Building Editor Ver.5.13

ユーザーズマニュアル

Structure
株式会社ストラクチャー

目次

§0. はじめに
0.1 このプログラムについて …… 1
0.2 このマニュアルについて …… 1
§1. プログラムの概要
1.1 プログラムの目的 …… 2
1.2 プログラムの制限
1.2.1 建物の規模の制限 …… 4
1.2.2 取り扱える部材の形状 …… 4
1.2.3 取り扱える材料 …… 5
1.2.4 取り扱える荷重 …… 5
1.3 準拠する計算規準 …… 6
1.4 使用単位 …… 6
§2. 計算の方法
2.1 一般事項
2.1.1 材料定数と許容応力度 …… 8
2.1.2 用語の定義 …… 11
2.2 準備計算
2.2.1 荷重計算の概要 …… 14
2.2.2 部材の重量 …… 14
2.2.3 設計地震力 …… 20
2.2.4 積雪荷重・風荷重 …… 21
2.2.5 剛性計算の概要 …… 22
2.2.6 柱量・壁量 …… 28
2.2.7 べた基礎の計算 …… 29
2.3 応力計算
2.3.1 基本事項 …… 31
2.3.2 計算の概要 …… 31
2.4 層間変形角・剛性率・偏心率
2.4.1 層間変形角 …… 36
2.4.2 剛性率 …… 36
2.4.3 偏心率 …… 37
2.5 断面計算
2.5.1 基本事項 …… 39
2.5.2 RC大梁の断面計算 …… 40
2.5.3 RC柱の断面計算 …… 44
2.5.4 RC耐震壁の断面計算 …… 48
2.5.5 RC柱梁接合部の断面計算 …… 51
2.5.6 鉄骨大梁の断面計算 …… 52
2.5.7 鉄骨柱の断面計算 …… 56
2.5.8 柱梁耐力比の計算 …… 61
2.5.9 ブレースの断面計算 …… 62
2.5.10 SRC大梁の断面計算 …… 63
2.5.11 SRC柱の断面計算 …… 68
2.5.12 SRC非埋込柱脚の断面計算 …… 74
2.5.13 SRC埋込柱脚の断面計算 …… 76
2.5.14 SRC耐震壁の断面計算 …… 77
2.6 保有水平耐力の計算
2.6.1 基本事項 …… 79

2.6.2 計算の概要 …… 79
2.6.3 建物のモデル化 …… 81
2.6.4 部材のモデル化 …… 82
2.6.5 部材耐力の計算式 …… 87
2.6.6 必要保有水平耐力 …… 108
2.6.7 節点振分け法 …… 113
2.7 風圧力に関する計算 …… 114
2.8 耐震診断 …… 116
2.9 エネルギー法 …… 119
付録. エコープリントの仕様 …… 122

§0. はじめに

0.1 このプログラムについて

このプログラムは、2007 年 6 月 20 日施行の改正建築基準法にもとづく制度（以下「新制度」という）以前に大臣認定を取得した構造計算プログラム[注 1)] を新制度に準拠した内容に改めたものです。また、それ以降に日本建築学会の計算規準[注 2)] が改定されましたので、その内容にもとづいた修正も加えられています。

注 1)
旧制度（2007 年 6 月 20 日以前）下での大臣認定プログラムの名称と認定番号は以下の通りです。
RC造　：ビルディング・エディタ/RC　TPRG-0087（平成 15 年）
S造　：ビルディング・エディタ/S　TPRG-0088（平成 15 年）
SRC造　：ビルディング・エディタ/SRC　TPRG-0103（平成 17 年）

注 2)
2010 年版の日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、あるいは 2014 年版の日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」を指す。

このプログラムは、新制度において定められたいくつかの構造計算の細則、あるいは新制度下の構造計算書にもとめられる各種の要件を満たすように作成されています。新制度下の構造計算書にもとめられる要件とは以下のようなものです。

- 目次構成が共通の仕様にもとづいている
- チェックリストが共通の仕様にもとづいている
- 出力の内容が共通の（あるいは推奨された）仕様にもとづいている

しかし、とは言っても、これは新制度下での認定を取得したプログラムではありませんので、確認審査の取い上は「非認定プログラム」になります。そのため、「認定プログラム」と比較した場合、このプログラムには下に掲げるような二つの顕著な違いがあります。

① 構造計算書のヘッダーに大臣認定番号が出力されない

新制度下では、大臣認定プログラムを使用した構造計算書であることを証明するために、計算書の各ページのヘッダーに「プログラム名（バージョン番号を含む）」「大臣認定番号」「性能評価番号」「ユーザー番号」「工事名」を出力することとされています。このプログラムでは、当然、「大臣認定番号」「性能評価番号」は出力されません。ただし、「プログラム名」と「工事名」は出力します。

また、計算書の各ページのフッターには「計算開始時刻（最終ページの場合は計算終了時刻）」と「ページ番号」を出力することとされていますが、これについては、このプログラムでも従っています。

② 「認定適用範囲」が存在しない

大臣認定プログラムには、プログラムそのものの適用範囲とはべつに「認定適用範囲」というものが存在し、「プログラムでの処理は最後まで行われるが大臣認定の適用範囲外になる」ということがあります。

このプログラムは「非認定」ですので、当然、「大臣認定の適用範囲」は存在しません。あるのは「プログラムの機能上の制限」だけです。

大臣認定プログラムでは、適用範囲外になる場合にはその旨のメッセージを出力することとされていますが、このプログラムには「適用範囲外」というメッセージはありません。プログラムの処理を最後まで続行することが不可能な場合は「エラーメッセージ」を出力して処理を中止しますが、その他の場合、つまり最後まで処理を行った後に出力されるもの（設計者あるいは第三者に注意を喚起するためのメッセージ）はすべて「警告メッセージ」になります。

0.2 このマニュアルについて

本マニュアルの「§2. 計算方法」は、旧制度（2007 年 6 月 20 日以前）下で大臣認定を取得した時に提出した申請図書の中の「仮定条件と計算理論」の章の内容を基本的には継承したものですが、ただし、冒頭に述べたような新制度あるいは新規準にしたがって内容を改めている部分があります。

なお、本マニュアルでは、プログラムの操作に関わる記述はすべて省略しています。これについてはプログラムに添付されているヘルプファイルをご覧ください。

§1. プログラムの概要

1.1 プログラムの目的

このプログラムは、鉄筋コンクリート（RC）造・鉄骨（S）造・鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）造の建物の構造計算を行うためのものです。具体的な計算項目は以下の通りです。

準備計算
応力計算（立体モデルによる）
断面計算（大梁・柱・耐震壁・プレース）
保有水平耐力の計算（増分解析法による）
計算ルートの判定（層間変形角・剛性率・偏心率の計算等）

ただし、このプログラムで建物の構造計算のすべてがまかなえるわけではありません。このプログラム内で取り扱わない構造計算の主な項目を以下に列挙します。

床スラブおよび小梁の設計
基礎スラブおよび杭の設計
階段・小屋組などの設計
地下壁の設計
鉄骨部材の継手部の設計
鉄骨造の柱脚の設計
ブレース端部と接合部の設計
鉄骨梁の合成梁としての検定
RC梁の主筋のカットオフ長さの検定
耐震壁の開口補強筋の設計

次ページの表 1.1-1 は、このプログラムで検討している項目を構造計算ルートごとにまとめたものです。

※ルート 2-3 の取り扱いについて
計算ルート 2-3 は 2015 年 6 月の法改正により撤廃されていますが、旧版との互換性を考慮し、本プログラムでは従来の規定にしたがった計算を行っています（ただし警告メッセージが出力されます）。

表 1.1-1 構造計算ルートごとの検討項目

○ ： 検討項目

構造種別	RC造					鉄骨造				SRC造				
構造計算ルート	1	2-1	2-2	2-3	3	1-1	1-2	2	3	1	2-1	2-2	2-3	3
高さ ≦ 60m					○				○					
≦ 31m		○	○	○				○						
≦ 20m	○													
地上階数 ≦ 3						○								
≦ 2							○							
高さ ≦ 13m						○								
軒の高さ ≦ 9m						○								
スパン長 ≦ 6m						○								
≦ 12m							○							
C0 ≧ 0.3						○	○							
Σ2.5Aw＋Σ0.7Ac ≧ Z･W･Ai／α	○													
Σ2.5Aw＋Σ0.7Ac ≧ 0.75･Z･W･Ai／α		○												
Σ1.8Aw＋Σ1.8Ac ≧ Z･W･Ai／α			○											
Σ2.5Aw＋Σ1.0Ac＋Σ0.7Aw' ≧ Z･W･Ai／α										○				
Σ2.5Aw＋Σ1.0Ac＋Σ0.7Aw' ≧ 0.75･Z･W･Ai／α											○			
Σ2.0Aw＋Σ2.0Ac ≧ Z･W･Ai／α												○		
層間変形角 ≦ 1/200 *1		○	○	○	○			○	○		○	○	○	○
剛性率 ≧ 0.6		○	○	○				○			○	○	○	
偏心率 ≦ 0.15		○	○	○			○	○			○	○	○	
保有水平耐力仕口部の検討							○	○						
保有水平耐力横補剛の検討							○	○						
保有水平耐力の確認					○				○					○

*1 構造物の変形により著しい損傷が生ずるおそれがない場合は 1/120 とすることができる

1.2 プログラムの制限

1.2.1 建物の規模の制限

X方向スパン数	≦	50
Y方向スパン数	≦	50
階数	≦	50

上記の他、一つの階またはフレームに含まれる部材数や部材リストの総数などに関する制限がありますが、それらについてはヘルプファイルを参照してください。

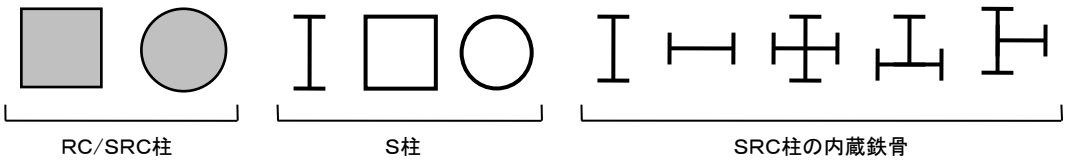
1.2.2 取り扱える部材の形状

大梁

RC造の場合は長方形、S造の場合はH形鋼（充腹形）。
SRC造のコンクリート断面は長方形、内蔵鉄骨はH形鋼（充腹形）。

柱

RC造の場合は長方形または円形。
S造の場合はH形鋼（充腹形）または角形鋼管・円形鋼管（鋼管内部にコンクリートを充填したものは取り扱わない）。
SRC造のコンクリート断面は長方形、内蔵鉄骨はH形鋼（充腹形）またはH形鋼とT形鋼の組み合わせ。



柱脚

SRC造の柱脚については、埋込み・非埋込み形式を取り扱う。
S造の柱脚については、保有水平耐力計算時にその耐力を評価することができる（保有水平耐力接合にならない場合）が、一次設計時には母材の検定しか行われない。

耐震壁

開口のある耐震壁を取り扱う（ただし開口数は最大二個まで）。
SRC造の場合は内蔵ブレース・内蔵鋼板を指定することもできる。

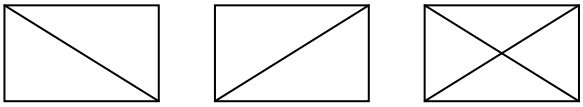
壁スリット

フレーム内のRC壁には、「建築物の構造関係技術基準解説書(2015)」に説明のある「完全スリット型」「部分スリット型」のスリットを指定することができる。

ブレース

全体形状はX形・Z形・N形のいずれかとする（Z形とN形を組み合わせることにより「K形ブレース」とすることも可能）。
端部はつねにピン接合とする。
部材形状の指定はなく、断面性能をユーザーが直接指定する。
X形の場合には「引張りブレース」（圧縮側の応力を引張り側の応力に変換して断面計算を行う）を指定することができ

る。



N形　　Z形　　X形

スラブ・床組

スラブの荷重伝達方向として「一方向」または「二方向」を指定することができる。
床組内の任意の位置に小梁（最大 40 本）を配置することができる。ただし「格子梁」は取り扱わない。
「片持ちスラブ」「片持ち小梁」を取り扱うことができる。

小梁

RC造の場合は長方形、S造の場合はH形鋼。

雑壁（フレーム外の壁）

小梁上、あるいは任意の位置にRCの壁を指定することができる。
小梁上に指定されたものは荷重計算ならびに剛性率・偏心率・壁量の計算に考慮される。任意位置に指定されたものは剛性率・偏心率・壁量の計算に考慮される。

1.2.3 取り扱える材料

コンクリート

普通コンクリート ： Fc18～Fc60
軽量コンクリート ： Lc18～Lc36 （第 1 種・第 2 種）

鉄筋

丸鋼 ： SR235, SR295 （鉄筋径 ： R9～R41）
異形鉄筋 ： SD295, SD345, SD390, SD490 （鉄筋径 ： D10～D41）
高強度鉄筋 ： 大梁・柱のせん断補強筋に限り使用可

注）高強度鉄筋については以下のものが使用可能です。
ウルボン ： 高周波熱練㈱（大臣認定番号 MSRB-9009）
リバーボン 1275 ： JFE テクノワイヤ㈱（大臣認定番号 MSRB-9003）

鉄骨

一般構造用圧延鋼材	： SS400
溶接構造用圧延鋼材	： SM400, SM490, SM520
建築構造用圧延鋼材	： SN400, SN490
一般構造用炭素鋼鋼管	： STK400, STK490
一般構造用角形鋼管	： STKR400, STKR490
建築構造用冷間成形角形鋼管	： BCP235, BCP325, BCR295

1.2.4 取り扱える荷重

一般の区域（多雪区域以外）

長期 ： G + P
短期（地震時） ： G + P + K
短期（積雪時） ： G + P + S
短期（暴風時） ： G + P + W

多雪区域

長期 ： G + P + 0.7S
短期（地震+積雪時） ： G + P + K + 0.35S

短期（積雪時）：G + P + S
短期（暴風時）：G + P + W+ 0.35S

G ： 建築基準法施行令第 84 条に規定する固定荷重による応力
P ： 建築基準法施行令第 85 条に規定する積載荷重による応力
K ： 建築基準法施行令第 88 条に規定する地震力による応力
S ： 建築基準法施行令第 88 条に規定する積雪荷重による応力
W ： 建築基準法施行令第 88 条に規定する風荷重による応力

上記以外の荷重（地下階に作用する土圧・水圧など）はユーザーが適宜直接指定することになります。
下に直接指定できる荷重の種類をまとめて表示します。

直接指定できる荷重の種類	荷重を考慮する計算の種類	使用例
大梁に作用する部材荷重	建物重量・鉛直荷重時応力計算	屋上のパラペット
柱に作用する部材荷重	鉛直荷重時応力計算	土圧・水圧
節点に作用する集中荷重	建物重量・鉛直荷重時応力計算	設備機器・広告塔
追加建物重量	建物重量・重心位置の計算	屋外の独立階段

1.3 準拠する計算規準

建築基準法・同施行令・同告示
建築行政情報センター，日本建築防災協会「建築物の構造関係技術基準解説書」（2015）（2020）
日本建築センター「冷間成形角形鋼管設計施工マニュアル」（2003）
日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（2018）
日本建築学会「鋼構造計算規準・同解説」（2005）
日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（2014）
日本建築学会「鋼構造塑性設計指針」（2010）
日本建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」（1990）

なお、上の基準等を、本説明書中では以下のように略記しています。

建築基準法施行令 → 施行令
建築物の構造関係技術基準解説書 → 技術基準解説書
鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 → RC規準
鋼構造計算規準・同解説 → S規準
鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 → SRC規準

1.4 使用単位

本プログラムの使用単位は国際単位系（SI 単位）にもとづき、入出力ともに以下のような単位を使用しています。

力 → ニュートン(N)またはキロニュートン(kN)
長さ → ミリメートル(mm)またはメートル(m)
面積 → 平方ミリメートル(mm^2)

ただし、鋼材の断面積については平方センチメートル(cm^2)単位が常用されていますので、それにしたがっています。

本説明書中の使用単位は、とくに本文中にことわりがない限り、以下のようになります。

力 → N
長さ → mm
面積 → mm^2
断面係数 → mm^3

断面二次モーメント → mm^4
応力度 → N/mm^2

§2. 計算の方法

2.1 一般事項

2.1.1 材料定数と許容応力度

(1) 材料定数

表 2.1.1-1 材料定数

材料	ヤング係数 E (N/mm^2)	せん断弾性係数 G (N/mm^2)	ポアソン比 ν	単位重量 γ (kN/m^3)
コンクリート	$3.35\times10^4\times(\gamma/24)^2\times(Fc/60)^{1/3}$ Fc :設計基準強度 (N/mm^2)	$E/2(1+\nu)$	0.2	入力による注)
鉄筋	2.05×10^5	—	—	—
鉄骨	2.05×10^5	$E/2(1+\nu)$	0.3	78.5

注) ユーザーは鉄筋コンクリートの単位重量を入力します(初期設定値 24)。コンクリートの単位重量はこの値から 1.0(kN/m^3)を引いたものとします。

(2) 許容応力度・材料強度

コンクリート

表 2.1.1-2 コンクリートの許容応力度

	許容応力度 (N/mm^2)			
	長期		短期	
	圧縮	せん断	圧縮	せん断
普通コンクリート	Fc/3	Fc/30 かつ (0.5+Fc/100) 以下	長期の値の 2 倍	長期の値の 1.5 倍
軽量コンクリート 1 種・2 種		普通コンクリートの値の 0.9 倍		

Fc はコンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)をあらわす。材料強度は設計基準強度の値とする。

鉄筋

表 2.1.1-3 鉄筋の許容応力度

	許容応力度 (N/mm^2)			
	長期		短期	
	引張り・ 圧縮	せん断補強用	引張り・ 圧縮	せん断補強用
SD295A・B	195	195	295	295
SD345	215 (195) 注)	195	345	345
SD390	215 (195) 注)	195	390	390
SD490	215 (195) 注)	195	490	490
SR235	155	155	235	235
SR295	155	195	295	295

注) D29 以上の太さの鉄筋は( )内の数値とする。

表 2.1.1-4 鉄筋の基準強度

異形鉄筋	基準強度(N/mm^2)	丸鋼	基準強度(N/mm^2)
SD295A・B	295	SR235	235
SD345	345	SR295	295
SD390	390		
SD490	490		

高強度せん断補強筋の許容応力度は以下のとおりです。材料強度については本文の計算式中に特記します。

表 2.1.1-5 高強度せん断補強筋の許容応力度

製品名	許容応力度（N/mm²）	
	長期	短期
ウルボン	195	585
リバーボン 1275	195	585

鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度

表 2.1.1-6 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度

	長期		短期
	上端筋	その他の鉄筋	
異形鉄筋	Fc/15 かつ (0.9+Fc･2/75) 以下	Fc/10 かつ (1.355+Fc/25) 以下	長期の値の 1.5 倍
丸鋼	Fc･4/100 かつ 0.9 以下	Fc･6/100 かつ 1.35 以下	

上端筋とはその鉄筋の下に 300mm 以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう

鉄骨

表 2.1.1-7 鉄骨の許容応力度

		許容応力度（N/mm²）			
		長期		短期	
		圧縮･引張･曲げ	せん断	圧縮･引張･曲げ	せん断
SS400, SM400 SN400, STKR400 STK400, BCP235 注 2)	t ≦ 40 注 1) t ＞ 40	短期の値の 2/3 倍	短期の値の 2/3 倍	235 215	F / √3
SM490, SN490 BCP325 注 2)	t ≦ 40 t ＞ 40			325 295	
SM520	t ≦ 40 t ＞ 40			355 335	
BCR295 注 2)				295	

注 1） t は鋼材の厚さ(mm)を示します。
注 2） BCP235･BCP325･BCR295 鋼材は国土交通大臣認定が必要です。

座屈を考慮した長期の許容圧縮応力度 f_c、および長期の許容曲げ応力度 f_b は上表のFの値をもとに下式によりさだめ、短期の値はこれの 1.5 倍とします。

許容圧縮応力度

$\lambda \leqq \Lambda$ の時　$f_c = \dfrac{1.0 - 0.4\left[\dfrac{\lambda}{\Lambda}\right]^2}{\nu} F$　　$\nu = \dfrac{3}{2} + \dfrac{2}{3}\left[\dfrac{\lambda}{\Lambda}\right]^2$

$\lambda > \Lambda$ の時　$f_c = \dfrac{0.277F}{\left[\dfrac{\lambda}{\Lambda}\right]^2}$　　$\Lambda = \sqrt{\dfrac{\pi^2 E}{0.6F}}$

λ ： 細長比 (座屈長 / 断面二次半径)
E ： ヤング係数

許容曲げ応力度

$\lambda_b \leqq {}_p\lambda_b$ の時　$f_b = F / \nu$

${}_p\lambda_b < \lambda_b \leqq {}_e\lambda_b$ の時　$f_b = \dfrac{1.0 - 0.4\left[\dfrac{\lambda_b - {}_p\lambda_b}{{}_e\lambda_b - {}_p\lambda_b}\right]}{\nu} F$

${}_e\lambda_b < \lambda_b$ の時　$f_b = F / (2.17\lambda_b^2)$

$\nu = \dfrac{3}{2} + \dfrac{2}{3}\left[\dfrac{\lambda_b}{{}_e\lambda_b}\right]^2$

$\lambda_b = \sqrt{M_y / M_e}$

${}_e\lambda_b = 1.29$

$M_e = C\sqrt{\dfrac{\pi^4 EI_y \cdot EI_w}{l_b^4} + \dfrac{\pi^2 EI_y \cdot G \cdot J}{l_b^2}}$

補剛区間内で曲げモーメントが直線的に変化する場合

${}_p\lambda_b = 0.6 + 0.3(M_2/M_1)$
$C = 1.75 - 1.05(M_2/M_1) + 0.3(M_2/M_1)^2$
ただし $C \leqq 2.3$

補剛区間内で曲げモーメントが最大となる場合

${}_p\lambda_b = 0.3$
$C = 1.0$

l_b ： 圧縮フランジの支点間距離
λ_b ： 曲げ材の細長比
${}_e\lambda_b$ ： 弾性限界細長比
I_y ： 弱軸回りの断面2次モーメント
I_w ： 曲げねじり定数
E ： ヤング係数
G ： せん断弾性係数
J ： サンブナンのねじり定数
M_e ： 弾性横座屈モーメント
M_y ： 降伏モーメント
M_1, M_2 ： 座屈区間端部の大きい方および小さい方の強軸回りの曲げモーメント

材料強度は、以下の基準強度の値をとります。

表 2.1.1-8 鉄骨の許容応力度

	基準強度(N/mm²)	
	t ≦ 40	t ＞ 40
SS400, SM400, SN400, STKR400, STK400	235	215
SM490, SN490	325	295
SM520	355	335
BCR295	295	－
BCP235	235	－
BCP325	325	－

t は鋼材の厚さ(mm)を示す。

2.1.2 用語の定義

(1) 建物

計算の対象となる建物は、図 2.1.2-1 に示すような XYZ の三次元座標上で、各基準軸に平行な複数のグリッド線により定義づけられます。

XY 平面上の、X 軸及び Y 軸に平行なグリッド線を**軸**または**通り**と呼びます。各グリッド線の間隔を（X 方向または Y 方向の）**スパン長**と呼びます。Z 軸方向のグリッド線を**階**、その間隔を**階高**と呼びます。ただし、「階」という呼び方をした場合、単に特定の XY 平面を指し示すだけでなく、その平面から直上にある XY 平面までの範囲を指し示す場合があります（Zn 階の柱・壁など）。

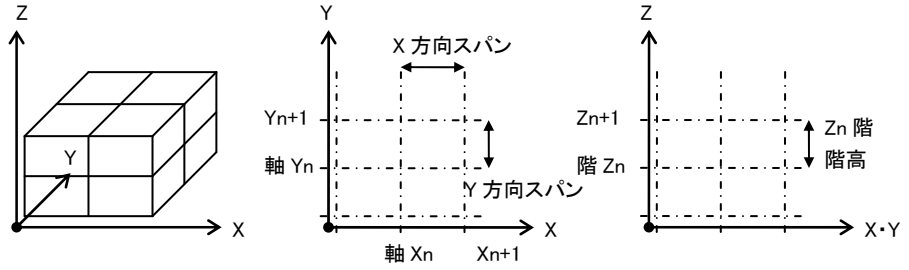


図 2.1.2-1　建物・軸・階

(2) 節点

上記の XYZ 軸に平行なグリッド線の各交点を**節点**と呼びます。節点は、部材を定義するための境界点になります（次項参照）。ただしユーザーが節点を「無効化」することにより、特定の節点を部材の境界点から除外することができます。

節点は、XY 平面上で最初に定義された位置（XY グリッド線の交点）から任意の位置に移動させることができます。ただし各節点はつねに最初に定義された位置の属性を持っており、例えば最初の定義位置が Xn 軸であれば、移動後の位置に関わりなく、それは Xn 軸上の節点と呼ばれます。

(3) 部材

上記の XYZ 軸に平行なグリッド線の各交点を**節点**と呼びます。節点は、次項に述べる部材を定義するための境界点になります。

各節点を相互に結んだ線要素を部材と呼びます。これには以下の二つの種類があります。

大梁 ： XY 平面上で、同一軸上にある隣り合う節点を結んだもの。

柱　 ： XZ または YZ 平面上で、同一軸上にある隣り合う階の節点を結んだもの。

ただし図 2.1.2-2 に示すように、ユーザーが特定の節点を「無効化」することにより、その節点を部材の境界としないことができます。

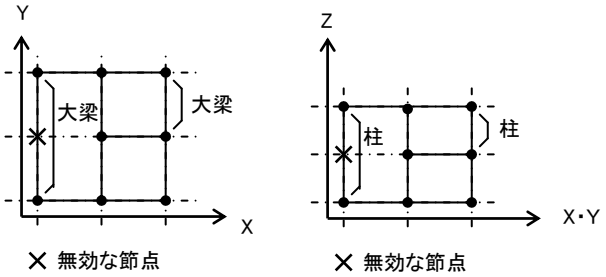


図 2.1.2-2　節点の無効化

(4) 床組・小梁・スラブ

四周を大梁によって囲まれた区画を**床組**と呼びます。各辺の大梁の個数は必ずしも1つとは限らず、また各辺が必ずしも直線である必要はありませんが、おのおのが同一軸上に存在している必要があります（図 2.1.2-3）。

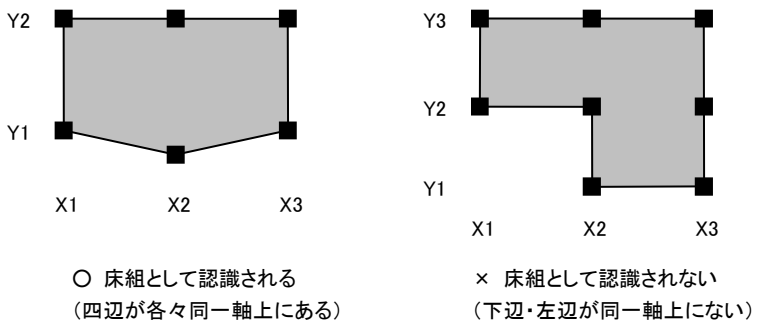


図 2.1.2-3 床組の認識

床組の特殊なケースとして、床組を構成する大梁の一部が片持ち梁になっている場合があります。この場合には、片持ち梁に直交する辺には大梁が存在していなくても床組とみなされます（図 2.1.2-4）。

図 2.1.2-4 周辺に片持ち梁がある床組

床組の構造を定義するために、床組の内部に**サブグリッド**を設けることが出来ます。このサブグリッド線の交点、ないしはサブグリッド線と周辺大梁の交点に二次的な節点を設けます。同一軸上で、これらの節点を結んだものが**小梁**になります。小梁の両端にはその直交方向に大梁または別の小梁が存在していなければなりませんが、図 2.1.2-4 にあるような周辺に片持ち梁がある床組では小梁の一方の端部にのみ大梁が存在するような小梁（片持ち小梁）を指定することができます（図 2.1.2-5）。

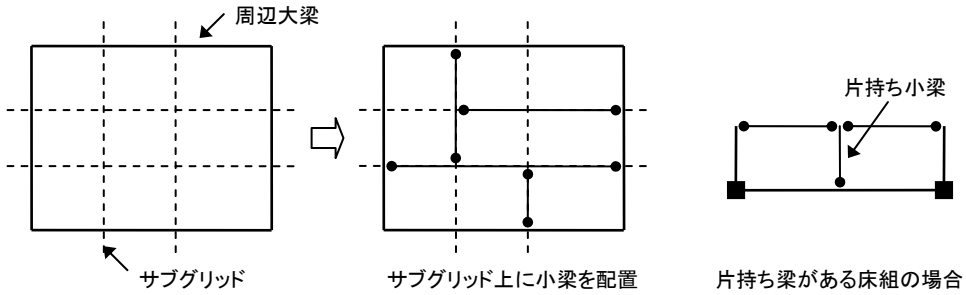


図 2.1.2-5 サブグリッドと小梁の配置

このようにしてサブグリッドにもとづいた小梁を作成して行くと、一つの床組内には、小梁または大梁によって区切られた複数の四辺形が出来上がりますが、その一つ一つに平面要素を配置することが出来ます。これを**スラブ**と呼びます。

(5) 壁・ブレース

この他に、建物を構成する要素として以下のものを定義することが出来ます。

壁 ： 大梁または小梁の上部に存在する面要素。存在の範囲は、ある階の床から一つ上の階の床までになります。

ブレース ： XZ または YZ 平面上で、同一軸にない隣り合う階の二つの節点を結んだ線要素。

(6) 応力計算用の建物モデル

応力計算用の建物モデルは、柱と大梁を、その重心軸を通る線材に置換したものになります。XY 平面上（平面図）では、柱と大梁の軸芯はつねに一致しているものとしますので、荷重計算モデルと応力計算モデルは一致します。しかし XZ または YZ 平面上（立面図）については、荷重計算モデルでは、階レベルと大梁の上端（=床位置）が一致するものとしていますので、これは応力計算モデルと一致しません。応力計算モデルの階レベルは、荷重計算モデル

の階レベルから、梁せいの 1/2 離れた距離にあることになります。
このために、プログラムでは、ユーザーが各階ごとの**標準梁せい**を指定出来るようにし、荷重計算の階レベルから、この標準梁せいの 1/2 だけ下がった位置を応力計算用の階レベルとさだめています。このレベルを**構造階高芯**、上下の構造階高芯間の距離を**構造階高**、構造階高芯と各軸の交点を**応力計算用の節点**と呼びます。一般に、この標準梁せいは、その階の平均的な梁せいの値を入力します(図 2.1.2-6)。

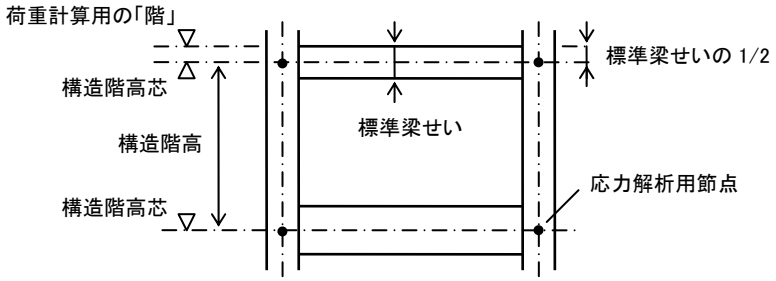


図 2.1.2-6 応力計算用モデル

2.2 準備計算

2.2.1 荷重計算の概要

このプログラムで行っている建物の荷重計算の内容は以下の二つに大きく分類されます。

① 床組と壁、ならびに部材自重によって生じる大梁の負担荷重(**荷重項**)を求め、大梁の荷重項ならびに柱の自重その他によって生じる荷重を各階の節点位置で集計します。これが各階の**節点重量**になります。これらの値は、主として長期応力時の応力計算に用いられます。

② 建物全体の重量を各階ごとにに集計します(**建物重量**)。これは、主として建物の設計地震力の計算に用いられます。

上の②に言う、各階ごとに集計される建物重量とは、Zn 階の床位置から Zn+1 階の床位置までの距離の 1/2 の点と、Zn 階の床位置から Zn−1 階の床位置までの距離の 1/2 の点の範囲内にある荷重を Zn 階の床位置に集計したものを言います(図 2.2.1−1)。

個々の部材の荷重計算においては、上の二つのケースで異なる部分はありませんが、ただし、スラブの荷重計算時の積載荷重の値として、①の場合には「大梁用」、②の場合は「地震力用」の値が使われます。

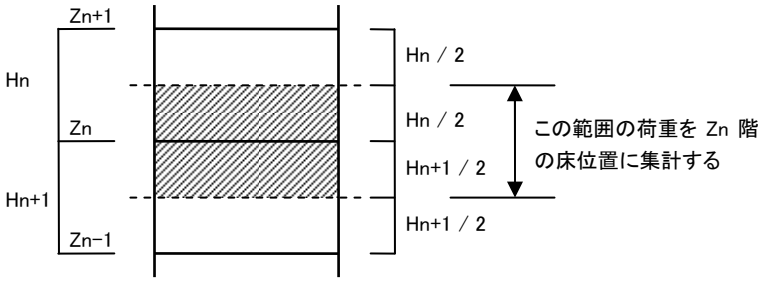


図 2.2.1−1 建物重量の集計範囲

2.2.2 部材の重量

(1) 柱の重量

柱の単位長さ当りの重量は、下式で計算される部材自重に仕上げ材の重量を加えたものになります。

部材自重(kN/m) = 部材の断面積(m^2)×材料の単位重量(kN/m^3)

注) 材料の単位重量は、鉄筋(または鉄骨鉄筋)コンクリートの場合は各階ごとのユーザー指定値、鉄骨の場合は 78.5)

鉄筋(または鉄骨鉄筋)コンクリートの単位重量は各階ごとにユーザーが指定しますが、初期設定は「RC部材では 24(kN/m^3)、SRC部材の場合はこれに 1 を加える」となっています。

仕上げ材の重量はユーザーが指定した単位面積あたりの仕上げ重量(kN/m^2)にもとづいて計算します。単位面積あたりの仕上げ重量は各階ごとに値を変えることができますが、個々の柱で変えることはできませんので、特定の柱の仕上げ重量だけが異なる場合は別途追加荷重などとして入力する必要があります。

図 2.2.2−1 にこのプログラムで指定可能な仕上げ材の形式を示します。

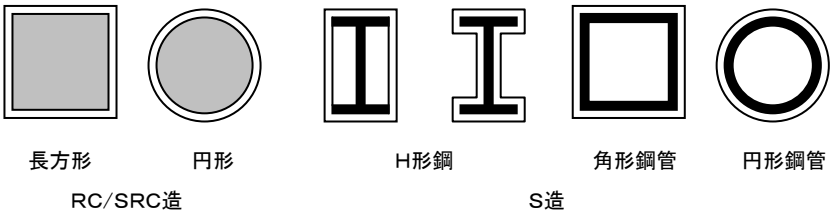


図 2.2.2−1 柱の形状と仕上げ形式

柱の全自重は、前記の単位長さ当りの重量に柱の全長を乗じたものです。その全重量の 1/2 ずつが、柱の上下の節点の節点重量として加算されます(図 2.2.2−2 左)。また、柱の下部に接続する下階の柱がない場合(一般には最下

階の柱）には、柱の下部の節点に取り付く梁の最大のせいに相当する長さの柱の重量を、柱下部の節点重量に加算します（図 2.2.2-2 右。ただし柱が鉄骨造の場合には適用しません）。

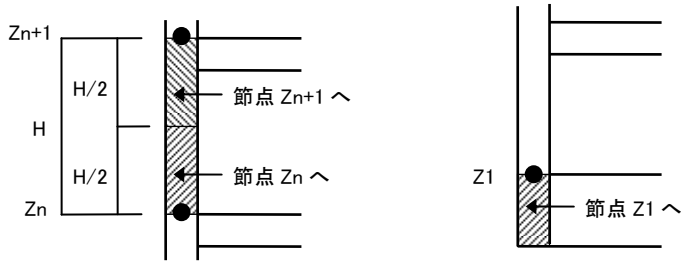


図 2.2.2-2 柱の重量の節点への伝達方法

(2) 梁の重量

梁（大梁・小梁）の単位長さ当りの重量は、下式で計算される部材自重に仕上げ材の重量を加えたものになります。

部材自重(kN/m) = 部材の断面積(m^2)×材料の単位重量(kN/m^3)

注） 材料の単位重量は、鉄筋（または鉄骨鉄筋）コンクリートの場合は各階ごとのユーザー指定値、鉄骨の場合は 78.5）

鉄筋（または鉄骨鉄筋）コンクリートの単位重量は各階ごとにユーザーが指定しますが、初期設定は「RC部材では 24(kN/m^3)、SRC部材の場合はこれに 1 を加える」となっています。

仕上げ材の重量はユーザーが指定した単位面積あたりの仕上げ重量(kN/m^2)にもとづいて計算します。単位面積あたりの仕上げ重量は各階ごとに値を変えることができますが、個々の梁で変えることはできませんので、特定の柱の仕上げ重量だけが異なる場合は別途追加荷重などとして入力する必要があります。

図 2.2.2-3 にこのプログラムで指定可能な仕上げ材の形式を示します。

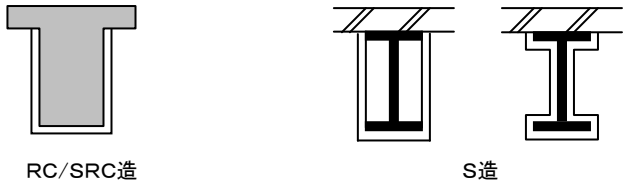


図 2.2.2-3 梁の形状と仕上げ形式

RC/SRC造梁の部材断面積は、その梁の上部に何らかのスラブが取り付いている場合には、自重算出時の梁せいとして、そのスラブ厚分を差し引いたものを用います。これは、そのスラブ厚分の荷重はスラブの荷重として算入されるためです。このスラブ厚は、各階毎にユーザーが**標準スラブ厚**として指定した値が用いられます。

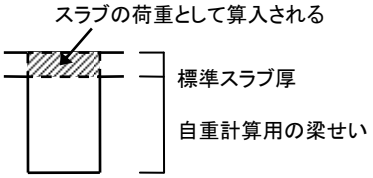


図 2.2.2-4 RC/SRC梁の自重の計算

梁の全自重は、前記の単位長さ当りの重量に梁の全長を乗じたものになります。RC/SRC造大梁の場合、梁の全長とは、上または下に取り付く柱のせい分を差し引いた内法スパンになります。鉄骨造大梁の場合には、スチフナプレート等の存在を考慮し、柱芯（軸芯）間の距離をとります。なお、鉄骨造大梁の場合には、継手部のスプライスプレートやボルトの重さを考慮した重量の割り増しを行うことが出来ます。

小梁の場合には、RC・鉄骨の区別なく、その梁が取り付く大梁または小梁の幅分を差し引いた内法スパンを全長とします。

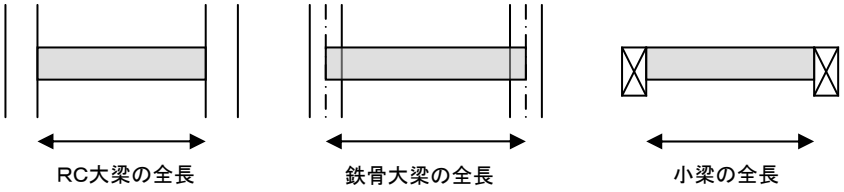


図 2.2.2-5 自重計算用の梁の全長

(3) スラブの重量

スラブの重量は、以下に示すとおり、固定荷重と積載荷重の和になります。固定荷重・積載荷重はいずれもユーザー指定値です。

節点重量(大梁の荷重項)の計算時 ： 固定荷重＋大梁用積載荷重

建物重量の計算時 ： 固定荷重＋地震力用積載荷重

スラブの荷重は、周辺の大梁または小梁に伝達されます。小梁に伝達された荷重は、さらにそれが取り付く大梁に伝達されますので、最終的にはすべての荷重が大梁に伝達されることになります。
スラブ全体の荷重が周辺の梁にどのような割合で配分されるのかを決定するために、プログラムでは、まず、スラブを小さな四辺形要素に分割します(この時の分割長は、各四辺形要素の一辺の長さが 100mm 以内になるように自動的に決定とます)。次に、図 2.2.2-6 に示すように、その四辺形要素の重心位置から、周辺の各梁に垂線を下します。そして、その垂線の長さの最も小さくなる梁にその要素の全荷重が伝達されるものとします(①)。この垂線の長さが等しくなる梁が二つある場合には、要素の全荷重の 1/2 を(②)、垂線の長さが等しくなる梁が三つある場合には要素の前荷重の 1/3 を(③)を、垂線の長さが等しくなる梁が四つある場合には要素の前荷重の 1/4 を(④)各々の梁に分配します。

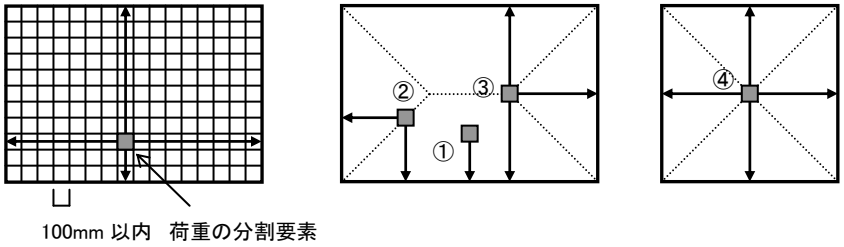


図 2.2.2-6 スラブの荷重伝達

上に述べたのは、スラブの荷重が XY の「両方向に伝達される」とした場合ですが、ユーザーの指定により、荷重の伝達方向を「X 方向のみ」あるいは「Y 方向のみ」とすることもできます(たとえばデッキスラブのような一方向版)。
これを「X 方向にのみ伝達」とした場合には、各要素の荷重は対向する Y 方向の梁、「Y 方向にのみ伝達」とした場合には、各要素の荷重は対向する X 方向の梁にのみ伝達されます。この場合でも基本的な考え方は上と同様で、これらの二つの梁に下ろした垂線の長さの短い方の梁に要素の荷重が伝達されます。

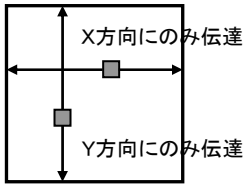


図 2.2.2-7 一方向スラブの荷重伝達

外周スラブ

プログラムでは、各軸(通り芯)と柱・大梁の平面的な部材芯が一致している、との前提に立っていますので、床組の境界は常に通り芯になります。一方、通常の建物の床は、通り芯(大梁の芯)までではなく、建物の外周(柱の外周

面）まで存在しています。プログラムでは、この矛盾を**外周スラブ**という考え方で処理しています。
図2.2.2-8に示すように、大梁の一方の側にのみ床組が取り付く場合、その大梁の他方の側には「外周スラブ」があるものと仮定します（これは必ずしも「建物の外周」であるとは限りません）。外周スラブの出の長さは、大梁が取り付く柱の幅の 1/2 とします。この床の荷重は、各階毎にユーザーが指定した**標準スラブ**の荷重になります。外周スラブの荷重は、等分布荷重として自動的に大梁に作用させます。

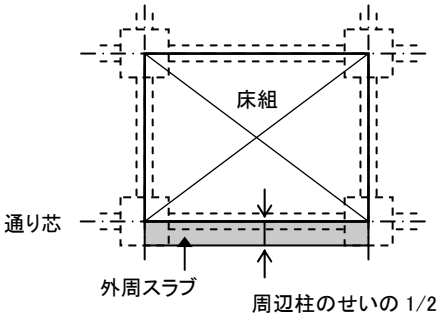


図 2.2.2-8 外周スラブ

片持ちスラブ

片持ちスラブは、その支持辺を取り付く大梁にのみ持つ特殊なスラブです。スラブの荷重の伝達方向（XY 方向・X 方向・Y 方向）にかかわらず、片持ちスラブの全荷重は、それが取り付く大梁に等分布荷重として作用します。
片持ちスラブは、1つの大梁に対し、それが取り付く方向と出の長さによって定義されます（図 2.2.2-9）。片持ちスラブの全体形状はつねに長方形になります。

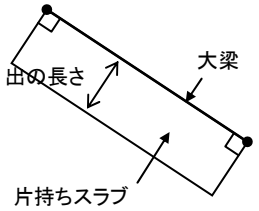


図 2.2.2-9 片持ちスラブ

(4) 壁の重量

壁の単位面積当たりの重量は、部材自重と仕上げ重量の和になります。部材自重は、壁の厚さに鉄筋コンクリートの単位重量を乗じたものです。仕上げ重量は、個別の壁毎のユーザー指定値です（非コンクリート壁の場合には、壁の厚さを 0 と入力し、仕上げ重量を壁の全重量とします）。
壁はつねに「大梁上の壁」または「小梁上の壁」として、その下部にある梁と共に定義されます。

大梁上の壁

壁の上下左右方向に関する存在範囲は、その壁の周辺架構の構造種別によって決定されます。左右方向に関しては、左右の柱がRC造の場合には、その柱の内側の周面まで、鉄骨造の場合には柱の部材芯（=軸芯）までになります。
壁の下端はつねに下階の梁の上端（=床位置）になります。壁の上端は、上部の梁がRC造の場合にはその梁の下端まで、鉄骨造の場合にはその梁の上端（=一つ上の階の床位置）になります（図 2.2.2-10）。

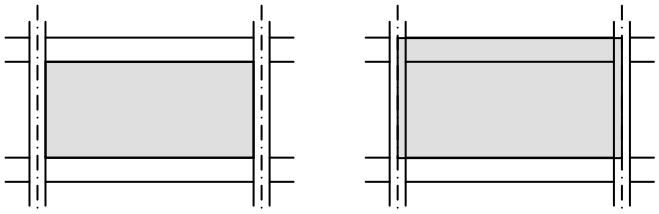
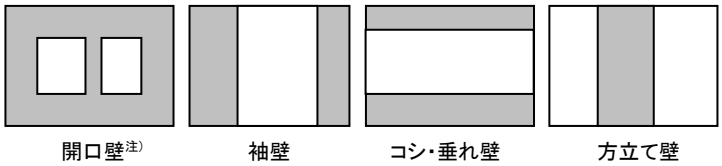


図 2.2.2-10　壁の範囲

壁には図 2.2.2-11 に示すような開口を指定することが出来ます。



注) 最大 6 個の開口まで指定可能

図 2.2.2-11　壁の開口の種類

壁の荷重は上または下の大梁に伝達されますが、その伝達方法として以下の三種類が選べます。

① 1/2 ずつを上下の大梁に伝達する。
② 全荷重を下の大梁に伝達する。
③ 全荷重を上の大梁に伝達する。

①の方法に言う「1/2」とは、具体的には「階高の 1/2」を指しています。つまり図 2.2.2-12 に示すように、この位置で壁を上下に切断し、それぞれの形状に相当する荷重を上下の梁に伝達させます。また②③の方法を選択した場合でも、建物重量の計算時には、壁を階高の 1/2 の位置で切断し、それぞれの荷重を上下の階の床位置における重量として算入します。

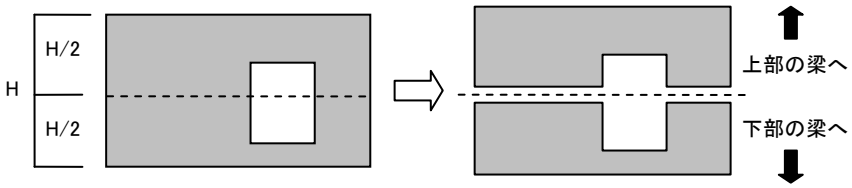


図 2.2.2-12　大梁上の壁の荷重伝達方法

小梁上の壁

小梁上の壁は、その始端位置と長さを指定出来るだけで、その内部に複雑な開口等を指定することは出来ません。
この壁の荷重は、小梁を介し、最終的には大梁の荷重項として組み込まれます。
壁が存在する範囲は、下階の床位置から上階の床位置までとし、上階のスラブ厚さ、もしくはこの壁の上部に存在する小梁のせい等は考慮されません。
梁の荷重項と節点重量の算出時には、この壁の全荷重は下階の小梁に伝達されます。
建物重量の算出時には、階高の 1/2 の位置で壁を切断し、それぞれの荷重を上下階の床位置で集計します。

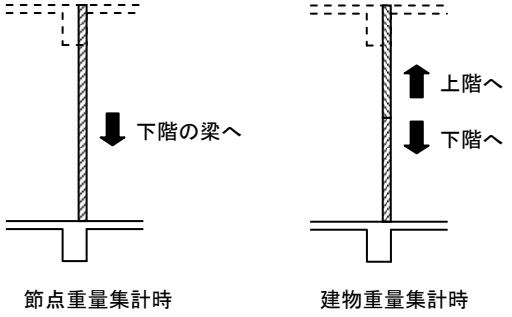


図 2.2.2-13　小梁上の壁の荷重伝達方法

(5) ブレースの重量

ブレースの単位長さ当りの重量は、部材断面積に鉄骨の単位重量 78.5kN/m^{3}を乗じたものになります。ブレース一部材の全重量は単位長さ当りの重量に全長を乗じた値です。
ブレースの全長とは、左右方向に関しては柱の内のり、上下方向に関しては、ある階の床位置から一つ上の階の梁の下端までの距離を言います。
ブレースの全荷重は、その 1/2 ずつが上下の節点の節点重量になります。

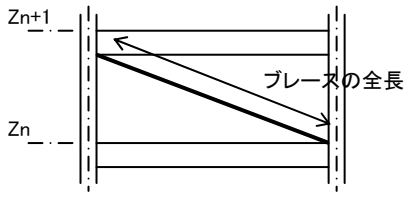


図 2.2.2-14　ブレースの荷重伝達

(6) 追加部材荷重

プログラム内で定義・配置する床組や壁ではあらわすことのできない特殊な形状の荷重（地下階の柱に作用する土圧・水圧、屋根階の梁に作用するパラペットの重量等）を**追加部材荷重**として別途定義し、大梁または柱に作用させることができます。この荷重はすべて固定荷重になり、大梁に対して指定されたものは、大梁の荷重項・節点重量・建物重量に加算されます。柱に対して指定されたものは、単に柱部材の荷重項になります。入力出来る荷重の形状は図 2.2.2-15 に示す 7 種類です。

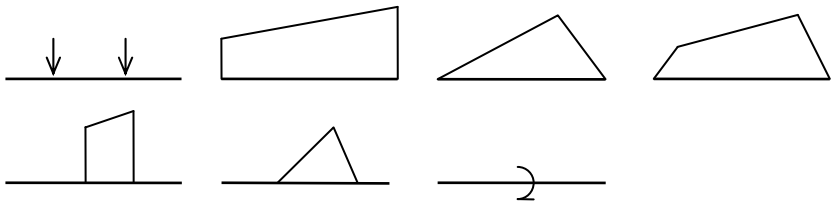


図 2.2.2-15　入力できる追加部材荷重

(7) 追加節点荷重

プログラム内で定義した部材によって生ずる荷重以外に、節点位置に直接作用する特殊な荷重（屋上の設備機器・広告塔の荷重等）がある場合に、これを**追加節点荷重**として別途作用させることができます。これを鉛直方向（下向き）に指定した場合、この荷重はすべて固定荷重になり、節点重量と建物重量に加算されます。

2.2.3 設計地震力

前項までに述べた方法によって得られた建物重量をもとに、施行令 88 条及び昭 56 建告第 1101 号に基づいて設計地震力を計算します。以下にその基本式を記しますが、これによらず、ユーザーが層せん断力または層せん断力係数を直接入力する事もできます。

地上部分

$Qi = Ci \cdot \Sigma Wi$

$Ci = Z \cdot Rt \cdot Ai \cdot C0$

振動特性係数 Rt 及び一次固有周期 T は、施行令に定める方法により下式で求めます（ただし、一次固有周期は、固有値解析によりもとめるか、またはユーザーが直接入力することもできます）。

$Rt = 1.0$: $T < Tc$

$Rt = 1.0 - 0.2 (T / Tc - 1.0)^2$: $Tc \leqq T < 2Tc$

$Rt = 1.6\ Tc / T$: $2Tc \leqq T$

T ： 建物の設計用一次固有周期 $T = h \cdot (0.02 + 0.01\alpha)$

Tc ： 地盤の固有周期(sec)

h ： 建物の高さ(m)

α ： 柱及び梁が鉄骨である階の高さの合計の h に対する比

層せん断力係数の分布係数 Ai は下式により算出します。

$Ai = 1 + (1 / \sqrt{\alpha i} - \alpha i) \cdot \{ 2T / (1 + 3T) \}$

αi ：i層より上の建物重量の地上部分の建物重量の合計に対する比

塔屋部分

$P = K \cdot W$

$K = 1.0 \cdot Z$

P ： 床位置に作用する地震力

K ： 震度

W ： 塔屋階の重量

Z ： 地域係数

地下部分

$P = K \cdot W$

$K = 0.1 \cdot (1.0 - H / 40) \cdot Z$

P ： 床位置に作用する地震力

K ： 震度

W ： 地下階の重量

H ： 地下階床の地盤面からの深さ（m。ただし上限は 20）

注）一次固有周期の精算について

一次固有周期を精算する場合は、床並進モデルの剛性マトリクスから各階の等価せん断剛性を算出した上で固有値解析によりもとめています。応力解析時には床の回転を考慮したモデルを使用していますので、水平荷重時に床の回転を伴う場合は、応力解析結果から得られるせん断剛性とは必ずしも一致しません。

2.2.4 積雪荷重・風荷重

(1) 積雪荷重

単位面積あたりの積雪荷重 S(N/m^2)は施行令 86 条にもとづいて下式によりもとめます。垂直積雪量と積雪の単位重量、および多雪区域かどうかは、特定行政庁の指定にもとづいてユーザーが入力します。

$$S = d \cdot \rho$$

d ： 垂直積雪量（cm）

ρ ： 積雪の単位重量（N/cm/m^2）（ただし $\rho \geqq 20$）

積雪荷重が指定されたスラブが水平面に対して傾斜している場合は、上でもとめた積雪荷重に以下の低減係数 μ を乗じます(ただし、この低減を行うかどうかはユーザーの指定によります)。

$$\mu = \sqrt{\cos(1.5\beta)}$$

β ： 屋根の勾配（度）

積雪後の降雨を考慮した積雪荷重の割増係数

ユーザーの指定がある場合は、平成 30 年 1 月に改正された告示（ 平成 31 年 1 月施行 ）の内容に基づいた積雪荷重の割増係数を算出します。

この規定は「垂直積雪量 15cm 以上の一般区域」に対して適用されますが、この場合、積雪荷重が直接作用している以下の条件を満たす梁を検索します。

- 水平投影長さ 10m 以上
- 傾斜角が 15 度以内
- 鉄骨造

上の条件を満たす全ての梁について割増係数を求め、その内の最大の値を建物全体の積雪荷重に乗じます。

なお、地震力用の積雪荷重の割増は行いません。

(2) 風荷重

「2.7 風圧力の計算」を参照してください。

2.2.5 剛性計算の概要

(1) 柱・大梁の曲げ剛性増大率

柱と大梁の断面二次モーメントＩは、下式に示すとおり、原断面の断面二次モーメント I_0 に剛性増大率 ϕ を乗じたものになります。

$$I = \phi \cdot I_0$$

RC/SRC造柱の場合、上式の ϕ は、柱の両側に取り付く壁の効果による増大率 になります。鉄骨造の柱の場合は、この値はつねに1になります。
大梁の ϕ は、梁の上下に取り付く壁の効果による増大率 ϕ_1 と、上部に取り付くスラブの効果による増大率 ϕ_2 から、下式によりもとめます。ただし鉄骨造の梁の ϕ_1 は、つねに1になります。

$$\phi = \phi_1 + \phi_2 - 1$$

壁による増大率 ϕ_1 の計算には、以下に示す三つの方法があり、ユーザーが選択出来ます（初期設定値は①）。

① 壁を含む全断面積を、原断面と「せい」が同じ長方形断面に置換する。
② 壁を含む全断面積を、原断面と「幅」が同じ長方形断面に置換する。
③ 実形状の値を原断面の図心回りに関し、精算にて求める。

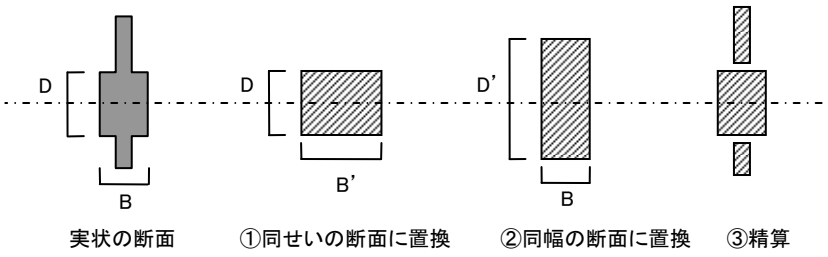


図 2.2.5-1 壁による剛性増大率

RC/SRC造大梁のスラブによる増大率 ϕ_2 の計算には以下の二つの方法があり、ユーザーが選択出来ます（初期設定値は①）。

① 片側スラブ付きの場合を 1.5、両側スラブ付きの場合を 2.0 と定める。
② RC規準第 8 条 2 の規定に従って取り付くスラブの有効幅を求め、その実状の断面の図心回りの断面二次モーメントを精算により求める。

鉄骨造大梁のスラブによる増大率 ϕ_2 の計算には以下に示す三つの方法があり、ユーザーが選択出来ます（初期設定値は①）。

① スラブによる剛性増大を考慮しない（ϕ_2 を 1.0 とする）。
② RC規準第 8 条 2 の規定に従って取り付くスラブの有効幅を求め、その実状の断面の図心回りの断面二次モーメントを精算により求める。

(2) 剛域

ある節点に集合する柱と大梁がすべてRC/SRC造の時、その節点に集合する柱・大梁の端部に剛域を設けることが出来ます（初期設定値）。剛域の長さは「応力計算用節点から部材フェースまでの距離から、その部材せいの 1/4 を引いた値」とします。この時の「部材フェース」及び「部材せい」の値として、部材の原断面を用いるか、または取り付く壁を考慮した値を用いるか、が選択出来ます（初期設定値は「壁を考慮する」）。
図 2.2.5-2 にあるとおり、部材の両側にとりつく壁の長さが異なる場合は長い方の壁を基準にして剛域を定めます。ここでいう「壁」とは、現場打ちのコンクリート壁で、その厚さが 100mm 以上のものを指します。

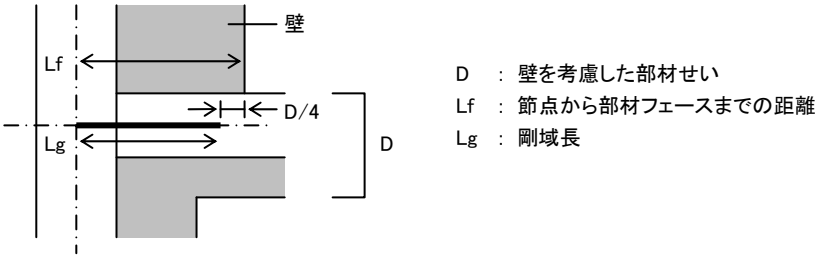


図 2.2.5-2　剛域の計算

剛域設定時の特殊なケースとして、図 2.2.5-3 のように、柱また梁の両側に取り付く壁の状態により、部材両端の剛域長の合計が部材の長さを超えてしまうことがあります。この場合は、便宜的に、部材長さの中点から部材せいの 1/4 の距離までを剛域として設定します。

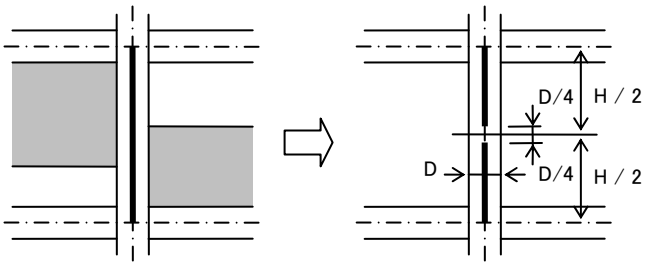


図 2.2.5-3　剛域長が重なる場合

前述のように、柱と大梁の剛性計算時に、それに取り付く壁の効果を考慮することができますが、柱と大梁に対して取り付く壁の有効な長さは壁の開口タイプによってさだめられます（図　2.2.5-4）。壁に開口が二つ以上ある場合には、それらの開口を包含するような一開口（包絡開口）を仮想し、一開口の壁と見なします。

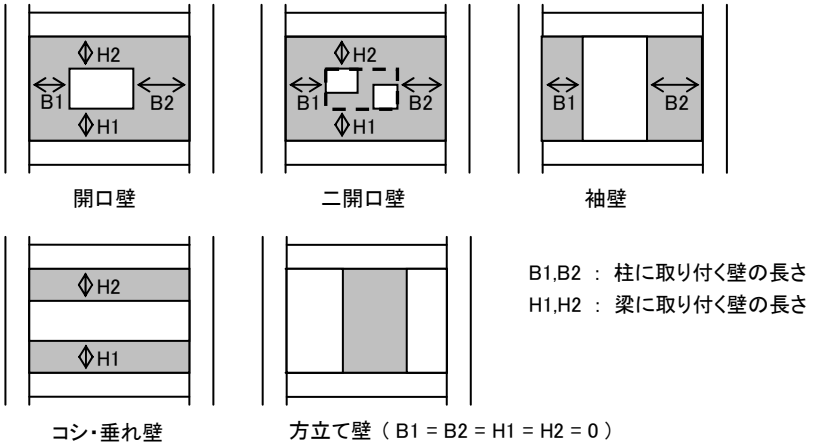


図 2.2.5-4　柱・大梁に取り付く壁の長さ

(3) 耐震壁

耐震壁の条件

大梁上にある壁が以下のすべての条件を満たす時、その壁を耐震壁とみなします。

- 壁のタイプが「無開口」「一開口」「二開口」のいずれかのタイプとします。三つ以上の開口がある場合、および袖壁・腰壁・垂れ壁・方立て壁の場合には、下の条件にかかわらず耐震壁とはみなしません。
- 壁厚が 120mm 以上
- 開口周比が 0.4 以下

開口周比図 2.2.5-5 にある式により求めます。

$$開口周比 = 1.1\sqrt{\frac{h_{op}\cdot l_{op}}{h\cdot l}}$$

l　：両側の柱のせいを含めた壁の全せい
h　：壁の高さ(下部の床面から上部の床面まで)
l_{op}　：開口部の投影長さ
h_{op}　：開口部の投影高さ

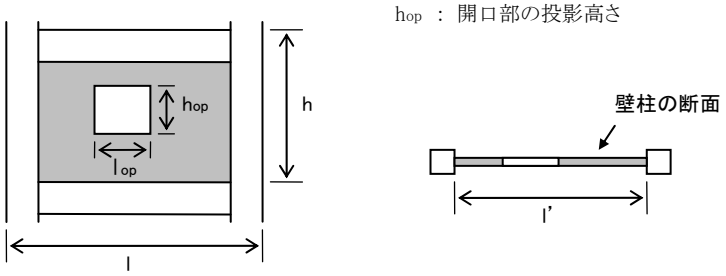
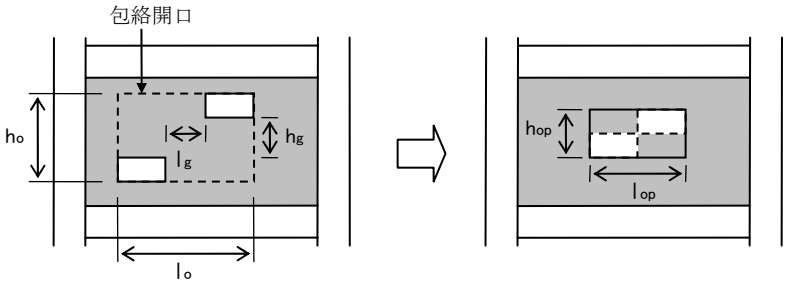


図 2.2.5-5 耐震壁の形状

上にある「開口部の投影長さ」「開口部の投影高さ」は、一開口の場合は開口寸法そのものになりますが、二開口の場合のもとめ方を図2.2.5-6に示しました。ここにあるように、「開口部の投影長さ」とは、包絡開口の長さから左右方向の開口の間隔(左右方向に重複する場合は 0 とする)を引いたもの、「開口部の投影高さ」とは、包絡開口の高さから上下方向の開口の間隔(上下方向に重複する場合は 0 とする)を引いたものです。



投影長さ $l_{op} = l_o - l_g$ (開口が左右方向に重複する場合は $l_g = 0$)
投影高さ $h_{op} = h_o - h_g$ (開口が上下方向に重複する場合は $h_g = 0$)

図 2.2.5-6 開口部の投影長さ・投影高さ

開口周比の計算ならびに耐震壁のモデル化は、左右に柱がある 1 スパンの壁ごとに行われますので、壁が複数スパンに連続して存在している場合の壁の全せいlは図 2.2.5-7 に示すようにとられます。また、この値には左右の柱に取りつく袖壁の長さは含みません。

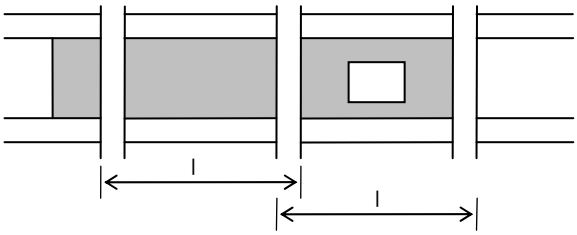


図 2.2.5-7 壁の全せいlのとり方

耐震壁のモデル化

耐震壁は、図 2.2.5-8 に示すように、これを壁板をあらわす壁柱に置換する(壁エレメント)か、もしくは一組の X 形ブレースに置換します。いずれの場合も、左右の付帯柱はピン接合とし、上下の梁については(耐震壁による境界効果を取り入れるため)断面二次モーメントを原断面の 100 倍にします。

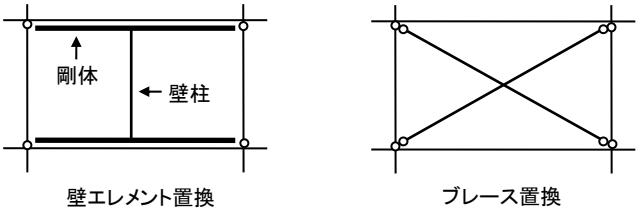


図 2.2.5-8 耐震壁のモデル化

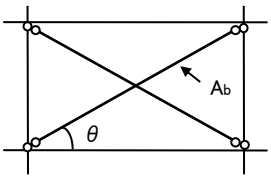
壁柱の断面性能は図2.2.5-5右に示した壁板断面のものとし、断面積・断面二次モーメントについては壁の開口を差し引いてもとめます。せん断用断面積 A_s は下式にて計算します。

$$A_s = \beta \cdot r \cdot t \cdot L' / \kappa$$

β ： せん断剛性低下率(ユーザー指定)
r ： 開口低減率 = 1.0 − 1.25×開口周比
t ： 壁板の厚さ
L'： 壁板の長さ
κ ： 形状係数 = 1.2

ブレース置換とする場合の置換ブレースの断面積 A_b は次式にて計算します。

$$A_b = \frac{\beta \cdot r \cdot G \cdot t \cdot L^2}{2E \cdot \kappa \cdot H \cdot \cos^3 \theta}$$



β ： せん断剛性低下率(ユーザー指定)
r ： 開口低減率 = 1.0 − 1.25×開口周比
t ： 壁板の厚さ
G ： せん断弾性係数
E ： ヤング係数
κ ： 形状係数 = 1.2

図 2.2.5-9 耐震壁のブレース置換

(4) スリット壁の取り扱い

このプログラムでは、完全スリット壁と部分スリット壁を取り扱うことが出来ます。これは、技術基準解説書の「付録1-3.2」にある「タイプ A」「タイプ B」の壁に相当するものです。またこの他に、壁の左右上下の各部について、剛性への算入・不算入をユーザーが個別に指定することも出来ます。

① 完全スリット壁

これは「タイプ A」に相当するものです。すべての開口形状の壁に対して適用可能です。この壁は荷重の影響だけが考慮され、柱と大梁の剛性増大率・壁量・剛性率・偏心率の計算には算入されません。

② 部分スリット壁

これは「タイプ B」に相当するもので、図 2.2.5-10 に示すような袖壁・腰壁・垂れ壁に対して適用可能です。この壁は、柱と大梁の剛性増大率・壁量の計算には算入されません。ただし袖壁については、剛性率・偏心率の計算時に、この壁の剛性を「フレーム外の雑壁」として算入します。

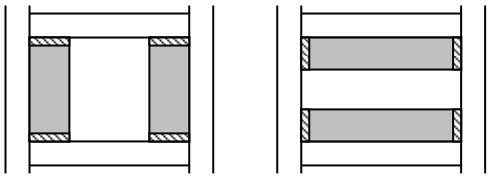


図 2.2.5-10 部分スリット壁

③スリットの個別指定

上記以外の特殊な形状のスリットを用いた場合には、図 2.2.5-11 に示すような壁の各部（左右の袖壁部分・下部の腰壁部分・上部の垂れ壁部分）について、剛性の算入・不算入をユーザーが個別に指定することが出来ます。たとえば、ここで上下の壁を不算入とした場合には「袖壁」、左右の壁を不算入とした場合には「コシ・垂れ壁」と同様の扱いになります。
ここで「剛性に不算入」とされた壁は「部分スリット壁」として取り扱います。つまり、左右の袖壁部分については、これを「剛性に不算入」とされた場合でも、壁量の計算時には、これを「方立て壁」の扱いで算入します。また、剛性率・偏心率の計算時には、この壁の剛性を「フレーム外の雑壁」として算入します。

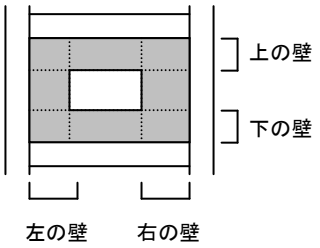


図 2.2.5-11　スリットの個別指定

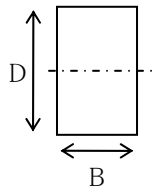
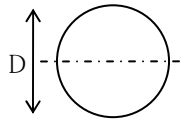
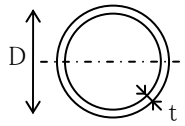
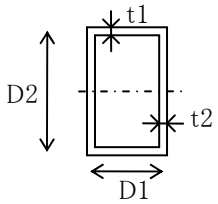
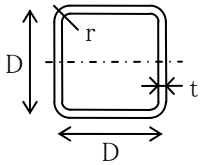
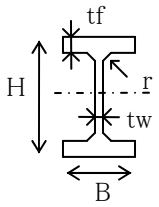
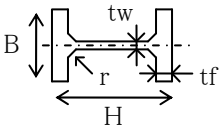
(5) ブレース

ブレースは両端ピンのトラス材とし、その断面積はユーザーの指定になります。
X 形のブレースの場合、ユーザーが「引張に対してのみ有効（引張りブレース）」と指定することができますが、その指定があった場合には、断面積を 1/2 にします。

(6) 各種断面の断面性能

表 2.2.5-1 に、プログラムで使用する各種断面の断面積（A）・断面二次モーメント（I）・断面係数（Z）の計算式を示します。なお、断面二次モーメントと断面係数は、図中に一点鎖線で示した主軸にかんするものになります。

表 2.2.5-1 各種断面の断面性能

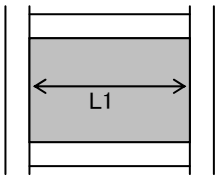
	A	BD
	I	$BD^3/12$
	Z	$BD^2/6$
	Zp	$BD^2/4$
	A	$\pi D^2/4$
	I	$\pi D^4/64$
	Z	$\pi D^3/32$
	Zp	$D^3/6$
	A	$\pi\{D^2-(D-2t)^2\}/4$
	I	$\pi\{D^4-(D-2t)^4\}/4$
	Z	$I/(D/2)$
	Zp	$(D^3/6)\{1-(1-2t/D)^3\}$
	A	$D1\cdot D2-(D1-2\cdot t2)(D2-2\cdot t1)$
	I	$\{D1\cdot D2^3-(D1-2\cdot t2)(D2-2\cdot t1)^3\}/12$
	Z	$I/(D2/2)$
	Zp	$D1\cdot t1(D2-t1)+(D2-2\cdot t1)^2\cdot t2/2$
	A	$4(D-2\cdot r)\cdot t+\pi(2\cdot r\cdot t-t^2)\}$
	I	$(D-2\cdot r)\{D^3-(D-2\cdot t)^3+2\cdot t(D-2\cdot r)^2\}/12$ $+(2\cdot r\cdot t-t^2)\cdot E^2$ $E=0.4244(3\cdot r^2-3\cdot r\cdot t+t^2)/(2\cdot r-t)+D/2-r$
	Z	$I/(D/2)$
	Zp	$\{D^3-(D-2\cdot t)^3/4-0.4292\cdot r^2(d-0.4467\cdot r)$ $+0.4292\cdot(r-t)^2\{d-2\cdot t-0.4467\cdot(r-t)\}$
	A	$2\cdot B\cdot tf+tw\cdot(H-2\cdot tf)+0.8584\cdot r^2$
	I	$\{B\cdot H^3-(B-tw)(H-2\cdot tf)^3\}/12+$ $+0.8584\cdot r^2(0.5H-tf-0.2234\cdot r)^2$
	Z	$I/(H/2)$
	Zp	$B\cdot tf(H-tf)+(H-2\cdot tf)^2 tw$ $+0.4292\cdot r^2(H-2\cdot tf-0.4467\cdot r)$
	A	$2\cdot B\cdot tf+tw\cdot(H-2\cdot tf)+0.8584\cdot r^2$
	I	$tf\cdot B^3/6-(H-2\cdot tf)tw^3/12+$ $+0.8584\cdot r^2(0.2234\cdot r+0.5\cdot tw)^2$
	Z	$I/(B/2)$
	Zp	$tf\cdot B^2/2+(H-2\cdot tf)tw^2/4$ $+0.4292\cdot r^2(tw+0.4467\cdot r)$

2.2.6 柱量・壁量

建築基準法施行令にさだめる壁量の計算に当たり、壁量として算入される値は、壁のタイプに応じて以下のようになります（壁量として算入される断面積を「A_w」、柱量として算入されるものは、実在の柱断面積「A_c」と区別するために「A_w'」と表記します）。ただし、A_w に算入できる壁（下記の①～③）は壁厚が 120mm 以上あることが条件になります。
なお、壁が基準軸に対して傾き θ を持っている場合には、下記の壁量に $\cos^2\theta$ を乗じたものを X 方向に関する有効な壁量、$\sin^2\theta$ を乗じたものを Y 方向に関する有効な壁量とします（θ は基準 X 軸に対する壁の傾斜角）。

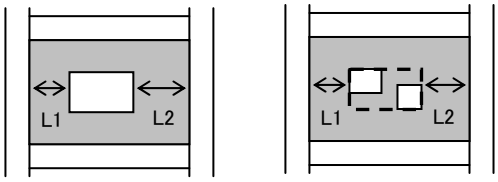
① 無開口耐震壁

$A_w = t \cdot L1$　（t ： 壁厚）



② 開口耐震壁

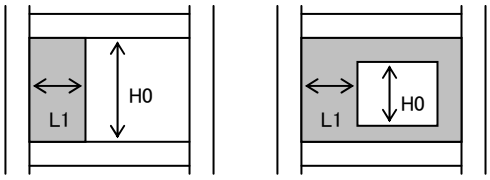
$A_w = t \cdot (L1 + L2)$



複数の開口がある場合は、右のように、それらの開口を包含するような一開口を仮想し、一開口の壁として取り扱います。

③ 袖壁、または耐震壁と見なせない開口壁

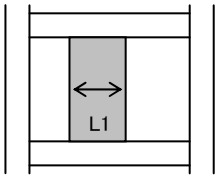
$A_w = t \cdot L1$（ただし、L1 ≧ 450mm かつ L1 / H0 ≧ 0.3）



耐震壁と見なせない開口壁の場合には、右のように、柱に取り付く壁を「袖壁」と見なして上式を適用します。

④ 方立て壁、または上記のいずれにも該当しない大梁上の壁

$A_w' = t \cdot L1$



⑤ 小梁上またはスラブ上の壁

$A_w' = t \cdot L1$（ただし、t ≧ 100mm かつ L1 ≧ 1000mm）

2.2.7 ベタ基礎の計算

ユーザーが建物の基礎形式を「ベタ基礎」と指定した場合、ベタ基礎の地反力によって地中梁（最下階の梁）に生じる荷重項を算出し、それによる応力をもとめた上で、その値を部材の長期応力に加算します。

接地圧の計算

接地圧の計算方法として以下の三つがあります。

① 建物全体の平均接地圧とする方法
最下階に存在する各柱位置での単位面積あたりの地反力 σ (kN/m²)を下式で計算します。

$$\sigma = \Sigma N / \Sigma A$$

ΣN ： 柱下部の節点の長期支点反力（応力計算によって得られる最下階の柱の長期軸力に地中梁の長期せん断力を加えたもの）の総和
ΣA ： 底版の全面積

② 負担面積により計算する方法
最下階に存在する各柱位置での単位面積あたりの地反力 σ (kN/m²)を下式で計算します。

$$\sigma = N / A$$

N ： 柱下部の節点の長期支点反力
A ： 柱の荷重支配面積

柱の荷重支配面積は、図 2.2.7-1 にあるような方法で便宜的にもとめます。最初に、ベタ基礎の底版に単位荷重（1kN/m²）を作用させ、その時に地中梁に生じる荷重項 Q0 をもとめます（その手法は通常のスラブ荷重の伝達の場合と同様です）。この値を各柱位置で集計したものをその柱の荷重支配面積であるとします（この値の総和は底版の面積にひとしくなります）。

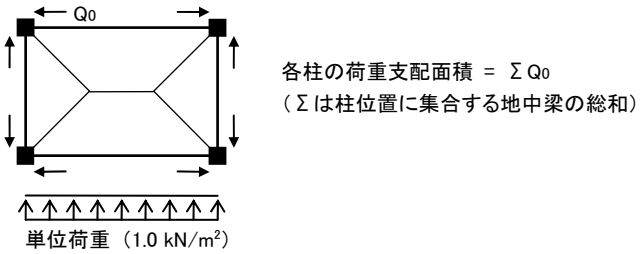


図 2.2.7-1 柱の荷重支配面積

③ ベタ基礎底版を剛体として計算する方法
最下階に存在する各柱位置での単位面積あたりの地反力 σ (kN/m²)を下式で計算します。

$$\sigma = (\Sigma N / \Sigma A) + (M_x / Z_x) + (M_Y / Z_Y)$$

ΣN ： 柱下部の節点の長期支点反力の総和
ΣA ： 底版の全面積
M_x ： ΣN によるY軸回りの偏心モーメント
M_Y ： ΣN による X 軸回りの偏心モーメント
Z_x ： 節点位置における X 軸回りの断面係数
Z_Y ： 節点位置における Y 軸回りの断面係数

梁の荷重項の計算

ベタ基礎底版に作用する地反力による梁の荷重項をもとめますが、その手法は通常のスラブ荷重の伝達の場合と同様です。この時の地反力の値は、梁の両側にある柱の単位面積あたりの地反力の平均とします（図 2.2.7-2）

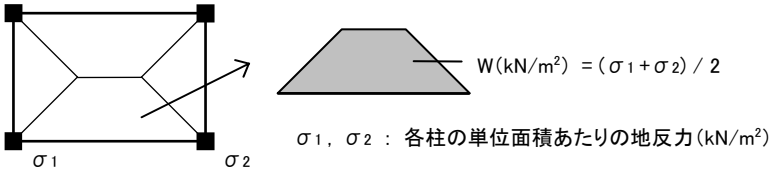


図 2.2.7-2 ベタ基礎底版に作用する地反力

2.3 応力計算

2.3.1 基本事項

鉛直荷重時・水平荷重時とも、三次元の自由度をもつ剛性マトリクスを用いた変位法により計算します。ただし、部材の種別によっては一部の自由度は考慮しません。また、全体剛性マトリクスについては、床の剛体変形（剛床仮定）を取り入れるため、一部の自由度を各階の重心位置に関するものに変換しています。

2.3.2 計算の概要

(1) 計算の手順

① 部材の剛性マトリクスを作成する。
② 部材剛性マトリクスを全体座標系に関するマトリクスに変換する。この時、一部の自由度については、剛床仮定を取り入れた、その階の重心回りの変位に変換する。
③ 部材剛性マトリクスを全体剛性マトリクスに組み入れる。
④ 荷重ベクトルを作成する。この時、水平荷重時の各階の地震力は各階の重心位置に作用させる。
⑤ ガウスの消去法を用い、全体剛性マトリクスと荷重ベクトルから変位ベクトルをもとめる。
⑥ 変位ベクトルと部材の剛性マトリクスから部材の応力をもとめる。

(2) 梁の剛性マトリクス

強軸方向に関する曲げ変形とせん断変形を考慮します。軸変形（δ_x）・ねじり変形（θ_x）、ならびに弱軸方向に関する変形（δ_y・θ_z）は考慮しません。

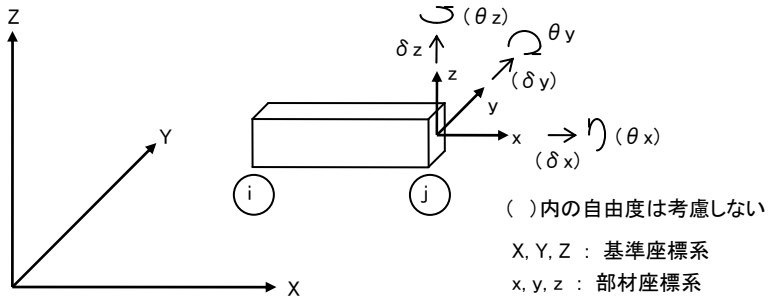


図 2.3.2-1 梁の自由度

図 2.3.2-2 に示すような両端に剛域をもつ梁部材の剛域端にかんする部材剛性マトリクス［k］、および剛域端の変位と節点変位の関係をあらわすマトリクス［T_s］は以下のようになります。

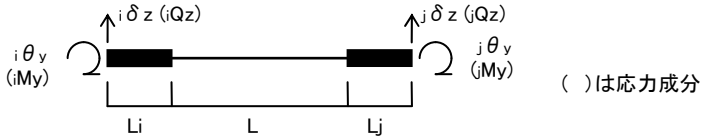


図 2.3.2-2 剛域をもつ梁部材の変位・応力成分

$$
[k] = \begin{array}{c} \begin{array}{cccc} {}_i\delta z & {}_i\theta_y & {}_i\delta z & {}_i\theta_y \end{array} \\ \begin{pmatrix} a11 & a12 & -a11 & a12 \\ & a22 & -a12 & a24 \\ & & a11 & -a12 \\ SYM. & & & a22 \end{pmatrix} \end{array}
\qquad
[T_s] = \begin{pmatrix} 1 & -L_i & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & L_j \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}
$$

$$
a11 = \frac{12E \cdot I_y}{(1+R)\,L^3} \qquad a12 = \frac{-6E \cdot I_y}{(1+R)\,L^2}
$$

$$
a22 = \frac{(4+R)\,E \cdot I_y}{(1+R)\,L} \qquad a24 = \frac{(2-R)\,E \cdot I_y}{(1+R)\,L} \qquad R = \frac{12E \cdot I_y}{G \cdot A_{sz} \cdot L^2}
$$

E ： ヤング係数
G ： せん断弾性係数
I_y ： y 軸に関する断面二次モーメント
A_{sz} ： z 軸に関するせん断断面積

これらのマトリクスをもちい、節点位置にかんする部材剛性マトリクス［K］を以下のようにあらわします。

$$
[K] = [T_s]^T [k] [T_s]
$$

(2) 柱の剛性マトリクス

各主軸方向に関する曲げ変形とせん断変形、及び軸変形を考慮します。ねじり変形(θ_x)については考慮しません。

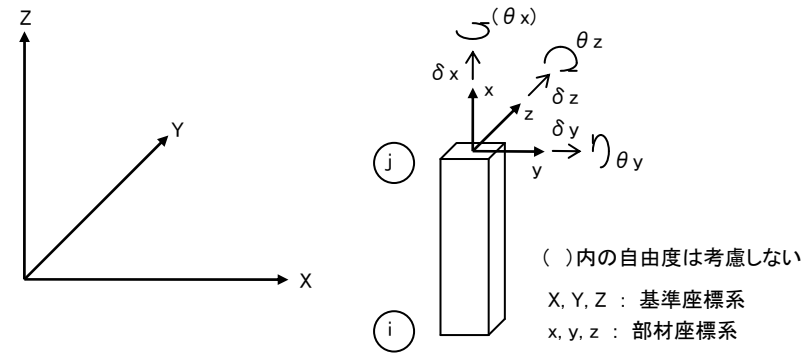


図 2.3.2-3 柱の自由度

図 2.3.2-4 に示すような両端に剛域をもつ柱部材の剛域端にかんする部材剛性マトリクス［k］、および剛域端の変位と節点変位の関係をあらわすマトリクス［T_s］は以下のようになります。

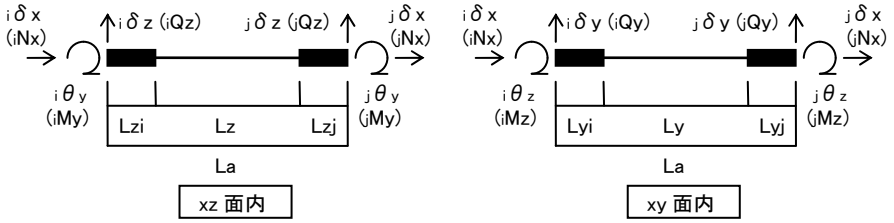


図 2.3.2-4 剛域をもつ柱部材の変位・応力成分

$$
[k] = \begin{array}{c}
\begin{array}{cccccccccc}
i\delta x & i\delta y & i\delta z & i\theta y & i\theta z & j\delta x & j\delta y & j\delta z & j\theta y & j\theta z
\end{array} \\
\begin{pmatrix}
a11 & 0 & 0 & 0 & 0 & -a11 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & a22 & 0 & 0 & a25 & 0 & -a22 & 0 & 0 & a25 \\
 & & a33 & a34 & 0 & 0 & 0 & -a33 & a34 & 0 \\
 & & & a44 & 0 & 0 & 0 & -a34 & a49 & 0 \\
 & & & & a55 & 0 & -a25 & 0 & 0 & a510 \\
 & & & & & a11 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & & & & & & a22 & 0 & 0 & a25 \\
 & & & & & & & a33 & a34 & 0 \\
 & & & & & & & & a44 & 0 \\
SYM. & & & & & & & & & a55
\end{pmatrix}
\end{array}
$$

$$
[T_s] = \begin{pmatrix}
1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 1 & 0 & 0 & -L_{yi} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 1 & -L_{zi} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & L_{yj} \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & L_{zj} & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1
\end{pmatrix}
$$

$$
a11 = \frac{E \cdot A}{L_a}
$$

$$
a22 = \frac{12E \cdot I_z}{(1+R_y)\,L_y^3} \quad a25 = \frac{-6E \cdot I_z}{(1+R_y)\,L_y^2} \quad a33 = \frac{12E \cdot I_y}{(1+R_z)\,L_z^3} \quad a34 = \frac{-6E \cdot I_y}{(1+R_z)\,L_z^2}
$$

$$
a44 = \frac{(4+R_z)\,E \cdot I_y}{(1+R_z)\,L_z} \quad a49 = \frac{(2-R_z)\,E \cdot I_y}{(1+R_z)\,L_z} \quad a55 = \frac{(4+R_y)\,E \cdot I_z}{(1+R_y)\,L_y} \quad a510 = \frac{(2-R_y)\,E \cdot I_z}{(1+R_y)\,L_y}
$$

$$
R_y = \frac{12E \cdot I_z}{G \cdot A_{sy} \cdot L_y^2} \quad R_z = \frac{12E \cdot I_y}{G \cdot A_{sz} \cdot L_z^2}
$$

E ： ヤング係数
G ： せん断弾性係数
A ： 断面積
Iy ： y 軸に関する断面二次モーメント
Iz ： z 軸に関する断面二次モーメント
Asy ： y 軸に関するせん断断面積
Asz ： z 軸に関するせん断断面積

これらのマトリクスをもちい、節点位置にかんする部材剛性マトリクス［K］を以下のようにあらわします。

$$
[K] = [T_s]^T [k] [T_s]
$$

(3) 壁柱の剛性マトリクス

耐震壁を壁エレメント法によりモデル化した場合、図 2.3.2-5 に示すとおり、壁柱は耐震壁面内（xz 面）の変位成分についてのみ考慮し、その剛性マトリクス［K］は以下のようにあらわされます。

$$
[K] = \begin{array}{c}
\begin{array}{cccccc} {}_i\delta x & {}_i\delta z & {}_i\theta y & {}_j\delta x & {}_j\delta z & {}_j\theta y \end{array} \\
\begin{pmatrix}
a11 & 0 & 0 & -a11 & 0 & 0 \\
 & a22 & a23 & 0 & -a22 & a23 \\
 & & a33 & 0 & -a23 & a36 \\
 & & & a11 & 0 & 0 \\
 & & & & a22 & -a23 \\
\text{SYM.} & & & & & a33
\end{pmatrix}
\end{array}
$$

$$
a11 = \frac{E \cdot A}{L} \qquad a22 = \frac{12E \cdot I_y}{(1+R)\,L^3} \qquad a23 = \frac{-6E \cdot I_y}{(1+R)\,L^2}
$$

$$
a33 = \frac{(4+R)\,E \cdot I_y}{(1+R)\,L} \qquad a36 = \frac{(2-R)\,E \cdot I_y}{(1+R)\,L} \qquad R = \frac{12E \cdot I_y}{G \cdot A_{sz} \cdot L^2}
$$

E　：ヤング係数
G　：せん断弾性係数
A　：断面積
I_y　：y 軸に関する断面二次モーメント
A_{sz}　：z 軸に関するせん断断面積

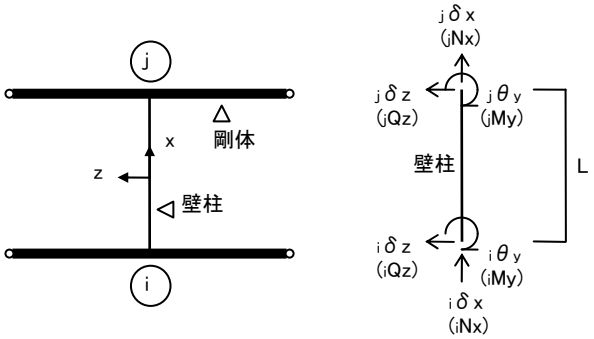
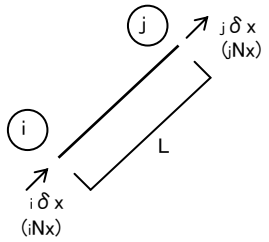


図 2.3.2-5　壁柱の変位・応力成分

(4) ブレースの剛性マトリクス

ブレース（耐震壁の置換ブレースを含む）は材軸方向の変位のみを考慮しますので、変位成分と剛性マトリクス［K］は以下のようにあらわされます。



$$
[K] = \begin{array}{c}
\begin{array}{cc} {}_i\delta x & {}_j\delta x \end{array} \\
\begin{pmatrix} a11 & -a11 \\ -a11 & a11 \end{pmatrix}
\end{array}
$$

$$
a11 = \frac{E \cdot A}{L}
$$

E　：ヤング係数
A　：断面積

図 2.3.2-6　ブレースの変位・応力成分

(5) 全体座標系への変換

部材の剛性マトリクス［K］は、変換マトリクス［T］を用いることにより、以下のように、全体座標系に関する剛性マトリクス［KG］に変換されます。lx・mx・nx は部材座標 x 軸と全体座標 XYZ 軸とのなす角度の余弦、同様に、ly・my・ny は部材座標 y 軸の、lz・mz・nz は部材座標 z 軸の余弦になります。

$$[K_G] = \begin{bmatrix} [T]^T & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [T]^T & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [T]^T & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [T]^T \end{bmatrix} [K] \begin{bmatrix} [T] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [T] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [T] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [T] \end{bmatrix}$$

$$[T] = \begin{bmatrix} lx & mx & nx \\ ly & my & ny \\ lz & mz & nz \end{bmatrix}$$

(6) 重心位置に関する変位への変換

このようにしてもとめた全体座標系に関する剛性マトリクス$[K_G]$を、さらに、剛床仮定にもとづき、その階の重心位置に関する変位に変換します。節点 i (X_i , Y_i , Z_i)の変位と重心位置(X_g , Y_g , Z_g)の変位には以下の関係があります。

$$\begin{Bmatrix} {}_iU_X \\ {}_iU_Y \\ {}_iU_Z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & Y_i - Y_g \\ 0 & 1 & X_g - X_i \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} {}_gU_X \\ {}_gU_Y \\ {}_gU_Z \end{Bmatrix}$$

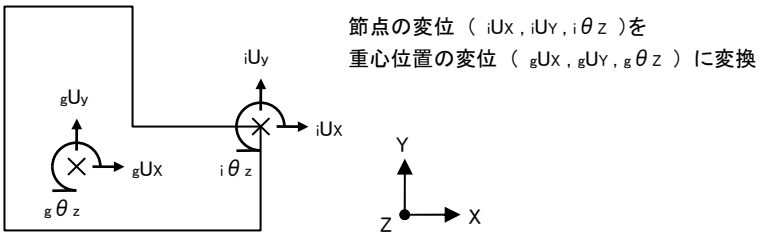


図 2.3.2-7 重心位置に関する変位への変換

2.4 層間変形角・剛性率・偏心率

2.4.1 層間変形角

その階に属するすべての柱について、地震時の応力解析結果から得られる層間変形角（柱の上下節点の変位差を柱の長さで除した値）をもとめ、それらのうちの最大値をその階の層間変形角と定義します。この場合には雑壁の考慮は行いません。
この値は XY の各方向についてもとめますが、この時の「変位量」とは「加力方向に関する変位量」のことです。
この値の分母となる「柱の長さ」とは、応力解析モデル上の部材長ではなく、柱に取付く上下階のスラブ間の距離、つまり入力された階高の値になります（図 2.4.1-1）。

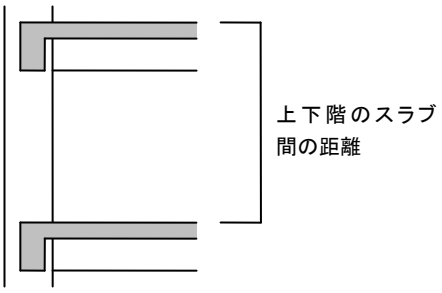


図 2.4.1-1　層間変形角の分母となる「柱の長さ」

2.4.2 剛性率

XY 各方向ごとの剛性率 R_s を下式により計算します。

$$R_s = \frac{r_s}{\overline{r_s}}$$

r_s ： その階の層間変形角の逆数
$\overline{r_s}$ ： その方向にかんする各階（地下・塔屋階を除く）の r_s の相加平均

この時の層間変形角とは、以下のいずれかの値とします。

- その階のすべての柱の層間変形角の平均（初期設定）
- その階の上下階の床の剛心位置の変位差を階高で除した値
- 床並進モデルの剛性マトリクスから得られる地震荷重時の各階の変位差を階高で除した値（応力解析は床回転モデルを使用しているため、地震荷重時に床の回転を伴う場合、この値は、応力計算から得られる変位とは必ずしも一致しません）。

フレーム外のコンクリート雑壁がある場合は、雑壁を考慮した層間変形角 d'を下式により計算します。

$$d' = d \cdot K / (K + K')$$

d ： 雑壁を無視した時の層間変形角
K ： 雑壁を無視した時の剛性
K' ： 雑壁の剛性

この時の雑壁の剛性 K'は、ユーザーが指定した各階の基準柱の剛性にもとづいて下式により計算します。

$$K' = n \cdot A_w \cdot K_c / A_c$$

n ： 雑壁の剛性の基準柱に対する剛性の比
A_w ： 雑壁の断面積
K_c ： 基準柱の剛性
A_c ： 基準柱の断面積

また、ユーザーが壁の単位面積当たりの剛性を直接入力した場合は下式により計算します。

$$K' = A_w \cdot K_e$$

K_e ： ユーザーが直接入力した雑壁の単位面積当たりの剛性

2.4.3 偏心率

以下の手順により、各階（地下・塔屋階を除く）の偏心率を XY 各方向について求めます。

① 各要素の剛性

地震荷重時応力計算の結果をもとに、下式にて、柱・耐震壁・ブレースの各要素の水平剛性 K を求めます。

$$K = Q / \delta$$

Q ： 各要素が負担する水平力

δ ： 各要素の変位量（上下階の節点の変位差）

耐震壁やブレースが基準軸に対して傾いている場合、あるいは柱の主軸が傾いている場合には、図 2.4.3-1 に示すように、その剛性に $\cos^2\theta$ 及び $\sin^2\theta$ を乗じ、基準軸 XY 方向に関する剛性に変換します。

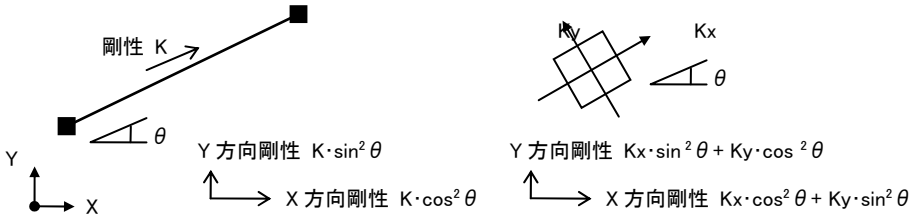


図 2.4.3-1 基準軸に対して傾いた要素の剛性

フレーム外の雑壁の剛性については、前項の「剛性率」と同様に計算します。

② 重心・剛心

重心位置の X 座標 g_x Y 座標 g_y を下式にてもとめます。

$$g_x = \Sigma(W \cdot X) / \Sigma W$$
$$g_y = \Sigma(W \cdot Y) / \Sigma W$$

W ： 各柱の長期軸力

X, Y ： 各柱の基準軸原点からの X または Y 方向の距離

剛心位置の X 座標 l_x Y 座標 l_y を下式にてもとめます。

$$l_x = \Sigma(K_y \cdot X) / \Sigma K_y$$
$$l_y = \Sigma(K_x \cdot Y) / \Sigma K_x$$

K_x , K_y ： 各要素（柱・耐震壁・雑壁・ブレース）の X または Y 方向の水平剛性

X , Y ： 各要素の図心の基準軸原点からの X または Y 方向の距離

③ 偏心距離

X 方向の偏心距離 e_x Y 方向の偏心距離 e_y を下式にてもとめます。

$$e_x = |l_x - g_x|$$
$$e_y = |l_y - g_y|$$

④ ねじり剛性

各階のねじり剛性 K_R を下式にてもとめます。

$$K_R = \Sigma(K_x \cdot Y^2) + \Sigma(K_y \cdot X^2)$$

X , Y ： 剛心位置から各要素までの X または Y 方向の距離

⑤ 弾力半径

各階の X 方向の弾力半径 re_x Y 方向の弾力半径 re_y を下式にてもとめます。

$$re_x = K_R / \Sigma K_x$$
$$re_y = K_R / \Sigma K_y$$

⑥ 偏心率

各階の X 方向の偏心率 R_{ex}　Y 方向の偏心率 R_{ey} を下式にてもとめます。

$$R_{ex} = e_y / {}_re_x$$

$$R_{ey} = e_x / {}_re_y$$

2.5 断面計算

2.5.1 基本事項

(1) 断面計算の方法

断面計算は「断面検定」方式で行います。
これは、ユーザーが指定した断面の許容耐力を算出し、応力計算の結果から得られた部材の応力と比較した上で、許容耐力が設計応力を上回っていること、つまり「検定比(設計応力/許容耐力)」が1.0以下であることを確認する、という方法です。

(2) 断面計算にもちいる設計応力

断面計算に考慮する荷重ケースは、長期(鉛直荷重時)および短期(地震時の場合は鉛直荷重時＋地震荷重時、積雪時の場合は鉛直荷重時＋積雪荷重時)です。
地震による短期荷重時では、地震力の作用方向を考慮し、正加力時・負加力時の二ケースを考慮します。また、以下に掲げるようなケースでは、地震時の応力を適宜割増して使用します。

① 「昭 55 建告第 1791 号」による地震時応力の割増し

ブレース架構を持つ鉄骨造で計算ルートが 2 の場合には、昭 55 建告第 1791 号にある以下の地震時応力割増しが適用されます。

$\beta \leqq 5/7$ の場合　　$1.0 + 0.7\beta$
$\beta > 5/7$ の場合　　1.5

β ： 各階・各方向におけるブレースの水平力負担率

上記に該当するケースでは、各階・各方向ごとに上式による割増率をもとめ、それをもとにした各部材の地震時応力割増し率を以下のようにさだめています(技術基準解説書の「付録 1-2.3 鉄骨造の筋かい架構の応力の割増し方法」)。

柱の曲げ・せん断力 ： その階の割増し率
柱の軸力 ： その階を含み、それより上の階の割増し率の内の最大値
梁の曲げ・せん断力 ： 上下階の割増し率の平均値

② 「冷間成形角形鋼管設計施工マニュアル」による地震時応力の割増し

冷間成形角形鋼管(使用材料がSTKR・BCP・BCR材のもの)をもちいた鉄骨造の建物で計算ルートが1の場合には、日本建築センター「冷間成形角形鋼管設計施工マニュアル」の記述にもとづき、柱梁接合部の形式(ユーザー指定)に応じて、柱の地震時応力(曲げ・せん断・軸力)に以下の割増し係数を乗じます。また、計算ルート 2 で、かつ使用材料が STKR 材の場合には、最下階の柱脚部分に限り、以下の割増し係数を地震時応力に乗じます。
上記①の割増し係数とこの割増し係数が両方適用される場合には、両者の割増し係数の積を実際の割増し係数として用います。

使用材料	内ダイアフラム形式	通しまたは外ダイアフラム形式
BCP	1.1	1.2
BCR	1.2	1.3
STKR	1.3	1.4

2.5.2 RC大梁の断面計算

(1) 基本事項

- 断面計算を行うのは、「左端」「中央」「右端」の三個所です。「中央」とは、梁両端の節点間距離の 1/2 の点を言います。
- 端部の鉛直荷重時の設計曲げ応力は節点位置のものを採用します。地震荷重時の設計曲げ応力の採用位置は、ユーザーの指定により、節点・柱フェース・壁フェース・剛域端のいずれかになります。
- 片持ち梁の場合は鉛直荷重時に関する検定のみを行ないます。
- 鉄筋は二段筋まで指定可能で、「左端」「中央」「右端」について異なる本数が指定できます。使用できる鉄筋径は、一部材につき、主筋・せん断補強筋とも一種類になります。
- 梁の有効せいの算出に用いる主筋の重心位置 d_t は下式により計算します。

$$d_t = d_0 + d_{s1} + d_{m1} / 2 + p \cdot n_2 / (n_1 + n_2)$$

d_0 ： かぶり厚（ユーザー指定値。初期値 40mm）
d_{s1} ： せん断補強筋の最外径
d_{m1} ： 主筋の最外径
p ： 一段筋と二段筋の間隔
n_1 , n_2 ： 一段筋および二段筋の本数

(2) 曲げに関する計算

許容曲げモーメントは、RC規準 13 条の(解 13.1)～(解 13.10)式にある長方形梁の式をもちいて計算します。この時のヤング係数比の値は、同規準 12 条の規定にしたがい、表 2.5.2-1 にある値をもちいます。

表 2.5.2-1 コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比

コンクリートの設計基準強度 Fc (N/mm^2)	ヤング係数比 n
Fc ≦ 27	15
27 ＜ Fc ≦ 36	13
36 ＜ Fc ≦ 48	11
48 ＜ Fc ≦ 60	9

中央部の計算で、かつ梁にスラブが取り付く場合には、RC規準 13 条の(13.1)式にしたがい、下式により許容曲げ耐力 M_a を計算します。

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

a_t ： 主筋の断面積
f_t ： 主筋の許容引張応力度
j ： = (7/8)d。d は梁の有効せい

検定比 R は設計曲げモーメント M_d を許容曲げモーメント M_a で除した下の値になります。

$$R = M_d / M_a$$

(3) せん断に関する計算

① 短期設計せん断力

短期の設計せん断力 Q_d は、以下に示す Q_{d1} ～Q_{d3} のいずれかとしますが、特に指定のない限り、計算ルートに応じて表 2.5.2-1 の値がとられます。ユーザーが指定した値がこの表にある値を下回っている場合は適用範囲外のメッセージが出力されます。

損傷制御の検討を行う場合
$Q_{d0} = Q_L + Q_E$

安全性確保の検討を行う場合
$Q_{d1} = Q_L + n_1 \cdot Q_E$

$Q_{d2} = Q_0 + n_2 \cdot \Sigma M_y / L_0$

$Q_{d3} = \min(Q_{d1}, Q_{d2})$

Q_L ： 長期せん断力
Q_E ： 地震時せん断力
Q_0 ： 両端支持とした時のせん断力
ΣM_y ： 両端の降伏曲げモーメントの和
L_0 ： 壁の存在を考慮した梁の内のり長さ
n_1 , n_2 ： 割増率

表 2.5.2-1 RC梁の短期設計せん断力

計算ルート	1	2-1	2-2	2-3	3
Q_d	Q_{d1}	Q_{d1}	Q_{d1}	Q_{d2}	Q_{d0}
n_1	1.5	2.0*1	2.0*1	－	－
n_2	－	－	－	1.1	－

*1 梁の上または下に部分スリット壁が取り付いている場合には、「L/L_0」と 2.0 の内の大きい方の値とします（L はスパン長、L_0 は内のり長さ）。

両端の降伏曲げモーメント M_y は下式によりもとめます。ΣM_y は、正負加力時の大きい方の値を採用します。なおこの時、ルート 2-3 の場合は原則としてスラブ筋の効果を算入することとなっていますので、ルート 2-3 で、かつスラブ筋が指定されていない場合には警告メッセージを出力します。

$M_y = 0.9 (a_t \cdot \sigma_y + a_{ts} \cdot \sigma_{ys}) \cdot d$

a_t ： 梁主筋の断面積
a_{ts} ： スラブ筋の断面積（本数はユーザー指定）
σ_y ： 梁主筋の材料強度
σ_{ys} ： スラブ筋の材料強度

梁の内のり長さを設定する場合、完全スリット壁以外の壁については、梁の上下に取りつく壁の存在を考慮します。ただし図 2.5.2-1 に示すように、上下の壁が重複して内のり長さがとれない場合には、上記 Q_{d1} の式で設計せん断力を定めます。

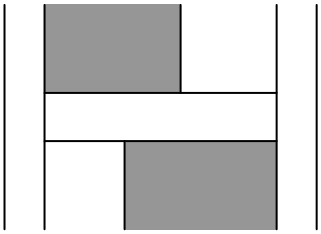


図 2.5.2-1 梁の内のり長さが設定できないケース

② 許容せん断力

長期許容せん断力は下式により求めます。

$Q_a = b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t (p_w - 0.002) \}$

b ： 梁の幅
f_s ： コンクリートの長期許容せん断応力度
${}_w f_t$ ： せん断補強筋の長期許容引張り応力度（せん断補強用）
p_w ： せん断補強筋比（ただし 0.006 を超える場合は 0.006 とする）
α ： $= 4 / \{ M/(Q \cdot d) + 1.0 \}$ ただし $1.0 \leqq \alpha \leqq 2.0$
M ： 梁の左端・右端・中央で最大となる長期曲げモーメント
Q ： 梁の左端・右端で最大となる長期せん断力

短期許容せん断力は下式により求めます。

損傷制御の検討を行う場合

$Q_a = b \cdot j \{ (2/3) \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_wf_t (p_w - 0.002) \}$

安全性確保の検討を行う場合

$Q_a = b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_wf_t (p_w - 0.002) \}$　（せん断補強筋が異形鉄筋の場合）

$Q_a = b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_wf_t (p_w - 0.001) \}$　（せん断補強筋が高強度鉄筋の場合）

- b ： 梁の幅
- f_s ： コンクリートの短期許容せん断応力度
- ${}_wf_t$ ： せん断補強筋の短期許容引張り応力度（ただし損傷制御の検討を行う場合は 390N/mm^2 以下）
- p_w ： せん断補強筋比（ただし 0.012 を超える場合は 0.012 とする）
- α ： $= 4 / \{ M/(Q \cdot d) + 1.0 \}$ ただし $1.0 \leqq \alpha \leqq 2.0$
- M ： 梁の左端・右端・中央で最大となる短期曲げモーメント
- Q ： 梁の左端・右端で最大となる短期せん断力

検定比 R は設計せん断力 Q_d を許容せん断力 Q_a で除した下の値になります。

$R = Q_d / Q_a$

③ 付着応力度の検討

RC 規準 16 条の(16.1)(16.3)式により、曲げ付着応力度 τ_{a1} が許容付着応力度以下であることを確認します（下記）。

$\tau_{a1} = Q_d / \phi \cdot j \leqq f_a$

- Q_d ： 長期または短期のせん断力（短期のせん断力とは長期のせん断力と地震時のせん断力の和をいう）
- ϕ ： 引張鉄筋の周長の総和
- j ： 梁の応力中心間距離
- f_a ： 長期または短期の許容付着応力度

(4) たわみの計算

建設省告示「平 12 第 1459 号」にもとづき、梁の中央部（片持ち梁の場合は先端）の長期たわみ量が以下の式を満足することを確認します。

$\alpha \cdot \delta / L \leqq 1/250$

- α ： 変形増大係数で、とくに指定がないかぎり 8（告示にさだめる値）とします
- δ ： 梁中央部の長期たわみ量
- L ： 梁のスパン

梁のたわみ量は実際に作用する荷重形にもとづいて精算しますが、「略算」が選択された場合は以下のように計算します（この方法は旧版の計算結果との互換性を保つためのものです）。
梁の中央部の長期たわみ量 δ は、梁に作用する全荷重を等分布荷重にならし、以下の式によりもとめます（下式右辺の第一項は単純梁のたわみ量、第二項は両端曲げによる曲げ戻しのたわみ量をあらわします）。

$\delta = 5 \cdot w \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I) - (M_1 + M_2) \cdot L^2 / (16 \cdot E \cdot I)$

- w ： $= (Q_1+Q2)/L$　梁に作用する等分布荷重
- L ： スパン長
- M_1, M_2 ： 左および右端の長期設計モーメント
- Q_1, Q_2 ： 左および右端の長期設計せん断力
- E ： ヤング係数
- I ： 梁（長方形断面）の断面二次モーメント

片持ち梁の先端の長期たわみ量 δ は、梁に作用する全荷重を先端に作用する集中荷重におきかえ、以下の式によりもとめます。

$\delta = P \cdot L^3 / (3 \cdot E \cdot I)$

P ： 先端に作用する集中荷重（片持ち梁に作用する全荷重）

(5) 構造規定

以下の規定を満足しないものは入力エラーになります。

・鉄筋のかぶり厚さは 30mm 以上とする。
・せん断補強筋の間隔は、(3/4)D 以下、かつ 300mm 以下とする（D は梁せい）。

以下の規定を満足しないものについては警告メッセージを出力します。

・主筋径は D13 以上とする。
・せん断補強筋の間隔は、D/2 以下、かつ 250mm 以下とする（D は梁せい）。
・せん断補強筋比は 0.2%以上とする。
・長期荷重時に正負最大曲げモーメントを受ける部材の引張り鉄筋断面積は、0.004bd または存在応力によって必要とする量の 4/3 倍のうち、小さい方の値以上とする（b は梁の幅、d は有効せい）。
・設計せん断力の割増し率は計算ルートによる既定値以上とする。

2.5.3 RC柱の断面計算

(1) 基本事項

- 断面計算を行うのは、「柱頭」「柱脚」の二個所です。
- 端部の鉛直荷重時の設計曲げ応力は節点位置のものを採用します。地震荷重時の設計曲げ応力の採用位置は、ユーザーの指定により、節点・梁フェース・壁フェース・剛域端のいずれかになります。
- 鉄筋は「柱頭」「柱脚」について異なる本数が指定できますが、二段筋を指定することはできません。使用できる鉄筋径は、一部材につき、主筋・せん断補強筋とも一種類になります。
- 柱の有効せいの算出に用いる主筋の重心位置 dt の計算方法は、「2.5.2.RC梁の断面計算」と同様です。

(2) 曲げに関する計算

設計軸力 N_d は、以下に示すように、地震時の正加力・負加力の両ケースを考慮します。

$$N_d = N_L \pm N_E$$

N_L ： 長期軸力
N_E ： 地震時軸力

設計曲げモーメント M_d については、正負加力にかかわらず、長期曲げ M_L と地震時曲げ M_E の絶対値の和をとります。
長方形の許容曲げモーメントはRC規準 14 条の(解 14.1)～(解 14.12)式、円形柱の許容曲げモーメントは 1988 年版 RC規準 15 条の(15)(16)(17)及び(20)式により計算します。
検定比 R は、設計曲げモーメント M_d を許容曲げ耐力 M_a で除した下の値になります。

$$R = M_d / M_a$$

ここにいう許容曲げモーメントとは、柱の M-N 耐力線上で、設計軸力 N_d に対応する M になります（図 2.5.3-1）。

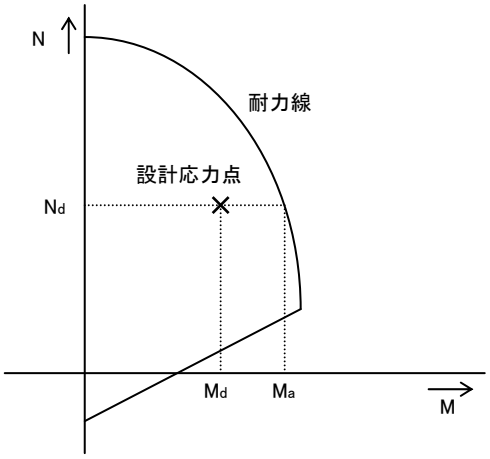


図 2.5.3-1 RC柱の許容曲げモーメント

長期の検定比は下記の値になります。

$$R = M_d / M_a + M_d' / M_a'$$

M_d ： 長期設計曲げモーメント
M_a ： 長期許容曲げモーメント
M_d' ： 直交方向の長期設計曲げモーメント（ユーザーの指定がある場合のみ）
M_a' ： 直交方向の長期許容曲げモーメント

短期の検定比は下記の値になります。

$$R = M_d / M_a + M_d' / M_a'$$

M_d ： 加力方向の短期設計曲げモーメント
M_d ： 加力方向の短期許容曲げモーメント

M_d’： 加力方向と直交する方向の短期設計曲げモーメント(ユーザーの指定がある場合のみ)
M_a’： 加力方向と直交する方向の短期許容曲げモーメント

(3) せん断に関する計算

① 短期設計せん断力

短期の設計せん断力 Q_d は、以下に示す Q_{d0}～Q_{d3} のいずれかとします。特に指定のない限り、計算ルートに応じて表 2.5.3-1 の値がとられます。ユーザーが指定した値がこの表にある値を下回っている場合は適用範囲外のメッセージが出力されます。

損傷制御の検討を行う場合

$Q_{d0} = Q_L + Q_E$

安全性確保の検討を行う場合

$Q_{d1} = Q_L + n_1 \cdot Q_E$

$Q_{d2} = n_2 \cdot \Sigma M_y / H_0$

$Q_{d3} = \min (Q_{d1} , Q_{d2})$

Q_L ： 長期せん断力
Q_E ： 地震時せん断力
ΣM_y ： 両端の降伏曲げモーメント(柱または梁)の和
H_0 ： 壁の存在を考慮した柱の内のり高さ
n_1, n_2 ： 割増率

表 2.5.3-1 RC柱の短期設計せん断力

計算ルート	1	2-1	2-2	2-3	3
Q_d	Q_{d1}	Q_{d1}	Q_{d1}	Q_{d2}	Q_{d0}
n_1	1.5	2.0*1	2.0*1	−	−
n_2	−	−	−	1.1	−

*1 柱の左または右に部分スリット壁が取り付いている場合には、「H/H_0」と 2.0 の内の大きい方の値とします(H は階高、H_0 は内のり高さ。

両端の降伏曲げモーメントΣM_yは、梁降伏形の場合は、梁の M_y の和の 1/2、柱降伏形の場合は柱の M_y になりますが、梁降伏形・柱降伏形の判定は、柱に取り付く周辺梁の状況により、図 2.5.3-2 のようにさだめます(いずれの場合でも、上下端とも梁降伏というメカニズムは考えません)。また、柱頭あるいは柱脚に部分スリット壁が取りつく場合には、その壁が取りつく側の端部にはつねに柱ヒンジが生じるものとします。

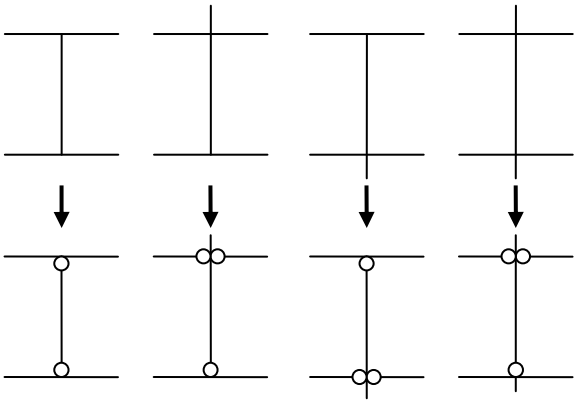


図 2.5.3-2 RC柱の短期設計せん断力算出のための崩壊メカニズム

長方形柱の M_y は下式により求めます。円形柱の M_y については、コンクリート断面が等しく、かつ全主筋量を四辺に均等に配置した正方形断面に置換して下式を適用します。

$N_{max} \geqq N > 0.4\, b \cdot D \cdot F_c$ の時

$M_y = (0.8\, a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12 b \cdot D^2 \cdot F_c) \{ (N_{max} - N) / (N_{max} - 0.4\, b \cdot D \cdot F_c) \}$

$0.4\ b \cdot D \cdot F_c \geqq N > 0$ の時

$M_y = 0.8\ a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D\ \{1.0 - N / (1.0 - b \cdot D \cdot F_c)\}$

$0 > N \geqq N_{min}$ の時

$M_y = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4\ N \cdot D$

$N_{max} = b \cdot D \cdot F_c + 2\ a_t \cdot \sigma_y$

$N_{min} = -2\ a_t \cdot \sigma_y$

a_t ： 柱主筋の引張り断面積

σ_y ： 柱主筋の材料強度

F_c ： コンクリートの圧縮に対する材料強度

この時の柱軸力 N は、下式の通り、長期軸力 N_L と地震時軸力 N_E の絶対値に割増率 n を乗じたものの和をとります。この割増率は、計算ルート 2-3 の場合は 2.0、それ以外は 1.0 になります。

$N = N_L + n \cdot |N_E|$

柱の内のり高さを設定する場合、完全スリット壁以外の壁については、柱の左右に取りつく壁の存在を考慮します。ただし図 2.5.3-3 に示すように、左右の壁が重複して内のり高さがとれない場合には、上記 Q_{d1} の式で設計せん断力をさだめます。

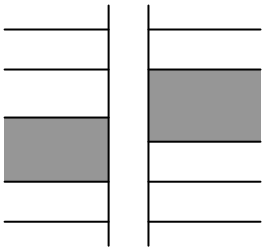


図 2.5.3-3 柱の内のり高さが設定できないケース

② 許容せん断力

長期の許容せん断力は下式によりもとめます。

$Q_a = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$

b ： 柱の幅

j ： = (7/8)d. d は柱の有効せい

f_s ： コンクリートの長期許容せん断応力度

α ： = $4 / \{M/(Q \cdot d) + 1.0\}$ ただし $1.0 \leqq \alpha \leqq 1.5$

M ： 柱頭・柱脚の長期曲げモーメントの最大値

Q ： 柱頭・柱脚の長期せん断力の最大値

短期の許容せん断力は下式により求めます。

損傷制御の検討を行う場合

$Q_a = b \cdot j\{(2/3) \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_wf_t\ (p_w - 0.002)\}$

安全性確保の検討を行う場合

$Q_a = b \cdot j\{f_s + 0.5 \cdot {}_wf_t\ (p_w - 0.002)\}$ （せん断補強筋が異形鉄筋の場合）

$Q_a = b \cdot j\{f_s + 0.5 \cdot {}_wf_t\ (p_w - 0.001)\}$ （せん断補強筋が高強度鉄筋の場合）

b ： 柱の幅

j ： = (7/8)d. d は柱の有効せい

f_s ： コンクリートの短期許容せん断応力度

α ： = $4 / \{M/(Q \cdot d) + 1.0\}$ ただし $1.0 \leqq \alpha \leqq 1.5$

M ： 柱頭・柱脚の短期曲げモーメントの最大値

Q ： 柱頭・柱脚の短期せん断力の最大値

${}_wf_t$ ： せん断補強筋の短期許容引張り応力度（ただし損傷制御の検討を行う場合は

390N/mm^2 以下）

p_w ： せん断補強筋比（ただし 0.012 を超える場合は 0.012 とする）

検定比 R は設計せん断力 Q_d を許容せん断力 Q_a で除した値になります。

$$R = Q_d / Q_a$$

③ 付着応力度の検討

RC 規準 16 条の(16.3)式により、短期の曲げ付着応力度 τ_{a1} が許容付着応力度以下であることを確認します（下記）。

$$\tau_{a1} = Q_d / \phi \cdot j \leqq f_a$$

Q_d ： 短期のせん断力（長期のせん断力と地震時のせん断力の和）

ϕ ： 引張鉄筋の周長の総和

j ： 柱の応力中心間距離

f_a ： 短期の許容付着応力度

(4) 地震時応力の割増し

国交省告示第 594 号にもとづき、ある階・ある方向の耐震壁の地震時せん断力が 50%を超える場合は、その階・方向の柱の地震時応力（曲げモーメント・せん断力・軸力）に以下の割増し率を乗じたものを設計用の応力とします。

$n = Q_{min} / Q_E$ （ただし n が 1 より小さい時は 1 とする）

Q_E はその柱の地震時せん断力、Q_{min} はその柱の長期軸力の 25%に相当する地震力で、下式によりもとめます。

$$Q_{min} = 0.25 \cdot N_L \cdot Q_i / \Sigma W_i$$

N_L ： 柱の長期軸力

Q_i ： その階全体の設計地震力

ΣW_i ： その階を含み、その階より上部の階の建物重量の和

(5) 構造規定

以下の規定を満足しないものは入力エラーになります。

- 鉄筋のかぶり厚さは 30mm 以上とする。
- 主筋の全本数の最小値は長方形柱で 4、円形柱で 8 とする。
- せん断補強筋の間隔は 100mm 以下とする。

以下の規定を満足しないものについては警告メッセージを出力します。

- 設計せん断力の割増し率は計算ルートによる既定値以上とする。
- 柱の最小径と支点間距離の比は、普通コンクリートの場合 1/15 以上、軽量コンクリートの場合 1/10 以上とする。
- コンクリート全断面積に対する主筋全断面積の割合は 0.8%以上とする。
- せん断補強筋比は、ルート 1・ルート 3 の場合 0.2%以上、ルート 2 の場合 0.3%以上とする。ただし、ルート 2-1 または 2-2 で、柱に部分スリット形式の袖壁が取りつく場合は 0.4%以上とする。
- 短期軸力を柱のコンクリート全断面積で除した値は Fc /3 以上とする。

2.5.4 RC耐震壁の断面計算

(1) 基本事項

・ 地震時に生じるせん断応力に対する検定を行います。曲げや軸力に関する検定は行いません
・ 開口補強筋の計算は行いません。

(2) 耐震壁の形状

単一スパンの耐震壁の断面形状は、図 2.5.4-1 左にあるように、壁板及びその左右にある柱を含んだものとします。連続スパンの耐震壁（複数のスパンにわたって耐震壁が連続的に存在するもの）については、図 2.5.4-1 右にあるように、柱の中心線で個々に分割し、それぞれを疑似的に単一スパンの耐震壁と見なして検定します。この時、中間にある柱の耐力については、左右の耐震壁の耐力として二重に算入されることを避けるため、その耐力を 1/2 にして左右の耐震壁の耐力に振り分けます。

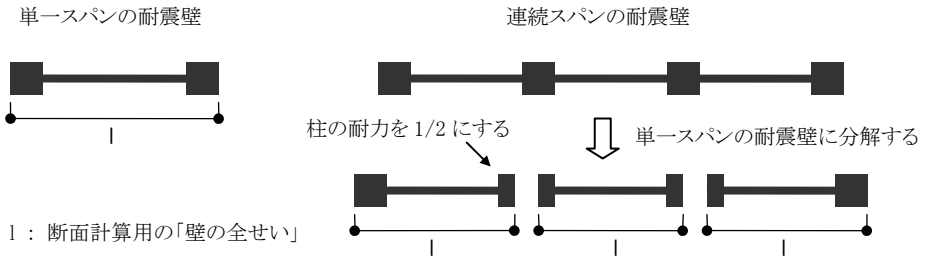


図 2.5.4-1 耐震壁の断面計算用の形状

RC規準によれば、複数のスパンにわたって存在する耐震壁についてはこれを一つの部材として検定することになっています。しかし、このプログラムでの耐震壁の応力計算は個々のスパンごとにモデル化されていること、及び、このようにして個々のスパンごとに分割して各々の安全性が保証されれば、全体としての耐力の安全性が自動的に保証されることになるので、このような考え方をとっています。
また、RC規準では耐震壁の左右に取りつく袖壁を含めて耐力を計算してよいことになっていますが、プログラムでは、安全側の処置として、それらの耐力を無視しています。

(3) 開口低減率

耐震壁の許容せん断力の開口による低減率 r は、下式にあるように、開口周比による低減率 r_1・開口の幅による低減率 r_2・開口の高さによる低減率 r_3 のうちの最小の値とします。

$$r = \min(r_1, r_2, r_3)$$

連続スパンの耐震壁の場合は耐震壁の全体形状にもとづいた値を算出し、断面計算時には、分割された個々の耐震壁について同じ開口低減率が適用されます。

r_1, r_2 の値

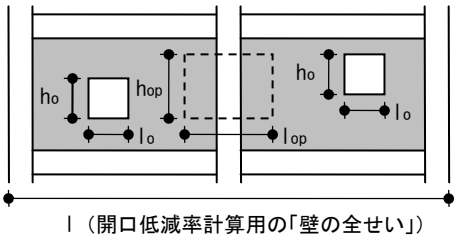
r_1 及び r_2 の値は下式によります。

$$r_1 = 1 - 1.1\,\frac{l_{op}}{l}$$

$$r_2 = 1 - 1.1\sqrt{\frac{h_{op}\cdot l_{op}}{h\cdot l}}$$

l ： 両側の柱のせいを含めた壁の全せい
h ： 壁の高さ（下部の床面から上部の床面まで）
l_{op} ： 開口部の投影長さ
h_{op} ： 開口部の投影高さ

単一スパンの耐震壁の場合、上式の l は図 2.5.4-1 に示すものになります。開口部の投影長さ l_{op}・開口部の投影高さ h_{op} 値は剛性計算に用いられるものと同じです。「2.2.5 剛性計算の概要 (3)耐震壁」を参照してください。
連続スパンの耐震壁の場合は、その全体形状から「壁の全せい l」「開口部の投影長さ l_{op}」「開口部の投影高さ h_{op}」の値を計算し直します。この場合、剛性計算に用いられたものとは異なる値をとることになります。詳細については図 2.5.4-2 を参照してください。



個々のスパンの lo・ ho から、全体としての lop・ hop を計算する。
計算方法は「2.2.5 剛性計算の概要 (3) 耐震壁」にならう。

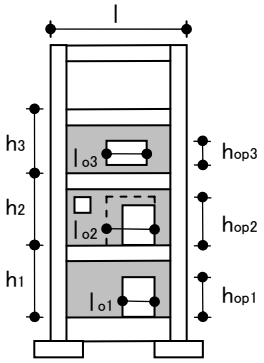
図 2.5.4-2 連続スパン耐震壁の開口低減率

r_3 の値

RC規準によれば、開口の高さによる低減率 r_3 は「開口上下の破壊が生じる可能性がない」場合は考慮しなくてもよいとされています。したがって、プログラムでは、上記の件に関してユーザーが別途検討を行っていることを条件に r3 を考慮しないことができるようになっています。
プログラムでこの値を自動計算する場合は、まず、耐震壁を以下の二つのグループに分類します。

A. 最下階の耐震壁、及びその直下に接続する別の耐震壁があるもの
B. 上記以外のもの

上記の分類 A に属するものの計算式を図 2.5.4-3 に、分類 B に属するものの計算式を図 2.5.4-4 に示します。これは、それぞれRC規準の(19.12)式・(19.11)式の Σh_o（破壊の原因となりうる開口部高さの和）を Σh_{op} に読み替えたものです。RC規準によれば、この値は開口配置により低減してもよいことになっていますが、Σh_{op} をそのまま使用しています。また、図 2.5.4-3 の λ の計算式中にある l_{op} は(19.13)式の l_o（該当する開口部の長さ）を読み替えたものです。これらはいずれも安全側の値を与えますが、必ずしも適正な値とは言えない場合があります。



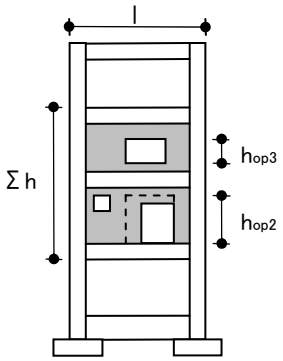
$$r_3 = 1 - \lambda \frac{\Sigma h_{op}}{\Sigma h}$$

$$\lambda = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{l_{op}}{l}\right)$$

Σh_{op} ： 対象とする階から最上階までの開口部の投影高さの和
Σh ： 対象とする階の梁上端から最上階の梁上端までの距離
l_{op} ： 対象とする耐震壁の開口部の投影長さ
l ： 対象とする耐震壁の全せい（連続スパンを考慮）

1 階壁の算定時 ： $\Sigma h = h_1 + h_2 + h_3$, $\Sigma h_{op} = h_{op1} + h_{op2} + h_{op3}$, $l_{op} = l_{o1}$
2 階壁の算定時 ： $\Sigma h = h_2 + h_3$, $\Sigma h_{op} = h_{op2} + h_{op3}$, $l_{op} = l_{o2}$
3 階壁の算定時 ： $\Sigma h = h_3$, $\Sigma h_{op} = h_{op3}$, $l_{op} = l_{o3}$

図 2.5.4-3 最下階の耐震壁、またはその直下に接続する別の耐震壁がある場合の r_3 の値



$$r_3 = 1 - \frac{\Sigma h_{op}}{\Sigma h}$$

Σh_{op} ： 対象とする階から最上階までの開口部の投影高さの和
Σh ： 対象とする階の梁下端から最上階の梁上端までの距離

2 階壁の算定時 ： $\Sigma h_{op} = h_{op2} + h_{op3}$
3 階壁の算定時 ： 図 2.5.4-3 による

図 2.5.4-4 直下に接続する別の耐震壁がない場合の r_3 の値

(3) せん断に関する計算

① 短期設計せん断力

短期の設計せん断力 Q_dは、地震時のせん断力に割増率を乗じたものになります。この割増率は、特に指定のない限り、計算ルートに応じて表 2.5.4-1 の値がとられます。

$$Q_d = n \cdot Q_E$$

Q_E ： 地震時せん断力
n ： 割増率

表 2.5.4-1 耐震壁のせん断力割増率

計算ルート	1	2-1	2-2	2-3	3
n	2.0	2.0	2.0	2.0	1.0

② 許容せん断力

許容せん断耐力 Q_a は下式によりもとめます。(Q_1 はコンクリートの許容せん断耐力、Q_w は壁板内の鉄筋による許容せん断耐力、ΣQ_cは両側の柱の許容せん断耐力の和をあらわすものです。)

$$Q_a = \max(Q_1, Q_2)$$

$$Q_1 = r \cdot t \cdot l \cdot f_s$$
$$Q_2 = r \cdot (Q_w + \Sigma Q_c)$$
$$Q_w = p_s \cdot t \cdot l_e \cdot f_t$$
$$Q_a = b \cdot j \{1.5 f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t (p_w - 0.002)\}$$ （せん断補強筋が異形鉄筋の場合）
$$Q_a = b \cdot j \{1.5 f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t (p_w - 0.001)\}$$ （せん断補強筋が高強度鉄筋の場合）

r ： 開口低減率
t ： 壁板の厚さ
l ： 周辺柱を含んだ壁の全せい
l_e ： 壁板の内のり長さ
f_s ： コンクリートの短期許容せん断応力度
f_t ： 壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度
p_s ： 壁横筋のせん断補強筋比で、0.012 を超える場合は 0.012 とする。ただし、縦筋のせん断補強筋比の 2 倍を超えない値とする。
b ： 柱の幅
j ： = 0.8D. D は柱のせい
${}_w f_t$ ： 柱のせん断補強筋の許容引張り応力度(せん断補強用)
p_w ： 柱のせん断補強筋比で、0.012 を超える場合は 0.012 とする。

検定比 R は設計せん断力 Q_dを許容せん断力 Q_aで除した値になります。

$$R = Q_d / Q_a$$

(3) 構造規定

以下の規定を満足しないものは入力エラーになります。

・ 鉄筋の間隔は 450mm 以下とする。

以下の規定を満足しないものについては警告メッセージを出力します。

・ 設計せん断力の割増し率は計算ルートによる既定値以上とする。
・ せん断補強筋比は、ルート 1・ルート 3 の場合 0.25%以上、ルート 2 の場合 0.4%以上とする。

2.5.5 RC柱梁接合部の断面計算

RC規準15条の「3. 柱梁接合部」の記述にしたがってRC造の柱梁接合部の安全性確保のための検討を行います。
短期の許容せん断力 Q_{Aj} は下式によります。

$$Q_{Aj} = \kappa_A (f_S - 0.5) b_j \cdot D$$

κ_A ： 接合部の形状による係数。10（十字形）、7（T形）、5（ト形）、3（L 形）。
f_S ： コンクリートの短期許容せん断応力度。
b_j ： 接合部の有効幅。$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$
b_b は梁幅、b_{ai} は $b_i / 2$ または D/4 の小さい方の値。b_i は梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さ。
D ： 柱せい（円形柱の場合は等価な断面積をもつ正方形柱に置換する）

短期の設計せん断力 Q_{Dj} は下式の Q_{Dj1} または Q_{Dj2} とします。

$Q_{Dj1} = (Q_L + n \cdot Q_E) (1 - \xi) / \xi$ ： RC規準(15.12)式
$Q_{Dj2} = \Sigma (M_y / j) (1 - \xi)$ ： RC規準(15.11)式

$\xi = j / \{ H (1 - D/L) \}$
$\Sigma (M_y / j)$ ： 接合部の左右の梁の降伏曲げモーメントの絶対値をそれぞれの j（梁の応力中心間距離）で除した値の和。正負加力時について計算し、その大きい方をとる。
H ： 接合部の上下の柱の平均高さ。上部に柱がない場合は下の柱の高さの 1/2。
L ： 接合部の左右の梁の平均長さ。片側にしか梁がない場合はその梁の長さ。
$Q_L + n \cdot Q_E$ ： Q_L は上または下の柱の長期せん断力。Q_E は上または下の柱の地震時せん断力、n はその割増し値で 1.5 とする。上下に柱がある場合はそれらの平均値をとる。

計算ルート 3 の場合は、日本建築学会「鉄筋コンクリート建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説」（1997）の記述にしたがい、下記にて終局せん断強度と設計用せん断力の比較を行います。
終局せん断強度 V_{ju} は下式によります。

$$V_{ju} = \chi \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$$

χ ： 接合部の形状による係数。1.0（十字形）、0.7（ト形・T形）、0.4（L 形）
ϕ ： 両側に直交梁がある場合は 1.0、それ以外は 0.85
F_j ： $0.8 \sigma_B^{0.7}$（σ_B はコンクリートの圧縮強度）
b_j ： 上記を参照
D_j ： 両側に梁がある場合は D、片側の場合は 0.75D（D は柱せい）

設計用せん断力は、梁降伏型または柱降伏型のメカニズムにより異なりますが、プログラムでは、接合部の形式が┬または ┴ の場合を柱降伏型、それ以外を梁降伏型として取り扱います。
梁降伏型の場合の設計用せん断力 Q_{Dju} は下式によります。

$$Q_{Dju} = \alpha (T_u + T_u' - Q_{cu})$$

α ： 応力割増し率で、1.1 とする
T_u ： 接合部の梁の一端の主筋と有効なスラブ筋の材料強度に基づく引張力
T_u' ： 上記の他方の梁に生ずる引張力（梁が一方にしかない場合は 0）

$Q_{cu} = 2 \Sigma (M_y \cdot l_b / L) (h_c + h_c')$
M_y ： 一方の梁の降伏曲げモーメント。Σは両側の梁の和をあらわし、梁がない場合は 0 とする
l_b ： 一方の梁のスパン長
L ： 一方の梁の内のり長さ
h_c, h_c' ： 上または下にある柱の長さで、柱がない場合は 0 とする

柱降伏型の場合の設計用せん断力は、上式の「柱」を「梁」、「梁」を「柱」と読み替えることにより得られる値（ただし柱の軸力の存在は無視）に以下の係数を乗じたものとします。

D / D_b （ D： 柱せい、 D_b ： 梁せい ）

2.5.6 鉄骨大梁の断面計算

(1) 基本事項

・ 断面計算を行うのは、「左端」「左継手部」「中央」「右継手部」「右端」の五個所です。ただし継手がない(ユーザーが継手長の入力を省略した場合)には継手部の計算は行いません。

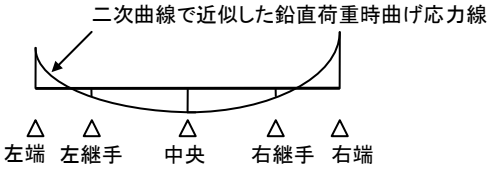


図 2.5.6-1 設計用鉛直荷重時曲げ応力のとり方

・ 端部と中央で使用鋼材を変えることが出来ますが、フランジとウェブの使用鋼材は同じでなければなりません。
・ 片持ち梁の場合は鉛直荷重時に関する検定のみを行ないます。
・ 鉛直荷重時・地震荷重時とも、設計曲げ応力は節点位置のものを採用します。また、継手部の鉛直荷重時の設計曲げ応力は、曲げ応力線を二次曲線で近似することによりもとめています。この時、応力計算結果からえられる中央部の曲げを最大の正曲げモーメントとし、それがスパンの中央部に発生するものと仮定しています。
・ 端部及び継手部に関し、ウェブ断面積の有効率(スカラップあるいはボルト穴の欠損によるもの)をユーザーが指定することができます。ウェブの有効率が指定された場合には、ウェブの実際の厚さにその有効率を乗じたものを有効な断面として断面性能を計算します。つまり、図 2.5.6-2 左における斜線部分を無効な断面とみなします。また、端部に関しては上記の有効率によらず、図 2.5.6-2 右に示すように、スカラップ分(半径 35mm)が欠損した実断面の断面性能を求めることもできます。

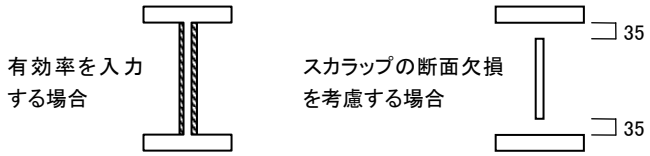


図 2.5.6-2 鉄骨大梁のウェブの有効断面

・ 継手部の計算に際しては、フランジのボルト穴による欠損を考慮します。ボルト穴の径は、ユーザーが指定したボルト径に 2mm を加えた値とします。ボルトの列数は、フランジ幅が 300mm 未満の時は 2 列、300mm 以上の時は 4 列としてボルトの破断線を仮定しています。

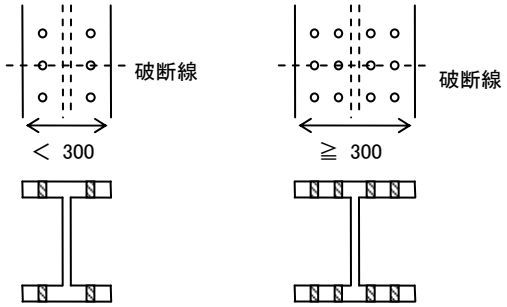


図 2.5.6-3 ボルトの破断線

・ S規準に定める板材の幅厚比の規定(フランジ材の場合 24/√F、ウェブ材の場合 110/ √F)を超える部分は無効とみなします。この場合の無効断面積は、図 2.5.6-4 の斜線部分のようにとります。

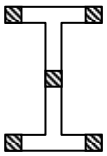


図 2.5.6-4 鉄骨大梁の無効断面積

(2) 曲げに関する計算

許容曲げモーメント M_a は下式により計算します。

$M_a = Z_e \cdot f_b$

Z_e ： 有効断面係数

f_b ： 横座屈を考慮した許容曲げ応力度（「2.1.1 (2) 許容応力度」参照）

上式の有効断面係数は以下によりもとめます。

端部　$Z_e = Z - Z_w$

継手部　$Z_e = Z - Z_w - Z_f$

Z ： 原断面の断面係数

Z_w ： ウェブの欠損部分に相当する断面係数

Z_f ： フランジの欠損部分に相当する断面係数

$Z_w = (1 - r) \cdot t_w \cdot (h - 2t_f)^2 / 6$

$Z_f = n \cdot br \cdot t_f \cdot (h - t_f)$

r ： ウェブの有効率

t_w ： ウェブの厚さ

t_f ： フランジの厚さ

h ： 梁せい

n ： フランジのボルトの列数

br ： フランジのボルトの穴径（ボルト径+ 2）

検定比 R は設計曲げモーメント M_d を許容曲げモーメント M_a で除した値になります。

$R = M_d / M_a$

(3) せん断に関する計算

許容せん断力 Q_a は下式により計算します。

$Q_a = A_{we} \cdot f_s$

A_{we} ： ウェブの有効断面積 $= r \cdot t_w \cdot (h - 2t_f)$

f_s ： 許容せん断応力度（「2.1.1 (2) 許容応力度」参照）

検定比 R は設計せん断力 Q_d を許容せん断力 Q_a で除した値になります。

$R = Q_d / Q_a$

曲げとせん断力の組み合わせによる応力度については下式により検定します。

$$\frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2}}{f_t} < 1.0$$

$\sigma_b = M_d / Z_e$

$\tau = Q_d / A_{we}$

f_t ： 許容引張り応力度（「2.1.1 (2) 許容応力度」参照）

(4) たわみの計算

建設省告示「平 12 第 1459 号」にもとづき、梁の中央部の長期たわみ量が以下の式を満足することを確認します。たわみ量 δ の計算方法については「2.5.2 RC大梁の断面計算」を参照してください。

$\delta / L \leqq 1/250$

δ ： 梁中央部の長期たわみ量

L ： 梁のスパン

(5) 保有耐力仕口部の検定

計算ルート 2 または 3 の場合、仕口部の保有耐力接合について検定します。この時の検定式は、材端に塑性ヒンジが生じている状態を仮定し、下式をもちいます。

$$M_u \geqq \alpha \cdot M_p$$

M_u ： 仕口部の最大曲げ強度
M_p ： 梁の全塑性モーメント
α ： 400N 級鋼の場合 1.3、490N 級鋼の場合 1.2、SM520 の場合 1.2（490N 級鋼の値を援用する）

最大曲げ強度は、フランジが突合せ溶接、ウェブが両面隅肉溶接されているものとし、下式によりもとめます。

$$M_u = {}_FP_u \cdot (h - t_f) + \frac{1}{4}\,{}_wP_u \cdot l_e$$

${}_FP_u$ ： フランジ部分の強度 $= t_f \cdot B \cdot \sigma_u$
${}_wP_u$ ： ウェブ部分の強度 $= 0.7S \cdot 2l_e \cdot \sigma_u / \sqrt{3}$
h ： 梁のせい
t_f ： フランジの厚さ
t_w ： ウェブの厚さ
l_e ： スカラップ（35mm）を考慮したウェブの溶接部分の有効長
S ： 隅肉溶接のサイズ（ウェブ板厚の 0.75 倍、かつ 6mm 以上）
σ_u ： 母材の破断強度

(6) 保有耐力横補剛の検定

計算ルート 2 または 3 の場合、保有耐力横補剛について検定します。この時の検定式は、「横補剛を均等にもうける場合」と「端部に近い部分に横補剛をもうける場合」によって以下のようになります（どちらの式を使うかはユーザーの指定によります）。

横補剛を均等にもうける場合

横補剛の総数が下式に示す必要本数 n を上回っていなければなりません。

$n = (\lambda_y - 170) / 20$ （400N 級鋼の場合）
$n = (\lambda_y - 130) / 20$ （490N 級鋼の場合）

λ_y ： 弱軸回りにかんする細長比（ $= l / i_y$ ）。
l は梁の長さ、i_y は弱軸回りの断面二次半径

端部に近い部分に横補剛をもうける場合

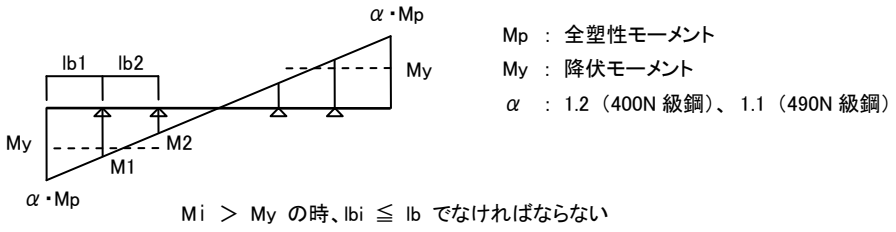


図 2.5.6-5 横補剛検定時の応力分布

図 2.5.6-5 のような応力状態を仮定した時、横補剛位置の応力 Mi が降伏モーメント M_y を上回っている場合の横補剛区間長は下の l_b 以下でなければなりません。

$l_b = \min(250 \cdot A_f / h, 65 \cdot i_y)$　(400N 級鋼の場合)

$l_b = \min(200 \cdot A_f / h, 50 \cdot i_y)$　(490N 級鋼の場合)

A_f　：フランジの断面積
h　：梁せい
i_y　：弱軸回りの断面二次半径

(7) 構造規定

計算ルート 1-2 または 2 で、幅厚比が下の値を越えているものについては警告メッセージが出力されます(F は梁材の基準強度)。

フランジ　$9\sqrt{(235/F)}$
ウェブ　$60\sqrt{(235/F)}$

2.5.7 鉄骨柱の断面計算

(1) 基本事項

- 断面計算を行うのは、「柱頭」「柱脚」の二個所です。
- 鉛直荷重時・地震荷重時とも、設計曲げ応力は節点位置のものを採用します。ただし、最下階の柱の柱脚については、ユーザーの指定により、梁フェースの値をとることができます。
- H形鋼の場合には、ウェブ断面積の有効率をユーザーが指定することが出来ます。この場合の取り扱いは「2.5.5 鉄骨大梁の断面計算」を参照してください。
- S規準に定める板材の幅厚比の規定に従い、幅厚比の値が下記を超える部分については、それを無効とみなします。無効断面積のとり方は、「2.5.6 鉄骨大梁の計算」を参照してください。

H形鋼	フランジ	$24 / \sqrt{F}$
	ウェブ	$74 / \sqrt{F}$
角形鋼管		$74 / \sqrt{F}$
円形鋼管		$240 / \sqrt{F}$

(2) 軸力と曲げに関する計算

設計軸力 N_d は、地震時の正加力・負加力の両ケースを考慮します。
許容軸耐力 N_a は下式により計算します。

軸力が圧縮の時　$N_a = A \cdot f_c$
軸力が引張の時　$N_a = A \cdot f_t$

A　：全断面積
f_c　：座屈を考慮した許容圧縮応力度（「2.1.1 (2) 許容応力度」参照）
f_t　：許容引張応力度

許容圧縮応力度をもとめる時の座屈長さは下式により計算します。

$l_k = K \cdot L_c$

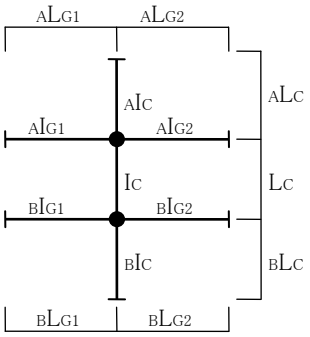
K　：座屈長倍率
L_c　：柱の節点間距離

座屈長倍率 K は、日本建築学会「鋼構造塑性設計指針」にもとづき下式により計算します（ただしユーザーの入力がある場合はそれにしたがいます）。

$$\frac{G_A G_B (\pi / K)^2 - 36}{6 (G_A + G_B)} = \frac{\pi / K}{\tan(\pi / K)}$$

$$G_A = \frac{(I_C / L_C) + ({}_AI_C / {}_AL_C)}{({}_AI_{G1} / {}_AL_{G1}) + ({}_AI_{G2} / {}_AL_{G2})}$$

$$G_B = \frac{(I_C / L_C) + ({}_BI_C / {}_BL_C)}{({}_BI_{G1} / {}_BL_{G1}) + ({}_BI_{G2} / {}_BL_{G2})}$$



I ：右図にしめす部材の断面 2 次モーメント
L：右図にしめす部材の長さ

ただし、柱端がピンの場合は G = 10、固定の場合は G = 1 とする。梁の一方の端部がピン接合の場合は I_G / L_G を 0.5 倍する。

許容曲げモーメント M_a は下式により計算します。

$M_a = Z \cdot f_b$

Z　：断面係数（H 形鋼の場合はウェブの有効率を考慮したもので、「2.5.5 鉄骨大梁の断面計算」と同様の式でもとめます。）

f_b　：横座屈を考慮した許容曲げ応力度で、強軸回りの H 形断面については「2.1.1 (2) 許容応力度」にもとづいてもとめます。その他の断面については「$f_b = f_t$」とします。

長期の検定比は下記の値になります。

$$R = N_d / N_a + M_{dx} / M_{ax} + M_{dy} / M_{ay}$$

N_d ：長期軸力
N_a ：長期許容圧縮力
M_{dx} ：X 方向の長期設計曲げモーメント
M_{ax} ：X 方向の長期許容曲げモーメント
M_{dy} ：Y 方向の長期設計曲げモーメント
M_{ay} ：Y 方向の長期許容曲げモーメント

短期の検定比は下記の値になります。

$$R = N_d / N_a + M_d / M_a + M_d' / M_a'$$

N_d ：短期軸力
N_a ：短期許容圧縮力
M_d ：加力方向(X または Y)の短期設計曲げモーメント
M_d ：加力方向(X または Y)の短期許容曲げモーメント
M_d'：加力方向と直交する方向(Y または X)の短期設計曲げモーメント
M_a'：加力方向と直交する方向(Y または X)の短期許容曲げモーメント

(3) せん断に関する計算

許容せん断力 Q_a は下式により計算します。

$$Q_a = A_{we} \cdot f_s$$

A_{we} ：せん断力にたいする有効断面積
f_s ：許容せん断応力度(「2.1.1 (2) 許容応力度」参照)

せん断力にたいする有効断面積は、図 2.5.6-1 の塗りつぶし部分の面積になります。

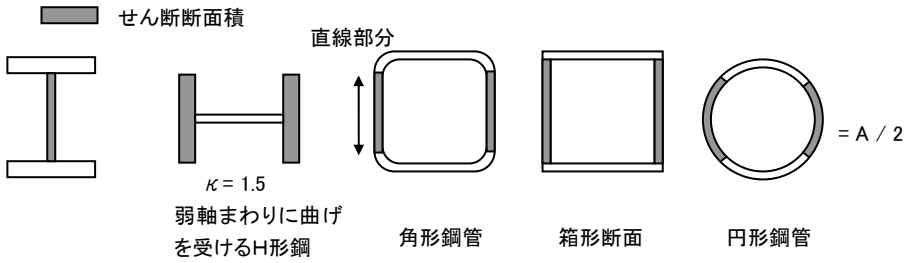


図 2.5.7-1 鉄骨柱のせん断力にたいする有効断面積

検定比 R は設計せん断力 Q_d を許容せん断力 Q_a で除した値になります。

$$R = Q_d / Q_a$$

曲げとせん断力の組み合わせによる応力度については下式により検定します。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_b + \sigma_c)^2 + 3\tau^2}}{f_t} < 1.0$$

$$\sigma_b = M_{dx} / Z_x + M_{dy} / Z_y$$
$$\sigma_c = N_d / A$$

$\tau = Q_d / A_{we}$

f_t ： 許容引張り応力度（「2.1.1 (2) 許容応力度」参照）

(4) 構造規定

細長比が 200 をこえているものについては警告メッセージが出力されます。
計算ルート 1-2 または 2 で、幅厚比が下の値をこえているものは警告メッセージが出力されます（F は梁材の基準強度）。

H形鋼	フランジ	9.5 √(235 / F)
	ウェブ	43 √(235 / F)
角形鋼管		33 √(235 / F)
円形鋼管		50 (235 / F)

補足. 鉄骨造の柱脚の取り扱いについて

(1) 鉄骨造の柱脚の種類

一般的に使用されている鉄骨造の柱脚形式には、「埋込み」「根巻き」「露出」の三つがありますが、日本建築センター「建築物耐震基準・設計の解説」（1995）の「2.1 柱脚」によれば、以下のようになっています。

柱脚は原則として露出柱脚または埋込み柱脚とし、十分な耐力または変形能力を確保する。
鉄骨構造の柱脚は埋込み柱脚とすることが望ましい。

最初の項目については、「いわゆる根巻き柱脚については、終局耐力の評価法など技術的に曖昧な点が多いのでここでは扱っていない」「設計者が独自の方法により耐震性の検討を行なうものとする」となっています。ごく軽微な構造物を除き、採用すべきではないでしょう。
二番目の項目は、阪神淡路大震災の被害調査によると、露出柱脚の損傷が圧倒的に多く、埋込み柱脚の損傷が最も少なかった、という事実を踏まえたものです。

(2) 埋込み柱脚

A. 応力計算

日本建築学会「鋼管構造設計施工指針・同解説」（1990）によれば、埋込み長さは柱径の 2～3 倍程度必要であるとされていますが、この程度の埋込み長さがあれば、「全体骨組の構造計算では埋込み心位置で剛接と仮定して設計してよい」（同指針 P.139）とされています。なお、とくにユーザーの指定がなければ柱脚はすべて剛接となります。

B. 断面計算

プログラムでは、柱脚位置での鉄骨母材の断面検定は行ないますが、埋込み柱脚部分の検定は行なっていませんので、ユーザーが別途行なう必要があります。
計算方法については「鋼管構造設計施工指針・同解説」にありますが、鋼管のみを対象にしたものですので、日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」にある計算方法をそのまま鉄骨造に準用するのがよいかと思われます。最も簡便な方法は、同規準の式から「必要埋込み長さ」をあらかじめ計算しておき、設計時にその長さを確保しておくことです。そのようにすれば、終局状態までの母材ヒンジが保証されますので、とくにそれ以上の検討は要しないことになります。

C. 保有水平耐力計算

保有水平耐力の計算は柱母材の強度をもちいて行なわれますので、保有水平耐力時の応力よりも埋込み柱脚部分の終局耐力が大きいことをユーザーが別途確認する必要があります。
曲げ終局強度の計算式については、「鋼管構造設計施工指針・同解説」にあり、これは「技術基準解説書」にも「終局耐力式の例示」として掲載されていますので、鋼管以外のものについても（「技術基準解説書」にあるような一定の条件のもとで）これを準用してよいものと思われます。

(3) 根巻き柱脚

A. 応力計算

根巻き柱脚については、従来からの慣用にもとづいた設計が多く行なわれていますが、それによれば、根巻きの高

さは柱径の 2.5～3 倍程度必要とされており、そのような条件の下で剛接としています（通常、根巻き柱の剛性をとくに考慮することはありません）。なお、とくにユーザーの指定がなければ柱脚はすべて剛接となります。

B. 断面計算

プログラムでは、柱脚位置での鉄骨母材の断面検定は行ないますが、根巻き柱脚部分の検定は行なっていませんので、ユーザーが別途行なう必要があります。

計算方法については「鋼管構造設計施工指針・同解説」にありますが、鋼管を対象にしたものです。その他、慣用的な設計法として、鉄骨の耐力をスタッドによって根巻き柱に伝達する、ということもよく行なわれています。

C. 保有水平耐力計算

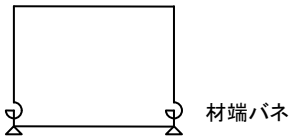
保有水平耐力の計算は柱母材の強度をもちいて行なわれますので、保有水平耐力時の応力よりも根巻き部分の終局耐力が大きいことをユーザーが別途確認する必要があります。

曲げ終局強度の計算式は「鋼管構造設計施工指針・同解説」にあります。ただし、これを鋼管以外のものに準用してもよいかどうかについては、はっきりしません。

(4) 露出柱脚

A. 応力計算

露出柱脚の場合は、柱脚の剛性を正しく評価する必要があります。具体的には、下の図にあるような、柱脚に「材端バネ」を設けたモデルとします。なお、とくにユーザーの指定がなければ柱脚はすべて剛接となりますので注意してください。



このバネ定数の計算式は「鋼管構造設計施工指針・同解説」にあります。また、既製品の露出型柱脚をもちいている場合は、メーカーのカタログにバネ定数が記載されていますので、それをもちいることもできます。

B. 断面計算

プログラムでは、柱脚位置での鉄骨母材の断面検定は行ないますが、露出柱脚そのもの（アンカーボルト・ベースプレート・リブプレート等）の検定は行なっていませんので、ユーザーが別途行なう必要があります。この場合、二軸曲げを考慮した設計を行なう必要があります。

慣用的な計算方法については、「鋼管構造設計施工指針・同解説」の巻末付録の設計例などにありますので、参考にしてください。既製品の露出型柱脚をもちいている場合は、メーカーが提供する計算図表やプログラムをもちいることになります。

C. 二次設計

計算ルート 1 の場合は必要ありませんが、それ以外の場合は「保有耐力接合」のチェックを行なう必要があります。以下、「技術基準解説書」の「付録 1-2.6 柱脚の設計の考え方」の内容に沿って述べます。

ルート 2 の場合

「保有耐力接合」の規定を満足していることを、ユーザーが別途確認する必要があります。これは一時設計時の応力を割増して検定するものですが、具体的な方法については「技術基準解説書」を参照してください。既製品の露出型柱脚をもちいている場合は、メーカーが提供する計算図表やプログラムをもちいることになります。

ルート 3 の場合

まず、柱の母材の耐力によってもとめられる保有水平耐力を計算します。

つぎに、その保有水平耐力時の応力のもとで「保有耐力接合」の規定が満足されていることを、ユーザーが別途確認する必要があります。その具体的な計算方法については「技術基準解説書」を参照してください。既製品の露出型柱脚をもちいている場合は、メーカーが提供する計算図表やプログラムをもちいることになります。

保有耐力接合になっている場合

保有耐力接合の規定が満足されていれば、露出柱脚に塑性ヒンジが形成されるおそれはないと判断されますので、その時点で計算は終了します。なお、既製品の露出型柱脚をもちいている場合は、必ずこの規定が満足されている必要があります。[注)]

保有耐力接合になっていない場合

一般には保有耐力接合とすべきですが、なんらかの理由でそれができない場合は、露出柱脚に塑性ヒンジが形成されるおそれがある、ということになりますので、以下のような処置をとります。

1. 露出柱脚のアンカーボルトのデータを入力し、保有水平耐力を再計算する。（この時、プログラム上では、柱脚の耐力は母材の耐力と露出柱脚の耐力の小さい方で決定されるものとします。）
2. 一階の Ds 値を 0.05 程度割り増す、などの適切な措置をとる。
3. 「基礎コンクリートの破壊の防止」「柱脚部のせん断破壊の防止」「ベースプレートの破断防止」についての検討を行なう。（これについては「技術基準解説書」に具体的な方法は明示されていませんので、巻末の参考文献その他にもとづいてユーザーが適宜判断することになります。）

注）既製品の露出型柱脚をもちいて保有水平耐力の計算を行なう場合

このプログラムでは、各メーカーの露出型柱脚製品ごとの耐力線を用意しているわけではありません。したがって、既製品の露出型柱脚をもちいた場合は、必ず「保有耐力接合」とし、「母材側にヒンジが形成される」ことを条件にする必要があります。

国土交通省の認定を取得している一部メーカーの製品は保有耐力接合となることを保証していますが、必ずしもすべてのメーカーのすべての製品がそれを保証しているわけではありませんので、別途確認する必要があります。

2.5.8 柱梁耐力比の計算

冷間成形角形鋼管（使用材料がSTKR・BCP・BCR材のもの）をもちいた鉄骨造の建物で計算ルートが2の場合には、日本建築センター「冷間成形角形鋼管設計施工マニュアル」の記述にもとづいた、柱梁耐力比の検定を行います。ここで計算の対象とするのは、節点の上下に柱が存在しているケースで、上部のみ、あるいは下部のみに柱が存在する節点（一般には最下階の柱脚または最上階の柱頭）については計算対象から除外します。

各節点位置での柱梁耐力比 α_k は下式により計算します。なお、下式中にある M_{pc}（柱の全塑性モーメント）の値は、軸力の効果を考慮したもので、地震力の加力方向（正荷重時・負荷重時）により異なった値になりますので、それに応じ、柱梁耐力比の値も正荷重時・負荷重時の二ケースについて計算しています。

$$\alpha_k = M_{pc} / M_{pb}$$

M_{pc} ： 節点の上部に取りつく柱と下部に取りつく柱の全塑性曲げモーメントの和
M_{pb} ： 節点の左に取りつく梁と右に取りつく梁の全塑性曲げモーメントの和

上または下の柱の全塑性モーメント M_{pc} は下式により計算します。

$$M_{pc} = \nu \cdot \sigma_y \cdot Z_p$$

ν ： 軸力による全塑性曲げモーメントの低下率
軸力比 $n \leqq 0.5$ の場合 $\nu = 1 - (4/3)\, n^2$
$n > 0.5$ の場合 $\nu = (1 - n)(4/3)$
$n = N / (\sigma_y \cdot A)$
N ： 設計軸力
A ： 断面積

σ_y ： 材料強度
Z_p ： 塑性断面係数

左または右の梁の全塑性モーメント M_{pb} は下式により計算します。

$$M_{pb} = \nu \cdot \sigma_y \cdot Z_p$$

柱梁耐力比の値が1.5を下回る場合には警告メッセージが出力されます。

2.5.9 ブレースの断面計算

(1) 基本事項

- 地震時に生じる軸力に対する短期耐力の検定を行います。
- 引張力に対する有効断面積(ボルト欠損・偏心接合などを考慮したもの)はユーザーの指定によります。
- 圧縮耐力算定のための座屈長さは、ユーザーが指定した座屈長倍率(座屈長さ/ブレース材の節点間距離。初期設定値 1)にもとづいて定めます。
- 端部・接合部の破断の検定は行いません。

(2) 軸力に関する計算

設計軸力 N_d は、地震時の正加力・負加力の両ケースを考慮します。ただし、ユーザーが「引張にのみ有効」とした X 形ブレースについては、応力が引張となるような片側のブレースのみを対象とし、応力計算から得られる引張力を 2 倍にしたものを設計軸力とします。
許容軸耐力 N_a は下式により計算します。

軸力が圧縮の時　　$N_a = A_{ec} \cdot f_c$
軸力が引張の時　　$N_a = A_{et} \cdot f_t$

A_{ec} ： 圧縮力に対する有効断面積
A_{et} ： 引張力に対する有効断面積
f_c ： 座屈を考慮した許容圧縮応力度(「2.1.1 (2) 許容応力度」参照)
f_t ： 許容引張応力度

検定比 R は設計軸力 N_d を許容軸耐力 N_a で除した値になります。

$$R = N_d / N_a$$

(3) 構造規定

圧縮材の細長比が 250 を超えるものについては警告メッセージが出力されます。

2.5.10 SRC大梁の断面計算

(1) 基本事項

- 断面計算を行うのは、「左端」「左継手部」「中央」「右継手部」「右端」の五個所です。ただし継手がない(ユーザーが継手長の入力を省略した場合)には継手部の計算は行いません。
- 継手部の鉄筋は、「端部の配筋」として指定されたものを採用します。
- 端部の鉛直荷重時の設計曲げ応力は節点位置のものを採用します。地震荷重時の設計曲げ応力の採用位置は、ユーザーの指定により、節点・柱フェース・壁フェース・剛域端のいずれかになります(初期設定は「節点」です)。
- 片持ち梁の場合は鉛直荷重時に関する検定のみを行ないます。
- 鉛直荷重時の継手位置の曲げ応力は、全体の曲げモーメント線を二次曲線で近似することによりもとめます。
- 鉄筋は二段筋まで指定可能で、「左端」「中央」「右端」について異なる本数が指定できます。使用できる鉄筋径は、一部材につき、主筋・せん断補強筋とも一種類になります。
- 梁の有効せいの算出に用いる主筋の重心位置 dt は、下式により計算します。注)

$$d_t = d_0 + d_{s1} + d_{m1} / 2 + p \cdot n_2 / (n_1 + n_2)$$

d_0 : かぶり厚(ユーザー指定値。初期値 40mm)
d_{s1} : せん断補強筋の最外径
d_{m1} : 主筋の最外径
p : 一段筋と二段筋の間隔
n_1 , n_2 : 一段筋および二段筋の本数

注) コンクリート縁から主筋の重心位置までの距離は、直交方向の鉄筋との上下関係により、実際にはこの計算値よりも大きくなる場合があります。したがって、あらかじめかぶり厚さを大きくとっておく、などの配慮が必要です。

(2) 曲げに関する計算

許容曲げ曲げモーメント M_a はRC部分の耐力と鉄骨の耐力の単純累加とし、下式により求めます。

$$M_a = {}_rM_a + {}_sM_a$$

${}_rM_a$: RC部分の許容曲げモーメント
${}_sM_a$: 鉄骨の許容曲げモーメント

RC部分の許容曲げ耐力 ${}_rM_a$ は、RC梁と同様、RC規準 13 条の(13.1)～(13.10)式にある長方形梁の式をもちいて計算します。この時のヤング係数比の値は、同規準 12 条の規定にしたがい、表 2.5.10-1 にある値をもちいます。

表 2.5.10-1 コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比

コンクリートの設計基準強度 Fc (N/mm^2)	ヤング係数比 n
Fc ≦ 27	15
27 ＜ Fc ≦ 36	13
36 ＜ Fc ≦ 48	11
48 ＜ Fc ≦ 60	9

中央部の計算で、かつ梁にスラブが取り付く場合には、RC規準 14 条 3 の記述にしたがい、下式により許容曲げ耐力 ${}_rM_a$ を計算します。

$${}_rM_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

a_t : 主筋の断面積
f_t : 主筋の許容引張応力度
j : = (7/8)d。d は梁の有効せい

鉄骨の許容曲げモーメント ${}_sM_a$ は鉄骨梁と同様、下式により計算します。

$${}_sM_a = Z_e \cdot f_b$$

Z_e : 有効断面係数
f_b : 鉄骨の許容曲げ応力度

上式の有効断面係数は以下によりもとめます。

端部　$Z_e = Z - Z_w$

継手部　$Z_e = Z - Z_w - Z_f$

Z　：原断面の断面係数

Z_w　：ウェブの欠損部分に相当する断面係数

Z_f　：フランジの欠損部分に相当する断面係数

$Z_w = (1 - r) \cdot t_w \cdot (h - 2t_f)^2 / 6$

$Z_f = n \cdot b_r \cdot t_f \cdot (h - t_f)$

r　：ウェブの有効率

t_w　：ウェブの厚さ

t_f　：フランジの厚さ

h　：梁せい

n　：フランジのボルトの列数

b_r　：フランジのボルトの穴径（ボルト径+ 2）

検定比 R は設計曲げモーメント M_d を許容曲げモーメント M_a で除した下の値になります。

$R = M_d / M_a$

(3) せん断に関する計算

① 設計せん断力

鉄骨部分の短期の設計せん断力は下に示す ${}_sQ_{d1}$ または ${}_sQ_{d2}$ のいずれかとしますが、特に指定のない限り、計算ルートに応じて表 2.5.10-2 の値がとられます。

${}_sQ_{d1} = Q_d \cdot ({}_sM_d / M)$

${}_sQ_{d2} = Q_0 \cdot ({}_sM_d / M) + \Sigma {}_sM_a / L'$

Q_d：梁の設計せん断力

Q_0：単純梁とした時の梁の長期せん断力

${}_sM_d / M$　：全体の曲げに対する鉄骨の曲げの分担比

$\Sigma {}_sM_a$　：鉄骨の許容曲げモーメントの和

L'：梁の内のり長さ

上式における鉄骨部分の曲げの分担比の値 ${}_sM_d / M$ は以下のようにもとめます。

${}_sM_a < M_d$ の時　${}_sM_a / M_d$

${}_sM_a > M_d$ かつ ${}_rM_a < M_d$ の時　$1.0 - {}_rM_a / M_d$

${}_sM_a > M_d$ かつ ${}_rM_a > M_d$ の時　${}_sM_a / ({}_sM_a + {}_rM_a)$

M_d：梁の設計曲げモーメント

RC部分の短期の設計せん断力は下に示す ${}_rQ_{d1} \cdot {}_rQ_{d2}$ または ${}_rQ_{d3}$ のいずれかとしますが、特に指定のない限り、計算ルートに応じて表 2.5.9-2 の値がとられます。

${}_rQ_{d1} = Q_d \cdot {}_rM_d / M$

${}_rQ_{d2} = Q_0 \cdot ({}_rM_d / M) + \Sigma {}_rM_y / L'$

${}_rQ_{d3} = (Q_0 + 2Q_E) \cdot ({}_rM_d / M)$

${}_rM_d / M$　：全体の曲げに対するRCの曲げの分担比

$\Sigma {}_rM_y$　：RC部分の降伏曲げモーメントの和

Q_E　：地震時のせん断力

RC部分の曲げの分担比の値 $_{r}M_{d}$ / M は、前掲の式によりもとめた $_{s}M_{d}$ / M の値から、下式によりもとめます。

$$_{r}M_{d}/M = 1.0 - {}_{s}M_{d}/M$$

表 2.5.10-2 梁の短期設計せん断力

計算ルート	1	2-1	2-2	2-3	3
$_{s}Q_{d}$	$_{s}Q_{d2}$	$_{s}Q_{d2}$	$_{s}Q_{d2}$	$_{s}Q_{d2}$	$_{s}Q_{d1}$
$_{r}Q_{d}$	$_{r}Q_{d2}$	$_{r}Q_{d2}$	$_{r}Q_{d2}$	$_{r}Q_{d2}$	$_{r}Q_{d1}$

RC部分の降伏曲げモーメント $_{r}M_{y}$ は下式によりもとめます。$\Sigma\,_{r}M_{y}$ は正負加力時の大きい方の値を採用します。

$$_{r}M_{y} = 0.9\,(a_{t}\cdot\sigma_{y} + a_{ts}\cdot\sigma_{ys})\cdot d$$

a_{t} ： 梁主筋の断面積

a_{ts} ： スラブ筋の断面積（本数はユーザー指定）

σ_{y} ： 梁主筋の材料強度

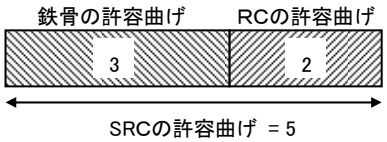
σ_{ys} ： スラブ筋の材料強度

長期の設計せん断力は $_{s}Q_{d1}$ および $_{r}Q_{d1}$ とします。

注） 鉄骨とRCの曲げ分担比について

設計せん断力をもとめるにあたって使用している「鉄骨とRCの曲げ分担比」という考え方には若干分かりにくい部分があると思われますので、以下に説明を加えます。
SRC規準によれば、せん断設計にあたっては鉄骨とコンクリートの間の応力伝達を期待せず、それぞれ独立に検定することになっています。「sMd/M」および「rMd/M」という記号（SRC規準にあるものをそのまま使用しています）は、前者が「SRC部材に曲げ M が作用した時の鉄骨の負担率」、後者が「RCの負担率」をあらわしますが、これをどのようにとるかに関する具体的な規定はありません。これは、SRC規準で採用している累加強度の考え方からすると、鉄骨とRCの負担率は「どのような値でもとりうる」ことになるからです。
したがって、このプログラムで採用している方法は、「あまり非現実的な値にならないように鉄骨とRCの分担を決める」という便宜的な方法に過ぎませんが、以下、具体的な数値を示しながら解説します。
ここでは、下図に示すとおり、鉄骨の許容曲げモーメントが 3・RC部分の許容曲げモーメントが 2 であったと仮定します。この時、SRC部材としての許容曲げモーメントは 5 ですが、この部材に対して設計曲げモーメントの変動によって鉄骨とRCの負担率がどのように変わるかを以下に例示します。

ケース 1. 設計曲げが鉄骨の許容曲げよりも大きい



たとえば設計曲げが 4 だった場合には、設計曲げが鉄骨の許容曲げがより大きく（4 ＞ 3）なりますので、鉄骨の負担率を「3/4 = 0.75」、RCの負担率を「1.0-0.75 = 0.25」とします。

ケース 2. 設計曲げ鉄骨の許容曲げより小さく、RCの許容曲げよりも大きい

たとえば設計曲げが 3 だった場合には、設計曲げが鉄骨の許容曲げがより小さく（3 ＜ 3）なります。これに対して「ケース 1」の考え方を適用すると、鉄骨の負担率が 1.0、RCが 0 になり、現実的ではありません。
しかし幸いにして、設計曲げがRCの許容曲げよりは大きく（3 ＞ 2）なっていますので、この場合は先にRCの負担率を決めることにします。つまり、RCの負担率は「2/3 = 0.67」で、鉄骨の負担率は「1.0-0.67 = 0.33」です。

ケース 3. 設計曲げ鉄骨の許容曲げより小さく、かつRCの許容曲げより小さい

たとえば設計曲げが 1 だった場合には、上の「ケース 1」「ケース 2」の考え方をそのまま適用すると、「一方が 1.0、もう一方が 0」という結果にしかなりません。この場合は、両者の許容曲げの比がそのまま負担率になると

いう考え方をとります。

つまり、鉄骨の負担率は「3/(3+2) = 0.6」、RCの負担率は「2/(3+2) = 0.4」です。

② 許容せん断力

鉄骨の許容せん断力 $_sQ_a$ は、鉄骨梁と同様、下式によります。

$_sQ_a = A_{we} \cdot f_s$

A_{we} ： ウェブの有効断面積 $= (1 - r) \cdot t_w \cdot (h - 2t_f)$

t_w ： ウェブの断面積

t_f ： フランジの断面積

r ： ウェブの有効率(ユーザー指定)

f_s ： 許容せん断応力度

RCの許容せん断力 $_rQ_a$ は下式によります。

$_rQ_a = \min(_rQ_{a1}, _rQ_{a2})$

$_rQ_{d1} = b \cdot j(\alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot p_w \cdot {}_wf_t)$

$_rQ_{d2} = b \cdot j\{2 \cdot (b'/b) \cdot f_s + p_w \cdot {}_wf_t)$

b ： 梁のコンクリート断面の幅

j ： 梁のコンクリート断面の応力中心間距離

$\alpha = 4 / \{_rM_d / (_rQ_d \cdot {}_rd) + 1\}$ かつ $1 \leqq \alpha \leqq 2$ (RC大梁の項参照)

f_s ： コンクリートの許容せん断応応力度

p_w ： せん断補強筋比 ただし $p_w \leqq 0.6\%$

$_wf_t$ ： せん断補強筋の許容引張応力度

b' ： 梁のコンクリート断面の幅から鉄骨フランジの幅を引いたもの

検定比 R は、鉄骨ならびにRC部分に関し、設計せん断力 Q_d を許容せん断力 Q_a で除した下の値になります。

鉄骨部分 $R = {}_sQ_d / {}_sQ_a$

RC部分 $R = {}_rQ_d / {}_rQ_a$

(4) 鉄骨継手部の短期設計応力

鉄骨継手部については、短期の設計曲げモーメント $_sM_j$ を下式によりもとめ、検定を行ないます。

$_sM_j = Y[(_sM_d / M) M_{j0} + \nu_j \{_sM_1 - (L_j / L')(_sM_1 + {}_sM_2)$ かつ $Y \cdot \nu_j \cdot {}_sM_a$ 以下

Y ： 鋼材が SS400・SN400 の時 0.59、SM490・SN490 の 0.66、SM520 の時 0.70

ν_j ： 鋼材が SS400・SN400 の時 1.2、それ以外の場合は 1.1

M_{j0} ： 単純梁とした時の継手位置での長期曲げモーメント

L_j ： 梁端部から継手位置までの距離

$_sM_1, {}_sM_2$ ： 梁の一端および他端の短期許容曲げモーメント

さらに、鉄骨継手部の短期の設計せん断力 $_sQ_j$ を下式によりもとめ、検定を行ないます。

$_sQ_j = Y[(_sM_d / M) Q_{j0} + (\nu_j / L')(_sM_1 + {}_sM_2)$ かつ $Y \cdot \nu_j \cdot {}_sQ_a$ 以下

Q_{j0} ： 単純梁とした時の継手位置での長期せん断力

(5) たわみの計算

建設省告示「平 12 第 1459 号」にもとづき、梁の中央部(片持ち梁の場合は先端)の長期たわみ量が以下の式を満足することを確認します。

$\alpha \cdot \delta / L \leqq 1/250$

α ： 変形増大係数で、4 とします

δ ： 梁中央部の長期たわみ量
L ： 梁のスパン

梁の中央部の長期たわみ量δは、RC梁と同様、作用する全荷重を等分布荷重にならし、以下の式によりもとめます（下式右辺の第一項は単純梁のたわみ量、第二項は両端曲げによる曲げ戻しのたわみ量をあらわします）。

$$\delta = 5 \cdot w \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I) - (M_1 + M_2) \cdot L^2 / (16 \cdot E \cdot I)$$

w ： $= (Q_1+Q2)/L$ 梁に作用する等分布荷重
L ： スパン長
M_1, M_2 ： 左および右端の長期設計モーメント
Q_1, Q_2 ： 左および右端の長期設計せん断力
E ： ヤング係数
I ： 梁（長方形断面）の断面二次モーメント

片持ち梁の先端の長期たわみ量δは、梁に作用する全荷重を先端に作用する集中荷重におきかえし、以下の式によりもとめます。

$$\delta = P \cdot L^3 / (3 \cdot E \cdot I)$$

P ： 先端に作用する集中荷重（片持ち梁に作用する全荷重）

(6) 構造規定

以下の規定を満足しないものは入力エラーになります。

・鉄筋のかぶり厚さは 30mm 以上とする。
・鉄骨のかぶり厚さは 50mm 以上とする。
・せん断補強筋の間隔は、(3/4)D 以下、かつ 300mm 以下とする（D は梁せい）。

以下の規定を満足しないものについては警告メッセージが出力されます。

・主筋径は D13 以上とする。
・せん断補強筋の間隔は、D/2 以下、かつ 250mm 以下とする（D は梁せい）。
・せん断補強筋比は 0.1%以上とする。

2.5.11 SRC柱の断面計算

(1) 基本事項

- 断面計算を行うのは、「柱頭」「柱脚」の二個所です。
- 端部の鉛直荷重時の設計曲げ応力は節点位置のものを採用します。地震荷重時の設計曲げ応力の採用位置は、ユーザーの指定により、節点・梁フェース・壁フェース・剛域端のいずれかになります。
- 鉄筋は「柱頭」「柱脚」について異なる本数が指定できますが、二段筋を指定することはできません。使用できる鉄筋径は、一部材につき、主筋・せん断補強筋とも一種類になります。
- 柱の有効せいの算出に用いる主筋の重心位置 dt の計算方法は梁の場合と同様です。

(2) 曲げと軸力に関する計算

① 鉄骨の強軸方向に曲げを受ける場合

これは、柱に内蔵されたH形鋼の単材が強軸方向に曲げを受けている状態を想定したものですが、鉄骨が十字形あるいはH形とT形の組合わせになっている場合は、図 2.5.11-1 に示すように、これを便宜的にH形鋼の単材に置き換え、弱軸回りに曲げを受けている鉄骨については無視します。またこの時、RC断面と鉄骨断面の図心軸は一致しているものとし、鉄骨の偏心の影響は考慮しません。

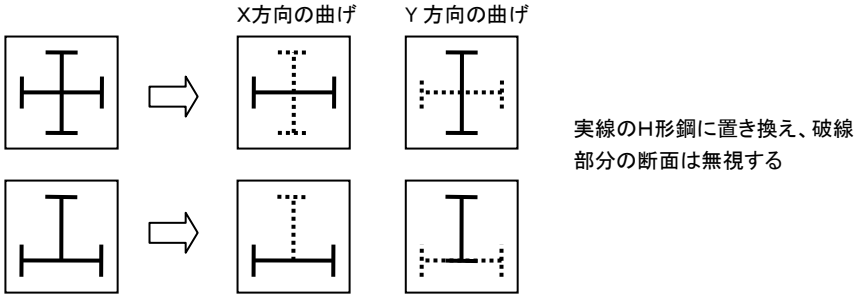


図 2.5.11-1 SRC柱の鉄骨断面の置換

SRC柱の M-N 耐力線は鉄骨の耐力線とRCの耐力線の単純累加によりさだめますが、この場合の累加方法は、SRC規準の(17.1)～(17.3)式によります（図 2.5.11-2）。

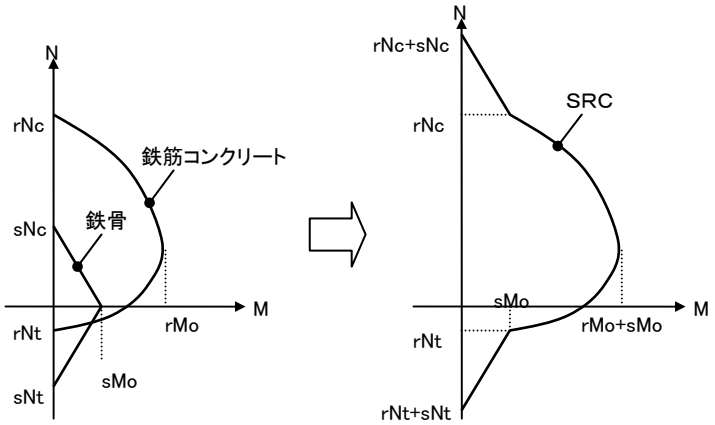


図 2.5.11-2 SRC柱の M-N 耐力線（鉄骨の強軸方向に曲げを受ける場合）

RC部分の許容曲げモーメントはRC柱と同様、RC規準 14 条の(14.1)～(14.12)式によりもとめますが、この時のコンクリートの許容圧縮応力度は、下式から得られる f_c' をもちいます。

$$f_c' = f_c \cdot (1 - {}_{s}p_c)$$

f_c ： コンクリートの許容圧縮応力度

${}_{s}p_c$ ： 圧縮フランジの断面積をコンクリートの断面積で除した値

鉄骨部分の許容曲げモーメント $_sM_0$・許容圧縮力 $_sN_c$・許容圧縮力 $_sN_t$ は下式によりもとめます。

$_sM_0 = {}_sZ \cdot f_b$

$_sN_c = {}_sA \cdot f_c$

$_sN_t = {}_sA \cdot f_t$

$_sZ$ ： 鉄骨の断面係数

$_sA$ ： 鉄骨の断面積

f_b ： 鉄骨の許容曲げ応力度

f_c ： 鉄骨の許容圧縮応力度

f_t ： 鉄骨の許容引張応力度

② 鉄骨の弱軸方向に曲げを受ける場合

これは、柱に内蔵されたH形鋼の単材が弱軸方向に曲げを受けている状態（図 2.5.11-3）です。
この場合は鉄骨の曲げ耐力を無視し、軸方向の耐力のみを考慮した上でRC部分の耐力と累加します。結果的には、図 2.5.11-3 にあるような耐力線をもちいることになります。

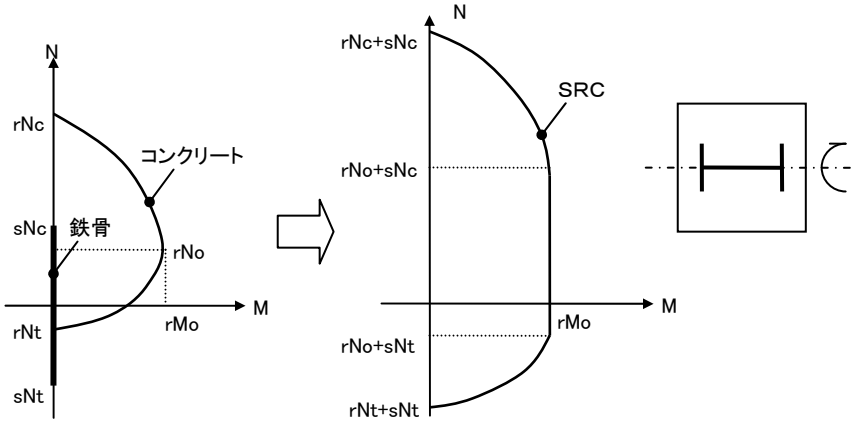


図 2.5.11-3 SRC柱の M-N 耐力線（鉄骨の弱軸方向に曲げを受ける場合）

RC部分・鉄骨部分の許容耐力のもとめ方は前項と同様です。

③ 検定比

許容曲げモーメント M_a は、図 2.5.11-4 に示すように、柱の M-N 耐力線上で、設計軸力 N_d に対応する曲げの値とします。

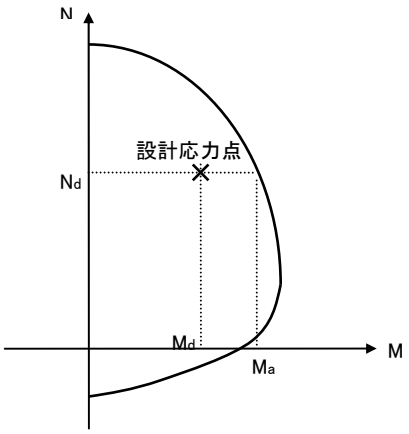


図 2.5.11-4 SRC柱の許容曲げモーメント

長期の検定比は下記の値になります。

$R = M_d / M_a + M_d' / M_a'$

M_d ： 長期設計曲げモーメント
M_a ： 長期許容曲げモーメント
M_d'： 直交方向の長期設計曲げモーメント(ユーザーの指定がある場合のみ)
M_a'： 直交方向の長期許容曲げモーメント

短期の検定比は下記の値になります。

$R = M_d / M_a + M_d' / M_a'$

M_d ： 加力方向の短期設計曲げモーメント
M_d ： 加力方向の短期許容曲げモーメント
M_d'： 加力方向と直交する方向の短期設計曲げモーメント(ユーザーの指定がある場合のみ)
M_a'： 加力方向と直交する方向の短期許容曲げモーメント

(3) せん断に関する計算

① 短期設計せん断力

鉄骨部分の短期の設計せん断力は下に示す ${}_sQ_{d1}$ または ${}_sQ_{d2}$ のいずれかしますが、特に指定のない限り、計算ルートに応じて表 2.5.11-1 の値がとられます。

${}_sQ_{d1} = Q_d \cdot ({}_sM_d / M)$
${}_sQ_{d2} = \Sigma {}_sM_a / H'$

Q_d ： 柱の設計せん断力
${}_sM_d / M$ ： 全体の曲げに対する鉄骨の曲げの分担比
$\Sigma {}_sM_a$ ： 鉄骨の許容曲げモーメントの和
H' ： 柱の内のり高さ

上式における鉄骨部分の曲げの分担比の値 ${}_sM_d / M$ は以下のようにもとめます。

${}_sM_a < M_d$ の時 ${}_sM_a / M_d$
${}_sM_a > M_d$ かつ ${}_rM_a < M_d$ の時 $1.0 - {}_rM_a / M_d$
${}_sM_a > M_d$ かつ ${}_rM_a > M_d$ の時 ${}_sM_a / ({}_sM_a + {}_rM_a)$

M_d ： 柱の設計曲げモーメント

RC部分の短期の設計せん断力は下に示す ${}_rQ_{d1} \cdot {}_rQ_{d2}$ または ${}_rQ_{d3}$ のいずれかとしますが、特に指定のない限り、計算ルートに応じて表 2.5.11-1 の値がとられます。

${}_rQ_{d1} = Q_d \cdot {}_rM_d / M$
${}_rQ_{d2} = \Sigma {}_rM_y / H'$
${}_rQ_{d3} = 2Q_E \cdot ({}_rM_d / M)$

${}_rM_d / M$ ： 全体の曲げに対するRCの曲げの分担比
$\Sigma {}_rM_y$ ： メカニズム時のRC部分の終局曲げモーメントの和
H' ： 柱の内のり高さ(腰壁・垂れ壁の存在を考慮)
Q_E ： 地震時のせん断力

上式におけるRC部分の曲げの分担比の値 ${}_rM_d / M$ は、前掲の式によりもとめた ${}_sM_d / M$ の値から下式によりもとめます。

${}_rM_d / M = 1.0 - {}_sM_d / M$

$\Sigma {}_rM_y$ をもとめる時に想定するメカニズムはRC柱の場合と同様、図2.5.11-5のようになります。柱頭または柱脚で梁降伏となる場合は、左右の梁の曲げ耐力の合計から柱鉄骨の許容曲げモーメントを引いたものを ${}_rM_y$ とします。

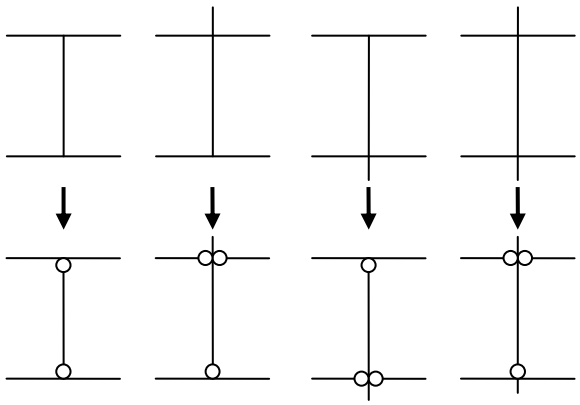


図2.5.10-5 短期設計せん断力算出のための架構の崩壊メカニズム

表 2.5.11-1 SRC柱の短期設計せん断力

計算ルート	1	2-1	2-2	2-3	3
$_sQ_d$	$_sQ_{d2}$	$_sQ_{d2}$	$_sQ_{d2}$	$_sQ_{d2}$	$_sQ_{d1}$
$_rQ_d$	$_rQ_{d2}$	$_rQ_{d2}$	$_rQ_{d2}$	$_rQ_{d2}$	$_rQ_{d1}$

長方形柱の $_rM_y$ はRC柱と同様、下式により求めます。円形柱の $_rM_y$ については、コンクリート断面が等しく、かつ全主筋量を四辺に均等に配置した正方形断面に置換して下式を適用します。

$N_{max} \geqq N > 0.4\,b \cdot D \cdot F_c'$ の時

$M_y = (0.8\,a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12 b \cdot D^2 \cdot F_c)\{(N_{max} - N)/(N_{max} - 0.4\,b \cdot D \cdot F_c')\}$

$0.4\,b \cdot D \cdot F_c' \geqq N > 0$ の時

$M_y = 0.8\,a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot D\,\{1.0 - N/(1.0 - b \cdot D \cdot F_c')\}$

$0 > N \geqq N_{min}$ の時

$M_y = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4\,N \cdot D$

$N_{max} = b \cdot D \cdot F_c' + 2\,a_t \cdot \sigma_y$

$N_{min} = -2\,a_t \cdot \sigma_y$

a_t ： 柱主筋の引張り断面積

σ_y ： 柱主筋の材料強度

N ： 地震時の軸力

$F_c' = F_c \cdot (1 - {}_sp_c)$

F_c ： コンクリートの圧縮に対する材料強度

$_sp_c$ ： 圧縮フランジの断面積をコンクリートの断面積で除した値

② 許容せん断力

長期許容せん断力 Q_a は下式によります。

$Q_a = (1 + \beta) \cdot b \cdot j \cdot \alpha' \cdot f_s$

$\beta = 15 \cdot t_w \cdot {}_sd / (b \cdot j)$ H形強軸方向の場合

$20 \cdot b_f \cdot t_f / (b \cdot j)$ H形弱軸方向の場合

b ： コンクリート断面の幅

j ： RC断面の応力中心間距離

t_w ： ウェブの厚さ

$_sd$ ： フランジの重心間距離

b_f ： フランジの幅

t_f ： フランジの厚さ

j ： RC断面の応力中心間距離

$\alpha' = \alpha$　　$b'/b \geqq \alpha/3$ の時

$3 \cdot b'/b$　　$b'/b < \alpha/3$ の時

$\alpha = 4/\{M/(Q \cdot d)+1\}$　かつ $1 \leqq \alpha \leqq 2$

b' ： コンクリート断面の有効幅（図 2.5.11-6 参照）

f_s ： コンクリートの許容せん断応応力度

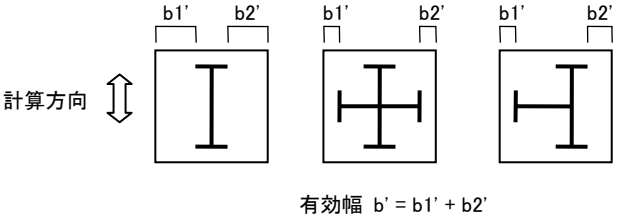


図 2.5.11-6　SRC柱の有効幅 b'のとり方

鉄骨の短期許容せん断力 ${}_sQ_a$ は下式によります。

$${}_sQ_a = A_{we} \cdot f_s$$

A_{we} ： ウェブの断面積

f_s ： 許容せん断応力度

RC部分の短期許容せん断力 ${}_rQ_a$ は下式によります。

$${}_rQ_a = \min({}_rQ_{a1}, {}_rQ_{a2})$$

$${}_rQ_{d1} = b \cdot j(f_s + 0.5 \cdot p_w \cdot {}_wf_t)$$

$${}_rQ_{d2} = b \cdot j\{2 \cdot (b'/b) \cdot f_s + p_w \cdot {}_wf_t)$$

p_w ： せん断補強筋比　ただし　$p_w \leqq 0.6\%$

${}_wf_t$ ： せん断補強筋の許容引張応力度

検定比は、鉄骨部分とRC部分に関してそれぞれ下式によりもとめます。

鉄骨部分　${}_sQ_d / {}_sQ_a$

RC部分　${}_rQ_d / {}_rQ_a$

(4) 長柱の取扱い

柱の長さが断面のせいの 12 倍を超えるものは「長柱」とみなし、RCおよび鉄骨の耐力線をそれぞれ以下のように補正します。

RC部分の M-N 耐力線で軸力が圧縮になる領域（$N > 0$）の曲げモーメント ${}_rM'$ は下式で得られるものとします。

$${}_rM' = {}_rM \cdot (1 - {}_r\nu \cdot {}_rN / {}_rN_k)$$

${}_r\nu$ ： 長期の場合 3.0、短期の場合 1.5

${}_rM$ ： 長柱の影響を考慮しない時の、軸力 ${}_rN$ に対する柱の許容曲げモーメント

${}_rN_k = 2\pi^2 \cdot {}_cE \cdot {}_cI / (5 \cdot l_k^2)$

${}_cE$ ： コンクリートのヤング係数

${}_cI$ ： コンクリート断面の断面二次モーメント

l_k ： 柱の座屈長さ

ただしSRC規準によれば、この時「コンクリート断面せいの 5%以上の偏心を仮定する」となっていますので、${}_rM$ が $0.05 \cdot D \cdot {}_rN$ となるような点を M-N 耐力線上で探し、これを許容圧縮応力 ${}_rN_c'$ とします。結果として、図 2.5.11-7 のような M-N 耐力線を仮定することになります。

鉄骨部分は、許容圧縮力を座屈を考慮したものに変更した図 2.5.11-7 に示すような M-N 耐力線とします(座屈を考慮した許容圧縮力の計算方法は鉄骨柱と同様です)。

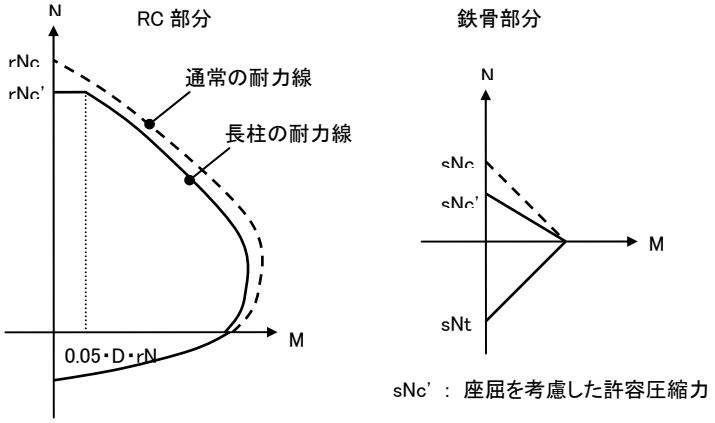


図 2.5.11-7 SRC長柱の耐力線

(5) 構造規定

以下の規定を満足しないものは入力エラーになります。

- 鉄筋のかぶり厚さは 30mm 以上とする。
- 鉄骨のかぶり厚さは 50mm 以上とする。
- 主筋の全本数の最小値は長方形柱で 4、円形柱で 8 とする。
- せん断補強筋の間隔は 100mm 以下とする。

以下の規定を満足しないものについては警告メッセージが出力されます。

- コンクリート全断面積に対する全鋼材の断面積の割合は 0.8%以上とする。
- せん断補強筋比は 0.1%以上とする。
- 短期軸力は下式の値以下とする(D はコンクリート断面のせい、F_c は設計基準強度)。

$$(1/3)\ b \cdot D \cdot F_c + (2/3)\ {}_sN_c$$

2.5.12 SRC非埋込み柱脚の断面計算

(1) 曲げと軸力に関する計算

非埋込み柱脚の許容曲げモーメントは、図 2.5.12-1 に示すような、「アンカーボルト」「ベース下のコンクリート」「鉄筋」「外周部のコンクリート」の各耐力線を累加することによりもとめます（SRC構造用もしくは鉄骨構造用の既製品柱脚には対応していません）。

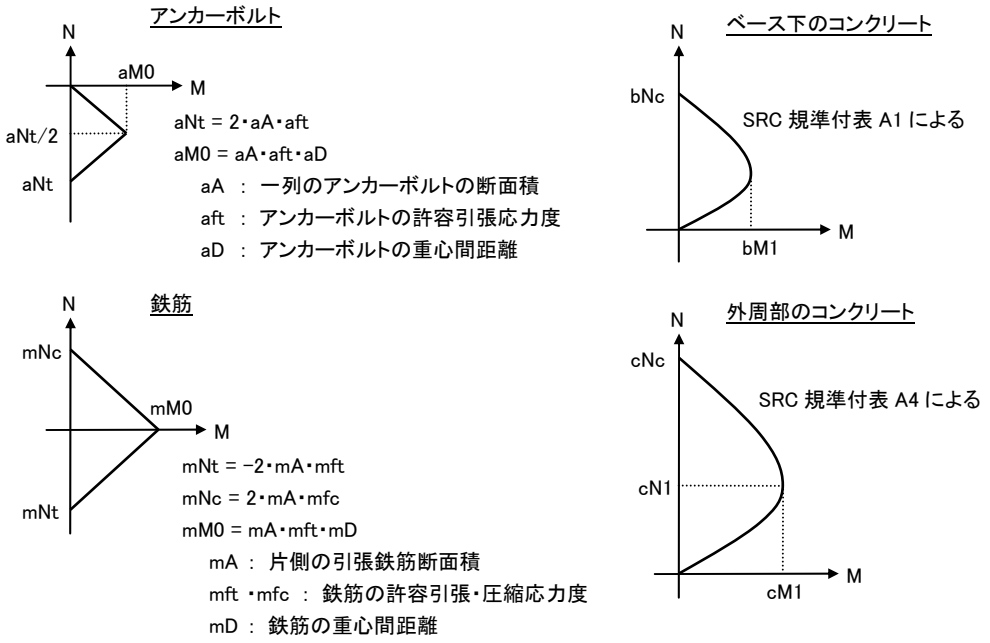


図 2.5.12-1 非埋込み型柱脚の各耐力線

累加の方法は単純累加とし、SRC規準の解説にある「一般化累加に近い累加の方法」（P.183）を採用します。図 2.5.12-2 にその耐力線を示します。

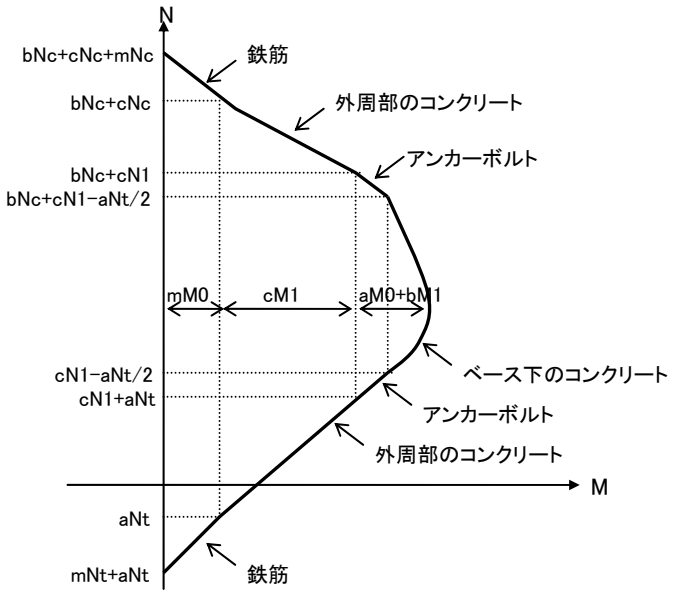


図 2.5.12-2 非埋込み型柱脚の耐力線

検定比の計算方法は一般SRC柱と同様です。

(2) せん断に関する計算

せん断耐力 Q_a は「ベースプレートの摩擦力（摩擦係数 0.4）」「アンカーボルトのせん断耐力」「外周部コンクリートのせん断耐力」の和とし、下式によります。

$$Q_a = 0.4 \cdot {}_bN_d + {}_aA_g \cdot {}_af_s + 4b' \cdot {}_rj \cdot f_s$$

${}_bN_d$ ： ベースプレート下のコンクリートが負担する軸力
${}_aA_g$ ： アンカーボルトの全断面積
${}_af_s$ ： アンカーボルトの許容せん断応力度
b' ： 柱のコンクリート幅からベースプレートの幅を引いた有効幅
${}_rj$ ： 外周部鉄筋の応力中心間距離
f_s ： コンクリートの許容せん断応力度

上式における ${}_bN_d$（ベースプレート下のコンクリートが負担する軸力）の値は、図 2.5.12-2 の耐力線にもとづき、設計軸力 N_d の値に応じて下のようにさだめます。

$N_d \leqq {}_cN_1 - {}_aN_t / 2$ の時 ${}_bN_d = 0$
${}_cN_1 - {}_aN_t / 2 < N_d \leqq {}_cN_1 - {}_aN_t / 2 + {}_bN_c$ の時 ${}_bN_d = N_d - ({}_cN_1 - {}_aN_t / 2)$
$N_d > {}_cN_1 - {}_aN_t / 2 + {}_bN_c$ の時 ${}_bN_d = {}_bN_c$

検定比の計算方法は一般SRC柱と同様です。

2.5.13 SRC埋込み柱脚の断面計算

(1) 曲げと軸力に関する計算

柱脚位置における鉄骨の許容曲げ耐力 ${}_{s}M_0$ を下式によりもとめます(ただしこの値が鉄骨の許容曲げ耐力を超える場合は鉄骨の許容曲げ耐力とします)。その他は一般SRC柱と同様です。

$b_h \geqq \dfrac{{}_{s}Q_d}{b_e \cdot f_B}$ の時

$$ {}_{s}M_0 = {}_{b}M + \frac{b_e \cdot f_B}{4}\left\{ b_h^2 - \left(\frac{{}_{s}Q_d}{b_e \cdot f_B} \right)^2 \right\} - \frac{{}_{s}Q_d \cdot b_h}{2} $$

$b_h < \dfrac{{}_{s}Q_d}{b_e \cdot f_B}$ の時

$$ {}_{s}M_0 = {}_{b}M + \frac{b_e \cdot f_B}{4} b_h^2 - {}_{s}Q_d \cdot b_h $$

b_h ： 埋込み長さ
${}_{s}Q_d$ ： 鉄骨の設計せん断力(柱頭にて算定された値)
b_e ： 支圧に対する有効幅(図 2.5.13-1 参照)
${}_{b}M$ ： アンカーボルトとベース下コンクリートの曲げ耐力の和(非埋込み柱脚の項参照)
$f_B = \min\left(\sqrt{(b / b_e) \cdot f_c},\ 12 \cdot f_c,\ a_w \cdot {}_{w}f_t / (b_e \cdot x) \right)$ ： 外柱の場合
$\min\left(\sqrt{(b / b_e) \cdot f_c},\ 12 \cdot f_c \right)$ ： 中柱の場合

f_c ： コンクリートの許容圧縮応力度
a_w ： 一組のフープの断面積
${}_{w}f_t$ ： フープ筋の許容引張応力度
x ： フープ筋の間隔

上式のb_e (支圧に対する有効幅)の値は、鉄骨ウェブ軸の向きに応じて図2.5.13-1にあるようにさだめます。鉄骨がH形またはT形の組合わせで構成されている場合は、この図にもとづいて算定される値を足し合わせます。
ただし、鉄骨に引張力が生じている柱に上記の考え方を適用するためには、「鉄骨部分の負担引張力をベースプレートの定着効果による埋込み部分のパンチングシャー並びに鉄骨に打ち込んだスタッドコネクタにより鉄骨まわりのコンクリートに伝達し、さらに主筋の付着によって主筋に伝達させる」(SRC規準 P.180)ことが前提になります。プログラム内でこれらの検討は行なっておらず、「埋込み柱脚の鉄骨に引張力が生じている」という警告メッセージだけが出力されますので、別途検討を行なってください。

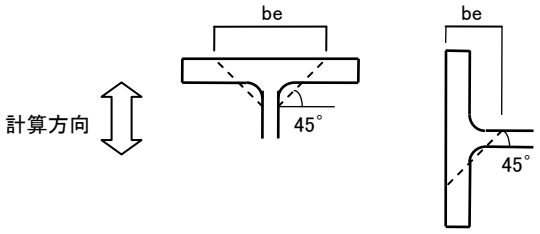


図 2.5.13-1 be のとり方

(2) せん断に関する計算

一般SRC柱と同様です。

2.5.14 SRC耐震壁の断面計算

(1) 基本事項

- 「SRC耐震壁」とは、耐震壁の両側の柱と上部の梁がSRC造のものを指します。
- 地震時に生じるせん断力に対する検定を行います。曲げや軸力に関する検定は行いません。
- 壁に内蔵する鉄骨ブレースまたは鋼板を取り扱うことができます。
- 開口補強筋に関する計算は行ないません。
- 内蔵鋼板は全周にわたって周辺部材の鉄骨と緊結されているものとします。
- 内蔵ブレースはX形に配置されていものとします。

(2) 耐震壁の形状

左右の柱に囲まれた１スパンの壁ごとに検定します。耐震壁が複数スパンにわたって連続する場合、あるいは袖壁が付いている断面の取り扱いは「2.5.4 RC耐震壁の断面計算」の「(2) 耐震壁の形状」と同じです。

(3) 開口低減率

「2.5.4 RC耐震壁の断面計算」の「(3) 開口低減率」に従います。

(4) せん断に関する計算

① 短期設計せん断力

短期の設計せん断力 Q_d は、地震時のせん断力に割増率を乗じたものになります。この割増率は、特に指定のない限り、計算ルートに応じて表 2.5.14-1 の値がとられます。

$$Q_d = n \cdot Q_E$$

Q_E ： 地震時せん断力
n ： 割増率

表 2.5.14-1 耐震壁のせん断力割増率

計算ルート	1	2-1	2-2	2-3	3
n	2.0	2.0	2.0	2.0	1.0

② 許容せん断耐力

無開口耐震壁の許容せん断耐力 Q_a は下式によりもとめます。有開口耐震壁の許容せん断耐力は、これに開口低減率 r（「2.5.4 RC耐震壁の断面計算」の「(3) 開口低減率」による）を乗じたものになります。

$Q_a = \max(Q_1, Q_2)$ （ただし内蔵ブレース・鋼板があるものについてはこの値に 0.8 を乗じる）

$$Q_1 = t \cdot l \cdot f_s \cdot (1+\beta)$$
$$Q_2 = Q_w + \Sigma Q_c$$

t ： 壁板の厚さ
l ： 周辺柱を含んだ壁の全せい
f_s ： コンクリートの短期許容せん断応力度
$\beta = 36 \cdot {}_DA \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta / (t \cdot l)$ 内蔵ブレースの場合
$\beta = 15 \cdot {}_st / t$ 内蔵鋼板の場合
${}_DA$ ： 内蔵ブレースの断面積
θ ： 内蔵ブレースの傾き
${}_st$ ： 内蔵鉄板の厚さ

上式の Q_w は壁板の許容せん断力で、下式によりもとめます。

$$Q_w = p_s \cdot {}_wf_t \cdot t \cdot l' + {}_wQ_a$$

p_s ： 壁のせん断補強筋比
${}_wf_t$ ： 壁筋の許容引張応力度

l’ ： 壁の内のり長さ

$_{ws}Q_a = {}_{D}A \cdot {}_{s}f_t \cdot \cos\theta$　　内蔵ブレースの場合

$_{s}f_s \cdot {}_{s}t \cdot l'$　　内蔵鋼板の場合

$_{s}f_t$ ： 内蔵ブレースの許容引張応力度

$_{s}f_s$ ： 内蔵鉄板の許容せん断応力度

ΣQ_c は両側の柱の許容せん断力の和で、下式によりもとめます。

$$Q_c = \min(\,{}_{r}Q_{a1}\,,\,{}_{r}Q_{a2}\,) + {}_{cs}Q_a$$

$${}_{r}Q_{a1} = b \cdot j\,(\,1.5 \cdot f_s + 0.5 \cdot p_w \cdot {}_{w}f_t\,)$$

$${}_{r}Q_{a2} = b \cdot j\,\{\,2 \cdot (\,b'/b\,) \cdot f_s + p_w \cdot {}_{w}f_t\,)$$

b ： コンクリート断面の幅

j ： コンクリート断面の応力中心間距離

p_w ： せん断補強筋比　ただし　$p_w \leqq 0.6\%$

$_{w}f_t$ ： せん断補強筋の許容引張応力度

b’ ： コンクリート断面の有効幅（図 2.5.11-6 参照）

$${}_{cs}Q_a = A_{we} \cdot {}_{s}f_s$$

A_{we} ： ウェブの断面積

$_{s}f_s$ ： 許容せん断応力度

検定比 R は設計せん断力 Q_d を許容せん断力 Q_a で除した値になります。

$$R = Q_d \,/\, Q_a$$

(5) 構造規定

以下の規定を満足しないものは入力エラーになります。

・ 鉄筋の間隔は 450mm 以下とする。
・ 内蔵鉄骨のかぶり厚さは 50mm 以上とする。

以下の規定を満足しないものについては警告メッセージが出力されます。

・ せん断補強筋比は 0.25%以上とする。

2.6 保有水平耐力の計算

2.6.1 基本事項

増分解析法(荷重増分法)により XY 各方向の保有水平耐力をもとめ、必要保有水平耐力との比較を行います。増分解析法の建物モデルは、ユーザーの指定により平面または立体とします。なお、この他、鉄骨造の建物に限り、節点振分け法によって保有水平耐力をもとめる機能がありますが、これについては「2.6.7 節点振分け法」を参照してください。

2.6.2 計算の概要

建物の各階に地震力に作用すると想定される水平外力を作用させ、その値を漸増させると、部材応力が増大し、ひび割れ耐力あるいは降伏耐力を超えることによりその剛性が変化しますので、ある階の層せん断力と層間変位の関係は図 2.6.2-1 に示すような非線形になります。
ここで、層せん断力がある限度を超えて部材の塑性化が十分にすすむと、微小な層せん断力の増加に対して層間変位量が急激に増大することになります。これが建物の最終崩壊状態になりますが、解析は、建物のいずれかの階がこの状態に達するまで行われます。なお、この解析終了時の応力をもとに必要保有水平耐力をもとめているため、これをプログラム内では「Ds 算定時」「Ds 算定用」などと呼ぶことがあります。

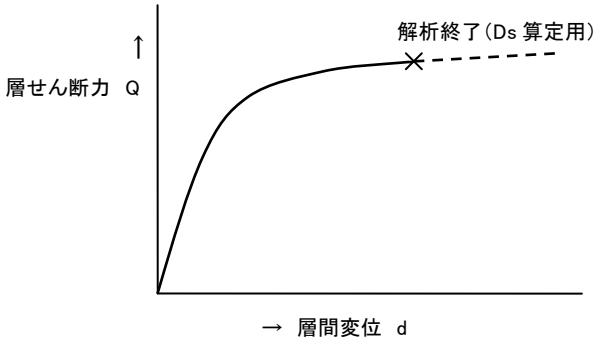


図2.6.2-1 層せん断力と層間変位の関係

しかし実際には、層せん断力と層間変位の関係を連続的にとらえることは難しいので、微小な水平力⊿P による層せん断力⊿Q と変位量⊿d を計算し、これらをつないだ折れ線として Q と d の関係をもとめています。この⊿P を作用させるプロセスをここでは「荷重ステップ」と呼ぶことにします。つまりこのプログラムでは、図 2.6.2-2 にあるように、複数の荷重ステップの応力計算結果を重ね合わせて建物の層せん断力と層間変位の関係をもとめています。

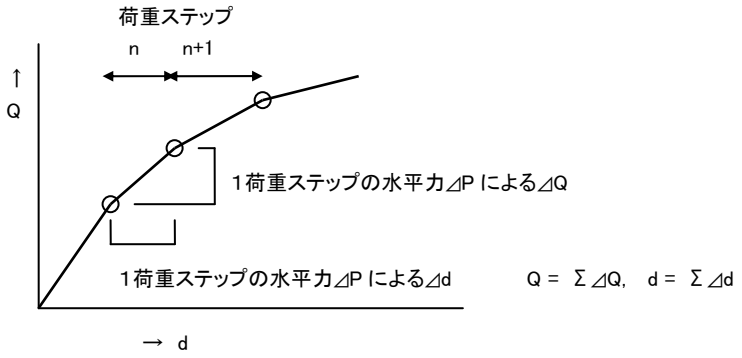


図2.6.2-2. 増分解析法の荷重ステップ

荷重ステップの定め方

つぎに、この荷重ステップをどのように定めるか、ということになりますが、このプログラムでは「折れ点追跡法」という手法を採用しています。これについて以下に説明します。
まず建物の各階に外力分布の比にしたがった任意の水平力を作用させます。
この時の応力が図 2.6.2-3 の(A)に示すように得られたとします。各部材の耐力と変形量の関係は同図(B)のようにあら

かじめ定められていますので、現在の応力を何倍すれば耐力線の折れ点に到達するか（s_a/s）という値をすべての部材について調べます。これらの値のうちの最小のものを荷重倍率 α とすると、現在の外力を α 倍するまではどの部材の剛性も変化せず応力と変位は線形に変化することになりますので、同図(C)にあるように、この応力と変位を α 倍にしたものを最初の荷重ステップにおける応力および変位とします。次のステップでは、この荷重倍率の最小値をあたえた部材の剛性を変化させ（図中では二階梁の左端が折れ点に到達したことを黒丸で表示しています）、同様のプロセスを繰り返します。

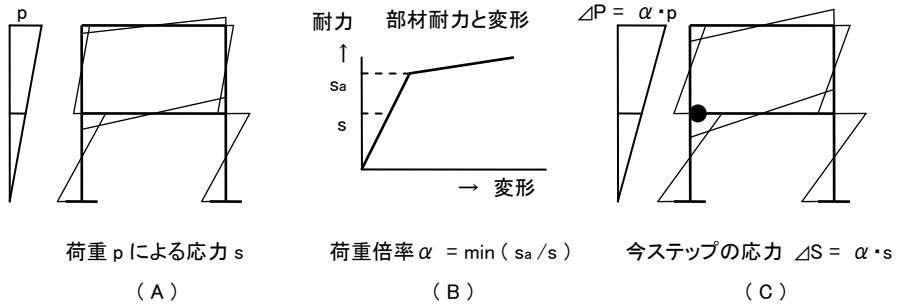


図2.6.2-3. 荷重ステップの定め方

上のプロセスから分かるとおり、不整形な建物で各部材の応力がまったくバラバラになるような場合には、一つの荷重ステップでどれか一つだけの部材の折れ点に到達することになるため、極端な場合、荷重ステップの数は部材耐力の折れ点の数の総和に等しくなります。しかし通常の建物は何らかの規則的な構造をもっていますから、一つの荷重ステップで、応力値がほぼ同じになるような複数の部材が同時に折れ点に到達すると考えてよいものと思われます。このような観点から、プログラムでは、応力が折れ点の近傍にある場合は折れ点に到達したとみなすことにしています。この値はユーザー指定によりますが、初期設定では 98%になっています（つまり、応力が折れ点の耐力の 98%にまで達した時は折れ点に到達したものとみなします）。

保有水平耐力

前述のとおり、解析そのものは建物が最終崩壊に達するまで行われますが、しかし、これが建物の最大耐力とはならない場合があります。たとえば、一部の部材が破壊することがその建物にとって致命的なダメージとなる場合などです。この場合には、そのような事象が起きた時点の層せん断力をもって建物の保有水平耐力とするため、図 2.6.2-4 にあるように、建物が保有水平耐力に達した後も解析は続行されます。

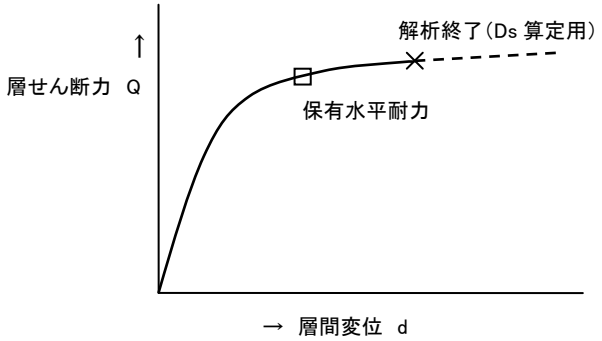


図2.6.2-4. 保有水平耐力の定義

どの時点をもって建物の保有水平耐力とみなすかは基本的にユーザーの判断になりますが、プログラムでは、以下のような条件を組み合わせて指定することができるようになっています。

1. ある階の層間変形角が指定値を超えた場合
2. せん断破壊部材が発生した場合
3. ユーザーが指定した荷重ステップ数に到達した場合（どのステップ数を限界とするかは、ユーザーがあらかじめ最終ステップまでの計算を実行し、各ステップの状態を見た上で判断することになります）

2.6.3 建物のモデル化

建物の解析モデル

このプログラムには解析モデルとして以下の三つが用意されています。

平面解析モデル
床の回転を無視した立体解析モデル（初期設定値）
床の回転を考慮した立体解析モデル

平面解析モデルとは、図 2.6.3-1 に示すように、XY の各方向別にフレームを並列的につないだものです。
立体解析モデルでは、床の回転変位を考慮せず並進するものとしたモデルと床の回転を考慮したモデル（一次設計時に採用しているものと同じ）があります。床の回転を無視したモデルは、平面モデルに直交梁の効果を取り入れたものと考えることができます。

注）保有水平耐力の検定を行う場合、建物の偏心による影響は必要保有水平耐力に偏心による形状係数を乗じることによりあらわされています。したがって、保有水平耐力そのものの計算にあたっては偏心の影響を取り入れる必要がないのではないか、という考え方が成立ちますが、「床の回転を無視する」というオプションはこのような考え方にもとづいたものです。

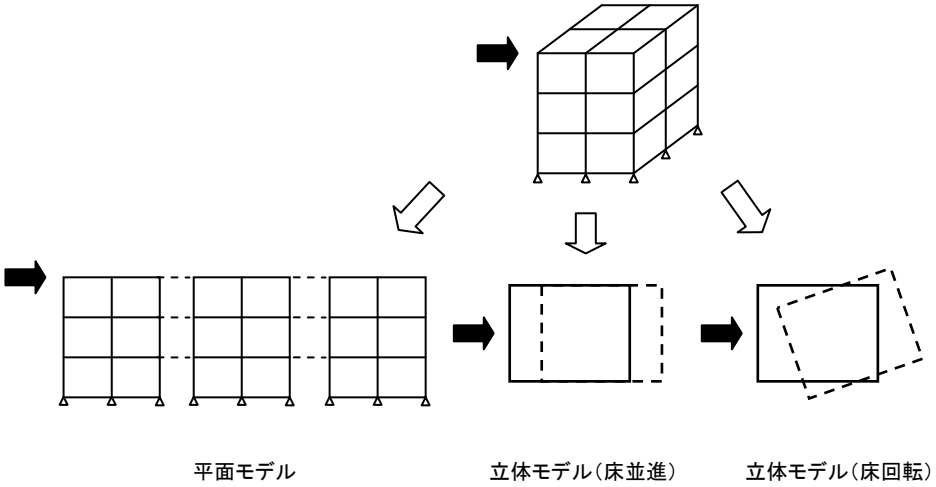


図2.6.3-1. 建物の解析モデル

地下階がある建物の場合は、「地下階を含めてそのまま解析する」「一階床位置で固定とする（初期設定値）」「一階床位置にピン支点を設ける」の三つのモデル化があり、ユーザーがいずれかを選択します。

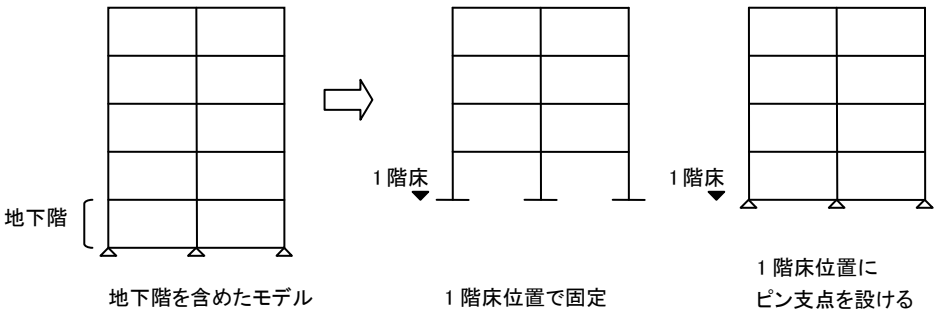


図 2.6.3-2 地下階がある建物の解析モデル

外力分布

外力の分布形はユーザーの指定によりますが、とくに指定がない場合は一次設計にもちいた Ai 分布にもとづく外力の値をとります。なお塔屋がある場合は、一般階と同様の式にて Ai をもとめなおし、その値を使用します。
また、一次設計時に層せん断力または層せん断力係数が直接入力されていて、かつユーザーがとくに外力分布を指

定していない場合は、一次設計時の層せん断力からもとめられる各階の外力をそのまま使用します。

2.6.4 部材のモデル化

(1) 部材剛性のモデル化

柱・梁

各荷重ステップの応力計算は剛性マトリクスをもちいた変位法によるもので、基本的な考え方は一次設計の場合と同様です。
ただしここでは、部材の剛性低下をあらわす目的で、図 2.6.4-1 の左に示すように、剛域端に曲げ剛性をあらわす回転バネを設けたモデルを採用しています(さらに、部材中央にはせん断剛性をあらわすバネを設けます)。この材端バネの剛性によって塑性化による剛性低下をあらわすことになりますが、何を基準にして剛性低下を評価するかによって考え方が変わってきます。一般に用いられているのは、同図右に示すような逆対称曲げを受ける単純梁を考え、この時の部材剛性を弾性時の基準とするもので、プログラムもこの考え方にしたがっています。

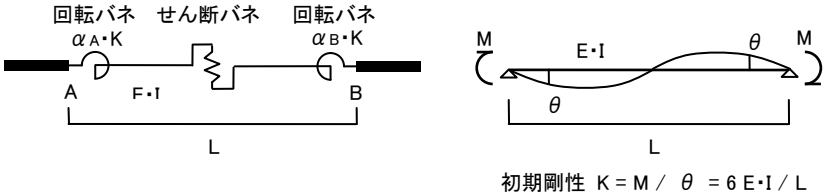


図2.6.4-1 材端バネモデル

これによれば、弾性時の回転バネ剛性は 6E･I/L になり、これに塑性化に応じた剛性低下率を乗じることにより、上図 AB 間の回転変位と曲げの関係は下のようにあらわされます。この柔性マトリクス [F] の逆マトリクスを剛性マトリクスとし、さらに剛域を考慮して節点位置でのマトリクスに変換します(変換マトリクスについては「2.3 応力計算」を参照)。

$$\begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} = [\,F\,] \begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix}$$

$$[\,F\,] = \begin{pmatrix} \dfrac{L}{6E\cdot I} + \dfrac{L}{6E\cdot I\cdot \alpha_A} + \dfrac{\kappa}{\beta\cdot G\cdot A\cdot L} & -\dfrac{L}{6E\cdot I} + \dfrac{\kappa}{\beta\cdot G\cdot A\cdot L} \\ -\dfrac{L}{6E\cdot I} + \dfrac{\kappa}{\beta\cdot G\cdot A\cdot L} & \dfrac{L}{6E\cdot I} + \dfrac{L}{6E\cdot I\cdot \alpha_B} + \dfrac{\kappa}{\beta\cdot G\cdot A\cdot L} \end{pmatrix}$$

剛性マトリクス $[\,K\,] = [\,F\,]^{-1}$

L ： 部材長
E ： ヤング係数， G ： せん断弾性係数
A ： 断面積， I ： 断面二次モーメント
κ ： 形状係数
α_A ： A 端側の曲げ剛性低下率
α_B ： B 端側の曲げ剛性低下率
β ： せん断剛性低下率

耐震壁

耐震壁については、図 2.6.4-2 に示すように、上下梁のスパン中央をむすんだ壁柱と、壁柱の上下の変位を四隅の節点に関連づけるために剛な部材で連結したモデルを考えます。壁柱の上下端には上に述べたと同様な材端バネを設けます。

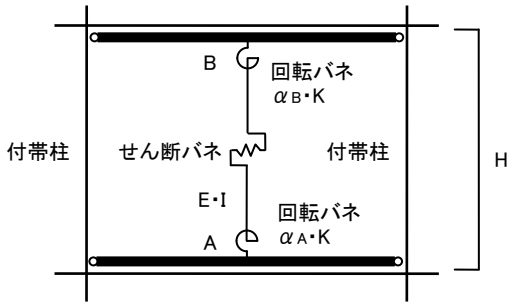


図2.6.4-2. 耐震壁モデル

この壁柱に壁板の剛性を代表させることになりますが、この場合は、上に述べた一般部材とは異なり、対称曲げモーメントを受ける部材（つまり曲げ反曲点が部材内にない）の剛性を基準に剛性低下率を定めます。この時の回転バネ剛性は 2E・I/L ですので、柔性マトリクスは以下のようになります。これを逆変換したものを剛性マトリクスとし、さらにこれを四隅の節点にかんするものに変換します（「2.3 応力計算」を参照）。

$$[\,F\,] = \begin{pmatrix} -\dfrac{H}{6E\cdot I} + \dfrac{H}{2E\cdot I\cdot \alpha_A} + \dfrac{\kappa}{\beta\cdot G\cdot A\cdot L} & -\dfrac{H}{6E\cdot I} + \dfrac{\kappa}{\beta\cdot G\cdot A\cdot L} \\ -\dfrac{H}{6E\cdot I} + \dfrac{\kappa}{\beta\cdot G\cdot A\cdot L} & -\dfrac{H}{6E\cdot I} + \dfrac{H}{2E\cdot I\cdot \alpha_B} + \dfrac{\kappa}{\beta\cdot G\cdot A\cdot L} \end{pmatrix}$$

耐震壁の両側の付帯柱には柱断面にもとづいた軸剛性と耐力が与えられていますので、耐震壁全体としての曲げ性能は、壁柱と二本の付帯柱という計三本の柱によって評価されていることになります。

ブレース

ブレースは、図 2.6.4-3 に示すような、軸方向バネをもつトラス材になります。

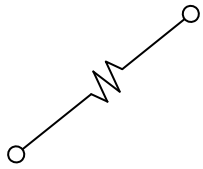
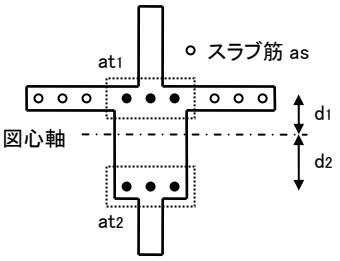


図 2.6.4-3 ブレースモデル

(2) 部材の断面性能

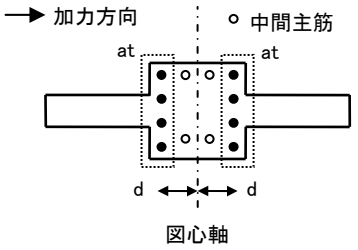
部材の初期剛性をあたえるための断面性能（断面積・断面二次モーメント）は、RC部材では、袖壁・垂れ壁・腰壁を含めたコンクリート断面について精算し、さらに主筋・スラブ筋の鉄筋断面による断面性能の増大を考慮します。SRC部材では、これらに、内蔵鉄骨による断面性能の増大分を加えます。
純鉄骨の梁でスラブの剛性を考慮するとされている場合はそれを含めた断面について精算しますが、スラブ筋による断面性能の増大については考慮しません。
RC梁の場合、図 2.6.4-4 にあるようなコンクリート断面に主筋とスラブ筋の剛性を加算した断面性能をもちいます。腰壁・垂れ壁中にある鉄筋の断面は無視します。
RC柱の場合は、図 2.6.4-5 にあるような袖壁を加えたコンクリート断面に主筋の剛性を加算します。
SRC梁・SRC柱については、これらにさらに鉄骨断面によるものを加えます。
耐震壁の壁板部分の断面性能については、壁板の縦筋の断面積を考慮します。断面二次モーメントの計算にあたっては、壁板内に均等に鉄筋断面が分布しているものと仮定します。



$$I = I_c + n\,(at_1 + as)\cdot d_1^2 + n\cdot at_2\cdot d_2^2$$

at_1 ： 上端筋の合計断面積
at_2 ： 下端筋の合計断面積
as ： スラブ筋の合計断面積
d_1, d_2 ： 中心軸から上端筋・下端筋までの距離（スラブ筋は梁上端筋の位置にあるものとする）
I_c ： 腰壁・垂れ壁を含んだコンクリート断面の中心軸に関する断面二次モーメント
n ： ヤング係数比（鉄筋のヤング係数/コンクリートのヤング係数）

図2.6.4-4 RC梁の断面性能



$$I = I_c + 2\cdot n\cdot at\cdot d^2$$

$$A = A_{c0} + A_{c1} + n\cdot ag$$

at ： 片側 1 列の主筋の合計断面積
ag ： 中間主筋を含んだ全主筋の合計断面積
d ： 中心軸から片側の主筋列までの距離
I_c ： 袖壁を含んだコンクリート断面の中心軸に関する断面二次モーメント
A_{c0} ： 柱のコンクリート断面積
A_{c1} ： 袖壁のコンクリート断面積
n ： ヤング係数比（鉄筋のヤング係数/コンクリートのヤング係数）

図2.6.4-5 RC柱の断面性能

(3) 部材耐力のモデル化

部材の変形と耐力の関係は、図 2.6.4-6 の左にあるような、降伏耐力を示す一つの折れ点と二つの折れ線であらわした「バイリニア型」、および同図右にあるような、これにひび割れ耐力を示す折れ点を加えて三つの折れ線であらわした「トリリニア型」になります。どちらを採用するかは部材や耐力の種類によって異なりますが、これについては次項にくわしく述べます。
なお、トリリニア型の場合でも、降伏耐力よりもひび割れ耐力の方が大きくなる場合はバイリニア型としています。

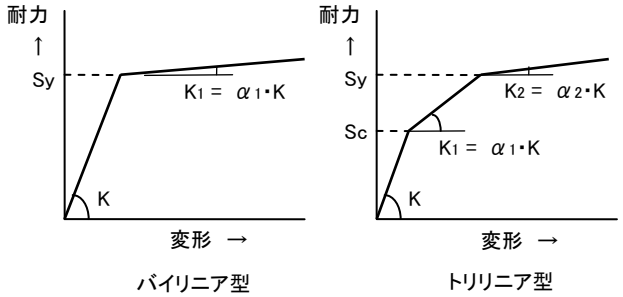
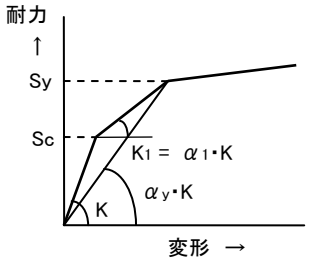


図2.6.4-6 部材耐力のモデル化

おのおのの折れ線の勾配は、初期剛性（弾性剛性）に剛性低下率を乗じることによりあらわされます。バイリニアの第二勾配の剛性低下率 α_1、トリリニアの第三勾配の剛性低下率 α_2 はそれぞれ降伏後の剛性で、これをどのように定めるかはユーザーの指定によりますが、初期設定値は 0.001（1/1000）になっています。
トリリニアの第二勾配、つまりひび割れ耐力を超過した後の剛性低下率 α_1 は、図 2.6.4-7 に示すように、原点と降伏点

を結んだ直線の剛性低下率 α_y（降伏時剛性低下率）から同図中にある式でもとめます。



$$\alpha_1 = \frac{S_y - S_c}{\dfrac{S_y}{\alpha_y} - S_c}$$

S_y ： 降伏耐力
S_c ： ひび割れ耐力
α_y ： 降伏時剛性低下率

図2.6.4-7 ひび割れ後の剛性低下率の計算方法

(4) 柱の曲げ耐力の設定方法

柱の曲げ耐力は軸力によって変化するため、あらかじめ一義的に定めておくことができません。そこでプログラムでは、各荷重ステップごとに、次ステップの曲げ耐力を以下の方法で定めることにしています。
RC柱の軸力 N と曲げ耐力 M の関係を図 2.6.4-8 に示します。この時、降伏曲げ耐力については N の二次関数、ひび割れ曲げ耐力については N の一次関数としてあらわします。柱の長期曲げを無視し、解析をはじめる前の初期状態では長期軸力のみが作用しているものとします（図中の A 点）。その後荷重が作用し、荷重ステップ n-1 における応力が点 B、荷重ステップ n における応力が点 C にプロットされたとします。この時、点 B と点 C を結んだ直線の延長と耐力線の交点をそれぞれ荷重ステップ n+1 におけるひび割れ曲げ耐力・降伏曲げ耐力とします。

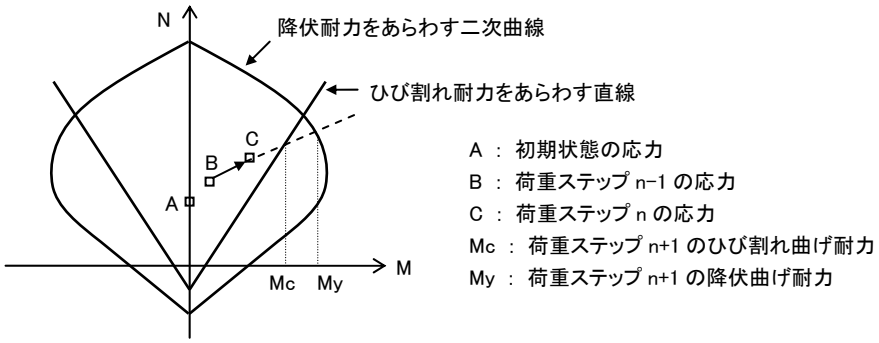


図2.6.4-8 柱の曲げ耐力の設定方法

なお、同図から分かるとおり、前後の荷重ステップを結んだ直線の勾配によっては、ひび割れ耐力が降伏耐力を上回ってしまうことがありますが、この場合は降伏曲げ耐力を唯一の折れ点とするバイリニア型としてあつかいます。鉄骨造の柱についても、ひび割れ耐力を考慮しないという点以外、考え方はまったく同じです。
なお、立体解析が選択されている場合でもXY各軸方向の耐力線を独立してあつかい、いわゆる二軸曲げ状態については考慮していません。

(5) 取り扱い可能な部材の破壊形式

表 2.6.4-1 に、このプログラムで取り扱い可能な破壊形式を部材種別ごとにまとめてあります。

表2.6.4-1　取り扱い可能な部材の破壊形式

破壊形式 部材種別	曲げ破壊	せん断破壊	軸破壊 （引張り・圧縮）
梁	○	○	×
柱	○	○	△
耐震壁	○	○	△
ブレース	×	×	○
基礎	×	×	△

○ ： 無条件に考慮する
△ ： ユーザーの指定による
× ： 考慮しない

なお、基礎については、浮上りまたは圧縮破壊が生じた段階で鉛直方向に関する支点の拘束を解放する（完全弾塑性）という考え方をとっています。

2.6.5 部材耐力の計算式

部材耐力の計算式は、以下、特にことわりがない限り、RC造については技術基準解説書、鉄骨造については日本建築学会「鋼構造塑性設計指針(2010)」にある式をもちいています。

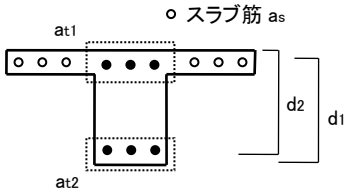
(1) 鋼材強度の割増し

技術基準解説書によれば、終局耐力をもとめるための鉄骨および鉄筋の材料強度は短期許容応力度の1.1倍としてよい、とされていますので、プログラムの初期設定値では、材料強度を1.1倍割増すようになっています。ただし、RC部材のせん断耐力計算時の材料強度については割増しを行いません。

(2) 長方形またはT形のRC梁

曲げについてはひび割れを考慮したトリリニア型、せん断についてはバイリニア型とします。

終局曲げ耐力



(長方形梁の場合はコンクリートスラブとスラブ筋を無視します)

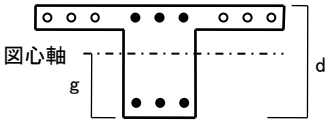
上引張　$M_u = 0.9\,(a_{t1} \cdot \sigma_y + a_s \cdot {}_s\sigma_y) \cdot d_1$

下引張　$M_u = 0.9 \cdot a_{t2} \cdot \sigma_y \cdot d_2$

a_{t1} ： 上端筋の合計断面積
a_{t2} ： 下端筋の合計断面積
a_s ： スラブ筋の合計断面積
d_1 ： 梁下端から上端筋の重心位置までの距離(スラブ筋は梁上端筋の位置にあるものとしている)
d_2 ： 梁上端から下端筋の重心位置までの距離
σ_y ： 主筋の材料強度
${}_s\sigma_y$ ： スラブ筋の材料強度

図2.6.5-1. T形梁の降伏曲げ耐力

ひび割れ曲げ耐力



(長方形梁の場合はコンクリートスラブとスラブ筋を無視します)

上引張　$M_c = 0.56\sqrt{F_c} \cdot Z_1$

上引張　$M_c = 0.56\sqrt{F_c} \cdot Z_2$

$Z_1 = I / (d - g)$
$Z_2 = I / g$
I ： 鉄筋断面を考慮した図心軸回りの断面二次モーメント
(計算式については図 2.6.4-3 参照)
d ： 梁せい
g ： 梁下端から鉄筋を考慮した図心軸までの距離
F_c ： コンクリート強度 (N/mm^2)

図2.6.5-2 T形梁のひび割れ曲げ耐力

降伏時剛性低下率

長方形梁の降伏時剛性低下率は上端引張・下端引張の各ケースにつき下式で求めます。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64\,n \cdot p_t + 0.043\,a/D)\,(d/D)^2$$

n ： ヤング係数比
p_t ： 引張り鉄筋比 $= a_t / (bD)$
a ： シャースパン長さ
d ： 梁の有効せい
D ： 梁せい

ただし上式は a/D＞2.0 の範囲では誤差が大きくなるとされているため、a/D＞2.0 の場合は下式をもちいます(日本建築学会「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 1987」P.17による)。

本建築学会「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 1987」P.17による)。

$$\alpha_y = (-0.0336 - 0.1935\ n \cdot p_t + 0.1270\ a/D)(d/D)^2$$

スラブ付きのT形梁については以下の方法をとります。

下端引張時(スラブが圧縮側となる場合)
スラブの協力幅を加算した有効幅 B と梁せい D をもつ仮想の長方形梁に上式を適用する。

上端引張時(スラブが引張側となる場合)
引張鉄筋にスラブ筋の断面積を加算し、梁幅b ・梁せいDの長方形梁に上式を適用する。さらに、ここで得られた α_y を下式により補正し、この α_y' を使用する。

$$\alpha_y' = \alpha_y (I_0 / I_T)$$

I_0 : 長方形梁の断面二次モーメント
I_T : T形梁の断面二次モーメント

終局せん断耐力

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068\ p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

p_t : 引張鉄筋比 (%)
F_c : コンクリートの材料強度
M/Q : 一次設計時の曲げとせん断応力の比 ($1 \leqq M/(Q \cdot d) \leqq 3$)
d : 梁の有効せい
p_w : せん断補強筋比(小数)
σ_{wy} : せん断補強筋の材料強度
b : 梁幅
j : 応力中心間距離 =(7/8) d

プログラムで使用可能な高強度せん断補強筋の σ_{wy} は下の値とします。
一組のせん断補強筋の数が 2 本の場合 785
一組のせん断補強筋の数が 3 本以上の場合 1275
上記の高強度せん断補強筋を使用した場合は次のような制限があります。
ウルボン $p_w \leqq 0.8\%$ Fc27 未満
$p_w \leqq 1.2\%$ Fc27 以上
リバーボン 1275 $\sigma_{wy} \leqq 25Fc$

付着割裂強度の検定

下式により、付着割裂強度にもとづく引張鉄筋の限界鉄筋比 p_{tB0} をもとめ、実際の引張鉄筋比と比較します。ただし、「M/(QD)」の値が3以上のものについては検討を行ないません。

$$p_{tB0} = \frac{1}{\frac{1}{\pi k \alpha_0}\left[\frac{\sigma_y}{0.31\sqrt{Fc}}\right] + 1.27\left[\frac{D}{\phi}\right]}$$

$\alpha_0 = (a - l_h) / D$

a　：せん断スパン = M/Q (mm)

l_h　：鉄筋の付着喪失長さ = 0.5(M/(Q・D))d　(mm)

　　ただし、1.5 ≦ M/(Q・D) ≦ 3.0

k　：四隅配筋の場合 0.7，四隅以外の鉄筋に拘束がない場合 0.6

σ_y　：引張主筋の材料強度

Fc　：コンクリートの材料強度 (N/mm^2)

D　：部材のせい

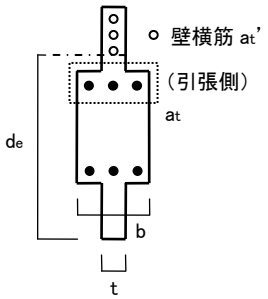
d　：部材の有効せい

ϕ　：引張主筋の公称径

(3) 腰壁・垂れ壁付きのRC梁

曲げについてはひび割れを考慮したトリリニア型、せん断についてはバイリニア型とします。

終局曲げ耐力



$M_u = a_{te} \cdot \sigma_y (d_e - 0.5\, x_n)$

ただし

$a_{te} = a_t + \Sigma a_t' (\sigma_y' / \sigma_y)$　かつ

$a_{te} \leqq (0.85\, F_c \cdot t \cdot x_{nb} / \sigma_y) - \Sigma a_t' (\sigma_y' / \sigma_y)$

$x_n = a_{te} \cdot \sigma_y / (0.85\, F_c \cdot t)$

$x_{nb} = d_e \cdot {}_c\varepsilon_B / ({}_c\varepsilon_B + {}_s\varepsilon_y)$

a_t ：引張側主筋の合計断面積(スラブ筋を含む)

a_t' ：引張側の壁横筋の合計断面積

σ_y ：主筋の材料強度

σ_y' ：壁横筋の材料強度

F_c ：コンクリートの材料強度

t ：圧縮側の壁厚(壁がない場合は t = b)

d_e ：圧縮縁から引張鉄筋群の重心までの距離

${}_c\varepsilon_B$ ：コンクリートの圧縮強度時のひずみ(= 0.003)

${}_s\varepsilon_y$ ：梁主筋の降伏時のひずみ(σ_y / E. E はヤング係数)

図2.6.5-3　腰壁・垂れ壁付き梁の降伏曲げ耐力

ひび割れ曲げ耐力

図2.6.5-3の断面について鉄筋を考慮した等価断面係数をもとめ、長方形梁の式を適用します。

降伏時剛性低下率

腰壁・垂れ壁部分を無視し、長方形梁またはT形梁の式を適用します。

終局せん断耐力

$$Q_u = \left\{ \frac{0.053\, p_t^{\,0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} \right\} b_e \cdot j$$

$$p_{we} = p_w (b / b_e) + p_s (t / b_e)$$

p_t ： 引張鉄筋比 (%)
F_c ： コンクリートの材料強度
M/Q ： 一次設計時の曲げとせん断応力の比 （ 0.5 ≦ M/(Q・d) ≦ 2.0 ）
p_{we} ： せん断補強筋比(小数)
σ_{wy} ： せん断補強筋の材料強度
p_s ： 壁の縦筋比
b ： 梁幅
b_e ： 置換長方形断面の幅
d_e , t: 図 2.6.5-3 参照
j ： 応力中心間距離 = (7/8) d_e

高強度せん断補強筋を使用した場合の制限については、「(2) 長方形または T 形の RC 梁」を参照してください。

付着割裂強度の検定

腰壁・垂れ壁部分を無視し、長方形梁と同様の式で検定します。

(4) 長方形のRC柱

曲げについてはひび割れを考慮したトリリニア型、せん断についてはバイリニア型、軸力についてはトリリニアまたはバイリニア型とします。
なお、円形柱については技術基準解説書の記述にしたがい、等断面積の正方形柱に置換して以下の各式を適用します。

終局曲げ耐力

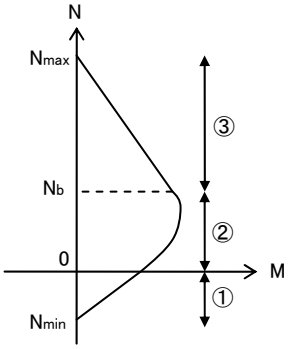
技術基準解説書にある中間主筋(加力方向に平行な鉄筋)を考慮した曲げ強度の略算式にしたがい、図2.6.5-4の耐力線にもとづいて下式によりもとめます。

区間① $M_u = 0.5\, a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5\, N \cdot g_1 \cdot D$

区間② $M_u = 0.5\, a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5\, N \cdot D \left(1 - \dfrac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right)$

区間③ $M_u = \{ 0.5\, a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024 (1 + g_1) (3.6 - g_1) b \cdot D^2 \cdot F_c \} \left(\dfrac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b} \right)$

N ： 柱の軸方向力
b ： 柱断面の幅
D ： 柱断面のせい
a_g ： 柱主筋の全断面積
σ_y ： 柱主筋の材料強度
F_c ： コンクリートの材料強度
g_1 ： 引張鉄筋重心と圧縮鉄筋重心の距離の柱せいに対する比(図 2.6.5-5)



$N_{min} = -a_g \cdot \sigma_y$

$N_b = 0.22\,(1 + g_1)\,b \cdot D \cdot F_c$

図2.6.5-4　長方形RC柱の耐力線

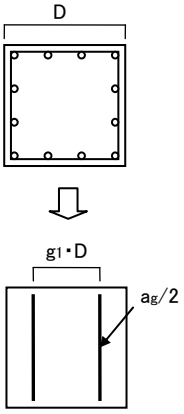


図2.6.5-5 「g1」のとり方

ひび割れ曲げ耐力

$$M_c = 0.56\sqrt{F_c} \cdot Z + N \cdot D / 6$$

Z ： 鉄筋断面を考慮した図心軸回りの断面係数
N ： 柱の軸方向力
D ： 柱せい
F_c ： コンクリート強度(N/mm^2)

降伏時剛性低下率

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64\,n \cdot p_t + 0.043\,a/D + 0.33\,\eta_0)\,(d/D)^2$$

n ： ヤング係数比
p_t ： 引張り鉄筋比 $= a_t / (b \cdot D)$
a ： シャースパン長さ
d ： 柱の有効せい
D ： 柱のせい
η_0 ： 軸力比 $= N / (b \cdot D \cdot F_c)$． bは柱の幅、 F_c はコンクリート強度、Nは長期軸力

ただし上式は a/D＞2.0 の範囲では誤差が大きくなるとされているため、a/D＞2.0 の場合は下式をもちいます（日本建築学会「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 1987」P.17による）。

$$\alpha_y = (-0.0336 - 0.1935\,n \cdot p_t + 0.1270\,a/D + 0.1075\,\eta_0)\,(d/D)^2$$

終局せん断耐力

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068\, p_t^{\,0.23}\,(F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\,\sigma_0 \right\} b \cdot j$$

p_t ： 引張鉄筋比 (%)
F_c ： コンクリートの材料強度
M/Q ： 一次設計時の曲げとせん断応力の比 （ 1 ≦ M/(Q・d) ≦ 3 ）
d ： 柱の有効せい
p_w ： せん断補強筋比(小数)
σ_{wy} ： せん断補強筋の材料強度
b ： 柱幅
j ： 応力中心間距離 = (7/8) d
σ_0 ： 軸方向応力度 = N / (b・D). N は軸力、D は柱せい

プログラムで使用可能な高強度せん断補強筋の σ_{wy} は下の値とします。
一組のせん断補強筋の数が 2 本の場合 785
一組のせん断補強筋の数が 3 本以上の場合 1275
上記の高強度せん断補強筋を使用した場合は次のような制限があります。
ウルボン p_w ≦ 0.8% Fc27 未満
p_w ≦ 1.2% Fc27 以上
リバーボン 1275 σ_{wy} ≦ 25Fc

なお、上式における柱の軸力Nは、図2.6.5-6に示すように、長期軸力のみが作用している状態と一次設計の応力が作用している状態をM-N耐力線上にあらわし、これらを結んだ直線と耐力線の交点からもとめたものを降伏時の値としています。

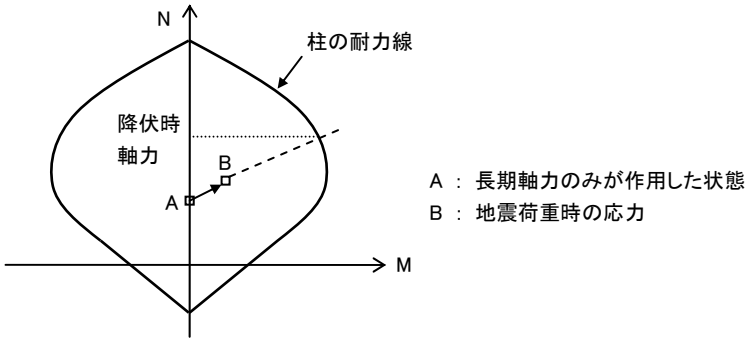
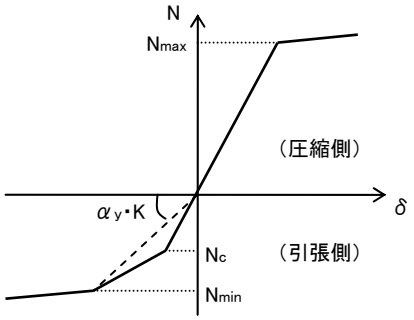


図2.6.5-6. せん断耐力を計算するための降伏時軸力の定め方

軸耐力

図2.6.5-7に示すように、圧縮側はバイリニア、引張側はひび割れを考慮したトリリニアとします。引張側の降伏時剛性低下率は、引張降伏時の剛性を鉄筋のみによる軸剛性と仮定してもとめた（初期剛性Kを有効断面積A_e に比例するもの考え、A_e に含まれる鉄筋断面積分を取り出した)ものです。



N_{max}, N_{min} ： 曲げ耐力の項を参照
$N_c = -0.56\sqrt{F_c} \cdot A_e$
$\alpha_y = n \cdot a_g / A_e$

F_c ： コンクリートの材料強度(N/mm²)
A_e ： 鉄筋を考慮した柱の有効断面積
a_g ： 柱主筋の全断面積
n ： ヤング係数比

図2.6.5-7 RC柱の軸耐力

付着割裂強度の検定

長方形梁の場合と同様の式で付着着割裂強度にもとづく引張鉄筋の限界鉄筋比 p_{tB0} をもとめ、実際の引張鉄筋比と比較します。ただし、「M/(QD)」の値が3以上のものについては検討を行ないません。

(5) 袖壁付きのRC柱

曲げについてはひび割れを考慮したトリリニア型、せん断についてはバイリニア型とします。

終局曲げ耐力

図2.6.5-8にもとづき、下式によりもとめます。

$$M_u = (0.9 + \beta)\, a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5\, N \cdot D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{b_e \cdot D \cdot F_c} \left[1 + \frac{a_t \cdot \sigma_y}{N} \right]^2 \right\}$$

a_t ： 引張主筋の断面積
σ_y ：引張主筋の材料強度
D ： 柱せい
β ： 圧縮側袖壁の長さ比 （ 図 2.6.5-8 ）
b_e ： 置換長方形断面積の幅
F_c ： コンクリートの材料強度
N ： 軸方向力

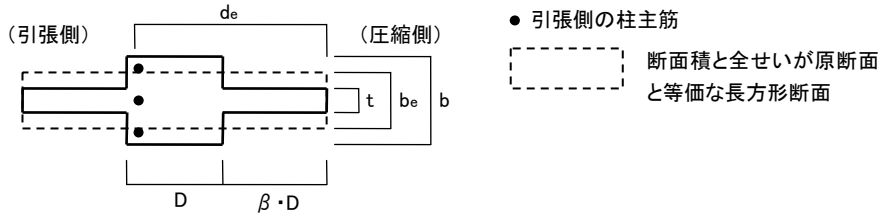


図2.6.5-8 袖壁付きRC柱

ひび割れ曲げ耐力

図2.6.5-8の断面について鉄筋を考慮した有効断面係数（ただし壁内の鉄筋は無視）をもとめ、長方形断面と同様の式で計算します。

降伏時剛性低下率

袖壁部分を無視し、長方形断面の式で計算します。

終局せん断耐力

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068\, p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} \right\} b_e \cdot j + 0.1\, N$$

$$p_{we} = p_w (b / b_e) + p_s (t / b_e)$$

p_t ： 引張鉄筋比 (%)
F_c ： コンクリートの材料強度
M/Q ： 一次設計時の曲げとせん断応力の比 （ $0.5 \leqq M/(Q \cdot d) \leqq 2.0$ ）
p_w ： せん断補強筋比(小数)
σ_{wy} ： せん断補強筋の材料強度
p_s ： 壁の横筋比
b ： 柱幅
b_e ： 置換長方形断面の幅
d_e , t： 図 2-4-8 参照
j ： 応力中心間距離 $= (7/8)\, d_e$
N ： 柱の軸力

高強度せん断補強筋を使用した場合の制限については、「(4) 長方形の RC 柱」を参照してください。

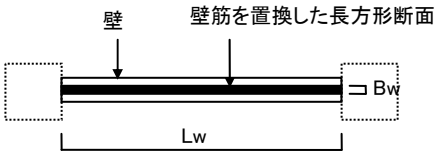
上式の軸力Nの定め方は、長方形断面の場合と同様です。

軸耐力
袖壁部分を無視し、長方形断面の式で計算します。

付着割裂強度の検定
袖壁部分を無視し、長方形断面と同様に検定します。

(6) RC耐震壁

曲げ・せん断についてはひび割れを考慮したトリリニア型、軸力についてはバイリニアまたはトリリニア型とします。先に述べたとおり、耐震壁の耐力は壁と二つの付帯柱によってあらわされますが、以下で述べているのは、図2.6.5-9に示すような壁断面のみの耐力で、この内部に壁筋が均等に分布しているものと仮定して、壁筋を長方形断面に置き換えています。

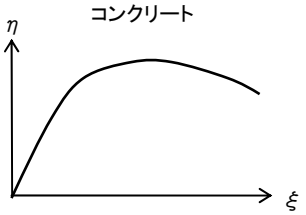


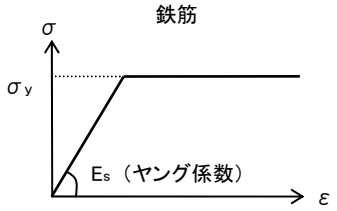
壁筋を置換した長方形断面の断面性能

$A = Bw \cdot Lw$
$I = Bw \cdot Lw^3 / 12$
$Z = Bw \cdot Lw^2 / 6$
$Bw = tw \cdot Lw \cdot pw / Lw$
tw ： 壁厚
pw ： 壁縦筋の鉄筋比

図2.6.5-9 壁筋の置換断面

終局曲げ耐力
e関数法により求めます。e関数法の詳細については省略します（武藤清「耐震設計シリーズ2 鉄筋コンクリート構造物の塑性設計」P.41を参照）が、あらかじめコンクリートと鉄筋の応力度-ひずみ度の関係をさだめておき、平面保持の仮定にもとづいてコンクリートと鉄筋の負担力・鉄筋コンクリートとしての耐力・その時の曲率などをもとめるものです。
このプログラムで仮定したコンクリートと鉄筋の応力度-ひずみ度の関係を図2.6.5-10に示しておきます。





応力度　$\eta = 6.75\,(e^{-0.812\xi} - e^{-1.218\xi})$　　$E_s = 2.05\times10^5$

ひずみ度　$\xi = c\varepsilon / c\varepsilon B$

$c\varepsilon$ ： コンクリートのひずみ

$c\varepsilon B$ ： 最大強度時のコンクリートのひずみ（ = 0.002）

図2.6.5-10　e関数法でもちいた応力度-ひずみ度

ひび割れ曲げ耐力

壁板の断面について鉄筋を考慮した有効断面係数をもとめ（図2-4-9参照）、柱と同様の式で計算します。ただし軸力の項については無視します（付帯柱の引張耐力によってあらわされると考えるため）。

降伏時剛性低下率

e関数法により、降伏時の曲率 ϕy が得られます。

弾性時の曲げと曲率 ϕ の関係は「$M = \phi \cdot E \cdot I$ （Eは壁板のヤング係数、I は断面二次モーメント）」になりますので、降伏時剛性低下率は下式により得られます。

$$\alpha_y = M_y / (E \cdot I \cdot \phi_y)$$

終局せん断耐力

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068\, p_{te}^{\,0.23}\,(Fc + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot d) + 0.12}} + 0.85\sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\,\sigma_0 \right\} t_e \cdot j$$

t_e ： 付帯柱を含む断面（開口低減を考慮）を長さと断面積がひとしい等価長方形断面に置換したものの幅（ただし壁厚の 1.5 場合以下）

D ： 耐震壁の全長

d ： $= D - D_c / 2$. D_c は圧縮側の柱せい

j ： 応力中心間距離 $= (7/8)\,d$

p_{te} ： $= 100\, a_g / (t_e \cdot d)$ (%).　a_g は引張側の柱の主筋断面積の合計

F_c ： コンクリートの材料強度

M/Q ： 一次設計時の曲げとせん断応力の比 （ $1 \leqq M/(Q \cdot d) \leqq 3$ ）

p_{wh} ： 置換した長方形断面（ $t_e \times D$ ）に関する壁横筋の鉄筋比（小数）

σ_{wy} ： 壁筋の材料強度

σ_0 ： 軸方向応力度 $= N / (t_e \cdot D)$. N は軸力

上式の「等価長方形断面」を定める時、付帯柱に袖壁がある場合はその断面を含めたものとします。付帯柱の左右に耐震壁が隣接している場合は、その柱の断面積が二重に算入されることを避けるため、柱の断面積を1/2にします（図2.6.5-11）。

軸力Nは付帯柱の長期軸力の合計としますが、付帯柱の左右に耐震壁が隣接している場合は、同様にその柱の軸力を1/2にします。

なお、開口耐震壁の場合、上式の t_e は実際の断面積に開口低減率を乗じたものとしますが、この時の開口低減率の値は一次設計に使用したものとします。

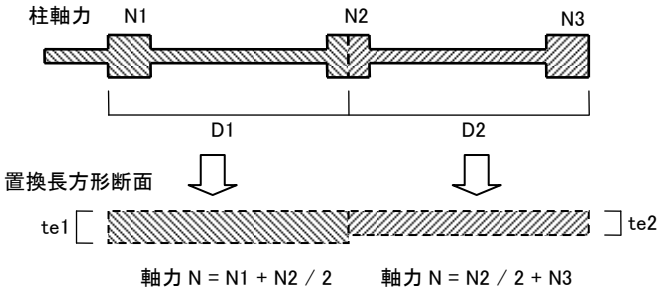


図2.6.5-11　耐震壁の置換長方形断面

ひび割れせん断耐力

$$Q_c = 0.1F_c \cdot A_w$$

F_c ： コンクリートの材料強度
A_w ： 開口低減率を考慮した壁板の断面積（柱心間の距離に壁厚を乗じたもの）

これは簡便式ですが、実験値と比較的よく適合するとされています（広沢雅也「既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験試料とその解析」P. 30による）。

せん断剛性低下率

下式により、ひび割れ後のせん断剛性低下率 β_s を直接もとめます（日本建築学会「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 1987」P. 89による）。

$$\beta_s = 0.46\, p_{wh} \cdot \sigma_{wh} / F_c + 0.14$$

p_{wh} ： 壁横筋の鉄筋比（小数）
σ_{wh} ： 壁横筋の材料強度
F_c ： コンクリートの材料強度

軸耐力

通常の柱と同様、圧縮側はバイリニア、引張側はひび割れを考慮したトリリニアとします。これについては、図2.6.5-9に示すような壁板断面を柱として取り扱ったものですので、柱の軸耐力にかんする説明を参照してください。

(7) 鉄骨梁

曲げ・せん断ともにバイリニア型とします。なお、合成梁としての取り扱いは行っていませんので、梁上のコンクリートスラブ内の鉄筋の強度は考慮されません。

終局曲げ耐力

$$M_u = Z_p \cdot \sigma_y$$

Z_p ： 塑性断面係数（表2.2.5-1「各種断面の断面性能」参照）
σ_y ： 材料強度

終局せん断耐力

$$Q_u = t_w (h - 2t_f) \sigma_y / \sqrt{3}$$

h ： H型鋼のせい
t_w ： ウェブの厚さ
t_f ： フランジの厚さ
σ_y ： 材料強度

(8) 鉄骨柱

曲げ・せん断・軸力ともにバイリニア型とします。座屈による耐力低下については考慮していません。[注)]

注）座屈に関する検討

プログラム上では、柱の座屈による耐力低下については考慮していませんので、保有水平耐力時の応力にたいして柱が座屈しないことを別途確認する必要があります。日本建築学会「鋼構造塑性設計指針」によれば、柱の軸力と細長比にかんする以下のような制限を守ること、とされています。

$N/N_y < 0.15$ の場合　$\lambda \leqq 150$

$N/N_y \geqq 0.15$ の場合

SS400　$N/N_y + \lambda/120 \leqq 1.0$

SM490　$N/N_y + \lambda/100 \leqq 1.0$

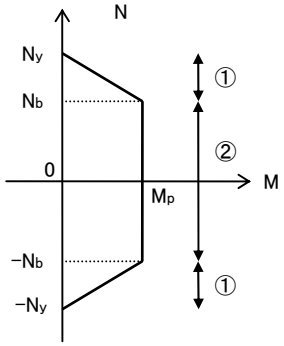
N　：柱の軸圧縮力

Ny　：柱の降伏耐力

λ　：柱の細長比

終局曲げ耐力

鉄骨柱の耐力線（冷間成形角形鋼管を除く）は、図2.6.5-12に示すような3つの直線であらわされます。ここにあるとおり、区間②ではつねに $M_u = M_p$ となりますので、以下、区間①の折れ点の軸力と曲げ耐力の関係を鉄骨形状ごとに記します。



$N_y = A \cdot \sigma_y$

$M_p = Z_p \cdot \sigma_y$

A　：断面積

Zp　：塑性断面係数（表2.2.5-1「各種断面の断面性能」参照）

σy　：材料強度

図2.6.5-12　鉄骨柱の耐力線

強軸まわりに曲げを受けるH形鋼

$$\left|\frac{N}{N_y}\right| > \frac{A_w}{2.0A} \text{ の時} \qquad M_u = 1.14\left\{1.0 - \left(\frac{N}{N_y}\right)\right\} M_p$$

A：断面積

Aw：ウェブの断面積

弱軸まわりに曲げを受けるH形鋼

$$\left|\frac{N}{N_y}\right| > \frac{A_w}{A} \text{ の時} \qquad M_u = \left\{1.0 - \left[\frac{N - N_{wy}}{N_y - N_{wy}}\right]^2\right\} M_p$$

N_{wy}　：ウェブ部分の降伏軸力 $= A_w \cdot \sigma_y$

角形または円形鋼管

$$\left|\frac{N}{N_y}\right| > 0.2 \text{ の時} \qquad M_u = 1.25\left\{1.0 - \left(\frac{N}{N_y}\right)\right\} M_p$$

冷間成形角形鋼管

日本建築センター「冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」にもとづき、下式に示すように、図2.6.5-12の区間①を二次曲線、区間②を直線とします。

$$\left|\frac{N}{N_y}\right| \leqq 0.5 \text{ の時（区間①）} \qquad M_u = \left\{1.0 - \frac{4}{3}\left(\frac{N}{N_y}\right)^2\right\} M_p$$

$$\left|\frac{N}{N_y}\right| > 0.5 \text{ の時（区間②）} \qquad M_u = \frac{4}{3}\left(1.0 - \frac{N}{N_y}\right) M_p$$

終局せん断耐力

$$Q_u = (A_s / \kappa) \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$$

A_s ： せん断断面積（図2.6.5-13）
κ ： 形状係数
σ_y ： 材料強度

各鉄骨形状ごとのA_s（せん断断面積）のとり方を図2.6.5-13に示します。なお、形状係数κは、弱軸まわりに曲げを受けるH形鋼の場合は1.5、それ以外は1.0としています。

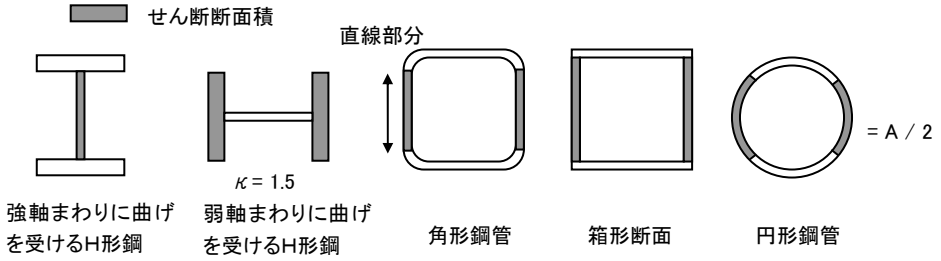


図2.6.5-13 せん断断面積のとり方

軸耐力

図2.6.5-12に示すN_yを圧縮側および引張側の降伏耐力とします。

(9) 露出柱脚

ユーザーが露出柱脚と指定したものについては「技術基準解説書」にしたがい、以下の各式によって耐力をもとめます。曲げ・せん断・軸力ともバイリニア型になります。

終局曲げ耐力

アンカーボルトの伸び能力がある場合[注)]は図2.6.5-14に示す耐力線にもとづき、以下の式により計算します。区間①③は直線、区間②二次曲線になります。

注）アンカーボルトの伸び能力の有無についてはユーザーの指定になります。「技術基準解説書」によれば、伸び能力があるアンカーボルトとは以下のようなものとされています。

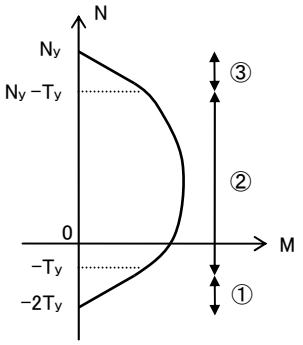
1. 切削ネジで降伏比が 0.7 程度以下
2. 転造ネジで降伏比が 0.75 程度以下
3. 降伏比にかかわらず、ネジ部の有効断面積が軸部と同等以上であるもの

区間① $M_u = (N + 2T_y)\, d_t$

区間② $M_u = T_y \cdot d_t + \dfrac{(N + T_y) D}{2}\left[1.0 - \dfrac{N + T_y}{N_y}\right]$

区間③ $M_u = N \cdot d_t \left[\dfrac{N_y}{N} - 1.0\right]$

d_t ： 柱断面図心から引張側アンカーボルト断面群図心までの距離



$N_y = 0.85\ B \cdot D \cdot F_c$

$T_y = n_t \cdot A_b \cdot F$

B ： ベースプレートの幅
D ： ベースプレートのせい
F_c ： コンクリートの材料強度
n_t ： 引張側アンカーボルトの本数
A_b ： アンカーボルトの軸断面積
F ： アンカーボルトのF値

図2.6.5-14 露出柱脚の耐力線（アンカーボルトの伸び能力がある場合）

アンカーボルトの伸び能力がない場合は以下の式により計算します。

$$M_u = n_t \cdot {}_b a_e \cdot F\ (d_t + d_c) + N \cdot d_c$$

${}_b a_e$ ： アンカーボルトのネジ部有効断面積
d_c ： 柱断面図心から圧縮側の柱フランジ外縁までの距離
その他の符号は「アンカーボルトの伸び能力がある場合」に同じ

終局せん断耐力

アンカーボルトの伸び能力がある場合は以下の式によりもとめます。ただし曲げ耐力と異なり、荷重ステップごとの軸力の変動によるせん断耐力の追跡は行っていません。図2.6.5-6に示す考え方にもとづいて定められた崩壊時の推定軸力に対してせん断耐力を決定しています。

$Q_u = \max(Q_{u1}, Q_{u2})$　Q_{y1} は摩擦抵抗によるもの、Q_{y2} はボルトの耐力によるもの

区間①　$Q_{u1} = 0$

$Q_{u2} = S_y \sqrt{1.0 - (T / T_y)^2}$

区間②　$Q_{u1} = 0.5\ (N + T_y)$　かつ　$Q_{y1} \leqq 0.5\ (N_y - T_y)$

$Q_{u2} = S_y \{1.0 + \sqrt{1.0 - (T / T_y)^2}\}$

区間③　$Q_{u1} = 0.5\ N$

$Q_{u2} = 2\ S_y$

$T = -T_y - N$

$S_y = n_t \cdot A_b \cdot F / \sqrt{3}$

アンカーボルトの伸び能力がない場合は上にある「区間③」の式をもちいます。

軸耐力

図2.6.5-14を参照してください。

(10) ブレース

ブレース材は両端ピンのトラス材とし、バイリニア型の軸耐力のみを考慮します。

引張耐力 ${}_tN_u$ は下式によりもとめます。

$${}_tN_u = A \cdot F$$

A ： ブレース材の断面積
F ： ブレース材のF値

圧縮耐力 ${}_cN_u$ は下式によりもとめます。

$\lambda \leqq \Lambda$ の時　$_cN_u = \left\{ 1.0 - 0.4 \left[\dfrac{\lambda}{\Lambda} \right]^2 \right\} A \cdot F$

$\lambda > \Lambda$ の時　$_cN_u = \dfrac{0.6}{\left[\dfrac{\lambda}{\Lambda} \right]^2} A \cdot F$

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6F}}$$

λ：ブレース材の細長比（座屈長/断面二次半径
「座屈長」はブレース材の節点間距離にユーザーが指定した
「座屈長倍率」を乗じたもの）
E ：ブレース材のヤング係数

(11) 長方形またはT形のSRC梁

曲げについてはひび割れを考慮したトリリニア型、せん断についてはバイリニア型とします。

曲げ耐力

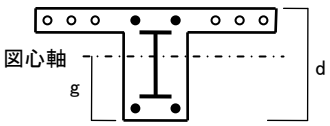
鉄骨部分の曲げ耐力 $_sM_u$ とRC部分の曲げ耐力 $_rM_u$ の単純累加とし、下式によりもとめます。

$$M_u = {}_sM_u + {}_rM_u$$

$_sM_u$ の計算については「(7)鉄骨梁」、$_rM_u$ の計算については「(2)長方形またはT形のRC梁」を参照してください。

ひび割れ曲げ耐力

RC梁と同様の式でもとめますが、ただしこの時、鉄骨断面を考慮した有効断面係数をもちいます（図2.6.5-15）。



（長方形梁の場合はコンクリートスラブとスラブ筋を無視します）

上引張　$M_c = 0.56\sqrt{F_c} \cdot Z_1$

上引張　$M_c = 0.56\sqrt{F_c} \cdot Z_2$

$Z_1 = I / (d - g)$

$Z_2 = I / g$

I ： 鋼材断面を考慮した図心軸回りの断面二次モーメント
（計算式については図 2.6.4-4 参照）

d ： 梁せい

g ： 梁下端から鋼材断面を考慮した図心軸までの距離

F_c ： コンクリート強度（N/mm²）

図2.6.5-15　T形のSRC梁のひび割れ曲げ耐力

降伏時剛性低下率

降伏時剛性低下率はRC梁と同様の式により求めます（鉄骨のフランジ断面は等価な鉄筋断面に置き換えます）。

せん断耐力

技術基準解説書の「付録 1-4.2」にしたがい、下式により終局せん断耐力 Q_u をもとめます。

$$Q_u = {}_rQ_u + {}_sQ_u$$

$$_rQ_u = \min(_rQ_{u1},\ _rQ_{u2})$$

$$_sQ_u = \min(_sQ_{u1},\ _sQ_{u2})$$

$$_rQ_{u1} = b \cdot j(\alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot p_w \cdot {}_{rw}\sigma_y)$$

$$_rQ_{u2} = b \cdot j(2b'/b \cdot f_s + p_w \cdot {}_{rw}\sigma_y)$$

$$_sQ_{u1} = {}_sA_w \cdot {}_s\sigma_y / \sqrt{3}$$

$$_sQ_{u2} = {}_sM_u / l'$$

$$f_s = \min(F_c/20,\ (0.5 + F_c/100) \cdot 1.5)$$

F_c ： コンクリートの材料強度

$\alpha = 4 / \{ ({}_{r}M_{d} / {}_{r}Q_{d} \cdot {}_{r}d) + 1 \}$　ただし、$1 \leqq \alpha \leqq 2$

${}_{r}M_{d}$, ${}_{r}Q_{d}$ ： RC部分の設計曲げおよびせん断力

${}_{r}d$ ： RC部分の有効せい

b ： 梁のコンクリート部分の幅

b' ： 梁のコンクリート部分の幅から鉄骨のフランジ幅を引いた有効幅

j ： 梁のRC部分の応力中心間距離

p_{w} ： せん断補強筋比

${}_{rw}\sigma_{y}$ ： せん断補強筋の材料強度

${}_{s}A_{w}$ ： 鉄骨ウェブの断面積

${}_{s}\sigma_{y}$ ： 鉄骨の材料強度

${}_{s}M_{u}$ ： 鉄骨の終局曲げ耐力

l' ： 梁の内のり長さ

(12) 腰壁・垂れ壁付きのSRC梁

曲げについてはひび割れを考慮したトリリニア型、せん断についてはバイリニア型とします。

曲げ耐力

前項でもとめた長方形またはT形梁の曲げ耐力に、下式からえられる腰壁・垂れ壁の曲げ耐力 ${}_{m}M_{u}$ を加算したものを曲げ耐力とします（腰壁と垂れ壁がある場合は、それらの耐力を別個にもとめて加算します）。

これは、壁内に鉄筋が均等に分布するものと仮定し、技術基準解説書にあるRC長方形壁の曲げ耐力の計算式を援用したものです。

$${}_{m}M_{u} = 0.4 \cdot a_{m} \cdot {}_{m}\sigma_{y} \cdot {}_{m}D$$

a_{m} ： 壁内にある横筋の総断面積

${}_{m}\sigma_{y}$ ： 壁筋の材料強度

${}_{m}D$ ： 壁のせい

ひび割れ曲げ耐力

前項でもとめた長方形またはT形梁のひび割れ曲げ耐力に、腰壁・垂れ壁のひび割れ曲げ耐力を加算したものを曲げ耐力とします（腰壁と垂れ壁がある場合は、それらの耐力を別個にもとめて加算します）。

壁のひび割れ曲げ耐力 ${}_{m}M_{c}$ は壁内に鉄筋が均等に分布するものと仮定した有効断面係数をもちい、下式によりもとめます。

$${}_{m}M_{c} = 0.56 \sqrt{(F_{c})} \cdot {}_{m}Z$$

F_{c} ： コンクリートの材料強度

${}_{m}Z$ ： 壁筋を考慮した有効断面係数

降伏時剛性低下率

腰壁・垂れ壁を無視し、長方形またはT形梁として計算した値をもちいます。

せん断耐力

前項でもとめた長方形またはT形梁のせん断耐力に、下式からえられる腰壁・垂れ壁のせん断耐力 ${}_{m}Q_{u}$ を加算したものをせん断耐力とします（腰壁と垂れ壁がある場合は、それらの耐力を別個にもとめて加算します）。

$${}_{m}Q_{u} = \min ({}_{w}Q_{u1}, \ {}_{w}Q_{u2})$$

$${}_{m}Q_{u1} = 2 \cdot {}_{m}M_{u} / 2$$

$${}_{m}Q_{u2} = {}_{m}t \cdot {}_{m}j (\alpha_{T} \cdot f_{s} + 0.5 \cdot {}_{m}p_{w} \cdot {}_{mw}\sigma_{y})$$

${}_{m}M_{u}$ ： 壁の曲げ耐力

${}_{m}t$ ： 壁の厚さ

${}_{m}j$ ： 壁の応力中心間距離で、${}_{m}D/2$ とする（${}_{m}D$ は壁のせい）

$\alpha_{T} = 4 / \{ (l_{h} / {}_{m}D) + 1 \}$　ただし、$1 \leqq \alpha_{T} \leqq 2$ （l_{h} は壁の内のりスパン）

${}_{m}p_{w}$ ： 壁のせん断補強筋比

${}_{mw}\sigma_{y}$ ： 壁筋の材料強度

(13) 長方形または円形のSRC柱

曲げについてはひび割れを考慮したトリリニア型、せん断についてはバイリニア型、軸力についてはトリリニアまたはバイリニア型とします。

曲げ耐力

図2.6.5-16に示すような直線であらわしたコンクリート・鉄筋・鉄骨の耐力線を、図2.6.5-17にあるように単純累加することによりM-N耐力線をさだめます。(RC造の場合と同様、円形柱については等価な断面をもつ正方形柱に置き換えます。)

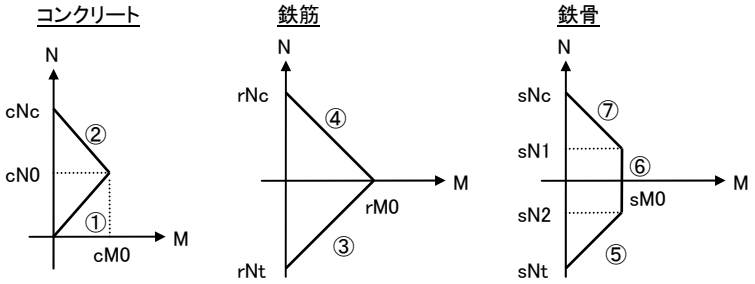


図 2.6.5-16 コンクリート・鉄筋・鉄骨の耐力線

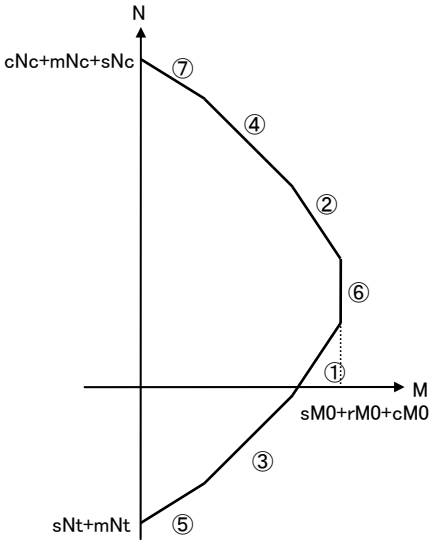


図 2.6.5-17 SRC柱の耐力線

コンクリートの耐力線は下の各式によりもとめます。

$_cN_c = b \cdot D \cdot F_c'$

$_cN_0 = 0.5 \cdot {}_cN_c$

$_cM_0 = 0.125 \cdot b \cdot D^2 \cdot F_c'$

b ： コンクリート断面の幅

D ： コンクリート断面のせい

$F_c' = F_c (0.85 - 2.5\ {}_sp_c)$

F_c ： コンクリートの材料強度

$_sp_c$ ： 圧縮フランジ断面積のコンクリート断面積に対する比

鉄筋の耐力線は下の各式によりもとめます。

$_rN_c = 2 \cdot {}_ra_t \cdot {}_r\sigma_y$

$_rN_t = -{}_rN_c$

$_rM_0 = {}_ra_t \cdot {}_r\sigma_y \cdot {}_rd$

$_{r}a_{t}$ ： 引張鉄筋の全断面積

$_{r}\sigma_{y}$ ： 鉄筋の材料強度

$_{r}d$ ： 鉄筋の重心間距離

鉄骨の耐力線は下の各式によりもとめます。曲げ耐力は強軸方向のH形鋼についてのみ考慮し、弱軸方向は無視します。H形ないしT形を組合わせた断面の曲げ耐力については、断面検定時と同様に強軸方向のH形鋼に置き換えて計算しますが、軸方向の耐力については全断面積を考慮します。

$_{s}N_{c} = {}_{s}A \cdot {}_{s}\sigma_{y}$

$_{s}N_{t} = -{}_{s}N_{c}$

$_{s}N_{1} = 0.5 \cdot {}_{s}A_{w} \cdot {}_{s}\sigma_{y}$ H形鋼の単材の場合

$0.5 \cdot {}_{s}A_{w} \cdot {}_{s}\sigma_{y} + {}_{s}A' \cdot {}_{s}\sigma_{y}$ 組合わせ断面の場合

$_{s}A$ ： 鉄骨の全断面積

$_{s}\sigma_{y}$ ： 鉄骨の材料強度

$_{s}A_{w}$ ： 強軸方向のH形鋼のウェブの断面積

$_{s}A'$ ： 弱軸方向のH形またはT形鋼の断面積

$_{s}N_{2} = -{}_{s}N_{1}$

$_{s}M_{0} = {}_{s}Z_{p} \cdot {}_{s}\sigma_{y}$

$_{s}Z_{o}$ ： 強軸方向のH形鋼の塑性断面係数

ひび割れ曲げ耐力

RC柱と同様の式でもとめます（ただし鉄骨断面を考慮した有効断面係数をもちいます）。

降伏時剛性低下率

RC柱と同様の式でもとめます（ただし鉄骨のフランジ断面は等価な鉄筋断面に置き換えます）。

せん断耐力

技術基準解説書の「付録 1-4.2」にしたがい、下式により終局せん断耐力 Q_u をもとめます。

$Q_y = {}_{r}Q_u + {}_{s}Q_u$

$_{r}Q_u = \min({}_{r}Q_{u1}, {}_{r}Q_{u2})$

$_{s}Q_u = \min({}_{s}Q_{u1}, {}_{s}Q_{u2})$

$_{r}Q_{u1} = b \cdot j(f_s + 0.5 \cdot p_w \cdot {}_{rw}\sigma_y)$

$_{r}Q_{u2} = b \cdot j(2b'/b \cdot f_s + p_w \cdot {}_{rw}\sigma_y)$

$_{s}Q_{u1} = {}_{s}A_w \cdot {}_{s}\sigma_y / \sqrt{3}$

$_{s}Q_{u2} = {}_{s}M_y / l'$

$f_s = \min(F_c/20, (0.5 + F_c/100) \cdot 1.5)$

F_c ： コンクリートの材料強度

b ： 柱のコンクリート部分の幅

b' ： 柱のコンクリート部分の有効幅

j ： RC部分の応力中心間距離

p_w ： せん断補強筋比

$_{rw}\sigma_y$ ： せん断補強筋の材料強度

$_{s}A_w$ ： 鉄骨ウェブの断面積

$_{s}\sigma_y$ ： 鉄骨の材料強度

$_{s}M_y$ ： 鉄骨の終局曲げ耐力

l' ： 柱の内のり高さ

軸耐力

圧縮側はバイリニア、引張側はひび割れを考慮したトリリニアとします。

基本的な考え方はRC柱と同様ですが、鋼材断面積として鉄筋と鉄骨を加算したものをもちいます。

(14) 袖壁付きのSRC柱

曲げについてはひび割れを考慮したトリリニア型、せん断についてはバイリニア型とします。

曲げ耐力

前項でもとめた柱の曲げ耐力に、下式からえられる袖壁の曲げ耐力 $_mM_u$ を加算したものを曲げ耐力とします（両側に袖壁がある場合は、それらの耐力を別個にもとめて加算します）。この式の基本的な考え方は梁の場合と同様です。

$$_mM_u = 0.4 \cdot a_m \cdot {}_m\sigma_y \cdot {}_mD$$

a_m ： 壁内にある縦筋の総断面積

$_m\sigma_y$ ： 壁筋の材料強度

$_mD$ ： 壁のせい

この場合の耐力線は、図 2.6.5-18 に示すように、袖壁を無視した断面の耐力線を上記の $_mM_u$ だけ移動させたものとします（袖壁の圧縮・引張耐力については無視します）。

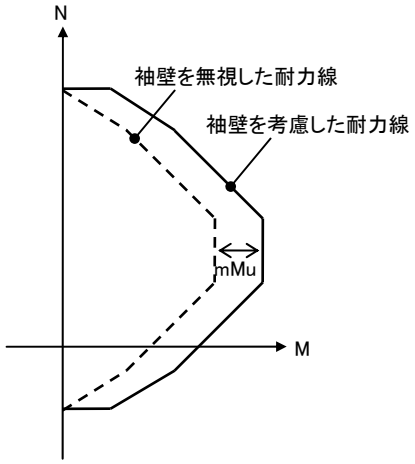


図 2.6.5-18 袖壁付き柱の耐力線

ひび割れ曲げ耐力

前項でもとめた柱のひび割れ曲げ耐力に、袖壁のひび割れ曲げ耐力 を加算したものを曲げ耐力とします（左右に袖壁がある場合は、それらの耐力を別個にもとめて加算します）。

壁のひび割れ曲げ耐力 $_mM_c$ は、壁内に鉄筋が均等に分布するものと仮定した有効断面係数をもちい、下式によりもとめます。

$$_mM_c = 0.56 \sqrt{(F_c)} \cdot {}_mZ$$

F_c ： コンクリートの材料強度

$_mZ$ ： 壁筋を考慮した有効断面係数

降伏時剛性低下率

袖壁を無視して計算した値をもちいます。

せん断耐力

前項でもとめた柱のせん断耐力に、袖壁のせん断耐力 $_mQ_y$ を加算したものをせん断耐力とします（左右に袖壁がある場合は、それらの耐力を別個にもとめて加算します）。

壁のせん断耐力 $_mQ_y$ をの計算式は梁の場合と同様です。

軸耐力

袖壁を無視して計算した値をもちいます。

（15）SRC非埋込み柱脚

曲げについてはひび割れを考慮したトリリニア型、せん断についてはバイリニア型、軸力についてはトリリニアまたはバイリニア型とします。

曲げ耐力

図 2.6.5-19 に示すような直線であらわした、アンカーボルト・ベース下のコンクリート・鉄筋・ベース外周のコンクリートの各耐力線を、図 2.6.5-20 にあるように単純累加することにより M-N 耐力線をさだめます。

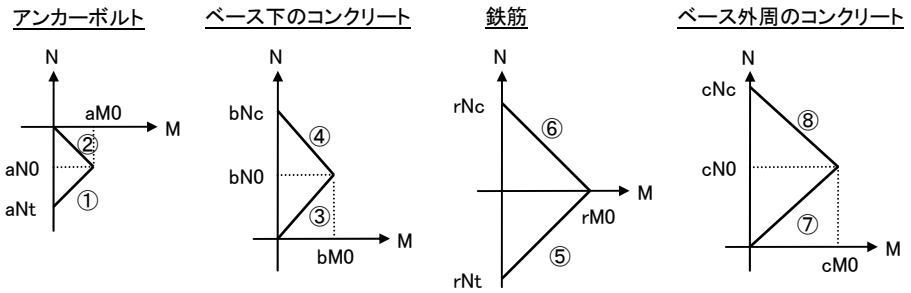


図 2.5.6-19 アンカーボルト・ベース下のコンクリート・鉄筋・ベース外周のコンクリートの耐力線

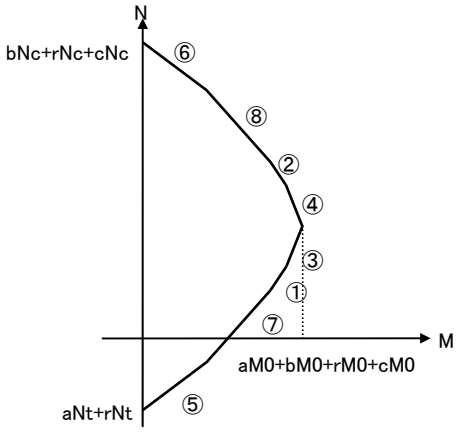


図 2.6.5-20 非埋込み柱脚の耐力線

アンカーボルトの耐力線は下の各式によりもとめます。

$_aN_t = -2 \cdot {}_aa_t \cdot {}_a\sigma_y$

$_aN_0 = 0.5 \cdot {}_aN_t$

$_aM_0 = {}_aa_t \cdot {}_r\sigma_y \cdot {}_ad$

$_aa_t$ ： 引張側アンカーボルトの全断面積

$_a\sigma_y$ ： アンカーボルトの材料強度

$_ad$ ： アンカーボルトの重心間距離

ベース下コンクリートの耐力線は下の各式によりもとめます。

$_bN_c = {}_bb \cdot {}_bD \cdot F_c'$

$_bN_0 = 0.5 \cdot {}_bN_c$

$_cM_0 = 0.125 \cdot {}_bb \cdot {}_bD^2 \cdot F_c'$

$_bb$ ： ベースプレートの幅

$_bD$ ： ベースプレートのせい

$F_c' = 0.85F_c$

F_c ： コンクリートの圧縮強度

鉄筋の耐力線については一般SRC柱と同様です。
ベース外周のコンクリートの耐力線は下の各式によりもとめます。

$_cN_c = (b \cdot D - {}_bb \cdot {}_bD) F_c'$

$_cN_0 = 0.5 \cdot {}_cN_c$

$_cM_0 = 0.125 \cdot (b \cdot D^2 - {}_bb \cdot {}_bD^2) F_c'$

b ： 柱の幅

D ： 柱のせい

$F_c' = F_c(0.85 - 2.5\ {}_sp_c)$

F_c ： コンクリートの圧縮強度

${}_sp_c$ ： 圧縮フランジ断面積のコンクリート断面積に対する比

ひび割れ曲げ耐力・降伏時剛性低下率

鉄骨・アンカーボルトの耐力を無視し、RC柱としてもとめます。

せん断耐力

「ベースプレートの摩擦力（摩擦係数 0.5）」「アンカーボルトのせん断耐力」「外周部コンクリートのせん断耐力」の和とし、下式によります。

$$Q_u = 0.5 \cdot {}_bN_d + 0.25 \cdot {}_aA_g \cdot {}_a\sigma_s + 2b' \cdot {}_rj \cdot F_s$$

${}_bN_d$ ： ベースプレート下のコンクリートが負担する軸力

${}_aA_g$ ： アンカーボルトの全断面積

${}_a\sigma_s$ ： アンカーボルトの材料強度

b' ： 柱のコンクリート幅からベースプレートの幅を引いた有効幅

${}_rj$ ： 外周部鉄筋の応力中心間距離

$F_s = \min(0.15F_c, 2.25 + 4.5F_c / 100)$

軸耐力

鉄骨・アンカーボルトの耐力を無視し、RC柱としてもとめます。

(16) SRC埋込み柱脚

曲げ耐力

柱脚位置における鉄骨の曲げ耐力 ${}_sM_u$ を下式によりもとめます（ただしこの値が鉄骨の曲げ耐力を超える場合は鉄骨の曲げ耐力とします）。その他は一般SRC柱と同様です。

$${}_sM_u = {}_bM_u + \frac{b_e \cdot f_B}{4}\left\{b_h^2 - \left(\frac{{}_sQ_u}{b_e \cdot f_B}\right)^2\right\} - \frac{{}_sQ_u \cdot b_h}{2}$$

${}_bM_u$ ： ベース下面の曲げ耐力で、アンカーボルトの曲げ耐力 ${}_sM_0$ とベース下面のコンクリートの曲げ耐力 ${}_cM_0$ の和として下式によりもとめます（${}_sM_0$・${}_cM_0$ の計算式については「(15)非埋込み柱脚」を参照）。

$${}_bM_u = {}_sM_0 + {}_cM_0$$

b_h ： 埋込み長さ

${}_sQ_u$ ： 鉄骨の終局せん断耐力

b_e および f_B については、埋込み柱脚の断面検定の項を参照してください。

せん断耐力・軸耐力

一般SRC柱と同様です。

(17) SRC耐震壁

曲げ・せん断についてはひび割れを考慮したトリリニア型、軸力についてはバイリニアまたはトリリニア型とします。
降伏曲げ耐力・ひび割れ曲げ耐力の計算はRC耐震壁と同様です。

せん断耐力

せん断耐力 Q_u は技術基準解説書にしたがい、下式によりもとめます。

$$Q_u = {}_wQ_u + \Sigma\, {}_{cs}Q_u + {}_sQ_u$$

$${}_wQ_u = \min(p_s \cdot {}_{rw}\sigma_y, F_c / 4) \cdot r \cdot t \cdot l'$$ 壁板の耐力

p_s ： 壁のせん断補強筋比

$_{rw}\sigma_y$ ： 壁のせん断補強筋の材料強度

r ： 開口による低減率（一次設計時に使用したもの）

t ： 壁板の厚さ

l’ ： 壁板の長さ

$_{cs}Q_u = b \cdot {}_rj\,(1.5f_s + 0.5\,{}_{rp}w \cdot {}_r\sigma_y) + {}_sA_w \cdot {}_s\sigma_y / \sqrt{3}$ 周辺柱の耐力

b ： 柱の幅

$_rj$ ： 柱鉄筋の重心間距離

$f_s = \min\{F_c / 20,\ 1.5 \cdot (0.5 + F_c / 100)\}$

$_rp_w$ ： 柱のせん断補強筋比

$_r\sigma_y$ ： 柱のせん断補強の材料強度

$_sA_w$ ： 柱の鉄骨ウェブの断面積

$_s\sigma_y$ ： 柱の鉄骨の材料強度

$_sQ_u = {}_DA \cdot {}_{sw}\sigma_y \cdot \cos\theta$ 内蔵ブレースの耐力

$_st \cdot l' \cdot {}_{sw}\sigma_y / \sqrt{3}$ 内蔵鋼板の耐力

$_DA$ ： 内蔵ブレースの断面積

θ ： 内蔵ブレースの傾き

$_st$ ： 内蔵鋼板の厚さ

$_{sw}\sigma_y$ ： 内蔵鉄骨の材料強度

ひび割れせん断耐力・ひび割れ後のせん断剛性低下率・軸耐力の計算はRC耐震壁と同様です。

2.6.6 必要保有水平耐力

(1) 部材種別

RC造の柱・梁

表2.6.6-1にしたがってFA～FDとします。

表2.6.6-1. RC柱・梁の部材種別

柱・梁の種別		FA	FB	FC	FD
共通条件		想定される破壊モードが曲げ破壊であること			左記以外
柱の条件	h_o / D の下限	2.5	2.0	－	
	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	
梁の条件	τ_u / F_c の上限	0.15	0.20	－	

h_o　柱の内のり高さ
D　柱のせい
σ_o　解析終了時の軸方向応力度
F_c　コンクリートの材料強度
p_t　引張鉄筋比（%）
T_u　解析終了時の平均せん断応力度

上の表にある平均せん断応力度 τ_u は以下の式でもとめます。

$\tau_u = Q / b \cdot j$ ： コシ・タレ・袖壁がない場合
$\tau_u = 1.2\,Q / \Sigma A$ ： コシ・タレ・袖壁がある場合

b ： 部材の幅（円形柱は等価断面積の正方形に置換）
j ： 応力中心間距離 =(7/8) d. d は部材の有効せい
ΣA ： コシ・タレ・袖壁を含んだ柱・梁の全断面積
Q ： 解析終了時に部材に生じているせん断力

柱の軸方向応力度 σ_0 ・引張鉄筋比 p_t の算出にあたっては袖壁の断面を無視しています。
また、せん断破壊に対する一定の安全率を確保するため、以下の規定を満足しない部材については「せん断破壊部材」とします。

梁の場合
部材両端に曲げヒンジが生ずるもの　$Q_u \geqq Q_0 + 1.1Q$
上記以外のもの　$Q_u \geqq Q_0 + 1.2Q$

柱の場合
部材両端に曲げヒンジが生ずるもの　$Q_u \geqq 1.1Q$
上記以外のもの　$Q_u \geqq 1.25Q$

Q_u ： 終局せん断耐力
Q_0 ： 梁の長期のせん断力
Q ： 解析終了時に部材に生じているせん断力

RC耐震壁

表2.6.6-2にしたがってWA～WDとします。

表2.6.6-2 耐震壁の部材種別

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			左記以外
τ_u / F_c の上限	0.2	0.25	－	

上の表にある平均せん断応力度 τ_u は以下の式でもとめます。

$\tau_u = 1.2\,Q / \Sigma A$

ΣA ： 付帯柱と袖壁を含んだ耐震壁の全断面積（図 2.6.5-11）

また、せん断破壊に対する一定の安全率を確保するため、以下の規定を満足しない部材については「せん断破壊部材」とします。。

$Q_u \geqq 1.25Q$

Q_u ： 終局せん断耐力
Q ： 解析終了時に部材に生じているせん断力

鉄骨造の柱・梁

表2.6.6-3に示す幅厚比にしたがってFA～FDとします。

表2.6.6-3 鉄骨柱・梁の部材種別

			FA	FB	FC	FD
部材	断面	部位	幅厚比	幅厚比	幅厚比	
柱	H 形鋼	フランジ	9.5√(235/F)	12√(235/F)	15.5√(235/F)	左記以外
		ウェブ	43√(235/F)	45√(235/F)	48√(235/F)	
	角形鋼管		33√(235/F)	37√(235/F)	48√(235/F)	
	円形鋼管		50 (235/F)	70 (235/F)	100 (235/F)	
梁	H形鋼	フランジ	9√(235/F)	11√(235/F)	15.5√(235/F)	
		ウェブ	60√(235/F)	65√(235/F)	71√(235/F)	

ブレース

表2.6.6-4にしたがってBA～BCとします。

表2.6.6-4 ブレースの部材種別

BA	BB		BC
$\lambda_e \leqq 495 / \sqrt{F}$	$495 / \sqrt{F} < \lambda_e \leqq 890 / \sqrt{F}$	$\lambda_e \geqq 1980 / \sqrt{F}$	$890 / \sqrt{F} < \lambda_e < 1980 / \sqrt{F}$
λ_e ： ブレースの有効細長比， F ： ブレースの基準強度			

SRC造の柱

表2.6.6-5にしたがってFA～FDとします。

表 2.6.6-5 SRC柱の部材種別

	$N/N_0 \leqq 0.3$		$N/N_0 \leqq 0.4$		$N/N_0 > 0.4$
破壊モード	${}_sM_0/M_0 \geqq 0.4$	${}_sM_0/M_0 < 0.4$	${}_sM_0/M_0 \geqq 0.4$	${}_sM_0/M_0 < 0.4$	
曲げ破壊	FA	FB	FB	FC	FD
せん断破壊	FB	FC	FC	FD	

N ： メカニズム時の軸方向力
N_0 ： SRC断面の圧縮耐力
${}_sM_0$ ： 鉄骨の曲げ耐力
M_0 ： SRC断面の曲げ耐力（N = 0 とした時）

SRC耐震壁

破壊モードがせん断破壊の場合をWC、それ以外をWAとします。

梁を考慮した柱の部材種別

図2.6.6-1にあるように、柱に接続する梁の種別が柱の種別を下回っている場合は、柱に取り付く梁の種別のうちの最下位のものをその柱の種別として設定し直します。

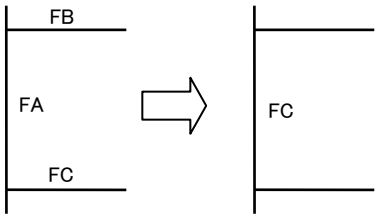


図2.6.6-1 接続する梁の種別が柱の種別を下回っている場合

(2) 構造特性係数(Ds値)

部材群種別

前項によりもとめた柱・壁・ブレースの個々の部材種別とその耐力を集計し、表2.6.6-6にしたがって、各階・各方向(XY)ごとの柱群・壁群・ブレース群の種別をA～C とします。

表2.6.6-6 部材群種別の判定

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

部材種別Dの部材が存在する場合は、ユーザーの指定により、以下のいずれかにしたがって処理します。

① 種別Dの部材の耐力をすべて無視し、表2.6.6-5から部材群種別を決定する(初期設定)
② 部材群種別をDとしてDs値をさだめる

構造特性係数

とくにユーザーの指定がない限り、RC造の場合は表2.6.6-7、鉄骨造の場合は表2.6.6-8、SRC造の場合は表2.6.6-9にしたがって各階・各方向ごとのDs値(構造特性係数)をさだめます。なお、ここにあるβu は、その階・方向の全保有水平耐力に対する壁またはブレースの耐力の割合をあらわしたものです。

表2.6.6-7 RC造のDs値

壁種別 / 柱種別	WA			WB			WC			WD		
	βu≦0.3	0.3＜βu≦0.7	βu＞0.7	βu≦0.3	0.3＜βu≦0.7	βu＞0.7	βu≦0.3	0.3＜βu≦0.7	βu＞0.7	βu≦0.3	0.3＜βu≦0.7	βu＞0.7
FA	0.30	0.35	0.40	0.35	0.40	0.45	0.35	0.40	0.50	0.40	0.45	0.55
FB	0.35	0.40	0.45	0.35	0.40	0.45	0.35	0.45	0.50	0.40	0.50	0.55
FC	0.40	0.45	0.45	0.40	0.45	0.50	0.40	0.45	0.50	0.45	0.50	0.55
FD	0.45	0.50	0.55	0.45	0.50	0.55	0.45	0.50	0.55	0.45	0.50	0.55

表2.6.6-8 鉄骨造のDs値

ブレース / 柱種別	BA または $\beta_u = 0$	BB			BC		
		$\beta_u \leqq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leqq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leqq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leqq 0.5$	$\beta_u > 0.5$
FA	0.25	0.25	0.30	0.35	0.30	0.35	0.40
FB	0.30	0.30	0.30	0.35	0.30	0.35	0.40
FC	0.35	0.35	0.35	0.40	0.35	0.40	0.45
FD	0.40	0.40	0.45	0.50	0.40	0.45	0.50

注）この表でランクFA～FCを適用するにあたっては、以下の要件が必要になりますが、これらについてはユーザーが別途検討する必要があります。

1) ブレース接合部が保有耐力接合になっていること

2) 継手部が保有耐力接合になっていること

表 2.6.6-9 SRC造の Ds 値

壁種別 / 柱種別	WA			WB			WC			WD		
	$\beta_u \leqq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leqq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leqq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leqq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leqq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leqq 0.7$	$\beta_u > 0.7$	$\beta_u \leqq 0.3$	$0.3 < \beta_u \leqq 0.7$	$\beta_u > 0.7$
FA	0.25	0.30	0.35	0.30	0.35	0.40	0.30	0.35	0.45	0.35	0.40	0.50
FB	0.30	0.35	0.40	0.30	0.35	0.40	0.30	0.40	0.45	0.35	0.45	0.50
FC	0.35	0.40	0.40	0.35	0.40	0.45	0.35	0.40	0.45	0.40	0.45	0.50
FD	0.40	0.45	0.50	0.40	0.45	0.50	0.40	0.45	0.50	0.40	0.45	0.50

(3) 必要保有水平耐力

必要保有水平耐力Q_{un} は、各階・各方向について下式によりもとめます。ただし、一次設計時に「地下階」または「塔屋階」と指定された階については計算しません。

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

D_s ： 前項によりもとめられる構造特性係数

F_{es} ： 建物の形状によりさだめられる係数（ $= F_e \cdot F_s$ ）. F_e は偏心率・F_s は剛性率によるもの

Q_{ud} ： 各階に生じる水平力で下式による

$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot \Sigma W_i$

Z ： 地域係数

R_t ： 振動特性係数（一次設計の項参照）

A_i ： 各階の地震力の分布をあらわす係数（一次設計の項参照）

C_0 ： 標準層せん断力係数（とくに指定がない限り、1.0）

ΣW_i ： その階より上部の建物重量の和

上式の説明中にある形状係数F_e およびF_s の値はそれぞれ次のようにさだめられます。

F_e の値　偏心率が0.15以下の場合 ： 1.0

偏心率が0.3以上の場合 ： 1.5

偏心率が0.15を超え、0.3未満の場合 ： 上記の値を直線補間したもの

F_s の値　剛性率が0.6以上の場合 ： 1.0

偏心率が0.6未満の場合 ： $2.0 - R_s / 0.6$ （R_s は剛性率の値）

(4) 柱耐力比の検討

日本建築センター「冷間成形角形鋼管設計施工マニュアル」の記述にもとづき、冷間成形角形鋼管がもちいられている建物については、下式によって建物の各階床位置（ただし最上および最下の床位置をのぞく）における柱の耐力と梁・パネルの耐力比 γ_k を計算・出力します。

$$\gamma_k = \frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma \{ \min (1.5 M_{pb}, 1.3 M_{pp}) \}}$$

Σ ： 対象とする床位置に存在する接合部にかんする総和をあらわす
M_{pc} ： 接合部の上下にとりつく柱の耐力の和
M_{pb} ： 接合部の左右にとりつく梁の耐力の和
M_{pp} ： パネルの耐力で、下式による

$M_{pp} = \mu_i \cdot V_p \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$

$\mu_i = \sqrt{(1 - n^2)}$.　n は柱の軸力比（存在軸力/軸耐力）
σ_y ： パネルの降伏応力度
$V_p = A_c \cdot d_b / 2$.　A_c は角形鋼管パネルの断面積、d_b は接合部のフランジの中心間距離

この耐力比の値が1.0を下回る場合は柱降伏のおそれがあるものとみなされます。やむを得ずこのような設計をする場合は、前掲書によれば、「その床位置にとりつく上下の柱の耐力を適切に低減し、かつその節点位置で柱降伏になるような崩壊形を仮定して、その時の保有平耐力が必要保有平耐力を満足するかどうかを確認すること」とされています。
そこでプログラムでは、ユーザーが特定の階の柱の曲げ耐力を一律に低減できるようにし、かつその床位置にある梁はつねに弾性であるものとすることにより、その上下の柱に塑性ヒンジが生じるようにしています（図2.6.6-2）。なお、この時の柱耐力の低減率はユーザーの指定によりますが、前掲書で推奨されている値を以下に掲げておきます。

BCP材 ： 0.85（内ダイアフラム形式） 0.80（外ダイアフラム形式）
BCR材 ： 0.80（内ダイアフラム形式） 0.75（外ダイアフラム形式）

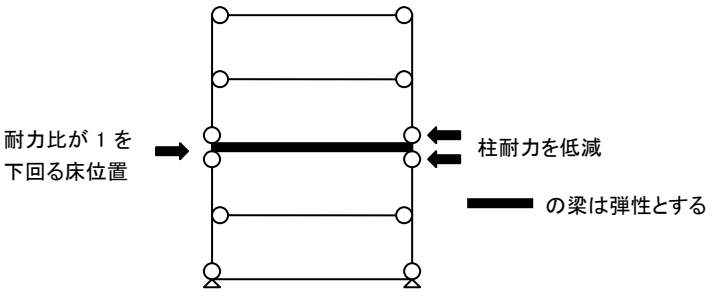


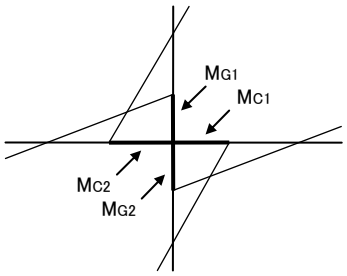
図2.6.6-2 耐力比が1を下回る場合の処理

2.6.7 節点振分け法

このプログラムには、鉄骨造の建物に限り、節点振分け法で保有水平耐力をもとめる機能がありますが、その概略をここで説明します。

節点振分け法とは、図2.6.7-1に示すとおり、各節点位置において梁の終局曲げ耐力の和と柱の終局曲げ耐力の和を比較し、梁の終局曲げ耐力の和の方が小さい場合は「梁降伏」として梁の側にヒンジをつくり、柱の終局曲げ耐力の和の方が小さい場合は「柱降伏」として柱の側にヒンジをつくる、というものです。

なお、この時の終局曲げ耐力は部材のフェイス位置における値なので、鉄筋コンクリート構造物のように部材の断面がある程度大きなものの場合は、この値を節点位置におけるものに変換する必要がありますが、このプログラムにおける節点振分け法の適用は鉄骨構造物に限定しているため、部材のフェイス位置の曲げ耐力をそのまま節点位置の値として採用しています。



$\Sigma M_G = M_{G1} + M_{G2}$

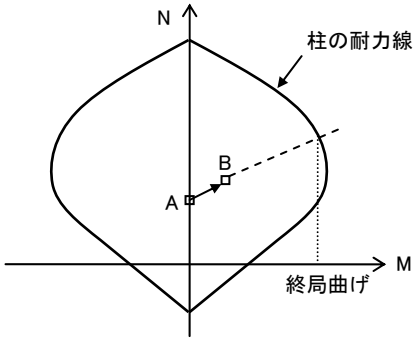
$\Sigma M_C = M_{C1} + M_{C2}$

$\Sigma M_C > \Sigma M_G$ の場合は梁降伏

$\Sigma M_G > \Sigma M_C$ の場合は柱降伏

図2.6.7-1 節点振分け法

柱の終局曲げ耐力は、図2.6.7-2に示すように、長期の軸力が作用している状態（曲げはゼロ）をあらわす点と、一次設計の地震時の軸力と曲げをあらわす点を結び、その延長と柱の耐力線の交点があらわす曲げの値を採用しています。



A ： 長期軸力のみが作用した状態
B ： 地震荷重時の応力

図2.6.7-2 柱の終局曲げ

梁降伏の場合のΣM_Gの上下の柱への分配、あるいは柱降伏の場合のΣM_Cの左右の梁への分配方法には以下の三つの方法があり、選択できます。

- 終局曲げ耐力の比に応じて分配する
- 一次設計時の地震時曲げ応力の比に応じて分配する（初期設定）
- 単純に1/2ずつ分配する

上のようにして作成された応力状態から各階の層せん断力をもとめ、それを保有水平耐力とします。

なお、ブレース材については、すべての部材が引張または圧縮降伏しているものとします。

2.7 風圧力に関する計算

(1) 断面計算の方法

速度圧は建築基準法・同施行令および関連告示にもとづいて計算されます。
風力係数は下によりもとめます。

風力係数 = 外圧係数 − 内圧係数

風上側および風下側の外圧係数、および内圧係数は下のような値とします。

風上側の外圧係数 0.8kz
風下側の外圧係数 ユーザー入力値(初期設定は-0.4)
内圧係数 ユーザー入力値(初期設定は 0)

壁面の風上側の外圧係数をもとめるには、法令にさだめる「kz」の値を計算する必要があります。プログラムでは、建物の各階の床位置の地盤面からの高さにもとづいてこの値を計算し、壁面の外圧係数の算定にあたっては、その壁の上下階の kz の平均値を採用しています(図 2.7-1)。

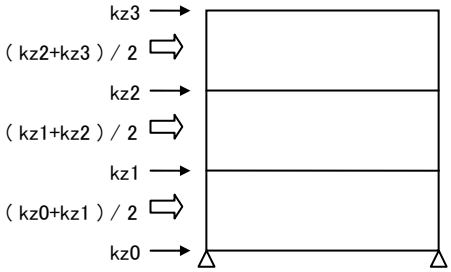


図 2.7-1 壁面の kz の採用値

壁面の風上側の外圧係数をもとめるには、法令にさだめる「kz」の値を計算する必要があります。プログラムでは、建物の各階の床位置の地盤面からの高さにもとづいてこの値を計算し、壁面の外圧係数の算定にあたっては、その壁の上下階の kz の平均値を採用しています(図 2.7-1)。

(2) 床面に作用する荷重

速度圧に風力係数を乗じたものが床面に等分布荷重として作用すると考えます。この荷重は、小梁を介し、最終的には大梁の荷重項として組み込まれます。このあたりの計算過程は通常の床荷重の場合と全く同じです。

(3) 壁面に作用する荷重

速度圧に風力係数を乗じたものが壁面に等分布荷重として作用すると考えます(ここでいう「壁面」とは、左右の柱と上下の大梁に囲まれた四辺形を指します)。壁面に作用する総荷重 W は、速度圧 q・風力係数 Cf・壁面の総面積 A の積として下のようにあらわすことができます。

W = q・Cf ・A

この荷重は、ユーザーの指定により、「四隅の節点荷重」に変換されるか、もしくは「両側の柱の等分布荷重」に変換されます。前者の場合は、「W/4」の荷重を四辺形の頂点に節点荷重として作用させます。後者の場合は「W/2」の荷重を両側の柱に等分布荷重として作用させ、最終的には「柱の荷重項」に変換されます(図 2.7-2)。
なお、平面的に軸が傾斜している場合でも、風圧力はつねに「壁に直交する方向に作用する」ものとしています。

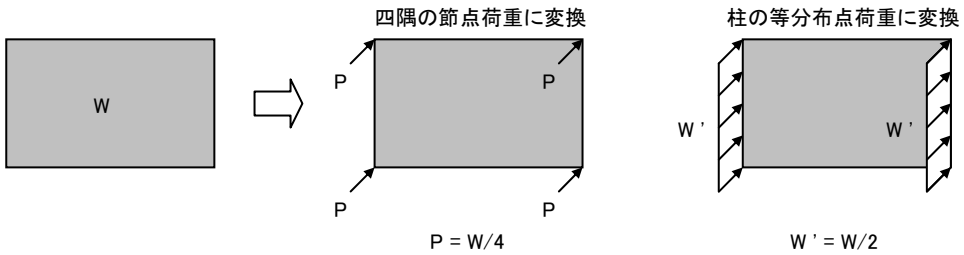


図 2.7-2 壁面の荷重

(4) 応力計算

応力計算モデルは本体プログラムの地震時応力解析で使用しているものと同様です。

(5) 断面計算

断面計算は鉄骨造の大梁と柱について行ないます。設計応力は各荷重ケースごとに以下の式によりもとめ、これを短期の許容応力で除したものを検定比とします。

設計応力 = 長期応力 + 風荷重時の応力（いずれも節点位置）

断面計算位置は、大梁については「左端・左継手・中央・右継手・右端」の五箇所、柱については「柱頭・中央・柱脚」の三箇所です。柱については、つねに、荷重方向と直交する方向に生じる曲げ（二軸曲げ）を考慮しています。
許容応力の計算方法については「2.5 断面計算」の各項を参照してください。

2.8 耐震診断

本プログラムには、「2001 年改訂版　既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」（財団法人　日本建築防災協会。以下「耐震診断基準」と記す）にもとづいた、RC造の建物の耐震診断（1次診断）を行う機能があります。
以下、その概要を記します。

(1) 全般

構造耐震指標 I_S を各階・各方向について下式により求めます。

$$I_S = E_0 \cdot S_D \cdot T$$

E_0 ： 保有性能基本指標
S_D ： 形状指標（階・方向によらず一定値とする）
T ： 経年指標（階・方向によらず一定値とする）

構造耐震判定指標 I_{S0} を各階・各方向について下式により求め、上記の I_S と比較します。

$$I_{S0} = E_0 \cdot Z \cdot G \cdot U$$

E_S ： 耐震判定基本指標で、0.8 とする（1次診断用）
Z ： 地域指標（入力による）
G ： 地盤指標（入力による）
U ： 用途指標（入力による）

(2) 保有性能基本指標の計算

保有性能基本指標 E_0 は下式のいずれか大きい方とします。

$$E_0 = \{(n+1)/(n+i)\}(C_W + \alpha_1 \cdot C_C) \cdot F_W$$ ： 耐震基準(2)式

$$E_0 = \{(n+1)/(n+i)\}(C_{SC} + \alpha_2 \cdot C_W + \alpha_3 \cdot C_C) \cdot F_{SC}$$ ： 耐震基準(3)式

n ： 建物階数（地下階・塔屋階を除く）
i ： 対象とする階の階数（1 階が 1、最上階が n）
C_W ： 壁の強度指標
C_C ： 極短柱以外の柱の強度指標
C_{SC} ： 極短柱の強度指標
α_1 ： 壁の終局強度時変形における柱の強度寄与係数で、0.7 とする（ただし C_W が 0 の場合は 1.0）
α_2 ： 極短柱の終局強度時変形における壁の強度寄与係数で、0.7 とする
α_3 ： 極短柱の終局強度時変形における柱の強度寄与係数で、0.5 とする
F_W ： 壁の靭性指標で、1.0 とする
F_{SC} ： 極短柱の靭性指標で、0.8 とする

ここにある「極短柱」とは、腰壁・垂れ壁を考慮した柱の内のり高さ h_0 を柱せい D で除した値（h_0 / D）が 2 以下になるものを指しています。
上式の強度指標 C_W ・C_C ・C_{SC} は下式により求めます。

$$C_W = (\tau_{W1} \cdot A_{W1} + \tau_{W2} \cdot A_{W2} + \tau_{W3} \cdot A_{W3}) \cdot \beta_C / \Sigma W$$
$$C_C = (\tau_C \cdot A_C) \cdot \beta_C / \Sigma W$$
$$C_{SC} = (\tau_{SC} \cdot A_{SC}) \cdot \beta_C / \Sigma W$$

τ_{W1} ： 両側柱付壁の終局時平均せん断応力度(N/mm^2)で、3 とする
τ_{W2} ： 柱形付壁の終局時平均せん断応力度(N/mm^2)で、2 とする
τ_{W3} ： 柱なし壁の終局時平均せん断応力度(N/mm^2)で、1 とする
τ_C ： 柱の終局時平均せん断応力度(N/mm^2)で、1 とする（ただし $h_0/D \geqq 6$ の場合は 0.7）
τ_{SC} ： 極短柱の終局時平均せん断応力度(N/mm^2)で、1.5 とする
A_{W1} ： 両側柱付壁の断面積の総和(mm^2)
A_{W2} ： 柱形付壁の断面積の総和(mm^2)

A_{W3} ： 柱なし壁の断面積の総和(mm²)

A_C ： 柱の断面積の総和(mm²)

A_{SC} ： 極短柱の断面積の総和(mm²)

ΣW ： その階より上の建物の全重量(kN)

$\beta_C = F_C / 20$ ($F_C \leqq 20$)， $\sqrt{(F_C / 20)}$ ($F_C > 20$)

F_C ： コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

上にある「両側柱付壁」「柱形付壁」「柱なし壁」の区別、ならびにその断面積のとり方を図 2.8-1 に示します。

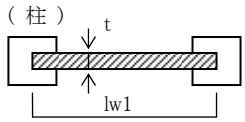
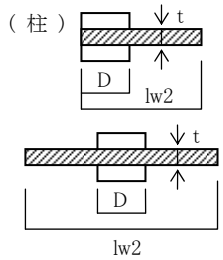
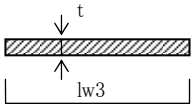
壁の種別	断面積のとり方	プログラム内での取扱い
両側柱付壁  	Aw1 = t ・ lw1	所定の開口周比を満足する「耐震壁」として扱われる壁を対象とする。
柱形付壁  	Aw2 = t ・ lw2 ただし、(lw2 − D) ＜ 450 mm となる場合は壁を無視し、「柱」として扱う	架構内に配置された壁のうち、耐震壁とならず、「袖壁」として扱われるものを対象とする。
柱なし壁  	Aw3 = t ・ lw3 ただし、lw3 ＜ 450 mm となる場合は壁を無視する	架構内に配置された壁のうちの耐震壁とならないもの、および「小梁上の壁」「スラブ上の壁」として配置されたものを対象とする。

図 2.8-1 壁の種別と断面積のとり方

(3) 形状指標の計算

形状指標 S_D は、表 2.8-1 に示す a から j までの各項目ごとにユーザーが指定したグレードに応じ、下式により算定します。この値は各階・各方向とも同一になります。

$$S_D = q_a \cdot q_b \cdot q_c \cdot q_d \cdot q_e \cdot q_f \cdot q_h \cdot q_i \cdot q_j$$

$$q_a, q_b, q_c, q_d, q_e, q_f, q_i, q_j = 1.0 - (1.0 - G) \cdot R$$

$$q_h = 1.2 - (1.0 - G) \cdot R$$

G ： 各項目のグレードごとに定められた表 2.8-1 に示す値

R ： 各項目ごとに定められた表 2.8-1 に示す値

(4) 経年指標の計算

経年指標 T は、表 2.8-2 に示す各項目でユーザーが該当すると指定したものの T 値のうちの最小のものとします。この値は各階・各方向とも同一になります。

表 2.8-1 形状指標の項目と設定値

項目		G（グレード）			R（レンジ調整係数）
		1.0	0.9	0.8	
a	整形性	整形 a1	ほぼ整形 a2	不整形 a3	1.0
b	辺長比	b ≦ 5	5 ≦ b ≦ 8	8 ＜ b	0.5
c	くびれ	0.8 ≦ c	0.5 ≦ c ＜ 0.8	c ＜ 0.5	0.5
d	エキスパンションジョイント	1/100 ≦ d	1/200 ≦ d ＜ 1/100	d ＜ 1/200	0.5
e	吹抜	e ≦ 0.1	0.1 ＜ e ≦ 0.3	0.3 ＜ e	0.5
f	吹抜の偏在	f1 ≦ 0.4 かつ f2 ≦ 0.1	f1 ≦ 0.4 かつ 0.1 ＜ f2 ≦ 0.3	0.4 ＜ f1 または 0.3 ＜ f2	0.25
h	地下室の有無	1.0 ≦ h	0.5 ≦ h ＜ 1.0	h ＜ 0.5	1.0
i	層高の均等性	0.8 ≦ i	0.7 ≦ i ＜ 0.8	i ＜ 0.7	0.5
j	ピロティの有無	ピロティなし	全てピロティ	ピロティが偏在	1.0

表 2.8-2 経年指標の項目と設定値

項目	程度	T 値
変形	建物が傾斜している、 または明らかに不同沈下を起こしている	0.7
	地盤が埋立地か水田跡である	0.9
	肉眼で梁・柱の変形が認められる	0.9
	上記に該当せず	1.0
梁・柱のひび割れ	雨漏りがあり、鉄筋に錆びが出ている	0.8
	肉眼で柱に斜めひび割れがはっきり見える	0.9
	外壁に数えきれない程多数ひび割れが入っている	0.9
	雨漏りがあるが、錆びは出ていない	0.9
	上記に該当せず	1.0
火災経験	痕跡あり	0.7
	受けたことがあるが痕跡目立たず	0.8
	なし	1.0
用途	化学薬品を使用していたか、または現在使用中	0.8
	上記に該当せず	1.0
建築年数	30年以上	0.8
	20年以上	0.9
	20 年未満	1.0
仕上状態	外部の老朽化による剥落が著しい	0.9
	内部の変質・剥落が著しい	0.9
	特に問題なし	1.0

2.9 エネルギー法

本プログラムには、平成 17 年国土交通省告示第 631 号に定める「エネルギーの釣合いにもとづく耐震計算法」（以下、慣例にしたがって「エネルギー法」と記す）による、建物の地震時の検証を行う機能があります。以下、その概要を記します。

(1) 対象とする建物

エネルギー法の計算が行えるのは、地上階がすべて鉄骨造の建物（ただしダンパーを扱うことはできない）に限られますが、その他に以下のような条件があります。

- 計算ルートに関わりなく、保有水平耐力の計算まで正常に終了していること（安全限界時の各階の保有累積塑性変形倍率を保有水平耐力計算から得られる部材種別をもとに計算しているため）
- 地震力の分布に Ai 分布が使用されていること（損傷限界時の検証は Ai 分布にもとづく地震力が作用していることを前提にしているため）
- 固有周期を固有値解析によってもとめていること（損傷限界時の固有周期は原則として固有値解析によってもとめることになっているため）

(2) 損傷限界時の計算

損傷限界時に作用するエネルギー

損傷限界時に作用するエネルギーE_d (kN・m)は下式によりもとめます。

$$E_d = (1/2)\cdot M\cdot V_d^2$$

M ： 建物の総質量(t)
V_d ： 損傷限界時の速度換算値(m/s)

速度換算値 V_d は、初期剛性にもとづいて固有値解析によりもとめた固有周期 T_d により、告示にもとづいて計算しますが、この時の表層地盤による増幅率 G_s は、ユーザーが指定した地盤種別にもとづき、略算により算出しています。
また、告示では、低層の建築物については、周期調整係数 r という値をもちいて速度を低減してもよいことになっていますが、これを行うかどうかについてはユーザーの指定に従います。

損傷限界状態の定義

建物の損傷限界の定義には以下の二つの考え方があり、選択できます。

① 一次設計の地震力に、断面計算の結果として得られるすべての部材の検定比のうちの最大値の逆数を乗じた力が作用している状態を損傷限界とする。
② 一次設計の地震力が作用している状態をそのまま損傷限界とする。

損傷限界の正式な定義は、「Ai 分布にもとづく地震力が漸増している状態で、いずれかの部材の応力度が最初に短期許容応力度が達した時点」とされていますが、上記の①はこの状態をあらわすものです（ただし、厳密に正確な値であるとはいえない場合もある）。
しかし、標準層せん断力係数を 0.2 とした一次設計において、どの部材の検定比も 1 以下になっているのであれば、その状態をそのまま損傷限界としても実質的には問題ないはずです（これは、損傷限界時に生じている層せん断力を実際よりも小さく見積もっていることになるが、安全側の評価になる）。上記の②はそのような考え方にもとづくものです。

損傷限界の検証

損傷限界の検証は、下式にあるように、作用するエネルギーE_d よりも、建物が吸収できる弾性ひずみエネルギーW_e が大きいことを確認することによって行われます。

$$E_d \leqq W_e$$

弾性ひずみエネルギーW_e (kN・m)は下式により算定します。

$$W_e = \Sigma(1/2)\cdot Q_f\cdot\delta_{fi}$$

Q_f ： 損傷限界状態において各階に作用している層せん断力(kN)
δ_{fi} ： 損傷限界状態において各階に生じている層間変位(m)

Σ　：すべての階についての総和をあらわす

また、エネルギーE_dが作用している時に各階に生じている層間変形角が 1/200 以下であることを確認しますが、この時の各階の層間変位δ_iは下式によりもとめます。

$$\delta_i = \delta_{fi} \cdot \sqrt{(E_d / W_e)}$$

(3) 安全限界時の計算

安全限界時の塑性ひずみエネルギー

安全限界の検証に使用する塑性ひずみエネルギーE_s (kN・m)は、安全限界時に作用する全エネルギーから、前項でもとめた弾性ひずみエネルギーW_eを引いたものになり、下式から得られます。

$$E_s = (1/2) \cdot M \cdot V_s^2 - W_e$$

M　：建物の総質量(t)
V_s　：安全限界時の速度換算値(m/s)

速度換算値V_sは、安全限界時の固有周期T_sにより、告示にもとづいて計算しますが、損傷限界時と同様、この時の表層地盤による増幅率G_sは、ユーザーが指定した地盤種別にもとづき、略算により算出しています。
安全限界時の固有周期 T_sは、損傷限界時の固有周期 T_dをもとに下式によりもとめます(告示では、「T_dから 1.2T_dまたは1.4T_dまでの範囲内で最大のV_sを与えるような固有周期をT_sとする」となっていますが、プログラムでは略算による増幅率をもちいてるため、固有周期が大きくなれば速度換算値も大きくなるので、上記の上限値をT_sとしています)。

$T_s = 1.2T_d$　(純ラーメン構造の場合)
$T_s = 1.4T_d$　(ブレースを含む構造の場合)

周期調整係数 r の適用については損傷限界の場合と同様です。

エネルギーの分配

前項でもとめた塑性ひずみエネルギーE_sは、$s_i \cdot p_i \cdot p_{ti}$という記号であらわされる値にもとづいて各階に分配され、E_{si}という塑性ひずみエネルギーになりますが、その算定式は告示にあるとおりなので、ここでは割愛します。
上記のs_{ii}と呼ばれる値をもとめるためには、各階の保有水平耐力Q_{ui}と降伏変位δ_{ui}が必要です。Q_{ui}については保有水平耐力計算時に増分解析によって得られた値を採用しますが、δ_{ui}については、図 2.9-1 にあるように、Q_{ui}を初期剛性で除した値とします。

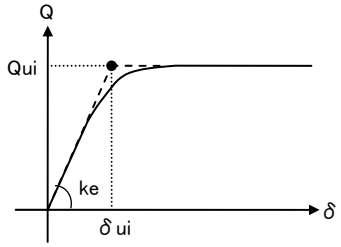


図 2.9-1　降伏変位のもとめ方

損傷集中係数 n は、告示にもとづいて 4 または 8 の値をとりますが、これはユーザーの指定によります(梁降伏型の崩壊メカニズムでは 4、それ以外は 8 とすることになっている)。

安全限界の検証

前項でもとめた各階の塑性ひずみエネルギーE_{si}から、下式にもとづいて、その階の必要累積塑性変形倍率η_iをもとめます。

$$\eta_i = E_{si} / (2 \cdot Q_{ui} \cdot \delta_{ui})$$

Q_{ui}　：その階の保有水平耐力(kN)
δ_{ui}　：その階の降伏変位(m)

各階の保有累積塑性変形倍率 η が上記の必要累積塑性変形倍率 η_i よりも大きいことを確認することが安全限界の検証になりますが、このプログラムでは、保有累積塑性変形倍率を、独立行政法人建築研究所監修「鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル」(2008・技報堂出版)で紹介されている簡便法によってもとめています。これは、各階の部材群種別(保有水平耐力計算で使用しているもの)がその階の平均的な塑性変形能力をあらわすものと考え、それをもとに保有累積塑性変形倍率を定めるものですが、表 2.9-1 に純ラーメン構造、表 2.9-1 にラーメンとブレースの混合構造の場合の値を示します。

表 2.9-1 純ラーメン構造の η

部材群種別	層の崩壊モード	
	柱降伏型	梁降伏型
FA	7.0	5.0
FB	3.25	2.75
FC	2.0	2.0
FD	1.0	1.0

表 2.9-2 ラーメンとブレースの混合構造の η

ブレースの部材種別	ブレース率 注)	柱梁群の部材種別			
		FA	FB	FC	FD
BA	$\beta_{bi} < 0.1$	2.5	2.5	2.0	1.0
	$0.1 < \beta_{bi} < 0.2$	3.3	3.0	2.2	1.15
	$0.2 < \beta_{bi} < 0.3$	4.15	3.25	2.45	1.35
	$0.3 < \beta_{bi} < 0.4$	5.0	3.5	2.65	1.55
	$0.4 < \beta_{bi} < 0.5$	5.85	3.7	2.85	1.75
	$0.5 < \beta_{bi} < 0.6$	6.5	3.95	3.1	1.95
	$0.6 < \beta_{bi} < 0.7$	6.75	4.15	3.3	2.15
	$0.7 < \beta_{bi} < 0.8$	6.95	4.4	3.55	2.4
	$0.8 < \beta_{bi} < 0.9$	7.1	4.6	3.75	2.65
	$0.9 < \beta_{bi}$	7.25	4.8	4.0	2.9
BB	$\beta_{bi} < 0.1$	2.5	2.5	2.0	1.0
	$0.1 < \beta_{bi} < 0.2$	3.2	2.9	2.15	1.1
	$0.2 < \beta_{bi} < 0.3$	3.85	3.05	2.25	1.2
	$0.3 < \beta_{bi} < 0.4$	4.5	3.2	2.4	1.35
	$0.4 < \beta_{bi} < 0.5$	5.1	3.3	2.5	1.45
	$0.5 < \beta_{bi} < 0.6$	5.65	3.35	2.6	1.6
	$0.6 < \beta_{bi} < 0.7$	5.7	3.45	2.7	1.7
	$0.7 < \beta_{bi} < 0.8$	5.6	3.5	2.85	1.8
	$0.8 < \beta_{bi} < 0.9$	5.5	3.5	2.85	1.95
	$0.9 < \beta_{bi}$	5.35	3.5	2.9	2.05
BC	$\beta_{bi} < 0.1$	3.5	2.75	2.0	1.0
	$0.1 < \beta_{bi} < 0.2$	4.4	2.95	2.15	1.1
	$0.2 < \beta_{bi} < 0.3$	5.3	3.1	2.3	1.2
	$0.3 < \beta_{bi} < 0.4$	5.7	3.25	2.4	1.3
	$0.4 < \beta_{bi} < 0.5$	5.9	3.35	2.5	1.4
	$0.5 < \beta_{bi} < 0.6$	6.0	3.45	2.65	1.5
	$0.6 < \beta_{bi} < 0.7$	6.0	3.55	2.7	1.6
	$0.7 < \beta_{bi} < 0.8$	6.1	3.65	2.8	1.7
	$0.8 < \beta_{bi} < 0.9$	6.1	3.7	2.9	1.8
	$0.9 < \beta_{bi}$	6.0	3.75	2.95	1.9

注) その階の全耐力に対するブレースの耐力の比をあらわす

付録. エコーデータの仕様

エコーデータとは、ユーザーが入力したすべてのデータをダンプしてテクスト形式で書き出したリストのことを指します（ここに計算結果は含まれません）。
エコープリントは、データの内容に応じて適宜グループ分けされ、それぞれのグループに「タグ」が付けられます。タグの名称は ＜ ＞ で囲まれており、**<タグ名称>**で開始して**</タグ名称>**で終了します。また、タグの内部に各種の「属性」が名前付きのデータとして配置されている場合があります。
タグ内には複数のデータが「,（カンマ）」で区切られて配置されます。全体として以下のような構成になります。

〈開始タグ〉データ 1, データ 2, データ 3, ・・・〈/終了タグ〉

以下、各タグの名称とそこに含まれる個々のデータの内容について説明します。

〈BuildingEditor〉 ルートタグ
〈Name〉 属性 dir = X : X 方向, Y : Y 方向, Z : Z 方向
　X 方向の軸名称 （ 左から ）
　Y 方向の軸名称 （ 下から ）
　Z 方向の階名称 （ 下から ）
〈Span〉 属性 dir = X : X 方向, Y : Y 方向, Z : Z 方向
　X 方向のスパン長(mm) （ 左から ）
　Y 方向のスパン長(mm) （ 下から ）
　Z 方向の階高(mm) （ 下から ）
〈ELoad〉 地震荷重関連
　〈General〉
　　地震荷重の条件
　　(1) GL から1階床までの距離(mm)
　　(2) パラペットの高さ(mm)
　　(3) 地震力の計算 = 0 : 自動, 1 : Ci を直接入力, 2 : Qi を直接入力
　　(4) 固有周期の計算 = 0 : 自動, 1 : 直接入力
　　(5) X 方向固有周期の直接入力値 (sec)
　　(6) Y 方向固有周期の直接入力値 (sec)
　　(7) 地盤種別 = 0 : 1 種, 1 : 2 種, 2 : 3 種
　　(8) 地域係数
　　(9) X 方向のベースシャー係数
　　(10) Y 方向ベースシャー係数
　　(11) = 1 : Rt をつねに 1 にする
　　(12) 地震力の作用角(度)
　〈DirectCi〉 属性 dir = X : X 方向, Y : Y 方向
　　直接入力された Ci の値 （ 下から ）
　〈DirectQi〉 属性 dir = X : X 方向, Y : Y 方向
　　直接入力された Qi の値 （ 下から ）
〈SnowLoad〉 積雪荷重の条件
　(1) = 0 : 積雪を考慮しない, 1 : 考慮する(一般区域), 2 : 考慮する(多雪区域)
　(2) 単位重量(N/m2)
　(3) 積雪量(cm)
　(4) = 1 : 勾配による低減を行う
　(5) = 1 : G+P+S の応力を表示
　(6) 降雨を考慮した割増係数 = 0 : 考慮しない, 1 : 自動計算, 2 : 直接入力
〈WindLoad〉 風荷重の条件
　(1) = 1 : 風荷重による計算を行う
　(2) 風速値(m/sec)

(3) 地表面粗度区分 = 0： Ⅰ, 1： Ⅱ, 2： Ⅲ, 3： Ⅳ
(4) 内圧係数
(5) 外圧係数
〈BaseMat〉 べた基礎の条件
(1) = 1： べた基礎の反力による応力計算を行う
(2) = 0： 全体の平均接地圧をもちいる, 1： 各柱ごとの接地圧をもちいる
(3) べた基礎外周部の X 方向の出の長さ(mm)
(4) べた基礎外周部の Y 方向の出の長さ(mm)
〈BarMat〉 鉄筋材料関連
(1) 鉄筋 D10 の使用材料 = 0：SD295, 1：SD345, 2：SD390
(2) 鉄筋 D13 の使用材料
(3) 鉄筋 D16 の使用材料
(4) 鉄筋 D19 の使用材料
(5) 鉄筋 D22 の使用材料
(6) 鉄筋 D25 の使用材料
(7) 鉄筋 D29 の使用材料
(8) 鉄筋 D32 の使用材料
(9) 鉄筋 D35 の使用材料
(10) 鉄筋 D38 の使用材料
(11) 鉄筋 D41 の使用材料
(12) 一般部材の鉄筋のかぶり厚の標準値(mm)
(13) 地中梁の鉄筋のかぶり厚の標準値(mm)
(14) = 1： 梁に高強度筋を使用する
(15) = 1： 柱に高強度筋を使用する
〈HiBar〉 高強度筋　属性 num： データの識別番号
(1) 1 番目の高強度筋の名称
(2) 1 番目の高強度筋の公称径(mm)
(3) 1 番目の高強度筋の公称断面積(mm^2)
(4) 1 番目の高強度筋の種別 = 1： ウルボン, 2： リバーボン
〈SteelMat〉 鉄骨材料
(1) 梁の端部鉄骨の標準的な使用材料
(2) 梁の中央部鉄骨の標準的な使用材料
(3) H 形柱の標準的な使用材料
(4) ボックス柱の標準的な使用材料
(5) ブレース材の標準的な使用材料
(6) アンカーボルトの使用材料
0：SS400, 1：SN400, 2：SM490, 3：SN490, 4：SM520, 6：BCP235, 7：BCP325, 8：BCR295
〈DesignGlobal〉 建物に共通の設計条件
(1) X 方向の計算ルート
(2) Y 方向の計算ルート
= 0： 指定なし, 1： ルート 1 または 1-1, 2： ルート 1-2, 3： ルート 2 または 2-1, 4： ルート 2-2, 5： ルート 2-3, 6： ルート 3
(3) 剛域の考慮 = 0： しない, 1： する
(4) RC 梁のスラブによる剛性増大 = 0： 無視, 1： 略算, 2： 精算
(5) S 梁のスラブによる剛性増大 = 0: 無視, 1： 略算, 2： 精算
(6) 壁による剛性増大 = 0： 無視, 1： 同せいの断面に置換, 2： 同幅の断面に置換, 3： 精算
(7) 耐震壁のモデル化 = 0： ブレース置換, 1： エレメント置換
(8) = 1： ブレース両側の柱をチェックしない
(9) = 1：SRC の単位重量を「RC の単位重量+1.0」とする
(10) = 1： 最下階の鉄骨柱脚に剛域を考慮する
(11) = 1： 剛性率計算時の層間変形角を剛心位置の変位から計算する

(12) = 1： 長期応力計算時に剛床を解除する
(13) = 1： 長期応力計算時に柱の軸変形を無視する
(14) = 1： 雑壁の剛性を直接入力する
(15) = 1： 地中梁の荷重項を無視する
<DesignRC> RC 部材の設計条件　属性 dir = X : X 方向, Y : Y 方向, XY： 両方向
(1) RC 梁の地震時応力の採用位置 = 0： 軸芯, 1： 柱端, 2： 壁端, 3： 剛域端
(2) RC 柱の地震時応力の採用位置 = 0： 軸芯, 1： 梁端, 2： 壁端, 3： 剛域端
(3) RC 梁の短期せん断力 = 0： 一次設計応力の割増し, 1： 降伏時応力, 2： いずれかの小さい方
(4) RC 梁の一次設計時のせん断力の割増し率
(5) RC 梁の降伏時のせん断力の割増し率
(6) RC 柱の短期せん断力 = 0： 一次設計応力の割増し, 1： 降伏時応力, 2： いずれかの小さい方
(7) RC 柱の一次設計時のせん断力の割増し率
(8) RC 柱の降伏時のせん断力の割増し率
(9) RC 柱の降伏時の軸力の割増し率
(10) RC 梁の降伏時せん断力算出に考慮するスラブ筋の本数
(11) RC 梁の降伏時せん断力算出に考慮するスラブ筋の径 = 0 : D10, 1 : D13, 2 : D16
(12) RC 梁の最小 pw
(13) RC 柱の最小 pw
(14) 耐震壁の一次設計時のせん断力の割増し率
(15) 耐震壁の最小 pw
(16) = 1 : RC 梁・柱・耐震壁の設計せん断力のとり方と最小 pw を計算ルートに応じた標準値にする
<DesignSteel> 鉄骨部材の設計条件
(1) = 1 : S 梁のウェブの曲げを考慮する
(2) = 1 : S 梁のフランジの断面欠損を考慮する
(3) S 梁の端部のウェブの有効率
(4) S 梁の継手部のウェブの有効率
(5) = 1 : S 梁の lb を自動計算する
(6) = 1 : S 梁の保有水平耐力仕口部の検定を行う
(7) > 1 : S 梁の保有水平耐力横補剛の検定を行う（ 1： 均等配置, 2： 主として端部に配置 ）
(8) = 1： H形鋼柱のウェブの曲げを考慮する
(9) H形鋼柱のウェブの有効率
(10) = 1 : S 柱の座屈長倍率を自動計算する
(11) = 1： 冷間成形角形鋼管の応力割増しを考慮する
(12) 冷間成形角形鋼管の接合部形式 = 0： 内ダイアフラム, 1： 外ダイアフラム
(13) = 1： プレースの負担率に応じた応力割増しを考慮する
(14) = 1： 柱梁耐力比の検定を行う
<DesignSRC> SRC 部材の設計条件　属性 dir = X : X 方向, Y : Y 方向, XY： 両方向
(1) SRC 梁の sQd のとり方 = 0 : Qd･(sMd/M), 1 : Q0･(sMd/M)+Σ sMa/L
(2) SRC 梁の rQd のとり方 = 0 : Qd･(rMd/M), 1 : Q0･(rMd/M)+Σ rMy/L, 2 : (Q0+2QE)･(rMd/M)
(3) SRC 柱の sQd のとり方 = 0 : Qd･(sMd/M), 1： Σ sMa/H
(4) SRC 柱の rQd のとり方 = 0 : Qd･(rMd/M), 1： Σ rMy/H, 2 : 2QE･(rMd/M)
<SlabList> 属性 name： 室名, num： リストの識別番号
<LoadValue> 床荷重リスト
(1) 1 番目のスラブ符号の Index（ = -1： 未使用）
(2) 2 番目のスラブ符号の Index
(3) 3 番目のスラブ符号の Index
(4) 床用の積載荷重の値(kN)
(5) 小梁用の積載荷重の値(kN)
(6) 大梁用の積載荷重の値(kN)
(7) 地震力用の積載荷重の値(kN)
(8) 固定荷重の合計値(kN)

(9) 床用の合計荷重(kN)
(10) 小梁用の合計荷重(kN)
(11) 大梁用の合計荷重(kN)
(12) 地震力用の合計荷重(kN)
(13) 荷重の伝達方向　= 0 : XY, 1 : X, 2 : Y, 3 : 短辺方向
(14) = 1 : 積雪荷重がある
(15) = 1 : 風荷重がある
(16) X 正方向の外圧係数
(17) X 負方向の外圧係数
(18) Y 正方向の外圧係数
(19) Y 負方向の外圧係数

〈LoadItem〉固定荷重の内訳　属性 name : 固定荷重の名称, num : データの識別番号
(1) 1 番目の項目の値(kN/m^2)
(2) 2 番目の項目の値(kN/m^2)

〈SlabName〉スラブ符号リスト　属性 num : リストの識別番号
(1) スラブ符号
(2) この符号を使用している SlabList の Index

〈SubBeamList〉小梁リスト　属性 num : リストの識別番号
(1) = 0 : RC 造, 1 : S 造, -1 : 未使用
(2) RC 造の場合は梁幅(mm), S 造の場合は梁せい(mm)
(3) RC 造の場合は梁せい(mm), S 造の場合は梁幅(mm)
(4) S 造のウェブ厚(mm)
(5) S 造のフランジ厚(mm)
(6) S 造のウェブのアール(mm)
(7) = 1 : 地反力を受ける

〈SubBeamName〉小梁符号リスト　属性 num : リストの識別番号
(1) 小梁符号
(2) この符号を使用している SubBeamList の Index

〈WallBarDef〉壁配筋の初期設定値　属性 num : リストの識別番号
(1) 壁厚(mm)
(2) 縦筋径
(3) 縦筋ピッチ(mm)
(4) 横筋径
(5) 横筋ピッチ(mm)
(6) 内蔵ブレース断面積(mm2) または内蔵鋼板厚(mm)
(7) = 1 : シングル配筋

壁筋の径 = 0 : D10, 1 : D10D13, 2 : D13, 3 : D13D16, 4 : D16, 5 : D16D19, 6 : D19, 7 : D22, 8 : D25

〈WallBarList〉壁配筋リスト　属性 num : リストの識別番号
(1) = 1 : 有効なデータ
(2) 縦筋径
(3) 縦筋ピッチ(mm)
(4) 横筋径
(5) 横筋ピッチ(mm)
(6) 内蔵ブレース断面積(mm2) または内蔵鋼板厚(mm)
(7) = 1 : シングル配筋

壁筋の径 = 0 : D10, 1 : D10D13, 2 : D13, 3 : D13D16, 4 : D16, 5 : D16D19, 6 : D19, 7 : D22, 8 : D25

〈WallOpenList〉壁の多開口リスト　属性 num : リストの識別番号
(1) 開口の数 = 0 : 未使用
(2) 開口 1 の A 寸法(mm)
(3) 開口 1 の B 寸法(mm)
(4) 開口 1 の C 寸法(mm)

(5) 開口 1 の D 寸法(mm)
(6)-(9) 開口 2 の寸法
(10)-(13) 開口 3 の寸法
(14)-(17) 開口 4 の寸法
(18)-(21) 開口 5 の寸法
(22)-(25) 開口 6 の寸法
〈BraceList〉ブレースのリスト　属性 num：リストの識別番号, name：コメント
(1) 断面積(cm2)
(2) 引張断面積(cm2)
(3) 圧縮断面積(cm2)
(4) i (cm)
(5) 座屈長倍率
(6) 使用材料 = 0：標準値, 1：SS400, 2：SN400, 3：SM490, 4：SN490, 5：SM520
〈Ultimate〉保有水平耐力関連
〈General〉保有水平耐力の計算条件
(1) 解析モデル. = 0：平面, 1：立体(床並進), 2：立体(床回転)
(2) 計算する方向.　=　0：X と Y, 1：X のみ, 2：Y のみ
(3) X 方向に関して出力する加力方向. = 0：正, 1：負
(4) Y 方向に関して出力する加力方向. = 0：正, 1：負
(5) 外力分布. = 0：一次設計時の Ai, 1：直接入力
(6) = 1：指定した層間変形角に達した時点を保有水平耐力とする
(7) X 方向に関して保有水平耐力とみなす層間変形角の分母の値
(8) Y 方向に関して保有水平耐力とみなす層間変形角の分母の値
(9) = 1：せん断破壊部材発生時を保有水平耐力とする
(10) X 方向の保有水平耐力とする解析ステップ数
(11) Y 方向の保有水平耐力とする解析ステップ数
(12) 曲げ耐力とみなす許容値
(13) せん断耐力とみなす許容値
(14) 軸耐力とみなす許容値
(15) 塑性化後の曲げ剛性低下率
(16) 塑性化後のせん断剛性低下率
(17) 塑性化後の軸剛性低下率
(18) 地下階のモデル化　= 0：そのまま, 1：1 階床にピン支点を設ける, 2：1 階床固定とする
(19) S 部材の塑性ヒンジ形成位置 = 0：節点, 1：部材フェイス, 2：最下階柱脚のみフェイス
(20) RC/SRC 部材の塑性ヒンジ形成位置 = 0：節点, 1：部材フェイス, 2：剛域端, 3：壁フェイス
(21) = 1：基礎の浮き上がり・破壊を考慮しない
(22) 鋼材強度割増率
(23) RC/SRC 梁の曲げ耐力に算入するスラブ筋の本数
(24) RC/SRC 梁の曲げ耐力に算入するスラブ筋の径 = 0：D10, 1：D13, 2：D16
(25) = 1：1 次設計時と同じスラブ筋
(26) = 1：柱/梁・パネル耐力比の計算を行う
(27) = 1：S 柱の露出柱脚の耐力計算時にアンカーボルトの伸び能力があるものとする
(28) 必要保有水平耐力計算時のベースシャー係数
(29) = 1：必要保有水平耐力計算時の Ai を直接入力する
(30) = 1：必要保有水平耐力計算時の Ds を直接入力する
(31) D ランク部材の取扱い = 0：耐力を無視, 1：部材群種別 D として処理
〈DirectPi〉属性 dir = X：X 方向, Y：Y 方向
直接入力された外力分布の値（ 下から ）
〈DirectAi〉属性 dir = X：X 方向, Y：Y 方向
直接入力された Ai の値（ 下から ）
〈DirectDs〉属性 dir = X：X 方向, Y：Y 方向

直接入力された Ds の値（ 下から ）

〈BeamMu〉 大梁の終局耐力の直接入力値のリスト　属性 num：リストの識別番号

(1) 左端上端の Mu

(2) 左端下端の Mu

(3) 右端上端の Mu

(4) 右端下端の Mu

(5) Qu

〈ColumnMu〉 柱の終局耐力の直接入力値のリスト　属性 num：リストの識別番号

(1)-(5) 柱脚 X 方向の Nt・N1・N2・N3・Nc

(6)-(8) 柱脚 X 方向の M1・M2・M3

(9)-(13) 柱脚 Y 方向の Nt・N1・N2・N3・Nc

(14)-(16) 柱脚 Y 方向の M1・M2・M3

(17)-(21) 柱頭 X 方向の Nt・N1・N2・N3・Nc

(22)-(24) 柱頭 X 方向の M1・M2・M3

(25)-(29) 柱頭 Y 方向の Nt・N1・N2・N3・Nc

(30)-(32) 柱頭 Y 方向の M1・M2・M3

(33) X 方向の Qu

(34) Y 方向の Qu

〈BaseList〉 S 柱の露出柱脚リスト　属性 num：リストの識別番号

(1) ベースプレートの X 方向辺長(mm)

(2) ベースプレートの Y 方向辺長(mm)

(3) アンカーボルト群の X 方向の重心間距離(mm)

(4) アンカーボルト群の Y 方向の重心間距離(mm)

(5) X 方向に対して有効なアンカーボルトの総断面積(cm^2)

(6) Y 方向に対して有効なアンカーボルトの総断面積(cm^2)

(7) アンカーボルトの F 値(N/mm^2)

〈NodeId〉 節点の同一化情報　属性 x：X 軸の名称, y：Y 軸の名称

= 1： 左の節点に同一化, 2： 右の節点に同一化, 3： 上の節点に同一化, 4： 下の節点に同一化

〈Story〉 各階ごとの情報

属性 name： 階名, id: 階の種別(0: 地下階, 1: 一般階, 2: 塔屋), mat: 構造種別(0: S, 1: RC, 2: SRC)

〈Common〉 この階の共通情報

(1) 標準梁せい(mm)

(2) 標準スラブ厚(mm)

(3) 標準床をあらわす床荷重リストの Index

(4) コンクリート強度(N/mm2)

(5) = 1： 軽量コンクリート

(6) コンクリート柱の単位重量(kN/m^3)

(7) コンクリート大梁の単位重量(kN/m^3)

(8) コンクリート小梁の単位重量(kN/m^3)

(9) コンクリート壁の単位重量(kN/m^3)

(10) コンクリート柱の仕上げ重量(N/m^2)

(11) コンクリート梁の仕上げ重量(N/m^2)

(12) 鉄骨部材の耐火被覆 = 0： なし, 1： 吹きつけ, 2： 成形版

(13) 鉄骨柱の耐火被覆重量(N/m^2)

(14) 鉄骨梁の耐火被覆重量(N/m^2)

(15) 鉄骨梁の重量割増し率

(16) X 方向耐震壁の剛性低下率

(17) Y 方向耐震壁の剛性低下率

(18) X 方向雑壁の剛性低下率

(19) Y 方向雑壁の剛性低下率

(20) X 方向の剛性基準柱をあらわす通し番号（左下の柱を 1 とする. 0 の場合は指定なし）

(21) Y 方向の剛性基準柱をあらわす通し番号(左下の柱を 1 とする. 0 の場合は指定なし)
(22) X 方向雑壁の剛性倍率または剛性(kN/mm/mm^2)
(23) Y 方向雑壁の剛性倍率または剛性(kN/mm/mm^2)
(24) X 方向の地震力の割増し率
(25) Y 方向の地震力の割増し率
(26) X 方向の追加地震力(kN)
(27) Y 方向の追加地震力(kN)
(28) 追加建物重量(kN)
(29) 追加建物重量の X 座標(m)
(30) 追加建物重量の Y 座標(m)
<BeamList> 大梁リスト
属性 num : リストの識別番号, ultimate : 終局耐力の直接入力がある場合 BeamMu の番号
rank : 部材種別の直接入力がある場合 = 1:FA, 2:FB, 3:FC, 4:FD
(1) 種別. = 0 : RC, 1 : S, 2 : SRC, -1 : 未使用
RC の場合
(2) 幅(mm)
(3) せい(mm)
(4) 主筋径番号
(5) ST 径番号
(6) 左側上端筋本数(二段筋がある場合は「一段筋本数/二段筋本数」)
(7) 左側下端筋本数
(8) 中央上端筋本数
(9) 中央下端筋本数
(10) 右側上端筋本数
(11) 右側下端筋本数
(12) 左側 ST 本数-間隔(mm)
(13) 中央 ST 本数-間隔(mm)
(14) 右側 ST 本数-間隔(mm)
(15) 端部指標. = 0 : 左端-中央-右端, 1 : 両端-中央, 2 : 外端-中央-内端
(16) 鉄筋のかぶり厚(mm). 0 の場合は標準値
S の場合
(2) 端部鉄骨のせい(mm)
(3) 端部鉄骨の幅(mm)
(4) 端部鉄骨のウェブ厚(mm)
(5) 端部鉄骨のフランジ厚(mm)
(6) 端部鉄骨のウェブのアール(mm)
(7) 中央鉄骨のせい(mm)
(8) 中央鉄骨の幅(mm)
(9) 中央鉄骨のウェブ厚(mm)
(10) 中央鉄骨のフランジ厚(mm)
(11) 中央鉄骨のウェブのアール(mm)
(12) 左継手長(m)
(13) 右継手長(m)
(14) フランジのボルト番号 = 0 : M12, 1 : M16, 2 : M20, 3 : M22, 4 : M24
(15) = 1 : 端部中央同一断面
(16) 端部の使用材料 = 0 : 標準値, 1 : SS400, 2 : SN400, 3 : SM490, 4 : SN490, 5 : SM520
(17) 中央の使用材料
(18) 直接入力された補剛間隔の数
(19)-(27) : 直接入力された補剛間隔(mm) (左から)
SRC の場合
(2) 幅(mm)

(3) せい(mm)
(4) 主筋径番号
(5) ST 径番号
(6) 左側上端筋本数(二段筋がある場合は「一段筋本数/二段筋本数」)
(7) 左側下端筋本数
(8) 中央上端筋本数
(9) 中央下端筋本数
(10) 右側上端筋本数
(11) 右側下端筋本数
(12) 左側 ST 本数-間隔(mm)
(13) 中央 ST 本数-間隔(mm)
(14) 右側 ST 本数-間隔(mm)
(15) 端部指標. = 0 : 左端-中央-右端, 1 : 両端-中央, 2 : 外端-中央-内端
(16) 鉄筋のかぶり厚(mm). 0 の場合は標準値
(17) 端部鉄骨のせい(mm)
(18) 端部鉄骨の幅(mm)
(19) 端部鉄骨のウェブ厚(mm)
(20) 端部鉄骨のフランジ厚(mm)
(21) 端部鉄骨のウェブのアール(mm)
(22) 中央鉄骨のせい(mm)
(23) 中央鉄骨の幅(mm)
(24) 中央鉄骨のウェブ厚(mm)
(25) 中央鉄骨のフランジ厚(mm)
(26) 中央鉄骨のウェブのアール(mm)
(27) 左継手長(m)
(28) 右継手長(m)
(29) フランジのボルト番号
(30) = 1 : 端部中央同一断面
(31) 端部の使用材料 = 0 : 標準値, 1 : SS400, 2 : SN400, 3 : SM490, 4 : SN490, 5 : SM520
(32) 中央の使用材料

〈BeamName〉 大梁符号リスト 属性 num : リストの識別番号
(1) 大梁符号
(2) この符号を使用している BeamList の Index

〈ColumnList〉 柱リスト
属性 num : リストの識別番号, ultimate : 終局耐力の直接入力がある場合 ColumnMu の番号
rankx : X 方向の部材種別の直接入力がある場合 = 1:FA, 2:FB, 3:FC, 4:FD
ranky : Y 方向の部材種別の直接入力がある場合 = 1:FA, 2:FB, 3:FC, 4:FD
(1) 種別. = 0 : RC, 1 : S, 2 : SRC, -1 : 未使用
RC の場合
(2) 形状指標 = 0 : 長方形, 1 : 円形
(3) 長方形の X 方向辺長または円形の直径(mm)
(4) 長方形の Y 方向辺長(mm)
(5) 主筋径番号
(6) HOOP 径番号
(7) 柱頭の X 方向主筋本数(長方形柱)
(8) 柱頭の Y 方向主筋本数(長方形柱)
(9) 柱頭の全主筋本数(円形柱)
(10) 柱脚の X 方向主筋本数(長方形柱)
(11) 柱脚の Y 方向主筋本数(長方形柱)
(12) 柱脚の全主筋本数(円形柱)
(13) X 方向の HOOP 本数-間隔(mm)

(14) Y 方向の HOOP 本数-間隔(mm)
(15) = 1： 上下同配筋
(16) かぶり厚(mm). 0 の場合は標準値
S の場合
(2) 形状指標 = 0：H(強軸 X), 1：H(強軸 Y), 2： 角形鋼管, 3： 円形鋼管
(3) H 形鋼のせい・角形鋼管の X 辺長・円形鋼管の直径(mm)
(4) H 形鋼の幅・角形鋼管の Y 辺長・円形鋼管の厚さ(mm)
(5) H 形鋼のウェブ厚・角形鋼管の厚さ(mm)
(6) H 形鋼のフランジ厚・角形鋼管のアール(mm)
(7) H 形鋼のウェブのアール(mm)
(8) X 方向座屈長の部材長に対する比
(9) Y 方向座屈長の部材長に対する比
(10) H 形鋼の lb(m)
(11) H 形鋼の使用材料 = 0： 標準値, 1：SS400, 2：SN400, 3：SM490, 4：SN490, 5：SM520
(12) 鋼管の使用材料 = 0： 標準値, 7：BCP235, 8：BCP325, 9：BCR295
(13) 露出柱脚リストの番号
SRC の場合
(2) 形状指標 = 0： 長方形, 1： 円形
(3) 長方形の X 方向辺長または円形の直径(mm)
(4) 長方形の Y 方向辺長(mm)
(5) 主筋径番号
(6) HOOP 径番号
(7) 柱頭の X 方向主筋本数（長方形柱）
(8) 柱頭の Y 方向主筋本数（長方形柱）
(9) 柱頭の全主筋本数（円形柱）
(10) 柱脚の X 方向主筋本数（長方形柱）
(11) 柱脚の Y 方向主筋本数（長方形柱）
(12) 柱脚の全主筋本数（円形柱）
(13) X 方向の HOOP 本数-間隔(mm)
(14) Y 方向の HOOP 本数-間隔(mm)
(15) = 1： 上下同配筋
(16) かぶり厚(mm). 0 の場合は標準値
(17) X 方向の鉄骨形状 = 0： なし, 1：H, 2：T
(18) Y 方向の鉄骨形状 = 0： なし, 1：H, 2：T
(19) X 方向の鉄骨のせい(mm)
(20) X 方向の鉄骨の幅(mm)
(21) X 方向の鉄骨のウェブ厚(mm)
(22) X 方向の鉄骨のフランジ厚(mm)
(23) Y 方向の鉄骨のせい(mm)
(24) Y 方向の鉄骨の幅(mm)
(25) Y 方向の鉄骨のウェブ厚(mm)
(26) Y 方向の鉄骨のフランジ厚(mm)
(27) 使用材料 = 0： 標準値, 1：SS400, 2：SN400, 3：SM490, 4：SN490, 5：SM520
(28) 柱脚の形式 = 0： なし, 1： 非埋込み柱脚, 2： 埋込み柱脚
(29) ベースプレートの X 方向辺長(mm)
(30) ベースプレートの Y 方向辺長(mm)
(31) アンカーボルトの X 方向間隔(mm)
(32) アンカーボルトの Y 方向間隔(mm)
(33) アンカーボルトの X 方向本数
(34) アンカーボルトの Y 方向本数
(35) アンカーボルトの径(mm)

(36) 埋込み長さ(mm)
(37) 埋込み部の HOOP 間隔(mm)
(38) 埋込み部の HOOP 筋番号
〈ColumnName〉柱符号リスト　属性 num：リストの識別番号
(1) 柱符号
(2) この符号を使用している ColumnList の Index
〈MemberLoad〉追加部材荷重リスト　属性 num：リストの識別番号, name：コメント
(1) リストの存在指標 = 0：未使用
(2) 等分布荷重(kN/m)
(3) 集中荷重の数
(4) 集中荷重(kN)
〈LoadType〉荷重形の指定　属性 type：荷重形番号, both：荷重の存在指標（= 1: 両側 ）
(1)-(5) 荷重形のパラメータ
〈NodeLoad〉追加節点荷重リスト　属性 num：リストの識別番号, name：コメント
(1) リストの存在指標 = 0：未使用
(2) 長期荷重時の X 方向の荷重(kN)
(3) 長期荷重時の Y 方向の荷重(kN)
(4) 長期荷重時の鉛直方向の荷重(kN)
(5) X 方向地震時の X 方向の荷重(kN)
(6) X 方向地震時の鉛直方向の荷重(kN)
(7) X 方向地震時の Y 軸回りの曲げ(kN・m)
(8) Y 方向地震時の Y 方向の荷重(kN)
(9) Y 方向地震時の鉛直方向の荷重(kN)
(10) Y 方向地震時の X 軸回りの曲げ(kN・m)
〈WallOnSlab〉スラブ上の雑壁リスト　属性 num：リストの識別番号
(1) 厚さ(mm)
(2) 始端の X 座標(m)
(3) 始端の Y 座標(m)
(4) 終端の X 座標(m)
(5) 終端の Y 座標(m)
〈NodeInfo〉節点の情報　属性 x：X 軸の名称, y：Y 軸の名称
(1) 節点の状態 = 1：有効, 0：無効
(2) 節点上に存在する柱の ColumnInfo の番号. = 0：部材がない
(3) 節点の右側に存在する X 方向大梁の BeamInfo の番号
(4) 節点の上側に存在する Y 方向大梁の BeamInfo の番号
(5) 節点の右上に存在する床組の SlabInfo の番号
(6) 節点の X 方向の移動量(mm)
(7) 節点の Y 方向の移動量(mm)
(8) 節点の Z 方向の移動量(mm)
(9) 節点荷重の NodeLoad の番号
(10) 拘束条件. = 0：自動, 1：剛床, 2：非剛床, 3：ローラー, 4：固定, 5：鉛直バネ, 6：回転バネ
(11) 支点のバネ常数
(12) > 0：上部の柱に断面計算の出力指定あり
(13) > 0：右側の梁に断面計算の出力指定あり
(14) > 0：上側の梁に断面計算の出力指定あり
(15) > 0：右側の耐震壁・ブレースに断面計算の出力指定あり
(16) > 0：上側の耐震壁・ブレースに断面計算の出力指定あり
(17) > 0：X 方向梁の断面計算時に無効な節点とする
(18) > 0：Y 方向梁の断面計算時に無効な節点とする
(19) 保有水平耐力計算時に使用される基礎の重量の入力値(kN)（最下階のみ）
(20) 保有水平耐力計算時に使用される支点の圧縮耐力(kN)（最下階のみ）

〈BeamInfo〉大梁の情報　属性 num：リストの識別番号

〈General〉大梁の一般情報

(1) BeamName のリスト番号 ＝0： 未使用

(2) 有効なスパン数（無効節点を考慮したもの）

(3) 左端の接合状態 ＝0： 剛, 1： ピンまたは回転バネ

(4) 右端の接合状態

(5) 回転バネの剛性

(6) 上部にある壁のタイプ

＝-1： なし, 0： 無開口, 1：1 開口壁, 2：2 開口壁, 3： 袖壁, 4： コシ・垂れ壁, 5： 方立て壁, 6： 多開口壁

(7) 上部にあるブレースのタイプ ＝-1： なし, 0：X, 1：N, 2：Z, 3： 引張ブレース

(8) ブレースの部材リスト BraceList の番号

(9) 自重の割増率

(10) 追加荷重リスト MemberLoadList の番号

(11) 片持スラブの取り付き ＝0： なし, 1： 下または左, 2： 上または右

(12) 風圧力の有無 ＝0： なし, 1： 正荷重時風上側・負荷重時風下側, 2： 正荷重時風下上側・負荷重時風上側

〈Wall〉　梁上の壁の情報

(1) 壁の厚さ(mm)

(2) 壁の仕上げ重量(N/mm^2)

(3) 多開口壁の開口リスト番号（WallList3 の Index）

(4) 壁荷重の伝達方法 ＝0： 上下の梁, 1： 下の梁, 2： 上の梁

(5) 壁のスリットタイプ ＝0： タイプ C（スリットなし）, 1： タイプ A, 2： タイプ B, 3： 個別指定

(6) 壁開口の寸法の指定方法 ＝0： 柱面からの距離, 1： 軸芯からの距離

(7) 壁の配筋リスト番号（WallList2 の Index）

(8) 1 番目の壁開口の A 寸法(mm) 開口がある場合

(9) 1 番目の壁開口の B 寸法(mm)

(10) 1 番目の壁開口の C 寸法(mm)

(11) 1 番目の壁開口の D 寸法(mm)

(12) 2 番目の壁開口の A 寸法(mm) 2 開口の場合

(13) 2 番目の壁開口の B 寸法(mm)

(14) 2 番目の壁開口の C 寸法(mm)

(15) 2 番目の壁開口の D 寸法(mm)

〈CantiSlab〉　梁に取り付く片持ちスラブの情報

(1) 片持スラブの床荷重 SlabList の番号

(2) 片持スラブの出の長さ(mm)

(3) 梁始端から片持スラブ始端までの距離(mm)

(4) 梁終端から片持スラブ終端までの距離(mm)

(5) 片持床の先端荷重(kN/m)

(6) 1 の時、片持床の取り付きを梁剛性に算入しない

〈Wind〉　梁上の壁の風荷重の情報

(1) 風上側の外圧係数

(2) 風下側の外圧係数

(3) 側壁面正荷重時の外圧係数

(4) 側壁面負荷重時の外圧係数

(5) X 方向正荷重時の部材荷重リスト番号

(6) X 方向負荷重時の部材荷重リスト番号

(7) Y 方向正荷重時の部材荷重リスト番号

(8) Y 方向負荷重時の部材荷重リスト番号

〈Direct〉　梁の直接入力値

(1) 剛性増大率の直接入力値 ＝-1： なし

(2) 左端剛域長の直接入力値 ＝-1： なし

(3) 右端剛域長の直接入力値 ＝-1： なし

〈ColumnInfo〉柱の情報　属性 num：リストの識別番号

〈General〉　柱の一般情報

(1) ColumnName のリスト番号 = 0： 未使用

(2) X 方向柱頭の接合状態. = 0： 剛, 1： ピンまたは回転バネ

(3) X 方向柱脚の接合状態

(4) X 方向端部の回転バネ剛性

(5) Y 方向柱頭の接合状態. = 0： 剛, 1： ピンまたは回転バネ

(6) Y 方向柱脚の接合状態

(7) Y 方向端部の回転バネ剛性

(8) 主軸の傾斜角(度)

(9) 自重の割増し率

(10) 追加部材荷重 MemberLoad の番号

(11) 追加荷重の作用方向 = 0：X 正, 1：X 負, 2：Y 正, 3：Y 負

〈Wind〉　柱の風荷重に関する情報

(1) X 方向正荷重時の部材荷重リスト番号

(2) X 方向負荷重時の部材荷重リスト番号

(3) Y 方向正荷重時の部材荷重リスト番号

(4) Y 方向負荷重時の部材荷重リスト番号

(5) X 方向正荷重時に柱頭に作用する X 方向の節点荷重

(6) X 方向正荷重時に柱頭に作用する Y 方向の節点荷重

(7) X 方向負荷重時に柱頭に作用する X 方向の節点荷重

(8) X 方向負荷重時に柱頭に作用する Y 方向の節点荷重

(9) Y 方向正荷重時に柱頭に作用する X 方向の節点荷重

(10) Y 方向正荷重時に柱頭に作用する Y 方向の節点荷重

(11) Y 方向負荷重時に柱頭に作用する X 方向の節点荷重

(12) Y 方向負荷重時に柱頭に作用する Y 方向の節点荷重

〈Direct〉　柱の直接入力値

(1) X 方向の剛性増大率の直接入力値 = −1： なし

(2) Y 方向の剛性増大率の直接入力値 = −1： なし

(3) X 方向の柱頭の剛域の直接入力値 = −1： なし

(4) X 方向の柱脚の剛域の直接入力値 = −1： なし

(5) Y 方向の柱頭の剛域の直接入力値 = −1： なし

(6) Y 方向の柱脚の剛域の直接入力値 = −1： なし

〈FloorList〉床組のリスト　属性 num：リストの識別番号

(1) 左辺の軸番号

(2) 右辺の軸番号

(3) 下辺の軸番号

(4) 上辺の軸番号

〈FloorInfo〉床組の情報　属性 num：リストの識別番号

〈General〉　床組の一般情報

(1) X 方向のサブグリッドのスパン数

(2) Y 方向のサブグリッドのスパン数

(3) X 方向のサブグリッドの分割方法. = 0： 等分割, 1： 不等分割

(4) Y 方向のサブグリッドの分割方法

〈Grid〉サブグリッドが不等分割の場合のサブグリッドのスパン長

属性 dir： 方向（X または Y）　method: 値の入力（1: 長さ, 2: 比）

order: 値の順序（0： 左→右または下→上, 1： 左→右または下→上）

〈SubBeam〉小梁の情報　属性 num：リストの識別番号

(1) 始端のグリッド番号(グリッド番号は床組の左下を 0 とし，順次右上に向けてふられる)

(2) 終端のグリッド番号

(3) 小梁名称リスト SubBeamName の番号

(4) 梁上の壁の存在指標. = 0： なし, 1： 壁が存在する, 2： 壁が梁の全長にわたって存在
(5) 壁厚(mm)
(6) 壁の仕上げ重量(N/mm^2)
(7) 梁始端から壁始端の距離 (mm)
(8) 壁の長さ(mm)
(9) 追加荷重リスト MemberLoad の番号. = 0： なし
(10) 片持梁の指標. = 1： 始端が支持端の片持梁, 2： 終端が支持端の片持梁

〈Slab〉 スラブの情報

各グリッドの右上に配置される SlabName の番号（グリッド番号の小さい順から）. = 0： スラブなし