

中国耐震基準（GB 50011-2001）和訳

第 5 章 地震作用および耐震構造計算

第 6 章 多層および高層鉄筋コンクリート建物

平成 20 年 6 月

独立行政法人建築研究所

5. 地震作用および耐震構造計算

5.1 一般規定

5.1.1 各種建築構造の地震作用は、以下の規定を満たさなければならない。

- 1 通常、建築構造における 2 つの主軸方向につき、それぞれの水平地震力を計算し、かつ耐震計算を行うことができるものとし、当該方向の水平抵抗部材によって各方向の水平地震力を担保しなければならない。
- 2 水平抵抗部材で斜め材の構造の交差角度が 15° 以上である時は、各水平抵抗方向の作用地震力を、それぞれ計算しなければならない。
- 3 質量および剛性分布が明らかに非対称の構造である場合は、双方向の水平地震力下における捻れの影響を算入しなければならない。それ以外の状況である場合は、地震作用を調整する簡略な方法を用いて、捻れの影響を算入することができるものとする。
- 4 烈度 8、9 の地域に建設される大スパンおよび張り出しの大きな方持ち構造、烈度 9 に対応する高層建築では、垂直方向の地震力を計算しなければならない。
- 5 注：烈度 8、9 において免震構造を採用した建築構造では、関連を有する規定に基づき垂直方向の地震力を計算しなければならない。

5.1.2 各種建築構造の耐震計算では、以下の方法を採用しなければならない。

- 1 高さ 40m 未満のせん断変形が支配的で、かつ質量および剛性の高さ方向に沿った分布が比較的均一である構造、ならびに 1 質点系の構造である場合は、ベースシア係数法などの簡便な方法を採用することができる。
- 2 第 1 項に所定される以外の建築構造については、振動モード解析による応答スペクトル法を採用しなければならない。
- 3 特に不整形な建築や分類 A の建築および表 5.1.2.1 に記載される建物高さの高層建築については、時刻歴応答解析法を用いて発生頻度の高い地震作用下における補充計算を行うものとし、多数の時刻歴解析に基づく計算結果の平均値と振動モード解析による応答スペクトル法による計算結果のうち、いずれか大きい数値を採用することができる。時刻歴応答解析法を採用する場合は、場所の類別および設計された地震群の区分に基づき選定した 2 つ以上の強震記録と 1 つ以上のシミュレーションによる加速度時刻歴波形を選定しなければならない。それらの平均地震影響係数曲線と振動モード解析による応答スペクトル法で採用した地震影響係数曲線が統計的に符合しなければならない。また、その加速度時刻歴の最大値には表 5.1.2.2 の数値を採用しなければならない。弾塑性時刻歴応答解析を行う場合は、それぞれの時刻歴波形に基づいて計算されたベースシアが、振動モード解析による応答スペクトル法に基づき計算された結果の 65% 以上、多数の時刻歴波形に基づく計算により得られたベースシアが振動モード解析による応答スペクトル法に基づき計算された結果の 80% 以上でなければならない。

表 5.1.2.1 時刻歴応答解析法採用時における建築物の高さ範囲

烈度、場所の類別	建築物高さ (m)
烈度 8 で 、 類地および烈度 7	>100
烈度 8 の 、 類地	>80
烈度 9	>60

表 5.1.2.2 時刻歴応答解析に使用する地動加速度時刻歴波形の最大値 (cm/s²)

地震の影響	6 度	7 度	8 度	9 度
発生頻度の高い地震	18	35(55)	70(110)	140
発生頻度の低い地震		220(310)	400(510)	620

注：カッコ内の数値は、設計基本加速度が 0.15g および 0.30g の場合に、それぞれ適用すること。

4 発生頻度の低い地震下における構造変形を計算する場合は、本章第 5.5 節に規定に基づき、簡易な弾塑性解析法または弾塑性時刻歴応答解析法を用いなければならない。

注：建築構造の免震および制震設計については、本規則第 12 章の規定に基づき計算しなければならない。

5.1.3 地震作用の計算時、建築物の重量代表値には、構造および部材の自重基準値と各変動荷重の組合せ値の和を採用しなければならない。また変動荷重の組合せ値係数には、表 5.1.3 より適切な数値を採用しなければならない。

表 5.1.3 組合せ値係数

変動荷重の種類		組合せ値係数
積雪荷重		0.5
屋根積灰荷重		0.5
屋根活荷重		算入せず
実情に照らして計算された層活荷重		1.0
同等かつ平均的に分布する荷重に基づき計算された層活荷重	書庫、ファイル庫	0.8
	その他民用建築	0.5
クレーン懸吊物重力	硬質フッククレーン	0.3
	軟質フッククレーン	算入せず

注：硬質フッククレーンの懸吊重量が重い場合は、実情に応じた組合せ係数を採用しなければならない。

5.1.4 建築構造の地震影響係数は、烈度、場所の類別、耐震設計区分および構造の固有振動周期および減衰定数に基づき、確定しなければならない。表 5.1.4.1 に照らして、その水平地震影響係数の最大値を採用しなければならない。また、場所の類別および耐震設計区分に基づき、表 5.1.4.2 の特性周期を採用しなければならないものとし、烈度 8、9 の発生頻度の低い地震作用の計算時においては、特性周期に 0.05s を加算しなければならない。

注：

- 1 周期が 6.0s 以上の建築構造に採用する地震影響係数については専門的な検討が必要である。
- 2 耐震防災区画に組み入れられる都市では、承認を受けた地震動力パラメータの設計に応じた地震影響係数を採用しなければならない。

表 5.1.4.1 水平地震影響係数の最大値

地震の影響	6 度	7 度	8 度	9 度
発生頻度の高い地震	0.04	0.08(0.12)	0.16(0.24)	0.32
発生頻度の低い地震		0.05(0.72)	0.90(1.20)	1.40

注：カッコ内の数値は、設計基本加速度が 0.15g および 0.3g の場合に、それぞれ適用すること。

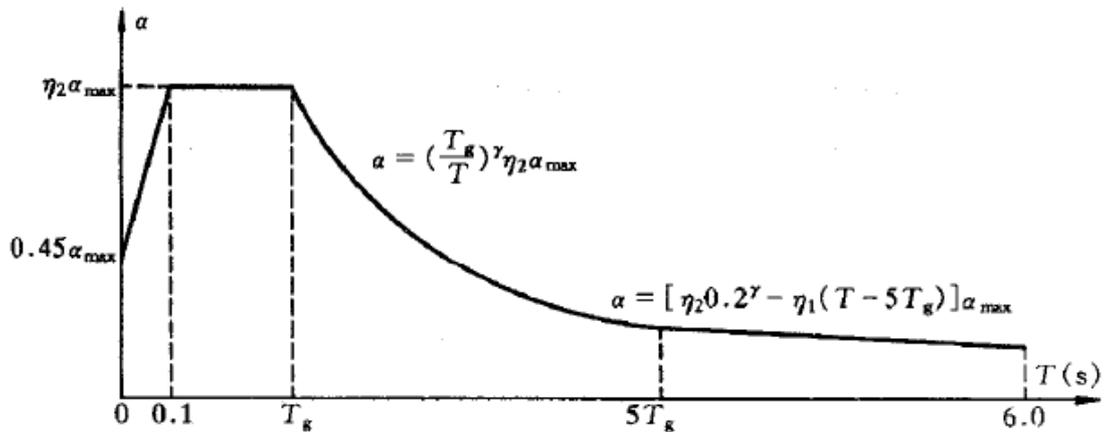
表 5.1.4.2 特性周期 (s)

耐震設計区分	場所の類別			
第 1 群	0.25	0.35	0.45	0.65
第 2 群	0.30	0.40	0.55	0.75
第 3 群	0.35	0.45	0.65	0.90

5.1.5 地震影響係数曲線 (図 5.1.5) の減衰定数と形状パラメータは、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 特別な方法によらない限り、建築構造の減衰定数は 0.05 としなければならない。地震影響係数曲線の減衰定数調整係数は 1.0 を採用しなければならない。形状パラメータは以下の規定を満たさなければならない。
 - 1) 直線上昇区域の周期は 0.1s の区域以下とする。
 - 2) 水平区間は、0.1s から特性周期区域までとし、最大値 (\max) を取らなければならない。
 - 3) 曲線下降区域は、特性周期区域から特性周期 5 倍区域までとし、減衰指数は 0.9 としなければならない。
 - 4) 直線下降区域は、特性周期 5 倍区域から 6s 区域までとし、下降傾斜率調整係数は 0.02 としなければならない。

- 2 建築構造の減衰定数が規定の 0.05 と異なる場合においては、地震影響係数曲線の減衰定数調整係数および形状パラメータは、以下の規定を満たさなければならない。



地震影響係数、 α_{max} 地震影響係数最大値、 r 直線下降区域の下降傾斜率調整係数、 η_1 減衰指数、 T_g 特性周期、 η_2 減衰調整係数、 T 構造の固有振動周期

図 5.1.5 地震影響係数曲線

- 1) 曲線下降区域の減衰指数は、以下の条件に基づき確定しなければならない。

$$r = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.5 + 5\zeta} \quad (5.1.5.1)$$

ここに 曲線下降区域の減衰指数
減衰定数

- 2) 直線下降区域の下降傾斜率調整係数は、以下の条件に基づき確定しなければならない。

$$\eta_1 = 0.02 + (0.05 - \zeta)/8 \quad (5.1.5.2)$$

ここに r 直線下降区域の下降傾斜率調整係数、0 以下の場合は 0 とする。

- 3) 減衰調整係数は以下の条件に基づき確定しなければならない。

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.06 + 1.7\zeta} \quad (5.1.5.3)$$

ここに η_2 減衰調整係数、0.55 以下の場合は 0.55 としなければならない。

5.1.6 耐震構造計算は、以下の規定を満たさなければならない。

- 1 烈度 6 に対応する建築（類地に建築された高層建築を除く）土造建物および木造構造建物などについては、断面耐震計算は不要とするが、関連する詳細構造規定を満たす必要がある。

2 1で述べた建築以外については、規定に従い、発生頻度の高い地震作用下における断面算定を行う以外にも、適切な変形計算を行わなければならない。

注：免震設計の建築構造については、その耐震計算が関連を有する規定を満たさなければならない。

5.1.7 本章第 5.5 節の規定を満たす構造では、規定に基づき発生頻度の高い地震作用下の断面計算を行い以外にも、適切な変形計算を行わなければならない。

5.2 水平地震力の計算

5.2.1 ベースシア係数法を採用する場合には、各層に自由度を有する構造の水平地震力基準値は、以下の条件に基づき確定しなければならない。(図 5.2.1)

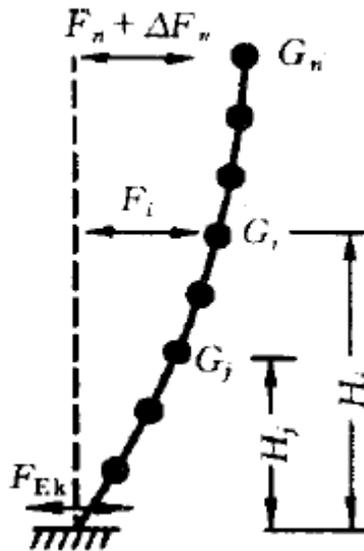


図 5.2.1 水平地震力

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (5.2.1.1)$$

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.2.1.2)$$

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} \quad (5.2.1.3)$$

ここに F_{Ek} 総水平地震力基準値

1 基本固有振動周期に対応する水平地震影響係数を表し、本章第 5.1.4 条に基づき定めるものとし、石工構造高層建物、最下層フレームおよび高層内部レンガ

フレーム組積造建物の場合には、水平地震影響係数の最大値を採用しなければならない。

G_{eq} 等価総重量を表し、一質点系では総重量代表値を採用し、多質点では、総重量代表値の 85% を採用しなければならない。

F_i 質点 i の水平地震力基準値

G_i, G_j 質点 i および j にそれぞれ集中した重量の代表値であり、本章第 5.1.3 条に基づき、確定しなければならない。

H_i, H_j 質点 i および j それぞれの高さ

α_n 最上層部に付加する地震作用係数、鉄筋コンクリート構造および鉄骨構造の高層建物については、5.2.1 の表より適切な数値を採用するものとし、高層レンガフレーム組積造建物では 0.2、その他の建物では 0.0 を採用しなければならない。

F_n 最上層部に付加する水平地震力。

表 5.2.1 最上層部に付加する地震作用係数

T_g (s)	$T_1 > 1.4 T_s$	$T_1 \leq 1.4 T_s$
0.35	$0.08T_1 + 0.07$	0.0
<0.35 ~ 0.55	$0.08T_1 + 0.01$	
>0.55	$0.08T_1 + 0.02$	

注： T_1 は基本固有振動周期である。

5.2.2 振動モード解析による応答スペクトル法を採用する場合において、捻れカップリング計算を行わない場合は、以下の規定に基づき、その地震作用および作用効果を計算しなければならない。

1 j 次振動モード i の質点の水平地震力基準値は、以下の条件に基づき確定しなければならない。

$$F_{ji} = \alpha_j r_j X_{ji} G_i \quad (i=1, 2, \dots, n, j=1, 2, \dots, m) \quad (5.2.2.1)$$

$$r_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i} \quad (5.2.2.2)$$

ここに F_{ji} j 次振動モードにおける i 質点の水平地震力基準値。

α_j j 次振動モードの固有振動周期に対応する地震影響係数であり、本章第 5.1.4 条に基づき確定しなければならない。

X_{ji} j 次振動モードにおける i 質点の水平相対変位。

r_j j 次振動モードの関係係数。

2 水平地震力効果（曲げモーメント、せん断力、軸方向および変形）は、以下の条件に基づき確定しなければならない。

$$S_{Ek} = \sqrt{S_j^2} \quad (5.2.2.3)$$

ここに S_{Ek} 水平地震力基準値の効果。

S_j j 次振動モードの水平地震力基準値の効果であり、直前 2~3 次までの振動モードを採用し、基本固有振動周期が 1.5s 以上、または建築物の高さおよび幅の比率 (= アスペクト比) が 5 以上の場合は、適宜、振動モードの個数を追加しなければならない。

5.2.3 建築構造が水平地震力によって捻れの影響を受けるおそれのある時は、以下の規定に基づきその地震作用および作用効果を計算しなければならない。

- 1 整形な構造であり、捻れカップリング計算を行わない場合には、地震作用方向と平行な外構の 2 辺のフレームの地震作用効果に増幅係数を乗じなければならない。通常、短辺の増幅係数には 1.15 を、長編には 1.05 を採用する。捻れ剛性の低い場合は、1.3 以上を採用する必要がある。
- 2 捻れカップリング解析法による計算を行う場合は、各層ごとに直交する水平 2 方向と鉛直軸周りの回転方向の計 3 自由度を取り、以下の条件に基づき、構造の地震作用および作用効果を計算しなければならない。確証のある場合は、簡便な計算方法を用いて地震作用効果を計算することができる。

1) j 次振動モードにおける i 層の水平地震力基準値は、以下の条件に基づき確定しなければならない。

$$\begin{aligned} F_{xji} &= a_j \gamma_{tj} X_{ji} G_i \\ F_{yji} &= a_j \gamma_{tj} Y_{ji} G_i \quad (i=1,2,\dots,n, j=1,2,\dots,m) \\ F_{tji} &= a_j \gamma_{tj} r_i^2 \varphi_{ji} G_i \end{aligned} \quad (5.2.3.1)$$

ここに F_{xji} 、 F_{yji} 、 F_{tji} それぞれ j 次振動モードにおける i 層 x 方向、 y 方向および回転方向の地震作用基準値を表す。

X_{ji} Y_{ji} それぞれ j 次振動モードにおける i 層重心の x 、 y 方向への水平相対変位を表す。

φ_{ji} j 次振動モードにおける i 層の相対回転角

r_i i 層の回転半径で、 i 層重心の回転慣性量を当該層の質量で割って得られた商の平方根。

γ_{tj} j 次振動モードの捻れを考慮した関係係数で、以下の条件に基づき算定することができる。

x 方向のみの地震作用を採用する場合

$$\gamma_{ij} = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \phi_{ji}^2 r_i^2) G_i} \quad (5.2.3.2)$$

y 方向のみの地震作用を採用する場合

$$\gamma_{ij} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \phi_{ji}^2 r_i^2) G_i} \quad (5.2.3.3)$$

x 方向からの斜交角の地震作用を採用する場合

$$\gamma_{ij} = \gamma_{xj} \cos \theta + \gamma_{yj} \sin \theta \quad (5.2.3.4)$$

ここに γ_{xj} 、 γ_{yj} それぞれ条件(5.2.3.2)、(5.2.3.3)にて求められた関係係数。
地震作用方向と x 方向との角度。

2) 1 方向水平地震力のねじれ効果は、以下の条件に基づき確定しなければならない。

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (5.2.3.5)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T)^2 \lambda_T} \quad (5.2.3.6)$$

ここに S_{Ek} 地震作用基準値の捻れ効果。

S_j 、 S_k それぞれ j、k 次振動モードの地震作用基準値の効果であり、直前 9～15 個の振動モードを採用することができる。

ζ_j 、 ζ_k それぞれ j、k 次振動モードの減衰定数。

λ_{jk} j 次振動モードおよび k 次振動モードの固有振動周期比。

λ_r k 次振動モードおよび j 次振動モードの固有振動周期比。

2) 1 方向水平地震力のねじれ効果は、以下の条件に基づき確定しなければならない。

3) 両水平方向地震作用の捻れ効果は、以下の 2 条件より求められたいずれか大きい数値にて確定しなければならない。

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (5.2.3.7)$$

$$S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (5.2.3.8)$$

ここに S_x 、 S_y は、それぞれ条件(5.2.3.5)にて計算された x 方向および y 方向の 1 方向水平地震力の捻れ効果を表す。

5.2.4 ベースシア係数法を採用する場合において、ペントハウスやパラペット、煙突などの突出部分の地震作用効果には増幅係数 3 を乗じるものとし、本増加部分は下方へ伝達させず、当該突出部分に関連を有する部材にのみ算入しなければならない。振動モード解析法を採用する場合においては、突出部分を 1 質点系とすることができる。平屋建て工場の突出屋根天窓フレームの地震作用効果の増幅係数には、本規則 9 章の関連規定を適用しなければならない。

5.2.5 各層の水平地震せん断力は、次式の条件を満たす必要がある。

$$V_{Eki} > \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (5.2.5)$$

ここに V_{Eki} 第 i 層の水平地震力基準値に対応する層せん断力。

せん断係数、表 5.2.5 に規定される層の最小地震せん断力係数値以上であり、かつ垂直方向に不整形な構造脆弱層では、増幅係数 1.15 を乗じなければならない。

G_j 第 j 層の重量代表値。

表 5.2.5 層最小地震せん断力係数値

類別	烈度 7 度	烈度 8 度	烈度 9 度
捻れ効果が明らか、または基本周期が 3.5s 以下の構造	0.016(0.024)	0.032(0.048)	0.064
基本周期が 5.0s 以上の構造	0.012	0.024(0.032)	0.040

注：1 基本周期が 3.5s ~ 5s 間の構造では上記の補間値を用いることができる。

2 カッコ内の数値は、基本設計加速度が 0.15g および 0.30g の場合に適用すること。

5.2.6 構造の層水平地震せん断力は、以下の原則に基づき配分しなければならない。

- 1 床剛性が高い、現場打ちおよびプレキャストコンクリート造の屋根・床が一体である建築物については、水平抵抗部材の剛性比率に基づき、配分しなければならない。
- 2 床剛性が低い、木造の屋根、床からなる建築については、水平抵抗部材に働く重量比率に基づき、配分しなければならない。
- 3 床剛性が中間的な、通常のプレキャストコンクリートの建築、屋根や床が半剛性の建築では、上記 2 種の配分結果の平均値を採用しなければならない。
- 4 水平抵抗部材の空間的な相互作用や、床組の変形、壁の弾塑性変形および捻れの影響を算入する場合は、本規則の各関連規定に基づき、上記配分結果に適切な調整を加えることができる。

5.2.7 構造耐震計算には、通常、地盤と建物の動的相互作用の影響を算入しなくとも良い。ただし、烈度 8 および 9 における Ⅰ類、Ⅱ類地に鉄筋コンクリート高層建築で、地盤と建物の動的相互作用の影響を考慮する場合は、以下の規定による。高層建築は、ボックスタイプや剛な筏基礎あるいは杭ボックス基礎をもつものとし、構造物の基本固有振動周期が特性周期の 1.2～5 倍までの範囲内に収まること。地盤と建物の動的相互作用の影響を算入する場合には、以下の規定に基づき、剛性基礎を仮定して計算された水平地震せん断力を差し引くことができるものとし、建物の層間変形は、差し引いた後の層せん断力に基づき計算することができる。

- 1 アスペクト比が 3 以下の構造における各層の水平地震せん断力の減少係数は、以下の条件に基づき計算することができる。

$$\varphi = \left[\frac{T_1}{T_1 + \Delta T} \right]^{0.9} \quad (5.2.7)$$

ここに 基礎および構造物の動力相互作用を算入した後の地震せん断力係数。

T_1 剛性基礎の仮定計算に基づき確定された構造の基本固有振動周期 (s)

ΔT 基礎および構造物の動力相互作用を算入した場合の付加周期 (s)、表 5.2.7 より適切な数値を採用することができる。

表 5.2.7 付加周期 (s)

烈度	場所の類別	
	Ⅰ類	Ⅱ類
8	0.08	0.20
9	0.10	0.25

- 2 アスペクト比が 3 以上の構造では、最下層地震せん断力を 1 項の規定に基づき差し引くものとするが、最上層部では低減措置を取らず、中間層については、線形補間値に基づき低減措置を取るものとする。
- 3 差し引き後の各層水平地震せん断力は、本章第 5.2.5 の規定を満たさなければならない。

5.3 鉛直地震力の計算

5.3.1 烈度 9 における高層建築の鉛直地震力基準値は、以下の条件に基づき確定しなければならない(図 5.3.1)。層の鉛直地震力効果については、各部材の担保する重量代表値の比率に基づき配分を行うものとし、同時に、増幅係数 1.5 を乗じるものとする。

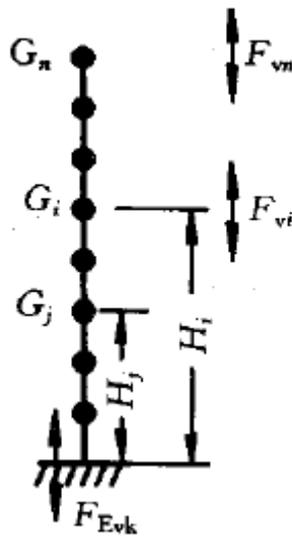


図 5.3.1 鉛直地震力

$$F_{Evk} = \alpha_{v \max} G_{eq} \quad (5.3.1.1)$$

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{G_j H_j} F_{Evk} \quad (5.3.1.2)$$

ここに F_{Evk} 構造総鉛直地震力基準値

F_{vi} 質点 i の鉛直地震力基準値

$\alpha_{v \max}$ 鉛直地震影響係数の最大値、水平地震影響係数の最大値の 65% とすることができる。

G_{eq} 構造等量総重量であり、重量代表値の 75% とすることができる。

5.3.2 フラットラチス屋根やスパン 24m 以上のトラス屋根では、鉛直地震力基準値は、重量代表値に鉛直地震力係数を乗じた積としなければならない。鉛直地震力係数は、表 5.3.2 より適切な数値を採用することができる。

表 5.3.2 鉛直地震力係数

構造タイプ	烈度	場所の類別		
フラットラチス トラス、スチールトラス	8	考慮しない(0.10)	0.08(0.12)	0.10(0.15)
	9	0.15	0.15	0.20
鉄筋コンクリートトラス	8	0.10(0.15)	0.13(0.19)	0.13(0.19)
	9	0.20	0.25	0.25

注：カッコ内の数値は、基本設計加速度が 0.15g および 0.30g の場合に適用すること。

5.3.3 張り出しの大きな方持ち梁や大スパン構造の鉛直地震力基準値については、烈度 8 および 9 において、それぞれ当該構造部材の重量代表値の 10% および 20% を採用することができるものとし、基本設計加速度が 0.3g の場合には、当該構造部材の重量代表値の 15% を採用することができる。

5.4 構造部材の耐震計算

5.4.1 構造部材の地震作用に対する効果およびその他荷重効果の基本組合せ値は、以下の条件に基づき計算しなければならない。

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (5.4.1)$$

ここに S 構造部材内力組合せ設計値であり、曲げモーメント、軸方向力およびせん断力の組合せ設計値を含む。

γ_G 重量項別係数、通常は 1.2 を採用し、重量効果が部材積載能力に対して優勢である場合は、1.0 以下としなければならない。

γ_{Eh} 、 γ_{Ev} 水平、鉛直地震力作用それぞれの項別係数、表 5.4.1 から適切な数値を採用しなければならない。

ψ_w 風荷重項別係数、1.4 としなければならない。

S_{GE} 重量代表値の効果、クレーンを有する場合は、懸吊物重力基準値の効果を含む。

S_{Ehk} 水平地震力基準値の効果、適切な増幅係数または調整係数を乗じる必要がある、

S_{Evk} 鉛直地震力基準値の効果、適切な増幅係数または調整係数を乗じる必要がある。

S_{wk} 風荷重基準値の効果。

ψ_w 風荷重組合せ係数、通常の構造では 0.0 を、風荷重が支配的な作用を持つ高層建築には 0.2 を採用する。

注：本規則では、通常、水平方向を示すサブスクリプトを省略するものとした。

表 5.4.1 地震作用の項別係数

地震作用	E_h	E_v
水平地震力だけの計算	1.3	0.0
鉛直地震力だけの計算	0.0	1.3
水平および鉛直地震力の同時計算	1.3	0.5

5.4.2 構造部材の断面計算については、以下の設計式を採用しなければならない。

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad (5.4.2)$$

ここに γ_{RE} 構造部材の耐力調整係数、別段の規定のある場合を除き、表 5.4.2 より適切な数値を採用しなければならない。

R 構造部材の耐力設計値。

表 5.4.2 耐力調整係数

材料	構造部材	応力タイプ	γ_{RE}
鉄	柱、梁		0.75
	ブレース		0.80
	パネル、接合ボルト		0.85
	溶接ジョイント		0.90
レンガ	周囲に拘束柱を有する壁	せん断力	0.90
	その他耐震壁	せん断力	1.00
コンクリート	梁、	曲げ	0.75
	軸力比 0.15 以下の柱、	偏圧縮	0.75
	軸力比 0.15 以上の柱、	偏圧縮	0.80
	耐震壁、	偏圧縮	0.85
	全ての部材	せん断力、引張力	0.85

5.4.3 鉛直地震力のみでの計算を行う場合においては、全ての構造部材の耐力調整係数は 1.0 を採用する。

5.5 層間変形の検証

5.5.1 発生頻度の高い地震作用下における構造計算を行い、全ての構造種別に対して、表 5.5.1 に定める規定に従い、当該層内における最大層間変形は、次式の要求を満たさなければならない。

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad (5.5.1)$$

ここに u_e 発生頻度の高い地震作用基準値により弾性計算された最大層間変位を表す。計算時においては、曲げ変形を主とした高層建築を除き、構造全体の曲げ変形を、必ずしも差し引く必要はない。荷重作用の部分係数は 1.0 を採用するものとし、鉄筋コンクリート構造部材には弾性剛性を採用することができる。

$[\theta_e]$ 弾性層間変位角の限界値であり、表 5.5.1 より適切な数値を採用しなければならない。

h 建築物の階高。

表 5.5.1 弾性層間変位角限度値

材料	構造タイプ	[θ_e]
鉄筋コンクリート	純フレーム構造	1/550
	フレーム耐震壁、スラブ・柱・耐震壁、コアチューブフレーム構造	1/800
	耐震壁、ダブルチューブ構造	1/1000
	フレーム支持構造	1/1000
鉄	多層かつ高層の構造	1/300

5.5.2 発生頻度の低い地震作用下における構造脆弱層の弾塑性変形の計算を行う場合には、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 下記構造については、弾塑性変形計算を行わなければならない。
 - 1) 烈度 8 の 、 類地および 9 に対応する、鉄筋コンクリート造の平屋の工場で、長柱でスパンの大きな場合の曲げ架構。
 - 2) 烈度 7~9 に対応する、層の耐力係数が 0.5 以下の鉄筋コンクリートフレーム構造。
 - 3) 高さ 150m 以上のスチール構造。
 - 4) A 類建築および烈度 9 に対応する B 類建築における鉄筋コンクリート構造およびスチール構造。
 - 5) 免震および地震エネルギー吸収設計を採用する構造。
- 2 下記構造には、弾塑性変形計算を行うのが望ましい。
 - 1) 表 5.1.2.1 の建物高さ範囲にあり、かつ表 3.4.2.2 の高さ方向の不整形性タイプに該当する高層建築構造。
 - 2) 烈度 7 かつ 、 類地および烈度 8 に対応する B 類の鉄筋コンクリート構造およびスチール構造。
 - 3) スラブ・柱・耐震壁構造および最下層フレームのレンガ造。
 - 4) 高さ 150m 以下の高層スチール構造。

注：層の耐力係数は、層のせん断耐力と発生頻度の低い地震作用下における弾性せん断力との比率である。曲げ部材では、曲げ強度と発生頻度の低い地震作用基準値に基づき計算された弾性曲げモーメントの比率とする。層のせん断耐力は、部材断面の配筋量や材料強度および柱や壁に作用する軸力から計算される。

5.5.3 発生頻度の低い地震作用下における構造脆弱層（または部位）の弾塑性変形の計算には、以下の方法を採用することができる。

- 1 12 階未満かつ各層の剛性に急激な変化のない鉄筋コンクリートフレーム構造および 1 層鉄筋コンクリート柱構造の工場には、本節第 5.5.4 条に規定される簡便な計算方法を採用することができる

- 2 1項所定の建築構造以外には、静的弾塑性解析法または弾塑性時刻歴応答解析法などを採用することができる。
- 3 整形な構造には、曲げせん断系モデルまたは平面線材モデルを採用することができるものとし、本規則第3.4節に規定される不整形構造には、立体構造モデルを採用することができるものとする。

5.5.4 構造脆弱層（部位）の弾塑性層間変位の簡易計算を行う場合は、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 構造脆弱層（部位）の位置は、以下のように確定しなければならない。
 - 1) 層の耐力係数が建物高さに沿って均一に分布する構造である場合は、最下層とする。
 - 2) 層の耐力係数が建物高さに沿って不均一に分布する構造である場合は、当該係数が最小となる層（部位）および相対的に当該係数が小さい方の層とし、通常、2～3箇所を超えることはない。
 - 3) 1層の工場建物では、柱上部とする。

2 弾塑性層間変位は、以下の条件に基づき計算することができる。

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \quad (5.5.4.1)$$

あるいは

$$\Delta u_p = u \Delta u_y = \frac{\eta_p}{\xi_y} \Delta u_y \quad (5.5.4.2)$$

ここに u_p 弾塑性層間変位。

u_y 降伏層間変位

μ 層塑性率。

u_e 発生頻度の低い地震作用下における弾性解析に基づく層間変位。

p 弾塑性層間変位の増幅係数であり、脆弱層（部位）の降伏強度係数が隣接層（部位）における当該係数平均値の0.8以上の時は、表5.5.4より適切な数値を採用できるものとする。当該平均値の0.5以下の場合、対応する表の数値の1.5倍を採用することができる。その他状況においては、線形補間による得られた数値を採用することができる。

y 層降伏強度係数。

表 5.5.4 弾塑性層間変位増幅係数

構造タイプ	総層数 n または 部位	ζ_y		
		0.5	0.4	0.3
多層均一フー ム構造	2-4	1.30	1.40	1.60
	5-7	1.50	1.65	1.80
	8-12	1.80	2.00	2.20
単層工場	柱上部	1.30	1.60	2.00

5.5.5 構造脆弱層（部位）の弾塑性層間変位は、以下の条件を満たさなければならない。

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (5.5.5)$$

ここに $[\theta_p]$ 弾塑性層間変位の制限値であり、表 5.5.5 より適切な数値を採用することができる。鉄筋コンクリートフレーム構造については、軸力比が 0.40 以下である場合は、制限値を 10% 増加することができる。柱全高のフープ筋構造が、本規則の表 6.3.12 条に規定される最小フープ筋配筋特性値の 30% 以上である場合は、制限値を 20% 増加させることができるものとするが、累計で 25% を超えてはならない。

表 5.5.5 弾塑性層間変位限度値

材料	構造タイプ	$[\theta_p]$
鉄筋コンク リート	単層フレームからなる工場	1/30
	純フレーム構造	1/50
	枠組み組積造	1/100
	フレーム耐震壁、スラブ・柱・耐震壁、コアチューブフ ーム構造	1/100
	耐震壁、ダブルチューブ構造	1/120
鉄	多層かつ高層の構造	1/50

6 多層および高層鉄筋コンクリート建物

6.1 一般規定

6.1.1 本章が適用される現場打ちコンクリート建物の構造タイプおよび最大高さは、表 6.1.1 の要求を満たさなければならない。平面および垂直の不整形構造または 類地に建造される構造物については、適宜、適用される最大高さを下げなければならない。

注：本章の「耐震壁」とは、国家基準『コンクリート構造設計規則』GB50010 に規定されるせん断耐力壁のことをいう。

表 6.1.1 現場打ちコンクリート建物に適用される最大高さ (m)

構造タイプ	烈度			
	6	7	8	9
フレーム構造	60	55	45	25
フレーム耐震壁構造	130	120	100	50
耐震壁構造	140	120	100	60
フレーム支持壁構造	120	100	80	採用してはならない
フレーム-コアチューブ構造	150	130	100	70
ダブルチューブ構造	180	150	120	80
スラブ・柱・耐震壁構造	40	35	30	採用してはならない

注：

- 1 建物の高さとは、室外の地面から主要な屋根の面板最上層部までの高さのことを言う（局部的に突出する屋根最上層部は含まず）
- 2 フレーム-コアチューブ構造とは、周辺が大スパンフレームとコアチューブで構成された構造のことを言う。
- 3 一部フレーム支持耐震壁構造とは、耐震壁が連層ではなく、第 1 層または最下層の 2 層がフレームで支持されている構造のことを言う。
- 4 B 類建築については、当該地区の烈度に基づき適切な最大高さを確定することができる。
- 5 表内の高さを超過する建物については、専門的な調査検証を行い、有効な耐震化の措置を講じなければならない。

6.1.2 鉄筋コンクリート建物には、烈度、構造タイプおよび建物高さに基づき、異なる耐震等級を採用しなければならず、同時に適用される計算および構造要求を満たす必要がある。また、C 類建築の耐震等級は表 6.1.2 に基づき確定しなければならない。

表 6.1.2 現場打ちコンクリート建物の耐震等級

構造タイプ		烈度						
		6		7		8		9
フレーム構造	高さ (m)	≤30	>30	≤30	>30	≤30	>30	≤25
	フレーム	4級	3級	3級	2級	2級	1級	1級
	劇場、体育館など大スパンの公共建築	3級		2級		1級		1級
フレーム-耐震壁構造	高さ (m)	≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60	≤50
	フレーム	4級	3級	3級	2級	2級	1級	1級
	耐震壁	3級		2級		1級		1級
耐震壁構造	高さ (m)	≤80	>80	≤80	>80	≤80	>80	≤60
	耐震壁	4級	3級	3級	2級	2級	1級	1級
一部サポートフレーム-耐震壁構造	耐震壁	3級	2級	2級	2級	1級	/	/
	サポートフレーム層フレーム	2級	2級	2級	1級	1級		
チューブ構造	フレーム-コアチューブ	フレーム	3級		2級		1級	
		コアチューブ	2級		2級		1級	
	ダブルチューブ構造	外チューブ	3級		2級		1級	
		内チューブ	3級		2級		1級	
スラブ・柱-耐震壁構造	スラブ・柱の柱	3級		2級		1級		
	耐震壁	2級		2級		2級		

注：

- 1 建築地が 類地である場合は、烈度 6 を除き、実際よりも 1 級低い表内の耐震等級に基づき、耐震構造措置を講じることができるものとするが、適応される構造計算要求を同様に下げてはならない。
- 2 建物高さが表の高さ境界の数値に近い場合、または境界数値と同一である場合は、建物の不整形構造レベルおよび建築地、基礎条件に基づき耐震等級を確定することができる。
- 3 一部支持フレームの耐震構造中において下部の補強部より上の壁については、耐震壁構造に基づきその耐震等級を確定することができる。

6.1.3 鉄筋コンクリート建物の耐震等級の確定については、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 フレーム耐震壁構造では、基本振動形状の地震作用下においてフレーム部分の担保する転倒モーメントが総転倒モーメントの 50%以上である場合は、フレーム部分の耐震等級をフレーム構造に基づき確定しなければならない。
- 2 従たる建築物（＝別棟）が主たる建築物（＝母屋）と連結されている時には、従たる建築物の耐震等級は、それ自体の構造に基づき耐震等級を確定するが、主たる建築物の耐震等級を下回ってはならない。主たる建築物の構造においては、従たる建築物の最上階およびその上下各 1 層に適切な耐震補強措置を施さなければならない。従たる建築物が主たる建築物と分離している場合には、従たる建築物本体の構造に基づき、耐震等級を確定しなければならない。
- 3 地下構造の上スラブが上部構造の固定位置となる場合には、地下 1 階の耐震等級は上部構造の耐震等級と同等でなければならない、また、地下 1 階より下の階の耐震等級は、具体的な状況に鑑み 3 級またはそれ以下の等級を採用することができる。地下室に上部構造との接続部分がない場合には、具体的な状況に基づき 3 級またはそれ以下の等級を採用することができる。
- 4 耐震分類が A、B、D 類の建築では、本規則第 3.1.3 条の規定および表 6.1.2 に基づき、耐震等級を確定しなければならない。うち、烈度 8 に対応する B 類建築の高さが、表 6.1.2 に規定される範囲を超過する場合は、専門的な調査検討を経て、1 級よりもさらに堅固な耐震措置を講じる必要がある。

注：本章の「1、2、3、4 級」とは「耐震等級 1、2、3、4 級」の略称である。

6.1.4 鉄筋コンクリート高層建物には、本規則第 3.4 節に規定される不整形な建築構造プランや建物形状を採用しないことや、耐震ジョイントを設置しないことが望ましい。耐震ジョイントを設置する必要のある時は、以下の規定を満たさなければならない。

- 1 耐震ジョイントの最小幅については、以下の要求を満たす必要がある。
 - 1) フレーム構造建物の耐震ジョイントの幅は、高さ 15m 以下である場合には 70mm とする。高さが 15m を超える場合は、烈度 6 度、7 度、8 度および 9 度に応じて、それぞれ高さが 5m、4m、3m、2m および 1m 増加するごとに、幅 20mm を追加しなければならない。
 - 2) フレーム耐震壁構造建物の耐震ジョイント幅は、1) 項に規定される数値の 70% とする。また、耐震壁構造建物の耐震ジョイント幅は、1) 項に規定される数値の 50% とし、かつ 70mm 以下としなければならない。
 - 3) 耐震ジョイント両側の構造タイプが異なる場合は、耐震ジョイント幅の広い構造タイプおよび低い側の建物の高さに基づき、耐震ジョイント幅を確定しなければならない。

- 2 烈度 8、9 に対応するフレーム構造建物における耐震ジョイント両側の構造高さ、剛性または層高に相対的に大きな相違のある場合は、ジョイント両側に補強壁を設置することができる。補強壁は以下の条件を満足するものとする。
- 1) ジョイントと直角に、建物の全高さに渡り設置する。
 - 2) 各側の補強壁の数量は 2 以上とし、それぞれ対称に設置しなければならない。壁の長さは柱間の距離以下とする。
 - 3) フレームおよび補強壁の応力については、補強壁を設置した場合および設置しない場合の双方の状況に基づき、各々解析を行い、不利な状況下における数値を採用しなければならない。
 - 4) 耐震ジョイント両側の補強壁の端柱とフレームの辺柱については、せん断補強筋を建物全高に沿って緊密に配筋しなければならない。

6.1.5 フレーム構造およびフレーム耐震壁構造において、フレームおよび耐震壁は直交するそれぞれの方向に設置されなければならない。柱・梁の中心線と柱・耐震壁の中心線がそれぞれ一致し、その偏心距離が柱幅の 1/4 を超過してはならない。

6.1.6 フレーム耐震壁およびスラブ・柱・耐震壁構造において、耐震壁間に大開口部のない建物である場合は、スラブのアスペクト比が、表 6.1.6 の規定を超過してはならない。超過する場合には、スラブの面内変形の影響に算入しなければならない。

表 6.1.6 耐震壁間の床組、屋根組のアスペクト比

床組、屋根組のアスペクト比	烈度			
	6	7	8	9
現場打ち、組合せ梁、スラブ	4	4	3	2
組立式スラブ	3	3	2.5	採用しない方が良い
支持フレームとスラブ・柱耐壁 壁構造	2.5	2.5	2	採用してはならない

6.1.7 フレーム耐震壁構造においてプレキャストの床組あるいは屋根組を採用する場合は、床組や屋根組の一体性と耐震壁との信頼性の高い接合を保證する措置を講じなければならない。そのために現場打ちの鉄筋コンクリートのかぶりを採用する場合は、厚さ 50mm 以上としなければならない。

6.1.8 フレーム耐震壁構造中における耐震壁の設置については、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 耐震壁は建物全高を貫通し、かつ梁間方向および桁行き方向の耐震壁を接続しなければならない。
- 2 耐震壁は壁面において大開口の必要がない位置に設置しなければならない。
- 3 建物に長さのある場合は、剛性の高い縦方向の耐震壁を建物端の構面に設置しなければならない。
- 4 耐震壁開口部は上下対称とし、開口部辺端から柱までの距離は 300mm 以上としなければならない。
- 5 1、2 級耐震壁の幅と高さの比は 5 を越えないものとし、かつ連結梁の断面高さは 400mm 以上としなければならない。

6.1.9 耐震壁構造および一部支持フレーム耐震壁構造中における耐震壁の設置については、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 比較的長さのある耐震壁は、連結梁を介して幾つかの壁に区分し、そのスパンとせいの比率は 6 以上とすること、壁の高さと幅の比率を 2 以上とすることが望ましい。
- 2 建物高さに沿って壁の長さに突然の変化があってはならない。耐震壁に比較的大きな開口部のある場合や 1 級、2 級の耐震壁の最下層に開口がある場合には、開口部を上から下までに配置しなければならない。
- 3 整形な平面を有する一部支持フレーム耐震壁構造では、その支持フレーム層の層横方向の剛性は隣接する上の層の剛性の 50% 以上でなければならない。地面まで連続する耐震壁間の距離は 24m 以下とすることや、支持フレーム層の水平抵抗要素の平面配置は対称とし、かつ耐震チューブを設置しなければならない。

6.1.10 一部支持フレーム耐震壁構造における耐震壁の最下層補強部位の高さは、支持フレーム層に支持フレーム層以上の 2 層を加えた高さおよび耐震壁総高さの 1/8 のうち、いずれか高い方の数値を採用することができるものとするが、15m 以下としなければならない。その他構造の耐震壁の最下層補強部位の高さは、壁脚の総高さの 1/8 および最下層部の 2 層のうち、いずれか高い方の数値を採用することができる。ただし、これもまた 15m 以下としなければならない。

6.1.11 フレーム構造が以下の状況のひとつに該当する場合は、2 つの主軸方向に連続基礎を設けることが望ましい。

- 1 1 級フレームおよび 類地の 2 級フレーム。
- 2 各基礎柱の担保する重量代表値の差異が大きい場合。
- 3 基礎の埋設が深い場合、または各基礎の埋設の深さに差異のある場合。
- 4 基礎の主な耐力層範囲内に軟弱な粘土層、液化層がある場合、または極めて不均一な土層のある場合。
- 5 杭基礎の台座間。

6.1.12 フレーム耐震壁構造中における耐震壁の基礎および一部支持フレーム耐震壁構造の地盤まで連続する耐震壁の基礎は、良好な一体性と回転抵抗力を持つものでなければならない。

6.1.13 主たる建築物と従たる建築物が接続され、かつ自然基礎を採用する時は、本規則の第 4.2.4 の規定を満たす場合を除き、地震作用下における主たる建築物基礎最下層に応力 0 区域が出現しないようにしなければならない。

6.1.14 地下構造の上スラブが上部構造の固定部となる場合は、スラブに大開口部を設けてはならず、現場打ちコンクリート構造を採用しなければならない。また、以下の条件を満たすものとする。

- 1 スラブ厚は 180mm 以上、コンクリート強度等級は C30 以上であることが望ましく、双方向の二層配筋を行い、各方向および各層の鉄筋比は 0.25% 以上としなければならない。
- 2 地下構造の水平剛性は隣接する上部層の水平剛性の 2 倍以上とする。
- 3 地下構造の柱断面の各側面における縦方向の鉄筋面積は、計算要求を満たす以外に、地上 1 階の柱断面の各側面における縦方向の鉄筋面積の 1.1 倍としなければならない。
- 4 地上 1 階のフレーム構造柱と耐震壁の壁最下層断面の曲げモーメント設計値は、本章第 6.2.3、6.2.6、6.2.7 条の規定を満たす必要がある。
- 5 地下構造の柱上部の接合部において、上面の柱曲げ耐力は、接合部の左右に位置する梁端断面の曲げ耐力とか下面の柱曲げ耐力の総和よりも小さくなければならない。

6.1.15 フレームの充填壁は、本規則第 13 章の規定を満たさなければならない。

6.1.16 高強度コンクリート構造耐震設計は、本規則付属資料 B の規定を満たさなければならない。

6.1.17 プレストレスコンクリート構造耐震設計は、本規則付属資料 C の規定を満たさなければならない。

6.2 計算のポイント

6.2.1 鉄筋コンクリート構造については、本節の規定に基づき、地震効果の設計値を調整するものとし、層間変形は、本規則第 5.5 節の関連規定を満たさなければならない。本章および関連を有する付属資料に規定の設けられていない部材の設計は、現行の関連構造設計規則の要求を満たさなければならない。ただし、非耐震部材の耐力は、本規則に規定され

る耐震調整係数で割って得られた数値としなければならない。

6.2.2 1、2、3 級フレームの柱梁接合部分については、フレームの最上層の柱と柱の軸力比が 0.15 以下である場合を除き、柱端部の曲げモーメント設計値は、以下の条件を満たさなければならない。

$$M_c = \eta_c M_b \quad (6.2.2.1)$$

1 級フレーム構造および烈度 9 に対応する場合においては、さらに以下の条件も満たさなければならない。

$$M_c = 1.2 M_{bua} \quad (6.2.2.2)$$

ここに M_c 接合部上下の柱端断面を時計回り、または反時計回り方向に組合せた曲げモーメント設計値の総和であり、上下の柱端の曲げモーメント設計値は、弾性解析に基づき配分することができる。

M_b 接合部左右の梁端断面を反時計回り、または時計回り方向に組合せた曲げモーメント設計値の総和であり、1 級フレームの接合部の左右梁端にマイナスの曲げモーメントが生じる場合は、絶対値の小さい曲げモーメントを 0 としてよい。

M_{bua} 接合部の左右梁端断面を反時計回り、または時計回りの曲げ耐力に対応する曲げモーメント値の総和であり、実際に配置する鉄筋面積および材料強度基準値に基づき確定しなければならない。

c. 柱端の曲げモーメント増幅係数であり、1 級では 1.4、2 級では 1.2、3 級では 1.1 とする。

反曲点が柱の層高さ範囲内に存在しない場合は、柱下端断面の組合せ曲げモーメント設計値に上記柱端曲げモーメント増幅係数を乗じることができる。

6.2.3 1、2、3 級フレーム構造の最下層については、柱下端断面の組合せ曲げモーメント設計値に、それぞれ増幅係数 1.5、1.25 および 1.15 を乗じなければならない。最下層柱の縦方向の鉄筋は、上下端のうち、いずれか不利な状況に基づき、配置しなければならない。

注：最下層とは、地下階のない場合は基礎以上、地下階のある場合は地下階以上の第 1 層のことを言う。

6.2.4 1、2、3 級のフレーム梁および耐震壁間の連結梁においてスパンとせいの比率が 2.5 以上の場合については、その梁端断面のせん断力組合せ設計値を以下の条件に基づき調整しなければならない。

$$V = \eta_{vb} (M_b^l + M_b^r) / l_n + V_{Gb} \quad (6.2.4.1)$$

1 級フレーム構造および烈度 9 に対応する場合においては、さらに以下の条件を満たさなければならぬ。

$$V = 1.1(M_{bua}^l + M_{bua}^r) / l_n + V_{Gb} \quad (6.2.4.2)$$

ここに V 梁端断面のせん断力組合せ設計値。

l_n 梁のスパン。

V_{Gb} 重量代表値（烈度 9 では、高層建築の鉛直地震力基準値を含む）作用下において、単純梁解析に基づき解析された梁の断面せん断力設計値。

M_{bl} 、 M_{br} それぞれ梁左右端断面の反時計回り、時計回り方向に作用する組み合わせ曲げモーメント設計値であり、1 級フレームでは、両端の曲げモーメントがともにマイナスの曲げモーメントである場合は、絶対値の小さい曲げモーメントを 0 とする。

M_{bua}^l 、 M_{bua}^r それぞれ梁左右端断面の反時計回り、時計回り方向の曲げ耐力に対応する曲げモーメント値であり、配置する鉄筋面積および材料強度基準値に基づき確定しなければならない。

v_b 梁端せん断力増幅係数、1 級には 1.3、2 級には 1.2、3 級には 1.1 をそれぞれ採用する。

6.2.5 1、2、3 級のフレーム柱および支持フレームの組み合わせせん断力設計値は、以下の条件に基づき調整しなければならない。

$$V = \eta_{vc}(M_c^b + M_c^t) / H_n \quad (6.2.5.1)$$

1 級フレーム構造および烈度 9 に対応する場合においては、さらに以下の条件を満たさなければならぬ。

$$V = 1.2(M_{cua}^b + M_{cua}^t) / H_n \quad (6.2.5.2)$$

ここに V 柱端断面の組み合わせせん断力設計値であり、フレーム柱では、本節第 6.2.10 条の規定を満たさなければならない。

H_n 柱の正味高さ。

M_{tc} 、 M_{bc} それぞれ柱の上下端断面を時計回り、反時計回りの組み合わせ曲げモーメント設計値であり、本節第 6.2.2、6.2.3 条の規定を満たさなければならない。フレーム柱の曲げモーメント設計値は、この他にも、本節第 6.2.10 条の規定を満たさなければならない。

M_{cua}^t 、 M_{cua}^b それぞれ偏心軸力を受ける柱の上下端の時計回り、反時計回り方向の曲げ耐力に対応する曲げモーメント値であり、配置する鉄筋面積および材料強度基準値に基づき確定しなければならない。

v_c 梁端せん断力増幅係数、1 級には 1.4、2 級には 1.2、3 級には 1.1 をそれぞれ採用する。

6.2.6 1、2、3級フレームの角柱については、本節第6.2.2、6.2.3、6.2.5、6.2.10条によって調整後の組み合わせ曲げモーメント設計値、せん断力設計値に、1.10以上の増幅係数を乗じなければならない。

6.2.7 耐震壁の各壁脚断面の曲げモーメント組合せ設計値は、以下の規定に基づき採用しなければならない。

- 1 1級耐震壁の最下層部補強部位および上の1層については、壁脚最下層断面の組合せ曲げモーメント設計値を採用しなければならない。その他の部位については、壁脚断面の組合せ曲げモーメント設計値に増幅係数1.2を乗じなければならない。
- 2 一部支持フレーム耐震壁構造では、地面まで連層の耐震壁脚には、偏心引張力を受けないことが望ましい。
- 3 ダブルリム壁の耐震壁では、リム壁に偏心引張力を受けないことが望ましい。いずれか一方のリム壁が偏心引張力を受ける場合は、別の一方のリム壁のせん断力設計値、曲げモーメント設計値に増幅係数1.25を乗じなければならない。

6.2.8 1、2、3級の耐震壁最下層部補強部位については、その断面の組合せせん断力設計値は、以下の条件に基づき調整しなければならない。

$$V = \eta_{vw} V_w \quad (6.2.8.1)$$

烈度9に対応する場合は、さらに以下の条件を満たさなければならない。

$$V = 1.1 \frac{M_{wua}}{M_w} V_w \quad (6.2.8.2)$$

ここに V 調整後の耐震壁最下層部補強部位断面の組合せせん断力設計値。

V_w 耐震壁最下層部補強部位断面の組合せせん断力計算値。

M_{wua} 耐震壁最下層部断面の曲げ耐力に対応する曲げモーメント値であり、配置する鉄筋面積、材料強度基準値および軸力などに基づき計算する。フランジ壁のある場合は、壁両側の各フランジ壁厚の2倍の範囲内における縦方向の鉄筋を算入しなければならない。

M_w 耐震壁最下層部断面の組合せ曲げモーメント設計値。

η_{vw} 耐震壁せん断力増幅係数であり、1級1.6、2級1.4、3級1.2とする。

6.2.9 鉄筋コンクリート構造の梁、柱、耐震壁および連結梁については、その断面の組合せせん断力設計値が、以下の要求を満たさなければならない。

桁高比が2.5以上の梁および連結梁、ならびにせん断スパン比が2以上の耐震壁の場合。

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 f_c b h_0) \quad (6.2.9.1)$$

桁高比が2.5以下の連結梁、せん断スパン比が2以下の柱、耐震壁、一部支持フレーム耐

震壁構造のフレーム柱およびフレーム梁、ならびに連層耐震壁の最下層補強部位の場合。

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15f_c b h_0) \quad (6.2.9.2)$$

シアスパン比は、以下の条件に基づき計算しなければならない。

$$\lambda = M^c / (V^c h_0) \quad (6.2.9.3)$$

ここに シアスパン比であり、上下端の計算で得られた数値のうち、いずれか大きい数値を採用しなければならない。反曲点が柱の高部および中間に存在するフレーム柱では、柱の正味の高さ h_0 と柱断面高の2倍の割合に基づき計算しなければならない。

M^c 部材の曲げモーメント計算値

V^c 部材の組合せせん断力計算値

V 本節第 6.2.5、6.2.6、6.2.8、6.2.10 条などの規定に基づき調整後の梁端、柱端または壁断面の組合せせん断力設計値。

f_c コンクリート圧縮強度設計値。

b 梁、柱または耐震壁の断面幅、円形断面の柱は、面積に相当する矩形断面に基づき計算することができる。

h_0 断面有効高さ、耐震壁では壁脚の長さとすることができる。

6.2.10 一部支持フレーム耐震壁構造のフレーム柱は、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 フレーム柱の担保する最小地震せん断力については、支持フレーム柱数が 10 本以上の場合は、柱の総地震せん断力は、地震層せん断力の 20%以上とする。10 本未満の場合では、各柱の地震せん断力は、地震層せん断力の 2%以上とする。
- 2 1、2 級フレーム柱は、地震作用により生じる付加軸力に、それぞれ増幅係数 1.5、1.2 を乗じることができる。ただし、軸力比を計算する場合には、付加軸力に増幅係数を乗じなくとも良い。
- 3 1、2 級フレーム柱の最上層柱上端部と最下層柱下端部については、それらを組合せた曲げモーメント設計値に、それぞれ増幅係数 1.5、1.25 を乗じることができる。またフレーム柱の間接合部については、本節 6.2.2 条の要求を満たさなければならない。
- 4 フレーム梁とフレーム柱断面の中心線は一致していなければならない。

6.2.11 1 級の一部支持フレーム耐震壁構造で、地面までの連層耐震壁最下層における補強部位については、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 耐震壁のせん断力の計算時には、コンクリートの断面積は算入しないものとする。コンクリートの断面積を考慮する場合には、壁脚の境界部材を超えて部位の 2 列の鉄筋間に直径 8mm 以上の引張鉄筋を配筋しなければならない。また水平および垂直方向の間隔は、各方向に分布する鉄筋間隔の 2 倍、または 400mm のうち、いずれかの値以

下とする。

- 2 地下室がなくリム壁最下部の断面が偏心引張力を受けている場合には、リム壁と基礎の接合面に滑り防止の交差する鉄筋を別途設置しなければならない。交差する鉄筋の担保する引張強度は、接合面のせん断力に基づく設計値の30%とする。

6.2.12 一部支持フレーム耐震壁構造の支持フレーム層スラブは、本規則付録 E.1 の規定を満たさなければならない。

6.2.13 鉄筋コンクリート構造の耐震計算時には、上記に加えて、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 水平剛性分布が建物高さに沿ってほぼ均一であるフレーム耐震壁構造については、いずれの層のフレーム部分が負担する地震せん断力は、最下層部分における総地震せん断力の20%、またはフレーム耐震壁構造解析に基づき得られたフレーム部分の各地震層せん断力における最大値の1.5倍のうち、小さい値以上としなければならない。
- 2 耐震壁における連続梁の剛性を低減する場合には低減率は0.50を下回ってはならない。
- 3 耐震壁構造、一部支持フレーム耐震壁構造、フレーム耐震壁構造、チューブ状構造、スラブ・柱・耐震壁構造について内力および変形を計算する場合においては、耐震壁のフランジとウェブの相互作用も算入しなければならない。フランジの有効長さは、壁面から計算して、隣接する耐震壁のフランジ間隔の半分か、フランジの開口部の端、または耐震壁総高さの15%のうち、いずれか最小値となるものを採用しなければならない。

6.2.14 1級の耐震壁における打継部断面の受けるせん断力および支持力は、以下の計算式に基づき計算しなければならない。

$$V_{wj} = \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6f_y A_s + 0.8N) \quad (6.2.14)$$

ここに V_{wj} - 耐震壁打継部のせん断力設計値

f_y - 垂直方向鉄筋の引張強度設計値

A - 打継部のある耐震壁ウェブ部の垂直方向に分布する鉄筋断面積、両フランジを含まない打継部部材の鉄筋の断面積

N - 打継部の組合せ軸力設計値。圧力はプラス値、引張力はマイナス値とする。

6.2.15 フレーム接合部の耐震計算は、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 1、2級のフレーム接合部コア部分については、耐震計算を行わなければならない。3、4級のフレーム接合部については、耐震計算は行わなくてもよいが、耐震構造措置要求を満たさなければならない。
- 2 接合部の耐震計算方法は、本規則付録 D の規定を満たさなければならない。

6.3 フレーム構造の耐震構造措置

6.3.1 梁の断面サイズは以下の各要求を満たさなければならない。

- 1 断面幅は 200mm 以上とする
- 2 断面アスペクト比は 4 以下とする
- 3 スパンと断面高さの比率は 4 以上とする

6.3.2 梁幅が柱幅以上の扁平梁を採用した場合には、床スラブは現場打ちとし、梁と柱の中心線は一致させ、扁平梁は建物の主要な 2 方向に設置しなければならない。また、扁平梁は 1 級フレーム構造には使用してはならない。扁平梁の断面サイズは、以下の要求、ならびに、たわみ、ひび割れ幅に関する現行の関連規則を満たさなければならない。

$$b_b \geq 2b_c \quad (6.3.2.1)$$

$$b_b \leq b_c + h_b \quad (6.3.2.2)$$

$$h_b \leq 16d \quad (6.3.2.3)$$

ここに b_c - 柱断面幅、円形断面の場合は柱直径の 0.8 倍とする。

b_b 、 h_b - それぞれ梁断面幅および梁断面高さ。

d - 柱主筋の直径。

6.3.3 梁の鉄筋配置については、以下の各要求を満たさなければならない。

- 1 梁端部の主筋のうち引張鉄筋の比率は 2.5%以下とする。また、圧縮鉄筋を考慮した断面の中立軸高さとして断面の有効高さの比率は、1 級は 0.25 以下、2、3 級は 0.35 以下とする。
- 2 梁端部断面の上下の主筋の配筋量比は、計算により確定した値以上とし、1 級は 0.5 以上、2、3 級は 0.3 以上とする。
- 3 梁端部におけるフープ筋の密集区間の長さ、最大間隔および最小直径は、表 6.3.3 に基づき採用する。ここで、梁端部の引張側の主筋の鉄筋比が 2%を超える場合は、表中に記載されるフープ筋の最小直径をそれぞれ 2mm 増加しなければならない。

表 6.3.3 梁端部におけるフープ筋の密集区間の長さ、フープ筋の最大間隔および最小直径

耐震等級	密集区間の長さ (大きい値を採用) (mm)	フープ筋最大間隔 (最小値を採用) (mm)	フープ筋最小直径 (mm)
一	$2h_b$, 500	$h_b/4$, $6d$, 100	10
二	$1.5h_b$, 500	$h_b/4$, $8d$, 100	8
三	$1.5h_b$, 500	$h_b/4$, $8d$, 150	8
四	$1.5h_b$, 5000	$h_b/4$, $8d$, 150	6

注： d は主筋の直径、 h_b は梁断面高さを表す。

6.3.4 梁の主筋の配置については、以下の各要求を満たさなければならない。

- 1 梁全長における上端と下端の配筋については、1、2級では2/14以上とし、かつそれぞれ梁両端部における上端と下端の主筋量のうち、いずれか大きい断面積の1/4以上とする。3、4級については2/12以上とする。
- 2 1、2級フレームで柱を貫通する梁主筋の直径は、矩形断面柱については、主筋方向の柱断面サイズの1/20以下とする。また円形断面柱については、梁の主筋方向における柱断面弦長の1/20以下とする。

6.3.5 梁端部のフープ筋密集区間におけるフープ筋間隔について、1級は、200mm以下かつフープ筋直径の20倍以下、2、3級は250mm以下かつフープ筋直径の20倍以下、4級は300mm以下としなければならない。

6.3.6 柱断面サイズについては、以下の各要求を満たさなければならない。

- 1 断面の幅および高さは、等しく300mm以上、また円柱の直径は350mm以上としなければならない。
- 2 せん断スパン比は2より大きくしなければならない。
- 3 断面の長短辺比は、3以下としなければならない。

6.3.7 柱軸力比は表6.3.7に規定される数値未満としなければならない。第Ⅱ類用地に建造される高層建築については、柱軸力比の限界値を適宜低減しなければならない。

表 6.3.7 柱軸力比の限界値

構造タイプ	耐震等級		
	一	二	三
フレーム構造	0.7	0.8	0.9
フレーム・耐震壁、スラブ・柱・耐震壁およびチューブ	0.75	0.85	0.95
一部支持フレーム耐震壁	0.60	0.70	/

注：

- 1 軸力比とは、柱構造の軸力設計値と、柱の総断面積にコンクリートの圧縮強度設計値を積算した数値との比率を言う。地震作用の計算を行わなくてもよい構造である場合は、地震作用を含まない組合せ軸力設計値とすること。
- 2 表内の限界値は、2を上回るせん断スパン比、ならびにコンクリートの強度レベルがC60以下の柱に適用する。せん断スパン比が2以下の柱における軸力比限界値については、0.05引き下げなければならない。せん断スパン比が1.5未満の柱における軸力比限界値については、専門的な調査検討を経て、特別な構造措置を講じること。
- 3 以下の3つのケースについては、軸力比限界値については、等しく0.10を追加することができる。

- 1) 柱全体に複合フープ筋を採用し、クロスタイ間隔が 200mm 以下、フープ筋間隔が 100mm 以下、直径は 12mm 以上の場合。
 - 2) 柱全体に複合らせん型フープ筋を採用し、らせん間隔は 100mm 以下、クロスタイ間隔が 200mm 以下、直径は 12mm 以上の場合。
 - 3) 柱全体に連続複合長方形らせん型フープ筋を採用し、らせん純間隔は 80mm 以下、クロスタイ間隔が 200mm 以下、直径は 10mm 以上の場合。
- 4 柱の断面中心部に中子主筋を付加する場合には、付加する主筋の総面積は柱断面面積の 0.8%以上とすることで軸力比限界値を 0.05 追加することができる。また、本項目の措置および注 3 の措置を同時に採用した場合は、軸力比限界値は 0.15 追加できるとするが、フープ筋の配筋特性値については、0.10 追加された軸力比に基づき確定しなければならない。
- 5 柱軸力比は 1.05 以下としなければならない。

6.3.8 柱の鉄筋配置については、以下の各要求を満たさなければならない

- 1 柱の主筋の最小総鉄筋比は表 6.3.8-1 より適切な数値を採用し、鉄筋比は全て 0.2%以上としなければならない。第 類の用地に建造された高層建築については、表中数値に 0.1 を追加しなければならない。

表 6.3.8-1 柱断面主筋の最小総鉄筋比(%)

類別	耐震等級			
	一	二	三	四
中柱および側柱	1.0	0.8	0.7	0.6
角柱、支持フレーム支柱	1.2	1.0	0.9	0.8

注：HRB400 級の熱間圧延棒鋼を採用する場合には、0.1 を減じ、コンクリート強度レベルが C60 を超える場合には、0.1 を追加しなければならない。

- 2 柱のフープ筋は、規定の範囲内において密集配置し、密集区間のフープ筋の間隔と直径は、以下の要求を満たさなければならない。
 - 1) 通常、フープ筋の最大間隔および最小直径は、表 6.3.8-2 より適切な数値を採用しなければならない。

表 6.3.8-2 柱のフープ筋密集区域における最大間隔および最小直径

耐震等級	フープ筋の最大間隔(小さい数値を採用 ,mm)	フープ筋の最小直径(mm)
一	6d, 100	10
二	8d, 100	8
三	8d,150 (柱脚 100)	8
四	8d,150 (柱脚 100)	6 (柱脚 8)

注：d は柱の主筋最小直径を表す。柱脚とは、フレーム基礎における柱のはめ込み部位のことを言う。

- 2) 2 級フレーム柱のフープ筋直径は 10mm 以上とし、フープ筋の脚間が 200mm 以下の場合、柱脚を除き、最大間隔 150mm を採用することができる。
- 3) 3 級フレーム柱の断面サイズが 400mm 以下の場合、フープ筋最小直径は 6mm を採用することができる。4 級フレーム柱のせん断スパン比が 2 以下の場合、フープ筋直径は 8mm 以上としなければならない。
- 4) フレーム柱およびせん断スパン比が 2 以下の柱については、フープ筋の間隔を 100mm 以下としなければならない。

6.3.9 柱の主筋の配置については、以下の各項目を満たさなければならない。

- 1 対称に配置しなければならない。
- 2 断面サイズが 400mm を超える柱については、主筋間隔は 200mm 以下とする。
- 3 柱の総鉄筋比は 5%以下とする。
- 4 せん断スパン比が 2 以下の 1 級柱については、鉄筋比は 1.2%以下とする。
- 5 側柱、角柱および耐震壁端柱については、組合わさった地震作用により偏心引張力が生じる場合においては、柱内主筋の総断面積は計算値に 25%追加しなければならない。
- 6 柱の主筋の結束および継ぎ手は、柱端部のフープ筋密集区間から離して配置しなければならない。

6.3.10 柱のフープ筋密集範囲については、以下の規定に基づき採用しなければならない。

- 1 柱端部については、断面高さ(円柱の場合は直径)、柱の正味高さの 1/6、500mm の 3 者のうち、いずれか最大値を採用しなければならない。
- 2 1 層の柱については、脚部からの範囲は、柱の正味高さの 1/3 以上とする。剛な地表面の場合は、地面の上下各 500mm としなければならない。
- 3 せん断スパン比が 2 以下の柱、および充填壁の設置などにより柱の正味高さと柱断面高さの比が 4 以下の柱については、柱の全高としなければならない。
- 4 支持フレーム支柱に関しては、柱の全高としなければならない。
- 5 1 級および 2 級フレームの角柱については、柱の全高としなければならない。

6.3.11 柱のフープ筋密集区域におけるフープ筋のピッチについては、1級では200mm以下、2、3級では250mm以下、およびフープ筋直径の20倍のうち、いずれか大きい数値以下とし、4級では300mm以下とする。主筋については、クロスタイは主筋を拘束するために二方向に配置し、複合フープ筋が使用されるときには、クロスタイはフープと主筋に緊結しなければならない。

6.3.12 柱のフープ筋密集区間における体積あたりのフープ筋鉄筋比は、以下の要求を満たさなければならない。

$$\rho_v \geq \lambda_v f_c / f_{yv} \quad (6.3.12)$$

ここに ρ_v - 柱のフープ筋密集区域における体積あたりのフープ筋鉄筋比については、1級は0.8%以上、2級は0.6%以上、3、4級は0.4%以上としなければならない。複合フープ筋の体積あたりのフープ筋鉄筋比を計算する場合は、重複部分のフープ筋体積を差し引かななければならない。

f_c - コンクリート軸心の圧縮強度設計値。強度レベルがC35を下回る場合は、C35で計算しなければならない。

f_{yv} - フープ筋または引張鉄筋の引張強度設計値。360N/mm²を超える場合は、360N/mm²で計算しなければならない。

λ_v - 最小フープ筋特性値。表6.3.12より適切な数値を採用しなければならない。

表 6.3.12 柱のフープ筋密集区域におけるフープ筋の最小配筋特性値

耐震等級	フープ筋形式	柱軸力比								
		0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.05
一	普通フープ筋、複合フープ筋	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23		
	らせんフープ筋、複合または連続複合長方形らせんフープ筋	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21		
二	普通フープ筋、複合フープ筋	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
	らせんフープ筋、複合または連続複合長方形らせんフープ筋	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
三	普通フープ筋、複合フープ筋	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
	らせんフープ筋、複合または連続複合長方形らせんフープ筋	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

注：

- 1 普通フープ筋とは、単一の長方形フープ筋および単一の円形フープ筋のことを言う。複合フープ筋とは、長方形、多角形、円形のフープ筋、または引張鉄筋により構成されたフープ筋のことを言う。複合らせんフープ筋とは、らせんフープ筋および長方形、多角形、円形のフープ筋、または引張鉄筋により構成されたフープ筋のことを言う。連続複合長方形らせんフープ筋とは、全てのらせんフープ筋を一本の鉄筋として加工したフープ筋のことを言う。
- 2 支持フレーム柱には、複合らせんフープ筋または複合フープ筋を採用する。当該フープ筋の最小配筋特性値については、表中数値に 0.02 を追加するものとし、体積あたりのフープ筋鉄筋比は、1.5%以上としなければならない。
- 3 せん断スパン比が 2 以下の柱については、複合らせんフープ筋または格子状複合フープ筋を採用し、体積あたりのフープ筋鉄筋比は 1.2%以上、9 度時においては、1.5%以上としなければならない。
- 4 複合らせんフープ筋の体積当たりの鉄筋比を計算する場合には、非らせん部分のフープ筋体積に低減係数 0.8 を乗じなければならない。

6.3.13 柱のフープ筋非密集区間における体積当たりのフープ筋鉄筋比は、密集区間の 50%以上としなければならない。フープ筋の間隔については、1、2 級支持フレーム柱では、主筋直径の 10 倍以下、また 3、4 級支持フレーム柱については、15 倍以下としなければならない。

6.3.14 フレーム接合部のコア部分におけるフープ筋最大間隔および最小直径については、本章 6.3.8 条の規定に基づき、これを採用しなければならない。1、2、3 級フレーム接合部のコア部分におけるフープ筋配筋特性値については、それぞれ、0.12、0.10、0.08 以上とし、体積あたりのフープ筋鉄筋比はそれぞれ 0.6%、0.5%、0.4%以上としなければならない。柱のせん断スパン比が 2 以下であるフレーム接合部のコア部分におけるフープ筋配筋特性値については、コア部分の上下柱端部におけるフープ筋配筋特性値のうち、いずれか大きい数値以上としなければならない。

6.4 耐震壁構造の耐震構造措置

6.4.1 耐震壁の壁厚については、1、2 級は 160mm 以上かつ層高の 1/20 以上としなければならない。3、4 級では 140mm 以上かつ層高の 1/25 以上としなければならない。最下層部の補強部位における壁厚については、1、2 級は 200mm 以上かつ層高の 1/16 以上としなければならない。隅柱またはフランジ壁のない場合は、層高の 1/12 以上としなければならない。

6.4.2 耐震壁厚が 140mm を超える場合は、垂直方向および水平方向に分布する鉄筋は二列配置としなければならない。二列分布の鉄筋間の緊結筋の間隔は 600mm 以下、直径は 6mm 以上としなければならない。最下層補強部位における境界部材をまたがる緊結筋の間隔については、適切な密度を保持しなければならない。

6.4.3 耐震壁の垂直方向および水平方向に分布する鉄筋の配筋については、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 1、2、3 級耐震壁の垂直方向および水平方向に分布する鉄筋の最小鉄筋比は、等しく 0.25% 以上としなければならない。4 級耐震壁については、0.20% 以上としなければならない。鉄筋最大間隔は、300mm 以下、最小直径は 8mm 以上としなければならない。
- 2 一部支持フレーム耐震壁構造の耐震壁最下層部における補強部位については、縦方向および横方向に分布する鉄筋比を等しく 0.3 以上、鉄筋間隔は 200mm 以下としなければならない。

6.4.4 耐震壁の垂直方向および水平方向に分布する鉄筋の直径は、壁厚の 1/10 以下としなければならない。

6.4.5 1 級および 2 級耐震壁については、最下層補強部位における重量代表値作用時の壁脚部軸力比を、1 級（列度 9）では 0.4 未満、1 級（列度 8）では 0.5 未満、2 級では 0.6 未満としなければならない。

6.4.6 耐震壁の両端および開口両側には境界部材を設置し、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 耐震壁構造については、1、2 級耐震壁の最下層部の補強部位および隣接する上層には、本章第 6.4.7 条に基づき、拘束境界部材を設置しなければならない。ただし、壁脚最下層部断面における重量代表値作用時の軸力比が表 6.4.6 の規定値を下回る場合には、本章第 6.4.8 条に基づき、構造境界部材を設置しなければならない。

表 6.4.6 耐震壁に設置する構造境界部材の最大軸力比

等級または烈度	1 級（9 度）	1 級（8 度）	2 級
軸力比	0.1	0.2	0.3

- 2 1、2 級の一部支持フレーム耐震壁構造については、地面まで連層耐震壁最下層部における補強部位および隣接する上層部の両端に境界拘束部材に適したフランジ壁または隅柱を設置しなければならない。また開口の両側に境界拘束部材を設置しなければならない。非連層の耐震壁については、最下層部の補強部位および隣接する上層部の壁脚両端に境界拘束部材を設置しなければならない。

- 3 1、2級耐震壁のその他部位および3、4級耐震壁については、本章 6.4.8 条に基づき構造境界部材を設置しなければならない。

6.4.7 耐震壁の境界拘束部材には、埋込型柱、隅柱およびフランジ壁が含まれる(図 6.4.7) 境界拘束部材は壁脚の長さおよびフープ筋配筋特性値に鑑み、表 6.4.7 の要求を満たさなければならない。1、2級耐震壁の境界拘束部材については、フープ筋の設置範囲内(図 6.4.7 中の陰影部分)における主筋鉄筋比を、それぞれ 1.2%、1.0%以上としなければならない。

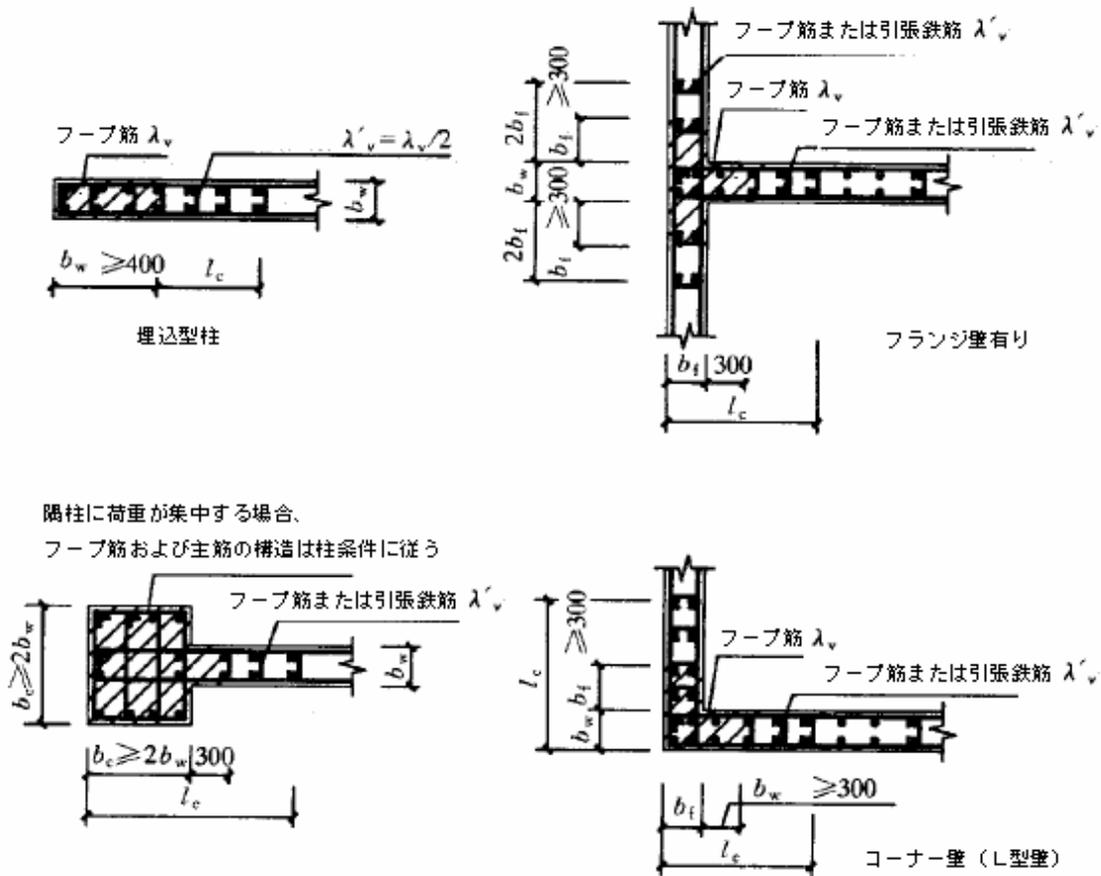


図 6.4.7 耐震壁の境界拘束部材

表 6.4.7 境界拘束部材の範囲 l_c およびフープ筋配筋特性値 v

項目	1級(9度)	1級(8度)	2級
v	0.2	0.2	0.2
l_c (埋込型柱)	$0.25h_w$	$0.20h_w$	$0.20h_w$
l_c (フランジ壁または隅柱)	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.15h_w$

注：

- 1 耐震壁のフランジ壁長さが厚さの 3 倍未満、または隅柱断面の短辺長さが壁厚さの 2 倍未満の場合は、フランジ壁なし、または隅柱なしとみなす。
- 2 l_c は、壁脚に沿った境界拘束部材の長さを表し、表中数値、 $1.5b_w$ 、450mm の 3 者のうち、最大値以上としなければならない。フランジ壁または隅柱を有する場合は、フランジ壁厚さ、または壁脚方向に沿った隅柱断面高さに 300mm を追加した数値以上としなければならない。
- 3 v は、境界拘束部材のフープ筋配筋特性値を表し、鉄筋比を計算する場合に、フープ筋、または引張鉄筋の引張強度設計値が 360N/mm^2 以上である時は、 360N/mm^2 で計算を行わなければならない。垂直方向に沿ったフープ筋、または引張鉄筋の間隔については、1 級では 100mm 以下、2 級では 150mm 以下としなければならない。
- 4 h_w は、耐震壁の壁脚長さを表す。

6.4.8 耐震壁における構造境界部材の範囲については、図 6.4.8 に基づき採用しなければならない。構造境界部材の配筋は、曲げ耐力に関する要求、および表 6.4.8 の要求を満たさなければならない。

表 6.4.8 耐震壁における構造境界部材の配筋要求

耐震等級	最下層補強部位			その他部位		
	主筋 最小量 (大きい値を採用)	フープ筋		主筋 最小量	引張鉄筋	
		最小 直径 (mm)	垂直方向 最大間隔 (mm)		最小 直径 (mm)	垂直方向 最大間隔 (mm)
一	$0.010A_c$, 6 16	8	100	6 14	8	150
二	$0.008A_c$, 6 14	8	150	6 12	8	200
三	$0.005A_c$, 4 12	6	150	4 12	6	200
四	$0.005A_c$, 4 12	6	200	4 12	6	200

注：

- 1 A_c は境界部材における縦方向構造鉄筋の埋込型柱または隅柱の面積であり、図 6.4.8 耐震壁断面の陰影部分のことである。
- 2 その他部位については、水平繫結筋の間隔は主筋間隔の 2 倍以下とし、隅角部にはフープ筋を使用しなければならない。
- 3 隅柱が集中荷重を受ける場合、主筋、フープ筋の直径および間隔は関連する柱の条件を満たさなければならない。

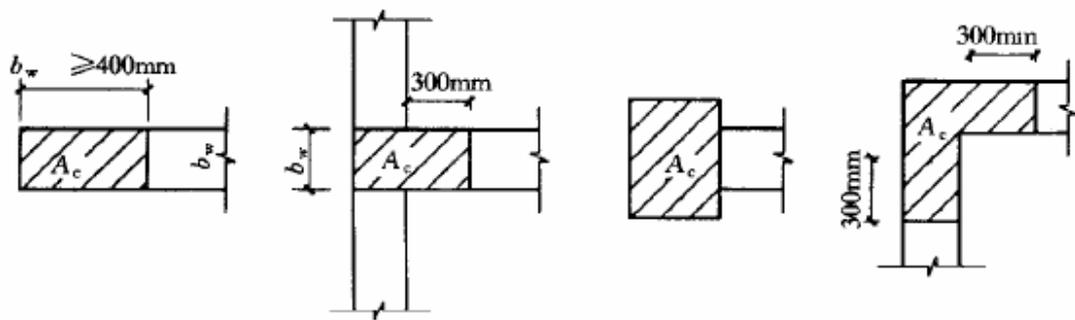


図 6.4.8 耐震壁における境界構造部材の範囲

6.4.9 耐震壁の壁脚長さが、壁厚の 3 倍以下の場合には、柱条件に基づき設計を行い、フープ筋を壁高さ方向に配置しなければならない。

6.4.10 1、2 級耐震壁におけるスパンと幅の比率が 2 以下、かつ壁厚が 200mm 以上の連結梁については、通常、フープ筋を除き、筋交い構造の鉄筋を、別途、設置しなくてはならない。

6.4.11 最上層連結梁の主筋のアンカー長の範囲内において、フープ筋を設置しなければならない。

6.5 フレーム耐震壁構造の耐震構造措置

6.5.1 耐震壁厚は 160mm 以上、層高の 1/20 以上としなければならない。最下層部の補強部位における耐震壁厚は 200mm 以上、層高の 1/16 以上としなければならない。耐震壁周辺には、梁（または埋込型梁）および隅柱で構成されたフレームを設置しなければならない。隅柱の断面は同層のフレーム柱のそれと同一とするのが望ましく、本章第 6.3 節のフレーム柱に対する要求を満たさなければならない。耐震壁最下層部の補強部位における隅柱および耐震壁開口部に緊結する隅柱については、柱のフープ筋密集区域に対する要求に基づき、柱全体にフープ筋を緊密に配筋しなければならない。

6.5.2 耐震壁の垂直方向および水平方向に分布する鉄筋については、鉄筋比を等しく 0.25% 以上とし、かつ 2 列配筋としなければならない。また配筋間の緊結筋の間隔は 600mm 以下、直径は 6mm 以上としなければならない。

6.5.3 フレーム耐震壁構造のその他の詳細設計は、本章第 6.3 節、6.4 節のフレームおよび耐震壁に対する要求を満たさなければならない。

6.6 スラブ・柱・耐震壁構造に関する耐震設計条件

6.6.1 スラブ・柱・耐震壁構造の耐震壁の耐震設計については、本章 6.4 節の関連規定を満たさなければならない。最下層面補強部位および隣接する上層部については、本章第 6.4.7 条に基づき境界拘束部材を設置し、またその他部位については、第 6.4.8 条に基づき構造境界部材を設置しなければならない。柱（耐震壁隅柱を含む）の耐震設計については、本章第 6.3 節フレーム柱に対する要求を満たさなければならない。

6.6.2 建物周辺、建物およびエレベーター開口部周辺には梁フレームを採用しなければならない。

6.6.3 烈度 8 においては、副木または柱キャップを有するスラブ・柱接合部構造を採用しなければならない。副木または柱キャップ・脚部の厚さ（板厚を含む）は、柱の主筋直径の 16 倍以上としなければならない。副木または柱キャップ部分の辺長は、板厚の 4 倍および柱断面に相応する辺長の総和以上としなければならない。

6.6.4 建物の屋根および地下一階の天板には、梁スラブ構造を採用しなければならない。

6.6.5 スラブ・柱・耐震壁構造の耐震壁は、構造物における全ての地震作用を負担するものとしなければならない。また各層のスラブ・柱部分は、計算条件を満たさなければならない。各層における総地震作用の 20% 以上を負担するものとしなければならない。

6.6.6 地震作用下において、等価平面フレームに基づきスラブ・柱構造を解析する場合における等価梁幅は、等値平面フレームに垂直方向の柱間隔の 50% としなければならない。

6.6.7 柱キャップのないフラットスラブでは、柱上に埋込型構造梁を設置しなければならない。その埋込型梁幅は、柱幅と同一とし、柱の両側は、等しく板厚の 1.5 倍以下としなければならない。埋込型梁の支持部上部における鉄筋面積は、柱における鉄筋面積の 50% 以上とし、埋込型梁の下部の鉄筋面積は、上部の鉄筋面積の 1/2 以上としなければならない。

6.6.8 柱キャップのない柱上のスラブ底の鉄筋の重ね継ぎ手長さ、柱面からのアンカー筋長さの 2 倍を超えなければならない。鉄筋端部にスラブ面に直交するフックを有しなければならない。

6.6.9 二つの主軸方向に沿って柱断面のスラブ底を通過する連続鉄筋の総断面積は、以下の条件の要求を満たさなければならない。

$$A_s = N_G / f_y \quad (6.6.9)$$

ここに A_s - スラブ底の連続鉄筋の総断面積。

N_G - 当該層のスラブ重量代表値作用下における柱軸力設計値。

f_y - スラブ鉄筋の引張強度設計値。

6.7 チューブ状構造に関する耐震設計要求

6.7.1 フレームコアチューブ構造は、以下の要求を満たさなければならない。

- 1 コアチューブとフレーム間の床面には、梁スラブ構造を採用しなければならない。
- 2 列度 9 未満において張り出し部材による層補強を採用する場合には、張り出し部材大梁またはトラスがコアチューブ内の壁脚を貫通しなければならない。大梁またはトラスと周辺のフレーム柱の連結には、ヒンジ連結、または半剛性連結を採用しなければならない。
- 3 構造全体の解析では、張り出し部材による層補強の影響も算入しなければならない。
- 4 列度 9 度においては、張り出し部材による層補強を採用してはならない。
- 5 建設工程および連結の構造においては、温度や軸圧縮力による垂直変形に伴う、張り出し部材による層補強に及ぼす影響を低減する措置を講じなければならない。

6.7.2 フレームコアチューブ構造のコアチューブ、ダブルチューブ構造の内側チューブの耐震壁については、本章 6.4 節の関連規定を満たさなければならない。耐震壁厚、垂直方向および水平方向に分布する鉄筋については、本章第 6.5 節の規定を満たさなければならない。チューブ最下層部の補強部位および隣接する上層部については、その壁厚を変更してはならない。1、2 級チューブ角部の境界部材については、以下の要求に基づき補強しなければならない。最下層補強部位については、境界拘束部材の壁脚に沿った長さを壁脚断面高さの 1/4 とし、境界拘束部材の範囲内全体にフープ筋を配筋しなければならない。最下層補強部位以上の全高範囲内においては、本章の図 6.4.7 の隅角壁に基づき、境界拘束部材を設置しなければならない。境界拘束部材の壁脚に沿った長さは、壁脚断面高さの 1/4 としなければならない。

6.7.3 内チューブのドア開口部は隅角部を避けるのが望ましい。

6.7.4 床梁は、内側チューブまたはコアチューブの隅角部に集中させてはならない。また、開口部の連結梁上に集中させてもならない。内チューブまたはコアチューブ内の床梁のサポート位置は、埋込型柱上に設置しなければならない。

6.7.5 1、2 級コアチューブおよび内チューブ中のスパン・梁高さ比が 2 以下の連結梁については、梁幅が 400mm 以上の場合に、交差式埋込型柱配筋を採用し、総せん断力を、埋込

型柱配筋で担保しなければならない。またフレーム梁構造の要求に基づき、普通フープ筋を設置しなければならない。梁断面幅が 200mm 以上かつ 400mm 未満の場合には、普通フープ筋以外にも、別途、交差式鉄筋を設置しなければならない。

6.7.6 チューブ構造の層の連結部分の耐震設計については、本規則付録 E.2 の規定を満たさなければならない。

和訳責任者：斉藤大樹
独立行政法人建築研究所
国際地震工学センター 上席研究員
tsaito@kenken.go.jp
〒305-0802 茨城県つくば市立原 1
電話 029-864-6751 FAX029-864-6777