

この改定案を読んでもくださる皆様へ

下記の改定案は2008年7月19日のものです。現在、鉄筋コンクリート構造運営委員会にて、査読が行われている段階です。皆様からのご意見も取り入れ、ぜひよいものにしたいと考えています。お気づきの点がありましたら、市之瀬敏勝（小委員会主査、名古屋工業大学）ich@nitech.ac.jpまでご遠慮なくご連絡ください。**内容に関わる重大なご指摘については委員会としての検討時間が必要なのでなるべく早く（遅くとも2008年10月末くらいまで）にお寄せ下さい。軽微なご指摘であれば年末くらいまで対応できると思います。**発行は2009年の夏か秋になると思います。

## 鉄筋コンクリート構造計算規準 2009 改定案

### 第11次改定の経緯と要点

1999年の改定から10年が経過した。この間、2007年に建築基準法告示が改正され、鉄筋コンクリート構造の設計に、より厳密なモデル化と検証が要求されるようになった。また、ISOなど国際的対応への重要性も増した。そこで今回、以下のような改定を行った。

- (1) 規準の題目から「許容応力度設計法」の文言を削除し、これに対応して第1条「適用範囲」を手直した。……1999年の改定では、本規準の副題に「許容応力度設計法」の文言が加えられた。しかし、この文言があるため、ISO/TC71などの国際的委員会において「限界状態設計の概念がない規準」という誤解を招きやすかった。今回の改定では、この文言を削除するとともに、使用限界、損傷限界、安全限界という3つの限界状態に関する本規準の立場を第1条で明示した。さらに、第1条の解説で、本規準で用いる用語の説明を加えた。
- (2) 柱と梁のせん断検定に関して、損傷限界の概念を導入した。……1968年十勝沖地震の教訓から、大地震時のせん断力を割り増して柱と梁のせん断破壊を防ぐという改定が1971年に行われた。しかし、せん断終局強度式に基づく二次設計を行う場合は二重の検定となる。そこで今回の改定では、二次設計を行う場合に限り、短期荷重時のせん断力をそのまま使用して、残留せん断ひび割れ幅に関する損傷限界を検定するものとした。
- (3) 柱と梁の付着の検定に関して、損傷限界の概念を導入した。……1999年の改定では、大地震時の付着割裂破壊を防ぐための検定が導入された。しかし、付着割裂強度に基づく二次設計を行う場合は二重の検定となる。そこで今回の改定では、二次設計を行う場合に限り、短期荷重時の曲げ付着応力度と1988年版の許容付着応力度を使用して損傷限界を検定するものとした。
- (4) 定着の規定を緩和した。……1999年の改定で、投影長さに基づく定着の検定が導入された。しかし、この規定を小梁やスラブなどの非耐震部材に適用すると、諸外国の規定に比べて過大な投影長さが必要となる。そこで、非耐震部材の定着規定を柱・梁主筋より緩和することにした。あわせて、耐震部材の定着規定も単純化するとともに、ディテールにより緩和できるものとした。
- (5) 耐震壁に関する規定を拡充した。……耐震壁に関する規定は、1971年を最後に大きな改定がなく、開口の扱いなどに不明確な箇所が多かった。そこで下記の改定を行った。
  - ・縦長の開口、複数開口を考慮する開口低減率を提案した。
  - ・壁筋を考慮した開口補強筋の算定方法を提案した。
  - ・開口が隣接する付帯柱の最小帯筋量(0.4%)を規定した。

- ・袖壁付き柱，腰壁・たれ壁付き梁，側柱のない壁の許容せん断力を算定できるようにした。
  - ・連層耐震壁の中間の梁の省略を条件付きで許容した。
  - ・下階壁抜け(ピロティ)がある耐震壁の応力伝達の検討を規定した。
  - ・縦横配筋比 (1/2 以上) などを規定した。
- (6) 構造計算例を差し替えた。……1999 年版まで，構造計算例(付録 2)は，手計算を前提にした 3 階建ての単純な建物であった。今回の計算例は，コンピュータによる荷重増分解析を前提とし，開口を持つ連層耐震壁や，袖壁つき柱，腰壁つき梁などを有する，より現実味のある建物に差し替えた。関連して，8～9 条も，荷重増分解析を前提とした形に書き換えた。
- (7) 付録 7「長期荷重時における変形とひび割れ」を改定した。……高強度コンクリートへの適用を考慮するとともに，クリープ・収縮による曲率増加倍率の計算式を明示した。
- (8) 二次設計に関する留意事項を付録として掲載した。……保有水平耐力の計算，必要保有水平耐力の設定に関して，危険側のモデル化がなされないように，チェックリストと解説を掲載した。
- 今回の改定にあたり，公開小委員会を開催して実務家の意見を聴取したところ，二次設計に関連して多くの要望が寄せられた。耐震診断基準と現行二次設計との不整合に関する指摘も多かった。一次設計に関しても，損傷限界の定義に関する疑問（たとえば腰壁の鉄筋は降伏を許容してもよいのでは）が出されたが，結論を出すことはできなかった。今後の課題としたい。

2009 年 8 月

日本建築学会  
構造委員会  
鉄筋コンクリート構造運営委員会  
鉄筋コンクリート構造計算規準改定小委員会

## 鉄筋コンクリート構造計算規準の変遷

昭和8年4月、本会標準仕様調査委員会は「鉄筋コンクリート構造計算規準」を制定、別に定めた「コンクリートおよび鉄筋コンクリート標準仕様書」と一括して解説を付し刊行した。水平震度は0.1、コンクリートの許容圧縮応力度は4週強度の1/3であった。その後、昭和12年6月の市街地建築物法施行規則の構造規定改正により、同12月改定を加えたのをはじめ、逐次改定を重ねた。

昭和22年、本会が原案作成を担当した日本建築規格建築3001「建築物の構造計算」が制定された。その具体的な運用を助けるための細則として、構造標準委員会鉄筋コンクリート構造分科会は、昭和22年11月に「鉄筋コンクリート構造計算規準」を発表した。ここで、荷重外力と許容応力度の両者に長期と短期の概念が導入された。コンクリートの短期許容圧縮応力度は4週強度の2/3とされた。昭和24年9月に最初の増補改定を行い、昭和33年11月広範囲に改定補足した。昭和37年11月、構造用天然軽量骨材コンクリートの組入れと、付録設計資料の増強に伴う2分冊への整理のための改定を行った。

昭和46年5月には、コンクリートおよび鉄筋の品種の著しい拡張と、新潟および十勝沖地震による被害の検討の結果、1) 断面算定用のヤング係数比を応力の長期・短期、コンクリートの強度と種別に関係なく一律 $n=15$ とすること、2) 部材のせん断力に対する設計に限っては、その部材を含むラーメン局部の曲げ降伏時せん断力を限度として設計せん断力を割増し、地震の交番繰返しの影響を見込んだ許容せん断力を用いる、の2点を中心とする大幅な改定を行った。この版から「コンクリートの設計基準強度」という用語が用いられるようになる。

その後、建築基礎構造設計規準、JASS 5およびJIS（鉄筋コンクリート関係）の改定、ならびに建築物荷重規準案の公表に伴い、昭和50年に改定を行った。さらに杭打ち基礎の普及に伴い、直接基礎、杭打ち基礎の両者を含めて昭和54年に19条「基礎」の改定を行った。

昭和55年、建築基準法施行令の大幅改正（いわゆる新耐震設計法）が公布され昭和56年から施行されたが、本規準では、付録の計算例を改定して対処することとし、あわせてスラブ上面に沿う過大ひび割れと過大たわみの発生防止を目的とした13条「床スラブ」を中心とする改定を昭和57年に行った。

昭和61年から62年にかけて、JASS 5、JIS（鉄筋コンクリート関係）などが改定され、それらに整合させる必要が生じた。併せてそれまでに得られた新しい知見を付録に盛り込み、古くなった解説や付録の整理・補正を行って、昭和63年に改定した。さらに、せん断補強筋SD35、SD40の短期許容応力度を $3,500\text{kg}/\text{cm}^2$ 、 $4,000\text{kg}/\text{cm}^2$ とする改定を1991年に行った。

1999年には、単位系をSI単位系とするとともに、JASS 5の改定を踏まえ、コンクリートの設計基準強度の範囲を $60\text{N}/\text{mm}^2$ まで拡張した。また、1995年兵庫県南部地震の被害に鑑みて、柱梁接合部の短期許容せん断力式を追加した。さらに、付着・継手・定着の検定を、割裂ひび割れを考慮した手法に変更した。

2007年には建築基準法告示が改正され、鉄筋コンクリート構造の設計に、より厳密なモデル化と検証が要求されるようになった。そこで、2009年には、耐震壁の規定を充実し、非耐震部材の定着規定を緩和した。また、損傷限界を考慮した柱と梁のせん断・付着検定式を追加した。

## 規準作成関係委員（五十音順・敬称略）

鉄筋コンクリート構造運営委員会（2005年4月～2007年3月）

主査 林 静雄                      幹事 壁谷澤寿海, 田中仁史, 堀田久人                      委員（省略）

鉄筋コンクリート構造運営委員会（2007年4月～2009年3月）

主査 平石久廣                      幹事 井上芳生, 壁谷澤寿海, 田中仁史                      委員（省略）

鉄筋コンクリート構造計算規準改定小委員会

主査 市之瀬敏勝                      幹事 北山和宏

委員 飯塚正義, 植木暁司(2006年11月から), 勝俣英雄, 加藤大介, 壁谷澤寿海, 黒瀬行信, 後藤康明, 塩原 等, 末兼徹也(2006年10月まで), 鈴木幹夫, 角 彰, 田中仁史, 福島順一, 福山 洋

解析WG（1, 2, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 11条, 付録2を担当）

主査 角 彰                              幹事 上田博之

委員 市之瀬敏勝, 岸本一藏, 木村秀樹, 佐藤啓治, 中田浩之, 西村勝尚, 西山峰広

耐震壁WG（8, 9, 19, 20条を担当）

主査 壁谷澤寿海                      幹事 加藤大介

委員 勝俣英雄, 称原良一(2006年11月から), 角 彰, 福島順一

定着WG（17, 21, 22条, 付録10を担当）

主査 市之瀬敏勝(2008年3月まで), 後藤康明(2008年4月から)

幹事 後藤康明(2008年3月まで), 飯塚正義(2008年4月から)

委員 飯塚正義, 植木暁司(2006年11月から), 黒瀬行信, 末兼徹也(2006年10月まで), 花井伸明(2007年4月から), 益尾 潔 (2008年4月から)

柱梁WG（6, 12, 13, 14, 15, 16条を担当）

主査 黒瀬行信                      幹事 北山和宏

委員 飯塚正義, 河野 進(2006年11月から), 島崎和司, 田中仁史, 福山 洋

二次設計WG（付録13を担当）

主査 福島順一                      幹事 角 彰

委員 塩原 等, 鈴木幹夫, 福山 洋

長期性能検討小委員会（18条と付録7を担当）

主査 大野義照

委員 稲葉洋平, 今本啓一, 太田義弘, 金子佳生, 岸本一藏, 楠原文雄, 小柳光生, 坂田弘安, 佐々木 仁, 佐藤真一郎, 福島順一, 前田信之, 山野辺宏治

## 1条 適用範囲

この規準は、3条に示すコンクリートおよび4条に示す鉄筋を使用する鉄筋コンクリート建物について、構造計算の一つの方法を示すものである。主として、使用限界状態、損傷限界状態を確認するために使用する。一部の条項は、安全限界状態の確認のためにも用いられる。

## 2条 記号

$A_e$  : 柱における等価断面積。鉄筋断面積を12条で定められたヤング係数比倍して求めた断面積 (14条)

$A_s$  : 付着検定される鉄筋の断面積 (16条)

$A_{st}$  : 付着割裂面を横切る1組の横補強筋全断面積 (16条)

$a$  : 並列T形梁では側面から相隣る材の側面までの距離、単独T形材ではその両側のフランジ幅の2倍 (8条)

独立フーチング長辺方向の柱のせい (20条)

$a'$  : 独立フーチング短辺方向の柱のせい (20条)

$a_c$  : 圧縮鉄筋の断面積 (13条)

$a_t$  : 引張鉄筋の断面積 (13条)

$a_w$  : 1組のあばら筋または帯筋の断面積 (15条)

$B$  : T形断面をもつ材の有効幅 (8条, 13条)

$b$  : T形断面をもつ材のウェブ幅 (8条, 13条, 15条)

長方形梁または柱の幅 (12条, 13条, 15条, 19条)

$b_0$  : 独立フーチング基礎のパンチングシャーに対する設計用せん断力算定断面の延べ幅 (20条)

$b_a$  : T形断面をもつ材の板部の協力幅 (片側) (8条)

$b_{ai}$  :  $b_i/2$  と  $D/d$  の小さいほう (15条)

$b_b$  : 梁幅 (15条)

$b_i$  : 梁両側面からこれに平行な柱側面までの長さ (15条)

$b_j$  : 接合部の有効幅 (15条)

$C$  : 長方形梁のモーメント係数 ( $M/bd^2$ ) (13条)

: 付着検定される鉄筋間のあき、もしくは最小かぶり厚さの3倍のうちの小さいほうの長さ (16条)

$C_1$  : 長方形梁において、圧縮縁コンクリートの応力度が許容圧縮応力度  $f_c$  になる場合のモーメント係数  $C$  (13 条)

$C_2$  : 長方形梁において、引張鉄筋の応力度が許容圧縮応力度  $f_t$  になる場合のモーメント係数  $C$  (13 条)

$C_c$  : 長方形梁における圧縮コンクリートの合力 (13 条)

$C_s$  : 長方形梁における圧縮鉄筋の合力 (13 条)

$D$  : 曲げ材の全せい (13 条, 15 条)

通し配筋される接合部材の全せい (17 条)

柱のせい (19 条)

独立フーチング基礎スラブ厚さ (20 条)

$d$  : 曲げ材の圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離 (有効せい) (12 条, 13 条, 15 条, 16 条)

柱の有効せい (19 条)

基礎スラブの算定断面の有効せい (20 条)

$d_b$  : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値 (16 条, 17 条)

$d_c$  : 曲げ材の圧縮縁から圧縮鉄筋重心までの距離 (12 条, 13 条)

$d_t$  : 曲げ材の引張縁から引張鉄筋重心までの距離 (13 条)

$d_{c1}$  : 曲げ材の圧縮縁から圧縮鉄筋重心までの距離  $d_c$  を有効せい  $d$  で除した値 (13 条, 14 条)

$d_{t1}$  : 曲げ材の引張縁から引張鉄筋重心までの距離  $d_t$  を有効せい  $d$  で除した値 (13 条, 14 条)

$e$  : 偏心距離  $e = \frac{M}{N}$  (14 条)

$E_c$  : コンクリートの弾性係数 (12 条)

$E_s$  : 鉄筋の弾性係数 (12 条)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (3 条, 5 条, 6 条, 7 条, 12 条, 14 条, 17 条)

$f_a$  : 許容付着応力度 (16 条)

$lf_a$  : 長期許容付着応力度 (16 条)

$sf_a$  : 短期許容付着応力度 (16 条)

$f_b$  : 付着割裂の基準となる強度 (16 条, 17 条)

$f_c$  : コンクリートの許容圧縮応力度 (13 条, 14 条)

- $f_c$  : 鉄筋の許容圧縮応力度 (14 条)
- $f_s$  : コンクリートの許容せん断応力度 (15 条, 20 条)  
コンクリートの短期許容せん断応力度 (19 条)  
~~定着検定される接合部通し筋の短期許容応力度 (17 条)~~
- $f_t$  : 鉄筋の許容引張応力度 (13 条, 14 条)  
定着検定される接合部通し筋の短期許容応力度 (17 条)  
 壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度 (19 条)
- $wf_t$  : あばら筋または帯筋のせん断補強用許容引張応力度 (15 条)  
あばら筋または帯筋のせん断補強用短期許容引張応力度 (19 条)
- $g$  : 等価断面の重心と断面の最大圧縮応力度を受ける縁との距離 (14 条)
- $H_c$  : 接合部上下の柱の高さの平均 (15 条)
- $H$  : 接合部上下の柱の高さの平均 (15 条)
- $h$  : 階高 (11 条)
- $\Sigma h$  : 梁中心間の距離 ( $\Sigma$ は上層の階方向の和) (19 条)
- $h'$  : 柱の内法高さ (15 条)  
 壁板の内法高さ (19 条)
- $\Sigma h_o$  : 壁部材の開口部の高さ ( $\Sigma$ は上層の階方向の和) (19 条)
- $\Sigma hw$  : 開口上下部材の部材せいの和 ( $\Sigma$ は上層の階方向の和) (19 条)
- $I_n$  : 中立軸に関する有効等価断面の 2 次モーメント (14 条)
- $\Sigma BM_v$  : 梁の両端の降伏曲げモーメントの絶対値の和 (15 条)
- $\Sigma cM_v$  : 柱頭および柱脚の降伏曲げモーメントの絶対値の和 (15 条)
- $N$  : 柱の許容軸方向力 (14 条)  
 付着割裂面における鉄筋本数 (16 条)
- $N_1$  : コンクリートで決まる場合の柱の許容軸方向力 (14 条)
- $N_2$  : 圧縮鉄筋で決まる場合の柱の許容軸方向力 (14 条)
- $N_3$  : 引張鉄筋で決まる場合の柱の許容軸方向力 (14 条)
- $N_h$  : 水平方向に並ぶ開口の数 (19 条)
- $N_v$  : 鉛直方向に並ぶ開口の数 (19 条)
- $n$  : ヤング係数比 (12 条)  
水平荷重時せん断力の割増し率 (15 条)

$p_t$  : 引張鉄筋比 (12 条, 14 条)

$p_c$  : 圧縮鉄筋比 (14 条)

$p_{tb}$  : 長方形梁における釣合鉄筋比 (13 条)

$p_s$  : 壁板の直交する各方向のせん断補強筋比 (19 条)

$p_{sv}$  : 壁縦筋の補強筋比 (19 条)

$p_{sh}$  : 壁横筋の補強筋比 (19 条)

$p_w$  : あばら筋比または帯筋比 ( $a_w/b_x$ ) (15 条, 19 条)

$Q$  : 設計する梁または柱の最大せん断力 (15 条)

耐震壁の設計用水平せん断力 (19 条)

$Q_1, Q_2$  : 壁部材の短期許容水平せん断力  $Q_A$  を決めるための値 (19 条)

$Q_A$  : 梁、柱の安全性確保のための許容せん断力 (15 条)

水平荷重を受ける壁部材の短期許容水平せん断力 (19 条)

$Q_{AO}$  : 開口がある壁部材の短期許容せん断力 (19 条)

$Q_{AJ}$  : 柱梁接合部の安全性確保のための短期許容せん断力 (15 条)

$Q_{AL}$  : 梁または柱の長期許容せん断力 (15 条)

$Q_{AS}$  : 梁または柱の短期許容せん断力 (15 条)

$Q_c$  : 壁板周辺の柱 (1 本) が負担できる短期許容せん断力 (19 条)

$Q_D$  : 梁または柱の安全性確保のための短期設計用せん断力 (15 条)

壁部材の設計用水平せん断力 (19 条)

$Q_{DL}$  : 梁または柱の長期設計用せん断力 (15 条)

$Q_{DS}$  : 梁または柱の短期設計用せん断力 (15 条)

$Q_{Dj}$  : 柱梁接合部の安全性確保のための短期設計用せん断力 (15 条)

$Q_L$  : 梁または柱の長期荷重によるせん断力 (15 条)

$Q_E$  : 梁または柱の水平荷重によるせん断力 (15 条)

$Q_{PA}$  : 独立フーチング基礎スラブのパンチングシャーに対する許容せん断力 (20 条)

$Q_w$  : 無開口の壁板の壁筋が負担できる短期許容水平せん断力 (19 条)

$\gamma$  : 複筋比 (12 条)

壁部材の開口に対する低減率 (19 条)

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$  : 壁部材の開口に対する低減率  $\gamma$  を決めるための値 (19 条)

$S$  : 必要定着長さの修正係数 (17 条)



$S_n$  : 中立軸に関する有効等価断面の 1 次モーメント (14 条)

$s$  : 付着割裂面を横切る 1 組の横補強筋の間隔 (16 条)

$T$  : 長方形梁における引張鉄筋の合力 (13 条)

$T_d$  : 開口隅角部の付加斜張力 (19 条)

$T_h$  : 開口隅角部の水平縁張力 (19 条)

$T_v$  : 開口隅角部の鉛直縁張力 (19 条)

$t$  : スラブ厚さ (11 条, 13 条, 18 条)

壁板の厚さ (19 条)

$t_l$  : スラブ厚さを梁の有効せい  $d$  で除した値 (13 条)

$W$  : 付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さ (16 条)

$w$  : 長方形スラブの単位面積についての全荷重 (9 条)

$w_p$  : 長方形スラブの単位面積についての積載荷重と仕上荷重との和 (18 条)

$w_x$  : 長方形スラブの短辺方向仮想梁の単位面積についての分担荷重

$(I_y^4 w / (I_x^4 + I_y^4))$  (9 条)

$x$  : あばら筋または帯筋の間隔 (15 条)

$x_n$  : 曲げ材の圧縮縁から中立軸までの距離 (13 条)

$x_{nl}$  : 曲げ材の圧縮縁から中立軸までの距離  $x_n$  を有効せい  $d$  で除した値 (13 条, 14 条)

$\alpha$  : 梁または柱のせん断スパン比  $M/Qd$  による割増し係数 (15 条)

壁板周辺の柱の短期許容せん断力  $Q_c$  を計算するときの係数 (19 条)

独立フーチング基礎スラブのパンチングシヤーに対する許容せん断力を決めるための係数 (20 条)

$k_A$  : 接合部の形状による係数 (15 条)

$r$  : コンクリートの単位容積重量 (5 条)

$\theta$  : 鉄筋方向と算定断面の法線との角度 (12 条)

$\lambda$  : T 型はりにおけるスラブの協力幅 (13 条)

床スラブの辺長比 ( $I_y/I_x$ ) (18 条)

独立フーチング基礎における長方形基礎スラブの長辺の短辺に対する比 (20 条)

$\xi$  : 架構の形状に関する係数 (15 条)

$\sigma_t$  : 引張鉄筋の重ね継手部分の最大存在応力度 (16 条)

仕口面における鉄筋の応力度 (17 条)

$\sigma_{ot}$  : 付着定着検定断面位置における長期荷重時の鉄筋の存在応力度 (16 条)

$\sigma_{ot}$  : 付着定着検定断面位置における短期荷重時の鉄筋の存在応力度 (16 条)

$\sigma_y$  : 鉄筋の降伏強度 (15 条, 16 条)

$\sigma_c$  : 曲げ材の圧縮縁におけるコンクリート応力度 (13 条)

曲げ材引張鉄筋の算定断面位置における引張応力度 (20 条)

$\tau_{a1}$  : 引張鉄筋の曲げ付着応力度 (16 条)

$\tau_{a2}$  : 引張鉄筋の平均付着応力度 (16 条)

$\phi$  : 付着検定される鉄筋の周長 (16 条)

### 3 条 コンクリートの種類・品質および材料

1. コンクリートの種類および品質は、下記による。

(1) コンクリートの種類および品質は、日本建築学会「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事」(以下、JASS 5 と略記) に定めるところによる。

(2) コンクリートの調合・製造・運搬・打込み・養生・型枠および品質管理は、JASS 5 に定めるところによる。

(3) コンクリートの設計基準強度 ( $F_c$ ) は、コンクリートの種類に応じて、表 3.1 に示す値以上とする。

表 3.1 コンクリートの種類と設計基準強度の下限値

コンクリートの種類	$F_c$ の下限値 (N/mm <sup>2</sup> )	使用する骨材	
		粗骨材	細骨材
普通コンクリート	18	砂利, 碎石, 高炉 スラグ碎石 <sup>1)</sup>	砂, 砕砂, スラグ砂 <sup>2)</sup>
軽量コンクリート	1 種	人工軽量骨材	砂, 砕砂, スラグ砂
	2 種	人工軽量骨材	人工軽量骨材またはこの一部を砂, 砕砂, スラグ砂で置き換えたもの

[注] 1) 砂利・碎石・高炉スラグ碎石は、これらを混合して用いる場合を含む。

2) 砂・砕砂・スラグ砂は、これらを混合して用いる場合を含む。

2. コンクリートに使用する材料は、JASS 5 に規定する材料による。

### 4 条 鉄筋の品質・形状および寸法

鉄筋は、特別の場合のほか、JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」の規格に定めたもので、丸鋼では径 32mm 以下、異形鉄筋では 51mm 以下とする。また、JIS G 3551「溶接金網」に規定する金網のうち、鉄線の径が 6mm 以上のものを用いることができる。

## 5 条 材料の定数

鉄筋とコンクリートの定数は、通常の場合、表 5.1 による。

表 5.1 材料の定数

材料	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	線膨張係数 (1/°C)
鉄筋	$2.05 \times 10^5$	—	$1 \times 10^{-5}$
コンクリート	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$	0.2	$1 \times 10^{-5}$

〔注〕  $\gamma$  : コンクリートの気乾単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) で、特に調査しない場合は表 6 の数値から 1.0 を減じたものとすることができる。

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

## 6 条 許容応力度

鉄筋とコンクリートの許容応力度は、通常の場合、表 6.1、6.2 および表 6.3 による。

表 6.1 コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

	長 期			短 期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
普通コンクリート	$\frac{1}{3} F_c$	—	$\frac{1}{30} F_c$ かつ $\left(\frac{0.49 + \frac{1}{100} F_c}{100}\right)$ 以下	長期に対する値の 2 倍	—	長期に対する値の 1.5 倍
軽量コンクリート 1 種および 2 種			普通コンクリートに対する値の 0.9 倍			

〔注〕  $F_c$  は、コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) を表す。

表 6.2 鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

	長 期		短 期	
	引張および圧縮	せん断補強	引張および圧縮	せん断補強
SR235	<u>155</u>	<u>155</u>	235	235
SR295	<u>155</u>	<u>195</u>	295	295
SD295A および B	<u>195</u>	<u>195</u>	295	295
SD345	<u>215</u> (*195)	<u>195</u>	345	345
SD390	<u>215</u> (*195)	<u>195</u>	390	390
SD490	<u>215</u> (*195)	<u>195</u>	<u>490</u>	<u>490</u>
溶接金網	<u>195</u>	<u>195</u>	<u>**295</u>	295

[注] \*D29 以上の太さの鉄筋に対しては( )内の数値とする。

\*\*スラブ筋として用いる場合に限る。

表 6.3 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

	長 期		短 期
	上 端 筋	その他の鉄筋	
異形鉄筋	$\frac{1}{15} F_c$ かつ $\left(0.9 + \frac{2}{75} F_c\right)$ 以下	$\frac{1}{10} F_c$ かつ $\left(1.35 + \frac{1}{25} F_c\right)$ 以下	<表を全面差し替えた>
丸 鋼	$\frac{4}{100} F_c$ かつ 0.9 以下	$\frac{6}{100} F_c$ かつ 1.35 以下	長期に対する <u>値の</u> 1.5 倍

[注] 1) 上端筋とは曲げ材にあってその鉄筋の下に 300mm 以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう。

2)  $F_c$  は、コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) を表す。

3) 異形鉄筋で、その鉄筋までのコンクリートかぶりの厚さが鉄筋の径の 1.5 倍未満の場合には、その鉄筋の許容付着応力度は、この表の値に「かぶり厚さ/鉄筋径の 1.5 倍」を乗じた値とする。

## 7 条 荷重および外力とその組合せ

1. 構造計算に採用する荷重および外力とその組合せは、建築基準法施行令および建設省告示、国土交通省告示または日本建築学会「建築物荷重指針・同解説」、「建築基礎構造設計指針」に定めるところによる。

2. 鉄筋コンクリートの単位体積重量は実状による。特に調査しない場合は、表 7.1 によってもよい。

表 7.1 鉄筋コンクリートの単位体積重量

コンクリートの種類	設計基準強度の範囲 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリートの 単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
普通コンクリート	$F_c \leq 36$	24
	$36 < F_c \leq 48$	24.5
	$48 < F_c \leq 60$	25
軽量コンクリート 1 種	$F_c \leq 27$	20
	$27 < F_c \leq 36$	22
軽量コンクリート 2 種	$F_c \leq 27$	18

## 8 条 構造解析の基本事項

1. 建築物全体および各部の応力と変形は、下記の仮定に基づき算定する。

(1) 応力および変形の算定は、一般には弾性剛性に立脚した計算によるが、解析の目的や各部材の応力レベルに応じてコンクリートのひび割れや部材の塑性変形の影響による剛性低下を適切に考慮する。

(2) 材料のヤング係数は、表 2 による。ただし、長期荷重によるクリープの影響を考慮する場合は、このかぎりではない。

2. 柱・梁の剛性評価

(1) 曲げ変形、せん断変形および軸方向変形に対する弾性剛性を算定するにあたっては、基本となる断面積および断面 2 次モーメントは全断面について求める。ただし、これらの計算には鉄筋の影響を無視することができる。

(2) スラブ付梁、壁付き柱などの T 形断面をもつ材の曲げ変形に対する板部の有効幅は、ウェブ幅に、その両側または片側に板部の協力幅をそれぞれ加えたものとする。板部の協力幅は、(8.1) 式または (8.2) 式により算定する。

ラーメン材および連続梁の場合

$$a/l < 0.5 \text{ の場合} \quad b_a = (0.5 - 0.6a/l) a \quad (8.1)$$

$$a/l \geq 0.5 \text{ の場合} \quad b_a = 0.1l$$

単純梁の場合

$$a/b < 1 \text{ の場合} \quad b_a = (0.5 - 0.3a/b) a \quad (8.2)$$

$$a/b \geq 1 \text{ の場合} \quad b_a = 0.2b$$

ここに、

- $a$  : 並列 T 形断面部材では材の側面から隣の材の側面までの距離〔図 8.1 参照〕  
単独 T 形断面部材ではその片側フランジ幅の 2 倍
- $l$  : ラーメン材または連続梁のスパン長さ
- $l_0$  : 単純梁のスパン長さ

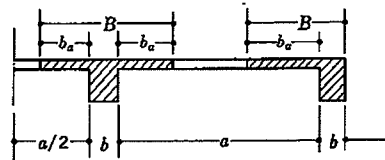


図 8.1 T 形断面部材の板部の有効幅

(3) 部材の変形は、原則として曲げモーメントおよびせん断力による変形を考慮し、必要に応じて軸方向力による変形を考慮する。この場合、応力計算を簡略化するために、耐震壁や壁形の部材以外のせいに比べて長さが長い線材では、せん断力による変形を無視することができる。

(4) 部材に局部的なひび割れが入り、剛性が低下する状態で、その影響が無視できない場合は適切に、その復元力特性を算定し、弾塑性解析を行い各部の応力、変形を算定する必要がある。

### 3. 壁の剛性評価

耐震壁には曲げ変形、せん断変形および必要に応じて軸方向変形、~~耐震壁に連結する梁の曲げ戻し効果、基礎回転の影響~~を考慮するとともに、解析の目的とその応力レベルに基づきこれらの各変形の弾性剛性に対する剛性低下率を適切に導入する評価する。

## 9 条 骨組の解析 (旧 10 条)

1. 床スラブから梁に加わる鉛直荷重は、床スラブ上の荷重状態および床スラブの周辺条件を考慮して定める。等分布荷重を受ける長方形スラブを支える梁は、梁の交点から描いた 2 等分線および梁に平行な直線から作られる台形または三角形の部分の荷重を受けるものとみなすことができる〔図 9.1 参照〕。

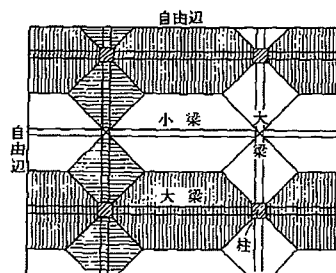


図 9.1 等分布荷重を受ける長方形スラブを支える大梁および小梁の荷重範囲

2. ラーメンの面内にある壁体の重量は、直接柱に伝わるものとみなすことができる。ただし、基礎および開口の状況によっては、これによらず適当に考える。
3. 積載荷重については、満載荷重時について算定するほか、必要に応じ部分的載荷による影響を考慮する。
4. 大梁に剛接支持される小梁の曲げモーメントは、必要に応じて大梁のねじれ抵抗による拘束を考慮し、連続梁として算定する。

## 5. 架構のモデル化

### (1) 柱・梁のモデル化

柱・梁は 8 条の 2 に示す剛性を持つ線材等に置換し骨組み解析を行う。この際、以下の項目を適切に考慮する。

#### i) 剛域の考慮

柱梁接合部などの材の接合部、ハンチの部分、腰壁・垂れ壁が材に接する部分などが応力

に及ぼす影響については、部材を適当な剛域または曲げに対して剛でせん断変形のみする領域と変断面材から構成されるものと考えて算定する。ただし、この影響が小さい場合には、これを無視した場合の応力を適当に増大させてよい。

#### ii) 接合部の考慮

柱梁接合部のモデル化の方法として、柱梁接合部を曲げ変形に対しては剛でせん断変形する領域として取り扱うことができる。

iii) 特殊な架構では発生する応力・変形を考え、ふさわしいモデルを考慮する

### (2) 耐震壁のモデル化

耐震壁は 8 条の 3 に示す剛性を持つ等価なモデルに置換し骨組み解析を行う。この際、必要に応じて基礎回転の影響を適切にモデル化する。

~~5. 鉛直荷重を受けるラーメンの計算にあたっては、次の仮定によることができる。~~

~~(1) ほぼ均等なラーメン材に対しては、柱の節点の移動を無視する。~~

~~(2) 材の曲げモーメントの算定にあたっては、その材ならびにこれに隣接する材に加わる荷重の影響だけを考える。ただし、ラーメンの形状および荷重の不規則な場合には影響の範囲を拡大する。~~

~~(3) 梁のせん断力、柱の軸方向力は、特に不規則なラーメンを除き、梁を単純梁として算定した~~

値による。

## 6. 地震力を受ける架構の解析

地震力を受けるラーメンおよび耐震壁から構成される骨組の解析にあたっては、下記によることができる。

- (1) 水平力は、一般にはラーメン方向となる互いに直交する2方向に別々に作用するものとする。  
ただし、建築物の平面が特殊な形状の場合などでは、必要に応じて、特に不利な方向に作用する場合も考える。
- (2) 水平力は、床の位置に集中して作用するものとする。層の中間に作用する力の影響が大きいときは、別にその影響を加算する。
- (3) 一般に、床は水平面内に剛なものと仮定する。特に、剛なものと考えられない場合には、床の変形を考慮するかまたはその影響を考慮した適当な補正を行う。
- (4) 水平力による各層のせん断力の作用中心と、その層の剛性の中心（剛心）とはなるべく一致させるように計画し、一致しない場合は、ねじれの影響を考慮する。
- (5) 柱の鉛直変位による直交梁・直交壁の影響が無視できない場合には、その影響を適切に考慮する。
- (6) 片持ちのバルコニー等の建物外壁から突出する部分については、地震時鉛直力の影響を適切に考慮する。
- (7) 軸力や水平変位が大きい場合はP-Δ効果の影響を適切に考慮する。

## 7. コンクリートのひび割れによる剛性低下の影響を適切に考慮した解析

部材のひび割れ強度を上回る応力が生じる鉄筋コンクリート造建築物の構造性能を把握するためには、ひび割れによる剛性低下による影響を適切に考慮した部材の力と変形関係に基づく増分解析を行うことが望ましい。

## 11 条 フラットスラブ・フラットプレート構造

1. 鉛直荷重に対する計算にあたっては、次の仮定によることができる。

- (1) フラットスラブ・フラットプレート構造は互いに直交する2つの梁群に分け、それぞれの方向において柱とともにラーメンをつくる2方向の置換ラーメンとして取り扱う。



(2) 置換ラーメンは、全荷重をそれぞれの方向において別々に負担するものとして算定する。この置換ラーメンの梁は、スパン長さ  $l_x$ ,  $l_y$ , 断面幅  $I_y$ ,  $l_x$  およびせい  $t$  とする。積載荷重については、満載荷重時について算定するほか、必要に応じ、部分的載荷による影響を考慮する。

(3) 置換ラーメンの曲げモーメントのスラブ内における配分は、床面を幅  $l/2$  の柱間帯 ABDC と、幅  $l/4$  の柱列帯 ABFE および CDHG に分け、それぞれにおいて図 11.1 の値をとる。支持縁に平行な外側柱列帯の単位幅の曲げモーメントは一般柱列帯の値の  $1/2$ 、これに接する柱間帯の単位幅の曲げモーメントは一般柱間帯の値の  $3/4$  をとってよい。

ただし、柱頭のまわりのせん断力の分布は一様としてよい。

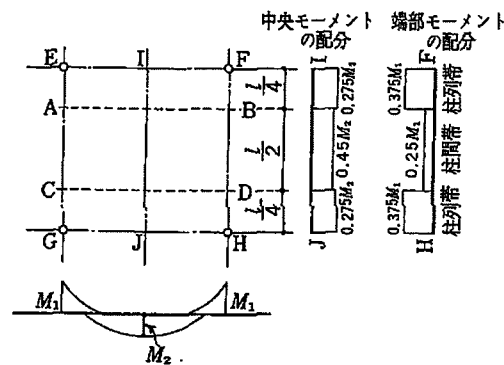


図 11.1 鉛直荷重による曲げモーメントの配分

2. 水平力に対する計算にあたっては、次の仮定によることができる。

(1) 前項と同様に、2方向の置換ラーメンとして取り扱う。

(2) 置換ラーメンは、水平力をそれぞれの方向において別々に負担するものとして算定する。この置換ラーメンの梁は、スパン長さ  $l_x$ ,  $l_y$ , 断面幅  $(3/4)l_y$ ,  $(3/4)l_x$  およびせい  $t$  とする。

(3) 置換ラーメンの曲げモーメントのスラブ内における配分は、柱列帯 (幅  $l_y/2$  および  $l_x/2$ ) 0.7, 柱間帯 (幅  $l_y/2$  および  $l_x/2$ ) 0.3 の割合とする。

3. 前各項の算定のほか、フラットスラブ・フラットプレート構造は次の制限に従うこと。ただし、特別な計算または実験によって確認されたフラットスラブ・フラットプレート構造はこの制限を受けなくてよい。

(1) スラブの厚さ  $t$  は 150mm 以上とする。ただし、屋根スラブではこの制限に従わなくてもよいが、18条5の構造制限に従わなければならない。

(2) 柱のせい (円形柱では直径) は、それぞれの方向の柱中心距離  $l_x$ ,  $l_y$  の  $1/20$  以上、300mm 以上、かつ階高  $h$  の  $1/15$  以上とする。

柱頂には、通常、図 11.2 に示す柱頭または柱頭と支板をつける。ただし、スラブに対して傾きが 45 度以下の柱頭部分は、応力分担を行わないものとする。本条では図 11.3 のように柱頭・支板のないものをフラットプレート構造として扱う。

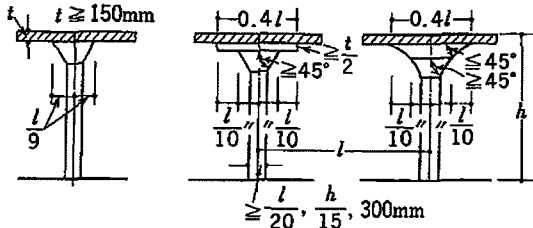


図 11.2 フラットスラブ構造の柱

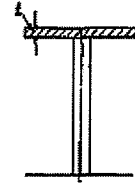


図 11.3 フラットプレート構造

## 12 条 曲げ材の断面算定における基本仮定（変更なし）

〔下線部は改定箇所を示す。~~2~~重取消線は削除した部分を示す〕

鉄筋コンクリート材の曲げモーメントに対する断面算定は、通常の場合、次の仮定に基づいて行う。

- (1) コンクリートの引張応力は無視する。
- (2) 曲げ材の各平面断面は材のわん曲後も平面を保ち、コンクリートの圧縮応力度は中立軸からの距離に比例する。
- (3) コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n$  は、コンクリートの種類、荷重の長期・短期にかかわらず同一とし、コンクリートの設計基準強度  $F_c$  に応じて、表 12.1 に示す値とする。

表 12.1 コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比

コンクリート設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数比 $n$
$F_c \leq 27$	
$27 < F_c \leq 36$	15
$36 < F_c \leq 48$	
$48 < F_c \leq 60$	13
	11
	9

- (4) 算定断面に対して直交しない鉄筋については、その断面積に  $\cos \theta$  を乗じたものを有効断面積と見なす〔図 12.1 参照〕。

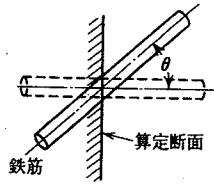


図 12.1 算定断面に直交しない鉄筋

### 13 条 梁の曲げに対する断面算定

[下線部は改定箇所を示す。2重取消線は削除した部分を示す]

1. 梁の設計用曲げモーメントは、以下の方法で計算する。
  - (1) 使用性確保のための長期設計用曲げモーメントは、その部材に長期荷重が作用した場合の最大曲げモーメントとする。
  - (2) 損傷制御のための短期設計用曲げモーメントは、その部材に短期荷重が作用した場合の最大曲げモーメントとする。
2. 長方形梁の許容曲げモーメントは、12 条の基本仮定に基づき、圧縮縁がコンクリートの許容圧縮応力度  $f_c$  に到達したとき、あるいは引張側鉄筋が鉄筋の許容引張応力度  $f_t$  に到達したときに対して求めた値のうち、小さいほうによる。
3. 長方形梁とスラブが一体となった構造とみなされる T 形梁において、スラブが圧縮側になる場合には、次の規定に従って算定する。スラブが引張側になる場合は、スラブを無視した長方形梁として本条 1 項の規定に従って算定する。
  - (1) T 形梁の有効幅  $B$  は、通常の場合、8 条 1 項 (3) によることができる。
  - (2) T 形梁の許容曲げモーメントは、i) または ii) による。
    - i) 中立軸がスラブ内にある場合  
T 形梁の有効幅  $B$  を幅とする長方形梁として本条 2 項による。
    - ii) 中立軸がスラブ外にある場合  
12 条の基本仮定に基づいて T 形断面を評価し、圧縮縁がコンクリートの許容圧縮応力度  $f_c$  に到達したとき、あるいは引張側鉄筋が鉄筋の許容引張応力度  $f_t$  に到達したときに対して求めた値のうち、小さいほうによる。
4. 梁の引張鉄筋比が釣り合い鉄筋比以下のときは、許容曲げモーメントは(13.1)式によることができる。

$$M = a_t f_t j \quad (13.1)$$

ただし、 $j = (7/8)d$  とする。

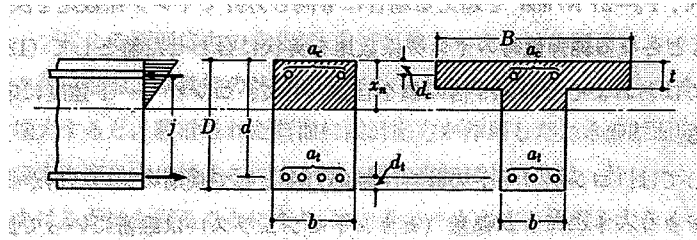


図 13.1 梁の断面

5. 前各項の算定のほか、梁は次の限度に従うこと。

- (1) 長期荷重時に正負最大曲げモーメントを受ける部分の引張鉄筋断面積は、 $0.004bd$  または存在応力によって必要とされる量の  $4/3$  倍のうち、小さいほうの値以上とする。
- (2) 主要な梁は、全スパンにわたり複筋梁とする。ただし、鉄筋軽量コンクリート梁の圧縮鉄筋断面積は、所要引張鉄筋断面積の  $0.4$  倍以上とする。
- (3) 主筋は、~~異形鉄筋 D13 以上とする。~~ D13 以上の異形鉄筋とする。
- (4) 主筋のあきは、 $25\text{mm}$  以上、かつ、異形鉄筋の径（呼び名の数値  $\text{mm}$ ）の  $1.5$  倍以上とする。
- (5) 主筋の配置は、特別の場合を除き、 $2$  段以下とする。

#### 14 条 柱の軸方向力と曲げに対する断面算定

[下線部は改定箇所を示す。~~2重~~取消線は削除した部分を示す]

1. 柱の設計用曲げモーメントは、以下の方法で計算する。

- (1) 使用性確保のための長期設計用曲げモーメントは、その部材に長期荷重が作用した場合の最大曲げモーメントとする。
- (2) 損傷制御のための短期設計用曲げモーメントは、その部材に長期荷重と水平荷重が同時に作用した場合の最大曲げモーメントとする。

2. 軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける柱においては、12 条の基本仮定に基づいて断面内の応力度を算定し、ある許容軸方向力  $N$  を受ける状態で圧縮縁がコンクリートの許容圧縮応力度  $f_c$  に到達したとき、圧縮側鉄筋が鉄筋の許容圧縮応力度  $f_c$  に到達したとき、引張鉄筋が鉄筋の許容引張応力度  $f_t$  に到達したときに対して求めたそれぞれの曲げモーメントのうち、最小の値をもって許容曲げモーメント  $M$  とする。

3. 地震時に曲げモーメントが特に増大するおそれのある柱では、短期軸方向力を柱のコンクリート全断面積で除した値は  $(1/3)F_c$  以下とすることが望ましい。

4. 前各項の算定のほか、柱は次の限度に従うこと。

- (1) 材の最小径とその主要支点間距離の比は、普通コンクリートを使用する場合は  $1/15$  以上、軽量コンクリートを使用する場合は  $1/10$  以上とする。ただし、柱の有効細長比を考慮した構造計算によって、構造耐力上安全であることが確かめられた場合においては、このかぎりではない。
- (2) コンクリート全断面積に対する主筋全断面積の割合は、 $0.8\%$  以上とする。ただし、コンクリートの断面積を必要以上に増大した場合には、この値を適当に減少させることができる。

- (3) 主筋は異形鉄筋を用いて、~~異形鉄筋 D13 以上、~~ D13 以上、かつ、4 本以上とする。~~し、主筋は帯筋により相互に連結する。~~
- (4) 主筋のあきは、25 mm 以上、かつ、異形鉄筋の径（呼び名の数値 mm）の 1.5 倍以上とする。

## 15 条 梁・柱および柱梁接合部のせん断に対する断面算定

[下線の実線部は改定箇所、~~二重取消線~~は削除箇所を示す]

1. 長方形ならびに T 形断面の梁、柱および柱梁接合部のせん断力に関する算定は、本条による。  
~~また、主筋の付着に対する算定は、16 条による。~~

その他の断面形の場合は、本条に準じて算定する。ただし、実験などでせん断補強効果が十分であることが確かめられた場合の許容せん断力は、本条によらなくてもよい。

### 2. 梁・柱のせん断補強

- (1) 長期荷重時せん断力に対する使用性の確保のための検討は、下記による。

i) 使用性確保のための梁、柱の長期許容せん断力は、(15.1)式による。

$$Q_{AL} = bj \alpha f_s \quad (15.1)$$

ただし、

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2 \quad (\text{柱は } 1 \leq \alpha \leq 1.5)$$

記号

$b$  : 梁、柱の幅。T 形梁の場合はウェブの幅。

$j$  : 梁、柱の応力中心距離で  $(7/8)d$  とすることができる。

$d$  : 梁、柱の有効せい

$f_s$  : コンクリートの長期許容せん断応力度

$\alpha$  : 梁、柱のせん断スパン比  $M/Qd$  による割増し係数

$M$  : 設計する梁、柱の長期荷重による最大曲げモーメント

$Q$  : 設計する梁、柱の長期荷重による最大せん断力

なお、梁の長期許容せん断力は、長期荷重によるせん断ひび割れを許容する場合には、(15.2)式により算定してよい。

$$Q_{AL} = bj \{ \alpha f_s + 0.5 {}_w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (15.2)$$

$p_w$  の値が 0.6% を超える場合は、0.6% として許容せん断力を計算する。

記号

$p_w$  : 梁のあばら筋比

$$p_w = \frac{a_w}{bx}$$

$a_w$  : 1組のあばら筋の断面積

$x$  : あばら筋の間隔

$wf_t$  : あばら筋の長期許容引張応力度

その他の記号は前出による。

ii) 梁、柱の長期設計用せん断力は、その部材の長期荷重による最大せん断力とする。

(2) 短期荷重時せん断力に対する損傷制御のための検討は、下記による。なお、本条2項(3)によって短期設計を行う場合は、下記の算定を省略してもよい。

i) 損傷制御のための梁、柱の短期許容せん断力は(15.3)式による。

$$Q_{AS} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002) \right\} \quad (15.3)$$

ただし、

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2 \quad (\text{柱は} 1 \leq \alpha \leq 1.5)$$

$p_w$ の値が1.2%を超える場合は、1.2%として許容せん断力を計算する。

記号

$b$  : 梁、柱の幅。T形梁の場合はウェブの幅。

$j$  : 梁、柱の応力中心距離で  $(7/8)d$  とすることができる。

$d$  : 梁、柱の有効せい

$p_w$  : 梁、柱のせん断補強筋比

$$p_w = \frac{a_w}{bx}$$

$a_w$  : 1組のせん断補強筋の断面積

$x$  : せん断補強筋の間隔

$f_s$  : コンクリートの短期許容せん断応力度

$wf_t$  : せん断補強筋の短期許容引張応力度で、390N/mm<sup>2</sup>を超える場合は390N/mm<sup>2</sup>として許容せん断力を計算する。

$\alpha$  : 梁、柱のせん断スパン比  $M/Qd$  による割増し係数

$M$  : 設計する梁、柱の最大曲げモーメント

$Q$  : 設計する梁、柱の最大せん断力

ii) 損傷制御のための梁、柱の短期設計用せん断力は(15.4)式による。

$$Q_{DS} = Q_L + Q_E \quad (15.4)$$

記号

$Q_{DS}$  : 梁、柱の設計用せん断力

$Q_L$ : 設計する梁、柱の長期荷重によるせん断力

$Q_E$ : 設計する梁、柱の水平荷重によるせん断力

- (3) 大地震動に対する安全性の確保のための検討は、下記による。なお、本条2項(2)によって短期設計を行い、かつ、梁、柱の終局せん断強度に基づいてせん断破壊に対する安全性の検討を行う場合は、下記の算定を省略してもよい。

- i) 安全性確保のための許容せん断力は、梁が(15.5)式、柱が(15.6)式による。

$$Q_A = bj\{\alpha f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\} \quad (15.5)$$

$$Q_A = bj\{f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\} \quad (15.6)$$

ただし、

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$$

$p_w$ の値が1.2%を超える場合は、1.2%として許容せん断力を計算する。

記号

$b$ : 梁、柱の幅。T形梁の場合はウェブの幅

$j$ : 梁、柱の応力中心距離で  $(7/8)d$  とすることができる

$d$ : 梁、柱の有効せい

$p_w$ : 梁、柱のせん断補強筋比

$$p_w = \frac{a_w}{bx}$$

$a_w$ : 1組のせん断補強筋の断面積

$x$ : せん断補強筋の間隔

$f_s$ : コンクリートの短期許容せん断応力度

$f_t$ : せん断補強筋の短期許容引張応力度

$\alpha$ : 梁のせん断スパン比  $M/Qd$  による割増し係数

$M$ : 設計する梁の最大曲げモーメント

$Q$ : 設計する梁の最大せん断力

- ii) 安全性確保のための設計用せん断力は、梁が(15.7)式、柱が(15.8)式による。

$$Q_D = Q_L + \frac{\sum_B M_y}{l'} \quad (15.7)$$

$$Q_D = \frac{\sum_C M_y}{h'} \quad (15.8)$$

ただし、(15.9)式の  $n$  を1.5以上として使用する場合には(15.7)、(15.8)式によらなくてよい。

$$Q_D = Q_L + n \cdot Q_E \quad (15.9)$$

記号

$Q_L$  : 設計する部材の長期荷重によるせん断力で、(15.7) 式においては単純梁として算定した値を用いてよく、(15.9) 式においては柱の  $Q_L$  を 0 としてよい。

$\Sigma_B M_y$  : せん断力が最大となるような梁両端の降伏曲げモーメントの絶対値の和

$l'$  : 梁の内法スパン長さ

$\Sigma_C M_y$  : 柱頭・柱脚の降伏曲げモーメントの絶対値の和。この場合、柱頭の降伏曲げモーメントの絶対値よりも、柱頭に連なる梁の降伏曲げモーメントの絶対値の和の 1/2 が小さい場合には、小さいほうの値を柱頭の降伏曲げモーメントとしてよい。ただし、最上階の柱では 1/2 を省くものとする。

$h'$  : 柱の内法高さ

$Q_E$  : 設計する梁、柱の水平荷重によるせん断力

$n$  : 水平荷重時せん断力の割増し率

(4) 上記算定のほか、梁、柱のせん断補強筋は次の各項に従うこと。ただし、特別な調査・研究によって支障ないことが確かめられた場合はこの限りでない。

i) 梁、柱のせん断補強筋は軽微な場合を除き、直径 9mm 以上の丸鋼、または D10 以上の異形鉄筋を用いる。

ii) 梁、柱のせん断補強筋比は、0.2%以上とする。

iii) 梁のせん断補強筋（あばら筋）の間隔は、梁せいの 1/2 以下かつ 250 mm 以下とする。

[最大 450mm までの緩和規定を削除]

iv) 柱のせん断補強筋（帯筋）の間隔は、100mm 以下とする。ただし、柱の上下端より柱の最大径の 1.5 倍または最小径の 2 倍のいずれか大きい方の範囲外では、帯筋間隔を前記数値の 1.5 倍まで増大することができる。[最大 200mm までの緩和規定を削除]

v) せん断補強筋は主筋を包含し、主筋内部のコンクリートを十分に拘束するように配置し、その末端は 135° 以上に曲げて定着するか、または相互に溶接する。

vi) 幅の広い梁や主筋が一段に多数並ぶ梁などでは、副あばら筋を使用するなど、靱性を確保できるように努めることが望ましい。

vii) せん断力や圧縮力が特に増大するおそれのある柱には、鉄筋端部を溶接した閉鎖形帯筋を主筋を包含するように配置したり、副帯筋を使用するなど、靱性を確保できるように努めることが望ましい。

### 3. 柱梁接合部

(1) 純ラーメン部分の柱梁接合部の大地震動に対する安全性の確保のための検討は、下記による。なお、柱梁接合部の終局せん断強度に基づいてせん断破壊に対する安全性の検討を行う場合は、下記の算定を省略してもよい。

(2) 柱梁接合部の安全性確保のための許容せん断力は (15.10) 式による。

$$Q_{Aj} = \kappa_A (f_s - 0.5) b_j D \quad (15.10)$$

記号



$\kappa_A$  : 接合部の形状による係数

$\kappa_A = 10$  (十字形接合部)

$\kappa_A = 7$  (T形接合部)

$\kappa_A = 5$  (ト形接合部)

$\kappa_A = 3$  (L形接合部)

$f_s$  : コンクリートの短期許容せん断応力度

$b_j$  : 接合部の有効幅

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$$

ここに、 $b_b$  は梁幅、 $b_{ai}$  は  $b_i/2$  または  $D/4$  の小さいほうとし、 $b_i$  は梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さとする。

$D$  : 柱せい

(3) 柱梁接合部の安全性確保のための設計用せん断力は (15.11) 式による。なお、 $n$  を 1.5 以上として (15.9) 式より柱の設計用せん断力  $Q_D$  を算定する場合は、(15.12) 式を用いてよい。

$$Q_{Dj} = \sum \frac{M_y}{j} (1 - \xi) \quad (15.11)$$

$$Q_{Dj} = Q_D \frac{1 - \xi}{\xi} \quad (15.12)$$

ただし、 $\xi$  は架構の形状に関する係数で (15.13) 式による。

$$\xi = \frac{j}{H_c \left( 1 - \frac{D}{L_b} \right)} \quad (15.13)$$

記号

$\sum \frac{M_y}{j}$  : 接合部の左右の梁の降伏曲げモーメントの絶対値をそれぞれの  $j$  で除した和。

ただし、梁は一方が上端引張、他方が下端引張とする。

$Q_D$  : 本条 2 項 (3) による柱の安全性確保のための設計用せん断力で、 $n$  を 1.5 以上として (15.9) 式より算定した各階の数値を用いて、一般階の接合部では接合部の上下の柱の平均値、最上階の接合部では接合部直下の柱の値とする。

$D$  : 柱せい

$j$  : 梁の応力中心距離で、(15.13) 式では接合部の左右の梁の平均値とする。

$H_c$  : 接合部の上下の柱の平均高さで、最上階の接合部では最上階の柱の高さの 1/2 とする。柱の高さは梁の芯々間距離とする。

$L_b$  : 接合部の左右の梁の平均長さで、外端の接合部では外端の梁の長さとする。梁の長さは柱の芯々間距離とする。

(4) 柱梁接合部内の帯筋は、以下の各項に従うこと。ただし、特別な調査・研究によって支障ないことが確かめられた場合はこの限りでない。

i) 帯筋は、直径 9 mm 以上の丸鋼または D10 以上の異形鉄筋を用いる。

- ii) 帯筋比は 0.2% 以上とする。
- iii) 帯筋間隔は 150 mm 以下とし、かつ、隣接する柱の帯筋間隔の 1.5 倍以下とする。

## 16 条 付着および重ね継手

[下線の実線部は改定箇所、~~二重取消線~~は削除箇所を示す]

### 1. 付着

- (1) 曲げ材の引張鉄筋ではスパン内において(14)式により、付着検定断面からの付着長さ  $l_d$  が必要付着長さ  $l_{db}$  に部材有効せいを加えた長さ以上となることを確かめるまでの領域内での付着応力度の算定を行い、本条 1 項 (4) によって長期荷重に対する使用性確保、短期荷重に対する損傷制御、大地震動に対する安全性確保のための検討を行う。

$$l_d \geq l_{db} + d$$

ただし、付着長さ領域で斜めひび割れが生じないことが確かめられた場合には部材有効せい  $d$  を加えなくともよい。

- (2) 曲げ材の付着検定断面は以下の断面とする。

- 1) スパン内で最大曲げモーメントとなる断面
- 2) スパン内で減じられる鉄筋が計算上不要となる断面

- (3) 曲げ材の引張鉄筋の付着長さ  $l_d$  は以下による。

- 1) スパン途中でカットオフされる鉄筋の付着長さ

- a) 付着検定断面から鉄筋端までの長さ
- b) 鉄筋端部に標準フック (17 条に規定) を設ける場合は付着検定断面からフック開始点までの長さ

- 2) スパン内を通し配筋される鉄筋の付着長さ

a) 両端が曲げ降伏する場合： 
$$l_d = \frac{L + d}{2}$$

b) 上記外の場合： 
$$l_d = L$$

ここで、 $L$ ：曲げ材の内法長さ

$d$ ：曲げ材の有効せい

- (4) 曲げ材の引張鉄筋の付着応力度の検討は、以下の各項による。

- 1) 長期荷重に対する使用性確保のための検討は、(16.1)式または(16.2)式による。

$$\tau_{a1} = \frac{Q_L}{\sum \psi \cdot j} \leq_L f_a \quad (16.1)$$

$$\tau_{a2} = \frac{L \sigma_t \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leq 0.8 f_a \quad (16.2)$$

- 2) 短期荷重に対する損傷制御のための検討は、(16.3)式または(16.4)式による。

$$\tau_{a1} = \frac{Q_L + Q_E}{\sum \psi \cdot j} \leq_s f_a \quad (16.3)$$

$$\tau_{a2} = \frac{s\sigma_t \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leq 0.8s f_a \quad (16.4)$$

3) 大地震動に対する安全性確保のための検討は、(16.5)式による。なお、付着割裂強度に基づく計算等によって、曲げ降伏時に付着割裂破壊を生じないことが確かめられた場合には、下記の検討を省略できる。

$$\tau_y = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leq K \cdot f_b \quad (16.5)$$

ここで、

$$K = 0.3 \left( \frac{C + W}{d_b} \right) + 0.4 \leq 2.5 \quad (16.6)$$

$$W = 80 \frac{A_{st}}{sN} \leq 2.5d_b \quad (16.7)$$

- 記号
- $\tau_{a1}$  : 引張鉄筋の曲げ付着応力度
  - $\tau_{a2}$  : 引張鉄筋の平均付着応力度
  - $\tau_y$  : 引張鉄筋の降伏時の平均付着応力度
  - $Q_L$  : 長期荷重時せん断力
  - $Q_E$  : 水平荷重時せん断力
  - $\psi$  : 引張鉄筋の周長
  - $j$  : 曲げ材の応力中心距離で、 $j=(7/8)d$ とすることができる
  - $d$  : 曲げ材の有効せい
  - $l_d$  : 引張鉄筋の付着長さで、(16.2)、(16.4)、(16.5)の各式においては、対象とする荷重の作用により曲げ材にせん断ひび割れを生じないことが確かめられた場合には、式中の  $l_d - d$  を  $l_d$  としてよい
  - ${}_L\sigma_t$  : 付着検定断面位置における長期荷重時の鉄筋存在応力度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる
  - ${}_s\sigma_t$  : 付着検定断面位置における短期荷重時の鉄筋存在応力度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる
  - $\sigma_y$  : 付着検定断面位置における鉄筋の降伏強度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる
  - ${}_L f_a$  : 長期許容付着応力度で、6 条による
  - ${}_s f_a$  : 短期許容付着応力度で、6 条による
  - $f_b$  : 付着割裂の基準となる強度で、表 16.1 による
  - $K$  : 鉄筋配置と横補強筋による修正係数で 2.5 以下とする
  - $C$  : 付着検定断面位置における鉄筋間のあき、もしくは最小かぶり厚さの 3 倍のうちの小さいほうで、 $5d_b$  以下とする
  - $W$  : 付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで、 $2.5d_b$  以下とする

$A_{st}$ : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面を横切る一組の横補強筋全断面積  
 $s$ : 一組の横補強筋 (断面積  $A_{st}$ ) の間隔  
 $N$ : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面における鉄筋本数  
 $d_b$ : 曲げ補強鉄筋径で、異形鉄筋では呼び名の数値とする

表 16.1 付着割裂の基準となる強度  $f_b$

	短期	
	上端筋	その他の鉄筋
普通コンクリート	$0.8 \times \left( \frac{F_c}{40} + 0.9 \right)$	$\frac{F_c}{40} + 0.9$
軽量コンクリート	普通コンクリートに対する値の 0.8 倍	

[注] 1) 上端筋とは曲げ材にあってその鉄筋の下に 300mm 以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう。  
 2)  $F_c$ はコンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) を表す。  
 3) 多段配筋の一段目 (断面外側) 以外の鉄筋に対しては、上表の値に 0.6 を乗じる。

(5) 付着に関する構造規定

- 1) カットオフ鉄筋は、計算上不要となる断面を超えて部材有効せい  $d$  以上延長する。
- 2) 負曲げモーメント引張鉄筋 (上端筋) 引張りを受ける上端筋の 1/3 以上は反曲点を超えてさらに梁有効せい  $d$  以上延長する。ただし、短期応力の存在する部材では、1/3 以上の鉄筋は部材全長に連続して、あるいは継手をもって配する。
- 3) 正曲げモーメント引張鉄筋 (下端筋) 引張りを受ける下端筋の 1/3 以上は部材全長に連続して、あるいは継手をもって配する。
- 4) 引張鉄筋の付着長さは 300 mm を下回ってはならない。
- 5) 束ね筋は断面の等価な 1 本の鉄筋として取り扱う。
- 6) 柱および梁 (基礎梁を除く) の出隅部分および煙突においては、原則として鉄筋の末端に必ず標準フックを設ける。

2. 重ね継手

- (1) D35 以上の鉄筋には原則として重ね継手を用いない。
- (2) 鉄筋の重ね継手は、部材応力ならびに鉄筋存在応力度の小さい箇所に設けることとし、同一断面で全引張鉄筋の継手 (全数継手) としないことを原則とする。
- (3) 曲げ補強鉄筋の重ね継手長さは、鉄筋降伏強度に対する (15) 式による必要付着長さ以上とする。以下の各項を満足するように設定する。ただし、200 mm および鉄筋径の 20 倍を下回る継手長さとしてはならない。
  - 1) 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための検討は、引張

鉄筋については(16.8)式により、圧縮鉄筋については(16.9)式により行う。

$$\frac{\sigma_t \cdot d_b}{4l} \leq f_a \quad (16.8)$$

$$\frac{\sigma_c \cdot d_b}{4l} \leq 1.5f_a \quad (16.9)$$

2) 重ね継手の大地震動に対する安全性確保のための検討は、(16.10)式による。ただし、補正係数  $K$  の算定では、鉄筋間のあきの最小値は相互の鉄筋が密着しない場合でも密着した継手と考えて  $C$  を求め、鉄筋本数  $N$  は想定される付着割裂面における全鉄筋本数から継手組数を引いた値とする。なお、付着割裂強度に基づく計算によって重ね継手長さを定める場合、ならびに曲げ降伏を生じるおそれのない曲げ補強鉄筋 (D25 以下に限る) の重ね継手を存在応力度の小さい箇所<sup>1)</sup>に設ける場合は、下記によらなくてよい。

$$\frac{\sigma_y \cdot d_b}{4l} \leq K \cdot f_b \quad (16.10)$$

記号  $l$  : 継手の重ね長さ。鉄筋端に標準フック (17条に規定) を設ける場合には、フックを除いた長さとする。

$\sigma_t$  : 引張鉄筋の継手部分の最大存在応力度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の  $2/3$  倍とすることができる

$\sigma_c$  : 圧縮鉄筋の継手部分の最大存在応力度

$\sigma_y$  : 引張鉄筋の継手部分の降伏強度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の  $2/3$  倍とすることができる

$d_b$  : 曲げ補強鉄筋径で、異形鉄筋では呼び名の数値とする

$f_a$  : 許容付着応力度で、鉄筋の位置にかかわらず6条表6の上端筋に対する値を用いる

$K$  : 鉄筋配置と横補強筋による修正係数で、(16.6)式による

$f_b$  : 付着割裂の基準となる強度で、表16.1による

他の記号は前出の通り

(4) 重ね継手は曲げひび割れが継手筋に沿って生じるような部位に設けてはならない。

(5) 溶接金網の重ね継手では最外端の横筋間で測った重ね長さを横筋間隔に 50 mm を加えた長さ以上かつ 150 mm 以上とする。

## 17条 定着

### 1. 定着

#### (1) 原則

本条は、異形鉄筋の仕口への定着を対象とする。(17.1)式により必要定着長さ  $l_{ab}$  以上の定着長さ  $l_a$  を確保する。

$$l_a \geq l_{ab} \quad (17.1)$$

#### (2) 定着長さ $l_a$

直線定着する場合の定着長さ  $l_a$  は、定着起点から当該鉄筋端までの長さとする(図17.1)。本条2に規定する標準フックを鉄筋端に設ける場合は、原則として定

着起点からフックまでの投影定着長さ  $l_{db}$  を  $l_a$  とする。信頼できる機械式定着具を鉄筋端に設ける場合は、原則として定着起点から定着具突起までの長さを  $l_a$  とする (図 17.2)。

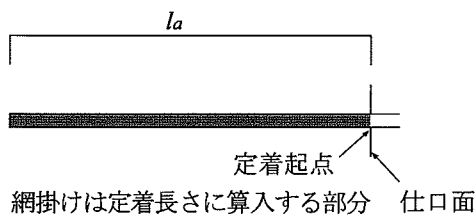


図 17.1 直線定着する場合

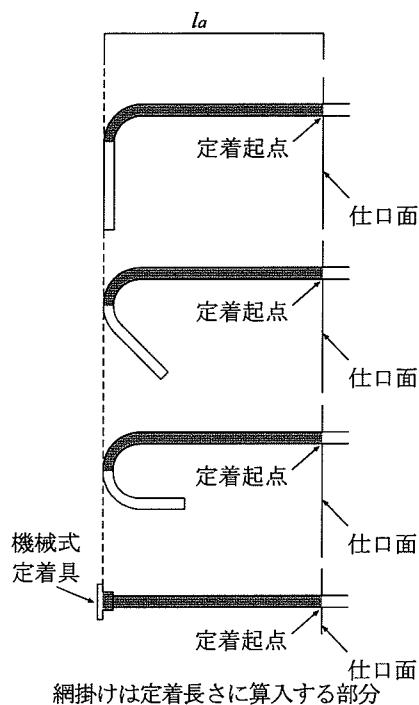


図 17.2 標準フック等設ける場合

(3) 必要定着長さ  $l_{ab}$

引張鉄筋の必要定着長さ  $l_{ab}$  は (17.2) 式によって算定する。

$$l_{ab} = \alpha \frac{S \sigma_t d_b}{10 f_b} \quad (17.2)$$

ここで、

$f_b$ : 16 条表 16.1 のうち「その他の鉄筋」欄の値

$\sigma_t$ : 仕口面における鉄筋の応力度。当該鉄筋の短期許容応力度を用いることを原則とする。非耐震部材にあつては、当該鉄筋の存在応力度の 1.5 倍を用いてよい。

$d_b$ : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値 (mm)

$\alpha$ : 横補強筋で拘束されたコア内に定着する場合は 1.0, そうでない場合は 1.25 とする。

$S$ : 必要定着長さの修正係数で、表 17.1 による。

表 17.1 必要定着長さの修正係数

種類		$S$
直線定着	耐震部材	1.25
	非耐震部材	1.0
標準フックまたは	耐震部材	0.7

信頼できる 機械式定着具	非耐震部材	片持ち形式	
		上記以外	0.5

(4) 通し定着する場合の制限

純ラーメン部分の柱梁接合部内を通して配される梁および柱主筋の径は(17.3)式を満たすことを基本とする。ただし、主筋の降伏が生じない部材ではこれを緩和して良い。

$$\frac{d_b}{D} \leq 3.6 \frac{1.5 + 0.1F_c}{f_t} \quad (17.3)$$

ここで、 $D$ : 当該鉄筋が通し配筋される部材の全せい(mm)

$F_c$ : コンクリートの設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>)

$f_t$ : 当該鉄筋の短期許容引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)

(5) 定着に関する構造規定

- 1) 引張応力を受ける鉄筋の直線定着長さは 300 mm 以上とする。折曲げ定着の場合は原則として投影定着長さを  $8d_b$  かつ 150mm 以上とする。ただし、特別な配慮をした場合はこの限りでない。
- 2) 折曲げによる梁主筋の柱への定着、柱主筋の梁への定着における投影定着長さは仕口部材断面全せいの 0.75 倍以上を基本とし、接合部パネルゾーン側へ折曲げることを原則とする。ただし、仕口部材断面せいが十分に大きい場合、あるいは、特別な配慮をした場合はこの限りでない。
- 3) 機械式定着具は横補強筋で拘束されたコア内で用いることを原則とする。
- 4) 特殊な定着箇所においては、応力が無理なく伝達されるようなディテールを施さなければならない。
- 5) 圧縮応力のみを受ける鉄筋の仕口への定着は、原則として投影定着長さを  $8d_b$  以上とする。
- 6) 部材固定端における溶接金網の定着では、仕口面から最外端の横筋までの長さを横筋間隔に 50 mm を加えた長さ以上かつ 150 mm 以上とする。

2. 標準フック

本条によって定着の検定を行う折曲げ定着筋の標準フックの余長は、90°折曲げで鉄筋径の 8 倍以上、135°折曲げで鉄筋径の 6 倍以上、もしくは 180°折曲げで鉄筋径の 4 倍以上のいずれかとする。折曲げ部の折曲げ内法直径の最小値は表 17.2 による。また、標準フックの鉄筋側面からコンクリート表面までの側面かぶり厚さの最小値は表 17.3 による。

表 17.2 標準フックの内法直径

折曲げ角度	鉄筋種類	鉄筋径による区分	鉄筋の折曲げ内法直径(D)
180° 135° 90°	SD295A	D16以下	$3d_b$ 以上
	SD295B		
90°	SD345	D19~D41	$4d_b$ 以上
	SD390	D41以下	$5d_b$ 以上
90°	SD490	D25以下	$6d_b$ 以上
		D29~D41	

$d_b$ : 定着する鉄筋の公称直径

表 17.3 標準フックの側面かぶり厚さ

S=0.5 とする場合	$2d_b$ 以上かつ 65mm 以上
S=0.7 とする場合	$1.5d_b$ 以上かつ 50mm 以上

## 19条 耐震壁(壁部材)

1. (一般事項) 壁板または壁板と柱、梁を一体化した部材(壁部材)は以下のいずれかに分類して扱い、許容耐力の算定および構造規定は本条による。

- (a) 両側柱型付き壁(耐力壁または耐震壁)
- (b) 柱型付き壁(袖壁付き柱)
- (c) 柱型なし壁(壁板)
- (d) 梁型付き壁(腰壁・垂壁付き梁)

2. (許容曲げモーメント) 壁部材の許容曲げモーメントは、12条の基本仮定にもとづき、圧縮縁がコンクリートの許容圧縮応力度  $f_c$  に達したとき、あるいは引張側鉄筋が鉄筋の許容引張応力度  $f_t$  に達したときに対して算定される値のうち、小さいほうによる。

3. (許容せん断力) 壁部材の短期許容せん断力  $Q_A$  は(19.1)式、すなわち、(19.2)式による  $Q_1$ 、(19.3)式による  $Q_2$  のうち、いずれか大きいほうで算定することができる。

$$Q_A = \max(Q_1, Q_2) \quad (19.1)$$

$$Q_1 = (\sum tl' + \sum bD) f_s \quad (19.2)$$

$$Q_2 = \sum Q_w + \sum Q_c \quad (19.3)$$

ここで、 $Q_w$  および  $Q_c$  は、それぞれ壁部材に含まれる壁板(壁筋)1枚および柱(腰壁・垂壁つき梁では梁)1本が負担できる許容せん断力で、(19.4)式および(19.5)式によることができる。

$$Q_w = p_s t l' f_t \quad (19.4)$$

$$Q_c = bj \{ \alpha f_s + 0.5 {}_w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (19.5)$$



ただし、 $p_s$ 、 $p_w$ の値が1.2%以上の場合は1.2%として計算する。(19.5)式の $\alpha$ は、(a)耐震壁では $\alpha=1.5$ としてよいが、開口に接する柱では $\alpha=1.0$ とする。(b)袖壁付き柱および(d)腰壁・垂壁付き梁では $\alpha=1.0$ とする。

記号

$t$ ：壁板の厚さ

$l'$ ：壁板の内法長さ

$b$ 、 $D$ 、 $d$ ：柱 (d)では梁) の幅、せい、有効せい

$j$ ：柱の応力中心間距離 (=7/8d、または、0.8Dとしてよい)

$p_s$ ：壁板のせん断補強筋比 (横筋比が縦筋比より小さい場合は横筋比を用いる。

横筋比が縦筋比より大きい場合は45°方向の比率で算定する。

ただし、横筋比は縦筋比の2倍を上限とする。)

$f_t$ ：壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度

$p_w$ ：柱の帯筋比 (腰壁付き梁の場合梁のあばら筋比)

$f_s$ ：コンクリートの短期許容せん断応力度

$w_{ft}$ ：柱帯筋のせん断補強用短期許容引張応力度

4. (開口による低減) 壁部材の壁板に開口がある場合の短期許容せん断力  $Q_{A0}$  は(19.6)式のように無開口耐震壁の短期許容せん断力  $Q_A$  に(19.7)式による低減率  $r$  を乗じて算定することができる。ただし、低減率による算定は原則として、5項に定める開口補強がされている場合、かつ、(a)耐震壁に対しては最大1スパンごとに算定される  $r_2$  が0.6程度以上、(b)袖壁付柱、(c)壁板および(d)腰壁・垂壁付梁では各部材で算定される  $r_2$  が0.7程度以上の場合の面積比が比較的小さな開口に適用する。開口が複数の場合の  $r_2$  は位置を考慮して等価なひとつの開口に置換して、矩形以外の開口は形状を考慮して等価な矩形に置換して算出してよい。 $r_1$ 、 $r_2$  は当該層ごとに算定する。連層耐震壁の  $r_3$  は上下層の開口の大きさおよび位置の影響を考慮して算定してよい。

$$Q_{A0} = rQ_A \quad (19.6)$$

$$r = \min(r_1, r_2, r_3) \quad (19.7)$$

$$r_1 = 1 - \frac{\sum l_0}{\sum l} \quad (19.8)$$

$$r_2 = 1 - \sqrt{\frac{\sum h_0 \sum l_0}{h \sum l}} \quad (19.9)$$

$$r_3 = 1 - \frac{\sum h_0}{\sum h} \quad (19.10)$$

記号

$l$ ：壁板周辺の柱中心間距離 ( $\Sigma$ は連続スパンのスパン方向の和)

(袖壁付き柱では  $(l=D/2+l'-t/2)$  とする)

$h$ ：壁板周辺の梁中心間距離 ( $\Sigma$ は連層耐震壁の当該階から上に高さ方向の和)

(最下層の基礎梁のようにせいが高い場合は上層の梁の平均的なせいとする)

$l_0$  : 開口部の長さ ( $\Sigma$ は複数開口の水平断面への投影長さの和)

$h_0$  : 開口部の高さ ( $\Sigma$ は連層耐震壁の高さ方向の和、複数開口の投影高さの和)

5. (開口補強) 壁部材の壁板の開口周囲は部材の設計用せん断力  $Q_D$  にもとづいて、(19.11)式で算定される開口隅角部の付加斜張力  $T_d$  および(19.12)式および(19.13)式による開口周辺部材の曲げ応力に対してそれぞれ安全であるように設計する。付加斜張力に対する検討では、開口周囲 ( $2t$  の範囲) に配筋された斜め筋および縦横筋の斜め成分を有効とする。開口が柱または梁に接する場合は、開口周囲の主筋を縦横筋としてよい。曲げ応力に対する検討では、剛性を考慮して危険断面の許容モーメントが設計用せん断力による曲げ応力を上回るように開口周囲の補強筋量を算定するが、(19.14)式および(19.15)式による縁張力  $T_v$  および  $T_h$  に対して補強筋量を算定してよい。許容曲げモーメントの算定では、付加斜張力に対して配筋された開口周囲の縦横筋、有効に配筋された斜め筋のほか、中段の壁筋、柱主筋、梁主筋の負担も考慮してよいが、軸力は無視する。

(1) 開口隅角部の付加斜張力

$$T_d = \frac{h_0 + l_0}{2\sqrt{2} \cdot t} Q_D \quad (19.11)$$

(2) 開口周辺部材の曲げ応力

$$\Sigma M_C = h_0 Q_D \quad (19.12)$$

$$\Sigma M_B = l_0 \frac{\Sigma h}{\Sigma l} Q_D \quad (19.13)$$

$$T_v = \frac{h_0}{2\Sigma l_w} Q_D - \frac{t \Sigma l_w}{4(N_h + 1)} p_{sv} f_t \quad (19.14)$$

$$T_h = \frac{l_0}{2\Sigma h_w} \frac{\Sigma h}{\Sigma l} Q_D - \frac{t \Sigma h_w}{4(N_v + 1)} p_{sh} f_t \quad (19.15)$$

記号

$\Sigma l_w$  : 開口横部材の部材せいの和 ( $= \Sigma D + \Sigma l' - \Sigma l_0$ ,  $\Sigma$ はスパン方向の和)

$\Sigma h_w$  : 開口上下部材の部材せいの和 ( $\Sigma$ は連層耐震壁の場合高さ方向の和)

$N_h$  : 水平方向に並ぶ開口の数

$N_v$  : 鉛直方向に並ぶ開口の数

$p_{sv}$  : 壁縦筋の補強筋比

$p_{sh}$  : 壁横筋の補強筋比

6. (付帯ラーメン) 耐震壁の付帯ラーメン (柱型、梁型) の断面は、十分な幅とせいを確保するとともに、有効な配筋詳細とする。ただし、靱性確保、軸力負担、境界部材の定着詳細など必要な検討をすれば、柱断面の幅および連層耐震壁の中間階の梁幅は壁厚と同じにすることができる。下階が柱

となる連層耐震壁の最下層では、応力伝達と柱主筋の定着詳細について必要な検討するとともに、梁断面の十分な剛性と強度を確保する。

7. (構造規定) 前各項の算定のほか、次の各項に従うこと。

(a) 両側柱型付き壁 (耐力壁または耐震壁)

(1) 壁板の厚さは原則として 12cm 以上かつ壁板の内法高さの 1/30 以上とする。

(2) 壁板のせん断補強筋比は、直交する各方向に関し、それぞれ 0.25% 以上とする。

(3) 壁板の厚さが 200mm 以上の場合は壁筋を複筋配置とする。

(4) 壁筋は、D10 以上の異形鉄筋を用いる。見付け面に関する壁筋の間隔は 300mm 以下とする。ただし、千鳥状に複配筋とする場合は、片面の壁筋の間隔は 450mm 以下とする。

(5) 開口周囲、壁端部の補強筋は、D13 以上、かつ壁筋と同径以上の異形鉄筋を用いる。端部および柱梁内での定着が有効な配筋詳細とする。

(6) 付帯ラーメン (柱型および梁型) の主筋は、13 条 5. (2) ~ (5) および 14 条 4. (2) ~ (4) の規定に従う。連層耐震壁の中間階以外の梁では、特に検討をしない場合、梁の主筋全断面積はスラブ部分を除く梁のコンクリート全断面積に対する割合を 0.8% 以上とする。

(7) 付帯ラーメン (柱型および梁型) のせん断補強筋は、15 条 2. (4) に従う。

(8) 壁板に開口がある場合、壁板周辺の梁および柱の設計にあたっては、適切な靱性が確保できるように特に配慮する。開口に近接する柱 (袖壁のせいが 30cm 以下) の場合、原則として柱のせん断補強筋比は 0.004 以上とする。

(9) 構造壁として計算に用いる (b) 柱型付き壁 (袖壁付柱) と (d) 梁型付き壁 (腰壁・垂壁付き梁) では、上記(1)~(8)のほか、壁の厚さは原則として 15cm 以上にして、壁板の補強筋は複配筋とする。

(10) 構造壁として計算に用いる (c) 柱型なし壁 (雑壁) では、上記(1)~(5)のほか、壁板の補強筋は原則として複配筋とするか、あるいは壁端部には拘束域を設けて、壁板の補強筋は端部での定着が有効な配筋詳細とする。端部の縦筋は 2-D13 以上とする。

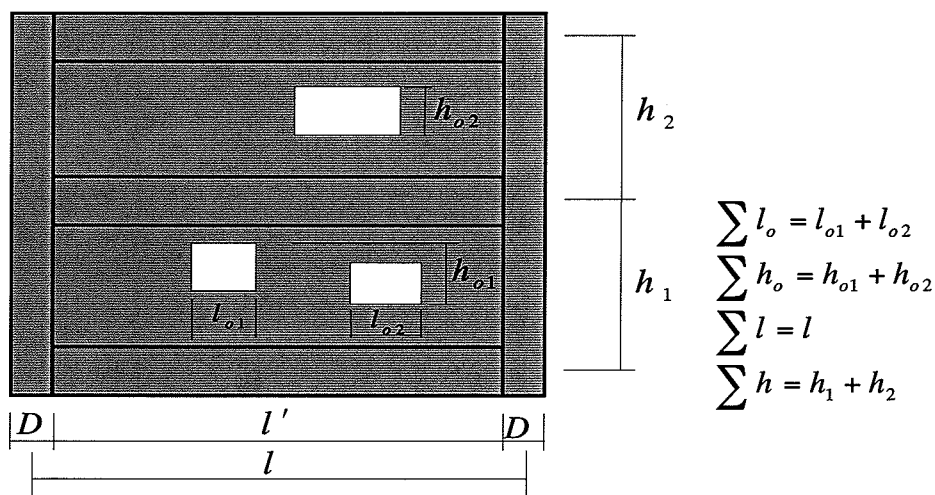


図 19.1 開口壁の記号