

## 19条 耐震壁(壁部材)

耐震壁 WG/20061111/20061222/20070112/20071004/20080114/20080317/  
20080324/20080331 改 (委員会資料、未定稿につき許可なく複製使用不可)

1. (一般事項) 耐震壁、袖壁付き柱、腰壁・垂壁付き梁および柱型のない壁などの壁部材に関する算定は本条による。

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、(22) 式による  $Q_1$ 、 $Q_2$  のうち、いずれか大きいほうをとることができる。

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

$$Q_1 = (tl' + \Sigma bD)f_s \quad (22)$$

$$Q_2 = Q_w + \Sigma Q_c$$

ここで、 $Q_w$  および  $Q_c$  は、それぞれ壁板の壁筋および壁板周辺の柱(1本)が負担できる許容せん断力で、(23) 式および(24)式による。

$$Q_w = p_s tl' f_t \quad (23)$$

$$Q_c = bj \{ \alpha f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (24)$$

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。耐震壁の通常の付帯柱では  $\alpha=1.5$  としてよい。開口に接する柱、袖壁付柱、腰壁・垂壁付梁では  $\alpha=1.0$  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 (各方向のうち小さいほうの値)

$f_t$ : 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

$wf_t$ : 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  $Q_{Ao}$  は、無開口

耐震壁の短期許容せん断力  $Q_A$  に (25) 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、5 項に定める開口補強がされていることを条件にして、低減率による算定は耐震壁に対しては原則として最大 1 スパンごとに算定される  $r_2$  が 0.6 以上の場合に適用する。袖壁付柱および腰壁・垂壁付梁では各部材で算定される  $r_2$  が 0.8 以上の場合に適用する。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。

$$\begin{aligned}
 Q_{AO} &= rQ_A \\
 r &= \min(r_1, r_2, r_3) \\
 r_1 &= 1 - \frac{\sum l_0}{\sum l} \\
 r_2 &= 1 - \sqrt{\frac{\sum h_0 \sum l_0}{h \sum l}} \\
 r_3 &= 1 - \frac{\sum h_0}{\sum h}
 \end{aligned} \tag{25}$$

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)
- $l_0$  : 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)

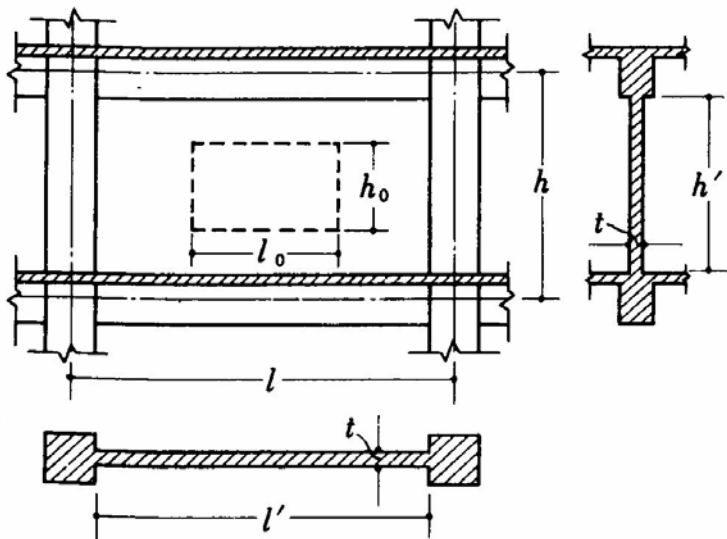


図 9

5. (開口補強) 壁板の開口周囲は、設計用せん断力  $Q_D$  にもとづいて、(26) 式で算定される開口隅角部の付加斜張力および (27) 式および (28) 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 ( $2t_w$  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、(29)式および(30)式による縁応力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

$$Td = \frac{h_0 + l_0}{2\sqrt{2} \cdot l} Q_D \quad (26)$$

(2) 開口周辺部材の曲げ応力

$$\Sigma M_C = h_0 Q_D \quad (27)$$

$$\Sigma M_B = l_0 \frac{\Sigma h}{\Sigma l} Q_D \quad (28)$$

$$T_v = \frac{h_0}{2\Sigma l_w} Q_D - \frac{t_w \Sigma l_w}{4(N_h + 1)} p_{sv} f_t \quad (29)$$

$$T_h = \frac{l_0}{2\Sigma h_w} \frac{\Sigma h}{\Sigma l} Q_D - \frac{t_w \Sigma h_w}{4(N_v + 1)} p_{sh} f_t \quad (30)$$

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、耐震壁は次の各項に従うこと。

- (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。直交す

る各方向のせん断補強筋比が異なる場合、小さい方は大きい方の 1/2 以上とする。

- (3) 壁板の厚さが 200mm 以上ある場合は、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。
- (6) 付帯ラーメンの主筋は、13 条 4. (2) ~ (5) および 14 条 3. (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) 付帯ラーメンのせん断補強筋は、15 条 2. (3) および 3. (3) 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袖壁付柱および腰壁・垂壁付梁の壁では、壁板の補強筋は原則として複配筋として、端部および柱梁内での定着が有効な配筋詳細とする。

#### 19 条本文改定の要点：

- (1) 規定の構成、表現を全面的に見直した。
- (2) 曲げモーメントに対する算定を明確に規定化した。
- (3)  $Q_1$  の定義を変更した。袖壁付き柱、腰壁・たれ壁付き梁、柱型のない壁も適用範囲に含め、一次設計におけるこれらの部材の許容耐力を算定可能にした。
- (4) 縦長の開口、複数開口の配置を考慮しうる開口低減率を提案し、一次設計では広い範囲で開口低減率を使用可能にした。
- (5) 曲げ応力を考慮した開口補強筋の算定方法を見直し、斜め筋、縦横補強筋の役割を明確に規定して、壁筋の負担を考慮した縦横補強筋の算定方法を示した。
- (6) 耐震壁の柱型と連層耐震壁の中間梁型は条件付きで設けない場合も許容した。ピロティ（下階壁抜け）がある耐震壁の応力伝達の検討を規定した。
- (7) 縦横配筋比（1/2 以上）、開口が隣接する付帯柱の最小帯筋量（0.4%）、袖壁付き柱の補強筋詳細などの構造規定を追加した。

## [解説]

### 1. 一般事項

#### (1) 適用範囲

1999年改訂版まで本条の規定は、壁板の周囲が付帯ラーメンによって囲まれている耐震壁の設計法のみを対象にしてきた。すなわち、平面的には壁板の両側に柱を有する、いわゆる両側柱付き壁であり、立面的には、連層耐震壁でも各層に梁がある形状を前提にした規定となっており、付帯ラーメンの断面形状についても事実上の一律の制限が設けられていた。また、耐震壁に開口がある場合にも開口低減率による評価の適用が可能であったが、開口の大きさに事実上の適用制限があった。さらに、小開口であっても複数の開口がある場合などは、明快な規定はないため、慣用的な方法で等価なひとつの開口に置換されてきたが、位置によっては明らかに不合理な適用例もみられた。一方、大きな開口がある場合に必要になる算定方法、すなわち、あるいは壁板が柱部材または梁部材に部分的に接合する場合、付帯ラーメンのない壁板などに対する算定方法は、本条の適用範囲外にはなっても、ほかの条文にも設計の方針や許容耐力算定の適用方法は明快には規定されていなかった。一方、開口低減率は面積が支配的な開口、横長の開口についてはそれぞれ規定されていたが、縦長の場合は考慮されなかった。

以上の適用範囲や評価法は、鉄筋コンクリート造建物では構造解析が手計算によって行われていた時代に、耐震壁は整形なラーメン内に計画的に配置することを基本してきた歴史的な事情にもよっている。近年では、構造解析そのものはあらゆる形状の骨組に適用しうようになったが、適用範囲外の部材の許容耐力が規定されていないために構造計画が事実上制約されていた面もある。一方では、例えば腰壁、垂れ壁によって柱の短柱化するなど、応力集中や非靱性化が生じることで、構造物の地震時の挙動が複雑になる構造計画は避けることが推奨されてきたこともある。さらに、現状でも実験データなどは必ずしも十分ではないこともあり、2次設計における評価法や規定、とくに靱性評価（部材ランク）の規定も必ずしも明快ではなかった。

そこで、1981年の2次設計の導入以来、実務的には結果として適用範囲外の壁はすべて、いわゆる「非構造壁」または「雑壁」として、スリットによって切り離される「明快な」構造計画が主流になりつつあった。これが「鉄筋コンクリート造建物」の本来の設計の方向として合理的かどうかについては研究的な裏づけは現状でも必ずしも十分ではない。とくに強度型建物の地盤構造物系としての挙動（入力逸散）や雑壁や壁付き部材のエネルギー吸収効果はまだ必ずしも十分に評価あるいは理解されていない。しかし、過去の地震被害の経験なども踏まえると、強度に依存する設計が可能な中低層建物や、さらに靱性に依存する高層建物の鉛直部材においても、雑壁や袖壁付き柱などの構造性能を積極的に利用する方針が有効かつ合理的になる事例も多いと考えられる。

以上の構造計画に関する方針、すなわち、いわゆる耐震壁以外の壁を構造部材として積極的に利用する構造計画の是非、得失は本来設計者が選択するべきものであって、規定としては、部材や構造物の性能評価法や算定方法そのものはできるだけ一般性のある形状に適用可能であるのが望ましい。そこで、今回の改定では「袖壁付き柱」「腰壁垂れ壁付き梁」

「柱型のない壁」「中間階に梁型がない連層耐震壁」などに対しても本条で許容耐力の算定方法を規定して、なるべく広い範囲の部材形状に適用可能であるように配慮した。従来の耐震壁も含めて、壁板を含むこれらの部材を「壁部材」と呼ぶことにする。

さらに、開口補強筋の算定方法も見直した。従来から設計実務でしばしば指摘されてきたことであるが、従来の算定方法ではかなり過大な開口補強筋量が算定されるために、コンクリートの施工性にかえて問題が生じる事例もみられた。これは本来の目的である開口周辺部材の曲げ応力に対して開口補強筋のみで抵抗するとして算定されてきたためであるが、曲げ応力に対しては壁筋やほかの既存の補強筋も有効に作用する。開口が複数の場合も含めてこれらの効果を考慮した開口補強筋の算定方法を示した。

以下に解説するように、許容耐力式自体は部材の終局強度に対しては一定の安全率があると考えてよいが、部材形状や配筋量によって安全率は異なることに注意して運用する必要がある。また、2次設計（とくに靱性評価）には依然課題が残されている場合もあるので、2次設計で用いる場合は、最新の実験結果や新しい評価法などを踏まえて、強度と靱性を評価して適切に安全側の配慮を加えて設計することが望まれる。

## （2）地震時の耐震壁の性状

耐震壁は構造物に作用する水平力を負担する重要な部材であって、耐震壁のよしあしが構造物の水平耐力および振動特性に大きな影響を及ぼすので設計を慎重に行う必要がある。本規準は1次設計の範囲を扱うが、2次設計を省略する場合もあるので、2次設計の範囲である終局状態やひびわれ幅や損傷の制御も念頭に置いて適切な安全率を有するように本条は規定されている。

一般的な耐震壁においては終局時の破壊性状が①せん断、②曲げ、③基礎浮き上がりや沈下による回転、のいずれかで定まる。従来の低層建物では一般的であるせん断破壊が先行する耐震壁の挙動について以下に述べる。

地震荷重時に壁フレーム構造で水平変位が生じ、耐震壁のせん断変形が  $0.25 \times 10^{-3} \text{rad}$  前後で壁板にせん断ひび割れが生じる。壁フレーム構造にこの程度の層間変形が生じても、通常の場合梁および柱には曲げまたはせん断の構造ひび割れは生じない。せん断補強筋比の多い壁板が剛強な付帯ラーメンによって、その広がり（注：せん断ひび割れ発生後の異方性化した壁板は、周辺のせん断力によって圧縮場を形成して広がる<sup>1)</sup>）や、せん断ひび割れの貫通を周辺から拘束されている耐震壁は、せん断ひび割れ発生後もさらに負担せん断力を増大しながら壁板の全面に多くのせん断ひび割れが発生し、せん断剛性の低下を起こしながら正負交番繰り返しせん断変形に対してひずみエネルギーを吸収する。

耐震壁のせん断変形が  $4 \times 10^{-3} \text{rad}$  程度に達すると、負担せん断力が最大値に達し、壁板が周辺から十分剛強な付帯ラーメンによって補強されていない場合は、壁板のせん断ひび割れが付帯ラーメン部材の端部を貫通して負担せん断力が急激に低下する<sup>2)</sup>。鉛直荷重を支えている柱がせん断破壊を起こすと、建物の致命的な損傷または崩壊につながる恐れがあるが、付帯ラーメンが壁板の広がりを十分に拘束できれば、壁板はスリップ状破壊を起こし、耐震壁のせん断変形が  $8 \times 10^{-3} \text{rad}$  ぐらいに達するまでは、負担せん断力および鉛直力ともほとんど低下しない。

一方、耐震壁が曲げ降伏する場合も、せん断変形に関する基本的な挙動は概ね上述の通りであるが、せん断変形が相互作用によって増大することがわかっている<sup>2-1, 2)</sup>。曲げ降伏後の耐震壁のせん断力がせん断終局強度に達しなければ、曲げ破壊型の靱性に富む挙動を示す。また、境界梁などの曲げ降伏によるエネルギー吸収も期待できる。耐震壁が浮き上がりまたは沈下により回転降伏する場合、壁板および付帯ラーメンの損傷が抑制されるとともに、境界梁など曲げ降伏によるエネルギー吸収が期待できるので、変形性能に優れている<sup>2-3)</sup>。

最近の耐震設計では、地震荷重時の入力エネルギー吸収性能を重視し、このような曲げ破壊型または回転降伏型の耐震壁となるように設計することが多い。しかし、近年の連層耐震壁を含む建物模型や実大建物の振動台実験<sup>2-4, 5)</sup>によれば、耐震壁がこのような靱性のある曲げ破壊型壁にはならず、せん断破壊してしまうことが多い。実際の震害例でも壁板のせん断ひび割れやせん断破壊が多いこともからも示唆される。これは、耐震壁に入力する水平せん断力が①高次モードによる影響、②有壁ラーメン自体の強度の上昇、になどによって設計用水平せん断力を超えてかなり増大し、せん断耐力を超えるためである。また、転倒モーメントに抵抗するために側柱には高い圧縮軸力が生じるので、帯筋による拘束が不足する場合には側柱の降伏・破壊に起因して壁板のせん断破壊を招いていることも考えられる。二次設計の範囲の問題であるが、耐震壁を実際に曲げ破壊型または回転降伏型に設計することはかなり難しいことに注意する必要がある、耐震壁を有する建物では靱性評価や設計用せん断力の設定しなければならない。また、フレーム部分の靱性に依存した設計をする場合でも、フレーム部分がメカニズムに達するよりも小さい変形（塑性ヒンジが形成され始めるのは $4\sim 6\times 10^{-3}\text{rad}$  ぐらい）で、剛性の高い耐震壁には水平力が集中するのでせん断破壊には十分な注意が必要である。

以上の諸事情を考慮すると、地震時に水平せん断力が設計用水平せん断力よりもかなり大きくなる恐れがある耐震壁を設計するときは、少なくとも付帯ラーメンを十分に安全に設計することが望ましい。とくに、一次設計においてせん断抵抗だけでなく拘束効果も考慮して付帯ラーメンのせん断補強筋を十分に配筋することなどが推奨される。ただし、軸力が周辺の部材で負担できる場合、直交方向に壁がある場合や圧縮側拘束域の靱性を確保して十分なせん断余裕度で曲げ降伏型に設計した場合などでは、耐震壁の形状は必ずしも従来のように付帯柱+壁板の形状に拘る必要はない。水平力の抵抗要素としては、付帯柱の形状はなくとも端部に十分な拘束領域を設ければ、同様のせん断抵抗力や靱性が期待できるのは実験結果が示すとおりである。諸外国では耐震壁はむしろ付帯柱がない形状が一般的である。

耐震壁の許容せん断力算定式は、十勝沖地震の震害教訓を踏まえて昭和46年に改定されたRC規準の考え方を踏襲しており、近年の研究成果<sup>3), 2-2)</sup>を陽な形で反映したものではなかった。しかし、理論的に明快な抵抗機構にもとづく設計式であり、設計用せん断力を適切に設定すれば耐震壁のせん断破壊を防止できる簡便な設計法である。許容せん断力は、せん断ひび割れが壁板の全面に発生している状態を想定して壁板のコンクリート負担せん断力を無視し、壁筋が負担できるせん断力で壁板の許容せん断力 $Q_w$ を与え、 $Q_w$ と実験結果を比較して十分安全な範囲で定めた壁板周辺の柱の許容せん断力 $\Sigma Q_c$ との和で、

耐震壁の許容せん断力： $Q_2=Q_w+\Sigma Q_c$

として算定する。本規定の許容せん断力もこれと同じ考え方で算定し、これとコンクリートのみの許容せん断応力度による耐力  $Q_1$  (>せん断ひびわれ耐力) と比較して大きい方をとることができるとしている。今回も基本的にはこの考え方を踏襲し、また、ほかの形状の部材についても同様の考え方で終局耐力に対してほぼ同様の安全率をもつ許容せん断力の評価式を提示した。

### (3) 設計用応力

1次設計では、鉛直荷重時（長期）応力+地震荷重時（短期）応力 ( $C_0 \geq 0.2$ ) が、耐震壁の許容耐力（せん断力、モーメント）以下であることを確認するが基本である。しかし、技術慣行では、とくに2次設計をしない場合は、設計用せん断力・モーメントを以下のよりに割り増しすることが推奨されている。

ルート	せん断力	モーメント	対象
1	2倍	記述なし	壁が多い建物
2-1	2倍	記述なし	壁が多い建物
2-2	2倍	記述なし	袖壁が多い建物
2-3	1.5倍	1.5倍	全体崩壊形にしたい建物
3	記述なし	記述なし	

(文献：技術基準解説書)

この慣用規定の背景は必ずしも明快に説明されているわけではないが、あえて解釈すれば以下ようになる。

$Q_1$ ：せん断ひびわれ強度（使用限界）

$Q_2$ ：本来はせん断終局強度の代用である。ただし、後述するように、とくに補強筋が少ない場合は、アーチ機構、柱の累加方法の分、余裕があるので通常 1.5~2.0 程度以上の安全率がある。補強筋量が多いと安全率は小さい。したがって、実質的にはほとんどの場合が修復限界状態に対応していると考えてよく、ルート3で  $C_0=0.2$  の地震力に対して割り増しなしで設計するのは修復限界状態を確認していると解釈される。

ルート3以外では終局強度設計も兼ねることになるが、安全側になるように、あるいは、靱性確保の観点で、設計用せん断力を上記のように、適宜割り増ししておくのも妥当な考え方ではある。 $Q_2$  自体に終局強度に対して 1.5~2 倍程度以上の安全率があることから（後出実験結果参照）、例えば2倍のせん断耐力を目標にするのは実質的には短期設計用せん断力 (0.2) の3~4倍以上に対応する終局せん断耐力を確保していることになる。



## 2. 許容曲げモーメント

### (1) 算定の原則

従来耐震壁はせん断力に対する設計を主体として、低層建物では曲げモーメントに対する設計は省略されるか、あるいは簡略に行われてきた。しかし、特に中高層の場合の連層耐震壁や袖壁付き柱においては、許容応力度の検討は曲げモーメントに対しても厳密な検討が必要になる。また、曲げモーメントの検討は水平断面だけでなく、セットバックがある場合など形状配置などによっては鉛直の断面に対しても検討が必要な場合があることに注意が必要である。さらに、通常は面内曲げに対する検討が主体になるが、土圧や地震力に対して面外曲げ応力に対する検討が必要になる場合もある。

通常、設計用モーメントは設計用応力（地震力）に対応する危険断面位置のモーメントをとって、割り増しをする必要はなく、これが断面の許容曲げモーメント以下であることを確認すればよい。曲げ降伏自体は構造物の崩壊に繋がる現象ではなく、曲げ降伏を超えるモーメントが作用してもせん断破壊しなければ靱性のある挙動が期待できる。一般の壁部材の許容曲げモーメントは、柱部材と同様に、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。平面保持の仮定により任意断面形状に適用可能な曲げ解析を行えばよいが、断面を適当な数の要素に分割して要素内の応力は一定値を仮定して数値計算によって許容曲げモーメントを計算する方法でもよい。

### (2) 耐震壁の付帯ラーメンの柱（簡略法）

両側柱付き耐震壁の曲げに対する検討は、従来の慣行のように転倒モーメントには側柱のみが抵抗するとし、壁板を無視する方法でもよい。耐震壁の付帯ラーメンの柱は鉛直荷重による軸方向力のほか、耐震壁全体の曲げによる軸方向力に対して安全ように設計しておく必要がある。簡略にはこの軸方向力が以下の許容圧縮耐力  $N_c$  および許容引張耐力  $N_t$  を上回らないことを確認するほか、本条7.(1)～(8)の各規定に準じて十分安全ように設計する。この方法では壁板の曲げ応力度に対する確認（壁縦筋が引張降伏およびコンクリート圧縮）はチェックしないことになるので、厳密にはI型断面モデルによる検討が必要である。平面保持仮定を変断面材に適用すれなよい。

$$\text{許容圧縮耐力： } N_c = f_c (b \cdot D + n \cdot a_g)$$

$$\text{許容引張耐力： } N_t = f_t \cdot a_g$$

$f_c$ : コンクリートの短期許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

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

$bD$ : 付帯ラーメンの柱断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a_g$ : 柱主筋全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$n$ : ヤング係数比

### (3) 袖壁付き柱、腰壁・垂壁付き梁および柱型のない壁

袖壁付き柱、腰壁・垂壁付き梁を要素として検討する場合は、軸方向力と曲げモーメントに対してコンクリートと軸方向筋が許容応力度以下になることを確認する。

片側袖壁付柱の断面の応力分布を図 19.1 に示す。なお、この図は鉄筋を簡略化して、曲げに対する寄与が大きい端部の鉄筋と袖壁の縦筋のみ考慮して示している。また、袖壁縦筋は袖壁の中央位置に集約した。また、一般に、袖壁の断面積および配筋は柱型と比較してあまり大きくないので、袖壁端のコンクリートまたは袖壁端の鉄筋が許容応力度に達して曲げ許容モーメントが定まる、と仮定している。ただし、考慮しなかった鉄筋の寄与が小さいこと、およびお袖壁端以外の部分の応力度が許容応力度に達していないことを平面保持解析の結果から確認しなければならない。

コンクリートが圧縮応力を負担する部分が袖壁（厚さ  $t_w$ ）内または柱型内（幅  $b$ ）の場合は、付. 9 に示されている方法などにより、それぞれ幅が  $t_w$  または  $b$  である長方形断面柱と同様に、平面保持解析を行って許容曲げモーメントを定めることができる。一方、袖壁内と柱型内にまたがってコンクリートが圧縮応力を負担する場合（例えば、軸力が大きい、袖壁が小さい、など）は、扱いが多少、複雑になる。しかし、いずれにせよ断面の力の釣り合いから中立軸位置  $x_n$  に関する 2 次方程式が得られるので、これを解いて容易に曲げ許容モーメントを算出することができる。なお、付. 9 に示す算定手法は鉄筋のかぶり厚さが柱せい  $D$  の 1/10、圧縮鉄筋と引張鉄筋の断面積が等しい、などの仮定は袖壁の場合には成立しないことに注意が必要である。

なお、簡易法として袖壁付き柱の曲げ降伏耐力または曲げ終局耐力を等価幅の長方形に置換して算出する方法が示されている場合もあるが、コンクリートが圧縮側になる場合には危険側の評価になるので原則として用いない。

せん断も含めて袖壁付き柱の靱性を評価する方法は研究途上にある。曲げ挙動が支配的でも袖壁は 1/150-1/100 程度で圧縮破壊し、通常一定量の耐力低下が生じる。袖壁端部の縁圧縮力が大きくなる場合は、袖壁端に柱型を設け開口周囲の縦補強筋に相当する部分を閉鎖型帯筋により拘束することも有効である。

(図 19-1 注)

(a) の場合の C の算出

袖壁端部鉄筋のひずみ  $\epsilon_{tw1} = f_{tw1} / E_s$

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数

圧縮縁のひずみ  $\epsilon_{c1} = \epsilon_{tw1} / (d_w1 - x_n) \times x_n = (f_{tw1} / E_s) / (d_w1 - x_n) \times x_n$

圧縮縁の応力  $\sigma_{c1} = E_c \times \epsilon_{c1} = E_c \times (f_{tw1} / E_s) / (d_w1 - x_n) \times x_n = f_{tw1} / n \times x_n / (d_w1 - x_n)$

$E_c$  : コンクリートのヤング係数、 $n$  : ヤング係数比 =  $E_s / E_c$

圧縮力  $C1 = 1/2 \times b \times x_n \times \sigma_{c1} = 1/2 \times b \times f_{tw1} / n \times x_n^2 / (d_w1 - x_n)$

(b) の場合の C の算出

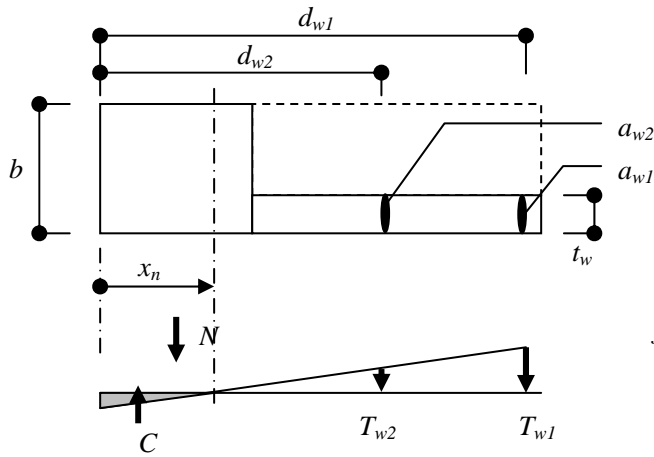
求める C = 幅  $b$  のままの C1 - (袖壁-柱の界面) まで幅  $(b - t_w)$  の場合の C2

袖壁-柱の界面のひずみ  $\epsilon_{c2} = \epsilon_{tw1} / (d_w1 - x_n) \times (x_n - D) = (f_{tw1} / E_s) / (d_w1 - x_n) \times (x_n - D)$

袖壁-柱の界面の応力  $\sigma_{c2} = E_c \times \epsilon_{c2} = E_c \times (f_{tw1} / E_s) / (d_w1 - x_n) \times (x_n - D)$   
 $= (f_{tw1} / n) \times (x_n - D) / (d_w1 - x_n)$

圧縮力  $C2 = 1/2 \times (b - t_w) \times (x_n - D) \times \sigma_{c2} = 1/2 \times b \times f_{tw1} / n \times (x_n - D)^2 / (d_w1 - x_n)$

注) 袖壁圧縮で袖壁内すべてと柱型の一部がコンクリート圧縮になる場合は省略した。



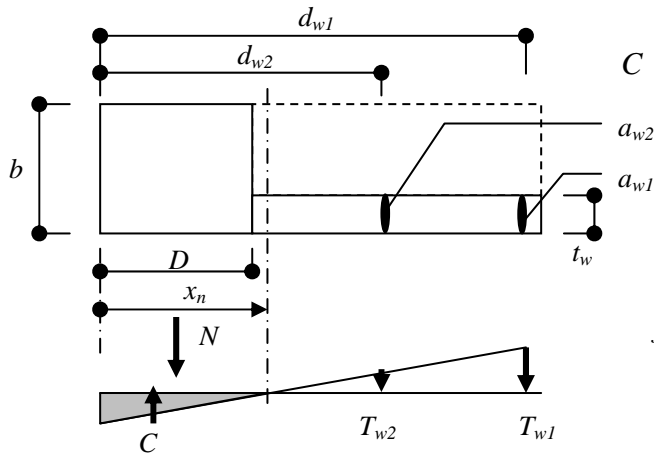
$$C = \frac{1}{2} b \cdot \frac{f_{tw1}}{n} \cdot \frac{x_n^2}{d_{w1} - x_n}$$

$$T_{w1} = a_{w1} \cdot f_{tw1}$$

$$T_{w2} = a_{w2} \cdot \frac{d_{w2} - x_n}{d_{w1} - x_n} \cdot f_{tw1}$$

$f_{tw1}$  : 袖壁端部補強筋の引張許容応力度  
 $n$  : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比  
 $N$  : 軸力

(a) 袖壁引張で柱型内のみコンクリート圧縮になる場合



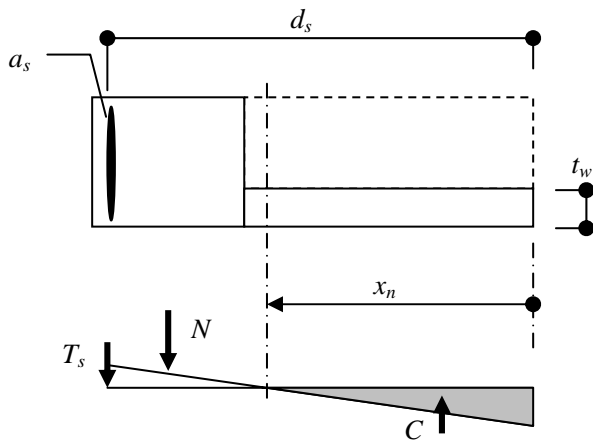
$$C = \frac{1}{2} \frac{f_{tw1}}{n} \cdot \left( \frac{b \cdot x_n^2 - (b - t_w) \cdot (x_n - D)^2}{d_{w1} - x_n} \right)$$

$$T_{w1} = a_{w1} \cdot f_{tw1}$$

$$T_{w2} = a_{w2} \cdot \frac{d_{w2} - x_n}{d_{w1} - x_n} \cdot f_{tw1}$$

$f_{tw1}$  : 袖壁端部補強筋の引張許容応力度  
 $n$  : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比  
 $N$  : 軸力

(b) 袖壁引張で柱型内すべてと袖壁の一部がコンクリート圧縮になる場合



$$C = \frac{1}{2} t_w \cdot x_n \cdot f_c$$

$$T_s = a_s \cdot \frac{d_s - x_n}{x_n} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot f_c$$

$f_c$  : コンクリートの圧縮許容応力度  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数  
 $N$  : 軸力

(c) 袖壁圧縮で袖壁内のみコンクリート圧縮になる場合

図 19-1 片側袖壁付柱の曲げ降伏強度の算定

### 3. 許容せん断力

#### (1) 無開口耐震壁の許容水平せん断力 $Q_1$

これまで、耐震壁の許容せん断力  $Q_1$  は、壁板のせん断ひびわれ耐力の下限をあらわす評価式として、

$$Q_1 = t f_s$$

で与えられてきた。コンクリートの許容せん断応力度を用いた上式は、ばらつきのある初期せん断ひびわれ耐力の実験結果に対しても十分な安全率があることが示されてきた（図 19-2）。ただし、この式では、有効な断面積を柱中心間距離  $l$  x 壁厚さ  $t$  としているため、全せいが同じで柱断面積（柱せい）の大きい耐震壁の場合、計算値は柱せいが小さい耐震壁よりも小さい結果になり、明らかに不合理であった。そこで、袖壁付き柱に対する計算式に対する整合性なども考慮して、今回は、ひびわれ強度を全断面積とコンクリートの許容応力度から算定するように変更した。すなわち、

$$Q_1 = (t l' + \Sigma b D) f_s \quad (22)$$

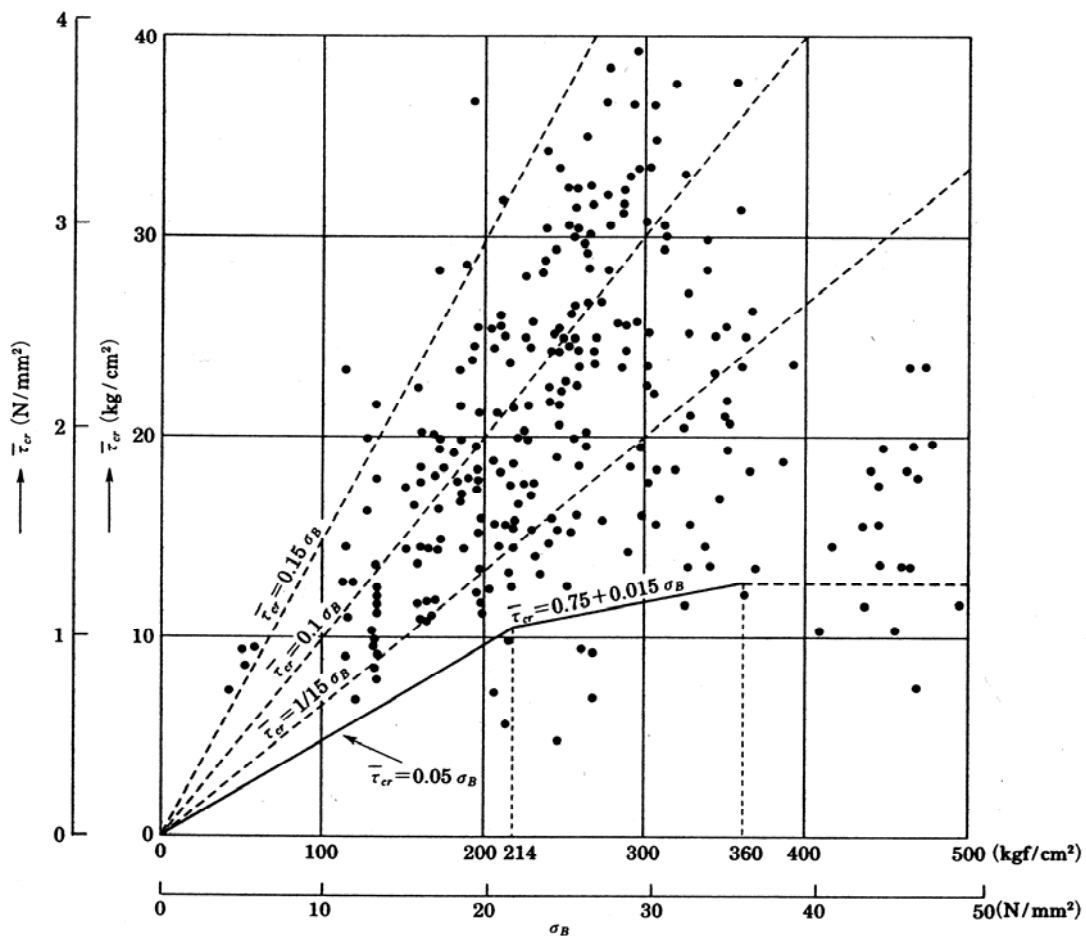


図 19-2 無開口耐震壁の初期せん断ひびわれ強度（平均せん断応力度）とコンクリート圧縮強度の関係

以上の式の定量的妥当性が厳密に検証されているわけではないが、従来の定義とデータでも十分に安全率があり、また、後述する袖壁付き柱のひびわれ強度もこの定義の許容せん断力を十分上回っているので、作用するせん断力がこの式による許容せん断力  $Q_1$  以下であれば、せん断ひびわれが発生することはほとんどないと考えてよい。ただし、ほとんどの場合、 $Q_2$  は  $Q_1$  より大きい値になるので、せん断ひびわれを防ぐ設計では  $Q_1$  または別のせん断ひびわれ強度評価法（性能指針など）にもとづいて許容耐力を設定する必要がある。

## (2) 無開口耐震壁の許容水平せん断力 $Q_2$

壁板がせん断ひびわれ以降に負担しうるせん断力は、縦横等量の配筋、45度方向のトラス機構を前提にすると、鉄筋の降伏引張力による単純な単純な釣合いにもとづいて、

$$Q_w = p_s t l' f_t \quad (23)$$

であらわされる。耐震壁のせん断耐力は柱の断面積が大きい場合には増大する、という実験的事実にもとづいて、上記の負担せん断力に付帯柱の許容せん断力

$$Q_c = b j \{ \alpha f_s + 0.5 p_w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (24)$$

を累加して、規準の許容せん断力  $Q_2$  は、

$$Q_2 = Q_w + \sum Q_c \quad (22)$$

で与えられている。

許容せん断力  $Q_2$  と実験結果の終局強度（最大強度）を比較すると、図 19-3 に示したようになる（許容せん断力は旧規準の定義）。

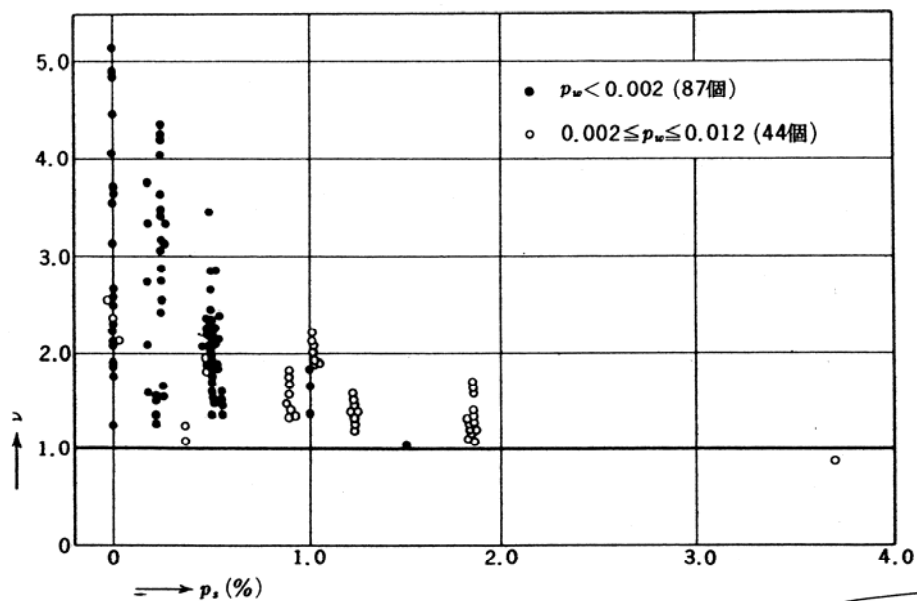


図 19-3 無開口耐震壁の許容せん断力  $Q_2$  の実験値（終局強度）に対する安全率と壁筋比の関係（70年以前のデータ）

これらの実験データにもとづいて、壁筋比  $p_s \leq 1.2\%$  の範囲で実験値（終局強度）が  $Q_2$  を上回るように、付帯柱のコンクリート許容応力度の割り増し係数  $\alpha = 1.5$  が定められた。なお、壁筋比は  $1.2\%$  を上回る場合は規準のように  $1.2\%$  として許容せん断力が算出されている。せん断ひびわれ前後の抵抗機構の状態をいずれも許容すれば、許容せん断力は  $Q_1$ 、 $Q_2$  の大きい方をとることが可能になる。

以上の制定経過によれば、許容せん断力式の当初の目標は実験による終局強度を上回ることであったと考えられる。これらの実験結果はほとんどが 1970 年以前に行われたものであるので、その後の耐震壁の実験で比較した結果が図 19-4、19-5、19-6 である。これらの実験（試験体）にはせん断破壊型だけでなく、曲げ降伏型の耐震壁、連層耐震壁、高強度コンクリート、高強度鉄筋、付帯ラーメンのない試験体、縦横等配筋でない場合、補強筋比がかなり大きい場合なども含まれる。許容せん断力の算定では、材料強度は試験結果をそのまま用いるが、降伏強度が  $6000\text{kg/cm}^2$  を超える高強度鉄筋では  $6000\text{kg/cm}^2$  として算定した。補強筋比の制限は規準をそのまま適用し、 $p_s$ 、 $p_w$  が  $1.2\%$  を超える場合は  $1.2\%$  として、縦横等配筋でない場合は小さい方を用いて算定している（ただし、柱の帯筋が  $0.2\%$  未満の場合は  $0.2\%$  とした。また、曲げ終局強度時せん断力の計算値が許容せん断力の計算値より低い場合は曲げ強度を計算値としている。これにより、許容せん断力の計算値を下回るデータがなく、許容せん断力計算値に近いデータも散見されるが、一般には 1.5 倍～2 倍以上の安全率があると考えてよい。

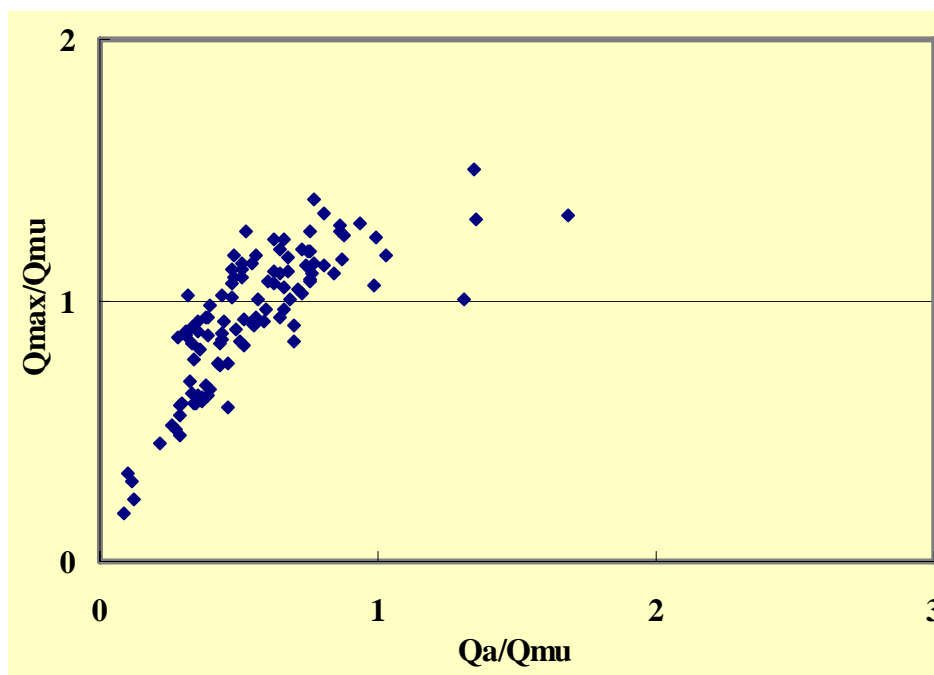


図 19-4 無開口耐震壁の終局強度と許容せん断力  $Q_A$  の関係(曲げ終局強度計算値で基準化、70 年以降のデータ)

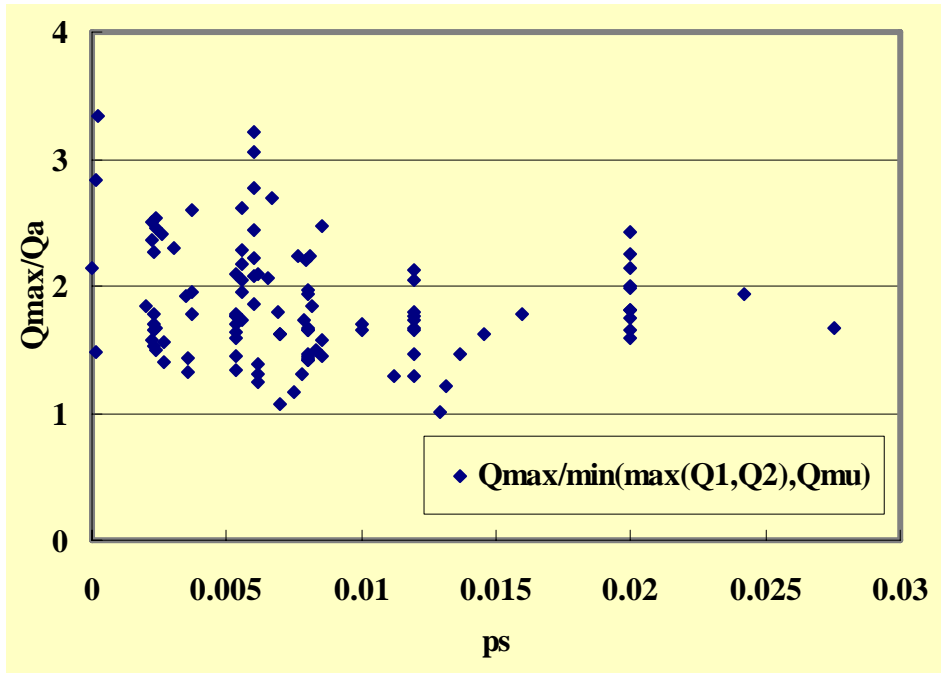


図 19-5 無開口耐震壁の許容せん断力  $Q_A$  の実験値（終局強度）に対する安全率と壁筋比の関係

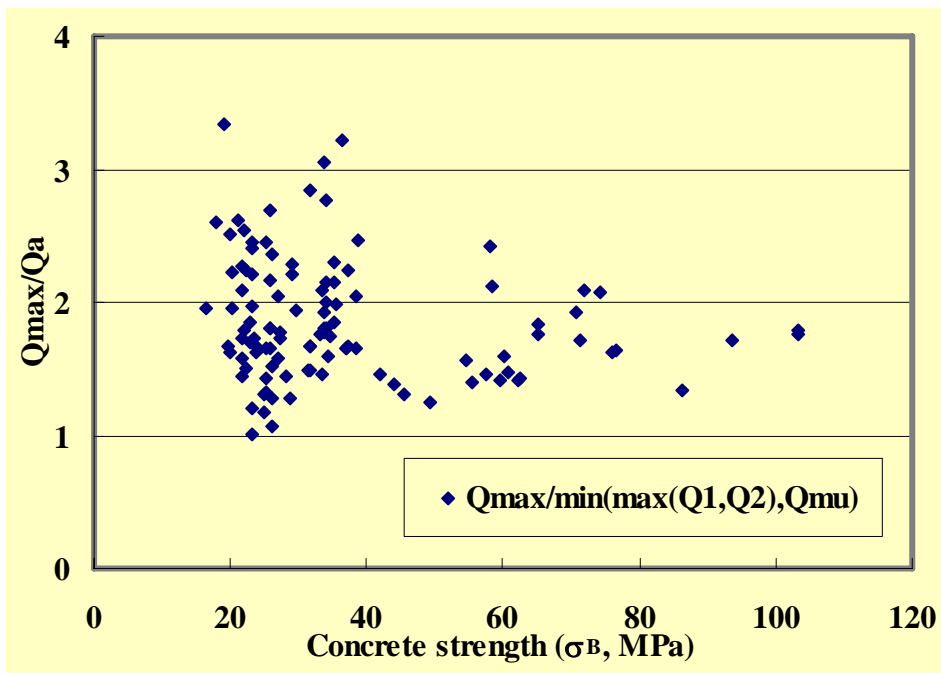


図 19-6 無開口耐震壁の許容せん断力  $Q_A$  の実験値（終局強度）に対する安全率とコンクリート強度の関係

許容耐力式が実験の終局強度に対して余裕度があるのは、せん断ひびわれ以降にも、付帯柱と壁筋のトラス機構のほかに、有効な抵抗機構が働いているためである。これらは、ひびわれ面でのせん断伝達あるいはアーチ機構として説明されてきた。ただし、このようなせん断抵抗機構による評価式が指針化されるのは1980年代後半であり、それ以前は実験データを近似する終局強度式として、柱梁のせん断強度式を耐震壁にも適用して、以下の式が提案され、2次設計の終局せん断耐力の慣用評価式として用いられてきた。

$$Q_{su} = r \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{\frac{M}{Ql} + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{se} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e \cdot j_e \dots \quad (\text{付 19-1})$$

ここに、 $p_{te}$ ：引張側柱の等価主筋比、 $p_{se}$ ：壁横筋の等価帯筋比（ $= a_h / (b_e s)$ ）、 $\sigma_0$ ：等価軸力比、 $(l + Dc)$ ：壁の全長、等価壁厚さ： $b_e$ （ $= \Sigma A / (l + Dc)$ ）、 $\Sigma A$ ：壁の全断面積、 $a_h$ 、 $s$ ：1組の横筋の断面積および間隔、 $\sigma_{wy}$ ：壁横筋の降伏強度、 $j_e$ ：応力中心距離（ $= 1$ 、とする）、 $\sigma_0$ ：軸力による応力度（ $= N / (b_e j_e)$ ）、 $r$ ：開口低減率（なお、 $M/Ql$ は全せいによる定義もあり、梁柱の式のようにルートをとって1～3に制限する定義もある。また、0.068は0.053にすると実験値の下限をあらわすとされる。）

この式では、まず、梁柱（矩形断面）のせん断強度式を耐震壁に適用するために、同じ断面せいで同じ断面積の等価な長方形断面に置換する。この置換方法は通常の両側柱付き耐震壁で端部の柱面積を中央部分に振り替える結果になるので一般に概ね安全側の等価置換になると考えてよいが、柱幅が広い場合は必ずしも安全側ではなく、また、（端部に柱がない）袖壁付き柱などでは明らかに危険側の仮定になることに注意する必要がある。そこで、以下の評価では柱幅が柱せいの3倍以上に大きい場合にはコンクリート断面は柱幅の3倍までが有効な断面積であると仮定している。せん断補強筋は横筋比を用いており、計算上の上限や制限はとくに考慮していない。

この式によるせん断強度の計算値と実験値（終局強度）を比較すると図19-7,19-8,19-9のようになる。曲げ強度とせん断強度の計算値が近い場合に若干実験値が下回る場合があるが、実験結果は補強筋比、コンクリート強度にもよらず、ほぼ一定の関係で計算値をやや上回っており、許容耐力式による評価よりも明らかにばらつきは少ない結果になっている。



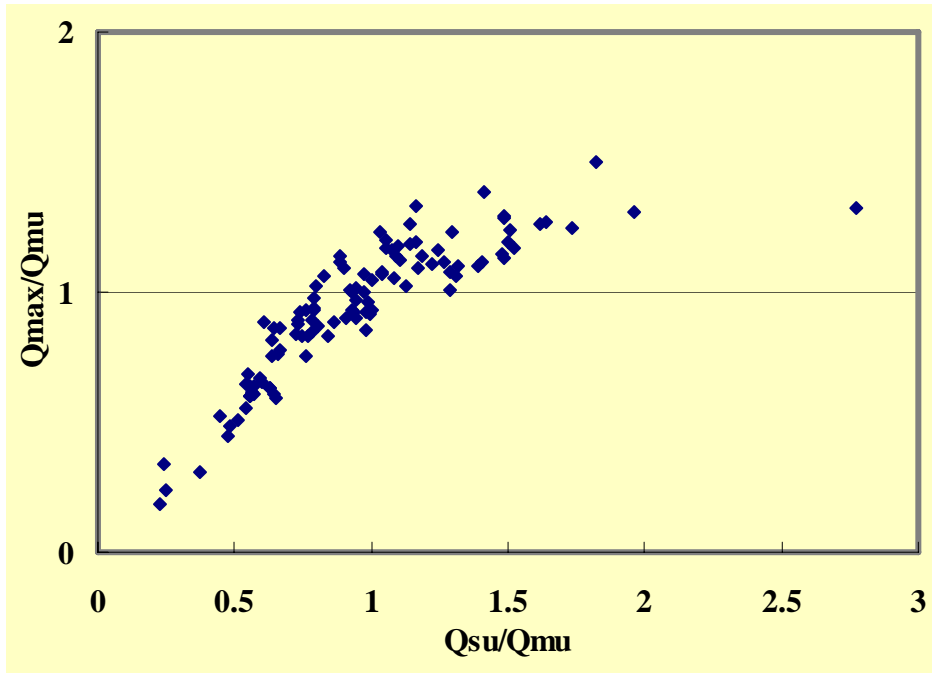


図 19-7 無開口耐震壁の終局強度とせん断終局強度計算値  $Q_{su}$  の関係 (曲げ終局強度計算値で基準化、70 年以降のデータ)

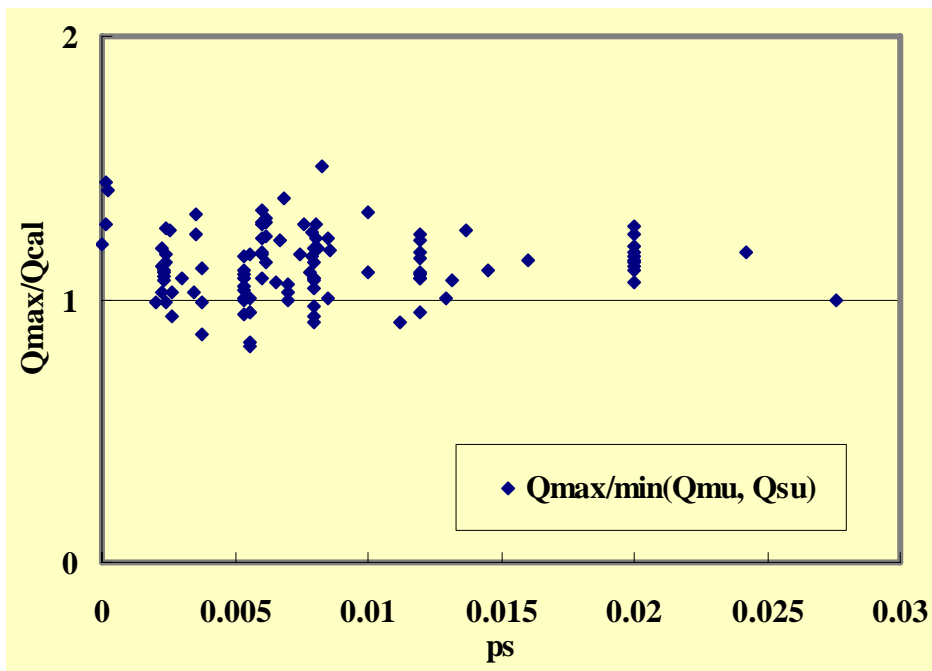


図 19-8 無開口耐震壁のせん断終局強度計算値  $Q_{su}$  の終局強度実験値に対する安全率と壁筋比の関係 (70 年以降のデータ)

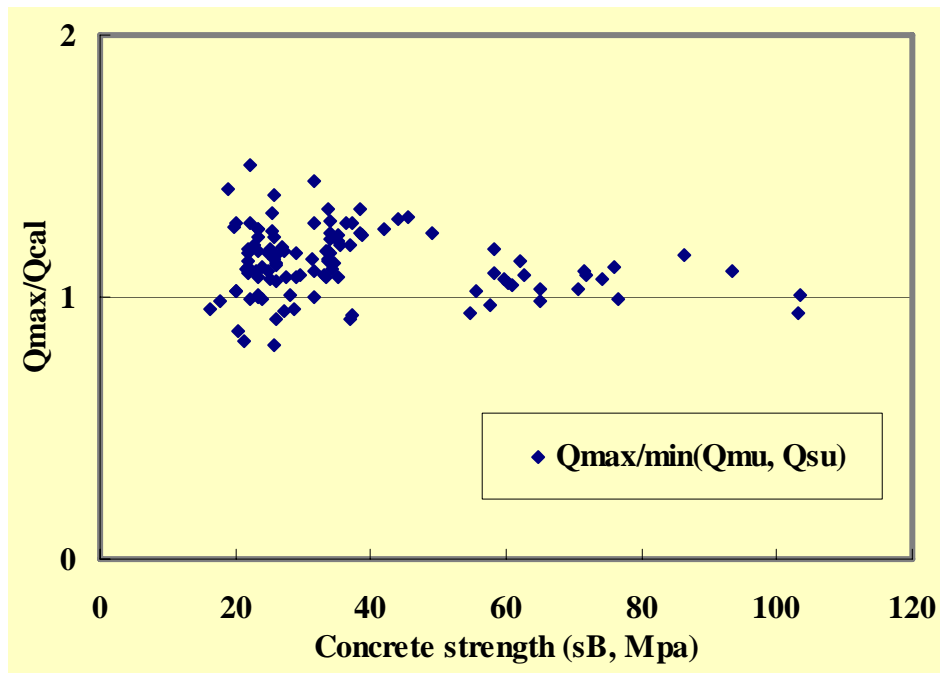


図 19-9 無開口耐震壁のせん断終局強度計算値  $Q_{su}$  の終局強度実験値に対する安全率とコンクリート強度の関係（70 年以降のデータ）

ルート 1, 2 で許容せん断力による設計は終局強度を保証するための代用になっていると考えることができる。設計用せん断力の割り増しの意味は必ずしも明快ではないが、設計式の安全率に加えて、必要な保有水平耐力や靱性を暗に確保するものとも理解される。ルート 3 によって 2 次設計が行われる建物では、すなわち、耐震壁が終局強度式に必要なせん断強度が確保される場合は、許容せん断力による 1 次設計の意味は必ずしも明快ではないが、終局強度に対しては有意な安全率をもっていることから、残留ひびわれを一定以下に制御するための損傷制御設計の意味があるとも考えることもできる。なお、せん断ひびわれの発生を防止するのであれば、 $Q_1$  による設計が確実であり、また、残留ひびわれ幅などに関しては、近年の性能保証型指針等で詳細に検討されている。

性能保証型指針[11-1]では各種の部材がある応答変形を受けた場合の残留ひび割れ幅の算定方法が示してある。同指針では壁のせん断ひび割れに関して、最大応答変形を受けた時点のひび割れ幅の 1/2 が残留ひび割れ幅であるとしている。したがって、壁がせん断破壊するときのせん断ひずみが 4/1000 程度であることを考えると、ある余裕を持って「許容変形」を規定すれば、損傷の指標となる残留ひび割れ幅を許容値以内に制限することができる。これを変形ではなく力によって制限したものが壁の許容せん断耐力  $Q_A$  に相当すると解釈できる。

以下、壁の応答せん断力が許容せん断耐力  $Q_A$  に達したときの残留せん断ひび割れ幅を性能保証型指針に従って、一般的なケースを念頭に略算してみる。性能保証型指針では壁の曲げ降伏がせん断破壊に先行する場合も含めて算定するが、本規準では鉄筋の降伏を許さない範囲で許容耐力を定めるので、ここでの検討を省略して、壁のせん断破壊が先行する場合を述べる。

壁の許容せん断耐力  $Q_A$  はせん断終局強度に対して、壁筋費  $p_s$  にもよるが 1.5 倍程度以上の安全率を持つことが図 19.3 よりわかる。せん断ひび割れひずみを  $4/10000$  程度、せん断ひび割れ強度をせん断終局強度の  $1/3$  程度、と考えると、図 19-10 に示すように許容せん断耐力時点のせん断ひずみは大きい場合で  $2/1000$  程度を想定すればよいと言える。

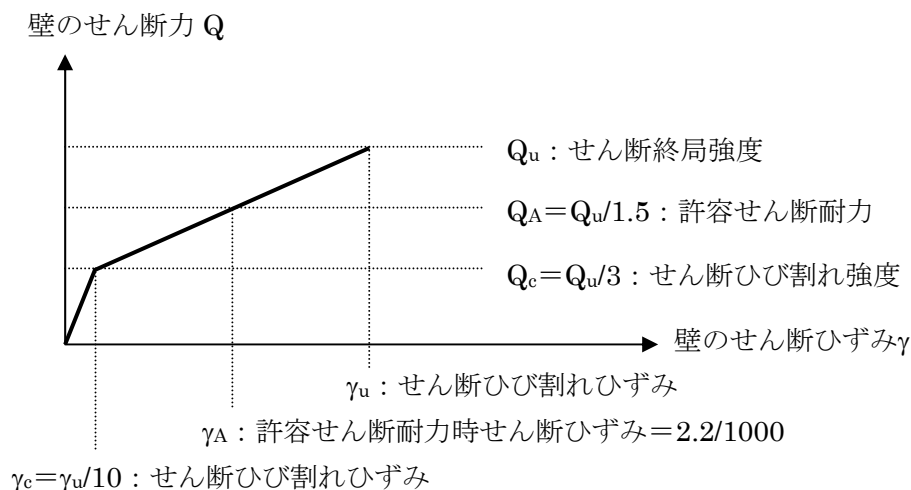


図 19-10 壁の許容せん断耐力時のせん断ひずみ

性能保証型指針では各種の壁の諸元が壁の残留ひび割れ幅に影響するが、ここではコンクリート圧縮強度  $20 \sim 30 \text{N/mm}^2$ 、壁筋比  $0.3 \sim 0.5\%$ 、せん断スパン比  $1 \sim 2$ 、壁筋間隔  $200 \text{mm}$  の範囲で略算すると、概ね平均ひび割れ間隔 =  $200 \text{mm}$ 、主引張ひずみ度 =  $0.002$  となった。これから、平均残留ひび割れ幅は  $0.2 \sim 0.3 \text{mm}$  程度、最大残留ひび割れ幅は  $0.3 \sim 0.4 \text{mm}$  程度となることが予想される。

なお、性能保証型指針の計算例では曲げ降伏が先行する壁についてであるが、本規準が適用される 1 次設計の範囲では壁の残留せん断ひび割れ幅は  $0.2 \text{mm}$  を下回ることがわかっている。一般の連層耐震壁の設計では曲げ降伏が先行することが多いので、壁の残留せん断ひび割れ幅は本規準の許容せん断耐力で 1 次設計をしておけば、平均的には  $0.2 \text{mm}$  以下になっていることが期待できる。

壁の場合、本規準が適用される 1 次設計の範囲で曲げひび割れは主要なひび割れとは言えず、また鉄筋の許容応力度を制限していることから過大なひび割れ幅が生じる可能性は少ないと判断できる。ただし、詳細な検討は性能保証型指針を適用するのがよい。

参考文献(以下、文献は番号、本文対応ともすべて未了。不足もあり)

- 1) 青山博之、加藤大介、勝俣英雄：増設 RC 耐震壁の耐力と変形の評価に関する実験的研究（その 1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、昭和 57 年 10 月、pp. 1407-1410
- 2) 加藤大介、勝俣英雄、青山博之：無開口後打耐震壁の耐力の評価に関する研究、日本建築学会論文報告集、No.337、昭和 59 年 3 月
- 3) 青山博之、細川洋治、塩原等、山本徹也：既存鉄筋コンクリート建物の耐震補強工法に関する研究（その 1）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、昭和 60 年 10 月、pp. 81-82
- 4) 緒方恭子、壁谷澤寿海：曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験、第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集、1984 年 7 月
- 5) 柚木孝裕、壁谷澤寿海：厚壁型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験、第 7 回コンクリ

- ート工学年次講演会論文集、1985年6月 pp.369-374
- 6) 壁谷澤寿海、阿部洋、橋場久理子：高層耐震壁の耐力と変形能力に関する実験的研究、コンクリート工学年次講演会論文集、第9巻、1987年6月 pp.379-384
  - 7) 壁谷澤寿海、鬼海義治、木村匠：鉄筋コンクリート耐震壁の開口補強法に関する実験的研究、コンクリート工学年次講演会論文集、第10巻、1988年6月、pp.409-414
  - 8) 壁谷澤寿海、木村匠：鉄筋コンクリート耐震壁の開口による終局強度低減率、コンクリート工学年次講演会論文集、第11巻、1989年6月、pp.585-590
  - 9) 千葉修、羽鳥敏明、他：建屋の復元力特性に関する研究（その8～10）、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和58年9月 pp.1509-1514
  - 10) 千葉修、羽鳥敏明、他：建屋の復元力特性に関する研究（その21）、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和59年10月、pp.2375-2376
  - 11) 千葉修、羽鳥敏明、他：建屋の復元力特性に関する研究（その59）、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和61年8月、pp.1117-1118
  - 12) 千葉修、羽鳥敏明、他：建屋の復元力特性に関する研究（その62）、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和61年8月 pp.1123-1126
  - 13) Brada F., Hanson J.M. and Corley W.G.: Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements, Reinforced Concrete Structures In Seismic Zone, SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977, pp.149-202
  - 14) 遠藤利根穂、広沢雅也、尾崎昌凡、岡本伸：耐震壁による建築物の崩壊防止効果に関する研究、昭和46年度建築研究所年報、pp.625-630
  - 15) 小野新、安達洋、他：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性に関する総合研究（その7、8）、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和51年10月、pp.1601-1602
  - 16) 小野新、安達洋、他：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性に関する総合研究（その16、17）、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和52年10月、pp.1631-1634
  - 17) 小野新、他：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究（その1）、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、昭和52年10月、pp.1645-1646
  - 18) 松本和行、壁谷澤寿海：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形能力に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、第12巻、1990年6月、pp.545-550
  - 19) 松本和行、壁谷澤寿海、倉本洋：シアスパン比の大きい高強度鉄筋コンクリート耐震壁の静加力実験、コンクリート工学年次論文報告集、第14巻、1992年6月、pp.819-824
  - 20) 田中義成、平石久広、加藤博人、他：二方向変形を受ける高強度RC造耐震壁の変形性能に関する実験研究（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、1992年8月、pp.373-376
  - 21) 柳沢延房、狩野芳一、他：高強度材料を使用した鉄筋コンクリート耐震壁のせん断性能、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、1992年8月、pp.347-350
  - 22) 斎藤文孝、倉本洋、南宏一：高強度コンクリートを用いた耐震壁のせん断破壊性状に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、1990年10月 pp.605-606
  - 23) 津田・ほか：・・・せん断変形挙動・・・
  - 24) 加藤・ほか：・・・回転壁・・・、198
  - 25) 壁谷澤・ほか：・・・震動台実験@つくば
  - 26) 壁谷澤・松森・ほか：・・・震動台実験@三木、建築学会大会、2006
  - 27) 坪井・富井：・・・、(昭29.3)
  - 28) 富井・武内：・・・、(昭43.11)
  - 29) 靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999.8
  - 30) 性能評価指針
  - 31) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と・・・、第Ⅲ編非構造部材に関する検討と提案、1998.10

### (3) 袖壁付き柱、腰壁付き梁の許容せん断力

袖壁付き柱のせん断終局強度も耐震壁と同様に、袖壁を含む柱断面積を等価な壁厚に置換する考え方がある。しかし、両側柱付き耐震壁の場合と比較すると、①コンクリートの応力度負担が過大になる端部の断面幅が小さい、②端部が拘束されていない、ので、耐震壁のように単に等価壁厚に置換するのは明らかに危険側の評価になる。帯筋の効果や等価壁厚に置換された補強筋比の評価方法や累加方法も危険側の評価にならないように注意が必要である。

したがって、終局強度に関しては等価壁厚さに置換する方法と別の考え方が必要である

が、許容せん断耐力式に関しては、同様の考え方による定式化でも安全側の評価が可能であると考えられる。ただし、壁板部分を含む全断面に関して曲げ応力度に対する断面算定（端部の鉄筋、コンクリートが許容応力度以下であること）や壁筋が有効に働く配筋詳細が前提になる。また、両側に柱がある耐震壁は付帯柱によって壁板が有効に拘束されているのに対して、従来の袖壁では端部補強筋や拘束が十分ではないので、一般には耐震壁よりも終局強度以降の耐力低下が大きいことにも注意する必要がある。

袖壁付き柱の許容せん断力は、袖壁部分の寄与を耐震壁の壁板の寄与  $Q_w$  と同様に評価し、柱の両側に袖壁がある場合は和とした。柱の寄与は、耐震壁の  $Q_c$  の第一式 ( $\alpha=1.5$ ) をそのまま使って算定することは適切ではないと思われる。前述のようにこの値は壁板と付帯柱の合成効果を考慮して（実験結果からではあるが）、独立柱よりは大きな値が設定されている。しかし、「袖壁付き柱」ではむしろ独立柱に近い効果を仮定して、15条3.で規定される柱の短期許容せん断力  $Q_{As}$  ( $\alpha=1.0$ ) によることが妥当であると判断した。壁板の寄与分の評価としては、とくに  $Q_2$  に対してはやや過大な評価であると思われるが、柱負担を低減しており、実験結果に対して全体として一定の余裕度があることから、耐震壁の場合と同じ評価法とした。ただし、壁板の補強筋比が大きい試験体の実験は少ないので、当面0.6%以下程度の範囲で用いるのが望ましい。なお、腰壁や垂壁が取り付けいた梁についても同様に耐震壁に関する算定方法を準用してよい。

近年に行われている下記の袖壁付き柱試験体の実験結果（参考文献）で許容せん断力を検証した結果を図19-11、19-12に示した。許容せん断力の計算値  $Q_1$ 、 $Q_2$  に対していずれも、実験結果は最大耐力が1.5倍以上、せん断ひびわれ耐力がほぼ計算値を上回っており、評価式として耐震壁と同様に適用することが可能であると考えられる。

対象試験体：39体(地震研での試験体4体含む)

せん断破壊した試験体：31体

せん断ひび割れ発生時の強度がわかる試験体：26体

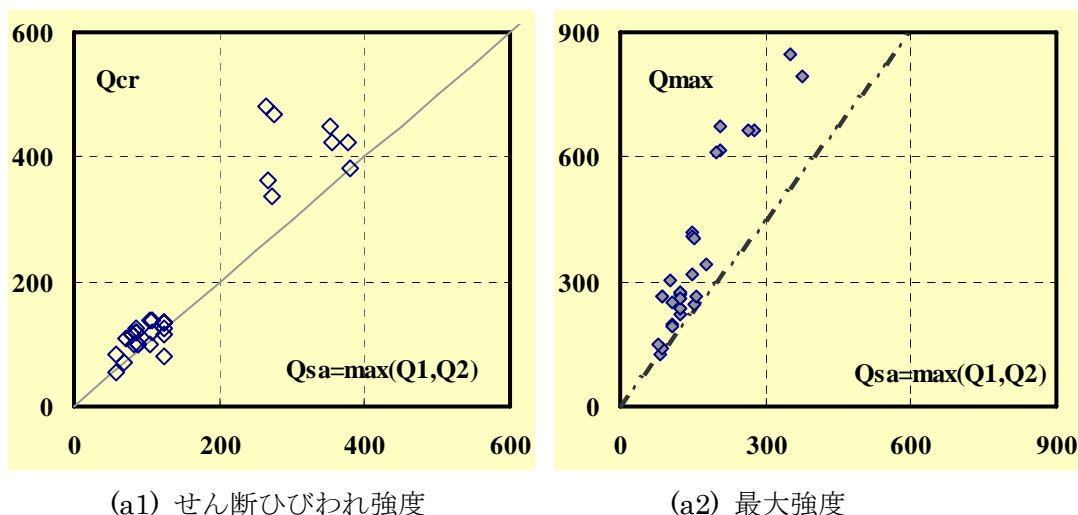


図19-11 袖壁付き柱のせん断ひびわれ強度、最大強度と許容せん断力の関係

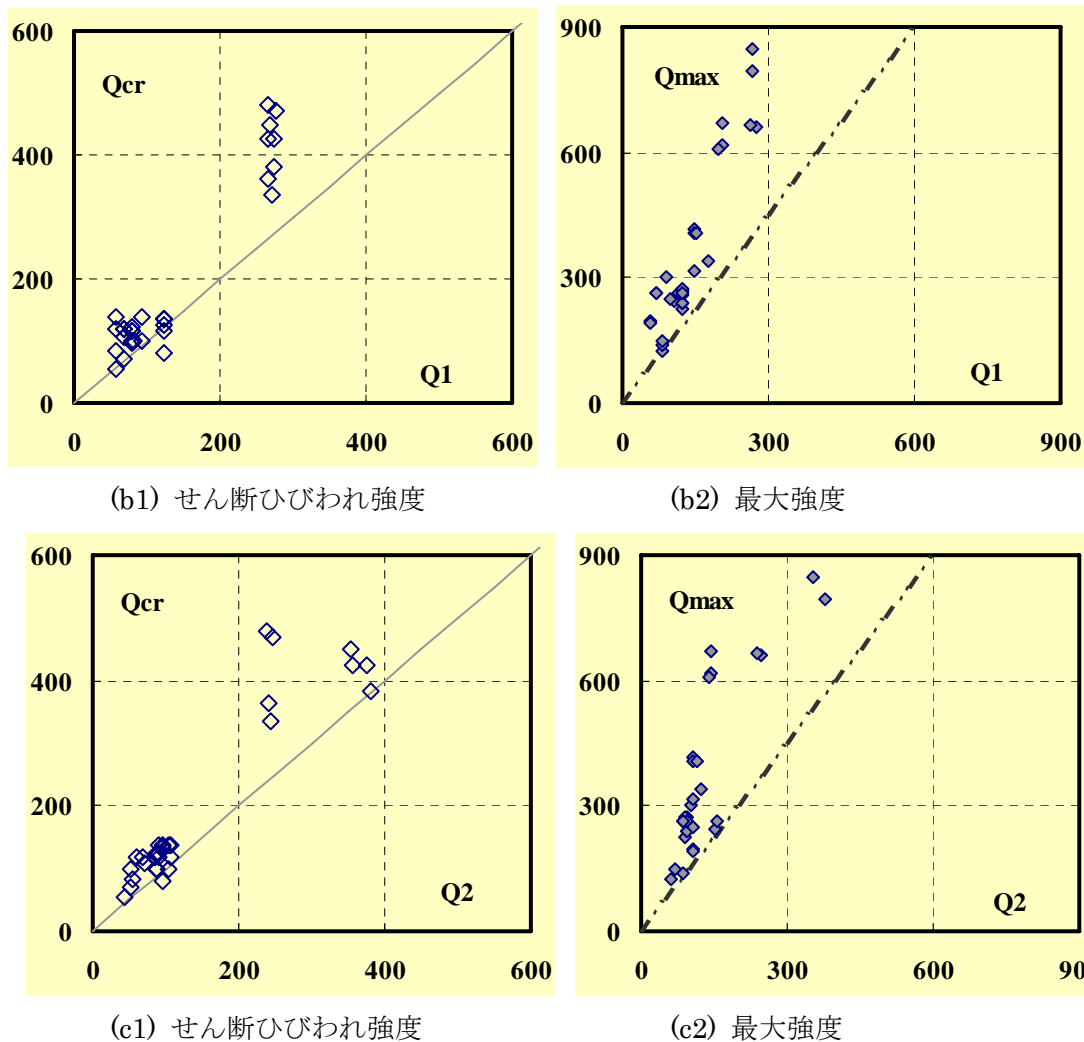


図 19-12 袖壁付き柱のせん断ひびわれ強度、最大強度と許容せん断力  $Q_1$ 、 $Q_2$  の関係

なお、袖壁付き柱の許容せん断力に関しては、以上の方法で安全側に評価可能であるが、2次設計における終局強度に関しては、曲げもせん断も等価壁厚に置換する方法は明らかに危険側の評価になることに注意する必要がある。終局強度に関して従来の評価式（荒川式）を適用するのであれば、むしろ壁厚さ方向に分割して累加する方がまだ安全側で一般性のある評価が可能になる。靱性に関しては、壁が圧縮破壊してやや強度低下する現象をどのように評価すべきかが問題であるが、これにより、柱自体はむしろ破壊の進行が大幅に抑制され、単独の柱に比べて、耐力だけでなく、壁板によるエネルギー吸収性能、最大耐力以降の軸耐力の安定性など、耐震性能は総合的に明らかに優れていると考えられる。このように評価手法には今後検討の余地があることを認識した上で、安易に非構造部材としては切り離さずに耐震要素としては積極的に利用するのもひとつの合理的な設計の考え方である。

参考文献

- 1) 大宮幸ほか：袖壁付き柱の破壊形式を考慮したせん断終局強度に関する実験および考察，日本建築学会構造系論文集，pp.175-180，2002.3
- 2) 東洋一，大久保全陸：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その9 CW シリーズ：袖

- 壁付き柱の実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1305-1306, 1974.10
- 3) 鶴田敦士ほか: ポリマーセメントモルタルにより補強された袖壁付柱の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.615-618, 2005.9
  - 4) 赤井裕史ほか: RC 造袖壁付き柱の耐震性能に関する大変形加力実験(その 1: 実験概要と結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.183-184, 2003.9
  - 5) 小室達也ほか: RC 造袖壁付き柱の耐震性能に関する大変形加力実験(その 5: 軸力比の違いによる影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.231-232, 2005.9
  - 6) 加藤大介ほか: Pca 袖壁で簡略補強された既存 RC 柱に関する実験, 日本コンクリート工学年次論文集, pp.253-258, 2004.7
  - 7) 加藤大介ほか: RC 造増設袖壁付き柱の静的加力実験, 日本コンクリート工学年次論文集, pp.1471-1476, 2003.7
  - 8) 杉山智昭ほか: ポリマーセメントモルタルを用いて耐震補強された RC 造袖壁付柱の構造性能に関する実験的研究, 日本コンクリート工学年次論文集, pp.1117-1122, 2007.7
  - 9) 磯雅人ほか: 連続繊維シートにより補強された袖壁付き RC 柱の構造性能に関する実験的研究, 日本コンクリート工学年次論文集, pp.1429-1434, 1999.12
  - 10) 壁谷澤寿海・壁谷澤寿成, 袖壁付き柱の実用せん断強度式, 日本地震工学会・大会-2007 梗概集, 248-249, 2007
  - 11) 壁谷澤 寿成, 壁谷澤 寿海, 壁谷澤 寿一, 金 裕錫, 東條 有希子: 鉄筋コンクリート造耐震壁の形状および補強がせん断強度に与える影響, 構造工学論文集, 日本建築学会, 2008.4

#### 4. 開口による低減

##### (1) 有開口耐震壁の許容水平せん断力 $Q_1$ 、 $Q_2$ に関する基礎的事項

耐震壁に開口がある場合(有開口耐震壁)の設計は、①開口が小さい場合は、耐震壁としてモデル化して、剛性および耐力を低減して評価して設計することが可能であるが、②開口が大きい場合は、骨組としてモデル化して、すなわち、開口周辺部材をそれぞれ耐震壁または線材にモデル化して、部材ごとに耐力を評価して設計の方が望ましい、とされる。これは、解析モデル、耐力低減、開口補強設計などの評価精度の問題であり、結果としてどちらの方法が合理的であるか、あるいは安全性を担保するものであるか、などは別の問題である。本規準では、等価開口周比が 0.4 程度以下であれば小さい開口として扱い、0.4 を超える場合は大きい開口として扱う、ことを適用範囲の原則にしている。すなわち、

①  $\sqrt{h_o l_o} / h l \leq 0.4$  の場合: 耐震壁としてモデル化、開口低減率、開口補強を適用

②  $\sqrt{h_o l_o} / h l > 0.4$  の場合: 骨組としてモデル化、各部材に許容応力度設計を適用

しかし、以上はあくまで解析手法の精度による運用の目安であり、どちらの方法でも本来同じ目標に対して開口周辺の危険断面をそれぞれ安全であるように断面算定あるいは開口補強を行うことは変わらないので、実務的には対象に応じて適切に使い分けるのが望ましい。解析モデルや計算の煩雑さ、あるいは、規準の適用制限などの理由で、構造物全体が結果として耐震性のない方向に構造設計または構造計画がされるのは本末転倒である。2次設計での扱い、とくに、構造物全体の降伏機構に対する保証設計の問題にも適切な配慮が必要である。

有開口耐震壁の地震時の挙動は開口の大きさ・位置・個数などの影響を複雑であり、耐力および靱性、破壊モードの評価は難しい。一般に許容せん断力の評価の参考となる有開口耐震壁の終局せん断強度は無開口耐震壁の終局せん断強度に比べて低下するのは確かである。

あるが、この種の開口低減の問題はほとんどが局所的な曲げ降伏に起因して構成要素の潜在的な終局せん断強度が発揮されない場合である。したがって、局所的な曲げ降伏が生じないように、開口周囲を本条 2 項に従って補強するならば、壁板各部で同じせん断応力度を仮定する考え方で導かれた開口低減率を適用しても問題ないと考えられる。開口が複数であっても、適切な仮定により容易に開口低減率、補強方法を定めることができる。

逆に、骨組にモデル化する場合、開口耐震壁としてモデル化するよりも精度に問題がある場合もありうるので、注意が必要である。開口周囲の部材をそれぞれ線材にモデル化する方法では、剛域の評価、せん断剛性（低下率）の評価が難しく、解析モデルによっては適切に設定できない場合もある。したがって、解析対象によっては耐震壁にモデル化する方が適切な場合もある。例えば、ほとんどが耐震壁にモデル化される層あるいは連層耐震壁で若干適用範囲を超えるごく一部の壁のみを骨組にモデル化するのは相対剛性の評価としてはかえって適切でない場合がある。このような場合は、若干開口周比が大きくても、耐震壁としてモデル化し、余裕度をとってせん断設計や開口補強を行う方が望ましい。

解説の本項（3）においては開口が単数でほぼ壁板の中央にある場合を対象にして有開口耐震壁の許容水平せん断力  $Q_1$ 、 $Q_2$  に関する基礎的事項を解説する。複数開口などへの拡張は解説（4）に示す。

開口低減率  $r$  は断面積比または見付け面積比にもとづく下式による。

$$r = \min(r_1, r_2, r_3) \quad (25)$$

$$r_1 = 1 - \frac{l_0}{l}$$

$$r_2 = 1 - \sqrt{\frac{h_0 l_0}{hl}}$$

$$r_3 = 1 - \frac{h_0}{h}$$

（適用範囲は等価開口周比 0.4 以下、すなわち、 $\sqrt{\frac{h_0 l_0}{hl}} \leq 0.4$ ）

$r_1$  は開口部分を控除した水平断面だけを考慮した慣用の低減率であるが、 $r_1$  は開口の高さ  $h_0$  に関係ないため、 $h_0$  が大きい場合には危険側の結果を与えることが考えられる。そこで、面積比による等価開口周比にもとづく低減率  $r_2$  により許容せん断力を低減する。この係数は、応力計算に使用される弾性剛性の開口による低減率

$$r = 1 - 1.25 \sqrt{\frac{h_0 l_0}{hl}}$$

と比べて水平せん断耐力の開口による低減率がやや小さいこと<sup>12)</sup>を考慮し、等価開口周比



に関する簡単な低減率として上式の  $r_2$  が用いられてきた。

さらに、開口が縦長になった場合を考えて、 $r_1$  における水平長さを鉛直長さに置き換えた  $r_3$  を導入することとした。壁板各部でせん断応力度一定と仮定すると、 $r_3$  が水平せん断耐力の低減率になることは容易に導くことができる。以上の  $r_1 \sim r_3$  のうち、最小の値を開口に対する低減率  $r$  の基本値として採用することにした。規準(25)式はこの  $r$  の基本値を複数開口・連層・連スパンの場合に拡張したものである。

水平せん断耐力の開口による低減率  $r$  に関して  $r_1$  と  $r_2$  のみを考慮して実験値と解説(25)式の関係を示すと図 19 - 13 のようになり、解説(25)式はほぼ実験値の平均を表していることが認められる。 $r_3$  に対する検証は直接的にはされていないが、検証に用いた実験に対角線圧縮加力という縦と横のせん断力に関しては同等の関係がある実験が含まれているので、 $r_3$  に対しても一定の検証はなされていると考えてよい。

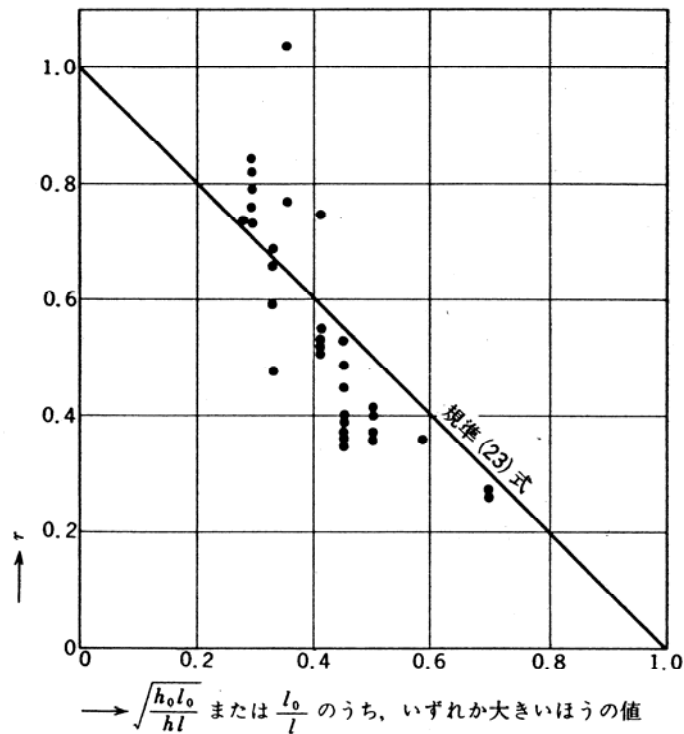


図 19 - 13 開口による低減率に関する実験値と規準式の関係

一方、有開口耐震壁の水平せん断耐力に関する実験値  $Q_u$  に対しては、許容水平せん断力  $Q_{AO}$  を規準(22)式（無開口耐震壁の  $Q_A$ ）と低減率(25)式の  $r$ （ただし、低減率  $r$  は解説(25)式の  $r_1$  と  $r_2$  のいずれか小さい方を考慮して定める）によって算出したときの安全率を調べてみると図 19-14 に示すように、

$$\nu = \frac{Q_u}{Q_A} > 1.0$$

となっている。

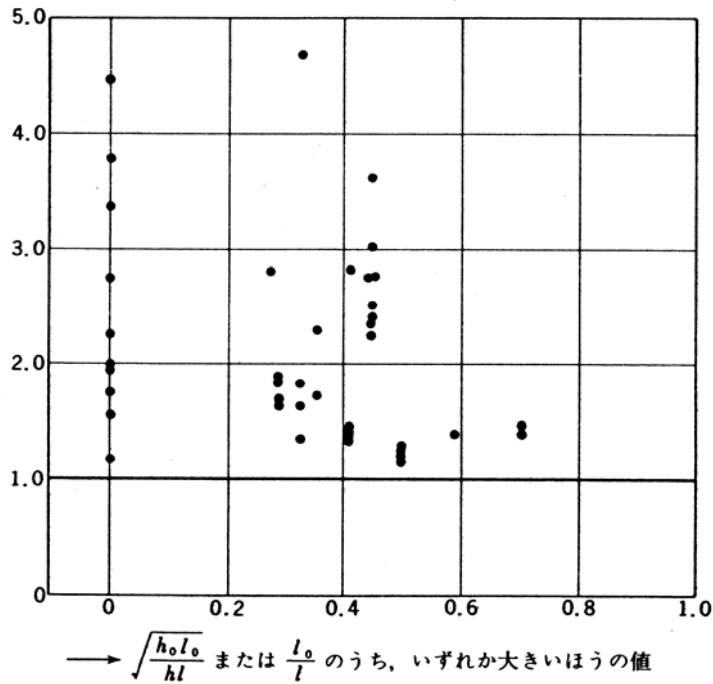


図 19-14 開口耐震壁の実験値の許容せん断力（旧規準）に対する安全率

一方、有開口壁の許容せん断耐力は、開口が1つの場合、等価開口周比を用いると、形状や位置に無関係に決定するため実用式としては簡便である。しかし、開口位置を変えた実験結果によれば、中央開口壁と比較して開口が偏在する場合は耐力・変形性状が異なり、力の作用方向によって有開口壁のせん断強度が異なる<sup>13)</sup>の一般的なものである。したがって、開口が偏っていて正負交番繰り返し荷重によって付帯ラーメンの柱に交差状のせん断ひび割れが発生する恐れがある柱（開口が接近しているほうの柱：袖壁のせいが30cm以下の場合を対象にすることとした）に対しては、繰り返し荷重による劣化を考慮して、規準(25)式の $Q_c$  ( $\alpha=1.5$ )の代わりに15条3.(8)式で与えられる柱の短期許容せん断力 $Q_{AS}$  ( $\alpha=1.0$ )の算定式によって、付帯ラーメンの柱〔1本〕が負担できる許容せん断力を算定することとした。

水平に細長いスリット状の開口がある場合など、規準(22)式で算定される許容水平せん断力 $Q_A$ が15条3.(8)式で算定される付帯柱の短期許容せん断力の和 $\Sigma Q_{AS}$ より小さくなることがある。このような場合に限らず、等価開口周比がやや小さい場合でも、袖壁付き柱の許容せん断力の和が大きい場合は、耐震壁モデルではなくフレームモデルで応力解析・断面算定を行ってもよい。あるいは、開口補強を行って耐震壁モデルによる開口耐震壁のせん断力をそで壁付き柱の強度の和で検定してもよい。同様に、梁に近接して開口がある場合や縦長の開口の場合も梁の許容せん断力を考慮して耐震壁の許容せん断力を定めるのがよい。

参考文献

- 12) 富井：耐震壁の開口の影響による負担せん断力の低減率、昭36.2
- 13) 徳弘・小野：偏在開口を有する・・・、コンクリート工学年次論文報告集9-2、1987

(4) 複数開口・連層・連スパンの有開口耐震壁の許容水平せん断力  $Q_1$ 、 $Q_2$  への拡張

連層・連スパンの場合、特定の壁板において開口が非常に大きく、その壁板についてのみの等価開口周比が 0.4 を超える可能性がある。この場合、開口が大きい壁板部分ではラーメンのような変形状態となるので、原則として、一体の壁として扱って断面算定する本項の方法は適用しない。連スパンの耐震壁などでは、開口低減率を用いて一体の壁として断面算定するのは、1 スパンで算定した等価開口周比がすべて 0.4 より小さい場合に適用することを原則とする。

規準本文(23)式の開口低減率  $r$  は、複数開口・連層・連スパンの有開口耐震壁の許容水平せん断力  $Q_1$ 、 $Q_2$  の算定にも適用可能なように定義されている。

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

$$r_1 = 1 - \frac{\sum l_0}{\sum l} \quad (\text{分母：1 枚の耐震壁として扱うスパン数、分子：開口個数に関する和})$$

$$r_2 = 1 - \sqrt{\frac{\sum h_0 \sum l_0}{\sum hl}} \quad (\text{同上})$$

$$r_3 = 1 - \frac{\sum h_0}{\sum h} \quad (\text{当該階から最上階までの和})$$

$$(\text{適用範囲 } \sqrt{\frac{h_0 l_0}{hl}} \leq 0.4)$$

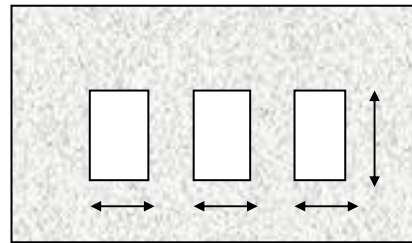
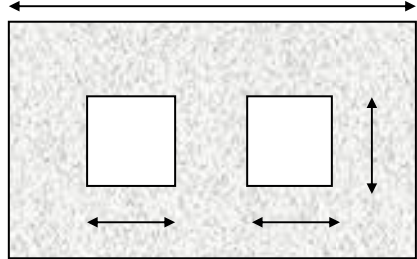
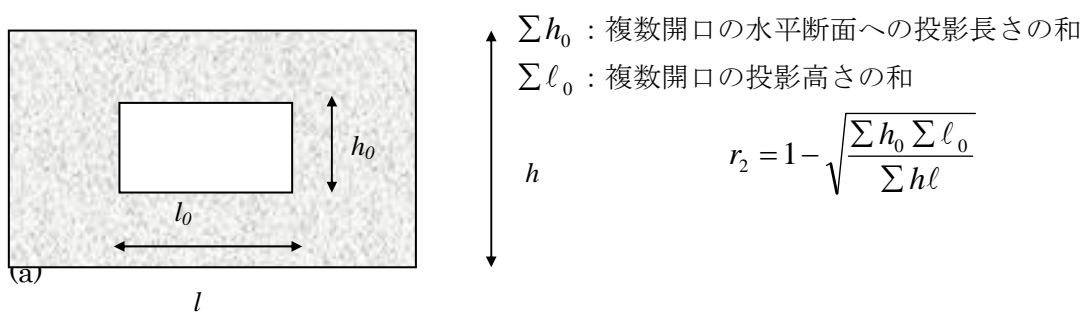
以上は、これまでの単一開口の場合の  $r_1 \sim r_3$  と等価性を考慮して自然に拡張したものである。すなわち、壁の長さ・高さともにスパン数・層数・開口個数の和をとっている。ただし、複数の開口は「等価な開口」に置換するようにして和をとることにした。ここでの等価開口の置換方法は、等価開口の開口長さ・高さを投影長さ・高さによって算定することにしており、従来の単純な包絡による等価開口置換ではないことに注意が必要である。

従来の規準では、低減率の式では開口が複数ある場合が想定されておらず、実用的な算定法は、プログラムの自動計算または設計者の工学的な判断によっていた。耐力だけについていえば、複数の開口の場合、配置によらず、 $r_1$ 、 $r_2$  とともに、開口全部を包絡するひとつの大きな開口に置換して算定すれば安全側ではある。しかし、小さな開口が不規則に配置される場合などは、明らかに過小評価であるだけでなく、耐力に関しては安全側であっても、剛性評価に関して安全側の仮定であるとは限らない（実態と異なる剛性低下をさせたことになる）。

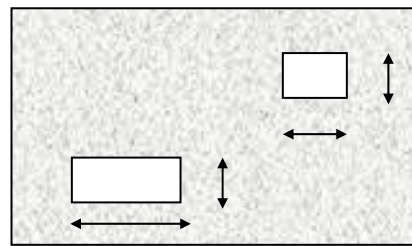
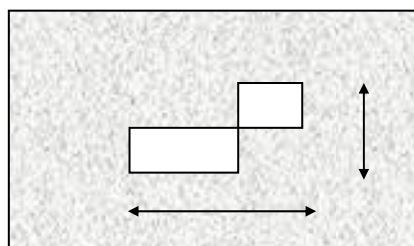
多くの場合は、 $r_1$  については、同一水平断面での開口長さの和として、 $r_2$  については、それぞれの開口について面積 ( $h_0 l_0$ ) を算定して合計する、という方法がとられることも多い。この方法では横一列などの規則的な配置であれば、耐力も剛性も概ね妥当な低減率となる (図 19.15(b))。しかし、開口が偏在する場合、すなわち、両端の柱に開口が接する場合などは、せん断耐力の低減率としては適当であっても、曲げ降伏後の靱性には明らかに問題があると考えられる必要がある。一方、小さい開口が斜めに配置される場合は、単純に個々

の開口の和とすると  $r_2$  の評価は危険側になる恐れがある。そこで、同図(c)のように斜めに接する場合を考えれば、これを包絡してひとつの開口とすれば、方向別の耐力は概ね等価になるもの（右押しの斜め圧縮、左押しの斜め引張）と考えられる。剛性、強度ともやや過大の評価であろうが、実験結果もないのでこの考え方を採用する。さらに斜めに小開口が離れている場合（同図(c2)）は、単純に包絡開口にしてはあきらかに実態とかけ離れるので、この考え方を応用して、斜めに接する位置に移動して等価に評価する。

以上を一般的に表現すると規準本文の式、すなわち、縦横とも投影長さの和とした開口寸法に置換されることになるが、開口が縦に分かれる場合、4つに分かれる場合など（同図(d)）は、やや危険側の評価である可能性もある。

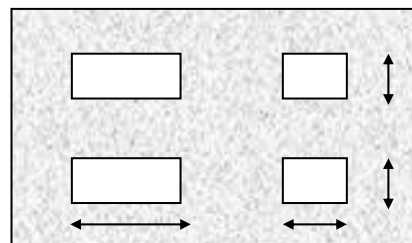
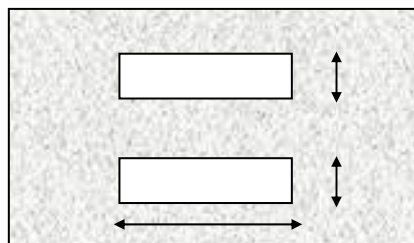


(b)



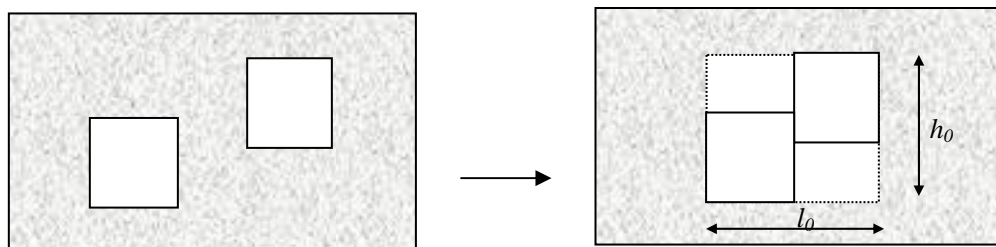
(c)

(c2)



(d)

以上はすべて同じ  $r_2$  の例-----例えば、以下の場合  $r_2$  は以上とは異なる



(e)

図 19.15 複数開口の等価開口置換

また、縦方向の低減率  $r_3$  は、開口が縦一列に並んでいるとして、以下の仮定で導くことができる（図 19-16 参照）。

- (1) 耐震壁と梁の許容せん断力（せん断耐力）時の（平均）せん断応力度が等しい。
- (2) 開口耐震壁の耐力は梁耐力（梁降伏メカニズム）で耐力が決まる（壁脚モーメントでできまる場合：基礎境界梁応力が上記せん断応力度レベルと仮定→基礎梁せいの扱いは注意が必要）。
- (3) 水平力と鉛直反力の応力中心間距離の比が耐震壁全体のアスペクト比に等しい。

$$(He/le=H/l, H=\Sigma h)$$

- (4) 軸力は仕事をしない。

以上により、無開口耐震壁の許容せん断力を  $Q_w = \tau_a t_w l$  とすれば、

$$\text{梁の許容せん断力：} Q_B = \tau_a t_w (\Sigma h - \Sigma h_0) = Q_w (\Sigma h - \Sigma h_0) / l,$$

$$\text{開口耐震壁の許容せん断力：} Q_{w0} = Q_B (le/He) = Q_B (l/H) = Q_w (1 - \Sigma h_0 / \Sigma h) = r_3 Q_w$$

開口が2列の場合でも（梁のせん断応力度が同じならば）同様に  $r_3$  は以下の仮定で導かれる（図 19-17 参照）。

- (1) 耐震壁と梁の許容せん断力（せん断耐力）時の（平均）せん断応力度が等しい。
- (2) 開口耐震壁の耐力は梁耐力（梁降伏メカニズム）で耐力が決まる（壁脚モーメントでできまる場合：基礎境界梁応力が上記せん断応力度レベルと仮定→基礎梁せいの扱いは注意が必要）。
- (3) 水平力と鉛直反力の応力中心間距離の比が耐震壁全体のアスペクト比に等しい。

$$(He/le=H/l, H=\Sigma h)$$

- (4) 軸力は仕事をしない。

以上により、無開口耐震壁の許容せん断力を  $Q_w = \tau_a t_w l$  とすれば、

$$\text{梁の許容せん断力：} Q_B = \tau_a t_w (\Sigma h - \Sigma h_0) = Q_w (\Sigma h - \Sigma h_0) / l,$$

$$\text{開口耐震壁の許容せん断力：} Q_{w0} = Q_B (le/He) = Q_B (l/H) = Q_w (1 - \Sigma h_0 / \Sigma h) = r_3 Q_w$$

1次設計では等価開口周比  $\leq 0.4$  の適用範囲で耐力低減率を適用すればよいが、2次設計では別途、検討が必要な場合もある。

各壁板が等価開口周比の制限範囲内であれば、上記の  $r$  を適用でき、 $r_1$ 、 $r_3$  は特に制限がない。すなわち、中廊下を有する連層耐震壁では  $r_3$  が小さくなり、耐震壁モデルではなく骨組モデルとした方が設計しやすい場合がある。

#### (5) 開口配置と低減率適用上の注意

- ① 近接した複数開口（方立て壁の幅が小さい）場合
- ② 連層耐震壁の縦長開口で下階のみにある場合の低減率

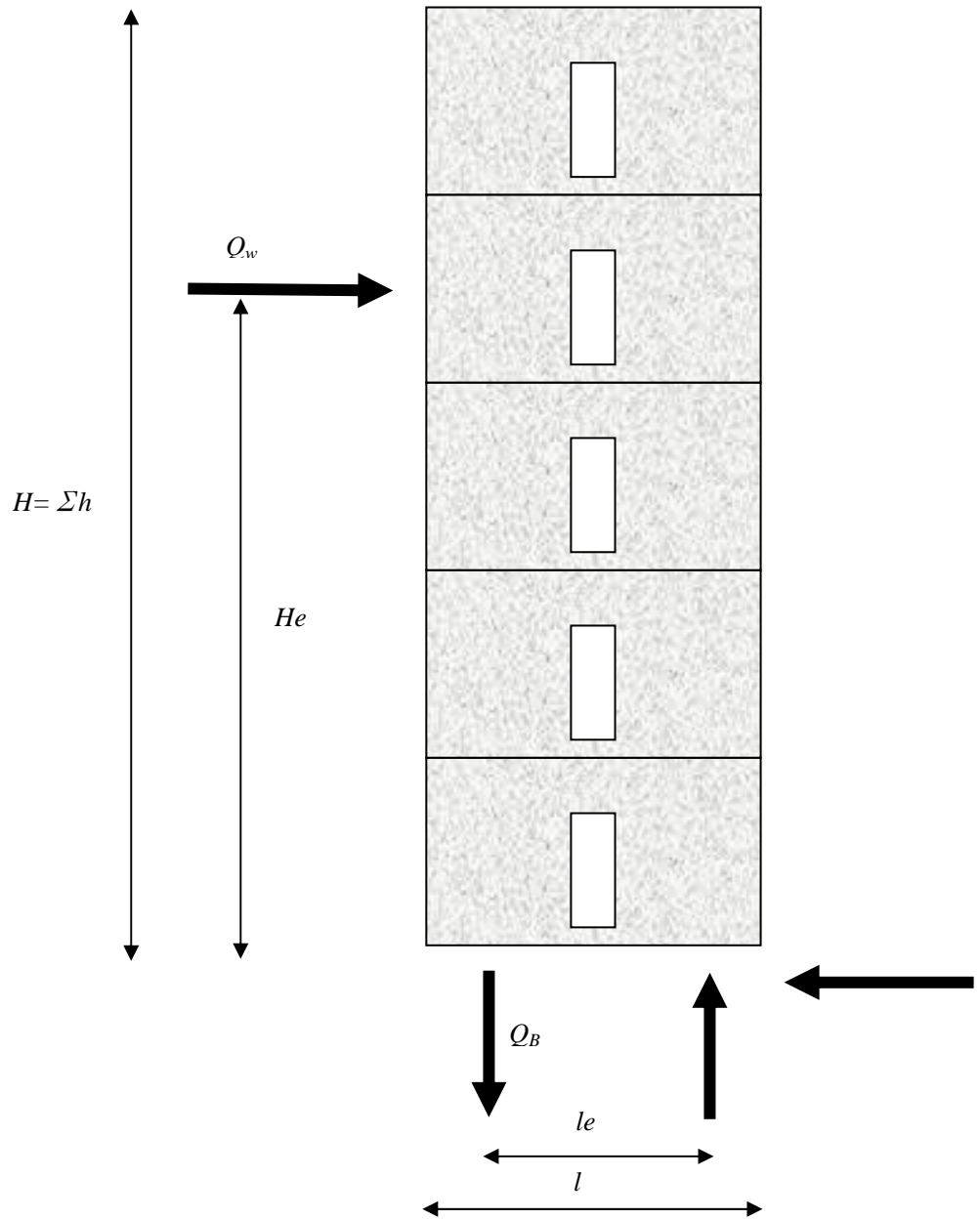


図 19.16 縦開口が 1 列の場合の開口低減率  $r_3$  の誘導

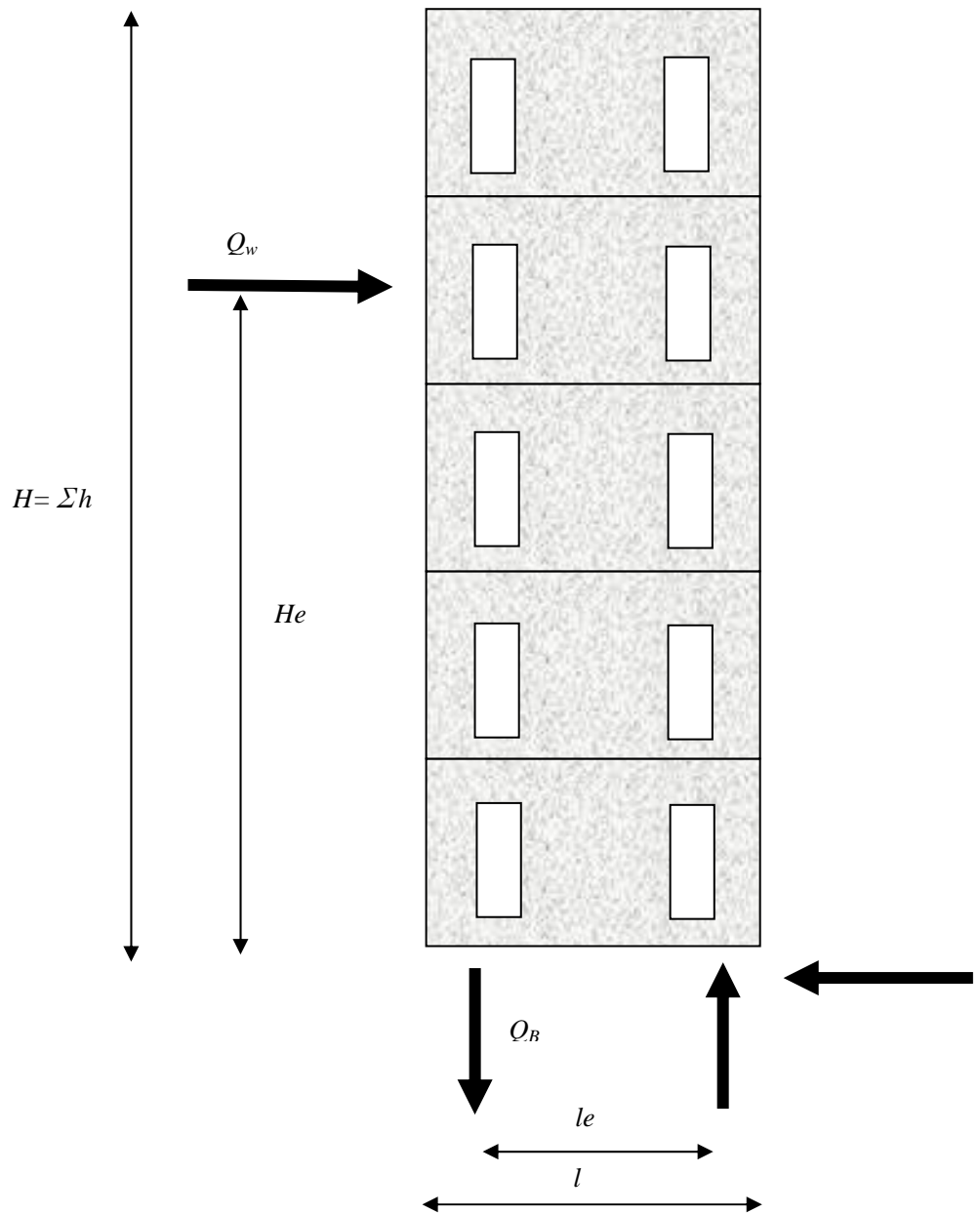


図 19-17 縦開口が 2 列の場合の開口低減率  $r_3$  の誘導



## 5. 開口補強

### (1) 開口の周辺で負担すべき隅角部応力およびモーメント

等価開口周比が 0.4 程度以下の比較的小さな開口を有する耐震壁では、開口周囲に本項で定める補強がなされていることを条件に開口低減率の適用が可能である。すなわち、有開口壁の許容水平せん断力は、無開口壁の許容水平せん断力  $Q_A$  に開口低減率  $r = \min(r_1, r_2, r_3)$  を乗じて得られる ( $=rQ_A$ ) としてよい。これが成立するためには、隅角部の応力集中によるひびわれの拡大を防止すること、設計用せん断力に対して開口周辺の部材が曲げ降伏しないこと、が必要であるとするのが本規準の考え方である。したがって、設計用水平せん断力  $Q_D$  に対応して隅角部および周辺部材で得られる応力に対して開口部周辺を補強することを基本にする。

隅角部の斜張力は設計用せん断力を受ける無開口耐震壁であるとして算出される断面の平均せん断応力度が開口を設けることによって失われる応力と等価であるとして算出する。

曲げ応力は以下の仮定で算出する。

①設計用せん断力は柱梁の断面積も含む各部材の平均せん断応力度に比例する、あるいは、①' 精算した部材剛性に応じた比率で配分される、と必要補強筋を算定するが、部材間の剛性が異なる場合に強度を累加する方法では剛性が低い部材では強度の寄与分を考慮して累加する。

②上下モーメントの反曲点位置を中央に仮定するが、②' 再配分を許容して反曲点位置は上下の許容モーメントの比率に比例してきまる、としてもよい。

③軸力は無視する

① (①')、② (②') は弾性応力状態に対する設計としては必ずしも安全側の仮定ではないこともあるが、③軸力を無視する、の仮定により終局状態に対しては十分安全側の曲げ強度の和が確保されると考えられる。

### (2) 開口隅角部の斜め補強筋

開口隅角部には、無開口と見なした場合の斜め引張応力度(図 19.18 参照)

$$\sigma' = \tau = \frac{Q_D}{tl' + \Sigma bD}$$

のほかに、無開口壁に開口を設けることによって失われる斜め引張力の 1/2 の付加引張力(図 19.18 参照)

$$T_d = d_i \sigma' = d_i \tau = \frac{d}{l} Q_D = \frac{h_0 + l_0}{2\sqrt{2} \cdot l} Q_D$$

が作用する。上式の結果は、正方形開口部に関する精算結果<sup>14)</sup>とも一致する。

これが規準 (26)式であるが、図 19.18 に示す付加斜め張力 ( $T_d$ ) の両モードは、以下に示す曲げ応力によって生じる縦横の縁張力 ( $T_v$ 、 $T_h$ ) と別個の事象と考えられており、また、

配置された縦横の補強筋は付加斜張力 ( $T_d$ ) に対しても有効と考えられるので、付加斜張力 ( $T_d$ ) に対しては斜め方向の (縦筋、横筋、斜め筋) の総和が必要な補強筋量を満たしていればよく、また、斜張力に対して配筋された縦横筋は下記の曲げ応力に対しても有効であるとしてよい(計算例参照)。

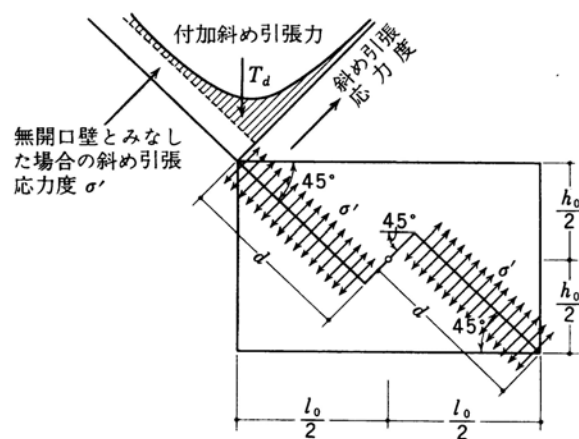


図 19.18 開口を設けたために失われる斜め引張応力度  $\sigma'$  と  
開口隅角部の付加斜め引張力  $T_d$

### (3) 開口周辺の縦横筋

設計では開口補強筋は上記  $T_d$  に対して縦横斜めの必要補強筋量を算定して配筋し、開口周辺部材の許容モーメントを精算して、(27)(28)式による必要耐力を満足することを確認すればよい。あるいは、①の仮定による場合を開口周辺の曲げ応力に対して許容曲げモーメントをを精算しない場合、あるいは、精算しても不足する場合は、従来の計算法を踏襲した以下の略算により必要補強筋量を算出してもよい。

水平の設計用せん断力  $Q_D$  に対して、部材の平均せん断力応力度は、

$$\tau_h = \frac{Q_D}{t_w(\Sigma l' - \Sigma l_o) + \Sigma bD}$$

この応力度に対して長さ  $l_w$ 、高さ  $t_w$  (柱を含む場合は断面積合計を  $A_w + A_c$  とする)、部材 (壁要素) の曲げ補強筋設計を考える。端部モーメントの合計は以下の  $\Sigma M_D$  となる (図 19.19)。

$$\Sigma M_D = h_0 \Sigma t_w l_w \tau_h = h_0 \Sigma (A_w + A_c) \tau_h = h_0 Q_D$$

反曲点を部材中央に仮定して、端部間のせい (離間距離部材全せい)  $l_w$  に対して引張鉄筋 (のみ) で負担する仮定すれば、補強筋に作用する引張力  $T_{v0}$  は従来の式のように

$$T_{v0} = \frac{M_D}{l_w} = \frac{h_0 t_w}{2} \tau_h = \frac{h_0}{2 l_w} (A_w + A_c) \tau_h$$

開口が中央に1つの場合は、

$$T_{v0} = \frac{M_D}{l_w} = \frac{h_0}{4l_w} Q_D = \frac{h_0}{2(l'+2D-l_0)} Q_D$$

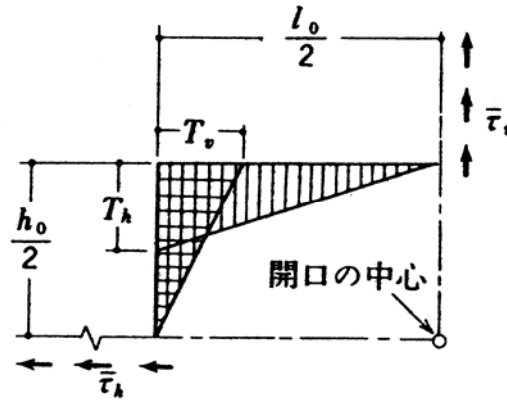


図 19.19 開口周辺の鉛直袖壁と水平垂腰壁に想定するモーメント

で与えられる。従来はこれを端部の補強筋ですべて負担すると仮定したが、実際にはほかの壁筋（縦補強筋）も有効である。また、開口の反対側の柱側が引張になる曲げ応力に対しては柱主筋も有効に作用する。以下では柱主筋は開口補強筋を上回る分は余裕度であると考えて定式化するが、圧縮側コンクリートの許容応力度を考慮すれば柱筋引張の許容モーメントを精算する考え方もある。以上は終局強度時の抵抗機構と靱性も問題にもなるのでさらに厳密な検証も必要ではあるが、許容応力度設計段階では下記の必要量を配筋する、あるいは、斜張力  $T_d$  に対して配筋した縦横補強筋比に対して検定する、ことで十分であろう。

一様な壁縦筋比を  $p_{sv}$  として、軸力を無視して、中立軸位置を圧縮側端から  $l_w/4$  と仮定すると、壁縦筋による負担モーメント  $M_V$  は以下のように略算される。

$$M_V = \frac{t_w l_w^2}{4} p_{sv} f_t$$

この負担を考慮すれば、開口補強筋の引張力  $T_v$  は、下式で与えられる。

$$T_v = \frac{M_D - M_V}{l_w} = T_{v0} - \frac{l_w t_w}{4} p_{sv} f_t = \frac{h_0 t_w}{2} \tau_h - \frac{l_w t_w}{4} p_{sv} f_t$$

開口横の部材せい  $l_w$  の長さに応じて、従来よりも低減することが可能になる ( $h_0=l_w$  であれば半分程度になる)。鉛直部材のせいがほぼ等しい場合は共通の部材せい  $l_w$  を用いて必要補強筋比を算定すればよいことになるが、部材せいが異なる場合は以下の理由により平均値を用いてよい。

開口数は1でも位置が偏在する場合、さらに開口が複数ある場合で鉛直部材の剛性が異なる場合などは、それぞれの部材にどのように補強筋量を配分するべきかを、略算により

一義的に決めるためには設計用応力の分布（部材剛性）と曲げ耐力の性質（補強筋の効果）を適切に仮定する必要がある。

まず、設計用応力は、(A)部材の曲げ剛性だけを考えれば部材せいの3乗に比例して配分されるが、実際には壁部材の場合はせん断剛性も支配的になるので、仮定①のように、(C)平均せん断応力度が一様であるとするのも妥当な考え方であり（許容せん断力にほぼ比例）、実際は両者の中間程度で、例えば、(B)部材せいの2乗程度に比例する（上記曲げ強度  $M_v$  に比例）、とも考えられる。いずれにせよ、ひびわれ後の曲げ応力を問題にするなら弾性剛性のみを厳密に評価しても『正解』とはいえない。一方、曲げ耐力は、(a)一定断面積の開口端部引張補強筋が有効であるとする壁長さに比例するが、(b)全断面に一定比率で配筋された壁縦筋が有効であるとする壁長さの2乗に比例することになる。(C)(a)が従来の単純な仮定で、必要補強筋量はせん断応力度に対して壁長さによらず一定量 ( $T_v$ ) になる。一方、壁縦筋を考慮して、(B)(b)の仮定によれば、壁長さによらず全体として縦補強筋比を一様にして配筋すればよいことになる。(C)(b)の仮定であれば、部材せいの長い耐震壁では縦筋比は減らしてもよいことになる。曲げ耐力の算定では軸力を無視することが明らかに安全側の余裕度を与えているが、引張側になる壁で軸力0の状態を想定していると考えれば妥当な仮定であろう。

以上を踏まえて、部材せい  $l_w$  が異なる場合の必要補強量の算定方法を考える。ある開口低減率  $r_l$  を想定すると、部材せいの和は一定値になる。このとき、曲げ強度の和は、(b)の仮定であれば、均等な部材せいのときに最小値になり、(a)の仮定でも、部材せいのばらつきによらず一定値になる。したがって、曲げ強度（塑性モーメント）の単純和のみを問題にすれば、平均値の部材せいをとって、付 19.2 式で補強量を算定すれば安全側である、と考えられる。しかし、実際には曲げ強度の累加が可能であるかどうかの問題があるので、許容曲げ耐力を単純に累加する際には注意が必要である。せいの長い部材は曲げ強度よりせん断強度が支配的になり、曲げ補強の効果には限界がある。また、せいの短い部材は補強筋量よりも剛性（強度寄与係数）が問題になる。いずれにせよ、均等せいの場合に比較して曲げ補強筋量を増やすには、適切な理由も方法もないので、(付 19.2) 式では平均せい  $l_{wave}$  で算定した補強筋量を配筋することを標準的な算定方法とする。すなわち、横の並ぶ開口の数を  $N_h$  とすれば、部材数は  $(N_h+1)$  となり、部材の平均せい  $l_{wave}$  は、

$$l_{wave} = \frac{(\sum l' + \sum D - \sum l_0)}{(N_h + 1)} = \frac{\sum l_w}{(N_h + 1)}$$

$$T_{v0} = \frac{M_D}{l_{wave}} = \frac{h_0}{2\sum l_w} Q_D$$

$$T_v = \frac{M_D - M_v}{l_{wave}} = \frac{h_0 t_w}{2} \tau_h - \frac{l_{wave} t_w}{4} p_{sv} f_t = \frac{h_0}{2\sum l_w} Q_D - \frac{t_w \sum l_w}{4(N_h + 1)} p_{sv} f_t \quad (29)$$

なお、実験によれば、開口が偏在する場合の強度低下の問題は、開口が偏在している側

が圧縮になるときに、無開口耐震壁の場合に最も重要な壁板の圧縮ストラットが失われて耐力および靱性が低下することであり、曲げ補強筋によって解決できる問題ではない。これらは、開口横に柱型を設けること、あるいは十分に拘束すること、また、開口に近接する柱を帯筋で十分に補強すること、などによって改善可能であると考えられるが、終局強度設計におけるせん断設計、靱性設計で扱うべき対象である。本規準では開口が近接する柱のせん断補強筋量の割り増しを構造規定で規定したが、このような柱は終局強度時の応力状態も想定して十分なせん断補強を行うのが望ましい。

開口周辺の横筋が開口隅角部において負担しなければならない最大縁張力  $T_h$  は、図 19.16 あるいは図 19.17 のように高さ方向に連続して開口がある場合は、同様にラーメンの曲げ応力に準じて以下のように略算される。1 階の耐震壁の設計用せん断力を  $Q_D$  とすると、境界梁に作用するせん断力  $Q_B$  および応力度  $\tau_v$  は、次式であらわされる。

$$\tau_v = \frac{Q_B}{t_w(\Sigma h - \Sigma h_o)} = \frac{Q_D}{t_w(\Sigma h - \Sigma h_o)} \cdot \frac{\Sigma h}{\Sigma l}$$

境界梁の端部で負担すべきモーメントの和は、

$$\Sigma M_D = l_0 \Sigma h_w t_w \tau_v = l_0 Q_B$$

梁せい（補強筋離間距離、上の階の梁や壁板も含む全せい）を  $h_w$  とし、開口補強筋のみでこの応力を負担するすれば、縁応力は、

$$T_{h0} = \frac{M_D}{h_w} = \frac{l_0 t_w}{2} \tau_v$$

となる。開口が中央で 1 つの場合は、

$$T_{h0} = \frac{M_D}{h_w} = \frac{l_0}{2(\Sigma h - \Sigma h_o)} Q_B = \frac{l_0}{2(\Sigma h - \Sigma h_o)} \frac{\Sigma h}{\Sigma l} Q_D$$

となる。鉛直部材の場合と同様に、一様な壁横筋比を  $p_{sh}$  とし、中立軸位置を圧縮側端から  $h_w/4$  と仮定すると、壁横筋による負担モーメント  $M_H$  は以下のように略算される（さらに、境界梁の主筋の効果を算入してもよい）。

$$M_H = \frac{t_w h_w^2}{4} p_{sh} f_t$$

この負担を考慮すれば、開口補強筋の引張力  $T_h$  は、下式で与えられる。

$$T_h = \frac{M_D - M_H}{h_w} = T_{h0} - \frac{h_w t_w}{4} p_{sv} f_t = \frac{l_0 t_w}{2} \tau_h - \frac{h_w t_w}{4} p_{sh} f_t$$

さらに、同様に連層耐震壁の縦方向に並ぶ開口の数を  $N_v$  とすれば、部材数は  $(N_v+1)$  とな

り、部材の平均せい  $h_{wave}$  は、

$$h_{wave} = \frac{(\Sigma h - \Sigma h_0)}{(N_v + 1)} = \frac{\Sigma h_w}{(N_v + 1)}$$

これを開口上下の横筋のみで負担するとすると、

$$T_{h0} = \frac{M_D}{h_{wave}} = \frac{l_0}{2\Sigma h_w} \frac{\Sigma h}{\Sigma l} Q_D$$

となるが、壁横筋の負担も考慮すれば、

$$T_h = \frac{M_D - M_H}{h_{wave}} = \frac{l_0 t_w}{2} \tau_v - \frac{h_{wave} t_w}{4} p_{sh} f_t = \frac{l_0}{2\Sigma h_w} \frac{\Sigma h}{\Sigma l} Q_D - \frac{t_w \Sigma h_w}{4(N_v + 1)} p_{sh} f_t \quad (30)$$

を開口補強筋（横筋）で負担すればよい。

#### （４）開口の配置に対する注意

開口は計算上低減率が同じ値になっても、配置が不規則な場合は応力伝達機構と破壊モードを考慮して配筋詳細などに注意が必要である。あらゆる配置に一般的に対応しうる手法を示すのは現状では困難であり、個別の設計例で考える必要があるが、一般には応力が集中する位置に開口を設ける場合に注意が必要である。以下には、よく見られる開口の配置で、注意が必要な配置の例を示す。

##### ①柱に開口が接する場合、とくに、壁脚隅角部の開口

無開口耐震壁のせん断破壊または曲げ降伏の圧縮破壊などは圧縮側柱脚に近い壁板のコンクリートの圧縮破壊に起因して生じる場合が多い。したがって、同じ大きさの開口でもこの付近で柱に近接する場合、とくに壁脚にある場合は、耐震壁の耐力および靱性の低下に与える影響が大きい。地震力の方向により耐力も靱性も異なる。設計用せん断力のレベルや降伏の可能性によるが、ヒンジ領域にこのような開口を設ける場合は柱を十分に拘束補強する、開口横（上部）の壁板を拘束補強する／柱型を設ける、など特別な配筋詳細による補強をするのが有効である。本規準では構造規定により通常の柱より増やして帯筋を 0.004 以上としている。

##### ②大開口横の小開口や袖壁脚部の開口

#### （５）靱性確保の配筋詳細

開口の左右の袖壁あるいは上下の梁に、せん断強度および曲げ強度のいずれにも有効な斜め補強筋を配筋することも推奨される。図 19.20 はこのような斜め補強筋を開口両側の袖壁部分に配筋した例である<sup>25)</sup>。このような有開口壁は一般的な縦横の開口補強筋をもつ有開口壁に比べ、終局強度ならびに変形能がすぐれることが実験的に報告されており<sup>A1)</sup>、2次設計においてヒンジを計画する有開口壁では特に有効な配筋となる。1次設計では、

この斜め補強筋は圧縮および引張のいずれの応力を受ける場合でも、その水平方向成分が耐震壁の許容水平せん断力  $Q_d$  に寄与するとともに、本節 (2) (3) で述べた通常の縦横補強筋および斜め筋の役割も兼ねる。すなわち、図 19.20 の場合、開口隅角部を通る斜め補強筋の縦方向の成分が  $T_v$  に対して、斜め筋の材軸（鉛直）方向となす角度の成分が  $T_d$  に対してそれぞれ有効として良い。なお、このような斜め筋は引っ張り側になるときの定着に注意する必要がある（図 19.20 参照）。

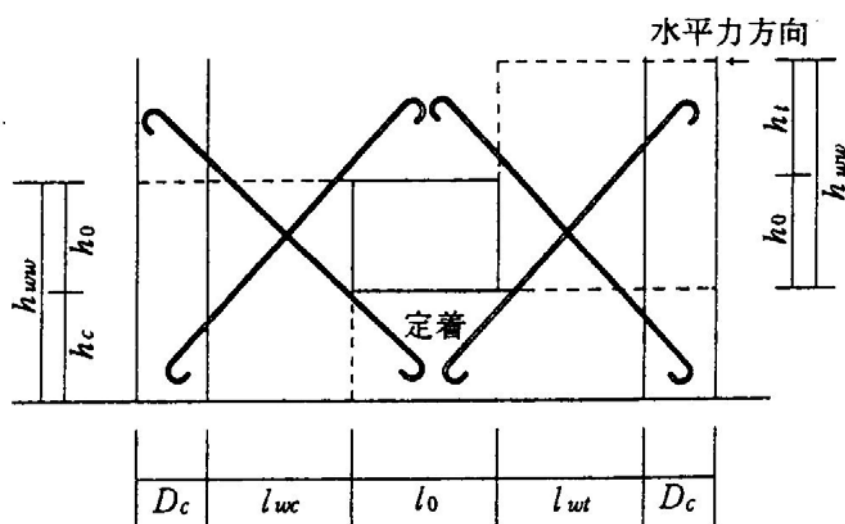


図 19.20 有効な壁板の斜め補強筋<sup>25)</sup>

## 6. 付帯ラーメン

### (1) 推奨される断面形状

耐震壁の付帯ラーメンの断面は、耐震壁に必要な靱性に応じて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。せん断ひび割れの発生によって異方性化した壁板の広がり<sup>1)</sup>を周辺から有効に拘束できる強剛な付帯ラーメンを有する耐震壁は、壁板の広がりを拘束している壁筋のせん断補強筋比が (19.4) 式に示す  $p_{s,cr}$  以下であっても、 $Q_{cr}$  以上の水平せん断力を負担できることが理論的<sup>1)</sup>にもまた多くの実験結果によっても認められている。壁板のせん断ひび割れが付帯ラーメンのきわまで進展した場合を考え、そのとき壁板のコンクリートが失う斜め引張力のすべてを負担するのに必要な付帯ラーメンの部材断面を求めると以下のようなになる。

付帯ラーメンへのひび割れの進展を防ぐには、その部材断面のほか、その部材の最小径に対しても制限を加えておく必要がある。部材の最小径も壁板のコンクリートがひび割れを起こして失う斜め引張力 ( $s \times t$  に比例する。  $s$  : 壁板  $h' \times l'$  の短辺の長さ、  $t$  : 壁板の厚さ) に関係すると仮定し両者の次元の関係を考慮すると、部材の最小径は  $\sqrt{st}$  に比例して与えられることになる。実験結果からこの比例定数を求め、さらに壁板の厚さとの関係を求めると、最小径に関する条件は以下のようなになる<sup>18)</sup>。そこで、旧規準では、柱お

よび梁の断面積は、 $st/2$  以上、柱および梁の最小径は、 $\sqrt{st/3}$  かつ  $2t$  以上とすることが推奨されてきた。

表 19.1 耐震壁付帯ラーメンの断面の推奨条件

柱および梁の断面積	$st/2$ 以上
柱および梁の最小径	$\sqrt{st/3}$ かつ $2t$ 以上

さらに、上記の条件のうち、柱および梁の断面積： $st/2$  以上、柱および梁の最小径： $2t$  以上、のいずれかを満足していない耐震壁は、付帯ラーメンの部材端のせん断力が大で、壁板より先に付帯ラーメンの部材端にせん断ひび割れが生じる場合があることが弾性解析によって指摘されている<sup>19)</sup>。

付帯ラーメンが弱い場合は、その部材端部のせん断破壊によって耐震壁の水平せん断耐力が支配され、付帯ラーメンが強剛な場合はスリップ状破壊または斜め方向の圧縮破壊を起こすまで水平せん断力の増大に耐えることが、いずれも実験的に認められているので<sup>8)</sup>、付帯ラーメンはできるだけ強剛にすることが望ましい。付帯ラーメンに大きなひび割れが生じると補修も困難になるので、上記の条件を満足する付帯ラーメンを設計することが望ましい。

これらの規定は、壁板にせん断ひび割れが生ずるおそれがある場合を想定したものであるが、二次設計においてその可能性がないと確認された場合においても、付帯柱の断面形状に関しては特別の検討を行わない場合は、原則として本規定に準ずることが望ましい。ただし、以下は例外として上記の条件は適用しない。

①連層耐震壁の中間階の梁（(2) 参照）：上下階の耐震壁により拘束効果が期待できるので、上階のせん断力の下階への伝達、境界梁主筋、小梁主筋やスラブ筋の定着、などに問題がなければ、一般に壁板の周辺部材として拘束効果を期待するような大断面は必要ない。

②ピロティ構造の連層耐震壁最下階の梁（(4) 参照）：逆に連層耐震壁の最下階の梁で、単純に  $s$ ：壁板  $h' \times l'$  の短辺の長さ、を適用すると、スパンよりも1層（2階）の階高さがとられることになる。これはスパンが大きい場合は断面として明らかに過小になる。このような梁の最小断面積は、たとえば、 $t_w h_w / 2$  かつ  $t_w l_w / 3$  以上 ( $h_w$ ,  $t_w$ ,  $l_w'$ : 上階の階高、壁厚、壁内法長さ)、最小せいは、下階の柱主筋が定着する必要がある場合はそれに必要なせいが目安になる。

③開口が大きい場合に開口周囲に付加する付帯柱：開口が大きい場合、周辺部材を耐震壁としてモデル化するためには付帯柱を設けることが条件になる。これを同じ条件で必要断面積を決めるのは主旨が異なる。すなわち、壁板の拘束やせん断破壊後の軸力負担などには本来の（外側の）付帯ラーメンが有効になる。このラーメンが規定を満足していれば、中間の柱は拘束効果を期待するほどの断面は必要ない。詳細には予期される圧縮軸力などによって検討すべきであるが、最小規定としては、柱の座屈防止の条件（支点間距離の



1/15) や配筋詳細を満足すればよいであろう。

## (2) 梁型の省略

連層耐震壁の中間階では、梁型を省略し梁断面の幅を壁厚と同じにすることがある。この場合、鉛直荷重を負担した状態で壁板に水平せん断力を受けるため、壁板にせん断ひび割れが生ずると鉛直荷重支持能力が低下し崩壊に至ることも考えられる。よって、梁型を省略する場合は壁厚を極力厚くし複配筋とするほか、大地震時に壁板に有害なせん断ひび割れが生じないことを確認<sup>20)</sup>するなど、安全側の配慮が必要である。文献 20) では、メカニズム時にせん断破壊が問題にならない場合、せん断破壊形式であるが建物の強度が高い場合、などの梁省略の条件を示しているので、参考にされたい。さらに、この場合、連層耐震壁のせん断伝達、および境界梁主筋、スラブ筋、小梁主筋の定着について検討する必要がある。連層耐震壁のせん断伝達については、文献 25) などの方法があるが、詳細な検討を行わない場合は、梁断面を想定してあばら筋を配筋し、本条 5. (6) に示す主筋量を満たす必要がある。

## (3) 柱型の省略

壁厚が厚く柱型に相当するところに十分な横拘束筋が配されている場合は、壁板にせん断ひび割れが生じて、ひび割れの付帯ラーメンへの進展は防ぐことが可能であり、表 19. 1 で推奨されている柱型がなくても十分な変形能が期待できる。また、変形能が期待されていない耐震壁やせん断破壊後の軸力負担能力を期待されていない耐震壁においては、上記の大断面の柱型は必ずしも必要ではなからう。そこで、最小断面の推奨条件を適用しなくてもよい耐震壁を以下の表のように分類して扱う。

表 19. 2 軸力負担能力による耐震壁の分類

種別	許容せん断力	終局せん断強度	靱性能	長期軸力	残存軸力
第 1 種耐震壁	耐震壁用*	柱型無耐震壁用**	曲げ破壊	負担	負担
第 2 種耐震壁	耐震壁用*	柱型無耐震壁用**	期待しない	負担	負担
第 3 種耐震壁	耐震壁用*	柱型無耐震壁用**	期待しない	負担	負担無
第 4 種耐震壁	耐震壁用*	柱型無耐震壁用**	期待しない	負担無	負担無

注：曲げ強度は平面保持解析によるものを基本とする

\*: 本条 1. (1) の耐震壁用の許容水平せん断力の式による (想定柱型+壁板)

\*\* : 基準解説書の長方形の耐震壁用の終局せん断強度の式による

柱型のない長方形の耐震壁であっても、両端に推奨条件の柱断面積 ( $st/2$  以上) に従う柱型を想定し、その柱型の配筋と寸法が柱の構造細則を満足するならば、その耐震壁は柱型のある従来の耐震壁とほぼ同等の性能を保有していると考えられることができる。しかしながら、想定した柱型が扁平であることから生じる問題、すなわち、耐震壁の全体曲げ時の圧縮領域の拘束が不十分であること、あるいは終局強度を発揮した後の扁平柱での軸力負担能力 (残存軸力) が不十分であること、が検討すべき点としてあげられる。本規準では、

断面積推奨条件を満足する柱型で、構造細則を満足するならば、残存軸力は通常と同程度に負担可能であるとし、このような耐震壁を第2種耐震壁と位置づける。柱型部分に十分な拘束筋を配し、安定した全体曲げの挙動を期待できる場合は第1種耐震壁とする。一方、残存軸耐力を期待しない場合には、必ずしも想定した柱型において柱の規定を全て遵守する必要はなかろう。そこで、第2種耐震壁と同様に想定した柱型の中で、外端から壁厚に相当する部分のみに柱型の配筋の規定を満足させる場合を第3種耐震壁と位置づける。さらに、通常の雑壁を構造要素として評価する場合を考え、第4種耐震壁とする。たとえば以下のように構造規定上の条件とすることなどが考えられるが、今後実験結果などを参照して、2次設計における設計法も含めて詳細に検討する必要がある。

表 19.3 柱型を省略する場合の構造規定

種別	部材ランクの想定	想定柱型（拘束域）断面積	追加構造規定*
第1種耐震壁	WA-WC	( $st/2$ 以上)	<ul style="list-style-type: none"> <li>壁厚は 300mm 以上</li> <li>想定柱型の長辺方向の帯筋比は <math>pw &gt; 2/t</math> (t は壁厚で mm 単位)</li> <li>想定柱型の短辺方向のタイの径は帯筋以上で間隔は壁厚 t 以下</li> <li>帯筋間隔は最下層（曲げヒンジ領域）においては全高さに渡って 100mm</li> </ul>
第2種耐震壁	WD（軸力負担）	( $st/2$ 以上)	(要検討)
第3種耐震壁	WD'（軸力負担せず）		
第4種耐震壁	雑壁	不要	壁厚さ 12cm 以上

注\*) 小径は支点間距離 1/15 以上、全主筋比 0.8%以上、帯筋比 0.2%以上、帯筋間隔 100mm 以下などは想定柱断面（拘束域）でも満足する。

#### (4) 下階が柱となる連層耐震壁最下層の枠梁

下階が柱となる耐震壁の最下層の枠梁では、下階への応力伝達が可能であることを検討するとともに、十分な剛性、強度、梁せいを確保する必要がある。すなわち、上層の耐震壁の負担するせん断力を圧縮側になる下層の柱だけではなく他方の柱へ流すための枠梁主筋の量、下層の柱の柱頭が十分に曲げ性能を発揮できるための耐震壁の枠梁と柱脚の曲げ強度と剛性、下層の柱の主筋が十分に定着できる耐震壁の枠梁のせいを確保する必要がある。具体的には、以下のことに留意する。

- 耐震壁の最下層枠梁の断面積は  $tw \cdot hw/2$  かつ  $tw \cdot lw'/3$  以上とする。ここで、 $tw, hw, lw'$  は耐震壁の最下層の壁厚、壁内法高さ、壁内法長さ。(数値暫定)
- 耐震壁の最下層枠梁のせいは下層の柱の主筋が十分に定着できるせいとするが、特に検討しない場合は、 $18db + 75\text{mm}$  以上とする。ここで、 $db$  は下階の柱主筋の呼び径。
- 耐震壁の最下層枠梁の主筋量は上層の耐震壁の負担するせん断力の半分を伝達できるものとする。このとき、有効幅分のスラブ主筋を考慮して良い。上階の柱の全断面積および全主筋量はとくに検討しない場合は、いずれもピロティ階の柱の 3/4 以上とする。
- 耐震壁の最下層の枠梁と柱脚の曲げ強度の和が下層の柱の曲げ強度の和を上回るようにする。

## 7. 構造規定

### (1) 壁板の厚さ

耐震壁の壁板の厚さ  $t$  は、コンクリートの充填性や面外曲げ（座屈）に対する安定性などを考慮して、単配筋とした場合でも、 $t \geq 120\text{mm}$  の条件を満たすことを規定した。

震害の実状を見てみると、付帯ラーメンがある耐震壁の壁板のひび割れはほとんど  $45^\circ$  方向に入っているから、一般には鉛直荷重の大部分は付帯ラーメンの柱に加わり、壁板の鉛直圧縮応力度  $\sigma$  は小さいと考えられる。実験においても、ひび割れ発生以前に座屈を起こした例は報告されておらず、通常の場合、 $Q_0 < Q_1$  ならば座屈は考慮する必要がないといえよう。

ただし 鉛直荷重と同時に壁面に直角な曲げモーメント（面外曲げ）を負担させる  $t/h' < 1/15$  なる壁板（鉄筋軽量コンクリートの壁板に対しては  $t/h < 1/10$ ）には、柱の規準 14 条 3. (1) に準じて座屈の検討を加える必要がある。

一方、耐震壁の壁板に  $45^\circ$  方向のせん断ひび割れが発生すると、 $45^\circ$  方向の圧縮帯が形成され、壁板の厚さが薄い場合には圧縮帯に座屈が生じる実験例 ( $l'/h' = 1.5$ 、 $t/s = 1/40$ 、 $s$ : 壁板  $h' \times l'$  の短辺の長さ) が報告されている<sup>8)</sup>。複雑な応力分布状態にある異方性化した板の座屈問題を厳密に解析することは難しいので、次の簡単な仮定を設けて、その座屈を検討する（図 19.21 参照）。

- i) 壁板は全面にわたって一様な応力状態とする。
- ii) 壁板に発生しているせん断ひび割れは、水平に対し  $45^\circ$  と仮定した主応力の方向と一致するものとする。
- iii) 座屈時の壁板の引張主応力度  $\sigma_{lk}$  は、(19.3) 式で与えられる無拘束の壁筋 ( $p_s$ ) が負担できるせん断応力度に等しいとして、 $\sigma_{lk} = p_s f_t$  で与えられるものとする。
- iv) せん断ひび割れで囲まれた壁板の圧縮帯は、長さが  $\sqrt{2}s$  ( $s$ : 壁板  $h' \times l'$  の短辺の長さ) でその端部（付帯ラーメンと接する辺）でピン支持され、面外座屈を起こす。
- v)  $\sigma_{lk}$  は圧縮帯の面外座屈を拘束しない。

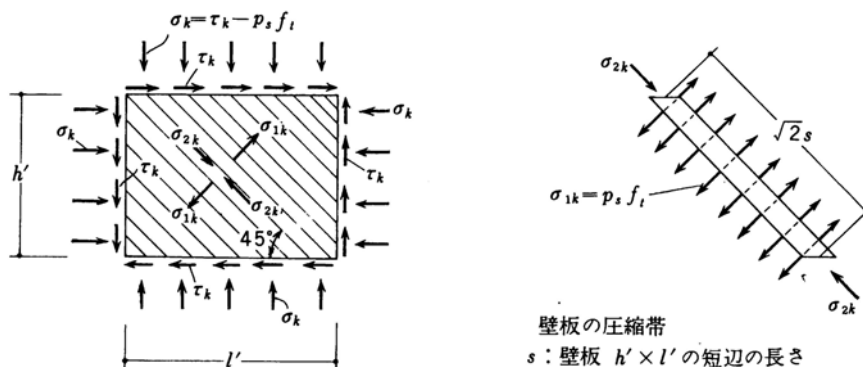


図 19.21 せん断ひび割れが発生している壁板の座屈時の応力

上記の仮定により、圧縮帯が座屈を起こすときに壁板の周辺に作用している一様なせん断応力度を  $\tau_k$  とすれば、 $\tau_k \geq p_s f_t$  となり、(19.11)式の条件を満たすためには壁板の周辺に垂直圧縮応力度

$$\sigma_k = \tau_k - p_s f_t \quad (19.12)$$

が作用し、圧縮帯に作用する壁板の圧縮主応力度  $\sigma_{2k}$  は次式で与えられる。

$$\sigma_{2k} = 2 \tau_k - p_s f_t \quad (19.13)$$

さらに、(19.13)式で与えられる  $\sigma_{2k}$  を、両端ピンの圧縮帯が面外座屈を起こすときのオイラー座屈応力度

$$\sigma_{2k} = \quad \text{略} \quad (19.14)$$

と等置すると、 $\tau_k$ 、 $p_s f_t$ 、 $t/s$  の関係式は次のように与えられる。

$$\tau_k = \quad \text{略} \quad (19.15)$$

(19.12)式と(19.15)式から(19.16)式を、規準(22)式から(19.17)式を得る

$$\sigma_k = \quad \text{略} \quad (19.16)$$

$$\tau_2 = \quad \text{略} \quad (19.17)$$

ここで、座屈が生じない条件 ( $\tau_k > \tau_2$ ) から(19.15)式 > (19.17)式とすれば、座屈が生じない壁厚比  $t/s$  の条件として(19.18)式が導かれ、同式に実用範囲の諸元を代入すると(19.19)式を得る、

$$t/s > \quad \text{略} \quad (19.18)$$

$$t/s > 1/32 \quad (19.19)$$

ここで、

コンクリートの平均的なヤング係数:  $E = 2.1 \times 10000 \text{ N/mm}^2$

$p_s f_t$  の設計用上限値:  $p_s f_t = 0.012 \times 300 = 3.6 \text{ N/mm}^2$

既往の諸実験の  $\Sigma Q_c / t l$  の上限値<sup>9)</sup>:  $2.4 \text{ N/mm}^2$

しかし高さ方向に細長い耐震壁 ( $h' > l'$ ) に(19.19)式を適用すると、 $s = \min(l', h') = l'$  であるから高さ  $h'$  には無関係に  $t/s$  値が決定する、したがって、鉛直荷重に対して過小壁厚になることもあるので、本項では(19.19)式を基本にした(19.20)式によって壁厚を規定することにした。

$$t/h' \geq 1/30 \quad (19.20)$$

$t/h'$  が小さくなると、鉛直荷重に対して、せん断ひび割れが壁板に発生すると座屈を起こしやすくなることが予想されるが、壁板の厚さが(19.20)式の条件を満足している場合は、(19.19)式の条件も必ず満足することになるので、前述のようにせん断ひび割れが壁板に発生しても、せん断座屈は生じないと考えられる。

## (2) 壁板のせん断補強筋比

壁板のせん断補強筋比  $p_s$  の最小限度を直交する2方向に関し0.0025としているのは以下の理由による。

- i) 壁板のせん断補強筋比が大きいと、周囲の付帯ラーメンによって乾燥収縮を拘束されている壁板のひび割れを制御できる。
- ii) 壁板にせん断ひび割れが発生した場合、発生直前にコンクリートが負担していた

斜張力を負担するのに必要なせん断補強筋比  $p_{s,cr}$  ((19.4)式、(19.4')式参照)に比べて壁板のせん断補強筋比  $p_s$  が著しく小さいと、水平せん断力の再配分によって付帯ラーメンに大きな応力を生じ、それによって付帯ラーメンが損傷を受けると、急激な剛性低下を起こす。

iii) 壁板のせん断補強筋比  $p_s$  が大きいと、せん断ひび割れが壁面の全面に分散発生し応力集中が防げる。

また、本規準では縦と横方向にほぼ等しいせん断補強筋比をもつ耐震壁を対象としているので、直交する各方向のせん断補強筋比が異なる場合、小さい方は大きい方の 1/2 以上とする制限を設けた。許容耐力式が斜め引張破壊を想定して縦横の補強筋の効果を見込んで理論的に設定されていることも理由のひとつである。試験体では横筋のみが多い試験体もいくつか含まれるが、ごく少数であり、今後強度算定式の運用も含めて実験データによって詳細に検討する必要がある。

さらに、壁板に開口を設ける場合は、開口上下の梁には大きなせん断力が発生するので、壁縦筋はせん断力に抵抗する。開口の補強筋には縦筋量も有効に評価されるので、開口がある場合は縦と横方向でバランスのよいせん断補強筋比にするのが効率的である。

### (3) 壁筋の複筋配置

複筋配置は単筋配置に比べて面外の曲げ抵抗が大きいばかりでなく、周囲の付帯ラーメンによって乾燥収縮を拘束されている壁板のひび割れを有効に阻止または分散できるので、壁板の厚さが厚い場合には複筋配置が望ましい。壁板の厚さが 180mm の場合には複筋配置としても施工上の支障はほとんどないが、余裕をみて 200mm 以上の場合は必ず複筋配置とすることにした。

### (4) 壁筋の直径と間隔

壁筋は、D10 以上の異形鉄筋とする。壁筋の間隔を細かくすることは乾燥収縮ひび割れの防止または分散に役立つほか、ひび割れ発生時の衝撃緩和、ひび割れの進展抑制、コンクリートの剥落防止にも有効である。そこで、本規準では使用鉄筋径にかかわらず壁筋間隔は壁板の見付け面に対して 300mm 以下とし、干鳥に複筋配置をする場合でも片面の壁筋間隔は 450mm 以下とすることになっている。

### (5) 開口部の補強筋

開口隅角部には応力が集中すること、また、開口周囲は破損風化のおそれも多いことなどを考慮し開口縁の縦横および斜め補強筋は D13 以上の異形鉄筋、かつ、壁筋と同径以上の鉄筋径を配置することになっている。

開口隅角部の斜め補強筋は、斜め引き裂きひび割れの進展を最も有効に抑制できる補強筋ではあるが、開口隅角部には補強筋が錯綜しコンクリートの充填性に問題が生ずる場合も多い。斜め補強筋の配置にあたっては、かぶりや鉄筋間隔など配筋納まりを検討したうえで補強筋の配置方法や補強筋径、壁厚を決定することが望ましい。

## (6) 付帯ラーメンの主筋

せん断力を受ける壁板がせん断ひび割れを起こすと圧力場 (diagonal compression field) を形成してその面積が広がり<sup>1)</sup>、その広がりを周辺から拘束している付帯ラーメンには大きな曲げモーメント・軸方向力・せん断力が作用するが、壁板周辺の柱および梁の主筋は、その広がりを抑制する補強筋としての役割がある。

また、付帯ラーメンに生ずる曲げモーメント・軸方向力・せん断力は、壁板にせん断ひび割れが発生しない場合に関しては等方性板の応力関数を用いた精密な弾性解が<sup>21)</sup>、また、壁板にせん断ひび割れが発生した場合に関しては45°方向直交異方性板の応力関数<sup>22)</sup>を用いた精密な弾性解<sup>23, 24)</sup>がそれぞれ求められている。しかし、本条では、付帯ラーメンの断面形状 (表 19.1) の制限および以下に示す規定を遵守することを条件に、特に検討をしない場合、付帯ラーメンの拘束力の算定を行わない簡便な設計法を採用している。

すなわち、その主筋量は、本条 3 項で述べたように耐震壁全体に加わる鉛直荷重および曲げに対して安全なように算定されるほか、柱・梁の算定外の規定 13 条 4. (2)～(5) および 14 条 3. (2)～(4) をも満足することを規定した。さらに、柱・梁の全長にわたって梁断面 (スラブ部分を除く) の各コンクリート全断面積に対する各主筋全断面積の割合を、0.8%以上とする算定外の規定を設けた。

連層耐震壁などで壁中の梁型を省略する場合は、本条 4. に示した検討を行うとともに、特別な検討<sup>25)</sup>などによらない限り表 19.1 で定義する断面積 ( $st/2$ ) を仮定し、当該断面積に対して 0.8%に相当する主筋量以上を各階のスラブ近傍に配置することが必要であるが、せん断力の伝達などについて必要な検討すれば適用する必要はない。また、この規定はまた、ひびわれに対する検討をすれば、十分に余裕のある基礎梁などでも適用しなくてよい。

これらの主筋配置は壁幅内に限らずスラブ内にも配置してよいが、極力付帯柱幅内のスラブに集約して配置し、壁板両側の付帯柱および直交大梁に定着する。この場合、スラブ厚が壁厚と比較して相対的に薄くなり過ぎないように注意する。

## (7) 付帯ラーメンのせん断補強筋

付帯ラーメンの柱および梁の端部には、壁板にせん断ひび割れが発生しない場合でも、大きなせん断力を生じることが<sup>21)</sup>、また壁板にせん断ひび割れが発生した場合には、さらに大きなせん断力が生じることが<sup>24)</sup>明らかにされている。

そこで、柱の帯筋は、規準(25)式で算定される許容せん断力  $Q_c$  を満足するように算定したものを全長にわたって配筋するほか、15 条の帯筋に関する算定外の構造規定を満足することも求められている。梁のあばら筋は、規準の本文によっては算定されていないが、算定外の規定として 15 条の梁のあばら筋に関する構造規定を満足するように配筋する。

## (8) 壁板に開口がある場合の付帯ラーメンの設計

i) 開口周比が小さく開口周比による低減率を用いて設計する場合

耐震壁とみなされる条件程度に開口周比が小さい ( $\sqrt{h_o/h} \leq 0.4$ ) 場合、開口が壁板中央に配置されるとき場合には耐震壁としての挙動を示すと考えられる。しかしながら、付帯ラーメンに接近して開口が設けられる場合には、耐震壁に作用する正負交番繰返し水平

せん断力によって、その梁・柱に交差状のせん断ひび割れが発生するなど複雑なひび割れを生じ、短材のせん断破壊にみられるもろい破壊を起こす場合がある。また、開口位置が非対称の場合は、加力方向によってせん断強度が異なるとの報告<sup>13)</sup>もある。曲げ降伏を計画した連層耐震壁の場合、偏在開口により独立柱が圧縮側になる場合にはその終局強度および変形能が大きく低下する、との報告<sup>A2)</sup>もあり、さらに、この場合、引っ張り側になる袖壁付き柱の袖壁端部が大きな圧縮力を負担することになる。

このような耐震壁は開口周比が小さくとも、本節 ii) で示すように開口上下と左右の要素に分けてそれぞれの部材の靱性能を考慮しつつ設計するのが望ましいが、開口周比による低減率を用いる場合には、袖壁が 30cm 未満となるような偏在開口の柱において、本条 1. の解説(3)で述べたように繰返し荷重によるせん断耐力の低減を考慮(式(25)において $\alpha = 1$ とするなど)してその許容せん断力を算定することとし、また、その柱の帯筋比を割り増すこととした。この場合の帯筋比としてはせん断破壊後の短柱であっても残存軸耐力がある程度期待できることを念頭に 0.004 とした。なお、この場合、15 条に関する解説および実験資料を参考にして、副帯筋を数多く使用するなど、特別の配慮をはらって設計する必要がある。

なお、引っ張り側になる袖壁付き柱の袖壁端部の縁圧縮力が大きくなる場合は、袖壁端に柱型を設け開口周囲の縦補強筋を閉鎖型帯筋により拘束することも有効であるが、この場合は ii) の開口上下と左右の要素に分けて設計することになる。

#### ii) 開口上下と左右の要素に分けて設計する場合

一方、開口周比が大きい( $\sqrt{h_o/h} > 0.4$ ) 壁はラーメン的変形挙動を示すものと考えられるので、開口上下と左右の要素に分けて設計を行う。また、開口周比が小さくとも付帯ラーメンに接近して開口が設けられる場合には、開口上下と左右の要素に分けてそれぞれの部材の靱性能を考慮しつつ設計するのが望ましい。

この場合の許容応力度設計は、袖壁・垂壁・腰壁を考慮した剛域ラーメン解法によって設計用応力を算定するとともに、剛性率や偏心率はこれらの解析結果に基づいて行う。この場合、主要架構(垂壁や腰壁を除く柱、梁、耐震壁)の断面算定用応力を確保する目的で、垂壁や腰壁の剛性を弾性剛性とせずに適宜低下させる設計的便法を用いることもある。同様の主旨で、ラーメン架構内の耐震壁にも適用(例えば、耐震壁のせん断剛性低下率 $\beta < 1.0$ (8条(4)参照)を解析プログラムに入力)する場合もある。これらは柱や梁を脆弱にしないための便法であり、建物の変形性状を正しく表現したものではないことに注意する必要がある。また、開口上下と左右の要素に分けた場合の問題点は2次設計における部材ランクの評価であるが、壁の圧縮破壊による強度低下の挙動を踏まえて設定する必要がある。

#### iii) その他の留意点

近年では、構造スリットによって主架構から垂壁や腰壁を切り離し、これらの影響を除去する方法も多用されているが、不完全なスリット形状や安易な配置によってその効果が得られず、被害を受けた事例<sup>4)</sup>も報告されている。

このように、開口が大きく耐震壁とは見なされない壁の垂壁や腰壁などの影響、便法と

して用いた剛性低下の妥当性、スリットの配置とディテール、耐震壁ではあるが開口が偏在する壁など、構造解析だけでは把握できない項目も多い。設計にあたってはこれらを勘案しつつ、細心の注意を払い計画を進めることが必要である。

### (9) 袖壁の配筋詳細

構造壁として計算に用いる袖壁付柱および腰壁・垂壁付梁の壁では、壁板の補強筋は原則として複配筋として、端部および柱梁内での定着が有効な配筋詳細とする。さらに、一定の変形能力を確保するためには以下のような構造規定を満足することが推奨される。

- ・柱主筋、帯筋は通常と同じ。
- ・壁厚さ：150mm 以上かつ柱幅 B の 1/4 程度以上。
- ・壁横筋：0.25%以上、複配筋、最小間隔 D10@300 以下。
- ・柱型を連続通し配筋にしない場合は、帯筋拘束域内に有効に定着する。
- ・端部定着または拘束する詳細は、40 d 以上 U 字型、閉鎖型拘束、または 135° フック。
- ・壁縦筋：端部引張鉄筋。2 段目まで引張鉄筋に算入。2-D16 または 4-D13 以上（あるいは  $P_{twe}$  が 0.1%以上）

### 参考文献

- 13) 徳広育夫・小野正行:偏在開口を有する耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 9-2、1987 年。
- 14) 坪井善勝・田治見 宏:開口を有する壁体について、日本建築学会研究報告、No. 6(昭 25. 5)。
- 15) 武藤 清:構造設計法、建築学大系、14、彰国社 (昭 44・6)。
- 16) 富井政英:有開口耐震壁のひび割れおよび破壊の状況とせん断耐力、日本建築学会論文報告集、No. 68(昭 36. 6)。
- 17) 東洋一・大久保全陸・江戸宏彰:静加力試験による腰壁、たれ壁、袖壁付鉄筋コンクリート柱の破壊状況と履歴曲線、日本建築学会論文報告集、No. 169(昭 45. 3)。
- 18) 富井政英:鉄筋コンクリート壁の剪断抵抗に関する研究、東京大学生産技術研究所報告、6 巻 3 号(昭 32. 1)。
- 19) 富井政英・徳広育夫:耐震壁の形状とせん断初ひび割れ発生位置の関係、日本建築学会大会学術講演梗概集(昭 45・9)。
- 20) 日本建築センター:中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説、1987 年 10 月。
- 21) 富井政英・平石久廣:Elastic Analysis of Framed Shear Walls by Considering Shearing Deformation of the Beams and Columns of Their Boundary Frames、Part I、II、III、日本建築学会論文報告集、No. 273、274、275(昭 53. 11、昭 53. 19、昭 54. 1)。
- 22) 富井政英・末岡禎佑・平石久廣:Airy's Stress Functions for 45-Degree Orthotropic Elastic Plates、日本建築学会論文報告集、No. 249(昭 15. 11)。
- 23) 富井政英・末岡禎佑・平石久廣:Elastic Analysis of Framed Shear Walls by Assuming Their Infilled Panel Wall to be 45-Degree Orthotropic Plates、Part I、日本建築学会論文報告集、No. 280(昭 54. 6)。
- 24) 富井政英・平石久廣:Elastic Analysis of Framed Shear Walls by Assuming Their Infilled Panel Walls to be 45-Degree Orthotropic Plates、Part II、日本建築学会論文報告集、No. 284(昭 54. 10)。
- 25) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999. 8.
- A1) 加藤大介、壁谷沢寿海、小谷俊介、青山博之:鉄筋コンクリート造有開口壁の耐震設計法、コンクリート工学論文集、Vol. 2、No. 2、1991 年、pp. 143-152
- A2) 加藤大介、杉下陽一、小倉宏一、大谷裕美:鉄筋コンクリート造連層有開口耐震壁の変形能の評価方法、日本建築学会構造系論文集、第 530 号、2000 年 4 月、pp. 107-113
- A3) Wallace, Seismic design of RC structural walls (part 2: Applications)、Journal of structural engineering、1995
- A4) 壁谷澤寿成、壁谷澤寿海、壁谷澤寿一、金裕錫、東條有希子、鉄筋コンクリート造耐震壁の形状と補強に関する実験的研究(その 1:柱型がない場合と有開口の場合)、日本建築学会大会学術講演梗概集、九州、C-2 構造IV、8. 29-8. 31、日本建築学会、461-462、2007.