

鉄筋コンクリート棒部材のせん断耐力

2020年4月 岡村 甫 記

はじめに

鉄筋コンクリート棒部材のせん断耐力に関して、2017年制定コンクリート標準示方書【設計編】<1>には、以下のように規定されています。この規定は1986年制定の示方書<2>と青字部分を除くと全く同じです。なお、青字部分は筆者のコメントです。

2. 4. 3. 2 棒部材の設計せん断耐力

設計せん断耐力 V_{yd} は、式(2.44)によって求めてよい。

ただし、せん断補強鉄筋として折曲げ鉄筋とスターラップを併用する場合は、せん断補強鉄筋が受け持つべきせん断力の50%以上をスターラップで受持たせるものとする。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \dots\dots (2.44)$$

ただし、 $p_w f_{yd}/f'_{cd} \leq 0.1$ とするのがよい。

ここに、 V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力で、式(2.4.5)による。

$$V_{cd} = \beta_d \beta_p f_{vcd} b_w d / \gamma_b \dots\dots (2.4.5)$$

$$f_{vcd} = 0.20 f'_{cd}{}^{2/3} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{ただし、} f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots (2.4.6)$$

$$\beta_d = (1000/d)^{1/4} \text{ (d:mm)} \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p = (100p_v)^{1/3} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする。}$$

b_w : 腹部の幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

$$p_v = A_s / (b_w d)$$

A_s : 引張側鋼材の断面積 (mm²)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 一般に1.3として良い

V_{sd} : せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力で、式(2.4.7)による。

$$V_{sd} = [A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s] z / \gamma_b \dots\dots (2.4.7)$$

A_w : 区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm²)

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の設計降伏強度で、

25 f'_{cd} (N/mm²) と 800 N/mm² のいずれか小さい値を上限とする。

1976年では、400N/mm²以下としていました。

α_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

s_s : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい。

$$\rho_w = A_w / (b_w s)$$

γ : 一般に 1.1 としてよい。1976年では1.15としていました。

解説については下線部が追加されています。

設計せん断耐力は、式(2.4.4)に示すように、基本的にはコンクリートの分担分とせん断補強鋼材の分担分の和で表すことにした。 V_{yd} は、せん断補強鋼材の降伏を仮定し、圧縮斜材角を 45° としたトラス理論から算定されるものである。したがって、 V_{yd} もせん断補強鋼材の降伏に対応した耐力を与えることになる。実際のせん断耐力は、せん断補強鋼材量が相対的に少ない場合には、 V_{yd} を大幅に上回ることもある。しかし、実際のせん断耐力を正確に評価するには至っていないことから、実用的で安全側の算定式として、式(2.4.4)を規定したのである。

式(2.4.5)は、 V_{cd} に及ぼすコンクリート強度、部材高さおよび鉄筋比の影響を考慮して導かれたものである。この式におけるせん断強度とコンクリートの設計基準強度との関係を解説図 2.4.5 に示す。

なお、式(2.4.6)に用いる f'_{cd} は、コンクリートの設計圧縮強度であって、コンクリートの設計基準強度 f'_c を材料係数 γ_c で除した値である。部材の有効高さおよび軸方向鉄筋比の影響を、それぞれ解説図 2.4.6(a)および(b)に示す。なお、圧縮強度が 80N/mm^2 を超えるコンクリートの場合には、圧縮強度が増加しても V_{cd} の増加が頭打ちとなる場合があるため、平成8年制定の「設計編」では f_{vcd} に対して 0.72N/mm^2 の上限値が設定されていたが、設計基準強度が 60N/mm^2 以上のコンクリートに対する材料係数 γ_c を1.5から1.3に変更されたことに関して、既往の研究成果を参考に、この上限値を再検討した。その結果、圧縮強度が 60N/mm^2 を超えるコンクリートに対して V_{cd} の頭打ち傾向が見られたが、式(2.4.5)の基となるせん断スパン比 a/d の影響を考慮した二羽らの式においても、 f_{vcd} に上限値 0.72 を設け、部材係数1.3を用いることで、検討の対象として選定した全試験体に対して安全性を確保できることが確認できた。さらに、式(2.4.5)はせん断スパン比の影響を無視することによって、二羽式よりも安全側の計算値を与えることを考慮して、設計基準強度が 60N/mm^2 を超えるコンクリートに対する材料係数を1.3に変更した場合でも、 f_{vcd} の上限値を 0.72 とし、部材係数 γ_c を1.3として式(2.4.5)を用いてよいとした。

なお、きわめて高強度の鉄筋をせん断補強鉄筋として使用すると、せん断破壊時の斜めひびわれ幅が過大となり、ひびわれ面における骨材のかみあいや引張鉄筋のほぞ作用によって伝達されるせん断力が低下することがあるので、せん断補強鉄筋の設計降伏強度を制限する必要がある。そのため、1976年では 400N/mm^2 以下とするとしていました。

最新の研究によると、せん断補強鉄筋の設計降伏強度 f_{wyd} の上限は、コンクリートの設計圧縮強度の25倍に設定することにより、実験結果との良好な適合性を得られることが確認されているため、上限値をこのように規定した。ただし、設計降伏強度が 800N/mm^2 を越える場合は、実験データが少ないことから、当面、 800N/mm^2 を上限とした。とその変更理由が述べられています。

このように、1976年の規定と基本的に同じ規定をこの30年間制定し続けています。そこで、これまでの経緯を振り返ってみることにします。

ACI 318-63

筆者が「鉄筋コンクリートのせん断」に関して学んだのは、1962年に公表された ACI-ASCE Committee 326 の報告<3>です。この大部の報告書は、それまでに米国で行われた研究を取りまとめ、1963年の ACI318 の規定<4>に反映することを意図したものです。この規定は、それまで行われていた“許容応力度設計法”に代えて、米国で初めて“終局強度設計法”を採り入れたものです。

これについては以下の檜貝勇の報告で紹介しています。現行 JSCE における考え方と基本的には同じと言えます。ただし、

- 1) せん断強度は特性値であり、JSCE では特性値を材料安全係数で除した設計強度を用いている。
- 2) コンクリート強度、引張鉄筋比、 V_d/M の関数であり、JSCE は、コンクリート強度、引張鉄筋比に加えて、有効高さの影響を採り入れ、 V_d/M の小さいはりは別扱いとしている。
- 3) 用いられている部材安全係数が、ACI では $1/0.85 = 1.18$ であるのに対し、JSCE では 1.15(1976年版)または 1.10(2017年版)である。
- 4) 有効高さ d の代わりに、JSCE では圧縮合力の中心から引張鉄筋までの距離を採っている。すなわち、JSCE は古典的トラス理論により忠実である。

以上の相違によって、JSCE は ACI よりも相当に安全な値となっています。特に、はり高さが大きい場合にその相違は大きいのです。JSCE が、1963年から1976年における研究の進展を反映しているからです。

Leonhardt・Walther の研究

西ドイツにおいては、Leonhardt・Walter の10年にわたる鉄筋コンクリートばりに関する総括的で詳細な研究があり、この研究に基づいて DIN1045 のせん断に関する規定の改訂が行われました。この一連の研究について、Beton und Stahlbetonbau に、1961年から1962年にかけて掲載された6編の論文を J.P. Verschuren と J.G. MacGregor が1965年2月に、183ページに及ぶ英訳を行っています<5>。これについては以下の青柳征夫が紹介しているように、前記の ACI における考え方と基本的に同じと言えます。

我国土木学会

1970年代までの我国土木の設計示方書の規定は、米国の ACI(建築基準)、ドイツの DIN や英国の BS 基準等を参考にして作成されていました。

1967年に発表された J.N.J. Kani の論文<6>は、衝撃的でした。“How safe are our large reinforced concrete beams?” というタイトルで、鉄筋コンクリートはりのせん断耐力に大きな寸法効果があることを明瞭な形で示したのです。

1968年4月に東京大学大学院に入学した檜貝勇は“鉄筋コンクリートのせん断”に関する研究に取組み、1971年3月に完成しました<7>。おそらく土木分野におけるこの分野における最初の学位論文ではないでしょうか。

1972年8月にコンクリート・ライブラリーに掲載された「鉄筋コンクリート終局強度理論の参考」<8>は、海外の研究を当時の若手研究者が取り纏めたものです。そこに掲載されている檜貝勇による「アメリカにおけるせん断の研究」および青柳を征夫における「西ドイツおよびソ連におけるせん断の研究」について以下に紹介しています。

1980年6月に檜貝と岡村は、学会誌等に発表されている17編の論文288体の分析を行って、せん断補強鉄筋を持たないはりのせん断強度 f_v を求める次式を提案しました<9>。鉄筋コンクリートはりのせん断疲労強度の研究<10>のために信頼のおける静的強度算定式を必要としていた岡村が、檜貝に持ちかけて、実現した共同研究の成果です。

$$f_v = f_{v0} (0.75 + 1.4 d/a) (1 + \beta_p + \beta_d) d$$

$$f_{v0} = 0.20 f'_c{}^{1/3} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_p = \rho_v^{1/2} - 1$$

$$\beta_d = (1/d)^{1/4} - 1$$

$$\rho_v = A_s / (b_w d) \leq 3\%$$

$$d : \text{有効高さ (m)} \leq 1.1 \text{ m}$$

$$A_s : \text{引張側鋼材の断面積 (mm}^2\text{)}$$

$$b_w : \text{腹部の幅 (m)}$$

$$f'_c : \text{コンクリートの圧縮強度 (N/mm}^2\text{)}$$

1980年改訂の示方書<11>ではせん断以外の項目の変更は微小なものでしたが、1967年以来用いられてきたコンクリートの“せん断許容応力度”の値をとりあえず約半分に減じました。池田尚治幹事の提案によるものです。寸法の大きい土木構造物における寸法効果を考慮すると、あまりにも小さい値であったからです。

この変更を強く意識した技術者達がありました。LNG用地下タンクの設計に従事していた鹿島建設の若い技術者たちです。この寸法効果の影響が正しかった場合に、厚さ5mを越す底版のせん断に対する安全性に問題が生じます。はりの寸法効果がスラブにも適用できるかどうかを確かめる必要があると、野尻陽一研究所長に直訴したのです。野尻所長は、共同研究を井畔瑞人清水建設研究所長に図り、はりとスラブの大型実験を共同研究として実施しました<12>。鹿島建設は、スラブを担当し、厚さ1m、直径10mまでの実験を、清水建設ははりを担当し、高さ3m、スパン36mまでの実験を行いました。その結果、はりとスラブに関する寸法効果が従来の3倍の高さまで確認されたのです。この実験以後に建設されたLNG地下タンクの設計には、この成果が採り入れられました。そして、世界中の研究者が参照する貴重なデータとなりました。

1980年の示方書では、もう一つの重要な変更が行われました。それまでは、せん断応力度が許容値以下であれば、直径6mmの鉄筋を、有効高さ以下の間隔で配置すればよいとされてきており、許容値を越えると全せん断力をいわゆるトラス機構で受け持つ方式をとっていました。必要せん断補強鉄筋量に大きな不連続があったのです。この規定はせん断補強鉄筋を用いない部材を奨励することになります。断

面を多少大きくしてもせん断応力を許容値以下とする設計が、経済的な場合も多いからです。この非連続をなくす方法に改めたました。すなわち、せん断許容応力度を越えると、トラス機構で受け持つせん断応力にコンクリートのせん断許容応力度の二分の一に相当するせん断力を加えて、全せん断力を受けることに変更したのです。この考え方その後も受け継がれています。

1986年制定の示方書(設計編)は、我国最初の限界状態設計法に基づく設計法と位置付けられるものです。せん断設計法を新たに規定するのに際して、委員会内で議論をし、主鉄筋比が極めて小さい場合に関して、高強度の鉄筋を用いた大型はりの確認実験を行いました<13>。従来の実験では、せん断破壊をさせるために主鉄筋比を大きくする必要があり、主鉄筋比が0.4%以下のデータがなかったからです。検討の結果、主鉄筋比およびはり高さの影響を考慮する際に、 β_p と β_d とを現行の形とすることにしました。両者の相違はごくわずかですが、式の簡潔性をも考慮したからです。

米国における研究 檜貝 勇

鉄筋コンクリートにおけるせん断破壊に関する研究は米国においても、1900年以來活発に行われてきた。1929年 A.N.Talbot は、鉄筋コンクリートばりのせん断強度 τ に及ぼす主な因子は次の4つであることを指摘した<14>。

- 1) コンクリートの圧縮強度 σ_c
- 2) 主鉄筋比 p
- 3) 腹鉄筋比 r
- 4) せん断スパン長 a

しかし、これらの影響を数式によって示さなかったため、少なくとも設計公式に関する限り、Talbot の発見は忘れられていた。1945年 O.Moretto は主鉄筋比 p を変数として含む実験式を発表し、ここにようやく忘れられていた基本的な事実の再発見が始まった<15>。

$$\tau = K r \sigma_{sv} + 0.10 \sigma_c + 5\,000 p$$

1951年 A.P.Clark はせん断スパン長 a と有効高さ d との比を変数として含む式を発表した<16>。この式は、Talbot の発見を数式によって表したものである。

$$\tau = 2\,500 r^{1/2} + 0.12 \sigma_c (d/a) + 7\,000 p$$

a/d の導入は大きな進歩ではあるが、 a/d ははりのすべての断面について、あるいは一般的な荷重に対してその値を決定できないという欠点を持っている。一方、 a/d は本質的には斜引張応力に対する曲げ引張応力の影響を表すものであるという概念から、 M/Sd に基づくせん断理論が Illinois 大学において発展した。

これら 1950年代までの実験研究結果の集大成として、ACI-ASCE Committee 326 は 1962年に報告書を発表した<3>。この報告が ACI 建築基準 (ACI 318-63) <4> のせん断に関する規定の基礎となったものである。

1950年代の前半、Zwoyer <17>, Moody <18>, Laupa <19>らは、それまでの多分に経験的な、あるいは Ritter-Morsch のトラス理論を越えきれないものと異なって、せん断破壊の機構に関する新しい考察に基づいた“せん断モーメント理論”を発表した。しかし、この理論は実用設計に用いるまでには十分に発達していなかったため、注目されながらも、ACI 基準には採り入れられなかったのである。

アメリカにおけるせん断の研究は一段落し、現在 (1972年) は主としてねじり、あるいは曲げねじりに関する研究が行われている。

1950年以後に限っても、せん断に関する論文は非常に多く、これらをすべて網羅することは困難である。ここでは、実用設計の基礎となっている考え方、アメリカで発達したせん断モーメント理論、および、せん断モーメント理論に対する Ferguson の反論を紹介することにした。なお、単位は「lb」、「in」、「lb/in」を用いている。

1. 実用設計方法(ACI 318-63)の基礎理論

ACI-ASCE Committee 326 は、1959 年までの約60年間の研究結果を基礎として、報告書を発表し、せん断に関する実用設計方法を提案した<3>。この報告書の目的は、実験・研究から得られた多くの知識を総合整理して、実用的で安全な設計方法を得ることであって、研究者が必要とするような、高度で詳細なせん断理論体系を作ることではない。この広範な報告書のすべてを紹介することはできないので、ここでは、最も基礎的な、はりのせん断に関する部分を取り上げることとした。しかし、はりにおける基本的な概念は、ほかの部材についても同様に成り立つものである。

(1) 腹鉄筋の無いはりのせん断強度

せん断の問題に関する基本的な概念は次のようである。

- 1) 斜引張は、曲げによる引張応力とせん断応力との組合せ応力の問題である。
- 2) はりの破壊は斜めひびわれの発生と同時に起こる。
斜めひびわれ発生後に内力の再配分が可能な場合、はりの破壊はさらに大きな荷重が作用した時に、圧縮部コンクリートのせん断圧縮破壊によって起こる。
- 3) 設計においては、斜めひびわれ発生荷重を終局強度と考えるべきである。
- 4) 断面の曲げ応力分布およびせん断応力分布は不明である。

斜めひびわれの位置および傾きは、それが大きな主引張応力度によって引き起こされたことを示している。したがって、斜め引張り強度の解析に関する基本式として主応力公式を用いることとした。過去にも、これと同様のアプローチがなされている。しかし、曲げ引張応力度およびせん断応力度を決定することが困難であるため、これらの試みは一般に不満足な結果に終わっている。

以下に Viest によって行われた理論的なアプローチを示す。Viest が行った基本的な仮定は次の4つである。

- 1) 曲げ引張応力度 σ_x は、常用の曲げ理論によって求めた鉄筋の引張応力度 σ_s に比例する。
- 2) せん断応力度 v は、断面の平均せん断力に比例する。
- 3) 主引張応力度 σ_1 がコンクリートの引張強度 σ_t に達すると斜めひびわれが発生する。
- 4) コンクリートの引張強度およびヤング係数は圧縮強度 σ_c の平方根に比例する。

以上の仮定により、主引張応力度は、斜め引張強度を表すパラメータ A と断面の特性を表すパラメータ B とによって表される。

$$A = v / \sigma_c^{1/2}$$

$$B = (\sigma_c^{1/2} / \rho) (M/S d)$$

以上の理論的考察によって誘導された2つのパラメータの関係を決定するために、

194のはり試験結果が用いられた。ここで考慮したはりは、スパン全長にわたって一定の断面を持ち、集中荷重を受ける単純はり、連続はりなどである。なお、実験結果の解析にあたって、 M/Sd は斜めひびわれ発生位置における値を用いた。

図1は、A と B の逆数との関係を示したものである。委員会326は、これを2本の直線で表した。これらの直線は、実験結果に最小二乗法を適用して決定したものではなく、 $1/B$ の小さい範囲では実験結果の下限を表す直線を用い、それが大きな範囲では実験値の平均値を表す直線を用いたのである。これは長いはり(一般に $1/B$ が小さい)では、斜めひびわれ発生後の余裕がないこと、一方、短いはりでは斜めひびわれ発生後もかなりの荷重に耐えられることを考慮したものである。

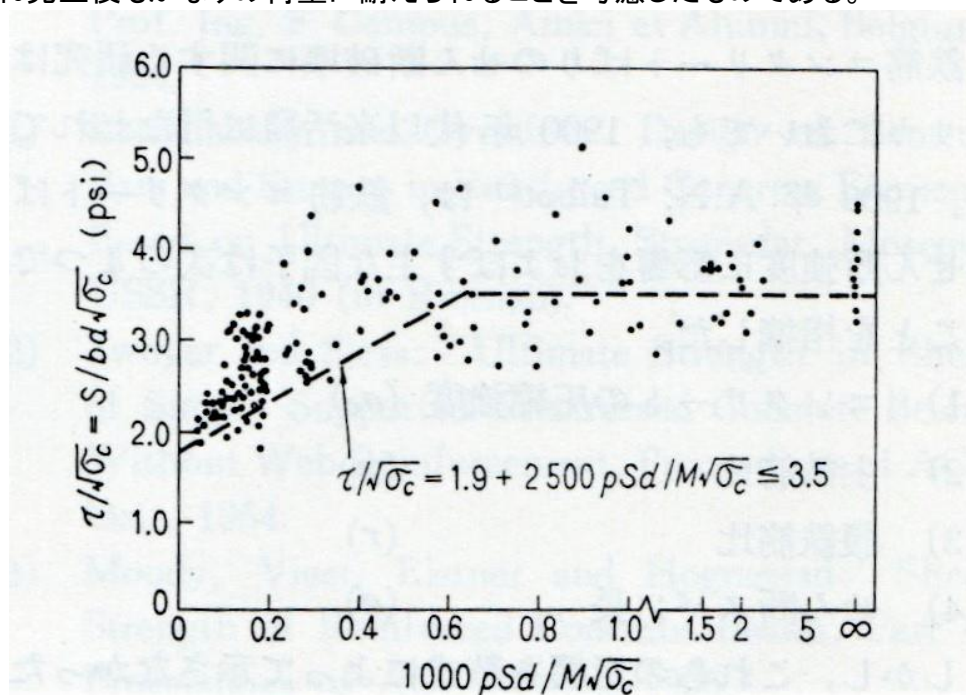


図1 設計公式の誘導

(2) 腹鉄筋を配置したはりのせん断強度

従来の実験結果を検討した結果、腹鉄筋を配置したはりに関して次の事柄が示された。

- 1) 腹鉄筋および圧縮部コンクリートは共にはりのせん断強度に対して貢献している。
- 2) 腹鉄筋はせん断力の一部を負担するだけでなく、斜めひびわれの発達を拘束して、圧縮部コンクリートのせん断抵抗力を増加させる。
- 3) 普通の断面寸法・鉄筋量を持つはりは、腹鉄筋が降伏した後に圧縮部コンクリートの圧壊によって破壊する。
- 4) 腹鉄筋量が多い場合、特に短い深いはりでは、腹鉄筋が降伏する以前に圧縮部が圧壊する場合がある。
- 5) 腹鉄筋量が非常に少ない場合、特に長いスレンダーなはりでは、斜めひびわれ発生と同時に破壊が起こる場合がある。
- 6) 腹鉄筋を用いたはりの性状は、最近の設計方法の基礎となっているトラス理

論によって示されるものよりも複雑である。

- 7) 実験の場合でも、実際の構造物の場合でも、最近の設計方法に従ったものは十分に安全である。
- 8) 腹鉄筋を用いたはりのせん断強度に影響を及ぼす主な要素は次の4つである。
 - a) コンクリートの圧縮強度 σ_c
 - b) 引張鉄筋比 p
 - c) 曲げモーメントとせん断力との比 M/S
 - d) 腹鉄筋の量、降伏点、配置方法

せん断に対する設計方法を得るために委員会 326 は、トラス理論、Moretto-Clark による累加式、せん断モーメント理論の3つの方法について検討を行った。

トラス理論式ははりの挙動をあまりにも単純化したため、いくつかの制限が必要ではあるが、簡単でかつ安全な設計方法を与える。

$$\tau_u = K r \sigma_{sv} + \tau_c$$

τ_u : せん断強度

σ_{sv} : 腹鉄筋の引張応力度

τ_c : 圧縮部コンクリートが負担するせん断応力度

r : 腹鉄筋比

K : $(\sin \alpha \cot \theta + \cos \theta) \sin \alpha$

α : 部材軸と腹鉄筋とのなす角度

θ : 斜めひびわれと部材軸とのなす角度

なお、せん断モーメント理論は将来有望ではあるが、現在のところ信頼できる設計方法の基礎となるまでには十分に発達していない。また、累加式の係数が定数であると考えるのは、比較的狭い範囲の変数についてである。以上の理由から、委員会 326 は、基本式としてトラス理論式を採用している。

実験結果から、圧縮部コンクリートによって伝達されるせん断力は、斜めひびわれ発生時のせん断力に及ぼす変数の影響と類似していることが示された。その物理的な意味は全く異なっているが、圧縮部コンクリートのせん断耐力を合理的に定めることができなかつたので、委員会 326 は、圧縮部が受け持つせん断耐力を斜めひびわれ発生時のせん断力によって表すことにした。

すでに述べたように、トラス理論式は非常な単純化を行っているため、この式の適用に当たって次の3つの制限が必要である。

- 1) 腹鉄筋が降伏した後に、はりの破壊が起こるように、せん断強度 τ_u の上限値を定める必要がある。

$$\text{矩形断面 } \tau_u \leq 8 \sigma_c^{1/2}$$

$$\text{T型断面または斜めスターラップ } \tau_u \leq 10 \sigma_c^{1/2}$$

- 2) 斜めひび割れ発生後、はりの内力の再配分を可能とするため、 $K r \sigma_{sv}$ の下

限值を定める必要がある。

$$K r \sigma_{svy} \geq 60 \text{ psi}$$

- 3) スターラップの降伏点が非常に大きい場合、 $K r \sigma_{svy}$ の値が大きくなるとも、スターラップが降伏する以前にはりの破壊が起こる。したがって、スターラップの降伏点応力度 σ_{svy} を制限する必要がある。

$$\sigma_{svy} \leq 60 \text{ 000 psi}$$

(3) せん断に対する設計方法

ACI318-63 のせん断に関する規定の概要を以下に述べる。ただし、ここでは単位を「kg/cm²」に変換している。

- 1) 終局せん断応力は、次式で計算する。

$$\tau_u \leq S_u / (b_0 d)$$

設計において考慮する最大せん断力は支点から距離 d の位置におけるせん断力とする。

- 2) 腹鉄筋が無いはりウエブのせん断応力度は次の値を越えてはならない。

$$\tau_u = \Phi (0.504 \sigma_c^{1/2} + 176 p S d / M) \leq 0.93 \sigma_c^{1/2}$$

Φ : 部材耐力低減係数 = 0.85

S, M は考えている断面におけるせん断力、曲げモーメントである。

ただし、 M は $S_u d$ 以下としてはならない。

支点から距離 d 以内の部分のせん断応力度は、 τ_u 以上となってもよい。

- 3) τ_u が τ_u よりも大きい部分には腹鉄筋を配置する。理論的にスターラップが必要でなくなる点から距離 d までの間には、スターラップを配置しなければならない。必要な腹鉄筋の断面積は次式によって計算する。

$$A_v = S_u' s / \Phi \sigma_{svy} d (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$S_u' = S_u - \tau_u b_0 d = S_u - S_c$$

- 4) スターラップの降伏点応力度は 4 200 kg/cm^2 以下とする。
- 5) 腹鉄筋を用いた場合にも τ_u は $2.65 \Phi \sigma_c^{1/2}$ を越えてはならない。
- 6) 腹鉄筋は、部材軸と 45° の角度をなす直線と少なくとも1か所、 τ_u が $1.5 \Phi \sigma_c^{1/2}$ を越える場合には少なくとも2か所で交わるようにしなければならない。
- 7) 腹鉄筋が必要な場合には、腹鉄筋断面積 A_v は $b_0 s$ の 0.15% 以上でなければならない。

2. せん断モーメント理論(省略)

3. せん断モーメント理論に対する反論

Illinois 大学における活発な研究の結果、 a/d の本質的な意味は、 M/Sd 、すなわち曲げモーメントとせん断力との比率であるという概念が一般的に普及している。しかし、P.M. Ferguson は、 a/d はせん断強度に対する曲げモーメントの影響を表すものではなく、荷重あるいは支点反力による局部応力の影響を表すものであると主張している。ACI 建築基準 (ACI 318-63) には採り入れていないが、Ferguson の研究 <20> はせん断の問題に対する貴重な貢献であると考えられるので、以下にその概要を述べる。

Illinois グループが提案したせん断モーメント理論は、せん断の研究における大きな進歩である。しかしながら、この理論だけではすべてののはりの、特に a/d の大きなはりの破壊過程を適切に説明することはできない。はりのせん断強度はモーメントの関数ではなく、主としてせん断力の関数であるという概念に基づいて、Ferguson は “拘束の無いせん断破壊” を仮定した。

(1) 拘束があるせん断破壊 — a/d が小さいはり

a/d が小さいはりのせん断強度が大きいのは、支点反力および荷重の作用によって発生する垂直方向の圧縮応力度 σ_y の影響である(図2参照)。すなわち、

1) σ_y の作用によって主引張応力 σ_1 は減少し、斜めひびわれの発生が遅らされる。

$$\sigma_1 = (\sigma_x + \sigma_y) / 2 + \{ (\sigma_x - \sigma_y) / 2 \}^2 + \tau^2 \}^{1/2}$$

2) 主引張応力 σ_1 は、 σ_x が圧縮応力の場合は著しく減少する。したがって、 σ_y は圧縮部における斜めひびわれの発達を制限して、圧縮断面積の減少によるコンクリート圧縮抵抗力の低下を緩和する。

3) 支承部に発生する大きな σ_y は、付着と斜引張の作用で、主鉄筋に沿って発生するひびわれに対するコンクリートの抵抗力を増加させる。

このように、 a/d が小さい場合には、 σ_y が有利に作用するため、はりにはせん断圧縮破壊を起こし、それゆえせん断強度も増加するのである。

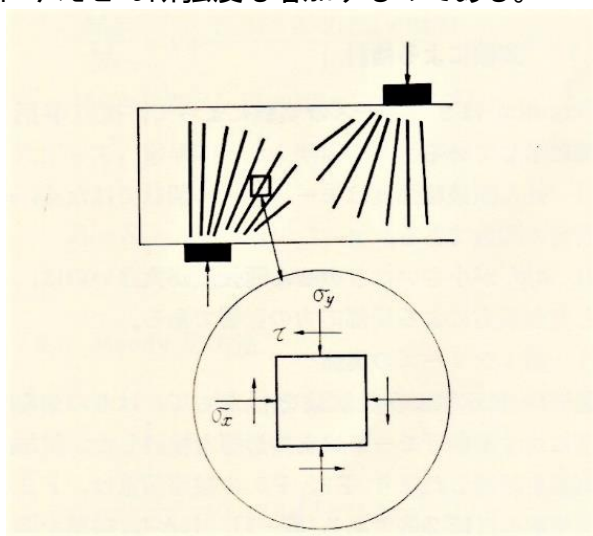


図2 荷重・反力による垂直応力

(2) 拘束がないせん断破壊 — a/d が大きいはり

a/d が十分大きなはり ($a/d > 4\sim 5$) では、ひびわれは σ_y の影響がなくなる部分で発生・発達するため、せん断圧縮破壊の場合よりも相当小さいせん断力によって破壊が起こる。拘束が無いせん断破壊の場合、斜めひびわれは次のような経過をたどって発達する(図3)。

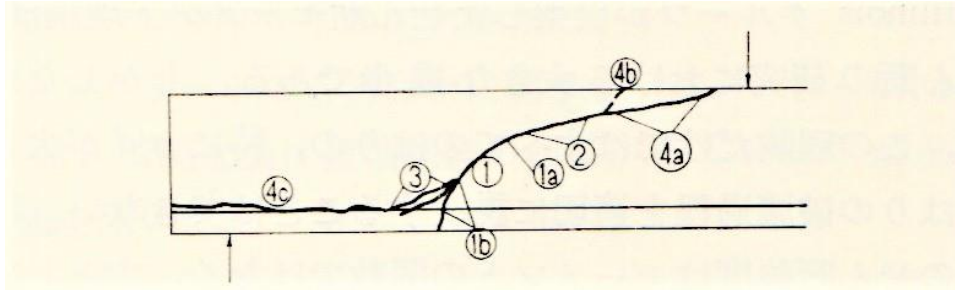


図3 拘束がないはりのひびわれ状況

- 1) 桁高中央部に斜めひびわれが発生する。圧縮部は1a、引張部は1bにおいて、ひびわれの発達が止まる。
- 2) さらに荷重が増加すると、このひびわれはいくぶん緩い角度で進展する。
- 3) 引張鉄筋の付近にひびわれが発生する。このひびわれは2)と同時に発生する場合もある。
- 4) 斜めひびわれが急激に発達してはりが破壊する(4a)。同時に、4cにおいて二次的な付着破壊が起こる。4cにおける破壊がはりの主原因となる場合もある。

Ferguson はこれらのひびわれ発達過程の各段階を、組合せ応力の公式を用いて、定性的ではあるが明快に説明している。

(3) 実験による検討

Ferguson は2シリーズの実験によって、次の事柄を明確に示している。

- 1) せん断破壊強度はモーメントの関数ではなく、せん断力の関数である。
- 2) a/d が小さいはりのせん断強度が大きいのは、荷重と支点反力による局部応力の影響である。

i) シリーズ1の実験

図4に示すような試験を行って、はりのせん断破壊に対する曲げモーメントの影響を検討した。付加的な荷重を載荷したはり、F3、F5の破壊荷重は、F2の破壊荷重のほぼ2倍である。しかし、破壊を導いたと考えられる内側スパンのせん断力はほぼ等しい値である。一方、コンクリート強度が12~18%小さいにも関わらず、F3、F5の最大モーメントはF2よりも約20%大きくなっている。すなわち、これらの結果は、はりのせん断破壊強度はせん断力によって表すのが適当であることを示している。

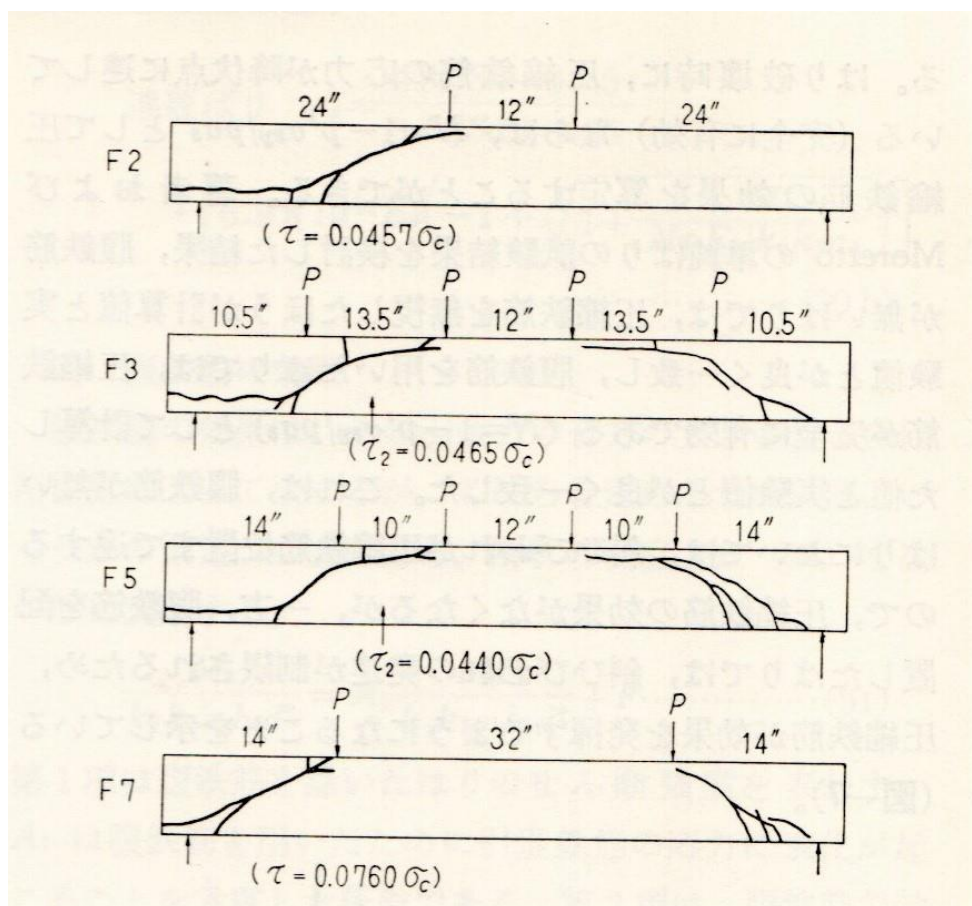


図4 斜めひびわれ状況(シリーズ1)

ii) シリーズ2の実験

せん断スパンが短い($a/d=1.35$)、リブのついた試験はり(図5)を用いて、荷重および反力がはりに直接作用する場合と、リブからはりへせん断力として伝達される場合のせん断強度を比較した(表1)。この実験結果は、短いはりがせん断圧縮破壊を起こすためには、はりの上縁に直接作用する荷重とはり下縁に直接作用する反力が必要であって、このような条件が無い場合には、 a/d が小さくとも、せん断圧縮破壊は起らず、破壊荷重もせん断圧縮破壊荷重より著しく小さくなることを明確に示している。

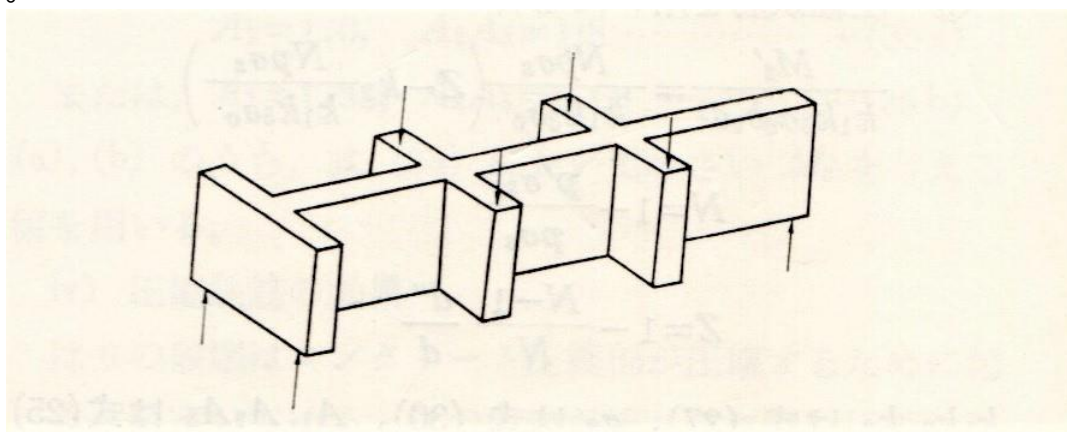


図5 試験はりの形状(シリーズ2)

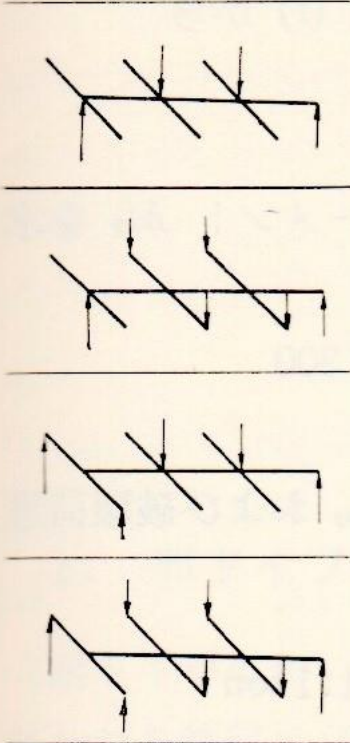
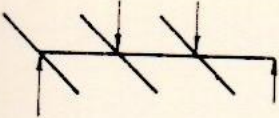
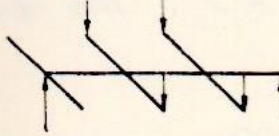
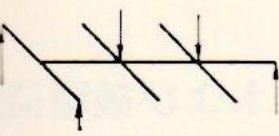
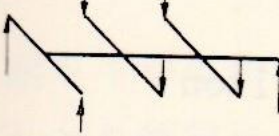
載荷, 支持方法 	はり番号	コンクリート 強度 σ_c (psi)	せん断応力 τ (psi)	τ/σ_c
	S 1	3 420	635	0.186
	F 4	3 070	602	0.196
	S 2	3 400	250	0.0735
	S 4	3 440	250	0.0727
	S 3	3 400	203	0.0596

表1 載荷方法の相違がはりのせん断破壊強度に及ぼす影響

西ドイツにおける研究 青柳征夫

1. Leonhardt・Walther の研究

西ドイツにおいては、Leonhardt・Walther の過去10年にわたる鉄筋コンクリートばりに関する総括的で詳細な研究<5>があり、主として、この研究に基づいて DIN1045のせん断に関する規定の改訂が行われた。以下にこの研究について述べる。

a) ひびわれ状態における性状の変化

Ritter と Morsch の古典的なせん断の解析では、ひびわれ後のせん断強度を45°の圧縮斜材をもった平行弦トラスによって説明している(図6)。この理論では、腹鉄筋によってせん断力 V を完全に負担すると仮定している。この結果、長さ s の区間における腹鉄筋比は、次式で与えられる。

$$\gamma = V/f_v = V/(b' j d \sin r f_v)$$

ただし、 $r = A_v/(b' s)$

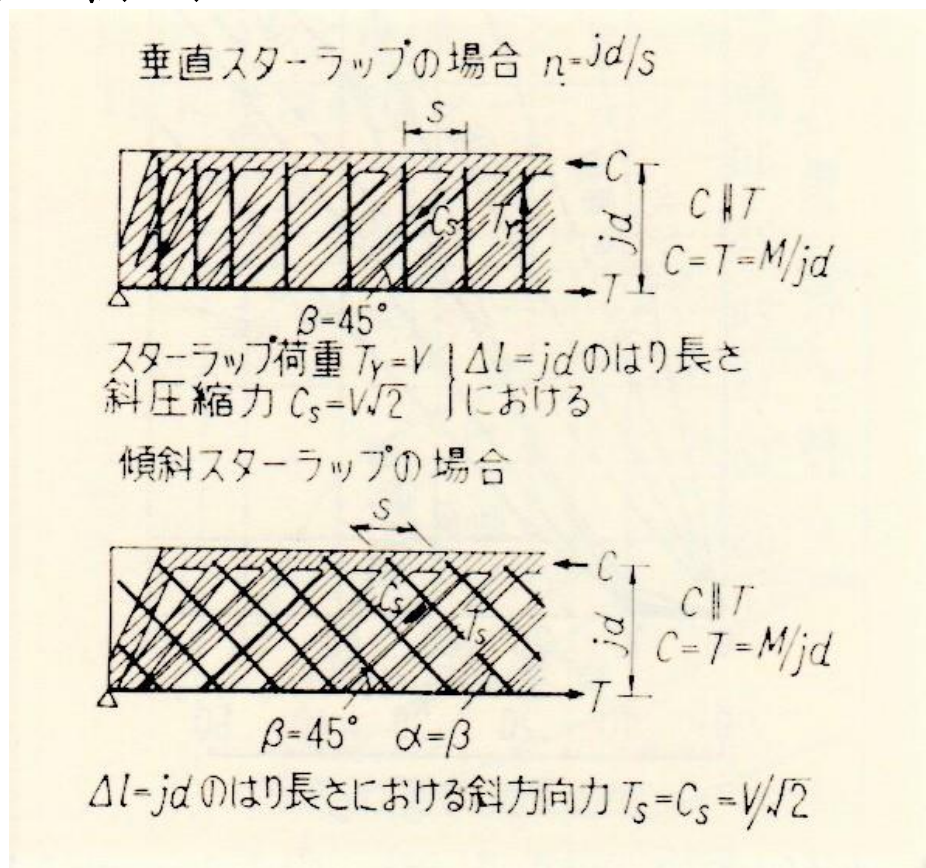


図6 古典的な Morsch の仮想トラス理論による仮定

この鉄筋比を完全せん断補強率と呼ぶことにする。この完全補強率に対し低減率 $\lambda < 1$ が定義される。

この古典的なトラス理論によれば、内力の釣合い条件は満足されるが、細い鉄筋

からなる引張材に比べ、コンクリートからなる圧縮材の剛性が3~20倍であるため、適合条件が十分に満足されない。しかし、実際の性状はトラス理論とは異なり、最小仕事の原理に従うものと考えられる。したがって、鉄筋コンクリートばり中の内力は、ひびわれが発生するとともに、コンクリートと鉄筋の剛比により著しく影響されることになる。腹部の厚いはりでは、弦材が同じで腹部の薄いはりに比べ内力が非常に異なったものとなる。ひびわれ状態そのものも剛比によって変化する。

b) 腹部の厚いスラブとはりの性状

矩形断面のはりあるいはスラブは、タイドアーチのような挙動をし、せん断力は傾斜した上弦材によって抵抗される(図7)。

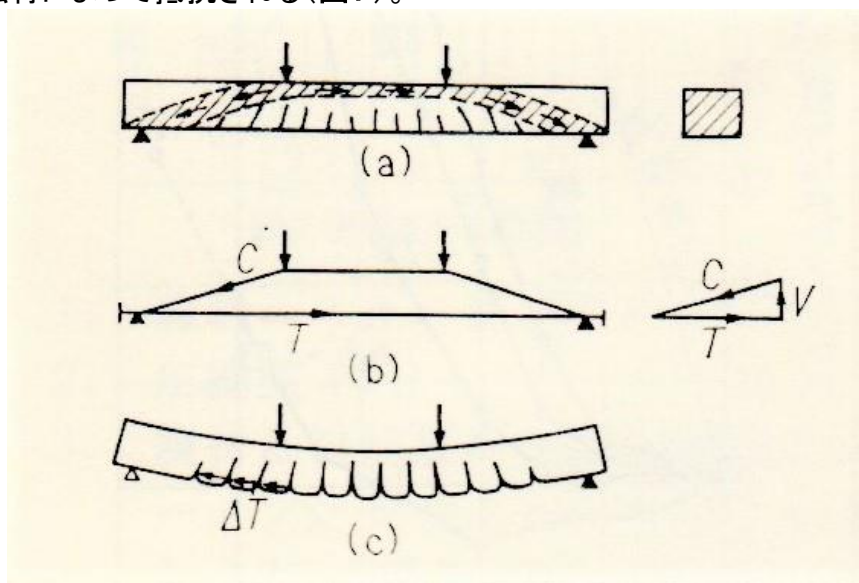


図7 腹部が厚いはりのタイドアーチ作用

- (a) タイドアーチ作用 (b) Cに作用する全せん断力V
(c) コンクリートくし歯の曲げ抵抗によるタイ荷重の減少 ΔT

Kani も矩形断面においてモーメント図に応じて鉄筋の長さを決定して用いる場合、せん断強度がかなり減少するが、主鉄筋を切断する場合設計荷重におけるはりの性状は変わらないと述べている。荷重が非常に大きくなり、せん断ひびわれが傾斜した圧縮部に入るようになるまでスターラップには引張応力が作用しない。図8に示したように、スターラップの応力は腹部の幅によって著しく影響され、矩形断面のはりでは終局荷重の7割になるまで応力が非常に小さいか、または圧縮にさえなっている。

C) 腹部幅の減少の影響

T型ばりにおいて圧縮フランジと引張鉄筋および腹鉄筋を同じにし、腹部の幅 b' だけを減少させると、スターラップの引張応力はほぼ b/b' に比例して増大する(図8)。

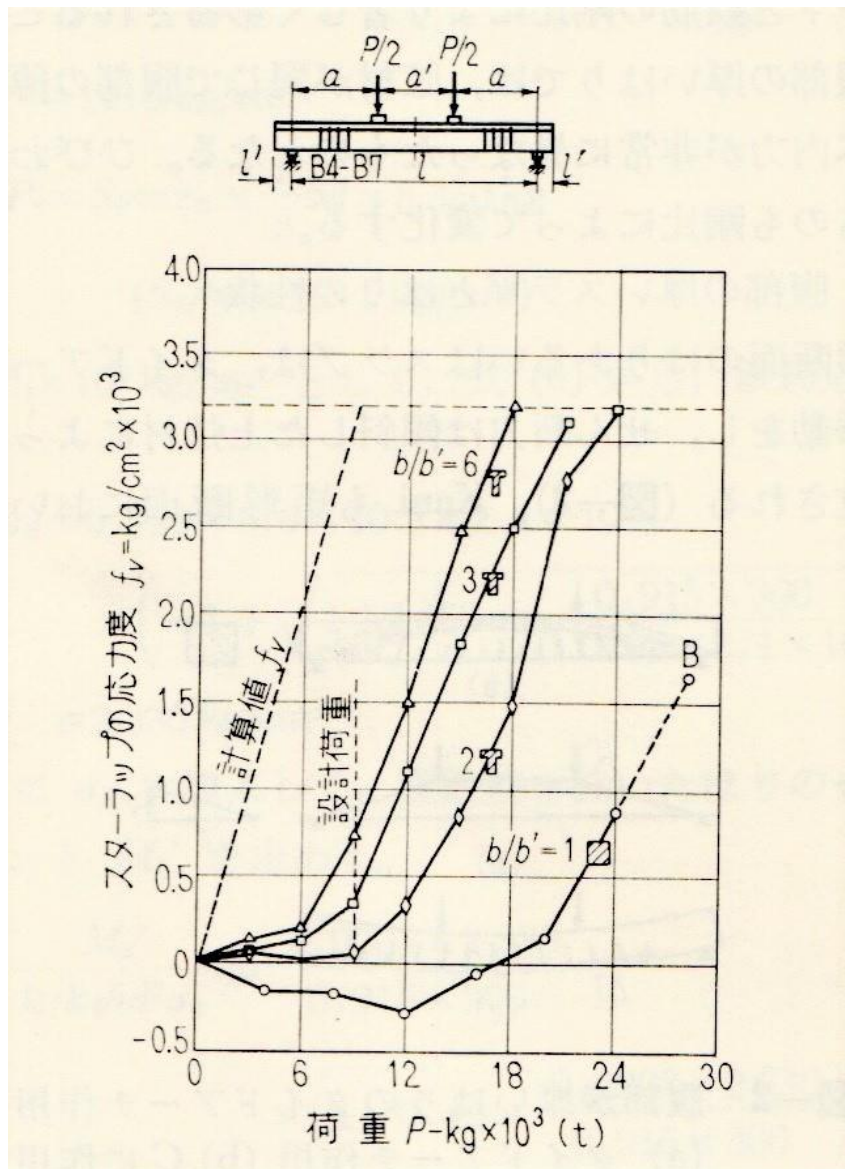


図8 腹鉄筋を一定とし、圧縮フランジと腹部との比 b/b' だけを変えた場合における

スターラップの平均応力度の測定値と Morsch の理論による計算値との比較

しかし、スターラップの引張力の測定値は、 $b'/b=1/6$ とした腹部厚さ 5cm の薄いはりでも、Morsch のトラスアナロジーによって計算される値よりもはるかに小さくなっている。このことは非常に腹部の薄いはりにおいても、せん断力の一部が腹材ばかりでなく弦材によって抵抗されることを意味している。実際に Walter は、支点付近の圧縮フランジの上面において引張応力を測定した。したがって、T 型はりにおいても、仮想トラスの上弦材と考えられる圧縮力の合力は、傾斜しなければならない。

図9は荷重点と支点に最も近いひびわれの間における力 C の傾きが $1/2 \sim 1/20$ になり得ることを示したものである。

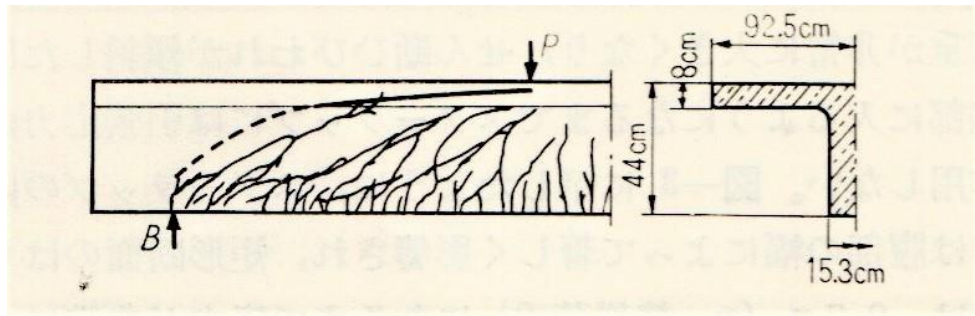


図9 せん断ひびわれが腹部の上縁にまで達しても T 型ばりの圧縮弦の合力 C は $1/12 \sim 1/20$ の勾配で傾斜する。

力 C の方向がこれだけ傾くことは、せん断スパン比が3のはりの圧縮弦において、せん断力 V の25～15%が負担されることを意味している。下弦材(軸方向鉄筋)においても鉄筋のダウエル作用によってせん断力 V の一部が負担されるが、スターラップが用いられている場合には、ダウエル効果を過大視してはならない。さらに、せん断ひびわれは 45° に傾斜するとは限らず、 b'/b によって表される剛比によってかなり変化し、 30° にもなることがある。このことは、仮想トラスの斜材の傾きが小さくなるので、釣合いを保つのに必要な垂直引張材、すなわち、スターラップの量が少なくてよいことを意味している。また、この場合、支点付近における下弦材の引張力は 45° の斜材を持ったトラスよりも大きくなる。

図10は、上弦材の傾斜が $1/3$ から0、すなわち、斜材の角度が 30° から 45° に変化した場合、垂直引張力 T_y および引張弦の引張力 T_x の変化をトラス解析によって求めた結果を示したものである。仮想トラスの形状によって、 T_y は0と V の間に変化している。

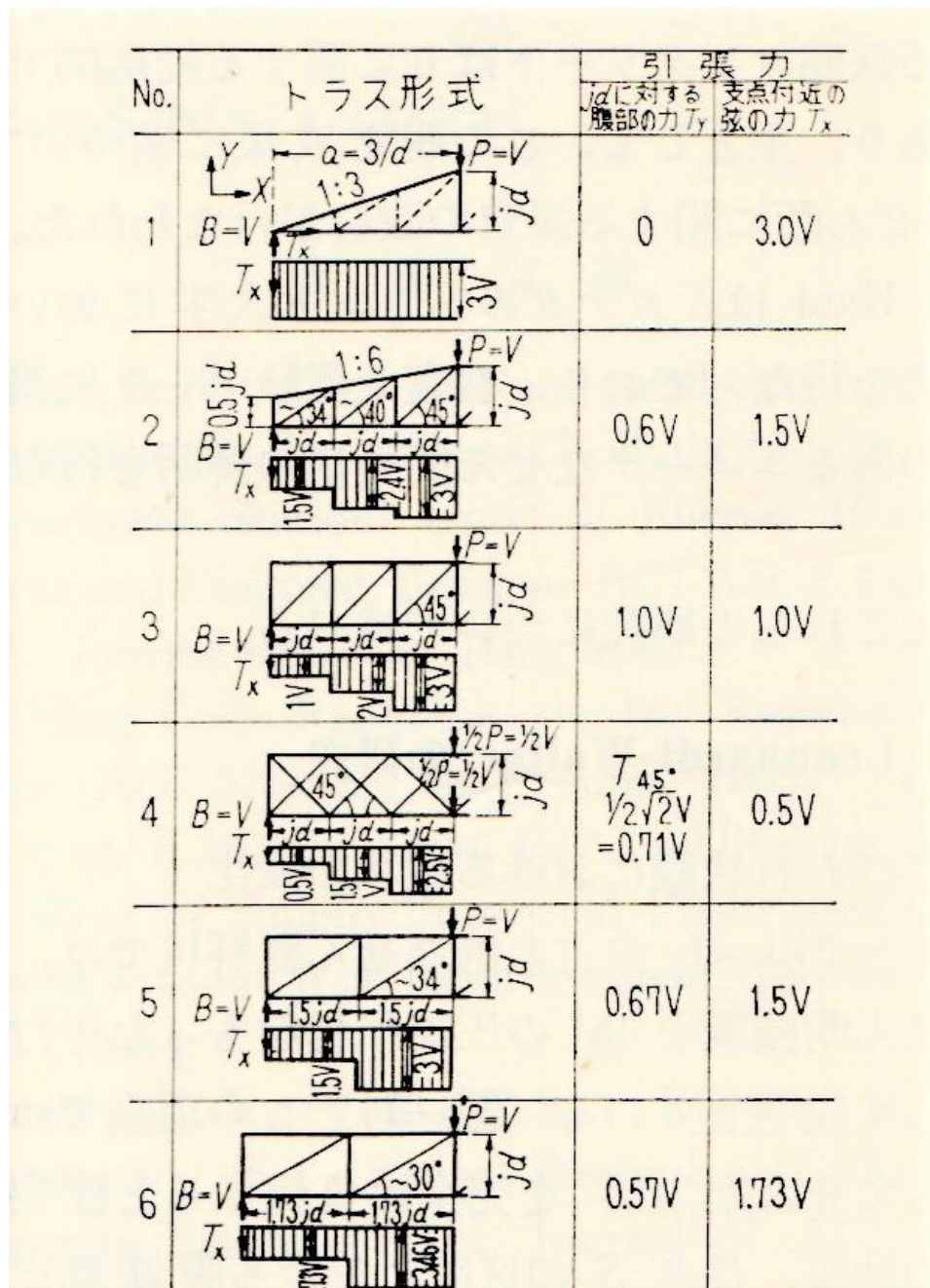


図10 垂直荷重 T_y および支点付近の下弦材荷重 T_x に及ぼすトラス圧縮弦の傾斜の影響

せん断ひびわれの傾斜角は、せん断補強率 η によっても若干の影響を受ける。たとえば、 $b'/b=1/6$ のとき、せん断ひびわれの角度 β はせん断補強率 $\eta=0.25$ のとき 37° 、 $\eta=1.0$ のとき 44° となることが実験によって認められた。しかし、その変化はそれほど大きいものではなかった。図11は b'/b を一定とし、せん断補強率 η だけを変えた T 型ばりの実験結果を示すものであるが、スターラップの応力変化曲線における計算応力と実測応力の差、および、ひびわれ荷重にはほとんど影響がないこ

とが認められた。

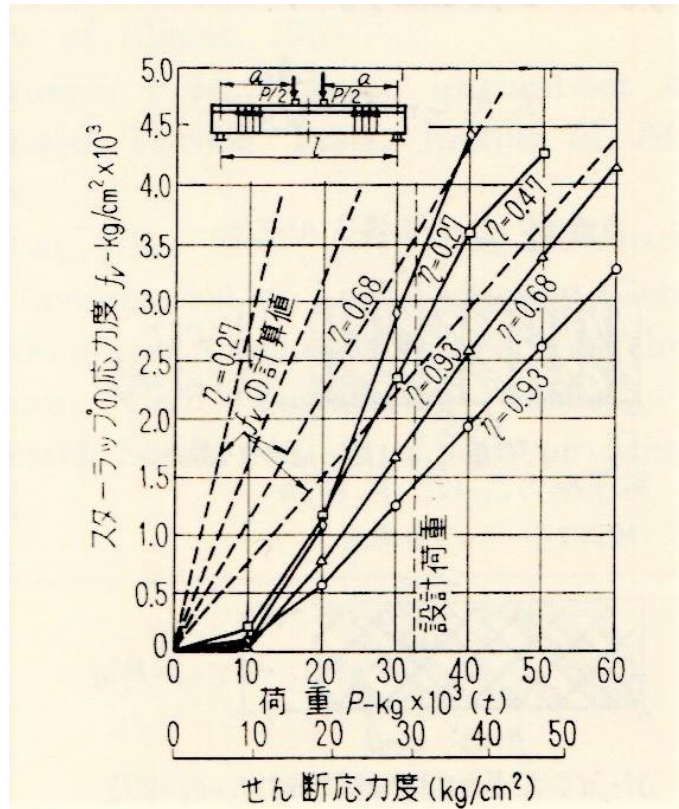


図11 せん断補強率 ρ を変えた T 型ばり

非常に腹部の薄い大型ばり ($b'/b = 1/15$) においても、試験した結果によれば、ひびわれの角度はほぼ 45° であったが、スターラップの荷重は Morsch のトラス理論による値よりもかなり小さかった (図12)。このことは、せん断応力が非常に大きい場合であっても、また I 型ばりにおいても、せん断力の一部は上弦材の圧縮合力の傾斜および腹材と弦材の間の“ラーメン効果”によって負担させることを意味している。

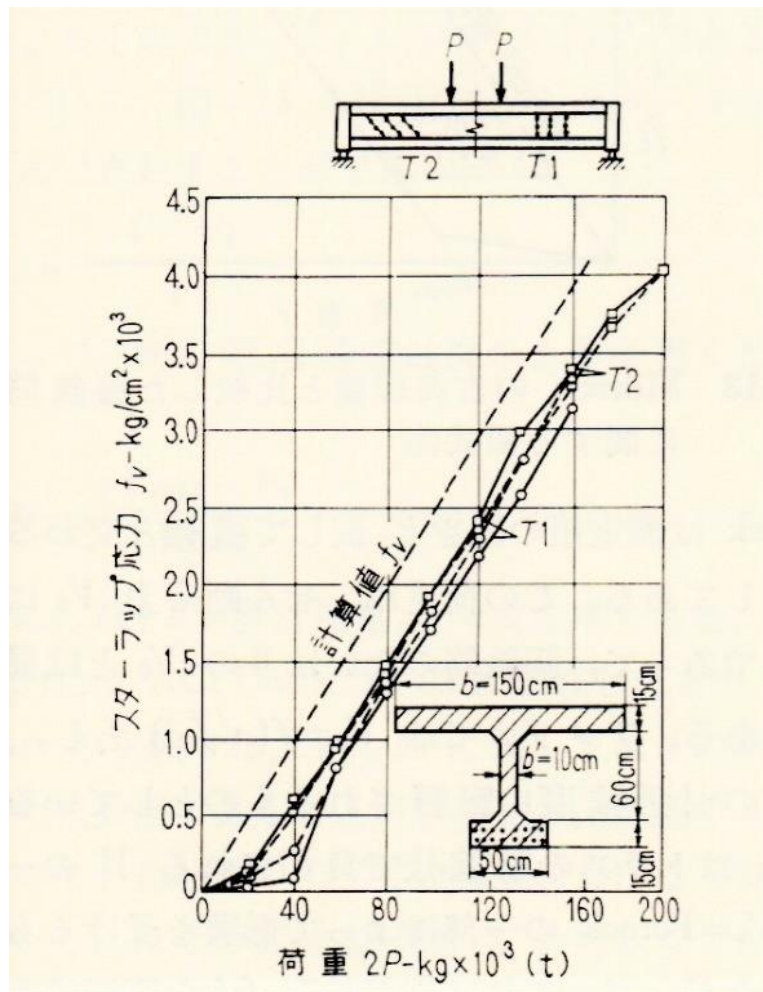


図12 非常に腹部が薄いT型ばりにおけるスターラップ応力(Morschのトラス理論との比較)

図13は b'/b を変化させ、せん断補強率 η を2種に変えたとき、荷重の増加によってスターラップによって負担されるせん断力がいかに変化するかを示したものである。この図から明らかなように、荷重の大きさによって性状がかなり影響されることがわかる。腹鉄筋は荷重が増大するにしたがってせん断力を負担する割合が大きくなるので、終局荷重の条件においてのみ安全率が定まるものと思われる。

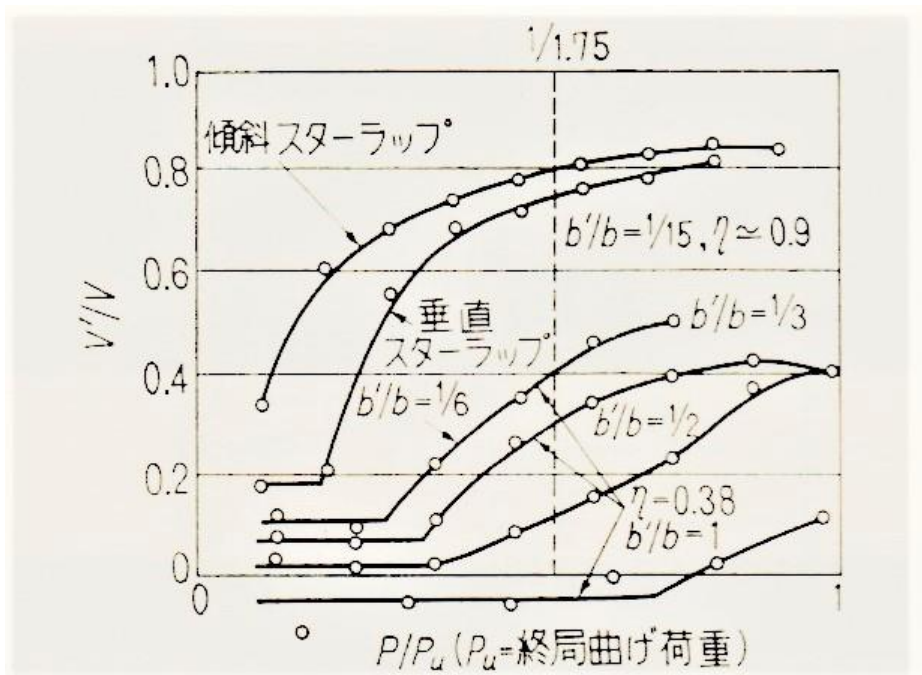


図13 V'/V の割合は荷重によって異なる(b'/b と η が変化した場合)

図14は、 b'/b によって表される腹部の剛度と弦材の剛度の比が性状に及ぼす影響を別の方法で示したものである。この図は腹材、圧縮弦および斜材と引張弦材の剛結による“ラーメン効果”によって抵抗させるせん断力の分配率を示したものである。通常のT型ばりでは b'/b は3~6であるので、腹材によって抵抗できるせん断力は終局荷重においても全せん断力の半分以下であることが分かる。腹部厚さの減少ならびに荷重の増加に伴って、タイドアーチから傾斜上弦材をもち、斜材が $30^\circ \sim 45^\circ$ の角度をなすトラスと変わっていく。このことは、せん断問題を理解するためには、図15に示したような修正トラスを考慮する必要があることを表している。

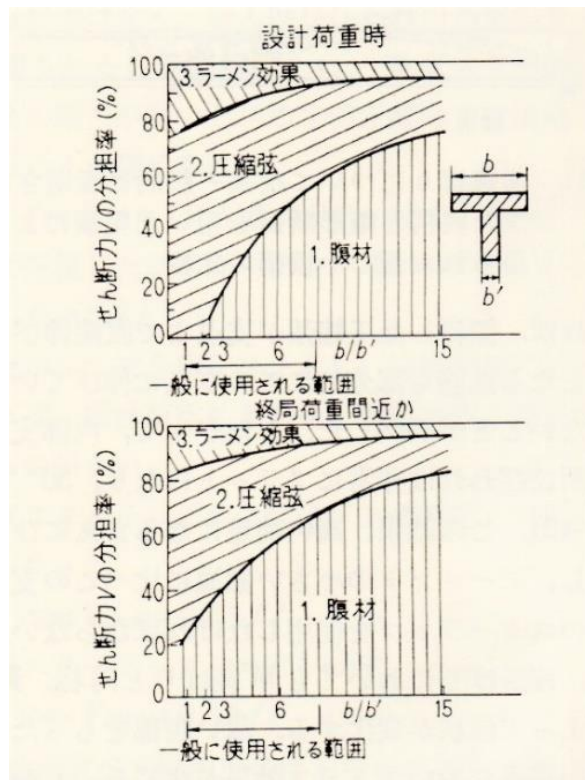


図14 腹材、圧縮弦材、ラーメン効果の分担比率(設計荷重時と終局時)

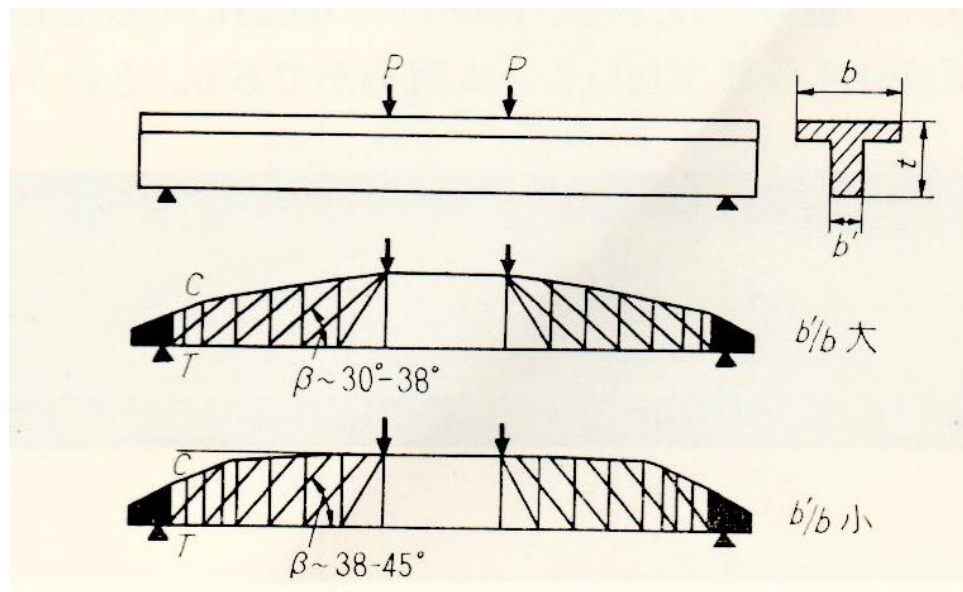


図15 修正トラス理論

d) 連続ばりの性状

連続ばりにおける内力の機構としては、一般的には片持ちばりによって吊り下げられた反曲点 ($M = 0$) の間の単純ばりが考えられている(図16)。Stuttgart の試験などによれば、傾斜した圧縮弦が支点まで直接伸び、下側のタイとなる鉄筋も部分的にこの支点まで伸びていなければならないことが判明した。したがって、内部支点付

近のせん断ひびわれは非常にフラットになり、 30° にもなる(図17)。この結果、高い荷重になる前にひびわれが発生し、モーメントの小さい領域に比べ、この支点付近で多くのスターラップを使用しなければならない。

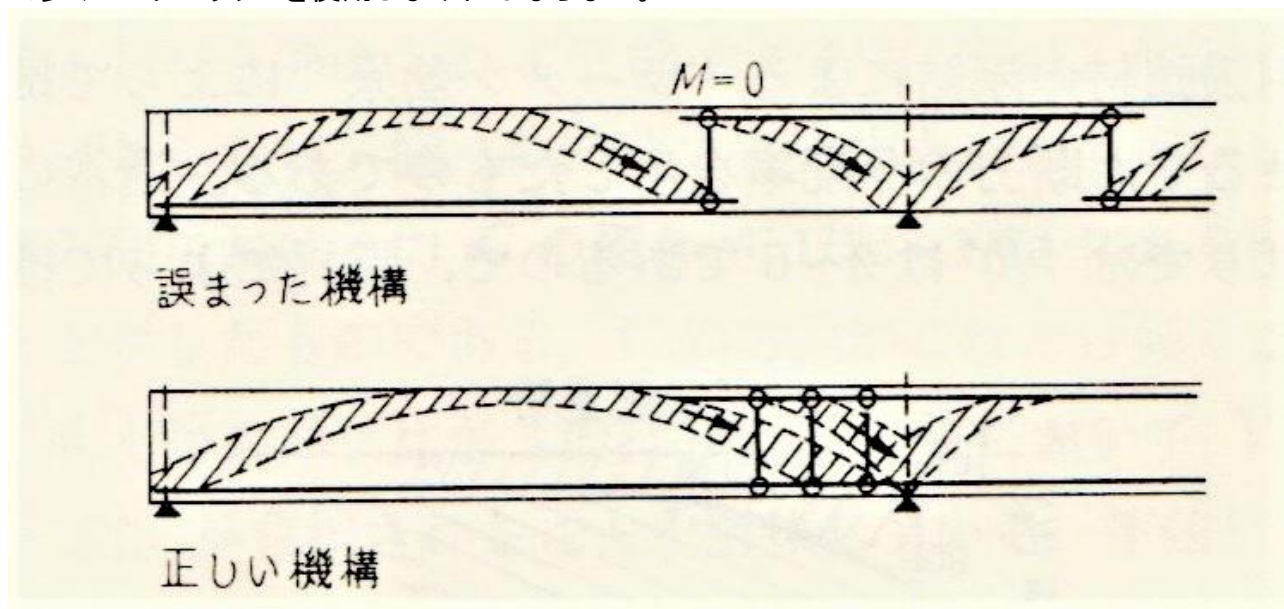


図16 連続ばりの誤った機構と正しい機構

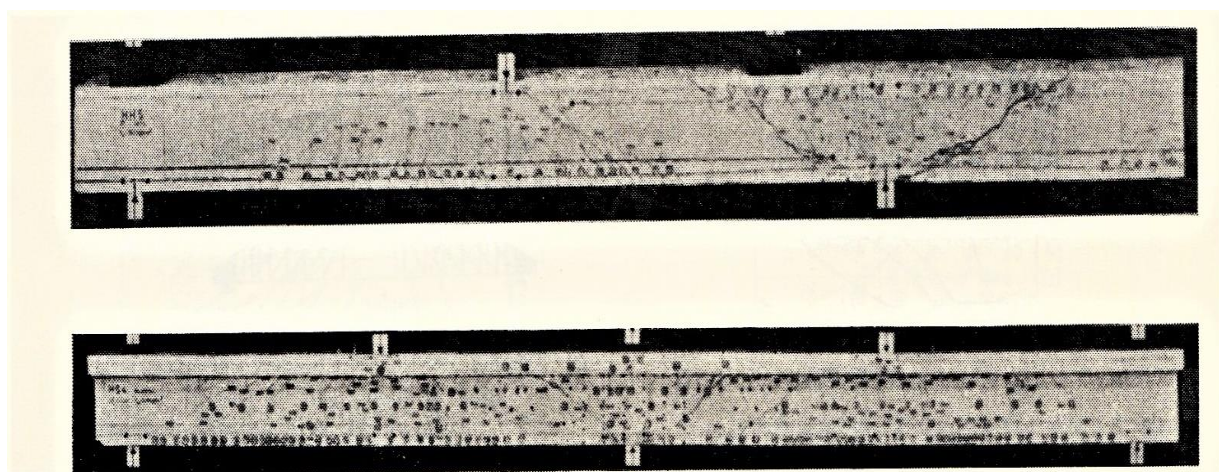


図17 連続ばりの内部支点付近における斜めひびわれの傾斜角は小さい。

また、連続ばりにおいても単純ばりと同様、剛度比 b'/b によって性状が変化する。薄い腹部を持ったはりでは、高い荷重においてトラス効果が生じる。しかし、上弦材の傾斜はあまり影響を受けないが、内部支点付近における斜材の傾斜角 β は著しく影響される。 V'/V の比は、外部支点付近に比べて大きくなる。

e) 腹鉄筋の低減計算

以上述べたことから、Morsch のトラス理論による完全せん断補強が必要でないことは明らかである。というのは、腹部の引張力がかなり小さくなり、この値が主として剛度比 b'/b によって定まるからである。したがって、鉄筋コンクリートの合理的な設

計原理 — すべての引張力を鉄筋で負担する — に適応できるように、ACI Code 318-63 のように、せん断補強率を減少させ $\eta < 1$ とする必要がある。

スターラップの測定応力は、図18に示すようになる。しかし、荷重とスターラップの応力との関係を示す線は、水平距離で P_{crack} だけ離れて、Morsch のトラス理論によって計算される線とほぼ平行である。 P_{crack} は、せん断ひびわれがスターラップに達するときの荷重である。

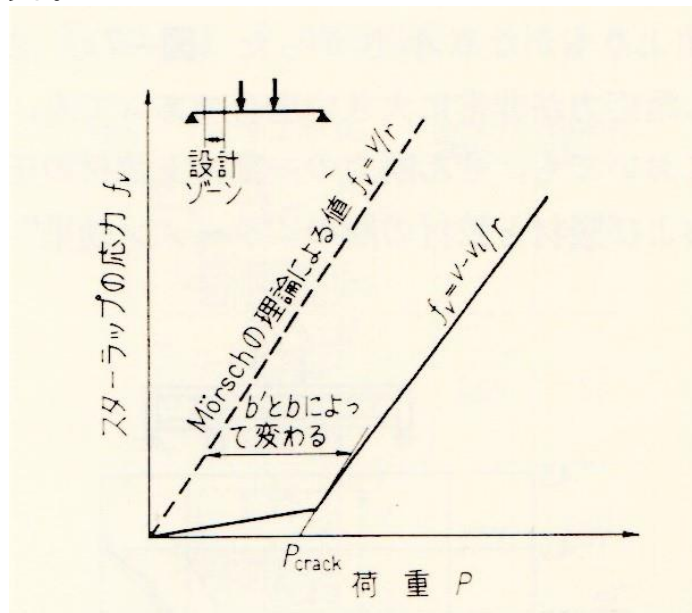


図18 Morsch の理論と比較した腹鉄筋応力に関する模式図

P_{crack} は測定値の線を延長して横軸と交わる点として定義してある。この荷重は、せん断応力 V_i に対応するものであって、腹鉄筋のないはりのせん断強度 V_c とは異なるものである。アメリカでは $V_c = f'c^{1/2}$ とし、コンクリートの引張強度に影響されるものとしている。しかし、 V_i はトラスの圧縮弦で負担される V の一部を表す $V_i = P_{crack}$ の一部によって影響を受けるものである。したがって、これは圧縮強度と直線的な関係にある(図19)。この値は、単純ばりと連続ばりでは異なる値として求められている。

単純ばりの場合 $V_i = (1/16) f'c$

連続ばりの場合 $V_i = (1/22) f'c$

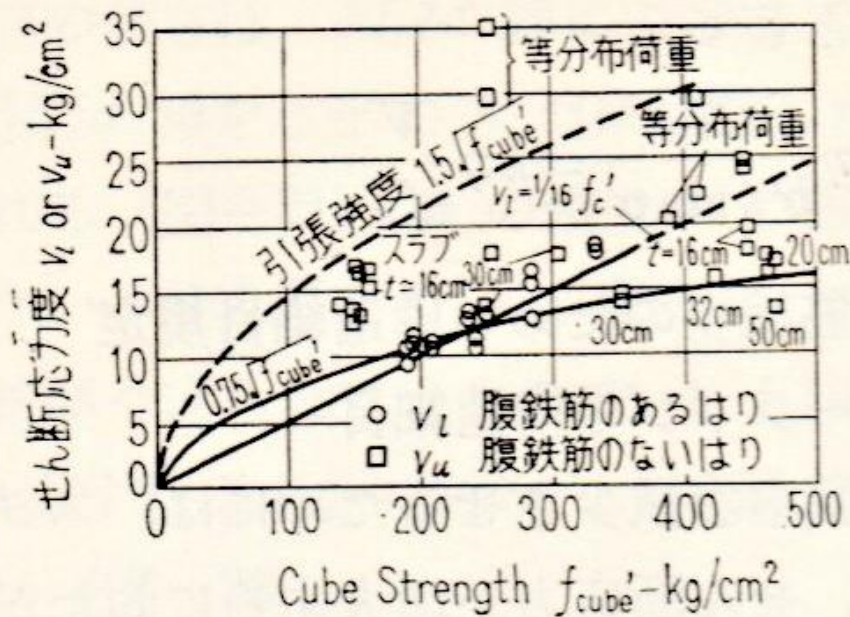


図19 腹鉄筋を配置したはりの圧縮弦による負担せん断力 V_u と腹鉄筋のないはりのせん断耐力 V_L

腹部の幅 b'/b が大きいほど、スターラップの実際の応力線と Morsch の計算値との差が大きくなる。これは、圧縮弦の傾斜によるものであって、斜材が $\beta < 45^\circ$ であることに対応している。図18の特性線からスターラップの応力 f_v を次式で表すことができる。

$$f_v = (V - V_i) / \gamma$$

したがって、せん断補強率 η は次のように書くことができる。ここに、 γ は安全率である。この式は本質的には ACI 318-63 に類似したものである。

$$\eta = (\gamma V - V_i) / (\gamma V)$$

Stuttgart の実験では、せん断に関してはこの新しい規定が完全に妥当であることが判明した。前述の a/d の範囲について我々のすべての実験における V_u/f' をプロットし、はりの実験結果を η に対してプロットすれば、図20のようになる。 $V_i = (1/16) f' c$ と $V_i = (1/22) f' c$ の線は2つの例外を除いて、全ての点の下を通っていることが分かる。連続ばりの3つの値は、上部鉄筋の付着破壊(締固め後の分離によって、付着強度は下部鉄筋のほぼ半分しかなかった)によるものであり、一つの単純ばりは、曲げ上げ鉄筋だけを配置したものであって、これは実際には許容されないはりである。この図から明らかのように、前述の V_i を用いて計算されるせん断補強率 η は十分な安全率を与えている。

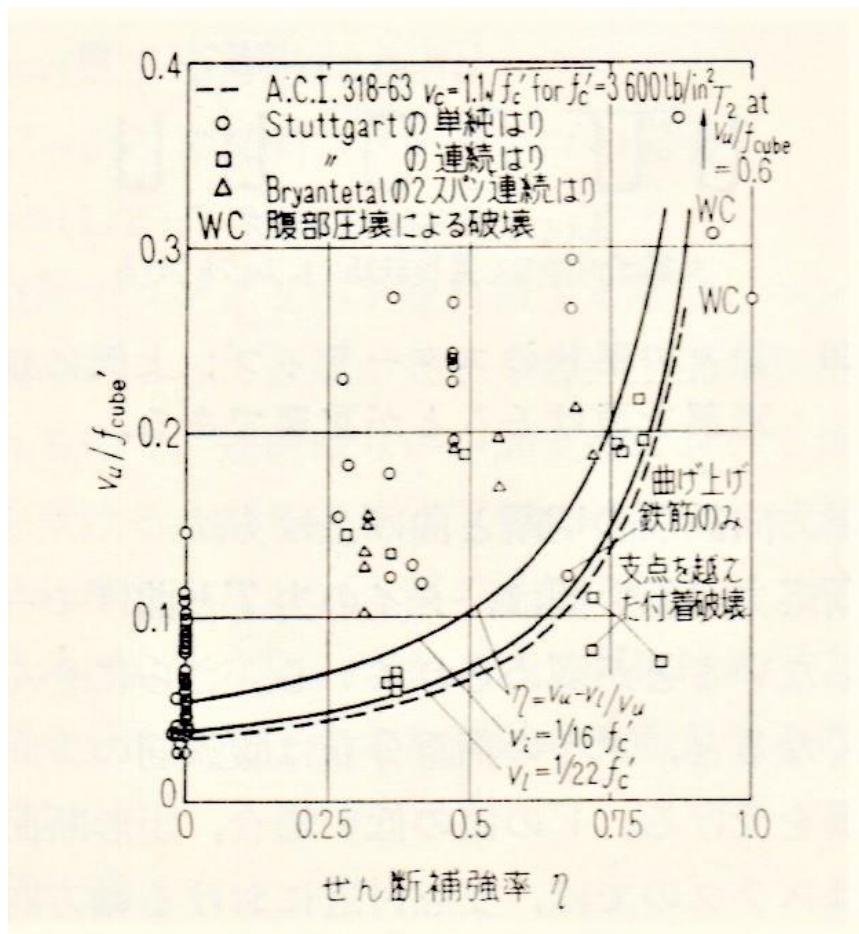


図20 終局せん断強度とせん断補強率との関係

Vの上限値は、斜め圧縮によって腹部が破壊しないように決定すべきである。我々の実験では、斜圧縮は腹鉄筋の方向によって影響されるトラス理論のようになるのではなく、せん断ひびわれの角度によってさらに影響されることが判明した。垂直スターラップの場合、せん断力が高い時の主斜圧縮応力 f_2 は次のような値になることが認められた。

$$f_2 = 2.4v \quad (\text{せん断力が低い場合} = 3.5v)$$

$$f_2 = 1.7v \quad \text{密に配置した斜めスターラップ} (\alpha = 45^\circ) \text{ のとき}$$

したがって、安全率を 2.1 とし、持続荷重に対する余裕をみれば、設計荷重によるせん断応力の上限値は次の値とするのがよい。

垂直スターラップと曲げ上げ鉄筋と組合せた場合 : 0.15 f'。

傾斜スターラップ(45° ~ 55°)の場合 : 0.19 f'。

設計荷重に対するこれらのせん断応力の最大値を用いれば、図21にしたがって単純はりおよび連続ばりのせん断補強率 η の値が得られる。上限値は腹部の圧縮応力によって支配される。下限値は腹鉄筋のないはりに対して許される値である。 $b'/b < 1/3$ のT型はりについては、腹鉄筋の構造細目規定を満足しなければならない。

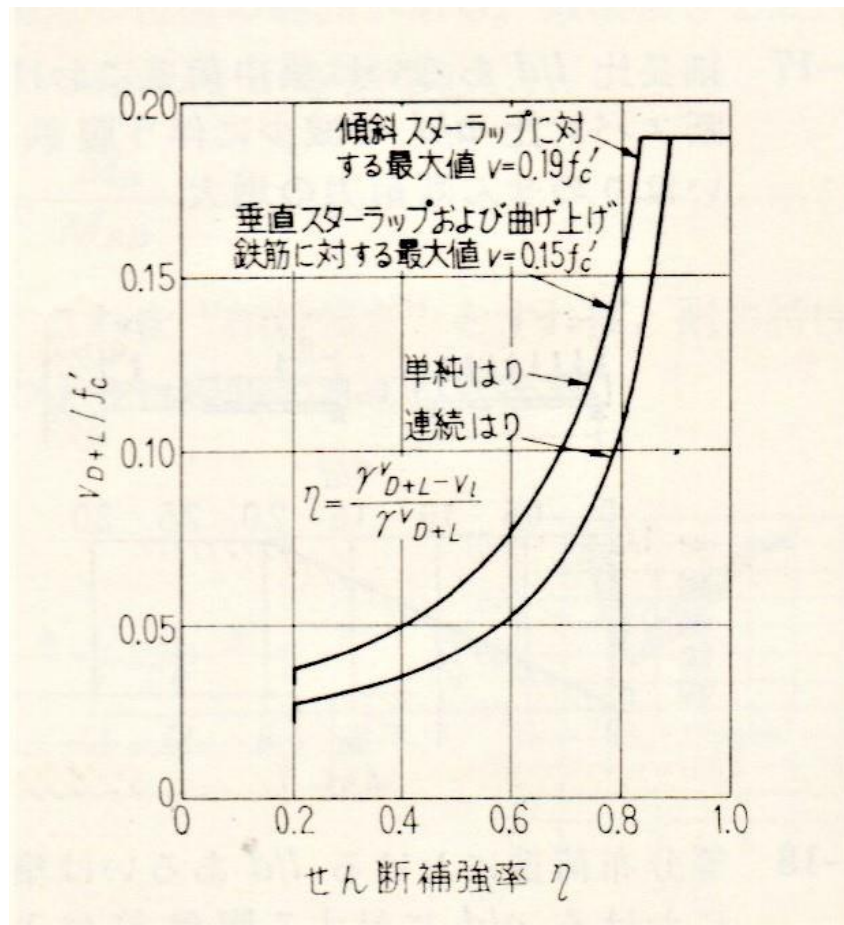


図21 所要せん断補強率 η と許容せん断応力度の上限

- f) 短スパンのはり、スラブおよびブラケットに対するせん断補強率の低減(省略)
- g) 腹鉄筋減少のための構造細目規定(省略)

2. Kani の研究

Kani は、鉄筋コンクリートばりのせん断強さについて総括的な研究を行っており、いわゆる“くしの歯理論”という独特なせん断破壊理論によって知られている。腹鉄筋のないはりについてはすでに確立した理論と設計方法を発表しているが、腹鉄筋のある部材については、現在、鋭意研究が進められているようであるが、まだ、アイデアの段階を出ておらず、今後の研究成果が期待される。

以下に述べる結果は、Kani が1961年から1967年までの6年間トロント大学で行った計700本以上にのぼるはりのせん断実験の結果に基づくものである<21>。

a) せん断パラメータ γ

同一断面の鉄筋コンクリートばりにおいて、図22(a)に示したように、載荷点から支点までの距離 a 、すなわち、せん断スパン比 a/h だけを変えた場合、破壊の性状は

次のようになる。

a/h が非常に小さい場合および比較的大きい場合には、はりは曲げ破壊する。 a/h が小さい値と大きい値の間に、完全な曲げ破壊モーメントに達する前に、斜めひびわれあるいはせん断ひびわれが発生し、はり早期に破壊する載荷点の位置の範囲がある。破壊強さを最大曲げモーメント $M_u = P_u a$ を基準とし、“相対強さ” γ_u を次式で表すとすれば、耐力特性を図22(b) のように表すことができる。

$$\gamma_u = M_u / M_{BB}$$

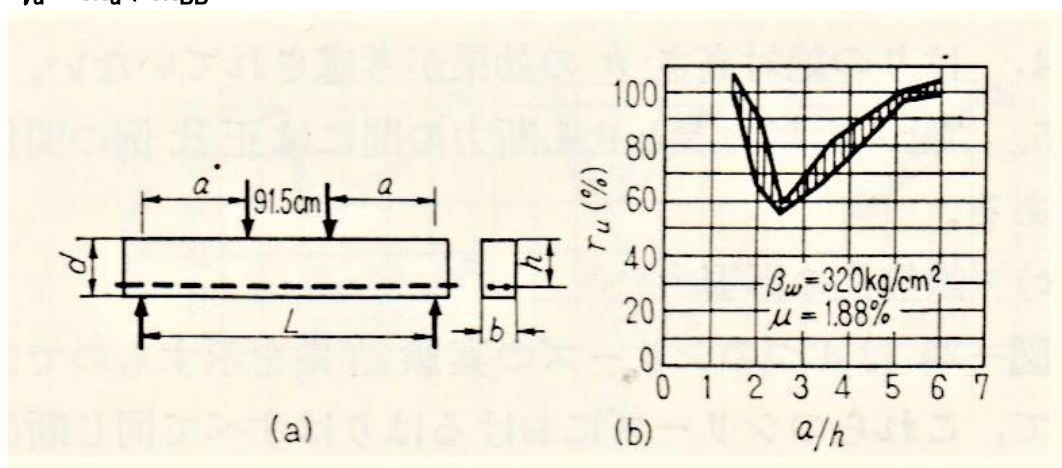


図22 (a) 載荷方法と断面 (b) a/h と相対強さ γ_u との関係

最大曲げモーメントをせん断破壊の指数とするこのような表示方法の利点としては、 γ_u が我々の目的とする完全曲げ耐力 ($\gamma_u = 100\%$) までどれだけ離れているかを知ることにある。この場合、腹鉄筋の役割は、不足している耐力を補うことにある。

b) 従来のせん断公式の検討

せん断応力度の良く知られた公式

$$\tau_0 = Q/bz \geq \tau_{u0}$$

は非常に簡単であって、せん断応力度 τ_0 が許容応力度 τ_{u0} を越えなければ、所要の安全率が確保されていることを意味している。この場合、この許容値はコンクリートの等級だけに関係するものである。DIN1045によれば、コンクリート等級が B120 から B300 になると許容せん断応力度は 4 から 8 kg/cm^2 と 2 倍に高められている。

実際のせん断破壊性状は前記の公式で表されるような単純なものでないことは、既にかかなり以前から知られている。同じはりであっても、図22(a)に示した荷重 P がスパン中央ではなく、支点近くに作用すれば、条件によっては 10~15 倍も大きなせん断力に抵抗できるものである。従来のせん断公式によると安全率が目的とする値から 10 倍以上異なったものになることがある。

われわれが慣用しているせん断計算では“せん断破壊”のパラメータとしてせん断応力度 Q/bz を採用し、コンクリート等級によって与えられる許容値と比較する。この方法には次のような誤りがある。

- 1) 破壊せん断応力度は構造材料の定数として不適当な形で採用されている。
- 2) 破壊せん断応力度あるいは許容せん断応力度は本来不合理なパラメータである。

DIN1045ではコンクリート等級だけに関係する許容値が与えられているが、検討すべき点は以下のとおりである。

1. せん断破壊応力度は主としてコンクリートの等級に影響される。
2. せん断破壊応力度は鉄筋比の影響をほとんど受けない。
3. せん断スパン比の影響が無視されている。
4. はりの絶対高さの効果が考慮されていない。
5. “せん断耐力” とせん断力の間には正比例の関係がある。

c) 鉄筋比の影響

図23は4つのシリーズの実験結果を示すものであって、これらのシリーズにおけるはりはすべて同じ断面である。コンクリートの等級もすべて同一であるが、各シリーズにおいて鉄筋比 μ が異なっている。それぞれ、0.50%、0.80%、1.88%および2.80%である。したがって、一般に用いられる鉄筋比のすべてを包含しているものと考えられる。

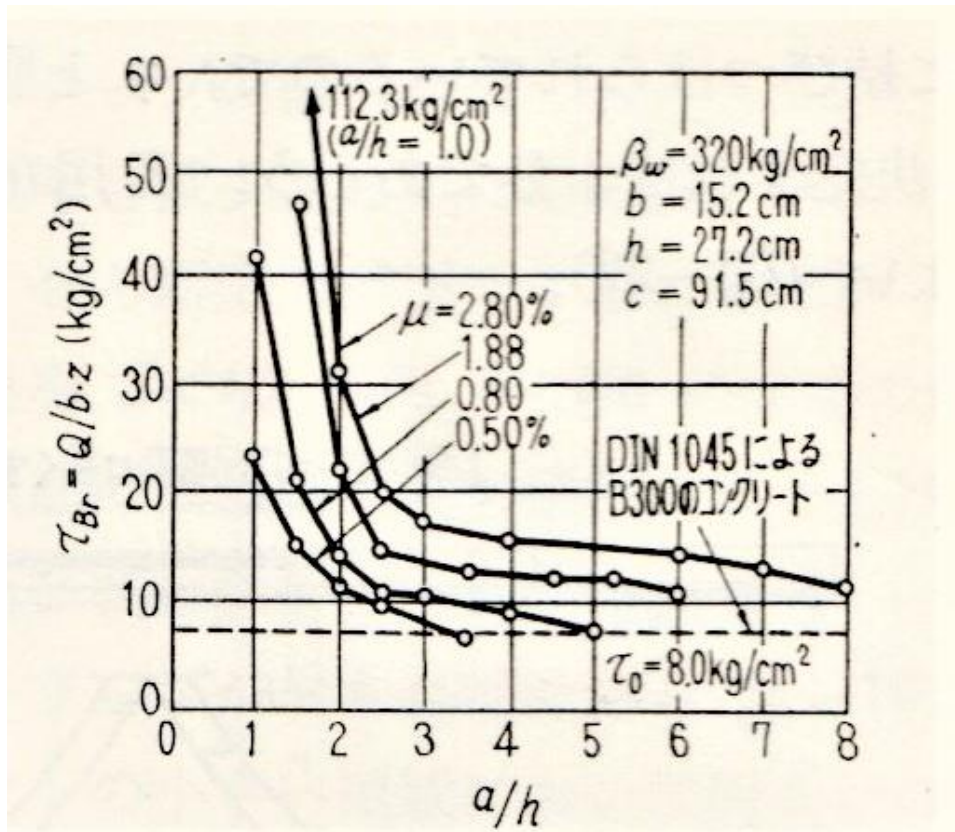


図23 鉄筋比の異なる4つの実験シリーズ
a/hと破壊せん断応力 τ_{Br} との関係

せん断公式によれば、コンクリートの等級が同じであれば、せん断破壊応力度は同じになるはずである。しかし、実際には鉄筋比が2.80%の実験シリーズのせん断

破壊応力度は、鉄筋比0.50%のシリーズにおける値に比べ100%も大きくなって
いる。以上のことをまとめると次のとおりである。

- 1) 許容せん断応力度はコンクリートの等級だけに関係するとは考えられない。
- 2) 許容せん断応力度は鉄筋比によって変えるべきものである。鉄筋比は、DIN10
45に規定された種々のコンクリート等級に対する許容値と同程度の重要性を持
った影響因子と考えられる。

d) せん断スパン比の影響

この影響も図24から明らかである。 载荷方法、すなわち、せん断スパン比 a/h を
変化させると、コンクリート断面、鉄筋比ならびにコンクリート等級が同じでも、はりの
せん断応力度は100%あるいはそれ以上の変動を示している。

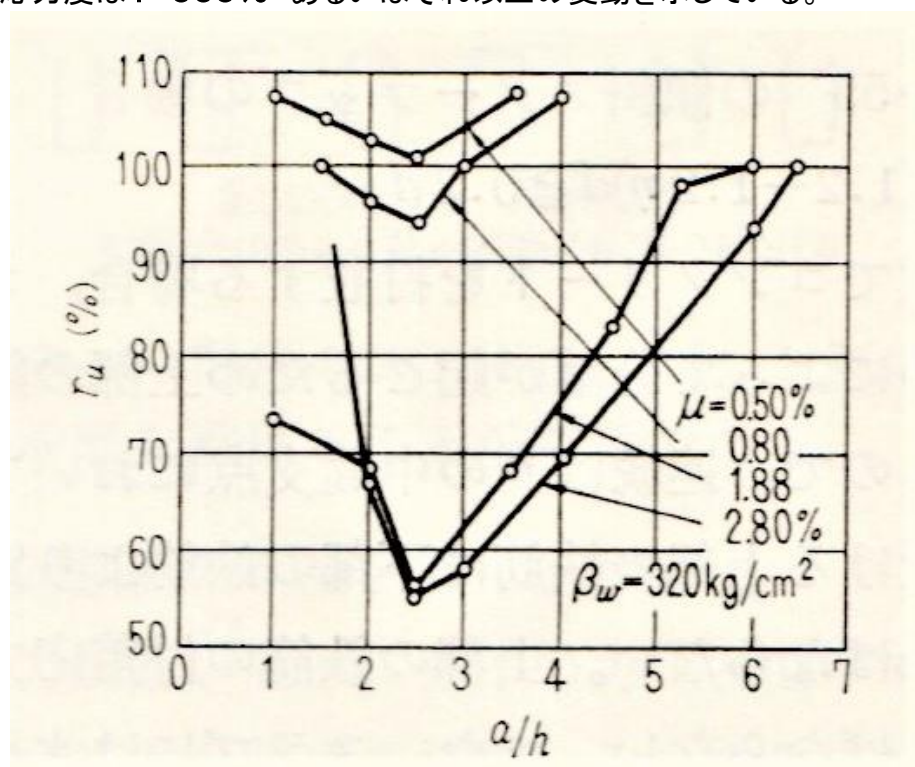


図24 鉄筋比を4種類に変えた場合のせん断スパン比 a/h と相対強さ γ_u の関係

せん断破壊応力度に a/h が大きい影響を及ぼすことを認めたのは、Talbot (1907
年)が最初であって、最近では、Ferguson, Morrow- Viest, Leonhardt-Waltherらが明
確に実証している。

実験結果を表す場合、図24のように、相対強さ γ_u をパラメータとすると、最低値と最
高値の差が100%以内になり、図23のように、せん断破壊応力度をパラメータとして
用いるのよりもはるかに適している。

e) 絶対はりの高さの影響

はりの絶対高さの影響を検討するため、はりの有効高さの異なる4つのシリーズの
実験を行った。コンクリート等級、鉄筋比およびはりの幅は一定とし、有効高さをそ

れぞれ、13.6 cm、27.2 cm、54.4 cm および 108.8 cm とした。はりの断面と試験方法は図25に示すとおりである。

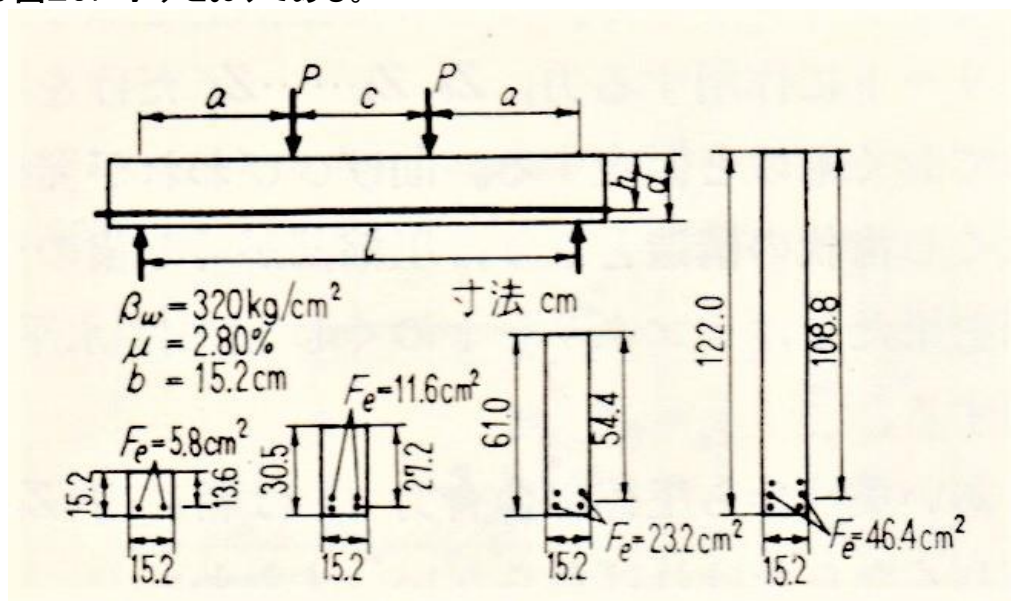


図25 荷重方法とはり断面

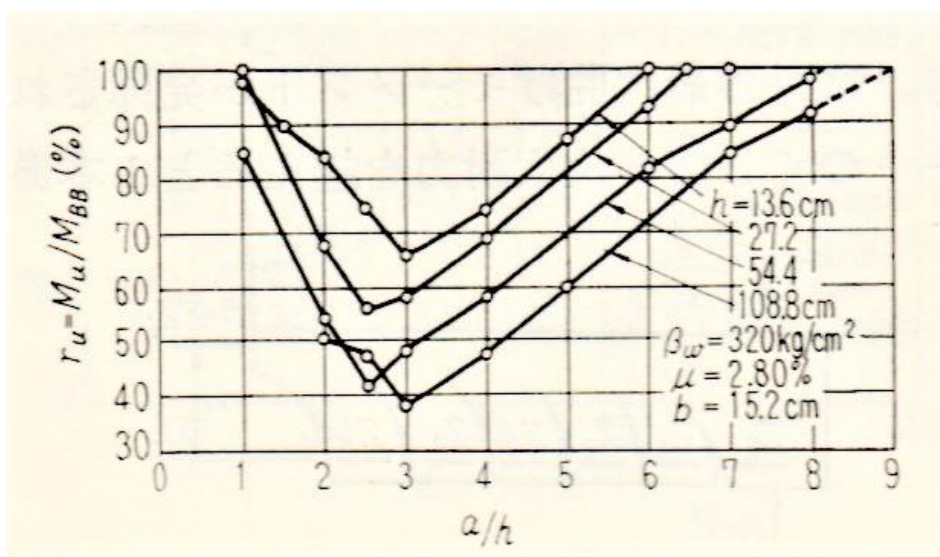


図26 はりの高さが相対強さ γ_u に及ぼす影響

はりの高さが相対強さ γ_u に影響を及ぼすのは、高さが約 30 cm 以下の場合に限るものであると一般にいわれてきたが、図26に示すように有効高さが 30 cm を越えた場合であっても、絶対はり高さが相対強さに及ぼす影響がなくなるという現象は認められない。はりの有効高さを2倍にするとせん断耐力の減少が連続的に起こっている。

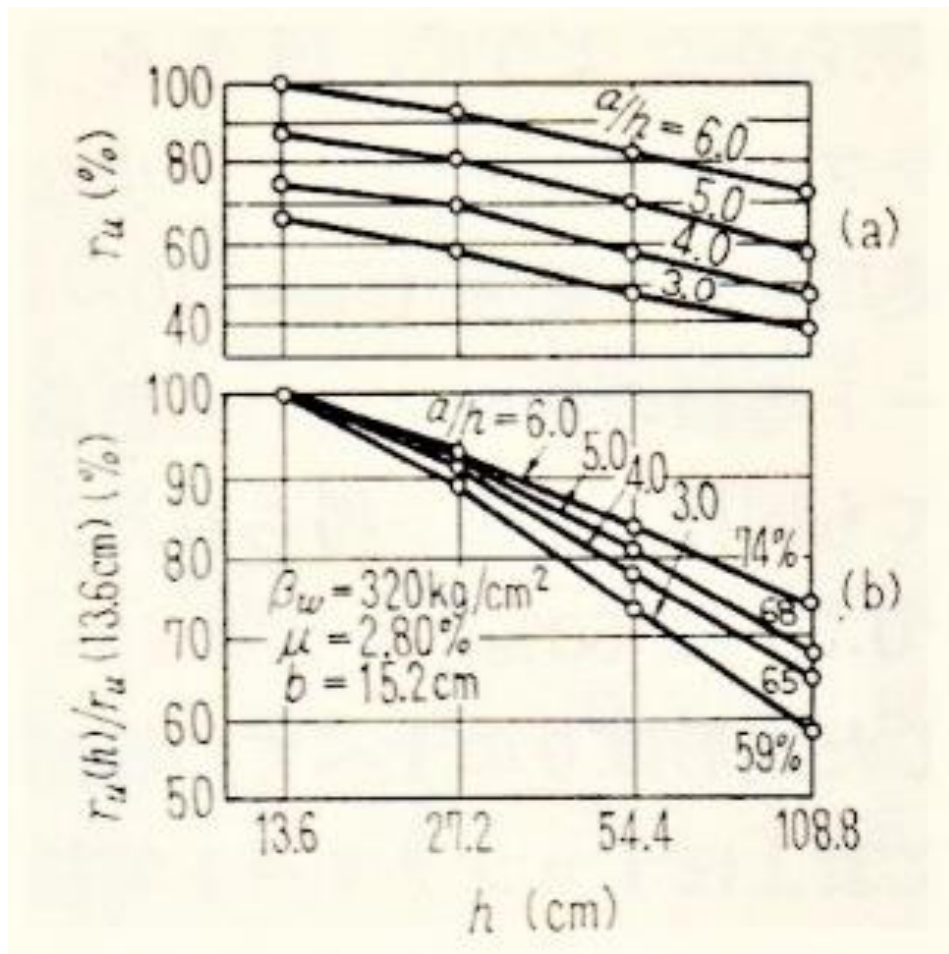


図27 a/h および h と相対強さ r_u の関係

図27は、はりの有効高さ h を関数とした相対強さ r_u を示したものであって、同じせん断スパン比 a/h を結んだものである。図27(a)には、4つのグループの相対強さを、また、図27(b)には、最も高さの低いを基準とした比率を表している。せん断スパン比 a/h が3.0の場合には、有効高さを13.6 cmから108.8 cmに増大させると、相対強さの減少率は41%にもなっている。

以上の結果から、絶対はり高さの影響を許容せん断応力度の規定において適切に考慮する必要がある。このような許容せん断応力度は、主として、せん断スパン比 a/h 、鉄筋比 μ および絶対高さ h に関係するものであるが、簡単に定義することは困難であろう。

f) せん断耐力とせん断力

図23から明らかなように、コンクリートの等級と断面が同じであっても、破壊せん断力 Q は1 000% までの変動を示している。鉄筋比が同じであっても、載荷方法、すなわち、 a/h が異なれば、破壊せん断力には数百%の差を生じる。

鉄筋コンクリートばりの“せん断耐力”とせん断力 Q の間には正比例の関係は存在しないのである。

g) コンクリート等級の影響

この影響は DIN1045 において許容せん断応力度 τ として一般に与えられ、コンクリート等級 B300 に対し、B120 に比べ 100% 多く許容されている。鉄筋コンクリート矩形ばりに及ぼすこの影響を検討するため、 a/h を変えた試験を行った。鉄筋比を 4 種とし、全部で 135 本のはりの実験を行った。はりの断面は一定である ($b=15.2$ cm, $d=27.2$ cm)。

鉄筋比 μ を 1.88% とし、コンクリート等級を変えた 3 つの場合について実験結果を示せば、図 28 のとおりである。せん断スパン比 a/h が同じ各 2 つの供試体はりによって大きい方の値と小さいほうの値から 2 つの曲線が得られた。

この図から明らかなように、誤差を $\pm 10\%$ とすれば、3 つのグループの間に差異はなく、少なくとも鉄筋コンクリートに使用される範囲 ($\beta_w=210\sim 420\text{kg/cm}^2$) では、コンクリート等級の影響はないと結論される。他の鉄筋比についても同様の結論が得られた。

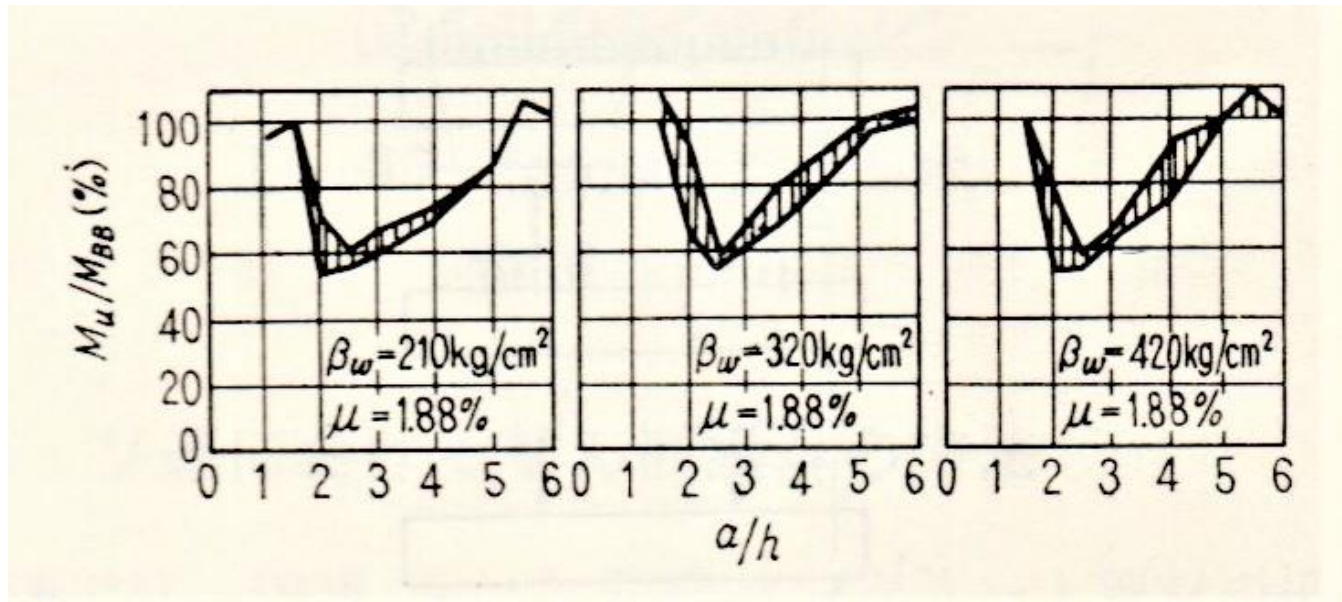


図 28 コンクリート等級を変えた 3 つの実験シリーズにおける相対強さ

h) はり幅の影響

はり幅の影響を求めるため、はりの幅を変えて実験を行った。図 29 は実験結果を示すものであって、 $b=61$ cm のグループの線は基準とした耐力曲線 ($b=15.8$ cm) の上下にばらついており、この変動は鉄筋コンクリートの実験で認められる許容精度の範囲内であると考えられる。

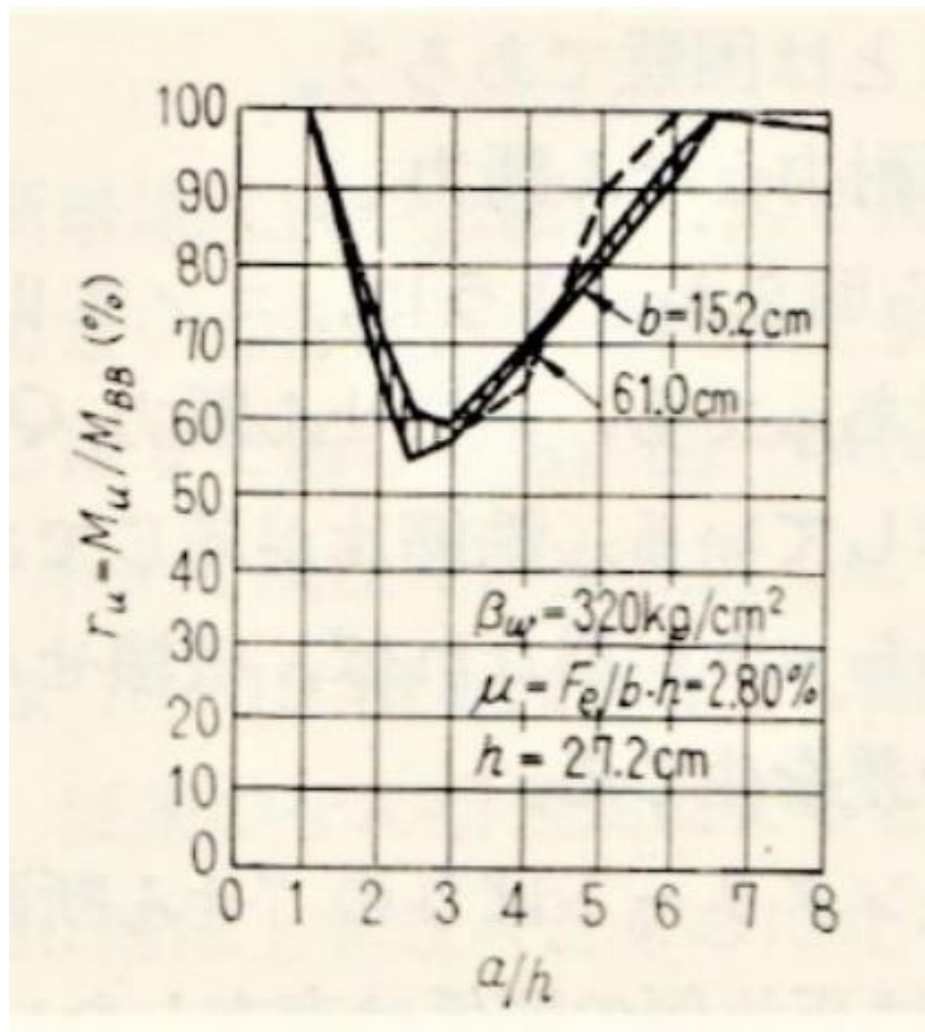


図29 はり幅の影響

i) 等分布荷重と集中荷重の関連性

等分布荷重と集中荷重の比較ができるためには、まず、等分布荷重におけるせん断スパン比 a/h を定義しなければならないが、図30に破線で示したような方法によれば、最も簡単にこれを行うことができる。等分布荷重を2つの等価な圧縮された等分布荷重に置き換え、次にこれを1/4点に作用する2つの集中荷重で置き換えれば、これら2つの載荷状態の近似性は非常に良くなる。

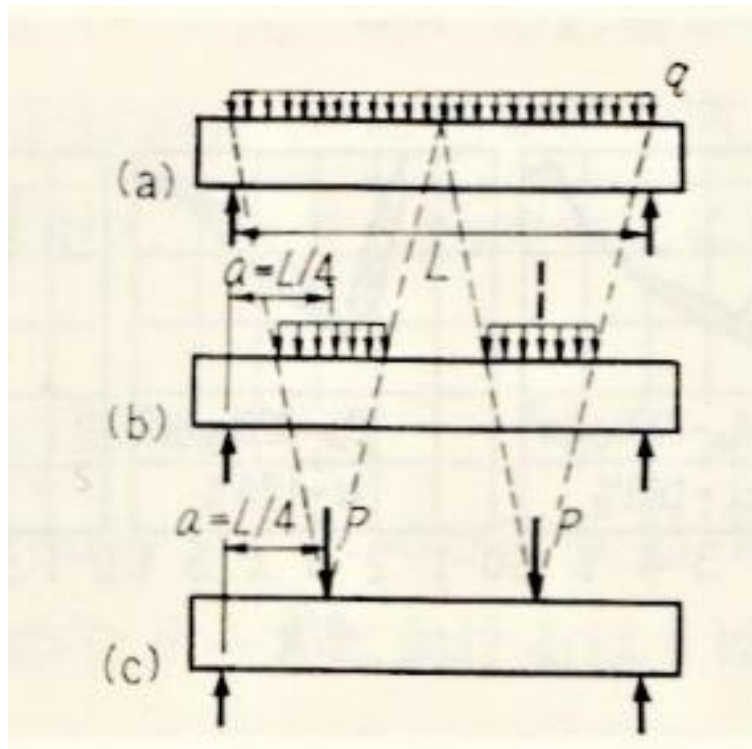


図30 等分布荷重を集中荷重に置き換える方法

このようにして定義したせん断スパン比 a/h によって、Leonhardt-Walther の研究における比較が十分に可能な2つの実験シリーズの γ_0 を示したのが、図31のとおりである。この図から明らかなように、等分布載荷と2点載荷におけるせん断耐力性状は本質的には同じである。ただし、等分布載荷の方が若干耐力は大きくなっている。

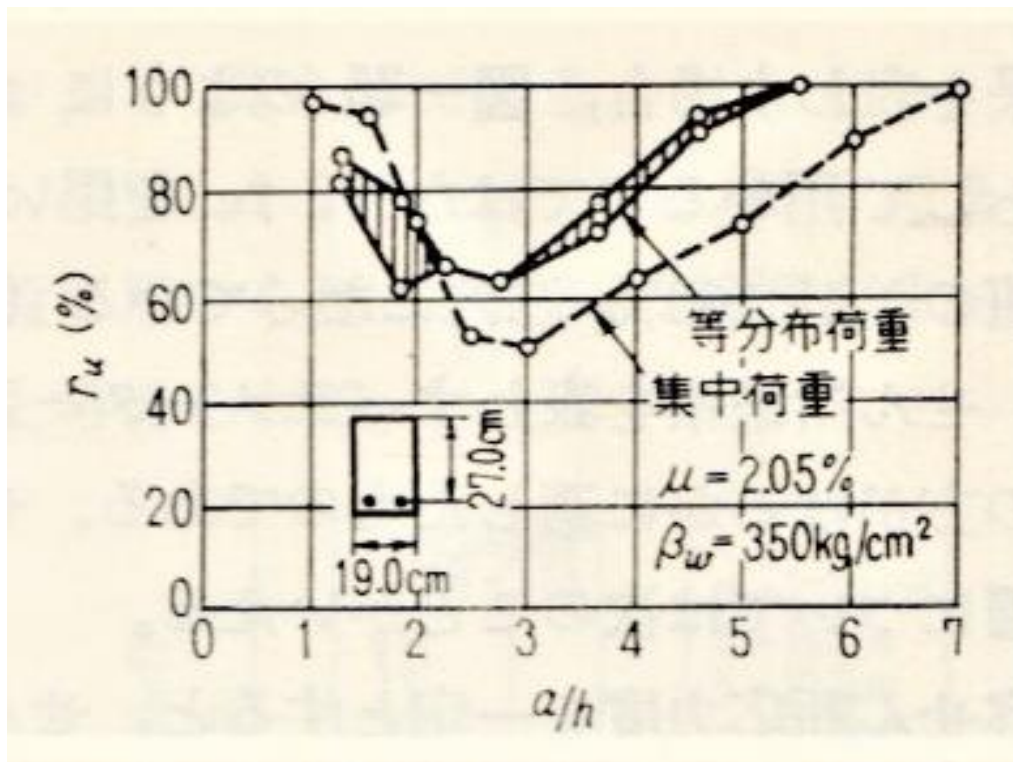


図31 等分布荷重と集中荷重における相対強さ γ_u の比較

j) T型ばりのせん断強さ

T型ばりは、対比される矩形ばりに比べ、腹部幅が小さいため、せん断強さも小さくなった。しかし、DIN1045によって算定されるように、 $b_0/b=1/3$ の比率で耐力が減少するのではなく、約50%の減少率であった。

k) 斜め引張破壊に関する理論的検討と計算式の提案

図32は、はりのせん断破壊機構を説明するものであって、2つの集中荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの一部を示すものである。ここでは主鉄筋を取り去り、コンクリートに作用する力、 Z_0, Z_1, \dots, Z_i だけをそのまましておくものと仮定する。曲げひびわれが発生した後にはくし歯状の構造となり、圧縮部がくし歯の付け根の役割を果たし、コンクリートのくし歯には水平力 Z_i が作用する。

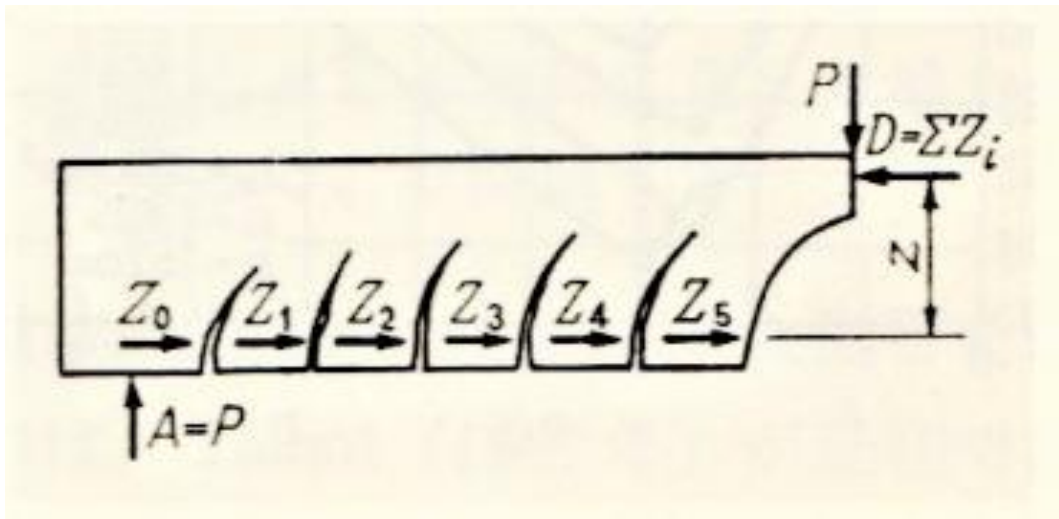


図32 ひびわれのに入った鉄筋コンクリートばりの力の状態

釣り合い条件から圧縮部の合力 D は常に力 Z_i の合計に等しくなければならない。すなわち、

$$D = \sum Z_i$$

力 Z_i の合計が最大になるとき、すなわち、力 Z_i の水平力に対するコンクリートのくし歯の抵抗力が最大になるとき、はりの最大モーメントが発揮される。コンクリートのくし歯が最大耐力を越えると1本あるいはそれ以上のくし歯が破損する。これは、通常、曲げひびわれが荷重 P の下まで伸長することによって起こる。これによって、荷重 P と斜めひびわれの間にあるコンクリートくし歯の耐力が失われ、当然のこととして、コンクリートの圧縮部が減少していくので、力 D は小さくなっていく。したがって、この直前まで抵抗していた曲げモーメント $M_{\max} = D_{\max} z$ には耐えられなくなり、はりには破壊する。主鉄筋が降伏点に達する前にくし歯が最大水平耐力に達すれば、曲げ破壊ではなく、斜引張破壊が起こるのである。したがって、斜引張に対するはりの耐力は、コンクリートくし歯の最大水平抵抗力によって決定されるのである。

コンクリートくし歯の水平抵抗力は主として次の3つの成分からなっている。

1. コンクリートくし歯の曲げ強さ
2. 主鉄筋のダウエル効果
3. 相隣るコンクリートくし歯との“ひびわれの噛み合い”による移動抵抗

以上の抵抗成分を考慮した結果、腹鉄筋のない矩形ばりの相対強さ γ_0 について次の簡単な公式が得られた。

$$\gamma_0 = C / (\mu^{1/2} h^{1/4}) \cdot (a/h)$$

ここに、

μ : 鉄筋比

h : はり高さ(cm)

a/h : せん断スパン比

C : 定数

C が実際に定数であるかどうかを検討するには、多くのはりの実験値からこの式により C 値を逆算すればよい。この結果は図33に示すようである。コンクリート等級

の影響を判定するため、横軸にコンクリート等級 β_w をとってある。

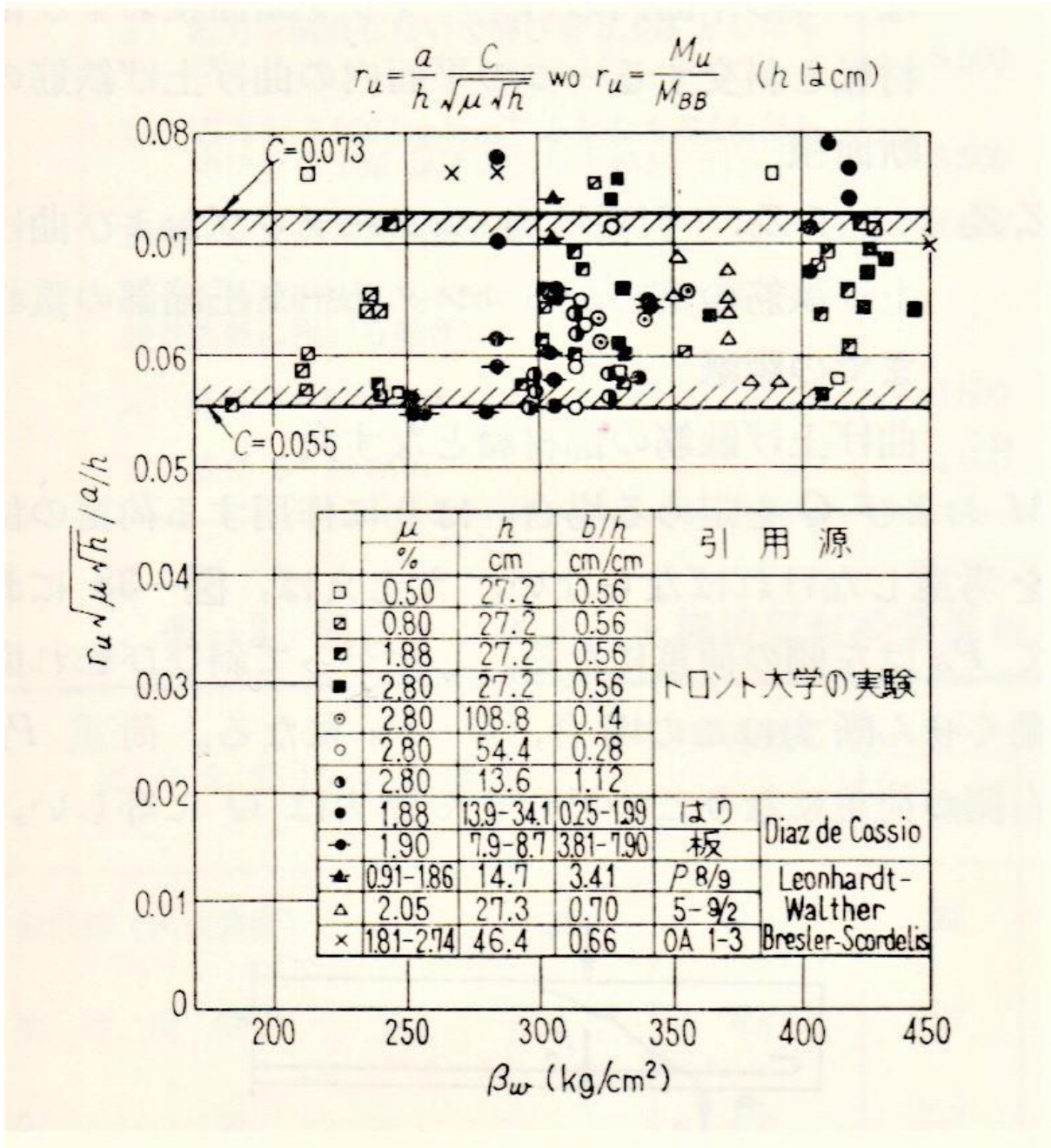


図33 C 値の逆算値

図33は非常に多くの異なった実験シリーズの実験結果を表すものであって、主要なパラメータは次のような範囲にある。

コンクリート等級 β_w 180~460 kg/cm²

鉄筋比 μ 0.50~2.80 %

はり高さ h 7.9~108.8 cm

せん断スパン比 a/h 2.5~6.5

b/h 0.14~7.9

これらのパラメータの変化の範囲は、実際に問題となるはりの範囲をほとんど包含しているのであるが、算定された C 値の変動範囲は狭く、平均値 $C=0.064$ に対し、約 $\pm 15\%$ の変動があるに過ぎないことが判明した。

l) 腹鉄筋の機能

腹鉄筋の機能は図34によって説明される。a) は $a/d=1.0$ のはりであって、全ての場合 γ_s は 100% となり、腹鉄筋が無くても圧縮力 C と荷重 P の合力を S 点に安全に伝達することができる。したがって、 a/d が 1 より大きいはりにおいても、 P と C の合力を腹鉄筋によって点 S まで伝達すればよい。力の流れは、c) のようになるので、d) のような腹鉄筋の配筋方法が最も合理的であるといえる。e) のような従来のトラス型配筋法では、引張部から圧縮部へ何回も荷重伝達を繰り返して S 点に合力が伝達されるので、不合理である。また、この考え方に基づけば、斜めスターラップの方が垂直スターラップよりも効果的であることが説明できる。

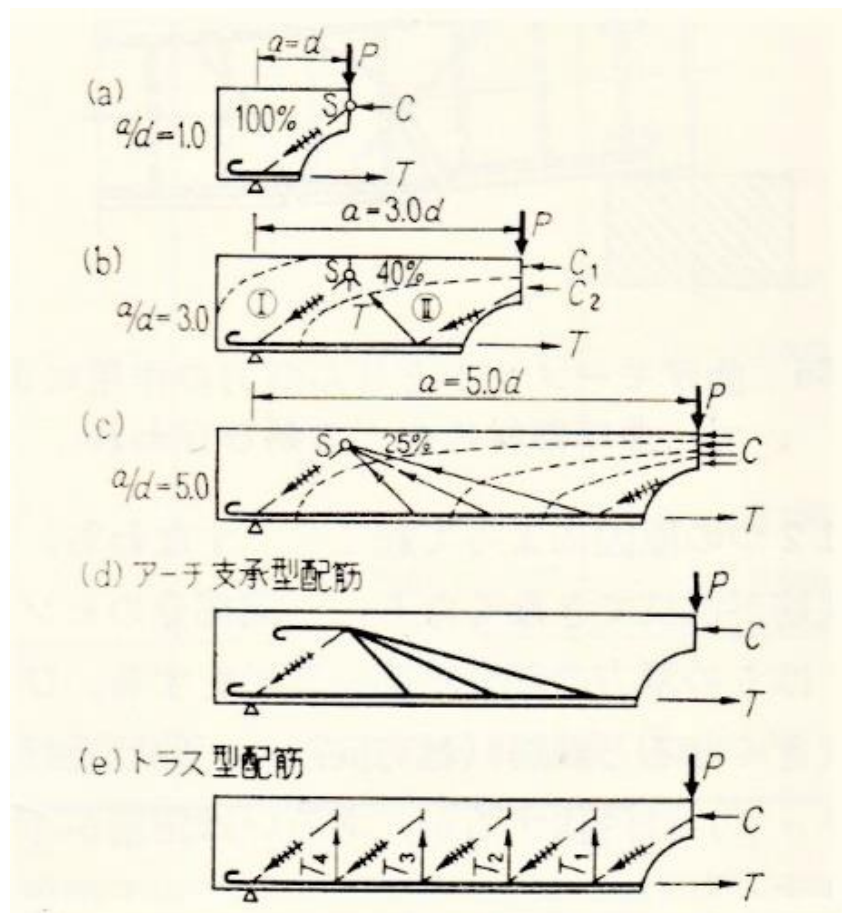


図34 腹鉄筋の配筋原理

ソ連におけるせん断設計の方法 青柳征夫

ソ連では、1938 年から鉄筋コンクリート部材の極限設計が採用され、何回かの修正を経て現在の設計方法が確立した。特に、せん断に対する設計方法には独特のものがある。以下に現在ソ連で採用されている鉄筋コンクリート部材のせん断設計の方法について述べる。

1. せん断破壊機構

曲げモーメントおよびせん断力を受ける部材の極限強度を定めるために、ソ連鉄筋コンクリート中央研究所において、多くの実験研究が行われた。実験によれば、斜めひびわれは曲げひびわれと同様、部材の破壊の相当以前に発生し、引張応力を受けるコンクリートは、垂直面ばかりでなく斜めひびわれ面でも有効でなくなることが分かった。このため、斜めひびわれの部分では、かなりの応力状態の変化が起こる。

前述の実験および他の多くの実験に基づいて、曲げモーメントおよびせん断力を受ける部材の斜めひびわれ断面の設計方法が研究された。この設計方法では、はりは斜めひびわれによって2つの部分に分割され、コンクリートの圧縮部および斜めひびわれを通る鉄筋(軸方向鉄筋、曲上げ鉄筋、スターラップ)によって結ばれていると仮定している(図35a)。さらに荷重が増大すれば斜めひびわれは伸長し、ついに破壊に至る(図35b)。

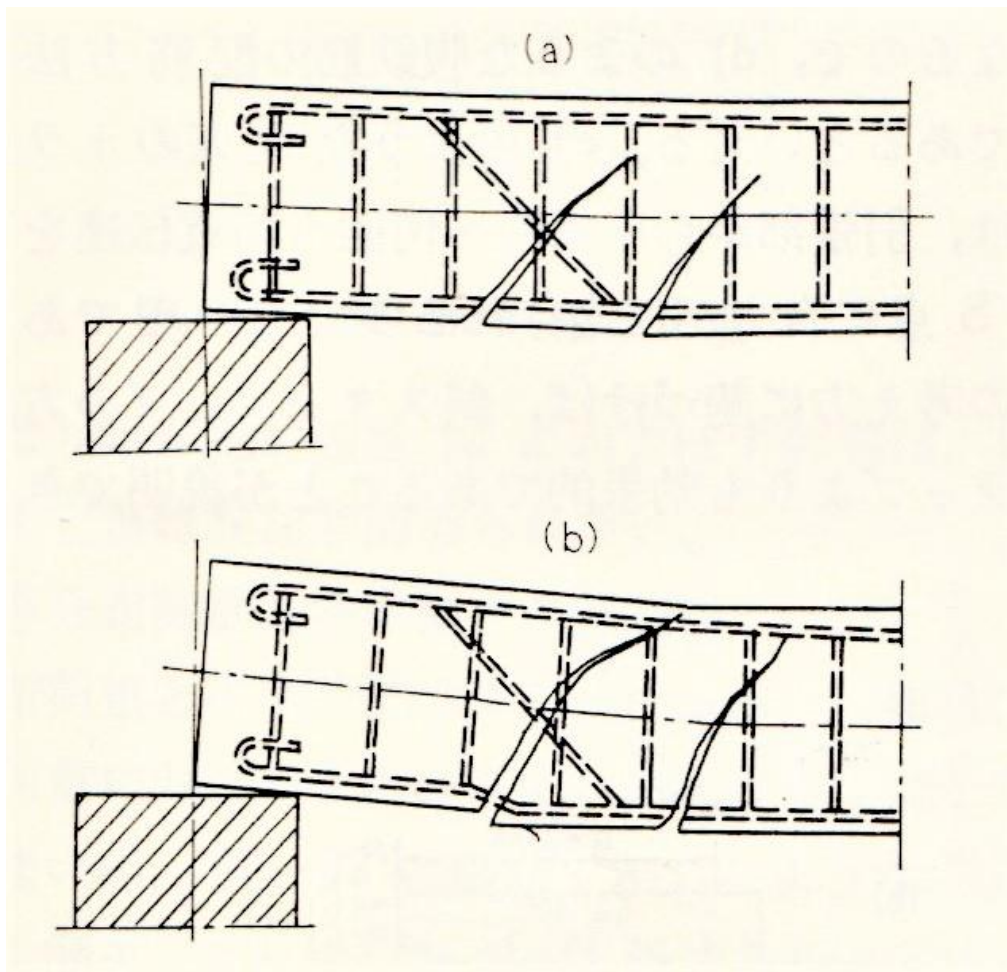


図35 部材に生ずる斜めひびわれ

破壊は2つの原因によって起こる。

1. 鉄筋が抵抗できなくなり、圧縮部分のヒンジの周りに、はりの双方の部分が回転変形をする。ひびわれが十分大きくなると、鉄筋は降伏するか、あるいは、定着が不十分な場合にすべりが生ずる。一方コンクリートの圧縮部分は高さが減少し破壊する。
2. 強度が大きく定着が十分な鉄筋を用いた場合には、鉄筋は降伏しないではりの双方の部分の回転変位を妨げ、圧縮応力とせん断応力の組合わせ応力の下にコンクリートの圧縮部分が破壊する。

極限状態における斜めひびわれ面の釣り合い状態は、**図36**に示されている。

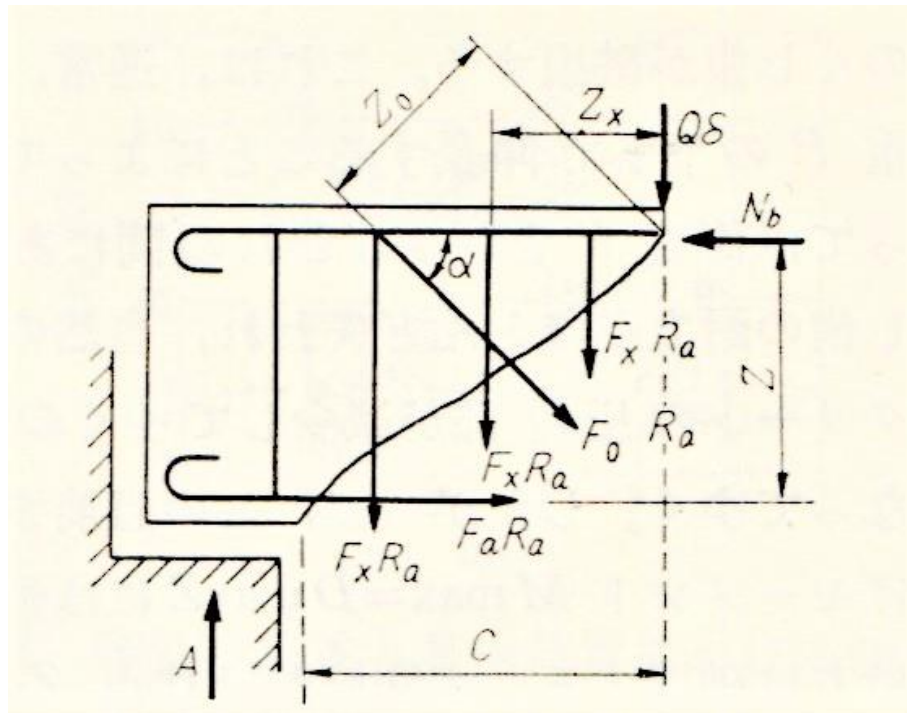


図36 極限状態における斜めひびわれ断面の力の釣り合い

斜めひびわれによるはりの破壊を防ぐためには、2つの強度の限界を満足しなければならない。すなわち、曲げモーメントおよびせん断力に対してである。

斜めひびわれの上端のコンクリートの圧縮部重心に関する外力による設計モーメントは、同じ点に関する斜めひびわれ面を通る軸方向鉄筋、スターラップおよび曲上げ鉄筋の抵抗モーメントの和よりも大きくてはならない。また、定断面部材に働くせん断力 Q は、斜めひびわれの上のコンクリート圧縮部および斜めひびわれを横切る曲げ上げ鉄筋およびスターラップの抵抗力の垂直方向の分力より大きくてはならない。

$$M \leq R_a (\sum F_a Z + \sum F_0 Z_0 + \sum F_x Z_x)$$

$$Q \leq R_a (\sum F_0 \sin \alpha + \sum F_x) + Q_\delta$$

ここに、

Q : 設計せん断力、斜めひびわれの片側に働くはりの軸に垂直方向の外力の和

Q_δ : コンクリート圧縮部で抵抗する部材軸に垂直方向の力

R_a : 鉄筋の応力度(設計強度)

F_a : 引張鉄筋の断面積

F_x : 部材軸に垂直な一つの平面内のスターラップ断面積

F_0 : 部材軸と斜交する一つの平面内の曲上げ鉄筋の断面積

Z : 引張鉄筋の重心からコンクリート圧縮部の重心までの距離

Z_x : スターラップの重心からコンクリート圧縮部の重心までの距離

Z_0 : 曲げ上げ鉄筋の重心からコンクリート圧縮部の重心までの距離

α : 曲げ上げ鉄筋の部材軸となす角度

M および Q を定める場合、はりに作用する荷重の位置を考慮しなければならない。たとえば、図37において P_B は左側の荷重になる。したがって、斜めひびわれ面に働くせん断力はこの場合、 $Q - P_B$ になる。荷重 P_H は右側の荷重になりこの場合せん断力は Q に等しい。

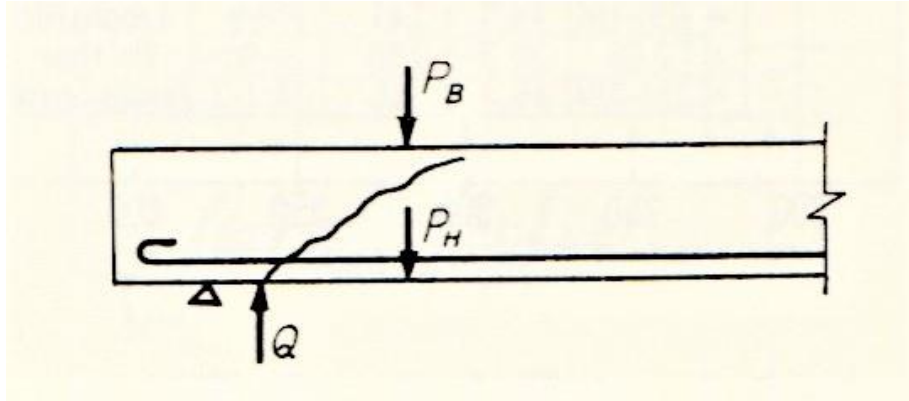


図37 斜めひびわれの片側に作用する力の定め方

曲げモーメントに対する最危険断面は次式から求める。

$$Q = \sum R_a F_o \sin \alpha + \sum R_a F_x$$

ここに

Q: 斜めひびわれ面の終端位置の設計せん断力

規格の異なった鉄筋を含む場合には、これらの式にはそれぞれの鉄筋の設計強度を用いる。曲上げ鉄筋およびスターラップが圧縮部に近く配置されている場合には、これらの応力度は斜めひびわれ幅が小さいため、設計強度に達することはできない。このため、前式に若干の誤差を生ずる。なぜなら斜めひびわれを横切る圧縮部に近い曲げ上げ鉄筋およびスターラップに働く力は腕長が小さいからである。式では有効係数 m_H を曲げ上げ鉄筋およびスターラップに対して考慮する。したがって表2には、せん断力に対する設計をする場合の低下させた値 R_{ax} が示されている。表3はコンクリートの設計強度を示したものである。

表2: 鉄筋の規格強度および設計強度 (kg/cm^2)

No.	鉄筋の種類別	規格 強度 R_aH	設計強度		
			引	張	圧縮
			a) 軸方向鉄筋 b) 斜めひびわれ面の曲げモーメントを計算する場合の腹鉄筋 R_a	抵抗せん断力を計算する場合の腹鉄筋 R_{ax}	R_{ac}
1.	規格 C_T3 の熱間圧延丸鋼 ($d \leq 40$ mm) および同規格の平鋼および型鋼 (以下異形鉄筋)	2 400	2 100	1 700	2 100
2.	規格 C_T5 の熱間圧延鋼 ($d \leq 40$ mm)	3 000	2 700	2 150	2 700
3.	規格 $C_T25 T2C$ および規格 $C_T35 TC$ の低合金熱間圧延鋼	4 000	3 400	2 700	3 400
4.	規格 $C_T30 XT2C$ の低合金熱間圧延鋼	6 000	5 100	4 100	3 600
5.	規格 C_T5 でストレッチングを施したものの a) 応力を制限しないで伸びを 5.5% としたものの	4 500	3 250	2 600	2 700
		4 500	3 700	3 000	2 700
6.	規格 $C_T25 TC$ および $C_T35 TC$ でストレッチングを施したものの a) 応力を制限しないで伸びを 0.5% としたものの	5 500	4 000	3 200	3 400
		5 500	4 500	3 600	3 400
7.	規格 C_T3 の冷間引抜き鋼	4 500	2 500	2 000	2 500
8.	低合金冷間引抜きワイヤ (溶接鉄筋網および溶接鉄筋組に用いる場合) a) 直径 3~5.5 mm	5 500	3 150	2 200	3 150
		4 500	2 500	1 750	2 500

表3: 構造部材の強度およびひびわれ発生を計算する場合の設計強度 (kg/cm^2)

応力を受ける状態	設計強度 の記号	規格によるコンクリートの設計強度								
		50	75	100	150	200	300	400	500	600
軸圧縮 (角柱強度)	R_{HP}	22	33	44	65	80	130	170	200	230
曲げ圧縮	R_N	27	41	55	80	100	160	210	250	280
引張	R_P	2.7	3.6	4.5	5.8	7.2	10.5	12.5	14	15
プレストレストコンクリート部材のひびわれ発生を計算する場合の引張	R_S	3.8	5.0	6.3	8.0	10.0	14.5	17.5	19.5	21.0

コンクリートの圧縮部による限界抵抗力 Q_d は、実験によれば若干安全側に次式によって求められる。

$$Q_d = 0.15 R_N b h_0^2 / c$$

ここに、

R_N : コンクリートの設計曲げ圧縮強度 (表3参照)

b : 腹部の幅

c : 斜めひびわれ面の部材軸に対する投影長さ

h_0 : 断面の有効高さ

以下はりの高さが変化する場合には省略

2. スターラップの計算およびその最大間隔

スターラップの設計には、曲上げ鉄筋の無い場合、 Q_o を代入した次式を用いる。

$$Q \leq R_{ax} \Sigma F_x + Q_o = R_{ax} \Sigma F_x + 0.15 R_N b h_o^2 / c$$

斜めひびわれを水平に投影した部分 C の単位長さにおいてスターラップによって抵抗しうる力を q_x とすれば、斜めひびわれを横切るすべてのスターラップによって抵抗しうる力は、 $R_{ax} \Sigma F_x$ に等しいので、

$$q_x c = R_{ax} \Sigma F_x$$

あるいは、

$$q_x = R_{ax} \Sigma F_x / c$$

限界値では次のようになる。

$$Q = q_x c + 0.15 R_N b h_o^2 / c$$

スターラップおよびコンクリートの圧縮部による抵抗せん断力が最小になる C の大きさを定めるためには、式の右辺を c で微分して0とすればよい。

$$dQ/dc = q_x - 0.15 R_N b h_o^2 / C_o^2 = 0$$

これより、

$$C_o = (0.15 R_N b h_o^2 / q_x)^{1/2}$$

したがって、最も条件の悪い斜めひびわれ面において、圧縮部のコンクリートおよびスターラップが抵抗する限界せん断力 Q_{xo} は次式で求めることができる。

$$Q_{xo} = q_x C_o + 0.15 R_N b h_o^2 / C_o = (0.60 R_N b h_o^2 q_x)^{1/2}$$

斜めひびわれの端を通る1組のスターラップはひびわれを横切らないこともあり、また、ひびわれの終点付近の1組のスターラップは、ひびわれの開きに抵抗しないかもしれないので、 Q_{xo} の値は次式によって計算しなければならない。

$$Q_{xo} = (0.60 R_N b h_o^2 q_x)^{1/2} - R_{ax} f_x n$$

ここに、

f_x : スターラップの1組の断面積

n : 部材軸に垂直な面内の1組のスターラップの枝数

以下略

参考文献

1. 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書、設計編、2017.12, pp.188-195
2. 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書、設計編、1986.10, pp.50-55
3. ACI-ASCE Committee 326: Shear and Diagonal Tension, ACI Structural Journal and Proceedings, 1962
4. American Concrete Institute::ACI 318-63, 1963
5. F. Leonhardt and R. Walther : Contribution to the treatment of shear in reinforced concrete translated by J.P. Verschuren and J.G. MacGregor, 1965.02, pp.1-183
6. J.N.J. Kani:How safe are our large reinforced concrete beams ? , ACI Journal, 1967, Vol.64, pp.128-141
7. 檜貝勇:鉄筋コンクリートはりのせん断破壊に関する基礎研究、学位論文、1971.3
8. 土木学会コンクリート委員会:鉄筋コンクリート終局強度理論の参考、コンクリート・ライブラリー34号、1972.81
9. H. Okamura and T. Higai : Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proc. Of JSCE, No.300, 1980.8, pp.131-141
10. 上田多門、岡村 甫、Sabry A. Farghaly、榎本松司:せん断補強鉄筋のないはりのせん断疲労強度、コンクリート工学論文 No.82.9-1,1982.9, pp.89-98
11. 土木学会コンクリート委員会:コンクリート標準示方書、1980年版
12. 井畔瑞人、塩屋俊幸、野尻陽一、秋山暉:等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりの実験的研究、土木学会論文集、第348号/V-1, 1984.8, pp.175-184
13. 二羽淳一郎、山田一字、横沢和夫、岡村 甫:せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価、第372号/V-5, 1986.8, pp.67-176
14. A. N. Talbot : Test of Reinforced Concrete Beams, Resistance to Web Stress, Bulletins No.29, Engineering Experient Station, University of Illinois, 1929
15. O. Moretto : An Investigation of the Strength of Welded Stirrups in Reinforced Concrete Beams, ACI Journal Proceedings, Vol.42 1945.11, PP.141-164
16. A.P. Clark : Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams, ACI Journal Proceedings, Vol.48 1951.10, PP.145-156
17. E.M. Zwoyer and C.P. Siess: Ultimate Strength in Shear of Simply-Supported Prestressed Concrete Beams Without Web Reinforcement, ACI

Journal Proceedings, vol.51, 1954.10, pp.181–200

18. K.G. Moody and I.M. Viest : Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Part4–Analytical Studies, ACI Journal Proceedings, vol.51, 1955.3, pp.697–730
19. A. Raupa, C.P. Siess and N.M. Newmark: Strength in shear of reinforced concrete beams, Engineering Experiment Station, University Illinois, 1955,
20. P.M. Ferguson : Some Implications of Recent Diagonal Tension Tests, ACI Journal Proceedings,, Vol.53, 1956.8, pp.157–172
21. J.N.J. Kani : Reports on tests od rectangular beams performed to determine the influence of the three basic parameters in eq.12–2 and 17–2 of ACI 318–63