

## PCハリのせん断強度について

岡 田 清

## 1. まえがき

鉄筋コンクリート ハリにおける同様に PC ハリのせん断強度の問題は、もっとも究明しがたいものの一つに属する。一昨年5月ベルリン市で行なわれた国際プレストレスト コンクリート協会 (FIP) 第3回大会における主要課題の一つに、このPCハリのせん断強度が論議され、その主要論文の概要はすでに坂博士によって報告されている<sup>1)</sup>。本文ではこれらをもふくめて、PCハリのせん断強度、とくに腹部補強のない場合の基本的なものを主にして研究、実際の現況について触れることにする。

## 2. PCハリのせん断破壊

ハリのせん断破壊とは、集中荷重をのせてハリを試験するとき、支点と載荷点間 (これをシャー スパンという) で斜のひびわれが発生し、これにともなってハリが破壊する現象である。この終局破壊の真の原因については、上述の FIP 大会の論文でもみられるように、研究者によって種々の説明がなされている。例えば、この破壊は

1. 腹部補強のないハリでは、コンクリートの曲げ圧縮部における斜引張応力による。

2. すべてのせん断破壊は、曲げ圧縮部のコンクリートの圧潰による、いわゆるせん断圧縮破壊である。

3. シャー スパンが小で、プレストレスも小なるときは緩慢なせん断圧縮破壊であり、プレストレスが大なときは、最初にせん断ひびわれが入り、つづいて急激な破壊がおこる。

4. この種の破壊は次の3つに分けられる。

- a) せん断圧縮破壊
- b) ひびわれ間に斜めに残されたコンクリートの座屈
- c) 曲げ圧縮部コンクリートの垂直せん断

5. シャー スパンの減少とともに次第に、純粋の曲げ破壊から、斜せん断破壊、曲げモーメントとせん断力の合作用によるせん断圧縮破壊、支点近くに作用する荷重による純粋のせん断破壊へと移行する。

等の各種の解釈がなされている。

しかしながら、ハリのせん断破壊は、曲げモーメントとせん断力との合作用によって生じるものであるということは、各研究者がほぼ一致して認めている事実であ

る。すなわち、せん断破壊も曲げ破壊のいずれもコンクリートがその引張強度以上の応力を受けることによって生じ、この状態は曲げ破壊では通常、緊張材の降伏によって始まり、せん断破壊ではコンクリートの斜ひびわれによって始まるという相違はあるが、両者ともコンクリートの圧潰によって完了することは同一である。したがって、せん断破壊荷重は曲げ破壊荷重と同様な要素——コンクリートの強度、緊張材の鉄筋比等——に密接な関係をもつほか、シャー スパン高さ比 (シャー スパンと断面有効高さとの比)、プレストレスの大きさ、せん断補強の有無にも大きく影響される。

なおせん断破壊の特異なものとしては、I形断面バリにときどきおこる引張側フランジとウェブとはく離がある。せん断力が大きいとき、斜ひびわれの発生に引続き1本または1群の短かいほぼ水平のひびわれが緊張材挿入位置、またはそれより少し上方に発生し (I断面では下部フランジとウェブとの境に生じることが多い)、これらは大きな斜ひびわれから伸びて支点の方向に向う。これがさらに発達するとボンドのあるハリが、ボンドのないハリのようになり、緊張材と圧縮側フランジを分離させる傾向を示す。この種のI形断面ハリではプレストレスト スターラップ、矩形断面ハリでは端定着部に同様のスターラップを入れれば防ぐことができる。

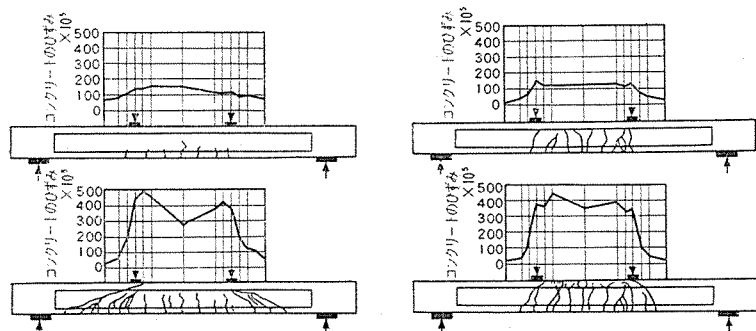
いずれにして、ハリがせん断破壊するときはその曲げ耐力を十分に利用できないので、絶対にこれを避けねばならない。

## 3. ハリのせん断圧縮破壊

普通最もしばしば起るのはせん断圧縮破壊である。ハリの荷重が増加して斜引張ひびわれが生ずると、ひびわれ上端近くの断面では中立軸が上昇し、圧縮部面積は減少するため上縁コンクリートのひずみは急激に増加し、ひびわれ下端近くの断面では減少する。しかし斜ひびわれそれ自身は破壊の原因とはならないで、さらに荷重が増加すれば、ひびわれはますます発達し、破壊近くになると断面と縁コンクリートのひずみ分布は、ひびわれ上端付近で明瞭なピークを示す (図-1 (a))。曲げ圧縮破壊をするハリ断面の場合には、このようなピークを示さず、図-1 (b) にも示すように曲げスパンの間ではほぼ均一なひずみ分布をする。そして上縁コンクリートの圧縮ひずみがほぼ 0.3~0.4% 近くに達したとき、コンクリー

図-1

(a) せん断圧縮破壊するハリのひびわれと上面コンクリートのひずみ分布  
 (b) 曲げ破壊するハリのひびわれと上面コンクリートのひずみ分布



トが圧潰してハリが破壊することは、せん断圧縮破壊でも曲げ圧縮破壊でも同じである。したがって、せん断破壊の条件式は曲げ破壊のそれと同様な取扱いができるように思われる。ただせん断圧縮破壊の場合は、斜引張ひびわれの発生前と発後とは断面におけるひずみの分布は大いに異なることを考慮する必要がある。

FIP 大会における Walther の論文では、いわゆる曲げ破壊の解析に用いられる平面保持の仮定のかわりに、せん断圧縮破壊の範囲では引張鉄筋に対し  $\alpha$  なる角をなす斜ひびわれが生じ、破壊断面ではハリの端部から中立軸を軸として回転するという仮定を用いている。そしてこの回転のために上縁コンクリートのひずみは次第に増加して最終ひずみに達し、一方緊張材はコンクリートから抜け出すことを考慮して中立軸の位置、破壊曲げモーメントの算式が導かれている。鉄筋の抜け出しはボンド性状に大いに影響されるから、緊張材の種類によって異なるボンド係数なる概念を導入してある。この解析の方法は坂博士もきわめて興味ある論文であることを述べておられる。

さて実験の観察によれば、せん断破壊するハリであっても、斜引張ひびわれが生じるまでの挙動は、曲げ破壊するハリの挙動となら異なるものではない。したがって斜ひびわれが生じたときの緊張材のひずみ  $\epsilon_{sc}$  は

$$\epsilon_{sc} = K_1 \cdot \frac{1-x_{1c}}{x_{1c}} \epsilon_{cc} + \epsilon_{se} + \epsilon_{ce} \quad (1)$$

ここに  $\epsilon_{sc}, \epsilon_{cc}$  : 斜ひびわれを生じたときの緊張材、および断面上縁荷点のコンクリートのひずみ

$\epsilon_{se}, \epsilon_{ce}$  : 有効プレストレスに相当する緊張材およびその位置のコンクリートのひずみ

$x_{1c} = \frac{x_c}{d}$  : 中立軸の上縁からの距離を示す ( $d$  : 有効高さ)

$K_1$  : 適合係数、完全な平面保持が満足される場合は  $K_1=1$ 、式(1)の場合1よりやや小さいと考えられる。

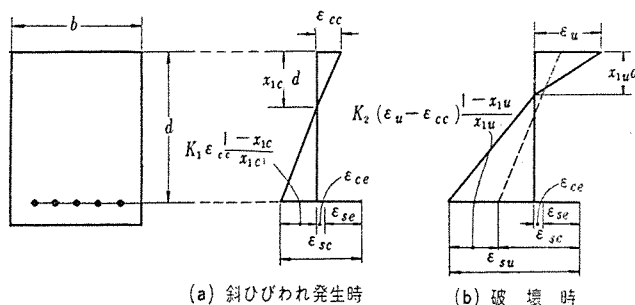
で表わされる (図-2 参照)。

斜ひびわれが大きくなり、中立軸はさらに上昇し、圧縮側コンクリートのひずみが最終ひずみ  $\epsilon_u$  に達し、コンクリートが圧潰するときには、緊張材のひずみ  $\epsilon_{su}$  は

$$\epsilon_{su} = \epsilon_{sc} + K_2 (\epsilon_u - \epsilon_{cc}) \frac{1-x_{1u}}{x_{1u}} \quad (2)$$

ここに  $x_{1u}, K_2$  はそれぞれ中立軸の位置、および適合係数である。この場合  $K_2$  は1よ

図-2 せん断圧縮破壊するハリのひずみ分布



りはるかに小さな値をとると考えられる。式(1)を式(2)に代入すると

$$\epsilon_{su} = K_1 \cdot \epsilon_{cc} \cdot \frac{1-x_{1c}}{x_{1c}} + K_2 \cdot (\epsilon_u - \epsilon_{cc}) \cdot \frac{1-x_{1u}}{x_{1u}} + \epsilon_{se} + \epsilon_{ce} \quad (3)$$

一方せん断圧縮破壊時の緊張材の応力を  $\sigma_{su}$  とし、圧縮側コンクリートの応力分布は、圧縮強度  $\sigma'_c$  が中立軸まで矩形分布していると仮定すれば

$$pbd \sigma_{su} = b \cdot x_{1u} d \sigma'_c, \text{ ただし緊張材量 } A_p = pbd$$

$$\therefore x_{1u} = p \sigma_{su} / \sigma'_c \quad (4)$$

したがってせん断圧縮破壊時の曲げモーメント  $M_s$  は

$$M_s = A_p \sigma_{su} d \left(1 - \frac{1}{2} x_{1u}\right)$$

$$= pbd^2 \cdot \sigma_{su} \left(1 - \frac{1}{2} x_{1u}\right) \quad (5)$$

で与えられる。

緊張材の応力-ひずみ曲線は与えられているから、式(3)より  $\epsilon_{su}$  が計算できるならば式(4),(5)より  $M_s$  は容易に求められる。しかし式(3)の右辺には多くの未知数、あるいは実験的定数 ( $K_1, K_2, \epsilon_{cc}, \epsilon_u, x_{1c}, x_{1u}$ ) がふくまれているため、このままでは理論的に  $\epsilon_{su}$  を求めることができない。したがって補助的手段として例えば以下のような各種実験式を参照しなければならない。

(a) 斜ひびわれ発生時のせん断モーメント  $M_c$  (せん断力にシャー スパンを乗じたもの)——Sozen, Zwoyer & Siess<sup>2)</sup>

$$\frac{M_c}{\sigma_t b d^2 \sqrt{b'/b}} = 1 + \frac{P_e}{A_c \sigma_t} = 1 + \frac{p \sigma_p}{\sigma_t} \quad (6)$$

ここに、 $\sigma_t$ : コンクリートの引張強度

$P_e$ : 有効プレストレス力

$b, b'$ : 上フランジおよびウェブの中

$A_c$ : コンクリート断面積

$\sigma_p$ : 緊張材, 有効プレストレス

(b) 終局のせん断モーメント

Evans & Hosney<sup>1)</sup> (矩形断面)

$$\frac{M_s}{b d^2 k_1 \sigma_c'} = 0.10 + 2.1 \times 10^{-3} p \sigma_p \quad (7)$$

ただし  $k_1 = 1.5 - 0.9 \times 10^{-3} \sigma_c'$

Sozen, Zwoyer & Siess<sup>2)</sup>

$$\frac{M_s}{b d^2 \sigma_c'} = x_{1u} (1 - 0.42 x_{1u}) \quad (8)$$

Walther<sup>1)</sup> (矩形断面)

$$\frac{M_s}{b d^2 \sigma_c'} = x_{1u} (1 - 0.5 x_{1u}) \quad (9)$$

$$x_{1u} = (\sigma_p + 1960 \sqrt{d'/\kappa' D}) \cdot$$

$$(\sigma_c' / p + 3300 \sqrt{d'/\kappa' D})$$

ここに  $\kappa'$ : ボンド係数(丸棒, 線では 5.5, さびたストランドで 1.5)

$D$ : 緊張材の直径

いま簡単のため式 (3) において  $K_1 = K_2 = K$ ,  $x_{1c} = x_{1u}$  と仮定すれば, 式 (3) は

$$\epsilon_{su} = K \cdot \epsilon_u \frac{1 - x_{1u}}{x_{1u}} + \epsilon_{se} + \epsilon_{ce} \quad (3)'$$

これに式 (4) を代入すると

$$\epsilon_{su} + K \epsilon_u - \epsilon_{se} - \epsilon_{ce} = \frac{K \epsilon_u \sigma_c'}{p \sigma_{su}} \quad (10)$$

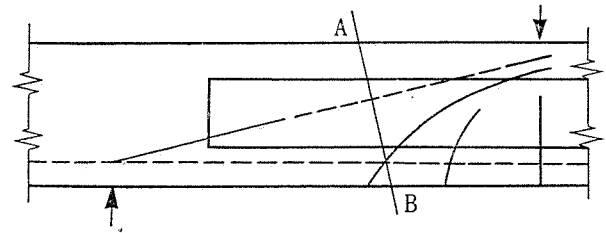
Siess らは始めこの  $K$  として  $K = f(\sigma_p)$  の形の実験式を与えているが<sup>1), 2)</sup>,  $K$  は  $\sigma_p$  よりもむしろ Walther のようにボンド性状に大きく左右されるので適当とは思われない (彼等は後に  $K = f(x_{1u}) = 2.5 x_{1u}^2 \leq 0.3$  と改めている<sup>2)</sup>). 各種実験から推定すると  $K = (0.3 \sim 0.15) \frac{b'}{b}$  の範囲内で, ストランド, 異形鋼線, 平滑線 (棒) の順に  $K$  の値は小となるようである。したがって例えば式 (5) より  $M_s$  を求めるには, 式 (4) において最初  $\sigma_{su}$  を仮定して  $x_{1u} = \frac{p \sigma_{su}}{\sigma_c'}$  を求め, 式 (3)' において  $\epsilon_u = (0.3 \sim 0.4)\%$ ,  $K = (0.3 \sim 0.15) \frac{b'}{b}$  にとって  $\epsilon_{su}$  を求め, これが緊張材の応力-ひずみ線図で最初の仮定の  $\sigma_{su}$  と適応するかどうかを確かめ, 必要あらばこの計算をくり返して正しい  $\sigma_{su}$  を定め, これらを用いて  $M_s$  を

計算すればよい。この方法では Walther の式より計算するとはほぼ同じ値をうるが,  $K$  のとり方についてはさらに検討する必要があり, 研究をすすめたいと思っている。

#### 4. ウェブの圧潰

ウェブの圧潰は T 形および I 形断面のようにウェブ巾が小さいときよく起る。これは曲げ引張りひびわれが入り, さらに続いて斜ひびわれが生じるとともに, 図-3 に示すように, ハリは構造上タイドアーチのような状況になる。このとき少なくとも斜ひびわれの水平射影に等

図-3 ウェブ圧縮時のひびわれと力線



しい長さの間では, 圧縮力の中心は図中点線で示すような線上に存在するはずである。このときにはウェブおよび圧縮側フランジ部分はちょうど偏心軸圧縮力をうけた無筋コンクリート柱とみなすことができるであろう。したがって上側フランジで, 圧縮力の偏心大な支点近くでは引張りひびわれを生じ, ウェブの下方では大きな圧縮応力をうけ, ついにウェブの座屈破壊がおこる。この破壊は急激であり, かつ爆発的である。しかしこれについての詳細な解析はきわめて困難であり, 緊張材の種類, 量, ハリの断面形, シャー スパンの長さ, 等の因子のほかひびわれの発生状況等により左右され, 1 本の, あるいは 1 群の斜ひびわれ, あるいは引張側フランジとウェブとの離れ, 等から生じうるからである。とくに圧縮力の偏心に大きく左右されることは明らかである。実際問題として, この破壊を防止する有効な手段が明瞭でないとなれば, 許容荷重を斜ひびわれ発生荷重以下にとどめる必要があるであろう。

#### 5. 純せん断破壊

大きな集中荷重が支点近くに作用するときは, 純せん断による破壊がおこる。この場合 プレテンションバリであれば P C 鋼線伝達長近くであるため, ボンドの破壊をおこすこともありうる。純せん断破壊といっても斜引張応力によって破壊するので, この応力がほぼコンクリートの引張強度に等しくなっていると考えられるが, 実際にはその点で斜圧縮応力も作用しているから, 斜引張応力に対するコンクリートの抵抗強度は同時に作用している軸方向圧縮応力の大きさによっても変化するはずで

ある。したがって斜引張応力の計算に普通の弾性理論式

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{-\sigma_c}{2} + \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2} \\ \tau &= \frac{Q \cdot S}{I b} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

を用いると、断面の形、プレストレスの大きさ、シャープスパン高さ比などにより、 $\sigma_1$ が単軸引張強度よりも非常に小さいのに、ひびわれを生じることがある。このほか、に神山氏の指摘しているように<sup>9)</sup>、コンクリートの引張りに対する塑性変形を考慮する必要もあるであろう。

### 6. せん断破壊に対する設計方針について

上記のように PC ハリのせん断破壊への過程、様相等はかなり明瞭にわかっているが、これらをすべて説明する完全な理論は現在ない。したがって、せん断強度ないしはせん断補強に関する各国での設計指針もまちまちである。せん断による斜ひびわれの発生は、以後のハリの挙動を不安定なものとするので、これが発生を避けねばならない。そのためには斜引張応力の大きさより判断しようというのが一般の慣用になっている。すなわち、ひびわれのない断面に対して式 (11) より  $\sigma_1$  を求め、この  $\sigma_1$  の値をある許容値以下に制限する。普通は設計荷重に対しては、 $\sigma_1 = (0.02 \sim 0.03) \sigma_c'$  [ $\sigma_c'$ : 圧縮強度] にとるが、腹鉄筋のある場合には  $\sigma_1 \cong 0.04 \sigma_c'$  くらいまで許すこともある(表-1 参照)。これはコン

クリートの引張強度 [ $\sigma_t = (0.1 \sim 0.08) \sigma_c'$ ] に比し十分安全であることは確かであるが、その斜ひびわれ発生に対する安全率は  $\sigma_t/\sigma_1$  に等しいということの意味するものではない。斜引張応力に対するコンクリートの抵抗強度が諸種の要素によって変ることは前述したとおりである。一般に斜ひびわれ発生に対する抵抗を大とするにはウェブの巾を大にするか、プレストレスを大とすればよい。このことは式 (6) の実験式からもわかるとおりである。上記の慣用の方法はさらに十分な研究が行なわれるまでは、設計方針としては是認するべきである。しかし PC ハリでは、外荷重によるせん断力が増加すると、斜引張応力は急増することを注意しなければならない。そのた

表-1 斜引張許容応力度<sup>5)</sup>

	許 容 応 力 度			
土 木 学 会 <sup>6)</sup>		$\sigma_{28}(\text{kg/cm}^2)$	設計荷重	破壊荷重
	(a) 斜引張鉄筋のないとき	300 400 500	0.027 $\sigma_{28}$ 0.022 " 0.020 "	0.04 $\sigma_{28}$ 0.04 " 0.04 "
	パーシャルプレストレスリングのときは設計荷重をうけたときすべて 0.04 $\sigma_{28}$			
	(b) 斜引張鉄筋のあるとき	300 400 500	0.04 $\sigma_{28}$ 0.04 " 0.04 "	0.107 $\sigma_{28}$ 0.10 " 0.096 "
建築学会(案) <sup>7)</sup>	設計荷重に対し	0.0245 $\sigma_{28}$	$\left\{ \begin{array}{l} \leq 15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (工場生産)} \\ \leq 13 \text{ kg/cm}^2 \text{ (現場" )} \end{array} \right.$	
	破壊荷重に対し	(せん断荷重) > (曲げ荷重)	を必要とするほかは制限なし	
日本材料試験協会 <sup>8)</sup> (鋼棒使用)	設計荷重に対し	0.0245 $\sigma_{28}$	$\left\{ \begin{array}{l} \leq 15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (工場生産)} \\ \leq 13 \text{ kg/cm}^2 \text{ (現場" )} \end{array} \right.$	
	破壊荷重に対し	(せん断荷重) > (曲げ荷重)	を必要とするほかは制限なし	
ド イ ツ	(a) 斜引張鉄筋のないとき	コンクリート	設計荷重	破壊荷重
		B-300 B-450 B-600	0.027 × (立方体強度) 0.020 × " 0.017 × "	0.053 × (立方体強度) 0.045 × " 0.040 × "
	(b) 斜引張鉄筋のあるとき	B-300 B-450 B-600	0.053 × " 0.045 × " 0.040 × "	0.11 × " 0.089 × " 0.080 × "
ベルギー	(a) 斜引張鉄筋のないとき	0.0125 × (立方体強度)		
	(b) 斜引張鉄筋の $\sigma_{st} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ のとき	0.025 × (立方体強度)		
	(c) " $\sigma_{st} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ " "	0.0375 × ( " )		
フランス	$\sigma_1 > 0.082 \sigma_{II}'$ ならば斜引張鉄筋を用いる $\sigma_1$ : 斜引張応力度, $\sigma_{II}'$ : 斜圧縮応力度			
イギリス	曲げによる破壊荷重をうけたとき $\sigma_1 = 0.50 \times$ (コンクリートの引張強度) ならば斜引張鉄筋不要			
イタリー	(a) 斜引張鉄筋のないとき	6 kg/cm <sup>2</sup>		
	(b) 斜引張鉄筋のあるとき	18 kg/cm <sup>2</sup>		
	(c) プレストレストスターラップを用い $\sigma_1 = 4 \text{ kg/cm}^2$ とするとき	30 kg/cm <sup>2</sup>		
オランダ	(a) 斜引張鉄筋のないとき	5 kg/cm <sup>2</sup> + 0.01 × (立方体強度) $\leq 10 \text{ kg/cm}^2$		
	(b) 斜引張鉄筋のあるとき	10 kg/cm <sup>2</sup> + 0.02 × (立方体強度) $\leq 20 \text{ kg/cm}^2$		
アメリカ	$p \sigma_s' / \sigma_{28} > 0.3 \frac{\sigma_{pe}}{\sigma_s'} \frac{b'}{b}$ ならば斜引張鉄筋を用いる (ACI-ASCE) <sup>9)</sup>			
	設計荷重に対し	$\sigma_1 > 2\sqrt{\sigma_{28}}$ } ならば斜引張鉄筋を用いる (PCI) <sup>10)</sup>		
	破壊荷重に対し	$\sigma_1 > 6\sqrt{\sigma_{28}}$ }		
ソ 連 <sup>11)</sup>	設計荷重に対し	$\sigma_1 > (\text{コンクリートの引張強度})/k_1$		
	ひびわれ荷重に対し	$\sigma_1 < (\text{コンクリートの引張強度})$		
		$\sigma_{II}' < (\text{角柱強度}) \times k_0/k$		
	ここに	$\sigma_1'$ : 斜引張応力度, $\sigma_{II}'$ : 斜圧縮応力度 $k_1$ : 1.8~2.2, $k_0$ : 1.1~1.3, $k$ : 普通は 1.8		

め、せん断破壊に対するハリの安全性を確保するために、現在一般に採用されている方法は、表-1にも示すように、すこぶる便宜的である<sup>5)~11)</sup>。すなわち設計荷重に対すると同様に、断面にひびわれは発生していないものとして破壊荷重に対して式(11)より $\sigma_1$ を求め、これがある値、例えば $0.05\sigma_c'$ 程度以上となれば腹鉄筋を用いるようにしている。この $0.05\sigma_c'$ 程度の値は、普通の鉄筋コンクリートで腹鉄筋を用いた場合、許容される斜引張応力の大きさとほぼ同じに選ばれているので、鉄筋コンクリートと同程度のせん断破壊安全率が確保されうるといふ考え方である。一方、鉄筋コンクリートのせん断力に対する安全率は現在の計算方法では全く不確実なものであることは、最近の多くの研究が示しているとおりであり、その解明の程度は本論でのべたPCハリの場合と大差がない。実際が研究よりも先行しているPC構造において、PCよりも長い歴史をもつ鉄筋コンクリート構造の安全性を一つの目安にして、その安全率の基準を定めているにすぎない。鉄筋比が小で曲げ破壊強度の低いハリでは、斜ひびわれは発生しないか、また、たとえ発生してもハリの耐力には影響が少ないことに注目して、せん断力に対し腹鉄筋の要・不要の限界を $p\sigma_s'/\sigma_c' \leq 0.2^*[\sigma_s'$ ：緊張材引張強度]の値によって定めている米国の方法<sup>9)</sup>は、従来のように斜引張応力に対するコンクリートの抵抗強度の不確実性にたよることを避けるためにとられたものと思われるが、新しい試みであり、注目に価する。

なお破壊荷重に対しては、慣用方法のごとく無ひびわれ断面を仮定して $\sigma_1$ を求めることは妥当性を欠くので、普通の鉄筋コンクリートにおけるせん断応力の計算式

$$\tau = Q/bjd \quad (jd \text{ は } 0.9 \text{ くらいに仮定})$$

を用い、この $\tau$ の値によってせん断破壊に対する安全性を検討する方法もあるが、この方法では満足な結果がえられないことは明らかである。

最近発表された建築学会の「プレストレスト・コンクリート設計施工規準(案)」<sup>7)</sup>では、3節、せん断補強の項で、前出の式(11)または式(9)よりせん断破壊荷重を求め、これが曲げ破壊荷重より大きいことを確かめ

\* ACI-ASCE Joint Committee 323 : 正しくは  $\frac{p\sigma_s'}{\sigma_c'}$   
 $\leq 0.3 \frac{\sigma_{se}}{\sigma_s'} \frac{b'}{b}$  [ $b'$  : ウェブの巾,  $b$  :  $p$  を計算するに用いられたフランジの巾, また最終における有効プレストレス  $\sigma_{se}$  は  $\sigma_{se} \leq 0.6\sigma_s'$  または  $\sigma_{se} \leq 0.8\sigma_y$  と定めている]。普通鉄筋コンクリートのとき矩形断面では  $\frac{p\sigma_y}{\sigma_c'} = 0.2 \sim 0.18$  以下ならば曲げ破壊のとき鉄筋の降伏が先行するものであることに注意。

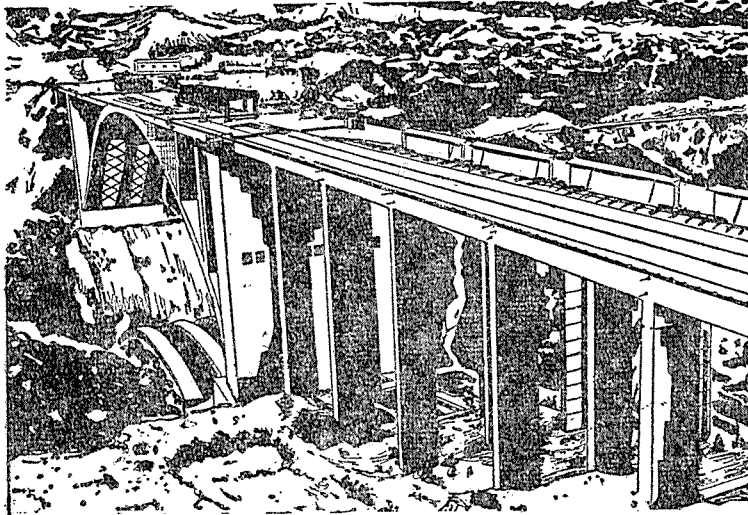
ねばならないとしている。せん断強度に関して今なお未知の点の多い現在において、あえて各国に先んじて Walther の式(9)を設計基準として採用しようという意図は喜ばしいことである。そしてその根拠は同式が他のものにくらべ、より理論的であり、また一般に、より安全なせん断圧縮破壊荷重を与えること、等によるものと思われるが、Rüschも述べているように<sup>12)</sup>、各研究者の提案する式では、式中に出てくる係数は、その研究者の行なった実験条件のもとで、実験値と合致するように選ばれているために、相互間にかかなりの差異をみせていることを十分考慮する必要があるのではないかと思う。

## 7. むすび

PCハリのせん断強度について、主として腹鉄筋のない場合につき最近の考え方を概観した。せん断破壊の様相は曲げ破壊に比し非常に複雑で完全な解析は困難である。さらに腹鉄筋の入った場合についての研究はほとんどない。しかしこの方面の研究も次第に活発となっているので、今後の研究成果を期待して止まない。

### 参 考 文 献

- 1) 坂 静雄 : PC梁の剪断破壊強さ等——FIP第3回大会から、建築雑誌, 昭33.11, pp. 5~9
- 2) Sozen, Zwoyer and Siess : Strength in Shear of Beams Without Web Reinforcement, Univ. of Illinois Bulletin, No. 452
- 3) Zwoyer and Siess : Ultimate Strength in Shear of Simply-Supported Beams Without Web Reinforcement, Jour. ACI, Vol. 26, No. 2, Oct. 1954, pp. 181-200
- 4) 神山 一 : プレストレスト・コンクリートのせん断強度, 材料試験, PC構造特集号, 8巻69号, 昭34.6, pp. 499-505
- 5) A. Paduart : Comparative analysis of specifications and practice on prestressed concrete, used in various countries, Second Congress of FIP, Amsterdam 1955, p. 757
- 6) 土木学会 : プレストレスト コンクリート設計施工指針, 1955
- 7) 建築学会 : プレストレスト コンクリート設計施工規準(案), 建築雑誌, 昭34.10, pp. 45-53
- 8) 日本材料試験協会 : 鋼棒使用PC設計施工指針, 昭33.6
- 9) ACI-ASCE Joint Committee 323 : Tentative Recommendation for Prestressed Concrete, Jour. ACI, Vol. 29, No. 7, Jan. 1953, pp. 545-578
- 10) Prestressed Concrete Institute : PCI Standard, Building Code Requirement for Prestressed Concrete (First Draft), Nov. 1959
- 11) K.W. Sachnowski : Stahlbetonkonstruktionen, Berlin, 1956
- 12) H. Rüsch : Developments in design methods, General Report of 3rd Congress of the FIP Berlin 1958, Jour. PCI, Vol. 3, No. 4, March 1959, pp. 31-42 (著者 : 京都大学教授 工博)



PC鋼線を使ったPS工法による橋の架設状況です。



- ◎ 鉄道の枕木にも PC鋼線
- ◎ 上・下水道のヒューム管にも PC鋼線
- ◎ 近代的高層建築にも PC鋼線
- ◎ 高速度道路にも PC鋼線

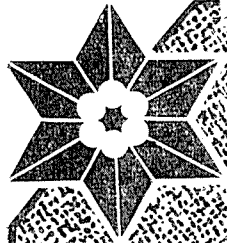
PC鋼線はその力強さとねばり強さから  
土木建築工業にかくことのできない材  
料となりました その使用量は毎年60  
%以上も増加しています

## 鈴木金属工業株式会社

取締役社長 村山 祐太郎

# スズキ、PC鋼線

東京製鋼製品



# PC WIRE & STRAND

製造元 東京製鋼株式会社  
発売元 東鋼商事株式会社

東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階  
電話 (211) 2851 (大代表)