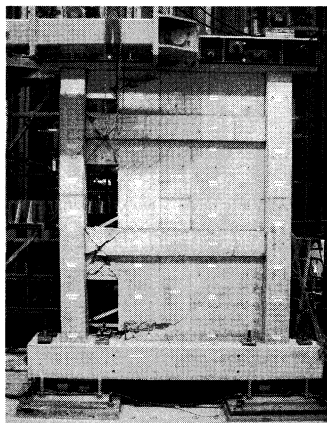
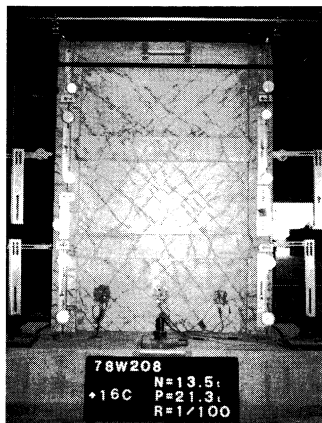


# 第7章 耐震壁



RC 連層耐震壁のせん断破壊(左), RC 開口付き連層耐震壁の梁部せん断破壊(右)  
(文献 21 より転載)

**キーワード** 耐震壁 雑壁 連層耐震壁 震害と壁率 志賀マップ 逆せん断力 許容水平せん断耐力 付帯ラーメン 等価開口周比 開口補強 浮き上がり基礎回転 境界梁

## 7.1 耐震壁の役割

### 7.1.1 壁の機能と分類

建物の空間を構成する上で壁の果たす役割は非常に大きく、図 7.1 に示すようにその形状は実に多様である。このうち、RC 造で鉛直力や水平力に抵抗できるように構造設計された壁を耐力壁（構造壁）と呼び、それ以外の間仕切り壁などを非耐力壁（非構造壁）と呼ぶ。また、図中の①および②に示したように、両端の柱と上下階の梁で囲まれ、開口が小さく、壁厚がある程度以上である耐力壁を特に耐震壁と呼ぶ。これは、曲げ部材から構成される梁・柱骨組に比べて耐震壁の強度と剛性が格段に高く、耐震壁が地震力に対して優れた性質を持つ構造要素であると考えられるためである。

ただし、図 7.2 に示すように、大きな地震力を負担する耐震壁の設計においては、力の伝達機構を十分に把握しておく必要があり、不用意な配置は建物全体の振動性状を複雑にして思わぬ破壊をまねくおそれがある。耐震壁の配置は構造計画上の重要な課題であり、平面的および立面的にもバランスがとれるように配慮しなければならない。また、耐震壁はその構造的有利性から、複数の層にまたがり、高さ方向に連続し

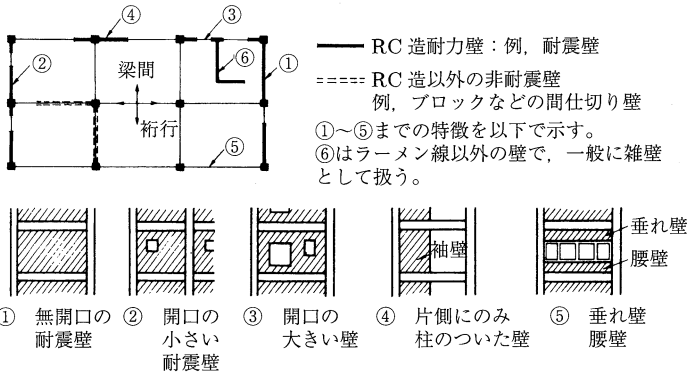


図 7.1 鉄筋コンクリート壁の分類

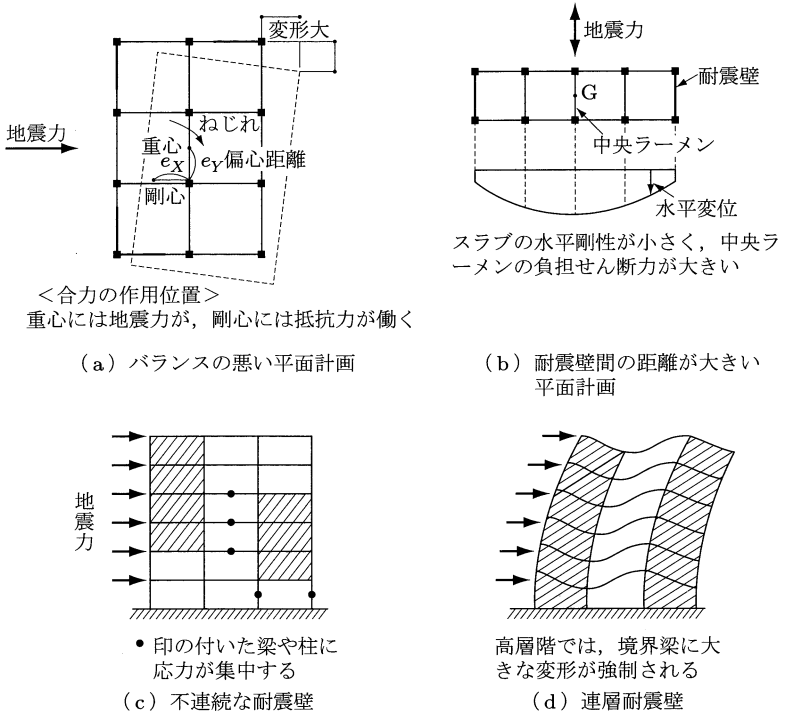


図 7.2 耐震壁の配置と構造計画

て配置することが望ましく，こうした形態を特に連層耐震壁と呼ぶ。

安全側の原則として，非耐力壁の剛性や耐力は，一般には構造計算から除外して考える。また，耐力壁であっても開口が大き過ぎて雑壁（図中③）とみなされる場合は，

これも耐震上の余力と考えると構造計算には算入しないことが多い。しかし、袖壁・垂れ壁・腰壁といった耐力壁 (図中④ および⑤) は、その構面内にある梁・柱骨組の強度や変形に影響を及ぼし、短柱のせん断破壊に代表されるように、終局状態における部材の破壊性状を大きく支配することがある。したがって、構造設計上これらを無視することが一概に安全側の評価であるとはいいい切れない。

### 7.1.2 過去の震害と壁率

関東大震災以後に生じた RC 構造物の地震被害を統計的に分析してみると、耐震壁の有効性が実証できる。図 7.3 は、過去に起きた地震被害の程度とその建物の 1 階の壁率との関係を表したもので、志賀マップと呼ばれている。横軸は、単位床面積に対する耐震壁の量すなわち壁率  $[\text{cm}^2/\text{m}^2]$  を表している。壁率は各階および各計算方向 (梁間もしくは桁行) 別に次式によって定義される。

$$\text{壁率} [\text{cm}^2/\text{m}^2] = \frac{\text{ある方向の有効壁量 } A_w [\text{cm}^2]}{\text{対象とする階以上の述べ床面積 } \sum A_f [\text{m}^2]} \quad (7.1)$$

一方、縦軸は、主要な鉛直構造部材の強震時における見かけ上の均し (ならし) のせん断応力度  $[\text{kgf}/\text{cm}^2]$  を表している (ここで、 $1 \text{ kgf}/\text{cm}^2 \cong 0.1 \text{ N}/\text{mm}^2$ )。ただし、ここでは、剛性の大小にかかわらず、柱と耐震壁とが断面積に応じて水平力を負担すると仮定して求めている。

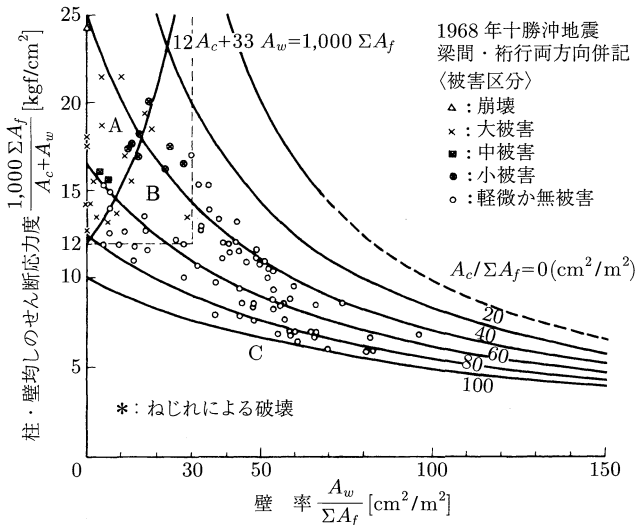


図 7.3 過去の震害と壁率 (十勝沖地震調査報告)

$$\text{均しのせん断応力度 [kgf/cm}^2] = \frac{\text{強震時の最大層せん断力 } Q = 1000 \sum A_f \text{ [kgf]}}{\text{当該階の柱量 } \sum A_c \text{ と壁量 } \sum A_w \text{ の和 [cm}^2]} \quad (7.2)$$

ここで、最大層せん断力は式 (10.5) に基づいて推定しており、1階の層せん断力係数  $C_1 = 1.0$  および建物の単位床重量を  $1 \text{ tf/m}^2$  ( $\equiv 10 \text{ kN/m}^2$ ) と仮定することにより、 $1000 \sum A_f \text{ [kgf]}$  と表すことができる。

この座標軸上に過去に起きた地震被害の程度をプロットしてみると、無被害建物と被害建物が、壁率や均しのせん断応力度によってかなり明確に分類できることがわかる。図 7.3 は、1968 年十勝沖地震で強い地震力を受けた地域における建物の被害区分を示したものである。壁率が  $30 \text{ cm}^2/\text{m}^2$  以上、もしくは均しのせん断応力度が  $12 \text{ kgf/cm}^2$  ( $\equiv 1.2 \text{ N/mm}^2$ ) 以下である領域 (C ゾーン) では、建物に被害が生じていない。このことから、柱および耐震壁のおよその終局強度を以下のように推定することができる。

- 1) 耐震壁が存在しない純骨組 ( $A_w = 0$ ) の建物を想定すると、均しのせん断応力度の上限値から、柱の終局強度は  $12 \text{ kgf/cm}^2$  ( $\equiv 1.2 \text{ N/mm}^2$ ) 程度となる。
- 2) 柱が存在しない壁式構造 ( $A_c = 0$ ) の建物を想定すると、壁率の下限値から、耐震壁の終局強度は  $1000/30=33 \text{ kgf/cm}^2$  ( $\equiv 3.3 \text{ N/mm}^2$ ) 程度となる (式 (7.1) の値を式 (7.2) に代入)。

両者の関係を次式のような累加強度式として表すと、標準的な RC 造建物全体の保有水平耐力 ( $Q$ ) に目安をつけることができる。

$$Q = 12A_c + 33A_w \quad [\text{kgf}] \quad \text{ここに、} A_c, A_w \text{ の単位は } \text{cm}^2 \quad (7.3)$$

図 7.3 から明らかなように、上式で表される曲線で分割された A ゾーンと B ゾーンでは、建物の被害程度が大幅に異なることがわかる。

このように、過去の震害と壁率との間には非常に密接な関係がある。現行の耐震法規では、設計の流れを決めるための重要な判定式に上記の考え方をそのまま利用している (10.3 節参照)。

## 7.2 耐震壁の力学

### 7.2.1 弾性変形特性

梁や柱は線材として扱い、接合部ごとに切り離した単一部材で、主として曲げ変形だけを考慮すればよかった。これに対し、耐震壁は広がりを持った面材であるため、連層耐震壁や複数のスパンにまたがる場合でも、これらを一体の部材として扱う。さらに、面内方向に作用する力に対しては、図 7.4 に示すような曲げ、せん断、および

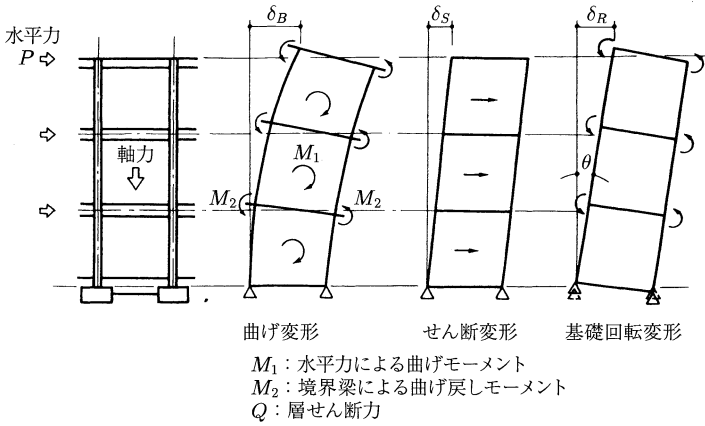


図 7.4 耐震壁の弾性変形

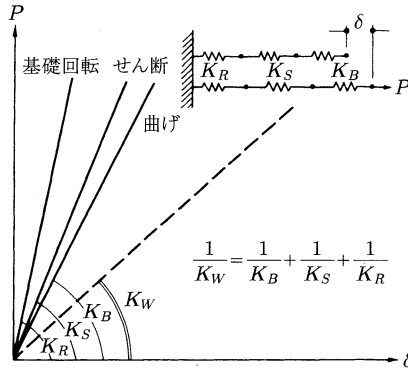


図 7.5 耐震壁の直列バネモデル

基礎回転によるすべての変形について考慮しなければならない。耐震壁の基本的な弾性変形特性を理解するため、周辺の梁・柱骨組から切り離れた独立連層耐震壁に働く水平外力と変形との関係を模式的に考え、図 7.5 に示すような各変形成分から構成される直列バネモデルを想定してみよう。

同図より、耐震壁に生じる全 (水平) 変形  $\delta_T$  は、次式で与えられる。

$$\delta_T = \delta_B + \delta_S + \delta_R \tag{7.4}$$

ここで、右辺の変形に用いた添字は、 $B$ : 曲げ、 $S$ : せん断、 $R$ : 基礎回転を表す。各変形成分別の水平剛性をそれぞれ  $K_B, K_S$  および  $K_R$  と表すと、耐震壁全体の水平剛性  $K_W$  は、

$$\frac{1}{K_W} = \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_S} + \frac{1}{K_R} \quad (7.5)$$

となる。式(7.5)の性質から、剛性成分の一つが他の成分に比べて非常に大きいときは、全体の剛性からこの成分を無視することができる。また、非常に小さいときは、その成分のみが全体の剛性を支配すると考えることもできる。線材とみなされる梁および柱部材が曲げ変形だけを考慮すればよかったのは、後者の理由による。

ところで、せん断剛性は耐震壁の水平断面形状によって定まるのに対し、曲げ剛性は立面形状によっても大きく変化する。したがって、同一の水平断面形状を持つ連層耐震壁の場合、低層のずんぐりした壁では  $K_B > K_S$  となってせん断変形が相対的に大きくなるのに対し、高層にわたる連層耐震壁では  $K_B < K_S$  となって曲げ変形が大きくなる傾向がある。また、軟弱な地盤上にある建物であれば、基礎回転による変形が支配的となることも考えられる。

## 7.2.2 開口のある耐震壁(有開口耐震壁)

窓や出入口といった建築計画上の必要条件から、ほとんどの耐震壁には開口部分が存在する。開口の形状や個数はさまざまであり、有開口耐震壁の力学性状は非常に複雑である。例えば、開口面積が同じであっても、その位置関係によっては開口の無い耐震壁(無開口耐震壁)と同一の性質を示す場合もあれば、梁・柱骨組の性質に近似できる場合もある。

### (1) 開口が小さい場合

開口面積が小さい耐震壁は、無開口耐震壁の場合と同様に、曲げ、せん断、および基礎回転による変形を考えればよい。ところで、曲げと基礎回転による変形は、壁の水平断面に対する断面2次モーメントの関数となり、ウェブ部分に小さな開口があってもほとんど影響を受けない。しかし、せん断変形は水平断面積の関数となるため、以下のようにして断面欠損の大きさに応じてせん断剛性を低減する必要がある。

$$\delta_{sn}' = \frac{\delta_{sn}}{r'} \quad (7.6)$$

ここに、 $\delta_{sn}'$  : 有開口耐震壁のせん断変形

$\delta_{sn}$  : 無開口耐震壁のせん断変形

$r'$  : 開口によるせん断剛性の低減率

$$r' = 1 - 1.25 \sqrt{\frac{h_0 \cdot l_0}{h \cdot l}} \quad (\text{図 7.6 の記号参照}) \quad (7.7)$$

上式の適用に際しては、開口の大きさに上限を設ける必要があり、等価開口周比  $\sqrt{h_0 l_0 / h l}$  が 0.4 以下である場合を適用範囲と定める。

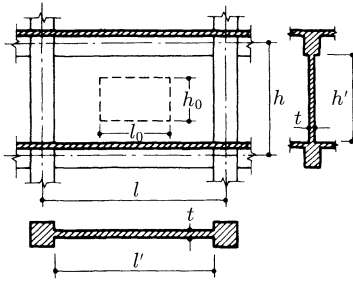


図 7.6 有開口耐震壁

## (2) 開口が大きい場合

等価開口周比が式 (7.7) の適用範囲外であるときは、開口部分を整理して袖壁付きの柱、および腰壁・垂れ壁のついた梁などから構成される変断面部材の骨組と考え、曲げ・せん断・剛域を考慮したラーメン解法によるべきである。この解法の具体的な方法については、しかるべき力学の参考書に譲る。

### 7.2.3 連層耐震壁の剛性分布

標準的な連層耐震壁の変形成分比の一例を、図 7.7 に示す。なお、同図において耐震壁が負担する水平外力は、高さ方向に等分布すると仮定しており、層せん断力  $Q_w$  は下層にいくにつれて一定の割合で増加している。耐震壁のせん断剛性は各層ごとに独立して計算することができるため、水平断面形状が一様であれば、せん断変形は層せん断力の大きさに比例する。一方、曲げ変形は下層から順に蓄積されるため、連層耐震壁の上層部分になるほど曲げ変形量が増大する傾向がわかる。

次に、建物内で混在する純骨組構造と耐震壁との相互作用について考えてみよう。図 7.8 は、強震時における建物の変形状態を模式的に図示したものである。連層耐震壁では曲げにより上層において比較的大きな変形が生じるのに対し、純骨組は上下階の剛性にそれほど大きな変化がないため、層せん断力が大きい下層ほど層間変形が大きい。ところが、実際の建物では両者が床スラブによって連結されており、各階床位置での水平変位が強制的に等しくなるような力(境界梁による曲げ戻しなど)が働いて、複雑な相互作用が生じる。すなわち、下層では耐震壁の剛性が圧倒的に高く、層せん断力の大半を負担して純骨組の変形を抑える。しかし、上層で  $\delta_w > \delta_f$  となるような場合には、壁の変形を引き戻す方向のせん断力が純骨組に生じる。この力は耐震壁に対して地震力の作用方向と逆向きであるため、逆せん断力と呼ばれる。設計上では一般に逆せん断力を考慮しておらず、骨組に予想外の被害を生じる可能性がある。

中低層の建物において、耐震壁が地震力に対して非常に効果的であることはすでに

曲げ

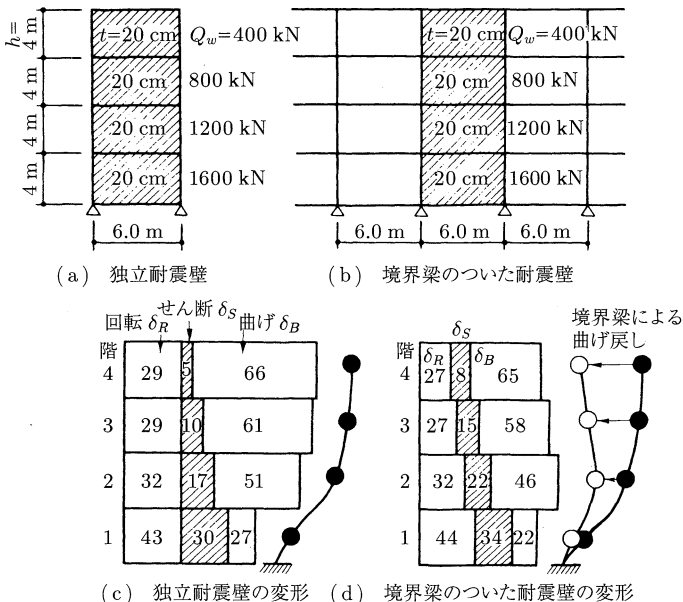


図 7.7 耐震壁の変形成分 (数値は各階ごとの変形成分の全変形に対する割合%) (新耐震指針・同解説の図に加筆)

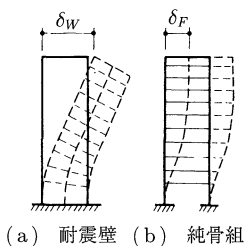


図 7.8 高層の純骨組と耐震壁の相互作用

説明したとおりである。しかし、それが高層におよぶ場合は、配置と剛性の与え方について慎重な検討が必要であり、変形特性に矛盾が生じないような合理的な設計が望ましい。



## 7.3 耐震壁の許容応力度設計

### 7.3.1 断面設計の考え方

図 7.9 に示すように、せん断ひずみが  $0.25 \times 10^{-3}$  rad くらいで耐震壁の壁板にせん断ひび割れが生じ、さらに  $4 \times 10^{-3}$  rad 程度で最大強度に達する。この程度の部材角であれば、壁板周辺の付帯ラーメン（壁板両端の柱と面内に含まれる上下の梁）は、まだ弾性に近い状態と考えてよい。したがって、付帯ラーメンによる拘束効果が強い場合は、ひび割れに伴う壁板の膨張変形が抑制されることになり、最大強度に達した後の剛性低下が緩和されて耐震性能が向上する。そこで、耐震壁を設計する場合には、壁板自身のせん断強度だけでなく、付帯ラーメンの拘束度合についても考慮しなければならない。

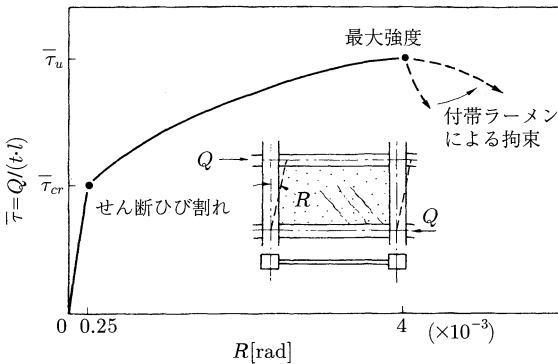


図 7.9 平均せん断応力度  $\bar{\tau}$  とせん断ひずみ  $R$  の関係

### 7.3.2 耐震壁の許容水平せん断耐力

#### (1) 無開口耐震壁の許容水平せん断耐力

無開口耐震壁の許容水平せん断耐力  $Q_A$  は、以下に示す 2 式のうち、いずれか大きい方の値をとる（使用記号については図 7.6 参照）。なお、材料の許容応力度は、すべて短期の値が対象となる。

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= t \cdot l \cdot f_s \\ Q_2 &= Q_w + \sum Q_c \end{aligned} \right\} \quad (7.8)$$

ここに、 $Q_w$ ：無開口耐震壁の壁筋が負担できる許容水平せん断耐力

$$Q_w = p_s \cdot t \cdot l' \cdot f_t \quad (7.9)$$

$Q_c$  : 付帯ラーメン柱1本が負担できる許容水平せん断耐力

$$Q_c = b \cdot j \{ 1.5 f_s + 0.5 f_{wt} (p_w - 0.002) \} \quad (7.10)$$

$p_s$  : 壁板内で直交する各方向のせん断補強筋比 (壁筋比)  
 $(0.25 \% \leq p_s \leq 1.2 \%)$

$p_w$  : 付帯ラーメン柱の帯筋比  $(0.2 \% \leq p_w \leq 1.2 \%)$

$f_s$  : コンクリートの短期許容せん断応力度

$f_{wt}$  : せん断補強筋の短期許容引張応力度

▶ 式(7.8)の $Q_1$ は、壁板のコンクリートが許容せん断応力度で負担できるせん断耐力を表している。したがって、耐震壁が負担すべき設計用せん断力 $Q_D$ に対して $Q_D \leq Q_1$ ならば、壁板にはせん断ひび割れが発生せず、鉄筋によるせん断補強の必要がない。ただし、実用設計上は安全のため、最低0.25%のせん断補強筋が必要である。また、式(7.9)および式(7.10)で、 $p_s$ と $p_w$ の上限値は1.2%とする。

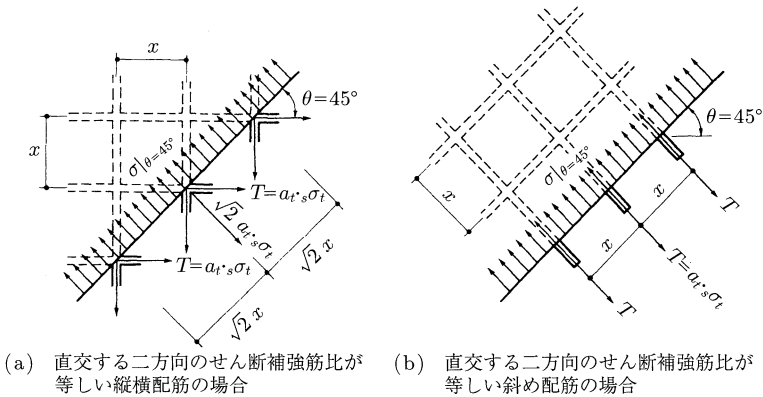


図 7.10 壁板のせん断補強筋が負担できる45°方向の引張応力度 (RC標準)

一方、 $Q_2$ の算定式は壁板の全面にひび割れが生じ、コンクリートによるせん断力の伝達が不可能である場合を想定しており、壁板内のせん断補強筋が負担できる $Q_w$ と付帯ラーメン柱の負担分 $\sum Q_c$ との累加強度で耐震壁の許容水平せん断耐力を表したものである。壁板内のせん断ひび割れは、引張主応力(斜張力)によって生じるため、ひび割れ方向は水平もしくは鉛直方向に対してほぼ45度の傾きを持つと考えられる。したがって、図7.10(a)および(b)のようにせん断補強筋が直交する二方向に等間隔で配筋され、せん断補強筋が許容引張応力度に達していると仮定すれば、図に示した力の釣合い条件から式(7.9)が簡単に誘導できる。ここで、一方方向当たりのせん断補強筋比(壁筋比)は、次式で与えられる。

$$p_s = \frac{a_t}{x \cdot t} \quad (7.11)$$

ここに、 $a_t$  :  $x$  と  $t$  で囲まれる面積内に含まれる補強筋の断面積

$x$  : 補強筋の間隔,  $t$  : 壁厚

また、式 (7.10) は曲げ部材のせん断設計に用いた式を付帯ラーメン柱にそのまま適用し、せん断スパン比による割増し係数を 1.5 としたものである。

図 7.11 に無開口耐震壁の配筋例を示しておく。

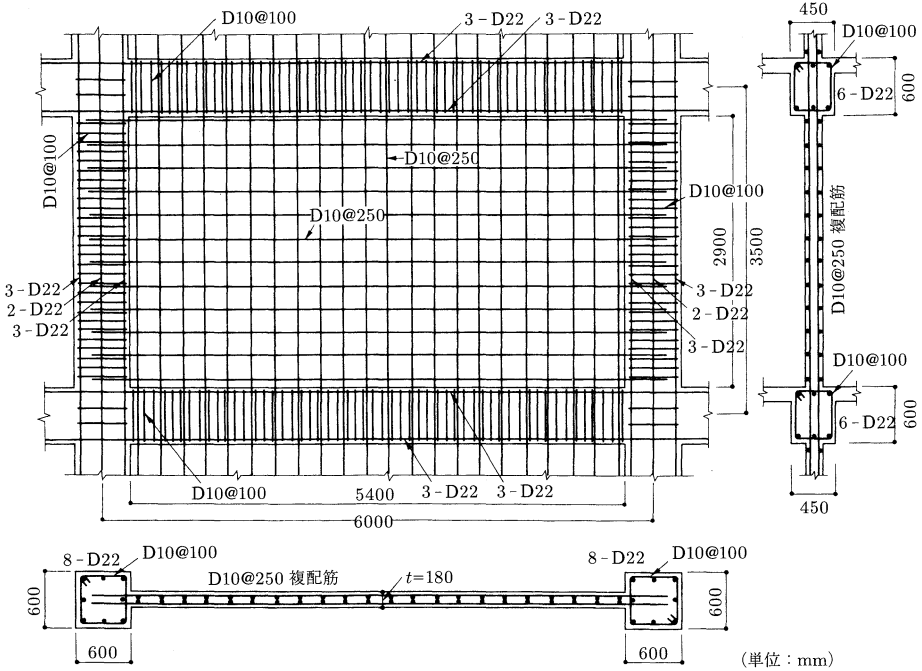


図 7.11 無開口耐震壁の配筋例 (RC 規準)

## (2) 有開口耐震壁の許容水平せん断耐力

開口面積が比較的小さく、等価開口周比  $\sqrt{h_0 l_0 / h l}$  が 0.4 以下ならば、有開口耐震壁の許容水平せん断耐力は無開口の場合に準じ、式 (7.8) に開口低減率  $r$  を掛けることによって計算できる。

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= r \cdot t \cdot l \cdot f_s \\ Q_2 &= r(Q_w + \sum Q_c) \end{aligned} \right\} \quad (7.12)$$

ここに、 $r$  : 開口による水平せん断耐力の低減率で、以下に示す 3 つの値のうち、最も小さい値をとる。

$$r = 1 - \max \left\{ \sqrt{\frac{l_0 h_0}{h \cdot l}}, \frac{l_0}{l}, \frac{h_0}{h} \right\} \quad (7.13)$$

ただし、 $\sqrt{h_0 l_0 / h l} \leq 0.4$

水平せん断耐力の低減率  $r$  は、式 (7.7) に示した弾性せん断剛性の開口低減率  $r'$  よりも幾分大きい (図 7.12 参照).

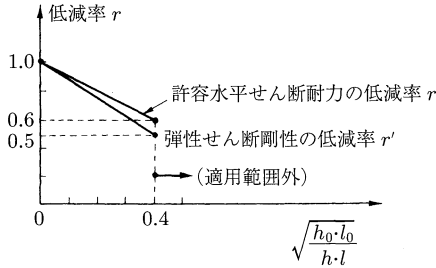


図 7.12 等価開口周比による低減

有開口耐震壁の設計においては、許容水平せん断力の条件を満足するようにせん断補強をするだけでなく、開口隅角部に集中しやすい局部応力によって誘発されるひび割れが伸展しないようにするため、図 7.13 に示すような開口補強もまた必要である。局部応力は、無開口壁において期待できた開口部分の負担応力と等価であると考えると、以下のように求められる。

- 開口隅角部の付加斜張力：

$$T_d = \frac{h_0 + l_0}{2\sqrt{2}l} \cdot Q \quad (7.14)$$

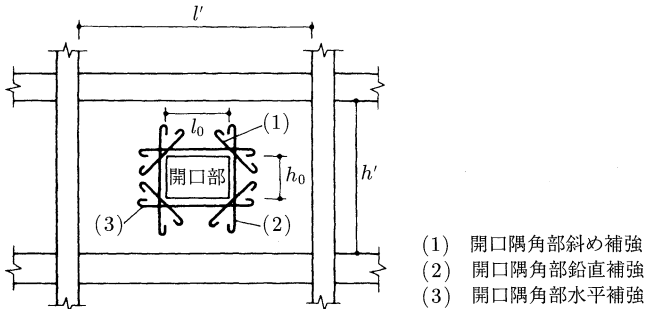


図 7.13 開口補強の方法

- 開口隅角部の鉛直縁張力：

$$T_v = \frac{h_0}{2(l-l_0)} \cdot Q \tag{7.15}$$

- 開口隅角部の水平縁張力：

$$T_h = \frac{l_0}{2(h-h_0)} \cdot \frac{h}{l} \cdot Q \tag{7.16}$$

なお、上式に適用する設計用せん断力  $Q$  は、壁板に生じる平均せん断応力度  $\tau$  の大きさによって、次の値を用いる。

- $\tau \leq f_s$  の場合、 $Q$  は耐震壁の設計用せん断力  $Q_D$ 。
- $\tau > f_s$  の場合、 $Q$  は  $Q_1$  または  $r \cdot Q_w$  のうち、大きい方の値とする。ただし、 $r \cdot Q_w$  とするときは、 $h, l$  の代わりに  $h', l'$  を用いる。

開口補強の手順は、まず式 (7.14)~(7.16) により  $T_d, T_v$  および  $T_h$  を計算しておき、使用鉄筋の短期許容引張応力度  $f_t$  に応じて必要な鉄筋断面積（鉄筋径と本数）を定めた上で、これを図に示したようにひび割れ方向と直交するようにして配筋を行う。 ◀■

### 7.3.3 設計上の注意事項

#### (1) 剛性評価の考え方

■▶ 耐震壁の弾性剛性は、他の骨組の剛性に比べて非常に高くなる傾向があり、地震力の大半を負担することも少なくない。しかし、浮き上がり基礎回転する場合を除き、最大強度に達した後の耐震壁の変形能力は著しく劣っており（図 7.9 参照）、建物全体が終局状態に至るような大変形時には、耐震壁が完全に耐力を失っていると考えてよい（図 7.14 参照）。

剛性評価の目的は、耐震要素である主要構造部材が地震力をどれだけの割合で負担するのかを決めることにある。したがって、建物の耐震性能を確保する意味においては、耐震壁の弾性剛性を低めに評価しておく、梁・柱骨組が負担する地震力を大きくしておくことが設計上安全側の判断である。一般には、梁・柱骨組のみでも地震力のおよそ半分を負担できるように設計することが望ましい。ただし、耐震壁自体のせん断補強設計をする場合や、第 10 章で説明する剛性率や偏心率といった建物全体の弾性振動特性を検討する際には、耐震壁の剛性を正しく評価しておかなければならない。図 7.9 に示したように、変形が小さいひび割れ以前の剛性 ( $k_1$ ) は、ひび割れ後の剛性 ( $k_2$ ) に比べて極めて大きい ( $k_1 \geq k_2$ )。つまり、耐震壁の剛性を評価す

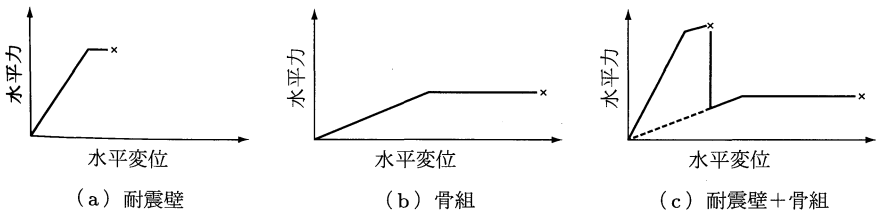


図 7.14 耐震壁を含む骨組の耐力と破壊

るときは、設計の対象が何であるのかを見極め、常に安全側となるような判断に基づくことが肝要である。

(2) 構造制限

耐震壁として必要最小限の性能を確保するため、RC 規準では以下に示すような計算外の構造規定を設けている。

- 1) 壁厚は 120 mm 以上、かつ、壁板の内り高さ ( $h'$ ) の 1/30 以上とする。
- 2) せん断補強筋は、直交する各方向に対し、それぞれ 0.25 % 以上とする。
- 3) 壁厚が 200 mm 以上の場合、壁筋を複筋配置とする (図 7.15 参照)。
- 4) 壁筋は直径 9 mm 以上の丸鋼、D10 以上の異形鉄筋、あるいは素線の径が 6 mm 以上の溶接金網を用い、間隔は 300 mm 以下とする。ただし、千鳥状に複配筋を行う場合は、片面での間隔を 450 mm 以下とする。
- 5) 開口周囲の補強筋は、D13 以上かつ壁筋と同径以上の異形鉄筋を用いる。
- 6) 付帯ラーメンは、それぞれ梁および柱の構造制限にしたがう。また、スラブ部分を除く梁の主筋全断面積は、コンクリート断面積の 0.8 % 以上とする。
- 7) 付帯ラーメンのせん断補強については、梁・柱ともに 5.6.4 項に示した構造制限にしたがう。
- 8) 壁板に開口がある場合は、付帯ラーメン骨組の設計を慎重に行い、十分な靱 (じん) 性が確保できるようにする。

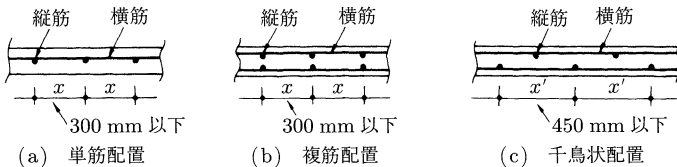


図 7.15 壁筋の配置と間隔

[例題]

図に示す耐震壁に 1500 kN の設計用せん断力が作用する場合、許容応力度設計法により付帯ラーメン柱のせん断設計および壁板の断面設計を行え。ただし、鉄筋はすべて SD 295、コンクリート強度  $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ 、付帯ラーメン柱断面寸法  $500 \times 500 \text{ mm}$ 、壁厚 200 mm とする。

解 • 許容応力度

$$f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2, \quad f_{wt} = 295 \text{ N/mm}^2$$

- コンクリート壁板の許容水平せん断耐力式 (7.8) より,

$$Q_1 = 200 \text{ (mm)} \times 6000 \text{ (mm)} \times 1.05 \times 10^{-3} \\ = 1260 \text{ kN} < 1500 \text{ kN}$$

ゆえに、 $Q_2$  によって設計する。

- 付帯柱の設計

付帯ラーメン柱が全せん断力の半分を負担するように設計すると、柱 1 本分のせん断力は、

$$Q_c = \frac{0.5Q}{2} = 37.5 \times 10^4 \text{ N} \quad (1)$$

また、付帯柱 1 本当たりの許容せん断耐力は、

$$Q_c = 500 \times \frac{7}{8} \times \underbrace{(0.9 \times 500)}_{\text{柱の有効せいの略算値}} \times \{1.5 \times 1.05 + 0.5 \times 295 \times (p_w - 0.002)\} \quad (2)$$

式 (1), (2) を等置すれば、 $p_w = 0.0042$  となる。柱の帯筋を D13 □@ 100 とすれば、

$$p_w = \frac{254}{500 \times 100} = 0.0051$$

よって、D13 の帯筋を 100 mm 間隔に配筋する。

- 壁板の設計

付帯柱 1 本の許容せん断力  $Q_c = 402 \text{ kN}$  ( $p_w = 0.0051$  で再計算)

壁筋で負担すべきせん断力  $Q_w = 1500 - 2 \times 402 = 696 \text{ kN}$

これより、必要せん断補強筋比は、

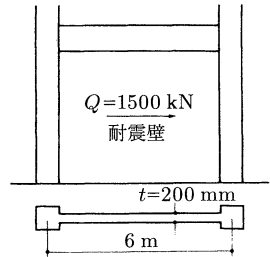
$$p_s = \frac{696 \times 10^3}{200 \times (6000 - 500) \times 295} = 0.0021 \leq 0.0025$$

したがって、壁板は最小限規定より、 $p_s = 0.25 \%$  とする。

壁板内のせん断補強筋に D10 を使用し、ダブル配筋とすれば、

$$x = \frac{71 \times 2}{0.0025 \times 200} = 284 \text{ mm} = 28.4 \text{ cm}$$

よって、壁筋は、D10 @ 250 ダブルとする。



## 7.4 耐震壁の終局強度

終局強度設計に必要な保有水平耐力算定時においては、浮き上がり基礎回転以外の脆い破壊をする耐震壁の耐力は算入せず、これを余力と考えることが多い (図 7.14 参照)。しかし、部材の変形能力が耐震上非常に重要であることは明らかであり、耐震壁も例外でなく、せん断破壊を避け、韌性に優れた曲げ破壊するように設計することが基本である。耐震壁の終局強度を精度よく推定することは困難であるが、以下には標準的な無開口耐震壁の終局強度算定に関する考え方と実験式を紹介する。

## 7.4.1 終局曲げ強度

■▶ I形断面を持つ耐震壁の終局曲げ強度に関する代表的な略算式を以下に示しておく。

$$M_{wu1} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{B \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (7.17)$$

$$M_{wu2} = a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w \quad (7.18)$$

ここに、 $a_t$ ：引張側付帯柱の主筋全断面積

$\sigma_y$ ：引張側付帯柱の主筋の降伏点強度

$a_w$ ：耐震壁の縦筋の断面積，耐震壁の中間に柱がある場合にはその主筋断面積も含める

$\sigma_{wy}$ ：耐震壁の縦筋の降伏点強度

$D$ ：耐震壁の全長

$B$ ：耐震壁の圧縮側外縁の幅

$l_w$ ：I形断面耐震壁の両側付帯ラーメン柱の中心間距離

耐震壁の全長が6 m以下であれば、両式による差は小さい。しかし、耐震壁が2スパン以上につながって全長が長い場合は、式(7.18)を適用する方がよい。なお、連層耐震壁の下端が終局曲げ強度に達したときに負担している層せん断力を算定するためには、外力の高さ方向の分布形や終局状態における境界部材(主に、境界梁)による抵抗力を考慮し、モーメントの釣合い条件を満足するようにして計算する必要がある。

## 7.4.2 終局せん断強度

■▶ 終局せん断強度の代表的な略算式としては、以下の実験式が挙げられる。

$$Q_{wsu1} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D)} + 0.12} + 0.85\sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b_e \cdot j \quad [\text{N}] \quad (7.19)$$

$$Q_{wsu2} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot D) + 0.12} + 0.85\sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b_e \cdot j \quad [\text{N}] \quad (7.20)$$

ここに、 $b_e$ ：I形断面を、長さと同面積が等しい等価長方形断面に置き換えたときの幅 [mm]

$D$ ：耐震壁の全長 [mm]

$d$ ： $D - D_c/2$  ( $D_c$ は圧縮側付帯ラーメン柱のせい，mm)

$j$ ： $7/8 \cdot d$

$p_{te}$ ：等価引張鉄筋比 [%] =  $100a_t/(b_e \cdot d)$ ， $a_t$ は引張側付帯ラーメン柱内の主筋断面積

$p_{wh}$ ： $b_e$ を壁厚と考えたときの水平せん断補強筋比

$\sigma_{wh}$ ：水平せん断補強筋の降伏点強度 [N/mm<sup>2</sup>]

$\sigma_0$ ：全断面積に対する平均軸方向応力度 [N/mm<sup>2</sup>]

上式において、 $Q_{wsu1}$ は実験値から求めた平均強度、 $Q_{wsu2}$ は最小強度と考えることができる。なお、式(7.19)および(7.20)において、せん断スパン比には下限値および上限値が存在する ( $1 \leq M/(Q \cdot D) \leq 3$ )。また、 $p_{te}$ と $p_{wh}$ はいずれも鉄筋比を表しているが、上式に数値を



代入する場合には前者を%の単位で与え、後者を通常的小数単位で与えることに注意しなければならない。

なお、「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」(1997)には両側柱付き耐震壁を対象として、トラス機構とアーチ機構を考慮したせん断強度式が示されている。◀■

### 7.4.3 浮き上がり基礎回転する耐震壁

#### (1) 基本事項

■▶ 耐震壁が基礎回転するときの基本的な変形には、図 7.16 に示すように回転中心が異なる 2 通りの形態が考えられる。同図 (a) は、いわゆる基礎回転と呼ばれる変形で、回転中心はスパンの中央にあり、A および B のフーチング基礎底面はいずれも地盤面に接している状態を表している。同図 (b) に示したようにフーチング A が地盤面から離れている変形状態は、浮き上がり基礎回転と呼ばれる。回転中心は B 端に移り、この位置で軸力をすべて負担しなければならない。

中小地震を想定した許容応力度設計の段階では、耐震壁の剛性を低めに評価して層せん断力負担分を調整しており、引張側付帯ラーメン柱の基礎が浮き上がらないように設計している。しかし、大地震時には剛性の高い耐震壁に水平力が集中することは明白で、梁・柱骨組に先行して耐震壁が曲げかせん断で破壊に至るか、もしくは転倒モーメントにより基礎の一端が浮き上がるように回転して剛性を失うかのいずれかであると予想される。

浮き上がり基礎回転する耐震壁は、曲げやせん断で破壊する耐震壁と比較してそれほど高い水平耐力を期待することはできないが、梁・柱骨組が終局強度に達するような大変形に至るまで一定の耐力を保持することができる。したがって、浮き上がり開始時の水平耐力は、建物全体の保有水平耐力にそのまま算入することができる。◀■

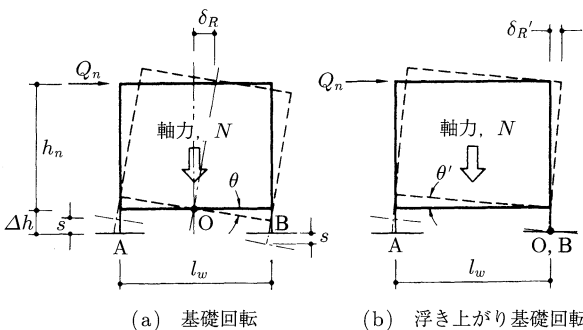


図 7.16 耐震壁の基礎回転による変形

#### (2) 終局耐力の算定

■▶ 浮き上がり基礎回転する耐震壁の終局耐力(浮き上がり開始時の水平耐力)を算定するためには、曲げの場合と同様に水平外力の高さ方向の分布形と境界部材による回転抵抗力など

を慎重に考慮する必要がある。一般的な方法としては、図 7.17 に示すような終局状態におけるヒンジメカニズムを想定し、仮想仕事法を適用した極限解析により終局耐力を計算する。同図より、境界梁の両端がすべて曲げ降伏していると仮定すると、

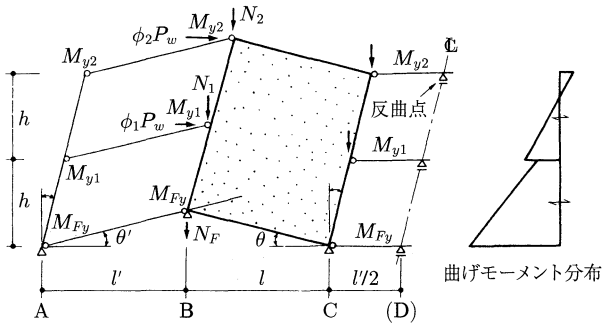
- 外力のなす仮想仕事：

$$\phi_1 \cdot P_w \cdot \theta \cdot h + \phi_2 \cdot P_w \cdot \theta \cdot (2h) - (N_F + N_1 + N_2) \cdot \theta \cdot l \quad (7.21)$$

- 塑性ヒンジのなす仕事：

$$M_{Fy}\{\theta' + (\theta + \theta') + \theta\} + M_{y1}\{\theta' + (\theta + \theta') + \theta\} + M_{y2}\{\theta' + (\theta + \theta') + \theta\} \quad (7.22)$$

両式から得られる仕事量は互いに等しいという条件から、浮き上がり基礎回転する耐震壁に働く単位外力  $P_w$  が計算できる。なお、この耐震壁が浮き上がり基礎回転を開始する前に曲げやせん断で破壊しないためには、図中に示した応力図(曲げモーメントと層せん断力)を完成させ、これが式 (7.17)~(7.20) までに示した曲げまたはせん断破壊時のそれぞれの終局強度以下であることを確認する必要がある。 ◀■



[記号の説明]

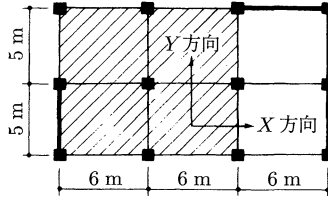
- $M_{y1}, M_{y2}, M_{Fy}$  : 境界梁の降伏モーメント
- $\phi_1, \phi_2$  : 外力の分布係数
- $P_w$  : 単位水平外力
- $N_1, N_2, N_F$  : 各階で壁が負担する重量

図 7.17 浮き上がり基礎回転壁の耐力 (新耐震指針・同解説)

演習問題 7

1. 図に示すような平面プランを有する 3 階建ての RC 構造がある。以下の設問に答えよ。
  - 1) 1 階の壁率を計算せよ。

- 2) 強震時 ( $C = 1$ ) の 1 階の均しのせん断応力度を求めよ.
- 3) 1 階の耐力時の層せん断力係数 (ベースシア係数  $C$ ) を略算せよ.



柱断面：50×50 cm, 壁厚：20 cm  
 1 階および 2 階平面図  
 3 階はハッチ部分のみ

2. 耐震壁の配置計画に際し、留意すべき点について説明せよ.
3. 開口率が同じであるとき、壁板の中央に開口が集中している場合と、両側の付帯ラーメン柱に沿ってスリット状に開口がある場合の力学特性の違いについて説明せよ.
4. 耐震壁が浮き上がり基礎回転するかどうかを判定するときに検討すべき事項について考察せよ.
5. 以下に示す語句の意味を簡単に説明せよ.

連層耐震壁    志賀マップ    付帯ラーメン    境界梁    等価開口周比