

第10章 耐震基準と構造設計例



建物の地震被害(左)と改修後(右)

キーワード 構造計画 構造計算 断面設計 鉛直荷重 設計用地震力 層せん断力係数 剛床仮定 新耐震設計法 1次設計 2次設計 設計ルート 保有水平耐力 層間変形角 形状制限 剛性率 偏心率

10.1 構造設計の仕組み

10.1.1 構造設計の手順

許容応力度設計法を例にして構造設計の代表的な手順を図 10.1 に示す。終局強度設計法の場合も、基本的にはこれと同じである。図の流れと記号にしたがって、手順の具体的な内容について説明する。

(1) 企画と調査

設計を始める前には、いろいろな調査が必要である。構造設計にとっては、建物の用途や法規上の制約条件などの他に、地盤の状態、地震の発生頻度や性質といった地域的な立地特性も入念に調べておく必要がある。

(2) 構造計画

(a) 設計の基本思想 建物の用途や機能性に応じ、使用性と安全性に対する目標(基本的な設計思想)を定め、可能な構造形態の中から設計思想を十分に満足できるような構造形式と使用材料を決定する。

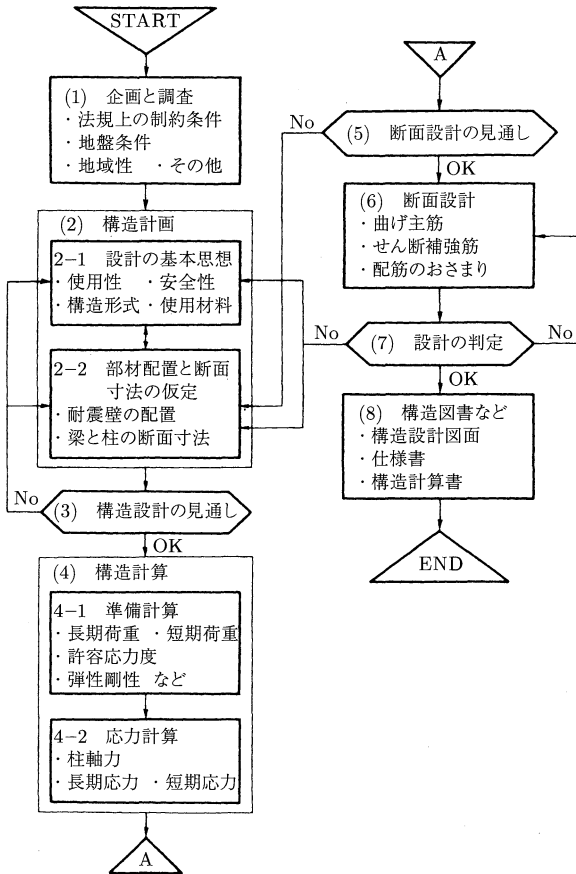


図 10.1 構造設計の手順

(b) 部材配置と断面寸法の仮定 構造計画のポイントは、梁・柱および耐震壁といった主要な構造部材を適切に配置し、これらの断面寸法を仮定することである。

(3) 構造設計の見通し

以下に続く構造計算と断面設計では、面倒な計算過程を経て初めて設計の可否が決まる。設計の手戻りと計算の繰返しを極力少なくするためには、略設計によって満足がいくまで構造計画に修正を加えることが肝要である。設計の見通しには、経験による知識が欠かせないが、合理的な構造計画をするために考慮すべき一般的な注意事項を 10.1.2 項に示しておく。

(4) 構造計算

(a) 準備計算 建物に作用する長期および短期の設計荷重を計算する。地震力は建物と地盤の振動特性に大きく影響されることから、この算定には特に細心の注意が必要である。次いで、部材や断面に生じる応力を求めるため部材の剛性、剛比などをあらかじめ計算しておく。

(b) 応力計算 柱軸力、曲げモーメント、せん断力といった長期および短期荷重時の部材応力を弾性解析によって計算する。建物は立体的に構成されているが、なじれを無視できないような特殊な場合を除き、各構面ごとに独立した平面骨組としてモデル化するのが普通である。弾性解析には、電算プログラムを利用するなど、いろいろな方法が考えられる。ただし、手計算による場合、鉛直荷重に対しては固定法が、水平力に対しては D 値法といった略算法がよく用いられる。

(5) 断面設計の見直し

断面設計は手間のかかる作業で、許容応力度設計法の条件を満足するように配筋を行った後、すべての部材断面について配筋のおさまり具合などを詳細に検討しなければならない。したがって、実際の設計では部材応力が比較的大きい幾つかの断面に対する略配筋を行い、あらかじめ配筋が可能であるかどうかを確かめておくのが賢明である。設計が不可能であると判断される場合は、構造計画の段階にまで戻り、部材の配置や断面寸法の仮定から設計をやり直す。

(6) 断面設計

曲げモーメントや軸力によって断面に生じる応力に対し、材軸方向に必要な主筋量(断面積)を計算し、この断面寸法に見合う適当な規格の鉄筋を選び、主筋本数を決める。これが、主筋の設計である(第3章および第4章参照)。主筋の設計は、それぞれ長期および短期荷重について行い、断面ごとにどちらか必要な主筋量が多い方をとる。地震力は正負に繰り返し働く力であるから、短期設計においては、荷重の作用方向別に両方から検討しなければならない。

曲げモーメントの勾配に伴うせん断力に対しては、せん断補強筋の設計を行う。この設計では、一般に短期荷重によって補強筋量が決まり、適当な規格の鉄筋を選ぶと、補強筋間隔が求められる(第5章参照)。

コンクリート断面内にある鉄筋の付着や定着を十分に確保するため、配筋詳細についていろいろな規定が設けられている。実際の設計では、これらの条件を考慮して、計算上必要な鉄筋本数をコンクリート断面内に適切な間隔で配筋しなければならない。これを、配筋のおさまりに対する検討という(第9章参照)。

(7) 設計の判定

設計の最終判定は、配筋のおさまり具合を参考にして行う。おさまりが悪いケースは、二通り考えられる。第一は、鉄筋本数が多過ぎて断面内におさまりきらない場合である。これは、部材配置が不適切で応力が一部の部材に集中したためか、仮定した断面寸法が小さ過ぎるかのいずれかの原因による。第二は、鉄筋本数が少な過ぎる場合である。これは、明らかに断面寸法が大き過ぎるため、経済的に不合理である。こうした判定結果に基づき、さまざまな設計の変更や手直しが必要となる。

(8) 構造図書など

構造設計の全過程(基本的な設計思想や計算仮定のすべてを含む)を構造図面や構造計算書などに記す。これらの資料をもとに確認申請などが行われる。

10.1.2 構造計画の考え方

(1) 構造計画のあり方

設計作業の大半は試行錯誤の無限ループの中にあり、その中からある判定基準を満足する可能な解を見つけ出すことが構造設計者の仕事である。試行回数を減らし、より良い解を得ることが、優れた構造設計の条件であり、自在な発想と合理的な構造計画が要求される。そのため、構造計画では設計作業を全般に渡って見通すことが必要で、構造力学・材料力学・振動力学などをはじめとする広い知識と経験が要求される。また、構造計画上の要求事項が、施主の意向や意匠・設備・施工計画などからの要求事項と相反する面も少なくない。構造設計者は、常に総合的な判断力と調整能力を養っておかなければならない。

(2) 合理的な構造計画

合理的な構造計画をするためには、一般に、以下の事項を考慮するとよい。部材の配置計画では、使用材料の特性や構造形式に見合う力の流れをよく理解し、平面的にも立面的にも偏りのない、バランスのとれた計画を心掛ける。次いで、建物規模と部材の配置から、荷重を大まかに予測することができる。そこで、長期荷重に対する使用性を第一に考慮し、弾性変形を制限するのに十分な剛性が確保できるように、部材の断面寸法を仮定する。短期荷重に対して所定の安全性を過不足なく確保するためには、一部の主要な骨組や部材を選び出し、簡単な構造計算と大ざっぱな配筋(総称して略設計と呼ぶ)を繰り返し試みるのが有効である。

(3) 略設計の考え方

構造計画における略設計の進め方の一例を以下に示す。

- 1) 柱スパン：6～9 m 程度とする。

- 2) 柱断面：鉛直荷重（およそ 10 kN/m^2 ）に対し，1階の柱軸力が終局耐力の20%程度になるように仮定する．終局時の1階柱の平均せん断応力度が 2 N/mm^2 程度となるように考えても良い．
- 3) 梁断面：梁せいは柱スパンの $1/10$ 程度とする．梁断面は，柱と梁の剛比（断面2次モーメント/材長）がほぼ $1:1$ （または，梁が若干小）となるように仮定する．
- 4) 柱応力：1階の層せん断力係数 C_1 を 0.2 ，層せん断力分布係数を A_i または逆三角形分布として水平せん断力を算定する（10.2.3項参照）．内柱と外柱の剛比を仮定して（例えば， $1:0.7$ 程度），各層の水平せん断力を各柱に割り振り，反曲点高さ比を 0.5 として，柱頭・柱脚モーメントを算定する．
- 5) 梁応力：接合部の上下柱の材端モーメントの平均値を梁端モーメントと仮定する．
- 6) 略配筋：各部材の最大応力に対し，仮定断面内に配筋が可能か調べる．

10.2 設計用の荷重

10.2.1 基本事項

建物にはいろいろな荷重が作用する．設計者は，これらのすべてを正しく評価し，必要に応じて適切に設計用荷重を算定しなければならない．構造計算で対象とする基本的な荷重を図10.2に示す．鉛直荷重には，固定荷重，積載荷重および積雪荷重があり，風荷重と地震荷重は，正負に繰り返す水平荷重である．長期および短期設計では，図中に示したようにこれらの荷重をそれぞれに組み合わせて用いる．荷重算定におい

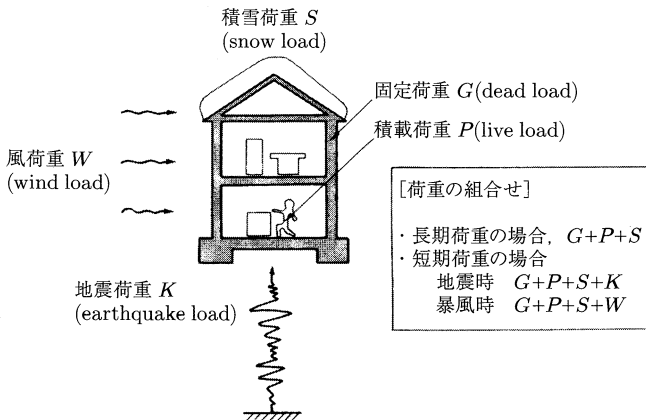


図 10.2 荷重の種類と組合せ

では、原則として、建築基準法施行令および建設省告示に規定された数値に基づく。この他にも、土圧力・水圧力・自己ひずみ応力、機械振動などを荷重の一部として考慮すべき場合があり、建物の状況に応じて適宜判断する。

一般的に、風圧力は地震力に比べてかなり小さい。このため、短期荷重の組合せとしては、地震力だけを考えることが多い。ただし、煙突などの特殊な設計では、暴風時に対する短期荷重の算定が必要になる場合もある。また、暴風と地震が同時に発生する事態も考えられるが、確率的には極めて小さく、設計では特に考慮しない。

構造計画の中で部材の断面寸法を仮定する際、鉛直荷重を概算する必要がある。目安となる平均単位床重量は、通常のRC構造で耐震壁が少ない骨組形式では 10 kN/m^2 程度であり、耐震壁が多い形式では $12\sim 14 \text{ kN/m}^2$ 程度である。

10.2.2 鉛直荷重の種類

(1) 固定荷重(死荷重)

固定荷重は、構造部材の重量に仕上材の重量を加えた、建物の自重に相当する移動しない鉛直荷重を表す。建物の規模、使用材料、および部材の断面寸法などから直接積算できる。ただし、荷重算定時には、接合部での重複計算に注意するなど、過不足がないように慎重な計算を心掛ける必要がある。

(2) 積載荷重(活荷重)

積載荷重は、床に載る固定されていないものの重量を表す。ばらつきや不確定の要素が大きく正確な算定は困難であるが、一般には建物の用途に応じて、単位床面積当たりの平均的な重量として与えられる。建築基準法施行令で定められた積載荷重の数値を表10.1に示す。特別な調査や検討が必要とされる場合を除き、これを設計に用いることができる。

表中の積載荷重は、位置による集中と分散の効果を考慮するため、同じ用途であっても構造計算の対象によって数値が異なる。例えば、床スラブは集中荷重の影響を最も強く受けるのに対し、地震力の算定では各層ごとの総重量のみが必要であるため、集中の影響が少ない。

(3) 積雪荷重

積雪荷重は、多雪地域とそれ以外の一般地域とで地域格差が大きく、実情に応じて検討しなければならない。建築基準法施行令によると、積雪の単位重量にその地方における垂直最深積雪量を乗じて積雪荷重を計算することになっており、単位積雪重量は一般地域で積雪 1 cm につき 20 N/m^2 以上、多雪地域では 30 N/m^2 としている。ただし、RC構造では固定荷重が比較的大きく、しかもスパン間隔がそれほど大きくないことから、積雪の影響は少ないと考えてよい。

表 10.1 積載荷重 (建築基準法施行令による)

室の種類		構造計算の対象			
		床の構造計算をする場合 [N/m ²]	大梁、柱または基礎の構造計算をする場合 [N/m ²]	地震力を計算する場合 [N/m ²]	
(1)	住宅の居室、住宅以外の建物における寝室または病室	1800	1300	600	
(2)	事務室	3000	1800	800	
(3)	教室	2300	2100	1100	
(4)	百貨店または店舗の売場	3000	2400	1300	
(5)	劇場、映画館、演芸場、観覧場、公会堂、集会場、その他これらに類する建築物の客席または集会室	固定席の場合	3000	2700	1600
		その他の場合	3600	3300	2100
(6)	自動車車庫および自動車通路	5500	4000	2000	
(7)	廊下、玄関または階段	(3) から (5) までに掲げる室に連絡するものについては、(5) の「その他の場合」の数値による。			
(8)	屋上広場またはバルコニー	(1) の数値による。ただし、学校または百貨店の用途に供する建築物にあっては、(4) の数値による。			

10.2.3 設計用地震力

(1) 地震力の考え方

地震による地表面の振動が建物に伝わり、これが建物を揺り動かす。大きな地震動は、通常数 10 秒間継続し、その間に建物の揺れはさまざまに増幅され、やがて減衰していく。増幅や減衰の程度は、建物の性質だけでなく地盤の性質によっても変化する。こうした揺れに対する性質を、広く応答特性と呼ぶ。地震力とは、主として慣性力を意味する動的な外力である。しかし、一般の設計では、慣性力をこれと等価な静的外力に置き換える。図 10.3 の左側は、建物の全質量を一点に集中させた振動モデルが地震力を受けて振動しているときの動的な釣合い状態の瞬間を示したものである。質量 m が加速度 α を受けたとき、質点には慣性力 $m\alpha$ が生じている。一方、図中央は外力 F が作用したときの静的な釣合い状態を示している。ここで、静的外力と慣性力を等しいと置くと、等価な地震力 F が次式で与えられる。

$$F = m \cdot \alpha \quad (10.1)$$

建物の重量が W であるとすると、質量 m は

$$m = W/g \quad (10.2)$$

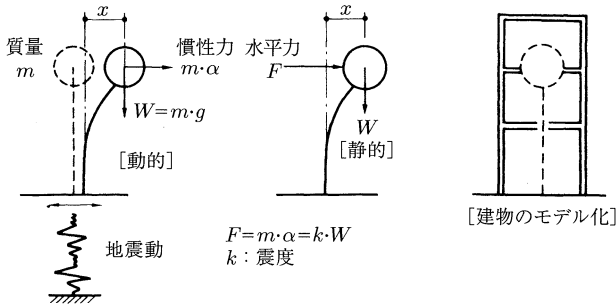


図 10.3 地震力と震度

ここで、 g は重力加速度 (980 cm/s^2) を表す。次に、式 (10.2) を式 (10.1) に代入すると、

$$F = (\alpha/g) \cdot W = k \cdot W \quad (10.3)$$

となる。加速度 α の重力加速度 g に対する比率 k を震度と呼ぶ。この震度を用いると、地震力 F は建物重量 W の k 倍として簡単に表すことができる。

建物は上下と水平の両方向から地震力を受けるが、上下方向の地震力は他の鉛直荷重と比較して相対的に小さく、設計上あまり問題とならない。一方、水平方向の地震力は、計算の便宜上、建物の長辺と短辺方向に別々に作用するものとする。また、一般の建物では天井や床の重量が大きく、地震力は床位置に集中荷重として働くものと考えてよい。階の中間に生ずる地震力は、上下の床に伝えられると仮定できるから、各階の重量を算定するときには、柱や壁といった鉛直部材の重量をあらかじめ上下の床に振り分けるようにする。

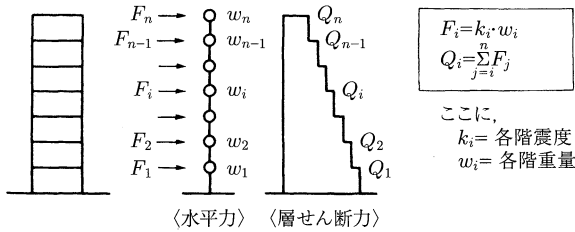
水平力に対する床の変形は、鉛直部材の水平たわみに比べてずっと小さいため、無視することができる。これを剛床の仮定といい、各階の鉛直部材はいずれも同一の水平たわみを受けると考えてよい。そして、地震力は床を通じて下の階の鉛直部材に伝わり、層せん断力として基礎にまで伝達される。

(2) 水平震度法と層せん断力係数法

震度の概念を用いた地震力の算定には、二通りの考え方がある。図 10.4 は水平震度法と呼ばれるもので、地震による水平力が次式により求められる。

$$F_i = k_i \cdot w_i \quad (10.4)$$

ここで、 k_i と w_i は各階ごとに定められる震度と層重量である。各階の層せん断力は、水平力を上の階から順に足し合わせて求めることができる。一方、図 10.5 は層せん断力係数法と呼ばれるもので、式 (10.5) より直接、各階の層せん断力が求められる。

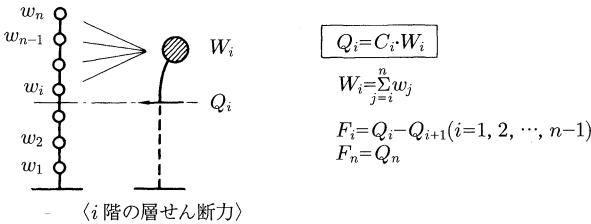


$$F_i = k_i \cdot w_i$$

$$Q_i = \sum_{j=i}^n F_j$$

ここに、
 k_i = 各階震度
 w_i = 各階重量

図 10.4 水平震度法



$$Q_i = C_i \cdot W_i$$

$$W_i = \sum_{j=i}^n w_j$$

$$F_i = Q_i - Q_{i+1} (i=1, 2, \dots, n-1)$$

$$F_n = Q_n$$

図 10.5 層せん断力係数法

$$Q_i = C_i \cdot W_i \tag{10.5}$$

ここで、 C_i が層せん断力係数である。また、 W_i は、ある階より上の建物重量を表している。各階の水平力は、上下階の層せん断力の差をとって求めることができる。

両者はよく似た形式であるが、地震力は基本的に図 10.3 のようにして静的外力に置き換えることから、ある層より上の質量を一点に集中させて考える層せん断力係数法の方が、より基本に忠実な考え方といえる。

(3) 設計用地震力

我が国の耐震設計基準では、設計用地震力を層せん断力係数法によって規定している。層せん断力係数の値は、地震の性質、建物や地盤の振動特性などの影響を考慮するため、次式で定義される。なお、建物の最下層の値はベースシア係数と呼ばれる。

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \tag{10.6}$$

ここに、 Z : 地震地域係数 (0.7~1.0)

R_t : 振動特性係数 (1.0 以下)

A_i : 層せん断力分布係数 (1.0 以上)

C_0 : 標準せん断力係数

(a) 地震地域係数 地震の活動状況に応じ、地震発生の危険度を地域別に表した低減係数である (図 10.6 参照)。危険度の高い地域を 1.0 とし、以下 0.7 までの 4 段階に分ける。

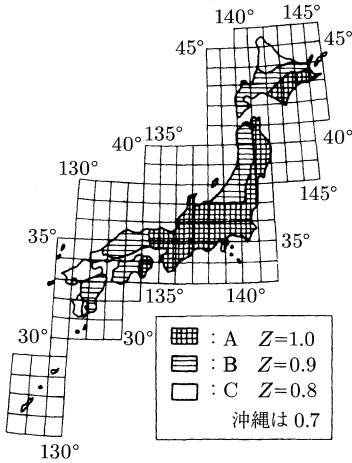


図 10.6 地震地域係数 (Z)
(新耐震構造計算指針・同解説)

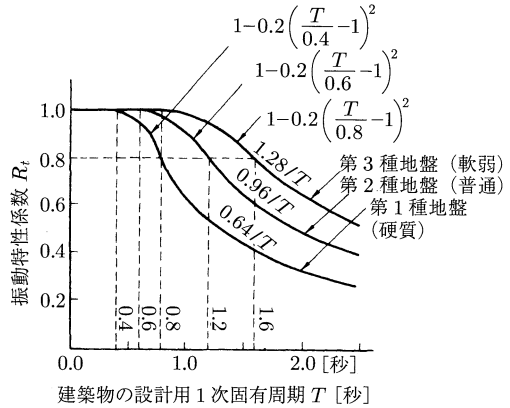


図 10.7 振動特性係数 R_t
(新耐震構造計算指針・同解説)

(b) 振動特性係数 地震波には共通した特徴があり，建物の固有周期がある程度以上に長くなると共振現象が起きにくくなり，建物に作用する地震力が相対的に小さくなると考えてよい．また，地盤の性質によっても地震力の大きさが異なる．この特性を設計に生かす仕組みが，振動特性係数と呼ばれるもので，地盤が良いほど，また建物の固有周期が長いほど層せん断力係数が小さくなるように定めた低減係数である (図 10.7 参照)．

なお，設計用 1 次固有周期 T [秒] は，次式によって求めることができる．

$$T = (0.02 + 0.01\alpha)h \tag{10.7}$$

ここに， h ：当該建築物の高さ [m]

α ：柱および梁の大部分が鉄骨造である階の高さの合計の h に対する比．

したがって純 RC 造では， $\alpha = 0$ ．

(c) 層せん断力分布係数 建物が剛であると仮定すると，地震時には並進運動となり，加速度は各階一定で，震度 (層せん断力係数) は高さ方向に沿って一様に分布すると考えることができる．しかし，普通の建物はしなうように振動するため，加速度は建物の固有周期が長いほど，上層で急速に大きくなる傾向がある．層せん断力分布係数は，この振動特性を考慮したもので，最下層を基準の 1.0 とし，上層では建物の固有周期に応じて大きな値としている (図 10.8 参照)．なお，分布係数にかかわらず，最下層の層せん断力 (ベースシア) は常に一定であることに注意しなければならない (すなわち， $A_1 = 1.0$)．

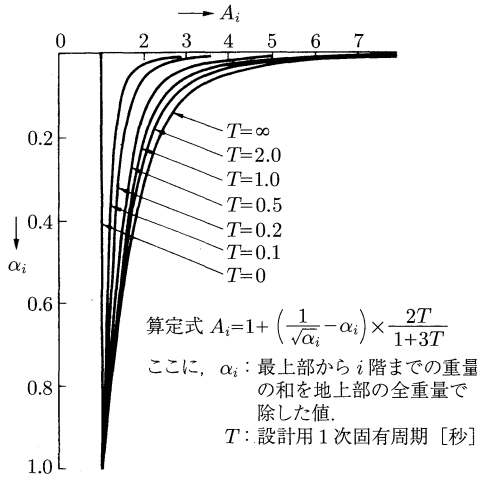


図 10.8 地震層せん断力係数の分布係数 A_i
 (新耐震構造計算指針・同解説)

(d) 標準せん断力係数 建物の最下層に働く層せん断力(ベースシア)の大きさを決める最も重要な数値が、標準せん断力係数と呼ばれるもので、建物に影響を及ぼす地震力の強さを表す指標である。我が国の耐震基準は、許容応力度設計法と終局強度設計法の 2 段階からなっており、前者に対しては 0.2、後者に対しては 1.0 と定められている。

【例題 10.1】 図に示す建物の終局強度設計用地震力を算定する。ただし、設計用 1 次固有周期 (T) は 0.2 秒とする。

- 1) 振動特性係数 R_t を求めよ。
- 2) 各階の層せん断力分布係数 (A_i) を求めよ。
- 3) 各階の層せん断力係数 (C_i) を求めよ。
- 4) 各階の層せん断力 (Q_i) および水平力 (F_i) を求めよ。

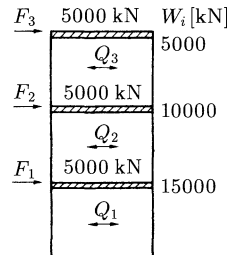
解

- 1) 図 10.7 より、地盤の状態にかかわらず、 $R_t = 1.0$
- 2) 図 10.8 中の算定式を用いる。

$$\alpha_3 = \frac{1}{3}, \quad \alpha_2 = \frac{2}{3},$$

$$A_3 = 1.35, \quad A_2 = 1.14, \quad A_1 = 1.0$$

- 3) 式 (10.6) を適用する。図中の条件より $Z = 1.0$ 。
 また、終局強度設計に対して



地震地域係数 : $Z = 1.0$

$$C_0 = 1.0. \quad \text{ゆえに} \quad C_3 = 1.35, \quad C_2 = 1.14, \quad C_1 = 1.0$$

4) 式 (10.5) を適用する.

$$Q_3 = 1.35 \times 5000 = 6750 \text{ kN}, \quad F_3 = 6750 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 1.14 \times 10000 = 11400 \text{ kN}, \quad F_2 = Q_2 - Q_3 = 4650 \text{ kN}$$

$$Q_1 = 1.0 \times 15000 = 15000 \text{ kN}, \quad F_1 = Q_1 - Q_2 = 3600 \text{ kN}$$

10.3 耐震基準の概要

10.3.1 設計の基本概念

我が国では関東大地震直後の1924年に世界で初めての耐震法規が制定され、改訂を重ねながらも基本的には許容応力度設計法を採用してきた。しかし、近年の地震被害調査結果から弾性設計法の欠点が指摘されるとともに、新しい技術や研究成果の蓄積を設計に直接反映させるために建築基準法の大改訂が行われ、1981年以降新しい思想に立脚した耐震設計法規（以下、簡単に新耐震設計法と呼ぶ）が施行されるようになった。

新耐震設計法は、従来の許容応力度設計法を踏襲した1次設計と、新しい考え方を取り入れた2次設計からなる数段階のスクリーニング方式により、構造物の性質に応じて簡単な設計ですむものから複雑な計算を必要とするものまで細分化している点に特徴がある。これにより、地震力に対して強度で十分抵抗できるような耐震壁の多い剛構造とするか、部材が降伏した後の変形や粘りに期待する純骨組の柔構造とするかなど、設計者の意図や技術レベルによって異なった設計手順を自由に選択することが可能である。

10.3.2 1次設計と2次設計

現行の耐震設計法に準拠した、RC造建物に対する設計の仕組みと流れを図10.9に示す。使用性と安全性に関する基本的な設計思想(1.5.2項(1))にしたがって、対象とする設計用地震力が異なるため、構造計算の性質上、1次設計と2次設計に大別して考えることができる。

実際には、高さが60m以下の一般的な建物に対しては、ルート①からルート③と呼ばれる三通りの設計手順があり、いろいろな判定条件にしたがって適切な構造設計ルートへと導かれる。ルートの番号が大きくなるにしたがって剛構造から柔構造へ指向し、終局強度理論に基づく高度な知識と複雑な構造計算が必要となる。なお、建物の梁間方向と桁行方向について独立に構造設計を行うが、方向別に異なったルート

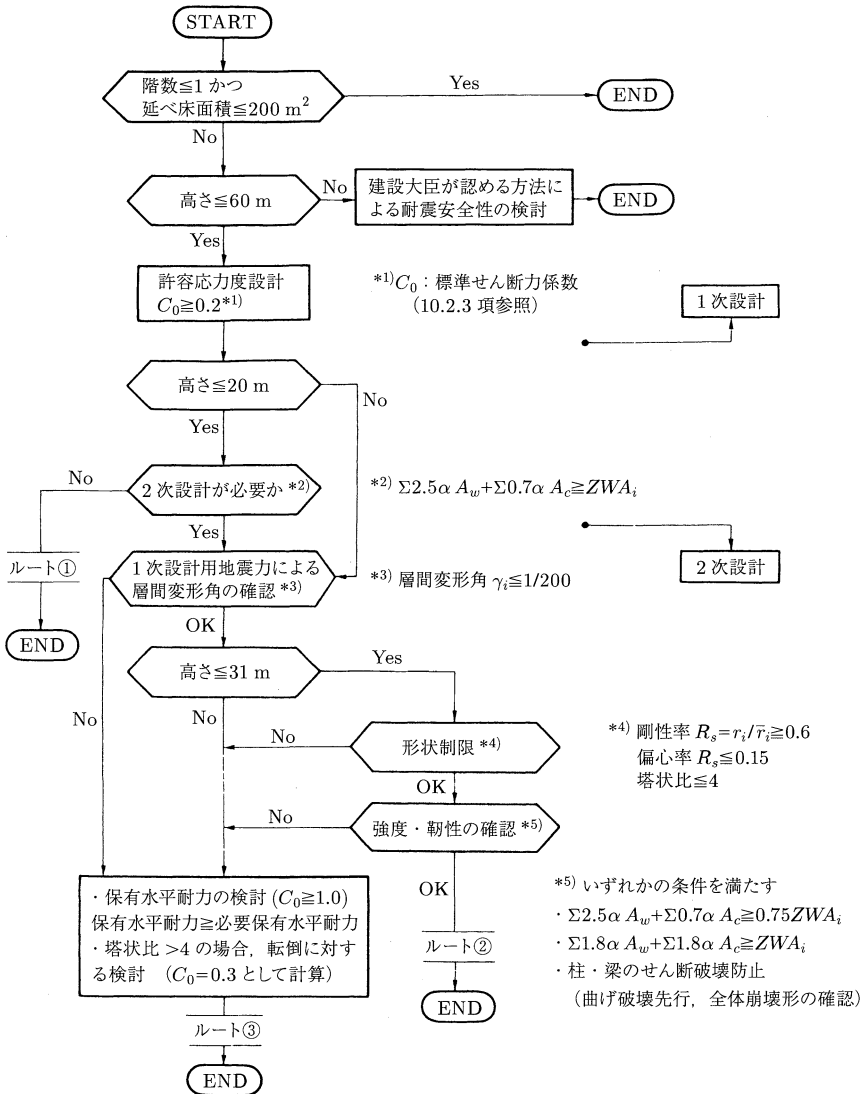


図 10.9 現行法規による設計の仕組みと流れ

を適用しても差し支えない。

(1) 1次設計の要点

1次設計は、比較的頻繁に発生する中小地震を対象としており、構造部材および非構造部材にも被害が生じないように許容応力度設計を行う。設計用地震力の算定には式(10.6)が適用され、標準せん断力係数は $C_0 = 0.2$ と定められている。

(2) 2次設計の要点

2次設計は、極めてまれにしか起こらない大地震を対象とし、部材に生じる局所的な損傷は許容するものの、建物は崩壊に至らず人命の保護と最低限の財産の保全を目標とした設計を行う。被災後の破壊をどの程度に抑えるのかという構造計画上の基本理念ともからみ、2次設計の具体的な設計法はさまざまである。しかし、本質的には終局強度理論に基づき、想定した極限状態における建物の保有水平耐力が、地震力と建物の振動特性から決まる必要保有水平耐力を上回るようにする先進的な考え方を導入したものである。設計用地震力の算定に用いる標準せん断力係数は、1次設計とは異なり $C_0 = 1.0$ である。

(3) 設計ルートの判定

常時の使用性に支障を来さないような最低限の強度と剛性を確保するため、必ず1次設計を行わなければならない。しかし、以下に示す条件の両方を満たす場合には、2次設計を省略することができる。これが、ルート①と呼ばれる設計法である。

(2次設計を必要としない判定式)

建物の高さが20 m以下である。

$$\sum 2.5\alpha A_w + \sum 0.7\alpha A_c \geq Z \cdot W_i \cdot A_i \quad (10.8)$$

ここに、 $\alpha = \sqrt{F_c/18}$ (ここに、 $\alpha \leq \sqrt{2}$ 、 F_c の単位はN/mm²)

A_w : 当該階で計算方向(梁間/桁行)にある耐震壁の水平断面積 [cm²]

A_c : 当該階の柱および計算方向にある雑壁の水平断面積 [cm²]

W_i : 当該階より上の建物重量 [N]

A_i : 層せん断力分布係数(10.2.3項参照)

Z : 地震地域係数(10.2.3項参照)

この判定式は、過去に起きた地震被害の調査結果などをもとにして定められたもので(7.1.2項参照)、1次設計終了時点において耐震壁などの鉛直部材により既に十分な強度と剛性が確保されている場合は、これ以上の計算をするまでもなく、大地震に対しても安全であると経験的に判定するものである。

上記の判定条件を満たさない場合は、何らかの2次設計を行わなければならない。しかし、後述する層間変形角や形状制限の規定により、立面・平面ともに比較的整形で地震に対する振動性状が明確であり、かつ、ある程度の強度と部材の靱(じん)性確保が確認できる場合(図10.9中の判定式*5)参照)には、2次設計を簡略化することが可能である。これが、ルート②と呼ばれる設計法である。

最後に残されたルート③と呼ばれる設計法では、靱性を重視した柔構造を対象としており、終局強度理論と極限解析を用いて建物の保有水平耐力を計算する本格的な塑

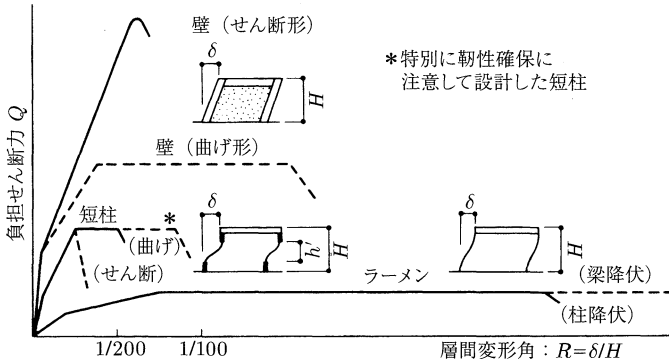


図 10.10 骨組 (部材) の種別と負担せん断力-層間変形角関係
 (日本建築学会関東支部「鉄筋コンクリート構造の設計」)

性設計を行わなければならない。建物の保有水平耐力を論じる際には、構成要素の靱性を正しく評価する必要がある。ここでは詳細な説明は割愛するが、参考のため、骨組 (部材) の種別に応じた負担せん断力と層間変形角との関係を図 10.10 に示しておく。

10.3.3 層間変形角の確認

ルート①により 2 次設計を必要としないと判定された建物は、大地震に対して強度で抵抗できる剛構造であり、変形に対する特別な配慮は不要である。一方、2 次設計の主旨は、大地震時に入力される地震エネルギーを主要構造部材の塑性設計や粘りによって消費されるエネルギーに吸収させようとするもので、基本的には弾性剛性の大小とは無縁のものである。しかし、このようにして設計された建物であっても、中小地震時において非構造部材などの損傷をできるだけ抑えるため、部材の変形を制限する必要がある。

2 次設計の第 1 段階として、許容応力度設計 (1 次設計) の際に計算された各層の層剛性 (横力分布係数: D 値) を用い、1 次設計用地震力に対して各階の層間変形角がいずれも 1/200 以下となることを確かめなければならない。ただし、外壁や設備機器などの非構造部材に著しい損傷が生じないように措置がなされている場合は、これを 1/120 以下としてもよい。

$$\delta_i = \frac{Q_i}{\sum D_i \cdot \frac{12E \cdot K_0}{h^2}} \tag{10.9}$$

$$\gamma_i = \frac{\delta_i}{h_i} \leq \frac{1}{200} \left(\text{or } \frac{1}{120} \right) \tag{10.10}$$

ここに、 Q_i : i 層の 1 次設計用層せん断力

$\sum D_i$: i 層の層剛性 (計算方向別の D 値の総和)

δ_i : i 層の層間変位

h_i : i 層の階高

γ_i : i 層の層間変形角

10.3.4 形状制限

剛性分布に大きな偏りがあると、地震エネルギーは建物の弱い部分に集中する傾向があり、その振動性状は非常に複雑になる。単純化した構造計算に基づく設計手法をこうした不規則な建物に適用すると、常に危険が伴う。この主旨から、ルート②で設計できる範囲を立面的にも平面的にも比較的整形な建物に制限する必要がある。

高さ方向の剛性分布を表す指標が剛性率であり、平面形状に関する剛性分布を表す指標が偏心率である。ここでは、こうした剛性のバランスを考えるための形状制限について述べる。

(1) 剛性率の制限

式(10.10)によって計算された層間変形角 γ_i の逆数を r_i とし、各階ごとに求められる r_i とその平均値 \bar{r} との比を剛性率 R_s と定義する。剛性率が 1.0 以上であれば、その階は変形しにくい。また、各階の剛性率は 1.0 近傍で均等に分布していることが望ましい。図 10.11 に示すように、ある階の剛性が上下階に比べて極端に小さい場合には、地震時に過大な変形が生じやすい。これを防ぐためには、高さ方向の剛性分布に適正なバランスを与える必要があり、ルート②で設計するためには各階の剛性率が少なくとも 0.6 以上であるように制限されている。すなわち、

$$R_{si} = \frac{r_i}{\bar{r}} \geq 0.6 \quad (10.11)$$

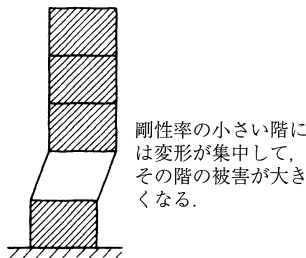


図 10.11 剛性率の小さな階への損傷の集中

(2) 偏心率の制限

地震力は各階の重心位置 (質量中心) に作用するのに対し、鉛直部材による水平反力の合力は剛心と呼ばれる位置に働く。耐震壁の配置が悪い場合など、重心と剛心間の

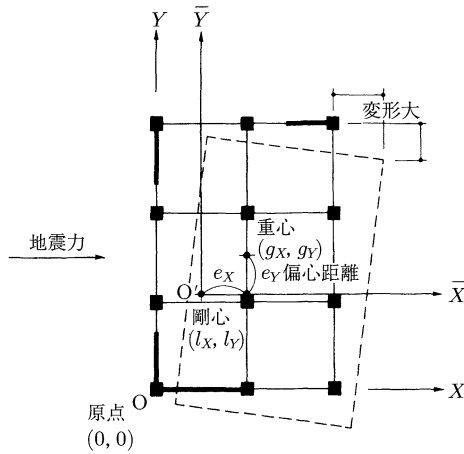


図 10.12 偏心の大きい建物(ねじれ振動)

ズレ(偏心距離 e)が大きくなると地震時にねじれ振動を起こし、図 10.12 に示すように剛性が小さい側の骨組に過大な変形が生じるおそれがある。ねじれ振動の起こしやすさを表す指標として、以下のように偏心率を定義する。偏心率は各階ごとに、かつ、各計算方向別に与えられ、ルート②で設計するためには、偏心率がいずれも 0.15 以下であるように制限されている。

(a) 偏心率の定義

$$R_{ex} = \frac{e_y}{r_{ex}}$$

$$R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}} \quad (10.12)$$

ここに、 e_x, e_y : 方向別の偏心距離 (図 10.12 参照)

r_{ex}, r_{ey} : 剛心回り弾力半径

式 (10.12) では、偏心率 R_{ex}, R_{ey} の方向を表す添字が偏心距離 e_x, e_y と逆になっている点に注意しなければならない。つまり、 $X(Y)$ 方向の剛性分布に由来するねじれやすさは、 $Y(X)$ 方向の偏心距離との関係で表されるのである。偏心率を定義する上で必要となる剛心位置、ねじれ剛性、および弾力半径の計算手順を以下に示す。

(b) 剛心位置の計算 図 10.12 に示すような任意の原点 O を持つ $X-Y$ 座標系を用いて、主要構造部材である耐震壁や柱の座標位置を (x, y) と表す。各部材の水平剛性を K_X および K_Y とすると、剛心の座標位置 (l_x, l_y) は、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} l_X &= \frac{\sum(K_Y \cdot x)}{\sum K_Y} \\ l_Y &= \frac{\sum(K_X \cdot y)}{\sum K_X} \end{aligned} \right\} \quad (10.13)$$

ここで、 \sum は計算方向に対して有効に働く耐震要素についての総和を表す。

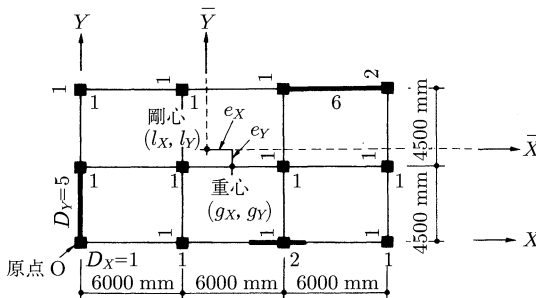
(c) **ねじれ剛性の計算** 剛心回りのねじれ剛性 K_T は式 (10.13) によって求めた剛心位置を新しい座標原点とする $\bar{X}-\bar{Y}$ 座標系を用い、以下のように計算する。

$$K_T = \sum(K_X \cdot \bar{y}^2) + \sum(K_Y \cdot \bar{x}^2) = I_X + I_Y \quad (10.14)$$

(d) **弾力半径の計算** X, Y 両方向の弾力半径は、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} r_{eX} &= \sqrt{\frac{K_T}{\sum K_X}} = \sqrt{\frac{\sum(K_X \cdot \bar{y}^2) + \sum(K_Y \cdot \bar{x}^2)}{\sum K_X}} \\ r_{eY} &= \sqrt{\frac{K_T}{\sum K_Y}} = \sqrt{\frac{\sum(K_X \cdot \bar{y}^2) + \sum(K_Y \cdot \bar{x}^2)}{\sum K_Y}} \end{aligned} \right\} \quad (10.15)$$

[例題 10.2] ある階の平面図上に、柱および耐震壁の座標位置とその水平剛性 (D 値、 D_X および D_Y) が示されている。偏心率を計算せよ。



(新耐震指針・同解説)

解 ・ 剛心位置の計算：

$$\begin{aligned} l_X &= \frac{\sum(D_Y \cdot x)}{\sum D_Y} \\ &= \frac{(1 \times 2 + 2) \times 18000 + 1 \times 3 \times 12000 + 1 \times 3 \times 6000}{1 \times 9 + 2 + 5} = 7875 \text{ [mm]} \\ l_Y &= \frac{\sum(D_X \cdot y)}{\sum D_X} = \frac{(1 \times 2 + 6) \times 9000 + 1 \times 4 \times 4500}{1 \times 9 + 6 + 2} = 5294 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

・ 偏心距離の計算：

$$\begin{aligned} e_x &= |l_x - g_x| = |7875 - 9000| = 1125 \text{ [mm]} \\ e_y &= |l_y - g_y| = |5294 - 4500| = 794 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

- 剛心回り ($\bar{X}-\bar{Y}$ 座標系) のねじれ剛性の計算 :

$$\begin{aligned}
 I_X &= \sum (D_X \cdot \bar{y}^2) \\
 &= (1 \times 2 + 6) \times (9000 - 5294)^2 + (1 \times 4) \times (4500 - 5294)^2 \\
 &\quad + (1 \times 3 + 2) \times 5294^2 = 2.525 \times 10^8 \text{ [mm}^2\text{]} \\
 I_Y &= \sum (D_Y \cdot \bar{x}^2) \\
 &= (1 \times 2 + 2) \times (18000 - 7875)^2 + (1 \times 3) \times (12000 - 7875)^2 \\
 &\quad + (1 \times 3) \times (6000 - 7875)^2 + (5 + 1) \times 7875^2 = 8.438 \times 10^8 \text{ [mm}^2\text{]} \\
 K_T &= I_X + I_Y = 10.96 \times 10^8 \text{ [mm}^2\text{]}
 \end{aligned}$$

- 弾力半径の計算 :

$$\begin{aligned}
 r_{ex} &= \sqrt{\frac{K_T}{\sum D_X}} = \sqrt{\frac{10.96 \times 10^8}{17}} = 8030 \text{ [mm]} \\
 r_{ey} &= \sqrt{\frac{K_T}{\sum D_Y}} = \sqrt{\frac{10.96 \times 10^8}{16}} = 8277 \text{ [mm]}
 \end{aligned}$$

- 偏心率の計算 :

$$\begin{aligned}
 R_{ex} &= \frac{e_y}{r_{ex}} = \frac{794}{8030} = 0.10 \\
 R_{ey} &= \frac{e_x}{r_{ey}} = \frac{1125}{8277} = 0.14
 \end{aligned}$$

(X, Y 両方向ともに, 偏心率の制限値 0.15 より小さい)

10.4 鉄筋コンクリート構造物の構造計算例

■▶ 構造計算書は, 次の7項目について誰が見てもわかるように作成する.

- 一般事項 : 建物の概要, 設計方針, 荷重表などを記載.
- 準備計算 : 梁, 柱の剛比の算定, 鉛直荷重時の M_0, Q_0 の算定, 柱軸力, 地震力などの算定.
- 応力計算 : 鉛直荷重時の応力算定, 水平荷重時の応力算定.
- ラーメン部材断面の算定 : 梁, 柱, 耐震壁断面の算定.
- 小梁, スラブ, 階段の設計 : ラーメン部材以外の断面の算定.
- 基礎の設計 : 基礎および基礎梁の断面の算定.
- 2次設計 : 強大な地震力に対する建物の安全性 (剛性率, 偏心率, 保有水平耐力) についての検討.

10.4.1 一般事項

■▶ 次のような一般事項を簡潔に記載する.

- 1) 建物の概要
- 2) 設計の方針
- 3) 使用材料および許容応力度
- 4) 断面の仮定
- 5) 構造概要図
- 6) 固定荷重、積載荷重の仮定
- 7) 床荷重の一覧

(1) 建物の概要 (図 10.13)

- 1) 工事名称：A 社事務所
- 2) 建築場所：東京近県とし、地盤は良質の堅い関東ローム (第 2 種地盤) と想定。
- 3) 用途：1 階、2 階とも事務所
- 4) 規模：地上 2 階建
- 5) 構造：鉄筋コンクリート造
- 6) 基礎：独立基礎
- 7) 仕上げ：

屋根：アスファルト防水	外壁：モルタルはけ引き
2F 床：モルタル下地 P タイル張り	間仕切：木造間仕切
1F 床：土間コンクリート P タイル張り	梁：コンクリート打放し
天井 (各階)：吸音テックス張り	柱：モルタル下地 プラスター仕上げ

(2) 設計の方針

- 1) 本計算は建築基準法、同施行令および日本建築学会の計算規準に従って行う。
- 2) 積雪荷重は短期荷重で 600 N/m^2 (積雪深さ：30 cm) とする。積雪荷重は積載荷重に比べて十分に小さいため構造計算上は無視する。風圧力は地震力に比べて小さいため水平力は地震力で計算する。
- 3) 部材応力は固定法、 D 値法など適切な解析法を用いて算定する。
- 4) 応力計算では剛域を考慮しないものとし、材端断面の設計用曲げモーメントは長期荷重時応力、水平荷重時応力とも節点曲げモーメントによる。
- 5) 柱脚は、基礎梁の剛比が柱に比べて大きいので固定とみなす。

なお、本計算例では、計算の流れをわかりやすくするため、以下の仮定を設けた。梁と柱の剛比、固定端モーメントおよび鉛直荷重時の柱軸方向力の計算に限って、柱に連なる階段壁の影響を無視する。また、階段部分には、階段がなく 2 階の床スラブで覆われているものと仮定する。

実設計では、階段室に連なる柱と梁の剛比計算、大梁の固定端モーメントの計算、小梁の算定などにおいて階段の影響を考慮する必要がある。

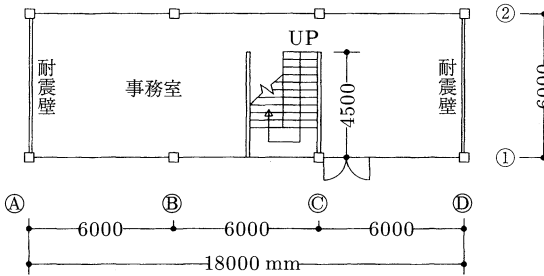
本計算例では、基礎の設計は省略する。

(3) 使用材料および許容応力度 (表 10.2)

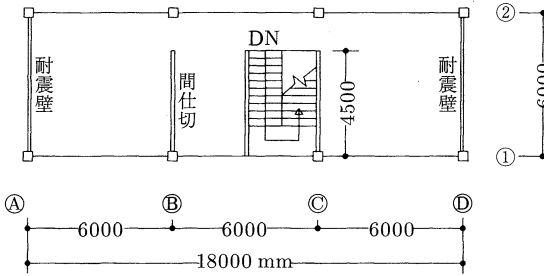
- 1) 使用材料

コンクリート：普通コンクリート，設計基準強度 $F_C = 21 \text{ N/mm}^2$

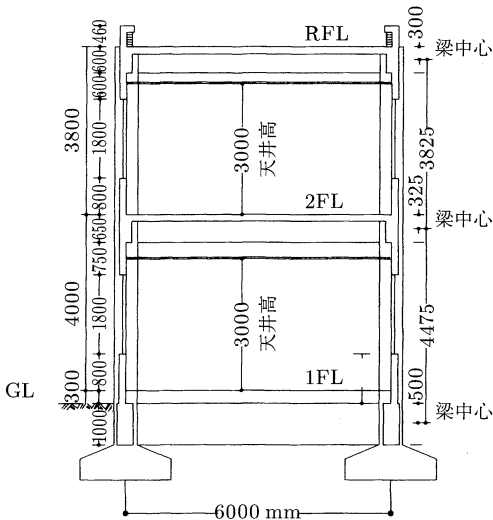
鉄筋：SD295A



(a) 1階平面図



(b) 2階平面図



(c) 断面図

図 10.13 建物の概要

2) 許容応力度

表 10.2 許容応力度

(単位: N/mm²)

	長期					短期				
	圧縮	引張	せん断	付着 f_a		圧縮	引張	せん断	付着 f_a	
	$r f_c$ f_c	f_t	$w f_t$ f_s	曲げ材 上端	その他	$r f_c$ f_c	f_t	$w f_t$ f_s	曲げ材 上端	その他
鉄筋 (SD295A)	200	200	200	0.8	1.0	295	295	295	1.2	1.5
鉄筋 (SD345)	220	220	200	0.8	1.0	345	345	345	1.2	1.5
コンクリート ($F_c = 24 \text{ N/mm}^2$)	8	-	0.74	-	-	16	-	1.11	-	-
地耐力 (f_e)	200 kN/m ²					400 kN/m ²				

(4) 断面の仮定

- 1) 大梁断面: R 階梁 300 mm × 600 mm, 2 階梁 300 mm × 650 mm
- 2) 小梁断面: 250 mm × 550 mm
- 3) 基礎梁断面: 400 mm × 1000 mm
- 4) 柱断面: 2 階柱 500 mm × 500 mm, 1 階柱 550 mm × 550 mm
- 5) スラブ断面: $t = 120 \text{ mm}$
- 6) 外壁断面: $t = 150 \text{ mm}$

柱断面は、大梁の剛性とのバランスを考慮して仮定した。したがって、柱軸力から略算される断面 (10.1.2 項参照) よりかなり大きい断面を仮定してある。

(5) 構造概要図 (図 10.14, 図 10.15)

- 記号のつけ方は、伏図の縦方向 1, 2, 3, …, 横方向に A, B, C, …, などとし、柱は C, 大梁は G, 小梁は B, 基礎は F, スラブは S などの記号で表す。
- 一般にいう階高と構造計算でいう階高が異なるので断面図を描いて明記する。

(6) 固定荷重, 積載荷重の仮定

(a) 単位当たりの重量 各部材の単位当たりの重量の主な基準値を表 10.3 に示す。

(b) 固定荷重の計算 本建物の屋根, 2 階床, 大梁, 小梁および階段の単位重量を表 10.3 の材料および各部仕上げ重量を用いて算定する。計算を省略した各部位の単位重量も合わせて表 10.4 に示す (図 10.16 参照)。

屋根

仕上げモルタル (厚さ 25 mm)	$0.02 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{mm} \times 25 \text{ mm}$	$= 0.50 \text{ kN/m}^2$
軽量コンクリート (厚さ 60 mm)	$0.017 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{mm} \times 60 \text{ mm}$	$= 1.02$
アスファルト防水層 (厚さ 9 mm)	$0.01 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{mm} \times 9 \text{ mm}$	$= 0.09$
均しモルタル (厚さ 15 mm)	$0.02 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{mm} \times 15 \text{ mm}$	$= 0.30$
床スラブ (厚さ 120 mm)	$0.024 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{mm} \times 120 \text{ mm}$	$= 2.88$
天井 (下地とも)		$= 0.15$

(合計) $4.94 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 5.0 \text{ kN/m}^2$

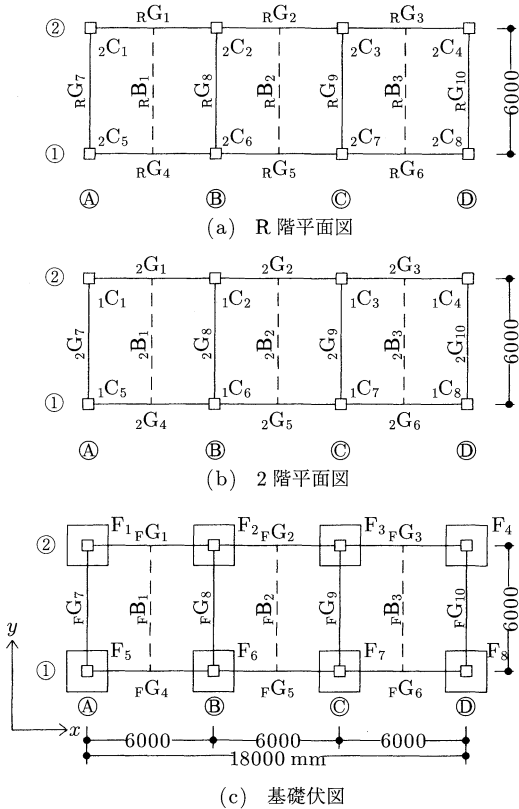


図 10.14 各階床伏図

2階床

P タイル		= 0.05 kN/m ²
均しモルタル (厚さ 30 mm)	0.02 kN/mm ² · mm × 30 mm	= 0.60
床スラブ (厚さ 120 mm)	0.024 kN/mm ² · mm × 120 mm	= 2.88
天井 (下地とも)		= 0.15
(合計)		3.68 kN/m ² → 3.7 kN/m ²

大梁自重

R 階 :	23.5 kN/m ³ × 0.3 m × (0.6 m - 0.12 m)	= 3.38 kN/m → 3.40 kN/m
2 階 :	23.5 kN/m ³ × 0.3 m × (0.65 m - 0.12 m)	= 3.74 kN/m → 3.80 kN/m
基礎梁 :	23.5 kN/m ³ × 0.4 m × 1 m	= 9.40 kN/m

小梁自重

23.5 kN/m ³ × 0.25 m × (0.55 m - 0.12 m)	= 2.53 kN/m → 2.60 kN/m
長さ 2.85 m で 2.53 kN/m × 2.85 m	= 7.21 kN → 7.30 kN

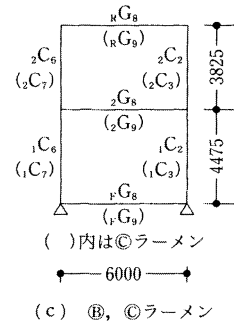
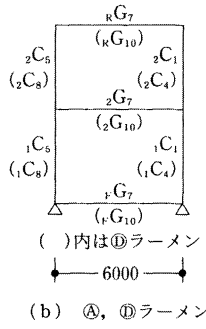
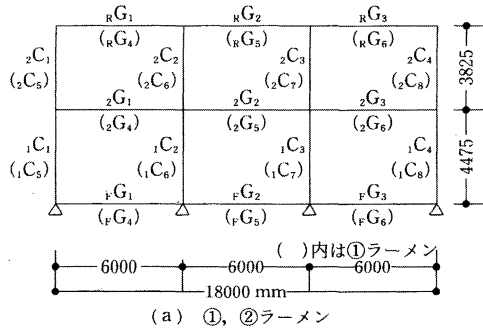


図 10.15 ラーメン軸線図

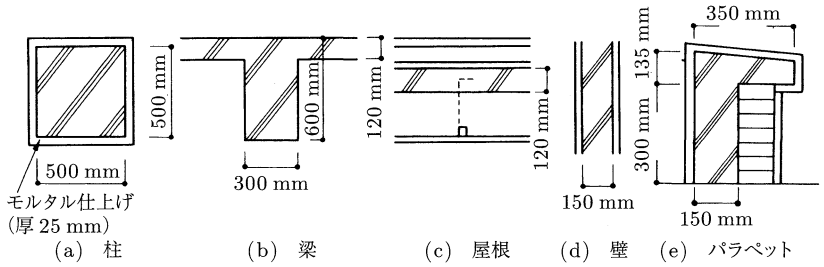


図 10.16 固定荷重の算定

階段 (蹴上げ 196 mm, 踏み面 270 mm; 傾き 0.73/1.0 → 斜面長 1.24)
 人造石とぎ出し (モルタル下地とも) $0.59 \times (270 + 196)/270 = 1.02 \text{ kN/m}^2$
 床スラブ (平均厚さ 200 mm) $0.024 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{mm} \times 200 \text{ mm} \times 1.24 = 5.95$
 天井 $0.29 \text{ kN/m}^2 \times 1.24 = 0.36$
 (合計) $7.33 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 7.4 \text{ kN/m}^2$

(c) **積載荷重** 積載荷重は、それぞれの建物の実状に応じて建築基準法同施行令の定める数値によって計算する (表 10.1 参照). 本建物は、事務所建築と見なされるので、表 10.5 の荷重表が得られる.

表 10.3 材料および各部仕上重量

材料および部材名	種類	重量	備考
土	通常状態	1.57 kN/m ³	
コンクリート	普通コンクリート	23.5 kN/m ³	鉄筋含む
	1種軽量コンクリート	19.6 kN/m ³	
	2種軽量コンクリート	16.7 kN/m ³	
天井	仕上げ板張り, 繊維板張り 合板または金属張り せっこうボード張り	0.15 kN/m ²	つり木, 受木およびその他の下地を含む
	木毛セメント板張り	0.20 kN/m ²	
	木造下地・モルタル塗り	0.59 kN/m ²	
	Pタイル	0.05 kN/m ²	
	モルタル塗り, 人造石張り, タイル張り	0.02 kN/m ² ・mm	
コンクリート造の 床・屋根・壁仕上材	アスファルト防水層	0.01 kN/m ² ・mm	下地を含む仕上げ厚さ 1 mm 当たり
	均しモルタル	0.02 kN/m ² ・mm	
	せっこうプラスター塗り	0.02 kN/m ² ・mm	厚さ 1 mm 当たり
	空洞コンクリートブロック 壁 (厚 10 cm)	1.08 kN/m ²	
	木造間仕切	0.39 kN/m ²	
間仕切壁	鋼製サッシ	0.39 kN/m ²	付属金具および塗装を含む
	鋼製ドア	0.34 kN/m ²	

表 10.4 固定荷重の単位重量表

部位	単位重量	部位	単位重量	部位	単位重量
屋根	5.0 kN/m ²	柱 1 階	8.3 kN/m	1 階たれ壁	3.5 kN/m
2 階床	3.7 kN/m ²	階段	7.4 kN/m ²	2 階サッシ	0.39 kN/m ²
R 階大梁自重	3.4 kN/m	外壁・耐震壁	4.6 kN/m ²	1 階腰壁	5.5 kN/m
小梁自重	2.6 kN/m	2 階たれ壁	2.8 kN/m	木造間仕切	0.39 kN/m ²
柱 2 階	7.0 kN/m	2 階腰壁	3.7 kN/m	パラベット	3.4 kN/m

表 10.5 積載荷重表 [kN/m²]

部位		床スラブ用	梁・柱・基礎用	地震力用
事務所	屋根	1.0	0.8	0.4
	床	3.0	1.8	0.8
	階段	3.0	1.8	0.8

(7) 床荷重

本建物の床荷重を表 10.6 にまとめて示す。



表 10.6 床荷重一覧 [kN/m²]

部位	床スラブ用			梁・柱・基礎用			地震力用		
	DL	LL	TL	DL	LL	TL	DL	LL	TL
屋根	5.0	1.0	6.0	5.0	0.8	5.8	5.0	0.4	5.4
床	3.7	3.0	6.7	3.7	1.8	5.5	3.7	0.8	4.5
階段	7.4	3.0	10.4	7.4	1.8	9.2	7.4	0.8	8.2

注) DL: 固定荷重, LL: 積載荷重, TL: 合計

10.4.2 準備計算

(1) 鉛直荷重時の C, M_0, Q_0 の算定

(a) C, M_0, Q_0 の算定方法

鉛直荷重時のラーメンの応力計算に必要な、梁の固定端モーメント (C)、単純梁としたときの中央部曲げモーメント (M_0) および単純梁としたときの材端せん断力 (Q_0) をあらかじめ次の要領で算定しておく。梁にかかる床荷重の負担面積の決め方は、図 10.17 のようにしている。

- $\lambda = l_y/l_x$ を求める (l_x および l_y はスラブの短辺および長辺のスパン長さ)。
- RC 規準の鉄筋コンクリート床梁応力計算図表などより、 $C/w, M_0/w, Q_0/w$ の値を決める。
- w (1 m² 当たりの床荷重) を用いて C, M_0, Q_0 を算定する (図 10.18)。

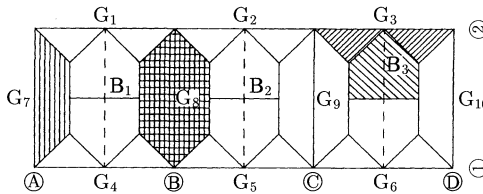
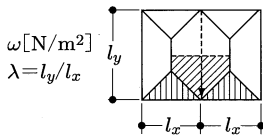


図 10.17 梁にかかる床荷重範囲の決め方



計算式(梁の両側にスラブがついている場合)

$$C = 2 \left(\frac{\lambda}{8} + \frac{5}{192} \right) \omega l_x^3$$

$$M_0 = \frac{\lambda}{2} \omega l_x^3$$

$$Q_0 = 2 \left(\frac{\lambda}{4} + \frac{1}{8} \right) \omega l_x^2$$

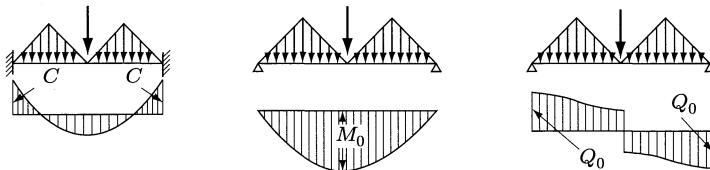
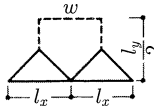
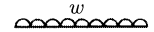



図 10.18 鉄筋コンクリート床梁応力計算式の一例

(b) 大梁の C, M_0, Q_0 大梁の C, M_0, Q_0 の計算例を表 10.7 に示す (A, B, C, D ラーメンは省略).

(c) 小梁の C, M_0, Q_0 小梁の C, M_0, Q_0 を求める (省略).

表 10.7 大梁の C, M_0, Q_0

ラ ー メン	階	梁	荷重状態	荷重 種別	l_x [m]	l_y [m]	λ	$\frac{C}{w}$	$\frac{M_0}{w}$	$\frac{Q_0}{w}$	$w \cdot w'$ W	C [kN·m]	M_0 [kN·m]	Q_0 [kN]							
①	R	R G ₁	A. 床	A	3	6	2	7.5	13.6	5.6	5.8	44	79	33							
				B	$C = wl^2/12 = 3.4 \times 6^2/12 = 10$ $M_0 = wl^2/8 = 3.4 \times 6^2/8 = 15$ $Q_0 = wl/2 = 3.4 \times 6/2 = 10$					3.4	10	15	10								
				C	$C = Wl/8 = 7.3 \times 6/8 = 5.5$ $M_0 = Wl/4 = 7.3 \times 6/4 = 11$ $Q_0 = W/2 = 7.3/2 = 3.7$					7.3	6	11	4								
			B. 大梁自重	D						パラベット	3.4										
			C. 小梁自重							垂れ壁	2.8										
			②	2	2 G ₁ { 2 G ₄ 2 G ₅ *1 2 G ₆	D. 壁						合計		6.2	19	28	19				
						合計							78	132	65						
						A						3	6	2	7.5	13.6	5.6	5.5	41	75	31
						B						$l = 6.0 \text{ m}$ (R 階と同じ)						3.8	11	17	11
			C		7.3	6	11	4													
D	サッシ*2						0.7														
腰壁						3.7															
垂れ壁						3.5	合計			7.9	24	36	24								
合計									82	139	70										

*1 2G₅ 梁に連なる床は階段のために一部欠損があるが、ここでは計算を簡略化するため階段を省略し、床があるとして計算した。実施設計では階段を考慮すること。

*2 2階のサッシ重量は、すべて2階の梁にかかるものとして計算した。

*3 耐震壁は連層耐震壁であるため、梁の曲げモーメント(長期)には影響しないものとする。

(2) 鉛直荷重時の柱軸方向力の算定

(a) 柱軸方向力の算定方法 鉛直荷重時の柱の軸方向力は、図 10.19 に示すように、各柱が相互の距離の 1/2 までの範囲を負担するものとしている。また、サッシ重量を除き軸方向力は各階中央位置で計算し、基礎の軸方向力には基礎梁自重を含めている。

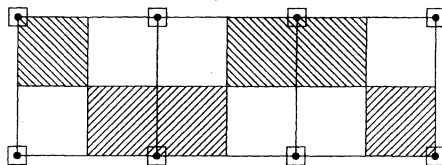


図 10.19 柱の負担面積範囲の決め方

(b) 柱軸方向力の算定結果 表 10.8 および図 10.20 に鉛直荷重時の柱軸方向力をまとめて示す。

表 10.8 鉛直荷重時の柱軸方向力

階	柱	W の計算				N = ∑ W [kN]
		荷重種別	単位荷重	×断面積または長さ	= W [kN]	
2	2C ₁ , 2C ₄	屋根床	5.8 kN/m ²	3 m × 3 m	52.2	133
	2C ₅ , 2C ₈	小梁	2.6 kN/m	(3 m - 0.15 m) × (1/2)	3.71	
		大梁 x	3.4 kN/m	3 m - 0.25 m	9.4	
		大梁 y	3.4 kN/m	3 m - 0.25 m	9.4	
		バラベット x	3.4 kN/m	3 m	10.2	
		バラベット y	3.4 kN/m	3 m	10.2	
		耐震壁 y	4.6 kN/m ²	(3 m - 0.25 m) × (3.8 m/2 - 0.60 m)	16.4	
		垂れ壁 x	2.8 kN/m	3 m - 0.25 m	7.7	
		柱 (2階)	7.0 kN/m	3.8 m/2	13.3	
					132.5	
	2C ₂ , 2C ₃ 2C ₆ , 2C ₇	(省略)	(省略)	(省略)		
					188.7	189
1	1C ₁ , 1C ₄ 1C ₅ , 1C ₈	(省略)	(省略)	(省略)		
					164.7	298
	1C ₂ , 1C ₃ 1C ₆ , 1C ₇	(省略)	(省略)	(省略)		
					210.9	400
基 礎	F ₁ , F ₄ F ₅ , F ₈	(省略)	(省略)	(省略)		
					113.6	412
	F ₂ , F ₃ F ₆ , F ₇	(省略)	(省略)	(省略)		
					127.5	528

[注] サッシ重量は、下部の梁で全て負担するものとする。

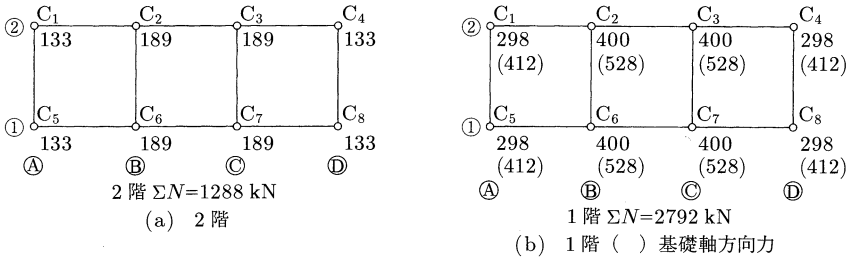


図 10.20 柱軸方向力の一覧

(3) 地震力算定用の建物重量

各階重量の算定にあたり、鉛直部材の重量は階の中央で分け、上下階に振り分ける (図 10.21 参照)。計算の内容と計算結果を表 10.9 に示す。

表 10.9 地震力算定用建物重量

階	W の計算				W _i [kN]
	荷重	単位重量	×面積または長さ	= W [kN]	
2	屋根床 (地震用)	5.4 kN/m ²	6 m × 18 m	583.2	1308
	小梁	2.6 kN/m	(6 m - 0.3 m) × 3 本	44.5	
	大梁 x	3.4 kN/m	(6 m - 0.5 m) × 6 本	112.2	
	大梁 y	3.4 kN/m	(6 m - 0.5 m) × 4 本	74.8	
	パラベット x	3.4 kN/m	18 m × 2 面	122.4	
	パラベット y	3.4 kN/m	6 m × 2 面	40.8	
	外壁 y	4.6 kN/m ²	(6 m - 0.5 m) × (3.8 m/2 - 0.60 m) × 2 面	65.8	
	垂れ壁 x	2.8 kN/m	(6 m - 0.5 m) × 6 枚	92.4	
	階段壁	4.6 kN/m ²	4.5 m × $\left(\frac{3.80 \text{ m}}{2} - 0.55\right) +$ 4.25 m × $\left(\frac{3.80 \text{ m}}{2} - 0.60\right)$	53.4	
	サッシ x	0.39 kN/m ²	(6 m - 0.5 m) × (3.8 m/2 - 1.20 m) × 6 面	9.0	
	柱 (2階)	7.0 kN/m	(3.8 m/2) × 8 本	106.4	
	木造間仕切	0.39 kN/m ²	(6 m - 0.5 m) × (3.8 m/2 - 0.6 m)	2.8	
		W _②	1307.4	1308	
1	(省略)	(省略)	(省略)		2927
			W _①	1619.6	

注) サッシの重量は階の中央で分け、上下階に振り分ける。

(4) 地震力の算定

(a) 地震力の算定方法 i 層に作用する層せん断力 Q_i は、同層の層せん断力係数 C_i と同層より上の建物重量 W_i との積として、次式のように与えられる。

$$Q_i = W_i \cdot C_i$$

ここで、 W_i および C_i は次のように計算される。

1) W_i の算定

柱重量を含む各階の重量を図 10.21 に示すように $W_{②}$ および $W_{①}$ とすると、 $W_2 = W_{②}$ および $W_1 = W_{①} + W_{②}$ となる。

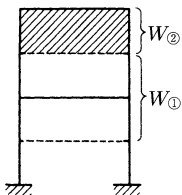


図 10.21 各階の重量

2) C_i の算定

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、 Z ：地域係数、本例では $Z = 1$ とする。

R_t ：振動特性係数（建築の設計用 1 次固有周期 T と地盤の種類によって決まる）

$T = h(0.02 + 0.01\alpha)$ （ここに鉄筋コンクリート造であるから $\alpha = 0$ ）

$$\therefore T = 8.1 \times 0.02 = 0.16 \text{ 秒}$$

また第 2 種地盤であるから、図 10.7 より、

$$\therefore R_t = 1$$

$$A_i = 1 + (1/\sqrt{\alpha_i} - \alpha_i)2T/(1 + 3T),$$

ここで、 α_i ：2 階の $\alpha_i = 1308/2927 = 0.45$ 、1 階の $\alpha_i = 1.0$

$$\therefore A_2 = 1 + (1/\sqrt{0.45} - 0.45) \times 2 \times 0.16 / (1 + 3 \times 0.16) = 1 + 1.04 \times 0.22 = 1.2$$

$$\therefore A_1 = 1 + (1/\sqrt{1} - 1) \times 2 \times 0.16 / (1 + 3 \times 0.16) = 1$$

C_0 ：標準層せん断力係数、 $C_0 = 0.2$ を採用する。

(b) 地震層せん断力の算定結果 表 10.10 に地震層せん断力 Q_i の算定結果を示す。

表 10.10 地震層せん断力の算定結果

	W_i	Z	R_t	A_i	C_0	C_i	$Q_i = W_i C_i$ [kN]
2 階	1308	1	1	1.2	0.2	0.24	314
1 階	2927	1	1	1	0.2	0.20	585

10.4.3 応力算定

(1) 鉛直荷重時ラーメン応力の算定

(a) 応力の算定方法

▶ 鉛直荷重時のラーメンの応力は、固定法など適切な解析方法を使って求める。

(b) 応力の算定結果 図 10.22 に鉛直荷重時のラーメン応力図を示す。

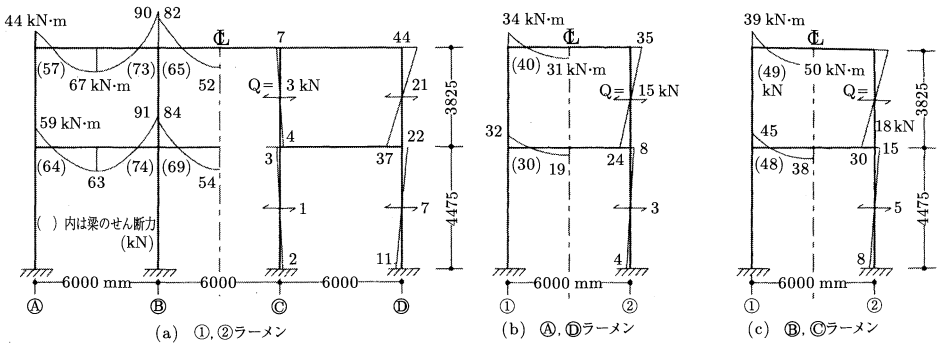


図 10.22 鉛直荷重時のラーメン応力図 (一例)

(2) 水平荷重時ラーメン応力の算定

(a) 応力の算定方法 水平荷重時の応力計算は、 D 値法など、適切な解析方法を使って求める。

(b) 水平力による柱の軸方向力 N の計算方法 梁のせん断力 Q_b による柱軸力は、次式で求められる (図 10.23 参照)。

$$\begin{aligned}
 N_1 &= bQ_1, & N_3 &= bQ_2 - bQ_3 \\
 N_2 &= bQ_1 - bQ_2, & N_4 &= bQ_3
 \end{aligned}$$

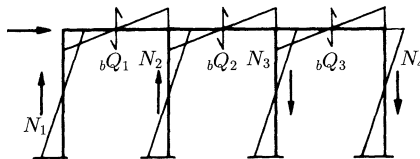


図 10.23 梁のせん断力と柱軸力の関係

(c) 応力の算定結果 図 10.24 に水平荷重時のラーメン応力図を示す。柱の軸方向力は、前項 (b) に示す方法で求める。計算結果は省略する。 ◀■

10.4.4 部材断面の算定

(1) 大梁の断面算定

■▶ 応力に基づいて断面を算定する。

(a) 断面の算定方法 梁断面の主筋量を算定する方法には、 $C = M/(b \cdot d^2)$ から図表を引いて p_t を求める方法と、 $a_t = M/(f_t \cdot j)$ の略算式を使う方法がある。本例では、前者の方法を用いる。

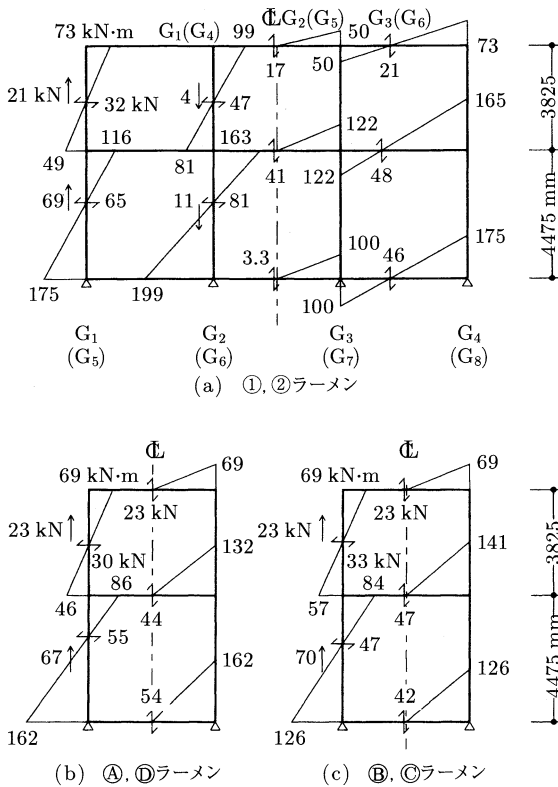


図 10.24 水平荷重時のラーメン応力図

1) 各梁に作用する応力 (表 10.11 参照)

① 長期曲げモーメント (長期と略記)

= 鉛直荷重時のラーメン応力図の大梁の曲げモーメント

② 水平荷重時の曲げモーメント (水平と略記)

- 端部曲げモーメント = 水平荷重時のラーメン応力図の大梁の曲げモーメント
- 中央部曲げモーメント = (両端部の曲げモーメントの差) ÷ 2

③ 短期曲げモーメント

- 端部断面の上端主筋算定用 = |長期上端| + |水平| (表中「上」の欄に記す)
 - 端部断面の下端主筋算定用 = |長期上端| - |水平| (表中、「下」の欄に記す)
 - 梁中央断面の下端主筋算定用 = |長期下端| + |水平| (表中、「下」の欄に記す)
- (ここに記号||は絶対値を表す)

表 10.11 中の「上」の欄は、梁の上端曲げ引張モーメントを、「下」は下端曲げ引張モーメントを示す。

④ せん断力

- 長期端部 Q_L = 大梁の Q_0 と両材端の曲げモーメントの差から生じるせん断力から求まる鉛直荷重時のせん断力 Q_b の値
- 水平 Q_E = 水平荷重時ラーメン応力図の大梁のせん断力
- 短期端部 Q_s = 長期端部 Q_L + ($\beta \times Q_E$)
(β : 水平荷重時せん断力の割増率, 本例では $\beta = 2$)

2) 大梁の断面算定 (表 10.11 参照)

- ① $\frac{M}{bd^2} = C$ を計算する。
 p_t は長期, 短期の両方の M から求め, 大きい方の値を採る. 端部の p_t は, ほとんど短期で決まるため, M には短期の値を用いて計算してある.
- ② 複筋比 $\gamma = \frac{a_c}{a_t}$ を仮定する。
通常, $\gamma = 0.4 \sim 0.6$ とする. ここでは $\gamma = 0.5$ としている.
- ③ 引張鉄筋比 p_t を図表より求める.
- ④ 引張鉄筋断面積 a_t を求める. $a_t = b \cdot d \cdot \frac{p_t}{100}$
- ⑤ 圧縮鉄筋断面積 a_c を求める. $a_c = \gamma \cdot a_t$
- ⑥ 主筋の径を決定し, 本数を RC 規準の付表より求める.
- ⑦ R 階および 2 階の大梁の梁端部の上端および中央の下端の鉄筋比は 0.4 % 以上とする. R 階および 2 階の大梁の主筋量は, 計算上は 2 本でよいものも, 安全を考慮して 3 本とするのが望ましい. 基礎梁の主筋量は計算上は 2 本でよいが, 不同沈下等に備えて 4 本 ($p_t \doteq 0.43\%$) とするのが望ましい. ①, ②, ③および ㉔ ラーメンの 2 階の梁の上端筋は, 計算上は 4-D22 となるが, 梁幅 30 cm 内に 4 本が収まらないので, 5-D22 とし, 上段に 3 本, 2 段目に 2 本入れる二段配筋とする.

3) あばら筋の算定 (表 10.11 下段参照)

- ① 短期のせん断力に対する割増し係数を 2.0 とし, 水平荷重時せん断力を 2 倍にして計算する. すなわち, 短期設計用せん断力は, $Q_D = Q_L + 2Q_E$ とする.
- ② コンクリートの長期 (L) と短期 (S) の許容せん断応力度を用いて, $f_s \cdot b \cdot j$ を計算する.
- ③ $\alpha = 1$ とし, $\alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j > Q_D$ の場合は, $p_w = 0.2\%$ でよい.
- ④ R 階および 2 階の梁のあばら筋には, 本例では D10 (あばら筋 1 組の断面積は, $a_w = 71 \text{ mm}^2 \times 2$) を使用する.

$p_w = 0.2\%$ の場合,

$$\text{あばら筋間隔 } x = \frac{a_w}{bp_w} = \frac{142 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \times \frac{0.2}{100}} = 286 \text{ mm} \rightarrow 150 \text{ mm} \text{ (構造制限 OK)}$$

基礎梁のあばら筋には, 安全をみて D13 \square をピッチ 150 mm で使用する.

- ⑤ $f_s \cdot b \cdot j < Q_D$ の場合は, コンクリートの許容せん断応力度 (f_s) の割増し係数 α を計算し, $\alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$ と Q_D を比較する.

表 10.11 大梁の断面算定例

ラーメン名称		①, ②ラーメンの一部						
梁記号		RG1, RG4		RG2, RG5				
位置		A端	中央	B端	B端	中央	C端	
曲げモーメント M [kN・m]	長期	上	-44		-90	-82		-82
		下		67			52	
	水平	±73	±12	±50	±50	0	±50	
	短期	上	117		140	132		132
下		29	79	-	-	52	-	
せん断力 Q [kN]	長期 (L)	57		73	65		65	
	水平	21		21	17		17	
	2×水平	42		42	34		34	
	短期 (S)	99		115	99		99	
断面	$b \cdot D$	300 × 600			300 × 600			
	d	525			525			
	j	459			459			
	$b \cdot d^2$ (× 10 ⁸)	0.83			0.83			
C [N/mm ²]	上	1.41		1.69	1.59		1.59	
	下	0.35	0.95 (L)	-	-	0.62 (L)	-	
p_t [%]	上	0.46		0.55	0.52		0.52	
	下	0.20	0.48	-	-	0.31 ^(0.40)	-	
a_t [mm ²]	上	725		866	819		819	
	下	315	756	-	-	630	-	
本数	上	3- D22	3- D22	3- D22	3- D22	3- D22	3- D22	
	下	3- D22	3- D22	3- D22	3- D22	3- D22	3- D22	
$f_s \cdot b \cdot j (L/S)$ [kN]		102/153			102/153			
α		1			1			
$\alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$ [kN]		102/153			102/153			
判定 ¹⁾		OK / OK		OK / OK				
p_w [%]		0.2			0.2			
あばら筋		D10@150			D10@150			

[注]

1) 判定：長期 (L) と短期 (S) について、 $\alpha f_s b_j > Q$ のとき OK。

表 10.12 大梁の断面算定例 (付着の検定)¹⁾

ラーメン		①, ②ラーメンの一部						
梁記号		RG1, RG4		RG2, RG5				
位置		A端	中央	B端	B端	中央	C端	
長期	M [kN・m]	上	-44		-90	-82		-82
		下		67			52	
短期	M [kN・m]	上	-117		-140	-132		-132
		下	29	79			52	
d [mm]		525			525			
j [mm]		459			459			
配筋	上	3-D22			3-D22			
	下	3-D22			3-D22			
鉄筋 [mm ²]	上	1161			1161			
	下	1161			1161			
存在応力	σ_t ²⁾	(長期)	83	126	169	154	98	154
		(短期)	219	54	148	263	248	98
許容付着応力度	長期 ²⁾ [N/mm ²]	上	0.8			0.8		
		下	1.0			1.0		
	短期 ²⁾ [N/mm ²]	上	1.2			1.2		
		下	1.5			1.5		
通し筋	C [mm]	上	60	60	60	60	60	60
		下	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4
	W [mm]	上	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4
		下	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22
	K 長期	上	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22
		下	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56
	K 短期	上	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56
		下	571				444	
	必要付着長さ ³⁾ [mm]	長期	上	647		777	732	732
		短期	上	128	350			231
付着長さ ⁴⁾ [mm]	上	3262	3000	3262	3262	3000	3262	
	下	3262	3000	3262	3262	3000	3262	
判定 ⁵⁾		OK	OK	OK	OK	OK	OK	

[注]

- 1) 本計算例では、通し配筋を原則としたためカットオフ筋の計算欄は省略した。カットオフ筋を使用する場合は、RC規準等の計算例を参照すること。
- 2) $\sigma_t = M/j / \sum a_t$ (付着検定用存在応力)
- 3) カットオフされた残りの鉄筋の必要付着長さを算定するとき、鉄筋の応力度は規格降伏点強度をとる。
- 4) 付着長さ = (クリアスパン + d)/2
- 5) 判定：(付着長さ) > (必要付着長さ + d) の場合に OK。

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

M : 梁の最大曲げモーメント [kN・m]

Q : 梁の最大せん断力 [kN]

d : 梁の有効せい [m]

4) 主筋の付着長さの算定

主筋の付着については必要な付着長さを求めて付着長さと比較する。付着長さは両端ヒンジ部材として求める。

短期存在応力度は、短期許容応力度として必要付着長さを求め、通し筋の付着長さは両端ヒンジを想定した付着長さ (RC 規準 16 条解説図を参照) から求める。

(b) 断面の算定結果 大梁の断面算定結果の一例を表 10.11 および表 10.12 に示す。なお、鉄筋は、主筋：SD345、あばら筋：SD295A としている。

(2) 柱の断面算定

(a) 断面の算定方法

1) 各柱に作用する応力

① 軸方向力

- 長期軸方向力 N_L = 鉛直荷重時柱軸方向力の値
- 水平荷重時軸方向力 N_E = 水平荷重時ラーメン応力図中の軸力 N の値
- 短期軸方向力 $= (N_L + N_E), (N_L - N_E)$ の両方の値

② 曲げモーメント

- 長期曲げモーメント M_L = 鉛直荷重時ラーメン応力図の柱の曲げモーメント
- 水平荷重時曲げモーメント M_E = 水平荷重時ラーメン応力図の柱の曲げモーメント
- 短期曲げモーメント $= (M_L + M_E), (M_L - M_E)$ の両方の値

③ せん断力

- Q_L = 鉛直荷重時ラーメン応力図の柱のせん断力
- Q_E = 水平荷重時ラーメン応力図の柱のせん断力
- $Q_S = Q_L + 2Q_E$

2) 柱の断面算定 (省略)

3) 帯筋の算定

- $f_s \cdot b \cdot j > Q_D$ であれば、 $p_w = 0.2\%$ でよい。

本例の柱は、すべて $f_s \cdot b \cdot j > Q_D$ となる。帯筋比を 0.2% とすると、D10 □ の帯筋を使うと、ピッチは 2 階柱で 14.3 cm、1 階柱では 13.0 cm となる。安全をみて、2 階柱で D10 □ ピッチ 10 cm、1 階柱で D13 □ ピッチ 10 cm とする。

(b) 断面の算定結果 柱の断面算定結果の一例を表 10.13 および表 10.14 に示す。なお、鉄筋は、主筋：SD345、帯筋：SD295A としている。

表 10.13 柱の設計応力および断面算定例 (主筋)

柱記号	階	方向	位置	長期			水平			短期			断面		長期			短期			a_t	(0.8%)	a_g	主筋本数
				N	M	Q_L	N	M	Q_E ($2Q_E$)	N	M	Q_s	$b \times D$	bD [10^6 mm^2] bD^2	$\frac{N}{bD}$	$\frac{M}{bD^2}$	p_t	$\frac{N}{bD}$	$\frac{M}{bD^2}$	p_t				
				[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[mm]	[10^6 mm^2]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[mm ²]	[mm ²]			
C ₁	2	x	T	133	44	21	21	73	32	154	117	500 × 500	2.50	0.53	0.35	0.1	0.62	0.94	0.25	625	2,000	8-D22		
			B		37	15	15	49	(64)	112	86		85				1.25	0.45	0.69	0.23			575	
C ₄	2	y	T	133	35	15	23	69	30	156	104	500 × 500	2.50	0.53	0.28	0.02	0.62	0.83	0.25	625	2,000	8-D22		
			B		24	15	23	46	(60)	110	70		75				1.25	0.44	0.56	0.23			575	
C ₅	1	x	T	298	22	7	69	116	65	367	138	550 × 550	3.03	0.98	0.13	-	1.21	0.83	0.17	515	2,420	8-D22		
			B		11	7	69	175	(130)	229	186		137				1.66	0.76	1.12	0.28			848	
C ₈	1	y	T	298	8	3	67	86	55	365	94	550 × 550	3.03	0.98	0.05	-	1.20	0.57	0.11	333	2,420	8-D22		
			B		4	3	67	162	(110)	231	166		113				1.66	0.76	1.00	0.24			727	

表 10.14 柱の設計応力および断面算定例 (せん断・付着)

柱記号	階	配筋		方向	位置	短期	判 ²⁾	柱の M_y (式 (4.21))				h'	Q_{D1}	$Q_{D2}^{3)}$	p_w	帯筋間隔	付着				
		柱頭	柱脚					$Q_A = f_s b j^{1)}$ [kN]	判定	a_t	$0.8a_t f_t D$						$\frac{N}{bDF_c}$	M_y	C	W	K
								[mm ²]	[kNm]	[kNm]	[m]	[kN]	[kN]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
C ₁	2	同左	同左	x	T	206	OK	コンクリートのみで負担できる。よって、せん断補強筋比 p_w は構造制限による。($p_w = 0.2\%$)				100	(2-D10)	0.2	100	110	38.1	2.4	805 + 500 = 1305	1850	OK
					B											110	38.1	2.4	805 + 500 = 1305	1850	OK
C ₄	2	同左	同左	y	T	254	OK	同上				100	(2-D10)	0.2	100	110	38.1	2.4	805 + 550 = 1355	2100	OK
					B											110	38.1	2.4	805 + 550 = 1355	2100	OK

[注] 1) 有効せい $d = D - 75 \text{ mm}$, $j = 7/8 (D - 75) = 372 \text{ mm}$ (2階柱), 416 mm (1階柱), 2) 短期のみで判定: $Q_A > Q_s$ の場合に OK, 3) 柱頭が梁降伏の場合, 4) 付着長さ = (クリアスパン + d)/2, 5) 判定: (付着長さ) > (必要付着長さ + d) の場合に OK. ここで, 存在応力には降伏応力を用いた.

表 10.15 柱の設計応力および断面算定 (柱-梁接合部)

柱 記 号	階 方 向	接合部 形状	接合部 ¹⁾ 形状係数 κ_A	短期許容せん断耐力			短期設計用せん断力							判 ¹⁴⁾ 定			
				柱せい ²⁾ D [mm]	b_j ²⁾ [mm]	Q_{AS} ³⁾ [kN]	柱高さ ⁴⁾ H [mm]	梁長さ ⁵⁾ L [mm]	梁平均応力 ⁶⁾ 中心距離 j [mm]	ξ ⁷⁾	上下柱の ⁸⁾ 短期設計用 せん断力の 平均 Q_D [kN]	a_t ⁹⁾ [mm ²]	a_b ¹⁰⁾ [mm ²]		Q_{Dj1} ¹¹⁾ [kN]	Q_{Dj2} ¹²⁾ [kN]	Q_{Dj} ¹³⁾ [kN]
C_1	2	x	3	500	400	336	1913	6000	459	0.262	85	1161	0	296	239	239	OK
C_4		y			400	336	1913	6000	459	0.262	75	1161	0	296	211	211	OK
C_5	1	x	5	550	425	713	4150	6000	503	0.133	111	1161	0	347	724	347	OK
C_8		y			425	713	4150	6000	503	0.133	94	1161	0	347	613	347	OK

* 両端梁の降伏モーメントの和、降伏モーメントは略算式によった。($M_y = 0.9\sigma_y a_t d$)

- 1) 接合部形状係数 κ_A (十形：10, T形：7, 卜形：5, L形：3).
- 2) 接合部の有効幅 b_j ：梁と柱の平均幅.
- 3) Q_{AS} ：接合部の短期許容せん断耐力 $Q_{AS} = \kappa_A(f_s - 0.5)b_j \cdot D$, f_s ：コンクリートの短期許容せん断応力度 ($F_c 24 \rightarrow f_s = 1.11$).
- 4) H ：柱高さ (上下の柱の平均高さ, 最上階は柱高さの 1/2, 柱高さは階高をとる).
- 5) L ：梁長さ (左右の梁の平均長さ, 梁長さは柱中心間距離をとる).
- 6) j ：梁平均応力中心間距離 (左右の梁の平均値).
- 7) $\xi = \frac{j}{H \left(1 - \frac{D}{L}\right)}$.
- 8) 最上階の柱はその柱のせん断力を採用する.
- 9) a_t ：一方の梁の上端筋の断面積.
- 10) a_b ：9) で用いた梁と反対側の梁の下端筋の断面積.
- 11) RC 規準 15 条 (11) 式 (接合部の短期設計用せん断力), $Q_{Dj1} = \sigma_y(a_t + a_b)(1 - \xi)$, SD345 使用.
- 12) RC 規準 15 条 (12) 式 (接合部の短期設計用せん断力), $Q_{Dj2} = Q_D \frac{1 - \xi}{\xi}$.
- 13) Q_{Dj} ：接合部の短期設計用せん断力, Q_{Dj1} と Q_{Dj2} の内の小さい方の値を採用する.
- 14) 判定： $Q_{AS} > Q_{Dj}$ の場合に OK.


(3) 柱-梁接合部の断面算定

柱-梁接合部の検討では、 Q_D を上下柱の短期設計用せん断力の平均値から求めた Q_{Dj1} と Q_{AS} との比較を行う。不足する場合は梁降伏から求まる Q_{Dj2} との比較を行う。それでも不足する場合は断面の変更を行う。接合部内の配筋は柱のせん断補強筋間隔の1.5倍とする。

表 10.15 に柱-梁接合部の断面算定の一例を示す。

10.4.5 2次設計

(1) 層間変形角 (θ) の検討

(a) 柱の軸方向力  柱の軸方向力の一覧を図 10.25 に示す (図 10.20 より)。

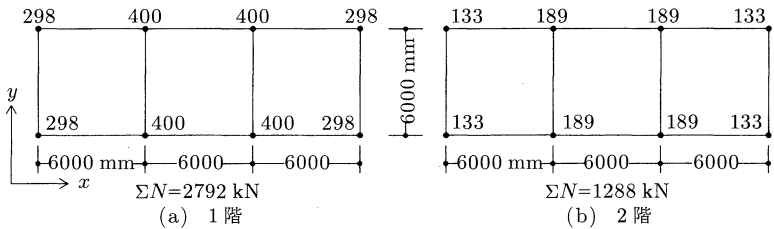


図 10.25 柱の軸方向力

(b) 計算用階高 計算用階高を図 10.26 に示す。

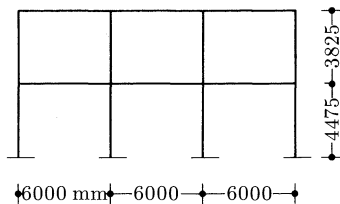


図 10.26 計算用階高

(c) 柱および耐震壁の分担率 D 値法によって求めた柱および耐震壁の分担率を図 10.27 に示す。本計算例では、水平荷重時の応力計算は適切な解析法を使って求めることにしているが、各階の D 値の合計 $\sum D$ の値については、 D 値法以外の方法で求めてもよい。 D 値法については、日本建築学会の RC 規準を参照されたい。

(d) 地震層せん断力 地震層せん断力は、表 10.10 より、以下の値が求められている。

- 2階 314 kN
- 1階 585 kN

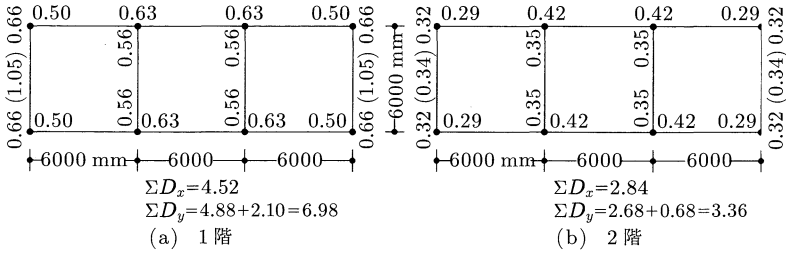


図 10.27 柱および耐震壁の分担率 (() は耐震壁)

(e) 層間変形角 (θ) 表 10.16 に層間変形角の算定結果を示す。この結果、層間変形角は各階とも $1/200$ 以下であることが確かめられる。

$$\theta = \frac{\delta}{h}, \quad \delta_n = \frac{Q_n}{\sum D_n} \cdot \frac{h_n^2}{12EK_0}, \quad E = 23 \text{ kN/mm}^2, \quad K_0 = 1.7 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

表 10.16 層間変形角の検討結果

方向	階	$\sum D$	h [m]	$12EK_0/h^2$ [kN/mm]	$\sum D \cdot 12EK_0/h^2$ [kN/mm]	Q [kN]	δ [mm]	$\theta = \delta/h$	判定
x	2	2.84	3.83	31.9	90.6	314	3.47	1/1104	OK
	1	4.52	4.48	23.3	105.3	585	5.56	1/806	OK
y	2	3.35	3.83	31.9	106.9	314	2.94	1/1303	OK
	1	6.97	4.48	23.3	162.4	585	3.60	1/1244	OK

(2) 剛性率 (R_s) の検討

表 10.17 に剛性率の計算結果を示す。この結果、剛性率はいずれも 0.6 以上であることが確かめられる。

表 10.17 剛性率の検討結果

方向	階	θ	r_s	\bar{r}_s	$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$	判定
x	2	1/1104	1104	$(1104 + 806)/2 = 955$	1.16 (> 0.6)	OK
	1	1/806	806	955	0.84 (> 0.6)	OK
y	2	1/1303	1303	$(1303 + 1244)/2 = 1274$	1.02 (> 0.6)	OK
	1	1/1244	1244	1274	0.98 (> 0.6)	OK

(3) 偏心率 (R_e) の検討 (図 10.28)

1) 重心位置 (g_x, g_y): 柱の軸方向力より求める。

$$2 \text{ 階: } g_x = \{(133 + 133) \text{ kN} \times 18000 \text{ mm} + (189 + 189) \text{ kN} \times 12000 \text{ mm} + (189 + 189) \text{ kN} \times 6000 \text{ mm}\} \div 1288 \text{ mm} = 9000 \text{ mm}$$

$$g_y = \{(133 + 189 + 189 + 133) \text{ kN} \times 6000 \text{ mm}\} \div 1288 \text{ kN} = 3000 \text{ mm}$$

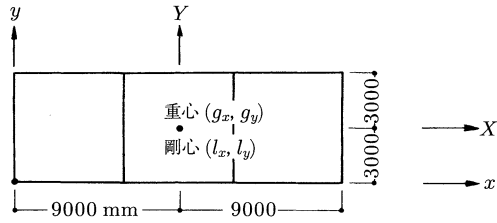


図 10.28 偏心率の検討

$$1 \text{ 階} : g_x = \{(298 + 298) \text{ kN} \times 18000 \text{ mm} + (400 + 400) \text{ kN} \times 12000 \text{ mm} \\ + (400 + 400) \text{ kN} \times 6000 \text{ mm}\} \div 2792 \text{ mm} = 9000 \text{ mm}$$

$$g_y = \{(298 + 400 + 400 + 298) \text{ kN} \times 6000 \text{ mm}\} \div 2792 \text{ kN} \\ = 3000 \text{ mm}$$

2) 剛心位置 (l_x, l_y) : 柱と壁の D 値 (D_x, D_y) より求める.

$$2 \text{ 階} : l_x = \{(0.32 + 0.34 + 0.32) \times 18000 \text{ mm} + (0.35 + 0.35) \times 12000 \text{ mm} \\ + (0.35 + 0.35) \times 6000 \text{ mm}\} / 3.36 = 9000 \text{ mm}$$

$$l_y = \{(0.29 + 0.42 + 0.42 + 0.29) \times 6000 \text{ mm}\} / 2.84 = 3000 \text{ mm}$$

$$1 \text{ 階} : l_x = \{(0.66 + 1.05 + 0.66) \times 18000 \text{ mm} + (0.56 + 0.56) \times 12000 \text{ mm} \\ + (0.56 + 0.56) \times 6000 \text{ mm}\} / 6.98 = 9000 \text{ mm}$$

$$l_y = \{(0.5 + 0.63 + 0.63 + 0.5) \times 6000 \text{ mm}\} / 4.52 = 3000 \text{ mm}$$

3) 偏心距離 (e) : $e = g - l$

$$2 \text{ 階} : e_x = 9000 \text{ mm} - 9000 \text{ mm} = 0, e_y = 3000 \text{ mm} - 3000 \text{ mm} = 0$$

$$1 \text{ 階} : e_x = 9000 \text{ mm} - 9000 \text{ mm} = 0, e_y = 3000 \text{ mm} - 3000 \text{ mm} = 0$$

\therefore 偏心距離 $(e_x, e_y) = (0, 0)$

4) 剛心回りのねじれ剛性 (K_T) : X - Y 座標系で求める.

$$2 \text{ 階} : \sum (D_x Y^2) = (0.29 + 0.42 + 0.42 + 0.29) \times 3000^2 \text{ mm} \times 2 \\ = 2.56 \times 10^7$$

$$\sum (D_y X^2) = \{(0.32 + 0.34 + 0.32) \times 9000^2 \text{ mm} + (0.35 + 0.35) \\ \times 3000^2 \text{ mm}\} \times 2 \\ = 17.14 \times 10^7$$

$$1 \text{ 階} : \sum (D_x Y^2) = \{(0.50 + 0.63 + 0.63 + 0.5) \times 3000^2 \text{ mm}\} \times 2 \\ = 4.07 \times 10^7$$

$$\sum (D_y X^2) = \{(0.66 + 1.05 + 0.66) \times 9000^2 \text{ mm} + (0.56 + 0.56) \\ \times 3000^2 \text{ mm}\} \times 2 \\ = 40.41 \times 10^7$$

$$\therefore 2 \text{ 階} : K_T = (2.56 + 17.14) \times 10^7 = 19.70 \times 10^7$$

$$1 \text{ 階} : K_T = (4.07 + 40.41) \times 10^7 = 44.48 \times 10^7$$

5) 弾力半径 (r_e)

$$2 \text{ 階} : r_{ex} = \sqrt{\frac{19.70 \times 10^7}{2.84}} = 8329 \text{ mm}, \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{19.70 \times 10^7}{3.36}} = 7657 \text{ mm}$$

$$1 \text{ 階} : r_{ex} = \sqrt{\frac{44.48 \times 10^7}{4.52}} = 9920 \text{ mm}, \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{44.48 \times 10^7}{6.98}} = 7983 \text{ mm}$$

6) 偏心率 (R_e) ($R_e = e/r_e$)

$e = 0$ のため、 R_e は x 方向、 y 方向ともにゼロとなり安全である。

(4) 保有水平耐力の検討

本計算例の RC 造 2 階建の建物は、高さ 31m 以下、剛性率 60 % 以上、偏心率 15 % 以下であるため、保有水平耐力の計算を必要とする設計ルートを通らないので、許容応力度設計のみで構造設計が完了する。

保有水平耐力の検討は省略する。



演習問題 10

1. RC 建物の構造計画における略設計の考え方を説明せよ。
2. 構造設計の際に考慮すべき荷重を挙げ、その組合せについて説明せよ。
3. RC 建物の 1 次設計と 2 次設計の流れを説明せよ。
4. 構造計算書に掲載すべき主な項目を挙げよ。