

監修 建設省住宅局建築指導課

協力 建設省建築研究所

構造計算指針・同解説

1988年版

日本建築センター

1988年版の刊行に当たって

一般に新耐震設計法と呼ばれています建築基準法施行令の構造計算関係の改正規定が施行されてから、すでに約7年が経過しました。

この間当財団では、改正規定が建築関係の方々に一日もはやく理解されることを願って昭和56年2月には構造計算指針・同解説1981年版を発刊し、また、昭和61年5月には、一層使いやすい1986年版を刊行し、ともに講習会を開催してその普及に努めてまいりました。

新耐震設計法は各方面のご努力、ご協力があり、定着してまいりましたが、昨年、建築基準法令の改正が行われ、今後、高さが13m又は軒の高さが9mを超える木造建築物が建築できるようになりました。

この1988年版は、昨年の建築基準法令の改正にあわせて木造の耐震計算を追加する等所要の補正を行い、建設省住宅局建築指導課のご監修を得て刊行いたしました。

本書が、行政をはじめ実務家の方々には業務上の必須の書として、また建築構造を勉学される方々には実際の構造計算の仕組みを認識していただくための参考図書としてご活用されますことを願っております。

終わりに、1988年版の刊行に当たりまして1981年版及び1986年版と同様、建設省建築研究所、構造家懇談会等の委員各位の方ならぬご協力とご尽力に対し厚く御礼を申し上げる次第であります。

昭和63年5月

財団法人 日本建築センター

理事長 澤田光英

監修のことば

このたび、「構造計算指針・同解説」が改訂され、1988年版として刊行されることになりました。

本書は、1981年版の発刊以来、新しい耐震基準の考え方、理論的背景、実務における適用方法等を解説し、新基準を普及させるうえで大きな役割を果たしてきました。しかし、今般、昭和62年11月16日に改正建築基準法が施行され、木造建築物に関する技術基準が改正されたことに伴い、木造建築物の耐震基準について必要な記述を追加する等の対応が必要となったため本書の改訂が行われました。

本書は、昭和56年に施行された建築基準法施行令の改正を契機として発刊されました。この改正は、市街地建築物法の時代に法制化された耐震基準を50数年ぶりに抜本的に改正し、従来の設計法である許容応力度設計法に加え、建築物の構造種別、高さに応じ層間変形角、保有水平耐力等の確認を行う二次設計を導入するなど、世界でも最高水準の耐震基準として整備したものです。

建設省では、この改正施行令に基づく具体的な技術基準を建設省告示として制定するとともに、施行令や告示に規定された各種基準の具体的な運用について通達により明らかにするほか、関係団体の協力を得て講習会を開催し、新基準のすみやかな周知を図ったところです。

現在、改正からおよそ7年が経過しておりますが、建築構造技術者、行政担当者をはじめ、関係各位のご努力により新基準の円滑な普及と運用がなされてきたところです。

関係各位におかれましては、本書を活用することにより、今後とも、耐震基準について、一層習熟され、我が国の建築物の耐震性向上に対してなお一層の努力を傾注されることを期待します。

昭和63年5月

建設省住宅局建築指導課長
立石 真

「構造計算指針・同解説 1988年版」編集委員会 委員名簿

(五十音順・敬称略 ※※代表幹事 ※幹事)

秋 葉 善 美	建設大臣官房官庁常総部建築課課長補佐
石 山 祐 二	建設省建築研究所企画部企画調査課長
可 児 長 英	構造家懇談会 (大成建設㈱設計本部構造計画部部長)
紙 井 文 雄	(前)横浜市建築局建築指導部建築審査課構造設備係長
上之園 隆 志	建設省建築研究所第四研究部主任研究員
木 村 俊 彦	構造家懇談会 (㈱木村俊彦構造設計事務所所长)
北 川 良 和	建設省建築研究所国際地震工学部第二耐震工学室長
斎 田 和 男	構造家懇談会 (清水建設㈱技術本部建築技術開発第二部長)
※ 塩 原 等	建設省住宅局建築指導課係長
嶋 崎 邦 明	(前)東京都都市計画局建築指導部建築防災課構造係長
寺 本 隆 幸	構造家懇談会 (㈱日建設計構造部長)
平 澤 直	構造家懇談会 (㈱大林組東京本社建築本部設計第八部設計課長)
※※ 広 沢 雅 也	建設省建築研究所国際地震工学部長
福 田 俊 文	建設省建築研究所第三研究部主任研究員
※※ 藤 原 保 幸	(前)建設省住宅局建築指導課課長補佐
※ 室 田 達 郎	建設省建築研究所第三研究部長

ワーキング・グループ委員名簿

(敬称略 ○分科会主査 ※幹事)

R C 分科会

- 広沢 雅也 (前掲)
※ 上之菌 隆志 (前掲)
井上 浩 構造家懇談会(株)久米建築事務所構造設計室課長
鬼沢 浩志 建設大臣官房官庁営繕部建築課構造設計第二係長
加藤 栄一 川崎市建築局建築対策室主幹
可児 長英 (前掲)
※ 塩原 等 (前掲)
勅使川原 正臣 建設省建築研究所第四研究部研究員
平石 久広 建設省建築研究所第三研究部構造研究室長

S, SRC 分科会

- 福田 俊文 (前掲)
安達 守弘 構造家懇談会(鹿島建設)建築設計本部構造設計部次長
紙井 文雄 (前掲)
斎田 和男 (前掲)
※ 塩原 等 (前掲)
※ 須藤 哲夫 建設省住宅局建築指導課
世良 耕作 構造家懇談会(株)日本設計事務所構造設計部長
西山 功 建設省建築研究所国際地震工学部主任研究員
平澤 直 (前掲)
広沢 雅也 (前掲)
室田 達郎 (前掲)
山内 泰之 建設省建築研究所第三研究部振動研究室長

W 分科会

- 室田 達郎 (前掲)
石山 祐二 (前掲)
可児 長英 (前掲)
※ 塩原 等 (前掲)
安村 基 建設省建築研究所第三研究部主任研究員

外力分科会

- 北川 良和 (前掲)
石山 祐二 (前掲)
※ 塩原 等 (前掲)
寺本 隆幸 (前掲)
最上 公彦 構造家懇談会(竹中工務店特殊構造本部専門課長)

「1981年版」編集委員

(五十音順・敬称略 **代表幹事 *幹事
○分科会主査)

委員会

荒川 総一郎	石井 嘉昭	* 石山 祐二	* 加藤 晴久
可児 長英	紙井 文雄	五條 涉	斎田 和男
嶋崎 邦明	末広 文男	田極 義明	寺本 隆幸
* 平野 吉信	* 広沢 雅也	* 福田 俊文	村田 義男
* 山内 泰之			

「1986年版」編集委員

委員会

* 石山 祐二	大島 和義	* 大橋 雄二	岡本 伸
可児 長英	紙井 文雄	* 上之薗 隆志	木田 幸夫
木村 俊彦	北川 良和	* 越海 興一	斎田 和男
嶋崎 邦明	寺本 隆幸	平澤 直	* 広沢 雅也
* 福田 俊文	藤松 進	* 藤原 保幸	室田 達郎
山内 泰之			

R C 分科会

○ 広沢 雅也	* 上之薗 隆志	井上 浩	鬼沢 浩志
加藤 栄一	可児 長英	薄俊也	勅使川原 正臣
平石 久広			

S 分科会

○ 山内 泰之	* 福田 俊文	安達 守弘	梅田 勝也
紙井 文雄	斎田 和男	辻川 孝夫	西山 功

S R C 分科会

○ 山内 泰之	* 福田 俊文	越海 興一	世良 耕作
西山 功	平澤 直		

外力分科会

○ 北川 良和	* 大橋 雄二	石山 祐二	越海 興一
寺本 隆幸	最上 公彦		

構造計算指針・同解説 1988年版

目 次

第 I 編 政令, 告示, 通達

第 1 款 総則

第81条（適用） 1

第81条の2（高さが60mを超える建築物の特例） 2

第 1 款の2 構造計算の原則

第82条（応力度等） 3

第82条の2（層間変形角） 4

第82条の3（剛性率, 偏心率等） 8

第82条の4（保有水平耐力） 14

第 2 款 荷重及び外力

第83条（荷重及び外力の種類） 26

第84条（固定荷重） 26

第85条（積載荷重） 28

第86条（積雪荷重） 29

第87条（風圧力） 30

第88条（地震力） 37

第 3 款 許容応力度

第89条（木材） 44

第90条（鋼材等） 45

第91条（コンクリート） 48

第92条（溶接） 48

第92条の2（高力ボルト接合） 51

第93条（地盤及び基礎ぐい） 53

第94条（補則） 53

第4款 材料強度

第95条（木材） 60

第96条（鋼材等） 60

第97条（コンクリート） 62

第98条（溶接） 62

第99条（補則） 63

第II編 構造計算指針・同解説

第1章 基本事項

1. 1 指針概要と計算の流れ	67
(1) 指針概要	67
(2) 計算の流れ	68
1. 2 適用	69
(1) 規模	69
(2) 屋上から突出する水槽等の取扱い	71
(3) エキスパンションジョイント等	71
1. 3 適用の特例	72

第2章 荷重及び外力

2. 1 荷重及び外力の種類と組合せ	73
2. 2 固定荷重	74
2. 3 積載荷重	76
2. 4 積雪荷重	77
2. 5 風圧力	78
〔参考〕局部風圧力	82
2. 6 地震力	85
2. 6. 1 地震層せん断力	85
〔参考〕局部地震力	87
2. 6. 2 地震地域係数 Z	90
2. 6. 3 振動特性係数 R_t	93
2. 6. 4 地震層せん断力係数の分布係数 A_t	100
2. 6. 5 標準せん断力係数 C_0	104
2. 6. 6 特殊な形態への適用方法	106
2. 6. 7 地下部分の地震力	111

第3章 許容応力度及び材料強度

113

3. 1 木材	115
3. 1. 1 許容応力度	115
3. 1. 2 材料強度	116
3. 1. 3 特殊な許容応力度及び材料強度	117
3. 2 鋼材等	121
3. 2. 1 許容応力度	121
3. 2. 2 材料強度	123
3. 2. 3 基準強度	124

3. 2. 4 特殊な許容応力度及び材料強度	126
3. 3 コンクリート	129
3. 3. 1 許容応力度	129
3. 3. 2 材料強度	130
3. 4 溶接	131
3. 4. 1 許容応力度	131
3. 4. 2 材料強度	132
3. 4. 3 基準強度	132
3. 5 高力ボルト	134
3. 5. 1 許容応力度	134
3. 5. 2 基準張力等	135
3. 6 地盤及び基礎ぐい	136

第4章 構造計算の方法

4. 1 構造計算に関する法令の概要	137
4. 2 耐震計算ルート	140
4. 3 層間変形角	143
4. 4 剛性率	145
4. 5 偏心率	147
4. 6 保有水平耐力	151
4. 6. 1 保有水平耐力と必要保有水平耐力	151
4. 6. 2 必要保有水平耐力	155
4. 6. 3 保有水平耐力の計算方法	161

第5章 鉄骨造の耐震計算

5. 1 耐震計算の考え方等	168
5. 1. 1 各ルートでの耐震性能確保の考え方	168
5. 1. 2 変形能力確保規定の考え方	171
5. 1. 3 変形能力確保のための具体的計算方法	174
5. 2 ルート①の計算	188
5. 2. 1 規定の内容	188
5. 2. 2 耐震性確保のための規定	189
5. 3 ルート②の計算	189
5. 3. 1 規定の内容	189
5. 3. 2 筋かい架構の応力割増し	192
5. 3. 3 変形能力確保のための規定	194
5. 4 ルート③の計算	196
5. 4. 1 規定の内容	196

5.4.2	保有水平耐力	196
5.4.3	部材の終局耐力	197
5.4.4	構造特性係数 D_s	200
5.5	その他	207

第6章 鉄筋コンクリート造の耐震計算

6.1	耐震設計の進め方	211
6.2	ルート①の計算	214
6.2.1	規定の内容	214
6.2.2	規定の背景	214
6.2.3	A_w, A_c の算定法	215
6.2.4	部材の設計	217
6.3	ルート②の計算	218
6.3.1	規定の内容	218
6.3.2	ルート②-1の計算	219
6.3.3	ルート②-2の計算	221
6.3.4	ルート②-3の計算	223
6.4	ルート③の計算	226
6.4.1	規定の内容	226
6.4.2	保有水平耐力	228
6.4.3	部材の終局耐力	230
6.4.4	構造特性係数 D_s	239
6.4.5	韌性の確保	249

第7章 鉄骨鉄筋コンクリート造の耐震計算

7.1	耐震計算の考え方	254
7.1.1	鉄骨鉄筋コンクリート造の特徴	254
7.1.2	耐震設計の流れ	254
7.1.3	各ルートの特徴	255
7.1.4	部材の耐力等の算定	255
7.2	ルート①の計算	257
7.2.1	規定の内容	257
7.2.2	A_w, A_c の算定法	258
7.2.3	部材の設計	258
7.3	ルート②の計算	258
7.3.1	規定の内容	258
7.3.2	ルート②-1の計算	259
7.3.3	ルート②-2の計算	262

7. 3. 4 ルート [2-3] の計算	262
7. 4 ルート [3] の計算	264
7. 4. 1 規定の内容	264
7. 4. 2 保有水平耐力	265
7. 4. 3 部材の終局耐力	265
7. 4. 4 構造特性係数 D_s	272

第8章 木造の耐震計算

8. 1 木造の構造計算	278
8. 1. 1 構造計算の考え方	278
8. 1. 2 法令上の構造計算の位置付け	279
8. 1. 3 各ルートの構造計算の内容	280
8. 1. 4 火災時の倒壊防止に関する構造計算等	282
8. 2 在来軸組工法・枠組壁工法等	283
8. 2. 1 在来軸組工法	283
8. 2. 2 枠組壁工法	283
8. 2. 3 丸太組構法	284
8. 3 大断面木造	284
8. 3. 1 大断面木造建築物の構造計算ルート	284
8. 3. 2 許容応力度計算	286
8. 3. 3 ルート [1] の構造計算	288
8. 3. 4 ルート [2] の構造計算	289
8. 3. 5 ルート [3] の構造計算	291
8. 3. 6 燃えしろ計算	297

第9章 その他の構造の耐震計算

9. 1 プレストレストコンクリート造	302
9. 1. 1 昭和58年建設省告示第1320号の適用範囲	302
9. 1. 2 プレストレストコンクリート造の構造部分 を有する建築物の構造計算の方法	302
9. 2 壁式鉄筋コンクリート造	305
9. 2. 1 関連告示とその適用範囲	305
9. 2. 2 適用する耐震計算法	306
9. 3 壁式ラーメン鉄筋コンクリート造	306
9. 3. 1 関連告示	306
9. 3. 2 告示の適用範囲	306
9. 3. 3 適用する構造計算法	307
9. 4 併用構造	308

付一 1 保有水平耐力の計算方法

1. 1 精算法	310
1. 2 節点振り分け法	310
1. 3 仮想仕事の原理を用いた略算法	312
1. 4 保有水平耐力の計算例	315
1. 4. 1 鉄骨造架構の保有水平耐力の計算例 (節点振り分け法による場合)	315
1. 4. 2 鉄筋コンクリート造ラーメン架構の保有水平耐力 の計算例 (その 1) (節点振り分け法による場合)	323
1. 4. 3 鉄筋コンクリート造ラーメン架構の保有水平耐力 の計算例 (その 2) (仮想仕事の原理を用いた方法に よる場合)	335
1. 4. 4 境界ぱりのついた鉄筋コンクリート造耐力壁の保 有水平耐力の計算例(仮想仕事の原理を用いた方法 による場合)	340

付一 2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

2. 1 耐力壁の剛性	347
2. 2 ラーメン外の壁等の剛性	350
2. 3 腰壁, たれ壁及びそで壁の剛性	351
2. 4 壁等の剛性の取扱いに関するまとめ	354
2. 5 計算例	355
2. 5. 1 耐力壁の変形成分	355
2. 5. 2 n 倍法の n の値に関する試算例	359
2. 5. 3 壁の開口形状と水平剛性について	363

本書の構成について

本書は、昭和56年6月1日より施行された建築基準法施行令第3章第8節（構造計算）の各規定について、条項の解釈や運用方法等についての解説を行ったものである。

本書の構成は以下のとおりとなっている。

第I編 政令、告示、通達

……建築基準法施行令第3章第8節の規定を条文の順に並べ、その条文に関連する告示、通達の部分を併記して収録

第II編 構造計算指針・同解説

……建築基準法施行令第3章第8節の規定を構造設計の流れに沿うように再編成し、さらに各構造種別ごとに解説を加え収録

第1章 基本事項

第2章 荷重及び外力

第3章 許容応力度及び材料強度

第4章 構造計算の方法

第5章 鉄骨造の耐震計算

第6章 鉄筋コンクリート造の耐震計算^{*1}

第7章 鉄骨鉄筋コンクリート造の耐震計算^{*2}

第8章 木造の耐震計算

第9章 その他の構造の耐震計算

付－1 保有水平耐力の計算方法

付－2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

* 1 第6章の政令、告示の本文中で鉄骨鉄筋コンクリート造に係る部分については（ ）で表示

* 2 第7章の政令、告示の本文中で鉄筋コンクリート造に係る部分については（ ）で表示

なお、本書中では以下のように正式名称を略称している。

略 称 正式名称

政令、令……建築基準法施行令

告 示……建設省告示（例 昭55建告第1790号……昭和55年建設省告示第1790号）

通 達……建設省住宅局建築指導課課長通達

（例 昭56住指発第96号……昭和56年建設省住宅局建築指導課課長通達第96号）

ただし、通達に用いられている表現で昭和62年の政令、告示の改正により読み替えが必要となった部分については、下線を施しその直後の〔 〕内に読み替えを示している。

（例） 木造建築物等〔特定建築物でない建築物〕

第Ⅰ編

政令、告示、通達

第1款	総則	1 (第81条、第81条の2)
第1款の2	構造計算の原則	3 (第82条～第82条の4)
第2款	荷重及び外力	26 (第83条～第88条)
第3款	許容応力度	44 (第89条～第94条)
第4款	材料強度	60 (第95条～第99条)

第1款 総 則

政令 第81条

(適用)

第81条 法第20条第2項に規定する建築物(高さが60メートルを超える建築物を除く。)の構造計算は、この節の規定によらなければならない。ただし、建設大臣がこの節に規定する構造計算による場合と同等以上に安全さを確かめることができると認める構造計算による場合においては、この限りでない。

2 2以上の部分がエキスパンションジョイントその他の相互に応力を伝えない構造方法のみで接している建築物の当該建築物の部分は、前項の規定の適用については、それぞれ別の建築物とみなす。

通達 昭56住指発第96号

建築基準法施行令の一部改正（構造計算関係）について

第1 総則関係（第1款）

1. 適用（第81条）

(1) 高さの取扱い

今回の改正に伴い、建築物の高さにより、適用される構造計算の原則についての規定が異なることとなったが、これらの規定の適用にあたっての建築物の高さは、令第2条第1項第六号に定めるところによるものとする。

(2) 各規定の適用の選択

高さが31メートル以下のものについては、令第82条の3に替えて令第82条の4の規定によることは差支えない。同様に「木造建築物等」の対象となる〔「特定建築物」の対象となる〕規模等の建築物で、令第82条の2及び令第82条の3又は令第82条の2及び令第82条の4の各規定によったものは、「木造建築物等」としての基準〔「特定建築物」に該当しないことの基準〕を満たすことは要しないので留意されたい。

また、構造計算を張り間方向及びけた行方向のように2方向以上について行う場合、それぞれの方向について異なる規定を適用することも妨げないものとする。

(3) 適用の範囲

本節の規定は、令第39条の2の規定の適用対象である屋上から突出する水槽等については適用されない。また、建築基準法（以下「法」という。）第88条の規定により、法第20条の規定を準用する工作物についても、一律に適用されるべきものではないので留意されたい。

第1款 総 則

(4) 適用の特例

本条第2項の規定により、エキスパンションジョイントその他の構造方法のみで接している部分相互は、本節の規定の適用については、それぞれ別の建築物とみなすこととしているが、エキスパンションジョイントを用いる場合以外には、それぞれの部分相互の挙動に及ぼす影響が全体からみて無視しうる場合に、本規定の適用があるものとする。

また、増築等に際し、既存の部分と接する部分が上記に該当する場合にも本規定を適用し、別棟扱いして差支えないものとする。

政 令 第81条の2

(高さが60メートルを超える建築物の特例)

第81条の2 高さが60メートルを超える建築物の構造計算は、建設大臣が当該建築物について構造耐力上安全であることを確かめることができると認める構造計算によらなければならない。

通 達 昭56住指発第96号

第1 総則関係（第1款）

2. 高さが60メートルを超える建築物の特例（第81条の2）

高さが60メートルを超える建築物については、建設大臣の認める構造計算によることとしているが、この認定は個別に、建設省令に定める手続により行うものとする。詳細については別途通知するが、従来の取扱いとの差異に留意されたい。

第1款の2 構造計算の原則

政令 第82条

(応力度等)

第82条 第81条第1項の規定によつて建築物の構造計算をするに当たつては、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 第2款に規定する荷重及び外力によつて建築物の構造耐力上主要な部分に生ずる応力を計算すること。
- 二 前号の構造耐力上主要な部分の断面に生ずる長期及び短期の各応力度を次の表に掲げる組合せによる各応力の合計によつて計算すること。

応力の種類	荷重及び外力について想定する状態	一般の場合	第86条第2項ただし書の規定によつて特定行政庁が指定する多雪区域における場合	備考
長期の応力	常時	$G + P$	$G + P + S$	
	積雪時	$G + P + S$	$G + P + S$	
短期の応力	暴風時	$G + P + W$	$G + P + W$	建築物の転倒、柱の引抜き等を検討する場合においては、 P 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ものとする。
			$G + P + S + W$	
	地震時	$G + P + K$	$G + P + S + K$	

この表において、 G , P , S , W 及び K は、それぞれ次の応力(軸方向応力、曲げモーメント、せん断応力等の各をいう。)を表すものとする。

G 第84条に規定する固定荷重による応力
 P 第85条に規定する積載荷重による応力
 S 第86条に規定する積雪荷重による応力
 W 第87条に規定する風圧力による応力
 K 第88条に規定する地震力による応力

- 三 前号の規定によつて計算した長期及び短期の各応力度が、それぞれ第3款の規定による长期の応力又は短期の応力に対する各許容応力度を超えないことを確かめること。
- 四 必要がある場合においては、構造耐力上主要な部分である構造部材の変形又は振動によつ

第1款の2 構造計算の原則

て建築物の使用上の支障が起こらないことを確かめること。

通達 昭56住指発第96号

第2 構造計算の原則関係（第1款の2）

1. 応力度等（第82条）

本規定については、従来の取扱いと格段の変更はない。ただし、剛性等については十分に留意することとし、特に令第82条の2から令第82条の4までの規定との整合性の確保を期すこととされたい。

2. 木造建築物等の取扱い

令第82条の2から令第82条の4までの規定の適用を除外される「木造建築物等」のうち木造以外の構造の建築物については、昭和55年建設省告示第1790号をもって定めているところである。同告示の運用については別記1を参照されたい。

2. 特定建築物の取扱い

令第82条の2から令第82条の4までの規定が適用される「特定建築物」については、昭和55年建設省告示第1790号をもって定めているところである。同告示の運用については別記1を参照されたい。

政令 第82条の2

(層間変形角)

第82条の2 第81条第1項の規定によつて建設大臣が定める建築物（以下この款において「特定建築物」という。）の構造計算をするに当たつては、前条の規定によるほか、特定建築物の地上部分について、第88条第1項に規定する地震力（以下この款において「地震力」という。）によつて各階に生ずる水平方向の層間変位の当該各階の高さに対する割合（次条において「層間変形角」という。）が200分の1（地震力による構造耐力上主要な部分の変形によつて特定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つては、120分の1）以内であることを確かめなければならない。

通達 昭56住指発第96号

第2 構造計算の原則関係（第1款の2）

3. 層間変形角（第82条の2）

(1) 適用

本規定の適用にあたつての層間変位は、階全体として算出して差支えないものとする。

(2) 緩和の取扱い

200分の1の規制値をかっこ書により緩和するにあたつては、次の点に留意されたい。

① 緩和は原則として実験又は計算により安全が確かめられた数値までとする。

② 金属板、ボード類その他これに類する材料で仕上げられているものについては、上記にかかわらず、120分の1まで緩和して差支えない。

告示 昭55建告第1790号

**令第82条の2の規定に基づき、特定建築物
を定める件**

(改正 昭和62年11月13日建設省告示第1915号)

建築基準法施行令(昭和25年政令第338号)第82条の2の規定に基づき、特定建築物を次のように定める。

特定建築物は、次の各号に掲げる建築物以外の建築物とする。

- 一 木造の建築物で高さが13メートル以下で、かつ、軒の高さが9メートル以下のもの
 - 二 組積造の建築物で地階を除く階数が3以下であるもの
 - 三 補強コンクリートブロック造の建築物で地階を除く階数が3以下であるもの
 - 四 鉄骨造の建築物で次のイからヘまでに該当するもの
 - イ 地階を除く階数が3以下であるもの
 - ロ 高さが13メートル以下で、かつ、軒の高さが9メートル以下であるもの
 - ハ 架構を構成する柱の相互の間隔が6メートル以下であるもの
 - ニ 延べ面積が500平方メートル以内であるもの
 - ホ 建築基準法施行令(以下「令」という。)第88条第1項に規定する地震力について標準せん断力係数を0.3以上とする計算をして令第82条第一号から第三号までに規定する構造計算をした場合に安全であることが確かめられるもの
 - ヘ 水平力を負担する筋かいの軸部が降伏する場合において、当該筋かいの端部及び接合部が破断しないことが確かめられるもの
- 五 鉄筋コンクリート造若しくは鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物又はこれらの構造を併用する構造の建築物で次のイ及びロに該当するもの
- イ 高さが20メートル以下であるもの
 - ロ 地上部分の各階の耐力壁並びに構造耐力上主要な部分である柱及び耐力壁以外の鉄筋コンクリート造又は鉄骨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繋結されたものに限る。)の水平断面積が次の式に適合するもの。ただし、鉄骨鉄筋コンクリート造の柱にあつては、同式中「7」とあるのは「10」とする。

$$\Sigma 25A_w + \Sigma 7A_c \geq ZWA_i$$

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

A_w 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(単位 平方センチメートル)

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及び耐力壁以外の鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の壁(上端及び下端が構造耐力

第1款の2 構造計算の原則

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(単位 平方センチメートル)

Z 令第88条第1項に規定する Z の数値

W 令第88条第1項の規定により地震力を計算する場合における当該階が支える部分の固定荷重と積載荷重との和(令第86条第2項ただし書の規定によつ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るものとする。)(単位 キログラム)

A_i 令第88条第1項に規定する当該階に係る A_i の数値

六 木造、組積造、補強コンクリートブロック造及び鉄骨造のうち二以上の構造を併用する建築物又はこれらの構造のうち一以上と鉄筋コンクリート造若しくは鉄骨鉄筋コンクリート造とを併用する建築物で次のイからホまでに該当するもの

イ 地階を除く階数が3以下であるもの

ロ 高さが13メートル以下で、かつ、軒の高さが9メートル以下であるもの

ハ 延べ面積が500平方メートル以内であるもの

ニ 鉄骨造の構造部分を有する階が第四号ハ、ホ及びヘに適合するもの

ホ 鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の構造部分を有する階が前号ロに適合するもの

七 工業化住宅性能認定規程(昭和48年建設省告示第2031号)に基づき、建設大臣がその性能を認定した工業化住宅

八 前各号に掲げるもののほか、建設大臣がこれらと同等以上に地震に対する安全さを有すると認めるもの

附 則

この告示は、昭和62年11月16日から施行する。

通達 昭56住指発第96号

別記1 木造建築物等〔特定建築物〕の取扱いについて

(1) 第三号〔第四号〕への取扱い

筋かいの端部及び接合部は、下記①～⑤の破断形式について原則として当該筋かい軸部の全断面が降伏するまで破断しないことを、次の式により確認するものとする。

$$A_j \cdot \sigma_u \geq 1.2 A_g \cdot F$$

ここに、 A_j :接合部の破断形式に応じた接合部の有効断面積(cm^2)

σ_u :接合部の破断形式に応じた接合部の材料の破断応力度(kg/cm^2)

A_g :筋かい材の全断面積(cm^2)

F :筋かい材の基準強度(kg/cm^2)

上式における破断応力度 σ_u は各破断形式に対応する接合要素の引張り強さの下限の値を用いるものとする。(例 SS41の σ_u は $4,100\text{kg}/\text{cm}^2$)

また、 $A_J \cdot \sigma_u$ は、以下に掲げる破断形式に応じて計算される数値のうち、最も小さくなる場合の数値を探るものとする。

- ① 筋かい軸部で破断する場合
- ② 接合ファスナーで破断する場合
- ③ ファスナーのはし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

[2] 第四号〔第五号〕口の取扱い

$A_w \cdot A_c$ の算定基準

(1) 耐力壁の断面積 (A_w) のとり方

- ① 計算に算入する耐力壁は、令第78条の2第1項又は同第2項の規定を満たす構造でなければならない。
- ② A_w としては、壁式及び壁式プレキャスト構造の場合を除き柱、はりから成る架構の内に、一体として打設された壁の内法部分の水平断面積をとる。
- ③ 耐力壁に開口がある場合にはその開口が次式を満たす程度の場合には、その壁面を耐力壁と見なすことができるものとする。もちろんこの場合、必要な開口補強がなされていなければならない。この場合 A_w は開口部がある高さにおける水平断面積とする。

$$\max \left(\sqrt{\frac{h_o \times \ell_o}{h \times \ell}}, \frac{\ell_o}{\ell} \right) \leq 0.4$$

ここで、 h_o : 開口部の高さ

ℓ_o : 開口部の長さ

h : 壁板周辺のはり中心間の距離

ℓ : 壁板周辺の柱中心間の距離

- ④ 上記②及び③にかかわらず、長さが45cm以上で、かつ、その長さがその部分の接する開口部の高さの30%以上であるそで壁付き柱のそで壁部分については耐力壁の水平断面積に算入してよい。
- ⑤ 計算しようとする方向から θ 傾いた架構の中に含まれる壁については、上記②から④によって得られる値に対しては便宜的に $\cos^2 \theta$ を乗じた値を A_w としてよい。

(2) 柱の水平断面積 (A_c) のとり方

- ① 柱の水平断面積は仕上げの厚さを含まず、構造躯体そのものの水平断面積をとる。
- ② 耐力壁の周辺柱や耐力壁の中にくみこまれて一体となっている柱についても、それらを柱として扱う。
- ③ 斜柱の場合は、その傾いた軸に直角に測った断面積をとる。
- ④ 1本の柱の水平断面積が1つの階で高さにより異なる場合は、最小となる水平断面積をとる。
- ⑤ 計算しようとする方向から傾いた架構の中に含まれる柱についても、上記①～④によ

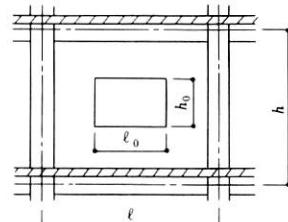


図1-1 開口のある耐力壁

第1款の2 構造計算の原則

ってよい。

(3) その他の壁について

(1)の③及び④に該当しない架構内のその他の壁部分及び架構外の厚さ10cm程度以上で、かつ、長さ100cm程度以上の鉄筋コンクリート造の壁(いずれも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。)については、 A_c に算入してもよい。ただし、鉄骨鉄筋コンクリート造の場合でも、これらの壁の水平断面積に乗ずる数値は7とする。

[3] その他

木造建築物等としての取扱いをうける建築物〔特定建築物としての取扱いをうけない建築物〕は、剛性率、偏心率等の検討を義務づけられてはいないが、応力度等の計算において柱、壁等の配置のつり合いについて十分に配慮するものとする。特に併用構造については、それらの剛性等の性状を十分に考慮すること。

政令 第82条の3

(剛性率、偏心率等)

第82条の3 第81条第1項の規定によつて特定建築物で高さが31メートル以下のものの構造計算をするに当たつては、前2条の規定によるほか、特定建築物の地上部分について、次の各号に定めるところによらなければならない。ただし、特定建築物の地上部分について次条各号に定める構造計算を行つた場合においては、この限りでない。

一 各階の剛性率を次の式によつて計算し、それらの剛性率がそれぞれ10分の6以上であることを確かめること。

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$$

この式において、 R_s 、 r_s 及び \bar{r}_s は、それぞれ次の数値を表すものとする。

R_s 各階の剛性率

r_s 各階の層間変形角の逆数

\bar{r}_s 当該特定建築物についての r_s の相加平均

二 各階の偏心率を次の式によつて計算し、それらの偏心率がそれぞれ100の15を超えないことを確かめること。

$$R_e = \frac{e}{r_e}$$

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

R_e 各階の偏心率

e 各階の構造耐力上主要な部分が支える固定荷重及び積載荷重（第86条第2項ただし書の規定によつて特定行政庁が指定する多雪区域にあつては、固定荷重、積載荷重及び積雪荷重）の重心と当該各階の剛心をそれぞれ同一水平面上に投影させて結ぶ線を計算しようとする方向と直交する平面に投影させた線の長さ（単位 センチメートル）

r_e 各階の剛心周りのねじり剛性の数値を当該各階の計算しようとする方向の水平剛性の数値で除した数値の平方根（単位 センチメートル）

三 前2号に定めるもののほか、建設大臣が特定建築物の構造方法に応じ、地震に対し、安全上必要があると認めて定める基準に従つた構造計算を行うこと。

通達 昭56住指発第96号

第2 構造計算の原則関係（第1款の2）

4. 剛性率、偏心率等（第82条の3）

- (1) 剛性率及び偏心率の算出にあたっては、特に各部材の剛性を適切に評価すること。
- (2) その他建設大臣が必要があると認めて定める基準については、昭和55年建設省告示第1791号によって定めているところである。同告示の運用については、別記2を参照されたい。

告示 昭55建告第1791号

令第82条の3第三号の規定に基づき、建築物の構造方法に応じて、地震に対し、安全上必要があると認めて定める構造計算の基準を定める件

（改正 昭和62年11月13日建設省告示第1916号）

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第82条の3第三号の規定に基づき、構造計算の基準を次のように定める。

第1 木造の建築物等に関する基準

木造の建築物又は木造とその他の構造とを併用する建築物については、次の各号に定める構造計算を行うこと。

一 水平力を負担する筋かいを設けた階（地階を除く。）を含む建築物にあつては、建築基準法施行令（以下「令」という。）第82条第一号の規定により計算した当該階の構造耐力上主要な部分に生ずる令第88条第1項の規定による地震力による応力の数値に次の表の数値以上の数値を乗じて得た数値を当該応力の数値として令第82条第二号及び第三号に規定する構造計算を行うこと。

$\beta \leq \frac{5}{7}$ の場合	$1 + 0.7\beta$
$\beta > \frac{5}{7}$ の場合	1.5

この表において、 β は、令第88条第1項に規定する地震力により建築物の各階に生ず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を表すものとする。

二 水平力を負担する筋かいで木材を使用したものについては、当該筋かいの端部又は接合部に木材のめりこみの材料強度に相当する応力が作用する場合において、当該筋かいに割裂き、せん断破壊等が生じないことを確かめること。

第1款の2 構造計算の原則

三 水平力を負担する筋かいとその軸部に専ら木材以外の材料を使用したものについては、当該筋かいの軸部が降伏する場合において、当該筋かいの端部及び接合部が破断しないことを確かめること。

四 前3号に掲げるもののほか、必要がある場合においては、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、割裂き、せん断破壊等によつて構造耐力上支障のある急激な耐力の低下を生ずるおそれのないことを確かめること。

第2 鉄骨造の建築物等に関する基準

鉄骨造の建築物又は鉄骨造とその他の構造とを併用する建築物については、次の各号に定める構造計算を行うこと。

一 水平力を負担する筋かいを設けた階（地階を除く。）を含む建築物にあつては、令第82条第一号の規定により計算した当該階の構造耐力上主要な部分に生ずる令第88条第1項の規定による地震力による応力の数値に次の表の数値以上の数値を乗じて得た数値を当該応力の数値として令第82条第二号及び第三号に規定する構造計算を行うこと。

$\beta \leq \frac{5}{7}$ の場合	$1 + 0.7\beta$
$\beta > \frac{5}{7}$ の場合	1.5

この表において、 β は、令第88条第1項に規定する地震力により建築物の各階に生ず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を表すものとする。

二 水平力を負担する筋かいの軸部が降伏する場合において、当該筋かいの端部及び接合部が破断しないことを確かめること。

三 前2号に掲げるもののほか、必要がある場合においては、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、破断等によつて構造耐力上支障のある急激な耐力の低下を生ずるおそれのないことを確かめること。

第3 鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物等に関する基準

鉄筋コンクリート造の建築物若しくは鉄筋コンクリート造とその他の構造とを併用する建築物又は鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物若しくは鉄骨鉄筋コンクリート造とその他の構造とを併用する建築物については、次の各号に定める構造計算のうちいずれかを行うこと。ただし、実験によつて耐力壁並びに構造耐力上主要な部分である柱及びはりが地震に対して十分な強度を有し又は十分な韌性をもつことが確かめられる場合においては、この限りでない。

一 各階の鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の耐力壁、構造耐力上主要な部分である柱及び耐力壁以外の壁（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。）の水平断面積が次の式に適合することを確かめること。ただし、鉄骨鉄筋コンクリート造の柱にあつては、同式中「7」とあるのは「10」とする。

$$\Sigma 25A_w + \Sigma 7A_c \geq 0.75ZWA_i$$

この式において、 A_w 、 A_c 、 Z 、 W 及び A_i は、それぞれ次の数値を表すものとする。)

- A_w 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（単位 平方センチメートル）
- 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及び耐力壁以外の壁（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（単位 平方センチメートル）
- Z 令第88条第1項に規定する Z の数値
- W 令第88条第1項の規定により地震力を計算する場合における当該階が支える部分の固定荷重と積載荷重との和（令第86条第2項ただし書の規定によつ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るものとする。）（単位 キログラム）
- A_i 令第88条第1項に規定する当該階に係る A_i の数値

二 各階の鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の耐力壁及び構造耐力上主要な部分である柱の水平断面積が次の式に適合することを確かめること。ただし、鉄骨鉄筋コンクリート造の柱及びこれに緊結された耐力壁にあつては、「18」とあるのは「20」とする。

$$\Sigma 18A_w + \Sigma 18A_c \geq ZWA_i$$

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

A_w 、 Z 、 W 及び A_i 前号に定める A_w 、 Z 、 W 及び A_i の数値

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（単位 平方センチメートル）

三 構造耐力上主要な部分である鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の柱及びはりについて、それらの材端（柱にあつては、はりその他の横架材又は腰壁等に接着する部分、はりにあつては、柱又は壁に接着する部分をいう。）に生ずる曲げモーメントが、当該部分に生じうるものとして計算した最大の曲げモーメントと等しくなる場合において、当該柱又ははりにせん断破壊が生じないことを確かめること。

附 則

この告示は、昭和62年11月16日から施行する。

〔通達 昭56住指発第96号〕

別記2 昭和55年建設省告示第1791号の取扱いについて

〔1〕 全般的事項

(1) 併用構造の取扱い

階ごとに構造種別が異なる場合には、各階がそれぞれ該当する第1〔第2〕又は第2〔第3〕の規定を適用してもよい。

(2) 第2〔第3〕各号の取扱いについて

同一建築物について、第2〔第3〕第一号から第三号までの規定のうち複数の規定を各階それぞれに適用することは、原則として好ましくない。やむを得ず併用する場合にあつ

第1款の2 構造計算の原則

ては、相互の影響、性状の差異等に十分留意すること。

[2] 第1〔第2〕(鉄骨造の建築物等に関する基準) 関係

(1) 第一号の運用 (応力割増しの取扱い)

応力の割増しを行う場合にあっては、原則として当該階に含まれるすべての部材を対象とするものとする。なお、必要に応じて当該割増しの下階等への影響を考慮するものとする。

(2) 第二号の運用 (筋かい端部)

筋かいの端部及び接合部の取扱いは、昭和55年建設省告示第1790号の運用に準ずる。

(3) 第三号の運用

① 措置の対象

本号の規定により講すべき措置は、剛節架構の柱及びはりの仕口についてはその仕口の接合部の強度の検討、曲げを受ける柱及びはりについては局部座屈に対する検討とする。

⑦ 柱及びはりの仕口の接合部強度の確保

剛節架構の柱及びはりの仕口の接合部は、当該柱又ははりが必要に応じた塑性変形を生ずるまで破断しないよう十分な強度を確保すること。

② 局部座屈防止の検討

曲げを受ける柱及びはりの局部座屈の検討は部材の塑性化が想定される領域（材端から $\ell/10$ 又は $2d$ 以上の部分程度）について行うものとし、部材が必要に応じた塑性変形を生ずるまで当該部分に局部座屈が生じないことを確かめること。このため部材断面を構成する板要素の幅厚比が、当面原則として表2-1の数値を満たす必要があるものとする。

ただし、リブ等の補剛によってこれと同等以上の性能を有することが確かめられた場合にはこの限りでない。

(ここで、 ℓ ：柱又ははりの長さ、 d ：部材の最大せい)

表2-1 鋼材の幅厚比

部材	断面	部位	鋼種 ^(注)	幅厚比	
				標準値	当面の緩和値
柱	H形鋼	フランジ	S S41級	9.5	12
			S M50級	8	10
		ウェブ	S S41級	43	45
			S M50級	37	39
	角形鋼管		S S41級	33	37
			S M50級	27	32
	円形鋼管		S S41級	50	70
			S M50級	36	50

はり	H形鋼	フランジ	S S 41級 S M50級	9 7.5	11 9.5
		ウェブ	S S 41級 S M50級	60 51	65 55

(注)

S S 41級：S S 41, SM41, SMA41, STK41, STKR41

S M50級：SM50, SMA50, SM50Y, STK50, STKR50

S S 50, S S 55, S M53にあっては、H形鋼及び角形鋼管では $\sqrt{\frac{2,400}{F}}$ を、円形鋼管では $\frac{2,400}{F}$ を S S 41級の幅厚比に乗じた値とする。

ただし、Fは当該鋼種の基準強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）である。

② その他の措置

①に定めるもののほか、必要に応じて急激な耐力低下の防止に留意すること。

③ 適用の除外

令第82条の規定による計算で、風圧力による層せん断力が地震による層せん断力に対して十分に大きい場合は、①による措置については検討しなくてもよいものとする。

(3) 第2〔第3〕(鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物等に関する基準)

関係

(1) 第一号及び第二号の運用

① A_w 及び A_c のとり方は、昭和55年建設省告示第1790号第四号〔第五号〕ロの運用に準ずる。

② 各部材は、必要に応じて十分な韌性を有するよう留意すること。

(2) 第三号の運用

① 柱及びはりの設計用せん断力を求める場合には下記による。

i) 柱の設計用せん断力 Q_{Dc} は、原則として柱頭、柱脚における横架材の縁部において柱が曲げ耐力に達した時のせん断力 Q_{uc} とする。

ii) はりの設計用せん断力 Q_{Dg} は原則として構造耐力上有効な鉛直材の両端において、はりが曲げ耐力に達する時のせん断力 (Q_{ug}) に長期荷重によるせん断力 Q_{DL} を加えた値とする。

② ①で求めた設計用せん断力に対して、柱及びはりの設計を行う場合には、十分ゆとりを確保すべきものとし、その計算は、適切な算定式を用いるものとする。

③ その他の留意事項

他の部材についても必要に応じて十分な韌性を有するよう留意すること。

政令 第82条の4

(保有水平耐力)

第82条の4 第81条第1項の規定によつて特定建築物で高さが31メートルを超えるものの構造計算をするに当たつては、第82条及び第82条の2の規定によるほか、特定建築物の地上部分について、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 第4款に規定する材料強度によつて各階の水平力に対する耐力（以下この条において「保有水平耐力」という。）を計算すること。
- 二 地震力に対する各階の必要保有水平耐力を次の式によつて計算すること。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

この式において、 Q_{un} 、 D_s 、 F_{es} 及び Q_{ud} は、それぞれ次の数値を表すものとする。

Q_{un} 各階の必要保有水平耐力（単位 トン）

D_s 各階の構造特性を表すものとして、特定建築物の振動に関する減衰性及び各階の剛性を考慮して建設大臣が定める方法により算出した数値

F_{es} 各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて建設大臣が定める方法により算出した数値

Q_{ud} 地震力によつて各階に生ずる水平力（単位 トン）

- 三 第一号の規定によつて計算した保有水平耐力が、前号の規定によつて計算した必要保有水平耐力以上であることを確かめること。

通達 昭56住指発第96号

第2 構造計算の原則関係（第1款の2）

5. 保有水平耐力（第82条の4）

(1) 定義

建築物の各階における保有水平耐力は、当該建築物の一部又は全体が地震力の作用によつて崩壊メカニズムを形成する場合（特定の部材の破壊により鉛直荷重によつて局部的な崩壊を生ずる場合を含む。）において、各階の柱、耐力壁及び筋かいが負担する水平せん断力の和として求められる値とする。

(2) 保有水平耐力の計算の原則

- ① 保有水平耐力の算定にあたつては、極限解析法等の精算によるほか、算定対象構造に応じて節点振り分け法や仮想仕事の原理を用いた方法等を採用してよい。
- ② 一部の階が先行して崩壊メカニズムを形成するような場合、外力の分布に応じてその時点で他の階に生じている地震層せん断力をもって、当該階の保有水平耐力とすることとなるが、このような場合に想定する外力の分布は、原則として令第88条の規定によるものとする。保有水平耐力算定時に想定する外力の分布についても同様とするが、この場合には解析方法の特性等により適宜修正して差支えない。

- ③ 崩壊メカニズムの形成時において、建築物の各部に生ずる応力は、いずれの部分においても当該部材の終局耐力を超えないものとする。ただし、接合部については、崩壊メカニズムの形成条件等により接合部以外の部分の塑性化が接合部の破断に先行することが明らかな場合においてはこの限りではない。この場合における各材料の終局耐力は原則として当該部材を構成する材料について、令第3章第8節第4款に規定する材料強度に基づいて算出する。
- ④ ③に掲げる場合のほか、耐力壁等については基礎の浮上り終局耐力についての検討を要するものとする。この場合において、浮上り終局耐力は、くいの引抜耐力等実況に応じて算出するものとする。ただし、張り間方向の短い壁式構造等の建築物で、建築物全体の転倒モーメントによる浮上りによって終局耐力が支配される場合には、その浮上りがないものとして崩壊メカニズムの形成を想定して差支えないものとする。

(3) 必要保有水平耐力

各階の必要保有水平耐力は $Q_{un} = D_s F_{es} Q_{ud}$ で算出することとしているが、このうち D_s 及び F_{es} については、算出方法を昭和55年建設省告示第1792号に規定している。同告示の運用については別記3を参照されたい。

告示 昭55建告第1792号第1

令第82条の4第二号の規定に基づき必要保有水平耐力の計算 に関する基準を定める件

(改正 昭和62年11月13日建設省告示第1917号)

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第82条の4第二号の規定に基づき、 D_s 及び F_{es} を算出する方法を次のように定める。

第1 D_s を算出する方法

建築物の各階の D_s は、柱及びはりの大部分が木造である階にあつては次の表1、柱及びはりの大部分が鉄骨造である階にあつては次の表2、その他の階にあつては次の表3の数値以上の数値を用いるものとする。ただし、当該建築物の振動に関する減衰性及び当該階の韌性を適切に評価して算出することができる場合においては、当該算出によることができる。

第1款の2 構造計算の原則

1

架構の形式 架構の性状	(い)	(ろ)	(は)
	剛節架構又はこれに類する形式の架構	(い)欄及び(は)欄に掲げるものの以外のもの	各階に生ずる水平力の大部分を当該階の筋かいによつて負担する形式の架構
(1) 架構を構成する部材に生ずる応力に対して割裂き、せん断破壊等の耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高いもの	0.25	0.3	0.35
(2) (1)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対して割裂き、せん断破壊等の耐力が急激に低下する破壊が生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの	0.3	0.35	0.4
(3) (1)及び(2)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材に割裂き、せん断破壊等が生じないこと等のため、耐力が急激に低下しないもの	0.35	0.4	0.45
(4) (1)から(3)までに掲げるもの以外のもの	0.4	0.45	0.5

架構の形式 架構の性状	(イ)	(ロ)	(ハ)
	剛節架構又はこれに類する形式の架構	欄及びほ欄に掲げるもの以外のもの	圧縮力を負担する筋かいによって水平力を負担する形式の架構のうち当該筋かいの座屈による耐力の低下のおそれがあるもの又はこれに類する形式の架構
(1) 架構を構成する部材に生ずる応力に対して局部座屈が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高いもの	0.25	0.3	0.35
(2) (1)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対して局部座屈が生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの	0.3	0.35	0.4
(3) (1)及び(2)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材に局部座屈が生じないこと等のため、耐力が急激に低下しないもの	0.35	0.4	0.45
(4) (1)から(3)までに掲げるもの以外のもの	0.4	0.45	0.5

第1款の2 構造計算の原則

3

架構の形式 架構の性状	(イ)	(ロ)	(ハ)
	剛節架構又はこれに類する形式の架構	(イ)欄及び(ロ)欄に掲げるもの以外のもの	各階に生ずる水平力の大部分を当該階の耐力壁又は筋かいによつて負担する形式の架構
(1) 架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高いもの	0.3	0.35	0.4
(2) (1)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの	0.35	0.4	0.45
(3) (1)及び(2)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材にせん断破壊が生じないこと等のため、耐力が急激に低下しないもの	0.4	0.45	0.5
(4) (1)から(3)までに掲げるもの以外のもの	0.45	0.5	0.55
柱及びはりの大部分が鉄骨鉄筋コンクリート造である階にあつては、この表の各欄に掲げる数値から0.05以内の数値を減じた数値とすることができる。			

通達 昭56住指発第96号

別記3 昭和55年建設省告示第1792号第1 (D_s の算出方法) の取扱いについて

(1) D_s の適用

D_s は、階、計算方向等によってそれぞれ異なる数値を採用しても差支えない。

(2) D_s の判定方法

- (1) D_s の判定は、特別な実験・解析等によって適切に定める場合のほか昭和55年建設省告示第1792号第1の表1〔表2〕及び表2〔表3〕により、架構の形式及び架構の性状に応じて、当該表に掲げる数値以上の数値として定めるものとする。
- (2) 前記の架構の形式の区分は壁、筋かい等によって分担される耐力の比率、筋かいの挙動性状等を、架構の性状の区分は部材の韌性及びそれらの耐力分担比等をそれぞれ適切に評価して定めるものとする。
- (3) 前記のそれぞれの性状の判定は、当面下記の付則に示す判定基準に基づいて行うこととする原則とする。

[付則] D_s の判定基準

(1) 総 則

① D_s を実験・解析等によらず昭和55年建設省告示第1792号（以下「告示」という。）の第1の表によって定める場合は本基準による。ただし、本基準の一部分について、実験・解析等により本規定と同等以上にその性状を評価できる場合には、当該評価によることができる。

② 本基準の各規定は、階全体を対象として適用することとする。ただし、当該階を適切に分割して評価しうる場合は、その評価によることを妨げない。

(2) 表1〔表2〕及び表2〔表3〕の適用

① 告示の表1〔表2〕及び表2〔表3〕の適用は本項による。

第1款の2 構造計算の原則

② 表1〔表2〕(鉄骨造の階に適用)の適用は、次に掲げるところによる。

i) 表1〔表2〕の適用の原則は表3-1による。

表3-1

欄 項	(イ) ○剛節架構 ○種別BAの筋かい架構 ○上記以外で $\beta_u \leq 0.3$ の 筋かい架構	(ロ) 筋かいの種別がBBで $0.3 < \beta_u \leq 0.7$ 又はBC で $0.3 < \beta_u \leq 0.5$ の筋 かい架構	(ハ) 筋かいの種別がBBで $\beta_u > 0.7$ 又はBCで $\beta_u > 0.5$ の筋かい架構
(1) 表3-2で ランクIの構造	0.25	0.3	0.35
(2) 表3-2で ランクIIの構造	0.3	0.35	0.4
(3) 表3-2で ランクIIIの構造	0.35	0.4	0.45
(4) 表3-2で ランクIVの構造	0.4	0.45	0.5

* この表において β_u は、筋かいが分担する保有水平耐力の階全体の保有水平耐力に対する比をいう。以下同じ。

ii) 表3-1中、構造のランク(I~IV)は、表3-2による。なお、参考のため()

内に表3-1による D_s の値を示している。

表3-2

柱・はり 群の種別等	筋かい群の種別 及び β_u	BA又は $\beta_u = 0$	BB			BC		
			$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.5$	$\beta_u > 0.5$
柱・はり群の 種別FA	○○○ 筋柱 かはり かい 条件 件	I (0.25)	I (0.25)	I (0.3)	I (0.35)	II (0.3)	II (0.35)	II (0.4)
柱・はり群の 種別FB	か はり 端部 仕口 条件 件	II (0.3)	II (0.3)	I (0.3)	I (0.35)	II (0.3)	II (0.35)	II (0.4)
柱・はり群の 種別FC	条 件 件 *1 *2	III (0.35)	III (0.35)	II (0.35)	II (0.4)	III (0.35)	III (0.4)	III (0.45)
上記以外 (FD)		IV (0.4)	IV (0.4)	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.4)	IV (0.45)	IV (0.5)

* 1 筋かい端部接合部が別記2〔2〕(2)に示す措置を満足すること。
 * 2 仕口接合部が別記2〔2〕(3)①に示す措置を満足すること。
 * 3 はりの横補剛が十分で急激な耐力の低下のおそれがないこと。

iii) 表3-1及び表3-2中、筋かい材の種別(BA～BC)の分類は、表3-3による。

表3-3

BA	BB		BC
$\lambda_e \leq 50/\sqrt{F}$	$50/\sqrt{F} < \lambda_e \leq 90/\sqrt{F}$	$\lambda_e \geq 200/\sqrt{F}$	$90/\sqrt{F} < \lambda_e < 200/\sqrt{F}$
λ_e ：筋かい材の有効細長比 F ：筋かい材の基準強度 (t/cm ²)			

iv) 表3-2中、柱・はりの種別(FA～FD)は表3-4による。

表3-4

柱・はりの種別			FA	FB	FC	FD
部材	断面	部位	鋼種	幅厚比	幅厚比	幅厚比
柱	H形鋼	フランジ	SS41級	9.5	12	15.5
			SM50級	8	10	13.2
		ウェブ	SS41級	43	45	48
			SM50級	37	39	41
	角形鋼管		SS41級	33	37	48
			SM50級	27	32	41
はり	円形鋼管		SS41級	50	70	100
			SM50級	36	50	73
			SS41級	9	11	15.5
	H形鋼	フランジ	SM50級	7.5	9.5	13.2
		ウェブ	SS41級	60	65	71
			SM50級	51	55	61

* 1 SS41級：SS41, SM41, SMA41, STK41, STKR41

SM50級：SM50, SMA50, SM50Y, STK50, STKR50

SS50, SS55, SM53にあっては、H形鋼、角形鋼管では $\sqrt{\frac{2,400}{F}}$ を、円形鋼管では $\frac{2,400}{F}$ をSS41級の幅厚比に乗じた値とする。

ただし、Fは当該鋼種の基準強度(単位 1平方センチメートルにつきキログラム)である。

* 2 柱とそれに接着するはりの種別が異なる場合には、いずれか最下位のものによる。なお、崩壊メカニズムの明確な場合には、塑性ヒンジの生ずる部材の種別のうちの最下位のものによってよい。

v) 種別の異なる部材の併用の取扱い

各部材毎の種別と、階全体又は当該部材群の種別との関係は、下記による。

イ) 本項は、対象となる部材群に種別Dの部材が存在しないか、またはその存在を無視しうる場合、次の判定に適用する。

第1款の2 構造計算の原則

- (a) iii)において階全体の筋かい群の種別 (B A～B C) を判定する場合
 (b) iv)において柱・はり群の種別 (F A～F C) を判定する場合
 ロ) それぞれの種別で、種別Dの部材が存在する場合には、それが脆性的な挙動を示すおそれがあるため、局部的な崩壊等に対する影響と程度を考慮し、適切に階全体の種別を評価するものとする。
 ハ) イ)の適用は、表3-5による。

表3-5

部材群としての種別	種別Aの部材の耐力の和の部材群 [*] の耐力和に対する比	種別Bの部材の耐力の和の部材群 [*] の耐力和に対する比	種別Cの部材の耐力の和の部材群 [*] の耐力和に対する比
A	50%以上	—	20%以下
B	—	—	50%未満
C	—	—	50%以上

* 種別Dの部材が存在する場合には、それを除く。

③ 表2〔表3〕(木造及び鉄骨造以外の階に適用)の適用は、次に掲げるところによる。

i) 表2〔表3〕の適用の原則は表3-6による。

表3-6

欄項	(イ) イ) 剛節架構 ロ) β_u が0.3以下	(ロ) ロ) 欄及び(ハ) 欄に掲げるものの以外のもの	(ハ) β_u が0.7を超えるもの
(1) 表3-7 ランクIの構造	0.3 (0.25)	0.35 (0.3)	0.4 (0.35)
(2) 表3-7 ランクIIの構造	0.35 (0.3)	0.4 (0.35)	0.45 (0.4)
(3) 表3-7 ランクIIIの構造	0.4 (0.35)	0.45 (0.4)	0.5 (0.45)
(4) 表3-7 ランクIVの構造	0.45 (0.4)	0.5 (0.45)	0.55 (0.5)

* 1 この表において β_u は耐力壁又は筋かいが分担する保有水平耐力の階全体の保有水平耐力に対する比をいう。以下同じ。
 * 2 鉄骨鉄筋コンクリート造については、() 内の数値を適用してよい。

ii) 表3-6中、構造のランク(I~IV)は表3-7による。なお、参考のため()内に表3-6による鉄筋コンクリート造の D_s の数値を示している。

表3-7

耐力壁 の種別 及び β_u	WA			WB			WC			WD		
	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$
F A	I (0.3)	I (0.35)	I (0.4)	II (0.35)	II (0.4)	II (0.45)	II (0.35)	II (0.4)	III (0.5)	III (0.4)	III (0.45)	IV (0.55)
F B	II (0.35)	II (0.4)	II (0.45)	II (0.35)	II (0.4)	II (0.45)	II (0.35)	III (0.45)	III (0.5)	III (0.4)	IV (0.5)	IV (0.55)
F C	III (0.4)	III (0.45)	II (0.45)	III (0.4)	III (0.45)	III (0.5)	III (0.4)	III (0.45)	IV (0.5)	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.55)
F D	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.55)									
壁式構造 ($\beta_u=1$)	—	—	II (0.45)	—	—	III (0.5)	—	—	IV (0.55)	—	—	IV (0.55)

iii) 鉄筋コンクリート造部材の種別の分類は表3-8及び表3-9による。

表3-8

柱・はりの種別		F A	F B	F C	F D
共通条件		想定される破壊モードが、曲げ破壊であること。			
柱 の 条 件	h_o/D の下限***	2.5	2.0	—	左 記 以 外
	σ_o/F_c の上限	0.35	0.45	0.55	
	P_t の上限	0.8%	1.0%	—	
	τ_u/F_c の上限	0.1	0.125	0.15	
はりの条件	τ_u/F_c の上限	0.15	0.20	—	
ここに $\left\{ \begin{array}{l} h_o : 柱 の 内 の り 高 さ (cm) \\ D : 柱 の せい (cm) \\ \sigma_o : 崩 壊 メ カ ニ ズ ム 時 の 軸 方 向 応 力 度 (kg/cm^2) \\ F_c : コンクリート の 材 料 強 度 (kg/cm^2) \\ P_t : 引 張 鉄 筋 比 \\ \tau_u : 崩 壊 メ カ ニ ズ ム 時 の 平 均 せん 断 応 力 度 (kg/cm^2) \end{array} \right.$					
* 柱とそれに接着するはりの種別が異なる場合には、いずれか最下位のものによる。なお、崩壊メカニズムの明確な場合には、塑性ヒンジの生ずる部材の種別のうちの最下位のものによってよい。					
** 柱の上端あるいは下端において、接着するはりに塑性ヒンジが生ずることが明らかな場合には、 h_o/D のかわりに $2M/Q \cdot D$ を用いてよい。 (M, Q) はそれぞれ崩壊メカニズム時の柱の最大曲げモーメント及びせん断力)					

第1款の2 構造計算の原則

表3-9

耐力壁の種別		WA	WB	WC	WD
共通条件		せん断破壊をするおそれがないこと。			
τ_u/F_c の上限	一般	0.2	0.25	—	左記以外
	壁式構造の耐力壁	0.1	0.125	0.15	
この表において、 τ_u 及び F_c は表3-8に規定するところによる。					

iv) 鉄骨鉄筋コンクリート造部材の種別の分類は、表3-10及び表3-11による。

イ) 柱の種別

表3-10

想定される 破壊モード	$N/N_o \leq 0.3$		$N/N_o \leq 0.4$		$N/N_o > 0.4$
	$sM_o/M_o \geq 0.4$	$sM_o/M_o < 0.4$	$sM_o/M_o \geq 0.4$	$sM_o/M_o < 0.4$	
曲げ破壊	F A	F B	F B	F C	F D
せん断破壊	F B	F C	F C	F D	
ここで、 N ：メカニズム時の軸方向荷重(t) N_o ：鉄骨鉄筋コンクリート断面としての最大圧縮耐力(t) sM_o ：鉄骨断面の曲げ耐力 (t・m) M_o ：鉄骨鉄筋コンクリート断面としての曲げ耐力 (t・m) ($N = 0$)					

ロ) 耐力壁の種別

表3-11

耐力壁の種別	WA	WC
想定される破壊モード	せん断破壊以外	せん断破壊

v) 種別の異なる部材の併用の取扱い

各部材毎の種別と、階全体の種別との関係は下記による。

イ) 本項は、対象となる部材群に種別Dの部材が存在しないか、またはその存在が無視しうる場合に、次の判定に適用する。

(a) iii), iv)において階全体の壁群の種別 (WA～WC) を判定する場合

(b) iii), iv)において柱・はり群の種別 (F A～F C) を判定する場合

ロ) 部材群の中に種別Dの部材が存在する場合は、それが脆性的な挙動を示すおそれがあるため、局部的な崩壊等に対する影響と程度を考慮し適切に階全体の種別を評価するものとする。

ハ) イ)の適用は表3-5による。

告 示 昭55建告第1792号第2

第2 F_{es} を算出する方法

建築物の各階の F_{es} は、当該階について、建築基準法施行令第82条の3第一号の規定による剛性率に応じた次の表1に掲げる F_s の数値に同条第二号の規定による偏心率に応じた次の表

2に掲げる F_e の数値を乗じて算出するものとする。ただし、当該階の剛性率及び偏心率と形状特性との関係を適切に評価して算出することができる場合においては、当該算出によることができる。

1

剛 性 率		F_s の 数 値
(1)	0.6以上の場合	1.0
(2)	0.3を超え、0.6未満の場合	(1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値
(3)	0.3以下の場合	1.5

2

偏 心 率		F_e の 数 値
(1)	0.15以下の場合	1.0
(2)	0.15を超え、0.3未満の場合	(1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値
(3)	0.3以上の場合	1.5

附 則

この告示は、昭和62年11月16日から施行する。

第2款 荷重及び外力

政令 第83条

(荷重及び外力の種類)

第83条 建築物に作用する荷重及び外力としては、次の各号に掲げるものを採用しなければならない。

- 一 固定荷重
 - 二 積載荷重
 - 三 積雪荷重
 - 四 風圧力
 - 五 地震力
- 2 前項に掲げるもののほか、建築物の実況に応じて、土圧、水圧、震動及び衝撃による外力を採用しなければならない。

政令 第84条

(固定荷重)

第84条 建築物の各部の固定荷重は、次の表の数値によるか、又は当該建築物の実況に応じて計算しなければならない。

建築物の部分	種別		重量 〔 単位 1平方 メートルにつ きキログラム〕	備考	
屋根	瓦ぶき	ふき土がない場合	下地及びたるきを含み、もやを含まない。	65	
		ふき土がある場合		100	
	石綿スレートぶき	もやに直接ふく場合		25	
		その他の場合		35	
	波形鉄板ぶき	もやに直接ふく場合		5	
	薄鉄板ぶき			20	
	ガラス屋根			30	
	厚形スレートぶき			45	

木造のものや	もやの支点間の距離が2メートル以下の場合	屋根面につき	5	
	もやの支点間の距離が4メートル以下の場合		10	
天井	さお縁	天井面につき	10	つり木、受木及びその他の下地を含む。
	繊維板張、打上げ板張、合板張又は金属板張		15	
	木毛セメント板張		20	
	格縁		30	
	しつくい塗		40	
	モルタル塗		60	
床	木造の床	板張	15	根太を含む。
		畳敷	35	床板及び根太を含む。
		床ばり	10	
			17	
	コンクリート造の床の仕上げ	張り間が4メートル以下の場合	25	
		張り間が6メートル以下の場合	20	根太及び大引を含む。
		張り間が8メートル以下の場合	15	仕上げ厚さ1センチメートルごとに、そのセンチメートルの数値を乗ずるものとする。
	アスファルト防水層	板張	20	厚さ1センチメートルごとに、そのセンチメートルの数値を乗ずるものとする。
		フロアリングブロック張	15	
		モルタル塗、人造石塗及びタイル張	20	
壁	木造の建築物の壁の軸組	木造の建築物の壁の軸組	15	柱、間柱及び筋かいを含む。
		下見板張、羽目板張又は繊維板張	10	下地を含み、軸組を含まない。
		木すりしつくい塗	35	
		鉄網モルタル塗	65	
	コンクリート造の壁の仕上げ	木造の建築物の小舞壁	85	軸組を含む。
		しつくい塗	17	仕上げ厚さ1センチメートルごとに、そのセンチメートルの数値を乗ずるものとする。
		モルタル塗及び人造石塗	20	
		タイル張	20	

政令 第85条

(積載荷重)

第85条 建築物の各部の積載荷重は、当該建築物の実況に応じて計算しなければならない。ただし、次の表に掲げる室の床の積載荷重については、それぞれ(い)、(ろ)又は(は)の欄に定める数値によつて計算することができる。

構造計算の対象 室の種類	(い)		(ろ)	
	床の構造計算をする場合 〔単位 1平方メートルにつきキログラム〕	大ばり、柱又は基礎の構造計算をする場合 〔単位 1平方メートルにつきキログラム〕	地震力を計算する場合 〔単位 1平方メートルにつきキログラム〕	
(1) 住宅の居室、住宅以外の建築物における寝室又は病室	180	130	60	
(2) 事務室	300	180	80	
(3) 教室	230	210	110	
(4) 百貨店又は店舗の売場	300	240	130	
(5) 劇場、映画館、演芸場、観覧場、公会堂、集会場その他これらに類する用途に供する建築物の客席又は集会室	固定席の場合 300	270	160	
	その他の場合 360	330	210	
(6) 自動車車庫及び自動車通路	550	400	200	
(7) 廊下、玄関又は階段	(3)から(5)までに掲げる室に連絡するものにあつては、(5)の「その他の場合」の数値による。			
(8) 屋上広場又はバルコニー	(1)の数値による。ただし、学校又は百貨店の用途に供する建築物にあつては、(4)の数値による。			

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

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

3 倉庫業を営む倉庫における床の積載荷重は、第1項の規定によつて実況に応じて計算した数値が1平方メートルにつき400キログラム未満の場合においても、400キログラムとしなければならない。

政令 第86条

(積雪荷重)

第86条 積雪荷重は、積雪の単位重量にその地方における垂直最深積雪量を乗じて計算しなければならない。

- 2 前項に規定する積雪の単位重量は、積雪量1センチメートルごとに1平方メートルにつき2キログラム以上としなければならない。ただし、特定行政庁は、規則で、建設大臣の定める基準に基づいて多雪区域を指定し、その区域につきこれと異なる定めをすることができる。
- 3 第1項に規定する垂直最深積雪量は、実況に応じた数値（特定行政庁が規則でその数値を定めた場合においては、その定めた数値）としなければならない。
- 4 屋根の積雪荷重は、屋根に雪止めがある場合を除き、その勾配が30度をこえ60度以下の場合においては、その勾配に応じて第1項の積雪荷重に次の表の数値（特定行政庁が屋根ふき材、雪の性状等を考慮して規則でこれと異なる数値を定めた場合においては、その定めた数値）を乗じた数値とし、その勾配が60度をこえる場合においては、これを採用しないことができる。

勾配	30度をこえ40度以下の場合	40度をこえ50度以下の場合	50度をこえ60度以下の場合
積雪荷重に乘すべき数値	0.75	0.5	0.25

- 5 第2項ただし書の規定によつて特定行政庁が指定する多雪区域における常時荷重としての積雪荷重及び風圧力又は地震力と同時に採用する場合における積雪荷重は、前4項の規定によつて計算した数値のそれぞれ70パーセント及び35パーセントに相当する数値とすることができる。
- 6 屋根面における積雪量が不均等となるおそれのある場合においては、その影響を考慮して積雪荷重を計算しなければならない。
- 7 雪おろしを行なう慣習のある地方においては、その地方における垂直最深積雪量が1メートルをこえる場合においても、積雪荷重は、雪おろしの実況に応じて垂直最深積雪量を1メートルまで減らして計算することができる。
- 8 前項の規定により垂直最深積雪量を減らして積雪荷重を計算した建築物については、その出入口、主要な居室又はその他の見やすい場所に、その軽減の実況その他必要な事項を表示しなければならない。

告示 昭27建告第1074号

建築基準法施行令第86条第2項ただし書及び第87条第2項ただし書の規定
に基き、多雪区域及び風の速度圧を特定行政庁が定める基準を定める件

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第86条第2項ただし書、第87条第2項ただし書及び第88条第3項の規定に基き多雪区域、風の速度圧及び地盤が著しく軟弱な区域を特定行政庁が定

第2款 荷重及び外力

める基準並びに同令第88条第5項の規定に基き水平震度の数値を減らす基準をそれぞれ次のように定める。

(多雪区域を定める基準)

- 一 多雪区域を定める基準は、建築基準法施行令（以下「令」という。）第86条第1項に規定する垂直最深積雪量が1メートル以上の区域とする。

政令 第87条

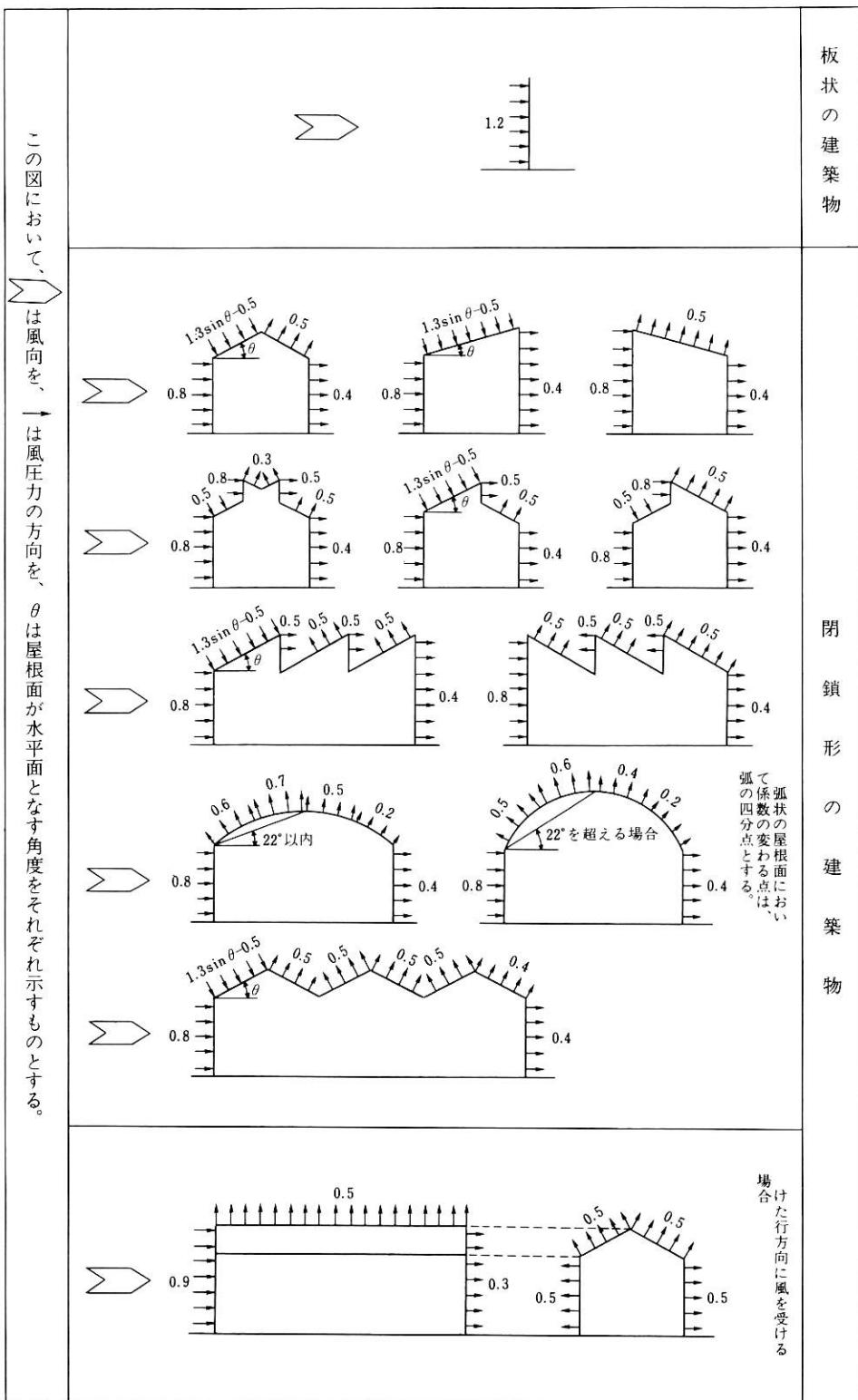
(風圧力)

第87条 風圧力は、速度圧に風力係数を乗じて計算しなければならない。

- 2 前項の速度圧は、次の表の式によつて計算しなければならない。ただし、特定行政庁は、規則で、区域を指定し、建設大臣がその地方における風の状況に応じて定める基準に基づいて、その数値の60パーセント（前条第2項ただし書の規定によつて特定行政庁が指定する多雪区域においては、40パーセント）に相当する数値を下らない範囲において、その区域における速度圧を定めることができる。

建築物の高さが16メートル以下の部分	$q = 60\sqrt{h}$
建築物の高さが16メートルを超える部分	$q = 120\sqrt[3]{h}$
この表において、 q 及び h は、それぞれ次の数値を表すものとする。	
q 速度圧（単位 1平方メートルにつきキログラム）	
h 地盤面からの高さ（単位 メートル）	

- 3 建築物に近接してその建築物を風の方向に対して有効にさえぎる他の建築物、防風林その他これらに類するものがある場合においては、その方向における速度圧は、前項の規定による数値の2分の1まで減らすことができる。
- 4 第1項の風力係数は、風洞試験によつて定める場合のほか、次に掲げる断面形状の建築物又は工作物にあつてはそれぞれ当該図に示す数値とし、その他の断面形状のものにあつてはそれぞれ類似の断面形状のものの数値に準じて定めなければならない。



第2款 荷重及び外力

<p>この図において、 →は風向きを、 →は風圧力の方向を、 θは屋根面が水平面となす角度をそれぞれ示すものとする。</p>		独立上家
		<p>屋根が水平面となす角度 が子口、口とハ又はハ角度 二とのそれ、それの中間値の 場合における風力係数の 数値は、それは直線的に補間して定める ものとする。</p>
		ラチス構造物
		<p>次の図は、ラチスばかり及びラチス柱の断面を示すものとする。風圧作用面積としては、ラチス材の見付面積をして垂直方向から見たラチス材の見付面積を探るものとする。</p>
		網状その他構造物
		<p>次の図は、網等の断面を示すものとする。風圧作用面積としては、金網等の面に対しても金網等の面に対しても金網等の面の見付面積を探るものとする。</p>
		円筒形その他構造物

告示 昭27建告第1074号

建築基準法施行令第86条第2項ただし書及び第87条第2項ただし書の規定

に基き、多雪区域及び風の速度圧を特定行政庁が定める基準を定める件

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第86条第2項ただし書、第87条第2項ただし書及び第88条第3項の規定に基き多雪区域、風の速度圧及び地盤が著しく軟弱な区域を特定行政庁が定める基準並びに同令第88条第5項の規定に基き水平震度の数値を減らす基準をそれぞれ次のように定める。

(風の速度圧を定める基準)

二 風の速度圧を定める基準は、令第87条第2項に掲げる式によつて計算した数値に、次の表に掲げる数値をそれぞれ乗じたもの以上とする。

地 方	海岸から の距 離 令第82条第2項の規定によつて応力度を計算する場合における荷重及び外力の組合せの種別	8キロメートル以内 の区域		8キロメートルをこ える区域	
		G+P+Wの場合	G+P+S+Wの 場合	G+P+Wの場合	G+P+S+Wの 場合
(1) 北海道のうち釧路市、帶広市、北見市、網走市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、上川郡（十勝支庁）、河西郡、広尾郡、中川郡（十勝支庁）、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糖郡、野付郡、標津郡、目梨郡、網走郡、斜里郡、常呂郡及び紋別郡、岩手県、宮城県、福島県、栃木県、群馬県、新潟県のうち上越市、東頸城郡、中頸城郡及び西頸城郡、長野県、岐阜県		0.6	0.4	0.6	0.4
(2) 北海道のうち(1)に掲げる地方以外の地方 青森県 秋田県 山形県 新潟県のうち(1)に掲げる地方以外の地方		0.8	0.6	0.65	0.5
(3) 三重県 滋賀県 奈良県 鳥取県 島根県 岡山県 広島県 山口県		0.8	0.4	0.65	0.4
(4) (1)から(3)までに掲げる地方以外の地方		1.0	0.4	0.8	0.4

[参考]

局部風圧力

政令 第39条

(屋根ふき材等の緊結)

第39条 屋根ふき材、内装材、外装材、帳壁その他これらに類する建築物の部分及び廣告塔、装飾塔その他建築物の屋外に取り付けるものは、風圧並びに地震その他の震動及び衝撃によつて脱落しないようにしなければならない。

- 2 屋根ふき材、外装材及び屋外に面する帳壁は、建設大臣の定める基準に従つて安全上支障のないようにしなければならない。

告示 昭46建告第109号

建築基準法施行令第39条第2項の規定に基づき、屋根ふき材、外装材及び屋外に面する帳壁の基準を定める件

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第39条第2項の規定に基づき、屋根ふき材、外装材及び屋外に面する帳壁の基準を次のように定める。

第1 屋根ふき材は、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 屋根ふき材は、荷重又は外力により、脱落又は浮き上がりを起さないように、たるき、梁、けた、野地板その他これらに類する構造部材に取り付けるものとすること。
二 屋根ふき材及び緊結金物その他これらに類するものが、腐食又は腐朽するおそれがある場合には、有効なさび止め又は防腐のための措置をすること。
三 屋根ふき材は、イに定める速度圧にロに定める風力係数を乗じて計算した風圧力に対して安全上支障がないこと。

イ 速度圧は、次の式によつて計算した数値とすること。ただし、建築基準法施行令（以下「令」という。）第87条第2項ただし書の規定に基づき、特定行政庁が規則で指定した区域内においては、当該区域における速度圧として定められた数値とする。

$$q = 120\sqrt{h}$$

この式において、 h 及び q は、それぞれ次の数値を表わすものとする。
 h 地盤面からの高さ（単位 メートル）
 q 速度圧（単位 1平方メートルにつきキログラム）

ロ 風力係数は、令第87条第4項の規定によるものとすること。ただし、屋根の軒先、けらば及びむねからそれぞれ当該屋根面の長さ10パーセントに相当する範囲（3メートルをこえるときは、3メートルとする。）の負の風力係数は1.5とする。

四 屋根瓦は、軒及びけらばから2枚通りまでを1枚ごとに、その他の部分のうちむねにあつては1枚おきごとに、銅線、鉄線、くぎ等で下地に緊結し、又はこれと同等以上の効力を有する方法ではがれ落ちないようにふくこと。

第2 外装材は、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 建築物の屋外に面する部分に取り付ける飾石、張り石その他これらに類するものは、ボルト、かすがい、銅線などの金物で軸組、壁、柱又は構造耐力上主要な部分に緊結すること。
二 建築物の屋外に面する部分に取り付けるタイルその他これらに類するものは、銅線、くぎなどの金物又はモルタルなどの接着剤で下地に緊結すること。

第3 地階を除く階数が3以上である建築物の屋外に面する帳壁は、次の各号に定めると

ころによらなければならない。

- 一 帳壁及びその支持構造部分は、荷重又は外力により脱落することができないように構造耐力上主要な部分に取り付けること。
 - 二 プレキャストコンクリート板を使用する帳壁は、その上部又は下部の支持構造部分において可動すること。ただし、構造計算又は実験によってプレキャストコンクリート板を使用する帳壁及びその支持構造部分に著しい変形が生じないことを確かめた場合にあつては、この限りでない。
 - 三 鉄網モルタル塗の帳壁に使用するラスシート、ワイヤラス又はメタルラスは、日本工業規格（以下「JIS」という。）A 5524, JIS A 5504又はJIS A 5505にそれぞれ適合することとし、かつ、間柱又は胴縁その他の下地材に緊結すること。
 - 四 帳壁に設ける窓にガラス入りのはめごろし戸（網入ガラス入りのものを除く。）を設ける場合にあつては、硬化性のシーリング材を使用しないこと。ただし、ガラスの落下による危害を防止するための措置が講じられている場合にあつては、この限りでない。
- 2 高さ31メートルを超える建築物（高さ31メートル以下の部分で高さ31メートルを超える部分の構造耐力上の影響をうけない部分を除く。）の屋外に面する帳壁は、前項の規定によるほか、次の各号に定めるところによらなければならない。
- 一 帳壁は、その高さの150分の1の層間変位に対して脱落しないこと。ただし、構造計算によつて帳壁が脱落しないことを確めた場合にあつては、この限りでない。
 - 二 帳壁は、イに定める速度圧にロに定める風力係数を乗じて計算した風圧力に対して安全上支障がないこと。
- イ 速度圧は、各部分の高さに応じて次の表の式によつて計算した数値とすること。
ただし、令第87条第2項ただし書の規定に基づき、特定行政庁が規則で指定した区域においては、当該区域における速度圧として定められた数値とする。

$h < 16$ の場合	$q = 60\sqrt{h}$
$h \geq 16$ の場合	$q = 120\sqrt[4]{h}$
この表において、 h 及び q は、それぞれ次の数値を表すものとする。	
h 地盤面からの高さ（単位 メートル）	
q 速度圧（単位 1平方メートルにつきキログラム）	

- ロ 風力係数は、令第87条第4項の規定によるものとすること。ただし、閉鎖形の建築物にあつては、風洞実験によつて定める場合のほか、その建築物の細長比に応じて、正の風圧の作用する壁面の風力係数は表1に掲げる数値とし、かつ、負の風圧の作用する壁面で表2に掲げる部分の負の風力係数は1.5とする。

1

細長比	正の風圧の作用する壁面の風力係数
$0.1 < \frac{\ell}{H} \leq 0.2$ の場合	1.0
$0.2 < \frac{\ell}{H} \leq 0.4$ の場合	0.9
$0.4 < \frac{\ell}{H}$ の場合	0.8
この表において、 ℓ 及び H は、それぞれ建築物の見付幅（単位 メートル）及び高さ（単位 メートル）を表すものとする。	

細長比	負の風圧の生ずる建築物の部分
$0.1 < \frac{\ell}{H} \leq 0.2$ の場合	高さが建築物の高さの15分の14以上の部分及び側端から水平距離で見付幅の6分の1以内の部分
$0.2 < \frac{\ell}{H} \leq 0.4$ の場合	高さが建築物の高さの10分の9以上の部分及び側端から水平距離で見付幅の8分の1以内の部分
$0.4 < \frac{\ell}{H}$ の場合	高さが建築物の高さの6分の5以上の部分及び側端から水平距離で見付幅の10分の1以内の部分
この表において、 ℓ 及び H は、それぞれ建築物の見付幅（単位 メートル）及び高さ（単位 メートル）を表すものとする。	

三 帳壁に使用するガラスは、イ及びロに適合すること。

イ あわ、ひび、かけ、きず、すじ、そりその他による耐力上の欠点がないこと。

ロ 1枚のガラスの見付面積は、そのガラスの種類及び板厚に応じて、次の式によつて計算した数値以下とすること。

$$A = \frac{30\alpha}{P} \left(t + \frac{t^2}{4} \right)$$

この式において、 A, α, P 及び t は、それぞれ次の数値を表すものとする。

A ガラスの見付面積（単位 平方メートル）

α ガラスの種類に応じて次の表に掲げる数値

ガラスの種類	普通板ガラス	みがき板ガラス	フロート板ガラス		強化ガラス
			厚さ6ミリ メートル以下 のもの	厚さ6ミリ メートルを 超えるもの	
数 値	1.0	0.8	1.0	0.8	3.0
網入みがき板ガラス	網入型板ガラス	合わせガラス	複層ガラス	型板ガラス	色焼付ガラス
0.7	0.5	1.6	1.5	0.6	2.0

P ガラスに作用する風圧力（単位 1平方メートルにつきキログラム）

t ガラスの厚さ（合わせガラス又は複層ガラスにあつては、これらを構成するガラスのうち最も薄いガラスの厚さ）（単位 ミリメートル）

政令 第88条

(地震力)

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

$$C_i = ZR_t A_i C_o$$

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

C_i 建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数

Z その地方における過去の地震の記録に基づく震害の程度及び地震活動の状況

その他地震の性状に応じて1.0から0.7までの範囲内において建設大臣が定める数値

R_t 建築物の振動特性を表すものとして、建築物の固有周期及び地盤の種類に応じて建設大臣が定める方法により算出した数値

A_i 建築物の振動特性に応じて地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表すものとして建設大臣が定める方法により算出した数値

C_o 標準せん断力係数

2 標準せん断力係数は、0.2以上としなければならない。ただし、地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が建設大臣の定める基準に基づいて規則で指定する区域内における木造の建築物（第46条第2項第一号イからホまでに掲げる基準に適合するものを除く。）にあつては、0.3以上としなければならない。

3 第82条の4第二号の規定により必要保有水平耐力を計算する場合においては、前項の規定にかかわらず、標準せん断力係数は、1.0以上としなければならない。

4 建築物の地下部分の各部分に作用する地震力は、当該部分の固定荷重と積載荷重との和に次の式に適合する水平震度を乗じて計算しなければならない。ただし、地震時における建築物の振動の性状を適切に評価して計算をする場合においては、当該計算によることができる。

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

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

k 水平震度

H 建築物の地下部分の各部分の地盤面からの深さ（20を超えるときは20とする。）（単位 メートル）

Z 第1項に規定する Z の数値

通達 昭56住指第96号**第3 荷重及び外力関係（第2款）****2. 地震力（第88条）****(1) 地上部分の地震力**

地上部分の地震力については、地震層せん断力係数により地震層せん断力（当該高さの部分が支える部分に作用する全体の地震力）を求めるよう変更を行っている。この地震層せん断力係数は $C_i = ZR_i A_i C_o$ で算出することとしているが、このうち Z の数値、 R_i 及び A_i を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域を指定する基準は昭和55年建設省告示第1793号で定めている。同告示の運用については別記4を参照されたい。

なお、屋上から突出する水槽、煙突その他これらに類するものについては、令第39条の2の規定に基づく告示によって地震等に対する安全性を確保することとなるが、この場合に想定する地震力と本規定による地震力とは別個のものであるので留意すること。

(2) 地下部分の地震力

地下部分に作用する地震力は、水平震度を用いて算出することとしたが、地下部分の地震層せん断力は、原則として水平震度により計算した地震力によるものと、地上部分から伝わる地震層せん断力とを加えて求めることとなるので留意されたい。また、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みなすことができる部分とすることとする。

告示 昭55建告第1793号**令第88条第1項、第2項及び第4項の規定に基づき****地震力の計算に関する基準を定める件**

(改正 昭和62年11月13日建設省告示第1918号)

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

第1 Z の数値

Z は、次の表の上欄に掲げる地方の区分に応じ、同表下欄に掲げる数値とする。

地 方		数値
(1)	(2)から(4)までに掲げる地方以外の地方	1.0
	北海道のうち 札幌市 函館市 小樽市 室蘭市 北見市 夕張市 岩見沢市 網走市 苫小牧市 美唄市 芦別市 江別市 赤平市 三笠市 千歳市 滝川市 砂川市 歌志内市 深川市 富良野市 登別市 恵庭市 伊達市 札幌郡 石狩郡 厚田郡 浜益郡 松前郡 上磯郡 亀田郡 茅部郡 山越郡 檜山郡 爾志郡 久遠郡 奥尻郡 濑棚郡 島牧郡 寿都郡 磯谷郡 虻田郡 岩内郡 古宇郡 積丹郡	

	古平郡 余市郡 空知郡 夕張郡 樽戸郡 雨竜郡 上川郡（上川支庁）のうち 東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町 勇払郡 網走郡 斜里郡 常呂郡 有珠 郡 白老郡 青森県のうち 青森市 弘前市 黒石市 五所川原市 むつ市 東津軽郡 西津軽郡 中津軽郡 南津軽郡 北津軽郡 下北郡 秋田県 山形県 福島県のうち 会津若松市 郡山市 白河市 須賀川市 喜多方市 岩瀬郡 南会津郡 北会津 郡 耶麻郡 河沼郡 大沼郡 西白河郡 新潟県	
(2)	富山県のうち 魚津市 滑川市 黒部市 下新川郡 石川県のうち 輪島市 珠洲市 凤至郡 珠洲郡 鳥取県のうち 米子市 倉吉市 境港市 東伯郡 西伯郡 日野郡 島根県 岡山県 広島県 徳島県のうち 美馬郡 三好郡 香川県のうち 高松市 丸亀市 坂出市 善通寺市 觀音寺市 小豆郡 香川郡 綾歌郡 仲多 度郡 三豊郡 愛媛県 高知県 熊本県 ((3)に掲げる市及び郡を除く。) 大分県 ((3)に掲げる市及び郡を除く。) 宮崎県	0.9
(3)	北海道のうち 旭川市 留萌市 稚内市 紋別市 士別市 名寄市 上川郡（上川支庁）のうち 鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町及び下川町 中川郡（上川支庁） 増毛郡 留萌郡 苦前郡 天塩郡 宗谷郡 枝幸郡 礼文 郡 利尻郡 紋別郡 山口県 福岡県 佐賀県 長崎県 熊本県のうち 八代市 荒尾市 水俣市 玉名市 本渡市 山鹿市 牛深市 宇土市 鮑託郡 宇土郡 玉名郡 鹿本郎 葦北郡 天草郡 大分県のうち	0.8

第2款 荷重及び外力

	中津市　日田市　豊後高田市　杵築市　宇佐市　西国東郡　東国東郡　速見郡 下毛郡　宇佐郡 鹿児島県（名瀬市及び大島郡を除く。）	
(4)	沖縄県	0.7

第2 R_t を算出する方法

R_t は、次の表の式によつて算出するものとする。ただし、特別の調査又は研究の結果に基づき建築物の振動特性を表す数値が同表の式によつて算出した数値を下回ることが確かめられた場合においては、当該調査又は研究の結果に基づく数値（この数値が同表の式によつて算出した数値に 4 分の 3 を乗じた数値に満たないときは、当該数値）まで減じたものとすることができる。

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

この表において、 T 及び T_c は、それぞれ次の数値を表すものとする。

T 次の式によつて計算した建築物の設計用 1 次固有周期（単位 秒）

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

この式において、 h 及び α は、それぞれ次の数値を表すものとする。

h 当該建築物の高さ（単位 メートル）

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

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

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

第3 A_i を算出する方法

A_i は、次の式によつて算出するものとする。ただし、建築物の振動特性についての特別な調査又は研究の結果に基づいて算出する場合においては、当該算出によることができるものとする。

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

この式において、 α_t 及び T は、それぞれ次の数値を表すものとする。

α_t 建築物の A_t を算出しようとする高さの部分を支える部分の固定荷重と積載荷重との和（建築基準法施行令第86条第2項ただし書の規定によつ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るものとする。以下同じ。）を当該建築物の地上部分の固定荷重と積載荷重との和で除した数値
 T 第2に定める T の数値

第4 地盤が著しく軟弱な区域を定める基準

地盤が著しく軟弱な区域を定める基準は、地盤が第2の表中 T_c に関する表に掲げる第3種地盤に該当する区域であるものとする。

附 則

この告示は、昭和62年11月16日から施行する。

通 達 昭56住指発第96号

別記4 昭和55年建設省告示第1793号の取扱いについて

〔1〕 第1(Z の数値) 関係

Z の数値は、地域に応じて告示の表に掲げる数値とするが、当該数値以上の数値としても差支えないものとする。

〔2〕 第2(R_t を算出する方法) 関係

(1) T の精算の取扱い

R_t の算出において、ただし書の適用にあたっては設計用1次固有周期を特別な調査又は研究の結果に基づいて計算し、その値を T の数値とすることができるものとする。

(2) 地盤種別の判定

① 剛強な支持ぐいとは、長さ径比の小さい場所打ち鉄筋コンクリートぐいその他の建築物本体と一体となって挙動し得るとみなせるものをいう。

② 地盤種別を地盤周期によって判定する場合の基準は付則による。

〔付則〕 地盤周期による判定の方法

地盤種別の判定を地盤周期についての特別な調査又は研究に基づいて行う場合の方法は、原則として次に掲げるところによる。

① 地盤周期と地盤種別との対応は、次の表によるものとする。

地盤周期 T_g (秒)	地盤種別
$T_g \leq 0.2$	第1種
$0.2 < T_g \leq 0.75$	第2種
$0.75 < T_g$	第3種

② 地盤周期の測定は、常時微動測定、せん断波速度測定等適切な方法によって行うものとする。

第2款 荷重及び外力

[3] 第3(A_i を算出する方法) 関係

(1) T の取扱い

T の数値は、 R_i を求めた場合に用いた T と同一の数値とする。

(2) A_i の精算の取扱い

建築物の振動特性をモーダルアナリシス、時刻歴解析により適切に評価して地震層せん断力の分布を算出した場合にあっては、本規定の式によらないことができる。

[4] 第4(地盤が著しく軟弱な区域を定める基準) 関係

本基準を適用するにあたっては、第3種地盤の条件にいう「地盤周期等についての調査若しくは研究の結果」を積極的に活用されたい。

[参考]

局部地震力

政令 第39条の2

(屋上から突出する水槽等)

第39条の2 屋上から突出する水槽、煙突その他これらに類するものは、建設大臣の定める基準に従つて風圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して構造耐力上安全なものとしなければならない。

告示 昭56建告第1101号

建築基準法施行令(昭和25年政令第338号)第39条の2の規定に基づき、屋上から突出する水槽、煙突その他これらに類するものの基準を次のように定める。

第1 屋上から突出する水槽、煙突その他これらに類するもの(以下「屋上水槽等」という。)は、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 屋上水槽等は、支持構造部又は建築物の構造耐力上主要な部分に、支持構造部は、建築物の構造耐力上主要な部分に、緊結すること。
- 二 屋上水槽等、支持構造部及び緊結金物で腐食又は腐朽のおそれがあるものには、有効なさび止め又は防腐のための措置を講ずること。

第2 屋上水槽等のうち、地階を除く階数が3以上の建築物に取り付けられるものは、第1によるほか、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 屋上水槽等、支持構造部、屋上水槽等の支持構造部への取付け部分及び屋上水槽等又は支持構造部の建築物の構造耐力上主要な部分への取付け部分は、荷重及び外力によって当該部分に生ずる応力(次の表に掲げる組合せによる各応力の合計をいう。)に対して安全上支障がないものとすること。

応力の種類	荷重及び外力について想定する状態	一般の場合	建築基準法施行令(以下「令」という。)第86条第2項ただし書の規定によつて特定行政庁が指定する多雪区域における場合	備考
長期の応力	常時	$G + P$	$G + P + S$	

短期の応力	積雪時	$G + P + S$	$G + P + S$	水又はこれに類するものを貯蔵する屋上水槽等にあつては、これの重量を積載荷重から除くものとする。
	暴風時	$G + P + W$	$G + P + W$	
	地震時	$G + P + K$	$G + P + S + K$	

この表において、 G 、 P 、 S 、 W 及び K は、それぞれ次の応力(軸方向応力、曲げモーメント、せん断応力等の各をいう。)を表すものとする。

G 屋上水槽等及び支持構造部の固定荷重による応力
 P 屋上水槽等の積載荷重による応力
 S 令第86条に規定する積雪荷重による応力
 W 風圧力による応力

この場合において、風圧力は、次のイによる速度圧に次の口に定める風力係数を乗じて計算した数値とするものとする。ただし、屋上水槽等又は支持構造部の前面にルーバー等の有効なしやへい物がある場合においては、当該数値から当該数値の4分の1を超えない数値を減じた数値とすることができる。

イ 速度圧は、令第87条第2項の規定により計算すること。この場合において、「建築物の高さ」とあるのは、「屋上水槽等又は支持構造部の地盤面からの高さ」と読み替えるものとする。

ロ 風力係数は、令第87条第4項の規定に準じて定めること。ただし、球形又はこれに類する形状の屋上水槽等にあつては、0.5とするものとする。

K 地震力による応力

この場合において、地震力は、特別な調査又は研究の結果に基づき定める場合のほか、次の式によつて計算した数値とするものとする。ただし、屋上水槽等又は屋上水槽等の部分の転倒、移動等による危害を防止するための有効な措置が講じられている場合にあつては、当該数値から当該数値の2分の1を超えない数値を減じた数値とすることができる。

$$P = kw$$

この式において、 P 、 k 及び w は、それぞれ次の次の数値を表すものとする。
 P 地震力(単位 キログラム)
 k 水平震度(令第88条第1項に規定する Z の数値に1.0以上の数値を乗じて得た数値とする。)
 w 屋上水槽等及び支持構造部の固定荷重と屋上水槽等の積載荷重との和(令第86条第2項ただし書の規定によつ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るものとする。)(単位 キログラム)

二、屋上水槽等又は支持構造部が緊結される建築物の構造耐力上主要な部分は、屋上水槽等又は支持構造部から伝達される応力に対して十分な耐力を有すること。

第3款 訸容応力度

政令 第89条

(木材)

第89条 木材の繊維方向の許容応力度は、強度試験の結果に基づき定める場合のほか、次の表の数値によらなければならない。

種類	許容応力度	長期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕				短期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕			
		圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
針葉樹	あかまつ、くろまつ及びべいまつ	75	60	95	8	長期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。			
	からまつ、ひば、ひのき及びべいひ	70	55	90	7				
樹木	つが及びべいつが	65	50	85	7				
	もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、すぎ、べいすぎ及びスブルース	60	45	75	6				
広葉樹	かし	90	80	130	14				
	くり、なら、ぶな及びけやき	70	60	100	10				

- 2 かた木で特に品質優良なものをしやち、込み栓せんくわの類に使用する場合においては、その許容応力度は、それぞれ前項の表の数値の2倍まで増大することができる。
- 3 基礎ぐい、水槽すうろう、浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合においては、その許容応力度は、それぞれ前2項の規定による数値の70パーセントに相当する数値としなければならない。

政令 第90条

(鋼材等)

第90条 鋼材等の許容応力度は、次の表1又は表2の数値によらなければならない。

1

許容応力度		長期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメー トルにつきキログラム〕				短期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメー トルにつきキログラム〕			
種類		圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
一般構造用鋼材 溶接構造用鋼材		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$				
ボルト	黒皮	—	$\frac{F}{1.5}$	—	—	長期応力に対する圧縮、引張り、 曲げ又はせん断の許容応力度のそ れぞれの数値の1.5倍とする。			
	仕上げ	—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{2}$				
リベット鋼		—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{2}$				
鋳 鋼		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$				
鋳 鉄		$\frac{F}{1.5}$	—	—	—				
この表において、Fは、鋼材等の種類及び品質に応じて建設大臣が定める基準強度（単位 1 平方センチメートルにつきキログラム）を表すものとする。									

2

許容応力度		長期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメー トルにつきキログラム〕				短期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメー トルにつきキログラム〕			
種類		圧縮	引 張 り		圧縮	引 張 り			
			せん断補強以外 に用いる場合	せん断補強に用 いる場合		せん断補強以外 に用いる場合	せん断補強に用 いる場合		
丸 鋼		$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 1,600を超える場 合には、1,600)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 1,600を超える場 合には、1,600)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,000を超える場 合には、2,000)	F		F	F (当該数値が 3,000を超える場 合には、3,000)	
異形 鉄筋	径28ミリメート ル以下のもの	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,200を超える場 合には、2,200)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,200を超える場 合には、2,200)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,000を超える場 合には、2,000)	F		F	F (当該数値が 3,000を超える場 合には、3,000)	
	径28ミリメート ルを超えるもの	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,000を超える場 合には、2,000)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,000を超える場 合には、2,000)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,000を超える場 合には、2,000)	F		F	F (当該数値が 3,000を超える場 合には、3,000)	
鉄線の径が4ミリメー トル以上の溶接金網		—	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	—	F (たゞし、床 版に用いる場 合に限る。)		• F	
この表において、Fは、表1に規定する基準強度を表すものとする。									

告 示 昭55建告第1794号第1

令第90条、第92条、第96条及び第98条の規定に基づき、
鋼材等及び溶接部の基準強度を定める件

建築基準法施行令(昭和25年政令第338号)第90条、第92条、第96条及び第98条の規定に基づき、
鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度を次のように定め
る。

第1 鋼材等の許容応力度の基準強度

鋼材等の許容応力度の基準強度は、次の表の数値とする。

鋼材等の種類及び品質			基 準 強 度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕
一 般 構 造 用鋼材	SS 41	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	2,400
	SM41	鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	2,200
	SMA41	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	2,800
	STK 41	鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	2,600
	STKR41	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	3,300
	SS50	鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	3,000
	SM50	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	3,600
	SM50Y	鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	3,400
	SMA50	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	1,900
	STK 50	鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	2,400
溶 接 構 造 用鋼材	STKR50	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	2,400
	SM53	鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	2,400
	SS55	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	3,800
	ボ ル ト	黒 皮	2,400
		仕 上 げ	2,400
	リ ベ ッ ト	鋼	2,400
	鑄	鋼	2,400
	鑄	鉄	1,500
	丸 鋼	SR24 SRR24	2,400
		SR30 SRR40	3,000

異形鉄筋	SD24 SDR24	2,400
	SD30	3,000
	SD35	3,500
	SD40	4,000
鉄線の径が4ミリメートル以上の溶接金網		3,000
<p>この表において、SS41, SS50及びSS55は、日本工業規格(以下「JIS」という。) G3101—1976(一般構造用圧延鋼材)に定めるSS41, SS50及びSS55又はこれらと同等以上の品質を有する鋼材を、SM41, SM50, SM50Y及びSM53は、JIS G3106—1977(溶接構造用圧延鋼材)に定めるSM41, SM50, SM50Y及びSM53又はこれらと同等以上の品質を有する鋼材を、SMA41及びSMA50は、JIS G3114—1977(溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材)に定めるSMA41及びSMA50又はこれらと同等以上の品質を有する鋼材を、STK41及びSTK50は、JIS G3444—1977(一般構造用炭素鋼鋼管)に定めるSTK41及びSTK50又はこれらと同等以上の品質を有する鋼材を、STKR41及びSTKR50は、JIS G3466—1975(一般構造用角形鋼管)に定めるSTKR41及びSTKR50又はこれらと同等以上の品質を有する鋼材を、SR24, SR30, SD24, SD30, SD35及びSD40は、JIS G3112—1975(鉄筋コンクリート用棒鋼)に定めるSR24, SR30, SD24, SD30, SD35及びSD40又はこれらと同等以上の品質を有する棒鋼を、SRR24, SRR40及びSDR24は、JIS G3117—1975(鉄筋コンクリート用再生棒鋼)に定めるSRR24, SRR40及びSDR24又はこれらと同等以上の品質を有する棒鋼を、それぞれ表すものとする。以下第2の表において同様とする。</p>		

政令 第91条

(コンクリート)

第91条 コンクリートの許容応力度は、次の表の数値によらなければならない。ただし、付着については、実験及び計算によつて確かめられた数値とすることができる。

長期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕				短期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕			
圧縮	引張り	せん断	付着	圧縮	引張り	せん断	付着
$\frac{F}{3}$		$\frac{F}{30}$	7(軽量骨材を使用するものにあつては、6)	長期応力に対する圧縮、引張り、せん断又は付着の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。			
この表において、Fは、設計基準強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）を表すものとする。							

2 特定行政庁がその地方の気候、骨材の性状等に応じて規則で設計基準強度の上限の数値を定めた場合において、設計基準強度が、その数値を超えるときは、前項の表の適用に関しては、その数値を設計基準強度とする。

政令 第92条

(溶接)

第92条 溶接継目のど断面に対する許容応力度は、次の表の数値によらなければならない。

作業の方法		継目の形式	長期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕				短期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕				
			圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断	
(1)	自動溶接装置等の設置その他の建設大臣が高度の品質を確保し得ると認めて定める条件によつて作業する場合	突合せ		$\frac{F}{1.5}$		$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$	長期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の1.5倍とする。				
		突合せ以外のもの		$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$		$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$					
(2)	(1)以外の場合	突合せ		$\frac{0.9F}{1.5}$		$\frac{0.9F}{1.5\sqrt{3}}$	長期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の1.5倍とする。				
		突合せ以外のもの		$\frac{0.9F}{1.5\sqrt{3}}$		$\frac{0.9F}{1.5\sqrt{3}}$					
この表において、Fは、溶接される鋼材の種類及び品質に応じて建設大臣が定める溶接部の基準強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）を表すものとする。											

告示 昭55建告第1794号第2

第2 溶接部の許容応力度の基準強度

溶接部の許容応力度の基準強度は、次の表の数値（異なる種類又は品質の鋼材を溶接する場合においては、接合される鋼材の基準強度のうち小さい値となる数値）とする。

鋼材の種類及び品質			基 準 強 度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕
一般構造用鋼材	SS 41 SM41 SMA41 STK 41 STKR41	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	2,400
		鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	2,200
	溶接構造用鋼材	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	3,300
		鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	3,000
		鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	3,600
丸 鋼	SM50 SM50Y SMA50 STK 50 STKR50	鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	3,400
	SM53	SR24 SRR24	2,400
		SR30 SRR40	3,000
異形鉄筋	SR24 SRR24 SR30 SRR40 SD24 SDR24 SD30 SD35 SD40	SD24 SDR24	2,400
		SD30	3,000
		SD35	3,500
		SD40	4,000

告示 昭56建告第1103号

溶接の高度の品質を確保し得る条件を定める件

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第92条及び第98条の規定に基づき、高度の品質を確保し得る作業方法の条件を次のように定める。

高度の品質を確保し得る作業方法の条件は、次の第一号又は第二号に該当するものとする。

一 次の(1)及び(2)に定めるところにより作業すること。

- (1) 鋼材の種類に応じて必要な自動溶接装置その他の溶接機器及び自動ガス切断機その他の加工機器を備え、かつ、これらの機器及び溶接方法に関して十分な知識及び技量を有する者が溶接を行うこと。ただし、昭和55年建設省告示第1794号第2の表に掲げる鋼材のうち、SM50、SM50Y、SMA50、STK50、STKR50及びSM53以外の鋼材を溶接する場合において、

第3款 許容応力度

回転ジグ、ポジショナー等常に下向きで作業できるような設備をして作業するときは、この限りでない。

(2) 溶接部が割れ等の欠陥を有するものとならないよう、非破壊検査その他の検査を行うこと。

二 前号に掲げるもののほか、建設大臣がこれと同等以上に高度の品質を確保し得ると認める方法により作業すること。

政令 第92条の2

(高力ボルト接合)

第92条の2 高力ボルト摩擦接合部の高力ボルトの軸断面に対する許容せん断応力度は、次の表の数値によらなければならない。

許容せん断応力度 種類	長期応力に対する許容せん断応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	短期応力に対する許容せん断応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕
1面せん断	$0.3 T_o$	長期応力に対する許容せん断応力度の数値の1.5倍とする。
2面せん断	$0.6 T_o$	

この表において、 T_o は、高力ボルトの品質に応じて建設大臣が定める基準張力(単位 1平方センチメートルにつきキログラム)を表すものとする。

2 高力ボルトが引張力とせん断力を同時に受けるときの高力ボルト摩擦接合部の高力ボルトの軸断面に対する許容せん断応力度は、前項の規定にかかわらず、次の式により計算したものとしなければならない。

$$f_{st} = f_{so} \left(1 - \frac{\sigma_t}{T_o} \right)$$

この式において、 f_{st} 、 f_{so} 、 σ_t 及び T_o は、それぞれ次の数値を表すものとする。

f_{st} この項の規定による許容せん断応力度 (単位 1平方センチメートルにつきキログラム)

f_{so} 前項の規定による許容せん断応力度 (単位 1平方センチメートルにつきキログラム)

σ_t 高力ボルトに加わる外力により生ずる引張応力度 (単位 1平方センチメートルにつきキログラム)

T_o 前項の表に規定する基準張力

告示 昭55建告第1795号

令第92条の2、第94条及び第96条の規定に基づき、

高力ボルトの基準張力等を定める件

建築基準法施行令(昭和25年政令第338号)第92条の2、第94条及び第96条の規定に基づき、高力ボルトの基準張力、高力ボルトイ引張接合部の引張りの許容応力度及び高力ボルトの材料強度の基準強度をそれぞれ次のように定める。

第1 高力ボルトの基準張力

高力ボルトの基準張力は、次の表の数値とする。

第3款 許容応力度

高 力 ボ ル ト の 品 質			高力ボルトの基準張力（単位 1平方センチメートルにつき キログラム）
高力ボルトの種類		高力ボルトの締付ボルト張力 (単位 1平方センチメー トルにつきキログラム)	
(1)	1 種	4,000以上	4,000
(2)	2 種	5,000以上	5,000
(3)	3 種	5,350以上	5,350

この表において、1種、2種及び3種は、日本工業規格(以下「JIS」という。)B1186—1979(摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット)に定める1種、2種及び3種又はこれらと同等以上の品質を有する摩擦接合用高力ボルト、ナット及び座金の組合せを表すものとする。

第2 高力ボルト引張接合部の引張りの許容応力度

高力ボルト引張接合部の高力ボルトの軸断面に対する引張りの許容応力度は、次の表の数値とする。

高 力 ボ ル ト の 品 質	長期応力に対する引張りの許容 応力度（単位 1平方センチメー トルにつきキログラム）	短期応力に対する引張りの許容 応力度（単位 1平方センチメー トルにつきキログラム）
第1の表中(1)項に掲げるもの	2,500	
第1の表中(2)項に掲げるもの	3,100	長期応力に対する引張りの許容 応力度の数値の1.5倍とする。
第1の表中(3)項に掲げるもの	3,300	

第3 高力ボルトの材料強度の基準強度

高力ボルトの材料強度の基準強度は、次の表の数値とする。

高力ボルトの品質	基準強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）
F8T	6,400
F10T	9,000
F11T	9,500

この表において、F8T、F10T 及び F11T は、JIS B1186—1979 (摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット) に定める F8T、F10T 及び F11T 又はこれらと同等以上の品質を有する高力ボルトを表すものとする。

附 則

- 1 この告示は、昭和56年6月1日から施行する。
- 2 昭和45年建設省告示第1309号は、廃止する。

政令 第93条

(地盤及び基礎ぐい)

第93条 地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力は、建設大臣が定める方法によつて、地盤調査を行ない、その結果に基づいて定めなければならない。ただし、次の表に掲げる地盤の許容応力度については、地盤の種類に応じて、それぞれ次の表の数値によることができる。

地盤	長期応力に対する許容応力度 (単位 1平方メートルにつきトン)	短期応力に対する許容応力度 (単位 1平方メートルにつきトン)
岩盤	100	
固結した砂	50	
土丹盤	30	
密実な疊層	30	
密実な砂質地盤	20	
砂質地盤	5	
堅い粘土質地盤	10	
粘土質地盤	2	
堅いローム層	10	
ローム層	5	

長期応力に対する許容応力度の
それぞれの数値の2倍とする。

政令 第94条

(補則)

第94条 第89条から前条までに定めるもののほか、構造耐力上主要な部分の材料の長期応力に対する許容応力度及び短期応力に対する許容応力度は、材料の種類及び品質に応じ、建設大臣が建築物の安全を確保するために必要なものとして定める数値によらなければならない。

告示 昭55建告第1799号

令第94条及び第99条の規定に基づき、特殊な
許容応力度及び材料強度を定める件

(改正 昭和62年11月13日建設省告示第1919号)

建築基準法施行令(昭和25年政令第338号)第94条の規定に基づき、木材のめりこみ及び圧縮材の座屈の許容応力度、集成材の許容応力度並びに鋼材等の支圧、圧縮材の座屈及び曲げ材の座屈の許容応力度(以下「特殊な許容応力度」という。)並びに同令第99条の規定に基づき、木材のめりこみ及び圧縮材の座屈の材料強度、集成材の材料強度並びに鋼材等の支圧及び圧縮材の座屈の材料強度(以下「特殊な材料強度」という。)をそれぞれ次のように定める。

第3款 許容応力度

第1 特殊な許容応力度

- 一 木材のめりこみ及び圧縮材の座屈の許容応力度は、次に掲げるとおりとする。
- イ めりこみの許容応力度は、めりこみ試験の結果に基づき定める場合のほか、その繊維方向と加力方向とのなす角度に応じて次に掲げる数値（基礎ぐい、水槽、浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合においては、当該数値の70パーセントに相当する数値）とする。
- | | |
|---------------------|---|
| (1) 10度以下の場合 | 建築基準法施行令（以下「令」という。）第89条第1項の表に掲げる圧縮の許容応力度の数値 |
| (2) 10度を超え、70度未満の場合 | (1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値 |
| (3) 70度以上90度以下の場合 | 次の表に掲げる数値 |

木 材 の 種 類	長期応力に対するめりこみの許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	短期応力に対するめりこみの許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕
針葉樹	あかまつ、くろまつ及びべいまつ	30
	からまつ、ひば、ひのき及びべいひ	25
	つが、べいつが、もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、すぎ、べいすぎ及びスブルース	20
広葉樹	かし	40
	くり、なら、ぶな及びけやき	35

- ロ 圧縮材の座屈の許容応力度は、その有効細長比に応じて、次の表の式によつて計算した数値とする。

$\lambda \leq 30$ の場合	$f_k = f_c$
$30 < \lambda \leq 100$ の場合	$f_k = f_c (1.3 - 0.01\lambda)$
$\lambda > 100$ の場合	$f_k = \frac{0.3f_c}{\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2}$
この表において、 λ 、 f_k 及び f_c は、それぞれ次の数値を表すものとする。	
λ 有効細長比	
f_k 圧縮材の座屈の許容応力度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）	
f_c 令第89条第1項の表に掲げる圧縮の許容応力度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）	

- 二 集成材の許容応力度は、次に掲げるとおりとする。
- イ 繊維方向の許容応力度は、強度試験に基づき定める場合のほか、集成材の種類に応じて

それぞれ次の表1又は表2の数値（基礎ぐい、水槽、浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合においては、当該数値の70パーセントに相当する数値）とする。

1

集成材の樹種 及び品質		許容応力度			長期応力に対する許容応力度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）			短期応力に対する許容応力度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）							
		圧縮 又は 引張り	曲げ	せん断	圧縮 又は 引張り	曲げ	せん断	圧縮 又は 引張り	曲げ	せん断					
針葉樹	あかまつ、くろまつ及びベイマツ	特級	115	165	12	長期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。	短期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。	長期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。	短期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。	長期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。					
		1級	105	145											
		2級	90	120											
	からまつ、ひば、ひのき及びベイヒ	特級	105	155	11										
		1級	95	135											
		2級	85	110											
広葉樹	つが及びベイツガ	特級	95	145	10										
		1級	90	125											
		2級	80	105											
	もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、すぎ、べいすぎ及びスブルース	特級	90	135	9										
		1級	80	115											
		2級	70	95											
	みずなら、ぶな、けやき、しおじ、たも、かば、いたやかえで、にれ及びアビトン	1級	105	150	12										
		2級	85	125											
		1級	90	130	10										
		2級	80	110											
この表において、特級、1級及び2級は、それぞれ構造用大断面集成材の日本農林規格（昭和61年農林水産省告示第2054号）に規定する構造用大断面集成材の特級、1級及び2級又はこれらと同等以上の品質を有する集成材を表すものとする。															

2

集成材の樹種 及び品質		許容応力度			長期応力に対する許容応力度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）			短期応力に対する許容応力度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）							
		圧縮 又は 引張り	曲げ	せん断	圧縮 又は 引張り	曲げ	せん断	圧縮 又は 引張り	曲げ	せん断					
針葉樹	あかまつ、くろまつ及びベイマツ	1級	105	145	12	長期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。	短期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。	長期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。	短期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。	長期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。					
		2級	90	120											
	からまつ、ひば、ひのき及びベイヒ	1級	95	135	11										
		2級	85	110											

第3款 許容応力度

針 葉 樹	つが及びべいつが もみ, えぞまつ, とどまつ, べにまつ, すぎ, べいすぎ, スブルース, ロッジポール パイン及びポンデローサパ イン	1級	90	125	10	長期応力に対する圧縮, 引張り, 曲げ又はせん断 の許容応力度のそれ の数値の2倍とする。		
		2級	80	105				
広 葉 樹	みずなら, ぶな, けやき, しおじ, たも, かば, いたや かえで, にれ及びアピトン	1級	80	115	9			
		2級	70	95				
	ラワン	1級	105	150	12			
		2級	85	125				
		1級	90	130	10			
		2級	80	110				
この表において、1級は、集成材の日本農林規格(昭和49年農林省告示第601号(以下「告示」という。))に規定する構造用集成材の1級又は化粧ぱり構造用集成材の1等及び2等又はこれらと同等以上の品質を有する集成材を表すものとする。また、この表において、2級は、告示に定める構造用集成材の2級又はこれと同等以上の品質を有する集成材を表すものとする。								

□ めりこみの許容応力度は、めりこみ試験の結果に基づき定める場合のほか、その纖維方向と加力方向とのなす角度に応じて次に掲げる数値(基礎ぐい、水槽、浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合においては、当該数値の70パーセントに相当する数値)とする。

- (1) 10度以下の場合 イの表に掲げる圧縮の許容応力度の数値
 (2) 10度を超える場合 (1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値
 (3) 70度以上90度以下の場合 次の表に掲げる数値

集成材の樹種		長期応力に対するめりこみの許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	短期応力に対するめりこみの許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕
針葉樹	あかまつ, くろまつ及びべいまつ	30	長期応力に対するめりこみの許容応力度の数値の2倍とする。
	からまつ, ひば, ひのき及びべいひ	25	
	つか, べいつが, もみ, えぞまつ, とどまつ, べにまつ, すぎ, べいすぎ及びスブルース	20	
広葉樹	ラワン	30	
	みずなら, ぶな, けやき, しおじ, たも, かば, いたやかえで, にれ及びアピトン	35	

- ハ 圧縮材の座屈の許容応力度は、前号のロに定めるところに準ずる計算をした数値とする。
- ニ 建設大臣が高度の品質を確保し得ると認める条件によつて集成材のひき板の加工、接着及び品質管理が行われる場合においては、当該集成材の許容応力度は、イからハまでの規定にかかわらず、集成材の各々のひき板の強度に基づき算定した数値とすることができる。
- 三 鋼材等の支圧、圧縮材の座屈及び曲げ材の座屈の許容応力度は、次に掲げるとおりとする。
- イ 支圧の許容応力度は、次の表の数値 ((1)項及び(3)項において異種の鋼材等が接触する場合においては、小さい値となる数値) とする。

支圧の形式		長期応力に対する支圧の許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	短期応力に対する支圧の許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕
(1)	すべり支承又はローラー支承の支承部に支圧が生ずる場合その他これに類する場合	$1.9F$	
(2)	ボルト又はリベットによつて接合される鋼材等のボルト又はリベットの軸部に接触する面に支圧が生ずる場合その他これに類する場合	$1.25F$	長期応力に対する支圧の許容応力度の数値の1.5倍とする。
(3)	(1)及び(2)に掲げる場合以外の場合	$\frac{F}{1.1}$	
この表において、 F は、昭和55年建設省告示第1794号第1に定める基準強度の数値（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）を表すものとする。			

- ロ 圧縮材の座屈の許容応力度は、次の表の数値とする。

圧縮材の有効細長比と限界細長比との関係	長期応力に対する圧縮材の座屈の許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	短期応力に対する圧縮材の座屈の許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕
$\lambda \leq \Lambda$ の場合	$F \left\{ \frac{1 - \frac{2}{5} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2} \right\}$	
$\lambda > \Lambda$ の場合	$\frac{\frac{18}{65} F}{\left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2}$	長期応力に対する圧縮材の座屈の許容応力度の数値の1.5倍とする。
この表において、 F 、 λ 及び Λ は、それぞれ次の数値を表すものとする。		
F 昭和55年建設省告示第1794号第1に定める基準強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）		
λ 有効細長比		
Λ 次の式によつて計算した限界細長比		

第3款 許容応力度

$$A = \frac{4,800}{\sqrt{\frac{F}{1.5}}}$$

ハ 曲げ材の座屈の許容応力度は、次の表の数値とする。ただし、令第90条に規定する曲げの許容応力度の数値を超える場合においては、当該数値を曲げ材の座屈の許容応力度の数値とする。

曲げ材の種類及び曲げの形式	長期応力に対する曲げ材の座屈の許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	短期応力に対する曲げ材の座屈の許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕
(1) 荷重面内に対称軸を有する圧延形鋼及びプレートガーダーその他これに類する組立材で、強軸周りに曲げを受ける場合	$F \left\{ \frac{2}{3} - \frac{4}{15} \frac{\left(\frac{\ell_b}{i} \right)^2}{CA^2} \right\}$ 又は $\frac{900}{\left(\frac{\ell_b h}{A_f} \right)}$ のうち大きい数値	
(2) 鋼管及び箱形断面材の場合、(1)に掲げる曲げ材で弱軸周りに曲げを受ける場合並びにガセットプレートで面内に曲げを受ける場合	$\frac{F}{1.5}$	長期応力に対する曲げ材の座屈の許容応力度の数値の1.5倍とする。
(3) みぞ形断面材及び荷重面内に対称軸を有しない材の場合	$\frac{900}{\left(\frac{\ell_b h}{A_f} \right)}$	

この表において、 F 、 ℓ_b 、 i 、 C 、 A 、 h 及び A_f は、それぞれ次の数値を表すものとする。

F 昭和55年建設省告示第1794号第1に定める基準強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）

ℓ_b 圧縮フランジの支点間距離（単位 センチメートル）

i 圧縮フランジと曲げ材のせいの6分の1とからなる T形断面のウェップ軸周りの断面2次半径（単位 センチメートル）

C 次の式によつて計算した修正係数（2.3を超える場合には2.3とする。）

$$C = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2$$

〔この式において、 M_2 及び M_1 は、それぞれ座屈区間端部における小さい方及び大きい方の強軸周りの曲げモーメントを表すものとする。〕

A ロの表に定める限界細長比

h 曲げ材のせい（単位 センチメートル）

A_f 圧縮フランジの断面積（単位 平方センチメートル）

第2 特殊な材料強度

- 一 木材のめりこみ及び圧縮材の座屈の材料強度は、次に掲げるとおりとする。
 - イ めりこみの材料強度は、第1第一号イに定める長期応力に対するめりこみの許容応力度の数値の3倍の数値とする。
 - ロ 圧縮材の座屈の材料強度は、第1第一号ロに定める短期応力に対する圧縮材の座屈の許

容応力度の数値とする。

二 集成材の材料強度は、次に掲げるとおりとする。

イ 繊維方向の材料強度は、第1第二号イに定める長期応力に対する許容応力度の数値の3倍の数値とする。

ロ めりこみの材料強度は、第1第二号ロに定める長期応力に対するめりこみの許容応力度の数値の3倍の数値とする。

ハ 圧縮材の座屈の材料強度は、第1第二号ハに定める短期応力に対する圧縮材の座屈の許容応力度の数値とする。

ニ 建設大臣が高度の品質を確保し得ると認める条件によつて集成材のひき板の加工、接着及び品質管理が行われる場合においては、当該集成材の繊維方向の材料強度は、イからハまでの規定にかかわらず、第1第二号ニの規定により算定した数値の3倍とすることができる。

三 鋼材等の支圧及び圧縮材の座屈の材料強度は、次に掲げるとおりとする。

イ 支圧の材料強度は、第1第三号イの表の短期応力に対する支圧の許容応力度の数値に準じて定めるものとする。この場合において、同表中「昭和55年建設省告示第1794号第1」とあるのは「昭和55年建設省告示第1794号第3」と読み替えるものとする。

ロ 圧縮材の座屈の材料強度は、次の表の数値とする。

圧縮材の有効細長比と 限界細長比との関係	圧縮材の座屈の材料強度 (単位 1平方センチメートルにつきキログラム)
$\lambda \leq A$ の場合	$F \left\{ 1 - \frac{2}{5} \left(\frac{\lambda}{A} \right)^2 \right\}$
$\lambda > A$ の場合	$\frac{3}{5} F$ $\left(\frac{\lambda}{A} \right)^2$

この表において、 F 、 λ 及び A は、それぞれ次の数値を表すものとする。

F 昭和55年建設省告示第1794号第3に定める基準強度の数値 (単位 1平方センチメートルにつきキログラム)

λ 有効細長比

A 次の式によつて計算した限界細長比

$$A = \frac{4,800}{\sqrt{\frac{F}{1.5}}} \quad F = 2600 \text{ キロ} \quad A = 120$$

附 則

この告示は、昭和62年11月16日から施行する。

第4款 材 料 強 度

政令 第95条

(木材)

第95条 木材の繊維方向の材料強度は、強度試験の結果に基づき定める場合のほか、次の表の数値によらなければならない。

種類		材 料 強 度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕			
		圧縮	引張り	曲げ	せん断
針葉樹	あかまつ、くろまつ及びべいまつ	225	180	285	24
	からまつ、ひば、ひのき及びべいひ	210	165	270	21
	つが及びべいつが	195	150	255	21
	もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、すぎ、べいすぎ及びスプルース	180	135	225	18
広葉樹	かし	270	240	390	42
	くり、なら、ぶな及びけやき	210	180	300	30

2 第89条第2項及び第3項の規定は、木材の材料強度について準用する。

政令 第96条

(鋼材等)

第96条 鋼材等の材料強度は、次の表1又は表2の数値によらなければならない。

1

種類	材 料 強 度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕			
	圧縮	引張り	曲げ	せん断
一般構造用鋼材 溶接構造用鋼材	F	F	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
高力ボルト	—	F	—	$\frac{F}{\sqrt{3}}$

ボルト	黒皮	—	F	—	—
	仕上げ	—	F	—	$\frac{3F}{4}$
リベット鋼	—	F	—	—	$\frac{3F}{4}$
鋳 鋼	F	F	F	—	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
鋳 鉄	F	—	—	—	—

この表において、 F は、第90条の表1に規定する基準強度を表すものとする。

2

種類	材料強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）		
	圧縮	引張り	
		せん断補強以外に用いる場合	せん断補強に用いる場合
丸鋼及び異形鉄筋	F	F	F （当該数値が3,000を超える場合には、3,000）
鉄線の径が4ミリメートル以上の溶接金網	—	F （ただし、床版に用いる場合に限る。）	F

この表において、 F は、第90条の表1に規定する基準強度を表すものとする。

告示 昭55建告第1794号第3

第3 鋼材等の材料強度の基準強度

鋼材等の材料強度の基準強度は、第1の表の数値とする。ただし、一般構造用鋼材、溶接構造用鋼材、丸鋼及び異形鉄筋のうち、同表に掲げるJISに定めるものについては、実況に応じた数値とするほか、同表の数値のそれぞれ1.1倍以下の数値とすることができる。

通達 昭56住指発第96号

第4 許容応力度及び材料強度関係（第3款及び第4款）

2. 材料強度

新設の規定であるが、基本的な構成は許容応力度に関する規定と同一である。なお、鋼材及び溶接部の基準強度については、それぞれ鋼材の日本工業規格に適合する場合は、告示に掲げる数値の1.1倍まで等の数値とすることとしているが、この規定の適用にあたっては、実験資料、ミルシート等の提出を求める等必要な措置を講ずることとされたい。

政令 第97条

(コンクリート)

第97条 コンクリートの材料強度は、次の表の数値によらなければならない。ただし、せん断又は付着については、実験及び計算によつて確かめられた数値とすることができる。

材 料 強 度			
(単位 1平方センチメートルにつきキログラム)			
圧 縮	引 張 り	せん 断	付 着
F	$\frac{F}{10}$		21 (軽量骨材を使用する場合にあつては、18)
この表において、 F は、設計基準強度 (単位 1平方センチメートルにつきキログラム) を表すものとする。			

2 第91条第2項の規定は、前項の設計基準強度について準用する。

政令 第98条

(溶接)

第98条 溶接継目のど断面に対する材料強度は、次の表の数値によらなければならない。

作業の方法	継目の形式	材 料 強 度			
		(単位 1平方センチメートルにつきキログラム)			
		圧縮	引張り	曲げ	せん断
(1)	自動溶接装置等の設置その他の建設大臣が高度の品質を確保し得ると認めて定める条件によつて作業する場合	突合せ	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$	
		突合せ以外のもの	$\frac{F}{\sqrt{3}}$	$\frac{F}{\sqrt{3}}$	
(2)	(1)以外の場合	突合せ	$0.9F$	$\frac{0.9F}{\sqrt{3}}$	
		突合せ以外のもの	$\frac{0.9F}{\sqrt{3}}$	$\frac{0.9F}{\sqrt{3}}$	
この表において、 F は、第92条の表に規定する基準強度を表すものとする。					

告示 昭55建告第1794号第4**第4 溶接部の材料強度の基準強度**

溶接部の材料強度の基準強度は、第2の表の数値とする。ただし、一般構造用鋼材、溶接構造用鋼材、丸鋼及び異形鉄筋のうち、同表に掲げる JIS に定めるものについては、実況に応じた

数値とするほか、同表の数値のそれぞれ1.1倍以下の数値とすることができます。

政令 第99条

(補則)

第99条 第95条から前条までに定めるもののほか、構造耐力上主要な部分の材料の材料強度は、材料の種類及び品質に応じ、建設大臣が地震に対して建築物の安全を確保するために必要なものとして定める数値によらなければならない。

第Ⅱ編

構造計算指針・同解説

第1章	基本事項	67
第2章	荷重及び外力	73
第3章	許容応力度及び材料強度	113
第4章	構造計算の方法	137
第5章	鉄骨造の耐震計算	168
第6章	鉄筋コンクリート造の耐震計算	211
第7章	鉄骨鉄筋コンクリート造の 耐震計算	254
第8章	木造の耐震計算	278
第9章	その他の構造の耐震計算	302
付-1	保有水平耐力の計算方法	310
付-2	鉄筋コンクリート造壁等の 剛性評価	347

第1章 基本事項

1.1 指針概要と計算の流れ

(1) 指針概要

第II編 構造計算指針は、建築基準法施行令に定められた耐震関係規定の構造計算の方法を構造設計の流れに沿って解説するものである。第I編に示した各規定（政令、告示、通達）を構造設計の流れに沿うよう再構成し、それぞれの事項ごとに解説を行っている。さらに、各構造種別ごとに耐震計算についての解説を行うように構成している。そのため、一部の規定については、各章にわたり重複して掲載されている場合がある。従って、本編を通読すると同じ事項についての解説がくり返し出てくることがあるが、これは、例えば、鉄骨造の建築物の耐震計算方法について理解しようと思った場合には、該当する章（第5章）を読めば、他の章を見ることなくひとりおりの理解ができるようにすることを目指したためである。

本編の構成及び内容は以下のとおりである。

第1章 基本事項	本編の概要、地震に対する構造計算の流れ、第2章以降に示す構造計算方法の適用範囲及び適用の特例
第2章 荷重及び外力	構造計算において採用すべき荷重及び外力
第3章 許容応力度	木材、鋼材、コンクリート、溶接、高力ボルト、地盤及び及び材料強度 基礎ぐい等についての許容応力度及び材料強度
第4章 構造計算の方法	法令で定められた構造計算の方法、計算のフロー
第5章 鉄骨造の耐震計算	鉄骨造の耐震計算の進め方、各ルート、固有の問題
第6章 鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート造の耐震計算の進め方、各ルート、固有 造の耐震計算 の問題
第7章 鉄骨鉄筋コンクリート	鉄骨鉄筋コンクリート造の耐震計算の進め方、各ルート、 一 ト造の耐震計算 の問題
第8章 木造の耐震計算	各種木造の耐震計算の進め方、各ルート、固有の問題
第9章 その他の構造	プレストレストコンクリート造、壁式鉄筋コンクリート造、 の耐震計算 壁式ラーメン鉄筋コンクリート造、併用構造の耐震計算
付録	保有水平耐力の計算方法、鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

なお、力の単位として「N（ニュートン）」（SI 単位）が用いられたり、又は「kgf」等の表示がなされることがあるが、本指針では従来から用いられている「kg」等の工学単位を力の単位として用いている。

(2) 計算の流れ

建築基準法施行令に規定される耐震関係の構造計算を一次設計と二次設計に分類する。ここで、一次設計は、中程度の地震動（耐用年限中に数度は遭遇する程度の地震動）により構造骨組に生ずる応力度が材料の許容応力度以下であることを確認するものであり、二次設計は、中程度の地震動による層間変形角、剛性率、偏心率の確認及び大地震動（耐用年限中に一度遭遇するかもしれない程度の地震動）に対する建築物の耐震性能の確認を行うものである。後者には、対象とする建築物の規模等により、三つの計算のルートが設けられている。それらを、ルート①、ルート②及びルート③と称する。すなわち、構造計算に当たっては、一次設計と、さらに二次設計としていざれか一つのルートの計算を行うことになる。

ルート①は、特定建築物以外の建築物に適用される構造計算ルートであって、このルートにおいては建築物の規模等の確認のほか、それぞれの構造種別に応じて定められた計算を行うことが必要である。このルートを適用できるのは、構造規模が比較的小さい建築物である。

ルート②は、高さが31m以下の特定建築物に適用されるルートであって、このルートによる場合は、層間変形角の確認、剛性率の確認、偏心率の確認及び構造種別ごとに定められた变形性能確保、耐力確保等のための計算を行うことが必要である。

ルート③は、高さが31mを超え60m以下の特定建築物及び高さが31m以下でルート①又はルート②によらない建築物に適用され、このルートによる場合は、層間変形角の確認及び保有水平耐力の確認を行うことが必要である。

高さが60mを超える建築物の場合には、上記の規定によらず、別途建設大臣が認める方法により安全性を確認することになる。

1.2 適用

(1) 規模

政令 第81条第1項

(適用)

第81条 法第20条第2項に規定する建築物(高さが60メートルを超える建築物を除く。)の構造計算は、この節の規定によらなければならない。ただし、建設大臣がこの節に規定する構造計算による場合と同等以上に安全さを確かめることができると認める構造計算による場合においては、この限りでない。

通達 昭56住指発第96号

第1 総則関係(第1款)

1. 適用(第81条)

(1) 高さの取扱い

今回の改正に伴い、建築物の高さにより、適用される構造計算の原則についての規定が異なることとなったが、これらの規定の適用にあたっての建築物の高さは、令第2条第1項第六号に定めるところによるものとする。

(2) 各規定の適用の選択

高さが31メートル以下のものについては、令第82条の3に替えて令第82条の4の規定によることは差支えない。同様に「木造建築物等」の対象となる〔「特定建築物」の対象となるない〕規模等の建築物で、令第82条の2及び令第82条の3又は令第82条の2及び令第82条の4の各規定によったものは、「木造建築物等」としての基準〔「特定建築物」に該当しないことの基準〕を満たすことは要しないで留意されたい。

また、構造計算を張り間方向及びけた行方向のように2方向以上について行う場合、それぞれの方向について異なる規定を適用することも妨げないものとする。

(3) 適用の範囲

本節の規定は、令第39条の2の規定の適用対象である屋上から突出する水槽等については適用されない。また、建築基準法(以下「法」という。)第88条の規定により、法第20条の規定を準用する工作物についても、一律に適用されるべきものではないので留意されたい。

本項の規定は、令第3章第8節の位置付けを定めたもので、法第20条第2項により構造計算を義務付けられた建築物の構造計算は、本節(第8節)の定めるところによらなければならないとしたものである。

令第3章第8節を適用する建築物の範囲からは高さが60mを超えるものは除かれている。これは、高さが60mを超える建築物については、建設実績も少なく、必ずしも中低層程度の建築物と同じ構造計算の方法では安全を十分確認し得ないという判断に基づくものである。この高さが60mを超える建築物の取扱いについては令第81条の2で定めている。

また、ただし書で、建設大臣の認める構造計算については、例外的に適用除外が認められているが、このただし書の適用を認められている例としては、昭48建告第949号(プレストレストコン

クリート造の技術的基準)における、いわゆる「終局強度法」がある。

異なるルートを適用するに当たっての留意点

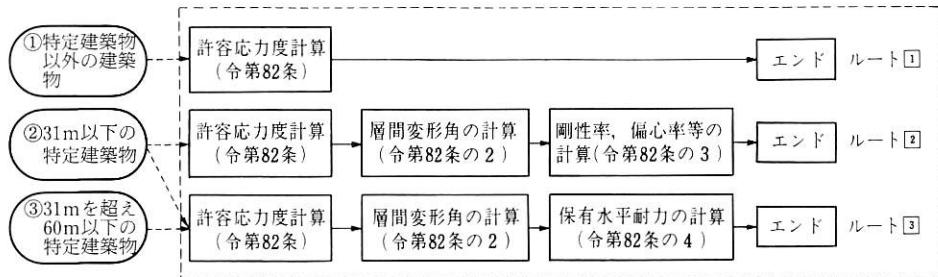


図 1.1-1 構造計算のルート

構造計算は、一般に建築物の張り間方向及びけた行方向について各々行う。この場合、各々の方向に異なるルートを適用して差し支えない。例えば図 1.1-2 に示す建築物において、張り間方向(Y 方向)は壁量が十分にあるのでルート①で計算を行い、一方、壁量がそれほど多くないけた行方向(X 方向)はルート②又は③を用いてもよいということである。ただし、X 方向の検討をルート②又は③で行うとき、偏心率の計算には、Y 方向の耐力壁の剛性が関係してくるのでその評価が必要である。

図 1.1-3 に示すように、同一の建築物で階によって構造種別が異なる場合には、それぞれの構造種別に応じて異なる計算を行うことになる。ただし、この計算は、原則として同一のルートのものでなければならない。

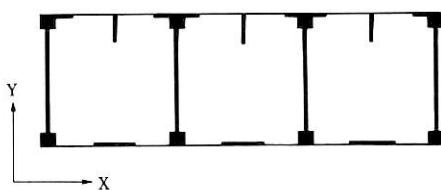


図 1.1-2 異なるルートの適用例

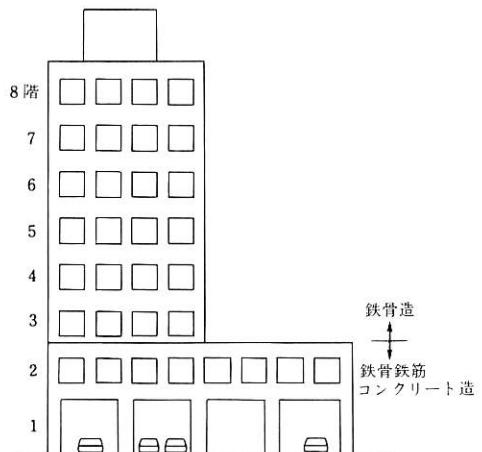


図 1.1-3 同一ルートの中で階ごとに異なる計算を用いる例

ルートの適用に当たっては、当該建築物の高さが、その要件の一つとなることがある。この場合の「高さ」とは、令第2条第1項第六号に示されるところのものによる。すなわち、高さは、平均地盤面からの高さとし、水平投影面積が建築面積の1/8以下の階段室等の塔屋(12mまで)，

むね飾、防火壁の屋上突出物等の屋上突出物は、高さに算入しない。

なお、地震力を算定する場合に建築物の一次固有周期を建築物の高さから求めることがあるが（令第88条に基づく告示、昭55建告第1793号）、その場合の高さは、当該建築物の振動性状を十分考慮して判断されるべきものである。これについて、詳しくは、2.6「地震力」（p.85）の項を参照されたい。

（2）屋上から突出する水槽等の取扱い

屋上から突出する水槽等については、令第39条の2に基づく告示に定める基準により固定荷重及び積載荷重並びに風圧力及び地震力に対して構造耐力上安全であることを確かめるほか、それを支える建築物の構造耐力上主要な部分の安全性を確かめる必要がある。この場合の地震力に対する取扱いについては、2.6.1「地震層せん断力」（p.85）を参考にされたい。

（3）エキスパンションジョイント等

政令 第81条第2項

2 2以上の部分がエキスパンションジョイントその他の相互に応力を伝えない構造方法のみで接している建築物の当該建築物の部分は、前項の規定の適用については、それぞれ別の建築物とみなす。

通達 昭56住指発第96号

第1 総則関係（第1款）

1. 適用（第81条）

（4）適用の特例

本条第2項の規定により、エキスパンションジョイントその他の構造方法のみで接している部分相互は、本節の規定の適用については、それぞれ別の建築物とみなすこととしているが、エキスパンションジョイントを用いる場合以外には、それぞれの部分相互の挙動に及ぼす影響が全体からみて無視しうる場合に、本規定の適用があるものとする。

また、増築等に際し、既存の部分と接する部分が上記に該当する場合にも本規定を適用し、別棟扱いして差支えないものとする。

本項の規定は、建築物の各部分が相互に構造的に縁の切れているものである場合には、それについて別の構造計算の方法を適用してよいことを定めたものである。

エキスパンションジョイント等の取扱い

エキスパンションジョイントを設けた場合には、建築物を複数個の独立した構造に分けて構造計算を行うことができる。この場合のジョイント部のクリアランスとしては、大地震時にも衝突を生じないよう相互の建築物の一次設計用地震力（令第88条第1項に規定する地震力をいう。以下同じ。）による変形量の和の2倍程度以上を考えておくとよいであろう。なお、地下部分や基

基礎については一体とし、上部構造にのみエキスパンションジョイントを設けた場合においても、別個の建築物として上部構造の計算を行ってよい。

渡り廊下で2つの建築物を結ぶ場合などでは、雨仕舞のためエキスパンションジョイントを設けることが難しい場合もある。これらの場合には、両側の建築物の変形を吸収できるようにしておくなれば、別個の建築物とし、互いの相互作用を無視して計算してよい。

1.3 適用の特例

政令 第81条の2

(高さが60メートルを超える建築物の特例)

第81条の2 高さが60メートルを超える建築物の構造計算は、建設大臣が当該建築物について構造耐力上安全であることを確かめることができると認める構造計算によらなければならない。

通達 昭56住指発第96号

第1 総則関係（第1款）

1. 適用

2 高さが60メートルを超える建築物の特例（第81条の2）

高さが60メートルを超える建築物については、建設大臣の認める構造計算によることとしているが、この認定は個別に、建設省令に定める手続により行うものとする。詳細については別途通知するが、従来の取扱いとの差異に留意されたい。

前条に示されているとおり、高さが60m以下の建築物は令第3章第8節の定めるところにより構造計算を行うが、高さが60mを超える建築物の構造計算は、当該建築物の計画に応じて、それぞれ建設大臣が認める構造計算によって、安全性を確かめなければならないとしたものである。この高さが60mを超える建築物を建築しようとする時は、確認申請に先立ち、建設大臣に、構造計算の方法及びその方法による構造計算の結果を添えて、申請を行うことになる（建築基準法施行規則第1条第3項）。

第2章 荷重及び外力

2.1 荷重及び外力の種類と組合せ

政令 第82条

第1款の2 構造計算の原則

(応力度等)

第82条 第81条第1項の規定によつて建築物の構造計算をするに当たつては、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 第2款に規定する荷重及び外力によつて建築物の構造耐力上主要な部分に生ずる応力を計算すること。
- 二 前号の構造耐力上主要な部分の断面に生ずる長期及び短期の各応力度を次の表に掲げる組合せによる各応力の合計によつて計算すること。

応力の種類	荷重及び外力について想定する状態	一般の場合	第86条第2項ただし書の規定によつて特定行政が指定する多雪区域における場合	備考
長期の応力	常時	$G + P$	$G + P + S$	
	積雪時	$G + P + S$	$G + P + S$	
短期の応力	暴風時	$G + P + W$	$G + P + W$	建築物の転倒、柱の引抜き等を検討する場合においては、 P 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ものとする。
	地震時	$G + P + K$	$G + P + S + K$	

この表において、 G , P , S , W 及び K は、それぞれ次の応力(軸方向応力、曲げモーメント、せん断応力等の各をいう。)を表すものとする。

G 第84条に規定する固定荷重による応力

P 第85条に規定する積載荷重による応力

S 第86条に規定する積雪荷重による応力

W 第87条に規定する風圧力による応力

K 第88条に規定する地震力による応力

三 前号の規定によつて計算した長期及び短期の各応力度が、それぞれ第3款の規定による長期の応力又は短期の応力に対する各許容応力度を超えないことを確かめること。

四 必要がある場合には、構造耐力上主要な部分である構造部材の変形又は振動によつて建築物の使用上の支障が起らぬことを確かめること。

政令 第83条

第2款 荷重及び外力
(荷重及び外力の種類)

第83条 建築物に作用する荷重及び外力としては、次の各号に掲げるものを採用しなければならない。

一 固定荷重

二 積載荷重

三 積雪荷重

四 風圧力

五 地震力

2 前項に掲げるもののほか、建築物の実況に応じて、土圧、水圧、震動及び衝撃による外力を採用しなければならない。

2.2 固定荷重

政令 第84条

(固定荷重)

第84条 建築物の各部の固定荷重は、次の表の数値によるか、又は当該建築物の実況に応じて計算しなければならない。

建築物の部分	種別	重量		備考
		単位 1平方メートルにつきキログラム	1	
屋根	瓦ぶき	ふき上がない場合	65	下地及びたるきを含み、もやを含まない。
		ふき土がある場合	100	下地及びたるきを含み、もやを含まない。
	石綿スレートぶき	もやに直接ふく場合	25	もやを含まない。
	その他の場合		35	下地及びたるきを含み、もやを含まない。
根	波形鉄板ぶき	もやに直接ふく場合	5	もやを含まない。
	薄鉄板ぶき		20	下地及びたるきを含み、もやを含まない。
	ガラス屋根		30	鉄製わくを含み、もやを含まない。
	厚形スレートぶき		45	下地及びたるきを含み、もやを含まない。
木造のもや	もやの支点間の距離が2メートル以下の場合	屋根面につき	5	
	もやの支点間の距離が4メートル以下の場合		10	
天井	さお縁		10	
	繊維板張、打上げ板張、合板張又は金属板張		15	
	木毛セメント板		20	
	格縁		30	
井	しつくい塗		40	
	モルタル塗		60	
				つり木、受木及びその他の下地を含む。

2.2 固定荷重

床	木造の床 コンクリート 造の床の仕上 げ	板張	床 面 に つ き	15	根太を含む。
		畳敷		35	床板及び根太を含む。
		床 ば り		10	
		張り間が4メートル以下の場合		17	
		張り間が6メートル以下の場合		25	
		張り間が8メートル以下の場合		20	根太及び大引を含む。
		板張		15	仕上げ厚さ1センチメートルごとに、そのセンチメートルの数値を乗ずるものとする。
		フロアリングブロック張		20	
		モルタル塗、人造石塗及びタイル張		15	厚さ1センチメートルごとに、そのセンチメートルの数値を乗ずるものとする。
		アスファルト防水層			
壁	木造の建築物の壁の軸組 木造の建築物 の壁の仕上げ コンクリート 造の壁の仕上 げ	木造の建築物の壁の軸組	壁 面 に つ き	15	柱、間柱及び筋かいを含む。
		下見板張、羽目板張又は繊維板張		10	
		木ぞりしつくい塗		35	下地を含み、軸組を含まない。
		鉄網モルタル塗		65	
		木造の建築物の小舞壁		85	軸組を含む。
		しつくい塗		17	仕上げ厚さ1センチメートルごとに、そのセンチメートルの数値を乗ずるものとする。
		モルタル塗及び人造石塗		20	
		タイル張		20	

2.3 積載荷重

政令 第85条

(積載荷重)

第85条 建築物の各部の積載荷重は、当該建築物の実況に応じて計算しなければならない。ただし、次の表に掲げる室の床の積載荷重については、それぞれ(い)、(ろ)又は(は)の欄に定める数値によつて計算することができる。

構造計算の対象 室の種類			
	(い) 床の構造計算をする場合 単位 1平方メートルにつきキログラム	(ろ) 大ばり、柱又は基礎の構造計算をする場合 単位 1平方メートルにつきキログラム	(は) 地震力を計算する場合 単位 1平方メートルにつきキログラム
(1) 住宅の居室、住宅以外の建築物における寝室又は病室	180	130	60
(2) 事務室	300	180	80
(3) 教室	230	210	110
(4) 百貨店又は店舗の売場	300	240	130
(5) 劇場、映画館、演芸場、観覧場、公会堂、集会場その他これらに類する用途に供する建築物の客席又は集会室	固定席の場合 300 その他の場合 360	270 330	160 210
(6) 自動車車庫及び自動車通路	550	400	200
(7) 廊下、玄関又は階段	(3)から(5)までに掲げる室に連絡するものにあつては、(5)の「その他の場合」の数値による。		
(8) 屋上広場又はバルコニー	(1)の数値による。ただし、学校又は百貨店の用途に供する建築物にあつては、(4)の数値による。		

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

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

3 倉庫業を営む倉庫における床の積載荷重は、第1項の規定によつて実況に応じて計算した値が1平方メートルにつき400キログラム未満の場合においても、400キログラムとしなければならない。

2.4 積雪荷重

政令 第86条

(積雪荷重)

第86条 積雪荷重は、積雪の単位重量にその地方における垂直最深積雪量を乗じて計算しなければならない。

- 2 前項に規定する積雪の単位重量は、積雪量1センチメートルごとに1平方メートルにつき2キログラム以上としなければならない。ただし、特定行政庁は、規則で、建設大臣の定める基準に基づいて多雪区域を指定し、その区域につきこれと異なる定めをすることができる。
- 3 第1項に規定する垂直最深積雪量は、実況に応じた数値（特定行政庁が規則でその数値を定めた場合においては、その定めた数値）としなければならない。
- 4 屋根の積雪荷重は、屋根に雪止めがある場合を除き、その勾配が30度をこえ60度以下の場合においては、その勾配に応じて第1項の積雪荷重に次の表の数値（特定行政庁が屋根ふき材、雪の性状等を考慮して規則でこれと異なる数値を定めた場合においては、その定めた数値）を乗じた数値とし、その勾配が60度をこえる場合においては、これを採用しないことができる。

勾配	30度をこえ40度以下の場合	40度をこえ50度以下の場合	50度をこえ60度以下の場合
積雪荷重に乘すべき数値	0.75	0.5	0.25

- 5 第2項ただし書の規定によつて特定行政庁が指定する多雪区域における當時荷重としての積雪荷重及び風圧力又は地震力と同時に採用する場合における積雪荷重は、前4項の規定によつて計算した数値のそれぞれ70パーセント及び35パーセントに相当する数値とすることができる。
- 6 屋根面における積雪量が不均等となるおそれのある場合においては、その影響を考慮して積雪荷重を計算しなければならない。
- 7 雪おろしを行なう慣習のある地方においては、その地方における垂直最深積雪量が1メートルをこえる場合においても、積雪荷重は、雪おろしの実況に応じて垂直最深積雪量を1メートルまで減らして計算することができる。
- 8 前項の規定により垂直最深積雪量を減らして積雪荷重を計算した建築物については、その出入口、主要な居室又はその他の見やすい場所に、その軽減の実況その他必要な事項を表示しなければならない。

告示 昭27建告第1074号

(多雪区域を定める基準)

- 一 多雪区域を定める基準は、建築基準法施行令（以下「令」という。）第86条第1項に規定する垂直最深積雪量が1メートル以上の区域とする。

2.5 風圧力

政令 第87条

(風圧力)

第87条 風圧力は、速度圧に風力係数を乗じて計算しなければならない。

- 2 前項の速度圧は、次の表の式によつて計算しなければならない。ただし、特定行政庁は、規則で、区域を指定し、建設大臣がその地方における風の状況に応じて定める基準に基づいて、その数値の60パーセント（前条第2項ただし書の規定によつて特定行政庁が指定する多雪区域においては、40パーセント）に相当する数値を下らない範囲において、その区域における速度圧を定めることができる。

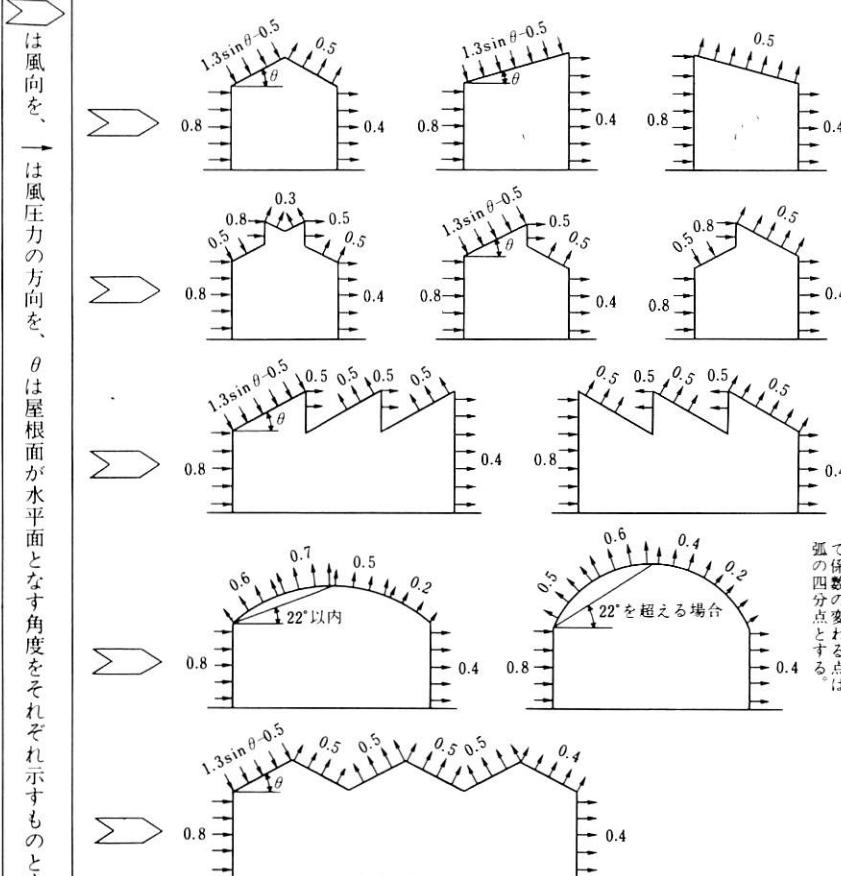
建築物の高さが16メートル以下の部分	$q = 60\sqrt{h}$
建築物の高さが16メートルを超える部分	$q = 120\sqrt[4]{h}$
この表において、 q 及び h は、それぞれ次の数値を表すものとする。	
q 速度圧（単位 1平方メートルにつきキログラム）	
h 地盤面からの高さ（単位 メートル）	

- 3 建築物に近接してその建築物を風の方向に対して有効にさえぎる他の建築物、防風林その他のこれらに類するものがある場合においては、その方向における速度圧は、前項の規定による数値の2分の1まで減らすことができる。
- 4 第1項の風力係数は、風洞試験によつて定める場合のほか、次に掲げる断面形状の建築物又は工作物にあつてはそれぞれ当該図に示す数値とし、その他の断面形状のものにあつてはそれぞれ類似の断面形状のものの数値に準じて定めなければならない。

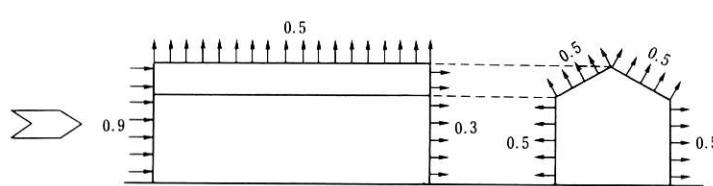
この図において、は風向を、 \rightarrow は風圧力の方向を、 θ は屋根面が水平面となす角度をそれぞれ示すものとする。



板状の建築物



閉鎖形の建築物



けた行方に風を受ける

<p>この図において、 →は風向を、 →は風圧力の方向を、 θは屋根面が水平面となす角度をそれぞれ示すものとする。</p>		開放形の建築物
		独立上家
		ラチス構造物
		金網その他の構造物
		煙突その他の構造物

本条では、構造計算に当たって採用する風圧力の求め方を規定している。この規定において、風圧力は高さによって定まる速度圧に建築物の形態によって定める風力係数を乗じて求めることとしている。

速度圧の計算式は第2項に規定しているが、高さ16mを境に16m以下では $q = 60\sqrt{h}$, 16mを超れば $q = 120\sqrt{h}$ となっている。この速度圧の数値は第2項ただし書又は第3項の規定により低減することができるが、第2項ただし書により建設大臣が定める基準は、昭27建告第1074号第二号に規定されている。

風力係数の値は風洞実験又は第4項の図によって定めることとなっている。

告示 昭27建告第1074号

(風の速度圧を定める基準)

二 風の速度圧を定める基準は、令第87条第2項に掲げる式によつて計算した数値に、次の表に掲げる数値をそれぞれ乗じたもの以上とする。

海岸から の距離 地 方	令第82条第2項の規定によつて応 力度を計算する場合における荷重 及び外力の組合せの種別	8キロメートル 以内の区域		8キロメートル をこえる区域	
		G+P +Wの 場合	G+P +S+ Wの場 合	G+P +Wの 場合	G+P +S+ Wの場 合
(1) 北海道のうち釧路市、帯広市、北見市、網走市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、上川郡(十勝支庁)、河西郡、広尾郡、中川郡(十勝支庁)、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糠郡、野付郡、標津郡、日梨郡、網走郡、斜里郡、常呂郡及び紋別郡、岩手県、宮城県、福島県、栃木県、群馬県、新潟県のうち上越市、東頸城郡、中頸城郡及び西頸城郡、長野県、岐阜県		0.6	0.4	0.6	0.4
(2) 北海道のうち(1)に掲げる地方以外の地方 青森県 秋田県 山形県 新潟県のうち(1)に掲げる地方以外の地方		0.8	0.6	0.65	0.5
(3) 三重県 滋賀県 奈良県 鳥取県 島根県 岡山県 広島県 山口県		0.8	0.4	0.65	0.4
(4) (1)から(3)までに掲げる地方以外の地方		1.0	0.4	0.8	0.4

〔参考〕

局部風圧力

政令 第39条

(屋根ふき材等の緊結)

第39条 屋根ふき材、内装材、外装材、帳壁その他これらに類する建築物の部分及び広告塔、装飾塔その他建築物の屋外に取り付けるものは、風圧並びに地震その他の震動及び衝撃によつて脱落しないようにしなければならない。

- 2 屋根ふき材、外装材及び屋外に面する帳壁は、建設大臣の定める基準に従つて安全上支障のないようにしなければならない。

告示 昭46建告第109号

建築基準法施行令第39条第2項の規定に基づき、屋根ふき材、外装材及び屋外に面する帳壁の基準を定める件

建築基準法施行令(昭和25年政令第338号)第39条第2項の規定に基づき、屋根ふき材、外装材及び屋外に面する帳壁の基準を次のように定める。

第1 屋根ふき材は、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 屋根ふき材は、荷重又は外力により、脱落又は浮き上がりを起さないように、たるき、梁、けた、野地板その他これらに類する構造部材に取り付けるものとすること。
- 二 屋根ふき材及び緊結金物その他これらに類するものが、腐食又は腐朽するおそれがある場合には、有効なさび止め又は防腐のための措置をすること。
- 三 屋根ふき材は、イに定める速度圧に口に定める風力係数を乗じて計算した風圧力に対して安全上支障がないこと。
 - イ 速度圧は、次の式によつて計算した数値とすること。ただし、建築基準法施行令(以下「令」という。)第87条第2項ただし書の規定に基づき、特定行政庁が規則で指定した区域内においては、当該区域における速度圧として定められた数値とする。

$$q = 120\sqrt{h}$$

(この式において、 h 及び q は、それぞれ次の数値を表わすものとする。)

h 地盤面からの高さ(単位 メートル)

q 速度圧(単位 1平方メートルにつきキログラム)

- ロ 風力係数は、令第87条第4項の規定によるものとすること。ただし、屋根の軒先、けらば及びむねからそれぞれ当該屋根面の長さ10パーセントに相当する範囲(3メートルをこえるときは、3メートルとする。)の負の風力係数は1.5とする。

- 四 屋根瓦は、軒及びけらばから2枚通りまでを1枚ごとに、その他の部分のうちむねにあつては1枚おきごとに、銅線、鉄線、くぎ等で下地に緊結し、又はこれと同等以上の効力を有する方法ではがれ落ちないようにふくこと。

第2 外装材は、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 建築物の屋外に面する部分に取り付ける飾石、張り石その他これらに類するものは、ボルト、かすがい、銅線その他の金物で軸組、壁、柱又は構造耐力上主要な部分に緊結すること。
- 二 建築物の屋外に面する部分に取り付けるタイルその他これらに類するものは、銅線、くぎその他の金物又はモルタルその他の接着剤で下地に緊結すること。

第3 地階を除く階数が3以上である建築物の屋外に面する帳壁は、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 帳壁及びその支持構造部分は、荷重又は外力により脱落することがないよう構造耐力上主要な部分に取り付けること。
 - 二 プレキャストコンクリート板を使用する帳壁は、その上部又は下部の支持構造部分において可動すること。ただし、構造計算又は実験によつてプレキャストコンクリート板を使用する帳壁及びその支持構造部分に著しい変化が生じないことを確かめた場合にあつては、この限りでない。
 - 三 鉄網モルタル塗の帳壁に使用するラスシート、ワイヤラス又はメタルラスは、日本工業規格（以下「JIS」という。）A 5524、JIS A 5504又はJIS A 5505にそれぞれ適合することとし、かつ、間柱又は胴縁その他の下地材に緊結すること。
 - 四 帳壁に設ける窓にガラス入りのはめごろし戸（網入ガラス入りのものを除く。）を設ける場合にあつては、硬化性のシーリング材を使用しないこと。ただし、ガラスの落下による危害を防止するための措置が講じられている場合にあつては、この限りでない。
- 2 高さ31メートルをこえる建築物（高さ31メートル以下の部分で高さ31メートルを超える部分の構造耐力上の影響をうけない部分を除く。）の屋外に面する帳壁は、前項の規定によるほか次の各号に定めるところによらなければならない。
- 一 帳壁は、その高さの150分の1の層間変位に対して脱落しないこと。ただし、構造計算によつて帳壁が脱落しないことを確かめた場合にあつては、この限りでない。
 - 二 帳壁は、イに定める速度圧にロに定める風力係数を乗じて計算した風圧力に対して安全上支障がないこと。
- イ 速度圧は、各部分の高さに応じて次の表の式によつて計算した数値とする。ただし、令第87条第2項ただし書の規定に基づき、特定行政庁が規則で指定した区域においては、当該区域における速度圧として定められた数値とする。

$h < 16$ の場合	$q = 60\sqrt{h}$
$h \geq 16$ の場合	$q = 120\sqrt{h}$
この表において、 h 及び q は、それぞれ次の数値を表すものとする。	
h	地盤面からの高さ（単位 メートル）
q	速度圧（単位 1平方メートルにつきキログラム）

- ロ 風力係数は、令第87条第4項の規定によるものとすること。ただし、閉鎖形の建築物にあつては、風洞実験によつて定める場合のほか、その建築物の細長比に応じて、正の風圧の作用する壁面の風力係数は表1に掲げる数値とし、かつ、負の風圧の作用する壁面で表2に掲げる部分の負の風力係数は1.5とする。

1

細長比	正の風圧の作用する壁面の風力係数
$0.1 < \frac{\ell}{H} \leq 0.2$ の場合	1.0
$0.2 < \frac{\ell}{H} \leq 0.4$ の場合	0.9
$0.4 < \frac{\ell}{H}$ の場合	0.8

この表において、 ℓ 及び H は、それぞれ建築物の見付幅(単位 メートル) 及び高さ (単位 メートル) を表すものとする。

2

細長比	負の風圧の生ずる建築物の部分
$0.1 < \frac{\ell}{H} \leq 0.2$ の場合	高さが建築物の高さの15分の14以上の部分及び側端から水平距離で見付幅の6分の1以内の部分
$0.2 < \frac{\ell}{H} \leq 0.4$ の場合	高さが建築物の高さの10分の9以上の部分及び側端から水平距離で見付幅の8分の1以内の部分
$0.4 < \frac{\ell}{H}$ の場合	高さが建築物の高さの6分の5以上の部分及び側端から水平距離で見付幅の10分の1以内の部分

この表において、 ℓ 及び H は、それぞれ建築物の見付幅(単位 メートル) 及び高さ (単位 メートル) を表すものとする。

三 帳壁に使用するガラスは、イ及びロに適合すること。

イ あわ、ひび、かけ、きず、すじ、そりその他による耐力上の欠点がないこと。

ロ 1枚のガラスの見付面積は、そのガラスの種類及び板厚に応じて、次の式によつて計算した数値以下とすること。

$$A = \frac{30a}{P} \left(t + \frac{t^2}{4} \right)$$

この式において、 A, a, P 及び t は、それぞれ次の数値を表すものとする。

A ガラスの見付面積 (単位 平方メートル)

a ガラスの種類に応じて次の表に掲げる数値

ガラスの種類	普通板ガラス	みがき板ガラス	フロート板ガラス		強化ガラス
			厚さ 6 ミリ メートル以下のもの	厚さ 6 ミリ メートルを超えるもの	
数 値	1.0	0.8	1.0	0.8	3.0
網入みがき板ガラス	網入型板ガラス	合わせガラス	複層ガラス	型板ガラス	色焼付ガラス
0.7	0.5	1.6	1.5	0.6	2.0

P ガラスに作用する風圧力（単位 1平方メートルにつきキログラム）

t ガラスの厚さ（合わせガラス又は複層ガラスにあつては、これらを構成するガラスのうち最も薄いガラスの厚さ）（単位 ミリメートル）

2.6 地震力

2.6.1 地震層せん断力

政令 第88条第1項

(地震力)

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

$$C_i = ZR_t A_i C_o$$

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

C_i 建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数

Z その地方における過去の地震の記録に基づく震害の程度及び地震活動の状況
その他地震の性状に応じて1.0から0.7までの範囲内において建設大臣が定める数値

R_t 建築物の振動特性を表すものとして、建築物の固有周期及び地盤の種類に応じて建設大臣が定める方法により算出した数値

A_i 建築物の振動特性に応じて地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表すものとして建設大臣が定める方法により算出した数値

C_o 標準せん断力係数

通達 昭56住指発第96号

第3 荷重及び外力関係（第2款）

2. 地震力（第88条）

(1) 地上部分の地震力

なお、屋上から突出する水槽、煙突その他これらに類するものについては、令第39条の2の規定に基づく告示によって地震等に対する安全性を確保することとなるが、この場合に想定する地震力と本規定による地震力とは別個のものであるので留意すること。

本項の規定は、地上部分の地震力の計算方法を定めており、建築物のある高さの部分（ある階）について本項の算定式により求めた地震層せん断力係数 C_i に、その部分が支える部分（その階

以上の部分) 全体の固定荷重と積載荷重との和を乗じて計算することとしている。

なお、本項の規定中、 Z , R_t 及び A_t の数値については昭55建告第1793号に、 C_o の数値については本条第2項及び第3項にそれぞれ規定されている。

また、通達に示されているように、本条(第88条)の規定は、構造耐力上主要な部分の構造計算をする場合に用いる地震力であり、屋上から突出する水槽等の構造計算には、別途令第39条の2の規定に基づく告示(昭56建告第1101号)による地震力を採用することになる(「局部地震力」(p.87) 参照)。

このように、本規定は、地震力を地震層せん断力としてとらえ、「層に作用する力」という考え方を採用しているが、パラペット、ペントハウス等屋上突出物に代表されるような建築物の部分に作用する地震力については局部震度としてとらえる考え方から構成されている。

セットバック形式、スキップフロア形式等、「層」としてどの部分を考えたらよいかの判定が難しい特殊な構造計画の建築物等については、本来、より詳細な検討が必要ではあるが、2.6.6「特殊な形態への適用方法」(p.106) に一応の適用例を示す。

また地下部分に作用する地震力については、地上部分と異なり水平震度の形で規定している(2.6.7「地下部分の地震力」(p.111) を参照)。

[地震力と地震層せん断力]

ある階(i 階)が支える部分(通常は、 i 階より上の部分)に作用する地震力の総和は、地震層せん断力係数 C_i と、 i 階より上部の重量 $W_i = \sum_i^n w_i$ との積として与えられる。この i 階より上の部分に作用する地震力の総和を地震層せん断力という。

図2.6-1の*i*階に作用する地震力と地震層せん断力の中で、 P_i は *i*階に作用する地震力である。最上階から *i*階までそれぞれに作用する地震力(P_n, P_{n-1}, \dots, P_i)を加えると、*i*階の地震層せん断力 Q_i となる。

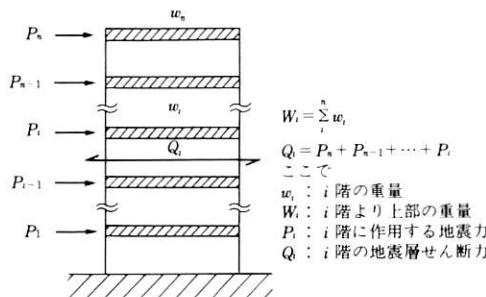


図 2.6-1 *i*階に作用する地震力と地震層せん断力

この関係を式で表示すれば、以下のようになる。

$$Q_i = C_i W_i (= \sum_{j=i}^n P_j) \quad (2-1)$$

ここで、 C_i : *i*階の地震層せん断力係数

地震層せん断力 Q_i は、一般の構造計算の場合の水平力の層つり合い方程式の右辺の値であったり、又は、 D 値法により分配される値である。

〔地震力に換算して考慮すべき事項〕

応力解析をする場合あるいは転倒モーメントを求める場合等においては地震層せん断力ではなく、それぞれの部分（階）ごとに作用する地震力 P_i を求めが必要な場合がある。

この場合、各部分（階）に作用する地震力は次式で計算することができる。

$$P_i = (\sum_i^n w_i) \times C_i - (\sum_{i+1}^n w_i) \times C_{i+1} = Q_i - Q_{i+1} \quad (2-2)$$

例えば転倒モーメントは、上述の i 階に作用する地震力 P_i を用いて次式によって求める。

$$M = \sum_1^n (P_i \times H_i) \quad (2-3)$$

ここで、 M ：転倒モーメント（1階）

H_i ： i 階の地盤面からの高さ

なお、転倒モーメントは、地震層せん断力 Q_i を用いて計算することも可能で、その場合は、次式で求められる。

$$M = \sum_1^n (Q_i \times h_i) \quad (2-4)$$

ここで、 h_i ： i 階の階高

〔参考〕

局部地震力

政令 第39条の2

(屋上から突出する水槽等)

第39条の2 屋上から突出する水槽、煙突その他これらに類するものは、建設大臣の定める基準に従つて風圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して構造耐力上安全なものとしなければならない。

告示 昭56建告第1101号

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第39条の2の規定に基づき、屋上から突出する水槽、煙突その他これらに類するものの基準を次のように定める。

第1 屋上から突出する水槽、煙突その他これらに類するもの（以下「屋上水槽等」という。）は、次の各号に定めるところによらなければならない。

一 屋上水槽等は、支持構造部又は建築物の構造耐力上主要な部分に、支持構造部は、建築物の構造耐力上主要な部分に、緊結すること。

二 屋上水槽等、支持構造部及び緊結金物で腐食又は腐朽のおそれがあるものには、有効なさび止め又は防腐のための措置を講ずること。

第2 屋上水槽等のうち、地階を除く階数が3以上の建築物に取り付けられるものは、第1によるほか、次の各号に定めるところによらなければならない。

一 屋上水槽等、支持構造部、屋上水槽等の支持構造部への取付け部分及び屋上

水槽等又は支持構造部の建築物の構造耐力上主要な部分への取付け部分は、荷重及び外力によつて当該部分に生ずる応力（次の表に掲げる組合せによる各応力の合計をいう。）に対して安全上支障がないものとすること。

応力の種類	荷重及び外力について想定する状態	一般の場合	建築基準法施行令（以下「令」という。）第86条第2項ただし書の規定によつて特定行政庁が指定する多雪区域における場合	備考
長期の応力	常時	$G + P$	$G + P + S$	
短期の応力	積雪時	$G + P + S$	$G + P + S$	
	暴風時	$G + P + W$	$G + P + W$	水又はこれに類するものを貯蔵する屋上水槽等にあつては、これの重量を積載荷重から除くものとする。
	地震時	$G + P + K$	$G + P + S + K$	

この表において、 G , P , S , W 及び K は、それぞれ次の応力（軸方向応力、曲げモーメント、せん断応力等の各をいう。）を表すものとする。

G 屋上水槽等及び支持構造部の固定荷重による応力

P 屋上水槽等の積載荷重による応力

S 令第86条に規定する積雪荷重による応力

W 風圧力による応力

この場合において、風圧力は、次のイによる速度圧に次のロに定める風力係数を乗じて計算した数値とするものとする。ただし、屋上水槽等又は支持構造部の前面にルーバー等の有効なしやへい物がある場合には、当該数値から当該数値の4分の1を超えない数値を減じた数値とすることができる。

イ 速度圧は、令第87条第2項の規定により計算すること。この場合において、「建築物の高さ」とあるのは、「屋上水槽等又は支持構造部の地盤面からの高さ」と読み替えるものとする。

ロ 風力係数は、令第87条第4項の規定に準じて定めること。ただし、球形又はこれに類する形状の屋上水槽等にあつては、0.5とするものとする。

K 地震力による応力

この場合において、地震力は、特別な調査又は研究の結果に基づき定める場合のほか、次の式によつて計算した数値とするものとする。

ただし、屋上水槽等又は屋上水槽等の部分の転倒、移動等による危害を防止するための有効な措置が講じられている場合にあつては、当該数値から当該数値の2分の1を超えない数値を減じた数値とすることができる。

$$p = kw$$

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

p 地震力（単位 キログラム）
 k 水平震度(令第88条第1項に規定するZの数値に1.0以上
 の数値を乗じて得た数値とする。)
 w 屋上水槽等及び支持構造部の固定荷重と屋上水槽等の積
 載荷重との和（令第86条第2項ただし書の規定によつて特
 定行政が指定する多雪区域においては、更に積雪荷重を
 加えるものとする。）（単位 キログラム）

二 屋上水槽等又は支持構造部が緊結される建築物の構造耐力上主要な部分は、
 屋上水槽等又は支持構造部から伝達される応力に対して十分な耐力を有すること。

屋上から突出する水槽、煙突、その他これらに類する設備機器類等についても、当該部分に作用する地震力に対して検討する必要がある。特に屋上から突出する水槽等については、令第39条の2に基づく告示により、作用する水平震度を $(1.0 \times Z)$ 以上として地震力（昭56建告第1101号第2の1）に対する検討をすることになっている。

水槽等の屋上突出物にとっては、それらが取付く建築物の屋上階の応答（フロアレスポンス）が地震動となる。建築物本体が地震動を受け振動すると、その振動の大きさは、地盤の揺れの大きさの数倍となる傾向がある。これを、建築物の地震動に対する応答倍率といっているが、建築物の屋上に取付く屋上突出物と建築物本体との地震時の揺れの関係にもこのことがあてはまる。

建築物の耐用年限中に数度は発生すると予想される中程度の地動を受けると、屋上突出物には地動の最大加速度の10倍程度の加速度が生じる。地動の最大加速度が約80~100galの時、屋上突出物には水平方向として約1Gの力が作用することになる。このように屋上突出物に作用する地震時水平力は、建築物本体が増幅器の働きをし、かなり大きなものとなる。

屋上突出物に作用する地震力を建築物本体の規定とは切り離して局部震度の形で与えることとしているが、以上がその数値等の考え方の基本である。

従って屋上突出物に加わる地震力はその重量に局部震度を乗ずればよい。なお屋上突出物が設置される階の地震層せん断力を求める際には、下図のように屋上突出物の重量は当該床レベルに集中していると考えて地震層せん断力を求めればよい。

$$\left. \begin{aligned} Q_n &= C_n \times (W_n + W_p) \\ Q_{n-1} &= C_{n-1} \times (W_{n-1} + W_n + W_p) \end{aligned} \right\} (2-5)$$

Q_n : n 階の地震層せん断力

C_n : n 階の地震層せん断力係数

$(Z \times R_t \times A_n \times C_o)$

W_n : n 階の重量

W_p : 屋上突出物の重量

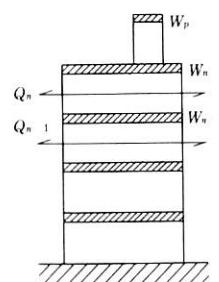


図 2.6-2 局部震度による地震力

第2章 荷重及び外力

なお、ここで注意すべきことは、図2.6-2に示す例のような場合で、構造耐力上主要な部分の計算に用いる地震層せん断力は Q_n をそのまま用いればよく、この値にさらに屋上突出物に作用する地震力を加える必要はないということである。すなわち、地震層せん断力 Q_n の中にすでに屋上突出物に作用する地震力が加算されていると考えてよいのである。

塔屋の計算では、建築基準法上階数に定義されるもののような場合には当然その塔屋も通常の階と同様に扱い、地震層せん断力係数を用いて地震層せん断力を計算すればよい。ただし階数に算定されないような規模の塔屋については、屋上突出物として扱い、局部震度より地震力を求めることになる。

2.6.2 地震地域係数 Z

告 示 昭55建告第1793号第1

第1 Z の数値

Z は、次の表の上欄に掲げる地方の区分に応じ、同表下欄に掲げる数値とする。

	地 方	数値
(1)	(2)から(4)までに掲げる地方以外の地方	1.0
	北海道のうち 札幌市 函館市 小樽市 室蘭市 北見市 夕張市 岩見沢市 網走市 苫小牧市 美唄市 芦別市 江別市 赤平市 三笠市 千歳市 滝川市 砂川市 歌志内市 深川市 富良野市 登別市 恵庭市 伊達市 札幌郡 石狩郡 厚田郡 浜益郡 松前郡 上磯郡 亀田郡 茅部郡 山越郡 槍 山郡 爾志郡 久遠郡 奥尻郡 瀬棚郡 島牧郡 寿都郡 磯谷郡 虹田 郡 岩内郡 古宇郡 積丹郡 古平郡 余市郡 空知郡 夕張郡 樺戸郡 雨竜郡 上川郡（上川支庁）のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町 勇払郡 網走郡 斜里郡 常呂郡 有珠郡 白老郡	
	青森県のうち 青森市 弘前市 黒石市 五所川原市 むつ市 東津軽郡 西津軽郡 中 津軽郡 南津軽郡 北津軽郡 下北郡	
	秋田県	
	山形県	
	福島県のうち 会津若松市 郡山市 白河市 須賀川市 喜多方市 岩瀬郡 南会津郡 北会津郡 耶麻郡 河沼郡 大沼郡 西白河郡	
(2)	新潟県 富山県のうち 魚津市 滑川市 黒部市 下新川郡	0.9
	石川県のうち 輪島市 珠洲市 凤至郡 珠洲郡	
	鳥取県のうち 米子市 倉吉市 境港市 東伯郡 西伯郡 日野郡	
	島根県	
	岡山県	
	広島県	
	徳島県のうち 美馬郡 三好郡	
	香川県のうち	

2.6 地震力 2.6.2 地震地域係数Z

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

通達 昭56住指発第96号

別記4 昭和55年建設省告示第1793号の取扱いについて

(1) 第1 (Zの数値) 関係

Zの数値は、地域に応じて告示の表に掲げる数値とするが、当該数値以上の数値としても差支えないものとする。

本規定の地震地域係数Zは、過去の地震記録等により得られた地震動の期待値の相対的な比を表す数値であり、1.0～0.7の数値として各地域ごとに規定されているものである。

地震動の期待値については、多くの研究成果があるが、それ等を統計的に処理し、工学的判断を加え行政区域ごとに振り分けて、地震地域係数Zは定められている。

こうして得られたのが地震地域係数Zであり、それを図としてまとめたのが図2.6-3である。

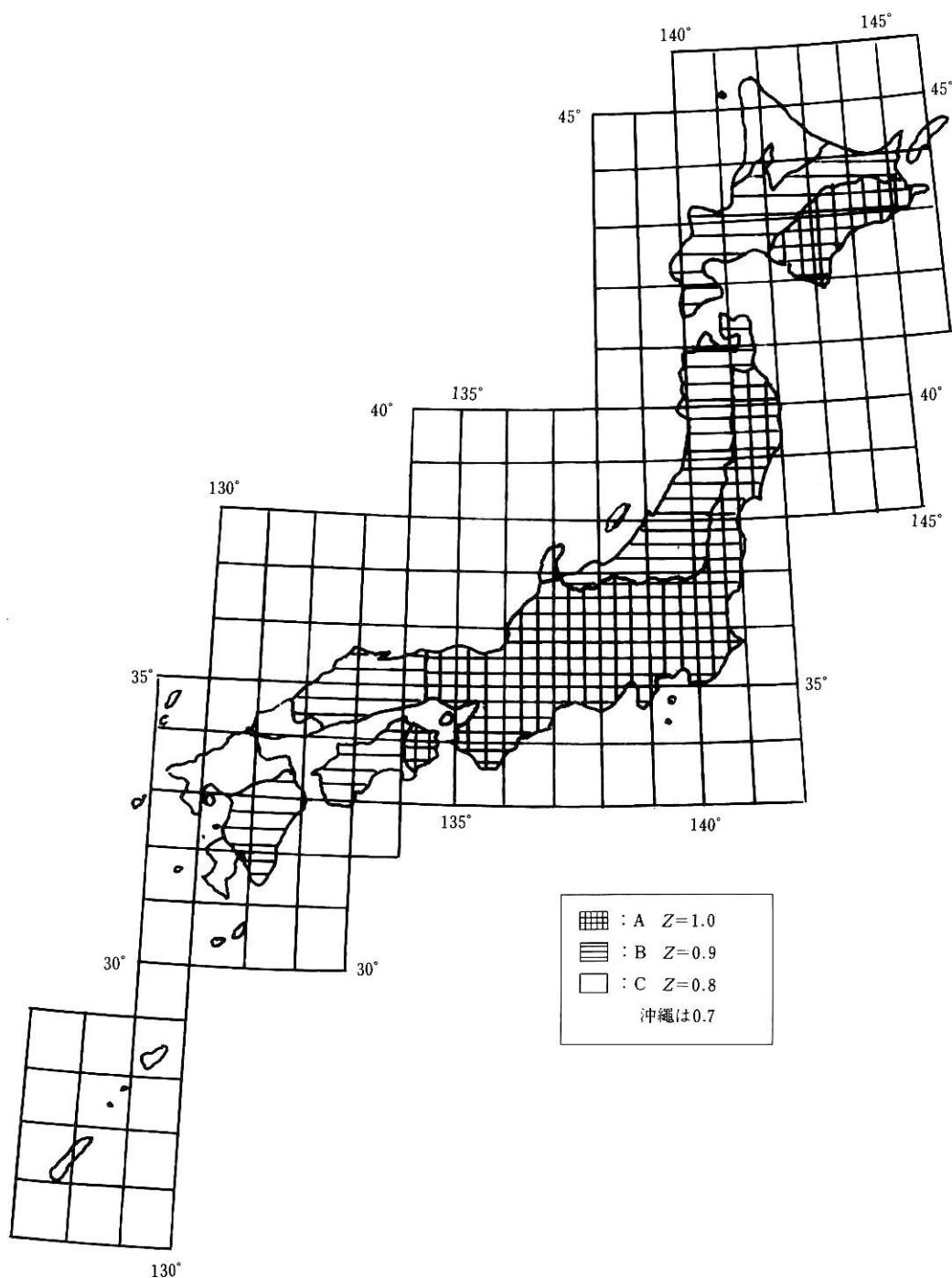


図 2.6-3 地震地域係数(Z)

2.6.3 振動特性係数 R_t

告 示 昭55建告第1793号第2

第2 R_t を算出する方法

R_t は、次の表の式によつて算出するものとする。ただし、特別の調査又は研究の結果に基づき建築物の振動特性を表す数値が同表の式によつて算出した数値を下回ることが確かめられた場合においては、当該調査又は研究の結果に基づく数値（この数値が同表の式によつて算出した数値に4分の3を乗じた数値に満たないときは、当該数値）まで減じたものとすることができる。

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

この表において、 T 及び T_c は、それぞれ次の数値を表すものとする。

T 次の式によつて計算した建築物の設計用1次固有周期（単位 秒）

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

この式において、 h 及び α は、それぞれ次の数値を表すものとする。

h 当該建築物の高さ（単位 メートル）

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

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

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

通達 昭56住指第96号

別記4 昭和55年建設省告示第1793号の取扱いについて

〔2〕 第2 (R_t を算出する方法) 関係(1) T の精算の取扱い

R_t の算出において、ただし書の適用にあたっては設計用1次固有周期を特別な調査又は研究の結果に基づいて計算し、その値を T の数値とできるものとする。

(2) 地盤種別の判定

① 剛強な支持ぐいとは、長さ径比の小さい場所打ち鉄筋コンクリートぐいその他の建築物本体と一体となって挙動し得るとみなせるものをいう。

② 地盤種別を地盤周期によって判定する場合の基準は付則による。

〔付則〕 地盤周期による判定の方法

地盤種別の判定を地盤周期についての特別な調査又は研究に基づいて行う場合の方法は、原則として次に掲げるところによる。

① 地盤周期と地盤種別との対比は、次の表によるものとする。

地盤周期 T_g (秒)	地盤種別
$T_g \leq 0.2$	第1種
$0.2 < T_g \leq 0.75$	第2種
$0.75 < T_g$	第3種

② 地盤周期の測定は、常時微動測定、せん断波速度測定等適切な方法によって行うものとする。

本規定は、振動特性係数 R_t の算出方法を定めている。この R_t は建築物の固有周期及び地盤の種別に応じた当該建築物の振動特性により、地震力の値を変化させる係数である。 R_t の数値は本規定の表により算出するほか、ただし書の規定により特別な調査又は研究により算出することができる。その場合には同表により算出した数値(すなわち建築物の高さ h から $T = h(0.02 + 0.01\alpha)$ によって定まる T を用いて定められる数値)の3/4を下回る数値とすることはできない。

R_t は、その建築物に作用する地震層せん断力の大きさが建築物の振動性状により低減できることを表す係数で、その建築物の設計用1次固有周期と地盤種別に応じて定まる値である。

この R_t の式をグラフに示すと図2.6-4のようになる。

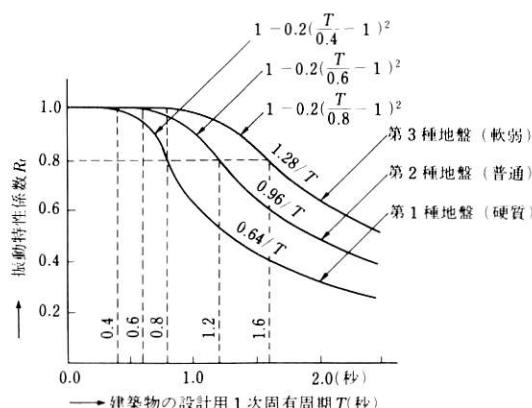
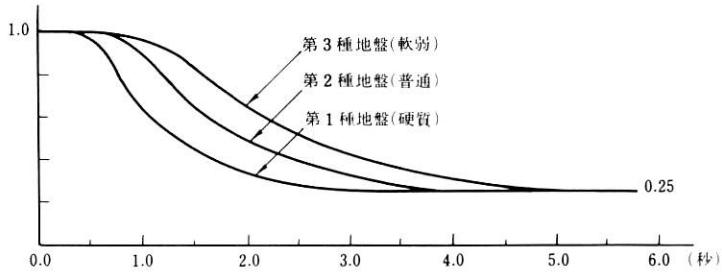


図2.6-4 振動特性係数 R_t

この図から明らかなように、建築物の設計用1次固有周期 T が0.4秒以下の建築物にあっては地盤種別によらず一定値1.0であり、 T が0.6秒以下であれば、第2種地盤か第3種地盤の別によらず一定値1.0である。従って前者にあっては、地盤種別の判別は不要であり、後者にあっては、第2種地盤か第3種地盤かの判別は不要である。

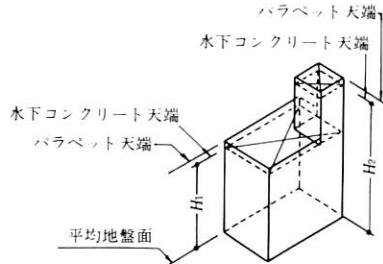
本告示の適用範囲は、高さが60m以下の建築物である(令第81条第1項による)。高さが60mを超える建築物及びその他の長周期の構造物の設計並びに模擬地震波の作成等において本告示を参考とする場合には、 R_t の値は、図2.6-5に示すよう、長周期の部分で0.25を下回ることのないようにすることが望ましい。

図2.6-5 振動特性係数 R_t (参考図)

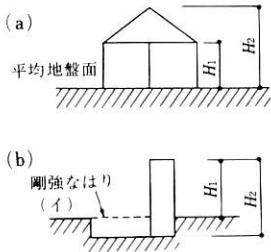
[T の計算方法]

R_t を算出する場合の T は、当該建築物の高さ (h) から求めることになっている。この場合の高さは、当該建築物の振動性状を十分に考慮して振動上有効な高さを用いることができる。具体的には、次のように考えることができる。¹⁾

- i) 塔屋が高さに算入されない場合……平均地盤面より当該建築物頂部横架材または水下コンクリート天端までの高さ
- ii) 塔屋が高さに算入される場合……平均地盤面より塔屋頂部横架材または水下コンクリート天端までの高さ



- iii) 山型架構の場合……次図(a)参照
- iv) ドライエリアなどがある場合……次図(b)参照



$$h = (H_1 + H_2)/2$$

H1で考える場合

(イ) 剛強なはり等でよう壁と建築物とが一体になっている場合

$$h = H_1$$

(ロ) 上記以外の場合

$$h = (H_1 + H_2)/2$$

[T の精算方法]

建築物の設計用 1 次固有周期 T (秒) を次の重力式によって求め、 R_i 及び A_i の算定に用いてもよい。

$$T = \frac{\sqrt{\delta}}{C} \text{ (秒)} \quad (2-6)$$

ここで、 δ (cm) は当該建築物にそれ自体の重量を水平に作用させた場合、建築物が弾性域にあるとして求まる頂部の変形である。C は定数で通常 1 階建ての建築物にあっては 5.0、2 階建ての場合には 5.4、3 階建て以上の場合には 5.7 程度としている。

この場合 δ の値はマトリックス変位法、D 値法等種々の方法によって求められた各階のバネ定数 (K_i) と各階の重量 (w_i) から次式で求めることができる。

$$\delta = \sum_{i=1}^n \frac{\sum_{j=i}^n w_j}{K_i} \quad (2-7)$$

また各階の重量とバネ定数がわかっている場合には、重力式によらず固有値解析によって設計用 1 次固有周期を求めてもよい。

なお、このような方法によって T を求めた場合における R_i 及び A_i の値の求め方については、次項 (2.6.4 「地震層せん断力係数の分布係数 A_i 」) の解説 (p.100) を参照されたい。

[地盤種別の判定について]

(1) 概説

地盤種別の判定についての留意事項を以下に述べる。

① 支持層の厚さについて

地盤種別は本来地震時の地盤の振動特性によって分類されるものであって、地盤の相当な深さにわたる地層構成に影響されるものである。従って建築物が、ある支持層で支持される場合、その支持層の厚さが問題となる。支持層の厚さが薄いと単に建築物の重量を支えるという点では十分であるとしても、支持層の下の地層構造いかんで、当該建築物に作用する地震動の特性が左右される可能性がある。このため一般には、判定の対象となる支持層の厚さは最低 3 m 以上、できれば 5 m から 10 m 以上必要である。

② 第 3 種地盤の判定について

告示本文中の「大部分」とは、対象とする地盤がおおむね 30 m 以上の深さにわたって沖積層が続く場合に、腐植土、泥土その他これらに類するものだけで構成されている場合のみを第 3

種地盤と判定するのではなく、当該沖積層中の上部あるいは中間に部分的にその他の土質からなる地層が分布している場合も第3種地盤と判定することを示している。

(3) 地盤周期による地盤種別の判定について

地盤周期とは、本来、当該建築物に作用すると予想される地震動の応答スペクトルの値が、ある周期近傍にわたって著しく卓越すると考えられる周期をいうが、当面これを運用上常時微動の周期頻度曲線等から求めるか、またはせん断波速度測定によって求めることとした。常時微動の測定は、当該建築物の予定される基礎底面若しくは剛強な支持ぐい先端部分の深さにおいて実施することを原則とするが、これが困難である場合にはこの深さ以浅で実施してもよい。ただし、当該建築物に作用するであろう地震動の応答スペクトルの卓越周期よりも、明らかに短い地盤周期を与えるような測定位置を選択してはならない。例えば、地表付近は車その他の振動源による局部的な短周期の振動が卓越しやすいので、これを避ける意味で少なくとも地表面下1m以深で測定する必要がある。

(2) 判定例

地盤を構成する地層の種類、構成形態等は種々様々なものがあり、またそれらの組合せも複雑であって、簡単な例ですべてをつくすことはできないが、ここでは、一応の例を示すこととする。

以下の例で「1種相当」地層とは、岩盤、硬質砂れき層その他主として第3紀以前の地層によって構成されるもの、「3種相当」地層とは、主として腐植土、泥土その他これらに類するもので構成されている沖積層あるいは沼沢、泥海等を埋め立てたところで、埋め立てられてからおおむね30年を経過していないもの、そして「2種相当」地層とは、「1種相当」及び「3種相当」地層以外のものをいう。

① 直接基礎又は剛強な支持ぐいのみの基礎の場合

[例1]

地層は地表から深くなるにつれ硬い地盤となる例である。直接基礎の基礎底面又は剛強な支持ぐいの先端の地層は2種相当である。この場合は、支持層である2種相当地層の厚さに無関係に判定は第2種地盤となる。

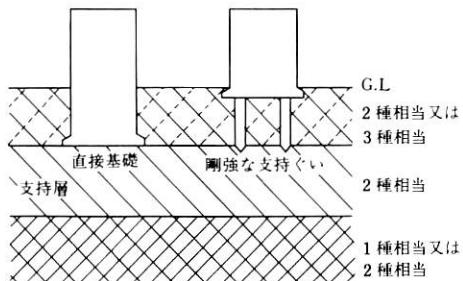


図 2.6-6 地盤種別の判定例 1

[例2]

地層の硬さの深さ方向の分布に乱れのある場合である。直接基礎の基礎底面又は剛強な支持ぐいの先端の地層は2種相当であるが、その下には3種相当が、さらに1種相当又は2種相当が続く例である。上層からA層、B層、C層、D層と名付ける。

支持層であるB層の厚さが3m以上の場合には、それ以深の層に無関係に第2種地盤となる。

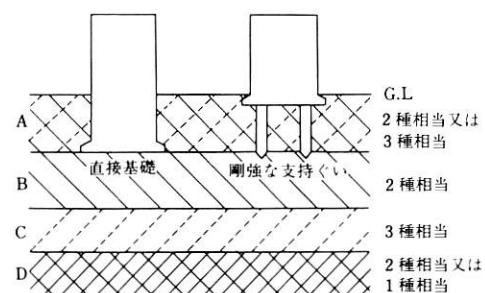


図 2.6-7 地盤種別の判定例 2

B層の厚さが3m未満の場合には、C層の厚さが第3種地盤の構成条件(沖積層の場合には30m以上、埋立地では3m以上)を満足すれば第3種地盤、C層の厚さが第3種地盤の構成条件を満足しなければ第2種地盤と考えられる。

〔例3〕

地層の深さ方向に3種相当地層と2種相当地層
とが交互に重なっている例である。

建築物の基礎底面等が接している2種相当地層
が、支持層としての厚さを十分有するものである
場合には、判定は第2種地盤となるが、その厚さ
が3m未満である場合には、適切な範囲の地層全
体を考慮の対象とし、3種相当地層の厚さの和が
沖積層にあっては30m以上、埋立地にあっては3
m以上であれば第3種地盤、その値未満であれば
第2種地盤となる。

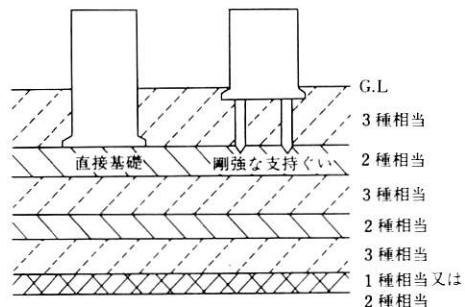


図 2.6-8 地盤種別の判定例3

② 長い支持ぐい、長い支持ぐいと剛強な支持ぐい又は直接基礎の併用、摩擦ぐい形式の場合

長い支持ぐい、長い支持ぐいと剛強な支持ぐい又は直接基礎の併用、摩擦ぐい形式の3種の場合の判定対象は、いずれも基礎底面下のくいの周面に接する地盤となる。

そこで、これらの形式の基礎を用いた場合の判定例を長い支持ぐい形式の例で代表させて示すこととする。

〔例4〕

地層の硬さの深さ方向の分布が整然としており、しかもくいの接する部分が一つの地盤種別に属するものの例である。

この場合には、基礎底面以下でくいの周面に接する地盤の地盤種別を採ればよい。

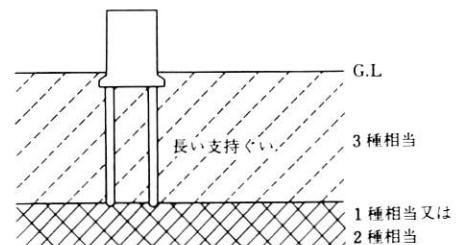


図 2.6-9 地盤種別の判定例4

〔例5〕

地層の硬さの深さ方向の分布は整然としているが、くいの接する部分が複数の地盤種別からなるものの例である。

この場合、くいの周面に接する地層の種別のうち最も支配的なものを考えればよい。すなわち、3種相当の部分の厚さが沖積層にあっては30m以上、埋立地にあっては3m以上の場合には、第3種地盤と判定することが適切である。

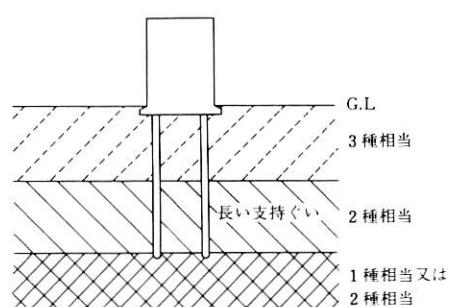


図 2.6-10 地盤種別の判定例5

〔例6〕

地層の深さ方向に3種相当と2種相当の地盤とが交互に重なっている例である。

基礎底面以下でくいの周面に接する地層の厚さのうち、3種相当の地層に接する厚さの和が、沖積層にあっては30m以上、埋立地にあっては3m以上の場合には第3種地盤、それ以外の場合には第2種地盤と判定する。

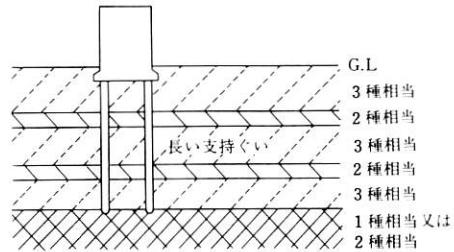


図 2.6-11 地盤種別の判定例 6

(3) 地盤周期の測定について

地盤周期によって地盤種別の判定を行う場合には、適切に地盤周期の測定を行う必要があるが、この場合には次の諸点に留意して測定すべきものとする。

① 常時微動測定による場合

この場合の地盤周期は、原則として非減衰の固有周期1.0秒、減衰定数0.7程度の換振器によって測定した常時微動（変位）の周期頻度曲線等で顕著に卓越した周期（秒）とする。

周期頻度曲線等で卓越周期が複数個存在する場合は、それらのうち最も大きな値とするが、通常の地盤であれば、2秒以上の卓越周期が存在する場合はこれを除いてもよい。

測定は、原則として基礎底面（剛強な支持くいを用いる場合は当該くいの先端）において行うこととする。

② せん断波速度測定による方法

この方法については、諸説があるが、当面次に掲げるものに準じて扱うほか重複反射理論等により精算値を求めることができる。

地盤周期は、次の式によって求める。

$$T_g = \sqrt{32 \sum_{i=1}^n \left\{ h_i \cdot \left(\frac{H_{i-1} + H_i}{2} \right) / V_{si}^2 \right\}} \quad (2-8)$$

ここに

T_g : 地盤周期 (秒)

H_i : 建築物の基礎底面ある
いは強剛なくいの支持
層面から i 層下面まで
の深さ (m)

V_{si} : i 層のせん断波速度
(m/sec.)

h_i : i 層の厚さ (m)

(図 2.6-12 参照)

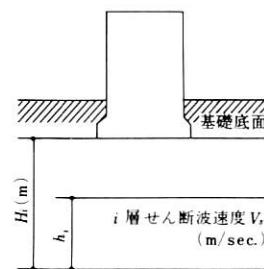


図 2.6-12

この式は、一種の重力式から1次固有周期を求めるものである。 γ を比重、 h を地層の層厚とすれば、単位面積の地層の自重は γh であり、自重を水平方向に加えた時の頂部の水平変位 μ は、

G をせん断弾性係数とすれば、

$$\mu = \frac{\gamma h}{G} \cdot \frac{h}{2} = \frac{\gamma h^2}{2G} \quad (2-9)$$

また、せん断波の速度を V_s , g を重力加速度とすれば、

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\gamma} \cdot g} \quad (2-10a)$$

$$\text{この式から } V_s^2/g = \frac{G}{\gamma} \quad (2-10b)$$

(2-9) 式に (2-10b) 式を代入して、

$$\mu = \frac{g}{2} \cdot \frac{h^2}{V_s^2} \quad (2-11)$$

一方、単層地盤の1次固有周期 T_g は、

$$T_g = \frac{4h}{V_s} \quad (2-12)$$

(2-11) 式と (2-12) 式から、

$$T_g = 4\sqrt{2\mu/g} = \sqrt{32\mu/g} \quad (2-13)$$

ここで (2-13) 式を多層地盤系に用いれば、

$$\mu = \sum_i^n \frac{h_i}{G_i} \left\{ \sum_{j=1}^i (\gamma_j h_j) - \frac{1}{2} \gamma_i h_i \right\} \quad (2-14)$$

γ_i を一定とすれば、

$$\mu = g \sum_i^n \left\{ h_i \cdot \frac{(H_{i-1} + H_i)}{2} \right\} / V_i^2 \quad (2-15)$$

これより、

$$T_g = \sqrt{32 \sum_{i=1}^n \left\{ h_i \cdot \frac{H_{i-1} + H_i}{2} \right\} / V_i^2} \quad (2-16)$$

となる。

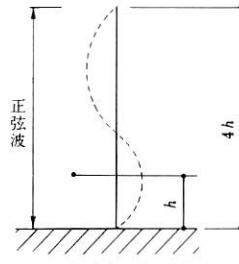


図 2.6-13

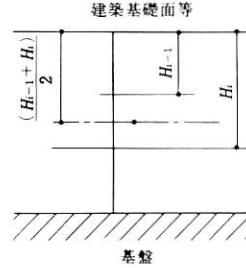


図 2.6-14

2.6.4 地震層せん断力係数の分布係数 A_i

告 示 昭55建告第1793号第3

第3 A_i を算出する方法

A_i は、次の式によつて算出するものとする。ただし、建築物の振動特性についての特別な調査又は研究の結果に基づいて算出する場合においては、当該算出によることができるものとする。

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

この式において、 α_i 及び T は、それぞれ次の数値を表すものとする。

α_i 建築物の A_i を算出しようとする高さの部分が支える部分の固定荷重と積載荷重との和（建築基準法施行令第86条第2項ただし書の規定によつ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るものとする。以下同じ。）を当該建築物の地上部分の固定荷重と積載荷重との和で除した数値

T 第2に定める T の数値

通達 昭56住指発第96号

別記4 昭和55年建設省告示第1793号の取扱いについて

〔3〕 第3 (A_i を算出する方法) 関係(1) T の取扱い

T の数値は、 R_t を求めた場合に用いた T と同一の数値とする。

(2) A_i の精算の取扱い

建築物の振動特性をモーダルアナリシス、時刻歴解析等により適切に評価して地震層せん断力の分布を算出した場合にあっては、本規定の式によらないことができる。

本規定の A_i は、地震層せん断力係数の分布を示す係数である。 A_i の数値は建築物の上階になるほど大きくなり、かつ、建築物の1次固有周期が長いほどその傾向が大きくなる。また、ただし書の規定により特別な調査又は研究によりその数値を算出できる。

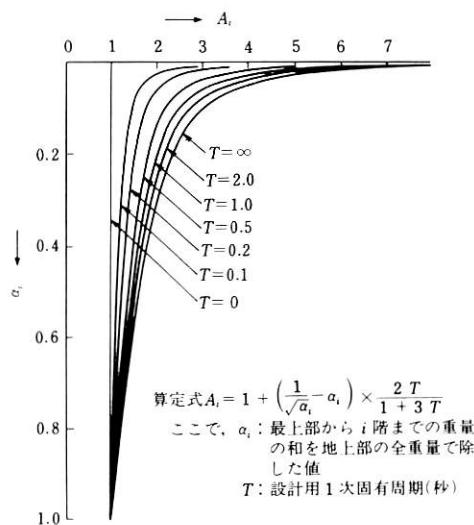
[A_i の精算方法等について]

(1) 概説

本告示で与えられる A_i を示したのが、図 2.6-15 である。

建築物が非常に剛な場合すなわち T がきわめて小さい場合には、地震動により建築物は上から下まで剛体的に一体として運動し、この場合、建築物に作用する加速度は一様であり、また地震層せん断力係数も一様である（図の $T=0$ の場合に相当）。一方、建築物が高層になると、地震動により建築物は大きくしなうように振動し、そのため、地震層せん断力係数は上階へ行くに従い大きくなる。この傾向は高層になればなるほど大きくなる（図の $T=0.1 \sim \infty$ の場合に相当）。 A_i はこのように、建築物の固有周期や階の位置によって振動の大きさが異なることに対応して地震層せん断力係数の大きさを変化させる係数である。

α_i は同じ高さを有する建築物であっても、その上下方向の重量分布によって地震力の分布が変化する現象を考慮するための無次元化した高さを意味するもので、当該建築物の地上部分の全重量に対する当該階以上の階の重量比である。すなわち、1階においては、 $\alpha_i = \alpha_1 = 1.0$ である。 α_i の値が小さくなるほど、その階は重量分布を考慮した上で上層に位置することを示している。

図 2.6-15 地震層せん断力係数の分布係数 A_i

A_i を求めるためには、設計用 1 次固有周期 T を算定することが必要になる。この場合の T の求め方は、前項（2.6.3「振動特性係数 R_t 」） R_t の解説に示したところによる。一つの計算方向について R_t の算定と A_i の算定に用いる T は同じ値でなければならない。

T の値を、告示の式により定めた場合又は重力式、固有値解析等によって定めた場合における R_t 及び A_i の値の求め方は、原則として次表に示すところによる。

T の算定	R_t の算定	A_i の算定
昭55建告第1793号第2による場合 ($T = h(0.02 + 0.01\alpha)$)	$\begin{cases} T < T_c & R_t = 1 \\ T_c \leq T < 2T_c & R_t = 1 - 0.2 \left(\frac{T}{T_c} - 1 \right)^2 \\ 2T_c \leq T & R_t = \frac{1.6T_c}{T} \end{cases}$	$\text{同告示第2による} \\ \left(A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T} \right)$
重力式による場合 ($T = \frac{\sqrt{\delta}}{C}$)	上式による	上式による
固有値解析による場合	上式による	上式による
	特別な調査研究による	モーダルアナリシスによる
	特別な調査研究による時刻歴応答解析	モーダルアナリシスによる

(2) A_i の精算方法

A_i は、各次振動モードの寄与分を 2 乗和の平方根によって求めるモーダルアナリシスに従って計算してもよい。この場合、 A_i の値として $A_1 = 1$ になるよう基準化する必要があり、2.6.3「振動特性係数 R_t 」(p.93) で示した振動特性係数 R_t を加速度応答スペクトルとして用いることができる。

以下に、地震層せん断力係数の高さ方向の分布を表す係数 A_i をモーダルアナリシスによって求める手順を示す。

① 建築物をモデル化して（通常 n 階建てであれば n 質点モデルと仮定する）、各次の固有振動モードと固有値を求める。固有振動モード及び固有値を求める手法には各種あり、コンピュータを使うことができる場合には既成のプログラムが通常用意されているのでそれを用いるとよいであろう。手計算による場合で通常よく用いられるものにはマトリックス反復法（Stodola 法）と Holzer 法がある。

マトリックス反復法では適当な固有振動モードを仮定し、繰り返し計算を行うことにより正しい固有振動モードに収れんさせ、その結果固有値が求まる。この方法のメリットは、どんな構造物にも適用できるということである。ただし、バネ定数から直接求めることのできる剛性マトリックスを用いると、固有値・固有ベクトルは、高次の固有振動モード及び固有値から順々に求まるので、建築物の地震応答を大きく支配する低次の固有振動モード及び固有値を求めるには、剛性マトリックスの逆マトリックス（これを変位影響マトリックスともいう）を計算しなければならない。

一方、Holzer 法は、固有振動時においては、固有振動モードは慣性力による変位と等しくなるという関係を用いる方法である。この場合、固有値を仮定し、それによる慣性力から各質点の変位を順次計算し、質点系の最下端（固定端）の変位が 0 となるような値が真の固有値である、という計算を行うのである。Holzer 法は、せん断形振動系モデルにのみ適用されるが、通常の建築物（例えば超高層級の建築物を除く）はよい近似でせん断形振動系モデルに置き換えることができる。

いずれにしても、固有振動モードと固有値を求めることが第1段階である。

- ② 求められた各次の固有振動モードが、地震時にどのくらいの応答を示すかをスペクトルによって求め、建築物全体の応答はそれらの和（単純和では実際の応答より大きくなり過ぎるので各次の2乗和の平方根をとるのが一般的である。そのためこの手法はSRSS—Square Root of Square Sum—とも呼ばれている）とする。ただし、 A_i の値としては、 $A_i = 1$ になるように基準化する必要がある。この場合、振動特性係数 R_t を加速度応答スペクトルとして用いることができる。

すなわち A_i は下式によって算出することができる。

$$A_i = A'_i / A'_1$$

ここで、

$$A'_i = \sqrt{\sum_{j=1}^K \left(\sum_{m=i}^n w_m \cdot \beta_j \cdot U_{mj} \cdot R_t(T_j) \right)^2} / \sum_{m=i}^n w_m$$

n ：建築物の層数

w_m ：第 m 層の重量

$\beta_j \cdot U_{mj}$ ：第 m 層の j 次刺激関数

T_j ：固有値解析により得られる建築物の j 次固有周期

$R_t(T_j)$ ：周期 T_j に対応する加速度応答スペクトルの値

（建築基準法施行令第88条第1項に与えられている振動特性係数 R_t の T_j に対する値とすることができる。）

K ：考慮すべき最高次数で通常3以上とする。この時、地盤・建築物相互作用を考慮すると4次以上のモードが無視できない場合もあるため注意を要する。

2.6.5 標準せん断力係数 C_o

政令 第88条第2項・第3項

- 2 標準せん断力係数は、0.2以上としなければならない。ただし、地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が建設大臣の定める基準に基づいて規則で指定する区域内における木造の建築物（第46条第2項第一号イからホまでに掲げる基準に適合するものを除く。）にあつては、0.3以上としなければならない。
- 3 第82条の4第二号の規定により必要保有水平耐力を計算する場合においては、前項の規定にかかわらず、標準せん断力係数は、1.0以上としなければならない。

告 示 昭55建告第1793号第4

第4 地盤が著しく軟弱な区域を定める基準

地盤が著しく軟弱な区域を定める基準は、地盤が第2の表中 T_c に関する表に掲げる第3種地盤に該当する区域であるものとする。

(参考)

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

通 達 昭56住指発第96号

別記4 昭和55年建設省告示第1793号の取扱いについて

〔4〕 第4(地盤が著しく軟弱な区域を定める基準) 関係

本基準を適用するにあたっては、第3種地盤の条件にいう「地盤周期等についての調査若しくは研究の結果」を積極的に活用されたい。

本規定では、本条第1項の地震層せん断力係数 C_i の算定式中最も基本的な係数である標準せん断力係数 C_o の数値を定めている。第2項では、令第82条による許容応力度計算、令第82条の2による層間変形角の計算等を行う場合の C_o の数値を0.2以上と定めている。さらに昭55建告第1793号第4の基準に基づいて特定行政庁が規則で指定した地盤が著しく軟弱な区域内の木造建築物(大断面木造建築物を除く。)については0.3以上と規定している。また、第3項では令第82条の4第二号の規定により必要保有水平耐力を計算する場合には1.0以上とすることを定めている。

〔標準せん断力係数〕

地震地域係数 Z 、振動特性係数 R_i がそれぞれ1.0であるような標準的な建築物のベースシアーコ系(1階の地震層せん断力係数)は C_o に等しくなる。この場合、 C_o に建築物の地上部分の重量を乗ずると、建築物に作用する全地震力が得られる。このように C_o は、設計用地震力の大きさを示す重要な数値である。

本規定では、地震力の大きさに、2段階のものを考えて耐震計算をすることとしている。まず、耐用年限中に数度は遭遇する程度の地震(中地震)に対しては、建築物の機能を保持することとする。また、建築物の耐用年限中に一度遭遇するかもしれない程度の地震(大地震)に対し、建築物の架構に部分的なひび割れ等の損傷が生じても、最終的に崩壊からの人命の保護を図る。中地震程度の地震力としては、気象庁震度階の震度Vを考え、建築物全体に作用する水平力としてベースシアーコ系0.2、すなわち $C_o = 0.2$ を採用している。この水平力を生じさせる地震動の強さ

は、地動の最大加速度にして80~100gal程度である。昭和56年5月まで用いられてきた建築基準法・同施行令でいう水平震度0.2に対し許容応力度設計するという耐震設計法は、約半世紀の歴史を持ち、通常の多くの建築物についてはこの方法で設計しておけば計算外の余力が十分にあって、大地震に対しても崩壊しないという経験を持っている。

大地震時の地震力としては、関東大地震級の地動と考えてよい。その強さは、地動の最大加速度で約300galから400gal程度で、気象庁震度階の震度VI~VII程度である。建築物全体に作用する水平力で表すとベースシアー係数1.0, $C_o = 1.0$ を標準として採用している。しかし、実際の大地震時の建築物は、ひび割れ等の部分的な損傷が生じた後、ねばり強さで地震に耐える。このねばり強さで地震に耐えることを考慮すれば、水平力に対する耐力は、ベースシアー係数で1.0なくてもよい。保有水平耐力の確認の際の D_s の値にこの考え方反映されている。

2.6.6 特殊な形態への適用方法

[適用に当たっての留意事項]

斜面に立つ建築物等、特殊な形態の建築物に令第88条の規定を適用する場合には、当該建築物の振動性状等を十分考慮し適切に取り扱うものとする。

[例及び解説]

(1) タワー型建築物

低く張り出した低層部とそれより突出する高層部から成る建築物の場合には、振動解析を行い、適切な地震層せん断力係数を求めるのが望ましい。ただし、以下のような方法によってもよい。

低層部の平面が、高層部の平面のおおむね8倍以下の面積の場合には、一体の建築物と見なして通常の計算方法による。おおむね8倍を超える場合には、建築物を二つに分けて考え、8倍を超える部分を独立した建築物とみなして地震層せん断力を求める。なお、分割して求めた各々の部分の地震層せん断力の和を全体の地震層せん断力と考えてよい(図2.6-16参照)。

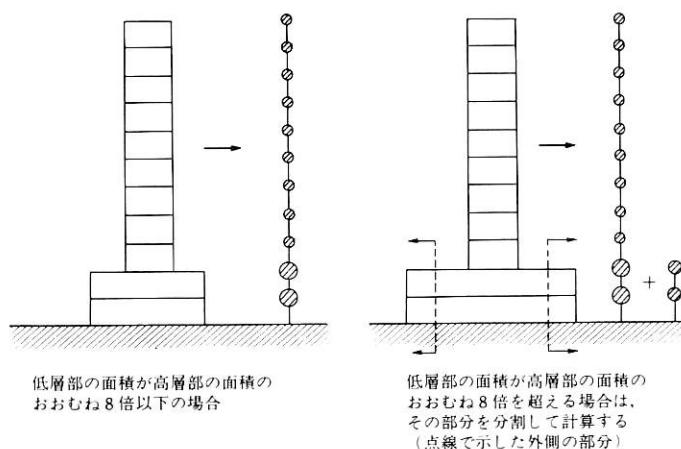


図2.6-16 タワー型建築物のモデル化

(2) 斜面に建つ建築物

斜面に建つ建築物の地震層せん断力は、例えば次のようにして求めることができる。

A) の方法

- ① 最も低い地盤面位置から上部について、通常の方法により地震層せん断力を求める。
- ② $(i$ 階の地震層せん断力) $- (i+1$ 階の地震層せん断力) より i 階 ($i+1$ 階の床レベル) に加わる地震力を求める。
- ③ ①及び②によって各階に加わる地震力が求められ、次に最上階から順次各階の地震層せん断力を求める。この際ある階の地震層せん断力のうち、基礎を通じ地盤に流れるせん断力を差し引いたものが、それより下層に伝達されるとする。

以下、図 2.6-17 の例（鉄筋コンクリート造）に従って計算例を示す。

各階の重量 w_i , α_i , A_i を次のように求める。

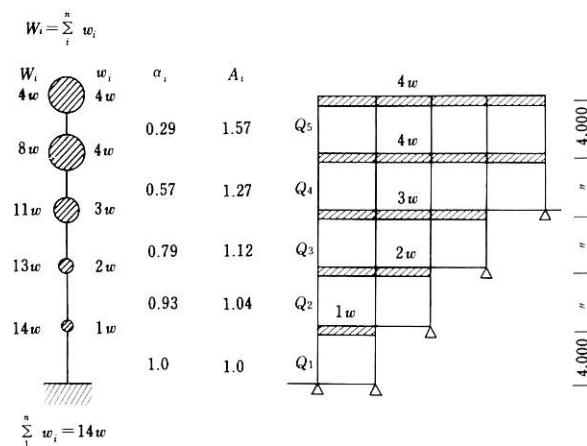


図 2.6-17 斜面に建つ建築物への適用例

ここで、

$$T = 0.02 \times (5 \times 4) = 0.4 \text{ (秒)}$$

$$Q'_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \cdot W_i \text{ で}$$

$$Z = 1.0, R_t = 1.0 \text{ として,}$$

$$Q'_5 = 1.57 \times 0.2 \times 4w = 1.26w$$

$$Q'_4 = 1.27 \times 0.2 \times 8w = 2.03w$$

$$Q'_3 = 1.12 \times 0.2 \times 11w = 2.46w$$

$$Q'_2 = 1.04 \times 0.2 \times 13w = 2.70w$$

$$Q'_1 = 1.0 \times 0.2 \times 14w = 2.80w$$

地震力 P_i を $Q'_i - Q'_{i+1}$ より求める。

(図 2.6-18)

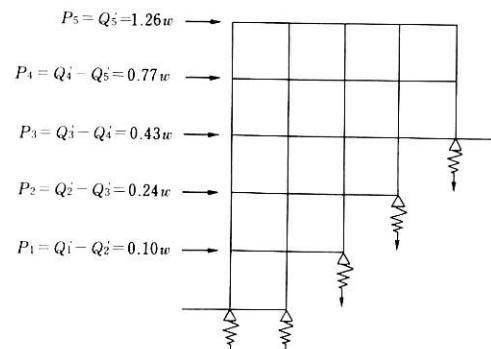


図 2.6-18 斜面に建つ建築物への適用例

(地震力 P_i)

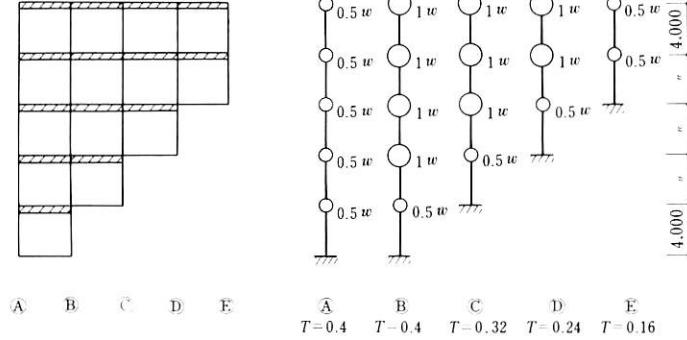
なお、傾斜地に建つ建築物について、すべて上記の方法を用いると、不自然な場合も生ず

ることが考えられる。そうした場合には、以下のような手順により地震力を求めることが可能である。¹⁾

B) の方法

- ① 各柱ごと（または各構面ごと）に負担面積分のブロックに分割し、それぞれが独立していると見なして、各々の重量、周期に基づいて各柱（各構面）の地震層せん断力を求める。
 - ② $(i$ 階の地震層せん断力) – $(i+1$ 階の地震層せん断力) より各柱（各構面）の i 階 ($i+1$ 階の床レベル) に加わる地震力を求める。 i 階について各柱（各構面）の地震力を合計して i 階の地震力とする。
 - ③ ①及び②によって各階に加わる地震力が求められ、次に最上階から順次各階の地震層せん断力を求める。この際ある階の地震層せん断力のうち、基礎を通じ地盤に流れるせん断力を差し引いたものが、それより下層に伝達されるとする。
- 前述の方法との比較のため、図 2.6-17 の例について、この方法により地震力を求めてみる。

先ほどの例を次図のような 5 つの独立した柱と考える。



各柱の高さからそれぞれの柱の T を求める。 $T = 0.02h$ (RC 造)

この例の場合、最長の T でも 0.4 秒である。従って、すべての柱について $R_t = 1.0$ である。

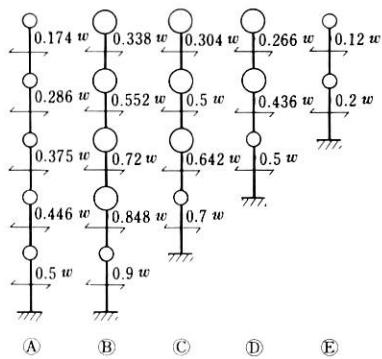
各柱の T と重量分布から各柱の各階の A_i を求める。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T} \quad (T \text{ と } \alpha_i \text{ は柱ごとの値である})$$

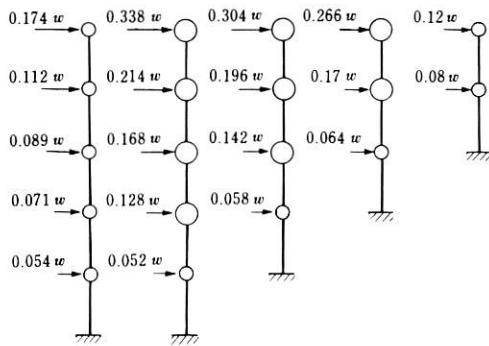
各柱の各階の地震層せん断力 Q_i を求める。

$$Q_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \cdot W \quad (Q_i \text{ は柱ごとの値である})$$

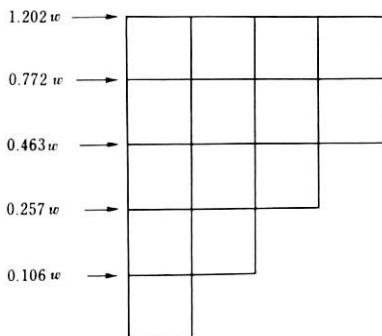
結果は次のとおりである。



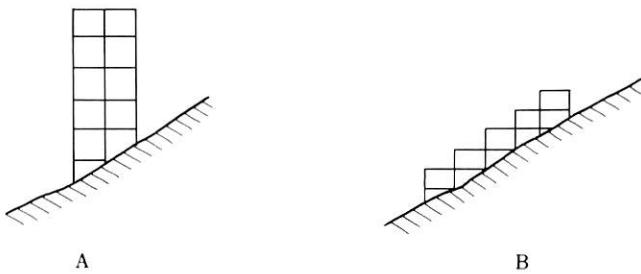
各柱の地震力 P_i を $Q_i - Q_{i+1}$ より求める。



これらを合計して各階の地震力 P が求められる。



以上、斜面に建つ建築物の地震力の求め方について、Ⓐ), Ⓑ) の二つの方法を例示した。Ⓐ) の方法は、次図Aのように斜面方向の建築物の幅に対して建築物の高さが大きい場合に、Ⓑ) の方法は、次図Bのように、幅に対して高さが小さい場合に用いることが適当であろう。



〔注意事項〕

上記の二つの例題では、外力としての地震力を求めるところまで示した（A）の方法でもB）の方法でも、手順の①及び②まで）。各階の地震層せん断力求めるには、手順の③に示されたとおり、その階より上に作用する地震力の和から、基礎を通じて地盤に伝わるせん断力を差し引くことになる。通常は、基礎につながる柱のせん断力は、そのまま基礎を通じて地盤に伝わると見なすことが多い。この場合、地盤に伝わるせん断力の評価によって、下階の層せん断力が変化することに注意する必要がある。また、基礎は地盤にそのせん断力を伝えられるようにしなければならない。

(3) スキップフロア

スキップフロアの場合、より詳細な解析により地震層せん断力を定めるのが望ましいが、通常の場合と同様にして A_i , R_t 等から地震層せん断力を求めてよい。すなわち、各床レベルに質量が集中していると仮定して A_i の値を計算することができる。

次の図2.6-19に示すフレーム（鉄筋コンクリート造）の地震層せん断力求める。

固有周期 T は $T = 0.02 \times 25 = 0.5$ (秒)

$R_t = Z = 1.0$, $C_o = 0.2$ の場合、 A_i , C_i は次のようになる。

表2.6-1

	α_i	A_i	C_i	Q_i
5階	0.333	1.56	0.312	$0.624w$
4階	0.5	1.37	0.274	$0.822w$
3階	0.667	1.22	0.244	$0.976w$
2階	0.833	1.10	0.221	$1.105w$
1階	1.0	1.0	0.2	$1.2w$

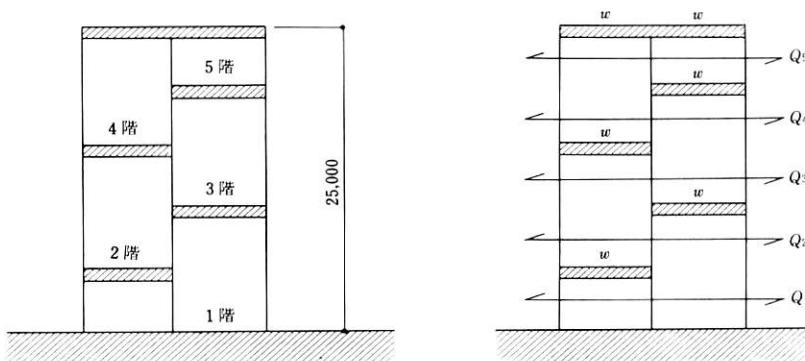


図 2.6-19 スキップフロア型建築物への適用

2.6.7 地下部分の地震力

政令 第88条第4項

4 建築物の地下部分の各部分に作用する地震力は、当該部分の固定荷重と積載荷重との和に次の式に適合する水平震度を乗じて計算しなければならない。ただし、地震時における建築物の振動の性状を適切に評価して計算をすることができる場合においては、当該計算によることができる。*YOKO*

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

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

k 水平震度

H 建築物の地下部分の各部分の地盤面からの深さ（20を超えるときは20とする。）（単位 メートル）

Z 第1項に規定する Z の数値

通達 昭56住指発第96号

第3 荷重及び外力関係（第2款）

2. 地震力（第88条）

(2) 地下部分の地震力

地下部分に作用する地震力は、水平震度を用いて算出することとしたが、地下部分の地震層せん断力は、原則として水平震度により計算した地震力によるものと、地上部分から伝わる地震層せん断力を加えて求めることとなるので留意されたい。また、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みなすことができる部分とすることとする。

本項では、地下部分の地震力について規定している。地下部分は地上部分とは振動性状が異なるため、地盤面からの深さに応じた水平震度によって地震力を計算することとしている。

地下部分の地震時挙動については未解明の要素が多い。また、地震時における観測結果による

と、地下部分の応答加速度は、深さが深くなるにつれ小さくなる。この点を考慮に入れ、地震地域係数1の地域の場合の下限値を地盤面で $k = 0.1$ 、地下20mの位置で $k = 0.05$ 、20m以深では $k = 0.05$ 一定となる形とした（図2.6-20）。

また、過去の地震では、地下部分の破壊により建築物が崩壊に至った例はほとんどないこと及びこれらの終局的な構造特性等については未だに不明な点があり、一律に論ずることが難しいこと等の理由により、地下部分については一次設計のみを課すこととした。これにより、地下部分については、想定地震力に対して十分な安全性が確保され得ると判断している。

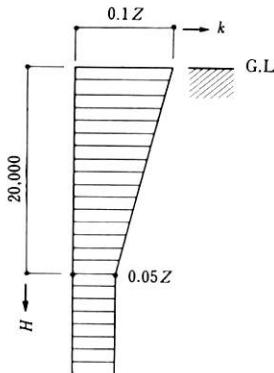


図2.6-20 地下部分の水平震度分布

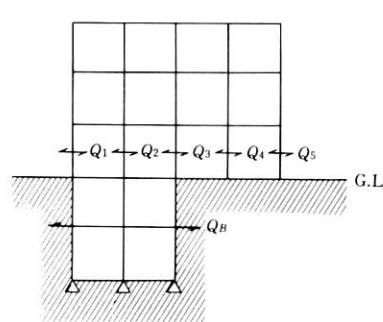


図2.6-21 地下部分の地震層せん断力

図2.6-21の地下部分の地震層せん断力 Q_B は次のように求めている。

$$Q_B = Q_1 + Q_2 + Q_3 + k \times W_B$$

ここで、

Q_i ：1階の i 柱の分担するせん断力

k ：地下部分の水平震度

W_B ：地下部分の重量（この場合は、1階床レベルの柱1～3の間に集中していると仮定できる重量でよい。）

なお、1階床レベルが地盤面より地下階階高の1/3程度高い位置より下にあり、地盤面下部分ときわめて剛に一体化している場合は地盤面上部分も地下階として取り扱うことができる。さらに、斜面上に建つ建築物の場合、地盤の側圧等の影響を十分に考慮した上で、地下階部分の地震力を適用することができる。

〔引用文献〕

- 1) 「新耐震設計法Q & A集」（増補改訂版）日本建築士事務所協会連合会、1985年9月

第3章 訸容応力度及び材料強度

許容応力度計算等に用いる許容応力度及び保有水平耐力の計算に用いる材料強度の数値は、それぞれ令第3章第8節第3款及び第4款に規定されている。

許容応力度については、政令では基本的な数値についてのみ定め、その他の特殊なものは別途告示で規定している。

材料強度の規定もおおむね許容応力度と同じ方針のもとに定められている。

これらの規定の構成を表にまとめると次のようになる。

表 3.0-1 訸容応力度と材料強度の規定の構成

材料及び応力の種類		許容応力度	材料強度
木 材	繊維方向の圧縮、引張り、曲げ及びせん断	令第89条	令第95条
	めりこみ	昭55建告第1799号	昭55建告第1799号
	圧縮材の座屈	昭55建告第1799号	昭55建告第1799号
	集成材	昭55建告第1799号	昭55建告第1799号
鋼 材 等	圧縮、引張り、曲げ及びせん断	令第90条 (昭55建告第1794号)	令第96条 (昭55建告第1794号)
	側圧及び接触 (支圧)	昭55建告第1799号	昭55建告第1799号
	圧縮材の座屈	昭55建告第1799号	昭55建告第1799号
	曲げ材の座屈	昭55建告第1799号	昭55建告第1799号
コンクリート	圧縮、引張り、せん断及び付着	令第91条	令第97条
溶接	圧縮、引張り、曲げ及びせん断	令第92条 (昭55建告第1794号) (昭56建告第1103号)	令第98条 (昭55建告第1794号) (昭56建告第1103号)
高 力 ボ ル ト 接 合	摩擦接合部	令第92条の2 (昭55建告第1795号)	—
	引張接合部	昭55建告第1795号	—
	引張り及びせん断	—	令第96条 (昭55建告第1795号)
地盤及び基礎ぐい		令第93条 昭46建告第111号	—

第3章 許容応力度及び材料強度

以下、それぞれの材料種別に従って各規定の内容について述べる。

なお、令第94条及び第99条は許容応力度及び材料強度の補則規定であり、特殊な状態又は材料について告示で許容応力度及び材料強度を規定するための根拠条文となるものである。

政令本文は次のとおりである。

政令 第94条

(補則)

第94条 第89条から前条までに定めるもののほか、構造耐力上主要な部分の材料の長期応力に対する許容応力度及び短期応力に対する許容応力度は、材料の種類及び品質に応じ、建設大臣が建築物の安全を確保するために必要なものとして定める数値によらなければならない。

政令 第99条

(補則)

第99条 第95条から前条までに定めるもののほか、構造耐力上主要な部分の材料の材料強度は、材料の種類及び品質に応じ、建設大臣が地震に対して建築物の安全を確保するために必要なものとして定める数値によらなければならない。

3.1 木 材

3.1.1 許容応力度

政令 第89条

(木材)

第89条 木材の繊維方向の許容応力度は、強度試験の結果に基づき定める場合のほか、次の表の数値によらなければならない。

種類	許容応力度	長期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕				短期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕			
		圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
針葉樹	あかまつ, くろまつ及びべいまつ	75	60	95	8	長期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。			
	からまつ, ひば, ひのき及びべいひ	70	55	90	7				
樹	つが及びべいつが	65	50	85	7				
	もみ, えぞまつ, とどまつ, べにまつ, すぎ, べいすぎ及びスブルース	60	45	75	6				
広葉樹	かし	90	80	130	14				
	くり, なら, ぶな及びけやき	70	60	100	10				

- 2 かた木で特に品質優良なものをしやち、込み栓^{キンタム}の類に使用する場合においては、その許容応力度は、それぞれ前項の表の数値の2倍まで増大することができる。
 3 基礎ぐい、水槽、浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合においては、その許容応力度は、それぞれ前2項の規定による数値の70パーセントに相当する数値としなければならない。

本条では、木材の繊維方向の許容応力度について、材種ごとにその数値を定めている。木材は、同一樹種であっても採取場所その他によって強度にかなりのバラツキがあること、建築後の経年変化が他の材料にくらべて大きいこと等から、強度の中心値に対する許容応力度の数値の比（安全率）は他より大きくなっている。ただし、この表の数値によらない場合は強度試験の結果に基づき定めることができることとなっている。

また、かた木（広葉樹材のかたいもの）を込み栓等のファスナーとして使用するときは数値を2倍まで緩和するほか、常時湿潤状態で使用するものについては、7割まで低減して用いることとしている。

なお、めりこみ、座屈に関する許容応力度及び集成材の許容応力度については、令第94条の規定に基づき、別途昭55建告第1799号で定めている。

従来、木材の引張許容応力度は曲げ許容応力度と同じ数値としていたが、昭和62年の法改正に

第3章 許容応力度及び材料強度

おいて両者は別々に数値を与えることとなった。これは、最近の研究によって以下に示した理由から引張材の引張耐力は、製材、集成材を問わず曲げ材の引張縁の引張耐力よりかなり小さいことが明らかにされているからである。

- イ 引張材は材軸に沿ってほぼ一様の引張応力を受け、材軸に沿って存在する節などの欠点の影響を強く受ける。
- ロ 曲げ材においては、曲げ引張縁に節などが存在していても、その影響が断面内の応力再配分によって低減される。
- ハ 曲げ材においては材軸に沿って曲げモーメントの大きさが変化することが多く、最大曲げモーメントの発生する部分の曲げ引張縁に節などの欠点が存在する確率が、引張材に比較して小さくなる。

3.1.2 材料強度

政令 第95条

(木材)

第95条 木材の繊維方向の材料強度は、強度試験の結果に基づき定める場合のほか、次の表の数値によらなければならない。

種類		材 料 強 度			
		単位 1平方センチメートルにつきキログラム			
		圧縮	引張り	曲げ	せん断
針葉樹	あかまつ、くろまつ及びべいまつ	225	180	285	24
	からまつ、ひば、ひのき及びべいひ	210	165	270	21
	つが及びべいつが	195	150	255	21
木	もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、すぎ、べいすぎ及びスプルース	180	135	225	18
広葉樹	かし	270	240	390	42
	くり、なら、ぶな及びけやき	210	180	300	30

2 第89条第2項及び第3項の規定は、木材の材料強度について準用する。

本条では、木材の繊維方向の応力に対する材料強度を規定している。内容としては、令第89条の規定による長期の応力に対する許容応力度の3倍の数値を定めているほか、強度試験によることを原則とする等、特例規定については令第89条の規定のほとんどをそのまま準用している。

また、許容応力度と同様にめりこみ及び座屈に関する材料強度並びに集成材の材料強度については、令第99条の規定に基づき、昭55建告第1799号で定めている。

材料強度についても、昭和62年の法改正により引張強度と曲げ強度が別個の数値で与えられた。この理由については前項で説明したとおりである。

3.1.3 特殊な許容応力度及び材料強度

告 示 昭55建告第1799号第1・第2

第1 特殊な許容応力度

一 木材のめりこみ及び圧縮材の座屈の許容応力度は、次に掲げるとおりとする。

イ めりこみの許容応力度は、めりこみ試験の結果に基づき定める場合のほか、その繊維方向と加力方向とのなす角度に応じて次に掲げる数値（基礎ぐい、水槽、浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合においては、当該数値の70パーセントに相当する数値）とする。

(1) 10度以下の場合

建築基準法施行令（以下「令」という。）第89条第1項の表に掲げる圧縮の許容応力度の数値

(2) 10度を超え、70度未満の場合

(1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値

(3) 70度以上90度以下の場合

次の表に掲げる数値

木 材 の 種 類		長期応力に対するめりこみの許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	短期応力に対するめりこみの許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕
針葉樹	あかまつ、くろまつ及びべいまつ	30	長期応力に対するめりこみの許容応力度の数値の2倍とする。
	からまつ、ひば、ひのき及びべいひ	25	
樹	つが、べいつが、もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、すぎ、べいすぎ及びスプルース	20	
広葉樹	かし	40	
	くり、なら、ぶな及びけやき	35	

ロ 圧縮材の座屈の許容応力度は、その有効細長比に応じて、次の表の式によつて計算した数値とする。

$\lambda \leq 30$ の場合	$f_k = f_c$
$30 < \lambda \leq 100$ の場合	$f_k = f_c (1.3 - 0.01\lambda)$
$\lambda > 100$ の場合	$f_k = \frac{0.3f_c}{\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2}$

この表において、 λ 、 f_k 及び f_c は、それぞれ次の数値を表すものとする。

λ 有効細長比

f_k 圧縮材の座屈の許容応力度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）

f_c 令第89条第1項の表に掲げる圧縮の許容応力度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）

二 集成材の許容応力度は、次に掲げるとおりとする。

イ 繊維方向の許容応力度は、強度試験に基づき定める場合のほか、集成材の種類に応じてそれぞれ次の表1又は表2の数値（基礎ぐい、水槽、浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合においては、当該数値の70パーセントに相当する数値）とする。

1

集成材の樹種 及び品質		許容応力度		長期応力に対する許容応 力度（単位 1平方セン チメートルにつきキログ ラム）		短期応力に対する許容応 力度（単位 1平方セン チメートルにつきキログ ラム）			
		圧縮 又は 引張り	曲げ	せん断	圧縮 又は 引張り	曲げ	せん断		
針 葉	あかまつ, くろまつ 及びべいまつ	特級	115	165	12	長期応力に対する圧縮, 引張り, 曲げ又はせん断 の許容応力度のそれぞれ の数値の 2 倍とする。			
		1級	105	145					
		2級	90	120					
	からまつ, ひば, ひ のき及びべいひ	特級	105	155	11				
		1級	95	135					
		2級	85	110					
樹	つが及びべいつが	特級	95	145	10				
		1級	90	125					
		2級	80	105					
	もみ, えぞまつ, とど まつ, べにまつ, す ぎ, べいすぎ及びス ブルース	特級	90	135	9				
		1級	80	115					
		2級	70	95					
広 葉	みずなら, ぶな, け やき, しおじ, たも, かば, いたやかえで, にれ及びアピトン	1級	105	150	12				
		2級	85	125					
	ラワン	1級	90	130	10				
		2級	80	110					

この表において、特級、1級及び2級は、それぞれ構造用大断面集成材の日本農林規格（昭和61年農林水産省告示第2054号）に規定する構造用大断面集成材の特級、1級及び2級又はこれらと同等以上の品質を有する集成材を表すものとする。

2

集成材の樹種 及び品質		許容応力度		長期応力に対する許容応 力度（単位 1平方セン チメートルにつきキログ ラム）		短期応力に対する許容応 力度（単位 1平方セン チメートルにつきキログ ラム）			
		圧縮 又は 引張り	曲げ	せん断	圧縮 又は 引張り	曲げ	せん断		
針 葉	あかまつ, くろまつ 及びべいまつ	1級	105	145	12	長期応力に対する圧縮, 引張り, 曲げ又はせん断 の許容応力度のそれぞれ の数値の 2 倍とする。			
		2級	90	120					
	からまつ, ひば, ひ のき及びべいひ	1級	95	135	11				
		2級	85	110					
	つが及びべいつが	1級	90	125	10				
		2級	80	105					
樹	1級	80	115						

	もみ,えぞまつ,とど まつ,べにまつ,す ぎ,べいすぎ,スプル ース,ロッジポール パイン及びポンデロ ーサパイン	2級	70	95	9	長期応力に対する圧縮, 引張り,曲げ又はせん断 の許容応力度のそれぞれ の数値の2倍とする。	
広 葉 樹	みずなら,ぶな,け やき,しおじ,たも, かば,いたやかえで, にれ及びアピトン	1級	105	150	12	この表において、1級は、集成材の日本農林規格(昭和49年農林省告示第601号(以下「告示」という。))に規定する構造用集成材の1級又は化粧ぱり構造用集成材の1等及び2等又はこれらと同等以上の品質を有する集成材を表すものとする。また、この表において、2級は、告示に定める構造用集成材の2級又はこれと同等以上の品質を有する集成材を表すものとする。	
	2級	85	125				
	ラワン	1級	90	130	10		
		2級	80	110			

ロ めりこみの許容応力度は、めりこみ試験の結果に基づき定める場合のほか、その繊維方向と加力方向とのなす角度に応じて次に掲げる数値(基礎ぐい、水槽、浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合においては、当該数値の70パーセントに相当する数値)とする。

- (1) 10度以下の場合 イの表に掲げる圧縮の許容応力度の数値
 (2) 10度を超え、70度未満の場合 (1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値
 (3) 70度以上90度以下の場合 次の表に掲げる数値

集成材の樹種		長期応力に対するめりこみの許容応力度 (単位 1平方センチメートルにつきキログラム)	短期応力に対するめりこみの許容応力度 (単位 1平方センチメートルにつきキログラム)
針 葉 樹	あかもつ,くろまつ及 びべいまつ	30	長期応力に対するめりこみの許容応力度の数値の2倍とする。
	からまつ,ひば,ひの き及びべいひ	25	
	つが,べいつが,もみ, えぞまつ,とどまつ, べにまつ,すぎ,べい すぎ及びスプルース	20	
広 葉 樹	ラワン	30	
	みずなら,ぶな,けや き,しおじ,たも,か ば,いたやかえで,に れ及びアピトン	35	

- ハ 圧縮材の座屈の許容応力度は、前号のロに定めるところに準ずる計算をした数値とする。
 ニ 建設大臣が高度の品質を確保し得ると認める条件によって集成材のひき板の加工、接着及び品質管理が行われる場合においては、当該集成材の許容応力度は、イからハまでの規定にかかわらず、集成材の各々のひき板の強度に基づき算定した数値とすることができる。

第2 特殊な材料強度

- 一 木材のめりこみ及び圧縮材の座屈の材料強度は、次に掲げるとおりとする。
 - イ めりこみの材料強度は、第1第一号イに定める長期応力に対するめりこみの許容応力度の数値の3倍の数値とする。
 - ロ 圧縮材の座屈の材料強度は、第1第一号ロに定める短期応力に対する圧縮材の座屈の許容応力度の数値とする。
- 二 集成材の材料強度は、次に掲げるとおりとする。
 - イ 繊維方向の材料強度は、第1第二号イに定める長期応力に対する許容応力度の数値の3倍の数値とする。
 - ロ めりこみの材料強度は、第1第二号ロに定める長期応力に対するめりこみの許容応力度の数値の3倍の数値とする。
 - ハ 圧縮材の座屈の材料強度は、第1第二号ハに定める短期応力に対する圧縮材の座屈の許容応力度の数値とする。
- ニ 建設大臣が高度の品質を確保し得ると認める条件によつて集成材のひき板の加工、接着及び品質管理が行われる場合においては、当該集成材の繊維方向の材料強度は、イからハまでの規定にかかわらず、第1第二号ニの規定により算定した数値の3倍とすることができる。

ここに掲げたものは、令第94条及び第99条の規定に基づき特殊な許容応力度及び材料強度を定めている昭55建告第1799号のうち、木材等に関する部分である。本告示では、木材及び集成材について、それぞれ許容応力度及び材料強度が規定されている。

(1) 木材のめりこみ関係

許容応力度については第1第一号イに、材料強度については第2第一号イにそれぞれ材種に応じて定められており、材料強度の数値は長期応力に対するめりこみの許容応力度の数値の3倍となっている。また、常時湿潤状態にあるものについては、7割まで低減して用いることとしている。

(2) 木材の圧縮材の座屈関係

許容応力度については第1第一号ロに、材料強度については第2第一号ロにそれぞれ規定されている。許容応力度については有効細長比に応じてその数値が定められており、材料強度は短期応力に対する許容応力度の数値としている。

(3) 集成材関係

日本農林規格に規定する構造用大断面集成材、構造用集成材及び化粧ばり構造用集成材について繊維方向の圧縮、引張り、曲げ及びせん断、めりこみ並びに圧縮材の座屈に関して規定されているもので、許容応力度が第1第二号に、材料強度が第2第二号にそれぞれ木材に準じた形で規定されている。

なお、第1第二号ニ及び第2第二号ニは、日本農林規格に規定された以外の材料でも、建設大臣が高度の品質を確保し得ると認めた場合には、本告示の規定によらず許容応力度及び材料強度を別途定めることができることを定めたものである。

3.2 鋼材等

3.2.1 許容応力度

政令 第90条

(鋼材等)

第90条 鋼材等の許容応力度は、次の表1又は表2の数値によらなければならない。

1

種類	許容応 力度	長期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕				短期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕			
		圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
一般構造用 鋼材		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$				
ボルト 仕上げ	黒皮	—	$\frac{F}{1.5}$	—	—	長期応力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の1.5倍とする。			
	仕上げ	—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{2}$				
リベット鋼		—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{2}$				
鋳 鋼		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$				
鋳 鉄		$\frac{F}{1.5}$	—	—	—				

この表において、 F は、鋼材等の種類及び品質に応じて建設大臣が定める基準強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）を表すものとする。

種類	許容応 力度	長期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメー トルにつきキログラム〕			短期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメー トルにつきキログラム〕		
		圧縮	引張り		圧縮	引張り	
			せん断補強 以外に用い る場合	せん断補強 に用いる場 合		せん断補強 以外に用い る場合	せん断補強 に用いる場 合
丸鋼	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 1,600を超える 場合には、 1,600)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 1,600を超える 場合には、 1,600)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,000を超える 場合には、 2,000)	F	F	F (当該数値が 3,000を超える 場合には、 3,000)	
異形	径28ミリ メートル 以下のもの	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,200を超える 場合には、 2,200)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,200を超える 場合には、 2,200)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,000を超える 場合には、 2,000)	F	F	F (当該数値が 3,000を超える 場合には、 3,000)
鉄筋	径28ミリ メートル を超える もの	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,000を超える 場合には、 2,000)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,000を超える 場合には、 2,000)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 2,000を超える 場合には、 2,000)	F	F	F (当該数値が 3,000を超える 場合には、 3,000)
	鉄線の径が4ミ リメートル以上 の溶接金網	—	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	—	F (ただし、床 版に用いる場 合に限る。)	F

この表において、 F は、表1に規定する基準強度を表すものとする。

本条では、一般構造用鋼材、鉄筋コンクリート用鉄筋等一般的な鋼材等の許容応力度を定めている。

本条中の基準強度 F の数値については、鋼材等の種類及び品質に応じて昭55建告第1794号に規定している。また、側圧、接触及び圧縮材の座屈の許容応力度については、令第94条に基づき昭55建告第1799号に規定されている。

なお、表2に規定している鉄筋コンクリート用鉄筋については、 F の数値にかかわらず、許容応力度の上限の数値が規定されているものがあるので注意を要する。

3.2.2 材料強度

政令 第96条

(鋼材等)

第96条 鋼材等の材料強度は、次の表1又は表2の数値によらなければならない。

1

種類	材料強度 (単位 1平方センチメートルにつきキログラム)				
	圧縮	引張り	曲げ	せん断	
一般構造用鋼材 溶接構造用鋼材	F	F	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$	
高力ボルト	—	F	—	$\frac{F}{\sqrt{3}}$	
ボルト	黒皮	—	F	—	—
	仕上げ	—	F	—	$\frac{3F}{4}$
リベット鋼	—	F	—	$\frac{3F}{4}$	
鋳鋼	F	F	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$	
鋳鉄	F	—	—	—	

この表において、 F は、第90条の表1に規定する基準強度を表すものとする。

2

種類	材料強度 (単位 1平方センチメートルにつきキログラム)		
	圧縮	引張り	
丸鋼及び異形鉄筋	F	F	F (当該数値が3,000を超える場合には、3,000)
鉄線の径が4ミリメートル以上の溶接金網	—	F (ただし、床版に用いる場合に限る。)	F

この表において、 F は、第90条の表1に規定する基準強度を表すものとする。

本条では、鋼材等の材料強度について、令第90条と同様の形式で原則として当該材の降伏強度の数値となるよう規定している。基準強度 F は、昭55建告第1794号に規定されており、原則的には許容応力度の規定に用いる基準強度の数値と同一であるが、JIS適合品については実況に応じた数値とするほか、1.1倍以下の数値をとることができることとしている。なお、鉄筋コンクリート用鉄筋については許容応力度と同様、 F の数値にかかわらず、本条で上限の数値が規定されているものがあるので注意を要する。また、令第90条と異なり、本条には高力ボルトの材料強度が

第3章 許容応力度及び材料強度

規定されているが、この場合の F の数値は、昭55建告第1795号に規定されている。

圧縮材の座屈等、特殊な場合の材料強度については、許容応力度と同様に、令第99条に基づき、昭55建告第1799号に規定されている。

3.2.3 基準強度

告示 昭55建告第1794号第1・第3

第1 鋼材等の許容応力度の基準強度

鋼材等の許容応力度の基準強度は、次の表の数値とする。

鋼材等の種類及び品質			基準強度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	
一般構造用鋼材	SS41 SM41 SMA41 STK41 STKR41	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	2,400	
		鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	2,200	
	SS50	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	2,800	
		鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	2,600	
	SM50 SM50Y SMA50 STK50 STKR50	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	3,300	
		鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	3,000	
	SM53	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	3,600	
		鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	3,400	
	SS55		3,800	
	ボルト	黒皮	1,900	
		仕上げ	2,400	
リベット			2,400	
鋳			2,400	
鋳			1,500	
丸	鋼	SR24 SRR24	2,400	
		SR30 SRR40	3,000	
異形鉄筋	鋼	SD24 SDR24	2,400	
		SD30	3,000	
		SD35	3,500	
		SD40	4,000	
鉄線の径が4ミリメートル以上の溶接金網			3,000	

この表において、SS41, SS50及びSS55は、日本工業規格（以下「JIS」という。）G3101—1976（一般構造用圧延鋼材）に定めるSS41, SS50及びSS55又はこれらと同等以上の品質を有する鋼材を、SM41, SM50, SM50Y及びSM53は、JIS G3106—1977（溶接構造用圧延鋼材）に定めるSM41, SM50, SM50Y及びSM53又はこれらと同等以上の品質を有する鋼材を、SMA41及びSMA50は、JIS G3114—1977（溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材）に定めるSMA41及びSMA50又はこれらと同等以上の品質を有する鋼材を、STK41及びSTK50は、JIS G3444—1977（一般構造用炭素鋼鋼管）に定めるSTK41及びSTK50又はこれらと同等以上の品質を有する鋼材を、STKR41及びSTKR50は、JIS G3466—1975（一般構造用角形鋼管）に定めるSTKR41及びSTKR50又はこれらと同等以上の品質を有する鋼材を、SR24, SR30, SD24, SD30, SD35及びSD40は、JIS G3112—1975（鉄筋コンクリート用棒鋼）に定めるSR24, SR30, SD24, SD30, SD35及びSD40又はこれらと同等以上の品質を有する棒鋼を、SRR24, SRR40及びSDR24は、JIS G3117—1975（鉄筋コンクリート用再生棒鋼）に定めるSRR24, SRR40及びSDR24又はこれらと同等以上の品質を有する棒鋼を、それぞれ表すものとする。以下第2の表において同様とする。

第3 鋼材等の材料強度の基準強度

鋼材等の材料強度の基準強度は、第1の表の数値とする。ただし、一般構造用鋼材、溶接構造用鋼材、丸鋼及び異形鉄筋のうち、同表に掲げるJISに定めるものについては、実況に応じた数値とするほか、同表の数値のそれぞれ1.1倍以下の数値とすることができる。

第1の規定は、令第90条の規定に基づき、鋼材等の許容応力度の基準強度 F の数値を定めたものである。

また、第3は令第96条の規定に基づき、鋼材等の材料強度の基準強度 F を定めたものであり、原則的には第1の表の数値としているが、JIS適合品については適切な強度試験による数値のほか、1.1倍以下の数値をとることができることとしている。

3.2.4 特殊な許容応力度及び材料強度

告 示 昭55建告第1799号第1・第2

第1 特殊な許容応力度

三 鋼材等の支圧、圧縮材の座屈及び曲げ材の座屈の許容応力度は、次に掲げるとおりとする。

イ 支圧の許容応力度は、次の表の数値((1)項及び(3)項において異種の鋼材等が接触する場合においては、小さい値となる数値)とする。

支 圧 の 形 式		長期応力に対する支圧の許容応力度 〔単位 1平方センチメートル〕	短期応力に対する支圧の許容応力度 〔単位 1平方センチメートル〕
(1)	すべり支承又はローラー支承の支承部に支圧が生ずる場合その他これに類する場合	$1.9F$	
(2)	ボルト又はリベットによつて接合される鋼材等のボルト又はリベットの軸部に接触する面に支圧が生ずる場合その他これに類する場合	$1.25F$	長期応力に対する支圧の許容応力度の数値の1.5倍とする。
(3)	(1)及び(2)に掲げる場合以外の場合	$\frac{F}{1.1}$	

この表において、 F は、昭和55年建設省告示第1794号第1に定める基準強度の数値(単位 1平方センチメートルにつきキログラム)を表すものとする。

ロ 圧縮材の座屈の許容応力度は、次の表の数値とする。

圧縮材の有効細長比と限界細長比との関係	長期応力に対する圧縮材の座屈の許容応力度 〔単位 1平方センチメートル〕	短期応力に対する圧縮材の座屈の許容応力度 〔単位 1平方センチメートル〕
$\lambda \leq \Lambda$ の場合	$F \left\{ \frac{1 - \frac{2}{5} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2} \right\}$	長期応力に対する圧縮材の座屈の許容応力度の数値の1.5倍とする。
$\lambda > \Lambda$ の場合	$\frac{18}{65} F \frac{1}{\left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2}$	

この表において、 F 、 λ 及び Λ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

F 昭和55年建設省告示第1794号第1に定める基準強度(単位 1平方センチメートルにつきキログラム)

λ 有効細長比

Λ 次の式によつて計算した限界細長比

$$\Lambda = \frac{4,800}{\sqrt{\frac{F}{1.5}}}$$

ハ 曲げ材の座屈の許容応力度は、次の表の数値とする。ただし、令第90条に規定する曲げの許容応力度の数値を超える場合においては、当該数値を曲げ材の座屈の許容応力度の数値とする。

曲げ材の種類及び曲げの形式	長期応力に対する曲げ材の座屈の許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	短期応力に対する曲げ材の座屈の許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕
(1) 荷重面内に対称軸を有する圧延形鋼及びプレートガーダーその他これに類する組立材で、強軸周りに曲げを受ける場合	$F \left\{ \frac{2}{3} - \frac{4}{15} \frac{(\ell_b)^2}{CA^2} \right\}$ 又は $\frac{900}{(\ell_b h)}$ のうち大きい数値	長期応力に対する曲げ材の座屈の許容応力度の数値の1.5倍とする。
(2) 鋼管及び箱形断面材の場合、(1)に掲げる曲げ材で弱軸周りに曲げを受ける場合並びにガセットプレートで面内に曲げを受ける場合	$\frac{F}{1.5}$	
(3) みぞ形断面材及び荷重面内に対称軸を有しない材の場合	$\frac{900}{(\ell_b h)}$	

この表において、 F 、 ℓ_b 、 i 、 C 、 A 、 h 及び A_f は、それぞれ次の数値を表すものとする。

F 昭和55年建設省告示第1794号第1に定める基準強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）

ℓ_b 圧縮フランジの支点間距離（単位 センチメートル）

i 圧縮フランジと曲げ材のせいの6分の1とからなるT形断面のウェップ軸周りの断面二次半径（単位 センチメートル）

C 次の式によつて計算した修正係数（2.3を超える場合には2.3とする。）

$$C = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2$$

この式において、 M_2 及び M_1 は、それぞれ座屈区間端部における小さい方及び大きい方の強軸周りの曲げモーメントを表すものとする。

A ロの表に定める限界細長比

h 曲げ材のせい（単位 センチメートル）

A_f 圧縮フランジの断面積（単位 平方センチメートル）

第2 特殊な材料強度

三 鋼材等の支圧及び圧縮材の座屈の材料強度は、次に掲げるとおりとする。

イ 支圧の材料強度は、第1第三号イの表の短期応力に対する支圧の許容応力度の数値に準じて定めるものとする。この場合において、同表中「昭和55年建設省告示第1794号第1」とあるのは「昭和55年建設省告示第1794号第3」と読み替えるものとする。

□ 圧縮材の座屈の材料強度は、次の表の数値とする。

圧縮材の有効細長比と 限界細長比との関係	圧縮材の座屈の材料強度 (単位 1平方センチメートルにつきキログラム)
$\lambda \leq \Lambda$ の場合	$F \left\{ 1 - \frac{2}{5} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\}$
$\lambda > \Lambda$ の場合	$\frac{\frac{3}{5} F}{\left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2}$

この表において、 F 、 λ 及び Λ は、それぞれ次の数値を表すものとする。
 F 昭和55年建設省告示第1794号第3に定める基準強度の数値（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）
 λ 有効細長比
 Λ 次の式によつて計算した限界細長比

$$\Lambda = \frac{4,800}{\sqrt{\frac{F}{1.5}}}$$

ここに掲げたものは、令第94条及び第99条の規定に基づき特殊な許容応力度及び材料強度を定めている昭55建告第1799号のうち、鋼材等に関する部分である。本告示では、鋼材等の支圧及び圧縮材の座屈について許容応力度及び材料強度を、また、曲げ材の座屈について許容応力度をそれぞれ規定している。

(1) 支圧関係

許容応力度については第1第三号イに、材料強度については第2第三号イにそれぞれ支圧の形式に応じて規定されている。政令の規定と同じく基準強度 F の関数として規定しており、 F の数値については昭55建告第1794号によることとしている。

(2) 圧縮材の座屈関係

許容応力度については第1第三号ロに、材料強度については第2第三号ロにそれぞれ有効細長比と限界細長比との関係に応じて規定されている。支圧と同様に基準強度 F の関数表示となっている。

(3) 曲げ材の座屈関係

許容応力度のみ第1第三号ハに、曲げ材の種類等に応じて規定されており、基準強度 F による表示となっている。材料強度は規定されていないが、保有水平耐力検討時には、令第96条による曲げの材料強度を用いることとなる。

3.3 コンクリート

3.3.1 許容応力度

政令 第91条

(コンクリート)

第91条 コンクリートの許容応力度は、次の表の数値によらなければならない。ただし、付着については、実験及び計算によって確かめられた数値とすることができる。

長期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕			短期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕		
圧縮	引張り	せん断	付着	圧縮	引張り
$\frac{F}{3}$		$\frac{F}{30}$	7(軽量骨材を使用するものにあつては、6)	長期応力に対する圧縮、引張り、せん断又は付着の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。	
この表において、 F は、設計基準強度(単位 1平方センチメートルにつきキログラム)を表すものとする。					

- 2 特定行政がその地方の気候、骨材の性状等に応じて規則で設計基準強度の上限の数値を定めた場合において、設計基準強度が、その数値を超えるときは、前項の表の適用に関しては、その数値を設計基準強度とする。

本条では、コンクリートの圧縮、引張り、せん断及び付着の各許容応力度について定めている。ただし、付着の許容応力度は、実験又は計算によって確かめられた数値とすることができるとしている。

また、地方によって骨材等の状況の差異により強度発現性状やコンクリートの品質が異なることが予想されるため、各特定行政が規則で特別の規制を設けることとしている。

なお、コンクリートの許容応力度は、任意に設定し得る設計基準強度 F により定まるが、この F の数値は令第74条及びそれに基づく告示（昭56建告第1102号）の規定によって、実態強度との関係において規制を受ける。

3.3.2 材料強度

政令 第97条

(コンクリート)

第97条 コンクリートの材料強度は、次の表の数値によらなければならない。ただし、せん断又は付着については、実験及び計算によつて確かめられた数値とすることができる。

材 料 強 度				
(単位 1平方センチメートルにつきキログラム)				
圧 縮	引 張 り	せん 断	付	着
F		$\frac{F}{10}$	21 (軽量骨材を使用する場合にあつては、18)	

この表において、 F は、設計基準強度(単位 1平方センチメートルにつきキログラム)を表すものとする。

2 第91条第2項の規定は、前項の設計基準強度について準用する。

本条は、コンクリートの材料強度について令第91条に準じた形で定めており、その値は長期応力に対する許容応力度の3倍としている。

3.4 溶接

3.4.1 許容応力度

政令 第92条

(溶接)

第92条 溶接継目のど断面に対する許容応力度は、次の表の数値によらなければならない。

作業の方法		継目の形式	長期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕				短期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕			
			圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
(1)	自動溶接装置等の設置その他の建設大臣が高度の品質を確保し得ると認めて定める条件によつて作業する場合	突合せ		$\frac{F}{1.5}$		$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$				
		突合せ以外のもの		$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$		$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$				
(2)	(1)以外の場合	突合せ		$\frac{0.9F}{1.5}$		$\frac{0.9F}{1.5\sqrt{3}}$				
		突合せ以外のもの		$\frac{0.9F}{1.5\sqrt{3}}$		$\frac{0.9F}{1.5\sqrt{3}}$				

この表において、 F は、溶接される鋼材の種類及び品質に応じて建設大臣が定める溶接部の基準強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）を表すものとする。

本条では、溶接継目のど断面に対する許容応力度を、作業の方法及び継目の形式に応じて規定している。鋼材等と同様、基準強度 F の関数表示となっているが、この F の数値については昭55建告第1794号第2に定めている。

作業の方法について、建設大臣の認める条件によつた場合は全強、そうでない場合には90%の数値をとることとなっているが、この条件については別途昭56建告第1103号で規定している。また、継目の形式中「突合せ以外のもの」とは、すみ肉溶接等せん断で応力を伝達するものを意味している。

3.4.2 材料強度

政令 第98条

(溶接)

第98条 溶接継目のど断面に対する材料強度は、次の表の数値によらなければならない。

作業の方法		継目の形式	材料強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）			
			圧縮	引張り	曲げ	せん断
(1)	自動溶接装置等の設置その他建設大臣が高度の品質を確保し得ると認めて定める条件によって作業する場合	突合せ	F			$\frac{F}{\sqrt{3}}$
		突合せ以外のもの	$\frac{F}{\sqrt{3}}$			$\frac{F}{\sqrt{3}}$
(2)	(1)以外の場合	突合せ	$0.9F$			$\frac{0.9F}{\sqrt{3}}$
		突合せ以外のもの	$\frac{0.9F}{\sqrt{3}}$			$\frac{0.9F}{\sqrt{3}}$

この表において、 F は、第92条の表に規定する基準強度を表すものとする。

本条は、溶接継目のど断面に対する材料強度を定めており、令第92条と同様の形をとっている。数値は、原則として短期応力に対する許容応力度と同一である。基準強度 F の数値は昭55建告第1794号第4に規定している。なお、同告示では、JIS適合品については実況に応じた数値とするほか、規定の数値の1.1倍以下の数値をとることとしている。

3.4.3 基準強度

告示 昭55建告第1794号第2・第4

第2 溶接部の許容応力度の基準強度

溶接部の許容応力度の基準強度は、次の表の数値（異なる種類又は品質の鋼材を溶接する場合においては、接合される鋼材の基準強度のうち小さい値となる数値）とする。

鋼材の種類及び品質		基準強度	
一般構造用鋼材 溶接構造用鋼材	SS41 SM41 SMA41 STK41 STKR41	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	2,400
	SM50 SM50Y SMA50 STK50 STKR50	鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	2,200
	SM53	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	3,300
		鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	3,000
	SM53	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	3,600
		鋼材の厚さが40ミリメートルを超えるもの	3,400

丸	鋼	SR24 SRR24	2,400
		SR30 SRR40	3,000
異形鉄筋	SD24 SDR24	2,400	
		SD30	3,000
	SD35	3,500	
	SD40	4,000	

第4 溶接部の材料強度の基準強度

溶接部の材料強度の基準強度は、第2の表の数値とする。ただし、一般構造用鋼材、溶接構造用鋼材、丸鋼及び異形鉄筋のうち、同表に掲げるJISに定めるものについては、実況に応じた数値とするほか、同表の数値のそれぞれ1.1倍以下の数値とすることができる。

第2では、令第92条の規定に基づき溶接部の許容応力度の基準強度 F の数値を定めている。なお、 F が互いに異なる鋼材を溶接する場合には、小さい方の数値を用いなければならない。

また、第4の規定は、令第98条の規定に基づき溶接部の材料強度の基準強度 F の数値を定めたものである。 F は第2の表の数値に準ずるが、JIS適合品については適切な強度試験による数値又は1.1倍の数値までとれることとなっている。

3.5 高力ボルト

3.5.1 許容応力度

政令 第92条の2

(高力ボルト接合)

第92条の2 高力ボルト摩擦接合部の高力ボルトの軸断面に対する許容せん断応力度は、次の表の数値によらなければならない。

許容せん 断応力 度 種類	長期応力に対するせん断応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	短期応力に対するせん断応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕
一面せん断	$0.3 T_o$	長期応力に対する許容せん断応力度の数値の1.5倍とする。
二面せん断	$0.6 T_o$	

この表において、 T_o は、高力ボルトの品質に応じて建設大臣が定める基準張力（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）を表すものとする。

2 高力ボルトが引張力とせん断力を同時に受けるときの高力ボルト摩擦接合部の高力ボルトの軸断面に対する許容せん断応力度は、前項の規定にかかわらず、次の式により計算したものとしなければならない。

$$f_{st} = f_{so} \left(1 - \frac{\sigma_t}{T_o} \right)$$

この式において、 f_{st} 、 f_{so} 、 σ_t 及び T_o は、それぞれ次の数値を表すものとする。

f_{st} この項の規定による許容せん断応力度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）

f_{so} 前項の規定による許容せん断応力度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）

σ_t 高力ボルトに加わる外力により生ずる引張応力度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）

T_o 前項の表に規定する基準張力

本条は、高力ボルト摩擦接合部の許容応力度を規定している。基準張力 T_o については、昭55建告第1795号第1に定められている。

また、高力ボルトイ引張接合部の引張りの許容応力度は、令第94条の規定に基づき、別途同告示第2に規定されている。なお、材料強度については独立の条文はなく、令第96条の中に引張り及びせん断の数値が定められている。

3.5.2 基準張力等

告 示 昭55建告第1795号

第1 高力ボルトの基準張力

高力ボルトの基準張力は、次の表の数値とする。

高 力 ボ ル ト の 品 質		高力ボルトの基準張力 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	
高力ボルトの種類	高力ボルトの締付ボルト張力 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	(1)	4,000以上
(1) 1 種	4,000以上	4,000	
(2) 2 種	5,000以上	5,000	
(3) 3 種	5,350以上	5,350	

この表において、1種、2種及び3種は、日本工業規格（以下「JIS」という。）B1186—1979（摩擦接合用高力6角ボルト・6角ナット・平座金のセット）に定める1種、2種及び3種又はこれらと同等以上の品質を有する摩擦接合用高力ボルト、ナット及び座金の組合せを表すものとする。

第2 高力ボルト引張接合部の引張りの許容応力度

高力ボルト引張接合部の高力ボルトの軸断面に対する引張りの許容応力度は、次の表の数値とする。

高 力 ボ ル ト の 品 質	長期応力に対する引張りの許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕	短期応力に対する引張りの許容応力度 〔単位 1平方センチメートルにつきキログラム〕
第1の表中(1)項に掲げるもの	2,500	長期応力に対する引張りの許容応力度の数値の1.5倍とする。
第1の表中(2)項に掲げるもの	3,100	
第1の表中(3)項に掲げるもの	3,300	

第3 高力ボルトの材料強度の基準強度

高力ボルトの材料強度の基準強度は、次の表の数値とする。

高 力 ボ ル ト の 品 質	基準強度 (単位 1平方センチメートルにつきキログラム)
F8T	6,400
F10T	9,000
F11T	9,500

この表において、F8T、F10T及びF11Tは、JIS B1186—1979（摩擦接合用高力6角ボルト・6角ナット・平座金のセット）に定めるF8T、F10T及びF11T又はこれらと同等以上の品質を有する高力ボルトを表すものとする。

本告示では、高力ボルト接合に関して基準張力、引張接合部の引張りの許容応力度及び材料強度の基準強度を定めている。

(1) 基準張力関係

令第92条の規定に基づき、第1で T_o の数値を規定している。表中、品質の項に掲げている締付ボルト張力は、高力ボルトが所要の性能を発揮するため、実際に導入すべき張力である。

(2) 引張接合部の引張りの許容応力度関係

第2は、令第94条の規定に基づき、特殊な許容応力度として規定されているものである。

(3) 材料強度の基準強度関係

令第96条の規定に基づき、第3で規定されている。高力ボルト接合の摩擦については、許容応力度の限界を超える応力が作用するような終局的な状態ではその作用が期待できないため、材料強度としては、本規定による数値を用いて普通の中ボルト等と同じ方法で計算を行うこととなる。

3.6 地盤及び基礎ぐい

政令 第93条

(地盤及び基礎ぐい)

第93条 地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力は、建設大臣が定める方法によつて、地盤調査を行ない、その結果に基づいて定めなければならない。ただし、次の表に掲げる地盤の許容応力度については、地盤の種類に応じて、それぞれ次の表の数値によることができる。

地盤	長期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方メートルにつきトン〕	短期応力に対する許容応力度 〔単位 1平方メートルにつきトン〕
岩盤	100	
固結した砂	50	
土丹盤	30	
密実な礫層	30	
密実な砂質地盤	20	
砂質地盤	5	
堅い粘土質地盤	10	
粘土質地盤	2	
堅いローム層	10	
ローム層	5	

長期応力に対する許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。

本条は、地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力について規定したものである。なお、本条に基づく告示として昭46建告第111号があり、地盤調査の方法、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について規定している。

第4章 構造計算の方法

4.1 構造計算に関する法令の概要

令第82条から令第82条の4までの部分が構造計算の方法を示した部分である。個々の技術的に詳細な事項については、それぞれの項目の解説の部分を参照されるとして、ここでは施行令及び告示に示されている規定の概要を説明する。

表4.1-1が、施行令の構造計算の規定の一覧である。これらの規定に基づき、次のような計算をすることになる（図4.2-1 フロー図参照）。

- ① 荷重・外力によって建築物の構造耐力上主要な部分に生じる応力を計算する。
- ② 構造耐力上主要な部分の断面に生じる長期と短期の各応力度を令第82条第二号に示す組合せによる各応力の合計によって計算する。
- ③ ②による長期と短期の各応力度が、それぞれ各部材の許容応力度を超えないことを確かめる。
- ④ 必要に応じて変形、振動による支障が起らぬことを確かめる。

以上が令第82条において要求される計算である。特定建築物については、このほかに以下の計算が必要である。

- ⑤ 地震力によって生ずる各階の層間変形角を計算して、それが1/200（支障ない場合には1/120）以下であることを確かめる（令第82条の2）。
- ⑥ 高さ31m以下の特定建築物については、各階の剛性率及び偏心率を計算し、それぞれ0.6以上及び0.15以下であることを確かめる。また、このほかに建設大臣の定める計算を行う（令第82条の3）。

ただし、次の⑦に示す保有水平耐力に関する計算をする場合、剛性率と偏心率は、それぞれ0.6未満又は0.15を超えるものとすることができる。

- ⑦ 高さが31mを超える特定建築物については、各階の保有水平耐力を計算し、それが必要保有水平耐力以上であることを確かめる（令第82条の4）。

表 4.1-1 構造計算の規定の一覧表

項目	条	内容	関係告示
構造耐力	法第20条	<ul style="list-style-type: none"> ・荷重・外力に対して安全な構造であること ・次の建築物は構造計算により安全を確かめる 木造で階数が3以上又は延べ面積が500m², 高さが13m若しくは軒高が9mを超えるもの 木造以外で階数が2以上又は延べ面積が200m²を超えるもの 	
構造設計の原則	令第36条	<ul style="list-style-type: none"> ・用途、規模及び構造の種別に応じて構造設計を行うこと ・構造耐力上主要な部分を釣合い良く配置すること ・剛性及び韌性をもたせること 	
構造計算			
適用	令第81条	<ul style="list-style-type: none"> ・建築物の構造計算は令第3章第8節の規定による ・エキスパンションジョイント等で縁の切れているものは別建築物扱いできる 	
総則	令第81条の2	<ul style="list-style-type: none"> ・高さ60mを超える建築物の構造計算は建設大臣が認める方法による 	
特例	令第82条	<ul style="list-style-type: none"> ・応力の計算 ・検定すべき各応力の組合せ ・許容応力度以下であることの確認 ・特定建築物について 地震力による層間変形角の制限(1/200以下, 支障ない場合には1/120以下) 	
原則	令第82条の2	<ul style="list-style-type: none"> ・剛性率(0.6以上), 偏心率(0.15以下)の制限 ・その他建設大臣の定める基準に従う ・次の令第82条の4による場合は上記はこの限りではない 	(特定建築物) 昭55建告 第1790号
応力度	令第82条の3	<ul style="list-style-type: none"> ・高さ31mを超える建築物についての保有水平耐力の計算 ・保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であることを確かめる $Q_u \geq Q_{un}$ Q_u: 保有水平耐力 Q_{un}: 必要保有水平耐力 	(定める基準) 昭55建告 第1791号
層間変形角	令第82条の4	$Q_{un} = D_s F_{es} Q_{ud}$ <p style="text-align: center;">D_s : 構造特性による係数 F_{es} : 形状特性による係数 Q_{ud} : 地震時水平力 $(C_o = 1.0$ による)</p>	($D_s F_{es}$) } 昭55建告 } 第1792号
剛性率・偏心率			
保有水平耐力			

	荷重・外力の種類	令第83条	・次の荷重・外力を採用する 固定荷重 積載荷重 積雪荷重 風圧力 地震力	
荷重・外力	固定荷重	令第84条	・その他実況に応じて外力を採用する	
	積載荷重	令第85条	・建築物の各部位、構造材料別標準値又は実況値	
	積雪荷重	令第86条	・室の用途、構造計算別の実況値又は標準値 ・積雪荷重 $= (\text{単位重量}) \times (\text{地方における垂直最深積雪量})$	(低減係数等)
	風圧力	令第87条	・基準値規定。多雪区域、屋根の勾配、雪おろしに対する配慮 風圧力 = (速度圧) × (風力係数) 速度圧 q (kg/m^2) = $60\sqrt{h}$ ($h \leq 16$) $= 120\sqrt{h}$ ($h > 16$) h : 地盤面からの高さ (m)	$\left. \begin{array}{l} \text{昭27建告} \\ \text{第1074号} \end{array} \right\}$
	地震力	令第88条	・地上部分については、建築物の振動特性、建設地域に応じた層せん断力を与える 層せん断力 = (固定荷重 + 積載荷重) × (層せん断力係数) 層せん断力係数 $C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$ Z : 地震地域係数 ($Z = 0.7 \sim 1.0$) R_t : 振動特性係数 ($R_t \leq 1.0$) A_i : 層せん断力係数の高さ方向の分布を示す係数 ($A_i \geq 1.0$) C_o : 標準せん断力係数 ($C_o = 0.2$ 又は $C_o = 1.0$) ・地下部分の地震力は水平震度により与える $K \geq 0.1 \left(1 - \frac{H}{40}\right) \cdot Z$ K : 地下部分の水平震度 H : 地盤面からの深さ (m)	(Z, R_t, A_i) $\left. \begin{array}{l} \text{昭55建告} \\ \text{第1793号} \end{array} \right\}$
許容応力度		令第89～94条	・木材、コンクリート、鋼材等・各種材料の許容応力度	(許容応力度, 材料強度) $\left. \begin{array}{l} \text{昭55建告} \\ \text{第1794号} \end{array} \right\}$
材料強度 *参考		令第95～99条	・材料強度	$\left. \begin{array}{l} \text{第1795号} \\ \text{第1799号} \end{array} \right\}$
屋根ふき材等の 繫結 (局部風圧力)		令第39条 (第2項)	・帳壁等は建設大臣の定める基準に従って安全上支障のないようにする	昭46建告 第109号
屋上から突出する 水槽等 (局部地震力)		令第39条の2	・屋上から突出する水槽等は建設大臣の定める基準に従って安全上支障のないようにする	昭56建告 第1101号

前述のような構造計算の流れのうち、令第82条は①～④の部分を定めている。この部分では、定められた荷重・外力により部材に生じる応力を計算し、応力度が許容応力度以下であることを確認することとなる。

応力を求めるプロセスは、応力計算あるいは応力解析と呼ばれる。ここでは、設計される建築構造物を適切な力学モデルに置換し、そのモデルに荷重・外力が作用した場合の応力を構造力学の手法により求めることとなる。

この場合のモデル化の方法、応力の求め方については、法令では規定されていない。構造形式、荷重・外力の種類等に応じて、設計者が適切な方法を採用することになる。ちなみに従来から用いられることが多い応力計算の方法を例示すると以下のとおりである。

応力計算の方法の例

①手計算による骨組構造の解析

鉛直力について……固定法等

水平力について……せん断力分布係数法（いわゆるD値法）、たわみ角法等

②コンピュータを利用する解析

マトリックス変位法等

4.2 耐震計算ルート

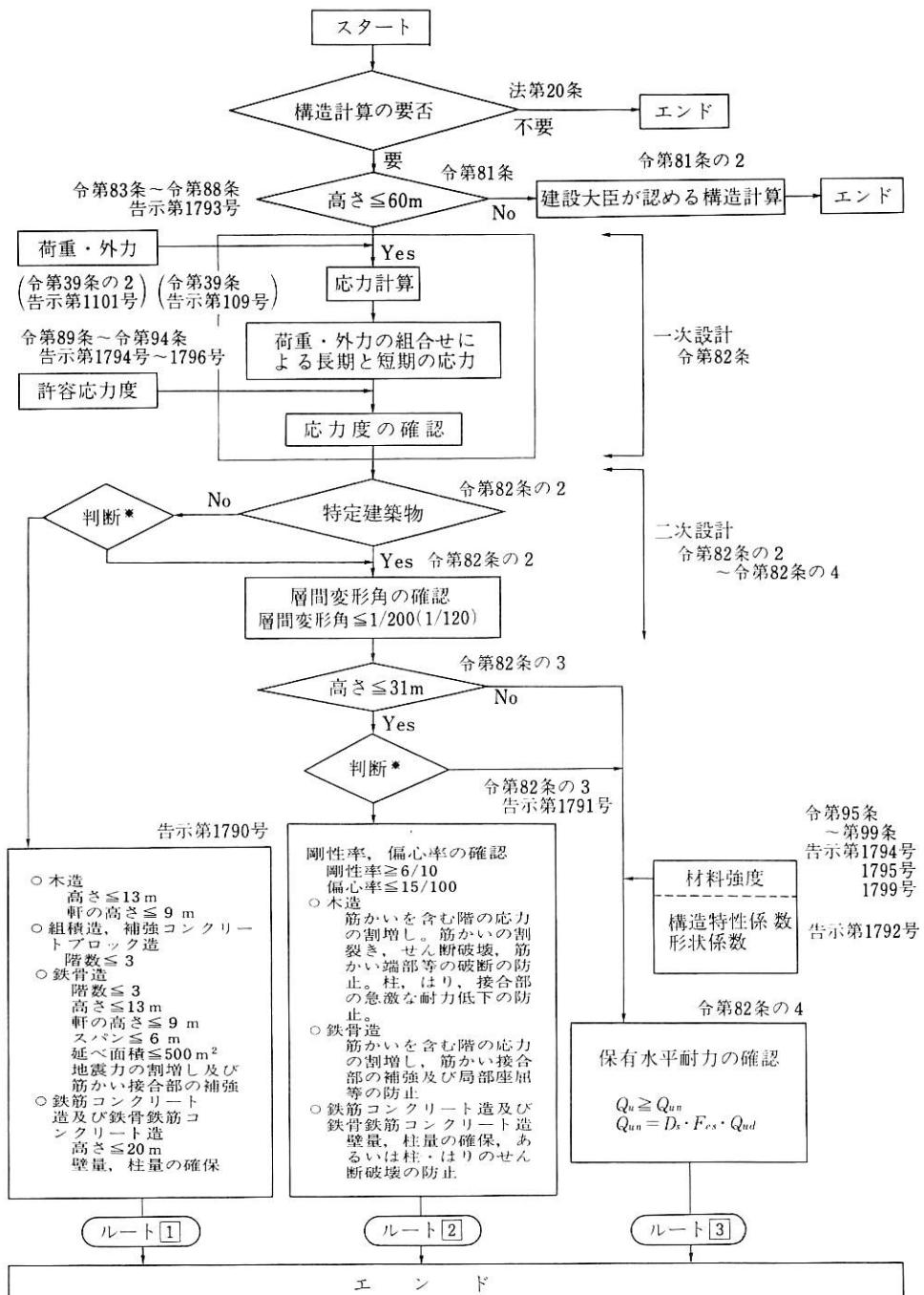
前節で述べた構造計算に関する法令上の規定を、構造計算実務の手順に沿って整理すると図4.2-1 のようになる。すなわち、法第20条において一部の建築物の設計にあたって義務付けられる構造計算は、高さ60m 以下の建築物に要求される構造計算と高さ60m を超える建築物に要求される構造計算の2種類に分けられる。このうち、高さ60m 以下の建築物に要求される構造計算は、地震に対する安全性の確認に関する要求項目の違いによって三つに分類される。図4.2-1においては、これら3種の構造計算における計算手順をルート①、ルート②及びルート③と呼んでいる。これら三つのルートは、上述のように耐震性の確認に係る法令の要求事項の違いに対応したものであり、本書においてはこれらを耐震計算ルートと総称する。各々のルートの詳細は、第5章以降に各構造種別ごとに示してあり、以下にその概要を説明する。

① ルート①

ルート①は、昭55建告第1790号中の第一号から第八号に掲げる建築物に適用される耐震計算ルートである。このルートにおいて要求される構造計算は、令第82条及び昭55建告第1790号の中に定められている。

このルートは、比較的小規模な建築物（木造では、高さ13m 以下、軒の高さ9m 以下、鉄骨造では、階数3以下、高さ13m 以下等、鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造では、高さ20m 以下等）を対象としており、鉄骨造については地震力を割増して計算し、かつ、筋かい接合部の補強をすることによって、鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造については、一定以上の壁量、柱量を確保することによって耐震性を持たせようとしたものである。

すなわち、ルート①による設計は、建築物に十分な強度を持たせることによって大地震動に



※判断とは設計者の設計方針に基づく判断のことである。例えば、高さ31m以下の建物であっても、より詳細な検討を行う設計法であるルート③を選択する判断等のことを示している。

図 4.2-1 構造計算のフロー

対する安全性を保とうとするものである。ルート①では、ルート②の場合のように偏心率に関する検討は要求されない。これは、十分な強度が確保されているからである。しかし、ルート①においても、偏心の大きい場合には応力計算においてねじれの影響を評価し、それによる応力補正を行わなければならない。

② ルート②

ルート②は、高さ31m以下の特定建築物に適用される耐震計算ルートである。このルートにおいては、令第82条の構造計算に加えて次のような計算を行う。

- 地震力によって生ずる各階の層間変形角が1/200（構造物の変形によって著しい損傷が生ずるおそれがない場合には1/120）以下であることを確認する。（令第82条の2）
- 各階の剛性率が0.6以上であることを確認する。（令第82条の3）
- 各階の偏心率が0.15以下であることを確認する。（同上）
- その他以下の項目に関する計算を行う。（昭55建告第1791号）

○木造について

- ・筋かいを含む階の応力の割増し
- ・木材の筋かいにおける割裂き、せん断破壊等の防止
- ・非木造筋かいの端部及び接合部の破断防止
- ・柱、はり及びそれらの接合部における急激な耐力低下の防止

○鉄骨造について

- ・筋かいを含む階の応力の割増し
- ・筋かいの端部及び接合部の破断防止
- ・柱、はり及びそれらの接合部における急激な耐力低下の防止

○鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造について

- ・一定の壁量及び柱量の確保、または柱及びはりのせん断破壊の防止

ルート②による設計は、高さ方向の剛性の変化や偏心を少なくし、かつ比較的簡便な方法を用いて一定以上の強度、剛性及び韌性を確保することにより大地震動に対する安全性を確保しようとするものである。

③ ルート③

ルート③は、高さが31mを超える特定建築物または高さ31m以下の特定建築物で前記のルート①、ルート②のいずれにもよらないものに要求される耐震計算ルートである。このルートにおいては、令第82条の構造計算に加えて次のような計算を行う。

- 地震力によって生ずる各階の層間変形角が1/200（構造物の変形によって著しい損傷が生ずるおそれがない場合には1/120）以下であることを確認する。（令第82条の2）
- 各階の保有水平耐力を計算し、それが必要保有水平耐力以上であることを確認する。（令第82条の4）

$$Q_u \geq Q_{un}$$

Q_u ：保有水平耐力

Q_{un} ：必要保有水平耐力

$$Q_{un} = D_s F_{es} Q_{ud}$$

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数

Q_{ud} : 地震時水平力

($C_o = 1.0$ による)

ルート③による設計は、地震時の建築物の弾塑性挙動（減衰性、韌性など）を D_s という係数により評価し、これを地震入力エネルギーより大きくすることにより大地震動に対する安全性を確保しようとするものである。

保有水平耐力の計算方法は法令には規定されていないが、その計算にあたっては、骨組の適切なモデル化とそれに対する適切な計算方法の採用が肝要である。

保有水平耐力の計算方法を例示すれば、精算法として極限解析法、増分解析法、略算法として節点振り分け法、仮想仕事の原理を用いた略算法等が挙げられる。(4.6.3「保有水平耐力の計算方法」及び付一「保有水平耐力の計算方法」参照)。

4.3 層間変形角

政令 第82条の2

(層間変形角)

第82条の2 第81条第1項の規定によつて建設大臣が定める建築物（以下この款において「特定建築物」という。）の構造計算をするに当たつては、前条の規定によるほか、特定建築物の地上部分について、第88条第1項に規定する地震力（以下この款において「地震力」という。）によつて各階に生ずる水平方向の層間変位の当該各階の高さに対する割合（次条において「層間変形角」という。）が200分の1（地震力による構造耐力上主要な部分の変形によつて特定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つては、120分の1）以内であることを確かめなければならない。

通達 昭56住指発第96号

第2 構造計算関係の原則（第1款の2）

3. 層間変形角（第82条の2）

(1) 適用

本規定の適用にあたつての層間変位は、階全体として算出して差支えないものとする。

(2) 緩和の取扱い

200分の1の規制値をかっこ書により緩和するにあたつては、次の点に留意されたい。

① 緩和は原則として実験又は計算により安全が確かめられた数値までとする。

② 金属板、ボード類その他これに類する材料で仕上げられているものについては、上記にかかわらず、120分の1まで緩和して差支えない。

〔規定の内容〕

建設大臣が指定する特定建築物の地上部分については、以下に示すとおりの構造計算を行わなければならない。

- i) 令第88条第1項に規定する地震力によって建築物の地上部分の各階に生ずる地震層せん断力を計算する。
- ii) 上記地震層せん断力によって各階に生ずる層間変位を計算する。
- iii) 各階の層間変位から、各階の層間変形角を計算し、その数値が1/200を超えないことを確かめる。

これは、各階の層間変形が大きすぎることにより、帳壁、内外装材、設備等がその変形に追従できずに破損・脱落するなどの有害な影響が出ることを防ぐための措置である。

ただし、この1/200という制限値は、帳壁、内外装材、設備等に著しい損傷の生ずるおそれがない場合に限り、1/120まで緩和できることとしている。

架構の変形の影響を最も大きく受けるのは内外壁の仕上げ材等であり、架構の適度な剛性が確保されておらず、壁仕上げ材等の許容量を超える変形が生ずる場合には、容易に仕上げ材等は破損・脱落してしまう。最近の震害をみると、架構そのものには損傷がなくとも内外壁の仕上げ材等が過大な変形によって破損し、事実上建築物の機能をほぼ失っているといえるものがあり、架構の設計を強度の面からのみではなく変形の面からも行う必要が指摘されている。そのための規定が層間変形角の制限である。

〔計算方法等〕

層間変形角は、原則として剛床の仮定に基づき、当該階全体の剛性から、階の変形量を求め計算する。床の水平面内の剛性が低く剛床仮定が成立しないような場合には、層間変形角は、構面のうちで変形の最も大きいものについて検討を行う必要があろう。また、この場合には、建築物全体の力の流れ等に留意することが重要である。

層間変形角は、架構の水平剛性を計算し、一次設計用地震力($C_o = 0.2$ 以上)を作用させて得られる層間変形量より求められる。略算的には、柱等が分担するせん断力分布を求めるのによく用いられるD値によっても求めることができる。この場合、各階のD値は次のように得られる。

$$D = \frac{Q}{\delta} \div \left[\frac{12EK_o}{h^2} \right] \quad (4-1)$$

ここで、D：当該階の柱等のD値の和

Q：当該階の地震層せん断力

δ ：当該階の層間変位

E：ヤング係数

K_o ：標準剛度

h：当該階の高さ

これを使えば、当該階の層間変形角 γ は、

$$\gamma = \frac{\delta}{h} = \frac{Q}{D} \cdot \frac{h}{12EK_o} \quad (4-2)$$

となり、その階の地震層せん断力 Q と、 $12EK_o/h^2$ を単位とした D 値が得られていれば、上式に従って求めることができる。

4.4 剛性率

政令 第82条の3第一号

- 一 各階の剛性率を次の式によつて計算し、それらの剛性率がそれぞれ10分の6以上であることを確かめること。

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$$

この式において、 R_s 、 r_s 及び \bar{r}_s は、それぞれ次の数値を表すものとする。

R_s	各階の剛性率
r_s	各階の層間変形角の逆数
\bar{r}_s	当該建築物についての r_s の相加平均

通達 昭56住指発第96号

第2 構造計算の原則関係（第1款の2）

4. 剛性率、偏心率等（第82条の3）

- (1) 剛性率及び偏心率の算出にあたっては、特に各部材の剛性を適切に評価すること。

[規定の内容]

令第82条の3第一号の規定は、前条にいう、高さが31m以下の特定建築物に適用される。本規定を満足しなくとも、次条（第82条の4）各号の規定により保有水平耐力に関する確認をした場合には、本条の適用は免除される。

建築物の各階の間に剛性の偏りがあると、地震時に剛性の小さい階に変形・損傷が集中しやすい。本号では各階の剛性をできるだけ均質化するため、その階の負担水平力に対する水平剛性的比を示す指標として、前条（第82条の2）の規定によって計算される層間変形角の数値の逆数 r_s を採用し、 r_s の全階にわたる平均値 \bar{r}_s に対する r_s の比を剛性率 R_s と定義した。主旨からすると、各階の R_s は1.0近傍に集まることが望ましい。これまでの地震被害の経験によれば、剛性率の小さい階に変形が集中して被害を大きくする場合が多い。従って、その値を0.6以上とすべきこととした。

[剛性率の定義]

剛性率は、計算する各方向につき、各階ごとに1つずつ定義される。令第82条の2（層間変形角）の規定より得られる各階の層間変形角の逆数 r_s を求め、当該階の r_s を地上部分の全階の r_s の相加平均 \bar{r}_s で除したものが当該階の剛性率である。式で表現すれば以下のように表せる。

$$\left. \begin{aligned} r_s &= \frac{h}{\delta} \\ \bar{r}_s &= \frac{\sum r_s}{n} \\ R_s &= \frac{r_s}{\bar{r}_s} \end{aligned} \right\} (4-3)$$

ここで、 h ：当該階の階高

δ ：一次設計用地震力により当該階に生ずる層間変位

n ：地上部分の階数

前述のように剛性率は、各階の水平方向への変形のしにくさが、建築物全体のそれとくらべてどの程度大きいか小さいかを示すパラメーターである。この値が1.0より大きくなるほど、建築物全体から見て変形しにくい階であることを表し、1.0より小さな値になるほど変形しやすい階(相対的に柔らかい階)であることを表す。剛性率の数値特に小さい階を含む建築物の地震時の振動性状は、その階の部分の水平変形が過大に生ずる不連続なものとなり、地震のエネルギーが集中してしまうことになる(図4.4-1参照)。本規定では、相対的な変形のしやすさの限界として、剛性率0.6を採っている。

なお、本号の規定を満たす場合でも、連続する階で剛性率 R_s の値が急変することは、振動性状上好ましいことではないので、十分配慮することが望ましい。

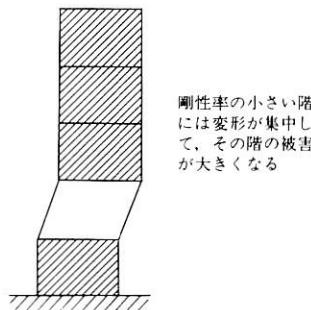


図4.4-1 剛性率の特に小さい階への損傷の集中

4.5 偏心率

政令 第82条の3第二号

二 各階の偏心率を次の式によつて計算し、それらの偏心率がそれぞれ100分の15を超えないことを確かめること。

$$R_e = \frac{e}{r_e}$$

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

R_e 各階の偏心率

e 各階の構造耐力上主要な部分が支える固定荷重及び積載荷重（第86条第2項ただし書の規定によつて特定行政庁が指定する多雪区域にあつては、固定荷重、積載荷重及び積雪荷重）の重心と当該各階の剛心をそれ同一水平面に投影させて結ぶ線を計算しようとする方向と直交する平面に投影させた線の長さ（単位 センチメートル）

r_e 各階の剛心周りのねじり剛性の数値を当該各階の計算しようとする方向の水平剛性の数値で除した数値の平方根（単位 センチメートル）

通達 昭56住指発第96号

第2 構造計算の原則関係（第1款の2）

4. 剛性率、偏心率等（第82条の3）

(1) 剛性率及び偏心率の算出にあたっては、特に各部材の剛性を適切に評価すること。

〔規定の内容〕

令第82条の3第二号の規定も高さが31m以下の特定建築物に適用される。本規定を満足しなくとも、次条（第82条の4）各号の規定により保有水平耐力に関する確認をした場合には、本条の適用は免除される。

建築物の各階において耐震上有効な要素である壁、柱等の平面的な配置が悪いと、地震時にねじれ振動を起こし大きな損傷を受けやすくなる。本号では、そのねじれ振動の起こしやすさを示す指標として、各階の e （偏心距離と呼ばれている）を r_e （弾力半径と呼ばれている）で除した値である偏心率 R_e を定義し、その数値が0.15を超えないこととしている。

〔偏心率の定義と計算方法〕

(1) 偏心率の意味

図4.5-1に示すように、地震力は階の重心に作用すると考えてよい。このため、建築物は水平方向に変形するほか剛心まわりに回転する。重心と剛心との距離の大きい（偏心の大きい）建築物にあつては、部分的に過大な変形を強いられる部材が生ずる。それらの部材の損傷により、その階の耐力

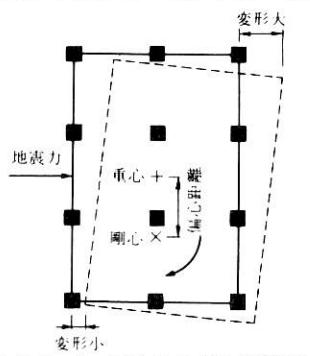


図4.5-1 偏心の大きい建築物

が低下し、地震エネルギーの集中をまねくこととなる。偏心率は、重心と剛心のへだたりのねじり抵抗に対する割合として定義され、その数値の大きいほど偏心の度合が大きいこと、言い換えると、柱、耐力壁等の水平抵抗要素の平面的な偏りの大きいということを表している。

(2) 偏心率の計算方法

偏心率 R_e は、建築物の各階各方向別にそれぞれ考えるが、具体的にどのように求めればよいかを以下に説明する。まず、建築物の1つの階について、その方向及び偏心距離を図4.5-2のようにとる。座標はどのようにとってもよいが、ここでは平面の左下隅を原点としてある。

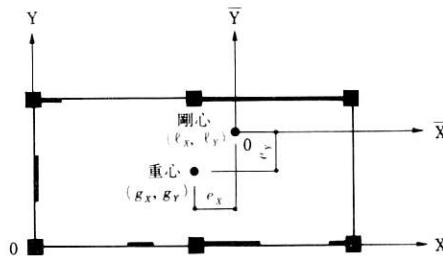


図 4.5-2 ねじれに関する記号

① 重心

偏心率を算定する場合の重心は、地震時においてその層に作用する層せん断力の中心である。

各階の重心を求める場合、便宜上、鉛直力を支持する柱等の構造耐力上主要な部材に生じる長期荷重による軸力 N 、及びその部材の座標 X, Y から計算することができる。重心の座標を g_x, g_y とすると、

$$\left. \begin{aligned} g_x &= \frac{\sum (N \cdot X)}{W} \\ g_y &= \frac{\sum (N \cdot Y)}{W} \\ W &= \sum N \end{aligned} \right\} (4-4)$$

と得られる。ここで、 Σ は鉛直荷重を支持する柱等すべてについての和をとる。ただし、各階とも、固定荷重、積載荷重等が平面的に一様に分布していて偏りがない場合には、平面の図心が重心と一致すると仮定してよい。

② 剛心

柱、耐力壁等の耐震要素の各計算方向(X方向及びY方向)の水平剛性を K_x, K_y 、その座標を X, Y 、剛心の座標を ℓ_x, ℓ_y 、とすれば、各階の剛心は下式より得られる。

$$\left. \begin{aligned} \ell_x &= \frac{\sum (K_y \cdot X)}{\sum K_y} \\ \ell_y &= \frac{\sum (K_x \cdot Y)}{\sum K_x} \end{aligned} \right\} (4-5)$$

ここで、 Σ は X 方向又は Y 方向に有効な耐震要素についての和をとる。各耐震要素の座標 X, Y は、それらの要素の図心の座標を採ってよい。

K_x, K_y の計算は、変位法等により応力解析を行い、層間変位が明らかな場合には、下記のような方法で求める。

$$K_x = Q_x / \delta_x$$

$$K_y = Q_y / \delta_y$$

ここで Q_x, Q_y は当該部材の負担せん断力

δ_x, δ_y は当該部材の層間変位

また、 D 値法による場合は、各部材の D 値を D_x, D_y とすると、水平剛性は $K_x = D_x, K_y = D_y$ とすることができる。

③ e

偏心距離は、重心及び剛心の座標から次式のように計算される。

$$\left. \begin{aligned} e_x &= |\ell_x - g_x| \\ e_y &= |\ell_y - g_y| \end{aligned} \right\} (4-6)$$

④ ねじり剛性

次に、各階の剛心まわりのねじり剛性を計算する。これは、各階ごとに 1 つ得られる。剛心まわりの計算になるので、座標の平行移動を行い、剛心を座標頂点とする。新しい座標系を $\bar{X}-\bar{Y}$ とすれば、各耐震要素の座標は、

$$\left. \begin{aligned} \bar{X} &= X - \ell_x \\ \bar{Y} &= Y - \ell_y \end{aligned} \right\} (4-7)$$

と表示される。各耐震要素の剛性は、座標変換による変更はない。剛心まわりのねじり剛性 K_R は、

$$K_R = \sum (K_x \cdot \bar{Y}^2) + \sum (K_y \cdot \bar{X}^2) \quad (4-8)$$

である。 Σ は、X 方向及び Y 方向それぞれに有効な耐震要素についての和をとる。

⑤ r_e

r_e は弾力半径と呼ばれるもので、X, Y 方向検討時のものをそれぞれ r_{ex}, r_{ey} とすると、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} r_{ex} &= \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_x}} = \sqrt{\frac{\sum (K_x \cdot \bar{Y}^2) + \sum (K_y \cdot \bar{X}^2)}{\sum K_x}} \\ r_{ey} &= \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_y}} = \sqrt{\frac{\sum (K_x \cdot \bar{Y}^2) + \sum (K_y \cdot \bar{X}^2)}{\sum K_y}} \end{aligned} \right\} (4-9)$$

⑥ R_e の計算

これらの値を用いて、X, Y 各方向に対する偏心率は、これをそれぞれ R_{ex} 及び R_{ey} とすれば、

$$\left. \begin{aligned} R_{ex} &= e_y / r_{ex} \\ R_{ey} &= e_x / r_{ey} \end{aligned} \right\} (4-10)$$

によって求められる。偏心距離 e_x, e_y については、添字が検討方向と逆になっていることに注意が必要である。

(3) 計算例

ある階の D 値法によるせん断力分布係数の分布が図 4.5-3 のような建築物を例としてとりあげる。水平剛性を便宜的に $K_x = D_x$, $K_y = D_y$ とする。

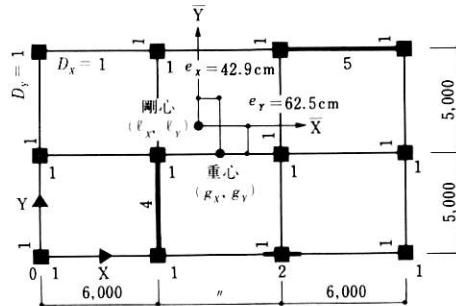


図 4.5-3 偏心のある建築物

建築物の左下端を座標の原点とすれば、剛心は、

$$\ell_x = \frac{\sum (D_y \cdot X)}{\sum D_y} = \frac{1 \times 1,800 \times 3 + 1 \times 1,200 \times 3 + (1+4) \times 600}{1 \times 10 + 4} = \frac{12,000}{14} = 857.1\text{cm}$$

$$\ell_y = \frac{\sum (D_x \cdot Y)}{\sum D_x} = \frac{1 \times 1,000 \times 2 + 5 \times 1,000 + 1 \times 500 \times 4}{1 \times 9 + 2 + 5} = \frac{9,000}{16} = 562.5\text{cm}$$

この平面のちょうど中心を、重心の位置とすると(実際には、この平面にある鉛直部材の軸方向力のつり合い位置を重心とする)，各方向の偏心距離は、図 4.5-3 に示したように、

$$e_x = |857.1 - 900| = 42.9\text{cm}$$

$$e_y = |562.5 - 500| = 62.5\text{cm}$$

となる。

一方、剛心まわりのねじり剛性の X 成分は、

$$I_x = \sum (D_x \cdot \bar{Y}^2) = (1 \times 2 + 5) \times 437.5^2 + 1 \times 4 \times 62.5^2 + (1 \times 3 + 2) \times 562.5^2 = 2.94 \times 10^6$$

同様に、 Y 成分は、

$$I_y = \sum (D_y \cdot \bar{X}^2) = 1 \times 3 \times 857.1^2 + (1+4) \times 257.1^2 + 1 \times 3 \times 342.9^2 + 1 \times 3 \times 942.9^2 = 5.55 \times 10^6$$

故に、剛心まわりのねじり剛性は、

$$K_R = I_x + I_y = 2.94 \times 10^6 + 5.55 \times 10^6 = 8.49 \times 10^6$$

よって、 X 方向の弾力半径は、

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum D_x}} = \sqrt{\frac{8.49 \times 10^6}{16}} = 728\text{cm}$$

同様にして、

$$r_{ey} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum D_y}} = \sqrt{\frac{8.49 \times 10^6}{14}} = 779\text{cm}$$

従って、偏心率はそれぞれ、

$$R_{ex} = \frac{e_x}{r_{ex}} = \frac{62.5}{728} = 0.086$$

$$R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}} = \frac{42.9}{779} = 0.055$$

となり、いずれも0.15より小さく、本規定を満足している。

4.6 保有水平耐力

4.6.1 保有水平耐力と必要保有水平耐力

政令 第82条の4

(保有水平耐力)

第82条の4 第81条第1項の規定によつて特定建築物で高さが31メートルを超えるものの構造計算をするに当たつては、第82条及び第82条の2の規定によるほか、特定建築物の地上部分について、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 第4款に規定する材料強度によつて各階の水平力に対する耐力（以下この条において「保有水平耐力」という。）を計算すること。
- 二 地震力に対する各階の必要保有水平耐力を次の式によつて計算すること。

$$Q_{un} = D_s F_{es} Q_{ud}$$

この式において、 Q_{un} 、 D_s 、 F_{es} 及び Q_{ud} は、それぞれ次の数値を表すものとする。

Q_{un} 各階の必要保有水平耐力（単位 トン）

D_s 各階の構造特性を表すものとして、特定建築物の振動に関する減衰性及び各階の韌性を考慮して建設大臣が定める方法により算出した数値

F_{es} 各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて建設大臣が定める方法により算出した数値

Q_{ud} 地震力によつて各階に生ずる水平力（単位 トン）

- 三 第一号の規定によつて計算した保有水平耐力が、前号の規定によつて計算した必要保有水平耐力以上であることを確かめること。

本条の規定は、保有水平耐力に関する確認の方法を定めたもので、4.1「構造計算に関する法令の概要」(p.137) で述べた令第82条の規定による構造計算の方法の主軸となっている「許容応力度計算」、すなわち「弾性設計法」に加え、「塑性設計法」の内容を盛り込んだものである。これは、地震に対する建築物の挙動を総合的に評価することにより、終局状態に至るまでの性状を把握した上で大地震時に崩壊に至らないよう安全性の検討を行おうとするもので、具体的には、第一号の規定により求めた各階の保有水平耐力が、第二号の規定によつて計算した必要保有水平耐力以上であることを確認することを規定している。

第二号は、各階の必要保有水平耐力（地震に対する保有水平耐力の必要量）の計算方法を規定している。この必要保有水平耐力 Q_{un} は、令第88条第1項及び第3項により求めた水平力 Q_{ud} に構造特性係数 D_s （変形能力による地震エネルギー吸収能力等に応じた低減係数）及び形状係数 F_{es} （形状上の特性による割増し係数）を乗じて算定する。なお、ここで用いる D_s 及び F_{es} の算出方法については、昭55建告第1792号に規定されている。(4.6.2「必要保有水平耐力」(p.155) 参照)

第三号は、保有水平耐力計算の最終段階として、第一号で求めた保有水平耐力が第二号で求め

た必要保有水平耐力を上まわることを確かめねばならないことを規定したものである。

この確認は、各階、各方向ごとに行うことになり、一つの階といえども満足しないものがあつてはならない。

標準せん断力係数の項で述べたように、大地震動として想定している地動の強さは、関東大地震級のものである。建築物の個々の被害を考えると、地震の規模（マグニチュード）ではなくて建築物の建つ地盤の揺れの強さの方が重要であって、その揺れの強さが、東京地方での関東大地震級の揺れということである。

関東大地震による地盤の加速度（揺れの強さ）がどれくらいかは、その後の調査研究により、およそ300gal (cm/s^2) から400galと推定されている。この数値は過去に観測された最大級のものである。

建築物の基礎に入力する地震の強さと、建築物に作用する慣性力、すなわち建築物の応答加速度との間には次のような関係のあることが確かめられている。入力地震波の最大加速度と建築物の応答加速度とは、建築物の動的な構造特性を示す要因の一つである1次固有周期により結びつけられていて、建築基準法令で想定されているような建築物の範囲では、建築物が弾性挙動をすれば、建築物の最大応答加速度は、入力地震波の最大加速度のおおむね2.5倍から3倍の値となる。この値は、建築物の1次固有周期が長くなるにつれ、小さくなっていく性質のものである。この議論によれば、およそ300galから400gal程度の地震動に対し、建築物が弾性挙動をするとすれば、その建築物の最大応答加速度は、おおむね1,000galとなる。これを力に直すと、建築物の重量と同じ大きさの力（1Gの力）が水平にかかることになる。大地震に対する耐震性のチェックの場合の水平力の大きさは、この1Gを基本に考えている。しかし、このように大きな水平力に対し、建築物を弾性設計しなければならないというものではない。建築物にねばりというものがあり、部分的に破損（ひび割れや降伏）してもすぐに崩壊しないことから、これに期待して設計することが合理的である。

ところで、このように部分的な破損を認め、ねばりに期待する設計によった場合、その破損またはねばりの程度いかんで、建築物の耐震性が大いに異なってくる。例えば、鉄筋コンクリート造の建築物で耐力壁の多い構造形式のものでは、ひび割れ発生後、比較的小さい変形で最大の水平耐力に達し、その後の耐力の低下の程度は大きいが、最大の水平耐力そのものが高い。一方、同じ鉄筋コンクリート造の建築物でも、耐力壁が少なく柱及びはりを主要な耐震要素としている場合には、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、その後の耐力の低下も比較的小さいが、最大耐力はそれほど高くない。これらの性状は、水平耐力に対する設計条件だけでなく、せん断力に対する設計の程度にも関係するものであるが、それぞれの構造特性についての一般的傾向である。これら部分的な破損またはねばりの程度に差のある構造特性の建築物を、想定する強さの地震動に耐えるように設計するには、その構造特性に応じて耐震性を評価するための同一の尺度が必要となる。この尺度として考えられるものが、以下に示す考え方である。大きな地震動を受けた場合の建築物の挙動についてはN. M. Newmarkの研究以来一般に次のことが認められている。完全弾塑性復元力特性をもつ一質点系構造物が地震動を受けた場合、弾塑性応答と弾性応答との関係は地震による入力エネルギーが同量であるため図4.6-1に示す

力一変形曲線の囲む面積が同じになる。

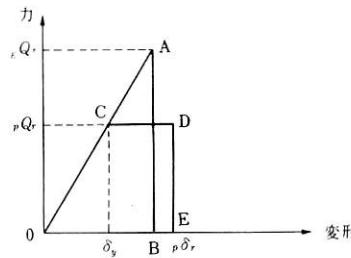


図 4.6-1 地震時のエネルギー吸収

これを建築物の耐震性とあわせて考えれば次のようになる。建築物が地震により崩壊しないためには、地震動に対して構造体が弾性状態にとどまるか、塑性状態に入っても構造体の抵抗力が急激に減ずることなく変形し得る必要があるということになる。

つまり、図 4.6-1 で与えられる面積は地震時に建築物に入力し得るエネルギーの大きさを表すことになる。このように考えて、図 4.6-1 の OA のような力一変形関係をもつ建築物と OCD のような力一変形関係をもつ建築物の耐震性が $\triangle OAB$ と $\square OCDE$ の面積が等しければ同じであると評価するのである。

建築物に要求すべき最終的な水平方向の抵抗力を必要保有水平耐力というとき、図 4.6-1 に示される A 点の耐力が Q_{ud} で表される。その大きさは、先に述べた弾性応答 1G の水平力である。建築物の塑性変形能力等により、建築物に必要な最大水平抵抗力を低減させる要素が構造特性係数 D_s であり、図 4.6-1 中、A 点の耐力を C 点まで下げる結果となっているものである。一方、剛性率及び偏心率の項で述べたように、柱・耐力壁等の耐震要素の立面向的または平面的偏りは、その偏りの顕著な階への地震エネルギーの集中を招く。そこでこのような偏りの顕著な階の耐力を高めておいて、地震エネルギーの各階への分散を図ろうとするものが、剛性率及び偏心率から求まる形状係数 F_{es} である。以上をまとめて式で表すと、必要保有水平耐力 Q_{un} は以下のようになる。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \cdot W$$

$$C_o \geq 1.0$$

Q_{ud} は、令第88条第1項及び第3項より求められるものであり、結果として Q_{un} は各階・各方向別に定められる。

一方、建築物の復元力特性は、常に図 4.6-1 に示されたような完全弾塑性型に近似できるものばかりではない。

例えば、図 4.6-2(a) のように韌性に乏しく、かつ、破壊時の変形の小さい部材（いわゆる脆性部材であり、以下「脆性部材」と呼ぶ）と図 4.6-2(b) のように韌性に富み、かつ、破壊時の変形の大きな部材（いわゆる韌性部材であり、以下「韌性部材」と呼ぶ）とにより構成される架構は、模式的には図 4.6-2(c) のような復元力特性を持つことになる。

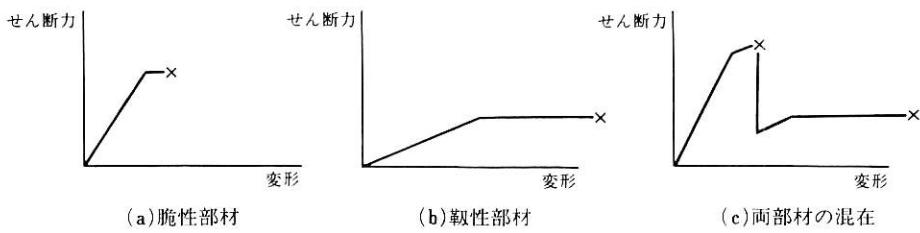


図 4.6-2 部材の復元力特性

こうした場合における D_s と保有水平耐力については、次のように考えて設計する。

脆性部材を考慮する方法

脆性部材の破壊時を設計対象とする方法。脆性部材の韌性を考慮して D_s を定める。保有水平耐力の計算では、脆性部材の破壊時を対象としているので、韌性部材については、その変形時のせん断力を考慮して部材の耐力を低減しなければならない。

脆性部材を無視する方法

例えば、非性部材が多く、脆性部材が少量混在しているような場合に用いられる方法。脆性部材に破壊が生じた時でも、それまで、その脆性部材が支えていた鉛直力をそれに代って支持できる部材が周辺に存在し、建築物の部分的な崩壊が起こるおそれのない場合には、脆性部材を無視し、非性部材のみで構成された建築物とみなして、 D_s を定め、保有水平耐力を計算する。

4. 6. 2 必要保有水平耐力

(1) D_s 値

告 示 昭55建告第1792号第1

第1 D_s を算出する方法

建築物の各階の D_s は、柱及びはりの大部分が木造である階にあつては次の表1、柱及びはりの大部分が鉄骨造である階にあつては次の表2、その他の階にあつては次の表3の数値以上の数値を用いるものとする。ただし、当該建築物の振動に関する減衰性及び当該階の韌性を適切に評価して算出することができる場合には、当該算出によることができる。

1

架構の性状	架構の形式 剛節架構又は これに類する 形式の架構	(い)	(ろ)	(は)
		(い) 欄及び(は) 欄に掲げるも の以外のもの	(は)	各階に生ずる水平力の大部分 を当該階の筋かいによつて負 担する形式の架構
(1) 架構を構成する部材に生ずる応力に対して割裂き、せん断破壊等の耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高いもの		0.25	0.3	0.35
(2) (1)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対して割裂き、せん断破壊等の耐力が急激に低下する破壊が生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの		0.3	0.35	0.4
(3) (1)及び(2)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材に割裂き、せん断破壊等が生じないこと等のため、耐力が急激に低下しないもの		0.35	0.4	0.45
(4) (1)から(3)までに掲げるもの以外のもの		0.4	0.45	0.5

架構の性状	架構の形式	(イ)	(ロ)	(ハ)
		剛節架構又はこれに類する形式の架構	い)欄及び(は)欄に掲げるものの以外のもの	圧縮力を負担する筋かいによって水平力を負担する形式の架構のうち当該筋かいの座屈による耐力の低下のおそれがあるもの又はこれに類する形式の架構
(1) 架構を構成する部材に生ずる応力に対して局部座屈が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高いもの		0.25	0.3	0.35
(2) (1)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対して局部座屈が生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの		0.3	0.35	0.4
(3) (1)及び(2)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材に局部座屈が生じないこと等のため、耐力が急激に低下しないもの		0.35	0.4	0.45
(4) (1)から(3)までに掲げるもの以外のもの		0.4	0.45	0.5

3

架構の形式		(イ)	(ロ)	(ハ)
架構の性状		剛節架構又はこれに類する形式の架構	(イ)欄及び(ハ)欄に掲げるものの以外のもの	各階に生ずる水平力の大部分を当該階の耐力壁又は筋かいによって負担する形式の架構
(1)	架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの	0.3	0.35	0.4
(2)	(1)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの	0.35	0.4	0.45
(3)	(1)及び(2)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材にせん断破壊が生じないこと等のため、耐力が急激に低下しないもの	0.4	0.45	0.5
(4)	(1)から(3)までに掲げるもの以外のもの	0.45	0.5	0.55

柱及びはりの大部分が鉄骨鉄筋コンクリート造である階にあつては、この表の各欄に掲げる数値から0.05以内の数値を減じた数値とすることができる。

通達 昭56住指発第96号

別記3 昭和55年建設省告示第1792号第1 (D_s の算出方法) の取扱いについて〔1〕 D_s の適用

D_s は、階、計算方向等によってそれぞれ異なる数値を採用しても差支えない。

〔2〕 D_s の判定方法

- (1) D_s の判定は、特別に実験・解析等によって適切に定める場合のほか昭和55年建設省告示第1792号第1の表1 [表2] 及び表2 [表3] により、架構の形式及び架構の性状に応じて、当該表に掲げる数値以上の数値として定めるものとする。
- (2) 前記の架構の形式の区分は壁、筋かい等によって分担される耐力の比率、筋かいの挙動性状等を、架構の性状の区分は部材の韌性及びそれらの耐力分担比等をそれぞれ適切に評価して定めるものとする。
- (3) 前記のそれぞれの性状の判定は、当面下記の付則に示す判定基準に基づいて行うことを

原則とする。

〔付 則〕 D_s の判定基準

(1) 総 則

- ① D_s を実験・解析等によらず昭和55年建設省告示第1792号（以下「告示」という。）の第1の表によって定める場合は本基準による。ただし、本基準の一部分について、実験・解析等により本規定と同等以上にその性状を評価できる場合には、当該評価によることができる。
- ② 本基準の各規定は、階全体を対象として適用することとする。ただし、当該階を適切に分割して評価しうる場合は、その評価によることを妨げない。

本規定は、 D_s （構造特性係数）の算出方法を定めている。 D_s は建築物の振動減衰性及び各階の韌性に応じて必要保有水平耐力を低減するための係数であり、計算を行う階の架構の形式及び架構の性状によってその数値が規定されている。

木造の階については表1、鉄骨造の階については表2、鉄筋コンクリート造その他の構造の階については表3によって数値を定めている。なお、ただし書の規定により適切な実験又は解析によってその数値を定めることができる。

各種の構造物に対する D_s の値の定め方については、第5章以下の該当する部分を参照のこと。

本項で規定している構造特性係数 D_s についての基本的な考え方については、既に、4.6.1「保有水平耐力と必要保有水平耐力」に記した。構造特性係数とは、その建築物に期待できる振動減衰性及び塑性変形能力に応じて定めることのできる必要保有耐力の補正係数であるということになる。この D_s 値に関連する一般的な事項を以下に記す。

- ① 構造特性係数 D_s に影響する因子としては多くのものがある。このうちの主要な因子の影響を記すと次のとおりである。なお、架構が韌性に富むほど、また減衰が大きいほど D_s は小さくできる。

a) 剛節架構材の韌性と破壊形式

鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造における柱、はり部材は、一般に曲げ破壊を生ずる場合には韌性に富む挙動を示すが、せん断破壊、付着破壊及び圧縮破壊を生ずる場合には、韌性に乏しい。しかしながら、同じせん断破壊でも鉄筋コンクリート造の場合にくらべて、鉄骨鉄筋コンクリート造の場合には、韌性に富む挙動を示す。特に充腹のウェブ材を用いた鉄骨鉄筋コンクリート造の場合には、さらに大きな韌性を有する。

また、鉄骨造の場合は、一般的に韌性に富む挙動が得られることが多いが、接合部の破断が柱又ははりの降伏に先行して生ずる場合、柱及びはりに局部座屈等が生じやすい場合等には、すぐれた韌性は期待しがたくなる。

b) 耐力壁及び筋かいの韌性と破壊形式

鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の耐力壁は、一般に曲げ耐力よりせん断耐力の方が小さく、柱やはりにくらべるとせん断破壊を生じやすい。しかし、せん断応力があまり大きくなれない状態で曲げ破壊や基礎の浮き上がりが生ずる場合には、比較的韌性に富む挙動を示す。

鉄骨筋かいを有する架構の場合、接合部の強度が十分でない引張筋かいや細長比が大きい圧縮筋かいは、それぞれ接合部の破断や筋かい材の座屈が発生するために脆性的な挙動を示しやすい。

c) 鉛直部材のせん断力分担率

同じ剛節架構構造でも、柱の多くが韌性に富む建築物と、韌性のあまりない柱が多い建築物とでは、それにおける D_s の値はかなり異なったものとなる。耐力壁及び圧縮筋かいは、柱にくらべて一般に韌性がやや劣ることが多いので、それらの部材が地震時せん断力を多く分担する場合は架構は脆性的な挙動を示しやすい。

d) 減衰について

建築物の減衰としては、その構造材料自身が有する減衰、非構造部材と主体構造との接合部分の減衰、地下逸散減衰等がある。

構造材料自身による減衰は、一般に鉄骨造では小さく、鉄筋コンクリート造では大きいとされている。また、地下逸散減衰は、構造物の振動エネルギーが地下に逸散することによるものであり、減衰の値は大きい。

建築物全体の減衰としては、上記諸量を分離して評価することは現状では難しく、建築物全体の減衰を粘性減衰として一義的に定めている。

② 実験又は解析による場合の D_s の評価法については種々の提案があるが、下記の式はその一例である。

$$D_s = \frac{D_h}{\sqrt{2\mu-1}} \quad (4-11)$$

$$\text{ここに, } D_h = \frac{1.5}{1+10h}$$

μ ：構造骨組の各階の塑性率

h ：減衰定数

(2) F_{es} 値

告 示 昭55建告第1792号第2

第2 F_{es} を算出する方法

建築物の各階の F_{es} は、当該階について、建築基準法施行令第82条の3第一号の規定による剛性率に応じた次の表1に掲げる F_s の数値に同条第二号の規定による偏心率に応じた次の表2に掲げる F_e の数値を乗じて算出するものとする。ただし、当該階の剛性率及び偏心率と形状特性との関係を適切に評価して算出することができる場合においては、当該算出によることができる。

1

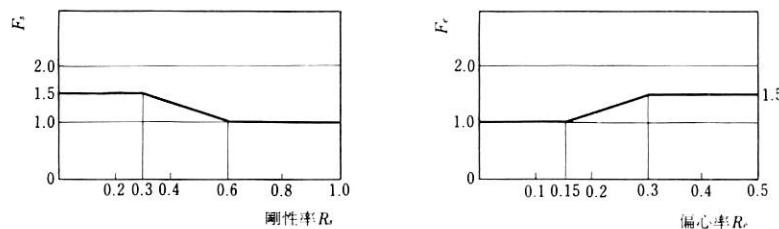
剛 性 率		F_s の 数 値
(1)	0.6以上の場合	1.0
(2)	0.3を超え、0.6未満の場合	(1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値
(3)	0.3以下の場合	1.5

2

偏 心 率		F_e の 数 値
(1)	0.15以下の場合	1.0
(2)	0.15を超え、0.3未満の場合	(1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値
(3)	0.3以上の場合	1.5

本規定は、 F_{es} (形状係数)の算出方法を定めている。 F_{es} は、建築物の立面的及び平面的な耐震要素の偏りによる必要保有水平耐力の割増し係数であり、剛性率に応じた数値 F_s に偏心率に応じた数値 F_e を乗じて算出することとしている。なお、ただし書の規定により、本規定以外の方法により算出することができるとしている。

$F_{es} = F_e \cdot F_s$ であり、 $1.0 \leq F_e \leq 1.5$ 、 $1.0 \leq F_s \leq 1.5$ であるから、 F_{es} の値は1.0以上2.25以下ということになる。

図 4.6-3 F_s 及び F_e

4.6.3 保有水平耐力の計算方法

(1) 基本事項

政令 第82条の4第一号

一 第4款に規定する材料強度によつて各階の水平力に対する耐力（以下この条において「保有水平耐力」という。）を計算すること。

通達 昭56住指発第96号

第2 構造計算の原則関係（第1款の2）

5. 保有水平耐力（第82条の4）

(1) 定義

建築物の各階における保有水平耐力は、当該建築物の一部又は全体が地震力の作用によつて崩壊メカニズムを形成する場合（特定の部材の破壊により鉛直荷重によつて局部的な崩壊を生ずる場合を含む。）において、各階の柱、耐力壁及び筋かいが負担する水平せん断力の和として求められる値とする。

令第82条の4第一号では、令第3章第8節第4款（第95条～第99条）に規定する材料強度によつて各階の保有水平耐力を計算することが規定されている。この場合、各階の架構の崩壊メカニズムに応じて適切な解析法により計算を行うことになる。

保有水平耐力は各方向・各階について計算する。

(2) 保有水平耐力の計算の原則

通達 昭56住指発第96号

第2 構造計算の原則関係（第1款の2）

5. 保有水平耐力（第82条の4）

(2) 保有水平耐力の計算の原則

① 保有水平耐力の算定にあたっては、極限解析法等の精算によるほか、算定対象構造に応じて節点振り分け法や仮想仕事の原理を用いた方法等を採用してよい。

② 一部の階が先行して崩壊メカニズムを形成するような場合、外力の分布に応じてその時点で他の階に生じている地震層せん断力をもつて、当該階の保有水平耐力とすることとなるが、このような場合に想定する外力の分布は、原則として令第88条の規定によるものとする。保有水平耐力算定時に想定する外力の分布についても同様とするが、この場合には解析方法の特性等により適宜修正して差支えない。

③ 崩壊メカニズムの形成時において、建築物の各部に生ずる応力は、いずれの部分においても当該部材の終局耐力を超えないものとする。ただし、接合部については、崩壊メカニズムの形成条件等により接合部以外の部分の塑性化が接合部の破断に先行することが明らかな場合においてはこの限りでない。この場合における各材料の終局耐力は原則として当該部材を構成する材料について、令第3章第8節第4款に規定する材料強度に基づいて算出する。

- ④ ③に掲げる場合のほか、耐力壁等については基礎の浮上り終局耐力についての検討をするものとする。この場合において、浮上り終局耐力は、くいの引抜耐力等実況に応じて算出するものとする。ただし、張り間方向の短い壁式構造等の建築物で、建築物全体の転倒モーメントによる浮上りによって終局耐力が支配される場合には、その浮上りがないものとして崩壊メカニズムの形成を想定して差支えないものとする。

種々の荷重を受ける建築物の耐力は、それらの荷重の作用位置と方向とが明らかな場合には、その建築物を構成する部材等の耐力に基づいて計算することができる。しかしながら、地震動によって建築物に生ずる力は、その作用位置と方向とが時々刻々変化するため、地震に対する建築物の強さを一義的に定義することは不可能である。このため、ここでは下記原則に記したような約束を設け、このような仮定のもとに得られる柱、耐力壁及び筋かいの水平せん断力の和をもって保有水平耐力としてよいこととした。

i) 保有水平耐力の計算の原則

保有水平耐力は原則として次のような条件のもとで適切な解析法によって計算する。

- ① 想定する外力分布は、地震力の作用と近似した水平方向の外力分布に基づくものであること。
保有水平耐力算定時に想定する外力分布は、原則として、 A_i から定まる外力分布と近似した分布を採用するが、解析方法等により適宜修正しても差支えない。
- ② 作用荷重と建築物の各部の応力とのつり合い条件が満たされているものであること。
保有水平耐力の算定は、極限解析法や増分解析法等の精算によるほか、実用的には、算定対象構造に応じて節点振り分け法や仮想仕事の原理を用いた方法を採用してよい。
- ③ 建築物の各部の応力は、どの部分においても各部材の終局耐力を超えないこと。

各部材の終局耐力の取扱い

a) 部材の終局耐力と材料等の強度

軸力、曲げモーメント及びせん断力を受ける部材の終局耐力は、原則としてその部材を構成する各材料の令第3章第8節第4款に規定する材料強度に基づいて計算する。ただし、接合部については、崩壊メカニズムの形成条件等により、接合部以外の塑性化が接合部の破断に先行することが明らかな場合はこの限りでない。

b) 耐力壁及び筋かい架構の終局耐力

耐力壁及び筋かい架構の曲げモーメント及びせん断力に対する終局耐力の算定は上記a)によるほか、それらの構造と同一構面内の境界ぱりやそれらに直交する部材が存在し、それらの部材が耐力壁や筋かい架構の変形を拘束又は増大する効果が想定される場合には適切にその効果を算入すること。

c) 耐力壁及び筋かい架構の浮き上がり終局耐力

耐力壁及び筋かい架構の耐力は、構造全体として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って浮き上がったり、地盤やくいに作用する圧縮力によって沈下をしたりすることによるいわゆる浮き上がり終局耐力によって支配される場合がある。この浮き上がり終局耐力は、フーチングとの接合部を含むくいの引抜きの耐力や地盤又はくいの圧縮耐力に基づいて算定する。なお、この場合において、つなぎぱり等の効果の取扱いは上記b)に準ずる。

- ④ 建築物の一部又は全体が、崩壊メカニズムの形成条件を満たすこと。

建築物の「崩壊メカニズム」としては、次のような状態を想定するものとする。

a) 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時。

b) 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時。

c) 建築物のある特定の部材が破壊し、水平荷重についてはさらに大きな荷重まで耐えられる状態にあっても、鉛直荷重によって局部的な崩壊が生じる状態になった時。

ただし、張り間方向の短い壁式構造等のように、建築物全体の転倒モーメントによる浮き上がりによって耐力が支配される場合には、この浮き上がりがないものと仮定して崩壊メカニズムの形成を想定して差支えない。

前記項目は、保有水平耐力の計算の原則的な事項について示したものである。その各項の根拠等は次のとおりである。

① 保有水平耐力を計算する場合の外力分布について

建築物が水平外力の作用によって崩壊する時の耐力は、その水平外力の分布によって著しく変動する。これは、例えば、片持ちのトラスばかりの耐力が荷重の作用位置によって種々変わるものと同じである。

建築物の耐力を水平外力の分布によらず一義的に求めることができるのは、1層の建築物又は各階のはりが柱にくらべて非常に強く、すべての階で層せん断力による柱崩壊形のメカニズムが構成される建築物であり、後者のような建築物は実際には非常に少ない。

地震時に建築物のある階が崩壊する時の外力分布がどのようなものであるかについては、必ずしも十分な資料があるとはいきれない。しかし、建築物が弾性域にある状態及び部分的、又は全体的に塑性域に入つて崩壊に近いほど大きな変形に達した状態等における外力分布については数多くの地震応答解析結果が蓄積されており、それをまとめたものが A_i 分布である。 A_i 分布によると、建築物に作用する外力分布は、頂部にいくほど大きくなる傾向をもつ。このような外力分布では等分布外力の場合と比較すると、建築物を構成する各部材の耐力は同じでも、建築物の耐力は上層部では大きく、下層部では小さく評価されることになる。また、その影響度は、階数が多くなるほど大きくなり、例えば等分布外力に対する逆三角形分布外力の各階耐力の比率を仮想仕事法を用いて計算すると、2層の場合には、1階で0.9、2階で1.2であるが、7層になると1階では0.8、7階では1.4となる。

このように、外力分布によって各階の耐力にはかなり大きな差が出るため、保有水平耐力を求める場合の外力分布は適切に設定することになるが、前述したように現時点では特に決め手がない。

一方、各建築物に対して要求される各階の必要保有水平耐力については、前述のように A_i という分布を示す係数が用いられており、この A_i によって定まる各階の地震層せん断力から外力分布を求めることができる。現在のところでは、この外力分布やこれに近い外力分布形を保有水平耐力の計算の場合にも用いることになろう。

なお、 A_i から求まる外力分布以外の外力分布形を用いる場合には、各階の床位置に対する外力によるモーメントが、その外力による1階の層せん断力と同じ1階の層せん断力を与える A_i 分布から得られた外力に基づいて同じようにして求められるモーメントを下まわらないようにすることが推奨される。

また、剛性率や偏心率の上で問題のある階を持つ建築物については、その影響を考慮した係数 F_{es} に基づきその階の保有水平耐力の割増しが必要とされる。この種の建築物の崩壊メカニズムの形成時における外力分布は、各階の構造の特性の違いによって通常の建築物の場合とはかなり異なったものとなることが推定されるが、定量的には必ずしも十分な資料がないので、この種の建築物の保有水平耐力を計算する場合の外力分布としては、当面、必要保有水平耐力の分布から定まる外力分布、またはそれに近い分布を用いてよいことになろう。

② 作用荷重と各部の応力の釣合について

保有水平耐力計算時に作用させた外力と求められた応力とは釣合っているべきものである。後述する略算法の一つである節点振り分け法では、たとえ外力分布を仮定しても、その分布形を完全に満たすような保有水平耐力を求めるることは実質的に不可能である。このような場合には、一定の方法によって得られた各階の保有水平耐力がそのままその階の作用荷重であると考えざるを得ない。

③ 各部の応力をすべてそれらの終局耐力以下とすることについて

上記②と同じように、崩壊メカニズムを仮定した上で仮想仕事の原理を用いて各階の保有水平耐力を略算する場合などにおいては、必ずしも終局耐力以下という条件が満たされると限らない。また、はりの長期応力の影響を考慮すると部材端部ではなく、例えばはりの中央部に曲げ塑性ヒンジが生じたりする。これらの点に関しては、実用的な見地からピロティ形式の建築物や大スパンのはり等特に大きな問題のない限り無視せざるを得ないと思われる。

一方、その建築物に含まれる脆性部材の破壊が当該建築物の破壊をもたらす時には、各部材の中には、その応力が必ずしもそれらの終局耐力には達していない部材もあり得ることに注意しなければならない。

また、特に鉄骨造の部材端部（筋かいの端部、柱・はり仕口接合部等）においては、当該箇所の各部の応力が材料強度に達した時点を崩壊メカニズムの形成状態と考えるのは、一部実情に合わないので、他の部分での塑性化が進行することが保証される場合（この場合の条件が、 $A_s \cdot \sigma_u \geq 1.2 A_g \cdot F$ (p.175) や $M_u \geq \alpha \cdot M_p$ である）には、端部・接合部以外の部分で終局耐力を決定してよいこととした。しかし、上記の端部・接合部以外の部分での塑性化が保証されない場合は、脆性的な破壊性状を示すこととなると思われる所以、 D_s を大きめにとる（種別がDとなる等）ことのほか、当該部材の終局耐力は、端部・接合部の材料強度から求まる終局耐力で決定することとしている（例、F10T 高力ボルト接合部は $F = 9 \text{ t/cm}^2$ のせん断ボルト等として設計）。

④ 建築物の崩壊メカニズムの形成条件について

建築物に崩壊メカニズムが形成されたという状態をここでは次の3つに大別して、それぞれの状態における保有水平耐力を求めることにしている。

- a) 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時。
- b) 建築物のある特定の階が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時。
- c) 建築物のある特定の部材が破壊し、水平荷重についてさらに大きな荷重まで耐えられる状態にあっても、鉛直荷重によって局部的な崩壊が生じる状態になった時。

a)の場合については、特に問題なく各階の保有水平耐力が得られるが、b)及びc)の状態では、崩壊メカニズムが生じた階を除いては、さらに大きな水平荷重まで耐られることになり、それらの崩壊メカニズムの未形成の階の保有水平耐力が必ずしも明確ではない。このような建築物の各階における保有水平耐力を特定の外力分布のもとに計算する場合にあっては、崩壊メカニズムの未形成の階についても、特定の階の崩壊メカニズムの形成時において、その特定の外力分布から得られるせん断力をもって保有水平耐力とみなすのも一つの方法である。

ii) その他留意すべき事項

保有水平耐力に関連して前記原則に記されていない主要な事項として下記の諸点がある。

- ① 保有水平耐力の算定は原則として、建築物の直交する2つの水平方向について行う。この場合において、平面上他の構面と平行でなく、 θ 傾いた構面がある時には、その構面の保有水平耐力は便宜的に $\cos^2\theta$ 倍して、他の構面の保有水平耐力と加算して評価してもよい。
- ② 保有水平耐力の算定の際には、特別な場合を除き、上下方向の地震動の影響は考慮しなくてよい。ただし、例えば大スパン構造などでは、これを考慮した適切な検討を行うことが望ましい。
- ③ 基礎フーチングやくいなどのいわゆる地下構造についても、保有水平耐力上の検討を行うことが望ましい。ただし、特に問題のない場合には、この限りでない。
- ④ 長期荷重によって柱及びはりに生じている曲げモーメントの保有水平耐力に対する影響は、ピロティ形式の建築物や大スパンのはり等特別な場合を除き考慮しなくてもよい。
- ⑤ 脆性的な破壊をする部材を持つ建築物等の保有水平耐力は、それらが破壊する時の変形状態において各部材が負担する水平せん断力の和として求める必要がある場合がある。

特に鉄筋コンクリート造の場合には、脆性破壊を生じやすい短柱（雑壁等が取り付く場合を含む）及びせん断破壊形の耐力壁を含む構造も設計されると思われるが、この場合には、脆性部材の量や、それらの破壊による建築物全体の破壊状況によって以下のいずれかの方法によって設計することになる。

脆性部材を考慮する方法——脆性部材の破壊時を設計対象とし靭性部材の強度を低減の上 D_s の値を大きめに評価して設計する。

脆性部材を無視する方法——脆性部材を無視し、靭性部材の D_s の値を用いて脆性部材のない建築物と同様に設計する。ただし、この方法は、その脆性部材に破壊が生じた時に、それまで支持していた鉛直力をその脆性部材に代わって支持できる部材が周囲にあり、建築物の部分的な崩壊が起こらないと予想される場合にのみ適用する。

⑥ 耐力壁等に対する境界効果

耐力壁等の保有水平耐力については、それに連続している境界ぱりや直交ぱりの影響（境界効果）が非常に大きい。即ち、これを無視した場合には、考慮した場合にくらべて保有水平耐力は小さく算出され、この点では安全側の仮定となる。これに対し靭性の点では、耐力壁の靭性は耐力が大きい程劣る傾向を示すことから、境界効果の無視は危険側の仮定となることもある。このようなことから耐力壁の境界効果については適切な評価が重要となる。

(7) 特殊な事例の考え方

- a) 中高層のアパートなどのように短辺方向の長さの短い建築物では、地震時の転倒モーメントによる浮き上がりによって保有水平耐力が支配されることが少なくない。

A_s の値は各階の設計用の地震層せん断力を定めることを主眼にして設定されたもので、この値に基づく転倒モーメントの値は地震時に想定される値よりやや大きめな値となっていること、また、地震の継続時間を考慮して建築物を転倒せしめるエネルギーを求めてみると、一般的に考えられる大地震では建築物は転倒に至らないと考えられること、さらには、液状化等地盤そのものが破壊する場合を除き、建築物が転倒に至った震害例が少ないことが知られている。

このため、上記のような建築物全体の浮き上がりによる転倒が支配的な場合には、浮き上がりが生じないものとして、それ以外の崩壊メカニズムの形成条件を考慮することができる。なお、この浮き上がりによる耐力壁の回転変形等を適切に評価し、それを D_s 値に反映させて設計を行う方法等も考えられる。

- b) 中2階を含む階やスキップフロア型の建築物など、いわゆる階の設定が特殊な場合については、2.6.6「特殊な形態への適用方法」等を参照の上、適切に地震層せん断力を求め、それに対応する形で保有水平耐力の計算を行うものとする。

(3) 部材等の終局耐力

i) 部材等の終局耐力

① 部材の終局耐力の計算と材料強度

建築物の保有水平耐力は、柱、耐力壁、筋かい等の部材及びそれらの接合部の終局耐力に基づいて計算することになる。この場合の材料強度としては次のような値を用いる（原則として、令第3章第8節第4款による）。

a) コンクリートは設計基準強度

b) 鋼材については短期許容応力度と同一の数値。ただし、JIS規格品にあってはその1.1倍とすることができます

c) くい及び地盤については極限支持力(度)

② 耐力壁等の基礎浮き上がり耐力

耐力壁の破壊形式としては、一般的な柱、はり部材と同様なせん断破壊や曲げ破壊に加えて、基礎が浮き上がったり、または圧縮側が沈んだりするいわゆる回転形の破壊となることが少くない。この破壊形式を無視することは、建築物の保有水平耐力の計算上からは危険側の仮定となることがあるので注意が必要である。

③ 部材の終局耐力の影響因子

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、第5章以下に記された終局耐力を表す式を用いればよい。また、これらの計算のうち、特に部材の曲げ終局耐力に関連して、下記の諸項目について略算的な取扱いをした場合においては、せん断設計など所要のねばり強さを与えるための細部の設計においてその影響を考慮しなけれ

ばならない。

- a) 鉄筋の実降伏点強度の上昇
- b) スラブ筋のはりの曲げ耐力に対する効果
- c) 計算上の曲げ主筋以外の軸方向筋の効果
- d) 曲げ強度に対する軸力の効果
- e) 耐力壁の曲げ耐力及び基礎浮き上がり耐力に対する境界ばり及び直交ばりの拘束効果及びくいの引抜き抵抗力の効果

ii) 部材耐力の算定式

各構造による柱、はり、耐力壁等の部材についての曲げ耐力やせん断耐力の算定式としては、種々の実用的な式が提案されているが、曲げ耐力式のように、理論式に近いものから、せん断耐力式のように実験結果をまとめたものまで種々あるので、適用性等について関連する資料を参考の上、適切な式を採用する。

各構造種別に応じた算定式は、第5章以下の各節による。

第5章 鉄骨造の耐震計算

5.1 耐震計算の考え方等

5.1.1 各ルートでの耐震性能確保の考え方

鉄骨造建築物は、部材の座屈や部材間の接合部の破壊が生じない限り、鋼素材のすぐれた特性により、他の構造種別より韌性に富む構造となる。

過去の鉄骨造建築物の地震被害をみても、部材の早期の座屈や接合部の早期の破断により耐震性が損われている例が多く、鉄骨造の設計において座屈と接合部の破断に対する配慮が重要であることがわかる。

上記の観点より本指針においては、部材の座屈と接合部の破断の防止により、鉄骨造建築物が鋼素材の本来のすぐれた特性を生かし十分な耐震性を発揮することを第1条件として各種の規定がつくられている。

鉄骨造建築物の構造計算は、きわめて規模が小さく構造計算を要しない建築物（階数≤1、延べ面積≤200m²）及び高さが60mを超える高層建築物を除く、通常規模の建築物に対して行い、その進め方は、図5.1-1に示す3つのルートのうちいずれかによる。

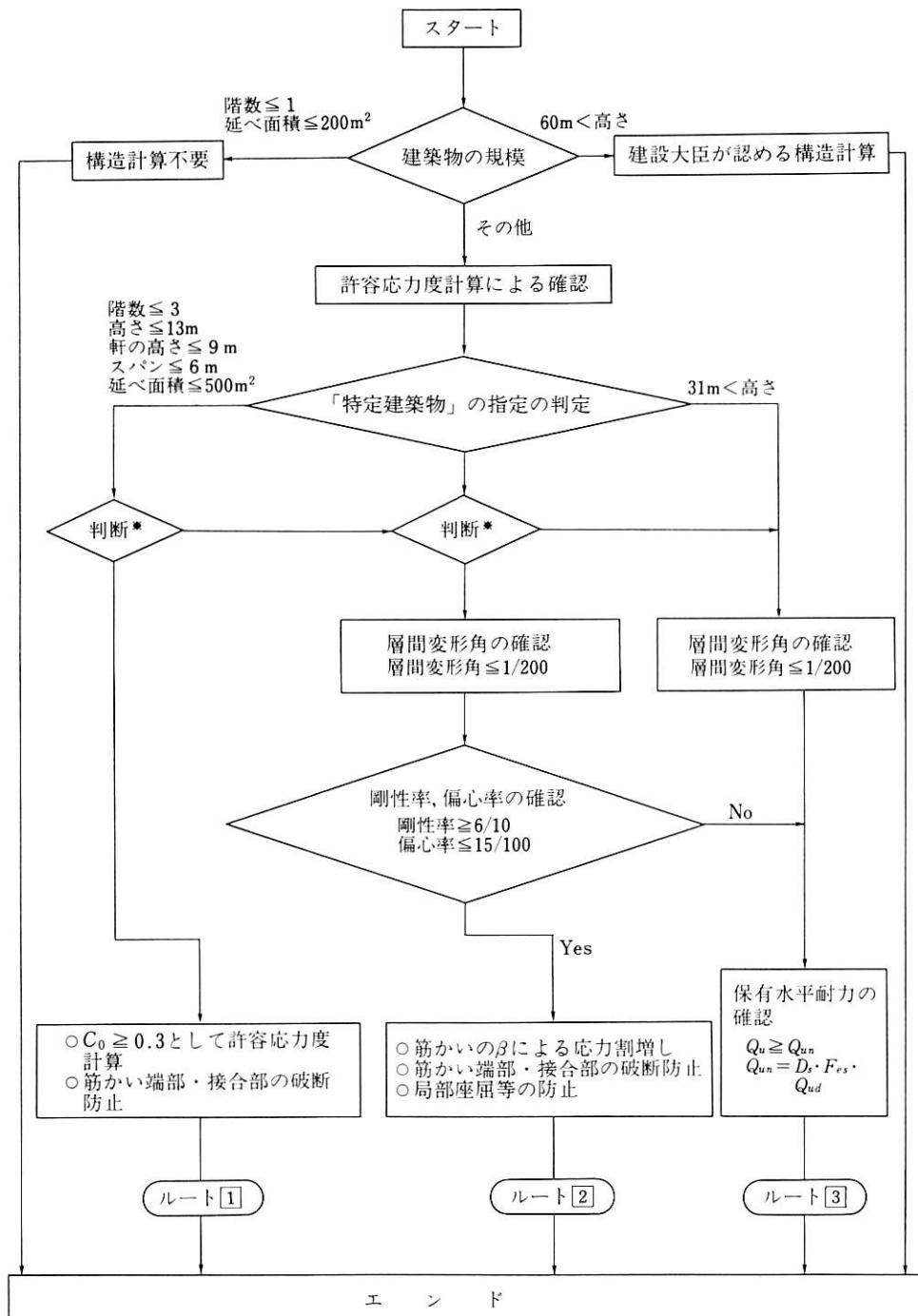
なお、ルート①で建築物の耐震安全性が確認可能な場合でも、ルート②あるいはルート③により安全性の確認を行ってもよいし、ルート②で建築物の耐震安全性が確認可能な場合でも、ルート③による安全性の確認を行ってもよい。また、一つの建築物の張り間方向及びけた行方向のそれぞれに、異なるルートを適用しても差し支えない。

① ルート①

構造規模が比較的小さい建築物（階数≤3、高さ≤13m、軒の高さ≤9m、スパン≤6m、延べ面積≤500m²）では、標準せん断力係数を0.3以上とする計算による各部の応力度が許容応力度以下であることを確認すればよい。ただし、筋かい材がある場合は、その端部・接合部を保有耐力接合とする必要がある。保有耐力接合については、5.1.2「変形能力確保規定の考え方」（p.171）に記述されている。このルートの要件を満足する建築物は、過去の建設実績も多く、ここでの諸規定を満足すれば、建築物の強度はもとより、必要な変形能力も自動的に確保されると考えられる。

② ルート②

高さ31m以下の特定建築物で、十分な変形能力を発揮し得る部材（部材の断面を構成する板要素の幅厚比が小さいほど変形能力にすぐれており、ここでは5.3.1「規定の内容」の表2-1「鋼材の幅厚比」（p.191）に示されている制限値を満足する部材のことをさしている）より構成される場合で、仕口・継手部を保有耐力接合とするほか、はり材にあっては保有耐力横補剛（保有耐力横補剛については5.1.2「変形能力確保規定の考え方」（p.171）に記述されている）



*判断とは設計者の設計方針に基づく判断のことである。例えば、高さ31m以下の建築物であっても、より詳細な検討を行う設計法であるルート③を選択する判断等のことを示している。

図 5.1-1 鉄骨造建築物のフロー

とした場合は、標準せん断力係数を0.2以上とする計算による各部の応力度が許容応力度以下であることの確認及び層間変形角が1/200(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)以内であることの確認を行えばよい。ただし、建築物の高さ方向の剛性・重量のバランス及び各層内での平面的な重量・剛性のバランスを、各階の剛性率がそれぞれ0.6以上であること及び各階の偏心率がそれぞれ0.15を超えないことにより確認する必要がある。また、筋かい材が使用されている場合は、その端部・接合部を保有耐力接合(次節に定義を記す)とともに、層における筋かいの水平力分担率に応じて当該層の地震力による応力を割増して、その応力度が許容応力度以下であることの確認を行う必要がある。このルートの諸規定を満足する建築物は、骨組構成部材として十分な変形能力が期待される部材が使用されている上、その仕口・継手部等の破壊が早期に起こることにより部材の変形能力を損うことがないので、骨組として十分な変形能力が確保されている。また、標準せん断力係数を0.2以上とする計算で各部の応力度が許容応力度以下であることの確認が行われており、変形能力に見合う強度の確保も保障されている。一方、剛性率・偏心率が規定値の範囲内にあることを確認することにより、高さ方向及び平面内での剛性が適正なバランスにあり、特定層や層内の特定耐震要素への損傷集中が生じないことが保障されている。また、筋かい材はその端部・接合部が保有耐力接合されており、十分な変形能力を発揮できる。さらに、筋かい材のために骨組の復元力特性がスリップ型の傾向を示し、柱・はり剛節架構のみの場合の紡錘形の復元力特性にくらべてエネルギー吸収能力に劣る点を、筋かいの水平力分担率に応じて当該層の応力を割増してその応力度が許容応力度以下であることの確認を行うことにより、強度を増加させてエネルギー吸収能力の不足を補っている。また、標準せん断力係数を0.2以上とする計算において建築物の部分(非構造部材等)に著しい損傷が生じないことを、層間変形角が1/200以内(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)であることの確認により行っている。

③ ルート③

高さ31mを超え60m以下の特定建築物では、ルート②同様、標準せん断力係数を0.2以上とする計算により各部の応力度が許容応力度以下であることの確認及び層間変形角が1/200(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)以内であることの確認を行う。さらに、骨組の有する保有水平耐力の方が必要保有水平耐力よりも大きいことを確認すればよい。ここで、必要保有水平耐力は、使用する部材等によって定まる骨組の変形能力に応じて増減されており、所要のエネルギー吸収能力を確保するように諸規定が設定されている。この諸規定とは、具体的には、骨組を構成する部材の断面の幅厚比より定まる柱・はりの種別、筋かい材の有効細長比より定まる筋かいの種別、筋かいの水平力分担率や柱・はりの仕口・継手部条件、筋かい端部・接合部条件、はりの横補剛条件により定まる構造特性係数 D_s 、骨組の高さ方向及び層内での平面的な重量・剛性のアンバランスの程度により定まる形状係数 F_{es} 等である。

5.1.2 変形能力確保規定の考え方

建築物が十分変形能力を発揮するためには、建築物を構成する各部材としてそれ自体十分な変形能力を有する部材を使用することはもとより、柱・はりの仕口・継手部や筋かい材の端部・接合部での早期の破断や、はり材での横座屈のような変形能力を損う現象が生じないように各部を設計する必要がある。建築物を構成する各部材の変形能力は、その部材の使用位置（柱・はり等）とともに鋼種に応じた断面の幅厚比によって変化する。これら各部材の変形能力を十分に引き出すために必要な仕口・継手部等での接合方法及びはり材の横補剛方法を、以下ではそれぞれ「保有耐力接合」及び「保有耐力横補剛」と呼ぶこととする。

(1) 第1種保有耐力接合及び第2種保有耐力接合

保有耐力接合には「第1種保有耐力接合」と「第2種保有耐力接合」とがある。

第1種保有耐力接合は、

- ① 主として軸方向力を受ける筋かい材において、その軸部が全面的に降伏するまで端部・接合部が破断しない接合方法
- ② 主として曲げあるいはせん断を受ける柱・はり材において、材の両端が塑性状態（全塑性モーメント）に至るまで仕口・継手部が破断しない接合方法

である。

これに対し、第2種保有耐力接合は柱・はり接合部に用いられるもので、その方法には、

- ① 終局時に材端に作用する曲げモーメントは、その材がはり材（柱材）の場合、隣接するすべての柱材（はり材）の材端が全塑性モーメントとなる時にその材に伝達される曲げモーメントとその材自体の全塑性モーメントとの小さい方の曲げモーメントとして評価できるので、この応力状態において当該部位に作用する応力に対して仕口・継手部が破断しない接合方法
- ② 節点を介して接続するすべての柱・はり材が終局時に全塑性モーメントに達しないことが明らかな場合には、当該建築物の終局時における当該部材の応力に対して仕口・継手部が破断しない接合方法

の2つがある。

従って柱・はり材の場合、保有水平耐力時に想定される応力状態に応じて、第1種保有耐力接合と第2種保有耐力接合とを使い分けることができる。例えば、柱材に塑性ヒンジを形成する架構におけるはり材やはり材に塑性ヒンジを形成する架構における柱材及び終局時に塑性ヒンジを形成しない建築物の部分にある柱材やはり材の仕口・継手部の設計を行う時、第2種保有耐力接合とすると経済的な設計が可能となる。

図5.1-2には、第1種及び第2種保有耐力接合において考えている種々の応力状態が模式図として示されている。なお、筋かい材（偏心K形筋かいのように筋かい材自体は降伏せず他の部材に降伏を生じさせる形式の筋かい材は含まない）では、第1種保有耐力接合のみとする。これは、筋かい材には、一般に応力が集中しやすく、終局時に弾性状態に留まるという条件が他の部材に比較して実現しにくいと考えたためである。

部位	第1種と第2種の区別	応力状態
筋かい材の端部・接合部	第1種保有耐力接合	
	第2種保有耐力接合	本指針では考えない
柱・はり材の仕口・継手部	第1種保有耐力接合	 ただし、 N_y ：筋かい材の軸部引張降伏軸力 m_p ：柱あるいははり材の全塑性モーメント $Q_p = 2m_p / l$ 。ここで、 l は柱あるいははり材の内法長さ
	第2種保有耐力接合	 以上、材端あるいは接続される材に塑性ヒンジが形成されている。 2) 上記以外、例えば また、図中●印は、全塑性モーメントに至っている部材端を、○印は、全塑性モーメントに至っていない部材端を示している。

図 5.1-2 保有耐力接合における応力状態模式図

(2) 第1種保有耐力横補剛及び第2種保有耐力横補剛

保有耐力横補剛には、「第1種保有耐力横補剛」と「第2種保有耐力横補剛」とがある。

第1種保有耐力横補剛は、

はり材の両端が塑性状態に至った後十分な回転能力を発揮するまで材の両端部はもちろん、中央部分の弾塑性領域の応力を受ける部分においても横座屈を生じないような横補剛方法である。

はり材の両端に全塑性モーメントが作用する場合よりも一端に全塑性モーメントが作用し、他端には、全塑性モーメントより小さいモーメントが作用する場合の方が塑性化領域の長さが長くなるので横座屈を生じやすいが、通常の架構では、終局時においてはり材はほぼ逆対称の曲げモーメントを受けるので、ここでの規定を満足すれば十分であると考えられる。ただし、長期荷重の影響が大きく、終局時にほぼ逆対称の曲げモーメントを受けると予想しがたい場合には、適切な考慮が必要である。

これに対して、第2種保有耐力横補剛には、

- ① はり材に作用する終局時の曲げモーメントを、その材に隣接する材の材端の塑性化に伴い伝達される曲げモーメントとその材自体の全塑性モーメントとのうちの小さい方の曲げモーメントとして評価し、この応力状態に対して、横座屈を生じないような横補剛方法
- ② 節点を介して接続するすべての柱・はり材が終局時に塑性化しないことが明らかな場合

に、当該建築物の終局時における当該部材の応力状態に対して横座屈しないような横補剛方法

の2つがある。

保有水平耐力時のはり材に想定される応力状態に応じて、第1種保有耐力横補剛と第2種保有耐力横補剛を使い分けることができる。例えば、柱材に塑性ヒンジを形成する架構におけるはり材や終局時に塑性ヒンジを形成しない建築物の部分にあるはり材の横座屈止めの設計を行う時、第2種保有耐力横補剛とすると経済的な設計が可能となる。

図5.1-3には、第1種及び第2種保有耐力横補剛において考えている種々の応力状態が模式図として示されている。

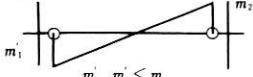
部 位	第1種と第2種の区別	応 力 状 態
はり材の 横補剛	第1種保有耐力 横補剛	
	第2種保有耐力 横補剛	1) 
		<p>ただし、 m_p : はり材の全塑性モーメント m_v : はり材の降伏モーメント</p>
		<p>また、図中●印は、全塑性モーメントに至っている部材端を、○印は、全塑性モーメントに至っていない部材端を示している。</p>
		2) 上記以外、例えば 
		<p>以上、材端あるいは接続される材に塑性ヒンジが形成されている。</p> <p>材端及び接続される材とともに降伏していない。</p>

図 5.1-3 保有耐力横補剛における応力状態模式図

(3) 溶接接合部の許容応力に関する留意事項

令第92条の溶接継目のど断面に対する許容応力度及び令第98条の溶接継目のど断面に対する材料強度について、「作業の方法」により許容応力度又は材料強度を低減する場合にあっても、溶接の品質の確保には十分留意する必要がある。

5.1.3 変形能力確保のための具体的計算方法

(1) 変形能力確保のための部材の選定方法について

i) 理論的背景

横補剛等により部材の面外方向への不安定挙動を拘束するとともに仕口・継手部における接合部に早期の降伏・破断が生じないようにしておくと、終局的には、その部材の変形能力は、局部座屈により限界づけられることとなる。局部座屈の生じやすさは、部材の断面を構成する板要素の幅と板厚との比（幅厚比）の大小及びその板要素の周辺の支持条件により変化する。また、この条件は部材に作用している軸圧縮力によっても変化し、柱部材のように比較的大きな軸力が作用する場合は、局部座屈は生じやすくなり、従って期待される変形能力も小さくなってしまう。他方、局部座屈現象は板の剛性に支配され鋼材の降伏応力度によっては変化しない。しかし、SM50級の部材の場合、降伏応力度がSS41級の部材より高いのでSM50級の部材がSS41級の部材と同程度の変形能力（塑性変形量を降伏変形量で除したもの）を確保するためには、絶対量としてより多く塑性変形する必要がある。

このため、部材の断面形状・使用部位・鋼種等に応じて、各種レベルの変形能力を発揮するために必要な幅厚比の限界値が実験的な資料に基づき以下に規定されている。

組立非充腹材（トラス部材、ラチス部材等）の変形能力に関する研究は、ごく最近になっていくつか行われるようになったが、その結果によると、一般には部材としての変形能力には乏しい。ただし、組立非充腹材を構成する各個材の細長比を十分に小さくし、かつ、構面外方向への不安定が生じない場合で斜材破壊形式でない場合は、ある程度の変形能力が期待できることは、明らかにされている¹⁾。一般に、組立非充腹材の塑性化は、部材端のごく限られた部分にのみ生じる。この部分を構成する部材自体は比較的大きな変形能力を有していても、その全体変形に占める割合は小さい。それ故に、組立非充腹材全体としての変形能力は一般にかなり小さくなってしまう。

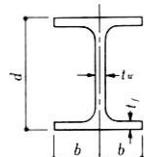
ii) 幅厚比の規定値

5.3.1「規定の内容」の表2-1(p.191)及び5.4.4(1)i)「告示及び通達」の表3-4(p.202)に幅厚比の規定値が示されている。

iii) 具体的な幅厚比の計算方法

①H形鋼の場合

H-300×300×10×15を例にとる。



$$\text{フランジの幅厚比 } b/t_f = \frac{150}{15} = 10.0$$

$$\begin{aligned} \text{ウェブの幅厚比 } (d - 2t_f)/t_w &= \frac{300 - 2 \times 15}{10} \\ &= 27.0 \end{aligned}$$

図 5.1-4

(2) 角形鋼管の場合

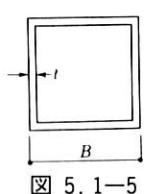


図 5.1-5

□-200×200×8 を例にとる。

$$\text{幅厚比 } B/t = \frac{200}{8} = 25.0$$

(3) 円形鋼管の場合

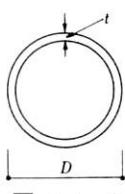


図 5.1-6

$D = 318.5, t = 9.0$ を例にとる。

$$\text{幅厚比 } D/t = \frac{318.5}{9.0} = 35.4$$

(2) 筋かい端部・接合部の強度確保について（保有耐力接合）

i) 理論的背景

近年の地震における鉄骨造建築物の被害については軸組筋かいに関するものが多い。これらは、設計上の配慮の不足あるいは施工の未熟等により筋かい材自体が降伏する以前にその接合部が破断しており、筋かいとその周辺架構は耐力及び変形能力を発揮し得ず、倒壊又は倒壊の危険にさらされたと考えられる。

筋かいの破断の例としては、筋かい材軸部断面が降伏点に達する以前に筋かい接合部の接合要素（ボルト、溶接あるいはガセットプレート）が破断するか、あるいは丸鋼筋かいのネジ切り部の断面欠損部分が破断する場合が多い。接合部が破断しては、筋かいに期待された所定の強度が得られなくなる。ここで、さらに重要なことは、筋かい材の塑性変形（伸び）によって地震エネルギーを吸収できなくなることである。

大地震 ($C_o = 1.0$ 相当) に対しては、建築物の構造部材が塑性変形して地震のエネルギーを吸収し得ることが前提となっている。筋かい材の降伏前に接合部が破断することは、この前提がくずれるということを意味する。そこで、この前提を保持するために次式を満たすこととしたものである。なお、特別の調査、研究による場合はこれによらなくてもよい。

$$A_j \cdot \sigma_u \geq \alpha \cdot A_g \cdot F \quad (5-1)$$

A_j ：接合部の破断形式に応じた接合部の有効断面積 (cm^2)

σ_u ：接合部の破断形式に応じた接合部の破断応力度 (kg/cm^2)

A_g ：筋かい材の全断面積 (cm^2)

F ：筋かい材の基準強度 (kg/cm^2)

α ：安全率

安全率 α については、次のように考えられる。

接合部の破断耐力 $A_j \cdot \sigma_u$ が筋かい軸部の降伏耐力 $A_g \cdot F$ をどの程度上回ればよいか（つまり安全率 α をどれくらいにするか）は判断を要するところである。

① $\alpha = 1.5$ の場合

一般の鋼材は、降伏耐力の1.5倍程度の力で破断する。従って、 α を1.5とすると、接合部の破断と筋かい軸部の破断とがほぼ同時に起こることになり、耐震上は最も望ましい姿であるが、ボルト接合の場合等筋かい材に断面欠損が生じる場合には、その欠損分をそっくり補わなければこの条件が保持できないため、実効性に乏しいのが難点である。

② $\alpha = 1$ の場合

α を1とすると、筋かい軸部の降伏と同時に接合部が破断することとなり、材料強度のバラツキによる接合部の早期破断（つまり、筋かい軸部の塑性変形が生じない段階での破断）の危険性がある。

ここでは、筋かい材にある程度の塑性変形を期待し、かつ、接合部の設計が現実的に可能なところということで α の値を1.2とした。

なお、筋かい材の降伏耐力の算定は採用した筋かい断面に対して行うこととする。従って、設計上必要とするものより大きい断面の筋かいを用いた場合にはその断面に対して降伏耐力を算定し、端部・接合部の設計を行わなければならない。

ii) 破断形式に応じた破断耐力の求め方

接合部の破断耐力 $A_j \cdot \sigma_u$ は、次の接合部の破断形式①～⑤の各々の場合について検討し、その最小の値を採用しなければならない。²⁾

破断形式に応じた接合部の破断応力度 σ_u は、次の①～⑤においてそれぞれ $b\sigma_u$, $f\sigma_u$, $g\sigma_u$, $a\sigma_u$ として示されるが、これらはすべてJISにおける鋼材の引張強さの下限の値を用いるものとする（例 SS41の σ_u は4,100kg/cm²）。一方、Fは当該鋼材の基準強度を用いるものとする。

① 筋かい軸部で破断する場合

$$A_j \cdot \sigma_u = A_1 \cdot b\sigma_u \quad (5-2)$$

$$A_1 = A_g - A_d$$

$b\sigma_u$ ：筋かい材の破断応力度 (kg/cm²)

A_g ：筋かい材の断面積 (cm²)

A_d ：筋かい材の欠損断面積 (cm²)

ただし、ねじを切った丸鋼の場合は、

$$A_1 = 0.75A_g$$

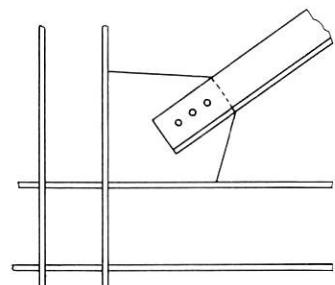


図 5.1-7

② 筋かい材の接合ファスナーで破断する場合

$$A_j \cdot \sigma_u = 0.75A_2 \cdot f\sigma_u \quad (5-3)$$

$$A_2 = n \cdot m \cdot fA$$

$f\sigma_u$ ：ファスナー材の破断応力度 (kg/cm²)

n ：ファスナーの数

m ：ファスナーがせん断を受ける面の数

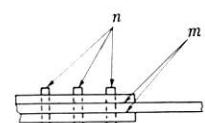


図 5.1-8

ρA : ファスナー 1 つの断面積 (cm^2)

ただし、ねじ部がせん断面にかかる時は、

$$\rho A = 0.75\pi (d/2)^2 \quad d : \text{ファスナーの呼び径} (\text{cm})$$

③ ファスナーのはしあき部分で破断する場合

筋かい材のはしあき部分の場合とガセットプレートのはしあき部分の場合のいずれか小さい値とする。

a) 筋かいの場合

$$A_j \cdot \sigma_u = {}_1 A_3 \cdot {}_b \sigma_u$$

$${}_1 A_3 = n \cdot {}_b e \cdot {}_b t$$

${}_b e$: 筋かい材のはしあき距離 (cm)

${}_b t$: 筋かい材のファスナー接合部での板厚 (cm)

b) ガセットプレートの場合

$$A_j \cdot \sigma_u = {}_2 A_3 \cdot {}_g \sigma_u \quad (5-4b)$$

$${}_2 A_3 = n \cdot {}_g e \cdot {}_g t$$

${}_g \sigma_u$: ガセットプレートの破断応力度 (kg/cm^2)

${}_g e$: ガセットプレートのはしあき距離 (cm)

${}_g t$: ガセットプレートの板厚 (cm)

④ ガセットプレートの破断による場合

$$A_j \cdot \sigma_u = A_4 \cdot {}_g \sigma_u \quad (5-5)$$

$$A_4 = \frac{2}{\sqrt{3}} \ell_1 \cdot {}_g t - A_d$$

ℓ_1 : 応力方向の両端ボルト間の距離 (cm)

A_d : ガセットプレートにおける $a-a'$ 間の欠損断面積 (cm^2)

⑤ 溶接部で破断する場合

異種鋼材の溶接部の破断応力度は、接合される母材の破断応力度の小さい方の値をとる。

a) すみ肉溶接の場合

$$A_j \cdot \sigma_u = \frac{1}{\sqrt{3}} {}_1 A_5 \cdot {}_a \sigma_u \quad (5-6a)$$

$${}_1 A_5 = \sum 0.7S \cdot \ell_e$$

${}_a \sigma_u$: 接合される母材の破断応力度の小さい方の値 (kg/cm^2)

ℓ_e : すみ肉溶接の有効長さ (cm) ($= \ell - 2S$)

ℓ : 1 つの連続したすみ肉溶接の長さ (cm)

S : すみ肉溶接のサイズ (cm)

b) 突合せ溶接の場合

筋かいの軸力を引張力で負担する時

$$A_j \cdot \sigma_u = {}_2 A_5 \cdot {}_a \sigma_u \quad (5-6b)$$

筋かいの軸力をせん断力で負担する時

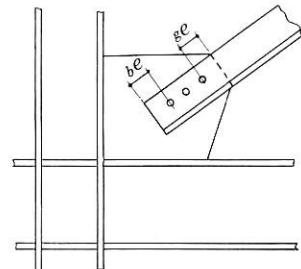


図 5.1-9

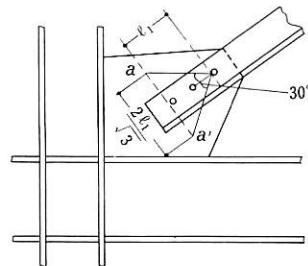


図 5.1-10

$$A_j \cdot \sigma_u = \frac{1}{\sqrt{3}} {}_2A_5 \cdot {}_a\sigma_u \quad (5-6c)$$

${}_2A_5$: 接合継目の有効断面積 (cm^2)

iii) その他の留意事項

- ① 単一山形鋼又は丸鋼筋かいは、小規模な建築物に使用する場合を除いてはできるだけ使用しないようすることが望ましい。1本の山形鋼又は丸鋼を筋かいに用いる場合は、一般には端部にガセットプレートを接続し、ファスナーや溶接によって筋かい材を接合するが、その際、筋かい材が1本であると必然的にガセットプレートの片側に接合されることになる。つまり、ガセットプレートの芯と筋かい材の芯がずれて偏心するために力の流れが複雑になる。従って、小規模な建築物を除いては、このような筋かいはできるだけ避けて、山形鋼なら2本使用し、ガセットプレートの両側に接続し、偏心をなくして力の流れがスムーズになるものにすることが望ましい。
- ② 筋かい材端の接合部におけるリベット、高力ボルト、ボルトの本数は2以上とすることが望ましい。これは、1本のボルトで接合すると材端の拘束は非常に小さく、偏心によって耐力が低下するためである。
- ③ 山形鋼、溝形鋼を筋かい材として用いたときの有効断面積 A_1 は、原則として次式で計算することが望ましい。

$$A_1 = A_g - A_{d'} - h_n \cdot t \quad (5-7)$$

A_g : 筋かい材の断面積 (cm^2)

$A_{d'}$: 筋かい材のファスナー孔による欠損断面積 (cm^2)

h_n : 突出脚の無効長さ (表5.1-1による)

t : 突出脚の板厚 (cm)

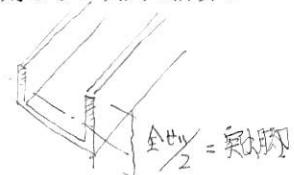


表 5.1-1 : h_n の値

筋かい材の 断面形	筋かい材を結合しているファスナーの本数 $n*$				
	1	2	3	4	5
山形鋼	$h_1 - t$	$0.7h_1$	$0.5h_1$	$0.33h_1$	$0.25h_1$
溝形鋼	$h_1 - t$	$0.7h_1$	$0.5h_1$	$0.25h_1$	$0.20h_1$

(注) h_1 は筋かい材の突出脚の高さ (cm)

* 応力の方向に2列以上配置される場合はその方向に関する接合個所数とする。

なお、略算的には、 $A_1 = 0.7A_g$ とするか、突出脚の $1/2$ を無視する等の方法が考えられるが、実験的裏付けに基づく表5.1-1による方がより確実であろう。

iv) 計算例

鉄骨造筋かい端接合部の設計計算例を示す。筋かい材は、図5.1-11に示すように L-75×75×9 (SS41) の山形鋼2本を背合わせにしたものである。

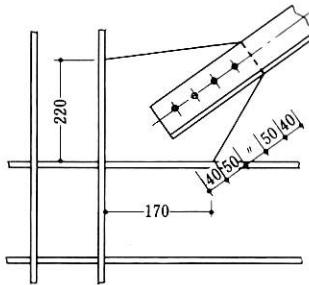


図 5.1-11 筋かい端接合部の設計計算例

筋かい材 : 2L-75×75×9 (SS41材)

ガセットプレート : 板厚12mm (SS41材)

ファスナー : 高力ボルト 4-M16 (F10T)

ガセットプレートと柱はり接合部の溶接 : 脚長 6 mm の両面すみ肉溶接

以上のように仮定する。材料の基準強度及び破断強度は、SS41材にあってはそれぞれ $2.4t/cm^2$ 及び $4.1t/cm^2$ とし、高力ボルトにあっては破断強度 $10t/cm^2$ (F10T) とする。

(5-1) 式右辺の値は以下のとおりである。

$$1.2A_g \cdot F = 1.2 \times (2 \times 12.69) \times 2.4 = 73.1t$$

① 筋かい軸部の検討

筋かい材 1 本当たりの有効断面積は、

$$A_1 = A_g - A_{d'} - h_n \cdot t$$

$$A_1 = 12.69 - 1.7 \times 0.9 - 0.33 \times 7.5 \times 0.9 = 8.93cm^2$$

$$A_j \cdot \sigma_u = 2A_1 \cdot b\sigma_u = 2 \times 8.93 \times 4.1 = 73.2t$$

$$\text{これより, } A_j \cdot \sigma_u = 73.2 > 73.1 = 1.2A_g \cdot F$$

② 筋かい材の接合ファスナーの検討

$$A_2 = 4 \times 2 \times 2.01 = 16.08cm^2$$

ここで、高力ボルトのねじ部がせん断面にかかる場合には、高力ボルトの有効断面積をとること。ここでは、ねじ部がせん断面にかからないものとして、

$$A_j \cdot \sigma_u = 0.75A_2 \cdot b\sigma_u = 0.75 \times 16.08 \times 10 = 120.6t$$

$$\text{これより, } A_j \cdot \sigma_u = 120.6 > 73.1 = 1.2A_g \cdot F$$

③ ファスナーのはしあき部分の検討

a) 筋かい材の場合

$${}_1A_3 = 4 \times 4.0 \times 0.9 \times 2 = 28.80cm^2$$

$$A_j \cdot \sigma_u = {}_1A_3 \cdot b\sigma_u = 28.80 \times 4.1 = 118.1t$$

$$\text{これより, } A_j \cdot \sigma_u = 118.1 > 73.1 = 1.2A_g \cdot F$$

b) ガセットプレートの場合

$${}_2A_3 = 4 \times 4.0 \times 1.2 = 19.20cm^2$$

$$A_j \cdot \sigma_u = {}_2A_3 \cdot b\sigma_u = 19.20 \times 4.1 = 78.7t$$

これより, $A_j \cdot \sigma_u = 78.7 > 73.1 = 1.2A_g \cdot F$

④ ガセットプレートの破断の検討

$$A_4 = 2 \times 3 \times 5 \times 1.2 / 1.73 - 1.7 \times 1.2 = 18.75 \text{cm}^2$$

$$A_j \cdot \sigma_u = A_4 \cdot g\sigma_u = 18.75 \times 4.1 = 76.9 \text{t}$$

これより, $A_j \cdot \sigma_u = 76.9 > 73.1 = 1.2A_g \cdot F$

⑤ 溶接部の検討

$$\ell_e = 22.0 + 17.0 - 2 \times 0.6 = 37.8 \text{cm}$$

$${}_1A_5 = 2 \times 0.7 \times 0.6 \times 37.8 = 31.75 \text{cm}^2$$

$$A_j \cdot \sigma_u = {}_1A_5 \cdot \frac{g\sigma_u}{\sqrt{3}} = 31.75 \times \frac{4.1}{1.73} = 75.2 \text{t}$$

これより, $A_j \cdot \sigma_u = 75.2 > 73.1 = 1.2A_g \cdot F$

(3) 柱一はり仕口部, 柱一柱及びはり一はり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

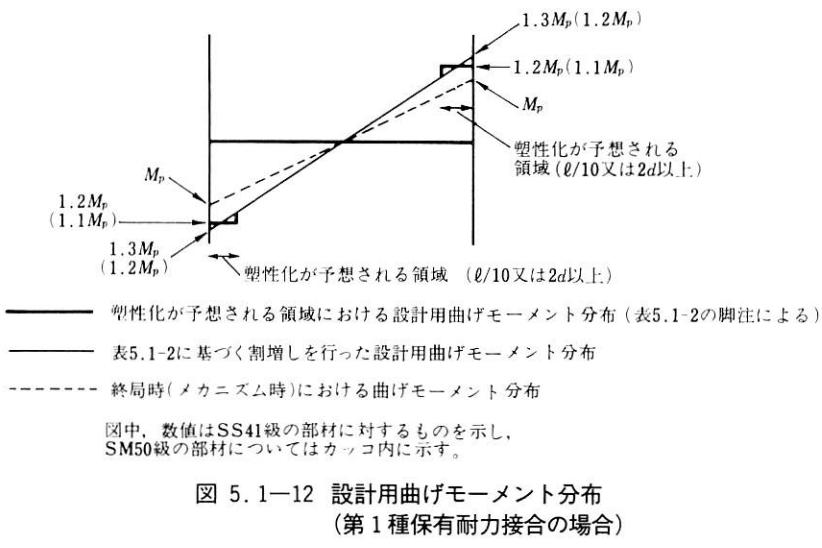
柱及びはりの仕口及び継手部は、原則として、終局時にこれらの部材に作用する応力を安全に伝達し、また部材に塑性化が想定される場合は必要に応じた塑性変形を生じるまで破断しないよう設計しなければならない。すなわち、終局時に当該部材の当該部位に作用する応力に安全率 α を乗じた応力に対して当該部位の接合部が破断しないことを確認する必要がある。ここで、応力状態は、図 5.1-2 (p.172) によるものとし、長期荷重による応力は、特に長期荷重が支配的な場合を除いて考慮しないものとする。

安全率 α は、仕口・継手部での応力集中、鋼材の降伏応力度の現状でのバラツキや歪硬化すなわち降伏比の影響、部材の塑性化や保有水平耐力予測の不確実性等を考慮して設定する必要がある。ここでは、これらの影響を考慮し、かつ、現実的な設計の可能性を勘案して、 α の値として表 5.1-2 の数値を参考として示す。

表 5.1-2 α 値

部 位	作 用 応 力	SS41級	SM50級
仕 口	曲 げ	1.3	1.2
継 手 部	曲げ・せん断	1.3*	1.2*

* 継手部が部材の塑性化が予想される領域（材端から $\ell/10$ 又は $2d$ 以上までの部分程度。ここで、 ℓ ：柱又ははりの長さ、 d ：部材の最大せい）にある場合の最大曲げ強さの検討は、応力勾配を考慮して SS41級の部材にあっては、設計用曲げモーメントとして全塑性モーメントの1.2倍、SM50級の部材にあっては1.1倍に対して行ってよい（図 5.1-12 参照）。



ii) 破断形式に応じた破断耐力の求め方

接合部の破断耐力の算定に必要な接合要素（ファスナー、溶接）及び被接合材の破断耐力は次の諸式で計算してよい。³⁾なお、特別の調査、研究による場合は、下記の諸式による必要はない。

① 溶接及びファスナーの最大強さ

a) 溶接

イ) 突合せ溶接

$$\left. \begin{array}{ll} \text{軸方向力に対して} & P_u = wA_1 \cdot \sigma_u \\ \text{せん断力に対して} & Q_u = wA_1 \cdot \sigma_u / \sqrt{3} \end{array} \right\} (5-8)$$

ここに、 wA_1 ：突合せ溶接継目の有効断面積 (cm^2)

σ_u ：接合される母材の破断強度^{*1} (kg/cm^2)

ロ) すみ肉溶接

$$\left. \begin{array}{ll} \text{軸方向力に対して} & P_u = wA_2 \cdot \sigma_u / \sqrt{3} \\ \text{せん断力に対して} & Q_u = wA_2 \cdot \sigma_u / \sqrt{3} \end{array} \right\} (5-9)$$

ここに、 wA_2 ：すみ肉溶接継目の有効断面積 (cm^2)

ハ) 部分溶け込み溶接、フレア溶接、プラグ溶接

$$Q_u = wA_3 \cdot \sigma_u / \sqrt{3} \quad (5-10)$$

ここに、 wA_3 ：当該溶接継目の有効断面積 (cm^2)

b) ファスナー（ボルト、リベット、高力ボルト）

ファスナー1本あたりの最大強さは下記による。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{軸方向力に対して} & P_u = fA_e \cdot f\sigma_u \\ \text{せん断力に対して} & Q_u = 0.75fA_s \cdot f\sigma_u \end{array} \right\} (5-11)$$

ここに、 fA_e ：ファスナーの引張力に対する有効断面積 (cm^2)

ボルト、高力ボルトでは呼び径に基づく軸部断面積の75%を標準とする。

fA_s : ファスナーのせん断面積 (cm^2)

ボルト, 高力ボルトでは呼び径に基づく軸部断面積の75%を標準とする。^{*2}

$f\sigma_u$: ファスナーの破断強度^{*3} (kg/cm^2)

② ボルト孔を有する引張材の最大強さは下記の ${}_1P_u$, ${}_2P_u$ のうち小さい方の値とする。

$$\left. \begin{aligned} {}_1P_u &= A_e \cdot \sigma_u \\ {}_2P_u &= m \cdot n \cdot e \cdot t \cdot \sigma_u \end{aligned} \right\} (5-12)$$

ここに, A_e : 引張材の有効断面積 (cm^2)

鋼板では, 引張材の全断面積からボルト孔による欠損面積を差し引いた値とする。山形鋼及び溝形鋼については, 5.1.3(2)の「iii) その他の留意事項」(p.178)に準ずる。

m : ボルトの行数

n : 引張力方向のボルトの列数

e : 引張力方向のはしあき距離 (cm)

t : 引張材の接合部分の板厚 (cm)

σ_u : 引張材の破断強度^{*1} (kg/cm^2)

iii) 計算例

図 5.1-13 に示す柱一はり仕口部の強度確保の検討例を示す。

① 第1種保有耐力接合の場合

a) 接合部の与条件等

H形鋼のはりのサイズ

H-300×150×6.5×9

鋼種 SS41

ウェブスカラップ 35mm×2

すみ肉溶接のサイズ S = 5 mm

b) 仕口部設計用曲げモーメント

全塑性モーメント $M_p = 1,300 \times 10^3 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

安全率 $\alpha = 1.3$ を用いる。

設計用曲げモーメント

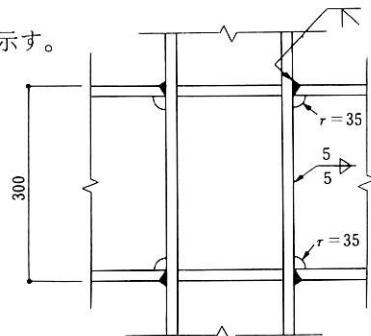


図 5.1-13 柱・はり仕口接合部の検討例

*1 材の破断強度 σ_u は JIS 規格における最大引張強さの下限値とする。

例えば SS41 級の材では $4,100 \text{ kg}/\text{cm}^2$, SM50 級の材では $5,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ である。

*2 本規定は、部材接合部でのボルト、高力ボルトのねじ部がせん断面にかかりやすいことを考慮して定めたものである。従って、ボルト、高力ボルトのねじ部がせん断面にかからないことを確かめてボルト、高力ボルトの長さを選定した場合には、ボルト、高力ボルトの呼び径に基づくせん断面積を用いてよい。ただし、2面せん断の場合、1面がボルト、高力ボルトのねじ部にかかる場合には、呼び径に基づく軸部断面積の75%をとらなければならない。

*3 ファスナーの破断強度は下記による。

高力ボルト F 8 T $8,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ (p.183脚注へ続く)

$$1.3 \times M_p = 1,690 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

c) 仕口接合部の最大曲げ強度の検討

$$\begin{aligned} M_u &= {}_f P_u \cdot (H - t) + \frac{1}{4} {}_w P_u \cdot \ell_e \\ &= B \cdot t \cdot \sigma_u \cdot (H - t) + \frac{1}{4} \ell_e \cdot 0.7 S \cdot \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \cdot 2 \cdot \ell_e \\ &= 15 \times 0.9 \times 4,100 \times 29.1 + \frac{1}{4} \times 21.2 \times 0.7 \times 0.5 \times \frac{4,100}{\sqrt{3}} \times 2 \times 21.2 \\ &= 1,611 \times 10^3 + 186 \times 10^3 \\ &= 1,797 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

ここに, ${}_f P_u$: フランジ接合部分の最大引張強さ

H : はりのせい

t : フランジの厚さ

${}_w P_u$: ウエブの接合部分の最大引張強さ

ℓ_e : すみ肉溶接の有効長さ

従って, $M_u > 1.3 M_p = 1,690 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ となり, 仕口接合部の必要最大曲げ強度は確保されている。

② 第2種保有耐力接合の場合

a) 接合部の与条件等

①に同じ

b) 仕口部設計用曲げモーメント

はり材端に伝達される曲げモーメントを, 例えば $M_1 = 1,000 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ とする。

安全率 $\alpha = 1.3$ を用いる。

設計用曲げモーメント

$$1.3 \times M_1 = 1,300 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

c) 仕口接合部の最大曲げ強度の検討

①と同様の計算より, $M_u = 1,796 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ である。

従って, $M_u > 1.3 M_1 = 1,300 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ となり, 仕口接合部の必要最大曲げ強度は確保されている。

試みに図 5.1-13 におけるフランジの突合せ溶接を全周すみ肉溶接(すみ肉溶接のサイズ $S_2 = 8\text{mm}$)として検討を行ってみる。

①と同様の計算を行うと,

$$\begin{aligned} M_u &= {}_f P_u \cdot (H - t) + \frac{1}{4} {}_w P_u \cdot \ell_e \\ &= \ell_{e2} \cdot 0.7 \cdot S_2 \cdot \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \cdot 2 \cdot (H - t) + \frac{1}{4} \ell_e \cdot 0.7 S \cdot \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \cdot 2 \cdot \ell_e \end{aligned}$$

F10T 10,000kg/cm²

F11T^{*4} 11,000kg/cm²

中ボルト, リベット 4,100kg/cm²

*4 F11T は, 近年遅れ破壊(締付後, 相当の時間を経過後, 常時状態で破断する破壊現象)の危険性のため, 用いられることは少ない。

$$\begin{aligned}
 &= 15 \times 0.7 \times 0.8 \times \frac{4,100}{\sqrt{3}} \times 2 \times 29.1 + \frac{1}{4} \times 21.2 \times 0.7 \times 0.5 \times \frac{4,100}{\sqrt{3}} \times 2 \times 21.2 \\
 &= 1,157 \times 10^3 + 186 \times 10^3 \\
 &= 1,343 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}
 \end{aligned}$$

ここに, ℓ_{ez} : フランジのすみ肉溶接の有効長さ

S_2 : フランジのすみ肉溶接のサイズ

従って, $M_u > 1.3M_1 = 1,300 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ となり, 第2種保有耐力接合としての仕口接合部の必要最大曲げ強度は確保されている。

(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）

i) 横補剛の考え方

はりの変形能力を制約する要因として, 局部座屈のほかに横座屈がある。横座屈とは, H形鋼など開断面のはりが曲げを受けたとき, 圧縮側のフランジ等が面外に座屈し, ねじれを生ずる現象である。横座屈変形が生じると, 断面の幅厚比を十分小さくしてもその領域で局部座屈を誘起しやすく, はり全体のモーメント抵抗は劣化する。

そこで, 端部が塑性状態(全塑性モーメント)に達するはりでは, 端部が十分回転変形するまで横座屈を生じないよう十分に配慮すべきである(第1種保有耐力横補剛)。また, 終局時に端部が塑性状態に達しないはりでも, 隣接する部材の端部が塑性状態に至る以前に横座屈を生じないよう配慮する必要がある(第2種保有耐力横補剛)。

横座屈を制御する最も有効な方法として, 横補剛が考えられる。横補剛の方法としては, 逆対称モーメントを受けるはりに対して, はり全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける方法, はりの端部に近い部分を主として横補剛する方法⁴⁾等が提案されている。

ii) 横補剛間隔の設定方法

以下に示す2つの方法のどちらによってもよい。なお, 特別の調査, 研究による場合には, これら2つの方法によらず横補剛間隔を設定してよい。

① はり全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける方法

はりの弱軸まわりの細長比 λ_y が次式を満足するように必要な数の横補剛を均等間隔に配置する。この方法によれば, 第1種保有耐力横補剛となる。

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_y \leq 170 + 20n \text{ (SS41級のはりの場合)} \\ \lambda_y \leq 130 + 20n \text{ (SM50級のはりの場合)} \end{array} \right\} (5-13)$$

ここで, λ_y : はりの弱軸に関する細長比 ($= \ell/i_y$)

ℓ : はりの長さ (cm)

i_y : はりの弱軸に関する回転半径 (cm) ($= \sqrt{\frac{I_y}{A}}$)

I_y : はりの弱軸に関する断面2次モーメント (cm⁴)

A : はりの断面積 (cm²)

n : 横補剛の箇所数

② 主としてはり端部に近い部分に横補剛を設ける方法

降伏モーメントを超える曲げモーメントが作用する領域においては, 次式で示す間隔で横補

剛を配置する。ただし、はりの曲げモーメント分布は、図5.1-3(p.173)によるものとし、長期荷重による応力は、特に長期荷重が支配的なはりの場合を除いて考慮しないものとする。なお、使用鋼材の歪硬化すなわち降伏比の影響等の不確定性による早期の横座屈の発生による変形能力の減少を防ぐ意味より、設計用の曲げモーメント分布は、図5.1-3で示されたものに安全率 α を乗じたものを用いるものとする。安全率 α としては、種々の不確定性を考慮して、表5.1-3に参考値を示す。

表 5.1-3 α 値

部材	SS41級	SM50級
はり材横補剛	1.2	1.1

SS41級のはりの場合

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\ell_b \cdot h}{A_f} \leq 250 \text{かつ} \frac{\ell_b}{i_y} \leq 65 \\ \text{SM50級のはりの場合} \\ \frac{\ell_b \cdot h}{A_f} \leq 200 \text{かつ} \frac{\ell_b}{i_y} \leq 50 \end{array} \right\} (5-14)$$

ここに、 ℓ_b ：横補剛間隔 (cm)

h ：はりのせい (cm)

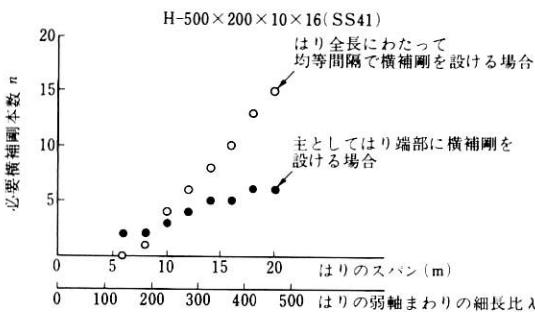
A_f ：圧縮フランジの断面積 (cm^2)

i_y ：はりの弱軸まわりの断面2次半径 (cm)

また、降伏モーメントに満たない領域に関しては、日本建築学会の「鋼構造設計規準」5章(5.7)式に基づいて必要な横補剛を配置する。

③ 上記2方法による検討例——はり全長にわたって均等間隔に横補剛を設ける場合と主としてはり端部に近い部分に横補剛を設ける場合との必要横補剛本数の比較

はり材 H-500×200×10×16 (SS41) を例にとり、スパンを種々変化させて必要横補剛本数 n をはり全長にわたって均等間隔に横補剛を設ける方法及び主としてはり端部に近い部分に横補剛を設ける方法により横補剛間隔を算定し、必要横補剛本数とはり材弱軸まわりの細長比を比較して図5.1-14に示す。図5.1-14より、はりの弱軸まわりの細長比が220程度以下では、はり全長にわたって均等間隔に横補剛を設ける方法の方が、必要横補剛本数が少なくてすむのに対して、弱軸まわりの細長比が220程度以上では、主としてはり端部に近い部分に横補剛を設ける方法の方が必要横補剛本数が少なくなることがわかる。

図 5.1-14 必要横補剛本数 n とはりの弱軸まわりの細長比 λ_y

iii) その他の留意事項

- ① 横補剛材は、適当な強度と剛性を持っている必要がある。具体的には、はり断面に生ずる曲げ応力による圧縮側合力の 2 % の集中横力を圧縮側フランジ位置に作用させた場合に対して十分な強度、及び、この圧縮側合力の 5 倍の力を横補剛区間長さで除して求めた剛性以上の剛性を目安にすればよい。⁵⁾
- ② 横補剛材は、圧縮力を受ける側のフランジの横変位を拘束できるように、フランジを小ばりや方づえ等で直接補剛するか、または、十分な剛性・強度を有するガセットプレート等を介してフランジの横変位を拘束する必要がある。

iv) 設計例

① 主としてはり端部に近い部分に横補剛を設ける方法

スパン 12m のはり H-500×200×10×16 (SS41材) において終局時の応力状態が図 5.1-15 に示すものであったとする。ここで、はり左端では全塑性モーメント ($5,232t\cdot cm$) となっており、右端では曲げモーメントは $4,100t\cdot cm$ であり全塑性モーメントには達していない。従って、必要な検討は第 2 種保有耐力横補剛としての検討である。なお、はり材の降伏曲げモーメント M_y は、

$$M_y = Z_y \cdot \sigma_y = 1,910 \times 2.4 = 4,584t\cdot cm$$

である。

表 5.1-3 より、SS41材では安全率 $\alpha = 1.2$ を採用するならば、設計用応力分布は図 5.1-16 に示すようになる。降伏曲げモーメントより大きな曲げモーメントが作用する領域は、左端より 182cm 及び右端より 36cm となる。

一方、式 (5-14) より、最大横補剛間隔は、SS41級のはり材の場合、160cm である。

$$\ell_b \leq 250 \cdot \frac{A_f}{h} = \boxed{160\text{cm}}, \text{かつ}, \ell_b \leq 65 \cdot i_y = 281\text{cm}$$

図 5.1-16 に示すように、はり材の両材端の曲げモーメントはともに降伏曲げモーメントより

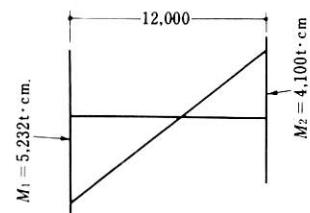


図 5.1-15

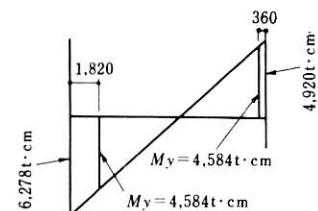


図 5.1-16

も大きいので、まず図 5.1-17 に示すように左端及び右端よりそれぞれ 160cm の位置の 2箇所に、横補剛を設ける必要がある。左端より 160cm の横補剛を設けた位置での曲げモーメントは、 $4,785\text{t}\cdot\text{cm}$ となり、なお、降伏曲げモーメント ($4,584\text{t}\cdot\text{cm}$) より大きいので、続いて左端より 320cm の地点にも横補剛を設ける必要がある。ここでの曲げモーメントは、 $3,292\text{t}\cdot\text{cm}$ であり降伏曲げモーメント以下となる。また、右端より 160cm の横補剛を設けた位置での曲げモーメントは、 $3,427\text{t}\cdot\text{cm}$ であり降伏曲げモーメントよりは小さい。そこで、左端より 320cm の位置と右端より 160cm の位置との間の弾性曲げモーメントを受ける部分のはり材の横座屈の検討を日本建築学会「鋼構造設計規準」5章(5.7)式に基づいて検討する。(5.7)式における C , ℓ_b , i の各パラメータはそれぞれ、以下のとおりである。

$$C = 2.3 \quad (M_2/M_1 = -3,292/3,427)$$

$$\ell_b = 720\text{cm}$$

$$i = 5.14\text{cm}$$

これより、許容曲げ応力度 $f_b = 0.76 \cdot f_y$ となり、許容曲げモーメントは $3,484\text{t}\cdot\text{cm} (= 0.76 \cdot M_y)$ となる。許容曲げモーメントは、弾性曲げモーメントを受ける部分の両端の曲げモーメントより大きいので、この間に横補剛を設ける必要はない。

以上により、横補剛の配置が定まる。

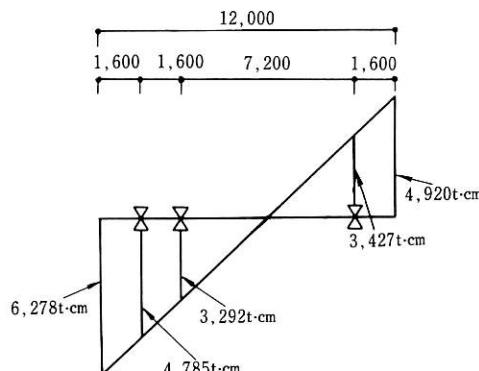


図 5.1-17

5.2 ルート①の計算

5.2.1 規定の内容

(1) 告示及び通達（鉄骨造関係部分）

告 示 昭55建告第1790号第四号

四 鉄骨造の建築物で次のイからヘまでに該当するもの
 イ 地階を除く階数が3以下であるもの
 ロ 高さが13メートル以下で、かつ、軒の高さが9メートル以下であるもの
 ハ 架構を構成する柱の相互の間隔が6メートル以下であるもの
 ニ 延べ面積が500平方メートル以内であるもの
 ホ 建築基準法施行令（以下「令」という。）第88条第1項に規定する地震力について標準せん断力係数を0.3以上とする計算をして令第82条第一号から第三号までに規定する構造計算をした場合に安全であることが確かめられるもの
 ヘ 水平力を負担する筋かいの軸部が降伏する場合において、当該筋かいの端部及び接合部が破断しないことが確かめられるもの

通 達 昭56住指発第96号

別記1 木造建築物等〔特定建築物〕の取扱いについて

〔1〕 第三号〔第四号〕への取扱い

筋かいの端部及び接合部は、下記①～⑤の破断形式について原則として当該筋かい軸部の全断面が降伏するまで破断しないことを、次の式により確認するものとする。

$$A_j \cdot \sigma_u \geq 1.2 A_g \cdot F$$

ここに、 A_j ：接合部の破断形式に応じた接合部の有効断面積（cm²）

σ_u ：接合部の破断形式に応じた接合部の材料の破断応力度（kg/cm²）

A_g ：筋かい材の全断面積（cm²）

F ：筋かい材の基準強度（kg/cm²）

上式における破断応力度 σ_u は各破断形式に対応する接合要素の引張り強さの下限の値を用いるものとする。（例 SS41の σ_u は4,100kg/cm²）

また、 $A_j \cdot \sigma_u$ は、以下に掲げる破断形式に応じて計算される数値のうち、最も小さくなる場合の数値を探るものとする。

- ① 筋かい軸部で破断する場合
- ② 接合ファスナーで破断する場合
- ③ ファスナーのはし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

(2) 所要の規定

本規定は、令第82条の2の規定に基づき定められたもので、ルート①の内容を示すものである。以下に示す要件をすべて満たすような構造規模が比較的小さい建築物では、「応力度等（令第82条）の確認」のほかに、地震力の算定に当たって標準せん断力係数を0.3以上として計算した各部の応

力度が許容応力度以下であることを確認すればよい。さらに、水平力を負担する筋かいがある場合には、その端部・接合部を第1種保有耐力接合とする必要がある。また、これらの規定は、ルート①の規定が適用可能な他の構造との併用構造の鉄骨造部分についても適用される。

構造規模を規定する要件

- ・地階を除く階数 ≤ 3
- ・建築物の高さ $\leq 13\text{m}$
- ・軒の高さ $\leq 9\text{m}$
- ・架構のスパン長さ $\leq 6\text{m}$
- ・延べ面積 $\leq 500\text{m}^2$

5.2.2 耐震性確保のための規定

本ルートで、耐震性確保のために二次設計として付加される規定は、3種のものがある。すなわち、階数等の構造規模を規定する要件、設計用の地震力を割増しての許容応力度設計及び水平力を負担する筋かい端部・接合部の設計条件である。ここで規定されるような構造規模の建築物は過去の建設実績が多い。また、長期荷重、風圧力等に対する安全性を確認することに加えて、地震力を一次設計の場合の1.5倍（標準せん断力係数0.3）と割増して許容応力度設計し、さらに、筋かい端部接合部を第1種保有耐力接合として筋かい部分を革性に富むものとすれば、所要の剛性・強度はもとより、変形能力も自動的に確保されることが過去の地震経験より明らかとなっているものである。

このように、本ルートを満足する建築物にあっては、所要の剛性、強度及び変形能力が自動的に確保されるものと考えられるので、層間変形角、剛性率、偏心率あるいは保有水平耐力の規定を満足することを確認する必要はない。

しかし、水平耐震要素の配置等に関しては、建築物全体としての振動性状がよくなる構造計画となるように心がけるべきである。

5.3 ルート②の計算

5.3.1 規定の内容

(1) 告示及び通達（鉄骨造関係部分）

告 示 昭55建告第1791号第2

第2 鉄骨造の建築物等に関する基準

鉄骨造の建築物又は鉄骨造とその他の構造とを併用する建築物については、次の各号に定める構造計算を行うこと。

- 一 水平力を負担する筋かいを設けた階（地階を除く。）を含む建築物にあつては、令第82条第一号の規定により計算した当該階の構造耐力上主要な部分に生ずる令第88条第1項の規定による地震力による応力の数値に次の表の数値以上の数値を乗じて得た数値を当該応力の数値として令第82条第二号及び第三号に規定する構造計算を行うこと。

$\beta \leq \frac{5}{7}$ の場合	1 + 0.7 β
$\beta > \frac{5}{7}$ の場合	1.5

この表において、 β は、令第88条第1項に規定する地震力により建築物の各階に生ず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を表すものとする。

- 二 水平力を負担する筋かいの軸部が降伏する場合において、当該筋かいの端部及び接合部が破断しないことを確かめること。
 三 前2号に掲げるもののほか、必要がある場合においては、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、破断等によつて構造耐力上支障のある急激な耐力の低下を生ずるおそれのないことを確かめること。

通達 昭56住指発第96号

別記2 昭和55年建設省告示第1791号の取扱いについて

(2) 第1〔第2〕〔鉄骨造の建築物等に関する基準〕関係

(1) 第一号の運用 (応力割増しの取扱い)

応力の割増しを行う場合にあっては、原則として当該階に含まれるすべての部材を対象とするものとする。なお、必要に応じて当該割増しの下階等への影響を考慮するものとする。

(2) 第二号の運用 (筋かい端部)

筋かいの端部及び接合部の取扱いは、昭和55年建設省告示第1790号の運用に準ずる。

(3) 第三号の運用

(1) 措置の対象

本号の規定により講すべき措置は、剛接架構の柱及びはりの仕口についてはその仕口の接合部の強度の検討、曲げを受ける柱及びはりについては局部座屈に対する検討とする。

(1) 柱及びはりの仕口の接合部強度の確保

剛接架構の柱及びはりの仕口の接合部は、当該柱又ははりが必要に応じた塑性変形を生ずるまで破断しないよう十分な強度を確保すること。

(2) 局部座屈防止の検討

曲げを受ける柱及びはりの局部座屈の検討は部材の塑性化が想定される領域（材端から $\ell/10$ 又は $2d$ 以上までの部分程度）について行うものとし、部材が必要に応じた塑性変形を生ずるまで当該部分に局部座屈が生じないことを確かめること。このため部材断面を構成する板要素の幅厚比が、当面原則として表2-1の数値を満たす必要があるものとする。

ただし、リブ等の補剛によってこれと同等以上の性能を有することが確かめられた場合にはこの限りでない。

(ここで、 ℓ : 柱又ははりの長さ、 d : 部材の最大せい)

表 2-1 鋼材の幅厚比

部材	断面	部位	鋼種	幅厚比	
				標準値	当面の緩和値
柱	H形鋼	フランジ	SS41級	9.5	12
			SM50級	8	10
	ウェブ	SS41級	43	45	
		SM50級	37	39	
	角形鋼管	SS41級	33	37	
		SM50級	27	32	
はり	H形鋼	フランジ	SS41級	50	70
			SM50級	36	50
		ウェブ	SS41級	9	11
			SM50級	7.5	9.5

(注)

SS41級 : SS41, SM41, SMA41, STK41, STKR41

SM50級 : SM50, SMA50, SM50Y, STK50, STKR50

SS50, SS55, SM53にあっては、H形鋼及び角形鋼管では $\sqrt{\frac{2,400}{F}}$ を、円形鋼管では $\frac{2,400}{F}$ を SS41級の幅厚比に乗じた値とする。

ただし、Fは当該鋼種の基準強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）である。

② その他の措置

①に定めるもののほか、必要に応じて急激な耐力低下の防止に留意すること。

③ 適用の除外

令第82条の規定による計算で、風圧力による層せん断力が地震による層せん断力に対して十分に大きい場合は、①による措置については検討しなくてもよいものとする。

(2) 所要の規定

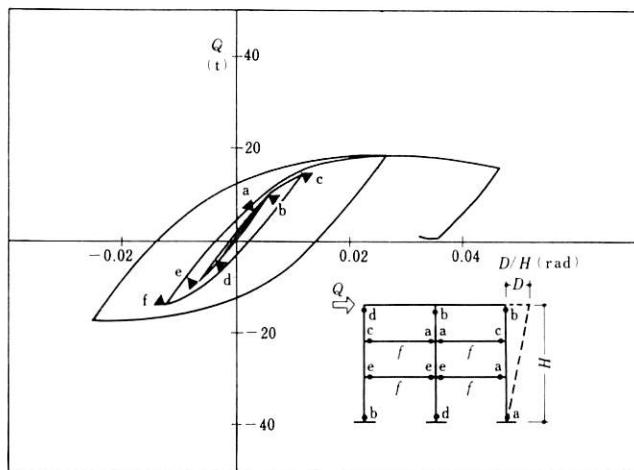
ルート②で構造計算を完了する場合には、一次設計である「応力度等（令第82条）の確認」のほかに、二次設計として、下記を満足する必要がある。

- ・一次設計用地震力による層間変形角が規定値以内となること。
- ・剛性・重量のバランスの良否を示す剛性率・偏心率が規定値を満足すること。
- ・水平力を負担する筋かいの水平分担率に応じて、応力を割増して許容応力度設計をすること。
- ・水平力を負担する筋かいの端部・接合部を第1種保有耐力接合とすること。
- ・柱及びはりの材の幅厚比が制限値を満足すること。
- ・柱・はり仕口部及び、柱又ははりの継手部の耐力が所要の能力を有すること。
- ・はりが十分な変形能力を発揮するまで横座屈を生じないようにすること。

5.3.2 筋かい架構の応力割増し

(1) 理論的解説

一般に、ラーメン架構の荷重一変形履歴関係は、図5.3-1に示すように変形が大きくなるに従いループは拡大して、強度もエネルギー吸収能力も増加していく。これを直線で近似すれば図5.3-2(c)のように描けよう。明らかに、図5.3-2(a)及び(b)の軸組筋かい架構の履歴特性とは異なっている。そこで、(a)又は(b)の筋かい構造の強度 Q_a をラーメン架構の Q_a と同じに設計した場合、ラーメン架構の方が復元力が安定しており、またエネルギー吸収量も多いので耐震的にすぐれているといえる。



文献：福田他「日米共同大型耐震実験研究(鉄骨造)11—鉄骨造3層筋かい付模型架構の弾塑性挙動(その2復元力特性の概要)」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和58年9月

図 5.3-1 ラーメン構面の荷重一変形関係（実線が実験値）

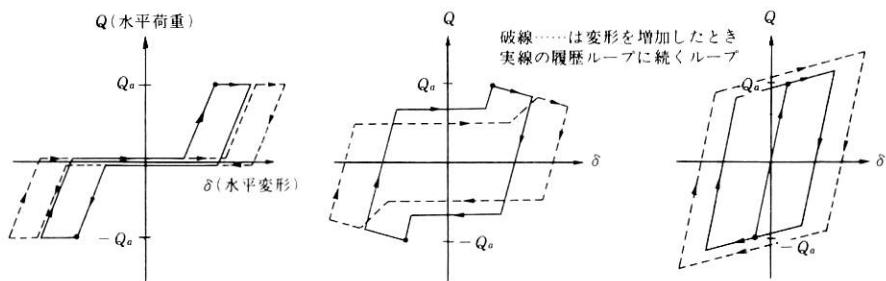


図 5.3-2 筋かい及びラーメン構面の荷重一変形関係（模式図）

さて、通常のH形鋼を用いた鉄骨造建築物では、前述のように柱の強軸方向構面はモーメント抵抗形架構（ラーメン架構）とし、これに直交する弱軸方向構面は軸組筋かいがほとんどの水平力に抵抗する架構である。しかも、両方向の強度は同じに設計するのが普通であるから、上記の考え方によってラーメン構面方向と筋かい構面方向に明らかな耐震性の優劣があることになる。建

建築物の方向によって耐震性が異なることが好ましくないのは当然であり、筋かい構面方向の耐震性をラーメン方向のそれに近づける必要がある。このためには、筋かい架構の強度をあらかじめラーメン架構の Q_a より上げて設計しておくことが望ましい。

軸組筋かい架構で筋かいが取付く架構の柱・はり接合部をモーメント接合（モーメントを伝達できる接合）とすれば、ラーメン架構と軸組筋かいが共同して水平力に抵抗する混合構造となる。水平力のほとんどを軸組筋かいが負担すれば、架構全体の挙動には筋かいの特性が強く出てくることは明らかである。また、逆にラーメン部分が大半の水平力を分担するなら、架構全体としてラーメン的な安定した復元力が得られる。

ラーメン部分の荷重一変形関係と筋かいのそれとからなる一層の混合構造について、筋かいとラーメン部分の強度の比率をいろいろ変えて混合構造の荷重一変形関係を地震応答解析を行って検討してみたところ、筋かいの強度が混合構造全体の強度の大略70%以上のとき筋かいの荷重一変形関係の特徴がきわめて強くてくることが明らかとなった。従って、筋かいの水平力分担率が70%程度以上の混合構造にあっては、筋かいの強度を1.5倍して、水平耐力を増加せしめるとともにエネルギー吸収能力をラーメン構造のそれに近づけることが望ましい。さらに、筋かいの強度を増すことにより、それをとり囲む柱・はりの応力も地震時に増加することが予測されるため、柱・はりの断面も相応して増加するべきである。すなわち、水平力分担率が5/7以上の混合構造は、地震時応力を1.5倍に割増して各部材を設計する。

なお、筋かいの水平力分担率が5/7未満の混合構造にあっても、 $1+0.7\beta$ (β = 筋かいの水平力分担率) なる倍率で地震時応力を割増し、設計された構造架構の耐震性能の不連続を避けることにした。

(2) 割増しの方法

応力の割増しは、原則として対象階すべての部材の一次設計用地震力による応力について行うが、例えば次のように考えてもよい。

① 第一次の応力割増しは、筋かい部材を除いた部分の曲げモーメント及びせん断力と筋かい部材の軸力を所要倍割増す。その後、筋かい軸力の増加、はりのせん断力増加等による柱軸力及びはり軸力の増分を計算し、もとの柱軸力及びはり軸力に加える。以上の手順によって求められた応力に長期荷重による応力を加えたものについて断面検討を行えばよい。この場合、柱軸力の増分は、下階に伝達されると考える。また、階によって割増率が異なる場合は、その境界にあるはりについてはそれぞれの階の割増率の平均値で割増してよい。

なお、柱の軸力も含めて対象階のすべての部材について同時に割増した場合も、柱軸力増分の下階への伝達については適切に評価すべきである。具体的な計算方法は図5.3-3及び図5.3-4に示すとおりである（長期荷重は除いてある）。

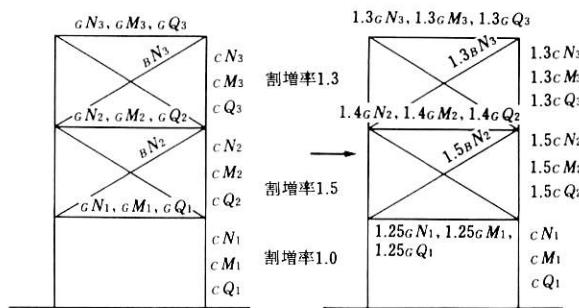


図 5.3-3 応力割増しの方法（1）

この例(図 5.3-3)の場合、 $cN_1 < 1.5cN_2$ 等となることがあるが、少なくとも、下階柱の軸力は上階柱のそれを下回らないように設定することが望ましい。

この例では、特に軸力の割増しが過大となる可能性があるので、次のように考えてもよい。

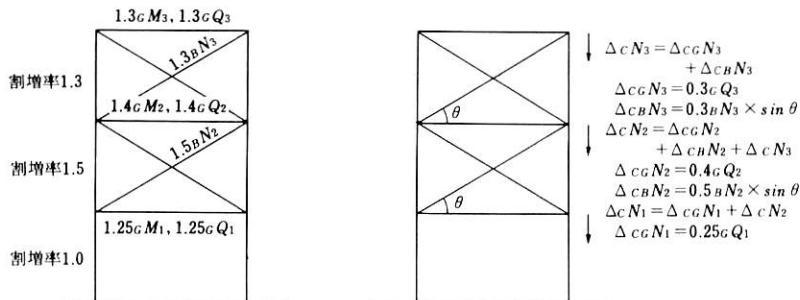


図 5.3-4 応力割増しの方法（2）

同様の例では、まず、はりの曲げモーメント gM_i (すなわち gQ_i も同様) と筋かいの軸力 BN_i を所要倍割増しする(図 5.3-4)。その後これによる柱の軸力(及びはり軸力)の増分を計算する。最後に、これらの増分をもとの軸力に加算する。

② 再度の応力計算をいとわない場合には、以下に述べるような方法も考えられる。⁷⁾

これは、便宜的に筋かいの水平力分担率に応じて層せん断力を割増すことによって、当該階の応力を割増そうとするものである。

設計用水平力により応力計算を行って各層の筋かいの水平力分担率 β を求める。 β から各層の割増率を求め、これを一次設計用地震力から得られる層せん断力に乘じて割増後の層せん断力を求める。割増後の層せん断力より水平力を逆算する。この水平力を用いて再度応力計算を行い、得られた応力分布をもって設計用応力とする。

5.3.3 変形能力確保のための規定

各部材は、必要に応じて十分な変形能力を発揮し得るよう設計されなければならない。十分な変形能力を確保するために、以下に示す規定が定められている。

(1) 筋かいの端部・接合部

原則として、筋かいの端部・接合部は第1種保有耐力接合とすること。

(2) 柱及びはり材の幅厚比

部材の塑性変形能力は、部材の形状・寸法に影響される。もし部材断面を構成する板要素の幅と厚さとの比が大きいと、圧縮応力を受ける部分に局部座屈が生じ部材断面の耐力が低下して必要な塑性変形量が得られなくなる。保有水平耐力検討用地震力に対して、架構は必要に応じた塑性変形性能を発揮することが本基準の前提となっている。すなわち、部材に適宜塑性ヒンジが生じ、その耐力を保持したまま変形する必要がある。局部座屈はこのような塑性変形を阻害する一つの要因である。

そこで、柱及びはり材の幅厚比は、5.3.1に示した通達の表2-1(p.191)の数値以下とする必要がある。この表の幅厚比の制限値は、各断面形に対してこれまで行われた多くの局部座屈の実験結果をもとに、保有水平耐力の検討なしで、所要の耐震性を確保するための幅厚比を求めたものである。ただし、架構の終局時の応力状態を適切に評価し、当該部材が弾性状態に留まることが明らかな場合には、当該部材の幅厚比は、昭56住指発第96号「別記3 昭和55年建設省告示第1792号第1 (D_s 値の算出方法) の取扱いについて」の表3-4(p.202)中のFCランクの数値以下の値とすることができます。

(3) 柱一はり仕口の接合部

原則として、柱一はり仕口の接合部は第1種保有耐力接合とすること。ただし、架構の終局時の応力状態を適切に評価した場合には、第2種保有耐力接合とすることができます。

(4) 柱一柱及びはり一はり継手部の接合部

柱一柱継手部及びはり一はり継手部の接合部は、第1種保有耐力接合又は第2種保有耐力接合とすること。ただし、第2種保有耐力接合とする場合は、架構の終局時の応力状態を適切に評価すること。

(5) はりの横補剛

はりは、十分な変形能力を発揮するまで横座屈を生じないように設計されなければならない。横補剛により、はりの横座屈を制御しようとする場合には、原則として、第1種保有耐力横補剛とすること。ただし、架構の終局時の応力状態を適切に評価した場合には、第2種保有耐力横補剛とすることができます。

5.4 ルート③の計算

5.4.1 規定の内容

(1) 政令等

政令 第82条の4

(保有水平耐力)

第82条の4 第81条第1項の規定によつて特定建築物で高さが31メートルを超えるものの構造計算をするに当たつては、第82条及び第82条の2の規定によるほか、特定建築物の地上部分については、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 第4款に規定する材料強度によつて各階の水平力に対する耐力（以下この条において「保有水平耐力」という。）を計算すること。
- 二 地震力に対する各階の必要保有水平耐力を次の式によつて計算すること。

$$Q_{un} = D_s F_{es} Q_{ud}$$

この式において、 Q_{un} 、 D_s 、 F_{es} 及び Q_{ud} は、それぞれ次の数値を表すものとする。

Q_{un} 各階の必要保有水平耐力（単位 トン）

D_s 各階の構造特性を表すものとして、特定建築物の振動に関する減衰性及び各階の剛性を考慮して建設大臣が定める方法により算出した数値

F_{es} 各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて建設大臣が定める方法により算出した数値

Q_{ud} 地震力によつて各階に生ずる水平力（単位 トン）

- 三 第一号の規定によつて計算した保有水平耐力が、前号の規定によつて計算した必要保有水平耐力以上であることを確かめること。

[関連告示等]

ここで、 D_s は昭55建告第1792号 (D_s 及び F_{es} を算出する方法) 第1、 F_{es} は同告示第2による。 Q_{ud} は令第88条第1項及び第3項による。

(2) 所要の規定

ルート③を適用して構造計算を行う場合、「応力度等（令第82条）の確認」のほかに、下記を満足する必要がある。

- ・一次設計用地震力により生ずる層間変形角が規定値以内であること。
- ・建築物の各階の保有水平耐力が、必要保有水平耐力以上であること。

なお、剛性率、偏心率等（令第82条の3）の規定の確認をする必要はない。しかし、剛性率と偏心率とは、必要保有水平耐力を求める場合の形状係数 F_{es} に反映されることになる。

5.4.2 保有水平耐力

(1) 算出方法

建築物の構造上の特性に応じて、付一1「保有水平耐力の計算方法」(p.310) に述べられる方法から適切なものを選んで、各階の保有水平耐力を計算する必要がある。計算の原則については、4.6「保有水平耐力」(p.151) を参照のこと。

(2) 鉄骨造に関する留意事項

保有水平耐力計算の一般的留意事項については、4.6に述べられているので、ここでは鉄骨造に関する留意事項を記す。

i) 筋かい付き骨組の筋かい部分の耐力

筋かい付き骨組の保有水平耐力は4.6に記すように、同節の原則の下に得られる柱及び筋かいの水平せん断力の和とすることができます。筋かいの水平せん断力は、以下のように考えればよい。

① 圧縮側筋かいの耐力を期待する構造の場合

筋かいの座屈後の耐力曲線は変形量（軸方向）を横軸としたとき下に凸の単調減少曲線であり、座屈耐力の約1/3に漸近する。従って正確に座屈後の耐力を設定するには、座屈後の耐力低下状態を知る必要がある。しかし、この計算を設計段階で行うのは大変である。そこで、一対の筋かいの水平せん断力を、圧縮筋かいの座屈時水平力(P_{cr})の2倍としてもよいし、また、圧縮側の耐力曲線を求めて引張側筋かいの耐力曲線と、変形の適合を考慮して、加え合わせる方法を採用してもよいこととする。

② 引張側筋かいの耐力のみ考慮する構造の場合

一対の筋かいの水平せん断力は検討方向に対して引張側となる筋かいの降伏耐力の水平成分に等しいものとする。

ii) 筋かい架構の浮き上がり終局耐力

筋かい架構の耐力は、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って浮き上がったり、地盤やくいに作用する圧縮力によって沈下をしたりすることによる、いわゆる浮き上がり終局耐力によって支配される場合がある。

この浮き上がり終局耐力は特殊な場合(4.6.3「保有水平耐力の計算方法」(2) ii)「その他留意すべき事項」の⑦項(p.166)参照)を除き、フーチングとの接合部を含むくいの引抜きの耐力や地盤やくいの圧縮耐力に基づいて算定する。なお、この場合において、筋かい架構と同一構面内の境界ばかりやそれらに直交する部材が存在し、それらの部材が筋かい架構の変形を拘束又は増大する効果が想定される場合には適切にその効果を算入すること。

5.4.3 部材の終局耐力

鉄骨造の部材の終局耐力は、以下に示す部材断面の終局強度に基づき算出してよい。ただし、座屈を伴う部材の終局耐力は、座屈現象を考慮に入れて算定するものとする。この場合、日本建築学会の諸規準を参考するとよい。

(1) 部材断面の終局強度算定用の材料強度

建築物の保有水平耐力は、柱、はり、筋かい等の部材及びそれらの接合部の終局耐力に基づいて計算することになる。この場合の材料強度としては次の値を用いる(原則として令第3章第8節第4款による)。鋼材については短期許容応力度と同一の数値、ただし、JIS規格品にあってはその1.1倍とすることができます。

(2) 部材断面の終局強度

鉄骨造部材の断面の終局曲げ強度としての全塑性モーメントの略算式を以下に示す。⁵⁾

i) 軸力が存在しない場合の全塑性モーメント M_{po}

$$M_{po} = Z_p \cdot \sigma_y \quad (\text{kg} \cdot \text{cm}) \quad (5-15)$$

ここで、 Z_p : 部材断面の塑性断面係数 (cm^3)

σ_y : 部材の材料強度 (kg/cm^2)

断面形状ごとの塑性断面係数 Z_p を求める略算式を以下に紹介する。

(1) 箱形断面の場合

$$Z_p = A_f \cdot d_f + \frac{1}{4}A_w \cdot d_f \quad (5-16)$$

ここで、 $A_f = B \cdot t_f$

$$A_w = 2(d - 2t_f) \cdot t_w$$

$$d_f = d - t_f$$

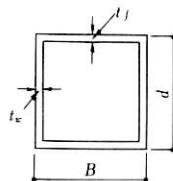


図 5.4-1 箱形断面

(2) H形断面の場合

$$Z_{px} = A_f \cdot d_f + \frac{1}{4}A_w \cdot d_f \quad (5-17)$$

$$Z_{py} = \frac{1}{2}A_f \cdot B + \frac{1}{4}A_w \cdot t_w \quad (5-18)$$

ここで、 $A_f = B \cdot t_f$

$$A_w = (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

$$d_f = d - t_f$$

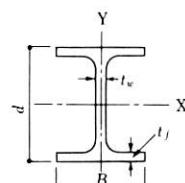


図 5.4-2 H形断面

(3) 円形断面の場合

$$Z_p = (D - t)^2 \cdot t \quad (5-19)$$

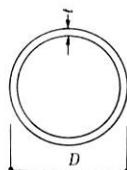


図 5.4-3 円形断面

ii) 軸力が存在する場合の全塑性モーメント M_{pc}

軸力が存在する場合の全塑性モーメント M_{pc} は、断面形状の違いにより下記に示す略算式により与えられる。

① 強軸まわりに曲げを受ける H 形断面及び箱形断面の場合

$$\frac{N}{N_y} \leq \frac{A_w}{2A} \text{ の時, } M_{pc} = M_{po} \quad (5-20)$$

$$\frac{N}{N_y} > \frac{A_w}{2A} \text{ の時, } M_{pc} = 1.14 \left(1 - \frac{N}{N_y} \right) M_{po} \quad (5-21)$$

ここで、 N ：作用軸力

N_y ：降伏軸力 ($= A \cdot \sigma_y$)

A_w ：ウェブの断面積

A ：全断面積

② 弱軸まわりに曲げを受ける H 形断面の場合

$$\frac{N}{N_y} \leq \frac{A_w}{A} \text{ の時, } M_{pc} = M_{po} \quad (5-22)$$

$$\frac{N}{N_y} > \frac{A_w}{A} \text{ の時, } M_{pc} = \left\{ 1 - \left(\frac{N - N_{wy}}{N_y - N_{wy}} \right)^2 \right\} M_{po} \quad (5-23)$$

ここで、 $N_{wy} = A_w \cdot \sigma_y$

③ 円形断面の場合

$$\frac{N}{N_y} \leq 0.2 \text{ の時, } M_{pc} = M_{po} \quad (5-24)$$

$$\frac{N}{N_y} > 0.2 \text{ の時, } M_{pc} = 1.25 \left(1 - \frac{N}{N_y} \right) M_{po}$$

5.4.4 構造特性係数 D_s

(1) 規定の内容

i) 告示及び通達（鉄骨造関係部分）

告 示 昭55建告第1792号第1

第1 D_s を算出する方法

建築物の各階の D_s は、柱及びはりの大部分が木造である階にあつては次の表1、柱及びはりの大部分が鉄骨造である階にあつては次の表2、その他の階にあつては次の表3の数値以上の数値を用いるものとする。ただし、当該建築物の振動に関する減衰性及び当該階の韌性を適切に評価して算出することができる場合においては、当該算出によることができる。

2

架構の形式 架構の性状	(い)	(ろ)	(は)
	剛節架構又はこれに類する形式の架構	(い)欄及び(は)欄に掲げるものの以外のもの	圧縮力を負担する筋かいによって水平力を負担する形式の架構のうち当該筋かいの座屈による耐力の低下のおそれがあるもの又はこれに類する形式の架構
(1) 架構を構成する部材に生ずる応力に対して局部座屈が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高いもの	0.25	0.3	0.35
(2) (1)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対して局部座屈が生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの	0.3	0.35	0.4
(3) (1)及び(2)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材に局部座屈が生じないこと等のため、耐力が急激に低下しないもの	0.35	0.4	0.45
(4) (1)から(3)までに掲げるものの以外のもの	0.4	0.45	0.5

通達 昭56住指第96号

別記3 昭和55年建設省告示第1792号第1 (D_s の算出方法) の取扱いについて〔1〕 D_s の適用

D_s は、階、計算方向等によってそれぞれ異なる数値を採用しても差支えない。

〔2〕 D_s の判定方法

(1) D_s の判定は、特別な実験・解析等によって適切に定める場合のほか昭和55年建設省告示第1792号第1の表1〔表2〕及び表2〔表3〕により、架構の形式及び架構の性状に応じて、当該表に掲げる数値以上の数値として定めるものとする。

(2) 前記の架構の形式の区分は壁、筋かい等によって分担される耐力の比率、筋かいの挙動性状等を、架構の性状の区分は部材の韌性及びそれらの耐力分担比等をそれぞれ適切に評価して定めるものとする。

(3) 前記のそれぞれの性状の判定は、当面下記の付則に示す判定基準に基づいて行うこととする。

〔付 則〕 D_s の判定基準

(1) 総 則

① D_s を実験・解析等によらず昭和55年建設省告示第1792号（以下「告示」という。）の第1の表によって定める場合は本基準による。ただし、本基準の一部分について、実験・解析等により本規定と同等以上にその性状を評価できる場合には、当該評価によることができる。

② 本基準の各規定は、階全体を対象として適用することとする。ただし、当該階を適切に分割して評価しうる場合は、その評価によることを妨げない。

(2) 表1〔表2〕及び表2〔表3〕の適用

① 告示の表1〔表2〕及び表2〔表3〕の適用は本項による。

② 表1〔表2〕（鉄骨造の階に適用）の適用は、次に掲げるところによる。

i) 表1〔表2〕の適用の原則は表3-1による。

表 3-1

欄 項	(イ) ○剛節架構 ○種別BAの筋かい架構 ○上記以外で $\beta_u \leq 0.3$ の筋かい架構	(ロ) 筋かいの種別がBBで $0.3 < \beta_u \leq 0.7$ 又はBCで $0.3 < \beta_u \leq 0.5$ の筋かい架構	(ハ) 筋かいの種別がBBで $\beta_u > 0.7$ 又はBCで $\beta_u > 0.5$ の筋かい架構
(1) 表3-2で ランクIの構造	0.25	0.3	0.35
(2) 表3-2で ランクIIの構造	0.3	0.35	0.4
(3) 表3-2で ランクIIIの構造	0.35	0.4	0.45
(4) 表3-2で ランクIVの構造	0.4	0.45	0.5

* この表において β_u は、筋かいが分担する保有水平耐力の階全体の保有水平耐力に対する比をいう。以下同じ。

ii) 表3-1中、構造のランク（I～IV）は、表3-2による。なお、参考のため（ ）内に表3-1による D_s の値を示している。

表3-2

筋かい群の種別 及び β_u 柱・はり 群の種別等	BA又は $\beta_u = 0$	B B			B C		
		$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.5$	$\beta_u > 0.5$
柱・はり群の種別 FA	○ ○ ○ 筋柱 か は り 条 件 *3	I (0.25)	I (0.25)	I (0.3)	I (0.35)	II (0.3)	II (0.35) II (0.4)
柱・はり群の種別 FB	柱 か は り 条 件 *3	II (0.3)	II (0.3)	I (0.3)	I (0.35)	II (0.3)	II (0.35) II (0.4)
柱・はり群の種別 FC	柱 か は り 条 件 *1 *2	III (0.35)	III (0.35)	II (0.35)	II (0.4)	III (0.35)	III (0.4) III (0.45)
上記以外(FD)		IV (0.4)	IV (0.4)	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.4)	IV (0.45) IV (0.5)

* 1 筋かい端部接合部が別記2〔2〕(2)に示す措置を満足すること。
 * 2 仕口接合部が別記2〔2〕(3)①に示す措置を満足すること。
 * 3 はりの横補剛が十分で急激な耐力の低下のおそれがないこと。

iii) 表3-1及び表3-2中、筋かい材の種別(BA～BC)の分類は、表3-3による。

表3-3

BA	BB		BC
$\lambda_e \leq 50/\sqrt{F}$	$50/\sqrt{F} < \lambda_e \leq 90/\sqrt{F}$	$\lambda_e \geq 200/\sqrt{F}$	$90/\sqrt{F} < \lambda_e < 200/\sqrt{F}$

λ_e ：筋かい材の有効細長比
 F ：筋かい材の基準強度 (t/cm²)

iv) 表3-2中、柱・はりの種別(FA～FD)は表3-4による。

表3-4

柱・はりの種別				FA	FB	FC	FD
部材	断面	部位	鋼種	幅厚比	幅厚比	幅厚比	
柱	H形鋼	フランジ	S S41級 SM50級	9.5 8	12 10	15.5 13.2	左 記 以 外
		ウェブ	S S41級 SM50級	43 37	45 39	48 41	
	角形鋼管		S S41級 SM50級	33 27	37 32	48 41	
			S S41級 SM50級	50 36	70 50	100 73	
はり	H形鋼	フランジ	S S41級 SM50級	9 7.5	11 9.5	15.5 13.2	
		ウェブ	S S41級 SM50級	60 51	65 55	71 61	

- * 1 S S 41級：SS41, SM41, SMA41, STK41, STKR41
S M50級：SM50, SMA50, SM50Y, STK50, STKR50

SS50, SS55, SM53にあっては、H形鋼、角形鋼管では $\sqrt{\frac{2,400}{F}}$ を、円形鋼管では $\frac{2,400}{F}$ をSS41級の幅厚比に乗じた値とする。

ただし、Fは当該鋼種の基準強度（単位 1平方センチメートルにつきキログラム）である。

- * 2 柱とそれに接着するはりの種別が異なる場合には、いずれか最下位のものによる。
なお、崩壊メカニズムの明確な場合には、塑性ヒンジの生ずる部材の種別のうちの最下位のものによってよい。

V) 種別の異なる部材の併用の取扱い

各部材毎の種別と、階全体又は当該部材群の種別との関係は、下記による。

- イ) 本項は、対象となる部材群に種別Dの部材が存在しないか、またはその存在を無視しうる場合、次の判定に適用する。
- (a) iii)において階全体の筋かい群の種別(BA～BC)を判定する場合
 - (b) iv)において柱・はり群の種別(FA～FC)を判定する場合
 - ロ) それぞれの種別で、種別Dの部材が存在する場合には、それが脆性的な挙動を示すおそれがあるため、局部的な崩壊等に対する影響と程度を考慮し、適切に階全体の種別を評価するものとする。
 - ハ) イ)の適用は、表3-5による。

表 3-5

部材群としての種別	種別Aの部材の耐力の和の部材群 [*] の耐力和に対する比	種別Bの部材の耐力の和の部材群 [*] の耐力和に対する比	種別Cの部材の耐力の和の部材群 [*] の耐力和に対する比
A	50%以上	—	20%以下
B	—	—	50%未満
C	—	—	50%以上

^{*}種別Dの部材が存在する場合には、それを除く。

ii) 規定の内容

本規定は D_s (構造特性係数)の算出方法を定めている。 D_s は、建築物の振動減衰性及び各階の韌性に応じて必要保有水平耐力を低減するための係数であり、計算を行う階の架構の形式及び架構の性状によってその数値が規定されている。

告示及び通達で規定する架構の形式は、柱はり剛節架構、筋かい付き剛節架構及び筋かい架構に分類される。建築物がいずれの分類に属するかは、保有水平耐力に占める筋かい部分の水平耐力の比 (β_u) 及び筋かいの有効細長比により判別 (BA～BC) される。

一方、架構の性状は、柱及びはりの板要素の幅厚比、柱はりの仕口部及び継手部の接合条件、はりの横座屈に対する補剛条件、並びに筋かいの端部接合部の接合条件により、塑性変形の多少を表すものとして、4段階 (FA～FD) に分類される。ここで、ランク FA, FB, 及び FC に共通の事項である各接合条件、及びはりの横座屈に対する補剛条件は、以下に記すものである。

- ・柱一はり仕口の接合部にあっては、第1種又は第2種保有耐力接合とすること。
- ・柱一柱及びはり一はり継手部の接合部にあっては、第1種又は第2種保有耐力接合とすること。
- ・筋かいの端部接合部にあっては、第1種保有耐力接合とすること。
- ・横補剛により、はりの横座屈を制御しようとする場合には、第1種又は第2種保有耐力横補剛とすること。

なお、ただし書きの規定により適切な実験又は解析によって D_s の数値を定めることができる。

iii) 背景

① 柱はりの種別と D_s

D_s 値は、主として架構の塑性変形能力に依存する。架構の変形能力は、一般的に接合部の破断が生じない限り、構成部材の座屈によって限界づけられる。代表的な部材の変形能力に関する座屈の形式について列記すると、H形断面ばかりの場合は局部座屈及び横座屈である。H形断面柱の場合は局部座屈及び曲げねじれ座屈である。一方、角形鋼管柱及び円形鋼管柱は曲げねじれに対して安定な閉断面形を有しているので、局部座屈によってその変形能力が限界づけられる。

そこで、柱はり剛節架構の場合は、各構造ランク(FA～FD)に要求される変形能力を満たすために構成部材に制限を設け、局部座屈、横座屈及び曲げねじれ座屈に対処することとした。具体的には、すでに多くの部材について部材寸法と変形能力の関係が実験的に明らかとされてきている。これらの結果を勘案して、柱及びはりの板要素の幅厚比に関する規定値を定めた。

② 筋かいの種別と D_s

軸組筋かいはたいてい、図5.4-4に示すようにX形、あるいはK形に組み込まれる。筋かい端部接合部は通常ピンとして扱う場合が多い。従って、X形、あるいはK形の軸組筋かい材の挙動は、両端ピン支持の中心圧縮材の挙動がわかれれば予想できる。

図5.4-5～7には、K形に組まれた筋かい材の実験から得られた荷重一変形関係を示す。筋かい材の細長比 λ によって、履歴曲線の形が明らかに違っている。細長比が小さくなるに従い、圧縮側筋かいが座屈しにくくなり、座屈後の曲げ抵抗も大きいので、履歴曲線に囲まれる部分の面積が大きくなっている。この面積は地震のエネルギーを吸収する能力を意味するから、細長比が小さい筋かい材の方が耐震的に一応有利であるといえる。ここで一応といったのは、圧縮筋かいの強度も算入して設計する場合、座屈後の耐力低下によりその層の変形が弾性域を超えるあたりから水平抵抗力が低下し、その層に地震のエネルギーが集中しやすくなるからである。これに対して、細長比が大きい筋かい材では、圧縮側の筋かいはきわめて小さい荷重で座屈してしまうので、引張側筋かいの強度と変形能力により地震に抵抗することになる。これは図5.4-5と図5.4-7を比較すれば明らかである。つまり、細長比の大きい筋かいは強度抵抗型であり、細長比の小さい筋かいはエネルギー吸収型であるといえる。

以上のことから、筋かいの種別は、柱・はりの塑性変形能力等と同様、架構の D_s に大きな影響を与えてることがわかる。特にエネルギー吸収型とも強度抵抗型ともいえない中間領域にある図5.4-6の筋かいは、不安定な挙動を示すことから D_s の考え方からは最も不利となると

考えられる。

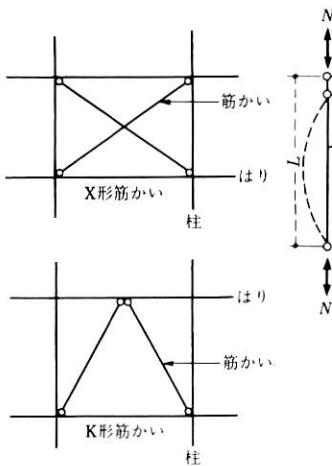
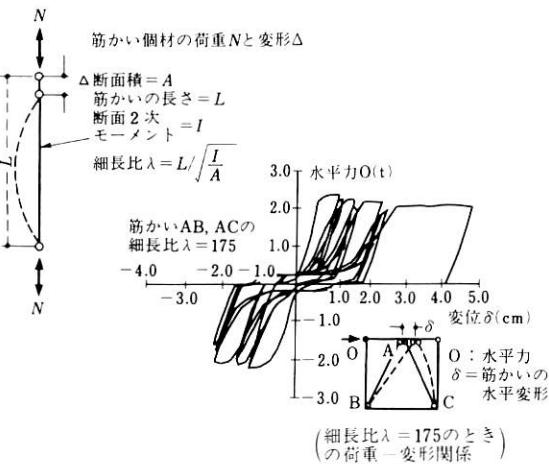
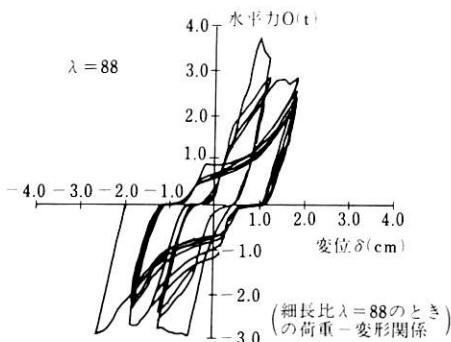
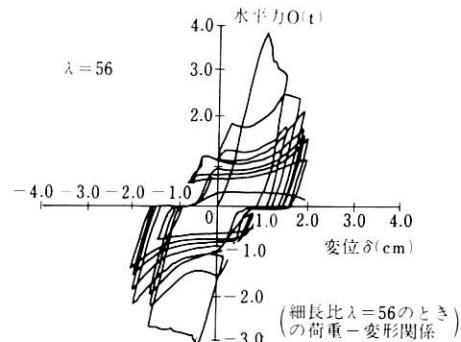


図 5.4-4 筋かいの典型的な架構

図 5.4-5 筋かいの荷重一変形関係
(実験値)図 5.4-6 筋かいの荷重一変形関係
(実験値)図 5.4-7 筋かいの荷重一変形関係
(実験値)

③ 接合部パネルの耐力と塑性変形能力

柱・はり接合部パネルは、地震時にきわめて大きなせん断力を受け、接合されるはり及び柱が降伏する以前に降伏が始まる場合が多い。しかし、多くの実験結果によれば、パネル部が早期に降伏しても剛性低下はさほど大きくはなく、耐力上昇も十分可能で、柱及びはりが降伏してから最大耐力に到達する。このように、柱・はり接合部においては、柱及びはり単材のように降伏荷重を単純に定めてもそれが実際の挙動を的確に表現しているとはい難い。そこで、たとえパネルが早期に降伏しても、それが直ちに骨組の耐力の喪失を意味しないという実験事実を踏まえて、保有水平耐力の算定にはパネル降伏を考慮せずに、柱及びはりの降伏値を基に架構の降伏を考えることにした。

ただし、この仮定は、パネル部及び近傍接合部が早期に破断しないという条件下でのみ可能であり、そのための条件が付加されている。

(2) D_s の算定方法i) D_s の算定手順

D_s は、階ごとに、また、計算方向ごとに求める。ここでは、告示及び通達に示された判定基準に従って D_s を求める手順を述べる。もちろん、ここに述べる方法のほか、特別な実験、解析等によって適切に定めることもできる。

- ① 階に属するすべての柱・はり及び筋かいについて、部材としての種別名（柱・はりにあっては、FA～FD、筋かいにあっては、BA～BC）を付す。
- ② 柱・はり及び筋かいごとに、各種別に分類された部材の耐力の和を求める。

cQ_A : 階に属する柱のうち種別 A のものの耐力の和

cQ_B : // F B //

cQ_C : // F C //

bQ_A : 階に属する筋かいのうち種別 A のものの耐力の和

bQ_B : // B B //

bQ_C : // B C //

- ③ 階に属する柱・はり群の総称としての種別及び階に属する筋かい群の総称としての種別を表3-5を用いて求める。表中、種別 A の部材の耐力の和の部材群の耐力和に対する比 (γ_A) 及び、種別 C の部材の耐力の和の部材群の耐力和に対する比 (γ_C) は、以下の式で表される。

$$\text{柱・はりの場合 } \gamma_A = cQ_A / (cQ_A + cQ_B + cQ_C)$$

$$\gamma_C = cQ_C / (cQ_A + cQ_B + cQ_C)$$

$$\text{筋かいの場合 } \gamma_A = bQ_A / (bQ_A + bQ_B + bQ_C)$$

$$\gamma_C = bQ_C / (bQ_A + bQ_B + bQ_C)$$

- ④ 階に属する筋かいの耐力の和の階の保有水平耐力に対する比 β_u を求める。

- ⑤ 表3-2を用いて、 β_u 、柱・はり群の種別(FA～FD)及び筋かい群の種別(BA～BC)に応じて D_s 値を決定する。

ii) 脆性部材の取扱い等

部材の分類で、Dに属するものは、各部材に十分な塑性変形を生じないまま、脆性的な挙動を示す場合が多い。柱・はりの幅厚比が不十分であったり、接合部が所要の強度を有していないかったりする場合がこれにあたる。この場合には、 D_s の算定に当たって十分な配慮が必要である。具体的な対処法としては、4.6.1「保有水平耐力と必要保有水平耐力」(p.151)を参照するとよいであろう。

(3) その他の構造形式の D_s 値の考え方

前項までに述べられている水平力を負担する筋かいは、架構が崩壊メカニズムに至った時点で、圧縮力を負担する場合、座屈を生じていると予想される形式のものである。この場合、筋かいの設置により高い剛性は得られるものの、筋かい座屈後の筋かい耐力の劣化の程度が大きく、全体骨組の復元力特性に筋かい耐力の劣化の影響が現れ、エネルギー吸収能力に富んだものとならないことが多い。このような耐震上の欠点を改善するものとして、偏心 K 形筋かい付き骨組等が挙げられる。これは、筋かいの設置によりある程度の剛性を確保し、しかも、筋かいを終局時まで

座屈させず、筋かい以外の部材を塑性化させることによって、全体骨組の復元力特性を改善して柱はり剛節骨組のものに近づけ、大地震時の地震動に耐えようとする構造形式のものである。このような構造形式の建築物の場合の D_s 値の考え方の例として、偏心 K 形筋かい付き骨組の場合を以下に示す。

偏心 K 形筋かい付き骨組にあっては、一对の筋かいが取り付くはりの部分（以後、シアーリングと呼ぶ）を、主たる塑性化部分としている。崩壊メカニズム時には、筋かいスパンの塑性ヒンジは、シアーリング部分に生じ、シアーリングの左右の柱一はり一筋かいは、三角形のトラスを構成して、回転する。シアーリング部分の破壊形式は、せん断破壊形と曲げ破壊形がある。前者は、シアーリングの長さが比較的短い場合に生じる。この破壊形式の時、シアーリングの耐力は、降伏以後もかなり上昇する。後者は、シアーリングの長さが長い場合に生ずる。この場合には、シアーリング部分の耐力の降伏以後の上昇は少ない。

シアーリングの長さのスパン長に対する比を小さくすると、高い剛性と高い最大耐力が得られるが、シアーリングの降伏後の耐力の上昇の割合が大きくなり、筋かいには、シアーリング降伏時の軸力よりもかなり大きい軸力が、最終的に作用することになる。これにより筋かいの座屈が生じることもあり得る。

また、筋かい一はり交差部には、筋かいからのせん断力が集中する。この力により、はりがねじられ、十分な耐力と変形性能を発揮できないこともある。

以上より、偏心 K 形筋かい付き骨組の設計に当たっては、シアーリングの破壊形式に応じて、筋かいに十分な座屈耐力を付与すること、応力の集中する筋かい一はり交差部には、シアーリングが十分な耐力と変形性能を発揮し得るように、シアーリング及びその周辺に十分有効なスチフナー、横補剛等を配すること、シアーリングに変形を集中させるので、シアーリング上部の床の仕上げ等に配慮すること等、比較的高度の判断が必要である。このような条件の下に設計された偏心 K 形筋かい付き骨組の復元力特性は、柱はり剛節骨組のものと類似のものとなると考えられる。そこで、その D_s 値の評価に当たっては、柱はり剛節骨組に関する算定基準を準用することができる。

5.5 その他

[柱脚の設計の考え方]

高層の鉄骨構造等、柱脚が下部の鉄骨鉄筋コンクリート構造に接合される場合は耐震性に影響を与える問題は生じにくい。これに対し、比較的低層である場合は下部が鉄筋コンクリートであることが多く、柱脚部が異種構造の接点となるため設計上の種々の問題はもとより施工上の問題も生じやすい。しかも、この部分は応力伝達機構が複雑であり、明快な解析が困難であるため、現状では力学的性伏が十分に把握されているとは言い難い。従って、ここでは、これまでの研究成果に基づき、柱脚部の挙動の概要等について記し、設計上の参考のみに供することとした。なお、終局耐力の評価、回転剛性の評価及び変形性能については、日本建築学会においていくつかの提案や報告がされている。

(1) 柱脚の形式

柱脚は次のように分類できる。

露出型(アンカーボルトとベースプレートにより鉄筋コンクリート構造に接合されるもの)

根巻型(鉄骨柱が下部構造から立ち上げられた鉄筋コンクリート柱に包み込まれるもの)

埋込型(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)

これらのうち、露出型は固定柱脚又はピン柱脚として、根巻型及び埋込型は固定柱脚として設計されるものである。ここで、固定柱脚とは曲げモーメントをも伝達させることを意図して設計される柱脚をさす。

(2) 露出型柱脚

① 力の伝達

ピン柱脚の場合、軸力はベースプレートを介し、せん断力は主としてベースプレートとコンクリートの摩擦によって伝えられる。プレースが接合されている柱などで柱脚が引張力を受ける場合は、せん断力はアンカーボルトによって伝えられる。

この場合、アンカーボルトには引張力とせん断力が同時に作用していること、ボルトからコンクリートへのせん断力の伝達はコンクリートの支圧によっていることに留意する必要がある。

固定柱脚の場合は、軸力及びせん断力の伝達はピン柱脚の場合と同様であり、曲げモーメントはベースプレートとアンカーボルトによって伝えられる。

② 設計上の留意点

変形はアンカーボルトの伸び又はベースプレートの曲げ変形によって生じる。

ピン柱脚として設計する場合はアンカーボルトの配置をなるべく柱の中心に近づけるようにし、やむを得ず柱の中心から離れる場合はアンカーボルトのねじ部破断の防止等の配慮をする。

固定柱脚として設計する場合はベースプレートを厚くするか、または、リッププレートにより補剛して十分な曲げ剛性と耐力を持たせ、アンカーボルトにも十分な耐力を持たせて柱材端部で降伏させるのが最も望ましい。アンカーボルトの耐力に十分な余裕を持たせられない場合は、ボルトのねじ部で破断させずに軸部を降伏させるよう留意する。いずれの場合も、アンカーボルトに引張力を導入しておくと初期剛性が高まることが知られている。角形鋼管柱等の場合でベースプレートをリップで補剛する場合は、柱材端部で局部変形が生じないよう留意する。

特に露出型柱脚では、ベースプレートとモルタルが密着している必要があるので、工法の選択に注意するほか、ナットの戻りを防止するために二重ナットとする等の配慮をする。

③ 復元力特性

柱材端部又はベースプレートが降伏する場合の復元力特性は完全弾塑性型となるが、アンカーボルトが降伏する場合はスリップ型となる。なお、通常の多層ラーメン構造の場合で柱脚がスリップ型の復元力特性となる場合は、完全弾塑性型の復元力を持つものとくらべ、第1層のエネルギー吸収について若干不利であるといわれている。

(3) 根巻型柱脚

① 力の伝達

鉄骨柱と根巻鉄筋コンクリートとの間の力の伝達は、スタッドジベルによるとするものと、根巻頂部及び脚部での支圧による（この場合は鉄骨とコンクリートとの付着力は考えない）とするものの2通りの考え方がある。いずれの考え方による場合でも、根巻頂部には大きな力が集中的に加わる。軸力はベースプレートから直接下部へ伝わると考えてよい。

② 設計上の留意点

柱としての降伏は、根巻直上の鉄骨部分に生じさせることが考えられるが、根巻が大きくなり過ぎ現実的ではない。一般には、鉄筋コンクリートの曲げ降伏となるよう他の破壊が先行しないよう留意する。この場合、根巻高さを柱径の2～3倍とする必要があるといわれており⁸⁾、広幅H形鋼や角形鋼管等耐力の大きい柱の場合には大きい方の値をとる。この場合根巻断面も必然的に大きくなる。

せん断補強筋は通常のもののほか、特に頂部での補強が重要である。また、鉄骨柱についても局部座屈に対する配慮を要する。

設計の方法として、鉄骨柱脚にもアンカーボルトとベースプレートにより曲げモーメントの一部を負担させることも考えられる。

③ 復元力特性

根巻主筋が引張降伏する場合の復元力特性は、鉄筋コンクリートばかりのものと同様であるが、根巻高さが小さいものでは、鉄筋の先端にフックを設けたものの方がエネルギー吸収量は大きい。

(4) 埋込型柱脚

① 力の伝達

鉄骨の曲げモーメントとせん断力はコンクリートに埋込まれた部分の上部と下部の支圧により伝えられる。軸力は通常の工法では、ベースプレートから直接下部構造へ伝わると考えてよい。

② 設計上の留意点

埋込み深さを柱径の2倍前後（角形鋼管などではこれより大きめの値）⁹⁾とすると力がよく伝えられ、柱材端降伏とができるといわれている。

特に、角形鋼管など中空の柱では力の伝達に注意を要する。

③ 復元力特性

柱材端降伏の復元力特性は完全弾塑性型となる。また、柱材端に十分な耐力がある場合は、基礎ばかりが降伏することになり、いずれの場合も大きなエネルギー吸収能力を期待できる。

〔引用文献〕

- 1) 西山他「鉄骨トラス構造骨組の構造特性係数について その1, その2, その3」日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和59年及び昭和60年
- 2) 「既存鉄骨造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針」日本建築防災協会編
- 3) 「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」日本建築学会編

第5章 鉄骨造の耐震計算

- 4) 「中低層鉄骨建物の耐震設計法」鋼材倶楽部, 中低層鋼構造骨組耐震性研究委員会編
- 5) 「鋼構造塑性設計指針」日本建築学会編
- 6) 「鋼構造設計規準」日本建築学会編
- 7) 「新耐震設計法Q & A集」(増補改訂版) 日本建築土事務所協会連合会, 1985年9月
- 8) 鈴木, 中島他「鋼構造柱脚における根巻きコンクリート補強効果について 第I報及び第II報」日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和51年
- 9) 「鋼構造部門パネルディスカッション 鋼構造の固定柱脚」日本建築学会, 建築雑誌1984年8月

第6章 鉄筋コンクリート造の耐震計算

6.1 耐震設計の進め方

(1) 鉄筋コンクリート造建築物の設計ルートの種類

鉄筋コンクリート造建築物の設計ルートとしては、個々の建築物の耐震強度に見合った塑性変形能力を持つように設計するルート③のほかに、高さ31m以下の建築物を対象としたものとして、ルート③を簡略化したルート②-③及び耐震強度の検討を中心とし、変形能力について構造規定で補うルート①、ルート②-①及びルート②-②の合計5つの設計ルートがある。

建築物の設計にルート③を適用した場合、部材強度及び保有水平耐力の算定、さらに建築物の変形性能の推定等のやや複雑な過程を必要とするが、ルート③は建築物の耐震性能を詳細に評価した上での耐震設計であり、より理論的で、かつ経済的な建築物の設計が可能となる。

しかしながら、鉄筋コンクリート造は一般に中低層住宅など壁の多い建築物に用いられることが多く、この種の建築物では、機能上必要なだけの柱や壁を設けることにより、中地震動や大地震動に対する安全性（特に十分な耐震強度）が自ずと確保されていることが多い。このような建築物については、鉛直部材の断面積に基づき耐震強度を略算的に検討することにより大地震動に対する安全性の検討を省略してもよいことにした。このような設計ルートがルート①、ルート②-①及び②-②である。

これに対し、構造全体がバランスのとれた明快な建築物の中には、保有水平耐力や韌性の検討方法を簡略化しても、その耐震性能を十分確保し得るものもある。この種の建築物については、部材単位ですぐれた塑性変形能力を持たせるための設計（韌性設計）を行うことにより、建築物全体としての保有水平耐力や塑性変形能力の検討を省略してもよいことにした。この設計ルートがルート②-③である。

このように建築物の規模、階数、部材の断面や配置等の諸元に基づき、適切な設計ルートを選定することになるが、ルート③はどの建築物に適用してもよいのに対して、その他のルートを採用するにはそれぞれ定められた条件を満たすことが必要となる。

鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計ルートの種類を要約すると下記のようになる。

ルート①：強度型の設計。多くの耐力壁及び柱により十分な耐力を持つため、大きな韌性は必要としない。剛性の偏在は許すが、許容応力度計算時にはねじれの補正を行う。

ルート②：剛性及び重量の偏在が上下、水平両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。

②-①：耐力が大きく、かつ、ややねばりのある建築物。耐力壁が水平力の多くを負担する。

②-②：耐力が大きく、かつ、ねばりのある建築物。開口の大きな壁など耐力壁とはみなされない壁及びそこで壁の付いた柱が水平力の多くを負担する。

[2-3]：各部材の韌性に期待する建築物。崩壊メカニズムを略算的に仮定して得られるせん断力に対し十分なせん断補強を行い、ねばりに余裕を持たせる。

ルート③：架構形式や耐力壁の多寡等により必要な構造特性係数 D_s を設定し、それに応じた耐力及びねばりを持たせる設計法。

(2) 設計ルートの混用¹⁾

一つの建築物に異なった設計ルートを適用する場合は以下による。

i) 方向別には、異なったルートでよい。

ii) 原則として、階ごとには異なったルートを適用できない。ルート [2-1], [2-2] 及び [2-3] の混用は好ましくない。きわめて特殊な例外として下記があげられる。この場合、壁の剛性評価、せん断補強、柱との接合部の補強等に十分な配慮が必要である。

右図のようなピロティ形式で、2階より上には十分な壁がある場合、1階の剛性率が0.6以下となり、ルート③となることが多い。その場合は、2階から5階もルート③で行うことになる。ただし、2階以上は壁が多いため、十分な耐力を有していることが多い。そこで2階以上はルート①又はルート [2-1], ルート [2-2] により設計してよいと考えられる。

1階の剛性率が0.6以上となる場合には、ルート [2-3] で行えることになるが、剛性率算定のための各階剛性には、壁の剛性をどう評価したかが大きく影響する。壁の剛性のとり方には種々の方法があり、危険側となる場合も考えられるため剛性率の算定には十分な注意が必要である。この種の建築物(1階の剛性率が0.6以上のピロティ形式の建築物)では1階についてルート [2-3] を適用し、2階以上についてはルート①又はルート [2-1], [2-2] を適用してよいと考えられる。この場合1階の柱については、柱頭、柱脚にヒンジが発生するものとして設計用せん断力を算定し、さらに、剛性率に応じて耐力を割増す意味で設計用せん断力を割増して設計を行うなどの配慮が必要である。

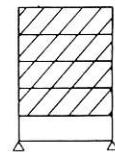
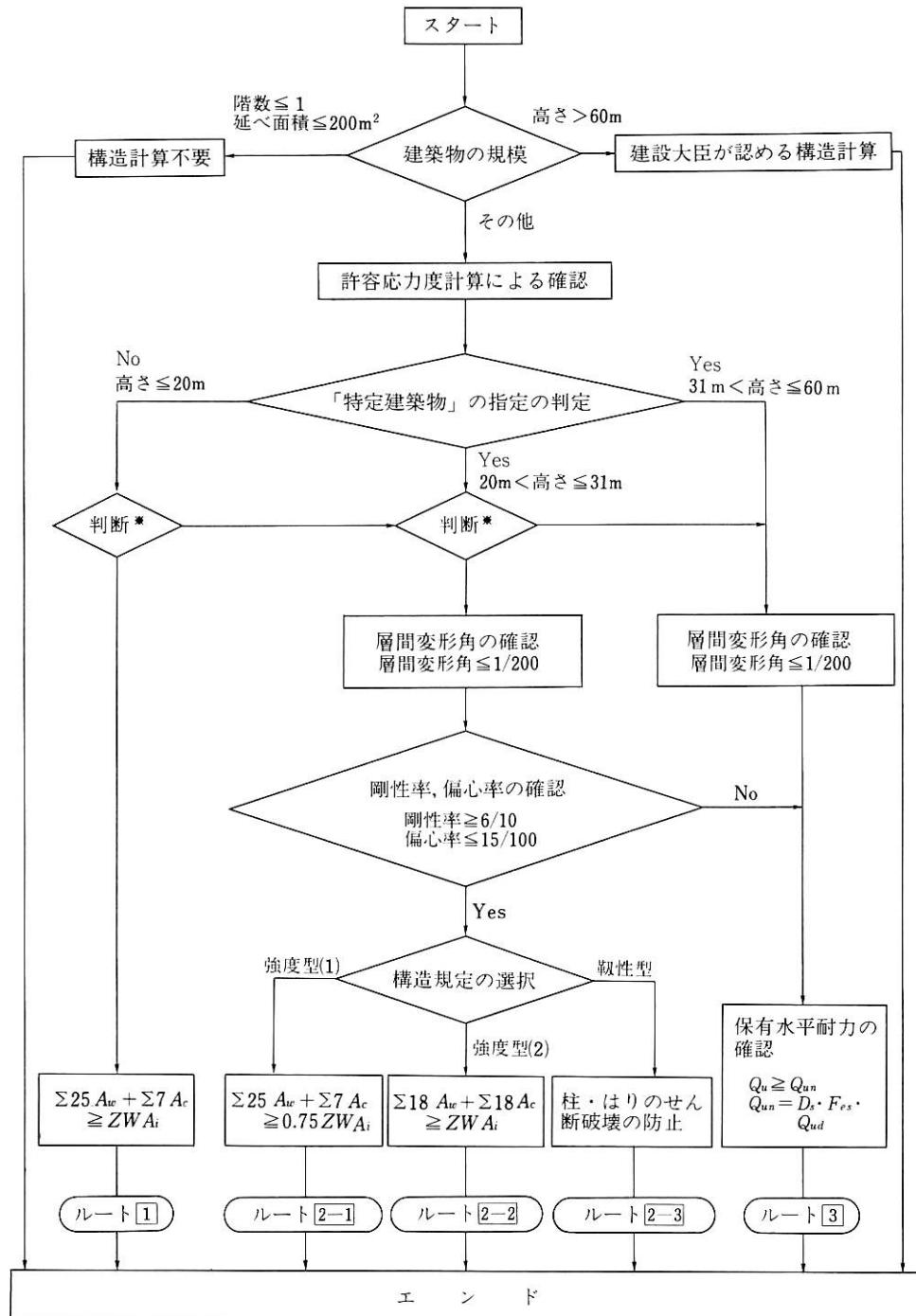


図 6.1-1 ピロティ形式の建築物



*判断とは設計者の設計方針に基づく判断のことである。例えば、高さ31m以下の建築物であっても、より詳細な検討を行う設計法であるルート③を選択する判断等のことを示している。

図 6. 1-2 鉄筋コンクリート造建築物のフロー

6.2 ルート I の計算

6.2.1 規定の内容

告 示 昭55建告第1790号

五 鉄筋コンクリート造（若しくは鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物）又はこれらの構造を併用する構造の建築物で次のイ及びロに該当するもの

- イ 高さが20メートル以下であるもの
- ロ 地上部分の各階の耐力壁並びに構造耐力上主要な部分である柱及び耐力壁以外の鉄筋コンクリート造（又は鉄骨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。）の水平断面積が次の式に適合するもの。（ただし、鉄骨鉄筋コンクリート造の柱にあつては、同式中「7」とあるのは「10」とする。）

$$\Sigma 25A_w + \Sigma 7A_c \geq ZWA_i$$

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

A_w 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（単位 平方センチメートル）

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及び耐力壁以外の鉄筋コンクリート造（又は鉄骨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（単位 平方センチメートル）

Z 令第88条第1項に規定する Z の数値

W 令第88条第1項の規定により地震力を計算する場合における当該階が支える部分の固定荷重と積載荷重との和（令第86条第2項ただし書の規定によつ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るものとする。）（単位 キログラム）

A_i 令第88条第1項に規定する当該階に係る A_i の数値

本規定は、令第82条の2でいう特定建築物に該当しない鉄筋コンクリート造建築物における構造計算について規定しているものである。

本規定は、高さが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、建築物の耐力をごく大まかな略算により求め、耐力が耐震的に十分大きいことの確認を行う。本規定を満たす建築物は令第82条の許容応力度計算を行えばよく、層間変形角の検討や保有水平耐力の検討は必要としない。

6.2.2 規定の背景

建築物の耐震安全性は、それらの持つ耐震強度とねばり強さの両者によって保証されることが多いが、耐震強度が十分大きい場合には、ねばり強さにはあまり期待しなくてもよいことが知られている。本規定は、耐震強度が十分大きいと考えられる建築物の耐震安全性を略算的に判別する手法を示したものであり、規定はおおむね次のような意味を持つ。

- ① 建築物を構成する鉛直部材の水平強度を理論解析や実験結果に基づく単位強度（式中の25, 7の値で、単位はkg/cm²）から求め、それらの和を建築物の水平強度とする（式の左辺）。

② 耐震的に必要と考えられる所要強度を振動理論や震害結果の解析等に基づいて定める（式の右辺）。

③ それらの比較により、耐震強度が十分であるか否かを判別する。

この式と1978年の宮城県沖地震による鉄筋コンクリート造建築物の被害度との関係をみると図6.2-1のようになる。この図でみるように、曲線の右下側にはほとんど被害建築物がない。

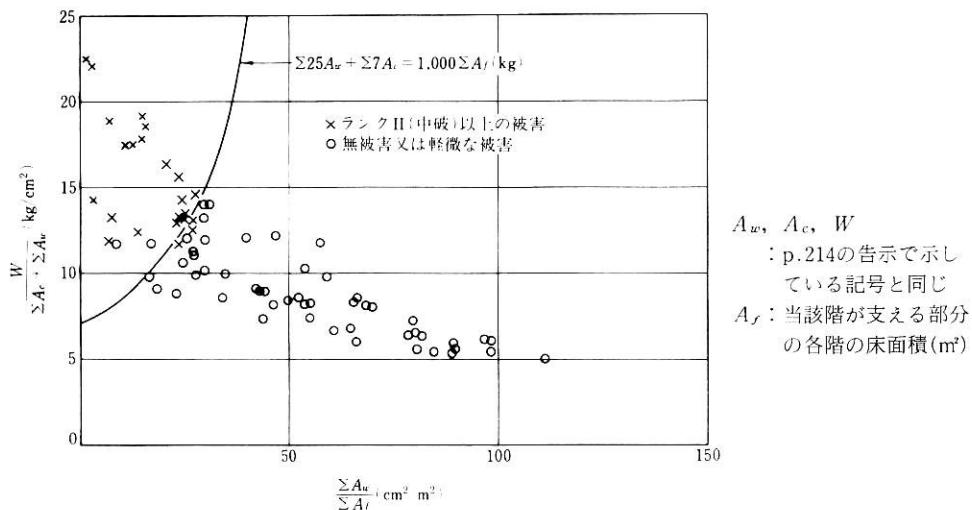


図 6.2-1 1978年宮城県沖地震による鉄筋コンクリート造建築物の被害度
(志賀博士による)²⁾と本規定との関係

6.2.3 A_w, A_c の算定法

(1) 耐力壁の断面積 (A_w) のとり方

- ① 計算に算入する耐力壁は、令第78条の2第1項の規定を満たす構造でなければならない。
- ② A_w としては、柱、はりから成る架構の内に、一体として打設された壁の内法部分の水平断面積をとる。

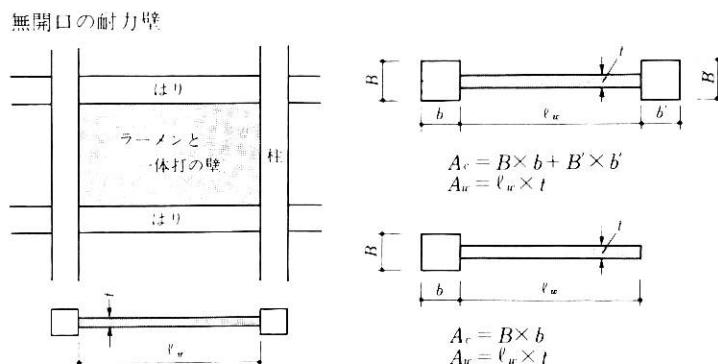


図 6.2-2 耐力壁の断面算定

③ 耐力壁に開口がある場合、その開口が次式を満たす程度の場合には、その壁面を耐力壁と見なすことができるものとする。もちろんこの場合、必要な開口補強がなされていなければならない。この場合 A_w は開口部がある高さにおける水平断面積とする。

$$\max \left(\sqrt{\frac{h_o \times \ell_o}{h \times \ell}}, \frac{\ell_o}{\ell} \right) \leq 0.4$$

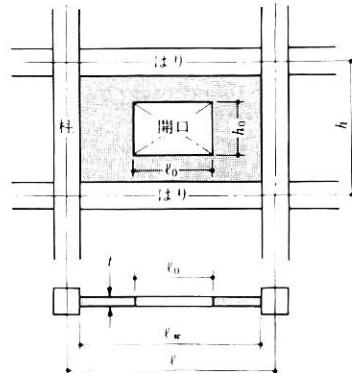
ここで、 h_o :開口部の高さ

ℓ_o :開口部の長さ

h :壁板周辺のはり中心間の距離

ℓ :壁板周辺の柱中心間の距離

耐力壁に開口がある場合
必要な開口補強がなされていること



$$A_w = t \times (\ell_w - \ell_o)$$

図 6.2-3 開口壁の断面算定

④ 上記②及び③にかかわらず、長さが45cm以上で、かつ、そで壁の接する開口部の高さの30%以上であるそで壁については、その水平断面積を A_w に算入してよい。

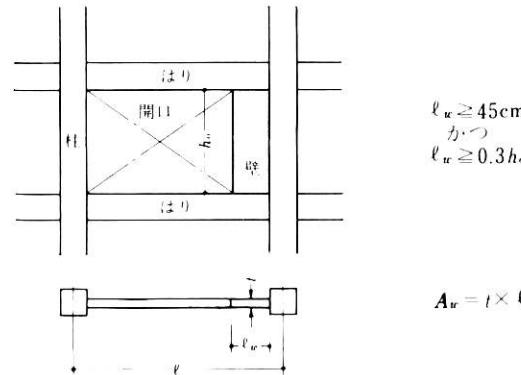


図 6.2-4 そで壁付き柱のそで壁断面算定

⑤ 計算しようとする方向から水平面内で角度 θ 傾いた架構の中に含まれる壁については、上記②から④によって得られる値に対しては便宜的に $\cos^2 \theta$ を乗じた値を A_w としてよい。

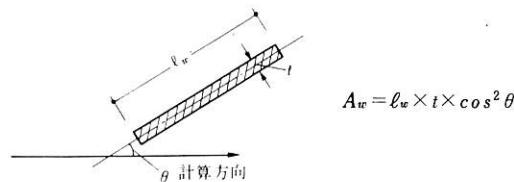


図 6.2-5 計算方向と平行でない壁の断面算定

(2) 柱の水平断面積 (A_c) のとり方

- ① 計算に算入する構造耐力上主要な柱は、令第77条の規定を満たす構造でなければならない。
- ② 柱の水平断面積は仕上げの厚さを含まず、構造軸体そのものの水平断面積をとる。
- ③ 耐力壁の周辺柱や耐力壁の中に組み込まれて一体となっている柱についても、それらを柱として扱う。
- ④ 斜柱の場合は、その中心軸に直角に測った断面積をとる。
- ⑤ 1本の柱の水平断面積が一つの階で高さにより異なる場合は、最小となる水平断面積をとる。
- ⑥ 計算しようとする方向に平行でない架構の中に含まれる柱についても、上記①～⑤によつてよい。

(3) その他の壁について

(1)の③及び④に該当しない架構内のその他の壁部分及び架構外の厚さ10cm程度以上で、かつ、長さ100cm程度以上の鉄筋コンクリート造の壁(いずれも上端及び下端が構造耐力上主要な部分に繋結されたものに限る)の水平断面積は、 A_c に算入してもよい。

6.2.4 部材の設計

本規定の適用を受ける建築物は、ねばり強さについては特に規定されていないが、ある程度のねばり強さの確保は必要である。このことから、本規定を適用する場合でも、応力計算等においては、この点に十分留意して設計を行う必要がある。例えば短柱等がある場合には、ゆとりのあるせん断補強を行うこととする。

柱及びはりについては、せん断設計用せん断力 Q_D を下記の Q_{D1} と Q_{D2} とのうちの小さい方の値によるとよい。

$$Q_{D1} = Q_L + n \cdot Q_E$$

$$Q_{D2} = Q_o + Q_y$$

ここで、 Q_L ：長期荷重によるせん断力。ただし、柱の場合には原則としてこれを0としてよい

Q_o ：単純支持とした時の長期荷重によるせん断力。ただし、柱の場合には原則としてこれを0としてよい

Q_E ：一次設計用地震力によるせん断力

n ：1.5以上の値とするが、4階建て程度以下の建築物では2とするとよい

Q_y ：当該柱又ははりの両端に曲げ降伏が生じた時のせん断力。ただし、柱の場合

には柱頭に接続するはりの曲げ降伏を考慮した値としてもよい

6.3 ルート [2] の計算

6.3.1 規定の内容

告 示 昭55建告第1791号第3

第3 鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物等に関する基準

鉄筋コンクリート造の建築物若しくは鉄筋コンクリート造とその他の構造とを併用する建築物（又は鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物若しくは鉄骨鉄筋コンクリート造とその他の構造とを併用する建築物）については、次の各号に定める構造計算のうちいずれかを行うこと。ただし、実験によつて耐力壁並びに構造耐力上主要な部分である柱及びはりが地震に対して十分な強度を有し又は十分な韌性をもつことが確かめられる場合においては、この限りでない。

一 各階の鉄筋コンクリート造（又は鉄骨鉄筋コンクリート造）の耐力壁、構造耐力上主要な部分である柱及び耐力壁以外の壁（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。）の水平断面積が次の式に適合することを確かめること。（ただし、鉄骨鉄筋コンクリート造の柱にあつては、同式中「7」とあるのは「10」とする。）

$$\Sigma 25A_w + \Sigma 7A_c \geq 0.75 Z W A_i$$

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

A_w 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（単位 平方センチメートル）

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及び耐力壁以外の壁（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（単位 平方センチメートル）

Z 令第88条第1項に規定する Z の数値

W 令第88条第1項の規定により地震力を計算する場合における当該階が支える部分の固定荷重と積載荷重との和（令第86第2項ただし書の規定によつ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るものとする。）（単位 キログラム）

A_i 令第88条第1項に規定する当該階に係る A_i の数値

二 各階の鉄筋コンクリート造（又は鉄骨鉄筋コンクリート造）の耐力壁及び構造耐力上主要な部分である柱の水平断面積が次の式に適合することを確かめること。（ただし、鉄骨鉄筋コンクリート造の柱及びこれに緊結された耐力壁にあつては、「18」とあるのは「20」とする。）

$$\Sigma 18A_w + \Sigma 18A_c \geq Z W A_i$$

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

A_w 、 Z 、 W 及び A_i 前号に定める A_w 、 Z 、 W 及び A_i の数値

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（単位 平方センチメートル）

三 構造耐力上主要な部分である鉄筋コンクリート造（又は鉄骨鉄筋コンクリート造）の柱及びはりについて、それらの材端（柱にあつては、はりその他の横架材又は腰壁等に接着する部分、はりにあつては、柱又は壁に接着する部分をいう。）に生ずる曲げモーメントが、当該部分に生じうるものとして計算した最大の曲げモーメントと等しくなる場合において、当該柱又ははりにせん断破壊が生じないことを確かめること。

本規定は、剛性率及び偏心率の点で大きな問題のない鉄筋コンクリート造建築物を想定してお

り、第一号及び第二号は耐力壁及び柱等の所要量を、第三号は柱及びはりのせん断破壊に対する所要強さをそれぞれ定めている。従って、この規定を満たす建築物は一定水準以上の耐力又はねばり強さを有することとなる。

なお、ルート②の規定の対象となる建築物は、令第82条の2の規定に基づき、層間変形角がその制限値（p.143）を超えないことを確かめねばならない。

6.3.2 ルート②の計算

(1) 規定の背景

本規定は、剛性率及び偏心率の点で大きな問題のない高さ31m以下の鉄筋コンクリート造の建築物で、かつ耐力壁及び柱等の水平断面積が、ルート①の規定を満たすほど大きくはないが、それでもかなり大きい建築物を対象とし、具体的にはいわゆる耐力壁の多い建築物を対象としたものである。これらの建築物については、耐力壁及び柱が、想定する地震に対して耐震強度のみで抵抗できるほどには多くないため、それを補う意味で、ある程度のねばりを持たせることが必要となる。

本規定は、このように建築物にある程度のねばりがあれば耐力上十分と考えられるのに必要な耐力壁等の水平断面積の検討方法について記したものであり、おおむね次のような意味を持つ。

- ① ある程度のねばりが期待できる状態において、建築物を構成する各部材に期待できる水平強度を、理論解析や実験結果に基づく単位強度（式中の25, 7等の値で単位はkg/cm²）に基づいて略算的に求め、それらの和を建築物の水平強度とする（式の左辺）。
- ② ある程度のねばりが期待できる建築物について、耐震的に必要と考えられる所要強度の限界値を、振動理論や震害結果の解析等に基づいて定める（式の右辺）。なお、右辺の係数0.75は、ある程度のねばりを与えること、剛性率及び偏心率の規制を行うこと等によって、低減してもよい強度の低減率の目安（ほぼ構造特性係数に相当する）を示したものである。

この式 ($\sum 25A_w + \sum 7A_c \geq 0.75 ZWA_i$) と1978年の宮城県沖地震による鉄筋コンクリート造建築物の被害度との関係をみると図6.3-1（曲線a）のようになる。この図には、昭55建告第1790号の式も曲線bとして併せて示した。本告示では、曲線aの右下方にプロットされる建築物を可としているわけであるが、この図にみるように曲線aと曲線bとの間には多くの被害建築物が含まれている。本規定では、これらの建築物については、主として剛性率、偏心率の制限と韌性の確保によって被害を少なくすることを前提としている。

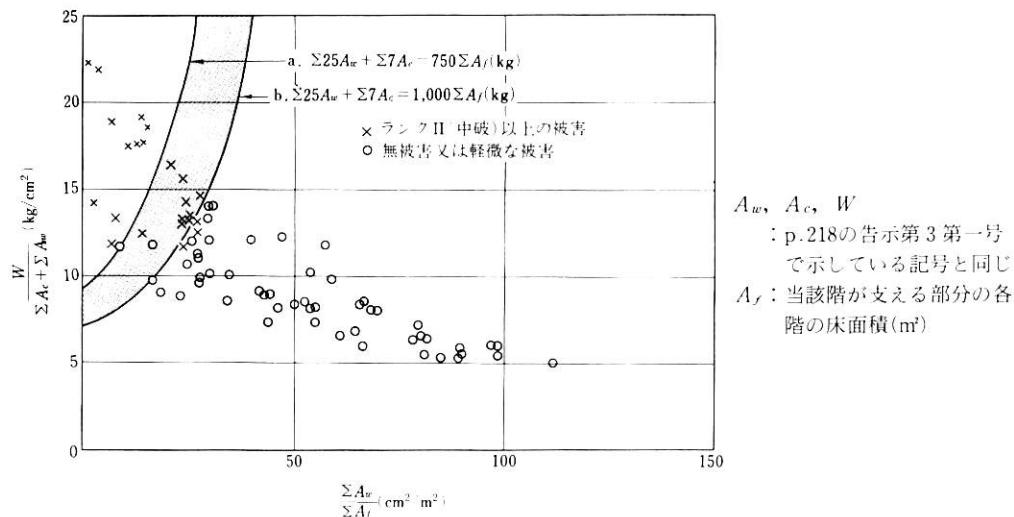


図 6.3-1 1978年宮城県沖地震による鉄筋コンクリート造建築物の被
害度（志賀博士による²⁾）と本規定との関係

(2) A_w, A_c の算定法

① 耐力壁の断面積 (A_w) のとり方

A_w の算定は 6.2.3(1)「耐力壁の断面積 (A_w) のとり方」(p.215) による。

② 柱の水平断面積 (A_c) のとり方

A_c の算定は 6.2.3(2)「柱の水平断面積 (A_c) のとり方」(p.217) による。

③ その他の壁について

6.2.3(3)「その他の壁」(p.217) による。

(3) 鞣性の確保

各部材は、必要に応じて十分な靣性を持たせるよう留意すること。

i) 柱及びはりの構造

① 設計用せん断力

設計用せん断力は、下記の Q_{D1} と Q_{D2} のうち小さい方の値による。

$$Q_{D1} = Q_L + n \cdot Q_E$$

$$Q_{D2} = Q_o + Q_y$$

ここで、 Q_L : 長期荷重によるせん断力。ただし、柱の場合には原則として 0 としてよい。

Q_o : 単純支持とした時の長期荷重によるせん断力。ただし、柱の場合には原則としてこれを 0 としてよい。

Q_E : 一次設計用地震力によるせん断力

n : 一般に 2 とし、構造計算上無視した腰壁、たれ壁のついている柱では、 h/h_o と 2 のうちの大きい方の値とする（ここで、 h : 階高、 h_o : 開口部高さとする）。

Q_y ：当該柱又ははりの両端に曲げ降伏が生じた時のせん断力。ただし、柱の場合には、柱頭に接続するはりの曲げ降伏を考慮した値としてもよい

- ② 柱及びはりのせん断補強筋の算定には、日本建築学会編「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説³⁾」に記された短期許容せん断耐力式を用いる。
- ③ 柱のせん断補強筋比 (p_w) は、②項による計算結果が下記の数値を下回る場合には、下記による。
 - a) 計算上無視したそで壁のついている柱： $p_w \geq 0.4\%$
 - b) その他の柱： $p_w \geq 0.3\%$

ii) 耐力壁の構造

耐力壁の構造は下記によること。

- ① 耐力壁の設計用せん断力は、一次設計用地震力により耐力壁に生ずるせん断力の2倍以上の値とする。
- ② 耐力壁のせん断補強筋の算定には短期許容せん断耐力式を用いる。ただし、せん断補強筋比は0.4%以上とする。また、耐力壁の開口部補強筋の算定についても上記に準じることとする。しかし、必要となる補強筋量は、コンクリートの打設に支障の生じることが推定されるほど非常に多くなることが少なくない。このような場合には、補強筋量を適切な値にとどめ、その代わりに許容耐力を低めに評価する等の配慮をする。

6.3.3 ルート②-2の計算

(1) 規定の背景

本規定は、剛性率及び偏心率の点で大きな問題のない高さ31m以下の鉄筋コンクリート造の建築物で、かつ、そで壁のついた柱などの水平断面積がかなり大きい建築物を対象とする。具体的には、大きな開口のついた壁や、柱についたそで壁等が多い建築物を対象としたものである。これらの建築物については、耐力壁及び柱が想定する地震に対して耐震強度のみで抵抗できるほどには多くないため、それを補うために、ある程度のねばりを持たせることが必要となる。

本規定は、このように建築物にある程度のねばりがあれば耐力上十分と考えられるのに必要な耐力壁、そで壁付き柱等の水平断面積の検討方法について記したものである。

本規定の式 $\sum 18A_w + \sum 18A_c \geq ZWA_i$ の両辺に0.75を乗じた式 $\sum 13.5A_w + \sum 13.5A_c \geq 0.75ZWA_i$ について説明すると、おおむね次の意味を持つ。

- ① ある程度のねばりが期待できる状態において、建築物を構成するそで壁付き柱等の部材に期待できる水平強度を、理論解析や実験結果に基づく単位強度（式中の13.5の値で単位はkg/cm²）に基づいて略算的に求め、それらの和を建築物の水平強度とする（式の左辺）。
- ② ある程度のねばりが期待できる建築物について、耐震的に必要と考えられる所要強度の限界値を、振動理論や震害結果の解析等に基づいて定める（式の右辺）。なお、右辺の係数0.75は、ある程度のねばりを与えること、剛性率及び偏心率等の規制を行うこと等によって低減してもよい強度の低減率の目安（ほぼ構造特性係数に相当する）を示したものである。

この告示の式 ($\sum 18A_w + \sum 18A_c \geq ZWA_i$) と、1978年の宮城県沖地震による鉄筋コンクリート造

建築物の被害度との関係をみると、図6.3-2(直線a)のようになる。図には、昭55建告第1790号の式も曲線bとして併せて示した。本告示では、直線aの下方にプロットされた建築物を可としているわけであるが、図6.3-2にみるように直線aと曲線bとの間には多くの被害建築物が含まれている。本告示では、これらの建築物については、主として剛性率、偏心率の制限と韌性の確保によって被害を少なくすることを前提としている。

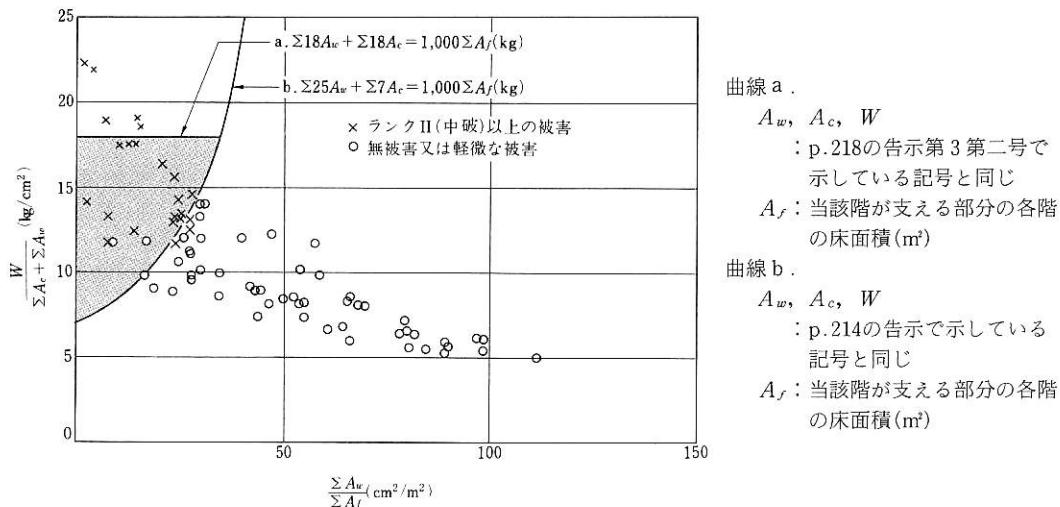


図 6.3-2 1978年宮城県沖地震による鉄筋コンクリート造建築物
の被害度（志賀博士による）と本規定との関係

(2) A_w, A_c の算定法

① 耐力壁の断面積 (A_w) のとり方

A_w の算定は 6.2.3(1)「耐力壁の断面積 (A_w) のとり方」(p.215) による。

② 柱の水平断面積 (A_c) のとり方

A_c の算定は 6.2.3(2)「柱の水平断面積 (A_c) のとり方」(p.217) による。

③ その他の壁について

A_w, A_c に算入しない。

(3) 韌性の確保

各部材は、必要に応じて十分な韌性を持たせるよう留意する。

鉄筋コンクリート造の柱、はり及び耐力壁の韌性の確保の考え方については、6.3.2(3)「韌性の確保」(p.220) による。

ただし、そで壁付き柱は、実験結果によれば、強度は大きいものの脆性的な破壊を生じやすいので、次の点に留意して設計する。

① 柱部分の設計に当たっては、そで壁の存在を考慮した応力解析及び断面算定を行うほか、部分的な破壊による性状の変化についても考慮すること。

② そで壁については厚さを15cm以上とするほか、壁配筋は複配筋とし、かつ、壁筋比を0.4%

以上とする。

6.3.4 ルート②-3 の計算

(1) 規定の背景

本規定は、剛性率及び偏心率の点で大きな問題のない高さ31m以下の鉄筋コンクリート造建築物で、耐力壁も含め比較的に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たものである。これらの建築物については、耐力壁等の量を特に規定していないため、大きな地震に対して十分なねばりがなければ安全な耐震性を期待することはむずかしい。このため、柱、はり及び耐力壁ができるだけねばりのある構造とすることが必要となる。

本規定は略算的にではあるが、この種の建築物のねばり強さをできるだけ向上させるための設計手法を示したものである。その概要は以下に示すとおりである。

- ① 柱及びはりについては、大地震動時に想定される応力を略算的に求め、その応力に対して少し多めにせん断補強を行う。
- ② 耐力壁については、そのような応力の略算法として適切なものが未だ提案されていないため、一次設計用のせん断力を割増してせん断設計をするとともに、せん断補強筋比の下限値も割増す。

また本規定では、この規定によって設計される建築物が持つべき耐力壁等の量を規定していないので、比較的に剛性分布のよい建築物なら、例えば剛節架構構造でも、適用してよいことになる。このように耐力壁の少ない構造の場合には、一次設計用地震力に対してぎりぎりの設計を行うと、保有水平耐力の上でもあまりゆとりのない結果となることが考えられる。これを避けるためには、例えば次のような方法があげられる。すなわち、剛節架構構造に近い建築物では、はりの一次設計用モーメントをフェイス（柱面）位置の値とはせず節点モーメントの値をそのまま用いるとともに、柱の主筋量もややゆとりのある値とする。ただし、スパンの短いはり等で、せん断力がかなり大きな値となる場合には、これによらなくてもよいであろう。

(2) 鞣性の確保

i) 柱及びはりの曲げ耐力の計算方法等について

- ① 柱及びはりの曲げ耐力の計算は、日本建築学会等の関連文献に記された式、又は、ルート③で示されている式等によってよい。この場合、コンクリート強度は設計基準強度とするが、鋼材の強度は短期許容応力度と同一の数値とする。ただし、JIS規格品においてはその1.1倍とすることができる。
- ② はりの曲げ強度の計算では、原則として上端降伏（逆ばかりの場合は下端降伏）の時、スラブ筋の効果として片側のスラブにつき、はり側面から1m程度の範囲内のスラブ筋をはりの引張鉄筋に加算して考慮する。
ただし、スラブの下端筋については、直交するはり等への通常のアンカー長さ($10d$ かつ15cm以上)¹⁾を有する場合にのみ考慮する。
- ③ 柱の曲げ強度の計算には、原則として引張鉄筋以外の主筋も考慮する。また、軸力としては、一般に内柱の計算では一次設計用の軸力（ただし、水平力による軸力は圧縮の方を採用

する)としてよいが、外柱にあっては、各階のはりの降伏時せん断力の和から求まる値又は、一次設計用地震力による軸力の2倍の値を長期軸力に加算した値とする。

ii) 柱及びはりの設計用せん断力を求める場合には下記による。

① 柱のせん断設計用せん断力 Q_{dc} は、原則として柱頭、柱脚における横架材との縁部において柱が曲げ耐力に達した時のせん断力 Q_{uc} より算出する(図6.3-3(a))。

ただし、略算的に降伏メカニズムの検討を行った場合は(図6.3-3(b)(c))、柱頭の横架材との縁部において柱が曲げ耐力に達し柱脚部ではりが曲げ耐力に達した時のせん断力、又は、柱頭部ではりが曲げ耐力に達し柱脚の横架材との縁部において柱が曲げ耐力に達した時のせん断力を Q_{uc} の代わりに用いてよい。

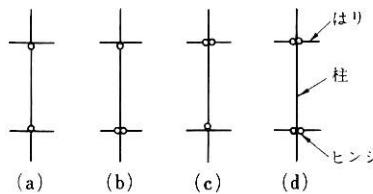


図 6.3-3 ヒンジ発生位置

なお、略算的に求める降伏メカニズムが図6.3-3(d)に示したように柱頭、柱脚ともはり降伏となる場合、この時のせん断力は原則として Q_{uc} の代わりには用いないものとする。このことは、ルート[2-3]の設計の考え方が、保有水平耐力の検討はしない代わりに、それを補う意味で設計用せん断力を大きめにとること等によってすぐれた塑性変形能力の確保をするという考え方であることによるものである。

柱のせん断設計用せん断力は、上記に掲げるとおりであるが、次式を基本とするとよい。

$$Q_{dc} = Q_o + n \cdot Q_M$$

ここで、 Q_o : 単純支持とした時の長期荷重によるせん断力。ただし、柱の場合には原則として0としてよい。

Q_M : 構造が水平力の作用によってメカニズムに達する時のせん断力で上記の Q_{uc} を Q_M の代わりに用いる。

n : せん断設計用の割増し係数で1.1以上の値とする。

ただし、 Q_M 及び Q_{uc} の算出に用いる曲げ強度の計算及び関連する注意事項については、ルート[3]の項によるとよい。

上記で求めた設計用せん断力に対して、柱の設計を行う場合には、十分ゆとりを確保すべきものとし、その計算は、適切な算定式を用いるものとする。

② はりの設計用せん断力 Q_{dg} は、原則として構造耐力上有効な鉛直材との縁部においてはり両端部が曲げ耐力に達する時のせん断力(Q_{ug})より算出する。なお、その算出法は上記の柱のせん断設計用せん断力の算出法に準ずるものとする。

iii) 柱及びはりの構造

① 鉄筋コンクリート造の柱及びはりのせん断補強筋の算定は次式による。

$$Q_{SAL} \geq Q_{DC}, \quad Q_{SAL} \geq Q_{DG}$$

ここで、 Q_{SAL} ：日本建築学会の規準に定められた短期許容せん断耐力式等による。³⁾

Q_{DC} ：柱のせん断設計用せん断力

Q_{DG} ：はりのせん断設計用せん断力

ただし、柱のせん断補強筋比は0.3%以上とする。

この計算方法では、建築物全体としての崩壊メカニズムは求めなくてもよいことになっているが、柱及びはりについては一応曲げ終局状態を略算的に計算し、その応力状態に対してせん断補強筋の計算をしている。

しかしながら、特に柱については、曲げ耐力に対して軸力の影響が大きいことが明らかにされているにもかかわらず、この計算方法では、本項の解説に記すように外柱を除き大地震時における軸力の変動を正確には考慮しなくてもよいことになる。このために、ここでは、このような略算に対する安全対策として、一般の柱に対する最小せん断補強筋比を通常の制限値の1.5倍である0.3%としている。なお、柱頭、柱脚部分を除く部分については、最小せん断補強筋比を0.2%としてよい。

また、耐力壁周囲の柱にもこの規定は適用する。

- ② 軸力の大きな柱は一般に脆的な破壊を生じやすいので、このような設計法による場合、外柱について6.3.4(2)i)のような方法で求めた軸力と長期軸力を加算した値による柱軸方向応力度が、コンクリート設計基準強度の0.35倍以下の値となるように設計しなければならない。
- ③ 柱の代表的な脆性破壊形式としてせん断破壊のほかに、付着破壊があげられるが、この破壊は一般に引張鉄筋比の大きな部材ほど生じやすい。特に異形鉄筋を主筋として用いた場合には、1列に多数の鉄筋を並べると、かぶり部分がこわれるような破壊を生じ、付着応力度の点からの検討だけでは十分ではない。詳細な検討をしない場合は、鉄筋コンクリート造の柱の場合、引張鉄筋比を0.8%程度以下とすることを推奨する。

iv) 耐力壁の構造

- ① 耐力壁のせん断設計用せん断力は、一次設計用地震力により耐力壁に生ずるせん断力の2倍以上の値とする。
- ② 耐力壁のせん断補強筋の算定には短期許容せん断耐力式を用いる。ただし、せん断補強筋比は0.4%以上とする。

上記の各事項についての論拠や具体的な方法は下記のとおりである。

耐力壁の大地震動に対する効果は、境界ぱりや直交ぱりの有無とその耐力及び地盤やくいの耐力等によって非常に大きな範囲にわたって変動する。このような状態を明らかにするには、その保有水平耐力の計算を詳細に行うことが必要であるが、その略算法については有効な方法が明らかにされていない。しかしながら、一般に耐力壁の多い建築物ほど震害は少なく保有水平耐力が大きいとされており、この場合、特に耐力壁の耐力が建築物の耐力のうちのかなりの部分を占めることが多くの解析例から明らかにされている。このため、ここでは、ごく控えめな値として一次設計用のせん断力を2倍にして計算する。なお、このせん断設計

用せん断力は耐力壁のせん断設計にのみ用いればよい。

耐力壁のせん断設計は下記による。

$$Q_{SAL} \geq n \cdot Q_{DW}$$

ここで、 Q_{SAL} ：日本建築学会の規準に定められた短期せん断許容耐力による。³⁾

n ：2とする。

Q_{DW} ：一次設計用地震力により耐力壁に生ずるせん断力

耐力壁の大地震動時における作用せん断力は、前記 Q_{DW} の値を大幅に上回る可能性があることに加え、 Q_{DW} 自体についても耐力壁のせん断力分担率の計算仮定によっては非常に大きくバラツクことが考えられる。これらのことから、安全対策として0.4%以上のせん断補強筋比を用いることとしている。

v) その他の留意事項

その他の部材についても、必要に応じて十分な韌性を有するよう留意する必要がある。

6.4 ルート③の計算

6.4.1 規定の内容

政令 第82条の4

(保有水平耐力)

第82条の4 第81条第1項の規定によつて特定建築物で高さが31メートルを超えるものの構造計算をするに当たつては、第82条及び第82条の2の規定によるほか、特定建築物の地上部分について、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 第4款に規定する材料強度によつて各階の水平力に対する耐力（以下この条において「保有水平耐力」という。）を計算すること。
- 二 地震力に対する各階の必要保有水平耐力を次の式によつて計算すること。

$$Q_{un} = D_s F_{es} Q_{ud}$$

この式において、 Q_{un} 、 D_s 、 F_{es} 及び Q_{ud} は、それぞれ次の数値を表すものとする。

Q_{un} 各階の必要保有水平耐力（単位 トン）

D_s 各階の構造特性を表すものとして、特定建築物の振動に関する減衰性及び各階の韌性を考慮して建設大臣が定める方法により算出した数値

F_{es} 各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて建設大臣が定める方法により算出した数値

Q_{ud} 地震力によつて各階に生ずる水平力（単位 トン）

- 三 第一号の規定によつて計算した保有水平耐力が、前号の規定によつて計算した必要保有水平耐力以上であることを確かめること。

〔関連告示等〕

ここで、 D_s は昭55建告第1792号（ D_s 及び F_{es} を算出する方法）第1（p.239）、 F_{es} は同告示第2（p.160）による。 Q_{ud} は令第88条第1項（p.85）及び第3項（p.104）による。

ルート③は、構造計算によつて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。また、第4章「構造計算の方法」でも述べた如く、高さ60m以下の建築物においては、その高さには関係なくルート③の構造計算によることができる。

ルート③は、

- ① 建築物の平面的な剛性の偏りの程度や立面的な剛性のバランスの程度
- ② 構成部材であるはり、柱及び耐力壁の強度や変形能力
- ③ 各鉛直部材の水平力の分担率

に応じて、その建築物に要求される必要保有水平耐力を建築物自身の保有水平耐力が上回っていることを確認する構造計算の方法である。

これを許容応力度の計算後の過程で示すと、層間変形角の検討、偏心率及び剛性率より形状係数 F_{es} を決め、目標の D_s に基づき柱及びはりの曲げ終局強度の算定とせん断強度の検討を行う。耐力壁については、曲げ及びせん断強度に加えて、回転についても検討する。なお、 D_s を小さく設定する場合には、曲げ終局強度に達した後も降伏ヒンジの位置は変わらず、せん断強度はこの状態を維持できるよう十分余裕を持たせておく必要がある。次に、架構の崩壊メカニズムの決定と、部材の種別より種別群と、保有水平耐力における耐力壁の分担率 β_u を求め D_s の確認を行う。 $C_o = 1.0$ とした時の地震力により生ずる水平力 Q_{ud} を算出し、さらに必要保有水平耐力 Q_{un} を算出して、建築物の保有水平耐力 Q_u がこの Q_{un} を上回ることを確認する。これをフローチャートで示すと図6.4-1のようになる。ルート③では、各部材ごとに脆性部材の有無や、さらに崩壊メカニズムを求め、それが全体崩壊形、部分崩壊形、あるいは局部崩壊形なのかの確認をして、また、その時の変形量が定量的に明確にとらえられないとしても保有水平耐力がどの程度あるのかの確認ができることが大きな特徴である。

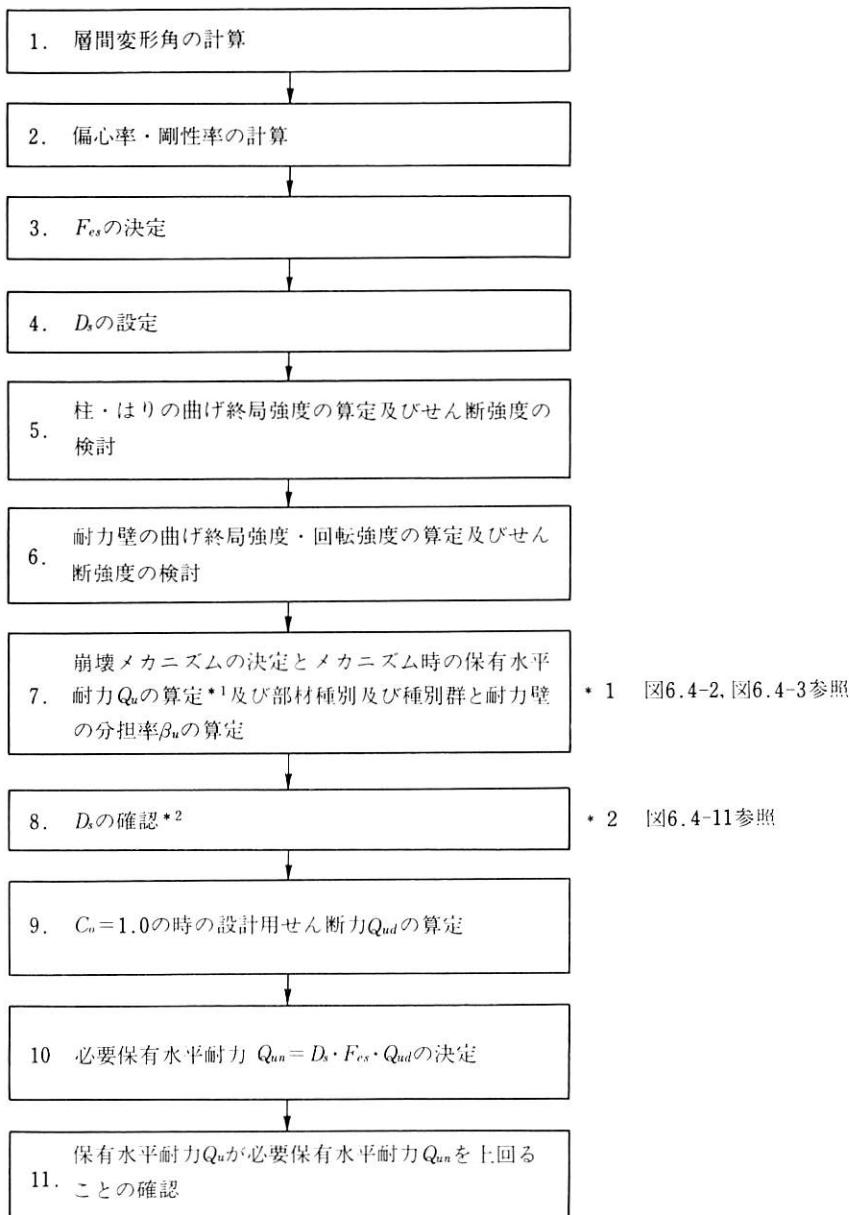


図 6.4-1 ルート ③ の許容応力度計算後のフロー概要

6.4.2 保有水平耐力

〔計算方法〕

鉄筋コンクリート造建築物の保有水平耐力の計算方法については、他の構造による建築物の場合と同様付一「保有水平耐力の計算方法」(p.310)に示すように種々のものがあるが、脆性的な破壊をする部材がない建築物の場合、又はあってもその影響が少ない建築物の場合については、

極限解析法及び増分解析法等が精算に近い方法である。ただし、この場合にも、計算に際して水平外力の分布は仮定しなければならない。また、同様な場合についての略算的な方法に節点振り分け法等がある。

これに対し、脆性的な破壊をする部材があって、その影響が大きい場合についての保有水平耐力の計算方法については、必ずしも定説がない。このため、適切と考えられる仮定を設けて上記の方法や仮想仕事の原理を用いた略算法等いずれかを準用することになる。

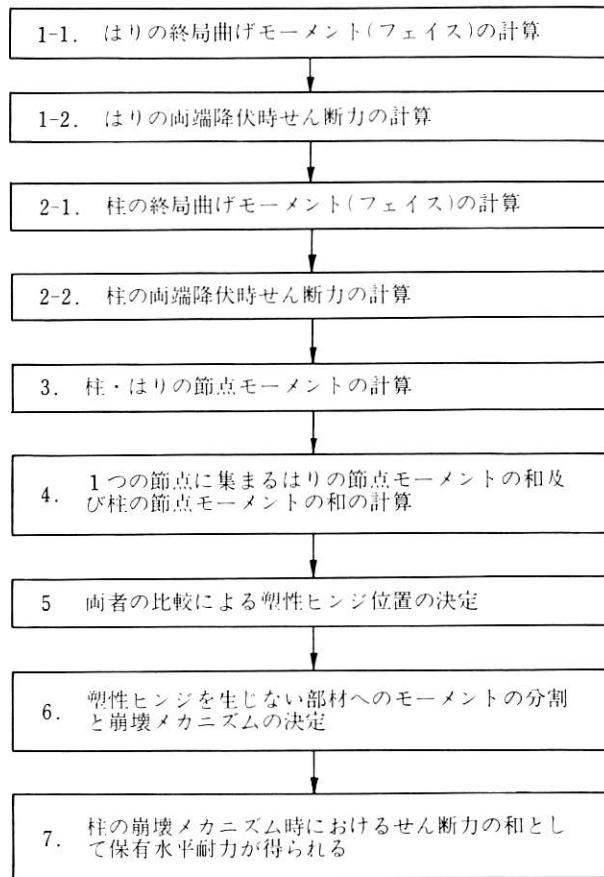


図 6.4-2 鉄筋コンクリート造剛節架構部分の保有水平耐力の計算フロー
(節点振り分け法)

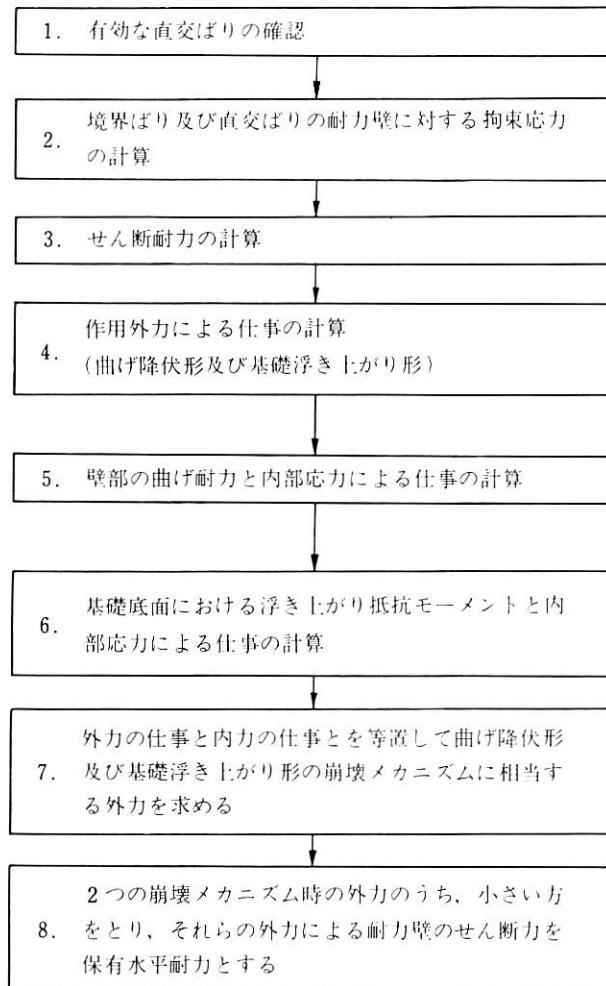


図 6.4-3 鉄筋コンクリート造耐力壁の曲げ及び回転耐力の計算フロー

6.4.3 部材の終局耐力

(1) 部材の終局耐力算定の基本事項

i) 部材の終局耐力の計算と材料強度

建築物の保有水平耐力は、柱、はり、耐力壁等の部材及びそれらの接合部の終局強度に基づいて計算することになる。この場合の材料強度としては次のような値を用いる（原則として、令第3章第8節第4款による）。

- ① コンクリートは設計基準強度
- ② 鋼材については短期許容応力度と同一の数値。ただし JIS 規格品にあってはその1.1倍とすることができる
- ③ くい及び地盤については極限支持力（度）

ii) 部材の終局耐力と影響因子

柱、はり、耐力壁及びそれらの接合部等における諸強度についての計算式は、次項に記さ

れた終局強度を表す式を用いればよい。また、これらの計算のうち、特に部材の曲げ強度に関連して、下記の諸項目について略算的な取扱いをした場合においては、せん断設計等所要のねばりを与えるための細部の設計において、その影響を考慮しなければならない。

- ① 鉄筋の実降伏点強度の上昇 $\sigma_y \times 1.1$
- ② スラブ筋のはりの曲げ強度に対する効果 片側はり側面から 1m 程度以内の
スラブ筋
- ③ 計算上の曲げ主筋以外の軸方向筋の効果 多段配筋
- ④ 曲げ強度に対する軸力の効果 メカニズム時の軸力
- ⑤ 耐力壁の耐力に対する耐力壁周辺部材の効果 境界ばかり及び直交ばかりの拘束効果
くい周辺摩擦、くい支持力
- ⑥ そで壁付き柱 そで壁付き柱の耐力
- ⑦ 腰壁・たれ壁付きはり 腰壁・たれ壁付きはりの耐力
- ⑧ 付着に関する挙動 付着割裂防止に対する判別式

(2) 部材強度の算定式

各構造による柱、はり及び耐力壁等の部材についての曲げ強度やせん断強度の算定式としては、種々の実用的な式が提案されている。しかしながら、曲げ強度式のように理論式に近いものから、せん断強度式のように実験結果をまとめたものまで種々あるので、適用性等について関連する資料を参考の上、適切な式を採用することが必要である。

以下に各規準等で提案されている算定式の一部を紹介しておく。

i) はりの強度の算定式⁴⁾

① 曲げ強度

曲げ強度は下記の（6-1）式が理論値に近く、また適合性もよい。なお、実際の計算では、引張鉄筋として原則として上端降伏（逆ばかりのときは下端降伏）の時、スラブ筋の効果として片側スラブにつき、はり側面から 1m 程度の範囲のスラブ筋を考慮に入れる。

ただし、スラブの下端筋については、直交するはり等への通常のアンカー長さ(10dかつ15cm以上)を有する場合にのみ考慮する。

$$M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d \text{ (kg} \cdot \text{cm)} \quad (6-1)$$

ここで、

a_t : 引張鉄筋断面積 (cm^2)

σ_y : 引張鉄筋の材料強度 (kg/cm^2)

d : はり有効せい (cm)

② せん断強度

はりのせん断強度の推定式としては（6-2）式がある。この式は、部材の有効せいが32cm以上のものに対する平均的な値を表すものであるが、下限に近い値を表すには下式の係数0.068(原式は0.0679であるが、ここでは0.068とまるめた)を0.053とすればよいとされている。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 180)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (\text{kg}) \quad (6-2)$$

ここで、

p_t : 引張鉄筋比 (%)

F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (kg/cm^2)

M/Q : 耐力を算定する断面のモーメントとせん断力の比

p_w : せん断補強筋比

σ_{wy} : せん断補強筋の材料強度 (kg/cm^2)

b : はり幅 (cm)

j : 応力中心間距離で $\frac{7}{8}d$ としてよい (cm)

上式は長方形断面ばかりの実験式であり、この式による計算値と実験値とを比較すると、集中荷重を受ける単純ばかりの場合にはかなり安全側の値となるのに対して、通常の建築物のはりが地震を受ける時のような応力状態に対しては必ずしも安全側の値とはならない傾向を持つが、実用式として使用できる。

最近の実験研究によれば、スラブのついたT形ばかりのせん断強度については次のような結果が得られている。すなわち、T形ばかりのせん断強度を安全側に表す式としては、(6-2)式の係数0.068の代わりに0.053を用いた式に対し、スラブの効果を考慮して、見掛け上はり幅 b を割増した b_e (ただし $b_e \leq 1.2b$) を b の代わりに用い、さらに、 p_w 及び p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} 及び p_{te} を用いるというものである。

なお、この考え方は日本建築センター編「中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説」⁵⁾に取り入れられている。

ii) 柱の強度の算定式⁴⁾

① 曲げ強度

長方形断面で、引張側及び圧縮側に各1段の主筋をもつ柱の曲げ強度の算定式としては次式がある。

$N_{max} \geq N > 0.4b \cdot D \cdot F_c$ の時、

$$M_u = \{0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c\} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{kg} \cdot \text{cm}) \quad (6-3a)$$

$0.4b \cdot D \cdot F_c \geq N > 0$ の時、

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{kg} \cdot \text{cm}) \quad (6-3b)$$

$0 > N \geq N_{min}$ の時、

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D \quad (\text{kg} \cdot \text{cm}) \quad (6-3c)$$

ここで、

N_{max} : 中心圧縮時終局強度 = $b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$ (kg)

N_{min} : 中心引張時終局強度 = $-a_g \cdot \sigma_y$ (kg)

N : 柱軸力 (kg)

a_t : 引張鉄筋断面積 (cm²) a_g : 柱鉄筋全断面積 (cm²) b : 柱断面幅 (cm) D : 柱断面せい (cm) σ_y : 鉄筋の引張りに対する材料強度 (kg/cm²) F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (kg/cm²)

なお、長方形柱には、その4辺に多数の鉄筋が配筋されることが多い。その場合の多段配筋柱の略算式として下式がある。

 $N_{max} \geq N > N_b$ の時,

$$M_u = \{0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024(1+g_1)(3.6-g_1)b \cdot D^2 \cdot F_c\} \left(\frac{N_{max}-N}{N_{max}-N_b}\right) \text{ (kg} \cdot \text{cm)} \quad (6-3d)$$

 $N_b \geq N \geq 0$ の時,

$$M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right) \text{ (kg} \cdot \text{cm)} \quad (6-3e)$$

 $0 > N \geq N_{min}$ の時,

$$\begin{aligned} M_u &= 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot g_1 \cdot D \\ \text{ここで, } N_{max} &= b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y \text{ (kg} \cdot \text{cm)} \\ N_b &= 0.22(1+g_1)b \cdot D \cdot F_c \text{ (kg} \cdot \text{cm)} \\ N_{min} &= -a_g \cdot \sigma_y \text{ (kg} \cdot \text{cm)} \end{aligned} \quad \left. \right\} \quad (6-3f)$$

a_g は柱の全鉄筋の断面積の和、 g_1 は柱の断面の両半分にそれぞれ含まれる鉄筋群（断面積 $a_g/2$ ）の重心間の距離の D に対する比である。ここで $a_g = 2a_t$ 、 $g_1 = 0.8$ とすると、(6-3d) ~ (6-3f) 式は (6-3a) ~ (6-3c) 式と一致する。

なお、円形断面柱の曲げ強度の算定は等断面積の正方形柱に置換し、主筋とフープを図 6.4-4 のように断面積及び主筋数をそれぞれ等しく、かつ、各辺の主筋数が同一となるように置き換えて、各式を適用すればよい。

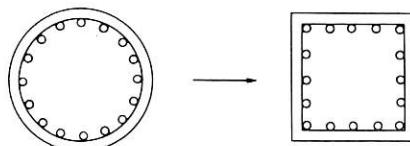


図 6.4-4 円形断面柱の取扱い

②せん断強度

日本建築学会編「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」による許容耐力式のほか、柱のせん断終局強度に関する提案式として下記のものがある。

$$Q_{su} = {}_B Q_{su} + 0.1\sigma_o \cdot b \cdot j \text{ (kg)} \quad (6-4a)$$

$$Q_{su} = (0.9 + \sigma_o/250) {}_B Q_{su} \quad (6-4b)$$

ここに、

${}_B Q_{su}$: (6-2) 式によるはりのせん断強度の計算値 (kg)

σ_o : 平均軸方向応力度 = $N/(b \cdot D)$ (kg/cm^2)

iii) 耐力壁の強度の算定式

① 曲げ強度

I形断面や長方形断面の耐力壁の曲げ強度の略算式としては下記の式がある。

$$M_{wu} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{B \cdot D \cdot F_c}\right) (\text{kg} \cdot \text{cm}) \quad (6-5a)$$

$$M_{wu} = a_t \cdot \sigma_y \cdot \ell_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \ell_w + 0.5N \cdot \ell_w (\text{kg} \cdot \text{cm}) \quad (6-5b)$$

ここで、

a_t : 引張側柱の主筋全断面積 (cm^2)

σ_y : 引張側柱の主筋の材料強度 (kg/cm^2)

a_w : 耐力壁の縦筋の断面積で、耐力壁の中間に柱がある場合にはその主筋断面積も含める (cm^2)

σ_{wy} : 耐力壁の縦筋の材料強度 (kg/cm^2)

D : 耐力壁の全長 (cm)

B : 耐力壁の圧縮側外縁の幅で、圧縮側外縁に柱がある時はその柱幅 (cm)

ℓ_w : I形断面耐力壁の場合の両側柱中心間距離。長方形断面の場合は $0.9D$ とする。

上記の2つの式については、いずれも実際の耐力壁では、作用軸方向 N があまり大きくなきことを考慮して、特に N の適用範囲は明記されていない。算定値と実験値とはおおむね20%以内の差となり、比較的よく一致する。また、両方とも D が 6 m くらい以下では大差ない結果となろう。しかしながら、耐力壁が 2 スパン以上の場合には (6-5b) の式の方が大きな値を与えるが、その値を用いてよい。

② せん断強度

耐力壁のせん断強度の略算式としては下記の式がある。

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 180)}{\sqrt{M/(Q \cdot D)} + 0.12} + 2.7\sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1\sigma_o \right\} b_e \cdot j \quad (\text{kg}) \quad (6-6a)$$

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 180)}{M/(Q \cdot D) + 0.12} + 2.7\sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1\sigma_o \right\} b_e \cdot j \quad (\text{kg}) \quad (6-6b)$$

ここで

b_e : I形断面を長さと断面積とが等しい等価長方形断面に置き換えた時の厚さ (cm)

長方形断面壁の場合には厚さそのままの値 (cm)

D : 耐力壁の全長 (cm)

j : $7/8 \times d$ (cm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 (%) = $100a_t/(b_e \cdot d)$, a_t は I形断面の場合は引張側柱内の主筋、長方形断面の場合は端部の曲げ補強筋の断面積

d : I形断面の場合 $D - D_c/2$ (D_c は圧縮側柱のせい), 長方形断面の場合は $0.95D$ (cm)

p_{wh} : b_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (小数)

σ_{wh} ：水平せん断補強筋の材料強度 (kg/cm^2)

σ_o ：全断面積に対する平均軸方向応力度 (kg/cm^2)

ただし、(6-6b)式では、 $M/(Q \cdot D)$ が1未満の時は1とし、3を超える時は3とする。

上の2つの式のうち、(6-6a)式は壁のせん断強度についての実験値を平均的にまるめたものであるのに対して、(6-6b)式はそれを安全側にまるめたものである。

iv) 異形断面部材の強度の算定式⁴⁾

腰壁・たれ壁付きはり及びそで壁付き柱の強度の算定式を以下に示す。これらは日本建築学会編「保有耐力と変形性能」より抜粋した式である。これらの式は式の簡略化や実験資料の不足等により、長方形断面のはり・柱の強度式とくらべてやや精度が劣るため、その使用法については前述の文献等を参照するとよい。

① 腰壁・たれ壁付きはりの曲げ強度

次式は引張側のはり筋と壁筋を引張鉄筋として扱い、圧縮側の鉄筋はすべて無視した場合の曲げ強度略算式である。

$$M_u = a_{te}\sigma_y (d_e - 0.5x_n) \quad (6-7)$$

$$\text{ただし, } a_{te} = a_t + \sum a'_t \left(\frac{\sigma_y'}{\sigma_y} \right), \text{ かつ,}$$

$$a_{te} \leq (0.85 F_c t x_{nb} / \sigma_y) - \sum a'_t \left(\frac{\sigma_y'}{\sigma_y} \right)$$

$$x_n = a_{te}\sigma_y / (0.85 F_c t)$$

$$x_{nb} = \frac{c\varepsilon_B}{c\varepsilon_B + s\varepsilon_y} d_e$$

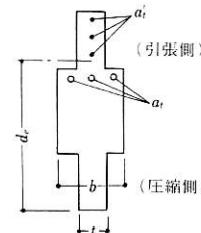


図 6.4-5 腰壁・たれ壁付きはり

ここで、 a_t , a'_t ：図 6.4-5 参照

σ_y , σ_y' ：はり主筋及び引張側壁筋の降伏点強度 (kg/cm^2)

F_c ：コンクリート圧縮強度 (kg/cm^2)

t ：圧縮側の壁厚（圧縮側に壁がない場合には $t = b$ ）(cm)

d_e ：引張鉄筋群の重心から圧縮縁までの距離（図 6.4-5 参照）(cm)

$c\varepsilon_B$ ：コンクリートの圧縮強度時のひずみ（小数）

$s\varepsilon_y$ ：はり主筋の降伏点強度時のひずみ (σ_y/E としてよい) (小数)

② そで壁付き柱の曲げ強度

次式は、そで壁付き柱の断面を長方形断面に置換し、柱の引張側主筋のみを考慮した曲げ強度略算式である。

$$M_u = (0.9 + \beta) a_t \sigma_y D + 0.5 N D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{b_e D F_c} \left(1 + \frac{a_t \sigma_y}{N} \right)^2 \right\} \quad (\text{kg} \cdot \text{cm}) \quad (6-8)$$

ここで、 a_t ：柱の引張主筋断面積 (cm^2)

σ_y ：引張主筋の降伏点強度 (kg/cm^2)

D ：柱せい（図 6.4-6 参照）(cm)

β ：圧縮側そで壁の張出し長さ比（図 6.4-6 参照）(小数)

b_e ：置換長方形断面の幅（図 6.4-6 参照）(cm)

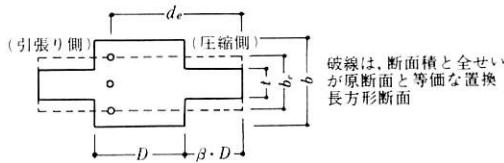
F_c : コンクリート圧縮強度 (kg/cm^2) N : 軸方向力 (kg)

図 6.4-6 そで壁付き柱

(3) 腰壁・たれ壁付きはり及びそで壁付き柱のせん断強度

次式は、壁付き部材のせん断強度を長方形断面材のせん断強度式と類似な形で表したものである。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (180 + F_c)}{M/(Qd_e) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j_e + 0.1 N \quad (6-9)$$

ここで、 $0.5 \leq M/(Qd_e) \leq 2$ (ただし $M/(Qd_e) < 0.5$ の時 0.5 の値とする)

$$p_{we} = p_w \left(\frac{b}{b_e} \right) + p_s \left(\frac{t}{b_e} \right) \quad (\text{小数})$$

 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点強度 (kg/cm^2)

$$j_e = \frac{7}{8} d_e \quad (\text{cm})$$

 p_s : 壁の横筋比 (小数)

$$p_t = 100 a_t / (bD) \quad (\%)$$

他の記号は、(6-2), (6-7), (6-8)式で用いるものと同じ。
v) 柱の付着割裂破壊の検討⁴⁾

鉄筋コンクリート造柱に異形鉄筋を使用した場合の付着割裂防止の判定式を示す（日本建築学会編「保有耐力と変形性能」より）。なお、この判定式は、柱頭及び柱脚に曲げ降伏ヒンジが生じた状態で多数回にわたり大きな繰り返し水平変形を加えた柱の実験より得られたものであり、付着割裂破壊の判定式としてはかなり安全側の判定式となっている。

$$\frac{n\phi^2\sigma_y}{4} \leq k\sqrt{F_c} Y (a - \ell_h) \quad (6-10a)$$

ここで、 ϕ : 引張主筋の公称径 (cm)

 σ_y : 引張主筋の降伏点強度 (kg/cm^2) n : 引張主筋本数 ($b/n > 2\sqrt{2}d_t$ の時は $n = 2$) Y : 割裂線長 (cm)

$$Y = \begin{cases} b - n\phi & b/n \leq 2\sqrt{2}d_t \\ 2(2\sqrt{2}d_t - \phi) & b/n > 2\sqrt{2}d_t \end{cases}$$

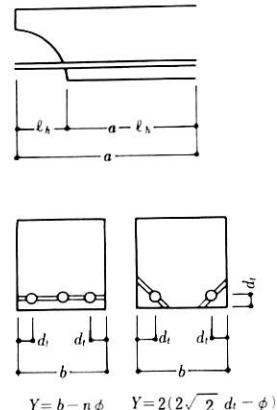
 b : 部材幅 (cm)

図 6.4-7 付着割裂破壊の検討

d_t : 引張筋の中心からコンクリート表面までの距離 (cm)

a : シヤースパン M/Q (cm)

F_c : コンクリート圧縮強度 (kg/cm²)

ℓ_h : 鉄筋の付着そう失長さで $0.5(M/(QD))d_t$ とする。ただし, $1.5 \leq M/(QD) \leq 3.0$ (cm)

$$k : \begin{cases} 0.60 & \dots \text{四すみ以外の主筋に拘束なし} \\ 0.70 & \dots \text{四すみ配筋の場合} \\ 0.77 & \dots \text{四すみ以外の主筋すべてを副帯筋で拘束した場合} \end{cases}$$

なお, $M/(QD)$ が 3 以上の柱及び丸鋼の場合は付着割裂破壊の検討を必要としない。

コンクリート強度に対して相対的に高い強度の主筋を用いたり, 部材寸法に対して細径鉄筋を数多く配筋すると(6-10a)式が満たされなくなり, 曲げ補強筋として配筋できる量が限定されることになる。そこで, (6-10a)式を限界鉄筋比 p_{tBo} を表す(6-10b)式に変形する。柱の引張鉄筋比 p_t がこの p_{tBo} を上回ると付着割裂を生じやすいとし, 付着割裂を防止するためには p_t が p_{tBo} 以下になるように配筋するものとしている。

$$p_{tBo} = \frac{1}{\frac{0.32}{k\alpha_o} \left(\frac{\sigma_y}{\sqrt{F_c}} \right) + 1.27 \left(\frac{D}{\phi} \right)} \quad (6-10b)$$

ここで, $\alpha_o = (a - \ell_h)/D$

(3) 架構の耐力

i) 崩壊メカニズムを形成する時の鉄筋コンクリート造架構の耐力

① 脆的な破壊をする部材を持たない場合の架構の耐力

脆性部材を含まない建築物を対象とする場合の崩壊形は, 図 6.4-8 の(a), (b), (c), (d) 及び(i)のように, 構造物全体, または, ある階全体が不安定機構を形成するものである。図 6.4-9(a)に示すような架構で, A, B 及び C の鉛直部材すべてが脆性部材でない場合, 構造物に作用する水平力 P と水平変形 δ との関係を概念的に表せば, 図 6.4-9(b) のようになる。そして, ここでいう保有水平耐力とは, 一番最後に部材 A が降伏した後の状態における縦軸の値を意味し, A, B, C 3 つの鉛直部材の耐力の単純和となる。

② 脆的な破壊をする部材を持つ場合の架構の耐力

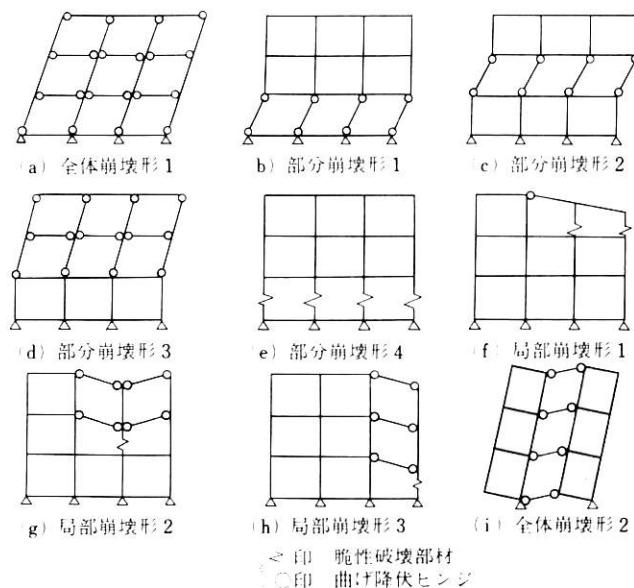
脆的な破壊をする部材を持つ建築物などの保有水平耐力は, それらが破壊する時の変形状態において各部材が負担する水平せん断力の和として求める必要がある。脆性破壊を生じやすい短柱(雑壁等が取付く場合を含む)及びせん断破壊形の耐力壁を含む架構の場合には, 脆性部材の量や, それらの破壊による建築物全体の破壊状況によって以下の a) 又は b) のいずれかの方法によって保有水平耐力を算定する。

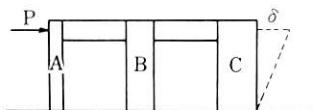
a) 脆性部材を考慮する方法——脆性部材の破壊時を設計対象とし靭性部材の強度を低減の上保有水平耐力を算定する。ただし, D_s の値は大きめに評価する。

b) 脆性部材を無視する方法——脆性部材を無視し, 脆性部材のない建築物と同様に算定する。この時の D_s 値には靭性部材の値を用いる。ただし, この方法は, その脆性部

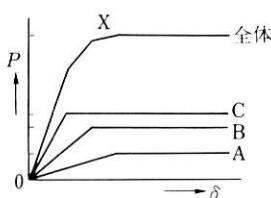
材に破壊が生じた時に、それまで支持していた鉛直力をその脆性部材に代わって支持できる部材（例えば直交壁等）がなく、あるいは、その脆性部材に十分な鉛直支持能力を持たせるような工夫がなされてなく、建築物の部分的な崩壊が起こると予想される場合には適用できない。

破壊を無視できない脆性部材を含む崩壊形の例は、図6.4-8の(e), (f), (g)及び(h)のようなものである。図6.4-9(a)の架構で部材Cが脆性部材である場合、荷重一変形曲線は、例えば図6.4-10のようになる。すなわち、図6.4-10の部材Cのように最大耐力に達した後に、変形の増大につれて耐力が低下する部材があり、その時図6.4-8の(h)のようにその部材の破壊により、局部的な崩壊が起こるとすれば、この種の部材の破壊時をもって、その構造物の保有水平耐力と考えなければならない。この時の保有水平耐力の値は図6.4-10でもわかるように、部材Cが破壊する時点では、部材A及びBは、まだそれぞれの最大耐力にまでは達していない。脆性部材を含む場合の保有水平耐力については、図6.4-10の変形Xの点で、部材A, B及びCの耐力を考えるという意味である。なお、部材Cの破壊によりそれに接続するはりに破壊が生じなければ、部材Cの耐力を無視し、部材A及びBの耐力と変形能力を頼りに図6.4-10のYの状態を対象にして設計をしてよい。いうまでもなく、このYの状態では、部材Cには著しい損傷が生じていることになる。

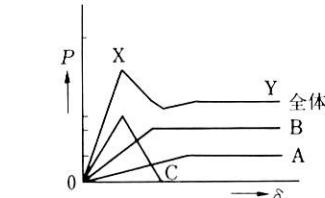
図6.4-8 各種の崩壊形の例¹⁾



(a) 架構の構成



(b) 荷重一変形曲線

図 6.4-9 脆性部材のない架構⁶⁾図 6.4-10 脆性部材のある架構⁶⁾
の荷重一変形曲線

ii) その他

① 耐力壁等に対する境界効果

耐力壁等の保有水平耐力については、境界ぱりや直交ぱりが耐力壁等に連続している場合、それらの効果が非常に大きい。このため、その効果を適切に評価することが必要である。それらの効果を無視した場合には、保有水平耐力の上からは安全側の仮定となるが、ねばり強さの確保の上からは危険側の仮定となるので、注意が必要である。

② 耐力壁等の基礎浮き上がり耐力

耐力壁の破壊形式としては、一般の柱及びはり部材と同様なせん断破壊形式や曲げ破壊に加えて、基礎が浮き上がったり、又は圧縮側が沈んだりする、いわゆる回転系の破壊となることが少なくない。この破壊形式を無視することは、建築物の保有水平耐力の計算上からは危険側の仮定となることがあるので、注意が必要である。

6.4.4 構造特性係数 D_s (1) D_s の規定

告 示 昭55建告第1792号第1

第1 D_s を算出する方法

建築物の各階の D_s は、柱及びはりの大部分が木造である階にあつては次の表1、柱及びはりの大部分が鉄骨造である階にあつては次の表2、その他の階にあつては次の表3の数値以上の数値を用いるものとする。ただし、当該建築物の振動に関する減衰性及び当該階の韌性を適切に評価して算出することができる場合においては、当該算出によることができる。

1・2

(略)

3

架構の形式		(イ)	(ロ)	(ハ)
架構の性状		剛節架構又はこれに類する形式の架構	柱及びはり欄に掲げるものの以外のもの	名階に生ずる水平力の大部分を当該階の耐力壁又は筋かいによつて負担する形式の架構
(1)	架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高いもの	0.3	0.35	0.4
(2)	(1)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの	0.35	0.4	0.45
(3)	(1)及び(2)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材にせん断破壊が生じないこと等のため、耐力が急激に低下しないもの	0.4	0.45	0.5
(4)	(1)から(3)までに掲げるものの以外のもの	0.45	0.5	0.55
(柱及びはりの大部分が鉄骨鉄筋コンクリート造である階にあつては、この表の各欄に掲げる数値から0.05以内の数値を減じた数値とすることができる。)				

鉄筋コンクリート造の建築物で耐力壁の多い構造形式のものでは、ひび割れ発生後、比較的小さい変形で最大水平耐力に達し、その後の耐力の低下の程度は大きいが、最大水平耐力そのものが高い。一方、同じ鉄筋コンクリート造の建築物でも、耐力壁が少なく柱及びはり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水平耐力に達し、その後の耐力の低下も比較的小さいが、最大水平耐力はそれほど高くない。これらの性状は水平耐力に対する設計条件だけでなく、せん断力に対する設計の程度にも関係するものであるが、それぞれの構造形式における構造特性についての一般的傾向である。最大水平耐力又はねばりの程度に差のある構造特性の建築物を、想定する強さの地震動に耐えるように設計するには、その構造特性に応じて耐震性を評価するための同一の尺度が必要となる。この尺度として、建築物の塑性変形能力及び振動減衰性等により、建築物に必要な最大水平抵抗力を低減する要素として構造特性係数 D_s がある。この構造特性係数 D_s についての詳細な説明は第4章(p.155)に示されている。

(2) 背景

鉄筋コンクリート造の D_s 値は、他の構造の D_s 値と同様に、主として架構(壁式鉄筋コンクリート造では構面。ただし壁式については 9.2「壁式鉄筋コンクリート造」(p.305) 参照)の塑性変形能力に依存する。架構の塑性変形能力は、それを構成する柱、はり及び耐力壁の部材の性能と各部材の割合とによって支配される。これらのことから、架構中に含まれる耐力壁が負担する水平力の割合によって分類される架構形式と、架構を構成する各部材の塑性変形能力の平均的な値によって分類される架構の性状とに基づき D_s 値を定めることにした。

このように、鉄筋コンクリート造の D_s 値に影響する最も基本的なものは架構を構成する各部材の塑性変形能力であるが、それを支配するのは、各部材に生じる脆性破壊現象である。以下には、 D_s 値の背景となっている各部材の脆性破壊現象とそれに関係する諸因子について記す。

i) 鉄筋コンクリート造架構の靭性と破壊形式

- ① 鉄筋コンクリート造架構の塑性変形能力は、それを構成する柱とはりの塑性変形能力に依存する。このうち、柱については、せん断破壊、付着破壊及び圧縮系の破壊がその塑性変形能力に影響する脆性破壊の例としてあげられる。また、はりについては、せん断破壊が代表的な脆性破壊である。
- ② 鉄筋コンクリート造柱のせん断破壊は、原則として、メカニズム時のせん断力を上回るせん断耐力を確保するに十分なせん断補強を施すことによって避けることができる。しかしながら、作用せん断力が一定の限度を超えると、多量の補強筋を用いてもすぐれた靭性を期待しにくくなることが実験的に確認されている。このことから、この種の作用せん断力の限界値を無次元化し、 τ_u/F_c (メカニズム時の平均せん断応力度/コンクリートの材料強度)のレベルを、柱の塑性変形能力の種別の指標の一つとした。

また、柱のせん断スパンの柱せいに対する比が非常に小さい場合には、いわゆる短柱となる。これは過去に震害の多い部材のうちで最も代表的なものである。この場合にも、多量のせん断補強を施しても対角線状のせん断ひび割れに起因する脆性的な破壊を生じやすい。このために、上記のせん断スパン比を近似する指標として h_o/D を選び、これもせん断破壊に係る塑性変形能力の種別の指標の一つとした。

- ③ 一方、柱について、せん断力に起因するもう一つの脆性破壊の形式として異形鉄筋を主筋とする柱の付着割裂破壊がある。一般に鉄筋コンクリート造部材の曲げ補強筋として用いられる異形鉄筋とコンクリートとの付着性能は非常によく、鉄筋がコンクリートから滑脱することはまずない。しかしながら、滑脱をしない代わり、鉄筋回りのコンクリートを局部的に破壊し、結果的に滑脱と同じくコンクリートと鉄筋がばらばらになるに至る。これを付着割裂破壊と呼ぶが、この破壊形式は、滑脱とは異なり、引張側のかぶりコンクリート部分が剥落するので逆向きの曲げ応力では材せいの減小による耐力低下も生じる。

この破壊形式は、引張鉄筋の存在応力の材長方向の変化が大きい時一すなわち、曲げ応力とせん断力とがともに大きい時に、1本の引張鉄筋に対するコンクリート断面の幅が小さい部材で生じる。具体的には、引張側で多数の鉄筋が一列に並ぶ部材で引張側のかぶりコンクリートが全体的に剥落する例や、引張側の隅角部に太い鉄筋(又は数本の束ね鉄筋)を配置

した部材でその鉄筋を囲む隅角部が剥落する例があげられる。我が国における鉄筋コンクリート造の震害例にみられる破壊形式はせん断破壊が顕著であるが、1985年のメキシコ地震では、束ね鉄筋を柱に用いた多くの建築物で、顕著な隅角部での付着割裂破壊が認められた。

この破壊モードを制御するには、上述のような配筋を避けることが必要であり、このために具体的な設計式も提案されている。この設計式等を用い一般的な条件を有する柱について検討した結果、引張鉄筋比 ρ_t が一番影響の大きい因子であることがわかった。このことから、 ρ_t を柱の塑性変形能力の種別に対するもう一つの指標とした。なお、この破壊形式の補強に対しては、通常の形状のせん断補強を多くしても、ほとんど効果がないことに注意を要する。

④ 柱の地震時における脆性破壊に関連するもう一つの大きな因子として軸方向応力がある。すなわち、軸方向応力が大きい柱では、曲げ応力やせん断力に対する余裕が小さいため、地震時には、曲げ圧縮破壊やせん断圧縮破壊を生じ、主として圧縮側のコンクリートが破壊して、小さな変形下で顕著な耐力低下を生じやすくなる。この脆性破壊の制御のためには、閉鎖形の横補強筋（副帯筋ではなく、帯筋）で主筋の内側のコアコンクリートを拘束するとともに、主筋の座屈を遅らせるため、副帯筋や帯筋等を密に配置することが有効である。しかし、その補強効果も軸方向応力度が一定限度以上に達すると、次第に小さくなることが実験的に確認されていることから、これを無次元化した σ_o/F_c （メカニズム時の軸方向応力度／コンクリートの材料強度）と同じく柱の種別のための指標の一つとした。

⑤ 鉄筋コンクリート造はりの脆性破壊形式としては、作用する軸方向圧縮力が小さいため、せん断系のものが主となる。過去の震害例でみると、せん断破壊が中心であり、③で記述した付着割裂破壊はあまりない。付着系の破壊が少ない理由としては、上端引張りに対してはスラブコンクリートの効果があり、下端引張りについては、一般に鉄筋比が小さいことと主筋の応力度勾配が小さいことがあげられる。これらのことから、はりの鉄筋比は塑性変形能力の種別のための指標としてとりあげられていないが、特殊な条件下のはりについては、検討が必要である。

⑥ はりのせん断破壊は②に記した柱の場合と同じく、最も典型的なものであることから、同様な考え方からはりの種別のための唯一の指標として、 τ_u/F_c の形でとりあげられている。ただし、はりの場合の τ_u/F_c の制限値が柱にくらべて緩和されているのは、はりでは軸方向圧縮力がほとんど作用しないためせん断破壊を生じても耐力低下が緩やかであること、及び一般的のはりで存在するスラブコンクリートのせん断耐力に対する効果を安全側に無視してせん断補強筋の設計を行うことが多いこと等による。

ii) 鉄筋コンクリート造耐力壁の韌性と破壊形式

① 鉄筋コンクリート造耐力壁の破壊形式としては、基礎回転系、曲げ系、せん断系などがあり、一般の中低層建築物の周辺架構付き耐力壁では圧縮系の破壊形式はほとんどない。圧縮系の破壊形式が少ないので、耐力壁の床荷重負担面積が壁のない場合と同じであるため、一般に σ_o/F_c の値が、かなり小さい値にとどまるからである。

② 基礎回転系の破壊形式としては、引張り側が浮き上がるタイプと、圧縮側の沈むタイプとがあるが、いずれのタイプも、耐力壁自体の破壊をもたらすものではない。明確ではない事

項もあるものの、当面は、脆的な破壊ではないとして耐力壁の種別に対する要因としては除外してある。

- ③ 曲げ系の破壊形式は、せん断系の破壊形式と比較すれば韌性に富む形式であり、やはり、種別要因としては考慮されていない。しかしながら、耐力壁の場合には曲げ系の破壊形式を示す時でも、曲げ応力と組合さって作用するせん断力の影響が大きく、特に大きな塑性変形能力を期待する時には圧縮部分を有効に補強することが肝要である。
- ④ せん断系の破壊形式は、耐力壁の脆性破壊形式の最も典型的なものである。この破壊形式もせん断補強筋を増すことによって変形能力を改善できるが、柱の場合と同様、補強の有効な限界があり、主として最大耐力時のせん断応力度が一定値を超えると補強効果が小さくなることが実験的に確かめられている。この場合の限界は、壁板周辺の柱の有無により大きく異なることから、耐力壁の塑性変形能力に関する種別の判別には、一般の周辺柱がある場合と、壁式構造のように周辺柱がない場合とに分けて τ_u/F_c の値を定めた。
- ⑤ せん断系の破壊形式の一つとして柱やはりでみられる付着割裂は、理論的には耐力壁にも発生し得る破壊形式である。しかしながら、我が国における中低層鉄筋コンクリート造建築物における耐力壁の諸元を考えると、付着割裂破壊は次のような理由から発生しにくいことが明らかであることから、耐力壁の種類の判別のためにはその要因を考えないこととした。すなわち、曲げ応力が卓越する曲げ破壊形の場合にはその反力点高さは高く、1階分の階高を超えることが通常であり、曲げ補強筋の引張応力度の変化はそれほど大きくはならず、付着割裂破壊は生じにくい。一方、これに対し、付着割裂破壊を生じやすい条件の一つである引張応力度の変化が大きい時はせん断スパン比が小さい場合であり、この時にはせん断力が大きくなつてその応力度レベルは非常に高く、結果的には付着割裂破壊よりもせん断破壊の方がはるかに生じやすい条件となる。

iii) 各鉛直部材のせん断力分担率

i) 及び ii) に記したように、鉄筋コンクリート造建築物における鉛直部材である柱及び耐力壁には種々の破壊形式が生じる可能性があり、それらによって構造の塑性変形能力、ひいては D_s 値にも大きな差が生じる。同じ曲げ破壊形でも、柱と耐力壁とでは、耐力低下を生じる限界変形に大きな差のあることが多く、一般的には柱の方が耐力壁よりも、よりすぐれた塑性変形能力を期待しやすい。このことから、鉄筋コンクリート造については、架構の中で耐力壁の負担する水平力の大小により、架構の性状として3種類に区分することにしている。

(3) D_s の算定

D_s の算定に関する通達での鉄筋コンクリート造の部分を示す。

通達 昭56住指発第96号

別記3 昭55年建設省告示第1792号第1 (D_s の算出方法) の取扱いについて

[1] D_s の適用

D_s は、階、計算方向等によってそれぞれ異なる数値を採用しても差支えない。

〔2〕 D_s の判定方法

- (1) D_s の判定は、特別な実験・解析等によって適切に定める場合のほか昭和55年建設省告示第1792号第1の表1〔表2〕及び表2〔表3〕により、架構の形式及び架構の性状に応じて、当該表に掲げる数値以上の数値として定めるものとする。
- (2) 前記の架構の形式の区分は壁、筋かい等によって分担される耐力の比率、筋かいの挙動性状等を、架構の性状の区分は部材の靱性及びそれらの耐力分担比等をそれぞれ適切に評価して定めるものとする。
- (3) 前記のそれぞれの性状の判定は、当面下記の付則に示す判定基準に基づいて行うこととする原則とする。

〔付 則〕 D_s の判定基準

(1) 総 則

① D_s を実験・解析等によらず昭和55年建設省告示第1792号（以下「告示」という。）の第1の表によって定める場合は本基準による。ただし、本基準の一部分について、実験・解析等により本規定と同等以上にその性状を評価できる場合には、当該評価によることができる。

② 本基準の各規定は、階全体を対象として適用することとする。ただし、当該階を適切に分割して評価しうる場合は、その評価によることを妨げない。

(2) 表1〔表2〕及び表2〔表3〕の適用

① 告示の表1〔表2〕及び表2〔表3〕の適用は本項による。

② (略)

③ 表2〔表3〕(鉄骨造以外の階に適用)の適用は、次に掲げるところによる。

i) 表2〔表3〕の適用の原則は表3-6による。

表 3-6

欄 項	(い) イ) 剛接架構 ロ) β_u が0.3以下	(ろ) (い) 欄及び(は) 欄に掲げ るもの以外のもの	(は) β_u が0.7を超えるもの
(1) 表3-7 ランクIの構造	0.3 (0.25)	0.35 (0.3)	0.4 (0.35)
(2) 表3-7 ランクIIの構造	0.35 (0.3)	0.4 (0.35)	0.45 (0.4)
(3) 表3-7 ランクIIIの構造	0.4 (0.35)	0.45 (0.4)	0.5 (0.45)
(4) 表3-7 ランクIVの構造	0.45 (0.4)	0.5 (0.45)	0.55 (0.5)

※ 1 この表において β_u は耐力壁又は筋かいが分担する保有水平耐力の階全体の保有水平耐力に対する比をいう。以下同じ。

(※ 2 鉄骨鉄筋コンクリート造については、() 内の数値を適用してよい。)

ii) 表3-6中、構造のランク(I~IV)は表3-7による。なお、参考のため()内に表3-6による鉄筋コンクリート造の D_s の数値を示している。

表 3-7

耐力壁の種別及び β_u	WA			WB			WC			WD		
	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$
FA	I (0.3)	I (0.35)	I (0.4)	II (0.35)	II (0.4)	II (0.45)	II (0.35)	II (0.4)	III (0.5)	III (0.4)	III (0.45)	IV (0.55)
FB	II (0.35)	II (0.4)	II (0.45)	II (0.35)	II (0.4)	II (0.45)	II (0.35)	III (0.45)	III (0.5)	III (0.4)	IV (0.5)	IV (0.55)
FC	III (0.4)	III (0.45)	II (0.45)	III (0.4)	III (0.45)	III (0.5)	III (0.4)	III (0.45)	III (0.5)	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.55)
FD	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.55)									
壁式構造 ($\beta_u=1$)	—	—	II (0.45)	—	—	III (0.5)	—	—	IV (0.55)	—	—	IV (0.55)

iii) 鉄筋コンクリート造部材の種別の分類は表3-8及び表3-9による。

表3-8

柱・はりの種別		F A	F B	F C	F D
共通条件		想定される破壊モードが、曲げ破壊であること。			
柱の条件	h_o/D の下限***	2.5	2.0	—	左記以外
	σ_o/F_c の上限	0.35	0.45	0.55	
	p_t の上限	0.8%	1.0%	—	
	τ_u/F_c の上限	0.1	0.125	0.15	
はりの条件	τ_u/F_c の上限	0.15	0.20	—	
ここに $\begin{cases} h_o: \text{柱の内り高さ (cm)} \\ D: \text{柱せい (cm)} \\ \sigma_o: \text{崩壊メカニズム時の軸方向応力度 (kg/cm²)} \\ F_c: \text{コンクリートの材料強度 (kg/cm²)} \\ p_t: \text{引張鉄筋比} \\ \tau_u: \text{崩壊メカニズム時の平均せん断応力度 (kg/cm²)} \end{cases}$					
* 柱とそれに接着するはりの種別が異なる場合には、いずれか最下位のものによる。なお、崩壊メカニズムの明確な場合には、塑性ヒンジの生ずる部材の種別のうちの最下位のものによってよい。					
** 柱の上端あるいは下端において、接着するはりに塑性ヒンジが生ずることが明らかな場合には、 h_o/D のかわりに $2M/Q \cdot D$ を用いてよい。 (M, Q) はそれぞれ崩壊メカニズム時の柱の最大曲げモーメント及びせん断力)					

表3-9

耐力壁の種別		WA	WB	WC	WD
共通条件		せん断破壊をするおそれがないこと。			
τ_u/F_c の上限	一般	0.2	0.25	—	左記以外
	壁式構造の耐力壁	0.1	0.125	0.15	

この表において、 τ_u 及び F_c は表3-8に規定するところによる。

iv) (略)

v) 種別の異なる部材の併用の取扱い

各部材毎の種別と、階全体の種別との関係は下記による。

イ) 本項は、対象となる部材群に種別Dの部材が存在しないか、またはその存在が無視しうる場合に、次の判定に適用する。

(a) iii), iv)において階全体の壁群の種別(WA~WC)を判定する場合

(b) iii), iv)において柱・はり群の種別(F A~F C)を判定する場合

ロ) 部材群の中に種別Dの部材が存在する場合は、それが脆性的な挙動を示すそのため、局部的な崩壊等に対する影響と程度を考慮し適切に階全体の種別を評価するものとする。

ハ) イ)の適用は表3-5による。

表 3-5

部材群としての種別	種別Aの部材の耐力の和の部材群*の耐力和に対する比	種別Bの部材の耐力の和の部材群*の耐力和に対する比	種別Cの部材の耐力の和の部材群*の耐力和に対する比
A	50%以上	—	20%以下
B	—	—	50%未満
C	—	—	50%以上

* 種別Dの部材が存在する場合には、それを除く。

i) D_s の算定の手順

鉄筋コンクリート造建築物の D_s 値は他の構造の場合と同様に、階ごとに、また計算方向ごとに求める。すなわち、一つの階の一つの方向に存在するすべての鉛直部材（柱と耐力壁等）についてその塑性変形能力上の分類（部材の種別分け）を行い、さらにすべての柱及び壁についての結果から部材群としての平均的な性能を求めて、それらの結果により階の構造ランクから階の D_s を算定する。

告示、通達等に示された諸表を利用してつつ D_s を算定するフローを図 6.4-11 に記したが、これを以下に説明する。

- ① 階に属するすべての柱材について曲げ降伏ヒンジを主体とする崩壊メカニズムを求め、その時の応力などから個々の柱としての種別を通達の表 3-8 により判別する。

判別に用いる諸元は個々の柱についての h_o/D , σ_o/F_c , β_t 及び τ_u/F_c であり、また、その柱に接続するはりについては τ_u/F_c である。これらの 5 つの諸元の値によって通達の表 3-8 に分類されている柱（及びはり）の種別のうち、最も低い（表の右側の）種別をもってその柱の種別とする。

また、壁については、 τ_u/F_c の値により通達の表 3-9 からその壁の種別を定める。ただし、すべての柱、はり及び耐力壁についてそれらのせん断耐力をメカニズム時のせん断力より大きくしなければならない（図 6.4-11 の 1 のステップ）。

- ② すべての柱材について各種別に属する柱ごとに分類してそれらの耐力和を求め、種別Dに属する柱を除く全柱の耐力和に対する各種別ごとの耐力和の比率を算出する。それらの比率に基づき通達の表 3-5 より柱群としての種別（A, B, C）を定める。

また、すべての耐力壁についても柱の場合と同様な計算を行い、その結果により耐力壁群としての種別（A, B, C）を定める（図 6.4-11 の 2 のステップ）。

- ③ ②の段階で算出した柱群としての種別及び耐力壁群としての種別とから、通達の表 3-7 によりその階の構造ランク（I, II, III 及び IV）を定める（図 6.4-11 の 3 のステップ）。この場合、耐力壁がない時は WA ($\beta_u \leq 0.3$) の耐力壁がある場合と同じとしてよい。

- ④ その階のその方向における鉛直材のうち、FD に属する柱及び WD に属する耐力壁を除く全鉛直材の耐力和に対する WD に属する耐力壁を除く全耐力壁の耐力和の比 β_u を算出し、その値が 0.3 以下、0.3～0.7、0.7 を超えるものの 3 つに区分し、それらを架構の形式とする

(図 6.4-11 の 4) のステップ)。

- ⑤ ③及び④の段階で定めた構造ランク及び架構の形式とにより、その階のその方向の D_s を通達の表 3-6 又は表 3-7 により定める (図 6.4-11 の 5) のステップ)。

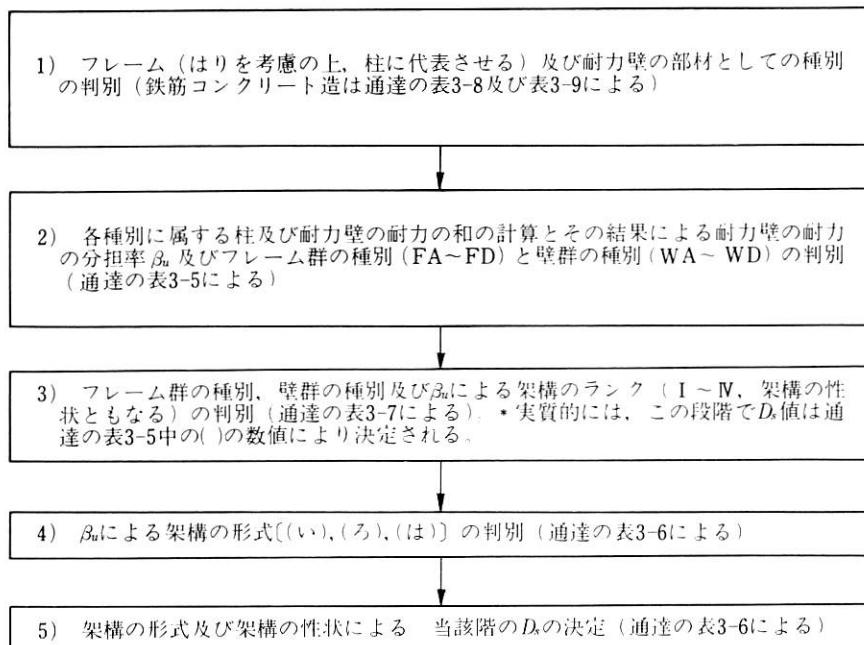


図 6.4-11 鉄筋コンクリート造の階の D_s の計算フロー

ここで、脆性部材 (D 部材) の存在を無視した場合には、その脆性部材を無視しても鉛直荷重による局部崩壊が生じないことを計算により確かめる必要がある (例えば図 6.4-12 の B の状態など)。

ii) 脆性部材を無視できない場合の D_s の算定

鉄筋コンクリート造の場合には、短柱やせん断スパンの短い耐力壁などのように脆性破壊を生じやすい部材を設けることが避けられない設計もあり得る。脆性破壊を生じる鉛直部材の破壊により、鉛直荷重による局部的な崩壊が生じる場合、すなわち、その脆性部材に代わって鉛直荷重を支持できる部材がない場合には次の方法によらなければならない。

脆性部材の破壊が生じる時を設計対象とし、耐力の計算及び D_s 値の算定においてその存在の影響を考慮する方法。この方法による場合、保有水平耐力の計算には脆性部材の耐力も算入するが、図 6.4-12 の A の状態のように、脆性部材の破壊時の変形が小さく、靭性部材が最大耐力まで達していない時は、それらの耐力を適宜、低減する。また、 D_s 値は一般にランク IV の構造として評価する。

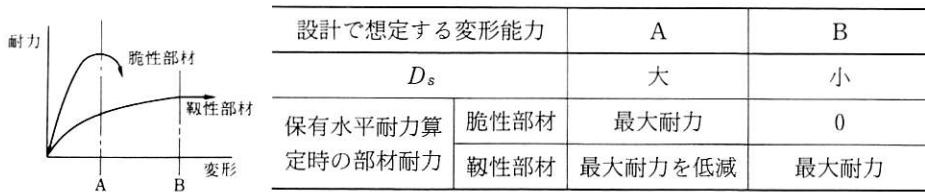


図 6.4-12 脆性破壊する部材がある場合の設計法

iii) その他の D_s 関連事項(1) p_t による部材の種類の判別

前述したように p_t による部材の種類の判別は、付着割裂破壊の防止を目的としたものである。このため、付着割裂破壊について詳細な検討を行い、破壊が生じないことが確認された場合には、 p_t に関する部材の判定は FA としてよい。

(2) 壁式鉄筋コンクリート造の D_s

壁式鉄筋コンクリート造については、9.2「壁式鉄筋コンクリート造」(p.305)に記すように、一定の条件を満たすものを対象に、二次設計を不要としている。しかしながら、規定された条件を満たし得ない建築物については、保有水平耐力の検討などの方法によることになるが、その場合に適用される D_s 値の基準は通達の表 3-9 による。

6.4.5 韧性の確保

(1) 柱及びはり

鉄筋コンクリート造の柱及びはりを非性に富む構造とするためには、適切な設計式によってそれらの部材の検討を行うことになるが、場合によって通常の補強ではすぐれた非性の確保が困難な構造条件の限界もある。これらの限界のうち、引張鉄筋比に対する限界は主として付着破壊に対するもの、また軸方向応力度はせん断圧縮破壊に、その他はせん断破壊に対するものである。しかし、例えは効果的な特殊補強を行うなどの適切な方法により、部材等にすぐれた非性を確保できることができることが確認されれば、これらの構造限界は緩和されることになる。以下には、鉄筋コンクリート造の一般的な柱及びはりに関してすぐれた非性が期待し得るための限界値について記す。

i) 引張鉄筋比 (p_t)

p_t の大きなものほど、せん断破壊や付着破壊を生じやすい。特にせん断スパン比が1.5~3.0の部材では p_t を1.0%以下とする。しかしながら、付着割裂破壊の生じないことを計算等で確認することにより限界値は緩和でき、 p_t に関する部材の種別は FA としてよい。

ii) 軸方向応力度 (σ_o)

σ_o の大きなものほど、曲げ降伏しても小さな塑性変形下でせん断圧縮破壊を生じやすい。 σ_o/F_c は地震時でも0.4程度にとどめることが必要である。 σ_o/F_c が大きい場合には、特に材端部を中心にせん断補強筋を密に配置してコンクリートを拘束することが有効である。

iii) せん断スパン比 ($M/(Q \cdot D)$)

$M/(Q \cdot D)$ の小さな場合には、対角線状せん断破壊などを生じやすい。特に $M/(Q \cdot D)$ が1程度より小さい部材では、多量のせん断補強をしても、もろい破壊を生じやすい性状を著しく改

善することは不可能であるため、このような短柱を持つ建築物の設計には特に注意が必要である。

iv)せん断補強筋量(p_w)とその間隔(s)

ρ_t 、 σ_o や $M/(Q \cdot D)$ などの値が適切な場合には、 p_w を増すことによって韌性を改善することが可能である。一方、計算上せん断補強筋が不要となる場合でも曲げ降伏後の大変形下で、コンクリートの圧潰後に、せん断ひび割れが生じることもあるので、このような場合でも一定量のせん断補強筋を確保することが必要である。通常の場合、 p_w の下限値として0.2%が妥当と思われるが、コンクリート強度の大きい部材では、ひび割れの発生によって失う強度の絶対量が大きいのでこの制限値も大きくする必要がある。また、主筋の早期座屈の防止には、間隔(s)を主筋径の8倍以下とすることが有効である。さらに、 p_w をいくら増してもその効果が顕著でなくなることが多いので、 p_w が1.2%を超える場合には、超えた分のせん断補強効果は計算上無視する。なお、以下に示す場合には、 p_w の制限値を緩和できる。

- a)せん断補強筋としてスパイラル筋を用いる(p_w の上限値を1.5%としてよい)。
- b)副帯筋等の特殊せん断補強筋を用いる(p_w の上限値を1.5%としてよい。ただし、全主筋を囲む帶筋のみの p_w の上限は1.2%である)。

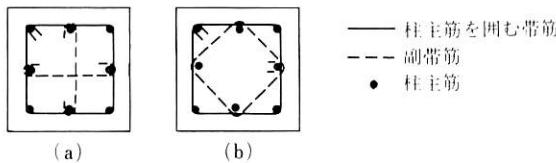


図 6.4-13 副帯筋による柱のせん断補強

- c)せん断補強筋に超高強度鉄筋(大臣特認)等を用いる場合には、 p_w の下限値を0.2%以下にしてもよい例がある。

v)曲げ耐力時のせん断応力度(τ_d)

強度のみを期待するような部材でも、著しい耐力低下を生じさせないために τ_d を $30\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度以下にとどめることが適切であろう。

(2) 耐力壁

耐力壁の変形性能の改善のためには、鉛直荷重による軸方向応力度の制限とか、付着破壊に対する制限などは実質的にはほとんど不要であり(ただし、建築物が高層化すると軸方向応力度の検討を必要とする場合もある)、主としてせん断破壊を防止することが重要なポイントとなる。既往の研究成果によれば、最大耐力時の平均せん断応力度の大きい耐力壁はどうしても脆性破壊を生じやすく、従って、最大耐力時の平均せん断応力度を小さく抑えるとともに、破壊形式が曲げ破壊又は基礎浮き上がり型になるよう設計することが必要となる。このためには、一部の超高層建築物の耐力壁にみるよう、壁に縦方向のスリットを設け、縦割りされた個々の壁部分を曲げ降伏させることによって最大耐力時のせん断応力を小さくすることも効果的であるが、より一般的には、引張側柱の主鉄筋量に応じて壁厚を厚くし、壁筋を十分に設けることが効果的なものとなろう。この場合、良好な韌性を期待するための最大平均せん断応力度の上限値の目安としては、

ほぼ $0.2F_c$ 程度の値が推奨できる。なお、耐力壁周辺の柱、はりの断面の大きさや鉄筋量が耐力壁の耐力や変形能力に対して少なからぬ影響を及ぼすことは明らかであり、特に耐力壁周辺柱の有無は、全体的にせん断圧壊する時の変形限界に対して大きな影響を持つ。このため、周辺柱のない長方形断面の耐力壁に良好な韌性を期待するためには、最大耐力時の平均せん断応力度を前述の $0.2F_c$ より低く抑える必要がある。

一方、耐力壁では、柱などに比較して非常に大きな強度が期待できるので（柱の最大耐力時の平均せん断応力度は最大でも $0.15F_c$ 程度）、韌性に期待せず、耐震強度のみを期待した設計も可能であるが、この場合も含めて、耐力壁の強度や変形能力の検討に際しては、次のような諸点に注意することが必要である。

- ① 周辺架構の断面や補強が同一の場合、壁厚や壁の補強量を 2 倍にしても、その耐力は 2 倍にはならない。周辺架構と耐力壁とを一体とした検討が必要である。
- ② 耐力壁の諸強度や破壊形式には、耐力壁と同一面内に接続する架構ばかりでなく、耐力壁に直交する方向の架構の強度も著しい影響を持つので、立体的な挙動に対する配慮が必要である。
- ③ 実際には、非常に数多くみられる有開口耐力壁の耐震性能は、開口周辺の補強筋量やその配置に著しく影響される。開口周囲の補強筋量の算定には、原則として、6.4.5(3)に示す所要の塑性変形能力を満たすために必要と考えられるせん断力を設計用せん断力として用いる。また、補強筋の算定に必要な有開口耐力壁のせん断耐力は、終局強度を用いることになるが、現在のところ、広く用いられるに至った提案式はない。このため、6.4.3「部材の終局耐力」(p.230) に記した無開口耐力壁のせん断耐力式に許容耐力用の開口による低減率を乗じているのが現状である。

しかしながら、上記の方法によった場合、必要となる開口周囲の補強筋量はコンクリートの打設が困難なほど多くなる場合が少なくない。このような時には、補強筋量を適切な量にとどめ、その代わりに耐力を低めに評価することになる。この場合の塑性変形能力は、適度な量の鉄筋の降伏が耐力を支配するため、比較的にすぐれたものとなることを示した研究資料がある。

(3) せん断設計及び塑性ヒンジ部分の補強等

D_s 値に相当する適切な塑性変形能力を確保するためには、建築物を構成する各部材がせん断壊や付着破壊等の脆性的な破壊をせずに、ヒンジ部分については十分な塑性回転能力を有することが必要である。このため、せん断破壊より曲げ降伏を先行させることを中心にいくつかの検討を行うことになる。これらの検討については、現時点でいくつかの検討方法が提案されてはいるものの、未だ確定的な結論は得られていないので、これらの諸提案を参考に設計者は適宜判断して設計を進めることになる。

i) せん断破壊の防止

建築物に韌性を期待して設計する場合、構造全体がメカニズムに達する以前にせん断破壊を生じさせないだけではなく、相当する塑性変形量に達するまでの段階でもせん断破壊を防止する必要がある。このための方策の一つとして、メカニズム時のせん断力を上回る所要せん断耐力を設

定し、そのために必要となるせん断補強筋を配置するという提案（①）がある。しかしながらこの方法の場合、ヒンジの生じない部材やせん断スパン比の大きい部材を中心に過補強となる傾向があること及び塑性ヒンジの改善を意図したものではないこと等の問題点がある。これに対し、ヒンジ部分の補強を中心とする提案（②）がある。この方法は定量的な評価に問題点がある。

① 部材の設計用せん断力を割増す方法

保有水平耐力時のせん断力を割増し、それを部材に必要なせん断耐力とするもので、この所要せん断力に対して、6.4.3に記した部材のせん断強度式から、必要なせん断補強筋量を算定する。

a) はりの場合

$$Q_{DG} = Q_o + n \cdot Q_M$$

b) 柱・壁の場合

$$Q_{DC} = n \cdot Q_M$$

Q_{DG}, Q_{DC} ：はり、柱・壁の所要せん断耐力

Q_o ：単純支持とした時の長期荷重によるせん断力

Q_M ：保有水平耐力時のせん断力

n ：割増係数

n は変形性能 (D_s)とともに変化させ、その値は1.1～1.6程度を用いるが、その値の決定については日本建築学会編「保有耐力と変形性能」⁴⁾を参考にするとよい。

② 塑性ヒンジ部分の補強を中心とする方法

大きな塑性変形を受ける部材については、①の諸式における n を1としてせん断補強筋を設けるほか、これに加えて、塑性ヒンジ部分（柱・はりでは、ほぼ材端から材せいに等しい位置までの範囲）については早期における鉄筋の局部座屈及びコンクリートの圧壊を防止するために、せん断補強筋や副帯筋を密に配置するなどの適切な補強を行う。

ii) その他の検討

① 異形鉄筋を用いた部材の付着割裂破壊の防止

異形鉄筋を主筋とする部材のうち、特に柱においては一辺に多数の鉄筋を並べた場合及び隅角部に太い鉄筋を設ける場合に、かぶり部分が剥落するという、いわゆる付着割裂破壊を生じることがある。この破壊形式はせん断破壊と同様に、脆性的な破壊形式であるため、すぐれた塑性変形能力を期待する時には、この種の破壊を防止する必要がある。一般的な場合に対する検討方法も提案されている（日本建築学会編「保有耐力と変形性能」を参照）が、通常の建築物の諸元を考慮した場合には、引張鉄筋比 ρ_t に対する制限をすればこの種の破壊の防止に対して有効であることが明らかにされている。従って、 ρ_t が通達の表3-8の条件を満たす場合には特別な検討は要しないが、 ρ_t がこれを上回る場合又は柱の種別を k_1 についてより正確に判断する場合には、上記の文献等に従って検討するとよい。

なお、はりの上端筋についてはスラブコンクリートの効果が期待できること、また下端筋については上端筋よりも鉄筋比が小さいこと等から、はりの鉄筋比については検討を要しないことになっているが、特殊な場合には検討するとよい。

また耐力壁については現在のところ、震害でも、構造実験でも、この種の破壊形式は確認されていない。

② 圧縮系の脆性破壊の防止

(1)項にも記したように、柱の軸方向圧縮応力度が大きい場合には、たとえ曲げ降伏が先行しても小さな塑性変形のもとにせん断一圧縮破壊や曲げ一圧縮破壊を生じ、脆的な挙動を示しやすい。このことから D_s を決める際の部材の種類の判別に、 σ_o/F_c の因子が選定されている。従って、 σ_o/F_c の大きい部材が多い場合などでは、それによって定まる D_s 値に応じた保有水平耐力を持たせることになる。従って、基本的にはこの規定を満たせば十分といえるが、 σ_o/F_c の大きな部材の補強には、せん断補強に加え、コアコンクリートの拘束や圧縮鉄筋の座屈防止が有効であることに留意する。

③ 塑性ヒンジ部分の局部補強

D_s 値の小さい、すぐれた塑性変形能力が期待される建築物では、部材端に生じる塑性ヒンジ部分に大きな塑性回転が許容されなければならない。すなわち、このような塑性ヒンジ部分では、せん断破壊を防止するだけではなく、曲げ降伏後、大変形に至るまで曲げ応力に対する性能を劣化させないことが重要となる。

〔参考文献〕

- 1) 「新耐震設計法Q & A集」日本建築士事務所協会連合会, 1985年9月
- 2) 「鉄筋コンクリート造建物の壁率と震害のマップについて」志賀敏男, 日本建築学会東北支部研究発表会, 1978年11月
- 3) 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」日本建築学会, 1982年6月
- 4) 「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」日本建築学会, 1981年6月
- 5) 「中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説」日本建築センター, 1987年10月
- 6) 「既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準」日本建築防災協会, 1977年

第7章 鉄骨鉄筋コンクリート造の耐震計算

7.1 耐震計算の考え方

7.1.1 鉄骨鉄筋コンクリート造の特徴

鉄骨鉄筋コンクリート造は、鉄筋コンクリート造と鉄骨造のそれぞれの長所を活かした合成構造である。すなわち、座屈及び火災に対して強い鉄筋コンクリートと韌性に富む性質を持つ鉄骨を組み合わせて、両者の長所を互いに活かし合った構造である。鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物は、過去の地震で著しい被害を被ったことは少なく、比較的すぐれた耐震性を有する構造である。

しかし、鉄骨鉄筋コンクリート造は、コンクリートの充填性に多少問題の生ずる場合があること、設計に当たってかなり高度な技術が必要となること等の側面も有する。

7.1.2 耐震設計の流れ

鉄骨鉄筋コンクリート造の構造計算は、規模がきわめて小さく構造計算を要しない建築物（階数 ≤ 1 、述べ面積 $\leq 200\text{m}^2$ ）及び高さが60mを超える建築物を除く、通常の建築物に対して行う。その進め方は、図7.1-1に示す3つのルートのうちいずれかによる。

① ルート①

高さが20m以下であり特定建築物に該当しない建築物では、柱及び耐力壁の量によりその保有水平耐力を略算的に求め、規定値以上あることを確認すればよい。

② ルート②

高さが31m以下の特定建築物で、ルート③によらないものについて適用されるルートである。まず、一次設計用地震力による各階の層間変形角が $1/200$ 以内（建築物の部分に著しい損傷が生じるおそれのない場合にあっては $1/120$ ）であることの確認をする。高さ方向の剛性・重量のバランス及び各層内での平面的な剛性・重量のバランスがよいかどうかを、剛性率及び偏心率の計算をすることにより確かめる。さらに、各階に属する柱、耐力壁等の水平力支持要素の種類等により十分な強度・韌性を有することの確認をする。柱、耐力壁等の水平力支持要素の種類等により3つのルートが用意されている（ルート②-1, ②-2, ②-3）。

③ ルート③

高さが31m以下の建築物でルート①又はルート②の規定によらないもの、及び高さが31mを超える特定建築物について適用されるルートである。まず、一次設計用地震力による各階の層間変形角が $1/200$ 以内（建築物の部分に著しい損傷が生じるおそれのない場合にあっては $1/120$ ）であることの確認をする。次に、各階の保有水平耐力が必要保有水平耐力よりも大きいことを確認する。

建築物の設計に当たって、建築物の構造、規模等に応じて、上記3ルートのうちいずれか一つのルートを選べばよい。ただし、設計ルートの混用については、6.1(2)「設計ルートの混用」(p.212)を参照のこと。

7.1.3 各ルートの特徴

ルート①；十分な耐力を持つ建築物に適用される。耐力が十分にあるので大きな韌性は必要としない。

ルート②；剛性及び重量の偏在が上下、水平両方向とも少ないことを条件に、以下の3つのルートがある。

②-1；耐力壁に水平力の多くを負担させる構造で、耐力を高く、かつ、ややねばりを持たせる建築物に適用される。

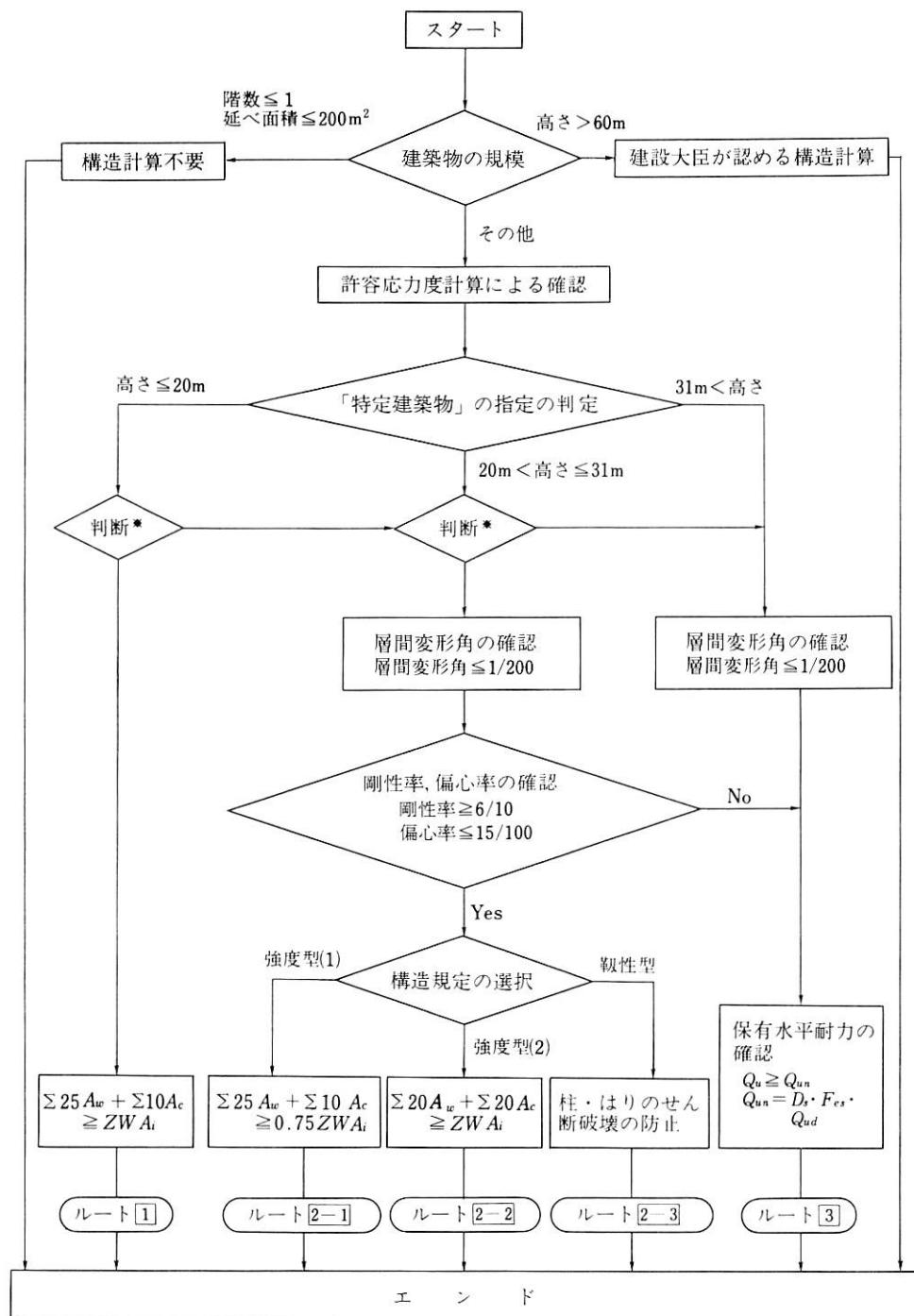
②-2；開口の大きな壁にある程度の水平力を負担させる構造で、耐力を高く、かつ、ある程度のねばりを持たせる建築物に適用される。

②-3；各部材のねばり強さに耐震性を期待する建築物に適用される。崩壊メカニズムを仮定して略算的に部材のせん断設計用せん断力を求め、これに対して余裕のあるせん断補強をする。

ルート③；架構形式等に応じて定まる構造特性係数、剛性・重量のアンバランスの程度に応じて定まる形状係数等から必要保有水平耐力を求め、それに応じた耐力を確保する。

7.1.4 部材の耐力等の算定

部材の許容耐力、終局耐力等の算定に当たっては、日本建築学会編「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」^{1) 2)}等を参考にすることができる。本指針に示した計算式は、実務上の簡便さを考慮して、主として1975年版の「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に準拠している。



* 判断とは設計者の設計方針に基づく判断のことである。例えば、高さ31m以下の建築物であっても、より詳細な検討を行う設計法であるルート③を選択する判断等のことを示している。

図 7.1-1 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物のフロー

7.2 ルート①の計算

7.2.1 規定の内容

(1) 告示（鉄骨鉄筋コンクリート造関係部分）

告示 昭55建告第1790号

五 (鉄筋コンクリート造若しくは)鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物又はこれらの構造を併用する構造の建築物で次のイ及びロに該当するもの

イ 高さが20メートル以下であるもの

ロ 地上部分の各階の耐力壁並びに構造耐力上主要な部分である柱及び耐力壁以外の鉄筋コンクリート造又は鉄骨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繋結されたものに限る。）の水平断面積が次の式に適合するもの。ただし、鉄骨鉄筋コンクリート造の柱にあつては、同式中「7」とあるのは「10」とする。

$$\Sigma 25A_w + \Sigma 7A_c \geq ZWA_i$$

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

A_w 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（単位 平方センチメートル）

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及び耐力壁以外の鉄筋コンクリート造又は鉄骨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繋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（単位 平方センチメートル）

Z 令第88条第1項に規定する Z の数値

W 令第88条第1項の規定により地震力を計算する場合における当該階が支える部分の固定荷重と積載荷重との和（令第86条第2項ただし書の規定によつ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るものとする。）（単位 キログラム）

A_i 令第88条第1項に規定する当該階に係る A_i の数値

(2) 所要の規定

本規定は、令第82条の2の規定に基づき定められたもので、ルート①の内容を示すものである。本ルートで構造計算を完了する場合には、応力度等（令第82条）の確認をすることのほかに、高さが20m以下であること、及び、耐力壁・柱等の水平断面積が規定値を満足することを確認すればよい。このルートにおいては、層間変形角、剛性率・偏心率等、及び保有水平耐力の規定を満足することを確認する必要はない。

しかし、耐震要素を釣合いよく配置して、建築物全体としての振動性状がよくなる構造計画となるように心がけるべきである。

(3) 背景

建築物の耐震安全性は、その耐震強度とねばり強さの両者により保証されることが多いが、耐震強度が十分高い場合には、ねばり強さはさして必要とされないことも知られている。

本ルートでは、このように主として建築物の耐震強度を十分に確保することにより、大地震動に耐えようとするものである。耐力壁、柱等の水平断面積の量に基づいて建築物の耐震強度を略

算的に算出し、告示の規定によってそれが十分か否かを判定するものである。

また、規定中の式の具体的な意味は、6.2「ルート①の計算」(p.214)に記されている。

7.2.2 A_w, A_c の算定法

A_w 及び A_c のとり方に関しては、6.2.3「 A_w, A_c の算定法」(p.215)を参照のこと。ただし、「その他の壁」については単位強度を 7 kg/cm^2 とする。

7.2.3 部材の設計

本規定の適用を受ける建築物は、ねばり強さについては特に規定されていないが、ある程度のねばり強さの確保は必要である。

このことから、本規定を適用する場合でも、応力計算等においては、この点に十分留意して、設計を行うことが望ましい。

特に柱及びはりの設計においては、7.3.2(3)「韌性の確保」(p.260)を参照されたい。

7.3 ルート②の計算

7.3.1 規定の内容

(1) 告示（鉄骨鉄筋コンクリート造関係部分）

告示 昭55建告第1791号第3

第3 鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物等に関する基準

(鉄筋コンクリート造の建築物若しくは鉄筋コンクリート造とその他の構造とを併用する建築物又は) 鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物若しくは鉄骨鉄筋コンクリート造とその他の構造とを併用する建築物については、次の各号に定める構造計算のうちいずれかを行うこと。ただし、実験によつて耐力壁並びに構造耐力上主要な部分である柱及びはりが地震に対して十分な強度を有し又は十分な韌性をもつことが確かめられる場合においては、この限りでない。

一 各階の鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の耐力壁、構造耐力上主要な部分である柱及び耐力壁以外の壁（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。）の水平断面積が次の式に適合することを確かめること。ただし、鉄骨鉄筋コンクリート造の柱にあつては、同式中「7」とあるのは「10」とする。

$$\Sigma 25A_w + \Sigma 7A_c \geq 0.75ZWA_i$$

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

A_w 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（単位 平方センチメートル）

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及び耐力壁以外の壁（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（単位 平方センチメートル）

Z 令第88条第1項に規定する Z の数値

W 令第88条第1項の規定により地震力を計算する場合における当該階が支える部分の固定荷重と積載荷重との和（令第86条第2項ただし書の規定によつ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るものとする。）（単位 キログラム）

A_i 令第88条第1項に規定する当該階に係る A_i の数値

二 各階の鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の耐力壁及び構造耐力上主要な部分である柱の水平断面積が次の式に適合することを確かめること。ただし、**鉄骨鉄筋コンクリート造の柱及びこれに緊結された耐力壁にあつては、「18」とあるのは「20」とする。**

$$\Sigma 18A_w + \Sigma 18A_c \geq ZWA_i$$

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

A_w 、 Z 、 W 及び A_i 前号に定める A_w 、 Z 、 W 及び A_i の数値

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（単位 平方センチメートル）

三 構造耐力上主要な部分である（鉄筋コンクリート造又は）鉄骨鉄筋コンクリート造の柱及びはりについて、それらの材端（柱にあつては、はりその他の横架材又は腰壁等に接着する部分、はりにあつては、柱又は壁に接着する部分をいう。）に生ずる曲げモーメントが、当該部分に生じうるものとして計算した最大の曲げモーメントと等しくなる場合において、当該柱又ははりにせん断破壊が生じないことを確かめること。

(2) 所要の規定

ルート②には、主要な耐震要素が耐力壁であるか柱であるか等の構造形式の違いに応じて、3つのルート（②-1, ②-2, ②-3）が用意されている。

このルートで構造計算を完了する場合には、「応力度等（令第82条）の確認」のほかに次に示す要件を満足する必要がある。

- ・一次設計用地震力による層間変形角が規定値以内となること。
- ・剛性・重量のバランスの良否を示す剛性率・偏心率が規定値を満足すること。
- ・構造形式に応じて、以下のいずれかを採用する。

耐力壁・柱等の水平断面積が規定値を満足し、部材が所要のねばり強さを有することの確認をすること（ルート②-1, ②-2）。

各部材に十分なねばり強さを確保するため、所要のせん断設計をすること（ルート②-3）。

以上の規定により、所要の剛性・強度及び変形能力が確保されるものと考えられるので、保有水平耐力の規定を満足することを確認する必要はない。

7.3.2 ルート②-1の計算

(1) 主旨等

本規定は、高さ方向及び平面内での剛性及び重量が適正なバランスにあり、特定層や層内の特定耐震要素への損傷集中が生じないような建築物で、耐力壁が多く比較的耐震強度の高い建築物を想定したものである。

規定の式 $\Sigma 25A_w + \Sigma 10A_c \geq 0.75ZWA_i$ は、耐力壁等の水平断面積の量から、建築物の耐震強度を略算的に算出するものである。その具体的な意味については、6.3.2「ルート②-1の計算」(p.219)に記されている。この式により規定される鉛直耐震部材の量は、想定する地震に対して、建築物が耐震強度のみで抵抗できるほどには多くない。そこで、これをある程度のねばり強さを持たせることで補うこととしている。部材の韌性確保のための留意事項については(3)で述べる。

(2) A_w, A_c の算定法

A_w 及び A_c のとり方に関しては、6.2.3「 A_w, A_c の算定法」(p.215) を参照のこと。ただし、「その他の壁」については単位強度を 7 kg/cm^2 とする。

(3) 韋性の確保

柱、はり及び耐力壁の韋性を確保するため、これらの設計は下記によるとよい。

i) 柱及びはりの設計

① せん断設計用せん断力

柱及びはりのせん断設計用せん断力の算定は下記によるとよい。

a) 構造耐力上主要な部分である柱は、次の式により算出される鉄骨部分及び鉄筋コンクリート部分のせん断力を設計用せん断力とする。

$$Q_s = \frac{sM_1 + sM_2}{h'} \quad (7-1)$$

$$Q_r = \frac{rM_1 + rM_2}{h'}$$

ただし、 Q_r は次の式で算出してもよい。

$$Q_r = 2(Q - Q_s) \quad (7-2)$$

これらの式において、 $Q_s, Q_r, Q, sM_1, sM_2, rM_1, rM_2$ 及び h' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

Q_s ：鉄骨部分の設計用せん断力

Q_r ：鉄筋コンクリート部分の設計用せん断力

Q ：一次設計用地震力により柱に生ずるせん断力

sM_1 ：柱の鉄骨部分の上端の短期許容曲げモーメント

sM_2 ：柱の鉄骨部分の下端の短期許容曲げモーメント

rM_1 ：柱の上端に接続する左右のはりの鉄骨部分の短期許容曲げモーメントと鉄筋コンクリート部分の終局曲げモーメントの和の0.5倍（最上階の柱にあっては、1.0倍とする）の数値から柱の上端の鉄骨部分の短期許容曲げモーメントを引いた数値と柱の上端の鉄筋コンクリート部分の終局曲げモーメントの数値のうち、いずれか小さい方の数値。ただし、ピロティ部分の柱等明らかに両端に曲げ降伏が生ずると考えられる場合には、柱の上端の鉄筋コンクリート部分の終局曲げモーメントとする。なお、はりの鉄筋コンクリート部分の終局曲げモーメントとして短期許容曲げモーメントを用いることができる。

rM_2 ：柱の鉄筋コンクリート部分の下端の終局曲げモーメント

h' ：柱の内法高さ

ここで、柱の鉄筋コンクリート部分の終局曲げモーメント rM_1, rM_2 は (6-3) 式 (p.232) によることができる。ただし、(6-3) 式中 N とあるのは rN とする。

鉄筋コンクリート部分に作用する軸力 rN を柱全体に作用する軸力 N に応じて次のように定めてよい。

$$\left. \begin{array}{l} N \leq rN_o \text{ の時, } rN = N \\ N > rN_o \text{ の時, } rN = rN_o \end{array} \right\} (7-3)$$

ここに, rN_o は, 鉄筋コンクリート部分が圧縮力のみを受けた場合の圧縮終局耐力とする。

b) 構造耐力上主要な部分であるはりは, 次の式により算出される鉄骨部分及び鉄筋コンクリート部分のせん断力を設計用せん断力とする。

$$\left. \begin{array}{l} Q_s = sQ_L + \frac{sM_1 + sM_2}{\ell'} \\ Q_r = rQ_L + \frac{rM_1 + rM_2}{\ell'} \end{array} \right\} (7-4)$$

ただし, Q_r は次の式で算出してもよい。

$$Q_r = 2(Q - Q_s) \quad (7-5)$$

これらの式において, Q_s , Q_r , Q , sQ_L , rQ_L , sM_1 , sM_2 , rM_1 , rM_2 及び ℓ' は, それぞれ次の数値を表すものとする。

Q_s : 鉄骨部分の設計用せん断力

Q_r : 鉄筋コンクリート部分の設計用せん断力

Q : 一次設計用地震力によりはりに生ずるせん断力

sQ_L : 鉄骨部分が負担する長期荷重によるせん断力, 又は, 部材両端ピン支持とした時に鉄骨部分が負担する長期荷重によるせん断力

rQ_L : 鉄筋コンクリート部分が負担する長期荷重によるせん断力, 又は, 部材両端ピン支持とした時に鉄筋コンクリート部分が負担する長期荷重によるせん断力

sM_1 : はりの鉄骨部分の一端の短期許容曲げモーメント

sM_2 : はりの鉄骨部分の他端の短期許容曲げモーメント

rM_1 : はりの鉄筋コンクリート部分の一端の終局曲げモーメント

rM_2 : はりの鉄筋コンクリート部分の他端の終局曲げモーメント

ℓ' : はりの内法スパン

② せん断力に対する設計

前記①で求めた鉄骨部分の設計用せん断力 Q_s 及び鉄筋コンクリート部分の設計用せん断力 Q_r が次式を満たすことを確認する。

$$\left. \begin{array}{l} Q_s \leq Q_{sa} \\ Q_r \leq Q_{ra} \end{array} \right\} (7-6)$$

ここに, Q_{sa} , Q_{ra} はそれぞれ鉄骨部分の許容せん断力及び鉄筋コンクリート部分の許容せん断力である。

③ その他の留意事項

柱の設計においては, 上記によるほか, 鉄骨鉄筋コンクリート断面としての曲げ耐力に占める鉄骨断面の曲げ耐力の比率が過小とならないよう, また, 最大圧縮耐力に対する柱軸力

が過大とならないよう配慮すべきである。

ii) 耐力壁の設計

耐力壁の設計は下記によることが望ましい。

- 耐力壁の設計用せん断力は一次設計用地震力により耐力壁に生ずるせん断力の2.0倍以上の値とする。
- 耐力壁のせん断補強筋の算定には、7.4.3(2)「部材強度の算定式」(p.266)の強度式等を用いればよい。

ただし、せん断補強筋比は0.4%以上とすることが望ましい。

7.3.3 ルート [2-2] の計算

(1) 主旨等

本規定は、高さ方向及び平面内での剛性及び重量が適正なバランスにあり、特定層や層内の特定耐震要素への損傷集中が生じないような建築物で、耐力壁、そこで壁付き柱等の水平断面積が多く、比較的耐震強度のある建築物を想定したものである。

規定の式 $\sum 20A_w + \sum 20A_c \geq ZWA_i$ は、耐力壁等の水平断面積の量から、想定する構造形式の建築物の耐震強度を略算的に算出するものである。その具体的な意味については、6.3.3「ルート [2-2] の計算」(p.221)に記されている。

この式により規定される鉛直耐震部材の量は、想定する地震に対して、建築物が耐震強度のみで抵抗できるほどには多くない。そこで、これをある程度のねばり強さを持たせることで補うことをとしている。部材の韌性確保のための留意事項については(3)で述べる。

(2) A_w, A_c の算定法

耐力壁等の水平断面積の和から建築物の耐震強度を確認する式中の A_w 及び A_c の取り方については、6.3.3「ルート [2-2] の計算」を参照すること。

(3) 韌性の確保

鉄骨鉄筋コンクリート造の柱、はり並びに耐力壁の韌性の確保の考え方については、7.3.2(3)「韌性の確保」(p.260)による。

ただし、そこで壁付き柱は、実験結果によれば強度は大きいものの脆性的な破壊を生じやすいので、次の点に留意して設計することが望ましい。

- 柱部分の設計に当たっては、そこで壁の存在を考慮した応力解析及び断面算定を行うほか、部分的な破壊による性状の変化についても考慮する。
- そこで壁については厚さを15cm以上とするほか、壁配筋は複配筋とし、かつ壁筋比を0.4%以上とする。

7.3.4 ルート [2-3] の計算

(1) 主旨等

本規定は、高さ方向及び平面内での剛性及び重量が適正なバランスにあり、特定層や層内特定耐震要素への損傷集中が生じないような建築物で、主として耐震要素のねばり強さにより、想定する強さの地震動に耐えようとするものを想定している。耐力壁を含め比較的に単純明快な構造

計画がなされており、構造計算上考慮しない壁の少ない建築物が対象となる。

ここでは、耐力壁等の量を規定し耐震強度を高くしようとするものではないので、各部のねばり強さの確保が耐震性を考える上で重要な要件である。建築物の崩壊メカニズムを求め、所要の耐力とねばりを確保する保有水平耐力の確認の規定とは異なる手法で部材のせん断補強を行う。すなわち、略算的手法で、大地震動を受ける時に、柱及びはりに生じると想定される応力を求め、これに対し、十分なせん断補強を施すものである。一方、耐力壁については、一次設計用地震力により得られるせん断力を割増した応力に対し、十分な余裕のあるせん断補強を行う。

(2) 柱及びはりのせん断設計

柱及びはりのせん断設計の考え方は、7.3.2(3)i)「柱及びはりの設計」(p.260)による。

(3) 耐力壁のせん断設計

耐力壁のせん断設計は下記による。

$$Q_{SAL} \geq n \cdot Q_D \quad (7-7)$$

ここで、 Q_{SAL} ：短期許容せん断耐力

$$Q_{SAL} = \max (r \cdot t \cdot \ell \cdot f_s, r (Q_w + \sum Q_c)) \quad (\text{kg})$$

r ：開口に対する低減率で、次式より求められる値のうち、いずれか小さい方による。

$$r = 1 - \frac{\ell_0}{\ell}$$

$$r = 1 - \sqrt{\frac{h_0 \cdot \ell_0}{h \cdot \ell}} \left(\text{適用範囲 } \sqrt{\frac{h_0 \cdot \ell_0}{h \cdot \ell}} \leq 0.4 \right)$$

ℓ ：壁板周辺の柱中心間の距離

ℓ_0 ：開口部の長さ

h ：壁板周辺のはり中心間の距離

h_0 ：開口部の高さ

Q_w ：無開口壁の壁筋及び鉄骨筋かいが負担できる許容せん断力で次式による。

$$Q_w = p_s \cdot t \cdot \ell' \cdot r f_t + \frac{\ell'}{\sqrt{\ell'^2 + h'^2}} \cdot s A_b \cdot s f_t \quad (\text{kg})$$

p_s ：壁板の直交する各方向のせん断補強筋比

t ：壁板の厚さ (cm)

ℓ' ：壁板の内法長さ

$r f_t$ ：壁筋の短期許容せん断応力度 (kg/cm²)

h' ：壁板の内法高さ

$s A_b$ ：壁に内蔵される鉄骨筋かいの断面積の和 (cm²)

$s f_t$ ：鉄骨の短期許容引張応力度 (kg/cm²)

Q_c ：壁板周辺の柱（1本）の短期許容せん断力で鉄骨部分の短期許容せん断力と鉄筋コンクリート部分の短期許容せん断力の和とする。

n ：この場合、2とする。

Q_D ：一次設計用地震力により耐力壁に生ずるせん断力

耐力壁の大震時における耐力は、前記 Q_D の値を大幅に上回る可能性があることに加え、 Q_D 自体についても耐力壁のせん断力分担率の計算仮定如何によって非常に大きくバラツクことが考えられる。これらのことから、安全対策として0.4%以上のせん断補強筋比を用いることが望ましい。

7.4 ルート③の計算

7.4.1 規定の内容

(1) 政令等

政令 第82条の4

(保有水平耐力)

第82条の4 第81条第1項の規定によつて特定建築物で高さが31メートルを超えるものの構造計算をするに当たつては、第82条及び第82条の2の規定によるほか、特定建築物の地上部分については、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 第4款に規定する材料強度によつて各階の水平力に対する耐力（以下この条において「保有水平耐力」という。）を計算すること。
- 二 地震力に対する各階の必要保有水平耐力を次の式によつて計算すること。

$$Q_{un} = D_s F_{es} Q_{ud}$$

この式において、 Q_{un} 、 D_s 、 F_{es} 及び Q_{ud} は、それぞれ次の数値を表すものとする。

Q_{un} 各階の必要保有水平耐力（単位 トン）

D_s 各階の構造特性を表すものとして、特定建築物の振動に関する減衰性及び各階の韌性を考慮して建設大臣が定める方法により算出した数値

F_{es} 各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて建設大臣が定める方法により算出した数値

Q_{ud} 地震力によつて各階に生ずる水平力（単位 トン）

- 三 第一号の規定によつて計算した保有水平耐力が、前号の規定によつて計算した必要保有水平耐力以上であることを確かめること。

[関連告示等]

ここで、 D_s は昭55建告第1792号 (D_s 及び F_{es} を算出する方法) 第1、 F_{es} は同告示第2による。 Q_{ud} は、令第88条第1項及び第3項による。

(2) 所要の規定

ルート③を適用して構造計算を行う場合、「応力度等（令第82条）の確認」のほかに、以下の2つの要件を満足する必要がある。

- ・一次設計用地震力により生じる層間変形角が規定値以内であること。
- ・建築物の各階の保有水平耐力が、必要保有水平耐力以上であること。

なお、剛性率、偏心率等（令第82条の3）の規定の確認をする必要はない。しかし、剛性率と偏心率とは、必要保有水平耐力を求める場合の形状係数 F_{es} に反映されることになる。

7.4.2 保有水平耐力

建築物の構造形式等の構造上の特性に応じて、付一1「保有水平耐力の計算方法」(p.310)に述べられる方法から適切なものを選び、各階の保有水平耐力を計算する必要がある。計算の原則については、4.6「保有水平耐力」(p.151)を参照のこと。

7.4.3 部材の終局耐力

(1) 部材の終局耐力算定の基本事項

i) 部材の終局耐力の計算と材料強度

建築物の保有水平耐力は、柱、耐力壁等の部材及びそれらの接合部の終局強度に基づいて計算することになる。この場合の材料強度としては次のような値を用いる（原則として、令第3章第8節第4款による）。

- ① コンクリートは設計基準強度。
- ② 鋼材については短期許容応力度と同一の数値。ただし、JIS規格品にあってはその1.1倍とすることができる。
- ③ くい及び地盤については極限支持力（度）。

ii) 耐力壁等に対する境界効果

耐力壁等の保有水平耐力については、境界ぱりや直交ぱりが耐力壁等に連続している場合、それらの効果が非常に大きい。このため、その効果を適切に評価することが必要である。それらの効果を無視した場合には、保有水平耐力の上からは安全側の仮定となるが、ねばり強さの確保の上からは危険側の仮定となるので、注意が必要である。

iii) 耐力壁等の基礎浮き上がり耐力

耐力壁の破壊形式としては、一般の柱、はり部材と同様なせん断破壊や曲げ破壊に加えて、基礎が浮き上がったり、又は圧縮側が沈んだりするいわゆる回転形の破壊となることが少くない。この破壊形式を無視することは、建築物の保有水平耐力の計算上からは危険側の仮定となることがあるので、注意が必要である。

iv) 部材の終局耐力と影響因子

柱、はり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、(2)項に記された終局強度を表す式を用いればよい。また、これらの計算のうち、特に部材の断面の曲げ終局強度に関連して、下記の諸項目について略算的な取扱いをした場合においては、せん断設計等所要のねばり強さを与えるための細部の設計においてその影響を考慮しなければならない。

- ① 鉄筋の実降伏点強度の上昇
- ② スラブのはりの曲げ強度に対する効果
- ③ 計算上の曲げ主筋以外の軸方向筋の効果
- ④ 曲げ強度に対する軸力の効果
- ⑤ 耐力壁の曲げ耐力及び基礎浮き上がり耐力に対する境界ぱり及び直交ぱりの拘束効果及びくいの引抜き抵抗力の効果

(2) 部材強度の算定式

柱、はり、耐力壁等の部材についての曲げ強度やせん断強度の算定式としては、種々の実用的な式が提案されているが、曲げ強度式のように理論式に近いものから、せん断強度式のように実験結果をまとめたものまで種々あるので、適用性等について関連する資料を参考の上、適切な式を採用することとした。

以下に参考までに、提案されている算定式の一部を紹介しておく。

i) はり、柱の強度の計算式

(1) 曲げ強度 (累加強さによる曲げ耐力式)

鉄骨鉄筋コンクリート断面の耐力を、無筋コンクリート、鉄筋及び鉄骨断面の耐力の和として求める (図 7.4-1)。

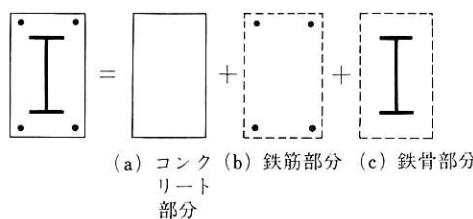


図 7.4-1 鉄骨鉄筋コンクリートの断面構成

a) 無筋コンクリートの耐力線

軸圧縮力 cN と曲げモーメント cM を受ける無筋コンクリートの断面の応力分布は、図 7.4-2 のようであるとする。ここに、 F_c' は柱のコンクリートの圧縮強さでシリンダー試験から得られる圧縮強さ F_c より低い値をとり、柱の実験結果から次式が提案されている。

$$F_c' = F_c (0.85 - 2.5 s\beta_c) \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (7-8)$$

ここに、 $s\beta_c$ は圧縮フランジの鉄骨比である。

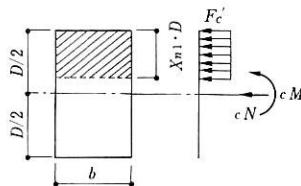


図 7.4-2 簡略化されたコンクリート部分の応力分布

図 7.4-2 を参照し、軸力のつり合いとモーメントのつり合いを考えて、次式が得られる。

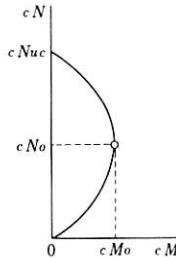
$$\left. \begin{aligned} cN &= X_{n1} \cdot b \cdot D \cdot F_c' \text{ (kg)} \\ cM &= \frac{b \cdot D^2}{2} \cdot F_c' \cdot X_{n1} (1 - X_{n1}) \text{ (kg} \cdot \text{cm)} \end{aligned} \right\} (7-9)$$

上式から X_{n1} を消去すると、

$$\frac{M}{b \cdot D^2 \cdot F_c'} = \frac{1}{2} \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c'} \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c'} \right) \quad (7-10)$$

すなわち、 cN と cM の相関曲線は、図 7.4-3 のようなパラボラで、図中の値は (7-11) 式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} cN_{uc} &= b \cdot D \cdot F_c' & (\text{kg}) \\ cN_o &= 0.5b \cdot D \cdot F_c' & (\text{kg}) \\ cM_o &= 0.125b \cdot D^2 \cdot F_c' & (\text{kg} \cdot \text{cm}) \end{aligned} \right\} (7-11)$$

図 7.4-3 コンクリート部分の $cM-cN$ 曲線

b) 鉄筋断面の耐力線

図 7.4-4 のような鉄筋断面の場合の耐力線は、図 7.4-5 のようになり、図中の値は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} rN_{uc} &= ra \cdot r\sigma_y & (\text{kg}) \\ rN_{ut} &= -ra \cdot r\sigma_y & (\text{kg}) \\ rM_{uo} &= ra_t \cdot r\sigma_y \cdot d' & (\text{kg} \cdot \text{cm}) \end{aligned} \right\} (7-12)$$

ここに、 $r\sigma_y$ は鉄筋の材料強度 (kg/cm^2)

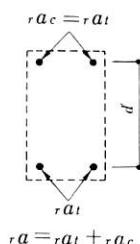
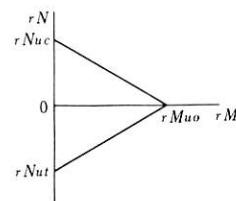


図 7.4-4 鉄筋部分の断面

図 7.4-5 鉄筋部分の $rM-rN$ 曲線

c) 鉄骨断面の耐力線

図 7.4-6(a)のような非充腹形鉄骨及び(b)のような充腹形鉄骨断面の耐力線は、それぞれ図 7.4-7 の破線及び実線のようになる。実験の式は、ここでは示さないが、一般には破線で代用しても大した過小評価とはならない。

図 7.4-7 に示される軸力と曲げモーメントの値は (7-13) 式で表される。

$$\left. \begin{aligned} {}_sN_{uc} &= {}_sA \cdot {}_s\sigma_y \quad (\text{kg}) \\ {}_sN_{ut} &= -{}_sA_n \cdot {}_s\sigma_y \quad (\text{kg}) \\ {}_sM_{uo} &= {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y \quad (\text{kg} \cdot \text{cm}) \end{aligned} \right\} (7-13)$$

ここに, ${}_sA$: 鉄骨の全断面積 (cm^2)

${}_sA_n$: 鉄骨の有効断面積 (cm^2)

${}_sZ_p$: 鉄骨の塑性断面係数で,

充腹形の場合 ${}_sZ_p = 1.15Z_x$ (cm^3)

非充腹形の場合 ${}_sZ_p = {}_sa_t \cdot {}_sj$ (cm^3)

Z_x : 鉄骨の断面係数 (cm^3)

${}_sa_t$: 引張側の鉄骨弦材の有効断面積 (cm^2)

${}_s\sigma_y$: 鉄骨の材料強度 (kg/cm^2)

${}_sj$: 鉄骨の引張側及び圧縮側弦材断面の重心間距離 (cm)

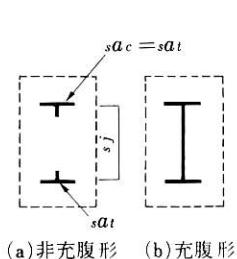


図 7.4-6 鉄骨部分の断面

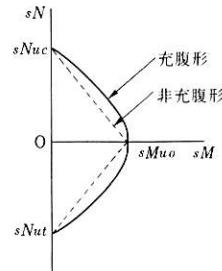


図 7.4-7 鉄骨部分の ${}_sM$ — ${}_sN$ 曲線

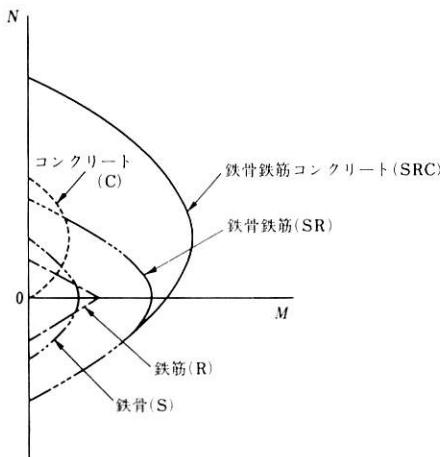
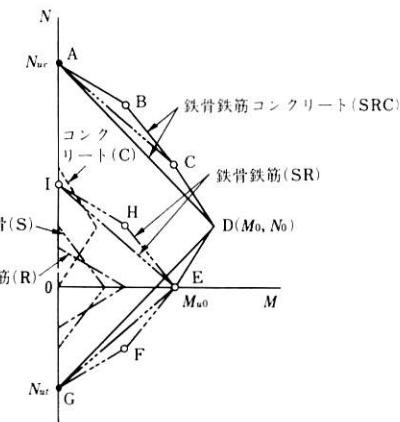
d) 累 加

無筋コンクリート(C), 鉄筋(R)及び鉄骨(S)の耐力線が求められれば, 図上でこれらを加え合わせればよい。この作図方法は, 用紙に耐力線を描き, 一方の図の原点を他方の図の耐力線上を移動させて包絡線を求める。図 7.4-8 にその例を示す。3 部分をどのような順序で加えてもよいが, 図 7.4-8 の例ではまず (S) と (R) を加えて (SR) を作り, これと (C) とを加えて (SRC) を作っている。

e) 簡略化した累加

前述した方法により簡単に累加をしたい場合には, 曲線で表された耐力曲線を直線で置き換えればよい。図 7.4-9 はその例で, (S) と (C) も直線で表されている。まず (S) と (R) とを加え (SR) として I H E F G を得られ, これと (C) とを加えて A B C D E F G が得られる。あるいは, (SR) を 2 直線 I E G に置換して (C) を加えれば A C D E G が得られ, A C D の代わりに A D を用いれば, 耐力線は A D E G となる。図で明らかなように, 簡略化すればするほど, 誤差(耐力の過小評価)は大きくなる。

図中の値は (7-14) 式で与えられる。

図 7.4-8 鉄骨鉄筋コンクリート
断面の相関曲線図 7.4-9 簡略化した鉄骨鉄筋コンクリート
断面の相関曲線

$$N_{uc} = {}_s N_{uc} + {}_r N_{uc} + {}_c N_{uc}$$

$$N_{ut} = {}_s N_{ut} + {}_r N_{ut}$$

$$N_o = {}_c N_o$$

$$M_o = {}_s M_{uo} + {}_r M_{uo} + {}_c M_o$$

$$M_{uo} = {}_s M_{uo} + {}_r M_{uo}$$

(7-14)

さらに、鉄骨鉄筋コンクリート断面の耐力線を A D G のように簡略化すれば、軸力 N と曲げモーメント M の終局耐力に関する相関関係は (7-15) 式で与えられる。

$$\left. \begin{array}{l} \frac{N}{N_o} \geq 1 \text{ の時, } \quad \frac{N_o}{N_{uc}} \frac{N}{N_o} + \left(1 - \frac{N_o}{N_{uc}}\right) \frac{M}{M_o} = 1 \\ \frac{N}{N_o} < 1 \text{ の時, } \quad -\frac{N_o}{N_{ut}} \frac{N}{N_o} + \left(1 + \frac{N_o}{N_{ut}}\right) \frac{M}{M_o} = 1 \end{array} \right\} (7-15)$$

②せん断強度

現在のところ、次のような考え方がある。

強軸方向あるいは強軸、弱軸両方向の鉄骨が配置された鉄骨鉄筋コンクリート部材の終局せん断強度は (7-16) 式によって算定する。ただし、弱軸方向のみに鉄骨が配置された鉄骨鉄筋コンクリート部材の終局せん断強度の算定においては、(7-16) 式の ${}_s Q_u$ を 0 とする。

$$Q_u = {}_r Q_u + {}_s Q_u \quad (7-16)$$

$$\left. \begin{array}{l} {}_r Q_u = \min({}_r Q_{u1}, {}_r Q_{u2}) \\ {}_s Q_u = \min({}_s Q_{u1}, {}_s Q_{u2}) \end{array} \right\} (7-17)$$

ここに、

$$\left. \begin{array}{l} {}_r Q_{u1} = b \cdot {}_r j (\alpha \cdot f_s + 0.5 {}_r p_w \cdot {}_r w \sigma_y) \\ {}_r Q_{u2} = b \cdot {}_r j (2b' / b \cdot f_s + {}_r p_w \cdot {}_r w \sigma_y) \end{array} \right\} (7-18)$$

$$\left. \begin{aligned}
 {}_sQ_{u1} &= {}_sA_w \cdot {}_s\sigma_y / \sqrt{3} \quad (\text{充腹形の場合}) \\
 &= A_d \cdot {}_s\sigma_y \cdot \sin \theta \quad (\text{ラチス形の場合}) \\
 {}_sQ_{u2} &= \sum {}_sM_u / \ell' \\
 f_s &= \min \{ F_c / 20, (5 + F_c / 100) \times 1.5 \} \\
 \alpha &= 4 / (M / (Q \cdot {}_rd) + 1) \quad : \text{はり材の場合} \\
 &= 1 \quad : \text{柱材の場合}
 \end{aligned} \right\} (7-19)$$

記号

- b : はり材あるいは柱材の幅 (cm)
- b' : はり材あるいは柱材の鉄骨フランジ位置のコンクリート有効幅 (cm)
- r_j : はり材あるいは柱材の鉄筋コンクリート部分の応力中心間距離で $7/8 \cdot {}_rd$ とすることができる。(cm)
- $r\rho_w$: はり材あるいは柱材のせん断補強筋比。ただし、0.6%を超える時は、0.6%とする。
- $r_w\sigma_y$: せん断補強筋の材料強度 (kg/cm²)
- ${}_sA_w$: せん断力が作用する方向の鉄骨ウェブ断面積 (cm²)
- A_d : せん断力が作用する方向の鉄骨ラチス材の断面積 (cm²)
- θ : ラチス材の材軸となす角度
- ${}_s\sigma_y$: 鉄骨ウェブの材料強度 (kg/cm²)
- F_c : コンクリートの材料強度 (kg/cm²)
- ${}_sM_u$: 鉄骨部分の一端あるいは他端における全塑性モーメント (kg·cm)
- ℓ' : はり材の内法スパンあるいは柱材の内法高さ (cm)

ii) 耐力壁の強度の計算式

① 曲げ強度

壁板に隣接する柱材を含む耐力壁の終局曲げ強度は次式によって算定する。

$$M_u = \min \{ M_{u1}, M_{u2} \} \quad (7-20)$$

$$\left. \begin{aligned}
 M_{u1} &= ({}_sA \cdot {}_s\sigma_y + rA \cdot {}_r\sigma_y) \ell_w + N_1 \cdot \ell_w \\
 M_{u2} &= ({}_sA \cdot {}_s\sigma_y + rA \cdot {}_r\sigma_y + {}_cA_f \cdot F_c') \ell_w - N_2 \cdot \ell_w
 \end{aligned} \right\} (7-21)$$

記号

- ${}_cA_f$: 耐力壁に隣接する柱材のコンクリート断面積 (cm²)
- ${}_sA$: 上記の柱材の鉄骨全断面積 (cm²)
- ${}_rA$: 上記の柱材の主筋全断面積 (cm²)
- F_c' : 柱材のコンクリートの終局圧縮応力度で $0.75F_c$ とすることができる (kg/cm²)
- ${}_s\sigma_y$: 鉄骨の引張りの材料強度 (kg/cm²)
- ${}_r\sigma_y$: 主筋の引張りの材料強度 (kg/cm²)
- ℓ_w : 壁板に隣接する柱材の重心間距離 (cm)
- N_1 : 地震力によって引張側となる壁板に隣接する柱材の長期軸方向力 (kg)
- N_2 : 地震力によって圧縮側となる壁板に隣接する柱材の長期軸方向力 (kg)

なお、 N_1 、 N_2 は、崩壊メカニズム形成時の左右の境界ばりのせん断力に著しい差が生じる場合には、その影響を考慮して算定する。

② せん断強度

鉄骨筋かいを内蔵した無開口耐力壁の終局せん断強度は次式によって算定する。

$$Q_u = Q_{u1} + {}_{sb}Q_u \quad (7-22)$$

$$Q_{u1} = Q_w + \sum_{cs}Q_u \quad (7-23)$$

記号

${}_{sb}Q_u$ ：鉄骨筋かいの終局せん断強度で次式によって算定する。

$${}_{sb}Q_u = {}_sA_b \cdot {}_s\sigma_y \cdot \cos \theta \quad (7-24)$$

${}_sA_b$ ：壁板に内蔵される鉄骨筋かいの断面積の総和 (cm^2)

${}_s\sigma_y$ ：鉄骨筋かいあるいは鉄骨ウェブ部の引張りの材料強度 (kg/cm^2)

Q_w ：壁板の終局せん断強度で、次式によって算定することができる (kg)

$$Q_w = \min \{ {}_s p_s \cdot {}_{rw}\sigma_y, F_c/4 \} \cdot t \cdot \ell' \quad (7-25)$$

p_s ：壁板の直交する各方向のせん断補強筋比

${}_{rw}\sigma_y$ ：壁板あるいははり材、柱材のせん断補強筋の引張りの材料強度 (kg/cm^2)

t ：壁板の厚さ (cm)

ℓ' ：壁板の内法の長さ (cm)

F_c ：コンクリートの材料強度 (kg/cm^2)

${}_{cs}Q_u$ ：壁板に隣接する柱材の直接せん断強度で、次式によって算定する (kg)

$${}_{cs}Q_u = b \cdot r_j (1.5f_s + 0.5{}_r\rho_w \cdot {}_{rw}\sigma_y) + {}_sA_w \cdot {}_s\sigma_y / \sqrt{3} \quad (7-26)$$

b ：柱材の幅 (cm)

r_j ：柱材の応力中心間距離 (cm)

${}_sA_w$ ：鉄骨ウェブの断面積 (cm^2)

${}_r\rho_w$ ：柱材の帶筋比

$$f_s = \min \{ F_c/20, (5+F_c/100) \times 1.5 \} \quad (\text{kg}/\text{cm}^2)$$

7.4.4 構造特性係数 D_s

(1) 規定の内容

D_s は、建築物の振動減衰性及び各階の韌性に応じて必要保有水平耐力を低減するための係数であり、計算を行う階の架構の形式及び架構の性状によってその数値が規定されている。

昭55建告第1792号の表3に鉄骨鉄筋コンクリート造の構造の階について数値を定めている。なお、ただし書の規定により適切な実験又は解析によってその数値を定めることができる。

告示 昭55建告第1792号

3

架構の性状	架構の形式	(イ)	(ロ)	(ハ)
		剛節架構又はこれに類する形式の架構	柱及びはり欄に掲げるものの以外のもの	各階に生ずる水平力の大部分を当該階の耐力壁又は筋かいによって負担する形式の架構
(1)	架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの	0.3	0.35	0.4
(2)	(1)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの	0.35	0.4	0.45
(3)	(1)及び(2)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材にせん断破壊が生じないこと等のため、耐力が急激に低下しないもの	0.4	0.45	0.5
(4)	(1)から(3)までに掲げるものの以外のもの	0.45	0.5	0.55
柱及びはりの大部分が鉄骨鉄筋コンクリート造である階にあつては、この表の各欄に掲げる数値から0.05以内の数値を減じた数値とすることができる。				

通達 昭56住指発第96号

別記3 昭和55年建設省告示第1792号第1 (D_s の算出方法) の取扱いについて(1) D_s の適用

D_s は、階、計算方向等によってそれぞれ異なる数値を採用しても差支えない。

(2) D_s の判定方法

- (1) D_s の判定は、特別な実験・解析等によって適切に定める場合のほか昭和55年建設省告示第1792号第1の表1〔表2〕及び表2〔表3〕により、架構の形式及び架構の性状に応じて、当該表に掲げる数値以上の数値として定めるものとする。
- (2) 前記の架構の形式の区分は壁、筋かい等によって分担される耐力の比率、筋かいの挙動性状等を、架構の性状の区分は部材の韌性及びそれらの耐力分担比等をそれぞれ適切に評価して定めるものとする。
- (3) 前記のそれぞれの性状の判定は、当面下記の付則に示す判定基準に基づいて行うこととする。

〔付 則〕 D_s の判定基準

(1) 総 則

- ① D_s を実験・解析等によらず昭和55年建設省告示第1792号（以下「告示」という。）の第1の表によって定める場合は本基準による。ただし、本基準の一部分について、実験・解析等により本規定と同等以上にその性状を評価できる場合には、当該評価によることができる。
- ② 本基準の各規定は、階全体を対象として適用することとする。ただし、当該階を適切に分割して評価しうる場合は、その評価によることを妨げない。

(2) 表1〔表2〕及び表2〔表3〕の適用

- ① 告示の表1〔表2〕及び表2〔表3〕の適用は本項による。
- ③ 表2〔表3〕（木造及び鉄骨造以外の階に適用）の適用は、次に掲げるところによる。
i) 表2〔表3〕の適用の原則は表3-6による。

表 3-6

欄 項	(イ) イ) 剛接架構 ロ) $\beta_u \leq 0.3$ 以下	(ロ) (イ) 欄及び(ロ) 欄に掲げる るもの以外のもの	(ハ) $\beta_u \geq 0.7$ を超えるもの
(1) 表3-7 ランクIの構造	0.3 (0.25)	0.35 (0.3)	0.4 (0.35)
(2) 表3-7 ランクIIの構造	0.35 (0.3)	0.4 (0.35)	0.45 (0.4)
(3) 表3-7 ランクIIIの構造	0.4 (0.35)	0.45 (0.4)	0.5 (0.45)
(4) 表3-7 ランクIVの構造	0.45 (0.4)	0.5 (0.45)	0.55 (0.5)

* 1 この表において β_u は耐力壁又は筋かいが分担する保有水平耐力の階全体の保有水平耐力に対する比をいう。以下同じ。

* 2 鉄骨鉄筋コンクリート造については、() 内の数値を適用してよい。

ii) 表3-6中、構造のランク（I～IV）は表3-7による。なお、参考のため（ ）内に表3-6による鉄筋コンクリート造の D_s の数値を示している。

表 3-7

耐力壁の種別及び β_u	WA			WB			WC			WD		
	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leq 0.7$	$\beta_u > 0.7$
FA	I (0.3)	I (0.35)	I (0.4)	II (0.35)	II (0.4)	II (0.45)	II (0.35)	II (0.4)	III (0.5)	III (0.4)	III (0.45)	IV (0.55)
FB	II (0.35)	II (0.4)	II (0.45)	II (0.35)	II (0.4)	II (0.45)	II (0.35)	III (0.45)	III (0.5)	III (0.4)	IV (0.5)	IV (0.55)
FC	III (0.4)	III (0.45)	II (0.45)	III (0.4)	III (0.45)	III (0.5)	III (0.4)	III (0.45)	III (0.5)	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.55)
FD	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.55)									
壁式構造 ($\beta_u=1$)	—	—	II (0.45)	—	—	III (0.5)	—	—	IV (0.55)	—	—	IV (0.55)

注：鉄骨鉄筋コンクリート構造については、上記の（ ）内の値から0.05を差し引いた値を適用してよい。

iv) 鉄骨鉄筋コンクリート造部材の種別の分類は、表3-10及び表3-11による。

イ) 柱の種別

表 3-10

想定される破壊モード	$N/N_o \leq 0.3$		$N/N_o \leq 0.4$		$N/N_o > 0.4$
	$sM_o/M_o \geq 0.4$	$sM_o/M_o < 0.4$	$sM_o/M_o \geq 0.4$	$sM_o/M_o < 0.4$	
曲げ破壊	FA	FB	FB	FC	FD
せん断破壊	FB	FC	FC	FD	

ここで、 N ：メカニズム時の軸方向荷重(t)

N_o ：鉄骨鉄筋コンクリート断面としての最大圧縮耐力(t)

sM_o ：鉄骨断面の曲げ耐力 (t・m)

M_o ：鉄骨鉄筋コンクリート断面としての曲げ耐力 (t・m) ($N = 0$)

ロ) 耐力壁の種別

表 3-11

耐力壁の種別	WA	WC
想定される破壊モード	せん断破壊以外	せん断破壊

v) 種別の異なる部材の併用の取扱い

各部材毎の種別と、階全体の種別との関係は下記による。

イ) 本項は、対象となる部材群に種別Dの部材が存在しないか、またはその存在が無視しうる場合に、次の判定に適用する。

- (a) iii), iv)において階全体の壁群の種別 (WA~WC) を判定する場合
 (b) iii), iv)において柱・はり群の種別 (FA~FC) を判定する場合
 ロ) 部材群の中に種別 D の部材が存在する場合は、それが脆性的な挙動を示すおそれがあるため、局部的な崩壊時に対する影響と程度を考慮し適切に階全体の種別を評価するものとする。
 ハ) イ)の適用は表 3-5 による。

表 3-5

部材群としての種別	種別Aの部材の耐力の和の部材群 [*] の耐力和に対する比	種別Bの部材の耐力の和の部材群 [*] の耐力和に対する比	種別Cの部材の耐力の和の部材群 [*] の耐力和に対する比
A	50%以上	—	20%以下
B	—	—	50%未満
C	—	—	50%以上

* 種別Dの部材が存在する場合には、それを除く。

(2) 背景

i) 構造特性係数 D_s

鉄骨鉄筋コンクリート造の主要耐震要素が脆性的な破壊をすることが予測される場合は、構造特性係数 D_s の値は十分大きな値とすることが必要である。

脆性的な破壊をする部材を有する階については、それらの脆性部材の破壊が建築物全体の破壊に対して影響が少ないと確認され、かつ、保有水平耐力の算定に当たってそれらの部材の耐力を無視する場合には、構造特性係数は、そのような部材の存在を無視して決めてよい。

柱についてはその塑性変形能力を支配する要因として、柱の軸力比 N/N_o と断面の鉄骨量を示す鉄骨部分の終局曲げモーメントと柱全体の終局曲げモーメントの比 sM_o/M_o を考えている。例えば、せん断破壊の先行する柱であっても、軸力が小さく、鉄骨量が確保されれば、鉄骨の耐力低下が急激でないので、ある程度の韌性を期待できると考えている。

はりに関する条件が入っていないのは、鉄骨鉄筋コンクリート造では、はりのせん断破壊が先行するケースは、部材断面せいからいって比較的少ないこと、またせん断破壊が先行したとしても鉄筋コンクリート造に比較すれば復元力の安定性がよく、変形能力も急激に失うことはないことから、はりは特に D_s のランクづけにとり入れていない。しかし、これらの点についても細かくいえば、鉄骨量や鉄骨ウェブ材の構成により差異がある。

ii) 鉄骨鉄筋コンクリート造の耐力及び変形性能

① 曲げと軸力を受ける部材の全塑性モーメント

曲げと軸力を受ける部材の全塑性モーメントは、鉄骨、鉄筋及びコンクリートの材料特性をすべて完全弾塑性とし、かつ、三者が一体となって外力に抵抗すると考えた場合の全塑性モーメントとしてよい。鉄筋コンクリート部分の耐力と鉄骨部分の耐力との累加によって求めた曲げ耐力は安全側の評価を与える。これらの耐力の計算式は 7.4.3(2)「部材強

度の算定式」(p.266)に記した。

②せん断耐力

部材のせん断耐力 Q_u は、鉄骨部分のせん断耐力 sQ_u と鉄筋コンクリート部分のせん断耐力 rQ_u との和によって評価できる。これらの耐力の計算式は 7.4.3(2) に記した。

なお、これらの式以外に鉄筋コンクリート部分のせん断耐力のうちせん断付着破壊耐力を検討する場合には、日本建築学会編「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に示されたせん断付着破壊耐力の算定式を適用することができる。

③柱の靭性に及ぼす軸力の影響

柱の靭性を高めるには、せん断破壊あるいはせん断付着破壊を防止することのほかに、軸圧縮力をあまり増大させないことも重要である。すなわち、柱の軸圧縮耐力 N_o に対する軸圧縮力 N の比 N/N_o が小さい時は靭性に富み、大きい時は靭性に乏しい。

④柱・はり接合部の耐力と変形性能

柱・はり接合部の実大実験の結果によると、柱・はり接合部のせん断耐力は、日本建築学会編「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に示された式によってよく評価できる。また、これによって設計した接合部の終局耐力時の履歴特性は紡錘形の安定したものである。

⑤鉄骨ウェブの形式と履歴特性との関係

鉄骨ウェブの形式と荷重履歴との関係は、靭性確保の観点からみれば、柱材のウェブは充腹形にするか、少なくともラチス形にすべきであって、靭性を期待する場合は格子形は用いるべきではないといえる。

⑥耐力壁の諸特性

a) 鉄骨鉄筋コンクリート造の架構を周辺に有する鉄筋コンクリート造耐力壁は、周辺架構の鉄骨に十分なせん断耐力と靭性を持たせることにより、鉄筋コンクリート造架構で周辺を拘束された鉄筋コンクリート造耐力壁に比較して、一般によりすぐれた靭性が期待できる。

b) 鉄骨筋かい内蔵の耐力壁は、鉄骨のコンクリートかぶり厚が十分でない場合には初期コンクリートひび割れの発生を早めがあるので注意を要する。

c) 上記耐力壁の終局耐力は、累加強さ式によってよい。

(3) D_s の算定

i) D_s の算定手順

D_s は、階ごとに、また、計算方向ごとに求める。ここでは、告示及び通達に示された判定基準に従って、 D_s を求める方法を述べる。むろん、ここに述べる方法のほか、特別な実験、解析等によって適切に定めることもできる。

a) 階に属するすべての柱及び耐力壁について、部材としての種別名（柱にあっては、FA～FD、耐力壁にあっては、WA 又は WC）を付す。柱は、崩壊メカニズム時の軸力比 N/N_o 及び鉄骨部分の全断面に対する曲げ耐力比 sM_o/M_o に応じて、表 3-10 を用いて分類される。耐力壁は、想定される破壊モードが、せん断破壊か、それ以外かで、表 3-11 を用いて

分類される。

b) 柱及び耐力壁ごとに、各種類に分類された部材の耐力の和を求める。

cQ_A : 階に属する柱のうち種別 FA のものの耐力の和

cQ_B : 階に属する柱のうち種別 FB のものの耐力の和

cQ_C : 階に属する柱のうち種別 FC のものの耐力の和

wQ_A : 階に属する耐力壁のうち種別 WA のものの耐力の和

wQ_C : 階に属する耐力壁のうち種別 WC のものの耐力の和

c) 階に属する柱群の総称としての種別及び、階に属する耐力壁群の総称としての種別を表 3-5 を用いて求める。表中、種別 A の部材の耐力の和の部材群の耐力和に対する比 (γ_A) 及び、種別 C の部材の耐力の和の部材群の耐力和に対する比 (γ_C) は、以下の式で表される。

$$\text{柱の場合} \quad \gamma_A = cQ_A / (cQ_A + cQ_B + cQ_C)$$

$$\gamma_C = cQ_C / (cQ_A + cQ_B + cQ_C)$$

$$\text{耐力壁の場合} \quad \gamma_A = wQ_A / (wQ_A + wQ_C)$$

$$\gamma_C = wQ_C / (wQ_A + wQ_C)$$

d) 階に属する耐力壁の耐力の和の階の保有水平耐力に対する比 β_u を求める。

e) 表 3-7 を用いて、 β_u 、柱群の種別 (FA～FD) 及び耐力壁群の種別 (WA, WC) に応じて、 D_s 値を決定する。

ii) 脆性部材の取扱い等

部材の分類で、D に属するものは、各部材に十分な塑性変形を生じないまま、脆性的な挙動を示す場合が多い。この場合には、 D_s の算定に当たって十分な配慮が必要である。具体的な対処法としては、4.6.1「保有水平耐力と必要保有水平耐力」(p.151) を参照するとよいであろう。

[参考文献]

- 1) 「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」日本建築学会編、1975年11月
- 2) 「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」日本建築学会編、1987年6月

第8章 木造の耐震計算

8.1 木造の構造計算

8.1.1 構造計算の考え方

(1) 木構造について

木構造は、構造耐力上主要な部分である柱やはり等を木材で造ったものであり（部分的にはりを鉄骨造にする場合などを含む），主として住宅の構法として幅広く利用されている。木構造には，①政令第3章第3節（木造）の構造規定に定められた構造としたもののほか，②枠組壁工法（ツーバイフォー工法とも呼ばれる），③丸太組構法（ログハウスとも呼ばれる）がある。

枠組壁工法は、昭57建告第56号で「木材で組まれた枠組に構造用合板その他これに類するものを打ち付けた床及び壁により建築物を建築する工法」と定義されており，同告示に技術基準が定められている。さらに丸太組構法は、昭61建告第859号で「丸太，製材その他これに類する木材を水平に積み上げた壁により建築物を建築する工法」と定義されており，同告示に技術的基準が定められている。

(2) 従来の木造の構造計算

従来，比較的小規模の木造建築物では，①施行令の構造規定における所要壁量の規定により，設計に当たって力学的な計算なしに必要な水平耐力を確保することができること，②施工実績が充分にあること等を勘案し，階数が2以下かつ延べ面積が500m²以下のものについては，法令上構造計算が課されていない。

さらに，昭和56年に建築基準法施行令の改正が行われた際，中小地震に対しては最小限の被害にとどめ，大地震時には倒壊を防止するという考え方が導入されたが，木造については慣用の設計法によつていればそのような性能を保持できるという判断の下に，層間変形角，剛性率，偏心率の計算，保有水平耐力の計算等の大地震時の地震力に対する検討は要らないとされていた。

(3) 大断面木造建築物

現在一般的に市場に流通している構造用の製材は，強度，含水率等に関する品質の安定性が必ずしも十分ではなく，また，そのような製材で構成されている在来工法の木造建築物の接合部の性能に関するデータの蓄積が不足していたため，木造建築物の挙動を力学的に解析することが困難であった。従って，構造計算を行う場合にあっても，従来は，原則として所要の壁量を確保することが要求されたほか，高さが13mまたは軒の高さが9mを超える大規模木造建築物の建築制限が行われていた。

ところが，工場で生産される集成材は品質の安定した構造材料として諸外国で多くの実績があり，わが国においても近年建築実績が増加してきた結果，最近JASにおいて構造用大断面集成材の規格が制定され，こうした動きに伴つて大断面集成材等を用いた木造建築物についてはデータ

の蓄積や研究の進展がみられ、力学的な解析によって構造計算ができるようになってきた。すなわち、品質性能の安定した大断面集成材等による部材と力学的特性が明らかな接合部等により構成された構造は、鉄骨造などと同様に構造計算により地震や台風に対する構造耐力上の安全性が検討できるようになったのである。このような工法を「大断面木造」、またこの工法を用いた建築物の総称を本書では「大断面木造建築物」と呼ぶ。

(4) 昭和62年の建築基準法施行令の一部改正における木造に関する規定の変更

昭和62年の建築基準法の一部改正に伴って、大断面木造建築物の技術基準が令第46条第2項に追加された。これにより大断面木造建築物とした場合に限って前述の所要の壁量を設ける必要がなくなり、さらに所要の防火措置等を講じた場合には、高さ制限の撤廃、防火壁の設置義務の合理化が行われた。同時に、木造建築物の構造計算に関する規定の改正が行われた。

構造計算に関する規定の改正の主な内容は、①大断面木造建築物については鉄筋コンクリート造や鉄骨造と同様に許容応力度計算を行うこと、②高さが13mまたは軒の高さが9mを超える場合には二次設計により安全性を確認することの2点である。なお、以上のほかに、大規模の木造建築物（高さが13mまたは軒の高さが9mを超える木造建築物及び延べ面積が1,000m²を超える木造建築物で、防火壁を設けない木造建築物）に火災時の建築物の崩壊を防ぐための構造計算（燃えしろ計算）が課せられることとなった。

木造建築物に適用される二次設計の具体的な内容については、昭和61年度から5ヵ年計画で実施されている「新木造技術の開発」（建設省総合技術開発プロジェクト）の中の一つの課題として、引き続き技術的データの蓄積と具体的な設計手法の検討を行っているところである。

なお、当面のところ、具体的な設計においては、本章の8.3.4「ルート②の構造計算」及び8.3.5「ルート③の構造計算」において、現在までの上記総合技術開発プロジェクトの成果を踏まえて部材の韌性の確保の方法、構造特性係数 D_s の取扱いの考え方等が示されているので、これを参考とすることができる。

8.1.2 法令上の構造計算の位置付け

法令上どのような構造計算が要求されるかにより木造建築物は、次の①から③までの3つに分類される。設計に当たってはその建築物がどれに該当するかを確認しておく必要がある。

- ① 茶室、あずまやその他これらに類する建築物または延べ面積が10m²以下の物置、納屋、その他これらに類する建築物：これに該当する建築物には、構造耐力上安全な構造であることが要求される（法第20条）が、構造計算による安全確認は要求されない。
- ② 2以下の階数を有し、高さ13m以下、軒の高さ9m以下かつ延べ面積500m²以下の建築物：令第3章第8節の規定による構造計算は要求されない。ただし、令第46条第2項の規定により、「構造耐力上必要な軸組」を要しない建築物（すなわち大断面木造建築物）については、許容応力度計算と層間変形角の計算を行うことが必要である。

なお、枠組壁工法については昭57建告第56号の規定を、丸太組構法については昭61建告第859号の規定を、またそれ以外の木造の建築物については令第3章第3節「木造」の規定を満たすことが必要である。

③ 3以上階を有する建築物、高さが13mを超える建築物、軒の高さが9mを超える建築物または延べ面積が500m²を超える建築物：これに該当する建築物については、令第3章第8節の構造計算を行うことが必要である。この場合、建築基準法施行規則第1条の規定により、建築確認に必要な図書として構造計算書を提出することが義務付けられる。なお、このほかに、②に該当する建築物と同様の構造規定を満たす構造とすることが必要である。例えば在来工法の木造3階建て建築物では、構造計算を行った場合でも、令第3章第3節に従って必要壁量を満たす軸組または耐力壁を配置しなければならない。

8.1.3 各ルートの構造計算の内容

木造建築物については、前節の③で述べたように、①3以上階数を有する建築物、②高さが13mを超えるか、または軒の高さが9mを超える建築物、あるいは、③延べ面積が500m²を超える建築物が構造計算の対象となる。表8.1-1は、これらの建築物に要求される構造計算の内容を一覧したものであり、図8.1-1は構造計算のフローを示したものである。この図にみられるよう

表8.1-1 木造建築物の構造計算

	許容応力度	層間変形角	剛性率 偏心率等	保有水平耐力	備考
在 來 木 造	階数2以下、延べ面積500m ² 以下、高さ13m以下、かつ、軒の高さ9m以下	—	—	—	令第46条の壁量の規定 (所要壁率の確保は必要)
	階数3以上	○	—	—	
	延べ面積500m ² 超	○	—	—	
	高さ13m超又は軒の高さ9m超	建築することができない			
大 斷 面 木 造	階数2以下、延べ面積500m ² 以下、高さ13m以下、かつ、軒の高さ9m以下	○*1	○*1	—	—
	階数3以上	○	○*1	—	—
	延べ面積500m ² 超	○	○*1	—	高さ13m以下、かつ、軒の高さ9m以下に限る
	高さ13m超又は軒の高さ9m超	○	○	○	高さ31m以下に限る
	高さ31m超	○	○	○*2	

注) *1 令第46条第2項に基づき建設大臣が指定した構造計算として必要となるものを示す。

*2 剛性率、偏心率の値そのものの計算は必要だが、それらの値の制限に関するチェックの必要はない。

凡例 ○ 構造計算をする必要があるもの — 構造計算が要求されないもの

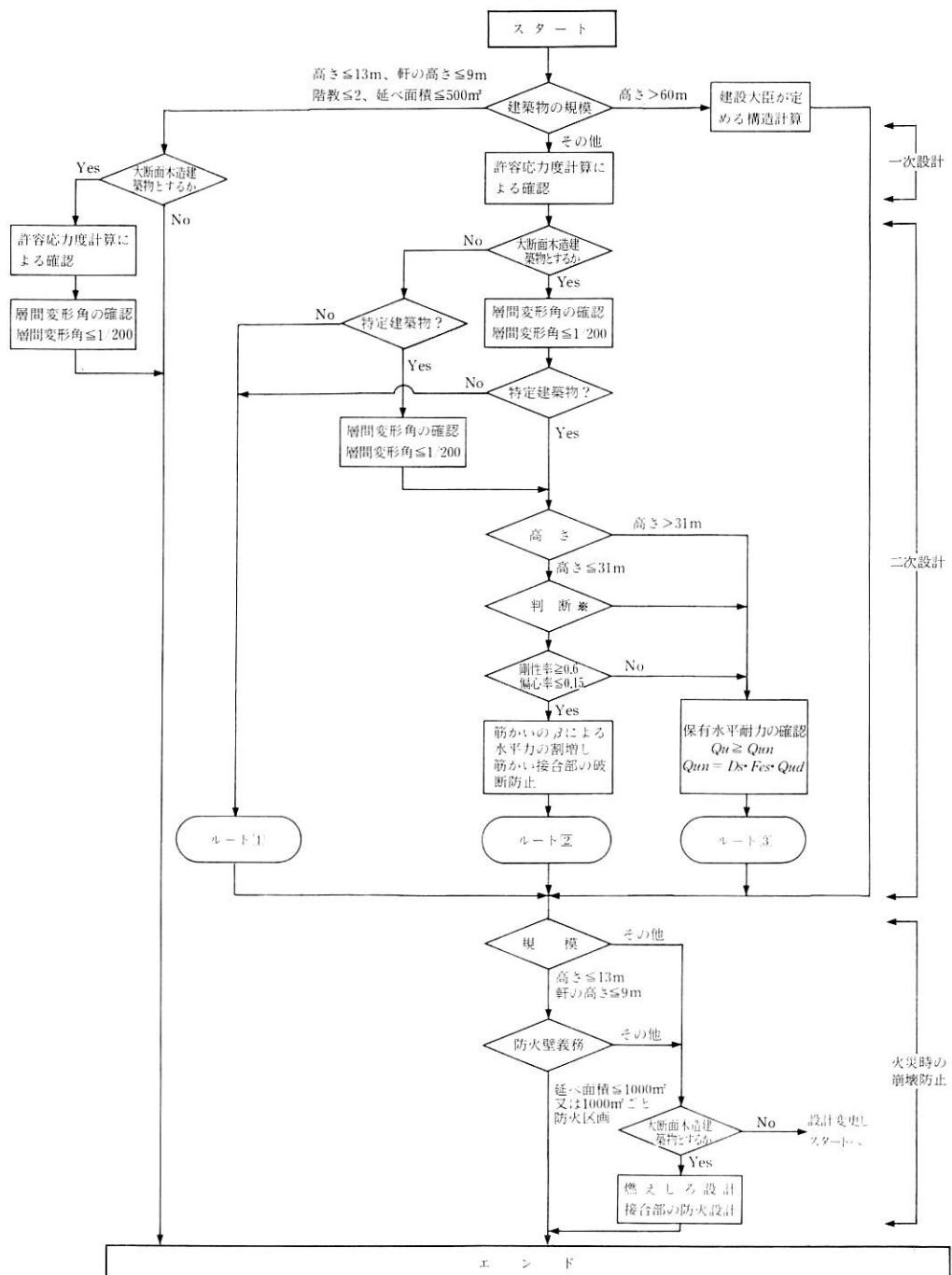


図 8.1-1 木造建築物の構造計算のフロー

に、上記の3種の木造建築物の構造計算を行うに当たっては、ルート①、ルート②、ルート③又は建設大臣が認める構造計算のいずれかの構造計算を行わなければならない。

(1) ルート①の構造計算

ルート①は、高さ13m以下かつ軒の高さ9m以下の建築物に適用してよい。ルート①の構造計算は、令第82条に規定する許容応力度計算である。なお、大断面木造建築物ではこのほかに層間変形角の制限を満足しなければならない。

なお、中地震動に対する計算における標準層せん断力係数 C_o は通常の場合0.2以上とするが、特定行政庁が指定した著しく軟弱な地盤の区域内では、 C_o を0.3以上とする(ただし、大断面木造建築物を除く)。

(2) ルート②の構造計算

ルート②は、高さが13mを超える、31m以下の建築物または軒の高さが9mを超える建築物に適用される。ただし、偏心率が0.15を超えるものや、剛性率が0.60未満の層があるものについては、ルート②を適用してはならず、ルート③によらなければならない。

このルートの構造計算は、ルート①と同じ令第82条に規定する許容応力度計算に加えて、①層間変形角が1/200以下(建築物の部分に著しい損傷が生じるおそれがない場合には1/120以下)であることの確認、②偏心率が0.15を超えないことの確認、③剛性率が0.60未満の層がないことの確認、④筋かいが負担する水平力の割合が大きいほど地震力を割増すこと、及び⑤筋かいや柱はり接合部が所要の耐力をもつことの確認である。

(3) ルート③の構造計算

ルート③は、高さが60m以下であればすべての建築物に適用してよい。

ここでの構造計算は、令第82条に規定する許容応力度計算、令第82条の2に規定する層間変形角のチェック及び令第82条の4に規定する保有水平耐力の計算である。

8.1.4 火災時の倒壊防止に関する構造計算等

高さが13mまたは軒の高さが9mを超える場合または延べ面積が1,000m²を超えるもので防火壁で区画された部分の面積を1,000m²以上とする場合には、それぞれ令第129条の2または令第115条の2により火災時の倒壊防止を図るための措置と構造計算をしなければならない。この構造計算等は、①構造耐力上主要な部分である柱及びはりの接合部を火災時に耐力が急激に低下しない構造とすること、②柱及びはりが燃焼により断面が欠損した場合においても建築物が倒壊しないだけの断面が残存していることを確かめる構造計算をすること等を内容としている。その具体的な方法は告示(昭62建告第1898号、昭62建告第1899号)に定められている。

8. 2 在来軸組工法・枠組壁工法等

8. 2. 1 在来軸組工法

在来軸組工法とは、わが国の伝統的な仕口、継手工法によって組み立てられ、かつ柱とはりを中心とする構成要素とする木造の工法をいう。この工法は、前節で述べた大断面木造の工法の一つとなり得るが、ここでは大断面木造ではない在来軸組工法木造に限って、その耐震計算等に関する建築基準法令上の取扱いの概要を述べる。

大断面木造ではない在来軸組工法の木造建築物は、高さ13m以下、かつ、軒の高さ9m以下としなければならない(法第21条)。これらは、構造安全確保に関する法令の規定によって3種類に区分される。表8.2-1は、これら3区分とそれぞれに対する耐震性確保に係わる法令の要求を一覧したものである。

表8.2-1 在来軸組工法による木造建築物(大断面木造建築物を除く)
の耐震性確保に係わる法令上の区分

区分		耐震性に関する法令の要求
(1)	茶室、あずまやその他これらに類する建築物 又は延べ面積が10m ² 以内の物置、納屋その他 これらに類する建築物(令第40条)	①地震に対して安全な構造であること
(2)	2以下の階数を有し、かつ延べ面積が500m ² 以下の建築物(法第6条)	①令第3章第3節の規定を満たすこと ②令第46条の「構造耐力上必要な軸組」によらず、方づえ、控柱または控壁によって水平力に抵抗する構造の建築物は、別途安全確保が必要
(3)	3以上の階数を有する建築物、延べ面積が500m ² を超える建築物(法第20条)	①} 上欄①、②と同じ ②} ③ 構造計算が必要

この表に見られるように、(2)及び(3)の区分の建築物については、令第3章第3節(第40条～第49条)の規定を満たさなければならない。この中で、耐震設計に最も密接に関係する条文は第46条及びこれに基づく告示(昭56建告第1100号)である。そこに、耐震要素としての筋かいを入れた軸組あるいは面材を釘止めした壁等の必要量を規定している。

筋かい入り軸組や面材を釘止めした壁等を持たない構造形式は、法令上は原則として認められない。方づえ、控柱あるいは控壁を持つ構造形式のみが例外的に認められており、これらのものについては、令第46条に代わる別途の耐震性確保の方策を講じなければならない。

(3)の区分の建築物については、このほかに令第82条の構造計算(ルート①)を行うことが必要である。この構造計算の方法は、「3階建て木造住宅の構造設計と防火設計の手引き」(発行:財日本住宅・木材技術センター)によることができる。

8. 2. 2 枠組壁工法

枠組壁工法による木造建築物は、高さ13m以下、かつ、軒の高さ9m以下としなければならない(法第21条)。これらは構造安全性に関する法令の規定によって2種類に区分される。表8.2-

2は、これら2区分とそれぞれに対する耐震性確保に係わる法令の要求を一覧したものである。

表8.2-2 枠組壁工法による木造建築物の耐震性確保に係わる法令上の区分

区分		耐震性に関する法令の要求
(1)	2以下の階を有し、かつ延べ面積が500m ² 以下の建築物（法第6条）	昭57建告第56号の規定を満たすこと
(2)	3以上の階を有する建築物、延べ面積が500m ² を超える建築物（法第20条）	①上欄と同じ ②構造計算が必要

表中区分(2)の枠組壁工法建築物に要求される構造計算は、令第82条に規定する構造計算（ルート①）であって、その方法については「2×4住宅 設計の手引」（発行：(社)日本ツーバイフォー建築協会）を参考にするとよい。

8.2.3 丸太組構法

丸太組構法は、丸太、製材その他これらに類する木材を水平に積み上げた壁により建築物を建築する工法であり、その規模は次の①から③までに適合しなければならない。

- ① 地階を除く階数2以下
- ② 延べ面積150m²以下
- ③ 高さ7m以下

丸太組構法の建築物は、構造計算による耐震性の確認は法令上要求されないが、表8.2-1の区分(1)に該当する建築物を除き昭61建告第859号に定める技術基準に適合しなければならない。なお、この技術基準は「丸太組構法技術基準・同解説」（発行：(財)日本建築センター）に詳しく解説されている。

8.3 大断面木造

8.3.1 大断面木造建築物の構造計算ルート

大断面木造建築物に要求される構造計算の手続は、当該大断面木造建築物が特定建築物であるかどうか等によって相違する。図8.3-1はその手続のフロー図であり、これに見られるように大断面木造建築物の構造計算ルートは、ルート①、ルート②及びルート③の3つに分けられる。どのルートにおいても「層間変形角の確認」をしなければならないことと、ルート②及び③において「燃えしろ設計」などが要求されることが、鉄骨造や鉄筋コンクリート造などの場合と違う点である。

なお、階ごとに異なる設計ルートを採用することは好ましくないが、計算する方向ごとに異なる設計ルートを採用するのは差し支えない。

鉄筋コンクリート造または鉄骨造の大断面木造と併用する場合の設計法については「大断面木造建築物設計施工マニュアル」（発行：(財)日本建築センター）に解説されている。

ただし、鉄骨造と大断面木造を併用する構造にルート①を採用する場合においては、大断面木造の標準せん断力係数は、鉄骨造のそれと同じにしなければならない。

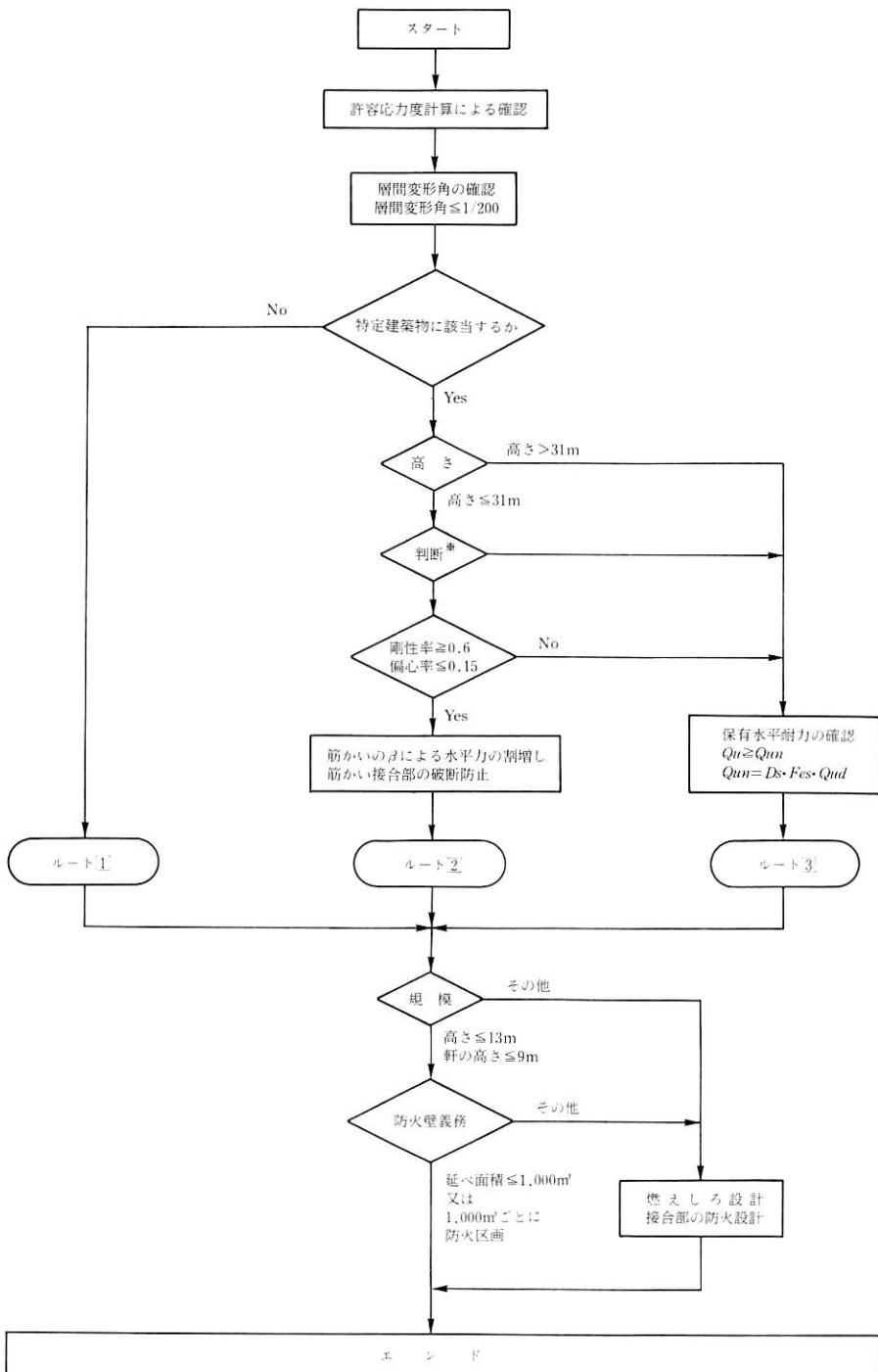


図8.3-1 大断面木造建築物の構造計算のフロー

8.3.2 許容応力度計算（令第82条）

令第82条に定める許容応力度計算における部材断面の算定は以下の許容応力度式による。

(1) 曲げ材

① 直線材の曲げ

$$\sigma_b = M/Z_e \leq C_f \cdot f_b$$

ここに、 M ：曲げモーメント

Z_e ：有効断面係数

f_b ：許容曲げ応力度

C_f ：集成材のせいの増加に伴う低減係数で下表による。

集成材の積層方向の辺長(cm)	係 数
30以下	1.00
30を超える 45以下	0.96
45を超える 60以下	0.93
60を超える 75以下	0.91
75を超える 90以下	0.89
90を超える 105以下	0.87
105を超える 120以下	0.86
120を超える 135以下	0.85
135を超える 150以下	0.84
150を超える 165以下	0.83
165を超える 180以下	0.82
180超	0.80

② わん曲材の曲げ

$$\sigma_b = M/Z_e \leq C_f \cdot C_c \cdot f_b$$

ここに、 M ：曲げモーメント

Z_e ：有効断面係数

C_c ：曲率半径とラミナ厚さによる低減係数で次式による。

$$C_c = 1 - 2,000 \left(\frac{t}{R} \right)^2$$

ここに、 t ：ラミナ厚

R ：わん曲材の中心線における曲率半径

③ せん断

$$\tau = \alpha \cdot Q/A_e \leq f_s$$

ここに、 f_s ：許容せん断応力度

α ：断面形状により定まる値（長方形断面では1.5）

Q ：せん断力

A_e ：有効断面積

(4) わん曲材の横引張り

$$\sigma_r = \frac{3 \cdot M}{2R \cdot b \cdot h} \leq f_{c\perp}, \text{かつ, } f_{t\perp} = \frac{f_s}{3}$$

ここに, σ_r : 半径方向応力度

R : わん曲材の中心線における曲率半径

b : 断面の幅

h : 断面のせい

M : 曲げモーメント

$f_{c\perp}$: 木材の繊維に直角方向の許容全面圧縮応力度(針葉樹では, 許容めりこみ応力度の 5/8 の数値)

$f_{t\perp}$: 木材の繊維に直角方向の許容引張応力度(針葉樹では, 許容せん断応力度の 1/3 の数値)

(2) 引張材

(1) 木材の繊維方向の引張り

$$\sigma_t = T / A_e \leq f_t$$

ここに, f_t : 許容引張応力度

T : 引張力

A_e : 有効断面積

(2) 木材の繊維に直角方向の引張り

木材の繊維に直角方向または傾斜する方向に引張力が働く場合は適切な補強等を行って, この方向に過大な応力が働くないようにすることが必要である。木材の繊維に直角方向の許容引張応力度は, 許容せん断応力度の 1/3 とする。

(3) 圧縮材

(1) 木材の繊維方向の圧縮

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \leq f_k$$

ここに, f_k : 許容座屈応力度

$$\lambda \leq 30 : f_k = f_c$$

$$30 < \lambda \leq 100 : f_k = f_c (1.3 - 0.01\lambda)$$

$$100 < \lambda : f_k = 0.3 f_c / (\lambda / 100)^2$$

f_c : 許容圧縮応力度

λ : 圧縮材の細長比 (< 150)

N : 圧縮力

(2) 木材の繊維に直角方向の圧縮

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \leq f_{c\perp} \text{ または } f'_{c\perp}$$

ここに, $f_{c\perp}$: 許容全面圧縮応力度

$f'_{c\perp}$: 許容めりこみ応力度

A : 支圧面積 N : 圧縮力

(4) 複合応力を受ける材

① 曲げと圧縮を負担する材

$$\frac{M}{Z_e \cdot f_b \cdot C_f} + \frac{N}{A_e \cdot f_k} \leq 1.0$$

ここに, f_b : 許容曲げ応力度 f_k : 許容座屈応力度 Z_e : 有効断面係数 A_e : 有効断面積 M : モーメント N : 圧縮力 C_f : 形状係数

② 曲げと引張りを負担する材

$$\frac{M}{Z_e \cdot f_b \cdot C_f} + \frac{T}{A_e \cdot f_t} \leq 1.0$$

8.3.3 ルート①の構造計算

ルート①の構造計算は、高さが13m以下かつ軒の高さが9m以下の建築物に適用できる。このルートでは、令第82条に規定する許容応力度計算のほか、令第82条の2に規定する層間変形角に関する構造計算を行う。すなわち、政令に定める荷重及び外力によって架構各部に生じる応力を計算し、各部の応力度が許容応力度以下であることを確認するほか、層間変形角が規定値以内であることの確認をする。その場合、水平力を負担する筋かい等がある場合には作用力に対して座屈もしくは破断等が生じないように部材断面を設計すること、また部材端部接合部の金物やボルト並びに接合部分の木材の割裂きやせん断に対する強度を確保することが必要である。なお、これらの規定はルート①が適用可能な他の構造との併用構造の大断面木造部分にも適用される。

(1) 大地震動に対する耐震性確保のための留意事項

本ルートの構造計算に当たっては、以下の点に留意しなければならない。

- ① 筋かいなどの水平耐震要素は、建築物全体としての振動性状に注意して釣合い良く配置する。
- ② 下記の部位については存在応力を十分に伝達できるように設計する。
 - ・筋かい軸部（断面欠損を考慮する。）
 - ・接合ファスナー（釘、ボルト、ラグスクリュー等）
 - ・接合金物
 - ・接合部木材の端部詳細（割裂きの検討または接合部ボルト径の8倍程度以上の板厚となるようにする。）
 - ・鋼材筋かい（軸部破断並びに木材側の割裂きないしせん断破壊を検討する。）

8.3.4 ルート②の構造計算

告 示 昭55建告第1791号第1

(改正 昭和62年11月13日建設省告示第1916号)

建築基準法施行令(昭和25年政令第338号)第82条の3第三号の規定に基づき、構造計算の基準を次のように定める。

第1 木造の建築物等に関する基準

木造の建築物又は木造とその他の構造とを併用する建築物については、次の各号に定める構造計算を行うこと。

一 水平力を負担する筋かいを設けた階(地階を除く。)を含む建築物につては、建築基準法施行令(以下「令」という。)第82条第一号の規定により計算した当該階の構造耐力上主要な部分に生ずる令第88条第1項の規定による地震力による応力の数値に次の表の数値を乗じて得た数値を当該応力の数値として令第82条第二号及び第三号に規定する構造計算を行うこと。

$\beta \leq \frac{5}{7}$ の場合	$1 + 0.7\beta$
$\beta > \frac{5}{7}$ の場合	1.5

この表において、 β は、令第88条第1項に規定する地震力により建築物の各階に生ず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を表すものとする。

- 二 水平力を負担する筋かいで木材を使用したものについては、当該筋かいの端部又は接合部に木材のめりこみの材料強度に相当する応力が作用する場合において、当該筋かいに割裂き、せん断破壊等が生じないことを確かめること。
- 三 水平力を負担する筋かいでその軸部に専ら木材以外の材料を使用したものについては、当該筋かいの軸部が降伏する場合において、当該筋かいの端部及び接合部が破断しないことを確かめること。
- 四 前3号に掲げるもののほか、必要がある場合においては、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、割裂き、せん断破壊等によって構造耐力上支障のある急激な耐力の低下を生ずるおそれのないことを確かめること。

ルート②の構造計算は、高さが13mを超える31m以下の建築物または軒の高さが9mを超える建築物に適用される。ただし偏心率が0.15を超えるものや剛性率が0.6未満である層がある場合には、ルート②を適用してはならず、ルート③によらなければならない。

このルートで要求される構造計算は以下のとおりである。

- ① 令第82条に規定する許容応力度計算
- ② 層間変形角が1/200以下(建築物の部分に著しい損傷が生じるおそれがない場合には1/120以下)であることの確認
- ③ 剛性率が0.60未満の層がないことの確認
- ④ 偏心率が0.15を超えないことの確認

- ⑤ 筋かいが負担する水平力の割合に応じて地震力を割増すこと
- ⑥ 水平力を負担する筋かい端部、接合部、耐力壁の接合部さらに柱、はり仕口部及び柱またははりの継手部は、十分な強度を確保すること

(1) 大地震動に対する耐震性確保のための留意事項

架構の各部材に十分な耐力あるいは変形性能を確保するために、主要な柱、はり及び筋かいの接合部を以下のように設計する。

i) 木部材接合部

以下の部分については、地震時水平力による存在応力の1.5倍の応力を想定し、それが短期許容応力度を超えないことまた割裂き、せん断破壊が生じないことを確認する。ただし、ボルト接合部にあって、接合される木材の厚さ ℓ とボルトの直径 d の比 ℓ/d が 8 以上である場合及び接合部の塑性変形性状が鋼材の降伏または木材のめりこみによって支配されるような場合は存在応力を1.5倍しなくてよい。

- ① 筋かいの端部及びその相手側の柱あるいははりの接合部
- ② 柱、はり仕口部
- ③ 柱及びはりの継手部

なお、上記の応力の割増しは、筋かいの水平力分担率 β による応力の割増しを行う以前の応力に対する割増しであって、 β によって割増しされた応力をさらに1.5倍するものではない。

ii) 鋼材等の筋かい

鋼材等の筋かいの端部及び接合部は、下記①から⑤までの破断形式について原則として当該筋かい軸部の全断面が降伏するまでは破断しないことを、次の式によって確認する。なお、鋼材が木材と取り合う部分については、筋かいの存在応力の1.5倍の応力で木材部の応力が許容応力度以下であることを確認する。

$$A_j \cdot \sigma_u \geq A_g \cdot f$$

ここに、 A_j ：接合部の破断形式に応じた接合部の有効断面積

σ_u ：材料の破断応力度

A_g ：筋かい材の全断面積

f ：基準強度

- ① 筋かい軸部で破断する場合
- ② 接合ボルト部で破断する場合
- ③ ファスナーのはしあき部で破断する場合
- ④ 接合鋼板部で破断する場合
- ⑤ 溶接部で破断する場合

(2) 筋かい架構の応力割増し

一般に、ラーメン架構と筋かい架構とは復元力特性が異なる。ラーメン架構は履歴曲線が紡錘型でエネルギー吸収量も多いが、筋かい架構はスリップ型でエネルギー吸収量が少ない。従って、筋かいを含む架構はラーメン架構に比較して大きな地震を受けやすく、このため架構の強度を筋かいの分担率 β に応じて割増す必要がある。

応力の割増しは、原則として対象階すべての部材の一次設計用地震力による応力について行う。その方法としては次のようなものがある。

- ① 筋かい部材を除いた部分の曲げモーメント及びせん断力と筋かい部材の軸力を所要倍割増す。その後、筋かい軸力の増加、はりのせん断力増加等による柱軸力及びはり軸力の増分を計算し、もとの柱軸力及びはり軸力に加える。この場合、柱軸力の増分は、下階に伝達されると考える。また、階によって割増率が異なる場合は、その境界にあるはりについてはそれぞれの階の割増率の平均で割増してよい。なお、柱の軸力も含めて対象階のすべての部材について同時に割増した場合も、柱軸力増分の下階への伝達については適切に評価する。
- ② 便宜的に筋かいの水平力分担率に応じて層せん断力そのものを割増しする方法である。まず設計用水平力により応力計算を行って各層の筋かいの水平力分担率 β を求める。 β から各層の割増率を求め、これを一次設計用地震力から得られるせん断力に乘じて割増し後の層せん断力を求める。割増し後の層せん断力より水平力を計算する。この水平力を用いて再度応力計算を行い、得られた応力分布をもって設計応力とする。

8.3.5 ルート③の構造計算

ルート③の構造計算は、高さが60m以下であればすべての建築物に適用してよい。このルートにおける構造計算の内容は、

- ① 令第82条に規定する許容応力度計算
- ② 令第82条の2に規定する層間変形角の計算
- ③ 令第82条の4に規定する保有水平耐力の計算

の3つである。このうち③の計算が本ルートにのみ課せられた計算であり、下に示す法令の条文に見られるように、各階の保有水平耐力を計算し、それが必要保有水平耐力以上であることを確かめるものである。

政令 第82条の4

(保有水平耐力)

第82条の4 第81条第1項の規定によつて特定建築物で高さが31メートルを超えるものの構造計算をするに当たつては、第82条及び第82条の2の規定によるほか、特定建築物の地上部分について、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 第4款に規定する材料強度によつて各階の水平力に対する耐力（以下この条において「保有水平耐力」という。）を計算すること。
- 二 地震力に対する各階の必要保有水平耐力を次の式によつて計算すること。

$$Q_{un} = D_s F_{es} Q_{ud}$$

この式において、 Q_{un} 、 D_s 、 F_{es} 及び Q_{ud} は、それぞれ次の数値を表すものとする。

Q_{un} 各階の必要保有水平耐力（単位トン）

D_s 各階の構造特性を表すものとして、特定建築物の振動に関する減衰性及び各階の剛性を考慮して建設大臣が定める方法により算出した数値

F_{es} 各階の形状特性を表すものとして、各階の剛性率及び偏心率に応じて建設大臣が定める方法により算出した数値

〔 Q_{ud} 地震力によって各階に生ずる水平力（単位 トン）〕
 三 第一号の規定によつて計算した保有水平耐力が、前号の規定によつて計算した必要保有水平耐力以上であることを確かめること。

(1) 保有水平耐力

保有水平耐力は地震力が作用したときの構造骨組の終局水平耐力である。保有水平耐力の算出方法は、精算法として極限解析法、増分解析法などがあり、略算法として節点振り分け法、仮想仕事の原理に基づく略算法などがある。なお、この保有水平耐力の計算に当たっては架構部材やそれらの接合部の終局耐力を知ることが必要である。

(2) 必要保有水平耐力

必要保有水平耐力は、建築物の各層に作用する仮想の最大層せん断力であつて、構造骨組が水平力の作用を受けたときの塑性変形性能等に係わる構造特性係数 D_s の関数である。

(3) 構造特性係数 D_s

木造の D_s の値は、架構に含まれる筋かいの水平力分担率に基づく架構形式と架構の変形性状に応じて表 8.3-1 のように定められている。大断面木造架構の変形性状は主として架構を構成する柱、はり、筋かい等の部材の変形性能とこれらの部材を緊結する接合部の変形性能に依存する。

表 8.3-1 木造建築物の構造特性係数 D_s (昭55建告第1792号第1表1)

架構の性状	架構の形式	(い)	(ろ)	(ほ)
		剛節架構又はこれに類する形式の架構	(い)欄及び(ほ)欄に掲げるもの以外のもの	各階に生ずる水平力の大部分を当該階の筋かいによつて負担する形式の架構
(1)	架構を構成する部材に生ずる応力に対して割裂き、せん断破壊等の耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高いもの	0.25	0.3	0.35
(2)	(1)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対して割裂き、せん断破壊等の耐力が急激に低下する破壊が生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの	0.3	0.35	0.4
(3)	(1)及び(2)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材に割裂き、せん断破壊等が生じないこと等のため、耐力が急激に低下しないもの	0.35	0.4	0.45
(4)	(1)から(3)までに掲げるもの以外のもの	0.4	0.45	0.5

i) D_s の判定方法

D_s の値は、階ごと計算方向ごとに求める。値を決めるに当たっては特別な実験、解析等によるほかは以下に述べる方法に従う。ただし、計算する方向の架構内に含まれる部材または接合部のうち主要な部材または接合部については、それぞれ同一の種別をもつものとする。

① 柱、はり等の部材の種別

大断面木造部材は、引張り、曲げ、せん断に対して一般にぜい性的な破壊をする。設計においては、柱、はり等の部材がこのような破壊をしないよう配慮することが必要である。このような観点から、柱、はり等の部材の種別を以下のように分類する。

a) 架構が終局耐力に達している状態において引張り、曲げ、せん断により破壊することのない部材を FA 部材とする。FA 部材は、架構の終局耐力時に負担する引張り、曲げ及びせん断応力がそれぞれその部材の引張強度、曲げ強度及びせん断強度の%3以下であるものとする。

b) FA 部材以外のものを FC 部材とする。

② 接合部の種別

大断面木造では、架構の塑性変形を部材の塑性変形に期待することは困難であり、主として接合部の塑性変形に頼ることになる。そのため、接合部の種別をその塑性変形能力に応じて以下のように分類する。

J A：接合部の終局耐力が木材のめりこみ（横圧縮）のみに依存する接合部。この場合、接合部の木材部分が終局時にせん断または割裂き等により破壊してはならない。

J B：接合部の鋼材（ボルト等）が終局時に降伏する接合部または主材厚とボルト径の比が12以上のボルト接合部。ただし、接合部の木材部分に纖維に直角または傾斜する力が作用する場合においては、鋼材またはボルト降伏時に木材に作用する横引張応力またはせん断応力が材料強度の%3以下であること。

J C：主材厚とボルト径の比が8以上のボルト接合部。ただし、接合部の木材部分に纖維に直角または傾斜する力が作用する場合においては、ボルト降伏時に木材に作用する横引張応力またはせん断応力が材料強度の%3以下であること。

J D：上記以外の接合部で、ぜい性的な破壊をするもの。

③ D_s の算定

以下のように表 8.3-1 の横軸（架構の形式）及び縦軸（架構の性状）の該当欄を探し、その交点の数値を D_s とする。

a) 架構の形式

(イ) 剛節架構またはこれに類する形式の架構

2 ヒンジまたは3ヒンジのアーチ、ラーメン等の架構を指す。

(ロ) (イ)欄及び(ロ)欄に掲げるもの以外のもの

(イ)及び(ロ)以外の架構で、構造用合板を釘打ちした耐力壁などの比較的塑性変形能力に富む耐力要素によって構成される架構、筋かいを有する架構にあっては筋かいの水平分担率が70%未満の架構等を指す。

(iv) 各階に生ずる水平力の大部分を当該階の筋かいによって負担する形式の架構
水平力の70%以上を筋かいによって負担する形式の架構等を指す。

b) 架構の性状

架構の性状欄は部材の種別と接合部の種別に応じて以下のように求める。

(イ) 主要な柱、はり、筋かい等の部材がFA部材で接合部の種別がJAである場合は、

(1)欄の数値。

(ロ) 主要な柱、はり、筋かい等の部材がFA部材で接合部の種別がJBである場合は、

(2)欄の数値。

(ハ) 主要な柱、はり、筋かい等の部材がFA部材で接合部の種別がFCである場合は、

(3)欄の数値。

(二) 上記以外の場合は、(4)欄の数値。

ii) D_s の算定法の根拠

上述の D_s の算定の考え方の根拠は以下のとおりである。

① 剛節架構等の変形性能

剛節架構には、アーチ架構のように部材が一体的に連続しているものと、柱とはりが剛または半剛接されているものがある。部材が連続しているもの及び柱、はりが保有耐力接合されているものでは、一般に柱またははりが曲げまたはせん断により破壊し、それに伴って耐力が著しく低下する。わん曲集成材では、わん曲部の曲率半径及びラミナの厚さにより、部材が曲げで破壊する場合と纖維に直角方向の横引張応力を受けて割裂破壊する場合があり、いずれもせい性的な破壊形式である。

柱とはりの接合部は、木材の割裂きやせん断破壊を生じることなく、木材のめりこみ等により破壊に至る場合は大きな塑性変形性能を示す。また、接合部において木材が最終的に割裂きまたはせん断により破壊する場合でも、ボルト等の接合具が木材へめりこみながら降伏する場合は、ある程度の塑性変形能力を期待することができる。これに対し接合具が降伏する前に木材が割裂きまたはせん断により破壊する場合は、極めてせい性的な破壊となり、耐力が急激に低下する。

② 耐力壁の変形性能

木造の耐力壁の代表的なものとして、構造用合板等を木造の軸組に釘打ちしたものがある。このような耐力壁の変形性能はボードと軸組とを緊結する釘接合の特性に左右される。一般に釘接合は、ボードの厚みが十分厚いときは比較的大きな塑性変形能力を有するため、耐力壁も比較的大きな塑性変形に耐えられる。ただしこの場合、耐力壁と架構の接合部は耐力壁の終局強度に見合った十分な耐力を有していることが必要である。

③ 筋かいをもつ架構の変形性能

筋かいには、木製の筋かいと丸鋼等を用いた鋼製の筋かいとがある。

木製の筋かいをもつ架構の破壊性状は、圧縮筋かいが座屈する場合、引張筋かいが引張破断する場合及び筋かい端部の接合部が破壊する場合の3つに大別される。このうち、圧縮筋かいが座屈する場合及び引張筋かいが引張破断する場合は、座屈や破断に伴って架構の耐力

が急激に低下する。一方、接合部が破壊する筋かいは、接合部が木材のめりこみにより破壊するかあるいは鋼材の降伏により破壊する場合には、比較的大きな塑性変形を期待することができる。従って、木造の筋かいを有する架構では筋かいが座屈したり引張破断することなく、端部の接合部が破壊するように設計するのが架構の韌性を確保する上で有利である。ただし、この場合においては筋かいの厚さはボルト径と比べて十分大きいことが必要であり、かつ木材がせん断、割裂き等により破壊することがないことを確かめねばならない。

一方、鋼製の筋かいを持つ架構の特性は鋼構造と同様であるが、筋かいの強度が接合部のそれより大きい場合は接合部が破壊に至る。この場合の端部接合部の特性は木造筋かいの場合と同様である。

④ 接合部の変形性能

木材は一般に引張り及び曲げに対して韌性を有さず、せい性的な破壊をする。この傾向は、特に大断面材で顕著であるので、大断面木造では架構の塑性変形性能を主として接合部の塑性変形性能に期待することが望ましい。この場合、わが国の伝統的木構造の接合部のように接合部の終局耐力が主として木材のめりこみ（横圧縮）特性に支配される場合は、大きな塑性変形性能が期待できる。しかしながら、ボルト接合等で木材に過大なせん断力が生じる場合や、木材の繊維に直角方向あるいは傾斜する方向の力を受ける場合は、せい性的な破壊をすることがある。既往の実験によれば、鋼板を添え板とする2面せん断ボルト接合部の挙動は次のようである。

- a) 主材厚とボルト径の比が小さい場合 ($\ell/d = 4$) は塑性変形をほとんど期待できない。
- b) 主材厚とボルト径の比が 8 の場合 ($\ell/d = 8$) は比較的大きな塑性変形に耐えるが、終局においては木材がせん断破壊して接合耐力が急激に低下する。
- c) 主材厚とボルト径の比が 12 ($\ell/d = 12$) の場合は、木材が部分的にせん断破壊した後も耐力は急激に低下することなく大きな塑性変形に耐える。

このように、ボルト接合部における塑性変形性能は材厚とボルト径の比に依存し、接合部にある程度の塑性変形性能を期待するためには、主材厚とボルト径の比が 8 程度以上あることが必要である。

（4）部材及び接合部の終局耐力

i) 部材の終局耐力算定用の材料強度

保有水平耐力は、柱、はり、筋かい等の部材及びそれらの接合部の終局耐力に基づいて計算する。この場合の材料強度としては次の値を用いる（原則として令第3章第8節第4款による）。

- ① 木材、構造用集成材、大断面構造用集成材は材料強度
- ② 鋼材については短期許容応力度と同一の値。ただし、JIS 規格にあってはその1.1倍とすることができる。

ii) 部材強度の算定

① 曲げ強度

a) 単一曲げ材

单一曲げ材における終局曲げモーメント M_u は、次式により算出する。

$$M_u = C_f \cdot F_b \cdot Z_e$$

ここに、 C_f ：形状係数

F_b ：曲げ強度

Z_e ：有効断面係数

b) わん曲部材

わん曲集成材における終局曲げモーメント M_u は、その破壊モードにより、(イ)及び(ロ)により求めた数値の小さい方をとる。

(イ) 部材が曲げにより破壊する場合

$$M_u = C_f \cdot C_c \cdot F_b \cdot Z_e$$

$$\text{ただし, } C_c = 1 - 2,000 (t/R)^2$$

ここに、 C_f ：形状係数

C_c ：曲率半径とラミナ厚による低減係数

F_b ：曲げ強度

Z_e ：有効断面係数

t ：ラミナ厚

R ：わん曲材の中心線における曲率半径

(ロ) 部材が横引張りにより破壊する場合

$$M_u = \frac{2}{3} F_t \cdot A_e \cdot R$$

ここに、 F_t ：横引張強度。通常せん断強度の $\frac{1}{3}$ の値をとる。

A_e ：有効断面積

R ：わん曲材の中心線における曲率半径

② せん断強度

水平せん断を受ける部材の終局耐力 Q_u は、次式により算定する。

$$Q_u = \frac{1}{\alpha} F_s \cdot A_e$$

ここに、 F_s ：せん断強度

A_e ：有効断面積

α ：断面形状により定まる値で、矩形断面の場合は1.5

③ 圧縮強度

木材の繊維方向の圧縮を受ける部材の終局耐力 P_u は、次式により算出する。

(イ) $\lambda \leq 30$ のとき

$$P_u = F_c \cdot A_e$$

(ロ) $30 < \lambda \leq 100$ のとき

$$P_u = F_c \cdot A_e \cdot (1.3 - 0.01\lambda)$$

(ハ) $\lambda > 100$ のとき

$$P_u = 0.3 \cdot F_c \cdot A_e / (\lambda/100)^2$$

ここに、 F_c ：繊維方向の圧縮強度

A_e ：有効断面積

λ ：細長比

④ 引張強度

木材の繊維方向の引張りを受ける部材の終局耐力 T_u は、次式により算出する。

$$T_u = F_t \cdot A_e$$

ここに、 F_t ：繊維方向の引張強度

A_e ：有効断面積

iii) 接合部の終局耐力

① 圧縮、めりこみにより破壊に至る接合

終局耐力が木材の圧縮又はめりこみ（横圧縮）に依存する接合の終局耐力は、木材の圧縮強度又はめりこみ強度により算出する。この場合、木材がせん断、割裂等により破壊しないことを確かめる。

② 鋼材の降伏により破壊に至る接合

引張ボルト等で終局耐力が鋼材の降伏に依存する場合は鋼材の材料強度により算出する。

この場合、木材がせん断、割裂等により破壊しないことを確かめる。

③ せん断ボルト接合等

せん断ボルト、ドリフトピン、ラグスクリュー等の終局耐力は長期許容耐力の3倍とする。

ただし、材厚がボルト径と比べて大きい場合は終局耐力は長期許容耐力の4～5倍となることに留意する。

8.3.6 燃えしろ計算

(1) 法令の規定の概要

令第129条の2及び第115条の2では、次の①又は②の建築物は火災時の容易な倒壊を防止するための基準に適合しなければならないことを要求している。

- ① 高さが13m又は軒の高さが9mを超える木造建築物
 - ② 延べ面積が1,000m²を超える木造建築物で1,000m²ごとに防火壁で区画されていないもの
- この基準は、法令に定める一連の防火措置に関する規定に属するものであって、構造強度に関するものではない。しかしながら、この基準への適合性を検討する方法は、主として構造計算の手法に立脚したものであり、その検討は構造設計に精通した人が担当することが望ましい。このような観点から火災時の倒壊防止に関する構造計算について本書において解説を加えることとした。

これらの法令で要求している項目は次の2つである。

① 接合部の防火措置：

柱、はりの継手及び仕口を火災時の加熱により容易に耐力が低下しない構造とすること（令第115条の2第八号）

② 火災時の構造安全性の確認：

火災が発生した際の木材の燃焼による有効断面減少及び鋼材の耐力低下を考慮して部材の

断面を設計すること（燃えしろ計算）（令第115条の2第九号）

①と②はそれぞれ建設大臣告示として昭62建告第1901号及び同建告第1902号に具体的に要求事項が定められている。これら2つの告示の趣旨は、大断面木造の特定建築物等が通常の火災に遭遇したときに、それらの建築物に出火から30分以上（通常の加熱による木材の炭化速度は0.6～0.7mm／分程度である）倒壊せずに自立できるような性能をもたせることである。

（2）柱、はりの継手及び仕口の構造

告 示 昭62建告第1901号

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第115条の2第1項第八号の規定に基づき、通常の火災時の加熱に対して耐力の低下を有効に防止することができる主要構造部である柱又ははりを接合する継手又は仕口の構造に関する基準を次のように定める。

主要構造部である柱又ははりを接合する継手又は仕口（床下の部分にあるものを除く。）の構造は、次の各号に定めるものであること。

- 一 継手又は仕口のうち木材で造られた部分の表面（木材その他の材料で防火上有効に被覆された部分を除く。）から内側に2.5センチメートルの部分を除く部分が、当該継手又は仕口の存在応力を伝えることができる構造であること。
- 二 継手又は仕口にボルト、ドリフトピン、釘、木ねじその他これらに類するものを用いる場合においては、これらが木材その他の材料で防火上有効に被覆されていること。
- 三 継手又は仕口に鋼材の添え板を用いる場合においては、当該添え板が埋め込まれ、又は挟み込まれていること。ただし、木材その他の材料で防火上有効に被覆されている場合又は当該継手又は仕口に生ずる応力が圧縮応力のみである場合においては、この限りでない。
- 四 継手又は仕口に鋼材で造られたピンジョイントを用いる場合においては、当該鋼材の厚さが9ミリメートル以上であること。

この告示は、通常の火災時の加熱に対して耐力の低下を有効に防止するために、主要構造部である柱またははりの継手や仕口の構造に制限を加えているものである。ただし、この規定は火災時に直接火災に曝されることのない最下階の床にある継手、仕口には適用されない。

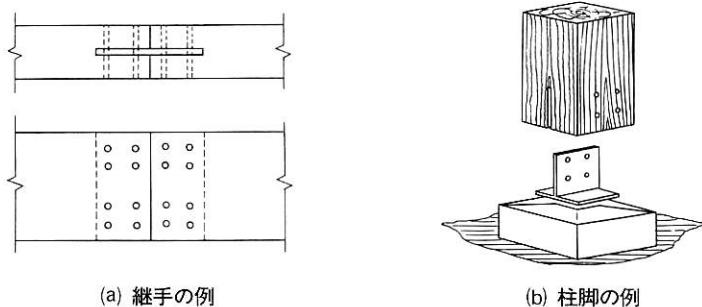
第一号は木材の断面が木材の表面（防火上有効に被覆された部分を除く）から2.5cmだけ欠損したと仮定したときに、継手、仕口は主架構が倒壊することなく自立するに足るだけ機能することを要求している。

第二号以下は、接合金物の火炎中への露出に関する規定である。これらの規定において要求される継手、仕口の満たすべき要件は以下のとおりである。

① ボルト、ドリフトピン、釘、木ねじなど

ボルト、ドリフトピン、釘、木ねじなどの接合金物は全体を防火上有効に被覆（木材で被覆する場合は25mm以上の厚さが必要）すること。ただし、次のような場合には頭部だけの露出は差し支えない。

- a) ボルト（引張力を受けるものを除く）、ドリフトピンなどにあってそのせん断面が木材の表面から十分内側に位置する場合（図8.3-2参照）。



☒ 8 3-2

(b) 柱脚の例

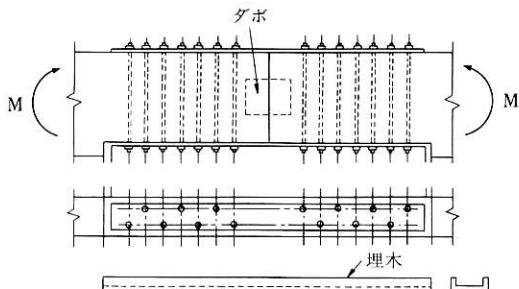
図 8.3-2 せん断面が木材内部にあるボルト等の例

b) ポルト等の軸部まわりの木材が炭火したときに主架構が倒壊に至ることがない場合（図8.3-3(b)(d)参照）。

② 鋼板の添え板

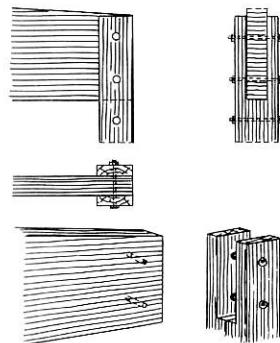
鋼板の添え板は、原則として木材に埋め込むかまたは挟み込むこと。ただし、防火上有効に被覆した場合または添え板で常時荷重時に引張力を負担しない部分(図8.3-3(a)(c)(d)参照)については露出することができる。

③ 鋼製のピンジョイントを構成する鋼材は、有効な被覆をしない場合は板厚を9mm以上としなければならない。



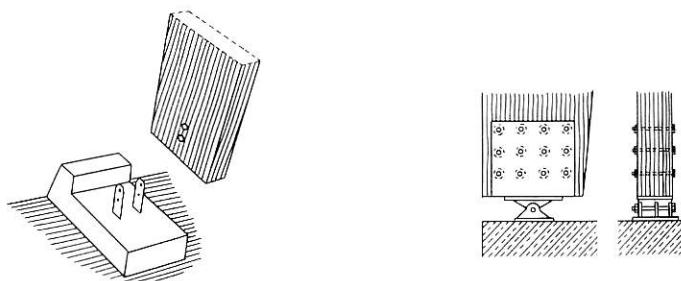
(a) はり継手の例

下辺の添え板は引張力を受けるので露出できない。上辺は添え板が引張力を受けず、またボルト軸まわりが焼失しても継手部の木材の面タッチによって圧縮力を負担できるので、添え板、ボルトとも露出できる。



(b) 仕口の例

仕口のボルトの軸まわりの木材が焼失しても柱によってはりが保持されるので、ボルトを露出できる。



(c) 柱脚の例

コンクリートのずれ止めがあるので、添え板、ボルトとも露出して差し支えない。

(d) 柱脚の例

ボルト軸まわりが焼失し、せん断力によって脚部がずれても倒壊に至らなければ添え板、ボルトを露出できる。

図 8. 3-3 架構の倒壊を招かないボルト類、添え板の露出の例

(3) 燃えしろ計算

告示 昭62建告第1902号

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号。以下「令」という。）第115条の2第1項第九号の規定に基づき、通常の火災により建築物全体が容易に倒壊するおそれのない構造であることを確かめるための構造計算の基準を次のように定める。

通常の火災により建築物全体が容易に倒壊するおそれのない構造であることを確かめるための構造計算は、次の各号に定めるものであること。

- 一 令第3章第8節第2款に規定する荷重及び外力によつて主要構造部である柱又ははりに生ずる応力を計算すること。
- 二 前号の主要構造部である柱又ははりのうち木材で造られた部分については、その表面（木材その他の材料で防火上有効に被覆された部分を除く。）から内側に2.5センチメートルの部分が除かれるものとして、令第82条第二号の表に掲げる長期の組合せによる各応力の合計により、残りの断面に生ずる長期応力度を計算すること。
- 三 前号によつて計算した長期応力度が、令第3章第8節第3款の規定による短期の許容応力度を超えないことを確かめること。
- 四 第一号の主要構造部である柱又ははりのうち鋼材で造られた部分（耐火構造とした部分を除く。）については、令第82条第二号の表に掲げる長期の組合せによる応力が圧縮応力のみであり、かつ、火災時に座屈により急激な耐力の低下を生ずるおそれがないことを確かめること。

この告示は燃えしろ計算の基準を定めたもので、この基準による燃えしろ計算は以下のようない算となる。

① 柱、はりの有効断面

イ. 木造の部分は、その表面（防火上有効に被覆された部分を除く）から深さ2.5cmだけ欠損した断面とする。

ロ. 鋼製の部分（耐火構造とした部分を除く）については、常時荷重時に引張力を負担しないピンジョイントに限り有効とする。

② 断面欠損のない柱、はり架構について、固定荷重及び積載荷重（多雪区域においては常時積雪荷重も加える）によって生じる各部の応力を計算する。

③ 上記の応力により有効断面に生じる応力度を計算し、それが短期許容応力度を超えないことを確かめる。

なお、3ヒンジ架構などにおいては図8.3-4のように架構の変形を減らすために鋼製のタイビームを設ける場合がある。このタイビームは引張材であるから燃えしろ計算においては無効とみなされるが、これが無効であっても燃えしろ計算によって倒壊に対する安全が確かめられれば、このタイビームが設けられることについては差し支えない。

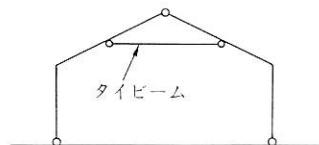


図8.3-4 鋼製のタイビーム

第9章 その他の構造の耐震計算

9.1 プレストレストコンクリート造

9.1.1 昭和58年建設省告示第1320号の適用範囲

プレストレストコンクリート造の建築物又はプレストレストコンクリート造を鉄筋コンクリート造その他の構造と併用する建築物の構造計算の方法は、令第81条第1項ただし書の規定に基づき昭58建告第1320号第14～第19に定められており、これに適合する構造計算は、令第3章第8節第1款の2、第3款及び第4款に規定する構造計算と同等以上の安全性を確かめることができるとして取り扱われる。ここでいうプレストレストコンクリート造とは、この告示で規定する緊張材によって、コンクリートに圧縮のプレストレスを与えた構造のうち、原則として緊張材を構造計算に考慮したフルプレストレッシングの設計(FPC)^{*1}、パーシャルプレストレッシングの設計(PPC)^{*1}及びプレストレスト鉄筋コンクリート造の設計(PRC)^{*1}とした構造をいう。鉄筋コンクリート造として設計した大ばり、耐力壁等にひび割れ又は過大なたわみが生ずることを防止する目的で軽微なプレストレスを導入し、緊張材を構造計算上無視した設計とする場合で、プレストレス導入時にコンクリート断面に生ずる平均応力度が $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 以下である時には、鉄筋コンクリート造として取り扱い、告示の適用対象には含まれない。このような場合の構造計算上の留意事項が昭58住指発第351号に示されている。

プレストレストコンクリート造の建築物とは、主要構造要素（柱、はり、床、耐力壁等）がすべてプレストレストコンクリート造の建築物をいう。ただし、このような建築物が設計されることはまれで、多くの場合、プレストレストコンクリート造は、鉄筋コンクリート造その他の構造と併用して用いられる。本告示第14から第19は、原則としてプレストレストコンクリート造の構造部分を有するすべての建築物の構造計算に適用されるので、併用する鉄筋コンクリート造その他の構造に関する構造計算の原則も示されているが、その多くは建築基準法施行令並びに関連告示に規定する当該併用構造部分の規定と同様のことを定めているにすぎない。従って、併用構造部分に関しては、本書の当該構造に関する構造計算の方法を参照のこと。

9.1.2 プレストレストコンクリート造の構造部分を有する建築物の構造計算の方法

昭58建告第1320号第14から第19に定めるプレストレストコンクリート造の構造部分を有する建築物の構造計算の方法は図9.1-1に示すとおりである。

* 1 FPCの設計とは、長期荷重時に引張応力が生じないように、またPPCの設計とは、長期荷重時に断面に生じる引張力が $F_c/30$ (F_c :コンクリートの設計基準強度) 以下になるようにプレストレスを導入した設計をいい、いずれも長期設計荷重時に断面に曲げひび割れの発生を許容しないことが原則である。

これに対して、PRCの設計とは、長期設計荷重時に断面に曲げひび割れの発生を許容するが、ひび割れ幅が目標値以下になるようにプレストレスを導入した設計をいう。

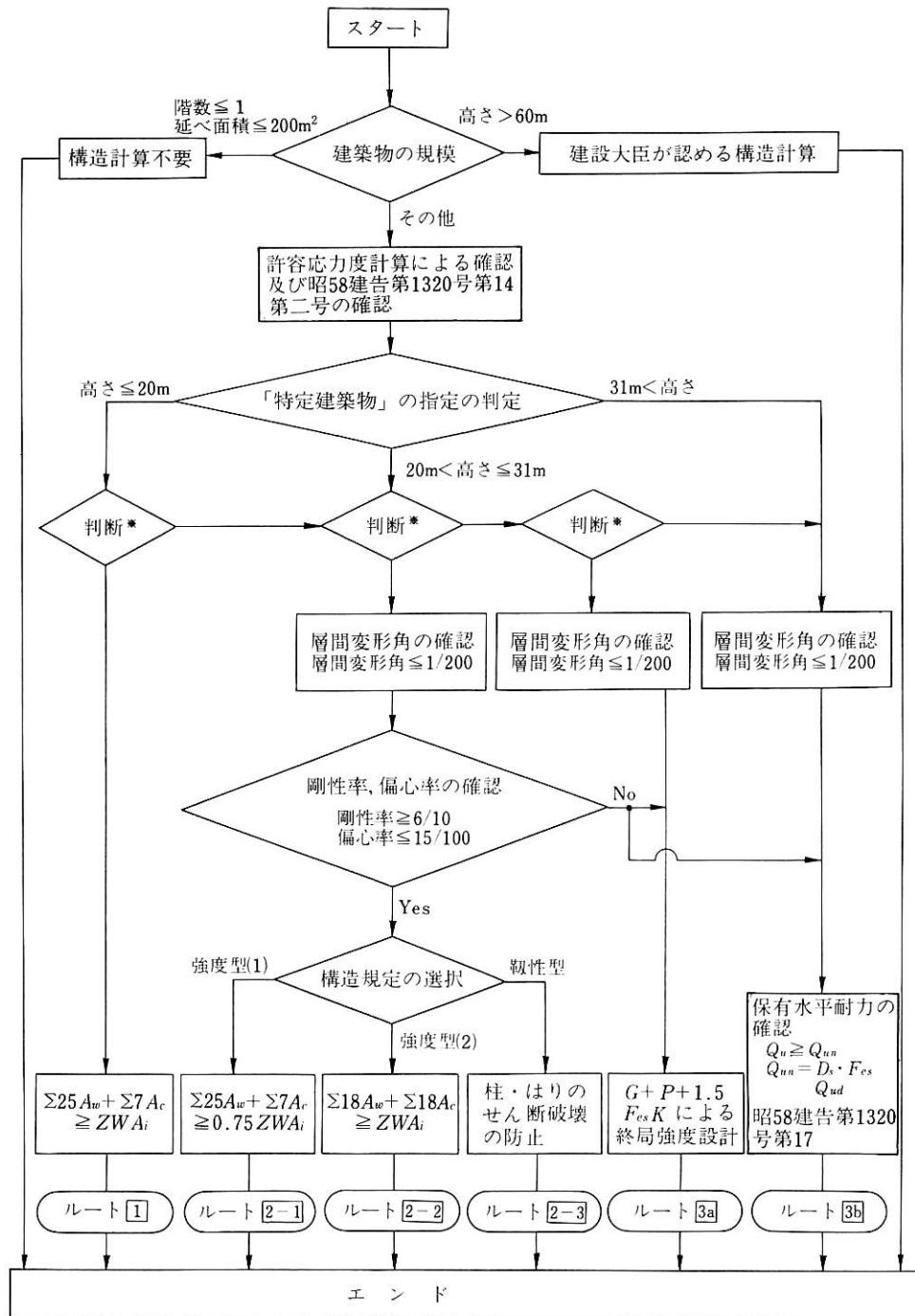


図 9.1-1 プレストレストコンクリート造建築物のフロー

(1) 一次設計

プレストレストコンクリート造部分：長期応力に対しては、第18に定める許容応力度を用い、許容応力度設計を行う。また、地震時等の短期応力に対しては、断面耐力の数値が、第14第二号ハに示す応力の組合せを下回らないことを確かめること等により、終局強度設計を行う。ただし、二次設計でルート [3a] を適用する場合にあっては、一次設計は自動的に満足されることになるので省略することができる。

プレストレストコンクリート造と併用する鉄筋コンクリート造等の部分：令第82条の規定による長期及び短期許容応力度設計を行う。ただし、二次設計でルート [3a] を適用する場合にあっては、建設省住宅局建築指導課監修、日本建築センター発行の「プレストレストコンクリート造設計施工指針」第17章解説2.(4)に述べるように曲げ及びせん断に対する短期許容応力は自動的に満足される場合が多い。

(2) 二次設計

i) 小規模な建築物

第15イ又はロに示す要件を満足する建築物にあっては、ルート [1] の設計（一次設計のみ）とすることができる。

ii) 高さが31m以下で i) に示す建築物を除くもの

高さが31m以下で i) に示す建築物を除くものにあっては、ルート [2], [3a] 又は [3b] のうちいずれか一つのルートに示す規定を満足すればよい。

① ルート [2] の設計

まず、各階の剛性率 $R_s \geq 0.6$ 及び各階の偏心率 $R_e \leq 0.15$ を満足することを確認した後、以下に示す要件のうちいずれか一つを満たすことを確認すること。

イ) 昭55建告第1791号第3各号のうち一つ

ロ) 昭55建告第1791号第2各号

② ルート [3a] の設計

このルートは、二次設計として終局強度設計を義務付けるものである。剛性率及び偏心率の制限を満足する必要はない。しかし、剛性率及び偏心率で表される建築物の形状特性は、地震時水平力に対する所要断面性能の割増しで考慮される。

$$\text{断面耐力} (\text{曲げ強度} \cdot \text{せん断強度等}) \geq G + P + (S) + 1.5F_{es} \cdot K$$

ここで、

G ：令第84条に規定する固定荷重による応力

P ：令第85条に規定する積載荷重による応力

S ：令第86条に規定する積雪荷重による応力（ただし、多雪区域のみ考慮）

K ：令第88条に規定する地震力による応力

F_{es} ：昭55建告第1792号で規定される値

③ ルート [3b] の設計

剛性率及び偏心率の制限を満足する必要はない。このルートは二次設計として保有水平耐

力の確認を義務付けるものである。

- iii) 高さが31m を超え60m 以下の建築物
ルート [3 b] の設計が義務付けられる。

9.2 壁式鉄筋コンクリート造

9.2.1. 関連告示とその適用範囲

(1) 昭和58年建設省告示第1319号

壁式鉄筋コンクリート造については、令第80条の2第一号の規定に基づき、建設大臣の定める技術的基準が昭58建告第1319号として公布され、昭和59年1月から施行されている。

また、この告示の内容を補足する形で、建設省住宅局建築指導課監修による「壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針」が日本建築センターから出版されており（以下「壁式指針」と略記）、この壁式指針の中で現場打壁式鉄筋コンクリート造（以下「WRC造」と略記）及び壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造（以下「WPC造」と略記）の構造設計方法が詳しく述べられるとともに計算例が示されている。

このほか、壁式鉄筋コンクリート造の設計に関連する告示条文中のただし書きの運用、保有水平耐力の計算方法については、以下の記述及び壁式指針を参考にされたい。

(2) 告示の適用範囲

本告示で規定する建築物の適用範囲は、地階を除く階数が5以下、かつ、軒の高さが16m以下のものであり、本告示に規定された事項を満たさなければならない。

また、上記の適用範囲に該当するものであっても、次の①から④に該当するものは構造耐力上の安全性について特別な検討を要する。

- ① 階高が3mを超える階を有するもの
- ② 平面形状又は立面形状が長方形でないもの
- ③ 住宅その他これに類する積載荷重を超えるもの
- ④ 特定行政庁が指定する多雪区域内に建設するもの

上記のうちで①については、本告示に関する運用通達（「壁式鉄筋コンクリート造の技術的基準の運用について」昭58住指発第350号）の中にその運用方法が示されており、階高が3mを超える建築物については原則として保有水平耐力の検討を行う必要があるとしている。

このほか、壁式指針の中で、この告示の適用範囲内の建築物と見なしてよいものとして、次の建築物があげられている。

WRC造、WPC造とその他の構造との混用による5階建て以下の建築物のうち、

イ. 1階を鉄筋コンクリート造とした時に上部をWRC造又はWPC造とした場合

ロ. 最上階を鉄骨造とし下部をWRC造又はWPC造とした場合

ハ. 一方向を鉄筋コンクリート造とし、他の方向をWRC造又はWPC造とした場合

また、雁行形等、平面的なずれを設けた建築物又はスキップフロア等立面的なずれを設けた建築物についても、一部構造制限を伴うが、適用範囲内としている。

9.2.2 適用する耐震計算法

(1) 適用する耐震計算法の種類

壁式鉄筋コンクリート造全般について適用される耐震設計法の概略は次のとおりである。

- ① 許容応力度設計
- ② 本告示及び壁式指針による構造規定のチェック（壁量、壁厚、配筋量）
- ③ 階高が3mを超える階を有する場合、平面形状又は立面形状が長方形でない場合、住宅その他これに類する積載荷重を超える場合、もしくは特定行政庁が指定する多雪区域内に建設する場合には、保有水平耐力の検討又は実験を必要とする。
- ④ 地階を除く階数が5を超える場合、又は軒の高さが16mを超える場合は、法第38条に基づく建設大臣の認定を必要とする。

(2) 保有水平耐力の計算方法について

保有水平耐力の検討が必要な場合において、その計算方法のうち、通常の鉄筋コンクリート造と異なるものとして下記の項目が壁式指針に解説されている。

- ① D_s は0.45～0.55とすること
- ② はり、壁のラーメン置換方法
- ③ 壁の縦筋のうち、引張鉄筋として計算に算入するもの
- ④ 短スパンばかりの曲げ耐力評価の特例
- ⑤ 壁ばかりのせん断設計法

9.3 壁式ラーメン鉄筋コンクリート造

9.3.1 関連告示

壁式ラーメン鉄筋コンクリート造は張り間方向を連層独立耐力壁による構造とし、かつ、けた行方向を偏平な断面形状をした壁柱とはりとから成るラーメン構造とする構造である。本構造に関しては、令第80条の2第一号の規定（建設大臣が関連する安全上必要な技術的基準を定めた建築物等の扱い）に基き、この構造に係わる技術的基準として昭和62年9月に建告第1598号が公布され、昭和62年11月から施行されている。また、この告示の内容を補う形で昭和62年10月に建設省住宅局建築指導課長から通達（住指発第327号）が出された。さらに、また、これらの告示や通達にのっとり本構造の具体的な構造計算方法を詳しく記したものとして建設省住宅局建築指導課監修による「中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説」が日本建築センターから出版された（以下「壁式ラーメン指針」と略記）。この壁式ラーメン指針には、告示や通達に記された適用範囲等の規定に対する補足に加え、実際の設計に必要な構造規定、各設計式等のほか、それらの規定の根拠となった技術資料、標準配筋ディテールとその解説及び構造設計例や施工指針が集録されている。

9.3.2 告示の適用範囲

本構造に関して告示で規定されている適用範囲は地階を除く階数が6以上、11以下のものであり、かつまた、主として次のような条件を満たすものでなければならない。

- ① 張り間方向が最下階から最上階まで連続している耐力壁による壁式構造で、かつ、けた行方向が偏平な断面形状をした壁柱とはりとから成るラーメン構造であるもの
- ② 原則として住宅等の用途に供するもの
- ③ 平面形状及び立面形状が長方形又はこれに類する形状のもの
- ④ けた行方向のスパン数が4以上のもの
- ⑤ 耐力壁や壁柱の断面積について、床面積に対するそれらの比に対する下限値の規定を満たすもの
- ⑥ 使用する鉄筋やコンクリートについて強度等の条件についての規定を満たすもの

上記の適用範囲に関する告示の規定に基づき、壁式ラーメン指針では、集合住宅の典型的な例でもある次のような不整形な平面、立面を有する建物は適用範囲外としている。

- ① 雁行型平面形をしたもの
- ② ピロティ部分を有するもの
- ③ 階段室を張り間方向の主要な耐力壁の間に有する平面形をしたものいわゆるフォーク型の耐力壁を有するもの
- ④ スキップフロアを有するもの

9.3.3 適用する構造計算法

本構造による建築物の構造計算法としては、例外なく、剛性率、偏心率及び保有水平耐力の検討を行うこととしている。

本構造による建築物の場合、これまで通常の建築確認でんでいた鉄筋コンクリート造による場合の建物高さの限界を超えるものであるが、その耐震安全性の確認のためには、動的解析法などの特殊な検討を必要とせず、保有水平耐力の検討でよいとされている。これは、主として次のような理由によるものである。

- ① 建物の荷重や架構形式が明快であり、地震時の挙動を制御しやすい構造形式である。
- ② 建物の大地震時における必要保有水平耐力や塑性変形能力の確保のために適切な諸元としてけた行方向及び張り間方向について壁柱や耐力壁の必要な量を規定してあること。
- ③ 本構造の独特な部材である壁柱等の形状、寸法や配筋詳細について、想定する塑性変形能力に応じた種々の構造規定を設けてあること。

上記の事項により、本構造による建築物の保有水平耐力の検討については一般の鉄筋コンクリート造による場合にくらべて、以下の諸点につき、特別の規定が設けられている。

- ① 張り間方向及びけた行方向の D_s
- ② 鞣性確保のための具体的な検討方法
- ③ 壁柱・はり接合部や種々の開口部の補強
- ④ スリットや各部材の配筋詳細

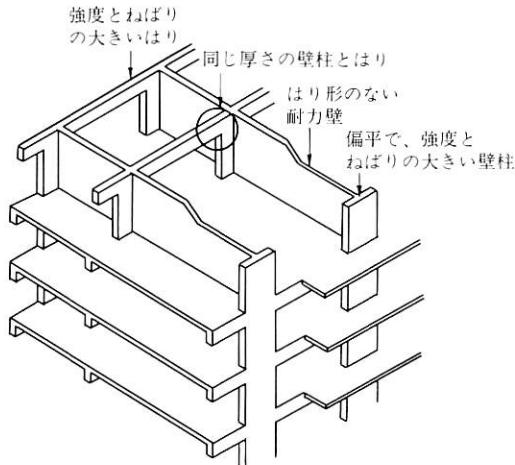


図 9.3-1 壁式ラーメン構造の構法概要

9.4 併用構造

異種の構造を併用した建築物の地震時の挙動は、単一の構造のものにくらべて複雑で、解明されていない点も多い。このため、併用構造を設計する際には、特に異種構造間の応力の伝達、剛性の違いに留意し、少なくとも各構造に対するそれぞれの規定を満足するようにしなければならない。

次に、主な併用構造の例とその取扱いの例を示す。ただし、以下の例においても、ここに示された事項のみで設計を完了するのではなく、上記のような異種構造間の応力の伝達、剛性の違いを考慮し、構造全体としての安全性に十分注意を払い設計する必要がある。

(例1) X, Y 方向で構造が異なる場合

図 9.4-1 のような場合には次のように取り扱える。

- ① X 方向は鉄骨鉄筋コンクリート造、Y 方向は鉄筋コンクリート造(例えば、Y 方向に軽微な鉄骨ばかり、筋かいが併用されていてもよい)と考える。
- ② 各方向それぞれの構造規定等を満足するように設計する。

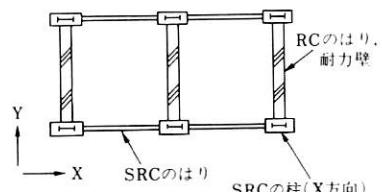


図 9.4-1

(例2) 高さ方向に構造が異なる場合

[例2-1] 鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造による階の上部に鉄骨造または木造の階がある場合(図 9.4-2 参照)

- ① 建築物の高さと重量から周期、 R_t 及び A_t を求め一次設計を行う。
- ② 二次設計の耐震計算ルートは、構造が異なって

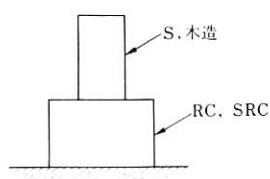


図 9.4-2

も原則として同じルートとする。

- ③ ルート③で保有水平耐力の計算を行う必要のある場合には、この計算は全体として行い、必要保有水平耐力は構造ごと、かつ階ごとに求める。

ただし、上階に載る木造が、在来軸組工法による木造（大断面木造であるものを除く）または枠組壁工法による木造である場合には、それぞれ、上記に加えて令第46条または昭57建告第56号に定める構造耐力上必要な軸組または耐力壁等に関する規定を、上載される木造部分が満足することを確かめなければならない。

〔例2-2〕 小屋組のみが木造でその他の部分が鉄筋コンクリート造等の場合（図9.4-3参照）

鉄筋コンクリート造等の部分は、小屋組の重量を考慮して通常の方法で設計すればよい。

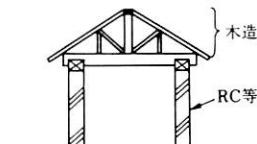


図9.4-3

(例3) 平面的に構造が異なる場合

- ① 原則としてエキスパンションジョイントを設け、構造的に分離して個々に設計する。
- ② 分離しない場合で、一体の鉄筋コンクリート造の床を有し、この床等を通じて異なる構造の耐震要素（柱・耐力壁等）間の力の伝達が十分にできる場合等には、一体として設計する。なお、保有水平耐力は、構造の剛性が異なる場合等には、必ずしも個々の構造の保有水平耐力の和とならないことがあるので、注意が必要である。

また、平面的に併用される構造の剛性が大きく異なる場合には、剛性の低い構造の部分の地震力もすべて剛性の高い構造の部分で負担できるように設計し、さらに、剛性の低い構造の部分は独立してそれ自身に作用する地震力に対して設計するという方法でもよい。ただし、鉄骨造の屋外非常階段のような軽微なもの場合には、この部分の地震力が剛性の高い部分に確実に伝達されるよう緊結すれば、この階段部分はこれ自身に作用する地震力に対しての設計を省略してもよい。

(例4) 部材ごとに構造が異なる場合（図9.4-4参照）

- ① 一次設計は通常どおり行う（固有周期の計算は、部材の弾性剛性に基づき重力式又は固有値解析により求めることが望ましい）。
- ② 二次設計の耐震設計ルートは構造全体の特性を考慮して定める。
- ③ ルート③で保有水平耐力の計算を行う必要のある場合には、この計算は全体として行い、 D_s は構造全体の特性を考慮して定めるが、特にヒンジの生じる部材の構造とそのランクに重点を置くとよい。
- ④ 異種の構造の部材間の接合部分における応力の伝達に注意して設計する。

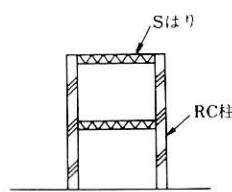


図9.4-4

付一 1 保有水平耐力の計算方法

保有水平耐力の計算方法については種々のものがあるが、脆性的な破壊をする部材がないか又はあってもその影響が少ない建築物の場合については、下記 1. 1 に示す方法が精算に近い方法である。また、同様な場合についての略算的な方法としては下記 1. 2 及び 1. 3 に記す方法がある。

これに対し、脆性的な破壊をする部材があってその影響が大きい場合についての保有水平耐力の計算方法については必ずしも定説がない。このため、本文 4. 6. 1「保有水平耐力と必要保有水平耐力」(p.151) 及び 4. 6. 3(2) ii) 「その他留意すべき事項」⑤ (p.165) 等を参照の上、適切な仮定を設けて下記の各方法のいずれかを準用することになる。

なお、具体的計算方法については、専門書を参照されたい。

1. 1 精 算 法

保有水平耐力の精算法としては、次の極限解析法や増分解析法等が代表的な例としてあげられる。

- i) **極限解析法**：この方法は、特定の分布による荷重のもとで、いくつかの基本的な崩壊メカニズムの中から、荷重と応力のつり合い条件、仮定した塑性ヒンジ位置での塑性条件を満たす崩壊メカニズム時の荷重として保有水平耐力を求めようとする方法で、仮想仕事法の原理を用いた機構の重ね合せ法等具体的ないくつかの方法がある。
- ii) **増分解析法**：この方法は、例えば鉄筋コンクリート造架構の解析において漸増する特定の分布による荷重のもとで、部材のひび割れや降伏による塑性ヒンジの発生に伴う剛性の低下を評価しながら、各部材の剛性マトリックスをその都度評価し、これを基に建築物全体の剛性マトリックスを組み立て、増分荷重による変形を計算し、変形が流れる時の荷重をもって最大荷重とする方法で、いわば、通常の撓角法を基本としたマトリックスによる弾性解析法の反復による方法である。

1. 2 節点振り分け法

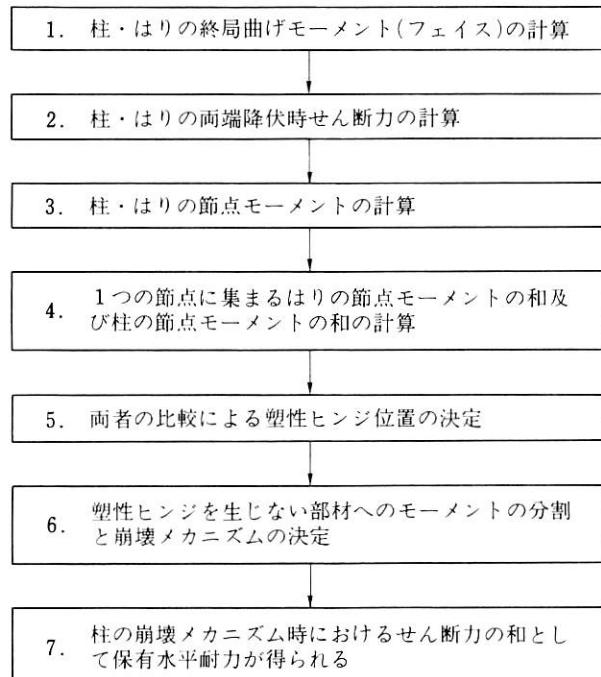
(1) 計算の流れ

節点振り分け法は、各部材の耐力から崩壊形を仮定し、各節点ごと降伏する部材の節点モーメントを他の部分に分割し、フレーム崩壊時の応力分布を求め、この時の各階の層せん断力をもって保有水平耐力とする方法である。

この方法によって柱、はりからなる架構の保有水平耐力を求める場合の計算の流れを図付 1. 2-1 に示す。

この方法の問題点は、はりが先に降伏する節点における節点モーメントの柱への分割率如

何により、各柱の負担せん断力、ひいてはその階の保有水平耐力が変動すること、また、それらの値により、外力分布も一義的に定まってしまい、仮定した外力分布とはかけ離れた結果になることもあることがある。



図付1.2-1 節点振り分け法による剛節架構部分の保有水平耐力の計算のフロー

(2) 節点における分割率

節点振り分け法において柱の終局曲げモーメントの和より、はりの終局曲げモーメントの和が小さい場合に、はりの終局曲げモーメントを柱へ分割する際の分割率を0.5とする方法は、最も簡単であり、これまで一番多用されている。この方法によると、他の方法による場合に比較して、一般的に最上階と最下階の保有水平耐力は大きくなり、中間階では小さくなるという傾向をもつ。従って、 A_f 分布に基づいて得られるような逆三角形分布に近い外力分布になることはほとんどない。これをできるだけ所定の外力分布状態を満たすような形の解が得られるようにするためには、そのような外力分布によって得られる弾性応力の比又はこれに近い値を分割率に用いるのが妥当であろう。

分割率を弾性応力の比による等とした場合には、応力の異なる柱が多数あれば、それぞれ異なった分割率を用いることになり計算がそれだけ複雑になる。これを避けるためには、次のような弾性応力の略算値によるとよいと思われる。ただし、この方法の適用範囲には限度があるので、注意を要する。

- ① 各階の柱の柱脚及び柱頭の曲げモーメントの和を次のように仮定する。

付一 保有水平耐力の計算方法

$$\left. \begin{array}{l} M_{\text{上}i} = Q_{di} \cdot h_i (1 - y_i) \\ M_{\text{下}i} = Q_{di} \cdot h_i \cdot y_i \end{array} \right\} (\text{付 } 1-1)$$

ここで、

Q_{di} : i 階の一次設計用せん断力

h_i : i 階の階高

y_i : 反曲点高比の仮定値

各階の反曲点高比としては、当該階の各柱についての一次設計における値の平均値とするとよい。一般的には、最上階及び最下階における値はそれぞれ0.4及び0.6程度、その他の階では0.5程度の値となろう。

- ② ある階(i 階床位置)の節点における分割率としては、 $M_{\text{下}i} : M_{\text{上}(i-1)}$ (i 階柱脚部の M : $i-1$ 階柱頭部の M) をこれらの節点に接続する柱について共通に用いる。
- ③ なお、各階における $(D_s \times F_{es})$ の値が異なる場合には、①項の Q_{di} の代わりに、必要保有水平耐力 Q_{uni} を用いるとよい。

(3) 耐力壁について

耐力壁（及びそれを含む構面）の保有水平耐力の計算については、計算結果に対する直交ばかり等の影響が大きいために、一般的には、節点振り分け法が適用しにくいこともある。そのため、部分的に下記1.3に記す略算法を適用することになると思われる。この場合、その部分についての外力分布を設定することが必要となるが、例えば逆三角形分布を仮定すると耐力壁のせん断設計用せん断力として危険側の仮定となりやすいことに注意する必要がある。

(4) 各階で形状係数及び構造特性係数が異なる建築物の場合

形状係数 F_{es} と構造特性係数 D_s との積が各階で一定となっていない建築物の場合、各階における必要保有水平耐力は A_i 分布から得られる外力分布に比例したものとはならない。

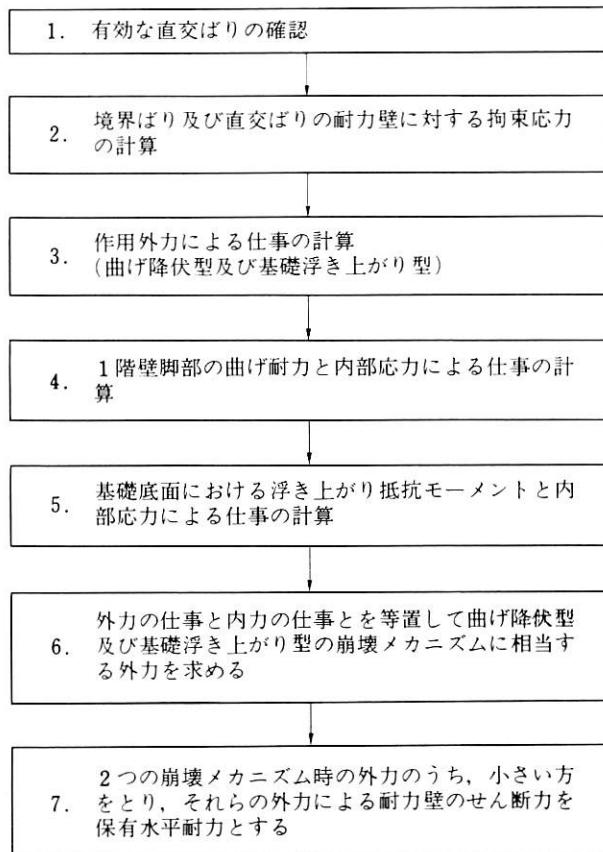
この種の建築物について、節点振り分け法を用い、その分割率を弾性応力の比として保有水平耐力を求めると、その結果は F_{es} と D_s との積が大きな階ほど必要保有水平耐力の値を下回る可能性が大きくなる。このような場合については、一定の範囲内で分割率を設定し直して保有水平耐力を求め直してよい。

1.3 仮想仕事の原理を用いた略算法

(1) 計算の流れ

仮想仕事の原理を用いた略算法は、フレームの崩壊形を仮定し、適切な外力分布の下に仮想仕事の原理に基づき、外力の仕事と内力の仕事を等置して外力の大きさを決定し、その時の各階の層せん断力をもって保有水平耐力とする方法である。

この方法によって、耐力壁をそれに連続している境界ばかりとともに切り出して、その部分の保有水平耐力を求める場合の計算の流れを図付1.3-1に示す。



図付 1.3-1 仮想仕事の原理を用いた方法による耐力壁の保有水平耐力の計算のフロー

(2) 外力分布

この方法を適用する際の外力分布については、本文 4.6.3「保有水平耐力の計算方法」(p.161) に記したところによればよい。

(3) 部分崩壊メカニズムと全体崩壊メカニズム

この方法の問題点の一つは、得られる保有水平耐力が、仮定した崩壊メカニズムのもとでの上限値となることである。これに対処するためには、すべての階においてすべての柱について柱頭、柱脚降伏を仮定した崩壊メカニズムによる耐力を求め、この場合の耐力の方が小さい階がある場合には、その耐力をもってその階の保有水平耐力とすることが必要となる。

(4) 部材の耐力

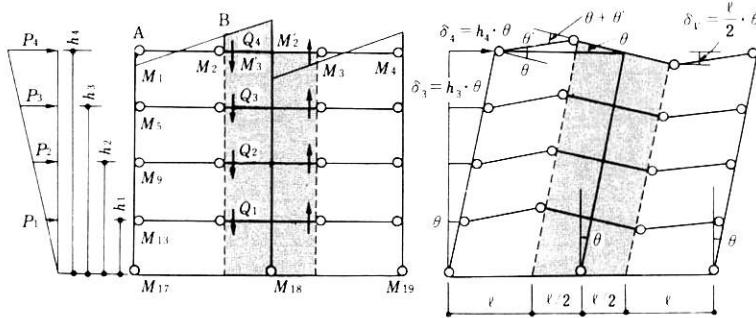
鉄筋コンクリート造等の場合、建築物に所要のねばり強さを持たせるために崩壊メカニズムが形成された時の各部材の応力を求め、それに対し、必要なせん断補強等を施さなければならぬ。この略算法のもう一つの大きな問題点は、建築物としての保有水平耐力は得られても、各部材単位の応力が、別に仮定をしなければ求められないという点にある。従ってこ

付一 1 保有水平耐力の計算方法

の場合には、前記 1.2 に準じた方法によってそれらの応力を求める必要がある。

(5) 崩壊形を仮定した仮想仕事の原理による略算法とモーメントのつり合い

- ① この略算法では、図付 1.3-2 のように、外力のなす仕事と内力のなす仕事とを別個に求め、それを等置することによって、外力の値を求める。
- ② ここで、図付 1.3-2 のように、最下階柱脚部を除きはりが降伏する全体崩壊形の場合には、水平外力のなす仕事は、1 階脚部に対する値として次のように求められる。



図付 1.3-2 仮定した全体崩壊形

$$\sum(P_i \cdot \delta_i) = P_4 \cdot \delta_4 + P_3 \cdot \delta_3 + P_2 \cdot \delta_2 + P_1 \cdot \delta_1$$

ここで、 $\delta_i = h_i \cdot \theta$ ゆえ、

$$\sum(P_i \cdot \delta_i) = M_{ov} \cdot \theta \quad (\text{付 } 1-2 \text{ a})$$

ここで、

$$M_{ov} = P_4 \cdot h_4 + P_3 \cdot h_3 + P_2 \cdot h_2 + P_1 \cdot h_1 \quad (\text{外力による } 1\text{ 階に対するモーメント})$$

- ③ また、直交ばりのせん断力 Q_i などによる仕事は図付 1.3-2 のように δ_{vi} なる鉛直変位により、次のようなになる。

$$\sum(Q_i \cdot \delta_{vi}) = 2(Q_4 \cdot \delta_{v4} + Q_3 \cdot \delta_{v3} + Q_2 \cdot \delta_{v2} + Q_1 \cdot \delta_{v1})$$

ここで、

$$\delta_{vi} = \frac{-\ell}{2} \cdot \theta \quad (\text{仕事の向きが } P_i \text{ と逆向きゆえ負となる}),$$

$$\sum(Q_i \cdot \delta_{vi}) = -M_{TB} \cdot \theta \quad (\text{付 } 1-2 \text{ b})$$

ここで、

$$M_{TB} = 2(Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1) \cdot \frac{\ell}{2} \quad (\text{直交ばりのせん断力による壁心でのモーメント})$$

- ④ 一方、内力による仕事は、各節点の終局モーメント M_i と回転角 θ_i とから次のように求められる。

$$\sum(M_i \cdot \theta_i) = M_1 \cdot \theta_1 + M_2 \cdot \theta_2 + \dots + M_{17} \cdot \theta_{17} + M_{18} \cdot \theta_{18} + M_{19} \cdot \theta_{19}$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} \theta_{i(i=1 \sim 16)} &= \theta + \frac{\delta_v}{\ell} = 1.5\theta \\ \theta_{i(i=17 \sim 19)} &= \theta \end{aligned} \right\} \quad (\text{ゆえ}),$$

$$\sum(M_i \cdot \theta_i) = 1.5(M_1 + M_2 + \dots + M_{16}) \cdot \theta + (M_{17} + M_{18} + M_{19}) \theta \quad (\text{となる。})$$

1.4 保有水平耐力の計算例

一方、節点 B で、はりが曲げ降伏する時のはり AB の壁心におけるモーメント M'_2 は、

$$M'_2 = M_2 + \frac{M_1 + M_2}{\ell} \times \frac{\ell}{2} = M_2 + \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$\therefore M_1 + M'_2 = 1.5(M_1 + M_2) \rightarrow$ 右辺の値は左辺によって表されるはりの節点における
降伏モーメント M_y の和に等しい。

これより、

$$\sum(M_i \cdot \theta_i) = (M_1 + M'_2 + M'_3 + \dots + M_{17} + M_{18} + M_{19}) \theta = \sum M_y \cdot \theta \quad (\text{付 } 1-2\text{ c})$$

(付 1-2 a), (付 1-2 b) と (付 1-2 c) を等置すれば、次のようになる。

$$(M_{ov} - M_{tb}) \theta = \sum M_y \cdot \theta \text{ より, } M_{ov} = \sum M_y + M_{tb} \quad (\text{付 } 1-2\text{ d})$$

結局、 θ を省略し、(付 1-2 d) 式のようにモーメントのつり合いを考えればよいことになる。

1.4 保有水平耐力の計算例

保有水平耐力の計算手順を例示するため計算例を以下に示す。ここに示す計算例は、保有水平耐力の計算手順を示すという目的のために用意されたものである。部材断面等は、必ずしも現実的なものではないので、あくまで計算手順を見るということで利用されたい。

また、計算を進めるに当たってはいくつかの仮定を設けているが、これらの仮定事項も一応適切と思われるものの一例であり、場合によっては異なる仮定を設けた方がよい場合も想定される。実際の保有水平耐力の計算を行うに当たっては、慎重に仮定条件・計算手法を定める必要がある。

1.4.1 鉄骨造架構の保有水平耐力の計算例（節点振り分け法による場合）

鉄骨造架構の保有水平耐力の計算の手順を、筋かい付き架構の例によって説明する。

本計算例では、図付 1.4-1 のⒶからⒹ方向に力が加わった場合を考える。

実際の設計では、建築物は左右対称ではないことが多い、保有水平耐力は、計算方向によって異なることが考えられる。

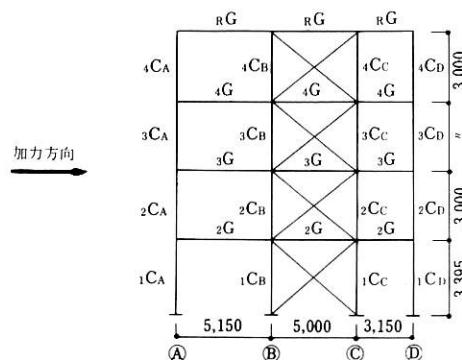


図 付 1.4-1 鉄骨造筋かい付き架構の保有水平耐力計算例

(1) 架構概要

架構の軸組を図付 1.4-1 に示す。3 スパン、4 層、X 形引張筋かい形式の架構で、Ⓐ通り

付一 1 保有水平耐力の計算方法

柱を角形鋼管、⑧通り柱をH形鋼（弱軸まわり）、⑨通り柱をH形鋼（強軸まわり）、⑩通り柱を円形鋼管としている。これは、種々の断面形の全塑性モーメントの計算例を示すためである。はりはH形鋼、筋かいは山形鋼である。使用鋼材はSS41級とする。

これらの部材の仮定断面を表付1.4-1及び表付1.4-2に示す。

表付1.4-1 柱及びはりの仮定断面

部材	部材記号	断面
柱	₄ C _A , ₃ C _A	□250×250, t=6.0
	₂ C _A , ₁ C _A	□250×250, t=8.0
	₄ C _B , ₃ C _B	H250×250×9×14
	₂ C _B , ₁ C _B	H300×300×10×15
	₄ C _C , ₃ C _C	H250×250×9×14
	₂ C _C , ₁ C _C	H300×300×10×15
	₄ C _D , ₃ C _D	ϕ267.4, t=7.0
	₂ C _D , ₁ C _D	ϕ318.5, t=7.0
はり	_R G, ₄ G	H244×175×7×11
	₃ G, ₂ G	H294×200×8×12

表付1.4-2 筋かいの仮定断面

階	断面
4, 3	L-65×65×6
2	L-75×75×6
1	2L-65×65×6

固定荷重及び積載荷重により生ずる柱軸力の計算結果を図付1.4-2に示す。各節点の記号を次のように定める。Ⓐ通り柱の各階の節点を屋上階から順次、_RJ_A, ₄J_A, ₃J_A, ₂J_A, ₁J_Aとする。他の柱も同様である。

8.8	17.7	14.2	5.3	
17.7	35.6	28.5	10.7	
26.6	53.5	42.8	16.1	
35.5	71.4	57.1	21.5	

図付1.4-2 固定荷重及び積載荷重により生ずる柱軸力（単位 t）

(2) 計算方針等

本計算の全体的な内容についての基本的な仮定は以下のとおりである。

① ラーメン架構部分の保有水平耐力と筋かい架構部分の保有水平耐力を別々に求め、

これらの和を架構の保有水平耐力とする。

- ② 筋かい架構部分の保有水平耐力は、筋かいの軸部降伏時の水平抵抗力とする。
この時、筋かい軸力は周辺の柱及びはりの軸力とつり合うものとする。
- ③ 柱・はり節点における節点モーメントの分割率は $\frac{1}{2}$ とし、振り分けたモーメントが、一方の部材の全塑性モーメントを超える場合には、その超過分を残りの部材に加えることとする。
- ④ 部材の材質はすべて、SS41級のため、材料強度は、 $2.4t/cm^2$ とする。

以下に記す手順で保有水平耐力を求める。

a) 柱軸力を無視した保有水平耐力の略算

- ① 部材の降伏軸力 N_y 、全塑性モーメント M_{po} の計算
- ② 筋かい架構の保有水平耐力の計算
- ③ 柱はりの節点モーメントの計算及び崩壊ヒンジ位置の決定
- ④ 節点モーメントの振り分け
- ⑤ 柱のせん断力の和の計算
- ⑥ 保有水平耐力の略算値の計算

b) 柱軸力等を考慮した保有水平耐力の計算

- ① 部材の全塑性モーメント M_{pc} の計算
- ② 柱はり節点モーメントの計算及び崩壊ヒンジ位置の修正
- ③ 節点モーメントの振り分け
- ④ 柱のせん断力の和の計算
- ⑤ 保有水平耐力の計算

計算手順は一応上記の如くとなるが、実務的には、a)の部分は略算的に行い、b)の部分のみを本計算として行うことになる。本計算例は一応、a), b)という手順にて説明を行うこととする。

(3) 保有水平耐力の計算

a) 柱軸力を無視した場合の計算

- ① 部材の降伏軸力 N_y 及び全塑性モーメント M_{po} の計算

部材の降伏軸力 N_y (曲げモーメントが作用しない場合の降伏軸力) 及び全塑性モーメント M_{po} (軸力が作用しない場合のもの) を下式により求める。

$$\left. \begin{aligned} N_y &= A_g \cdot F \\ M_{po} &= Z_p \cdot F \end{aligned} \right\} \text{(付 1-3)}$$

ここで、

A_g : 部材断面の全断面積

Z_p : 部材断面の塑性断面係数

F : 材料強度で $2.4t/cm^2$ とする。

塑性断面係数 Z_p は本文 5.4.3 「部材の終局耐力」(p.197) に示す式によって求め、その結果を表付 1.4-3 に示す。表付 1.4-3 には N_y 及び M_{po} も記してある。

表 付 1. 4—3 各部材の N_y , Z_p 及び M_{po}

部材	A_g (cm ²)	N_y (t)	Z_p (cm ³)	M_{po} (t·m)
□250×250, t=6.0	57.63	138.3	540.2	12.97
□250×250, t=8.0	75.79	181.9	710.5	17.05
H250×250×9×14	92.18	221.2	944.0	22.66
			442.0	10.61
H300×300×10×15	119.8	287.5	1,474.9	35.40
			681.8	16.36
φ267.4, t=7.0	57.27	137.5	474.7	11.39
φ318.5, t=7.0	68.50	164.4	679.2	16.30
H244×175×7×11強軸	56.24	135.0	539.1	12.94
H294×200×8×12強軸	72.38	173.7	829.1	19.90
L-65×65×6	7.527	18.06		
L-75×75×6	8.727	20.94		
2L-65×65×6	15.05	36.13		

(2) 筋かい架構の保有水平耐力の計算

筋かいの圧縮は無視し、引張側のみ有効とする。各階の筋かい軸部が引張降伏する時点の水平力を筋かい架構の保有水平耐力とする。周辺架構である柱及びはりとの接合部は、ピン接合とする。筋かいの保有水平耐力時の応力を図付 1. 4—3 に示す。

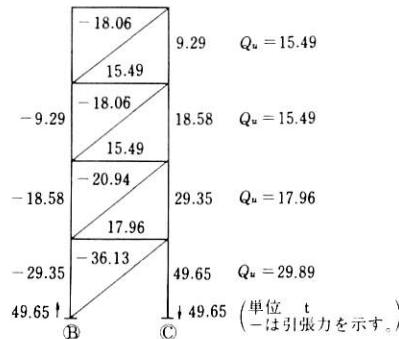


図 付 1. 4—3 筋かいの保有水平耐力時の応力

(3) 柱はりの節点モーメントの計算及び塑性ヒンジ位置の決定

ここでは、柱及びはりの全塑性モーメントを節点位置で比較することとし、フェイス位置のモーメントから節点位置のモーメントに直すことは行わない。

節点位置での柱のモーメントの和及びはりのモーメントの和を表付 1.4-4 に示す。両者の数値のうちの小さい方の数値を与える部材の端部が塑性ヒンジ位置となり、その値が節点の降伏モーメントとなる。

表付 1.4-4 節点モーメント及び塑性ヒンジ位置

(単位 t・m)

節点	柱の全塑性モーメントの和	はりの全塑性モーメントの和	塑性ヒンジ位置
_R I _A	12.97	12.94	はり
₄ J _A	$14.05 \times 2 = 28.10$	12.94	〃
₃ J _A	$14.05 + 17.05 = 31.10$	19.90	〃
₂ J _A	$17.05 \times 2 = 34.10$	19.90	〃
_R J _B	10.61	$12.94 \times 2 = 25.88$	柱
₄ J _B	$10.61 \times 2 = 21.22$	$12.94 \times 2 = 25.88$	〃
₃ J _B	$10.61 + 16.36 = 26.97$	$19.90 \times 2 = 39.80$	〃
₂ J _B	$16.36 \times 2 = 32.72$	$19.90 \times 2 = 39.80$	〃
_R J _C	22.66	$12.94 \times 2 = 25.88$	〃
₄ J _C	$22.66 \times 2 = 45.32$	$12.94 \times 2 = 25.88$	はり
₃ J _C	$22.66 + 35.40 = 58.06$	$19.90 \times 2 = 39.80$	〃
₂ J _C	$35.40 \times 2 = 70.80$	$19.90 \times 2 = 39.80$	〃
_R J _D	11.39	12.94	柱
₄ J _D	$11.39 \times 2 = 22.78$	12.94	はり
₃ J _D	$11.39 + 16.30 = 27.69$	19.90	〃
₂ J _D	$16.30 \times 2 = 32.60$	19.90	〃

④ 節点モーメントの振り分け

③で得た節点の降伏モーメントを塑性ヒンジの生じない方の部材に振り分ける。例えば、₂J_C節点について、塑性ヒンジ位置ははり端部であり、節点の降伏モーメントは39.80 t・m である。この39.80t・m を2階の柱脚及び1階の柱頭に振り分ける。分割率は、ここでは簡略化するため½とする。この分割率については、一次設計用地震力により生じる応力比をとることもある。振り分け後の応力は、₁C_c柱の柱頭及び₂C_c柱の柱脚位置で19.90t・m となる。この操作をすべての節点について行う。結果を図付 1.4-4 に示す。

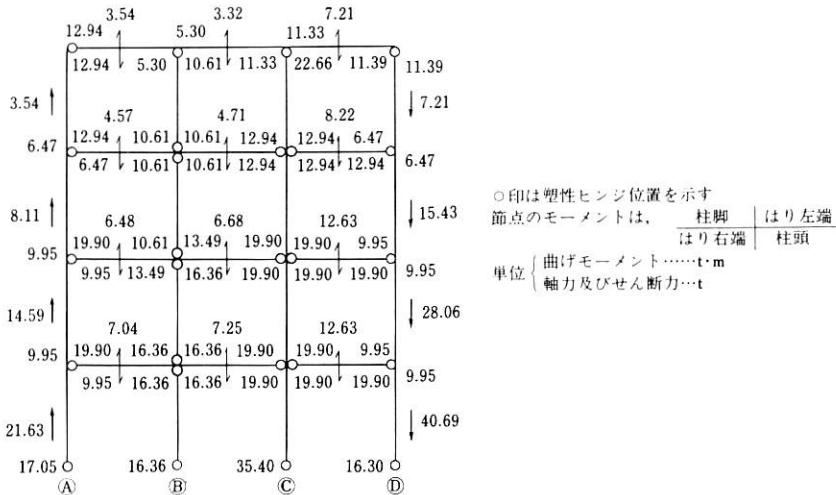


図 付 1. 4-4 降伏メカニズム時の応力

(5) 柱のせん断力の和の計算等

図付 1. 4-4 に示す柱のモーメント (柱頭, 柱脚部での値) から次式により, 崩壊メカニズム時の柱のせん断力を得る。

$$Q_c = \frac{M_{uo\text{上}} + M_{uo\text{下}}}{h} \quad (\text{付 } 1-4)$$

ここで,

$M_{uo\text{上}}$: 柱頭の崩壊メカニズム時曲げモーメント

$M_{uo\text{下}}$: 柱脚の崩壊メカニズム時曲げモーメント

h : 当該階の階高

次に, ある階に属するすべての柱の崩壊メカニズム時のせん断力の和をとると, ラーメン架構部分の保有水平耐力が得られる。さらに, 先に得た筋かい架構部分の保有水平耐力を加えれば, 当該階の保有水平耐力が得られる。本例では, この手順を省く。実設計では, この段階で使用部材の修正があるかもしれない。

b) 柱軸力を考慮した場合の計算

① 柱軸力等を考慮した保有水平耐力の計算のための部材の全塑性モーメント M_{pc} の計算

柱の軸力を考慮した全塑性モーメント M_{pc} の計算に当たっては, 長期荷重による軸力, 筋かい保有水平耐力時の筋かい軸力による軸力及びラーメン架構崩壊メカニズム時のはりのせん断力による軸力を考慮する。すなわち, 長期荷重による軸力はすべての柱, 筋かい軸力によるものは筋かい周辺柱 (B) 及び (C) 通り柱), また, はりのせん断力によるものは外柱 (A) 及び (D) 通り柱) について, その M_{pc} の計算式の軸力 N に考慮される。軸力が存在する場合の各部材の全塑性モーメントは, 表付 1. 4-5 に示す軸力を本文 5. 4. 3「部材の終局耐力」(p.197) の各式に代入して計算する。

表付 1.4-5 柱軸力

部材	軸力(t)	部材	軸力(t)
₄ C _A	8.8 - 3.54 = 5.26	₄ C _C	14.2 + 9.29 = 23.49
₃ C _A	17.7 - 8.11 = 9.59	₃ C _C	28.5 + 18.58 = 47.08
₂ C _A	26.6 - 14.59 = 12.01	₂ C _C	42.8 + 29.35 = 72.15
₁ C _A	35.5 - 21.63 = 13.87	₁ C _C	57.1 + 49.65 = 106.75
₄ C _B	17.7	₄ C _D	5.3 + 7.21 = 12.51
₃ C _B	35.6 - 9.29 = 26.31	₃ C _D	10.7 + 15.43 = 26.13
₂ C _B	53.5 - 18.58 = 34.92	₂ C _D	16.1 + 28.06 = 44.16
₁ C _B	71.4 - 29.35 = 42.05	₁ C _D	21.5 + 40.69 = 62.19

軸力のない場合の全塑性モーメント M_{po} と異なる値となるのは、3FL 以下の ②通り柱及び 2FL 以下の ①通り柱である。その結果を表付 1.4-6 に示す。

表付 1.4-6 全塑性モーメント M_{pc}

部材	M_{pc} (t・m)	部材	M_{pc} (t・m)
₃ C _C	20.33		
₂ C _C	30.23	₂ C _D	14.90
₁ C _C	25.37	₁ C _D	12.67

次に、筋かい架構の中のはり（B 及び C 柱内のはり）は保有水平耐力時の筋かいの軸力により、圧縮軸力を負担する。この軸力による全塑性モーメントの M_{po} からの低減は、柱の場合の式で与えられる。本計算例では、軸力の大きさは、₂G で 18.0t、₃G 及び₄G で 15.5t 等と、はり材の降伏軸力 N_y にくらべ小さく M_{pc} は M_{po} と変わりないことがわかる。

② 柱はり節点モーメントの計算及び塑性ヒンジ位置の修正

①で求めた全塑性モーメントに基づき節点モーメントを再計算する。計算方法は、表付 1.4-4 に示したものと同じである。部材の全塑性モーメントの変わった部材の節点についてのみ行えばよい。本計算例では、柱はりの節点での節点モーメントの変更はない。C 及び D 柱の 1 階柱脚のモーメントがそれぞれ 25.37t・m 及び 12.67t・m と変更される。

ゆえに塑性ヒンジ位置は図付 1.4-4 から変更はない。

③ 節点モーメントの振り分け

②で節点モーメントの変更等が行われた場合には、ここで節点モーメントの振り分けを再度行うこととなるが、本計算例では、前述のようにそれらの変更がないので、節点モーメントの再度の振り分けは不要である。以上の手続でラーメン架構部分の崩壊メカニズム及びその時の応力が得られた。結果を図付 1.4-5 に示す。

付一 1 保有水平耐力の計算方法

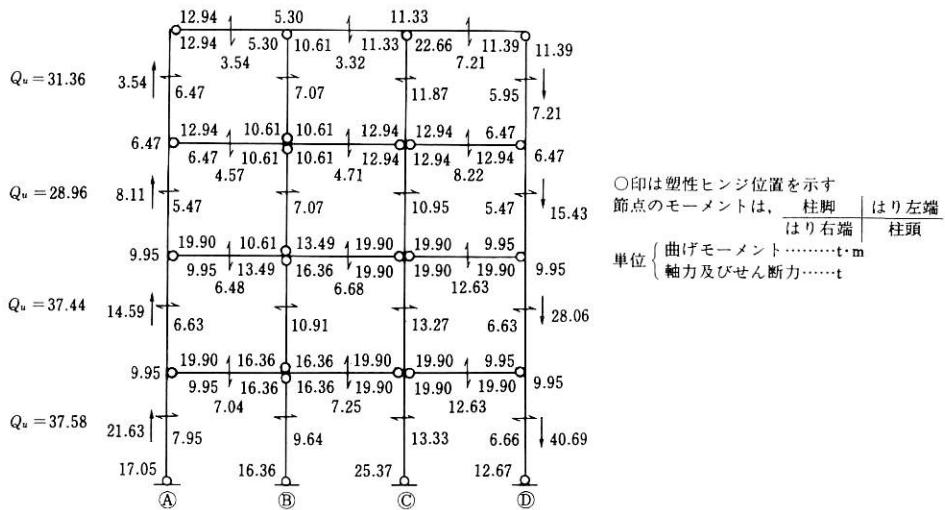


図 付 1. 4-5 ラーメン架構の降伏メカニズム時の応力

④ 柱のせん断力の和の計算

ラーメン架構の崩壊メカニズム時の柱のモーメントから（付 1-4）式を用いてそのせん断力を求める。結果を図付 1. 4-5 中に示す。ある階に属するすべての柱のせん断力の和をとると、ラーメン架構部分の保有水平耐力となる。

⑤ 保有水平耐力の計算

本計算例は、筋かい架構とラーメン架構との混合構造であるので、階の保有水平耐力は、両架構それぞれの保有水平耐力の和として得られる。結果を表付 1. 4-7 に示す。

表 付 1. 4-7 階の保有水平耐力

階	筋かい架構部分の保有水平耐力(t)	ラーメン架構部分の保有水平耐力(t)	階の保有水平耐力(t)
4	15.49	31.36	46.9
3	15.49	28.96	44.5
2	17.96	37.44	55.4
1	29.89	37.58	67.5

1.4.2 鉄筋コンクリート造ラーメン架構の保有水平耐力の計算例（その1）

(節点振り分け法による場合)

(1) 建築物概要

計算例に用いた建築物の平面図、断面図及び張り間方向の各ラーメン架構図と柱・はり記号を図付1.4-6～図付1.4-9に示す。

なお、使用材料は次のとおりである。

コンクリート：普通コンクリート ($F_c = 210\text{kg/cm}^2$)

鉄 筋：SD30

く い：アースドリルぐい

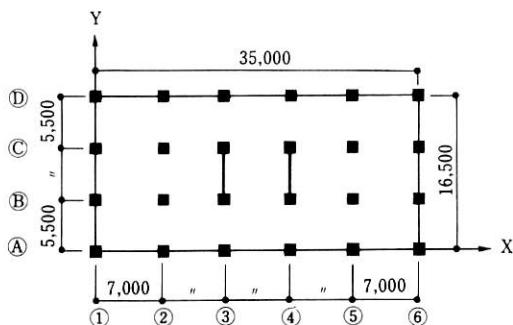
900φ 長期耐力160t（すべての側柱と隅柱）

1,100φ 長期耐力240t（②⑤通りラーメン架構の内柱）

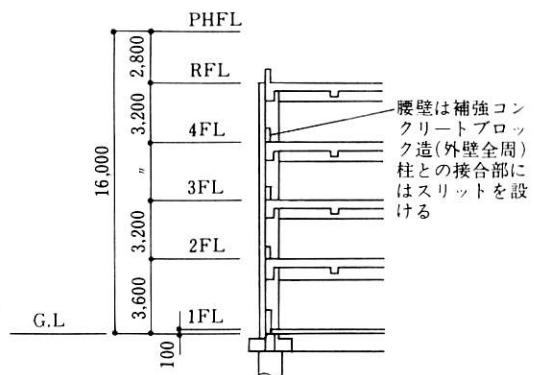
1,200φ 長期耐力280t（③④通りラーメン架構の内柱）

また、保有水平耐力の計算に必要な各柱の軸方向力については、後述の表中に示してある。

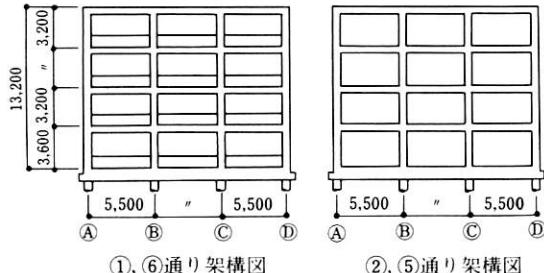
保有水平耐力の計算は、この建築物の張り間方向（Y方向）について記す。



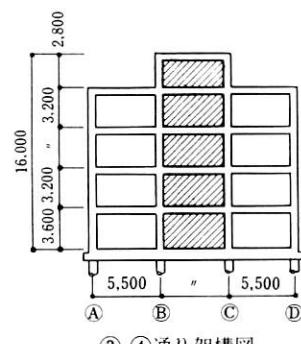
図付1.4-6 1～4階平面図



図付1.4-7 断面図



図付1.4-8 各通り架構図



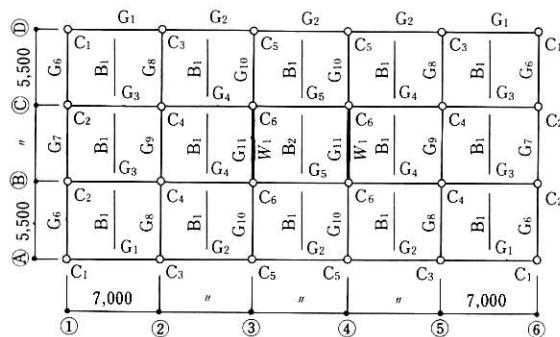


図 付 1. 4-9 柱, はり, 壁伏図

(2) 計算方針

ラーメン部分の保有水平耐力の計算は、各部材が曲げ降伏する状態を想定して節点振り分け法により、図付 1. 4-10 に示す手順によって行った。

その際に用いた計算仮定や計算の詳細については、次項以降に示すが、計算の全体的な内容に関する基本的な仮定等は以下のとおりである。

- ① 柱の長期曲げモーメントの保有水平耐力に対する影響は、主として一つのラーメン内の両端の外柱の間で相殺されるので無視する。
- ② はりの長期曲げモーメントの保有水平耐力に対する影響は、主として各はりの両端における曲げ耐力の評価の中で相殺されるので無視する。
- ③ 直交する部材の外面（フェイス）において、柱とはりとがそれぞれ別々に曲げ降伏するとして節点における終局モーメントを求め、各節点における柱の終局モーメントの和とはりのそれを比較して、小さい方に塑性ヒンジが生ずるとする。
- ④ 節点モーメントの振り分け（分割）は、一次設計の地震時応力の略算値の比に基づいて行い、振り分けたモーメントが一つの部材の終局モーメントを超える場合には、その超過分をもう一方の部材に加える。
- ⑤ 柱の付加軸力は外柱のみ考慮し、接続するはりの曲げ終局時せん断力から求めた値を略算的に用いる。

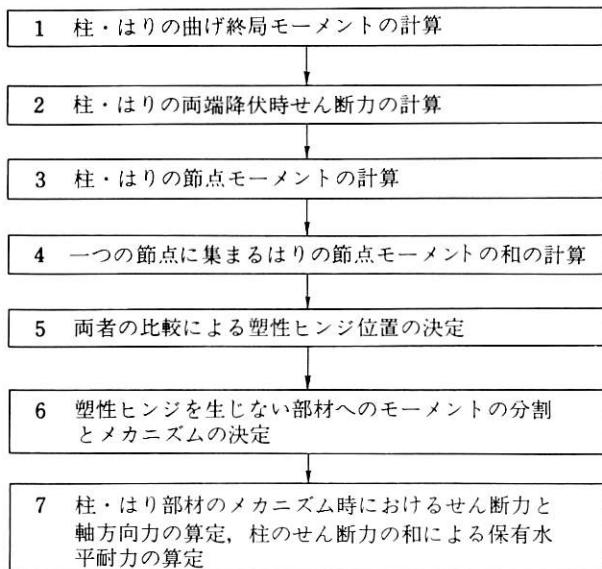


図 付 1.4-10 ラーメン部分の保有水平耐力の計算のフロー（節点振り分け法）

(3) 保有水平耐力の計算

① はりの節点モーメントの算出

a) はり両端の降伏モーメントの計算

(計算仮定)

- 曲げ耐力計算用の鉄筋の材料強度としては、基準強度 (SD30で $3,000\text{kg/cm}^2$) の1.1倍を用いた。
- 地中ばりを除く（土間コンクリートのため）一般階のはりの曲げ耐力には、床スラブの鉄筋が有効であるとし、その有効範囲は片側につき、はり面から1mとする（この設計例では片側につき、2-D13, 2-D10（いずれもSD30）があるものとして計算した）。
- 有効せい d としては、一般階のはりでは $d = D - 5\text{cm}$ 、基礎ばりでは $d = D - 10\text{cm}$ （2段配筋の時は $D - 15\text{cm}$ ）を用いた。
- 計算式

$$M_u = 0.9 (\sum a_t \cdot \sigma_y) d \quad (\text{付 } 1-5)$$

(ここで Σ は、材質の異なる鉄筋がある場合に、それらの $a_t \cdot \sigma_y$ の和をとることを意味している)

(計算例) R_{G6}外端上端の場合

$$\begin{aligned}
 M_u &= 0.9 \times (7.74\text{cm}^2 \times 3.3\text{t/cm}^2 + 3.97\text{cm}^2 \times 3.3\text{t/cm}^2) \times (0.55\text{m} - 0.05\text{m}) \\
 &= 0.9 \times 38.6\text{t} \times 0.50\text{m} \\
 &= 17.4\text{t}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

付一 1 保有水平耐力の計算方法

b) はりのせん断力の計算

(計算仮定)

○はりのせん断力は、一端の下端の降伏モーメントと他端の上端の降伏モーメントの和より求める。従って外端と内端の配筋が異なる場合は、 Q_1 、 Q_2 の 2 つのせん断力を求める。

○計算式

$$Q_1 = \frac{M_{u\text{外上}} + M_{u\text{内下}}}{\ell_0} \quad Q_2 = \frac{M_{u\text{外下}} + M_{u\text{内上}}}{\ell_0} \quad (\text{付 } 1-6)$$

(計算例) RG_8 の場合

$$\begin{aligned} Q_1 &= (M_{u\text{外上}} + M_{u\text{内下}}) / \ell_0 \\ &= (29.0^{\text{t}\cdot\text{m}} + 11.5^{\text{t}\cdot\text{m}}) / (5.5^{\text{m}} - 0.25^{\text{m}} - 0.25^{\text{m}}) \\ &= 40.5^{\text{t}\cdot\text{m}} / 5.0^{\text{m}} \\ &= 8.1\text{t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_2 &= (M_{u\text{外下}} + M_{u\text{内上}}) / \ell_0 \\ &= (29.0^{\text{t}\cdot\text{m}} + 17.2^{\text{t}\cdot\text{m}}) / 5.0^{\text{m}} \\ &= 9.2\text{t} \end{aligned}$$

c) はりの節点モーメント

(計算仮定)

○下式を用いて節点モーメントを計算する。ここで $\Delta\ell$ は節点から柱面までの長さである。ただし、基礎ばかりにおける降伏位置は、上端筋が柱面、下端筋がフーチング面とした。

$$M'_u = M_u + Q \cdot \Delta\ell \quad (\text{付 } 1-7)$$

(計算例) RG_8 外端上端及び RG_8 外端下端の場合

$$\begin{aligned} M'_{u\text{外上}} &= M_{u\text{外上}} + Q_1 \cdot \Delta\ell \\ &= 29.0^{\text{t}\cdot\text{m}} + 8.1\text{t} \times 0.25^{\text{m}} \\ &= 29.0^{\text{t}\cdot\text{m}} + 2.0^{\text{t}\cdot\text{m}} \\ &= 31.0\text{t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{u\text{外下}} &= M_{u\text{外下}} + Q_2 \cdot \Delta\ell \\ &= 17.2^{\text{t}\cdot\text{m}} + 9.2\text{t} \times 0.25^{\text{m}} \\ &= 17.2^{\text{t}\cdot\text{m}} + 2.3^{\text{t}\cdot\text{m}} \\ &= 19.5\text{t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

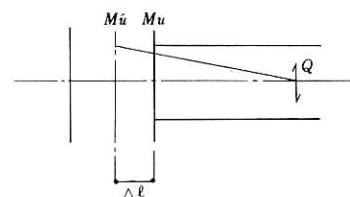


図 付 1.4-11 はりの節点モーメント

d) はりの計算結果

表付1.4-8 はりの計算結果

記号	断面 ($\ell_0, \Delta\ell$)			はり筋		スラブ筋		$\sum a_t \cdot \sigma_y$ (t・m)	M_u (t・m)	$Q_1, (Q_2)$ (t)	M'_u (t・m)
					$a_t \cdot \sigma_y$		$a_t \cdot \sigma_y$				
¹ G ₆	30×55 (500, 25)	外 下	上	2-D22	25.5	2-D10 2-D13	13.1	38.6 25.5	17.4 11.5	5.7 (5.7)	18.8 12.9
			下	2-D22	25.5	/		38.6 25.5	17.4 11.5		18.8 12.9
	30×60 (495, 27.5)	外 下	上	3-D22	38.3	/	13.1	51.4 38.3	25.4 19.0	9.0 (9.0)	27.9 21.5
			下	3-D22	38.3	/	13.1	51.4 38.3	25.4 19.0		27.9 21.5
² G ₆	30×65 (495, 27.5)	外 下	上	3-D22	38.3	/	13.1	51.4 38.3	27.8 20.7	9.8 (9.8)	30.5 23.4
			下	3-D22	38.3	/		51.4 38.3	27.8 20.7		30.5 23.4
	35×70 (490, 30)	内 下	上	4-D22	51.1	/	13.1	64.2 51.1	37.6 29.9	12.3 (13.8)	41.3 34.0
			下	4-D22	51.1	/		64.2 38.3	37.6 22.4		41.7 26.1
¹ G ₇	30×55 (500, 25)	端 下	上	2-D22	25.5	/	13.1	38.6 25.5	17.4 11.5	5.8	18.8 12.9
² G ₇	30×60 (495, 27.5)	端 下	上	3-D22	38.3	/	13.1	51.4 38.3	25.4 19.0	9.0	27.9 21.5
³ G ₇	30×65 (495, 27.5)	端 下	上	3-D22	38.3	/	13.1	51.4 38.3	27.8 20.7	9.8	30.5 23.4
² G ₇	35×70 (490, 30)	端 下	上	4-D22	51.1	/	13.1	64.2 38.3	37.6 22.4	12.3	41.3 26.1
¹ G ₈	30×55 (500, 25)	外 下	上	3-D22	38.3	4-D10 4-D13	26.2	64.5 38.3	29.0 17.2	8.1 (9.2)	31.0 19.5
			下	3-D22	38.3	/		64.5 25.5	29.0 11.5		31.3 13.5
	30×60 (495, 27.5)	内 下	上	4-D22	51.1	/	26.2	77.3 38.3	38.3 19.0	11.6 (11.6)	41.5 22.2
			下	3-D22	38.3	/		77.3 38.3	38.3 19.0		41.5 22.2
³ G ₈	30×65 (495, 27.5)	外 下	上	4-D22	51.1	/	26.2	77.3 51.1	41.7 27.6	12.6 (14.0)	45.1 31.4
			下	4-D22	51.1	/		77.3 38.3	41.7 20.7		45.5 24.2
	35×70 (490, 30)	内 下	上	4-D22	51.1	/	26.2	90.0 51.1	52.7 29.9	15.3 (15.3)	57.3 34.5
			下	3-D22	38.3	/		77.3 38.3	45.2 22.4		49.8 27.0

付一 保有水平耐力の計算方法

記号	断面 ($\ell_0, \Delta\ell$)		はり筋		スラブ筋		$\Sigma a_t \cdot \sigma_y$	M_u (t・m)	$Q_1, (Q_2)$ (t)	M'_u (t・m)
				$a_t \cdot \sigma_y$		$a_t \cdot \sigma_y$				
_R G ₉	30×55 (500, 25)	端	上 下	3-D22 2-D22	38.3 25.5	4-D10 4-D13	26.2	64.5 25.5	29.0 11.5	8.1 13.5
₄ G ₉	30×60 (495, 27.5)	端	上 下	4-D22 3-D22	51.1 38.3	//	26.2	77.3 38.3	38.3 19.0	11.6 22.2
₃ G ₉	30×65 (495, 27.5)	端	上 下	4-D22 3-D22	51.1 38.3	//	26.2	77.3 38.3	41.7 20.7	12.6 24.2
₂ G ₉	35×70 (490, 30)	端	上 下	4-D22 3-D22	51.1 38.3	//	26.2	77.3 38.3	45.2 22.4	13.8 26.5
_R G ₁₀	35×55 (500, 25)	外	上 下	3-D25 3-D25	50.2 50.2	//	26.2	76.4 50.2	34.4 22.6	15.9 (17.4)
		内	上 下	7-D25 6-D25	117.1 100.4	//	26.2	143.3 100.4	64.5 45.2	
₄ G ₁₀	35×60 (495, 27.5)	外	上 下	3-D25 3-D25	50.2 50.2	//	26.2	76.4 50.2	37.8 24.8	17.6 (19.3)
		内	上 下	7-D25 6-D25	117.1 100.4	//	26.2	143.3 100.4	70.9 49.7	
₃ G ₁₀	35×65 (495, 27.5)	外	上 下	3-D25 3-D25	50.2 50.2	//	26.2	76.4 50.2	41.2 27.1	19.3 (21.1)
		内	上 下	7-D25 6-D25	117.1 100.4	//	26.2	143.3 100.4	77.4 54.2	
₂ G ₁₀	35×70 (490, 30)	外	上 下	4-D25 4-D25	66.9 66.9	//	26.2	93.1 66.9	54.4 39.1	23.1 (25.1)
		内	上 下	7-D25 6-D25	117.1 100.4	//	26.2	143.3 100.4	83.8 58.7	
_F G ₆	40×120 (445, $\frac{30}{75}$)	外	上 下	3-D22 3-D22	38.3 38.3			38.3 38.3	37.9 37.9	17.0 (17.0)
		内	上 下	3-D22 3-D22	38.3 38.3			38.3 38.3	37.9 37.9	
_F G ₇	40×120 (445, $\frac{30}{75}$)	端	上 下	3-D22 3-D22	38.3 38.3			38.3 38.3	37.9 37.9	17.0 17.0
_F G ₈	外上 40×120 外下 (445, $\frac{30}{75}$)	外	上 下	3-D22 3-D22	38.3 38.3			38.3 38.3	37.9 37.9	17.4 (17.0)
		内	上 下	3-D22 3-D22	38.3 38.3			38.3 38.3	37.9 37.9	
_F G ₉	40×120 (435, $\frac{30}{85}$)	端	上 下	3-D22 3-D22	38.3 38.3			38.3 38.3	37.9 37.9	17.4 17.4
_F G ₁₀	外上 40×120 外下 (445, $\frac{30}{75}$)	外	上 下	2-D29 2-D29	42.4 42.4			42.4 42.4	42.0 42.0	47.0 (45.4)
		内	上 下	8-D29 8-D29	169.5 169.5			169.5 169.5	160.2 160.2	

② 柱の節点モーメントの算出

a) 柱頭柱脚の降伏モーメントの計算

(計算仮定)

○曲げ耐力計算用の鉄筋の材料強度としては、基準強度 (SD30では $3,000\text{kg/cm}^2$) の1.1倍を用いた。

○内部の主筋は柱中央にあるのみなので、引張鉄筋としては考慮していない (多段配筋材として計算する必要はない)。

○柱の付加軸力は影響の大きい外柱のみ考慮した。この付加軸力は、接続するはりの両端曲げ降伏時せん断力から計算した値を用いた。保有水平耐力時に、一部、柱降伏形となる節点もあり(最上階等)、付加軸力が多少異なるが、保有水平耐力にはほとんど影響を与えないで付加軸力の修正は行っていない。

○計算式

$$M_u = 0.8 \alpha_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{付 } 1-8)$$

(計算例) ${}_4C_1$ 圧縮側の場合

$$N = 13.9^t \text{ (長期軸力)} + 5.7^t \text{ (付加軸力)}$$

$$= 19.6^t$$

$$M_u = 0.8 \times 8.61 \text{cm}^2 \times 3.3 \text{t/cm}^2 \times 0.5^m + 0.5 \times 19.6^t \times 0.5^m \times \left(1 - \frac{19.6^t}{50 \text{cm} \times 50 \text{cm} \times 0.21 \text{t/cm}^2} \right)$$

$$= 11.4^{t \cdot m} + 4.7^{t \cdot m}$$

$$= 16.1t \cdot m$$

b) 柱のせん断力の計算

(計算仮定)

○柱のせん断力は、柱頭及び柱脚の降伏モーメントから求める。

○ h_o はクリアスパンを用いるが、ブロック腰壁のある構面については、腰壁と柱の間にスリットが設けてあるものとし、 h_o の値は下階はり上端から上階はり下端までの高さとする。

○計算式

$$Q = \frac{M_u \text{柱頭} + M_u \text{柱脚}}{h_o} \quad (\text{付 } 1-9)$$

(計算例) ${}_4C_1$ 圧縮側の場合

$$Q = \frac{16.1^{t \cdot m} + 16.1^{t \cdot m}}{3.2^m - 0.55^m} = \frac{32.2^{t \cdot m}}{2.65^m} = 12.2t$$

c) 柱の節点モーメント

(計算仮定)

○下式を用いて節点モーメントを計算する。ここで Δh は節点からはり面までの距離である。

$$M'_u = M_u + Q \cdot \Delta h \quad (\text{付 } 1-10)$$

付一 1 保有水平耐力の計算方法

(計算例) C_1 圧縮側柱頭の場合

$$M'_u = 16.1t \cdot m + 12.2t \times 0.275m = 19.5t \cdot m$$

d) 柱の計算結果

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

①項

②項

表 付 1. 4-9 柱の計算結果

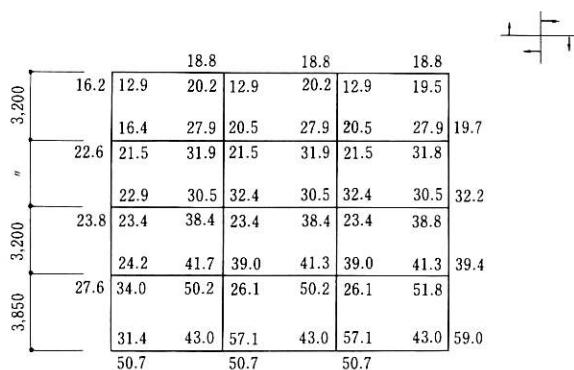
記号	階	断面 ($h_o, \Delta h_{\pm}, \Delta h_{\mp}$)	引張鉄筋	a_t	①項 (t・m)	長期軸力 (t)	付加軸力 (t)	軸力N (t)	②項 (t・m)	$M_u(t \cdot m)$ (Q(t))	M'_u (t・m)
C_1 (引張)	4	50×50 (265, 27.5, 30)	3-D19	8.61	11.4	13.9	-5.7	8.2	2.0	13.4 (10.1)	16.2 16.4
	3	55×55 (260, 30, 32.5)	2-D22 1-D19	10.61	15.4	25.7	-14.7	11.0	2.9	18.3 (14.1)	22.6 22.9
	2	55×55 (255, 32.5, 35)	2-D22 1-D19	10.61	15.4	38.1	-24.5	13.6	3.6	19.0 (14.9)	23.8 24.2
	1	60×60 (290, 35, 60)	3-D22	11.61	18.4	51.3	-38.3	13.0	3.8	22.2 (15.3)	27.6 31.4
C_1 (圧縮)	4	50×50				13.9	5.7	19.6	4.7	16.1 (12.2)	19.5 19.7
	3	55×55	"	"	"	25.7	14.7	40.4	10.4	25.8 (19.8)	31.8 32.2
	2	55×55				38.1	24.5	62.6	15.5	30.9 (24.2)	38.8 39.4
	1	60×60				51.3	36.8	88.1	23.3	41.7 (28.8)	51.8 59.0
C_2	4	50×50				21.9		21.9	5.3	16.7 (12.6)	20.2 20.5
	3	55×55	"	"	"	41.0		41.0	10.5	25.9 (19.9)	31.9 32.4
	2	55×55				61.3		61.3	15.2	30.6 (24.0)	38.4 39.0
	1	60×60				82.4		82.4	22.0	40.4 (27.9)	50.2 57.1
C_3 (引張)	4	50×50				22.7	-9.2	13.5	3.3	14.7 (11.1)	17.8 18.0
	3	55×55	"	"	"	42.2	-20.8	21.4	5.7	21.1 (16.2)	26.0 26.4
	2	55×55				62.9	-34.8	28.1	7.4	22.8 (17.9)	28.6 29.0
	1	60×60				84.5	-50.1	34.4	9.9	28.3 (19.5)	35.1 40.0

1.4 保有水平耐力の計算例

記号	階	断面 ($h_o, \Delta h_{\pm}, \Delta h_F$)	引張鉄筋	a_t	①項 (t・m)	長期軸力 (t)	付加軸力 (t)	軸力N (t)	②項 (t・m)	$M_u(t \cdot m)$ (Q(t))	$M'u$ (t・m)
C_3 (圧縮)	4	50×50	3-D19	8.61	11.4	22.7	8.1	30.8	7.3	18.7 (14.1)	22.6 22.9
	3	55×55	2-D22 1-D19	10.61	15.4	42.2	19.7	61.9	15.3	30.7 (23.6)	37.8 38.4
	2	55×55	2-D22 1-D19	10.61	15.4	62.9	32.3	95.2	22.2	37.6 (29.5)	47.2 47.9
	1	60×60	3-D22	11.61	18.4	84.5	47.6	132.1	32.7	51.1 (35.2)	63.4 72.2
C_4	4	50×50				35.7		35.7	8.3	19.7 (14.9)	23.8 24.1
	3	55×55				68.3		68.3	16.7	32.1 (24.7)	39.6 40.1
	2	55×55				103.2		103.2	23.8	39.2 (30.7)	49.2 50.0
	1	60×60				139.0		139.0	34.0	52.4 (36.1)	65.0 74.1
C_5 (引張)	4	50×50				22.7	-17.4	5.3	1.3	12.7 (9.6)	15.3 15.6
	3	55×55				42.2	-36.7	5.5	1.5	16.9 (13.0)	20.8 21.1
	2	55×55				62.9	-57.8	5.1	1.4	16.8 (13.2)	21.1 21.4
	1	60×60				84.5	-82.9	1.6	0.5	18.9 (13.0)	23.5 26.7
C_5 (圧縮)	4	50×50				22.7	15.9	38.6	8.9	20.3 (15.3)	24.5 24.9
	3	55×55				42.2	33.5	75.7	18.3	33.7 (25.9)	41.5 42.1
	2	55×55				62.9	52.8	115.7	26.0	41.4 (32.5)	51.9 52.8
	1	60×60				84.5	75.9	160.4	37.9	56.3 (38.8)	69.9 79.6

付一 保有水平耐力の計算方法

③ 終局時節点モーメント一覧



The diagram shows a structural frame with columns labeled 16.2, 22.6, 23.8, and 27.6. Beams are labeled 12.9, 20.2, 21.5, 22.9, 23.4, 24.2, 34.0, 31.4, 20.5, 27.9, 31.9, 30.5, 38.4, 41.7, 50.2, 43.0, 57.1, 32.4, 38.4, 41.3, 39.0, 26.1, 43.0, 51.8, 30.5, 38.8, 41.3, 51.8, 59.0, 18.8, 18.8, 18.8, 19.5, 21.5, 27.9, 31.9, 21.5, 31.8, 32.4, 38.4, 39.0, 41.3, 26.1, 51.8, 30.5, 38.8, 41.3, 51.8, 59.0, 19.7, 32.2, 39.4, 59.0. Eccentricities (e) are indicated for each beam section.

16.2	12.9	20.2	12.9	20.2	12.9	19.5
16.4	27.9	20.5	27.9	20.5	27.9	19.7
21.5	31.9	21.5	31.9	21.5	31.8	
22.9	30.5	32.4	30.5	32.4	30.5	
23.4	38.4	23.4	38.4	23.4	38.8	
24.2	41.7	39.0	41.3	39.0	41.3	
34.0	50.2	26.1	50.2	26.1	51.8	
31.4	43.0	57.1	43.0	57.1	43.0	59.0
50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	

(1)、(6)通り

17.8	19.5	23.8	13.5	23.8	13.5	22.6
18.0	41.5	24.1	41.5	24.1	41.5	22.9
22.0	22.2	39.6	22.2	39.6	22.2	37.8
26.4	45.5	40.1	45.1	40.1	45.1	38.4
28.6	31.4	49.2	24.2	49.2	24.2	47.2
29.0	49.8	50.0	49.3	50.0	57.3	47.9
35.1	34.5	65.0	26.5	65.0	27.0	63.4
40.0	43.0	74.1	43.1	74.1	43.1	72.2
50.7	52.7	52.7	52.7	52.7	52.7	

(2)、(5)通り

15.3	26.9		49.1	24.5	
	15.6	76.2		42.6	24.9
20.8	30.1		54.5	41.5	
	21.1	83.2		46.5	42.1
21.1	32.9		59.5	51.9	
	21.4	91.3		61.3	52.8
23.5	46.6		65.6	69.9	
	26.7	173.8		56.1	79.6
76.0	5.500	"	202.5	5.500	

(3)、(4)通り

図 付 1.4-12 終局時節点モーメント一覧

④ 各ラーメンの降伏形と部材応力の算出

a) 塑性ヒンジ位置の決定

(計算仮定)

節点における柱の終局モーメントの和とはりのそれと比較して、小さい方に塑性ヒンジが生ずるものとする。

(計算例) ①⑧通り 4 FL の節点の場合

はりの節点モーメントの和 $\sum M'_u = 27.9 + 21.5 = 49.4 \text{t}\cdot\text{m}$

柱の節点モーメントの和 $\sum M'_u = 20.5 + 31.9 = 52.4 \text{t}\cdot\text{m}$

従って、はりに塑性ヒンジが生ずる。

b) 節点モーメントの振り分け

(計算仮定)

○節点モーメントの振り分けは、下記の一次設計の地震時応力の略算値に基づいて配分する。

○ただし、振り分けたモーメントが一方の部材の終局モーメントを超える場合は、その超過分をもう一方の部材に加える。

(計算例)

各階の一次設計用せん断力が表付 1.4-10 のように得られたとすると、それらの値を用いて、各階床位置における分割率が表付 1.4-10 のように得られる。

表 付 1.4-10

階	位置	一次設計用せん断力 $Q_{di}(t)$	階高 $h_i(m)$	仮定反曲点高比 y_i	$Q_{di} \cdot h_i \cdot y_i$	分割率
4	下	176.4	3.20	0.4	225.8	0.34 : 0.66
3	上	278.7	3.20	0.5	445.9	
	下				445.9	0.43 : 0.57
2	上	367.1	3.20	0.5	587.4	
	下				587.4	0.47 : 0.53
1	上	438.6	3.85	0.4*	675.4*	

* 1 階柱頭部については $y_1 = 0.6$ とし、表中には $1 - y_1 = 0.4$ として示した。

○上記の分割率を用いて、①ラーメン②通り 4 階床の筋点の場合の柱のモーメントは次のようになる。

はりの節点モーメントの和 = $27.9 + 21.5 = 49.4 t \cdot m$

$$M_{\text{下}} = 49.4 \times 0.34 = 16.8 < 20.5 t \cdot m \quad (\text{4 階の柱脚})$$

$$M_{\text{上}} = 49.4 \times 0.66 = 32.6 > 31.9 t \cdot m \quad (\text{3 階の柱頭})$$

これらの値のうち、4 階の柱脚部の値は柱降伏時の節点モーメントの値 ($20.5 t \cdot m$) を超えていないが、3 階の柱頭部では、柱降伏時の節点モーメントの値 ($31.9 t \cdot m$) を超えるので 3 階の柱頭部は $31.9 t \cdot m$ とし、柱脚部は残りの $17.5 t \cdot m$ を負担することになる。

付一 保有水平耐力の計算方法

c) 各ラーメンの降伏形と部材応力図

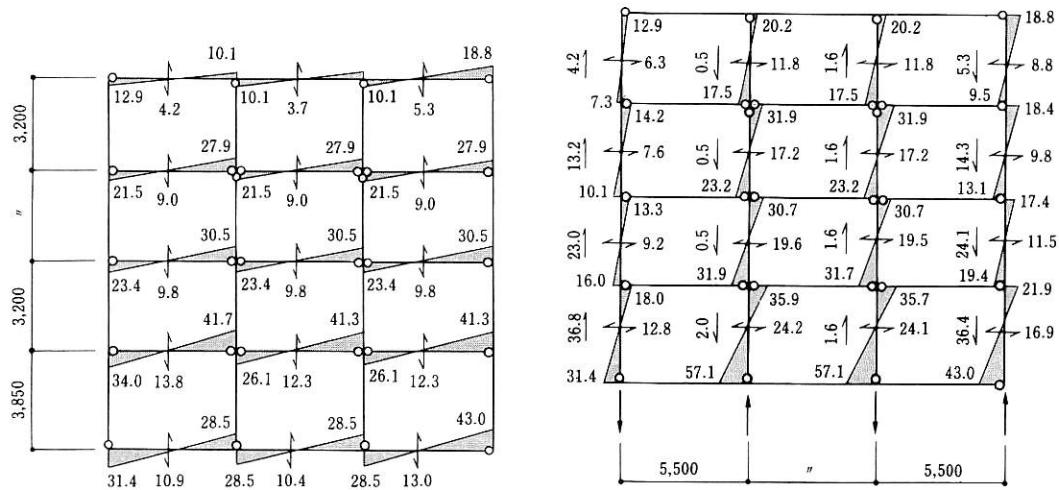


図 付 1.4-13 各ラーメンの降伏形と部材応力図 (①, ⑥通り)

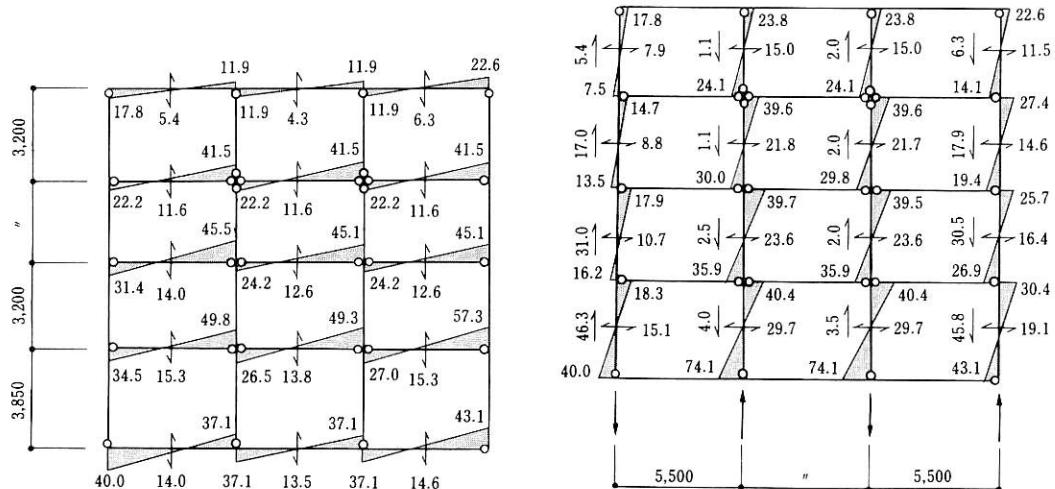
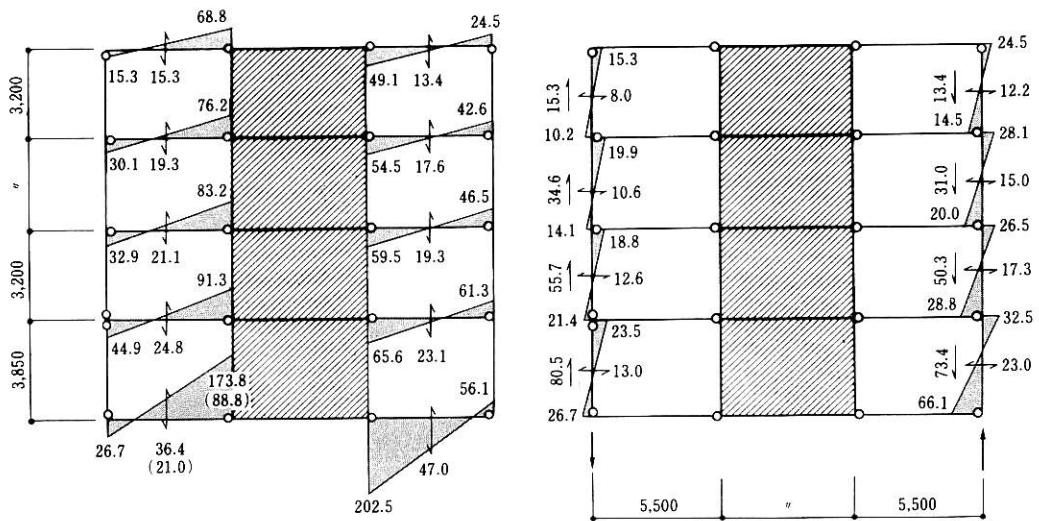


図 付 1.4-14 各ラーメンの降伏形と部材応力図 (②, ⑤通り)



(注) 引張側の基礎は101.5tで浮上がりを生ずるため()内の数値となるが、全体への影響は小さいので無視することにした。

図付 1.4-15 各ラーメンの降伏形と部材応力図 (③, ④通り)

d) 各ラーメンの保有水平耐力の和

建築物の保有水平耐力は、各ラーメンの保有水平耐力の和として得られる。また、各ラーメンの各階の保有水平耐力は、その階の崩壊メカニズム時におけるせん断力の和として得られる。計算の結果を表付 1.4-11 に示す。

表付 1.4-11

階	①, ⑥通り	②, ⑤通り	③, ④通り	計
	ラーメン数 (2)	(2)	(2)	
4	38.7	49.4	20.2	216.6
3	51.8	66.9	25.6	288.6
2	59.8	74.3	29.9	328.0
1	78.0	93.6	36.0	415.2

1.4.3 鉄筋コンクリート造ラーメン架構の保有水平耐力の計算例（その2）

(仮想仕事の原理を用いた方法による場合)

(1) 建築物概要

建築物は節点振り分け法による場合（計算例 図付 1.4.2 (p.323)）と同様である（図付 1.4-6～図付 1.4-9 参照）。

(2) 基本事項

- ① 各階の保有水平耐力は、想定される崩壊メカニズムについて得られる値のうち最小のものでなければならないが、ここでは②項に示す3つの崩壊メカニズムのパターンについて

付一 保有水平耐力の計算方法

得られる値のうちの最小のものとする。

- ② 崩壊メカニズムとしては図付 1. 4—16 に示す 3 つの崩壊メカニズムを考慮する。

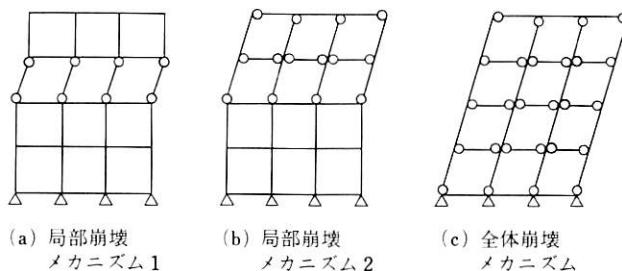


図 付 1. 4—16 崩壊メカニズム

- 局部崩壊メカニズム 1：ある階で、すべての柱が柱頭と柱脚で降伏する場合
 - 局部崩壊メカニズム 2：ある階床より上の部分が全体的に崩壊メカニズムを形成し、それより下部は崩壊に至らない場合
 - 全体崩壊メカニズム：1 階床に塑性ヒンジが生じ全体的な崩壊メカニズムを形成する場合
- ③ 各崩壊メカニズムの場合の保有水平耐力は次のような計算によって求める。
- 局部崩壊メカニズム 1：中間階（2, 3 階）については、各柱の柱頭及び柱脚が接続するはりの面で降伏する時のせん断力（表付 1. 4—9 の Q ）の和として得られる。また、4 階柱頭部分については R 階のはりの曲げ耐力と柱の曲げ耐力のうち、小さい方の値をとって崩壊メカニズムを決めてから、保有水平耐力を求める。さらに、1 階部分については、地中ばりの曲げ耐力を考慮して同様に計算する。
 - 局部崩壊メカニズム 2：3 階（又は 4 階）床（柱脚部）で柱の曲げ耐力をとり、それより上の部分では各節点の降伏モーメントの和を考慮して、それらの和として内力の仕事を計算する。また、外力の仕事をしては、各階の二次設計用せん断力の差として求められる各階の外力による 3 階（又は 4 階）床（はりの上面）位置に対するモーメントを用いる。これらを等置して得られる解から、節点振り分け法による場合（計算例 付 1. 4. 2）と同様な方法により、保有水平耐力を計算する。
 - 全体崩壊メカニズム：1 階床位置でも、地中ばりの曲げ耐力の影響を考慮するほかは、上記の局部崩壊メカニズム 2 の場合と同様である。この場合、外力の仕事を、地中ばりの軸心位置に対する外力のモーメントとして計算する。

（3）計算方法

- ① 建築物モデルと作用外力

建築物モデルは次図に示した如く、4 階建の例を用いる。作用外力は、一次設計用地震荷重に比例したものとし、1 階のせん断力を Q_1 で表すと図中の値となる。



② 仮定した崩壊形に対する外部仕事 W_E を計算する。

i 層に θ だけ層間変形角が生じたとすると、その部分の外部仕事 W_E は、

$$W_E = Q_i \times h_i \times \theta \quad (\text{として求められる } (h_i : i \text{ 層の階高})).$$

③ 仮定した崩壊形に対する内部仕事 W_I を計算する。

i 層に θ だけ層間変形角が生じたとすると、その層に生じた各部材の降伏ヒンジは $j M_u \times \theta$ だけの仕事をしたことになるから、内部仕事 W_I は、

$$W_I = \sum_j j M_u \times \theta \quad (\text{として求められる } (j M_u : j \text{ 部材の降伏モーメント}, \sum_j : \text{層内の降伏ヒンジを有する部材すべてに関する和}).)$$

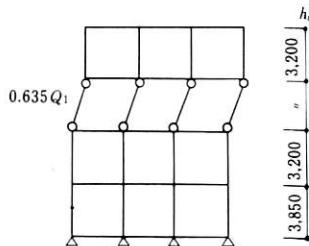
④ $W_E = W_I$ とおくことにより、両辺より θ を消去して Q_i を決定することができる。いくつかの層が層間変形を生じた場合には、 $W_E = \sum_i (Q_i \times h_i) \times \theta$, $W_I = \sum_i (\sum_j j M_u \times \theta)$, (\sum_i : 層間変形を生じた層すべてに関する和) とすればよい。

(4) 計算手順

各部材の降伏モーメントは、図付 1.4-12 による。

① 局部崩壊メカニズム 1 の場合

3 階柱頭・柱脚にヒンジが生じた場合を例示する。



$$W_E = 0.635 Q_1 \times 3.2 \times \theta = 2.032 Q_1 \theta$$

① ⑥通り

$$\begin{aligned} W_I &= (22.6 + 22.9 + 31.9 + 32.4 + 31.9 + 32.4 + 31.8 + 32.2) \theta \\ &= 238.1 \theta \end{aligned}$$

② ⑤通り

$$\begin{aligned} W_I &= (26.0 + 26.4 + 39.6 + 40.1 + 39.6 + 40.1 + 37.8 + 38.4) \theta \\ &= 288.0 \theta \end{aligned}$$

付一 保有水平耐力の計算方法

③④通り

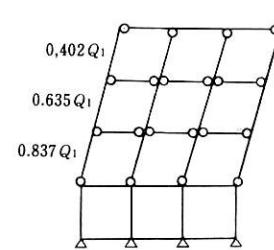
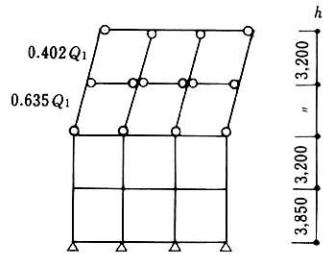
$$W_t = (20.8 + 21.1 + 41.5 + 42.1) \theta = 125.5\theta$$

$$Q_1 = (238.1 + 288.0 + 125.5) \times 2 \div 2.032 = 641.3$$

3階の保有水平耐力は、

$$Q_1 \times 0.635 = 407.3t$$

② 局部崩壊メカニズム 2 の場合



$$\begin{aligned} W_E &= (0.402 Q_1 \times 3.2 + 0.635 Q_1 \times 3.2) \theta \\ &= 3.3184 Q_1 \theta \end{aligned}$$

①⑥通り

$$\begin{aligned} W_t &= (12.9 + 20.2 + 20.2 + 18.8 + 21.5 + 27.9 \\ &\quad + 21.5 + 27.9 + 21.5 + 27.9 + 22.9 \\ &\quad + 32.4 + 32.4 + 32.2) \theta \\ &= 340.2\theta \end{aligned}$$

②⑤通り

$$\begin{aligned} W_t &= (17.8 + 23.8 + 23.8 + 22.6 + 22.2 + 41.5 \\ &\quad + 22.2 + 41.5 + 22.2 + 41.5 + 26.4 \\ &\quad + 40.1 + 40.1 + 38.4) \theta \\ &= 424.1\theta \end{aligned}$$

③④通り

$$\begin{aligned} W_t &= (15.3 + 24.5 + 30.1 + 42.6 + 21.1 \\ &\quad + 42.1) \theta \\ &= 175.7\theta \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= (340.2 + 424.1 + 175.7) \times 2 \div 3.3184 \\ &= 566.5 \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\text{階}: 566.54 \times 0.402 = 227.8t \\ 3\text{階}: 566.54 \times 0.635 = 359.8t \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} W_E &= (0.402 Q_1 \times 3.2 + 0.635 Q_1 \times 3.2 \\ &\quad + 0.837 Q_1 \times 3.2) \theta \\ &= 5.9968 Q_1 \theta \end{aligned}$$

①⑥通り

$$\begin{aligned} W_t &= (12.9 + 20.2 + 20.2 + 18.8 + 21.5 + 27.9 \\ &\quad + 21.5 + 27.9 + 21.5 + 27.9 + 23.4 \\ &\quad + 30.5 + 23.4 + 30.5 + 23.4 + 30.5 \\ &\quad + 24.2 + 39.0 + 39.0 + 39.4) \theta \\ &= 523.6\theta \end{aligned}$$

②⑤通り

$$\begin{aligned} W_t &= (17.8 + 23.8 + 23.8 + 22.6 + 22.2 + 41.5 \\ &\quad + 22.2 + 41.5 + 22.2 + 41.5 + 31.4 \\ &\quad + 45.5 + 24.2 + 45.1 + 24.2 + 45.1 \\ &\quad + 29.0 + 50.0 + 50.0 + 47.9) \theta \\ &= 671.5\theta \end{aligned}$$

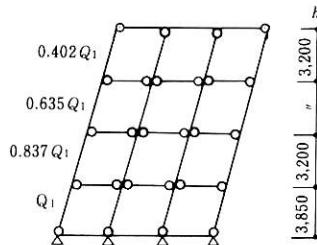
③④通り

$$\begin{aligned} W_t &= (15.3 + 24.5 + 30.1 + 42.6 + 32.9 + 46.5 \\ &\quad + 21.4 + 52.8) \theta \\ &= 266.1\theta \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= (523.6 + 671.5 + 266.1) \times 2 \div 5.9968 \\ &= 487.3 \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\text{階}: 487.33 \times 0.402 = 195.9t \\ 3\text{階}: 487.33 \times 0.635 = 309.5t \\ 2\text{階}: 487.33 \times 0.837 = 407.9t \end{array} \right.$$

(3) 全体崩壊メカニズムの場合



$$\begin{aligned} W_E &= (0.402Q_1 \times 3.2 + 0.635Q_1 \times 3.2 + 0.837Q_1 \times 3.2 + Q_1 \times 3.85) \theta \\ &= 9.8468Q_1\theta \end{aligned}$$

(1) ⑥通り

$$\begin{aligned} W_I &= (12.9 + 20.2 + 20.2 + 18.8 + 21.5 + 27.9 + 21.5 + 27.9 + 21.5 + 27.9 + 23.4 + 30.5 + 23.4 + \\ &\quad + 23.4 + 30.5 + 34.0 + 41.7 + 26.1 + 41.3 + 26.1 + 41.3 + 31.4 + 57.1 + 57.1 + 43.0)\theta = 781.1\theta \end{aligned}$$

(2) ⑤通り

$$\begin{aligned} W_I &= (17.8 + 23.8 + 23.8 + 22.6 + 22.2 + 41.5 + 22.2 + 41.5 + 22.2 + 41.5 + 31.4 + 45.5 + 24.2 + 45.1 \\ &\quad + 24.2 + 45.1 + 34.5 + 49.8 + 26.5 + 49.3 + 27.0 + 57.3 + 40.0 + 74.1 + 74.1 + 43.1)\theta = 970.3\theta \end{aligned}$$

(3) ④通り

$$W_I = (15.3 + 24.5 + 30.1 + 42.6 + 32.9 + 46.5 + 44.9 + 61.3 + 26.7 + 56.1)\theta = 380.9\theta$$

$$Q_1 = (781.1 + 970.3 + 380.9) \times 2 \div 9.8468 = 433.1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ F : } 433.1 \times 0.402 = 174.1\text{t} \\ 3 \text{ F : } 433.1 \times 0.635 = 275.0\text{t} \\ 2 \text{ F : } 433.1 \times 0.837 = 362.5\text{t} \\ 1 \text{ F : } 433.1 \times 1.0 = 433.1\text{t} \end{array} \right.$$

(5) 計算結果

仮定した各崩壊メカニズムに対応する保有水平耐力の計算結果を表付 1.4-12 に一括して示す。表にみるように、各崩壊メカニズムのうち、全体崩壊メカニズムの場合の耐力が、各階とも一番小さくなっているので、これが解ということになる。なお、表付 1.4-12 の最後尾の欄に、前項に記した節点振り分け法による解と本項の解の比を示した。

表付 1.4-12 仮想仕事の原理を用いた方法による保有水平耐力の計算結果

階	局部崩壊形 1	局部崩壊形 2		全体崩壊形	節点振り分け法 仮想仕事
		3 F	2 F		
4	254.1	227.8	195.9	174.1	1.24
3	407.3	359.8	309.5	275.0	1.05
2	487.0	—	407.9	362.5	0.90
1	521.8	—	—	433.1	0.96

1. 4. 4 境界ばりのついた鉄筋コンクリート造耐力壁の保有水平耐力の計算例

(仮想仕事の原理を用いた方法による場合)

(1) 概 要

計算の対象とした耐力壁は図付 1. 4-6 (p. 323) の③通りの耐力壁で、一次設計の結果、壁厚及び配筋は 4, 3 階で $t = 15\text{cm}$, D13@180, 2 階で $t = 18\text{cm}$, D13@200ダブル, 1 階で $t = 20\text{cm}$, D13@180ダブルとなっている。

(2) 計算仮定等

耐力壁部分の保有水平耐力の計算は、それに接続する境界ばりや直交ばりのうち、有効なものについてはすべて曲げ降伏するという仮定のもとに、仮想仕事の原理を用いてモーメントのつり合いから図付 1. 4-17 に示す手順によって行った。

主要な計算仮定等は、(3)項に記したもののはか、以下のとおりである。

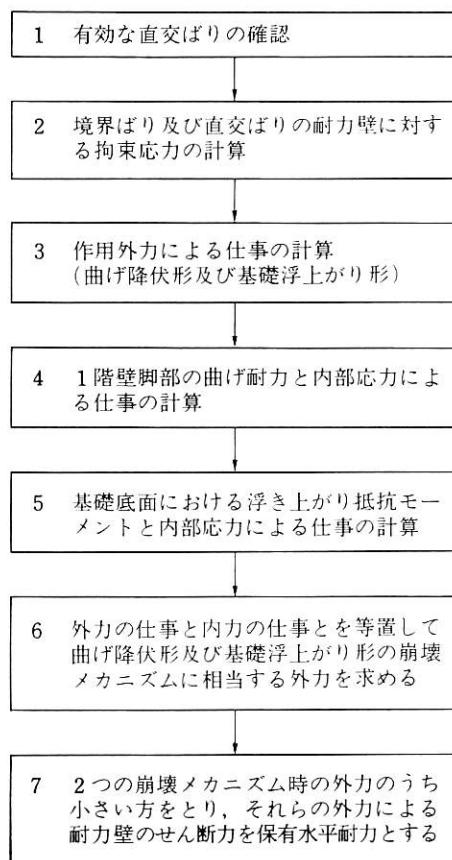


図 付 1. 4-17 仮想仕事の原理を用いた方法による耐力壁の保有水平耐力の計算のフロー

- ① 本設計例の場合、直交ばりとしては、例えば③通りの壁については⑧及び⑩通りで、それぞれ②③間のはり 2 本と③④間のはり 2 本とがあるが、③④間のはりはいずれも③通

り及び④通りの壁にはさまれており、それらのはりの両端に上下方向の相対的な変形が生じないので、それらは③及び④通りの壁に対して拘束効果がないことになる。一方、②③間のはりには上下方向の相対変形が生ずるため有効ということになり、これらの有効な直交ぱりの、耐力壁に対する拘束効果としては、まず、それらのはりの耐力（曲げ又はせん断耐力の小さい方の値で、この場合は両端曲げ降伏時の耐力）を考える。

- ② 境界ぱりの拘束効果としては曲げモーメントとせん断力とがあるが、本設計例のように、耐力壁に対して境界ぱりが左右対称形に連続している場合には、せん断力は相殺され小さくなるので、耐力壁の軸心における節点モーメントの和のみを拘束力として考える。
- ③ 境界ぱりや直交ぱりの拘束効果は、それを支持する隣接柱の軸力を上回らない値とする。
- ④ 耐力壁に作用する外力の分布形としては、一次設計の時の応力解析結果における各階の耐力壁のせん断力から逆算して得られる分布形によるものとする。

また、外力の仕事としては、崩壊メカニズムとして1階壁脚部の曲げ降伏を考えた時には、地中ぱり上端位置に対する外力の仕事として計算し、また、崩壊メカニズムとして基礎浮き上がり形を考えた時には、基礎底面位置に対する外力の仕事として計算する。この際、外力の仕事のうち耐力壁に作用する軸力の効果については、壁脚部の曲げ耐力又は基礎浮き上がり抵抗モーメントによる仕事として別に評価する。

- ⑤ 1階壁脚部が降伏する崩壊メカニズムを想定した時の有効な境界ぱりや直交ぱりとしては、地中ぱりを除く地上階のはりを考慮するのに対して、基礎浮き上がり形の崩壊メカニズムを想定する時には、これらに加えて地中ぱりも考慮する。

(3) 保有水平耐力の計算

① 直交ぱりの両端曲げ降伏時せん断力の算定

本設計例の場合、耐力壁に接続する直交ぱりとしては、G₄及びG₅があるが、G₅は③及び④通りの耐力壁の間にはさまれており、はりの両端に上下方向の相対的な変形が生じないので、耐力壁に対して拘束効果がないと考えられる。従って、耐力壁の拘束に有効な直交ぱりとしてはG₄のみを考慮し、以下G₄について、両端曲げ降伏時せん断力を求める。

(計算仮定)

節点振り分け法による場合(計算例付1.4.2の(3))の①(p.325)に従って算定する。ただし、G₄の断面算定については、X方向の設計を行っていないので、ここでは簡単な略算を行って得た結果で配筋している。

(計算例) _RG₄の場合

_RG₄上端の降伏モーメント

$$\begin{aligned} M_{u\text{上端}} &= 0.9 \times (20.28^{\text{cm}^2} \times 3.3^{\text{t/cm}^2} + 7.93^{\text{cm}^2} \times 3.3^{\text{t/cm}^2}) \times (0.6^{\text{m}} - 0.05^{\text{m}}) \\ &= 46.1 \text{t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

_RG₄下端の降伏モーメント

$$\begin{aligned} M_{u\text{下端}} &= 0.9 \times (10.14^{\text{cm}^2} \times 3.3^{\text{t/cm}^2}) \times (0.6^{\text{m}} - 0.05^{\text{m}}) \\ &= 16.6 \text{t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

従って、

付一 1 保有水平耐力の計算方法

$$Q = \frac{M_{u\text{上端}} + M_{u\text{下端}}}{\ell_o} = \frac{46.1^{\text{t}\cdot\text{m}} + 16.6^{\text{t}\cdot\text{m}}}{7.0^{\text{m}} - 0.25^{\text{m}} - 0.25^{\text{m}}} = 9.6\text{t}$$

(計算結果)

表 付 1. 4-13 直交ばりの計算結果

記号	断面			はり筋		スラブ筋		$\sum a_t \cdot \sigma_y$	M_u ($\text{t}\cdot\text{m}$)	Q (t)
				$a_t \cdot \sigma_y$	$a_t \cdot \sigma_y$	$a_t \cdot \sigma_y$				
_R G ₄	30×60	端	上 下	4-D25 2-D25	66.9 33.4	4-D10 4-D13	26.2	93.1 33.4	46.1 16.5	9.6
₄ G ₄	30×65	端	上 下	4-D25 2-D25	66.9 33.4	/	26.2	93.1 33.4	50.3 18.0	10.6
₃ G ₄	35×70	端	上 下	5-D25 3-D25	83.6 50.2	/	26.2	109.8 50.2	64.2 29.3	14.5
₂ G ₄	35×75	端	上 下	5-D25 3-D25	83.6 50.2	/	26.2	109.8 50.2	69.2 31.6	15.7
_F G ₄	40×120	端	上 下	3-D22 3-D22	38.3 38.3			38.3 38.3	37.9 37.9	11.8 11.8

② 境界ばりの壁心位置での抵抗モーメントの算定

耐力壁の保有水平耐力の計算は、壁の回転中心を壁心上に考えて行うこととした。従つて、境界ばりの拘束効果として、境界ばりの壁心位置における抵抗モーメントをここで求めておく。

(計算仮定)

付 1. 4. 2 の (3)(4) (p.332) における、終局時の境界ばりの応力を用いて、下式により計算した。

$$M'_u \text{ 壁心} = M'_u \text{ 内端} + Q \cdot \Delta \ell \text{ 壁心} \quad (\text{付 } 1-11)$$

(ただし、 $\Delta \ell$ 壁心：壁心と境界ばり内端節点との距離)

(計算例) _RG₁₀引張側の場合

$$M_u \text{ 壁心} = 68.8^{\text{t}\cdot\text{m}} + 15.3^{\text{t}} \times \frac{5.5^{\text{m}}}{2} = 110.9\text{t}\cdot\text{m}$$

(計算結果)

表付 1. 4-14 境界ばりの計算結果

記号	引 張 側			压 縮 側		
	M'_u 内端 ($\text{t}\cdot\text{m}$)	Q (t)	M'_u 壁心 ($\text{t}\cdot\text{m}$)	M'_u 内端 ($\text{t}\cdot\text{m}$)	Q (t)	M'_u 壁心 ($\text{t}\cdot\text{m}$)
_R G ₁₀	68.8	15.3	110.9	49.1	13.4	85.9
₄ G ₁₀	76.2	19.3	129.3	54.5	17.6	102.9
₃ G ₁₀	83.2	21.1	141.2	59.5	19.3	112.5
₂ G ₁₀	91.3	24.8	159.4	65.6	23.1	129.0
_F G ₁₀	173.8	36.4	273.9	202.5	47.0	331.8

(3) 耐力壁の曲げ耐力の算定

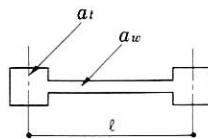
(計算仮定)

- 曲げ耐力計算用の鉄筋降伏点強度としては、基準強度 (SD30で $3,000\text{kg/cm}^2$) の1.1倍を用いた。

(計算式)

$$M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot \ell + 0.5 \sum (a_w \cdot \sigma_{wy}) \ell + 0.5 N \cdot \ell$$

(ここで、 Σ は、中間に柱がある場合等材質の異なる鉄筋がある場合に、それらの $a_w \cdot \sigma_{wy}$ の和をとることを意味している)



図付1.4-18 計算する耐力壁

(計算例) 1階耐力壁の曲げ耐力

$$a_t = 30.96\text{cm}^2 \quad (\text{8-D22})$$

$$a_w = 71.12\text{cm}^2 \quad (\text{D13@180ダブル} \rightarrow \text{56-D13})$$

$$\begin{aligned} M_u &= 30.96\text{cm}^2 \times 3.3\text{t/cm}^2 \times 5.5\text{m} + 0.5 \times 71.12\text{cm}^2 \times 3.3\text{t/cm}^2 \times 5.5\text{m} + 0.5 \times 358.4\text{t} \times 5.5\text{m} \\ &= 2,192.9\text{t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

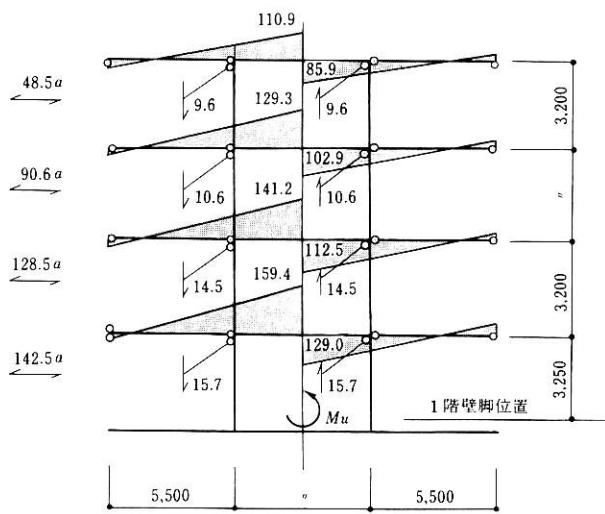
(4) くいの終局耐力

くいの終局圧縮耐力は、ここでは略算として長期耐力の3倍と仮定している。

(5) 曲げ降伏形の場合の耐力壁の耐力の計算

(計算仮定)

- 耐力壁に作用する外力によるせん断力は、一次設計の地震時応力の分布に比例するとした。すなわち、比例係数を a と置くと、4～1階の耐力壁のせん断力は、 $48.5a$, $90.6a$, $128.5a$, $142.5a$ となる。



図付1.4-19 曲げ降伏形の耐力壁

- 1階壁脚が曲げ耐力に達した時に耐力壁にかかるせん断力を、1階壁脚壁心位置でのモーメントのつり合いから求める。

(計算)

1階壁脚壁心位置にかかるモーメントは次のように計算される。

- 外力によるモーメント

$$(48.5 \times 3.2 + 90.6 \times 3.2 + 128.5 \times 3.2 + 142.5 \times 3.25) a = 1,319.4 a \text{ t} \cdot \text{m}$$

- 境界ばりの抵抗モーメント

$$110.9 + 85.9 + 129.3 + 102.9 + 141.2 + 112.5 + 159.4 + 129.0 = 971.1 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- 直交ばりの抵抗モーメント

$$(9.6 + 10.6 + 14.5 + 15.7) \times 5.5 = 277.2 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- 1階壁脚の曲げ耐力

$$M_u = 2,192.9 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{③の計算例による})$$

これらのモーメントのつり合いから比例係数 a が求められる。

$$1,319.4 a = 971.1 + 277.2 + 2,192.9$$

$$a = 2.608$$

従って、1階壁脚が曲げ耐力に達する時の耐力壁にかかる水平せん断力は次のように算出される。

$$4\text{階} \quad 48.5 \times 2.608 = 126.5 \text{t}$$

$$3\text{階} \quad 90.6 \times 2.608 = 236.3 \text{t}$$

$$2\text{階} \quad 128.5 \times 2.608 = 335.1 \text{t}$$

$$1\text{階} \quad 142.5 \times 2.608 = 371.6 \text{t}$$

(6) 基礎浮き上がり形の場合の、耐力壁の耐力の計算

(計算仮定)

- 耐力壁に作用するせん断力の分布は、曲げ降伏形と同様に、一次設計用地震時応力の分布に比例するとし、比例係数を a とした。
- 基礎の浮き上がる時の耐力壁にかかるせん断力を、基礎底面壁心位置でのモーメントのつり合いから求める。
- 境界ばり及び直交ばりの拘束効果として、曲げ降伏形と異なり、基礎ばりも含めて考えることに注意を要する。

(計算)

基礎底面壁心位置にかかるモーメントは、次のように計算される。

- 外力によるモーメント

$$(48.5 \times 3.2 + 90.6 \times 3.2 + 128.5 \times 3.2 + 142.5 \times 4.55) a = 1,504.7 a \text{ t} \cdot \text{m}$$

- 境界ばりの抵抗モーメント

$$971.1 + 273.6 + 331.8 = 1,576.5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

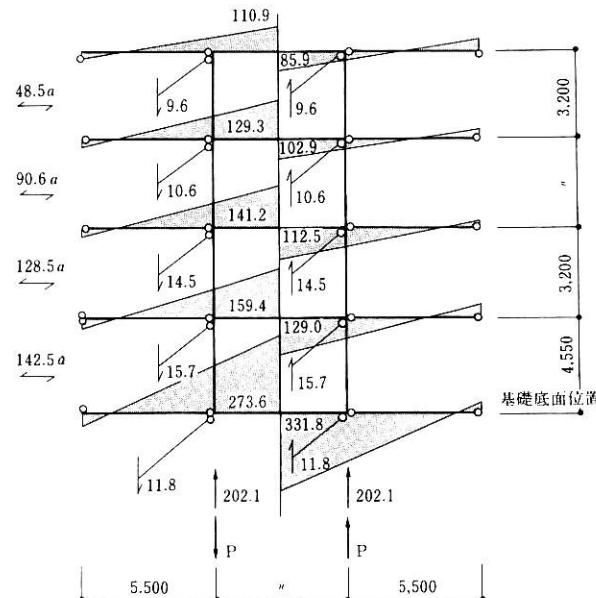
- 直交ばりの抵抗モーメント

$$(9.6 + 10.6 + 14.5 + 15.7 + 11.8) \times 5.5 = 342.1 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- 基礎の浮き上がりモーメント

長期軸力
 $P (= 202.1) \times 5.5 = 1,111.6 \text{ t} \cdot \text{m}$

長期軸力 $\frac{P}{202.1 + 202.1} = 404.2 < 771 \text{ t}$ ok
 (圧縮側)



図付 1.4-20 基礎浮き上がり形の耐力壁

付一 1 保有水平耐力の計算方法

これらのモーメントのつり合いから、比例係数 a が求められる。

$$1,504.7a = 1,576.5 + 342.1 + 1,111.6$$

$$a = 2.014$$

従って、基礎に浮き上がりが生ずる時の耐力壁にかかる水平せん断力は次のように算出される。

$$4 \text{ 階} \quad 48.5 \times 2.014 = 97.7 \text{t}$$

$$3 \text{ 階} \quad 90.6 \times 2.014 = 182.5 \text{t}$$

$$2 \text{ 階} \quad 128.5 \times 2.014 = 258.8 \text{t}$$

$$1 \text{ 階} \quad 142.5 \times 2.014 = 287.0 \text{t}$$

⑦ 耐力壁部分の保有水平耐力

⑤及び⑥の計算から、「曲げ降伏形の耐力 > 基礎浮き上がり形の耐力」となっており、耐力壁部分の保有水平耐力は基礎の浮き上がりで決定される。

保有水平耐力時（崩壊メカニズム時）の応力図を図付 1.4-21 に示した。

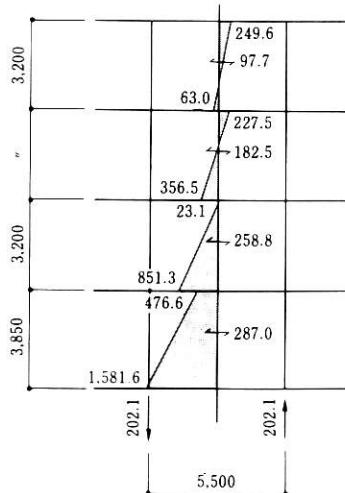


図 付 1.4-21 崩壊メカニズム時の応力分布

付一2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

2.1 耐力壁の剛性

(1) 耐力壁の剛性の考え方について

- ① 耐力壁の剛性は原則として弾性剛性に立脚し、次のように、曲げ変形、せん断変形、回転変形を考慮の上計算する。
 - a) 曲げ変形の計算では、面内で接続する境界ぱりがある場合にはその影響を考慮する。ただし、境界ぱりの応力がひび割れ強度を超える場合には、境界ぱりの剛性を低下して考えてよい。
 - b) せん断変形の計算では、その耐力壁に開口がある場合にはその影響を考慮する。また、耐力壁の応力がせん断ひび割れ強度を超える場合には、耐力壁のせん断剛性を適切な範囲内で低下させてよい。
 - c) 回転変形の計算は、原則としてその耐力壁を支持する地盤やくいの変形に基づいて行う。
- ② 上記のような方法によらず、耐力壁部分の剛性を代表的な内柱の n 倍とするような場合、1階における n の値を(耐力壁の断面積)/(内柱の断面積)の3~5倍程度の値としてよい。ただし、下記の事項に留意すること。
 - a) n の値は地盤が軟弱な場合及び長尺のくいを用いる場合、各階において低めの値をとる。
 - b) 地上部分の階では、 n の値を上階にいくほど適切に低減する。
 - c) 耐力壁に接続している境界ぱりの数の多いものほど、 n の値を大きめにしてよい。
 - d) この方法による場合、仮定した n の値を用いて得られる耐力壁のせん断応力度は、原則としてコンクリートの設計基準強度の0.1倍以下とする。
 - e) 設計用応力の算定に際してこの方法によった場合の耐力壁のせん断力分担率が50%を超える場合には、特に耐力壁以外の部分の設計用応力を適切に割増すことが望ましい。

(2) 耐力壁の剛性の計算法について

現在、広く用いられている耐力壁の主な応力解析手法としては次のようなものがある。

- ① 柱の D 値の n 倍を耐力壁の D 値と仮定する略算法（いわゆる n 倍法）
- ② 境界ぱりの影響を仮定して独立耐力壁として扱う方法
- ③ 耐力壁を線材に置換して架構として解く方法
- ④ 耐力壁のせん断剛性をブレースに置換して架構として解く方法

これらの応力解析では、耐力壁の剛性評価が重要である。耐力壁の剛性に影響する主な因子としては次のようなものがある。

付一 2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

- 曲げ変形、せん断変形、回転変形
- 上記変形に対応する塑性域での剛性低下
- 境界部材の存在
- 耐力壁に作用する外力分布形
- 開口部の存在

上述した各解析法において考慮できる影響因子を一括して表付 2. 1-1 にまとめた。

表付 2. 1-1 各解析法の特徴

解 析 法	各解析法で考慮できる影響因子 (○: 可, △: ある程度可)				
	曲 げ 変 形	せん 断 変 形	回 転 変 形	境 界 部 材	外 力 分 布 形
<i>n</i> 倍とおく方法 ^{*4}	—	—	—	—	—
独立耐力壁とする方法	○	○ ^{*1}	○ ^{*1}	△ ^{*3}	△ ^{*2}
線材置換法	○	○ ^{*1}	○ ^{*1}	○ ^{*1}	○
プレース置換法	○	○ ^{*1}	○ ^{*1}	○ ^{*1}	○

* 1 塑性化や開口による剛性低下を考慮することができる。

* 2 耐力壁部分のみの外力分布形を仮定する。

* 3 一定の応力（降伏耐力とすることが多い）に仮定する。

* 4 すべての因子の影響を総合的、経験的に評価する。

これらの因子の耐力壁の剛性評価に対する影響は、定性的には次のようになる。

- 独立壁で回転変形を無視すると、耐力壁の剛性を過大評価することになる。
- 曲げ変形は上階にいくほど顕著に大きくなるので、柱に対する耐力壁の剛性の比率も相対的に低く評価する必要がある。
- 壁に接続する境界部材の影響を無視すると、剛性を過小評価することになる。

これらの因子の影響について、付 2. 5. 1「耐力壁の変形成分」(p.355) に具体的な計算例を示す。

このように、耐力壁の剛性には多くの因子が複雑に影響するので、可能な限り精算によって求めることが望ましい。しかし、現段階では、次のような諸点について資料が必ずしも十分ではなく、適切に仮定を設けることが必要であろう。

- 耐力壁の基礎回転量の評価法
- 基礎回転剛性及びせん断剛性の塑性域における低下
- 耐力壁の開口部形状の影響
- 上下方向に不連続な耐力壁に作用するせん断力を支持する床スラブの変形

応力解析を手計算で行うには、前述の①「柱の *D* 値の *n* 倍を耐力壁の *D* 値と仮定する略算法」及び②「境界ばりの影響を仮定して独立耐力壁として扱う方法」等の方法に限られてくるが、②の方法等では、外力分布形の仮定も剛性の計算結果に大きな影響を及ぼす。これを計算するには反復計算が必要となるが、小規模の建築物等では、①のような略算法によるこ

ともやむを得ないと思われる。

(3) 耐力壁の剛性の略算について

耐力壁等の剛性は種々の要因によって影響され、現時点では関連する未解決の問題も少くないため、どのような方法によっても完全な正解は得られない。このため、略算によって壁の剛性を評価することもやむを得ないと考えられる。

地震力を受ける建築物の各部材の剛性を手計算で求める方法としては、武藤博士による水平力の分担係数を定める D 値法が代表的な方法としてあげられる。この場合、壁剛性を略算的に評価する方法として耐力壁の D 値（耐力壁の周囲及び内部に柱がある場合はそれを含む）を代表的な内柱の D 値の n 倍とする方法が広く用いられている。しかし、根拠の少ない仮定に基づき n を定めると、建築物の耐震性の上から種々の好ましくない問題が生じることも考えられる。このため、以下に、本法を用いる場合の一応の目安を示す。

付 2.1(1)②において、1階における n の値として $(A_w : \text{壁の断面積}) / (A_c : \text{内柱の断面積})$ の 3～5 倍という数値を示したが、耐力壁の剛性には種々の因子が影響するので、その略算値の設定に際しては、これらの定性的な傾向を十分に考慮する必要がある。定性的な傾向を付 2.5.2「 n 倍法の n の値に関する試算例」(p.359)の計算例で示す。略算において n の値を過度に低くすると、前述のように剛性率や偏心率を危険側に設定することがあるので、両側柱付きの耐力壁の場合には n を 3 以上とすることが望ましい。一方 n を大きくとり過ぎると、耐力壁以外の柱及びはりの断面性能についてやはり危険側の仮定をすることになる。これを避けるためには、耐力壁板部分のせん断ひび割れ強度がおおむね $0.1F_c$ 程度であること、また短期設計用せん断応力度がこの程度の値の時に必要な壁板部分のせん断補強筋比がほぼ妥当な値となること等から、 n の上限値としては、その仮定に基づくせん断力が $0.1t \cdot \ell \cdot F_c$ 程度にとどまるようにしておくことが望ましい。

(4) 計算で得られた耐力壁の剛性の取扱い

精算で求めた耐力壁剛性は当然、短期設計用応力、層間変形角、剛性率及び偏心率の計算に用いてよいことになるが、(3)に記したような耐力壁の仮定値も上記のような種々の計算に用いてよいことにする。

しかしながら、略算による場合には、(3)に記したような定性的傾向を十分にふまえた値とするとともに、上記の計算すべてについて同一の仮定値を用いなければならない。すなわち、偏心の計算では n の値を小さくとり、応力の計算では n の値を大きくとるというようなことはできない。

(5) 耐力壁の応力計算等における留意事項

① 略算による場合の応力の割増し

耐力壁の剛性を(3)のような方法で略算した場合、 n を小さくとり過ぎた場合にはその耐力壁について、また、 n を大きくとり過ぎた場合には耐力壁以外の部分について許容応力の点で危険側の仮定をしたことになる。

このため、いずれにしても問題が残るので、各部の設計用応力（又は設計用地震力）を大きめにして断面算定を行うことが望ましい。

付一2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

中でも、仮定した剛性に基づく耐力壁部分のせん断力の分担率が50%を超えるような場合においては、耐力壁の剛性の過大評価による剛節架構部分の早期損傷に備えて、その剛節架構部分を中心に設計用応力を割増しすることが望ましい。

(2) 耐力壁の断面算定

耐力壁の設計において、せん断力に対する設計のみを行って曲げ応力や基礎反力に対する設計及び開口部補強筋等の計算が行われない場合があるが、これらの検討は必ず行わなければならない。

特に、基礎浮き上がりが出る場合にはその対処が重要である。また、例えばコアタイプの設計など少ない耐力壁で大きなせん断力を負担する場合には、開口部補強筋を十分に配筋することが必要である。

境界ぱりのついた耐力壁の応力を耐力壁の剛性の略算値に基づいて求める場合には、境界ぱりの耐力壁側の端部の応力を仮定する必要があるが、この応力としては、同一方向の他の架構のはりの応力と同程度以上の値とすることが望ましい。また、これらのはりの応力と壁のせん断力とを基に、壁の曲げ応力を求め、これに対する各部の断面計算を行わなければならない。

2.2 ラーメン外の壁等の剛性

(1) ラーメン外の壁等の剛性の考え方について

剛性率や偏心率の計算においては、応力計算上耐力壁とは考えなかったラーメン外の壁等についても、階の剛性に影響を与えるおそれのある場合には、耐力壁に準じて適切にその剛性を評価する必要がある。

(2) ラーメン外の壁等の剛性評価の方法

ラーメン外の壁については、たとえそれが鉄筋コンクリート造であっても、地震力を負担させないことが通例である。しかし、近年の地震被害を見ると、たとえ片持ちスラブの先端にとりつく壁であっても、建築物の損傷に大きな影響を及ぼしている例が少くない。これらの壁については、建築物の重量がそれらの壁によって支持されることはないので、たとえ壁が破壊してもその他の耐震要素が健全なら建築物の損傷はあまり著しくはならない。

むしろ、この種のいわゆる雑壁は、その剛性が高いことから建築物全体の剛性分布に対して大きな影響を及ぼす傾向があることを重視しなければならない。

この場合、当然、それらの剛性評価法が問題となるが、雑壁については、その支持方法や配置について種々の場合があって、付2.1(3)に記した耐力壁の剛性の評価よりもなお一層複雑な問題となる。これらの雑壁が1階から連続して各階に規則的に配置されている場合などでは、耐力壁の項で記した精算法によって評価することも可能と考えられるが、一般的には略算的に取扱わざるを得ないことが多いと考えられる。

このような場合においては、雑壁の支持条件（ほぼ耐力壁の基礎回転に対する条件に相当

するもので、剛性に対する影響が非常に大きい) 等により、おおむね、次のような値とすることが妥当と考えられる。

すなわち、

$$D_w = n \cdot \frac{A_w}{A_c} \cdot D_c \quad (\text{付 } 2-1)$$

ここで、 A_w 、 D_w ：それぞれの雑壁の断面積と D 値

A_c 、 D_c ：代表的な内柱の断面積と D 値

前式において、 n を 1 以上の値とする。 n の設定に際しては、付 2.5.2 (p.359) を参照されたい。

これらの仮定した剛性は偏心率と剛性率の計算に考慮する必要がある。層間変形角の計算では考慮してもよい。しかし、応力計算の段階では、原則として考慮しない。

(3) 補強コンクリートブロック造の壁の剛性について

剛節架構内に補強コンクリートブロック造で耐力壁とは認められない壁を設ける場合がある。このような構造によって、例えば偏心の大きい建築物やピロティ状の建築物が構成されるような場合には、やはりブロック造の壁部分について強度は無視し、剛性は考慮するというような方針によることが適切である。

2.3 腰壁、たれ壁及びそで壁の剛性

(1) 腰壁、たれ壁及びそで壁の剛性の考え方について

① ラーメンのはりや柱に接続する鉄筋コンクリート造の腰壁、たれ壁及びそで壁は、特別な配慮をした場合を除き原則としてそれらのはり及び柱と一体と考え、剛域を考慮の上、曲げ変形及びせん断変形に基づき剛性を計算する。

② 腰壁、たれ壁の略算的扱い

a) 鉄筋コンクリート造の腰壁、たれ壁で柱との接合部に適切な幅のスリットが設けてある場合、柱の剛性、応力及び断面の検討にはその存在を無視してよい。しかし、はりの剛性及び応力の算定には原則としてこれを考慮する。

b) 鉄筋コンクリート造の腰壁、たれ壁でその厚さが柱幅及びはり幅にくらべて十分に薄く、柱及びはりの強度や韌性に対する影響が少ない場合及びその他の構造でこれに準じる挙動が推定される場合、柱及びはりの剛性並びに応力及び断面の検討には、その存在を無視してよい。

c) 上記 a), b) 及びこれらに準ずる構造による腰壁やたれ壁が存在する場合で略算的にこれらを無視して構造計算を行う場合には、柱の可撓長さをたれ壁の下端から腰壁の上端までの距離又はこれに近い長さとし、かつ、はりの剛性を適切に増大させて、各部の剛性、応力及び断面の検討を行うものとする。

③ そで壁の略算的扱い

a) 厚さが十分に薄いそで壁等の場合には上記②の b) に準ずる。

b) 上記②の b) 及びこれに準ずる構造以外の構造によるそで壁が存在する場合で、略算的

付－2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

にこれらを無視して構造計算を行う場合には、はりの可撓長さをそで壁の外縁間距離又はこれに近い長さとともに、柱の剛性をその柱の断面積に対するそで壁部分を含む全断面積の比率等によって適切に増大させて各部の剛性、応力及び断面の検討を行うものとする。

④ その他

腰壁、たれ壁やそで壁の存在を無視して構造計算を行う場合には、それらがとりつく柱の設計用応力を適切に割増して、断面算定を行うものとする。この場合でも、剛性率及び偏心率の算定については、②及び③に準じて腰壁、たれ壁やそで壁の影響を考慮しなければならない。

(2) 腰壁、たれ壁及びそで壁の剛性評価の方法

現在の建築物に関する構造計算の方法では、一般には建築物の床は十分に剛であるという仮定を行い、従ってねじれのない場合、同じ階の柱や壁の変形量は等しいとし、部材の弾性剛性に立脚して応力解析を行っている。従って、構造計算において部材の弾性剛性を適切に評価する必要がある。構造計算において剛域等を考慮していないたれ壁や腰壁のついた柱がある場合、実際にはその柱は、たれ壁、腰壁により変形が拘束されるため、計算上よりも剛性が増加することになる。構造計算上は、他の柱と同じだけの柔らかさがあるはずのものだが、たれ壁等により変形を拘束され、剛い柱となった場合、単位変形時に柱に生ずるせん断力が設計よりも増加するため(つまり、短柱に力が集中することになるため)、他の柱より先にその柱が破壊することになる。これを防止するには、構造計算をする際に、たれ壁、腰壁の影響を考慮しておく必要がある。

そで壁のついた柱についてもほぼ同様で、そで壁の存在により設計上想定していた以上にせん断力が集中することになる。この場合はやはり、そで壁とともに柱も同時にせん断破壊してしまう可能性があるので、特に注意が必要である。

さらに、このような二次壁等の存在により、剛性率、偏心率が大きな影響を受けることもあるので、この種の二次壁は適切に剛性を評価する必要がある。

① 精算法

鉄筋コンクリート造の架構の中に一体打ちの腰壁等が剛接している場合には、基本的に剛性及び応力を精算することが望ましい。この場合、腰壁のついたはりは、せいと断面積がそれぞれ等しい長方形断面に換算して応力を計算してもよい。しかし、例えば腰壁と柱との間に有効な幅(例えば腰壁高さの1/100程度以上)を持つスリットを設けた場合には、柱に対するその影響を無視する等適切な仮定を設けてよい。

② 腰壁、たれ壁の略算的な扱い

a) 腰壁等と柱との間にスリットを設ける場合、完全に切り離す場合のほか、次項に示す程度の厚さの部分を残した時でも、これを有効なスリットと考えてよい。ただし、その幅は腰壁、たれ壁高さの1/100程度以上必要である。

b) 腰壁等の厚さが柱の幅の約1/6以下、かつ、10cm以下程度の場合には、柱及びはりの剛性並びに応力及び断面の検討に当たってその存在を無視してよい。

また、ALC板等その剛性がコンクリートにくらべて十分に小さい材料による腰壁等についても、上記と同様に無視してよい。

しかし、コンクリートブロック造の腰壁等コンクリートにくらべてやや剛性が小さい程度の材料を用いる場合には、ある程度その影響を考慮することが適切と思われる。

c) 精算を行わない場合には、例えば次のような方法で剛性及び強度の計算を行うことも一つの方法であろう。

(イ) はりの剛性は、せいと断面積とがそれぞれ等しい長方形断面にはりを置換して評価する。この場合、床スラブが中間部にとりつく時はその影響を無視する。

(ロ) 柱の剛性は、断面積としては柱だけを考え、長さははりの軸心間距離(h)とする代わりに、たれ壁の下端から腰壁の上端までの長さ(h_o)に、柱の幅を加えた程度の長さとして求める。

(ハ) (イ), (ロ)による剛性に基づいて応力解析をする。

(ニ) はりの断面算定は腰壁等の厚さが十分でない場合には、はり型部分のみを有効として行う。

(ホ) 柱の曲げに対する断面算定は、腰壁等に十分な配筋を行わない場合には、節点メント又はこれに近い値に対して行う。

このほか、かなり不経済な結果となりやすいが、腰壁の影響を全く無視して応力の算定を行い、柱の設計用せん断力を h/h_o の比だけ割増して曲げ及びせん断設計を行うという方法も考えられる。ただし、この場合でも、剛性の評価に当たっては腰壁等の影響を上記(イ), (ロ)等の方法により考慮しなければならない。

③ そで壁の略算的扱い

- a) 厚さが十分に薄い鉄筋コンクリート造の一体打ちのそで壁や、剛性の低い材料によるそで壁等は、それらの存在を無視してよい。
- この場合の厚さの上限値としては、柱幅の1/6、かつ10cm以下という程度の値が一応の目安となろう。
- b) 精算を行わない場合には、次のような方法で剛性や強度を計算するのも一つの方法と思われる。

(イ) はりの剛性は、その長さをスパン長さ(ℓ)とする代わりに、そで壁の両面間の長さ(ℓ_o)にはりのせいを加えた程度の長さとして求める。

(ロ) 柱の剛性は、せいと断面積がそれぞれ等しい長方形断面に柱を置換して求める。

(ハ) 上記(イ), (ロ)による剛性に基づいて応力解析をする。

(ニ) そで壁の厚さが十分でない場合の柱の断面算定は、柱型部分のみを有効として行う。

(ホ) はりの曲げに対する断面算定は、そで壁に十分な配筋を行わない場合には、節点メント又はこれに近い値にして行う。

このほか、かなり不経済になりやすいが、そで壁の影響を全く無視して応力の算定を行い、柱の設計用せん断力を(そで壁を含んだ柱の断面積： A_g)／(柱の断面積： A_c)の比を乗じた値に割増した値とし、これに対して曲げ及びせん断設計をするという方法も考えら

付一2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

れる。また、この場合でも、そこで壁の柱の剛性に対する影響を、例えば上記の(イ)、(ロ)の方法か、又は、柱の剛性を A_g/A_c 倍する等の方法により考慮しなければならない。

(3) その他の留意事項

- ① 多くの腰壁やたれ壁がすべての柱及びはりに均等につく場合、例えば、一つの建築物のすべての架構に大きな開口のある壁が一様に設けられている場合においては、その部分の応力算定にはそれらの開口壁等の存在の影響を無視してよい。
- ② 腰壁、そこで壁等の存在の影響を無視して応力算定をした場合には、地震時にせん断力が集中することを考慮し、設計用せん断力を割増して断面計算を行うことが必要である。具体的な方法としては、(2)の②c)及び③b)のような方法が考えられる。いずれの方法によった場合でも、この種の二次壁の影響は、剛性率及び偏心率の計算には考慮しなければならない。

2.4 壁等の剛性の取扱いに関するまとめ

上記各項に記した耐力壁等の取扱いに関する事項をとりまとめて示すと、表付2.4-1のようになる。これらの取扱いのうち、特に精算によらない場合については、以下に述べるような問題点が生じてくる。

(1) 耐力壁の剛性を低く評価し過ぎた場合

- ① 変形制限については安全側の結果となるが、剛性率、偏心率については危険側の結果となることが多い。
- ② その耐力壁と同じ建築物内の柱やはりの強度等については安全側の結果となることが多いが、耐力壁自体については、特に大地震時における強度及びねばり強さの点で危険側の結果となる。

(2) 耐力壁の剛性を高く評価し過ぎた場合

同一建築物内の柱及びはりの耐震性能、ひいては、その建築物自体の耐震性能について危険側の結果となることが多い。

(3) 実際に存在する腰壁、たれ壁及びそで壁等を無視した略算によった場合

- ① 剛性率、偏心率等に関連して危険側となることが多い。
- ② それらの壁のとりつく柱の耐震性能に関して、特にねばり強さを損うことになり危険側の結果となる。

以上のようなことから、壁の剛性評価は、精算によることが望ましいが、やむを得ず略算する場合には、構造全般に対する影響について十分な配慮をする必要があることに注意しなければならない。なお、架構内の壁の形状による剛性の変化に関する計算例を付2.5.3「壁の開口形状と水平剛性について」(p.363)に示すので参考にされたい。

表付2.4-1 コンクリート壁等の取扱い(○考慮, △部分的に考慮, ×無視)

対象	計算の方法	剛性評価			応力計算上の評価	断面算定上, 有効とするか否か	保有耐力上, 考慮するか否か	備考								
		剛性	剛性率	偏心率												
コンクリート耐力壁等	1 耐力壁 (構面内のもの及び構面外でも計算上考慮するもの)	a 精算 (プレース又はラーメン置換) b 略算 (独立壁状に置換) c 慣用法 (柱のD値のn倍)	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	*1 平面上明らかに影響のあるものについては、上下の固定度を考慮の上、せん断剛性等にもとづき、略算的に評価する。ただし、ブロック壁はラーメン内のもののみでよい。 *2 ALC板。 $t \leq \text{柱幅}/6$, かつ, 10cm以下のRC, PC板。12cm以下のコンクリートブロック。								
	2 構面外のもので強度計算上無視するもの	—*1	×	△*1	△*1	×	×									
二次壁等	3 コンクリートブロック壁	—*1	×	△*1	△*1	×	×	*3 断面置換可。曲げ、せん断剛域考慮。 *4 はり剛性の増大を考慮。 *5 断面算定上二次壁無視可。 *6 特にせん断設計上要注意。 *7 剛比の計算								
	4 腰壁、たれ壁、そで壁	a 無視してもよいもの*2 b スリット付腰壁、たれ壁 c 精算*3 d 略算	×	×	×	×	×	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td></td> <td>柱</td> <td>はり</td> </tr> <tr> <td>腰壁、たれ壁</td> <td>$\frac{h}{h_o}$に増大</td> <td>長方に形置換</td> </tr> <tr> <td>そで壁</td> <td>長断置換形に</td> <td>$\frac{\ell}{\ell_o}$に増大</td> </tr> </table> *8 応力解析上無視した場合は柱の設計用せん断力を割増す。		柱	はり	腰壁、たれ壁	$\frac{h}{h_o}$ に増大	長方に形置換	そで壁	長断置換形に
	柱	はり														
腰壁、たれ壁	$\frac{h}{h_o}$ に増大	長方に形置換														
そで壁	長断置換形に	$\frac{\ell}{\ell_o}$ に増大														

2.5 計算例

2.5.1 耐力壁の変形成分

耐力壁の剛性に影響する主な因子として、付2.1.(2)「耐力壁の剛性の計算法について」(p.347)で述べたように、曲げ変形、せん断変形、回転変形等があるが、これらの因子の影響度を定量的にみるため図付2.5-1に示す具体的な例(耐力壁等の部材の諸元は付2.5.2(p.359)を参照)を用いて解析し、結果を図付2.5-2(a)~(d)に示す。ここで、 δ_R は基礎の回転による水

付一2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

平変形分, δ_s はせん断変形による水平変形分, δ_B は曲げ変形による水平変形分である。これによると,

- ① 耐力壁に回転が生ずると、その回転成分の全体変形に占める割合は非常に高い。これを無視すると剛性を過大評価することになる。
- ② 曲げ変形は上階にいくほど顕著に大きくなるので、柱に対する耐力壁の剛性の比率も相対的に低く評価する必要がある。
- ③ 境界部材によって耐力壁の剛性が大となるので、これを無視すると剛性を過小評価することになる。

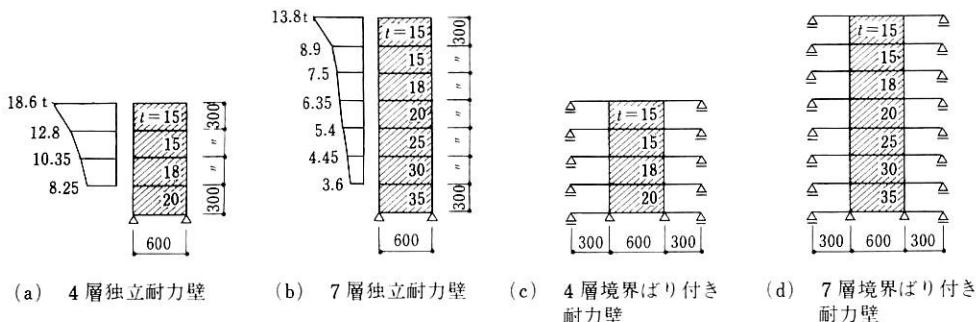
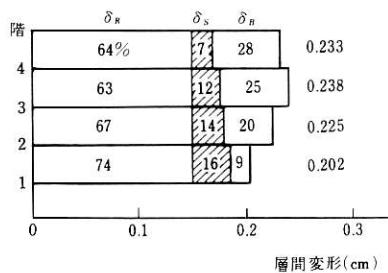
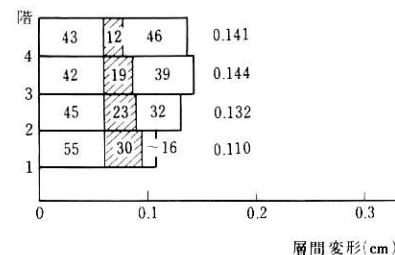


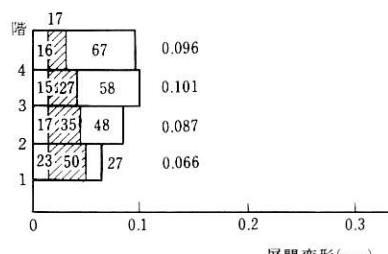
図 付 2.5-1 解析に用いた耐力壁 (単位 水平力 : ton, 長さ : cm)



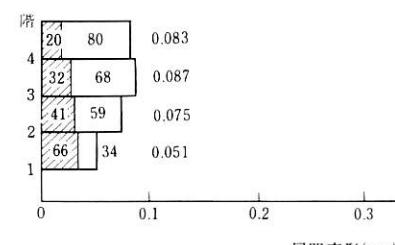
基礎回転角 $R = 1/2,000$



基礎回転角 $R = 1/5,000$

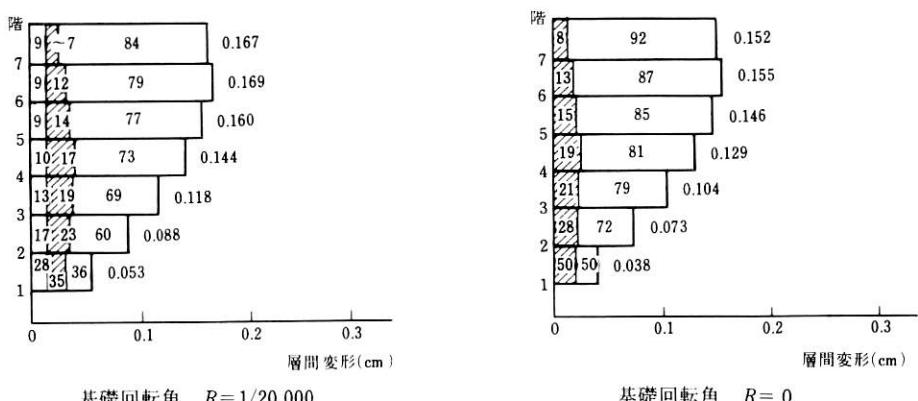
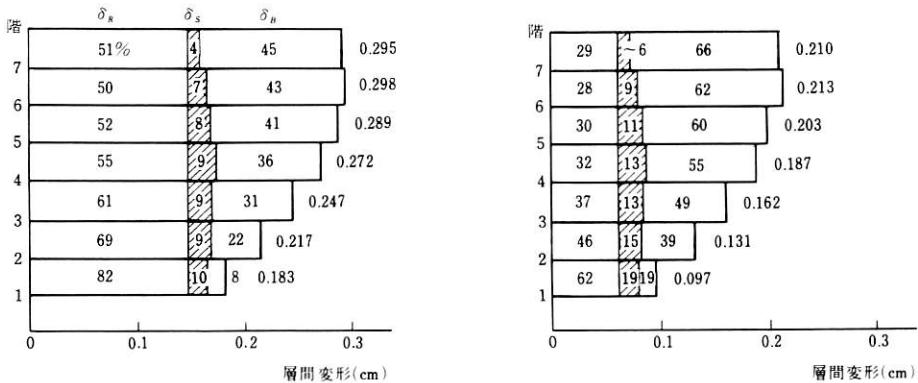


基礎回転角 $R = 1/20,000$

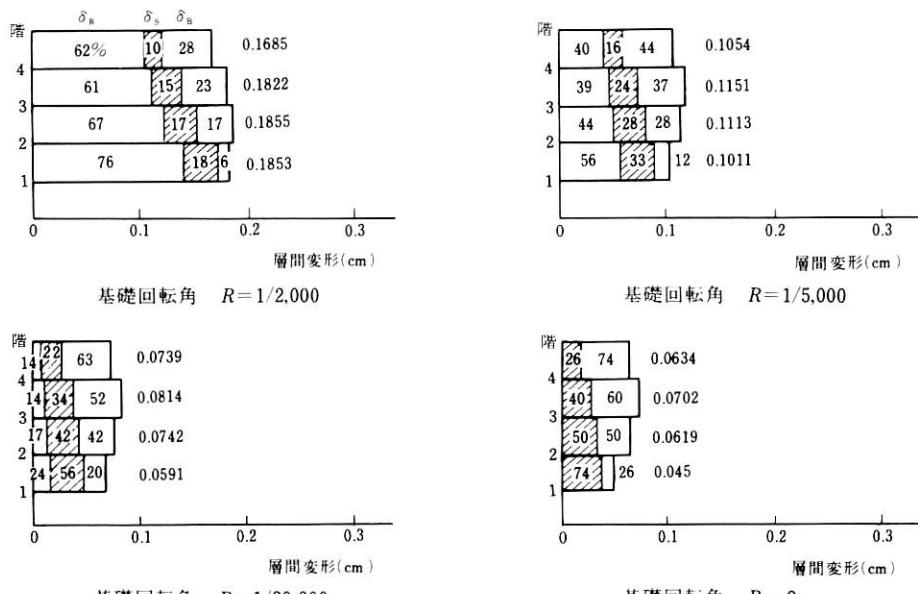


基礎回転角 $R = 0$

図 付 2.5-2 (a) 4層独立耐力壁の変形成分



図付 2.5-2(b) 7層独立耐力壁の変形成分



図付 2.5-2(c) 4層境界ばり付き耐力壁の変形成分

付一2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

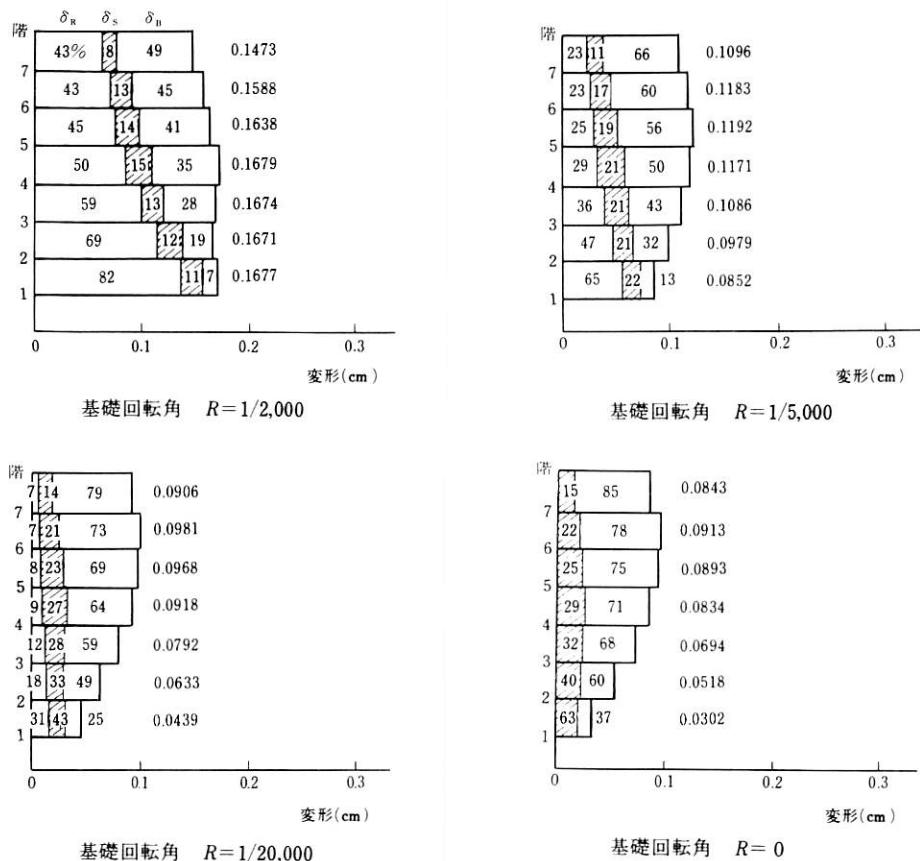


図 付 2.5-2(d) 7層境界ばり付き耐力壁の変形成分

2.5.2 n 倍法の n の値に関する試算例

n の値について、下記のような諸元の架構について試算した。試算した結果は図付 2.5-3(1)～図付 2.5-5 に示す。

〔仮定断面寸法〕

(i は上から数えた階数)

i	柱 断面 $A_c = b \times D$ (cm)	はり断面 $b \times D$ (cm)	壁厚 t (cm)
1	50×50	35×60	15
2	55×55	35×65	15
3	60×60	35×70	18
4	65×65	35×75	20
5	70×70	35×80	25
6	75×75	35×85	30
7	80×80	35×90	35

〔共通事項〕

- ① 階高 3 m, スパン 6 m
- ② 床スラブによる断面 2 次モーメント増大率は地中ばりを除き $\phi = 2.0$
- ③ 各部材とも弾性剛性, $K_o = 10^3$ cm³
- ④ 地中ばり寸法

cm	cm	
35×60		1 層
35×80		2
35×100		3
35×120		4
35×140		5
35×160		6
35×180		7

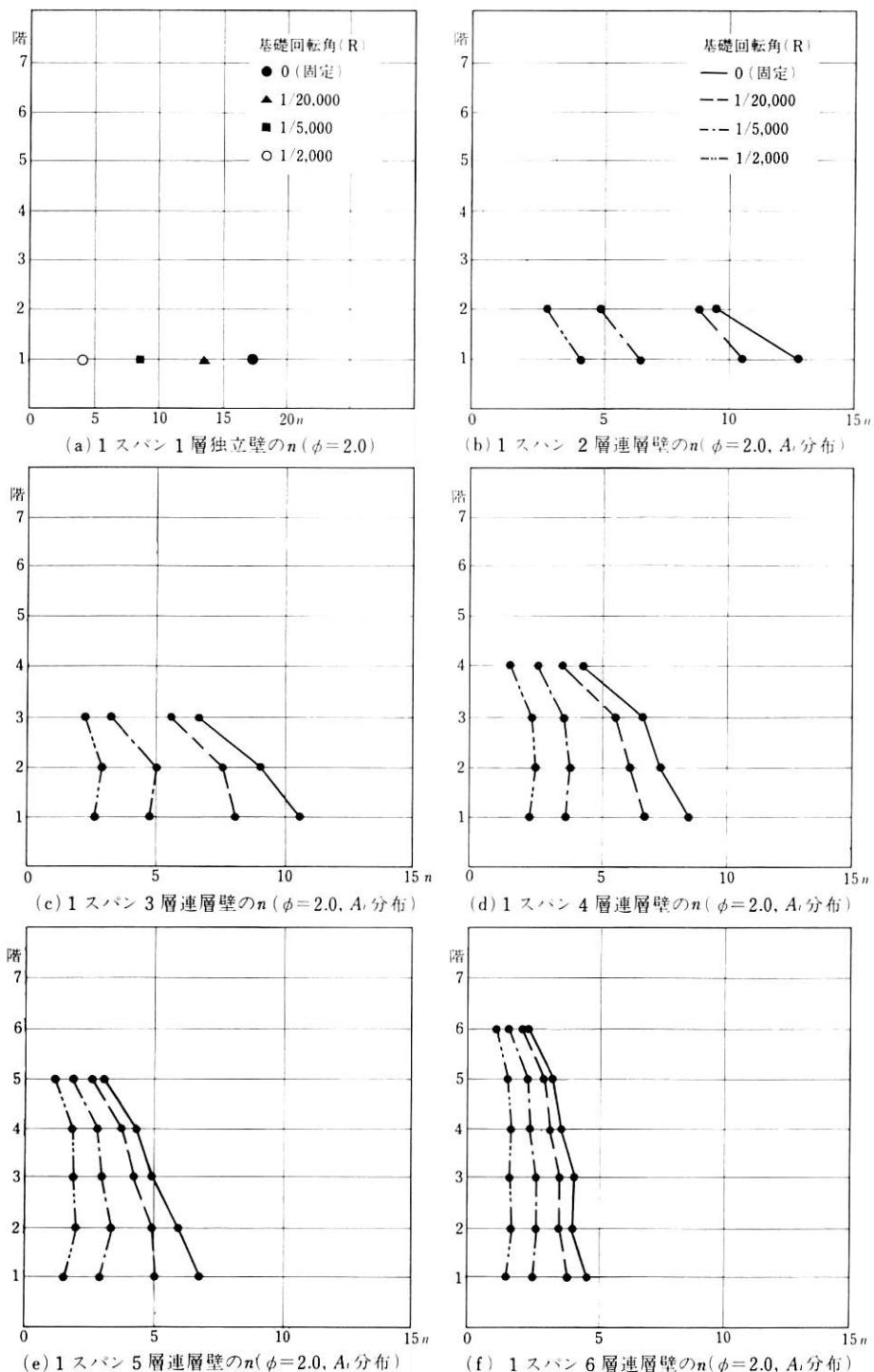
- ⑤ 外力は A_i による分布形とする

試算した結果をまとめると以下のようになる。

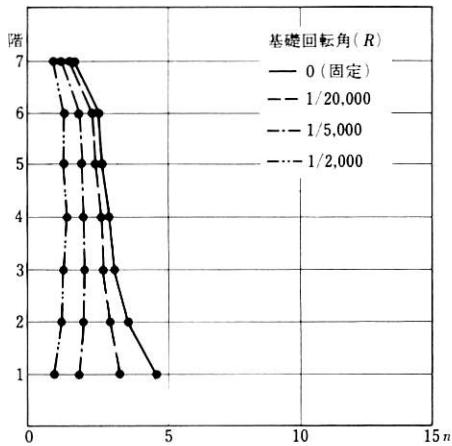
- i) n の値は種々の要因により非常に大きく変動するが、基礎回転角が 1/20,000程度では、おむね 3～15程度の値となる。
- ii) n の値は層数の少ない耐力壁ほど大きい。
- iii) n の値は一般的に上階にいくほどほぼ直線的に小さくなり、最上階では、1階部分の約1/2程度になる。
ただし、スパン数が多くなると、この傾向は減少する。
- iv) n の値は基礎回転角 (R) が大きくなるにつれて著しく減少する。
- v) スパン数の多い耐力壁の n は、少ない耐力壁の n とくらべ R が小さいと大きい。
- vi) 耐力壁に境界ばりがつくと、 n の値は独立耐力壁にくらべて大きくなるが、中間階で特にこの

付一2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

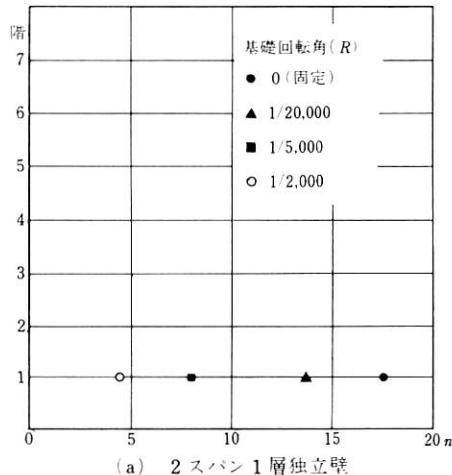
傾向が強い。



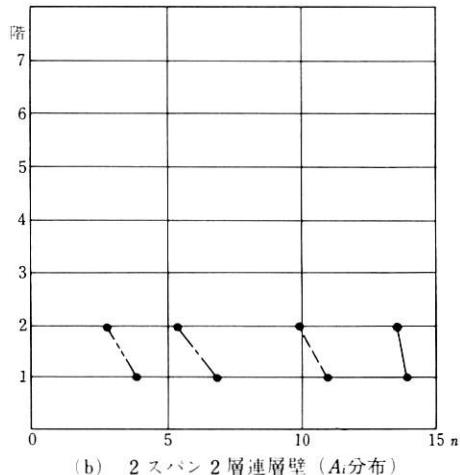
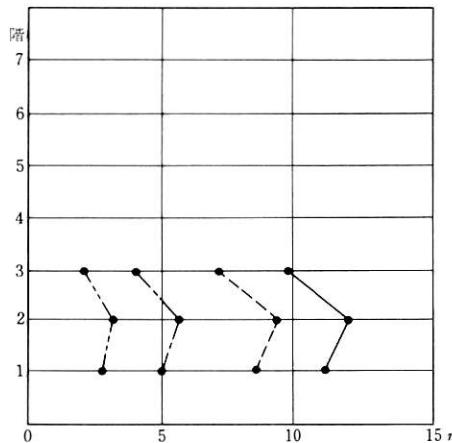
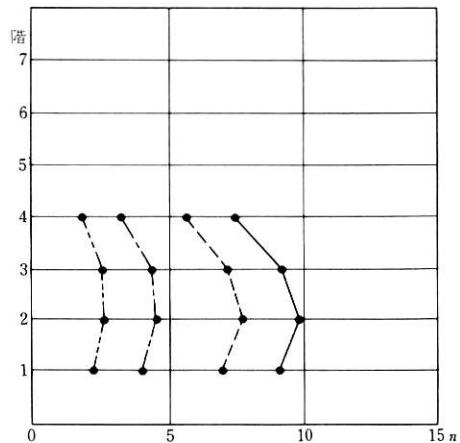
図付2.5-3(1) 1スパンの耐力壁の n

(g) 1スパン7層連層壁のn($\phi=2.0, A_i$ 分布)

図付2.5-3(2) 1スパンの耐力壁のn



(a) 2スパン1層独立壁

(b) 2スパン2層連層壁(A_i分布)(c) 2スパン3層連層壁(A_i分布)(d) 2スパン4層連層壁(A_i分布)

図付2.5-4(1) 2スパンの耐力壁のn

付一2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

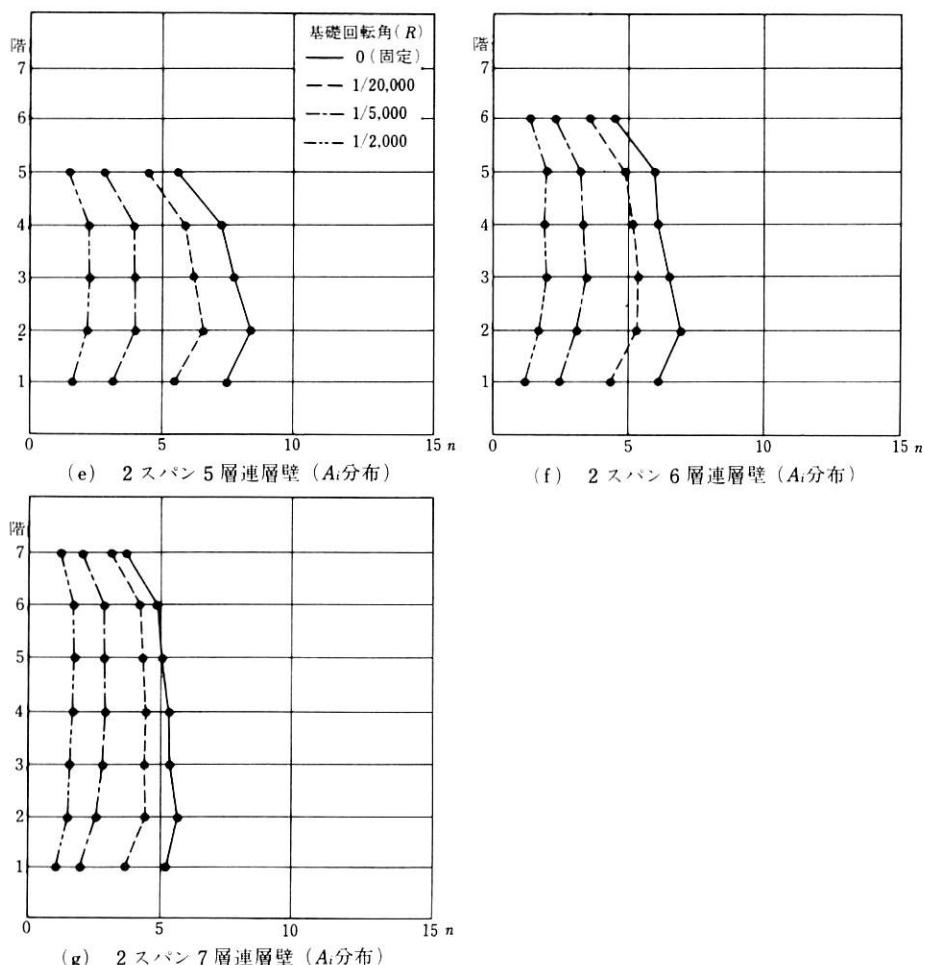


図 付 2.5-4 (2) 2スパンの耐力壁の n

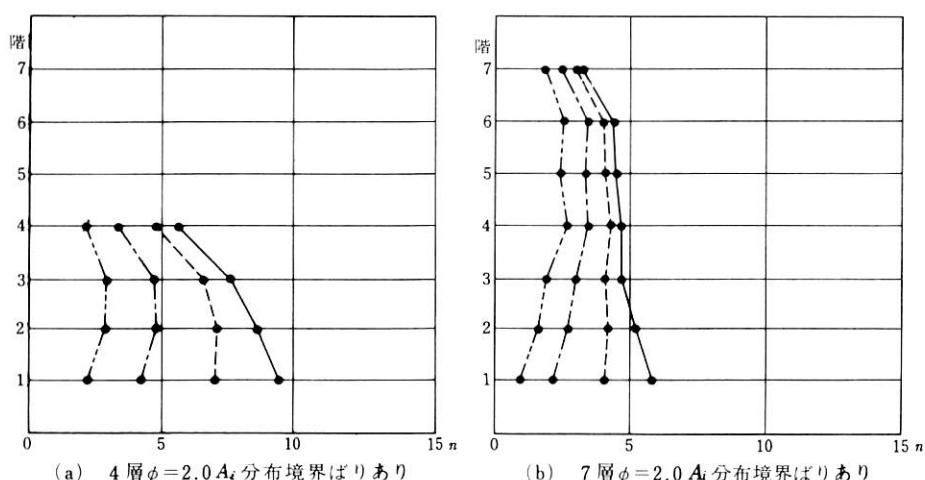


図 付 2.5-5 境界ばり付き耐力壁の n

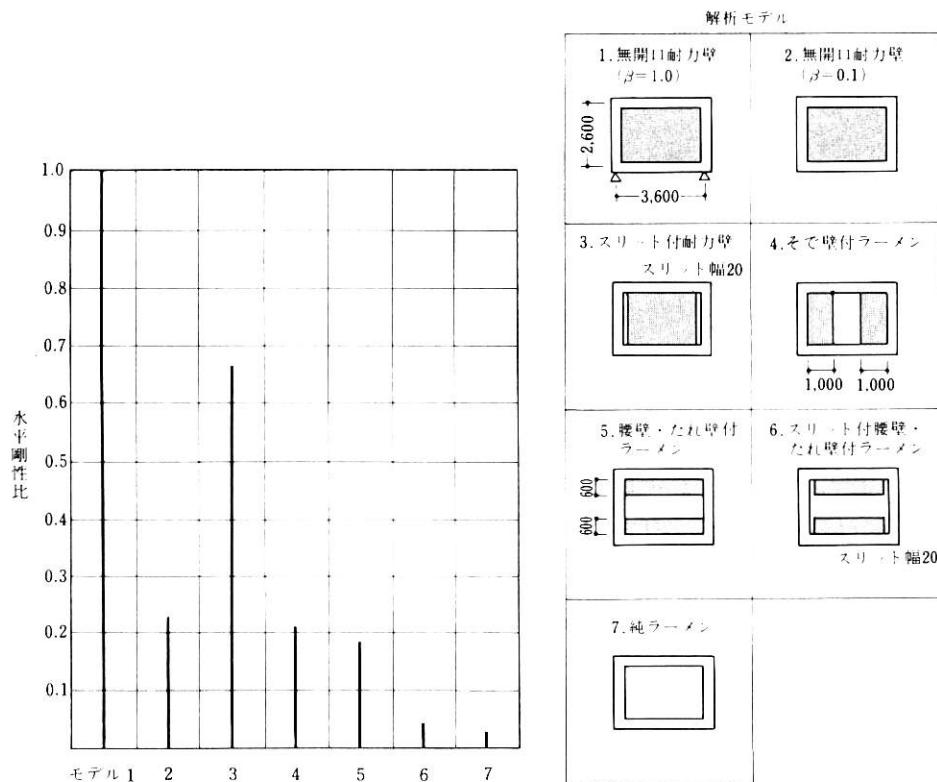
2.5.3 壁の開口形状と水平剛性について

鉄筋コンクリート造耐力壁に開口が設けられた場合、無開口壁の弾性水平剛性に対してどの程度剛性が低下するかを図付2.5-6のような独立耐力壁のモデルを用いて調べてみた。モデルは、周辺の架構として、はり25cm×40cm、柱40cm×40cmとし、壁厚12cmとしたもので、壁頭部分にせん断力を作用させ、柱脚部分を支持点にして有限要素法により解析したものである。

無開口の耐力壁で、せん断剛性低下率 $\beta = 1.0$ としたものを基本として、 $\beta = 0.1$ としたもの、スリットを設けたもの、壁中央部に開口を有するものを例にとり、その具体例を図付2.5-6に示す。

この例からみると、柱ぎわにスリットを設けたものは弾性剛性域で考えれば、上、下ばかりに拘束されて極端には低下していない。また、中央部分に開口を有するものは、縦長開口と横長開口の差はあまりない。

なお、図付2.5-7には、開口の大きさが変化する時の弾性剛性の低下率を示した。



図付2.5-6 解析モデルと水平剛性

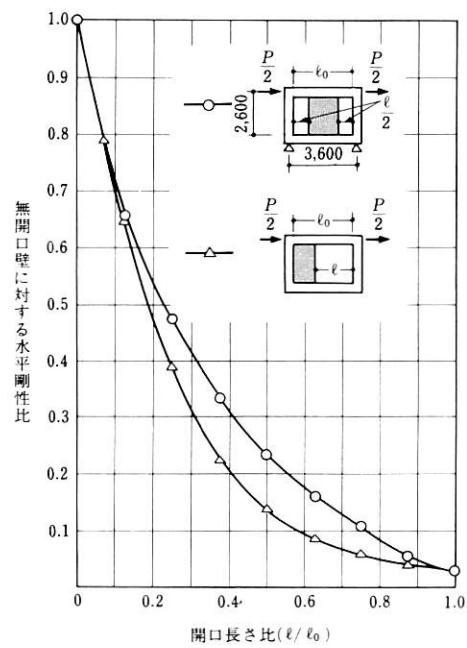


図 付 2.5-7 開口の大きさと水平剛性の関係

構造計算指針・同解説 1988年版

昭和63年5月16日印刷

定価 5,000 円

昭和63年5月20日発行

監修 建設省住宅局建築指導課

編集・発行 日本建築センター

東京都港区虎ノ門3-2-2

(第30森ビル)

電話 (03) 434-7166

印刷 株式会社 新洋社

東京都新宿区四谷4-24

電話 (03) 359-4748

ISBN4-88910-032-6 C3052 ¥5000E

構造計算指針同解説1988年版の改訂内容について

室田達郎^{*1} 福田俊文^{*2}

本年5月に日本建築センター編「構造計算指針・同解説」の1988年版が出版されました。これは、昨年の建築基準法及び同施行令の改正において、木造についても従来の方法とは別に耐震計算により安全性の確認をして建設できる道が開かれたのに合わせて、同指針1986年版を改訂したものです。主要な改訂点は、木造の耐震計算に関する章を新たに設けたことと、壁式ラーメン鉄筋コンクリート造の耐震計算に関する解説を附加したことの2点です。その他、他の構造の耐震計算部分等についても、若干の内容の変更、表現の修正等を行いました。以下に、新版と旧版の相違点の概略を紹介し、実務家の便に供したいと思います。

1 改訂の方針

- 今回の改訂は、以下に記す方針に従って行われました。
- 1) 木造の耐震計算の章を新たに設ける。
 - 2) 木造の耐震関連規定の改正に関連して必要となった表現等の修正をする。
 - 3) 木造以外の部分については、内容の変更は必要最小限にとどめる。
 - 4) 難解な表現を平易なものに改める。
 - 5) 例題の計算ミス、誤植等を訂正する。
 - 6) 法令等の条文中に表れる物理記号のうち、複数の英文字を持つものは、添字付き記号に変更して読み易くする。
(例: $r_s \rightarrow r_s$)

2 本書の構成上の変更点

表-1に本指針第2編の目次が新旧比較してあります。旧版では第8章「その他の構造の耐震計算」の中に記述されていた木造に関する部分が、新版では第8章として独立しました。従って、旧版第8章における木造を除く構造の耐震計算の部分は、新版では第9章に記述されています。なお、新版の第9章の中には、昨年9月に交布された建設省告示1598号「壁式ラーメン鉄筋コンクリート造建築物の技術基準」による建築物の耐震計算が新たに加えられました。

表-1 構造計算指針第II編以降の目次の新旧比較

1986年版	1988年版
第1章 基本事項	第1章 基本事項
第2章 荷重及び外力	第2章 荷重及び外力
第3章 許容応力度及び材料強度	第3章 許容応力度及び材料強度
第4章 構造計算の方法	第4章 構造計算の方法
第5章 鉄骨造の耐震計算	第5章 鉄骨造の耐震計算
第6章 鉄筋コンクリート造の耐震計算	第6章 鉄筋コンクリート造の耐震計算
第7章 鉄骨鉄筋コンクリート造の耐震計算	第7章 鉄骨鉄筋コンクリート造の耐震計算
第8章 その他の構造の耐震計算	第8章 木造の耐震計算
付-1 保有水平耐力の計算方法	付-1 保有水平耐力の計算方法
付-2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価	付-2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価

3 内容の変更点

ここでは、大きく内容を変更した箇所の概要と新規に設けた第8章「木造の耐震計算」の概要について述べます。ただし、大きな内容の変更を伴わない修正や計算例題のミスの修正部分については、構造計算の実務に影響を及ぼさないので、表-2を参照願うこととし、ここでは説明を省略します。

- 1) 第1章「基本事項」から第5章「鉄骨造の耐震計算」までの各章、付1「保有水平耐力の計算方法」及び付2「鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価」の部分には、ほとんど内容の変更点はありません。
- 2) 第6章「鉄筋コンクリート造の耐震計算」
保有水平耐力の計算において、はりの終局せん断耐力の評価式(6-2)を、スラブのついたT形ばかりにも適用できるように変更しました。すなわち、適用に当たっては、「T形ばかりのせん断強度を安全側に表す式としては、(6-2)式の係数0.068の代わりに0.053を用いた式に対し、

スラブの効果を考慮して、見掛け上はり幅 b を割増した b_e (ただし $b_e \leq 1.2 b$) を b の代わりに用い、さらに、 p_w 及び p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} 及び p_{te} を用いる」というものです。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 180)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 2.7\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \text{ (kg)}$$

(6-2)

3) 第7章「鉄骨鉄筋コンクリート造の耐震計算」

昨年、日本建築学会の「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準同解説」が改訂され、その改訂版において部材耐力の算定式等に新しい考え方が提示されています。この考え方による場合は従来のやり方に比べて、かなり複雑な計算手続きを経なければなりません。従って、今回の改訂では、実務上の簡便さをも考慮して、部材の許容耐力、終局耐力等の算定に当たっては、日本建築学会編の計算規準1975年版（第3版）及び1987年版（第4版）のいずれをも参考とすることができることになりました。

4) 第8章「木造の耐震計算」

今回の改訂で新規に設けられた章です。従来、木造建築物の構造には、在来軸組工法、枠組壁工法及び丸太組工法があり、これらの構造の耐震計算には、施行令第46条に規定する壁量の計算あるいはこれに準じた類似の方法が採用されていました。昨年の建築基準法の改正で、木造についても、それが所定の技術的基準を満たせば鉄骨造や鉄筋コンクリート造と同様の耐震計算や耐風計算を行って安全性を確認し、建設できることになりました。これらの木造建築物は、大断面構造用集成材等を用いて骨組を構成するもので、その工法を本書では「大断面木造」と呼んでいます。

大断面木造の耐震計算ルートは、他の構造と同様3つあります。ルート1は、高さ13m以下で軒高9m以下の建築物に適用でき、許容応力計算のほかに層間変形角の確認を必要とします。ルート2、ルート3は、高さ13mを超えるかまたは軒高9mを超える特定建築物に適用すべきルートで、許容応力計算、層間変形角の確認、剛性率偏心率等の確認（ルート2の場合のみ）、保有水平耐力の確認（ルート3の場合のみ）を必要とします。ここで、ルート2の場合に必要な剛性率偏心率等の確認には、「筋かいの β による水平力の割増し」と「筋かい端部と柱はり継手・仕口部の接合部の耐力チェック」とが含まれます。更に、ルート2とルート3では、これらの耐震計算の他に、火災時の建築物の倒壊を防ぐための構造計算（燃えしろ計算）が必要です。

5) 第9章「その他の構造の耐震計算」

この章では木造部分が削除され、壁式ラーメン鉄筋コンクリート造部分が加えられました。また、木造耐震関係規定の改正により、木造の耐震計算方法が整備され鉄骨造等

と同様の位置付けとなりましたので、木造と鉄筋コンクリート造等との併用構造の取扱い方を鉄骨造と鉄筋コンクリート造等との併用構造の取扱い方と同じものにしました。

表-2 主要改訂箇所一覧表

場所(ページは新版のもの)	改訂概要
編集委員名簿	旧版(1981, 1986版)の編集委員名簿を掲載。
第 I 編	昭和62年の建築基準法改正に合わせて、新しい政令、告示、通達を掲載。
第 II 編	1) 上記改訂において、「木造建築物等以外の建築物」が「特定建築物」と定義されたことに伴ない、これに関連した表現をすべて新しい定義に合わせて修正した。この修正は、第II編の全編にわたって多数あるが、その場所の指摘は省略する。 2) 引用文献を各章末にとりまとめて示した。
第 1 章 P. 67	第8章の新設に伴ない記述を修正した。
1 P. 68	平易な記述に改めた。
章 P. 71 下から4行目	表現を明確にした。
第 2 章 P. 91とP. 92	表現を明確かつ簡略にした。図2.6-3を大きくして見易くした。
2 P. 96 下から2行目	表現を明確にした。
章 P. 97 上から6行目	「周期頻度曲線」を「周期頻度曲線等」とした。
P. 103 下から18行目から下から6行目	表現を明確にした。
第 3 章 P. 113 表3.0-1	昭和56年5月以前と現行の関係法令の比較の部分を削除した。
P. 115 最下行からP. 118 上から10行目まで	昭和62年の法改正において、木材の引張許容応力を曲げ許容応力度より小さくしたが、この点についてその技術的根拠の説明を付加した。
P. 116 下から2行	法改正に伴ない記述を修正した。
P. 120 (3) 集成材関係	法改正に合わせて記述を修正した。

第 3 章	P.129 解説	不正確な記述があるので、修正した。
	P.132 解説	平易な表現に改めた。
第 4 章	P.137	平易な表現に改めた。
	P.138 ~139 表 4.1 ~ 1	法改正に合わせて一部字句を修正した。
	P.140 上から 4 ~ 7 行目	平易な表現に改めた。
	P.140 から P.143 の「4.2」節	耐震計算ルートに関する解説を改正法に合わせて全面的に書き改めた。
	P.141 の図 4.2 ~ 1	法改正に合わせて一部表現を改めた。
	P.144 上から 9 行目から 18 行目	最初の 2 行については、表現を正確なものに改めた。その他の部分では若干の字句の修正をした。
	P.145 下から 13 行目と 14 行目	平易な表現に改めた。
	P.146 下から 2 行目	平易な表現に改めた。
	P.147 下から 14 行目と 15 行目	平易な表現に改めた。
	P.158 から P.159	平易な表現に改めた。
第 5 章	P.165 ⑥項	平易な表現に改めた。
	P.166 ⑦ a) 項	同 上
	P.168 上から 15 行目から 18 行目	旧版 P.163 下から 7 ~ 5 行目をここに移すとともに、計算ルートの混用についての解説を新たに追加した。
	P.171 上から 10 行目から 下から 6 行目まで	第 1 種、第 2 種保有耐力接合の説明を平易な表現に改めた。
	P.172 ② 項	第 1 種、第 2 種保有耐力横補剛の説明を平易な表現に改めた。
	P.177 図 5.1 ~ 9	図中の記号の誤りを正した。
	P.186 下から 4 行目以降 P.187 まで	計算ミスを正した。
第 6 章	P.195 下から 8 行目から 6 行目	表現を変更した。
	P.214 6.2.1 節の解説	平易な表現に改めた。

第 6 章	P.215 図 6.2 ~ 1	記号の注釈を加えた。
	P.216 ④ 項	表現を明確にした。
第 7 章	P.217 ② ④ 及び ⑥ 項、③ 項	表現を明確にした。
	P.220 図 6.3 ~ 1	記号の注釈を加えた。
	P.222 図 6.3 ~ 2	記号の注釈を加えた。
	P.223 上から 4 行目から 6 行目	平易な表現に改めた。
	P.223 ② i) ② 項	表現を明確にした。
	P.226 上から 7 行目	正しい表現に改めた。
	P.232 上から 14 行目から 20 行目	T 形ばかりのせん断強度の算定について解説を追加した。
	P.234 上から 16 行目	表現を明確にした。
	P.236 下から 12 行目から 9 行目	付着割裂破壊の判定式についての解説を加えた。
	P.237 上から 12 行目から 14 行目	付着割裂破壊に関する解説を加えた。
第 8 章	P.238 解説末尾	旧版 P.229 にあった解説を一部削除した。
	P.250 下から 9 行目と 8 行目	解説を加えた。
第 9 章	P.254	一部字句を修正した。
	P.255 7.1.4	日本建築学会編「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準」(SRC 規準) の 1975 年版、1987 年版のいずれも、部材耐力等の計算に当って参考にできる旨の記述を付加した。
	P.263 ③ 耐力壁のせん断設計	日本建築学会の SRC 規準が改訂されたことに伴ない、同規準 1975 年版に示されている短期許容せん断耐力を求める式をここに掲載した。
第 8 章	P.276 ② 項	旧版の式 (7-27) は、日本建築学会 SRC 規準を参照できるので、削除した。
	木造の耐震計算	今回新たに追加した。
第 9 章	9.1 プレストレストコンクリート造	旧版 8.2 とはゞ同じ。一部字句を修正した。
	9.2 壁式鉄筋コンクリート造	旧版 8.3 とはゞ同じ。一部字句を修正した。

第 9 章	<p>9.3 壁式ラーメン鉄筋コンクリート造</p> <p>今回新たに追加した。</p>
	<p>9.4 併用構造 (例2) 高さ方向に構造が異なる場合 P.308とP.309</p> <p>木造と他構造との併用について解説を付加した。また、旧版中の【例2-2】は削除した。</p>
付-1 保有水平耐力の計算方法	一部字句を改めたのみであり、旧版とほぼ同じ。
付-2 鉄筋コンクリート造壁等の剛性評価	同 上

4 その他

「内容の変更点」の項に「特定建築物」という用語が出ています。これは、昨年の建築基準法令の改正に際して新たに登場した用語ですので、ここで説明しておきます。施行令第82条の2（層間変形角）に特定建築物の定義があります。特定建築物とは、層間変形角の確認と剛性率偏心率等の確認または保有水平耐力の確認とをしなければならない建築物、即ち、耐震設計でルート2またはルート3を通らなければならない建築物です。これに対し、特定建築物以外の建築物が昭和62年建設省告示第1915号（これは昭和55年建設省告示第1790号を改正したもの）に定めています。その内容は、従来「木造建築物等」と呼ばれたものと同じです。これらの特定建築物以外の建築物（かつての木造建築物等）は、ルート1により耐震計算を行うことができます。

5 おわりに

以上、構造計算指針同解説1988年版における改訂の概要を説明しました。設計実務に携わる方々等の御理解の一助となれば幸いに思います。

*¹ 建設省建築研究所第3研究部長

*² 建設省建築研究所第3研究部主任研究員