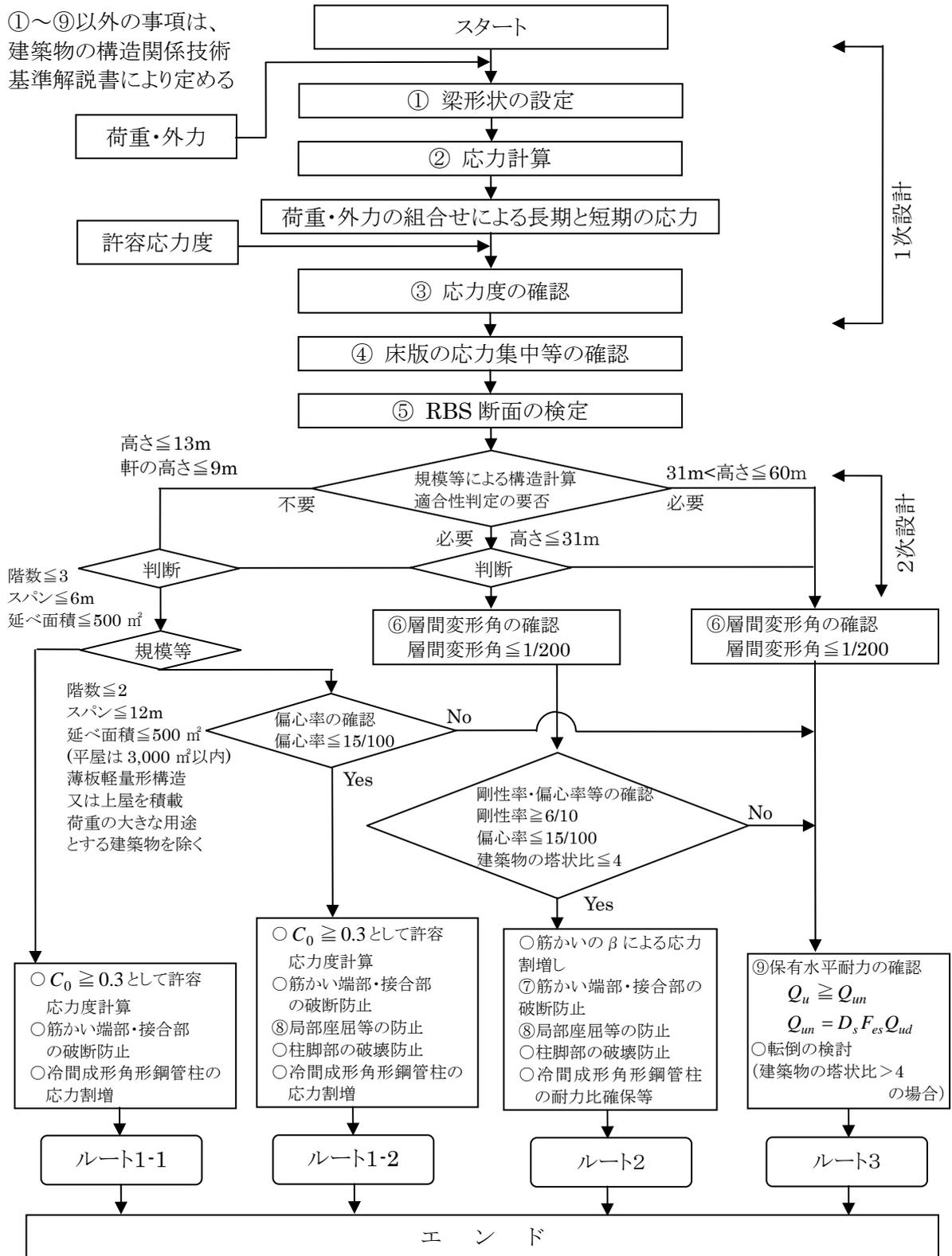


# 設計要領

①～⑨以外の事項は、  
建築物の構造関係技術  
基準解説書により定める



ERBS 工法の設計フロー

### ① 梁形状の設定

RBS 工法の形状・寸法は、実験・解析結果ならびに FEMA-350(文献 1)を準用して、表 1～2 および図1～3 のように定める。

表 1 構成要素の形状寸法

工法種類	寸 法		概要図
ERBS-H 法	$a \cong (0.5 \sim 0.75)b_f$	$a_1 \geq \max(50, 5tf)$	図 1 H 法
	$b \cong (0.65 \sim 0.85)d_b$	$c \cong (0.2b_f \leq c \leq 0.25b_f)$	
	$R = (4c \cdot c + b \cdot b)/8c$	$f \geq 2b_f/3$ かつ $f_1 \cong 0.2f$	
	$b_{f1} \leq 0.85b_{f0}$	$t_f + 3 \geq t_{rib} \geq t_f$ (*1)	
	$d_b \leq 600$		
ERBS-BH 法	$a \cong (0.5 \sim 0.75)b_f$	$a_1 \geq \max(50, 5tf)$	図 2 BH 法
	$b \cong (0.65 \sim 0.85)d_b$	$c \cong (0.2b_f \leq c \leq 0.25b_f)$	
	$R = (4c \cdot c + b \cdot b)/8c$	$f \geq 1.2b_f$ かつ $f_1 \cong 0.1f$ (*2)	
	$b_{f1} \leq 0.85b_{f0}$		
	$d_b \leq 900$		

(文献 1) 米国鉄骨耐震規準「FEMA-350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, June, 2000」

(\*1)  $t_{rib} > t_f$  で裏当て金を用いる場合は、フランジ下面と梁端水平リブの下面を同一に揃える。

(\*2) ジョイントは、 $f$  の終了位置またはこれより内端側に設ける。

(\*3) H 法の内端リブの先端部回し溶接は省略してもよい。

#### 用語の定義

切欠き断面：梁フランジ幅が  $b_{f1}$  となる切欠き底の断面

- |   |  |                    |
|---|--|--------------------|
| $d_b$ : 梁成  | $b_{f0}$ : 中央フランジ幅   | $b_f$ : 内端フランジ幅    |
| $c$ : 切欠き深さ   | $b_{f1}$ : 切欠きフランジ幅  | $b_{fe}$ : 梁端フランジ幅 |
| $\alpha$ : 梁端の幅が $b_f$ となる点                         | $a$ : 柱フェースと点 $\alpha$ の距離                                     | $b$ : 切欠き長さ        |
| $f$ : 内端リブ長さ  | $f_1$ : 内端リブの平行部分長さ  | $r$ : 切欠き半径        |
| $t_f$ : フランジ厚                                       | $Z_p$ : 切欠き断面の塑性断面係数 (ウェブを考慮して算定)                              |                    |
| $M_f$ : 梁端モーメント                                     | $Z_b$ : 梁端部の塑性断面係数, $Z_b = t_f \cdot b_{fe} \cdot (d_b - t_f)$ |                    |
| $A_{f1}$ : 切欠き部のフランジ断面, $A_{f1} = b_{f1} \cdot t_f$ |  |                    |
| $e$ : 梁フランジサイドのあき寸法                                 |  |                    |

表 2 制限範囲

項目	内容
梁の対称性	リブと切り欠き形状は対称とする。
梁の幅厚比	FA ランクとする。切欠き断面においても中央フランジ幅 $b_{f0}$ を用いて評価する。
梁の横補剛	保有耐力横補剛。切欠き部の区間は、切欠き断面の $A_{f1}$ と $i_y$ を用いて評価。梁端からの距離が $a+b$ の範囲には、横補剛材のガセットを溶接しない。
[スパン／梁成]の最小値	[スパン／梁成] $\geq 5$
梁中央部の幅	中央フランジ幅: $b_{f0} \leq 300$
フランジ厚 $t_f$	40mm 以内
柱との偏心	梁端フランジ幅 $b_{fe}$ 部分が柱の幅内に収まる。 偏心のない場合も同様。
床剛性	コンクリート、デッキプレート・コンクリート、ブレースにより剛床とする。ただし、ブレースによる場合ブレース取付部のディテール等については、現状の梁端の形状や力学的挙動に影響を及ぼすことが無いものとする。
床スラブのスタッドコネクタ	スタッドコネクタは、柱面と切欠き部の終端から 15cm 内端側の間 ( $a+b+15\text{cm}$ ) のエリアには設置しない。
形状の補足	<ul style="list-style-type: none"> <li>点 <math>\alpha</math> は <math>a</math> と <math>b</math> の長さを定める点とする。</li> <li>梁端フランジ幅を、<math>b_f</math> より拡幅する場合は、点 <math>\alpha</math> より円弧の概ね接線方向に延長する。梁端フランジ幅 <math>b_{fe}</math> は、<math>b_f</math> 以上とする。</li> <li>超音波探傷検査と溶接施工に関わる梁端寸法は、図 3 による。</li> </ul>

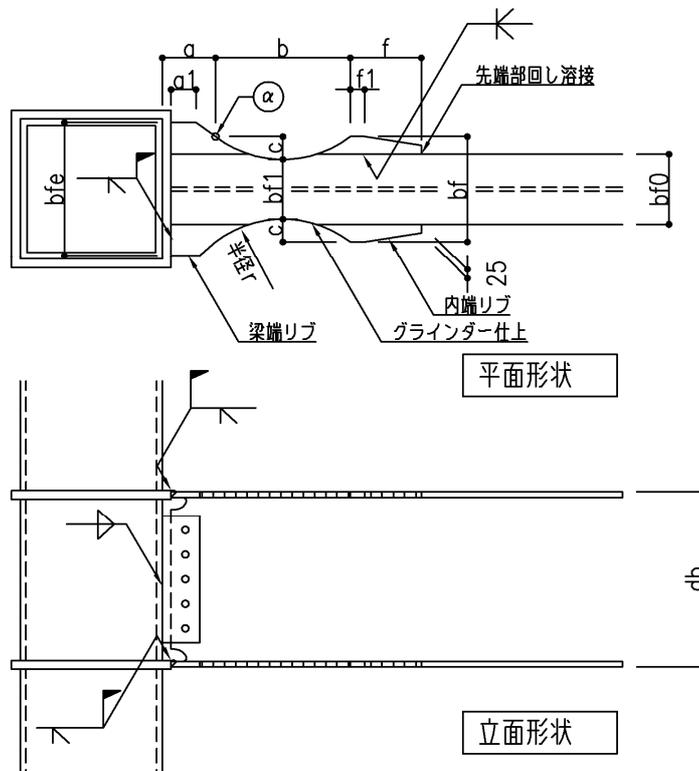


図 1 ERBS-H の形状・寸法

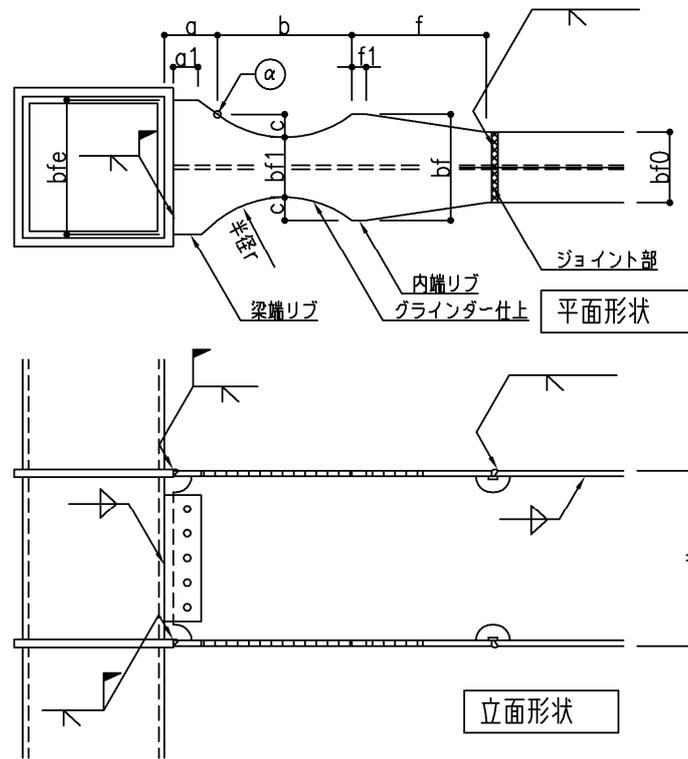


図2 ERBS-BHの形状・寸法

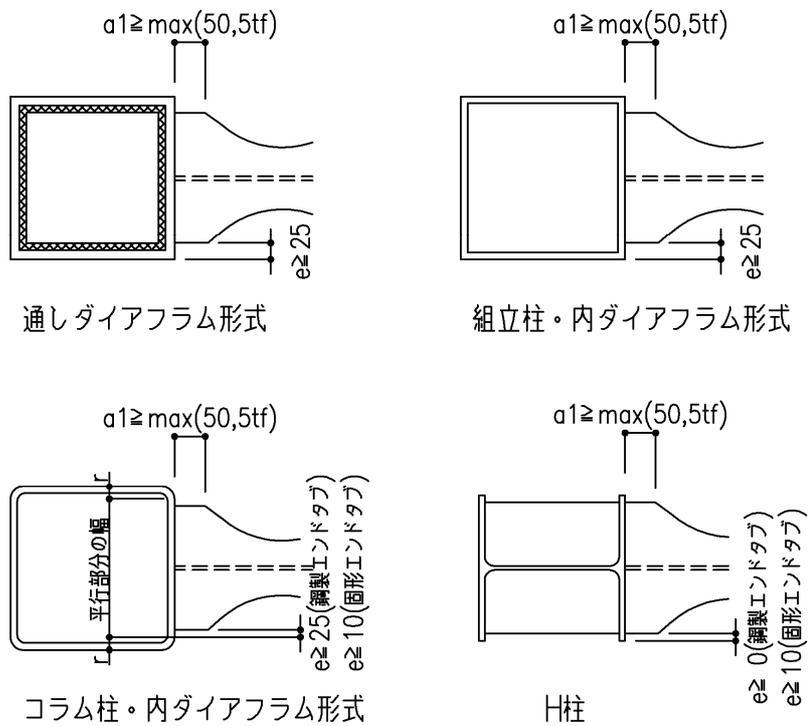


図3 各形式に対する梁端寸法

H 法と BH に対する梁形状の設定フローを図 4 に示す。

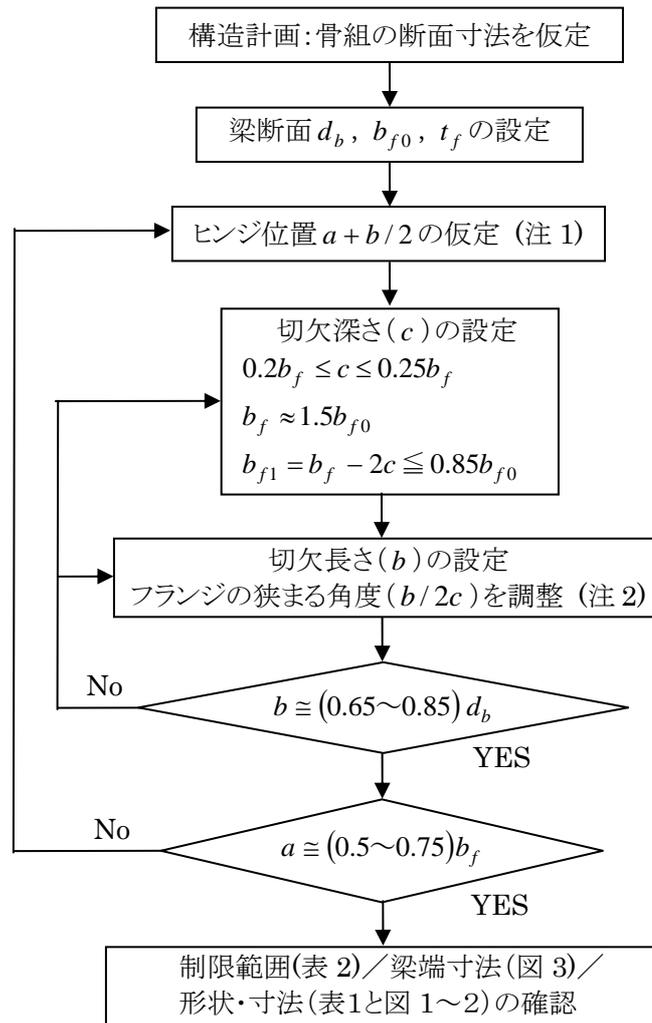


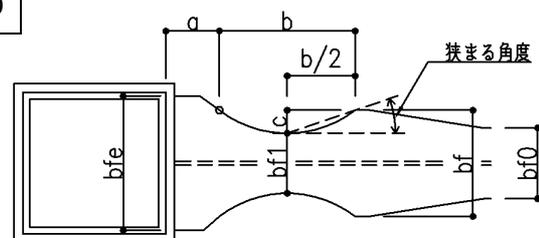
図 4 梁形状の設定フロー

(注 1) ヒンジ位置の初期値は、実験値を参考に、以下の値を目安とする。

断面形状	ヒンジ位置の参考値
$d_b / b_{f0} = 3$	$(a + b/2) / d_b \cong 0.65$
$d_b / b_{f0} = 2.5$ (実験値)	$(a + b/2) / d_b \cong 0.68$
$d_b / b_{f0} = 2$	$(a + b/2) / d_b \cong 0.80$

(注 2) フランジの狭まる角度を、  
解析と実験値を参考に調整。

$$b/2c \cong 2.9$$



## ② 応力計算

応力計算は、梁の切欠き形状の特性を適切にモデル化して実施する。

前記以外による場合は、以下による剛域付のフレーム解析手法によることができる。

- ・フレーム解析プログラムにより、切欠き断面と剛域をモデル化する。
- ・剛域の長さを、柱面から、 $a+b/2$  に設定。切欠き断面の長さを、 $b/2$  に設定。
- ・ジョイント位置を柱面から  $a+b$  に設定して、切欠き断面と中央断面を区別する。
- ・梁の剛性には、コンクリートスラブとの合成効果は考慮しない。

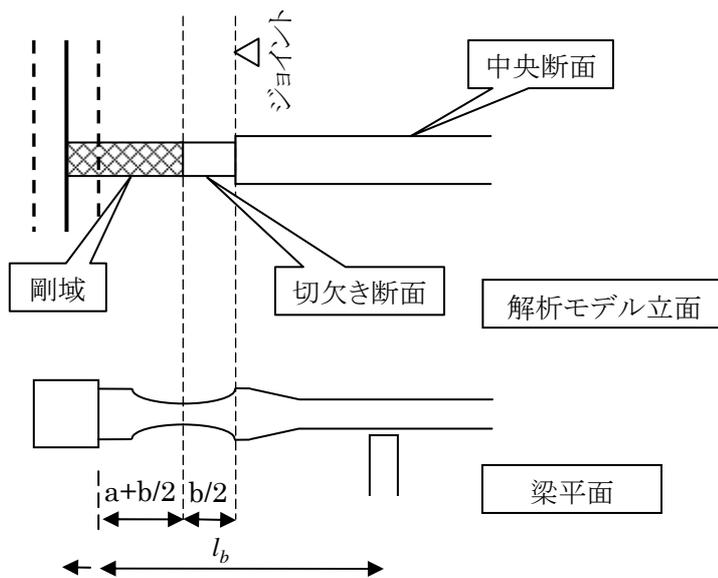


図 5 剛域付のフレーム解析

## ③ 応力度の確認

- ・梁端の許容曲げ応力度は、切欠き断面の  $b_{f1}$  と  $t_f$  を用いて算定する。

切欠き断面を有する区間の横座屈長さ  $l_b$  は、柱フェース(または柱芯)と、梁端から第1番目の横補剛までの距離とする。

- ・断面算定位置を剛域端に設定する。
- ・梁に軸力が存在する場合は、切欠き断面を有する座屈区間の許容圧縮応力度を、切欠き断面における断面 2 次半径を用いて算定する。

## ④ 床版の応力集中等の確認

梁フランジ上のスタッドコネクタは、柱面と切欠部の終端から 15cm 内端側の間( $a+b+15\text{cm}$ )のエリアには設置しない。この分を勘案して床のせん断力伝達に関する安全性を確認する。検討は、当該階のブレースのせん断力を、下階で異なる通のブレース構面にスラブの面内せん断力を介して伝える必要がある部位等に対して行う。

スタッドコネクタの耐力は、「日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，1985」等による。

## ⑤ RBS 断面の検定

梁端接合部の曲げ耐力とせん断耐力が、RBS 工法の検定式を満足していることを確認する。  
梁端接合部は、フランジで曲げモーメントを、ウェブでせん断力を負担するものとする。

ウェブで曲げとせん断を負担する場合は、日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」(2006年)等により評価する。

### i) 梁端部のモーメントに対する設計

#### ・接合部の曲げ耐力の評価

梁端接合部に作用する曲げモーメントを下記のように評価する。

ここでは、梁端モーメント  $M_f$  は図 6~7 の荷重条件とメカニズム状態に対して定める。長期荷重の条件が異なる場合は、それに応じたせん断力  $V_p$  を評価する。

$$M_f = M_{pr} + V_p x = C_{pr} R_y Z_p F_y + V_p x \quad (1)$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_p F_y \quad (2)$$

$M_f$  : 梁端 (柱フェース) での必要モーメント

$M_{pr}$  : 予想ピーク塑性ヒンジモーメント

$C_{pr}$  : 歪硬化・局部拘束・付加的な補強・接合状態等によるピーク強度係数、

RBS 工法に対して  $C_{pr} = 1.15$

$R_y$  : 梁の材料に関する (材料の基準強度の割増) 係数、 $R_y = 1.1$

$Z_p$  : 切欠き断面 (塑性ヒンジ位置) の塑性断面係数 (ウェブを考慮して算定)

$F_y$  : 鋼材の基準強度

$V_p$  : 塑性ヒンジ位置でのせん断力

$$V_p = \frac{M_{pr} + M_{pr} + PL'/2 + wL^2/2}{L} \quad (3)$$

$x$  : 塑性ヒンジと柱フェース間の距離、 $x = a + b/2$

$p$  : 梁中央部の集中荷重

$w$  : 梁上の分布荷重

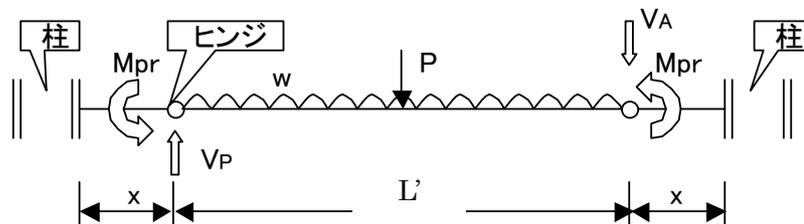


図 6 荷重条件とヒンジ位置でのせん断力の算定

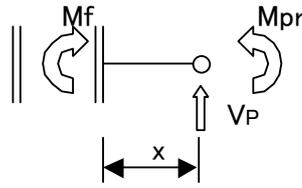


図7 柱フェースでのモーメント

・接合部曲げ耐力の検定

下記の要件を満たせば、設計は許容可能となる。

$$M_f < R_y Z_b F_y \quad (4)$$

$Z_b$  : 梁端部の塑性断面係数,  $Z_b = t_f \cdot b_{fe} \cdot (d_b - t_f)$

ii) 接合部のせん断力に対する設計

次の式により、柱面でのせん断力  $V_f$  を計算する。

$$V_f = 2 \frac{M_f}{L - d_c} + Q_L \quad (5)$$

$$\tau = \frac{V_f}{t_w (d_b - 2t_f - 2S_r)}$$

$$\tau / f_s \leq 1.0$$

ここに、 $Q_L$  : 長期荷重によるせん断力

$f_s$  : 許容せん断応力度

$S_r$  : スカラップの寸法

その他、パネルゾーンおよびダイアフラムについては、「鋼構造設計規準」, 「鋼構造接合部設計指針」等により評価する。

⑥ 層間変形角の確認

応力計算で用いた“剛域付のフレーム解析”により層間変形角を評価した場合、梁の可撓長さが小さくなり実際より変位が小さめに算定される。このため、安全側の評価となる以下の略算により別途確認する。(変位を精算する場合は、別途変断面梁モデル等により評価する。参考資料 A に、変断面のビーム要素を用いたフレーム変位の検討結果を示す。)

・梁部材を一樣鉄骨梁断面の要素でモデル化する。この断面は、中央部の鉄骨断面とする。

梁の剛性には応力計算と同様に、コンクリートスラブとの合成効果は考慮しない。

・算出した変位から、層間変形角が許容値以内であることを確認する。

この一樣鉄骨梁のフレーム変位は、RBS 断面を考慮した実際の精密解析より、大きめの水平変位を与えるため安全側の評価となる。

梁のたわみも同様に、一樣鉄骨梁のフレームのたわみが実際より大きめとなるため、安全側となる。

### ⑦ 接合部の破断防止

梁端の保有耐力接合の確認を、以下のように行う。

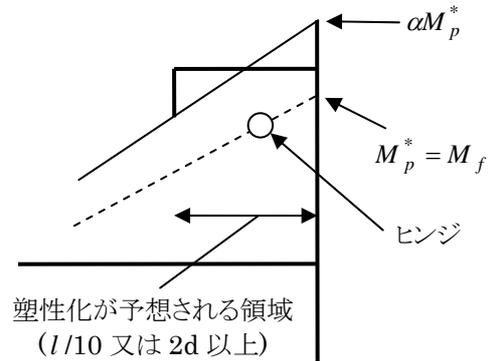
#### ・仕口部設計用曲げモーメント

保有水平耐力時に梁部材に作用する応力は、梁端での必要モーメント  $M_f$  となる。

この応力に安全率  $\alpha$  を乗じて仕口部が破断しないことを確認する。 $M_f$  には、安全側に長期応力と  $C_{pr}$  を考慮している。

仕口部設計用曲げモーメント  $\alpha M_p^*$  は、

$$\alpha M_p^* = \alpha M_f = \alpha (C_{pr} R_y Z_p F_y + V_p x)$$



ここに、 $l$  : 梁の長さ、 $d$  梁成

#### ・仕口部最大曲げ強度の検定

仕口部設計用曲げモーメントを  $\alpha M_p^*$  として、梁端仕口部が破断しないことを確認する。ただし、RBS 断面の検定を材料の降伏強さで行っているため、下記の検討により満足される。

RBS 断面の検定式の両辺に安全率  $\alpha$  を乗じて、

$$\alpha (R_y Z_b F_y) > \alpha M_f = \alpha M_p^*$$

(400N 級炭素鋼:  $\alpha = 1.3$ )

$$Z_b \sigma_U = 400 Z_b > \alpha (R_y Z_b F_y) = 1.3 \times 1.1 Z_b \times 235 = 336 Z_b > \alpha M_p^* \quad \text{OK}$$

(490N 級炭素鋼:  $\alpha = 1.2$ )

$$Z_b \sigma_U = 490 Z_b > \alpha (R_y Z_b F_y) = 1.2 \times 1.1 Z_b \times 345 = 455 Z_b > \alpha M_p^* \quad \text{OK}$$

### ⑧ 局部座屈等の防止

梁の保有耐力横補剛の確認を、以下のように行う。

#### ・“はり全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける方法” を準用する場合

端部の横補剛間隔は  $l/n_e$  以内とする。 $n_e$  は、切欠き断面の梁の弱軸まわりの細長比  $\lambda_{ye}$  が、次式を満足する横補剛数とする。

$$\lambda_{ye} \leq 170 + 20n_e \quad (\text{400N級炭素鋼梁の場合})$$

$$\lambda_{ye} \leq 130 + 20n_e \quad (\text{490N級炭素鋼梁の場合})$$

中央の横補剛間隔は  $l/n_c$  以内とする。 $n_c$  は、中央断面の梁の弱軸まわりの細長比  $\lambda_{yc}$  が、次式を満足する横補剛数とする。

$$\lambda_{yc} \leq 170 + 20n_c \quad (\text{400N級炭素鋼梁の場合})$$

$$\lambda_{yc} \leq 130 + 20n_c \quad (\text{490N級炭素鋼梁の場合})$$

ここに、 $l$  : 梁の長さ

$\lambda_{ye}$  : 切欠き断面の梁の弱軸まわりの細長比 ( $= l/i_{ye}$ )

$\lambda_{yc}$  : 中央断面の梁の弱軸まわりの細長比 ( $= l/i_{yc}$ )

$i_{ye}$  : 切欠き断面に関する梁の弱軸まわりの断面 2 次半径,  $i_{ye} = \sqrt{I_{y1}/A_1}$

$i_{yc}$  : 中央断面に関する梁の弱軸まわりの断面 2 次半径,  $i_{yc} = \sqrt{I_y/A}$

$I_{y1}, I_y$  : 梁の切欠き断面と中央断面に関する弱軸まわりの断面 2 次モーメント

$A_1, A$  : 梁の切欠き断面と中央断面の面積

・“主として梁端部に近い部分に横補剛を設ける方法”を準用する場合

降伏曲げモーメントを超える曲げモーメントが作用する領域においては、次式で示す間隔で横補剛を配置する。ただし、梁の横補剛を検討するためのモーメント分布は、柱フェースでのモーメントが  $M_f$  であるとして評価する。また、降伏曲げモーメントは、端部では切欠き断面のものを、中央では中央断面のものをを用いる。

梁の横補剛を検討するための曲げモーメント分布には、安全率  $\alpha$  を乗じたものを用いる。安全率  $\alpha$  は、400N級炭素鋼梁で  $\alpha = 1.2$  とし、490N級炭素鋼梁で  $\alpha = 1.1$  とする。

400N級炭素鋼の梁の場合

$$\text{端部の横補剛間隔: } \frac{l_{be} \cdot d_b}{A_{f1}} \leq 250 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_{be}}{i_{ye}} \leq 65$$

$$\text{中央の横補剛間隔: } \frac{l_{bc} \cdot d_b}{A_{f0}} \leq 250 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_{bc}}{i_{yc}} \leq 65$$

490N級炭素鋼の梁の場合

$$\text{端部の横補剛間隔: } \frac{l_{be} \cdot d_b}{A_{f1}} \leq 200 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_{be}}{i_{ye}} \leq 50$$

$$\text{中央の横補剛間隔: } \frac{l_{bc} \cdot d_b}{A_{f0}} \leq 200 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_{bc}}{i_{yc}} \leq 50$$

$A_{f1}$  : 切欠部のフランジ断面,  $A_{f1} = b_{f1} \cdot t_f$

$A_{f0}$  : 中央のフランジ断面,  $A_{f0} = b_{f0} \cdot t_f$

$l_{be}$  : 切欠部を有する梁端部の横補剛間隔

$l_{bc}$  : 中央断面の梁の横補剛間隔

⑨ 保有水平耐力の確認

保有耐力算定時の梁の塑性ヒンジは、切欠き断面位置に生じるものとする。保有耐力の算定時は、梁の耐力に  $C_{pr}$  の割増しは行わない。

フレーム解析プログラムにより計算する場合は、1次設計の応力算定と同じ剛域モデルにより算定してもよい。

<参考資料 A> フレーム変位の検討例

参考として以下に、変断面のビーム要素を用いたフレーム変位の検討例を示す。

解析に用いた部材とモデル化を図 A-1 に、検討ケースを表 A-1 に示す。

表 A-1 検討ケース

ケース	端部モデル化	ヒンジモデル化	中央モデル化	備考
1 変断面梁	ERBS 梁	ERBS 梁	中央断面	実形状で精算
2 一様鉄骨梁	中央断面			変位計算用
3 剛域+鉄骨梁	剛域	切欠き断面	中央断面	耐力計算用

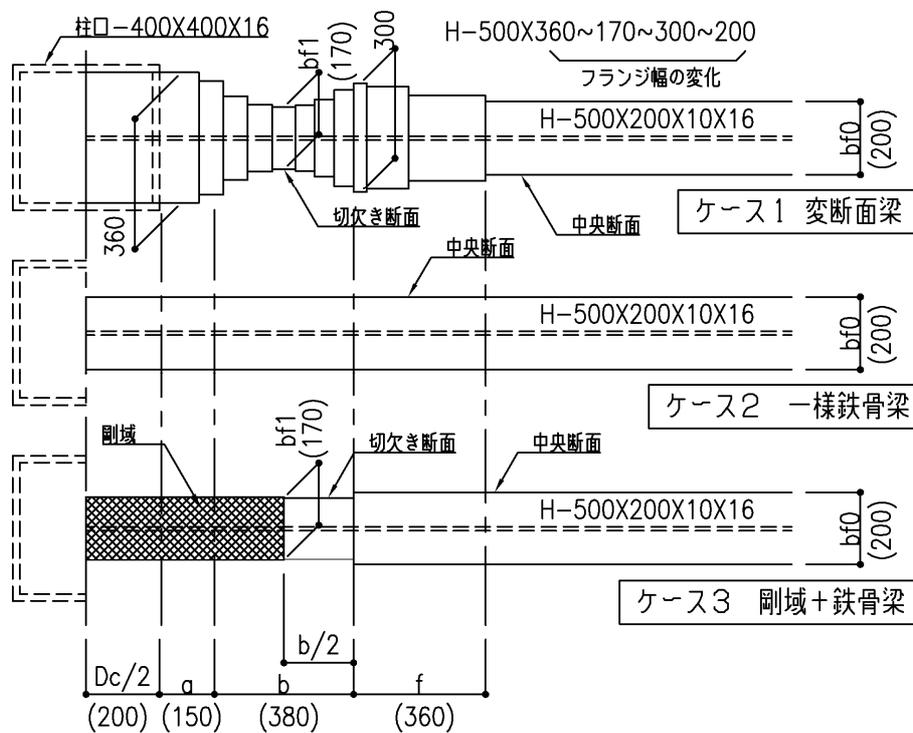


図 A-1 解析に用いた部材とモデル化

入力荷重およびフレームモデルを、図 A-2 に示す。

表 A-2 の検討結果から、“ケース2:一様鉄骨梁”は、“ケース1:変断面梁 ”に対して大きめの変位を与え、安全側の評価となる。

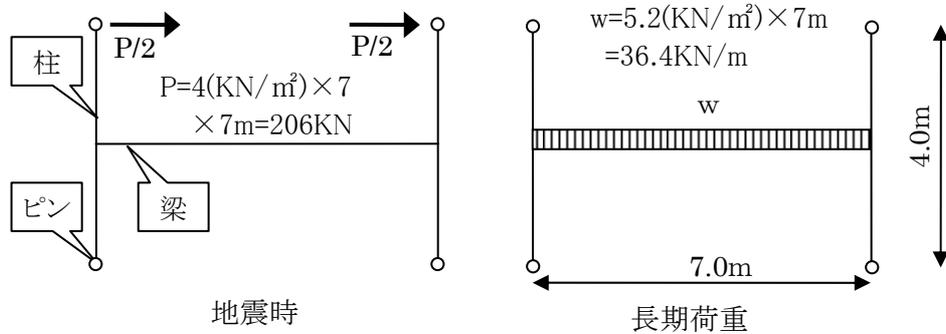


図 A-2 入力荷重およびフレームモデル

表 A-2 検討結果

ケース	地震時 水平変位		鉛直時 鉛直変位	
	変位(cm)	Ratio(%)	変位(cm)	Ratio(%)
1 変断面梁 (実形状で精算)	2.17	100	0.28	100
2 一様鉄骨梁 (変位計算用)	2.46	113	0.31	111
3 剛域+鉄骨梁 (耐力計算用)	1.71	79	0.22	79

### <参考資料 B> 切欠き円弧の製作

H 法・BH 法ともに、円弧の側面は切欠き長さbの範囲をグラインダー仕上げとする。H 法では下図の参考例のように、切欠き円弧と梁フランジの交点(図中○印)を溶接範囲に含める。

