#### Enhanced reduced beam section (ERBS) design example

#### (1) Outline of the building

Scale: Three-story building

Finishing Overview: Asphalt roof with concrete waterproofing

: Concrete slab floor concrete slab and adhesive vinyl tile

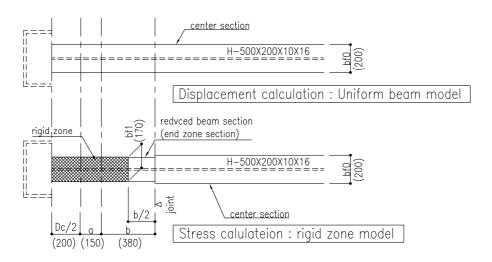
Structural Overview: steel construction

Frame types: moment frames

#### (2) Design policy

- Form a frame with weak beams and strong columns, using square hollow section columns and enhanced reduced beam section (ERBS) beams. The steel used in the beams is SN400B and that in the columns is BCR295.

- The structural design is performed using root 3, although root 2 is also applicable, as the restrictions on the eccentricity ratio and modulus of rigidity are satisfied in this example.
- The analysis is conducted using three-dimensional model. The floor plane is rigid. The column base is embedded and fixed.
- The girders are made from concrete slab using welded studs; however, the studs are not placed in the beam-flange area between the column face and 6 inches beyond the extreme end of the ERBS (a + b + 15 cm). The beam stiffness does not take into account the composite action with concrete slab.
- The cross-section calculation and horizontal load carrying capacity are conducted using a stress calculation model, as shown below.
- The inter-story drift angle and vertical deflection of the beam are calculated using a uniform beam section model. The deformation estimated by the stress calculation model is less than that of the actual ERBS frame, which has less flexural length because of the presence of a rigid zone.
- The width-to-thick ness ratio of the beam and column is FA rank. The beam flange bears the bending moment, whereas the web bears the shear force at the end of the beam.
- -The flame analysis program used in this study is SS3 (UNION SYSTEM).



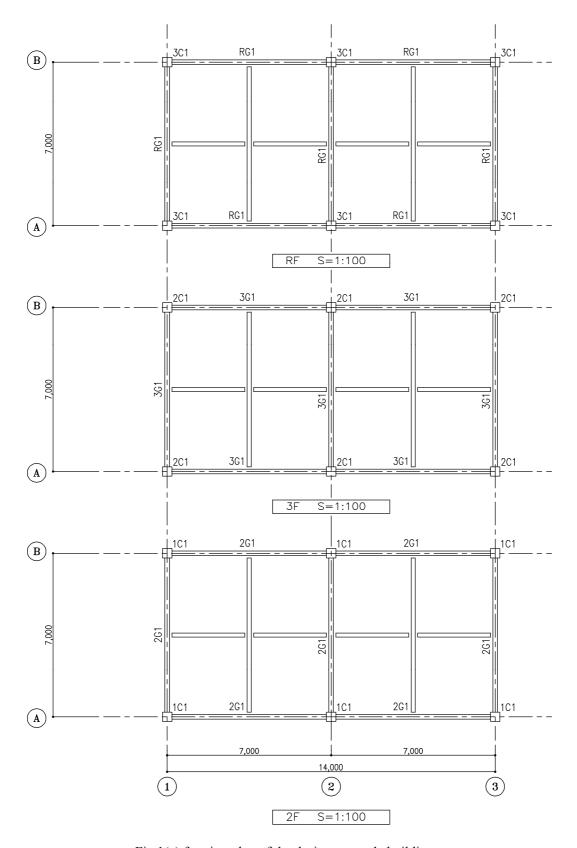


Fig.1(a) framing plan of the design-example building

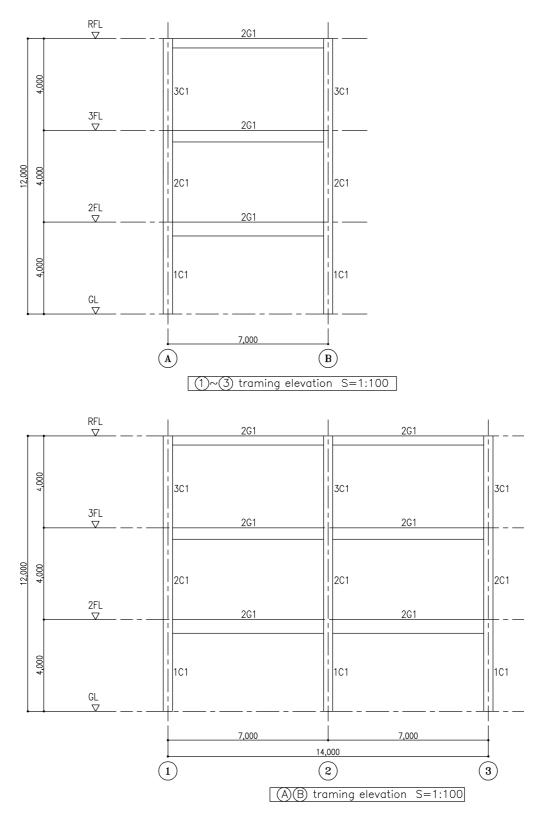
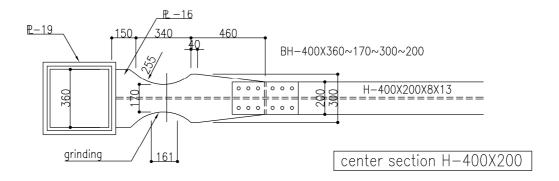
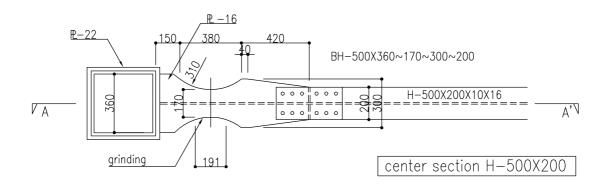


Fig.1(b) framing elevation of the design-example building

ERBS detail S=1:20





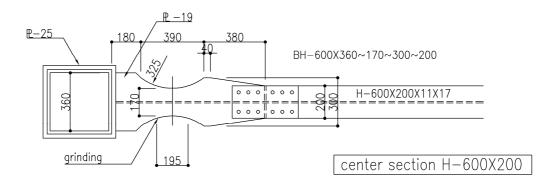
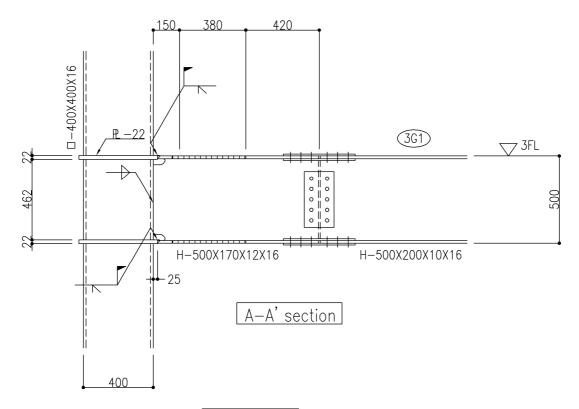


Fig.1(c) design example-building(ERBS detail)



### menber list

mark	menbe	menber					
3C1	□-400X	<400X16					
2C1	□-400)	<400X16					
1C1	□-400)	(400X16					
DC1	center	H-400X200X8X13					
RG1	end	H-400X170X9X16					
701	center	H-500X200X10X16					
3G1	end	H-500X170X12X16					
001	center	H-600X200X11X17					
2G1	end	end H-600X170X12X19					
B1	H-350X	(175X7X11					

Unless otherwise noted,as tollows

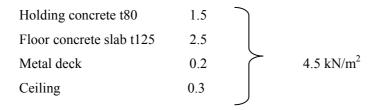
- The steelgrandes of columns are BCR295.
   The steelgrandes of beams are SN400B.
   The steelgrandes of continuity plates are SN400C.

Fig.1(d) design example-building (ERBS details and member list)

#### (3) Permanent and external loads

#### - Assumed loads

Roof



General floor

Adhesive vinyl tile	0.4		
Floor concrete slab t125	2.5		
Metal deck	0.2		$3.4 \text{ kN/m}^2$
Ceiling	0.3	J	

Wall

ALC t100	0.7	
Plaster	0.3	$1.0 \text{ kN/m}^2$

#### Permanent and external loads

1) Floor loading				$(N/m^2)$	
Use	Types	Floor, Slab	Frame	Earthquake	Remarks
	DL	4500	4500	4500	
Roof	LL	1000	600	400	
	TL	5500	5100	4900	
	DL	3400	3400	3400	
Room(3F)	LL	1800	1300	600	
	TL	5200	4700	4000	
	DL	3400	3400	3400	
Office (2F)	LL	2900	1800	800	
	TL	6300	5200	4200	
	DL	6900	6900	6900	
Store (1F)	LL	2900	2400	1300	
	TL	9800	9300	8200	

#### Earthquake loads

Earthquake area coefficient : Z = 1.0Ground type :  $T_C = 0.6s$ Standard shear coefficient :  $C_0 = 0.2$ 

#### (4) Building weight, Seismic loading

#### Building weight and designed seismic load

Story	weight $W_i(kN)$	$\Sigma W_i$ (kN)	$\alpha_{i}$	$A_i$ distribution	story shear coefficient $C_i$	story shear force $Q_i$
3F	710	710	0.33	1.49	0.30	212
2F	708	1418	0.66	1.20	0.24	340
1F	742	2160	1.00	1.00	0.20	432

#### (5) Inter-story drift angle

The inter-story drift angle is calculated using a uniform beam section model. The deformation value obtained is approximately 20% less than that estimated by the rigid zone model.

#### Inter-story drift angle (rigid zone model)

	Height	X dire	ection	Y direction		
Story	(m)	Inter-story	Inter-story	Inter-story	Inter-story	
		drift (cm)	drift angle	drift (cm)	drift angle	
3F	4.0	0.610	1/656	0.718	1/557	
2F	4.0	0.659	1/607	0.749	1/534	
1F	4.0	0.445	1/898	0.485	1/824	

#### Inter-story drift angle (uniform beam model)

	height	X dir	ection	Y direction		
Story	(m)	Inter-story	Inter-story	Inter-story	Inter-story	
		drift (cm)	drift angle	drift (cm)	drift angle	
3F	4.0	0.747	1/535	0.897	1/446	
2F	4.0	0.786	1/509	0.912	1/439	
1F	4.0	0.505	1/792	0.560	1/713	

#### (6) Modulus of rigidity, eccentricity ratio

#### Modulus of rigidity of each floor

Story	X dire	ection	Y direction		
Story	Rs	Fs	Rs	Fs	
3F	0.910	1.00	0.872	1.00	
2F	0.842	1.00	0.836	1.00	
1F	1.246	1.00	1.291	1.00	

### Eccentricity ratio of each floor

Ctory		X direction							Y dire	ection		
Story	gy	ly	ey	rex	Rex	Fe	gx	lx	ex	rex	Rey	Fe
3F	350	350	0.0	633	0.0	1.00	700	700	0.0	686	0.0	1.00
2F	350	350	0.0	641	0.0	1.00	700	700	0.0	683	0.0	1.00
1F	350	350	0.0	649	0.0	1.00	700	700	0.0	677	0.0	1.00

#### Horizontal load carrying demand-capacity (X direction)

Story	columns,	Brace	$eta_{ m U}$	Frame	$D_{S}$	$F_{ES}$	Qud	Qun
Story	beams rank	rank	(%)	rank		25	(KN)	(KN)
3F	FA	-	0	I	0.25	1.0	1058	264
2F	FA	-	0	I	0.25	1.0	1701	425
1F	FA	-	0	I	0.30	1.0	2160	648

#### Horizontal load carrying demand-capacity (Y direction)

Story	columns, beams rank	Brace rank	β <sub>U</sub> (%)	Frame rank	$D_{S}$	$F_{\it ES}$	Qud (KN)	Qun (KN)
3F	FA	-	0	I	0.25	1.0	1058	264
2F	FA	-	0	I	0.25	1.0	1701	425
1F	FA	-	0	I	0.30	1.0	2160	648

#### Horizontal load carrying capacity check

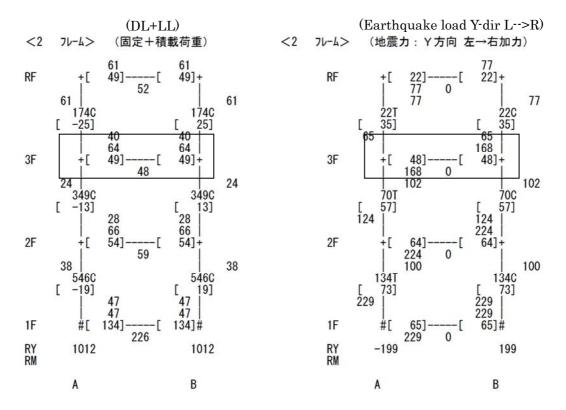
		X direction			Y diretion	
Story	Horizontal load carrying demand-capacity $Q_{un}$ (KN)	Horizontal load carrying capacity $Q_u(KN)$	$Q_u$ / $Q_{un}$	Horizontal load carrying demand-capacity $Q_{un}$ (KN)	Horizontal load carrying capacity $Q_u(KN)$	$Q_u$ / $Q_{un}$
3F	264	1202	4.54>1.0 OK	264	982	3.71>1.0 OK
<b>2</b> F	425	1933	4.54>1.0 OK	425	1580	3.71>1.0 OK
1 F	648	2455	3.78>1.0 OK	648	2006	3.09>1.0 OK

Beam lateral stiffening support check

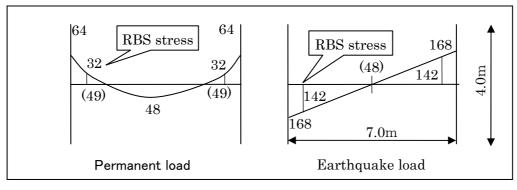
mark	story	member	Iy *	L(mm)	λу	n	170+20n	judge
RG1	R	H-400x200x8x13	45.6	7000	154	$n_c = 0 \rightarrow 1$	190	OK
3G1	3	H-500x200x10x16	43.6	7000	161	$n_c = 0 \rightarrow 1$	190	OK
2G1	2	H-600x200x11x17	41.6	7000	169	$n_c = 0 \rightarrow 1$	190	OK

<sup>\*</sup> The center section is used in the lateral bracing of beams following ANSI/AISC341(2005),9.8

#### (7) Beam stress



Frame stress output



3F beam stress unit: kNm kN () shear force

#### (8) Cross-section calculation of the beam

- Section properties of reduced beam section

H-500×170×12×16  

$$I_x = 42121 \times 10^4 \text{ mm}^4$$
  $i_x = 195 \text{ mm}$   $Z_x = 1684 \times 10^3 \text{ mm}^3$   
 $I_y = 1317 \times 10^4 \text{ mm}^4$   $i_y = 34.5 \text{ mm}$   $Z_y = 154 \times 10^3 \text{ mm}^3$   
 $A = 110.6 \times 10^2 \text{ mm}^2$   $Z_{px} = 1684 \times 10^3 \text{ mm}^3$   $i = 43.1 \text{ mm}$   $\eta = 8.16$ 

- Allowable bending stress of the beam

$$C = 1.75 - 1.05 \times \frac{-48}{174} + 0.3 \left(\frac{-48}{174}\right)^2 = 2.06$$

$$f_{b1} = \left[1 - 0.4 \frac{(l_b/i)^2}{C\Lambda^2}\right] f_t = \left[1 - 0.4 \frac{(3500/43.1)^2}{2.06 \times 120^2}\right] f_t = 0.91 \times 235 = 214 \text{N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{89000 \times 1.5}{l_b h/A_f} = \frac{89000 \times 1.5}{3500 \times 500/(170 \times 16)} = 138 \times 1.5 = 207 \text{N/mm}^2$$

$$f_b = 214 \text{N/mm}^2$$

- Cross-section calculation

$$M_L = 32 \text{ kNm}$$
  $M_E = 143 \text{ kNm}$   
 $M_{DS} = 32 + 142 = 174 \text{ kNm}$ 

Check: bending moment in temporary loading case

$$M_{DS}/M_a = 174 \times 10^3 / (1684 \times 214) = 0.49 < 1.0 \text{ OK}$$

(computer output 0.49)

$$Q_L = 49 \text{ kNm}$$
  $Q_E = 48 \text{ kNm}$   
 $Q_{DS} = 49 + 48 = 97 \text{ kNm}$ 

Check: shear force in temporary loading case

$$Q_{DS}/Q_a = 97 \times 10^3 / \{(500 - 16 \times 2) \times 12.0 \times 235 / 1.732\} = 0.13 < 1.0 \text{ OK}$$

(computer output 0.13)

#### Cross-section calculation (computer output)

[3G2 ]	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端:左/-J0	INT-/右:左/-	仕ロ/右
[3F 2 A -B ]  位t	置 54.0	73.0	350.0	73. 0	54.0 ケース	L+K2	L	L+K1 : L+K2	L+K1 : L+l	(2 L+K1
左端BH- 500* 170*12.0*16.0 [FA] ML'	32	22	-48	22	32 Lb	350.0	350.0	350.0 : 350.0	350.0 :	
中央 H- 500* 200*10. 0*16. 0*13 [FA] QL	49	49		49	49 C	2.065		2.065 :	:	
右端BH- 500* 170*12.0*16.0 [FA] [ 部	『材]				fb	214	157	214 : 235		35 235
部材長 700.0 補剛数 1 M	174	155	-48	155	174 Z	1684	1872	1684 : 1872	1872 : 16	
Lb1 Lb2 Q	97	97	0	97	97   Aw	56. 1	46.8	56.1: 46.8	46.8 : 56.	1 56.1
350.0 350.0 [[仕	[미]				σ	103	26	103 : 83	83 : 10	03 103
M	174				174   τ	17_		17: 21	21 :	17 17
Q	97				97 σ/fb	0.49	0.17	0.49 : 0.36	0.36 : 0.4	14 0.44
	等:必要補	副数 (等	(3	λ 1	60.3   τ/fs	0.13		0.13 : 0.16	0.16 : 0.	3 0.13
たわみ δ 0.223 δ/L 1/3134					組合せ	0.43		0.43 : 0.37	0. 37 : 0.	
※ 鉄骨断面を変更し	ている。									

#### (9) Check ERBS section

-Plastic hinge configuration and location

$$b_f = 300 \text{ mm}, \ a/b_f = 150 / 300 = 0.5, (0.5 \sim 0.75)$$
  
 $b = 380 \text{ mm}, \ b/d_b = 380 / 500 = 0.76, (0.65 \sim 0.85)$ 

$$c = 65 \text{ mm}, \ c/b_f = 65 / 300 = 0.217, (0.2 \sim 0.25)$$

$$r = (4c^2 + b^2)/8c = (4 \times 65 \times 65 + 380 \times 380)/(8 \times 380) = 311 \text{ mm}$$
  
 $x = a + b/2 = 150 + 380/2 = 340 \text{ mm}$ 

-Moment demand at the column face

$$C_{pr} = 1.15, R_{v} = 1.1$$

 $Z_{px}$  =1974×10<sup>3</sup> mm<sup>3</sup> (plastic modulus of the section at the location of the plastic hinge)

$$M_{pr} = C_{pr}R_{v}Z_{p}F_{v} = 1.15 \times 1.1 \times 1974 \times 235/1000 = 587 \text{ kNm}$$

$$V_p = \frac{M_{pr} + M_{pr}}{L'} + Q_L = (587 + 587)/5.92 + 38 = 236 \text{ kN}$$

$$V_n x = 236 \times 0.34 = 80 \text{ kNm}$$

$$M_f = M_{pr} + V_p x = C_{pr} R_y Z_p F_y + V_p x$$
  
= 587 + 80 = 667 kNm

-Expected plastic moment of the beam at column face  $M_{pe}$ 

 $Z_h$ : plastic section modulus at beam end

$$Z_b = t_f \cdot b_{fe} \cdot (d_b - t_f) = 16 \times 360 \times (500 - 16) / 1000 = 2788 \times 10^3 \text{mm}^3$$
  
 $M_{pe} = R_y Z_b F_y = 1.1 \times 2788 \times 235 / 1000 = 720 > M_f = 667 \text{ kNm OK}$ 

- Design shear strength

$$V_f = 2\frac{M_f}{L - d_c} + Q_L = 2 \times 667 / (7.0 - 0.4) = 240 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_f}{t_w} \left( d_b - 2t_f - 2S_r \right) = 240000 / \{16 \times (500 - 2 \times 16 - 2 \times 35)\} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau / f_s = 40 / 135 = 0.30 < 1.0 \text{ OK}$$

#### (10) Check horizontal load carrying capacity

Calculate horizontal load carrying capacity by principle of virtual work.

- Plastic moment of beam

RF: H-400×170×9×16  

$$Z_P = 1349 \text{ cm}^3$$
  
 $M_P = Z_P \cdot F_y \cdot 1.1 = 1349 \times 235 \times 1.1 = 349 \text{ kNm}$ 

3F: H-500×170×12×16  

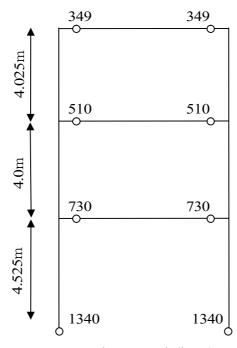
$$Z_P = 1974 \text{ cm}^3$$
  $M_P = 1973 \times 235 \times 1.1 = 510 \text{ kNm}$ 

2F: H-600×170×12×19  

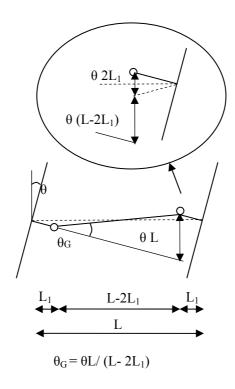
$$Z_P = 2824 \text{ cm}^3$$
  $M_P = 2824 \times 235 \times 1.1 = 730 \text{ kNm}$ 

1F: footing beam cracking moment (from computer output)

$$M_P = 1340 \text{ kNm (left end)}$$
  $M_P = 1340 \text{ kNm (right end)}$ 



Member strength (kNm)



Rotation angle of the beam  $\theta_G$ 

#### - Rotation angle of the beam

RF :  $\theta_G = \theta \times 7/(7 - 2 \times 0.52) = 1.17\theta$ 

3F :  $\theta_G = \theta \times 7/(7 - 2 \times 0.54) = 1.18\theta$ 

2F :  $\theta_G = \theta \times 7/(7 - 2 \times 0.57) = 1.19\theta$ 

#### - External work

RF:  $H_3 = 212/431 Q_1 = 0.492 Q_1$ 

3F: 
$$H_2 = (340/431 - 0.492) Q_1 = (0.789 - 0.492) Q_1 = 0.297Q_1$$

2F: 
$$H_1 = (431/431 - 0.789) Q_1 = (1.0 - 0.789) Q_1 = 0.211Q_1$$

$$W_E = (0.492 \text{ Q}_1 \times 12.55 + 0.297 \text{ Q}_1 \times 8.525 + 0.211 \text{ Q}_1 \times 4.525) \theta = 9.65 \text{ Q}_1\theta$$

#### - Internal work

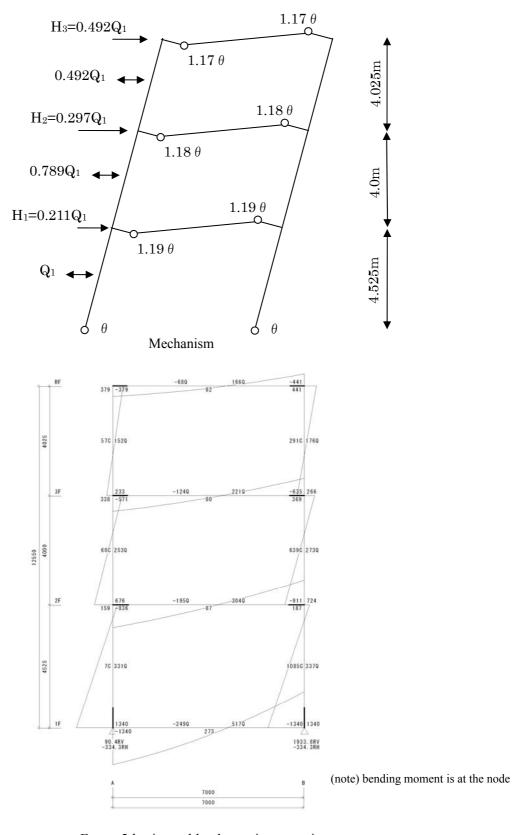
$$W_I = (2 \times 349 \times 1.170 + 2 \times 510 \times 1.180 + 2 \times 730 \times 1.190 + 13400 + 13400) = 64360$$

#### - Horizontal load carrying capacity

Therefore, 
$$Q_1 = 6436 / 9.65 = 667 \text{kN}$$
 (computer output  $Q_1 = 331 + 337 = 668 \text{ kN}$ )

$$Q_2 = 0.789 \times Q_1 = 0.789 \times 667 = 526 \text{kN}$$
 (computer output  $Q_2 = 253 + 273 = 526 \text{kN}$ )

$$Q_3 = 0.492 \times Q_1 = 0.492 \times 667 = 328kN$$
 (computer output  $Q_3 = 152 + 175 = 327 kN$ )



Frame 2 horizontal load carrying capacity output

#### [Appendix] Calculation procedure using the computer program SS3

- 1. Design the building using a uniform beam section.
- Check the inter-story drift angle.
- Check the vertical deflection of the girders.
- Confirm the limit value of the members.

#### 2. ERBS beam design

- Copy the uniform beam section data.
- Set the weld access hole to 0 and take account of the web section, as the end of the rigid zone is the center of the reduced beam section.
- -Set the joint loss ratio to 0.
- -Assume the ERBS configuration.
- -Set the joint location to Dc / (2+a+b).
- -Set the rigid zone length to Dc / (2+a+b/2).
- -Set the ERBS section to the end zone of the beam.

UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

# 構造計算書

#### 建築物名称

ERBS Design Example: 3-story bldg. stress calculation model

構造計算プログラム	名称 Super Build/SS3-S Ver.1.1.1.42 使用契約者	
プログラム実行機種・実行OS		
構造設計事務所	名称 担当者 建築士登録番号 連絡先 TEL	印
構造計算協力事務所	名称 担当者 建築士登録番号 連絡先 TEL	印

#### 目 次

Ι.	. 一般事具	
	. 成事分 1.1 建築物の構造設計概要 ····································	• • • 5
	1.2 略伏図	
	1.2.1 床伏図・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	6
	1.2.2 柱・壁配置図 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	9
	1.3. 喀軸組図	
	1.3.1 略軸組図 ······	12
	14 断面リスト	
	1.4.1 梁・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	10
	1. 4. 1 未 RC造 ···································	10
	S造 ······	
	1.4.2 柱 · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
	1. 4. 2 柱	18
	S造	18
	1.4.3 壁・ブレース ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• • 18
	部材はありません	
	1.4.4 小梁 · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	• • 18
	RC造 ·····	18
	S造 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	18
		10
	部材はありません	
	1.4.6 床・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	10
	1.4.0 床	
9	. 設計方針と使用材料	
۷.		
	2.1 構造設計方針 2.1.1 上部構造 ····································	
	2.   .   上	20
	2.1.2 基礎構造 ······	20
	2.1.3 設計上準拠した指針・規準等・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	20
	2.2 構造計算方針	
	2.2.1 上部構造 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	20
	2.2.2 基礎構造 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	20
	2.2.3 使用プログラムその他・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	20
	2.2.4 計算ルート・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
	2.3 使用材料・許容応力度 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
	2.4 特別な調査又は研究の結果による場合 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	20
	2.4 何別な調査人は明元の相系による物質	- 22
2	プログラムの使用状況	
υ.	- フロノノムの使用水ル - 3.1 メッセージー覧 ···································	
	3.2 その他 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
	3.2 その他 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
A	<b>在手,从</b> 中	
4.	. 荷重・外力	0.4
	4. 1 固定荷重 ····································	• • 24
	4.2 積載荷重 ····································	24
	4.3 固定荷重、積載荷重への追加荷重 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	25
	4.4 常時荷重時の条件 ····································	30
	4.5 積雪荷重	
	- 1.5.1 積雪荷重に関する係数など・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	30
	4.6 周圧力	
	4.6.1 風荷重に関する係数など・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	30
	1.6.7 周荷香医岛区市籍	30
	4.0.2 風旬里時受圧面積 ************************************	50
	4.7 1 地電力に関する体粉がじ	20
	4.7.1 地震力に関する係数など・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	30
		30
	4.8 その他の荷重	
	4.8.1 応力計算用特殊荷重 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	32
	4.8.2 土圧・水圧・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	32
	4.8.3 その他・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	32
	- · · <del>-</del>	

5.	準備計算	
	5.1 剛性に関する計算条件	
	5.1.1 剛性に関する計算条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3
	5. 1. 2 その他 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3
	5.2 柱・はりの基本応力	
	5. 2. 1 CMQ図〈固定+積載荷重〉····································	ŀ
	5. 2. 2 CMQ図<積雪荷重>・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	)
	5.3 節点重量	
	5.3.1 節点重量<固定+積載荷重>····································	ı
	5.3.2 節点重量<積雪荷重>・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	ı
	5.3.3 節点毎の地震用重量・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
	0.0.0 即点再00地层用主里	,
6	応力解析	
٠.	6.1 架構モデル	
	6.1.1 建物規模・各層の構造種別・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2
	6.1.2 モデル化共通条件 ····································	,
	6.1.3 構造モデル図・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
	6.1.4 剛床の指定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	<u>'</u>
	6.1.5 支点条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	,
	0.1.5 文 总条件	)
	6.1.6 部材接合個別入力条件 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	)
	6.1.7 基礎バネ剛性図・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・57	
	6.1.8 梁の剛度増大率・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・59	
	6.1.9 柱・ブレースの剛度増大率・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・62	-
	6.1.10 剛性低下率・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3
	6. 1. 11 その他 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	ŀ
	6.2 鉛直荷重時	
	6. 2. 1 応力図<固定+積載荷重>····································	;
	6.2.2 応力図<積雪荷重>・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	ı
	6.2.3 軸力図<固定+積載荷重>····································	)
	6.2.4 軸力図<積雪荷重>・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	;
	6.3 水平荷重時	
	6.3.1 応力図<地震荷重>・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	;
	6.3.2 応力図<風荷重>・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
	6.3.3 分担率・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
	6.4 支点反力図 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	,
	0.4 又从及刀凶 ************************************	t
7	断面検定	
٠.	7.1 断面検定方針97	7
	7.1.1 断面検定方針 ····································	,
	7.1.7 岡面模定分詞 ************************************	,
	7.1.2 版刀制增率 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	,
	7.2 快足用心力和音で一見表 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
		j
	7.4 短期荷重時断面検定比図	
	7.4.1 短期荷重時断面検定比図(地震荷重時) ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・104	ŀ
	7. 4. 2 短期荷重時断面検定比図(風荷重時) · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	)
	7.4.3 短期荷重時断面検定比図(積雪荷重時) ・・・・・・・・・・・・・・・111	
	7.5 柱の断面検定表 ・・・・・・・・・・・・・・・112	-
	7.6 はりの断面検定表 ·············114	ŀ
	7.7 耐震壁の断面検定表 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・120	)
	7.8 鉛直ブレースの断面検定表 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	)
	7.9 柱・はり接合部の断面検定表 ·······120	)
	7.10 柱脚の断面検定表 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	)
	7.11 柱はり耐力比図(冷間成形角形鋼管) ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	ı
8.	壁量・柱量 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・127	!
9.	層間変形角・剛性率	
	9.1 層間変形角 · · · · · · · · · · · · · · · · 128	ŝ
	9.1 層間変形角 ····································	}
10	. 偏心率	
	. <b>偏心</b> 10.1 偏心率 ·················129	)

10	. 2 重心・剛心図 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	· 130
11.	保有水平耐力	
	1 保有水平耐力設計方針	
	11 1 1 構告計算方針	-134
	11. 1. 2 部材の設計方針・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	-134
11	. 2 荷重増分解析の方法	
	11 2 1 基本条件	-134
	11.2.2 増分コントロール・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	-134
	11.2.3 終局強度倍率 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	·134
	11.2.4 部材種別の判定条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	· 135
	11. 2. 5 外力分布 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	· 135
	11. 2. 6 復元力特性 ·····	· 135
11	. 3 構造特性係数Dsの算定	
	- 0 開送 N E M S 5 0 9 7 元 11.3.1 Ds算定時の部材終局強度・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	·137
	11.3.2 Ds算定時の応力図 ····································	· 143
	11.3.3 Ds算定時のヒンジ図 ····································	- 149
	11. 3. 4 部材種別表 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	· 155
	11. 3. 5 部材種別図 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	· 159
	11. 3. 6 Ds值算定表····································	· 165
11	.4 保有水平耐力の算定	
	11.4.1 保有水平耐力算定時の部材終局強度・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	·166
	11.4.2 保有水平耐力時の応力図・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	·172
	11.4.3 保有水平耐力時の支点反力図・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	·178
	11. 4. 4 保有水平耐力時のヒンジ図 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	·180
11	. 5 各階の層せん断力-層間変形曲線	
	- 0 日	·186
11	. 6 各階の保有水平耐力の検討	
	11.6.1 必要保有水平耐力と保有水平耐力比較表・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	·187
	11. 6. 2 必要保有水平耐力と保有水平耐力比較図・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	·188
	11.6.3 終局せん断耐力の再計算・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	·189
	11. 6. 4 Qu/Qm図 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	· 190
	- 11.6.5 柱はり接合部の検定 ····································	· 196
	11. 6. 6 層の耐力比(BCR, BCP) · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	- 196
	11. 6. 7 柱脚の検定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
12.	基礎・地盤・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	197
4.0	その他の部材・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
13.		
14.	総合所見 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	199
15	エコー <i>ニ</i> ーね	200

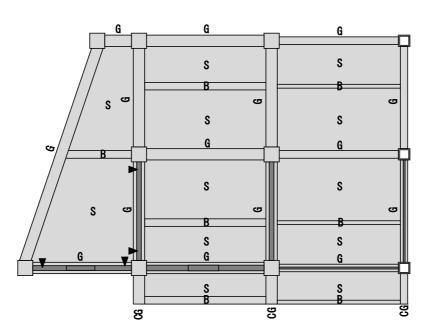
UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

## 1. 一般事項 1.1 建築物の構造設計概要

		構造種別 鉄骨造	
. 3階 塔屋 0階		工事種別 ●新築 ○増築	
軒高さ 12.0		増築予定 ●無 ○有( 階)	
建築物高さ 12.0			n
0.000m	パラペット	トの高さ	0.000m
X方向 2スパン Y方向 1スパン			
X 方向 Y 方向			
	軒高さ 建築物高さ 12.0 0.000m X方向 2スパン Y方向 1スパン X方向	- 3階 塔屋 0階  軒高さ	工事種別 ●新築 ○増築  軒高さ 12.000m 増築予定 ●無 ○有(階)  建築物高さ 基礎底深さ 0.000m  パラペットの高さ 0.000m  メ方向 2スパン ソ方向 1スパン メ方向

## 1.2 略伏図 1.2.1 床伏図

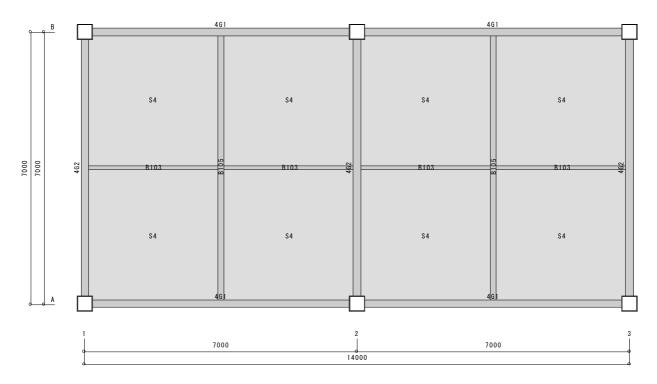
#### 【凡例】



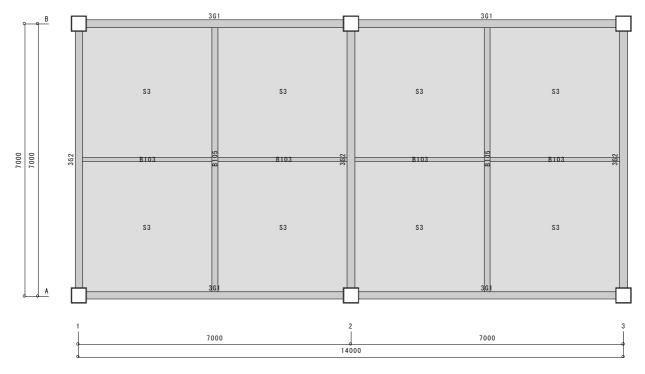
- ※ 梁のダミ一部材は、点線で表します。
- ※ ミラー配置した梁符号は符号名の前に"-"がつきます。

記号	内容					
▼	スリット					
G	梁符号名					
S	床(No. 1~99)					
В	小梁 (No.1~99, 101~799)					
CG	片持ち梁 (No.1~999)					

#### 1.2.1 床伏図

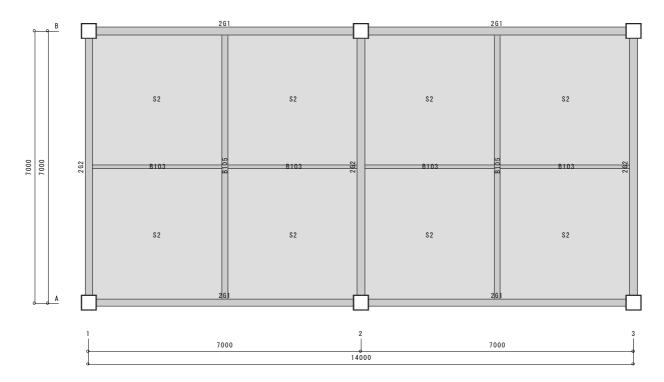


【RF層 3階】スケール: 1/97

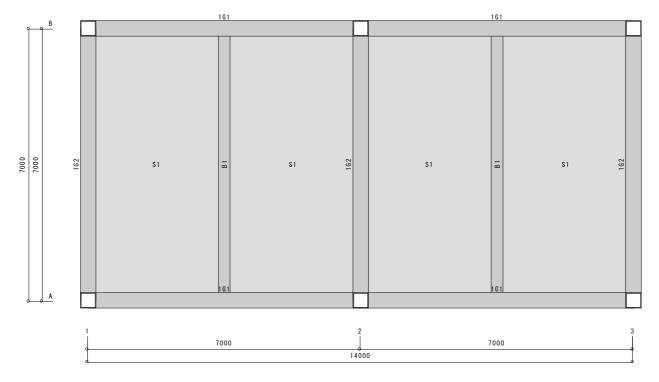


【3F層 2階】スケール: 1/97

#### 1.2.1 床伏図



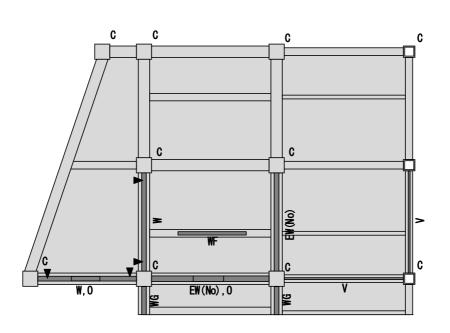
【2F層 1階】スケール: 1/97



【1F層 1階】スケール: 1/97

#### 1.2.2 柱·壁配置図

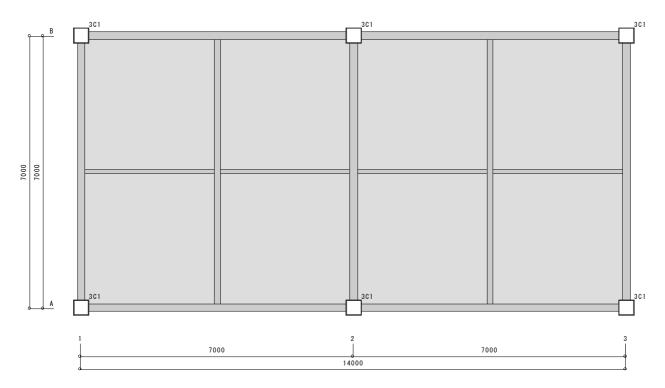
### 【凡例】



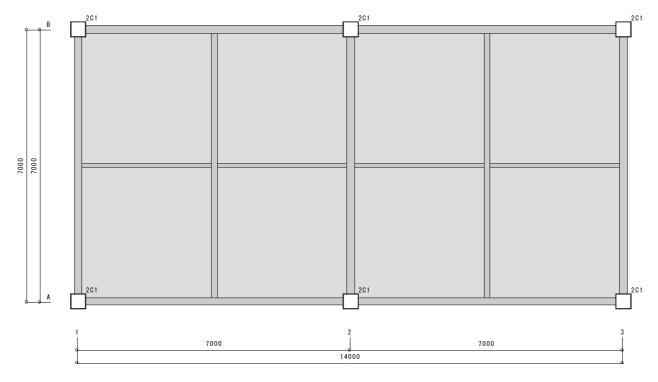
※ 梁のダミ一部材は、点線で表します。

記号	内容
▼	スリット
C	柱符号名
EW (No)	耐震壁 (壁厚:小数点以下は切り捨て)※括弧内は壁登録No.(1~99)
W	壁 (壁:No. 1~99,雑壁:No. 201~250)
WG	外部袖壁 (No.1~999)
WF	フレーム外雑壁(No.1~999)
0	開口 (No.1~999) ※小数第一位: 開口周比および開口高さ比におけるhの取り方 〈①〉剛性計算条件で指定されている方法、〈1〉梁中心間距離〈2〉梁天間距離 ※小数第二位: ho/hによる耐力低減の考慮方法 〈①〉断面算定条件で指定されている方法、〈1〉ho/hを考慮する、〈2〉ho/hを考慮しない
٧	鉄骨ブレース (No. 101~199, メーカー 製品: No. 301~399)

#### 1.2.2 柱•壁配置図

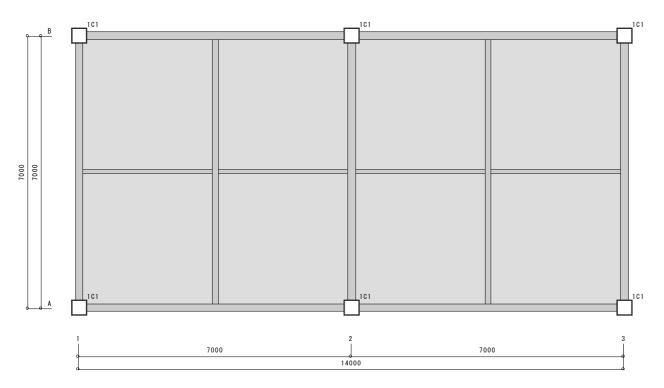


【RF層 3階】スケール: 1/97

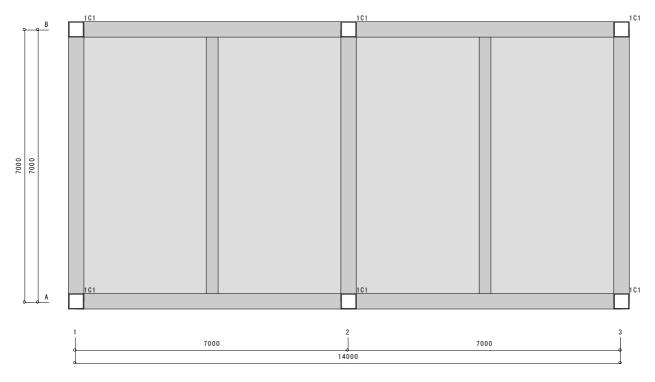


【3F層 2階】スケール:1/97

#### 1.2.2 柱•壁配置図



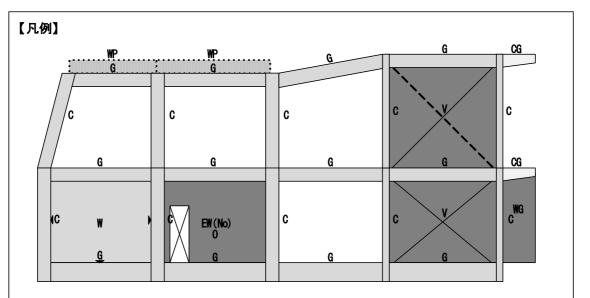
【2F層 1階】スケール: 1/97



【1F層 1階】スケール:1/97

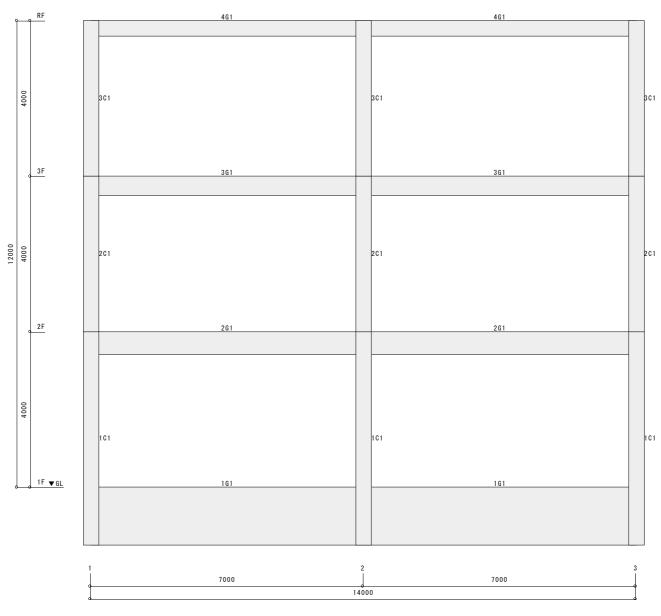
User ID: 250350 ERBS Design Example: stress calculation

## 1.3 略軸組図 1.3.1 略軸組図

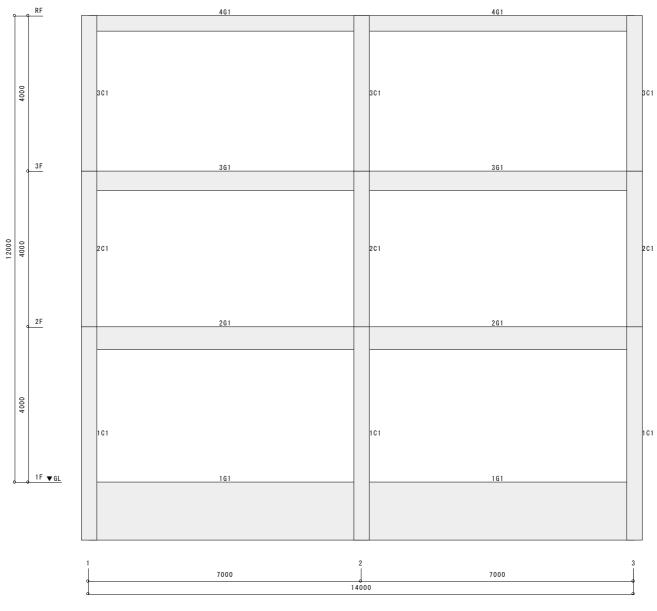


- ※ 梁、柱のダミ一部材は、点線で表します。
- ※ 引張りのみ有効な鉄骨ブレースは、実線と点線で表します。
- ※ ミラー配置した梁符号は符号名の前に"-"がつきます。

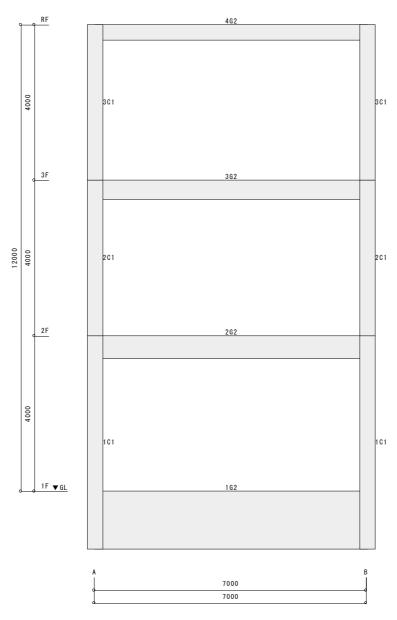
記号	内容
_	スリット
G	梁符号名
C	柱符号名
EW(No)	耐震壁 (壁厚:小数点以下は切り捨て)※括弧内は壁登録No.(1~99)
W	壁 (壁:No.1~99,雑壁:No.201~250)
WG	外部袖壁 (No.1~999)
WP	パラペット (No. 1~999)
0	開口 (No. 1~999)  ※小数第一位:開口周比および開口高さ比におけるhのとり方 〈0〉剛性計算条件で指定されている方法、〈1〉梁中心間距離、〈2〉梁天間距離 ※小数第二位:ho/hによる耐力低減の考慮方法 〈0〉断面算定条件で指定されている方法、〈1〉ho/hを考慮する、〈2〉ho/hを考慮しない
٧	鉄骨ブレース (No. 101~199,メーカー 製品:No. 301~399)
CG	片持ち梁 (No.1~999)



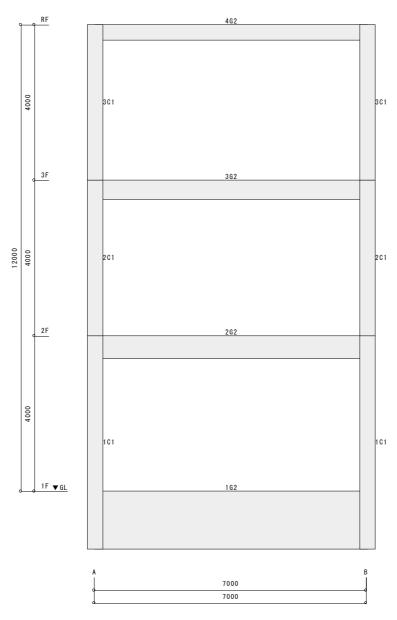
【Aフレーム】スケール: 1/97



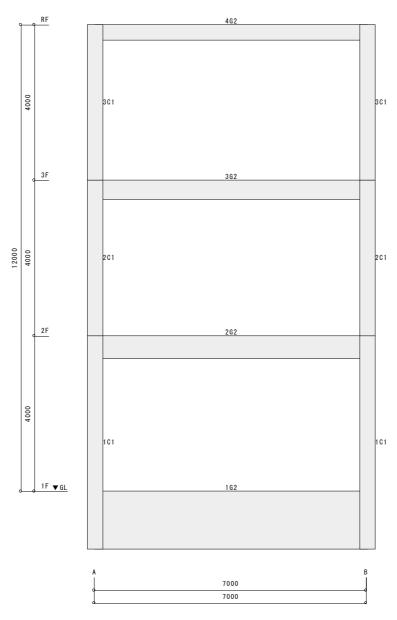
【Bフレーム】スケール: 1/97



【1フレーム】スケール: 1/97



【2フレーム】スケール:1/97



【3フレーム】スケール: 1/97

UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

#### 1.4 断面リスト

#### 1.4.1 梁

#### RC造

B×D:梁の幅とせい[cm] dt:一段目の鉄筋重心位置[cm] 左端・右端:略軸組図で見て左側を左端,右側を右端とします。

符号(層)	項目	左端	中央	右端			
1G1	$B \times D$		40 × 150				
(1F )	上端	4D25/2D25	4D25	4D25/2D25			
dt上6.0	下端	4D25/2D25	4D25/2D25	4D25/2D25			
dt下6.0	ST	2D13 @200					
1G2	$B \times D$		40 × 150				
(1F )	上端	4D25/2D25	4D25	4D25/2D25			
dt上6.0	下端	4D25/2D25	4D25/2D25	4D25/2D25			
dt下6.0	ST	2D13 @200					

#### S造

左端・右端:略軸組図で見て左側を左端、右側を右端とします。

符号(層)	項目	左端	中央	右端			
4G1	鉄骨	BH-400x170x9x16	H-400x200x8x13x13	BH-400x170x9x16			
(RF )	種別		SN400B				
4G2	鉄骨	BH-400x170x9x16	H-400x200x8x13x13	BH-400x170x9x16			
(RF )	種別		SN400B				
3G1	鉄骨	BH-500x170x12x16	H-500x200x10x16x13	BH-500x170x12x16			
(3F )	種別		SN400B				
3G2	鉄骨	BH-500x170x12x16	H-500x200x10x16x13	BH-500x170x12x16			
(3F )	種別		SN400B				
2G1	鉄骨	BH-600x170x12x19	H-600x200x11x17x13	BH-600x170x12x19			
(2F )	種別	SN400B					
2G2	鉄骨	BH-600x170x12x19	H-600x200x11x17x13	BH-600x170x12x19			
(2F )	種別		SN400B				

#### 1.4.2 柱

#### S造

- ~			
符号(階)	項目	柱頭	柱脚
301	鉄骨	п-400x400x16x40	
( 3 )	種別	BCR295	
201	鉄骨	п-400x400x16x40	
( 2 )	種別	BCR295	
1C1	鉄骨	п-400x400x19x47. 5	
( 1)	種別	BCR295	

#### 1.4.3 壁・ブレース

部材はありません

#### 1.4.4 小梁

#### RC造

符号	$B \times D[cm]$	単位重量[N/m]
B1	$30 \times 70$	_

#### S造

符号 鉄 骨

UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

B103	H-200x100x5. 5x8x8
B105	H-300x150x6. 5x9x13

#### 1.4.5 片持ち梁

部材はありません

#### 1.4.6 床

符号	用途	スラブ厚[cm]	仕上げ[N/m2]	D. L[N/m2]
<b>S</b> 1	百貨店、店舗の売り場	15. 0	3300	_
S2	事務室、研究室	_	_	3400
\$3	居住室、病室、寝室	_	_	3400
S4	屋根	_	_	4500

2. 設計方針と使用材料

- 2.1 構造設計方針 2.1.1 上部構造
- 2.1.2 基礎構造
- 2.1.3 設計上準拠した指針・規準等
- 2.2 構造計算方針
- 2.2.1 上部構造
- 2.2.2 基礎構造
- 2.2.3 使用プログラムその他
- 2.2.4 計算ルート

指定ルート×方向:ルート 3 Y方向:ルート 3

		× 方向				Υ :	方向			
判定条件	判定値		ルー	- ト		判定值		ルー	- ト	
		1-1	1-2	2	3		1-1	1-2	2	3
階数 ≦ 3	3	0				3	0			
階数 ≦ 2	3		×			3		×		
軒の高さ ≦ 9m	12. 000	×	×			12.000	×	×		
スパン ≦ 6m	7. 000	×				7. 000	×			
スパン ≦ 12m	7. 000		0			7. 000		0		
延べ面積 ≦ 500m2	294. 0	0	0			294.0	0	0		
高さ(H≦13m)	12. 000	0	0			12.000	0	0		
高さ(H≦31m)	12.000			0		12.000			0	
塔状比 ≦ 4.00	0.86			0		1. 72			0	
層間変形角 ≦ 1/200	1/607			0	0	1/534			0	0
剛性率 ≧ 0.60	0. 842			0		0.836			0	
偏心率 ≦ 0.15	0.000		0	0		0.000		0	0	
柱はり耐力比 ≧ 1.5	1.5			0		3. 1			0	
Qu/Qun ≧ 1.00	3. 78				0	3. 09				0
適用の可否		×	×	0	0		×	×	0	0

※スパンの判定値には、建物で最大となる梁の部材長(水平面に投影した部材長) を採用しています。

#### 2.3 使用材料·許容応力度

コンクリート

層	構造形式	種類	Fc[N/mm2] ()内は材料データ登録を表します。					
			梁	柱	壁	床	小梁	片持ち梁
RF	S	普通	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0
3F	S	普通	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0
2F	S	普通	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0
1F	RC	普通	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0

User ID: 250350 ERBS Design Example: stress calculation

#### 【コンクリート登録】

Fc:設計基準強度 fc:許容圧縮応力度 fs:許容せん断応力度 fa, fb:許容付着応力度 [N/mm2]

γ:コンクリートの単位容積重量[kN/m3] F:セング係数 G:せん断弾性係数 [kN/mm2]

Eヤンク	係数 G:せん	断彈性係致	[KN/mm2]	[KN/mm2] n:ヤンク係数比 (			(長):長期	(短): 短期
No	種類	Fc	fc (長)	fs(長)	fa上(長)	fa他(長)	fb上(長)	fb他(長)
			fc(短)	fs(短)	fa上(短)	fa他(短)	fb上(短)	fb他(短)
			γ	Е	G	n		
	普通	21.0	7. 00	0.70	1.40	2. 10	0.76	0. 95
			14. 00	1.05	2. 10	3. 15	1.14	1. 43
			23. 0	21.68	9. 03	15		

#### 鉄筋

層	構造形式	鉄筋径			上段:最小径、下段:鉄筋種別			
		梁主筋X	梁主筋Y	スターラッフ゜X	スターラッフ゜Y	細物	太物1	太物2
		柱主筋	フーフ゜	壁筋	スラブ筋			
1F	RC	D22	D22	D10	D10		16	32
		D22	D10	D10	D10	SD295A	SD345	SD390

丸鋼 細物 太物最小径 太物

SR235 16 SR295 高強度せん断補強筋 : ウルボン せん断許容応力度 長期:195[N/mm2] 短期:585[N/mm2] RC柱のせん断補強筋にウルボンを使用するときは、135°フックの帯筋とする

鉄筋·許容応力度[N/mm2]

※D29以上:D29以上の太さの鉄筋

7	種別名	F値	長	長期		期	長期
			引·圧	せん断	引·圧	せん断	引·圧(D29以上)
3	SD295A	295	195	195	295	295	195
	SD345	345	215	195	345	345	195
	SD390	390	215	195	390	390	195

鉄筋において、ヤング係数は205.0[kN/mm2]とします。

#### 鉄骨

層	構造形式	梁						
		左端	中央	右端				
RF	S	SN400B	SN400B	SN400B				
3F	s	SN400B	SN400B	SN400B				
2F	s	SN400B	SN400B	SN400B				

階	構造形式		ブレース		
		柱頭	柱脚	冷間角形	
3	S	SN400B	SN400B	BCR295	SN400B
2	S	SN400B	SN400B	BCR295	SN400B
1	S	SN400B	SN400B	BCR295	SN400B

#### 鉄骨・材料強度[N/mm2]

	種別名	鋼種	F値	
			厚さ40mm以下	厚さ40mm超
	SN400B		235	215
	BCR295		295	295

鉄骨において、ヤング係数は205.0[kN/mm2], せん断弾性係数は79.0[kN/mm2] 単位重量は77.0[kN/m3]とします。

2.4 特別な調査又は研究の結果による場合

## 3. プログラムの使用状況 3.1 メッセージー覧

Error 1個 Warning 3個

Error No.714 断面算定で断面変更している部材がある。

Warning No.769 剛域を直接入力している。

Warning No. 780 床あるいは片持床の積載荷重がOである。

Warning No.809 Dsを直接入力している。

#### 3.2 その他

User ID: 250350 ERBS Design Example: stress calculation

## 4. 荷重・外力 4.1 固定荷重

標準仕上状態・各層仕上重量[N/m2] (RC・SRC部材)

≪ 梁	: 両側仕上 ≫	≪小梁:	両側仕上 ≫
層	仕上重量	層	仕上重量
RF	500	RF	500
3F	500	3F	500
2F	500	2F	500
1F	500	1F	500

標準仕上状態·各層被覆重量[N/m2] [kN/m3] [cm] (S部材)

«	梁 : i	両側仕	上 ≫	«	柱:	四面仕	上》	≪ <b>/</b> ]′	梁 : [	両側仕	上 ≫
	仕上	/被	覆/		仕上	/被	覆/		仕上	/被	覆/
層	重量	重量	寸法	階	重量	重量	寸法	層	重量	重量	寸法
RF	500	0.0	0.0	3	500	0.0	0.0	RF	500	0.0	0.0
3F	500	0.0	0.0	2	500	0.0	0.0	3F	500	0.0	0.0
2F	500	0.0	0.0	1	500	0.0	0.0	2F	500	0.0	0.0
1F	500	0.0	0.0					1F	500	0.0	0.0

#### 4.2 積載荷重

#### 床荷重[N/m2]

用途	種別	スラブ用	ラーメン用	地震用
百貨店、店舗の売り場	L. L.	2900	2400	1300
事務室、研究室	L. L.	2900	1800	800
居住室、病室、寝室	L. L.	1800	1300	600
屋根	L. L.	700	300	0

積載荷重 施行令85条以外の算出根拠

User ID: 250350 ERBS Design Example: stress calculation

#### 4.3 固定荷重、積載荷重への追加荷重

### 特殊荷重パターンおよび記号説明

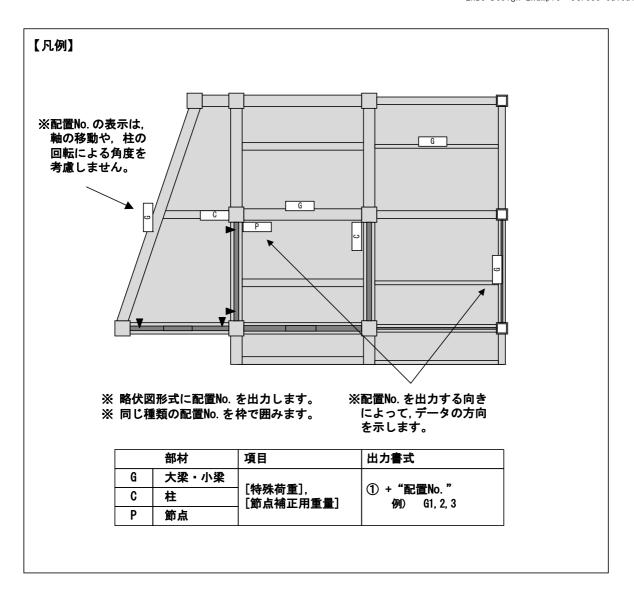
No.	リ <u>里ハメーンのよい記号</u> 荷重図	入力項	No.	荷重図	入力項
1	P1 P3 P5  P2 P4 P6	P1 kN P2 m P3 kN P4 m P5 kN P6 m	8	P1 P2 P3 P3 P6 P6	P1 kN/m P2 kN/m P3 kN/m P4 m P5 m P6 m
2	P1 P3 P5 P5 P4 P6	P1 kN·m P2 m P3 kN·m P4 m P5 kN·m P6 m	9	P1 P2 P3 P6 P6	P1 kN/m P2 kN/m P3 kN/m P4 m P5 m P6 m
3	P1 P	P1 kN P2 個	10	CMoQo ↑	P1 LC kN·m P2 RC kN·m P3 LQo kN P4 RQo kN
4	P1	P1 kN/m	11 12	P1 P2	P5 Mo kN • m
5	P1 P2	P1 kN/m P2 m		P1 P2 P1	P2 kN/m2 またはm P3 m 分布形を 決めるた めの直交
6	P1 P2 P2 P4	P1 kN/m P2 kN/m P3 m P4 m	13	E E E	スパン
7	P1 P2 P2 P4	P1 kN/m P2 kN/m P3 m P4 m	14	P1 P2 P3 P6	P1 kN/m2 P2 kN/m2 P3 kN/m2 P4 m P5 m P6 m
			15	PJ P3	P1 kN/m2 P2 等分 P3 m

LL/TL : ラーメン用L.L / ラーメン用T.L 地/ラ : 地震用T.L / ラーメン用T.L

※ 柱の特殊荷重として用いる場合,左側は柱脚で右側は柱頭とします。 ※ 荷重の向きと符号(+, -) は,図の矢印方向が正とします。

User ID: 250350

ERBS Design Example: stress calculation

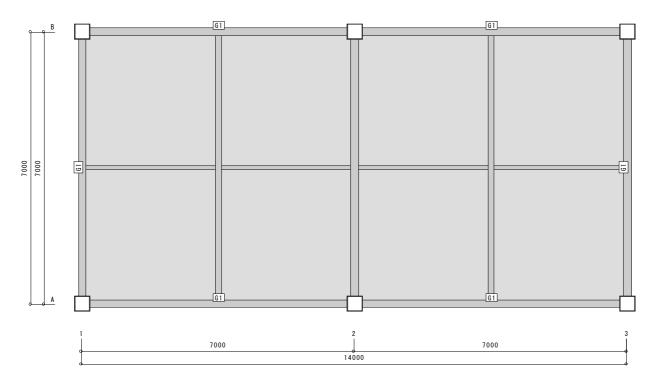


UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

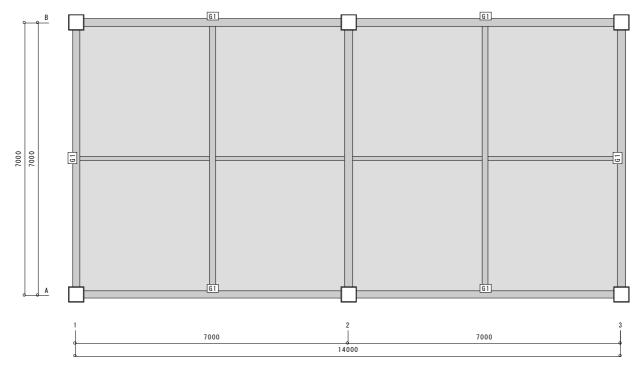
### 大梁・小梁 特殊荷重

No.	名称	タイフ゜		荷重パラメータ						
G1	GAIHEKI	4	P1	4. 000	P2		Р3		LL/TL	0.00
			P4		P5		P6		地/ラ	1.00

#### 4.3 固定荷重、積載荷重への追加荷重 特殊荷重配置図

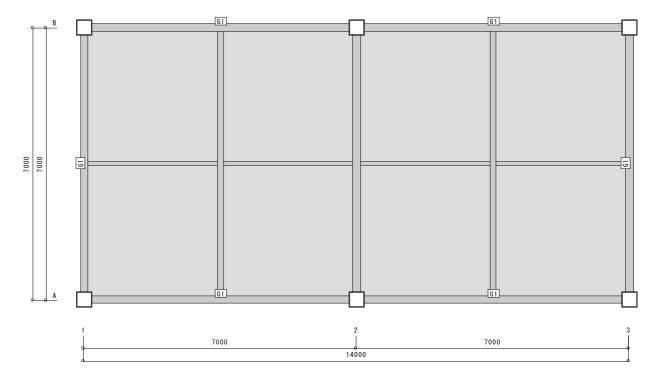


【RF層 3階】スケール: 1/97



【3F層 2階】スケール: 1/97

#### 4.3 固定荷重、積載荷重への追加荷重 特殊荷重配置図



【2F層 1階】スケール:1/97

#### 4.4 常時荷重時の条件

- 柱自重は、階高の中央で上下階に分配する。
- 柱軸力算定の際、壁は、階高の中央で上下階に分配する。
- 梁C, Mo, Qo算定の際、壁は、階高の中央で上下の梁に分配する。
- 剛域を考慮した荷重項の計算はしない。
- 柱軸力算定の際、積載荷重の低減はしない。
- 建物外周部床は考慮する。(外周部の床面積は自動認識する)

#### 4.5 積雪荷重

4.5.1 積雪荷重に関する係数など

積雪荷重 考慮しない

- 4.6 風圧力
- 4.6.1 風荷重に関する係数など

風荷重の考慮: X方向 考慮しない Y方向 考慮しない

#### 4.6.2 風荷重時受圧面積

風荷重: X方向 考慮していない。 風荷重: Y方向 考慮していない。

#### 4.7 地震力

#### 4.7.1 地震力に関する係数など

地震地域係数	Z=1.00
用途係数	I =1.00
地盤種別	第 2 種地盤 Tc=0. 60
設計用一次固有周期	T=0.360
設計用一次固有周期の算出方法	●略算 ○直接入力
振動特性係数	Rt=1.00
標準せん断力係数(1次設計用)	Co1=0. 20
標準せん断力係数(保有耐力用)	Co2=1. 00
層せん断力分布係数の算出方法	Ai分布による
地下震度	地下階無し

#### 4.7.2 建築物重量と地震力

#### 地震用重量

階	床自重(L. L) [kN] 床自重(D. L) [kN] 積雪 [kN]	梁自重[kN] 柱自重[kN] 壁自重[kN]	特殊荷重 [kN] 補正 [kN] フレーム外[kN]	Wi [kN]
3	0. 0 457. 8 0. 0	52. 8 31. 5 0. 0	168. 0 0. 0 0. 0	710. 0
2	58. 9 349. 9 0. 0	67. 8 63. 0 0. 0	168. 0 0. 0 0. 0	707. 6
1	78. 5 349. 9 0. 0	79. 2 66. 7 0. 0	168. 0 0. 0 0. 0	742. 4
基礎	127. 5 743. 8 0. 0	707. 5 61. 7 0. 0	0. 0 0. 0 0. 0	1640. 5

地震力: X方向 Ci, kを直接入力したときは、数値の後に"\*"を付記します。

階	全体Wi	全体ΣWi	αi	Αi	Ci	全体Qi1	Wi/A	全体Qi2
	[kN]	[kN]		·		[kN]	[kN/m2]	[kN]
3	710.0	710. 0	0. 328	1.489	0. 297	211. 6	7. 25	1057. 9
2	707. 6	1417. 6	0.656	1. 200	0. 240	340. 3	7. 22	1701.3
1	742. 4	2160. 0	1.000	1.000	0. 200	432. 0	7. 58	2160.0

#### 地震力:Y方向

階	全体Wi	全体ΣWi	αi	Αi	Ci	全体Qi1	Wi/A	全体Qi2
	[kN]	[kN]				[k <b>N</b> ]	[kN/m2]	[kN]
3	710.0	710. 0	0. 328	1.489	0. 297	211. 6	7. 25	1057. 9
2	707. 6	1417. 6	0.656	1. 200	0. 240	340. 3	7. 22	1701.3
1	742. 4	2160.0	1.000	1.000	0. 200	432.0	7. 58	2160.0

UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

- 4.8 その他の荷重 4.8.1 応力計算用特殊荷重

応力計算用特殊荷重は入力していない。

- 4.8.2 土圧·水圧 土圧・水圧は入力していない。
- 4.8.3 その他

5. 準備計算

- 5.1 剛性に関する計算条件
- 5.1.1 剛性に関する計算条件
  - 梁・柱 Iの計算方法は、精算法とする。

[S梁]・床による I は、床を考慮しない。

- 梁・柱 Aの計算方法は、せん断変形用と軸変形用との区別しない。 床(直交壁)と腰壁・垂壁(袖壁)を考慮する。
- RC·SRC梁柱の剛性計算に、鉄筋・鉄骨を考慮しない。
- RC·SRC梁柱の剛性計算に考慮する腰壁・垂壁・袖壁の厚さは、12cm以上とする。
- 柱軸剛性のとり方
  - 柱軸変形用断面積(An):

鉛直時、X方向フレームとY方向フレームの断面積で大きい方をとる。 水平時、X方向フレームとY方向フレームの断面積で大きい方をとる。

柱軸変形用剛域

鉛直時、X方向フレームとY方向フレームで長い方をとる。 水平時、X方向フレームとY方向フレームで長い方をとる。

● 梁の水平方向の曲げ剛性・せん断剛性(標準)

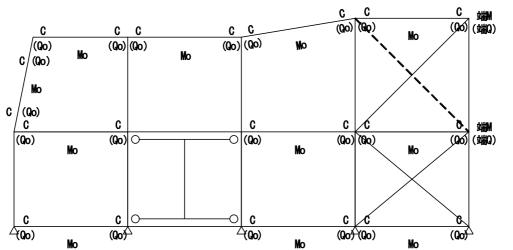
鉛直荷重:考慮しない 水平荷重:考慮しない

#### 5.1.2 その他

User ID: 250350 ERBS Design Example: stress calculation

## 5.2 柱・はりの基本応力 5.2.1 CMQ図〈固定+積載荷重〉

#### 【凡例】

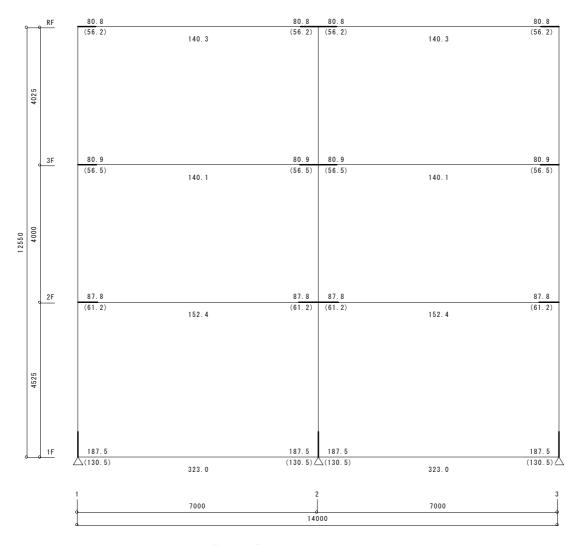


- ※ 梁、柱のダミ一部材は、点線で表します。
- ※ 通常荷重の場合にすべて正で表し、逆荷重の場合に負で表します。
- ※ せん断力Qoは, ()付で表します。
- ※ 引張のみ有効な鉄骨ブレースは、実線と点線で表します。
- ※ 各部材の接合部でピン接の場合は、「O」を、節点バネの場合は「◇」を表示します。
- ※ 支点の状態を指定した場合, パネ定数を表示します。支点 の種類は右の表の通りです。

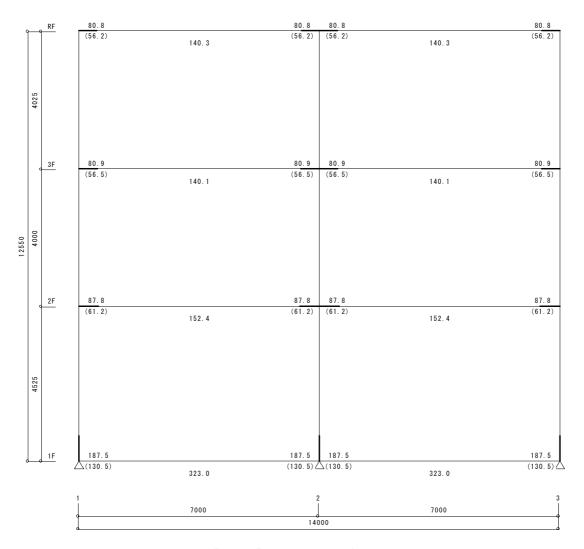
Δ	ピン	۵I	鉛直ローラ	Ŋ	回転バネ
なし	自由	$\triangle$	水平ローラ	2	鉛直バネ
	固定	×	回転固定	₩I	水平バネ

※ 柱C, Mo, Qoは土圧・水圧, 特殊荷重により中間荷重が ある場合のみ出力します。

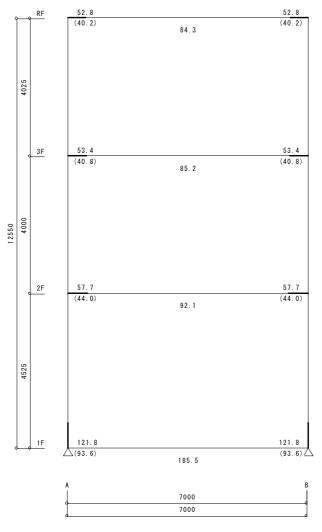
記号	内容	単位
С	固定端モーメント	kNm
Мо	単純梁の中央曲げモーメント	kNm
Qo	単純梁のせん断力	kN
端M	片持ち梁の曲げモーメント	kNm
端Q	片持ち梁のせん断力	kN



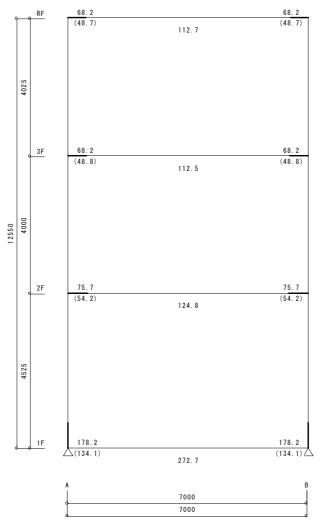
【Aフレーム】スケール: 1/110



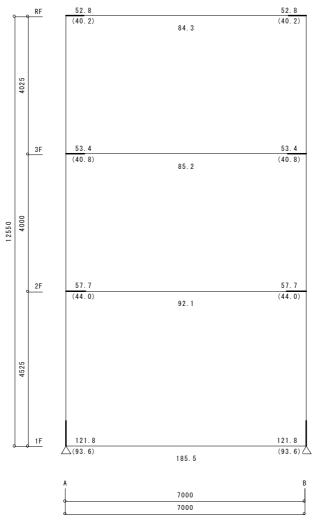
【Bフレーム】スケール: 1/110



【1フレーム】スケール: 1/110



【27レーム】スケール: 1/110

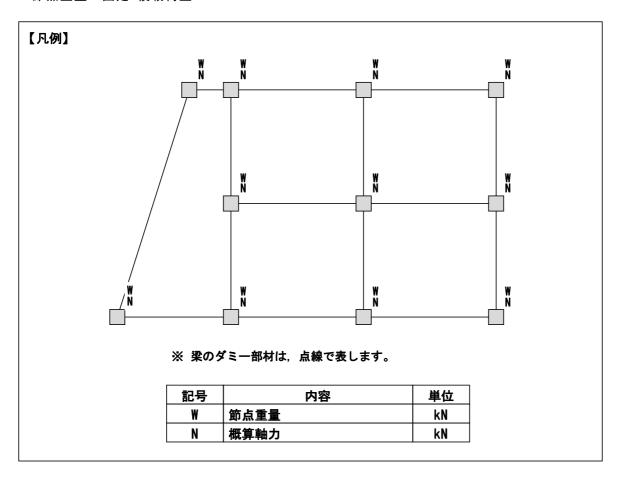


【3フレーム】スケール:1/110

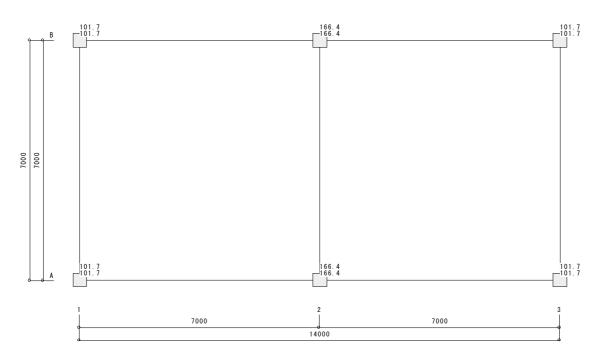
UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

### 5.2.2 CMQ図〈積雪荷重〉 積雪荷重は考慮していない。

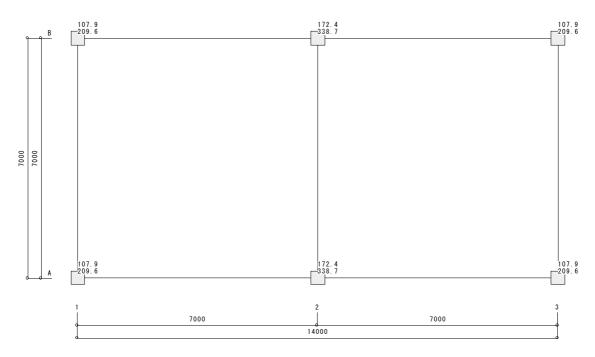
## 5.3 節点重量 5.3.1 節点重量〈固定+積載荷重〉



#### 5.3.1 節点重量〈固定+積載荷重〉

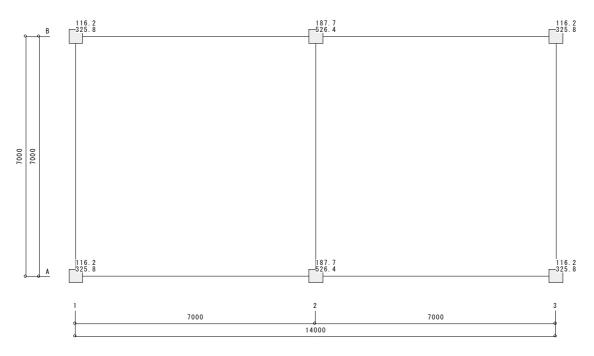


【3階】スケール: 1/110

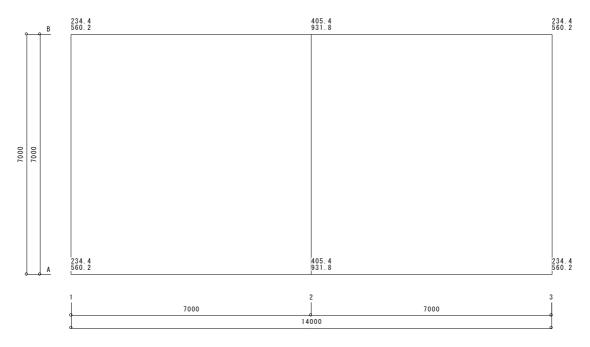


【2階】スケール:1/110

#### 5.3.1 節点重量〈固定+積載荷重〉



【1階】スケール: 1/110



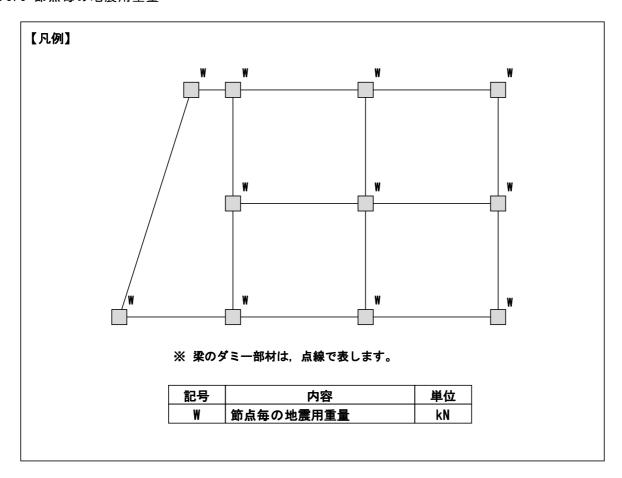
【基礎】スケール: 1/110

UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

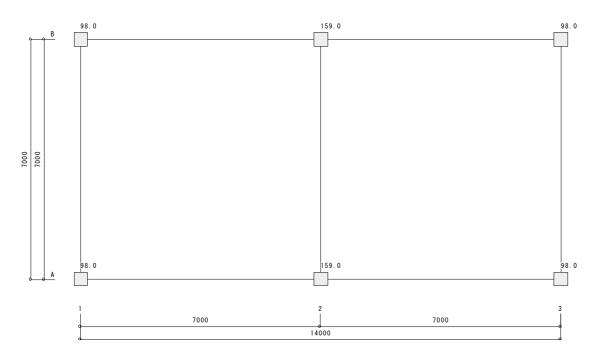
# 5.3.2 節点重量〈積雪荷重〉 積雪荷重は考慮していない。

UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

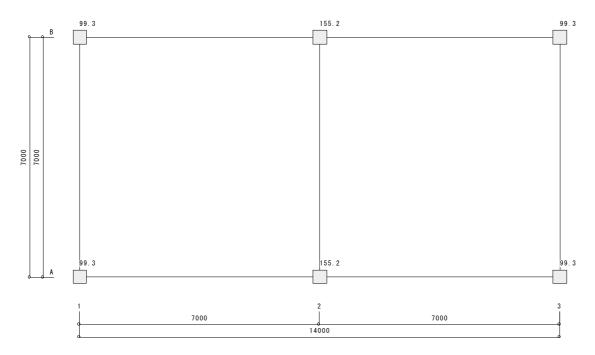
#### 5.3.3 節点毎の地震用重量



#### 5.3.3 節点毎の地震用重量

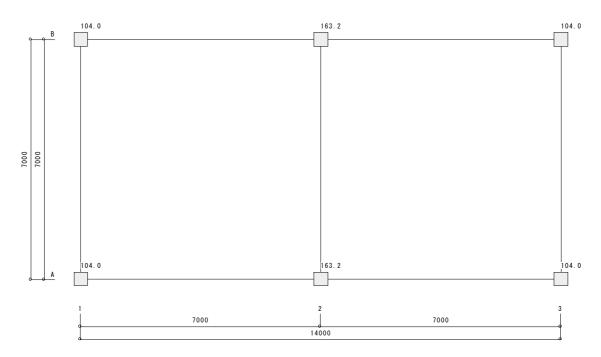


【3階】スケール:1/110

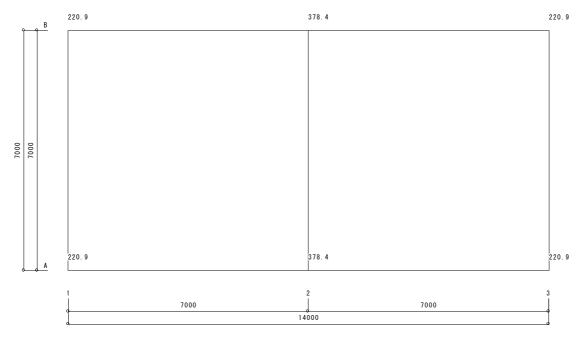


【2階】スケール:1/110

#### 5.3.3 節点毎の地震用重量



【1階】スケール: 1/110



【基礎】スケール:1/110

User ID: 250350 ERBS Design Example: stress calculation

- 6. 応力解析
- 6.1 架構モデル
- 6.1.1 建物規模・各層の構造種別

階数 全階数 : 3 地下階: 0

塔屋 : 0

構造種別

層一層 構造種別 4-2 鉄骨造

鉄筋コンクリート造

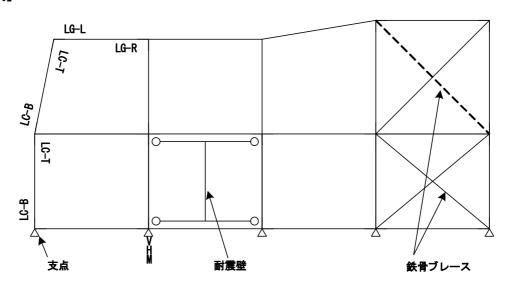
#### 6.1.2 モデル化共通条件

- 応力解析方法は、立体解析とする。
- 地震時の加力方向 X方向 正方向, Y方向 正方向
- 地震時の作用角度 θ [度] は、 0.0° とする。
- 浮き上がりは考慮しない。
- せん断による変形は鉛直・水平荷重時共考慮する。
- 柱軸力による変形(柱の伸縮)は鉛直・水平荷重時共考慮する。
- 傾斜地に建つ場合の地盤に伝わる水平力の処理として、支点バネを与えて求める。
- 偏心率計算方法 ・基礎部分の重量と剛性を考慮する。 ・剛心位置の計算方法は理論式とする。
- 層間変形角は、最大をとる(変形方向)。
- 剛性率計算時の層間変形角は、剛心位置をとる(加力方向)。
- 地震時の解析方法は、弾性解析とする。

UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

#### 6.1.3 構造モデル図

#### 【凡例】



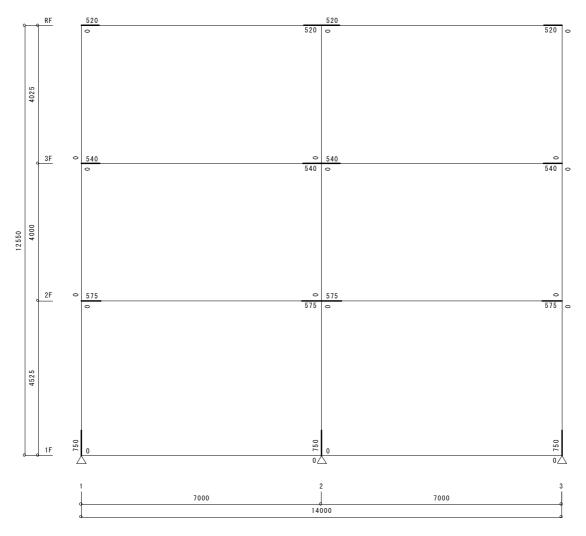
#### 【立面図共通事項】

- ※ 梁、柱のダミ一部材は、点線で表します。
- ※ 引張のみ有効な鉄骨ブレースは、実線と点線で表します。
- ※ 各部材の接合部でピン接の場合は、「〇」を、節点パネの場合は「 $\Diamond$ 」を表示します。 「検定比」には表示されません。
- ※ 支点の状態を指定した場合、 バネ定数を表示します。支点 の種類は右の表の通りです。

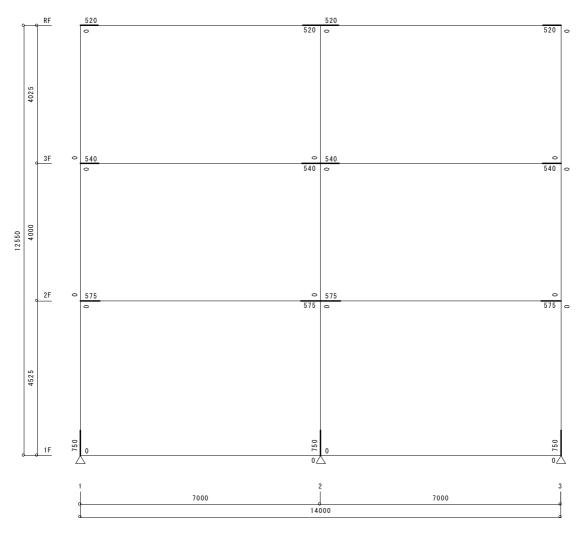
	と	۵I	鉛直ローラ	Ŋ	回転バネ
なし	自由	$\triangle$	水平ローラ	<b>*</b>	鉛直バネ
	固定	×	回転固定	MI	水平バネ

#### 【構造モデル図の記号】

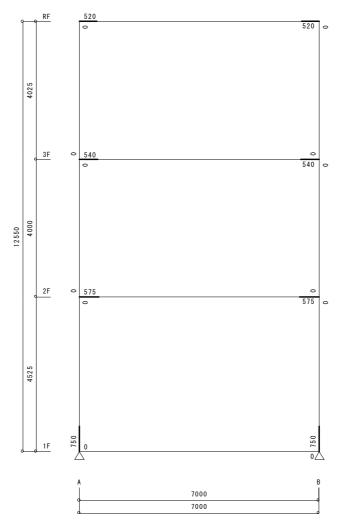
記号	内容	単位
LG-L	はり左端の剛域長さ	mm
LG-R	はり右端の剛域長さ	mm
LC-T	柱頭の剛域長さ	mm
LC-B	柱脚の剛域長さ	mm
٧	鉛直バネ	kN/mm
Н	水平バネ	kN/mm
М	回転バネ	kNm/rad×10



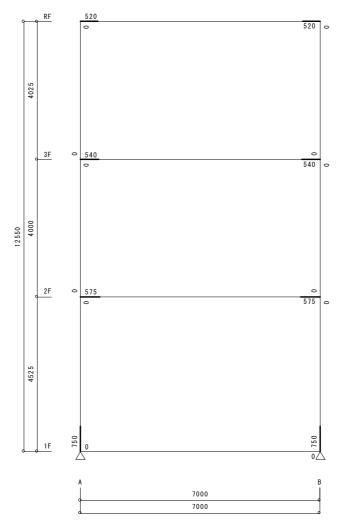
【Aフレーム】スケール: 1/110



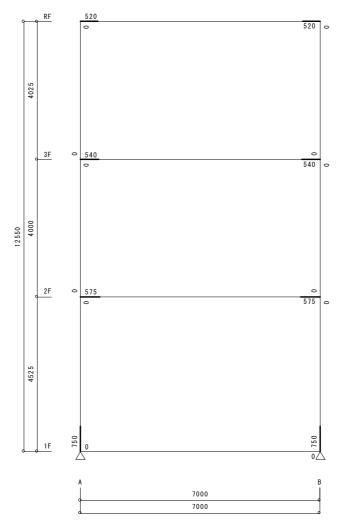
【Bフレーム】スケール: 1/110



【1フレーム】スケール: 1/110



【27レーム】スケール: 1/110



【37レーム】スケール: 1/110

#### 6.1.4 剛床の指定

多剛床の指定や剛床仮定の解除の指定がないため、出力を省略します。

UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

#### 6.1.5 支点条件

<水平,鉛直[kN/mm] 回転[kNm/rad×10]>

層	X軸	X軸	Υ軸	Υ軸	X·水平	X・鉛直	X · 回転
					Y・水平	Y・鉛直	Y・回転
1	3	3	В	В	固定	固定	自由
					固定	固定	自由
1	2	2	В	В	固定	固定	自由
					固定	固定	自由
1	1	1	В	В	固定	固定	自由
					固定	固定	自由
1	3	3	Α	Α	固定	固定	自由
					固定	固定	自由
1	2	2	Α	Α	固定	固定	自由
					固定	固定	自由
1	1	1	Α	Α	固定	固定	自由
					固定	固定	自由

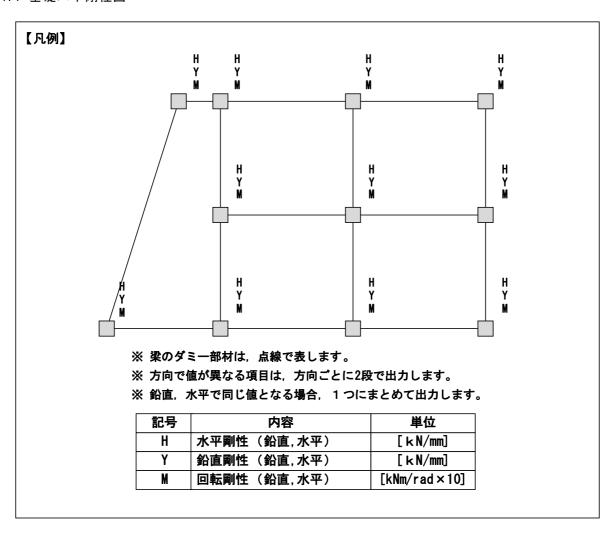
### 6.1.6 部材接合個別入力条件

梁の結合状態は全て剛接です。

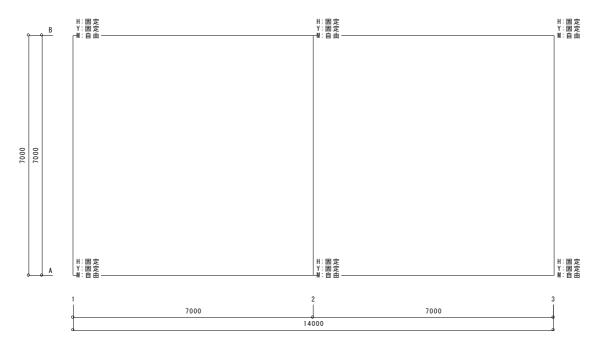
柱の結合状態は全て剛接です。

UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

#### 6.1.7 基礎バネ剛性図

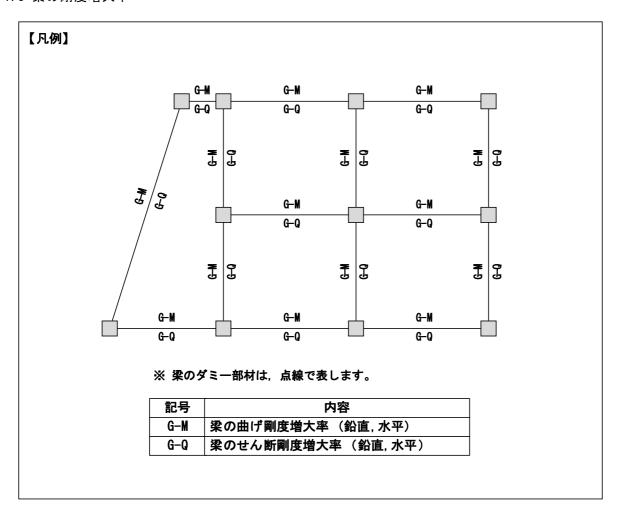


### 6.1.7 基礎バネ剛性図

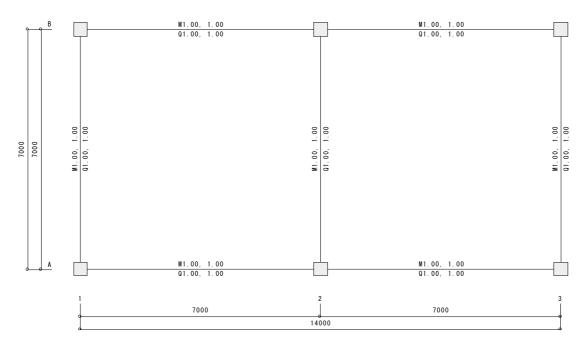


【1F層】スケール: 1/110

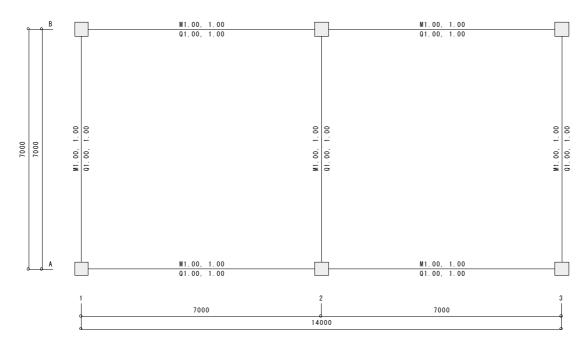
### 6.1.8 梁の剛度増大率



### 6.1.8 梁の剛度増大率

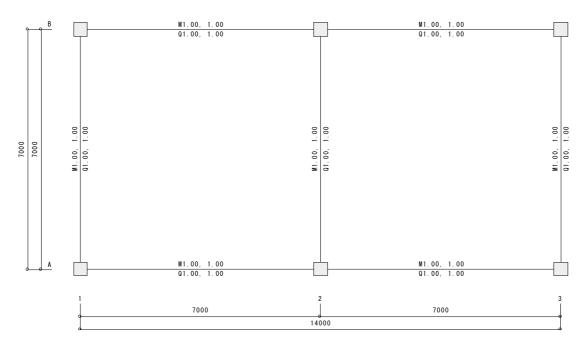


【RF層 3階】スケール: 1/110

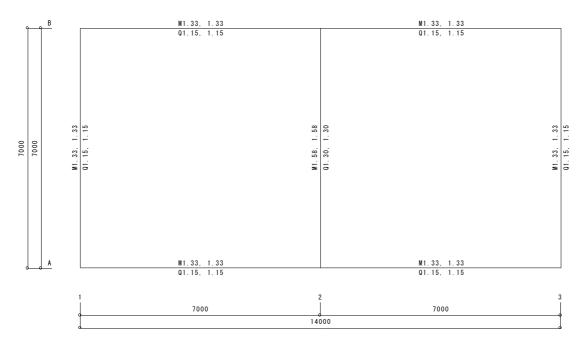


【3F層 2階】スケール: 1/110

### 6.1.8 梁の剛度増大率



【2F層 1階】スケール: 1/110

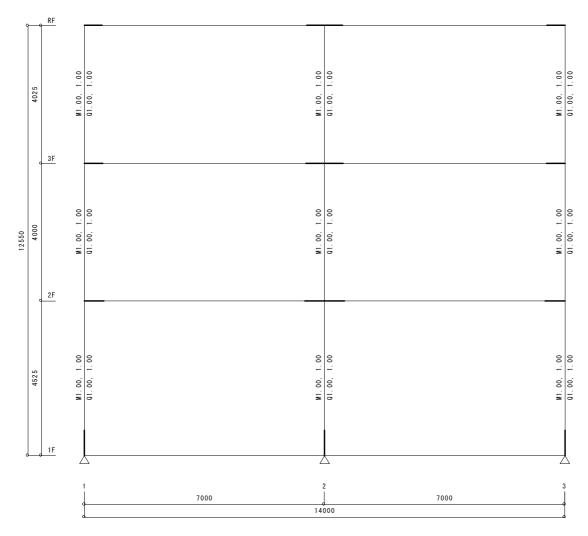


【1F層 1階】スケール: 1/110

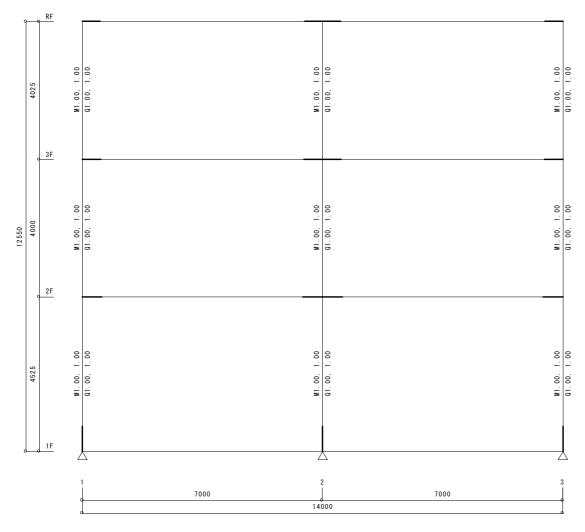
# (凡例)

※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

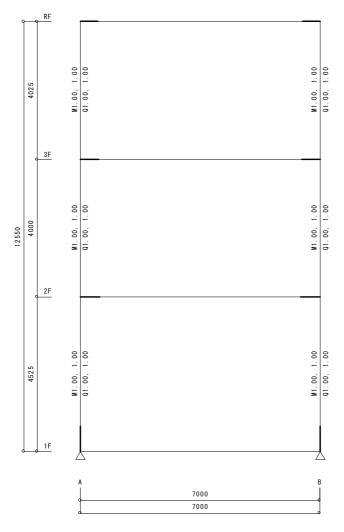
記号	内容
C-M	柱の曲げ剛度増大率 (鉛直,水平)
C-Q	柱のせん断剛度増大率 (鉛直,水平)
B-Nr	右上り筋かいの剛度増大率(鉛直,水平)
B-N1	左上り筋かいの剛度増大率(鉛直,水平)



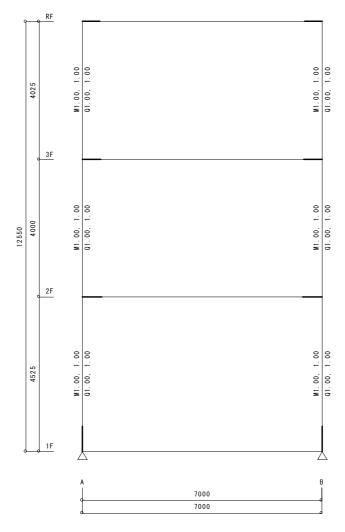
【Aフレーム】スケール: 1/110



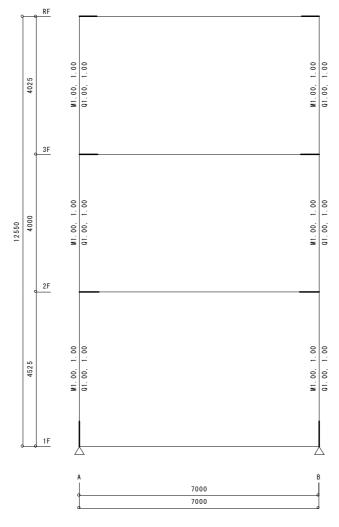
【Bフレーム】スケール: 1/110



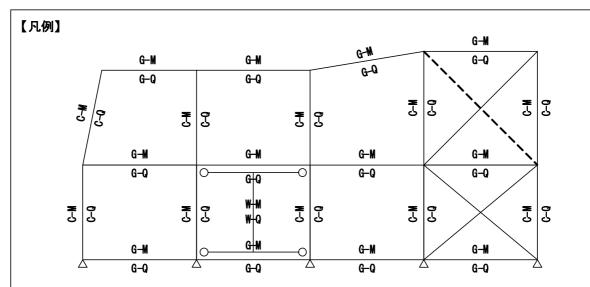
【1フレーム】スケール: 1/110



【2フレーム】スケール:1/110

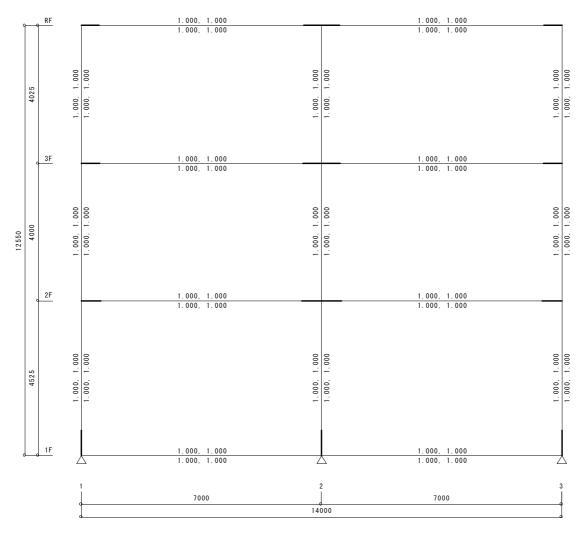


【37レーム】スケール: 1/110

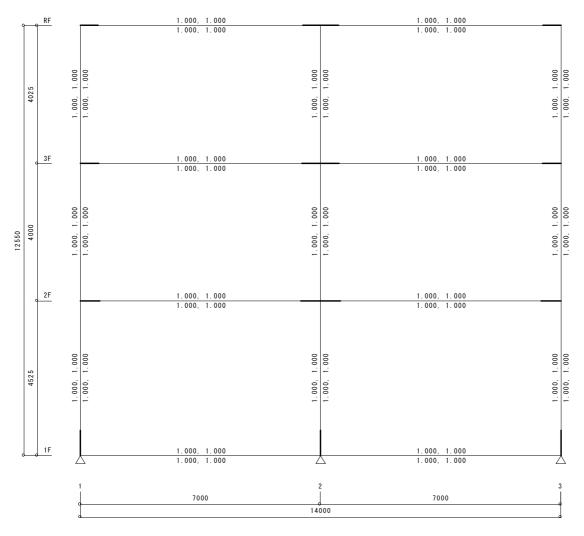


※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

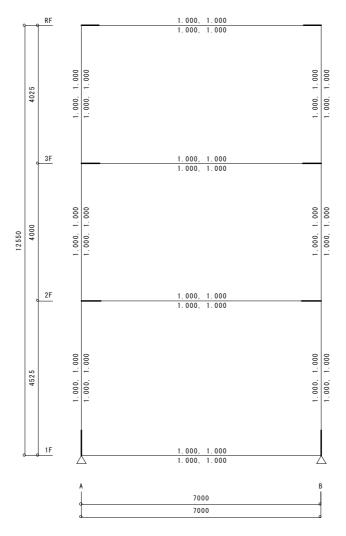
記号	内容
G-M	梁の曲げ剛性低下率 (鉛直,水平)
G-Q	梁のせん断剛性低下率 (鉛直,水平)
C-M	柱の曲げ剛性低下率 (鉛直,水平)
C-Q	柱のせん断剛性低下率 (鉛直,水平)
W-M	耐震壁の曲げ剛性低下率 (鉛直,水平)
W-Q	耐震壁のせん断剛性低下率 (鉛直,水平)



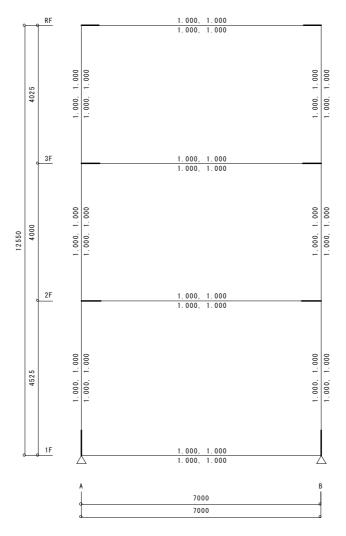
【Aフレーム】スケール: 1/110



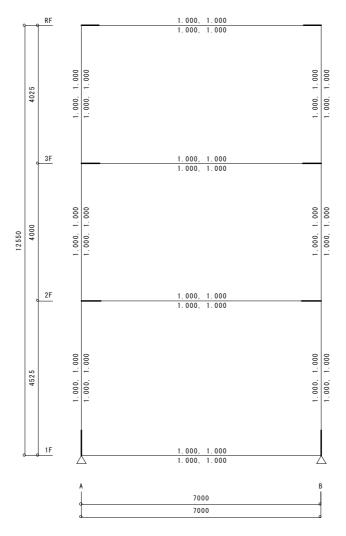
【Bフレーム】スケール: 1/110



【17レーム】スケール: 1/110



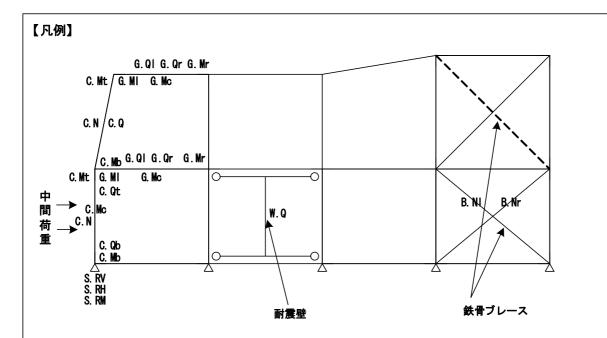
【27レーム】スケール: 1/110



【37レーム】スケール: 1/110

### 6.1.11 その他

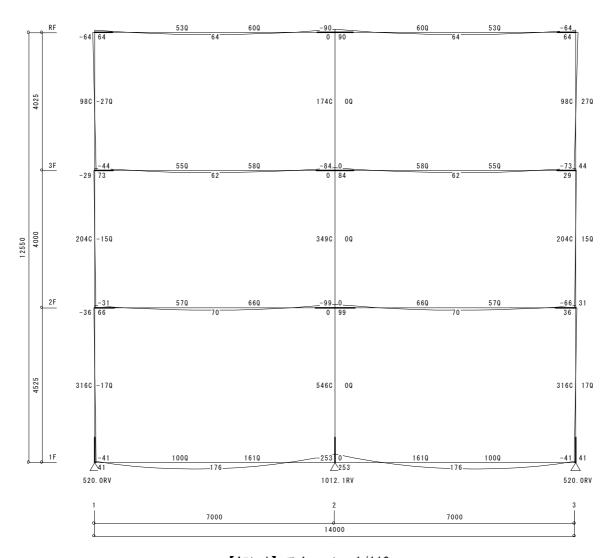
# 6.2 鉛直荷重時 6.2.1 応力図〈固定+積載荷重〉



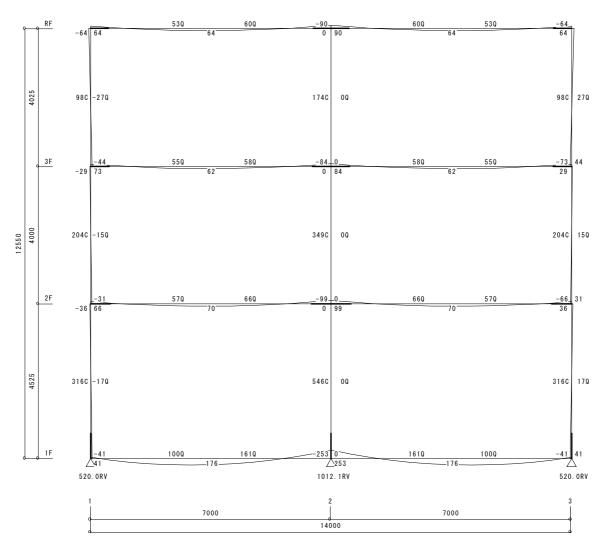
※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

記号	内容	単位
G. MI	はり左端の曲げモーメント	kNm
G. Mr	はり右端の曲げモーメント	kNm
G. Mc	はり中央の曲げモーメント	kNm
G. QI	はり左端のせん断力	kN
G. Qr	はり右端のせん断力	kN
C. Mt	柱頭の曲げモーメント	kNm
C. Mc	柱中央の曲げモーメント *	kNm
C. Mb	柱脚の曲げモーメント	kNm
C. N	柱軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN
C. Qt	柱頭のせん断力 *	kN
C. Qb	柱脚のせん断力 *	kN
C. Q	柱のせん断力	kN
W. Q	耐震壁のせん断力	kN
S. RV	鉛直方向支点反力(正:上向き, 負:下向き)	kN
S. RH	水平方向支点反力(正:右向き, 負:左向き)	kN
S. RM	回転方向支点反力(正:左回り, 負:右回り)	kNm
B. Nr	右上り筋かいの軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN
B. NI	左上り筋かいの軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN

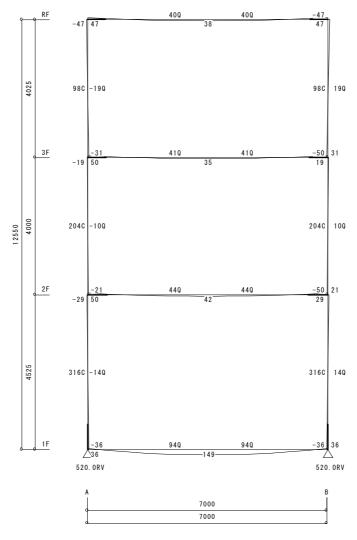
\* 柱に中間荷重がある場合、または 腰折れ柱の場合に出力されます。



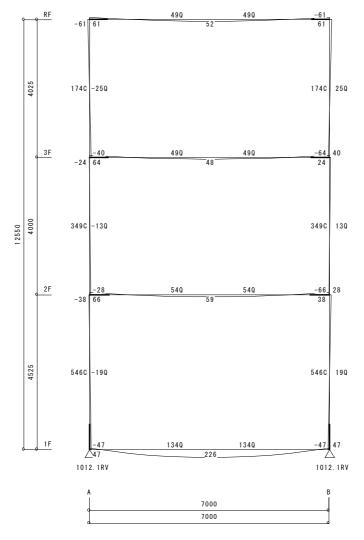
【Aフレーム】スケール: 1/110



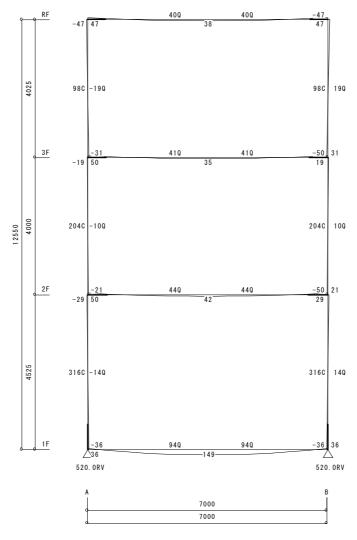
【Bフレーム】スケール: 1/110



【1フレーム】スケール: 1/110



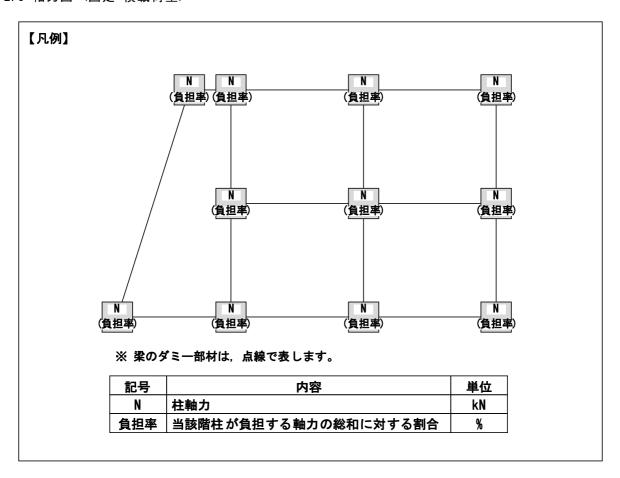
【2フレーム】スケール:1/110



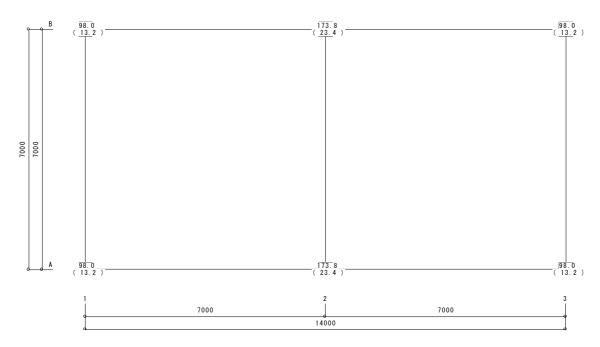
【3フレーム】スケール:1/110

# 6.2.2 応力図〈積雪荷重〉 積雪荷重は考慮していない。

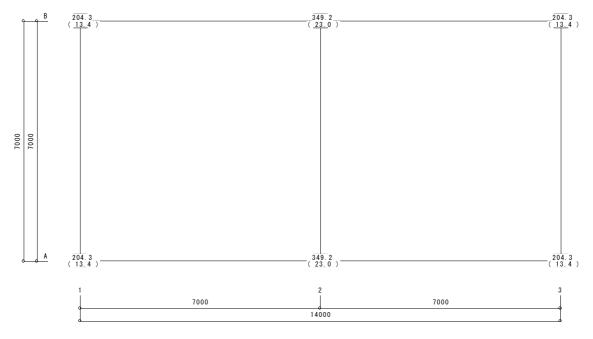
### 6.2.3 軸力図〈固定+積載荷重〉



### 6.2.3 軸力図 <固定+積載荷重>

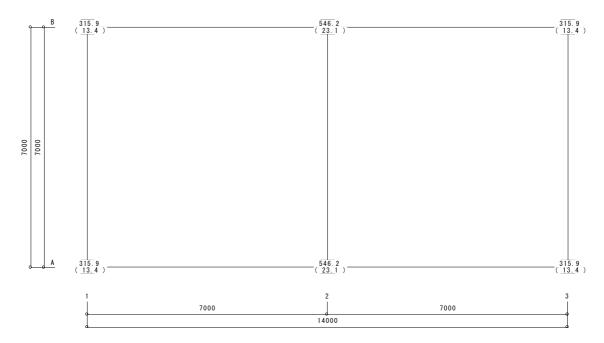


【3階】スケール: 1/110



【2階】スケール: 1/110

### 6.2.3 軸力図 <固定+積載荷重>



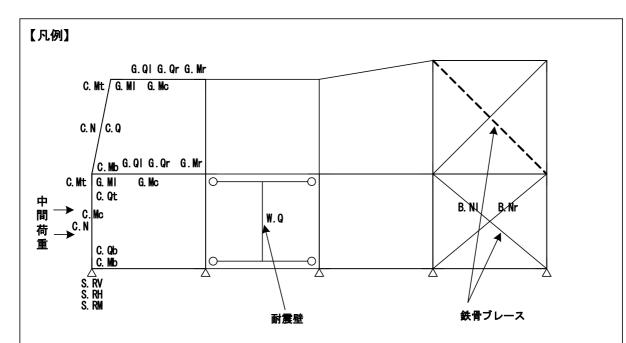
【1階】スケール:1/110

## 6.2.4 軸力図〈積雪荷重〉

積雪荷重は考慮していない。

ERBS Design Example: stress calculation

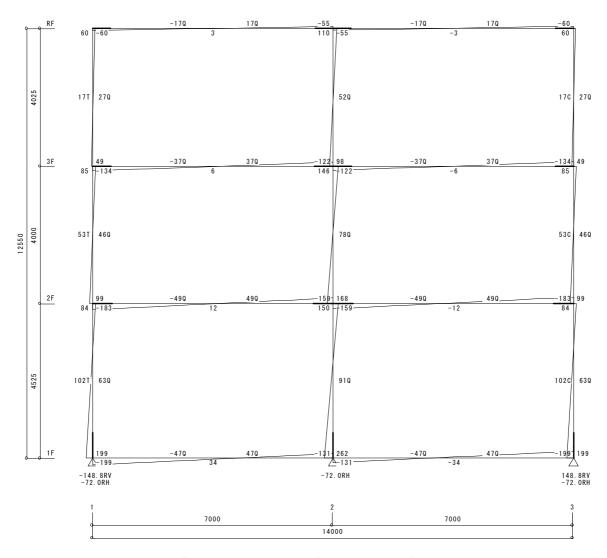
# 6.3 水平荷重時 6.3.1 応力図〈地震荷重〉



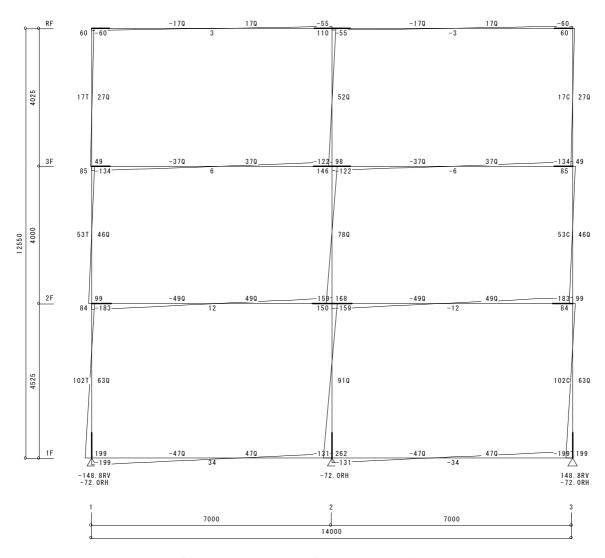
※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

記号	内容	単位
G. MI	はり左端の曲げモーメント	kNm
G. Mr	はり右端の曲げモーメント	kNm
G. Mc	はり中央の曲げモーメント	kNm
G. QI	はり左端のせん断力	kN
G. Qr	はり右端のせん断力	kN
C. Mt	柱頭の曲げモーメント	kNm
C. Mc	柱中央の曲げモーメント *	kNm
C. Mb	柱脚の曲げモーメント	kNm
C. N	柱軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN
C. Qt	柱頭のせん断力 *	kN
C. Qb	柱脚のせん断力 *	kN
C. Q	柱のせん断力	kN
W. Q	耐震壁のせん断力	kN
S. RV	鉛直方向支点反力(正:上向き,負:下向き)	kN
S. RH	水平方向支点反力(正:右向き, 負:左向き)	kN
S. RM	回転方向支点反力(正:左回り, 負:右回り)	kNm
B. Nr	右上り筋かいの軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN
B. NI	左上り筋かいの軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN

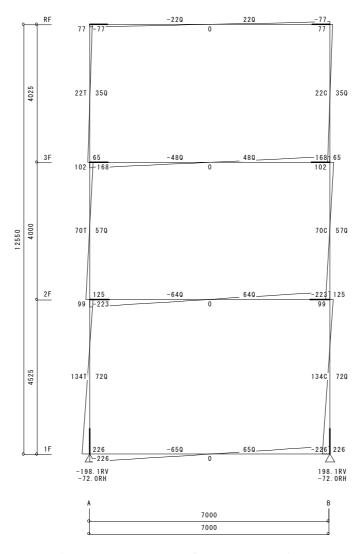
\* 柱に中間荷重がある場合、または 腰折れ柱の場合に出力されます。



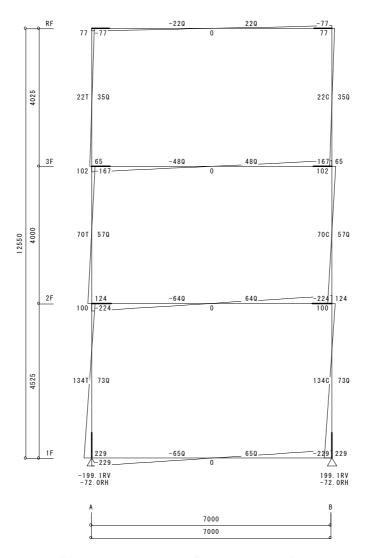
【Aフレーム X方向正加力】スケール:1/110



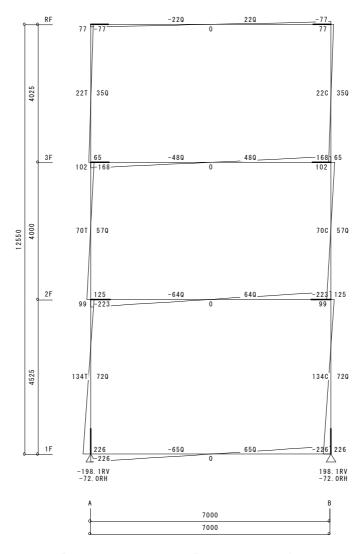
【Bフレーム X方向正加力】スケール:1/110



【1フレーム Y方向正加力】スケール:1/110



【2フレーム Y方向正加力】スケール:1/110



【3フレーム Y方向正加力】スケール:1/110

### 6.3.2 応力図〈風荷重〉

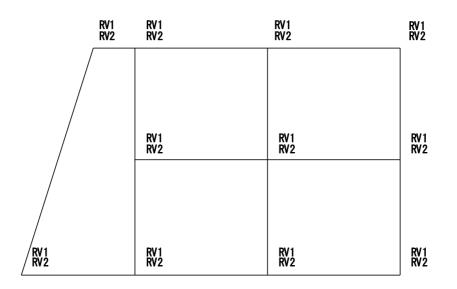
風荷重は考慮していない。

### 6.3.3 分担率

						設計用分担率[%]	
方向	階	ΣQc	ΣQw	ΣQc+ΣQw	ΣQw	柱の分担率	壁の分担率
		[kN]	[kN]	[kN]	ΣQc+ΣQw		(ブレース)
ΧŒ	3	211. 6	0.0	211. 6	0.0000	100.00	0.00
	2	340. 2	0.0	340. 2	0.0000	100.00	0.00
	1	432.0	0.0	432. 0	0.0000	100.00	0. 00
ΥŒ	3	211. 6	0.0	211. 6	0.0000	100.00	0.00
	2	340. 2	0.0	340. 2	0.0000	100.00	0.00
	1	432.0	0.0	432. 0	0.0000	100.00	0.00

### 6.4 支点反力図

## 【凡例】



- ※ 梁のダミ一部材は、点線で表します。
- ※ 「支点反力図<鉛直荷重>」は Σ 反力を表示します。
- ※基礎形式がべた基礎の場合、鉛直荷重は最下層のみの出力となり、 固定+積載荷重の接地圧を表示します(多雪区域でも積雪荷重は考慮しません)。 また概算軸力の合計を表示します。 積雪荷重、風荷重、地震荷重は支点反力を出力しません。

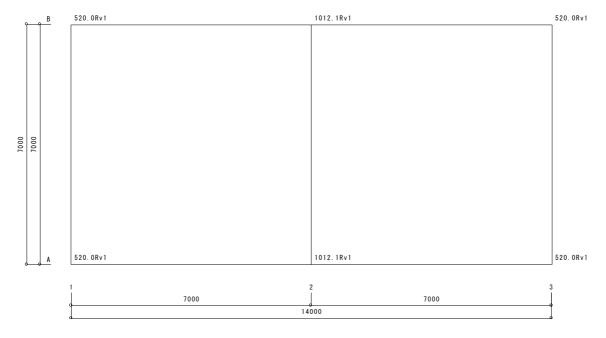
## <鉛直荷重>

記号	内容	単位
DV1	固定+積載荷重の支点反力	kN
RV1	固定+積載荷重の接地圧	kN/m2
RV2	積雪荷重の支点反力	kN

## <風荷重、地震荷重>

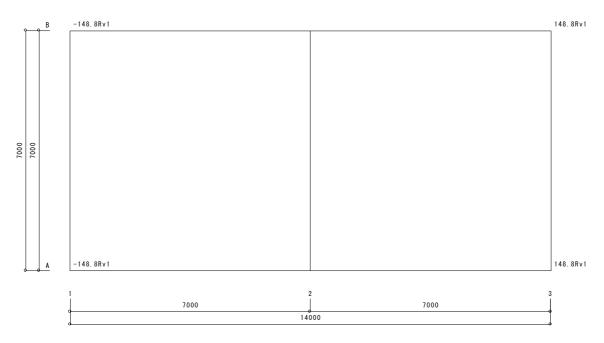
記号	内容	単位
RV1	正加力時の支点反力	kN
RV2	負加力時の支点反力	kN

## 6.4 支点反力図 <鉛直荷重>

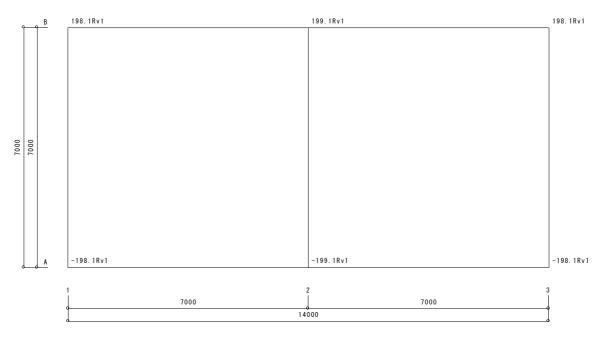


【1F層】スケール: 1/110 Σ反力(Rv1) = 4104[kN]

## 6.4 支点反力図 <地震荷重>



【1F層 ×方向】スケール: 1/110



【1F層 Y方向】スケール: 1/110

- 7. 断面検定 7.1 断面検定方針
- 7.1.1 断面検定方針
- 7.1.2 応力割増率

出力する項目はありません。

7.2 検定用応力組合せ一覧表

L:固定+積載荷重 E:地震荷重

ケースの後の記号 X(X方向加力), Y(Y方向加力) 記号の後の数値 1(正加力方向), 2(負加力方向)

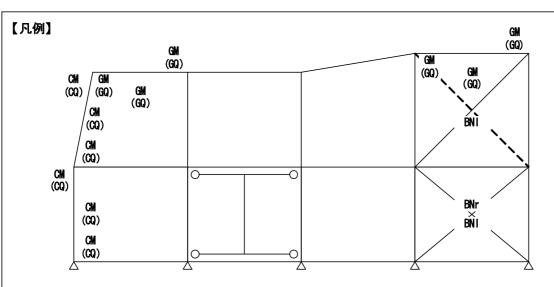
【長期】

L

【短期】

L+EX1, L+EX2, L+EY1, L+EY2

### 7.3 長期荷重時断面検定比図



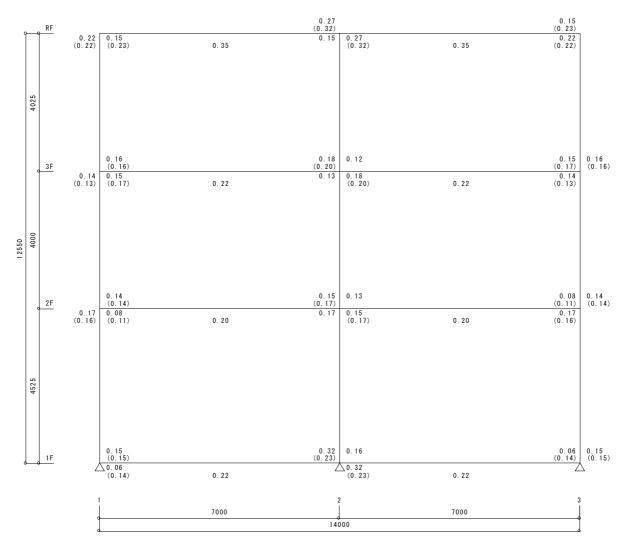
※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

記号	内容
GM	はりの曲げモーメント検定値 *3 *4 *5
GQ	はりのせん 断力検定値 *1 *3(RC部材は端部のみ。SRC部材は端部と継手位置。) *5
CM	柱の軸力及び曲げモーメントを 考慮した検定値 *1 *2 *5
CQ	柱のせん断力検定値 *1 *5
BNr	右上り筋かいの軸力検定値(C:圧縮, T:引張)
BNI	左上り筋かいの軸力検定値(C:圧縮, T:引張)

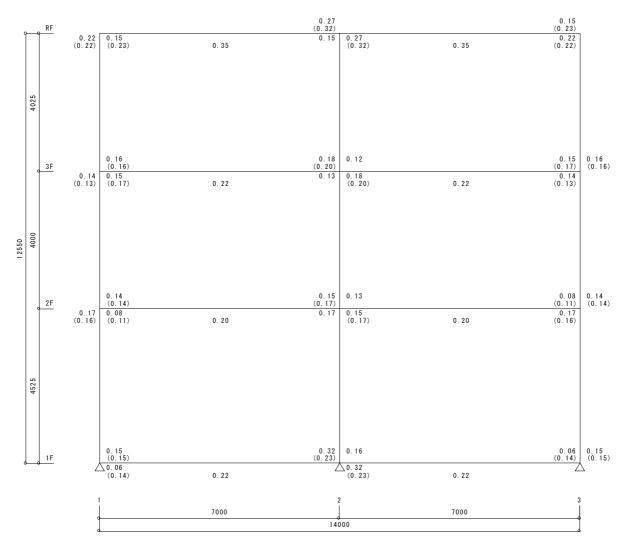
- \*1 S部材は、せん断応力度比と組み合わせ応力度比で大きいほうを用います。
- \*2 柱に中間荷重がある場合、または腰折れ柱の場合に出力されます。
- \*3 端部の検定値は、端部、ハンチ位置、継手位置で最大の値を用います。
  \*4 中央の検定値は、中央、1/4L位置で大きいほうを用います。
- \*5 仕口を考慮した場合、検定値は端部に含まれます。

例) 1. 58 \*

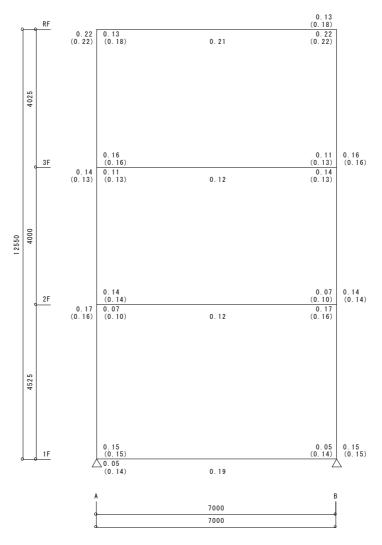
① 検定値が1を超えるとき、 "\*" が付きます。



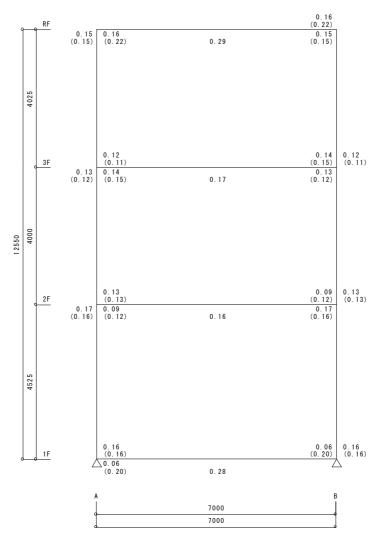
【Aフレーム】スケール: 1/110



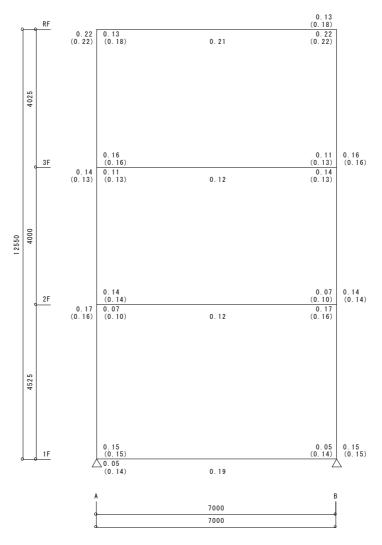
【Bフレーム】スケール: 1/110



【1フレーム】スケール: 1/110

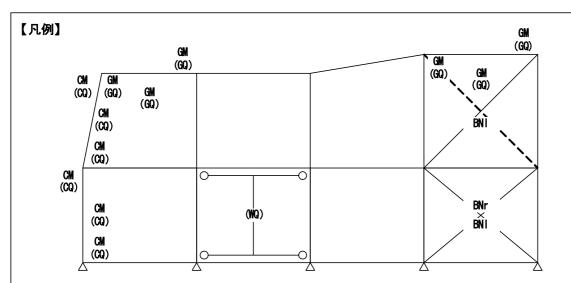


【2フレーム】スケール:1/110



【3フレーム】スケール:1/110

## 7.4 短期荷重時断面検定比図 7.4.1 短期荷重時断面検定比図(地震荷重時)



※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

記号	内容
GM	はりの曲げモーメント検定値 *3 *4 *5
GQ	はりのせん 断力検定値 *1 *3(RC部材は端部のみ。SRC部材は端部と継手位置。) *5
CM	柱の軸力及び曲げモーメントを 考慮した検定値 *1 *2 *5
CQ	柱のせん断力検定値 *1 *5
WQ	耐震壁のせん断検定値(地震時のみ検定)
BNr	右上り筋かいの軸力検定値(C:圧縮、T:引張)
BNI	左上り筋かいの軸力検定値(C:圧縮、T:引張)

- \*1 S部材は、せん断応力度比と組み合わせ応力度比で大きいほうを用います。 \*2 柱に中間荷重がある場合、または腰折れ柱の場合に出力されます。
- \*3 端部の検定値は、端部、ハンチ位置、継手位置で最大の値を用います。
  \*4 中央の検定値は、中央、1/4L位置で大きいほうを用います。
- \*5 仕口を考慮した場合、検定値は端部に含まれます。

例)

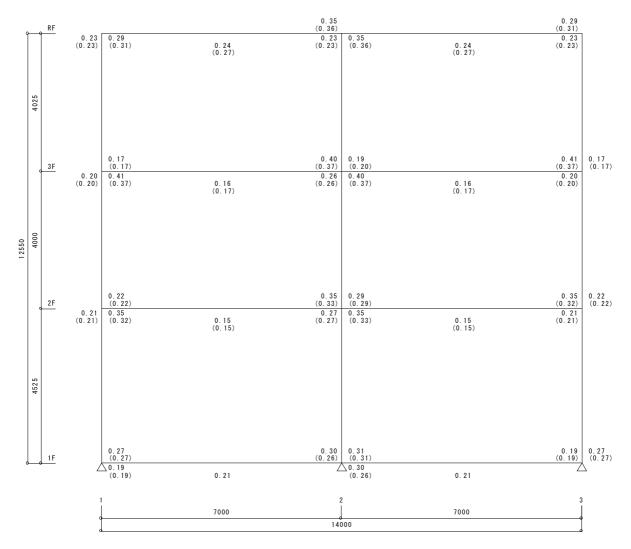
1. 58 \* 検定値 ①

① 検定値が1を超えるとき、 "\*" が付きます。

Super Build/SS3-S Ver.1.1.1.42

UserID:250350

ERBS Design Example: stress calculation

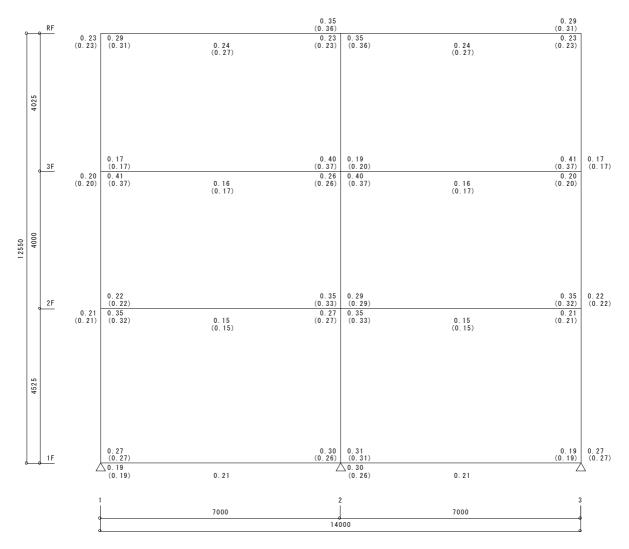


【Aフレーム】スケール: 1/110

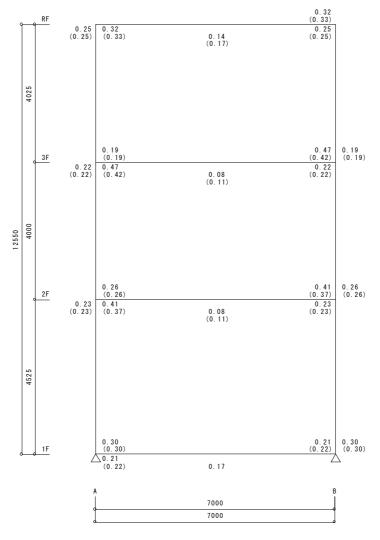
Super Build/SS3-S Ver.1.1.1.42

UserID:250350

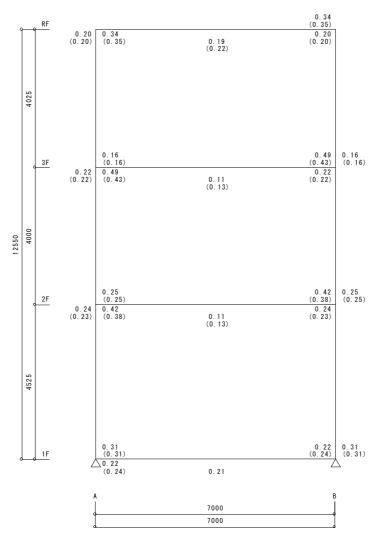
ERBS Design Example: stress calculation



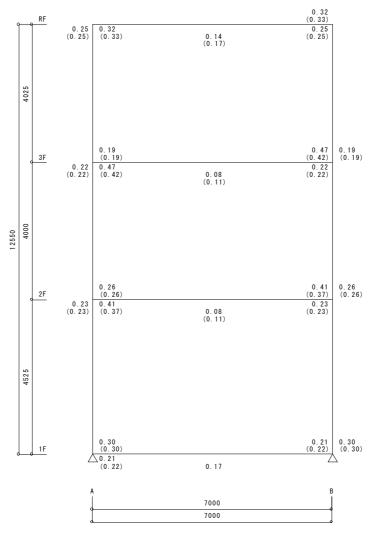
【Bフレーム】スケール: 1/110



【1フレーム】スケール: 1/110



【27レーム】スケール: 1/110



【3フレーム】スケール:1/110

## 7.4.2 短期荷重時断面検定比図(風荷重時) 風荷重は考慮していない。

7.4.3 短期荷重時断面検定比図(積雪荷重時)

積雪荷重は考慮していない。

#### 7.5 柱の断面検定表

#### S柱の検討

(1) 計算条件

• 端部断面算定位置 〔計算ルート〕 X方向は、剛域端とした。 Y方向は、剛域端とした。 ・応力採用位置 X方向:ルート3 Y方向:ルート3 0mm欠指) ・地震時柱応力の割増 鋼材種別 内ダイアフラム 通しダイアフラム その他 外ダイアフラム 1. 2 1. 3 1. 4 1. 2 1. 3 1. 4 1.0 RCP BCR 1. 2

(2) 記号説明

<断面算定出カー般> F値 :鋼材の許容応力度を決定する場合の基準値 [N/mm2] 7 ·斯面係数 [cm3] 断面積 [cm2] 位置 : 断面算定位置(軸心からの距離) [cm] せん断断面積 [cm2] :長期軸力 曲げ座屈長さ [kN] Lb [cm] f b計算の補正係数 X方向の許容曲げ応力度 Y方向の許容曲げ応力度 ML : 長期設計用曲げモーメント [kNm] C fbx [N/mm2] [kN] fby [N/mm2] : 設計用曲げモーメント [kNm] 溶接継目ののど断面に対する許容応力度 [N/mm2] : 袖方向応力度比 : 執方向応力度比 : X方向の曲げ応力度比 : Y方向の曲げ応力度比 : 執方向応力度比と曲げ応力度比の合計  $\sigma\,c/fc$ :長期設計用せん断力  $\sigma bx/fb$ QL Q : 設計用せん断力 [kN] σby/fb TOTAL : 断面 2 次半径 [cm] : 座屈長さ係数 : 圧縮座屈長さ Ĺk/h  $\tau/fs$ :せん断応力度比 [cm] 組合せ Lk : 組合せ応力度比 :細長比 L(長期),S(積雪),W(風圧力),K(地震力) 数値 1(正加力方向),2(負加力方向) fc :許容圧縮応力度 [N/mm2]:決定応力 記号の後の数値 Lb1, Lb2 : 横補剛間隔 [cm] : 横補剛数が2以上の場合における中間部分の [cm]

1.0

<決定位置による出力の場合のみ> 軸,軸:最も不利な応力となる位置

横補剛間隔 (複数の場合は等間隔とします)

<全ケースによる出力の場合のみ>  $\sigma$  by / fw (L) : 仕口部の  $\times$  方向加力時の直交方向曲げ応力度比(長期)  $\sigma$  bx / fw (L) : 仕口部の Y 方向加力時の直交方向曲げ応力度比(長期)

鉄 骨 柱頭 F値 柱脚 F値 [BCR295] 295.0 [BCR295] 295.0

$\lambda$ 25.9 25.9	XX	位置 0.0 0.0 0.0 0.0 Z 2853 2853 2853 2853	NL ML' 98 -64 44 98 -47 31 A Aw 236.9 118.4 236.9 118.4 236.9 118.4	27 27	0. 15 0. 12 0. 08	0. 06 0. 2 0. 04 0. 1 0. 15 0. 2	3 0. 03 7 0. 03 5 0. 03	組合せ 0.23 0.17 0.25 0.19	
Lk/h 1.00 1.00 Lk 400.0 400.0 iy 15.51 15.51 λ 25.7 25.7	XX	位置 0.0 0.0 0.0 0.0 Z 2853 2853 2853 2853	NL ML' 349 0 0 349 -24 A Aw 236.9 118.4 236.9 118.4 236.9 118.4 236.9 118.4	QL [部材 0 0 13 13 fb σc/fc 295 0.06 295 0.06 295 0.07	L+K2 L+K2 L+K1 L+K1	349 146 349 -168 419 -127 419 152 σ by/fb TOTA 0.03 0.2 0.04 0.2	6 0.04 9 0.04 2 0.04 5 0.04	組合せ 0.26 0.29 0.22 0.25	
ロー 400* 400*19.0* 47.5[FA] 部材長 452.5 《X〉 〈Y〉 Lk/h 1.00 1.00 Lk 452.5 452.5 iy 15.36 15.36 λ 29.4 29.4		位置	NL ML' 546 0 546 -38 33 A A W 277. 1 138. 5 277. 1 138. 5 277. 1 138. 5	QL [部材 0	T - λ L+K2 L+K2 L+K1 L+K1 σ bx/fb 0.16 0.21	N M 546 150 546 -194 680 -138 680 207 σ by/fb TOTA 0.04 0.2 0.04 0.3	Q 91 91 91 91 U 7/fs 7 0.04 1 0.04 4 0.04	組合せ 0.27 0.31 0.23 0.31	

## 7.6 はりの断面検定表

#### RC梁の検討

#### (1) 計算条件

・端部断面算定位置 ※方向は、剛域端とした。 ※子方向は、剛域端とした。 ・応力採用位置

ウルボン使用部ヤイのルボン使用部が QD決定方法: X方向 Y方向 短期許容せん断力式: 

〔計算ルート〕 Ptmin Ptmax Pwmin Pwmax X方向:ルート3 Y方向:ルート3 0.00 2.00 0.20 1.20 0.00 2.00 0.20 1.20

#### [材料強度に対する基準強度の割増し率]

X方向 Y方向 ・主筋用 1.00 1.00 ・スラブ筋用 1.00 1.00

User ID: 250350

ERBS Design Example: stress calculation

#### (2) 記号説明

<断面算定出カー般>

Mu : 終局曲げ耐力 節点位置での値 () 内の数値は柱フェイス位置での値 QL : 長期せん断力 QS : 積雪荷重によるせん断力 QW : 風圧力によるせん断力 QE : 地震荷重時せん断力 Qo : 単純梁とした時の中間荷重によって生じるせん断力 : ロンクリートの設計基準強度 : コンクリートの許容圧縮応力度 : コンクリートの許容せん断応力度 [N/mm2][kNm] [N/mm2] [N/mm2] [kN] fs [kN] [kN] [kN] 位置 : 断面算定位置(軸心からの距離) : 梁のはばとせい : 引張鉄筋群重心位置 [cm] B\*D[cm] [cm] ML': 長期設計用曲げモーメント MS': 積雪荷重による設計用曲げモーメント MW1', MW2': 風圧力による設計用曲げモーメント ME1', ME2': 地震荷重時設計用曲げモーメント : 許容せん断力 : 設計用せん断力 のの下には、設計応力を決定したケースを出力します。 : せん断補強筋比 : シアスパン比による割増し係数 : 除荷時の残留ひび割れ幅 [kN] [kNm] [kNm] QD [kN] ΓkNml [kNm] [%] 2 :地震何里時設計用曲げモーメント 「KN :短期設計用曲げモーメント 「kN 応力は上端引張を正とする。 MSの下には、設計応力を決定したケースを出力します。 :許容曲げモーメント 「kN :引張鉄筋群断面積 [cm α [mm] [kŇm] 主筋選定の場合のみ 設計at 必要pt:必要引張鉄筋比 必要at:必要引張鉄筋断面積 [cm2] [%] [cm2]

:決定ケース L(長期), S(積雪), W(風圧力), E(地震力), P(構造規定) 記号の後の数値 1(正加力方向), 2(負加力方向)

<簡略形式による出力の場合のみ> M/MA : 許容曲げモーメントに対する設計用曲げモーメントの比 Q/QA : 許容せん断力に対する設計用せん断力の比

<決定位置による出力の場合のみ>

決定応力:決定応力 L(長期), S(積雪), W(風圧力), E(地震力) 記号の後の数値 1(正加力方向), 2(負加力方向)

[kNm]

M : 設計用曲げモーメント Q : 設計用せん断力 [kN]

コンクリート 長期 短期 Fc 21.0 fc 7.00 14.00 (普通) fs 0.70 1.05	鉄筋		-D13 D16-D29 D32-		]	鋼 -R R16-		235 ] 295 ]		U)は、 ンを表す		せん!	斯補強筋 	
[1G1 ]	 左端	1/4	中央	3/4	右端		 左端	1/4	 中央	3/4	 右端		 左端	右端
[1F B 1 -2 ]  位置	0.0	185.0	350.0	185.0	0.0	設計at上		20. 28	20. 28	20. 28	30.42	QL	100	161
左端 中央 右端 ML'	41	-154	-176	-54	253	! 下	30. 42	30.42	30.42	30. 42	30.42	QE	47	47
B*D 40*150   ME1'	-199	-112	-34	44	131	MA長	812	812	812	812	812	Qo	130	131
上端一段 4-D25 4-D25 4-D25 ME2'	199	112	34	-44	-131	短上   下	1302	882	882	882	1302	QD	194 L+E	255 L+E
二段 2-D25 2-D25 MS上 下端一段 4-D25 4-D25 4-D25  下	240 -158	-266	-210	-98	384	l Mu È	1302 1421	1302	1302	1302 1340)	1302 1421	l IPw	0.31%	0.31%
二段 2-D25 2-D25 2-D25 上	L+E2	-200	-210	-90	L+E1	""u +	1421	( 1340		1340)	1421	I QAL	716	716
ユターラップ 2 D20 2 D20   下	L+E1	L+E1	L+E1	L+E2	L.L.	i dt 占		6.0	´ 6.0`	6.0	8. 1	IQAS	1057	992
部材長 700.0 内法 660.0						i T	8. 1	8. 1	8. 1	8. 1	8. 1		1.89 α	S 1.73
												<u>-</u>		
[1G2 ]	===== 左端	1/4	 中央	3/4	====== 右端	<u>.</u> 	===== 左端	1/4	====== 中央	3/4	====== 右端	:==== 	===== 左端	===== 右端
=====================================	0.0	185.0	350.0	3/4 185. 0	====== 右端 0.0	    設計at上	====== 左端 30.42	20. 28	20. 28	20. 28	====== 右端 30.42	:=====    QL	====== 左端 134	===== 右端 134
[1F 2 A -B ]  位置 左端 中央 右端 ML'	0. 0 47	185. 0 -165		185. 0 -165	0. 0 47	下	30. 42 30. 42	20. 28 30. 42	20. 28 30. 42	20. 28 30. 42	30. 42 30. 42	    QL  QE	134 65	134 65
[1F 2 A -B ] 位置 左端 中央 右端 ML' B*D 40*150 ME1'	0. 0 47 –229	185. 0 -165 -108	350. 0 -226 0	185. 0 -165 108	0. 0 47 229	下   MA長	30. 42 30. 42 812	20. 28 30. 42 812	20. 28 30. 42 812	20. 28 30. 42 812	30. 42 30. 42 812	QE Qo	134 65 134	134 65 134
[1F 2 A -B ] 位置 左端 中央 右端 ML' B*D 40*150 ME1' 上端一段 4-D25 4-D25 4-D25 ME2'	0.0 47 -229 229	185. 0 -165	350.0 -226	185. 0 -165	0.0 47 229 -229	下   MA長   短上	30. 42 30. 42 812 1302	20. 28 30. 42 812 882	20. 28 30. 42 812 882	20. 28 30. 42 812 882	30. 42 30. 42 812 1302	QE	134 65 134 265	134 65 134 265
[1F 2 A -B]     位置       左端     中央     右端 ML       B*D     40*150     ME1'       上端一段     4-D25     4-D25     ME2'       二段     2-D25     2-D25 MS上	0. 0 47 -229 229 276	185. 0 -165 -108 108	350. 0 -226 0 0	185. 0 -165 108 -108	0. 0 47 229 -229 276	下   MA長   短上   下	30. 42 30. 42 812 1302 1302	20. 28 30. 42 812 882 1302	20. 28 30. 42 812 882 1302	20. 28 30. 42 812 882 1302	30. 42 30. 42 812 1302 1302	QE  Qo  QD	134 65 134 265 L+E	134 65 134 265 L+E
1F 2 A -B   位置	0. 0 47 -229 229 276 -182	185. 0 -165 -108	350. 0 -226 0	185. 0 -165 108	0.0 47 229 -229 276 -182	下   MA長   短上   下   Mu 上	30. 42 30. 42 812 1302 1302 1421	20. 28 30. 42 812 882 1302 ( 1340	20. 28 30. 42 812 882 1302	20. 28 30. 42 812 882 1302 1340)	30. 42 30. 42 812 1302 1302 1421	QE  Qo  QD    Pw	134 65 134 265 L+E 0. 31%	134 65 134 265 L+E 0. 31%
1F 2 A -B   位置	0. 0 47 -229 229 276 -182 L+E2	185. 0 -165 -108 108	350. 0 -226 0 0	185. 0 -165 108 -108	0.0 47 229 -229 276 -182 L+E1	下   MA長   短上   下   Mu 上   下	30. 42 30. 42 812 1302 1302 1421 1421	20. 28 30. 42 812 882 1302 ( 1340 ( 1340	20. 28 30. 42 812 882 1302 )	20. 28 30. 42 812 882 1302 1340) 1340)	30. 42 30. 42 812 1302 1302 1421 1421	QE  Qo  QD    Pw  QAL	134 65 134 265 L+E 0. 31% 693	134 65 134 265 L+E 0. 31% 693
1F 2 A -B   位置   左端 中央 右端 ML'   B*D 40×150   ME1'  上端一段 4-D25 4-D25 ME2'  二段 2-D25 2-D25 MS上  下端一段 4-D25 4-D25 - 下	0. 0 47 -229 229 276 -182	185. 0 -165 -108 108	350. 0 -226 0 0	185. 0 -165 108 -108	0.0 47 229 -229 276 -182	下   MA長   短上   下   Mu 上	30. 42 30. 42 812 1302 1302 1421	20. 28 30. 42 812 882 1302 ( 1340	20. 28 30. 42 812 882 1302	20. 28 30. 42 812 882 1302 1340)	30. 42 30. 42 812 1302 1302 1421	QE  Qo  QD    Pw  QAL  QAS	134 65 134 265 L+E 0. 31% 693 1128	134 65 134 265 L+E 0. 31%

#### S梁の検討

#### (1) 計算条件

• 端部断面算定位置 X方向は、剛域端とした。 Y方向は、剛域端とした。 ・応力採用位置

・柱との核合計の収録的はした。 (ノユ・横補剛の核計をした。 ・曲げの設計でのウェブの考慮 <※方向> 端 部 考慮した。 継手部 考慮した。 (スカラップ: (フランジ : (ウェブ : 0mm欠損) 0%欠損) 0%欠損) 中央部 考慮した。

<Y方向>

(スカラップ: (フランジ : (ウェブ : 端 部 考慮した。 継手部 考慮した。 0mm欠損) 0%欠損) 0%欠損)

中央部 考慮した。

#### (2) 記号説明

<断面算定出カー般>

:鋼材の許容応力度を決定する場合の基準値 [N/mm2]

: 断面算定位置(軸心からの距離) 位置

:長期荷重時設計用曲げモーメント :設計用曲げモーメント MI'

[kN] [kN] ΩI :長期設計用せん断力 : 設計用せん断力

Lb1~Lb4 : 横補剛間隔
Lbn : 横補剛間隔
CP : カバープレート(幅\*厚さ)
λ ・細長比
必要補剛数の場合に必要な横補剛数
の (第) は 神剛数な 第間隔で配置する場合に必要な横補剛数 [cm] [cm] [cm]

必要補剛数の後の(等)は、補剛数を等間隔に設ける場合 (端)は、補剛数を端部に近い位置に設ける場合 Lb :補剛数を端部に設ける場合の曲げ座屈長さ [cm]

<決定位置による出力の場合のみ> フレーム,軸:最も不利な応力となる位置

〔計算ルート〕 X方向: ルート3 Y方向: ルート3

[使用ボルト径を決定するための最大フランジ幅] M22 M24

150 200 400 ----(ウェブボルトピッチ) 60 60 60

: たわみ : たわみと部材長の比 [cm]

:断面係数 [cm3] : せん断断面積 [cm2]

:曲げ座屈長さ Lb [cm]

C fb fb計算の補正係数 [N/mm2] 許容曲げ応力度 : 溶接継目ののど断面に対する許容応力度 [N/mm2]

: 曲げ応力度 : せん断応力度 [N/mm2] [N/mm2] σ

 $\sigma/fb$ : 曲げ応力度比 : 世ん断応力度比 : 組合せ応力度比 τ/fs 組合せ

δ δ/L

[cm]

[kNm]

ΓkNml

L(長期), S(積雪), W(風圧力), K(地震力) 値 1(正加力方向), 2(負加力方向) :決定応力 記号の後の数値

鉄骨: 左端 [SN400B] F値 235.0 中央 [SN400B] F値 235.0 右端 [SN400B] F値 235.0

[461 ] [RF B 1 -2 ] 左端BH- 400* 170* 9.0*16.0 [FA] 中央 H- 400* 200* 8.0*13.0*13[FA]	QL 53	JOINT 中央 69.0 350.0 17 -64 53	JOINT 69.0 37 60	右端  52.0 ケース 49 Lb 60 C	左端 L+K2 350.0	中央 L 350.0		: 350.0 350. :	1 : L+K2 L+K1 0 :
右端BH- 400* 170* 9.0*16.0 [FA] 部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2 350.0 350.0	[部材]  M 79  Q 69  [仕口]  M 79	65 -64 69 0	81 76	fb 96 Z 76 Aw  σ 96 τ	235 1190 33. 1 66 21	157 1172 29. 9 54	235 1190 33.1 80 23		2: 1190 1190
たわみる 0.593 δ/L 1/1180 ※ 鉄骨断面を変す	Q 69  均等:必要補 	剛数(等)0本	λ 15	76   で/fb i3.4   r/fs  組合せ	0. 29 0. 16 0. 31	0. 35 	0. 35 0. 18 0. 36	: 0.24 0.3 : 0.17 0.1 : 0.28 0.3	0 : 0.29 0.35 9 : 0.16 0.18
		JOINT 中央 69.0 350.0 20 -52 49	JOINT 69.0 20 49	 右端  52.0 ケース 29 Lb 49 C	左端 上+K2 350.0	中央 L 350.0	===== 右端 L+K1 350.0	:左/-JOINT-/7 : L+K2 L+K : 350.0 350.	1 : L+K2 L+K1
右端BH- 400* 170* 9.0*16.0 [FA] 部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2 350.0 350.0	[部材]  M 95  Q 71  [仕口]  M 95	82 -52 71 0	82 71	fb 95 Z 71  <b>Aw</b>  σ 95 τ	235 1190 33. 1 80 21	157 1172 29. 9 45	235 1190 33. 1 80 21	: 235 23 : 1172 117 : 29.9 29. : 70 7 : 24 2	2 : 1190 1190 9 : 33.1 33.1
たわみる 0.491 δ/L 1/1424 ※ 鉄骨断面を変す	│Q 71 │均等:必要補 │	剛数(等)0本	λ 15	71   σ/fb i3.4   τ/fs  組合せ	0. 34 0. 16 0. 35	0. 29 	0. 34 0. 16 0. 35	: 0.30 0.3 : 0.18 0.1 : 0.33 0.3	0 : 0.34 0.34 8 : 0.16 0.16
=====================================		JOINT 中央 73.0 350.0 30 -62 58	JOINT 73.0 22 55	 右端  54.0 ケース 34 Lb 55 C	左端 左端 L+K2 350.0 2.300	中央 L 350.0	L+K1	:========== :左/-JOINT-/7 : L+K2 L+K : 350.0 350.	1 : L+K2 L+K1
	[部材]  M 145  Q 95  [仕口]	125 -62 95 0	129 92	fb  148 Z  92 Aw   0	216 1684 56. 1 86	157 1872 46. 8 33	215 1684 56. 1 88		2 : 1684 1684 8 : 56.1 56.1 9 : 86 88
たわみる 0.287 δ/L 1/2431 ※ 鉄骨断面を変見		剛数(等)0本	λ 16	148  τ 92  σ/fb 60.3   τ/fs  組合せ	17 0. 40 0. 13 0. 37	0. 22	16 0. 41 0. 13 0. 37	: 20 2 : 0.29 0.3 : 0.15 0.1 : 0.31 0.3	5 : 0.13 0.13
=====================================		JOINT 中央 73.0 350.0 22 -48 49	JOINT 73.0 22 49	====================================	左端 上+K2 350.0 2.065	中央 L 350.0	L+K1	:========= :左/-JOINT-/a : L+K2 L+K : 350.0 350.	1 : L+K2 L+K1
	[部材]  M 174  Q 97  [仕口]	155 -48 97 0	155 97	fb 174 Z 97 Aw   σ	214 1684 56. 1 103	157 1872 46. 8 26	214 1684 56. 1 103	: 235 23 : 1872 187 : 46.8 46. : 83 8	2 : 1684 1684 8 : 56.1 56.1 3 : 103 103
たわみる 0.223 δ/L 1/3134 ※ 鉄骨断面を変更		剛数(等)0本	λ 16	174  τ 97  σ/fb 60.3   τ/fs  組合せ	17 0. 49 0. 13 0. 43	0. 17 	17 0. 49 0. 13 0. 43	: 21 2 : 0.36 0.3 : 0.16 0.1 : 0.37 0.3	6: 0.13 0.13
[2G1 ] [2F B 2 -3 ] 左端BH-600* 170*12.0*19.0 [FA]	ML' 50	JOINT 中央 77.0 350.0 36 -70	JOINT 77.0	====================================	左端 L+K2 350.0	中央 L 350.0	L+K1 350. 0	: L+K2 L+K : 350.0 350.	0 :
中央 H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA] 右端BH- 600* 170*12.0*19.0 [FA] 部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2 350.0 350.0	[部材]  M 181  Q 115  [仕口]	66 157 -70 115 0	57 155 105	57 C  fb 178 Z 105  <b>Aw</b>  σ	2. 283 216 2409 67. 4 75	144 2518 62. 2 28	215 2409 67. 4 74	: 62 6	0 : 235 235 8 : 2409 2409 2 : 67.4 67.4 2 : 75 74
たわみる 0.205 δ/L 1/3406 ※ 鉄骨断面を変す	 更している。	剛数(等)0本	λ 16	組合せ	17 0. 35 0. 13 0. 33	0. 20 	0. 35 0. 12 0. 32	: 0.29 0.2 : 0.14 0.1 : 0.29 0.2	3 : 0.13

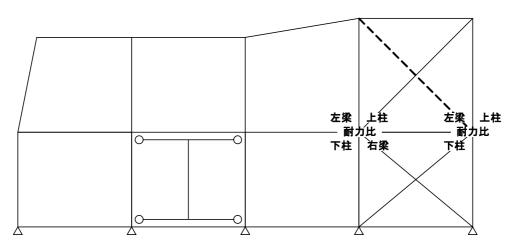
鉄骨: 左端 [SN400B] F値 235.0 中央 [SN400B] F値 235.0 右端 [SN400B] F値 235.0

======================================	======= 	=====: 左端	JOINT	中央	 JOINT	:======== 右端 l	====== 左端	中央	=====================================	NT /# ·#	
[2G2 ] [2F 2 A -B ]	  位置	五 <sup>3</sup> 布 57.5	77.0	950.0	77.0	1回 3m   57.5   ケース	工址 L+K2	中大	石 姉 ・左 / - 50 i L+K1 : L+K2	L+K1 :	L+K2 L+K1
左端BH- 600* 170*12.0*19.0 「FA]		28	17	-59	17	28 Lb	350.0	350.0	350.0 : 350.0		L'INZ L'INT
中央 H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA]		54	54		54	54   C	2.060	2.300	2.060 : 2.060	2.060 :	
	[部材]					fb	214	148	214 : 220	220 :	235 235
部材長 700.0 補剛数 1	M	215	192	-59	192	215   Z	2409	2518	2409 : 2518	2518 :	2409 2409
Lb1 Lb2	Q	118	118	0	118	118   Aw	67.4	62. 2	67.4 : 62.2		67.4 67.4
350.0 350.0	[[仕口]					ļσ	89	23	89 : 76	76 :	89 89
	M	215				215   τ	18		18: 19	19 :	18 18
	Q	118	피나보드 / 6년	-	1 1	$118   \sigma/fb$	0.42	0.16	0.42 : 0.35		0.39 0.39
+ + 7 8 0 17E 8 /L 1/2070	均等:	必要補	剛数 (等	€) 0本	λ 1	68. 4   τ /fs	0.13		0.13 : 0.14	•	0. 13 0. 13
たわみる 0.175 δ/L 1/3979 ※ 鉄骨断面を変見	     アハ	z				組合せ	0. 38		0.38 : 0.34	0.34 :	0. 38 0. 38
次	======	る。 ======			======		======	======		.======	

7.7 耐震壁の断面検定表 該当するデータはありません。

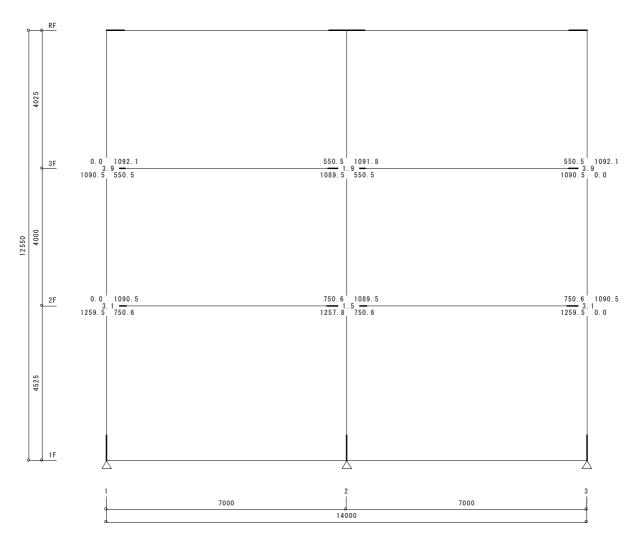
- 7.8 鉛直ブレースの断面検定表該当するデータはありません。
- 7.9 柱・はり接合部の断面検定表該当するデータはありません。
- 7.10 柱脚の断面検定表 該当するデータはありません。

# 【凡例】

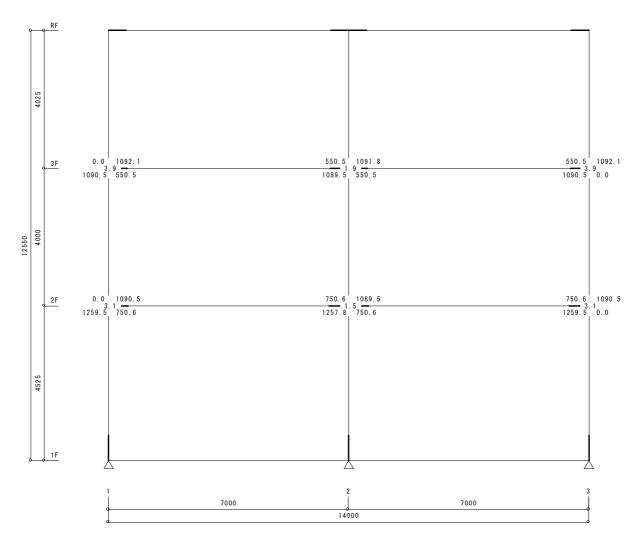


- ※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。※ 最下層(最下階の柱脚), 最上層(最上階の柱頭)は、計算・出力しません。

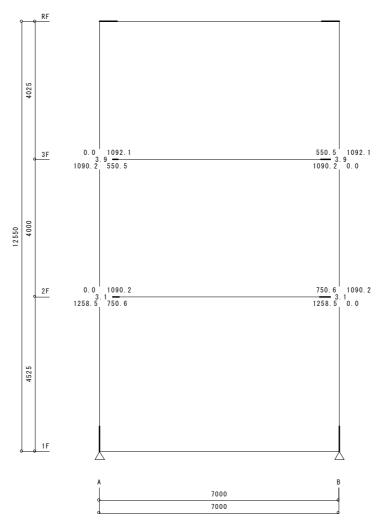
記号	内容
左梁	接合部左側はりの全塑性曲げモーメント
右梁	接合部右側はりの全塑性曲げモーメント
下柱	接合部下部柱の全塑性曲 げモーメント
上柱	接合部上部柱の全塑性曲 げモーメント
耐力比	接合部の柱はり耐力比



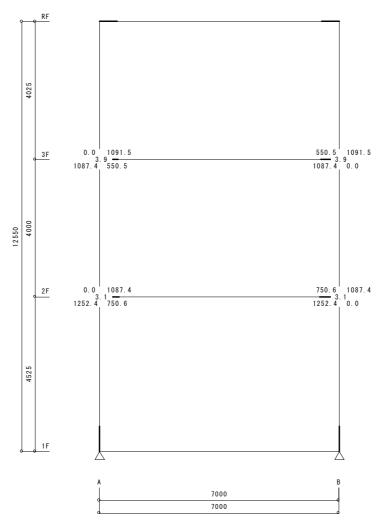
【Aフレーム】スケール: 1/110



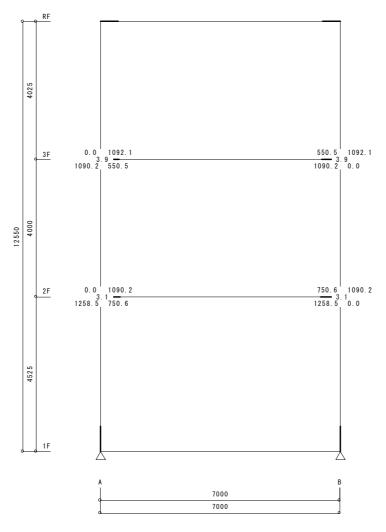
【Bフレーム】スケール: 1/110



【1フレーム】スケール: 1/110



【27レーム】スケール: 1/110



【3フレーム】スケール: 1/110

## 8. 壁量·柱量

壁量・柱量は計算していない。

## 9. 層間変形角 剛性率

## 9.1 層間変形角

階高:層間変形角計算用階高

※ 層間変形角が1/200を超えたとき末尾に「\*」を付記します。

方向	階	階高[mm]	X軸-Y軸	層間変位[mm]	層間変形角
ΧŒ	3	4000	1 -A	6. 09691	1/ 656
	2	4000	1 -A	6. 58967	1/ 607
	1	4000	1 -A	4. 45417	1/ 898
ΥŒ	3	4000	1 -A	7. 17947	1/ 557
	2	4000	1 -A	7. 49343	1/ 534
	1	4000	1 -A	4. 85234	1/ 824

## 9.2 剛性率

δs:剛性率計算時の層間変位, rs:剛性率計算時の層間変形角の逆数

※ 剛性率が0.6未満のとき末尾に「\*」を付記します。

## 〈雑壁を考慮しない場合〉

方向	階	Qi[kN]	δs[mm]	1/rs	剛性率	形状特性係数
ΧŒ	3	211.6	6. 09691	1/ 656	0. 910	1. 000
	2	340. 2	6. 58967	1/ 607	0. 842	1. 000
	1	432.0	4. 45417	1/ 898	1. 246	1. 000
ΥŒ	3	211.6	7. 17947	1/ 557	0. 872	1. 000
	2	340. 2	7. 49343	1/ 534	0. 836	1. 000
	1	432.0	4. 85234	1/ 824	1. 291	1. 000

## 10. 偏心率

## 10.1 偏心率

gx, gy: 重心位置(軸力の中心) [m] ex, ey: 偏心距離 [m] re: 弾力半径 [m] px, py: 剛心位置 [m] Re: 偏心率 Fe: 形状特性係数

※ gx, gy, px, pyは絶対座標, ex, eyは地震力の方向に対し直交, re, Re, Feは

地震力の方向を示します。

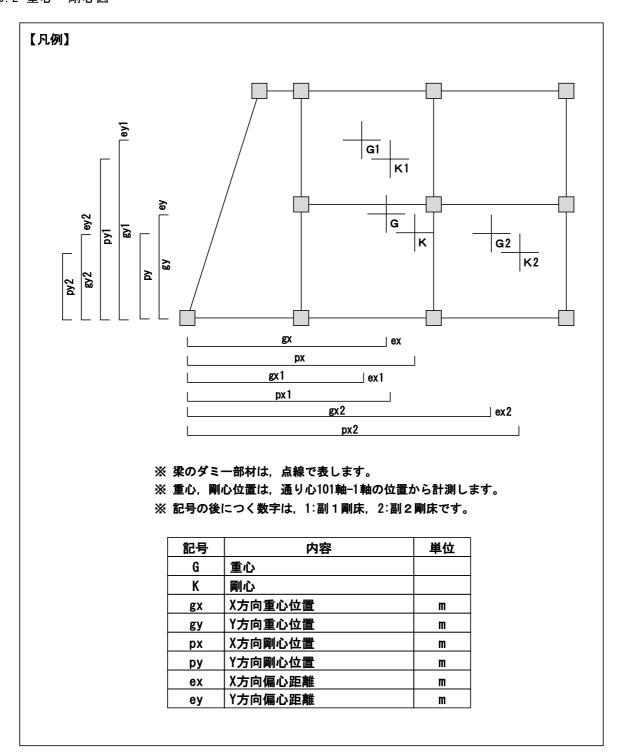
※ Reが0.15を超えたとき末尾に「\*」を付記します。

### 〈雑壁を考慮しない場合〉(加力方向: X正Y正)

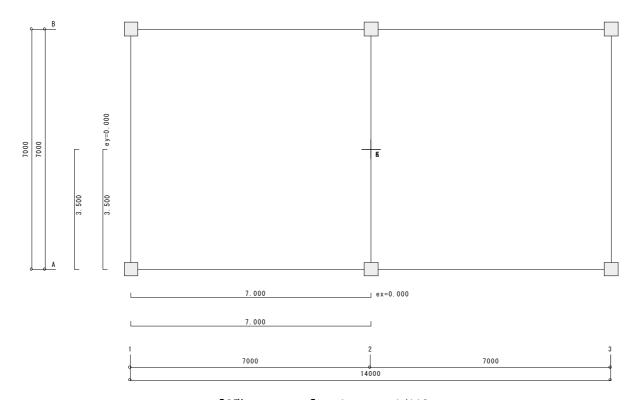
X方向	階	gx	gy	рх	ру	ey	re	Re	Fe
	3	7. 000	3. 500	7. 000	3. 500	0.000	6. 326	0.000	1.000
	2	7. 000	3. 500	7. 000	3. 500	0.000	6. 405	0.000	1.000
	1	7. 000	3. 500	7. 000	3. 500	0.000	6. 488	0.000	1.000

Y方向	階	gx	gy	рх	ру	ex	re	Re	Fe
	3	7. 000	3. 500	7. 000	3. 500	0.000	6. 861	0.000	1.000
	2	7. 000	3. 500	7. 000	3. 500	0.000	6. 828	0.000	1. 000
	1	7. 000	3.500	7. 000	3. 500	0.000	6. 774	0.000	1.000

# 10.2 重心·剛心図

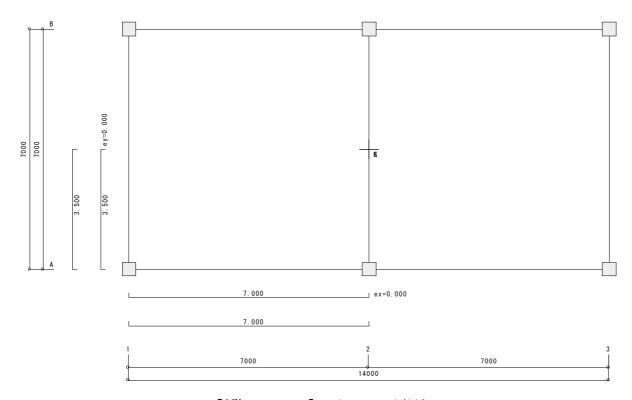


# 10.2 重心・剛心図 <雑壁を考慮しない場合>



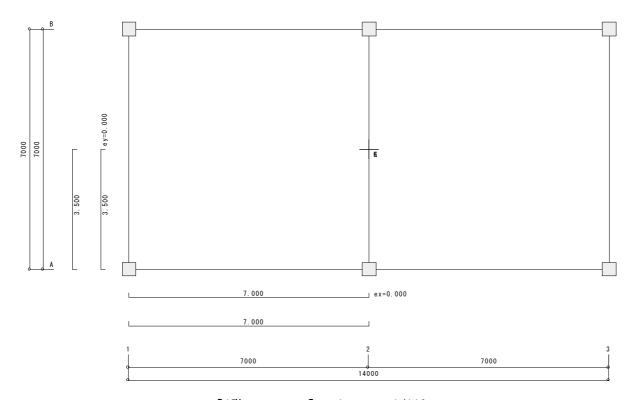
【3階 X正Y正】スケール: 1/110

# 10.2 重心・剛心図 <雑壁を考慮しない場合>



【2階 X正Y正】スケール: 1/110

# 10.2 重心・剛心図 <雑壁を考慮しない場合>



【1階 X正Y正】スケール: 1/110

Super Build/SS3-S Ver.1.1.1.42

UserID:250350

ERBS Design Example: stress calculation

- 11. 保有水平耐力
- 11.1 保有水平耐力設計方針
- 11.1.1 構造計算方針

#### 11.1.2 部材の設計方針

- せん断設計用応力割増しに余裕度 M M の考慮は、しない
- 直交方向フレーム部材のせん断設計は、しない
- RC部材応力割増率の採用方法は、層ごとの指定 (Qu/Qm (RC部材)) を採用する
- せん断設計の採用応力(X方向)は、Ds算定時とする。 せん断設計の採用応力(Y方向)は、Ds算定時とする。

#### 11.2 荷重増分解析の方法

#### 11.2.1 基本条件

### ● Ds算定時の条件

支点の浮き上がり降伏の考慮は、する 支点の圧壊降伏の考慮は、する 支点の水平方向降伏の考慮は、しない 梁のせん断降伏の考慮は、する 柱のせん断降伏の考慮は、する

脆性破壊したとる	きの処理	X 方向	Y方向
RC梁	せん断破壊	解析終了	解析終了
S 梁	せん断破壊	解析終了	解析終了
S柱	せん断破壊	解析終了	解析終了
	軸圧縮破壊	解析終了	解析終了
ブレース	軸圧縮破壊	解析終了	解析終了
Ds算定時の定義			
重心の層間変	变形角	1/ 50	1/ 30
最大の層間変	变形角	1/ 50	1/ 30
最大ステップ	プ数 正加力	1000	1000
	負加力	1000	1000

● 保有水平耐力時の条件 保有水平耐力時の設定は、Ds算定時を保有水平耐力時と定義する

#### 11.2.2 増分コントロール

	X 方向	Y方向
● 推定崩壊荷重の倍率	0.30	0.30
● 推定崩壊荷重までのステップ数	50	50
● 荷重増分量の分割方法	等分割	等分割
● 剛床回転の拘束	考慮しない	考慮しない

● 弾性剛性に対する降伏後の部材剛性

R C 部材 ピンとする S 部材 ピンとする 支点 (水平) 自由とする

# 11.2.3 終局強度倍率

	主筋	5用(梁・柱)	壁・スラブ筋用	計 鉄 骨 用
材料強度に対する基準強度の割増し率	<x></x>	1.00	1.00	1. 10
	<y></y>	1. 00	1.00	1. 10

#### 11.2.4 部材種別の判定条件

- 崩壊形判定のための曲げ用応力割増率 1.10
- 崩壊形判定のためのせん断用応力割増率 1.10
- 未崩壊部材の余裕度による破壊モード判定は、する
- 直交方向フレームの考慮は、する
- 梁·柱の種別の決定は、柱および柱に接着する梁のうちの最下位
- ho/Dでの2M/QDの考慮は、しない
- Ptの考慮は、する
- D部材の考慮は、する
- 横補剛検討NG部材の取り扱いは、部材群種別をDとする

#### 11.2.5 外力分布

・Ds算定時(層せん断力の分布)

直接入力したときは末尾に「\*」を付記します。

階	X 方向	Y方向
3	1057. 95	1057. 95
2	1701. 30	1701.30
1	2160.00	2160.00

・保有水平耐力時(層せん断力の分布)

直接入力したときは末尾に「\*」を付記します。

階	X 方向	Y方向
3	1057. 95	1057. 95
2	1701. 30	1701.30
1	2160.00	2160.00

#### 11.2.6 復元力特性

- 梁・柱曲げ(軸)ひび割れの考慮は、する
- 梁・柱せん断ひび割れの考慮は、しない
- Mc算定式の係数 0.56 × √σB
- Mc算定式へのスラブの考慮は、する
- αy算定式へのスラブの考慮は、する
- 梁の曲げ降伏時の剛性低下率算定式は、以下の2式を使い分ける

 $\alpha y = (0.043+1.64 \cdot n \cdot Pt+0.043 (a/D)) \cdot (d/D)^2$   $(2.0 \le a/D \le 5.0)$  $\alpha y = (-0.0836+0.159 \cdot (a/D)) \cdot (d/D)^2$   $(1.0 \le a/D < 2.0)$ 

● 柱の曲げ降伏時の剛性低下率算定式は、以下の2式を使い分ける

 $\alpha y = (0.043+1.64 \cdot n \cdot Pt+0.043 (a/D)+0.33 \eta) \cdot (d/D)^2$  (2.0\leq a/D\leq 5.0)

- $\alpha y = (-0.0836+0.159 \cdot (a/D) + 0.169 \eta) \cdot (d/D)^2$  (1.0 \leq a/D < 2.0)
- スラブ筋の考慮は、する
- ウェブ曲げ耐力の考慮は、する
- ハンチ付き梁の下端主筋考慮方法は、1.0倍による
- RC梁・柱Qu算定式の係数は, 0.053
- 高強度せん断補強筋(ウルボン) Qu算定式は, 荒川式による
- S梁Mu算定時の横座屈の考慮は、しない
- 柱降伏曲面の算定式

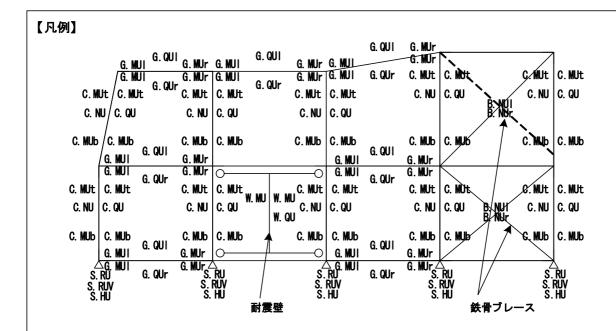
H 形鋼強軸 (Mx/Mux)<sup>2</sup>.000 + (My/Muy)<sup>1</sup>.000 = 1 H 形鋼弱軸 (Mx/Mux)<sup>1</sup>.000 + (My/Muy)<sup>2</sup>.000 = 1 角形鋼管 (Mx/Mux)<sup>1</sup>.000 + (My/Muy)<sup>1</sup>.000 = 1 鋼管 (Mx/Mux)<sup>2</sup>.000 + (My/Muy)<sup>2</sup>.000 = 1

- 柱脚曲げ耐力は、自動計算値を採用する
- 柱危険断面位置採用方法は、XY方向で長い方を採用する
- 柱脚曲げ耐力用軸力は、ブレース付加軸力を考慮する
- 冷間角形鋼管の取り扱い

局部崩壊メカニズムと判定された場合の耐力低減の考慮は、する 冷間角形鋼管の耐力低減率

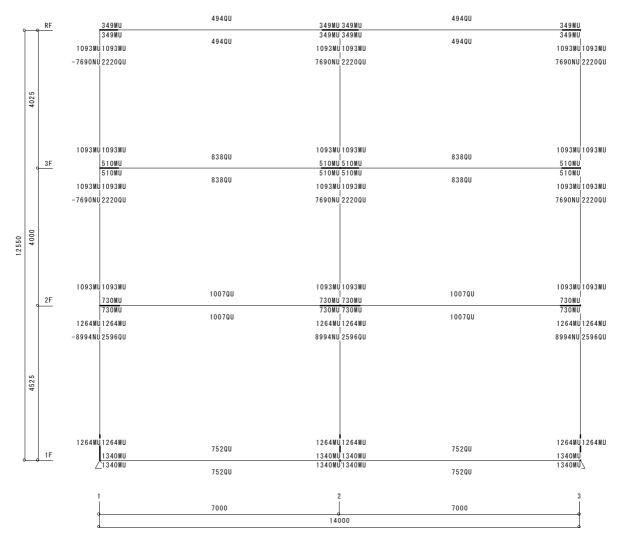
	内ダイアフラム	通しダイアフラム	外ダイアフラム	その他
ВСР	0.85	0.80	0.80	1.00
BCR	0.80	0. 75	0. 75	1.00
強度入力	1.00	1.00	1.00	1.00
耐力低減の	対象となる層の梁	の塑性化は、する		

# 11.3 構造特性係数Dsの算定 11.3.1 Ds算定時の部材終局強度

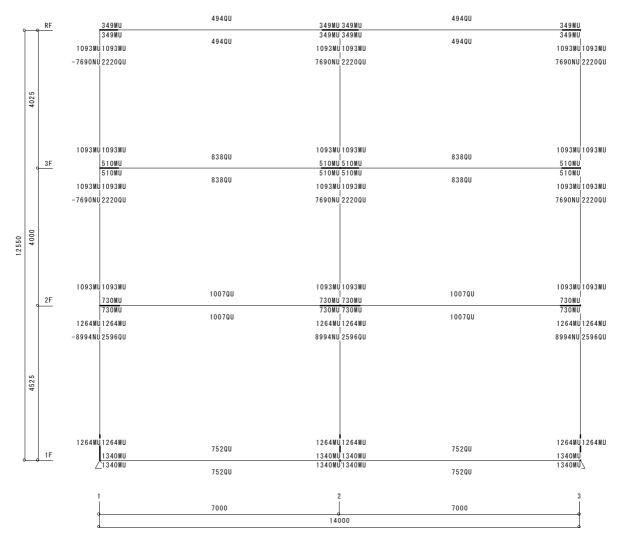


#### ※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

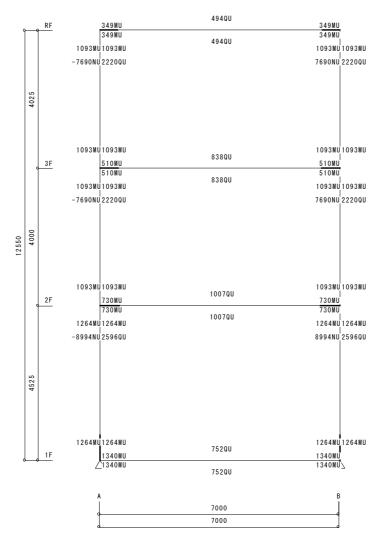
記号	内容	単位
G. MUI	はり左端の終局曲げ耐力	kNm
G. MUr	はり右端の終局曲げ耐力	kNm
G. QUI	はり左端の終局せん断耐力	kN
G. QUr	はり右端の終局せん断耐力	kN
C. MUt	柱頭の終局曲げ耐力	kNm
C. MUb	柱脚の終局曲げ耐力	kNm
C. NU	柱の終局軸耐力(正値:圧縮, 負値:引張り)	kN
C. QU	柱の終局せん断耐力	kN
W. MU	耐震壁の終局曲げ耐力	kNm
W. QU	耐震壁の終局せん断耐力	kN
S. RU	浮上がりの支点耐力	kN
S. RUV	圧壊の支点耐力	kN
S. HU	水平の支点耐力	kN
B. NUr	右上り筋かいの軸耐力(正値:圧縮, 負値:引張り)	kN
B. NU I	左上り筋かいの軸耐力(正値:圧縮, 負値:引張り)	kN



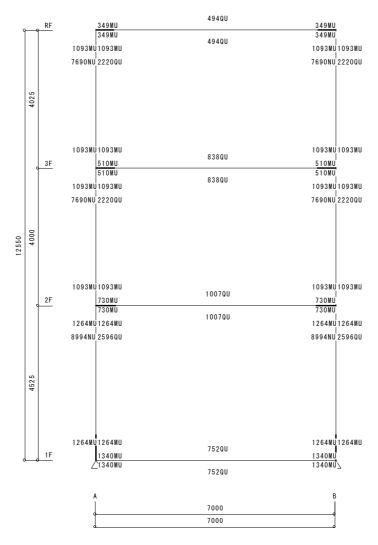
【Aフレ-ム X方向正加力】スケール:1/110



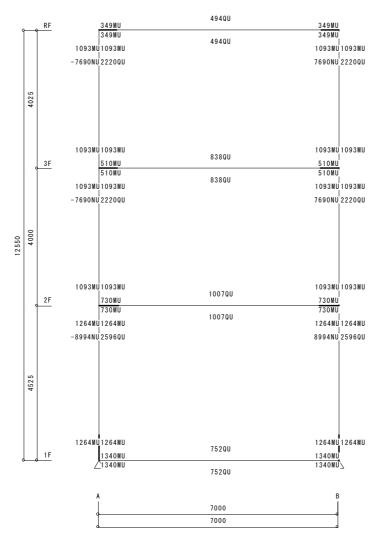
【Bフレ-4 X方向正加力】スケール:1/110



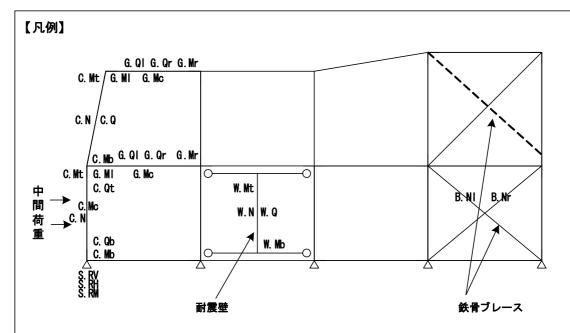
【17レ-ム Y方向正加力】スケール:1/110



【27レ-4 Y方向正加力】スケール:1/110



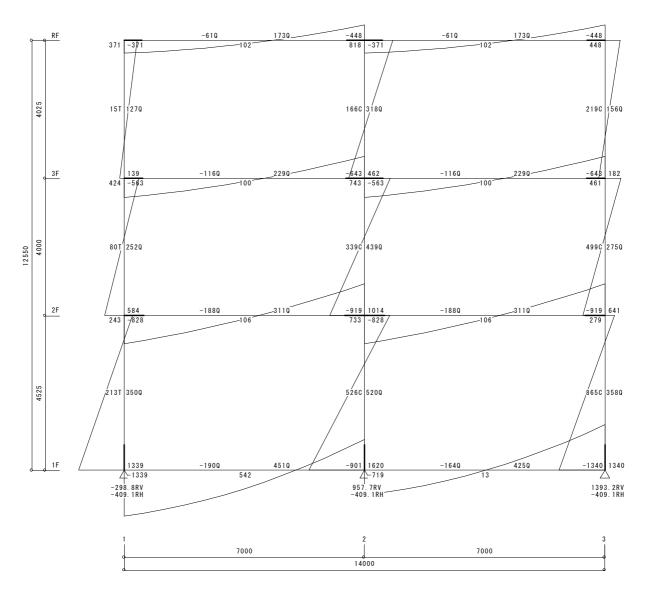
【3フレーム Y方向正加力】スケール:1/110



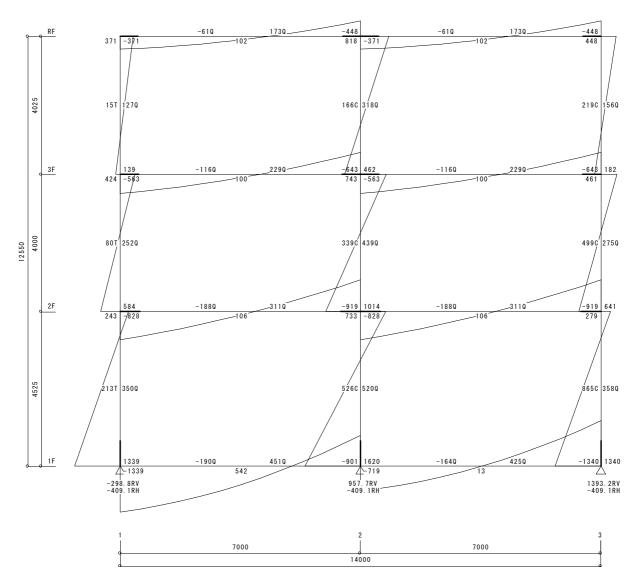
- ※ 応力図においては、節点位置の値を出力しています(長期荷重時の応力や反力を含む)。 降伏の判定においては、フェイス位置の値を採用しています。
- ※ 連スパン耐震壁は1枚の壁として表示します。
- ※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

記号	内容	単位
G. MI	はり左端の曲げモーメント	kNm
G. Mr	はり右端の曲げモーメント	kNm
G. Mc	はり中央の曲げモーメント	kNm
G. QI	はり左端のせん断力	kN
G. Qr	はり右端のせん断力	kN
C. Mt	柱頭の曲げモーメント	kNm
C. Mc	柱中央の曲げモーメント *1	kNm
C. Mb	柱脚の曲げモーメント	kNm
C. N	柱軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN
C. Qt	柱頭のせん断力 *1	kN
C. Qb	<b>  柱脚のせん断力 *1</b>	kN
C. Q	柱のせん断力	kN
W. Mt	耐震壁頭の曲げモーメント	kNm
W. Mb	耐震壁脚の曲げモーメント	kNm
W. Q	<b>  耐震壁のせん断力 *2</b>	kN
W. N	耐震壁の軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN
S. RV	鉛直方向支点反力(正:上向き, 負:下向き)	kN
S. RH	水平方向支点反力(正:右向き, 負:左向き)	kN
S. RM	回転方向支点反力(正:左回り, 負:右回り)	kNm
B. Nr	右上り筋かいの軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN
B. NI	左上り筋かいの軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN

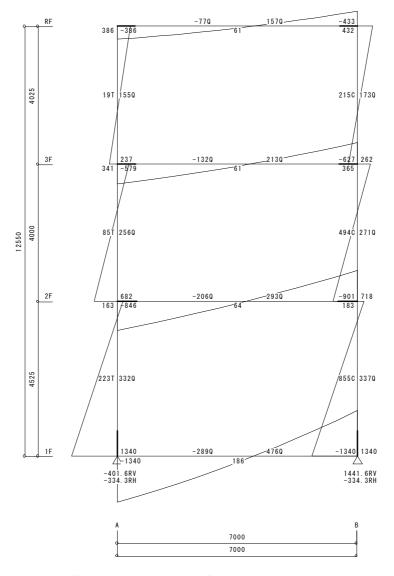
- \*1 柱に中間荷重がある場合, または 腰折れ柱の場合に出力されます。
- \*2 耐震壁のせん断力に長期応力は、 含まれていません。



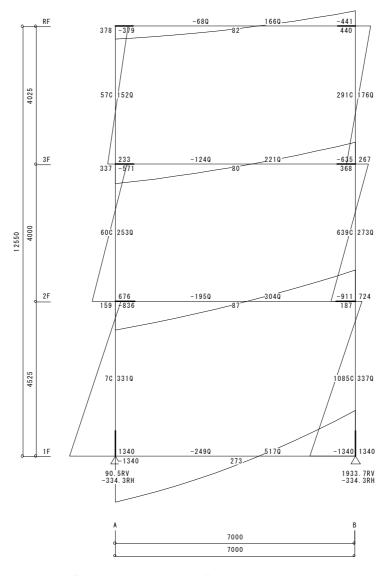
【Aフレ-ム X方向正加力】スケール:1/110



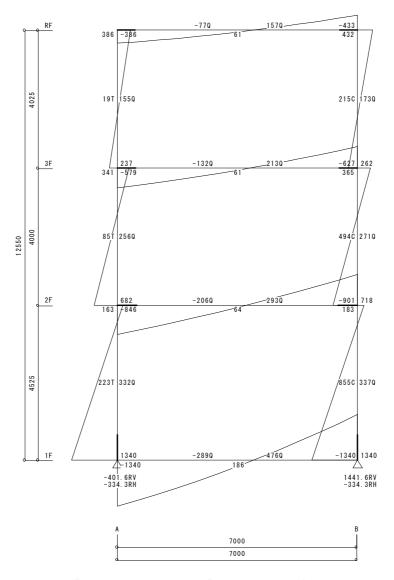
【Bフレ-4 X方向正加力】スケール:1/110



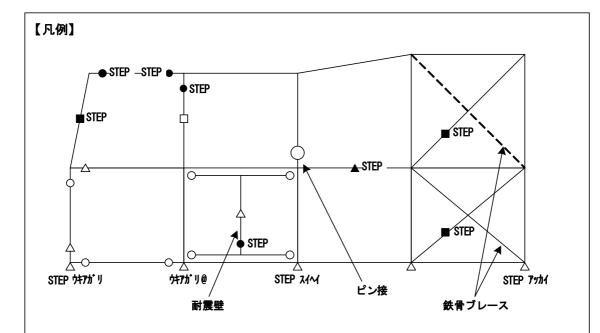
【17レ-4 Y方向正加力】スケール:1/110



【27レ-4 Y方向正加力】スケール:1/110

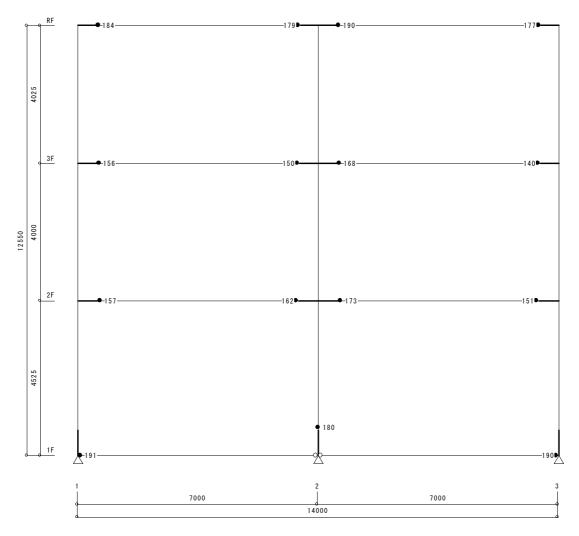


【37レ-4 Y方向正加力】スケール:1/110

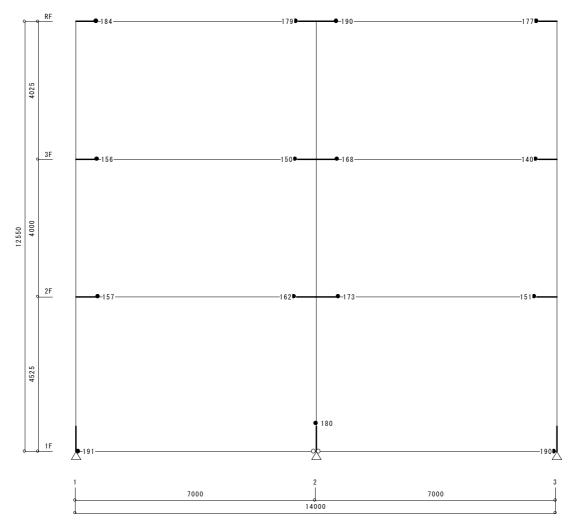


- ※ ステップ数は降伏時のみ表示します。
- ※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。
- ※ 未崩壊部材の処理は考慮されていません。
- ※ 未崩壊部材の処理を反映したヒンジ図は、「破壊形式・部材種別図」 で確認できます。

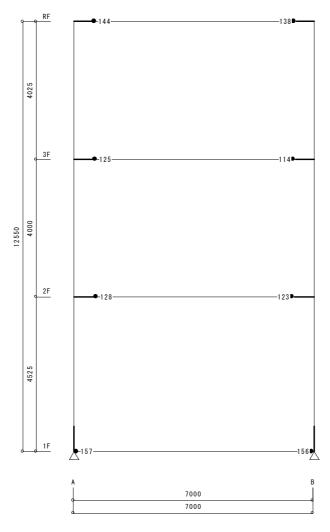
ăí	3号	内容	
降伏	ひび割れ	M <del>····································</del>	
•	0	塑性ヒンジ曲げ降伏、曲げひび割れ	
<b>A</b>		せん断破壊,せん断ひび割れ	
		軸破壊、軸ひび割れ	
STEP		降伏時のステップ数 ※鉄骨ブレースについて、軸破壊の場合、ステップ数の後に'C'(圧壊)か'T'(引張)が出力されます。	
ウキアカ゛リ	ウキアカ・リ@	支点の浮き上がり, ひび割れ	
アッカイ	アッカイ@	支点の圧壊,ひび割れ	
スイヘイ	スイヘイ@	支点の水平降伏、ひび割れ	



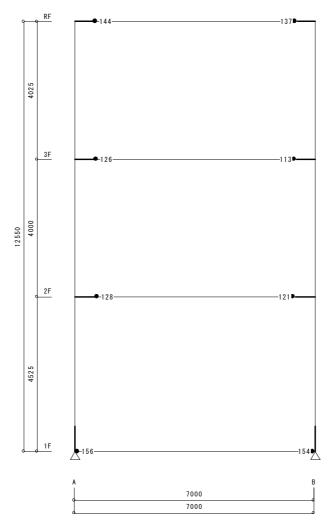
【Aフレーム X方向正加力】スケール:1/110



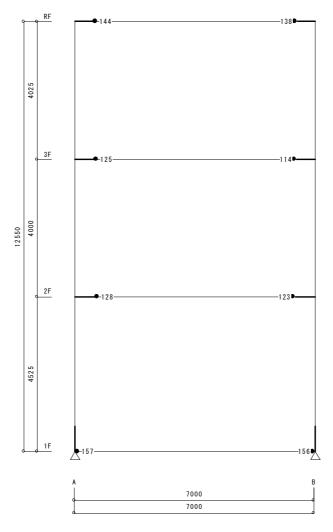
【Bフレーム X方向正加力】スケール:1/110



【17レ-ム Y方向正加力】スケール:1/110



【2フレーム Y方向正加力】スケール:1/110



【3フレーム Y方向正加力】スケール:1/110

# 11.3.4 部材種別表

【部材種別パラメータ】

※※ 地震力: X方向 左→右加力 ※※ 指定重心層間変形角(1/50)に達した。最終STEP=192

1) 梁

<RF 層>

フレーム	軸一軸	部材種別	破壊モード	/ 幅厚比 左端/ / 幅厚比 中央/ / 幅厚比 右端 - フランジ ウェブ フランジ ウェブ フランジ ウェブ	
A	1 -2 2 -3	F A F A	M M	5. 3 FA 40. 8 FA 7. 6 FA 46. 7 FA 5. 3 FA 40. 8 F 5. 3 FA 40. 8 FA 7. 6 FA 46. 7 FA 5. 3 FA 40. 8 F	
В	1 -2 2 -3	F A F A	M M	5.3 FA 40.8 FA 7.6 FA 46.7 FA 5.3 FA 40.8 F 5.3 FA 40.8 FA 7.6 FA 46.7 FA 5.3 FA 40.8 F	
< 3	F 層>				
フレーム	軸-軸	部材種別	破壊モード	/ 幅厚比 左端/ / 幅厚比 中央/ / 幅厚比 右端 - フランジ ウェブ フランジ ウェブ フランジ ウェブ	/ f
A	1 -2 2 -3	F A F A	M M	5. 3 FA 39. 0 FA 6. 2 FA 46. 8 FA 5. 3 FA 39. 0 F 5. 3 FA 39. 0 FA 6. 2 FA 46. 8 FA 5. 3 FA 39. 0 F	
В	1 -2 2 -3	F A F A	M M	5.3 FA 39.0 FA 6.2 FA 46.8 FA 5.3 FA 39.0 F 5.3 FA 39.0 FA 6.2 FA 46.8 FA 5.3 FA 39.0 F	
< 2	F 層>				
< 21 7V-4		部材種別	破壊モード	/ 幅厚比 左端/ / 幅厚比 中央/ / 幅厚比 右端 - フランジ ウェブ フランジ ウェブ フランジ ウェブ	
		部材種別 F A F A	破壊モード M M		FΑ
フレーム	軸 - 軸	FA	М	フランジ ウェブ フランジ ウェブ フランジ ウェブ 4.4 FA 46.8 FA 5.8 FA 51.4 FA 4.4 FA 46.8 F	FA FA
フレーム A B	軸 - 軸 1 -2 2 -3 1 -2	F A F A	M M	フランジ ウェブ フランジ ウェブ フランジ ウェブ 4.4 FA 46.8 FA 5.8 FA 51.4 FA 4.4 FA 46.8 F 4.4 FA 46.8 FA 5.8 FA 51.4 FA 4.4 FA 46.8 F	FA FA
フレーム A B	軸 - 軸 1 -2 2 -3 1 -2 2 -3	F A F A	M M M	フランジ ウェブ フランジ ウェブ フランジ ウェブ 4.4 FA 46.8 FA 5.8 FA 51.4 FA 4.4 FA 46.8 F 4.4 FA 46.8 FA 5.8 FA 51.4 FA 4.4 FA 46.8 F	FA FA
71/-14 A B	軸 - 軸 1 -2 2 -3 1 -2 2 -3	FA FA FA	M M M	フランジ ウェブ フランジ ウェブ フランジ ウェブ 4.4 FA 46.8 FA 5.8 FA 51.4 FA 4.4 FA 46.8 F 4.4 FA 46.8 FA 5.8 FA 51.4 FA 4.4 FA 46.8 F 4.4 FA 46.8 FA 5.8 FA 51.4 FA 4.4 FA 46.8 F 4.4 FA 46.8 FA 5.8 FA 51.4 FA 4.4 FA 46.8 F	FA FA

### 2) 柱

< 3 階>

Χį	軸 Y軸	部材種別	破壊モード		/ 幅厚比 柱脚/ フランジ ウェブ
1	Α	FA	М	25.0 FA	25.0 FA
1	В	FΑ	M	25.0 FA	25.0 FA
2	Α	FΑ	M	25.0 FA	25.0 FA
2	В	FΑ	M	25.0 FA	25.0 FA
3	Α	FA	M	25.0 FA	25.0 FA
3	В	FA	М	25.0 FA	25.0 FA

#### < 2 階>

X軸	Y軸	部材種別	破壊モード	/ 幅厚比 柱頭/ フランジ ウェブ	/ 幅厚比 柱脚/ フランジ ウェブ
1 1 2 2 3	A B	F A F A F A F A	M M M M	25. 0 FA 25. 0 FA 25. 0 FA 25. 0 FA 25. 0 FA	25. 0 FA 25. 0 FA 25. 0 FA 25. 0 FA 25. 0 FA
3	В	FA	М	25.0 FA	25.0 FA
<	1 階>				
X軸	Y軸	部材種別	破壊モード	/ 幅厚比 柱頭/ フランジ ウェブ	/ 幅厚比 柱脚/ フランジ ウェブ
1 1 2 2 3	B A	F A F A F A F A	M M M M	21. 0 FA 21. 0 FA 21. 0 FA 21. 0 FA 21. 0 FA	21.0 FA 21.0 FA 21.0 FA 21.0 FA 21.0 FA
3	В	FΑ	М	21.0 FA	21.0 FA

※※ 地震力: Y方向 左→右加力 ※※ 指定重心層間変形角(1/30)に達した。最終STEP=158

#### 1) 梁

# < RF 届 >

2 A -B

3 А -В

FΑ

FΑ

М

М

< RF	層	>								
フレーム	軸	- 軸	部材種別					中央/ /- ウェブ フ		
1	Α	-B	FA	М	5.3 FA	40.8 FA	7.6 FA	46.7 FA	5.3 FA	40.8 FA
2	Α	-B	FA	М	5.3 FA	40.8 FA	7.6 FA	46.7 FA	5.3 FA	40.8 FA
3	Α	-В	FA	М	5.3 FA	40.8 FA	7.6 FA	46.7 FA	5.3 FA	40.8 FA
<3F	層	>								
フレーム	軸	- 軸	部材種別					中央/ /- ウェブ フ		
1	Α	-B	FA	М	5.3 FA	39.0 FA	6.2 FA	46.8 FA	5.3 FA	39.0 FA
2	Α	-B	FA	М	5.3 FA	39.0 FA	6.2 FA	46.8 FA	5.3 FA	39.0 FA
3	Α	-В	FA	М	5.3 FA	39.0 FA	6.2 FA	46.8 FA	5.3 FA	39.0 FA
< 2F	層	>								
フレーム	軸	- 軸	部材種別					中央/ /- ウェブ フ		
1	Α	-В	FA	М	4.4 FA	46.8 FA	5.8 FA	51.4 FA	4.4 FA	46.8 FA

4. 4 FA 46. 8 FA 5. 8 FA 51. 4 FA 4. 4 FA 46. 8 FA

4. 4 FA 46. 8 FA 5. 8 FA 51. 4 FA 4. 4 FA 46. 8 FA

### <1F 層>

フレーム	軸	- 軸	部材種別	破壊モード	τ u/ F c (	左)	$\tau$ u/Fc	(右)
1	Α	-B	FA	M	0. 027	FA	0.045	FA
2	Α	-B	FA	M	0. 023	FA	0.049	FA
3	Α	-В	FΑ	М	0.027	FA	0.045	FA

#### 2) 柱

### < 3 階>

В

FΑ

М

_	3 陌ノ				
X軸	Y軸	部材種別	破壊モード		/ / 幅厚比 柱脚/ フランジ ウェブ
	A B	F A F A F A F A	M M M M	25. 0 FA 25. 0 FA 25. 0 FA 25. 0 FA 25. 0 FA	25.0 FA 25.0 FA 25.0 FA 25.0 FA 25.0 FA
3	В	FA	М	25.0 FA	25.0 FA
<	2 階>				
X軸	Y軸	部材種別	破壊モード		/ / 幅厚比 柱脚/ フランジ ウェブ
2	A B	F A F A F A F A	M M M M	25. 0 FA 25. 0 FA 25. 0 FA 25. 0 FA 25. 0 FA	25.0 FA 25.0 FA 25.0 FA 25.0 FA 25.0 FA
3	В	FA	М	25.0 FA	25.0 FA
<	1 階>				
X軸	Y軸	部材種別	破壊モード		′/ 幅厚比 柱脚/ フランジ ウェブ
1	Α	F A F A F A F A	M M M M	21. 0 FA 21. 0 FA 21. 0 FA 21. 0 FA 21. 0 FA	21.0 FA 21.0 FA 21.0 FA 21.0 FA 21.0 FA

21.0 FA

21.0 FA

#### 【部材群の種別】

※※ 地震力: X方向 左→右加力 ※※ 指定重心層間変形角(1/50)に達した。最終STEP=192

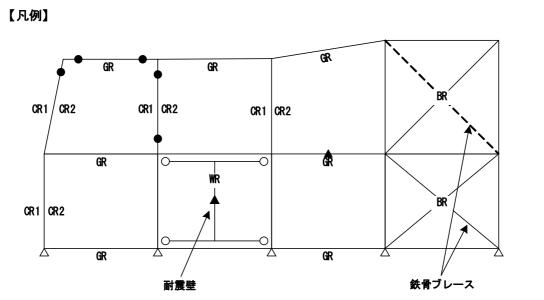
#### 1) 柱・梁群としての種別

階	FA	FB	FC	FA+FB+FC	F D	TOTAL	種別
3	1202.3 ( 100.0%)	0.0 ( 0.0%)	0.0 ( 0.0	%) 1202.3	0.0	1202.3	Α
2	1933.4 ( 100.0%)	0.0 ( 0.0%)	0.0 ( 0.0	1%) 1933.4	0.0	1933. 4	Α
1	2454.7 ( 100.0%)	0.0 ( 0.0%)	0.0 ( 0.0	%) 2454.7	0.0	2454.7	Α

※※ 地震力: Y方向 左→右加力 ※※ 指定重心層間変形角(1/30)に達した。最終STEP=158

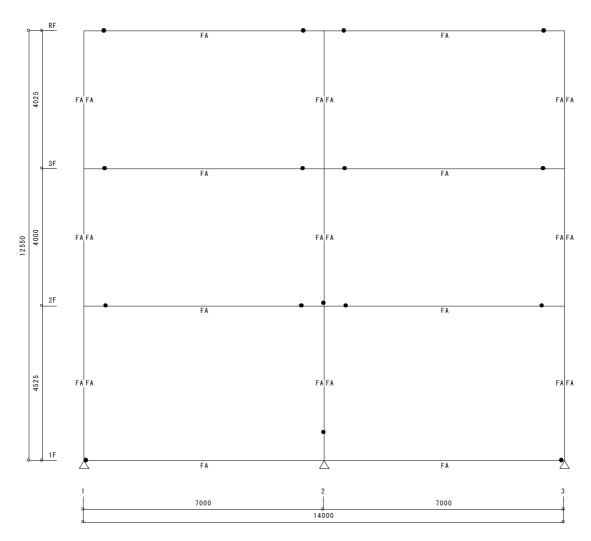
#### 1) 柱・梁群としての種別

階	FA	FB	FC	FA+FB+FC	FD	TOTAL	種別
3	982.3 ( 100.0%)	0.0 ( 0.0%)	0.0 ( 0.0%)		0.0	982.3	Α
2	1579.6 ( 100.0%)	0.0 ( 0.0%)	0.0 ( 0.0%)	1579. 6	0.0	1579.6	Α
1	2005.5 ( 100.0%)	0.0 ( 0.0%)	0.0 ( 0.0%)	2005.5	0.0	2005.5	Α

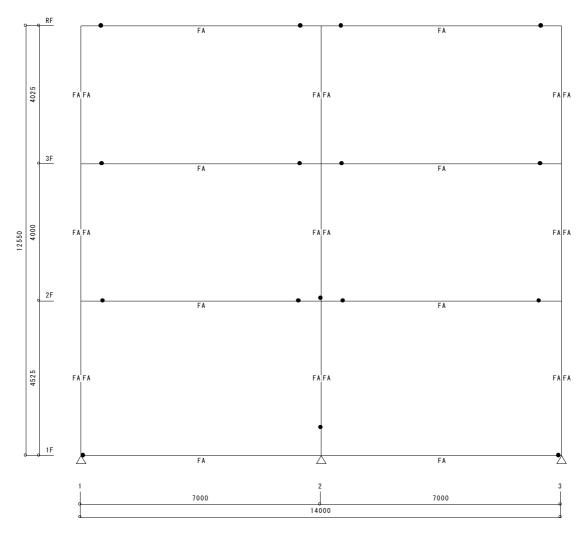


- ※ 部材種別図の破壊形式は、Ds判定用として改めて破壊形式の判定を行います。 そのため下記の場合において、「Ds算定時のヒンジ図」の破壊形式と異なること があります。
  - ・部材種別判定用の応力割増率において1.0を超える割増率を考慮する場合。
  - ・「未崩壊部材の余裕度による破壊モード判定」を行う場合。
- ※ 破壊形式は部材種別の判定に関係するもののみ、出力しています。
- ※ 連スパン耐震壁の場合、左端の壁のみに種別を表記します。
- ※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

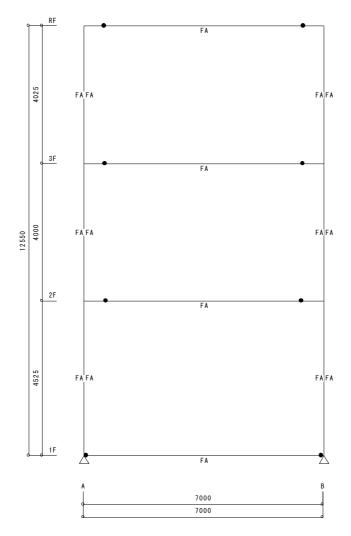
記号	内容
GR	梁の種別
CR1	柱の種別:個材のランク
CR2	柱の種別:柱とそれに接着する梁の種別を考慮した柱の種別
WR	壁の種別
BR	鉄骨ブレースの種別
	塑性ヒンジ
	脆性破壊



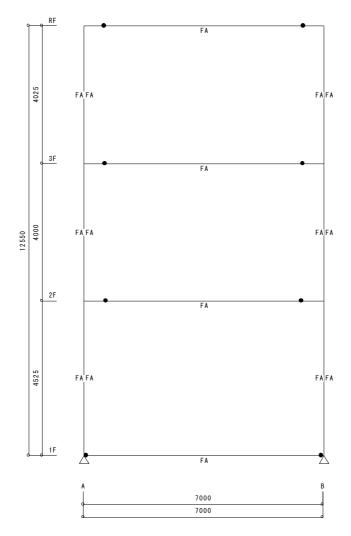
【Aフレーム X方向正加力】スケール:1/110



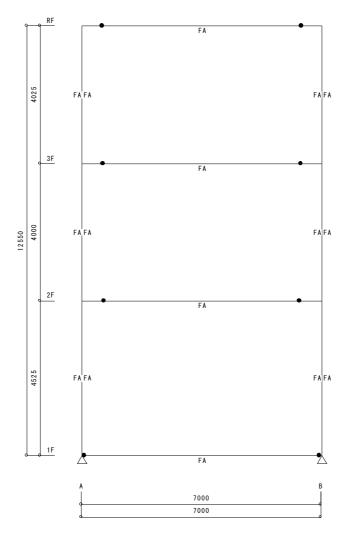
【Bフレーム X方向正加力】スケール:1/110



【1フレーム Y方向正加力】スケール:1/110



【2フレーム Y方向正加力】スケール:1/110



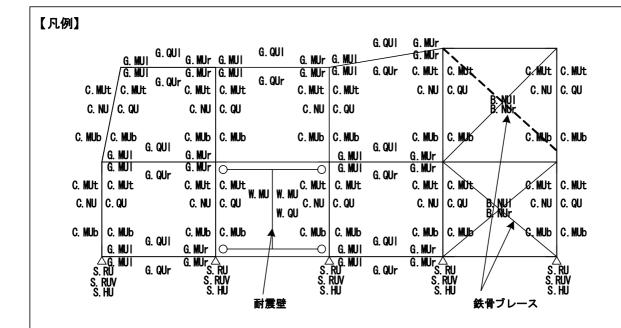
【3フレーム Y方向正加力】スケール:1/110

# 11.3.6 Ds值算定表

※Dsにおいて(\*1:直接入力 \*2:0.05割増し \*3:ランクIV \*4:柱脚による割増し)

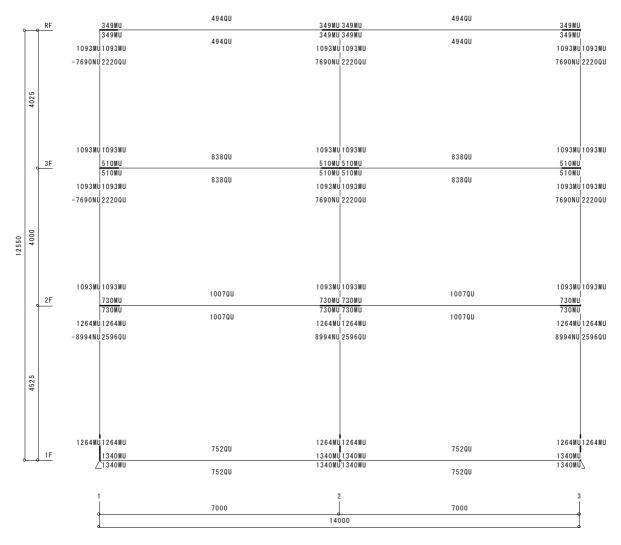
方向	階	柱・梁	群	耐震壁群		ブレース群		合計	βu	Ds
		Q[kN]	種別	Q[kN]	種別	Q[kN]	種別	Q[kN]		
ΧŒ	3	1202. 3	Α					1202. 3	0.000	0. 25
	2	1933. 4	Α					1933. 4	0.000	0. 25
	1	2454. 7	Α					2454. 7	0.000	0.30 *1
Υ正	3	982. 3	Α					982. 3	0.000	0. 25
	2	1579. 6	Α					1579.6	0.000	0. 25
	1	2005. 5	Α					2005. 5	0.000	0.30 *1

# 11.4 保有水平耐力の算定 11.4.1 保有水平耐力算定時の部材終局強度

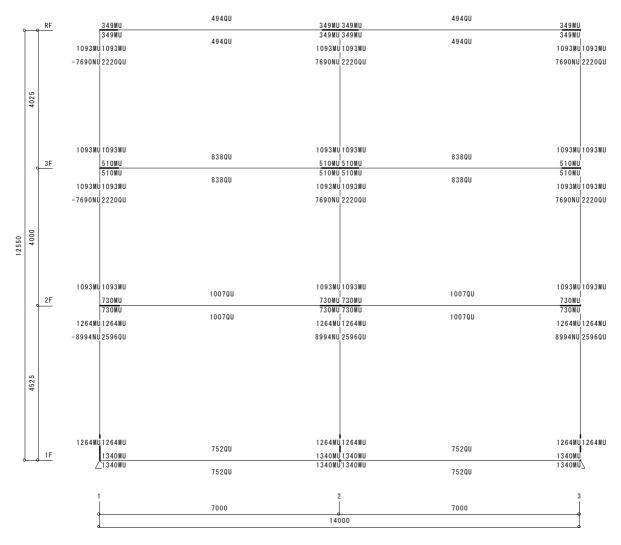


#### ※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

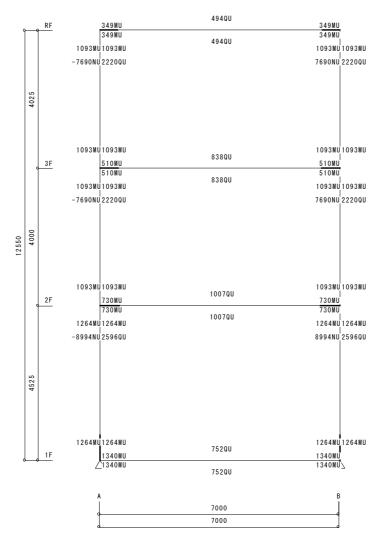
記号	内容	単位
G. MUI	はり左端の終局曲げ耐力	kNm
G. MUr	はり右端の終局曲げ耐力	kNm
G. QUI	はり左端の終局せん断耐力	kN
G. QUr	はり右端の終局せん断耐力	kN
C. MUt	柱頭の終局曲げ耐力	kNm
C. MUb	柱脚の終局曲げ耐力	kNm
C. NU	柱の終局軸耐力(正値:圧縮, 負値:引張り)	kN
C. QU	柱の終局せん断耐力	kN
W. MU	耐震壁の終局曲げ耐力	kNm
W. QU	耐震壁の終局せん断耐力	kN
S. RU	浮上がりの支点耐力	kN
S. RUV	圧壊の支点耐力	kN
S. HU	水平の支点耐力	kN
B. NUr	右上り筋かいの軸耐力(正値:圧縮, 負値:引張り)	kN
B. NU I	左上り筋かいの軸耐力(正値:圧縮, 負値:引張り)	kN



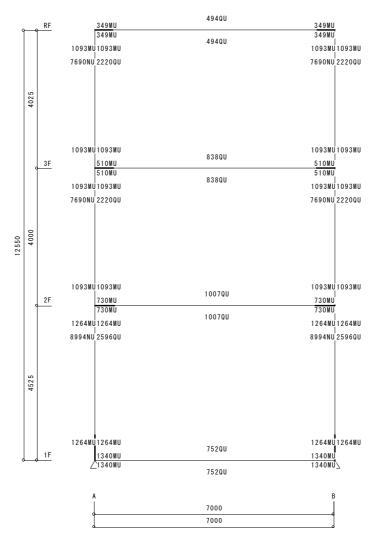
【Aフレーム X方向正加力】スケール:1/110



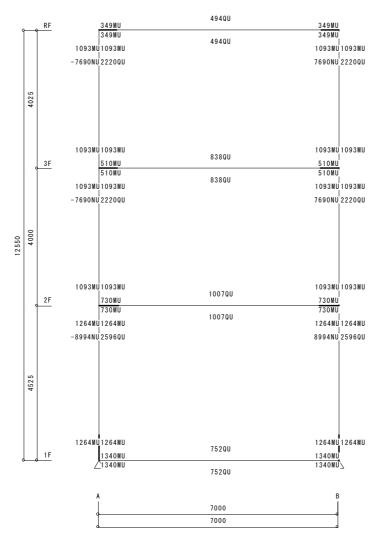
【Bフレ-ム X方向正加力】スケール:1/110



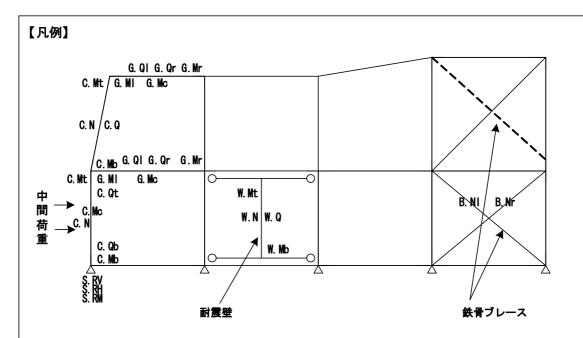
【1フレーム Y方向正加力】スケール:1/110



【27レ-4 Y方向正加力】スケール:1/110



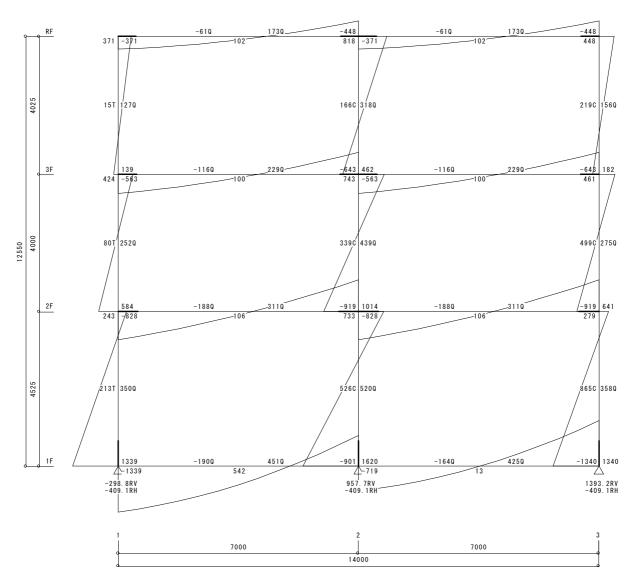
【37レ-4 Y方向正加力】スケール:1/110



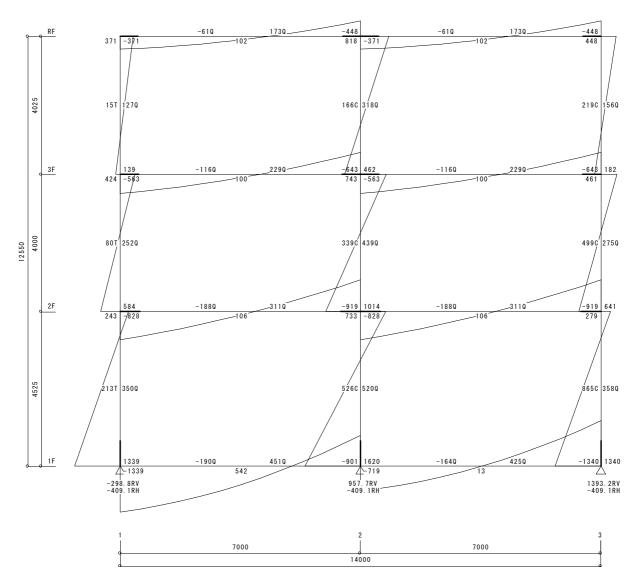
- ※ 応力図においては、節点位置の値を出力しています(長期荷重時の応力や反力を含む)。 降伏の判定においては、フェイス位置の値を採用しています。
- ※ 連スパン耐震壁は1枚の壁として表示します。
- ※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

記号	内容	単位
G. MI	はり左端の曲げモーメント	kNm
G. Mr	はり右端の曲げモーメント	kNm
G. Mc	はり中央の曲げモーメント	kNm
G. QI	はり左端のせん断力	kN
G. Qr	はり右端のせん断力	kN
C. Mt	柱頭の曲げモーメント	kNm
C. Mc	柱中央の曲げモーメント *1	kNm
C. Mb	柱脚の曲げモーメント	kNm
C. N	柱軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN
C. Qt	柱頭のせん断力 *1	kN
C. Qb	<b>  柱脚のせん断力 *1</b>	kN
C. Q	柱のせん断力	kN
W. Mt	耐震壁頭の曲げモーメント	kNm
W. Mb	耐震壁脚の曲げモーメント	kNm
W. Q	<b>  耐震壁のせん断力 *2</b>	kN
W. N	耐震壁の軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN
S. RV	鉛直方向支点反力(正:上向き, 負:下向き)	kN
S. RH	水平方向支点反力(正:右向き, 負:左向き)	kN
S. RM	回転方向支点反力(正:左回り, 負:右回り)	kNm
B. Nr	右上り筋かいの軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN
B. NI	左上り筋かいの軸力(C:圧縮, T:引張り)	kN

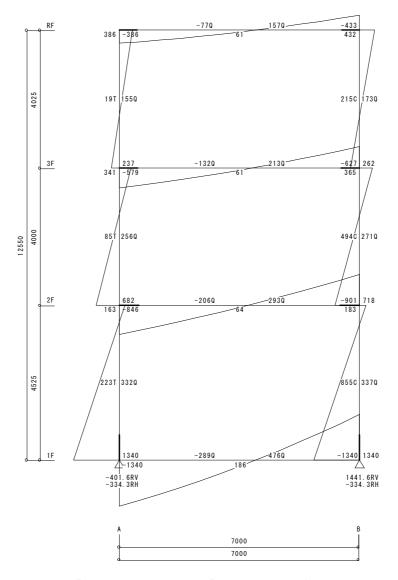
- \*1 柱に中間荷重がある場合, または 腰折れ柱の場合に出力されます。
- \*2 耐震壁のせん断力に長期応力は、 含まれていません。



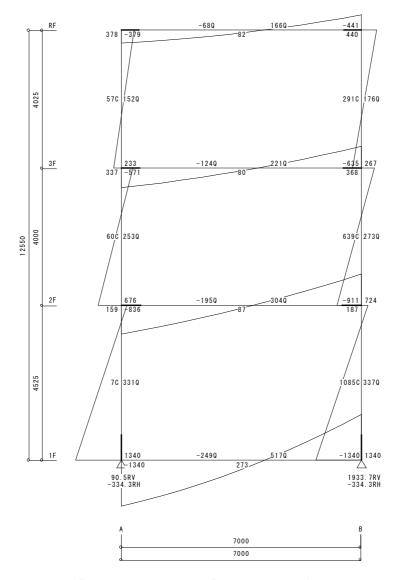
【Aフレーム X方向正加力】スケール:1/110



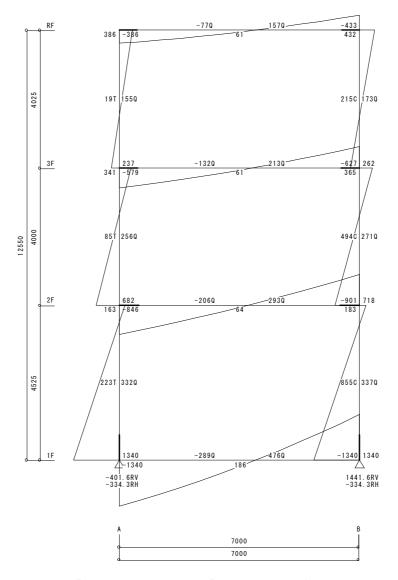
【Bフレ-4 ×方向正加力】スケール:1/110



【17レ-4 Y方向正加力】スケール:1/110

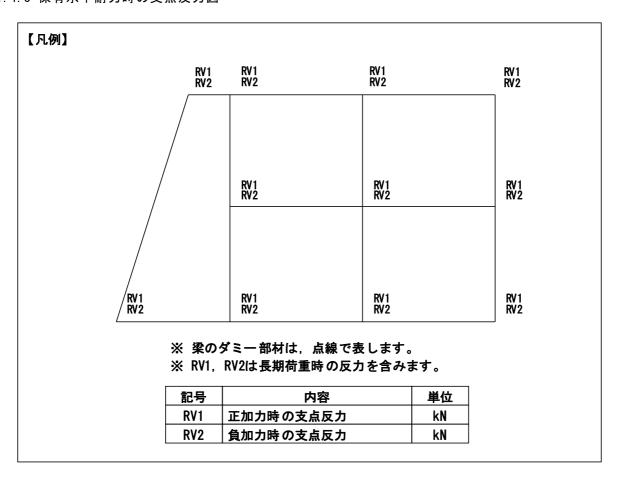


【27レ-4 Y方向正加力】スケール:1/110

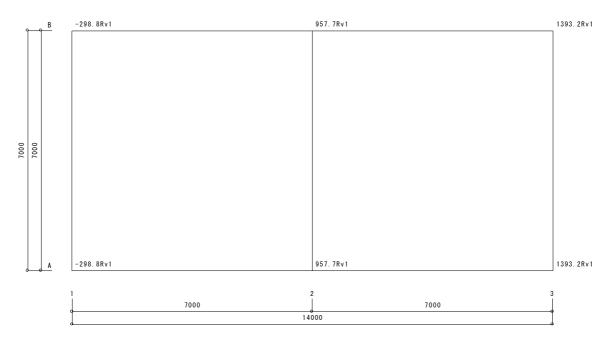


【37レ-4 Y方向正加力】スケール:1/110

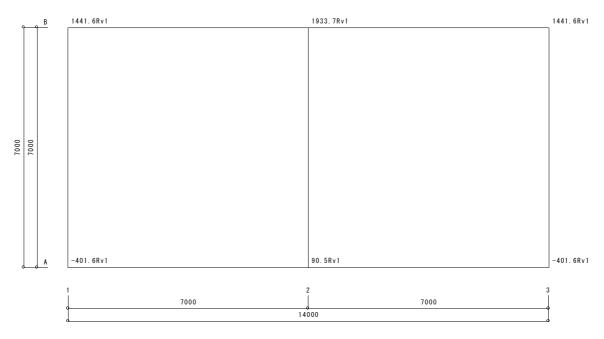
#### 11.4.3 保有水平耐力時の支点反力図



# 11.4.3 保有水平耐力時の支点反力図



【1F層 ×方向】スケール:1/110

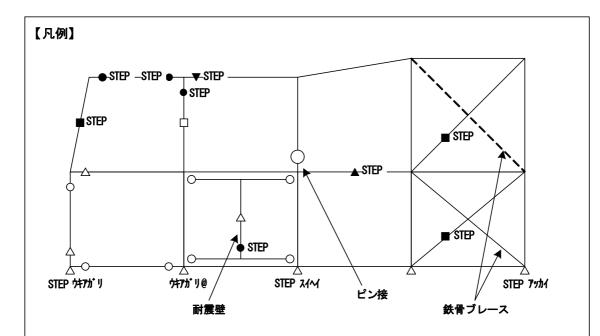


【1F層 Y方向】スケール: 1/110

Super Build/SS3-S Ver.1.1.1.42

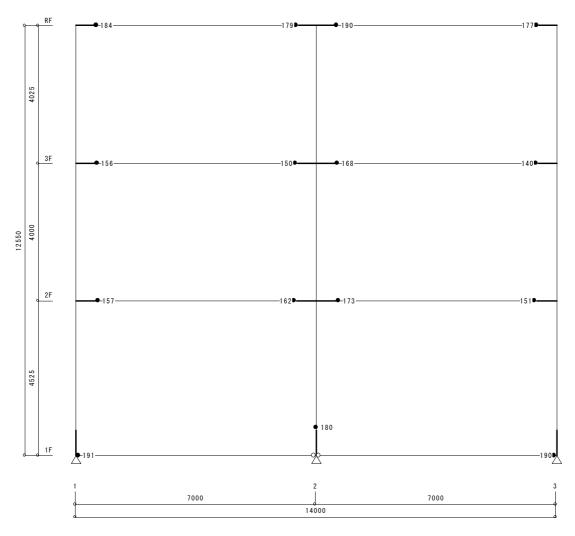
UserID:250350

ERBS Design Example: stress calculation

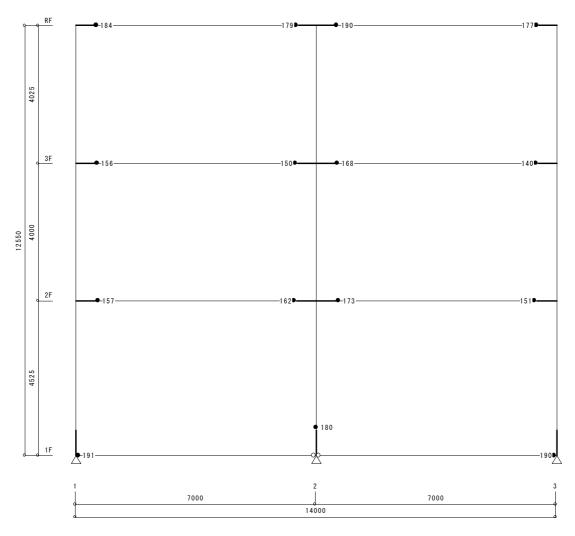


- ※ ステップ数は降伏時のみ表示します。
- ※ 図の表示方法は「構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

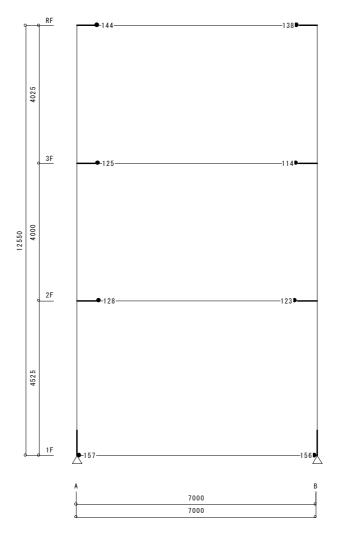
記	号	中藥
降伏	ひび割れ	内容
	0	塑性ヒンジ曲げ降伏、曲げひび割れ
<b>A</b>	$\triangle$	せん断破壊,せん断ひび割れ
		軸破壊、軸ひび割れ
▼		梁の横座屈
STEP		降伏時のステップ数 ※鉄骨ブレースについて、軸破壊の場合、ステップ数の後に'C'(圧壊)か'T'(引張)が出力されます。
ウキアカ゜リ	ウキアカ <sup>・</sup> リ@	支点の浮き上がり, ひび割れ
アッカイ	アッカイ@	支点の圧壊,ひび割れ
スイヘイ	スイヘイ@	支点の水平降伏、ひび割れ



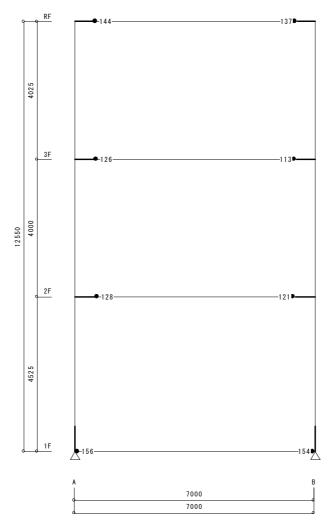
【Aフレーム X方向正加力】スケール:1/110



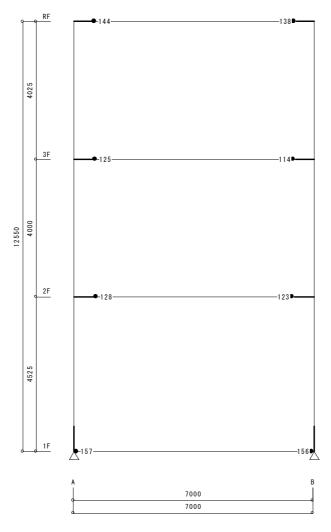
【Bフレーム X方向正加力】スケール: 1/110



【1フレーム Y方向正加力】スケール:1/110

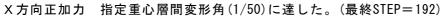


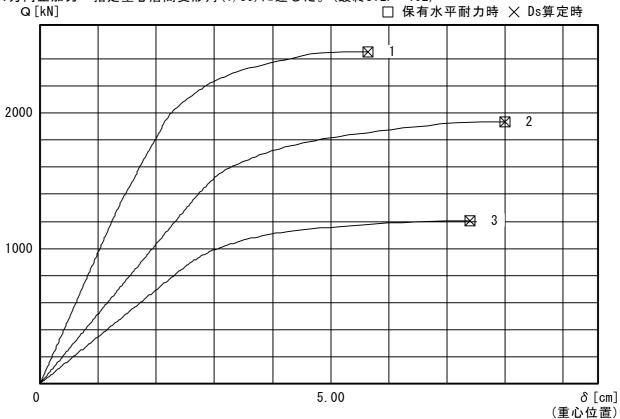
【2フレーム Y方向正加力】スケール:1/110



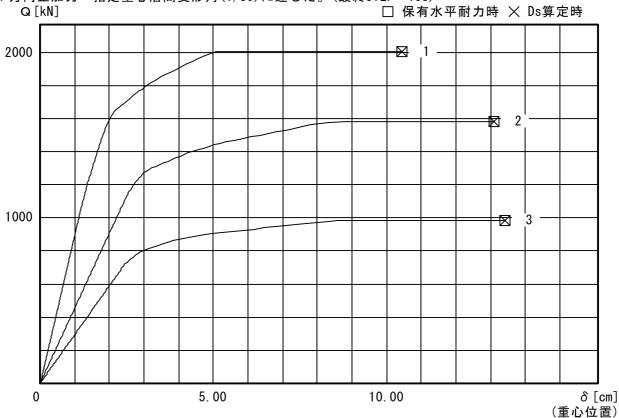
【3フレーム Y方向正加力】スケール:1/110

- 11.5 各階の層せん断力—層間変形曲線
- 11.5.1 各階の層せん断力—層間変形曲線





# Y方向正加力 指定重心層間変形角(1/30)に達した。(最終STEP=158)



11.6 各階の保有水平耐力の検討

- 11.6.1 必要保有水平耐力と保有水平耐力比較表
  - ※DsはDs算定時、Quは保有水平耐力時の値とする
  - ※Ds, Fes, Qudにおいて(\*1:直接入力 \*2:0.05割増し \*3:ランクIV \*4:柱脚による割増し)
  - ※Qu/Qunにおいて(\*1:Qu/Qun≥1.1で判定)
  - ※Fesには雑壁を考慮する

X方向正加力 Ds算定時:指定重心層間変形角(1/50)に達した。(最終STEP=192)

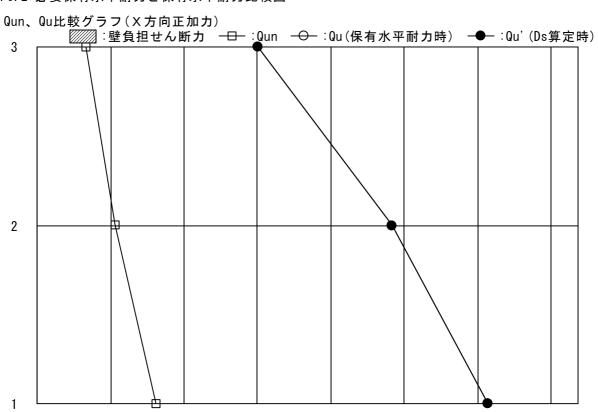
保有水平耐力時:指定重心層間変形角(1/50)に達した。(STEP=192)

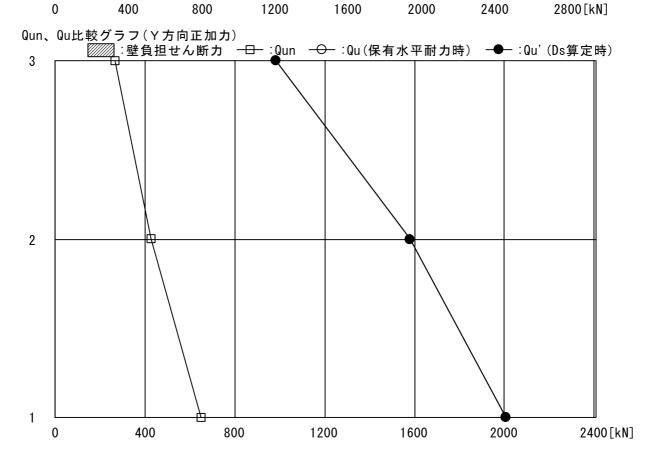
階	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud[kN]	Qun[kN]	Qu[kN]	Qu/Qun	判定
3	0. 25	1.000	1.000	1.000	1057. 9	264. 4	1202. 3	4. 54	OK
2	0. 25	1.000	1.000	1.000	1701. 2	425. 3	1933. 4	4. 54	0K
1	0.30 *1	1.000	1.000	1.000	2159.9	647. 9	2454. 7	3. 78	0K

Y方向正加力 Ds算定時:指定重心層間変形角(1/30)に達した。(最終STEP=158) 保有水平耐力時:指定重心層間変形角(1/30)に達した。(STEP=158)

階	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud[kN]	Qun[kN]	Qu[kN]	Qu/Qun	判定
3	0. 25	1.000	1.000	1.000	1057. 9	264. 4	982. 3	3. 71	0K
2	0. 25	1.000	1.000	1.000	1701. 2	425. 3	1579.6	3. 71	0K
1	0.30 *1	1.000	1.000	1.000	2159. 9	647. 9	2005. 5	3.09	OK

#### 11.6.2 必要保有水平耐力と保有水平耐力比較図





#### 11.6.3 終局せん断耐力の再計算

#### 【終局せん断耐力の再計算】

※※ 地震力: X方向 左→右加力 ※※ 指定重心層間変形角(1/50)に達した。最終STEP=192

1)梁 [cm] [kN]

<1F 層>

フレーム	軸-軸	b D	Qο	QM	α	рt	M/Qd	рW	Qu	$\left( \mathrm{Qu-Qo}\right) /\mathrm{QM}$
A	1 -2	40 150 40 150	130. 5 130. 5	320.0	1. 10	0.53% 0.53%	3.000 1.409	0.31% 0.31%	693. 2 989. 3	2.573 2.683
	2 -3	40 150 40 150	130. 5 130. 5	294. 1	1. 10	0.53% 0.53%	3.000 2.224	0.31% 0.31%	693. 2 787. 4	2.800 2.233
В	1 -2	40 150 40 150	130. 5 130. 5	320.0	1. 10	0.53% 0.53%	3.000 1.409	0.31% 0.31%	693. 2 989. 3	2.573 2.683
	2 -3	40 150 40 150	130.5 130.5	294. 1	1. 10	0.53% 0.53%	3.000 2.224	0.31% 0.31%	693. 2 787. 4	2.800 2.233

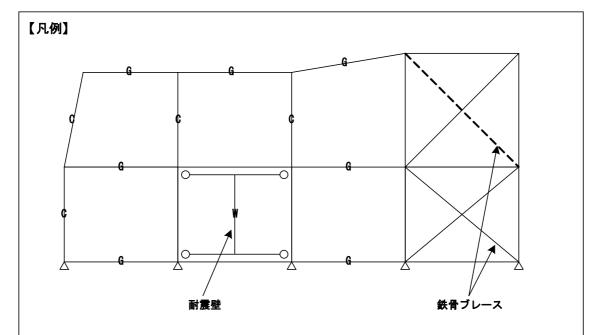
※※ 地震力: Y方向 左→右加力 ※※ 指定重心層間変形角(1/30)に達した。最終STEP=158

1)梁 [cm] [kN]

<1F 層>

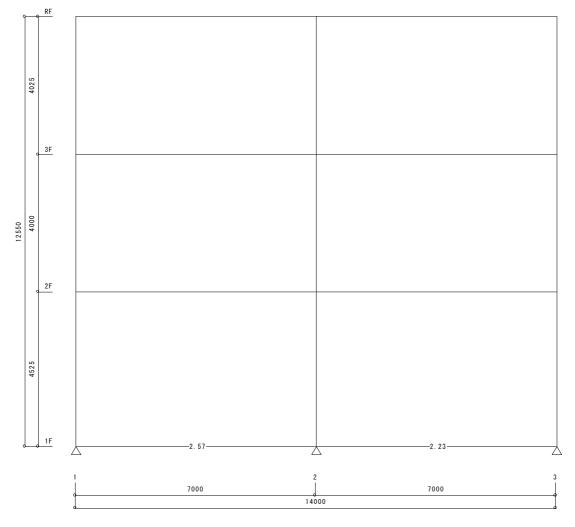
フレーム	軸 - 軸		b D	Qo	QM	α	рt	M/Qd	рW	Qu	(Qu-Qo)/QM
1	A -B	左端 右端	40 150 40 150		382. 7	1. 10	0.53% 0.53%	3.000 1.983	0.31% 0.31%	693. 2 831. 0	2.055 1.926
2	A -B	左端 右端			382.7	1. 10	0.53% 0.53%	3.000 1.827	0.31% 0.31%	693. 2 864. 7	2.161 1.909
3	A -B	左端 右端	40 150 40 150		382.7	1. 10	0.53% 0.53%	3.000 1.983	0.31% 0.31%	693. 2 831. 0	2.055 1.926

# 11.6.4 Qu/Qm図

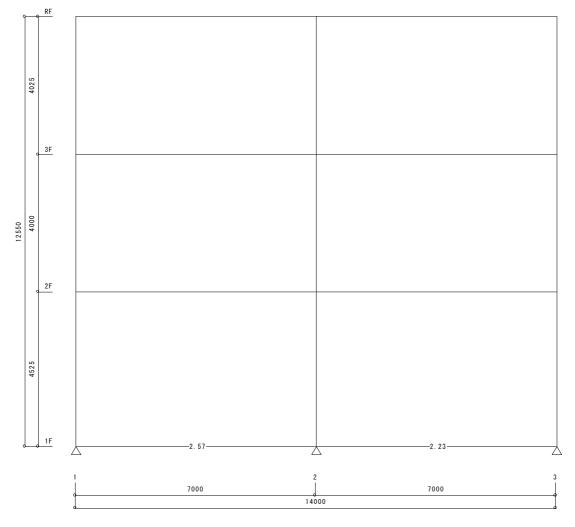


※ Qu/QM が入力したクライテリア値未満のときは、\*が付きます。

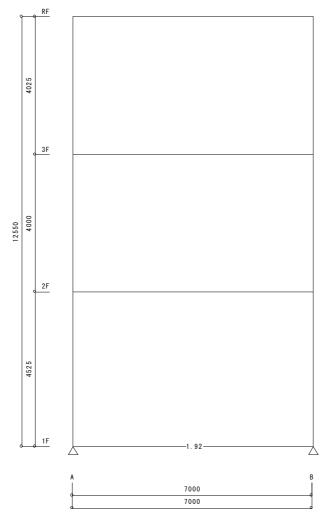
記号	内容
G	梁の再計算した終局せん断耐力Quと解析終了時のせん断力QMの比。 左端と右端で(Qu-Qo)/Qmが小さい方を出力します。
С	柱の再計算した終局せん断耐力Qu と解析終了時のせん断力QM の比。 柱頭と柱脚でQu/Qmが小さい方を出力します。
W	壁の再計算した終局せん断耐力Quと解析終了時のせん断力QMの比。



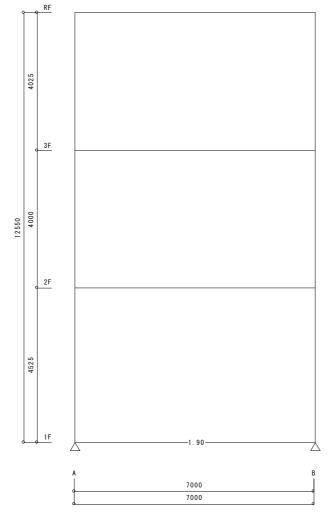
【Aフレーム X方向正加力】スケール:1/110



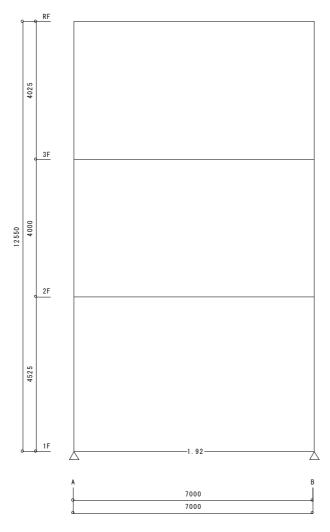
【Bフレーム X方向正加力】スケール: 1/110



【1フレーム Y方向正加力】スケール:1/110



【2フレーム Y方向正加力】スケール:1/110



【3フレーム Y方向正加力】スケール:1/110

# 11.6.5 柱はり接合部の検定 該当するデータはありません。

# 11.6.6 層の耐力比(BCR, BCP)

層	方向	Σ Mpc[kNm]	Σ (min(1.5Mpb, 1.3Mpp))[kNm]	耐力比
1	χ			
	Υ			
2	Х	14108. 9	8477. 4	1.6
	Υ	14108. 9	6570. 0	2. 1
3	Χ	13098. 1	5957. 6	2. 1
	Υ	13098. 1	4590. 9	2. 8
4	Χ			
	Υ			

# 11.6.7 柱脚の検定

該当するデータはありません。

# 12. 基礎•地盤

本プログラムでは検定を行っていない。(別途検定)

# 13. その他の部材

本プログラムでは検定を行っていない。(別途検定)

# 14. 総合所見

#### 15. エコーデータ

#### 1.1 基本事項

: ERBS Design Example: 3-story bldg. stress calculation model

: ERBS Design Example: stress calculation • 略

· B 付 2016/10/25 : SDR Technology

建物概要 (単位の表示なきものは [m] とする。)

主体構造 : S造

建物形状 : X方向 2 スパン, Y方向 1 スパン, 全階数 3 階, 地下 0 階, P.H. 0 階

階	構造	* 階高 *	* 構造階高 *	層	* 梁天~部材心 *	* スラブ厚[cm] :
3	S	4.000	4. 025	RF	0. 200	13.0
2	S	4.000	4.000	3F	0. 225	13.0
1	S	4.000	4. 525	2F	0. 225	13.0
キソ	R C			1F	0.750	13.0

<×方向>\*スパン長\*\*構造スパン長\* < Y 方向 > \* スパン長 \* \* 構造スパン長 \*

1- 2 7.000 2- 3 7.000 7 000 A- B 7.000 7 000

7 000

G. L. から1層梁天までの高さ 0.000 m パラペット部分の高さ 0.000 m

基 礎 基礎形式 〈1〉独立基礎(基礎梁に対する荷重項は、床荷重等による)

最下層二重スラブ 〈1〉しない

層間変形角の制限値 1/200

• 構造計算方法

保有水平耐力によって、本建築物の安全性を検証するものとする。 ※ 大方向 ルート3 、 Y方向 ルート3 、 X方向正加力の地震時について検証する。 想定する状態 · X方向負加力の地震時について検証しない。 · Y方向正加力の地震時について検証する。

· Y方向負加力の地震時について検証しない。 S造ルート判定用データ

S造ルート判定用データ 軒の高さ 0.000 m. スパンの長さ 0.000 m 延べ面積 0.0 m2 (データが 0 のときは、軒の高さ:建物高さ スパン:最大梁部材長 延べ面積:各階床面積の和 とします。) 塔状比用データ 建物高さ 0.000 m. 幅 X 0.000 m Y 0.000 m (データが 0 のときは、建物高さ:一般階の階高と G L から 1 層梁天までの高さの和 幅:スパン長の和 とします。) **塔状比田データ** 

#### 1.2 計算条件

#### (1) 剛性計算条件

- 2. 梁・柱 Iの計算は, 精算法とする。
  - [S梁]・床による I は、床を考慮しない。
- 3. 梁・柱 Aの計算方法は、せん断変形用と軸変形用との区別しない。 床(直交壁)と腰壁・垂壁(袖壁)を考慮する。

水平時、X方向フレームとY方向フレームで長い方をとる。 外下時、X方向フレームとY方向フレームで長い方をとる。 9. RC·SRC梁柱の剛性計算に、鉄筋・鉄骨を考慮しない。

RC·SRC梁柱の剛性計算に考慮する腰壁・垂壁・袖壁の厚さは、12cm以上とする。

#### (2) 荷重計算条件

- 1. 柱自重は、階高の中央で上下階に分配する。
- 2. 柱軸力算定の際、壁は、階高の中央で上下階に分配する。
- 3. 梁C, Mo, Qo算定の際、壁は、階高の中央で上下の梁に分配する。
- 4. 剛域を考慮した荷重項の計算はしない。
- 5. 柱軸力算定の際、積載荷重の低減はしない。
- 6. 建物外周部床は考慮する。(外周部の床面積は自動認識する)

#### (3) 応力計算条件

- 1. 水平外力の加力方向(地震荷重時) ×方向 正方向, Y方向 正方向
- 2. 外力の作用角度  $\theta$  [度] (地震荷重時) は、  $0.0^\circ$  とする。 3. 浮き上がりは考慮しない。
- 4. せん断による変形は、鉛直・水平荷重時共考慮する。

2017/03/24 18:39:10 P. 200/211 ID: 98659146

- 5. 柱軸力による変形(柱の伸縮)は、鉛直・水平荷重時共考慮する。 7. 傾斜地に建つ場合の地盤に伝わる水平力の処理として、支点バネを与えて求める。
- 8. 偏心率計算方法 · 基礎部分の重量と剛性を考慮する。 ・剛心位置の計算方法は理論式とする。
- 9. 層間変形角は、最大をとる。(変形方向) 10. 剛性率計算時の層間変形角は、剛心位置をとる。(加力方向) 11. 短期地震荷重時の解析方法は、弾性解析による。

#### (4) 断面算定条件

#### 1) 共通項目

				《梁用》	《柱用》	《柱脚用》
1.	端部の断面算定位置	(RC, SRC造)	<x></x>	剛域端		
			<y></y>	剛域端		
		(S.CFT造)	<x></x>	剛域端	剛域端	剛 域 端
			<y></y>	剛域端	剛域端	剛域端
2.	端部の応力採用位置 △ [cm]	(RC, SRC造)	<x> 鉛直</x>	-1.0		
	断面算定位置と、そこから		水平	0. 0		
	△cm節点側に入った位置との		<y> 鉛直</y>	-1.0		
	2ヶ所での大きい方を採用		水平	0. 0		
	します。	(S,CFT造)	<x> 鉛直</x>	0. 0	0.0	0.0
	(−1は必ず節点位置の応力		水平	0. 0	0.0	0.0
	を採用します)		<y> 鉛直</y>	0. 0	0.0	0.0
	=		水平	0. 0	0.0	0.0

3. 内法寸法の取り方は、剛域端間(L', H')とする。

			主筋用(梁・柱)	壁・スラブ筋用	鉄 骨 用
4.	材料強度に対する基準強度の割増し率	<x></x>	1.00	1.00	1.10
		<y></y>	1 00	1 00	1 10

- 5. 断面算定用柱長期軸力は、応力計算結果の軸力を用いる。 6. 耐震壁周りの梁・柱共、断面算定する。 7. 断面算定部材の最小せい 梁 0 cm 柱
- 8. Pt. Pwのmin. maxのルート別指定

< RC部材>	梁Ptmax	梁Ptmin	梁Pwmax	梁Pwmir
ルート 1	2.00	0.00	1.20	0.20
ルート2-1	2.00	0.00	1.20	0.20
ルート2-2	2.00	0.00	1.20	0.20
ルート2-3	2.00	0.00	1.20	0.20
ルート3	2 00	0 00	1 20	0 20

#### 2) RC部材

1. 梁・柱 QDの決定方法

《ルート1, ルート2-1, ルート2-2の場合》 ×方向: QD=Qo+Qy と QD=QL+n・QE の小さい方とする。 割増し率 n = 2.00 Y方向: QD=Qo+Qy と QD=QL+n・QE の小さい方とする。 割増し率 n = 2.00 《ルート3の場合》 、 Frankar (東天鉄筋および丸鋼)は、安全性確保のための検討を行う。 X方向:QD=Qo+Qy と QD=QL+n・QE の小さい方とする。 割増し率 n= 2.00 Y方向:QD=Qo+Qy と QD=QL+n・QE の小さい方とする。 割増し率 n= 2.00

Y 方向: QD=Qo+Qy と  $QD=QL+n\cdot QE$  の小さい方とする。 割増し率 《ルート 2-3の場合》 X 方向:  $QD=Qo+\alpha\cdot QM$  とする。 割増し率  $\alpha=1.10$  Y 方向:  $QD=Qo+\alpha\cdot QM$  とする。 割増し率  $\alpha=1.10$  せん断強度式は、許容せん断耐力式 [学会規準式] を用いる。 ウルボン使用部材: ルート 1 ,  $\nu-\nu$  ト 2-1 ,  $\nu-\nu$  と 2-1 ,

User ID: 250350

ERBS Design Example: stress calculation

1/4 L 点での断面算定はする(配筋は中央部)。 最小複筋比 y min = 0.30とする。 中央の上端配筋本数決定の際、端部の配筋本数の最低 0.25倍必要とする。 耐震壁周りの梁主筋本数決定には、0.8%BDを採用する。 付着応力度,必要延長長さの検討(RC規準1991)をしない。 必要付着長さの検討(RC規準1999)をしない。 2. 梁

4. 耐震壁 せん断力の割増し率n 《ルート1, ルート2-1, ルート2-2の場合》 ※方向: 割増し率 n = 2.00 ※方向: 割増し率 n = 2.00 《ルート 2 -3の場合》 ※方向: 割増し率 ※方向: 割増し率 n = 2.00n = 2.00「イスの場合》 (パルート3の場合》 ※方向: 割増し率 n = 1.00 Y方向: 割増し率 n = 1.00

せん断耐力の低減率は、1-max(ro, lo/l)とする。

#### 4) S部材

柱との接合部の検討はする。(ウェブ部は突合せ溶接とする) 上端フランジに対するスラブの拘束なし。(横座屈考慮する) 横補剛の検討はする。 曲げの設計でのウェブの考慮 端 部は、 [×方向] 考 1. 梁

端 部は, 継手部は, 考慮する。 考慮する。 [X方向] 考慮する。 [X方向] 考慮する。 [X方向] 考慮する。 [ Y 方向] [ Y 方向] [ Y 方向] 中央部は、 考慮する。 Omm スカラップ寸法 [X方向] [Y方向]

継手部断面のフランジは、 0%欠損する。 ウェブは, 0%欠損する。

継手の設計 (SCSS-H97) は, しない。

M16 M20 M22 M24 使用ボルト径を決めるための最大フランジ幅 B ≤ 150 B ≤ 200 B ≤ 400 ウェブボルトピッチ

梁との接合部の検討はする。 (ウェブ部は突合せ溶接とする) 曲げの設計でのウェブの考慮 端 部は、考慮する。 中央部は、考慮する。 2. 柱

スカラップ寸法 0mm 柱座屈長さ係数の自動計算は、しない。

#### 冷問成形角形鋼管

・ダイアフラム形式による割増し係数

鋼材種別 内ダイアフラム 通しダイアフラム 外ダイアフラム その他 RCP 1. 2 1. 3 1.2 1 0 1. 3 BCR 1. 2 1.0 STKR 1.0

3 ※計算ルート2,ルート3おける地震時応力の割増し、柱はり耐力比の 計算,崩壊メカニズムの判定に考慮します。ただし、最上階の指定は ルート3における崩壊メカニズムの判定にのみ考慮します。 最上階、最下階の指定

### 6) S造鋼材選定

- 1. 仮定断面でOKのときの選定計算は、する。 2. H形鋼の選定方法は、仮定断面のシリーズ内で検討→次のシリーズ内で検討→系列内でなければNG 3. BH鋼の選定断面の最大フランジ幅 300mm

## 7) 接合部

≪短期許容応力度設計(RC部材)≫ 1. 短期時の検定は、しない

≪終局強度設計(RC・SRC部材)≫ 6.終局時の検定は,しない

≪短期許容応力度設計(S部材)≫ 11. 短期時の検定は, しない

User ID: 250350 ERBS Design Example: stress calculation

#### 1.3 建物特殊形状

指定なし

#### 1.4 使用材料

(1) コンクリート

層	構造形式	種類	/ 梁	- Fc[N/mm2] 柱	()内は材 壁	料データ登録 床	Noを表しま 小梁	す。/ 片持ち梁
RF 3F 2F	S S	普通 普通	21. 0 21. 0 21. 0					
1F	RC	普通	21.0	21. 0	21. 0	21.0	21. 0	21. 0

# (2) 鉄 筋

丸鋼細物 太物最小径 太物<br/>SR23516 SR295高強度せん断補強筋: ウルボン<br/>R C 柱のせん断補強筋にウルボンを使用するときは、135° フックの帯筋とする

・許容応力度 [N/mm2]	種別名	< 長期 > 引・圧 せん断	< 短期 > 引・圧 せん断	< 長期 > 引・圧(D29以上)
	SD295A	195 195	295 295	195
	SD345	215 195	345 345	195
	SD390	215 195	390 390	195

<sup>・</sup>ヤング係数: 205.0 [kN/mm2]

# (3) 鉄 骨

冷間成形角形鋼管を使用する

	<ul><li>冷間放形用形</li><li>※柱に鋼管を</li></ul>	が顕官を使用する 所いると、「冷	間成形角形鋼管設	計・施エマニュ	アル」	に沿った応力割増しと		カ比のチェック	を行います。
J	層 構造形式	/ 左端	《梁》 中央	/ 右端	階	/ 柱頭	《柱》 柱脚	/ 冷間角形	《ブレース》
F	RF S	SN400B	SN400B	SN400B	3	SN400B	SN400B	BCR295	SN400B
3	BF S	SN400B	SN400B	SN400B	2	SN400B	SN400B	BCR295	SN400B
2	2F S	SN400B	SN400B	SN400B	1	SN400B	SN400B	BCR295	SN400B

・材料強度 [N/mm2]	種別名	鋼種	/ 厚さ40mm以下	F値/ 厚さ40mmをこえるもの
	SN400B BCR295		235 295	215 295

<sup>・</sup>ヤング係数: 205.0 [kN/mm2], せん断弾性係数: 79.0 [kN/mm2], 単位重量: 77.0 [kN/m3]

# (4) アンカーボルトの種別 SS400

UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

#### 1.5 荷 重

# (1) 仕 上

1) 標準仕上状態・各層仕上重量 [N/m2] (RC・SRC部材)

4) 標準仕上状態・各層被覆重量 [N/m2] [kN/m3] [cm] (S部材)

		/ /被	覆/		/-仕上-	四面仕上 / /被 重量	覆/			両側仕 / /被 重量	覆/
RF 3F 2F 1F	500 500 500 500	0. 0 0. 0 0. 0 0. 0	0. 0 0. 0 0. 0 0. 0	3 2 1	500 500 500	0. 0 0. 0 0. 0	0. 0 0. 0 0. 0	RF 3F 2F 1F	500 500 500 500	0. 0 0. 0 0. 0 0. 0	0. 0 0. 0 0. 0 0. 0

#### (2) 積載荷重 (L.L) [N/m2]

Νo	スラブ用	ラーメン用	地震用	用途
1 2 3 4 5	1800 2900 2300 2900 2900	1300 1800 2100 2400 2600	600 800 1100 1300 1600	居住室、病室、寝室 事務室、研究室 教 室 百貨店、店舗の売り場 集会室(固定席)
6 7 8 9	3500 5400 900 3900 5400	3200 3900 650 2900 4400	2100 2000 300 2000 3900	集会室(その他) 車庫、自動車通路 非歩行屋根 倉 庫 書 庫
11	700	300	0	屋根

# (3) 積雪荷重

積雪荷重の考慮 : 考慮しない

# (4) 風荷重

風荷重の考慮 X方向: 考慮しない Y方向: 考慮しない

# (5) 地震力計算用データ

# 1.6 部材形状登録

UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

(1) 柱

Νo	タイプ゜	H * I	3 * t	* r	A [cm2]	Ix [cm4]	Iy [cm4]
870 871	BCR		0 * 16.0 0 * 19.0		236.96 277.16	57060 65394	57060 65394

# (2) 梁 [cm]

No B D 1 40 150

Νo	タイプ <sup>°</sup>	H *	в *	t1 * t2 * r	A [cm2]	Ix [cm4]	I y [cm4]
107 109 110	細幅	500 *	200 *	8.0 * 13.0 * 13 10.0 * 16.0 * 13 11.0 * 17.0 * 13	83.37 112.25 131.71	23456.6 46811.3 75556.8	1735. 7 2138. 2 2274. 0

# (7) 小梁 [cm] [N/m]

No B D 単位重量

1 30 70

Νo	タイプ゜	H * B *	t1 * t2 * r	A [cm2]	Ix [cm4]	Iy [cm4]
103 105	細幅		5.5 * 8.0 * 8 6.5 * 9.0 * 13	26.66 46.78	1805. 6 7209. 2	133. 7 507. 5

# (8) 床 (小梁なし) [cm] [N/m2]

Νo	L. L-No	t	仕上	D. L
1 2 3 4	4 2 1 11	15. 0 0. 0 0. 0 0. 0	3300	3400 3400 4500

# (9) 床組 (小梁あり) [cm] <スパンで「-」の数値は比を、「 ---- 」は等間隔を表します。>

No 小梁数 方向 スラブNo スパン 小梁No スラブNo スパン 小梁No スラブNo スパン 小梁No スラブNo

3

101 102 103 104 105	1 1 1 2	Y-0 X-0 Y-0 X-0 X-0	102 4 105 3 3	-0.500 -0.500 -0.500 -0.333 -0.500	105 103 105 103 103	102 4 105 3 3	-0.333	103
106 107 108	1 1 1	Y-0 Y-0 X-0	108 1 2	-0. 500 -0. 500 -0. 500	105 1 103	108 1 2		

User ID: 250350

ERBS Design Example: stress calculation

1.8 形状配置

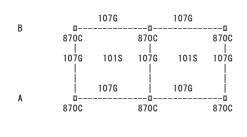
3

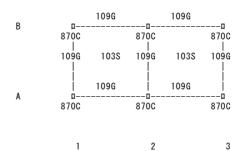
3

- 梁形状 G, 柱形状 C, 床形状 S, 片持ち梁形状 CG, 片持ち床形状 CS, 出隅 DS, 入隅 IS 壁形状.(荷重伝達) W 開口.(hの採用条件)(ho/hの考慮) ・荷重伝達 0:荷重計算条件の方法 1:上下の梁に分配 2:下の梁で負担 3:直接柱に伝達 4:耐震壁とする ・hの採用条件 0:剛性計算条件の方法 1:梁中心間距離 2:梁天間距離 ・ho/hの考慮 0:断面算定条件の方法 1:ho/hを考慮する 2:ho/hを考慮しない ※ s はスリット位置 , T は三方スリット位置 , # は支点位置を表す。床形状で負値なら積雪のある床を表します。

< 1F層>

< RF層 3階> < 3F層 2階>



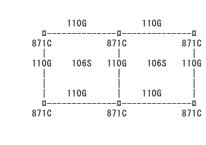


< 2F層 1階>

В

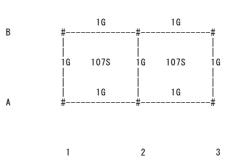
1

1



2

2



User ID: 250350

ERBS Design Example: stress calculation

# 1.9 特殊荷重及び補正データ

(1) 梁・小梁 特殊荷重登録

No 名	称	タイプ゜	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	比 < L. L/T. L >	比<地/ラ>
1 GAIHE	ΚI	4	4.000						0.00	1.00

(2) 梁特殊荷重配置

Νo	層	層	フレーム	フレーム	軸	軸	/-梁特殊荷重 N o-/
1	2F	RF	Α	В	1	3	1
2	2F	RF	3	3	Α	В	1
3	2F	RF	1	1	Α	В	1

# 1.10 剛 性

# (4) 剛域 [cm]

1) 梁	Νo	層	層	フレーム	フレーム	軸	軸	左端	右端
	1	2F	2F	1	3	Α	В	57.5	57.5
	2	2F	2F	Α	В	1	3	57. 5	57. 5
	3	3F	3F	1	3	Α	В	54.0	54.0
	4	3F	3F	Α	В	1	3	54.0	54.0
	5	RF	RF	1	3	Α	В	52.0	52.0
	6	RF	RF	Α	В	1	3	52.0	52.0

- (9) 仕口パネル
  - 1) 仕口パネルは、水平荷重時のみ考慮する。
  - 2) 鉄骨仕口パネルは、柱通しとする。 (ただし、ゾーン指定で一部修正可能)

# 1.12 断面算定

- (2) 鉄骨関連データ <SRC・S部材用>
  - 1) ジョイント位置 [cm]

1. 層ご	との指定 /── X方		/ Y方	
層	左端	右端	左端	右端
RF 3F 2F 1F	69. 0 73. 0 77. 0 0. 0			

- 9) ダイアフラム形式 (冷間成形角形鋼管のみ有効)
- ・標準ダイアフラム形式: 通しダイアフラム

# (3) 梁符号と配筋

1) 符号配置

<	RF層 >	< 3F層>	< 2F層>	< 1F層>
_	n= 1=n= 1=n I I I 2 2 2	B	B	B n= 1=n= 1=n I I I 2 2 2
Α	D= 1=D= 1=D	A n= 1=n= 1=n	A	A
	1 2 3	1 2 3	1 2 3	1 2 3

UserID:250350 ERBS Design Example: stress calculation

# 2) 配筋登録

< R	F層:	>			
		/	201	骨	/
No 符号		H*B*t1*t2*r			種別
					フランシ゛ ウェフ゛
1 4G1	左	400* 170*		-	SN400B SN400B
変更あり		400* 200*			SN400B SN400B
	右	400* 170*	9. 0*16. 0*	0	SN400B SN400B
				_	
2 4G2	左	400* 170*		-	SN400B SN400B
変更あり	中	400* 200*			SN400B SN400B
	右	400* 170*	9. 0*16. 0*	0	SN400B SN400B

< 31	F層	>					
		/	鉄	骨			-/
No 符号		H*B*t1*t2*r			種		
					フランシ゛	ウェフ゛	
1 3G1	左	500* 170*12.0	)*16.0*	0	SN400B	SN400B	
変更あり	中	500* 200*10.0	)*16. 0*1	3	SN400B	SN400B	
	右	500* 170*12.0	)*16.0*	0	SN400B	SN400B	
2 3G2	左	500* 170*12.0	)*16. O*	0	SN400B	SN400B	
変更あり	中	500* 200*10.0	0*16.0*1	3	SN400B	SN400B	
	右	500* 170*12.0	O*16. O*	0	SN400B	SN400B	

< 2	F層>			4生	骨		
No 符号		,	1*t2*r	业人	Ħ	種	別
						フランシ゛	ウェフ゛
1 2G1	左	600*	170*12.	0*19.	0 * 0	SN400B	SN400B
変更あり	中	600*	200*11.	0*17.	0*13	SN400B	SN400B
~~~,	右	600*	170*12.	0*19.	0* 0	SN400B	SN400B
2 2G2	左	600*	170*12.	0*19	0* 0	SN400B	SN400B
変更あり	中		200*11.				SN400B
2207	右		170*12				SN400B
	石	600*	1/0*12.	0*19.	0* 0	SN400B	SN400B

	< 1	F層>	>						
Νo	符号		/コンクリ· B*D	/ F c	//	左端		 右端	·//スターラップ/
1	1G1	左中右	40*150 40*150 40*150				4-D25 4-D25/ 2-D25	4-D25/ 2-D25 4-D25/ 2-D25	2-D13 @200
2	1G2	左中右	40*150 40*150 40*150				4-D25 4-D25/ 2-D25	4-D25/ 2-D25 4-D25/ 2-D25	2-D13 @200

# (4) 柱符号と配筋

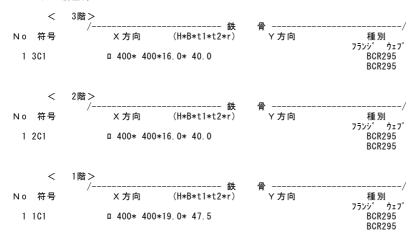
# 1) 符号配置

<	3階>	<	2階>	<	1階>
_	1=== 1=== 1 I I I I I I	_	1=== 1 I I I I I I	_	1=== 1 I I I I I I
Α	1=== 1=== 1	A	1=== 1=== 1	Α	1=== 1=== 1
	1 2 3		1 2 3		1 2 3

User ID: 250350

ERBS Design Example: stress calculation

# 2) 配筋登録



User ID: 250350

ERBS Design Example: stress calculation

#### 1.15 保有水平耐力関連データ

#### (1) 保有水平耐力

#### 1) 計算条件

- 1. ひび割れ

  - 梁・柱曲げ(軸) ひび割れの考慮は、する。
     梁・柱せん断ひび割れの考慮は、しない。
     Mc算定式の係数 0.56 × √のB
     Mc算定式へのスラブの考慮は、する。
     αγ算定式へのスラブの考慮は、する。
     梁の曲げ降伏時の剛性低下率算定式は、以下の2式を使い分ける。
     αγ = (0.043+1.64·n·Pt+0.043(a/D))·(d/D)^2 (2.0≦a/D≦5.0)
     αγ = (-0.0836+0.159·(a/D))·(d/D)^2 (1.0≦a/D<2.0)</li>
     柱の曲げ降伏時の剛性低下率算定式は、以下の2式を使い分ける。
     αγ = (0.043+1.64·n·Pt+0.043(a/D)+0.33 η)·(d/D)^2 (2.0≦a/D≦5.0)
     αγ = (-0.0836+0.159·(a/D)+0.169 η)·(d/D)^2 (1.0≦a/D<2.0)</li>

#### 2. 終局耐力

- スラブ筋の考慮は、する。ウェブ曲げ耐力の考慮は、する。ハンチ付き梁の下端主筋考慮方法は、1.0倍 による。
- ハンノ N c 本 V ト畑 エ M 秀 M の A M は , 1.0 位 による。 R C 梁・柱 Q U 算定式の係数は , 0.053 (構造規定) 高強度せん 断補強筋 (ウルボン) Q u 算定式は , 荒川式による。 S 梁 M U 算定時の横座 屈 の 考慮は , しない。
- 柱降伏曲面の算定式

F(大曲面の算定式 H 形銅強軸 (Mx/Mux)^2.000 + (My/Muy)^1.000 = 1 H 形銅弱軸 (Mx/Mux)^1.000 + (My/Muy)^2.000 = 1 角形銅管 (Mx/Mux)^1.000 + (My/Muy)^1.000 = 1 (Mx/Mux)^2.000 + (My/Muy)^2.000 = 1

- 鋼官 (MX/MUX) 2.000 + (MY/MUY) 2.000 = 柱脚曲げ耐力は、自動計算値を採用する。
   RC袖壁付き柱のQu算出方法は、最小値 による。
   柱危険断面位置採用方法は、XY方向で長い方を採用する。
   柱脚曲げ耐力用軸力は、ブレース付加軸力を考慮する。

# 3. 荷重增分

			X 方向	Y方向
•	推定崩壊荷重の倍率		0.30	0.30
	推定崩壊荷重までのスー	テップ数	50	50
	荷重増分量の分割方法		等分割	等分割
	弾性剛性に対する降伏行	後の部材剛性		
	RC部材	ピンとする		
	S部材	ピンとする		
	支点(水平)	自由とする		
	回さらたるもま	<del></del>	声 し かしい	土 走 し かい

・ 剛床回転の拘束 考慮しない 考慮しない

# 4. Ds算定時

- ・支点の浮き上がり降伏の考慮は、する。 ・支点の圧壊降伏の考慮は、する。 ・支点の水平方向降伏の考慮は、しない。 ・梁のせん断降伏の考慮は、する。 ・柱のせん断降伏の考慮は、する。 ・脆性破壊したときの処理 X方向 Y方向 せん断破壊せん断破壊 解析終了解析終了 解析終了 R C 梁 S 梁 せん断破壊 軸圧縮破壊 解析終了 解析終了 解析終了 解析終了 S 柱 ブレース 軸圧縮破壊 解析終了 解析終了 ・ Ds算定時の定義 重心の層間変形角 最大の層間で形角 1/ 50 1/ 50 1000 1/ 30 1/ 30 1000 最大ステップ数

1000

正加力 負加力

User ID: 250350 ERBS Design Example: stress calculation

#### 5. 保有水平耐力時

・ 保有水平耐力時の設定は、Ds算定時を保有水平耐力時と定義する。

#### 6. 部材種別の判定

- ・ 崩壊形判定のための曲げ用応力割増率 1.10
  ・ 崩壊形判定のためのせん断用応力割増率 1.10
  ・ 未崩壊部材の余裕度による破壊モード判定は、する。
  ・ 直交方向フレームの考慮は、する。
  ・ 梁・柱の種別の決定は、柱および柱に接着する梁のうちの最下位とする。
  ・ ho/Dでの2M/QDの考慮は、しない。
  ・ Ptの考慮は、する。
  ・ 日部材の考慮は、する。
  ・ 横補剛検討NG部材の取り扱いは、部材群種別をDとする。

#### 7. せん断設計

- せん断設計用応力割増しに余裕度αMの考慮は、しない。
   直交方向フレーム部材のせん断設計は、しない。
   崩壊形保証の為のクライテリア
   ∑CMu/ΣGMu 1.50
   cMu/cMm 1.20
   N/Nu 圧縮側 0.40
   引張側 0.60
   RC部材応力割増率は、層ごとの指定(Qu/Qm(RC部材))による。
   せん断設計の採用応力
   X方向は DS管定時とする。
- X方向は、Ds算定時とする。 Y方向は、Ds算定時とする。
- 3) 水平力・せん断力分布
- 4. Ds値

階	X方向正加力	X 方向負加力	Y方向正加力	Y方向負加力
3	自動	自動	自動	自動
2	自動	自動	自動	自動
1	0.300	自動	0.300	自動

# 4) 冷間角形鋼管の耐力低減

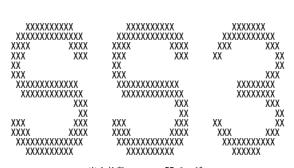
- 局部崩壊メカニズムと判定された場合の耐力低減の考慮は、する。 冷間角形鋼管の耐力低減率 内ダイアフラム 通しダイアフラム 外ダイアフラム その他 BCP 0.85 0.80 0.80 1.00 0. 80 0. 75 0. 80 0. 75 1.00 1.00 0.80 BCR
- 1.00 1.00 ・耐力低減の対象となる層の梁の塑性化は、する。

出力日時 2017/03/24 18:41:50

1.00

1.00

XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	(XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXX XXXXXXXXXX	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	XXXXXXXXXXXX	XXX XXXXXXXX XX
	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX		
XX XXXXXXXX XXX XXX	X XXXX XXX XXX	XXXXX XX XXX XXX	XXXX XXXXXXXX XX
	X XXXX XX XXXX XX XX XX		
	X XXXX XX XX XXXXXX		
XX XXXXX XX XXX XX	X XXX XXXXXXX XXXXXX	XXXXX XX XXX XXXX	XXXX XXXX XXX XX
XXX XXXX X X	X XXXXXXXX XX XXXXXX	XXXX X XXX	XXX XXX X X
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	X XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	(XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	(XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX



出力枚数 : 55ページ

- Ver. 1. 1. 1. 42

工事名: ERBS Design Example: 3-story bldg. displacement calculation  $\operatorname{model}$ 

略 称: ERBS Design Example: displ. calculation

日 付:2016/10/25 担当者: SDR Technology ューザーID : 250350

-- ユニオンシステム株式会社 --

# [1] 入力データLIST

#### 1.1 基本事項

: ERBS Design Example: 3-story bldg. displacement calculation model : ERBS Design Example: displ. calculation : 2016/10/25

• 略

: 2016/10/25 : SDR Technology • 拍 当 者

・建物概要 (単位の表示なきものは [m] とする。)

主体構造 : S造

建物形状 : X方向 2 スパン, Y方向 1 スパン, 全階数 3 階, 地下 0 階, P. H.

階	構造	* 階高 *	* 構造階高 *	層	* 梁天~部材心 *	* スラブ厚[cm] >
3 2 1 ‡y	S S S R C	4. 000 4. 000 4. 000	4. 025 4. 000 4. 525	RF 3F 2F 1F	0. 200 0. 225 0. 225 0. 750	13. 0 13. 0 13. 0 13. 0

<X方向>\*スパン長\*\*構造スパン長\* <Y方向>\*スパン長\*\*構造スパン長\*

1- 2 7.000 2- 3 7.000 A- B 7.000 7.000

G. L. から1 層梁天までの高さ 0.000 m パラペット部分の高さ 0.000 m 基 礎 : 基礎形式 (1>独立基礎(基礎梁に対する荷重項は、床荷重等による) 最下層二重スラブ (1>しない 層間変形角の制限値 1/200

取 ト 僧 層間変形角の制限値 構造計算方法 計算ルート

・S造ルート判定用デー

#### 1.2 計算条件

# (1) 剛性計算条件

② 梁・柱 Iの計算は、精算法とする。

 [S梁]・床によるIは、床を考慮しない。

 ③ 梁・柱 Aの計算方法は、せん断変形用と軸変形用との区別しない。

 床(直交壁)と腰壁・垂壁(袖壁)を考慮する。
 大方向フレームの断面積で大きい方をとる。水平時、メ方向フレームとY方向フレームの断面積で大きい方をとる。水平時、メ方向フレームとY方向フレームの断面積で大きい方をとる。水平時、メ方向フレームとY方向フレームで長い方をとる。水平時、メ方向フレームとY方向フレームで長い方をとる。水平時、メ方向フレームとY方向フレームで長い方をとる。

 8. 柱軸変形用剛域 : 鉛直時、メ方向フレームとY方向フレームで長い方をとる。水平時、メ方向フレームとY方向フレームで長い方をとる。ペートのでまたが、水平時、メ方向フレームとY方向フレームで長い方をとる。
 9. RC・SRC梁柱の剛性計算に考慮する腰壁・垂壁・袖壁の厚さは、12cm以上とする。

#### (2) 荷重計算条件

1. 柱自重は、階高の中央で上下階に分配する。 2. 柱軸力算定の際、壁は、階高の中央で上下階に分配する。 3. 梁C,Mo,Qo算定の際、壁は、階高の中央で上下の梁に分配する。 4. 剛域を考慮した荷重項の計算はしない。 5. 柱軸力算定の際、積載荷重の低減はしない。 6. 建物外周部床は考慮する。(外周部の床面積は自動認識する)

## (3) 応力計算条件

- 水平外力の加力方向(地震荷重時) X方向 正方向, Y方向 正方向
   外力の作用角度 0 [度] (地震荷重時)は、 0.0°とする。
   浮き上がりは考慮しない。
   せん断による変形は、鉛直・水平荷重時共考慮する。
   柱軸力による変形(柱の伸縮)は、鉛直・水平荷重時共考慮する。
   傾斜地に建つ場合の地盤に伝わる水平力の処理として、支点パネを与えて求める。
   偏心率計算方法 ・基礎部分の重量と剛性を考慮する。
   ・副心位置の計算方法は理論式とする。
   個間変形角は、最大をとる、(変形方向)

- 9. 層間変形角は、最大をとる。(変形方向) 10. 剛性率計算時の層間変形角は、剛心位置をとる。(加力方向) 11. 短期地震荷重時の解析方法は、弾性解析による。

# (4) 断面算定条件

1) 共通項目

17	六通視日			《梁用》	《柱用》	《柱脚用》
1.	端部の断面算定位置	(RC, SRC造)	<x> <y></y></x>	剛域端 剛域端	<b>\11</b> /11//	\\1\tau\tau\tau\\
		(S, CFT造)	⟨X⟩ ⟨Y⟩	剛域端 剛域端	剛域端 剛域端	剛域端 剛域端
2.	端部の応力採用位置 △ [cm] 断面算定位置と、そこから △cm節点側に入った位置との 2ヶ所での大きい方を採用	(RC, SRC造)	〈X〉鉛直 水平 〈Y〉鉛直 水平	-1. 0 0. 0 -1. 0 0. 0		
	します。 (-1は必ず節点位置の応力 を採用します)	(S, CFT造)	〈X〉 鉛平 水 鉛平 〈Y〉 鉛平 水平	0. 0 0. 0 0. 0 0. 0 0. 0	0. 0 0. 0 0. 0 0. 0	0. 0 0. 0 0. 0 0. 0

- 3. 内法寸法の取り方は、剛域端間(L', H')とする。
- 主筋用(梁・柱) 壁・スラブ筋用 1.00 1.00 鉄 骨 用 1.10 1.10 4. 材料強度に対する基準強度の割増し率 <X> 1.00 1.00

- 5. 断面算定用柱長期軸力は,応力計算結果の軸力を用いる。 6. 耐震壁周りの梁・柱共,断面算定する。 7. 断面算定部材の最小せい 梁 0 cm 柱
- 8. Pt. Pwのmin. maxのルート別指定

< RC部材>	梁Ptmax	梁Ptmin	梁Pwmax	梁Pwmir
ルート1	2. 00	0.00	1. 20	0. 20
ルート2-1	2. 00	0.00	1. 20	0. 20
ルート2-2	2. 00	0.00	1. 20	0. 20
ルート2-3	2. 00	0.00	1. 20	0. 20
ルート3	2. 00	0.00	1. 20	0. 20

- ※ただし、S柱の鉛直荷重時は2軸曲げとする。
- 9. 断面検定方法は、1軸曲げとする。 ※ただし、10. 直交加力時の梁の断面算定は、しない。
  11. RC、SRC梁のたわみの検討をしない
  12. 耐力壁水平力負担率による剛節架構の応力割増し

来 m n モーテンド : する 梁 せん断力 : する 柱軸力の割増し方法: 割増率による

# 2) RC部材

1. 梁・柱 QDの決定方法

《ルー

2. 梁

1/4L点での断面算定はする(配筋は中央部)。 最小複筋比γmin= 0.30とする。 中央の上端配筋本数決定の際、端部の配筋本数の最低 0.25倍必要とする。 耐震壁周りの梁主筋本数決定には、0.8%BDを採用する。 付着応力度,必要延長長さの検討(RC規準1991)をしない。 必要付着長さの検討(RC規準1999)をしない。

4. 耐震壁 せん断力の割増し率n

せん断力の割増し率n 《ルート1, ルート2-1, ルート2-2の場合》 ×方向: 割増し率 n= 2.00 ソ方向: 割増し率 n= 2.00 《ルート2-3の場合》 ×方向: 割増し率 n= 2.00 ソ方向: 割増し率 n= 2.00 《ルート3の場合》 ×方向: 割増し率 n= 1.00 ソ方向: 割増し率 n= 1.00

せん断耐力の低減率は、1-max(ro, lo/l)とする。

4) S部材

柱との接合部の検討はする。(ウェブ部はすみ肉溶接とする) 上端フランジに対するスラブの拘束なし。(横座屈考慮する) 横補剛の検討はする。 曲げの設計でのウェブの考慮 端 部は, [X方向] 考 1. 梁

端 部は, 継手部は, 中央部は, [X方向] 考慮しない。 [X方向] 考慮する。 [X方向] 考慮する。 考慮しない。 考慮する。 考慮する。 [Y方向] [Y方向] [Y方向]

35mm

使用ボルト径を決めるための最大フランジ幅 B≦ 150 B≦ 200 B≦ 400 ウェブボルトピッチ 60 60 60 60 M24

※ボルトの欠損計算および継手の選定に用いる。

梁との接合部の検討はする。(ウェブ部は突合せ溶接とする) 曲げの設計でのウェブの考慮 端 部は、考慮する。 中央部は、考慮する。 2. 柱

スカラップ寸法 Omm 柱座屈長さ係数の自動計算は, しない。

#### 冷間成形角形鋼管

・ダイアフラム形式による割増し係数

鋼材種別 内ダイアフラム 通しダイアフラム 外ダイアフラム その他

1. 2 1. 3 1. 4 1. 2 1. 3 1. 4 1.0 BCR STKR

最上階、最下階の指定 3 ※計算ルート2,ルート3おける地震時応力の割増し、柱はり耐力比の 計算、崩壊メカニズムの判定に考慮します。ただし、最上階の指定は ルート3における崩壊メカニズムの判定にのみ考慮します。

#### 6) S造鋼材選定

- 仮定断面でOKのときの選定計算は、する。
   H形鋼の選定方法は、仮定断面のシリーズ内で検討→次のシリーズ内で検討→系列内でなければNG
   BH鋼の選定断面の最大フランジ幅 300mm

#### 7) 接合部

≪短期許容応力度設計(RC部材)≫ 1. 短期時の検定は,しない

≪終局強度設計(RC・SRC部材)≫ 6. 終局時の検定は, しない

≪短期許容応力度設計(S部材)≫ 11. 短期時の検定は, しない

## 1.3 建物特殊形状

指定なし

#### 14使用材料

(1) コンクリート

層	構造形式	種類	/ 梁	- Fc[N/mm2] 柱	()内は材 壁	料データ登録 床	Noを表しま 小梁	す。/ 片持ち梁
RF 3F 2F 1F	S S S R C	普通 普通 普通	21. 0 21. 0 21. 0 21. 0	21.0 21.0 21.0 21.0	21. 0 21. 0 21. 0 21. 0			

【コンクリート登録】 [N/mm2] [kN/m3] [kN/mm2] γ E G n 23.0 21.68 9.03 15

# (2) 鉄 筋

- 鉄 筋 径 -------/ /------- 鉄 筋 種 別 --------ラップ 主筋《柱》フープ壁筋 スラプ筋 細物 太物1最小径 太物1 太物2最小径 太物2 | 主筋 (梁) スターラップ 主筋 (柱) フーフ・壁筋 スラブ・筋 | 細物 | 太物 1 最小径 太物 1 太物 2 最小径 太物 2 (X) (Y) (X) (Y) | D22 | D10 | D10 | D10 | D10 | D10 | SD295A | 16 | SD345 | 32 | SD390 層 構造形式

丸鋼細物 太物最小径 太物<br/>SR23516 SR295高強度せん断補強筋: ウルボン<br/>R C 柱のせん断補強筋にウルボンを使用するときは、135° フックの帯筋とする

・許容応力度 [N/mm2]	種別名	< 長期 > 引・圧 せん断	< 短期 > 引・圧 せん断	< 長期 > 引・圧(D29以上)
	SD295A	195 195	295 295	195
	SD345	215 195	345 345	195
	SD390	215 195	390 390	195

・ヤング係数: 205.0 [kN/mm2]

#### (3) 鉄 骨

SN400B SN400B SN400B BCR295 BCR295 RF 3F 2F SN400B SN400B SN400B SN400B S S S 3 2 1 SN400B BCR295 SN400B

・材料強度 [N/mm2]	種別名	鋼種	/ 厚さ40mm以下	F値/ 厚さ40mmをこえるもの
	SN400B BCR295		235 295	215 295

・ヤング係数: 205.0 [kN/mm2] , せん断弾性係数: 79.0 [kN/mm2] , 単位重量: 77.0 [kN/m3]

(4) アンカーボルトの種別 SS400

# 1.5 荷 重

(1) 仕 上

1) 標準仕上状態・各層仕上重量 [N/m2] (RC・SRC部材)

《 梁 : 両側仕上 》	《小梁 : 両側仕上 》
層 仕上重量	層 仕上重量
RF 500 3F 500 2F 500 1F 500	RF 500 3F 500 2F 500 1F 500

4) 標準仕上状態·各層被覆重量 [N/m2] [kN/m3] [cm] (S部材)

層	《 梁 : /-仕上-/ 重量	両側仕上 / /被: 重量	<u>-</u> 》 覆/ 寸法	r 階	《 柱 : /-仕上-/ 重量	四面仕上 / /被 重量	<u>-</u> 》 覆/ 寸法	M 層	《小梁 : /-仕上-/ 重量	両側仕 / /被 重量	上 》 覆/ 寸法
RF 3F 2F 1F	500 500 500	0. 0 0. 0 0. 0	0. 0 0. 0 0. 0	3 2 1	500 500 500	0. 0 0. 0 0. 0	0. 0 0. 0 0. 0	RF 3F 2F	500 500 500 500	0. 0 0. 0 0. 0	0. 0 0. 0 0. 0

(2) 積載荷重 (L.L) [N/m2]

Νo	スラブ用	ラーメン用	地震用	用 途
1	1800	1300	600	居住室、病室、寝室
2	2900	1800	800	事務室、研究室
3	2300	2100	1100	教 室
4	2900	2400	1300	百貨店、店舗の売り場
5	2900	2600	1600	集会室(固定席)
6	3500	3200	2100	集会室(その他)
7	5400	3900	2000	車庫、自動車通路
8	900	650	300	非歩行屋根
9	3900	2900	2000	倉 庫
10	5400	4400	3900	書 庫
11	700	300	0	屋根

(3) 積雪荷重

積雪荷重の考慮 : 考慮しない

(4) 風荷重

X方向: 考慮しない Y方向: 考慮しない 風荷重の考慮

(5) 地震力計算用データ

 P. H. 階の水平震度 一次固有周期(T) X方向 Y方向
 : 0.000 (内部計算)

 地震層せん断力係数の最小値 (Ci-min) 地下階水平震度の最小値 (ki-min) X方向: 0.05 Y方向: 0.05 Y方向: 0.05

 地域係数 (Z) 用途係数 (I) 強度抵抗型の建築物にするための係数 (Sp) 地盤種別によるT c 標準せん断力係数 (一次設計用) X方向 Y方向 : 1.00 : 1.00 : 1.00 : 1.00 : 0.60 秒 0. 20 0. 20 標準せん断力係数(保有耐力用)

# 1.6 部材形状登録

(1) 柱

Νo	タイプ゜	Н	*	в *	t	*	r	A [cm2]	Ix [cm4]	Iy [cm4]
870 871	BCR						40. 0 47. 5	236. 96 277. 16	57060 65394	57060 65394

(2) 梁 [cm]

> No B D 1 40 150

Νo	タイプ <sup>°</sup>	H *	в *	t1 *	t2 * r	A [cm2]	Ix [cm4]	Iy [cm4]
107 109 110	細幅	500 *	200 *	10.0 *	13.0 * 13 16.0 * 13 17.0 * 13	83. 37 112. 25 131. 71	23456. 6 46811. 3 75556. 8	1735. 7 2138. 2 2274. 0

(7) 小梁 [cm] [N/m]

D 単位重量 Νo В 70 1 30

H \* B \* t1 \* t2 \* r A [cm2] Ix [cm4] タイプ゜ Iy [cm4] Νo 103 105 細幅 200 \* 100 \* 5.5 \* 8.0 \* 8 300 \* 150 \* 6.5 \* 9.0 \* 13 26. 66 46. 78 1805. 6 7209. 2

(8) 床 (小梁なし) [cm] [N/m2]

L. L-No 仕上 D. L Νo t 15. 0 0. 0 0. 0 0. 0 3300 1 2 3 4 3400 3400 4500

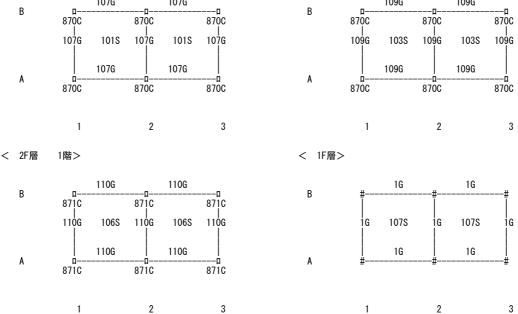
(9) 床組(小梁あり) [cm] <スパンで「−」の数値は比を、「 ---- 」は等間隔を表します。>

No 小梁数 方向 スラブNo スパン 小梁No スラブNo スパン 小梁No スラブNo スパン 小梁No スラブNo

3

```
101
                                   102
                                                -0.500
                                                                 105
                                                                               102
                                               -0. 500
-0. 500
-0. 500
-0. 333
-0. 500
102
103
                     X-0
Y-0
X-0
X-0
                                   4
105
3
3
                                                                 103
105
103
                                                                               105
                                                                                           -0.333 103
                                               -0. 500
-0. 500
-0. 500
106
107
                     Y-0
Y-0
X-0
                                    108
                                                                 105
                                                                               108
                                                                 1
103
                                                                                   1
```

梁形状 G、柱形状 C、床形状 S、片持ち梁形状 CG、片持ち床形状 CS、出隅 DS、入隅 IS 壁形状 (荷重伝達) W 開口、(hの採用条件)(ho/hの考慮)
・荷重伝達 0:荷重計算条件の方法 1:上下の梁に分配 2:下の梁で負担 3:直接柱に伝達 4:耐震壁とする・hの採用条件 0:剛性計算条件の方法 1:梁中心間距離 2:梁天間距離
・ho/hの考慮 0:断面算定条件の方法 1:ho/hを考慮する 2:ho/hを考慮しない
※ s はスリット位置 , T は三方スリット位置 , # は支点位置を表す。床形状で負値なら積雪のある床を表します。 1.8 形状配置 < RF層 3階> < 3F層 2階> 107G 107G 109G 109G В В ---п 870С 870C 870C 870C 870C 870C 107G 107G 107G 109G 109G 109G 101S 101S 103S 103S



# 1.9 特殊荷重及び補正データ

(1) 梁・小梁 特殊荷重登録

No 名	称	タイプ゜	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	比 <l.l t.l=""></l.l>	比<地/ラ>
1 GAIHEKI		4	4. 000						0.00	1.00

(2) 梁特殊荷重配置

Νo	層	層	フレーム	フレーム	軸	軸	/-梁特殊荷重No-/
1 2 3	2F 2F 2F	RF	3	B 3 1	Α	В	1 1

# 1.10 剛 性

- (9) 仕口パネル
- 1) 仕口パネルは、水平荷重時のみ考慮する。
- 2) 鉄骨仕口パネルは、柱通しとする。 (ただし、ゾーン指定で一部修正可能)

# 1.12 断面算定

- (2) 鉄骨関連データ <SRC・S部材用>
  - 1) ジョイント位置 [cm]
  - 1. 層ごとの指定 /-- X方向 --/ /-- Y方向 --/ 層 左端 右端 左端 右端 115. 0 115. 0 115. 0 0. 0 115. 0 115. 0 115. 0 115. 0 115. 0 115. 0 0. 0 0. 0
  - 9) ダイアフラム形式 (冷間成形角形鋼管のみ有効)
  - ・標準ダイアフラム形式: 通しダイアフラム

# (3) 梁符号と配筋

1) 符号配置

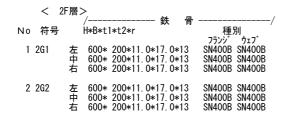
<	RF層>	<	3F層>	<	2F層>	<	1F層>
В	n= 1=n= 1=n I I I		0= 1=0= 1=0 I I I		n= 1=n= 1=n I I I	_	n= 1=n= 1=n I I I
Α	2 2 2 n= 1=n= 1=n	Α	2 2 2 n= 1=n= 1=n	Α	2 2 2 n= 1=n= 1=n		2 2 2 n= 1=n= 1=n
	1 2 3		1 2 3		1 2 3		1 2 3

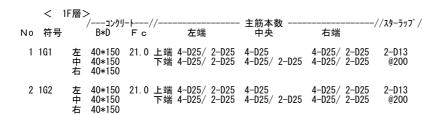
# 2) 配筋登録

	< RI	F層)				:	鉄	骨			_,
Νo	符号		/ H*B*t1			,	EX.	Ħ	種! フランジ		/
1	4G1	左中右	400* 400* 400*		8.	0*13	3. 0*1	3	SN400B SN400B	SN400B SN400B SN400B	
2	4G2	左中右	400*	200* 200* 200*	8.	0*13	3. 0*1	3	SN400B	SN400B SN400B SN400B	

	< 3F	層>			鉜	·			. /
Νo	符号	ĺ	/ H*B*t1		蚁	1 月	種類	削	7
1	3G1	左中右	500*	200*10. 200*10. 200*10.	0*16.	0*13	フランジ SN400B SN400B SN400B	SN400B SN400B	
2	3G2	左中右	500*	200*10. 200*10. 200*10	0*16.	0*13	SN400B SN400B SN400B		

BCR295



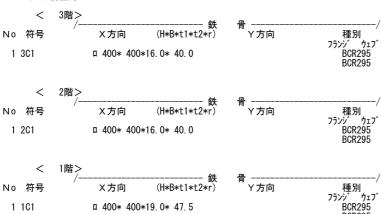


#### (4) 柱符号と配筋

1) 符号配置



# 2) 配筋登録



# 1.15 保有水平耐力関連データ

#### (1) 保有水平耐力

#### 1) 計質条件

#### 1. ひび割れ

- 梁・柱曲げ(軸) ひび割れの考慮は、する。
   梁・柱せん断ひび割れの考慮は、しない。
   Mc算定式の係数 0.56 × √ σ B
   Mc算定式へのスラブの考慮は、する。
   αγ算定式へのスラブの考慮は、する。
   梁の曲げ降伏時の剛性低下率算定式は、以下の2式を使い分ける。
   梁の曲げ降伏時の剛性低下率算定式は、以下の2式を使い分ける。
   αγ = (0.043+1.64·n·Pt+0.043(a/D))·(d/D)<sup>2</sup> (2.0≤a/D≤5.0)
   在の曲げ降伏時の剛性低下率算定式は、以下の2式を使い分ける。
   在の曲げ降伏時の剛性低下率算定式は、以下の2式を使い分ける。
   在の曲げ降伏時の剛性低下率算定式は、以下の2式を使い分ける。
   αγ = (0.043+1.64·n·Pt+0.043(a/D)+0.33 η)·(d/D)<sup>2</sup> (2.0≤a/D≤5.0)
   αγ = (-0.0836+0.159·(a/D)+0.169 η)·(d/D)<sup>2</sup> (1.0≦a/D<2.0)</li>
- 2. 終局耐力

  - ・ スラブ筋の考慮は、する。
    ・ ウェブ曲げ耐力の考慮は、する。
    ・ ハンチ付き梁の下端主筋考慮方法は、1.0倍 による。
    ・ RC梁・柱Qu算定式の係数は、0.053(構造規定)
    ・ 高強度せん断補強筋(ウルボン)Qu算定式は、荒川式による。
    ・ S梁Mu算定時の横座屈の考慮は、しない。
    ・ は略は単亜の質空式

  - S梁Mu算定時の積座屈の考慮は、しない。
     柱降伏曲面の算定式
     H形鋼強軸 (Mx/Mux)<sup>2</sup>.000 + (My/Muy)<sup>1</sup>.000 = 1 H形鋼弱軸 (Mx/Mux)<sup>1</sup>.000 + (My/Muy)<sup>2</sup>.000 = 1 角形鋼管 (Mx/Mux)<sup>1</sup>.000 + (My/Muy)<sup>2</sup>.000 = 1

     柱脚曲げ耐力は、自動計算値を採用する。
     RC袖壁付き柱のQu算出方法は、最小値 による。
     柱旋断面位置採用方法は、XY方向で長い方を採用する。
     柱脚曲げ耐力用軸力は、ブレース付加軸力を考慮する。
- 3. 荷重増分

`
)
)
J
١,
Į

・ 剛床回転の拘束

# 4. Ds算定時

- 支点の浮き上がり降伏の考慮は、する。 支点の圧壊降伏の考慮は、する。 支点の水平方向降伏の考慮は、しない。 梁のせん断降伏の考慮は、する。

	木のとの関門への			
•	柱のせん断降伏の			
•	脆性破壊したとる	きの処理	X 方向	Y方向
	RC梁	せん断破壊	解析終了	解析終了
	S梁	せん断破壊	解析終了	解析終了
	S柱	せん断破壊	解析終了	解析終了
	•	軸圧縮破壊	解析終了	解析終了
	ブレース	軸圧縮破壊	解析終了	解析終了
	Ds算定時の定義			
	重心の層間変	を形角	1/ 50	1/ 30
	最大の層間変		1/ 50	1/ 30
	最大ステップ		1000	1000
		負加力	1000	1000

# 5. 保有水平耐力時

・ 保有水平耐力時の設定は、Ds算定時を保有水平耐力時と定義する。

## 6. 部材種別の判定

- ・ 崩壊形判定のための曲げ用応力割増率 1.10 ・ 崩壊形判定のためのせん断用応力割増率 1.10 ・ 未崩壊部材の余裕度による破壊モード判定は、する。 ・ 直交方向フレームの考慮は、する。 ・ 違、柱の種別の決定は、柱および柱に接着する梁のうちの最下位とする。 ・ ho/Dでの2M/QDの考慮は、しない。 ・ Ptの考慮は、する。 ・ D部材の考慮は、する。 ・ 横補剛検討NG部材の取り扱いは、部材群種別をDとする。

# 7. せん断設計

- せん断設計用応力割増しに余裕度αMの考慮は、しない。
   直交方向フレーム部材のせん断設計は、しない。
   崩壊形保証の為のクライテリア
   ∑CMU/ΣGMU 1.50
   cMu/cMm 1.20
   N/Nu 圧縮側 0.40
   引張側 0.60
   RC部材応力割増率は、層ごとの指定(Qu/Qm(RC部材))による。
   せん断設計の採用応力
   X方向は、Ds算定時とする。
   Y方向は、Ds算定時とする。
- 3) 水平力・せん断力分布
- 4. Ds値

階	X方向正加力	X方向負加力	Y方向正加力	Y方向負加力
3	自動	自動	自動	自動
2	自動	自動	自動	自動
1	0. 300	自動	0. 300	自動

- 4) 冷間角形鋼管の耐力低減
  - ・ 局部崩壊メカニズムと判定された場合の耐力低減の考慮は、する。 ・ 冷間角形鋼管の耐力低減率

	内ダイアフラム	通しダイアフラム	外ダイアフラム	その他
BCP	0. 85	0. 80	0. 80	1.00
BCR	0.80	0. 75	0. 75	1.00
強度入力	1.00	1. 00	1.00	1.00

・ 耐力低減の対象となる層の梁の塑性化は、する。

# [4] 応力解析のまとめ

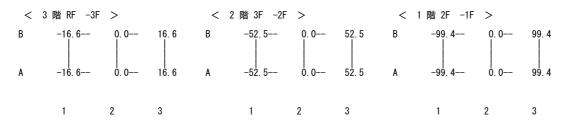
4.1 長期軸力 単位: [kN] (負担率) [%]

<	3 階 RF -3F	>		<	2 階 3F -2F	>		<	1 階 2F -1F	· >	
В	99. 1 (13. 4)	171. 5 (23. 1)	99. 1 (13. 4)	В	206. 1 (13. 5)	345. 7 (22. 8)	206. 1 (13. 5)	В	319. 1 (13. 5)	539. 8 (22. 9)	319. 1 (13. 5)
Α	99. 1 (13. 4)	171. 5 (23. 1)	99. 1 (13. 4)	A	206. 1 (13. 5)	345. 7 (22. 8)	206. 1 (13. 5)	Α	319. 1 (13. 5)	539. 8 (22. 9)	319. 1 (13. 5)
	1	2	3		1	2	3		1	2	3

< ‡1/ >

4.2 水平荷重時軸力 単位: [kN] (直交フレームからの軸力も加算しています。)

(地震力: X方向 左→右)



(地震力: Y方向 左→右)

 < 3 階 RF -3F >
 < 2 階 3F -2F >
 < 1 階 2F -1F >

 B
 22.1- 22.1- 22.1 B
 69.0- 68.9- 69.0
 B
 129.7- 129.9- 129.7 
 A -22.1-- -22.1 A -69.0-- -68.9-- -69.0 A -129.7-- -129.9-- -129.7 1 2 3 1 2 3 1 2 3

4.3 水平力分割	旦単	益位: [kN]									
2	Qc(x) Qc(y)	Qc(x) Qc(y)	Qc(x) Qc(y)	Qc Qw	: 柱の: : 耐震!	負担せん壁又は鉄	断力(×方向、 骨ブレースの負	y 方向そ 担せん断	れぞれ出力し f力	,ます) まこし <i>キ</i> ナ	
	Qw Qw	Qw Qw	Qw Qw	QR ΣQ		壁は「W] 階の水平 - Qw+Q	めか(x カド) 骨ブレースの負 ,鉄骨ブレース バネの反力 R	(II IB]	を数値の後に	表示します	0
1	Qc (x) Qc (y) Qw	Qc(x) Qc(y) Qw	Qc(x) Qc(y) Qw		. 401	an r a	•				
	101	102	103								
< 3階3F	-RF >	( X方向	左→右加力 )								
В	26. 9x 0. 0y	51. 9x 0. 0y	26. 9x 0. 0y								
A	26. 9x 0. 0y	51. 9x 0. 0y	26. 9x 0. 0y								
	1	2	3								
フレーム	Qc	Qw G	ac+Qw QR	2	ΣQ	Qc/Qcw	Qw/Qcw QR/ΣQ	負担率	層間変位 δ	$\delta/h$	$Q/\delta$ [kN/cm]
B A	105. 8 105. 8	0. 0 0. 0	105. 8 105. 8	1 1	05. 8 05. 8	100.00 100.00	0. 00 0. 00	50. 00 50. 00	0. 746987 0. 746987	1/ 538 1/ 538	141. 6 141. 6
合計	211. 6	0.0	211.6	2	211. 6	100.00	0. 00	100.00			
< 2 階 2F	−3F >	( X方向	左→右加力)								
	46. 1x	77. 9x	46. 1x								
В	0. 0y	0. 0y	0. 0y								
Α	46. 1x 0. 0y	77. 9x 0. 0y	46. 1x 0. 0y								
	1	2	3								
フレーム	Q¢	Qw G	Qc+Qw QR	2	ΣQ	Qc/Qcw	Qw/Qcw QR/ΣQ	負担率	層間変位 δ	$\delta/h$	$Q/\delta$ [kN/cm]
B A	170. 1 170. 1	0. 0 0. 0	170. 1 170. 1	1	70. 1 70. 1	100.00 100.00	0. 00 0. 00	50. 00 50. 00	0. 786348 0. 786348	1/ 508 1/ 508	216. 3 216. 3
合計	340. 2	0.0	340. 2	3	840. 2	100.00	0. 00	100.00			
< 1 階 1F	-2F >	( X方向	左→右加力 )								
В	62. 5x 0. 0y	91. 1x 0. 0y	62. 5x 0. 0y								
-	,	,	,								
Α	62. 5x 0. 0y	91. 1x 0. 0y	62. 5x 0. 0y								
	1	2	3								
フレーム	Qc	Qw G	Qc+Qw QR	2	ΣQ	Qc/Qcw	Qw/Qcw QR/ΣQ	負担率	層間変位 δ	$\delta/h$	$Q/\delta$ [kN/cm]
B A	216. 0 216. 0	0. 0 0. 0	216. 0 216. 0	2	216. 0 216. 0	100.00 100.00	0. 00 0. 00	50. 00 50. 00	0. 504967 0. 504967	1/ 896 1/ 896	427. 8 427. 8
合計	432. 0	0.0	432. 0	4	32. 0	100.00	0. 00	100.00			

< 3 階 3F	-RF >	(Y方	向 左→右	加力)					
В	0. 0x 35. 3y	0. 0x 35. 3y	0. 0x 35. 3y						
A	0. 0x 35. 3y	0. 0x 35. 3y	0. 0x 35. 3y						
	1	2	3						
フレーム	Qc	Qw	Qc+Qw	QR	ΣQ	Qc/Qcw Qw/Qcw QR/Σ	〕負担率	層間変位 δ δ/h	$Q/\delta$ [kN/cm]
3 2 1	70. 5 70. 6 70. 5	0. 0 0. 0 0. 0	70. 5 70. 6 70. 5		70. 5 70. 6 70. 5	100. 00 0. 00 100. 00 0. 00 100. 00 0. 00	33. 32 33. 36 33. 32	0. 896557 1/ 448 0. 896557 1/ 448 0. 896557 1/ 448	78. 6 78. 7 78. 6
合計	211. 6	0. 0	211. 6		211. 6	100.00 0.00	100. 00		
< 2 階 2F	−3F >	( Y方	向 左→右;	加力)					
В	0. 0x 56. 8y	0. 0x 56. 6y	0. 0x 56. 8y						
A	0. 0x 56. 8y	0. 0x 56. 6y	0. 0x 56. 8y						
	1	2	3						
フレーム	Q¢	Qw	Qc+Qw	QR	ΣQ	Qc/Qcw Qw/Qcw QR/ X	〕負担率	層間変位 δ / h	$Q/\delta$ [kN/cm]
7レーム 3 2 1	Qc 113. 6 113. 1 113. 6	Qw 0.0 0.0 0.0	Qc+Qw 113.6 113.1 113.6	QR	ΣQ 113. 6 113. 1 113. 6	Qc/Qcw Qw/Qcw QR/Σ0100.00 0.00 100.00 0.00 100.00 0.00	33.38 33.24 33.38	層間変位 δ δ/h 0.912174 1/ 438 0.912174 1/ 438 0.912174 1/ 438	$\begin{array}{c} \text{Q}/\delta  \text{[kN/cm]} \\ 124.5 \\ 124.0 \\ 124.5 \end{array}$
3 2	113. 6 113. 1	0. 0 0. 0	113. 6 113. 1	QR	113. 6 113. 1	100.00 0.00 100.00 0.00	33. 38 33. 24	0. 912174 1/ 438 0. 912174 1/ 438	124. 5 124. 0
3 2 1	113. 6 113. 1 113. 6 340. 3	0. 0 0. 0 0. 0	113. 6 113. 1 113. 6 340. 3		113. 6 113. 1 113. 6	100.00 0.00 100.00 0.00 100.00 0.00	33. 38 33. 24 33. 38	0. 912174 1/ 438 0. 912174 1/ 438	124. 5 124. 0
3 2 1 合計	113. 6 113. 1 113. 6 340. 3	0. 0 0. 0 0. 0 0. 0	113. 6 113. 1 113. 6 340. 3		113. 6 113. 1 113. 6	100.00 0.00 100.00 0.00 100.00 0.00	33. 38 33. 24 33. 38	0. 912174 1/ 438 0. 912174 1/ 438	124. 5 124. 0
3 2 1 合計 < 1 階 1F	113. 6 113. 1 113. 6 340. 3	0. 0 0. 0 0. 0 0. 0 ( Y方 0. 0x	113.6 113.1 113.6 340.3 向 左→右;		113. 6 113. 1 113. 6	100.00 0.00 100.00 0.00 100.00 0.00	33. 38 33. 24 33. 38	0. 912174 1/ 438 0. 912174 1/ 438	124. 5 124. 0
3 2 1 合計 < 1 階 1F B	113. 6 113. 1 113. 6 340. 3 -2F > 0. 0x 71. 7y	0. 0 0. 0 0. 0 0. 0 0. 0 ( Y方 0. 0x 72. 6y	113.6 113.1 113.6 340.3 向 左→右; 0.0x 71.7y		113. 6 113. 1 113. 6	100.00 0.00 100.00 0.00 100.00 0.00	33. 38 33. 24 33. 38	0. 912174 1/ 438 0. 912174 1/ 438	124. 5 124. 0
3 2 1 合計 < 1 階 1F B	113. 6 113. 1 113. 6 340. 3 -2F > 0. 0x 71. 7y	0. 0 0. 0 0. 0 0. 0 0. 0 ( Y方 0. 0x 72. 6y	113. 6 113. 1 113. 6 340. 3 向 左→右; 0. 0x 71. 7y		113. 6 113. 1 113. 6	100.00 0.00 100.00 0.00 100.00 0.00	33. 38 33. 24 33. 38 100. 00	0. 912174 1/ 438 0. 912174 1/ 438	124. 5 124. 0
3 2 1 合計 < 1 階 1F B	113. 6 113. 1 113. 6 340. 3  -2F > 0. 0x 71. 7y  0. 0x 71. 7y	0. 0 0. 0 0. 0 0. 0 0. 0 ( Y方 0. 0x 72. 6y 0. 0x 72. 6y	113. 6 113. 1 113. 6 340. 3 向 左→右; 0. 0x 71. 7y 0. 0x 71. 7y 3	( לכומל	113. 6 113. 1 113. 6 340. 3	100.00 0.00 100.00 0.00 100.00 0.00 100.00 0.00	33. 38 33. 24 33. 38 100. 00	0. 912174 1/ 438 0. 912174 1/ 438 0. 912174 1/ 438	124. 5 124. 0 124. 5

1

2

3

4.4 柱せん断力と負荷荷重の割合(Qc/CiW) Qc: 柱負担せん断力 Ci:層せん断力係数 W:各柱の地震用重量 「W」、「B」は、耐震壁、鉄骨ブレースの位置を表します。 0. 924x 0. 000y 1. 099x 0. 000y 0. 924x 0. 000y 0. 973x 0. 000y 1. 032x 0. 000y 0. 973x 0. 000y 0. 924x 0. 000y 1. 099x 0. 000y 0. 924x 0. 000y 0. 973x 0. 000y 1. 032x 0. 000y 0. 973x 0. 000y 2 3 1 2 3 1 < 1 階 2F -1F > (X方向加力 左→右) 0. 954x 0. 000y 1. 037x 0. 000y 1. 037x 0. 000y 1. 037x 0. 000y 0. 954x 0. 000y 1. 037x 0. 000y 1 2 3 < 3 階 RF -3F > (Y方向加力 左→右) < 2 階 3F -2F > (Y方向加力 左→右) 0. 000x 0. 750y 0. 000x 0. 747y 0.000x 0. 000x 0. 000x 0. 000x 1. 212y 1. 199y 1. 199v 1. 212y 0. 000x 1. 212y 0. 000x 0. 747y 0. 000x 1. 212y 0. 000x 1. 199y 0. 000x 0. 750y 0. 000x 1. 199y 1 2 3 1 2 3 < 1 階 2F -1F > (Y方向加力 左→右) 0. 000x 0. 760y 0.000x 0.000x 1. 189y 1. 189y 0. 000x 1. 189y 0. 000x 1. 189y 0. 000x 0. 760y

[ERBS Design Example: displ. calculation ] 17/03/24\_18:34:23 Ver.1.1.1.42 UserID:250350 P 17

Super Build/SS3-S

# 4.5 浮き上がりのチェック

L:鉛直荷重軸力 [kN] E:水平荷重時反力 [kN] (直交フレームからの反力も加算しています。) \*付は、浮き上がりが生じていることを示す。

 名目 層> (地震時×方向加力)
 名目 層> (地震時×方向加力)

 8 523.6L 1004.9L 523.6L -148.8E
 523.6L 1004.9L 523.6L 198.1E

 9 523.6L 1004.9L 523.6L 198.1E
 198.1E 199.1E

 1 523.6L 1004.9L 523.6L 1004.9L 523.6L 198.1E
 1 1 2 3

 1 2 3
 1 2 3

# 4.6 偏心率

g x , g y p x , p y	: 重心位置 : 剛心位置	(軸力の中/ [m]	ừ) [m]	ex, KR:∤	e y :偏心 a じり剛性	ン距離 [m] [kNm×10^3]	r e Re	:弾力半行 :偏心率	¥ [m]	主軸方向[度] F e:形状特性係数
<雑壁を考慮しな	い場合>	(加力方向:	X正Y正)							
X方向:階	gх	gу	рх	ру	еу	ΚR	rе	Re	Fe	主軸方向
3 2 1	7. 000 7. 000 7. 000	3. 500 3. 500 3. 500	7. 000 7. 000 7. 000	3. 500 3. 500 3. 500	0. 000 0. 000 0. 000	1118 1750 3555	6. 286 6. 361 6. 445	0.000 0.000 0.000	1. 000 1. 000 1. 000	0. 0 0. 0 0. 0
Y方向:階	gх	gу	рх	ру	e x	ΚR	rе	Re	Fe	主軸方向
3 2 1	7. 000 7. 000 7. 000	3. 500 3. 500 3. 500	7. 000 7. 000 7. 000	3. 500 3. 500 3. 500	0.000 0.000 0.000	1118 1750 3555	6. 881 6. 849 6. 792	0.000 0.000 0.000	1. 000 1. 000 1. 000	0. 0 0. 0 0. 0

# 4.7 剛性率·層間変形角

階高:層間変形角計算用階高 δs:剛性率計算時の層間変位 rs:剛性率計算時の層間変形角の逆数 Rs:剛性率 Fs:形状特性係数

Г	o . ルン1人1寸 Iエ lホ	333							
<雑壁を	考慮しない場合	合>(X方向:)	左→右) rs <i>Œ</i>	)相加平均	612				
階	階高[cm]	(X軸-Y軸)	層間変位[cm]	層間変形角	$\delta$ s[cm]	1/ rs	Rs	Fs	${\rm Q}/\delta{\rm s}{\rm [kN/cm]}$
3 2 1	400. 0 400. 0 400. 0	(1 -A ) (1 -A ) (1 -A )	0. 746988 0. 786348 0. 504967	1/ 535 1/ 509 1/ 792	0. 746988 0. 786348 0. 504967	1/ 535 1/ 509 1/ 792	0. 874 0. 831 1. 294	1. 000 1. 000 1. 000	283. 3 432. 6 855. 5
<雑壁を	考慮しない場合	合>(Y方向::	左→右) rs <i>Œ</i>	)相加平均	533				
階	階高[cm]	(X軸-Y軸)	層間変位[cm]	層間変形角	δs[cm]	1/ r s	Rs	Fs	$Q/\delta s[kN/cm]$

3 400.0 (1 -A ) 0.896557 1/ 446 0.896557 1/ 446 0.837 1.000	/δs[kN/cm
2 400.0 (1 -A ) 0.912175 1/439 0.912175 1/439 0.823 1.000 1 400.0 (1 -A ) 0.560629 1/713 0.560629 1/713 1.339 1.000	236. 0 373. 1 770. 7

# 4.9 柱はり耐力比 単位: [kN] [kNm] ※異種部材が存在する節点は無視します

<a< th=""><th>フレーム&gt;</th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th>角形</th><th>PP 445</th><th></th><th></th></a<>	フレーム>								角形	PP 445		
層	軸	/ 梁 左梁	/ 右梁	/ 柱 下柱	/ 上柱	梁合計	柱合計	耐力比		剛官 享み -/ 上柱	/- 必 下柱	要厚 -/ 上柱
3F 3F 3F 2F 2F 2F	1 2 3 1 2 3	0 551 551 0 751 751	551 551 0 751 751 0	1091 1090 1091 1260 1258 1260	1092 1092 1092 1091 1090 1091	551 1101 551 751 1501 751	2183 2181 2183 2350 2348 2350	3. 9 1. 9 3. 9 3. 1 1. 5 3. 1	16. 0 16. 0 16. 0 19. 0 19. 0	16. 0 16. 0 16. 0 16. 0 16. 0	OK OK OK OK OK	OK OK OK OK OK
<b< th=""><th>フレーム&gt;</th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th>角形</th><th>鋼管</th><th></th><th></th></b<>	フレーム>								角形	鋼管		
層	軸	/ 梁 左梁	/ 右梁	/ 柱 下柱	/ 上柱	梁合計	柱合計	耐力比	/- の 下柱	享み -/ 上柱	/- 必 下柱	要厚 -/ 上柱
3F 3F 3F 2F 2F 2F	1 2 3 1 2 3	0 551 551 0 751 751	551 551 0 751 751	1091 1090 1091 1260 1258 1260	1092 1092 1092 1091 1090 1091	551 1101 551 751 1501 751	2183 2181 2183 2350 2348 2350	3. 9 1. 9 3. 9 3. 1 1. 5 3. 1	16. 0 16. 0 16. 0 19. 0 19. 0	16. 0 16. 0 16. 0 16. 0 16. 0	OK OK OK OK OK	OK OK OK OK OK
<1	フレーム>								角形	細管		
層	軸	/ 梁 左梁	/ 右梁	/ 柱 下柱	/ 上柱	梁合計	柱合計	耐力比		買み -/ 上柱	/- 必 下柱	要厚 -/ 上柱
3F 3F 2F 2F	A B A B	0 551 0 751	551 0 751 0	1090 1090 1259 1259	1092 1092 1090 1090	551 551 751 751	2182 2182 2349 2349	3. 9 3. 9 3. 1 3. 1	16. 0 16. 0 19. 0 19. 0	16. 0 16. 0 16. 0 16. 0	OK OK OK OK	OK OK OK OK
<2	フレーム>								角形	細管		
層	軸	/ 梁 左梁	/ 右梁	/ 柱 下柱	/ 上柱	梁合計	柱合計	耐力比	/- の 下柱	罩み -/ 上柱	/- 必 下柱	要厚 -/ 上柱
3F 3F 2F 2F	A B A B	0 551 0 751	551 0 751 0	1088 1088 1253 1253	1092 1092 1088 1088	551 551 751 751	2179 2179 2340 2340	3. 9 3. 9 3. 1 3. 1	16. 0 16. 0 19. 0 19. 0	16. 0 16. 0 16. 0 16. 0	OK OK OK OK	OK OK OK OK
<3	フレーム>								角形	細管		
層	軸	/ 梁 左梁	/ 右梁	/ 柱 下柱	/ 上柱	梁合計	柱合計	耐力比		買品 -/ 上柱	/- 必 下柱	要厚 -/ 上柱
3F 3F 2F 2F	A B A B	0 551 0 751	551 0 751 0	1090 1090 1259 1259	1092 1092 1090 1090	551 551 751 751	2182 2182 2349 2349	3. 9 3. 9 3. 1 3. 1	16. 0 16. 0 19. 0 19. 0	16. 0 16. 0 16. 0 16. 0	OK OK OK OK	OK OK OK OK

# 4.10 ルート判別表

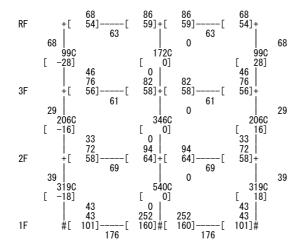
指定ルート X方向:ルート 3 Y方向:ルート 3

<u> </u>		× 方向	 ]		+   Y方向				
判定条件	判定値 -	ルート			   + 判定値 -	ルート			
<u> </u>	一刊化旭 -	1-1	1-2	2	- 刊足値 <sup>-</sup>   	1-1	1-2	2	
階数 ≦ 3	3	0			3	0		ĺ	
階数 ≦ 2	3		×		3		×		
軒の高さ ≦ 9 m	12. 000	×	×		12. 000	×	×		
スパン ≦ 6 m	7. 000	×			7. 000	×			
スパン ≦ 12 m	7. 000		0		7. 000		0		
延べ面積 ≦ 500m2	294. 0	0	0		294. 0	0	0		
高さ (H≦13m)	12. 000	0	0		12. 000	0	0		
高さ (H≦31m)	12. 000			0	12. 000			0	
塔状比 ≦4.00	0. 86			0	1. 72			0	
層間変形角 ≦1/200	1/ 509			0	1/ 439			0	
剛性率 ≧0.60	0. 831			0	0. 823			0	
偏心率 ≦0.15	0. 000		0	0	0. 000		0	0	
柱はり耐力比 ≧ 1.5	1.5			0	3. 1			0	
     適用の可否 		× ·	· ×	0		× ·	· ×	0	

<sup>※</sup>スパンの判定値には、建物で最大となる梁の部材長(水平面に投影した部材長)を採用しています。

# 4.12 設計応力図 単位: [kN] [kNm]

<A フレーム> (固定+積載荷重)



1 2 3

# <A フレーム> (地震力: X方向 左→右加力)

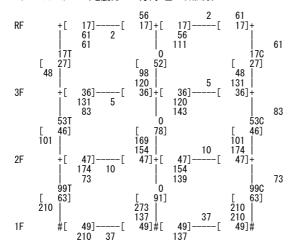
1 2 3

# <B フレーム> (固定+積載荷重)

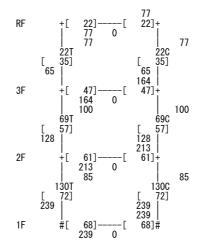
1

2

3

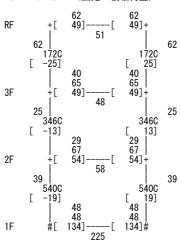


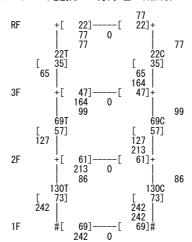
1 2 3



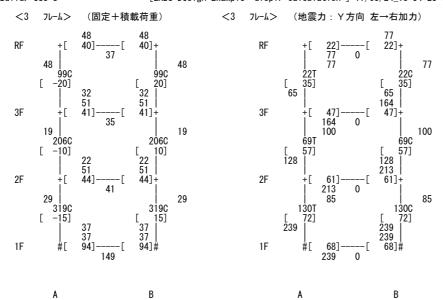
A B

7ル-4> (固定+積載荷重) <2 7ル-4> (地震力: Y方向 左→右加力)





 $\mathsf{A} \qquad \qquad \mathsf{B} \qquad \qquad \mathsf{A} \qquad \qquad \mathsf{B}$ 



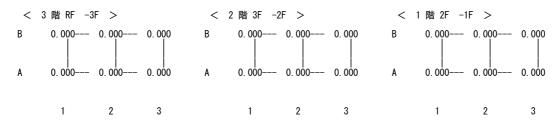
4.13 設 1) 梁		表		単位:	[kN] [kN	m]							
	時 》												
\\ ⟨RF	層〉												
符号	フレーム	軸	- 軸	/	 左端	 ハンチ端	1 JOINT	M L 中央	JOINT	ハンチ端	//- 右端	Q L 左端	<i>,</i> 右端
4G1	A A B B	1 2 1 2	-2 -3 -2 -3		68 86 68 86		-6 6 -6 6	-63 -63 -63	6 -6 6 -6		86 68 86 68	54 59 54 59	59 54 59 54
4G2	1 2 3	A A A	-В -В -В		48 62 48		1 0 1	-37 -51 -37	1 0 1		48 62 48	40 49 40	40 49 40
⟨3F	層〉			/			1	M L			//-	Q L	,
符号	フレーム		- 軸	,	左端	ハンチ端	JOINT		JOINT	ハンチ端	右端	左端	右端
3G1	A A B B	1 2 1 2	-2 -3 -2 -3		76 82 76 82		0 4 0 4	-61 -61 -61 -61	4 0 4 0		82 76 82 76	56 58 56 58	58 56 58 56
3G2	1 2 3	A A A	-В -В -В		51 65 51		4 3 4	-35 -48 -35	4 3 4		51 65 51	41 49 41	41 49 41
⟨2F	層〉			/			1	M L			//-	Q L	,
符号			- 軸		左端	ハンチ端	JOINT	中央		ハンチ端	右端	左端	右端
2G1	A A B B	1 2 1 2	-2 -3 -2 -3		72 94 72 94		-8 7 -8 7	-69 -69 -69	7 -8 7 -8		94 72 94 72	58 64 58 64	64 58 64 58
2G2	1 2 3	A A A	-В -В -В		51 67 51		1 -1 1	-41 -58 -41	1 -1 1		51 67 51	44 54 44	44 54 44
⟨1F	層〉			/				М L,			//-	Q L	
符号			- 軸		左端	ハンチ端	1/4	中央	1/4	ハンチ端	右端	左端	右端
1 <b>G</b> 1	A A B B	1 2 1 2	-2 -3 -2 -3		43 252 43 252		-153 -55 -153 -55	-176 -176 -176 -176	-55 -153 -55 -153		252 43 252 43	101 160 101 160	160 101 160 101
1G2	1 2 3	A A A	-В -В -В		37 48 37		-108 -164 -108	-149 -225 -149	-108 -164 -108		37 48 37	94 134 94	94 134 94
-		<b>»</b>											
	層〉	**		/		<u></u>	I	MS			//-	Q S	} <i>+</i> -±±
符号 4G1	フレーム A	1	ı - 軸 -2	L+KX	左端 8	ハンチ端	JOINT -47	中央 -66	J01NT 43	ハンチ端	右端 142	左端 37	右端
·u·	A B B	2 1 2	-3 -2 -3	L-KX L+KX L-KX L+KX L-KX L-KX L-KX	129 30 142 8 129 30 142		35 -31 43 -47 35 -31 43	-61 -61 -66 -66 -61 -61	-31 35 -47 43 -31 35 -47		30 129 8 142 30 129 8	70 42 75 37 70 42 75	75 42 70 37 75 42 70 37
4G2	1 2 3	A A A	-В -В -В	L+KY L-KY L+KY L-KY L+KY L-KY	-30 125 -16 139 -30 125		-51 53 -52 52 -51 53	-37 -37 -51 -51 -37 -37	53 -51 52 -52 53 -51		125 -30 139 -16 125 -30	18 62 27 71 18 62	62 18 71 27 62 18
⟨3F	層〉			/			1	MS			//-	Q S	<b>.</b>
符号			- 軸		左端	ハンチ端	JOINT	中央	JOINT	ハンチ端	右端	左端	右端
3G1	A A B B	1 2 1 2	-2 -3 -2 -3	L+KX L-KX L+KX L-KX L+KX L-KX L+KX L-KX	-56 207 -38 202 -56 207 -38 202		-90 89 -75 83 -90 89 -75 83	-67 -56 -56 -67 -67 -56 -56	83 -75 89 -90 83 -75 89 -90		202 -38 207 -56 202 -38 207 -56	20 92 22 93 20 92 22 93	93 22 92 20 93 22 92 20

upei	bu i i u z	. 000 (	3			[LINDO L	Colgii L	vallip i G .	urspr. G	aiculati	JII ] 17/0	0/24_10.	J4 - ZU VCI	. 1. 1. 1. 4
<i>^</i> -	* D	-1 <i>I</i>	**	*+	/				MS		 ハンチ端			
	符号			-軸			ハンチ端	JOINT	中央		ハノナリ市		左端	右端
3	3G2	1	Α	-В	L+KY L–KY	-113 215		-106 114		114 -106		215 -113	-6 88	88 -6
		2	Α	-В	L+KY L-KY	-99 229		-107 113	-48 -48	113 -107		229 -99	2	96 2
		3	A	-В	I +KY	-113 215		-106 114	-35 -35	114 -106		215 -113	-6 88 2 96 -6 88	88 -6
	⟨2F	層〉			,							//	0.0	. ,
<b>7</b>	符号	フレーム	軸	- 軸	/	左端	ハンチ端	JOINT	MS 中央		ハンチ端	右端	左端	右端
2	2G1	Α	1	-2	L+KX	-103 246 -60		-129	-80	107 -93		248	11 105	111
		Α	2	-3		246 -60 248		112 -93	-59	112		246	18	18 105
		В	1	-2	L-KX L+KX	248 -103		107 -129	-80	-129 107		-103 248	111 11	11 111
		В	2	-3	L-KX L+KX	246 -60		112 -93	-59 -59	107 -93 112		-60 246	105 18	18 105
		D	-	Ü	L-KX	248		107	-80	-129		-103	111	11
2	2G2	1	A	-В	L+KY L-KY	-162 264		-142 143	-41 -41	143 -142		264 -162	-17 105	105 -17
		2	Α	-В	L+KY	-146		-145	-58	142		281	-7	115
		3	Α	-В	L-KY L+KY	281 -162		142 -142	-41	-145 143		-146 264	115 -17	-7 105
					L-KY	264		143	-41	-142		-162	105	-17
	⟨1F	層〉			/				MS			//	O.S	/
7	符号	フレーム	軸	- 軸	/	左端	ハンチ端	1/4	中央		ハンチ端			右端
1	G1	Α	1	-2	L+KX	-167		-271		-10			51	210
		Α	2	-3		252 115		-35 -100	-139 -139	-100 -35		115 252	150 111	111 1 <u>5</u> 0
		В	1	-2	L-KX L+KX	388 -167		-10 -271	-212 -212	−271 −10		-167 388	210 51	51 210
		В	2	-3	L-KX L+KX	252 115		-35 -100	-139 -139	-100 -35		115 252	150 111	111 150
		_	_	Ū	L-KX	388		-10	-212	-271		-167	210	51
1	G2	1	A	-В	L+KY	-203 276		-221	-149 -149	5 -221		276	25	162
		2	Α	-В	L-KY L+KY	-195		-279	-225	-50		-203 290	162 65	25 203
		3	Α	-В	L-KY L+KY	290 -203		-50 -221	-225 -149	-279 5		-195 276	203 25	65 162
					L-KY	276		5	-149	-221		-203	162	25

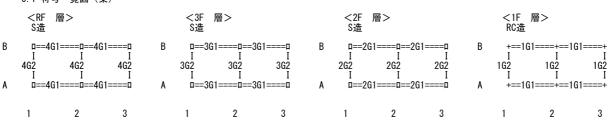
2) 《 常	柱時》												
	3 階 〉		,								4		,
符号	X軸 Y	'軸	N L	柱頭	M L 中央	〈X <i>&gt;</i> 柱脚	Q L 柱頭	//- 柱脚	柱頭	- M L 中央	〈Y <i>〉</i> 柱脚	Q 柱頭	L/ 柱脚
301	1 A 2 A 3 A 1 B 2 B 3 B		99 172 99 99 172 99	68 0 -68 68 0 -68		-46 0 46 -46 0 46	28 0 -28 28 0 -28	-28 0 28 -28 0 28	48 62 48 -48 -62 -48		-32 -40 -32 32 40 32	20 25 20 -20 -25 -20	-20 -25 -20 20 25 20
	2 階 〉		/		ML	<x>-</x>	Q L	//-		- ML		Q	
符号	X軸 Y		N L	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚
201	1 A 2 A 3 A 1 B 2 B 3 B		206 346 206 206 346 206	29 0 -29 29 0 -29		-33 0 33 -33 0 33	16 0 -16 16 0 -16	-16 0 16 -16 0 16	19 25 19 -19 -25 -19		-22 -29 -22 22 29 22	10 13 10 -10 -13 -10	-10 -13 -10 10 13 10
<	1 階 〉		/		M L	< x >-	QI	//-		- MI	〈Y〉	റ	ı/
符号	X軸 Y	軸	N L	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚
101	1 A 2 A 3 A 1 B 2 B 3 B		319 540 319 319 540 319	39 0 -39 39 0 -39		-29 0 29 -29 0 29	18 0 -18 18 0 -18	-18 0 18 -18 0 18	29 39 29 -29 -39 -29		-26 -33 -26 26 33 26	15 19 15 -15 -19 -15	-15 -19 -15 15 19 15
《地	震 時 》	>											
符号	3 階〉 X軸 Y	<b>,</b> 由山	/ N S	 柱頭	MS 中央	〈x <i>〉</i> - 柱脚	QS 柱頭	//- 柱脚	 柱頭	- MS 中央	<y>· 柱脚</y>	Q 柱頭	S/ 柱脚
301	1 A		83	8	+×	2	2	-2 -55	仁识	+×	红工加小	仁识	红山山
	2 A		116 77 121 172	129 -111		-94 98	55 -52	52	-30 125		33 -96	-16 55	16 -55
	3 A	L-KX L+KY L-KY L+KX	172 149 194 116	111 -129		-98 94	52 -55	-52 55	-16 139		25 -105	-10 61	10 -61
	1 B	L–KX L+KY L–KY L+KX	83 77 121 83	-8 8		-2 2	-2 2	2 -2	-30 125		33 -96	-16 55	16 -55
	2 B	L-KX L+KY L-KY	116 121 77 172	129 -111		-94 98	55 -52	-55 52	-125 30		96 -33	-55 16	55 -16
	2 0	L+KX L–KX L+KY	172 172 194	111		-98	52	-52	-139		105	-61	61
	3 B	L-KY	149 116	-129		94 -2	-55	55	16		-25	10	-10
		L–KX L+KY L–KY	83 121 77	-8		-2	-2	2	-125 30		96 -33	-55 16	55 -16
符号	2 階〉 X軸 Y	<b>,</b> 事中	/ N S	 柱頭	MS 中央	〈X〉- 柱脚	QS 柱頭	//- 柱脚	 柱頭	- MS 中央	<y> 柱脚</y>	Q 柱頭	S/ 柱脚
201	1 A	L+KX	154	-54	1.7	68	-31	31	工火	1.7	1 — IJAY	1127	1-1144
	2 A	L–KX L+KY L–KY L+KX	259 137 275 346	112 -143		-134 169	62 -78	-62 78	-80 119		106 -149	-47 67	47 -67
	3 A	L–KX L+KY L–KY L+KX	346 277 415 259	143 -112		-169 134	78 -62	-78 62	-75 124		99 -156	-43 70	43 -70
	1 B	L–KX L+KY L–KY	154 137 275	-54		-68 68	31 -31	-31 31	-80 119		106 -149	-47 67	47 -67
	2 B	L+KX L-KX L+KY L-KY L+KX	154 259 275 137 346	112 -143		-134 169	62 -78	-62 78	-119 80		149 -106	-67 47	67 -47
		L–KX L+KY L–KY	346 415 277	143		-169	78	-78	-124 75		156 -99	-70 43	70 -43
	3 B	L+KX L–KX L+KY L–KY	259 154 275 137	-112 54		134 -68	-62 31	62 -31	-119 80		149 -106	-67 47	67 -47

<	1 階 〉			/		MS	/ <b>v</b> \_		//		MC	/V\		c/
符号	X軸	Y軸		N S	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	中央	柱脚	柱頭	も 柱脚
1C1	1	A	L+KX L-KX	220 419	-34 112		133 -192	-45 81	45 -81					
			L+KY L–KY	189 449						-56 114		160 -211	-57 86	57 -86
	2	Α	L+KX L–KX	540 540	-139 139		205 -205	-91 91	91 -91					
			L+KY L-KY	410 670	100		200	01	01	-48 125		155 -221	-54 92	54 -92
	3	Α	L+KX L–KX	419 220	-112 34		192 -133	-81 45	81 -45					
			L+KY L–KY	189 449						-56 114		160 -211	-57 86	57 -86
	1	В	L+KX L–KX	220 419	-34 112		133 -192	-45 81	45 -81					
			L+KY L–KY	449 189						-114 56		211 -160	-86 57	86 -57
	2	В	L+KX L-KX	540 540	-139 139		205 -205	-91 91	91 -91	00		100	0,	07
			L+KY L-KY	670 410	100		200	01	• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	-125 48		221 -155	-92 54	92 -54
	3	В	L+KX L-KX	419 220	-112 34		192 -133	-81 45	81 -45	.0		100	٠.	• •
			L+KŸ L-KY	449 189	04		100	-10	-10	-114 56		211 -160	-86 57	86 -57

4.14 長期軸力比 NL/ [ $\alpha$  { $\beta$ ·Fc (B·D-ag) + $\sigma$ y·ag}]  $\alpha$ =1/3  $\beta$ =0.85



## 5.1 符号一覧図(梁)



### 5.2 RC梁の断面算定

### (1) 計算条件

[計算ルート] Ptmin Ptmax Pwmin Pvmax X方向:ルート3 0.00 2.00 0.20 1.20 Y方向:ルート3 0.00 2.00 0.20 1.20

[材料強度に対する基準強度の割増し率]

 X方向 Y方向

 ・主筋用
 1.00 1.00

 ・スラブ筋用
 1.00 1.00

### (2) 記号説明

<断面算定 Fc fc fs	出カー般> :コンクリートの設計基準強度 :コンクリートの許容圧が応力度 :コンクリートの許容せが断応力度	[N/mm2] [N/mm2] [N/mm2]	Mu :終局曲げ耐力 節点位置での値 ()内の数値は柱フェイス位置での値 QL :長期せん断力	[kNm]
位置 B*D dt	: 断面算定位置(軸心からの距離) : 薬のはばとせい : 引張鉄筋群重心位置	[cm] [cm] [cm]	QS : 技術を心断力 QS : 積雪荷重によるせん断力 QW : 風圧力によるせん断力 QE : 地震荷重時せん断力 Qo : 単純梁とした時の中間荷重によって生じるせん断力	[kN] [kN] [kN] [kN]
ML' MS' MW1', MW2' ME1'. ME2'	:長期設計用曲げモーメント :積雪荷重による設計用曲げモーメント :風圧力による設計用曲げモーメント :地震荷重時設計用曲げモーメント	[kNm] [kNm] [kNm] [kNm]	QA : 許容せん断力 QD : 設計用せん断力 QDの下には、設計応力を決定したケースを出力します。 Pw : せん断補強筋比	[kN] [kN]
MS	: 短期設計用曲げモーメント 応力は上端引張を正とする。	[kNm]	α : シアスパン比による割増し係数 Wo : 除荷時の残留ひび割れ幅	[mm]
MA 設計at	MSの下には、設計応力を決定したケースを出力: 許容曲げモーメント: 引張鉄筋群断面積	」します。 [kNm] [cm2]	主筋選定の場合のみ 必要pt:必要引張鉄筋比 必要at:必要引張鉄筋断面積	[%] [cm2]

: 決定ケース L(長期)、S(積雪)、W(風圧力)、E(地震力)、P(構造規定) 記号の後の数値 1(正加力方向)、2(負加力方向) ケース

<簡略形式による出力の場合のみ> M/MA : 許容曲げモーメントに対する設計用曲げモーメントの比 Q/QA : 許容せん断力に対する設計用せん断力の比

<決定位置による出力の場合のみ> フレーム,軸:最も不利な応力となる位置 M:設計用曲げモーメント Q:設計用せん断力 決定応力:決定応力 L(長期), S(積雪), W(風圧力), E(地震力) 記号の後の数値 1(正加力方向), 2(負加力方向)

[kNm] [kN]

コンクリート 長期 短期 Fc 21.0 fc 7.00 14.00 (普通) fs 0.70 1.05	鉄筋 異形	-D13 D16-D29 D32-		,鋼 -R1 R16-	3 [SR235 ] [SR295 ]		采断面昇定」 、高強度せん断補強筋 す。
[1G1 ] [1F A 1 -2 ] 位置 B*D 40*150 上端一段 4-025 4-025 4-025 ME2' 二段 2-025 2-025 2-025 下端一段 4-025 4-025 4-025 下 元段 2-025 2-025 2-025 下 たり 2-025 2-025 2-025 上 スターフップ 2-013 @200 部材長 700.0 内法 660.0	左端 1/4 0.0 185.0 43 -15. -210 -118 210 118 252 -167 -27 L+E2 L+E1 L+E	350. 0 -176 -37 37 -212	3/4 右端 185.0 0.0 -55 252 45 137 -45 -137 388 -100 L+E1 L+E2	Batter Amage Amag	左端 1/4 30. 42 20. 28 30. 42 30. 42 812 812 1302 882 1302 1302 1421 (1340 1421 (1340 8.1 6.0 8.1 8.1	中央 3/4 20. 28 20. 28 30. 42 30. 42 812 812 882 882 1302 1302 0) (1340	石端 左端 右端 30.42 QL 101 160 30.42 QE 49 49 812 Qo 131 131 1302 QD 200 259 1302 L+E L+E ) 1421 Pw 0.31% 0.31% 0.41 716 716 8.1 QAS 1040 990
[1G1 ]	左端 1/0.0 185.0 252 -55 -137 -44 388 -100 L+E2 L+E	350. 0 -176 37 -37 -212	3/4 右端 185.0 0.0 -153 43 118 210 -118 -210 252 -271 -167 L+E2 L+E2	設計at上下 MA長短 EU Mu LT上下 dt	左端 1/4 30. 42 20. 28 30. 42 30. 42 812 812 1302 882 1302 1302 1421(1340 1421(1340 8. 1 6. 0 8. 1 8. 1		30. 42 QL 160 101 30. 42 QE 49 49 812 Qo 131 131 1302 QD 259 200 1302 L+E L+E 1421 Pw 0.31% 0.31% 1421 QAL 716 716
[1G1 ]	左端 1/4 0.0 185.0 43 -155 -210 -111 210 118 252 -167 -27 L+E2 L+E1 L+E	350. 0 -176 -37 37	3/4 右端 185.0 0.0 -55 252 45 137 -45 -137 388 -100 L+E1 L+E2		左端 1/4 30. 42 20. 28 30. 42 30. 42 812 812 1302 882 1302 1302 1421 (1340 421 (1340 8.1 6.0 8.1 8.1		30. 42 QL 101 160 30. 42 QE 49 49 812 Qo 131 131 1302 QD 200 259 1302 L+E L+E ) 1421 Pw 0.31% 0.31% 0 1421 QAL 716 716 8.1 QAS 1040 990
[1G1 ] 位置  [1F B 2 -3 ] 位置    大端 中央 右端 ML ME1'   上端一段 4-D25 4-D25 4-D25   ME2'   二段 2-D25 2-D25 4-D25   下端一段 4-D25 4-D25   下雲 2-D25 2-D25   下雲 2-D25 2-D25   下端 7977 2-D13 @200   市材長 700.0 内法 660.0	左端 1/0.0 185.0 252 -55.137 -44.388 -100.0 L+E2 L+E	350. 0 -176 37 -37	3/4 右端 185.0 0.0 -153 43 118 210 -118 -210 252 -271 -167 L+E1 L+E2 L+E2	設計at上下 MA 短 Mu 上下上下 dt 上下上下	左端 1/4 30. 42 20. 28 30. 42 30. 42 812 812 1302 882 1302 1302 1421 (1340 421 (1340 8.1 6.0 8.1 8.1		30. 42 QL 160 101 30. 42 QE 49 49 812 Qo 131 131 1302 QD 259 200 1302 L+E L+E 1421 Pw 0.31% 0.31% 1421 QAL 716 716
Total   To	左端 1/4 0.0 185.0 37 -100 -239 -111 239 111 276 -203 -22 L+E2 L+E: L+E1 L+E	350. 0 -149 0 0	3/4 右端 185.0 0.0 -108 37 113 239 -113 -239 5 276 -221 -203 L+E1 L+E2		左端 1/4 30. 42 20. 28 30. 42 30. 42 812 812 1302 882 1302 1302 1421 (1340 421 (1340 8.1 6.0 8.1 8.1		30. 42 QL 94 94 30. 42 QE 68 68 812 Qo 94 94 1302 QD 230 230 1302 L+E L+E ) 1421 Pw 0.31% 0.31% 0.31% 122 1 QAL 712 712 8.1 QAS 1033 1033
[162 ]	左端 1/4 0.0 185.0 48 -164 -242 -114 242 11 290 -195 -279 L+E2 L+E1 L+E	350. 0 -225 0 0 -225	3/4 右端 185.0 0.0 -164 48 114 242 -114 -242 290 -279 -195 L+E1 L+E2 L+E2	設計at上下 MA長短 Mu LT上下上下上下上下上下	左端 1/4 30. 42 20. 28 30. 42 30. 42 812 812 1302 882 1302 1302 1421 (1340 8.1 6.0 8.1 8.1		30. 42 QL 134 134 30. 42 QE 69 69 812 Qo 134 134 1302 QD 273 273 1302 L+E L+E ) 1421 Pw 0.31% 0.31% 0AL 693 693 8.1 QAS 1126 1125
[162 ]	左端 1/0.0 185.0 37 -100 -239 -11: 276 -203 -22 L+E2 L+E1 L+E	350. 0 -149 0 0 -149	3/4 右端 185.0 0.0 -108 37 113 239 -113 -239 5 276 -221 -203 L+E1 L+E1 L+E2	設計at上下 MA 短 L 下上下上下上下上下	左端 1/4 30. 42 20. 28 30. 42 30. 42 812 812 1302 882 1302 1302 1421 (1340 1421 (1340 8.1 6.0 8.1 8.1		30. 42 QL 94 94 30. 42 QE 68 68 812 Qo 94 94 1302 QD 230 230 1302 L+E L+E ) 1421 Pw 0.31% 0.31% 1421 QAL 712 712 8.1 QAS 1033 1033

#### 5.5 S梁の断面算定

### (1) 計算条件

〔計算ルート〕 X方向:ルート3 Y方向:ルート3

中央部 考慮した。 端 部 考慮しない。 継手部 考慮した。 <Y方向>

(スカラップ: 35mm欠損)(フランジ : ボルト穴による欠損)(ウェブ : ボルト穴による欠損) 中央部 考慮した。

#### (2) 記号説明

<断面算定出力一般> F値 : 鋼材の許容応力度を決定する場合の基準値 [N/mm2] : たわみ : たわみと部材長の比 [cm]

位置 :断面算定位置(軸心からの距離) [cm] :断面係数 [cm3] [cm2] :長期荷重時設計用曲げモーメント:設計用曲げモーメント [kNm] せん断断面積

[kNm] Lb C fb [cm] ΩI ΓkΝΊ

: 曲げ座屈長さ : fb計算の補正係数 : 許容曲げ応力度 : 溶接継目ののど断面に対する許容応力度 : 長期設計用せん断力 : 設計用せん断力 [kN] [N/mm2] [N/mm2] fw

: 曲げ応力度 : せん断応力度 [N/mm2] [N/mm2]

 Lb1~Lb4
 : 横補剛間隔
 [cm]

 Lbn
 : 横補剛数が4以上の場合における中間部分の横補剛間隔(複数の場合は等間隔とします)
 [cm]

 CP
 : カバープレート(幅\*厚さ)
 [cm]

 A
 : 細長比

 必要補剛数: 等間隔で配置する場合に必要な横補剛数必要補剛数の後の(等)は、補剛数を等間隔に設ける場合(端)は、補剛数を端部に近い位置に設ける場合
 [cm]

 Lb
 : 補剛数を端部に設ける場合の曲げ座屈長さ
 [cm]

  $_{\tau/\mathrm{fs}}^{\sigma/\mathrm{fb}}$ : 曲げ応力度比 : せん断応力度比 : 組合せ応力度比 組合せ

: 決定応力 L(長期), S(積雪), W(風圧力), K(地震力) 記号の後の数値 1(正加力方向), 2(負加力方向) ケース

〔使用ボルト径を決定するための最大フランジ幅〕 M16 M20 M22 M24

60

(ウェブボルトピッチ)

200

400

60

60

<決定位置による出力の場合のみ> フレーム,軸 :最も不利な応力となる位置

			========			======		=======	=====		=====
[4G1 ] [RF A 1 -2 ]	左端  位置 0.0  ML' 68	JOINT 中央 115.0 350.0 -6 -63		湍  0 ケ−ス 6 Lb	左端 L+K2 350.0	中央 L 350.0	右端 L+K1 350.0		/右:z +K1 : 0.0:	左/-仕口 L+K2	/右 L+K1
H- 400* 200* 8. 0*13. 0*13[FA]	QL 54 [部材]	54	59 5	69 C   fb	235	157	235	: : 235	235 :	235	235
部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2	M 129 Q 70	35 -63 70 0		2   Z '5   Aw	973 24. 3	1172 29. 9	973 24. 3		942 : 2.8 :	973 24. 7	973 24. 7
350. 0 350. 0	[仕口] M 129		14	σ	132	54	146 31	: 38 : 31	45 : 33 :	132 28	146 30
	Q 70 均等:必要補	a 副数(等)0本		$\sigma/\text{fb}$ $\tau/\text{fs}$	0. 57 0. 22	0. 35	0. 62 0. 23	: 0.16 0	. 20 : . 25 :	0. 57 0. 21	0. 62 0. 23
たわみ δ 0.507 δ/L 1/1379			л 100. <del>ч</del>	組合せ			 		. 31 :		
[4G1 ] [RF A 2 -3 ]	左端 位置 0.0	JOINT 中央 115.0 350.0	JOINT 右约 115.0 0.	揣   O   ケ−ス	左端 L+K2	中央 L		:左/-J0INT- : L+K2 L	/右:z +K1:	左/−仕口 L+K2	/右 L+K1
H- 400* 200* 8. 0*13. 0*13[FA]	ML' 86	6 -63 59	-6	8 Lb 4 C	350.0	350. 0			0.0	L·IIL	2.111
部材長 700.0 補剛数 1	[部材]  M 142	43 -63	35 12	fb	235 973	157 1172	235 973		235 : 942 :	235 973	235 973
Lb1 Lb2 350. 0 350. 0	Q 75	75 0		Ö Äw	24. 3 146	29. 9 54	24. 3 132		2.8:	24. 7 146	24. 7 132
	M 142		12		31 0. 62	0. 35	29 0. 57	: 33	31 :	30 0. 62	28 0. 57
たわみ δ 0.507 δ/L 1/1379	均等:必要補	削数(等)0本	λ 153.4	τ/fs 組合せ	0. 23		0. 22	: 0.25 0		0. 23	0. 21
[4G1 ]	· ====================================	 JOINT 中央			====== 左端	中央	====== 右端	======= :左/-J0INT-		====== 左/-仕口	====== /右
[RF B 1 −2 ]	位置 0.0  ML' 68	115. 0 350. 0 -6 -63	6 8	0   ケース  6   Lb	L+K2 350. 0	L 350. 0	L+K1 350. 0		+K1 : 0.0 :	L+K2	L+K1
H- 400* 200* 8. 0*13. 0*13[FA]	QL 54 [部材]	54		69 C   fb	235	157	235		235 :	235	235
部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2	M 129 Q 70	35 -63 70 0	43 14 75 7	'5 Aw	973 24. 3	1172 29. 9	973 24. 3	: 22.8 2	942 :	973 24. 7	973 24. 7
350. 0 350. 0	[仕口]  M 129		14		132 29	54	146 31	: 38 : 31	45 : 33 :	132 28	146 30
4 4- 7- 9 0 507 9 // 1/1070	Q 70 均等:必要補	削数(等)0本	λ 153.4	$\sigma/\text{fb}$	0. 57 0. 22	0. 35	0. 62 0. 23	: 0.23 0	. 20 :	0. 57 0. 21	0. 62 0. 23
たわみる 0.507 δ/L 1/1379	 ====================================	IOINT & A		組合せ ====================================		 	———— —————		. 31 : ======	 	 =======
[4G1 ] [RF B 2 -3 ]	左端  位置 0.0  ML' 86	JOINT 中央 115.0 350.0 6 -63		而 0 ケース i8 Lb	左端 L+K2 350.0	中央 L 350.0	L+K1		/10 · 2 +K1 : 0.0 :	左/-仕口 L+K2	L+K1
H- 400* 200* 8. 0*13. 0*13[FA]	QL 59	6 –63 59 –––		4 C	235	157	235	:	235 :	235	235
部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2	【部材]  M 142  Q 75	43 -63 75 0	35 12 70		973 24. 3	1172 29. 9	973 24. 3	942	942 : 2. 8 :	973 24. 7	973 24. 7
350. 0 350. 0	[仕口]	75 0		σ	146	29. 9 54	132	: 45	38 :	146	132
	M 142  Q 75			0 σ/fb	0. 62	0. 35	29 0. 57		31 :	30 0. 62	28 0. 57
たわみδ 0.507 δ/L 1/1379	均等:必要補   	前剛数 (等) 0本 	λ 153.4	│τ/fs │組合せ	0. 23		0. 22 	: 0. 25 0 : 0. 31 0	. 23 : . 28 :	0. 23	0. 21
[4G2 ] [RF 1 A -B ]	   左端  位置 0.0	JOINT 中央 115.0 350.0	JOINT 右5 115.0 0.	ニーニーニー 帯   0   ケース	 左端 L+K2	中央 L		: 左/-J0INT- : L+K2 L	 /右:z +K1 :	 左/-仕口 L+K2	/右 L+K1
H- 400* 200* 8.0*13.0*13[FA]	ML' 48  QL 40	1 -37 40	1 4	8 Lb 0 C	350. 0	350. 0			0.0	LTNZ	LTKI
部材長 700.0 補剛数 1	[部材]  M 125	53 –37		fb 5 Z	235 973	157 1172	235 973		235 : 942 :	235 973	235 973
Lb1 Lb2 350. 0 350. 0	Q 62  [仕口]	62 0		δ2 Aw	24. 3 128	29. 9 31	24. 3 128		2.8 : 56 :	24. 7 128	24. 7 128
000.0 000.0	M 125 Q 62		12		26 0. 55	0. 20	26 0. 55	: 27	27 : . 24 :	25 0. 55	25 0. 55
たわみ δ 0.288 δ/L 1/2426		削数(等)0本	λ 153.4	τ/fs 組合せ	0. 19		0. 19	: 0.21 0	. 21 :	0. 19	0. 19
[4G2 ]		JOINT 中央 115.0 350.0	JOINT 右	======= 岩	====== 左端	中央		======= :左/-J0INT-	====== /右:z	====== 左/-仕口	
[RF 2 A -B ]	位置 0.0  ML' 62	0 –51	0 6	0   ケース 2   Lb	L+K2 350. 0	L 350. 0	L+K1 350. 0		+K1 : 0.0 :	L+K2	L+K1
H- 400* 200* 8. 0*13. 0*13 [FA]	[部材]	49		9 C   fb	235	157	235		235 :	235	235
部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2	M 139 Q 71	52 -51 71 0		9   Z '1   <b>Aw</b>	973 24. 3	1172 29. 9	973 24. 3	: 22.8 2	942 : 2.8 :	973 24. 7	973 24. 7
350. 0 350. 0	[仕口]  M 139		13		143 29	44	143 29	: 55 : 31	55 : 31 :	143 29	143 29
1 1 7 9 0 410 9 // 4 /4005	Q 71  均等:必要補	削数(等)0本	λ 153.4	$1 \sigma/\text{fb}$	0. 61 0. 22	0. 28	0. 61 0. 22	: 0.23 0	. 24 :	0. 61 0. 22	0. 61 0. 22
たわみ	 	IOINT ++ ++	IOINT +	組合せ ====== #1	 + **		  士-+-	========	. 32 : ======= / <del>/=</del> · <del>-</del>	 ====== <b>←</b> /_ <b>/</b> -	 ====== / <del>/-</del>
[4G2 ] [RF 3 A -B ]	左端  位置 0.0  ML' 48	JOINT 中央 115.0 350.0 1 -37		而   0   ケース  8   Lb	左端 L+K2 350.0	中央 L 350.0	L+K1		/セ・2 +K1 : 0.0 :	左/-1エロ L+K2	/ <del>/</del> _ L+K1
H- 400* 200* 8.0*13.0*13[FA]	QL 40  [部材]	40		0 C	235	157	235	:	235 :	235	235
部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2	M 125 Q 62	53 -37 62 0		5 Z 2 Aw	973 24. 3	1172 29. 9	973 24. 3	942	942 : 2.8 :	973 24. 7	973 24. 7
350. 0 350. 0	[仕口] M 125	0 <u>2</u> 0	12	σ	128 26	31	128 26	56 27	56 : 27 :	128 25	128 25
	Q 62	削数(等)0本		$\begin{array}{c c} \tau \\ \hline 0 \\ 0 \\$	0. 55 0. 19	0. 20	0. 55	: 0.24 0	. 24 : . 21 :	0. 55 0. 19	0. 55 0. 19
たわみδ 0.288 δ/L 1/2426	W.X.	11732A (五/ V本)	, 100.4	組合せ					. 31		

	1 +14	101NT + +								
[3G1 ] [3F A 1 -2 ]	左端  位置 0.0  ML' 76	JOINT 中央 115.0 350.0 0 -61		前   O   ケース 2   Lb	左端 L+K2 350.0	中央 L 350.0	右端 L+K1 350.0	: 左/-JOINI-/7 : L+K2 L+k : 350.0 350.		-/石 _+K1
H- 500* 200*10. 0*16. 0*13[FA]		56	58 5		235	157	235	: 235 23	:	235
部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2	M 207 Q 92	89 -61 92 0		2 Z 3 Aw	1499 39. 8	1872 46. 8	1499 39. 8	: 1486 148 : 33.6 33.	6: 38.0 3	1499 38. 0
350. 0 350. 0	[仕口]  M 207  Q 92		20 9		138 23 0. 59	33  0. 21	135 23 0. 58		8: 24	135 25 ), 58
たわみδ 0.242 δ/L 1/2883	均等:必要補	削数(等)0本	λ 160.3	τ/fs  組合せ	0. 17		0. 18	: 0.20 0.2 : 0.21 0.2 : 0.32 0.3	1: 0.18 0	). 19 
[3G1 ]	:  左端	JOINT 中央	JOINT 右站	====== 	====== 左端	====== 中央		=========== :左/-J0INT-/2	=====================================	
[3F A 2 -3 ] H- 500* 200*10. 0*16. 0*13 [FA]	位置 0.0  ML' 82  QL 58	115. 0 350. 0 4 -61 58		0 ケース 6 Lb 6 C	L+K2 350. 0	350. 0		: L+K2 L+k : 350.0 350.		_+K1
部材長 700.0 補剛数 1	[部材]  M 202	83 –61	89 20	fb 7 Z	235 1499	157 1872	235 1499	235 23 1486 148	6: 1499 1	235 1499
Lb1 Lb2 350. 0 350. 0	Q 93 [仕口] M 202	93 0	92 9 20	2 Aw σ	39. 8 135 23	46. 8 33	39. 8 138 23			38. 0 138 24
	M 202  Q 93  均等:必要補	前剛数(等)0本	20 9 λ 160.3		0. 58 0. 18	0. 21	0. 59 0. 17	. 20 2 : 0.24 0.2 : 0.21 0.2	6: 0.58 0	). 59 ). 18
たわみ δ 0.242 δ/L 1/2883			========	組合せ =====			=====	: 0.31 0.3	2 : ========	
[3G1 ] [3F B 1 -2 ]	左端  位置 0.0  ML 76	JOINT 中央 115.0 350.0 0 -61		計  0 ケース 2 Lb	左端 L+K2 350.0	中央 L 350.0	右端 L+K1 350.0	:左/-JOINT-/7 : L+K2 L+k :350.0 350.		-/右 _+K1
H- 500* 200*10. 0*16. 0*13 [FA]	QL 56 [部材]	56	58 5	3 C fb	235	157	235	: : 235 23	: 5 : 235	235
部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2 350.0 350.0	M 207  Q 92  [仕口]	89 -61 92 0	83 20 93 9	2 Z 3 Aw   σ	1499 39. 8 138	1872 46. 8 33	1499 39. 8 135	: 1486 148 : 33.6 33. : 60 5	6: 38.0 3	1499 38. 0 135
330. 0	M 207 Q 92		20 9	2   τ	23 0. 59	0. 21	23 0. 58		8: 24	25 ). 58
たわみδ 0.242 δ/L 1/2883	均等:必要補 	<b>剛数(等)0本</b>	λ 160.3	τ/fs 組合せ	0. 17		0. 18	: 0.21 0.2 : 0.32 0.3		). 19 
[3G1 ] [3F B 2 -3 ]	============   左端  位置 0.0	 JOINT 中央 115.0 350.0	 JOINT 右站 115.0 0.	=======       ケース	====== 左端 L+K2	====== 中央 L	====== 右端 L+K1	========= : 左/-J0INT-/> : L+K2 L+k		==== -/右 _+K1
H- 500* 200*10. 0*16. 0*13[FA]	ML' 82 QL 58	4 -61 58	0 7 56 5		350. 0	350. 0		: 350. 0 350. :	:	
部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2	[部材]  M 202  Q 93	83 -61 93 0	89 20 92 9	fb 7 Z 2  <b>Aw</b>	235 1499 39. 8	157 1872 46. 8	235 1499 39. 8	: 235 23 : 1486 148 : 33.6 33.	6: 1499 1	235 1499 38. 0
350. 0 350. 0	[仕口]  M 202	00 0	20	$\sigma$	135 23	33	138 23	: 56 6		138 24
± ± 7. S 0.040 S // 1/0000	Q 93  均等:必要補	削数(等)0本	λ 160.3	τ/fs	0. 58 0. 18	0. 21	0. 59 0. 17	: 0.24 0.2 : 0.21 0.2	1: 0.19 0	). 59 ). 18
たわみる 0.242	 ====================================	 JOINT 中央	 JOINT 右站	組合せ ====== ≝I	 ===== 左端	  中央	 ====== 右端	: 0.31 0.3 ====== :左/-JOINT-/7	=========	 ===== -/右
[3F 1 A -B ]	位置 0.0  ML' 51	115. 0 350. 0 4 -35	115. 0 0.	ケース     Lb	L+K2 350. 0	350. 0	L+K1	: L+K2 L+k : 350.0 350.	1 : L+K2 L	_+K1
H- 500* 200*10. 0*16. 0*13 [FA]	QL 41  [部材]	41		C   fb	235	157	235	: 235 23 : 1406 146		235
部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2 350.0 350.0	M 215  Q 88  [仕口]	114 –35 88 0		5 Z B Aw  σ	1499 39. 8 143	1872 46. 8 18	1499 39. 8 143	: 1486 148 : 33.6 33. : 77	6: 38.0 3	1499 38. 0 143
300.0	M 215 Q 88		21 8		22 0. 61	0. 12	22		6: 23	23
たわみδ 0.129 δ/L 1/5401	均等:必要補   	前剛数 (等) 0本 	λ 160.3	τ/fs  組合せ	0. 17 		0. 17 	: 0. 20 0. 2 : 0. 37 0. 3		). 18 
[3G2 ] [3F 2 A -B ]	左端  位置 0.0	JOINT 中央 115.0 350.0		)   ケース	左端 L+K2	 中央 L	L+K1	: 左/-J0INT-/2 : L+K2 L+k	1: L+K2 L	 -/右 _+K1
H- 500* 200*10. 0*16. 0*13[FA]		3 –48 49 –––		5 Lb 9 C  fb	350. 0 235	350. 0 157	350. 0 235	: 350. 0 350. : 235 23	:	235
部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2	[部材]  M 229  Q 96	113 -48 96 0		9   Z 6   Aw	1499 39. 8	157 1872 46. 8	1499 39. 8	: 1486 148 : 33.6 33.	6: 1499 1	1499 38. 0
350. 0 350. 0	[仕口] M 229		22	$\sigma$	153 24	25 	153 24	: 76 7 : 28 2	6 : 153 8 : 25	153 25
たわみδ 0.184 δ/L 1/3787	Q 96  均等:必要補	削数(等)0本	λ 160.3	δ σ/fb  τ/fs  組合せ	0. 65 0. 18	0. 17	0. 65 0. 18	: 0.33 0.3 : 0.21 0.2 : 0.37 0.3	<u>1</u> : 0.19 0	). 65 ). 19
[3G2 ]	 	JOINT 中央	JOINT 右站	======= f	左端	中央		=========== :左/-J0INT-/2	=====================================	
[3F 3 A -B ] H- 500* 200*10. 0*16. 0*13 [FA]	位置 0.0  ML' 51  QL 41	115. 0 350. 0 4 -35 41	4 5	) ケース   Lb   C	L+K2 350. 0	L 350. 0	L+K1 350. 0	: L+K2 L+k : 350.0 350.		_+K1
部材長 700.0 補剛数 1	[部材] M 215	114 –35	114 21	fb Z	235 1499	157 1872	235 1499	235 23 1486 148	6: 1499 1	235 1499
Lb1 Lb2 350. 0 350. 0	Q 88  [仕口]	88 0		B Aw σ	39. 8 143	46. 8 18	39. 8 143	: 33.6 33. : 77 7	7 : 143	38. 0 143
	M 215  Q 88  均等:必要補	削数(等)0本	21 8 λ 160.3	$\frac{\sigma}{\sigma} = \frac{\tau}{\sigma/fb}$	22 0. 61 0. 17	0. 12	22 0. 61 0. 17	: 26 2 : 0.33 0.3 : 0.20 0.2		23 ). 61 ). 18
たわみδ 0.129 δ/L 1/5401	-20寸· <b>2</b> 0女間 	10394 (可/ 04		組合せ				: 0.37 0.3		

鉄骨: 左端 [SN400B] F値 235.0 中央 [SN400B] F値 235.0 右端 [SN400B] F値 235.0

28   1   2   1   1   2   1	=======================================	========		========		======	======	======	======	=====		=====
## 600+ 200+11, 0+17, 0+13 [FA]	[2G1 ] [2F A 1 -2 ]	位置 0.0	115.0 350.0	115.0	0. 0 ケース	L+K2	L	L+K1	: L+K1	L+K1	左/-仕口 : L+K2	
部科長 700.0 特別数 1	H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA]	QL 58			64 C	2.019	2.300	2. 117	:	2.117	225	225
		M 246			248   Z	1926	2518	1926	2013	2013	1926	1926
25   10   10   10   10   10   10   10   1		[仕口]	11 0		σ	128	28	129	: 64	53	128	129
たわから 0.174		Q 105	i剛数(等)0本	7	111 σ/fb	0. 59		0.59	: 0.30	0. 25	0.55	0. 55
22	=======================================	 ==========		========					: 0. 26 ======	0. 28	: 	
## 長 700.0 補剛数 1		位置 0.0	115.0 350.0	115.0	0. 0 ケース	L+K2	L	L+K1	: L+K2	L+K2		
部科長 700.0 精刺数 1	H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA]	QL 64			58 C	2. 117	2.300	2.019	2.117	:		005
括数の		M 248			246   Z	1926	2518	1926	2013	2013	1926	1926
大きかあ		[仕口]	111 0		σ	129	28	128	: 53	64	129	128
たわみら 0、174   8/L 1/4022		Q 111		7	105 σ/fb	0.59	0. 19	0.59	: 0. 25	0.30	0.55	0. 55
位置 0,0 115.0 350.0 115.0 0,0 0-7a 1-4c2 L+K1 L+K1 L+K2 L+K1 L+K2 L+K1 H-600* 200*11.0*17.0*13[FA]	たわみδ 0.174 δ/L 1/4022	~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~		7 TOO		 		 			 	 
H - 600* 200+11.0+17.0+13 [FA]	[2G1 ] [2F B 1 -2 ]					左端 L+K2	中央 L					
部科長 700.0 補剛教 1	H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA]	QL 58			64 C	2.019	2.300	2. 117	:	2.117		
任日		M 246			248 Z	1926	2518	1926	2013	2013	1926	1926
Total	350. 0 350. 0	[[仕口]	11 0		σ	128		129	: 64	53	128	129
たわみら   0.174		Q 105	·刚粉(生) 0 <del>1</del>	-	111 $\sigma/fb$	0.59		0. 59	: 0.30	0. 25	0.55	0. 55
2	たわみ δ 0.174 δ/L 1/4022	均守 . 必安無   		Λ 100. ·				0. 10 			. U. 13 :	0. 10 
H-600* 200*11.0*17.0*13[FA]   ML	[2G1 ] [2F B 2 -3 ]											
部材長 700.0 補剛数 1		ML' 94	7 –69	-8	72 Lb	350.0	350.0	350.0	350.0		:	
任日		[部材]	107 -69	-129		220	148					
たわみ δ 0.174		[仕口]	111 0		σ	129		128	: 53	64	129	128
担合せ		Q 111		7	105 σ/fb	0. 59	0. 19	0.59	: 0. 25	0.30	0.55	0. 55
位置 0.0   115.0   350.0   115.0   350.0   115.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   350.0   3	たわみδ 0.174 δ/L 1/4022	均等:必要補		λ 168.4				0. 15			0.16	0. 15
H- 600* 200*11. 0*17. 0*13[FA]			JOINT 中央									
部材長 700.0 補剛数 1 Lb1 Lb2 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.0 350.		ML' 51	1 -41	.1	51 Lb	350.0	350.0	350.0	350.0	350.0	LTNZ	LTKI
Lb1		[部材]			fb	219	148	219	: 219	219		
M	Lb1 Lb2	Q 105 [仕口]		105	105 Aw σ	54. 5	62.2	54. 5	: 45.3 : 71	45. 3 71	52. 3	52.3
担合せ : 0.34 0.34 :   [262 ]		M 264 Q 105		-	105 σ/fb	0.63	0. 11	0.63	: 0.33	0.33		
Lorange   Lamp	たわみδ 0.101 δ/L 1/6930	均等:必要補 	i剛数(等)0本	λ 168.4		0. 15 		0. 15 			0. 15	0. 15 
H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA]	[2G2 ]	======================================	JOINT 中央			左端	====== 中央 -					
部材長 700.0 補剛数 1		ML' 67	-1 -58	-1	67 Lb	350.0	350.0	350.0	350.0	350.0	. L'INZ	LIKI
Lb1		[部材]			fb	219	148	219	: 219	219		
M 281   281   7 21 21 : 25 : 25 : 22 22   22   25   25 : 25 :	Lb1 Lb2	Q 115			115 Aw	54. 5	62. 2	54. 5	: 45.3	45. 3 70	52. 3	52.3
均等:必要補剛数 (等) 0本 λ 168.4   τ/fs 0.16 0.16 : 0.19 0.19 : 0.17 0.17		M 281			281   τ	21		21		25	22	22
[2F 3 A -B ]   位置 0.0 115.0 350.0 115.0 0.0 ケース L+K2 L L+K1: L+K2 L+K1: L+K2 L+K1	たわみδ 0.145 δ/L 1/4811		剛数(等)0本		4   τ/fs				: 0.19	0.19		
		ML' 51	1 -41	1	51   Lb	350.0	350.0	350.0	: 350.0	350.0	. L+K2	L+K1
H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA] QL 44 44 44 44 C 1.919 2.300 1.919: 1.919 1.919:   148 219: 219 219: 235 235		[部材]			fb	219	148	219	: 219	219		
部材長 700.0 補剛数 1 M 264 143 -41 143 264 Z 1926 2518 1926 2013 2013 : 1926 1926 Lb1 Lb2 Q 105 105 0 105 Aw 54.5 62.2 54.5 45.3 45.3 : 52.3 52.3 350.0 350.0   [仕口]   σ 137 16 137 : 71 71 : 137 137	Lb1 Lb2	Q 105			105 Aw	54. 5	62. 2	54. 5	: 45.3	45.3	52. 3	52.3
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	555. 0 500. 0	M 264			264  τ	19		19	: 23	23	20	20
均等:必要補剛数 (等) 0本 λ 168.4 τ/fs 0.15 0.15: 0.18: 0.18: 0.15 0.15 たわみδ 0.101 δ/L 1/6930	たわみる 0.101 δ/L 1/6930		剛数(等)0本		4   τ/fs				: 0.18	0.18		

### 5.6 S継手の設計

- (1) 計算条件
- ・継手は「SCSS-H97」により断面算定を行った。 (標準ディティールにない部材は選定計算を行った。) ・継手は全強接合で設計した。

[使用ボルト径を決定するための最大フランジ幅] M16 M20 M22 M24 150 200 400 ---- (ウェブボルトピッチ) 60 60 60 60 ※継手の選定にのみ用いる。

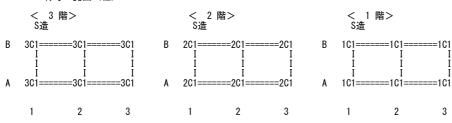
(2) 記号説明

本数 : 片側に並ぶボルト本数 BP : ボルトピッチ max本数 : ウェブに並べることができる最大ボルト本数 η : 母材ウェブ許容曲げモーメントのうち ウェブ接合部で伝達させる曲げモーメントの割合

※JOINT位置は構造心からの距離とします。

鉄帽	計: 左端	[SN40	00B]	F値	235. 0	中央 [SN	400B] F{	直 235.	0 右	端	[SN400B]	F値 2	35. 0				
[4G1	RF H− 400×		_	·3 ] ·13. 0*	[左端]		添板(t*E 外(9*2	3*L) 200* 410	)内(	9*	115.0 η= 0.500 80* 410) nax本数 5	フランジ	6(2列)	添板(t*B*L) 外(9* 200* (9* 260*	410)	内(9*	80* 410)
[4G2	RF H− 400×	- :		·B ] ·13. 0*	[左端]	6(2列)	添板(t*E 外(9*2	3*L) 200* 410	)内(:	9*	115.0 η= 0.500 80* 410) nax本数 5	フランジ	6(2列)	添板(t*B*L) 外(9* 200* (9* 260*	410)	内(9*	80* 410)
[3G1	3F H− 500×		_	3 ] :16. 0*	[左端]	6(2列)	添板(t*E 外(12* 2	3*L) 200* 410	) 内(1	2*	$\eta = 0.445$ 80* 410)	フランジ	6(2列)	添板(t*B*L) 外(12* 200* ( 9* 320*	410)	内(12*	80* 410)
[3G2	3F H- 500×	-	-	B ] :16. 0*	[左端]	6(2列)	添板(t*E 外(12* 2	3*L) 200* 410	) 内(1:	2*	$\eta = 0.445$ 80* 410)	フランジ	6(2列)	添板(t*B*L) 外(12* 200* ( 9* 320*	410)	内(12*	80* 410)
[2G1	2F H- 600×		_	3 ] :17. 0*	[左端]		添板(t*E 外(12* 2	3*L) 200* 410	) 内(1:	2*	$\eta = 0.500$ 80* 410)	フランジ	6(2列)	添板(t*B*L) 外(12* 200* ( 9* 440*	410)	内(12*	80* 410)
[2G2	2F H- 600×		-	B ] :17. 0*	[左端]	ホ゛ルトM20 6(2列)	外(12* 2	3*L) 200* 410	) 内(1:	2*	 115.0 η= 0.500 80* 410) nax本数 4	フランジ	6(2列)	添板(t*B*L) 外(12* 200* ( 9* 440*	410)	内(12*	80* 410)

# 5.7 符号一覧図(柱)



#### 5.10 S柱の断面算定

### (1) 計算条件

・端部断面算定位置 ※方向は、剛域端とした。 ※方向は、剛域端とした。 ・応力採用位置 〔計算ルート〕 X方向:ルート3 Y方向:ルート3

 ・応力採用位置

 ×方向は、鉛直荷重時: 0.0、水平荷重時: 0.0とした。

 ソ方向は、鉛直荷重時: 0.0、水平荷重時: 0.0とした。

 ・深との接合部の検討はした。(ウェブ部は突合せ溶接とした。)

 ・曲げの設計での <×方向> 端部 考慮した。(スカラップ: 0mm欠損) 中央部 考慮した。

 ヴェブの考慮
 ・当の無力を使用した。

 ・断面算定用の長期軸力は、応力結果の軸力を使用した。
 ・地震時柱応力の割増 調材種別 内ダイアフラム 通しダイアフラム 外ダイアフラム その他 BCP 1.1

 通しダイアフラム 外ダイアフラム 1.2 1.2 1.3 1.3 1.3 1.4 1.4 1.0 RCP BCR STKR 1 0

#### (2) 記号説明

<断面算定出カー般> F値 : 鋼材の許容応力度を決定する場合の基準値 [N/mm2] 7 : 断面係数 : 断面積 [cm3] [cm2] Αw 位置 : 断面算定位置(軸心からの距離) [cm] せん断断面積 : 曲げ座屈長さ : f b 計算の補正係数 : X 方向の許容曲げ応力度 : Y 方向の許容曲げ応力度 : 溶接継目ののど断面に対する許容応力度 :長期軸力 [kN] Lb [cm] :長期設計用曲げモーメント [kNm] C fbx MI ' [N/mm2] [N/mm2] : 設計用軸力 : 設計用曲げモーメント [kN] fby [kNm] [N/mm2] fw

σc/fc σbx/fb σby/fb TOTAL - 冷咳酸日ののと助面に対する計合応力 : 軸方向の力度比 : X方向の曲げ応力度比 : Y方向の曲げ応力度比 : 軸方向応力度比と曲げ応力度比の合計 : 長期設計用せん断力 : 設計用せん断力 QL [kN]Q [kN]

[cm]

: 断面2次半径 : 座屈長さ係数 : 圧縮座屈長さ iy Lk/h Lk τ/fs : せん断応力度比 : 組合せ応力度比 組合せ [cm]

λ fc : 細長比 : 許容圧縮応力度 : 決定応力 L(長期),S(積雪),W(風圧力),K(地震力) 記号の後の数値 1(正加力方向),2(負加力方向) [N/mm2]ケース

Lb1, Lb2 : 横補剛間隔 Lbn : 横補剛数が2以上の場合における中間部分の 横補剛間隔(複数の場合は等間隔とします) [cm]

<決定位置による出力の場合のみ> 軸、軸 : 最も不利な応力となる位置

<全ケースによる出力の場合のみ>  $\sigma$  by / fw (L) : 仕口部の $\times$  方向加力時の直交方向曲げ応力度比(長期)  $\sigma$  bx / fw (L) : 仕口部の $\times$  方向加力時の直交方向曲げ応力度比(長期)

鉄 骨 柱頭 F値 柱脚 F値 [BCR295] 295.0 [BCR295] 295.0

[BUR295 ] 295. U									
[3C1 ] [ 3 A 1 ]  n-400* 400*16.0* 40.0[FA]  部材長 402.5	柱財頭脚 (Y) 柱柱 柱柱 (X) 柱柱 (Y) 柱脚	2853 2853 2853 2853	99 48 -32 A Aw 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4	197 0.03 0.1 295 0.02 0.1 295 0.02 0.0 295 0.02 0.0	116 121 121 5b \(\sigma\) by/fb 3 \(0.09\) 2 \(0.04\) 99 \(0.15\) 06 \(0.12\)	0. 23 0. 17 0. 25 0. 19	τ/fs 0.03 0.03 0.03 0.03	組合せ 0.23 0.17 0.25 0.19	
[3C1] [3 A 2]  n-400* 400*16.0* 40.0 [FA]  部材長 402.5 <xx< td=""><td>(X) 柱柱柱柱 柱柱柱柱柱 (Y) 柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱</td><td>位置 0.0 0.0 0.0 0.0 2 2853 2853 2853 2853</td><td>NL 172 0 0 0 172 62 -40 A Aw 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4</td><td>QL [部材] ケース 0 L+K2 25 L+K2 25 L+K2 295 0.03 0.1 295 0.03 0.1 295 0.03 295 0.03</td><td>N 172 172 194 194 195 5 σ by/ft 4 0. 08 2 0. 05  0. 17  0. 13</td><td>M Q 111 52 -98 52 139 61 -105 61 0 TOTAL 0 0.24 0 0.19 0 0.20 0 0.16</td><td>τ/fs 0.03 0.03 0.04 0.04</td><td>組合せ 0.24 0.20 0.20 0.16</td><td></td></xx<>	(X) 柱柱柱柱 柱柱柱柱柱 (Y) 柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱	位置 0.0 0.0 0.0 0.0 2 2853 2853 2853 2853	NL 172 0 0 0 172 62 -40 A Aw 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4	QL [部材] ケース 0 L+K2 25 L+K2 25 L+K2 295 0.03 0.1 295 0.03 0.1 295 0.03 295 0.03	N 172 172 194 194 195 5 σ by/ft 4 0. 08 2 0. 05 0. 17 0. 13	M Q 111 52 -98 52 139 61 -105 61 0 TOTAL 0 0.24 0 0.19 0 0.20 0 0.16	τ/fs 0.03 0.03 0.04 0.04	組合せ 0.24 0.20 0.20 0.16	
[3C1] [ 3 A 3 ] n-400* 400*16.0* 40.0 [FA] 部材長 402.5	《X〉柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱	位置 0.0 0.0 0.0 0.0 2 2853 2853 2853 2853	NL ML' 99 -68 46 99 48 -32 A Aw 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4	QL [部材] ケース 28 L 28 L+K1 20 L+K2 20 L+K2 fb	N 99 116 121 121 15b σby/fb 3 0.09 2 0.04 99 0.15 96 0.12	M Q -68 28 94 55 125 55 -96 55 TOTAL 0 0.23 1 0.17 6 0.25 2 0.19	τ/fs 0.03 0.03 0.03 0.03	組合せ 0.23 0.17 0.25 0.19	
[3C1] [3 B 1] ロ-400* 400*16.0* 40.0[FA] 部材長 402.5	《X〉柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱	2853	NL ML' 99 68 -46 99 -48 32 A AW 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4	QL [部材] ケース 28 L 28 L+K2 20 L+K1 20 L+K1 197 0.03 0.1 295 0.02 0.0 295 0.02 0.0 295 0.02 0.0	N 99 116 121 121 5b \(\sigma\) by/fb 3 \(0.09 2 \(0.04 09 \(0.15	M Q 68 28 -94 55 -125 55 96 55 0 0.23 4 0.17 5 0.25		組合せ 0.23 0.17 0.25 0.19	
iy 15.51 15.51 λ 25.9 25.9 fc 187	在脚頭脚 「XX」 大柱 大柱 大柱 大柱 大柱 大柱 大柱 大柱 大柱 大柱	Z 2853 2853 2853 2853	A Aw 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4	fb	194 194 5b \(\sigma\) by/fb 4 \(0.08\) 2 \(0.08\) \(0.13\)	-139 61 105 61 D TOTAL B 0.24 G 0.19	τ/fs 0.03 0.03 0.04 0.04	組合せ 0.24 0.20 0.20 0.16	
[3C1 ] [ 3 B 3 ] n-400* 400*16.0* 40.0[FA] 部材長 402.5	   <x>柱頭     柱脚</x>	位置 0.0 0.0	NL ML' 99 -68 46 99 -48	QL [部材] ケース 28 L 28 L+K1	N 99 116 121 121 5b σby/fb 3 0.09 2 0.04	M Q -68 28 94 55 -125 55 96 55 0 0.23 4 0.17 5 0.25	<b>3</b>	組合せ 0.23 0.17 0.25 0.19	
[2C1] [ 2 A 1]  n-400* 400*16.0* 40.0[FA]  部材長 400.0	XX   At	位置 0.0 0.0 0.0 0.0 2 2853 2853 2853 2853	NL ML' 206 29 -33 206 19 -22 A Aw 236.9 118.4 236.9 118.4 236.9 118.4 236.9 118.4	QL [部材] ケース 16 L+K2 16 L+K2 10 L+K2 10 L+K2 10 L+K2 295 0.04 0.1 295 0.04 0.1 295 0.05 0.0 295 0.05 0.0	275 275 6b	0. 20 0. 23 0. 22	;	組合せ 0.20 0.23 0.22 0.26	
[2C1] [ 2 A 2 ] ロ- 400* 400*16.0* 40.0[FA] 部材長 400.0 Lk/h 1.00 1.00 Lk 400.0 400.0 iy 15.51 15.51 λ 25.7 25.7 fc 187	XX>柱柱   At   At   At   At   At   At   At   At	位置 0.0 0.0 0.0 0.0 2 2853 2853 2853 2853	NL ML' 346 0 0 346 25 -29 A AW 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4 236. 9 118. 4	QL [部材] ケース 0 L+K2 0 L+K2 13 L+K2 13 L+K2 15	415 415 b σby/fb 7 0.03	0. 26 0. 29 0. 21	} )	組合せ 0.26 0.29 0.21 0.25	

鉄 骨 柱頭 F値 柱脚 F値 [BCR295] 295.0 [BCR295] 295.0

=======================================							
[2C1] [ 2 A 3 ] n-400* 400*16.0* 40.0[FA] 部材長 400.0	柱脚 〈Y〉柱頭 柱脚	0. 0 Z A	ML' 5 -29 33 5 19 -22 Aw	10 L+K2 fb $\sigma c/fc \sigma by/f$	N M Q 259 -112 62 259 134 62 275 119 67 275 -149 67 σ σ by / fb ΤΟΤΑΙ.	τ/fs 組合せ	
iy 15.51 15.51 λ 25.7 25.7 fc 187	<x>柱頭 柱脚 <y>柱頭 柱脚</y></x>	2853 236 2853 236 2853 236	9 118.4	295 0. 04 0. 1 295 0. 04 0. 1 295 0. 05 0. 0 295 0. 05 0. 0	0.03 0.20 0.03 0.23 0.15 0.22 0.18 0.26	0. 04	
[2C1	   	位置 NL 0.0 20 0.0 0.0 0.0 20 0.0	ML' 6 29 -33 6 -19 22	QL [部材] ケース 16 L+K2 16 L+K2 10 L+K1 10 L+K1	N M Q 259 112 62 259 -134 62 275 -119 67 275 149 67		
λ 25.7 25.7 fc 187	大大性頭 柱脚 〈Y〉柱頭 柱脚	2853 236 2853 236 2853 236 2853 236	9 118. 4 9 118. 4 9 118. 4 9 118. 4	295 0. 04 0. 1 295 0. 05 0. 0 295 0. 05 0. 0	0.03 0.20 0.03 0.23 1 0.15 0.22 1 0.18 0.26	0. 04 0. 20 0. 04 0. 23 0. 04 0. 22 0. 04 0. 26	
[2C1] [ 2 B 2 ]  B-400* 400*16.0* 40.0[FA]  部材長 400.0  (X)	   	位置 NL 0.0 34 0.0 0.0 0.0 34	ML' 6 0 0 6 -25	QL [部材] ケース 0 L+K2 0 L+K2 13 L+K1 13 I+K1	N M Q 346 143 78 346 -169 78 415 -124 70 415 156 70		
λ 25. 7 25. 7 fc 187	大 柱脚 〈Y〉柱頭 柱脚	2853 236 2853 236 2853 236	9 118. 4 9 118. 4 9 118. 4	295 0.06 0.2 295 0.07 295 0.07	0.04 0.29 - 0.15 0.21 - 0.19 0.25	0. 04 0. 29 0. 04 0. 21 0. 04 0. 25	
The state of th	   	位置 NL 0.0 20 0.0 0.0 0.0 20	ML' 6 –29 33 6 –19	QL [部材] ケ-ス 16 L+K1 16 L+K1 10 L+K1 10 L+K1	N M Q 259 -112 62 259 134 62 275 -119 67 275 149 67		
fc 187	〈Y〉柱頭 柱脚	2853 236 2853 236	9 118. 4 9 118. 4	295 0.05 0.04 295 0.05 0.04	0. 15 0. 22 0. 18 0. 26	0. 04	
[1C1 ] [ 1 A 1 ] n- 400* 400*19.0* 47.5[FA] 部材長 452.5		位置 NL 0.0 31 75.0 0.0 31	ML' 39 -29 29	QL [部材] ケース 18 L+K2 18 L+K2 15 L+K2 15 L+K2	N M Q 419 112 81 419 -192 81 449 114 86 449 -211 86		
λ 29.4 29.4 fc 184		3269 277 3269 277 3269 277	1 138. 5 1 138. 5	295 0.06 0.1 295 0.06 0.2 295 0.06 0.0	0.04 0.21 0.03 0.29 5 0.12 0.22	0. 04 0. 21 0. 04 0. 28 0. 04 0. 22	
The state of th		位置 NL 0.0 54 75.0 0.0 54	ML' 0 39	QL [部材] ケース 0 L+K2 0 L+K2 19 L+K2	N M Q 540 139 91 540 -205 91 670 125 92 670 -221 92		
Lk 452.5 452.5 iy 15.36 15.36 λ 29.4 29.4 fc 184		3269 277 3269 277 3269 277	Aw 1 138.5 1 138.5 1 138.5 1 138.5	fb	0.05 0.26 0.04 0.32	τ/fs 組合せ 0.04 0.26 0.04 0.32 0.04 0.22 0.04 0.32	
The state of th	 	位置 NL 0.0 31 75.0 0.0 31 75.0	9 –39 29	QL [部材] ケ-ス 18 L+K1 18 L+K1 15 L+K2 15 L+K2	N M Q 419 -112 81 419 192 81 449 114 86 449 -211 86		
Lk 452.5 452.5 iy 15.36 15.36 \(\lambda\) 29.4 29.4 fc 184	<x>柱頭 柱脚 <y>柱頭 柱脚</y></x>	Z A 3269 277 3269 277 3269 277	Aw 1 138.5 1 138.5 1 138.5 1 138.5	fb	o σby/fb T0TAL 2 0.04 0.21 0 0.03 0.29 5 0.12 0.22	τ/fs 組合せ 0.04 0.21 0.04 0.28 0.04 0.22 0.04 0.31	
The state of th	 	位置 NL 0.0 31 75.0 0.0 31 75.0	9 39 -29	QL [部材] ケ-ス 18 L+K2 18 L+K2 15 L+K1 15 L+K1	N M Q 419 112 81 419 -192 81 449 -114 86 449 211 86		
Lk 452.5 452.5 iy 15.36 15.36 λ 29.4 29.4 fc 184		Z A 3269 277 3269 277 3269 277		fb	o σby/fb T0TAL 2 0.04 0.21 0 0.03 0.29 5 0.12 0.22	で/fs 組合せ 0.04 0.21 0.04 0.28 0.04 0.22 0.04 0.31	

鉄 骨 柱頭 F値 柱脚 F値 [BCR295] 295.0 [BCR295] 295.0

Text   Text	XX   大柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱柱	位置 0.0 75.0 0.0 75.0 Z 3269 3269 3269 3269		0 0 39 33 1 w fb .5 295 .5 295	0 L+K2 0 L+K2 9 L+K1 9 L+K1 σc/fc σbx/fk 0 0.08 0.15 6 0.08 0.25 5 0.09	540 540 - 670 - 670 σ by/fb 0.05 0.04	M Q 139 9 205 9 125 9 221 9 TOTAL 0. 26 0. 32 0. 22 0. 32	1	組合せ 0.26 0.32 0.22 0.32	
The state of t	《X》 (Y) (Y) (X) (Y) (X) (Y) (X) (Y) (Y) (Y)	位置 0.0 75.0 0.0 75.0 Z 3269 3269 3269 3269	319 -	39 1 29 1 29 1 26 1 w fb . 5 295 . 5 295	8 L+K1 8 L+K1 5 L+K1 5 L+K1 σ σ/fc σbx/fb 0 0.06 0.12 6 0.06 0.20 6 0.06 0.20	419 - 419 449 - 449 σ by/fb 2 0.04 0 0.03 6 0.12	M Q 112 8 192 8 114 8 211 8 TOTAL 0. 21 0. 29 0. 22 0. 31	1 6	組合せ 0.21 0.28 0.22 0.31	

# 5.20 符号別選定鉄筋表(梁)

<1F 層> R C造 主筋径 <X> D22 <Y> D22 スターラップ <X> D10 <Y> D10

符号	フレーム	軸	- 軸	/ 左端	上端· 中央	/ 右端	/ 左端	下端 中央	/ 右端	/- スターラップ -/ 本数 ピッチ	/
1G1	A A B B	1 2 1 2	-2 -3 -2 -3	0 0 0 0	0 0 0 0	0 0 0 0	0 0 0 0	0 0 0 0	0 0 0 0	O @ O O @ O O @ O O @ O	
1G2	1 2 3	A A A	-B -B -B	0 0 0 0	0 0 0 0	0 0 0	0 0 0 0	0 0 0	0 0 0	O @ O O @ O O @ O O @ O	

# 5.22 符号別選定鉄骨表(梁)

<rf< th=""><th>層&gt;</th><th>S造</th><th></th></rf<>	層>	S造	
符号	ナフレーム	軸-軸	鉄骨
4G1	A A B B	1 -2 2 -3 1 -2 2 -3	
4G2	1 2 3	A -B A -B A -B	
<3F	層>	S造	
符号	ナフレーム	軸-軸	鉄骨
3G1	A A B B	1 -2 2 -3 1 -2 2 -3	
3G2	1 2 3	A -B A -B A -B	
<2F	層>	S造	
符号	ナフレーム	軸一軸	鉄骨
2G1	A A B B	1 -2 2 -3 1 -2 2 -3	
2G2	1 2 3	A -B A -B A -B	

# 5.23 符号別選定鉄骨表(柱)

< 3	階>	S造	
符号	子 Y軸	X軸	鉄骨
301	A A B B	1 2 3 1 2	

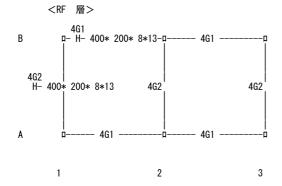
< 2 階> S造

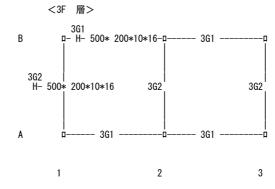
符号 Y軸 X軸 鉄骨
2C1
A 1
A 2
A 3
B 1
B 2
B 3

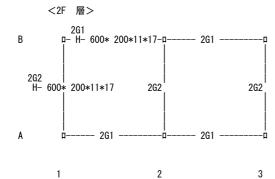
< 1 階> S造

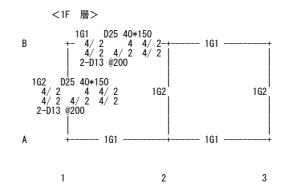
符号 Y軸 X軸 鉄骨

1C1 A 1 A 2 A 3 B 1 B 2 B 3 5.24 梁配筋リスト(平面) 〔鉄骨〕一段目:左端、二段目:中央、三段目:右端 "入力配筋を符号ごとに出力"





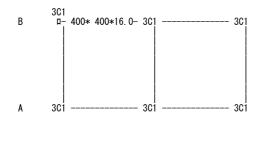




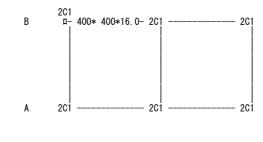
5.25 柱配筋リスト (平面) 〔鉄骨〕一段目:柱頭×、二段目:柱頭×、三段目:柱脚×、四段目:柱脚× "入力配筋を符号ごとに出力"

< 3 階>

< 2 階>

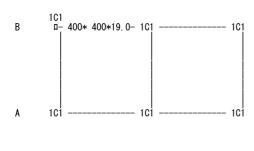


1 2 3



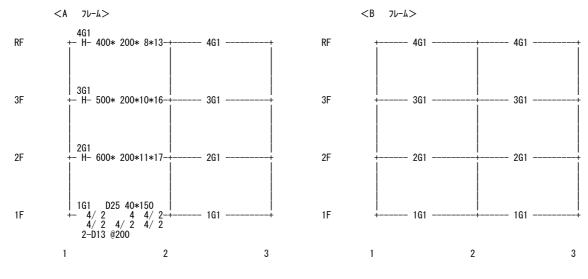
1 2 3

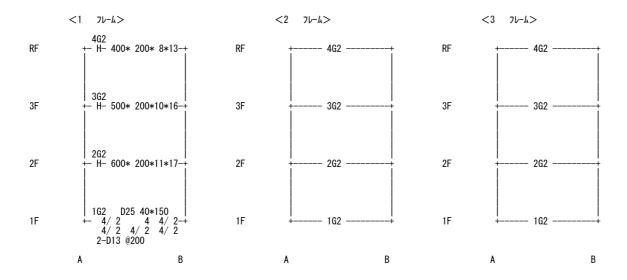
< 1 階>

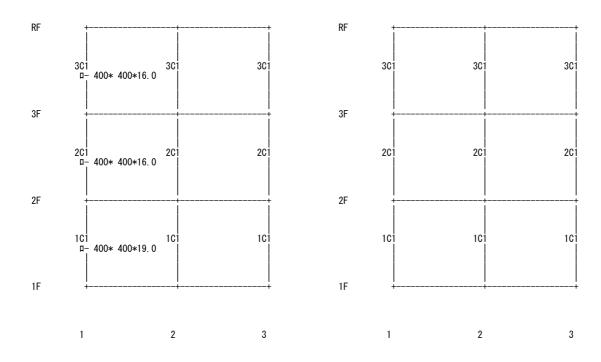


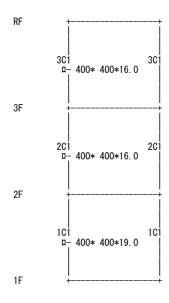
1 2 3

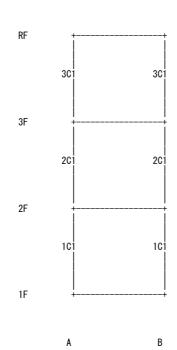
5.26 梁配筋リスト(立面) 〔鉄骨〕一段目:左端、二段目:中央、三段目:右端 "入力配筋を符号ごとに出力"





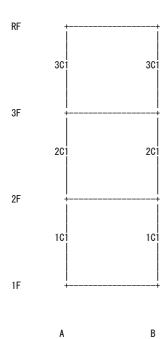






<3 71/-4>

В



Α 7 7 7 [\*\*\*\*\*[\*\*\*\*\*] [\*\*\*\*\*[\*\*\*\*\* A [\*\*\*\*\*[\*\*\*\*\*] 1 2 3 1 2 3 1 2 3

Super Build/SS3-S [ERBS Design Example: displ. calculation] 17/03/24\_18:34:23 Ver.1.1.1.42 UserID:250350 P 55 5.29 計算とNG位置図(柱) ・計算しない部材、 n 計算した部材(符号を使用する), 0 計算した部材(符号を使用しない) く 3 階> く 2 階> く 1 階>

B [\*\*\*\*\*]\*\*\*\*\*[ \* \* \* \*

\* \* \* \*

\* \* \* A

\* \* \* A

\* \* \* A

\* \* \* A A 0\*\*\*\*\*0\*\*\*\*\* 1 2 3 1 2 3 1 2 3