平成 26 年 10 月 9 日
文部科学省大臣官房文教施設企画部
参事官付整備企画係

「建築構造設計指針（平成２１年版)」について

１．訂正事項

平成２２年４月

Ｐ16　　表 3.7　異形鉄筋の付着強度（N/mm²）

・ 軽量コンクリートの付着強度を全て削除
・ コンクリートの種別欄を削除
・ 〔注〕の「軽量コンクリートの付着は，普通コンクリート×0.8 倍としている。」を削除

Ｐ17　　表 3.8　鉄筋の許容応力度及び材料強度（N/mm²）

材質・径（Ｄ25 以下）：ＳＤ295Ａ，Ｂ
長期許容応力度：圧縮・引張
〔　誤　〕　196
〔　正　〕　195

平成２１年８月

Ｐ95　　表 13.9　砂利地業及び捨コンクリートの厚さ

構造部位：直接基礎床版下

地盤：土質：岩盤，土丹	地業：種別：地はだ
Ｎ値	厚さ（mm）
〔　誤　〕　Ｎ≧１０	〔　誤　〕　100
〔　正　〕　－	〔　正　〕　－

平成２１年７月

Ｐ22　　表 4.2　積載荷重　（N/m²）

用　　途：廊下，階段（玄関ホール，ロビーを含む）：上記以外
構造計算の対象：大ばり，柱，基礎設計用
〔　誤　〕 3,300　（N/m²）
〔　正　〕 3,200　（N/m²）

２．留意事項

第 2 章 2.2 構造種別

「表 2 構造種別の目安」は，あくまで構造種別を比較検討する際の参考とする目安です。

建築物の構造種別は，建築物の高さに応じて構造種別を特定することのないよう，階数，スパン，階高，荷重，規模，形状，経済性等を考慮した上で決定して下さい。

〔本件に関する問い合わせ先〕
文教施設企画部参事官付整備企画係
電話：03-5253-4111　（内線 2322）

建 築 構 造 設 計 指 針

（平成 21 年版）

文部科学省大臣官房文教施設企画部

「建築構造設計指針の改定に関する協力者会議」構成員（平成 21 年 2 月現在）

（五十音順・敬称略）

岡　田　恒　男　（東京大学名誉教授）

壁谷澤　寿　海　（東京大学地震研究所教授）

桑　原　文　夫　（日本工業大学工学部教授）

高　梨　晃　一　（東京大学名誉教授）

中　埜　良　昭　（東京大学生産技術研究所教授）

村　上　雅　也　（千葉大学名誉教授）

森　田　耕　次　（千葉大学名誉教授）

目　次

1章　総　　則

1.1　目　　的 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1

1.2　対象範囲 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1

1.3　用　　語 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 2

2章　構造計画

2.1　構造計画 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 3

2.2　構造種別 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 8

3章　構造材料

3.1　コンクリート ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 9

3.2　鉄　　筋 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 9

3.3　鉄　　骨 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 10

3.4　構造材料の組合せ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 14

3.5　許容応力度、材料強度及び破断強度 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 14

4章　荷重・外力

4.1　固定荷重 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 21

4.2　積載荷重 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 22

4.3　積雪荷重 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 23

4.4　風圧力 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 23

4.5　地震力 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 24

4.6　その他の荷重 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 25

5章　許容応力度計算

5.1　一般事項 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 26

5.2　鉛直荷重時の設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 27

5.3　水平荷重時の設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 29

6 章　保有水平耐力の計算

6.1　一般事項 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 30
6.2　保有水平耐力の算定 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 31
6.3　構造特性係数 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 32

7 章　限界耐力計算

7.1　限界耐力計算 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 35

8 章　時刻歴応答解析

8.1　時刻歴応答解析 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 38

9 章　鉄筋コンクリート構造

9.1　耐震計算ルート ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 40
9.2　柱の設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 44
9.3　はりの設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 46
9.4　柱はり接合部の設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 49
9.5　壁の設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 50
9.6　スラブの設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 51

10 章　鉄骨鉄筋コンクリート構造

10.1　耐震計算ルート ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 53
10.2　柱の設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 57
10.3　はりの設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 58
10.4　柱はり接合部の設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 59
10.5　継手の設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 60
10.6　柱脚の設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 60
10.7　壁の設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 60
10.8　スラブの設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 62

11 章　鉄骨構造

11.1　耐震計算ルート　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 63

11.2　柱の設計　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 66

11.3　はりの設計　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 67

11.4　柱はり接合部の設計　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 68

11.5　柱脚の設計　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 70

11.6　筋かいの設計　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 71

11.7　スラブの設計　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 72

12 章　壁式鉄筋コンクリート構造

12.1　一般事項　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 73

12.2　耐力壁の設計　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 73

12.3　壁ばりの設計　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 77

12.4　スラブの設計　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 77

12.5　接合部の設計（WPC 造）　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 77

12.6　基礎ばりの設計　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 78

13 章　基礎構造

13.1　地盤調査　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 79

13.2　地盤の液状化の判定　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 79

13.3　直接基礎の設計　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 82

13.4　杭基礎の設計　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 86

13.5　砂利地業及び捨コンクリート　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 95

14 章　その他の構造

14.1　免震構造及び制振構造　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 96

14.2　コンクリート充填鋼管造（CFT 造）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 97

15 章　既存建築物の耐震診断

15.1　既存建築物の耐震診断　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 98

参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・ 101

1 章　総　　則

1．1　目　　的

この指針は、「官庁施設の総合耐震計画基準（統一基準)」に定める「構造体の耐震安全性確保」等について、建築構造設計に関する標準的な手法を示すことにより、文教施設として必要とする性能の確保を図ることを目的とする。

文教施設の耐震安全性の目標は、大地震動後、構造体の大きな補修をすることなく建築物を使用できることとし、人命の安全確保に加えて機能確保が図られていることとする。

文教施設の耐震安全性の分類は、原則として「官庁施設の総合耐震計画基準（統一基準)」の規定によるⅡ類とし、重要度係数は、1.25 以上とする。

1．2　対象範囲

この指針は、標準的な構造の国立の文教施設並びに国立大学法人、大学共同利用機関法人及び独立行政法人国立高等専門学校機構の文教施設を対象とする。

なお、特殊な構造等で特別の調査・研究等に基づいて設計する場合は、この指針は適用しない。

1．3　用　　語

この指針の中では、下記の略語を使用する。

「法」	：建築基準法
「令」	：建築基準法施行令
「告示」	：建築基準法に基づく国土交通省告示、建設省告示
「条例」	：都道府県条例等
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
ＷＲＣ造	：壁式鉄筋コンクリート造
ＷＰＣ造	：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造
「ＲＣ規準」	：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　1999（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　2001（日本建築学会）
「Ｓ規準」	：鋼構造計算規準　2005（日本建築学会）
「ＷＲＣ規準」	：壁式構造関係設計規準集・同解説　2003（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）
「荷重指針」	：建築物荷重指針・同解説　2004（日本建築学会）
「2007 解説書」	：2007 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）

また、ゴシック体で表示されている数値等は、法令を上回る記述となるため、注意を要する。

2 章　構造計画

2. 1　構造計画

(1) 構造計画は、設計条件に適合させながら、安全性、経済性及び施工性等を十分に配慮して行う。

(2) 上部構造は、構造的に不利な平面形や立面形は避ける。一般に、特に不整形な建築物、長辺が 100mを超える建築物及び辺長比が 10 を超える建築物には、エキスパンションジョイントを設ける。

　なお、エキスパンションジョイントの間隔は、各部位に応じ適切な可動間隔が確保されるように計画する。

(3) 耐震要素は、平面的及び立面的につりあいよく配置する。

(4) 常時荷重に対して、有害な変形や不同沈下を防止するため、部材や架構の剛性を確保する。

(5) 基礎は、地盤条件、施工性及び上部構造の規模・形状・構造・剛性等を考慮し、上部構造を安全に支持でき、かつ上部構造に対して均衡のとれたものとする。その際、直接基礎の可能性について十分検討することとする。

(6) 同一建築物で 2 種類以上の基礎形式とする場合は、直接基礎と深礎、深礎と沈下量の少ない場所打ちコンクリート杭基礎（深礎以外）、又は独立・複合・連続フーチング基礎とベタ基礎の組合せとし、不同沈下による有害な障害を生じないようにする。

(7) 基礎の計画においては、確実に施工ができ、周辺に有害な影響を及ぼすことのない工法を選定する。

(1) 構造計画においては、敷地の条件、建築物の用途と規模、将来計画、予算（工事費）及び工期等の設計条件を満足させ、かつ安全性が高く、経済性がよく、施工性のよい構造体となるように総合的に検討を行う必要がある。その際、意匠設計及び設備設計の各担当者と十分協議しながら行うことが大切である。

(a) 構造計画において検討すべき設計条件には、次のものがある。なお、各設計条件から構造体が導き出される過程は、図 2 のとおりである。

(ｉ) 敷地の条件

(ｲ) 環境条件…敷地周辺の道路、地下埋設物及び隣接建築物等があり、地下部分の計画、平面・立面計画及び施工方法に関連する。

(ﾛ) 地盤条件…支持地盤の深さと強さは、基礎形式と基礎工法の選定に関連する。

また、支持地盤上部の地盤の性質は、土工事の工法に関連する。地盤条件は、建築物の安全性と経済性に大きく影響するため、平面・断面計画とも関連させながら慎重に取扱う必要がある。特に、地盤沈下地帯及び埋立地については、注意を要する。

(ⅱ) 建築物の用途と規模

(ｲ) 機能条件…所要室の検討、面積配分及び動線計画に基づく平面・立面計画並びに階高、スパン割り及び部材断面の検討に基づく空間計画に関連する。

(ﾛ) 荷重条件…構造計画及び躯体工事費に関連する。なお、固定荷重は設計及び施工の段階で増加する傾向があり、積載荷重は将来の用途変更によって変わる可能性があり、積雪荷重・風圧力・地震力は地域によって異なる。また、特殊な荷重がある場合には十分に調査する必要がある。

(ﾊ) 設備条件…電気・機械設備室の位置は荷重に関連し、天井裏のダクト・配管等は階高に関連する。

(ⅲ) 法　規

(ｲ) 単体規定…すべての建築物に対して、構造（荷重、材料、各種構造など)、耐火・防火（内外装等)、居住性（換気、採光等）及び設備等に関する規制があり、構造計画はもとより建築計画全般に関連する。

(ﾛ) 集団規定…都市計画区域内の建物に対して、用途、面積（容積率、建ぺい率)、高さ（絶対高さ、斜線、日影）及び構造（耐火）などに関する規制があり、平面・立面計画及び上部構造の計画に関連する。

また、騒音・振動に関する規制は施工方法に関連する。

(ⅳ) 予算（工事費）…意匠・構造・設備の計画をバランスよく行うため、総工事費を仕上工事費、躯体工事費及び設備工事費に適正に配分する必要がある。

(ⅴ) 工　期

(ｲ) 設計期限…設計の質に関連し、できるだけ基本設計に十分時間をかけ、実施設計は、システム化、標準化及び機械化等によって省力化することが望ましい。

(ﾛ) 完成期限…建築物の質に関連し、無理な工事期間や施工時期は避けなければならない。

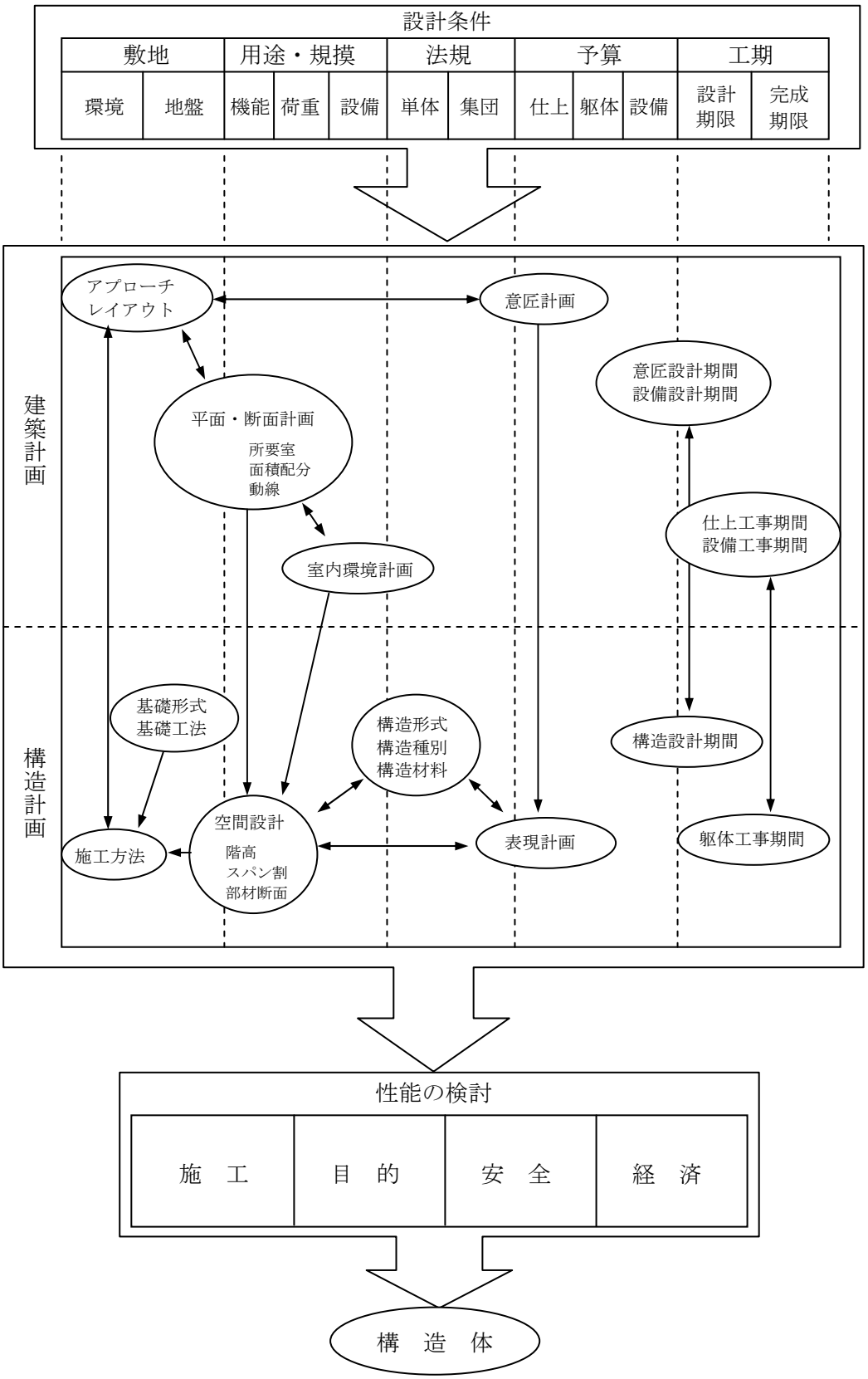


図 2　設計条件と構造計画

(b) 構造体は、次の諸性能ができるだけ満たされるように計画する必要がある。

（ⅰ） 目的性能

(ｲ) 空間性能…建築物の用途に適合する空間を造る。

(ﾛ) 表現性能…構造上の必要性を生かし、外観や内部空間を造形的に表現することを検討する。

(ﾊ) 居住性能…スラブ等のたわみや振動、又は地震等による建築物の振れによって、居住者に不快や不安感を与えないようにする。

（ⅱ） 安全性能

(ｲ) 耐重性能…固定荷重（自重)、積載荷重、積雪荷重等を安全に支える。

(ﾛ) 耐震性能・耐風性能…比較的頻度の多い災害に対しては、建築物の機能を保持し極めて稀に起こる災害に対しても、人命の安全を確保するとともに、できるだけ建築物の機能の継続性を確保する。

(ﾊ) 耐久性能・耐候性能…コンクリートの中性化・薬品等による変質・凍結融解又は鋼材の腐食等により、構造体の耐力を低下させないようにする。

(ﾆ) 耐火性能…火災によって急激な耐力低下が生じないようにする。

（ⅲ） 経済性能…できるだけ質の良い建築物を、できるだけ低コストで造る。ただし、経済性の追求がいたずらに先立ち、構造体の安全性が犠牲にされることがあってはならない。

（ⅳ） 施工性能…建築物をどのように建設するかを考慮し、できるだけ施工性・生産性をよくする。

(c) 構造計画と並行して、必要に応じて調査・検討する事項には、次のものがある。

（ⅰ） 使用材料の市場性に関すること。

（ⅱ） 気候に関すること。（雪、風、凍土等）

（ⅲ） 特殊な材料の性能及び特殊な工法に関すること。

（ⅳ） 構造解析の方法及び解析モデルに関すること。(時刻歴応答解析を含む)

（ⅴ） 電算機を使用する場合のプログラムの適用性に関すること。

(2) 建築物の形状（平面形、立面形）が不整形な場合には、質量と剛性の分布を均一にすることが難しいため、建築物各部の振動特性の違いによって応力集中が起こる。また、建築物が細長い場合には、地震時における応答の位相差による応力、温度応力、乾燥収縮及び

不同沈下等の問題が生じやすい。そのため、原則として、エキスパンションジョイント等を設ける。ただし、地中ばりは、連続させることが望ましい。

なお、エキスパンションジョイントの間隔は、十分に余裕をもって設定する。特に計算を行わない場合は、高さの 1/50 程度としてよい。

また、地震時における建築物の転倒や地震後の建築物の傾斜を考慮し、地階がない場合の建築物の高さ（H）は、建築物の幅（B）の 3 倍程度以内に留めることが望ましい。

(3) 耐震要素（架構、耐力壁、筋かい等）は、次によって適切に配置する。

(a) 平面上の質量分布及び剛性分布にアンバランスがある場合には、地震時にねじれ振動を起こして建築物各部に有害な応力を生じ、大きな地震被害を受けやすくなる。そのため、建築物の各階各方向について、重心と剛心ができるだけ近づくように耐震要素を配置する。

なお、耐力分布についても平面的にバランスのとれたものとすることが望ましい。

(b) 上下方向の質量分布及び剛性分布にアンバランスがある場合には、剛性の小さな階に変形が集中し、大きな地震被害を受けやすくなる。そのため、建築物の各方向について、各階の支える重量に対する剛性の割合が、できるだけ各階一様になるように耐震要素を配置する。

なお、耐力分布についても立面的にバランスのとれたものとすることが望ましい。

(c) 地震力によって各階に生ずる変形が大きすぎると、帳壁、内外装材及び設備等が変形に追従できず、著しい損傷を受ける。特に S 造建築物は、変形が大きくなりやすいため、適切に耐震要素を配置して、建築物各階各方向の剛性を確保する必要がある。

なお、S 造の体育館等の天井については、「文教施設の非構造部材等に関する耐震性確保について（依頼）」（平成 15 年 10 月 17 日付け 15 国施施企第 2 号）及び日本建築センター「体育館等の天井の耐震設計ガイドライン」を参考にするとよい。

(4) 常時荷重に対する安全性を確保するため、大スパンのはり・スラブについては、たわみ、クリープ変形又は振動等を考慮して余裕のある断面とし、地中ばりについては、不同沈下を考慮して十分剛強なものとする必要がある。

(5) 基礎は、適切な地盤調査に基づいて、建築物を構造耐力上安全に支持し得る地盤を選定し、上部構造からの力による有害な沈下等の障害が生ずることのないように計画する。

なお、支持地盤及び基礎形式の選定にあたっては、直接基礎の可能性の追求を行うとともに、経済性・工期等も考慮して 2 種類以上について検討する。

(6) 同一建築物の基礎形式及び杭工法は 1 種類が望ましく、やむを得ず 2 種類以上の基礎形式とする場合は、支持特性が類似する基礎形式の組合せとする。

2. 2　構造種別

(1) 建築物の構造種別は、階数、スパン、階高、荷重、規模、形状、経済性等を考慮して決定するものとし、表 2 を目安とする。

表 2　構造種別の目安

建築物の高さ	構造種別
20m 以下	ＲＣ造
20m を超え 30m 以下	ＲＣ造又はＳＲＣ造
30m を超え 45m 以下	ＳＲＣ造又はＳ造
45m を超える	Ｓ造

(2) コンクリート充填鋼管造（CFT 造）は、14.2 による。

(1) 構造種別の選定は、耐震性能の確保が重要な判断要素となっている。

耐震設計の考え方は、大地震動時にも強度で耐えようとする強度型の設計と、構造体の変形性能に期待するじん性型の設計がある。

一般に RC 造中低層建築物は、耐力壁を多く設ける等して強度を高くする耐震設計が可能である。しかし、階数が多くなると強度だけで地震力に耐えるためには、かなり多くの壁量が必要となり、平面計画との関連で困難な場合が多い。このため、構造体全体の変形性能に期待する耐震設計を行うことになり、鉄骨のじん性に期待する SRC 造の採用を検討する。

さらに高層建築物になると、固定荷重の軽減、振動性状の明確化、工期の短縮等のために、SRC 造より S 造が有利となる場合が多い。したがって、高さが 45m を超える建築物については S 造を目安とする。

なお、体育館等については、低層であっても S 造としてよい。

3 章　構造材料

3. 1　コンクリート

構造体に用いるコンクリートは、「法」第 37 条の規定により、その品質は「告示」（建築物の基礎、主要構造部等に使用する建築材料並びにこれらの建築材料が適合すべき日本工業規格又は日本農林規格及び品質に関する技術的基準を定める件（平成 12 年建設省告示第 1446 号））に定める日本工業規格に適合するもの又は認定を受けたものとする。

構造体に用いるコンクリートの使用区分は、表 3.1 を標準とする。

表 3.1　コンクリートの使用区分

コンクリートの種別	設計基準強度　Fc（N/mm^2）	使用範囲
普通コンクリート	21	中低層の建築物、擁壁
	24～36	高層及び大スパン構造の建築物
軽量コンクリート（1 種、2 種）	21～24	高層の建築物で固定荷重を軽減することが適切な場合

（注）使用部位又は階により連続性が保たれる範囲で設計基準強度を変えてもよい。

軽量コンクリートは、比較的高層の SRC 造建築物及び S 造建築物のスラブ等で固定荷重を軽減する必要がある場合に使用する。ただし、使用にあたっては、ひび割れ、振動、耐久性等に十分配慮する。

なお、高層建築物の基礎ばり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、マスコンクリートとして取扱う。

3. 2　鉄　筋

（1）鉄筋は、「法」第 37 条の規定により、その品質は「告示」（建築物の基礎、主要構造部等に使用する建築材料並びにこれらの建築材料が適合すべき日本工業規格又は日本農林規格及び品質に関する技術的基準を定める件（平成 12 年建設省告示第 1446 号））に定める日本工業規格に適合するもの又は認定を受けたものとする。

（2）鉄筋の種別及び継手工法は、使用部位、応力状態等を考慮して選定する。

(1) 鉄筋は、JIS　G3112（鉄筋コンクリート用棒鋼）SD295A、SD295B、SD345、SD390を標準とする。通常は、D16 以下を SD295A 又は SD295B、D19 以上を SD345 とする。

(2) 鉄筋の使用区分及び継手工法は、表 3.2 を標準とする。

なお、鉄筋の継手の構造方法は、「告示」（鉄筋の継手の構造方法を定める件（平成 12 年建設省告示第 1463 号））の規定による。

表 3.2　鉄筋の使用区分

<table>
<tr><th>材　質</th><th>継手工法</th><th>使　用　範　囲</th></tr>
<tr><td rowspan="2">SD345</td><td>ガス圧接</td><td>○一般建物の柱・はり等の主要な鉄筋</td></tr>
<tr><td rowspan="3">重ね継手</td><td>○特に応力の大きな地下壁・基礎スラブの鉄筋</td></tr>
<tr><td>SD295A</td><td>○一般の壁及び床スラブ・基礎スラブ等の鉄筋
○帯筋及びあばら筋
○小規模な建築物及び壁式構造の建築物等の主要な鉄筋</td></tr>
<tr><td>SD295B</td><td>ガス圧接</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="3">注：○鉄筋の径、材質はなるべく統一するようにし、同径のものは材質も同じにする。
○SD390 は、材料の性質を十分把握した上で使用する。
○太径鉄筋等で特に適当と思われる場合は、機械継手を用いてよい。</td></tr>
</table>

3. 3　鉄　骨

(1) 鋼材は、「法」第 37 条の規定により、その材質は「告示」（建築物の基礎、主要構造部等に使用する建築材料並びにこれらの建築材料が適合すべき日本工業規格又は日本農林規格及び品質に関する技術的基準を定める件（平成 12 年建設省告示第 1446 号））に定める日本工業規格に適合するもの又は認定を受けたものとする。

(2) 高力ボルトは、国土交通大臣認定のトルシア形高力ボルトを標準とする。

(3) SRC 造又は S 造の鋼材材質を 2 種類とする場合は，柱部材（はりブラケットを含む）及びはり部材を単位として区分することを標準とする。

(1) S 造及び SRC 造の建築物のじん性を確保するため、鋼材には、塑性変形能力、板厚方向の引張強度、溶接性等の性能が求められる。

鋼材は、要求される性能を考慮して適切な材料を選定することとし、使用区分は、表 3.3 を標準とする。

なお、外法一定 H 形鋼の使用についても十分検討する。

表 3.3　鋼材の使用区分

規　　格	材　質	使　用　範　囲
JIS　G　3136 （建築構造用圧延鋼材）	SN400A	○　塑性変形性能を期待しない部材 ただし、溶接を行う構造耐力上主要な部分には使用しない。
	SN400B SN490B	○一般的な構造の部材
	SN400C SN490C	○溶接加工時を含め、板厚方向に大きな引張応力を受ける部材や部位
JIS　G　3138 （建築構造用圧延棒鋼）	SNR400A SNR400B	○アンカーボルト等に用いる棒鋼
	SNR490B	○上記で応力の大きな部分
JIS　G　3101 （一般構造用圧延鋼材）	SS400	○板材等 SN 材に規定がない鋼材
JIS　G　3106 （溶接構造用圧延鋼材）	SM400A SM490A	○SN 材の補完材料(板厚 40mm 以下)
	SM400B	○SN 材の補完材料(板厚 40mm 超)
JIS　G　3475 （建築構造用炭素鋼鋼管）	STKN400W STKN400B	○パイプトラスの構造の部材 ○はり貫通孔
	STKN490B	○上記で応力の大きな部分
JIS　G　3444 （一般構造用炭素鋼鋼管）	STK400	○STKN 材の補完材料
	STK490	○STKN 材の補完材料とし、応力の大きな部分
国土交通大臣認定 （建築構造用冷間ロール成形角形鋼管）	BCR295	○中低層ラーメン構造の柱
国土交通大臣認定 （建築構造用冷間プレス成形角形鋼管）	BCP235	
	BCP325 BCP325T	
JIS　G　3350 （一般構造用軽量形鋼）	SSC400	○仕上材取付け用二次部材
JIS　G　3352 （デッキプレート）	SDP1T	○スラブ型枠
	SDP2	○鉄骨造のスラブ
JIS　A　5540,5541 （建築用ターンバックル）	SS400 SNR400B	○低層鉄骨造のブレース
国土交通大臣認定 トルシア形高力ボルト	S10T(F10T 相当の強度)	○構造部材の接合ボルト
JIS　G　3466 （一般構造用角形鋼管）	STKR400	○軽微な構造物の柱
	STKR490	○上記で応力の大きな部分
JIS　A　5525 （鋼管ぐい）	SKK400	○一般的な杭
	SKK490	○上記で応力の大きな部分
JIS　B　1180,1181,1256 （六角ボルト、六角ナット、平座金）	ボルトの材質は鋼又はステンレス鋼	○二次部材の接合
JIS　B　1186（摩擦接合用高力六角ボルト、六角ナット、平座金のセット）	1 種 A（F8T）	○溶接亜鉛めっき高力ボルト
	2 種（F10T）	○構造部材の接合ボルト

規　　格	材　質	使　用　範　囲
JIS　B　1198 （頭付きスタッド）		○シャーコネクター
国土交通大臣認定 （建築構造用 TMCP 鋼）		○高層建築物の下層部の柱

(a) 建築構造用圧延鋼材

SN400A 材は、降伏点の下限のみが規定された鋼材であり、必ずしも降伏後の十分な余力と塑性変形性能が保証された鋼材ではない。そのため、小ばり、間柱、二次部材など、主要構造部以外の一般に弾性範囲内で使用する部材に用いる。

SN400C、SN490C 材は、板厚方向の絞り値の下限が規定されており、次のような板厚方向の大きな引張力が生じる部材や部位に使用することが望ましい。

(i)　溶接組立時に板厚方向の大きな引張応力が生じる厚板の箱型断面柱

(ii)　柱はり接合部において、板厚方向の大きな引張応力が生じる部位

（鋼管柱の通しダイヤフラム、柱貫通型の箱型断面柱、はり貫通型のはりフランジ等）

(iii)　ブレースからの大きな引張力が板厚方向に作用する部位

なお、これらの部位においても、溶接方法の工夫や鋼板のサイズアップ等によって板厚方向の引張応力を低減することができる場合には、SN400B、SN490B 材としてよい。

(b) 建築構造用圧延棒鋼

建築構造用圧延棒鋼は、アンカーボルトや引張ブレース等の引張力を受ける構造部材に使用され、塑性域でのエネルギーの吸収能力が高いのが特徴である。

(c) 建築構造用炭素鋼鋼管

建築構造用炭素鋼鋼管は、従来の一般構造用炭素鋼鋼管と比較して、塑性変形能力や溶接性能等を改善したものである。

(d) 建築構造用冷間成形角形鋼管

建築構造用冷間成形角形鋼管は、従来の冷間ロール成形の一般構造用角形鋼管（STKR 材）と比較して、塑性変形能力や溶接性能等を改善したものであり、製造方法により建築構造用冷間ロール成形角形鋼管（BCR 材）と建築構造用冷間プレス成形角形鋼管（BCP 材）がある。

設計においては、「2008 年版　冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」（独立行政法

人建築研究所監修）（全国官報販売協同組合）を参考にするとよい。

(e) 外法一定 H 形鋼

外法一定 H 形鋼は、材料費は高価であるが、鋼板の切断、溶接等の製作コストを低減でき、鉄骨工事全体としてのコストが安くなる場合がある。

(f) 筋かい

棒鋼を用いる筋かいは、JISA5540（建築用ターンバックル）に適合するものとする。

(g) 高力ボルト

高力ボルトは、国土交通大臣認定のトルシア形高力ボルトを標準とする。なお、設計によってトルシア形高力ボルトが不適切な場合には、JIS の高力ボルト（JIS B 1186）としてよい。

(h) 建築構造用 TMCP 鋼

建築構造用 TMCP 鋼は、SN 材の基本性能を満足し、さらに高強度化した建築構造用の鋼材であり、以下の特徴がある。

（ｉ） 厚さ 40mm を超えても鋼板及び溶接部の許容応力度の基準強度の低減が不要

（ii） 炭素当量、溶接割れ感受性組成を低く規定しており、溶接施工性が良好で、信頼性の高い溶接接合が可能

(2) SRC 造の鉄骨における鋼材材質の使用区分は、鉄骨の製作過程及び応力状態を考慮し、一般に、表 3.4 による。

表 3.4　鋼材材質の使用区分（ＳＲＣ造）

使用範囲 部材名	高層建築物の上方の節	高層建築物の下方の節	大スパン構造の建築物
柱部材（柱、仕口、ブラケット、ベースプレート）	SN400 又は SN490 1)	SN490,TMCP 鋼又は SN400 2)	SN490
はり部材（はりのスパン中央部分）	SN400	SN400 又は SN490 1)	SN490 又は SN400 3)

〔注〕1）応力が大きくなる場合に適用する。
2）あまり応力が大きくならない場合に適用する。
3）たわみによって断面が決まる場合に適用する。

3．4　構造材料の組合せ

構造材料は、その力学的性状等を十分考慮し、適切なものを組合せる。

構造材料の組合せは表 3.5 を標準とする。

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強度の高いコンクリートを組合せる。

表 3.5　構造材料の組合せ

鋼材 / コンクリートの設計基準強度 (Fc：N/mm²)	鉄　筋			鉄　骨	
	SD295A SD295B	SD345	SD390	SN400B SN400C	SN490B SN490C
21	○	○	●	○	○
24～36	△	○	○	●	○

〔注〕1）○　一般に使用される標準的な組合せを示す。
2）●　適用可能な組合せを示す。
3）△　壁筋及びスラブ筋を示す。

3．5　許容応力度、材料強度及び破断強度

構造材料の許容応力度は、「令」第 90 条、第 91 条、第 92 条、第 92 条の 2 及び第 94 条の規定によるほか、使用する部材の応力度の算定方法に応じて定める。

構造材料の材料強度は、「令」第 96 条、第 97 条、第 98 条及び第 99 条の規定による。

筋かい等の設計に用いる破断強度は、JIS 規格の引張強さに基づいて算定する。

構造材料の許容応力度は、「令」の規定により適切な値を用いることとし、コンクリートの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。詳細は次による。

(a) コンクリートの許容応力度及び材料強度は表 3.6 による。

表 3.6　コンクリートの許容応力度及び材料強度（N／mm²）

コンクリートの種別	設計基準強度 Fc	長期許容応力度		短期許容応力度		材料強度	
		圧縮	せん断	圧縮	せん断	圧縮	せん断
適　用		Fc/3	Fc/30(Fc≦21) 0.49+Fc/100 (Fc＞21)	長期 ×2	長期 ×1.5	Fc	長期 ×3
普通	18	6	0.60	12	**0.90**	18	1.80
	21	7	0.70	14	**1.05**	21	2.10
	24	8	0.73	16	**1.09**	24	2.19
	27	9	0.76	18	**1.14**	27	2.28
	30	10	0.79	20	**1.18**	30	2.37
	33	11	0.82	22	**1.23**	33	2.46
	36	12	0.85	24	**1.27**	36	2.55
軽量	21	7	**0.63**	14	**0.94**	21	**1.89**
	24	8	**0.65**	16	**0.98**	24	**1.97**

〔注〕　短期のせん断は、長期×1.5 倍としている。

軽量コンクリートのせん断は、普通コンクリート×0.9 倍としている。

(b) 異形鉄筋の付着強度は表 3.7 による。

表 3.7　異形鉄筋の付着強度（N／mm²）

設計基準強度 Fc	長期許容応力度		短期許容応力度		材料強度	
	異形鉄筋の付着		異形鉄筋付着		異形鉄筋付着	
	はり上端筋	その他	はり上端筋	その他	はり上端筋	その他
適用	Fc/15 (Fc≦22.5) 0.9＋2/75Fc (Fc＞22.5)	Fc/10 (Fc≦22.5) 1.35＋1/25Fc (Fc＞22.5)	長期×1.5	長期×1.5	長期×3	長期×3
18	1.20	1.80	**1.80**	**2.70**	3.60	5.40
21	1.40	2.10	**2.10**	**3.15**	4.20	6.30
24	1.54	2.31	**2.31**	**3.46**	4.62	6.93
27	1.62	2.43	**2.43**	**3.64**	4.86	7.29
30	1.70	2.55	**2.55**	**3.82**	5.10	7.65
33	1.78	2.67	**2.67**	**4.00**	5.34	8.01
36	1.86	2.79	**2.79**	**4.18**	5.58	8.37

〔注〕　短期の異形鉄筋の付着は、長期×1.5 倍としている。

(c) 鉄筋の許容応力度及び材料強度は表 3.8 による。

表 3.8　鉄筋の許容応力度及び材料強度（N／mm²）

材質・径（D25 以下）		長期許容応力度		短期許容応力度		材料強度(JIS 適合品)	
		圧縮・引張	せん断補強	圧縮・引張	せん断補強	圧縮・引張	せん断補強
適　用		F/1.5 かつ 215 以下	F/1.5 かつ 195 以下	F	F かつ 390 以下	1.1F	F かつ 390 以下
SD295A,B	D25 以下	195	195	295	295	324	295
SD345	D25 以下	215	195	345	345	379	345
SD390	D25 以下	215	195	390	390	429	390

〔注〕　F は、基準強度

材質・径（D29 以上）		長期許容応力度		短期許容応力度		材料強度(JIS 適合品)	
		圧縮・引張	せん断補強	圧縮・引張	せん断補強	圧縮・引張	せん断補強
		F/1.5 かつ 195 以下	F/1.5 かつ 195 以下	F	F かつ 390 以下	1.1F	F かつ 390 以下
SD295A,B	D29 以上	195	195	295	295	324	295
SD345	D29 以上	195	195	345	345	379	345
SD390	D29 以上	195	195	390	390	429	390

〔注〕　F は、基準強度

（d）鉄骨の許容応力度及び材料強度は表 3.9 による。

表 3.9　鋼材の許容応力度及び材料強度（N／mm²）

適用		長期許容応力度				短期許容応力度				材料強度(JIS 適合品)			
		圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
		F/1.5	F/1.5	F/1.5	F/$1.5\sqrt{3}$	長期×1.5				1.1F	1.1F	1.1F	1.1F/$\sqrt{3}$
SS400級 SN400	t ≦ 40mm	156.6	156.6	156.6	90.4	235	235	235	135.6	258.5	258.5	258.5	149.2
	40＜t ≦ 100	143.3	143.3	143.3	82.7	215	215	215	124.1	236.5	236.5	236.5	136.5
SM490級 SN490	t ≦ 40mm	216.6	216.6	216.6	125.0	325	325	325	187.6	357.5	357.5	357.5	206.4
	40＜t ≦ 100	196.6	196.6	196.6	113.5	295	295	295	170.3	324.5	324.5	324.5	187.3

〔注〕　Ｆは、基準強度

（e）溶接継目の許容応力度及び材料強度は表 3.10 による。

表 3.10　溶接継目の許容応力度及び材料強度（N／mm²）

①完全溶込み溶接

適用		長期許容応力度				短期許容応力度				材料強度(JIS 適合品)			
		圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
		F/1.5	F/1.5	F/1.5	F/$1.5\sqrt{3}$	長期×1.5				1.1F	1.1F	1.1F	1.1F/$\sqrt{3}$
SS400級 SN400	t ≦ 40mm	156.6	156.6	156.6	90.4	235	235	235	135.6	258.5	258.5	258.5	149.2
	40＜t ≦ 100	143.3	143.3	143.3	82.7	215	215	215	124.1	236.5	236.5	236.5	136.5
SM490級 SN490	t ≦ 40mm	216.6	216.6	216.6	125.0	325	325	325	187.6	357.5	357.5	357.5	206.4
	40＜t ≦ 100	196.6	196.6	196.6	113.5	295	295	295	170.3	324.5	324.5	324.5	187.3

〔注〕　Ｆは、基準強度

②完全溶込み溶接以外

適用		長期許容応力度				短期許容応力度				材料強度(JIS 適合品)			
		圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
		F/$1.5\sqrt{3}$	F/$1.5\sqrt{3}$	F/$1.5\sqrt{3}$	F/$1.5\sqrt{3}$	長期×1.5				1.1F/$\sqrt{3}$	1.1F/$\sqrt{3}$	1.1F/$\sqrt{3}$	1.1F/$\sqrt{3}$
SS400級 SN400	t ≦ 40mm	90.4	90.4	90.4	90.4	135.6	135.6	135.6	135.6	149.2	149.2	149.2	149.2
	40＜t ≦ 100	82.7	82.7	82.7	82.7	124.1	124.1	124.1	124.1	136.5	136.5	136.5	136.5
SM490級 SN490	t ≦ 40mm	125.0	125.0	125.0	125.0	187.6	187.6	187.6	187.6	206.4	206.4	206.4	206.4
	40＜t ≦ 100	113.5	113.5	113.5	113.5	170.3	170.3	170.3	170.3	187.3	187.3	187.3	187.3

〔注〕　Ｆは、基準強度

(f) ボルトの許容応力度及び材料強度は表 3.11 による。

表 3.11　ボルトの許容応力度及び材料強度（N／mm²）

適用	長期許容応力度				短期許容応力度				材料強度(JIS 適合品)			
	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
	－	F/1.5	－	F/2	長期×1.5				－	F	－	3F/4
強度区分 4.6	－	160	－	120	－	240	－	180	－	240	－	180

(g) 高力ボルトの許容応力度及び材料強度は表 3.12 による。

表 3.12　高力ボルトの許容応力度及び材料強度（N／mm²）

適用	呼び径	軸断面積	単位	長期許容応力度				短期許容応力度			材料強度		破断強度
				基準張力	引張（引張接合）	せん断（摩擦接合）		引張（引張接合）	せん断（摩擦接合）		引張	せん断	引張
						一面	二面		一面	二面			
		mm²		To		0.3To	0.6To	長期×1.5			F	F/√3	
1種 (F8T)			N/mm²	400	250	120	240	375	180	360	640	369.5	800
	M16	201	kN	80.4	50.2	24.1	48.2	75.3	36.1	72.3	128	74.2	160
	M20	314		125	78.5	37.6	75.3	117	56.5	113	200	116	251
	M22	380		152	95	45.6	91.2	142	68.4	136	243	140	304
	M24	452		180	113	54.2	108	169	81.3	162	289	167	361
2種 (F10T)			N/mm²	500	310	150	300	465	225	450	900	519.62	1000
	M16	201	kN	100	62.3	30.1	60.3	93.4	45.2	90.4	180	104	201
	M20	314		157	97.3	47.1	94.2	146	70.6	141	282	163	314
	M22	380		190	117	57.0	114	176	85.5	171	342	197	380
	M24	452		226	140	67.8	135	210	101	203	406	234	452
溶融亜鉛メッキ高力ボルト				To		$_{\mu}$To /1.5	2$_{\mu}$To /1.5	長期×1.5			F	F/√3	
2種 (F8T 相当)			N/mm²	400	250	106.67	213.33	375	160	320	640	369.5	800
	M16	201	kN	80.4	50.2	21.4	42.8	75.3	32.1	64.3	128	74.2	160
	M20	314		125	78.5	33.4	66.9	117	50.2	100	200	116	251
	M22	380		152	95.0	40.5	81.0	142	60.8	121	243	140	304
	M24	452		180	113	48.2	96.4	169	72.3	144	289	167	361

〔注〕　F は基準強度、T_0は基準張力、μは摩擦接合部のすべり係数（0.4 とした場合）
引張力とせん断力とを同時に受けるときの軸断面に対する許容せん断応力度は別途算出する
材料強度及び破断強度でねじ部を考慮する場合は、0.75 倍する。

4 章　荷重・外力

4. 1　固定荷重

固定荷重は、躯体・仕上の重量及び建築物に固定される物（重量物・設備機器等）の重量を対象とし、実状に基づいて算定する。

固定荷重は、材料の種別や部材寸法等に基づき、実状に応じて算定する。

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。なお、軽量コンクリートの単位容積重量は、１種で 19～21(kN/m³)、２種で 17～19(kN/m³)の幅があるので市場調査を行い、できる限り実況に応じた値を採用する。

表 4.1　コンクリートの単位体積重量

コンクリート種別	単位体積重量　γ　（kN/m³）		
	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. 2　積載荷重

(1) 積載荷重は、移動し得る物（家具・物品等）及び人間を対象とし、実状に基づいて算定する。一般には、表 4.2 による。

表 4.2　積載荷重　(N/m²)

用途＼構造計算の対象		床構造計算用	大ばり、柱、基礎計算用	地震力計算用
講義室（教室を含む）、演習室		**2,900**	2,100	1,100
研究室、事務室、会議室		**3,900**	**2,100**	**1,100**
実験室*、準備室* 病院の診療室*・検査室*		**3,900**	**2,600**	**1,600**
大講義室 大集会室 講　　堂	固　定　席	2,900	2,600	1,600
	そ　の　他	3,500	3,200	2,100
体育館、武道場		**3,500**	**3,200**	**2,100**
可動書架を設ける書庫 二段床式の書庫		**11,800**	**10,300**	**7,400**
一般書庫、資料室、倉庫		**7,800**	**6,900**	**4,900**
図書閲覧室		**5,900**	**5,400**	**4,900**
食堂、厨房、売店		2,900	2,400	1,300
電算室		**4,900**	**2,400**	**1,300**
機械室*、電気室*		**4,900**	**2,400**	**1,300**
寮室、宿泊室、病室、洗面所、便所		1,800	1,300	600
廊下、階段 （玄関ホール、 ロビーを含む）	寄宿舎、病棟	**2,900**	**1,800**	**800**
	上記以外	3,500	3,200	2,100
屋上　歩行用（ﾊﾞﾙｺﾆｰ含む）	寄宿舎、病棟	1,800	1,300	600
	上記以外	2,900	2,400	1,300
屋上　非歩行用	Ｓ造の体育館、武道場	**490** (0)	**300** (0)	**200**
	上記以外	**980**	**600**	**400**
片　持　形　式　の　庇		**1,800**	**1,300**	**600**

〔注〕1) 小ばり計算用の積載荷重は、原則として床構造計算用の値を用いる。

2) 表の積載荷重を超える重量物がある場合は、実際の重量を設置部分の積載荷重とする（特に＊印の部屋）

3) （　）内の数値は、暴風時の応力算定に適用する。

4) **ゴシック体**で表示されている数値は、使用実態に配慮して、法令より割増した数値としている。

(2) 支える床の数に応じた積載荷重の低減は、「令」第 85 条 2 項の規定による。

4．3　積雪荷重

（1）積雪荷重は、「令」第 86 条、「告示」（多雪区域を指定する基準及び垂直積雪量を定める基準を定める件（平成 12 年建設省告示第 1455 号））及び特定行政庁が定める規則の規定による。

なお、**Ｓ造の体育館等の積雪荷重は、区域にかかわらず**、上記による垂直積雪量に**30N/㎡・㎝**を乗じた値以上とし、片側積雪の検討を行うものとする。

（2）**雪おろしによる低減は行わない。**

（1）S 造の体育館等の大スパン構造物では、積雪による倒壊の恐れがあるため、単位荷重を割増し、安全性を確保する。

また、片側落雪等による積雪荷重の偏りが応力に及ぼす影響が極めて大きいため、片側積雪の検討を行う必要がある。また、屋根の形や地形等によっては、風の影響で、積雪の分布が著しく不均一となる可能性があるため、積雪の偏りによる影響や屋根の谷部の吹きだまりについても、必要に応じて検討を行う。

(2)「令」第 86 条に定められている雪おろしによる荷重の低減は、主に住宅等を対象に定められたものであり、文教施設では危険の予知が困難で、人手がすぐに集めにくい等の理由から、原則として雪おろしによる荷重の低減は行わない。

ただし、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できる場合がある。具体的には特定行政庁に確認する。

4．4　風圧力

風圧力は、「令」第 87 条及び「告示」（E の数値を算出する方法並びに V_0 及び風力係数の数値を定める件（平成 12 年建設省告示第 1454 号））の規定による。

設計用風圧力の計算は、「令」第 87 条の規定により、速度圧に風力係数と見付面積を乗じて算出し、（4．1）式による。

$$P = q \cdot Cf \cdot A \qquad \cdots\cdots \qquad (4.1)$$

ここで、P　：設計用風圧力（N）

q　：速度圧（N/m^2）（「令」第 87 条第 2 項及び「告示」第 1454 号）

Cf　：風力係数（「告示」第 1454 号第 3）

A　：見付面積（m^2）

（注）積雪時には見付面積が増大するので、割増しをする。

4．5　地震力

地震力は、他に規定がある場合を除き「令」第 88 条の規定による。

(a) 地上部の地震力については、次の場合を除き「令」第 88 条の規定による。

（ｉ） RC 造及び SRC 造の耐震計算ルートをルート 2－3 とした場合は、「令」第 88 条第 1 項に規定する標準せん断力係数に重要度係数を乗じた値とし、詳細は、9 章又は 10 章による。

（ⅱ） S 造の耐震計算ルートをルート 1－1 又はルート 1－2 とした場合は、「告示」（建築基準法施行令第 36 条の 2 第五号の国土交通大臣が指定する建築物を定める件（平成 19 年国土交通省告示第 593 号））の第一号イ(3)に規定する標準せん断力係数に重要度係数を乗じた値とし、ルート 2 とした場合は、「令」第 88 条第 1 項に規定する標準せん断力係数に重要度係数を乗じた値とする。なお、詳細は、11 章による。

（ⅲ） 限界耐力計算、時刻歴応答解析、免震構造及び制振構造の地震力については、それぞれ 7 章、8 章、14 章による。

(b) 地下部の地震力については、次の場合を除き「令」第 88 条第 4 項の規定による。

なお、地下部分と見なすのは、外周壁の全てに渡って階高の 2/3 以上が地盤に接している場合、又は階高の大部分が地盤に接している外周壁が 3/4 以上である場合による。

（ｉ） RC 造及び SRC 造の耐震計算ルートをルート 2－3 とした場合は、「令」第 88 条第 4 項に規定する水平震度に重要度係数を乗じた値とする。

なお、杭基礎に作用する地震力については、ルート 1、ルート 2－1 及びルート 2－2 についても「令」第 88 条第 4 項に規定する水平震度に重要度係数を乗じた値とする。

（ⅱ） S 造の耐震計算ルートをルート 1－1、ルート 1－2 及びルート 2 とした場合は、「令」第 88 条第 4 項に規定する水平震度に重要度係数を乗じた値とする。

（ⅲ） 限界耐力計算、時刻歴応答解析、免震構造及び制振構造の地震力については、それぞれ 7 章、8 章、14 章による。

なお、重要度係数は、原則として 1.25 とする。

4．6　その他の荷重

（1）衝撃力や振動を伴う機械装置の荷重は、衝撃力等を考慮した衝撃荷重とする。

なお、実測によらない場合の衝撃荷重は、表 4.3 を標準とし、この荷重による応力は、長期として扱う。

表 4.3　機械装置の衝撃荷重

機　械　種　別	衝　撃　荷　重
モーターにより動く機械	機械重量×1.2
ピストンにより動く機械	機械重量×1.5

（2）電気設備及び機械設備の荷重は、実状に基づいて算定する。なお、精算によらない場合のボイラーの荷重は、缶重量を 1.15 倍程度割増した値を標準とする。

（3）クレーン等の荷重は、「S 基準」及び「荷重指針」による。

（4）土圧及び水圧は、「基礎構造指針」及び「荷重指針」による。

(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。

表 4.4 設備機器の設計用荷重

ボイラー蒸気発　生　機	構造計算用重量としては缶重量、かん水容量に配管保温材重量と補器類の重量の合計をとる。これらの重量を算定しない場合は、缶重量を 1.15 倍程度割増しする。	基礎及び架台重量を加算する。
冷　凍　機	機器の重量に配管重量及びコンプレッサーの衝撃力等を加算する。	
冷　却　機	全重量は、運転重量に接続する配管重量を加算する。	
電力設備	自重に配線重量及びこれに付属する機器重量を加算する、なお振動を伴うディーゼル機関等にはさらに衝撃力等を加算する。	

5 章　許容応力度計算

5. 1　一般事項

(1) 応力及び変形の算定は、一般に、部材の弾性剛性に立脚した計算による。

(2) 弾性剛性の算出に必要な断面二次モーメントは、全断面について求める。ただし、RC 造や SRC 造において、鋼材の影響が少ない場合には、コンクリート断面について算定してよい。

(3) RC 造、SRC 造及び S 造の設計用応力は、「令」第 82 条第 2 号によるものとし、各種荷重・外力による応力を適切に組合せて定める。ただし、**S 造の体育館等の設計用応力は、区域にかかわらず「令」第 82 条第二号の多雪区域における場合**による。

(4) 設計用応力は、断面算定を行う箇所の応力とする。ただし、鉛直荷重による部材端部の設計用応力は、節点における値とする。

許容応力度計算とは、「令」第 82 条各号に規定する計算をいう。

(3)S 造の体育館等の大スパン構造物の設計用応力は、区域にかかわらず、表 5.1 を標準とする。

表 5.1　応力の組合せ

応力の種類	想定する状態	応力の組合せ
長期	常時	G＋P
	積雪時	G＋P＋0.7S
短期	積雪時	G＋P＋S
	暴風時	G＋P＋W
		G＋P＋0.35S＋W
	地震時	G＋P＋0.35S＋K

〔注〕 1) G, P, S, W, Kは、それぞれ、固定荷重、積載荷重、積雪荷重、風圧力、地震力による応力を示す。

2) 土圧、水圧及び特殊荷重による応力は、実情に応じて組合せる。

(4) 設計用応力は、断面算定を行う箇所に生ずる応力とする。ただし、部材端部の断面算定に用いる応力は、原則として、表 5.2 による。

表 5.2　部材端部の設計用応力

荷重状態	設　計　用　応　力	
鉛直荷重時	節点の値による。	
水平荷重時	RC 造	剛域端の値による。通常は、部材せいの 1/4 入った点をとる。
	SRC 造	鉄骨面の値による。
	S 造	鉄骨面の値による。ただし、体育館等の大スパン構造物は、節点の値による。

〔注〕 計算の簡略化のため、全て節点における値としてもよい。

5. 2　鉛直荷重時の設計

(1) 鉛直荷重時の応力解析は、節点の移動、柱・はりの部材角を考慮して行う。

(2) 積載荷重については、一般に、満載時について算定してよいが、必要に応じて部分的な積載荷重の変動が応力や変形に及ぼす影響を考慮する。

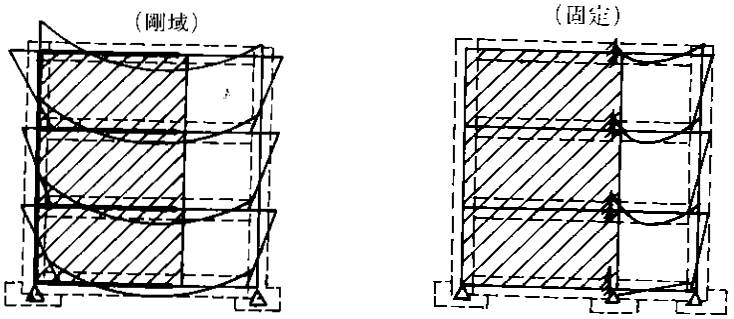
(3) ラーメン内に RC 造の壁体がある場合の応力は、壁下の基礎の有無や壁開口の状況に基づいて算定する。

(4) 小ばりの応力は、大ばりの拘束状態を考慮して算定する。

(5) 長方形スラブの応力は、弾性理論により荷重状態や周辺の固定度に基づいて算定する。

(3) ラーメン内にある RC 造の壁体は、一般に柱・はりと一体になって剛な構造体を形成してラーメンの応力を軽減するため、応力の算定にあたっては、次によってよい。

(a) 曲げモーメントの算定にあたっては、図 5 のようにモデル化する。なお、(ｲ)の場合には、剛性の大きい基礎ばりが各階床荷重の一部を負担して、応力が特に増大するため、注意を要する。



（剛域端は、はりせいの $\frac{1}{4}$ 入ったところ）　　（固定端は、はりせいの $\frac{1}{4}$ 入ったところ）

(イ)　壁下に基礎がない場合　　(ロ)　壁下に基礎がある場合

図 5　有壁ラーメンのモデル化

(b) 軸方向力の算定にあたっては、RC 造の壁体重量が直接柱に伝わるものと見なす。

ただし、最下層まで連続した壁体で、壁下に基礎がある場合には、壁に接続する部材重量も含めて壁の軸方向力として算出してよい。

(5) 長方形スラブの応力は、荷重状態とスラブ周辺の支持条件で変化する。普通の床スラブは、等分布荷重を受けるものと見なしてよい。しかし、特に重い荷重が部分的に加わる場合には、その荷重状態に応じて、集中荷重、部分荷重、線分布荷重等として扱う必要がある。

スラブが剛なはりに剛接される場合には、その辺では固定された平板として扱われる。しかし、はりの曲げ剛性やねじり剛性の小さな場合には、そのはりのたわみや回転によってスラブの曲げモーメント分布が変化する。

床スラブの厚さに比べて周辺のはり断面が小さい場合、あるいは吹抜けや開口部周りの床スラブでは、はりの剛性に見合う適切な支持条件を選択する必要がある。

5．3　水平荷重時の設計

(1) 水平荷重時の応力解析は、直交する二方向の架構構面として独立に行うことができるものとする。ただし、架構の形状が、構造体全体の応力状態に及ぼす影響を考慮する必要がある場合は、立体解析を行う。

なお、出隅の柱は、必要に応じて二方向から同時に水平荷重が作用するものとして検討する。

(2) 水平荷重を受けるラーメンの応力算定にあたっては、耐力壁や腰壁等を実情に応じモデル化し、適切な剛性評価を行う。

なお、やむを得ず、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、完全スリットとする。

(3) RC 造及び SRC 造の設計用せん断力の割増しは、原則として、耐震計算ルート毎の「告示」による。

また、耐力壁の水平分担率が 1/2 を超える場合は、「告示」（保有水平耐力計算及び許容応力度等計算の方法を定める件（平成 19 年国土交通省告示第 594 号））による。

(2) スリット幅の基本的考え方については、「2007 解説書」を参考にする。

(3) RC 造及び SRC 造の設計用せん断力の割増しは、次による。

(a) ルート 1 の場合は、「告示」（建築基準法施行令第 36 条の 2 第五号の国土交通大臣が指定する建築物を定める件（平成 19 年国土交通省告示第 593 号））第二号イ(2)の規定による。

ただし、柱及びはりの場合で、4 階建て程度以下の建築物では短周期領域の大きな応答加速度を考慮して n を 2.0 以上とする。

(b) ルート 2－1、ルート 2－2 及びルート 2－3 の場合は、「告示」（建築物の地震に対する安全性を確かめるために必要な構造計算の基準を定める件（昭和 55 年建設省告示第 1791 号））第 3 のそれぞれ第一号ロ、第二号ロ及び第三号ロの規定による。

(c) ルート 3 の場合は、「告示」（保有水平耐力計算及び許容応力度等計算の方法を定める件（平成 19 年国土交通省告示第 594 号））第 4 号第三号ニによる。

ただし、柱及びはりの場合で、4 階建て程度以下の建築物では短周期領域の大きな応答加速度を考慮して n を 2.0 以上とする。

6 章　保有水平耐力の計算

6．1　一般事項

（1）保有水平耐力の計算は、建築物の保有水平耐力が当該建築物の必要保有水平耐力に**重要度係数を乗じた値**以上であることを確認する。

（2）地階の保有水平耐力の計算は、地階の保有水平耐力が地階の必要保有水平耐力に**重要度係数を乗じた値**以上であることを確認する。

（3）杭基礎の保有水平耐力の計算は、13 章による。

（1）保有水平耐力の計算とは、「令」第 82 条の 3 に規定する計算をいう。

建築物の保有水平耐力の検討は、重要度を考慮し、原則として、各階及び各方向別に次式により検討する。

$$Q_u \geqq I \cdot Q_{un} \qquad \cdots\cdots \qquad (6.\ 1)$$

ここで、Q_u　：保有水平耐力（N）（「令」第 82 条の 3 第一号による。）

Q_{un}　：必要保有水平耐力（N）（「令」第 82 条の 3 第二号による。）

I　：重要度係数（原則として 1.25 とする。）

（2）地階においても、構造体の保有水平耐力が、重要度を考慮した必要保有水平耐力以上であることを次式により確認する。なお、上部構造の保有水平耐力の余力を考慮し、地階の保有水平耐力にも余力を持たせる。

$${}_BQ_u \geqq I \cdot {}_BQ_{un} \qquad \cdots\cdots \qquad (6.\ 2)$$

ここで、${}_BQ_u$　：地階の保有水平耐力

壁量による略算による場合は、${}_BQ_u = 2.5\alpha A_W + 0.7(1.0)\alpha A_C$

により算定してよい。（　）内の値は SRC 造の場合を示す。

$$\alpha = \sqrt{\frac{Fc}{18}} \quad （ただし、1.0 \leqq \alpha \leqq \sqrt{2}）$$

${}_BQ_{un}$　：地階の必要保有水平耐力

I　：重要度係数（原則として 1.25 とする。）

$${}_BQ_{un} = {}_1Q_{un} \cdot \frac{{}_BQ_D}{{}_1Q_D} \qquad \cdots\cdots \qquad (6.\ 3)$$

ここで、${}_1Q_{un}$　：1 階の必要保有水平耐力

${}_BQ_D$　：地階の許容応力度計算用せん断力

${}_1Q_D$　：1 階の許容応力度計算用せん断力

6. 2　保有水平耐力の算定

建築物の保有水平耐力は、各部材及び接合部の終局強度に基づき、適切な崩壊メカニズムを設定して算定する。

なお、原則として、**崩壊メカニズムが全体崩壊形**となるように設計する。

(a) 保有水平耐力の算出に用いる柱、はり、筋かい及び耐力壁並びにそれらの接合部等における諸強度についての計算式は、法令等に示されたもののほか、それぞれに適切な終局耐力計算式を用いる。

なお、終局耐力の計算式は、「2007 解説書」付録を参考とするとよい。

(b) 建築物の崩壊メカニズムとしては、以下の 3 つの崩壊形があるが、全体崩壊形となるように設計することが望ましい。

（ｉ） 全体崩壊形

建築物が全体として不安定な状態になるのに十分な塑性ヒンジが形成されたとき。

（ⅱ） 部分崩壊形

建築物のある特定の階が部分的に不安定な状態になるのに十分な塑性ヒンジが形成されたとき。

（ⅲ） 局部崩壊形

建築物のある特定の部材が破壊し、水平力に対して引続き耐えられる状態であっても、鉛直荷重に対して架構の一部が耐えられなくなる状態となったとき。

(c) 耐力壁又は筋かい付き架構の終局耐力は、構造全体としての曲げ耐力やせん断耐力によって支配されるほか、一部の基礎が引張力による浮き上がり、あるいは圧縮力による沈下によって決まる場合がある。

また、耐力壁又は筋かい付き架構に同一構面内の境界ばりやそれらに直交する部材が存在し、耐力壁又は筋かい付き架構の変形に影響を及ぼすと想定される場合には、適切にその効果を算入する。

6．3　構造特性係数

構造特性係数は、部材の破壊等により急激な架構耐力の低下を生じないように決定する。

(1) RC 造の構造特性係数は、原則として、表 6.1 による。

表 6.1　ＲＣ造の構造特性係数D_s

			柱及びはりの部材群としての種別				壁式構造
			A	B	C	D	(β_U=1)
耐力壁の部材群としての種別	A	0＜β_U≦0.3 の場合	0.3	0.35	0.4	0.45	—
		0.3＜β_U≦0.7 の場合	0.35	0.4	0.45	0.5	—
		β_U＞0.7 の場合	0.4	0.45	0.45	0.55	0.45
	B	0＜β_U≦0.3 の場合	0.35	0.35	0.4	0.45	—
		0.3＜β_U≦0.7 の場合	0.4	0.4	0.45	0.5	—
		β_U＞0.7 の場合	0.45	0.45	0.5	0.55	0.5
	C	0＜β_U≦0.3 の場合	0.35	0.35	0.4	0.45	—
		0.3＜β_U≦0.7 の場合	0.4	0.45	0.45	0.5	—
		β_U＞0.7 の場合	0.5	0.5	0.5	0.55	0.55
	D	0＜β_U≦0.3 の場合	0.4	0.4	0.45	0.45	—
		0.3＜β_U≦0.7 の場合	0.45	0.5	0.5	0.5	—
		β_U＞0.7 の場合	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55

ここで、β_U:耐力壁(筋かいを含む。)の水平耐力の和を保有水平耐力の数値で除した数値

の範囲内は、**原則として使用しない。**

(2) SRC 造の構造特性係数は、表 6.1 の数値から 0.05 を減じた数値とし、原則として使用しない範囲は、RC 造と同様とする。

(3) S 造の構造特性係数は、原則として、表 6.2 による。

表 6.2　S造の構造特性係数D_s

			柱及びはりの部材群としての種別			
			A	B	C	D
筋かいの部材群としての種別	A又は $\beta_U=0$ の場合		0.25	0.3	0.35	0.4
	B	$0<\beta_U\leqq0.3$ の場合	0.25	0.3	0.35	0.4
		$0.3<\beta_U\leqq0.7$ の場合	0.3	0.3	0.35	0.45
		$\beta_U>0.7$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.5
	C	$0<\beta_U\leqq0.3$ の場合	0.3	0.3	0.35	0.4
		$0.3<\beta_U\leqq0.7$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.45
		$\beta_U>0.7$ の場合	0.4	0.4	0.45	0.5

ここで、β_U:筋かい(耐力壁を含む。)の水平耐力の和を保有水平耐力の数値で除した数値

の範囲内は、**原則として使用しない。**

建築物各階の耐震性能は、強度とじん性の積に比例し、図 6 において、(A)と(B)の面積が等しいとき耐震性能は等しいとみなす。このことから、じん性（変形性能）が大きい場合には強度を小さくすることができ、その強度の低減率を構造特性係数と解釈することができる。

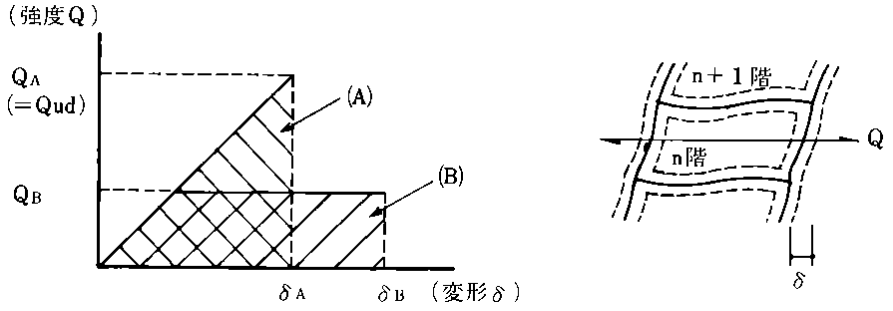


図 6　耐震性能の比較

構造特性係数は、「告示」（D_s及びF_{es}を算出する方法を定める件（昭和55年建設省告示第1792号））規定によるが、原則として、部材の破壊等により急激な架構耐力の低下を生ずるものとしてはならない。

特に耐力壁の水平力分担率が少ない架構で、柱部材が脆性破壊（せん断破壊、付着割裂破壊、圧縮系の破壊）する場合には、鉛直支持力の喪失によって層崩壊を引き起こす可能性が高いため、このような構造特性係数は使用しないこととしている。

なお、構造特性係数は、建築物の方向及び階によって異なった値としてもよいが、上下階で極端に変化することは好ましくないため、バランスのとれた値となるよう配慮する必要がある。

7 章　限界耐力計算

7. 1　限界耐力計算

(1) 限界耐力計算を採用する場合は、建築物の性状がモデル化に対して適切であることを確認する。

(2) 限界耐力計算は、「令」第 82 条の 5 による。ただし、文教施設の耐震安全性を確保するため、「令」第 82 条の 5 第五号ハに規定する安全限界時の各階の水平方向に生ずる力の式に**重要度係数を乗じて割増す**ものとする。

　また、地下部分についても、原則として上部構造と同様に**安全限界の検証**を行う。

(3) 安全限界変位の当該各階の高さに対する割合は、75 分の 1 を超えないよう適切に設定する。

(4) 各部材は、部材の限界変形角に対して余裕のある変形能力を確保する。

(1) 限界耐力計算は、保有水平耐力計算や許容応力度等計算等で想定する荷重・外力に加えて、極めて稀に発生する最大級の積雪及び暴風に対する安全性を直接検討するとともに、極めて稀に発生する地震動に対する建築物の変形を計算し、その変形に対して安全であるように部材を設計することで安全性を確認する手法である。

　なお、限界耐力計算は、建築物の剛性と減衰が等価な 1 質点系のモデル化により応答を推定する方法であるため、建築物の性状が、モデル化に対して適切であるかを十分確認し採用する。

(2) 極めて稀に発生する地震動（大地震動）により建築物の各階に水平方向に生ずる力は、表 7 により計算する。

　また、地下階にドライエリアが配されていて有効な耐力壁が少ない場合等、必要に応じて、地下部分の安全限界の検証を行う。

(3) 安全限界変位は、はり部材及び耐力壁等の変形能力を勘案して適切に設定する。

(4) 限界耐力計算では、安全限界変形時における建築物の耐力がその時の周期と減衰性に応じて建築物に生じる力を超えないことを確かめることになっているが、地震動や解析モデルが有する不確定要素等による不測の事態にも対応できるように耐力及び変形能力に十分な余裕を持たせることが重要である。

表 7　各階に水平方向に生ずる力

Ｔs＜0.16 の場合	$Psi = (3.2 + 30Ts) \cdot mi \cdot Bsi \cdot Fh \cdot Z \cdot Gs \cdot I$
0.16≦Ｔs＜0.64 の場合	$Psi = 8 \cdot mi \cdot Bsi \cdot Fh \cdot Z \cdot Gs \cdot I$
0.64≦Ｔs の場合	$Psi = \dfrac{5.12 \cdot mi \cdot Bsi \cdot Fh \cdot Z \cdot Gs}{Ts} \cdot I$

この表において、Ts, Psi, mi, Bsi, Fh, Z, Gs 及び I は、それぞれ次の数値を表すものとする。

Ts　建築物の安全限界固有周期（単位　秒）

Psi　各階に水平方向に生ずる力（単位　kN）

mi　各階の質量（各階の固定荷重及び積載荷重との和（第 86 条第２項ただし書の規定によって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たものとする。）を重力加速度で除したもの）（単位　t）

Bsi　各階に生ずる加速度の分布を表すものとして、安全限界固有周期に対する振動特性に応じて国土交通大臣が定める基準に従って算出した数値

Fh　安全限界固有周期における振動の減衰による加速度の低減率を表すものとして国土交通大臣が定める基準に従って算出した数値

Z　「令」第 88 条第１項に規定するＺの数値

Gs　表層地盤による加速度の増幅率を表すものとして、表層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

I　重要度係数（原則として 1.25 とする）

「令」第 82 条の 5 及び「告示」（損傷限界変位、Td、Bd_i、層間変位、安全限界変位、Ts、Bs_i、Fh 及び Gs を計算する方法並びに屋根ふき材等及び外壁等の構造耐力上の安全を確かめるための構造計算の基準を定める件（平成 12 年建設省告示第 1457 号））に基づく限界耐力計算のフローは、図 7 による。

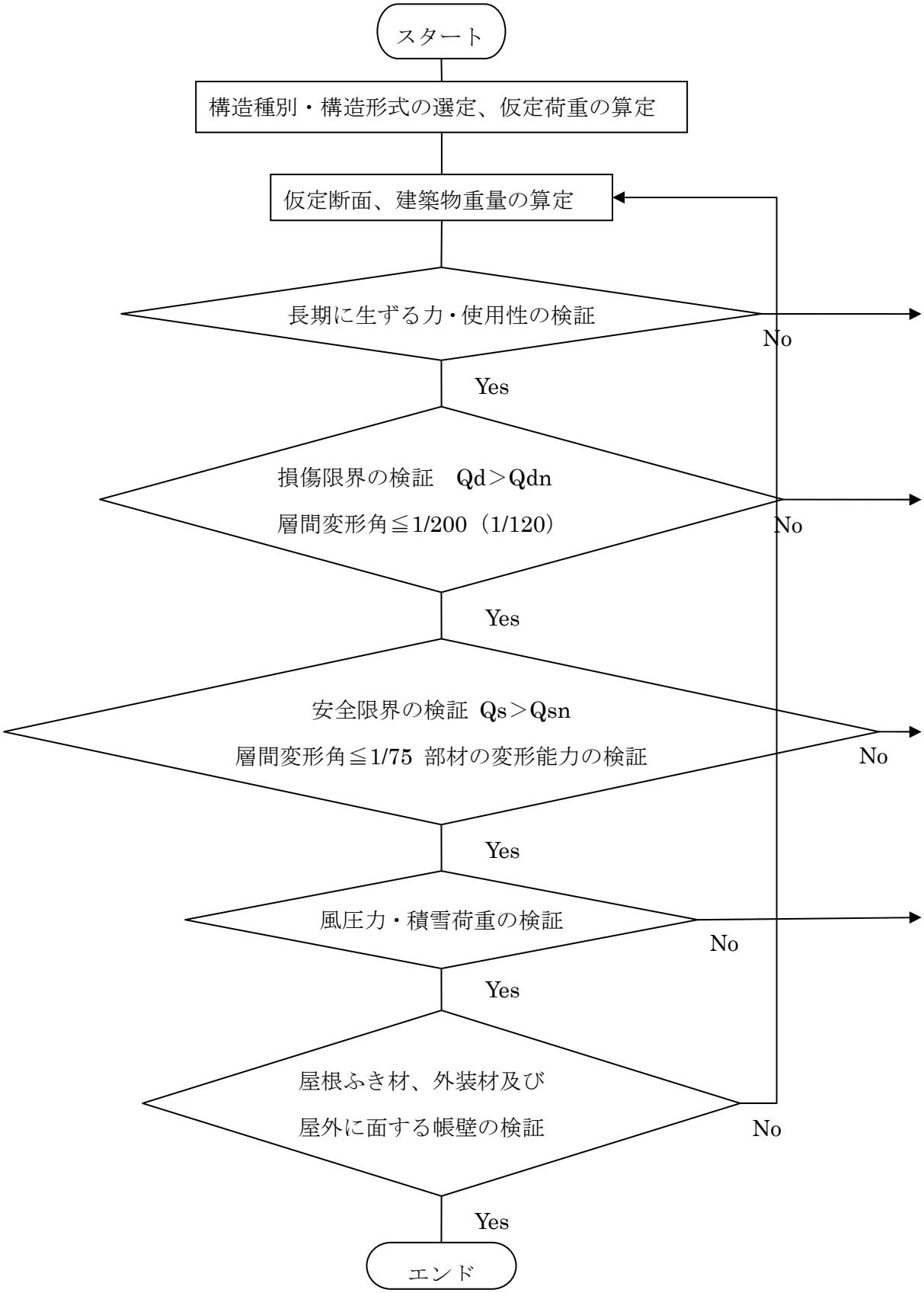


図７　限界耐力計算のフロー

8 章　時刻歴応答解析

8．1　時刻歴応答解析

(1) 高さ 45mを超える建築物及び特殊な振動性状を持つ建築物は、原則として、時刻歴応答解析を行い、振動性状を確認する。

(2) 入力地震動の強さは、「告示」（超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件（平成 12 年建設省告示第 1461 号））の規定によるほか、敷地周辺の過去の地震活動、地盤条件等を考慮して決定する。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、極めて稀に発生する地震動による地震力は、**重要度係数を乗じて割増す**ものとする。

(3) 地震動の波形は、地震の発生機構のばらつき等を考慮して、「告示」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波以上の地震波について検討する。

(4) 設計目標は、文教施設の耐震安全性に配慮して適切に設定する。

(1) 高さが 60mを超える建築物については、「法」第 20 条第 1 項の規定により、国土交通大臣の認定が必要である。また、高さが 45mを超え 60m以下の建築物については、より詳細に耐震性能を検討する意味から、時刻歴応答解析を行うことが望ましい。

(2) 稀に発生する地震動を過去の観測地震波を用いて入力地震動を作成する場合は、最大速度振幅を 250mm/sec 以上とする。また、極めて稀に発生する地震動のうち、告示波の場合は、稀に発生する地震動に対する加速度応答スペクトルの５倍の数値に重要度係数を乗じた値以上とし、過去の観測地震波から作成する場合は、最大速度振幅を 500mm/sec に重要度係数を乗じた値以上とする。

なお、重要度係数は、原則として 1.25 とする。

(4) 設計目標のうち耐震設計については、次を目安とする。なお、必要に応じて、目標値に対する余裕度を確保する。

(a) 稀に発生する地震動によって、建築物の部分に損傷が生じないことを次のイ及びロの方法によって確かめられていること。（ただし、免震層については、「法」第 37 条に

基づく免震材料の「法」第 37 条材料認定の適用範囲内で使用されることが確認されていれば、イ及びロの方法によらなくてよい。）

イ．各階の応答層間変形角が 200 分の 1 を超えない範囲にあること。

ロ．建築物の構造耐力上主要な部分に生じる応力が短期許容応力度以内であること。（ただし、制振部材を除く。）

(b) 極めて稀に発生する地震動によって、建築物が倒壊、崩壊等しないことが次のイからニの方法によって確かめられていること。（ただし、免震層については、「法」第 37 条に基づく免震材料の「法」第 37 条材料認定の適用範囲内で使用されることが確認されていれば、イ及びロの方法によらなくてよい。）

イ．各階の応答層間変形角が 100 分の 1 を超えない範囲にあること。

ロ．各階の層としての応答塑性率が 2.0 を超えないこと。

ハ．構造耐力上主要な部分を構成する各部材の応答塑性率が 4.0 以下であること。（ただし、制振部材を除く。）

ニ．地下部分の部材応力が終局強度以下であること。

9章　鉄筋コンクリート構造

9．1　耐震計算ルート

RC 造の構造計算は、建築物の規模、階数、部材の断面及び配置等の諸元に基づき、適切な耐震計算ルートを選択する。

(1) ルート 1 は、高さ 20m以下の比較的小規模で壁量及び柱量が多い建築物を対象とし、地上階及び**地下階**の鉛直部材の断面積から略算的に求めた水平せん断強度が、その建築物に求められる水平耐力以上であることを確認する。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、「告示」（建築基準法施行令第 36 条の 2 第五号の国土交通省が指定する建築物を定める件（平成 19 年国土交通省告示第 593 号））第二号イ(1)に規定する式の右辺に**重要度係数を乗じて割増す**ものとし、**地下階についてもこの式を準用する。**

また、「令」第 82 条の 6 第二号ロに規定する式によって計算した各階の**偏心率が、それぞれ、概ね 10 分の 3 以下**であることを確認する。

(2) ルート 2 は、高さ 31m以下の剛性及び重量の偏在が上下、水平方向とも少ないことを条件とし、以下の 3 つのルートがある。

(a) ルート 2－1 は、鉛直部材の断面積がルート 1 の規定を満たすほど大きくないが、かなり大きな断面積となる建築物を対象とし、地上階及び**地下階**の鉛直部材の断面積から略算的に求めた水平せん断強度が、その建築物に求められる水平耐力以上であることを確認する。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、「告示」（建築物の地震に対する安全性を確かめるために必要な構造計算の基準を定める件（昭和 55 年建設省告示第 1791 号）以下「告示」第 1791 号という。）第 3 第一号イに規定する式の右辺に**重要度係数を乗じて割増す**ものとし、**地下階についてもこの式を準用する。**

(b) ルート 2－2 は、大きな開口部を有する壁や柱に付いたそで壁等の多い建築物を対象とし、地上階及び**地下階**の鉛直部材の断面積から略算的に求めた水平せん断強度が、その建築物に求められる水平耐力以上であることを確認する。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、「告示」第 1791 号第 3 第二号イに規定する式の右辺に**重要度係数を乗じて割増す**ものとし、**地下階についてもこの式を**

準用する。

(c) ルート 2－3 は、耐力壁も含め比較的単純明快な部材配置となっていて構造計算上考慮していない壁の少ない建築物を対象とし、柱及び壁の曲げ耐力がはりの曲げ耐力に対して十分な余裕を持つこと、かつ、はり、柱及び壁がせん断破壊を生じないことを確認する。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、「令」第 88 条に規定する標準せん断力係数（C_0）及び水平震度（k）に**重要度係数を乗じて割増した**地震力により許容応力度計算を行うものとする。

(3) ルート 3 は、高さ 60m以下の建築物を対象とし、詳細は 6 章による。

RC 造の耐震計算ルートとしては、塑性変形能力の仮定に基づき所要の耐震性能を持つように計算するルート 3 のほか、高さ 31m 以下を対象としてルート 3 を簡略化したルート 1、ルート 2－1、ルート 2－2 及びルート 2－3 の 5 つがある。

耐震計算ルートは、建築物の張間方向と桁行方向で異なってもよいが、階によって耐震計算ルートを変えてはならない。従って、壁量、剛性率又は偏心率の判定において、1 つの階のみが満足しない場合でも、この耐震計算ルートを採用できない。

また、耐震計算ルートの選定にあたっては、設計者の判断でより詳細な耐震計算ルートを選定してもよい。

なお、重要度係数は、原則として 1.25 とする。

(1) ルート 1 は、機能上必要なだけの柱や壁を設けることにより、地震動に対する安全性が自ずと確保される建築物を対象とする。なお、このルートの選定にあたっては、将来の間仕切の変更や大規模な模様替に十分な配慮をする必要がある。

地下階については、次式による。

$$\sum 2.5\alpha A_W + \sum 0.7\alpha A_C \geqq I \cdot Z \cdot W_1 \cdot \frac{{}_BQ_D}{{}_1Q_D} \quad \cdots\cdots \quad (9.\ 1)$$

ここで、α, A_W, A_C及びZ は、「告示」第 593 号第二号イ(1)による。

I　：重要度係数

W_1　：1 階から上の建築物重量（N）

${}_BQ_D$　：地階の許容応力度計算用せん断力（kN）

${}_1Q_D$　：1 階の許容応力度計算用せん断力（kN）

偏心率については、法令上規定がないが、過大なねじれが生じないこと確認することとしている。

なお、概ね 10 分の 3 以下としたのは、例えば、塔屋のある最上階の偏心率が 10 分の 3 を上回る場合で、建物全体への影響が小さい等、設計者の工学的判断に委ねる余地を残すためである。

(2) ルート 2－1 及びルート 2－2 は、ルート 1 と同様に建築物のフレキシビリティーに配慮する必要がある。

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。

(a) ルート 2－1 の地下階については、次式による。

$$\sum 2.5\alpha A_W + \sum 0.7\alpha A_C \geqq 0.75 \cdot I \cdot Z \cdot W_1 \cdot \frac{{}_B Q_D}{{}_1 Q_D} \quad \cdots\cdots \quad (9.\ 2)$$

ここで、α, A_W, A_C及びZは、「告示」第 1791 号第 3 第一号イによる。

$I, W_1, {}_B Q_D, {}_1 Q_D$は、(9. 1) 式に同じ

(b) ルート 2－2 の地下階については、次式による。

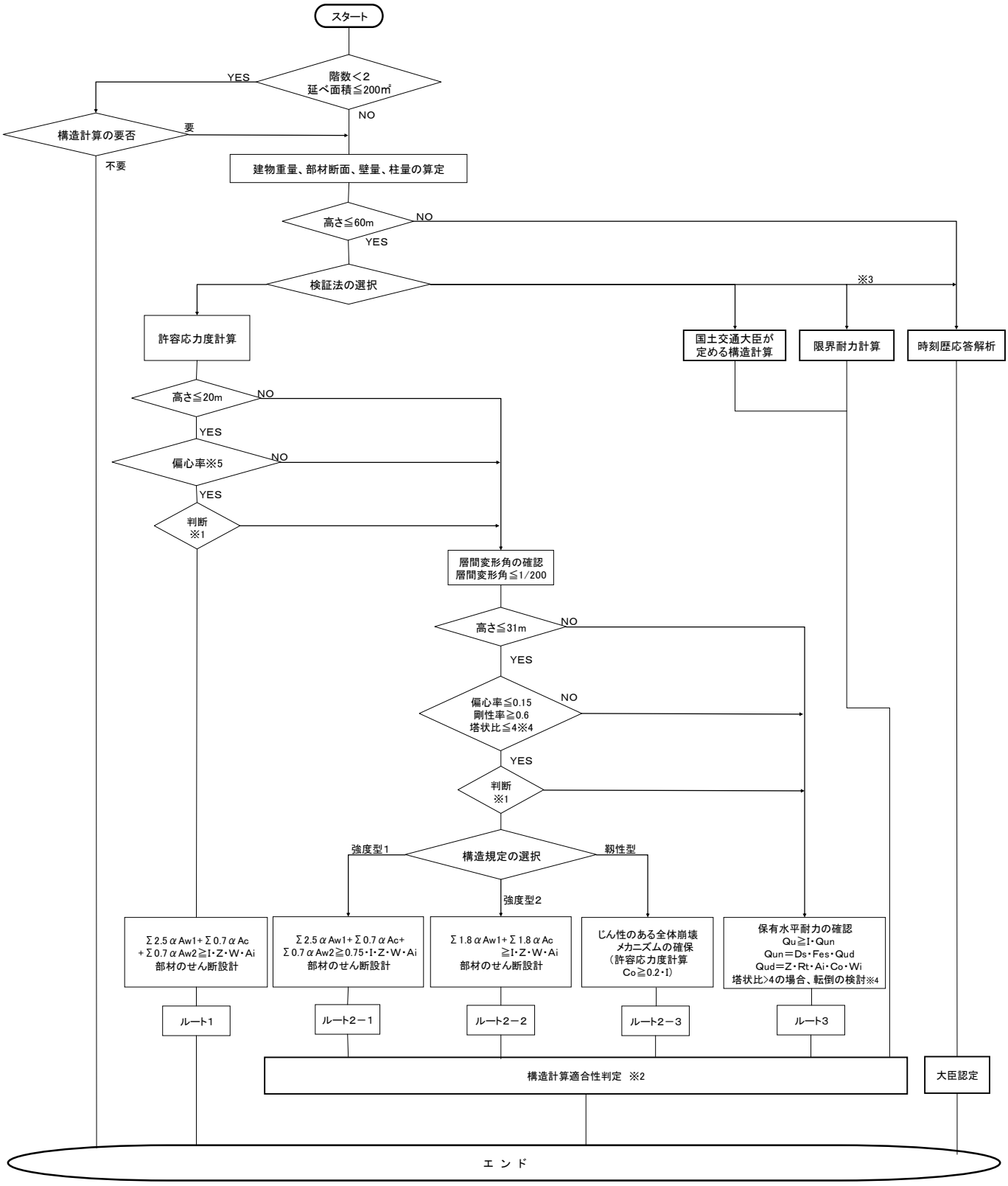
$$\sum 1.8\alpha A_W + \sum 1.8\alpha A_C \geqq I \cdot Z \cdot W_1 \cdot \frac{{}_B Q_D}{{}_1 Q_D} \quad \cdots\cdots \quad (9.\ 3)$$

ここで、α, A_W, A_C及びZは、「告示」第 1791 号第 3 第一号イによる。

$I, W_1, {}_B Q_D, {}_1 Q_D$は、(9. 1) 式に同じ

(3) 高さ 45mを超える建築物については、時刻歴応答解析を行うことが望ましい。

ＲＣ造の構造計算フロー



※1 判断とは、設計者の設計方針に基づく判断をいい、必要に応じて、より詳細な検討を行う設計法へ進むこと。
※2 ルート1であっても大臣認定プログラムを使用した上で電子データの提出がなされた場合は、構造計算適合性判定を行うこととされている。
※3 高さ45mを超える建築物については、原則として、時刻歴応答解析を行い振動性状を確認する。
※4 塔状比は、3以内に留めることが望ましい。
※5 偏心率は概ね0.3以下とする。

9．2　柱の設計

（1）柱は、十分なせん断力を確保し、曲げ降伏が先行するように設計する。

なお、シアスパン比が 1 より小さい短柱は、原則として設けない。

（2）柱の軸方向応力度は、地震時においても、コンクリートの設計基準強度の 1/3 以下とする。

（3）柱の平均せん断力応力度は、曲げ耐力時においても、3N/mm^{2}以下とする。

（4）耐震計算ルートをルート 2－3 とした場合の柱の引張鉄筋比は、0.8%以下となるように設計する。

（5）帯筋は、柱のじん性が確保されるように設計し、間隔を **10 ㎝**以下（主筋が D19 以上で、D13 以上の帯筋とする場合は、**15 ㎝**以下）とする。

また、帯筋の形状は、原則として**スパイラルフープ**又は**溶接フープ**とする。

（6）出隅の柱は、同時に二方向の応力を受ける部材としても検討する。また、ねじりによる応力の影響が大きい柱は、断面算定にこれを配慮する。

（1）柱のせん断破壊は、極めて脆性的であり、建物の崩壊につながる危険性があるため、曲げ降伏が先行するように設計する。

なお、シアスパン比（M/QD）が 1.0 より小さい場合には、多量のせん断補強をしてももろい破壊を著しく改善することは難しいため、このような短柱（概ね、h/D≦2 の柱）は、原則として設けない。

（2）軸方向力の大きい柱は、せん断や曲げの強度は大きくなるが、曲げ降伏後にせん断破壊を生じやすく、じん性に乏しい部材となる。降伏後のじん性を確保するためには、柱の軸方向応力度があまり大きくならないように断面を定める必要があり、地震時においても、Fc/3（Fc：コンクリートの設計基準強度）以下となるように設計する。なお、柱の断面は、建築物全体でできるだけ統一することが望ましい。

（3）せん断応力度の大きな柱は、せん断破壊によって著しく耐力が低下する危険性があり、また、帯筋が過密状態になって施工性を損なう可能性もあるため、柱が曲げ降伏するときの平均せん断応力度は、3N/mm^{2}以下となるように設計する。

（4）柱の引張鉄筋量が多くなると、付着割裂破壊が生じやすくなり、じん性に乏しい部材となる。そのため、特に建築物の保有水平耐力を計算しない代わりに、柱よりはりの降伏を先行させ層崩壊を防止し、また、柱及びはり等に十分な変形能力を持たせることによって建築物の耐震安全性を確保しようとするルート 2－3 の場合は、引張鉄筋（柱の一辺に

並ぶ鉄筋）断面積のコンクリート全断面積に対する割合を 0.8%以下とする。これは、ルート 3 の Ds を算出するための引張鉄筋比に関する柱部材の種別を FA と同等の性能としたものである。

なお、断面内の主筋の種類や径は、できるだけ統一することが望ましい。

(5) 帯筋が少ない場合には、せん断破壊が生じやすくなるため、耐震設計ルートに応じて、次の点に留意して設計する。

(a) ルート 2－1 の柱のせん断補強筋比は Pw≧0.3%とし、構造計算においてそで壁を無視した柱については Pw≧0.4%とする。

(b) ルート 2－2 の柱のせん断補強筋比は、ルート 2－1 に準じる。

(c) ルート 2－3 の柱のせん断補強筋比は P_w≧0.3%とする。

(d) ルートに関係なく P_w＞1.2%の場合は、断面を変更する。

(6) 建築物の出隅の柱で耐力壁等が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ないような場合等は、二方向の曲げを同時に受けるものとして次式により検討する。

$$(M_X / M_{X0})^{\alpha} + (M_Y / M_{Y0})^{\alpha} \leqq 1 \qquad \cdots\cdots \qquad (9.\ 4)$$

ここで、M_X、M_Y ：X、Y 方向の作用曲げモーメント（N・mm）

M_{X0}、M_{Y0} ：軸力を考慮した X、Y 方向の曲げ強度（N・mm）

α ：一般に $1 < \alpha < 2$ の範囲にあり、常時軸方向力が小さい時は 1 に、軸方向力が大きいと 2 に近づくといわれているが、原則として 1 とする。

また、隅柱でスラブがないような場合、かつ、はり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行う。

9．3　はりの設計

(1) はりの断面は、常時荷重によって障害となるひび割れが生じないように設計する。

(2) はりの主筋は、できるだけつり合い鉄筋比以下とし、複筋比は、0.4 以上とする。

また、大ばりの主筋は、**3 本**以上とし、端部下端及び中央上端は、それぞれ中央下端及び端部上端の **1/2** 以上の配筋とする。

(3) はりは、十分なじん性が確保されるように設計する。

なお、あばら筋の間隔は、**20 cm**以下とする。

(4) ねじり応力が大きくなるはりについては、ねじり応力の検討を行う。

(5) はり貫通孔は、できるだけ応力の小さい位置に設け、有孔ばりの終局せん断強度が無開口の場合の終局せん断強度以上となるように補強設計を行う。

なお、孔径ははりせいの **1/3** 以下、孔間隔は平均孔径の **3** 倍以上とする。

(1) スパンの大きい（10m程度以上）はり及び片持ばりについては、常時荷重によって障害となる過大なひび割れが生じないように、次式によって断面の検討を行う。

$$D > \ell\sqrt{\frac{\alpha}{Cc}\cdot\frac{w_0}{b}} \qquad \cdots\cdots \qquad (9.\ 5)$$

ここで、D、b　：それぞれ、はりせい（mm）、はり幅（mm）

ℓ　：スパン（mm）

w_0　：積載荷重を含めたはりの平均荷重（N/mm）

Cc　：T 形ばりは 1.0N/mm^2、長方形ばりは 0.6N/mm^2

α　：両端固定は 1/16、単純支持は 1/8、片持は 1/2

また、はり幅は、柱幅とのバランスを考慮して決定する。

(2) はりの降伏後のじん性を確保するため、つり合い鉄筋比以下の設計とし、圧縮側にも引張鉄筋の 40%以上を配筋する。一般の大ばりの主筋は、表 9.1 によって設計する。

表 9.1　大ばり主筋の設計

位　　置		配　　筋
端部	上端	引張鉄筋比 0.4%以上、かつ 3 本以上
	下端	中央下端筋の 1/2 以上、かつ 3 本以上（複筋比 0.4 以上）
中央	上端	端部上端筋の 1/2 以上、かつ 3 本以上（複筋比 0.4 以上）
	下端	引張鉄筋比 0.4%以上、かつ 3 本以上

〔注〕　基礎ばりの引張鉄筋は、存在応力を 4/3 倍して算定してよい。

また、大スパンのはり、片持ばり及び軽量コンクリートを用いるはりは、ひび割れやクリープ変形の影響を考慮して、余裕のある配筋を行う必要がある。

なお、断面内の主筋の種類や径は、できるだけ統一することが望ましい。

(3) はりについても十分なじん性を確保するため、曲げ降伏が先行するように設計し、あばら筋は、一般に表 9.2 によって設計する。

また、シアスパン比（M/Qd）の小さいはり（廊下部分のはり等）は、大きなせん断応力が生じやすいため、十分なせん断補強を行う必要がある。

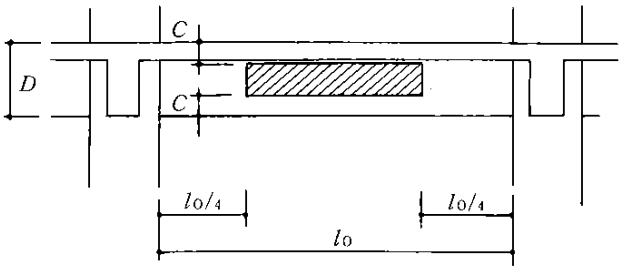
表 9.2　あばら筋の設計

耐震設計ルート	あばら筋比	鉄筋径と間隔
ルート 2－1、2－2	0.3%以上	D10 以上の鉄筋を用い、間隔は、はりせいの 1/2 以下かつ 20cm 以下とする。
上記以外	0.2%以上	

(4) つり合いねじりとなる大きな庇の取付くはり及び長い小ばりの取付くはり等は、ねじり応力が無視できなくなるため、「RC 規準」（22 条）によって検討を行い、必要に応じて断面の変更又は配筋による補強を行う。

また、変形適合ねじりにおいて、ねじり応力を無視する場合は、短期設計用せん断力を 2 割程度割増すことが望ましい。

(5) はり貫通孔の望ましい位置は、図 9 により、貫通孔の補強設計は、原則として、有孔ばりの終局せん断強度が無開口の場合の終局せん断強度に対し十分な余裕を持たせるよう補強設計を行う。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増して（1.2 倍以上）補強設計を行ってもよい。



〔注〕 Cはは り せいに応じて変化し、下表による。

(単位：cm)

はりせい	Cの値
$D \leqq 70$	17.5以上
$70 < D \leqq 90$	20 以上
$90 < D$	25 以上

図 9　はり貫通孔の望ましい位置

9．4　柱はり接合部の設計

（1）柱はり接合部は、十分な耐力が得られるように設計する。

（2）柱はり接合部のせん断補強筋は、隣接する柱のせん断補強筋間隔の 3/2 以下の間隔、かつ 0.2%以上のせん断補強筋量とする。

（1）柱はり接合部は、保有水平耐力時においても、取付く柱及びはりの応力に十分抵抗でき、著しい剛性低下が生じないように設計する。

このため、接合部に取付く柱とはりの偏心をできるだけ少なくする（柱の中心線は、はり幅内とする。）とともに、降伏ヒンジを設けるはりの主筋を通し筋とする場合には、柱幅が表 9.3 の値を下回らないようにする。

表 9.3　最小柱幅（cm）

鉄筋径 / コンクリート 設計基準強度（N/mm^2）	D22	D25	D29
21	53	60	70
24	50	56	65
27	47	53	62
30	44	51	59
33	42	48	56
36	40	46	53

〔注〕鉄筋に SD345 を用いる場合の数値である。

なお、大スパン構造の場合や高強度の鉄筋を用いる場合等は、計算によって柱はり接合部の設計を行うことが望ましい。（「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」（日本建築学会）参照）

（2）柱はり接合部におけるひび割れ発生後のせん断変形を抑えるため、せん断補強筋は、隣接する柱のせん断補強筋間隔の 1.5 倍以下の間隔、かつ、0.2%以上のせん断補強筋量とする。

9．5　壁の設計

（1）壁厚及び配筋は、応力状態やひび割れ等を考慮して設計する。壁厚は、外壁が **16 cm** 以上、耐力壁が **15 cm**以上、片持階段を受ける壁が **18 cm**以上、土圧を受ける壁が **20 cm** 以上、雑壁が **12 cm**以上を標準とする。

（2）耐力壁（周囲の柱・はりを含む）は、破壊モードをできるだけじん性型とするため、最大耐力時における壁板の平均せん断応力度（N/mm²）をコンクリートの設計基準強度の 1/5 以下とし、壁板のせん断補強筋の見付間隔を **20 cm**以下とする。

（1）壁は、平面計画及び耐震計画からくる全体の壁量、壁配置バランス、ひび割れの影響等を考慮して設計する。

（2）耐震壁の破壊モードは、基礎の浮上がり、回転又は壁の曲げで水平耐力がきまるじん性型が望ましく、壁のせん断破壊で決まる強度型の場合には、十分に余力を持たせる必要がある。

耐力壁の設計は、次による。

（a）最大耐力時における壁板の平均せん断応力度は、0.2Fc（N/mm²）以下におさえる。

（b）壁板のせん断補強筋（縦筋及び横筋）比は、ルート 2－1 及びルート 2－2 の場合は、0.4%以上とし、その他は 0.25%以上とする。

なお、せん断補強筋は、D10 以上の鉄筋を用いて見付間隔を 20cm 以下とし、開口補強筋は、D13 以上の鉄筋とする。

（c）壁板に開口を設ける場合は、「告示」（保有水平耐力計算及び許容応力度等計算の方法を定める件（平成 19 年国土交通省告示第 594 号））第 1 第三号による。

（d）耐力壁周囲の柱・はりの断面は、次の条件を満たすことが望ましい。

柱・はりの断面積　・・・・・　s・t/2 以上

柱・はりの最小径　・・・・・　$\sqrt{s \cdot t/3}$ 以上、かつ、2t 以上

ここで、s ：壁板の短辺内のり長さ（cm）

t ：壁板の厚さ（cm）

（e）耐力壁周囲の柱・はりの主筋量は、コンクリート全断面積の 0.8%以上とする。

9．6　スラブの設計

(1) スラブ（床版）は、応力のほか、たわみ、振動、施工性等を考慮して設計する。そのため、スラブ厚さは、原則として**15 ㎝**以上、スラブ１枚の面積は**25 ㎡**程度以下とし、スラブ配筋は、ダブル引通し配筋を標準とする。

また、3 階建以上の建物における１階の土間は、構造配筋による**土間スラブ**とする。

(2) 片持スラブは、持出し長さを**2.0m**以下とし応力を**1.5 倍**に割増して断面設計を行う。

(1) 面積の大きいスラブ及び厚さの薄いスラブは、たわみ、振動又はひび割れ等の問題が生じやすい。

また、埋込み配管及び施工時の配筋の乱れ等についても考慮し、ある程度の厚さと配筋量を確保する必要がある。

(a) 特に大きな荷重が作用するスラブ及びスパンの大きいスラブは、次式によってスラブ厚さの検討を行う。

$$t \geqq 0.02 \cdot \left(\frac{\lambda - 0.7}{\lambda - 0.6}\right) \cdot \left(1 + \frac{w_p}{10000} + \frac{\ell_x}{10000}\right) \cdot \ell_x \quad \cdots\cdots \quad (9.\ 6)$$

ここで、 t　　：スラブ厚さ（mm）

$\lambda = \ell_y / \ell_x$　：ℓ_x、ℓ_yは、それぞれ、短辺、長辺の有効スパン(mm)

w_P　　：積載荷重と仕上荷重の和（N/mm^2）

(b) スラブの配筋は、つり合い鉄筋比以下の設計とし、できるだけ隣接スラブ間で通し筋となるように配慮することが望ましい。

また、スラブ各方向の全幅について、鉄筋全断面積のコンクリート全断面積に対する割合は、0.2%以上とし、鉄筋間隔は、表 9.4 による。

表 9.4　スラブ筋の間隔

方向	D10 以上の異形鉄筋		6φ以上の溶接金網
	普通コンクリート	軽量コンクリート	
短辺	20cm 以下	20cm 以下	15cm 以下
長辺	30cm 以下	25cm 以下	20cm 以下

(c) 小ばりの剛性を確保し、スラブ周辺の変形をできるだけおさえる。

(d) 振動障害に対する検討が必要な場合は、「RC 規準」（付 5）による。

(2) 片持スラブは、たわみ等の障害が生じやすいため、持出し長さは、2m以下とし、付け根のスラブ厚さは、持出し長さの 1/10 以上とする。

また、断面算定に用いる設計用応力は、算定応力を 1.5 倍した値とし、配筋は軽微なものを除いて複筋とする。

10 章　鉄骨鉄筋コンクリート構造

10. 1　耐震計算ルート

SRC 造の構造計算は、建築物の規模、階数、部材の断面及び配置等の諸元に基づき、適切な耐震計算ルートを選択する。

(1) ルート 1 は、高さ 20m以下の比較的小規模で壁量及び柱量が多い建築物を対象とし、地上階及び**地下階**の鉛直部材の断面積から略算的に求めた水平せん断強度が、その建築物に求められる水平耐力以上であることを確認する。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、「告示」（建築基準法施行令第 36 条の 2 第五号の国土交通省が指定する建築物を定める件（平成 19 年国土交通省告示第 593 号））第二号イ(1)に規定する式の右辺に**重要度係数を乗じて割増す**ものとし、**地下階についてもこの式を準用する。**

また、「令」第 82 条の 6 第二号ロに規定する式によって計算した各階の**偏心率が、それぞれ、概ね 10 分の 3 以下**であることを確認する。

(2) ルート 2 は、高さ 31m以下の剛性及び重量の偏在が上下、水平方向とも少ないことを条件とし、以下の 3 つのルートがある。

(a) ルート 2－1 は、鉛直部材の断面積がルート 1 の規定を満たすほど大きくないが、かなり大きな断面積となる建築物を対象とし、地上階及び**地下階**の鉛直部材の断面積から略算的に求めた水平せん断強度が、その建築物に求められる水平耐力以上であることを確認する。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、「告示」（建築物の地震に対する安全性を確かめるために必要な構造計算の基準を定める件（昭和 55 年建設省告示第 1791 号）以下、「告示」第 1791 号という。）第 3 第一号イに規定する式の右辺に**重要度係数を乗じて割増す**ものとし、**地下階についてもこの式を準用する。**

(b) ルート 2－2 は、大きな開口部を有する壁や柱に付いたそで壁等の多い建築物を対象とし、地上階及び**地下階**の鉛直部材の断面積から略算的に求めた水平せん断強度が、その建築物に求められる水平耐力以上であることを確認する。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、「告示」第 1791 号第 3 第二号イに規定する式の右辺に**重要度係数を乗じて割増す**ものとし、**地下階についてもこの式を**

準用する。

(c) ルート 2－3 は、耐力壁も含め比較的単純明快な部材配置となっていて構造計算上考慮していない壁の少ない建築物を対象とし、柱及び壁の曲げ耐力がはりの曲げ耐力に対して十分な余裕を持つこと、かつ、はり、柱及び壁がせん断破壊を生じないことを確認する。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、「令」第 88 条に規定する標準せん断力係数（C_0）及び水平震度（k）に**重要度係数を乗じて割増した**地震力により許容応力度計算を行うものとする。

(3)　ルート 3 は、高さ 60m以下の建築物を対象とし、詳細は 6 章による。

SRC 造の耐震計算ルートとしては、塑性変形能力の仮定に基づき所要の耐震性能を持つように計算するルート 3 のほか、高さ 31m 以下を対象としてルート 3 を簡略化したルート 1、ルート 2－1、ルート 2－2 及びルート 2－3 の 5 つがある。

耐震計算ルートは、建築物の張間方向と桁行方向で異なってもよいが、階によって耐震計算ルートを変えてはならない。従って、壁量、剛性率又は偏心率の判定において、1 つの階のみが満足しない場合でも、この耐震計算ルートを採用できない。

なお、重要度係数は、原則として 1.25 とする。

また、耐震計算ルートの選定にあたっては、設計者の判断でより詳細な耐震計算ルートを選定してもよい。

(1) ルート 1 は、機能上必要なだけの柱や壁を設けることにより、地震動に対する安全性が自ずと確保される建築物を対象とする。なお、このルートの選定にあたっては、将来の間仕切の変更や大規模な模様替に十分な配慮する必要がある。

地下階については、次式による。

$$\sum 2.5\alpha A_W + \sum 1.0\alpha A_C \geqq I \cdot Z \cdot W_1 \cdot \frac{{}_BQ_D}{{}_1Q_D} \quad \cdots\cdots (10.\ 1)$$

ここで、α, A_W, A_C及びZは、「告示」第 593 号第二号イ(1)による。

I　：重要度係数

W_1　：1 階から上の建築物重量（N）

${}_BQ_D$　：地階の許容応力度計算用せん断力（kN）

${}_1Q_D$　：1 階の許容応力度計算用せん断力（kN）

偏心率については、法令上規定がないが、過大なねじれが生じないこと確認することとしている。

なお、概ね 10 分の 3 以下としたのは、例えば、塔屋のある最上階の偏心率が 10 分の 3 を上回る場合で、建物全体への影響が小さい等、設計者の工学的判断に委ねる余地を残すためである。

(2) ルート 2－1 及びルート 2－2 は、ルート 1 と同様に建築物のフレキシビリティーに配慮する必要がある。

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。

(a) ルート 2－1 の地下階については、次式による。

$$\sum 2.5\alpha A_W + \sum 1.0\alpha A_C \geqq 0.75 \cdot I \cdot Z \cdot W_1 \cdot \frac{{}_BQ_D}{{}_1Q_D} \quad \cdots\cdots (10.\ 2)$$

ここで、α, A_W, A_C及びZは、「告示」第 1791 号第 3 第一号イによる。

$I, W_1, {}_BQ_D, {}_1Q_D$は、(10. 1) 式に同じ

(b) ルート 2－2 の地下階については、次式による。

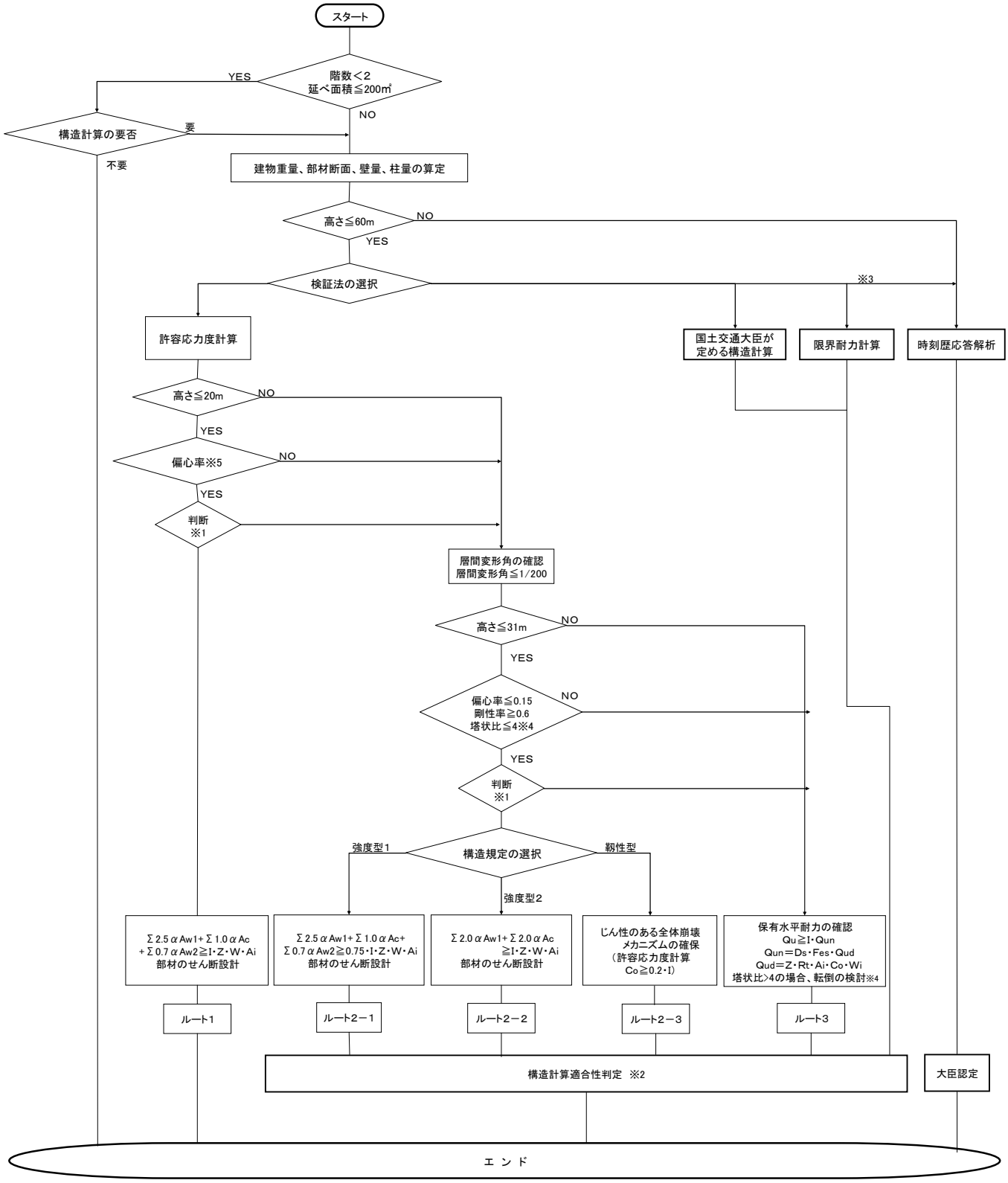
$$\sum 2.0\alpha A_W + \sum 2.0\alpha A_C \geqq I \cdot Z \cdot W_1 \cdot \frac{{}_BQ_D}{{}_1Q_D} \quad \cdots\cdots (10.\ 3)$$

ここで、α, A_W, A_C及びZは、「告示」第 1791 号第 3 第一号イによる。

$I, W_1, {}_BQ_D, {}_1Q_D$は、(10. 1) 式に同じ

(3) 高さ 45mを超える建築物については、時刻歴応答解析を行うことが望ましい。

ＳＲＣ造の構造計算フロー



※1 判断とは、設計者の設計方針に基づく判断をいい、必要に応じて、より詳細な検討を行う設計法へ進むこと。
※2 ルート1であっても大臣認定プログラムを使用した上で電子データの提出がなされた場合は、構造計算適合性判定を行うこととされている。
※3 高さ45mを超える建築物については、原則として、時刻歴応答解析を行い振動性状を確認する。
※4 塔状比は、3以内に留めることが望ましい。
※5 偏心率は概ね0.3以下とする。

10．2　柱の設計

（1）柱は、十分なせん断耐力を確保し、原則として曲げ降伏が先行するように設計する。
　なお、シアスパン比が 1 より小さい短柱は、原則として設けない。
（2）地震時に柱に作用する圧縮力は、制限軸力以下とする。
（3）鉄骨は、**充腹型**を原則とする。
　また、鉄骨のかぶり厚さは、原則として **15 cm**以上とする。
（4）帯筋は、柱のじん性が確保されるように設計し、間隔を **10 cm**以下（主筋が D19 以上で、D13 以上の帯筋とする場合は、**15 cm**以下）とする。
　また、帯筋の形状は、原則として**スパイラルフープ**又は**溶接フープ**とする。
（5）出隅の柱は、同時に二方向の応力を受ける部材としても検討する。また、ねじりによる応力の影響が大きい柱は、断面算定にこれを配慮する。

（1）SRC 造建築物のじん性を確保するため、原則として、曲げ降伏が先行するように設計する。この場合、RC 造と同様、シアスパン比（M/QD）が小さい柱（概ね、h/D≦2 の柱）は、原則として設けない。

(2) 柱が大きい圧縮力を受けると、材が曲げ破壊する場合でも変形能力は小さくなるので、柱の短期荷重時の作用圧縮力は、次式によって算定される制限軸力以下となるように設計する。

$$Nt = \frac{1}{3} \cdot b \cdot D \cdot Fc + \frac{2}{3} \cdot sA \cdot sfc \qquad \cdots\cdots \qquad (10・4)$$

ここで、Nt　：柱の制限軸力（N）
　b、D ：それぞれ、柱幅（mm）、柱せい（mm）
　sA、sfc：それぞれ、鉄骨部材の断面積（mm^2）、短期許容圧縮応力度（N/mm^2）
　Fc　：コンクリートの設計基準強度（N/mm^2）

（3）材軸方向鋼材の全断面積（主筋及び鉄骨の断面積の総和）は、コンクリートの全断面積に対して 0.8%以上とし、鉄骨のかぶり厚さは 15cm 以上とする。

（4）鉄筋コンクリートのせん断破壊の防止、帯筋内部のコンクリートの拘束、鉄筋の座屈や鉄骨の局部座屈の防止のため、帯筋は、D10 以上の鉄筋を用いて間隔を 10cm 以下とする。ただし、主筋に D19 以上を用い、帯筋に D13 以上を用いる場合の帯筋間隔は、15cm 以下とする。
　なお、帯筋比は、0.2～0.6%の範囲とすることが望ましい。

また、帯筋の形状は、RC 造と同様、原則として、スパイラルフープ又は溶接フープとする。

(5) 出隅の柱は、同時に二方向の応力を受ける部材としても検討する。この場合、鉄筋コンクリート部分については 9 章により、鉄骨部分については 11 章による。

10. 3　はりの設計

(1) はりの断面は、常時荷重によって障害となるひび割れが生じないように設計する。

(2) はりは、十分なじん性が確保されるように設計する。なお、あばら筋の間隔は、**20 cm**以下とする。

(3) 鉄骨は、**充腹型**を原則とするが、ラチス型としてもよい。

また、鉄骨のかぶり厚さは、原則としてはりせい方向は **15 cm**以上、はり幅方向は、**12.5 cm**以上とする。

(4) はり貫通孔は、できるだけ応力の小さい位置に設け、鉄筋コンクリート部分は 9.3(5)により、鉄骨部分は 11.3(4)によって補強を行う。

(1) SRC 造においても、常時荷重によって障害となる過大なひび割れが生じないように、次式によって断面の検討を行う。

$$D > \ell\sqrt{\frac{\alpha}{Cc}\cdot\frac{w_o}{b}\cdot\frac{1}{\beta}} \qquad \cdots\cdots \qquad (10.\ 5)$$

ここで、D、b、ℓ、w_o、Cc、α は、9 章（9. 5）式に同じ。

β　：1＋（n－1）・Is/Ic

n　：ヤング係数比

Is　：鉄骨の断面２次モーメント

Ic　：RC 造ばりとした場合の断面２次モーメント

(2) はりについても、十分なじん性を確保するため、曲げ降伏が先行するように設計する。

また、あばら筋は、D10 以上の鉄筋を用いて間隔をはりせいの 1/2 以下かつ 20cm 以下とする。なお、あばら筋比は、0.2～0.6%の範囲とすることが望ましい。

(4) はり貫通孔に対する補強は、鉄筋コンクリート部分に対しては、9 章 9.3(5)により、鉄骨部分は 11 章 11.3(4)によって設計する。なお、貫通孔の径は、はりせいの 1/3 以下かつはり鉄骨せいの 1/2 以下とし、充腹型の鉄骨の場合には実管スリーブを設け、貫通孔の径を実管スリーブの外径とする。

10．4　柱はり接合部の設計

(1) 柱はり接合部は、十分な耐力が得られるように設計する。

(2) 柱はり接合部においては、はり部材から柱部材への応力伝達が十分に行われるように設計する。

(3) 柱・はり鉄骨の接合形式は、はり貫通型又は柱貫通型とし、応力状態、力学特性、施工性、経済性等を考慮して決定する。

(1) 柱はり接合部が地震時における大きなせん断力により降伏あるいは破壊すると、柱はり接合部に大変形が生じ、建築物全体の剛性及び耐力が不足することとなり、大きな変形が生ずる。

建築物全体の剛性及び耐力を確保するためには、接合部に十分なせん断抵抗力を確保する必要があり、次の設計方針によるとともに、取付く柱・はりの終局耐力に対して十分余裕のあるものとする。

(a) 長期荷重時においては、柱はり接合部に斜めひび割れを生じさせないこと。

(b) 短期荷重時においては、柱はり接合部にせん断破壊が生じないようにする。

（ただし、接合部のせん断抵抗力は、コンクリート部分と、鉄骨ウェブ部分との累加で考える。）

(2) 接合部に取付く柱とはりの曲げ耐力が極端に異なると、部材の曲げ耐力が十分に発揮されない。そのため、次式を満足するように部材の設計を行う。

$$0.4 \leqq {}_{sc}M_A \,/\, {}_{sb}M_A \leqq 2.5$$

$$0.4 \leqq {}_{rc}M_A \,/\, {}_{rb}M_A \qquad \cdots\cdots \quad (10.\ 6)$$

ここで、${}_{sc}M_A$ 、${}_{sb}M_A$：それぞれ、はり部材、柱部材における鉄骨部分の曲げ耐力の和

${}_{rb}M_A$ 、${}_{rc}M_A$：それぞれ、はり部材、柱部材における鉄筋コンクリート部分の曲げ耐力の和

(3) はり貫通型は、はりの鉄骨が柱の鉄骨に比べて大きい場合に用い、柱貫通型は、柱の鉄骨を通すことが望ましい場合に用いる。両形式とも鉄骨に関しては応力の流れが明快となり、単純で確実な接合部といえるが、コンクリートの充てんがはりや水平スチフナによってさまたげられるという欠点がある。

また、設計にあたっては、鉄骨部分には局部的な変形を生じないようにスチフナにより補強するとともに、鉄筋貫通孔、スカラップによる断面欠損のため部材に変形能力の低下

を生じないように、鉄骨フランジの断面欠損率は20%以下とする。

さらに、溶接タイプ（溶込み、すみ肉等）の想定にあたっても、応力状態を考慮して適切な設計を行う。

10．5　継手の設計

鉄骨継手の設計はS造に準じ、鉄筋継手の設計はRC造に準じて行う。 なお、鉄骨継手と鉄筋継手は同一箇所を避けることとする。

継手位置は応力の大きな位置を避け、かつ鉄骨継手と鉄筋継手は同一箇所を避ける。

鉄筋継手は、RC 造と同様長期荷重による曲げ応力の反曲点付近とし、鉄骨継手は、鉄骨の運搬や建方を考慮し、一般にははりが柱面から約 1m、柱が床面から約 1m の位置として設計する。

10．6　柱脚の設計

鉄骨柱脚の設計は、S造に準じて行う。

柱脚は、SRC部分とRC部分との不連続箇所になるので、剛性の大きい地下部分の柱に十分定着させるか、基礎又は基礎ばりに鉄骨を埋込むようにして、柱鉄骨の応力を確実に RC 造部分へ伝達させる。

なお、低層建物については、鉄骨柱脚部分の応力を無視し、鉄筋コンクリート部分によって抵抗させる設計としてもよい。

10．7　壁の設計

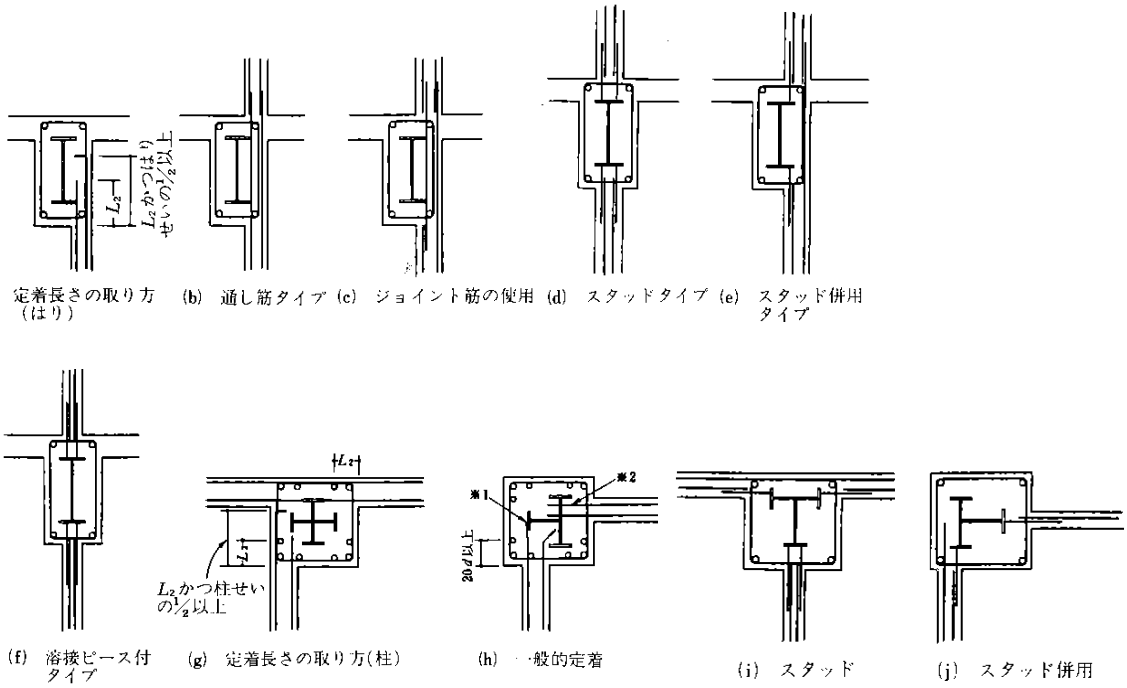
(1) 壁厚、配筋等は、応力状態、ひび割れ等を考慮して決定することとし、RC造の壁とする場合は、9.5(1)に準じて行う。 (2) 耐力壁（周囲の柱・はりを含む）は、破壊モードをできるだけじん性型とするため、RC 造の耐力壁とする場合には、最大耐力時における壁板の平均せん断応力度を $1.13\sqrt{Fc}$ (N/mm²)（Ｆｃ はコンクリートの設計基準強度）以下とし、壁板のせん断補強筋の見付間隔を20㎝以下とする。

(1) 壁は、平面計画及び耐震計画からくる全体の壁量、壁配置のバランス、ひび割れの影響等を考慮して設計する。RC造の壁とする場合は、9.5(1)に準じて設計する。

また、柱・はり内への壁筋の定着方法については、柱・はり断面内にある鉄筋・鉄骨の

位置、寸法により、施工性を考慮して図 10 を参考に設計する。

なお、スタッド溶接用鉄筋を用いる場合には、柱・はりの鉄骨耐力をそこなわない納まりとする。



※1. 鉄骨に接触していてもよい

※2. ウェブに貫通孔を設ける

図 10　壁筋の納まり

(2) 耐震壁の設計は、次によって行う。

(a) RC 造の耐力壁とする場合は、最大耐力時における壁板の平均せん断応力度を $1.13\sqrt{Fc}$ (N/mm²) (Fc はコンクリートの設計基準強度)以下とする。

(b) せん断補強筋は D10 以上の鉄筋を用いて見付間隔を 20cm 以下とし、開口補強筋は D13 以上の鉄筋とする。

(c) 耐力壁に接する柱及びその基礎は、鉛直荷重による軸方向力、壁の曲げモーメントによる軸方向力及び壁板からの拘束反力による軸方向力、壁はせん断力を受けるものとして設計する。

(3) せん断力に対しては壁板及び周辺柱が抵抗するものとし、壁板を開口が比較的小さい場合と開口が大きい場合に分け、開口が比較的小さい場合は内部耐力壁（四周が他の耐力壁で囲まれている場合）と外部耐力壁（四周が他の耐力壁で完全には囲まれていない場合）に細分して設計を行う。（「2007 解説書」参照）

10. 8　スラブの設計

スラブ（床版）の設計は、RC 造に準じて行う。

11章　鉄　骨　構　造

11．1　耐震計算ルート

S 造の構造計算は、建築物の規模、階数等の諸元に基づき、適切な耐震計算ルートを選択する。

(1) ルート 1－1 は、地階を除く階数が 3 階以下、高さ 13m以下かつ軒の高さ 9m以下、スパン 6m以下で延べ面積が 500 ㎡以内の建築物を対象とする。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、「告示」（建築基準法施行令第 36 条の 2 第五号の国土交通省が指定する建築物を定める件（平成 19 年国土交通省告示第 593 号）以下「告示」第 593 号という。）第一号イ(3)に規定する標準せん断力係数（C_0）及び水平震度（k）に**重要度係数を乗じて割増した**地震力で許容応力度計算を行うものとする。

また、「令」第 82 条の 6 第二号ロに規定する式によって計算した各階の**偏心率が、それぞれ、概ね 10 分の 2 以下**であることを確認する。

(2) ルート 1－2 は、地階を除く階数が 2 階以下、高さ 13m以下かつ軒の高さ 9m以下、スパン 12m以下で延べ面積が 500 ㎡以内（平屋建てにあっては、3,000 ㎡以内）の建築物を対象とする。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、「告示」第 593 号第一号イ(3)に規定する標準せん断力係数（C_0）及び水平震度（k）に**重要度係数を乗じて割増した**地震力で許容応力度計算を行うものとする。

(3) 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。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、「令」第 88 条に規定する標準せん断力係数（C_0）及び水平震度（k）に**重要度係数を乗じて割増した**地震力に「告示」（建築物の地震に対する安全性を確かめるために必要な構造計算の基準を定める件（昭和 55 年建設省告示第 1791 号））第 2 第一号に規定する筋かいの水平分担率の応じた応力割増し率を乗じて許容応力度計算を行うものとする。

(4) ルート 3 は、高さ 60m以下の建築物を対象とし、詳細は 6 章による。

耐震計算ルートは、建築物の張間方向と桁行方向で異なってもよいが、階によって耐震計算ルートを変えてはならない。従って、剛性率又は偏心率の判定において、1 つの階のみが満足しない場合でも、その耐震計算ルートを採用できない。

なお、重要度係数は、原則として 1.25 とする。

また、耐震計算ルートの選定にあたっては、設計者の判断でより詳細な耐震計算ルートを選定してもよい。

(1) ルート 1－1 は、比較的小規模な建築物に対象を限定するとともに、地震力の割増しや筋かい端部及び接合部の破断防止等を確認することにより耐震性を確保する耐震計算ルートである。

偏心率については、法令上規定がないが、過大なねじれが生じないこと確認することとしている。

なお、概ね 10 分の 2 以下としたのは、建物全体への影響が小さい等、設計者の工学的判断に委ねる余地を残すためである。

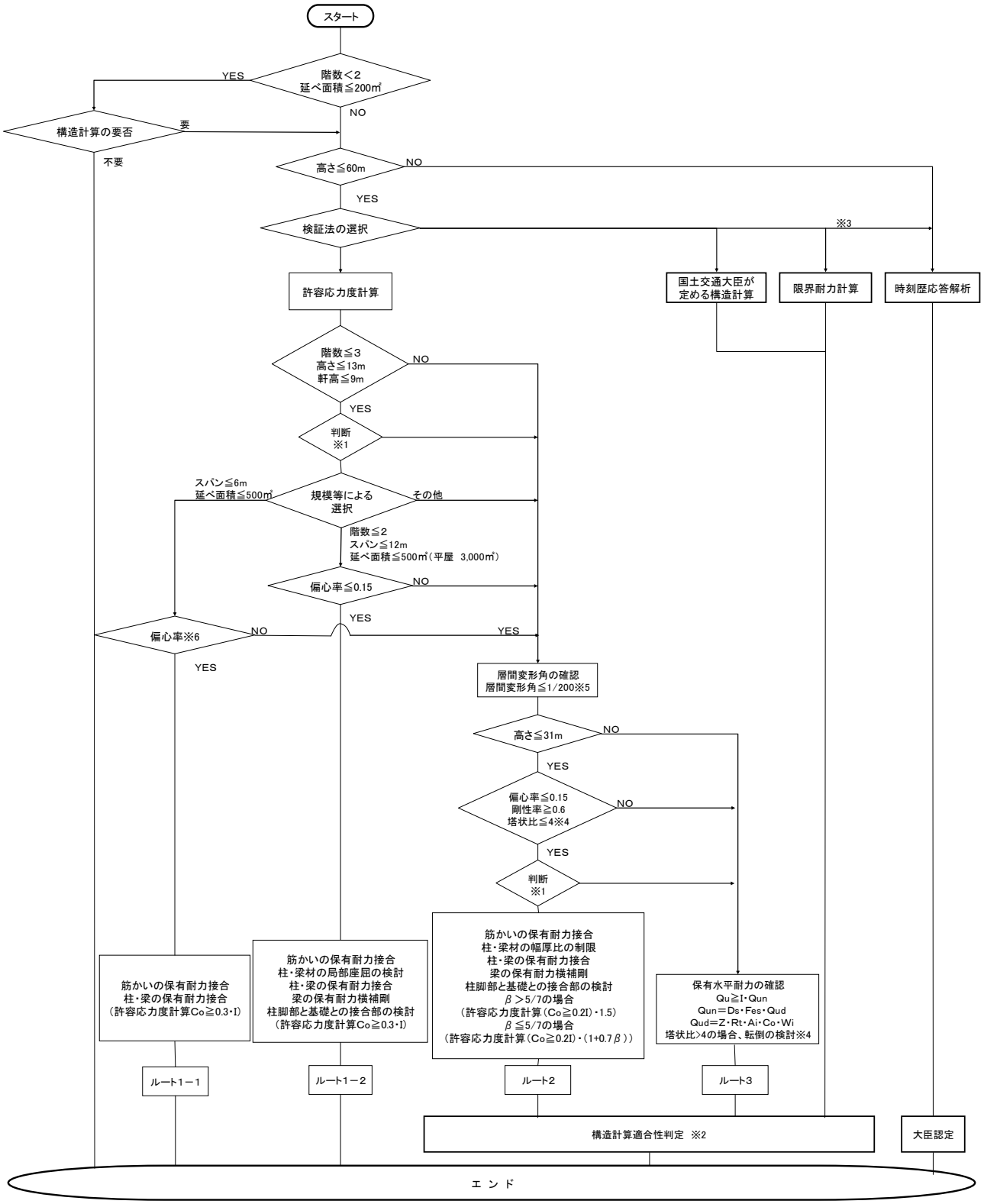
(2) ルート 1－2 は、ルート 1－1 とルート 2 の中間に位置し、平成 19 年の改正で追加された耐震計算ルートである。

なお、薄板軽量形鋼造の建築物及び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建築物は、対象から除かれている。

(3) ルート 2 は、高さ方向の剛性の変化や偏心を小さくし、かつ比較的簡便な考え方によって、一定以上の強度、剛性及びじん性を確保することにより極めて稀に発生する地震動（大地震動）に対する安全性を確保しようとする耐震計算ルートである。なお、塔状比は 3 以内にとどめることが望ましい。

(4) 高さ 45mを超える建築物については、時刻歴応答解析を行うことが望ましい。

Ｓ造の構造計算フロー



※1 判断とは、設計者の設計方針に基づく判断をいい、必要に応じて、より詳細な検討を行う設計法へ進むこと。
※2 ルート1であっても大臣認定プログラムを使用した上で電子データの提出がなされた場合は、構造計算適合性判定を行うこととされている。
※3 高さ45mを超える建築物については、原則として、時刻歴応答解析を行い振動性状を確認する。
※4 塔状比は、3以内に留めることが望ましい。
※5 地震力による構造耐力上主要な部分の変形によって建築物の部分に著しい損傷が生ずるおそれのない場合にあっては、1/120とすることができる。
※6 偏心率は概ね0.2以下とする。

11．2　柱の設計

（1）柱は、十分なじん性が得られるように**充腹型**を原則として、部材断面の性能が十分発揮される細長比及び幅厚比とする。なお、ルート 1－1 以外の耐震設計とする場合の細長比は、表 11.1 による。

表 11.1　細長比（ルート 1－1 以外の耐震設計）

柱の軸力（N）	細　長　比
0.15Ny 以下の場合	150 以下
0.15Ny を超えるの場合	α（1.0-N/Ny）以下

〔注〕1) Ny は、柱の降伏軸力
2) α は、SN400 のとき 120、SN490 のとき 100

（2）出隅の柱は、同時に二方向の応力を受ける部材としても検討する。また、ねじりによる応力の影響が大きい柱は、断面算定にこれを配慮する。

（1）柱に十分なじん性を確保するため、次によって設計を行う。

（a）鉄骨は、原則として充腹型とする。

（b）柱材は、細長比が大きいほど、また、軸力比が大きいほど変形能力が減少し、骨組み全体の不安定現象も起こりやすくなる。そこで、ルート 1－1 の耐震設計の場合には、「令」第 65 条の規定によって細長比 λ を 200 以下とし、ルート 1－2、ルート 2 又はルート 3 の耐震設計の場合には、表 11.1 によって細長比 λ を定める。

（c）部材の板厚が薄くなり過ぎると局部座屈が発生し、変形能力を十分発揮しないうちに急激に耐力を失う。そこで、ルート 1－2、ルート 2 の耐震設計の場合の幅厚比は、「告示」（建築物の地震に対する安全性を確かめるために必要な構造計算の基準を定める件（昭和 55 年建設省告示第 1791 号））第 2 第四号及び五号により、ルート 3 の耐震設計の場合の幅厚比は、「告示」（D_s 及び F_{es} を算出する方法を定める件（昭和 55 年建設省告示第 1792 号））の第 3 第二号による。

（2）出隅の柱で、常時荷重による応力が大きい場合は、二方向から同時に曲げを受けるものとして、次式によって検討する。

$$\frac{{}_c\sigma_{bx}}{f_{bx}}+\frac{{}_c\sigma_{by}}{f_{by}}+\frac{\sigma_c}{f_c}\leqq 1 \quad かつ \quad \frac{{}_t\sigma_{bx}+{}_t\sigma_{by}-\sigma_c}{f_t}\leqq 1 \quad ・・・・ \quad (11.\ 1)$$

ここで、σ_c　　：圧縮応力度(N/mm²)

ただし、引張りの場合は負の値とし、f_c を f_{bx} 又は f_{by} のいずれか小さい方の値とする。

${}_c\sigma_{bx}$、${}_c\sigma_{by}$　：それぞれ、X、Y 方向の圧縮側曲げ応力度(N/mm²)

${}_t\sigma_{bx}$、${}_t\sigma_{by}$　：それぞれ、X、Y 方向の引張側曲げ応力度(N/mm²)

f_c、f_t　：それぞれ許容圧縮応力度、許容引張応力度(N/mm²)

f_{bx}、f_{by}　：それぞれ、X、Y 方向の許容曲げ応力度(N/mm²)

11. 3　はりの設計

(1) はりは、有害なたわみや振動が生じないように、断面の剛性を確保する。

(2) はりは、十分な強度とじん性が確保されるように、部材断面の性能が発揮される幅厚比及び横補剛間隔とする。

なお、通常のスパンでは、ほぼ等間隔に小ばり（横補剛材）を設け、大スパンでは、はり端部の横補剛材を密に設ける設計とする。

(3) はりは、ねじりモーメントによる有害な障害を生じないように設計する。

(4) はり貫通孔は、できるだけ応力の小さい位置に設け、貫通孔部分のせん断強度がメカニズム時の応力以上になるように補強設計を行う。

なお、はり貫通孔の中心位置は、原則として、はり端からはりせいの **1.2 倍**以上離して設けることとし、孔径は、はりせいの **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、できるだけはりせいの中央付近に設けるものとする。

(1) 有害なたわみや振動が生じないように、常時荷重によるたわみは、「S 基準」により、通常の場合はスパンの 1/300 以下、片持ばりは 1/250 以下とする。

なお、機械室等の振動に対して考慮する必要がある場合は慎重に検討する。

また、RC スラブをシャーコネクターではりと一体とする場合（合成ばり）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。合成ばりは、シャーコネクターにスタッドを用いて完全合成ばりとすることを原則とする。

(2) はりに十分なじん性を確保するため、次によって設計を行う。

(a) はりの幅厚比は、柱と同様、局部座屈による急激な耐力低下を生じないように、ルート 1−2、ルート 2 の耐震計算の場合の幅厚比は、「告示」(建築物の地震に対する安全性を確かめるために必要な構造計算の基準を定める件（昭和 55 年建設省告示第 1791 号)）の第 2 第四号及び五号により、ルート 3 の耐震設計の場合の幅厚比は、「告示」(D_s 及び F_{es} を算出する方法を定める件（昭和 55 年建設省告示第 1792 号)）の第 3 第二号による。

(b) はりは、横座屈によって耐力低下が生じないように、横補剛を考慮して設計する。詳細は、「2007 解説書」付録を参考にするとよい。

(3) 鉄骨ばりは、ねじり剛性が小さいので、ねじりモーメントによって有害な障害が生じないように設計する。はりの途中から片持ちばりが出る場合は、はりに直接ねじりがかからないように片持ちばりを引通し、連続ばりとすることが望ましい。

(4) はり貫通孔は、境界ばり等の大きなせん断力を受ける部分やブラケット部分には、原則として設けないこととする。

11. 4　柱はり接合部の設計

(1) 柱はり接合部は、取付く柱・はりに対して十分な耐力が得られるように設計する。

(2) 接合部は、原則として部材と同等以上の性能を持つものとし、接合形式については、応力状態、力学特性、施工性、経済性等を考慮して設計する。

(1) 柱はり接合部に十分な強度とじん性を確保するため、接合部パネルの設計は、「S 基準」によって行う。

(2) 柱はり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に設計するもので、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。

部材両端に塑性化が予想される場合は、次式により検討を行う。

$$Mu \geqq \alpha \cdot Mp \qquad \cdots\cdots \qquad (11.\ 2)$$

ここで、Mu：接続部の終局曲げモーメント（N･mm）

α ：応力集中、降伏応力度のばらつきなどを考慮して設定する安全率

Mp：部材の全塑性モーメント（N･mm）

表 11.2　α の値

部　位	作用応力	400 級	490 級
仕口部	曲げ	1.3	1.2
継手部	曲げ	1.2	1.1
仕口部及び継手部	せん断	1.3	1.2

11．5　柱脚の設計

柱脚は、計算仮定に即したものとし、アンカーボルトの破断や基礎の破壊が生じないように設計する。

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に設計する。

柱脚が下部の鉄骨鉄筋コンクリート構造に接合される以外は、露出形式柱脚（アンカーボルトとベースプレースにより鉄筋コンクリート構造に接合されたもの)、又は、埋込み形式柱脚（鉄骨柱が下部の鉄筋コンクリート構造に埋め込まれたもの）を主に採用する。

表 11.3 に柱脚部の検討の内容を示す。具体的な計算フローについては、「2007 解説書」を参照するとよい。また、検討にあたっては上部構造の耐震計算ルートを考慮し、適切な降伏ないし破壊モードとなるよう決定する。

表 11.3　鉄骨造柱脚部の検討

<table>
<tr><th>柱脚の形式</th><th>許容応力度計算
における検討</th><th>塑性変形能力の確保
についての検討</th></tr>
<tr><td rowspan="2">露出形式
柱脚</td><td rowspan="2">柱脚部は、固定度を有することを考慮して応力解析を行い、発生した応力に対して上部構造及び柱脚部の安全性を確認する。</td><td>〈柱脚が保有耐力接合を満足する場合〉
塑性ヒンジは柱材に形成されるとし、保有水平耐力を検討する際の D_s 値は、上部構造の部材により決定する。</td></tr>
<tr><td>〈柱脚が保有耐力接合を満足しない場合〉
保有水平耐力時に作用する応力に対して
① 柱脚部コンクリートの破壊防止
② アンカーボルトの抜出し、破断の防止
③ 柱脚部のせん断破壊の防止
④ ベースプレートの破断の防止
等を確認する。
第 1 層の D_s 値の割増しを行う。</td></tr>
<tr><td>埋込み形式
柱脚</td><td>柱脚部は、固定と仮定して上部構造及び柱脚の安全性を確認する。</td><td>柱材に塑性ヒンジが形成されるように柱脚部を設計する。保有水平耐力時に柱脚部に作用する応力に対して柱脚部が破壊しないことを確認する。</td></tr>
</table>

11．6　筋かいの設計

（1）筋かいは、部材断面の性能が十分発揮されるよう小さな幅厚比とする。

（2）引張筋かいは、十分な耐力を確保し、接合部で破断しないように設計する。

（3）圧縮筋かいは、座屈による極端な耐力低下が生じないように設計する。

（1）骨組全体の不安定現象、急激な耐力の低下を防ぐため、全ての筋かいは、部材断面の性能が十分発揮されるよう、原則として次の幅厚比として設計する。

なお、単一山形鋼及び棒鋼の筋かいは、小規模な建物以外は用いないことが望ましい。

表 11.4　筋かいの幅厚比

断　面	部　位	鋼　種	幅厚比
H 形鋼	フランジ	SN400 級 490 級	9.5 8
	ウェブ	SN400 級 490 級	43 37
角形鋼管		SN400 級 490 級	33 27
円形鋼管		SN400 級 490 級	50 36

〔注〕1)溝形鋼を用いる場合は、H 形鋼の幅厚比を準用する。

2)建築構造用ロール成形角形鋼管及び建築構造用冷間プレス成形角形鋼管は、原則として筋かいには使用しない。

（2）引張筋かいに十分な変形能力を確保するため、端部・接合部は、軸部が降伏するまで破断しないように、次式によって設計を行う。

$$A_j \cdot \sigma_u \geqq 1.2A_g \cdot F \qquad \cdots\cdots \qquad (11.\ 3)$$

ここで、A_j、σ_u：それぞれ、次の①～⑤の端部・接合部の破断形式に応じた有効断面積(mm²)、破断応力度(N/mm²)で、「2007 解説書」による。

① 筋かい軸部で破断する場合

② 接合ファスナー（高力ボルト等）で破断する場合

③ 接合ファスナー（高力ボルト等）のはしあき・へりあき部分で破断する場合

④　ガセットプレートで破断する場合

⑤　溶接部で破断する場合

A_g・F：それぞれ、筋かい軸部の全断面積(mm²)、筋かい材の基準強度(N/mm²)

(1) 比較的高層の建築物に用いる圧縮筋かいの細長比と板要素の幅厚比は、柱と同様に設計するが、座屈による極端な耐力低下が生じないように、細長比はできるだけ 60 以下におさえる。

また、特に K 型筋かい構造、偏心 K 型筋かい構造の設計においては、終局時における破壊機構を十分検討する。

11. 7　スラブの設計

(1) スラブ（床版）は、面内のせん断力に対して十分な強度と剛性が得られるように設計する。

(2) スラブは、応力のほか、たわみや振動等を考慮して設計する。

(3) 合成スラブとする場合の場所打ちコンクリート部分の厚さは８cm 以上とする。

(1) 剛性の大きいスラブ材の場合には、スタッドによってはりに緊結し、剛性の小さいスラブ材の場合には、水平ブレースを設けて床面の剛性を確保する。

なお、水平ブレースは、自重により鉛直たわみを生ずるため、注意して断面の検討を行う。特に圧縮筋かいとして用いる場合は、自重による曲げモーメントを考慮して設計する。 また、剛性によるスラブ材の分類は、表 11.5 による。

表 11.5　スラブ材の分類

(a)剛性の大きいスラブ材	(b)剛性の小さいスラブ材
①型枠による RC 造スラブ ②床鋼板を型枠とする RC 造スラブ ③床鋼板と RC 造スラブの合成板 ④PC 板と RC 造スラブの合成板	①床鋼板＋仕上材（コンクリート又は複合板） ②ALC 板 ③折板等の屋根材

〔注〕床鋼板には、デッキプレートやキーストンプレート等がある。

12 章　壁式鉄筋コンクリート構造

12. 1　一般事項

WRC 造及び WPC 造は、「告示」(壁式鉄筋コンクリート造の建築物又は建築物の構造部分の構造方法に関する安全上必要な技術的基準を定める件（平成 13 年国土交通省告示 1026 号)）の規定により、地上階数は 5 以下、軒の高さは 20m 以下、かつ階高は 3.5m 以下とする。

ただし、階高が 3.0m を超える階を有する場合には「WRC 規準」に基づき、総曲げ抵抗モーメントの確認、層間変形角 1/2000 以下の確認及び剛性率の検討を行う。

12. 2　耐力壁の設計

(1) 耐力壁は、平面的及び立面的に、つり合いよく配置する。

(2) 耐力壁は、所要の壁量を満足するように配置する。

(3) WRC 造の耐力壁の壁厚は、内法高さの 1/22 以上かつ **16 cm**以上とし、開口部のある耐力壁については、**18 cm**以上（5 階建の 1 階は **20 cm**以上）とする。

(4) 耐力壁のせん断補強筋（縦筋及び横筋）は、所要の鉄筋比を満足するように配筋する。

なお、WRC 造の耐力壁の配筋は、D10 以上を用いる複筋とし、見付間隔を **25 cm**以下とする。

(5) 耐力壁端部の曲げ補強筋は、応力計算によるほか、所要の鉄筋量を満足するように配筋する。

(1) 耐力壁は、壁の長さや腰壁の有無を考慮して、平面的につり合いよく配置するとともに、できるだけ上下階に連続させる。また、建築物の隅角部の耐力壁は、L 型、T 型又は十字型に配置することが望ましい。なお、WPC 造の場合は、耐力壁の中心線によって囲まれる部分の面積が 60m² 以下となるように設計する。

(2)　耐力壁の長さ ℓi は、45cm 以上、かつ同一長さを有する部分の高さ hi の 30%以上とする。(図 12 参照)

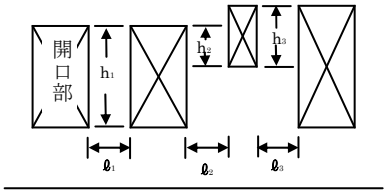


図 12　耐力壁の長さ (ℓi) 及び高さ (hi)

壁量は、各階の張間方向及び桁行方向について、耐力壁の長さの合計(cm)をその階の床面積(m²)で除した数値であり、表 12.1 又は表 12.2 に示す数値以上とする。

ただし、床面積の計算において、上階にバルコニー又は連続して長く設けられた庇がある場合には、その面積の 1/2 以上を加算する。

表 12.1　WRC 造の壁量（単位：cm/m²）

階		壁　量
地上階	最上階から数えて 4,5 の階	15
	その他の階	12
地下階		20

表 12.2　WPC 造の壁量（単位：cm/m²）

階	壁　量
地上 4,5 階建の建築物の各階	15
地上 1～3 階建ての建築物の各階	12

(3) 耐力壁の厚さは、表 12.3 又は表 12.4 に示す数値以上、かつ面外の座屈に対しても安全であるように内のり高さ ho の 1/22 以上（地下階は内のり高さ ho の 1/18 以上）とする。また、WRC 造においては、施工性等を考慮して、開口部のある耐力壁の厚さを 18cm 以上（5 階建の 1 階は 20cm 以上）とする。

表 12.3　WRC 造の耐力壁の厚さ（単位：cm）

階			耐力壁の厚さ
地上階	地上 1,2 階建の建築物の各階		16(18)[1]
	地上 3～5 階建の建築物	最上階	16(18)[1]
		その他の階	18(20)[2]
地　下　階			18[3]

〔注〕1)　開口部のある壁の場合。
2)　5 階建の 1 階で、開口部のある壁の場合。
3)　地下階で仕上げのない面及び土に接する面は、1cm 加算する。

表 12.4　WPC 造の耐力壁の厚さ（単位：cm）

階	耐力壁の厚さ
最上階及びその直下階	12
そ　の　他　の　階	15

（4）耐力壁のせん断補強筋比は、表 12.5 又は表 12.6 に示す数値以上とする。

表 12.5　WRC 造のせん断補強筋比（単位：%）

階		せん断補強筋比
地上階	最　上　階	0.15
	最上階の直下階	0.2
	その他の階	0.25
地　下　階		0.25

表 12.6　WPC 造のせん断補強筋比（単位：%）

階		せん断補強筋比
地上階	最　上　階	0.2
	最上階の直下階	0.2
	その他の階	0.25
地　下　階		0.3

なお、WRC 造の耐力壁の配筋は、D10 以上を使用した複筋とし、見付間隔を 25cm 以下とする。

(5) 耐力壁端部の曲げ補強筋は、計算によって求めるものとするが、壁の強度不足を防ぐため、表 12.7 又は表 12.8 に示す壁の曲げ補強筋以上の設計とする必要がある。

なお、応力解析法は、曲げ、せん断及び剛域を考慮したラーメン解法を用いる精算法によることが望ましいが、一般には平均せん断応力度法（反曲点高比を適切に仮定して行う）によってよい。

表 12.7　WRC 造の壁の曲げ補強筋

<table>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">階</td><td colspan="2">耐力壁の端部等の曲げ補強筋</td></tr>
<tr><td>$h_0 \leqq 1m$</td><td>$h_0 > 1m$</td></tr>
<tr><td rowspan="4">地上階</td><td colspan="2">地上 1,2 階建の建物の各階</td><td>2-D13</td><td>2-D13</td></tr>
<tr><td rowspan="3">地上 3～5
階建の建築物</td><td>最上階及び
その直下階</td><td>2-D13</td><td>2-D13</td></tr>
<tr><td>最上階から数えて 3,4 階</td><td>2-D13</td><td>2-D16</td></tr>
<tr><td>その他の階</td><td>2-D16</td><td>2-D19</td></tr>
<tr><td rowspan="2">地下階</td><td colspan="2">地上 1～4 階建の建築物の地階</td><td>2-D13</td><td>2-D16</td></tr>
<tr><td colspan="2">地上 5 階建の建築物の地階</td><td>2-D16</td><td>2-D19</td></tr>
</table>

表 12.8　WPC 造の壁の曲げ補強筋

<table>
<tr><td rowspan="2">階</td><td rowspan="2">鉛直接合部に接する
壁パネルの補強筋</td><td colspan="2">耐力壁の端部等の曲げ補強筋</td></tr>
<tr><td>$h_0 \leqq 1m$</td><td>$h_0 > 1m$</td></tr>
<tr><td>最上階及び
その直下階</td><td rowspan="4">1-D13</td><td>1-D13</td><td>1-D13</td></tr>
<tr><td>最上階から
数えて 3 の階</td><td>1-D13</td><td>1-D16</td></tr>
<tr><td>最上階から
数えて 4 の階</td><td>1-D16</td><td>1-D19</td></tr>
<tr><td>最上階から
数えて 5 の階</td><td>1-D19</td><td>1-D22</td></tr>
</table>

12. 3　壁ばりの設計

壁ばりは、鉛直荷重及び水平荷重に対して十分安全な耐力が得られるように設計する。

壁ばりは、壁ばりに接する耐力壁の厚さ以上の幅とし、次によって設計する。

(a) 壁ばりのせいは、原則として、WRC 造は 60cm 以上、WPC 造は 50cm 以上とする。

(b) 壁ばりの曲げ補強筋は、計算によって求めるものとするが、径は D13 以上とする。

(c) 壁ばりのせん断補強筋比（あばら筋比）は、WRC 造では 0.15%以上、WPC 造では 0.2%以上とする。一般には、壁ばりに接する耐力壁のせん断補強筋に準じて配筋してよい。

12. 4　スラブの設計

スラブ（WPC 造における床版を含む）は、常時荷重を安全に支えるとともに、水平力によって生ずる面内応力に対して十分な剛性と耐力が得られるように設計する。

床スラブ及び屋根スラブは、常時荷重を支えるほか、水平力を耐力壁（壁ばりを含む）に伝達する構造上主要な部材であるため、一般には鉄筋コンクリート造（WPC 造は、PC 板）とし、これらの荷重・外力に対して安全に設計する。

また、たわみや振動が支障のない範囲に留まるように設計する。

12. 5　接合部の設計（WPC 造）

耐力壁と耐力壁（又は基礎ばり）及びスラブと耐力壁等の接合部は、計算上の仮定に応じた剛性と耐力が得られるように設計する。

(a) 鉛直接合部

耐力壁と耐力壁の鉛直接合部は、接合鉄筋と充てんコンクリート（ジョイント用コンクリート）によって壁板どうしを一体化し、せん断力が確実に伝達される構造となるように、一般には、次によって設計する。

（ｉ） 鉛直接合部には、D13 以上の鉄筋を縦方向に連続して配置する。

（ii） 鉛直接合部の横方向には、D10 以上の接合鉄筋を配置し、溶接によって壁を有効に接合する。

（iii） 鉛直接合部には、せん断力が確実に伝達されるように、シャーコッターを均等な間隔に設ける。

（ⅳ） シャーコッター及び充てんコンクリート（ジョイント用コンクリート）の短期許容応力度は、表 12.9 による。

表 12.9　短期許容応力度（単位：N/mm²）

材料と応力状態	短期許容応力度
シャーコッターの直接せん断	2.0
充てんコンクリートのせん断	0.7
シャーコッター支圧面の局部圧縮	0.8Fc

〔注〕Fc は充てんコンクリートの設計基準強度で、21 N/mm² 以上とする。

(b) 水平接合部

上下の耐力壁と耐力壁（又は基礎ばり）及び床版と耐力壁等の水平接合部は、接合部に作用する曲げモーメント、せん断力及び軸力に対して安全な構造となるように、一般には、次によって設計する。

（ⅰ） 水平接合部の曲げ耐力は、耐力壁の曲げ補強筋が降伏するときの耐力以上とする。

（ⅱ） 水平接合部に用いる鋼板の厚さは 6mm 以上とし、鉄筋は D13 以上（ただし、鉄筋径は、部材厚さの 0.15 倍以下）とする。

12. 6　基礎ばりの設計

基礎ばりは、十分な剛性と耐力が得られるように設計する。一般に、はり幅は **20cm** 以上、はりせいは軒高の **1/10** 以上とし、あばら筋及び腹筋は D10 以上を用いて見付間隔を **25cm** 以下とする。

基礎ばりは、上部構造からの鉛直荷重及び水平荷重を安全に基礎へ伝達できるように、十分な耐力と剛性をもったものとする。そのため、基礎ばり（連続基礎のはり部分を含む）の幅は 20cm 以上、せいは軒高の 1/10 以上とし、あばら筋及び腹筋は D10 以上の鉄筋を使用して見付間隔を 25cm 以下とする。なお、基礎は、一般に、連続基礎が望ましい。

13 章　基礎構造

13．1　地盤調査

地盤調査は、地盤種別と建築物の規模を考慮して、事前調査、本調査の順に行い、必要に応じて追加調査を行う。

（1）事前調査は、資料調査及び現地調査による地盤概要の把握であり、本調査の計画を適切に決定するために行う。

（2）本調査は、敷地内の地盤の構成（土質、層厚さ）、支持力、沈下性状、地盤の性質及び地下水位等、基礎の設計・施工に必要な資料を得るために行う。

（3）追加調査は、本調査の結果、さらに詳細な検討が必要となった場合に行う。なお、同じ地層と思われる層で著しく異なった結果が得られた場合は、原因を調べ、必要に応じて他の試験等によって確認を行う。

地盤調査は、予想される基礎形式・工法、土質等に応じて、適切な内容としなければならない。そのため、事前調査において十分な資料調査と現地調査を行った上で、必要な本調査行い、更に不明な点がある場合には、追加調査を行う。

なお、標準的な地盤調査内容については、文部科学省の「地盤調査の手引き」による。

13．2　地盤の液状化の判定

基礎構造の設計にあたっては、飽和砂質土層及び軟弱な飽和中間土層について、地震動時における液状化の発生の可能性及びその程度を判定し、その結果を考慮する。

地盤の液状化は、細粒土（74μ 以下の粒径をもつ土粒子）含有率が高い場合、飽和地盤であってもＮ値が大きい場合、地表面からの深度が大きい場合には生じない。

一般には、地表面から 20m以浅のＮ値 30 以下の飽和砂質土・飽和中間土層について液状化の可能性とその程度について次により判定する。

(a) 検討地点の地盤内の各深さにおける液状化発生に対する安全率 F_l を次式により算出し、$F_l > 1$ の場合には、液状化は起こらないものと判定する。

$$F_l = \frac{\dfrac{\tau_l}{\sigma'_z}}{\dfrac{\tau_d}{\sigma'_z}} = \frac{\tau_l}{\tau_d} \qquad \cdots\cdots \quad (13.\ 1)$$

（13．1）式において等価な繰返しせん断応力比 τ_d / σ'_z は

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = \gamma_n \times \frac{\alpha_{max}}{9.8} \times \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \cdot \gamma_d \quad \cdots\cdots \quad (13.\ 2)$$

飽和土層の液状化抵抗比 τ_l / σ'_z は、補正 N 値（Na）に対応するものとして図 13.1 による。ただし、$Na = \sqrt{98/\sigma'_z} \cdot N + \triangle N_f$ とする。

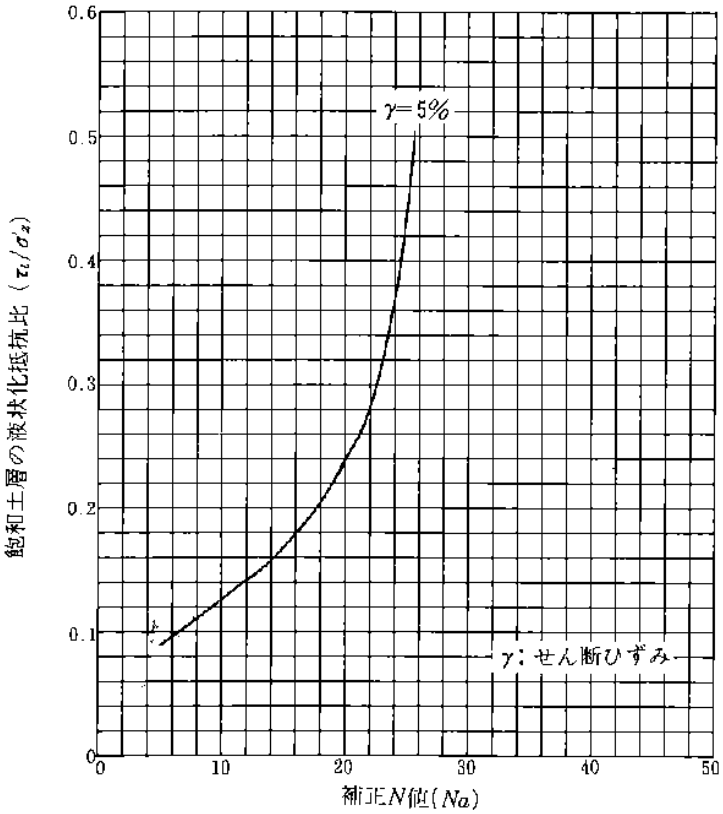


図 13.1　補正 N 値（Na）と飽和土層の液状化抵抗比 τ_l / σ'_z の関係

ここで、

τ_d ：水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅（N/m²）

σ'_z ：検討深さにおける有効土被り圧（鉛直有効応力）（N/m²）

γ_n ：等価な繰返し回数に関する補正係数

（$\gamma_n = 0.1 \cdot (M-1)$: M は地震のマグニチュードを示し、7.5 を標準とする。）

σ_z ：検討深さにおける全土被り圧（鉛直全応力）（N/m²）

γ_d ：低減係数で（1－0.015 z ）とする。 z (m)は地表面からの検討深さ

Na ：補正 N 値

N ：実測 N 値

$\triangle N_f$ ：細粒土含有率に応じた補正 N 値増加分で図 13.2 による。

α_{max} ：地表面における設計用水平加速度（m/s²）

2.0 m/s² を用いて検討を行う。ただし、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、最大値として 4.0 m/s² 程度を目安と考えてよい。

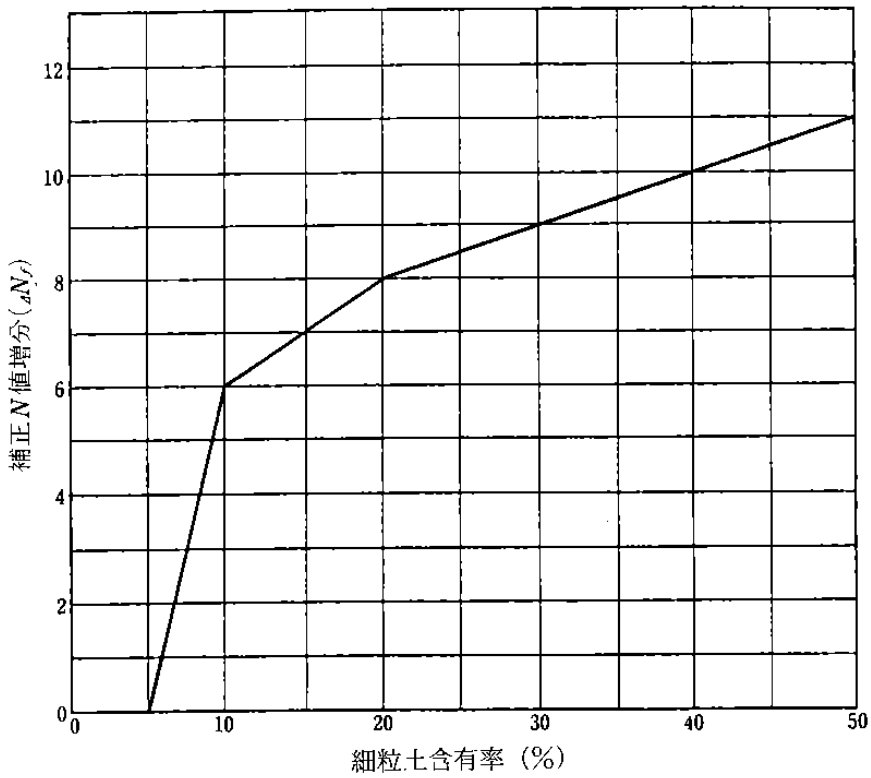


図 13.2　細粒土含有率と補正 N 値増加分 ΔN_f の関係

(b) 液状化が起こる可能性があると判断された場合には、次の点に留意して設計を行う。

（i）　地盤改良の必要性の検討

（ii）　支持層の設定

（iii）　杭周面摩擦力の評価

地盤改良を行わない場合は 0 とする。

（iv）　杭の水平耐力の検討における水平地盤反力係数の評価

液状化地盤における杭の水平抵抗の検討では、水平地盤反力係数 k_h 及び塑性水平地盤反力 P_y を「基礎構造指針」4.5 節により低減する。

13. 3　直接基礎の設計

(1) 直接基礎のスラブ形式は、地盤条件及び建築物規模に基づき、安全性と経済性を考慮して選定する。なお、基礎の根入れ深さは、原則として 1.5m 以上とする。

(2) 直接基礎は、接地圧が許容地耐力度以下となるように設計する。なお、許容地耐力度は、地盤の許容地耐力度以下で、沈下が許容値以内となるように定める。

建築物の沈下に対する許容値は、表 13.1 による。

また、基礎底面に水平力が作用する場合は、基礎のすべりに対する検討を行う。

表 13.1　直接基礎の沈下に対する許容値

基　礎　形　式		独立基礎	連続基礎	べた基礎
最大沈下に対する許容沈下量（㎝）	圧密沈下	5	10	15
	即時沈下	2.0	2.5	4.0
相対沈下に対する許容変形角（ラジアン）	圧密沈下	1.0×10^{-3}		
	即時沈下	0.5×10^{-3}		

(3) 偏心荷重を受ける基礎は、その影響を考慮して設計する。なお、偏心率は 10 分の 3 以下とする。

(4) 基礎スラブは、柱からの荷重が安全に地盤へ伝達されるように設計する。

(1) 直接基礎のスラブ形式は、支持地盤の条件、建築物の規模及び安全性と経済性等を検討し、表 13.2 を参考に選定する。

表 13.2　直接基礎のスラブ形式

<table>
<tr><th rowspan="2">建築物の規模</th><th rowspan="2">基礎種別</th><th colspan="2">支持地盤条件</th><th rowspan="2">その他条件</th></tr>
<tr><th>許容応力度</th><th>N 値等の目安</th></tr>
<tr><td rowspan="2">1 層のＲＣ造
低層のＳ造の
建築物</td><td>ベタ基礎</td><td>―</td><td rowspan="2">―</td><td rowspan="5">・1 層程度の建築物及び低層のＳ造等で地盤条件の良い場合

・地盤は軟弱であるが、軽微な建築物で上部構造（基礎ばり等）の剛性を十分確保し不同沈下等に対しても考慮したもの及び低層のＳ造で上部を軽量化し、基礎ばり等の剛性を十分に確保したもの</td></tr>
<tr><td>独立基礎</td><td rowspan="2">50kN/㎡以上</td></tr>
<tr><td rowspan="2">2～3 層程度
の建築物</td><td>ベタ基礎
（布基礎）</td><td>―</td></tr>
<tr><td>独立基礎</td><td rowspan="2">50～100kN/㎡</td><td rowspan="2">N 値が 3 以上の洪積粘土、関東ローム、一軸圧縮強度 qu≧80kN/㎡の粘性土
N 値が 10 以上の砂、砂礫
内部摩擦角Φ≧30°の砂、砂礫</td></tr>
<tr><td rowspan="2">4～5 層程度
の建築物</td><td>ベタ基礎
（布基礎）</td><td>―</td></tr>
<tr><td>独立基礎</td><td>100～200kN/㎡</td><td>N 値が 5 以上の洪積粘土、関東ローム、一軸圧縮強度 qu≧150kN/㎡の粘性土
N 値が 15 以上の砂、砂礫
内部摩擦角Φ≧35°の砂、砂礫</td><td>載荷試験をすることが望ましい。</td></tr>
<tr><td>地下室を有する
高層建築物</td><td>ベタ基礎</td><td>200kN/㎡以上</td><td>N 値が 10 以上の洪積粘土

N 値が 20 以上の砂、砂礫</td><td>・耐圧版により支持層に接しており、支持層下に圧密のおそれがある層がない場合
・載荷試験をすることが必要である。</td></tr>
<tr><td>その他の建築物</td><td>ベタ基礎
独立基礎</td><td>―</td><td>―</td><td>規模、形態、経済性及び施工性からみて直接基礎とすることが適当と思われる場合</td></tr>
</table>

〔注〕許容応力度は基礎の根入れを 1.0～1.5m とした場合の支持地盤における値とする。
柱 1 本が支配する 1 層分の床面積が 50m² を超える RC 造の場合は別途考慮する。

また、基礎の根入れ深さは、水平力に対する抵抗を考慮するとともに、支持地盤が乾燥収縮、吸水又は凍結による膨張及び雨水等による洗堀等を受けないように定める。一般には、1.5m 以上とし、低層建物（2 階建以下）は 1.2m 以上にすることができる。

(2) 直接基礎は、接地圧が基礎底面に一様に分布するものとし、この接地圧が地盤の許容地耐力度以下となるように設計する。ここで、許容地耐力度は、次の(a)の許容支持力度以下で、沈下が次の(b)の許容沈下量以内となるように定める。

一般に、砂質地盤の許容地耐力度 f_e は、基礎幅が小さい場合には地盤の許容支持力度 q_a で決まり、基礎幅が大きい場合には許容沈下量に基づく支持力度 q_s で決まる。（図 13.3 参照）

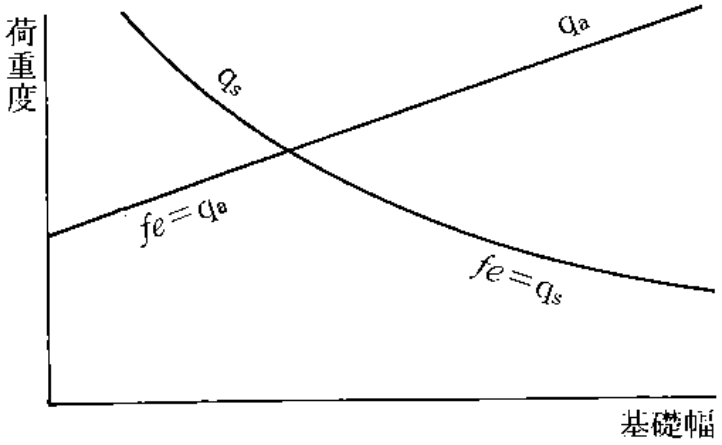


図 13.3　砂質地盤の許容地耐力度と基礎幅

(a) 地盤の許容応力度は、「告示」(地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法並びにその結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法等を定める件（平成 13 年国交告第 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及び地震動時、強風時等水平荷重が作用する場合、斜め荷重の影響を考慮する。

平板載荷試験は、載荷板底面からその幅の 2 倍程度の深さの地盤しか検討できないため、基礎底面から基礎幅の 2 倍程度の深さまで地層が一様であることが確かめられた場合のほかは、平板載荷試験にもとづく値は採用しない。

粘着力(C)及び内部摩擦角（ϕ）の値は、土質試験（三軸圧縮試験等）によって決めるべきであるが、標準貫入試験のN値によって推定する場合には、次式又は土質に適した式によってよい。

（砂 地 盤）　$\phi=\sqrt{20N}+15 \leqq 40,\quad C=0$　・・・・・　(13. 3)

（粘性地盤）　$\phi=0\quad C=q_u/2$　・・・・・　(13. 4)

なお、一軸圧縮強度（q_u）は、土質試験によって求めるべきであるが、N 値から推定する場合には、次式によってよい。

（沖積粘土層で圧密が完了した地盤　$q_u=20+4\cdot Z$ (kN/m²)・・・(13. 5)

Z：地表面からの深さ(m)

（洪積粘性土）　$q_u=12.5N$　(kN/m²)　・・・(13. 6)

(b) 許容沈下量

許容沈下量は、地盤条件、基礎形式、上部構造の特性及び周囲の状況等を考慮し、有害な沈下が生じないように定める。

なお、沈下量の算定は「基礎構造指針」5.3 節による。

(3) 偏心荷重を受ける基礎は、接地圧分布が直線的に変化するものとし（図 13.4 参照）、接地圧係数（α）によって割増された接地圧が、地盤の許容地耐力度以下になるように設計する。なお、偏心率（e/L）は、10 分の 3 以下とする。

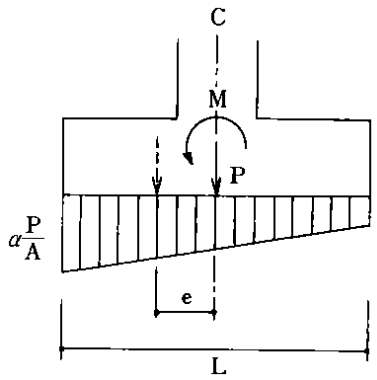


図 13.4　偏心荷重を受ける基礎

長方形基礎の接地圧係数（α）は、次式による。

$$\alpha = 1 + \frac{6e}{L} \qquad (e/L \leqq 1/6 \text{ の場合}) \cdots\cdots \qquad (13.\ 7)$$

$$\alpha = \frac{2}{3(\frac{1}{2} - \frac{e}{L})} \qquad (e/L > 1/6 \text{ の場合}) \cdots\cdots \qquad (13.\ 8)$$

ここで、L　：基礎の長さ(m)

e　：偏心距離(m)で、次式による。

e ＝M/P

ここで、M　：基礎に加わるモーメント（kN･m）

P　：基礎底面における鉛直荷重（kN）

(4) 基礎スラブの設計は、「RC 基準」（20 条）に基づいて行い、曲げモーメント、せん断力及び柱のパンチングシャーに対して安全であることを確認する。

13. 4　杭基礎の設計

(1) 杭基礎の工法と材料は、地盤の条件、建築物規模及び周辺の状況に基づき、安全性と経済性を考慮して選定する。

(2) 杭基礎は、杭頭に作用する荷重が杭の許容耐力以下となるように設計する。

なお、杭の許容耐力は、杭の許容支持力（地盤の許容応力度と杭体の許容圧縮力のいずれか小さい値）以下で、沈下等によって上部構造に有害な影響を及ぼさないように定める。建築物の沈下に対する許容値は、表 13.5 による。

表 13.5　杭基礎の沈下に対する許容値

基　礎　形　式		基礎ばりのない場合	剛な基礎ばりが付いている場合	剛な基礎ばりと二重スラブを有する場合
最大沈下に対する許容沈下量(cm)	圧密沈下	5	10	15
	即時沈下	2.0	2.5	4.0
相対沈下に対する許容変形角(ラジアン)	圧密沈下	1.0×10^{-3}		
	即時沈下	0.5×10^{-3}		

(3) 杭材は、JIS の製品又は「法」により認定された製品とし、その許容応力度は、「告示」（地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容応力度を求めるための地盤調査の方法並びにその結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容応力度を定める方法等を定める件（平成 13 年国土交通省告示第 1113 号））（以下、「告示」第 1113 号という。）による。

(4) 地盤の許容支持力は、「告示」第 1113 号による。

ただし、場所打ちコンクリート杭の先端の地盤の許容応力度 q_p は、$\frac{100}{3}\overline{N}$ とする。

なお、$\overline{N}$ は、杭先端下部 **1 d**、上部 **1 d** の範囲にある地盤の実測N値の平均値（d は杭の直径）とし、60 を超えるときは 60 とする。

また、地盤の許容応力度は、長さ径比及び杭径によって低減を行う。

(5) 地盤沈下を生じている層及びその可能性のある層を貫いて設置される杭については、

杭に作用する長期荷重に負の摩擦力を加えた値が、杭体の短期許容支持力以下かつ杭の極限支持力を1.2で除した値以下となるように設計する。

(6) 稀に発生する地震動（中地震動）時に、杭基礎に作用する鉛直力及び水平力によって杭体に生じる応力度は、許容応力度以下とし、原則として、「長い杭」となるように設計する。

なお、必要に応じて、極めて稀に発生する地震動（大地震動）時の保有水平耐力の検討を行う。

(7) 基礎スラブは、柱からの荷重が安全に杭へ伝達されるように設計する。

また、杭間隔（場所打ちコンクリート杭は除く）は、杭径の2.5倍以上とし、杭心から基礎スラブ縁までの距離は、杭径の1.25倍程度とする。

なお、場所打ちコンクリート杭の間隔は、杭径の2倍程度とし、杭心から基礎スラブ縁までの距離は、杭径の1/2＋20㎝以上とする。

(8) 場所打ちコンクリート杭の主筋は、鉄筋比を0.4%以上（杭頭から杭径の5倍以内は0.8%以上）かつ6-D22以上とし、帯筋は、D13以上を用いて間隔を30㎝以下（杭頭から杭径の5倍以内は15㎝以下）とする。

なお、鉄筋のかぶり厚さは、10㎝以上とする。

(1) 杭基礎には、多くの工法と材料があり、地盤条件、建物規模、周辺状況及び安全性と経済性を検討し、最適なものを選定する。

その際、設計者の豊富な経験と的確な判断が必要であり、経済性を客観的に評価するためにも２種類以上の事例について比較検討を行う必要がある。

なお、支持杭とする場合の支持層の厚さは、建築物規模に応じたものとする。

一般的には、中低層（5階建以下）の建築物では、N値30以上の層で4～5m以上、高層（6階建以上）の建築物ではN値50以上の層で5～8m以上とする。

また、支持層の深さについては、工法、材料及び施工の確実性等を総合的に検討し決定する。

(2) 杭基礎は、基礎の鉛直荷重を杭本数で除した値（ただし、偏心荷重を受ける基礎の場合は、その影響を考慮して割増した値）が、杭の許容耐力以下となるように設計する。

杭の許容耐力は、杭体の許容圧縮力と地盤の許容支持力のいずれか小さい方から定められる杭の許容支持力以下で、地盤条件、杭基礎の工法、上部構造の特性及び周囲の状況等を考慮し、有害な沈下が生じないように定める。

なお、特定行政庁が、地域の状況等を考慮して、杭の許容耐力を定めている場合には、その値を超えないように設計する。

(3) 杭体に継手を設ける場合は、「告示」第 1113 号第 8 第 2 項の規定による。

(4) 長さ径比及び杭径による地盤の許容支持力の低減は、次による。

(a) 長さ径比による杭先端地盤の許容支持力の低減

杭の長さが杭径の 10 倍以下の場合は、次式を乗じて許容支持力を低減する。

$$\beta_1 = 0.2 + 0.08 \cdot (L/D) \qquad \cdots\cdots \qquad (13.\ 9)$$

ここで、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、杭の先端において直接基礎としての検討も行う。

(b) 大口径場所打ちコンクリート杭先端地盤の許容支持力の低減

場所打ちコンクリート杭の沈下量は、先端荷重度（N/m²）が同一でも中小径杭と比較すると大きくなる傾向にあるため、杭径が 1.5mを超える大口径場所打ちコンクリート杭先端地盤の許容支持力は、次式を乗じて低減する。

$$\beta_2 = 1 - \left(\frac{D_0 - 1.5}{2.5}\right) \cdot 0.3 \qquad \cdots\cdots \qquad (13.\ 10)$$

ここで、D_0：有効杭径(m)　$1.5 < D_0 \leqq 4.0$

(5) 負の摩擦力の検討は、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、圧密する層を貫いて設置される場合に検討を行うこととし、次の場合は、実情に応じて検討を省略することができる。

(a) 地盤沈下がほぼ停止した地域

(b) 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、最終測定値が 20mm/年以下の地域

(c) 将来とも、地下水の汲上げによる地盤の沈下を考慮する必要のない地域

なお、負の摩擦力に対する設計検討は、「基礎構造指針」6.5 節による。

(6) 杭基礎は、原則として、「長い杭」となるように杭長、杭径を決定することとし、その判定は次による。

$L \geqq 3/\beta$ ： 長い杭 ・・・・・ (13. 11)

$L < 3/\beta$ ： 短い杭 ・・・・・ (13. 12)

ここで、 L ：杭長(m)

β ：$\sqrt[4]{K_h B/4EI}$ (m^{-1})・・・・・ (13. 13)

E ：杭のヤング係数(kN/m^2)

場所打ちコンクリート杭：$2.1\times10^7\times\sqrt{\frac{F_C}{20}}$

F_C：コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

PHC 杭 ：4.0×10^7

I ：杭の断面２次モーメント(m^4)

B ：杭径（m）

K_h ：$80E_o \cdot B^{-3/4}$ (kN/m^3)

E_o ：変形係数(kN/m^2)

なお、E_oは次のいずれかで求めるが、粘性土の値としては①又は②によることが望ましい。

① ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数

② 一軸又は三軸圧縮試験から求めた変形係数

③ 平均N値よりE_o＝700N で推定した変形係数

地盤調査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 13.8 に示す。

表 13.8 Eo を求めるための地盤調査の範囲

杭径 B（cm）	基礎底面からの深さ（m）
B＜50	3～4
50≦B＜100	4～5

〔注〕地盤が著しく軟弱な場合には、この表の数値より大きくし、また、
地盤がかなり良好な場合には、この表の数値より小さくする必要がある。

また、支持地盤が比較的浅く杭径を小さくしても「長い杭」にならない場合には、いたずらに堅い地盤に深く杭を設置するのはむしろ好ましくないので、杭体に十分なせん

断耐力を持たせた「短い杭」としての検討を行うとともに、地盤の破壊に対しては Broms の方法による「短い杭」としての検討を行う。（極限水平地盤反力に対する安全率は、長期水平地盤反力において 3、短期水平地盤反力において 2 とする。）

(a) 鉛直力及び水平力の算定は、次による。

（ｉ） 杭に作用する鉛直力は、常時荷重による鉛直力に、地震力によって生ずる柱の付加軸力を加減算して算定する。

（ⅱ） 杭に作用する水平力は、基礎スラブ底面における水平力を各杭の杭頭変位が等しいとして分配される値とする。

基礎スラブ底面における水平力は、地下部分に伝達される基礎の直上階の地震層せん断力に基礎部分の地震力を加算した値に対して、次式による割合だけ低減したものとすることができる。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。

$$\alpha = 1 - 0.2\frac{\sqrt{H}}{\sqrt[4]{Df}} \qquad \cdots\cdots \qquad (13.\ 14)$$

ただし、Df ≧2

ここで、α：基礎スラブ根入れ部分の水平力分担率（上限を 0.7 とする。）

H ：地上部分の建物高さ(m)

Df ：基礎の根入れ深さ(m)

なお、埋戻し土を原地盤の強度・変形特性より良好になるように施工する場合は、Df ＜2 にも適用してよい。

また、Df が一定でない場合は、建築物の辺毎の Df の平均値のうち最も小さい値を Df 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 1/2～2 の範囲までであり、それ以上の高さ及び辺長比が範囲外の場合は、別途検討する。

(b) 稀に発生する地震動時の杭基礎の検討は、次による。

（ｉ） 鉛直力に対する検討

(ｲ) 杭に作用する鉛直力（圧縮）が、地盤及び杭体の短期許容支持力以下であることを確認する。

(ﾛ) 杭に作用する鉛直力が引抜き力になる場合は、「告示」第 1113 号により、引抜き力が杭の短期許容引抜き抵抗力以下であることを確認する。ただし、基礎と杭の

接合部及び杭体は、引抜き力に対して、十分安全なものとする。

（ⅱ） 水平力に対する検討

杭に作用する水平力によって杭体に生ずる変位及び応力は、線形弾性地盤反力法（地盤反力が、はりの変位に一次比例すると仮定して杭の挙動を求める方法）によって算定し、L≧3/β の場合は次式による。

$$yo = \frac{Q}{4EI\beta^3} Ryo \qquad \cdots\cdots \qquad (13.\ 15)$$

$$Mo = \frac{Q}{2\beta} R_{MO} \qquad \cdots\cdots \qquad (13.\ 16)$$

$$M_{max} = \frac{Q}{2\beta} R_{Mmax} \qquad \cdots\cdots \qquad (13.\ 17)$$

$$\ell m = \frac{1}{\beta} R_{\ell m} \qquad \cdots\cdots \qquad (13.\ 18)$$

ここで、yo ：水平力による杭頭変位(m)

Mo ：杭頭曲げモーメント（kN・m）

M_{max} ：杭の地中部最大曲げモーメント（kN・m）

ℓm ：M_{max} の発生深さ（cm）

Q ：杭頭の水平力（kN）

β ：（13. 13）式による。

Ryo ：$2-\alpha_r$

R_{MO} ：α_r

R_{Mmax} ：$\exp\left[-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1-\alpha_r}\right)\right]\sqrt{(1-\alpha_r)^2+1}$

$R_{\ell m}$ ：$\tan^{-1}\left(\frac{1}{1-\alpha_r}\right)$

α_r ：杭頭の固定度（固定の場合は 1、ピンの場合は 0）

（iii） 杭体応力度の検討

鉛直力に対する検討及び水平力に対する検討で算定された軸方向力、曲げモーメント及びせん断力によって杭体の断面設計を行う。

詳細については、「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）を参考にするとよい。

(c) 極めて稀に発生する地震動時の杭基礎の検討は、原則として、上部構造をルート３とした建築物について行うこととし、次による。

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）及び「基礎構造指針」を参考とするとよい。

（ｉ） 鉛直力に対する検討

(ｲ) 上部構造の必要保有水平耐力時において、杭基礎に作用する軸方向力を設定し、それが杭基礎の鉛直耐力及び引抜き耐力を上回らないことを確認する。

(ﾛ) 鉛直耐力（圧縮）は、次の①から③のうち、いずれか小さな値とする。

① 杭体の終局強度

② 基礎スラブの終局強度

③ 地盤より定まる杭基礎の終局鉛直支持力

(ﾊ) 引抜き耐力は、次の①から④のうち、いずれか小さな値とする。

① 杭体の終局引張り強度

② 杭頭接合部の終局引張り強度

③ 地盤による杭の終局引抜き抵抗力

④ 杭の引抜き力が作用した場合の基礎スラブの強度

（ii） 水平力に対する検討は、上部構造の必要保有水平耐力時において、杭に作用する鉛直力及び水平力を設定し、これらが杭体の終局耐力を上回らないことを次式により確認する。

$$ {}_{p}Q_{u} \geqq {}_{p}Q_{un} \qquad \cdots\cdots \qquad (13.\ 19) $$

ここで、${}_{p}Q_{u}$ ： 杭の保有水平耐力(kN)

${}_{p}Q_{un}$ ： 杭の必要保有水平耐力(kN)

$$ {}_{p}Q_{un} = Q_{un} \cdot ({}_{p}Q_{D} / Q_{D}) \qquad \cdots\cdots \qquad (13.\ 20) $$

ここで、Q_{un}　：杭の直上階の必要保有水平耐力(kN)

$_pQ_D$　：杭の許容応力度計算用せん断力(kN)

Q_D　：杭の直上階の許容応力度計算用せん断力(kN)

(ｲ) 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に設定する。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、既製鋼管巻きコンクリート杭等のじん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。

(ﾛ) 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い検討することが望ましいが、簡便法として杭単独で検討する場合は、次による。

① 杭頭が十分に回転拘束される場合

・ 杭体に十分な変形能力が期待できない場合は、弾性支承上のはりとしての計算法（弾性地盤反力法）による。

軸力比の大きい場所打ちコンクリート杭、局部座屈を生ずる鋼管杭及び既製コンクリート杭等が該当する。

杭の保有水平耐力は、最初に終局状態に達する杭の変形時における各杭の負担せん断力の和とする。

・ 杭体が十分な変形能力を有する場合は、Broms の計算法（極限地盤反力法の一種）による。

鋼管巻き既製コンクリート杭（SC 杭)、局部座屈の生じない鋼管杭及び軸力比の小さい場所打ちコンクリート杭等が該当する。

杭の保有水平耐力は、各杭の水平耐力の和とする。

・ 上記は、「長い杭」場合であり「短い杭」については、杭長により、終局水平耐力が地盤の抵抗力によって決まる場合と杭頭部の塑性化によって決まる場合とがあるので、弾性支承上のはりとしての計算法と Broms の計算法との比較を行って性状を判別する必要がある。

② 杭頭が十分に回転拘束されない場合

・ ①の計算法による数値（杭頭曲げモーメント）を低減して求めるか、または別途その効果を加味した計算法による。

(7) 基礎スラブの設計は、「RC 基準」(20 条) に基づいて行い、曲げモーメント、せん断力及び柱のパンチングシャーのほか、杭頭における支圧及び杭のパンチングシャーに対して安全であることを確認する。

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ばりに伝達できるように設計する。

許容応力度計算時においては、原則として、固定度 1.0 として検討を行う。

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

13. 5　砂利地業及び捨コンクリート

砂利地業及び捨コンクリートは、地盤の状況等に適した厚さとし、表 13.9 を標準とする。

表 13.9　砂利地業及び捨コンクリートの厚さ

地盤・地業 / 構造部位	地盤		地業		捨コンクリート厚さ（mm）	備考
	土質	N 値	種別	厚さ（mm）		
直接基礎床版下	岩盤土丹	—	地はだ	—	50	
	砂礫砂	N＜10	砂利	100	50	地盤の状態によっては砂利地業を取り止めてもよい
		N≧10	砂利	60		
	シルト粘土ローム	N＜2	砂利	150	50	
		N≧2	砂利	60		
杭基礎床版下	—		砂利	60	50	
基礎梁下	—		砂利	60	50	地盤の状態によっては砂利地業を取り止めてもよい
土間コンクリート下	砂礫砂等	—	地はだ	—	—	地業の上にポリエチレンシート厚 0.15 を敷く
	埋戻し土等	—	砂利	60	—	
土間床版下	—		砂利	60	50	配筋の程度に支障が無ければ捨コンクリートを取り止めてもよい
玄関ポーチ下　等	—		砂利	60	—	土間床版形式とする場合は上記による

〔注〕砂利地業に使用する砂利は、再生クラッシャラン、切込砂利又は切込砕石とする。

14 章　その他の構造

14. 1　免震構造及び制振構造

(1) 免震構造及び制振構造は、原則として、それぞれの機構の特性を考慮したモデルにより、地震動及び暴風に対する時刻歴応答解析を行い、振動性状を確認する。

(2) 免震構造は、極めて稀に発生する地震動（大地震動）に対して、施設の機能の確保及び収容物の保全が特に必要な施設について適用し、「告示」（免震建築物の構造方法に関する安全上必要な技術的基準を定める等の件（平成 12 年建設省告示第 2009 号）以下、「免震告示」という。）の規定による。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、極めて稀に発生する地震動による地震力等に**重要度係数を乗じて割増す**ものとする。

(3)「免震告示」第 2 第 1 項第三号とする場合の設計目標は、文教施設の耐震安全性に配慮して適切に設定する。

(4) 免震構造における上部構造と下部構造又は周辺の構造物との水平距離は、当該施設の重要性に配慮して適切に設定する。

(5) 制振構造は、極めて稀に発生する地震動に対して、施設の機能の確保が特に必要な施設について適用する。

なお、文教施設の耐震安全性を確保するため、極めて稀に発生する地震動による地震力に**重要度係数を乗じて割増す**ものとする。

(1) 免震構造及び制振構造の建築物は、設計者の判断により、超高層建築物以外でも時刻歴応答解析によることが望ましい。なお、時刻歴応答解析の詳細は、8 章による。

(2) 免震構造の構造計算を「免震告示」第 6 の規定による場合は、「免震告示」第 6 第 2 項第 5 号ロ(4)に規定する「地震によって免震層に作用する地震力」及び「告示」第 6 第 4 項第 3 号に規定する「令第 88 条第 4 項に規定する地震力の 2 倍の地震力」に重要度係数を乗じて割増すものとする。（重要度係数は原則として 1.25 とする。）

なお、構造計算の詳細については、「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」（建設省住宅局建築指導課他）が参考になる。

(3) 免震構造における上部構造の設計用せん断力係数（最下階）は、0.15 以上とすることが望ましい。なお、下部構造及び基礎構造は、上部構造の安全性の余裕度を考慮して、短期許容応力度以内とすることが望ましい。

（4）上部構造と擁壁等のクリアランスについては、予期せぬねじれ振動の影響や想定外の地震動等を考慮して免震層の設計上の最大変位より余裕を持たせることが望ましい。

（5）制振構造の構造計算を「告示」（エネルギーの釣合いに基づく耐震計算等の構造計算を定める件（平成 17 年国土交通省告示第 631 号））の規定による場合は、「告示」第 631 号第 6 第 1 項第 1 号ロ(1)に規定する Vs に重要度係数を乗じて割増すものとする。（重要度係数は原則として 1.25 とする。）

なお、設計にあたっては、「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説」（国土交通省国土技術政策総合研究所他）が参考になる。

14. 2　コンクリート充填鋼管造（CFT 造）

コンクリート充填鋼管造（CFT 造）は、「告示」（コンクリート充填鋼管造の建築物又は建築物の構造部分の構造方法に関する安全上必要な技術的基準を定める件（平成 14 年国土交通省告示第 464 号））の規定による。

コンクリート充填鋼管造の構造計算にあたっては、「コンクリート充填鋼管（CFT）造技術基準・同解説の運用及び計算例等」（新都市ハウジング協会）が参考となる。

15 章　既存建築物の耐震診断

15．1　既存建築物の耐震診断

(1) 既存建築物の耐震診断は、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」、「既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」、及び「既存鉄骨造建築物の耐震診断基準及び耐震改修指針」（日本建築防災協会）による。

(2) 既存建物の耐震補強においては、大地震時における安全性を確保するため、RC 造、SRC 造の場合は各階の Is 及び C_{TU}・S_D の値（耐震補強後の値）、S 造の場合は Is 及び q の値（耐震補強後の値）を算定し、表 15.1、表 15.2 の値以上になることを確認する。

表 15.1　Is 及び C_{TU}・S_D の目標値

	指標	目標値	備　考
RC 造・SRC 造	Is 値	0.7	第一次診断による場合は、Is 値の目標値 0.7 を 0.9 とする。 RC 造・SRC 造については、Is 値及び C_{TU}・S_D 値の目標値に、Z 及び Rt を乗ずることができる。
RC 造	C_{TU}・S_D 値	0.3	
SRC 造（非充腹型）		0.28	
SRC 造（充腹型）		0.25	

表 15.2　Is 及び q の目標値

	指標	目標値	備　考
S 造	Is 値	0.7	
	q 値	1.0	

(2)　耐震補強後の Is 及び C_{TU}・S_D の値は、目標値に対して適切に余裕を持たせることが望ましい。なお、耐震補強計画及び耐震補強設計については、「学校施設の耐震補強マニュアル RC 造校舎編、S 造屋内運動場編（2003 年改訂版）文部科学省」（第一法規）を参考にするとよい。

(a) RC 造・SRC 造の耐震診断は、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」、「既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」によるものとする。

$$Is = Eo \cdot S_D \cdot T \qquad \cdots\cdots \qquad (15.\ 1)$$

$$Is \geqq 0.7\ (\cdot Z \cdot Rt)\ ※$$

$$C_{TU} \cdot S_D \geqq 0.3\ (\cdot Z \cdot Rt)\ ※\ (\text{RC 造})$$

$$C_{TU} \cdot S_D \geqq 0.28\ (\cdot Z \cdot Rt)\ ※\ (\text{SRC 造：非充腹型})$$

C_{TU}・S_D≧0.25（・Z・Rt）※（SRC 造：充腹型）

※RC 造・SRC 造については、Is 値及び C_{TU}・S_D 値の目標値に、Z 及び Rt を乗ずることができる。

ここで

Is　：各階の構造耐震指標

Eo　：保有性能基本指標

S_D　：形状指標

T　：経年指標

Z　：地域指標

（「令」で規定する数値。ただし、特定行政庁が別途定める場合はその数値による。）

C_{TU}　：構造物の終局限界における累積強度指標

Rt　：振動特性係数

(b) S 造の耐震診断は、「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説（1996）」による。

$$Is = \frac{Eo}{Fes \cdot Z \cdot Rt} \qquad \cdots\cdots \qquad (15.\ 2)$$

$$q = \frac{Qu}{0.25 \cdot Fes \cdot W \cdot Z \cdot Rt \cdot Ai} \qquad \cdots\cdots \qquad (15.\ 3)$$

Is　≧0.7

q　≧1.0

ここで、

Is　：各階の構造耐震指標

Eo　：各階の耐震性能指標

Fes　：形状指標

Rt　：振動特性係数

Z　：地域指標

（「令」で規定する数値。ただし、特定行政庁が別途定める場合はその数値による。）

q　：各階の保有水平耐力に係る指標

Qu　：各階の保有水平耐力

W　：当該階が支える建築物重量

Ai　　：地震層せん断力係数の分布係数

(c) 体育館等の Is 及び q の値は、「屋内運動場等の耐震性能診断基準」(文部科学省大臣官房文教施設企画部)によって算定する。

参　考　文　献

＜全般＞

1）日本建築学会：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」,1999

2）日本建築学会：「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」,2001

3）日本建築学会：「鋼構造設計規準」,2005

4）国土交通省住宅局建築指導課他監修：「2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書」

5）文教ニュース社：「学校建築構造設計指針・同解説（平成 8 年版）」

6）公共建築協会：「建築構造設計基準及び同解説（平成 16 年版）」

＜２章＞

7）建築構造設計シリーズ編集委員会：「建築の構造計画－建築構造設計シリーズ１－」,1973

8）日本建築学会：「学校建築計画」,1971

9）日本建築学会：「学校建築　計画と設計」,1979

＜４章＞

10）日本建築学会：「建築物荷重指針・同解説」,2004

＜７章＞

11）国土交通省住宅局建築指導課他編集：「2001 年版限界耐力計算法の計算例とその解説」

＜８章＞

12）日本建築センター：「評定・評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務」

＜9 章＞

13）日本建築センター：「阪神・淡路大震災における建築物の被害状況調査を踏まえた建築物耐震基準・設計の解説」,1995

＜10 章＞

14） 日本建築学会 :「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」,1990

＜12 章＞

15） 日本建築学会:「壁式構造関係設計規準集・同解説（壁式鉄筋コンクリート造編）」,2003

＜13 章＞

16） 日本建築学会 :「建築基礎構造設計指針」,2001

17） 日本建築学会 :「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」,1990

18） 日本建築センター :「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」,1989

＜15 章＞

19） 日本建築防災協会 :「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」,2001

20） 日本建築防災協会 :「既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」,1998

21） 日本建築防災協会 :「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説（1996）」