

建築構造設計基準の資料

平成 30 年版

平成 30 年 4 月 25 日国営整第 25 号

この基準は、国土交通省官庁営繕部及び地方整備局等営繕部が官庁施設の営繕を実施するための基準として制定したものです。

利用にあたっては、国土交通省ホームページのリンク・著作権・免責事項に関する利用ルール (<http://www.mlit.go.jp/link.html>) をご確認ください。

国土交通省大臣官房官庁営繕部整備課

技術基準トップページはこちら（関連する基準の確認など）

http://www.mlit.go.jp/gobuild/gobuild_tk2_000017.html

建築構造設計基準の資料

第 1 章 総則

1.1 目的

この資料は、「建築構造設計基準」(平成 30 年 4 月 25 日国営整第 25 号)を円滑かつ適切に運用するために必要な事項をとりまとめたものである。

1.2 適用範囲等

資料の適用に当たり、次の略語を使用している。

「法」	: 建築基準法 (昭和 25 年法律第 201 号)
「令」	: 建築基準法施行令 (昭和 25 年政令第 338 号)
「告示」	: 建築基準法に基づく国土交通省告示及び建設省告示 (使用例: 平成 12 年建設省告示第 1389 号 → 「告示」 (平 12 建告第 1389 号))
「基本的性能基準」	: 官庁施設の基本的性能基準
「総合耐震計画基準」	: 官庁施設の総合耐震・対津波計画基準
「荷重指針」	: 建築物荷重指針・同解説 2015 (日本建築学会)
「RC 規準」	: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010 (日本建築学会)
「SRC 規準」	: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計と保有水平耐力—2014 (日本建築学会)
「S 規準」	: 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—2005 (日本建築学会)
「塑性指針」	: 鋼構造塑性設計指針 2017 (日本建築学会)
「基礎構造指針」	: 建築基礎構造設計指針 2001 (日本建築学会)
「解説書」	: 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書 (国土交通省住宅局建築指導課他監修) (全国官報販売共同組合)
RC 造	: 鉄筋コンクリート造
SRC 造	: 鉄骨鉄筋コンクリート造
S 造	: 鉄骨造

第 2 章 構造計画

2.1 一般事項

2.1.1 構造計画

構造計画に当たっては、敷地、地盤、建築物の用途、規模、将来計画、工事費、工期等の設計条件を十分把握し、意匠設計及び設備設計と整合を図りながら、所要の安全性、耐久性、居住性等の性能を満たす構造体とする。

2.1.2 耐震、耐風及び対津波に関する計画

- (1) 地震動時において、構造体に求められる安全性には、第一に人命の安全確保がある。また、大地震動後の災害応急対策活動の拠点として使用される官庁施設は、その機能の確保が要求される。構造設計に当たっては、これらを考慮し、地域的な条件をあわせて決定された耐震安全性の分類に応じた性能の水準を確保する。耐震安全性の分類及び目標は「総合耐震計画基準」による。
- (2) 暴風に対する構造体の安全性が図られるように、官庁施設の分類に応じた性能の水準を確保する。耐風に関する性能の分類及び性能の水準は「基本的性能基準」による。
- (3) 津波に対する構造体の安全性が図られるように、官庁施設の分類に応じた性能の水準を確保する。対津波に関する性能の分類及び性能の水準は「基本的性能基準」による。

2.1.3 敷地及び周辺地盤

敷地又はその周辺の地盤については、次のような事項を考慮して構造設計を行う。

(1) がけ地に近接して建築物が計画される場合

- ① 建築物の位置は、がけ上（以下がけとは、宅地造成等規制法施行令（昭和 37 年政令第 16 号）第 1 条に規定する「崖」をいう。）及びがけ下いずれに建つ場合も、がけ下端からの水平距離をがけ高の 2 倍程度以上確保する。
- ② 斜面のすべり破壊の検討を行い安全を確かめる。
- ③ がけ上に建つ建築物等の荷重を考慮して設計された擁壁等を設ける。

(2) 飽和砂質土層等が存在する地盤に計画される場合

- ① 液状化発生の有無の検討を行う。具体的には、**9.3 液状化等の検討**を参照する。
- ② 液状化発生が予想される場合には、液状化を考慮した杭の設計、地盤改良等を行う。

(3) 地盤沈下が予想される地域に計画される場合

- ① 地盤改良等の地業計画を適切に行う。
- ② 負の摩擦力を考慮した杭の設計を行う。
- ③ 不同沈下による建物への影響が最小となるように、構造体の剛性を高くしたり、エキスパンションジョイントを設ける等の対応を行う。

2.1.4 水平抵抗要素

水平力に対する抵抗要素の計画については、次の事項を十分考慮して設計する。

(1) 平面上の偏心について

各階の偏心率は、原則として、0.15 以下とする。0.15 を超える場合には、形状係数により必要保有水平耐力の割増しを行う。また、構造計算ルート 1 の場合でも偏心率については上限の目安を設けることとする。

(2) 立面上の剛性について

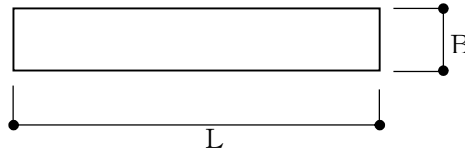
耐力壁は、上下方向に連続させて立面的につりあいよく配置し、各階の剛性率は、原則として、0.6 以上とする。0.6 を下回る場合には、形状係数により必要保有水平耐力の割増しを行う。また、いわゆるピロティ形式等、下階において壁を抜く計画はできるだけ避ける。ピロティ形式とする場合は、「解説書」付録 1-6 を参照して検討する。

(3) 建築物の形状について

- ① 架構の各部分が同じ振動性状になるように整形な形状とすることが望ましいが、不整形な平面計画が避けられない場合は、エキスパンションジョイントを設け、別の建築物として計画し、単体の建築物としての整形化を図るか、又は振動特性を考慮したより詳細な検討を行い、応力集中部分等を適切に設計する。
- ② 次のアからウまでの建築物には、原則として、エキスパンションジョイントを設け、構造的に分離する。分離した躯体相互の間隔は、大地震動時に生じるそれぞれの水平変位の和を考慮して決定する。

ア 平面形状が T 型、L 型である場合や、平面的に階数が大きく異なる場合等で、振動特性がブロックごとに大きく異なっていると推定される建築物

- イ 長辺長さが 100m を超える建築物、又は 100m 以下の場合でも辺長比が $L/B > 10$ となるような建築物



- ウ 増築の際に、既存建築物に対し別棟として扱う必要がある建築物

(4) 中高層建築物について

中高層建築物において、RC 耐力壁や鉄骨ブレースを連層で配置した耐震要素の形状が縦長となる場合には、架構面の過大な曲げ変形を拘束するために境界梁の剛性を確保する等の検討を行う。

2.1.5 変形制限

構造体の層間変形角が大地震動及び暴風に対して制限値以下であることを確認するものとする。

なお、制限値を超える場合は、建築非構造部材及び建築設備についても、その変形により障害が生じないことを確認する。特に純ラーメンの構造形式を採用する際には、上述の事項に留意する。

2.1.6 長期的な障害に対する検討

大スパンの梁及び床版等は、十分な強度や剛性を確保する等により、長期荷重に対してクリープ等による有害な変形及び振動障害が生じないようにする。

2.1.7 その他考慮すべき性能

部材断面を決定する場合には、各部材断面の鉄筋及び鉄骨の納まりや、必要かぶり厚を確保し、構造体の所要の性能を確保できるようにするとともに、耐火被覆、防錆等も含めて、施工性、耐火性及び耐久性を十分考慮する。

2.1.8 地震応答の計測及び記録をする装置等の設置

高さ 45m を超える建築物、免震構造の建築物及び制振構造の建築物で時刻歴応答解析を行う場合は、以下の地震応答を計測する加速度計、計測結果を表示及び記録する装置を設置する。

- ① 加速度計は、最上階、最下階及び中間階の 3 カ所に設置することを標準とする。ただし、免震構造の建築物の場合は、最上階、免震層の直上及び直下の 3 カ所とする。
- ② 震度及び応答加速度の計測結果を表示及び記録する装置を中央管理室等に設置する。
- ③ 加速度計、計測結果を表示及び記録する装置は、商用電源途絶時も機能を維持でき

るようにすること。

2.2 構造形式及び構造種別（資料なし）

第3章 構造材料

3.1 コンクリート

3.1.1 コンクリートの種類及び設計基準強度

普通コンクリートの設計基準強度は、原則として 36 N/mm^2 以下とする。普通コンクリートの設計基準強度を定める際に考慮する建築物の規模については、建築物の高さ、階数、大スパン等が考えられる。

軽量コンクリートの設計基準強度は、原則として 21 N/mm^2 以上 27 N/mm^2 以下とし、ひび割れ、振動、耐久性、市場性、ポンプ圧送による施工性等について十分考慮する。

なお、コンクリートの設計基準強度は、使用部位又は階により連続性が保たれる範囲で使い分けてよい。

また、高層建築物の基礎梁のように大断面となる場合は、コンクリート打設後の発熱による影響を十分考慮して、必要に応じてマスコンクリートとして取り扱う。

3.1.2 耐久性

普通コンクリートの設計基準強度は、耐久性の観点から、原則として 24 N/mm^2 以上とする。

また、耐久性のうえで有害な物質を含むおそれのあるコンクリートは、原則として、構造体には使用しない。ただし、地域的に塩分を含む細骨材の使用、海塩粒子による塩害等が避けられない場合には、鉄筋にエポキシ樹脂塗装を施したものを使用する（「有効な防せい処理のなされた鉄筋の使用による防せい対策について」（平成元年 10 月 25 日建設省住指発第 407 号）等）の方法がある。なお、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる場合は、許容付着応力度が低減される等の制約があることから、設計方法や仕様等に関しては評定内容等に基づき適切に対応する。

3.2 鉄筋

鉄筋の径と材質の組合せは、原則として同径のものは同じ材質のものを用いる。なお、場所打ちコンクリート杭に用いる主筋を除き、原則として D35 以上の鉄筋には重ね継手を用いない。

3.3 鋼材（資料なし）

3.4 構造材料の組合せ

鋼材とコンクリートの組合せにおいては、鉄筋の付着、定着の問題、じん性の問題等を考慮して、原則として、降伏点強度の高い鋼材には設計基準強度の高いコンクリートを組合せ

る。

第 4 章 荷重及び外力

4.1 荷重及び外力の種類

構造体に作用する荷重及び外力の種類は、「令」第 83 条に定められている固定荷重、積載荷重、積雪荷重、風圧力及び地震力とする。また、設備機器等による振動及び衝撃力、温度応力、地中部分等における土圧又は水圧並びに津波による波圧及び波力も必要に応じて考慮する。

4.2 固定荷重

構造計算に用いるコンクリートの単位体積重量は、特に調査をしない場合には、表 4.1 によってよい。

表 4.1 コンクリートの単位体積重量

コンクリートの種類	単位体積重量 γ (kN/m ³)		
	コンクリート	鉄筋コンクリート	鉄骨鉄筋コンクリート
普通コンクリート	23	24	25
軽量コンクリート 1 種	19	20	21
軽量コンクリート 2 種	17	18	19

4.3 積載荷重

4.3.1 積載荷重

積載荷重については、「令」第 85 条第 1 項の規定によるほか、表 4.2 に示す値を用いる。

なお、表に示す以外の居室等及び特殊な使われ方をされる居室等については、設計時に居室等の使用方法を十分調査し、実況に応じて算定する。

表 4.2 積 載 荷 重

(単位：N/m²)

室 名 等		床版又は小梁計算用	大梁、柱又は基礎計算用	地震力計算用	備 考
屋 上	常時人が使用する場合 (学校、百貨店の類を除く)	1,800	1,300	600	「令」第 85 条の屋上広場を準用。
	〃 (学校、百貨店の類)	2,900	2,400	1,300	
	通常人が使用しない場合	980	600	400	短期荷重とする(作業荷重を考慮)。積雪荷重及び風荷重との組合せは行わない。
	鉄骨造体育館、武道場等	980	0	0	
事務室、会議室及び食堂		2,900	1,800	800	「令」第 85 条による。
研 究 室		2,900	1,800	800	実況に応じて算定する。
教 室		2,300	2,100	1,100	「令」第 85 条による。
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	2,900	2,600	1,600	「令」第 85 条による。
	そ の 他	3,500	3,200	2,100	
法務局登記書庫		5,900	4,900	3,900	法務省型鋼製書架 W型 8 段 6 連を配置した場合。
一般書庫、倉庫等		7,800	6,900	4,900	通常の階高の室に満載の書架を配置した場合。
移動書架を設置する書庫、 電算室の空調機室、用具庫等		11,800	10,300	7,400	一般書庫の 1.5 倍程度。
一 般 実 験 室	化 学 系	3,900	2,400	1,600	
	物 理 系	4,900	3,900	2,500	
電 算 室		4,900	2,400	1,300	床版又は小梁計算用は電算室用既製床の耐荷重の値。他は「令」第 85 条の店舗の売場を準用。
機 械 室		4,900	2,400	1,300	床版又は小梁計算用は機械の平均的な重量の値。他は「令」第 85 条の店舗の売場を準用。
体育館、武道場等		3,500	3,200	2,100	振動等を考慮し、「令」第 85 条の劇場等(その他)を準用。
自動車車庫及び自動車通路		5,400	3,900	2,000	「令」第 85 条による。
片持形式のバルコニー、庇等		1,800	1,300	600	「令」第 85 条のバルコニーを準用。

4.3.2 積載荷重の部分的載荷による影響

S造で主たる用途が倉庫で、固定荷重に対する積載荷重の割合が大きい場合には、内容物の平面的な収納の方法によって載荷位置が極端に偏り、建築物全体の構造特性が、設計で仮定したものより危険側になる場合がある。このような場合には、部分的載荷による影響を考慮する。

事務庁舎等においては、床版の設計において、書棚や移動書架などが集中配置される重荷重ゾーン（ヘビーデューティゾーン）の必要性等について検討する。

なお、「令」第85条第2項の規定による支える床の数に応じた柱又は基礎の鉛直荷重の低減は、行わない。ただし、S造の建築物で引き抜き、転倒を検討する場合には、支える床の数に応じた低減を必要に応じて行う。

4.4 積雪荷重

4.4.1 積雪荷重

積雪荷重については、「令」第86条の規定により、積雪の単位荷重に屋根の水平投影面積及びその地方における垂直積雪量を乗じて計算する。ただし、規則により特定行政庁が「告示」（平12建告第1455号）によってこれらの値を定めている場合はそれによる。

なお、次の建築物及び庇等の部分は、積雪荷重に対して不利となりやすいため、特に慎重に検討する。

- ① 低層のS造でスパンが大きく不静定次数の低い建物
- ② RC造で、軒先やバルコニーのように荷重が集中し、構造上弱点となりやすい部分

建築物周囲の地形及び屋根形状によっては、風の影響等により積雪分布が著しく不均一となる可能性があり、特に壁面の片側積雪及び屋根の谷部の吹きだまりについても必要に応じて考慮する。

また、建築物の外壁に接する積雪によって生ずる側圧が無視できなくなるおそれのある場合は、積雪の側圧による荷重を考慮して設計する。

4.4.2 雪おろしによる荷重の低減

「令」第86条第6項の規定に定められている雪おろしによる荷重の低減は行わない。ただし、特定行政庁によっては、融雪装置、落雪装置等有効な手段が講じられていれば、垂直積雪量を減らして計算することができる。

4.5 風圧力

設計用風圧力は、「令」第87条及び「告示」（平12建告第1454号）の規定により算定した値に、「基本的性能基準」に示す耐風に関する性能の分類に応じた風圧力の割増しを考慮する。

また、屋根ふき材、外装材及び建築物の屋外に面する帳壁を支持する母屋及び胴縁等の風

圧力に対する検討については、「令」第 82 条の 4 及び「告示」(平 12 建告第 1458 号)の規定により行う。その際にも、「基本的性能基準」に示す耐風に関する性能の分類に応じた風圧力の割増しを考慮する。

4.6 地震力

4.6.1 地上部分の地震力

高さが 60m 以下の建築物の地上部分の地震力は、「令」第 88 条及び「告示」(昭 55 建告第 1793 号)の規定により算定する。また、「解説書」第 5 章 荷重及び外力 5.5 地震力を参考に、設計用 1 次固有周期 T を固有値解析等により計算した場合には、その精算値によることができる。ただし、精算した固有周期から求めた R_t は、「告示」(昭 55 建告第 1793 号)式の T から求めた R_t の 75% 未満にならないものとする。

なお、 A_i 分布の計算に用いる T と、 R_t の計算に用いる T は同じものを用いる。

4.6.2 地下部分の地震力

地下部分の各部分に作用する地震力は「令」第 88 条第 4 項による。ただし、建築物の振動性状を適切に評価して計算する場合には、その方法によってもよい。

なお、地下部分とは、地階であるか否かにかかわらず、計算にあたって振動性状等を勘案して地下部分と見なすことができる部分である。

4.6.3 局部地震力

局部地震力については、下記の場合について必要な検討を行う。

- ① 屋上から突出する水槽、煙突等は、「令」第 129 条の 2 の 4 第三号及び「告示」(平 12 建告第 1389 号)の規定に基づき算定する。
- ② 「告示」(平 19 国交告第 594 号第 2)に示す昇降機塔等の建築物の屋上から突出する部分又は屋外階段等の建築物の外壁から突出する部分は、「告示」(平 19 国交告第 594 号第 2 第三号ハ及びニ)の規定に基づき算定する。
- ③ ②を除く階数に算入されない塔屋部分は、屋上突出部として②と同様に算定する。

4.6.4 設備機器に作用する地震力

設備機器の架台等を設計するための地震力は、原則として、「建築設備耐震設計・施工指針(2014年版)」(日本建築センター)第 1 編 建築設備耐震設計・施工指針 第 2 章 地震力による。なお、設備機器を載せるための柱脚部の基礎部分の設計は、許容応力度設計とする。

また、設計用標準水平震度については「官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説(平成 8 年版)」に示す値を参照とする。

4.6.5 通信鉄塔に作用する地震力

通信鉄塔の耐震性能は、大地震動に対して倒壊、転倒により人命に被害を与えることなく、かつ、建築物に二次的な被害を与えないものとする。特に通信鉄塔のうち災害応急対策活動に必要なもので、代替機能が確保されないものは、施設の重要度を考慮し、大地震動後に機能の確保が可能な構造とする。

通信鉄塔の設計に当たっては、原則として時刻歴応答解析を行うこととする。

なお、「**通信鉄塔設計要領・同解説／通信鉄塔・局舎耐震診断基準（案）・同解説（平成 25 年版）**」（建設電気技術協会、日本建築防災協会）第 6 章 第 4 節 地震荷重に示される条件を満足する場合には、それにより地震力を算定してもよい。この場合、施設の重要度の高い庁舎に設置される通信鉄塔に関しては、地震力を適切に割増し、許容応力度設計を行う。

4.6.6 独立煙突に作用する地震力

高さが 6m を超える煙突に作用する地震力は、時刻歴応答解析によらない場合、「令」第 139 条第四項及び「告示」（平 12 建告第 1449 号）により算定する。

4.6.7 杭に作用する地震力

杭基礎において、基礎スラブ底面に作用する水平力は、**4.6.2 地下部分の地震力**による水平力を建築物の地上部分の高さ及び基礎の根入れ部分の深さに応じて、「**基礎構造指針**」第 3 章 荷重 3.5 節 基礎に直接作用する地震荷重 (3.5.4) 式による割合だけ低減してもよい。ただし、低減された水平力は、地下外壁に対して深さ方向に等分布荷重外力として考慮する。

なお、上式の適用範囲は、 $D_f \geq 2\text{m}$ の場合で、かつ、敷地の状況等により確実に根入れ効果が期待できる場合に限ることとし、隣接棟建設、敷地境界に近接しており条件が不確定の場合及び液状化が予想される場合は、低減してはならない。

ただし、 $D_f < 2\text{m}$ の場合でも埋戻し土等を原地盤の強度・変形特性より良好になるように施工した場合には適用できる。

また、 D_f が一定でない場合は、建物の辺毎の D_f の平均値のうち最も小さい値を D_f とする。さらに、ここで想定した建築物の高さは概ね 45m まで及び平面的な辺長比 2 の範囲までであり、それを超える高さ及び辺長比の場合は、別途検討する。

4.7 土圧及び水圧

4.7.1 地下外壁に作用する土圧等

地下外壁に作用する土圧及び水圧は、「**荷重指針**」9 章 土圧および水圧 9.2 地下外壁に作用する土圧および水圧による。

4.7.2 擁壁に作用する土圧等

擁壁に作用する土圧及び水圧は、「**荷重指針**」9 章 土圧および水圧 9.3 擁壁に常時作用する土圧による。擁壁には、水抜き用の排水設備を設け、その背面に常水面を作らないように

する。やむを得ず排水できない場合には、**4.7.1 地下外壁に作用する土圧等**に準じて水圧を考慮する。

4.8 津波による波圧及び波力

津波による波圧及び波力は、「津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法等を定める件」（平 23 国交告第 1318 号第 1 第一号ロからニまで）によるほか「**津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について（技術的助言）**」（平成 23 年 11 月 17 日付国住指第 2570 号）における別添「**東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針**」を参考にする。

なお、特別な調査又は研究に基づいて津波荷重を算出する方法として、津波浸水シミュレーションによって適切に算出されたフルード数が 1.0 未満の場合は、津波による波圧を算定する際の水深係数 a を 1.5 に低減することができる。フルード数は、都道府県に確認する。

4.9 その他の荷重

4.9.1 移動荷重

移動荷重については、次による。

(1) 大型車両等車輪圧による床版設計用荷重

大型車両等の車輪圧による床版の検討は、想定される車両重量と前輪及び後輪に対する分配を考慮し、集中荷重として作用するものとする。また、消防自動車等のようにアウトリガーを使用することが予想される場合にも、支点到集中荷重がかかるものとして設計を行う。

ただし、通行頻度等が少ない場合には、短期荷重として取り扱ってよいものとし、トラック、消防自動車等の大型車両による床版設計用荷重は、積荷等載荷状態にある車両の総重量を車体の投影面積で除した平均荷重に、車の移動時の衝撃による割増し（衝撃係数 1.25）を考慮した値を用いる。なお、床版設計用荷重を特に調査しない場合には、表 4.3 によってもよい。

なお、建築物全体の検討を行う場合の積載荷重の値としては、平均荷重（衝撃係数は考慮しなくてよい。）を採用して設計してもよい。

表 4.3 大型車両の床版設計用荷重

大型車両の種類	床版設計用荷重 (N/m ²)	想定車諸元		
		全長 (m)	全幅 (m)	重量 (t)
バス (乗車員数 30 人以上)	7,000	9.0 以上 12.0 以下	2.5	9.5 以上 16.0 以下
トラック (最大積載 7t 以下)	7,500	4.5 以上 8.4 以下	1.7 以上 2.5 以下	2.5 以上 9.7 以下
トラック (最大積載 7t 超)	10,500	8.5 以上 12.0 以下	2.3 以上 2.5 以下	12.0 以上 25.0 以下
はしご付き消防自動車	9,500	9.5	2.5	17.2

(2) 地下埋設物及び地下工作物を設計する場合の地表面載荷重

地下埋設物等を設計する場合は、地表面載荷重を適切に考慮する必要がある。この値は、実況に応じて適切な値を採用することとするが、設計時において地表面載荷の値が不明な場合は 4.9kN/m² (車が通過しない場合) から 9.8kN/m² (車が通過する場合) までとする。

また、**4.7 土圧及び水圧**における地下外壁及び擁壁の土圧を算定する場合に考慮する地表面載荷については、この項の規定を準用する。

(3) 建築物に付属する天井走行クレーンの荷重

クレーンを支持する構造体の設計においては、クレーン走路に作用する衝撃荷重及び水平荷重を実況によるか、「**S 規準**」**3 章 荷重ならびに応力の算定 3.2 衝撃力、3.3 天井クレーン走路に作用する水平力**により検討するほか、クレーン走行梁のたわみ等も考慮する。

4.9.2 設備機器の荷重

設備機器の設計用荷重は表 4.4 による。なお、その装置が大きく、その振動等により居住性に影響が大きい場合には、機械基礎を屋外に設置し、建築物より切り離して設計する等の検討を行う。

なお、表 4.4 において衝撃力は実測による。ただし、実測によらない場合には「**S 規準**」**3 章 荷重ならびに応力の算定 3.2 衝撃力**の数値を用いて計算してもよい。

表 4.4 設備機器の設計用荷重

ボイラー及び 冷温水発生機等	構造計算用重量としては、機器本体の重量に保有水量を加えた運転重量に、配管重量と補器類の重量を加算する。	基礎及び架 台重量を加 算する。
冷凍機	機器の運転重量に配管重量、補器類の重量及びコンプレッサーの衝撃力等を加算する。	
冷却塔	機器の運転重量に配管重量を加算する。	
タンク類	タンク本体重量（保有水量含む）に接続する配管重量を加算する。	
電力設備	機器の重量に配管配線の重量を加算する。	
発電設備	機器の運転重量に配管配線と付属機器の重量を加算する。内 燃力発電機器には原動機の衝撃力等を加算する。 自然エネルギーによる発電機器は設置環境による要因を考 慮する。	

(注) 1. 配管重量等を個別に算定しない場合は、機器重量を適切に割増す等を行う

4.9.3 施工時の作業荷重による影響

施工時の作業荷重による影響が想定される場合は、これを考慮する。例えばS造建築物に使われるタワークレーン等は、多数の荷重ケースがあるので十分検討する。また、型枠兼用のハーフプレキャスト版等も構造体が固まるまでは、プレキャスト版自体の重量の影響を受けるので十分注意する。

4.9.4 温度荷重

温度荷重による影響は、必要に応じて検討する。寒暖の温度差のある地域に建設される建築物、温度変化によって部材の伸縮量が大きな長大建築物、大空間建築物、煙突、サイロ及び蓄熱槽においては十分検討する。その場合は、建築物と取り巻く外気温度、日射温度、地中温度、建築物屋内雰囲気温度等の温度条件から温度変化の基本値を基にした温度荷重を設定し、使用材料の特性を適切に評価した温度応力解析を行う。

第5章 構造計算

5.1 一般事項

5.1.1 構造計算の方法

構造計算にあたり、特に次の事項について留意する。

(1) 大地震動時の変形制限

大地震動時の層間変形角は、原則として、構造種別に応じて、表 5.1 に示す制限値以下となるよう設計を行う。ただし、構造体の変形の抑制に伴い、過度に耐力が増大

することのないように留意する。その結果、表 5.1 の制限値を超える場合は、建築非構造部材及び建築設備についても、その変形により障害が生じないように留意する。

表 5.1 大地震動時の層間変形角の制限値

構造種別	層間変形角
鉄筋コンクリート造	1/200
鉄骨鉄筋コンクリート造	1/200
鉄骨造	1/100

(2) 大地震動時の層間変形角の計算方法

大地震動時の層間変形角の計算方法は、建築物の規模、振動性状等に応じて、①から③までのうち適切な方法による。なお、層間変形角の計算方法は、構造計算ルートと同一とする必要はない。

- ① 時刻歴応答解析
- ② 限界耐力計算
- ③ 「令」第 82 条の 2 に規定する層間変形角より推定する方法

ア (5.1) 式に示すエネルギー一定則又は変位一定則（比較的長周期の場合）により推定する方法

$$\delta p = \frac{C_{op}}{2 \cdot C_{oe}} \cdot \left(D_s + \frac{1}{D_s} \right) \cdot \delta e \quad (5.1)$$

δp : 大地震動時における建築物の最大水平変形

C_{op} : 「令」第 88 条第 3 項に規定する標準せん断力係数 (1.0 以上)

C_{oe} : 「令」第 88 条第 2 項に規定する標準せん断力係数 (0.2 以上)

δe : 「令」第 82 条の 2 に規定する建築物の地上部分に生じる水平方向の層間変位

D_s : 構造特性係数

イ 「令」第 82 条の 2 に規定する層間変形角の 5 倍の値により推定する方法（ルート 1 又はルート 2 により設計を行う場合に限る）

(3) 重要度係数 (I) (許容応力度計算、保有水平耐力計算による検討)

重要度係数 (I) とは、「総合耐震計画基準」2.2.2.1(2)において定める、「令」第 82 条の 3 に規定する構造計算により安全さを確かめる場合の同条第二号に規定する式で計算した数値に乗ずる値をいう (I 類は 1.5、II 類は 1.25、なお III 類は 1.0 とする。)

なお、重要度係数 (I) は、ルート 3 の場合だけでなく、ルート 1、2 の場合にお

いてもその割増しを考慮する。

ただし、限界耐力計算及び時刻歴応答解析により、地震動に対する構造体の状態を検討する設計手法を採用する場合は、建築物の挙動を詳細に把握できるため、(5.2)式によらず、建築物の変形や塑性化の程度に対する目標値を定めて設計してよい。

(4) 偏心率の制限と剛性率

ルート1による建築物は、法令上定められていない偏心率の上限の目安を設けることとする。一方、剛性率については、法令同様に特に規定は設けない。

(5) すべての建築物における構造計算

「法」第20条第四号に規定されている建築物であっても、許容応力度設計を行い安全性の確認をすることが望ましい。また、偏心についても、ルート1と同様の検討を行うことが望ましい。

(6) 剛性低下の取扱い

RC造及びSRC造の部材の場合、長期及び短期の応力算定における原則は、部材の剛性をひび割れ前の弾性剛性とする。ただし、短期の荷重・外力の作用時の応力算定の際に用いる各部材の剛性は、その短期の荷重・外力の作用時に各部材に生じる応力や変形に応じた適切な剛性低下を塑性状態に至らない範囲で考慮して設定してよい。

なお、振動特性係数 R_i や地震層せん断力係数の分布 A_i の計算に用いる設計用一次固有周期 T を精算により求める場合、ひび割れ等による剛性低下を考慮した剛性を用いてはならない。

RC造の梁について、降伏以前の剛性低下を考慮する一方法として「RC規準」8条 構造解析の基本事項(解8.15)式によるほか、降伏後の剛性低下を考慮する一方法として「RC規準」8条 構造解析の基本事項(解8.22)式によることも考えられる。

RC造の壁について、剛性低下を考慮する場合は「解説書」付録1-3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学的モデルに関する技術資料(3) 耐力壁 ⑤剛性低下率 b) せん断による。

また、耐力壁の水平力分担率を設計上妥当な数値に低下させる目的で、せん断剛性低下率(β)に過少な値を採用してはならない。

RC造及びSRC造の柱については、特に精密な応力解析を行い剛性低下が確実に生じることが確認されない限り、剛性低下は考慮しない。

なお、そで壁付き柱の剛性についても、その部材自体や上下梁の応力に及ぼす影響は比較的大きいため慎重に剛性を定める必要があるが、柱には軸力が作用しているため、ひび割れモーメントが増大しても、許容応力度設計時の応力レベルでは、曲げひび割れが発生しないことが多く、特に精密な応力解析により剛性低下及びその程度が確認されない限り剛性低下は行わない。

S造の鉄骨断面については、弾性範囲内で設計することとし、剛性低下は考慮しなくてもよいが、合成梁とした場合で、RC造床版のひび割れ等により剛性低下を考慮しなければならない場合は、**5.2.4 部材の剛性**により検討を行う。

5.1.2 材料強度

各部材の強度計算に用いる材料強度は、「令」第96条、第97条、第98条及び第99条の規定による。ただし、「告示」(平12建告第2464号第3第一号)に規定されている鉄筋、鋼材については、材料強度の1.1倍以下とすることができる。なお、原則として、せん断補強筋は除くこととするが、国土交通大臣の認定を受けた高強度せん断補強筋等を採用する場合には、その認定内容に基づいて使用してよい。

5.1.3 土圧および水圧の考慮

地階等で土に接する部材には、原則として、土圧および水圧を考慮する。

土圧及び水圧の算定に当たっては、**4.7 土圧及び水圧、及び 4.9.1(2) 地下埋設物及び地下工作物を設計する場合の地表面載荷重**を参考にして土質条件等を十分考慮して適切な値を用いる。

擁壁は、高さ及び設置する地域により、宅地造成等規制法施行令、「令」、地方自治体の条例等の適用を受けることから、これら関係法令等の規定に基づき構造計算を行う。なお、関係法令等の適用を受けない擁壁についても、原則として、宅地造成等規制法施行令第7条に規定された方法により構造計算を行う。

宅地造成等規制法の仕様規定である高さ5mを超える場合を目安に、必要に応じて地震荷重に対する安全性の検討を行う。また、地盤の状況を考慮し、必要に応じて擁壁を含む斜面全体の安定性の検討を行う。なお、地震荷重に対する安全性及び斜面全体の安定性の具体的な構造計算の方法については、「**基礎構造指針**」**3.4節 土圧 3. 及び 8.2節 擁壁 4.**を参考にする。

5.2 許容応力度計算

5.2.1 許容応力度計算の方法

許容応力度計算における力の組合せは、「令」第82条第2項に定めるところとし、荷重及び外力については**第4章 荷重及び外力**による。それ以外の力が加わる場合には、実況に応じて組合せる。

なお、特にS造において、暴風時における転倒及び柱の引抜き等を検討する場合、積載荷重によって生ずる力については、建築物の実況に応じて積載荷重を減らした数値による。

また、「告示」(平12年建告第1459号)により、梁及び床版については、実況に応じてその変形又は振動により建築物の使用上支障が起こらないことを確認する。

5.2.2 許容応力度計算における仮定条件

許容応力度計算においては、原則として、各部材のひび割れの発生、曲げ降伏、せん断破壊は生じさせないという仮定により、各部材を弾性体とみなし、線材に置換して応力解析を行う。

ただし、**5.1.1(5) 剛性低下の取扱い**により、ひび割れの発生による剛性低下を適正に考慮した場合は、それによることができる。

部材の線材置換及び応力解析を行うに当たっての留意事項を次に示す。

(1) 剛域の考慮

RC造、SRC造の仕口の剛域を設ける場合、通常は「**RC規準**」9条 **骨組みの解析**により、剛域端の部材面からの入りの長さを部材せいの1/4としてよい。S造の場合は、剛域の代わりに仕口パネルを設けることが多く、パネルの寸法としては、一般に内法寸法をとる。

(2) 柱軸方向変形の考慮

長期荷重時においては、柱の軸方向変形は無視できるが、建築物の層数が多くなると、柱軸方向変形の影響が応力解析上無視出来ない場合がある。特に水平荷重時においては、柱軸方向変形を考慮して応力解析を行う。その場合柱の軸方向の変形長さは、S造では節点間距離、RC造及びSRC造では剛域間距離とする。

5.2.3 構造材料の許容応力度

構造材料の許容応力度は、「令」第90条から第94条までに定めるところにより適切な値を用いることとするが、RC造及びSRC造におけるコンクリートについては、引張強度は無視することとし、各部材強度を評価する算定式との関係を踏まえ、せん断及び付着の短期許容応力度は、長期許容応力度の1.5倍とする。

5.2.4 部材の剛性

応力解析においては、各部材の剛性の比率が影響する。RC造及びSRC造については、鉄筋及び鋼材を考慮した各部材の剛性の比率とこれらは無視した各部材の剛性の比率がほぼ同じと仮定することにより、この影響を無視して応力解析を行うことができる。ただし、固有値解析等、剛性の絶対値が振動特性に影響を及ぼす場合には、鉄筋及び鋼材による剛性の増大を考慮する。また、RC造及びSRC造の異なる構造種別を併用する場合にも、鋼材等の影響を適切に考慮する必要がある。

S造の梁で、RC造床版との合成効果を考慮する場合は「**各種合成構造設計指針・同解説(2010)**」(日本建築学会)によって検討を行う。

5.2.5 断面算定時の設計応力とその割増し

断面算定時の設計応力は、原則として、断面算定を行う部分に生じる応力を組み合わせた

値とする。ただし、部材端部の断面算定用応力は、長期荷重による応力は節点の値を採用し、水平荷重による応力は、RC造では剛域端の値としてよい。

なお、耐力壁の水平力の分担率が50%を超える場合には、当該架構の柱について「告示」（平19国交告第594号第2第三号）により、常時荷重に一次設計用地震層せん断力係数を乗じた値の25%以上となるせん断力が作用するものとして検討する。

そで壁上下の梁については、長期応力として節点の値を採用した場合には、断面算定位置と発生応力との対応を検討し、必要に応じて修正を行う。

5.3 鉛直荷重に対する構造計算

5.3.1 応力解析の方法

鉛直荷重時においては、節点の移動による影響を無視し得る場合があり、このような場合には、節点の移動及び柱・梁の部材角はないものとして、固定法、2サイクル法、たわみ角法等の解法を用いて計算してもよい。

また、耐力壁を含むラーメンの長期応力を計算する場合は、有壁ラーメン部には曲げモーメントが生じないものとして設計するが、その場合には、壁開口の状態等による影響も併せて検討する。

なお、有限要素法では、分割数を増すことにより精解値が得られるため、局部応力の影響を考える上で、有効な活用を検討する。

5.3.2 軸方向力

柱・基礎などの軸方向力を算定する場合、支持する床の数に応じた積載荷重の低減は行わない。なお、RC造、SRC造柱の断面算定時において軸方向力の値によっては、必要引張鉄筋量が過少評価となる場合があり、必ずしも安全側になるとは限らないので、軸方向力の算定に当たっては十分注意する必要がある。

5.3.3 土間床版の適用

土に接する床の荷重がどのように伝わるかについては、地盤の状態により異なるが、床版として設計する必要があると判断した場合は、基礎梁、基礎小梁及び基礎の設計において、床の荷重を考慮する。なお、土間コンクリートとした場合でも、基礎梁の剛性は実況に応じてその影響を考慮する。

5.3.4 たわみの検討

大スパンの梁及び片持ち梁のたわみの計算は、弾性剛性に立脚した解析方法によってよい。なお、RC造の梁の検討を行う場合、断面2次モーメントは引張応力が生じるコンクリート部分の断面を無視した値を用いるか、または、ひび割れ、クリープを考慮したたわみの計算方法による。具体的な方法については、**6.2.2 長期荷重時の検討**を参照する。

5.4 水平荷重に対する構造計算

5.4.1 架構のモデル化

(1) 電算プログラムで行われる耐力壁の線材置換

電算プログラムで一般に行われている耐力壁を線材置換する方法は、ブレース置換及び壁エレメント置換がある。モデル化の違いによる剛性評価は大きく異なるので、連続した耐力壁をモデル化する場合は、壁全体の形状を考慮して適切に剛性評価する必要がある。

(2) 耐力壁の剛性評価に影響を及ぼすパラメーター

耐力壁の水平剛性に関して電算プログラムの入力上注意すべきパラメーターとして耐力壁脚部節点に設ける鉛直方向ばね剛性がある。

原則として、地盤のバネは設けてはならないが、特に硬質の地盤を除いては、地盤の変形が多少なりとも生じているものと考えられ、変形を考慮した方が耐力壁の実挙動により近いモデルになると言える。地盤の変形を考慮する方法として、通常耐力壁脚部節点を鉛直方向に弾性支持させた地盤のばねを用いる。地盤のばねを用いる場合には、統一した考え方にに基づきばね特性を設定する必要があり「告示」(平 13 国交告第 1113 号第 1) による地盤調査結果等に基づき設定するほか「**基礎構造指針 (1988)**」(日本建築学会)、「**道路橋示方書 (IV 下部構造編)・同解説 (平成 24 年 3 月)**」などを参考にすることができる。また、杭の構造体としての剛性による鉛直ばねを設ける場合、性能評価を受けた基礎ぐいでこれらの数値を定めている場合はそれに基づき設定することができる。

なお、第一種地盤を支持層とし、かつ、上部構造の応力の変動を無視し得る程度まで基礎梁の剛性を大きくする場合は、支点の鉛直変位は生じないものと仮定してよい。

(3) 腰壁、たれ壁及びそで壁付き部材の剛性評価

腰壁、たれ壁及びそで壁付きフレームを、剛域を持つフレームに置換する場合には、剛域長及び曲げ剛性増大率の設定に留意する必要がある。特に、柱の剛域長及び曲げ剛性増大率はその水平剛性に与える影響は、梁に比べるとかなり大きい。このため、たれ壁及び腰壁付き柱においては柱の剛域長、そで壁付き柱においては柱の曲げ剛性増大率の入力数値を慎重に設定する必要がある。

また、腰壁、たれ壁と柱との間にスリットを設ける場合は、原則として、完全スリットとし、併せて施工性、耐久性、耐火性についても検討を行う。その場合は壁による柱の剛域長の増大を考慮する必要はない。なお、外壁にスリットを設けないこととするが、やむを得ず設ける場合には、漏水に十分注意し、耐火性についても検討を行うなど、意匠設計者と十分協議する。

スリットの基本的考え方については、「**解説書**」付録 1-3.2 剛節架構内の鉄筋コンクリート造腰壁・そで壁等の構造計算上の取扱いを参考にする。

5.4.2 剛床の仮定

各階の水平変位に関しては、剛床仮定が成り立つものとして応力解析を行ってよい。ただし、細長い平面形状等により床の面内剛性が剛床として扱うには不十分な場合、多剛床等（多数の床開口により剛床と見なし難い場合も含む。）によりそれぞれの部分が独立な水平変位を生ずる場合、及び上下階において耐震要素にバラツキがある場合には、各々適切な解析方法を用いる。

5.4.3 解析における仮定条件と基礎の浮き上がり

基礎は、基礎自重の増大等により、なるべく浮き上がりが生じないようにし、振動性状の明確化に努める。また、部分的な浮き上がりを許容する場合には、浮き上がり挙動を反映したモデルによって応力解析を行い、各部の安全性を確認する。この場合、浮き上がりに抵抗する荷重として、基礎の自重及び基礎スラブ上の土重量を考慮してよい。杭の自重や引抜き抵抗力に期待する場合は、**第9章 基礎構造**により検討を行う。

また、建築物の地上部分の塔状比（計算しようとする方向における架構の幅に対する高さの比）が4を超える場合にあっては、「告示」（平19国交告第594号第4第五号）により、全体の転倒が生じないことを確認する。

5.5 保有水平耐力計算

5.5.1 保有水平耐力の検討

建築物の保有水平耐力計算は、「令」第82条の3第一号に規定されている保有水平耐力 Q_u が、同条第二号に規定されている必要保有水平耐力 Q_{un} に、耐震安全性の分類に応じて設定された重要度係数 I を乗じた値以上であることを、各階及び各方向別に(5.2)式により確認する。

$$Q_u \geq I \cdot Q_{un} \quad (N) \quad (5.2)$$

ただし、建築物の上部構造の必要保有水平耐力は、「令」第82条の3第二号に規定されている必要保有水平耐力 Q_{un} に、地震入力補正係数（敷地の地理的位置や地形的状況による割増係数） G を乗じた(5.3)式の値とする。なお、地震入力補正係数 G は、敷地が傾斜地や局部的な高台等であり、地震動の大幅な増幅が予想される場合に詳細な検討を行い、1.0から1.2までを目安として適切な値を設定するものであり、低減（1.0未満）を行ってはならない。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot G \cdot Q_{ud} \quad (N) \quad (5.3)$$

5.5.2 保有水平耐力の算定

保有水平耐力の算定は、架構全体の弾塑性立体解析により行う。なお、電算機により荷重増分解析を行った場合は、想定した構造特性係数（ D_s ）の値に応じたじん性を確認できる応力及び変形に至るまで、もしくはメカニズムの応力状態を推定し得る応力及び変形に至る

まで解析を続ける必要がある。

5.5.3 地階の保有水平耐力の検討

地階においても、構造体の保有水平耐力が、必要保有水平耐力に重要度係数を乗じた値以上であることを(5.4)式及び(5.5)式により確認する。

$${}_B Q_u \geq I \cdot {}_B Q_{un} \quad (5.4)$$

${}_B Q_u$: 地階の保有水平耐力

${}_B Q_u = 2.5 \alpha A_w + 0.7 \alpha (1.0) A_c$ により算定してよい。

()内の値は鉄骨鉄筋コンクリート造の場合を示す。

${}_B Q_{un}$: 地階の必要保有水平耐力

$${}_B Q_{un} = {}_1 Q_{un} \cdot \frac{{}_B Q_D}{{}_1 Q_D} \quad (5.5)$$

${}_1 Q_{un}$: 1階の必要保有水平耐力

${}_B Q_D$: 地階の一次設計用せん断力

${}_1 Q_D$: 1階の一次設計用せん断力

5.6 限界耐力計算

5.6.1 限界耐力計算の方法

(1) 架構のモデル化

限界耐力計算は、建築物の応答が1次振動モードが支配的であることを前提として、建築物の振動特性を代表する等価1自由度系の応答に基づいて、建築物の応答を評価するものである。そのため、高次振動モードが卓越するような高層建築物等の場合には、その応答の影響を適切に考慮する必要がある。

(2) 荷重及び外力

許容応力度による検証時に使用する荷重及び外力については、**第4章 荷重及び外力**による。ただし、地震力については、「令」第82条の5第三から五号までに規定するところによる。

なお、特にS造の建築物において、暴風時における転倒及び柱の引抜き等を検討する場合、積載荷重によって生ずる力については、建築物の実況に応じて積載荷重を減らした数値による。

5.6.2 安全限界変位

安全限界時の検証では、まず安全限界変位を建築物の変形性能を考慮して適切に設定する。設定した変位時の周期に応じて地震力を算出し、その地震力に対して、安全限界耐力が上回ることを確認する。安全限界変位について詳細な検討を行わない場合は、安全限界変位の当該各階の高さに対する割合は1/75を超えないものとする。

なお、安全限界変位は、保有水平耐力に相当する水平力等に耐えている時の水平方向の変位であり、大地震動による実際の変形量とは異なることに留意する。

5.6.3 部材の限界変形角

検証は様々な不確定要因が存在することを勘案し、想定する部材の限界変形角に対して余裕のある変形能力が確保されていることを確認する。

5.6.4 許容応力度及び材料強度

許容応力度は、5.2.3 構造材料の許容応力度によることとし、材料強度は、5.1.2 材料強度による。

5.6.5 表層地盤による加速度の増幅率

表層地盤による加速度の増幅率については、「告示」(平 12 建告第 1457 号第 10)において、地盤特性を考慮して求める場合と地盤種別により求める場合の2つの算出方法が示されているが、算出結果が大きく異なる場合が想定されるため、2つの算出方法を十分に検討のうえ、表層地盤による加速度の増幅率を決定する。

5.7 時刻歴応答解析

5.7.1 時刻歴応答解析

(1) 高さが 60m を超える建築物 (超高層建築物)

高さが 60m を超える建築物 (超高層建築物) は、「法」第 20 条第一号、「令」第 36 条第 1 項の規定により、国土交通大臣の認定が必要となる。一般的な手続きとしては、「告示」(平 12 建告第 1461 号) により時刻歴応答解析による検討を行い、事前に大臣が指定する指定性能評価機関の性能評価を受けることとなる。

(2) 高さが 45m を超え 60m 以下の建築物

高さが 45m を超え 60m 以下の建築物の設計についても、一般に規模が大きく重要性も高いため、より詳細に耐震性能を検討する意味から、(1) 同様に、時刻歴応答解析を行い、国土交通大臣の認定を取得する。

(3) 特殊な振動性状を持つ建築物

法令等により時刻歴応答解析を要求される建築物以外であっても、以下のような建築物で、特殊な振動性状を持つため耐震設計を行う上で静的解析だけでは不十分と考えられるものについては、時刻歴応答解析を行う。

- ① 偏心の大きな建築物
- ② 低層部分とその上の塔状部分とからなる建築物
- ③ 各階の剛性率が 0.6 以上あっても、連続する階で値が急変する建築物
- ④ 吹き抜け等により剛床仮定が成立しない建築物や複数棟（例えばツインタワー等）の連成振動を生じるような建築物

5.7.2 入力地震動

(1) 入力地震動のレベル

時刻歴応答解析に用いる入力地震動としては、「告示」（平 12 建告第 1461 号）の規定によるほか、過去の地震記録又はその修正が考えられる。

また、建築物に要求される機能又は地域条件に応じたレベル設定による建築物の終局状況の確認が必要な場合は、入力地震動の大きさを割増すなどして、適切に確認を行う。

- ① 過去の地震記録を用いて入力地震動を作成する場合は、稀に発生する地震動（レベル 1）の地震動の強さは 0.25m/s、極めて稀に発生する地震動（レベル 2）の地震動の強さは 0.50m/s を、それぞれの最大速度の標準値とし、地域によりこの値を低減する場合は、地震地域係数に比例させるものとしてよい。
- ② 上記告示第四号イのただし書きによる模擬地震動の作成においては、活断層の有無も含め、敷地周辺の地震活動度や地盤構造を適切に評価して作成する必要がある。また、断層の破壊に関わる諸量を決定する際には、大きな不確実性があることに留意する。
 なお、評価法については、「高層建築物の構造設計実務（2002）」（日本建築センター）を参考にするとよい。

(2) 地震動の波形

使用する地震動の波形の数は、「告示」（平 12 建告第 1461 号）の規定による告示波及び建設地周辺における活断層分布、断層破壊モデル、過去の地震活動、地盤構造等

に基づき模擬地震波（サイト波）で3波以上、過去における代表的な観測地震波から作成した地震波（既往波）で3波以上とし、特定のスペクトルに偏らないよう注意が必要である。

5.7.3 超高層建築物

超高層建築物は、「法」第77条の56の規定に基づく指定性能評価機関が定める、「法」第20条第1項第一号の認定に係る評価基準に適合するものとする。ただし、特に重要度が高い建築物の場合、要求性能に応じさらに高い設計目標を適切に設定するか、建設敷地の歴史的な地震資料、付近で発生が予測される地震動の大きさ、地震断層等の地震環境を調査し、その結果を反映した入力地震動の割増し又は許容される限界状態に達する最大の入力レベルの検討を行う。

5.8 津波による波圧及び波力に対する構造計算

津波による波圧及び波力に対する構造計算は「津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法等を定める件」（平 23 国交告第 1318 号）によるほか「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について（技術的助言）」（平成 23 年 11 月 17 日付国住指第 2570 号）における別添「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」を参考とし、5.8.1 から 5.8.5 までの検討を行う。

5.8.1 架構の水平耐力の検討

津波浸水想定に定める水深 h （以下、「浸水深 h 」という）に水深係数 a を乗じた高さより下側について、津波波力によって生ずる力が架構の保有水平耐力を超えないことを確認する。なお、保有水平耐力の算出において、浸水深 h より下の躯体重量は、水中単位体積重量を用いる。

鉄筋コンクリート造の構造計算のルート 1 及びルート 2 の場合には、保有水平耐力を以下の式により計算してもよい。

$$\text{ルート 1} \quad Q_u = \Sigma 2.5 \alpha A_{w1} + \Sigma 0.7 \alpha A_c + \Sigma 0.7 \alpha A_{w2}$$

$$\text{ルート 2 - 1} \quad Q_u = \Sigma 2.5 \alpha A_{w1} + \Sigma 0.7 \alpha A_c + \Sigma 0.7 \alpha A_{w2}$$

$$\text{ルート 2 - 2} \quad Q_u = \Sigma 1.35 \alpha A_{w1} + \Sigma 1.35 \alpha A_c$$

5.8.2 波圧が直接作用する構造耐力上主要な部分の検討

浸水深 h に水深係数 a を乗じた高さより下側の波圧を直接受ける構造耐力上主要な部分について、津波波圧によって生ずる部材応力が終局耐力以内となることを確かめる。

5.8.3 浮力を考慮した転倒及び滑動

津波波力により生ずる転倒モーメントが、基礎重量を含んだ自重及び杭の引き抜き耐力による抵抗モーメントを上回らないことを確認する。また、津波波力により杭に作用する水平

力が、圧縮側及び引張側の杭の終局せん断耐力の総和、及び終局曲げせん断耐力の総和を上回らないことを確認する。なお、転倒及び滑動の検討にかかる浮力は、浸水深 h より下側の水没した建築物体積（内部空間の容積を含む）に相当する浮力を考慮する。

5.8.4 洗掘への対応

津波により洗掘のおそれのある場合は、原則として、杭基礎とする。なお、直接基礎の場合は、地下階を設けるなど十分な根入れを確保する。

5.8.5 漂流物の検討

漂流物の衝突によって、浸水深 h より下側の一部の外周柱が破壊しても、当該柱が支持していた鉛直荷重を他の柱等で負担すること等により、建築物が容易に倒壊、崩壊しないことを確かめる。

第6章 鉄筋コンクリート造

6.1 構造計算

RC造の構造計算は、図 6.1 に示す構造計算のフローにより行う。フローには、安全性の確認方法の違いによって、以下に示すとおり、ルート 1、ルート 2 及びルート 3 の 3 つの計算手順がある。また、「法」第 20 条第四号に規定されている建築物についても、許容応力度計算による確認を行い、「告示」（平 19 国交告第 593 号第二号イ(1)）に重要度係数 I を右辺に乗じた(6.1)式を満足する壁量、柱量を確保することが望ましい。

(1) ルート 1

ルート 1 は、壁量、柱量の確保により十分な耐力を持たせ、大きなじん性には期待しない設計である。高さ 20m 以下の建築物を対象とする計算ルートであり、許容応力度計算による確認を行った後、壁量、柱量が「告示」（平 19 国交告第 593 号第二号イ(1)）に重要度係数 I を右辺に乗じた(6.1)式を満足することを確認し、かつ、法令上は定められていないが、偏心率の計算を行って過大なねじれが生じないことを確認する。なお、偏心率は概ね 0.3 以下となるようにする。

$$\Sigma 2.5 \alpha A_{w1} + \Sigma 0.7 \alpha A_c + \Sigma 0.7 \alpha A_{w2} \geq I \cdot Z \cdot W \cdot A_i \quad (6.1)$$

A_{w1} : 当該階の耐力壁のうち計算しようとする方向に設けたものの水平断面積 (mm^2)

A_c : 当該階の構造耐力上主要な部分である柱の水平断面積 (mm^2)

A_{w2} : 当該階の耐力壁以外の鉄筋コンクリート造の壁（上端及び下端が構造耐力上主要な部分に緊結されたものに限る。）のうち計算しようとする方向に設けたものの水平断面積 (mm^2)

I : 重要度係数

α : コンクリートの設計基準強度による割り増し係数として、設計基準強度が 1 平方

ミリメートルにつき 18 ニュートン未満の場合にあつては 1.0、1 平方ミリメートルにつき 18 ニュートン以上の場合にあつては使用するコンクリート設計基準強度（単位 1 平方ミリメートルにつきニュートン）を 18 で除した数値（当該数値が 2 の平方根の数値を超えるときは、2 の平方根の数値）

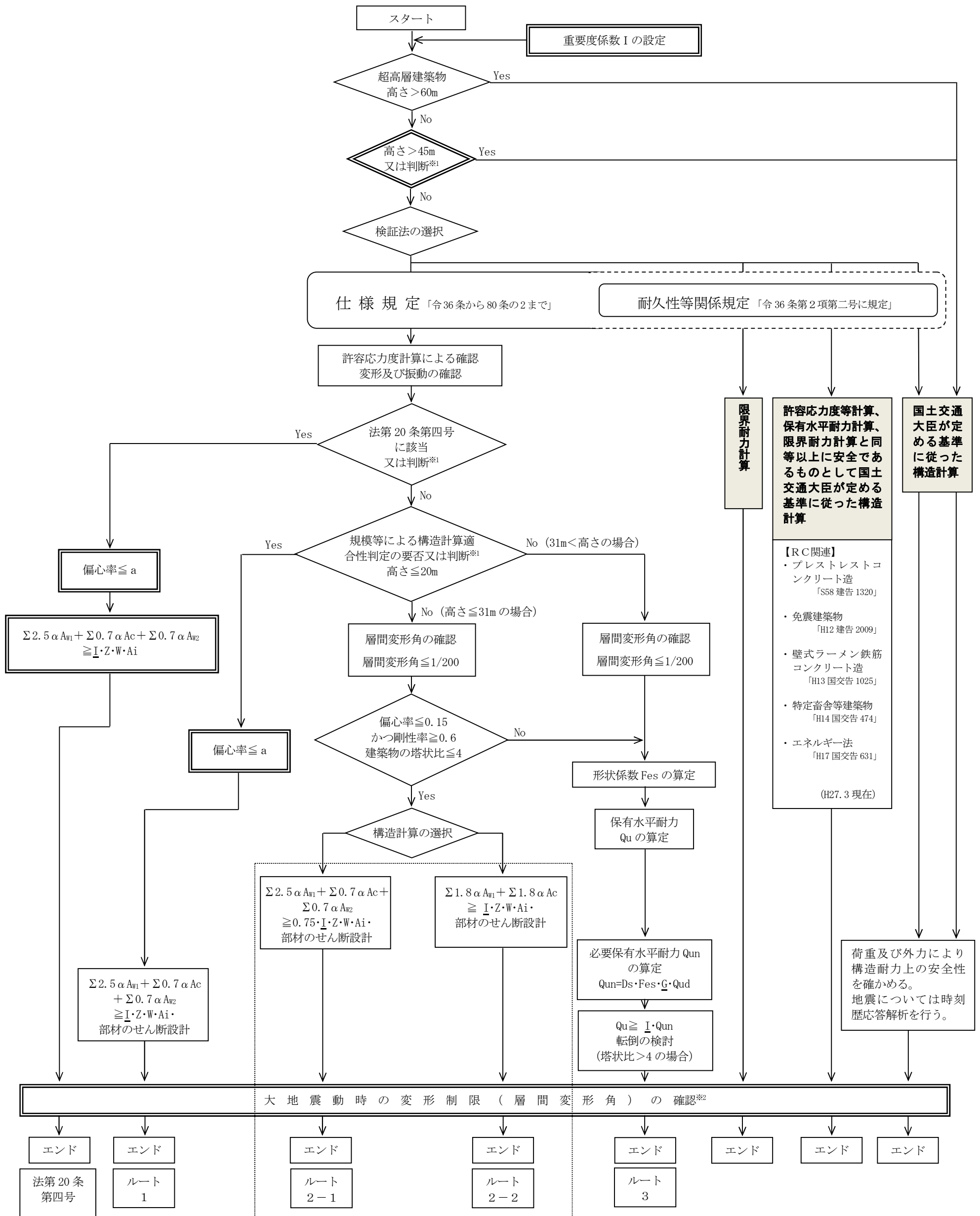
Z：地震地域係数

W：その階より上の建築物重量 (N)

A_i：地震層せん断力係数の分布係数

(6.1)式は、建築物の耐震性能を略算により判定する手法を示したものである。右辺は建築物に要求される水平耐力であり、重要度係数 I を乗じて必要耐力の割増しを行った値で、これらを比較することにより耐震性の判断を行うものである。また、A_{W1}、A_C、A_{W2} の具体的な算出方法は、「解説書」6.4.2 (1)耐震強度の確保による。なお、ルート 1 を適用する建築物は、じん性については特に規定はないが、ある程度のねばり強さの確保が必要である。

したがって、柱及び梁の設計用せん断力は「告示」(平 19 国交告第 593 号第二号イ(2))により 4 階以下の建築物については、短周期領域の大きな応答加速度を考慮して n の値を 2 以上でせん断設計を行う。



注) a の値は概ね 0.3 とする。

内のフローチャートを経て設計する建築物は、概ね 3 階建以下とするのが望ましい。

及び下線部は、法令等には規定がないものを示す。

※1: 判断により、より詳細な検討を行うことができる。

※2: 法令等で定められている場合はそれによる。

図 6.1 RC 造の構造計算のフロー

(2) ルート 2

ルート 2 は高さ 31m 以下の建築物を対象とする計算ルートで、ルート 2-1、ルート 2-2 の 2 種類がある。いずれの計算ルートも許容応力度計算の際、層間変形角の最大値が 1/200 以下、剛性率 0.6 以上、偏心率 0.15 以下であることの確認が必要である。

- ① ルート 2-1 は、耐力壁が比較的多く、かつ、ある程度ねばりのある建築物を対象としており、壁量、柱量は「告示」(昭 55 建告第 1791 号第 3 第一号イ) に重要度係数 I を右辺に乗じた (6.2) 式を満足する必要がある

$$\Sigma 2.5 \alpha A_{W1} + \Sigma 0.7 \alpha A_C + \Sigma 0.7 \alpha A_{W2} \geq 0.75 \cdot I \cdot Z \cdot W \cdot A_i \quad (6.2)$$

(6.2) 式は、(6.1) 式と同様に、左辺が建築物の水平耐力、右辺が建築物の耐震安全性の分類に応じて要求される水平耐力を示すが、右辺の係数 0.75 は、建築物にある程度のねばりを与えること、剛性率及び偏心率の規定を満足することによって認めうる耐力の低減率の目安を示したものである。

なお、ルート 2-1 を適用する建築物は、ある程度のねばり強さの確保が必要である。したがって、柱及び梁の設計用せん断力は、「告示」(昭 55 建告第 1791 号第 3 第一号ロ) により、せん断設計を行う。また、耐力壁については、せん断補強筋比が 0.4% 以上とするほか、計算上無視したそで壁のついている柱のせん断補強筋比は 0.4% 以上とし、それ以外の柱のせん断補強筋比は 0.3% 以上とする。

- ② ルート 2-2 は、耐力壁とは認められないほどの大きな開口のついた壁やそで壁付き柱等が多い建築物を対象としており、壁量、柱量が「告示」(昭 55 建告第 1791 号第 3 第二号イ) に重要度係数 I を右辺に乗じた (6.3) 式を満足する必要がある。この式では A_{W2} (雑壁) の耐力は考慮しない。

$$\Sigma 1.8 \alpha A_{W1} + \Sigma 1.8 \alpha A_C \geq I \cdot Z \cdot W \cdot A_i \quad (6.3)$$

ルート 2-2 を適用する建築物は、強度のみでは地震力に抵抗できないため、各部材にある程度じん性を確保する必要がある。柱、梁及び耐力壁のじん性の確保の方法は、ルート 2-1 に準じるものとする。ただし、そで壁の存在を考慮した応力解析、断面算定を行うものとする。そで壁の厚さは 150mm 以上、壁配筋は複配筋とし、かつ、せん断補強筋比は 0.4% 以上とする。また、ルート 2-2 は、そで壁を有しない建築物には用いてはならない。

(3) ルート 3

- ① ルート 3 は、建築物の保有水平耐力を検討することにより、大地震動時の安全性を確認するものである。法令上は定められていないが、大地震動時の層間変形角を制

限するとともに、**5.5.1 保有水平耐力の検討**により、保有水平耐力 Q_u が $Q_u \geq I \cdot Q_{un}$ であることを確認する。

なお、大地震動時の層間変形角は、**5.1.1(1)大地震動時の変形制限**により求める。

② 次にRC造の建築物の場合の構造特性係数 D_s の数値及び部材種別を示す。

ア 構造特性係数 D_s

構造特性係数 D_s は、「告示」(昭55建告第1792号第4)及び「**解説書**」**6.4.4(2)鉄筋コンクリート造の構造特性係数 D_s の算出方法**による。

耐力壁が少なく柱及び梁を主要な耐震要素としている構造形式の場合には、ひび割れ発生以後、かなり大きい変形を生じた後に最大耐力に達し、その後の耐力低下も比較的小さいが、最大耐力もそれほど高くないため注意が必要である。

イ 部材及び部材群としての種別

部材及び部材群としての種別は、「告示」(昭55建告第1792号第4)及び「**解説書**」**6.4.4(2)鉄筋コンクリート造の構造特性係数 D_s の算出方法**による。

6.2 梁の設計

6.2.1 一般事項

梁の設計において、曲げ及びせん断に対する許容応力度及び終局強度の算定は、「**解説書**」**付録1-3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料(1)**はりによるほか、「**RC規準**」**13条 梁の曲げに対する断面算定**、**15条 梁・柱および柱梁接合部のせん断に対する算定**による。

また、小梁の応力算定は、「**RC規準(1999)**」**10条 梁、柱および耐震壁 4.大梁に支持された小梁の応力**により検討を行う。

なお、せん断耐力式については、原則として、荒川 mean 式を用いることとする。

6.2.2 長期荷重時の検討

スパンの大きい梁、片持ち梁、軽量コンクリートを使用する場合は、ひび割れ、クリープ等が問題となりやすいため、配筋及び断面には十分な余裕をもたせ、引張鉄筋の応力度を低く抑え、圧縮側にも適切な配筋を行う。

コンクリートの曲げひび割れ及びクリープと収縮を考慮した梁部材の長期たわみの予測量は、「**RC規準(1999)**」**付7.長期荷重時における変形とひび割れ(5)式**のように、弾性たわみに対する倍率で表される。

長期たわみは予想平均たわみであり、予想最大たわみは環境条件、材料、施工のバランス等を考慮し、予想平均たわみの1.5倍程度として、この値が許容値以下となるように設計する。

たわみの許容値は、「RC規準」を参考に建築物の使用条件等に応じて決定するが、一般的な事務室では 1/500 程度を目安とする。

また、コンクリート部材設計において可能な限り、ひび割れを制御して設計する必要がある。ひび割れ幅から定まるモーメントの略算法は、「RC規準 (1999)」付 7. 長期荷重時における変形とひび割れ(1)式により算定する。

6.2.3 梁の配筋

梁は、降伏後のじん性の確保及びクリープの防止のために、原則として、つり合い鉄筋比以下となるように設計する。また、同様の目的から、複筋比を 0.4 以上とする。梁各部の配筋は、表 6.1 によるほか「RC規準」13 条 梁の曲げに対する断面算定による。

表 6.1 梁各部の配筋

位置	配筋
端部上端筋	引張鉄筋比 0.4%以上かつ 3 本以上
端部下端筋	中央下端筋の 1/2 以上
中央上端筋	端部上端筋の 1/2 以上
中央下端筋	引張鉄筋比 0.4%以上かつ 3 本以上

- (注) 1. 軽微な小梁、基礎梁等の配筋は、これによらなくてもよい。
 2. ベタ基礎、布基礎の基礎梁等については、上端、下端をそれぞれ下端、上端に読み替えるものとする。

なお、梁の付着割裂破壊はあまり見られないが、せん断スパンがあまり大きくなく、逆対称応力を受ける梁では、引張主筋を一行に多数配筋したり、又は引張側隅角部に主筋を集中的に配筋したりすると、付着割裂破壊の恐れがあるため、「解説書」付録 1-3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料(1)はり⑥c)付着等を参考に検討が必要である。

6.2.4 梁のせん断破壊の防止 (保証設計)

梁は、原則として、せん断破壊よりも曲げ降伏が先行するように設計する。また、曲げ降伏が先行する場合のせん断耐力については「告示」(平 19 国交告第 594 号第 4 第三号)により、部材応力を適切に割り増した設計応力を上回ることを確認する (保証設計)。なお、せん断スパン比の極めて小さな梁は、大きなせん断力を受けてせん断破壊する可能性が大きいので、十分な補強をするか梁せいを小さくし、曲げ破壊先行型とする等の検討を行う。また、そで壁がある場合も、せん断スパン比が小さくなるため、その影響を考慮して設計する。

6.2.5 梁のねじり応力の検討

大きな庇の取り付く梁又は長い小梁が片側に取り付く梁等は大梁にねじれが生じるので、ねじり応力を「RC規準」22 条 特殊な応力その他に対する構造部材の補強 (4)ねじれ応力について iii)ねじりモーメントに対する断面算定により検討を行い、必要に応じて適切な補

強を行う。

6.2.6 梁貫通孔

梁貫通孔は、ヒンジ領域を考慮し、原則として、柱面から $1.5D$ (D は梁せい)離れた範囲内の位置に設けてはならない。ただし、「**鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説(1999)**」(日本建築学会)5.5 **ヒンジ領域の定義**を参考に、せん断スパン比 ($M/Qd \leq 3$) に応じて、これより短いヒンジ領域を設定することもできることとするが、その場合であっても、 $1.0D$ 以上とする。なお、基礎梁及び壁付帯範囲については、ヒンジ領域が明確でないため特段の規定は設けないこととする。

孔径は梁せいの $1/3$ 以下で、貫通孔の中心間隔は両孔径の平均の 3 倍以上とする(貫通孔が円形でない場合は、外接円とする。また、一般部のあばら筋のピッチよりも孔径が大きくなる場合は、原則として孔の上下に縦筋を設ける)。

貫通孔の上下の位置は、梁せいの中央付近とすることが望ましく、特に梁中央部下端については、梁下端より $D/3$ の範囲に設けてはならない。

境界梁等大きなせん断力を受ける部分には、原則として、貫通孔を設けないこととするが、やむを得ず設けなければならない場合には、設計用せん断力を割り増す等、適切な値を用いて補強設計を行う。

梁貫通孔の補強設計の基本的な考え方は、「**RC規準**」22条 **特殊な応力その他に対する構造部材の補強 (3) 梁の貫通孔周囲の補強**を参考に、原則として、有孔梁のせん断強度が無開口のせん断強度以上になるように補強設計を行う。ただし、メカニズム時の応力が明確な場合には、メカニズム時の応力を適切に割り増して補強設計を行ってよい。なお、梁貫通孔補強に既製品を使用する場合には、「法」第 77 条の 56 の規定に基づく指定性能評価機関において、性能を評価されたものを使用し、評価内容によることとする。

6.3 柱の設計

6.3.1 一般事項

柱の設計において、曲げ、せん断及び軸力に対する許容応力度及び終局強度の算定は、「**解説書**」付録 1-3.1 **鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料(2) 柱**によるほか、「**RC規準**」14条 **柱の軸方向力と曲げに対する断面算定**、15条 **梁・柱および柱梁接合部のせん断に対する算定**による。また、円形断面を有する柱の終局曲げ強度及び終局せん断強度は、等断面積の正方形に置換し、主筋の断面積を等しく、かつ、各辺の主筋数が同一となるように置き換えて各式を適用してよい。そで壁付き柱の終局曲げ強度及び終局せん断強度については、「**解説書**」付録 1-3.1 **鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料(5) そで壁付き柱等**による。

なお、せん断耐力式については、原則として、荒川 mean 式を用いることとする。

6.3.2 柱のぜい性的破壊の回避

原則として、曲げ降伏が先行するように設計を行い、 β_u が 0.7 以下の架構においては、

柱部材の種別がFDとならないようにする。

また、曲げ降伏が先行する場合のせん断耐力については「告示」(平19国交告第594号第4第三号)により、部材応力を適切に割り増した設計応力を上回ることを確認する(保証設計)。

6.3.3 柱の軸力制限

軸方向力の大きい柱は、せん断、曲げ強度は上昇するが、降伏後のじん性は大きく低下する。また、曲げ降伏が先行しても小さな塑性率の段階で、曲げ圧縮破壊が生じやすい。

そのため、短期軸力による圧縮応力度は、コンクリート設計基準強度の1/3以下とする。ただし、壁量が多く十分な強度があり、柱にじん性を期待していない場合はこの限りではない。

6.3.4 柱の2方向曲げの検討

建築物の出隅の柱で耐力壁等が取り付けられない場合又は不整形な平面形状をしていて架構構面と主軸が一致していないような場合等は、2方向応力の影響を無視し得なくなる。したがって、2方向の曲げを同時に受けるものとして「RC規準(1991)」15条 柱(15.10)式により検討を行う。

また、長期荷重時に大きな曲げを受ける柱の鉄筋は、X、Y方向を兼用させない設計を行うこととする。

さらに、隅柱で床版がないような場合、かつ、梁が極端に偏心している場合には、地震時に柱にもねじり応力が生じるので、ねじり応力の検討を6.2.5 梁のねじり応力の検討に準じて行うことが望ましい。

6.3.5 柱の配筋

柱の一辺に並ぶ主筋断面積の合計は、コンクリート全断面に対して、原則として、0.8%以下とし一段配筋とする。やむを得ず0.8%を超える場合は、副帯筋を有効に配置するなどの処置をする。また、1%を超える場合は、「解説書」付録1-3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料(2) 柱 ⑥終局強度 d) 付着により付着割裂破壊の検討を行う。

6.3.6 柱・梁接合部

柱・梁接合部は、「解説書」付録1-3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料(6) 柱はり接合部を参照し、原則として、接合部に取付く柱及び梁の応力によって生じる接合部せん断応力に対して、十分余裕のある設計を行う必要がある。

また、ルート3の計算ルートによる場合には、接合部の終局強度についても検討を行い、接合部で破断しないよう設計を行う。なお、接合部の終局強度について検討を行う場合、柱・梁接合部が破壊しないことが確かめられれば、許容応力度計算は省略してよい。

6.4 壁の設計

6.4.1 一般事項

耐力壁の設計において、曲げ及びせん断に対する許容応力度及び終局強度の算定は、「解説書」付録 1-3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料(3) 耐力壁によるほか、「RC規準」19条 壁部材の算定による。

なお、せん断耐力式については、原則として、荒川 mean 式を用いることとする。

6.4.2 耐力壁と耐力壁以外の鉄筋コンクリート造の壁

耐力壁と耐力壁以外の鉄筋コンクリート造の壁の区分は、「解説書」6.4.2 鉄筋コンクリート造のルート1の計算による。

耐力壁（周囲の構造耐力上主要な部分である柱及び梁に緊結されたものとした場合に限る。）に開口部を設ける場合にあつては、開口周比が0.4以下とする。また、開口部の上端が当該階の梁に接し、かつ、開口部の下端が当該階の床版に接するような壁は、「一の壁」（一枚の耐力壁）として取り扱ってはならない。なお、縦長開口が1層のみでありその上下が剛強な無開口壁や基礎ばりである場合など、その挙動が一の壁の挙動と同等であるとみなせる場合は、一の壁として取扱うことができる。

6.4.3 変形性能と終局状態

耐力壁の水平耐力は、基礎の浮き上がりによって決まる場合、壁自体が破壊する曲げ降伏による場合及びせん断破壊によって決まる場合があり、それぞれ、変形性能及び終局状態を考慮して設計をする。また、曲げ降伏が先行する場合のせん断耐力については、「告示」（平19国交告第594号第4第三号）により、部材応力を適切に割り増した設計応力を上回ることを確認する（保証設計）。

なお、耐力壁周囲の部材の設計では、付帯ラーメンのせん断破壊を防止又は抑制することが望ましい。付帯ラーメンの断面形状に関する推奨条件は、「RC規準」19条 壁部材の算定 6. 壁部材の柱と梁の断面と配筋を参考にする。

さらに、特に耐震設計上重要と思われる耐力壁については、「RC規準（1999）」付 11. 壁板周辺の柱および梁のせん断破壊を防止または抑制した耐震壁の構造計算法により検討を行う。

6.4.4 壁厚、壁配筋の設計

壁は平面計画と適合させながら、耐震計画上の全体の壁量、壁配置のバランス、ひび割れに配慮して設計する。特に、ひび割れについては次の点を考慮して設計するとともに、外壁等風雨にさらされる壁のひび割れは、建物の劣化を早めるとともに漏水の原因となるため注意が必要である。

- ① 外壁は必要に応じて厚くするか、補強筋量を水平・垂直方向とも、壁断面積に対して0.4%以上とする。また、壁の厚さは表 6.2 を標準とする。

表 6.2 壁の部位による壁厚

部 位	壁 厚
外壁	150mm 以上
片持ち階段を受ける壁	180mm 以上
土圧を受ける壁	200mm 以上
その他の壁	120mm 以上

- (注) 1. 外壁打放し等で壁目地を設ける場合は、壁厚は目地底からの値とする。
 2. 厚さ 100mm のブロック壁を受けるたれ壁等軽微な壁は 120mm 未満としてよい。
 3. その他の壁についても、配管状況等に応じて複配筋とすることが望ましい。

- ② 電気設備の埋込み配管等についても、局部的に集中して設けられる場合があり、ひび割れ等劣化の原因になることが多いため、配管等が埋め込まれる場合には、設備設計者と設計段階で十分協議し、配管径を細くする等の措置を講ずる。また、当該部分は壁厚を厚くし、複配筋とすることが望ましい。

6.4.5 壁の開口補強

耐力壁に開口を設ける場合の補強は、「RC規準」19条 壁部材の算定 5. 開口補強の規定により検討を行う。補強筋量が壁厚に対して多い場合は、必要に応じて、開口周囲にリブ等を設ける。

耐力壁以外の壁では、主に乾燥収縮によるひび割れに対して補強を行うこととする。

6.5 床版の設計

6.5.1 床版の設計

床版の設計は、床版周辺の支持条件を十分考慮し、適正な荷重条件のもとで応力算定を行う。周辺固定とみなすことができる長方形床版が等分布荷重を受けるときの応力算定は、「RC規準」10条 スラブの解析の規定に準じる。また、その他の支持条件、応力分布の場合は、「RC規準 (1991)」付 10. 長方形スラブの応力とたわみにより応力算定を行う。

また、設計に当たっては、次の事項についても留意する。

(1) 床版の面積及び厚さ

1 枚の床版の面積は一般に 25 m²程度までとし、それ以上の面積となる場合及び荷重の大きな場合は、「RC規準」18条 床スラブの算定 表 18.1 床スラブの厚さの最小値により床版厚の検討を行う。

また、床版厚は、応力等のほかに配筋種別によっても異なってくるため、鉄筋の相互のあき、鉄筋のかぶり厚さ等が確保されているかを確認のうえ決定する。

(2) 床の振動

居室等で面積の大きい床版及び常時振動を受けるような床版は、応答予測解析手法により、振動数、振幅および加速度を算定し、「**建築物の振動に関する居住性能評価指針（2004）**」（日本建築学会）**3. 居住性能評価の基準**により、振動障害に対する検討を行う。なお、簡便な方法として「**RC規準（1991）付 11 床スラブの振動**」により振動数及び最大振幅を算定し、振動障害に対する検討を行うこともできる。

6.5.2 床版のひび割れ防止

床版は、ひび割れ防止や施工性を考慮して設計する。特に屋根床版については注意が必要である。また、建築物の出隅部及び入隅部は、周辺拘束によるハの字型のひび割れが発生しやすいので、次に示す補強を行う。

- ① 小梁を入れて、床版の面積を小さくする。
- ② 隅角部に補強筋を入れる。

また、屋根床版には、原則として、配管類は埋め込まないこととし、埋込む場合には、床版の厚さを厚くするか、配筋量を増やし、耐久性を向上させる。

6.5.3 片持ち床版の設計

一般に片持ち床版のような不静定次数の低い支持方法の床版では、たわみ、ひび割れなどの問題が生じやすい。そのため、片持ち床版の元端から先端までの長さは、最大 2.0m 程度とし、元端の厚さは長さの 1/10 以上とする。持出し長さが 1.7m を超えるものや先端荷重などを受ける場合は、十分安全率を見込んで厚さを決定する。また、軽微なものを除いて複配筋とする。

なお、断面算定に用いる設計用応力は、算定応力を 1.5 倍以上した値を用いる。また、必要に応じて鉛直震度についても「告示」（平 19 国交告第 594 号第 2 第三号ニ）により検討を行う。

6.5.4 床版への埋設

電気設備の埋設される配管等が集中するような場合は、床版の厚さを厚くする又は配筋量を増やして補強するなど、埋設される配管等の収まりを適切に考慮して床版の設計を行う。なお、配管類は、原則として打ち増し部分に設置する場合を除き複配筋の間に設置する。

第7章 鉄骨鉄筋コンクリート造

7.1 構造計算

SRC造の構造計算は、図7.1に示す構造計算のフローにより行う。フローには、安全性の確認方法の違いによって、以下に示すとおり、ルート1、ルート2及びルート3の3つの計算手順がある。また、「法」第20条4号に規定されている建築物についても、許容応力度計算による確認を行うことが望ましく、「告示」(平19国交告第593号第二号イ(1))に重要度係数Iを右辺に乗じた(7.1)式を満足する壁量、柱量を確保することが望ましい。

(1) ルート1

ルート1は、RC造と同様に、壁量、柱量の確保により十分な耐力を持たせ、大きなじん性には期待しない設計である。高さ20m以下の建築物を対象とする計算ルートであり、許容応力度計算による確認を行った後、壁量、柱量が「告示」(平19国交告第593号第二号イ(1))に重要度係数Iを右辺に乗じた(7.1)式を満足することを確認し、かつ、法令上は定められていないが、偏心率の計算を行って、過大なねじれが生じないことを確認する。なお、偏心率は、概ね0.3以下となるようにする。

$$\Sigma 2.5\alpha A_{w1} + \Sigma 1.0\alpha A_c + \Sigma 0.7\alpha A_{w2} \geq I \cdot Z \cdot W \cdot A_i \quad (7.1)$$

A_{w1} : 当該階の耐力壁のうち計算しようとする方向に設けたものの水平断面積 (mm²)

A_c : 当該階の構造耐力上主要な部分である柱の水平断面積 (mm²)

A_{w2} : 当該階の耐力壁以外の鉄筋コンクリート造の壁 (上端及び下端が構造耐力上主要な部分に緊結されたものに限る。)のうち計算しようとする方向に設けたものの水平断面積 (mm²)

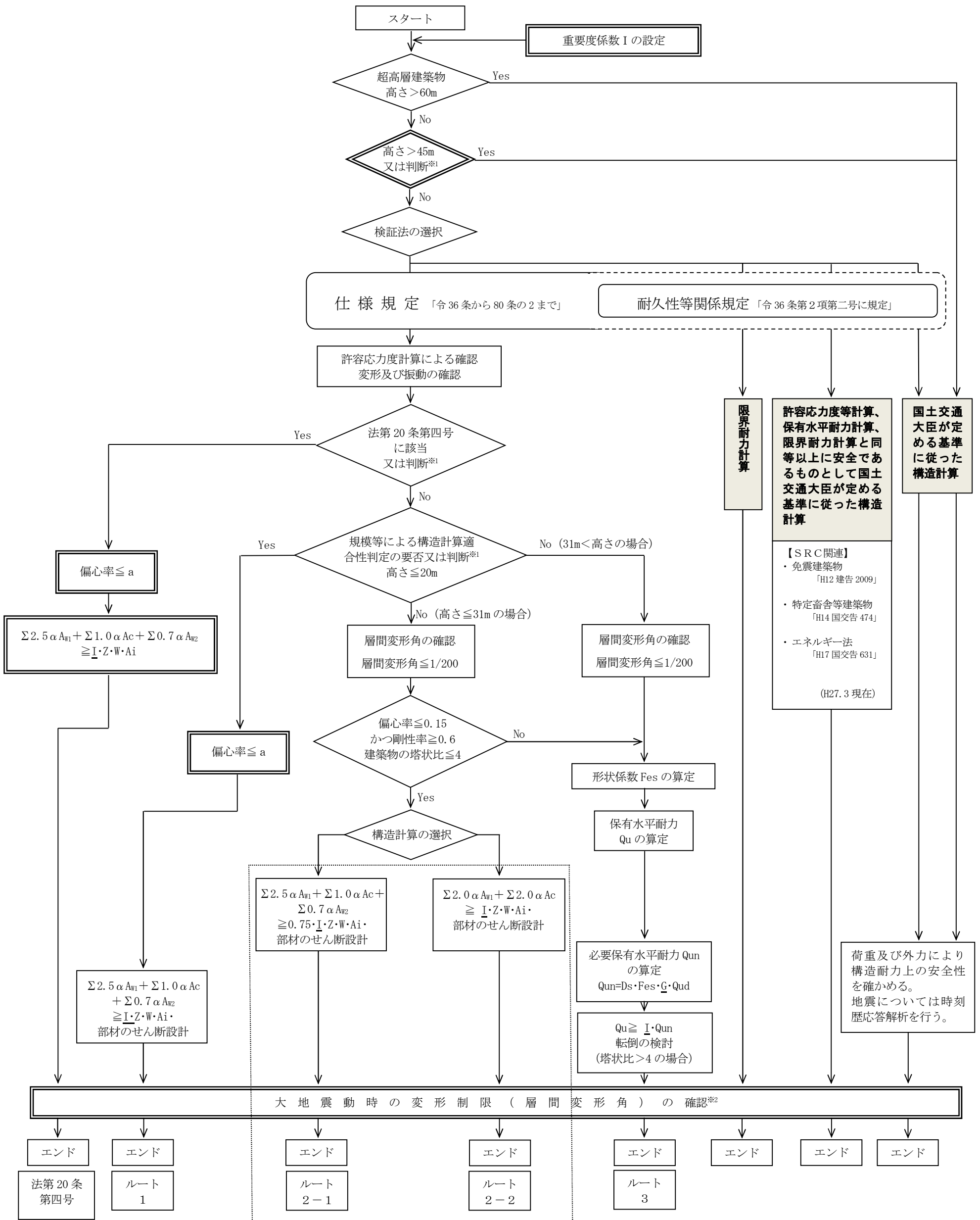
I : 重要度係数

α : コンクリートの設計基準強度による割り増し係数として、設計基準強度が1平方ミリメートルにつき18ニュートン未満の場合にあつては1.0、1平方ミリメートルにつき18ニュートン以上の場合にあつては使用するコンクリート設計基準強度 (単位1平方ミリメートルにつきニュートン) を18で除した数値 (当該数値が2の平方根の数値を超えるときは、2の平方根の数値)

Z : 地震地域係数

W : その階より上の建築物重量 (N)

A_i : 地震層せん断力係数の分布係数



注) a の値は概ね 0.3 とする。

内フローチャートを経て設計する建築物は、概ね 3 階建以下とするのが望ましい。

及び下線部は、法令等には規定がないものを示す。

※1: 判断により、より詳細な検討を行うことができる。

※2: 法令等で定められている場合はそれによる。

図 7.1 SRC 造の構造計算のフロー

(2) ルート 2

ルート 2 は高さ 31m 以下の建築物を対象とする計算ルートで、ルート 2-1、ルート 2-2 の 2 種類がある。いずれの計算ルートも RC 造と同様に、許容応力度計算の後、層間変形角の最大値が 1/200 以下、剛性率 0.6 以上、偏心率 0.15 以下であることの確認が必要である。

- ① ルート 2-1 は、耐力壁が比較的多く、かつ、ある程度ねばりのある建築物を対象としており、壁量、柱量は「告示」(昭 55 建告第 1791 号第 3 第一号イ) に重要度係数 I を右辺に乗じた (7.2) 式を満足する必要がある。

$$\Sigma 2.5 \alpha A_{w1} + \Sigma 1.0 \alpha A_c + \Sigma 0.7 \alpha A_{w2} \geq 0.75 \cdot I \cdot Z \cdot W \cdot A_i \quad (7.2)$$

(7.2) 式は、(7.1) 式と同様に、左辺が建築物の水平耐力、右辺が建築物の耐震安全性の分類に応じて要求される水平耐力であり、右辺の係数 0.75 は、RC 造 (6.2) 式と同様に建築物にある程度のねばりを与えること、剛性率及び偏心率の規定を満足することによって認めうる耐力の低減率の目安を示したものである。

なお、ルート 2-1 の適用をうける建築物は、ある程度のねばり強さの確保が必要である。そのため、各部材の設計に当たっては、次の点に留意する。

ア 柱、梁のせん断設計

「解説書」付録 1-4.1 鉄骨鉄筋コンクリート造の部材の靱性確保(1) ルート 2-1 により設計用せん断力を算定し、柱、梁各部材共、鉄骨部分、鉄筋コンクリート部分のそれぞれの許容せん断力以下となるようにせん断設計を行う。

イ 耐力壁の設計用せん断力

許容応力度設計時地震力により耐力壁に生ずるせん断力の 2 倍以上とし、かつ、せん断補強筋比は $P_w \geq 0.4\%$ とする。

ウ 耐力壁の開口部補強

イと同様の方法により設計用せん断力を算定し、**6.4.5 壁の開口補強**により検討を行う。

- ② ルート 2-2 は、耐力壁とは認められないほどの大きな開口のついた壁やそで壁付き柱等が多い建築物を対象としており、壁量、柱量が「告示」(昭 55 建告第 1791 号第 3 第二号イ) に重要度係数 I を右辺に乗じた (7.3) 式を満足する必要がある。この式では、 A_{w2} (雑壁) の耐力は考慮しない。

$$\Sigma 2.0 \alpha A_{w1} + \Sigma 2.0 \alpha A_c \geq I \cdot Z \cdot W \cdot A_i \quad (7.3)$$

ルート 2-2 の適用をうける建築物は、強度のみでは地震力に抵抗できないため、各部材にある程度のじん性を確保する必要がある。柱、梁及び耐力壁のじん性の確保の方法は、ルート 2-1 に準じるものとする。ただし、そで壁の存在を考慮した応力解析、断面算定を行うものとする。そで壁の厚さは 150mm 以上、壁配筋は複配筋とし、壁筋比 0.4% 以上とする。また、ルート 2-2 は、そで壁を有しない建築物には用いてはならない。

(3) ルート 3

- ① ルート 3 は、建築物の保有水平耐力を検討することにより、大地震動時の安全性を確認するものである。法令上は定められていないが、大地震動時の層間変形角を制限するとともに、**5.5.1 保有水平耐力の検討**により、保有水平耐力 Q_u が $Q_u \geq I \cdot Q_{un}$ であることを確認する。
- なお、大地震動時の層間変形角は、**5.1.1(1) 大地震動時の変形制限**により求める。

- ② 次に SRC 造の建築物の場合の構造特性係数 D_s の数値及び部材種別を示す。

ア 構造特性係数 D_s

構造特性係数 D_s は、「告示」(昭 55 建告第 1792 号第 5) 及び「**解説書**」**6.5.4(2) 鉄骨鉄筋コンクリート造の構造特性係数 D_s の算出**による。

イ 部材及び部材群としての種別

部材及び部材群としての種別は、「告示」(昭 55 建告第 1792 号第 5) 及び「**解説書**」**6.5.4(2) 鉄骨鉄筋コンクリート造の構造特性係数 D_s の算出**による。

7.2 梁の設計

7.2.1 一般事項

梁の設計において、曲げ及びせん断に対する許容応力度及び終局強度の算定は、「**SRC 規準**」16 条 梁の曲げモーメントに対する算定 1、「**SRC 規準**」18 条 部材のせん断力に対する算定、「**SRC 規準**」33 条 部材の終局せん断耐力、「**解説書**」付録 1-4.2 鉄骨鉄筋コンクリート造部材の終局強度による。

7.2.2 梁のたわみによる障害

SRC 造の梁の設計に当たっては、十分なじん性を確保するための検討を行うとともに、一般に RC 造に比ベスパンが大きくなるため、大スパンの梁においては長期荷重時におけるたわみの検討を行う。たわみの算定は、鉄筋コンクリート断面と鋼材の剛性を等価に評価した等価断面 2 次モーメントを用いて行うこととし、たわみの許容値としては、目安として、**6.2.2 長期荷重時の検討**に準じて 1/500 程度以下とする。

7.2.3 梁のねじり応力の検討

6.2.5 梁のねじり応力の検討と同様に、ねじりによる影響を無視し得ない場合には、検討を行い必要に応じて補強を行う。

7.2.4 梁貫通孔

梁貫通孔は、ヒンジ領域を考慮し、原則として、柱面から $1.5D$ (D は梁せい)離れた範囲内の位置に設けてはならない。ただし、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説(1999)」(日本建築学会) 5.5 ヒンジ領域の定義を参考に、せん断スパン比 ($M/Qd \leq 3$) に応じて、これより短いヒンジ領域を設定することもできることとするが、その場合であっても、 $1.0D$ 以上とする。なお、基礎梁及び壁付帯範囲については、ヒンジ領域が明確でないため特段の規定は設けないこととする。

また、孔径は梁せいの $1/3$ 以下かつ鉄骨せいの $1/2$ 以下とし、貫通孔の中心間隔は両孔径の平均の 3 倍以上とする。

なお、貫通孔の上下の位置は、梁せいの中央付近とすることが望ましく、特に梁中央部下端については、梁下端より $D/3$ の範囲に設けてはならない。

境界梁等大きなせん断力を受ける部分には、原則として設けないこととするが、やむを得ず設けなければならない場合には、設計用せん断力を割増す等、適切な値を用いて補強設計を行う。

梁貫通孔の補強設計の基本的な考え方は、原則として、鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分について、それぞれ別々に検討を行うこととし、鉄筋コンクリート部分については、6.2.6 梁貫通孔により、鉄骨部分については、8.2.4 梁貫通孔による。

7.3 柱の設計

7.3.1 一般事項

柱の設計において、曲げ、せん断及び軸力に対する許容応力度及び終局強度の算定は、「SRC規準」17条 柱の軸方向力および曲げモーメントに対する算定、「SRC規準」18条 部材のせん断力に対する算定 3 によるほか、「解説書」付録1-4.2 鉄骨鉄筋コンクリート造部材の終局強度、「SRC規準」32条 柱および梁部材の終局曲げ耐力による。

7.3.2 柱のぜい性的破壊の回避

RC造同様、原則として、曲げ降伏が先行するよう設計を行い、 β_u が 0.7 以下の架構においては、柱部材の種別がFDとならないようにする。

また、曲げ降伏が先行する場合のせん断耐力については、RC造同様に「告示」(平19国交告第594号第4第三号)により、部材応力を適切に割り増した設計応力を上回ることを確認する(保証設計)。

7.3.3 柱の軸力制限

大きなじん性が期待され、かつ、柱曲げ降伏先行型(1階柱脚等)となるような場合には、「SRC規準」17条 柱の軸方向力および曲げモーメントに対する算定(17.17)式による短期

荷重時作用軸力が、軸力制限値以下となるようにし、十分な変形性能が確保できるようにする。

7.3.4 柱の2方向曲げの検討

建築物の出隅の柱で耐力壁が取り付けられない場合又は不整形な平面形状をしていて架構構面と主軸が一致していないような場合には、**6.3.4 柱の2方向曲げの検討**と同様に、同時に2方向の応力を受けるものとして「SRC規準」17条 柱の軸方向力および曲げモーメントに対する算定(解17.9)から(解17.14)式までにより検討を行う。

さらに、床が吹抜けていて、偏心して梁が取付くような場合には、RC造と同様にねじり応力の検討を行う。

7.4 壁の設計

鉄筋コンクリートの壁に平鋼や鋼板の筋かいを埋込む場合の、曲げ及びせん断に対する許容応力度及び終局強度の算定は、「解説書」付録1-4.2 鉄骨鉄筋コンクリート造部材の終局強度によるほか、「SRC規準」25条 壁部材による。また、「SRC規準」38条 壁部材の終局耐力の規定により、同規準の付表C1 耐震壁の終局曲げ耐力を用いて算定してもよい。

そのほか壁厚、壁配筋の決定に当たっては、座屈によるぜい性的な破壊を避け、周囲の柱、梁断面内にある鉄筋、鉄骨の位置を把握し、施工性を十分考慮して適切に決定する必要がある。

7.5 床版の設計

SRC造の床版の設計は、床版の構造形式に応じて、**第6章**又は**第8章**により行う。

7.6 接合部及び柱脚の設計

7.6.1 接合部の強度の確保

柱・梁接合部は、接合部に取付く柱及び梁の応力によって生じる接合部せん断応力に対して十分余裕のある設計を行う必要がある。また、スパンの大きな梁等長期荷重時においても大きな応力が生じる接合部に対しては、斜めひび割れが生じないことを確認する。柱・梁接合部の長期荷重時及び短期荷重時の検討は、「SRC規準」20条 柱梁接合部の規定による。

また、ルート3の計算ルートによる場合には、接合部の終局強度についても検討を行う。なお、柱梁接合部の終局強度については、「解説書」付録1-4.2 鉄骨鉄筋コンクリート造部材の終局強度、「SRC規準」35条 柱梁接合部の終局せん断耐力による。その場合、柱・梁接合部が破壊しないことが確かめられれば、許容応力度計算は省略してよい。

7.6.2 接合部での応力伝達

柱及び梁の鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分のそれぞれの曲げ耐力の和は、応力伝達に支障をきたすことのないよう、「SRC規準」20条 柱梁接合部 3の規定により設計する。

7.6.3 仕口部の接合形式

鉄骨部の柱・梁仕口部の接合形式は、原則として、梁通し型又は柱通し型とする。梁通し型は、梁の鉄骨が柱の鉄骨に比べて大きい場合に採用し、柱通し型は柱鉄骨を通すことが適切な場合に用いる。なお、仕口部では梁、水平スチフナ及び鉄筋の混在によりコンクリートの充てんが難しくなるので、これらを十分考慮した設計を行う。

また、設計に当たっては、当初から鉄筋貫通孔、スカラップ、溶接タイプ(突合せ、すみ肉)等を考慮した構造計算を行う。

7.6.4 継手部の設計

鉄骨の継手は、塑性化領域外にあることを条件とし、曲げ応力はフランジ部分で、せん断応力はウェブ部分で負担するものとして、各々の有効断面積を考慮した全強継手として設計する。

また、梁鉄骨のフランジ材の材質又は厚さを継手部で変える場合は、梁端部及び継手位置で断面が決定されることが多いので、必ず断面の検討を行い安全性を確認する。

7.6.5 柱脚部の設計

鉄骨部分の柱脚は、軸方向力、曲げモーメント及びせん断力を確実に鉄筋コンクリート部に伝達できるように、原則として、埋込み形式柱脚で設計する。ただし、地階を有する建築物で、かつ、地上階に比べて地階の剛性が十分に大きく、その地階まで鉄骨部分を延ばし、応力の伝達が確実にできると判断できる場合には、非埋込み形式柱脚での設計も考えられる。

なお、地階のない建築物で施工性等から非埋込み形式柱脚で設計する場合は、鉄骨部分から鉄筋コンクリート部分への応力の伝達方法を十分に検討するものとする。特に、隅柱、側柱あるいは連層耐力壁の周辺柱といった大きな変動軸力を受ける柱においては、アンカーボルトにじん性をもたせる又はじん性のある既製柱脚を用いるなど十分に検討を行う。この検討においては、**8.7 柱脚の設計**及び「解説書」付録 1-4.2 鉄骨鉄筋コンクリート造部材の**終局強度**を参考にするとよい。埋込み形式柱脚では、ベースプレートとアンカーボルトの曲げ抵抗のほか、鉄骨側面の支圧力による抵抗が期待できる。ただし、側柱や隅柱では、埋込み部のコンクリートが支圧力により割裂破壊を起さないよう検討する。

それぞれの具体的な設計方法は、「SRC規準」22条 柱脚の規定に準じて行う。

第 8 章 鉄骨造

8.1 構造計算

S 造の構造計算は、図 8.1 に示す構造計算のフローにより行う。フローには、安全性の確認方法の違いによって、以下に示すとおり、ルート 1-1、ルート 1-2、ルート 2 及びルート 3 の計算手順がある。また、「法」第 20 条第四号に規定されている建築物についても、標準せん断力係数 C_o を 0.3 に重要度係数 I を乗じたもの以上として許容応力度計算を行うことが望ましい。

なお、筋かい材がある場合は、その端部及び接合部を保有耐力接合（**8.4 筋かいの設計参照**）とし、筋かい材の軸部が降伏するまで端部又は接合部が破断しないように設計を行うとともに、冷間成形角形鋼管を使用する場合は、「告示」（平 19 国交告第 593 号第一号）の規定に基づき、応力を適切に割増す。

(1) ルート 1

- ① ルート 1-1 は、「告示」（平 19 国交告第 593 号第一号イ）に規定する比較的小規模な建築物（階数 ≤ 3 、高さ $\leq 13\text{m}$ 、軒の高さ $\leq 9\text{m}$ 、スパン $\leq 6\text{m}$ 、延べ面積 $\leq 500\text{ m}^2$ ）を対象とした計算ルートである。当該建築物は、標準せん断力係数 C_o を 0.3 に重要度係数 I を乗じたもの以上として許容応力度計算を行う。筋かい材がある場合は、その端部及び接合部を保有耐力接合（**8.4 筋かいの設計参照**）とし、筋かい材の軸部が降伏するまで端部又は接合部が破断しないよう設計を行う。

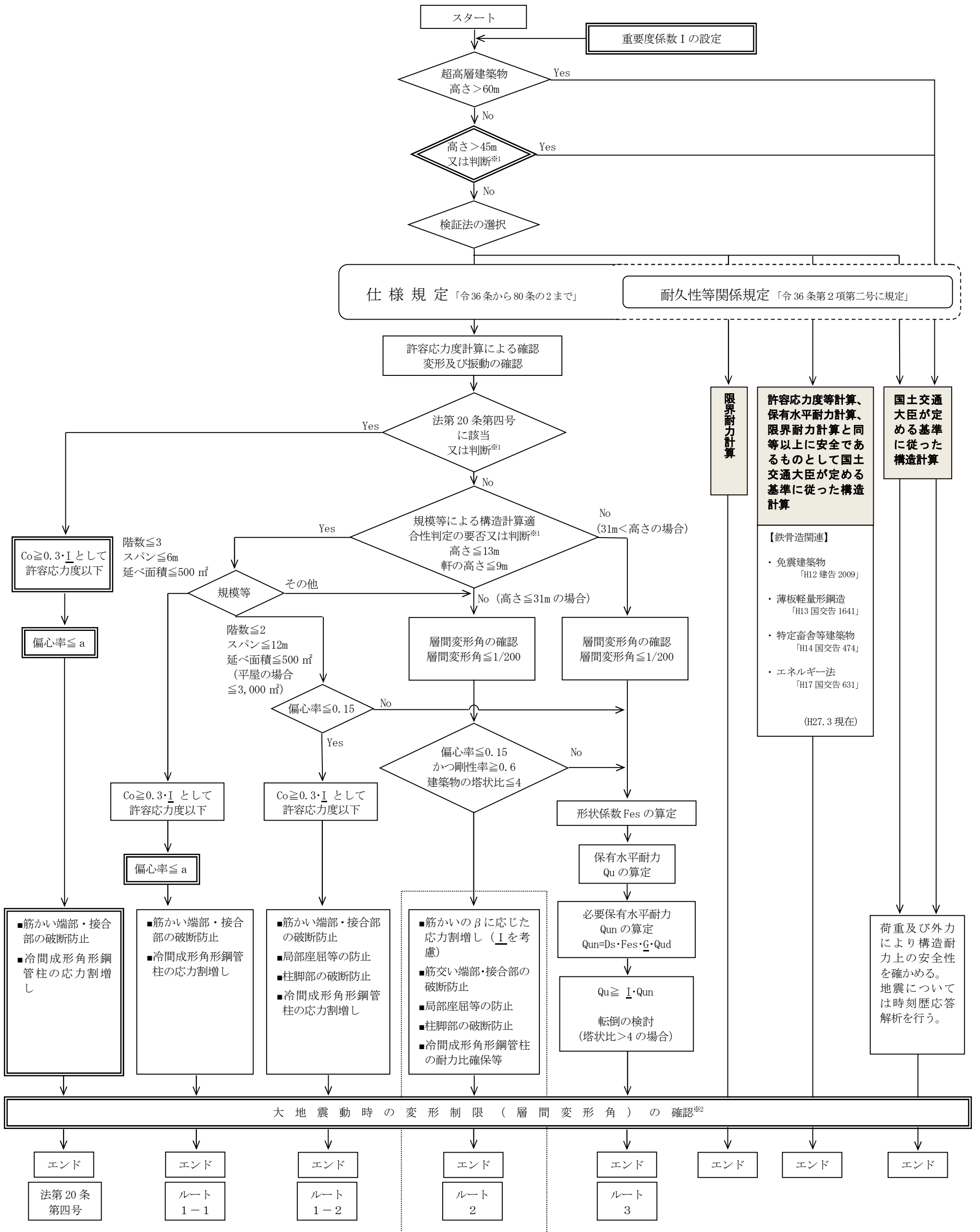
なお、法令上は定められていないが、偏心率は、概ね 0.2 以下となるようにする。

また、冷間成形角形鋼管を使用する場合は、「告示」（平 19 国交告第 593 号第一号）の規定に基づき、応力を適切に割増す。

- ② ルート 1-2 は、「告示」（平 19 国交告第 593 号第一号ロ）に規定するルート 1-1 とルート 2 の中間に位置する建築物（階数 ≤ 2 、高さ $\leq 13\text{m}$ 、軒の高さ $\leq 9\text{m}$ 、スパン $\leq 12\text{m}$ 、延べ面積 $\leq 500\text{ m}^2$ （平屋建てにあつては、 $3,000\text{ m}^2$ 以内））を対象とした計算ルートで、標準せん断力係数 C_o を 0.3 に重要度係数 I を乗じたもの以上として許容応力度計算を行う。筋かい材がある場合は、ルート 1-1 同様に、その端部及び接合部を保有耐力接合とする。さらに、各階の偏心率は、0.15 以下となるようにするとともに、構造耐力上主要な部分である柱若しくははり又はこれらの接合部が局部座屈、破断等により急激な耐力低下を生ずるおそれのないことを確認する。また柱脚部についても、破断等による急激な耐力低下を生ずるおそれのないことを確認する。

なお、特殊な鉄骨造である薄板軽量形鋼造とする場合や、屋上を自動車の駐車その他これに類する積載荷重の大きな用途に供するものは、対象から除かれる。

また、冷間成形角形鋼管を使用する場合はルート 1-1 と同様に応力を割増す。



注) a の値は概ね 0.2 とする。

内のフローチャートを経て設計する建築物は、概ね 3 階建以下とするのが望ましい。

及び下線部は、法令等には規定がないものを示す。

※1: 判断により、より詳細な検討を行うことができる。

※2: 法令等で定められている場合はそれによる。

図 8.1 S 造の構造計算のフロー

(2) ルート 2

ルート 2 は、高さ 31m 以下で地上部分の塔状比が 4 を超えない建築物を対象とする計算ルートであり、地震力によって生じる応力に、表 8.1 に示す、「告示」(昭 55 建告第 1791 号第 2 第一号)に規定する筋かいの水平力分担率に応じた割増しに重要度係数 I を考慮した応力割増し率を乗じて許容応力度計算を行う。

表 8.1 筋かいの水平力分担率に応じた応力割増し率

筋かい等の水平力分担率(β)	応力割増し率
$\beta \leq 5/7$ の場合	$(1 + 0.7\beta) \cdot I$
$\beta > 5/7$ の場合	$1.5 \cdot I$

(注) 1. β は、各階に生じる水平力に対する当該階の筋かいが負担する水平力の比とする。

また、許容応力度計算の後、層間変形角の最大値が 1/200 以下、剛性率 0.6 以上、偏心率 0.15 以下であることの確認が必要である。筋かい材がある場合は、「告示」(昭 55 建告第 1791 号第 2 第一号・第二号)により、その端部及び接合部を保有耐力接合とする。柱はりの仕口、継手部についても保有耐力接合とし、はりには保有耐力横補剛を行う。また柱脚部についても破断防止の検討を行う。柱はり材については、「告示」(昭 55 建告第 1791 号第 2 第四号・第五号)の幅厚比を満足する必要がある。

なお、冷間成形角形鋼管を使用する場合は、「告示」(昭 55 建告第 1791 号第 2 第三号)の規定に基づき、柱と梁の耐力比の確認等を行う。

(3) ルート 3

- ① ルート 3 は、建築物の保有水平耐力を検討することにより大地震動時の安全性を確認するものである。法令上は定められていないが、大地震動時の層間変形角を制限するとともに、**5.5.1 保有水平耐力の検討**により、保有水平耐力 Q_u が $Q_u \geq I \cdot Q_{un}$ であることを確認する。

なお、大地震時の層間変形角は **5.1.1(1) 大地震動時の変形制限**により求める。

- ② 次に、S 造の建築物の場合の構造特性係数 D_s の数値及び部材種別を示す。

ア 構造特性係数 D_s

構造特性係数 D_s は、「告示」(昭 55 建告第 1792 号第 3 第四号)及び「**解説書**」**6.3.4(2) 鉄骨造の構造特性係数 D_s の算出**による。

イ 部材及び部材群としての種別

部材及び部材群としての種別は、「告示」(昭 55 建告第 1792 号第 3)及び「**解説書**」**6.3.4(2) 鉄骨造の構造特性係数 D_s の算出**による。また、柱及び梁の部材種別が FD となるような設計は行わない。

8.2 梁の設計

8.2.1 一般事項

梁の設計において、曲げ及びせん断に対する許容応力度及び終局強度の算定は、「S規準」5章 許容応力度、「S規準」9章はり、「塑性指針」3 全塑性モーメント 3.1 塑性断面係数と形状係数、3.2 各種断面の塑性断面係数によるほか、許容応力度については、「令」第90条並びに「告示」（平13国交告第1024号第1）による。

8.2.2 梁のたわみ等

(1) 梁のたわみ

鉄骨梁の鉛直荷重によるたわみの許容値は、二次部材への影響及び振動障害を考慮して、通常の場合はスパンの1/300以下、片持ち梁では1/250以下とする。また、天井走行用クレーンのたわみ制限については、4.8.1(3) 建築物に付属する天井走行クレーンの荷重による。

たわみの算定に当たっては、梁端部の拘束条件を十分考慮して行う。また、大梁、小梁及び母屋それぞれのたわみ量の累加によって、仕上げ材に支障が生じないように留意する。

(2) 合成梁

RC床版をシャーコネクターで梁と一体とする場合（合成梁）は、RC部分のクリープも考慮してたわみの検討を行うことが望ましい。合成梁は、原則として、シャーコネクターに頭付きスタッドを用い、床版と鉄骨梁の合成作用によって生じるせん断力は、スタッドボルトで負担する完全合成梁とする。ただし、小梁については、不完全合成梁としてもよい。なお、合成梁としたときのスタッドボルトに作用する水平せん断力(Qh)は、「各種合成構造設計指針・同解説（2010）」（日本建築学会）第1編 合成梁構造設計指針 5.2 頭付きスタッドに作用する水平せん断力による。

(3) 繰返し応力による応力度の割増し

応力の大きさが頻繁に変化する場合は、繰返し応力による影響を考慮して、応力度を割り増す。

8.2.3 梁のじん性確保

横座屈を起こすことなく十分な変形性能を持つように、それらの領域には、横補剛材を設ける等、梁の両端部が塑性状態に至った後も、十分な回転能力を発揮するまで横座屈を生じない保有耐力横補剛により補剛設計を行う。横補剛材の設計は、「解説書」付録1-2.4 鉄骨造部材の変形能力確保(4)はりの横補剛による変形能力確保について（保有耐力横補剛）及び「塑性指針」による。また、横補剛材が取り付けられない場合は、「塑性指針」5.1 梁の強度により梁の終局強度を低減する。

8.2.4 梁貫通孔

梁貫通孔は、継手位置より仕口側に設けないこととし、孔径は梁せいの 1/2 以下、貫通孔の中心間隔は両方の孔径の平均値の 2 倍以上とする。また、貫通孔の上下の位置はできるだけ梁せいの中央付近に設けるものとする。

境界梁等大きなせん断力を受ける部分には、原則として設けないこととする。やむを得ず設けなければならない場合には、設計用せん断力を割り増す等の適切な値を用いて補強設計を行う。

貫通孔の補強設計の基本的な考え方は、「S 規準」9 章はり 9.7 ウェブに開口を有するはりを参考に、原則として、有孔梁のせん断強度が無開口のせん断強度以上になるように補強設計を行う。ただし、メカニズム時の応力が明確な場合には、鉄骨梁貫通孔部分のウェブせん断強度が鉄骨梁の両端メカニズム時の応力を上回るよう設計する。

8.3 柱の設計

8.3.1 一般事項

柱の設計において、曲げ、せん断及び軸力に対する許容応力度及び終局強度の算定は、「S 規準」第 6 章 組合せ応力、「塑性指針」3. 全塑性モーメント 3.3 軸方向力の影響による。また、座屈強度については、「塑性指針」6. 柱 6.2 中心圧縮柱の強度によるほか、許容圧縮応力度については、「告示」（平 13 国交告第 1024 号第 1）による。

8.3.2 柱の細長比及び軸力比

柱は細長比（ λ ）及び軸力比（ N/N_y ）が大きく、取り付く梁の剛比の小さいものほど、柱自身の回転能力が減少し、 $P-\delta$ 効果による骨組全体の不安定現象が起りやすくなる。このため、柱のじん性を確保するために柱の細長比及び軸力比をある程度抑さえておく必要がある。

(1) 柱の細長比（ λ ）及び軸力比（ N/N_y ）

柱については、「S 規準」11 章 圧縮材ならびに柱材の規定により細長比 λ は、200 以下とする。また、特に十分な変形性能を考慮する場合は、「塑性指針」6.1 柱材の細長比および圧縮軸力の制限(6.1.6)、(6.1.4a)、(6.1.4b) 式の規定による。

(2) 保有水平耐力時の軸力比

保有水平耐力時の柱の軸力比は、「塑性指針」6.1 柱材の細長比および圧縮軸力の制限(6.1.3) 式を目安とする。

(3) 冷間成形角形鋼管

冷間成形角形鋼管の設計は、認定内容及び「告示」（昭 55 建告第 1791 号第 2 第三号）（平 19 国交告第 594 号第 4 第三号）によるほか、「解説書」付録 1-2.2 角形鋼管を柱に用いた接合部の詳細設計による。

8.3.3 隅柱の2方向応力等

柱は、一般には2方向の応力を別々に検討しているが、独立隅柱等、2方向の応力が集中するため、斜め加力方向による確認等必要な検討を行う。

8.4 筋かいの設計

8.4.1 筋かい等の形式

(1) 筋かい

接合部での各部材の重心軸は1点に会するよう設計し、1点に会さない場合は、偏心の影響を考慮する。

(2) 圧縮筋かい

- ① 圧縮筋かいの細長比は、40以下とすることが望ましい。それとともに、筋かいの水平力の分担を小さく押さえるか、筋かいの取付く梁等が先に降伏して筋かいの座屈を防ぐような構造(偏心K型等)とするなどの設計法を用いる。
- ② 圧縮筋かいの細長比、幅厚比は柱と同様に設計する。ただし、ウェブの幅厚比 (d/t_w) は、圧縮力だけを受けるものとして「解説書」(付1.2-5)式による。

8.4.2 筋かいの設計

(1) 保有耐力接合設計

接合部は、筋かい材に対し十分な耐力をもつよう「解説書」(付1.2-6)式により保有耐力接合設計を行う。

(2) 接合部の破断耐力

接合部の破断耐力($A_j \cdot \sigma_u$)は、「解説書」付録1-2.4 鉄骨造部材の変形能力確保 [具体的計算方法] (2) 筋かい端部及び接合部の強度確保について (保有耐力接合) ii) 破断形式に応じた破断耐力の求め方による。

8.5 床版の設計

8.5.1 床版のたわみ及び固有振動数

床版のたわみ及び固有振動数は、6.5.1 床版の設計に準じて算定し、その影響を検討する。また、デッキプレートを用いた合成床版等については、「デッキプレート床構造設計・施工規準—2004」(日本鉄鋼連盟)にたわみ及び固有振動数の算定方法並びに許容値の目安が示されているので参照する。

8.5.2 床版の面内剛性

床版は、面内に生じるせん断力以上の強度及び剛床仮定を満足させる剛性を確保できる構造形式とするか、あるいは水平筋かいを設けて強度及び剛性を確保する。なお、水平ブレースによる場合は、自重により鉛直たわみを考慮して断面を決定する。

8.6 接合部の設計

8.6.1 接合形式

接合形式は、「令」第 67 条によるほか、ボルト接合、高力ボルト接合、溶接接合等のうち、使用箇所等を十分考慮して適切な方法を採用する。

(1) ボルト接合

- ① ボルト(中ボルト)接合は、原則として、軽微な構造物(延べ面積 3,000 m²以下、軒高 9m 以下、張り間 13m 以下)に使用することとし、「令」第 67 条の規定により、ボルトが緩まないよう設計する。
- ② 振動、衝撃又は繰返し応力を受ける接合部には、原則として、ボルトを使用しないこととする。

(2) 高力ボルト接合

各継手については、①及び②に基づき設計を行う。また、H形鋼については「**鉄骨構造標準接合部 H形鋼編(SCSS-H97)**」(鉄骨構造標準接合部委員会)による継手を基本とする。

- ① 摩擦接合で、塑性を考慮しない場合は、ボルト穴を控除した断面の許容耐力に対して全強継手として設計する。塑性を考慮する場合は、「**鋼構造接合部設計指針(2012)**」2.1 高力ボルト接合部を参照して設計を行い、塑性ヒンジが降伏後十分な変形性能を発揮する前にボルトが滑りを起こしたり、ボルト穴部で部材が破断したりすることのないよう設計する。
- ② 引張接合は、梁端部に使用されることが多い。この場合も、塑性を考慮する際は、「**鋼構造接合部設計指針(2012)**」2.1 高力ボルト接合部を参考に設計する。

(3) 溶接接合

溶接接合の設計は、設計上仮定した性能を十分発揮できるような詳細とし、あわせて施工性も十分考慮する。施工上必要なスカラップ等の欠損は、適切に考慮する。

8.6.2 柱・梁接合部

SRC造と同様、柱・梁接合部は十分な強度とじん性が必要となる。したがって、塑性を考慮しない場合は、「S規準」(14.12.1)式により検討を行う。また、塑性を考慮する場合は、「塑性指針」7.2 接合部パネルにより検討を行う。

8.6.3 仕口及び継手部の保有耐力接合

柱・梁仕口部及び継手部について、当該部材の当該部位に作用する応力に対して、又は、当該部位が塑性化する応力に対して、仕口部及び継手部が破断しないよう設計するため、接合される部材と同等以上の強度及びじん性を有し、無理なく応力を伝達できるものとする。

(1) 安全率

部材両端に塑性化が予想される場合は、「解説書」付録1-2.4 鉄骨造部材の変形能力確保 [具体的計算方法] (3) 柱・はりの仕口・継手部の強度確保について (保有耐力接合) i) 変形能力確保のための条件により検討を行う。

(2) 破断耐力

柱・はりの仕口及び継手部の破断耐力は、「解説書」付録1-2.4 鉄骨造部材の変形能力確保 [具体的計算方法] (3) 柱・はりの仕口・継手部の強度確保について (保有耐力接合) ii) 破断形式に応じた破断耐力の求め方による。

8.7 柱脚の設計

柱脚は、計算上仮定された支持条件に近いものとし、計算仮定と実況の差異が建築物の耐力あるいは変形に及ぼす影響について考慮し、耐力と変形性能を確保するよう設計する。

また、検討に当たっては「告示」(平12国交告第1456号)、「解説書」付録1-2.6 柱脚の設計の考え方により行う

第9章 基礎構造

9.1 一般事項

基礎は、原則として、良好な地盤に支持させることとし、上部構造からの力によって沈下等の障害が生じることのないよう設計する。基礎を支持する層は洪積層以前の安定した地盤を選定することが望ましいが、経済性を考慮して上部の沖積層に支持させることもある。いずれの場合も沈下、負の摩擦力、液状化等の検討を行い、有害な障害が生じないことを確認する。

9.2 地盤調査 (資料なし)

9.3 液状化等の検討

9.3.1 液状化判定

(1) 液状化を考慮すべき土の種類

地盤の液状化は、基礎の破壊、建築物全体の崩壊を引き起こす可能性があるため、以下については、液状化の発生の可能性の有無について十分な検討を行う。

- ① 以下に該当する砂質地盤
 - ア 砂質土で粒径が比較的均一な中粒砂等からなること
 - イ 地下水で飽和していること
 - ウ N 値がおおむね 15 以下であること
- ② 細粒分含有率が 35%以下の土
- ③ 粘土分(0.005 mm以下の粒径をもつ土粒子)含有率が 10%以下、又は塑性指数が 15%以下の埋立あるいは盛土地盤
- ④ 細粒土を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫
- ⑤ 自然堆積の砂地盤だけでなく、シルト、まさ土（風化花崗岩）、建設発生土のような材料が人工埋立に用いられている場合

なお、検討する深さは、一般に、地表面より 20m 程度以浅としてよい。

(2) 液状化危険度予測

液状化危険度の予測については、液状化の可能性 (FL 値)、液状化による危険度 (PL 値)、液状化の程度 (Dcy 値) を総合的に判断して行う。

なお、液状化判定の具体的な計算については、「**基礎構造指針**」4.5 節 **地盤の液状化 1. 液状化判定**、[計算例 1] 4.5 節 **液状化判定と動的水平変位及び残留沈下量及び「解説書」7.3.2(4)ウ)表層地盤の液状化発生の可能性の確認**による。

留意点を下記に示す。なお、地震動によって地盤が破壊に至らないまでも、変形が生じるおそれがある場合は、構造物に及ぼす影響をできるだけ少なくするよう適切な対策を講ずる。

- ① 液状化の検討に用いる地表面における設計用水平加速度 α_{max} は 2.0m/s² を用いて検討を行う。上部構造の検討レベル等に照らして、さらに高い加速度レベルにおける地盤性状を把握しておくことが望ましいと判断される場合は、水平加速度を適宜割増して液状化する限界加速度を求め、予測される液状化の程度を検討しておく。

この場合、推奨値として 3.5m/s^2 程度とし、最大値で 4.0m/s^2 程度を目安と考えてよい。

- ② 液状化の判定には繰返し非排水三軸試験（繰返し三軸試験）結果も併せて考慮することが望ましい。

(3) 液状化時における地盤定数の取り方

- ① 水平地盤反力係数 (k_h) の低減

液状化時の杭の水平抵抗の検討は、液状化限界加速度に重量を乗じた水平力とそれに見合う軸力を杭頭に作用させて行う。この水平力は、上部構造の保有水平耐力を上限とする。検討に用いる水平地盤反力係数は、「**基礎構造指針**」4.5 節 **地盤の液状化 2. 液状化に伴う地盤特性と地盤変形量の予測 (2) 地盤物性の変化 (b) 水平地盤反力係数の低減**により、液状化層の補正N値や深度に応じて低減する。

- ② 摩擦力の低減

液状化が生じる可能性がある部分では、構造物側面、底面及び杭周面の摩擦力は、原則として無視する。また、液状化が生じない場合でも、過剰間隙水圧の上昇が予想される場合は、その度合いにより摩擦力を低減するものとする。

9.3.2 液状化への対応

液状化の判定の結果、発生可能性がある場合には、液状化の発生そのものを防止する対策、あるいは液状化の発生は許容するが被害を低減する対策（構造的対策）を行い、上部構造へ及ぼす影響をできる限り少なくする。

9.3.3 工作物等への措置

付属工作物等の傾斜及びずれ、地下埋設物の沈下等、建築物外周部からの引込み埋設配管の破断や損傷の発生、土間コンクリートの傾斜・亀裂、建築物と外周地盤との沈下量の差による段差の発生等への対策を講ずる。

なお、災害応急対策活動拠点等、災害時において機能の確保が必要とされる施設では特に注意を要する。

9.4 直接基礎の設計

9.4.1 地盤の許容応力度の算定

地盤の許容応力度は、「告示」（平 13 国交告第 1113 号）の規定に基づき算定する。なお、片側土圧を受ける場合並びに地震、強風及び津波による水平荷重が作用する場合には、斜め荷重の影響を考慮する。

また、基礎荷重面の形状に応じた係数 α 、 β については、「告示」（平 13 国交告第 1113 号）によるほか、「**基礎構造指針**」5.2 節 **鉛直支持力 表 5.2.2 形状係数**による。

なお、平板載荷試験による場合は、載荷面下、載荷板幅の 2 倍程度の範囲以内にある地盤についての検討でしかないので、基礎荷重面からその幅の 2 倍程度の深さまで地層が一様であることが確認されない場合は、この値だけでなく他の方法も考慮して検討する。

9.4.2 沈下量の検討

(1) 沈下量の計算

地盤のヤング係数とポアソン比を適切に設定し、即時沈下量を計算する。具体的な算定は「**基礎構造指針**」5.3 節 沈下 1. 直接基礎の沈下計算による。

なお、沈下による構造物への影響を正しく評価するには、建物剛性と地盤との相互作用を考慮する必要があり、基礎梁を格子梁形式とし柱脚下に基礎ばねを配置した格子梁モデル等により算定する。

また、軟弱な粘性土地盤のような圧密沈下の恐れのある地盤における圧密沈下量の算定は、「**基礎構造指針**」5.3 節 沈下 1. 直接基礎の沈下計算 (2) 圧密沈下の計算による。

(2) 沈下量の許容値

建築物に対してどの程度の沈下を許容し得るかは、地盤の条件、基礎の形式、上部構造の特性、周囲の状況、経済性等を考慮し、決定する。

建物規模が小さい場合の許容値の目安としては「**基礎構造指針**」5.3 節 沈下 3. 沈下量の評価を参考とする。

また、許容総沈下量は、対象とする建物の基礎形式や支持地盤によって異なり、構造種別ごとの許容総沈下量の目安としては「**基礎構造指針**」5.3 節 沈下 3. 沈下量の評価 (4) 沈下限界値の目安 表 5.3.6 構造別の総沈下量の限界値の例を用いる。

9.4.3 極限支持力の検討

建築物の地上部分の塔状比が 4 を超える場合にあつては、「告示」(平 19 国交告第 594 号第 4) により極限支持力の検討を行う。

9.4.4 地盤定数の設定

許容応力度及び沈下量の計算に用いる諸数値は、各試験結果を基に適切に設定する必要があるが、簡便な方法として次により推定することもできる。

(1) 内部摩擦角(ϕ)及び粘着力(C)

内部摩擦角(ϕ)及び粘着力(C)は、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験などの各種土質試験結果、実験結果等を基に設定するが、 N 値を用いて算定する場合には、次式のほか多くの提案式があるため、実況に応じた式を用いて算定する。

① 砂地盤の場合

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45(\text{度})、C = 0 \quad \text{ただし、} N > 5 \quad (9.1)$$

② 粘土地盤の場合

$$\phi = 0, \quad C = q_u / 2 \quad (9.2)$$

(2) 許容支持力(q_a)及び一軸圧縮強度(q_u)

許容支持力(q_a)及び一軸圧縮強度(q_u)は、試験結果を基に設定するが、「**建築基礎設計のための地盤調査計画指針(1995)**」(日本建築学会) 1.4 節 **基礎の設計に必要な試験精度** 表 1.4.1 **必要な試験精度**、2.1 節 **調査計画の基本事項** 表 2.1.6 **長期地耐力** を参考にN値や地表面からの深さをを用いて算定するほか、予備調査結果などを基に推定し、実況に応じた値を用いる。

(3) 圧縮係数(c_c)

圧縮係数(c_c)は、圧密試験結果を基に設定するが、「**基礎構造指針(1988)**」4.3 節 **沈下量の計算** 2. **圧密沈下量の計算** (4.3.21) 式を用いて算定してもよい。

(4) 沈下量の計算に用いる場合の地盤のヤング係数(E)及びポアソン比(ν)

沈下量の計算に用いる場合の地盤のヤング係数(E)及びポアソン比(ν)は、乱れの少ない試料に対する圧縮試験結果又は現位置試験結果を基に設定するが、ポアソン比は、一般に「**基礎構造指針**」5.3 節 **沈下 2. 地盤定数の設定** (2) **地盤のポアソン比** によることができる。

また、ヤング係数は、N値から算定する場合(砂質地盤のみ)は「**基礎構造指針**」5.3 節 **沈下 2. 地盤定数の設定** (2) **地盤のポアソン比** c. **標準貫入試験** (5.3.23) 式、(5.3.24) 式によるか、土質試験に基づく場合は「**基礎構造指針**」5.3 節 **沈下 1. 直接基礎の沈下計算** (1) **即時沈下の計算** 1) **弾性論に基づく沈下の計算** (5.3.1) 式、2. **地盤定数の設定** (1) **地盤のヤング率の設定** 1) **地盤調査により求めた地盤のヤング率の適用性** (5.3.22) 式の関係式による算定によってもよい。

なお、沈下量の計算に当たっては、地盤構成、建築物の形状等を考慮し、実況に応じたヤング係数を用いるようにする。

9.4.5 滑動抵抗

基礎底面に水平力が作用する場合、滑動抵抗は、原則として、基礎底面と地盤との摩擦抵抗により評価する。摩擦抵抗は「**基礎構造指針**」5.4 節 **基礎の滑動抵抗** (1) **底面の摩擦抵抗** (5.4.1) 式により算定し、水平力が摩擦抵抗を超えないよう設計する。

地盤が傾斜して偏土圧を受けたり、基礎梁のないアーチ架構やシェル構造などのように、水平力が常時作用する場合は、水平力に対する抵抗力として基礎底面の摩擦抵抗だけで

は不足するおそれがあるため、滑動抵抗基礎の根入れを深くしたり、基礎底面に突起を設けるなどの対策を講ずる。

基礎底面との摩擦係数は、支持層となる地盤のせん断抵抗を基に決定する。土質試験を実施していない場合は、「**基礎構造指針**」8.2節 擁壁 4. 評価方法 表 8.2.4 フーチング底面と支持地盤の摩擦係数の標準値 μ によることができる。

ただし、支持層が粘性土の場合、粘着力以上のせん断抵抗はとれないので適切に評価する。

9.4.6 地盤改良

地盤改良を実施したあとの地盤に対しては、地盤条件等に適した試験法により改良の目的に十分適合したことを確かめる必要がある。

また、地盤の部分的改良を行った場合は、改良部分の地盤の状況に応じ、その下部の地盤についても支持力及び不同沈下などに対し、建築物が安全であることを確かめる。

なお、セメント系固化材（土壌の汚染に係る環境基準について（平成3年8月23日環境庁告示第46号）に基づく六価クロム低溶出型）を用いて改良された地盤及びその改良体の許容応力度については、「告示」（平13国交告第1113号第3）の規定によるほか、地盤改良後の地盤の評価に関しては、「改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針」（日本建築センター）、「建築基礎のための地盤改良設計指針案（2006）」（日本建築学会）を参考とする。

9.5 杭基礎の設計

9.5.1 鉛直荷重に対する設計

杭の鉛直荷重に対する設計は、杭体の許容応力度、地盤の許容支持力及び必要に応じて沈下量に対して次の検討を行い、工法及び材料について、適切な評価を行う。

(1) 杭体の許容応力度

杭体の許容応力度は、「告示」（平 13 国交告第 1113 号第 8）の規定による。

(2) 地盤の許容支持力

① 許容支持力算定式

杭の許容支持力は、「告示」（平 13 国交告第 1113 号第 5）の規定に基づいて算定する。この場合、②及び③を考慮する。また、「法」施行規則第 1 条の 3 第 1 項の規定により、国土交通大臣の認定を受けた工法（埋込み杭プレポーリング拡大根固め工法、場所打ちコンクリート拡底杭等）は、その認定内容に基づき適切に算定する。

② 大口径場所打ちコンクリート杭の支持力の低減について

場所打ちコンクリート杭の沈下量は、先端荷重度 (N/m^2) が同一の場合、杭径に比例することは知られており、杭径が大きくなるほど沈下量が増加してくる。したがって、特定行政庁の行政指導により支持力を低減している場合があり注意を要する。

③ 短い杭の支持力の低減について

杭の長さが杭径の 10 倍以下の場合、杭先端地盤の支持力に、次式を乗じて支持力を低減する。

$$\beta_2 = 0.2 + 0.08 \cdot (L/D) \quad (9.3)$$

L : 杭の長さ (m)

D : 杭の直径 (m)

なお、杭の長さが杭径の 5 倍未満となる場合は、杭の耐力は、杭先端を基礎スラブ下端とした直接基礎としての検討、水平力に対する検討などを十分に行った上で決定することが望ましい。

④ 摩擦杭

使用に当たっては、液状化、建築物及び地盤の沈下、杭の材料の品質、規格、施工法等について十分検討の上決定する。

⑤ 深礎

深礎による杭の長期鉛直最大支持力は、支持地盤ごとに表 9.1 を上限とし、特に、支持地盤を岩盤とする場合は、その風化状況を考慮し許容支持力を定める。

また、特定行政庁によっては長期鉛直支持力の上限値を設けている場合があるので注意する。

表 9.1 深礎の支持力

支持地盤	長期鉛直最大支持力 (kN/m ²)
土丹・洪積砂レキ層	1,500
洪積細砂層	1,000

(3) 杭下層地盤の杭応力による沈下に対する検討

杭先端地盤より下層に軟弱な粘性土層等がある場合は、この層に対する沈下を別途検討する。

9.5.2 短期荷重時の検討

杭基礎に短期に作用する鉛直力、引抜き力及び水平力によって杭体に生ずる応力度は、許容応力度以下とすることとし、設計は次の方法によって行う。

(1) 杭の設計用水平力

4.6.2 地下部分の地震力により算定する。なお、地階がある場合は、4.6.7 杭に作用する地震力により水平力を低減してよい。

(2) 杭の設計用軸力

上部構造の許容応力度設計時における長期軸力(基礎スラブの荷重も含める)に水平荷重時の軸力(必要に応じて2方向応力を考慮する)を加算したものと、杭頭の曲げ戻し(フーチングの回転)による付加軸力も必要に応じて考慮する。

(3) 基礎杭の引抜き方向の許容支持力

許容引抜き力は、「告示」(平 13 国交告第 1113 号第 5 第三号)に基づき算定する。

(4) 水平力を受ける杭に生じる応力の算定

水平力を受ける杭に生じる応力の算定については、線形弾性地盤反力法により行い、「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」(日本建築センター)に基づき算定する。下記に留意点を示す。

- ① 計算上の杭の固定度については、原則として、固定として取扱うものとする。
- ② $\beta \cdot L < 3$ の時は、別途、短い杭として、検討を行う。
- ③ 水平方向地盤反力係数 k_h は、長い杭の水平載荷試験を行い、その荷重と変位の関係に基づいて算定する方法と、地盤調査結果に基づき「基礎構造指針」6.6節 水平抵抗力および水平変位 2. 評価手法 (2) 水平抵抗算定式による評価 (6.6.4)式によって算定する方法がある。なお、式中の地盤の変形係数については、地盤が粘性土の場合には、平均N値による算出は避けることが望ましい。

また、群杭の影響を考慮し水平方向地盤反力係数を低減する場合は、「基礎構造指針」6.6節 水平抵抗力および水平変位 2. 評価手法を参照するとよい。なお、地盤調査による場合の対象とすべき範囲は基礎底面下 $1/\beta$ までとし、参考までに杭径に応じた $1/\beta$ のおおよその値を表 9.2 に示す。

表 9.2 杭径に応じた $1/\beta$

杭径 B(mm)	基礎底面からの深さ(m)
$B < 500$	3~4
$500 \leq B < 1000$	4~5

- ④ 杭の断面算定は、設計用応力度が許容応力度を超えないようにするほか、ひび割れ応力度を超えないよう設計する。
- ⑤ 既製コンクリート杭及び場所打ちコンクリート杭のせん断に対する検討は、原則として、水平荷重時せん断力を 1.5 倍して行う。

9.5.3 大地震動時の検討

大地震動時における杭基礎の検討は、保有水平耐力の確認により行う。保有水平耐力の検討は、原則として、耐震安全性の分類がⅠ類及びⅡ類の建築物について行う。

また、建築物の地上部分の塔状比が4を超える場合にあっては、「告示」(平 19 国交告第 594 号第 4)により杭材の終局強度及び杭の圧縮方向及び引抜き方向の極限支持力の検討を行う。

(1) 杭の保有水平耐力の検討

杭の保有水平耐力は、上部構造の必要保有水平耐力時において、杭に作用する圧縮力、引張力及び水平力を設定し、これらが終局強度を上回らないことを確認する。

なお、水平力は基礎スラブの根入れによる低減を許容応力度計算時と同様な方法により考慮してよい。

$${}_p Q_u \geqslant {}_p Q_{un} \quad (9.4)$$

${}_p Q_u$: 杭の保有水平耐力 (kN)

${}_p Q_{un}$: 杭の必要保有水平耐力 (kN)

$${}_p Q_{un} = Q_{un} \frac{{}_p Q_D}{Q_D} \quad (9.5)$$

Q_{un} : 杭の直上階の必要保有水平耐力 (kN)

${}_p Q_D$: 杭の一次設計用せん断力 (kN)

Q_D : 杭の直上階の一次設計用せん断力 (kN)

杭の必要保有水平耐力は、原則として、上部構造の必要保有水平耐力以上となるよう設定する。ただし、上部構造の構造特性係数(Ds)が0.4より大きい場合で、SC杭、場所打ち鋼管コンクリート杭等の靱性を有する杭を使用した場合は、杭の必要保有水平耐力を上部構造の構造特性係数にして0.4相当まで低減してよい。

1 スパン又はこれに近い少数スパン構造では、建物周辺部の杭が終局状態に達すると同時に、建物の回転動も終局状態に近づくことになるため、その場合には十分に余裕を持たせる必要がある。

(2) 杭のメカニズム時の耐力

杭のメカニズム時の耐力は、次の方法により求める。なお、詳細については、「**建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)**」(日本建築学会)を参考とするとよい。

① 鉛直耐力

杭の鉛直耐力（圧縮）は、次のアからウまでのうち、いずれか小さな値とする。

- ア 杭材の終局強度
- イ 基礎スラブの終局強度
- ウ 地盤より定まる杭基礎の終局鉛直支持力

杭の鉛直耐力（引抜き）は、次のアからエまでのうち、いずれか小さい値とする。

- ア 杭体の終局引張強度
- イ 杭頭接合部の終局引張強度
- ウ 地盤による杭の終局引抜き抵抗力
- エ 杭に引抜き力が作用した場合の基礎スラブの強度

② 水平耐力

杭の保有水平耐力を検討する場合、上部構造と一体として扱うことが望ましいが、簡便法として、次に示すように杭のみで検討してもよい(杭頭が十分に回転拘束されている場合)。

- ア 杭体に十分な変形性能が期待できない場合は、弾性支承上の梁としての計算法(弾性地盤反力法)によることができる。
- イ 杭体が十分な変形性能を有する場合は、Broms の計算法(極限地盤反力法の一 種)によることができる。

(3) 地盤の変形を受ける杭の設計

軟弱地盤、柔らかい地盤と堅い地盤の互層、あるいは一部が液状化して、著しく地盤の剛性低下が生じる地盤では、地盤の変形により杭体に大きなせん断力や曲げモーメントが作用する。このような場合の検討としては、建物・杭・地盤の連成振動解析を行うことが望ましいが、杭単体として地盤から受ける強制変形の影響を静的解析により評価する応答変位法によってよい。

9.5.4 杭と基礎床版（基礎スラブ）との接合方法

杭と基礎スラブとの接合方法については、杭頭に生じる応力を確実に基礎スラブ及び基礎梁に伝達できるよう設計する。なお、杭頭の固定度は、接合方法により異なるが、原則として、1.0 となるよう設計する。なお、中杭（又は下杭）の設計においては、必要に応じて、固定度を落として安全側になるよう設計を行う。

また、杭頭に生じた曲げモーメントは、曲げ戻し応力として基礎梁に割戻して基礎梁断面算定を別途行う。なお、柱の剛性が梁に対して無視できない場合は、柱にも割戻して算定する。

杭の保有水平耐力の検討を行う場合には、上部構造の性状に応じた設計が必要である。

(1) 上部構造がじん性型の場合

杭及び基礎スラブとの接合部は、上部構造の保有水平耐力を上回る強度とし、地震動時のエネルギー吸収は上部構造に期待する。

(2) 上部構造が強度型の場合

上部構造が強度対応型の場合は、杭及び接合部のじん性に期待する設計とすることが考えられる。この場合は、じん性は、杭体、場合によっては基礎梁に期待することになる。

9.5.5 負の摩擦力の検討

地盤沈下を生じている地域及びその可能性のある地域で、沖積粘性土の下層面が地盤面下 15m 以下の層、又は、その影響を受ける層を貫いて打設される支持杭は、負の摩擦力の検討を「**基礎構造指針**」6.5 節 **負の摩擦力**により行う。ただし、次の場合は、実況に応じて、検討を省略してもよい。

- ① 地盤沈下がほぼ停止(完了)した地盤
- ② 地盤の層序が比較的一様で沖積層の沈下量が年々減少傾向にあり、最終測定年度で 20mm/年以下の地域
- ③ 将来とも地下水のくみ上げによる地盤沈下を考慮する必要のない地域

なお、一般の杭で対応が難しいときは、ネガティブフリクション対策杭 (SL 杭) の使用を併せて検討する。

9.5.6 杭の設計におけるその他の規定

既製コンクリート杭、場所打ちコンクリート杭及び鋼管杭の設計におけるその他の規定を表 9.3 に示す。

表 9.3 杭の設計におけるその他の規定

杭の種類	その他の規定		
(共通支持層)	砂層を支持層とする場合	原則として、 N 値 20 以上の地盤であること。	
既製コンクリート杭	杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数 の平均値(N)	杭の先端下部 1D、上部 4D の範囲における地盤の N 値の平均 (上限値: 60) (D: 杭の直径) 建築基準法施行規則第 1 条の 3 第 1 項の規定により認定を受けた工法において、標準貫入試験による地盤の N 値は、認定条件に基づき上限値を 100 としてもよい。ただし、 N 値の平均値の上限は 60 とする。なお、 N 値の上限値については特定行政庁で定めている場合もあるので注意を要する。	
	杭の間隔	2.5D 以上 ただし、埋込み杭工法で、施工性等を考慮して隣接杭に影響がない場合は、2D 以上かつ 75 cm 以上としてよい。	
	先端開放杭の支持力算定用有効断面積	$2 \leq H/D$ の場合 $A_p = 0.25 \cdot \pi \cdot D^2$ p : 杭先端部の有効断面積 (m^2) D: 杭の直径 (m) H: 支持層への根入れ深さ (m)	
場所打ちコンクリート杭	杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数 の平均値(N)	杭の先端下部 1D、上部 1D の範囲における N 値の平均 (上限値: 60) * (D は杭の直径)	
	配筋	共通	かぶり厚さ: 10 cm 以上
		主筋	使用鉄筋と本数: D22 以上かつ 6 本以上 杭コンクリート全断面積に対する主筋の全断面積の割合 基礎スラブ下端より杭径の 5 倍以内の範囲: 0.8% 以上 上記以外: 0.4% 以上
		帯筋	使用鉄筋: D13 以上 (スパイラルフープの場合: 9φ 以上) 間隔: 基礎スラブ下端より杭径の 5 倍以内の範囲: 15 cm 以下 上記以外: 30 cm 以下
	へりあき	20 cm 以上 (杭外面から基礎スラブ外縁の距離)	
	杭の間隔	2D 以上	
	基礎スラブへの杭の埋込み長さ	10 cm 以上	
鋼杭	先端開放杭の支持力算定用有効断面積	$2 \leq H/D1 \leq 5$ の場合 $A_p = 0.04 \cdot \pi \cdot D^2$ $5 < H/D1$ の場合 $A_p = 0.20 \cdot \pi \cdot D^2$ A_p : 杭先端部の有効断面積 (m^2)、D: 杭の外径 (m)、H: 支持層への根入れ深さ (m)、D1: 杭の内径 (m)	
	腐食しろ	地盤の腐食性試験より、年間腐食率に耐用年限を乗じて算出 一般には年間両面腐食率 (0.02 mm/年) × 耐用年限 (通常: 外側 1 mm) 鋼管杭の肉厚: 6mm 以上かつ杭直径の 100 分の 1 以上	

※特定行政庁によっては、先端下部 1D、上部 1D の N 値の平均を採用する場合は、極限先端支持力度について「基礎構造指針」による場合があるため注意を要する。

第 10 章 免震構造及び制振構造

10.1 一般事項

免震構造及び制振構造の構造計算は、原則として、時刻歴応答解析によるものとするが、免震構造の場合は、「告示」(平 12 建告第 2009 号第 6) に規定された構造計算によることもできる。

また、時刻歴応答解析は、入力地震動のレベルごとに目標値を設定して行い、目的に応じた応答性状を示すよう設計を行う。入力地震動については、レベル 1, レベル 2 に対して設計を行う。

なお、I 類に分類される施設のうち、特に重要度が高い建築物は、要求性能に応じさらに高い設計目標値を適切に設定するか、建設敷地の歴史上の地震資料、付近で発生が予測される地震動の大きさ、地震断層等の地震環境を調査し、その結果を反映した入力地震動の割増し、又は許容される限界状態に達する最大の入力レベルの検討を行う。

免震構造の具体的な設計方法については、「免震構造設計指針」(日本建築学会)、「免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説」(日本建築センター)等を参照する。

また、地震動以外の外力に対しては、支障が生じないように下記の点に留意し設計する。

- ① 常時の風に対しては、過大な変形を生ずることがないようにする。
- ② 台風などの暴風時に対しては、構造体に生ずる応力や振動の繰り返し回数が多いことについて、支障がないようにする。

10.2 免震材料(資料なし)

10.3 免震構造

10.3.1 対象施設等

(1) 対象施設

耐震安全性の分類が、I 類又は II 類に当たる施設のうち、次のように、建築物に要求される機能が地震応答の低減を特に必要とするものに対しては、免震構造の適用について検討する。

- ① 災害応急対策活動に必要な施設
- ② 危険物を貯蔵又は使用する施設
- ③ 収納する文化財等の重要な物品、文書等の損傷を防ぐ必要がある施設

(2) 既存建築物への適用

既存建築物を、免震構造により耐震性能を向上させる場合は、(1)の施設に加え、歴史的建築物、増設壁又はブレースでは施設の機能上補強できない建築物等が検討の対象となる。

10.3.2 建築計画及び構造計画

(1) 免震層の計画

免震層の設置位置としては、基礎下、地下又は地上の中間階が考えられる。中間階に設ける場合には、エレベーター及び階段等の縦動線の免震処理及び設備の縦配管の免震処理に注意するとともに、場合によっては、免震装置の耐火被覆が必要となることがあるので注意する。

また、免震効果を将来にわたって確保するために、免震層の上下の床等の間隔が免震材料及び配管その他の建築設備の点検上支障のないものとする。

(2) 建築計画及び構造計画

建築計画及び構造計画は免震効果が有効に機能するよう、次の条件を満たす計画とする。

- ① 支承材、減衰材及び復元材等の選択は、それぞれの機構の特性を考慮して適切に行う。
- ② 免震層における上部構造の変形量に対応した十分なクリアランスを、建築物の周囲に確保する。また、渡り廊下等のエキスパンションジョイントや玄関へのアプローチ部分は、変形量に追従できるディテールとする必要がある。

(3) 免震部材の設計等

支承材に積層ゴムアイソレーターを使用する場合は、鉛直荷重による面圧が適切な値となるようにするとともに、上部構造の転倒モーメントによる引抜き力が作用しないようにする。また、レベル2の入力地震動に対して、せん断歪は250%程度とする。

10.3.3 上部構造の設計目標値

レベル2の入力地震動に対して、上部構造に生ずる応力は、短期許容応力度以内とする。

また、対象施設の重要性に鑑みて、上部構造の設計用せん断力係数(最下階)は、0.15程度以上とすることが望ましい。

10.3.4 下部構造の設計目標値

レベル2の入力地震動に対して、下部構造に生ずる応力は、原則として、弾性範囲内とする。なお、上部の構造体の安全性の余裕度を考慮し、免震層下部の構造体についても、短期許容応力度以内とすることが望ましい。

10.3.5 基礎構造の設計目標値

基礎構造は、下部構造と同様にレベル2の入力地震動に対して、原則として、弾性範囲内とする。なお、上部構造及び下部構造の安全性の余裕度を考慮し、基礎構造についても、短期許容応力度以内とすることが望ましい。

10.4 制振構造

10.4.1 対象施設

耐震安全性の分類が、Ⅰ類又はⅡ類に当たる災害応急対策活動に必要な施設について、制振構造の適用を検討する。なお、上記以外の施設において、建築設備や建築非構造部材の変形性能との関係から大地震動時の応答変位を低減する必要がある施設について制振構造の適用を妨げるものではない。

10.4.2 建築計画及び構造計画

制振装置の設置位置及びその周辺の部材配置は、採用する機構の特性に応じて、制振効果が最も有効となるよう計画する。

また、建築計画に当たっては、採用する機構の効果の持続性に必要な維持管理が容易なよう計画する。

10.4.3 設計目標値

制振構造の保有すべき性能は、対象とする外力、目標性能及び採用する制振機構に応じて、5.7.3を参考に建築物ごとに設定する。