



ひとりですべる

RC造建築物の構造計算演習帳

【許容応力度計算編】

著=椋山健二・楠 浩一

一般財団法人日本建築センター

目次

序章

I . はじめに	3
II . 構造設計フローと本書の構成	4
III . 本書の使い方	5
IV . 注意事項	6

第1章 一般事項

1.1 モデルプランと構造計算の方針	9
1.1.1 モデルプランの概要	
1.1.2 平面図・断面図	
1.1.3 部材の断面寸法とラーメン図	
1.1.4 建築物各部の仕上げ	
1.1.5 構造計算の方針	
1.2 使用材料と許容応力度	15
1.2.1 コンクリートと鉄筋の種類と材料定数	
1.2.2 許容応力度	
1.3 固定荷重・積載荷重の仮定	19
1.3.1 床の単位荷重	
1.3.2 梁・柱の単位重量	
【ひとりでやってみよう1 梁及び柱の単位重量を求めます。】	
1.3.3 パラペットの単位重量	
1.3.4 カーテンウォールの単位荷重	

第2章 準備計算

2.1 ラーメン材の剛比	25
2.1.1 T形梁の有効幅	
【ひとりでやってみよう2 大梁の有効幅を求めます。】	
2.1.2 梁の剛比	
【ひとりでやってみよう3 梁の剛比を求めます。】	
2.1.3 柱の剛比	
【ひとりでやってみよう4 柱の剛比を求めます。】	
2.1.4 剛比の一覧	
2.2 鉛直荷重時の C 、 M_0 、 Q_0	33
【ひとりでやってみよう5 梁の C 、 M_0 、 Q_0 を求めます。】	
2.3 鉛直荷重時柱軸方向力	39
2.4 各柱の荷重の拾い方 (C_1 柱2階の場合)	39
2.4.1 荷重を拾う際の注意	
【ひとりでやってみよう6 柱に作用する柱軸方向力を求めます。】	
2.4.2 積載荷重の低減	

2.5 地震力の算定	44
2.5.1 各階の重量	
【ひとりでやってみよう7 地震力を計算するための各階の重量を求めます。】	
2.5.2 地震層せん断力の算定	
【ひとりでやってみよう8 各階に作用する地震用せん断力を求めます。】	

第3章 鉛直荷重時応力の算定

3.1 算定の方針	59
3.2 固定法の基本事項	59
3.3 固定法の手順	60
3.4 固定法による曲げモーメントとせん断力の分布	63
【ひとりでやってみよう9 固定法を使って鉛直荷重時の材端曲げモーメントを求めます。】	
【ひとりでやってみよう10 鉛直荷重時の応力状態を図示します。】	

第4章 水平荷重時応力の算定

4.1 柱の横力分布係数 D	71
【ひとりでやってみよう11 柱の D 値を求めます。】	
4.2 耐震壁の D 値の計算	75
4.2.1 耐震壁の基礎回転及び境界梁の曲げ戻しによる変形	
4.2.2 耐震壁のせん断変形	
4.2.3 耐震壁の D 値	
4.3 各階の D 値の一覧	77
4.4 層間変形角の検討	77
4.5 剛性率の検討	78
【ひとりでやってみよう12 各階の層間変形角と、剛性率を求めます。】	
4.6 偏心率の検討	80
【ひとりでやってみよう13 各階の重心位置と、剛心位置を求め、偏心率を求めます。】	
4.7 地震力による鉛直部材の負担せん断力	84
【ひとりでやってみよう14 各階・各方向のねじれ補正係数を求めます。】	
【ひとりでやってみよう15 各階・各柱の負担せん断力を求めます。】	
4.8 柱の曲げモーメントの計算	87
4.8.1 柱の曲げモーメント	
4.8.2 反曲点高さ比の求め方	
4.8.3 柱のモーメントの算定	
【ひとりでやってみよう16 各柱の反曲点高さ比 y を求めます。】	
【ひとりでやってみよう17 各階・各柱の柱頭と柱脚の負担モーメントを求めます。】	
4.9 梁の曲げモーメントとせん断力の算定	94
4.10 柱の軸力の算定	95
【ひとりでやってみよう18 梁に作用する曲げモーメント、せん断力、柱の軸力を求めます。】	

第5章 大梁の断面算定

5.1 断面算定の方針	101
5.2 曲げに対する検討（主筋の算定）	102
【ひとりでやってみよう 19 大梁の主筋を算定します。】	
5.3 せん断力に対する検討（あばら筋の算定）	111
5.3.1 設計用せん断力	
5.3.2 許容せん断力	
5.3.3 あばら筋の算定法	
【ひとりでやってみよう 20 大梁のあばら筋を算定します。】	
5.4 主筋の付着に対する検討	117
5.4.1 長期に対する付着の検討	
5.4.2 短期に対する付着の検討	
5.4.3 付着の検討手順	
【ひとりでやってみよう 21 大梁について付着の検討を行います。】	

第6章 柱の断面算定

6.1 曲げと軸力に対する断面算定	125
【ひとりでやってみよう 22 柱の主筋量を求めます。】	
6.2 柱のせん断設計	133
【ひとりでやってみよう 23 柱の帯筋量を求めます。】	
6.3 主筋の付着の検定	140
【ひとりでやってみよう 24 柱の付着の検定を行います。】	

第7章 柱梁接合部の設計

7.1 検討の方針	147
7.2 短期許容せん断力	148
7.3 短期設計用せん断力	149
7.4 柱梁接合部の検討の手順	151
【ひとりでやってみよう 25 柱梁接合部について短期のせん断に関する検討を行います。】	

第8章 耐震壁の断面算定

8.1 曲げと軸力	158
8.2 せん断力と開口補強（縦横筋と開口補強の決め方）	159
8.3 基礎における転倒モーメントの検討	165
8.4 耐震壁の断面算定例	166
8.4.1 柱の軸方向力	
8.4.2 各階の重量と設計用地震層せん断力	
8.4.3 長期荷重時応力の算定	

- 8.4.4 耐震壁のD値
- 8.4.5 剛性率、偏心率とねじれ補正係数
- 8.4.6 水平荷重時応力
- 8.4.7 耐震壁の検定
- 8.4.8 開口補強筋の設計
- 8.4.9 耐震壁の詳細図

第9章 小梁と床スラブの設計

9.1 設計の方針	183
9.2 小梁の設計	183
9.3 床スラブの設計	186
9.3.1 床スラブ設計の方針	
9.3.2 スラブ厚さの確認	
9.3.3 曲げモーメントに対する検討	
【ひとりでやってみよう 26 床スラブの厚さと配筋の検討を行います。】	

第10章 基礎の設計

10.1 基礎の種類	195
10.2 独立基礎	196
【ひとりでやってみよう 27 柱下の基礎部での基礎軸力と、基礎スラブの大きさを求めます。】	
【ひとりでやってみよう 28 基礎スラブの曲げ、せん断及び付着の検討を行い、配筋を決定します。】	

第11章 配筋の詳細

11.1 かぶり厚さ	209
11.2 異形棒鋼のあき	209
11.3 あばら筋、帯筋	210
11.4 直接基礎の配筋	210
11.5 付着・定着について	211
11.5.1 建築基準法施行令	
11.5.2 配筋指針	

解答	219
----	-----

序 章

I. はじめに

建築物の構造に関して、建築基準法では第 20 条で下記のとおり規定しています。そこで、建築物の構造種別や規模に応じて、適切な構造計算などを行い、「安全な構造」であることを確認する必要があります。

建築基準法 第 20 条

建築物は、自重、積載荷重、積雪荷重、風圧、土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して安全な構造のものとして、次の各号に掲げる建築物の区分に応じ、それぞれ当該各号に定める基準に適合するものでなければならない。(後略)

本書では、鉄筋コンクリート造建築物の許容応力度計算について、手順を追って解説します。許容応力度計算とは、荷重を受ける建築物において、各部の応力度が所定の許容値 (= 許容応力度) を超えないことを確認し、構造安全性を確保する手法であり、数ある構造計算手法の中で最も基本的なものです。また、関連する法令には、鉄筋コンクリート造建築物の構造に関する各種の仕様規定が定められており、計算手順の関連する箇所で説明を加えています。

本書の特徴は、理論や解説だけでなく、モデルプランを対象として順次演習を進めていく点にあります。これによって、内容の理解に加えて、全体の流れを習得しやすくなるよう構成しています。モデルプランは、鉄筋コンクリート造 2 階建ての事務所建築物です。計算の一連の流れが把握しやすいよう、耐震壁のないラーメン構造としました。ただし、耐震壁についても別途、第 8 章で解説しています。

本書によって、少しでも、鉄筋コンクリート造建築物の構造性能に関する理解が深まれば幸いです。さあ、ひとりでもやってみましょう。

■ 本書を使う前に読んでください

本書は、鉄筋コンクリート造建築物の構造計算の手順を手計算しながら習得できる「自学・自習」の教科書という意味から『ひとりで学べる演習帳』と名付けました。解説を読み、演習問題に取り組んでいただくことで、必要な基礎知識を確認しながら身につけていくことができます。

■ 本書を使っていたきたい方

本書は、次のような方に使っていただくことを想定して編集しました。

- ① 鉄筋コンクリート構造の基本をもう一度勉強したい方。あるいは、初めて鉄筋コンクリート造建築物の設計に取り組む方。
- ② 鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能について勉強したい方。
- ③ 鉄筋コンクリート造建築物の構造計算に興味がある方。
- ④ 高校や大学で建築分野の学科を専攻している方。

Ⅱ. 構造計算フローと本書の構成

鉄筋コンクリート造建築物の一般的な構造計算のフローを図1に示します。本書で扱う許容応力度計算は一次設計にあたり、その後、建築物の規模に応じて大地震に対する安全性を確保するために二次設計を行います。

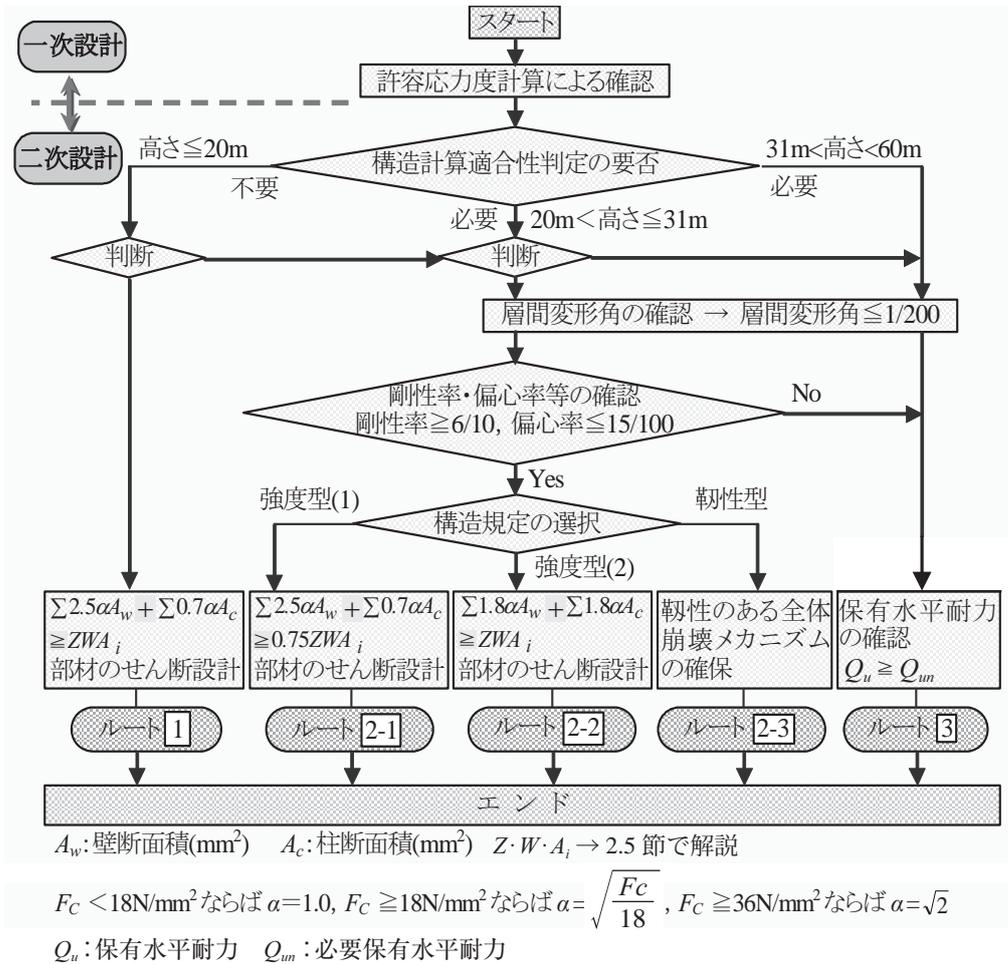


図1 一般的な構造計算のフロー

設計では、長期及び短期の荷重に対して、以下の手順で計算を進めます。本書の各章は、これに対応する構成としました。なお、モデルプランには耐震壁がありませんが、第8章では、耐震壁がある場合を想定して説明しています。

- (1) 一般事項..... 【第1章】
(建築物概要、設計方針、使用材料と許容応力度、固定荷重・積載荷重の仮定)
- (2) 準備計算..... 【第2章】
(ラーメン材の剛比、鉛直荷重時のC、M₀、Q₀、柱軸力と地震力の算定)
- (3) 鉛直荷重時応力の算定..... 【第3章】
- (4) 水平荷重時応力の算定..... 【第4章】
- (5) 大梁の断面算定..... 【第5章】
- (6) 柱の断面算定..... 【第6章】

(7) 柱梁接合部の算定	【第7章】
(8) 耐震壁の断面設計	【第8章】
(9) 小梁とスラブの設計	【第9章】
(10) 基礎の設計	【第10章】
(11) 配筋の詳細	【第11章】

Ⅲ. 本書の使い方

以下の各章では、おおよそ次のような流れで学習するようになっています。「本文」を読むから「解答例」を確認するまでを、本書に従って順にやってみてください。

- ① **読む** 「本文」…その項目で学習する用語の説明や、設計方法の解説をしています。
- ② **習う** 「ひとりでやってみよう」(演習解説) … 演習シートを用いた計算方法の解説です。
- ③ **計算する** 「演習シート」… 綴じ込みの演習シート使って実際に計算します。
- ④ **確認する** 「解答例」… 巻末の演習シートの解答例を見て計算結果を確認します。

■ 「ひとりでやってみよう」と演習シートについて

本書の特徴は「演習」を中心に構成しているところです。「ひとりでやってみよう」が演習に該当します。簡単な計算が必要になりますので電卓をご用意ください。

「ひとりでやってみよう」では、綴じ込みの演習シートを使用します。本書と演習シートは「教科書とノート」のような関係になっています。本書の「ひとりでやってみよう」を読みながら演習シートを使用して、自学・自習してください。

なお、「ひとりでやってみよう」では、演習の一部を解説しています。例えば、p.21 ページの「ひとりでやってみよう1」では、小梁の単位重量の計算方法のみを解説しており、他の部材の計算については解説していません。解説されていない部分が演習問題に該当します。自分で計算し、演習シートに計算式・計算結果を記入してください。

巻末に解答例を掲載していますので、演習が終了したら確認に利用してください。

■ 本書の表記について

本書では、適宜、「ポイント」、「考え方のアドバイス」、「コーヒープレイク」で、考え方の注意点などを記載していますので参考にしてください。

ポイント

… 設計における重要点や、間違いやすい点を解説しています。

考え方の アドバイス

…………… 実務上の知識、注意点を解説しています。

コーヒープレイク

… コラム的な内容を扱っています。

また、本書では、以下の名称を省略して使用しています。

正式名称	略 称
建築基準法	基準法
建築基準法施行令	施行令
建設省告示	建告 *
国土交通省告示	国交告 *
日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、 2010 年版	学会 RC 規準

* 省略した告示は以下のように示します。

昭和 55 年建設省告示第 1792 号 → 昭 55 建告第 1792 号

平成 19 年国土交通省告示第 593 号 → 平 19 国交告第 593 号

IV. 注意事項

■ 実務との相違

現状の実務では、通常の構造計算はコンピュータプログラムによる一貫計算で処理される場合がほとんどです。それに関わらず、本書では、電卓を用いた手計算によって、時間をかけて構造計算を順次に進めてもらいます。その理由は、コンピュータ処理では見落としがちな構造計算の流れや背景を把握し、計算過程における各項目の意図や目的を理解していただくためです。そこで、手計算を可能とするために多くの仮定や簡略化を用いた箇所があります。ただし、実務における対象建築物によっては適切でないケース（p.14 コーヒーブレイク【構造計算の方針における注意点】を参照）もありますのでご注意ください。本書の目的をご理解いただき、コンピュータ処理による出力を鵜呑みにすることなく、結果を適切に判断できる能力の向上に役立てていただければ幸いです。

■ 計算の精度

本書の計算例や演習の解答において、数値の下位の部分で計算式による計算結果と僅かにずれている箇所があります（例えば、p.67 の図 3.4-5 にて、左柱脚部の固定端モーメントで $-0.7 \times 1/2 = -0.3$ ）。これらは、計算時の有効桁数の扱いに起因するものであり、結果に本質的な影響はありません。なお、解説中に『(精度)』とある箇所（例えば p.74 の図など）は、僅かなずれがあります。演習時には、自らの計算結果の数値と本書の値との些末な差異に拘泥することなく、計算の意図を理解し、流れを把握することを重視してください。

第1章

1. 一般事項

第1章では、演習対象となるモデルプランの建築物概要と構造設計の方針を示し、材料の許容応力度と各部の単位重量を計算します。

1.1 モデルプランと構造計算の方針

1.1.1 モデルプランの概要

このモデルプランは、鉄筋コンクリート造2階建（地下階なし）の事務所建築物で、X方向3スパン、Y方向2スパンのラーメン構造とします。建設地は神奈川県横浜市で、地盤は良質の堅い関東ローム（第二種地盤）を想定しています。建築物概要を表 1.1-1 に示します。

表 1.1-1 建築物概要

建築物用途	事務所	
建設地	神奈川県横浜市	
構造種別	鉄筋コンクリート造	
構造形式	ラーメン構造	
規模	2階建て（塔屋なし、地下階なし）	
	桁行方向	18 (m) 3スパン
	張間方向	12 (m) 2スパン
	建築面積	216 (m ²)
	延床面積	432 (m ²)
	階高	1階 :3.8 (m) 2階 :3.5 (m)
地盤	良質の堅い関東ローム層（第二種地盤）	
基礎	直接基礎（GL-1,000 (mm) に支持地盤）	

コーヒーブレイク 【地盤の種別】

地盤の種別は昭 55 建告第 1793 号第 2 によって、以下の三種に分けられます。

第一種地盤：岩盤、硬質砂れき層その他主として第三紀以前の地層によって構成されているもの、又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき、これと同程度の地盤周期を有すると認められるもの。

第二種地盤：第一種地盤及び第三種地盤以外のもの。

第三種地盤：腐葉土、泥土その他これらに類するもので大部分が構成されている沖積層（盛土がある場合においてはこれを含む）で、その深さがおおむね 30(m) 以上のもの、沼沢、泥海等を埋め立てた地盤の深さがおおむね 3(m) 以上であり、かつ、これらで埋め立てられてからおおむね 30 年経過していないもの、又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき、これらと同程度の地盤周期を有すると認められるもの。

1.1.2 平面図・断面図

memo

モデルプランの1階及び2階の平面を図1.1-1に、X方向断面を図1.1-2に、Y方向断面を図1.1-3にそれぞれ示します。なお、階段は建築物外部にあり、独立した構造体と想定しています。

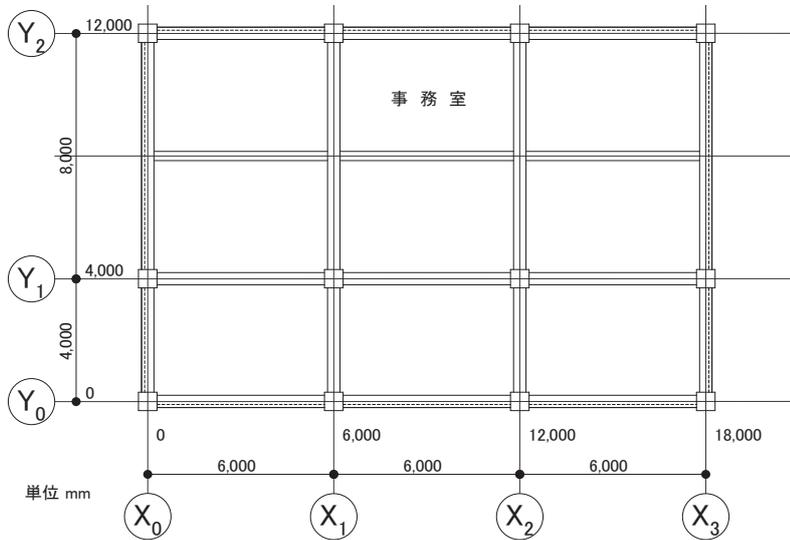


図 1.1-1 1階及び2階の平面

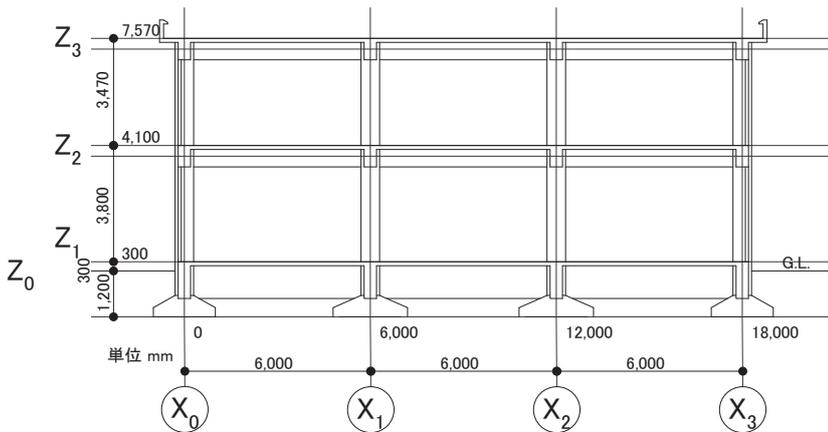


図 1.1-2 X方向断面

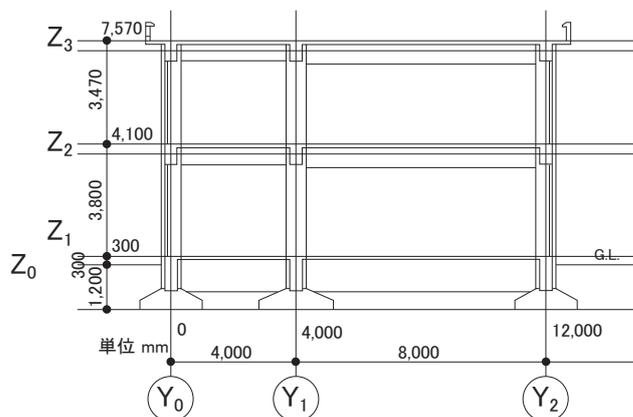


図 1.1-3 Y方向断面

1.1.3 部材の断面寸法とラーメン図

建築物平面における各部材の位置と記号を図 1.1-4 に示します。それぞれの部材の断面寸法を表 1.1-2 に示すとおりに仮定しました。1 階及び 2 階の床仕上げ厚さを 30 (mm)、屋上床の仕上げ厚さを 60 (mm) と仮定し、Y 方向ラーメンの断面に主要な寸法を書き入れて図 1.1-5 に示します。この時、各種の階高は表 1.1-3 に示す値となります。

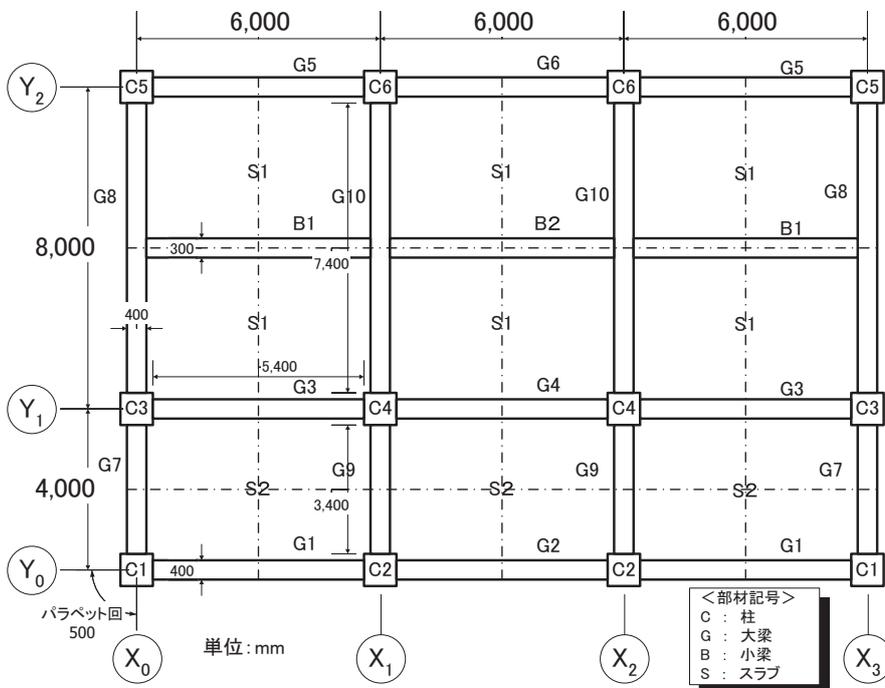


図 1.1-4 部材の位置と記号

表 1.1-2 部材の断面寸法

部材	記号	幅 $b \times$ せい D (mm)
柱	$C_1 \sim C_6$	600 × 600 (全柱共通)
大梁	$G_1 \sim G_7, G_9$	400 × 700
	G_8, G_{10}	400 × 800
基礎梁	(すべて)	400 × 1,200
小梁	B_1, B_2	300 × 550

部材	記号	厚さ t (mm)
床スラブ	S_1, S_2	130

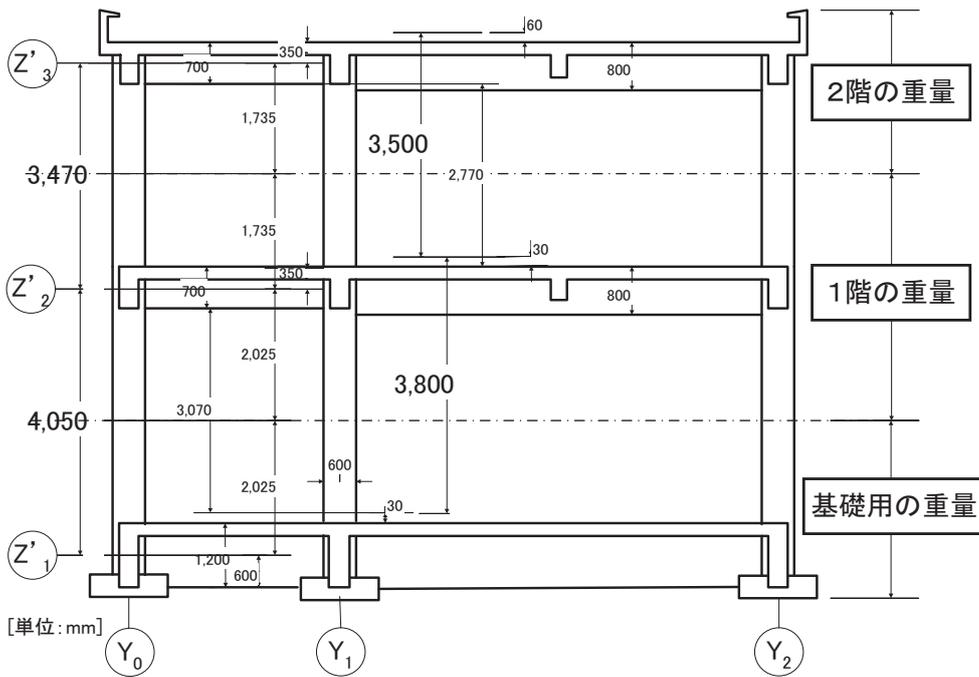


図 1.1-5 Y方向ラーメンの断面詳細

階ごとの重量を計算する際（2.4節、2.5節を参照）、一般に構造階高の中央で分けて考えます。モデルプランの場合の境界を図 1.1-5 中に示します。

表 1.1-3 建築物の階高

階	仕上げ上端間の階高 [意匠階高]	スラブ天端間の階高	大梁材軸間の階高 [構造階高]
2階	3,500 (mm)	$3,500 - 60 + 30$ =3,470 (mm)	$3,470 - 700/2 + 700/2$ =3,470 (mm)
1階	3,800 (mm)	$3,800 - 30 + 30$ =3,800 (mm)	$3,800 - 700/2 + 1,200/2$ =4,050 (mm)

(注) 構造階高にて、一部の大梁のせいが 800 (mm) だが、その影響は無視する

コーヒーブレイク 【仮定断面の考え方】

構造計算を開始するには、部材の断面寸法を仮定しなければなりません。与えられた条件のもとに、構造設計法と構造力学の知識に基づいて、ほぼ最適な断面を略算的に決めることが考えられますが、意匠上の要求、経済性、あるいは建設時の型枠標準寸法等、構造以外の制約条件も影響し、断面寸法の仮定には経験と総合的な判断が必要となります。事例集^(例えば文献※)を参考とする方法も有効です。仮定した断面寸法は構造計算の過程の中で良否を確認し、不適切な場合は変更して、構造計算を繰り返す必要があります。

文献※) : 財団法人 日本建築防災協会「構造設計・部材断面事例集」、2007年

1.1.4 建築物各部の仕上げ

床のスラブ厚さ及び建築物各部の仕上げは以下のように想定します。

- (1) 屋根 : 床スラブ厚 130 (mm)、アスファルト防水層の上にモルタル目地切り仕上げ、スラブの勾配は 1/100 及び 1/200 とする
- (2) 2階床 : 床スラブ厚 130 (mm)、アスファルトタイル張り
- (3) 1階床 : 土間コンクリート厚 130 (mm)、アスファルトタイル張り
- (4) 各階天井: 吸音テックス張り
- (5) 外壁 : 腰壁 鉄骨下地パーライトボード (12 (mm) 厚) 両面張り
: 窓 ガラス、アルミサッシ
- (6) 梁・柱 : 内外ともコンクリート打放し

1.1.5 構造計算の方針

モデルプランの構造計算における方針を以下に列記します。

- (1) 基準法・施行令及び関連告示に従い、学会 RC 規準を参考に行います。
- (2) 固定荷重 G、積載荷重 P (何れも常時鉛直荷重) 及び地震力 K (非常時水平荷重) に対する計算のみを示します。この場合、積雪荷重 S は長期で 0.5 (kN/m²) 程度を考えればよいですが、積載荷重 P 以下であるため計算を行いません。また、風圧力 W (非常時水平荷重) は地震力に比べ小さいので、こちらも計算を行いません。表 1.1-4 に設計において想定する荷重と外力を示します。
- (3) 常時の鉛直荷重に対して長期許容応力度計算を行い、地震力に対して短期許容応力度計算を行います。
- (4) モデルプランは、X・Y 方向とも梁・柱のみからなる純ラーメンとして設計します。(耐震壁はないと想定しています。第 8 章でのみ耐震壁を考えます。)
- (5) 最下層の柱脚は剛な基礎梁で連結し、柱脚モーメントに抵抗させます。基礎は独立基礎としピン支持と考えて取り扱います。
- (6) 鉛直荷重に対する応力計算は固定法により行い (第 3 章を参照)、積載荷重の偏在の影響は小さいと考えて無視します。水平力に対応する応力計算は武藤清博士の D 値法を用いた略算法によります (第 4 章を参照)。なお、最下層柱脚は固定として取り扱います。
- (7) 応力計算において、柱梁接合部の剛域の影響は無視し、部材端の設計用曲げモーメントには、ラーメンの節点曲げモーメントを用います。
- (8) 基礎梁の設計は省略します。

1.2 使用材料と許容応力度

1.2.1 コンクリートと鉄筋の種類と材料定数

(1) コンクリートと鉄筋の種類

使用するコンクリートと鉄筋の種類を以下のとおり仮定します。なお、構造計算の結果によって、使用材料の見直しが必要となる場合もあります。鉄筋には2種類を用い、主筋にはSD345、その他の鉄筋（せん断補強筋やスラブ筋など）にはSD295Aを使用します。

コンクリート : 普通コンクリート、設計基準強度 $F_c=24$ (N/mm²)
 鉄筋 : SD345 (D16以上D25以下) ⇒ 主筋
 : SD295A (D13以下) ⇒ せん断補強筋

SD***: JIS (日本工業規格) において、棒鋼の化学成分や機械的性質を規定

なお、鉄筋コンクリートの単位体積重量は一般的な値である 24 (kN/m³) とします。

(2) コンクリートと鉄筋の材料定数

断面設計に用いられる材料定数として、学会 RC 規準では表 1.2-1 の値及び式が定められています。本書の演習においても、これらの定数を使用します。

表 1.2-1 材料の定数

材 料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	線膨張係数 (1/°C)
鉄 筋	$E_s=2.05 \times 10^5$	—	1×10^{-5}
コンクリート	$E_c=3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$	0.2	1×10^{-5}

熱に対して同様に伸縮

ヤング係数比 $n = \frac{E_s}{E_c}$ ただし、 $F_c \leq 27$ (N/mm²) ならば、 $n=15$ *

(注) γ : コンクリートの気乾単位体積重量 (kN/m³)

鉄筋コンクリートの単位体積重量 ($F_c \leq 36$ ならば 24kN/m³) から 1.0 (鉄筋の重量に相当) を減じたものとしてとることができる

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

※ クリープやひび割れによるコンクリートの剛性低下を考慮

モデルプランでは、 $F_c=24$ (N/mm²) であり、 $\gamma=24-1=23$ (kN/m³) であることから、コンクリートのヤング係数は、以下の値となります。

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{24-1}{24}\right)^2 \times \left(\frac{24}{60}\right)^{\frac{1}{3}} = 2.27 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

1.2.2 許容応力度

memo

許容応力度とは、構造部材に作用する力が材料強度に対して一定の割合以下になるように割り引いた材料の応力度限度のことをいいます。この割り引き率を材料安全率とも呼び、鉄筋とコンクリートではこの安全率が異なります。許容応力度には、長期許容応力度と短期許容応力度があります。長期許容応力度は、クリープによって過大な変形が生じたり、常時に有害なひび割れが入ることを防ぐために材料強度をかなり割り引いた値にしてあります。短期許容応力度は、鉄筋では基本的には降伏点強度をとり、コンクリートでは、ばらつきを考慮して材料強度を低減しています。

モデルプランで使用するコンクリートと鉄筋について、各種の許容応力度を表 1.2-2 にまとめます。それぞれの値の算出は、以下の項で解説します。

表 1.2-2 コンクリートと鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

材料	種類	長期					短期					付着割裂の基準 f_b	
		圧縮 $r f_c$ f_c	引張 f_t	せん断 $w f_t$ f_s	付着 f_a		圧縮 $r f_c$ f_c	引張 f_t	せん断 $w f_t$ f_s	付着 f_a		曲げ材 上端	その他
					曲げ材 上端	その他				曲げ材 上端	その他		
鉄筋	SD345	215	215	195	1.54	2.31	345	345	345	2.31	3.46	1.2	1.5
	SD295	195	195	195			295	295	295				
コンクリート	普通 $F_c=24$	8.0	—	0.73			16.0	—	1.09				

※ 許容地耐力度は、地盤調査の結果から、長期で 150 (kN/m²)、短期で 300 (kN/m²) とします。

(1) コンクリートの許容応力度

学会 RC 規準では、コンクリートの許容圧縮応力度について表 1.2-3 に示すように長期で安全率を 3 とし、短期で安全率を 1.5 として定めています。許容せん断応力度は、長期では部材にせん断ひび割れが発生しないことを前提とし、短期ではひび割れの発生は許容するが、破壊しないことを条件として定めています。引張は許容しません。

表 1.2-3 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

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

モデルプランで使用する普通コンクリート (設計基準強度 $F_c=24$ (N/mm²) の場合) の許容応力度は以下の値となります。

- 【長期】 許容圧縮応力度 $f_c=24/3=8.0$ (N/mm²)
 許容せん断応力度 $f_s=24/30=0.8$ かつ $0.49+24/100=0.73$ 以下
 したがって、0.73 (N/mm²)
- 【短期】 許容圧縮応力度 $f_c=8.0 \times 2=16.0$ (N/mm²)
 許容せん断応力度 $f_s=0.73 \times 1.5=1.09$ (N/mm²)

(2) 鉄筋の許容応力度

学会 RC 規準における鉄筋の許容応力度を表 1.2-4 に示します。長期許容応力度は、コンクリートの最大ひび割れ幅がおよそ 0.2 (mm) ~ 0.4 (mm) 以下になるとともに、鉄筋の降伏点強度に対する安全率が一定になるよう定められています。短期許容応力度は、鉄筋の JIS 最小降伏点強度としています。せん断補強筋については、長期許容応力度は建築物の長期使用に対して支障をきたさないこと、短期許容応力度は地震力に対して終局強度を確保することを基本的な条件としています。

表 1.2-4 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種類	長期		短期	
	引張 f_t 及び圧縮 $r.f_c$	せん断補強 $w.f_t$	引張 f_t 及び圧縮 $r.f_c$	せん断補強 $w.f_t$
SR235	155	155	235	235
SR295	155	195	295	295
SD295A 及び B	195	195	295	295
SD345	215 (195)	195	345	345
SD390	215 (195)	195	390	390
溶接金網	195	195	—	295

SR***: 丸鋼
 SD***: 異形棒鋼

(注) D29 以上の太さの鉄筋に対しては () 内の数値とする

モデルプランで使用する鉄筋の許容応力度は以下の値となります。

- ① せん断補強筋 (SD295A)
 【長期】 許容応力度 $w.f_t=195$ (N/mm²)
 【短期】 許容応力度 $w.f_t=295$ (N/mm²)
- ② 主筋 (SD345)
 【長期】 許容応力度 $f_t=r.f_c=215$ (N/mm²)
 【短期】 許容応力度 $f_t=r.f_c=345$ (N/mm²)

(3) 許容付着応力度

学会 RC 規準による鉄筋とコンクリート間の許容付着応力度 f_a を表 1.2-5 に、付着割裂の基準となる強度 f_b を表 1.2-6 にそれぞれ示します。図 1.2-1 に例示する上端筋は、コンクリートの沈下やブリージングなどを考慮して下端筋や縦筋に比べて強度を低減しています。

表 1.2-5 鉄筋とコンクリートの許容付着応力度 f_a (N/mm²)

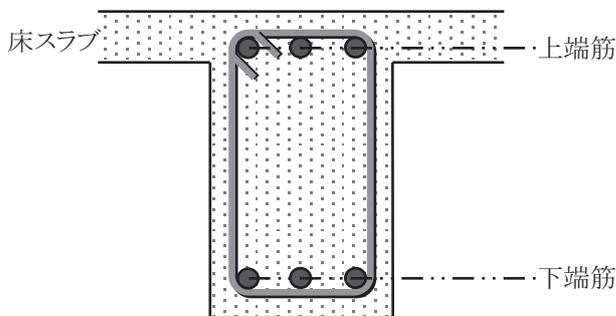
鉄筋の種類	長期		短期
	上端筋	その他の鉄筋	
異形鉄筋	$\frac{1}{15}F_c$ かつ $(0.9 + \frac{2}{75}F_c)$ 以下	$\frac{1}{10}F_c$ かつ $(1.35 + \frac{1}{25}F_c)$ 以下	長期に対する 値の 1.5 倍
丸鋼	$\frac{4}{100}F_c$ かつ 0.9 以下	$\frac{6}{100}F_c$ かつ 1.35 以下	

(注) 上端筋とは曲げ材にあってその鉄筋の下に 300 (mm) 以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう
異形鉄筋で、コンクリートのかぶり厚さが鉄筋径の 1.5 倍未満の場合には、「かぶり厚さ / (鉄筋径の 1.5 倍)」を乗じた値とする

表 1.2-6 付着割裂の基準となる強度 f_b (N/mm²)

普通コンクリート	上端筋	その他の鉄筋
	$0.8 \times (\frac{F_c}{40} + 0.9)$	$\frac{F_c}{40} + 0.9$

(注) 多段配筋の一段目 (断面外側) 以外の鉄筋に対しては、表の値に 0.6 を乗じる
軽量コンクリートでは本表の値に 0.8 を乗じる



RC梁の断面

図 1.2-1 梁における上端筋と下端筋

モデルプランでは、異形鉄筋と普通コンクリート ($F_c=24$) を使用しており、それぞれの許容応力度は以下の値となります。

【長期】 上端筋の許容付着応力度 $f_a = (1/15) \times 24 = 1.6$ かつ
 $0.9 + (2/75) \times 24 = 1.54$ 以下
したがって、1.54 (N/mm²)

下端筋の許容付着応力度 $f_a = (1/10) \times 24 = 2.4$ かつ
 $1.35 + (1/25) \times 24 = 2.31$ 以下
したがって、2.31 (N/mm²)

【短期】 上端筋の許容付着応力度 $f_a = 1.54 \times 1.5 = 2.31$ (N/mm²)
下端筋の許容付着応力度 $f_a = 2.31 \times 1.5 = 3.46$ (N/mm²)

memo

【付着割裂の基準】 上端筋の場合 $f_b=0.8 \times (24/40+0.9)=1.2$ (N/mm²)

下端筋の場合 $f_b=24/40+0.9=1.5$ (N/mm²)

1.3 固定荷重・積載荷重の仮定

ここでは、部位ごとに固定荷重及び積載荷重を積算し、単位面積あたり若しくは単位長さあたりの重量を仮定します。

- (1) 固定荷重：建築物（構造体+常時建築物に固定された物）の重量
 - 部位ごとに算定
- (2) 積載荷重：建築物内の人間や備品・家具等の重量
 - 施行令第 85 条で規定

コーヒープレイク 【積載荷重】

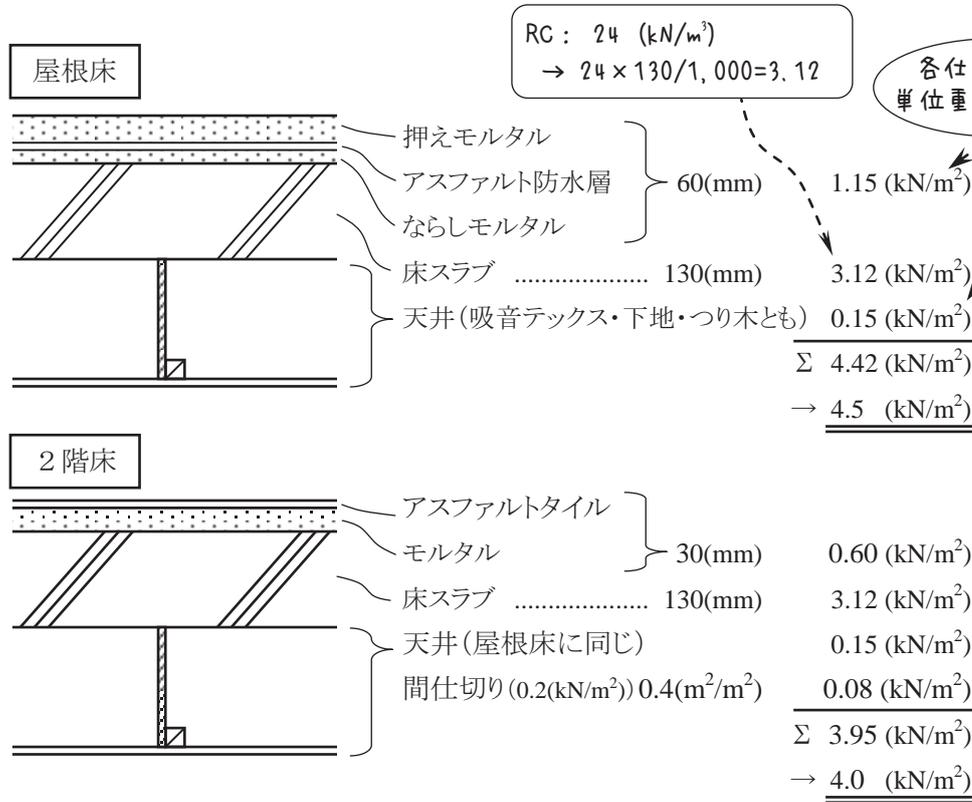
建築物各部の積載荷重は、その実況に応じて適切に計算する必要があります。ただし、施行令第 85 条により、下表に示す室の床の積載荷重は表中の数値に床面積を乗じて計算することができます。なお、計算の対象に応じて、床荷重の集中や偏在を勘案し、それぞれの値が用意されています。

室の種類	構造計算の対象	(い)	(ろ)	(は)
		床の構造計算をする場合 (単位 N/m ²)	大ばり、柱又は基礎の構造計算をする場合 (単位 N/m ²)	地震力を計算する場合 (単位 N/m ²)
(1)	住宅の居室、住宅以外の建築物における寝室又は病室	1,800	1,300	600
(2)	事務室	2,900	1,800	800
(3)	教室	2,300	2,100	1,100
(4)	百貨店又は店舗の売場	2,900	2,400	1,300
(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用途に供する建築物の客席又は集会室	固定席の場合 2,900	2,600	1,600
	その他の場合	3,500	3,200	2,100
(6)	自動車車庫及び自動車通路	5,400	3,900	2,000
(7)	廊下、玄関又は階段	(3) から (5) までに掲げる室に連絡するものにあつては、(5) の「その他の場合」の数値による。		
(8)	屋上広場又はバルコニー	(1) の数値による。ただし、学校又は百貨店の用途に供する建築物にあつては、(4) の数値による。		

1.3.1 床の単位荷重

memo

屋根床及び2階床の固定荷重の算定を図 1.3-1 に示します。仕上げ材の重量はそれぞれの単位重量から積算する必要があります。なお、代表的な仕上げの重量表が文献^{*}に示されています。モデルプランの1階床は土間コンクリートのため、荷重算定は必要ありません。



(1階床は、土間コンクリートのため重量の算定不要)

図 1.3-1 床固定荷重の算定

求めた固定荷重と積載荷重を合わせた床の単位荷重を表 1.3-1 に示します。積載荷重と同様に、計算の対象に応じた3種類の値が定まります。

表 1.3-1 床の単位荷重 (kN/m²)

計算の対象	屋根床			2階床		
	固定荷重	積載荷重	全荷重	固定荷重	積載荷重	全荷重
床スラブ用	4.5	1.8	6.3	4.0	3.0	7.0
ラーメン用	4.5	1.3	5.8	4.0	1.8	5.8
地震用	4.5	0.6	5.1	4.0	0.8	4.8

※ 固定荷重+積載荷重=全荷重

文献^{*} 社団法人 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算用資料集」、2002年

1.3.2 梁・柱の単位重量

梁・柱については、単位長さあたりの重量を求めます。ただし、梁の単位重量は図 1.3-2 に示す斜線部を対象とし、床とのダブルカウントを避けることに注意してください。

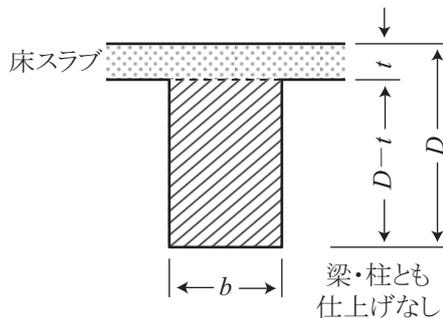


図 1.3-2 梁の重量算定における対象範囲

ひとりでやってみよう 1

■ 梁及び柱の単位重量を求めます。

演習シート 1 を使用します。

求め方の手順

【小梁 B₁、B₂ の例を示します。】

- ① 表 1.1-2(p.11)より、断面の幅 $b=300$ (mm)、せい $D=550$ (mm)、スラブ厚 $t=130$ (mm) であることを確認します。

図 1.3-2 のスラブを除いた梁断面の面積 (図 1.3-2 の斜線部) は、
 $b \times (D-t) = 300 \times (550 - 130) = 1.26 \times 10^5$ (mm²) = 0.126 (m²) となります。

- ② 鉄筋コンクリートの単位体積重量は 24 (kN/m³) ですので、単位長さあたりの重量は、

$0.126 \times 24 = 3.024$ (kN/m) → 丸めて、 $w = 3.0$ (kN/m) となります。

梁・柱単位重量

部材	記号	階	b (mm)	D (mm)	t (mm)	$b \times (D-t) \times 24$	w (kN/m)
小梁	B ₁ , B ₂	R~2	300	550	130	3.024	3.0
大梁	G ₁ ~G ₇ , G ₉	R~2					
	G ₈ , G ₁₀	R~2					
基礎梁	G	F			0		
柱	C	2~1			0		

大梁、基礎梁、柱の単位重量を求めてみましょう (モデルプランの基礎梁は床スラブと縁が切っております)。

1.3.3 パラペットの単位重量

memo

パラペットの断面詳細を図 1.3-3 に示します。本書では、このパラペットの単位長さあたりの重量を 4.3 (kN/m) とします。この値は、幅 1 (m) のパラペットに含まれる各材料の重量を総和して求めました。

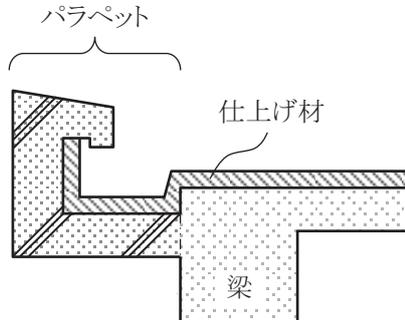


図 1.3-3 パラペットの断面詳細

1.3.4 カーテンウォールの単位荷重

外壁はカーテンウォール（サッシを含む）とします。その単位面積あたりの重量を、本書では 0.6 (kN/m²) とします。外壁の高さを床上から梁下までの内法高さと考え、各階ごとに単位長さあたりの重量を計算して以下に示します。

2階
 内法高さ $3,470 - 700/2 - 700/2 - 30 = 2,740$ (mm)
 $= 2.74$ (m)
 単位長さあたりの重量 $0.6 \times 2.74 = 1.64$ (kN/m)
 $\rightarrow 1.7$ (kN/m)

1階
 内法高さ $4,050 - 700/2 - 1,200/2 - 30 = 3,070$ (mm)
 $= 3.07$ (m)
 単位長さあたりの重量 $0.6 \times 3.07 = 1.84$ (kN/m)
 $\rightarrow 1.9$ (kN/m)

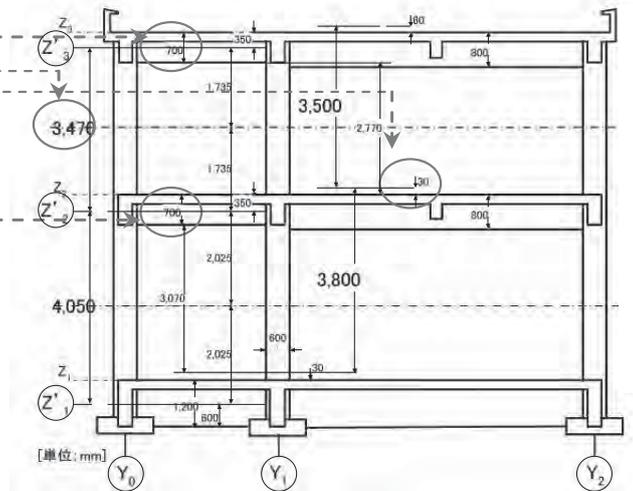


図 1.3-4 壁単位荷重算定寸法

第2章

2. 準備計算

第2章では、構造計算のための準備計算を行います。具体的には、梁の有効幅と柱・梁の剛比、第3章の固定法で用いる梁の C 、 M_0 、 Q_0 の算出、鉛直荷重時の柱軸力の算出、及び第5章で用いる設計用地震力の算出を行います。

2.1 ラーメン材の剛比

剛比 (k で表す) とは、剛度 (K で表す “かたさ” の指標) の比率のことであり、建築物に加わった力は部材の “かたさ” に応じて配分されます。すなわち、各部材に作用する応力を知るためには、それぞれの剛度 K 、又は剛比 k を求めておく必要があります。

部材の “かたさ” は、使用されている材料の特性 (= ヤング係数 E) と部材の形状・寸法により定まります。ヤング係数 E が同一であれば、剛比 k 及び剛度 K は式 2.1-1 と式 2.1-2 で算出することができます。

$$\text{剛比} : k = \frac{K}{K_0} \tag{2.1-1}$$

$$\text{剛度} : K = \frac{I}{\ell} \tag{2.1-2}$$

ここで、

I : 断面二次モーメント

ℓ : 部材の長さ (柱ならば、高さ h)

K_0 : 標準剛度 (任意の値でよい。ここでは、 $K_0 = 1 \times 10^6 \text{ (mm}^3\text{)}$ とする)

2.1.1 T形梁の有効幅

一般に梁には床スラブが一体化して取り付くため、図 2.1-1 に示すように、その断面が T 形や L 形となり、長方形断面と比べて断面二次モーメントが増大します。スラブ付き梁、壁付き柱などの T 形や L 形の断面をもつ部材の曲げ変形に対する板部の有効幅 B は、部材の幅 b に、その両側又は片側に板部の協力幅 b_a をそれぞれ加えたものとし、板部の協力幅 b_a は、以下の式により算定します。

< ラーメン材、連続梁の場合 >

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{\ell} < 0.5 \text{ ならば、} b_a = \left(0.5 - 0.6 \frac{a}{\ell} \right) a \\ \frac{a}{\ell} \geq 0.5 \text{ ならば、} b_a = 0.1\ell \end{array} \right. \tag{2.1-3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{\ell_0} < 1 \text{ ならば、} b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{\ell_0} \right) a \\ \frac{a}{\ell_0} \geq 1 \text{ ならば、} b_a = 0.2\ell_0 \end{array} \right. \tag{2.1-4}$$

< 単純梁の場合 >

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{\ell_0} < 1 \text{ ならば、} b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{\ell_0} \right) a \\ \frac{a}{\ell_0} \geq 1 \text{ ならば、} b_a = 0.2\ell_0 \end{array} \right. \tag{2.1-5}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{\ell_0} < 1 \text{ ならば、} b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{\ell_0} \right) a \\ \frac{a}{\ell_0} \geq 1 \text{ ならば、} b_a = 0.2\ell_0 \end{array} \right. \tag{2.1-6}$$

2.1.2 梁の剛比

梁の剛比を式 2.1-1 及び式 2.1-2 で算出することができます。この時、図 2.1-3 の T 形、又は L 形のように、スラブが付いた断面形状を有する梁の断面二次モーメントは、式 2.1-7 を用いて計算することができます。

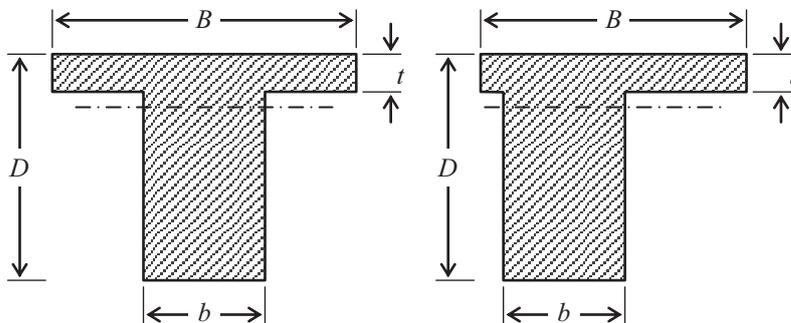


図 2.1-3 T 型梁の断面

T 型又は L 型梁の断面二次モーメント：

$$I = \phi \cdot I_0 \quad 2.1-7$$

この時、 I_0 は、矩形断面の場合の断面二次モーメントで式 2.1-8 により求めます。

$$I_0 = \frac{b \cdot D^3}{12} \quad 2.1-8$$

式 2.1-7 中の ϕ は、断面二次モーメントの増大率で、以下の (1) ~ (3) に示す三通りの求め方があります。

(1) 図表から求める方法

$t_1 = t/D$ 、 $b_1 = B/b$ を計算し、図 2.1-4 から増大率 ϕ を求めます。

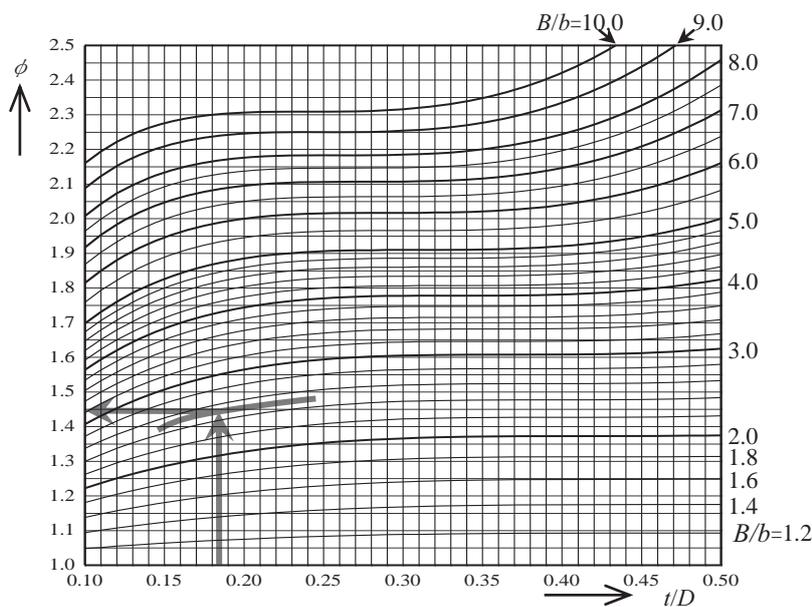


図 2.1-4 増大率 ϕ と B/b 、 t/D の関係

memo

(2) 数式から求める方法

式 2.1-9 から増大率 ϕ を求めます。

$$\phi = 4\alpha - 3\frac{\beta^2}{\gamma} \tag{2.1-9}$$

ここで、 α 、 β 、 γ は式 2.1-10 で求めます。 t_1 、 b_1 は (1) と同じで、 $t_1 = t/D$ 、 $b_1 = B/b$ です。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 1 + (b_1 - 1)t_1^3 \\ \beta &= 1 + (b_1 - 1)t_1^2 \\ \gamma &= 1 + (b_1 - 1)t_1 \end{aligned} \right\} \tag{2.1-10}$$

(3) 略算値を用いる方法

ここでは使いませんが、片側スラブであれば、増大率 $\phi=1.5$ 、両側スラブであれば、増大率 $\phi=2.0$ とする略算法もあります。

ひとりでやってみよう 3

■ 梁の剛比を求めます。

演習シート 2 を使用します。

求め方の手順

【大梁 G_1 の例を求めます (大梁 G_2 、 G_5 、 G_6 は同様の計算結果となります。)。】

- ① 図 2.1-5 (p.30) より、幅 b 、全せい D 、スラブ厚 t 、有効幅 B を確認し、 $b_1=B/b$ 、 $t_1=t/D$ を求めます。
- ② 増大率を求めます。
 - 1) 増大率 ϕ の求め方①：図表から求める方法
図 2.1-4 (p.28) より、 $\phi=1.45$ となります。

- 2) 増大率 ϕ の求め方②：数式から求める方法

$$\alpha = 1 + (b_1 - 1)t_1^3 = 1.01$$

$$\beta = 1 + (b_1 - 1)t_1^2 = 1.05$$

$$\gamma = 1 + (b_1 - 1)t_1 = 1.28$$

$$\phi = 4\alpha - 3\frac{\beta^2}{\gamma} = 1.44 \text{ となります。}$$

- 3) 増大率 ϕ の求め方③：略算値を用いる方法
片側スラブだから、 $\phi=1.5$ となります。

演習では、2) の方法 (数式から求める方法) により ϕ を求めています。

2.1.3 柱の剛比

それぞれの柱の剛比を方向毎に式 2.1-1 及び式 2.1-2 により算出します。柱高さは、構造階高の寸法とします。なお、柱に壁が一体化して付属する場合は、スラブ付きの梁と同様に断面二次モーメントの増大率を考慮する必要があります。

ひとりでやってみよう 4

■ 柱の剛比を求めます。

演習シート 2 を使用します。

求め方の手順

【2階の柱₂C₁の例を示します。】

- ① 図 2.1-6 (図 1.1-4 (p.11) 等) より、x、y 方向共に、幅 b 、全せい D を確認します。
- ② 断面二次モーメントは $I=I_0=\frac{b \cdot D^3}{12}$ で求めます。この柱に RC の袖壁は無いことから、断面二次モーメントの増大率 ϕ の検討は不要です。
- ③ 柱の高さ h を確認し、式 2.1-2 より、剛度 $K=\frac{I}{h}$ を算出します。
- ④ 標準剛度 $K_0=1.0 \times 10^6$ (mm³) とし、式 2.1-1 より、剛比 $k=\frac{K}{K_0}$ を求めます。

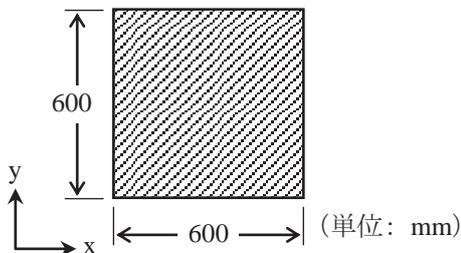


図 2.1-6 柱 C₁ の断面

図 1.1-5、表 1.1.-3
等から柱の高さを求めます

柱の剛比 ($K_0=1 \times 10^6$ mm³)

階	柱記号	方向	b (mm)	D (mm)	I (10 ⁹ mm ⁴)	h (10 ³ mm)	K (10 ⁶ mm ³)	k (=K/K ₀)
2	C ₁ ~C ₆	x, y	600	600	10.8	3.47	3.11	3.1
1	C ₁ ~C ₆	x						
		y						

他の柱の剛比も求めてみましょう。

2.1.4 剛比の一覧

「ひとりでやってみよう3.4」で算出した梁・柱の剛比を構面ごとに図2.1-7～図2.1-11に示します。

memo

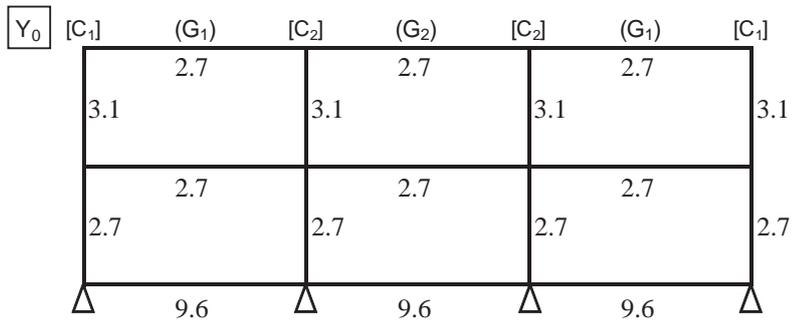


図 2.1-7 X方向の Y_0 構面

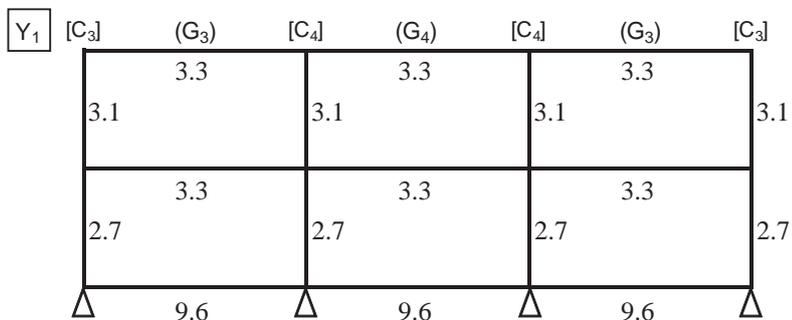


図 2.1-8 X方向の Y_1 構面

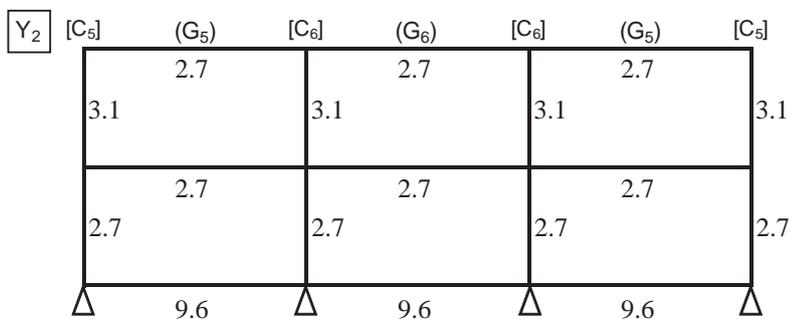


図 2.1-9 X方向の Y_2 構面

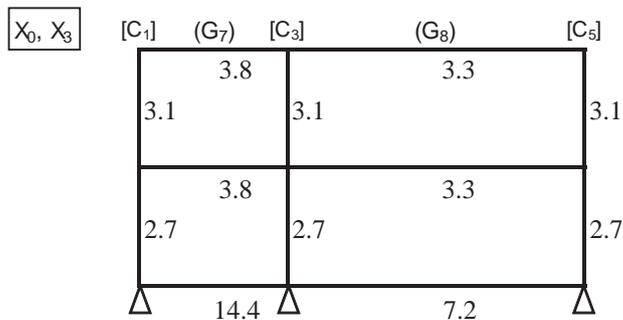


図 2.1-10 Y方向の X_0 、 X_3 構面

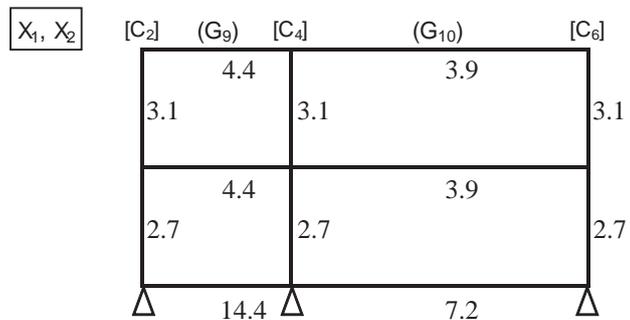


図 2.1-11 Y方向の X_1 、 X_2 構面

2.2 鉛直荷重時の C 、 M_0 、 Q_0

ここでは、鉛直荷重時応力を固定法により求めるための準備段階として、鉛直荷重時の梁の C 、 M_0 、 Q_0 を算出します。梁自重、パラペットや外壁などの等分布荷重に対しては、 C 、 M_0 、 Q_0 の一般的な理論式を用いて算出します。一方、スラブ荷重は、小梁の架かり方等により、複雑な荷重状態となりますが、別途用意された理論式を用いて算出します。

鉛直荷重時に各部材に生じる応力を求めるための準備として、それぞれの梁について、 C (固定端モーメント)、 M_0 (単純梁の中央部曲げモーメント)、 Q_0 (材端部せん断力) を計算しておきます。鉛直荷重としては、大梁の自重や耐震壁、雑壁の自重、パラペットの自重などの等分布荷重や、大梁に架かる小梁の自重や設備機器などの集中荷重、床や積載荷重などのように面に等分布で作用する荷重などがあります。それぞれの荷重に対して、個々に C 、 M_0 、 Q_0 を求め、足し合わせます。計算方法としては、既にいくつかの理論式があるので、主要な荷重に対する各値の計算式を以下にまとめます。

コーヒープレイク 【 C 、 M_0 、 Q_0 とは?】

C 、 M_0 、 Q_0 とともに、実際に建築物の梁に作用している応力とは一般的に異なります。第3章では、建築物が建っているだけで重力により発生する応力 (鉛直荷重時応力) を固定法を用いて計算しますが、 C 、 M_0 、 Q_0 は固定法の計算で用いる数値です。

C とは、例えば図 2.2-1 (p.34) の左図に示すように、梁の両端を固定としたときに、その端部に発生するモーメントで、「固定端モーメント」と呼ばれます。梁の両端に A 及び B と記号を付けると、A 点での固定端モーメントは、 C_{AB} 、B 点での固定端モーメントは C_{BA} と表します。本書では、時計回りのモーメントの向きを正としているため、一般的には C_{AB} が負、 C_{BA} が正となります。 M_0 とは、例えば同じく図 2.2-1 (p.34) の右図に示すように、梁を単純梁 (端部でピンとピン・ローラー支持) としたときに、梁の中央に発生する曲げモーメントです。また、 Q_0 とは、同図に示すように、両端部でのせん断力で、支持点の鉛直反力に一致します。

③ 床梁（小梁なし）

床荷重や床の上の積載荷重がどのように周辺の梁に伝わるかを詳細に再現することは極めて困難です。そこで一般的には、図 2.2-3 に示すように亀甲割と呼ばれる方法で、各梁の支配面積を定義し、それぞれの支配面積に応じた床荷重と積載荷重が、それぞれの梁にかかるものと仮定します。この荷重分布は、図 2.2-3 に示すように、等分布荷重とはならず、両端の角が欠けた形となります。この場合の C 、 M_0 、 Q_0 は、下記に示す式を用いて求めます。一般的に床版は矩形ですが、長手方向の長さが l_y 、短手方向の長さが l_x であることに注意する必要があります。

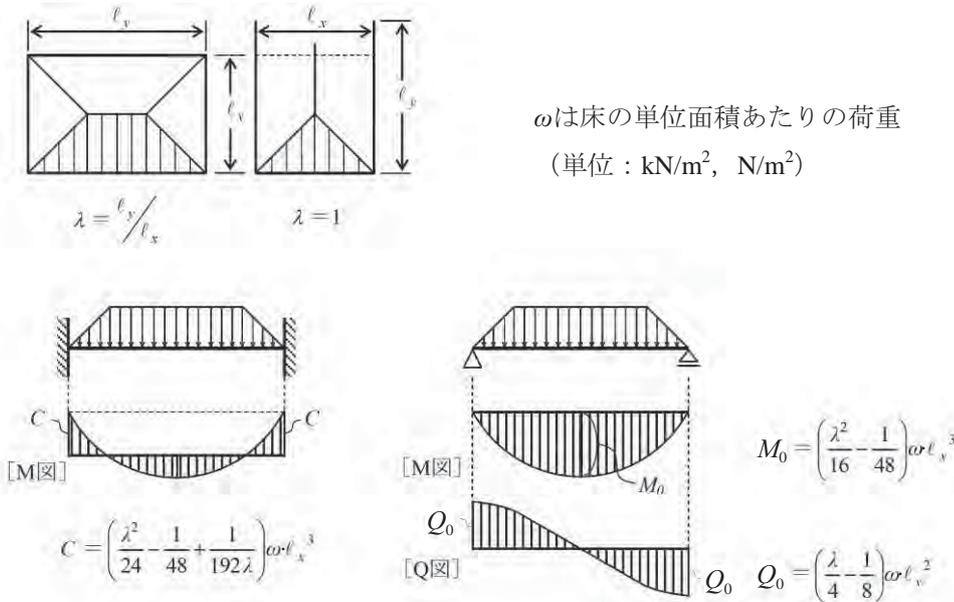


図 2.2-3 床荷重（小梁がない場合）

④ 床梁（小梁1本）

memo

ここでは、③に加えて、中央に小梁が1本かかっている場合の式を示します。床版の中央部分は、一旦小梁に応力が伝わりますが、最終的には小梁が負担していた応力は全て、集中荷重として大梁に伝わります。この集中荷重が、図 2.2-4 では鉛直方向の矢印として表現されています。この小梁の負担していた荷重は、この場合、上下の大梁に半分ずつ伝達されます。なお、本式には小梁の単位重量が含まれていないことから明らかなように、小梁自体の自重は考慮されていません。そのため、別途集中荷重として小梁の自重を考慮する必要があります。この小梁の自重も、図 2.2-4 の場合は、自重の半分ずつが両端の大梁に伝達されます。

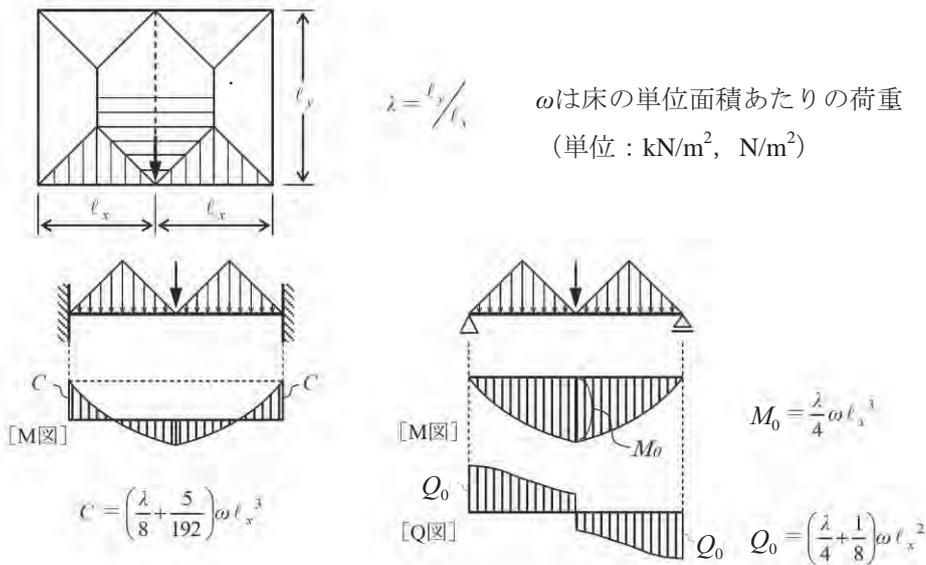


図 2.2-4 床荷重（小梁が1本の場合）

ポイント

床荷重を求める際、梁を介して両側にスラブが取り付けられている場合は、算出された値を2倍することを忘れないようにして下さい。

ひとりでやってみよう5

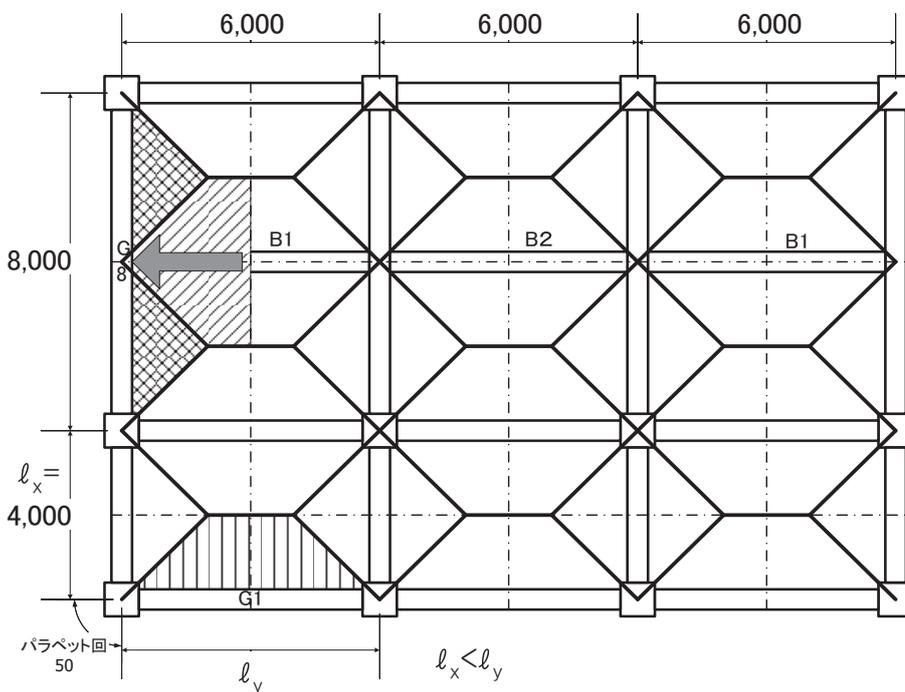
■ 梁の C 、 M_0 、 Q_0 を求めます。

演習シート 3 ①、3 ②を使用します。

求め方の手順

【 Y_0 、 Y_2 ラーメン R 階 G_1 、 G_2 、 G_3 、 G_6 梁の例を示します。】

① 計算する梁と、荷重状態の種類を確認します。



- ② 床の形状から求まる l_x 、 l_y 、 $\lambda = \frac{l_y}{l_x}$ を記入します。
- ③ 床荷重による C 、 M_0 、 Q_0 を単位荷重 w で基準化した数値を求めます。
- ④ C/w 、 M_0/w 、 Q_0/w に w をかけて、床荷重の C 、 M_0 、 Q_0 を求めます。なお、床単位荷重には、表 1.3-1 (P.20) 「ラーメン用」を用いますが、小梁だけは床スラブ用を用います。
- ⑤ パラペット、サッシ等の分布荷重 (図 1.3-3 (p.22)、図 1.3-4 (p.22)) は、それぞれ単位荷重 w' を記入し、荷重状態が複数ある場合はそれらを足し合わせて、分布荷重をまとめて、理論式により C 、 M_0 、 Q_0 を求めます。
- ⑥ 集中荷重の場合は、集中荷重 W を記入し、理論式により C 、 M_0 、 Q_0 を求めます。
- ⑦ それぞれの荷重状態に対して求めた C 、 M_0 、 Q_0 を全て足し合わせて、該当する梁の C 、 M_0 、 Q_0 とします。

Y₀、Y₂ ラーメンを例に求め方を示します。

鉛直荷重時の梁のC、M₀、Q₀の算定

ラーメン	階	梁	荷重状態	荷重種別	ℓ _x (m)	ℓ _y (m)	λ	C/w	M ₀ /w	Q ₀ /w	w, w', W	C (kNm)	M ₀ (kNm)	Q ₀ (kN)	
Y ₀ 、Y ₂ ラーメン	R	G ₁ 、G ₂ 、G ₆ 、G ₈	A 床	A	4	6	1.5	4.9	7.7	4.0	5.8	28.4	44.5	23.2	
			B 壁 (パラペット、サッシ)	B	} l=6.0		—	—	—	—	—	4.3	29.4	44.1	29.4
			C 大梁自重	C	} l=6.0		—	—	—	—	—	5.5	57.8	88.6	52.6
	2	G ₁ 、G ₂ 、G ₆ 、G ₈													

①の図を参照 ℓ_y/ℓ_x 図2.2-1～図2.2-4の計算式を用いる

床単位荷重 $\frac{C}{w} \times W$

パラペット 単位重量

大梁単位重量

$$\frac{w \times \ell^2}{12} = \frac{(4.3+5.5) \times 6.0^2}{12} = 29.4$$

$$\frac{w \times \ell^2}{8} = \frac{(4.3+5.5) \times 6.0^2}{8} = 44.1$$

$$\frac{w \times \ell}{2} = \frac{(4.3+5.5) \times 6.0}{2} = 29.4$$

$$28.4 + 29.4 + 57.8 = 115.6$$

$$115.6 + 1.7 = 117.3$$

外壁単位荷重 階高 仕上げ 梁せい
= 1.64 kN/m → 1.7 kN/m

$$0.64 \frac{(N/m^2)}{m} \times (3.47 - 0.03 - 0.70) (m) = 1.64 \frac{kN}{m}$$

他の梁に生じる C、M₀、Q₀ も求めてみましょう。

2.3 鉛直荷重時柱軸方向力

ここでは、各階の柱に鉛直荷重時に作用する軸力を求めます。各階柱軸方向力は、各柱の負担面積によって算定します。また、軸方向力は、各階中央位置で計算し、基礎軸方向力は、基礎梁自重を含めた荷重を示します。柱軸方向力を算定する時には、その支持する床の数に応じて積載荷重の値を減少できますが、積載荷重の減少の検討はここでは行っていません。また、柱の曲げモーメントは、軸力が低い方が不利な場合もあるため、軸力を多く見積もることが、必ずしも安全側とはならないことに注意が必要です。なお、床荷重には、ラーメン用床荷重を用います。

2.4 各柱の荷重の拾い方 (C₁ 柱 2 階の場合)

2.4.1 荷重を拾う際の注意

柱に作用する軸力は、なるべく実状に合わせて荷重を拾って計算することが重要です。各柱に伝達される荷重を精確に定義することは極めて困難であるため、一般的には、隣り合う柱との中点を境として、各柱の支配部分を定義して、各支配部分の荷重が柱に伝達するものと仮定します。

ここでは、2階のC₁柱を例にとって、柱軸力の計算を行います。柱に作用する荷重としては、次の五つがあります。なお、X₀及びY₀構面ともに、外壁の雑壁が存在しますが、本設計例では、施工方法から各外壁の自重は「外壁が建つ下の大梁」に全て支持されていると仮定しているため、外壁の自重はR階の大梁に伝達されず、したがって2階の柱には伝達されません。

- ① 屋上階の床荷重（積載荷重を含む）
- ② パラペットの重量
- ③ X₀構面のR階大梁の重量
- ④ Y₀構面のR階大梁の重量
- ⑤ 2階C₁柱の重量

コーヒープレイク 【数値の切り上げ、切り下げの話】

一般的には柱軸力は、切り上げて計算します。これは、柱の軸耐力の検討では安全側の評価となります。しかし、例えば許容曲げモーメントの計算でも明らかのように、実際の設計範囲の軸力では、軸力が高いほど許容曲げモーメントは大きくなります。そのため、軸力は大きく見込むほど安全とは一概にはいえません。最終的な軸力に対する余裕度や曲げモーメントに対する余裕度も鑑みて、柱軸力を切り上げるのか、切り下げるのかを決定する必要があります。

① 屋上階の床荷重（積載荷重を含む）

屋上の床荷重の面積は、X方向（スパン6（m））及びY方向（スパン4（m））のスパンの中央までと考えると、3（m）×2（m）となります。しかし、大梁の単位荷重を計算したときに、既にスラブ厚さは除いていたことを考えると、梁の外縁まで、床荷重として考慮する必要があります。そのため、梁幅の半分（20（cm））を加えて、3.2（m）×2.2（m）となります。この面積に、床単位荷重を掛け合わせることで、床荷重を計算します。

荷重を拾う際、例えば部材の交差部のディテールなどを正確に考慮して算出することは困難です。そのため、一部の体積の重量を二度拾ってしまう、いわゆる「ダブルカウント」が生じます。例えば、スラブの角部は柱の中に入っていますが、一般的に、この部分の体積を正確に計算して、荷重から取り除くことは行いません。構造計算の基本となる荷重の計算においても、完全に正確ではないことを考慮して、なるべく余裕を持たせることを心がける必要があります。

② パラペットの重量

パラペットの重量は、パラペットの長さ、パラペットの単位長さ重量（4.3（kN/m））を掛け合わせることで求めます。パラペットの長さは、各スパン長さの半分であるX方向3（m）、Y方向2（m）、及び角部分の取り回し分です。この角部分の取り回し分は、本計算例では500（mm）相当分として計算することとします。

③ X₀ 構面の R 階大梁の重量

Y方向の大梁部分の長さは、Y方向のスパン長さの半分である2（m）から、柱せいの半分の0.3（m）を引いた長さとなります。この長さに、大梁の単位長さあたりの重量を掛け合わせることで大梁の重量を求めます。

④ Y₀ 構面の R 階大梁の重量

X方向の大梁部分の長さは、X方向のスパン長さの半分である3（m）から、柱せいの半分の0.3（m）を引いた長さとなります。この長さに、大梁の単位長さあたりの重量を掛け合わせることで大梁の重量を求めます。

⑤ 2階 C₁ 柱の重量

各階の軸力は、各階の階高の中央で計算するため、2階として考慮する柱の重さは、2階階高中央よりも上部となります。階高は3.470（m）であるため、その半分は1.735（m）です。しかし、この長さでは、R階大梁の梁心までの高さとなります。実際の柱としては、R階床スラブの上面までを考えるため、1.735（m）に梁せいの半分の0.35（m）を加えた長さに、単位長さあたりの重量を掛け合わせて求めます。

ひとりでやってみよう 6

memo

■ 柱に作用する柱軸方向力を求めます。

演習シート 4 ①～4 ③、5 を使用します。

求め方の手順

【2 階 C₁ 柱の例を示します。】

- ① 計算する柱の各階で支持する部材などの荷重状態を確認します。
- ② 各荷重状態に対する単位荷重を転記します。なお、床荷重には表 1.3-1 (p.20) の「ラーメン用」を用います。
- ③ それぞれの荷重状態で、柱が負担する分の長さや面積を求める式を記入し、その長さや面積を記入します。
- ④ それぞれの荷重状態の単位荷重に長さや面積をかけて、それぞれの荷重状態が柱に伝わる荷重 W を計算します。
- ⑤ 全ての荷重状態の W を合計します。
- ⑥ 柱に作用する鉛直荷重 N は、当該階とそれより上の階の W を全て加えて求めます。
- ⑦ 求めた各柱の軸力は、軸力一覧として演習シート 5 に記入します。

表 1.3-1 床の単位荷重表
屋根のラーメン用 (kN/m²)

C ₁	Wの計算					N=ΣW (kN)
	荷重種別	単位荷重 (kN/m ²),(kN/m)	面積、長さの計算	面積(m ²)、 長さ(m)	W (kN)	
2階	屋根床	5.8	(6.0/2+0.4/2)m × (4.0/2+0.4/2)m	7.04	40.8	106.6 → 107
	梁x	5.5	(6.0/2-0.6/2)m	2.70	14.9	
	梁y	5.5	(4.0/2-0.6/2)m	1.70	9.4	
	パラペット	4.3	(6.0/2+4.0/2+0.5)m	5.50	23.7	
	柱(2階)	8.6	(3.47/2+0.7/2)m	2.09	17.9	
					106.6	
1階	2階床					
	梁x					
	梁y					
	外壁					
	柱(2,1階)					
基礎	外壁	1.3-3 (P.22) より パラペットの単位重量 4.3kN/m				
	柱(1階)					
	基礎梁					

他の柱の軸方向力も求めてみましょう。

2.4.2 積載荷重の低減

施行令第85条に規定されている積載荷重は、床に作用する一般的な荷重として安全側を見て規定されています。そのため、複数階を有する建築物の場合、このような安全側を見た荷重が複数階に同時に作用することは確率的には低くなります。そこで、施行令第85条の2では、各階よりも上の階の数（支える床の数）によって、積載荷重を低減して良いことが示されています。なお、本書ではこの低減は用いていません。

【施行令 第85条第2項】

柱又は基礎の垂直荷重による圧縮力を計算する場合においては、前項の表の(ろ)欄の数値は、そのささえる床の数に応じて、これに次の表の数値を乗じた数値まで減らすことができる。ただし、同項の表の(5)に掲げる室の床の積載荷重については、この限りでない。

支える床の数	積載荷重を減らすために乗すべき数値
2	0.95
3	0.9
4	0.85
5	0.8
6	0.75
7	0.7
8	0.65
9以上	0.6

ポイント

本書では、雑壁は全て、下の階の梁に支えられていると仮定しました。これは例えば、躯体が完成した後に雑壁を建てた場合に相当します。一方、上下の梁に緊結されるように施工された、例えば耐震壁では、その自重は階高の中央で分けて、上下の梁が支持するとするのが一般的です。荷重を計算するときには、その作り方も考慮しなければなりません。

2.5 地震力の算定

2.5.1 各階の重量

各階の水平力は床の位置に集中して作用するものとして扱います。階の中間に生じる地震力は、まず上下の床に伝えられ、その後各構面に伝わるものと考えます。そのため、各階の重量を計算する際には、柱や壁などの鉛直部材の重量はあらかじめ上下の床に振り分けて計算します。ただし、外壁等によっては、例えば下の階だけに支持されているような場合もあるので、実状に合わせて適切に重量を計算する必要があります。本計算では、外壁は全て下階に支持されているものとします。つまり、2階の外壁は2階の床梁、1階の外壁は基礎梁により支持されていると考えます。また、床荷重を計算する際の単位荷重には、地震力算定用床荷重を用います。

各階の重量の計算方法、つまり各部材の長さや面積の求め方は、基本的には2.4節で示した柱の鉛直荷重の計算方法と同様ですが、下階の重量を計算する際に、上階の重量を足す必要はありません。2.4節と異なる点は床単位荷重です。2.4節では、積載荷重としてラーメン用（大ばり、柱又は基礎の構造計算をする場合）を用いましたが、ここでは地震用（地震力を計算する場合）を用います。

ひとりでやってみよう 7

地震力を計算するための各階の重量を求めます。

演習シート 6 を使用します。

求め方の手順

【R 階の屋根床、小梁、梁 x の例を示します。】

- ① 計算する階で支持する部材などの荷重状態を確認します。
- ② 各荷重状態に対する単位荷重を転記します。なお、床荷重には表 1.3-1 (p.20) 「地震用」を用います。
- ③ それぞれの荷重状態で、各階に存在する長さや面積を求める式を記入し、その長さや面積を記入します。
- ④ それぞれの荷重状態の単位荷重に長さや面積をかけて、それぞれの荷重状態による荷重 W を計算します。
- ⑤ 全ての荷重状態の W を合計します。
- ⑥ N は、当該階とそれより上の階の W を全て加えて求めます。

memo

表1.3-1 床の単位荷重表
屋根の地震用 (kN/m²)

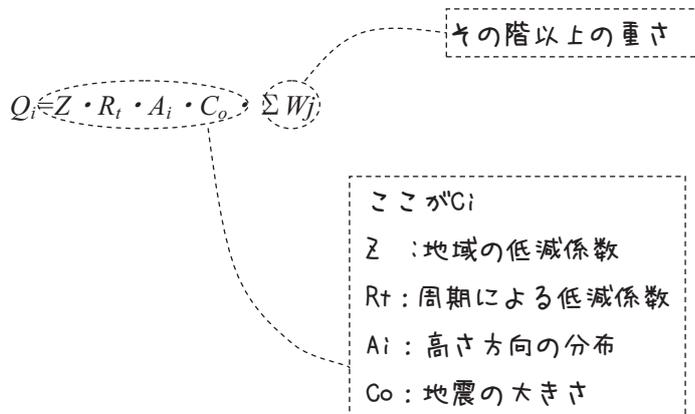
階	荷重種別	単位荷重	Wの計算			N=ΣW (MN)	
			×	面積または長さ	= W(kN)		
R	屋根床	5.1 kN/m ²		(18.0+0.4)*(12.0+0.4) =	228.16	1164	
	小梁	3.0 kN/m		(6.0-0.4)*3 =	16.8		50
	梁x	5.5 kN/m		(18.0-0.6*3)*2 =	32.4		178
	梁y	5.5 kN/m		(18.0-0.6*3) =	16.2		89
		kN/m		=			
		kN/m		=			
		kN/m		=			
2	2階床	kN/m ²		=			
	小梁	kN/m		=			
	梁x	1章の演習より		=			
	梁y	kN/m		=			
		kN/m		=			
	外壁柱(2,1階)	kN/m		=			

R階の残りと、2階も求めてみましょう。

各階の地震層せん断力係数 C_i は、施行令第 88 条に示されているとおり、下式で計算できます。

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

したがって、各階の設計用せん断力 Q_i は、下式のようになります。



ここで、地域による低減係数 Z は、地域係数とも呼ばれ、その地方における過去の地震の記録に基づく震害の程度及び地震活動の状況その他地震の性状に応じて 1.0 から 0.7 までの範囲内において国土交通大臣が定める数値で、昭 55 建告第 1793 号に示されています。地図で示すと、図 2.5-5 (p.54) のようになります。太平洋沿岸地域は 1.0 であり、沖縄県のみが 0.7 です。

R_t は振動特性係数と呼ばれ、建築物の周期と、その建築物に作用する地震力の大きさの関係を表す低減係数を意味します。これまでに観測された地震動は、建築物の周期が長くなるにつれて、建築物に発生する加速度（応答加速度）が小さくなる傾向が見受けられます。特に地盤が固いと、応答加速度の低下が相対的に短い建築物周期で発生し、地盤が軟らかくなると、その周期は相対的に長くなるのが経験的に知られています。その特徴を表したのが R_t です。建築物の固有周期 T と、建築物の地盤種別が分かれば、図 2.5-2 に示す図から R_t を求めることができます。地盤の種別は第 1 種地盤から第 3 種地盤までの 3 種類に分類されており、地盤調査により決定します。建築物の固有周期は、正確には建築物全体をモデル化して計算機により求める必要がありますが、設計時には部材寸法も確定していないため、建築物モデルを計算機に入れることが困難です。そこで、昭 55 建告第 1793 号では、建築物の固有周期を

$$T = h(0.02+0.01\alpha)$$

で略算的に求める方法が示されています。ここで、 h は建築物の高さ (m) であり、 α は建築物高さ h に占める鉄骨部分の高さの割合です。鉄筋コンクリート造建築物では、 α は 0 となるため、

$$T = 0.02h$$

となり、鉄骨建築物では、 α は 1.0 となるため、

$$T = 0.03h$$

となります。

C_0 は標準せん断力係数と呼ばれ、建築物の 1 階部分の層せん断力係数を定めるための係数であり、設計で考慮する地震の大きさに関係しています。施行令第 88 条により、

C_0 の大きさは、鉄筋コンクリート構造では0.20以上としなければなりません。

以上のように、 C_0 は地震力の大きさを表しています。一方、 Z と R_i は何れも低減係数です。図2.5-1(c)や図2.5-3に表すような、建築物の高さ方向の層せん断力の分布を考慮する係数が A_i であり、この各階の A_i の分布形を「 A_i 分布」と呼びます。この A_i の大きさは、各階の重量と建築物の周期 T を用いて計算することができます。具体的には、ある階以上の重量の和の、全重量に対する比を α_i と定義して、次式により計算できます。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T}$$

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^n W_j}{\sum_{j=1}^n W_j}$$

なお、この A_i の式は、せん断変形のみを生じる、質量が連続する棒状の物体の振動系から理論的に求めた式です。

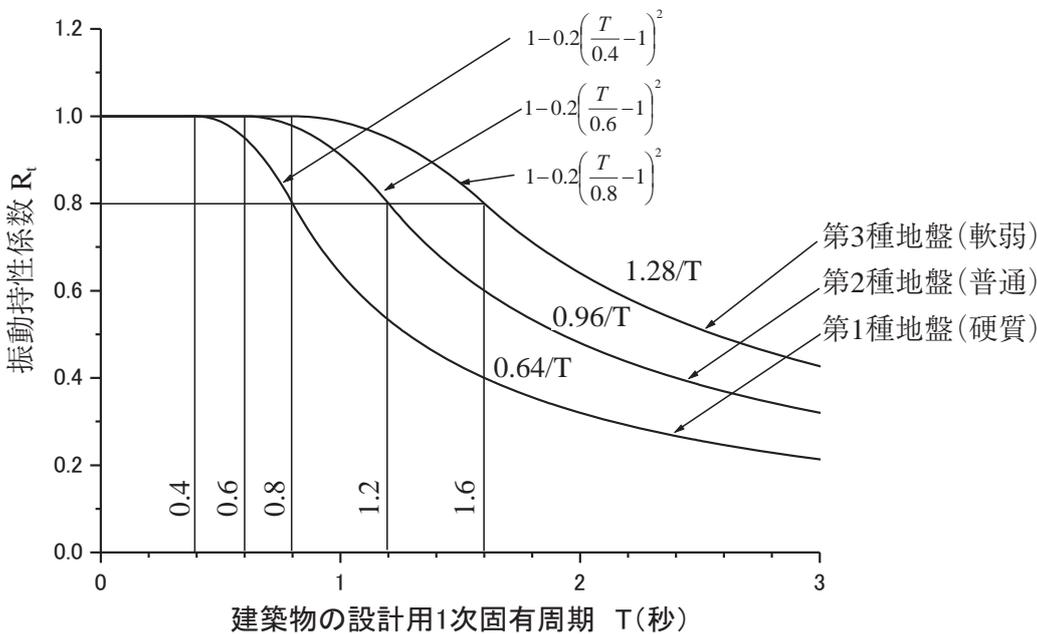


図 2.5-2 振動特性係数 R_i

memo

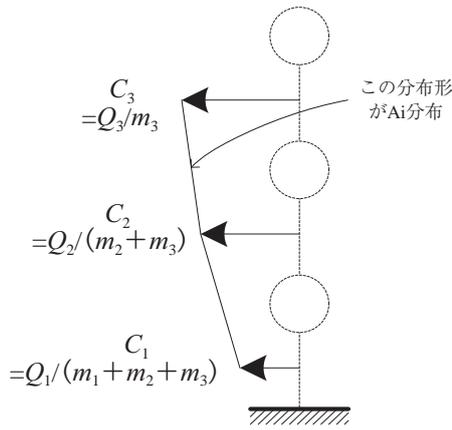


図 2.5-3 層せん断力係数の分布

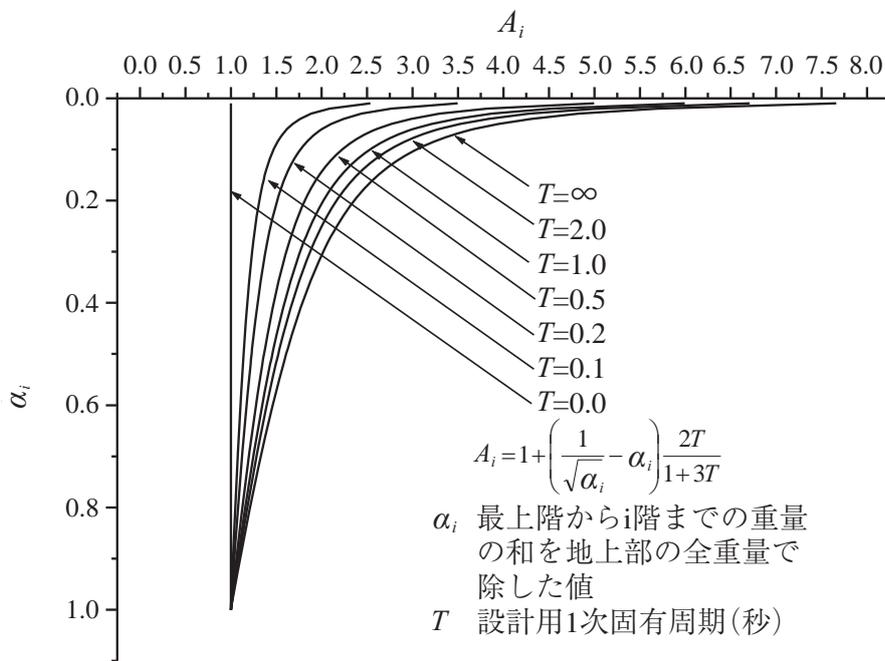


図 2.5-4 A_i 分布と周期 T

【施行令第 88 条】

第 88 条 建築物の地上部分の地震力については、当該建築物の各部分の高さに応じ、当該高さの部分が支える部分に作用する全体の地震力として計算するものとし、その数値は、当該部分の固定荷重と積載荷重との和（第 86 条第 2 項ただし書の規定により特定行政庁が指定する多雪区域においては、更に積雪荷重を加えるものとする。）に当該高さにおける地震層せん断力係数を乗じて計算しなければならない。この場合において、地震層せん断力係数は、次の式によって計算するものとする。

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

この式において、 C_i 、 Z 、 R_i 、 A_i 及び C_0 は、それぞれ次の数値を表すものとする。

- C_i 建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数
 - Z その地方における過去の地震の記録に基づく震害の程度及び地震活動の状況その他地震の性状に応じて 1.0 から 0.7 までの範囲内において国土交通大臣が定める数値
 - R_i 建築物の振動特性を表すものとして、建築物の弾性域における固有周期及び地盤の種類に応じて国土交通大臣が定める方法により算出した数値
 - A_i 建築物の振動特性に応じて地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表すものとして国土交通大臣が定める方法により算出した数値
 - C_0 標準せん断力係数
- 2 標準せん断力係数は、0.2 以上としなければならない。ただし、地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が国土交通大臣の定める基準に基づいて規則で指定する区域内における木造の建築物（第 46 条第 2 項第一号に掲げる基準に適合するものを除く。）にあつては、0.3 以上としなければならない。
 - 3 第 82 条の 3 第二号の規定により必要保有水平耐力を計算する場合においては、前項の規定にかかわらず、標準せん断力係数は、1.0 以上としなければならない。
 - 4 建築物の地下部分の各部分に作用する地震力は、当該部分の固定荷重と積載荷重との和に次の式に適合する水平震度を乗じて計算しなければならない。ただし、地震時における建築物の振動の性状を適切に評価して計算をすることができる場合においては、当該計算によることができる。

$$K \geq 0.1 \left(1 - \frac{H}{40} \right) Z$$

この式において、 K 、 H 及び Z は、それぞれ次の数値を表すものとする。

- K 水平震度
- H 建築物の地下部分の各部分の地盤面からの深さ（20 を超えるときは 20 とする。）（単位 m）
- Z 第 1 項に規定する Z の数値

【告示 昭 55 建告第 1793 号】

Z の数値、 R_i 及び A_i を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準を定める件

建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 88 条第 1 項、第 2 項及び第 4 項の規定に基づき、Z の数値、 R_i 及び A_i を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準をそれぞれ次のように定める。

第 1 Z の数値

Z は、次の表の左欄に掲げる地方の区分に応じ、同表右欄に掲げる数値とする。

地方		数値
(1)	(2) から (4) までに掲げる地方以外の地方	1.0
(2)	北海道のうち 札幌市 函館市 小樽市 室蘭市 北見市 夕張市 岩見沢市 網走市 苫小牧市 美唄市 芦別市 江別市 赤平市 三笠市 千歳市 滝川市 砂川市 歌志内市 深川市 富良野市 登別市 恵庭市 伊達市 札幌郡 石狩郡 厚田郡 浜益郡 松前郡 上磯郡 亀田郡 茅部郡 山越郡 檜山郡 爾志郡 久遠郡 奥尻郡 瀬棚郡 島牧郡 寿都郡 磯谷郡 虻田郡 岩内郡 古宇郡 積丹郡 古平郡 余市郡 空知郡 夕張郡 樺戸郡 雨竜郡 上川郡（上川支庁） のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町 勇払郡 網走郡 斜里郡 常呂郡 有珠郡 白老郡 青森県のうち 青森市 弘前市 黒石市 五所川原市 むつ市 東津軽郡 西津軽郡 中津軽郡 南津軽郡 北津軽郡 下北郡 秋田県 山形県 福島県のうち 会津若松市 郡山市 白河市 須賀川市 喜多方市 岩瀬郡 南会津郡 北会津郡 耶麻郡 河沼郡 大沼郡 西白河郡 新潟県 富山県のうち 魚津市 滑川市 黒部市 下新川郡 石川県のうち 輪島市 珠洲市 鳳至郡 珠洲郡 鳥取県のうち 米子市 倉吉市 境港市 東伯郡 西伯郡 日野郡 島根県 岡山県 広島県	0.9

	徳島県のうち 美馬郡 三好郡 香川県のうち 高松市 丸亀市 坂出市 善通寺市 観音寺市 小豆郡 香川郡 綾歌郡 仲多度郡 三豊郡 愛媛県 高知県 熊本県 ((3) に掲げる市及び郡を除く。) 大分県 ((3) に掲げる市及び郡を除く。) 宮崎県	0.9
(3)	北海道のうち 旭川市 留萌市 稚内市 紋別市 士別市 名寄市 上川郡 (上川支庁) のうち鷹栖町、当麻町、 比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、 風連町及び下川町 中川郡 (上川支庁) 増毛郡 留萌郡 苫前郡 天塩郡 宗谷郡 枝幸郡 礼文郡 利尻郡 紋別郡 山口県 福岡県 佐賀県 長崎県 熊本県のうち 八代市 荒尾市 水俣市 玉名市 本渡市 山鹿市 牛深市 宇土市 飽託郡 宇土郡 玉名郡 鹿本郡 葦北郡 天草郡 大分県のうち 中津市 日田市 豊後高田市 杵築市 宇佐市 西国東郡 東国東郡 速見郡 下毛郡 宇佐郡 鹿児島県 (名瀬市及び大島郡を除く。)	0.8
(4)	沖縄県	0.7

第2 R_i を算出する方法

R_i は、次の表の式によって算出するものとする。ただし、特別の調査又は研究の結果に基づき、地震時における基礎及び基礎ぐいの変形が生じないものとして構造耐力上主要な部分の初期剛性を用いて算出した建築物の振動特性を表す数値が同表の式によって算出した数値を下回ることが確かめられた場合においては、当該調査又は研究の結果に基づく数値（この数値が同表の式によって算出した数値に $3/4$ を乗じた数値に満たないときは、当該数値）まで減じたものとしてすることができる。

$T < T_c$ の場合	$R_t = 1$
$T_c \leq T < 2T_c$ の場合	$R_t = 1 - 0.2 \left(\frac{T}{T_c} - 1 \right)^2$
$2T_c \leq T$ の場合	$R_t = \frac{1.6T_c}{T}$

この表において、 T 及び T_c は、それぞれ次の数値を表すものとする。

T 次の式によって計算した建築物の設計用 1 次固有周期 (単位 秒)

$$T = h(0.02 + 0.01 \alpha)$$

この式において、 h 及び α は、それぞれ次の数値を表すものとする。

h 当該建築物の高さ (単位 m)

α 当該建築物のうち柱及びはりの大部分が木造又は鉄骨造である階 (地階を除く。) の高さの合計の h に対する比

T_c 建築物の基礎の底部 (剛強な支持ぐいを使用する場合にあっては、当該支持ぐいの先端) の直下の地盤の種別に応じて、次の表に掲げる数値 (単位 秒)

第 1 種地盤	岩盤、硬質砂れき層その他主として第三紀以前の地層によって構成されているもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき、これと同程度の地盤周期を有すると認められるもの	0.4
第 2 種地盤	第 1 種地盤及び第 3 種地盤以外のもの	0.6
第 3 種地盤	腐植土、泥土その他これらに類するもので大部分が構成されている沖積層 (盛土がある場合においてはこれを含む) で、その深さがおおむね 30m 以上のもの、沼沢、泥海等を埋め立てた地盤の深さがおおむね 3m 以上であり、かつ、これらで埋め立てられてからおおむね 30 年経過していないもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき、これらと同程度の地盤周期を有すると認められるもの	0.8

第 3 A_i を算出する方法

A_i は、次の式によって算出するものとする。ただし、地震時における基礎及び基礎ぐいの変形が生じないものとして構造耐力上主要な部分の初期剛性を用いて算出した建築物の振動特性についての特別な調査又は研究の結果に基づいて算出する場合においては、当該算出によることができるものとする。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T}$$

この式において、 α_i 及び T は、それぞれ次の数値を表すものとする。

α_i 建築物の A_i を算出しようとする高さの部分が支える部分の固定荷重と積載荷重との和 (建築基準法施行令第 86 条第 2 項ただし書の規定により特定行政庁が指定する多雪区域においては、更に積雪荷重を加えるものと

ひとりでやってみよう 8

■ 各階に作用する地震用せん断力を求めます。

演習シート 6 を使用します。

求め方の手順

- ① 建設地である神奈川県の地域係数 Z を記入します。
- ② 第2種地盤として、 T_c を記入します (p.51 の昭 55 建告第 1793 号を参照)。
- ③ 建築物の高さから、建築物の固有周期 T を計算し、 R_f を求めます。
- ④ 各階の A_i のうち、 α_i 以外の T による定数部分をあらかじめ計算します。
- ⑤ 各階の A_i は、表を用いて計算します。
 - 1) 各階の地震力計算用重量 W を記入します。
 - 2) 各階と、その階以上の重量を足した ΣW を計算します。2階は2階だけの重量、1階は1階と2階の重量の和となります。
 - 3) 建築物全重量に対する各階の重量の比 $\alpha_i (=w_i/\Sigma w_i)$ を計算します。
 - 4) α_i を用いて、各階の A_i を計算します。
- ⑥ 層せん断力係数 C_i を $C_i = Z \cdot R_f \cdot A_i \cdot C_0$ として計算します。 C_0 は 0.2 です。
- ⑦ 各階の C_i に、各階以上の重量 ΣW を掛け合わせて設計用せん断力 Q_i を求めます。
- ⑧ 慣性力の分布形を確認するため、各階の慣性力 ΔQ_i を求めます。 ΔQ_i は、各階の層せん断力から、一つ上の階の層せん断力を引いた値 ($\Delta Q_i = Q_i - Q_{i+1}$) となり、2階では、一つ上の階がないので2階の設計用層せん断力と一致します。

演習シートを埋めてみましょう。