積
- $a/D$  : せん断スパン比
- b : 部材断面の幅
- $b$  : アーチ機構のコンクリート負担断面幅
- $b_1$  :  $b/b$
- $b$  : はり機構のコンクリート負担断面幅
- $b_1$  :  $b/b$
- $b$  :  $b-b$
- $b$  : 複合トラス機構のコンクリート負担断面幅 ((6-27)式)
- $C$  : はり機構において材端部に生じる主筋の圧縮力
- D : 部材断面のせい
- d : 主筋間隔
- $d_1$  :  $d/D$
- $d_e$  : 部材有効せい
- $E_c$  : コンクリートの弾性係数
- $E_s$  : 主筋の弾性係数
- $E_{ws}$  : せん断補強筋の弾性係数
- $F_c$  : コンクリートの一軸圧縮強度
- $F_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 [  $= 1.6\sqrt{F_c}$  ]
- $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数
- $I_c$  : コンクリートの断面二次モーメント
- j : 応力中心間距離 [  $= 7d_e/8$  ]
- k : アーチ機構における両材端部の圧縮域のせいと断面せいの比
- L : 部材長
- $L_e$  : 有効主筋長 [  $= L-d$  ]
- M : 曲げモーメント



- $M_u$  : 終局曲げモーメント  
 ${}_aM$  : アーチ機構によって伝達される曲げモーメント  
 ${}_bM$  : はり機構によって伝達される曲げモーメント  
 ${}_pM$  : X形配筋部材における平行配筋部分によって伝達される曲げモーメント  
 ${}_tM$  : X形主筋によるトラス機構によって伝達される曲げモーメント  
 $M/(Qd_s)$  : せん断スパン比  
 $m_u$  : 無次元化終局曲げモーメント  $[ = M_u / (b \cdot D^2 \cdot F_c) ]$   
 $N$  : 軸方向力(ただし、圧縮力を正とする。)  
 ${}_aN$  : アーチ機構の負担軸力  
 ${}_bN$  : はり機構の負担軸力  
 ${}_pN$  : X形配筋部材における平行配筋部分の負担軸力  
 ${}_tN$  : X形主筋によるトラス機構(複合トラス機構)の負担軸力  
 $n$  : 無次元化軸力  $[ = N / (b \cdot D \cdot F_c) ]$   
 ${}_a n$  : アーチ機構の無次元化負担軸力  $[ = {}_a N / (b \cdot D \cdot F_c) ]$   
 ${}_b n$  : はり機構の無次元化負担軸力  $[ = {}_b N / (b \cdot D \cdot F_c) ]$   
 ${}_p n$  : 平行配筋部分の無次元化負担軸力  $[ = {}_p N / (b \cdot D \cdot F_c) ]$   
 ${}_t n$  : トラス機構(複合トラス機構)の無次元化負担軸力  $[ = {}_t N / (b \cdot D \cdot F_c) ]$   
 $p_s$  : 引張主筋比  
 $p_w$  : せん断補強筋比  
 $p_{wD}$  : 靱性部材におけるヒンジ領域のせん断補強筋比  
 $p_{ws}$  : 曲げ降伏保証補強筋比 (5-86式)  
 ${}_a p_s$  : 引張X形主筋比  $[ = {}_a a_s / (b \cdot D) ]$   
 ${}_p p_s$  : X形配筋部材における引張平行主筋比  $[ = {}_p a_s / (b \cdot D) ]$   
 ${}_t p_{s1}$  : K形トラス機構に寄与する片側平行主筋比 (6-25式)  
 ${}_t p_{s2}$  : 弦機構に使用される片側平行主筋比 (6-29式)  
 ${}_t p_w$  : K形トラス機構に寄与するせん断補強筋比 (6-26式あるいは(6-50式)  
 $Q$  : せん断強度  
 ${}_a Q$  : アーチ機構の負担するせん断力  
 ${}_b Q$  : はり機構の負担するせん断力  
 $Q_b$  : 付着割裂強度  
 ${}_a Q_b$  : 付着割裂強度時のアーチ機構の負担せん断力  
 ${}_b Q_b$  : 付着割裂強度時のはり機構(付着抵抗機構)の負担せん断力  
 ${}_p Q$  : X形配筋部材における平行配筋部分の負担せん断力  
 ${}_t Q$  : X形主筋によるトラス機構(複合トラス機構)の負担せん断力  
 $Q_{cu}$  : ひび割れ強度計算値

- $Q_{xx}$  : せん断強度実験値  
 $Q_c$  : 曲げ強度式によるせん断強度計算値 (曲げ強度)  $[ = 2 \cdot M_u / L ]$   
 $Q_{uo}$  : 上限曲げ強度  
 $Q_M$  : 若林・南理論によるせん断強度計算値  
 $Q_s$  : せん断強度提案式によるせん断強度計算値  
 $Q_{ss}$  : せん断強度提案式におけるせん断補強筋の負担せん断力 (3-5式)  
 $Q_u$  :  $\min(Q_s, Q_c)$   
 $q$  : 無次元化せん断力  $[ = Q / (b \cdot D \cdot F_c) ]$   
 ${}_a q$  : アーチ機構の無次元化負担せん断力  $[ = {}_a Q / (b \cdot D \cdot F_c) ]$   
 ${}_s q$  : はり機構の無次元化負担せん断力  $[ = {}_s Q / (b \cdot D \cdot F_c) ]$   
 ${}_r q$  : 平行配筋部分の無次元化負担せん断力  $[ = {}_r Q / (b \cdot D \cdot F_c) ]$   
 ${}_t q$  : トラス機構 (複合トラス機構) の無次元化負担せん断力  $[ = {}_t Q / (b \cdot D \cdot F_c) ]$   
 $R$  : 相対部材角  
 $R_B$  : はり機構において主筋とコンクリートの間に生じる付着力  
 $R_{bw}$  : 付着割裂破壊時の限界部材角  
 $R_{cw}$  : ひび割れ発生部材角  
 ${}_s T$  : はり機構において材端部に生じる主筋の引張力  
 $Z_e$  : 有効断面係数  
 $\alpha$  :  $(\sqrt{1+\eta^2}-\eta)/2$   
 $\beta_T$  : X形主筋比  $[ = {}_s \Phi \cdot \cos \theta_s / ({}_r \Phi + {}_s \Phi \cdot \cos \theta_s) ]$   
 $\gamma$  :  $\{ \sqrt{4(n+2\Phi)(1-n-2\Phi)+\eta^2}-\eta \} / 2$   
 $\varepsilon_w$  : せん断補強筋のひずみ度  
 $\varepsilon_{wy}$  : せん断補強筋の降伏ひずみ度  
 $\varepsilon_y$  : 主筋の降伏ひずみ度  
 $\eta$  : 柱長さ比  $[ = L/D ]$   
 $\theta$  : アーチ機構のコンクリート斜め圧縮束材が材軸と成す角度  
 $\theta_s$  : X形主筋の材軸となす角度  
 $\kappa$  : 非対称係数  $[ = (L-a)/a ]$   
 $\mu$  : せん断耐力予測精度の平均値  
 $\nu$  : せん断耐力予測精度の変動係数  
 $\nu_c$  : コンクリート強度有効係数  
 $\sigma_o$  : 軸応力度  $[ = N/(b \cdot D) ]$   
 $\sigma_y$  : 主筋の降伏応力度  
 ${}_s \sigma_y$  : X形主筋の降伏応力度

- $\sigma_y$  : X形配筋部材における平行主筋の降伏応力度  
 $\sigma_w$  : せん断強度提案式から求められるせん断補強筋の実応力度 (3-8)式  
 $\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏応力度  
 $\tau_b$  : 付着強度  
 $\tau_{br}$  : 部材の曲げ強度時に主筋に生じる付着応力度の計算値 (4-8)式  
 $\tau_{bs}$  : 最大付着強度 (4-7)式  
 $\tau_n$  : X形主筋とコンクリートの間に生じる付着応力度  
 $\Phi$  : 引張主筋係数  $[ = p_1 \cdot \sigma_y / F_c ]$   
 ${}_s\Phi$  : 引張X形主筋係数  $[ = {}_s p_1 \cdot {}_s \sigma_y / F_c ]$   
 ${}_p\Phi$  : X形配筋部材における引張平行主筋係数  $[ = {}_p p_1 \cdot {}_p \sigma_y / F_c ]$   
 ${}_p\Phi_p$  :  ${}_p\Phi - 2 \cdot {}_p\Phi_t$   
 ${}_p\Phi_t$  : 複合トラス機構に寄与する片側平行主筋係数  
 $[ = ({}_1 p_{11} + {}_1 p_{12}) \cdot {}_p \sigma_y / (2 \cdot F_c) ]$   
 $\phi$  : はり機構のコンクリート斜め圧縮束材が材軸と成す角度  
 $\phi_D$  : ヒンジ領域におけるはり機構のコンクリート斜め圧縮束材が材軸と成す角度  
(5-88)式  
 $\Psi$  : せん断補強筋係数  $[ = p_w \cdot \sigma_{wy} / F_c ]$   
 $\Psi_D$  : 靱性部材におけるヒンジ領域のせん断補強筋係数  $[ = p_{wD} \cdot \sigma_{wy} / F_c ]$   
 $\Psi_e$  : 付着割裂強度時の等価せん断補強筋係数 (4-4)式  
 $\Psi_o$  : 限界せん断補強筋係数  $[ = 2\Phi / \eta ]$   
 $\Psi_s$  : 靱性部材における非ヒンジ領域のせん断補強筋係数  $[ = p_{ws} \cdot \sigma_{wy} / F_c ]$   
 $\phi$  : 主筋の周長  
 $\Sigma\phi$  : 片側主筋の周長の総和  
 $\phi_s$  : X形主筋の周長  
 $\omega$  : K形トラス機構に作用する単位長さ当りの荷重 (6-23)式

## 付 録 検 証 用 デ ー タ の 一 覧

- 付録A 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式検証用データ
- 付録B 鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式検証用データ
- 付録C 鉄筋コンクリート部材の靱性評価式検証用データ
- 付録D X形配筋部材のせん断強度式および靱性評価式検証用データ
- 付録E 鉄筋コンクリート部材の荷重-変形解析法検証用データ
- 付録F X形配筋部材の荷重-変形解析法検証用データ



#### 付録A 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式検証用データ

表AA.1に本論で用いた鉄筋コンクリート部材のせん断強度式検証用データの概要を、また、表AA.2に提案式、学会指針式（A法およびB法）、修正荒川mean式、ACI式、NZS式、CEB式およびCSA式による検証結果をそれぞれ示す。

表AA.1および表AA.2に用いた記号は以下のとおりである。

- a : せん断スパン長 [cm]
- B : 部材幅 [cm]
- D : 部材せい [cm]
- d : 有効せい（多段配筋の場合は、引張側主筋の塑性重心位置から圧縮側最外縁までの距離） [cm]
- $F_c$  : コンクリート圧縮強度 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- $N_{EXP}$  : 作用軸力（圧縮側を正とする） [tf]
- $p_t$  : 引張主筋比  $(=a_t/(B \cdot D))$  [%]
- $p_w$  : せん断補強筋比 [%]
- $Q_{EXP}$  : 最大せん断力実験値 [tf]
- $Q_t$  : 曲げ強度計算値 [tf]
- $Q_s$  : せん断強度計算値 [tf]
- $\sigma_v$  : 主筋の降伏応力度 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- $\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏応力度 [kgf/cm<sup>2</sup>]

#### 破壊モード

- F : 曲げ破壊先行型 ( $Q_t \leq Q_s$ )
- S : せん断破壊先行型 ( $Q_t > Q_s$ )

表AA.1 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式検証用データの概要

No.	B [cm]	D [cm]	d [cm]	a [cm]	$p_s$ [%]	$p_w$ [%]	$F_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_y$	$\sigma_{wy}$	$N_{EXP}$ [tf]	文 献
1	25.0	25.0	21.95	50.0	1.046	0.448	363	3910	3060	47.4	[115]
2	25.0	25.0	21.95	50.0	1.046	0.448	363	3910	3060	47.4	[115]
3	25.0	25.0	21.95	50.0	1.046	0.299	234	4500	3060	26.8	[115]
4	25.0	25.0	21.95	50.0	1.046	0.299	234	4500	3060	26.8	[115]
5	25.0	25.0	21.95	50.0	1.046	0.448	344	4500	3000	39.0	[116]
6	25.0	25.0	21.95	50.0	1.046	0.299	344	4500	3000	39.0	[116]
7	25.0	25.0	21.95	50.0	1.569	0.200	219	3850	6000	28.5	[117]
8	25.0	25.0	21.95	50.0	1.569	0.200	219	3850	10270	28.5	[117]
9	25.0	25.0	21.50	50.0	1.068	0.224	267	3850	3000	31.8	[117]
10	25.0	25.0	21.50	50.0	1.070	0.220	267	3850	3000	31.8	[117]
11	25.0	25.0	21.50	50.0	1.070	0.230	267	3850	11740	31.8	[117]
12	25.0	25.0	21.50	50.0	1.070	0.230	267	3850	11740	31.8	[117]
13	25.0	25.0	21.50	50.0	1.070	0.300	267	3850	3000	31.8	[117]
14	25.0	25.0	21.50	50.0	1.070	0.300	267	3850	3000	31.8	[117]
15	25.0	25.0	21.50	50.0	1.070	0.300	267	3850	11740	31.8	[117]
16	25.0	25.0	21.50	50.0	1.070	0.450	267	3850	3000	31.8	[117]
17	25.0	25.0	21.50	50.0	1.070	0.450	267	3850	3000	31.8	[117]
18	25.0	25.0	21.50	50.0	1.070	0.450	267	3850	11740	31.8	[117]
19	25.0	25.0	21.50	50.0	1.070	0.450	267	3850	11740	31.8	[117]
20	25.0	25.0	21.85	37.5	0.700	1.040	231	3771	3371	27.7	[117]
21	25.0	25.0	21.85	37.5	0.700	0.518	231	3771	13500	27.7	[117]
22	25.0	25.0	21.85	37.5	0.700	0.388	231	3771	13500	27.7	[117]
23	25.0	25.0	21.85	37.5	0.700	0.518	231	3771	8100	27.7	[117]
24	25.0	25.0	21.95	37.5	0.390	0.493	374	3685	3010	41.0	[117]
25	25.0	25.0	21.95	37.5	0.390	0.246	374	3685	13900	41.0	[117]
26	25.0	25.0	21.95	37.5	0.390	0.185	374	3685	13900	41.0	[117]
27	25.0	25.0	21.95	37.5	0.390	0.246	374	3685	8100	41.0	[117]
28	25.0	25.0	21.50	50.0	0.398	0.710	245	3756	3509	32.8	[118]
29	25.0	25.0	21.50	50.0	0.398	0.360	245	3756	3543	32.8	[118]
30	25.0	25.0	21.50	25.0	0.398	0.920	245	3756	3509	16.4	[118]

表AA.1 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式検証用データの概要(続き)

No.	B [cm]	D [cm]	d [cm]	a [cm]	$p_t$ [%]	$p_w$ [%]	$F_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_v$	$\sigma_{wy}$	$N_{exp}$ [tf]	文 献
31	25.0	25.0	21.50	25.0	0.398	0.450	245	3756	3543	16.4	[118]
32	25.0	25.0	21.50	50.0	0.398	0.180	245	3756	3770	16.4	[118]
33	25.0	25.0	21.50	50.0	0.398	0.090	245	3756	3770	16.4	[118]
34	25.0	25.0	21.50	25.0	0.709	2.330	245	3953	3311	16.4	[118]
35	25.0	25.0	21.50	25.0	0.709	1.120	245	3953	3509	16.4	[118]
36	25.0	25.0	21.50	50.0	0.709	0.510	245	3953	3543	16.4	[118]
37	25.0	25.0	21.50	50.0	0.709	0.270	245	3953	3770	16.4	[118]
38	25.0	25.0	21.50	50.0	1.111	2.440	245	3694	3311	32.8	[118]
39	25.0	25.0	21.50	50.0	1.111	1.270	245	3694	3509	16.4	[118]
40	25.0	25.0	21.50	50.0	1.111	0.610	245	3694	3543	16.4	[118]
41	50.0	50.0	43.00	50.0	0.400	1.810	252	3607	2933	131.2	[118]
42	50.0	50.0	43.00	100.0	0.400	0.850	252	3607	2933	131.2	[118]
43	50.0	50.0	43.00	100.0	0.400	0.420	252	3607	3052	131.2	[118]
44	50.0	50.0	43.00	50.0	0.400	1.020	252	3607	2933	65.6	[118]
45	50.0	50.0	43.00	50.0	0.400	0.480	252	3607	3052	65.6	[118]
46	50.0	50.0	43.00	100.0	0.400	0.190	252	3607	3473	65.6	[118]
47	50.0	50.0	43.00	100.0	0.400	0.100	252	3607	3473	65.6	[118]
48	50.0	50.0	43.00	50.0	0.707	1.360	252	3632	2933	65.6	[118]
49	50.0	50.0	43.00	100.0	0.707	0.610	252	3632	3052	65.6	[118]
50	50.0	50.0	43.00	100.0	0.707	0.510	252	3632	3052	65.6	[118]
51	50.0	50.0	43.00	100.0	0.707	0.440	252	3632	3052	65.6	[118]
52	50.0	50.0	43.00	100.0	0.707	0.270	252	3632	3473	65.6	[118]
53	50.0	50.0	43.00	100.0	1.110	1.420	252	3585	2933	131.2	[118]
54	50.0	50.0	43.00	100.0	1.110	1.480	252	3585	2933	65.6	[118]
55	50.0	50.0	43.00	100.0	1.110	0.740	252	3585	3052	65.6	[118]
56	25.0	25.0	21.50	25.0	0.398	0.400	443	3760	3510	32.8	[119]
57	25.0	25.0	21.50	50.0	0.398	0.400	443	3760	3510	32.8	[119]
58	25.0	25.0	21.50	50.0	0.398	0.210	443	3760	3500	32.8	[119]
59	25.0	25.0	21.50	25.0	0.398	0.240	443	3760	3500	16.4	[119]
60	25.0	25.0	21.50	25.0	0.398	0.120	443	3760	3500	16.4	[119]



表AA.1 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式検証用データの概要(続き)

No.	B [cm]	D [cm]	d [cm]	a [cm]	$p_t$ [%]	$p_w$ [%]	$F_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_y$	$\sigma_{wy}$	$N_{kxp}$ [tf]	文 献
61	25.0	25.0	21.50	50.0	0.398	0.050	443	3760	3500	16.4	[119]
62	25.0	25.0	21.50	25.0	0.709	1.100	443	4130	3500	16.4	[119]
63	25.0	25.0	21.50	25.0	0.709	0.570	443	4130	3510	16.4	[119]
64	25.0	25.0	21.50	50.0	0.709	0.220	443	4130	3500	16.4	[119]
65	25.0	25.0	21.50	50.0	0.709	0.110	443	4130	3500	16.4	[119]
66	25.0	25.0	21.50	50.0	1.110	1.540	443	3710	3500	32.8	[119]
67	25.0	25.0	21.50	50.0	1.110	0.760	443	3710	3500	32.8	[119]
68	25.0	25.0	21.50	50.0	1.110	0.570	443	3710	3510	16.4	[119]
69	25.0	25.0	21.50	50.0	1.110	0.290	443	3710	3500	16.4	[119]
70	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	0.280	324	3750	2550	0.0	[112]
71	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	0.280	324	3750	2550	0.0	[112]
72	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	0.280	324	3750	13490	0.0	[112]
73	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	0.280	324	3750	13490	0.0	[112]
74	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	0.560	324	3750	2550	0.0	[112]
75	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	0.560	324	3750	2550	0.0	[112]
76	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	0.560	324	3750	13490	0.0	[112]
77	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	0.560	324	3750	13490	0.0	[112]
78	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	0.750	324	3750	2600	0.0	[112]
79	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	0.770	324	3750	13980	0.0	[112]
80	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	1.130	324	3750	2600	0.0	[112]
81	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	1.150	324	3750	13980	0.0	[112]
82	18.0	40.0	34.00	60.0	3.209	0.290	324	3750	6870	0.0	[112]
83	18.0	40.0	34.00	40.0	3.209	0.190	281	3499	3360	0.0	[112]
84	18.0	40.0	34.00	40.0	3.209	0.190	281	3499	13880	0.0	[112]
85	18.0	40.0	34.00	40.0	3.209	0.190	281	3499	13880	0.0	[112]
86	18.0	40.0	34.00	40.0	3.209	0.260	281	3499	3360	0.0	[112]
87	18.0	40.0	34.00	40.0	3.209	0.260	281	3499	13880	0.0	[112]
88	18.0	40.0	34.00	40.0	3.209	0.340	281	3499	3360	0.0	[112]
89	18.0	40.0	34.00	40.0	3.209	0.340	281	3499	13880	0.0	[112]
90	18.0	40.0	34.00	40.0	3.209	0.490	281	3499	13880	0.0	[112]



表AA.1 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式検証用データの概要(続き)

No.	B [cm]	D [cm]	d [cm]	a [cm]	$p_t$ [%]	$p_w$ [%]	$F_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_y$	$\sigma_{wy}$	$N_{EXP}$ [tf]	文 献
91	18.0	40.0	34.00	40.0	3.209	0.480	281	3499	14220	0.0	[112]
92	18.0	40.0	34.00	40.0	3.209	1.120	281	3499	14220	0.0	[112]
93	18.0	40.0	34.00	80.0	3.209	0.190	281	3499	3360	0.0	[112]
94	18.0	40.0	34.00	80.0	3.209	0.190	281	3499	13880	0.0	[112]
95	18.0	40.0	34.00	80.0	3.209	0.260	281	3499	3360	0.0	[112]
96	18.0	40.0	34.00	80.0	3.209	0.260	281	3499	13880	0.0	[112]
97	18.0	40.0	34.00	80.0	3.209	0.490	281	3499	13880	0.0	[112]
98	25.0	25.0	21.50	37.5	0.726	0.600	226	3730	3910	16.1	[113]
99	25.0	25.0	21.50	37.5	0.726	0.260	226	3730	3360	16.1	[113]
100	25.0	25.0	21.50	37.5	0.726	0.180	226	3730	10120	16.1	[113]
101	25.0	25.0	21.50	37.5	0.726	0.180	226	3730	13390	16.1	[113]
102	25.0	25.0	21.50	37.5	0.726	0.260	226	3730	13880	16.1	[113]
103	25.0	25.0	21.50	37.5	0.726	0.260	226	3730	13390	16.1	[113]
104	25.0	25.0	21.50	37.5	0.726	0.260	226	3730	14260	16.1	[113]
105	25.0	25.0	21.50	37.5	0.726	0.380	226	3730	14260	16.1	[113]
106	25.0	25.0	21.50	37.5	0.726	0.380	226	3730	13880	16.1	[113]
107	25.0	25.0	21.50	37.5	0.726	0.600	226	3730	14220	16.1	[113]
108	25.0	25.0	21.50	25.0	0.726	1.370	226	3730	3680	16.1	[113]
109	25.0	25.0	21.50	25.0	0.726	0.450	226	3730	14260	16.1	[113]
110	25.0	25.0	21.50	25.0	0.726	0.700	226	3730	14220	16.1	[113]
111	25.0	25.0	21.50	25.0	0.726	0.700	226	3730	14260	16.1	[113]
112	25.0	25.0	21.50	25.0	0.726	1.410	226	3730	13550	16.1	[113]
113	22.5	22.5	17.25	25.0	1.386	0.695	599	4226	14700	60.0	[113]
114	22.5	22.5	17.25	25.0	1.386	0.695	599	4226	14700	60.0	[113]
115	18.0	25.0	22.00	25.0	2.455	0.601	572	3911	14700	0.0	[113]
116	18.0	25.0	22.00	25.0	2.455	0.601	572	3819	14700	0.0	[113]
117	18.0	25.0	22.00	25.0	2.899	0.898	580	3911	14700	0.0	[113]
118	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.146	331	8790	6370	1.2	[120]
119	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.228	331	8790	6230	1.2	[120]
120	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.149	331	8790	13100	1.2	[120]

表AA.1 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式検証用データの概要(続き)

No.	B [cm]	D [cm]	d [cm]	a [cm]	$p_v$ [%]	$p_w$ [%]	$F_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_y$	$\sigma_{wy}$	$N_{KRP}$ [tf]	文 献
121	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.227	331	8790	13000	1.2	[120]
122	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.356	353	8790	14000	1.2	[120]
123	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.512	353	8790	14200	1.2	[120]
124	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.724	353	8790	14500	1.2	[120]
125	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.146	352	8790	6370	29.2	[120]
126	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.228	352	8790	6230	29.2	[120]
127	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.146	352	8790	13100	29.2	[120]
128	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.228	352	8790	13000	29.2	[120]
129	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.356	367	8790	14000	29.2	[120]
130	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.512	367	8790	14200	29.2	[120]
131	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.724	367	8790	14500	29.2	[120]
132	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.146	366	8790	6370	58.3	[120]
133	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.228	366	8790	6230	58.3	[120]
134	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.149	366	8790	13100	58.3	[120]
135	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.227	366	8790	13000	58.3	[120]
136	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.356	346	8790	14000	58.3	[120]
137	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.512	346	8790	14200	58.3	[120]
138	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.724	346	8790	14500	58.3	[120]
139	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.146	295	8790	6370	87.5	[120]
140	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.228	295	8790	6230	87.5	[120]
141	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.146	295	8790	13100	87.5	[120]
142	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.228	295	8790	13000	87.5	[120]
143	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.356	358	8790	14000	87.5	[120]
144	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.512	358	8790	14200	87.5	[120]
145	15.0	27.0	21.90	40.5	1.933	0.724	358	8790	14500	87.5	[120]
146	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	0.310	210	8140	13600	0.0	[114]
147	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	0.440	210	8140	14500	0.0	[114]
148	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	0.710	210	8140	14300	0.0	[114]
149	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	1.000	210	8140	14600	0.0	[114]
150	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	0.150	360	8140	14200	0.0	[114]

表AA.1 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式検証用データの概要(続き)

No.	B [cm]	D [cm]	d [cm]	a [cm]	$p_c$ [%]	$p_w$ [%]	$F_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_y$	$\sigma_{wy}$	$N_{exp}$ [tf]	文 献
151	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	0.230	360	8140	14500	0.0	[114]
152	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	0.310	360	8140	13600	0.0	[114]
153	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	0.440	360	8140	14500	0.0	[114]
154	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	0.710	360	8140	14300	0.0	[114]
155	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	1.000	360	8140	14600	0.0	[114]
156	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	0.150	570	8140	14200	0.0	[114]
157	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	0.310	570	8140	13600	0.0	[114]
158	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	0.440	570	8140	14500	0.0	[114]
159	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	0.710	570	8140	14300	0.0	[114]
160	18.0	40.0	34.00	60.0	3.160	1.000	570	8140	14600	0.0	[114]
161	25.0	25.0	21.50	37.5	0.710	1.220	282	4090	2600	20.0	[121]
162	25.0	25.0	21.50	37.5	0.710	1.220	282	4090	2600	20.0	[121]
163	25.0	25.0	21.50	37.5	0.710	1.240	282	4090	13980	20.0	[121]
164	25.0	25.0	21.50	37.5	0.710	1.240	282	4090	13980	20.0	[121]
165	25.0	25.0	21.50	37.5	0.710	0.620	369	4090	13490	20.0	[121]
166	25.0	25.0	21.50	37.5	0.710	0.620	369	4090	13490	20.0	[121]
167	25.0	25.0	21.50	37.5	0.710	0.620	369	4090	6870	20.0	[121]
168	25.0	25.0	21.50	37.5	0.710	0.620	369	4090	9670	20.0	[121]
169	40.0	40.0	32.93	40.0	1.743	0.200	450	4360	14300	72.0	[122]
170	40.0	40.0	32.93	40.0	1.743	0.100	450	4360	14300	216.0	[122]
171	40.0	40.0	32.93	40.0	1.743	0.200	450	4360	14300	216.0	[122]
172	40.0	40.0	32.93	40.0	1.743	0.300	450	4360	14300	216.0	[122]
173	40.0	40.0	32.93	40.0	1.743	0.395	450	4360	14300	216.0	[122]
174	40.0	40.0	32.93	40.0	1.743	0.200	450	4360	14300	324.0	[122]
175	40.0	40.0	32.93	60.0	1.743	0.200	410	4360	14300	65.6	[122]
176	40.0	40.0	32.93	60.0	1.743	0.200	410	4360	14300	196.8	[122]
177	40.0	40.0	32.93	60.0	1.743	0.395	410	4360	14300	196.8	[122]
178	40.0	40.0	32.93	60.0	1.743	0.200	410	4360	14300	295.2	[122]
179	40.0	40.0	32.93	80.0	1.743	0.200	410	4360	14300	196.8	[122]
180	40.0	40.0	32.93	80.0	1.743	0.395	410	4360	14300	196.8	[122]



表AA. 2(a) 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式の検証結果 1

No.	$Q_{kxp}$ [tf]	$Q_s$ [tf]	$Q_s$ [tf] ( $Q_{kxp}/\min(Q_s, Q_k)$ : 破壊モード)			
			提案式	学会指針 A 法	学会指針 B 法	修正荒川mean式
1	17.6	17.9	18.9(0.99:F)	17.6(1.00:S)	19.4(0.99:F)	18.2(0.99:F)
2	17.4	17.9	18.9(0.97:F)	17.6(0.99:S)	19.4(0.97:F)	18.2(0.97:F)
3	15.2	15.2	12.6(1.20:S)	12.1(1.25:S)	12.6(1.20:S)	13.4(1.13:S)
4	14.5	15.2	12.6(1.15:S)	12.1(1.20:S)	12.6(1.15:S)	13.4(1.08:S)
5	16.4	17.7	18.2(0.92:F)	17.1(0.96:S)	18.6(0.92:F)	17.1(0.96:S)
6	16.2	17.7	----(-----)	13.7(1.18:S)	16.8(0.96:S)	16.3(0.99:S)
7	14.4	18.2	13.1(1.10:S)	13.2(1.09:S)	12.8(1.13:S)	14.5(0.99:S)
8	15.3	18.2	13.1(1.17:S)	13.2(1.16:S)	12.8(1.20:S)	15.9(0.96:S)
9	16.2	14.4	----(-----)	10.6(1.53:S)	12.8(1.27:S)	13.5(1.20:S)
10	15.8	14.4	----(-----)	10.5(1.50:S)	12.7(1.24:S)	13.5(1.17:S)
11	16.2	14.4	15.8(1.12:F)	16.7(1.12:F)	16.0(1.12:F)	16.8(1.12:F)
12	15.7	14.4	15.8(1.09:F)	16.7(1.09:F)	16.0(1.09:F)	16.8(1.09:F)
13	16.3	14.4	13.6(1.20:S)	12.2(1.34:S)	13.6(1.20:S)	14.0(1.16:S)
14	15.9	14.4	13.6(1.17:S)	12.2(1.30:S)	13.6(1.16:S)	14.0(1.13:S)
15	16.9	14.4	17.5(1.17:F)	20.0(1.17:F)	17.7(1.17:F)	17.7(1.17:F)
16	16.7	14.4	15.2(1.16:F)	15.4(1.16:F)	15.3(1.16:F)	14.9(1.16:F)
17	16.7	14.4	15.2(1.16:F)	15.4(1.16:F)	15.3(1.16:F)	14.9(1.16:F)
18	16.3	14.4	21.2(1.13:F)	27.1(1.13:F)	21.5(1.13:F)	19.4(1.13:F)
19	16.2	14.4	21.2(1.12:F)	27.1(1.12:F)	21.5(1.12:F)	19.4(1.12:F)
20	15.3	14.7	24.0(1.04:F)	27.7(1.04:F)	24.5(1.04:F)	18.5(1.04:F)
21	15.3	14.7	22.7(1.04:F)	26.2(1.04:F)	22.7(1.04:F)	21.7(1.04:F)
22	15.1	14.7	19.8(1.03:F)	22.1(1.03:F)	19.9(1.03:F)	20.2(1.03:F)
23	15.5	14.7	22.7(1.06:F)	26.2(1.06:F)	22.7(1.06:F)	19.2(1.06:F)
24	16.6	15.2	19.6(1.09:F)	20.0(1.09:F)	24.5(1.09:F)	18.5(1.09:F)
25	16.3	15.2	21.1(1.07:F)	25.6(1.07:F)	27.5(1.07:F)	21.1(1.07:F)
26	16.5	15.2	19.4(1.08:F)	21.7(1.08:F)	25.4(1.08:F)	20.1(1.08:F)
27	16.4	15.2	21.1(1.08:F)	23.5(1.08:F)	26.4(1.08:F)	19.3(1.08:F)
28	10.2	9.3	17.5(1.09:F)	23.1(1.09:F)	18.7(1.09:F)	14.7(1.09:F)
29	10.1	9.3	13.0(1.08:F)	14.5(1.08:F)	14.2(1.08:F)	12.9(1.08:F)
30	15.4	13.2	22.1(1.17:F)	26.7(1.17:F)	23.3(1.17:F)	19.7(1.17:F)



表AA. 2 (a) 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式の検証結果 1 (続き)

No.	$Q_{EXP}$ [tf]	$Q_s$ [tf]	$Q_s$ [tf] ( $Q_{EXP}/\min(Q_s, Q_t)$ : 破壊モード)			
			提案式	学会指針 A 法	学会指針 B 法	修正荒川mean式
31	15.1	13.2	17.1(1.14:F)	18.9(1.14:F)	18.4(1.14:F)	17.6(1.14:F)
32	7.0	6.6	----(-----)	10.2(1.06:F)	12.0(1.06:F)	10.5(1.06:F)
33	7.4	6.6	----(-----)	7.8(1.12:F)	10.7(1.12:F)	9.5(1.12:F)
34	20.5	18.3	38.8(1.12:F)	31.8(1.12:F)	36.9(1.12:F)	22.1(1.12:F)
35	19.8	18.3	27.3(1.08:F)	28.5(1.08:F)	25.4(1.08:F)	22.1(1.08:F)
36	9.8	9.1	14.7(1.07:F)	18.2(1.07:F)	16.2(1.07:F)	13.4(1.07:F)
37	9.4	9.1	11.8(1.03:F)	12.6(1.03:F)	13.2(1.03:F)	12.0(1.03:F)
38	14.6	14.4	39.6(1.01:F)	31.8(1.01:F)	39.6(1.01:F)	18.0(1.01:F)
39	12.1	11.6	25.6(1.04:F)	29.6(1.04:F)	26.1(1.04:F)	17.0(1.04:F)
40	12.7	11.6	17.1(1.09:F)	20.7(1.09:F)	17.5(1.09:F)	14.6(1.09:F)
41	83.0	74.3	128.0(1.12:F)	125.5(1.12:F)	120.0(1.12:F)	76.4(1.12:F)
42	43.2	37.1	70.3(1.16:F)	92.8(1.16:F)	76.0(1.16:F)	54.3(1.16:F)
43	41.2	37.1	52.2(1.11:F)	58.5(1.11:F)	57.9(1.11:F)	47.1(1.11:F)
44	58.8	52.1	85.2(1.13:F)	105.5(1.13:F)	92.0(1.13:F)	69.1(1.13:F)
45	61.4	52.1	66.7(1.18:F)	73.8(1.18:F)	73.5(1.18:F)	60.7(1.18:F)
46	27.5	26.1	----(-----)	40.9(1.06:F)	48.6(1.06:F)	37.1(1.06:F)
47	27.1	26.1	----(-----)	32.1(1.04:F)	44.0(1.04:F)	33.5(1.04:F)
48	69.6	69.5	108.8(1.00:F)	116.4(1.00:F)	104.0(1.00:F)	76.5(1.00:F)
49	35.6	34.8	59.1(1.02:F)	75.0(1.02:F)	66.6(1.02:F)	48.6(1.02:F)
50	38.6	34.8	54.5(1.11:F)	66.3(1.11:F)	62.0(1.11:F)	46.7(1.11:F)
51	36.6	34.8	51.4(1.05:F)	60.3(1.05:F)	58.8(1.05:F)	45.3(1.05:F)
52	36.7	34.8	45.3(1.06:F)	48.8(1.06:F)	52.8(1.06:F)	42.2(1.06:F)
53	59.6	56.8	100.9(1.05:F)	117.9(1.05:F)	100.9(1.05:F)	64.1(1.05:F)
54	53.2	45.7	101.2(1.16:F)	119.3(1.16:F)	103.6(1.16:F)	59.2(1.16:F)
55	54.7	45.7	70.1(1.20:F)	86.2(1.20:F)	72.5(1.20:F)	53.2(1.20:F)
56	24.0	20.3	23.7(1.18:F)	23.1(1.18:F)	28.8(1.18:F)	23.7(1.18:F)
57	11.8	10.2	15.2(1.16:F)	18.1(1.16:F)	22.3(1.16:F)	15.9(1.16:F)
58	12.5	10.2	----(-----)	13.4(1.23:F)	19.8(1.23:F)	14.6(1.23:F)
59	16.8	14.3	----(-----)	20.1(1.17:F)	27.1(1.17:F)	21.4(1.17:F)
60	16.4	14.3	----(-----)	17.9(1.14:F)	25.8(1.14:F)	20.4(1.14:F)

表AA.2(a) 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式の検証結果1 (続き)

No.	$Q_{EXP}$ [tf]	$Q_t$ [tf]	$Q_s$ [tf] ( $Q_{EXP}/\min(Q_t, Q_s)$ : 破壊モード)			
			提案式	学会指針 A 法	学会指針 B 法	修正荒川mean式
61	9.2	7.2	----(-----)	9.4(1.28:F)	17.7(1.28:F)	11.6(1.28:F)
62	21.4	19.9	30.8(1.07:F)	36.1(1.07:F)	36.2(1.07:F)	28.0(1.07:F)
63	21.6	19.9	25.2(1.08:F)	26.3(1.08:F)	30.6(1.08:F)	25.8(1.08:F)
64	11.1	10.0	----(-----)	13.6(1.11:F)	19.9(1.11:F)	14.7(1.11:F)
65	11.4	10.0	----(-----)	10.9(1.14:F)	18.5(1.14:F)	13.6(1.14:F)
66	16.8	15.2	33.8(1.10:F)	41.5(1.10:F)	37.2(1.10:F)	21.7(1.10:F)
67	16.9	15.2	23.7(1.11:F)	27.0(1.11:F)	27.0(1.11:F)	20.0(1.11:F)
68	13.6	12.3	19.2(1.11:F)	22.3(1.11:F)	24.5(1.11:F)	17.9(1.11:F)
69	13.3	12.3	----(-----)	15.3(1.08:F)	20.8(1.08:F)	16.2(1.08:F)
70	21.4	36.1	----(-----)	15.3(1.40:S)	21.7(0.99:S)	17.5(1.22:S)
71	19.3	36.1	----(-----)	15.3(1.26:S)	21.7(0.89:S)	17.5(1.10:S)
72	30.0	36.1	26.7(1.12:S)	26.4(1.14:S)	27.7(1.08:S)	22.5(1.33:S)
73	33.4	36.1	26.7(1.25:S)	26.4(1.26:S)	27.7(1.21:S)	22.5(1.48:S)
74	25.0	36.1	24.5(1.02:S)	20.4(1.23:S)	24.5(1.02:S)	19.1(1.31:S)
75	25.0	36.1	24.5(1.02:S)	20.4(1.23:S)	24.5(1.02:S)	19.1(1.31:S)
76	38.0	36.1	34.5(1.10:S)	38.5(1.05:F)	36.5(1.05:F)	26.2(1.45:S)
77	37.8	36.1	34.5(1.09:S)	38.5(1.05:F)	36.5(1.05:F)	26.2(1.44:S)
78	27.5	36.1	26.5(1.04:S)	24.1(1.14:S)	26.5(1.04:S)	20.0(1.37:S)
79	38.4	36.1	40.4(1.06:F)	42.1(1.06:F)	43.1(1.06:F)	28.6(1.34:S)
80	33.0	36.1	30.3(1.09:S)	31.2(1.06:S)	30.3(1.09:S)	21.5(1.54:S)
81	41.3	36.1	51.0(1.14:F)	43.9(1.14:F)	55.0(1.14:F)	32.0(1.29:S)
82	28.0	36.1	26.6(1.05:S)	24.4(1.15:S)	26.6(1.05:S)	20.1(1.39:S)
83	17.8	50.4	----(-----)	17.1(1.04:S)	20.1(0.89:S)	21.8(0.82:S)
84	27.6	50.4	28.2(0.98:S)	21.2(1.30:S)	22.4(1.23:S)	25.6(1.08:S)
85	31.0	50.4	28.2(1.10:S)	21.2(1.47:S)	22.4(1.38:S)	25.6(1.21:S)
86	20.9	50.4	26.8(0.78:S)	18.5(1.13:S)	20.8(1.00:S)	22.4(0.93:S)
87	34.3	50.4	29.7(1.15:S)	24.0(1.43:S)	24.0(1.43:S)	26.8(1.28:S)
88	22.2	50.4	27.7(0.80:S)	20.0(1.11:S)	21.7(1.02:S)	23.0(0.96:S)
89	35.3	50.4	31.5(1.12:S)	27.3(1.29:S)	25.9(1.36:S)	28.1(1.26:S)
90	41.0	50.4	34.9(1.18:S)	32.8(1.25:S)	29.4(1.39:S)	30.1(1.36:S)

表AA.2(a) 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式の検証結果1 (続き)

No.	$Q_{EXP}$ [tf]	$Q_r$ [tf]	$Q_s$ [tf] ( $Q_{EXP}/\min(Q_r, Q_s)$ : 破壊モード)			
			提案式	学会指針 A 法	学会指針 B 法	修正荒川mean式
91	38.0	50.4	34.7(1.10:S)	32.5(1.17:S)	29.2(1.30:S)	30.1(1.26:S)
92	45.6	50.4	49.0(0.93:S)	39.6(1.15:S)	44.2(1.03:S)	36.4(1.25:S)
93	15.0	25.2	----(-----)	12.0(1.25:S)	15.1(0.99:S)	13.2(1.14:S)
94	25.2	25.2	17.8(1.42:S)	17.5(1.44:S)	18.0(1.40:S)	16.9(1.49:S)
95	19.0	25.2	16.1(1.18:S)	13.8(1.37:S)	16.1(1.18:S)	13.8(1.38:S)
96	27.0	25.2	19.7(1.37:S)	21.3(1.26:S)	20.1(1.35:S)	18.2(1.48:S)
97	30.5	25.2	26.1(1.21:F)	32.8(1.21:F)	26.8(1.21:F)	21.4(1.42:S)
98	12.4	11.8	18.2(1.05:F)	21.9(1.05:F)	19.6(1.05:F)	15.9(1.05:F)
99	12.4	11.8	13.1(1.05:F)	12.4(1.05:F)	14.5(1.05:F)	13.5(1.05:F)
100	13.0	11.8	13.8(1.10:F)	13.3(1.10:F)	15.0(1.10:F)	15.1(1.10:F)
101	12.7	11.8	13.8(1.08:F)	13.3(1.08:F)	15.0(1.08:F)	16.0(1.08:F)
102	12.9	11.8	15.5(1.10:F)	16.2(1.10:F)	16.6(1.10:F)	17.3(1.10:F)
103	12.7	11.8	15.5(1.08:F)	16.2(1.08:F)	16.6(1.08:F)	17.2(1.08:F)
104	13.1	11.8	15.5(1.11:F)	16.2(1.11:F)	16.6(1.11:F)	17.4(1.11:F)
105	13.1	11.8	18.0(1.11:F)	20.6(1.11:F)	18.9(1.11:F)	19.1(1.11:F)
106	13.0	11.8	18.0(1.10:F)	20.6(1.10:F)	18.9(1.10:F)	18.9(1.10:F)
107	13.0	11.8	22.6(1.10:F)	26.0(1.10:F)	23.3(1.10:F)	21.4(1.10:F)
108	19.1	17.7	29.9(1.08:F)	29.0(1.08:F)	27.8(1.08:F)	22.0(1.08:F)
109	16.8	17.7	22.8(0.95:F)	23.3(0.95:F)	20.2(0.95:F)	23.7(0.95:F)
110	18.5	17.7	27.3(1.05:F)	27.3(1.05:F)	24.5(1.05:F)	26.2(1.05:F)
111	18.5	17.7	27.3(1.05:F)	27.3(1.05:F)	24.5(1.05:F)	26.3(1.05:F)
112	18.6	17.7	40.3(1.05:F)	29.8(1.05:F)	36.6(1.05:F)	29.8(1.05:F)
113	32.1	32.7	40.6(0.98:F)	32.0(1.00:S)	42.7(0.98:F)	30.8(1.04:S)
114	32.8	32.7	40.6(1.00:F)	32.0(1.02:S)	42.7(1.00:F)	30.8(1.06:S)
115	26.4	30.8	39.1(0.86:F)	38.9(0.86:F)	43.0(0.86:F)	31.4(0.86:F)
116	29.0	30.1	38.7(0.96:F)	38.9(0.96:F)	43.0(0.96:F)	31.4(0.96:F)
117	33.4	36.0	48.3(0.93:F)	40.7(0.93:F)	53.8(0.93:F)	34.5(0.97:S)
118	9.5	25.0	----(-----)	9.0(1.06:S)	12.6(0.75:S)	10.2(0.94:S)
119	11.9	25.0	13.5(0.88:S)	10.6(1.12:S)	13.5(0.88:S)	10.7(1.11:S)
120	13.9	25.0	12.9(1.08:S)	10.0(1.39:S)	13.2(1.06:S)	11.2(1.24:S)



表AA. 2 (a) 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式の検証結果1 (続き)

No.	$Q_{exp}$ [tf]	$Q_i$ [tf]	$Q_s$ [tf] ( $Q_{exp}/\min(Q_i, Q_s)$ : 破壊モード)			
			提案式	学会指針 A 法	学会指針 B 法	修正荒川mean式
121	15.8	25.0	14.0(1.13:S)	12.2(1.30:S)	14.4(1.10:S)	12.0(1.32:S)
122	18.2	25.1	16.6(1.10:S)	16.7(1.09:S)	17.5(1.04:S)	13.6(1.34:S)
123	19.5	25.1	18.8(1.04:S)	20.0(0.97:S)	20.0(0.97:S)	14.7(1.32:S)
124	21.4	25.1	21.7(0.98:S)	22.1(0.97:S)	23.5(0.91:S)	16.1(1.33:S)
125	14.3	30.9	----(-----)	9.2(1.55:S)	13.3(1.08:S)	12.5(1.15:S)
126	16.2	30.9	14.2(1.14:S)	10.9(1.49:S)	14.2(1.14:S)	13.0(1.25:S)
127	15.9	30.9	13.6(1.17:S)	10.4(1.53:S)	14.0(1.14:S)	13.5(1.18:S)
128	17.2	30.9	14.8(1.17:S)	12.9(1.34:S)	15.3(1.12:S)	14.3(1.20:S)
129	18.7	31.0	17.1(1.09:S)	17.3(1.08:S)	18.1(1.03:S)	15.6(1.18:S)
130	19.2	31.0	19.4(0.99:S)	20.6(0.93:S)	20.8(0.92:S)	16.9(1.13:S)
131	20.8	31.0	22.4(0.93:S)	22.8(0.91:S)	24.4(0.85:S)	18.3(1.14:S)
132	15.8	34.9	----(-----)	9.4(1.68:S)	13.8(1.15:S)	14.7(1.07:S)
133	16.5	34.9	14.7(1.12:S)	11.0(1.49:S)	14.7(1.12:S)	15.3(1.08:S)
134	17.8	34.9	14.2(1.26:S)	10.8(1.64:S)	14.6(1.22:S)	15.8(1.13:S)
135	17.5	34.9	15.3(1.15:S)	13.3(1.32:S)	15.9(1.10:S)	16.6(1.06:S)
136	18.2	34.5	16.3(1.12:S)	16.5(1.11:S)	17.1(1.06:S)	17.4(1.05:S)
137	18.8	34.5	18.5(1.02:S)	19.7(0.95:S)	19.6(0.96:S)	18.5(1.02:S)
138	19.4	34.5	21.4(0.91:S)	21.8(0.89:S)	23.0(0.84:S)	19.9(0.98:S)
139	17.2	31.0	11.4(1.51:S)	8.5(2.02:S)	11.4(1.51:S)	12.9(1.33:S)
140	17.7	31.0	12.3(1.43:S)	10.2(1.74:S)	12.3(1.43:S)	13.5(1.31:S)
141	17.0	31.0	11.6(1.47:S)	9.0(1.89:S)	11.7(1.45:S)	13.9(1.22:S)
142	16.3	31.0	12.6(1.29:S)	11.1(1.47:S)	12.8(1.27:S)	14.8(1.10:S)
143	20.9	34.7	16.8(1.25:S)	17.0(1.23:S)	17.7(1.18:S)	17.7(1.18:S)
144	19.6	34.7	19.0(1.03:S)	20.2(0.97:S)	20.3(0.97:S)	18.8(1.04:S)
145	21.1	34.7	22.0(0.96:S)	22.4(0.94:S)	23.8(0.89:S)	20.2(1.05:S)
146	24.6	74.6	19.2(1.28:S)	19.0(1.30:S)	18.6(1.32:S)	19.9(1.24:S)
147	28.4	74.6	22.1(1.28:S)	23.8(1.19:S)	21.2(1.34:S)	22.1(1.29:S)
148	32.8	74.6	28.2(1.16:S)	28.8(1.14:S)	26.7(1.23:S)	25.1(1.31:S)
149	36.3	74.6	34.7(1.05:S)	31.1(1.17:S)	32.6(1.11:S)	28.0(1.30:S)
150	30.8	75.4	25.4(1.21:S)	20.6(1.50:S)	26.3(1.17:S)	21.2(1.45:S)



表AA.2(a) 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式の検証結果1(続き)

No.	$Q_{exp}$ [tf]	$Q_t$ [tf]	$Q_s$ [tf] ( $Q_{exp}/\min(Q_t, Q_s)$ :破壊モード)			
			提案式	学会指針A法	学会指針B法	修正荒川mean式
151	35.5	75.4	27.8(1.28:S)	25.8(1.38:S)	29.0(1.22:S)	22.9(1.55:S)
152	37.3	75.4	30.1(1.24:S)	30.9(1.21:S)	31.8(1.17:S)	23.9(1.56:S)
153	37.5	75.4	34.0(1.10:S)	38.5(0.97:S)	36.4(1.03:S)	26.1(1.44:S)
154	46.9	75.4	41.9(1.12:S)	44.7(1.05:S)	45.8(1.02:S)	29.1(1.61:S)
155	52.0	75.4	50.4(1.03:S)	47.1(1.10:S)	55.9(0.93:S)	32.0(1.62:S)
156	30.6	76.5	----(-----)	29.1(1.05:S)	41.5(0.74:S)	26.9(1.14:S)
157	42.5	76.5	44.8(0.95:S)	44.0(0.97:S)	49.6(0.86:S)	29.6(1.44:S)
158	49.5	76.5	49.6(1.00:S)	52.6(0.94:S)	57.6(0.86:S)	31.8(1.56:S)
159	56.0	76.5	59.6(0.94:S)	59.0(0.95:S)	72.5(0.77:S)	34.8(1.61:S)
160	60.5	76.5	70.3(0.86:S)	59.6(1.01:S)	88.5(0.79:F)	37.7(1.61:S)
161	13.6	13.4	22.9(1.01:F)	28.4(1.01:F)	25.4(1.01:F)	18.2(1.01:F)
162	14.2	13.4	22.9(1.06:F)	28.4(1.06:F)	25.4(1.06:F)	18.2(1.06:F)
163	15.7	13.4	40.9(1.17:F)	35.5(1.17:F)	44.8(1.17:F)	27.6(1.17:F)
164	14.2	13.4	40.9(1.06:F)	35.5(1.06:F)	44.8(1.06:F)	27.6(1.06:F)
165	14.3	13.8	29.6(1.04:F)	39.3(1.04:F)	38.6(1.04:F)	24.6(1.04:F)
166	15.6	13.8	29.6(1.13:F)	39.3(1.13:F)	38.6(1.13:F)	24.6(1.13:F)
167	16.5	13.8	27.9(1.20:F)	35.7(1.20:F)	33.6(1.20:F)	21.2(1.20:F)
168	16.6	13.8	29.6(1.20:F)	39.3(1.20:F)	38.6(1.20:F)	22.8(1.20:F)
169	80.2	99.2	91.3(0.88:S)	65.7(1.22:S)	78.5(1.02:S)	67.3(1.19:S)
170	81.7	140.3	----(-----)	53.0(1.54:S)	71.1(1.15:S)	72.8(1.12:S)
171	100.9	140.3	96.1(1.05:S)	65.7(1.54:S)	78.5(1.29:S)	77.7(1.30:S)
172	106.7	140.3	101.7(1.05:S)	78.3(1.36:S)	85.9(1.24:S)	81.4(1.31:S)
173	106.6	140.3	107.0(1.00:S)	89.7(1.19:S)	92.9(1.15:S)	84.4(1.26:S)
174	103.5	153.8	96.1(1.08:S)	65.7(1.58:S)	78.5(1.32:S)	82.8(1.25:S)
175	69.0	64.1	63.9(1.08:S)	55.5(1.24:S)	69.1(1.08:F)	50.6(1.36:S)
176	79.0	89.1	65.8(1.20:S)	55.5(1.42:S)	69.1(1.14:S)	60.1(1.32:S)
177	93.2	89.1	78.0(1.19:S)	83.8(1.11:S)	84.6(1.10:S)	66.8(1.39:S)
178	93.0	97.3	65.8(1.41:S)	55.5(1.68:S)	69.1(1.35:S)	64.8(1.44:S)
179	65.8	66.8	53.9(1.22:S)	52.3(1.26:S)	57.5(1.14:S)	53.1(1.24:S)
180	75.7	66.8	67.2(1.13:F)	83.8(1.13:F)	74.3(1.13:F)	59.8(1.26:S)

表AA. 2 (b) 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式の検証結果 2

No.	$Q_{EXP}$ $Q_t$		$Q_s$ [tf] ( $Q_{EXP}/\min(Q_t, Q_s)$ : 破壊モード)			
	[tf]	[tf]	A C I 式	N Z S 式	C E B 式	C S A 式
1	17.6	17.9	16.0(1.10:S)	17.0(1.04:S)	11.7(1.51:S)	13.2(1.34:S)
2	17.4	17.9	16.0(1.08:S)	17.0(1.02:S)	11.7(1.49:S)	13.2(1.32:S)
3	15.2	15.2	10.8(1.40:S)	12.3(1.24:S)	8.2(1.84:S)	8.7(1.74:S)
4	14.5	15.2	10.8(1.34:S)	12.3(1.18:S)	8.2(1.76:S)	8.7(1.67:S)
5	16.4	17.7	15.2(1.08:S)	16.1(1.02:S)	11.3(1.45:S)	12.8(1.28:S)
6	16.2	17.7	12.7(1.27:S)	13.7(1.18:S)	9.2(1.76:S)	9.7(1.66:S)
7	14.4	18.2	10.3(1.39:S)	16.2(0.89:S)	9.5(1.52:S)	10.2(1.42:S)
8	15.3	18.2	10.3(1.48:S)	20.8(0.84:F)	14.7(1.04:S)	14.1(1.08:S)
9	16.2	14.4	9.9(1.63:S)	11.4(1.42:S)	7.2(2.24:S)	7.0(2.31:S)
10	15.8	14.4	9.9(1.59:S)	11.4(1.39:S)	7.2(2.19:S)	6.9(2.27:S)
11	16.2	14.4	11.6(1.40:S)	22.3(1.12:F)	18.9(1.12:F)	17.1(1.12:F)
12	15.7	14.4	11.6(1.35:S)	22.3(1.09:F)	18.9(1.09:F)	17.1(1.09:F)
13	16.3	14.4	11.2(1.46:S)	12.6(1.29:S)	8.3(1.96:S)	8.6(1.90:S)
14	15.9	14.4	11.2(1.42:S)	12.6(1.25:S)	8.3(1.91:S)	8.6(1.85:S)
15	16.9	14.4	13.1(1.29:S)	26.7(1.17:F)	24.7(1.17:F)	19.9(1.17:F)
16	16.7	14.4	13.6(1.23:S)	15.1(1.16:F)	10.4(1.60:S)	11.2(1.49:S)
17	16.7	14.4	13.6(1.23:S)	15.1(1.16:F)	10.4(1.60:S)	11.2(1.49:S)
18	16.3	14.4	16.5(1.13:F)	28.7(1.13:F)	28.0(1.13:F)	24.1(1.13:F)
19	16.2	14.4	16.5(1.12:F)	28.7(1.12:F)	28.0(1.12:F)	24.1(1.12:F)
20	15.3	14.7	23.4(1.04:F)	25.0(1.04:F)	23.1(1.04:F)	19.2(1.04:F)
21	15.3	14.7	17.7(1.04:F)	25.2(1.04:F)	25.2(1.04:F)	24.7(1.04:F)
22	15.1	14.7	14.7(1.03:F)	25.2(1.03:F)	25.1(1.03:F)	22.9(1.03:F)
23	15.5	14.7	17.7(1.06:F)	25.2(1.06:F)	24.2(1.06:F)	20.9(1.06:F)
24	16.6	15.2	16.4(1.09:F)	13.8(1.20:S)	12.3(1.35:S)	14.0(1.18:S)
25	16.3	15.2	13.9(1.17:S)	24.4(1.07:F)	24.5(1.07:F)	23.8(1.07:F)
26	16.5	15.2	12.5(1.32:S)	19.8(1.08:F)	18.4(1.08:F)	20.0(1.08:F)
27	16.4	15.2	13.9(1.18:S)	16.6(1.08:F)	14.7(1.11:S)	17.0(1.08:F)
28	10.2	9.3	19.5(1.09:F)	18.2(1.09:F)	17.5(1.09:F)	15.8(1.09:F)
29	10.1	9.3	13.0(1.08:F)	11.7(1.08:F)	9.9(1.08:F)	10.5(1.08:F)
30	15.4	13.2	22.6(1.17:F)	21.3(1.17:F)	22.6(1.17:F)	18.2(1.17:F)

表AA.2(b) 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式の検証結果2 (続き)

No.	$Q_{exp}$	$Q_t$	$Q_s [tf]$ ( $Q_{exp}/\min(Q_t, Q_s)$ :破壊モード)			
	[tf]	[tf]	ACI式	NZS式	CEB式	CSA式
31	15.1	13.2	13.9(1.14:F)	12.5(1.21:S)	11.3(1.33:S)	12.1(1.25:S)
32	7.0	6.6	8.9(1.06:F)	7.6(1.06:F)	7.1(1.06:F)	6.9(1.06:F)
33	7.4	6.6	----(-----)	5.7(1.29:S)	5.5(1.35:S)	4.3(1.74:S)
34	20.5	18.3	23.1(1.12:F)	26.3(1.12:F)	26.3(1.12:F)	25.4(1.12:F)
35	19.8	18.3	23.1(1.08:F)	26.1(1.08:F)	24.4(1.08:F)	20.1(1.08:F)
36	9.8	9.1	15.0(1.07:F)	14.7(1.07:F)	12.7(1.07:F)	13.0(1.07:F)
37	9.4	9.1	10.8(1.03:F)	10.5(1.03:F)	8.7(1.09:S)	9.0(1.04:S)
38	14.6	14.4	24.0(1.01:F)	26.3(1.01:F)	26.3(1.01:F)	25.5(1.01:F)
39	12.1	11.6	23.1(1.04:F)	26.3(1.04:F)	25.2(1.04:F)	21.3(1.04:F)
40	12.7	11.6	16.9(1.09:F)	18.1(1.09:F)	15.2(1.09:F)	14.5(1.09:F)
41	83.0	74.3	97.2(1.12:F)	108.4(1.12:F)	106.7(1.12:F)	93.4(1.12:F)
42	43.2	37.1	78.4(1.16:F)	73.1(1.16:F)	69.9(1.16:F)	63.9(1.16:F)
43	41.2	37.1	52.4(1.11:F)	47.1(1.11:F)	39.8(1.11:F)	42.4(1.11:F)
44	58.8	52.1	85.8(1.13:F)	80.1(1.13:F)	83.9(1.13:F)	70.8(1.13:F)
45	61.4	52.1	53.0(1.18:F)	47.3(1.30:S)	43.2(1.42:S)	46.2(1.33:S)
46	27.5	26.1	35.6(1.06:F)	29.9(1.06:F)	28.2(1.06:F)	27.3(1.06:F)
47	27.1	26.1	----(-----)	23.2(1.17:S)	22.3(1.21:S)	17.5(1.55:S)
48	69.6	69.5	93.8(1.00:F)	105.9(1.00:F)	100.2(1.00:F)	82.3(1.00:F)
49	35.6	34.8	61.5(1.02:F)	60.2(1.02:F)	52.2(1.02:F)	53.7(1.02:F)
50	38.6	34.8	54.9(1.11:F)	53.6(1.11:F)	45.0(1.11:F)	48.0(1.11:F)
51	36.6	34.8	50.3(1.05:F)	49.0(1.05:F)	41.0(1.05:F)	43.7(1.05:F)
52	36.7	34.8	41.6(1.06:F)	40.3(1.06:F)	33.4(1.10:S)	34.5(1.06:S)
53	59.6	56.8	97.2(1.05:F)	108.4(1.05:F)	101.4(1.05:F)	84.0(1.05:F)
54	53.2	45.7	93.8(1.16:F)	108.4(1.16:F)	102.4(1.16:F)	85.6(1.16:F)
55	54.7	45.7	70.0(1.20:F)	74.5(1.20:F)	63.3(1.20:F)	60.3(1.20:F)
56	24.0	20.3	15.8(1.52:S)	12.9(1.86:S)	12.3(1.95:S)	13.6(1.76:S)
57	11.8	10.2	15.8(1.16:F)	12.9(1.16:F)	12.3(1.16:F)	13.6(1.16:F)
58	12.5	10.2	12.2(1.23:F)	9.3(1.34:S)	9.2(1.36:S)	8.7(1.43:S)
59	16.8	14.3	11.6(1.44:S)	9.2(1.83:S)	9.7(1.73:S)	9.6(1.76:S)
60	16.4	14.3	9.4(1.75:S)	6.9(2.36:S)	7.7(2.12:S)	5.9(2.79:S)



表AA.2(b) 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式の検証結果2 (続き)

No.	$Q_{xpr}$ [tf]	$Q_r$ [tf]	$Q_s$ [tf] ( $Q_{xpr}/\min(Q_r, Q_s)$ : 破壊モード)			
			ACI式	NZS式	CEB式	CSA式
61	9.2	7.2	----(-----)	5.6(1.64:S)	6.6(1.40:S)	2.9(3.13:S)
62	21.4	19.9	27.8(1.07:F)	26.7(1.07:F)	27.0(1.07:F)	26.0(1.07:F)
63	21.6	19.9	17.9(1.21:S)	16.8(1.29:S)	15.1(1.43:S)	17.3(1.25:S)
64	11.1	10.0	11.3(1.11:F)	10.1(1.11:F)	9.4(1.19:S)	9.0(1.23:S)
65	11.4	10.0	9.2(1.24:S)	8.1(1.41:S)	7.6(1.51:S)	5.5(2.06:S)
66	16.8	15.2	32.2(1.10:F)	32.8(1.10:F)	37.8(1.10:F)	31.5(1.10:F)
67	16.9	15.2	22.5(1.11:F)	23.2(1.11:F)	18.6(1.11:F)	20.7(1.11:F)
68	13.6	12.3	17.9(1.11:F)	18.5(1.11:F)	15.1(1.11:F)	17.3(1.11:F)
69	13.3	12.3	12.6(1.08:F)	13.2(1.08:F)	10.5(1.27:S)	10.9(1.22:S)
70	21.4	36.1	14.6(1.46:S)	18.1(1.18:S)	9.1(2.36:S)	8.7(2.45:S)
71	19.3	36.1	14.6(1.32:S)	18.1(1.06:S)	9.1(2.12:S)	8.7(2.21:S)
72	30.0	36.1	17.5(1.72:S)	36.9(0.83:F)	30.2(0.99:S)	25.2(1.19:S)
73	33.4	36.1	17.5(1.91:S)	36.9(0.92:F)	30.2(1.11:S)	25.2(1.32:S)
74	25.0	36.1	19.0(1.32:S)	22.5(1.11:S)	12.9(1.94:S)	13.9(1.80:S)
75	25.0	36.1	19.0(1.32:S)	22.5(1.11:S)	12.9(1.94:S)	13.9(1.80:S)
76	38.0	36.1	24.7(1.54:S)	37.3(1.05:F)	39.5(1.05:F)	34.9(1.09:S)
77	37.8	36.1	24.7(1.53:S)	37.3(1.05:F)	39.5(1.05:F)	34.9(1.08:S)
78	27.5	36.1	22.2(1.24:S)	25.7(1.07:S)	15.7(1.76:S)	17.0(1.62:S)
79	38.4	36.1	30.1(1.27:S)	37.3(1.06:F)	39.7(1.06:F)	37.7(1.06:F)
80	33.0	36.1	28.2(1.17:S)	31.7(1.04:S)	23.5(1.41:S)	21.9(1.51:S)
81	41.3	36.1	33.6(1.23:S)	37.3(1.14:F)	39.7(1.14:F)	31.7(1.30:S)
82	28.0	36.1	17.7(1.58:S)	26.0(1.08:S)	15.9(1.76:S)	17.2(1.62:S)
83	17.8	50.4	13.5(1.32:S)	16.7(1.06:S)	8.2(2.16:S)	7.7(2.30:S)
84	27.6	50.4	14.5(1.91:S)	29.0(0.95:S)	21.1(1.31:S)	19.4(1.43:S)
85	31.0	50.4	14.5(2.15:S)	29.0(1.07:S)	21.1(1.47:S)	19.4(1.60:S)
86	20.9	50.4	14.9(1.40:S)	18.2(1.15:S)	9.5(2.21:S)	9.6(2.19:S)
87	34.3	50.4	16.3(2.11:S)	34.4(1.00:S)	28.8(1.19:S)	23.1(1.49:S)
88	22.2	50.4	16.5(1.34:S)	19.8(1.12:S)	10.9(2.04:S)	11.4(1.94:S)
89	35.3	50.4	18.3(1.93:S)	34.4(1.03:S)	32.3(1.09:S)	26.4(1.34:S)
90	41.0	50.4	22.2(1.85:S)	34.4(1.19:S)	34.4(1.19:S)	30.7(1.34:S)



表AA.2(b) 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式の検証結果2 (続き)

No.	$Q_{exp}$ [tf]	$Q_s$ [tf]	$Q_s$ [tf] ( $Q_{exp}/\min(Q_s, Q_c)$ : 破壊モード)			
			A C I 式	N Z S 式	C E B 式	C S A 式
91	38.0	50.4	21.9(1.73:S)	34.4(1.10:S)	34.4(1.11:S)	30.7(1.24:S)
92	45.6	50.4	31.3(1.46:S)	34.4(1.32:S)	34.4(1.32:S)	21.5(2.12:S)
93	15.0	25.2	13.5(1.12:S)	16.7(0.90:S)	8.2(1.82:S)	7.7(1.94:S)
94	25.2	25.2	14.5(1.74:S)	29.0(1.00:F)	21.1(1.20:S)	19.4(1.30:S)
95	19.0	25.2	14.9(1.28:S)	18.2(1.05:S)	9.5(2.01:S)	9.6(1.99:S)
96	27.0	25.2	16.3(1.66:S)	34.4(1.07:F)	28.8(1.07:F)	23.1(1.17:S)
97	30.5	25.2	22.2(1.37:S)	34.4(1.21:F)	34.4(1.21:F)	30.7(1.21:F)
98	12.4	11.8	17.7(1.05:F)	17.6(1.05:F)	16.4(1.05:F)	14.7(1.05:F)
99	12.4	11.8	9.8(1.27:S)	9.6(1.29:S)	7.8(1.59:S)	7.9(1.56:S)
100	13.0	11.8	9.1(1.42:S)	14.7(1.10:F)	12.8(1.10:F)	12.7(1.10:F)
101	12.7	11.8	9.1(1.39:S)	17.9(1.08:F)	16.9(1.08:F)	15.0(1.08:F)
102	12.9	11.8	11.0(1.18:S)	24.3(1.10:F)	22.5(1.10:F)	18.5(1.10:F)
103	12.7	11.8	11.0(1.16:S)	23.7(1.08:F)	22.3(1.08:F)	18.2(1.08:F)
104	13.1	11.8	11.0(1.20:S)	24.3(1.11:F)	22.7(1.11:F)	18.8(1.11:F)
105	13.1	11.8	13.7(1.11:F)	24.3(1.11:F)	24.2(1.11:F)	21.9(1.11:F)
106	13.0	11.8	13.7(1.10:F)	24.3(1.10:F)	24.2(1.10:F)	21.7(1.10:F)
107	13.0	11.8	18.7(1.10:F)	24.3(1.10:F)	24.3(1.10:F)	23.4(1.10:F)
108	19.1	17.7	22.2(1.08:F)	24.3(1.08:F)	24.1(1.08:F)	21.4(1.08:F)
109	16.8	17.7	15.3(1.10:S)	24.3(0.95:F)	24.3(0.95:F)	23.0(0.95:F)
110	18.5	17.7	20.9(1.05:F)	24.3(1.05:F)	24.3(1.05:F)	22.1(1.05:F)
111	18.5	17.7	20.9(1.05:F)	24.3(1.05:F)	24.3(1.05:F)	22.1(1.05:F)
112	18.6	17.7	22.2(1.05:F)	24.3(1.05:F)	24.3(1.05:F)	37.3(1.05:F)
113	32.1	32.7	20.7(1.55:S)	23.7(1.36:S)	43.9(0.98:F)	30.4(1.06:S)
114	32.8	32.7	20.7(1.59:S)	23.7(1.39:S)	43.9(1.00:F)	30.4(1.08:S)
115	26.4	30.8	18.8(1.40:S)	24.2(1.09:S)	41.6(0.86:F)	35.0(0.86:F)
116	29.0	30.1	18.8(1.54:S)	24.2(1.20:S)	41.6(0.96:F)	35.0(0.96:F)
117	33.4	36.0	23.9(1.40:S)	24.2(1.38:S)	45.7(0.93:F)	42.0(0.93:F)
118	9.5	25.0	5.3(1.81:S)	8.2(1.16:S)	5.5(1.72:S)	5.3(1.81:S)
119	11.9	25.0	6.4(1.86:S)	9.8(1.21:S)	6.9(1.72:S)	7.0(1.70:S)
120	13.9	25.0	5.3(2.62:S)	11.6(1.20:S)	8.5(1.64:S)	8.6(1.62:S)

表AA.2(b) 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式の検証結果2 (続き)

No.	$Q_{EXP}$ [tf]	$Q_r$ [tf]	$Q_s$ [tf] ( $Q_{EXP}/\min(Q_r, Q_s)$ :破壊モード)			
			ACI式	NZS式	CEB式	CSA式
121	15.8	25.0	6.4(2.48:S)	14.9(1.06:S)	12.6(1.25:S)	11.1(1.43:S)
122	18.2	25.1	8.3(2.20:S)	20.0(0.91:S)	20.7(0.88:S)	15.2(1.19:S)
123	19.5	25.1	10.4(1.87:S)	20.0(0.97:S)	22.8(0.86:S)	18.1(1.07:S)
124	21.4	25.1	13.4(1.60:S)	20.0(1.07:S)	23.2(0.92:S)	20.3(1.05:S)
125	14.3	30.9	7.0(2.05:S)	11.4(1.25:S)	5.7(2.53:S)	5.4(2.67:S)
126	16.2	30.9	8.1(2.00:S)	13.0(1.24:S)	7.1(2.30:S)	7.1(2.27:S)
127	15.9	30.9	7.0(2.28:S)	14.7(1.09:S)	8.5(1.88:S)	8.7(1.84:S)
128	17.2	30.9	8.1(2.12:S)	18.1(0.95:S)	12.7(1.35:S)	11.4(1.51:S)
129	18.7	31.0	10.0(1.87:S)	20.0(0.93:S)	21.3(0.88:S)	15.5(1.21:S)
130	19.2	31.0	12.1(1.58:S)	20.0(0.96:S)	23.5(0.82:S)	18.6(1.03:S)
131	20.8	31.0	15.1(1.38:S)	20.0(1.04:S)	24.1(0.86:S)	20.9(0.99:S)
132	15.8	34.9	8.8(1.80:S)	14.6(1.08:S)	5.7(2.75:S)	5.4(2.91:S)
133	16.5	34.9	9.9(1.67:S)	16.2(1.02:S)	7.1(2.31:S)	7.2(2.28:S)
134	17.8	34.9	8.8(2.02:S)	17.9(0.99:S)	8.7(2.06:S)	8.9(2.00:S)
135	17.5	34.9	9.9(1.77:S)	20.0(0.87:S)	12.6(1.38:S)	11.5(1.52:S)
136	18.2	34.5	11.5(1.58:S)	20.0(0.91:S)	20.5(0.89:S)	15.1(1.21:S)
137	18.8	34.5	13.6(1.38:S)	20.0(0.94:S)	22.4(0.84:S)	17.9(1.05:S)
138	19.4	34.5	16.6(1.17:S)	20.0(0.97:S)	22.7(0.85:S)	20.0(0.97:S)
139	17.2	31.0	9.6(1.79:S)	18.2(0.94:S)	5.3(3.23:S)	5.1(3.39:S)
140	17.7	31.0	10.7(1.65:S)	19.4(0.91:S)	6.7(2.63:S)	6.7(2.64:S)
141	17.0	31.0	9.6(1.77:S)	19.4(0.88:S)	8.2(2.07:S)	8.1(2.10:S)
142	16.3	31.0	10.7(1.52:S)	19.4(0.84:S)	12.7(1.28:S)	10.6(1.54:S)
143	20.9	34.7	13.3(1.57:S)	20.0(1.04:S)	20.9(1.00:S)	15.3(1.36:S)
144	19.6	34.7	15.4(1.27:S)	20.0(0.98:S)	23.0(0.85:S)	18.3(1.07:S)
145	21.1	34.7	18.4(1.15:S)	20.0(1.05:S)	23.5(0.90:S)	20.5(1.03:S)
146	24.6	74.6	16.3(1.51:S)	25.7(0.96:S)	25.1(0.98:S)	21.4(1.15:S)
147	28.4	74.6	19.6(1.45:S)	25.7(1.10:S)	25.7(1.10:S)	24.2(1.17:S)
148	32.8	74.6	26.6(1.23:S)	25.7(1.28:S)	25.7(1.28:S)	21.3(1.54:S)
149	36.3	74.6	27.0(1.34:S)	25.7(1.41:S)	25.7(1.41:S)	20.0(1.81:S)
150	30.8	75.4	14.7(2.10:S)	27.4(1.13:S)	17.0(1.81:S)	18.7(1.65:S)

表AA.2(b) 鉄筋コンクリート部材のせん断強度式の検証結果2 (続き)

No.	$Q_{exp}$ $Q_s$		$Q_s$ [tf] ( $Q_{exp}/\min(Q_s, Q_s)$ : 破壊モード)			
	[tf]	[tf]	ACI式	NZS式	CEB式	CSA式
151	35.5	75.4	16.7(2.12:S)	34.7(1.02:S)	26.6(1.33:S)	24.6(1.44:S)
152	37.3	75.4	18.8(1.98:S)	37.3(1.00:S)	33.7(1.11:S)	28.1(1.33:S)
153	37.5	75.4	22.2(1.69:S)	37.3(1.00:S)	41.9(0.89:S)	34.7(1.08:S)
154	46.9	75.4	29.1(1.61:S)	37.3(1.26:S)	44.1(1.06:S)	41.0(1.15:S)
155	52.0	75.4	35.4(1.47:S)	37.3(1.39:S)	44.1(1.18:S)	41.0(1.27:S)
156	30.6	76.5	17.5(1.75:S)	31.1(0.99:S)	19.3(1.59:S)	21.9(1.39:S)
157	42.5	76.5	21.6(1.97:S)	37.3(1.14:S)	33.7(1.26:S)	34.0(1.25:S)
158	49.5	76.5	24.9(1.98:S)	37.3(1.33:S)	50.9(0.97:S)	43.4(1.14:S)
159	56.0	76.5	31.9(1.75:S)	37.3(1.50:S)	66.5(0.84:S)	55.1(1.02:S)
160	60.5	76.5	39.4(1.54:S)	37.3(1.62:S)	69.8(0.87:S)	63.3(0.96:S)
161	13.6	13.4	22.9(1.01:F)	22.5(1.01:F)	22.2(1.01:F)	19.2(1.01:F)
162	14.2	13.4	22.9(1.06:F)	22.5(1.06:F)	22.2(1.06:F)	19.2(1.06:F)
163	15.7	13.4	25.0(1.17:F)	30.3(1.17:F)	30.3(1.17:F)	20.9(1.17:F)
164	14.2	13.4	25.0(1.06:F)	30.3(1.06:F)	30.3(1.06:F)	20.9(1.06:F)
165	14.3	13.8	20.8(1.04:F)	32.8(1.04:F)	39.4(1.04:F)	35.1(1.04:F)
166	15.6	13.8	20.8(1.13:F)	32.8(1.13:F)	39.4(1.13:F)	35.1(1.13:F)
167	16.5	13.8	20.8(1.20:F)	28.8(1.20:F)	29.9(1.20:F)	25.5(1.20:F)
168	16.6	13.8	20.8(1.20:F)	32.8(1.20:F)	36.9(1.20:F)	30.5(1.20:F)
169	80.2	99.2	30.7(2.62:S)	66.0(1.21:S)	49.1(1.63:S)	50.2(1.60:S)
170	81.7	140.3	34.6(2.36:S)	60.3(1.36:S)	30.7(2.66:S)	31.9(2.56:S)
171	100.9	140.3	40.1(2.52:S)	79.1(1.28:S)	49.1(2.05:S)	50.2(2.01:S)
172	106.7	140.3	45.7(2.34:S)	80.3(1.33:S)	73.7(1.45:S)	64.2(1.66:S)
173	106.6	140.3	51.0(2.09:S)	80.3(1.33:S)	97.0(1.10:S)	74.9(1.42:S)
174	103.5	153.8	47.2(2.19:S)	80.3(1.29:S)	49.1(2.11:S)	50.2(2.06:S)
175	69.0	64.1	29.4(2.35:S)	64.7(1.08:F)	49.1(1.40:S)	48.4(1.42:S)
176	79.0	89.1	37.6(2.10:S)	77.2(1.02:S)	49.1(1.61:S)	48.4(1.63:S)
177	93.2	89.1	48.4(1.92:S)	80.3(1.16:S)	95.9(1.05:F)	71.7(1.30:S)
178	93.0	97.3	43.8(2.12:S)	80.3(1.16:S)	49.1(1.89:S)	48.4(1.92:S)
179	65.8	66.8	37.6(1.75:S)	77.2(0.99:F)	49.1(1.34:S)	48.4(1.36:S)
180	75.7	66.8	48.4(1.56:S)	80.3(1.13:F)	95.9(1.13:F)	71.7(1.13:F)



## 付録B 鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式検証用データ

表AB.1および表AB.2に本論で用いた鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式検証用データの概要、および検証結果をそれぞれ示す。

表AB.1および表AB.2に用いた記号は以下のとおりである。

- $a$  : セン断スパン長 [cm]  
 $B$  : 部材幅 [cm]  
 $D$  : 部材せい [cm]  
 $d$  : 有効せい (多段配筋の場合は、引張側主筋の塑性重心位置から圧縮側最外縁までの距離) [cm]  
 $d_1$  : 最外縁主筋間距離 [cm]  
 $d_2$  : 二段目主筋間距離 [cm]  
 $F_c$  : コンクリート圧縮強度 [ $\text{kgf/cm}^2$ ]  
 $N_{exp}$  : 作用軸力 (圧縮側を正とする) [tf]  
 $p_t$  : 引張主筋比 ( $=a_1/(B \cdot D)$ ) [%]  
 $p_w$  : セン断補強筋比 [%]  
 $Q_{exp}$  : 最大セン断力実験値 [tf]  
 $Q_b$  : 付着割裂強度計算値 [tf]  
 $Q_f$  : 曲げ強度計算値 [tf]  
 $Q_s$  : セン断強度計算値 [tf]  
 $\sigma_y$  : 主筋の降伏応力度 [ $\text{kgf/cm}^2$ ]  
 $\sigma_{wy}$  : セン断補強筋の降伏応力度 [ $\text{kgf/cm}^2$ ]

### 破壊モード

- B : 付着割裂破壊先行型 ( $Q_s < Q_f$  かつ  $Q_b < Q_s$ )  
F : 曲げ破壊先行型 ( $Q_f \leq Q_s$  かつ  $Q_f \leq Q_b$ )  
S : セン断破壊先行型 ( $Q_s < Q_f$  かつ  $Q_s \leq Q_b$ )



表AB.1 鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式検証用データの概要

No.	B [cm]	D [cm]	d [cm]	a [cm]	$p_t$ [%]	$p_w$ [%]	$F_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_v$	$\sigma_{wy}$	$N_{exp}$ [tf]	文献
1	20.0	30.0	26.00	60.0	2.390	0.430	295	9560	3260	0.0	[123]
2	20.0	30.0	26.00	60.0	2.390	0.770	296	9560	3380	0.0	[123]
3	20.0	30.0	26.00	60.0	2.390	1.210	299	9560	3140	0.0	[123]
4	20.0	30.0	26.00	60.0	2.390	0.150	282	9560	7610	0.0	[123]
5	20.0	30.0	26.00	60.0	2.390	0.300	287	9560	7990	0.0	[123]
6	20.0	30.0	26.00	60.0	2.390	0.590	273	9560	8220	0.0	[123]
7	20.0	30.0	26.00	60.0	2.390	0.300	266	9560	11710	0.0	[123]
8	20.0	30.0	26.00	60.0	2.390	0.590	279	9560	11650	0.0	[123]
9	20.0	30.0	26.00	60.0	2.390	0.770	288	9560	11340	0.0	[123]
10	20.0	30.0	26.00	60.0	2.390	1.210	280	9560	11580	0.0	[123]
11	20.0	40.0	36.00	80.0	1.730	0.190	351	9560	10830	0.0	[123]
12	20.0	40.0	36.00	80.0	1.730	0.590	353	9560	10820	0.0	[123]
13	20.0	40.0	36.00	80.0	1.730	1.210	353	9560	10870	0.0	[123]
14	20.0	40.0	34.00	80.0	2.110	0.200	315	4340	14300	0.0	[124]
15	20.0	40.0	34.00	80.0	2.110	0.400	315	4340	14300	0.0	[124]
16	20.0	40.0	34.00	80.0	2.110	0.600	315	4340	14300	0.0	[124]
17	20.0	40.0	34.00	80.0	2.110	0.400	230	4340	14300	0.0	[124]
18	20.0	40.0	36.00	80.0	1.200	0.400	315	4340	14300	0.0	[124]
19	20.0	40.0	34.00	80.0	2.850	0.400	315	4330	14300	0.0	[124]
20	20.0	40.0	36.00	80.0	1.610	0.400	315	4330	14300	0.0	[124]
21	20.0	40.0	34.00	80.0	2.110	0.400	315	4340	14300	0.0	[124]
22	20.0	40.0	34.00	80.0	2.110	0.400	315	4340	14300	0.0	[124]
23	27.5	40.0	36.00	80.0	1.530	0.390	284	3770	7260	0.0	[69]
24	27.5	40.0	36.00	80.0	1.530	0.390	284	3770	7260	0.0	[69]
25	27.5	40.0	36.00	80.0	1.530	0.580	235	3770	7260	0.0	[69]
26	27.5	40.0	36.00	80.0	1.530	0.580	235	3780	7260	0.0	[69]
27	27.5	40.0	36.00	80.0	1.550	0.870	252	3780	7410	0.0	[69]
28	27.5	40.0	36.00	80.0	1.550	0.570	252	3780	7410	0.0	[69]
29	27.5	40.0	36.00	80.0	1.550	0.860	272	3950	3880	0.0	[69]
30	27.5	40.0	36.00	80.0	1.550	0.870	272	3950	3880	0.0	[69]

表AB.1 鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式検証用データの概要(続き)

No.	B [cm]	D [cm]	d [cm]	a [cm]	$p_s$ [%]	$p_w$ [%]	$F_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_y$	$\sigma_{wy}$	$N_{exp}$ [tf]	文献
31	27.5	40.0	34.00	80.0	1.320	0.460	272	3820	8020	0.0	[ 69]
32	27.5	40.0	34.00	80.0	1.330	0.520	272	3820	8210	0.0	[ 69]
33	27.5	40.0	36.00	80.0	1.550	0.520	272	4710	8210	0.0	[ 69]
34	27.5	40.0	36.00	80.0	1.550	0.780	272	4710	8210	0.0	[ 69]
35	27.5	40.0	36.00	80.0	1.530	0.690	272	4710	8020	0.0	[ 69]
36	27.5	40.0	36.00	80.0	1.550	1.040	272	4710	8210	0.0	[ 69]
37	27.5	40.0	36.00	80.0	1.550	1.040	272	4710	8210	0.0	[ 69]

表A8.2 鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式の検証結果

No.	一段目主筋		$Q_{EXP}$	$Q_f$	$Q_s$	$Q_b$	$Q_{EXP}$	
	$d_1$ [cm]	$d_2$ [cm]					$\min(Q_f, Q_s, Q_b)$	
1	3-D23 26.0	-----	16.0	44.4	16.0	19.0	1.00	: S
2	3-D23 26.0	-----	19.0	44.4	20.5	20.5	0.93	: S
3	3-D23 26.0	-----	22.4	44.4	25.0	22.7	0.99	: B
4	3-D23 26.0	-----	12.5	44.3	14.1	17.1	0.89	: S
5	3-D23 26.0	-----	16.4	44.3	18.0	18.0	0.91	: B
6	3-D23 26.0	-----	18.5	44.3	24.4	18.5	1.00	: B
7	3-D23 26.0	-----	16.7	44.3	17.0	17.0	0.98	: B
8	3-D23 26.0	-----	19.7	44.3	24.7	18.9	1.05	: B
9	3-D23 26.0	-----	20.4	44.3	29.8	20.1	1.01	: B
10	3-D23 26.0	-----	23.8	44.3	40.0	21.6	1.10	: B
11	3-D23 36.0	-----	23.0	48.3	25.0	28.4	0.92	: S
12	3-D23 36.0	-----	29.1	48.3	41.4	31.3	0.93	: B
13	3-D23 36.0	-----	43.5	48.3	66.6	35.7	1.22	: B
14	3-D19 36.0	2-D19 31.0	24.7	23.2	22.1	30.7	1.12	: S
15	3-D19 36.0	2-D19 31.0	26.8	23.2	28.6	32.7	1.15	: F
16	3-D19 36.0	2-D19 31.0	26.7	23.2	35.2	34.6	1.15	: F
17	3-D19 36.0	2-D19 31.0	25.3	22.8	22.5	26.0	1.12	: S
18	3-D19 36.0	-----	17.5	15.6	28.4	24.7	1.12	: F
19	3-D22 36.0	2-D22 31.0	31.1	30.8	28.6	32.9	1.09	: S
20	3-D22 36.0	-----	21.1	20.7	30.3	26.7	1.02	: F
21	3-D19 36.0	2-D19 31.0	26.8	23.2	28.6	32.7	1.15	: F
22	3-D19 36.0	2-D19 31.0	25.6	23.2	28.6	32.7	1.10	: F
23	3-D25 36.0	-----	23.3	23.6	37.4	33.0	0.99	: F
24	3-D25 36.0	-----	22.8	23.6	37.4	33.0	0.97	: F
25	3-D25 36.0	-----	24.4	23.5	42.2	31.0	1.04	: F
26	3-D25 36.0	-----	24.6	23.5	42.2	31.0	1.04	: F
27	3-D25 36.0	-----	25.3	23.9	57.7	34.8	1.06	: F
28	3-D25 36.0	-----	23.6	23.9	43.6	32.4	0.99	: F
29	3-D25 36.0	-----	28.0	25.0	42.6	36.6	1.12	: F
30	3-D25 36.0	-----	28.9	25.0	42.9	36.7	1.16	: F

表AB.2 鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式の検証結果(続き)

No.	一段目主筋		二段目主筋		$Q_{EXP}$	$Q_f$	$Q_s$	$Q_b$	$Q_{EXP}$
	$d_1$ [cm]		$d_2$ [cm]						$[tf]$
31	5-D13	36.0	5-D13	32.0	24.1	18.2	35.2	42.8	1.33 : F
32	5-D13	36.0	5-D13	36.0	23.2	18.3	37.8	43.7	1.27 : F
33	3-D25	36.0	-----	----	28.3	29.7	43.9	34.3	0.95 : F
34	3-D25	36.0	-----	----	32.0	29.7	56.7	36.5	1.08 : F
35	3-D25	36.0	-----	----	32.6	29.3	52.3	35.7	1.11 : F
36	3-D25	36.0	-----	----	32.7	29.7	69.5	38.7	1.10 : F
37	3-D25	36.0	-----	----	32.3	29.7	69.5	38.7	1.09 : F



# 付録C 鉄筋コンクリート部材の靱性評価式検証用データ

本論で用いた鉄筋コンクリート部材の靱性評価式検証用データの概要を表AC.1に、また、提案式、学会指針式A法および学会指針式B法による変形能力予測精度の検証結果を表AC.2にそれぞれ示す。

表AC.1および表AC.2に用いた記号は以下のとおりである。

- a : せん断スパン長 [cm]
- B : 部材幅 [cm]
- D : 部材せい [cm]
- d : 有効せい (多段配筋の場合は、引張側主筋の塑性重心位置から圧縮側最外縁までの距離) [cm]
- $F_c$  : コンクリート圧縮強度 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- $N_{EXP}$  : 作用軸力 (圧縮側を正とする) [tf]
- $p_i$  : 引張主筋比 ( $=a_i/(B \cdot D)$ ) [%]
- $p_w$  : せん断補強筋比 [%]
- $p_{ws}$  : 曲げ降伏保証補強筋比 ((5-88)式) [%]
- $Q_i$  : 曲げ強度計算値 [tf]
- $R_{CAL}$  : 限界部材角計算値 [rad./1000]
- $R_u$  : 限界部材角実験値 [rad./1000]
- $\sigma_y$  : 主筋の降伏応力度 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- $\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏応力度 [kgf/cm<sup>2</sup>]

表AC.1 鉄筋コンクリート部材の靱性評価式検証用データの概要

No.	B [cm]	D [cm]	d [cm]	a [cm]	$p_r$ [%]	$p_w$ [%]	$P_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_v$	$\sigma_{wy}$	$N_{exp}$ [tf]	文 献
1	40.0	40.0	35.10	80.0	1.440	1.660	240	3840	2962	128.0	[127]
2	40.0	40.0	36.15	80.0	0.610	0.950	277	4015	3060	128.0	[127]
3	40.0	40.0	36.15	60.0	0.610	1.770	277	4015	3347	96.0	[127]
4	40.0	40.0	35.85	80.0	0.990	1.220	240	3841	3103	128.0	[127]
5	25.0	25.0	20.00	28.5	0.680	1.170	243	3945	3086	38.6	[128]
6	25.0	25.0	20.00	28.5	0.680	1.170	243	3945	3086	46.8	[128]
7	25.0	25.0	20.00	28.5	0.680	1.170	243	3945	3086	77.4	[128]
8	25.0	25.0	20.40	28.5	0.860	1.170	296	3916	3086	45.4	[128]
9	25.0	25.0	20.40	28.5	0.860	1.170	296	3916	3086	60.4	[128]
10	25.0	25.0	20.40	28.5	0.860	1.170	296	3916	3086	90.5	[128]
11	25.0	25.0	20.40	28.5	0.860	1.400	243	3916	4065	46.8	[128]
12	25.0	25.0	20.40	28.5	0.860	1.880	243	3916	4065	46.8	[128]
13	22.5	22.5	18.70	27.0	1.070	0.700	438	4678	14700	60.0	[129]
14	22.5	22.5	18.70	27.0	1.070	0.700	438	4678	14700	60.0	[129]
15	30.0	35.0	28.70	65.0	0.620	1.070	289	3903	3630	100.0	[130]
16	30.0	35.0	28.70	35.0	0.620	1.070	289	3903	3630	100.0	[130]
17	30.0	35.0	28.70	65.0	0.620	1.040	289	3978	8030	100.0	[130]
18	30.0	35.0	28.70	35.0	0.620	1.040	289	3978	8030	100.0	[130]
19	30.0	35.0	28.70	65.0	0.620	1.040	289	3978	8030	150.0	[130]

表AC.2 鉄筋コンクリート部材の靱性評価式の検証結果

No.	Q <sub>i</sub>	$\frac{p_w}{p_{ws}}$	R <sub>u</sub>	R <sub>cal</sub> [rad./1000] : R <sub>u</sub> /R <sub>cal</sub>					
	[tf]			提案式	学会指針 A 法		学会指針 B 法		
1	54.7	1.599	36	33.9	1.06	23.3	1.55	18.0	2.00
2	38.6	2.786	47	38.8	1.21	19.5	2.42	23.4	2.01
3	46.2	5.185	78	85.3	0.91	36.0	2.16	44.3	1.76
4	45.4	1.859	41	32.8	1.25	32.3	1.27	19.9	2.06
5	21.5	1.581	31	29.8	1.04	6.5	4.74	7.3	4.24
6	23.0	1.240	24	20.5	1.17	0.0	----	5.8	4.14
7	25.5	0.922	21	14.0	1.50	0.0	----	7.4	2.85
8	26.7	1.297	31	24.7	1.26	0.0	----	5.4	5.74
9	29.5	0.941	26	15.5	1.68	0.0	----	7.4	3.50
10	31.9	0.759	21	15.5	1.36	0.0	----	6.3	3.31
11	25.9	1.510	29	27.4	1.06	3.9	7.39	10.8	2.69
12	25.9	2.027	39	42.8	0.91	4.5	8.59	16.5	2.36
13	32.2	1.365	31	19.4	1.60	4.3	7.24	13.8	2.25
14	32.2	1.365	30	19.4	1.55	4.3	7.00	13.8	2.17
15	26.8	3.074	50	40.5	1.23	19.5	2.57	23.0	2.18
16	49.8	1.180	18	18.4	0.98	0.0	----	7.6	2.37
17	27.0	5.458	80	52.5	1.52	33.3	2.40	57.3	1.40
18	50.1	2.101	25	29.7	0.84	4.8	5.26	15.5	1.62
19	29.3	4.064	74	39.3	1.88	30.4	2.43	48.4	1.53

# 付録D X形配筋部材のせん断強度式および靱性評価式検証用データ

表AD.1に本論で用いたX形配筋部材のせん断強度式および靱性評価式検証用データの概要を示す。また、表AD.2に提案式、学会指針式（A法およびB法）および若林・南式によるせん断耐力予測精度の検証結果を、表AD.3に提案式（(7-48)式および(7-49)式）および学会指針式による変形能力予測精度の検証結果をそれぞれ示す。

表AD.1から表AD.3に用いた記号は以下のとおりである。

- a : せん断スパン長 [cm]
- B : 部材幅 [cm]
- D : 部材せい [cm]
- d : 有効せい（多段配筋の場合は、引張側主筋の塑性重心位置から圧縮側最外縁までの距離） [cm]
- a<sub>d</sub> : X形主筋間距離
- F<sub>c</sub> : コンクリート圧縮強度 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- N<sub>EXP</sub> : 作用軸力（圧縮側を正とする） [tf]
- p<sub>i</sub> : 全引張主筋比（=a<sub>i</sub>/(B・D)） [%]
- p<sub>Di</sub> : 平行引張主筋比（=p<sub>a1</sub>/(B・D)） [%]
- p<sub>w</sub> : せん断補強筋比 [%]
- p<sub>ws</sub> : 曲げ降伏保証補強筋比（(7-47)式） [%]
- Q<sub>EXP</sub> : 最大せん断力実験値 [tf]
- Q<sub>f</sub> : 曲げ強度計算値 [tf]
- Q<sub>s</sub> : せん断強度計算値 [tf]
- R<sub>CAL</sub> : 限界部材角計算値 [rad./1000]
- R<sub>u</sub> : 限界部材角実験値 [rad./1000]
- β<sub>T</sub> : X形主筋比（(1-22)式）
- pσ<sub>y</sub> : 平行主筋の降伏応力度 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- aσ<sub>y</sub> : X形主筋の降伏応力度 [kgf/cm<sup>2</sup>]
- σ<sub>wy</sub> : せん断補強筋の降伏応力度 [kgf/cm<sup>2</sup>]

## 破壊モード

- F : 曲げ破壊先行型（Q<sub>f</sub> ≤ Q<sub>s</sub>）
- S : せん断破壊先行型（Q<sub>f</sub> > Q<sub>s</sub>）



表AD.1(a) X形配筋部材のせん断強度式および靱性評価式検証用データの概要1

No.	B [cm]	D [cm]	d [cm]	$a_d$ [cm]	a [cm]	$p_t$ [%]	$p_{pt}$ [%]	$p_w$ [%]	$F_c$	$p\sigma_y$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$a\sigma_y$
1	30.0	30.0	26.00	22.00	45.0	1.110	0.880	0.210	280	3782	3782
2	30.0	30.0	26.00	22.00	45.0	1.110	0.660	0.210	263	3782	3782
3	30.0	30.0	26.00	22.00	45.0	1.110	0.440	0.210	263	3782	3782
4	30.0	30.0	26.00	22.00	45.0	1.110	0.880	0.420	276	3782	3782
5	30.0	30.0	26.00	22.00	45.0	1.110	0.660	0.420	276	3782	3782
6	30.0	30.0	26.00	22.00	45.0	1.110	0.440	0.420	276	3782	3782
7	35.0	35.0	30.00	29.00	71.3	1.300	0.650	0.320	264	3630	3630
8	27.5	32.5	25.40	26.50	50.0	1.780	0.890	0.460	216	3630	3630
9	20.0	20.0	18.00	15.40	30.0	0.990	0.360	0.250	320	4220	4290
10	20.0	20.0	18.00	13.90	30.0	0.990	0.360	0.250	320	4220	4290
11	20.0	20.0	18.00	16.00	20.0	0.720	0.360	0.550	285	4032	4032
12	20.0	20.0	18.00	16.00	20.0	0.720	0.360	0.550	310	4032	4032
13	20.0	20.0	18.00	16.00	20.0	0.720	0.360	0.550	285	4032	4032
14	20.0	20.0	18.00	16.00	20.0	0.720	0.360	1.100	285	4032	4032
15	20.0	20.0	18.00	16.00	20.0	0.720	0.360	1.100	310	4032	4032
16	20.0	20.0	18.00	16.00	20.0	0.720	0.360	1.100	285	4032	4032
17	20.0	20.0	18.00	16.00	20.0	0.720	0.360	0.760	285	4032	4032
18	20.0	20.0	18.00	16.00	20.0	0.720	0.360	0.760	310	4032	4032
19	20.0	20.0	18.00	16.00	20.0	0.720	0.360	0.760	285	4032	4032
20	20.0	20.0	18.00	16.00	20.0	0.720	0.360	0.550	285	4032	4032
21	20.0	20.0	18.00	16.00	20.0	0.720	0.360	0.550	310	4032	4032
22	20.0	20.0	18.00	16.00	20.0	0.720	0.360	0.550	285	4032	4032
23	20.0	20.0	18.00	14.00	30.0	1.070	0.440	0.400	265	3897	3327
24	20.0	20.0	18.00	14.00	30.0	1.070	0.440	0.400	265	3897	3327
25	30.0	30.0	24.80	25.00	45.0	0.900	0.480	0.220	340	3840	3781
26	30.0	30.0	24.80	25.00	45.0	0.900	0.480	0.440	340	3840	3781
27	30.0	30.0	24.80	25.00	45.0	0.900	0.480	0.650	340	3840	3781
28	30.0	30.0	24.80	25.00	45.0	0.900	0.480	0.870	340	3840	3781
29	30.0	30.0	24.30	25.00	45.0	1.270	0.710	0.440	240	3714	3714
30	30.0	30.0	24.30	25.00	45.0	1.270	0.710	0.440	470	3714	3714

表AD.1(a) X形配筋部材のせん断強度式および靱性評価式検証用データの概要1 (続き)

No.	B [cm]	D [cm]	d [cm]	ad [cm]	a [cm]	$p_t$ [%]	$rp_t$ [%]	$p_w$ [%]	$F_c$	$r\sigma_y$	$a\sigma_y$
									[kgf/cm <sup>2</sup> ]		
31	30.0	30.0	24.30	25.00	45.0	1.270	0.710	0.440	635	3714	3714
32	30.0	30.0	24.80	25.00	45.0	0.900	0.480	0.440	340	3643	3714
33	30.0	30.0	24.80	25.00	60.0	0.900	0.480	0.440	340	3643	3714
34	30.0	30.0	24.80	25.00	90.0	0.900	0.480	0.440	340	3643	3714
35	30.0	30.0	24.80	25.00	45.0	0.900	0.480	0.440	340	3643	3714
36	30.0	30.0	24.80	25.00	60.0	0.900	0.480	0.440	340	3643	3714
37	30.0	30.0	24.80	25.00	90.0	0.900	0.480	0.440	340	3643	3714

表AD.1(b) X形配筋部材のせん断強度式および靱性評価式検証用データの概要2

No.	$\sigma_{wy}$ kgf/cm <sup>2</sup>	$N_{exp}$ [tf]	配筋形式	載荷形式	文 献
1	2526	25.5	一方向	逆対称	[ 8]
2	2526	24.4	一方向	逆対称	[ 8]
3	2526	24.4	一方向	逆対称	[ 8]
4	2526	24.8	一方向	逆対称	[ 8]
5	2526	24.8	一方向	逆対称	[ 8]
6	2526	24.8	一方向	逆対称	[ 8]
7	3480	64.7	一方向	逆対称	[ 8]
8	3480	38.6	一方向	逆対称	[ 8]
9	20500	38.4	一方向	逆対称	[ 97]
10	20500	38.4	対角二方向	逆対称	[ 97]
11	20500	11.2	一方向	逆対称	[ 92]
12	20500	36.0	一方向	逆対称	[ 92]
13	20500	48.0	一方向	逆対称	[ 92]
14	3460	11.2	一方向	逆対称	[ 92]
15	3460	36.0	一方向	逆対称	[ 92]
16	3460	48.0	一方向	逆対称	[ 92]
17	3460	11.2	一方向	逆対称	[ 92]
18	3460	36.0	一方向	逆対称	[ 92]
19	3460	48.0	一方向	逆対称	[ 92]
20	3460	11.2	一方向	逆対称	[ 92]
21	3460	36.0	一方向	逆対称	[ 92]
22	3460	48.0	一方向	逆対称	[ 92]
23	20500	10.6	対角二方向	逆対称	[ 95]
24	20500	31.8	対角二方向	逆対称	[ 95]
25	12750	91.8	一方向	逆対称	[131]
26	12750	91.8	一方向	逆対称	[131]
27	12750	91.8	一方向	逆対称	[131]
28	12750	91.8	一方向	逆対称	[131]
29	12750	64.8	一方向	逆対称	[ 94]
30	12750	126.9	一方向	逆対称	[ 94]

表AD. 1(b) X形配筋部材のせん断強度式および靱性評価式検証用データの概要2 (続き)

No.	$\sigma_{wy}$ kgf/cm <sup>2</sup>	$N_{xxr}$ [tf]	配筋形式	载荷形式	文 献
31	12750	171.5	一方向	逆対称	[ 94]
32	12750	30.6	一方向	逆対称	6.3節
33	12750	30.6	一方向	非対称	6.3節
34	12750	30.6	一方向	非対称	6.3節
35	12750	91.8	一方向	逆対称	6.3節
36	12750	91.8	一方向	非対称	6.3節
37	12750	91.8	一方向	非対称	6.3節



表AD.2 X形配筋部材のせん断強度式の検証結果

No.	$Q_{xxr}$ [tf]	$Q_s$ [tf]	$Q_s$ [tf] ( $Q_{xxr}/\min(Q_s, Q_s)$ : 破壊モード)			
			提案式	学会指針A法	学会指針B法	若林・南式
1	22.9	26.1	24.8(0.92:S)	20.2(1.13:S)	26.9(0.88:F)	23.1(0.99)
2	22.2	25.8	26.0(0.86:F)	23.3(0.95:S)	29.2(0.86:F)	23.8(0.93)
3	23.6	25.8	27.3(0.91:F)	26.8(0.91:F)	32.8(0.91:F)	24.6(0.96)
4	24.7	25.9	27.3(0.95:F)	25.2(0.98:S)	29.3(0.95:F)	23.3(1.06)
5	26.5	25.9	29.1(1.02:F)	28.7(1.02:F)	32.9(1.02:F)	24.1(1.10)
6	26.4	25.9	30.2(1.02:F)	32.3(1.02:F)	36.4(1.02:F)	24.8(1.07)
7	38.2	36.6	38.7(1.04:F)	38.0(1.04:F)	39.2(1.04:F)	34.5(1.11)
8	37.6	35.9	35.9(1.05:S)	34.3(1.10:S)	35.9(1.05:S)	33.2(1.14)
9	18.4	18.5	20.2(1.00:F)	20.5(1.00:F)	20.9(1.00:F)	17.4(1.06)
10	17.5	17.9	19.7(0.98:F)	20.0(0.98:F)	20.4(0.98:F)	16.9(1.03)
11	19.0	16.5	22.9(1.15:F)	26.2(1.15:F)	24.2(1.15:F)	14.6(1.30)
12	23.1	23.1	27.4(1.00:F)	27.8(1.00:F)	25.9(1.00:F)	20.8(1.11)
13	22.6	23.5	26.1(0.96:F)	26.2(0.96:F)	24.2(0.96:F)	21.0(1.08)
14	18.5	16.5	23.1(1.12:F)	26.0(1.12:F)	23.9(1.12:F)	14.6(1.26)
15	22.9	23.1	27.3(0.99:F)	26.9(0.99:F)	24.8(0.99:F)	20.8(1.10)
16	23.4	23.5	26.4(1.00:F)	26.0(1.00:F)	23.9(1.00:F)	21.0(1.11)
17	17.7	16.5	20.5(1.07:F)	22.4(1.07:F)	21.0(1.07:F)	14.6(1.21)
18	22.4	23.1	24.6(0.97:F)	22.9(0.98:S)	21.8(1.03:S)	20.8(1.08)
19	20.1	23.5	23.7(0.86:F)	22.4(0.90:S)	21.0(0.96:S)	21.0(0.96)
20	17.9	16.5	18.8(1.09:F)	19.5(1.09:F)	19.1(1.09:F)	14.6(1.22)
21	21.0	23.1	23.0(0.91:S)	20.0(1.05:S)	20.0(1.05:S)	20.8(1.01)
22	22.7	23.5	22.1(1.03:S)	19.5(1.16:S)	19.1(1.19:S)	21.0(1.08)
23	12.8	11.3	16.9(1.14:F)	21.4(1.14:F)	19.2(1.14:F)	10.4(1.23)
24	15.8	15.2	19.0(1.04:F)	21.4(1.04:F)	19.2(1.04:F)	14.2(1.11)
25	35.8	36.6	38.8(0.98:F)	36.0(1.00:S)	40.7(0.98:F)	34.2(1.05)
26	36.2	36.6	46.0(0.99:F)	50.6(0.99:F)	49.0(0.99:F)	34.2(1.06)
27	37.7	36.6	52.9(1.03:F)	56.5(1.03:F)	56.9(1.03:F)	34.2(1.06)
28	36.3	36.6	60.0(0.99:F)	59.8(0.99:F)	65.2(0.99:F)	34.2(1.06)
29	33.1	35.3	38.8(1.11:F)	40.0(1.11:F)	38.4(1.11:F)	32.4(1.21)
30	53.4	49.8	59.0(1.07:F)	61.8(1.07:F)	65.6(1.07:F)	46.6(1.15)

表AD.2 X形配筋部材のせん断強度式の検証結果(続き)

No.	$Q_{EXP}$	$Q_f$	$Q_s [tf] (Q_{EXP}/\min(Q_f, Q_s) : \text{破壊モード})$			
	[tf]	[tf]	提案式	学会指針A法	学会指針B法	若林・南式
31	59.0	60.2	72.2(0.98:F)	67.1(0.98:F)	79.5(0.98:F)	56.7(1.04)
32	23.0	24.4	38.1(0.94:F)	50.5(0.94:F)	48.9(0.94:F)	23.5(0.98)
33	17.3	18.3	31.8(0.95:F)	----(-----)	----(-----)	16.2(1.07)*
34	11.6	12.2	25.1(0.95:F)	----(-----)	----(-----)	10.8(1.08)*
35	34.2	36.1	45.8(0.95:F)	50.5(0.95:F)	48.9(0.95:F)	33.6(1.02)
36	25.7	27.1	37.6(0.95:F)	----(-----)	----(-----)	24.2(1.06)*
37	17.4	18.0	29.0(0.97:F)	----(-----)	----(-----)	15.3(1.14)*

\*: 6.4節で示したせん断強度理論による計算結果

表AD.3 X形配筋部材の靱性評価式の検証結果

No.	$P_w$	$R_u$	$R_{CAL}$ [rad./1000] : $R_u/R_{CAL}$					
	$P_{ws}$		提案式	学会指針A法	学会指針B法			
1	-----	--	-----	-----	-----	-----	-----	$(\beta_T < 1/3)$
2	0.672	20	16.1 1.24	0.0	-----	11.7	1.72	
3	0.672	22	16.1 1.36	0.7	33.15	14.9	1.47	
4	-----	--	-----	-----	-----	-----	-----	$(\beta_T > 2/3)$
5	1.281	25	24.8 1.01	4.2	6.02	14.5	1.72	
6	1.281	39	24.8 1.57	14.0	2.79	18.1	2.15	
7	1.075	39	15.4 2.54	0.4	93.86	10.7	3.64	
8	0.832	30	12.5 2.41	0.0	-----	9.4	3.19	
9	1.331	23	16.0 1.44	6.1	3.79	12.3	1.88	
10	1.745	28	22.8 1.23	8.8	3.18	13.5	2.08	
11	2.217	96	32.5 2.95	31.0	3.10	18.1	5.30	
12	2.271	90	46.8 1.92	28.7	3.14	17.7	5.08	
13	1.569	62	28.9 2.15	15.8	3.93	13.9	4.45	
14	1.135	44	17.8 2.47	9.0	4.87	11.8	3.73	
15	1.623	40	21.2 1.89	12.6	3.18	11.0	3.63	
16	1.594	42	29.5 1.42	9.6	4.37	10.2	4.14	
17	1.102	25	17.5 1.43	0.0	-----	8.1	3.10	
18	0.797	21	15.0 1.40	0.0	-----	6.9	3.05	
19	1.351	26	16.7 1.56	8.9	2.91	9.4	2.76	
20	1.384	26	24.2 1.08	8.1	3.22	9.2	2.82	
21	0.956	20	14.4 1.39	0.0	-----	7.2	2.76	
22	0.692	13	14.4 0.91	0.0	-----	6.1	2.12	
23	3.276	77	48.9 1.57	44.8	1.72	26.4	2.91	
24	2.008	40	27.3 1.47	16.0	2.50	15.0	2.66	
25	1.217	17	13.4 1.27	0.0	-----	11.2	1.51	
26	2.435	32	30.4 1.05	15.5	2.07	16.1	1.99	
27	3.597	44	46.6 0.94	29.5	1.49	21.5	2.05	
28	4.814	65	63.6 1.02	29.5	2.20	28.0	2.32	
29	1.296	43	16.6 2.60	7.1	6.09	11.2	3.82	
30	2.195	27	28.0 0.96	13.4	2.02	16.7	1.62	

表A0.3 X形配筋部材の靱性評価式の検証結果(続き)

No.	$P_w$	$R_u$	$R_{CAL}$ [rad./1000] : $R_u/R_{CAL}$					
	$P_{ws}$		提案式	学会指針A法	学会指針B法			
31	2.328	20	27.1	0.74	8.0	2.49	16.9	1.19
32	3.182	62	37.4	1.66	44.7	1.39	37.5	1.65
33	3.182	60	30.8	1.95	----	----	----	----
34	3.182	65	24.1	2.70	----	----	----	----
35	2.812	35	32.9	1.06	16.6	2.10	17.6	1.98
36	2.747	33	26.8	1.23	----	----	----	----
37	2.627	32	20.7	1.55	----	----	----	----

(非対称载荷)

(非対称载荷)

(非対称载荷)

(非対称载荷)

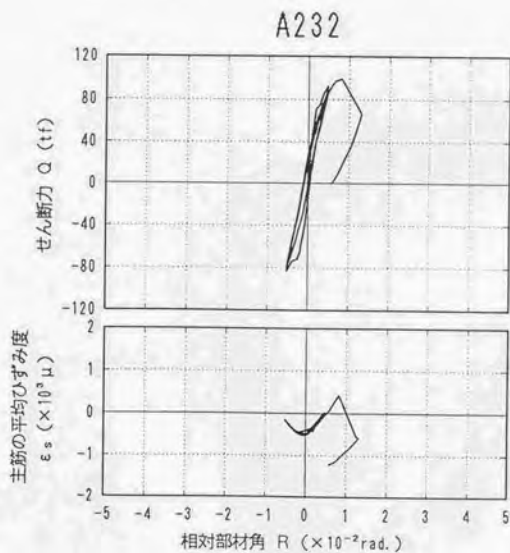
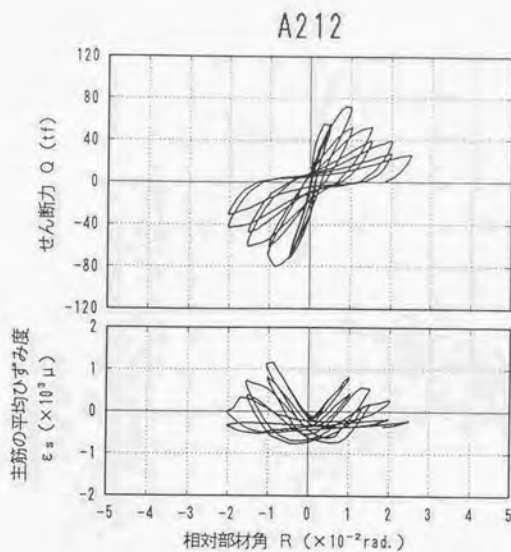


付録 E 鉄筋コンクリート部材の荷重-変形解析法検証用データ

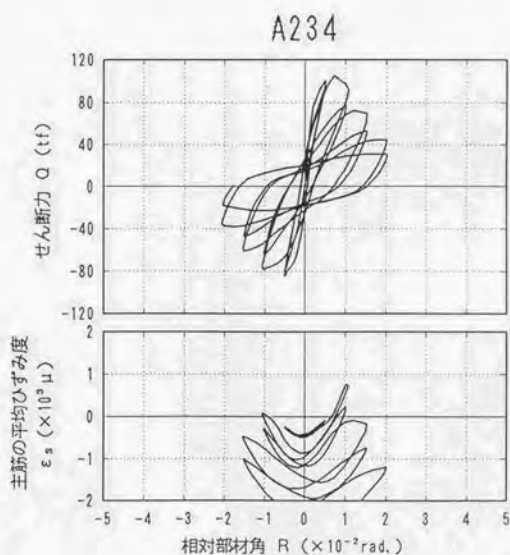
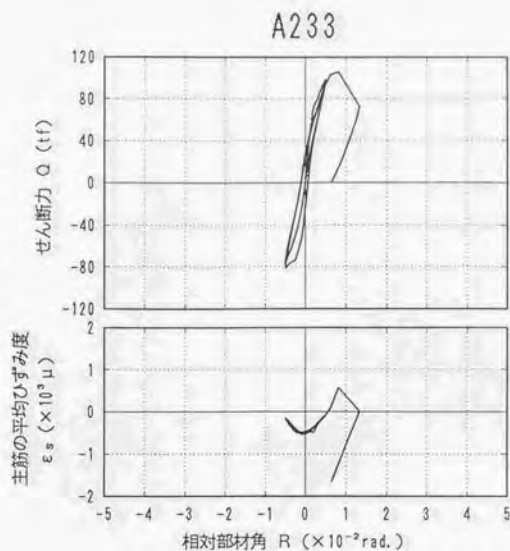
表AE.1に第5章で示した鉄筋コンクリート部材の荷重-変形解析法の検証に用いた実験データの概要を、また、図AE.1~図AE.7にそれらのせん断力-部材角関係および主筋の平均ひずみ度-部材角関係をそれぞれ示す。なお、主筋の平均ひずみ度は各試験体の上端および下端主筋に対して、それぞれ部材中央部位置で測定されたひずみ度の平均値とした。また、表中の記号は付録Aによる。

表AE.1 鉄筋コンクリート部材の荷重-変形解析法検証用データの一覧

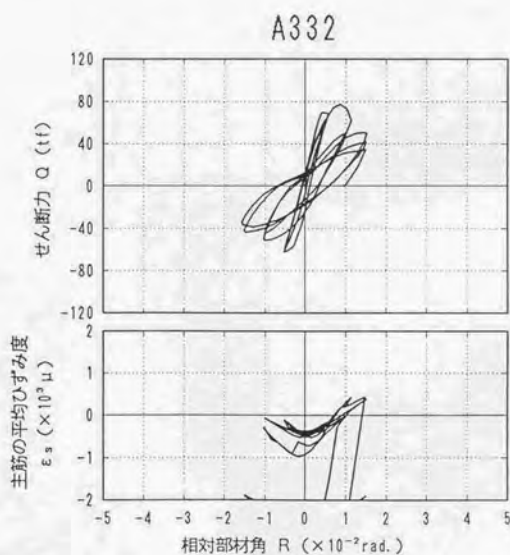
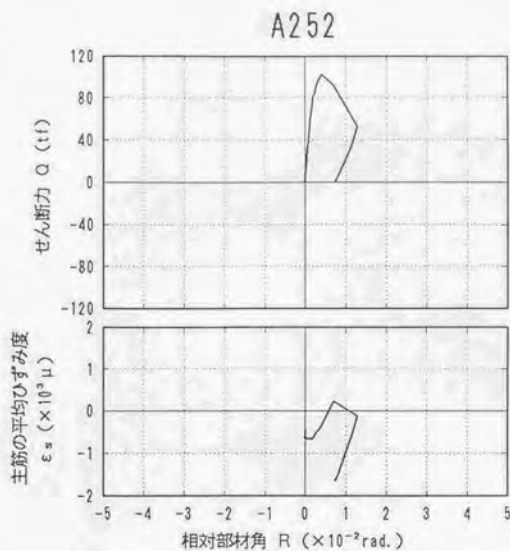
試験体名	B [cm]	D [cm]	d [cm]	a [cm]	$p_t$ [%]	$p_w$ [%]	$F_c$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_y$	$\sigma_{wy}$	$N_{exp}$ [tf]	文 献
A212	40.0	40.0	32.3	40.0	1.44	0.20	450	4360	14300	72.0	[122]
A232	40.0	40.0	32.3	40.0	1.44	0.20	450	4360	14300	216.0	[122]
A233	40.0	40.0	32.3	40.0	1.44	0.30	450	4360	14300	216.0	[122]
A234	40.0	40.0	32.3	40.0	1.44	0.40	450	4360	14300	216.0	[122]
A252	40.0	40.0	32.3	40.0	1.44	0.20	450	4360	14300	324.0	[122]
A332	40.0	40.0	32.3	60.0	1.44	0.20	420	4360	14300	201.6	[122]
A432	40.0	40.0	32.3	80.0	1.44	0.20	420	4360	14300	201.6	[122]
PU081	20.0	20.0	16.4	20.0	0.89	0.76	285	4032	20500	20.0	[92]
PU083	20.0	20.0	16.4	20.0	0.89	0.76	310	4032	20500	36.0	[92]
PU085	20.0	20.0	16.4	20.0	0.89	0.76	285	4032	20500	48.0	[92]
P470	30.0	30.0	25.7	45.0	1.27	0.44	470	3714	14000	126.9	[94]
P635	30.0	30.0	25.7	45.0	1.27	0.44	635	3714	14000	171.5	[94]



図AE.1 セン断力一部材角関係および主筋の平均ひずみ度一部材角関係 (文献 [122])

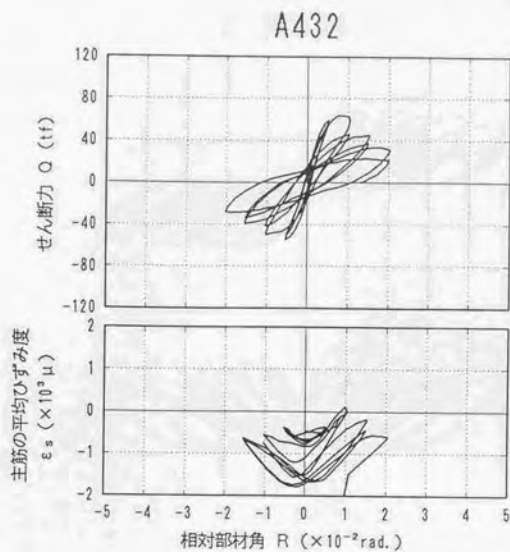


図AE.2 せん断力-部材角関係および主筋の平均ひずみ度-部材角関係 (文献 [122])



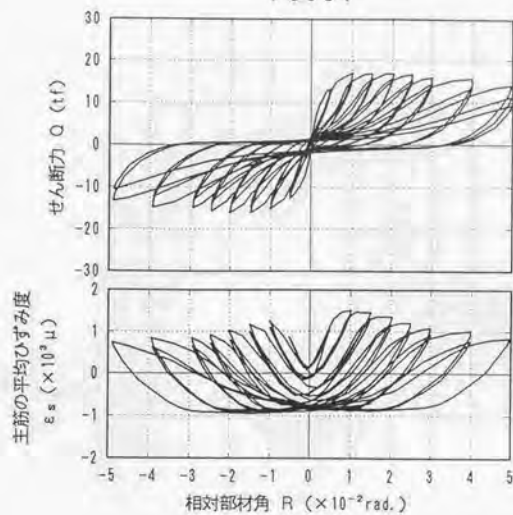
図AE.3 セン断力-部材角関係および主筋の平均ひずみ度-部材角関係 (文献 [122])



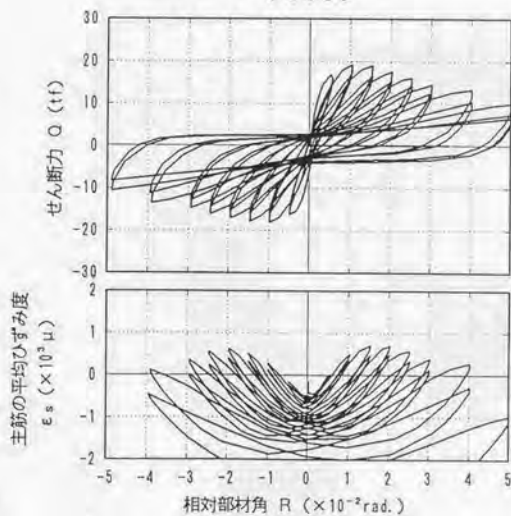


図AE.4 セン断力-部材角関係および主筋の平均ひずみ度-部材角関係 (文献 [122])

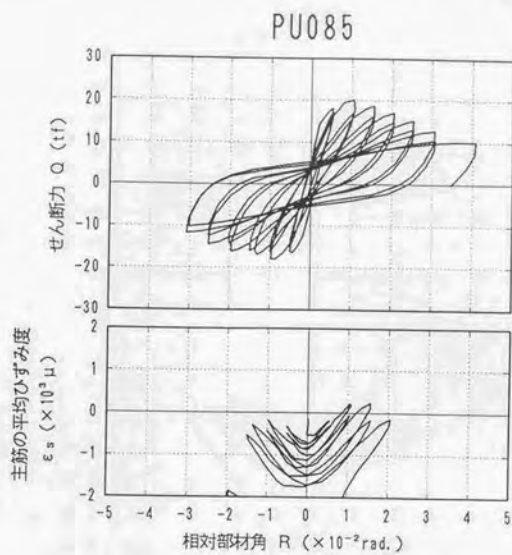
PU081



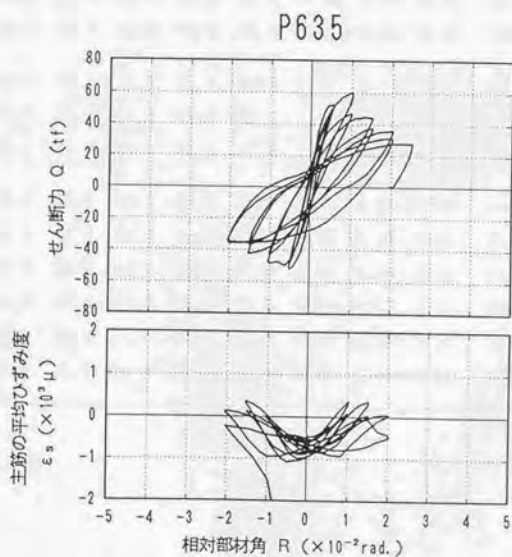
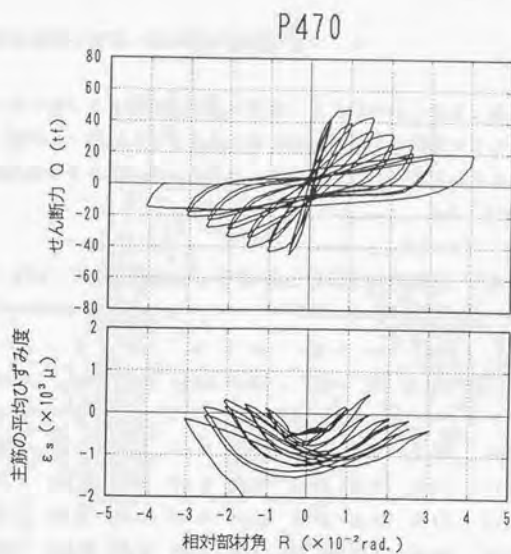
PU083



図AE.5 せん断力－部材角関係および主筋の平均ひずみ度－部材角関係（文献[92]）



図AE.6 せん断力-部材角関係および主筋の平均ひずみ度-部材角関係 (文献[92])



図AE.7 セン断力一部材角関係および主筋の平均ひずみ度一部材角関係(文献[94])



付録F X形配筋部材の荷重-変形解析法検証用データ

表AF.1に第7章で示したX形配筋部材の荷重-変形解析法の検証に用いた実験データの概要を、また、図AF.1~図AF.8にそれらのせん断力-部材角関係および平行主筋の平均ひずみ度-部材角関係をそれぞれ示す。なお、表中の記号は付録Dによる。

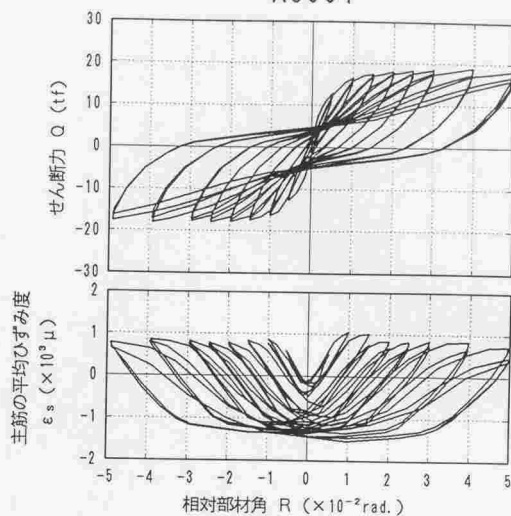
表AF.1(a) X形配筋部材の荷重-変形解析法検証用データの一覧1

試験体名	B [cm]	D [cm]	d [cm]	ad [cm]	a [cm]	p <sub>s</sub> [%]	r p <sub>s</sub> [%]	p <sub>w</sub> [%]	F <sub>c</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	r σ <sub>y</sub>	σ <sub>y</sub>
XU061	20.0	20.0	18.0	16.0	20.0	0.72	0.36	0.55	285	4032	4032
XU063	20.0	20.0	18.0	16.0	20.0	0.72	0.36	0.55	310	4032	4032
XU065	20.0	20.0	18.0	16.0	20.0	0.72	0.36	0.55	285	4032	4032
XR061	20.0	20.0	18.0	16.0	20.0	0.72	0.36	0.55	285	4032	4032
XR063	20.0	20.0	18.0	16.0	20.0	0.72	0.36	0.55	310	4032	4032
XR065	20.0	20.0	18.0	16.0	20.0	0.72	0.36	0.55	285	4032	4032
X240	30.0	30.0	24.3	25.0	45.0	1.27	0.71	0.44	240	3714	3714
X470	30.0	30.0	24.3	25.0	45.0	1.27	0.71	0.44	470	3714	3714
X635	30.0	30.0	24.3	25.0	45.0	1.27	0.71	0.44	635	3714	3714
J11	30.0	30.0	24.8	25.0	45.0	0.90	0.48	0.44	340	3643	3714
J12	30.0	30.0	24.8	25.0	60.0	0.90	0.48	0.44	340	3643	3714
J13	30.0	30.0	24.8	25.0	90.0	0.90	0.48	0.44	340	3643	3714
J31	30.0	30.0	24.8	25.0	45.0	0.90	0.48	0.44	340	3643	3714
J32	30.0	30.0	24.8	25.0	60.0	0.90	0.48	0.44	340	3643	3714
J33	30.0	30.0	24.8	25.0	90.0	0.90	0.48	0.44	340	3643	3714

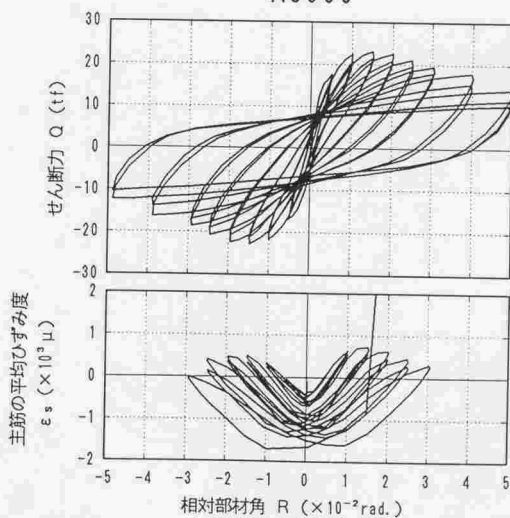
表AF.1(b) X形配筋部材の荷重-変形解析法検証用データの一覧2

試験体名	$\sigma_{wy}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$N_{exp}$ [tf]	配筋形式	载荷形式	文 献
XU061	20500	11.2	一方向	逆対称	[92]
XU063	20500	36.0	一方向	逆対称	[92]
XU065	20500	48.0	一方向	逆対称	[92]
XR061	3460	11.2	一方向	逆対称	[92]
XR063	3460	36.0	一方向	逆対称	[92]
XR065	3460	48.0	一方向	逆対称	[92]
X240	12750	64.8	一方向	逆対称	[94]
X470	12750	126.9	一方向	逆対称	[94]
X635	12750	171.5	一方向	逆対称	[94]
J11	12750	30.6	一方向	逆対称	6.3節
J12	12750	30.6	一方向	非対称	6.3節
J13	12750	30.6	一方向	非対称	6.3節
J31	12750	91.8	一方向	逆対称	6.3節
J32	12750	91.8	一方向	非対称	6.3節
J33	12750	91.8	一方向	非対称	6.3節

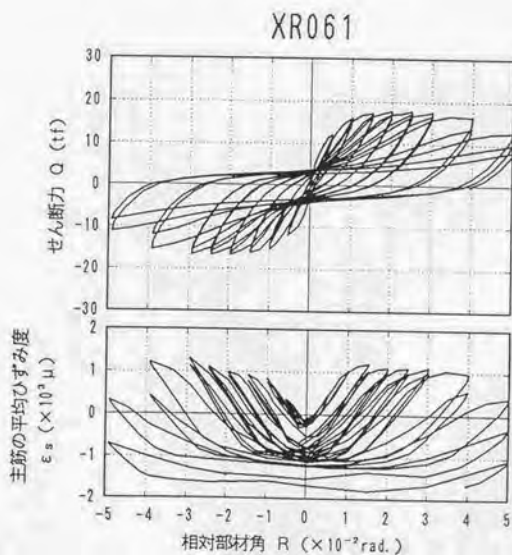
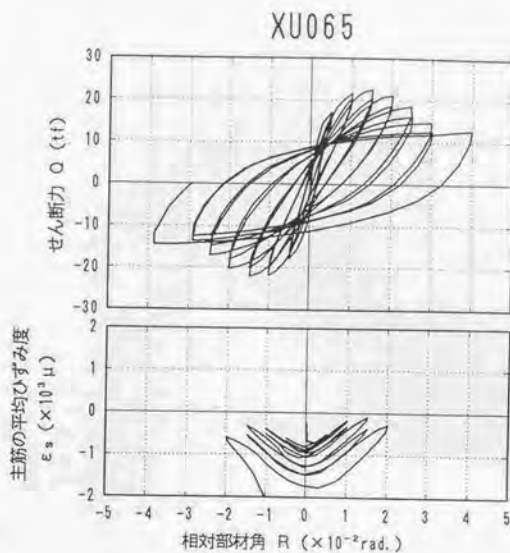
XU061



XU063

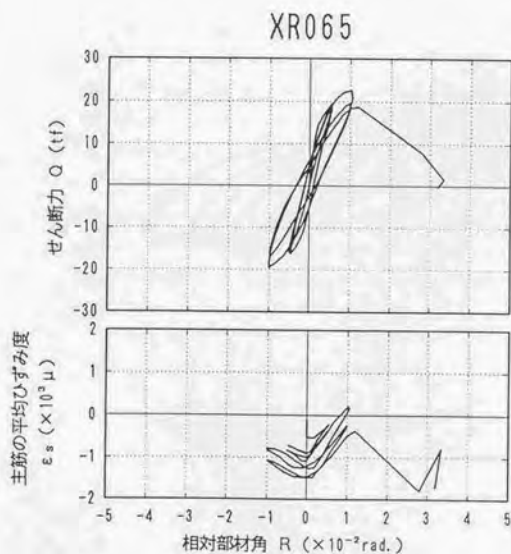
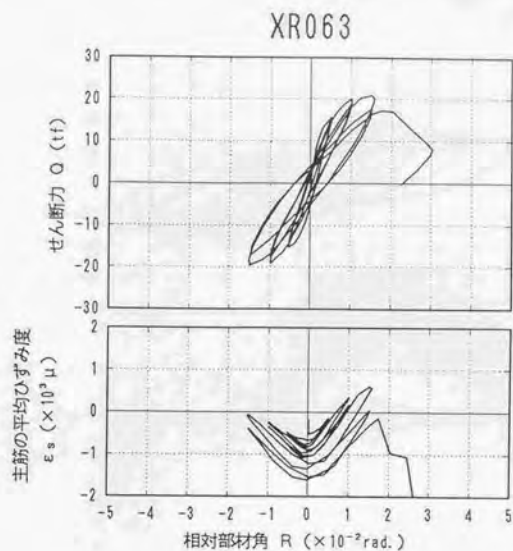


図AF.1 せん断力-部材角関係および主筋の平均ひずみ度-部材角関係(文献[92])

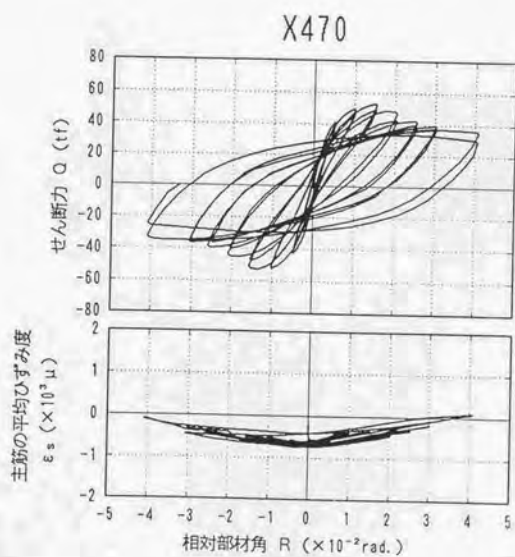
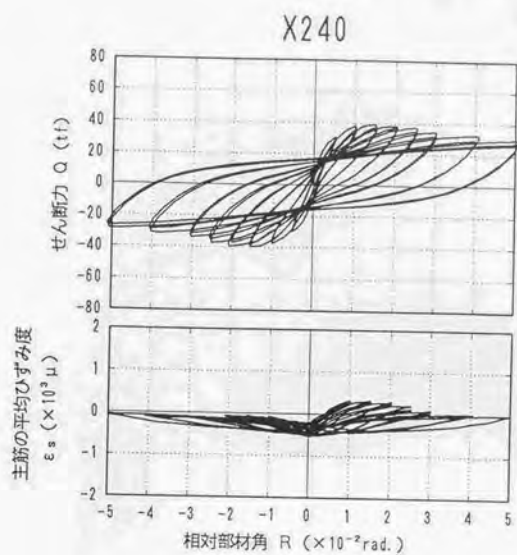


図AF.2 せん断力-部材角関係および主筋の平均ひずみ度-部材角関係 (文献[92])

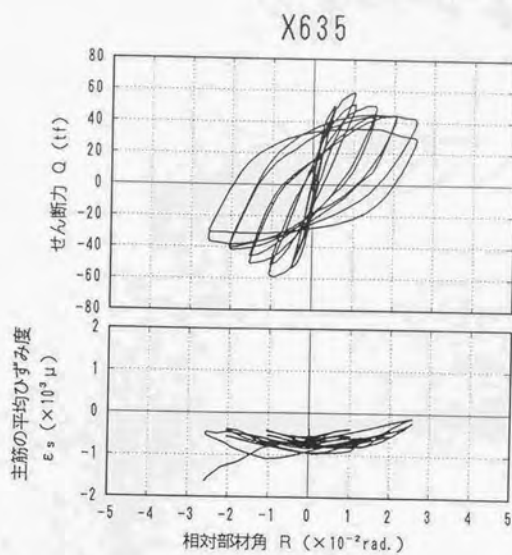




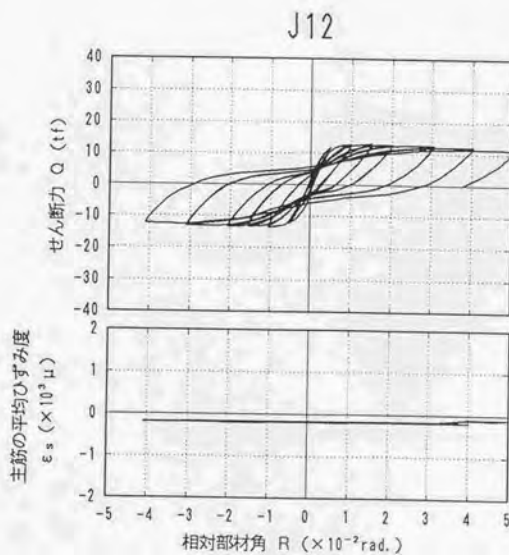
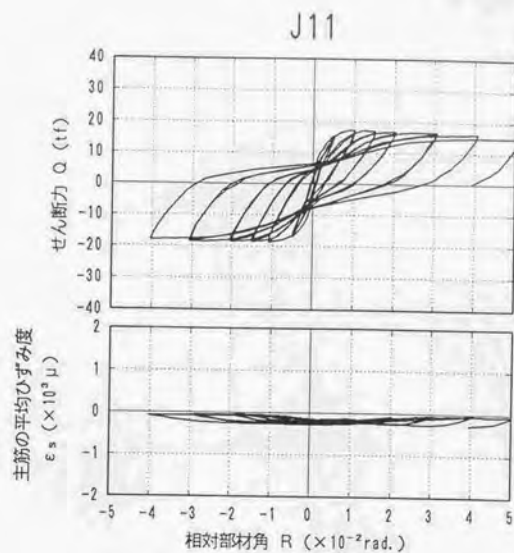
図AF.3 せん断力-部材角関係および主筋の平均ひずみ度-部材角関係(文献[92])



図AF.4 せん断力-部材角関係および主筋の平均ひずみ度-部材角関係(文献[94])



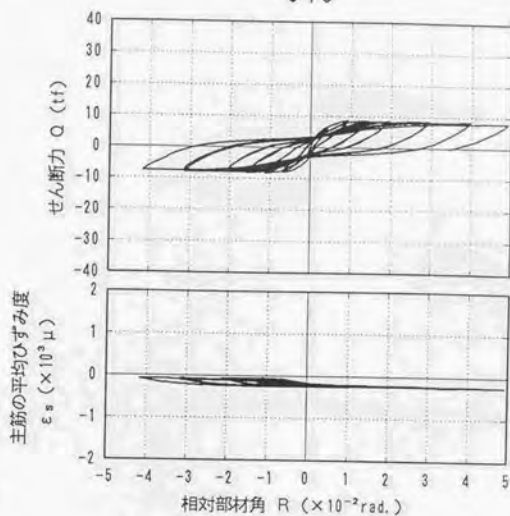
図AF.5 せん断力-部材角関係および主筋の平均ひずみ度-部材角関係 (文献 [94])



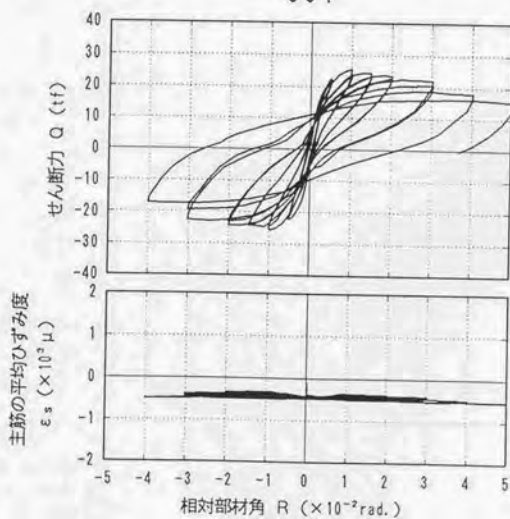
図AF.6 せん断力一部材角関係および主筋の平均ひずみ度一部材角関係 (6.3節)



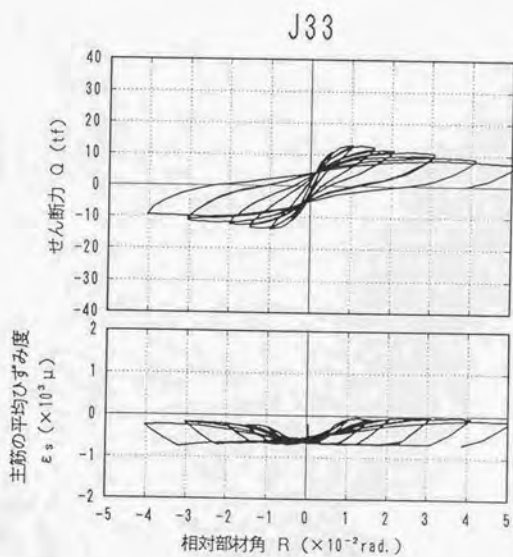
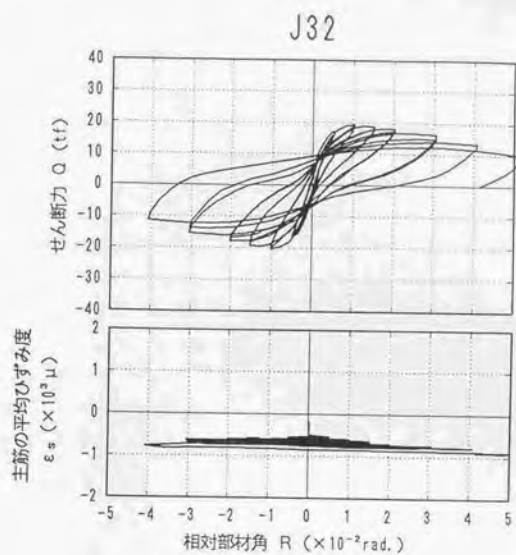
J13



J31



図AF.7 せん断力—部材角関係および主筋の平均ひずみ度—部材角関係 (6.3節)



図AF.8 せん断力－部材角関係および主筋の平均ひずみ度－部材角関係 (6.3節)



