

無筋および鉄筋コンクリート標準示方書・設計編の 一部改訂について

池 田 尚 治*

1. 緒 言

土木学会「無筋および鉄筋コンクリート標準示方書」の設計編は昭和 6 年に「鉄筋コンクリート標準示方書」として制定されて以来、昭和 15 年、24 年と改訂され、昭和 31 年の改訂では現在の体系となった。さらに昭和 42 年の改訂では材料の高品質化に伴って設計基準強度が 400 kg/cm^2 のコンクリートおよび降伏点が 40 kg/mm^2 の鉄筋についても許容値が定められた。現在まで用いられてきた昭和 52 年版は昭和 49 年に制定されたものであるが、内容は昭和 42 年版とはほとんど変わっていなかった。この間諸外国の設計規準類が相当に改められている中で、土木学会コンクリート標準示方書の設計編が内容をほとんど改訂されなかつたのは、近い将来に終局強度設計方法への移行が予想されていたため、その時点で大幅に改めればよいとの考えがあったからである。しかしながら終局強度設計方法または限界状態設計方法への移行にはなお年月を要すると思われる所以、現行の設計体系の中で不都合な内容があれば、これを改めておくことが将来の新しい設計体系へのスムーズな橋渡しになるものと考えられた。また、コンクリート標準示方書は今後ともわが国のコンクリート土木構造物の設計施工の基準として用いられるので、その内容に不適切な点が見い出された場合にはすみやかに改めることが必要である。そこで今回の改訂では、最近までの鉄筋コンクリートに関する研究成果、諸外国における最近の規準類の内容、内外における実構造物の損傷や破壊の例、等を参考にして改訂作業を進めたのである。

今回の改訂の主な点は、せん断に対する計算方法を改めるとともに斜引張鉄筋の計算をしない場合の許容せん断応力度を相当に低減したこと、鉄筋の引張部定着に関する規定を明確にしたこと、モーメントシフトの影響を

*Shoji IKEDA, 正会員 工博 横浜国立大学教授,
工学部土木工学科

考慮したこと、フーチングの設計方法を改めたこと、等である。

2. せん断に対する設計方法

せん断に対する設計方法としては、鉄筋コンクリートの腹部における耐荷機構が必ずしも単純なトラス理論に従うものでないことが明らかにされているので、腹鉄筋以外が負担するせん断力 S_c を考慮し、次式によってせん断設計を行うこととした。

$$S_c + S_v + S_b \geq S \quad (1)$$

$$S_c = \frac{1}{2} \tau_a b_0 j d \quad (2)$$

ここで、 S : 作用するせん断力

S_c : 斜引張鉄筋以外が受けるせん断力

S_v : スターラップが受けるせん断力

S_b : 折曲鉄筋が受けるせん断力

τ_a : 斜引張鉄筋の計算をしない場合の許容せん断応力度

b_0 : 部材断面の腹部の幅

式(2)の値として係数 $1/2$ を用いたのは 図-1 に示すように 45 条で新たに規定した最小スターラップ量(改訂前は同条の解説に述べられていた)による補強と付くこと、従来は S_c の寄与を全く考慮していないことから安全を考えて S_c を低く押えたこと、等の理由によるものである。これによって、せん断応力度が従来の τ_a の値より大きい場合には、従来よりも経済的設計を行うことができる。なお、 S_c を考慮してよいことは現在内外で一般に認められている。

許容せん断応力度 τ_a は 表-1 に示すように従来の値より $2/3$ 程度に低減した。従来の許容せん断応力度 τ_a に対する考え方は、せん断応力度を中立軸におけるコンクリートの主引張応力として評価し、これをコンクリートの引張強度の約 $1/3$ 以下として安全度を確保することとしていた。すなわち、設計基準強度 240 kg/cm^2 のコンクリートの場合、引張強度は 20 kg/cm^2 程度で

あるから、 τ_{a1} を 7 kg/cm^2 としても概念的には安全率がほぼ 3 度あるとしていたのである¹⁾。しかしながら多くの実験結果に示されるように腹鉄筋の配置されていない鉄筋コンクリートはりに斜めひびわれを発生させるせん断応力度は、引張鉄筋比や断面の形状などによっても異なるが長方形断面の場合には $10 \sim 15 \text{ kg/cm}^2$ 程度以下であることが多く、このため従来の許容値に地震時の割増しをすると容易に斜めひびわれの発生領域に達するおそれがあるのである。鉄筋コンクリート理論を概念的に斜引張破壊に結びつければ十分な安全度が見込まれたはずのものが実際にはその安全度が期待できない理由としては、斜めひびわれは中立軸位置に最初に発生するのではなく、引張鉄筋位置で生じた曲げひびわれがきっかけとなって斜めひびわれに成長したり、

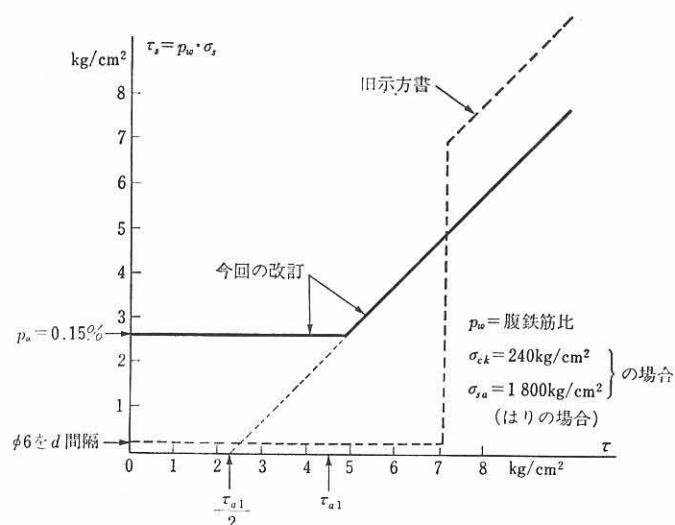


図-1 腹鉄筋が負担するせん断応力度 τ_s と作用せん断応力度 τ の関係

表-1 許容せん断応力度⁽¹⁾ (kg/cm^2)

| | | 設計基準強度 σ_{ck} (kg/cm^2) | | | |
|----------------------------|--------------------------------|---|--------------|-------------|---------------|
| | | 180 | 240 | 300 | 400以上 |
| 斜引張鉄筋の計算をしない場合 τ_{a1} | はりの場合 スラブの場合 ⁽¹⁾ | 4 (6) 8 | 4.5 (7) 9 | 5 (8) 10 | 5.5 (9) 11 |
| 斜引張鉄筋の計算をする場合 τ_{a2} | せん断力のみの場合 ⁽²⁾ | 18 (17) | 20 | 22 | 24 |

- (1) 押抜きせん断に対する値である。
- (2) ねじりの影響を考慮する場合にはこの値を割増してよい。
- (3) かっこ内の値は改訂前の値である。

斜めひびわれを誘発したりするため、応力集中などの影響により計算上のせん断応力度が低い段階で、斜めひびわれが形成されることが考えられる。このような現象は、簡単な実験で容易に観察できる事実である。これが旧来の示方書や規準類で考慮されていなかった理由としては種々考えられるが、そのひとつはコンクリートや鉄筋の強度が以前は比較的低かったために曲げひびわれの発生がせん断力の大きい部分で顕著でなかったこと、普通丸鋼鉄筋が主流であったため斜めひびわれが若干発生しにくかったこと²⁾、などが考えられる。Hognestad は 1952 年の論文の中で当時の ACI Building Code 1951 における許容せん断応力度がコンクリートの圧縮強度の $1/30$ であることに対し、多くの実験値と比較して安全度が低すぎることを指摘している³⁾。しかしながら同 Code のせん断に関する条項は 1955 年に米空軍基地倉庫のせん断破壊事故が発生してから改められたのであり⁴⁾、ACI Building Code のせん断に関する条項の大幅な改善は、1963 年における終局強度設計方法が主流になった時点に行われた。この Code では従来の許容応力度

設計方法も併記されており、この中に許容せん断応力度がそれまでの値から大幅に低減されたのである。

一方、土木学会における鉄筋コンクリート材料の許容応力度は表-2 に示すように、昭和 6 年に最初に示方書が制定されたときには鉄筋の許容引張応力度を 1200 kg/cm^2 、コンクリートの許容せん断応力度を 4.5 kg/cm^2 、腹鉄筋を配置する場合のせん断応力度の上限を 14 kg/cm^2 としていた^{5),6)}。また、許容曲げ圧縮応力度は $\sigma_{28}/3$ であるが、コンクリートの強度がいかに大きい場合でも 65 kg/cm^2 を超過してはならないことが規定されていた。引張鉄筋の許容応力度が 1200 kg/cm^2 に抑えられていたことは現在の SD 30 の許容値である 1800 kg/cm^2 の $2/3$ の値に相当するのであって、部材のせん断力の大きい区間では曲げひびわれの発生もきわめてわずかである。また、地震力を考慮する場合には許容値を 1.5 倍まで増大させてよいことが規定されており、これを適用すると引張鉄筋の応力度が $1200 \times 1.5 = 1800 \text{ kg/cm}^2$ に対して、せん断応力度が $4.5 \times 1.5 = 6.75 \text{ kg/cm}^2$ であり、斜引張破壊に対する余裕が残って

表-2 示方書における許容応力度の変遷

| 示方書 制定年 | 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm ²) | コンクリートの許容せん断応力度 (kg/cm ²) | | | | | | |
|---------------|-------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------|-----|-----|-----|-----|--------|
| | | τ_{ai} | 設計基準強度 (kg/cm ²) | | | | | |
| | | | — | 160 | 180 | 240 | 300 | 400 以上 |
| 昭和6年 | 1 200 | τ_{ai} (はり) | 4.5 | — | — | — | — | — |
| | | τ_{ai} (スラブ) | 4.5 | — | — | — | — | — |
| | | τ_{ai} | 14 | — | — | — | — | — |
| 昭和15年 | 1 200 | τ_{ai} (はり) | 4.5 | — | — | — | — | — |
| | | τ_{ai} (スラブ) | 4.5 | — | — | — | — | — |
| | | τ_{ai} | 14 | — | — | — | — | — |
| 昭和24年 | 1 200 | τ_{ai} (はり) | 4.5 | 5.5 | — | — | — | — |
| | | τ_{ai} (スラブ) | 6 | 8 | — | — | — | — |
| | | τ_{ai} | 14 | 16 | — | — | — | — |
| 昭和31年 | SS 41 など | 1 400 | τ_{ai} (はり) | 4.5 | 5 | 5.5 | 6 | 6.5 |
| | SSD 49 など | 1 600 | τ_{ai} (スラブ) | 6 | 7 | 8 | 8.5 | 9 |
| | | | τ_{ai} | 14 | 15 | 16 | 17 | 9.5 |
| 昭和42年 | SD 40 | 2 100 | τ_{ai} (はり) | — | — | 6 | 7 | 8 |
| 昭和49年 | SD 40 (疲労) | 1 800 | τ_{ai} (スラブ) | — | — | 8 | 9 | 10 |
| | τ_{ai} | — | — | 17 | 20 | 11 | | |
| 昭和52年 (修正) | SD 40 (一般) | 2 100 | τ_{ai} (はり) | — | — | 6 | 7 | 8 |
| | SD 40 (疲労) | 1 800 | τ_{ai} (スラブ) | — | — | 8 | 9 | 10 |
| | SD 40 (降伏) | 2 200 | τ_{ai} | — | — | 17 | 20 | 11 |

備考 (1) 昭和 31 年はコンクリートの区分が 120 以上 140 未満, 140 以上 160 未満, 160 以上 180 未満, 180 以上 200 未満, 200 以上 240 未満, 240 以上の 6 段階に分けられていた。

(2) 昭和 31 年以前の許容せん断応力度は表示の設計基準強度以上の値のコンクリート強度と対応させた。例えば 160 以上 180 未満は 160 の欄に値を記した。

(3) 鉄筋の許容値は昭和 42 年以降は最も高い値のみを記した。

いる。したがって、昭和 6 年に制定された旧示方書に基づいて腹鉄筋を必要としない部材を設計している範囲では、せん断破壊が必ずしも問題になることはなかったものと思われる。しかしながらコンクリートの品質向上、鉄筋の強度上昇と異形鉄筋の普及に伴って、昭和 31 年(1956 年)の示方書改訂の時点では、鉄筋の許容引張応力度は 1 600 kg/cm²、コンクリートの許容せん断応力度は、はりの場合 7 kg/cm² まで高められたのである。米国ではすでにこの時点で実構造物のせん断破壊を経験し、せん断に関する設計方法の改善が検討され、1963 年における全面的な改訂へと進んだことはすでに述べたとおりである。わが国の土木構造物の場合、幸いにして実構造物のせん断破壊を経験しなかったため、昭和 42 年(1967 年)の示方書改訂の際には從来からの方針を踏襲してドイツの示方書である DIN 1045 を参考にし、材料の高品質化にスライドさせて許容値の増大が図られる結果となった。1968 年には十勝沖地震を経験し、鉄筋コンクリート建築構造物に大きな被害が生じ、これを契機として日本建築学会では柱のせん断設計の方法を大幅に改善したが、鉄筋コンクリート土木構造物にはほとんど被害が見られなかっただため、示方書のせん断に関する設計方法

の改訂の機会がつかめなかつたものと思われる。しかしながら土木学会コンクリート委員会内に組織された終局強度設計小委員会では諸外国におけるせん断に関する規定や内外のせん断に関する研究結果を検討し、その成果をコンクリート・ライブラーー 34 号および 41 号に発表した。また、そこで検討された結果は、改訂作業中であった日本道路協会の道路橋示方書コンクリート橋編(昭和 53 年 1 月制定)の内容にとり入れられ、許容せん断応力度の値として今回改訂の土木学会示方書の値と実質的にほぼ同じ値が定められる結果となったのである。

今回の示方書設計編改訂の直接のきっかけとなったのは昭和 53 年(1978 年)6 月の宮城県沖地震による鉄筋コンクリートラーメン(写真-1)や鉄筋コンクリート橋脚のせん断破壊⁷⁾による被害であるが、示方書の改訂は、本来このような被害が現実のものとなる前に行われなければならないものと思われる。

なお、鉄筋コンクリート部材のせん断耐荷挙動は種々の要因に影響されるため、単純な設計計算式でこれを精度よく表現することは必ずしも容易でなく、そのため諸外国の規準類においてもせん断に対する設計方法は国によって異なっている。一例として CEB・FIP の Model

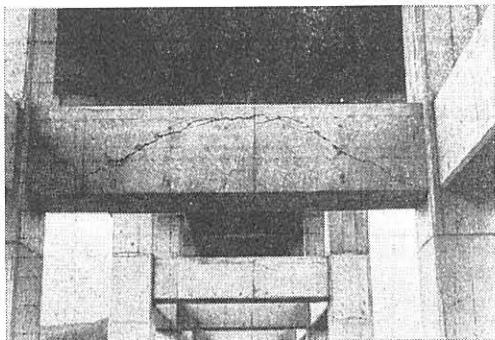


写真-1 鉄筋コンクリートラーメンのせん断破壊の例
(昭和53年6月、宮城県沖地震による被害)

Code⁸⁾ (1978年発刊)におけるせん断に関する設計方法の概要を付録に紹介する。Model Codeでは、 τ_{a1} に相当する限界応力度がきわめて小さく、例えばコンクリートの設計基準強度が 300kg/cm^2 の場合その値は $8/7 \times 3.4\text{ kg/cm}^2$ (ここで $8/7$ は断面の腕長比の逆数)であり、しかもこれは終局状態における値である。これを安全率1.7で割って許容応力度に換算すると $8/7 \times 2\text{kg/cm}^2 = 2.3\text{kg/cm}^2$ である。ただし、これらの値は引張鉄筋比が0の場合であって、引張鉄筋比が2%の場合には2倍の値となる。また、腹鉄筋を配置する場合には上述の値に2.5倍した値を超えたせん断応力度に対して腹鉄筋を設計するようになっている。なお、Model Codeでは部材断面の有効高さが小さい場合の割増し、軸圧縮力が作用している場合の割増し、等が考慮されており、設計計算式の汎用性が図られている。今回の示方書設計編のせん断に関する条項の改訂にあたっては現行の設計体系の中でこれら諸外国の規準類を十分検討し、おおよそ妥当と考えられる設計方法に改めたのである。

3. 鉄筋の引張部定着とモーメントシフト

鉄筋の引張部定着については従来明確にその方法が規定されていなかったため設計者の独断で設計されていたり、ACI Building Codeの規定⁹⁾を準用したりして行われていた。鉄筋の引張部定着とは、計算上引張鉄筋の断面積に余裕が生じた場合に引張応力が生じているコンクリート中に、不要となる鉄筋をそこで止めて定着する方法であって、不用意な設計を行うと部材のせん断耐力を大幅に低下させる場合があり¹⁰⁾、先般の宮城県沖地震でもこれが原因で生じた被害が橋脚の柱部材に多く見られた¹¹⁾。また、米国におけるせん断に対する設計方法の改訂のきっかけとなった1955年の米空軍基地倉庫の事故等¹²⁾も鉄筋の引張部定着による悪影響が相当に関与したものと思われる。

鉄筋の引張部定着が部材のせん断耐力に悪影響を与える理由は次のとおりである。鉄筋コンクリート部材中の引張鉄筋の応力度が腹部に生じた斜めひびわれや鉄筋の付着の不完全さ等の理由によって、作用モーメントの分布と必ずしも比例せず、引張部定着をしようとする部分では棒理論によって求めた作用モーメントから計算される応力度より高い値の応力度が鉄筋に生ずる。そのため連続している鉄筋に過大な引張応力が生じて大きな曲げひびわれを発生させ、これが斜めひびわれに成長して部材の耐力を低下させる。これに対処する方策として作用モーメントを図-2、3に示すように部材の有効高さの距離だけモーメントの小さいほうにずらした状態で引張部を定着する方法である。

この方法は、作用モーメントが部材の有効高さの距離だけシフトされた状態で引張部を定着する。図-2はモーメントシフトによる作用モーメントの移行を示す図である。図-3は斜めひびわれにより鉄筋の引張力 T が d だけずれた位置でコンクリートの圧縮力 C とつり合った状態を示す図である。

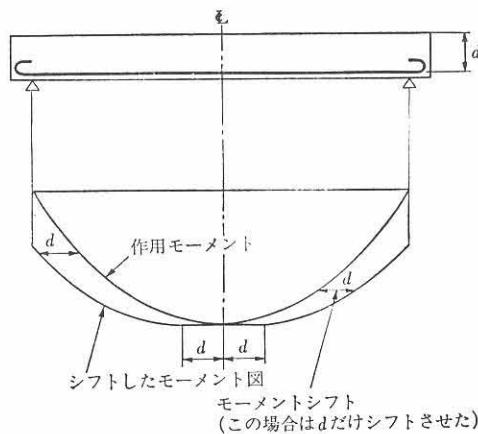


図-2 モーメントシフトによる作用モーメントの移行

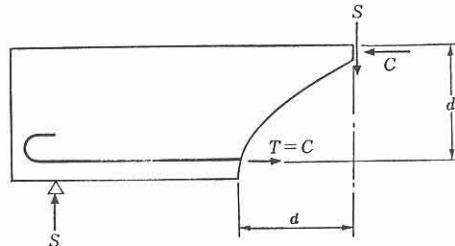


図-3 斜めひびわれにより鉄筋の引張力 T が d だけずれた位置でコンクリートの圧縮力 C とつり合う状態（このような場合にモーメントシフトとして d を考える必要がある）

張鉄筋の応力度を算出すれば一般に安全である。このようにモーメントをずらして考慮することをモーメントシフトまたはシフトルールとよんでいる。今回の改訂ではこのような現象を考慮し、安全な引張部定着の方法として実験結果および諸外国の規定を参考にして次のように定めた。すなわち、やむを得ず引張主鉄筋をコンクリートの引張部に定着する場合には、鉄筋は計算上曲げ応力を受ける必要のなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ延長し、そこから必要な定着長以上延ばす。また、定着する位置では部材のせん断抵抗に余裕を持たせることとした。ここでいう必要な定着長とは重ね縦手

の設計に用いる重ね合わせ長さの値としてよい。また、部材のせん断抵抗に余裕を持たせる程度としては、斜引張鉄筋を配置しない場合には、せん断応力度を $1/2 \tau_a$ 以下とし、斜引張鉄筋が配置される場合はせん断力をせん断抵抗の $3/4$ 以下とすることをひとつの目安とした。

鉄筋の引張部定着の場合と全く同様に引張鉄筋の折曲げを行う場合にもモーメントシフトの影響を考慮することが必要である。また、鉄筋の断面積の低減を図るのに直径の異なる鉄筋を組み合わせる異種径組手の場合にも全く同様な配慮が必要である¹⁰⁾。

4. フーチングの設計

フーチングの設計に関しては、フーチングの抵抗挙動を想定し、フーチングをはりと見なして曲げモーメントとせん断力に対する検討を行い、さらにフーチングの版としての押抜きせん断について別に検討することとした。押抜きせん断に対する許容せん断応力度は、従来のスラブの場合の値をそのまま用いることとした(ACI Building Code も同じ考え方となっている)。

フーチングを片持ばかりと考えて計算する場合には、せん断力および付着応力に対する設計断面を柱または受け台の前面から $d/2$ の距離の全幅を考えた鉛直断面とすることとした。この場合の許容せん断応力度は、当然のことながら、はりの場合の値を用いるものとする。設計断面をこのような位置としたのは、柱または受け台の前面から $d/2$ 以内の距離のフーチングへ作用する鉛直反力は直接柱または受け台によって受け持たれることを考慮したからである。したがって、フーチングをはりと見なして計算する場合、図-4 に示すように曲げモーメントに対する設計断面とせん断力および付着応力に対する設計断面とは異なっていることに注意しなければならない。

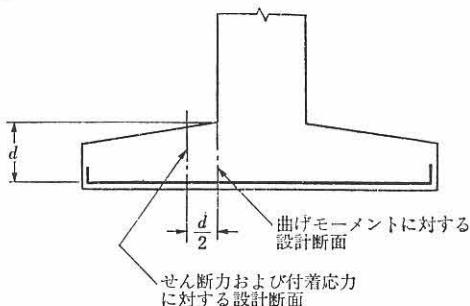


図-4 フーチングの設計断面

押抜きせん断に対する設計断面は、従来のフーチングの斜引張応力の計算の場合と全く同様であって、柱または受け台の前面から $d/2$ の距離の鉛直断面とし、図-5に示すように、せん断力は柱または受け台のかどから

フーチングの主軸に 45° の方向に引いた 2 線と、これらの線で切られる設計断面およびフーチングの端辺によって囲まれる面積に作用する荷重とする。また、設計断面の幅は $E\bar{F}$ とする。

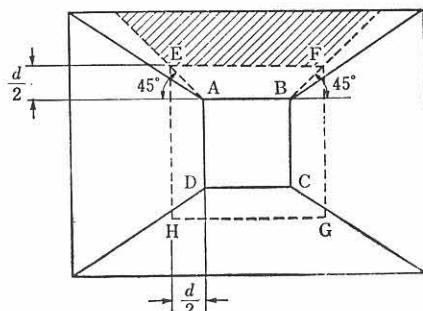


図-5 フーチングの押抜きせん断に対する設計断面と荷重
(断面E-Fに対しハッチした部分の荷重が作用する)

連結フーチングの場合、従来は斜引張応力に対する設計断面として柱または受け台の前面としていたが、構造的には独立フーチングの場合と同様に取り扱って特に支障がないと思われる所以で、設計断面のとり方は独立フーチングの場合に準じて行ってよいこととした。

柱または受け台の軸方向鉄筋をフーチングに定着する方法については、従来は鉄筋の全強を伝える長さを埋め込めばよいと解説していたが、柱または受け台の軸方向鉄筋の定着は単に鉄筋1本ごとの定着ではなく、柱部材とフーチング部材との連結であるので、柱または受け台の断面力が十分フーチングに伝達できるような配慮が必要であることを解説述べた。

フーチングの設計にあたり、フーチングをはりと見なして計算する場合、許容応力度ははりの場合の値を使うことをすでに述べたが、はりには今回の改訂で少なくとも 0.15% 以上のスターラップを配置する必要があるので、フーチングに対してもこれを適用するかどうかが問題になるものと思われる。これについては、スターラップ量の最小量の規定は、あくまではりまたは柱のような棒状の部材に適用するものであって、フーチングは構造的にはスラブであり、したがって、この規定をそのまま適用する必要は一般ないと考えてよい。しかしながらフーチングには上側の水平鉄筋を保持するために組立用の鉛直鉄筋が用いられることが多い。この種の鉄筋はフーチングのせん断抵抗に相當に寄与することができるので、鉛直鉄筋の両端にはフック等をつけて十分な定着ができるようにするのがよいと思われる。

なお、フーチングの厚さが大きくその形状がディープスラブ状の場合にはせん断抵抗も大きくなるので、これを考慮して経済的な設計を行うことが望ましい。これに関する詳しい説明は6章で述べる。

表-3 軽量骨材コンクリートの許容せん断応力度⁽¹⁾ (kg/cm²)

| | | 設計基準強度 σ_{ck} (kg/cm ²) | | | |
|----------------------------|--------------------------|--|---------|-----------|---------|
| | | 180 | 240 | 300 | 400 以上 |
| 斜引張鉄筋の計算をしない場合 τ_{a1} | はりの場合 | 2.5 (4) | 3 (5) | 3.5 (5.5) | 4 (6.5) |
| | スラブの場合 ⁽¹⁾ | 5 (5.5) | 6 (6.5) | 7 | 7.5 |
| 斜引張鉄筋の計算をする場合 τ_{a2} | せん断力のみの場合 ⁽²⁾ | 12 | 14 | 16 (15) | 17 |

(1) 押抜きせん断に対する値である。

(2) ねじりを考慮する場合にはこの値を割増してよい。

(3) かっこ内の値は改訂前の値である。

5. 許容付着応力度その他

鉄筋の付着強度は鉄筋の直径が大きいほど小さいと従来は考えられ、事実太径の鉄筋の場合のほうがコンクリートに生ずるひびわれ幅も大きいことが認められる。しかし、ひびわれ幅が大きいのは力学的現象が相似に現われるからであって、付着強度とは本来無関係のものである。同一形状の異形鉄筋であれば鉄筋の直径に関係なくほぼ同一の付着強度の得られることが引抜試験によつても確かめられているので、従来は直径が 32mm を超える異形鉄筋については、それ以下の径の場合よりも許容付着応力度を小さくするようになっていたことを改め鉄筋直径に関係なく同一の許容付着応力度の値を用いることとした。ACI Building Code では鉄筋の伝達長 (development length) を算出する場合に太径の鉄筋ほど付着強度が小さいと見なしているが、これはかぶりの厚さの最小値として鉄筋の直径以上という規定がないため、太径鉄筋の場合に十分なかぶりが確保できず付着強度が小さくなることと対応しているものと思われる。

鉄筋の許容引張応力度については、コンクリートのひびわれ幅との関係で直径 32mm を超える鉄筋の値は若干低減することが望ましい。許容値の低減の程度としては、先に定めた土木学会「太径鉄筋 D51 を用いる鉄筋コンクリート構造物の設計指針」を参考にして定めるのが適当である。同指針では D51 に対し一般的の場合の許容引張応力度を 1800kg/cm² としているので、D35, D38, D41 に対してはその値を 2000kg/cm² 程度以下とするのがよいものと思われる。

許容応力度の変更については、軽量骨材コンクリートの場合についても普通コンクリートの場合と同様に改訂した。ただし、許容せん断応力度および許容付着応力度の値の一部については許容値の相互の間の整合性を図るために値を若干変更したものがある（表-3, 4 参照）。

以上に述べたほかに今回の改訂でとり上げた主なものとして次の事項があげられる。

13 条 解説 ではりの上面から荷重が作用し反力がは

表-4 軽量骨材コンクリートの許容付着応力度⁽¹⁾ (kg/cm²)

| 設計基準強度 | 180 | 240 | 300 | 400 以上 |
|--------|------|---------|---------|---------|
| 鉄筋の種類 | 普通丸鋼 | 4.5 (5) | 5.5 | 6.5 |
| | 異形鉄筋 | 9 | 11 (10) | 13 (12) |

(1) かっこ内の値は改訂前の値である。

りの下側から作用する場合に支点付近のせん断力として支点からはりの高さの 1/2 の距離だけ離れた点のせん断力の値を用いてもよいとした。

50 条 の柱の構造細目で柱の斜引張鉄筋については、はりの場合の最小スターラップの規定を準用することとし柱のせん断耐力を高めるようにした。

また、45 条 のはりの構造細目の規定ではりの正鉄筋または負鉄筋とコンクリートの有効断面積の比を 15 / σ_s , 以上とするのがよいことを定めているが、この規定は、はりに最大モーメントを発生させる断面について適用することを解説で述べた。

なお、鉄筋の許容引張応力度を、一般の場合、疲労強度より定まる場合、降伏強度より定まる場合、の 3 通りとしたのは昭和 52 年版の刊行の際に改訂したものである。

6. せん断に関する設計方法の留意点

(1) 厚さの大きいフーチングの設計

今回の示方書改訂ではディープビームやディープスラブの設計についての具体的な規定を定めなかったが、ディープビームやディープスラブは本来せん断力に対して大きな抵抗を示す構造部材である⁽¹⁾。

フーチングの設計でフーチングをはりと見なしてせん断力に対する検討を行う場合、ディープスラブ状のフーチングに対してまで今回改めた許容せん断応力度をそのまま適用するのは安全にすぎるとともに、場合によっては、本来は必ずしも必要でない多量の斜引張鉄筋を配置せざるを得なくなるものと思われる。このような形状のフーチングの設計に関してはディープスラブとしてのせ

ん断耐力の増加を見込んで許容せん断応力度の割増しを図るのが適當と思われる。この割増しについて 図-6 に示すように式(3)による割増し方法が適當であると考えられる。

$$\alpha = 3 - a/d_0 \leq 2 \quad (3)$$

ここで、 α ：許容せん断応力度の割増し係数

d_0 ：柱の前面におけるフーチングの有効高さ

a ：せん断支間（図-6 に示す）

$$2 \geq \alpha \geq 1$$

なお、この考え方は日本道路協会の道路橋示方書下部編（昭和 55 年）に採用されている。

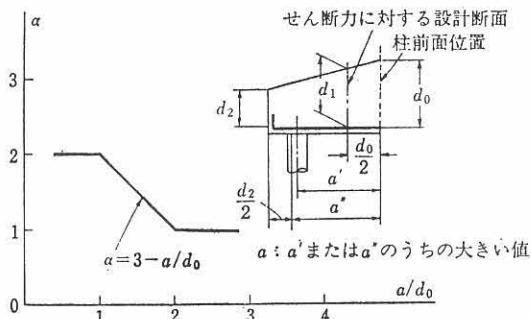


図-6 ディープスラブ状のフーチングにおける許容せん断応力度の割増し係数 α と a/d_0 の関係（一方法）

ディープビームの設計については近年諸外国の規準類で具体的な設計方法が規定されはじめているのでこれらを参考とすることができるが、フーチングの設計の場合と同様に式(3)の考え方を適用するのも簡単な方法であると思われる。

(2) ボックスカルバートの設計

左右対称な土圧を受けるボックスカルバートの設計は通常対称なボックスラーメンとして計算される。この場合のせん断力に対する検討は、はりの場合の許容せん断応力度を適用することとなるが、今回の改訂で許容値が相当に低減されたために、場合によっては従来配置されていなかった斜引張鉄筋が必要となることがあると思われる。しかしながら対称土圧を受けるボックスカルバートの場合には単純ばかりの場合とは異なって必ずしも曲げひびわれが斜めひびわれに成長しやすい状態ではないものと思われる。これについて(1)の厚さの大きいフーチングの場合の考え方を適用してみれば 図-7 に示すようにせん断力の大きい隅角部付近でディープビーム状の応力状態を想定することができ、許容せん断応力度の割増しが考えられる。すなわち、隅角部の負モーメントが 0 となる断面までの距離または部材の支間中心までの距離と部材の有効高さとの比によってフーチングの場合と同様に許容値の割増しが行えるものと思われる。しか

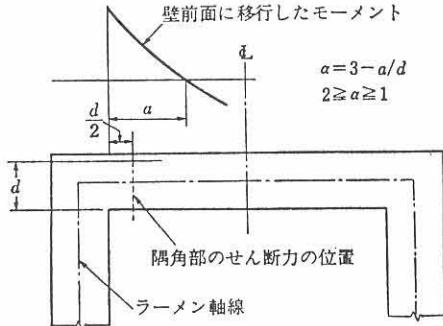


図-7 ボックスカルバートにおける許容せん断応力度の割増し係数の定め方の一つ

しながら、ボックスカルバートが水平力を受けるような場合には負モーメントが 0 となる点がスパンの中央付近にまで達するため許容値の割増しはできなくなる。写真-1 に示したラーメン部材のせん断破壊は、このような状態によって生じたものである。また、ラーメン隅角部では通常ハンチの影響を無視して算出した隅角部モーメントを壁前面にずらして適用しているが、せん断力についてではこのような移行は不要で、むしろ壁前面から $d/2$ 離れた断面でのせん断力の値を隅角部のせん断力とするのがよいのである。

(3) せん断に関する問題点

腹鉄筋の配置されていない鉄筋コンクリートはりの斜引張破壊耐力はせん断スパンとけた高との比、引張鉄筋比、軸力の有無、断面形状、断面寸法、等に影響される。この中で引張鉄筋比の影響については、引張鉄筋比が大きいほど斜めひびわれの発生は遅れるが、曲げに対する限界断面での引張鉄筋比も大きくなり、そのため部材の曲げ耐力も増大するので、せん断耐力を高めようとして引張鉄筋比を増大させれば、結果的に過大荷重が作用したときに部材に斜引張破壊を誘発せることになる。引張鉄筋比を大きくして部材のせん断耐力を向上させる効果的な場合としては、引張鉄筋を圧縮側に折り曲げている場合や部材引張部に定着している場合に、これらをそのようにせず直ぐに支点を越えて定着させることにより、せん断力の大きい部分で引張鉄筋量が増大し、部材のせん断耐力を著しく高める場合が考えられる。別のいい方をすれば、引張鉄筋比が小さいために部材の斜引張破壊に留意しなければならないのは、曲げに対する限界断面での引張鉄筋比に比べて、せん断力の大きい部分での引張鉄筋比が小さい場合についてであるといえる。

軸力の影響については、鉄筋コンクリート建物の柱のように地震力による正負繰返し水平荷重によって、せん断破壊をこうむった例も多いので軸圧縮力が常に部材のせん断耐力を高めるわけではないことについても留意す

る必要がある。

斜めひびわれの発生応力に大きな影響を与えるものとしては、断面の形状がある¹²⁾。多くの実験は長方形断面部材によって行われているため許容せん断応力度も長方形断面に主として適合するように定められている。しかしながらI形断面や箱形断面の場合には斜めひびわれを発生させるせん断応力度は相当に大きくなるので、この種の断面にも合理的に適用できるような許容応力度および設計方法を今後十分に検討することが必要である。

支点付近におけるせん断力の低減またはせん断抵抗の増大については、今回の改訂で13条の解説に述べられているが、支点付近に配置されたスターラップ等の横方向鉄筋は、主引張鉄筋の支点部での定着の確保や地震時に発生する支点付近の局部応力に対する補強、等のように計算で考慮されていない役割を持っているので、支点付近の腹鉄筋を低減しようとする場合には、このような点についても留意する必要がある。鉄筋コンクリート部材のせん断挙動を検討する場合、曲げモーメントに対する検討の場合と異なり、破壊がひとつの断面で生ずるのでなく、部材に沿ったある長さにわたって生ずることを強く認識し、せん断補強を鉄筋の定着や鉄筋の付着と関連させて考えることが重要であると思われる。

これまでに述べたことは、主として静的な状態でのせん断耐力についてであったが繰返し載荷による疲労の影響を受ける場合には、鉄筋コンクリート部材の斜引張耐力が低下し、静的載荷の場合と破壊モードが異なる場合のあることも注意する必要がある¹³⁾。

今回のせん断を中心とした示方書設計編の改訂は鉄筋コンクリート部材のみを対象としたが、昭和53年制定の土木学会「プレストレストコンクリート標準示方書」におけるプレストレストコンクリート部材のせん断に対する設計方法と今回の改訂の内容とは基本的な点で矛盾はないものと思われる。鉄筋コンクリートとプレストレストコンクリートとの設計体系の一体化は、すでに道路橋示方書コンクリート橋編で実施されているので、土木学会においても今後はこのような観点からせん断に対する検討を進めることが必要であると思われる¹⁴⁾。

7. おわりに

本文は今回のコンクリート標準示方書設計編の一部改訂についての趣旨とその基本的考え方を述べたものである。今回の改訂は現在の示方書の体系の中での部分的な修正の形となっているが内容的には、せん断に関連した条項の相当な変更が含まれている。特に許容せん断応力度の引き下げについては実務関係に影響が大きいものと思われるが本文によって改訂の趣旨とその必要性がご理

解いただければ幸いである。

なお、本文の6.の内容については時間的な関係で第2分科会および運営小委員会での討議を経たものでないが、実務上問題となることが多いと思われたので本文に含めることにした。

今回の改訂作業を行った第2分科会の構成は次のとおりである（敬称略）。

| | |
|----------|-----------|
| 主査 河野 通之 | 日本交通技術(株) |
| 委員 秋元 泰輔 | 首都高速道路公团 |
| 〃 池田 尚治 | 横浜国立大学 |
| 〃 岡村 甫 | 東京大学 |
| 〃 尾坂 芳夫 | 東北大学 |
| 〃 後藤 幸正 | 東北大学 |
| 〃 宮崎 修輔 | 国有鉄道 |
| 〃 谷内田昌熙 | 国有鉄道 |

なお、本文は河野通之主査のご指示とご教示を受けて執筆したものであることを付記する

参考文献

- 吉田徳次郎：鉄筋コンクリート設計方法, p.444～p.447, 昭和33年, 養賢堂。
- 池田尚治・宇治公隆：鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 293, 1980-1, p. 101～p. 109, 昭和 55 年 1月.
- Hognestad, Eivind : Fundamental Concepts in Ultimate Load Design of Reinforced Concrete Members, Journal of The American Concrete Institute, June, 1952.
- 樋口芳朗監修訳：コンクリート構造物の破壊事故は教える, p. 27～p. 37, 日本コンクリート工学協会, 昭和 50 年 2 月 (Lessons from Failures of Concrete Structures, ACI Monograph No.1)
- 土木学会：鉄筋コンクリート標準示方書, 昭和 6 年。
- 小寺重郎：鉄筋コンクリート橋, 橋梁と基礎, Vol. 13, No. 4, p. 15, コンクリート橋特集号, 昭和 54 年 4 月, 建設図書。
- 尾坂芳夫：宮城県沖地震の被害から見たコンクリート構造設計法の問題点, コンクリート工学, Vol. 17, No. 9, p. 11～p. 20, 昭和 54 年 9 月, 日本コンクリート工学協会。
- CEB・FIP : Model Code for Concrete Structures, Structural Design and Detailing, p. 115～p. 122, 1978.
- American Concrete Institute : Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-77, Chapter 12, Development and Splices of Reinforcement.
- 池田尚治・堀田芳樹・加島聰：鉄筋の異種径重ね縫手に関する研究, 昭和 52 年度土木学会年次学術講演会講演概要集第 5 部, p. 204～p. 205.
- 池田尚治：鉄筋コンクリートディープビームの力学的特性と設計法, コンクリート工学, Vol. 14, No. 4, 昭和 51 年 4 月, 日本コンクリート工学協会。
- 池田尚治・ブイバンドアン・宇治公隆：鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗機構について, 日本コンクリート工学協会年次講演会講演論文集, No. 1, 昭和 54 年 5 月。
- 榎貝勇：鉄筋コンクリートはりのせん断破壊に関する基礎研究, 土木学会論文報告集, No. 279, 1979-11, p. 113

- ～p. 126, 昭和 53 年 11 月。
 14) 高野義武：せん断が作用する部材，橋梁と基礎，Vol. 13, No. 4, p. 46～p. 52, コンクリート橋特集号, 昭和 54 年 4 月, 建設図書。

【付録】

CEB・FIP Model Code におけるせん断の条項の概要を以下に紹介する。

11 章 せん断抵抗の終局限界状態

11.1 せん断鉄筋をもたない部材

11.1.1 一般

せん断鉄筋を配置しないでせん断に対する設計を行う方法は重要でない部材にのみ適用する。

終局せん断力 V_{sd} は次式を満足しなければならない。

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (11.1)$$

ここで, V_{Rd1} は 11.1.2 により求められる。

直接支点の前面から d の距離の範囲はせん断に対する検討をしなくてよい。

11.1.2 せん断抵抗

11.1.2.1 軸力が小さい部材

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} K(1+50\rho_1)b_{wd} \quad (11.2)$$

ここで, τ_{Rd} は Table-11.1 から求める。

$$K = 1.6 - d \geq 1 \text{ 単位: meter}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0.02$$

11.1.2.2 軸力が小さくない部材

軸力が作用している場合には式 (11.2) は次の割増しを行ってよい。

$$\beta_1 = 1 + \frac{M_0}{M_{sd}} \leq 2 \quad (11.3)$$

ここで, M_{sd} : せん断を検討している断面の最大設計モーメント

M_0 : 断面の緑応力度が 0 となるモーメント

11.1.2.3 支点付近の集中荷重

支点の中心から $2d$ 以内の距離 a_v に集中荷重が作用する場合には式 (11.2) は次の割増しを行ってよい。

$$\beta_2 = \frac{2d}{a_v} \quad (11.4)$$

ただし次の条件が満足されていなければならない。

a) 集中荷重と支点によって斜圧縮応力が発生すること

b) 端支点, 中間支点で引張鉄筋が十分に定着または延長されていること。

c) 支点の前面で $\beta_1\beta_2 V_{Rd1}$ が式 (11.9) で与えられる V_{Rd2} の値を超えないこと

11.2 せん断鉄筋をもつ部材

11.2.1 一般

この節はアンボンド PC 鋼材をもつ部材には適用しない。

部材には最小せん断鉄筋を配置しなければならない (18.1.1.2 参照)。

スラブを除きせん断鉄筋は 45° より小さい角度であってはならない。

せん断鉄筋の特性強度は次の値を上限とする。

$$f_{yw1} = 500 \text{ MPa} : \text{異形鉄筋}$$

$$f_{yw2} = 360 \text{ MPa} : \text{普通丸鋼}$$

折曲鉄筋は $0.70 f_{yw}/\gamma_s$ 以下とする。

終局状態は腹部の斜圧縮破壊か, せん断鉄筋が設計強度に達したとき, とする。

11.2.2 検討方法

終局せん断力は次式を満足しなければならない。

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (11.6)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} \quad (11.7)$$

$$\text{ここで, } V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd} \quad (11.8)$$

V_{Rd2} , V_{wd} , V_{cd} はトラスモデルによって決定され, その方法は 11.2.3, 11.2.4 による 2 つの方法がある。

式 (11.6) は支点付近では支点の前面で検討する。

式 (11.7) は支点から d の範囲は検討しなくてよい。しかし, せん断鉄筋はその部分にも同じだけ配置する。

11.2.3 標準方法

腹部圧縮に関するせん断耐力

$$V_{Rd2} = 0.3 f_{cd} b_{wd} \quad (11.9)$$

11.2.3.2 せん断鉄筋に関するせん断耐力

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9d f_{yw1} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (11.13)$$

$$V_{cd} = 2.5 \tau_{Rd} b_{wd} \quad (11.14)$$

軸圧縮力が作用している場合には V_{cd} は式 (11.3) の β_1 の割増しをしてよい。

軸引張力が作用し中立軸が面内にない場合には V_{cd} は 0 とする。

軸鉄筋は次式によって 17.10.1 に示すモーメントシフトを行う (ここでは staggering rule といっている)

Table-11.1 コンクリート强度 f_{ck} に対応した τ_{Rd} の値 (単位: MPa)

| f_{ck} | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| τ_{Rd} | 0.18 | 0.22 | 0.26 | 0.30 | 0.34 | 0.38 | 0.42 | 0.46 | 0.50 |

る)。

$$\alpha_t = \frac{V_{sd} \cdot s}{2A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha} - d \cot \alpha \quad (11.15)$$

11.2.4 精密な方法

11.2.4.1 腹部圧縮に関するせん断耐力

$$V_{Rd2} = 0.3 f_{cd} b_{wd} \sin 2\theta$$

11.2.4.2 せん断鉄筋に関するせん断耐力

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (11.19)$$

ここで、 $3/5 \leq \cot \theta \leq 5/3$

α : スターラップの軸線に関する角度

θ : 斜めひびわれの角度

もし $V_{sd} \leq 2.5 V_{Rd} b_{wd}$ ならば

$$V_{cd} = 2.5 V_{Rd} b_{wd} \quad (11.14a)$$

もし $V_{sd} \geq 7.5 V_{Rd} b_{wd}$ ならば

$$V_{cd} = 0 \quad (11.14b)$$

両者の中間の場合は補間する。軸引張力のある場合には V_{cd} は 0 とする。

軸引張鉄筋は次式によって追加する。ただし、最大モーメント位置で必要な量以上としてはならない。

$$\Delta F_{rl} = \Delta A_{sl} f_{yld} = \frac{V_{sd}^2 \cdot s}{2A_{sw} f_{ywd} d \sin \alpha} - V_{sd} \cot \alpha \quad (11.20)$$

15.3.2 斜めひびわれ

15.3.2.1 せん断によるひびわれ

斜めひびわれを適切に制御するように鉄筋を配置する (Table-15.3 参照)。

18.1.1.2 せん断鉄筋

11.1.1 を満足しないはりは最小の腹鉄筋量を満足しなければならない (Table-18.1 参照)。

腹鉄筋の最大間隔は次のとおりとする。

$$s_{max} = 0.5 d \leq 300\text{mm}$$

$$\text{ただし } V_{sdw} \leq \frac{2}{3} V_{Rd2} \quad (18.2)$$

$$s_{max} = 0.3 d \leq 200\text{mm}$$

$$\text{ただし } V_{sdw} > \frac{2}{3} V_{Rd2} \quad (18.3)$$

Table-15.3 せん断ひびわれの検討をしない場合の鉛直スターラップの最大間隔 (mm)

| w_t (mm) | 0.4 | | | | 0.2 | | | |
|------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| f_{yt} (MPa) | 220 | 400 | 360 | 500 | 220 | 400 | 360 | 500 |
| bond properties | (1) | (2) | (1) | (2) | (1) | (2) | (1) | (2) |
| $V_s \leq V_{cd}$ | 300 | | 250 | | 200 | | 150 | |
| $V_{cd} < V_s \leq 3 V_{cd}$ | 250 | | 200 | | 150 | | 100 | |
| $V_s > 3 V_{cd}$ | 200 | | 150 | | 100 | | 75 | |

(備考) w_t : 特性ひびわれ幅 ($w_t = 1.7 w_m$, w_m : 平均ひびわれ幅)

(1): 普通丸鋼

(2): 異形鉄筋

V_s : 検討状態におけるせん断力

V_{cd} : 式 (11.14) による低減値を用いる。

Table-18.1 $\rho_{w, min}$ (最小腹鉄筋比) の推奨値

| Concrete | Steel | S 220 | S 400 | S 500 |
|--------------|-------|--------|--------|--------|
| C 12 to C 20 | | 0.0016 | 0.0009 | 0.0007 |
| C 25 to C 35 | | 0.0024 | 0.0013 | 0.0011 |
| C 40 to C 50 | | 0.0030 | 0.0016 | 0.0013 |