

プレストレスト コンクリートの 諸分野における現況と展望

プレストレスト コンクリートのせん断に関する耐力について

猪 股 俊 司*

プレストレスト コンクリートのせん断に関する耐力の設計計算法として、非常に多くの方法が提案されており、また実験的研究とこれが結果についての理論的提案もまたその数が多い。しかしながら、あらゆる場合に対して合理的説明の可能な理論は現在のところまだないようである。それで設計計算にあたっては実験結果をもととして、安全側の結果を与えるような設計計算式がそれぞれの示方書に採用されているのが一般である。

これは、せん断力耐力に影響を与える要因の数が非常に多くて、これら数多くの要因をすべて含めることは実験的にもまた理論解析上も困難があるからである。

レオンハルトリは、実験的研究を実施するにあたって次の事項に注意すべきことを提案している。

1) 試験桁の方法はあまり小さいと、試験による耐力は過大な結果を与え、さらにまた腹鉄筋応力度の測定上も困難がある。それで試験桁高は最少 50 cm とし、実際には 70~90 cm 程度とするのがよい。

2) コンクリートひずみ、軸方向鋼材および腹鉄筋ひずみを試験桁の重要な断面において、少なくとも破壊までの 8 段階程度の各載荷状態で測定すべきである。かつ桁の設計使用荷重に相当する試験荷重で 10~50 回程度の繰り返し載荷をし、ひびわれ幅の増大を測定する。

3) ひびわれ発生状況をノートし、せん断ひびわれ開口および、その幅を記入することは特に重要である。

4) 鋼材ひずみ測定用の電気抵抗線ひずみ計は付着を害さないような方法で鋼材に取付ける。

5) 実験結果の報告には、試験結果の解釈に必要なあらゆる事項について詳細かつ正確に述べる必要がある。

6) 可能ならば一連の試験において、その影響を定めることができるよう、3~5 個の要因を変化させる。

以上のような事項をすべて満足できるようなせん断破壊に関する試験を実施することは非常に困難であろう。

1. せん断破壊の状況

作用する曲げモーメントとせん断力との比が大きい場

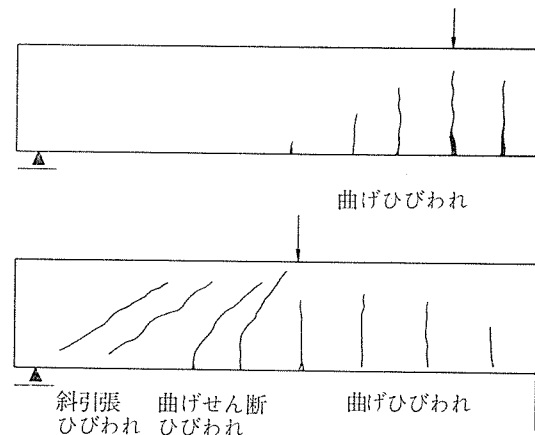
* 工博 株式会社日本構造橋梁研究所 副社長

合(たとえば $M/Sd > 7$)には、桁の耐力に対するせん断力 S の影響は小さいものである。このような場合、曲げひびわれが、最大曲げ応力の作用する区間に最初に発生し、荷重の増加とともに、この曲げひびわれは桁軸に直角方向に成長し、大きく開口する。やがて純曲げの場合と同様に曲げ破壊を起こす。

曲げモーメントとせん断力との比の小さい ($M/Vd < 7$) 場合には、桁の腹部には傾斜ひびわれが生ずるものである。曲げモーメント、せん断力ともに大きい区間には、曲げせん断ひびわれと呼ばれるひびわれが生ずる。これは、まず曲げひびわれとして引張縁にひびわれが生じ、P C 鋼材または引張鉄筋位置までは、ひびわれは引張縁に直角であり、その後は曲げとせん断との影響を受けて傾斜したひびわれとなる。一般にこのひびわれは、これにもっとも近い集中荷重作用点または支承反力作用点に向って成長する。

曲げモーメントがせん断力に比して小さい場合、あるいは大きいプレストレストの与えられている場合、最初に傾斜したひびわれが、腹部中央位置付近に発生し、このひびわれの両端が、それぞれ桁の上下両縁に向って成立する。これは斜めひびわれまたは斜め引張ひびわれと呼ばれるものである。このひびわれが引張側の P C 鋼材または引張鉄筋位置に達すると、曲げひびわれと結合され

図-1 ひびわれの分類



プレストレスト コンクリートの現況と展望

る。図-1には曲げひびわれ、曲げせん断ひびわれ、および斜め引張ひびわれの代表的な例が示してある。

破壊状態は次のように分類される。

(1) 腹鉄筋配置なき場合

腹鉄筋の配置されていない桁では斜め引張ひびわれの発生とともに急激に破壊を起こすのが一般である。

この斜め引張ひびわれは桁腹部の中央付近で発生すると同時に、瞬間的に生長し、その下端はP C鋼材または引張鉄筋に沿ってほとんど水平なひびわれとなり、桁端付近では付着破壊を起こすことがある。ひびわれの上端は曲げ圧縮区間にまで侵入し、桁圧縮区間が傾斜したひびわれによって切断され、この部分が破壊を起こす。この種の桁破壊は非常に危険である。この種の破壊はせん断引張破壊と呼ばれる。

曲げせん断ひびわれの場合には、ひびわれと生長によって圧縮区間断面が減少させられ、この減少させられた圧縮部が破壊を起こす。これを曲げせん断破壊と呼ぶ。

(2) 腹鉄筋配置のある場合

腹鉄筋の配置してある場合でも、ひびわれの発生状況は腹鉄筋配置のない場合と、ほとんど異なるところがない。また、せん断ひびわれ発生荷重も腹鉄筋なき場合と同じである。しかしこの腹鉄筋はひびわれの開口およびその生長を防止するのに役立つため、桁の耐力は増大する。腹鉄筋の配置されている桁では一般に曲げせん断破壊を生ずる。曲げせん断ひびわれが発生すると、せん断力は腹鉄筋とコンクリート圧縮区間によって抵抗されるのが普通である。傾斜したひびわれの上端部圧縮コンクリートは、圧縮とせん断との組合せ応力状態となって破壊を起こす。

非常にせん断の大きい場合、腹鉄筋量の大きい場合、ウェブ幅が特にせまい場合、または大きいプレストレスの与えられている場合、などでは、せん断圧縮破壊と呼ばれる破壊を起こすことがある。これは斜めひびわれに平行な圧縮材（トラス理論の圧縮斜材に相当）の圧縮破壊であって、急激な破壊である。

以上のような代表的破壊状況のほかに、構造上不適当であるために次のような破壊も起こることがある。

1) 軸方向鋼材が十分定着されていないため、斜めひびわれの下端部が水平に軸方向鋼材に沿うか、または腹部と引張突縁との接合面に沿って生長し、桁の破壊を生ずる付着破壊

2) 腹鉄筋端定着が不十分なため、鉄筋の滑動によってその作用が著しく失なわれ、せん断ひびわれが過大に開口し、桁は破壊する。

図-2には代表的な破壊状況を示す。

2. 断面におけるせん断力の分布

以下、桁は上下両縁が平行であり、圧縮上弦材および引張下弦材が腹部によって結合されているものとする。

ひびわれ前の状態では、腹部せん断力は主引張応力度 σ_1 と主圧縮応力度 σ_2 によって抵抗されており、せん断応力度 τ は二次的な意味しかないものである。

ひびわれの発生と同時にせん断区間では傾斜ひびわれとなり、トラスの引張部材と圧縮部材との剛度に応じて内力は再分配される。すなわち、内的に不静定系が成立することとなり、変形の適合条件は非常に重要なこととなる。一般にコンクリート圧縮部材の剛度はP C鋼材からなる引張剛度に比較して非常に大きいものである。

Ritter-Mörsch のトラス理論は、せん断に抵抗する桁の挙動を理解するには非常に便利である。一般にこのトラスは上下両弦材は平行であり、斜材は45°の傾斜をしていると仮定している(図-3)。

しかしながら、鉄筋コンクリートについての試験結果によると^{2),3)},

- 1) 圧縮上弦材中に作用する合力は傾斜している。
- 2) 圧縮斜材の傾斜は45°以下である。

図-2 破壊状況

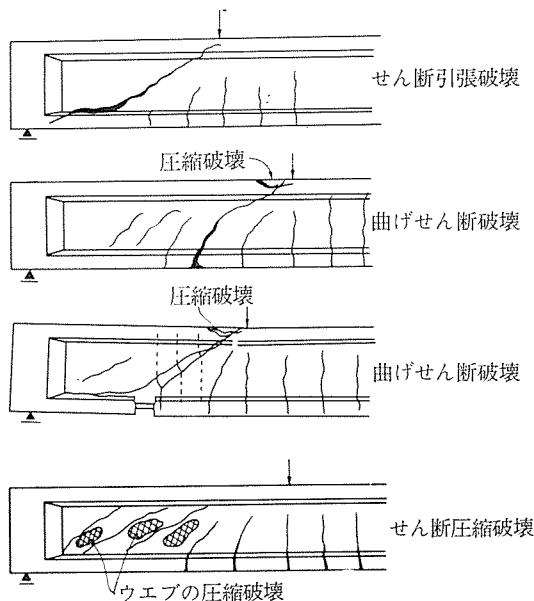
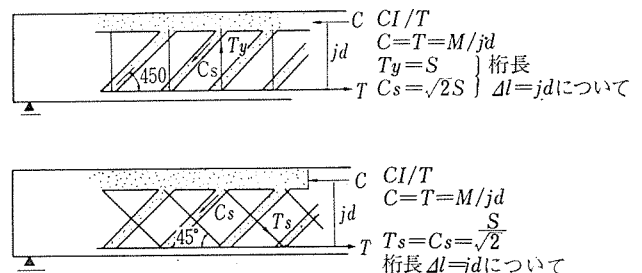


図-3 斜材45°傾斜平行弦トラス

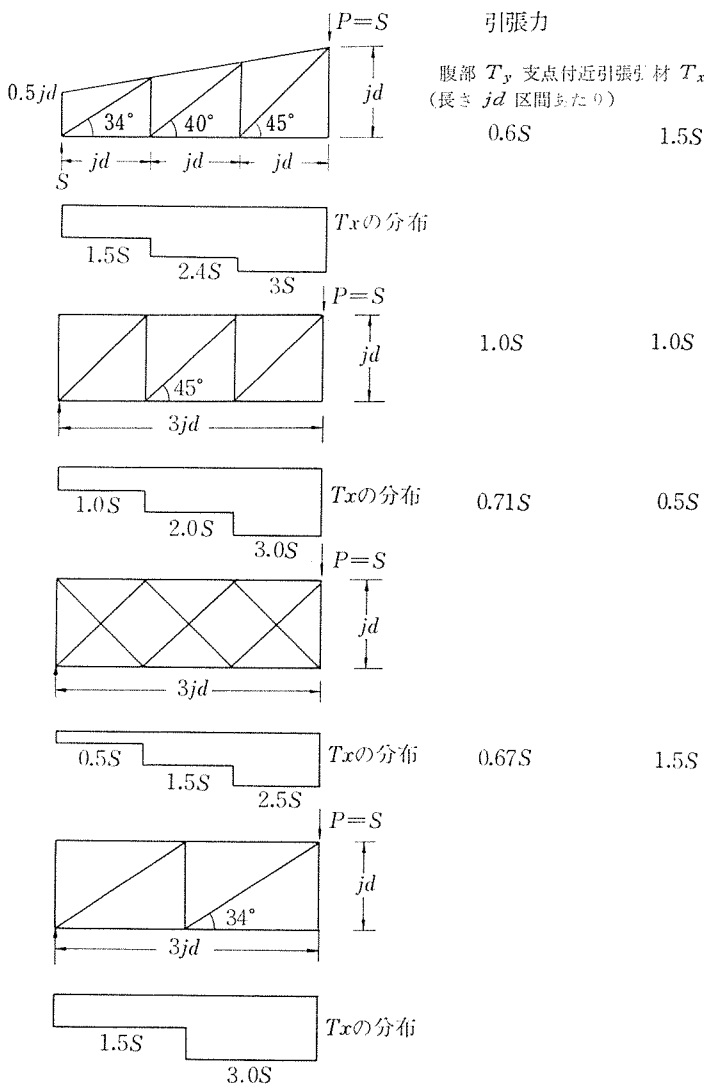


これら2つの事項は腹部内でつり合わせるに必要な引張力を減少させるのに非常に役立っている。これを図-4において、上弦材の傾斜または腹部斜材の傾斜が45°以下であることが、鉛直引張力 T_y および支点付近の下弦引張力 T_x に、どのような影響を与えるかを示してある。

以上2つの事項のほかにも次の事項がせん断耐力に寄与するものである。

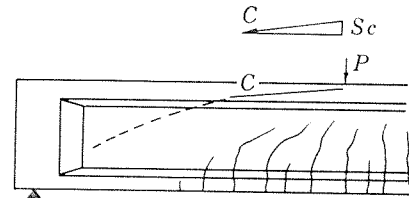
- 3) 鉄筋および引張下弦材中粗骨材の dowel 作用⁹⁾。
この作用は、ひびわれ後は腹鉄筋で受けられる必要がある。
- 4) せん断ひびわれに沿う粗骨材のかみ合い。
- 5) コンクリートに生ずる櫛形歯の曲げ抵抗または、圧縮上弦材に剛結されている圧縮斜材の曲げ抵抗⁹⁾。
- 6) せん断ひびわれ間にある引張りを受けるコンクリートの寄与。これはせまい間隔で配置されている斜めスターラップを有する桁の場合に認められる⁷⁾。

図-4 上弦材または斜材の傾斜の影響



以上のような事項もせん断耐力に関係するものであるが、前記 1) および 2) がもっとも重要な事項である。すなわち、1) 圧縮弦材または圧縮コンクリート区間のせん断力分担、すなわち圧縮コンクリート区間での軸圧縮とせん断との合成圧縮力 C は傾斜しており、その鉛直成分は圧縮弦材によって受けられるせん断力の一部に相当する(図-5)。一方、引張弦材中の引張力は支点方向に増大する。2) コンクリートの圧縮斜材と腹鉄筋で形成される引張斜材とからなるトラスとして、説明される腹部せん断耐力は、圧縮斜材の傾斜によって異なる。45°よりも傾斜のゆるい圧縮斜材の場合、腹部中でつり合わされるべき引張力は減少する。したがってまた、引張弦材中の引張力は支点に向かって増大する結果となるものである(図-4)。

図-5 圧縮弦材で分担されるせん断力



3. 各部のせん断抵抗

(1) 各種区間の分割

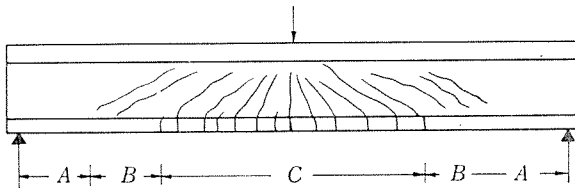
プレストレスト コンクリート桁のせん断抵抗検討にあたって、桁をその長さ方向に各種の区間に分割して考慮すべきことを明確に提案したのは、Bachmann と Thürlimann⁸⁾ である。このほかにも多くの研究者^{9), 10), 11)} によってせん断耐力に対する曲げモーメントの影響の大きいことが明らかとなっている。

ここでは FIP-CEB 規準 (1970)²⁸⁾ に従って次の A, B, C, の区間に分割する場合について説明する(図-6)。

1) 区間 C: 曲げモーメント作用の大きい区間であって、せん断ひびわれは曲げひびわれから進展する(曲げせん断ひびわれ)区間である。この区間での傾斜ひびわれは40°~70°の傾斜の比較的急なものである。圧縮部分がせん断力の作用を受けて、圧縮コンクリート区間面積が減少し、最後にはこの部分で圧縮破壊を起こす、曲げせん断破壊機構を示す。この場合、腹鉄筋量が少なく、腹鉄筋は降伏し、圧縮部破壊は過早に起こるものである。

2) 区間 B: この区間ではひびわれがないものとし、全コンクリート断面を有効と考え

図-6 各種挙動に応じた区間



て計算した。主引張応力度 σ_1 がコンクリート引張強度に達すると腹部に傾斜ひびわれ（斜め引張ひびわれ）が最初に発生する。このひびわれの方向は σ_1 の方向にあって、一般に $20^\circ \sim 30^\circ$ 程度の傾斜のゆるいものである。

この区間で、腹鉄筋量の少ない場合には、せん断引張破壊を起こすかあるいは腹部幅が非常にせまいと、斜め圧縮で圧縮破壊（せん断圧縮破壊）を起こすものである。

このようなひびわれは、せん断が大きく、曲げモーメントの小さい区間で、下突縁を有する桁または箱断面の桁で生ずるものである。

3) 区間A：桁の破壊までひびわれの認められない区間であって、一般には端支付近（桁高に等しい距離だけ支点から離れている区間）および連続桁の反曲点断面付近で、せん断力の小さい場合に認められる。

以上の B, C 両区間の境界面としては、引張縁コンクリート引張応力度が標準となる。

破壊の終局限界状態において曲げひびわれが発生している場合、曲げひびわれから傾斜ひびわれ、すなわち、曲げせん断ひびわれとなる可能性が大であるから、B および C 両区間の境界断面は、破壊の終局限界状態において引張縁コンクリート引張応力度が、コンクリート引張強度と等しくなる断面とする。

すなわち、FIP-CEB 規準では、破壊の終局限界状態で考慮するせん断力 S^* および M^* を、一般の場合、

$$\left. \begin{aligned} S^* &= 1.5(S_g + S_q) + 0.9 S_p \\ M^* &= 1.5(M_g + M_q) + 0.9 M_p \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

としている。ここに g ：永久荷重、 q ：変動荷重、 p ：プレストレスの作用である。

この載荷状態で求めた引張縁コンクリート引張応力度 σ_{ch}^* がコンクリート引張強度の近似値 R_{cr} となる断面を B, C の境界とする。

$$\sigma_{ch}^* = R_{cr} = 8 + 0.06 R_{cr} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 R_{cr} ：コンクリート圧縮強度の特性値（確率 1/20 で下まわらない値）

しかしながら、この両区間境界を定めるにあたって、引張縁コンクリート引張応力度だけが、ただひとつの決定的要素とはいえないものであって、引張区間に配置されている鋼材断面と同時にその鋼材品質およびその分布状態は、曲げひびわれの開口、その発展の状況にも影響がある。これらの事項は曲げひびわれから進展する斜めひ

びわれの方向に大きい影響があり、腹鉄筋応力度の大きさに影響を与えるものである。特に P C 緊張材が引張縁に近く配置されていない場合には重要な問題である。

A, B 両区間の境界断面を定めるにあたっては、破壊の終局限界状態において、腹部の主引張応力度が基準となると考えてよいが、FIP-CEB では A, B 両区間を一緒に考え、これを区分していない。

(2) 圧縮部の寄与

圧縮弦材または圧縮力の傾斜は、その鉛直成分が外的せん断力の一部とつり合うように作用するので、圧縮部は、せん断力の一部を負担してくれることとなる。この現象は前記各種区間において認められているところであるが、設計計算にあたって適切に考慮に入れることのできるのは区間 C においてである。

圧縮部のせん断力負担能力を考慮に入れる理論的研究は数多く発表されている^{12), 13), 14), 15), 16)}。

これらの理論的研究においては、つり合条件と同時に変形の適合条件をも考慮しているので、理論的には非常に合理的なものとなっている。すなわち、傾斜ひびわれが発生したのちには、曲げの場合と異なって平面保持は成立しなくなり、断面はせん断力によるせん断回転を生ずる。この回転を求めるにはコンクリート圧縮縁における圧縮変形と、P C 鋼材のひずみと同時に付着程度に関係する P C 鋼材のコンクリートからの拔出量を考慮している。

コンクリート圧縮部には圧縮応力度と同時にせん断応力度とが作用するから、圧縮強度の低下を考慮に入れる必要がある。すなわち、圧縮応力とせん断応力とを受けるコンクリート強度の相関図を定める必要がある。これに、Mohr の破壊理論または Hurba の理論が用いられている。

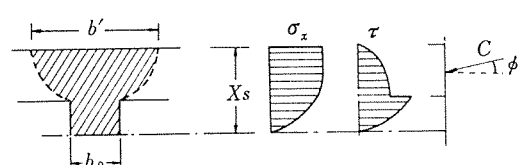
傾斜ひびわれの角度についても 45° またはこれより小さい値などが仮定されている。

結局この圧縮コンクリートが負担するせん断力 S_0 は一般に次のように与えられる（図-7）。

$$S_0 = x_s \cdot b' \cdot \alpha \cdot (\psi R_{ck}') \sin \phi \dots\dots\dots (3)$$

x_s ≡ 曲げとせん断とを受けるコンクリート圧縮部分の深さであって、純曲げを受ける場合より小さい値である。この x_s を計算で求める方法についての上記各研究者の提案は、現在のところ矩形断面の場合にしか適用で

図-7 せん断力を分担する曲げ圧縮区間



まず、かつ、各研究者ごとに計算結果は異なっている。

x_s を定めるのは圧縮縁コンクリート短縮 ϵ_{co}' と、P C鋼材伸び ϵ_p との比である。しかし、せん断力を受けて平面保持は成立しないので、せん断回転の影響を考えなければならない。この場合でも x_s を定めるものは上記 ϵ_{co}' と ϵ_p との比である。圧縮によるコンクリート縁短縮を考える場合の圧縮突縁の有効幅は、腹部幅の10~80倍にも達するものである。引張鋼材断面積は、P C鋼材断面積と同時に普通鉄筋断面積をも同時に考慮し、引張鋼材断面積比を定めるには、圧縮突縁の幅 b を用いる必要がある。

プレストレスト コンクリートでは、用いられる P C鋼材の強度が高いため、鉄筋コンクリートに比して、引張鋼材断面積は著しく小さい。したがって、ひびわれから破壊までの間に引張鋼材ひずみは急激に増加する(図-8)¹¹⁾。これは腹鉄筋応力に関しては不利な結果を与えるものである。

b' ≡ “曲げせん断破壊” に対する有効幅である。この値はしばしば腹部幅 b_0 に等しいと仮定されているが、この幅は圧縮突縁に配置されている横方向鉄筋の関数であって、実際は b_0 より大きい。この値としては最少 $2b_0$ としてもよいであろう。

α ≡ 圧縮側コンクリート応力度分布形状に関する係数であって、圧縮縁コンクリート応力度を考慮して求められる必要がある。圧縮コンクリート部のせん断抵抗は、圧縮部コンクリート応力分布が矩形分布に近づくほど、増大するものである。

ψ ≡ 圧縮応力—せん断応力を受けるコンクリート強度関係を、コンクリート純圧縮強度との関係で与える係数であって、コンクリート破壊理論の適用式ごとに異なる結果を与える。

Walter は Mohr の理論を用いて次のように与えた。

$$\frac{1}{\psi} = 1 + 3.2 \left(\frac{Sd}{M} \right)^2 \dots\dots\dots (4)$$

ここに S : 全せん断力

一定曲げモーメントを考えると、同時に作用するせん断力 S が小さければ、 $\psi \approx 1.0$ となり、純曲げの場合に相当し、コンクリート圧縮強度は、 R_{ck}' のままでよい。もしせん断力 S が大きければ $\psi < 1.0$ となり、 R_{ck}' より小さい圧縮強度を用いる必要がある。

ϕ ≡ 圧縮合力と桁軸とのなす角度である。

圧縮部コンクリートのせん断力分担量 S_c にもっとも大きい影響を与えるものは x_s の値である。この圧縮コンクリート部の深さ x_s は、破壊時には傾斜ひびわれ発生時の約 1/2 にまで減少することもある。したがって、圧縮部コンクリートのせん断力分担 S_c を傾斜ひびわれ時のせん断力 S_{crack} に等しいと仮定することには疑問がある。したがって、腹鉄筋量の算定にあたって ACI の規準のように傾斜ひびわれ時(曲げせん断ひびわれまたは斜め引張ひびわれ)のせん断力 S_{crack} を設計せん断力 S から差し引いて、残りのせん断力を用いる方法は不適當であろうとされている¹⁷⁾。

(3) C区間でのプレストレスの影響

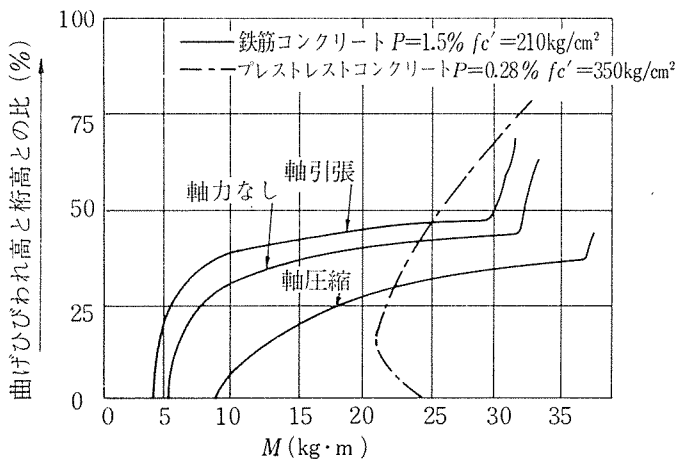
C区間すなわち曲げせん断ひびわれ発生区間におけるひびわれ状況は、プレストレスト コンクリート桁と鉄筋コンクリート桁とで著しい差は認められない。すなわち、P C緊張材引張力を所定値(100%)とした場合と、これを10%とした場合とで、ひびわれの傾斜にはあまり差はなく荷重点近くではいずれも45°に近い傾斜を示している。したがって、ひびわれ荷重と破壊荷重との間での鋼材ひずみが、鉄筋コンクリートの鉄筋ひずみとほとんど等しくなるほどにP C鋼材の外に普通鉄筋が配置されているならば、プレストレスト コンクリート桁とプレストレスの与えてない桁とについての腹鉄筋量は同一であってよい。

一般に用いられているP C鋼材と、わずかな普通鉄筋としか配置されていない場合には、プレストレスはせん断に対して有利に作用するものである。

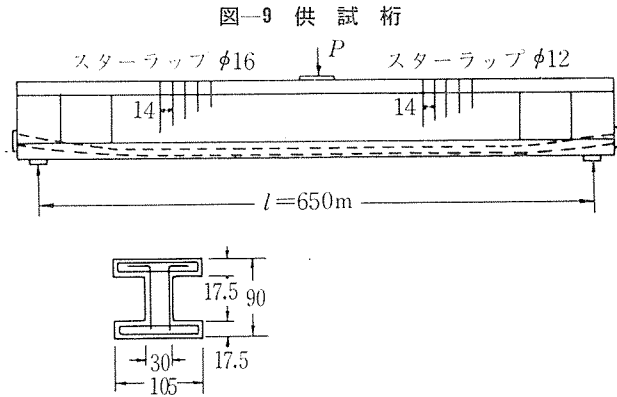
たとえば図-9に示す桁でプレストレスの値のみを変えて試験を実施した場合¹⁸⁾、次のような結果が得られた。

P C緊張材はすべて同一であって12.2mmのP C鋼線(引張強度140kg/mm²、降伏点応力125kg/mm²)12本であって、緊張力を許容緊張力の100%、50%、10%と変えた。この許容緊張力は203tである。桁はすべて同一であるが、桁半分にはスターラップを $p_{t0} = 0.53\%$ (降伏点

図-8 プレストレスト コンクリートでは曲げひびわれ発生と同時に、ひびわれは桁高の約1/2にまで達する



プレストレスト コンクリートの現況と展望



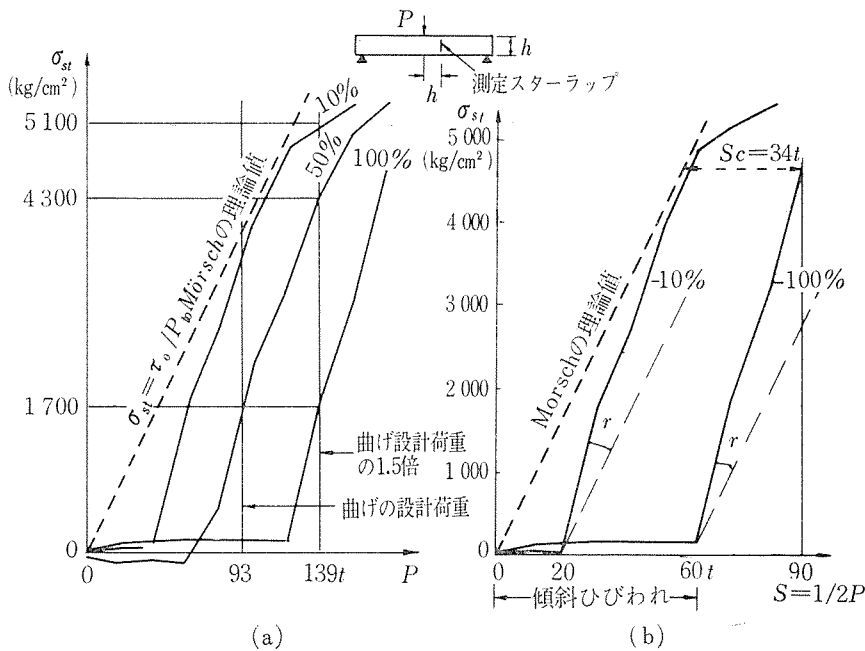
42 kg/mm², 直径 12 mm の鉄筋を間隔 14 cm で配置) で配置し, 残り半分には $p_{t0}=0.97\%$ (直径 16 mm の鉄筋を 14 cm 間隔配置) だけのスターラップを用いた。試験結果は表-1 のようである。

表-1 プレストレッシング力を変えた桁の試験結果

桁番号	プレストレッシング力百分率	コンクリート立方体強度 (kg/cm ²)	破壊荷重 (t)	破壊状況
1	100	311	193	曲げ
2	50	294	189	曲げせん断
3	10	354	173	斜め引張 (スターラップ降伏)

図-10 には中央載荷点から桁高だけ離れた断面でのスターラップ引張応力度と, 荷重との関係が示されている。この図から明らかなように, スターラップ引張応力度はプレストレッシング力の大きさに関係のあることが知れる。通常の使用荷重の 1.5 倍の荷重に対して, スターラップ引張応力度は次のようである。

図-10 スターラップ引張応力度

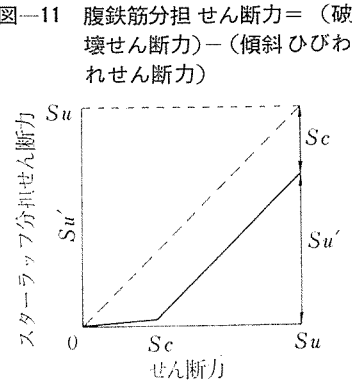


プレストレッシング力	100%	引張応力度	1 700 kg/cm ²
	50%		4 300 "
	10%		5 000 "

(降伏している)

スターラップ引張応力-荷重の曲線は, Ritter-Mörsch のトラス理論によるものに比較して, その傾斜は急である。このことは圧縮弦材の受持つせん断力は, 荷重増加とともに次第に減少し, せん断力はしだいに腹部のトラス部材で受持たれることを示している。

これに対し, ACI 規定の基礎となっている設計計算の基礎は図-11 に示すように, 腹部の分担するせん断力-荷重 (またはせん断力) 曲線はトラス理論によるものに平行であるとしている¹¹⁾。すなわち, この圧縮部で分担されるせん断力は一定であると仮定し, かつ曲げせん断ひびわれ, または斜め引張ひびわれの発生するときのせん断力と等しいとしている。



しかし図-10 によると, 次のようになっている。傾斜ひびわれ発生と同時にこれがスターラップを切ると, スターラップ応力度は急激に増加し, 100% プレストレッシング力 10% の桁では圧縮突縁部で分担されるせん断力は 0 に近づいている。

筆者の試験結果¹⁹⁾によると, 図-12 に示すようなプレテンションプレストレストコンクリート桁では, 表-2 のような結果が得られた。

腹鉄筋なき桁においては常にせん断引張破壊をおこし, 傾斜ひびわれの下端はほとんど水平に腹部と下突縁との接合面に沿って, 支点方向に成長した。

図-12 プレストレッシング力およびスターラップ間隔を変えた試験

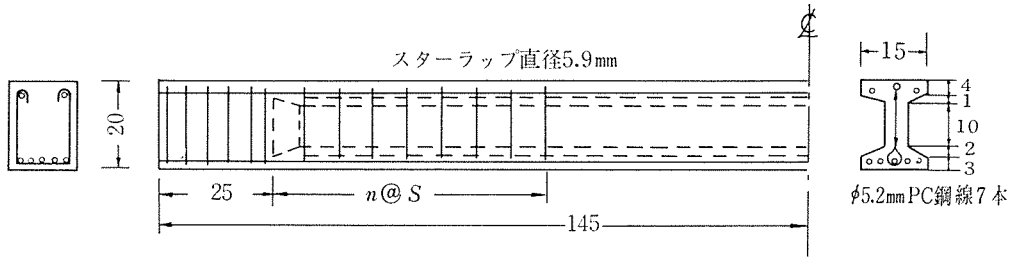


表-2 プレストレッシング力を変えた桁

桁番号	腹鉄筋間隔 (cm)	初プレストレッシング力 (t)	荷 重 (t)		
			曲 げ ひびわれ	傾 斜 ひびわれ	破 壊
1	腹鉄筋なし	16.8	3.38	4.50	5.12
2		16.8	3.10	4.60	4.68
5	腹鉄筋なし	8.4	2.44	3.20	4.52
6		8.4	2.35	3.20	5.05
9	腹鉄筋なし	1.4	1.16	2.20	3.11
10		1.4	1.12	2.20	2.53
3	11.0	16.8	3.20	4.60	6.36
4	11.0	16.8	3.40	4.80	6.54
7	8.0	8.4	2.20	3.20	6.32
8	8.0	8.4	2.15	3.00	6.35
11	6.0	1.4	1.14	2.20	6.17
12	6.0	1.4	0.98	2.40	5.83

腹鉄筋配置のある桁では常に曲げ破壊を生じたが、初引張力の小さい桁 No. 11, No. 12 では、曲げせん断破壊に近い破壊状態を示した。

この試験結果からも明らかなように、プレストレッシングのせん断破壊に対する影響の大きいことが明らかである。曲げ破壊をおこさせるためには、プレストレッシング力の減少とともに必要な腹鉄筋量は増加する。

プレストレッシング力の影響による圧縮部コンクリー

トの分担せん断力を次のように Thürlimann³⁾ は与えている。

$$S_c = \left(1 + \frac{P_e}{\sum T_{0.2}}\right) \tau_1 b_0 d \leq 1.5 \tau_1 b_0 d \dots \dots (5)$$

ここに、

P_e : 有効プレストレッシング力

$\sum T_{0.2}$: PC鋼材は降伏点応力度 (0.2%) に、普通引張鉄筋は降伏点応力度に、それぞれ達したときの、引張鋼材引張力

τ_1 : 腹鉄筋の計算を必要としない場合のせん断応力度、すなわち、コンクリート圧縮区間で受けられるせん断応力度

b_0 : 腹部幅

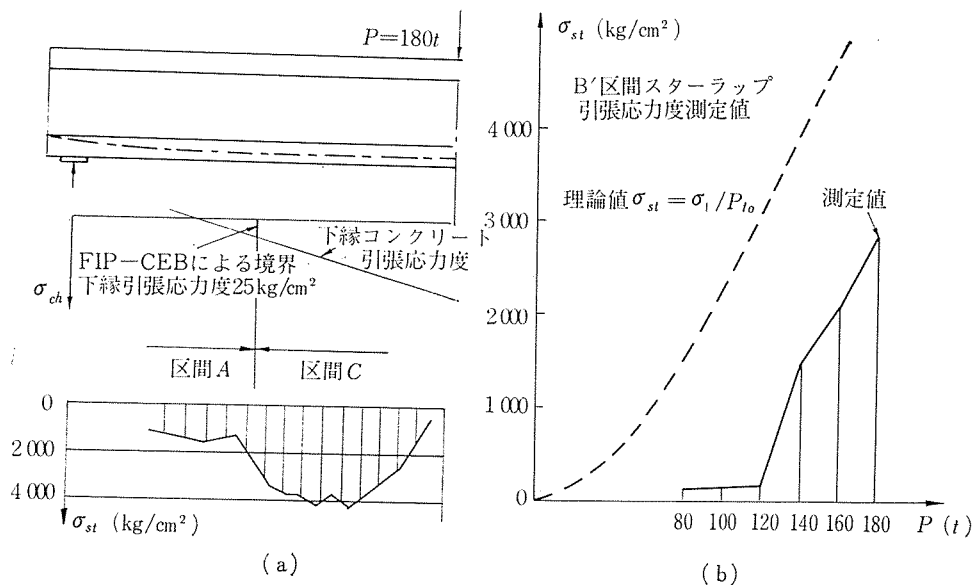
d : 有効高さ

式 (5) の () 内は曲げ圧縮部の高さを考慮に入れるためのものである。この式は設計計算には便利なものである。しかしながら、C区間における腹鉄筋応力度に対する、軸方向引張鋼材断面比およびプレストレッシング力の影響に関して、さらに研究が必要であろう。

(4) 腹部の寄与

プレストレスト コンクリート桁では、B区間における圧縮斜材の傾斜は 45° より小さいことにとくに注意す

図-13 スターラップ測定引張応力度



プレストレスト コンクリートの現況と展望

る必要がある。

B区間での傾斜ひびわれ(斜め引張ひびわれ)の傾斜は45°より小さいので、腹部の引張力は小さく、スターラップは非常に小さい引張応力度しか受けない。これは図-13(a)に示されている。この図は前記 Leonhardt の試験での100%プレストレスング桁についての測定結果である。図には桁破壊前のスターラップ最大引張応力度の分布が示されている。このスターラップ引張応力度の分布はB区間とC区間とで明確な相違のあることがわかる。

区間Bでのスターラップ引張応力度の平均値は、区間Cでの平均値の1/3以下である。作用するせん断力はこの試験では両区間にわたって同一であるが、スターラップ引張応力度については著しい差がある。すなわち、B区間では、ひびわれなき上下突縁のせん断力分担が大きく、腹部の分担すべきせん断力は小さいことを示している。

この試験桁では、P C緊張材端定着が桁端下方にあって、B区間での圧縮合力の傾斜は急である。このため腹部の分担すべきせん断力は著しく減少させられている。

またスターラップ引張応力度の測定値は、斜め引張応力度 σ_1 をもととして計算された値と比較して著しく小さい値である(図-13(b))。すなわち、この場合に必要な腹鉄筋量は斜め引張応力度 σ_1 をもととして求めたものよりも相当少量でよいことになる。

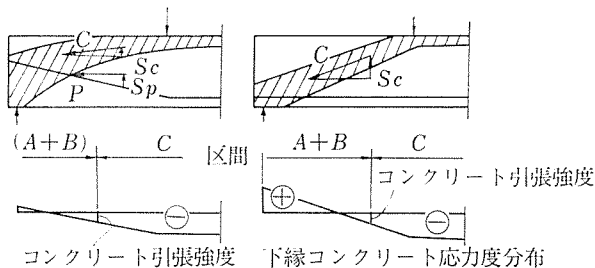
(5) P C 緊張材の傾斜

桁端付近での傾斜P C緊張材と、連続桁中間支点近くまたは集中荷重作用点近くでの傾斜P C緊張材とではその作用が異なる。

a) 桁端付近での傾斜したP C緊張材 桁端付近での傾斜P C緊張材は必ずしもせん断耐力を増加させるものでないことが実験で明らかとされている⁹⁾。

この理由は図-14によって説明できる。すなわち、P C緊張材を弯曲配置してある場合、これが引張力の鉛直成分 S_p がせん断力の一部を分担しているが、圧縮部コンクリート(図中のハッチ区間)の傾斜は減少するため、この圧縮合力の鉛直成分 S_c は小さく、コンクリートの分担せん断力は減少する。これに対して、P C緊張

図-14 P C 緊張材傾斜の影響

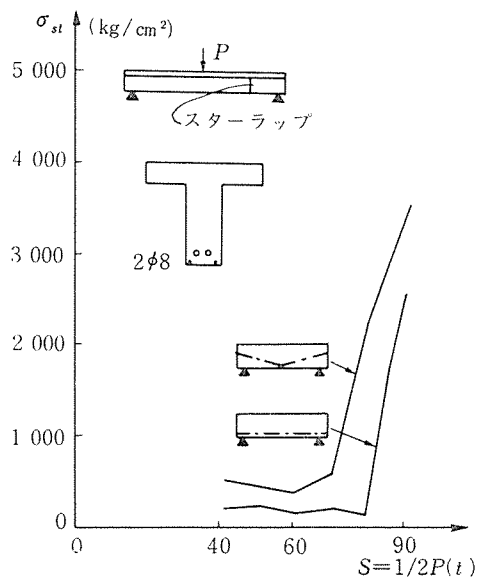


材が水平に配置されている場合、 $S_p=0$ であるが、圧縮合力の傾斜は急であるため S_c は大となる。すなわち、P C緊張材弯曲配置の場合、合成圧縮力の鉛直成分すなわちコンクリートの分担するせん断力が減少し、ために桁のせん断力の低下のおこることもある。

さらにまた A, B 区間とC区間との境界断面は支点方向にP C緊張材弯曲配置ではおこる。すなわち、曲げせん断ひびわれ区間がこの場合には広くなり、必要な腹鉄筋断面積も直線配置P C緊張材の場合より増加することになる。

このことは、特にT断面の桁の場合に重要なことである。図-15に示すものは Leonhardt¹⁾の示した実験結果の一例であって、腹部幅 $b_0=30\text{ cm}$ の T断面桁でP C緊張材のみの配置が、直線配置と折曲げ配置の場合について、同一配置のスターラップの引張応力度を測定したものである。

図-15 スターラップ応力度

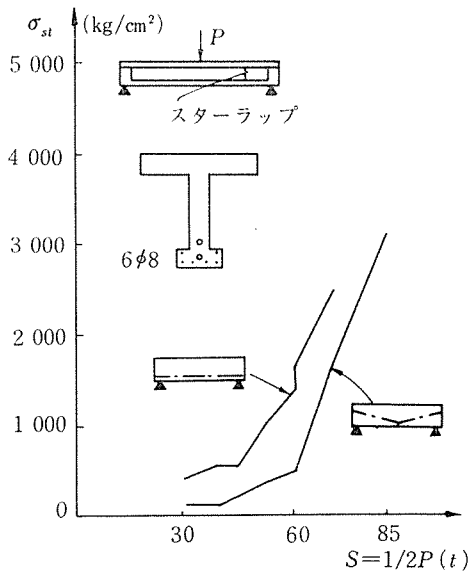


この結果から明らかなことは傾斜P C緊張材配置の場合の方が大きいスターラップ引張応力度を示している。これは傾斜配置の傾斜ひびわれ荷重が小さいことによるものである。

図-16はI断面とし、腹部幅はさらに狭く $b_0=15\text{ cm}$ とし、下突縁として $40 \times 15\text{ cm}$ を付加し、さらに鉄筋直径 8 mm を6本加えた傾斜P C緊張材配置の場合が、直線配置の場合よりも、スターラップ引張応力度が小さいことを示している。これは下突縁の曲げひびわれ発生は傾斜配置の場合の方が小さい荷重において生ずるが、引張鉄筋の作用により、この曲げひびわれが腹部で曲げせん断ひびわれに発達するのが遅れるからである。

以上のことから、P C緊張材の配置されていない引張

図-16 スターラップ応力度



突縁中に普通引張鉄筋を配置しておくことが、せん断耐力を増加させるのに重要であることが明らかである。したがって、P C緊張材をすべて曲げ上げることなく、その一部は引張突縁中に直線状に配置しておくことが望ましいものである。これが不可能な場合には普通鉄筋を引張突縁中に配置するのがよい。

b) 連続桁中間支点付近での傾斜P C緊張材または集中荷重作用点近くでの傾斜P C緊張材(C区間) 連続桁中間支点付近では一般に図-17に示すようなP C緊張材弯曲配置を実施し、設計断面についてプレストレスング力の分担せん断力 S_p を利用している。

図-17 連続桁, P C 緊張材による分担せん断力 S_p

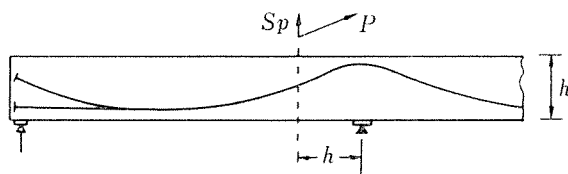


図-18には Leonhardt¹⁾の示した直線配置と折曲げ配置との場合の比較試験結果が示してある。スターラップの最大応力度については、傾斜配置の方が有利となっている。

傾斜P C 緊張材配置によるせん断力分担は 16 t をこえない。しかしながら、中央支点から桁高の 1/2 だけ離れた断面においては 27 t である。すなわち、この傾斜配置の作用は前述の場合と同じくコンクリート圧縮部の分担せん断力 S_c の減少によって、あまり有効とされていないのであろうと考えられる。

図-19では T 断面で引張鉄筋を 2φ8 mm に減少させた場合が示してあり、スターラップ引張応力度に関し

図-18 スターラップ応力度

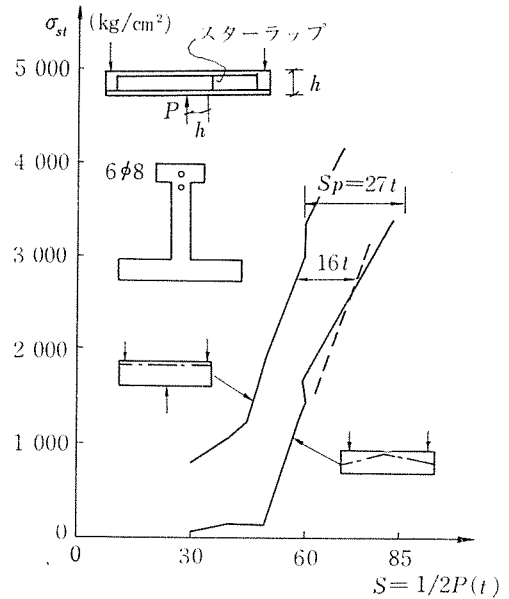
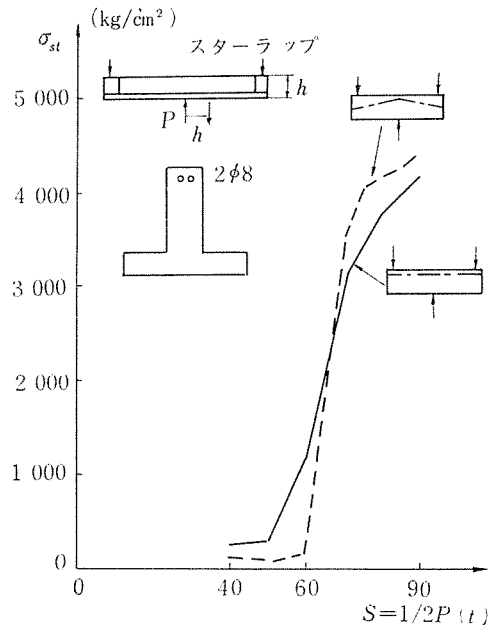


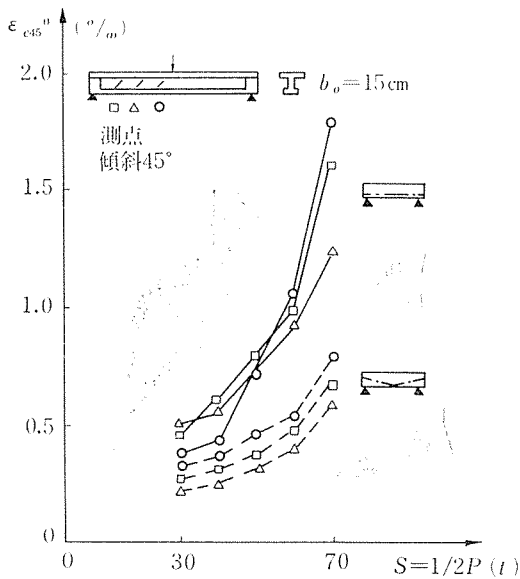
図-19 スターラップ応力度



ては、P C鋼材のせん断分担 S_p の効果はほとんど認められなくなっている。とくに破壊近くでは傾斜配置の場合の方がスターラップ応力度は大となっている。このような結果は、ひびわれ後の引張鋼材のひずみが大きくなっていることによるものである。すなわち、この場合にも傾斜配置のP C緊張材せん断分担能力を有効に利用するためには、引張縁に沿って引張鋼材が配置されていることの重要性を認めさせるものである。

傾斜P C緊張材が腹部に生ずる引き張を減少させるのに場合によっては完全に役立たないとしても、腹部の斜め圧縮応力度を減少させるには非常に役立っている。図-20には¹⁾、斜め圧縮ひずみを測定した結果が示されて

図-20 腹部コンクリートのひずみ



いる。これによると傾斜PC緊張材配置での斜め圧縮力は腹部全体については直線PC緊張材配置の場合の1/2以下である。桁破壊時直線配置桁では、腹部コンクリートの圧縮破壊によっている。このときの計算せん断応力度 τ_0 は、70 kg/cm²であるが、斜め圧縮応力度は約220 kg/cm²(立方体コンクリート圧縮強度 300 kg/cm²)となっており、 τ_0 の約3倍である。

これに対して傾斜配置の場合には斜め圧縮応力度は τ_0 の約1.3倍である。

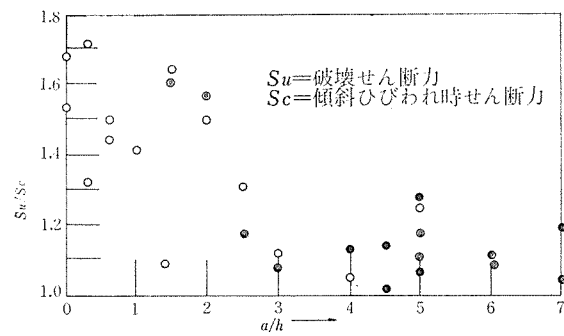
以上のことから、腹部の圧縮に関しては傾斜PC緊張材配置は有利であることが明らかである。

4. 傾斜ひびわれせん断力および腹鉄筋算定

腹鉄筋配置のないPC桁では、一般に傾斜ひびわれと同時にせん断による破壊をおこすものである。しかし、 M/Sh (集中荷重載荷時には載荷点と支点との距離を a とすると、これは a/h となる。この場合 a をせん断スパンと呼ぶ)が大きい場合には最初の傾斜ひびわれ発生と同時に桁は破壊を起すが、このせん断スパンの小さい場合には、最初の傾斜ひびわれが生じて、ただちに桁は破壊せず、さらにせん断力を増加させることが可能である。

図-21は筆者の実験結果¹⁹⁾を示したものであって、横軸に a/h を、縦軸には、破壊せん断力と最初の傾斜ひびわれ発生時せん断力との比を示してある。これによると、 $a/h \geq 2.5$ 以上の場合には最初の傾斜ひびわれ発生とほとんど同時に桁は破壊している。しかし $a/h < 2.5$ の場合、最初の傾斜ひびわれから破壊まではある程度の余裕があるが、この余裕は非常にばらついており、あまり信頼できないようである。それで多くの場合、こ

図-21 S_u/S_c と a/h との関係



の最初の傾斜ひびわれと同時に、腹鉄筋配置のない桁は破壊するものとするのが一般である。

以上の理由でこの傾斜ひびわれ発生時せん断力の計算法に関する研究が実施されてきた^{20), 21), 23), 24), 25), 26), 27)}。

これら各種研究結果によって提案されている傾斜ひびわれ(曲げせん断ひびわれおよび斜め引張ひびわれ)時のせん断力計算式には、コンクリート引張強度とともに a/h (または a/d)時には M/Sd が含まれており、傾斜ひびわれ発生に対する曲げの影響を考慮に入れている。

特にアメリカACI²⁵⁾およびイギリスのコンクリート構造物の規定²⁶⁾では、曲げせん断ひびわれ発生時と、斜め引張ひびわれ発生時とは異なる計算式を与えている。

すなわち、曲げせん断ひびわれ発生時せん断力に関しては、 M/S および、ひびわれモーメントが含まれており、斜め引張ひびわれ発生時せん断力に関しては断面図心における斜め引張応力度 σ_1 が基準となるようにしてある。すでに1.で述べたようにせん断力による傾斜ひびわれには2種類あるのであるから、別々の方法でこれを検討することは合理的であるといえる。

傾斜ひびわれ発生時せん断力に関しての計算式は非常に多数発表されているが、同一条件でこれらを適用しても、その結果は非常に異なっている²⁷⁾。

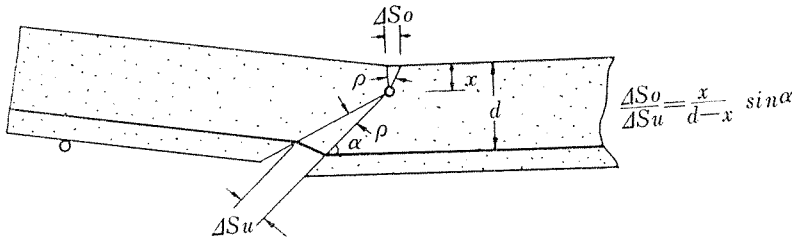
以上のように腹鉄筋配置なき桁では、傾斜ひびわれと同時に桁は破壊するから、この傾斜ひびわれ時せん断力は、腹鉄筋の必要量を算定するにあたって重要である。

すなわち、傾斜ひびわれ発生時せん断力より大きいせん断力を受けるならば、当然腹鉄筋を配置する必要がある。

すでに図-11において説明したようにACI 規準の基本的考え方は、腹鉄筋の分担するせん断力は、破壊時せん断力から、傾斜ひびわれ発生せん断力を差し引いたものとしている。したがって、傾斜ひびわれ発生時せん断力を計算で求めることが必要となるのである。

腹鉄筋配置のある桁では一般に曲げせん断破壊をおこすものである。

図一22 回転 ρ および適合条件



3.2 においてすでに述べたように、このような破壊を検討するにあたっては、常にひびわれ断面における変形の適合条件とともに、つり合条件をも考慮する必要がある^{(12), (13), (14), (15), (16)}。

各研究者によって提案されている計算式の仮定には多少の差はあるが、1) せん断応力度と軸方向応力度を同時に受ける圧縮部コンクリート強度の決定、2) 傾斜ひびわれ断面においては、平面保持は成立しないので、圧縮側コンクリート変形と、引張鋼材変形（付着を考慮して抜き量をも含ませる）とを求め、ひびわれ上端部点についてのせん断回転を等置して、中立軸位置を定め（図一22、3）、1) で求めたコンクリート強度をコンクリート圧縮区間に等分布と仮定、腹鉄筋をも考慮して、引張鉄筋圆心に関するモーメントを求め、破壊モーメントを定める。

以上の方法による計算式は非常に複雑であって、一般の設計計算には、ほとんど適用できないものである。

それで ACI、イギリス規準のように傾斜ひびわれせん断力を破壊時せん断力から差し引いた残りに対し、つり合条件のみを考慮して腹鉄筋を定める方法が提案されている。あるいは FIP-CEB のように実験結果により Ritter-Mörsch トラス理論を補正するものがある。これらについては、7 において述べる。

5. せん断圧縮破壊（斜め圧縮破壊）

腹部幅のせまい、大きいプレストレスの与えられている桁で、せん断力の大きい区間で腹鉄筋量の大きい場合には斜め引張ひびわれが発生したあとで、この傾斜ひびわれ間コンクリートは、トラスの圧縮斜材として大きい圧縮応力度を受け破壊する。

この圧縮斜材に作用する圧縮応力度の値は次の事項に関係する。

① 腹鉄筋の傾斜角：ひびわれ傾斜角を 45° と仮定し鉛直スターラップを用いた場合の圧縮応力度は、 45° 傾斜スターラップを用いた場合の圧縮応力度の2倍である。

② PC緊張材の傾斜角

③ せん断による傾斜ひびわれの角度：これはさらに

フランジ幅 b 、腹部幅 b_0 の比 b/b_0 、プレストレスの程度、等に関係がある。

ひびわれ発生後の斜め圧縮応力度を正確に計算することは困難であり、またこの圧縮応力度は、荷重とは比例していない。圧縮突縁部コンクリートの分担するせん断力 S_c は荷重増とともに低下するので、腹部材が分担すべきせん断力分はしだいに増加することになる（図一23）。

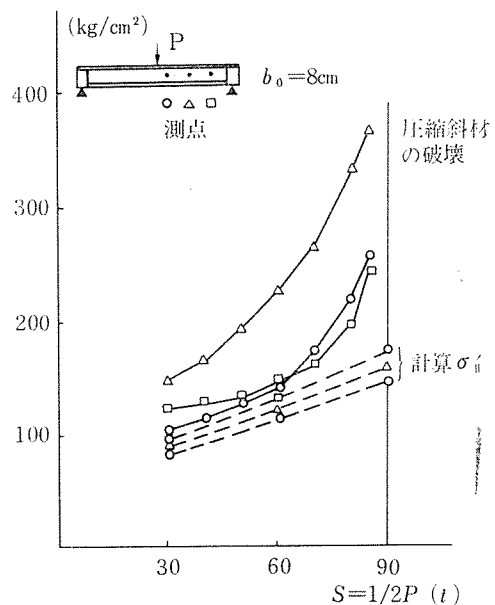
せん断圧縮破壊をおこす桁についての試験結果²⁹⁾によると、圧縮時の公称せん断応力度は、次のようである。

平均公称せん断応力度

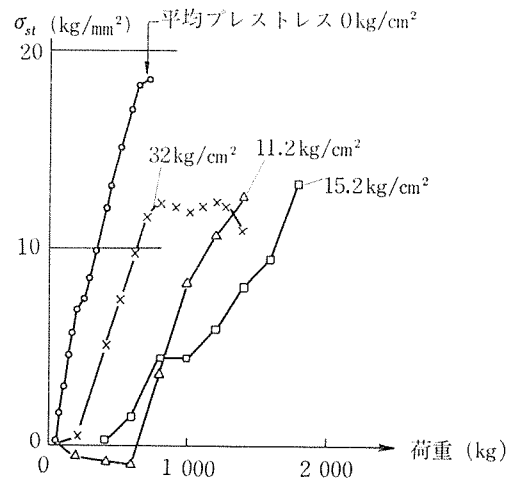
$$\tau = \frac{S_u}{b_0 d} = 0.347 \times (\text{円柱圧縮強度})$$

標準偏差 = $0.083 \times (\text{円柱圧縮強度})$

図一23 腹部傾斜圧縮応力度



図一24 平均プレストレスのスターラップ応力 σ_{st} に及ぼす影響



プレストレスト コンクリートの現況と展望

またこの破壊時公称せん断応力度は円柱圧縮強度の、0.255~0.631 倍の範囲にある。

プレストレスの増加によってひびわれの傾斜角は減少し、腹鉄筋引張応力度は減少するが、圧縮斜材の圧縮応力度は増大する(図-24)。せん断圧縮破壊を生ずる桁における腹部のせん断抵抗は傾斜コンクリート圧縮斜材の抵抗力によって定まる。よって腹部高さの高い場合には圧縮材としての座屈の影響をも考慮して腹部のせん断分担力をコンクリート圧縮破壊時について、求めることができる。このような考え方をを用いて腹部のせん断圧縮破壊を生ずる場合の公称せん断応力度を、コンクリートの圧縮強度および有効プレストレスの関数で与えることも可能である。

しかし実用設計計算にあたっては、許容される最大せん断応力度を安全側に規定しておく方が便利である。

6. せん断における疲労

せん断についての疲労の研究例は非常にその数が少ない。Price と Edwards³⁰⁾ の実施した研究結果によると次のような結論が得られている(試験桁は図-25 に示してある)。

1) 繰返し荷重作用を受けて、P C桁の傾斜ひびわれ荷重は静的載荷試験時の傾斜ひびわれ荷重より低下することがある。P C桁の腹部におけるコンクリートの疲労引張強度は、同じコンクリートを用いたコンクリート供試体についての疲労引張強度より相当大きいものである。

2) 繰返し載荷を作用させてもひびわれの生じなかった桁では、その後静的載荷試験を実施したとき、傾斜ひびわれ発生荷重は、繰返し載荷をうけなかったものと著しい差は認められない。しかし、前に繰返し載荷を

表-3 疲労試験結果

桁番号	最大荷重 $\frac{S_{max}}{S_u}$ (%)	最初のスターラップ切断 時繰返し回数 N_1		桁の破壊時 繰返し回数 N_f	桁破壊時切 断スターラ ップ本数
		W 側	E 側		
S ₃	63	1 007 000	—	2 700 000	4
S ₁₀	63	3 871 000*	3 871 000*	3 871 000**	—
S ₁₂	63	808 500	2 815 000	4 962 000**	—
S ₁₃	63	3 932 000*	3 932 000	3 932 000**	—
S ₄	70	—	463 000	828 000	4
S ₆	70	304 000	285 000	350 000	4
S ₉	70	240 000	631 000	734 000	4
S ₁₅	70	320 200	503 400	1 010 000	4
S ₂	77	—	159 000	226 000	2
S ₇	77	83 000	130 000	137 000	2
S ₁₄	77	34 000	—	48 600	2
S ₁₆	77	79 300	56 100	82 000	2
S ₁₁	77	—	—	2 800	—

* スターラップ切断前に試験中止

** 桁破壊前に試験中止

試験時の最少荷重は、 $S_{min}/S_u=0.25$

平均静的破壊 $S_u=7 246 \text{ kg}$

受けた桁では傾斜ひびわれ荷重は影響されないが、ひびわれ発生後のひびわれ進展状況は著しく影響される。したがって、その後の桁のせん断疲労に対しては有害な影響を与える。

3) 傾斜ひびわれ幅は繰返し荷重の影響を受けて著しく増加する。

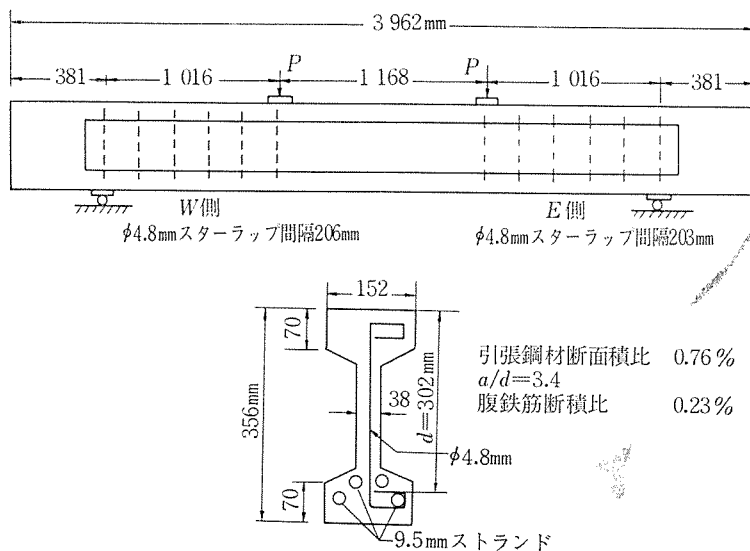
傾斜ひびわれ発生時のコンクリート引張強度は 3×10^6 回の繰返し載荷時で、静的引張強度の約75%と考えられる。すなわち、一般の無筋コンクリートの曲げ引張りの疲労強度は静的試験値の60%程度であるから、この値は相当大きい。

傾斜ひびわれを最初の載荷で発生させた桁では、繰返し荷重をうけると、ひびわれの上下両端はそれぞれ載荷点および支点に向かって進展した。しかし10000回程度の繰返し後はスターラップ切断が生ずるまでは、ひびわれの著しい進行は認められなかった。

スターラップひずみ測定結果でも、繰返し載荷によって著しい増加は認められず、ある場合には最初の載荷時に測定された値以下となったこともある。傾斜ひびわれ幅が繰返し載荷によって著しいに増大(一般に最初の載荷時のひびわれ幅の2倍となっている)するのは、スターラップとコンクリートとの付着破壊によるものと考えられる。最初のスターラップ切断と同時に、傾斜ひびわれ幅は著しく増加する。傾斜ひびわれを有する桁の疲労試験結果は表-3に示してある。

試験桁の最終的破壊は常にコンクリートの

図-25 疲労試験桁



圧縮破壊によって生じているが、スターラップの疲労による切断が、あらゆる桁について破壊の前徴と考えてよい。

せん断疲労破壊に関する研究結果の例は少ないので将来はこの方面の研究の発展が大いに望まれる。

7. 各種規準によるせん断に関する設計法

最近の研究結果を考慮に入れたせん断に関する設計法を示した規準を以下簡単に述べ、これらと比較するものとする。

(1) ACI Code (1971)

せん断応力度は次式で計算される。

$$\tau_u = S_u / b_0 d \cdot \phi \dots\dots\dots (6)$$

ここに $\phi = 0.85$

S_u : 破壊を検討する載荷時のせん断力

基本的には $1.4D + 1.7L$ である (D : 永久荷重, L : 変動荷重)。

d : 有効高さまたは桁高の 0.8 倍, いずれか大きい値

支点から桁高の 1/2 だけ離れた区間での検討には, この桁高の 1/2 だけ支点から離れた断面でのせん断力を用いる。特別な検討をする場合, 次式で τ_{ci} または τ_{cw} いずれか小さい値を求め, これを τ_c とする。

$$\tau_{ci} = 0.159 \sqrt{f_c'} + \frac{S_d + (S_l M_{cr} / M_l)}{b_0 d} > 0.451 \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (7)$$

ここに, $M_{cr} = (1.59 \sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) \left(\frac{I}{y_t} \right)$

S_d : 永久荷重による設計せん断力

S_l : M_l と同時に作用している考える断面のせん断力

M_l : 外荷重による設計最大モーメント

M_{cr} : ひびわれモーメント

f_{pe} : 荷重により引張応力の作用する縁の有効プレストレス

f_d : 永久荷重による曲げ引張応力度

f_c' : コンクリート圧縮強度

以上で設計モーメント, 設計せん断力とは, 破壊安全度を検討するため, 永久荷重および変動荷重に荷重項を乗じたものに相応して定めてある値のことである。

$$\tau_{cw} = 0.928 \sqrt{f_c'} + 0.3 f_{pe} + \frac{S_p}{b_0 d} \dots\dots\dots (8)$$

ここに, f_{pe} : 断面図心, または断面図心がフランジ中にある場合はフランジとウェブとの接合面におけるコンクリート圧縮応力度 (有効プレストレス)

S_p : 弯曲配置された P C 緊張材有効プレス

トレッシング力の鉛直成分

以上式 (7) または式 (8) で求められた値の小さい方を τ_c とし, もし τ_u が τ_c より大きい場合には, 腹鉄筋を次式で求め配置する (腹鉄筋断面積 A_v , 間隔 s の場合)。

(1) 鉛直スターラップ

$$A_v = \frac{(\tau_u - \tau_c)}{f_y} \cdot b_0 s \dots\dots\dots (9a)$$

(2) 傾斜スターラップ (傾斜角 α)

$$A_v = \frac{(\tau_u - \tau_c) b_0 s}{f_y (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (9b)$$

ここに, f_y : 腹鉄筋降伏点応力度

腹鉄筋配置間隔について次のように規定されている。

$(\tau_u - \tau_c) \geq 1.06 \sqrt{f_c'}$ に対し, 鉛直スターラップでは, 間隔は桁高の 0.75 倍, かつ 60 cm 以下と規定されている一般の場合の 1/2 とする。

$(\tau_u - \tau_c)$ の値は $2.12 \sqrt{f_c'}$ をこえてはならない。

最少腹鉄筋断面積の規定

次の場合を除き最少規定腹鉄筋を配置する。

- a) スラブ, フーチング
- b) コンクリート ジョイスト床
- c) 桁高が 25 cm をこえず, 桁高がフランジ厚さの 2.5 倍またはウェブ幅の 1/2 以下の桁
- d) τ_u が τ_c の 1/2 以下の区間

計算上必要な場合, または上記以外の場合には, 次の最少腹鉄筋量を配置しなければならない。

$$\left. \begin{aligned} A_v &= 3.52 \frac{b_0 s}{f_y} \\ \text{または } A_v &= \frac{A_s^* f_s'}{80} \frac{s}{f_y} \frac{s}{d} \sqrt{\frac{d}{b_0}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

ここに A_s^* : P C 鋼材断面積

f_s' : P C 鋼材引張強度

式 (7) は曲げせん断ひびわれが, 式 (8) は斜め引張ひびわれが発生するときのせん断応力度を定めるための式である。コンクリート部分の分担するせん断応力度は, この傾斜ひびわれ発生時のせん断力と等しいとし, これを破壊時せん断応力度から差し引いて式 (9) によって腹鉄筋必要量を求めている。

式 (8) の斜め引張ひびわれ発生時せん断応力度を定める式は, 断面図心における斜め引張応力度が $1.06 \sqrt{f_c'}$ に大体等しくなる時のものである。

(2) FIP-CEB 規準 (1970)

検討区間の分割

○区間 A, B : 引張縁コンクリートに曲げひびわれは生じていない区間

○区間 C : 引張縁コンクリートに曲げひびわれの生じている区間

両区間の境界断面位置を定めるは, 一般には $1.5(D$

プレストレスト コンクリートの現況と展望

+L) の荷重作用による引張縁 コンクリート引張応力度がコンクリートの引張特性強度（これを下まわる確率は1/20）となる断面を求める。

破壊安全度を検討する場合のせん断力は、

$$S_u^* = S^* - S_p^*$$

ここに、 S^* 、 S_p^* はそれぞれ破壊検討用荷重および有効プレストレッシングに 0.9 を乗じた値の鉛直成分

a) A, B 区間での検討

1) コンクリートについての検討：

$$\left. \begin{aligned} \sigma_I^* < 0.125 R_c'^* \text{ のとき } \sigma_{II}^* < R_c'^* - 4\sigma_I^* \\ \sigma_I^* > 0.125 R_c'^* \text{ のとき } \sigma_{II}^* < 0.0625 \frac{R_c'^*}{\sigma_I^*} R_c'^* \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11 a)$$

横方向プレストレッシングなき場合（一般の桁で鉛直方向プレストレッシングなき場合）第二の条件式は、

$$\tau^* < 0.25 R_b'^* \dots\dots\dots(11 b)$$

ここに

$$\tau^* = \frac{S_u^* \cdot Q}{b_0 I}$$

（ひびわれなき断面として、断面図心位置での破壊荷重作用時せん断応力度を一般には求める）

$R_c'^*$ ：コンクリートの設計計算用圧縮強度。一般には、 \equiv (コンクリート圧縮強度特性値)1.5 とする。圧縮強度特性値とはこれを下まわる確率が 1/20

$\sigma_I^*, \sigma_{II}^*$ ：一般にはひびわれなき断面図心における破壊荷重作用時（プレストレッシング力は理論有効プレストレッシング力の 0.9 倍）の斜め引張応力度と、斜め圧縮応力度

2) 腹鉄筋断面積についての検討

腹鉄筋断面積比 $p_{t0} = A_t / sb_0 \sin \alpha$

A_t ：腹鉄筋断面積， s ：腹鉄筋配置間隔

α ：鉄筋傾斜角

$$p_{t0} R_{st}^* = \frac{(\sigma_I^* - 0.5 \sqrt{R_{ck}'}) \cos \varphi}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \varphi)} \dots\dots\dots(12)$$

ここに、 R_{st}^* ：腹鉄筋降伏点応力度の計算用値，一般には=(降伏点応力度の特性値)/1.15

R_{ck}' ：コンクリート特性圧縮強度

φ ：斜め圧縮応力度と部材軸とのなす角

鉛直スターラップの場合は $\alpha = 90^\circ$ とおいて、

$$p_{t0} R_{st}^* = \sigma_I^* - 0.5 \sqrt{R_{ck}'} \dots\dots\dots(13)$$

b) C区間での検討

1) コンクリートについての検討：

○鉛直スターラップ配置の場合

$$\left. \begin{aligned} \tau_0^* = \frac{S_u^*}{b_0 d} < 0.20 R_c'^* \\ \text{かつ } < 50 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14 a)$$

○45° 傾斜スターラップ配置の場合

$$\left. \begin{aligned} \tau_0^* = \frac{S_u^*}{b_0 d} < 0.25 R_c'^* \\ \text{かつ } < 60 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14 b)$$

2) 腹鉄筋断面積についての検討：

$$p_{t0} = \frac{A_t}{b_0 s \sin \alpha} = \eta \frac{1.15 \tau_0^*}{R_{st}^*} \dots\dots\dots(15)$$

ここに、 η ：トラス理論に対する補正係数

$$\eta = 1 - 0.4 \frac{\sqrt{R_{ck}'}}{\tau_0^*} \left(1 + 2 \frac{\sigma_0^*}{R_c'^*} \right) \dots\dots\dots(16)$$

σ_0^* ：平均有効プレストレスに 0.9 を乗じた値
最少腹鉄筋断面積比は次のようである。

$$p_{t \min} = 0.25 R_{ck} / R_{st} \dots\dots\dots(17)$$

R_{ck} ：コンクリート特性引張強度

R_{st} ：腹鉄筋特性降伏点応力度

軟鋼丸鋼の場合 $p_{t \min} : 0.25\%$

高強度異形鋼の場合 $p_{t \min} : 0.14\%$

計算で求めた p_{t0} が、最少鉄筋量以下となるときは、スターラップの間隔は有効高さ以下または桁高の 85% 以下とする。

計算で求めた p_{t0} が最少鉄筋量以上のときはスターラップ間隔は、せん断力の大きさに応じて上部の値を減少させる。一般の場合 A, B 区間では 30 cm 以下、C 区間では、

$$45 - 30 \tau_0^* / \tau_{0 \max}^* \text{ (cm)}$$

以下とする。 $\tau_{0 \max}^*$ は式 (14 a), (14 b) に与えた τ_0^* の制限値である。

スターラップの間隔は、すべての区間について $4b_0$ 以下、特に C 区間では

$$b_0 \left(5 - 2 \frac{\tau_0^*}{\tau_{0 \max}^*} \right)$$

以下とするのがよい。

A, B 区間すなわち斜め引張りひびわれ発生区間について、コンクリートに関する検討式 (11) は、コンクリート破壊に関する理論を、次のように仮定している (図—26)。

単純引張り，単純圧縮に関するものは中心 I_2, I_1 で表わされる円である。破壊エンベロップは引張区間では単純引張りに関する円に接する円弧であり，圧縮区間では単純圧縮円に接する直線とする。

上記引張区間でのエンベロップの円の中心を I_0 とする。 I_0 の座標および半径とは次のようになる。

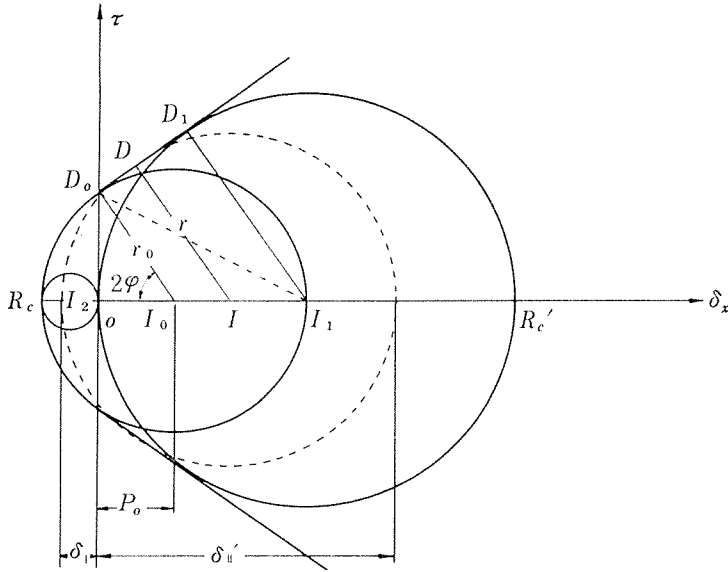
$$p_0 = R_b' / 4 - R_b' / 2 \dots\dots\dots(18)$$

$$r_0 = p_0 / \cos 2\varphi \dots\dots\dots(19)$$

前記エンベロップと座標正区間で D 点において接する円（中心 I の座標 p ）に関して

$$r = r_0 + (p - p_0) \cos 2\varphi \dots\dots\dots(20)$$

図-26 モールの円 (R_c' : 圧縮強度, R_c : 引張強度)



この円についての主応力度 σ_I, σ_{II}' を用い、

$$r = \frac{\sigma_I + \sigma_{II}'}{2}, \quad p = \frac{\sigma_I + \sigma_{II}'}{2} - \sigma_I = \frac{\sigma_{II}' - \sigma_I}{2} \dots\dots\dots (21)$$

式 (20) に、式 (18), (19), (21) を代入書換える。

$$\begin{aligned} \sigma_I \left(\frac{1 + \cos 2\varphi}{2} \right) + \sigma_{II}' \left(\frac{1 - \cos 2\varphi}{2} \right) \\ = p_0 \left(\frac{1}{\cos 2\varphi} - \cos 2\varphi \right) \\ = \left(\frac{R_c'}{4} - \frac{R_c}{2} \right) \left(\frac{1}{\cos 2\varphi} - \cos 2\varphi \right) \dots\dots\dots (22) \end{aligned}$$

I_1D_0 線は角 OI_1D_1 の二等分線であり、 OI 線と角 α をなす。よって

$$I_0I_1 \cos 2\varphi + I_0D_0 = \frac{R_c'}{2}$$

よって $I_0I_1 = \frac{R_c'}{2(1 + \cos 2\varphi)}$

$$OI_0 = OI_1 - I_0I_1 = \frac{R_c' \cdot \cos 2\varphi}{2(1 + \cos 2\varphi)}$$

$$\begin{aligned} I_0D_0 = I_0I_1 = \frac{R_c'}{2(1 + \cos 2\varphi)} \\ = R_c + OI_0 = R_c + \frac{R_c'}{2} \frac{\cos 2\varphi}{1 + \cos 2\varphi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{よって, } R_c &= \frac{R_c'}{2} \left(\frac{1}{1 + \cos 2\varphi} - \frac{\cos 2\varphi}{1 + \cos 2\varphi} \right) \\ &= \frac{R_c'}{2} \tan^2 \varphi \end{aligned}$$

書換えて、

$$\cos 2\varphi = \frac{1 - 2(R_c/R_c')}{1 + 2(R_c/R_c')} \dots\dots\dots (23)$$

よって、

$$\frac{1 + \cos 2\varphi}{2} = \frac{1}{1 + 2(R_c/R_c')},$$

$$\frac{1 - \cos 2\varphi}{2} = \frac{2(R_c/R_c')}{1 + 2(R_c/R_c')}$$

よって、式 (22) は次のようになる。

$$\begin{aligned} \sigma_I \frac{1}{1 + 2(R_c/R_c')} + \sigma_{II}' \frac{2(R_c/R_c')}{1 + 2(R_c/R_c')} \\ = 2R_c' \frac{(R_c/R_c')}{1 + 2(R_c/R_c')} \end{aligned}$$

すなわち、

$$\sigma_I + 2 \frac{R_c}{R_c'} \cdot \sigma_{II}' = 2R_c' \left(\frac{R_c}{R_c'} \right) \dots\dots\dots (24)$$

$$\sigma_{II}' = R_c' - \frac{1}{2} \left(\frac{R_c'}{R_c} \right) \sigma_I \dots\dots\dots (25)$$

よってエンベロップが座標の正区間、すなわち $\sigma_I < R_c$ の場合、圧縮破壊を生じないための条件は式 (25) により、

$$\sigma_{II}' < R_c' - \frac{1}{2} \left(\frac{R_c'}{R_c} \right) \sigma_I \dots\dots\dots (26)$$

$R_c'/R_c = 8$ と仮定すると、式 (26) は式

(11 a) の第 1 式と一致する。

$\sigma_I > \frac{1}{8} R_c'$ の場合エンベロップ接点は座標の負区間にあり、接触円とエンベロップとは一致し、中心 I_0 、半径 r_0 の円である。よって

$$\tau = OD_0 = \sqrt{\frac{p_0^2}{\cos^2 2\varphi} - p_0^2} = p_0 \tan 2\varphi \dots\dots\dots (27)$$

式 (23) を用いて書換えて、

$$\tau = \frac{R_c'}{2} \sqrt{2 \frac{R_c}{R_c'}} \dots\dots\dots (28)$$

$$\sigma_I \cdot \sigma_{II}' = OD_0^2 = \tau^2 = \frac{R_c'^2}{4} \cdot 2 \frac{R_c}{R_c'}$$

よって破壊を生じない条件は、

$$\sigma_I \cdot \sigma_{II}' \leq \frac{R_c'}{2} \times 0.125 \cdot R_c'$$

$$\sigma_{II}' \leq 0.0625 \frac{R_c'}{\sigma_I} \cdot R_c' \dots\dots\dots (29)$$

式 (29) は式 (11 a) の第 2 式と同一形式となる。

横方向プレストレスのない場合には、

$$\sigma_I = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2} \right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_x}{2} \right)$$

$$\sigma_{II}' = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2} \right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_x}{2} \right)$$

よって、

$$\sigma_I \cdot \sigma_{II}' = \tau^2 \text{ となる。}$$

よって、式 (29) の条件は

$$\tau \leq \sqrt{0.0625 R_c'^2} = 0.25 R_c' \dots\dots\dots (30)$$

これは式 (11 b) と同一形式である。

腹部に傾斜 φ なる斜め引張ひびわれ発生時、腹鉄筋とのつり合条件式を鉛直方向について書くと (図-27)、

$$b_0 s \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \varphi)} \sigma_I \sin \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) = A_{st} \cdot R_{st} \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (31)$$

よって

$$p_{t0} = \frac{A_{st}}{b_0 s \sin \alpha} = \frac{\sigma_1^* \cos \phi}{R_{st}^* \cdot \sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \phi)}$$

しかし、ひびわれのない下突縁部コンクリートによってせん断力の一部は分担される。これは多くの実験によって、 σ_1^* から次の値を差し引いてよいことがわかっている。

$$R_c'/20 \sim R_c'/30$$

ここで $R_c'/20$ を用い、 $R_c^* = R_c'/1.5$ であることを考えて、 σ_1^* から差し引く値を $0.5\sqrt{R_c'}$ とする。よって、

$$p_{t0} R_{st}^* = \frac{(\sigma_1^* - 0.5\sqrt{R_c'}) \cos \phi}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \phi)}$$

となり式 (12) と一致する。

曲げひびわれ区間 (区間 C) については、せん断応力度を正確に計算できないので公称せん断応力度として、

$$\tau_0^* = S_u^*/b_0 d$$

で求めることとしてある。C区間でのコンクリート圧縮斜材による破壊を検討する場合、プレストレッシングの影響は比較的小さいから、制限値を小さくえらべばプレストレスを考慮しなくてもよい。それで、式 (14) のように τ_u^* を制限した。

この制限値は、断面ではこれを次のように増加してよい。

鉛直スターラップの場合……………10%

45° 傾斜スターラップの場合……………15%

シース直径の大きい場合には腹部の圧縮抵抗に対するシース穴の悪影響を考慮に入れるのがよい。

C区間の腹鉄筋量は Ritter-Mörsch のトラス理論を基礎とし、これで求められた腹鉄筋量を、コンクリート圧縮部せん断力分担およびプレストレッシングの効果、等を考慮して、減少させることとした。このための減少係数が η で与えてある。同様な考え方が、すでに他の設計規準などにも^{8), 25), 26)}示されている。

(3) 各種規定による腹鉄筋比の比較

比較にあたって設計に用いる圧縮強度の規定 (すなわち管理方法の差による平均圧縮強度) に差があるので、そのままは用いられないが、ここでは簡単のため同一であるとし、コンクリート圧縮強度 $R_c' = 400 \text{ kg/cm}^2$ 、引張強度 $R_c = 32 \text{ kg/cm}^2$ 、腹鉄筋降伏点応力度 $R_{st} = 3500 \text{ kg/cm}^2$ とする。また P C 緊張材の曲げ上げは、ないものと仮定する。軸方向計算用平均プレストレスは 40 kg/cm^2

cm^2 とする (理論値に 0.9 を乗じてある)。

a) 斜め引張りひびわれ区間 (A, B 区間)

1) ACI 規準

$$\tau^* = S_u^*/0.8 b_0 d = 1.18 \tau_0^*$$

式 (8) によると ACI では軸方向平均プレストレスは理論値を用いるから、

$$\tau_{cw} = 0.93\sqrt{400} + 0.3 \times 40 = 31.9 \text{ kg/cm}^2$$

鉛直スターラップに対して、式 (9 a) から、

$$p_{t0} = \frac{1.18 \tau_0^* - 31.9}{3500} \dots\dots\dots (32)$$

$$\tau^* - \tau_{cw} \leq 2.12\sqrt{400} = 42.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau^* \leq 42.4 + 31.9 = 74.3 \text{ kg/cm}^2$$

よって

$$\tau_0^* \leq 63 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (33)$$

$$p_{t \min} = 3.52/3500 = 0.10\% \dots\dots\dots (34)$$

2) FIP-CEB 規準

$$\tau^* = \frac{S_u^* Q}{b_0 I} = \frac{S_u^*}{b_0 d} \cdot \frac{Qd}{I} = \tau_0^* c$$

で表わし、一般の場合として、 $c = Qd/I = 1.2$ と仮定、よって

$$\sigma_1^* = -\left(\frac{\sigma_0'^*}{2}\right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_0'^*}{2}\right)^2 + (c\tau_0^*)^2}$$

ここに、 $\sigma_0'^*$: 断面図心の計算用有効プレストレス (40 kg/cm^2)

よって腹鉄筋断面積比は式 (13) から、

$$p_{t0} = \frac{\sigma_1^* - 0.5\sqrt{400}}{3500/1.15} = \frac{\sigma_1^* - 10}{3040} \dots\dots\dots (35)$$

τ^* の制限値は、式 (11. b) により、

$$\tau^* = 1.2 \tau_0^* \leq 0.25 \times 400/1.5$$

$$\tau_0^* \leq 55.6 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (36)$$

$p_{t \min}$ は式 (17) を用いて

$$p_{t \min} = 0.25 \times \frac{32}{3500} \times 100 = 0.23\% \dots\dots (37)$$

b) 曲げせん断ひびわれ区間 (C 区間)

1) ACI 規準: 等分布荷重とすると式 (7) は次のようになる。

$$\tau_{ci} = 0.16\sqrt{400} + \frac{S_u^* M_{cr}}{b_0 d M_u^*} = 3.2 + \tau_0^* \left(\frac{M_{cr}}{M_u^*}\right)$$

よって必要な腹鉄筋断面積比は、

$$p_{t0} = \frac{(1.18 - M_{cr}/M_u^*) \tau_0^* - 3.2}{3500} \dots\dots\dots (38)$$

$\tau^* - \tau_{ci} \leq 42.4$ の条件は、次のようになる。

$$\tau_0^* (1.18 - M_{cr}/M_u^*) \leq 45.6 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots (39)$$

2) FIP-CEB 規準: コンクリートについての検討は

式 (14 a) から、

$$\tau_0^* \leq 0.20 \times 400/1.5 = 53.3 \text{ kg/cm}^2$$

よって $\tau_0^* \leq 50 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (40)$

η は次のようになる。

$$\eta = 1 - 0.4 \times \frac{\sqrt{400}}{\tau_0^*} \left(1 + 2 \times \frac{40}{267} \right) = 1 - 10.4 / \tau_0^*$$

よって腹鉄筋断面積比は式 (15) により、

$$p_{to} = \frac{1.15 \tau_0^*}{3040} \left(1 - \frac{10.4}{\tau_0^*} \right) = 0.03782(\tau_0^* - 10.4) (\%) \dots\dots\dots (41)$$

以上の結果から $\tau_0^* = S_u^* / b_0 d$ を変えた場合の腹鉄筋断面積を求め図示すると 図-28 のようになる。

図中、土木学会の P C 設計施工指針による場合も示してある。土木学会によると、 $20 < \sigma_1^* \leq 40 \text{ kg/cm}^2$ に対し、腹鉄筋を配置する必要がある。 $\sigma_1^* = 20 \text{ kg/cm}^2$ となるとき τ_0^* は σ_0^* に応じて次のようである ($c = 1.2$ と仮定)。

$$\sigma_0^* = 40 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_0^* = 28.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_0^* = 60 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_0^* = 34.4 \text{ kg/cm}^2$$

鉛直スターラップ断面積比は次式で与えられる。 ϕ はひびわれ傾斜角

$$A_{st} = \frac{S_u^* s}{R_{st} \cdot z \cos \phi} = \frac{S_u^* b_0 s}{b_0 d \cdot R_{st} \cos \phi} \times 1.2$$

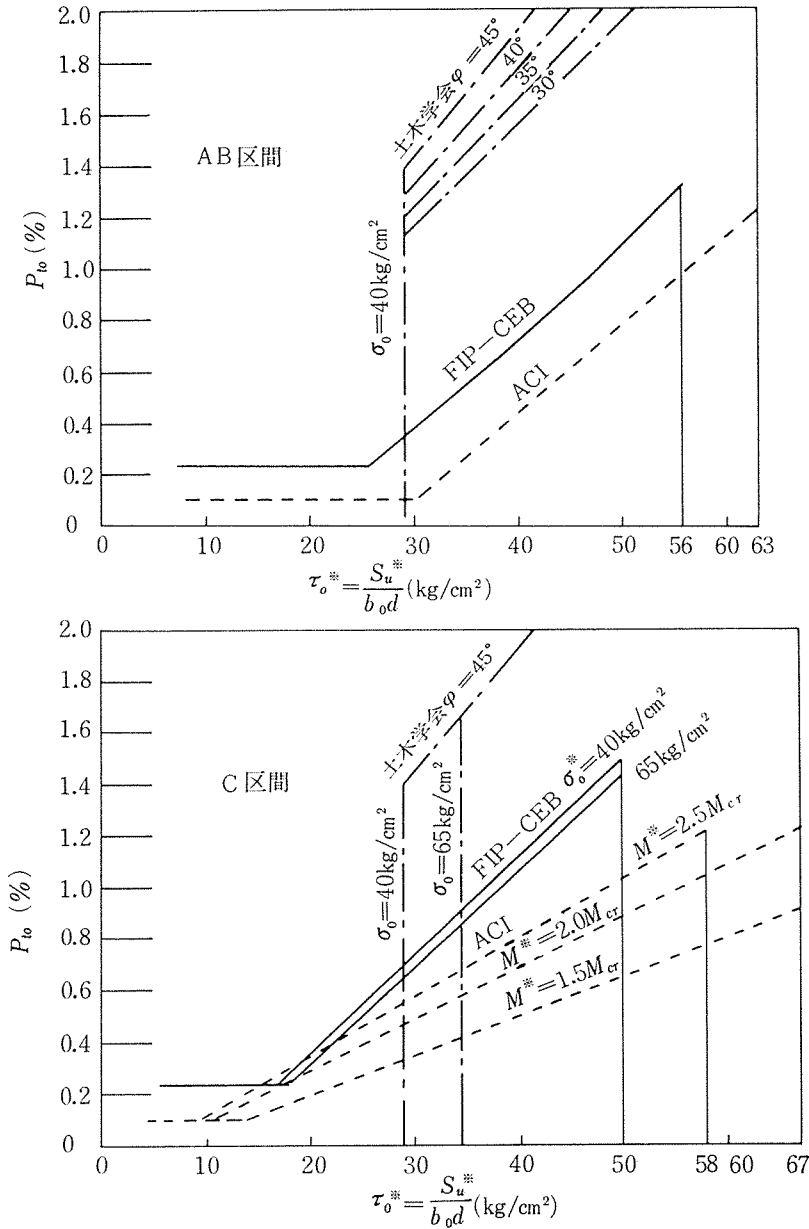
$$z = d / 1.2 \text{ と仮定}$$

$$p_{to} = \frac{1.2 \tau_0^*}{3500 \cos \phi} \dots\dots\dots (42)$$

よって、A, B 区間では $\phi = 30^\circ \sim 45^\circ$ に変え、C 区間では $\phi = 45^\circ$ として求めたものが図に示してある。

この図によると FIP-CEB 規準は ACI 規準より安全側結果を与え、土木学会の規定は過大な結果を与えている。かつ τ_0^* がある値をこえると急激に p_{to} が大と

図-28 各種規準による p_{to} の比較



プレストレスト コンクリートの現況と展望

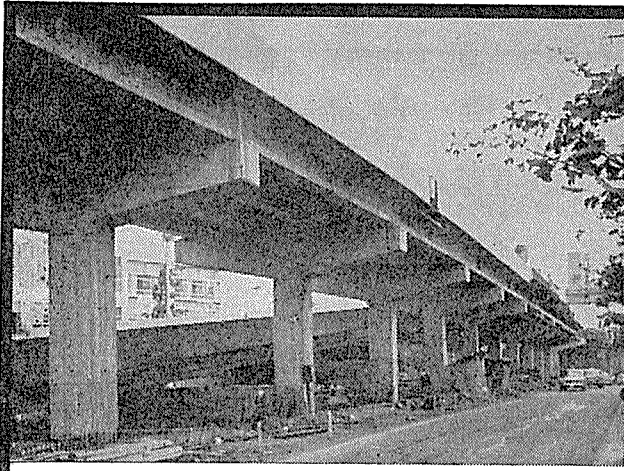
なるという結果は不合理であることも明確である。

プレストレスト コンクリートのせん断耐力に関する設計方法および、せん断耐力に影響のある各種事項について、現在での知識の状況を述べた。非常に多くの要因がせん断耐力に影響するため、提案されている各規準による計算結果にも著しい差が認められている。したがって、より合理的設計計算方法が提案されるまでには、将来とも相当な研究努力が必要であろう。しかし、現在国内で実施されているせん断に関する設計計算方法についての不合理については早急に改善が望まれる。

参 考 文 献

- 1) Leonhardt : "Effort tranchant et torsion en béton précontraint" A.I.T.B.T.P. Avril 1971
- 2) Leonhardt : "Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbeton Tragwerken" Der Bauingenieur No. 1 1965
- 3) Krefeld, Thurston : "Contribution of longitudinal steel to shear resistance of reinforced concrete beams" ACI No. 3 1966
- 4) Leonhardt : "Reducing the shear reinforcement in reinforced concrete beams and slabs" Magazine of Concrete Research Vol. 17, No. 53 1965
- 5) Baumann, Rusch : "Versuche zum Studium der Verbübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens" Deutscher Ausschuss für Stahlbeton No. 2, 1970
- 6) Kani : "The riddle of shear failure and its solution" ACI. Vol. 61, No. 4, 1964
- 7) Robinson, Demorieux : "Essais de traction compression sur modèles d'aîmes de poutres en béton armé." IRABA Paris 1968
- 8) Bachmann, Thürlimann : "Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton" Schweizerische Bauzeitung No. 33, No. 34, 1966
- 9) MacGregor, Sozen, Siess : "Strength of prestressed concrete beams with web-reinforcement" ACI No. 12, 1965
- 10) Reynolds : "Shear provision for prestressed concrete in the draft unified Code" C & CA Technical report 42-432, 1969
- 11) James G. Maccreeger & Johon Hanson : "Proporsed Changes in Shear Provisions for reinforced and prestressed concrete beams" ACI, April 1969
- 12) Walther : "The shear strength of prestressed concrete beams" Third congress of FIP 1958
- 13) Walther : "Zum Problem der Schubsicherheit in Spannbeton" Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik 9, 1958
- 14) Ojha : "The shear strength of rectangular reinforced and prestressed concrete beams" Magazine of Concrete Research No. 60, 1967
- 15) Scheikh. Paiva : "Calculation of flexure-shear strength of prestressed concrete beams" J. of PCI, Feb. 1968
- 16) Regan : "Shear in reinforced concrete beams" Magazine of Concrete Research No. 66, 1969
- 17) Leonhardt : "Effort tranchant et torsion en béton précontraint" Comptes-rendus du Sixième Congrès FIP 1970
- 18) Leonhardt : "Schubversuche an Spannbetonträgern" Comité Allemand du Béton Armé (Stuttgart).
- 19) Inomata : "Ultimate shear tests of prestressed concrete I-beams under concentrated loading" プレストレスト コンクリート Vol. 11, No. 4, 1969
- 20) Hicks : "The influence of shear span and concret strength upon the shear resistance of a pretensioned prestressed concrete beams" Magazine of Concrete Research No. 30, 1958
- 21) Sethunarayana : "Ultimate strength of pretensioned I beams in combined bending and shear" Magazine of Concrete Research No. 35, 1960
- 22) Sozen, Zwoyer, Siess : "Strength in shear of beams with web reinforcement" University of Illinois Apr. 1959
- 23) Evans, Schumacher : "Shear strength of prestressed beams without web reinforcement" Journal of ACI, Nov. 1963
- 24) Arthur : "Shear strength of pretensioned I-beam with unreinforced webs" Magazine of Concrete Research No. 53, 1965
- 25) ACI Code 1971
- 26) The draft Code of practice for the structural use of Concrete London 1969
- 27) Panell : "The diagonal cracking strength of continuous prestressed concrete beams" Magazine of Concrete Research No. 78, 1972
- 28) FIP-CEB : "コンクリート 構造物設計施工国際指針" 鹿島出版会
- 29) Bennett, Balasooriya : "Shear strength of prestressed beams with thin webs falling in inclined compression" Journal of ACI, March 1971

1972.8.15・受付



首都高速度道路高架橋

プレストレスト
コンクリート
建設工事 フレシナー工法
MDC工法

設計・施工
部 材
製造・販売

豊田コンクリート株式会社

取締役社長 西田 赫

本社 愛知県豊田市トヨタ町6 電話 0565(2)1818(代)
 名古屋販売本部 名古屋市中村区笹島町1-221-2 電話 052(581)7501(代)
 東京販売本部 東京都港区西新橋2-16-1 電話 03(436)5461~3
全国タバコセンタービル2階
 工場 豊田第一工場、豊田第二工場、海老名工場



阪神高速道路 / 守口高架橋

プレストレストコンクリート

構造物の設計・施工
 (BBRV・フレシナー・SEEE工法)
 製品の製造・販売
 (けた、はり、パイル、マクラギ、版類)

ASCC 北海道ピー・エス・コンクリート株式会社

本社 (東京営業社)	東京都豊島区北大塚1丁目16番6号(大塚ビル)	☎ (03)918-6171
札幌営業所	札幌市北三条西4丁目(第一生命ビル)	☎ (011)241-5121
大阪営業所	大阪市北区万才町43番地(浪速ビル西館)	☎ (06)361-0995
福岡営業所	福岡市大名1丁目1番3号(石井ビル)	☎ (092)75-3646
仙台事務所	仙台市本町1丁目1番8号(日本オフィスビル)	☎ (022)25-4756
名古屋事務所	名古屋市中区錦3丁目23番31号(栄町ビル)	☎ (052)961-8780
広島事務所	広島市立町1番20号(広島長銀ビル)	☎ (0822)48-3185
美唄工場	美唄市字美唄1453の65	☎ (01266)3-4305
幌別工場	北海道登別市千歳町130番地	☎ (01438)5-2221
掛川工場	静岡県掛川市富部	☎ (05372)2-7171
京都工場	京都市南区久世東土川町6	☎ (075)922-1181