

ERBS 構造設計例

(1) 建物概要

規 模:階数 地上3階

仕上概要:屋根 アスファルト防水押さえコンクリート

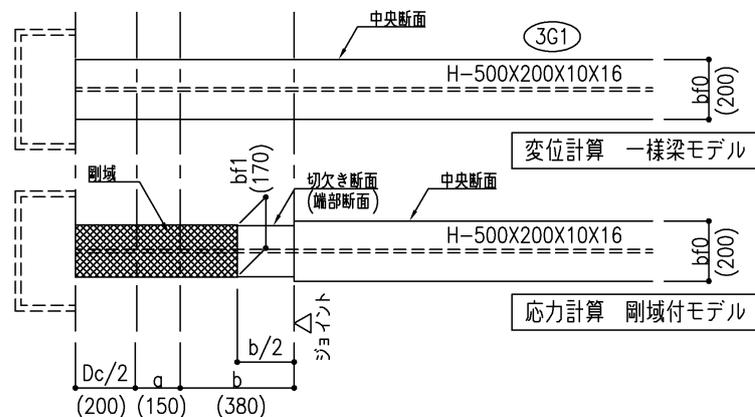
:床 コンクリートスラブ+ビニルタイル貼り

構造概要:構造種別 鉄骨造

:骨組形式 X,Y 両方向共ラーメン構造

(2) 設計方針

- ・角型鋼管柱と ERBS 工法を用いた梁により、梁降伏型の架構を構成する。鋼材は、梁を SN400B・柱を BCR295 とする。
- ・本建物は、偏心率・剛性率の制限を満たしているが、構造計算のルートは、ルート3とする。
- ・解析モデルは、部材の曲げ・せん断変形を考慮した立体解析モデルとする。床剛性は剛床とする。1階柱脚は、埋込型柱脚とし固定とする。
- ・梁はスタッドコネクタを設けて鉄筋コンクリート床版との合成梁とするが、柱面と切欠部の終端から 15cm 内端側のエリアには設置しない。大梁の有効剛性は鉄骨素断面とする。
- ・断面算定・保有水平耐力計算等の耐力評価は、梁端より離れたヒンジ位置に剛域を設けたモデルにより解析する(下図:剛域付モデル)。
- ・層間変位と大梁のたわみは、中央部断面の鉄骨素断面で一様な梁としたモデルにより別途評価する(下図:一様梁モデル)。これは、剛域による曲げ長さの減少により、フレーム変位が「実際の RBS 断面フレーム」より少なめに評価される傾向があることによる。この、鉄骨素断面で一様な梁としたモデルによれば、「実際の RBS 断面フレーム」より、水平変位と鉛直たわみは安全側の評価となる。
- ・柱梁部材は、FA ランクとする。梁端部は、フランジでモーメントを、ウェブでせん断力を負担するものとした。
- ・主架構の設計は一貫構造計算プログラム(SS3:ユニオンシステム)による。



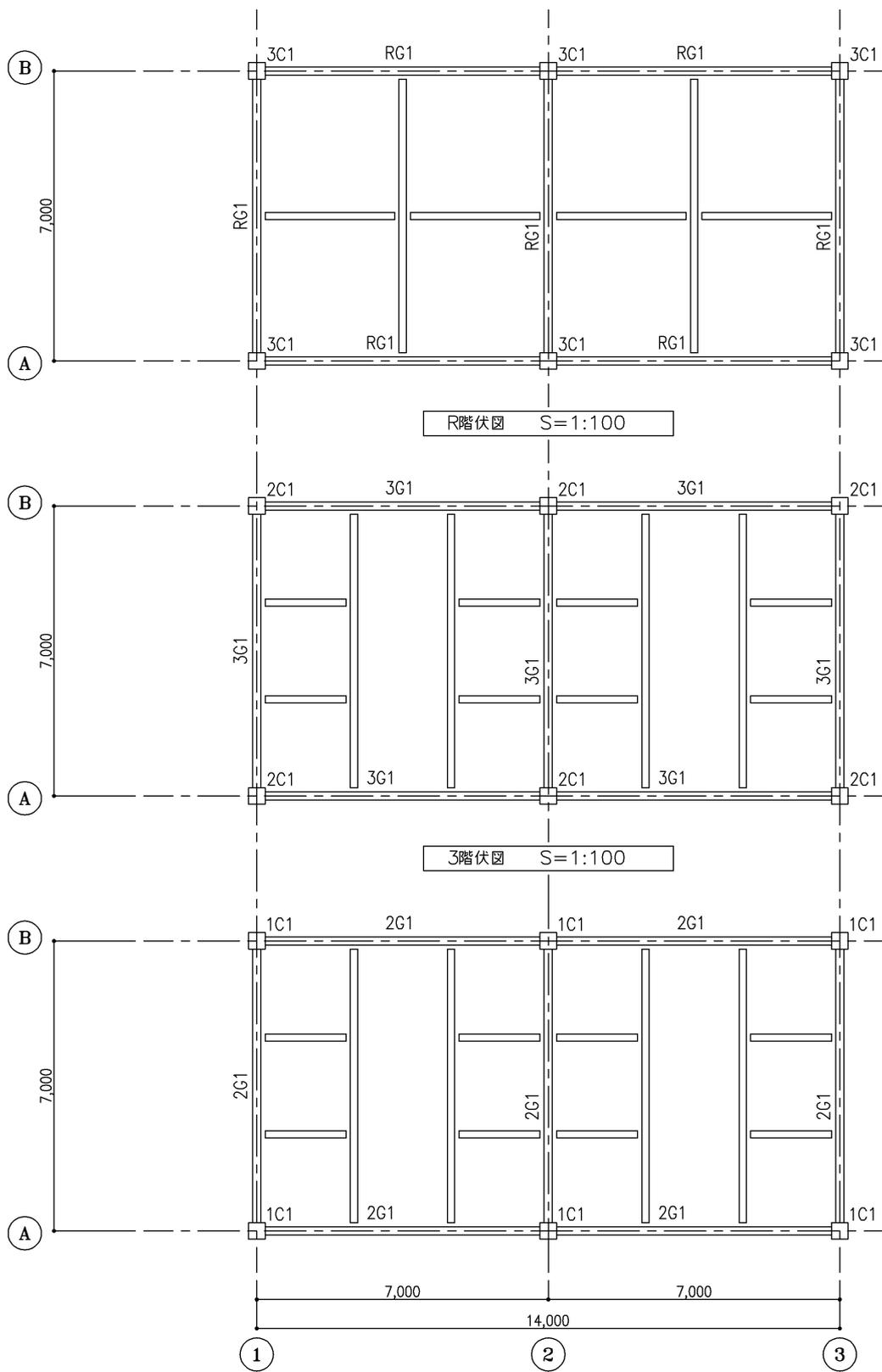
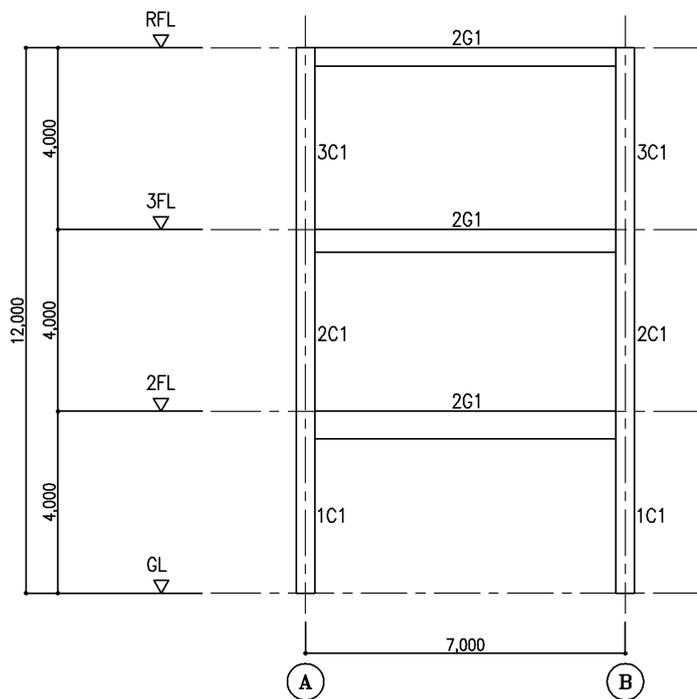
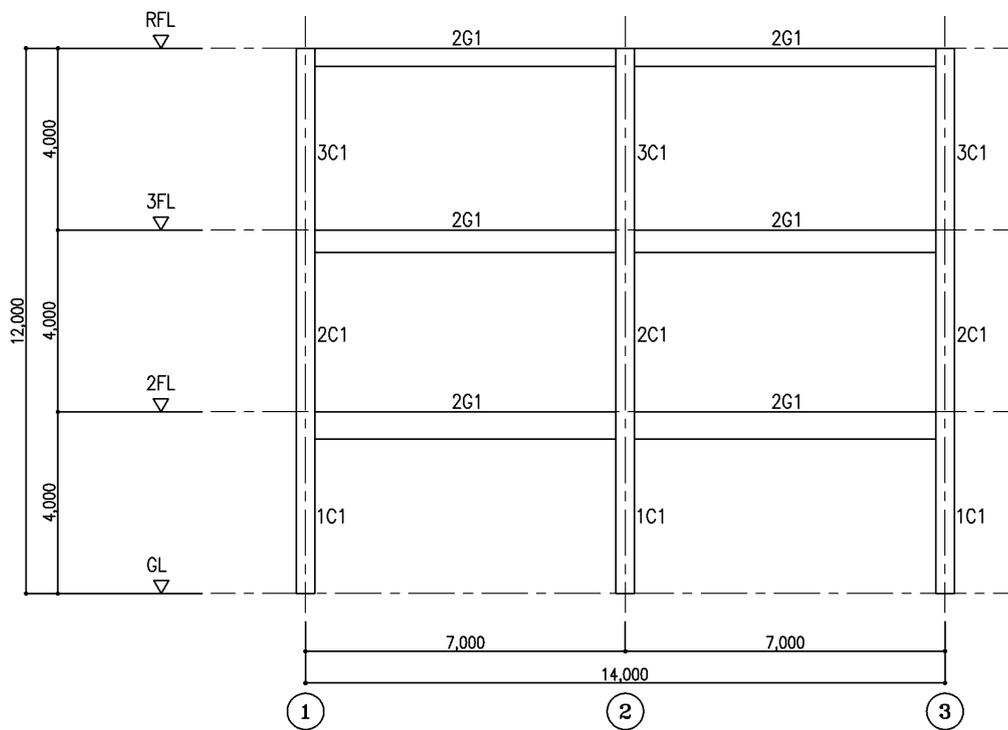


図 1(a) 試設計建物(伏図)



(1)~(3)通軸組図 S=1:100



(A)(B)通軸組図 S=1:100

図 1(b) 試設計建物(軸組図)

ERBSI法 詳細図 S=1:20

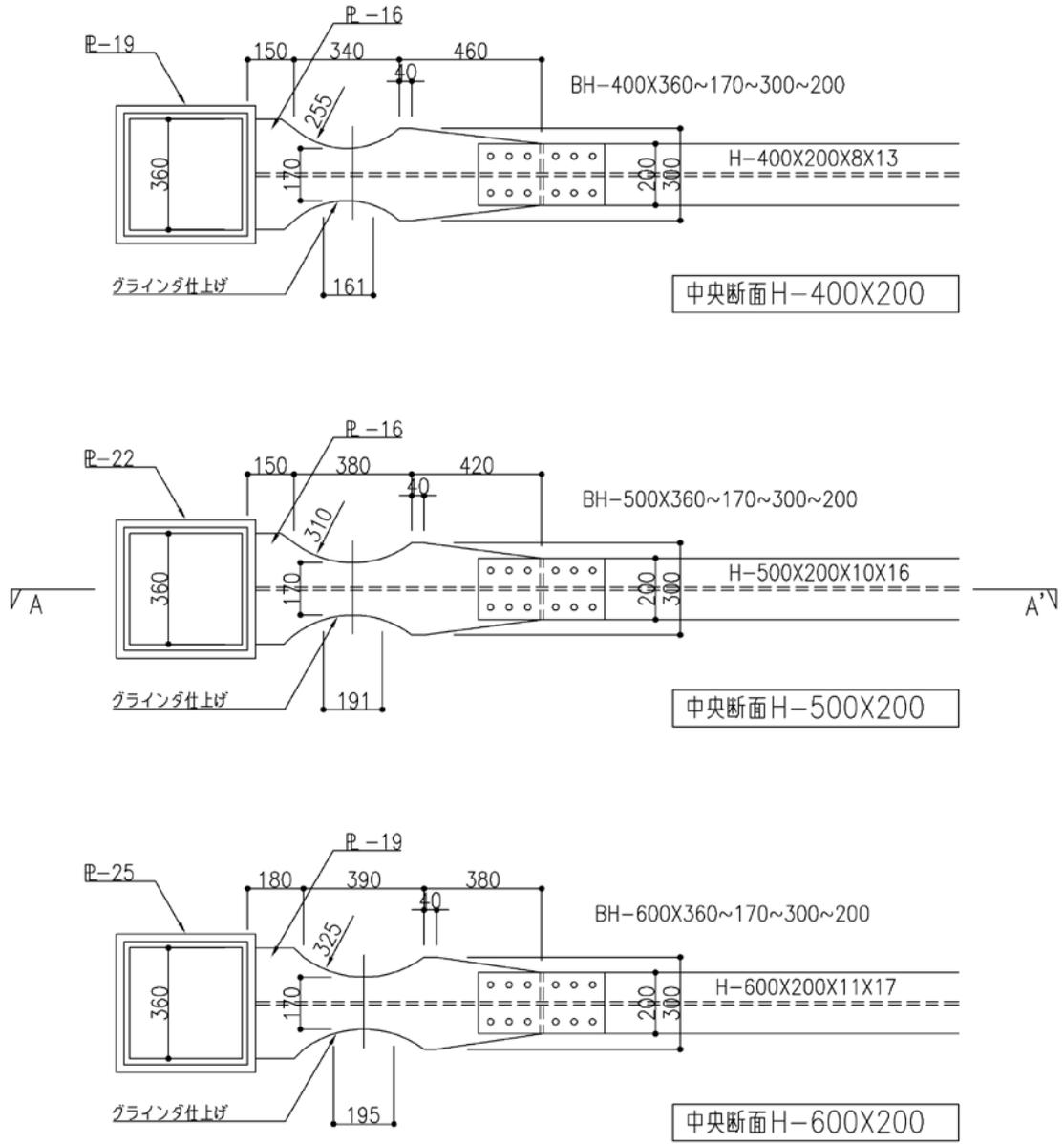
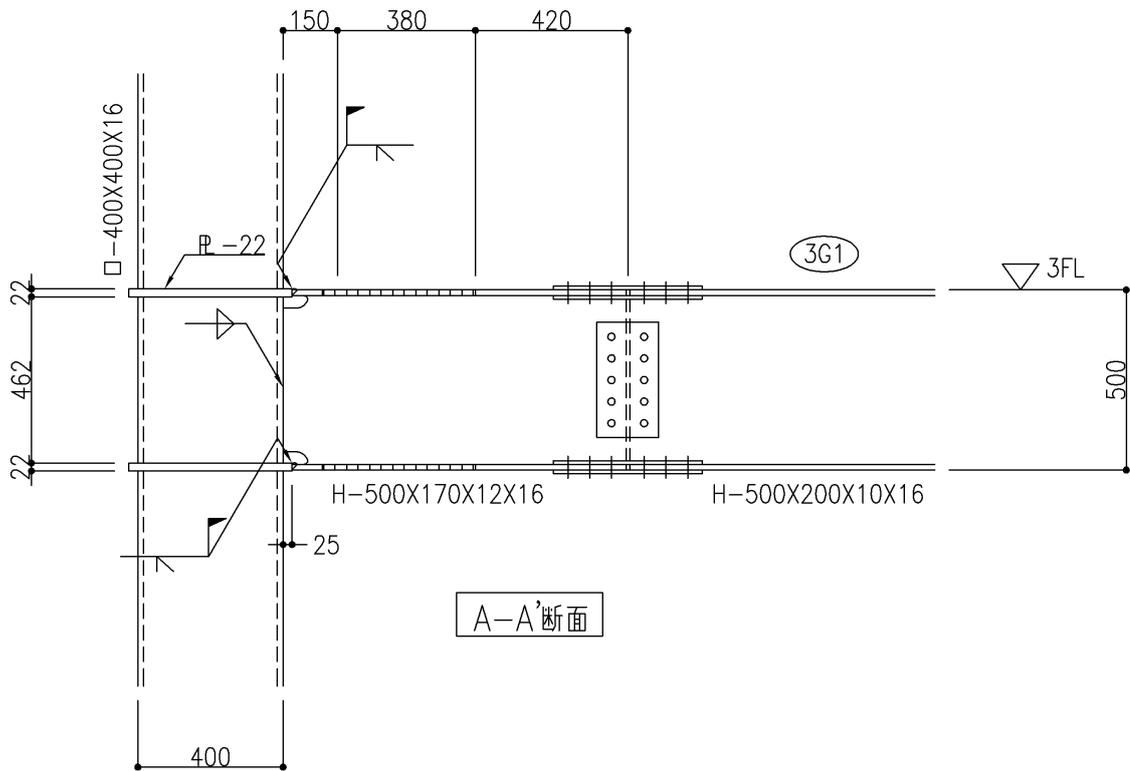


図 1(c) 試設計建物 (ERBS 梁端詳細図)



部材リスト

記号	部材	
3C1	□-400X400X16	
2C1	□-400X400X16	
1C1	□-400X400X16	
RG1	中央	H-400X200X8X13
	端部	H-400X170X9X16
3G1	中央	H-500X200X10X16
	端部	H-500X170X12X16
2G1	中央	H-600X200X11X17
	端部	H-600X170X12X19
B1	H-350X175X7X11	

- 特記なき限り下記による
1. 柱の材質は、BCR295とする。
 2. 梁の材質は、SN400Bとする。
 3. ダイヤフラムの材質は、SN490Cとする。

図 1(d) 試設計建物(ERBS 梁端断面詳細図／部材リスト)

(3) 荷重および外力

・仮定荷重

屋根

押さえコンクリート t80	1.5	}	4.5 kN/m ²
床スラブコンクリートア 125	2.5		
デッキプレート	0.2		
天井	0.3		

一般階床

床仕上げ(タイル等)	0.4	}	3.4 kN/m ²
床スラブコンクリートア 125	2.5		
デッキプレート	0.2		
天井	0.3		

外壁

ALC t100	0.7	}	1.0 kN/m ²
プラスター	0.3		

荷重・外力

1) 床荷重表

(N/m²)

用途	種別	床・小梁用	ラーメン用	地震用	備考
屋根	D L	4500	4500	4500	
	L L	1000	600	400	
	T L	5500	5100	4900	
居室(3F)	D L	3400	3400	3400	
	L L	1800	1300	600	
	T L	5200	4700	4000	
事務室(2F)	D L	3400	3400	3400	
	L L	2900	1800	800	
	T L	6300	5200	4200	
店舗(1F)	D L	6900	6900	6900	
	L L	2900	2400	1300	
	T L	9800	9300	8200	

地震荷重

地震地域係数 : $Z=1.0$
 地盤種別 : $T_c=0.6s$
 標準せん断力係数 : $C_0=0.2$

(4) 建物重量・地震力

建物重量と設計用地震荷重

階	各階重量 W_i (KN)	ΣW_i (KN)	α_i	高さ方向分 布係数 A_i	層せん断 力係数 C_i	層せん断 力 Q_i
3F	710	710	0.33	1.49	0.30	211
2F	712	1422	0.66	1.20	0.24	340
1F	727	2150	1.00	1.00	0.20	430

(5) 層間変形角

層間変位は、中央部断面の鉄骨素断面で一様な梁としたモデルにより別途検討した。この、鉄骨素断面で一様な梁としたモデルによれば、「実際の RBS 断面フレーム」より、水平変位で 20%弱安全側の評価となる。

層間変形角の検討(剛域付、端部 RBS・中央鉄骨素断面モデル)

階	階高 (m)	X 方向		Y 方向	
		層間変形(cm)	層間変形角	層間変形(cm)	層間変形角
3F	4.0	0.609	1/657	0.717	1/558
2F	4.0	0.658	1/608	0.749	1/534
1F	4.0	0.444	1/901	0.484	1/827

層間変形角の検討(鉄骨素断面で一様な梁としたモデル)

階	階高 (m)	X 方向		Y 方向	
		層間変形(cm)	層間変形角	層間変形(cm)	層間変形角
3F	4.0	0.747	1/536	0.897	1/447
2F	4.0	0.786	1/509	0.912	1/439
1F	4.0	0.505	1/795	0.560	1/716

(6) 剛性率・偏心率

各階の剛性率

階	X 方向		Y 方向	
	Rs	Fs	Rs	Fs
3F	0.909	1.00	0.871	1.00
2F	0.841	1.00	0.835	1.00
1F	1.248	1.00	1.292	1.00

各階の偏心率

階	X 方向						Y 方向					
	gy	ly	ey	rex	Rex	Fe	gx	lx	ex	rex	Rey	Fe
3F	350	350	0.0	632	0.0	1.00	700	700	0.0	686	0.0	1.00
2F	350	350	0.0	640	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

必要保有水平耐力(X方向)

階	柱梁群のランク	ブレースのランク	β_u (%)	構造ランク	D_s	F_{ES}	Qud (KN)	Qun (KN)
3F	FA	-	0	I	0.25	1.0	1057	264
2F	FA	-	0	I	0.25	1.0	1702	425
1F	FA	-	0	I	0.30	1.0	2150	645

必要保有水平耐力(Y方向)

階	柱梁群のランク	ブレースのランク	β_u (%)	構造ランク	D_s	F_{ES}	Qud (KN)	Qun (KN)
3F	FA	-	0	I	0.25	1.0	1057	264
2F	FA	-	0	I	0.25	1.0	1702	425
1F	FA	-	0	I	0.30	1.0	2150	645

保有水平耐力

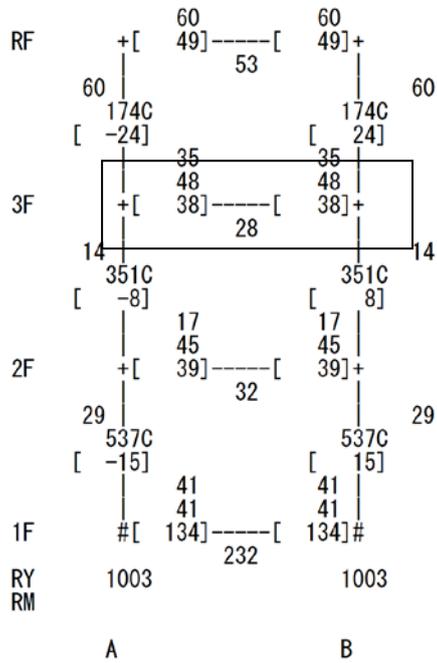
階	X 方向			Y 方向		
	必要保有水平耐力 Q_{un} (KN)	保有水平耐力 Q_u (KN)	Q_u / Q_{un}	必要保有水平耐力 Q_{un} (KN)	保有水平耐力 Q_u (KN)	Q_u / Q_{un}
3F	264	1204	4.55 > 1.0 OK	264	983	3.72 > 1.0 OK
2F	425	1939	4.55 > 1.0 OK	425	1584	3.72 > 1.0 OK
1F	645	2450	3.79 > 1.0 OK	645	2001	3.10 > 1.0 OK

保有耐力横補剛の検討

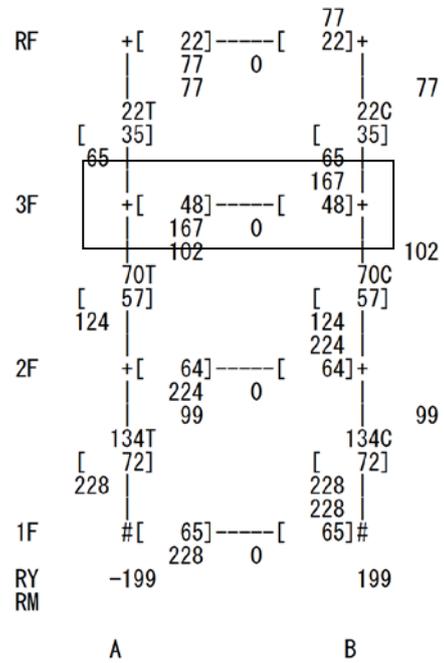
符号	階	部材	位置	iy	L(mm)	λ_y	n	170+20n	判定
RG1	R	H-400x200x8x13	中央	45.6	7000	154	$n_c=0 \rightarrow 1$	190	OK
RG1	R	H-400x170x9x16	端部切欠	38.7	7000	181	$n_e=1$	190	OK
3G1	3	H-500x200x10x16	中央	43.6	7000	161	$n_c=0 \rightarrow 1$	190	OK
3G1	3	H-500x170x12x16	端部切欠	36.9	7000	190	$n_e=1 \rightarrow 2$	210	OK
2G1	2	H-600x200x11x17	中央	41.6	7000	169	$n_c=0 \rightarrow 1$	190	OK
2G1	2	H-600x170x12x19	端部切欠	34.4	7000	204	$n_e=2$	210	OK

(7) 梁の応力

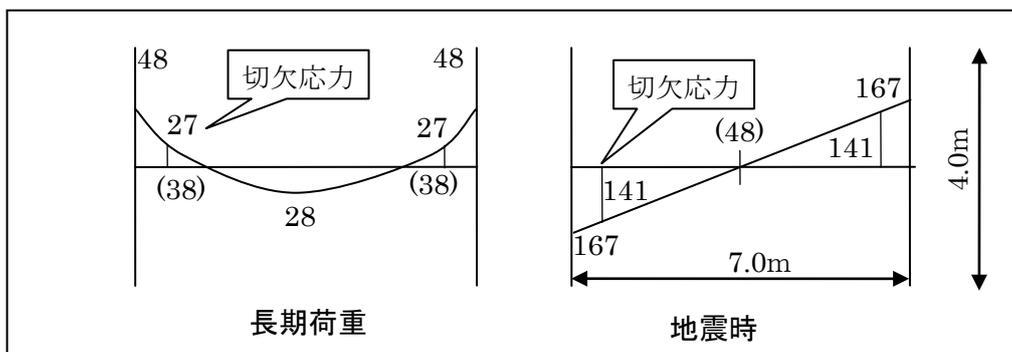
<2 フレーム> (固定+積載荷重)



<2 フレーム> (地震力: Y方向 左→右加力)



電算応力出力



3F 梁応力

単位: kN・m kN

()内はせん断力

(8) 梁の断面算定

・梁の切欠き位置の断面性能

H-500×170×12×16

$$I_x = 42121 \times 10^4 \text{mm}^4 \quad i_x = 195 \text{mm} \quad Z_x = 1684 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$I_y = 1317 \times 10^4 \text{mm}^4 \quad i_y = 34.5 \text{mm} \quad Z_y = 154 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$A = 110.6 \times 10^2 \text{mm}^2 \quad Z_{px} = 1974 \times 10^3 \text{mm}^3 \quad i = 43.1 \text{mm} \quad \eta = 8.16$$

・梁の許容曲げ応力度

$$f_{b2} = \frac{89000 \times 1.5}{l_b h / A_f} = \frac{89000 \times 1.5}{2333 \times 500 / (170 \times 16)} = 207 \times 1.5 = 311 \rightarrow 235 \text{N/mm}^2$$

・梁の断面算定

$$M_L = 27 \text{kN} \cdot \text{m} \quad M_E = 141 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{DS} = 27 + 141 = 168 \text{kN} \cdot \text{m}$$

短期にて設計

$$M_{DS} / M_a = 168 \times 10^3 / (1684 \times 235) = 0.43 < 1.0 \text{ OK}$$

(電算結果 0.43)

$$Q_L = 38 \text{kN} \cdot \text{m} \quad Q_E = 48 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$Q_{DS} = 38 + 48 = 86 \text{kN} \cdot \text{m}$$

短期にて設計

$$Q_{DS} / Q_a = 86 \times 10^3 / \{(500 - 16 \times 2) \times 12.0 \times 235 / 1.732\} = 0.12 < 1.0 \text{ OK}$$

(電算結果 0.12)

断面算定(電算出力)

[3G2]	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右			
[3F 2 A -B]	位置	54.0	73.0	350.0	73.0	54.0	L+K2	L+K1	L+K1	L+K2	L+K1	L+K2	L+K1
左端BH- 500* 170*12.0*16.0 [FA]	ML	27	20	-28	20	27	Lb	233.1	233.1	233.8	233.1	233.8	
中央 H- 500* 200*10.0*16.0*13 [FA]	QL	38	38	---	38	38	C						
右端BH- 500* 170*12.0*16.0 [FA]	[部材]						fb	235	235	235	235	235	235
部材長 700.0 補剛数 2	M	168	152	-28	152	168	Z	1684	1872	1684	1872	1872	1684
Lb1 Lb2 Lb3	Q	86	86	48	86	86	Aw	56.1	46.8	56.1	46.8	46.8	56.1
233.1 233.1 233.8	[仕口]						σ	100	15	100	81	81	100
	M	168				168	τ	15	10	15	18	18	15
	Q	86				86	σ/fb	0.43	0.07	0.43	0.35	0.35	0.43
	均等: 必要補剛数 (等) 0本				λ	160.3	τ/fs	0.12	0.08	0.12	0.14	0.14	0.12
たわみ δ 0.119 δ/L 1/5857							組合せ	0.42	0.10	0.42	0.36	0.36	0.42
	※ 鉄骨断面を変更している。												

(9) ERBS 断面の検定

・切欠き形状

梁サイズ H-500x200x10x16

$$b_f = 300 \text{ mm}, \quad a/b_f = 150 / 300 = 0.5, \quad (0.5 \sim 0.75)$$

$$b = 380 \text{ mm}, \quad b/d_b = 380 / 500 = 0.76, \quad (0.65 \sim 0.85)$$

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

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

$$x = a + b / 2 = 150 + 380 / 2 = 340 \text{ mm}$$

・梁端(柱フェース)での必要モーメント

$$C_{pr} = 1.15, \quad R_y = 1.1$$

$$Z_{px} = 1974 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (\text{切欠き位置の塑性断面係数})$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_p F_y = 1.15 \times 1.1 \times 1974 \times 235 / 1000 = 587 \text{ kNm}$$

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

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

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

・梁端部の全塑性モーメント M_{pe}

Z_b : 梁端部の塑性断面係数,

$$Z_b = t_f \cdot b_{fe} \cdot (d_b - t_f) = 16 \times 360 \times (500 - 16) / 1000 = 2788 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{pe} = R_y Z_b F_y = 1.1 \times 2788 \times 235 / 1000 = 720 > M_f = 667 \text{ kNm OK}$$

・接合部のせん断力に対する設計

$$V_f = 2 \frac{M_f}{L - d_c} + Q_L = 2 \times \{ (667 / (7.0 - 0.4)) + 38 \} = 240 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_f}{t_w (d_b - 2t_f - 2s_r)} = 242000 / \{ (500 - 2 \times 16 - 2 \times 35) \} = 38 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau / f_s = 38 / 135 = 0.28 < 1.0 \text{ OK}$$

(10) 保有水平耐力の計算

仮想仕事法により、保有水平耐力を算定する。

・部材耐力

RF :H-400×170×9×16

$$Z_p = 1349 \text{cm}^3$$

$$M_p = Z_p \cdot F_y \cdot 1.1 = 1349 \times 235 \times 1.1 = 349 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3F :H-500×170×12×16

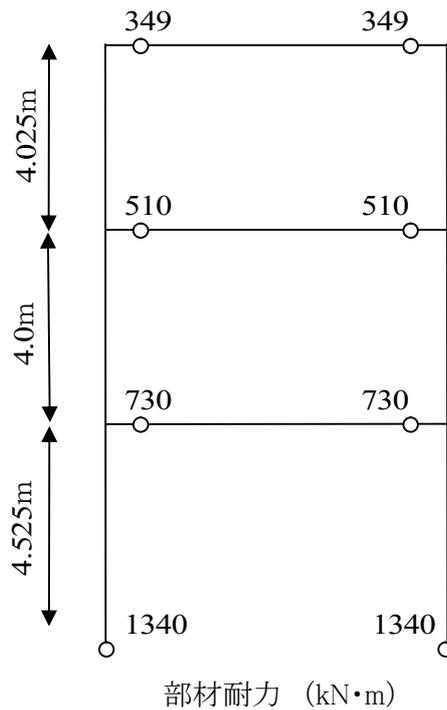
$$Z_p = 1974 \text{cm}^3 \quad M_p = 1973 \times 235 \times 1.1 = 510 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

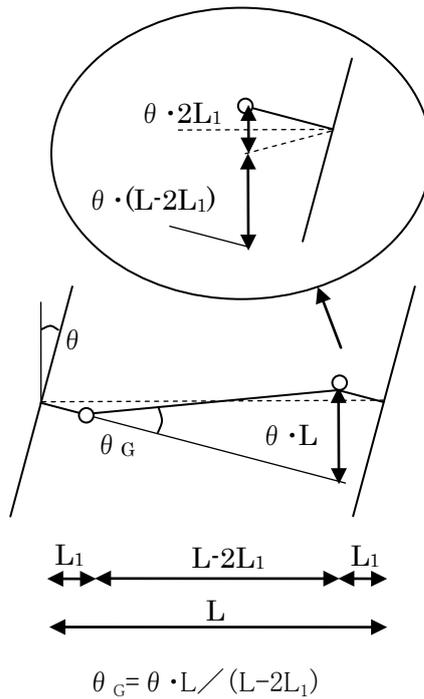
2F :H-600×170×12×19

$$Z_p = 2824 \text{cm}^3 \quad M_p = 2824 \times 235 \times 1.1 = 730 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1F :地中梁ひび割れ耐力(電算出力より)

$$M_p = 1340 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (左端)} \quad M_p = 1340 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (右端)}$$





梁の回転角 θ_G

•梁の回転角

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

•外力仕事

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

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

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

$W_E = (0.492 Q_1 \times 12.55 + 0.297 Q_1 \times 8.525 + 0.211 Q_1 \times 4.525) \theta = 9.65 Q_1 \theta$

•内力仕事

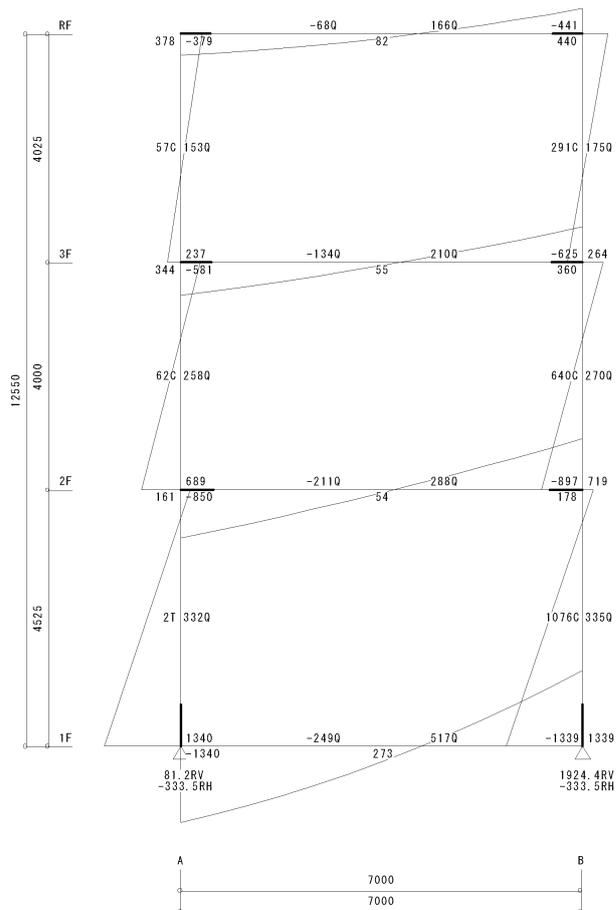
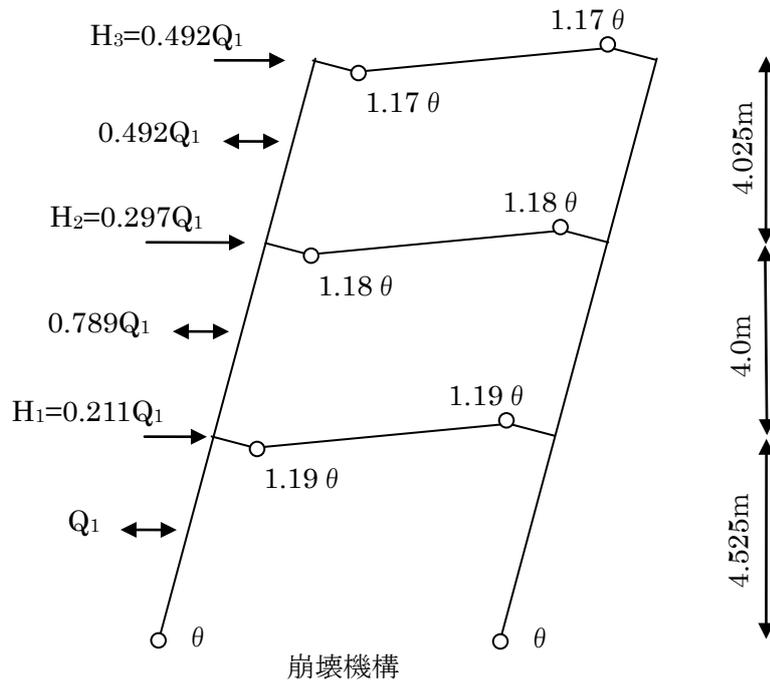
$W_I = (2 \times 349 \times 1.17 \theta + 2 \times 510 \times 1.18 \theta + 2 \times 730 \times 1.19 \theta + 1340 \theta + 1340 \theta) = 6436 \theta$

•メカニズム時せん断力

よって、 $Q_1 = 6436 / 9.65 = 667 \text{ kN}$ (電算出力 $Q_1 = 332 + 335 = 667 \text{ kN}$)

$Q_2 = 0.789 \times Q_1 = 0.789 \times 667 = 526 \text{ kN}$ (電算出力 $Q_2 = 258 + 270 = 528 \text{ kN}$)

$Q_3 = 0.492 \times Q_1 = 0.492 \times 667 = 328 \text{ kN}$ (電算出力 $Q_3 = 153 + 175 = 328 \text{ kN}$)



(注) モーメントは節点位置の値。

2 通メカニズム時応力の電算出力(節点位置)

[付記] 一貫構造計算プログラムによる設計手順

1. 一様断面の梁で設計

- 層間変形角のチェック。
- 梁のたわみの確認。
- その他、
梁のジョイント位置を入力。ボルト穴による欠損を考慮してジョイント位置の断面算定。
冷間成形角形鋼管を使っている場合は、耐力比の余裕度を把握。
- 許容値を満足していることを確認。

2. ERBS 梁の設計

- 一様断面の梁で設計したデータをコピー。
- 剛域端は切欠き底であるため、梁のスカラップ 0、ウェブ断面の考慮を設定。
- ジョイントに、継手断面の欠損率 0 を設定。
- ERBS 梁形状を仮定。
- ジョイントに $D_c/2+a+b$ の距離を入力。
- 剛域を、 $D_c/2+a+b/2$ の距離で入力。
- 端部の切欠き底 ERBS 断面を登録。
- 元断面の変更で端部に ERBS 断面を入力。

構造計算書

建築物名称
ERBS工法設計例

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 印 建築士登録番号 連絡先 TEL
構造計算協力事務所	名称 担当者 印 建築士登録番号 連絡先 TEL

目 次

1. 一般事項	
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 略軸組図	
1.3.1 略軸組図	12
1.4 断面リスト	
1.4.1 梁	18
RC造	18
S造	18
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
1.4.5 片持ち梁	19
部材はありません	
1.4.6 床	19
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	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	20
2.3 使用材料・許容応力度	20
2.4 特別な調査又は研究の結果による場合	22
3. プログラムの使用状況	
3.1 メッセージ一覧	23
3.2 その他	23
4. 荷重・外力	
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	
4.5.1 積雪荷重に関する係数など	30
4.6 風圧力	
4.6.1 風荷重に関する係数など	30
4.6.2 風荷重時受圧面積	30
4.7 地震力	
4.7.1 地震力に関する係数など	30
4.7.2 建築物重量と地震力	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

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	33
5.1.2 その他	33
5.2 柱・はりの基本応力	
5.2.1 CMQ図<固定+積載荷重>	34
5.2.2 CMQ図<積雪荷重>	40
5.3 節点重量	
5.3.1 節点重量<固定+積載荷重>	41
5.3.2 節点重量<積雪荷重>	44
5.3.3 節点毎の地震用重量	45
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	48
6.1.2 モデル化共通条件	48
6.1.3 構造モデル図	49
6.1.4 剛床の指定	55
6.1.5 支点条件	56
6.1.6 部材接合個別入力条件	56
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	68
6.1.11 その他	74
6.2 鉛直荷重時	
6.2.1 応力図<固定+積載荷重>	75
6.2.2 応力図<積雪荷重>	81
6.2.3 軸力図<固定+積載荷重>	82
6.2.4 軸力図<積雪荷重>	85
6.3 水平荷重時	
6.3.1 応力図<地震荷重>	86
6.3.2 応力図<風荷重>	92
6.3.3 分担率	93
6.4 支点反力図	94
7. 断面検定	
7.1 断面検定方針	97
7.1.1 断面検定方針	97
7.1.2 応力割増率	97
7.2 検定用応力組合せ一覧表	97
7.3 長期荷重時断面検定比図	98
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
7.4.2 短期荷重時断面検定比図(風荷重時)	110
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
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	120
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	120
7.11 柱はり耐力比図(冷間成形角形鋼管)	121
8. 壁量・柱量	127
9. 層間変形角・剛性率	
9.1 層間変形角	128
9.2 剛性率	128
10. 偏心率	
10.1 偏心率	129

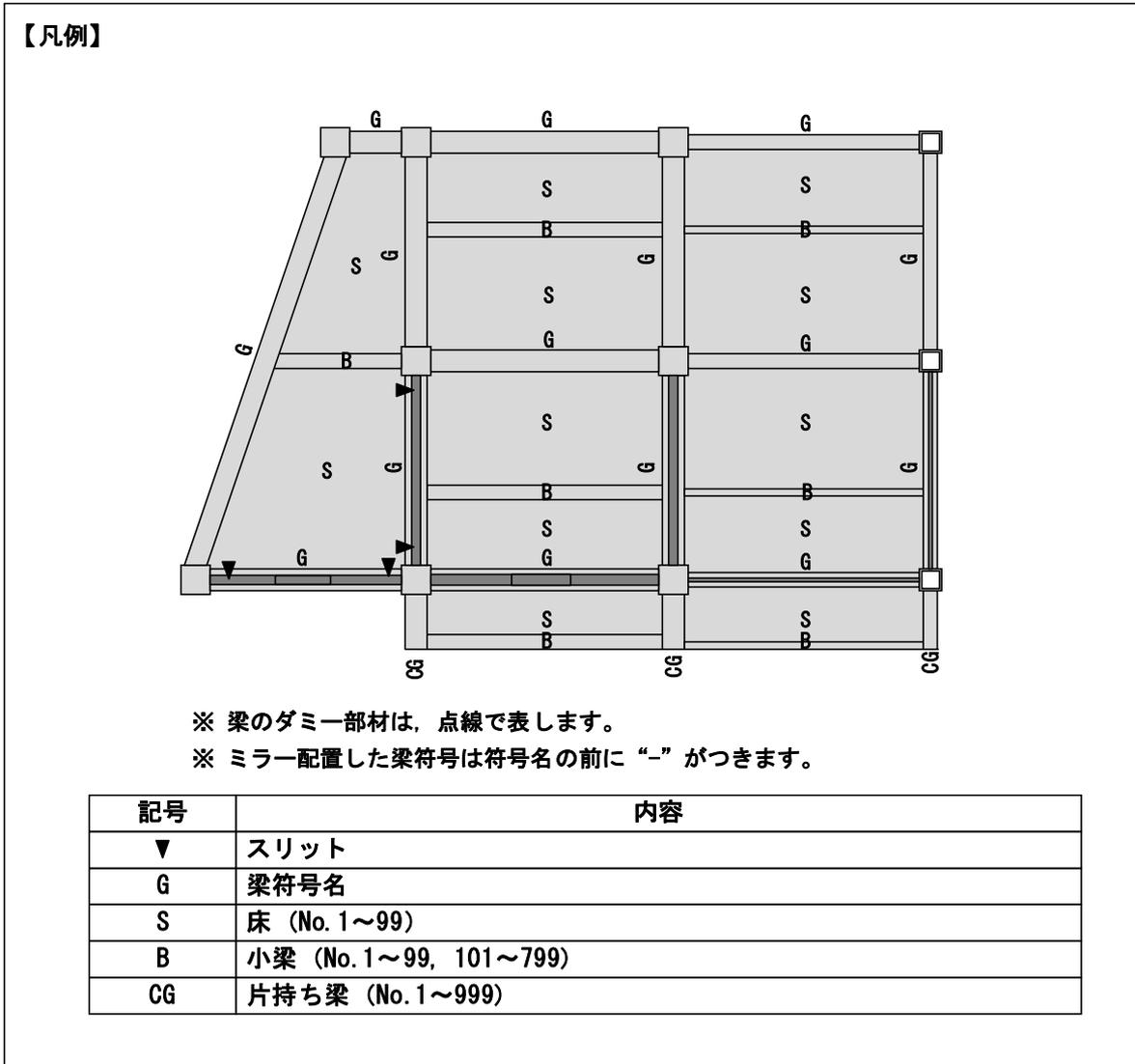
10.2	重心・剛心図	130
11.	保有水平耐力	
11.1	保有水平耐力設計方針	
11.1.1	構造計算方針	134
11.1.2	部材の設計方針	134
11.2	荷重増分解析の方法	
11.2.1	基本条件	134
11.2.2	増分コントロール	134
11.2.3	終局強度倍率	134
11.2.4	部材種別の判定条件	135
11.2.5	外力分布	135
11.2.6	復元力特性	135
11.3	構造特性係数 D_s の算定	
11.3.1	D_s 算定時の部材終局強度	137
11.3.2	D_s 算定時の応力図	143
11.3.3	D_s 算定時のヒンジ図	149
11.3.4	部材種別表	155
11.3.5	部材種別図	159
11.3.6	D_s 値算定表	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	
11.5.1	各階の層せん断力-層間変形曲線	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	Q_u/Q_m 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	196
12.	基礎・地盤	197
13.	その他の部材	198
14.	総合所見	199
15.	エコーデータ	200

1. 一般事項

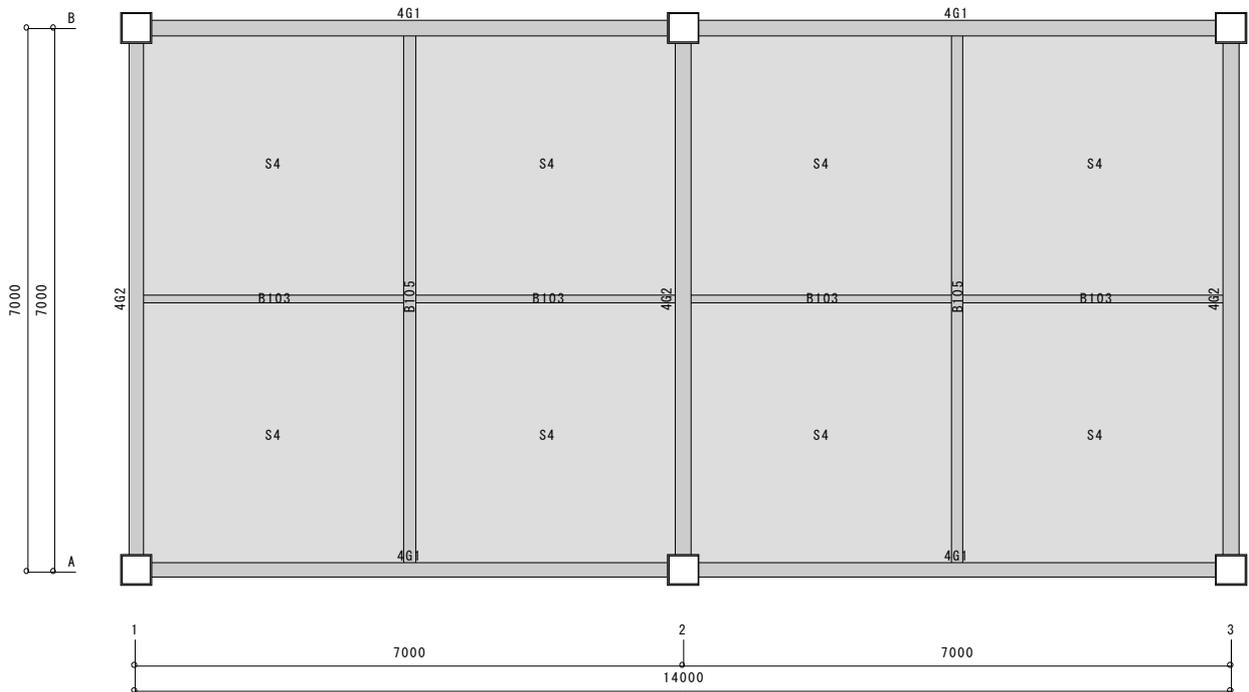
1.1 建築物の構造設計概要

建築場所		
用 途		構造種別 鉄骨造
階 数 地下 0階 地上 3階 塔屋 0階		工事種別 ●新築 ○増築
建築面積 98.00m ²	軒高さ 12.000m	増築予定 ●無 ○有(階)
延床面積 294.00m ²	建築物高さ 12.000m	基礎底深さ 0.000m
GLから1層梁天までの高さ 0.000m		パラペットの高さ 0.000m
上部構造形式	主要スパン	X方向 2スパン Y方向 1スパン
	架構形式	X方向 Y方向
基礎構造形式		
仕上げ		
屋上付属物等 ●無 ○有		

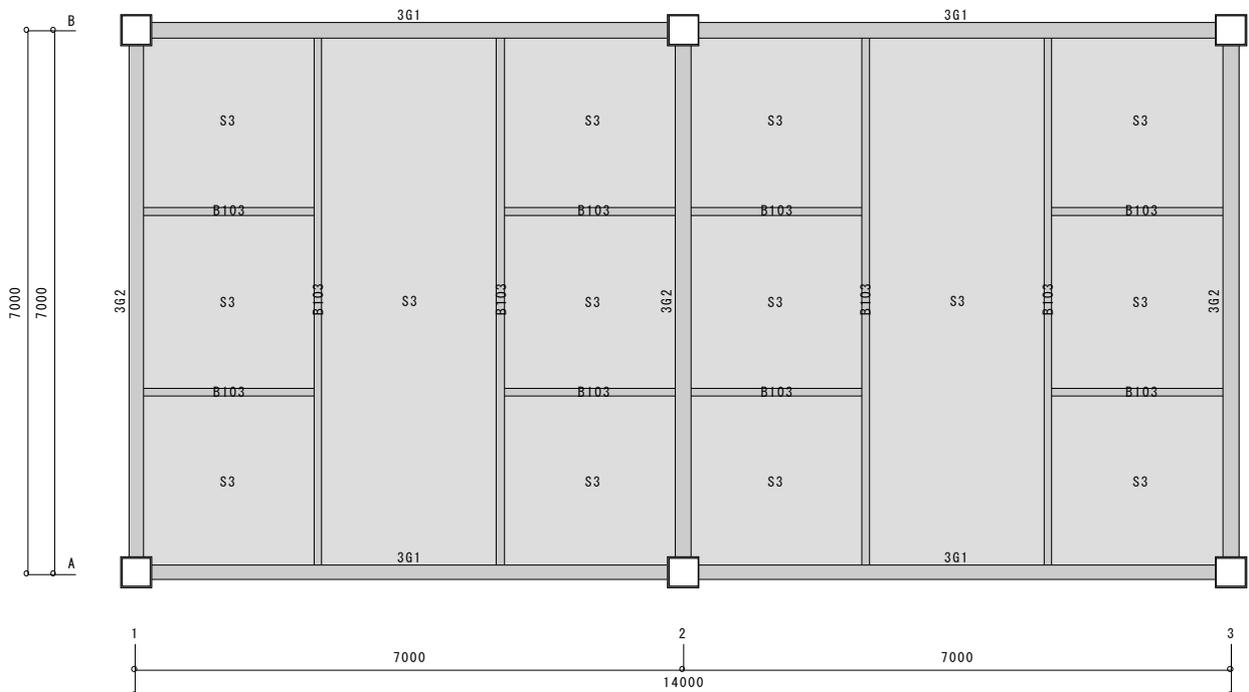
1.2 略伏図
1.2.1 床伏図



1.2.1 床伏図

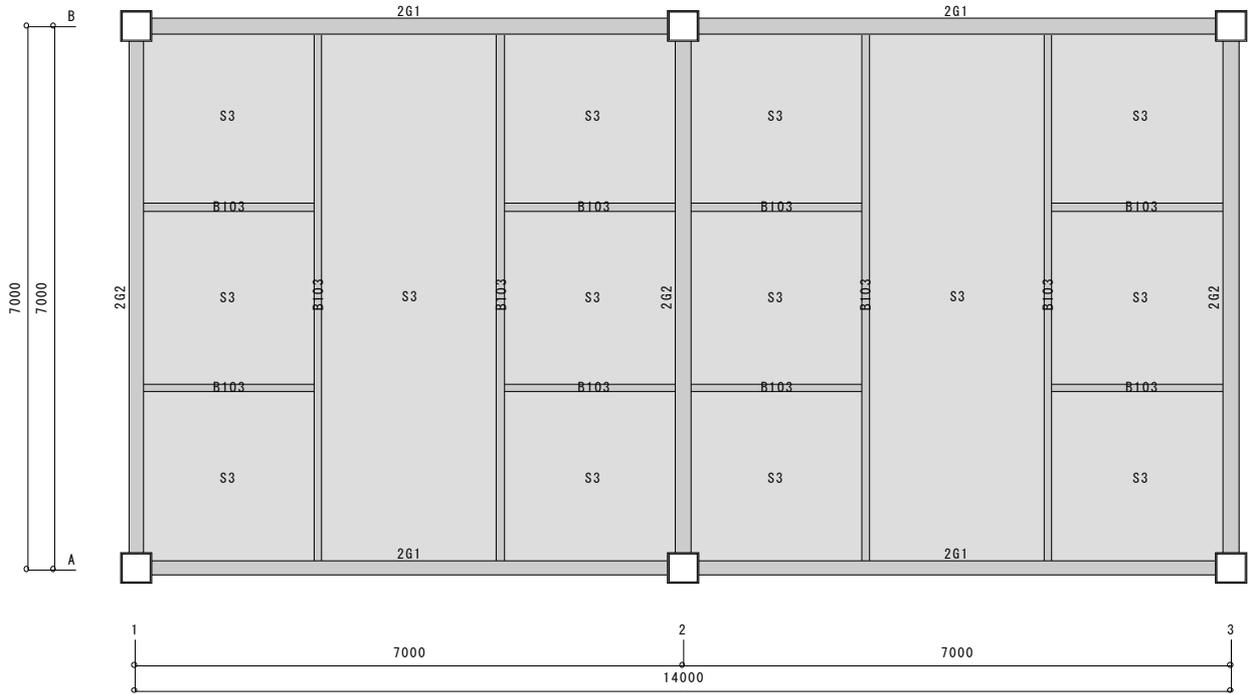


【RF層 3階】スケール : 1/97

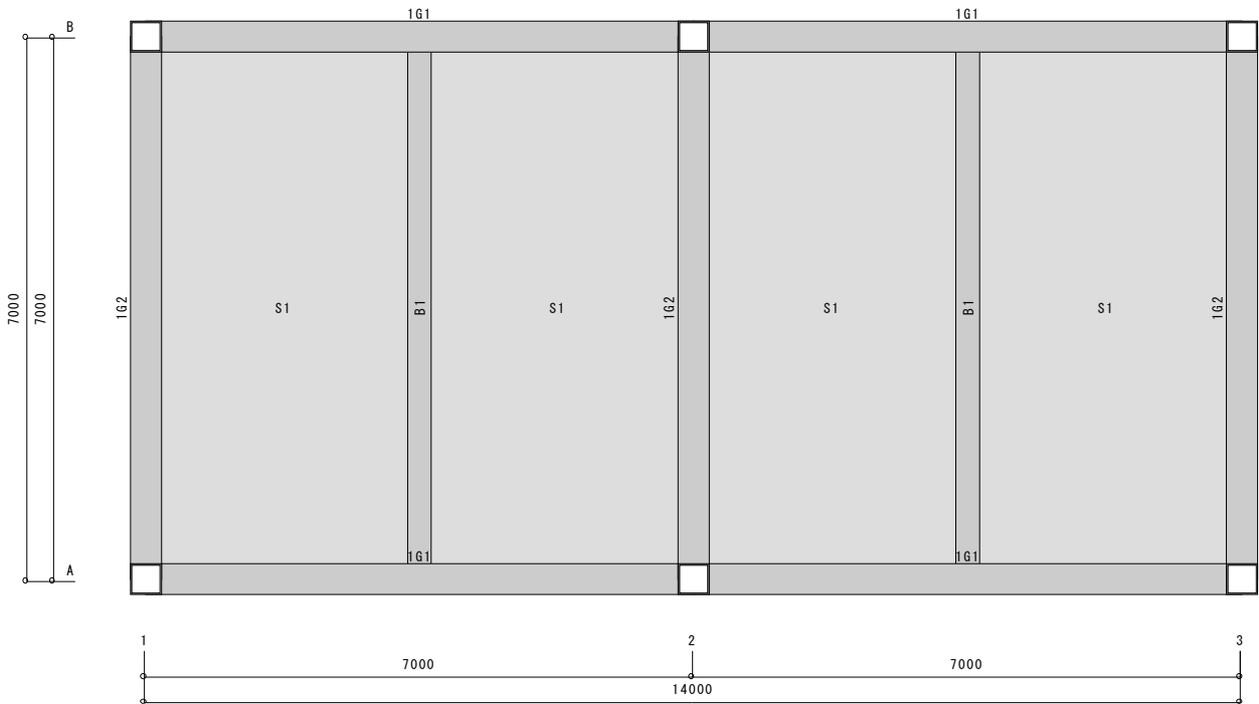


【3F層 2階】スケール : 1/97

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

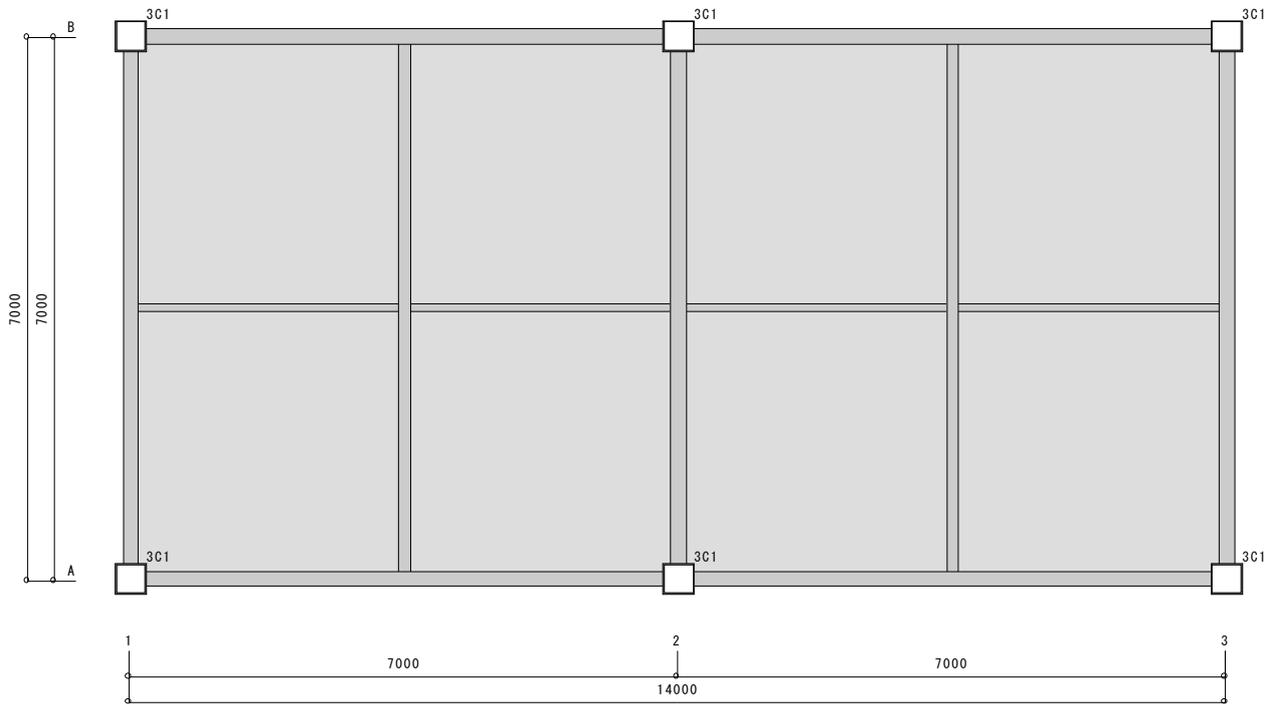
1.2.2 柱・壁配置図

【凡例】

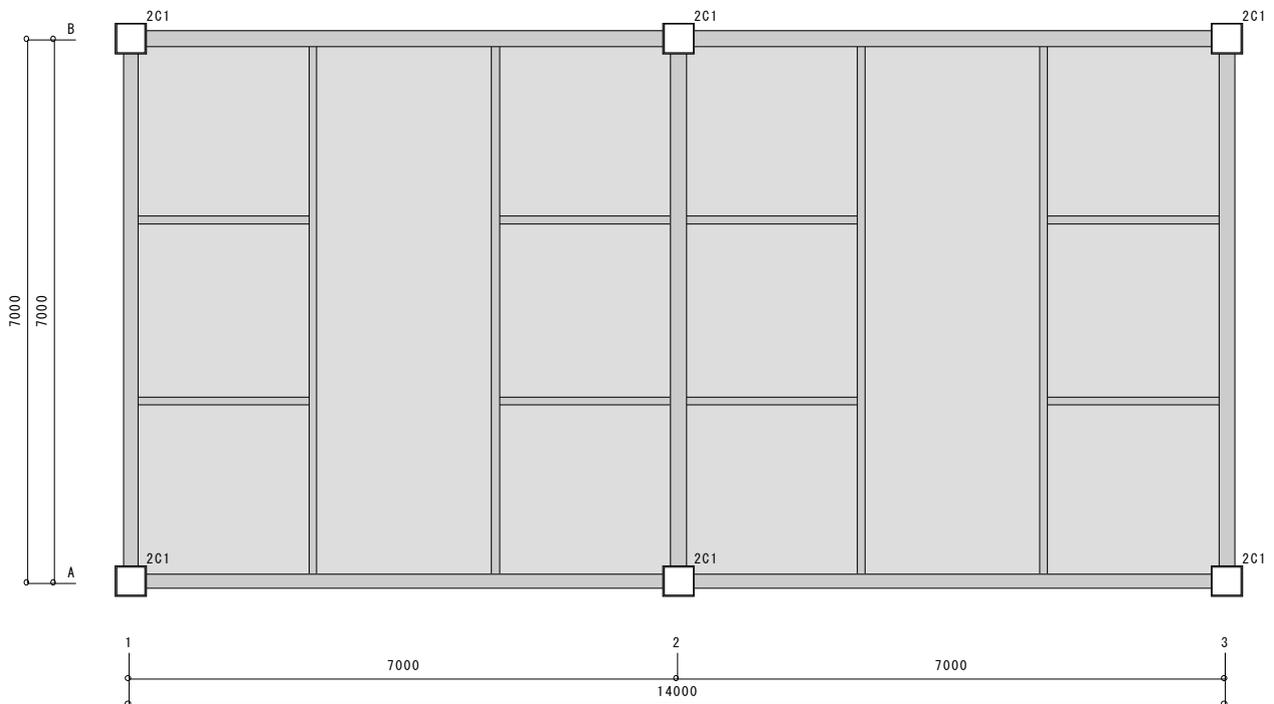
※ 梁のダミー部材は、点線で表します。

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)
O	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 <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
V	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

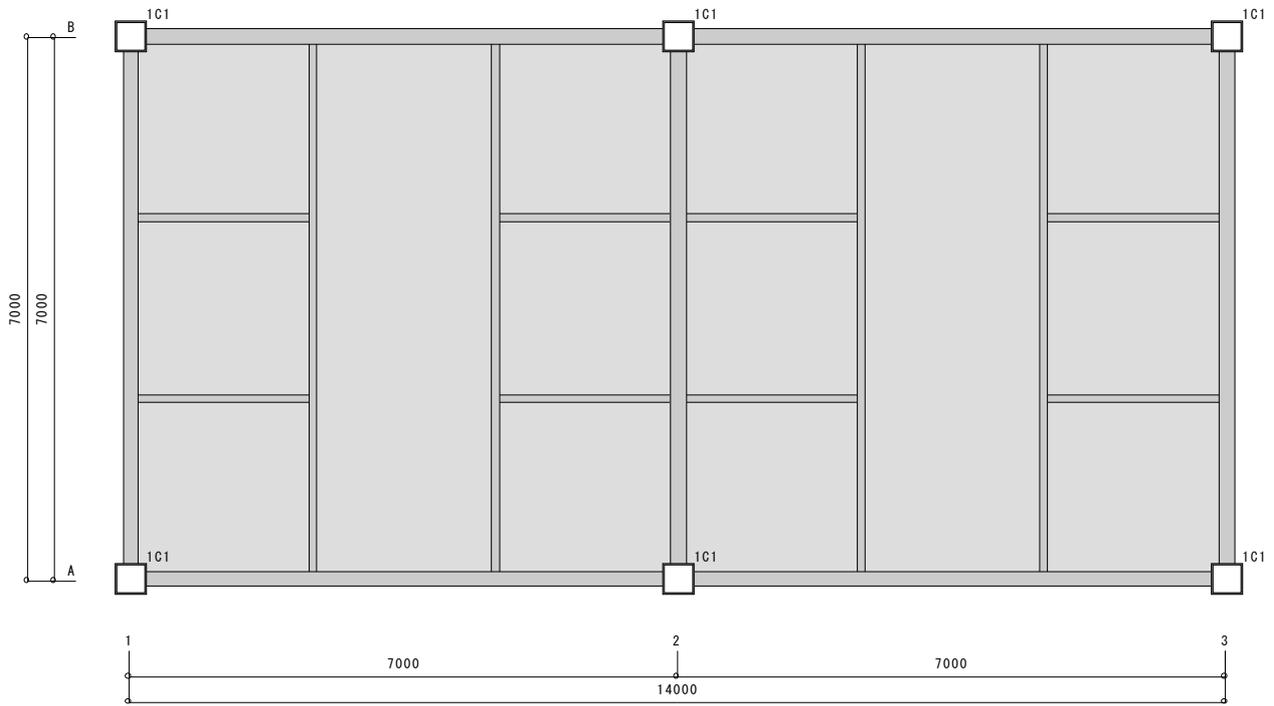


【RF層 3階】スケール : 1/97

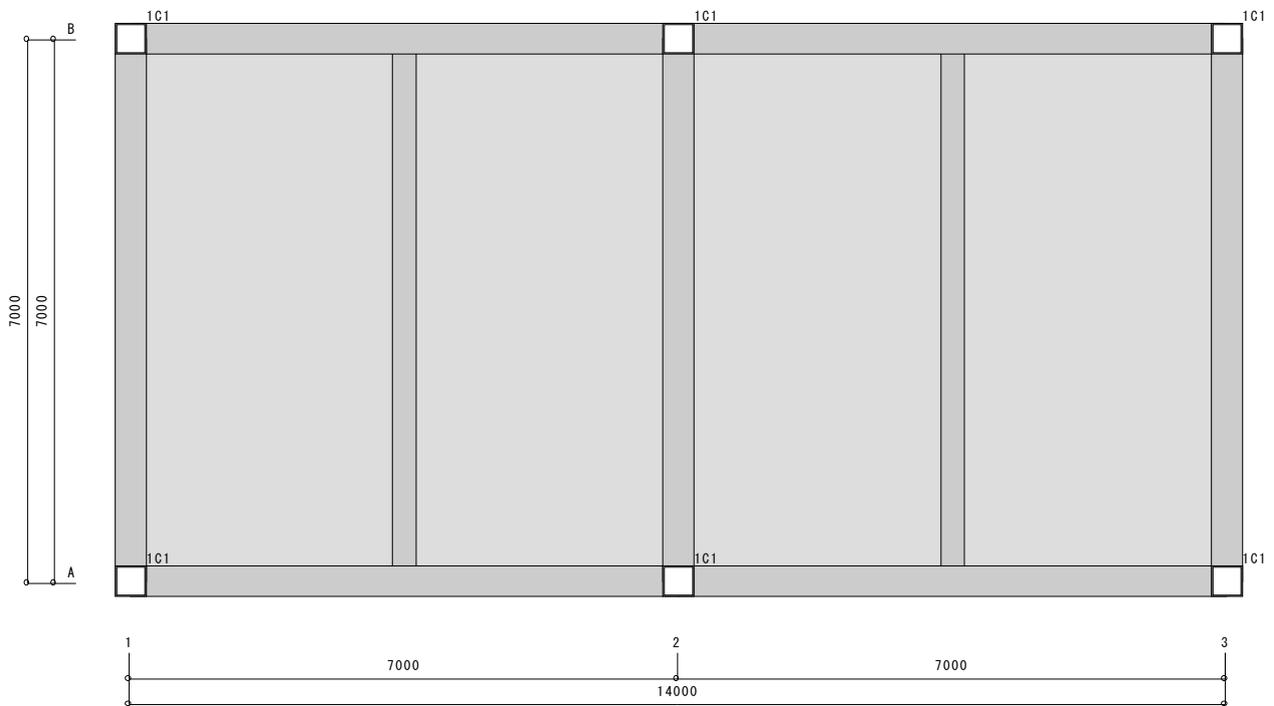


【3F層 2階】スケール : 1/97

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

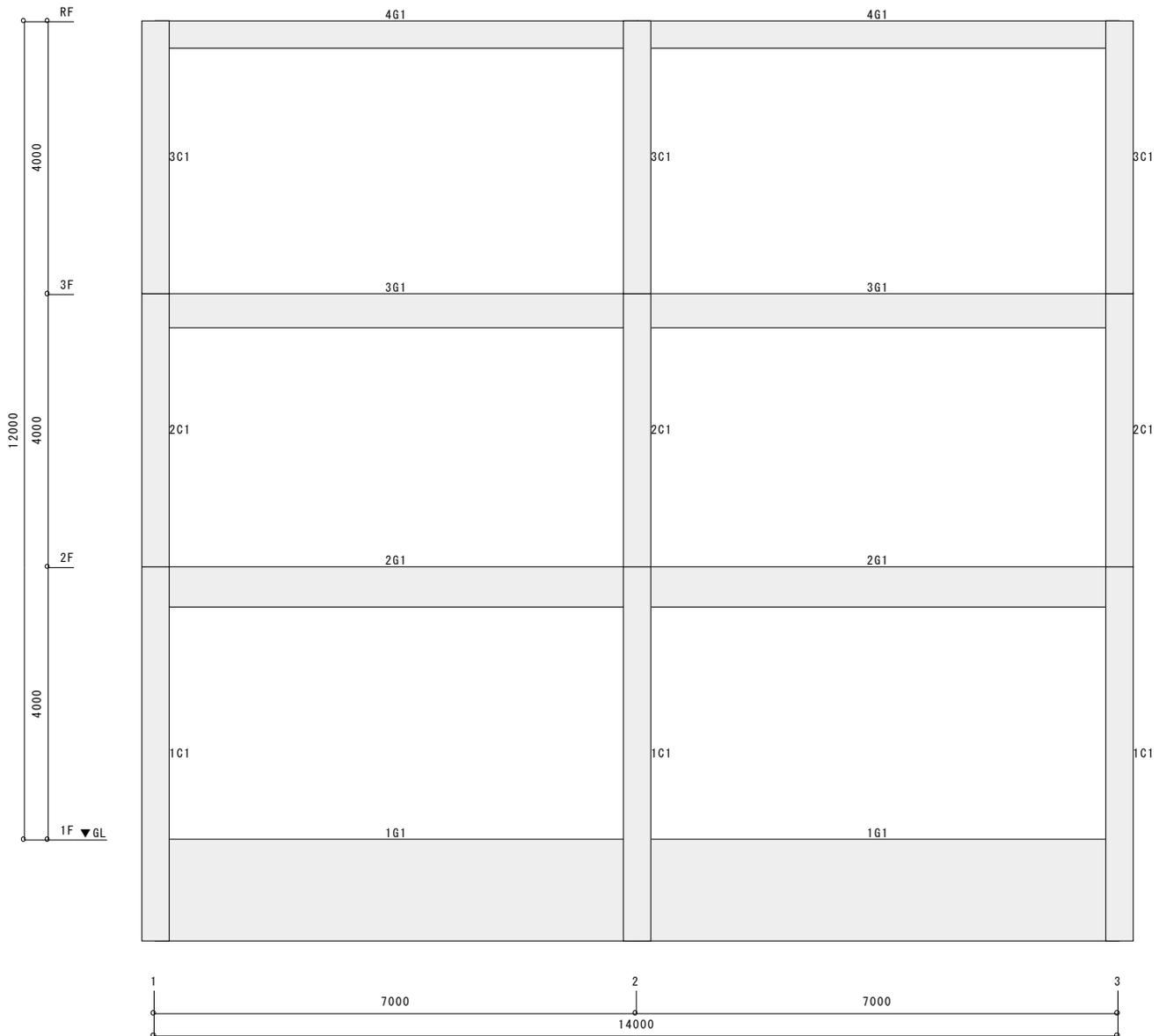
1.3 略軸組図
1.3.1 略軸組図

【凡例】

※ 梁、柱のダミー部材は、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。

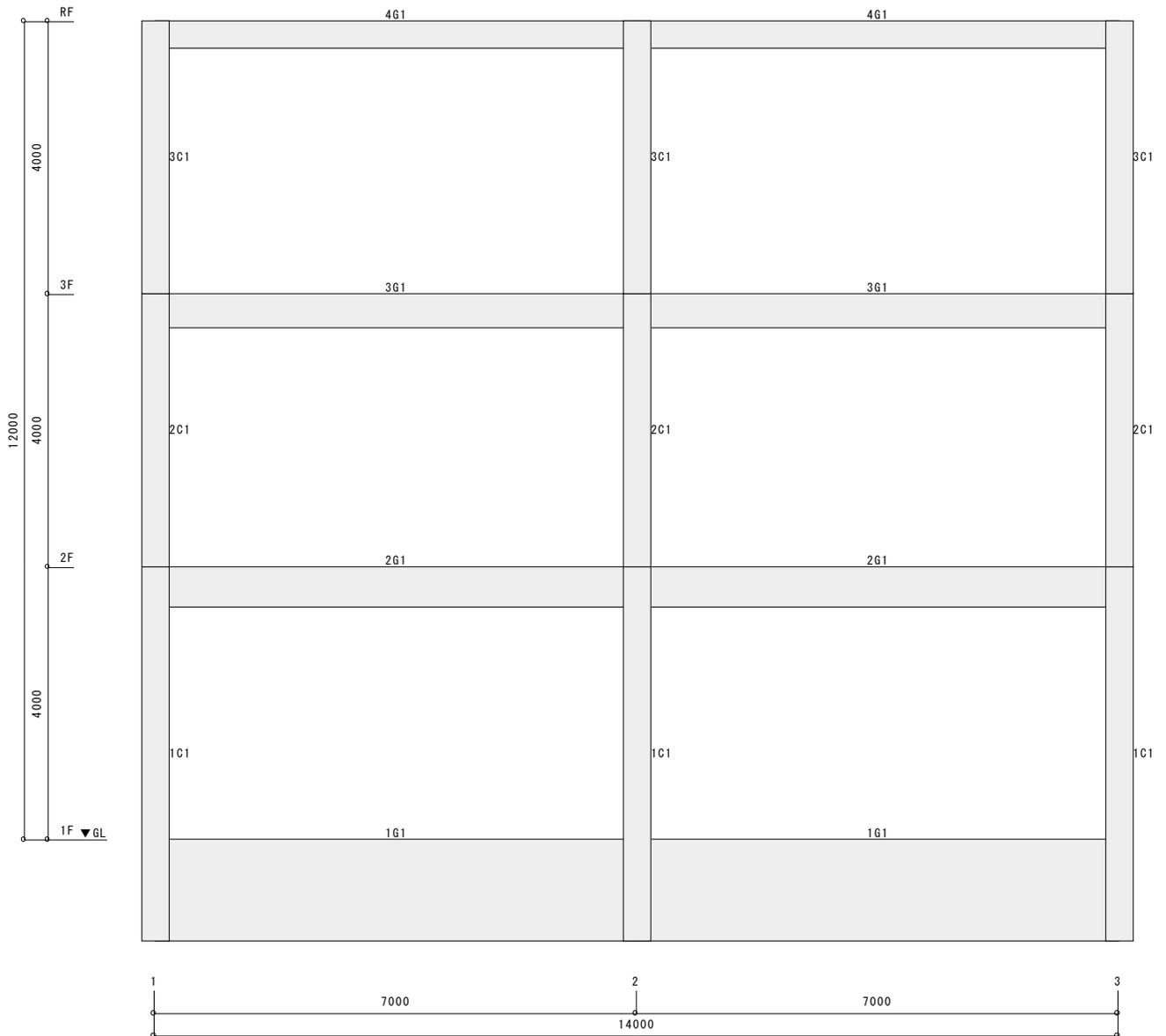
記号	内容
▼	スリット
G	梁符号名
C	柱符号名
EW(No)	耐震壁（壁厚：小数点以下は切り捨て）※括弧内は壁登録No. (1～99)
W	壁（壁：No. 1～99，雑壁：No. 201～250）
WG	外部袖壁（No. 1～999）
WP	パラペット（No. 1～999）
O	開口（No. 1～999） ※小数第一位：開口周比および開口高さ比におけるhのとり方 <0>剛性計算条件で指定されている方法，<1>梁中心間距離，<2>梁天間距離 ※小数第二位： h_o/h_l による耐力低減の考慮方法 <0>断面算定条件で指定されている方法，<1> h_o/h を考慮する，<2> h_o/h 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

1.3.1 略軸組図



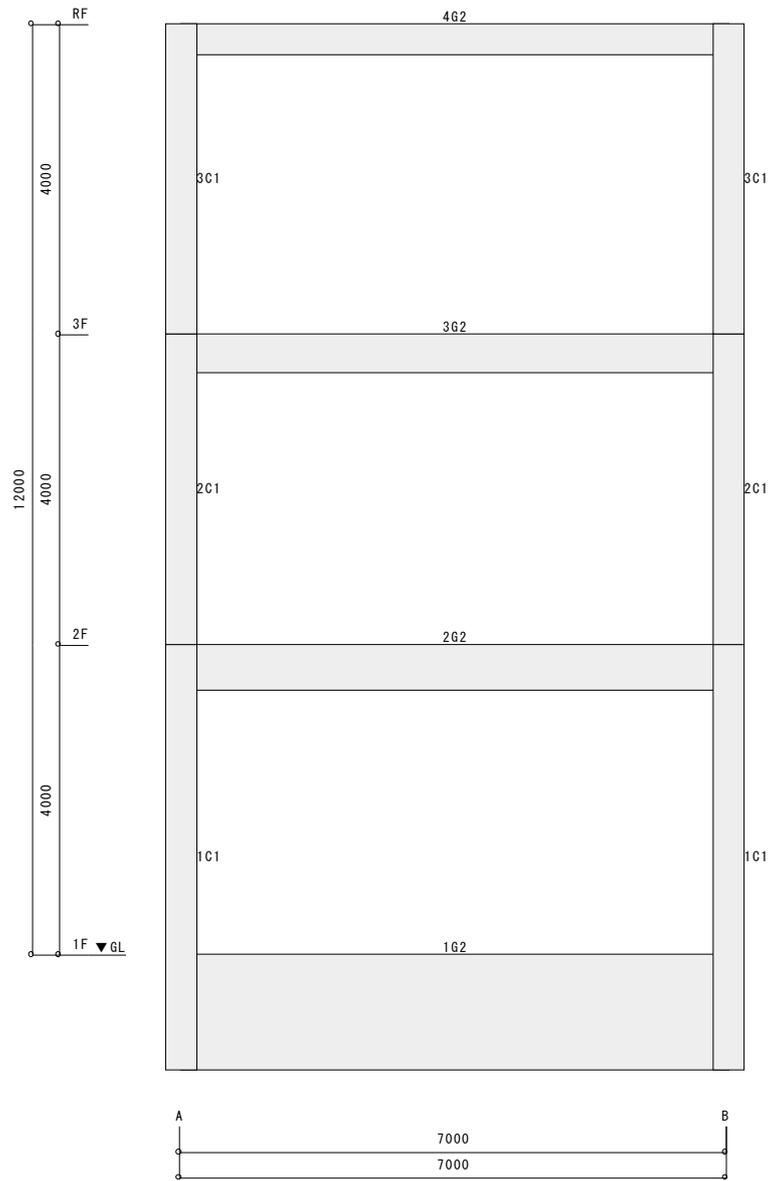
【Aフレーム】 スケール : 1/97

1.3.1 略軸組図



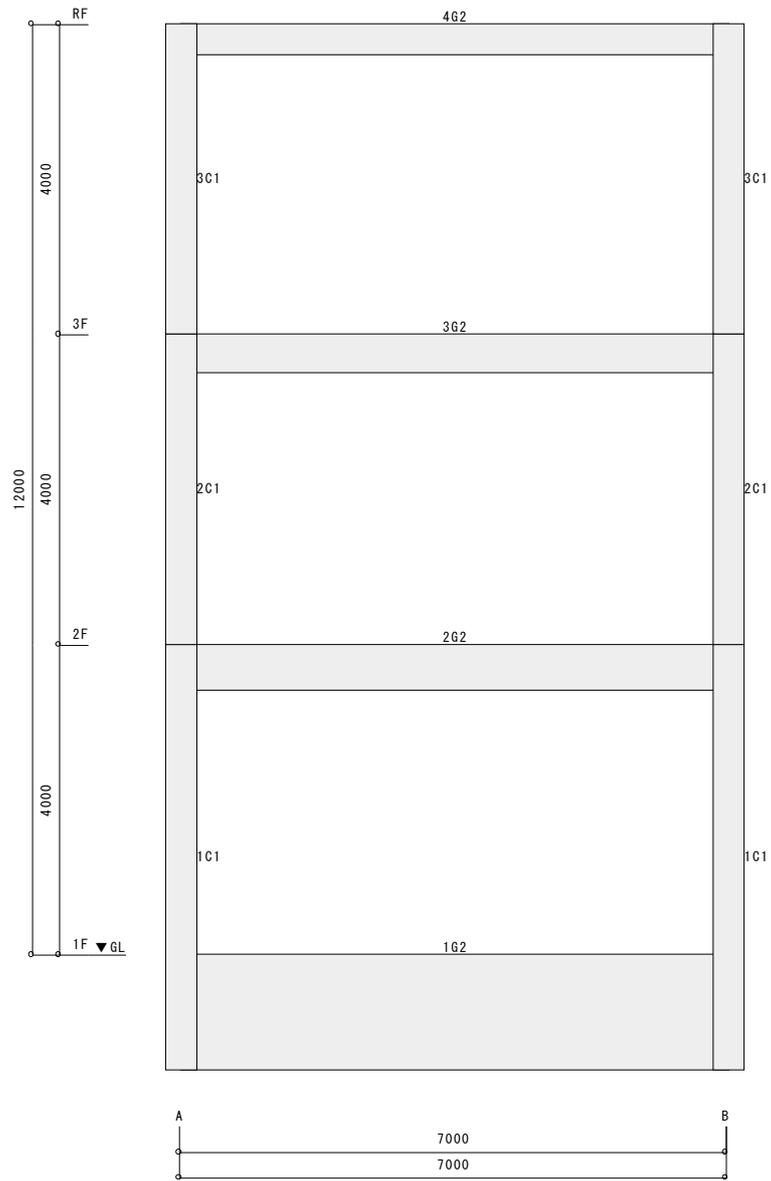
【Bフレーム】 スケール : 1/97

1.3.1 略軸組図



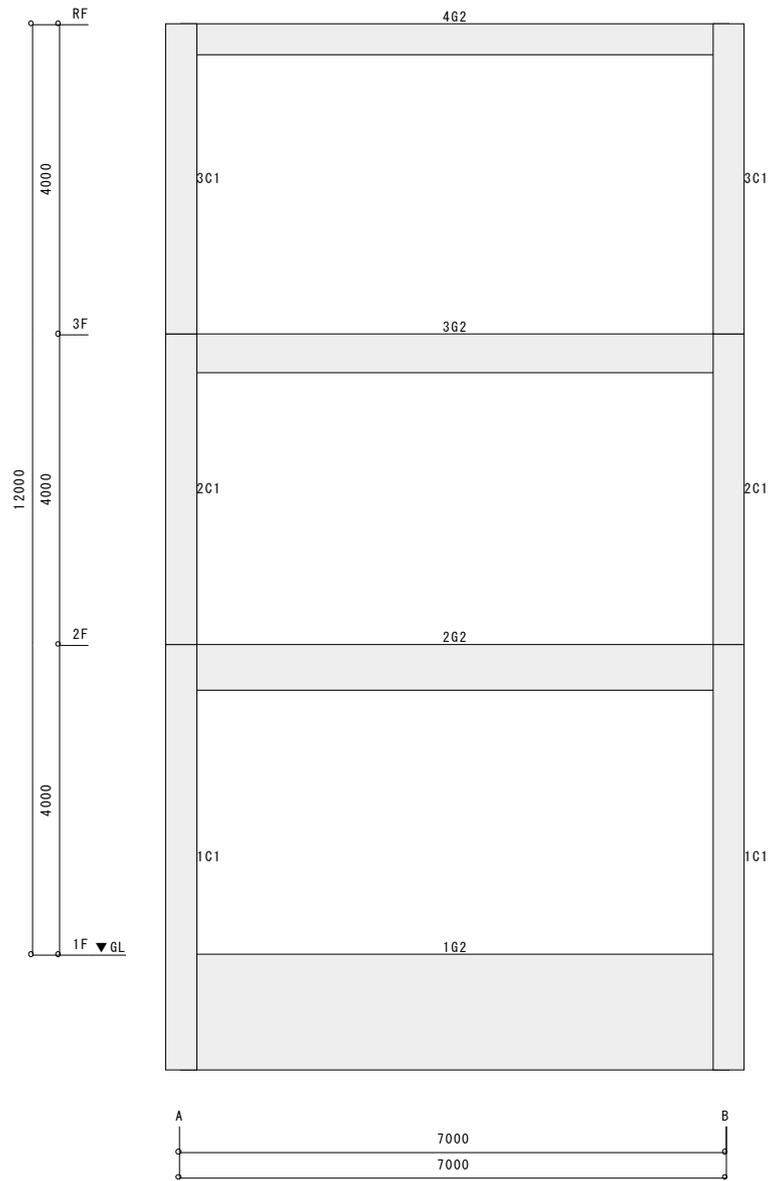
【1フレーム】 スケール : 1/97

1.3.1 略軸組図



【2フレーム】 スケール : 1/97

1.3.1 略軸組図



【3フレーム】 スケール : 1/97

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 (1F)	B×D	40×150		
	上端	4D25/2D25	4D25	4D25/2D25
	dt上6.0	4D25/2D25	4D25/2D25	4D25/2D25
	dt下6.0	ST 2D13 @200		
1G2 (1F)	B×D	40×150		
	上端	4D25/2D25	4D25	4D25/2D25
	dt上6.0	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 (RF)	鉄骨	BH-400x170x9x16	H-400x200x8x13x13	BH-400x170x9x16
	種別	SN400B		
4G2 (RF)	鉄骨	BH-400x170x9x16	H-400x200x8x13x13	BH-400x170x9x16
	種別	SN400B		
3G1 (3F)	鉄骨	BH-500x170x12x16	H-500x200x10x16x13	BH-500x170x12x16
	種別	SN400B		
3G2 (3F)	鉄骨	BH-500x170x12x16	H-500x200x10x16x13	BH-500x170x12x16
	種別	SN400B		
2G1 (2F)	鉄骨	BH-600x170x12x19	H-600x200x11x17x13	BH-600x170x12x19
	種別	SN400B		
2G2 (2F)	鉄骨	BH-600x170x12x19	H-600x200x11x17x13	BH-600x170x12x19
	種別	SN400B		

1.4.2 柱

S造

符号(階)	項目	柱頭	柱脚
3C1 (3)	鉄骨	□-400x400x16x40	
	種別	BCR295	
2C1 (2)	鉄骨	□-400x400x16x40	
	種別	BCR295	
1C1 (1)	鉄骨	□-400x400x19x47.5	
	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×D[cm]	単位重量[N/m]
B1	30×70	—

S造

符号	鉄 骨

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/m ²]	D. L [N/m ²]
S1	百貨店、店舗の売り場	15.0	3300	—
S3	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X方向：ルート 3 Y方向：ルート 3

判定条件	X方向					Y方向				
	判定値	ルート				判定値	ルート			
		1-1	1-2	2	3		1-1	1-2	2	3
階数 ≤ 3	3	○				3	○			
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		○			7.000		○		
延べ面積 ≤ 500m ²	294.0	○	○			294.0	○	○		
高さ(H ≤ 13m)	12.000	○	○			12.000	○	○		
高さ(H ≤ 31m)	12.000			○		12.000			○	
塔状比 ≤ 4.00	0.86			○		1.72			○	
層間変形角 ≤ 1/200	1/608			○	○	1/534			○	○
剛性率 ≥ 0.60	0.841			○		0.835			○	
偏心率 ≤ 0.15	0.000		○	○		0.000	○	○		
柱はり耐力比 ≥ 1.5	1.5			○		3.1		○		
Qu/Qun ≥ 1.00	3.79				○	3.10				○
適用の可否		×	×	○	○		×	×	○	○

※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/mm ²] ()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	R C	普通	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0

【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/mm ²]								
γ:コンクリートの単位容積重量[kN/m ³]								
E:ヤング係数 G:せん断弾性係数 [kN/mm ²] n:ヤング係数比 (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	E	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 柱主筋	梁主筋Y フーフ	スタ-ラップX 壁筋	スタ-ラップY スラブ筋	細物	太物1	太物2
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

種別名	F値	長期		短期		長期
		引・圧	せん断	引・圧	せん断	引・圧(D29以上)
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	柱			ブレース
		柱頭	柱脚	冷間角形	
3	S	SN400A	SN400A	BCR295	SN400B
2	S	SN400A	SN400A	BCR295	SN400B
1	S	SN400A	SN400A	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
SN400A		235	215
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 メッセージ一覧

Error 1個 Warning 4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0である。

Warning No. 798 溶接作業性に劣り降伏後の変形性能が保証されないSN400Aを使用した。

Warning No. 809 Dsを直接入力している。

3.2 その他

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 : 両側仕上 》				《 柱 : 四面仕上 》				《 小梁 : 両側仕上 》			
--------------	--	--	--	--------------	--	--	--	---------------	--	--	--

層	仕上 /--被覆--/			階	仕上 /--被覆--/			層	仕上 /--被覆--/		
	重量	重量	寸法		重量	重量	寸法		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

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.	荷重図	入力項	No.	荷重図	入力項
1		P1 kN P2 m P3 kN P4 m P5 kN P6 m	8		P1 kN/m P2 kN/m P3 kN/m P4 m P5 m P6 m
2		P1 kN・m P2 m P3 kN・m P4 m P5 kN・m P6 m	9		P1 kN/m P2 kN/m P3 kN/m P4 m P5 m P6 m
3		P1 kN P2 個	10		P1 LC kN・m P2 RC kN・m P3 LQo kN P4 RQo kN P5 Mo kN・m
4		P1 kN/m	11		P1 kN/m2 P2 kN/m2 またはm P3 m 分布形を決めるための直交スパン
5		P1 kN/m P2 m	12		
6		P1 kN/m P2 kN/m P3 m P4 m	13		
7		P1 kN/m P2 kN/m P3 m P4 m	14		P1 kN/m2 P2 kN/m2 P3 kN/m2 P4 m P5 m P6 m
			15		P1 kN/m2 P2 等分 P3 m

LL/TL : ラーメン用L.L / ラーメン用T.L

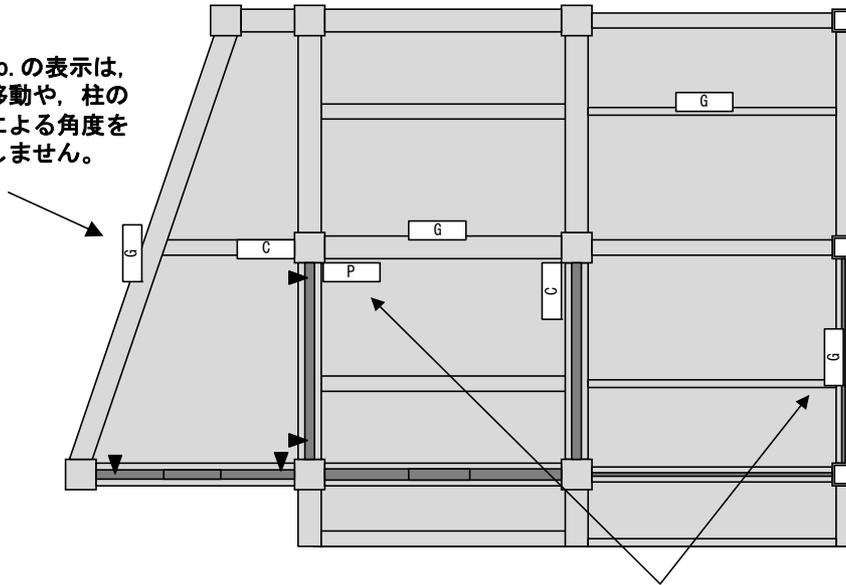
地/ラ : 地震用T.L / ラーメン用T.L

※ 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。

【凡例】

※配置No. の表示は、
軸の移動や、柱の
回転による角度を
考慮しません。



※ 略伏図形式に配置No. を出力します。
※ 同じ種類の配置No. を枠で囲みます。

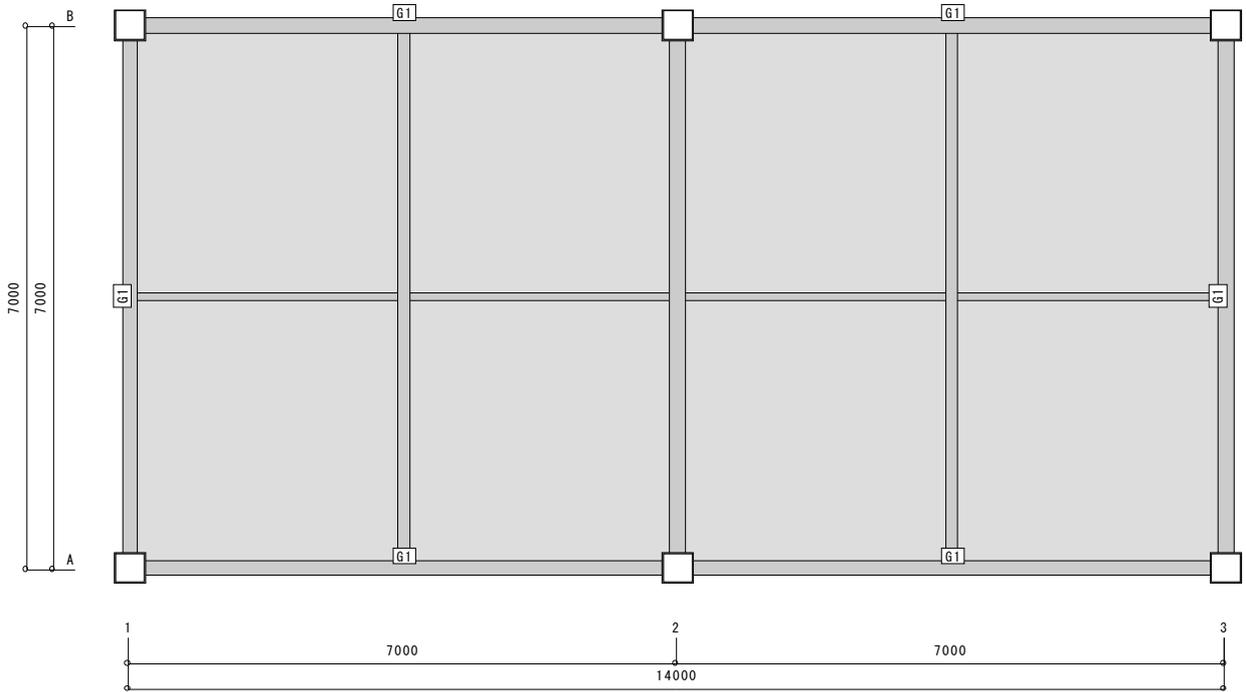
※配置No. を出力する向き
によって、データの方向
を示します。

	部材	項目	出力書式
G	大梁・小梁	[特殊荷重], [節点補正用重量]	① + “配置No.” 例) G1, 2, 3
C	柱		
P	節点		

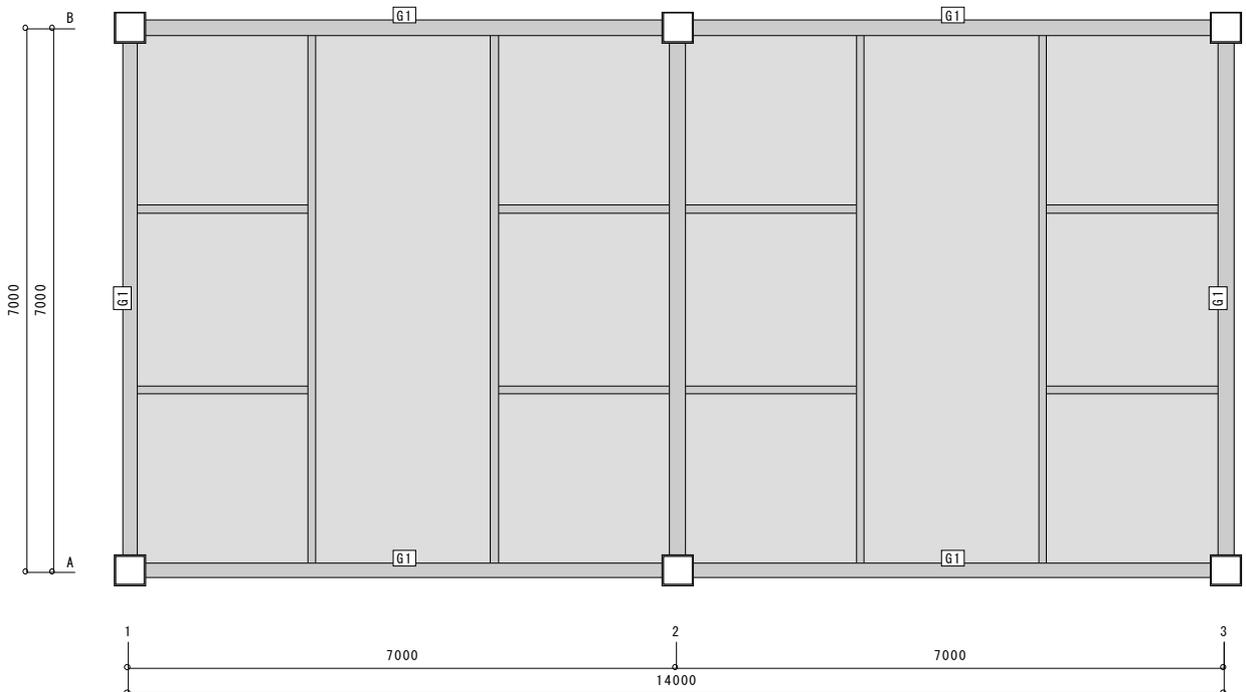
大梁・小梁 特殊荷重

No.	名称	タイプ	荷重パラメータ							
			G1	GAIHEKI	4	P1	4.000	P2		P3
			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

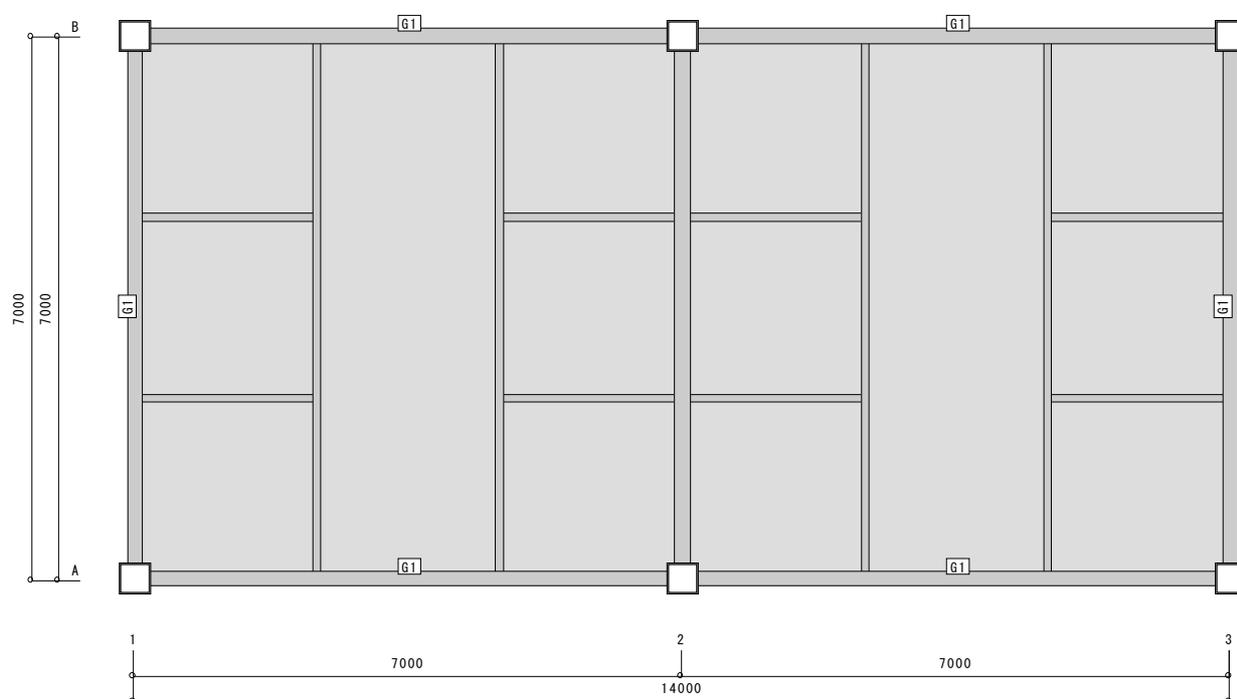


【RF層 3階】スケール : 1/97



【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	58.9 354.5 0.0	67.8 63.0 0.0	168.0 0.0 0.0	712.2
1	58.9 354.5 0.0	79.2 66.7 0.0	168.0 0.0 0.0	727.4
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 C_i , 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 [kN]	全体 Σ Wi [kN]	α_i	Ai	Ci	全体Qi1 [kN]	Wi/A [kN/m ²]	全体Qi2 [kN]
3	710.0	710.0	0.330	1.487	0.297	211.3	7.25	1056.5
2	712.2	1422.2	0.661	1.196	0.239	340.3	7.27	1701.7
1	727.4	2149.6	1.000	1.000	0.200	429.9	7.42	2149.6

地震力：Y方向

階	全体Wi [kN]	全体 Σ Wi [kN]	α_i	Ai	Ci	全体Qi1 [kN]	Wi/A [kN/m ²]	全体Qi2 [kN]
3	710.0	710.0	0.330	1.487	0.297	211.3	7.25	1056.5
2	712.2	1422.2	0.661	1.196	0.239	340.3	7.27	1701.7
1	727.4	2149.6	1.000	1.000	0.200	429.9	7.42	2149.6

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（ A_n ）：
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

5.2 柱・はりの基本応力
5.2.1 CMQ図 <固定+積載荷重>

【凡例】

※ 梁、柱のダミー部材は、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 Q_o 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、「○」を、節点バネの場合は「 ϕ 」を表示します。

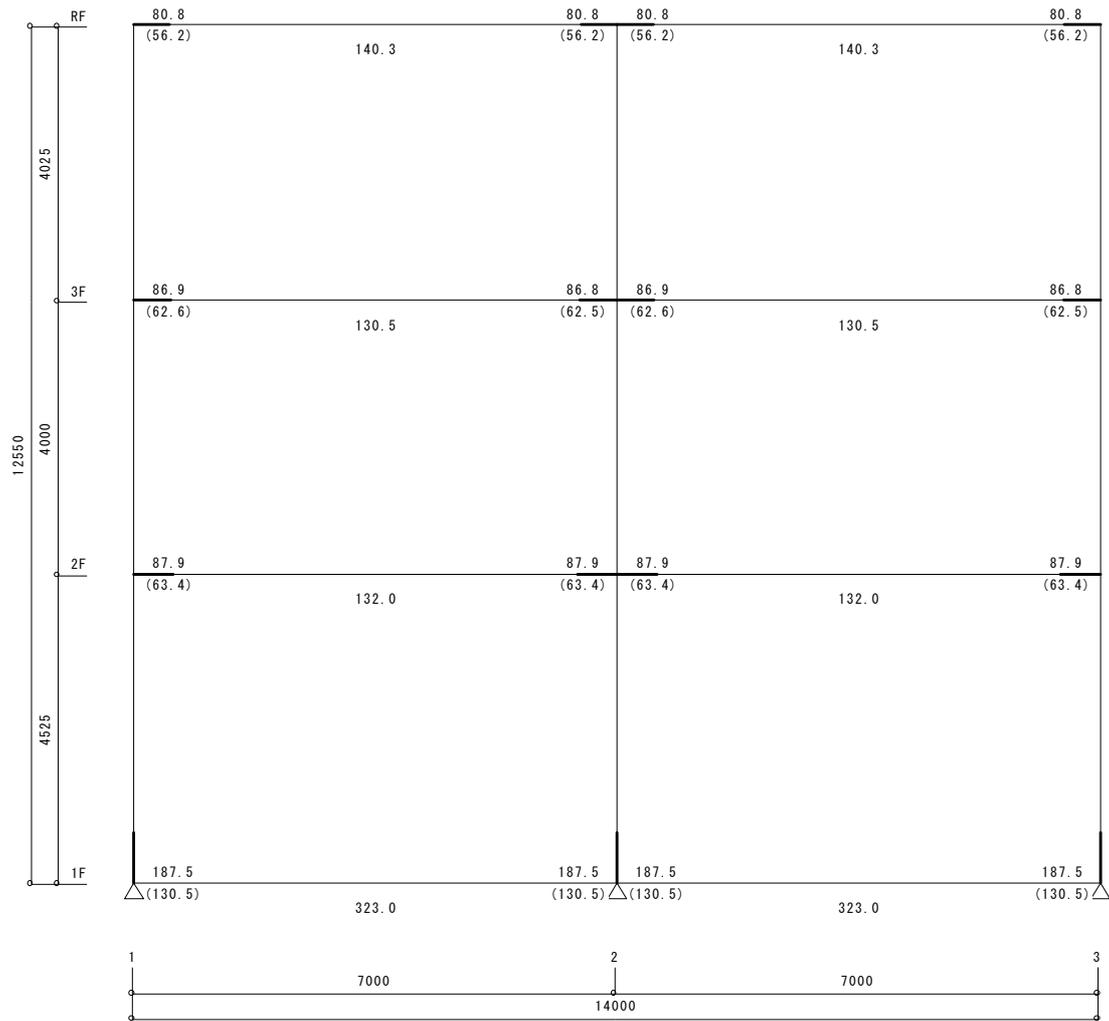
※ 支点の状態を指定した場合、バネ定数を表します。支点の種類は右の表の通りです。

\triangle	ピン	\triangleleft	鉛直ローラ	\curvearrowright	回転バネ
なし	自由	\triangle	水平ローラ	\equiv	鉛直バネ
\square	固定	\curvearrowright	回転固定	\parallel	水平バネ

※ 柱C, Mo , Q_o 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。

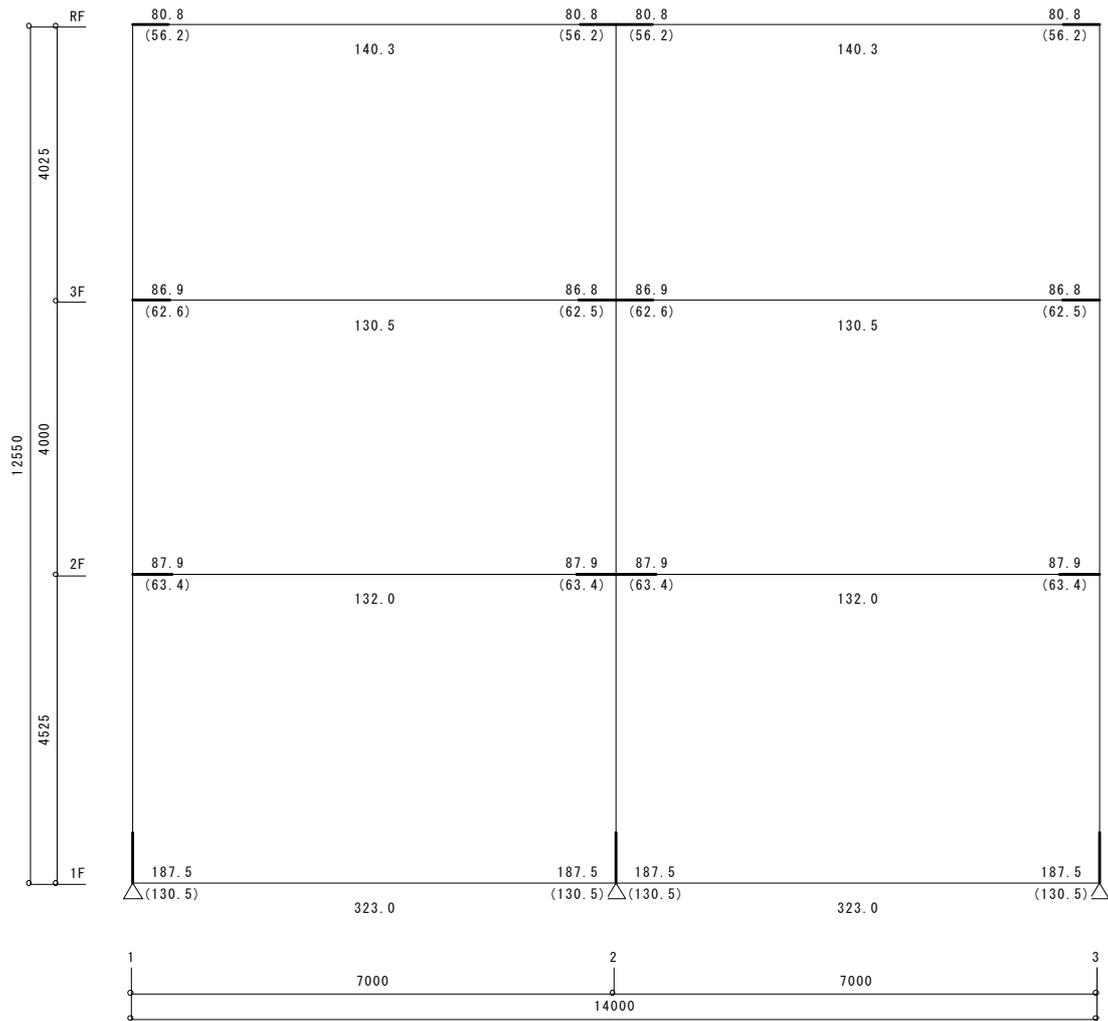
記号	内容	単位
C	固定端モーメント	kNm
Mo	単純梁の中央曲げモーメント	kNm
Q_o	単純梁のせん断力	kN
端M	片持ち梁の曲げモーメント	kNm
端Q	片持ち梁のせん断力	kN

5.2.1 CMQ図 <固定+積載荷重>



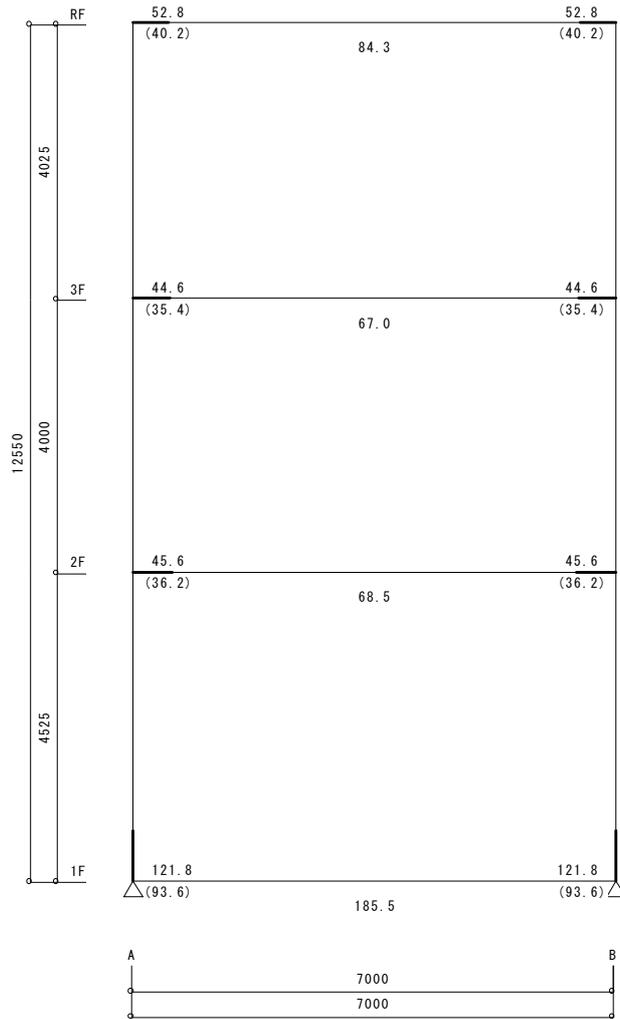
【Aフレーム】スケール : 1/110

5.2.1 CMQ図 <固定+積載荷重>



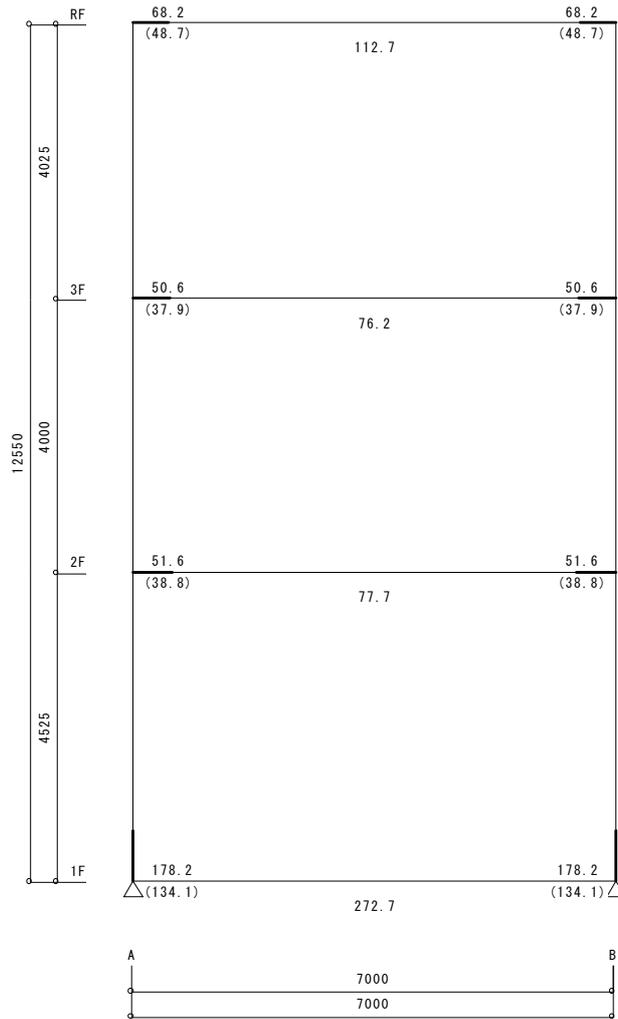
【Bフレーム】スケール : 1/110

5.2.1 CMQ図 <固定+積載荷重>



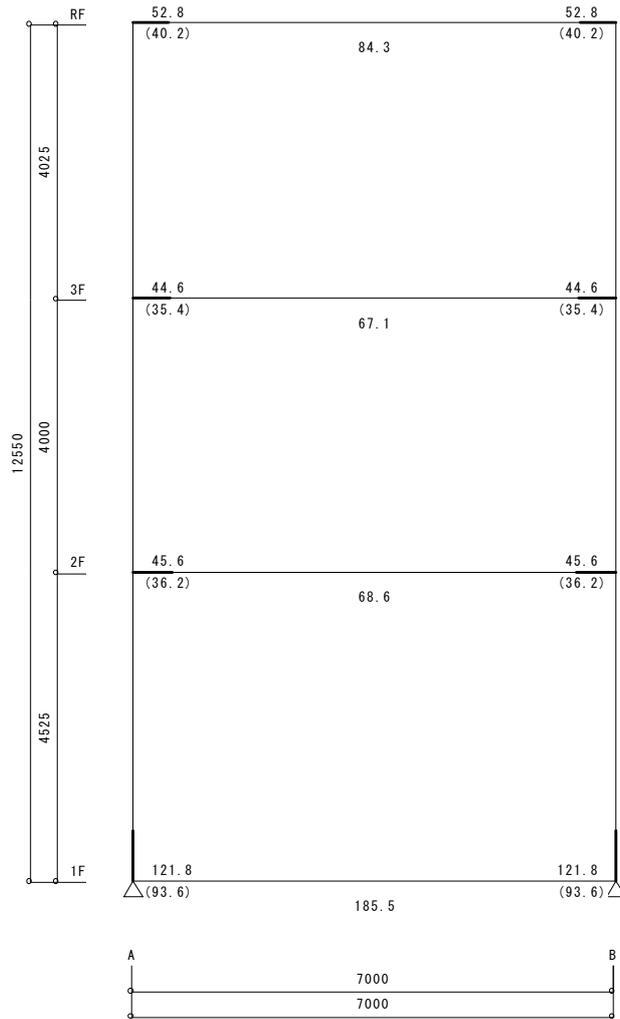
【17フレーム】 スケール : 1/110

5.2.1 CMQ図 <固定+積載荷重>



【2フレーム】 スケール : 1/110

5.2.1 CMQ図 <固定+積載荷重>

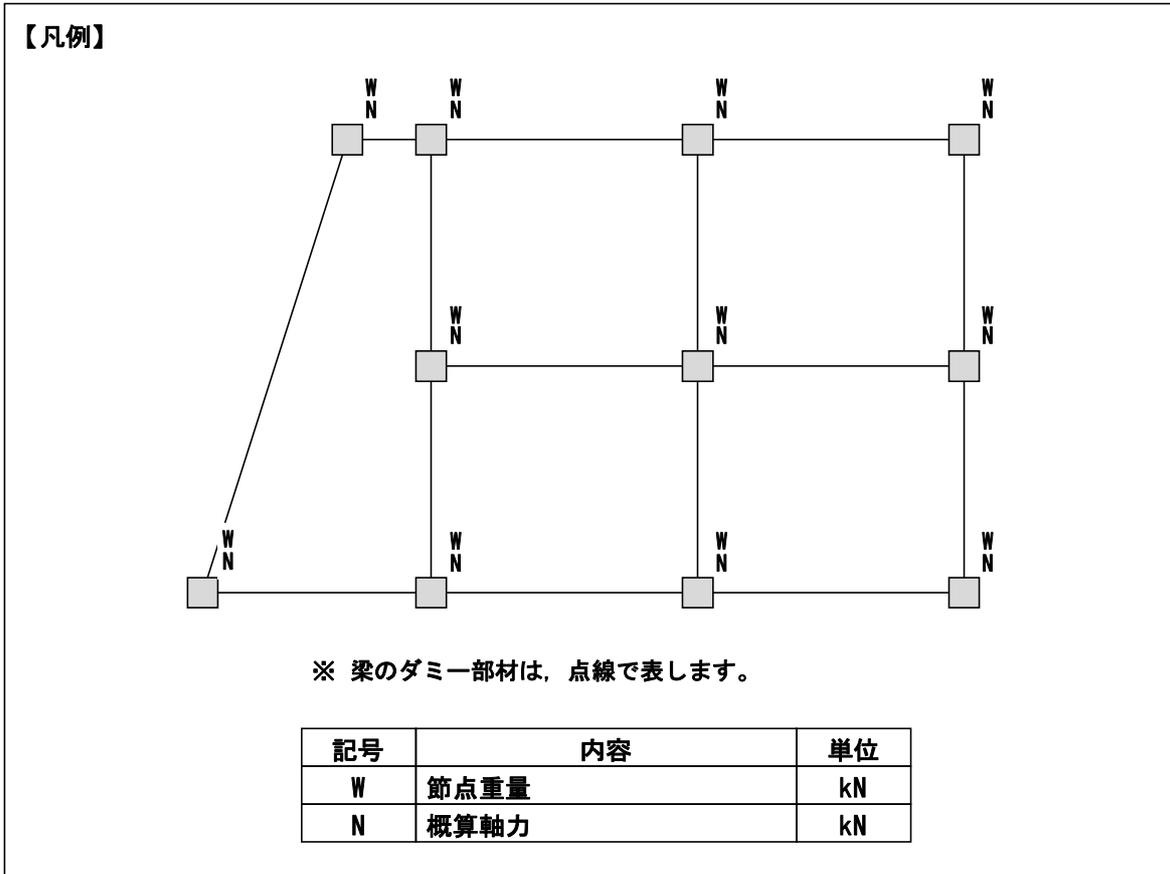


【3フレーム】 スケール : 1/110

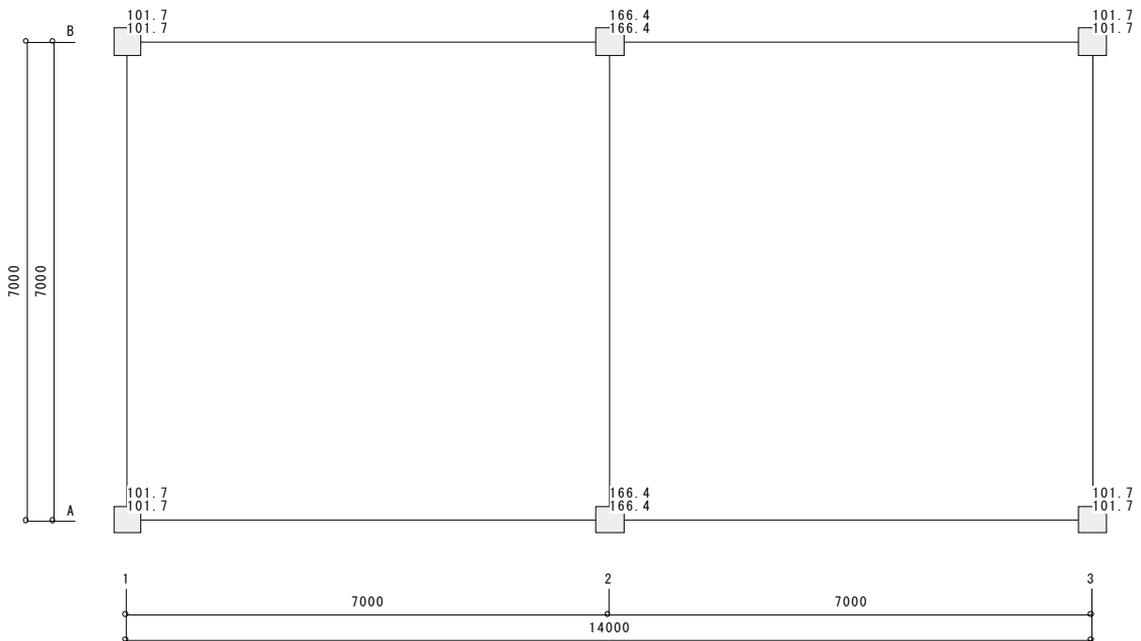
5.2.2 CMQ図 <積雪荷重>

積雪荷重は考慮していない。

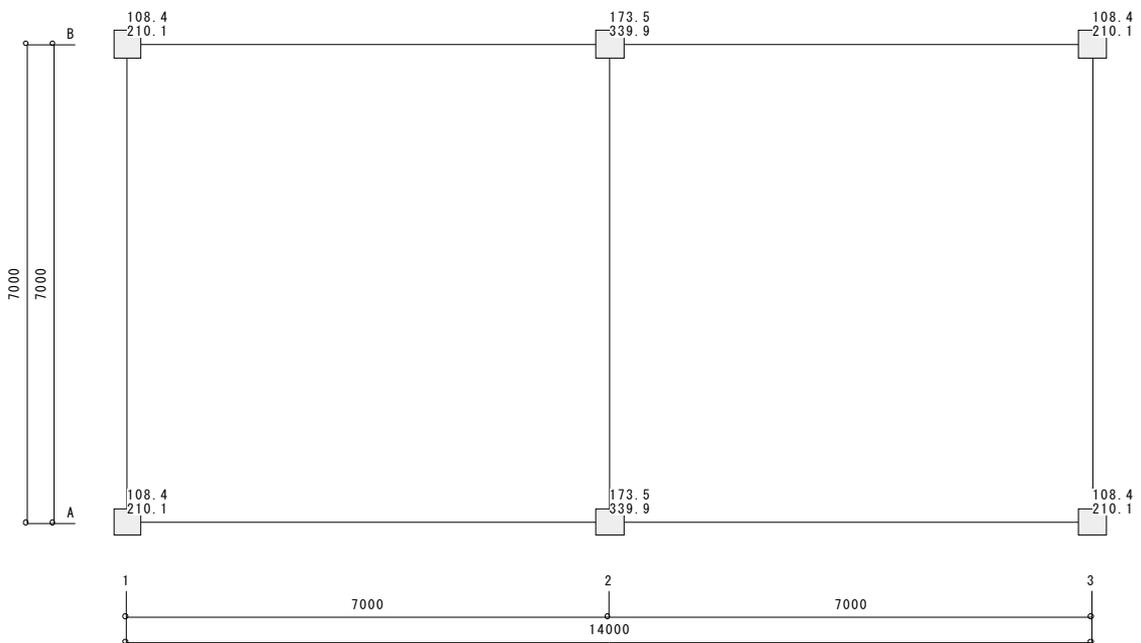
5.3 節点重量
5.3.1 節点重量 <固定+積載荷重>



5.3.1 節点重量 <固定+積載荷重>

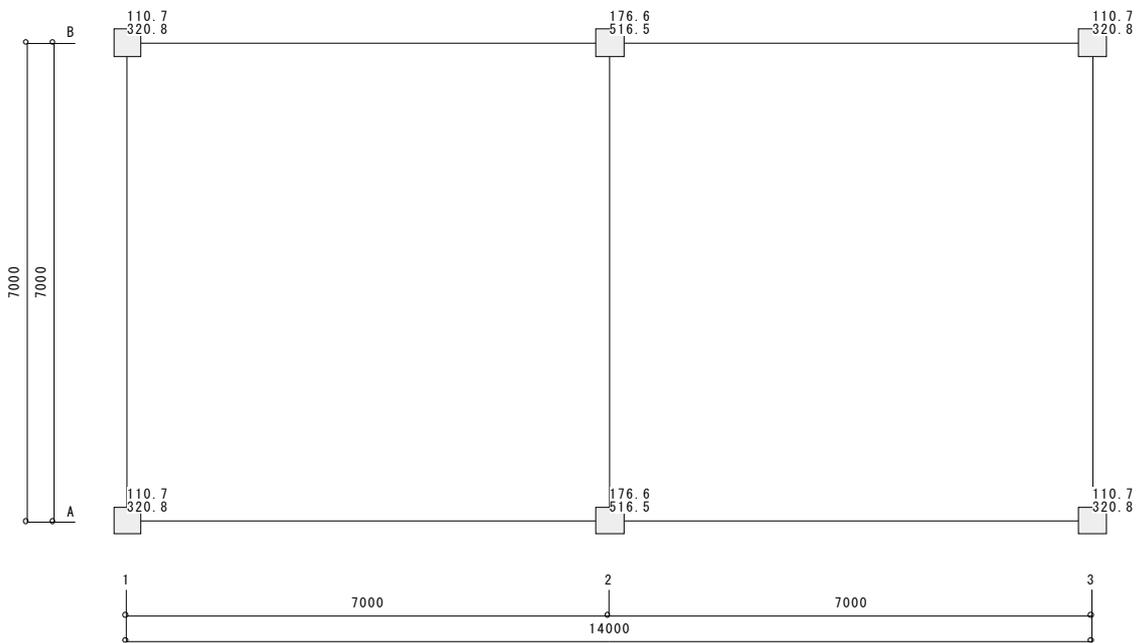


【3階】スケール : 1/110

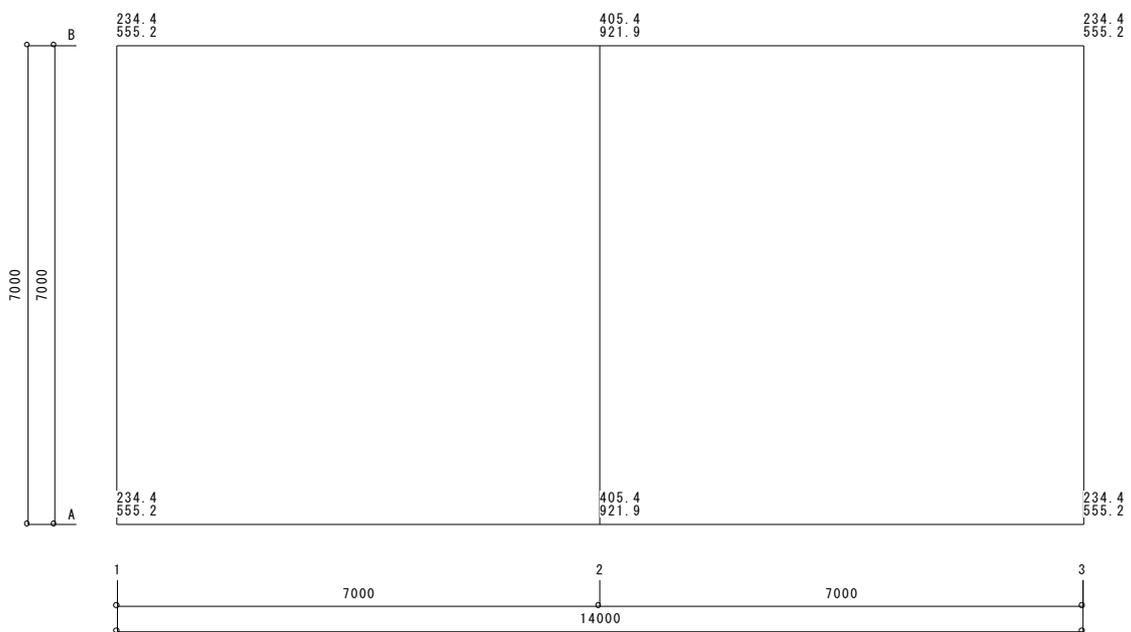


【2階】スケール : 1/110

5.3.1 節点重量 <固定+積載荷重>



【1階】スケール : 1/110

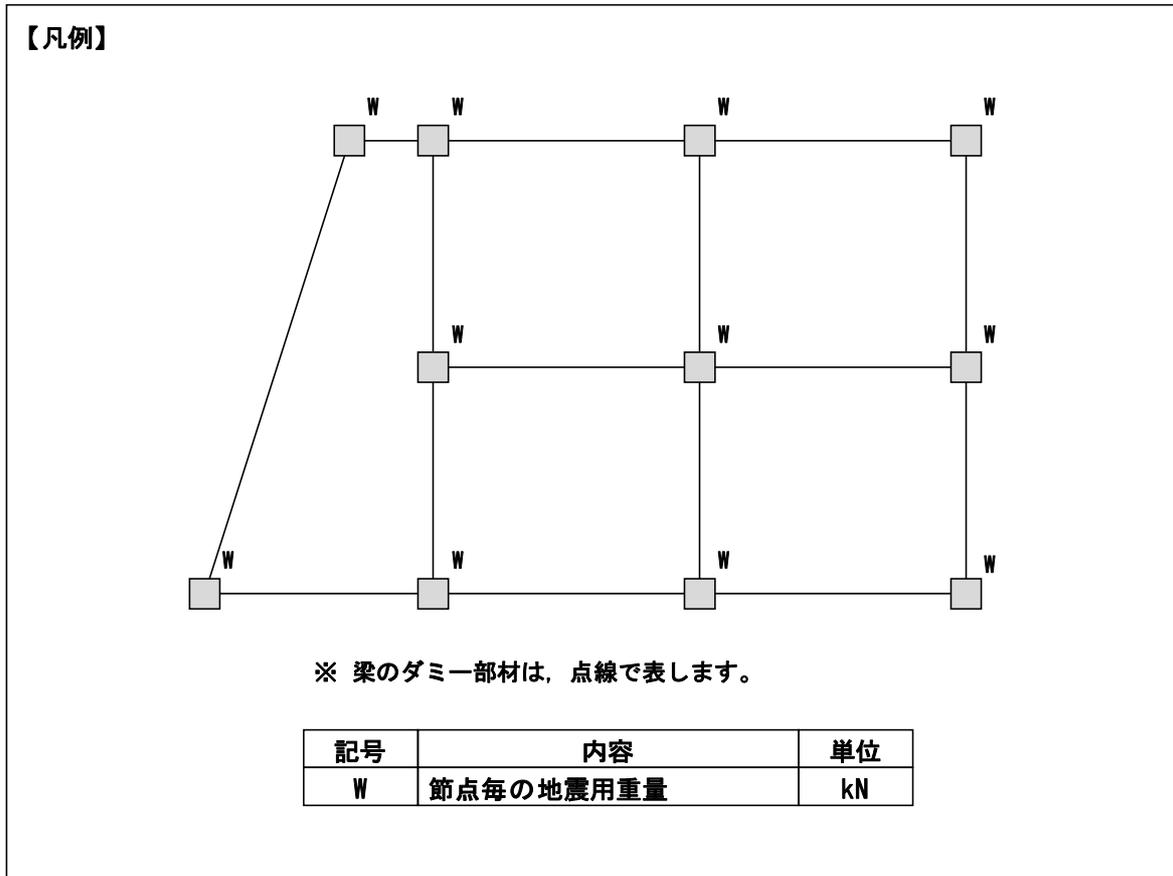


【基礎】スケール : 1/110

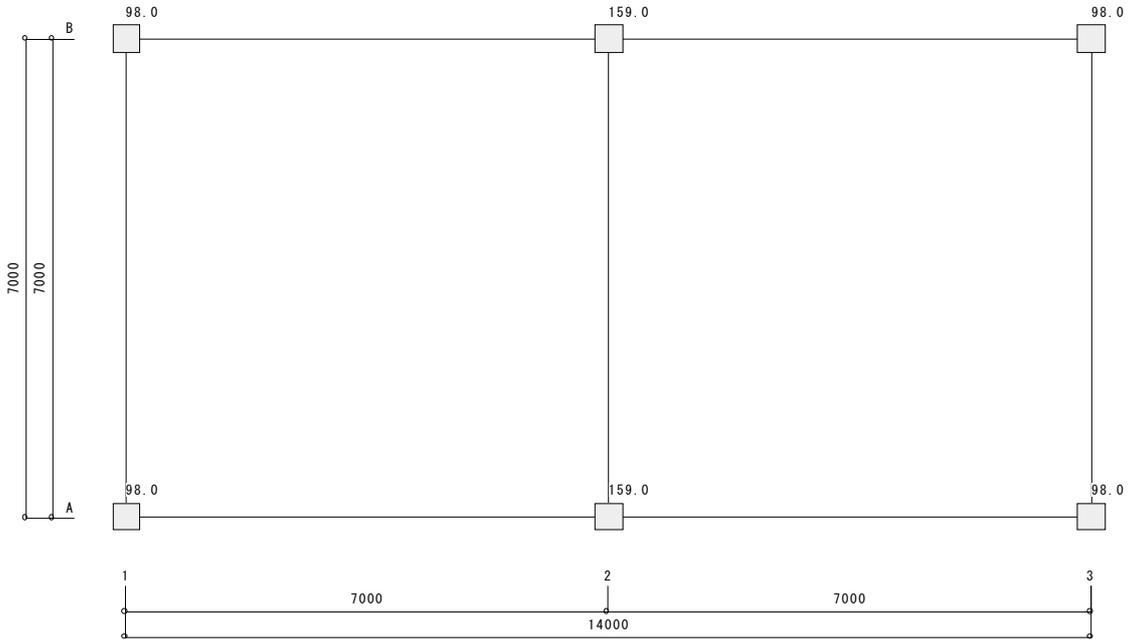
5.3.2 節点重量 <積雪荷重>

積雪荷重は考慮していない。

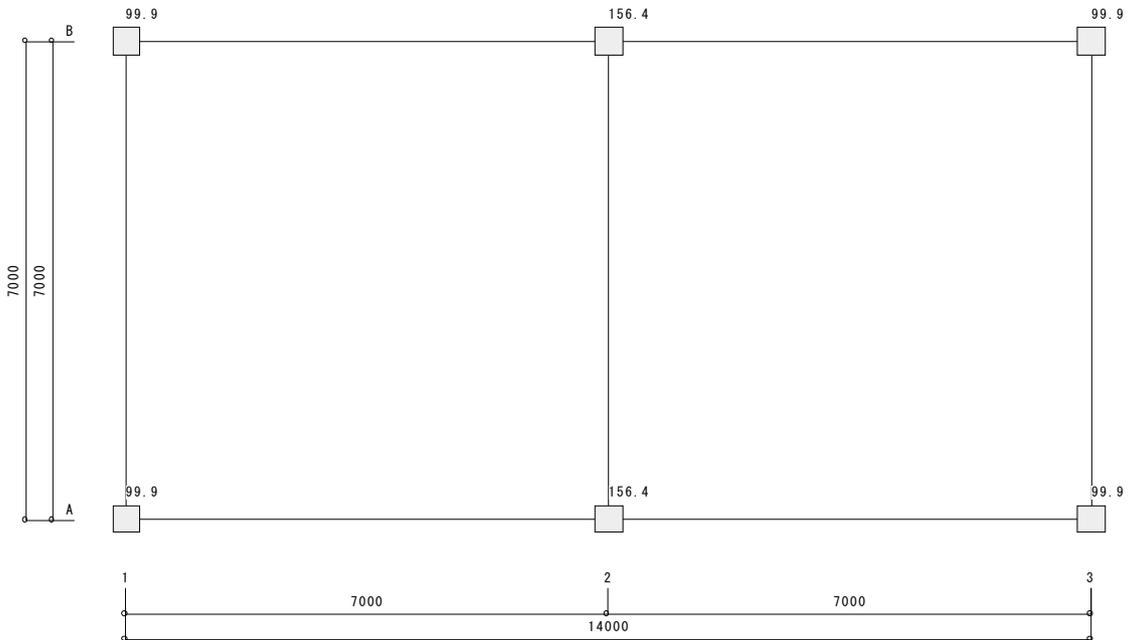
5.3.3 節点毎の地震用重量



5.3.3 節点毎の地震用重量

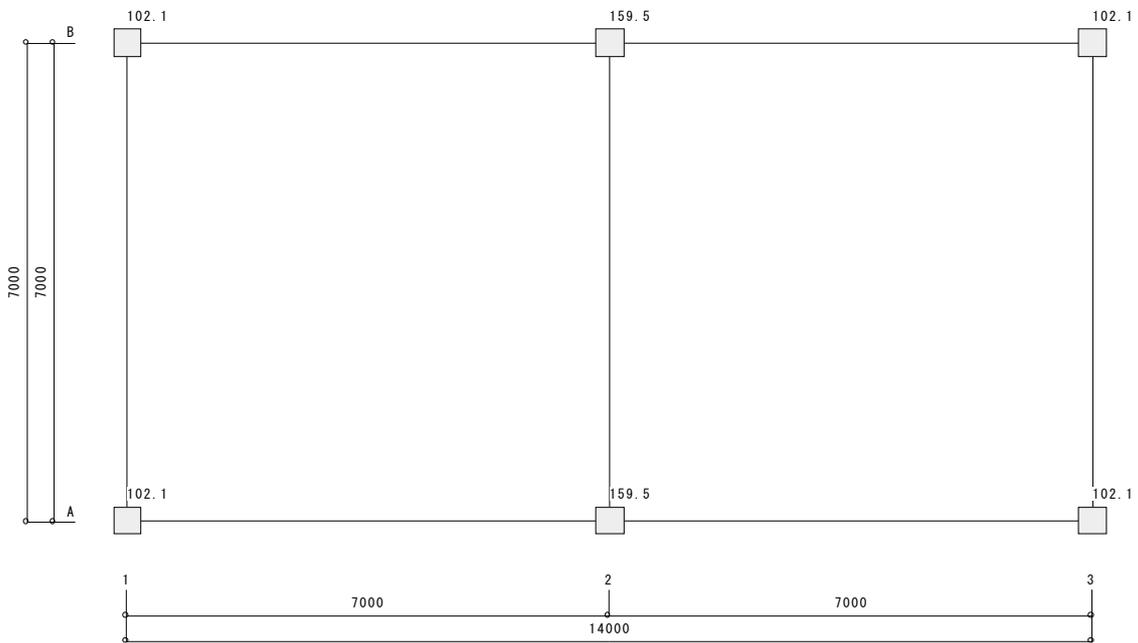


【3階】スケール : 1/110

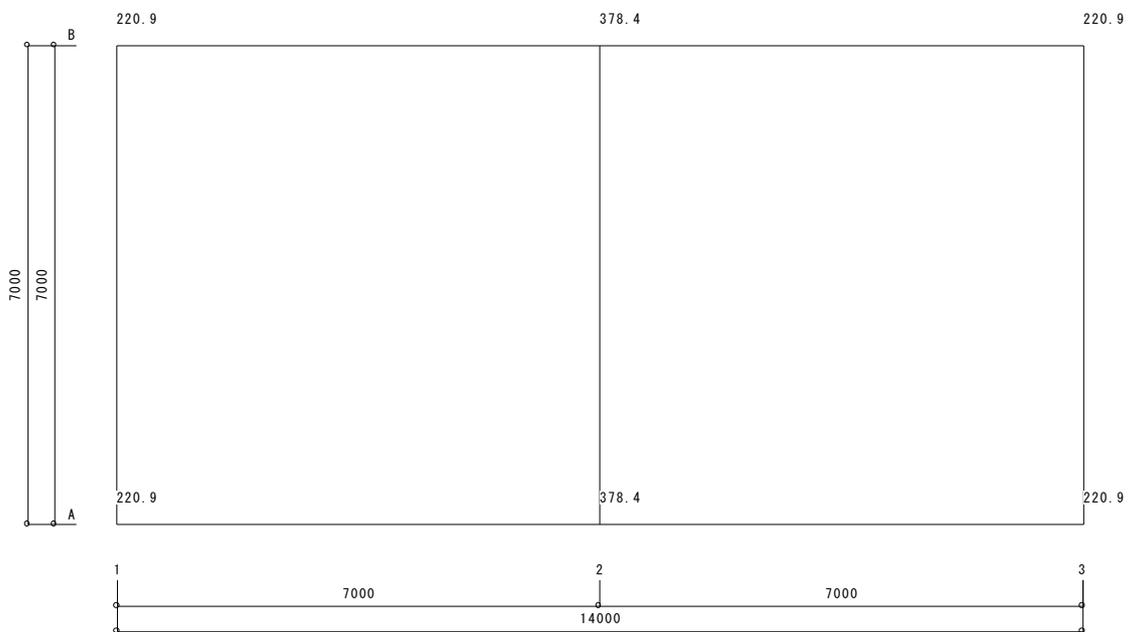


【2階】スケール : 1/110

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

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-層	構造種別
4- 2	鉄骨造
1- 1	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。

6.1.3 構造モデル図

【凡例】

【立面図共通事項】

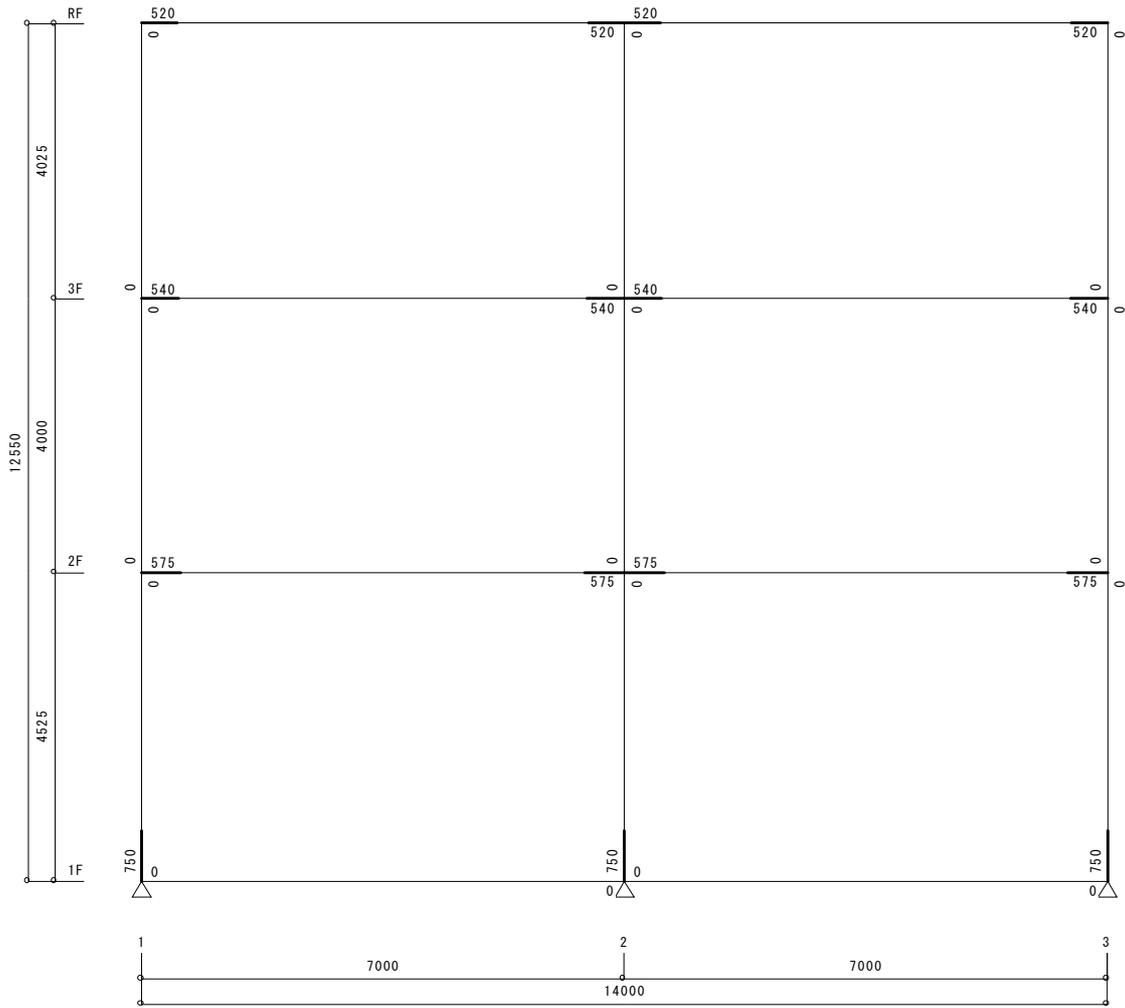
- ※ 梁、柱のダミー部材は、点線で表します。
- ※ 引張のみ有効な鉄骨ブレースは、実線と点線で表します。
- ※ 各部材の接合部でピン接の場合は、「○」を、節点バネの場合は「◇」を表示します。「検定比」には表示されません。
- ※ 支点の状態を指定した場合、バネ定数を表示します。支点の種類は右の表の通りです。

△	ピン	◁	鉛直ローラ	⊘	回転バネ
なし	自由	△	水平ローラ	≡	鉛直バネ
□	固定	∞	回転固定	∞	水平バネ

【構造モデル図の記号】

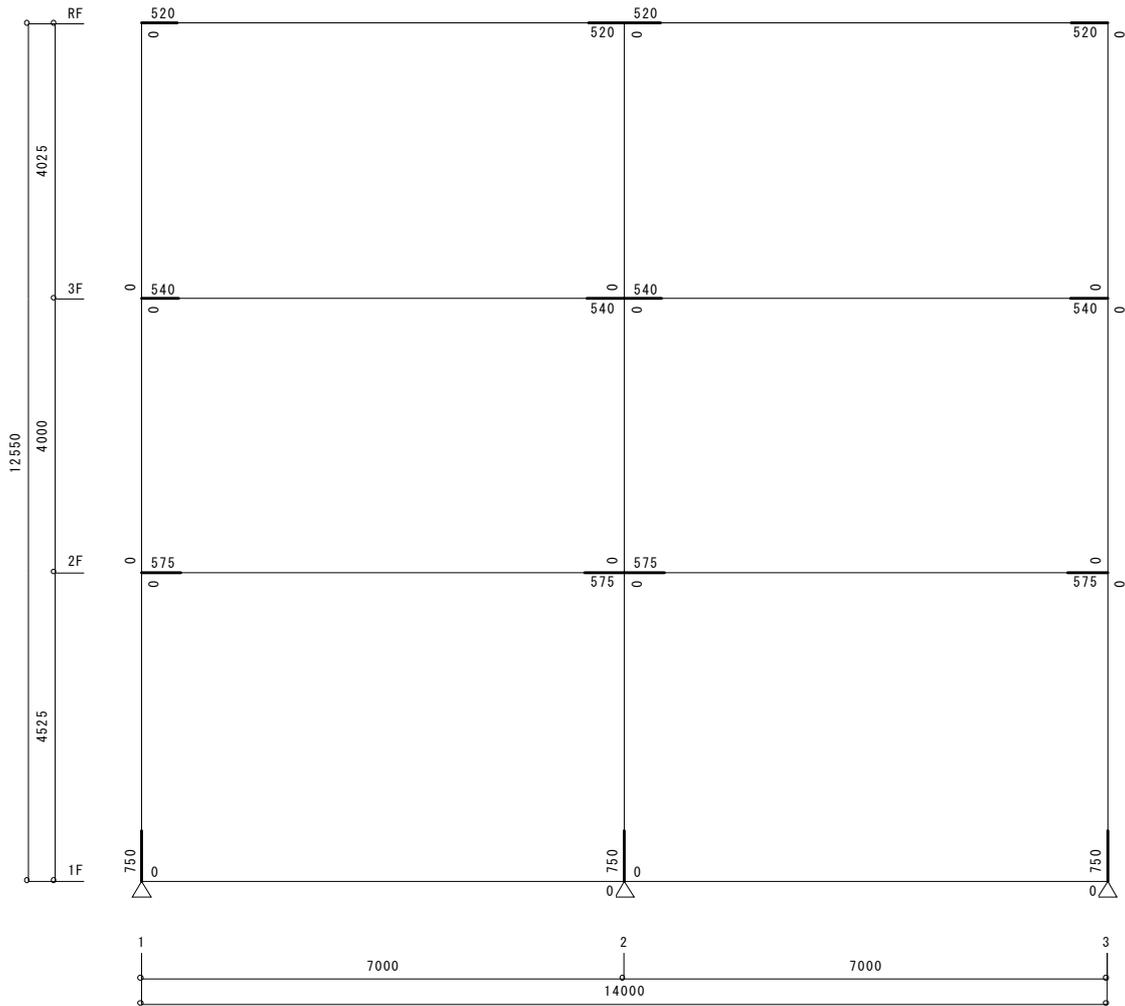
記号	内容	単位
LG-L	はり左端の剛域長さ	mm
LG-R	はり右端の剛域長さ	mm
LC-T	柱頭の剛域長さ	mm
LC-B	柱脚の剛域長さ	mm
V	鉛直バネ	kN/mm
H	水平バネ	kN/mm
M	回転バネ	kNm/rad×10

6.1.3 構造モデル図



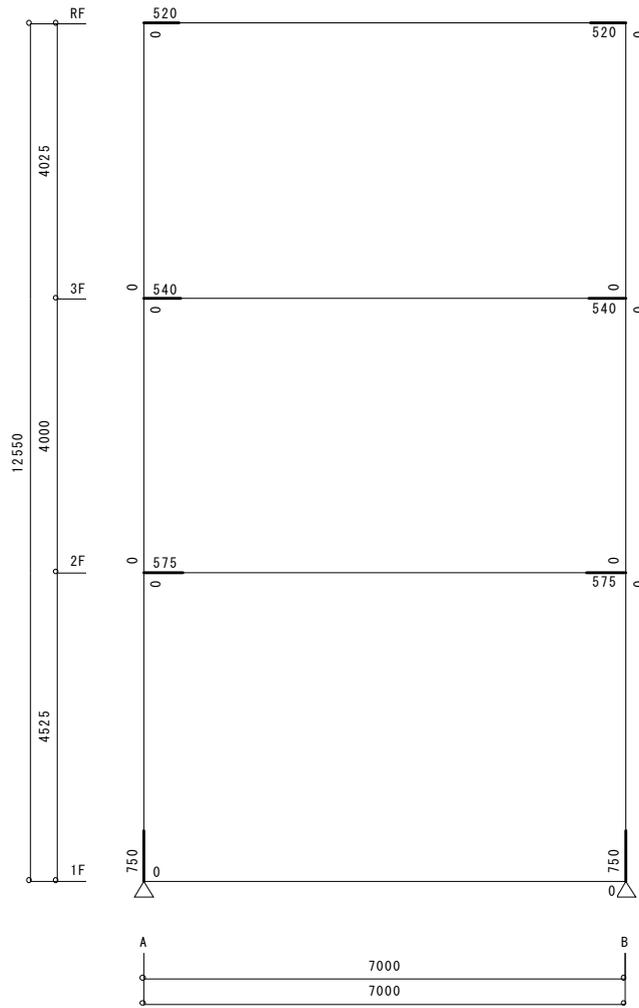
【Aフレーム】 スケール : 1/110

6.1.3 構造モデル図



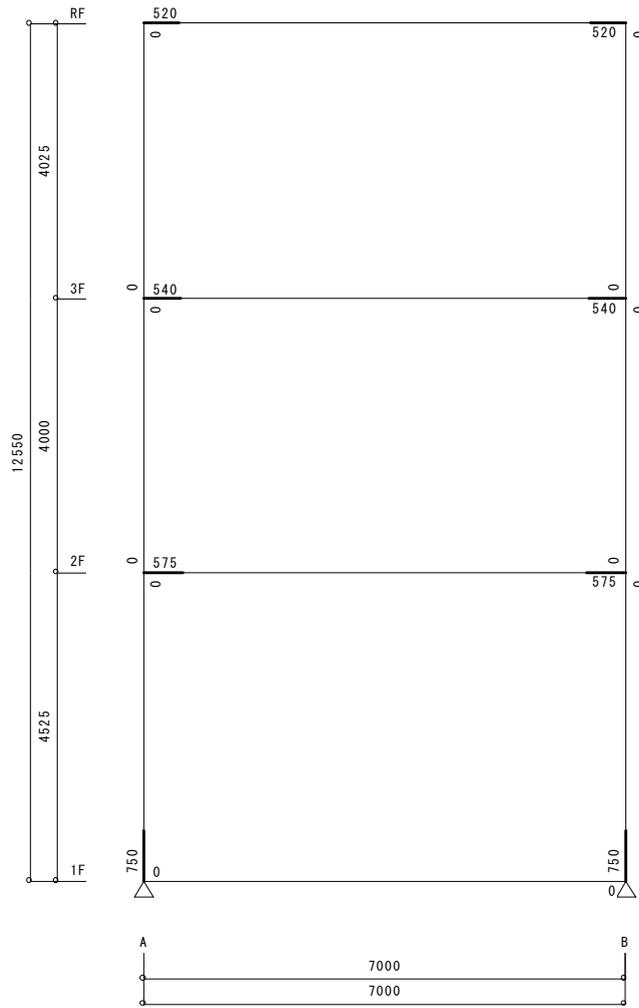
【Bフレーム】 スケール : 1/110

6.1.3 構造モデル図



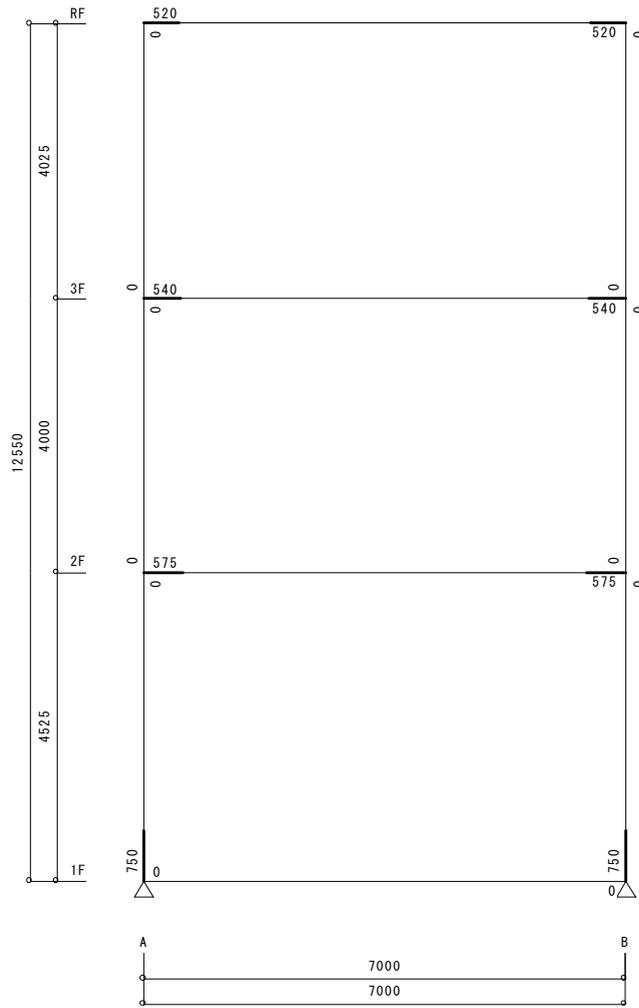
【17レーム】 スケール : 1/110

6.1.3 構造モデル図



【2フレーム】 スケール : 1/110

6.1.3 構造モデル図



【3フレーム】 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。

6.1.5 支点条件

<水平, 鉛直 [kN/mm] 回転 [kNm/rad×10]>

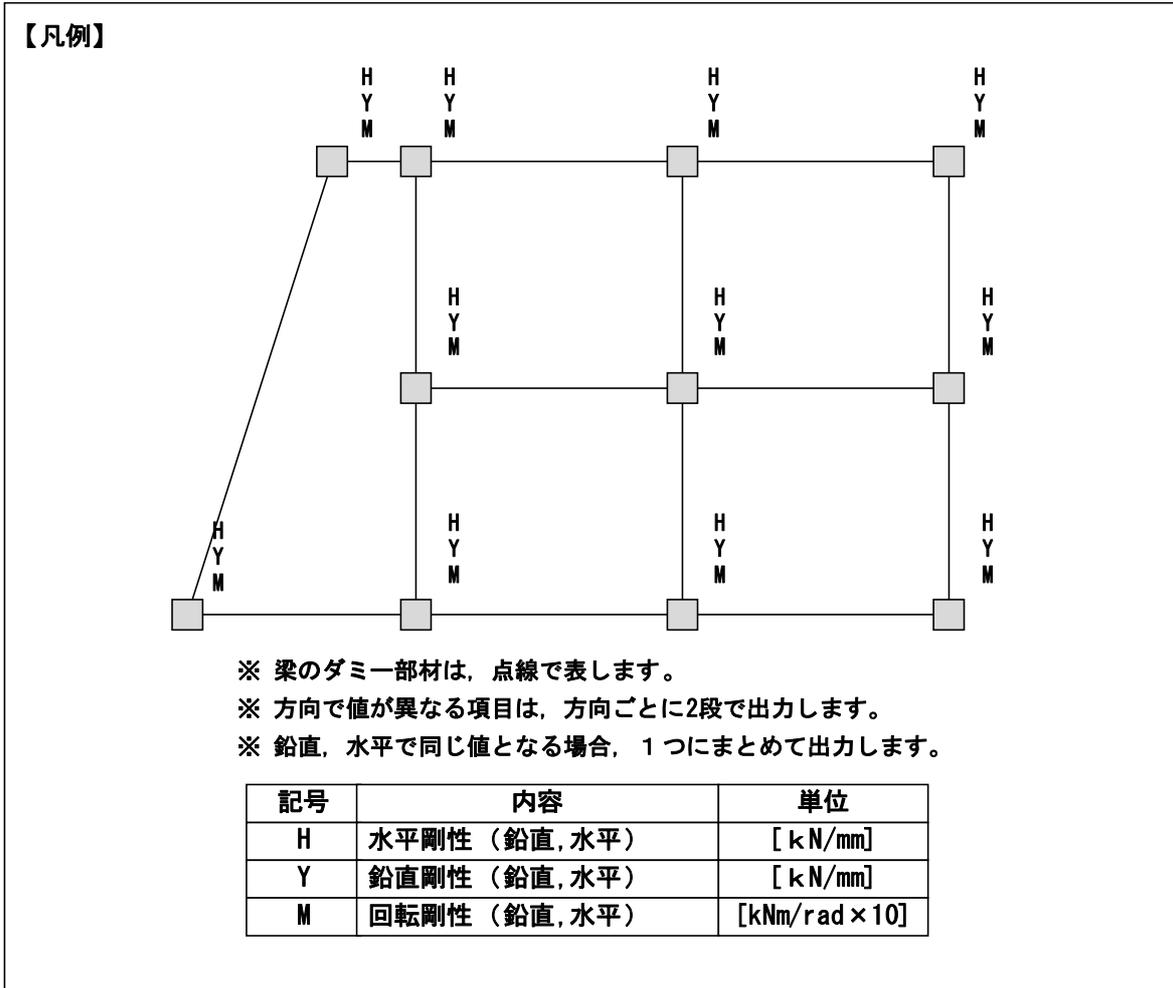
層	X軸	X軸	Y軸	Y軸	X・水平	X・鉛直	X・回転
					Y・水平	Y・鉛直	Y・回転
1	3	3	B	B	固定	固定	自由
					固定	固定	自由
1	2	2	B	B	固定	固定	自由
					固定	固定	自由
1	1	1	B	B	固定	固定	自由
					固定	固定	自由
1	3	3	A	A	固定	固定	自由
					固定	固定	自由
1	2	2	A	A	固定	固定	自由
					固定	固定	自由
1	1	1	A	A	固定	固定	自由
					固定	固定	自由

6.1.6 部材接合個別入力条件

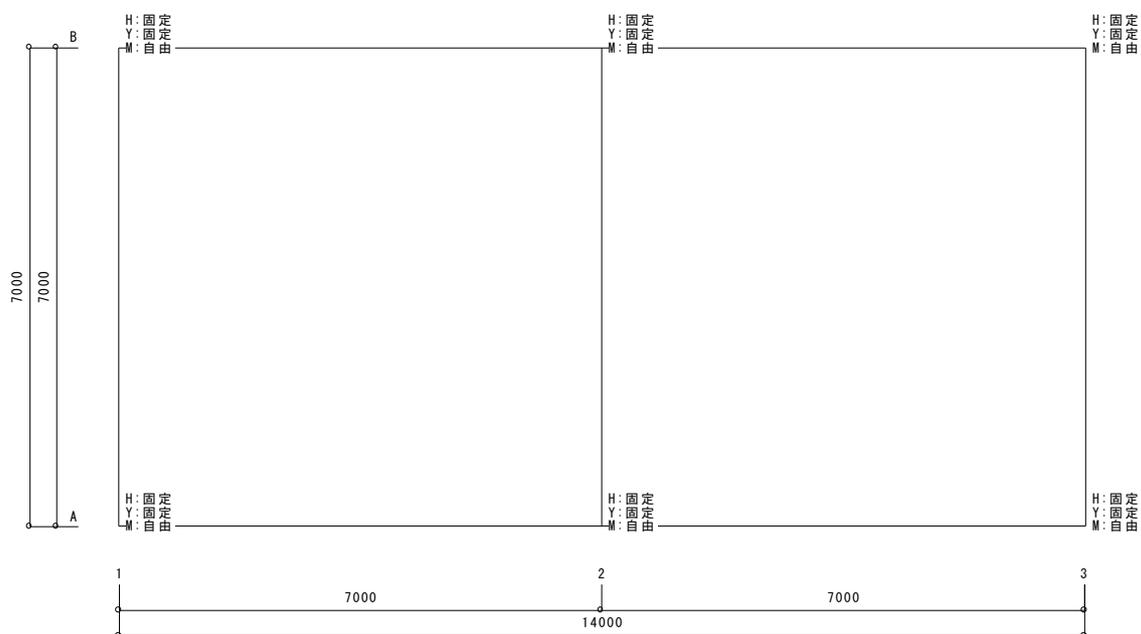
梁の結合状態は全て剛接です。

柱の結合状態は全て剛接です。

6.1.7 基礎バネ剛性図

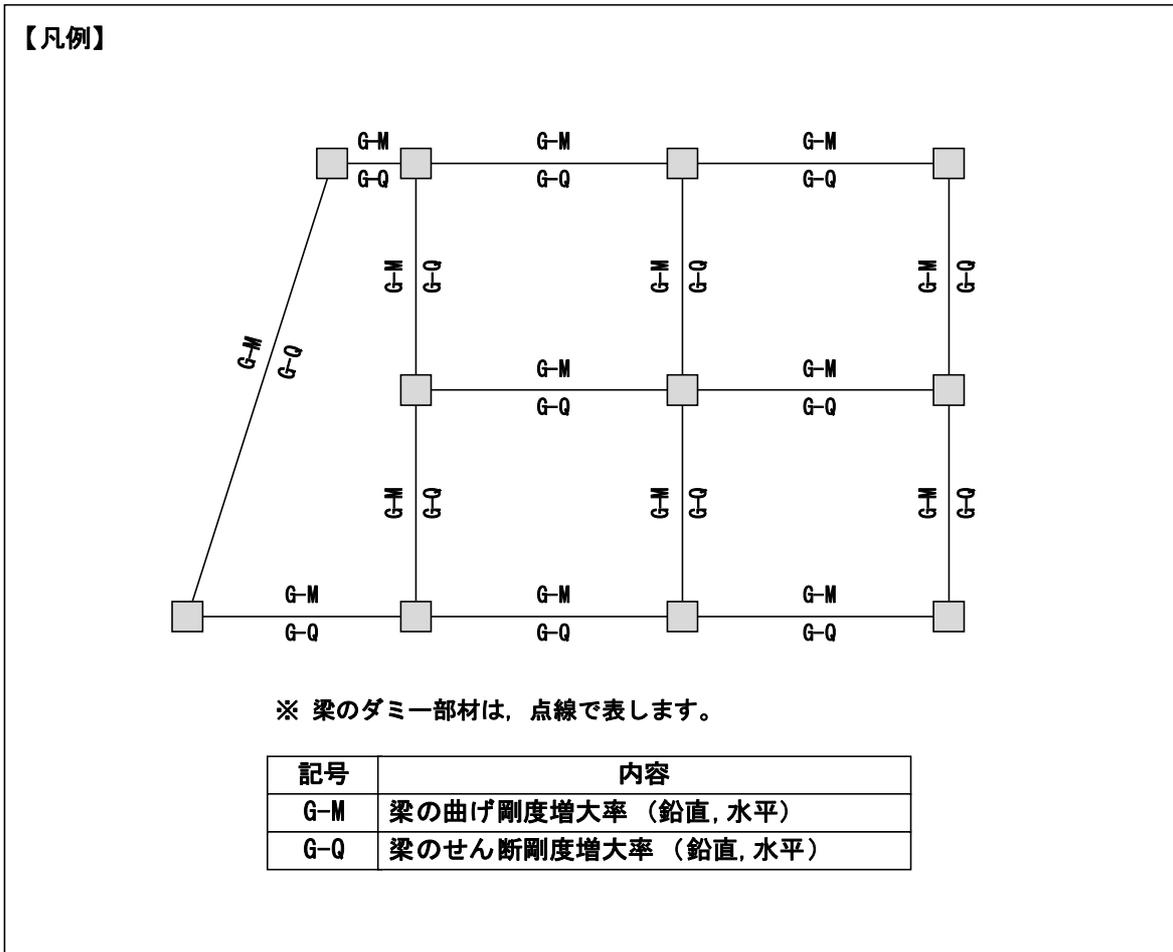


6.1.7 基礎バネ剛性図

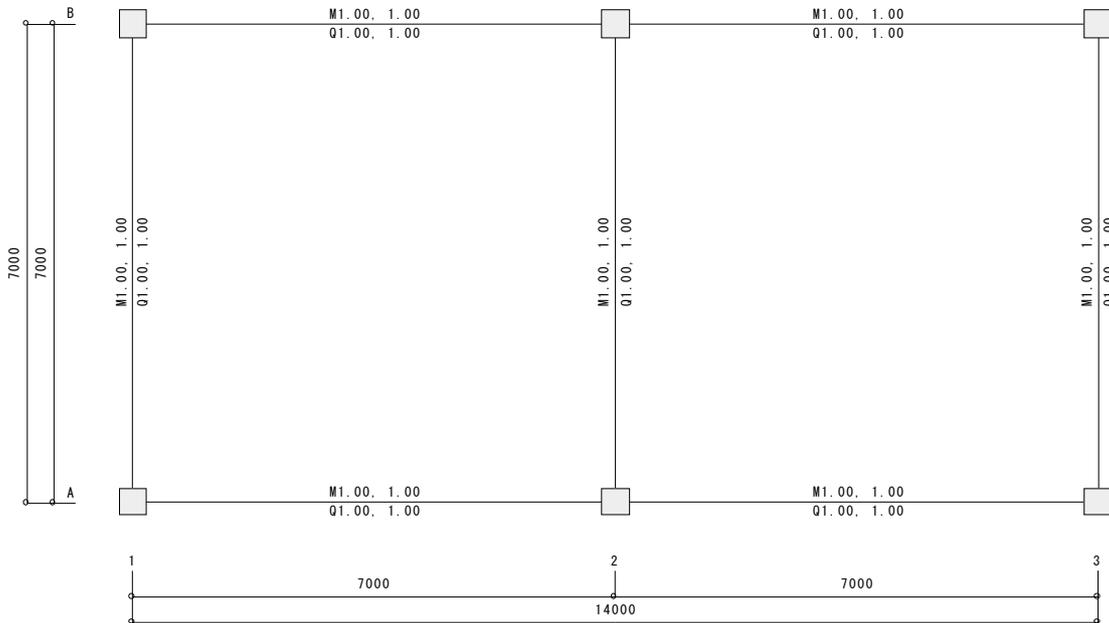


【1F層】スケール : 1/110

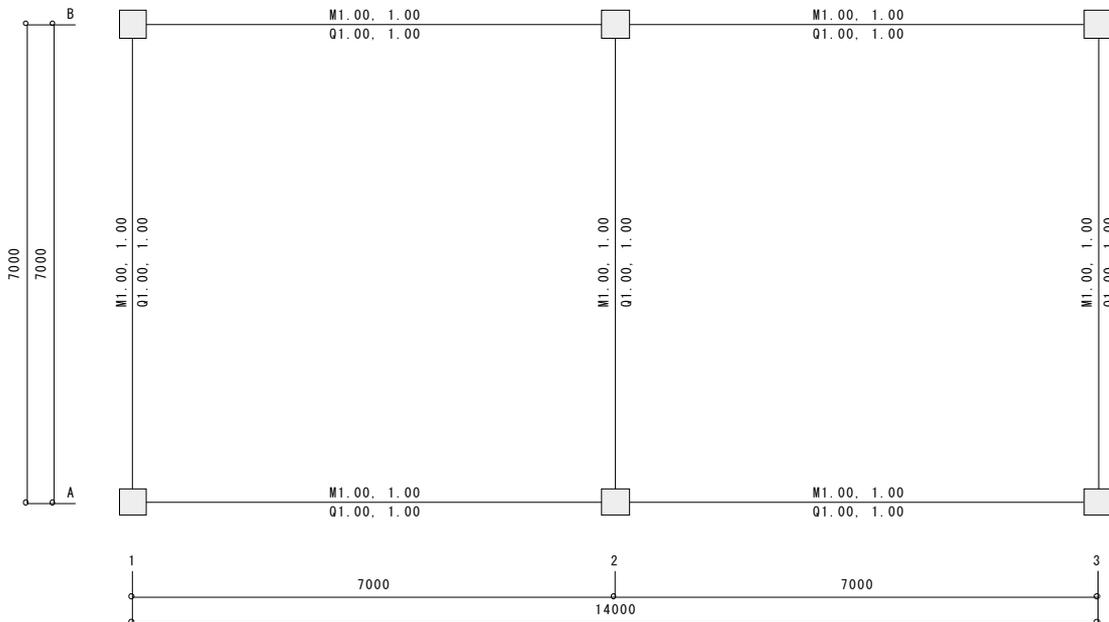
6.1.8 梁の剛度増大率



6.1.8 梁の剛度増大率

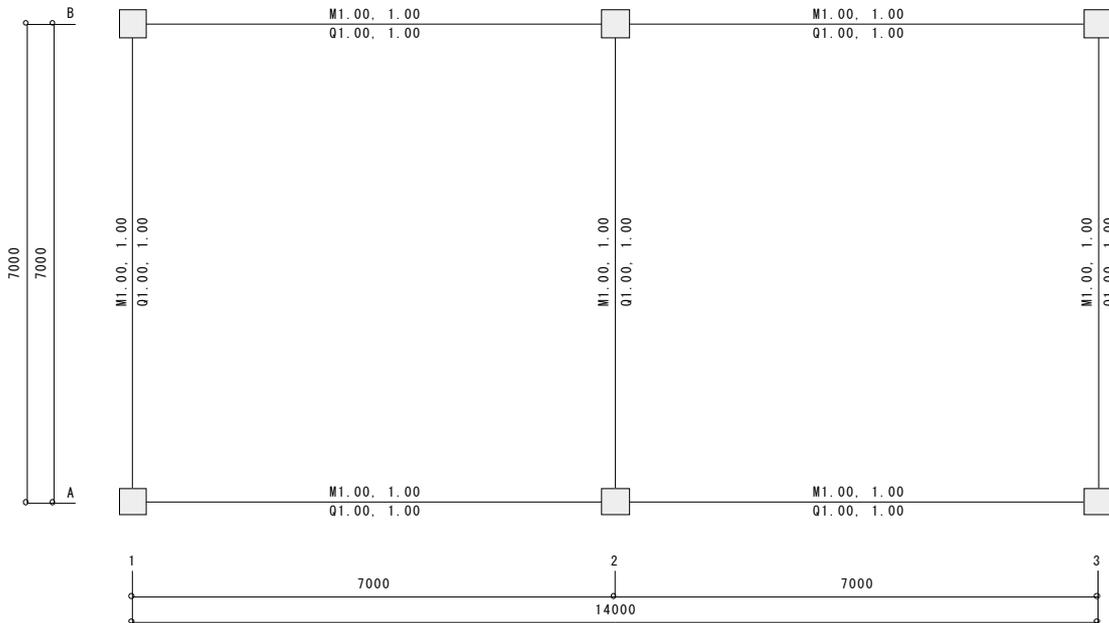


【RF層 3階】スケール : 1/110

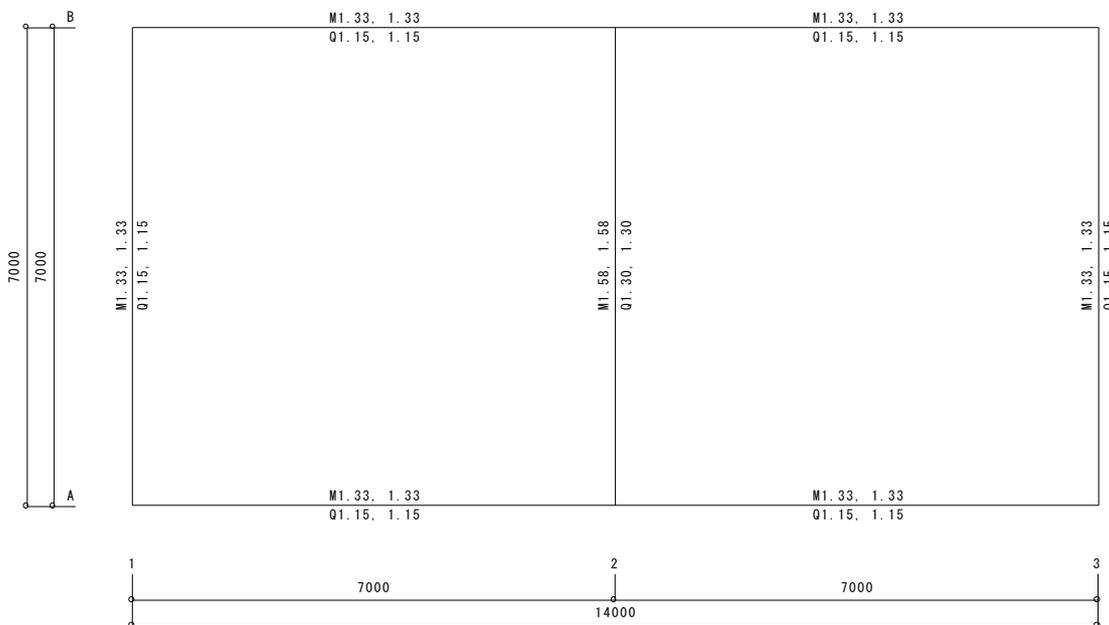


【3F層 2階】スケール : 1/110

6.1.8 梁の剛度増大率

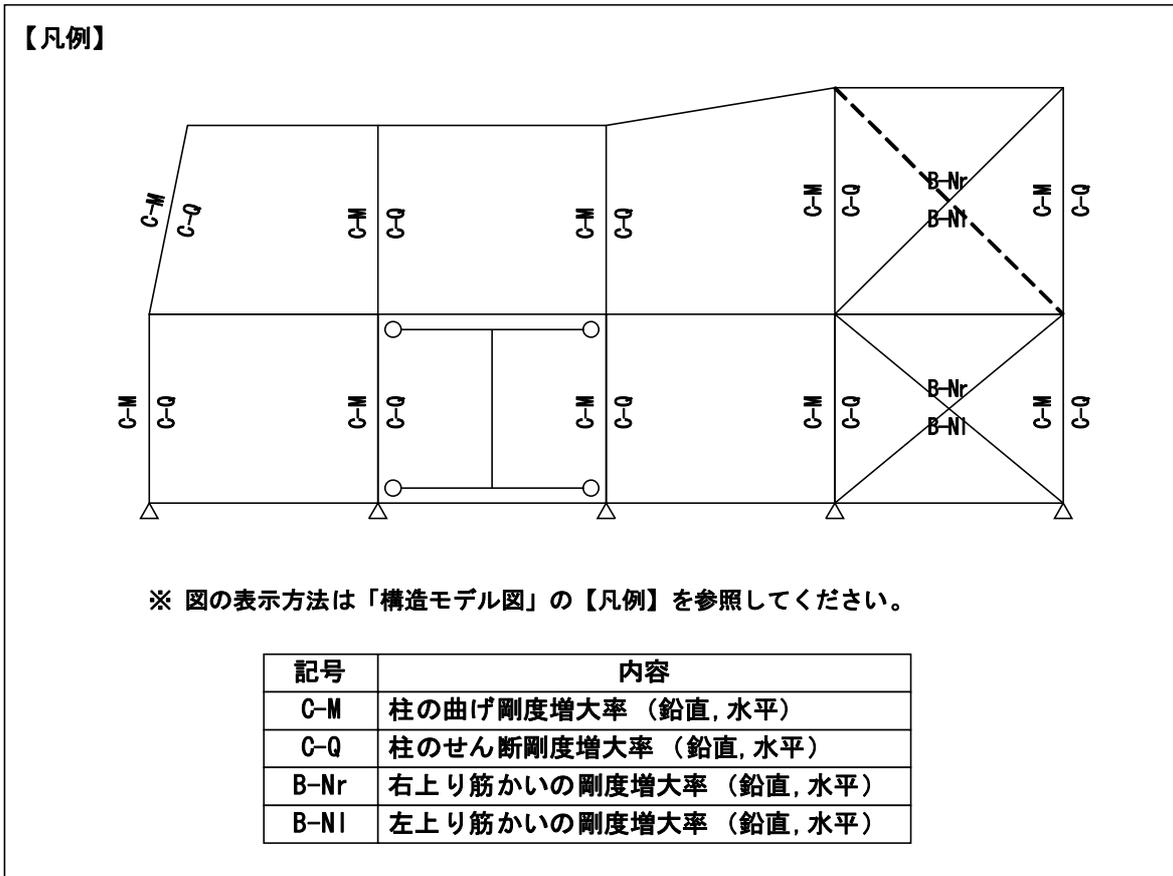


【2F層 1階】スケール : 1/110

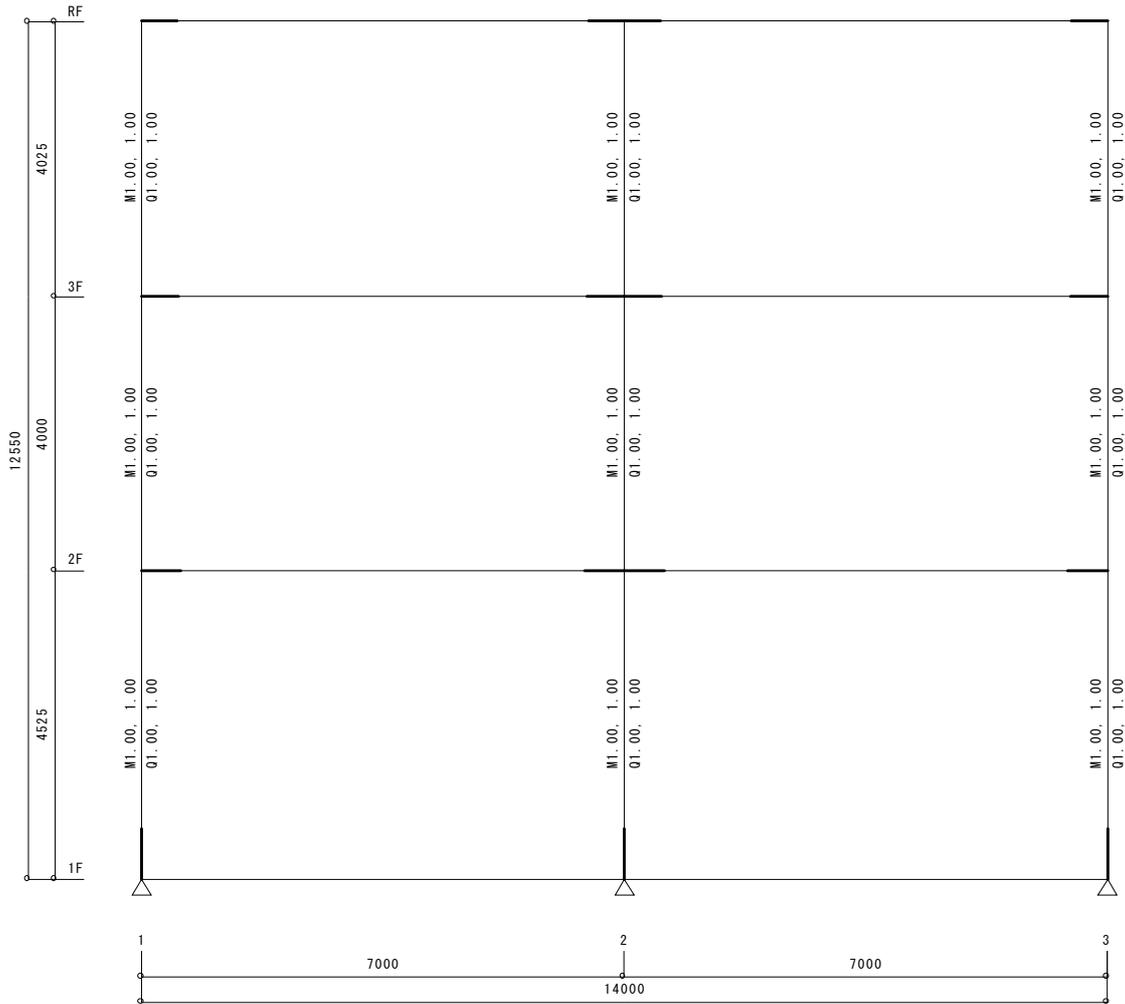


【1F層 1階】スケール : 1/110

6.1.9 柱・ブレースの剛度増大率

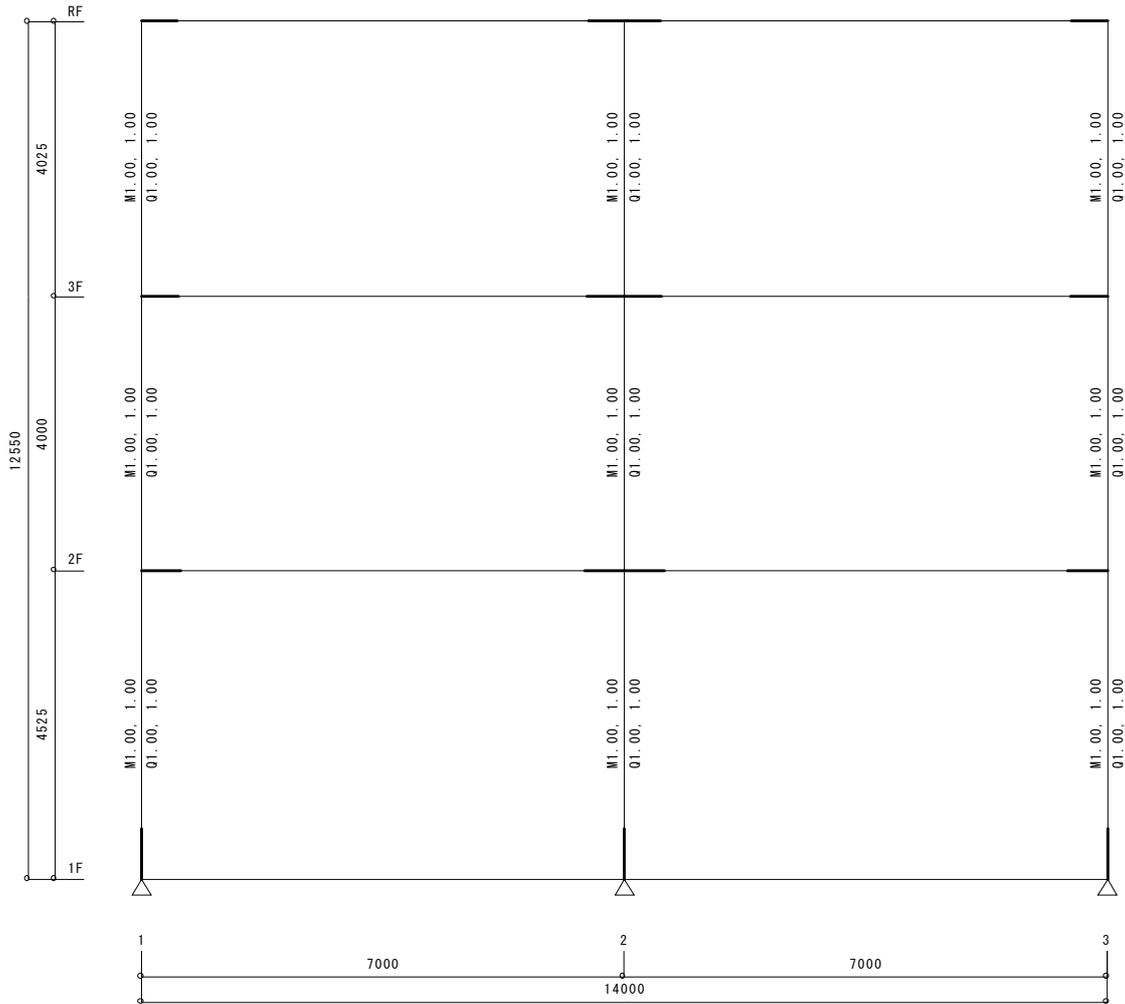


6.1.9 柱・ブレースの剛度増大率



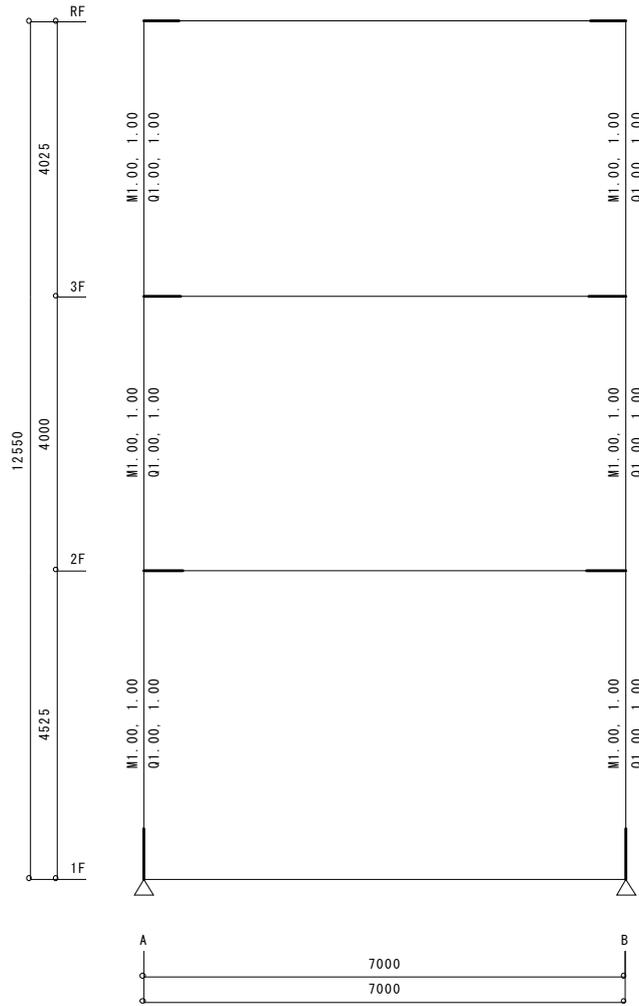
【Aフレーム】 スケール : 1/110

6.1.9 柱・ブレースの剛度増大率



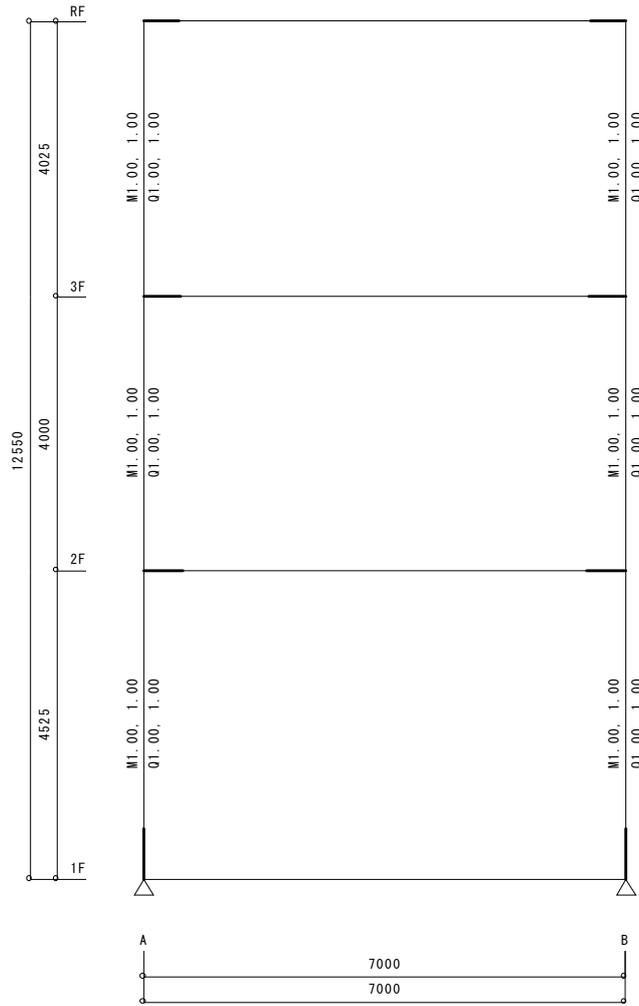
【Bフレーム】 スケール : 1/110

6.1.9 柱・ブレースの剛度増大率



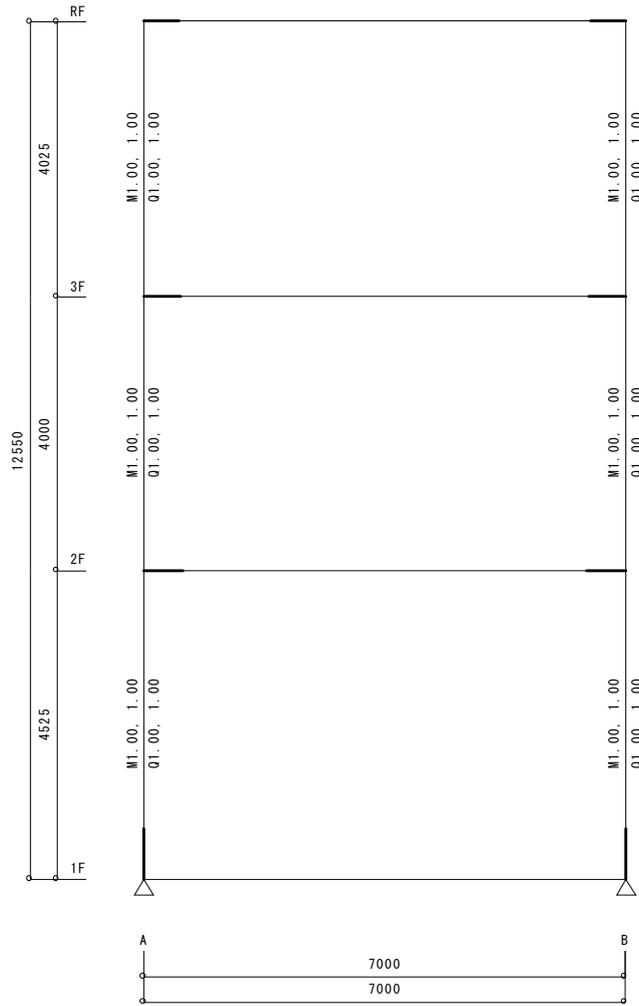
【17レーム】 スケール : 1/110

6.1.9 柱・ブレースの剛度増大率



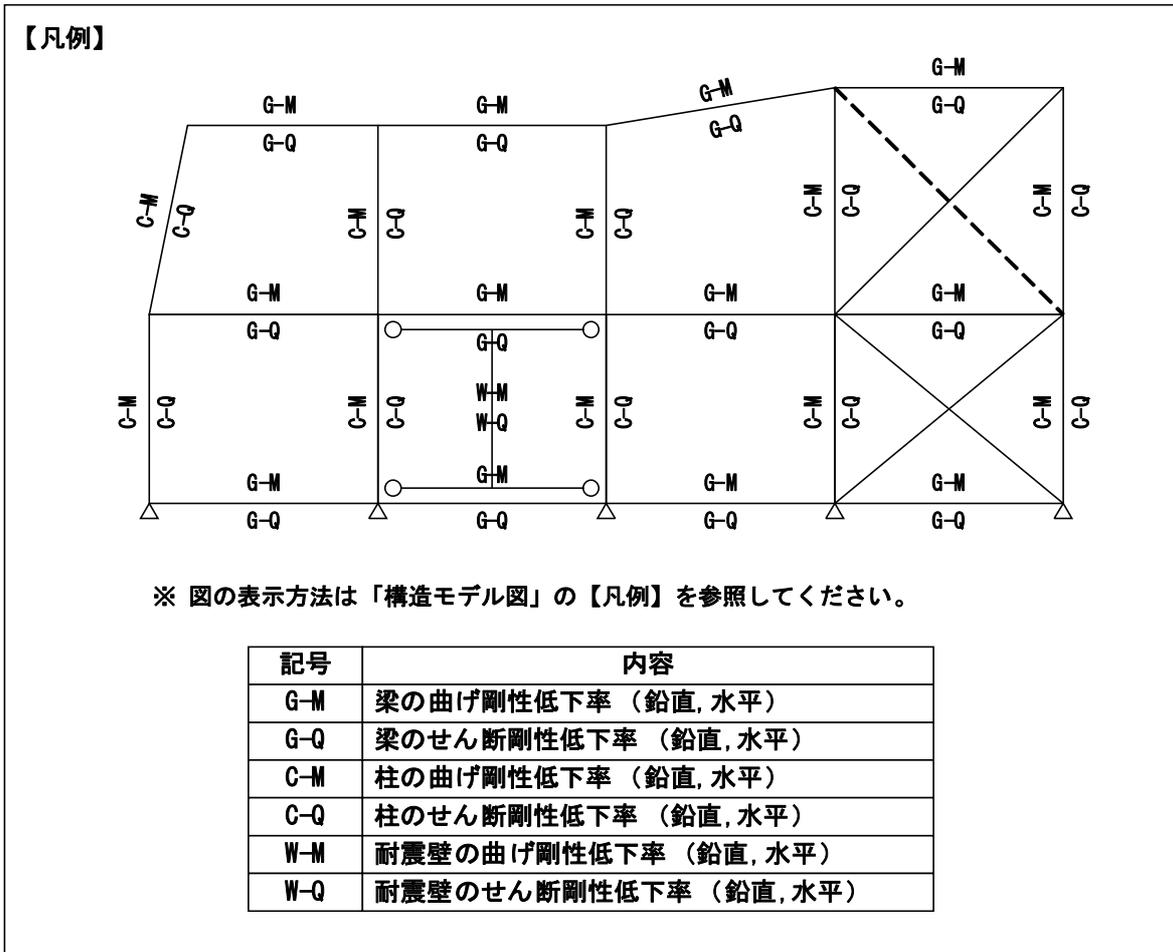
【2フレーム】 スケール : 1/110

6.1.9 柱・ブレースの剛度増大率

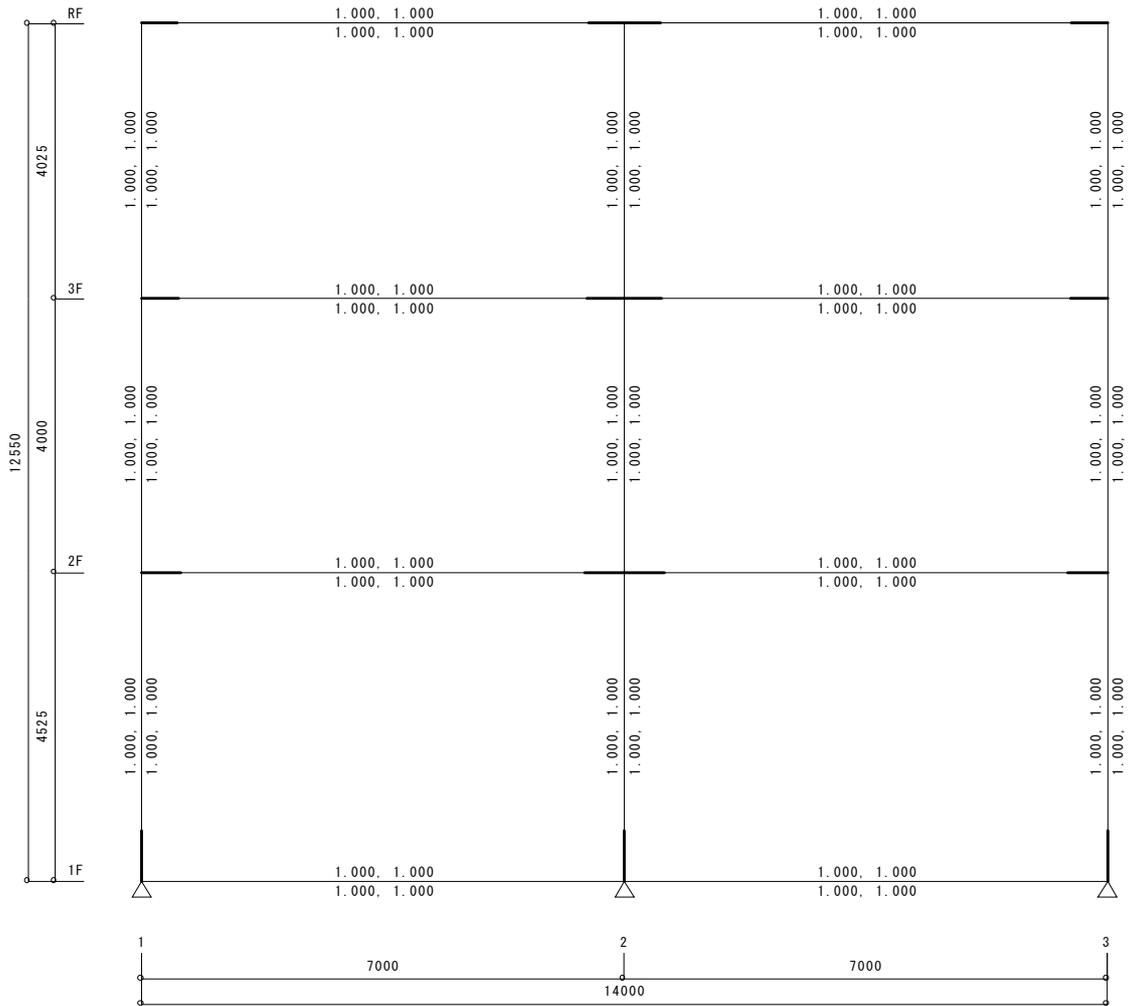


【3フレーム】 スケール : 1/110

6.1.10 剛性低下率

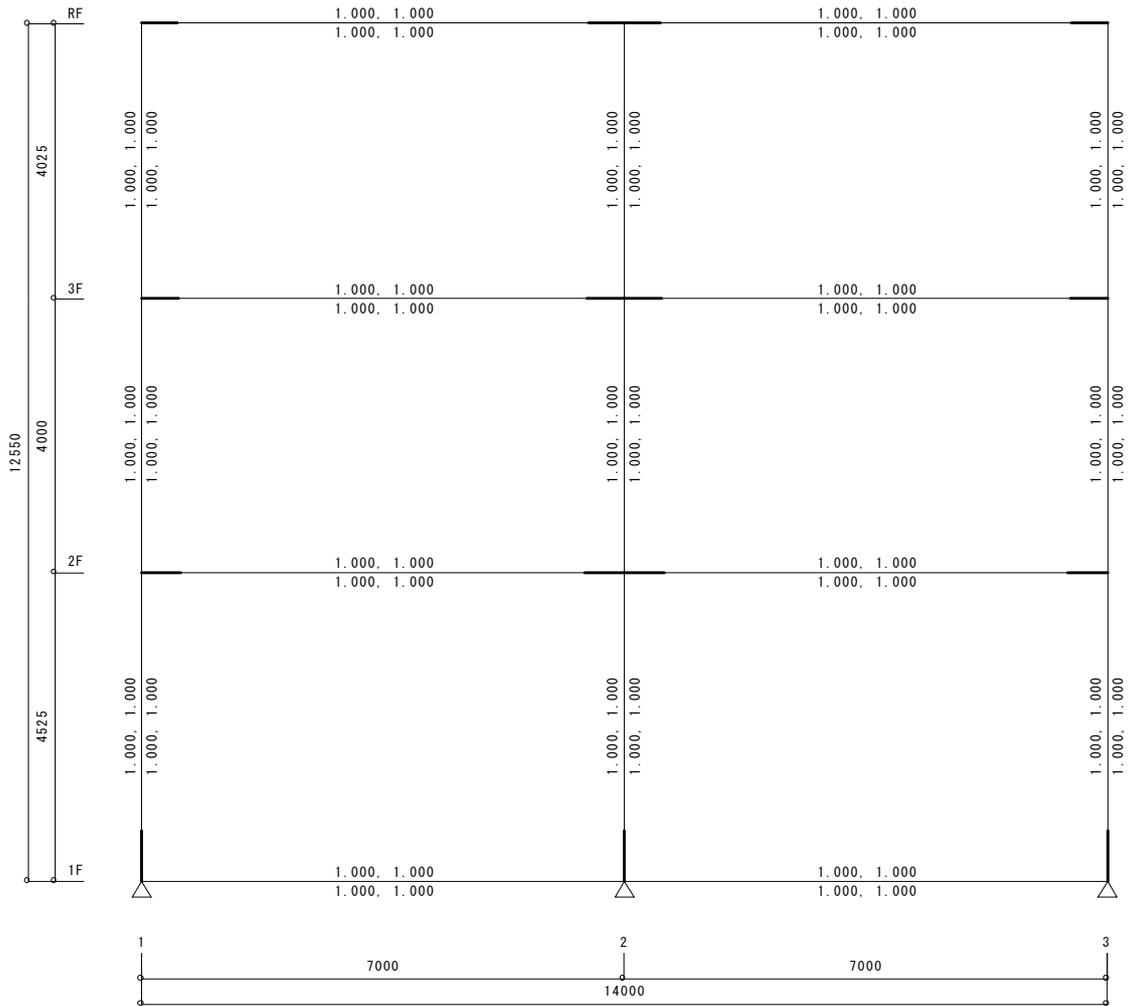


6.1.10 剛性低下率



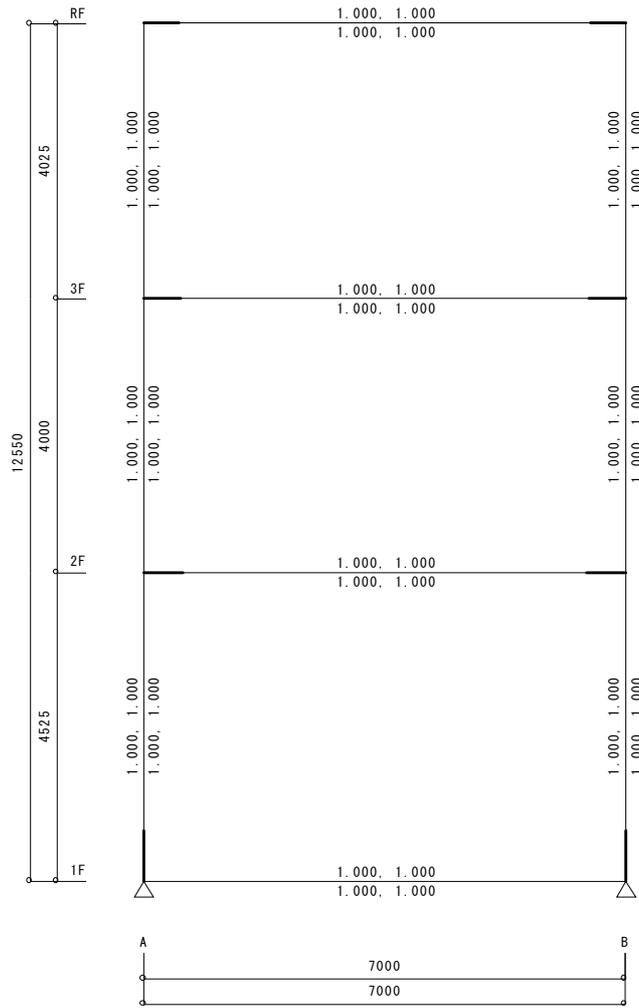
【Aフレーム】 スケール : 1/110

6.1.10 剛性低下率



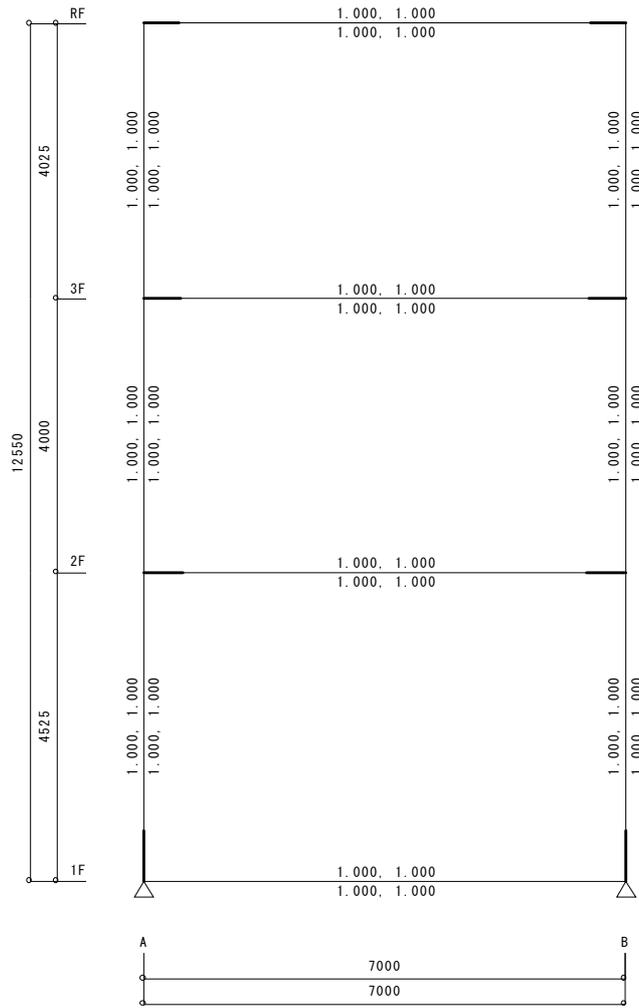
【Bフレーム】 スケール : 1/110

6.1.10 剛性低下率



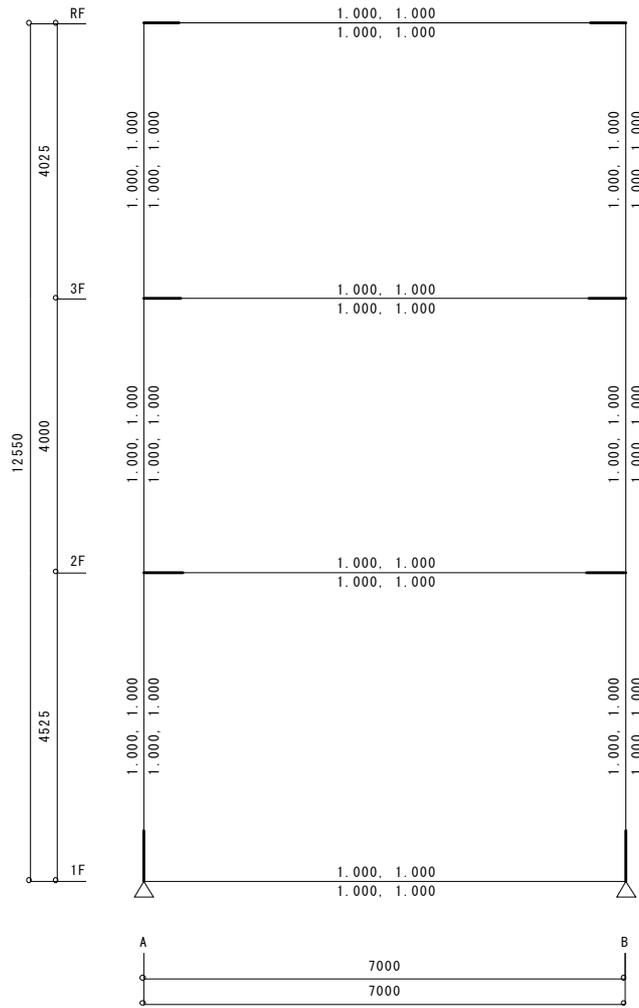
【17レーム】 スケール : 1/110

6.1.10 剛性低下率



【2フレーム】 スケール : 1/110

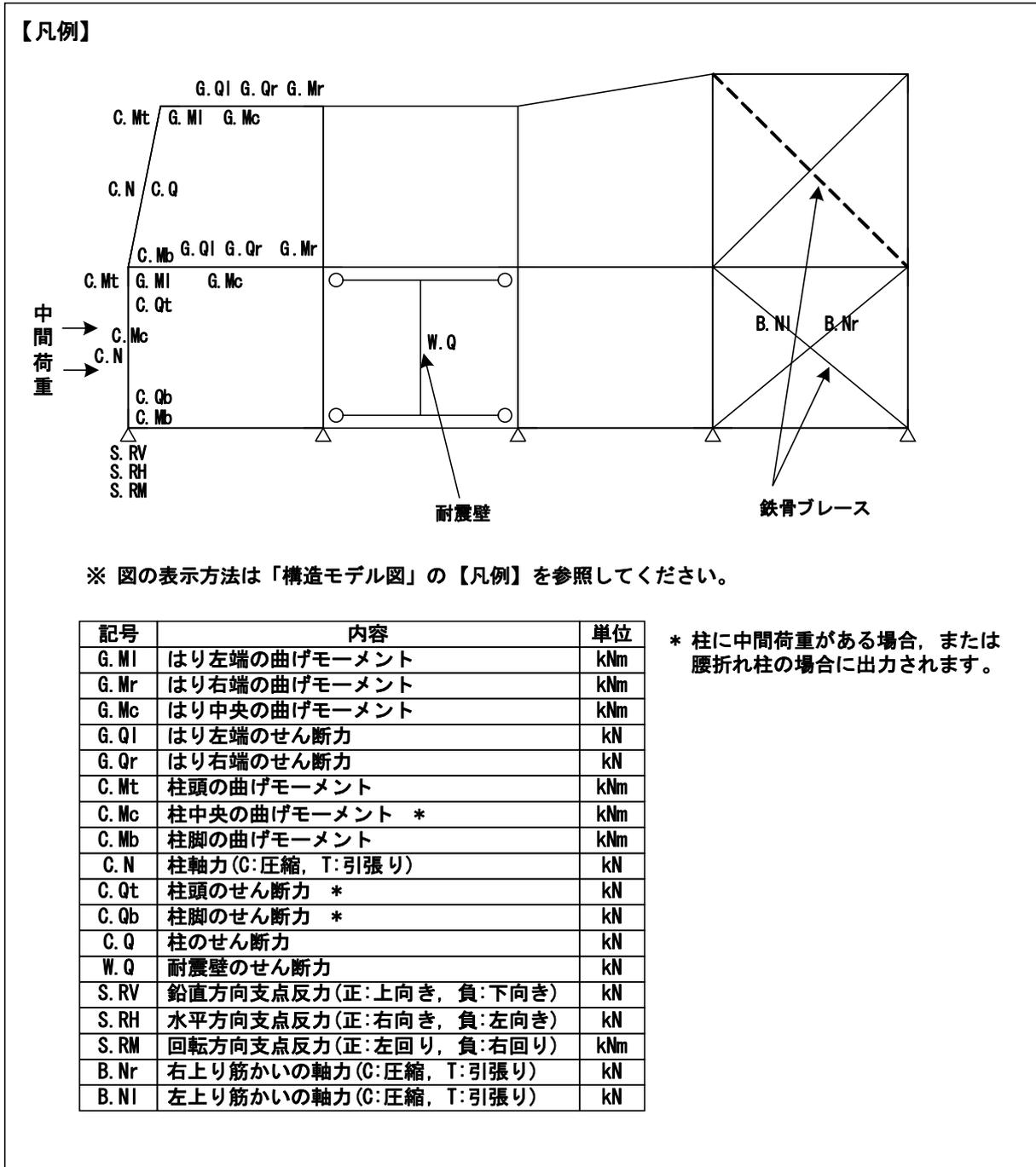
6.1.10 剛性低下率



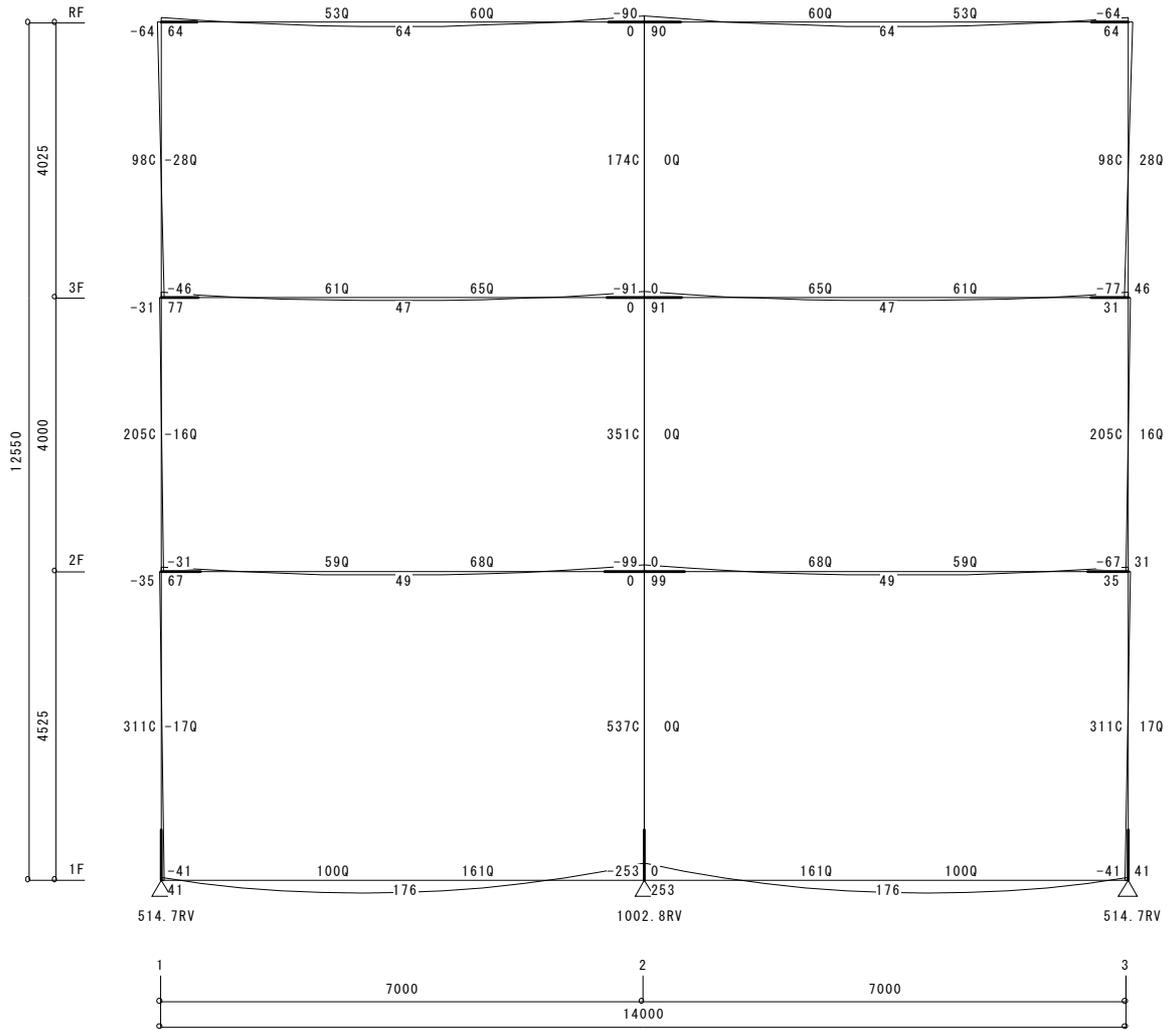
【3フレーム】 スケール : 1/110

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>

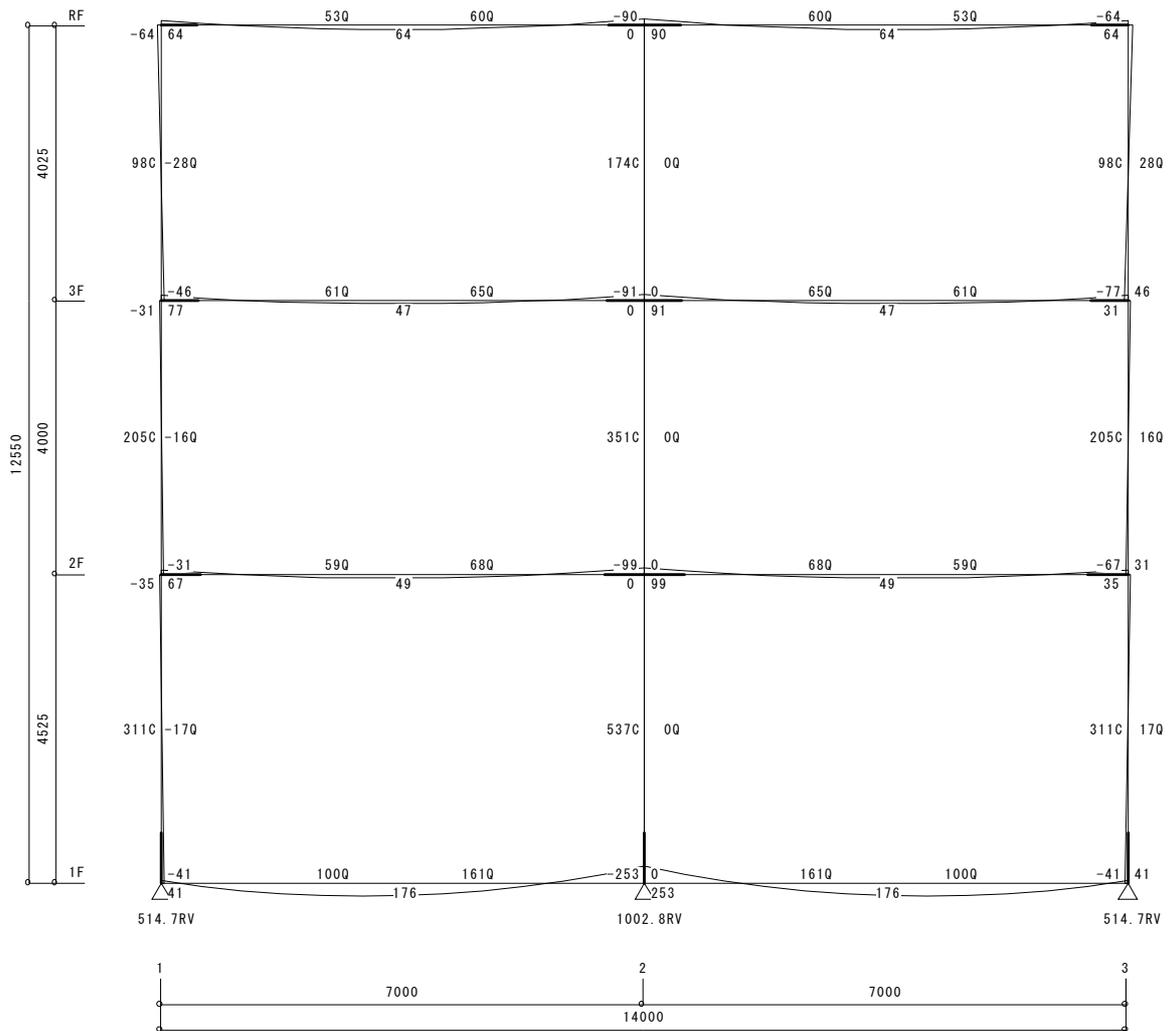


6.2.1 応力図 <固定+積載荷重>



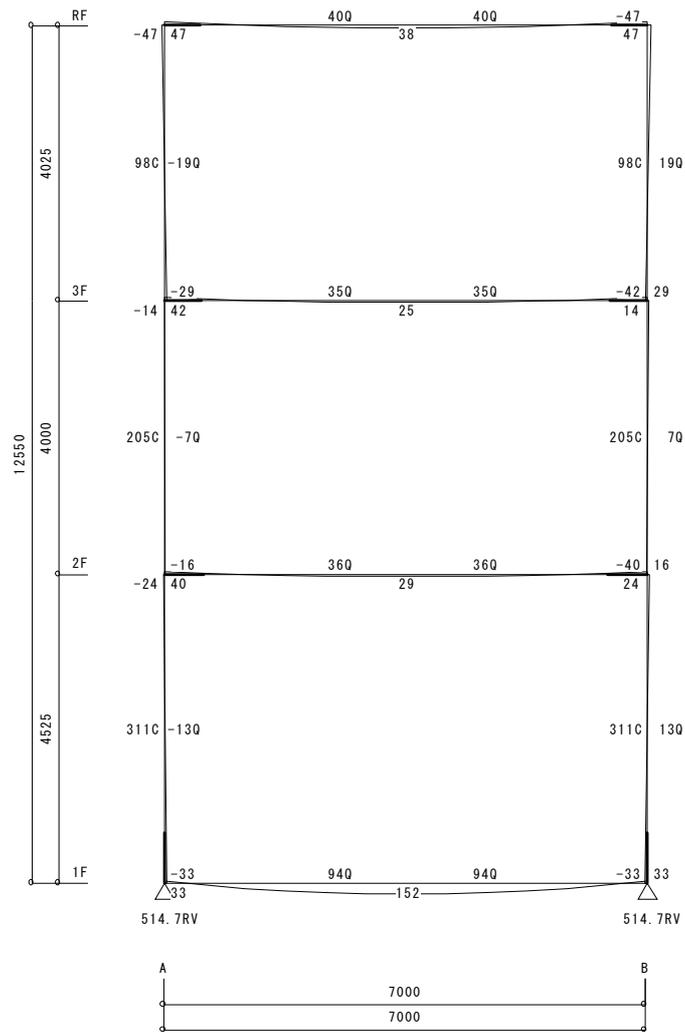
【Aフレーム】 スケール : 1/110

6.2.1 応力図 <固定+積載荷重>



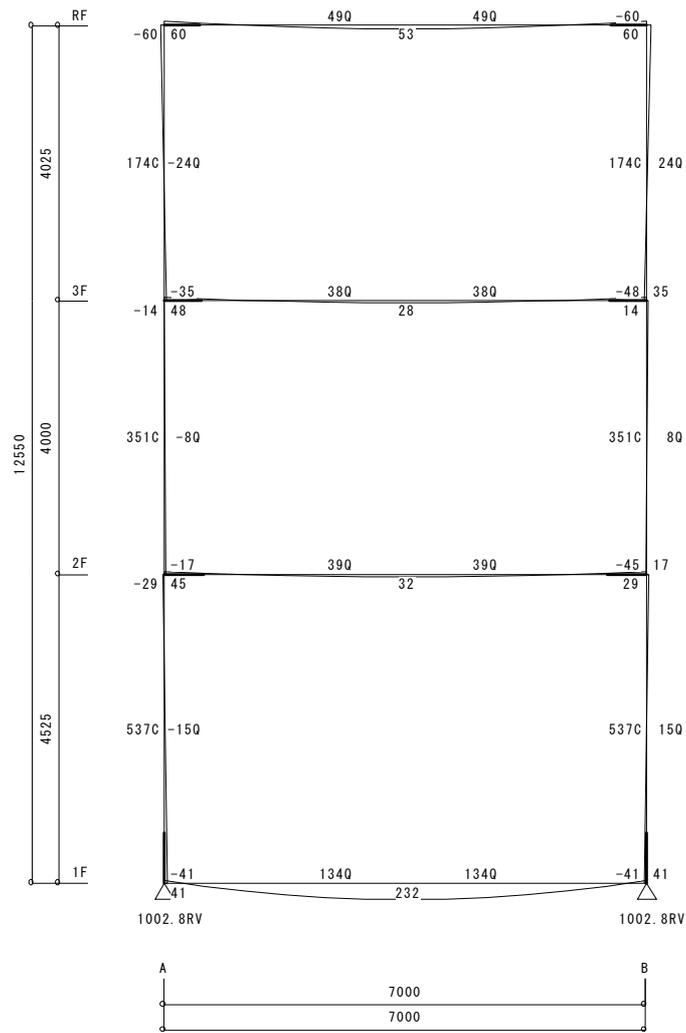
【Bフレーム】 スケール : 1/110

6.2.1 応力図 <固定+積載荷重>



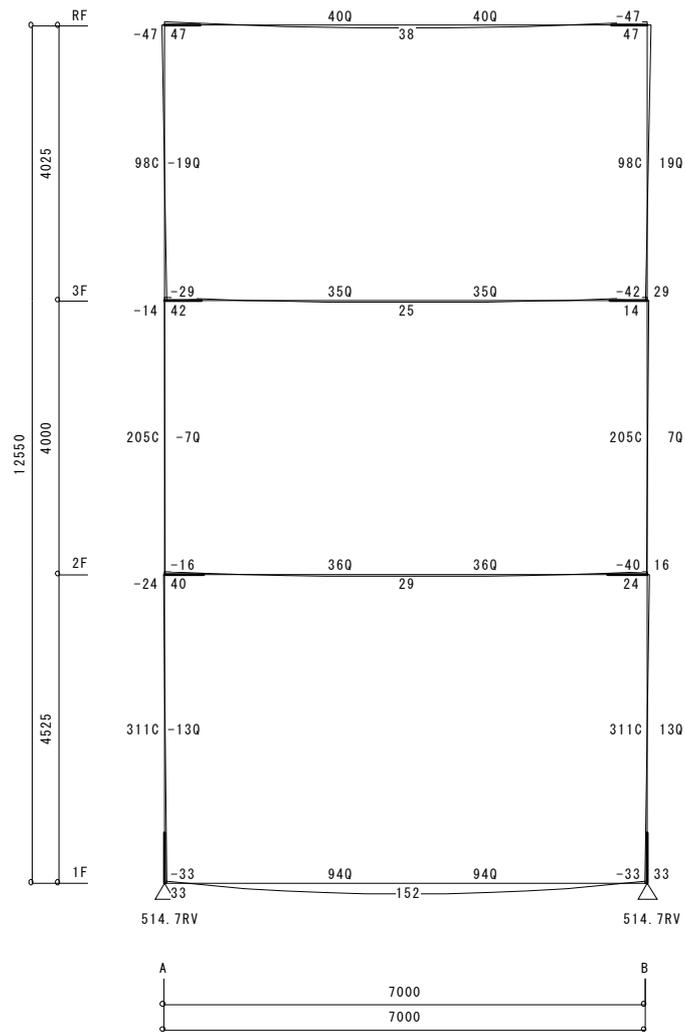
【17フレーム】 スケール : 1/110

6.2.1 応力図 <固定+積載荷重>



【2フレーム】 スケール : 1/110

6.2.1 応力図 <固定+積載荷重>

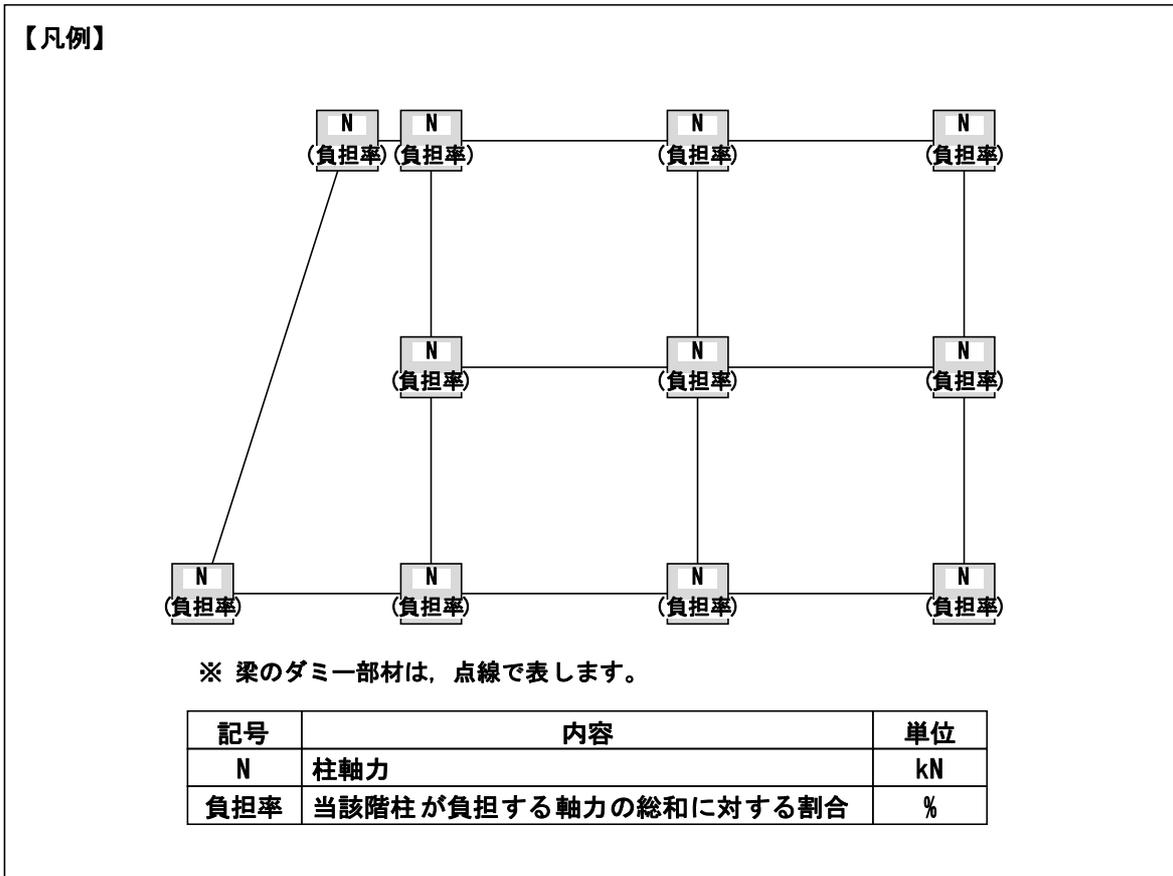


【37フレーム】 スケール : 1/110

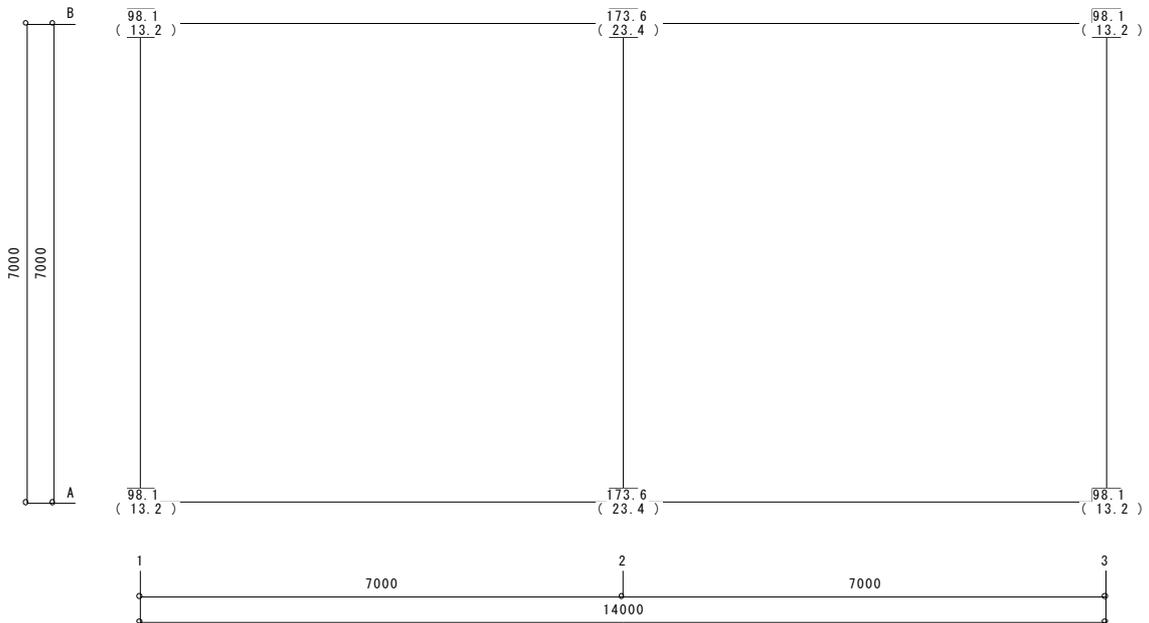
6.2.2 応力図 <積雪荷重>

積雪荷重は考慮していない。

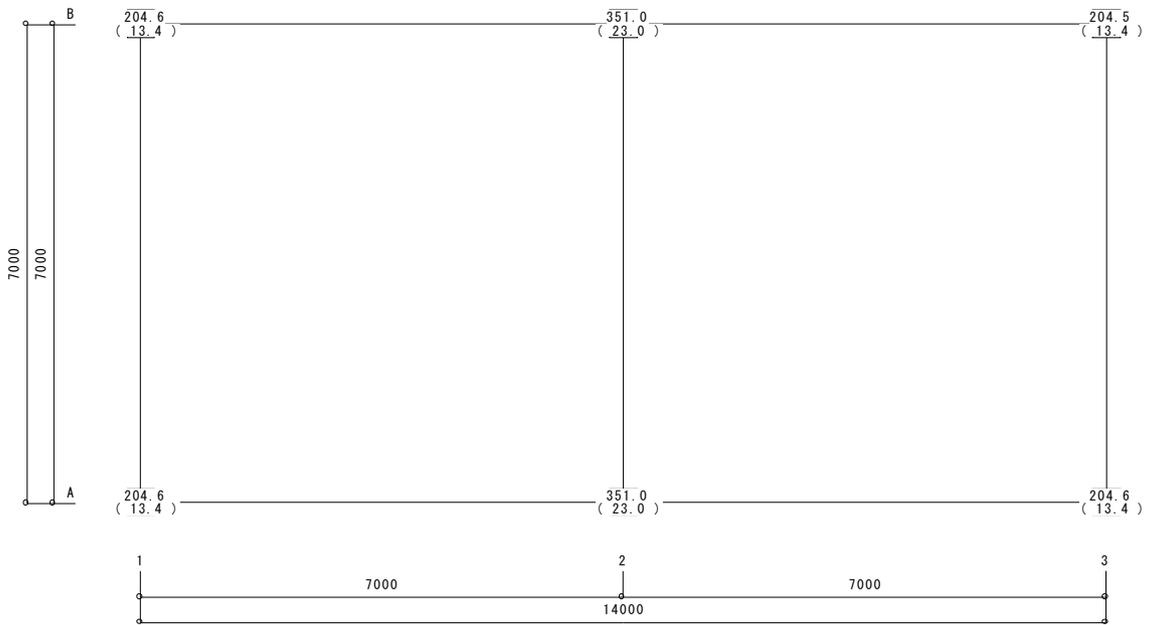
6.2.3 軸力図 <固定+積載荷重>



6.2.3 軸力図 <固定+積載荷重>

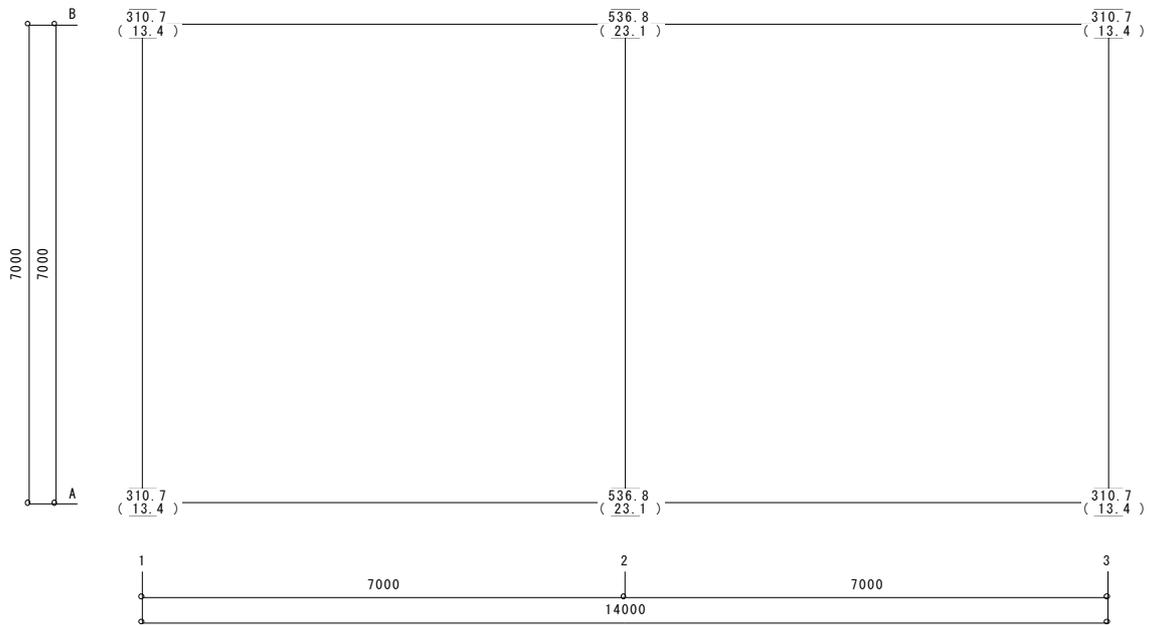


【3階】スケール : 1/110



【2階】スケール : 1/110

6.2.3 軸力図 <固定+積載荷重>

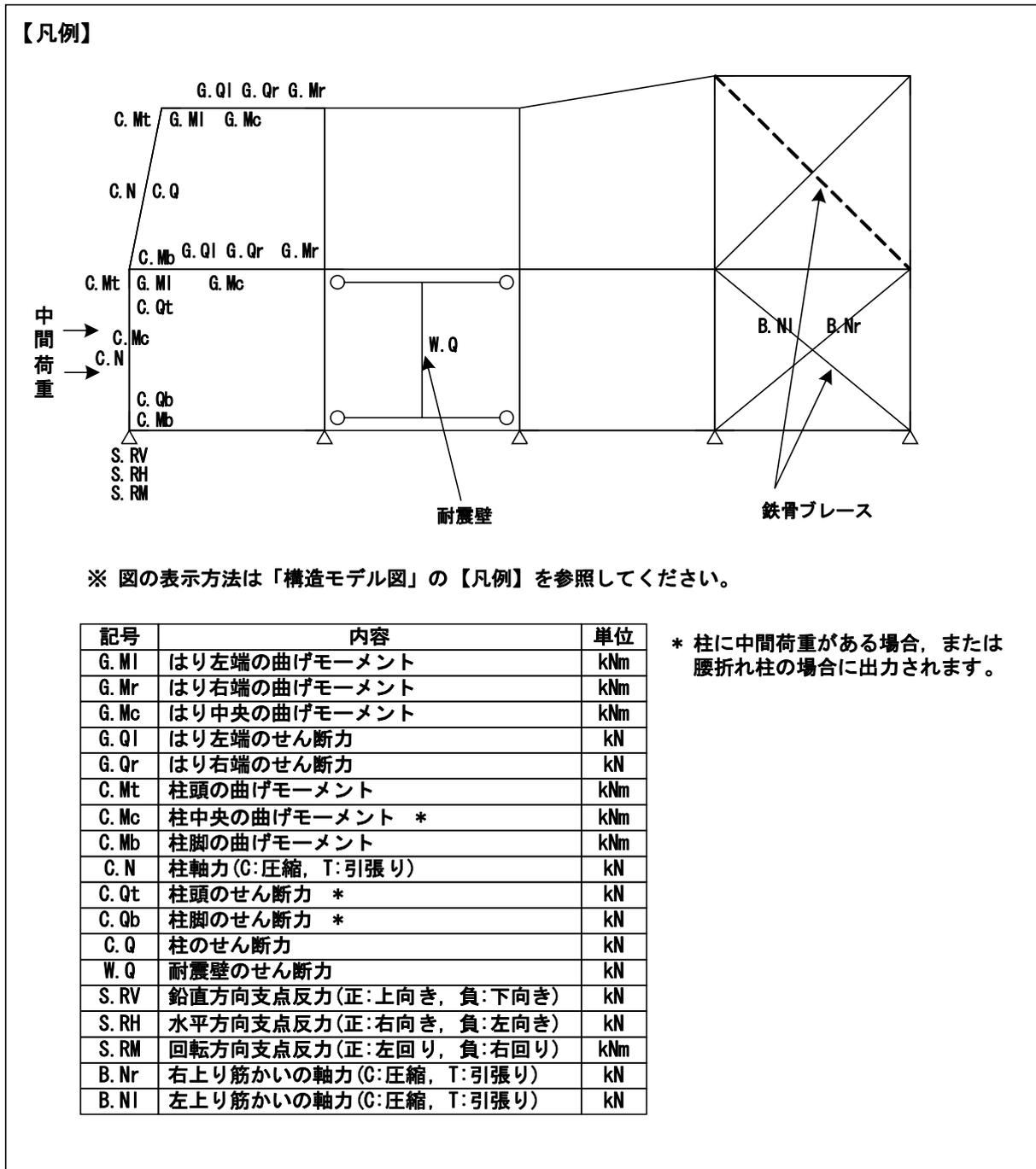


【1階】スケール : 1/110

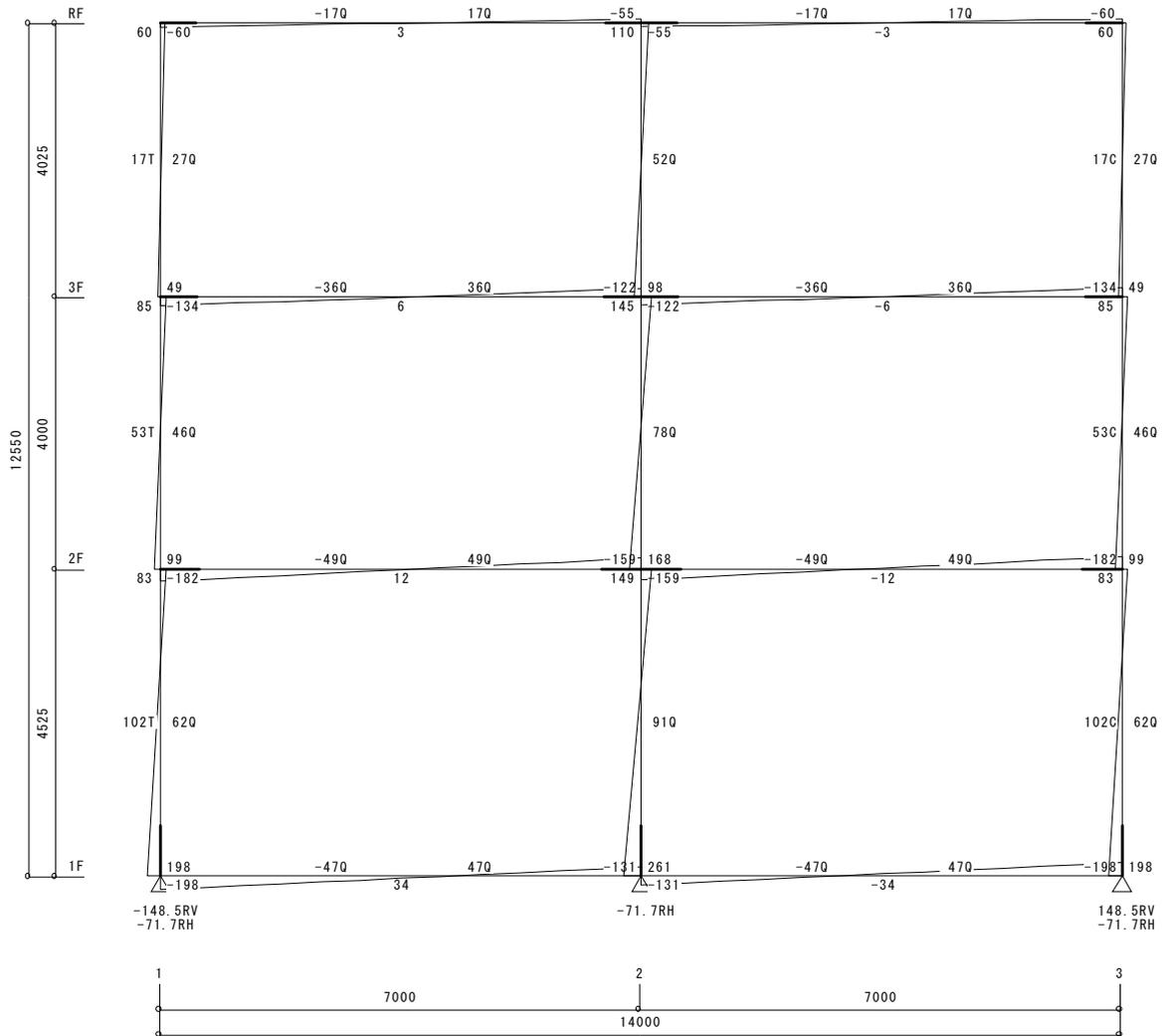
6.2.4 軸力図 <積雪荷重>

積雪荷重は考慮していない。

6.3 水平荷重時
6.3.1 応力図 <地震荷重>

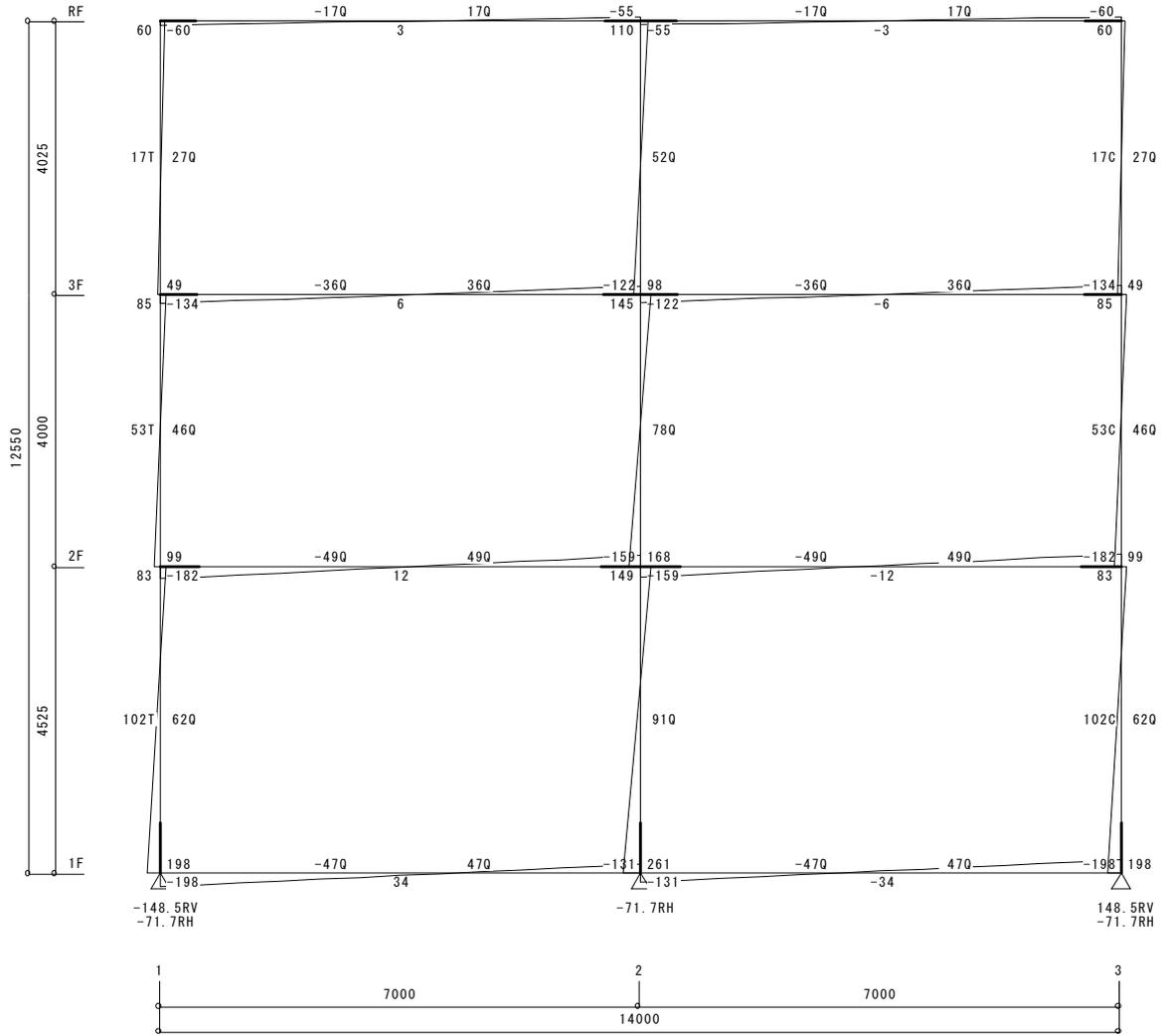


6.3.1 応力図 <地震荷重>



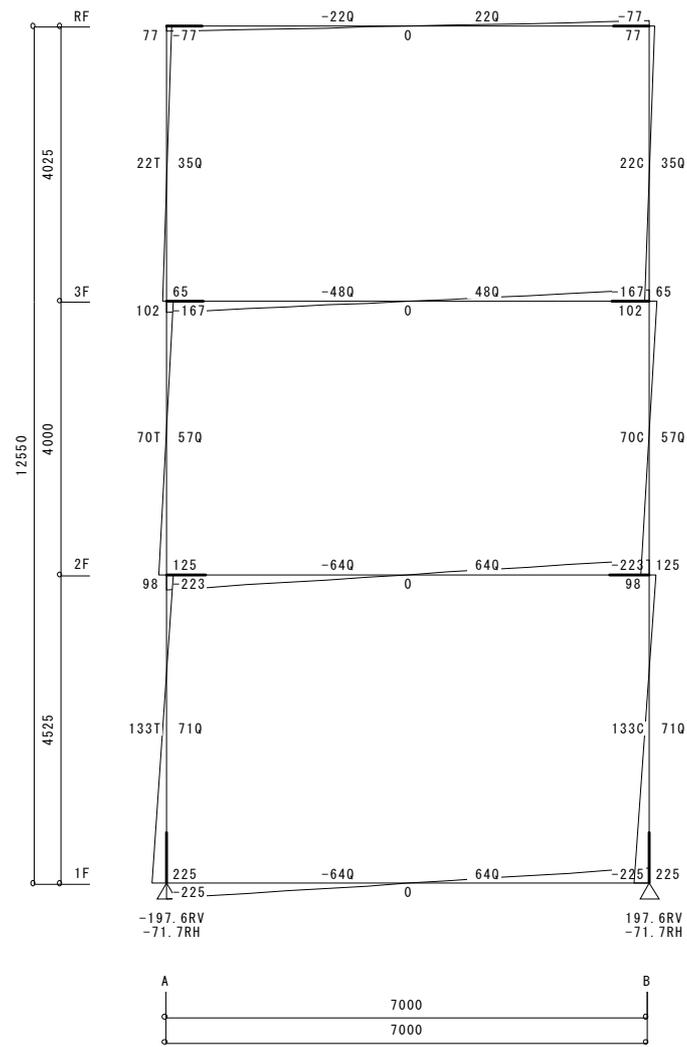
【Aフレーム X方向正加力】スケール：1/110

6.3.1 応力図 <地震荷重>



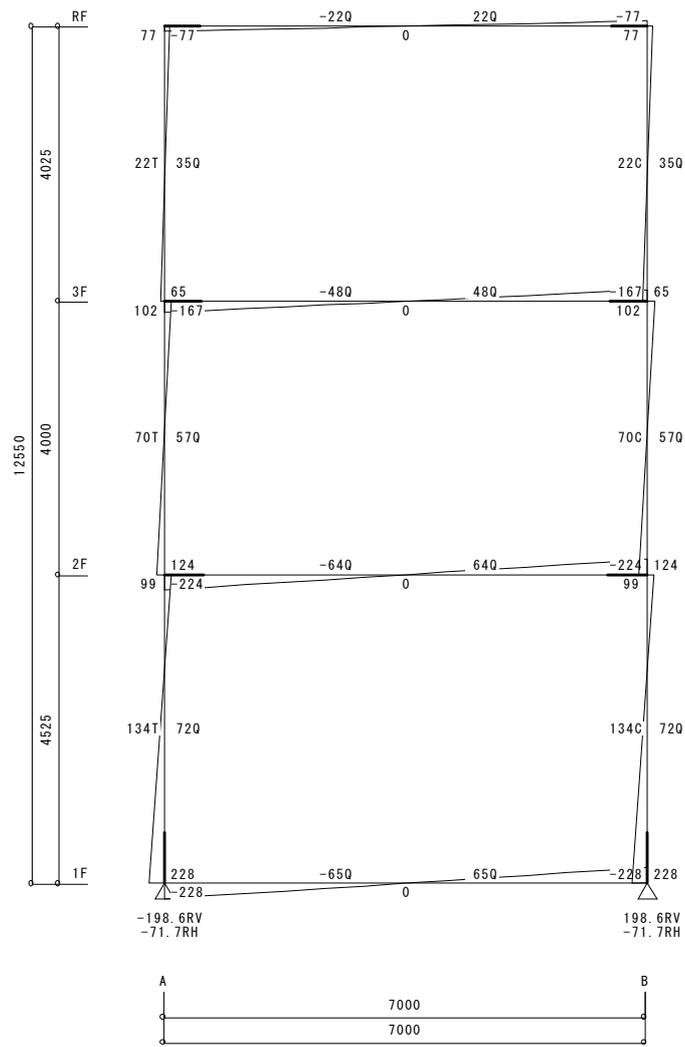
【Bフレーム X方向正加力】スケール：1/110

6.3.1 応力図 <地震荷重>



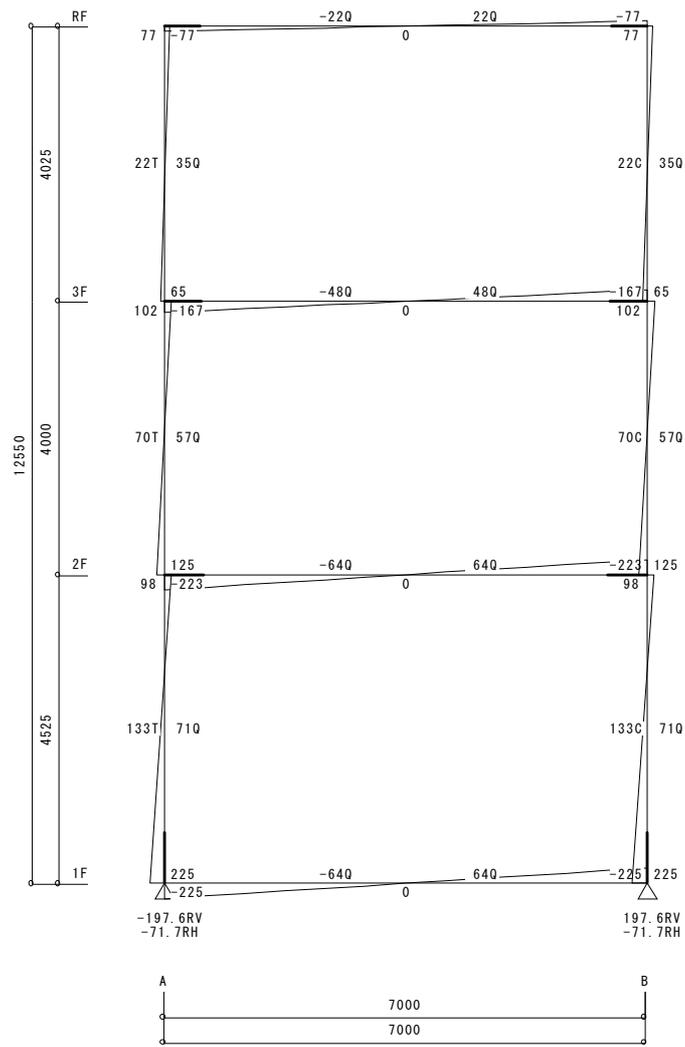
【17フレーム Y方向正加力】スケール : 1/110

6.3.1 応力図 <地震荷重>



【2フレーム Y方向正加力】スケール：1/110

6.3.1 応力図 <地震荷重>



【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

方向	階	ΣQ_c [kN]	ΣQ_w [kN]	$\Sigma Q_c + \Sigma Q_w$ [kN]	$\frac{\Sigma Q_w}{\Sigma Q_c + \Sigma Q_w}$	設計用分担率 [%]	
						柱の分担率	壁の分担率 (ブレース)
X 正	3	211.4	0.0	211.4	0.0000	100.00	0.00
	2	340.4	0.0	340.4	0.0000	100.00	0.00
	1	430.0	0.0	430.0	0.0000	100.00	0.00
Y 正	3	211.3	0.0	211.3	0.0000	100.00	0.00
	2	340.4	0.0	340.4	0.0000	100.00	0.00
	1	429.9	0.0	429.9	0.0000	100.00	0.00

6.4 支点反力图

【凡例】

※ 梁のダミー部材は、点線で表します。
 ※ 「支点反力图<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。

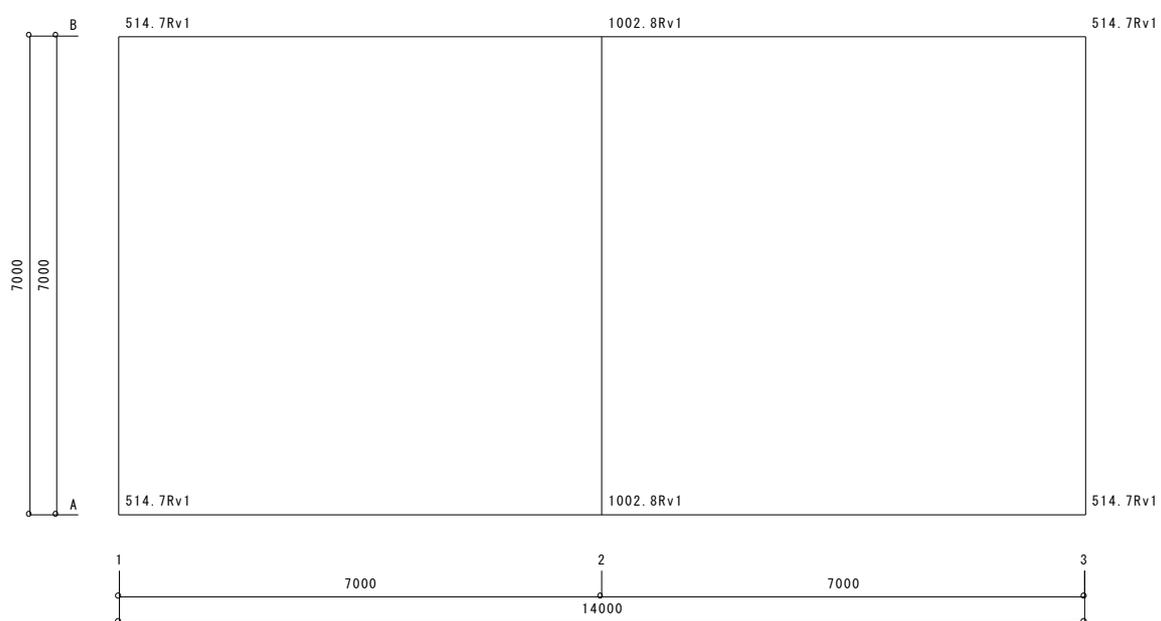
<鉛直荷重>

記号	内容	単位
RV1	固定+積載荷重の支点反力	kN
	固定+積載荷重の接地圧	kN/m ²
RV2	積雪荷重の支点反力	kN

<風荷重，地震荷重>

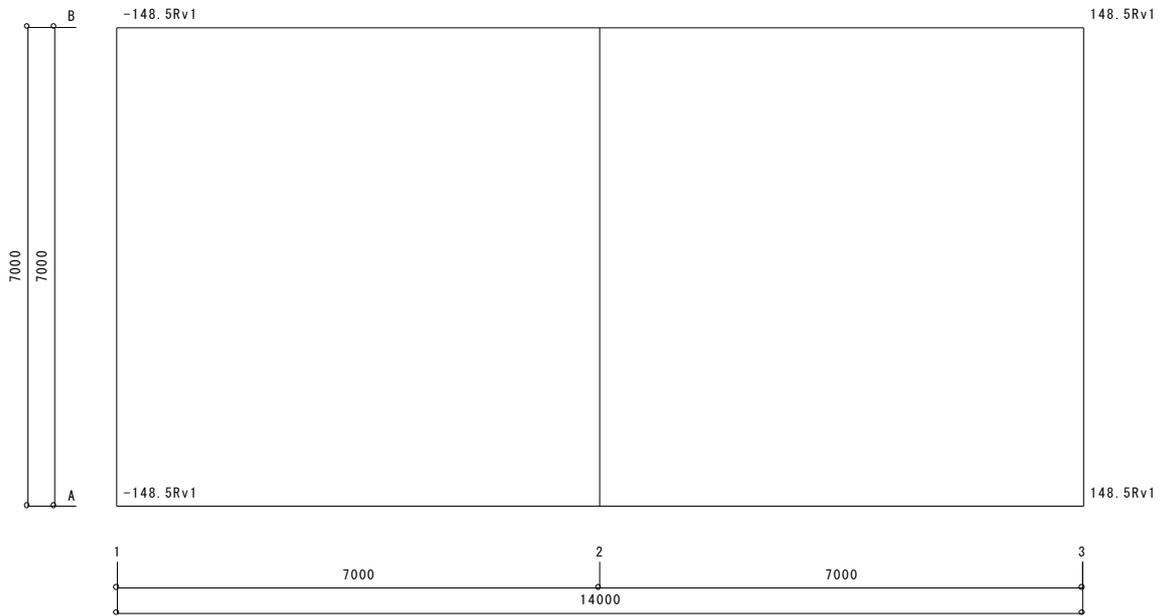
記号	内容	単位
RV1	正加力時の支点反力	kN
RV2	負加力時の支点反力	kN

6.4 支点反力図 <鉛直荷重>

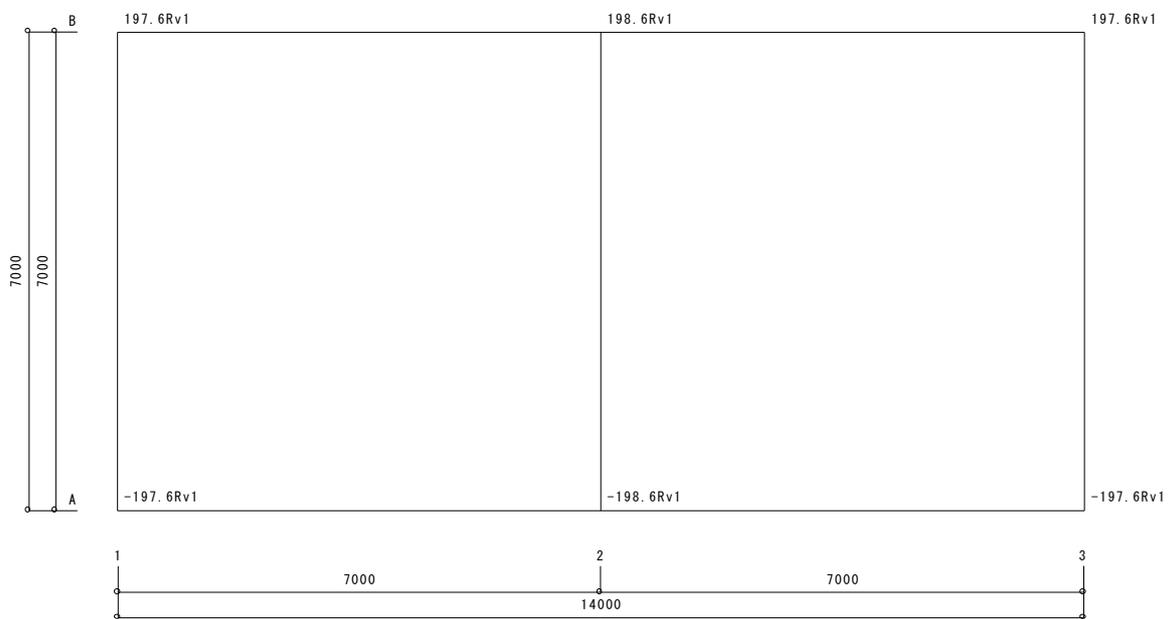


【1F層】スケール : 1/110 Σ 反力 (Rv1) = 4064[kN]

6.4 支点反力図 <地震荷重>



【1F層 X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

【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。

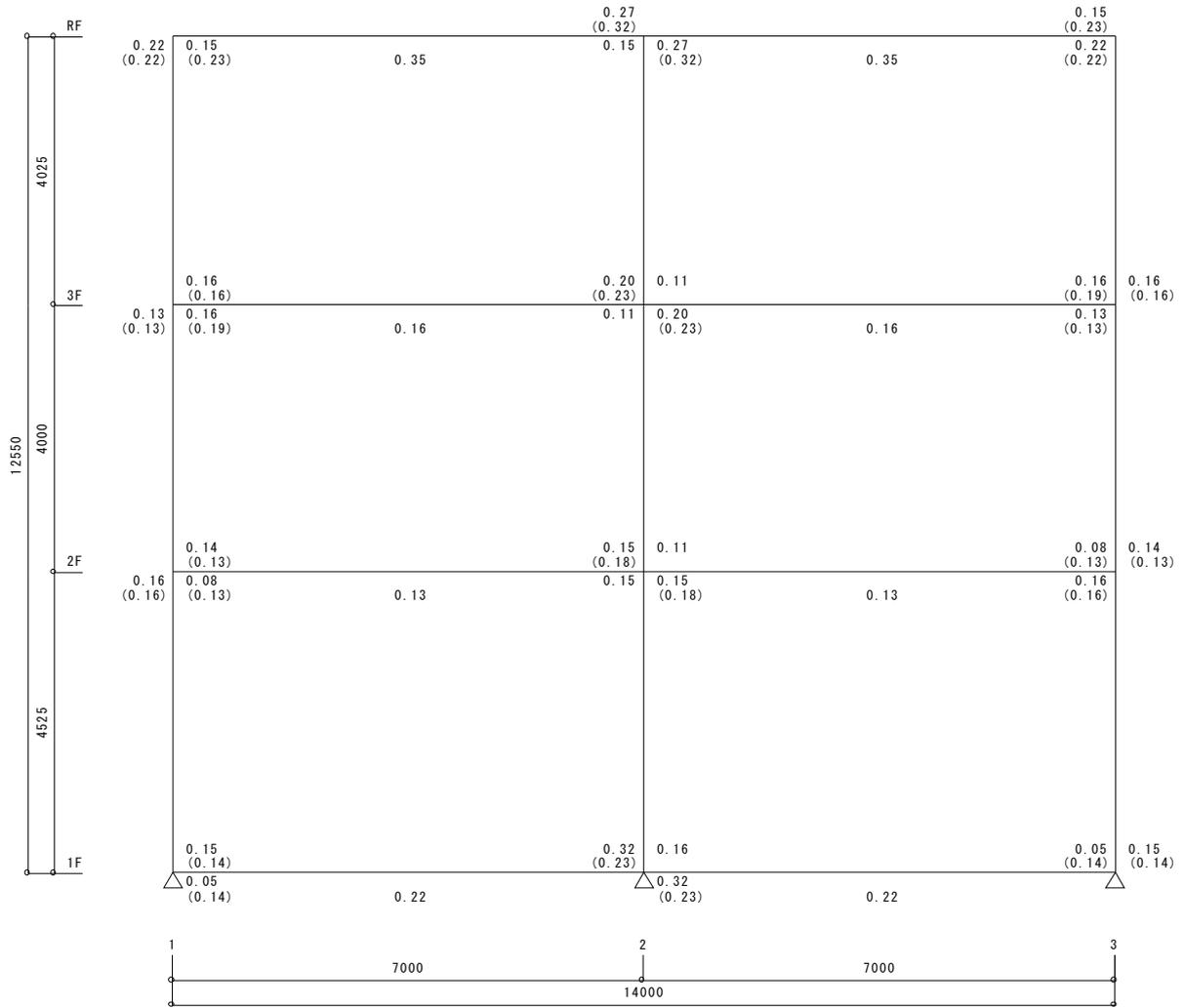
記号	内容
GM	はりの曲げモーメント検定値 *3 *4 *5
GQ	はりのせん断力検定値 *1 *3(RC部材は端部のみ。SRC部材は端部と継手位置。) *5
CM	柱の軸力及び曲げモーメントを考慮した検定値 *1 *2 *5
CQ	柱のせん断力検定値 *1 *5
BNr	右上り筋かいの軸力検定値 (C:圧縮, T:引張)
BNI	左上り筋かいの軸力検定値 (C:圧縮, T:引張)

*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) $\frac{1.58}{\text{検定値}} *$ ①

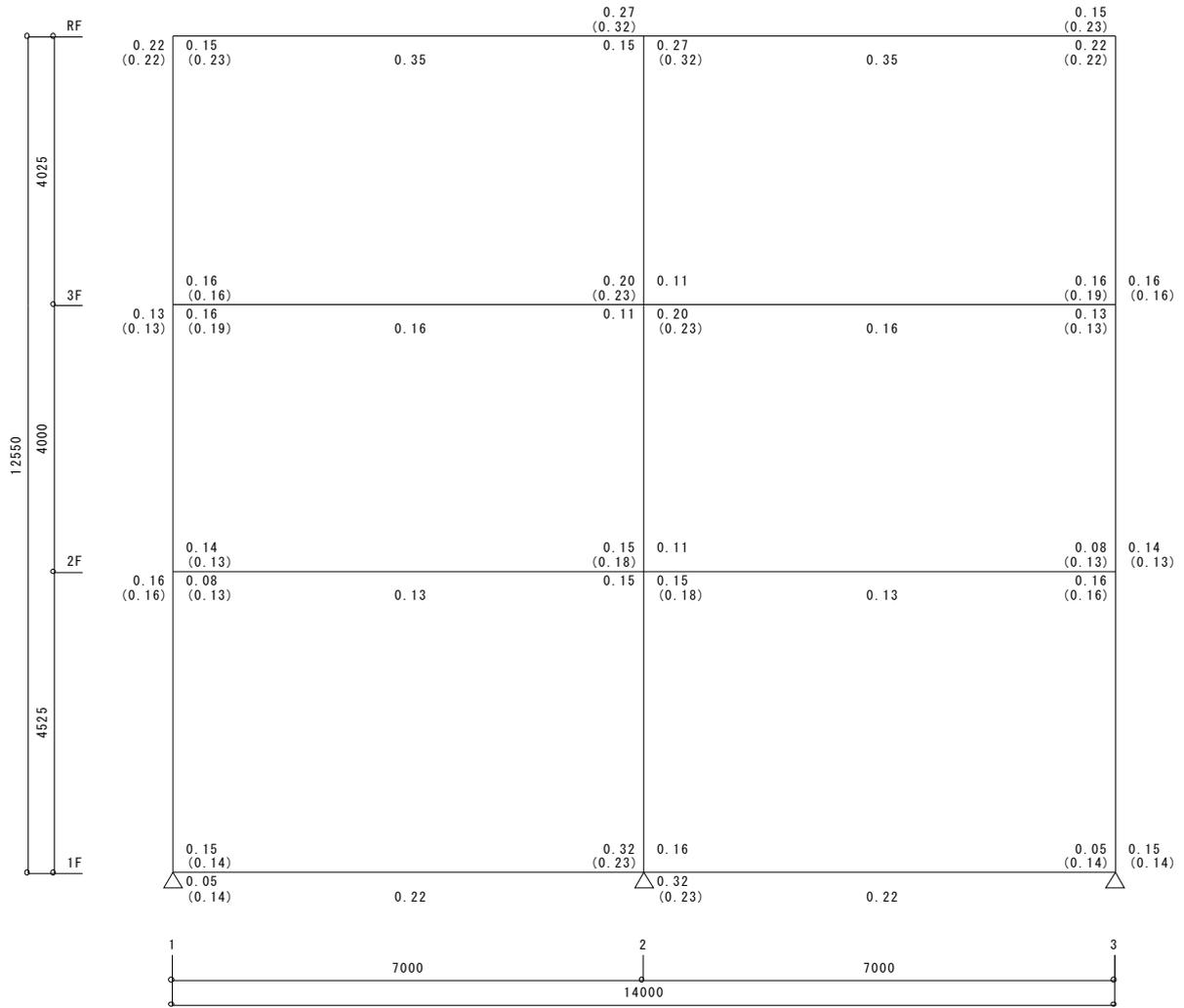
① 検定値が1を超えると、 “*” が付きます。

7.3 長期荷重時断面検定比図



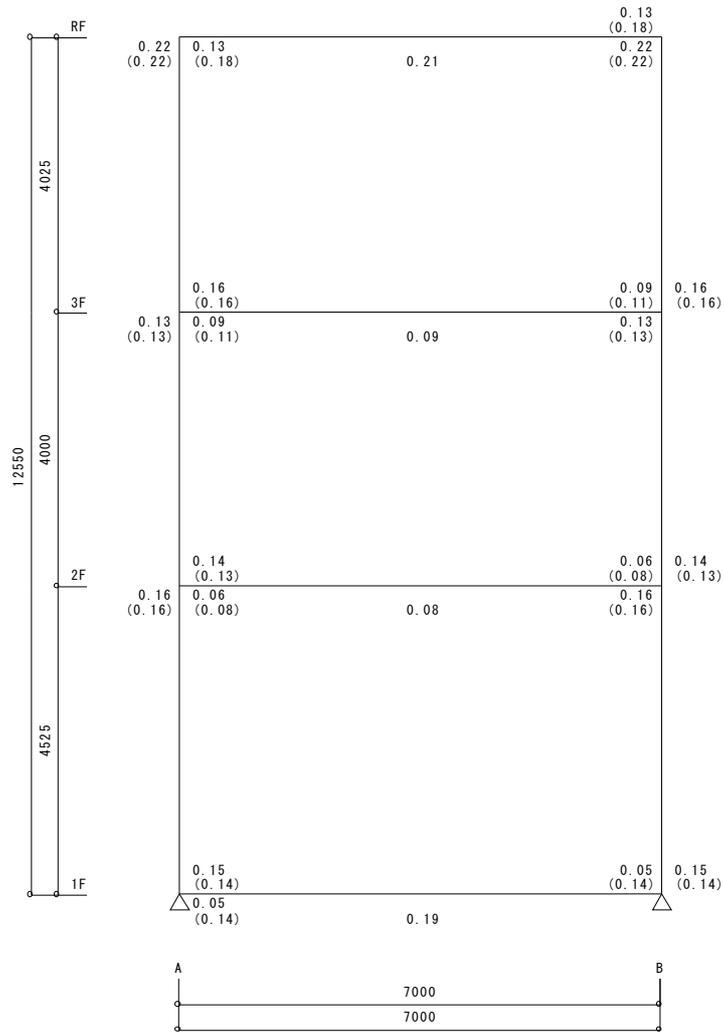
【A7レーム】 スケール : 1/110

7.3 長期荷重時断面検定比図



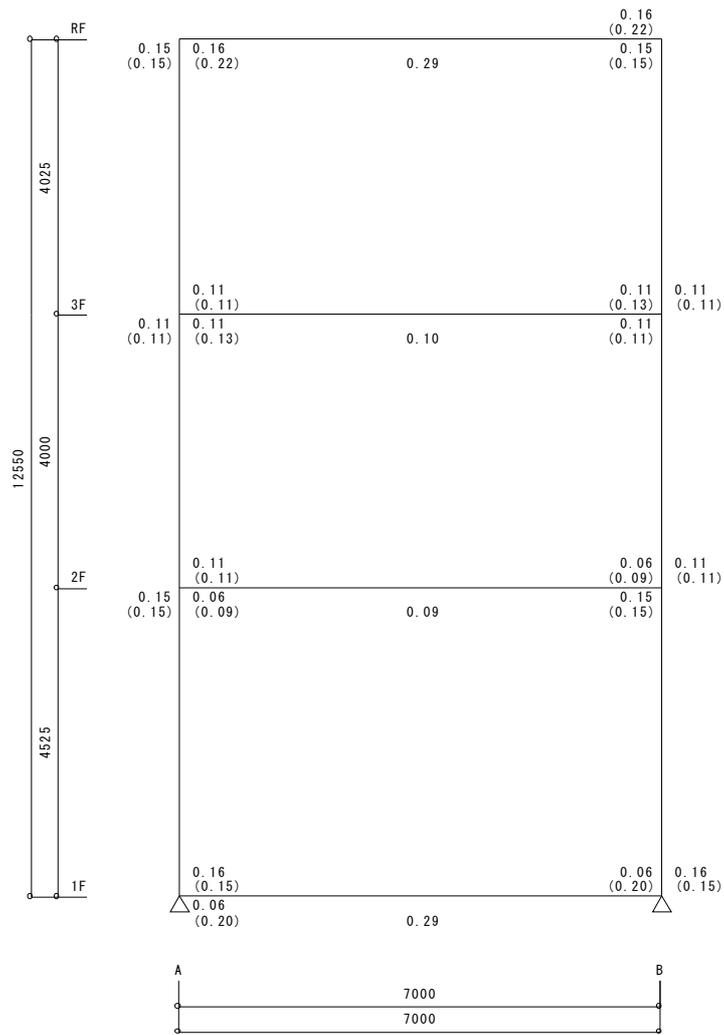
【B7ルーム】 スケール : 1/110

7.3 長期荷重時断面検定比図



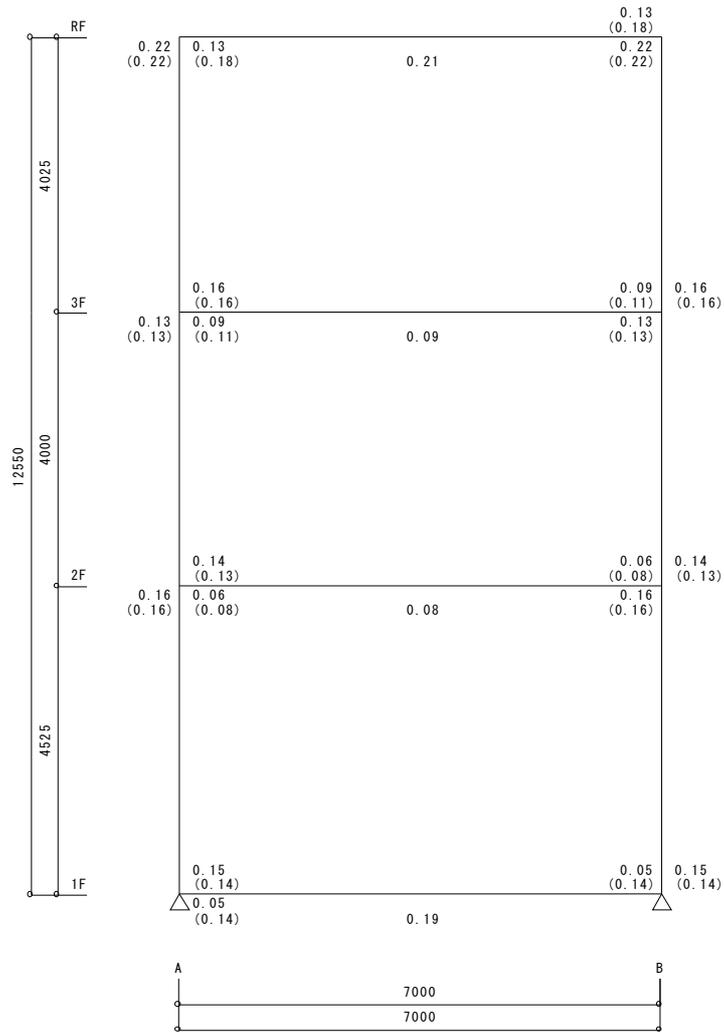
【17レ-4】 スケール : 1/110

7.3 長期荷重時断面検定比図



【27R-4】 スケール : 1/110

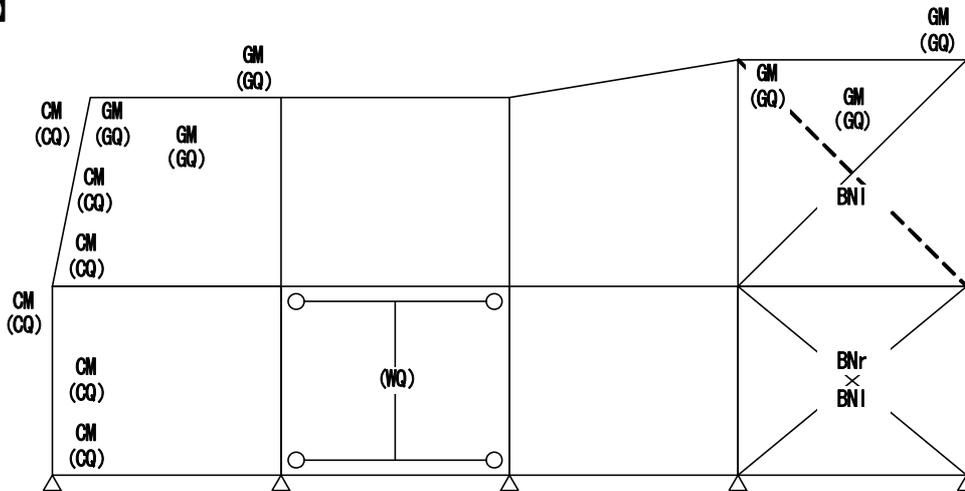
7.3 長期荷重時断面検定比図



【37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)

【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。

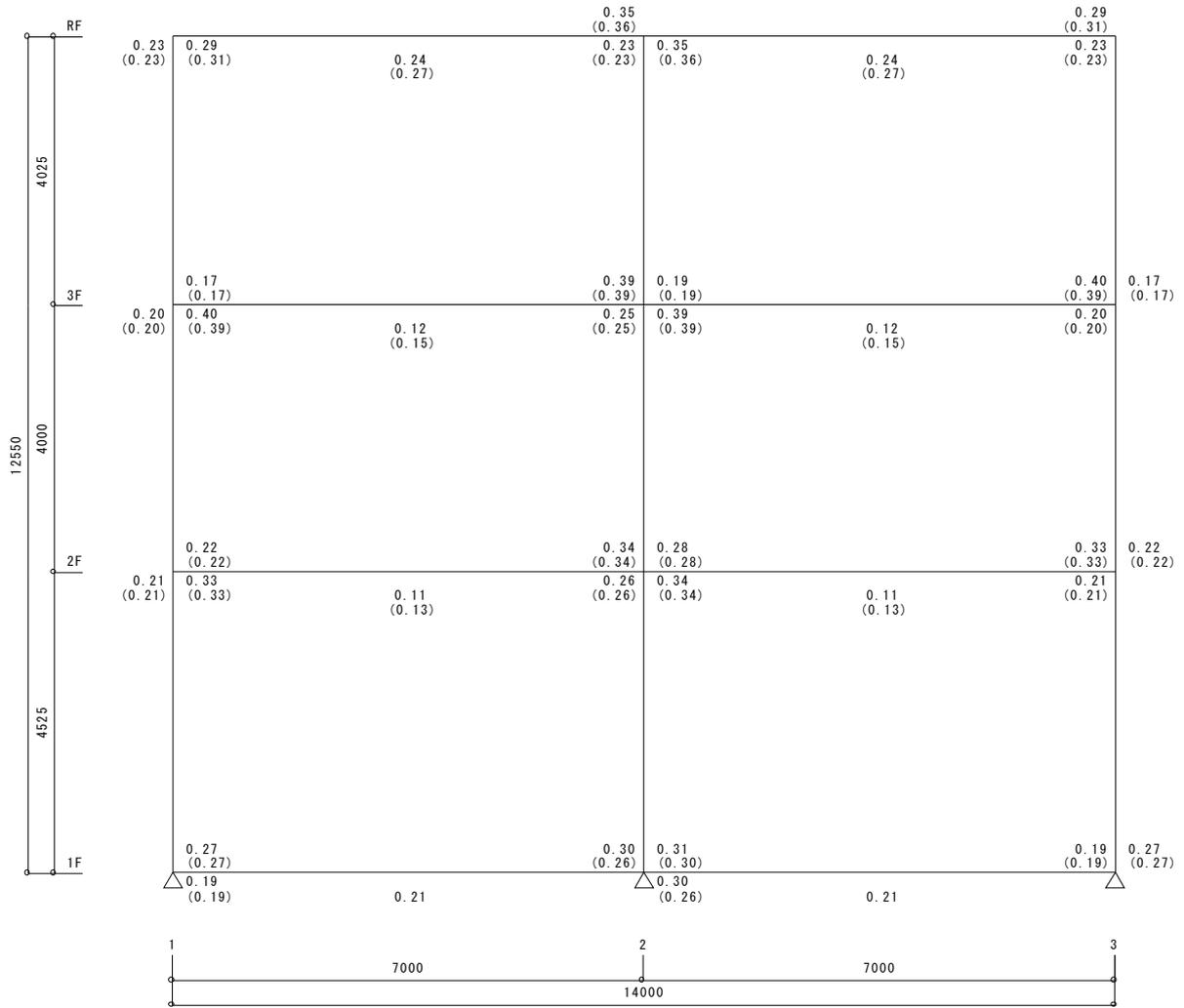
記号	内容
GM	はりの曲げモーメント検定値 *3 *4 *5
GQ	はりのせん断力検定値 *1 *3(RC部材は端部のみ。SRC部材は端部と継手位置。)*5
CM	柱の軸力及び曲げモーメントを考慮した検定値 *1 *2 *5
CQ	柱のせん断力検定値 *1 *5
WQ	耐震壁のせん断検定値 (地震時のみ検定)
BNr	右上り筋かいの軸力検定値 (C:圧縮, T:引張)
BNI	左上り筋かいの軸力検定値 (C:圧縮, T:引張)

- *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) $\frac{1.58}{\text{検定値}} *$
①

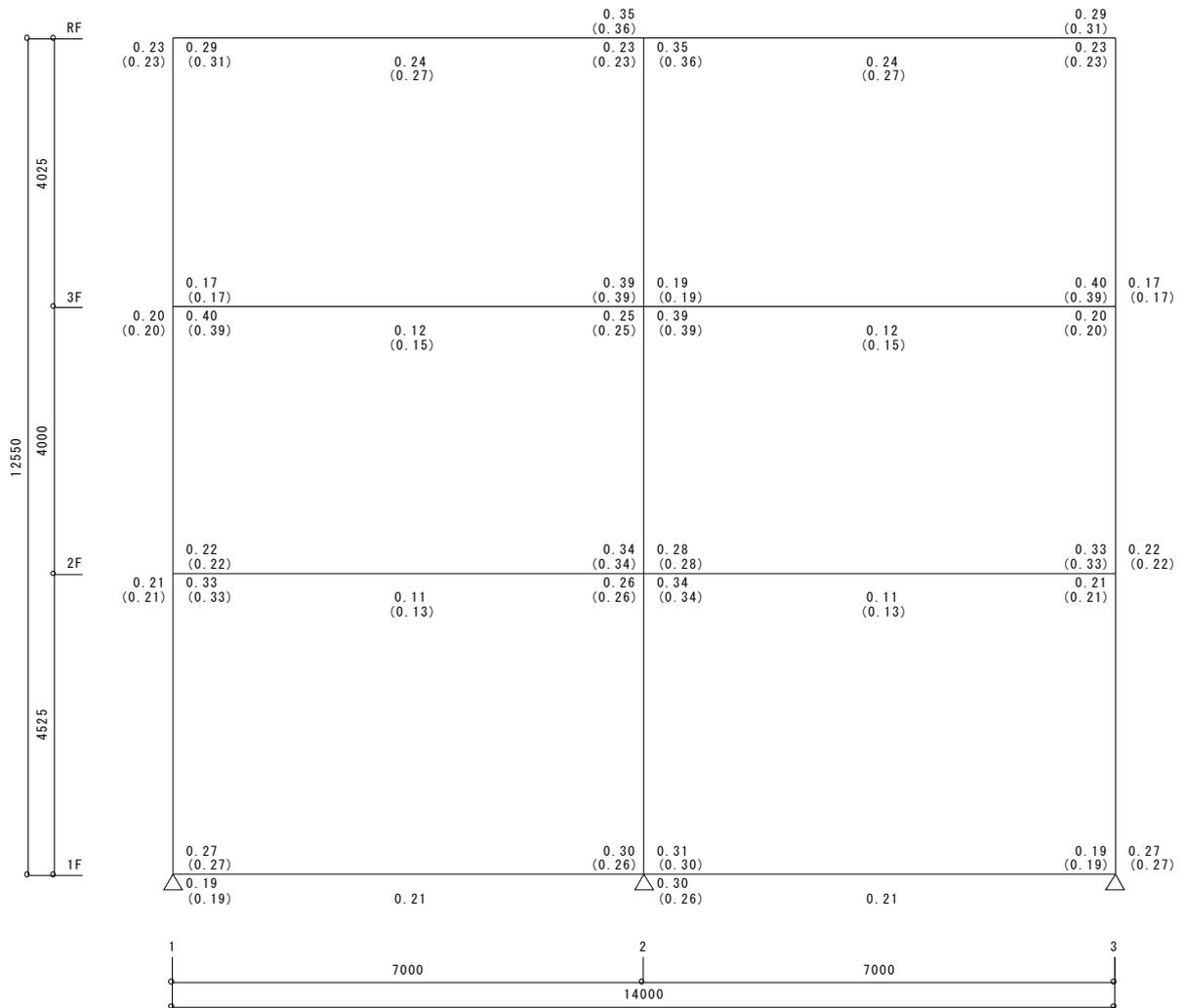
① 検定値が1を超えると、 “*” が付きます。

7.4.1 短期荷重時断面検定比図(地震荷重時)



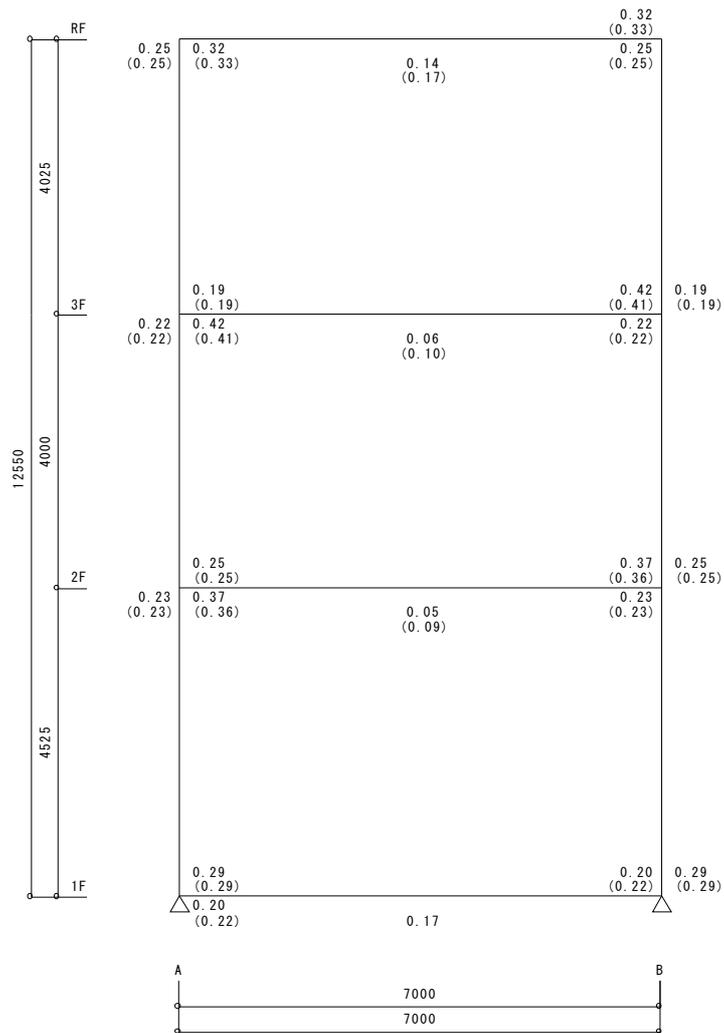
【A7レーム】 スケール : 1/110

7.4.1 短期荷重時断面検定比図(地震荷重時)



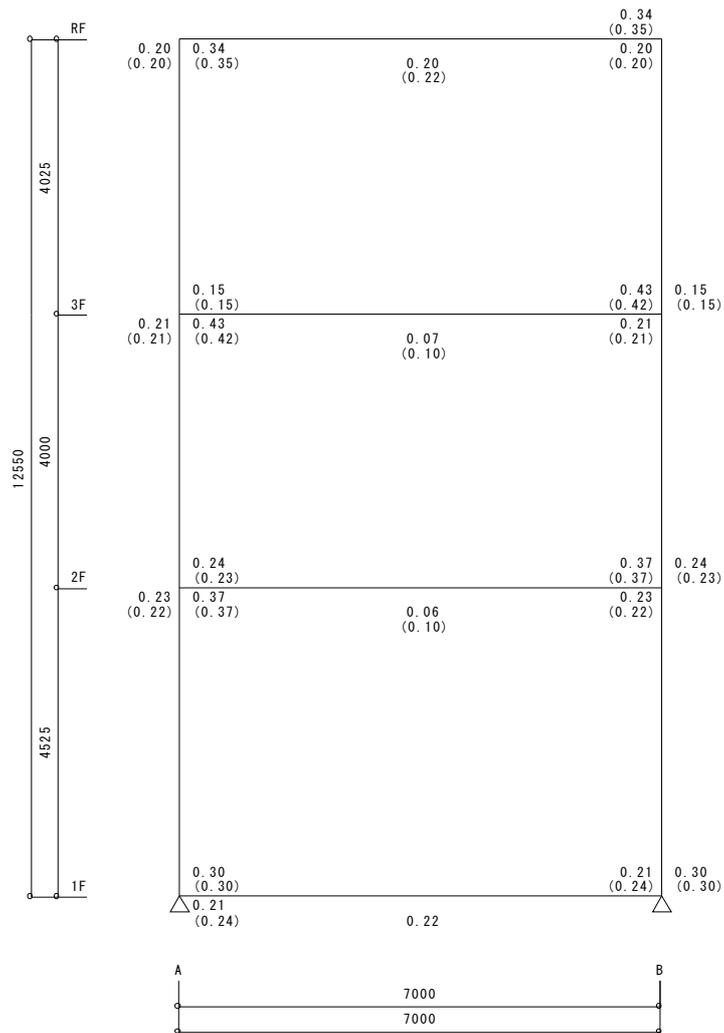
【B7ルーム】 スケール : 1/110

7.4.1 短期荷重時断面検定比図(地震荷重時)



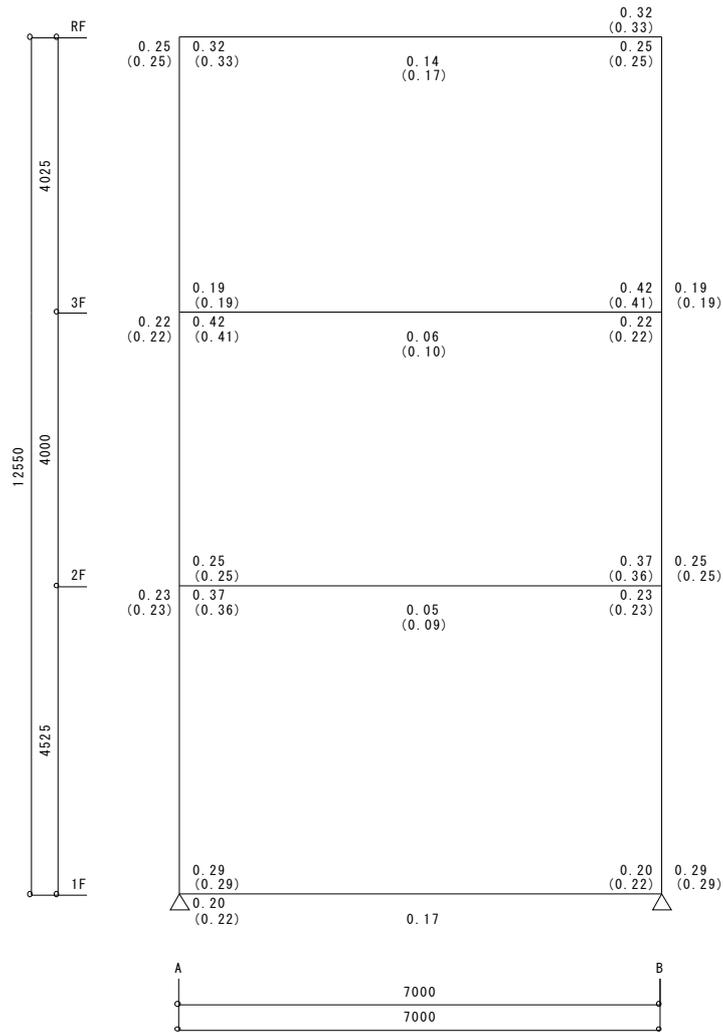
【17レ-ム】 スケール : 1/110

7.4.1 短期荷重時断面検定比図(地震荷重時)



【27フレーム】 スケール : 1/110

7.4.1 短期荷重時断面検定比図(地震荷重時)



【37レ-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
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方向は、鉛直荷重時： 0.0、水平荷重時： 0.0とした。
Y方向は、鉛直荷重時： 0.0、水平荷重時： 0.0とした。
- ・ 梁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 < X方向 > 端部 考慮した。(スカラップ： 0mm欠損)
ウェブの考慮 中央部 考慮した。
- < Y方向 > 端部 考慮した。(スカラップ： 0mm欠損)
中央部 考慮した。
- ・ 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

[計算ルート]
X方向：ルート3
Y方向：ルート3

鋼材種別	内ダイヤフラム	通しダイヤフラム	外ダイヤフラム	その他
BCP	1.1	1.2	1.2	1.0
BCR	1.2	1.3	1.3	1.0
STKR	1.3	1.4	1.4	1.0

(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/mm ²]	Z	: 断面係数	[cm ³]
位置	: 断面算定位置 (軸心からの距離)	[cm]	A	: 断面積	[cm ²]
NL	: 長期軸力	[kN]	Aw	: せん断断面積	[cm ²]
ML'	: 長期設計用曲げモーメント	[kNm]	Lb	: 曲げ座屈長さ	[cm]
N	: 設計用軸力	[kN]	C	: f b 計算の補正係数	
M	: 設計用曲げモーメント	[kNm]	fbx	: X方向の許容曲げ応力度	[N/mm ²]
QL	: 長期設計用せん断力	[kN]	fbv	: Y方向の許容曲げ応力度	[N/mm ²]
Q	: 設計用せん断力	[kN]	fw	: 溶接継目の断面積に対する許容応力度	[N/mm ²]
iy	: 断面2次半径	[cm]	σ_c/f_c	: 軸方向応力度比	
Lk/h	: 座屈長さ係数		σ_{bx}/f_b	: X方向の曲げ応力度比	
Lk	: 圧縮座屈長さ	[cm]	σ_{bv}/f_b	: Y方向の曲げ応力度比	
λ	: 細長比		TOTAL	: 軸方向応力度比と曲げ応力度比の合計	
f _c	: 許容圧縮応力度	[N/mm ²]	τ/fs	: せん断応力度比	
Lb1, Lb2	: 横補剛間隔	[cm]	組合せ	: 組合せ応力度比	
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]	ケース	: 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)	

< 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 >

$\sigma_{bv}/f_w(L)$: 仕口部の X 方向加力時の直交方向曲げ応力度比 (長期)
 $\sigma_{bx}/f_w(L)$: 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

[3C1] [3 B 3]		位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0[FA]	<X>	柱頭	0.0	98	-64	28	L+K1	115	-124	55			
部材長 402.5		柱脚	0.0		46	28	L+K1	115	95	55			
<X>	<Y>	<Y>	0.0	98	-47	19	L+K1	120	-123	54			
Lk/h 1.00 1.00		柱脚	0.0		29	19	L+K1	120	94	54			
Lk 402.5 402.5		Z	A	Aw	fb	σ_c/fc	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>	柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.15	0.06	0.23	0.03	0.23	
λ 25.9 25.9		柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.12	0.04	0.17	0.03	0.17	
fc 187	<Y>	柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.08	0.15	0.25	0.03	0.25	
		柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.06	0.12	0.19	0.03	0.19	

[2C1] [2 B 2]		位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0[FA]	<X>	柱頭	0.0	351	0	0	L+K2	351	145	78			
部材長 400.0		柱脚	0.0		0	0	L+K2	351	-168	78			
<X>	<Y>	<Y>	0.0	351	-14	8	L+K1	421	-116	64			
Lk/h 1.00 1.00		柱脚	0.0		17	8	L+K1	421	141	64			
Lk 400.0 400.0		Z	A	Aw	fb	σ_c/fc	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>	柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.06	0.18	0.02	0.25	0.04	0.25	
λ 25.7 25.7		柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.06	0.20	0.02	0.28	0.04	0.28	
fc 187	<Y>	柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.07	----	0.14	0.21	0.04	0.21	
		柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.07	----	0.17	0.24	0.04	0.23	

[1C1] [1 B 2]		位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*19.0* 47.5[FA]	<X>	柱頭	0.0	537	0	0	L+K2	537	149	91			
部材長 452.5		柱脚	75.0		0	0	L+K2	537	-193	91			
<X>	<Y>	<Y>	0.0	537	-29	15	L+K1	670	-128	88			
Lk/h 1.00 1.00		柱脚	75.0		29	15	L+K1	670	203	88			
Lk 452.5 452.5		Z	A	Aw	fb	σ_c/fc	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.36 15.36	<X>	柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.07	0.16	0.03	0.26	0.04	0.26	
λ 29.4 29.4		柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.07	0.21	0.04	0.31	0.04	0.30	
fc 184	<Y>	柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.09	----	0.14	0.23	0.04	0.22	
		柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.09	----	0.22	0.30	0.04	0.30	

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
 - 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方向は、鉛直荷重時：節点、水平荷重時： 0.0とした。
 - Y方向は、鉛直荷重時：節点、水平荷重時： 0.0とした。
- ・ Q_y 算出時の内法寸法は、剛域端間(L')とした。
- ・ 内法長さの 1/4L, 3/4Lの位置でも断面算定を行った。(Lは柱面間, 配筋は中央部)
- ・ 最小複筋比 (γ_{min}) は、0.30とした。
- ・ 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 必要とした。
- ・ コンクリートせいが 0cm未満の部材は、断面算定を行わない。
- ・ 耐震壁周りの梁は、断面算定を行った。
- ・ 耐震壁周りの梁主筋本数決定には、0.8%BDを採用した。
- ・ 短期荷重時のせん断設計 (異形鉄筋および丸鋼) : 安全性確保のための検討
- ・ QD決定方法 :
 - X方向 $QD = \min\{Q_0 + Q_y, QL + n \cdot QE\}$ $n = 2.00$
 - Y方向 $QD = \min\{Q_0 + Q_y, QL + n \cdot QE\}$ $n = 2.00$
- ・ ウルボン使用部材
 - QD決定方法 : X方向 $QD = \min\{Q_0 + Q_y, QL + n \cdot QE\}$ $n = 2.00$
 - Y方向 $QD = \min\{Q_0 + Q_y, QL + n \cdot QE\}$ $n = 2.00$
 - 短期許容せん断力式 : 許容せん断耐力式

[計算ルート]	Ptmin	Ptmax	Pwmin	Pwmax
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

<断面算定出力一般>

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

ケース : 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>

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 [kNm]
Q : 設計用せん断力 [kN]

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)

コンクリート 長期 短期 鉄筋 異形 -D13 [SD295A] 丸鋼 -R13 [SR235]
 Fc 21.0 fc 7.00 14.00 D16-D29 [SD345] R16- [SR295]
 (普通) fs 0.70 1.05 D32- [SD390]

記号 (U) は、高強度せん断補強筋
ウルボンを表す。

[1G1]		位置		左端	1/4	中央	3/4	右端	設計at					左端	1/4	中央	3/4	右端	左端	右端
[1F B 2 -3]				0.0	185.0	350.0	185.0	0.0	上	30.42	20.28	20.28	20.28	30.42	QL	161	100			
	左端	中央	右端	ML'	253	-54	-176	-155	41	下	30.42	30.42	30.42	30.42	QE	47	47			
B*D		40*150		ME1'	-131	-44	34	111	198	MA長	812	812	812	812	812	Qo	131	131		
上端一段	4-D25	4-D25	4-D25	ME2'	131	44	-34	-111	-198	短上	1302	882	882	882	1302	QD	255	194		
二段	2-D25	2-D25	2-D25	MS上	383				238	下	1302	1302	1302	1302	1302		L+E	L+E		
下端一段	4-D25	4-D25	4-D25	下		-98	-210	-266	-157	Mu 上	1421	(1340)	(1340)	1421	Pw	0.31%	0.31%			
二段	2-D25	2-D25	2-D25	L+E2					L+E1	下	1421	(1340)	(1340)	1421	QAL	716	716			
スターアップ		2-D13 @200		上					L+E2	dt 上	8.1	6.0	6.0	6.0	8.1	QAS	992	1059		
部材長	700.0	内法	660.0	下						下	8.1	8.1	8.1	8.1	αL	1.89	αS	1.73		
[1G2]		位置		左端	1/4	中央	3/4	右端	設計at					左端	1/4	中央	3/4	右端	左端	右端
[1F 2 A -B]				0.0	185.0	350.0	185.0	0.0	上	30.42	20.28	20.28	20.28	30.42	QL	134	134			
	左端	中央	右端	ML'	41	-171	-232	-171	41	下	30.42	30.42	30.42	30.42	QE	65	65			
B*D		40*150		ME1'	-228	-107	0	107	228	MA長	812	812	812	812	812	Qo	134	134		
上端一段	4-D25	4-D25	4-D25	ME2'	228	107	0	-107	-228	短上	1302	882	882	882	1302	QD	264	264		
二段	2-D25	2-D25	2-D25	MS上	269				269	下	1302	1302	1302	1302	1302		L+E	L+E		
下端一段	4-D25	4-D25	4-D25	下	-187	-278	-232	-278	-187	Mu 上	1421	(1340)	(1340)	1421	Pw	0.31%	0.31%			
二段	2-D25	2-D25	2-D25	L+E2					L+E1	下	1421	(1340)	(1340)	1421	QAL	683	683			
スターアップ		2-D13 @200		上					L+E2	dt 上	8.1	6.0	6.0	6.0	8.1	QAS	1128	1128		
部材長	700.0	内法	660.0	下						下	8.1	8.1	8.1	8.1	αL	1.80	αS	2.00		

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

[4G1]	[RF B 1 -2]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-JOINT-右	左-仕口-右
左端BH- 400* 170* 9.0*16.0 [FA]	ML'	27	17	-64	37	49	Lb	350.0	350.0	350.0	350.0	350.0
中央 H- 400* 200* 8.0*13.0*13 [FA]	QL	53	53	----	60	60	C					
右端BH- 400* 170* 9.0*16.0 [FA]	[部材]						fb	235	157	235	235	235
部材長 700.0 補剛数 1	M	79	66	-64	81	95	Z	1190	1172	1190	1172	1172
Lb1 Lb2	Q	69	69	0	76	76	Aw	33.1	29.9	33.1	29.9	29.9
350.0 350.0	[仕口]						σ	66	54	80	56	69
	M	79				95	τ	21	----	23	23	26
	Q	69				76	σ/fb	0.29	0.35	0.35	0.24	0.30
	均等 : 必要補剛数 (等) 0本						τ/fs	0.16	----	0.17	0.18	0.19
たわみ δ 0.592 δ/L 1/1180							組合せ	0.31	----	0.36	0.29	0.34

※ 鉄骨断面を変更している。

[4G2]	[RF 2 A -B]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-JOINT-右	左-仕口-右
左端BH- 400* 170* 9.0*16.0 [FA]	ML'	29	20	-53	20	29	Lb	350.0	350.0	350.0	350.0	350.0
中央 H- 400* 200* 8.0*13.0*13 [FA]	QL	49	49	----	49	49	C					
右端BH- 400* 170* 9.0*16.0 [FA]	[部材]						fb	235	157	235	235	235
部材長 700.0 補剛数 1	M	94	82	-53	82	94	Z	1190	1172	1190	1172	1172
Lb1 Lb2	Q	71	71	0	71	71	Aw	33.1	29.9	33.1	29.9	29.9
350.0 350.0	[仕口]						σ	79	45	79	70	79
	M	94				94	τ	21	----	21	24	24
	Q	71				71	σ/fb	0.34	0.29	0.34	0.30	0.30
	均等 : 必要補剛数 (等) 0本						τ/fs	0.16	----	0.16	0.18	0.18
たわみ δ 0.496 δ/L 1/1409							組合せ	0.35	----	0.35	0.33	0.33

※ 鉄骨断面を変更している。

[3G1]	[3F B 1 -2]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-JOINT-右	左-仕口-右
左端BH- 500* 170* 12.0*16.0 [FA]	ML'	41	30	-47	41	53	Lb	233.1	233.1	233.8	233.1	233.8
中央 H- 500* 200* 10.0*16.0*13 [FA]	QL	61	61	----	65	65	C					
右端BH- 500* 170* 12.0*16.0 [FA]	[部材]						fb	235	157	235	235	235
部材長 700.0 補剛数 2	M	155	137	-47	135	154	Z	1684	1872	1684	1872	1872
Lb1 Lb2 Lb3	Q	97	97	0	101	101	Aw	56.1	46.8	56.1	46.8	46.8
233.1 233.1 233.8	[仕口]						σ	92	25	92	73	72
	M	155				154	τ	17	----	18	21	22
	Q	97				101	σ/fb	0.40	0.16	0.39	0.32	0.31
	均等 : 必要補剛数 (等) 0本						τ/fs	0.13	----	0.14	0.16	0.16
たわみ δ 0.197 δ/L 1/3542							組合せ	0.39	----	0.39	0.33	0.33

※ 鉄骨断面を変更している。

[3G2]	[3F 2 A -B]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-JOINT-右	左-仕口-右
左端BH- 500* 170* 12.0*16.0 [FA]	ML'	27	20	-28	20	27	Lb	233.1	233.1	233.8	233.1	233.8
中央 H- 500* 200* 10.0*16.0*13 [FA]	QL	38	38	----	38	38	C					
右端BH- 500* 170* 12.0*16.0 [FA]	[部材]						fb	235	235	235	235	235
部材長 700.0 補剛数 2	M	168	152	-28	152	168	Z	1684	1872	1684	1872	1872
Lb1 Lb2 Lb3	Q	86	86	48	86	86	Aw	56.1	46.8	56.1	46.8	46.8
233.1 233.1 233.8	[仕口]						σ	100	15	100	81	81
	M	168				168	τ	15	10	15	18	18
	Q	86				86	σ/fb	0.43	0.07	0.43	0.35	0.35
	均等 : 必要補剛数 (等) 0本						τ/fs	0.12	0.08	0.12	0.14	0.14
たわみ δ 0.119 δ/L 1/5857							組合せ	0.42	0.10	0.42	0.36	0.36

※ 鉄骨断面を変更している。

[2G1]	[2F B 2 -3]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-JOINT-右	左-仕口-右
左端BH- 600* 170* 12.0*19.0 [FA]	ML'	56	44	-49	19	30	Lb	233.1	233.1	233.8	233.1	233.8
中央 H- 600* 200* 11.0*17.0*13 [FA]	QL	68	68	----	59	59	C					
右端BH- 600* 170* 12.0*19.0 [FA]	[部材]						fb	235	157	235	235	235
部材長 700.0 補剛数 2	M	187	165	-49	163	184	Z	2409	2518	2409	2518	2518
Lb1 Lb2 Lb3	Q	117	117	0	108	108	Aw	67.4	62.2	67.4	62.2	62.2
233.1 233.1 233.8	[仕口]						σ	78	20	76	65	65
	M	187				184	τ	17	----	16	19	17
	Q	117				108	σ/fb	0.34	0.13	0.33	0.28	0.28
	均等 : 必要補剛数 (等) 0本						τ/fs	0.13	----	0.12	0.14	0.13
たわみ δ 0.133 δ/L 1/5231							組合せ	0.34	----	0.33	0.30	0.29

※ 鉄骨断面を変更している。

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

[2G2]	[2F 2 A -B]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
左端BH-	600* 170*12.0*19.0	[FA]	ML'	22	15	-32	15	22	Lb	233.1	233.1	233.8	233.1 233.8
中央 H-	600* 200*11.0*17.0*13	[FA]	QL	39	39	---	39	39	C				
右端BH-	600* 170*12.0*19.0	[FA]	[部材]						fb	235	235	235	235
部材長	700.0 補剛数 2		M	209	189	-32	189	209	Z	2409	2518	2409	2518 2518
Lb1	Lb2	Lb3	Q	103	103	64	103	103	Aw	67.4	62.2	67.4	62.2 62.2
233.1	233.1	233.8	[仕口]						σ	87	13	87	75 75
			M	209			209	τ	15	10	15	16	16 15
			Q	103			103	σ/fb	0.37	0.06	0.37	0.32	0.32 0.37
たわみ δ	0.092	δ/L 1/7608	均等 : 必要補剛数 (等)	0本			λ	168.4	τ/fs	0.12	0.08	0.12	0.13 0.13
									組合せ	0.37	0.10	0.37	0.33 0.33

※ 鉄骨断面を変更している。

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。

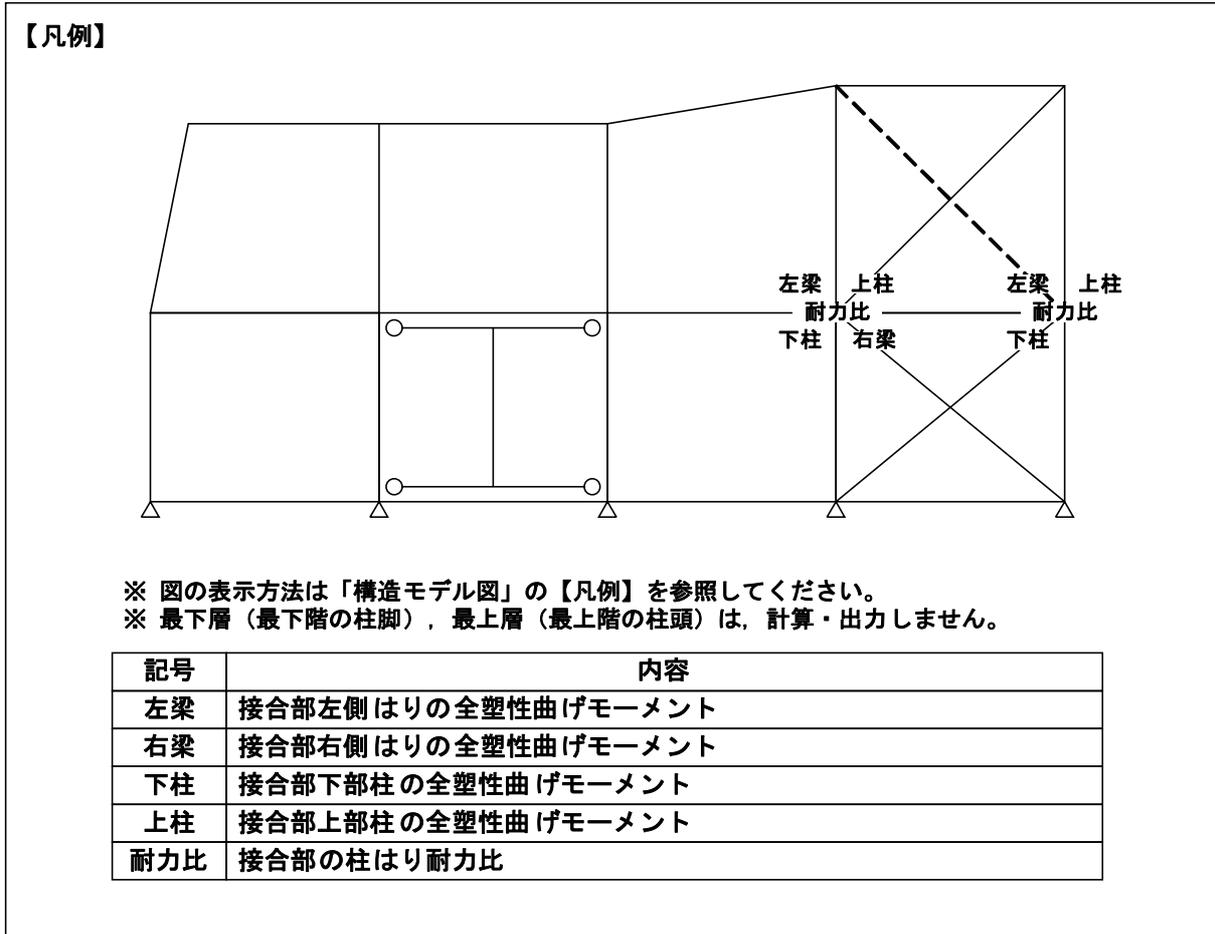
7.9 柱・はり接合部の断面検定表

該当するデータはありません。

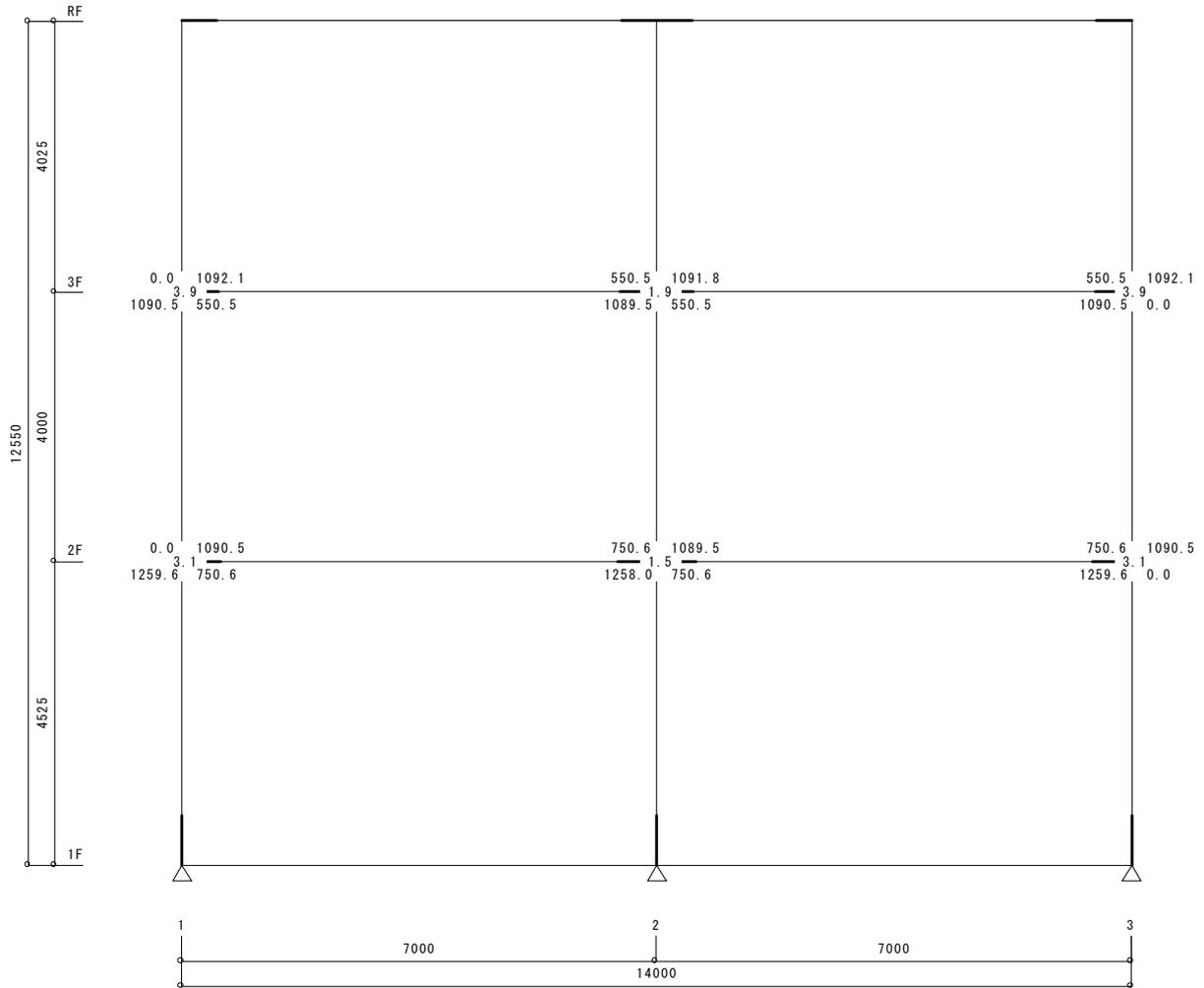
7.10 柱脚の断面検定表

該当するデータはありません。

7.11 柱はり耐力比図(冷間成形角形鋼管)

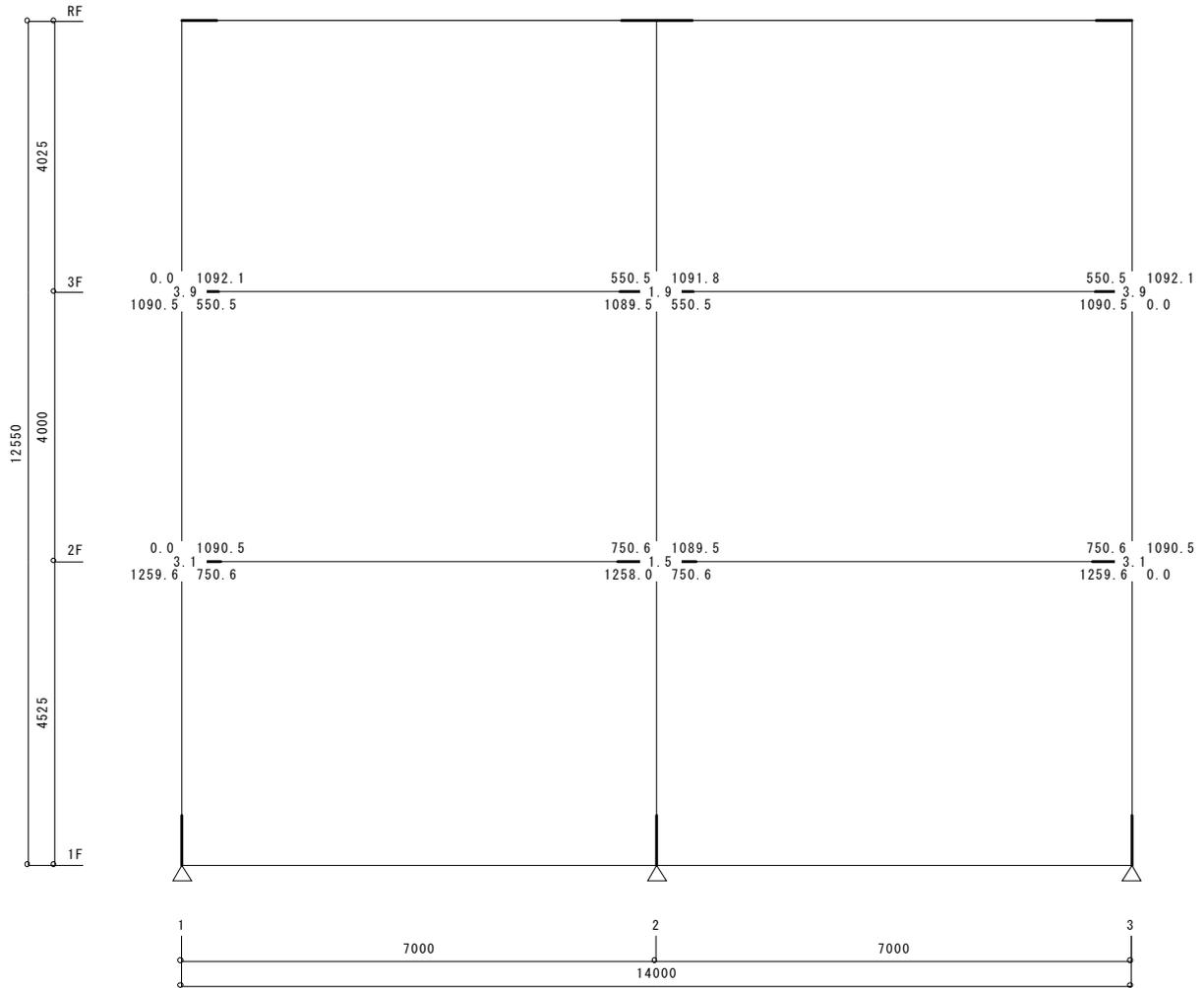


7.11 柱はり耐力比図(冷間成形角形鋼管)



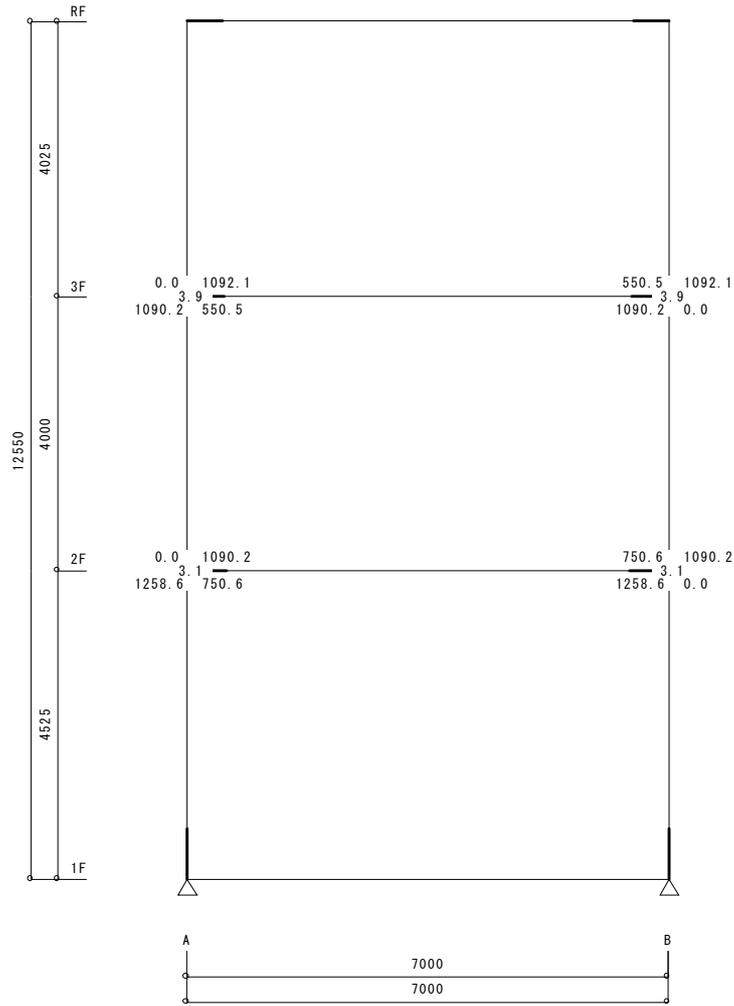
【Aフレーム】スケール : 1/110

7.11 柱はり耐力比図(冷間成形角形鋼管)



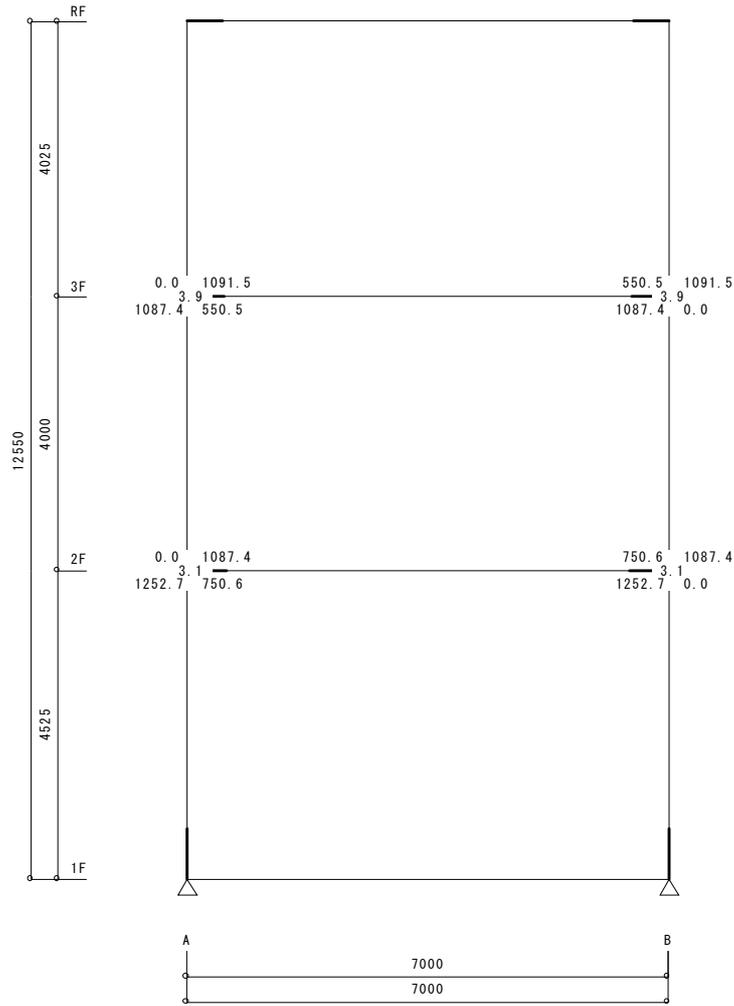
【Bフレーム】スケール : 1/110

7.11 柱はり耐力比図(冷間成形角形鋼管)



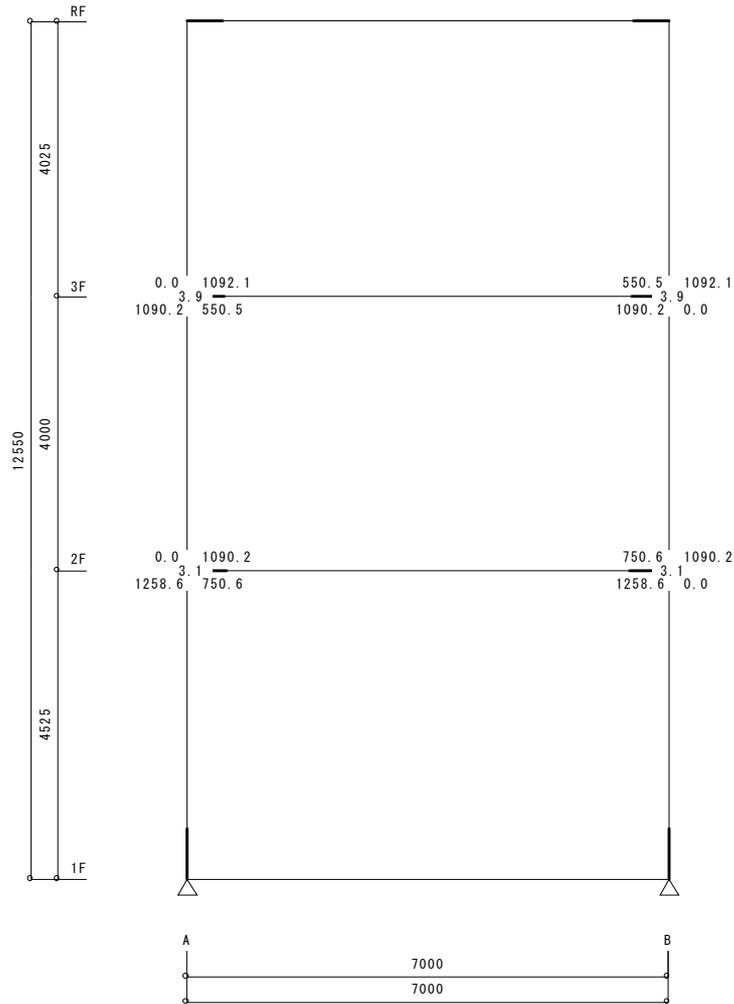
【17レーム】 スケール : 1/110

7.11 柱はり耐力比図(冷間成形角形鋼管)



【2フレーム】 スケール : 1/110

7.11 柱はり耐力比図(冷間成形角形鋼管)



【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
X 正	3	4000	1 -A	6.09088	1/ 657
	2	4000	1 -A	6.58326	1/ 608
	1	4000	1 -A	4.43851	1/ 901
Y 正	3	4000	1 -A	7.17229	1/ 558
	2	4000	1 -A	7.48570	1/ 534
	1	4000	1 -A	4.83589	1/ 827

9.2 剛性率

 δs :剛性率計算時の層間変位, r_s :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	Q_i [kN]	δs [mm]	$1/r_s$	剛性率	形状特性係数
X 正	3	211.4	6.09088	1/ 657	0.909	1.000
	2	340.4	6.58326	1/ 608	0.841	1.000
	1	430.0	4.43851	1/ 901	1.248	1.000
Y 正	3	211.3	7.17229	1/ 558	0.871	1.000
	2	340.4	7.48570	1/ 534	0.835	1.000
	1	429.9	4.83589	1/ 827	1.292	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。

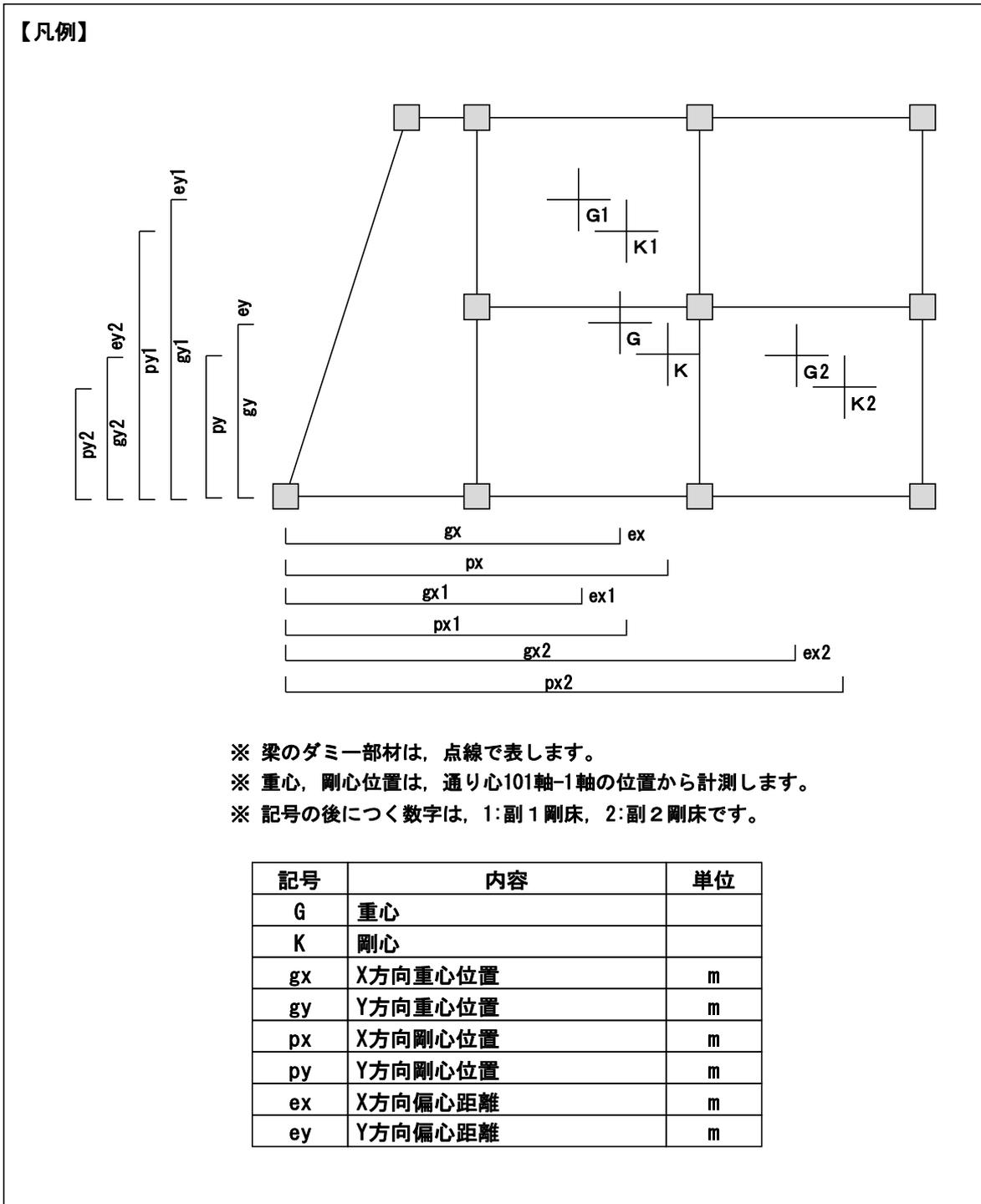
※ Reが0.15を超えたとき末尾に「*」を付記します。

<雑壁を考慮しない場合>(加力方向 : X正Y正)

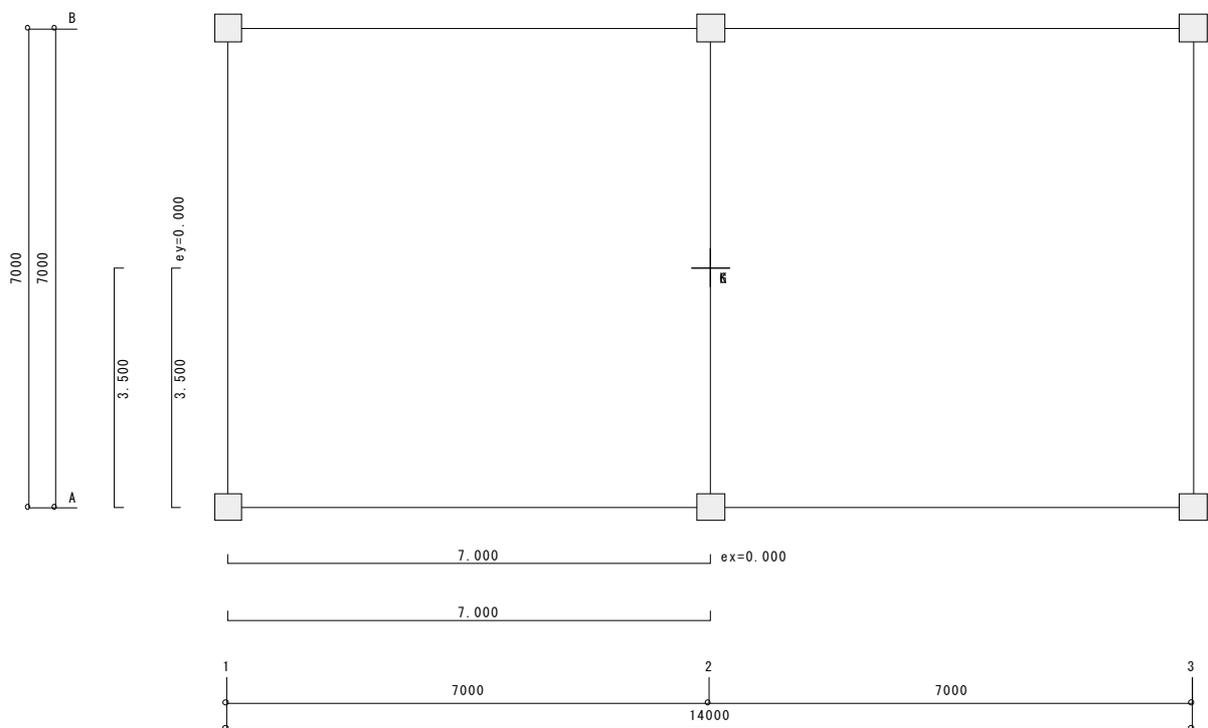
X方向	階	gx	gy	px	py	ey	re	Re	Fe
	3	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	6.324	0.000	1.000
	2	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	6.404	0.000	1.000
	1	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	6.491	0.000	1.000

Y方向	階	gx	gy	px	py	ex	re	Re	Fe
	3	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	6.862	0.000	1.000
	2	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	6.829	0.000	1.000
	1	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	6.772	0.000	1.000

10.2 重心・剛心図

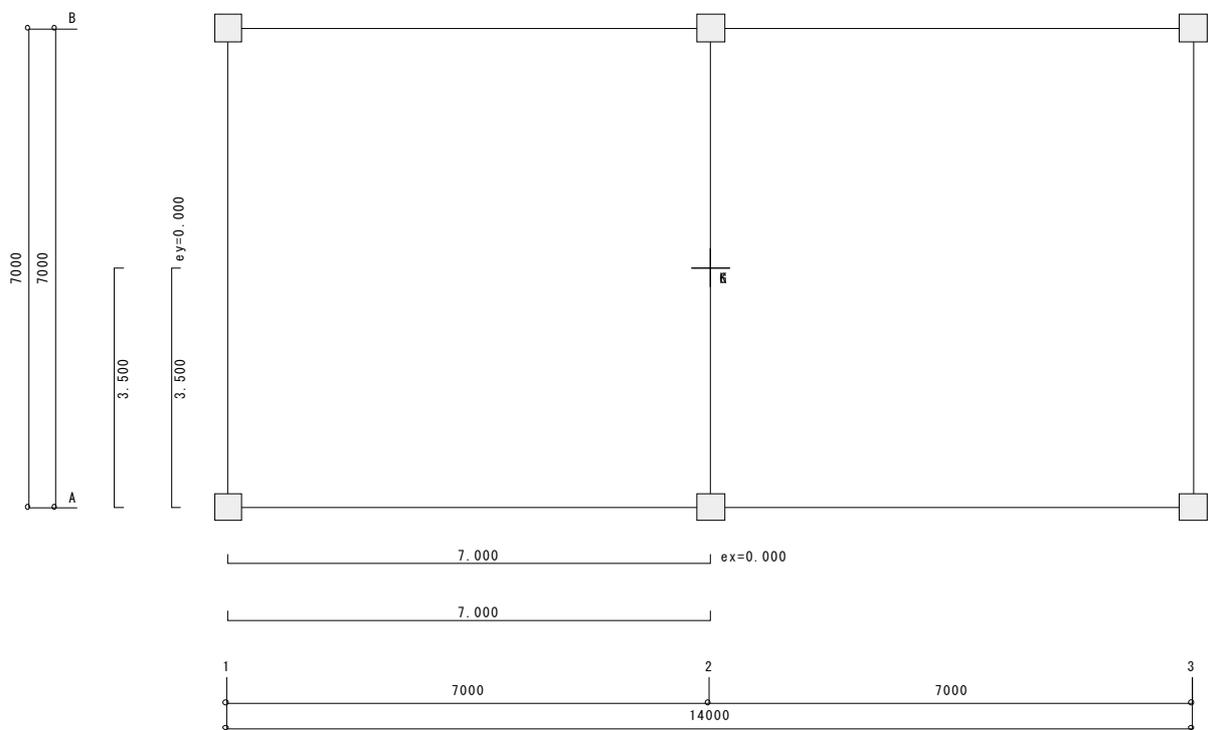


10.2 重心・剛心図 <雑壁を考慮しない場合>



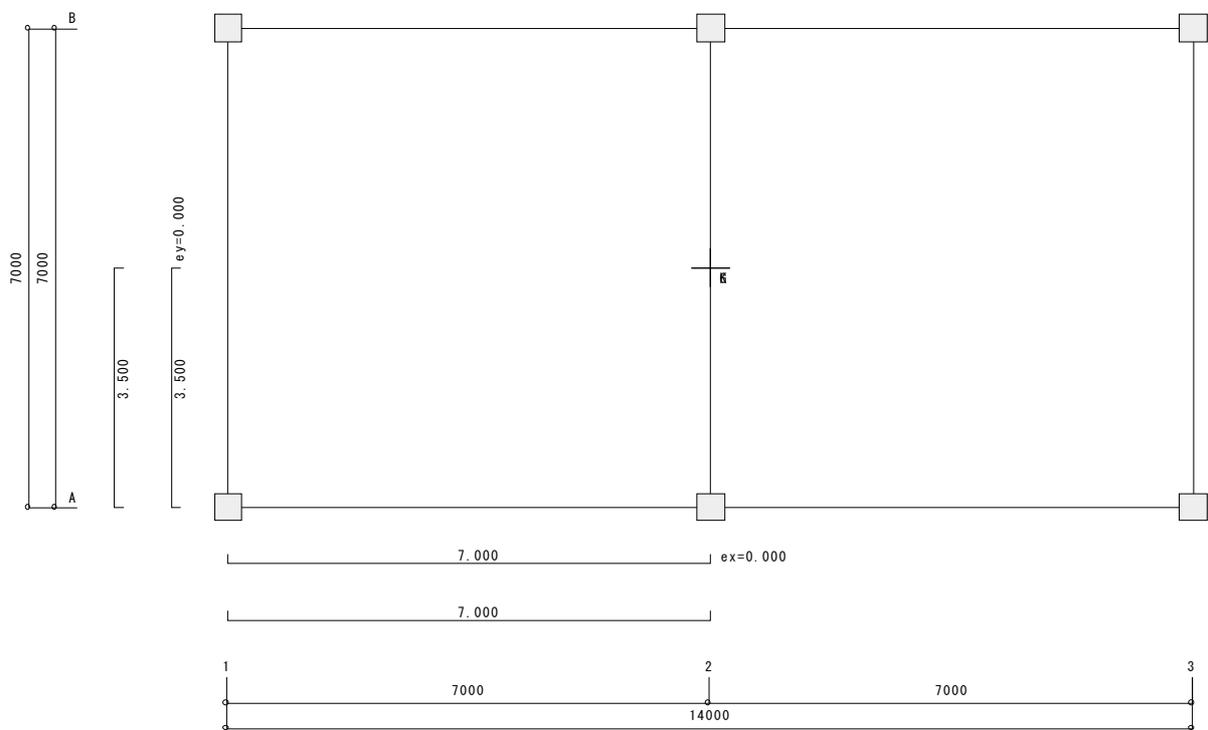
【3階 X正 Y正】スケール：1/110

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

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 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
- RC部材応力割増率の採用方法は、層ごとの指定 (Q_u/Q_m (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

重心の層間変形角		1/ 50	1/ 30
最大の層間変形角		1/ 50	1/ 30
最大ステップ数	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

- 推定崩壊荷重の倍率

	X方向	Y方向
	0.30	0.30
- 推定崩壊荷重までのステップ数

	X方向	Y方向
	50	50
- 荷重増分量の分割方法

	X方向	Y方向
	等分割	等分割
- 剛床回転の拘束

	X方向	Y方向
	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

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

11.2.3 終局強度倍率

		主筋用 (梁・柱)	壁・スラブ筋用	鉄骨用
材料強度に対する基準強度の割増し率	<X>	1.00	1.00	1.10
	<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
- h_0/D での $2M/QD$ の考慮は, しない
- P_t 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	1056.55	1056.55
2	1701.80	1701.80
1	2149.70	2149.70

・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	1056.55	1056.55
2	1701.80	1701.80
1	2149.70	2149.70

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 $0.56 \times \sqrt{\sigma_B}$
- Mc算定式へのスラブの考慮は, する
- α_y 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
 - $\alpha_y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot P_t + 0.043 (a/D)) \cdot (d/D)^2$ ($2.0 \leq a/D \leq 5.0$)
 - $\alpha_y = (-0.0836 + 0.159 \cdot (a/D)) \cdot (d/D)^2$ ($1.0 \leq a/D < 2.0$)
- 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
 - $\alpha_y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot P_t + 0.043 (a/D) + 0.33 \eta) \cdot (d/D)^2$ ($2.0 \leq a/D \leq 5.0$)
 - $\alpha_y = (-0.0836 + 0.159 \cdot (a/D) + 0.169 \eta) \cdot (d/D)^2$ ($1.0 \leq a/D < 2.0$)
- 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 Q_u 算定式の係数は, 0.053
- 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
 - H形鋼強軸 $(M_x/M_{ux})^2 \cdot 0.000 + (M_y/M_{uy})^2 \cdot 1.000 = 1$
 - H形鋼弱軸 $(M_x/M_{ux})^2 \cdot 1.000 + (M_y/M_{uy})^2 \cdot 2.000 = 1$
 - 角形鋼管 $(M_x/M_{ux})^2 \cdot 1.000 + (M_y/M_{uy})^2 \cdot 1.000 = 1$
 - 鋼管 $(M_x/M_{ux})^2 \cdot 2.000 + (M_y/M_{uy})^2 \cdot 2.000 = 1$
- 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
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

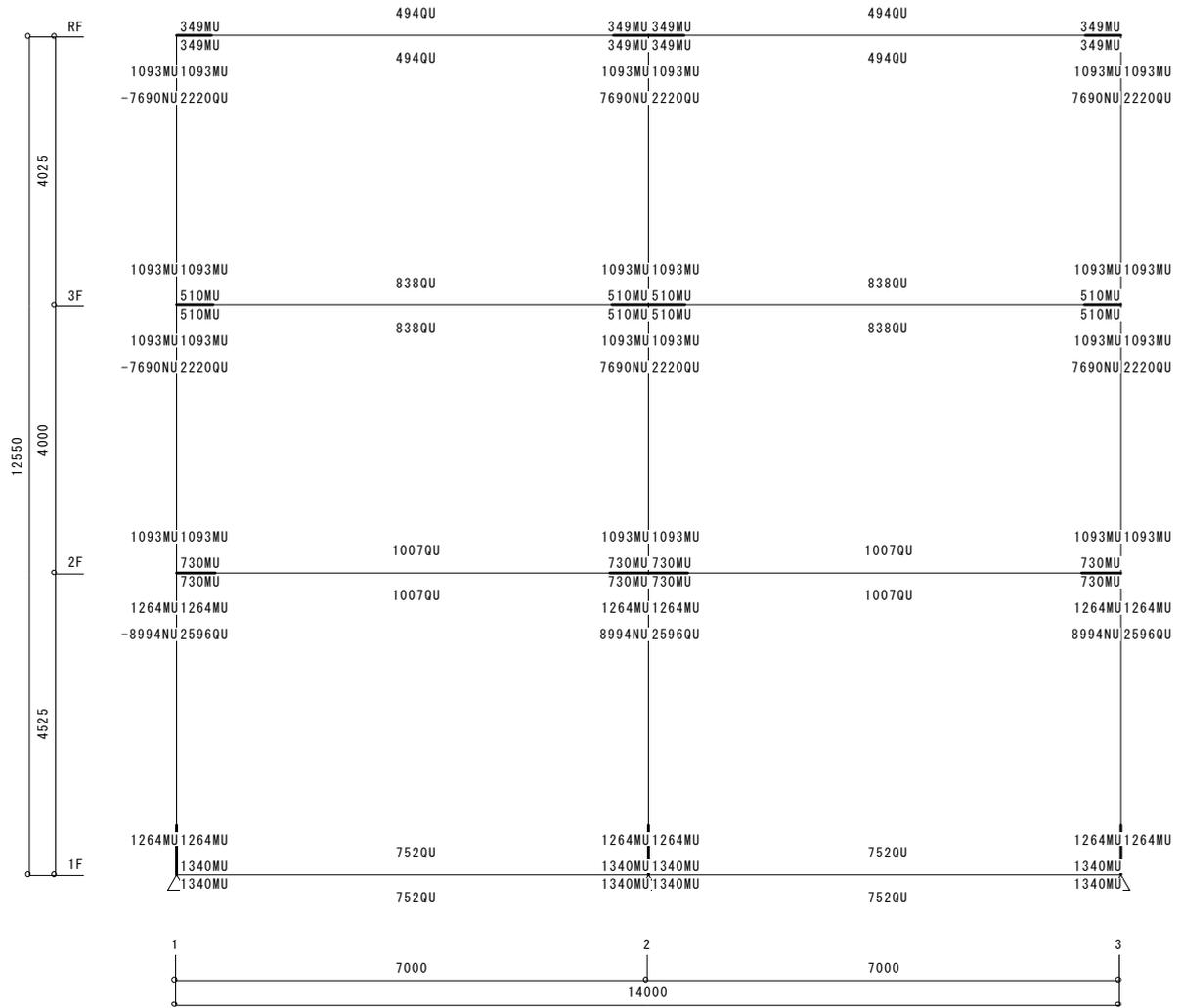
11.3 構造特性係数Dsの算定
11.3.1 Ds算定時の部材終局強度

【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。

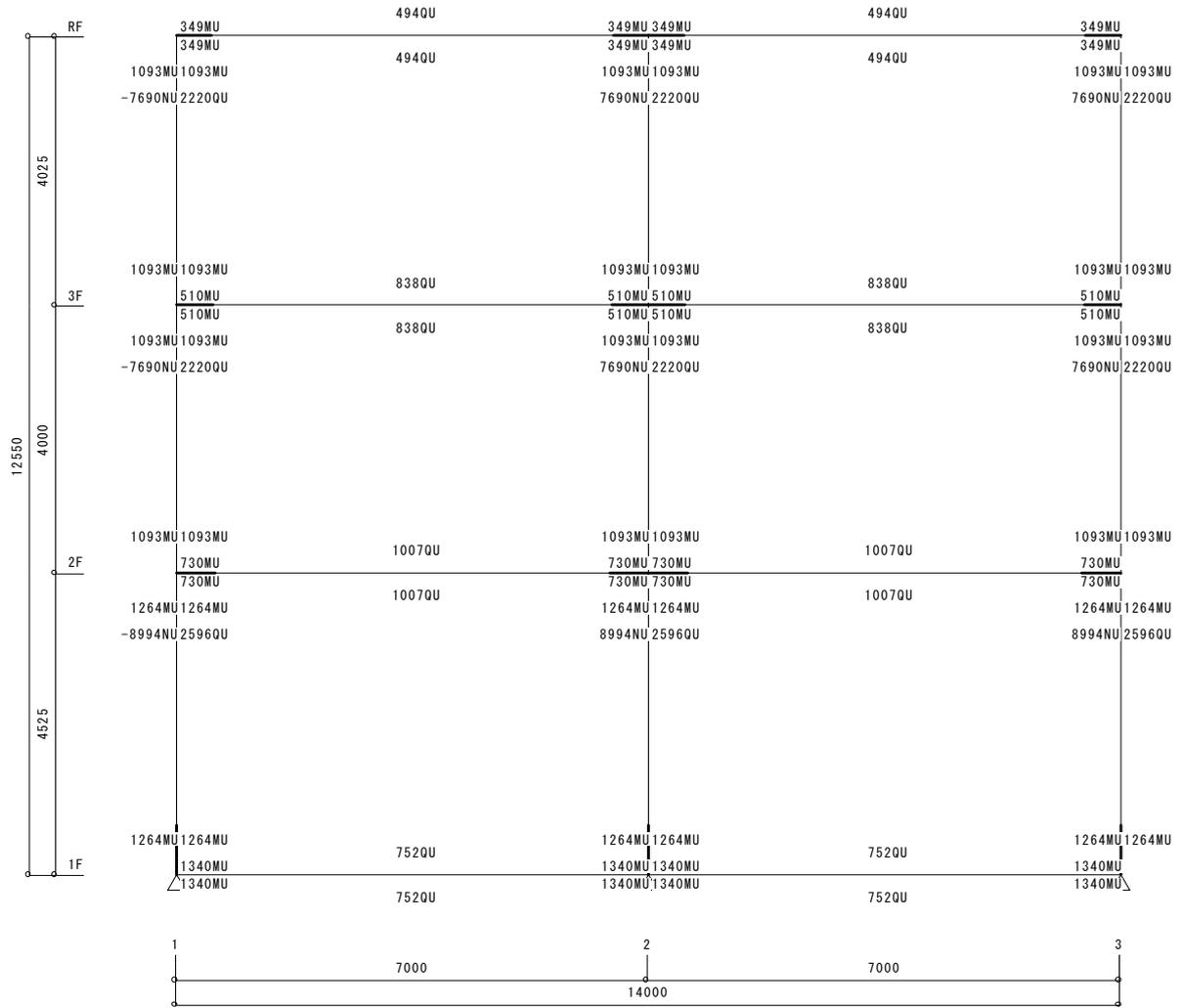
記号	内容	単位
G. MUJ	はり左端の終局曲げ耐力	kNm
G. MUR	はり右端の終局曲げ耐力	kNm
G. QUI	はり左端の終局せん断耐力	kN
G. QUR	はり右端の終局せん断耐力	kN
C. MUt	柱頭の終局曲げ耐力	kNm
C. MUb	柱脚の終局曲げ耐力	kNm
C. NU	柱の終局軸耐力(正值:圧縮, 負値:引張り)	kN
C. QU	柱の終局せん断耐力	kN
W. MU	耐震壁の終局曲げ耐力	kNm
W. QU	耐震壁の終局せん断耐力	kN
S. RU	浮上がりの支点耐力	kN
S. RUV	圧壊の支点耐力	kN
S. HU	水平の支点耐力	kN
B. NUr	右上り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

11.3.1 Ds算定時の部材終局強度



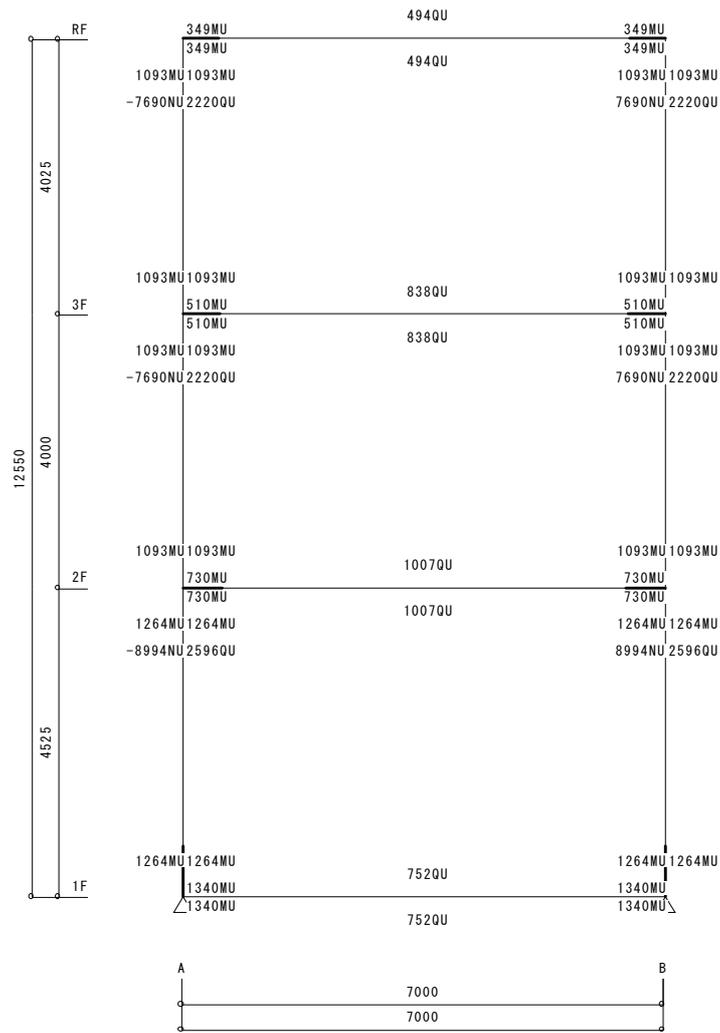
【Aフレーム X 方向正加力】スケール : 1/110

11.3.1 Ds算定時の部材終局強度



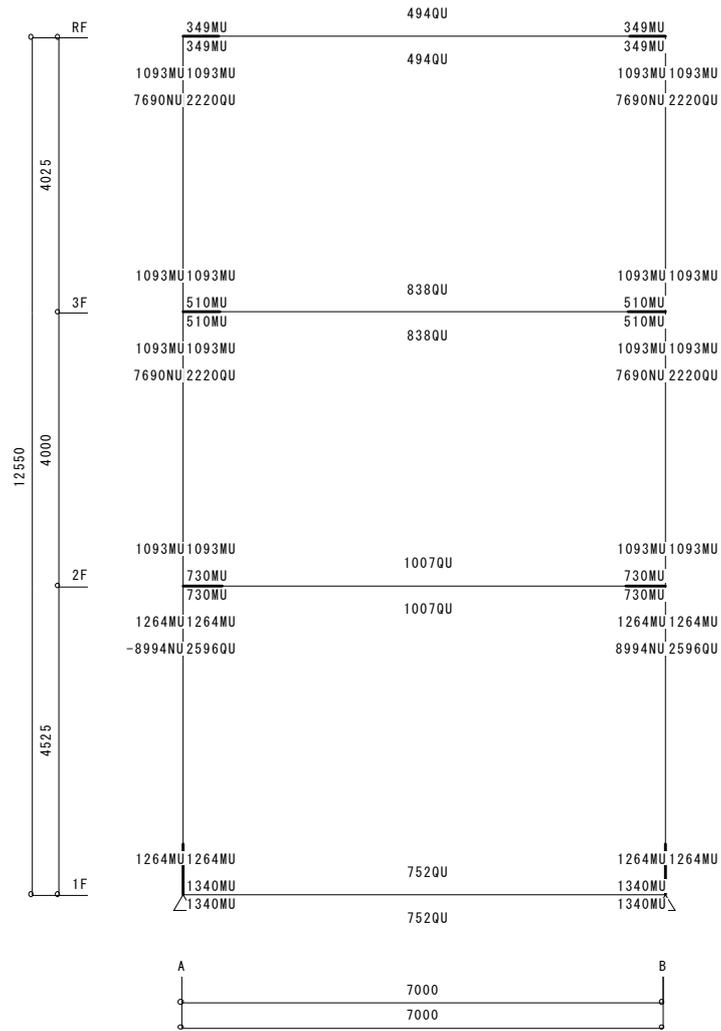
【Bフレーム X 方向正加力】スケール : 1/110

11.3.1 Ds算定時の部材終局強度



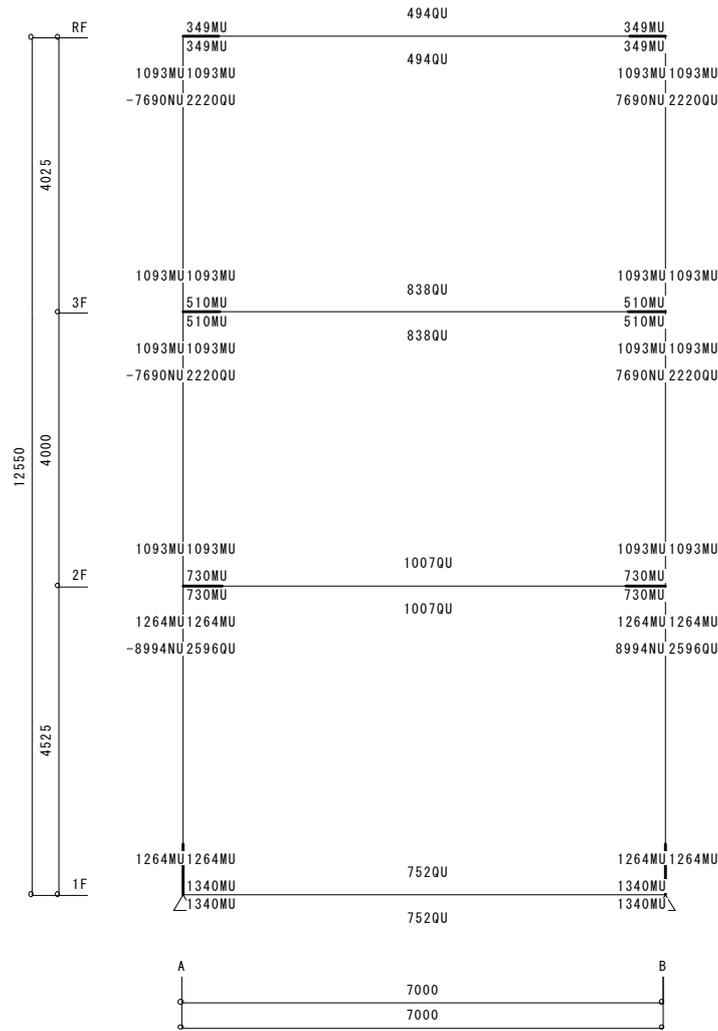
【1フレーム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.3.1 Ds算定時の部材終局強度



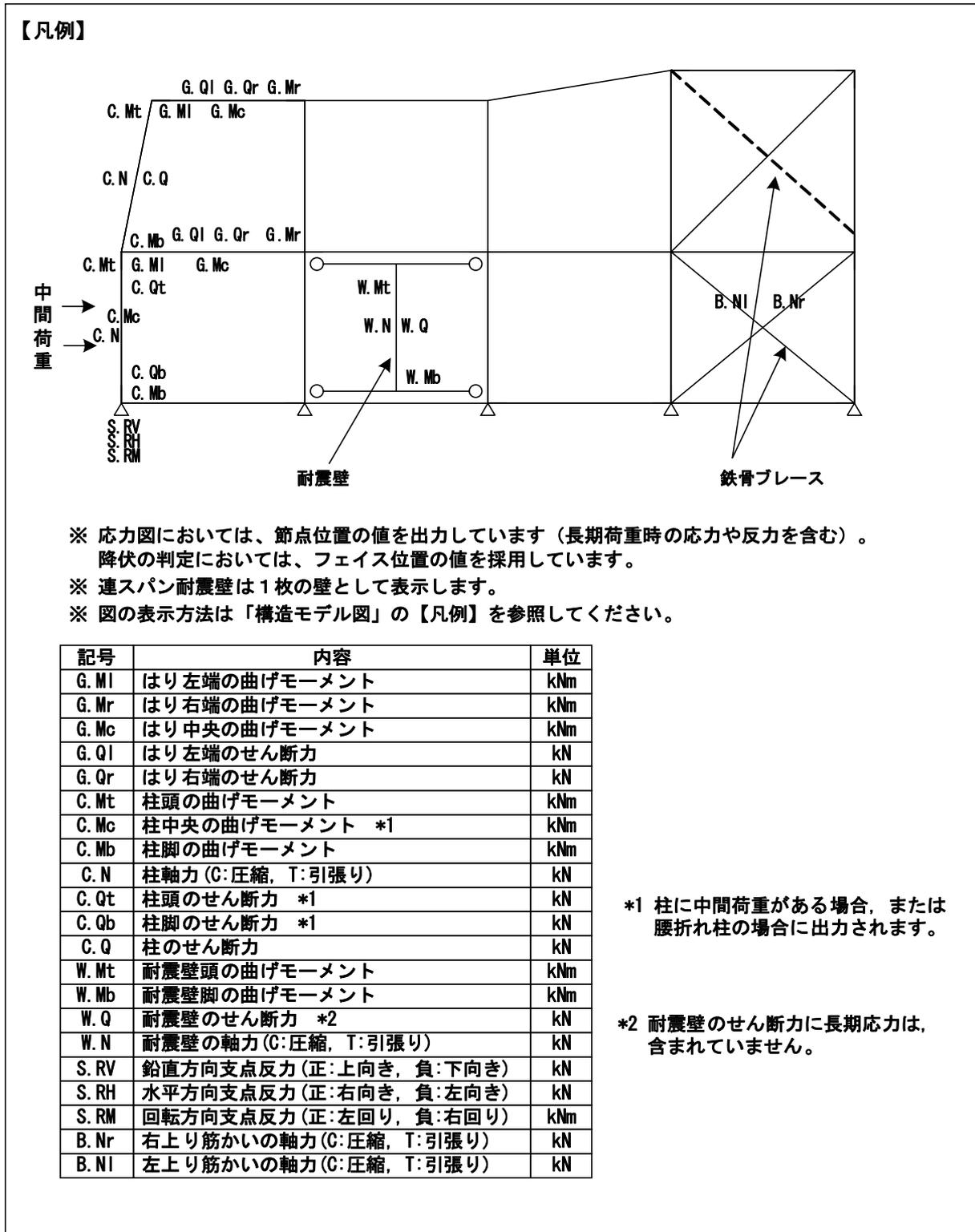
【2フレーム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.3.1 Ds算定時の部材終局強度

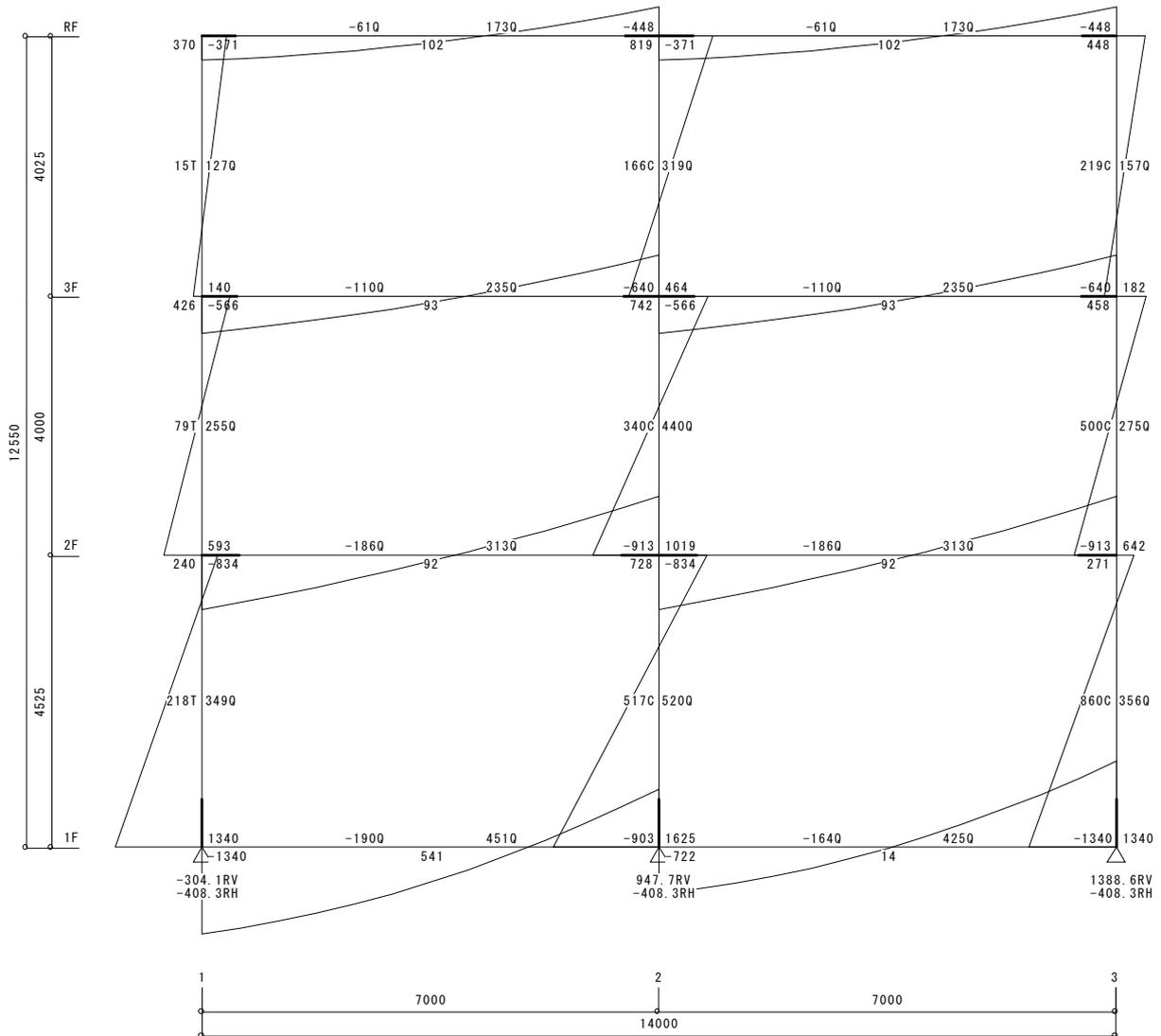


【3フレーム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.3.2 Ds算定時の応力図

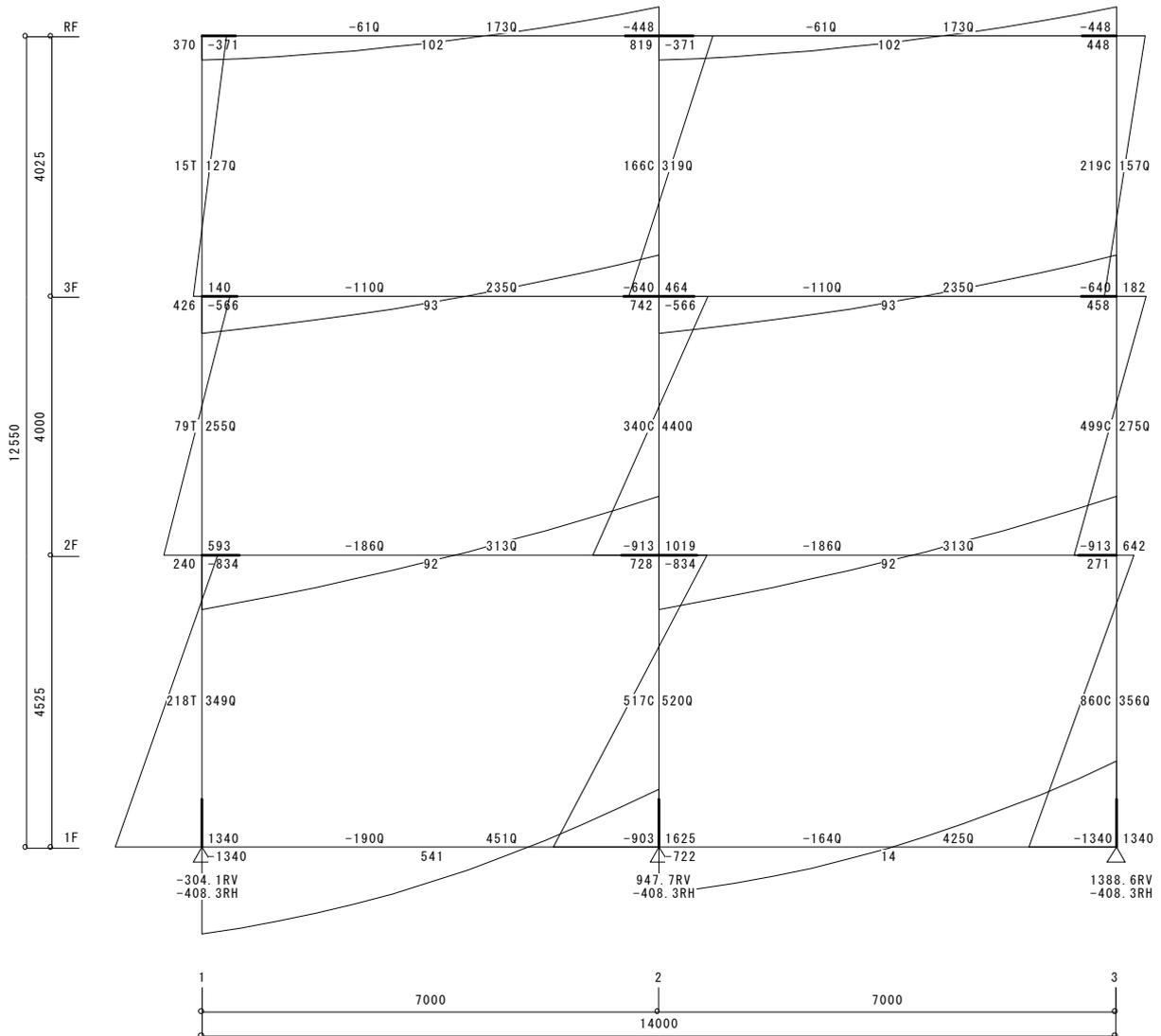


11.3.2 Ds算定時の応力図



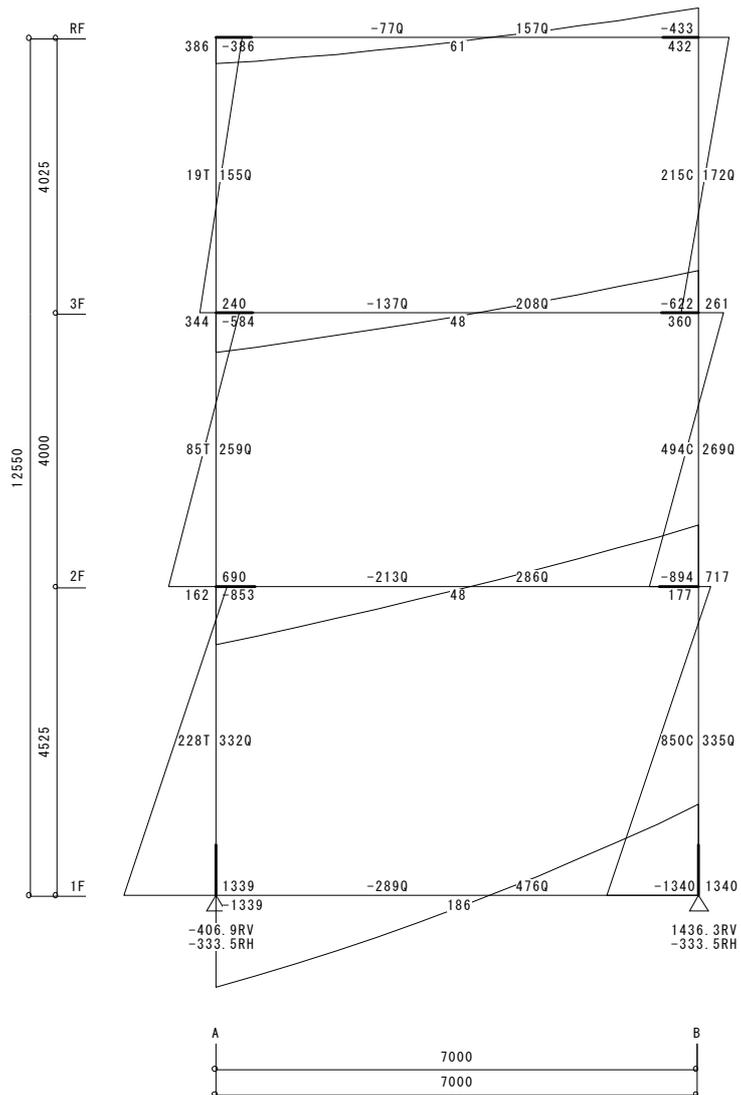
【Aフレーム X方向正加力】スケール : 1/110

11.3.2 Ds算定時の応力図



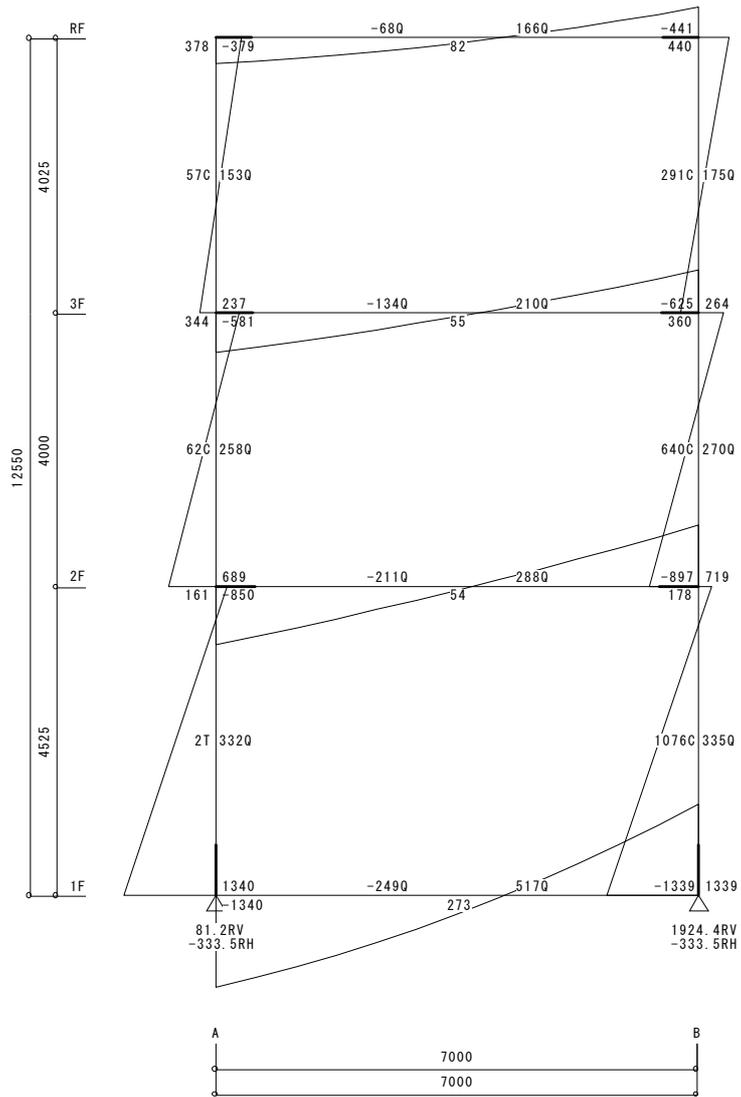
【B7フレーム X方向正加力】スケール : 1/110

11.3.2 Ds算定時の応力図



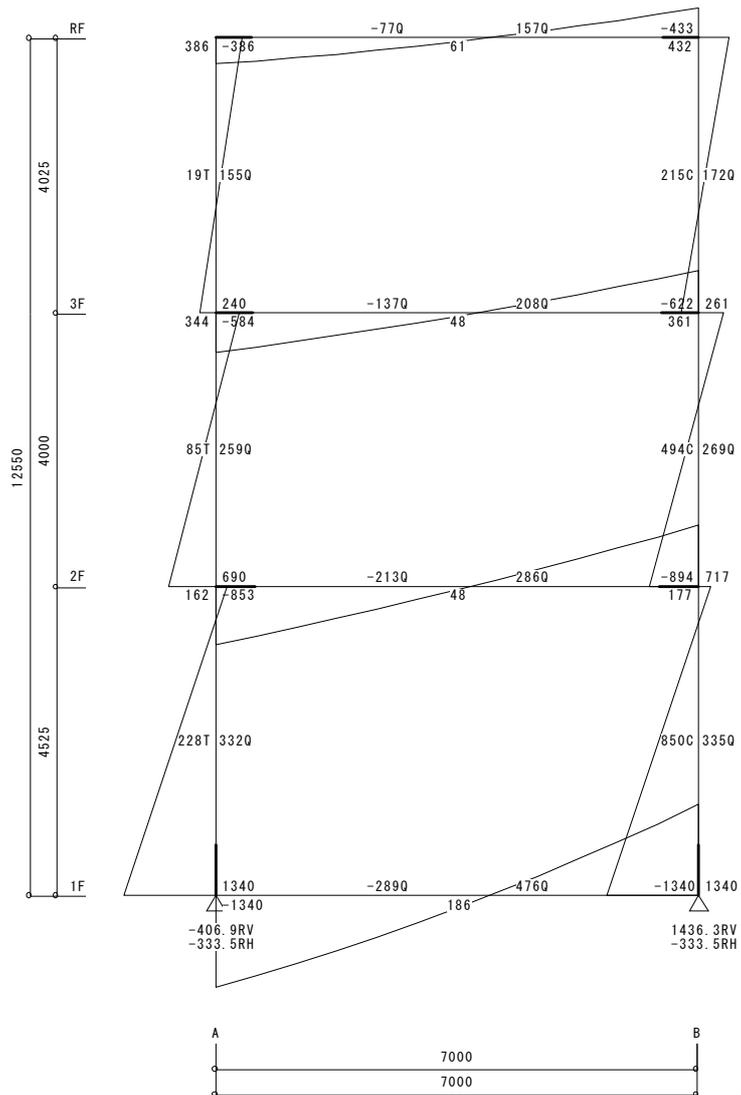
【1フレーム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.3.2 Ds算定時の応力図



【2コラム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.3.2 Ds算定時の応力図



【3フレーム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.3.3 Ds算定時のヒンジ図

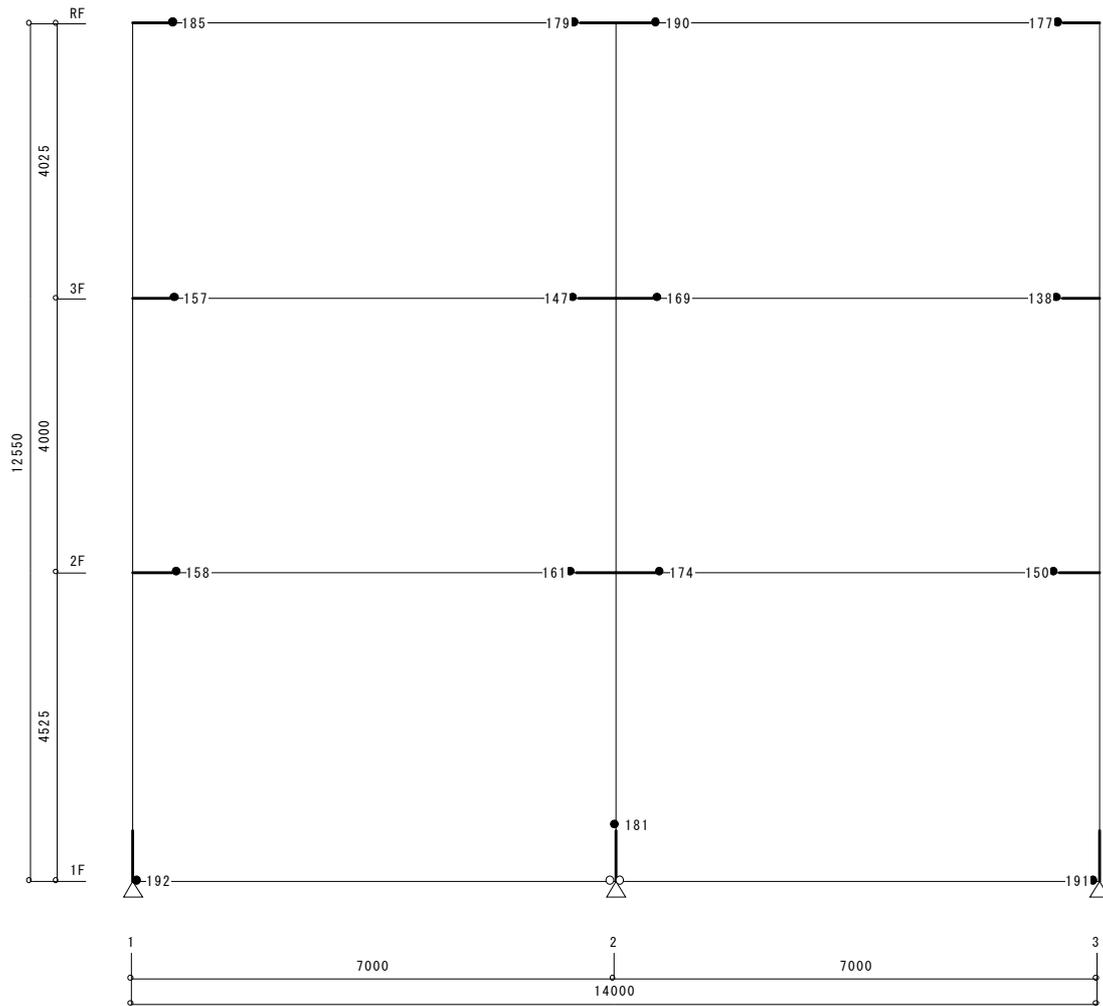
【凡例】

●STEP -STEP ●
●STEP
■STEP
STEP ウキアがり
ウキアがり@
STEP スイヘイ
ピン接
鉄骨ブレース
STEP アツカイ

※ 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。

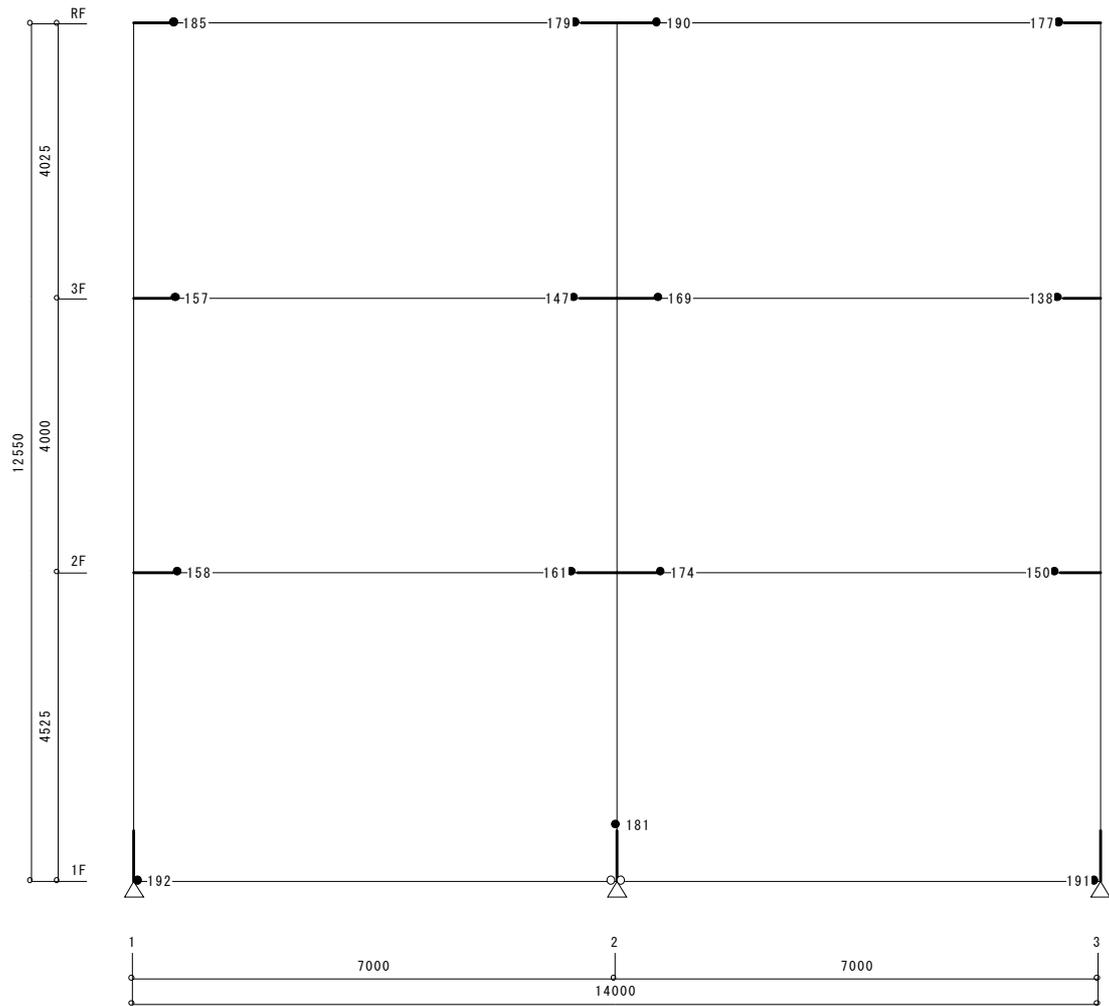
記号		内容
降伏	ひび割れ	
●	○	塑性ヒンジ曲げ降伏, 曲げひび割れ
▲	△	せん断破壊, せん断ひび割れ
■	□	軸破壊, 軸ひび割れ
STEP	—	降伏時のステップ数 ※鉄骨ブレースについて, 軸破壊の場合, ステップ数の後に'G'(圧壊)か'T'(引張)が出力されます。
ウキアがり	ウキアがり@	支点の浮き上がり, ひび割れ
アツカイ	アツカイ@	支点の圧壊, ひび割れ
スイヘイ	スイヘイ@	支点の水平降伏, ひび割れ

11.3.3 Ds算定時のヒンジ図



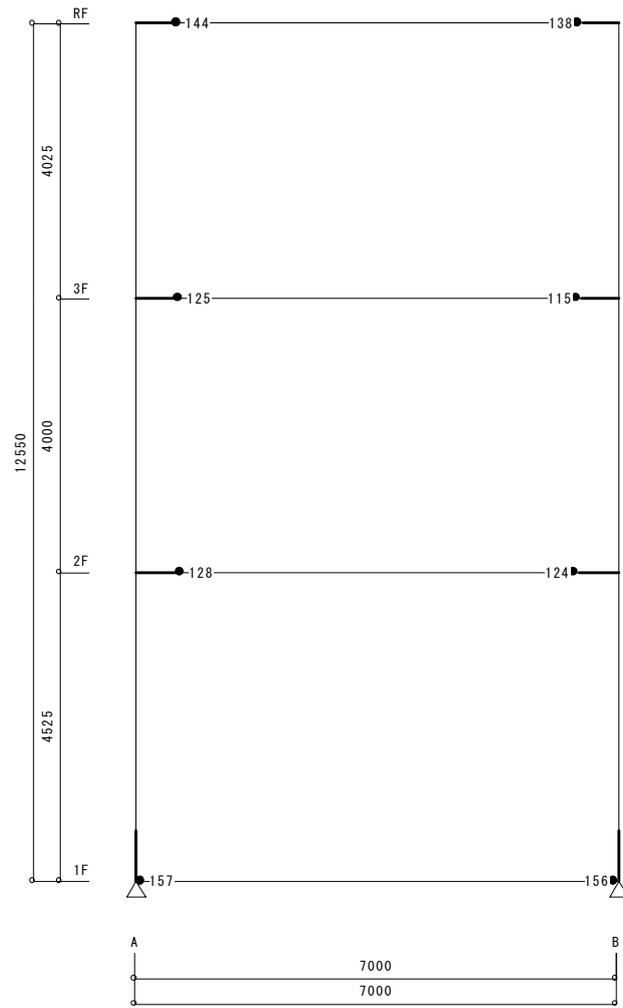
【Aフレーム X方向正加力】スケール : 1/110

11.3.3 Ds算定時のヒンジ図



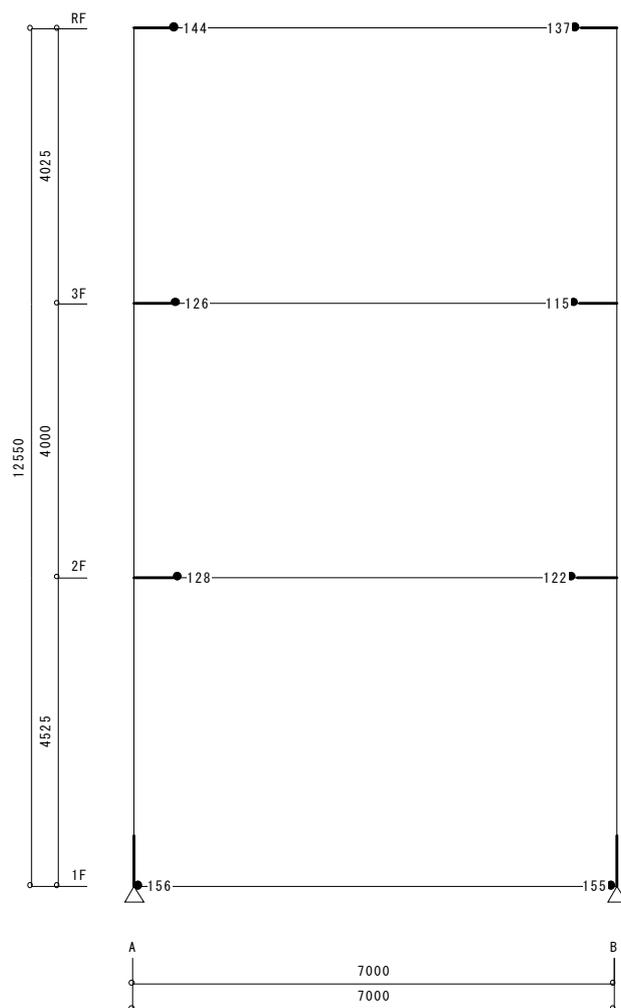
【Bフレーム X方向正加力】スケール : 1/110

11.3.3 Ds算定時のヒンジ図



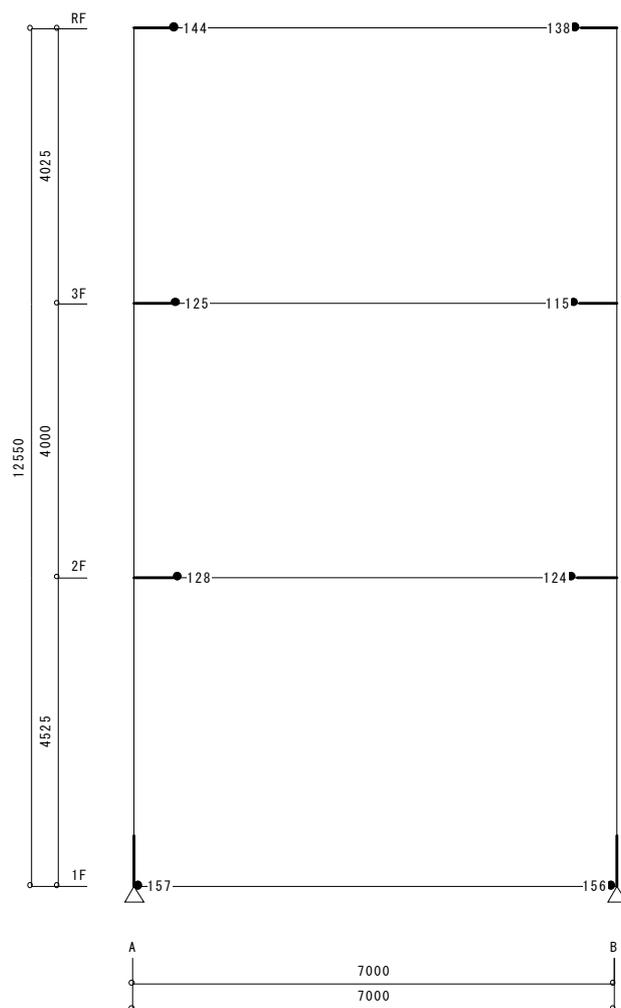
【17レーム Y方向正加力】スケール：1/110

11.3.3 Ds算定時のヒンジ図



【2フレーム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.3.3 Ds算定時のヒンジ図



【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=193

1) 梁

<RF 層>

階層	軸	軸	部材種別	破壊モード	/-- 幅厚比 フランジ	左端 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	中央 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	右端 --/ ウェブ
A	1	-2	F A	M	5.3 FA	40.8 FA	7.6 FA	46.7 FA	5.3 FA	40.8 FA
	2	-3	F A	M	5.3 FA	40.8 FA	7.6 FA	46.7 FA	5.3 FA	40.8 FA
B	1	-2	F A	M	5.3 FA	40.8 FA	7.6 FA	46.7 FA	5.3 FA	40.8 FA
	2	-3	F A	M	5.3 FA	40.8 FA	7.6 FA	46.7 FA	5.3 FA	40.8 FA

<3F 層>

階層	軸	軸	部材種別	破壊モード	/-- 幅厚比 フランジ	左端 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	中央 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	右端 --/ ウェブ
A	1	-2	F A	M	5.3 FA	39.0 FA	6.2 FA	46.8 FA	5.3 FA	39.0 FA
	2	-3	F A	M	5.3 FA	39.0 FA	6.2 FA	46.8 FA	5.3 FA	39.0 FA
B	1	-2	F A	M	5.3 FA	39.0 FA	6.2 FA	46.8 FA	5.3 FA	39.0 FA
	2	-3	F A	M	5.3 FA	39.0 FA	6.2 FA	46.8 FA	5.3 FA	39.0 FA

<2F 層>

階層	軸	軸	部材種別	破壊モード	/-- 幅厚比 フランジ	左端 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	中央 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	右端 --/ ウェブ
A	1	-2	F A	M	4.4 FA	46.8 FA	5.8 FA	51.4 FA	4.4 FA	46.8 FA
	2	-3	F A	M	4.4 FA	46.8 FA	5.8 FA	51.4 FA	4.4 FA	46.8 FA
B	1	-2	F A	M	4.4 FA	46.8 FA	5.8 FA	51.4 FA	4.4 FA	46.8 FA
	2	-3	F A	M	4.4 FA	46.8 FA	5.8 FA	51.4 FA	4.4 FA	46.8 FA

<1F 層>

階層	軸	軸	部材種別	破壊モード	$\tau u/Fc$ (左)	$\tau u/Fc$ (右)
A	1	-2	F A	M	0.018 FA	0.043 FA
	2	-3	F A	M	0.015 FA	0.040 FA
B	1	-2	F A	M	0.018 FA	0.043 FA
	2	-3	F A	M	0.015 FA	0.040 FA

2) 柱

< 3 階>

X軸	Y軸	部材種別	破壊モード	/-- 幅厚比 フランジ	柱頭 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	柱脚 --/ ウェブ
1	A	F A	M	25.0 FA		25.0 FA	
1	B	F A	M	25.0 FA		25.0 FA	
2	A	F A	M	25.0 FA		25.0 FA	
2	B	F A	M	25.0 FA		25.0 FA	
3	A	F A	M	25.0 FA		25.0 FA	
3	B	F A	M	25.0 FA		25.0 FA	

< 2 階 >

X軸	Y軸	部材種別	破壊モード*	/-- 幅厚比 フランジ	柱頭 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	柱脚 --/ ウェブ
1	A	F A	M	25.0 FA		25.0 FA	
1	B	F A	M	25.0 FA		25.0 FA	
2	A	F A	M	25.0 FA		25.0 FA	
2	B	F A	M	25.0 FA		25.0 FA	
3	A	F A	M	25.0 FA		25.0 FA	
3	B	F A	M	25.0 FA		25.0 FA	

< 1 階 >

X軸	Y軸	部材種別	破壊モード*	/-- 幅厚比 フランジ	柱頭 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	柱脚 --/ ウェブ
1	A	F A	M	21.0 FA		21.0 FA	
1	B	F A	M	21.0 FA		21.0 FA	
2	A	F A	M	21.0 FA		21.0 FA	
2	B	F A	M	21.0 FA		21.0 FA	
3	A	F A	M	21.0 FA		21.0 FA	
3	B	F A	M	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 層 >

フレーム	軸 - 軸	部材種別	破壊モード*	/-- 幅厚比 フランジ	左端 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	中央 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	右端 --/ ウェブ
1	A -B	F A	M	5.3 FA	40.8 FA	7.6 FA	46.7 FA	5.3 FA	40.8 FA
2	A -B	F A	M	5.3 FA	40.8 FA	7.6 FA	46.7 FA	5.3 FA	40.8 FA
3	A -B	F A	M	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	破壊モード*	/-- 幅厚比 フランジ	左端 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	中央 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	右端 --/ ウェブ
1	A -B	F A	M	5.3 FA	39.0 FA	6.2 FA	46.8 FA	5.3 FA	39.0 FA
2	A -B	F A	M	5.3 FA	39.0 FA	6.2 FA	46.8 FA	5.3 FA	39.0 FA
3	A -B	F A	M	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	破壊モード*	/-- 幅厚比 フランジ	左端 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	中央 --/ ウェブ	/-- 幅厚比 フランジ	右端 --/ ウェブ
1	A -B	F A	M	4.4 FA	46.8 FA	5.8 FA	51.4 FA	4.4 FA	46.8 FA
2	A -B	F A	M	4.4 FA	46.8 FA	5.8 FA	51.4 FA	4.4 FA	46.8 FA
3	A -B	F A	M	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*	$\tau u / F c$ (左)	$\tau u / F c$ (右)
1	A	-B	F A	M	0.027 FA	0.045 FA
2	A	-B	F A	M	0.023 FA	0.049 FA
3	A	-B	F A	M	0.027 FA	0.045 FA

2) 柱

< 3 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	A	F A	M	25.0 FA	25.0 FA
1	B	F A	M	25.0 FA	25.0 FA
2	A	F A	M	25.0 FA	25.0 FA
2	B	F A	M	25.0 FA	25.0 FA
3	A	F A	M	25.0 FA	25.0 FA
3	B	F A	M	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	A	F A	M	25.0 FA	25.0 FA
1	B	F A	M	25.0 FA	25.0 FA
2	A	F A	M	25.0 FA	25.0 FA
2	B	F A	M	25.0 FA	25.0 FA
3	A	F A	M	25.0 FA	25.0 FA
3	B	F A	M	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	A	F A	M	21.0 FA	21.0 FA
1	B	F A	M	21.0 FA	21.0 FA
2	A	F A	M	21.0 FA	21.0 FA
2	B	F A	M	21.0 FA	21.0 FA
3	A	F A	M	21.0 FA	21.0 FA
3	B	F A	M	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=193

1) 柱・梁群としての種別

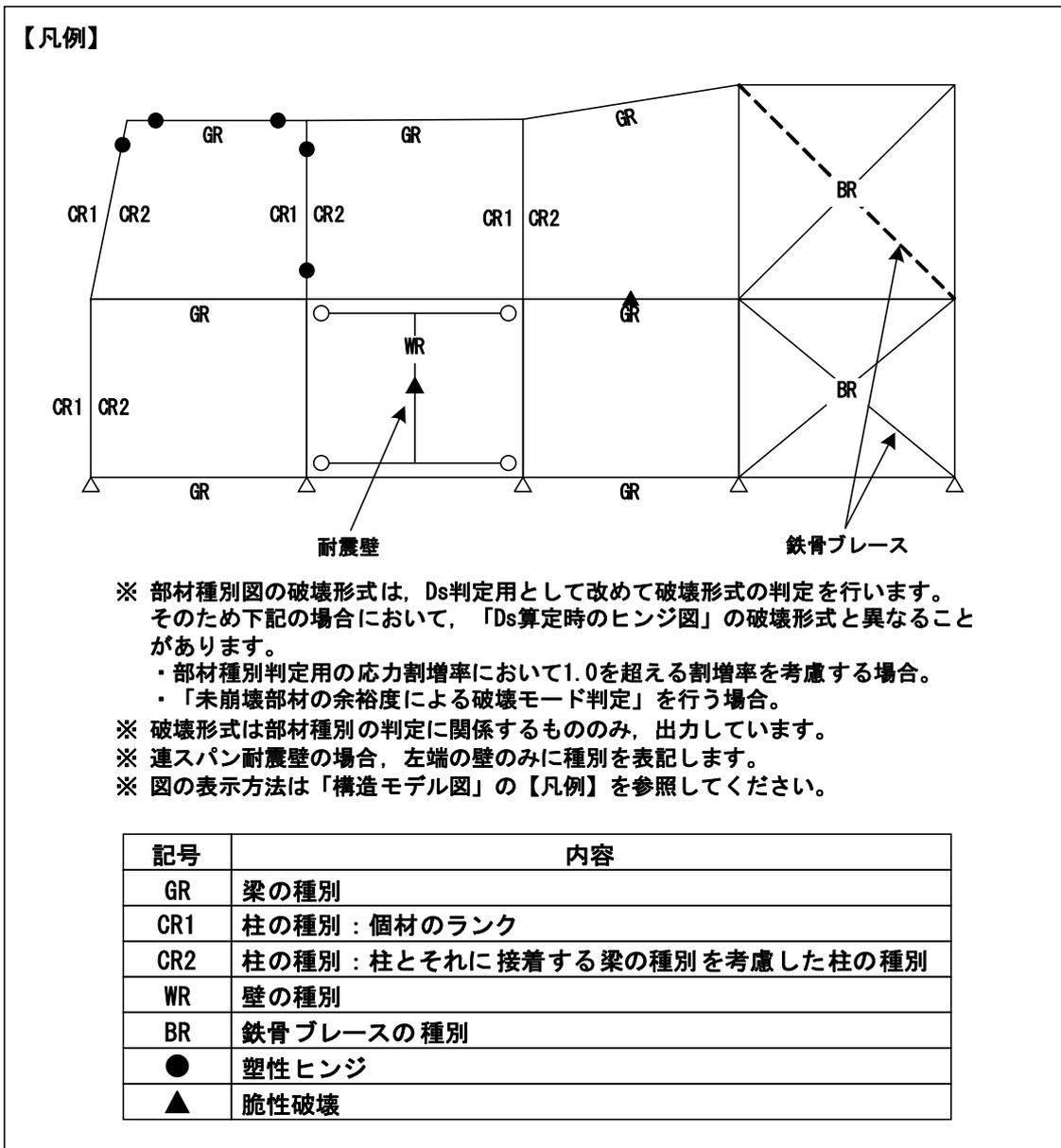
階	F A	F B	F C	F A+F B+F C	F D	TOTAL	種別
3	1204.1 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	1204.1	0.0	1204.1	A
2	1939.4 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	1939.4	0.0	1939.4	A
1	2449.9 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	2449.9	0.0	2449.9	A

※※ 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

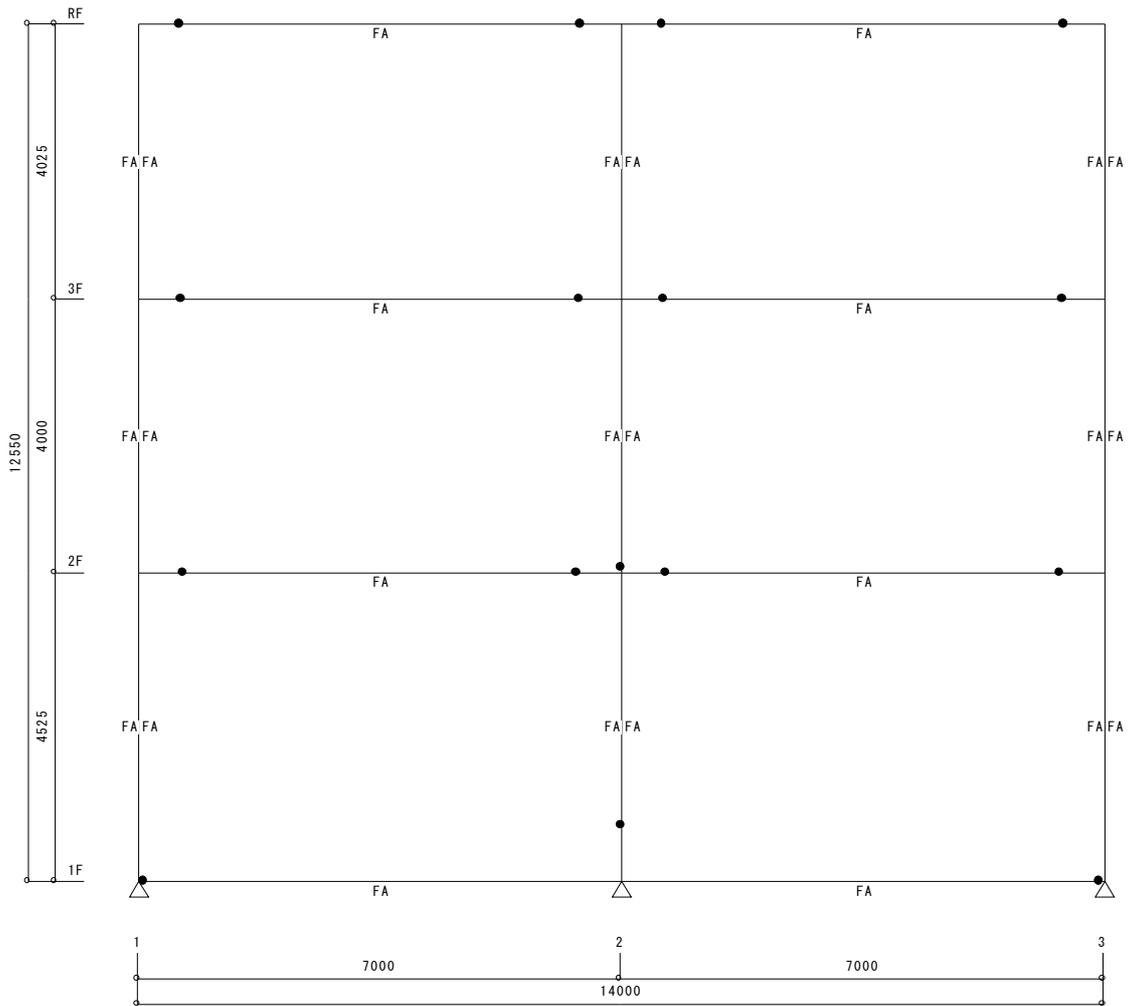
1) 柱・梁群としての種別

階	F A	F B	F C	F A+F B+F C	F D	TOTAL	種別
3	983.3 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	983.3	0.0	983.3	A
2	1583.9 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	1583.9	0.0	1583.9	A
1	2000.8 (100.0%)	0.0 (0.0%)	0.0 (0.0%)	2000.8	0.0	2000.8	A

11.3.5 部材種別図

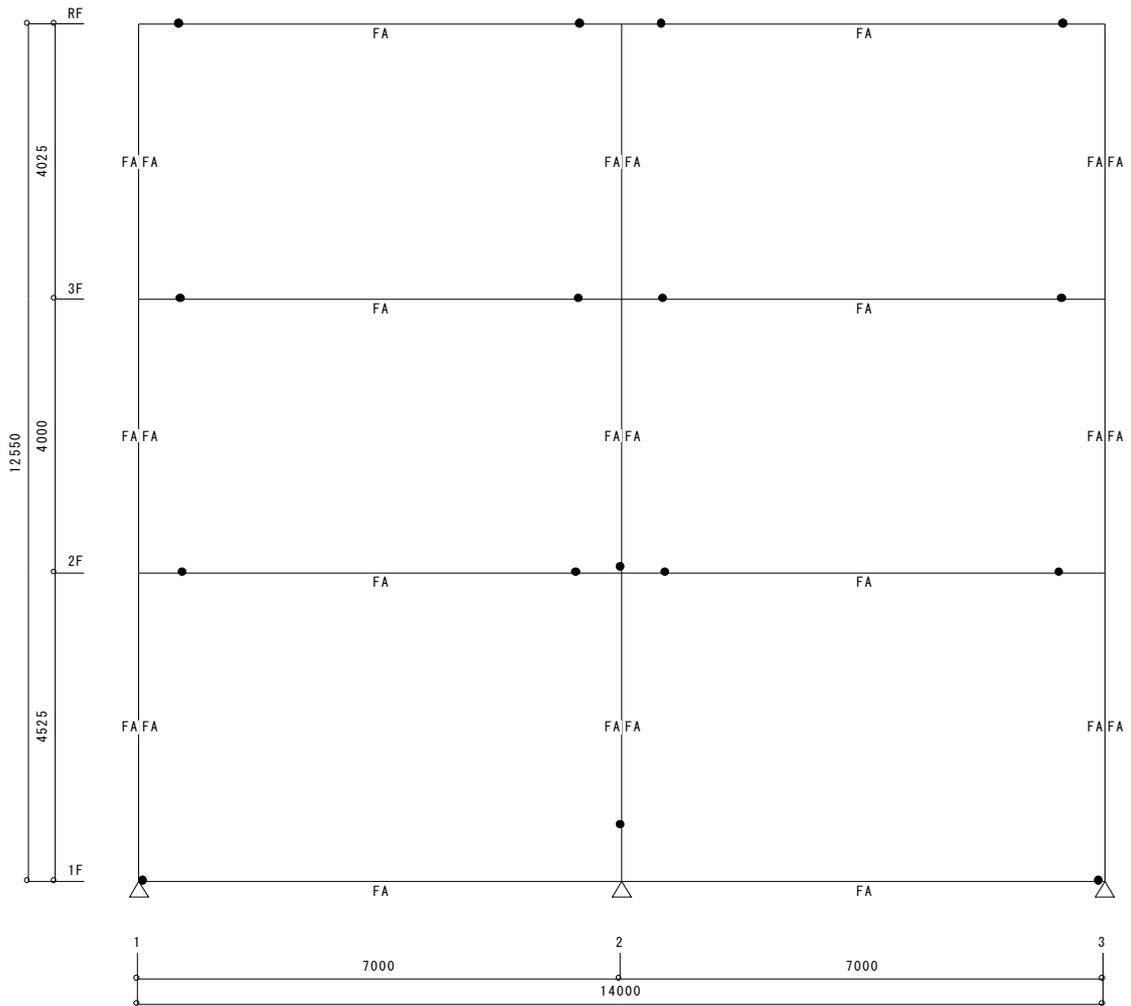


11.3.5 部材種別図



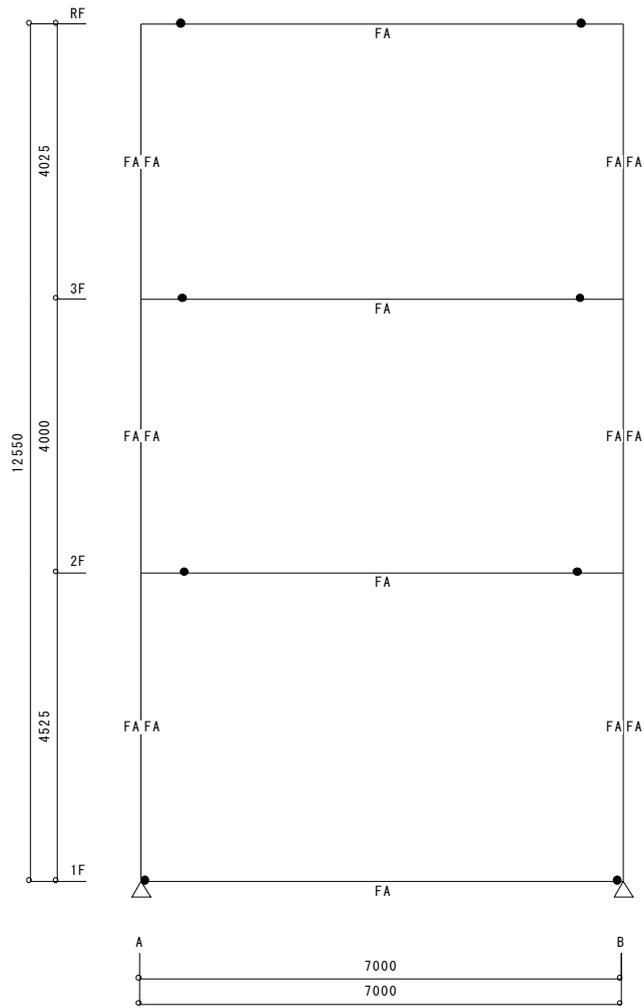
【Aフレーム X方向正加力】スケール：1/110

11.3.5 部材種別図



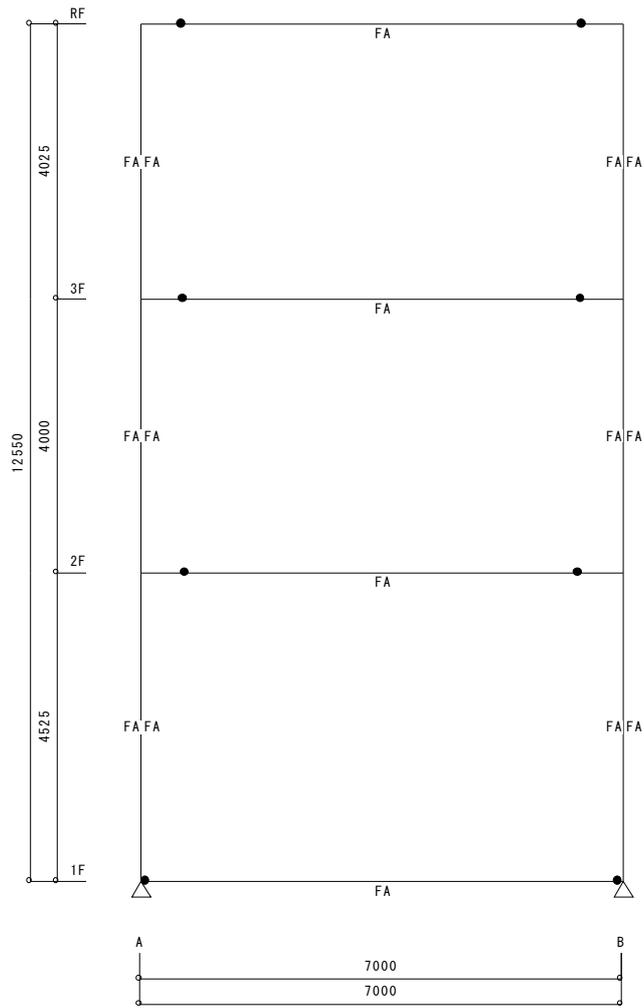
【Bフレーム X方向正加力】スケール：1/110

11.3.5 部材種別図



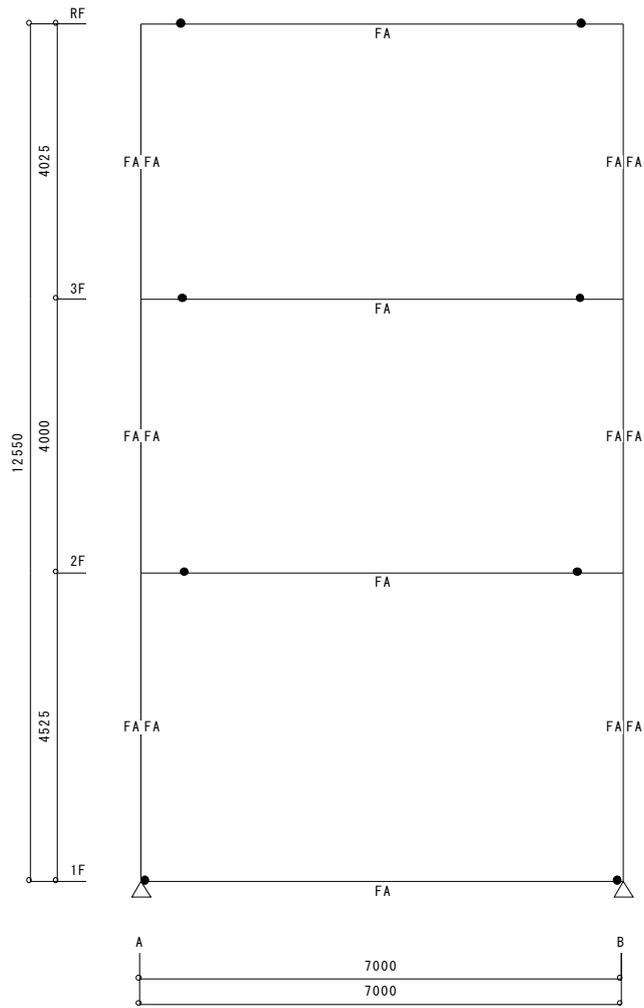
【17フレーム Y方向正加力】スケール：1/110

11.3.5 部材種別図



【2フレーム Y方向正加力】スケール：1/110

11.3.5 部材種別図



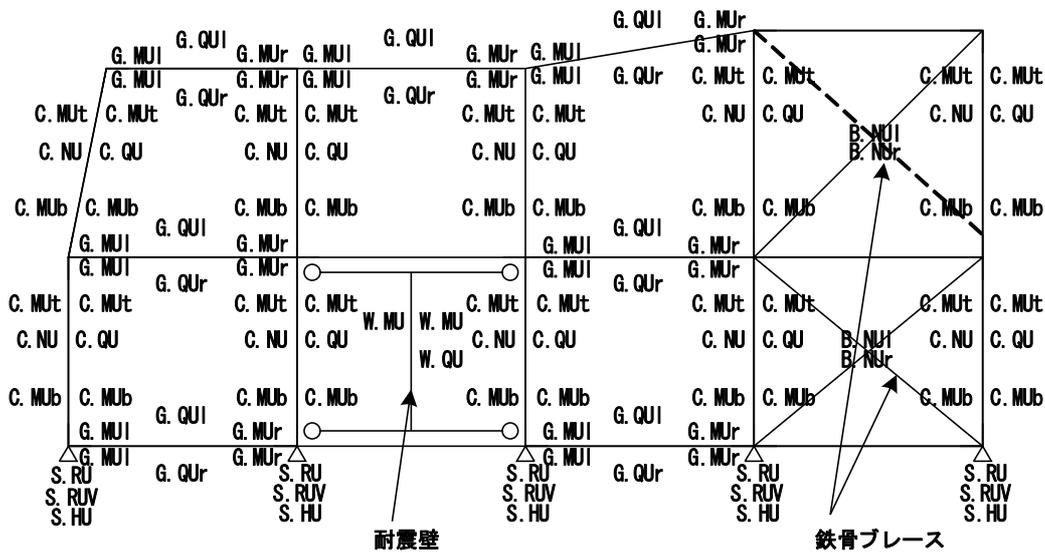
【3フレーム Y方向正加力】スケール：1/110

11.3.6 D_s 値算定表※D_s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	D _s
		Q[kN]	種別	Q[kN]	種別	Q[kN]	種別	Q[kN]		
X 正	3	1204.1	A					1204.1	0.000	0.25
	2	1939.4	A					1939.4	0.000	0.25
	1	2449.9	A					2449.9	0.000	0.30 *1
Y 正	3	983.3	A					983.3	0.000	0.25
	2	1583.9	A					1583.9	0.000	0.25
	1	2000.8	A					2000.8	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

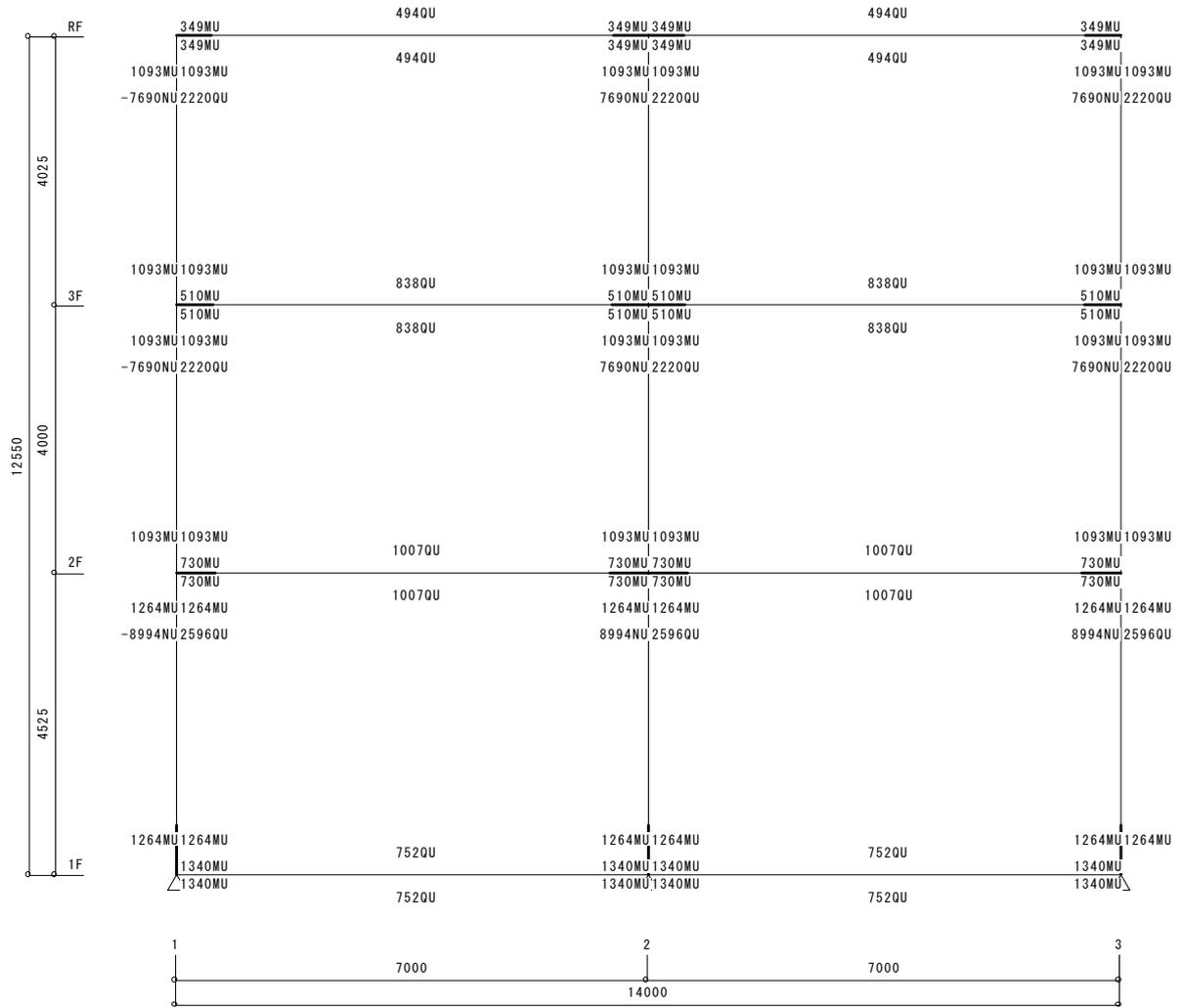
【凡例】



※ 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。

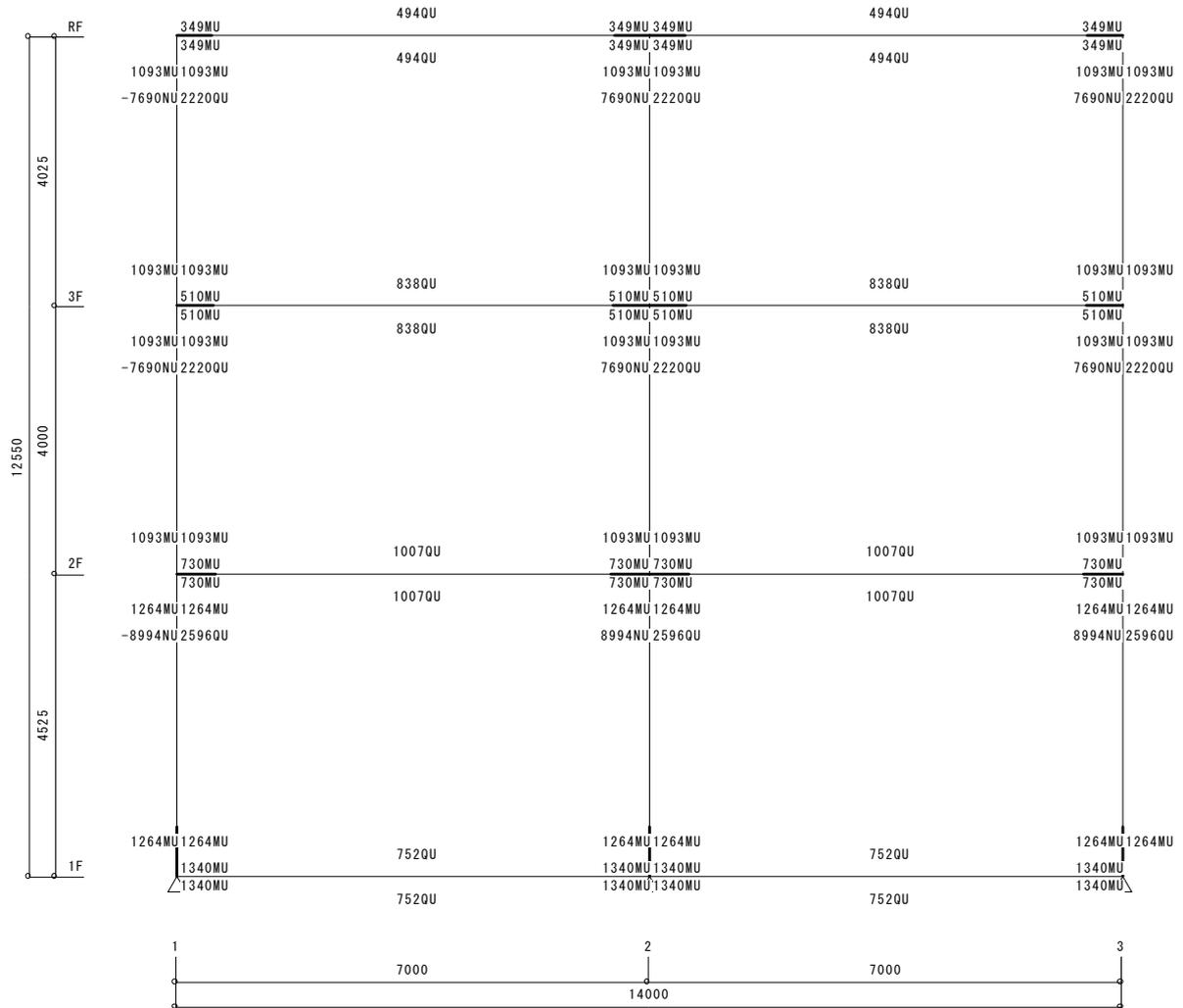
記号	内容	単位
G. MUl	はり左端の終局曲げ耐力	kNm
G. MUr	はり右端の終局曲げ耐力	kNm
G. QUl	はり左端の終局せん断耐力	kN
G. QUr	はり右端の終局せん断耐力	kN
C. MUt	柱頭の終局曲げ耐力	kNm
C. MUb	柱脚の終局曲げ耐力	kNm
C. NU	柱の終局軸耐力 (正值: 圧縮, 負値: 引張り)	kN
C. QU	柱の終局せん断耐力	kN
W. MU	耐震壁の終局曲げ耐力	kNm
W. QU	耐震壁の終局せん断耐力	kN
S. RU	浮上がりの支点耐力	kN
S. RUV	圧壊の支点耐力	kN
S. HU	水平の支点耐力	kN
B. NUr	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

11.4.1 保有水平耐力時の部材終局強度



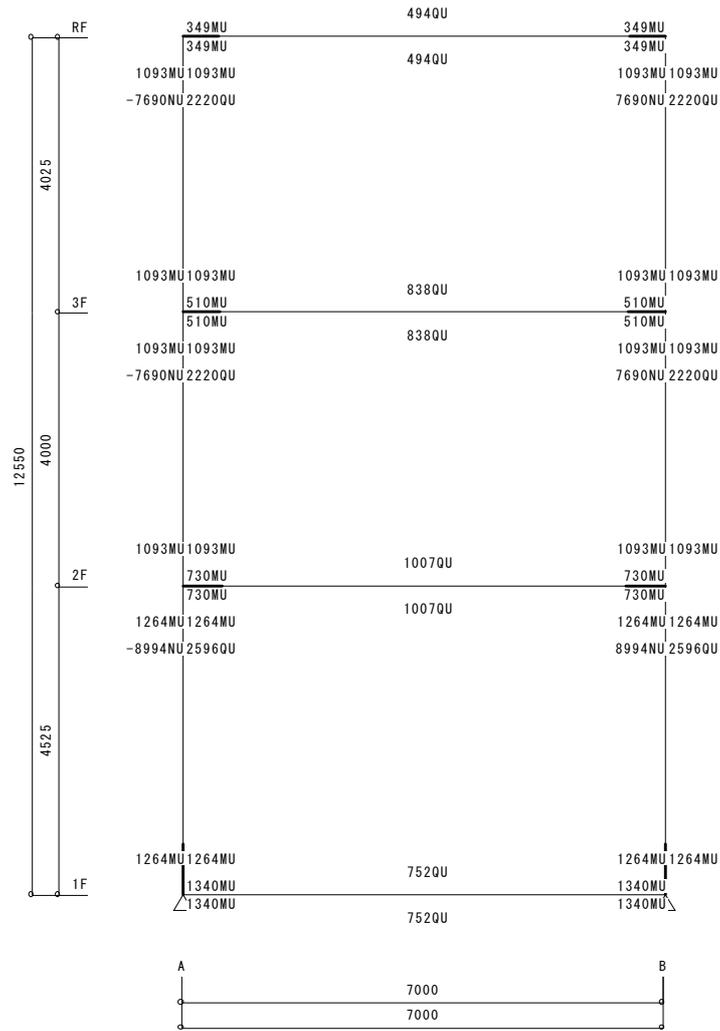
【Aフレーム X方向正加力】スケール : 1/110

11.4.1 保有水平耐力時の部材終局強度



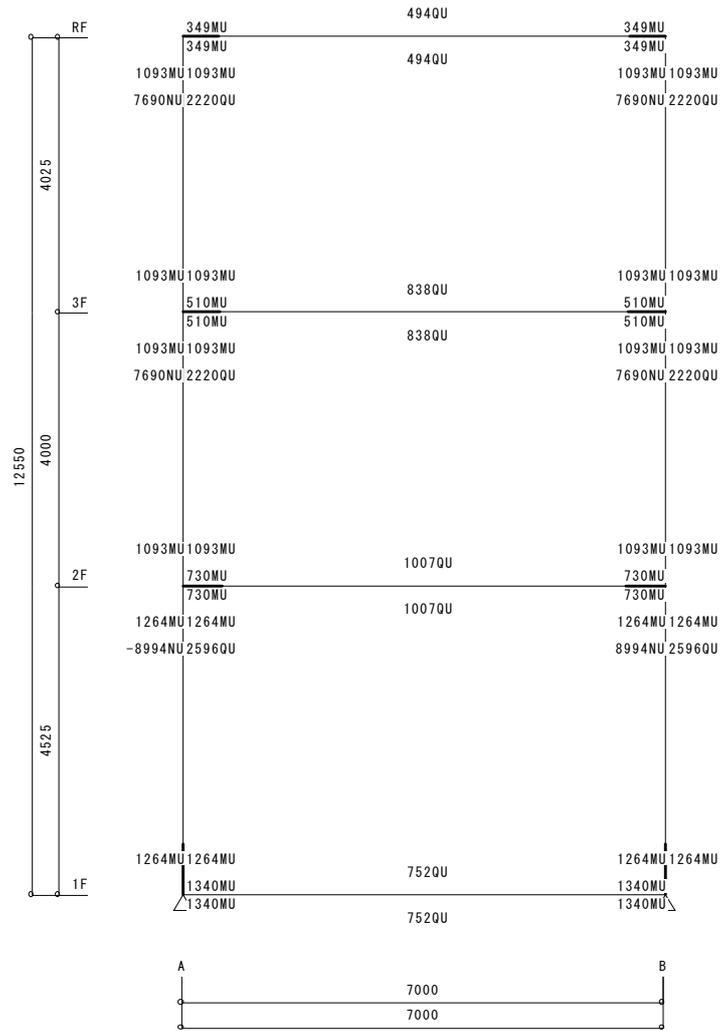
【Bフレーム X 方向正加力】スケール : 1/110

11.4.1 保有水平耐力時の部材終局強度



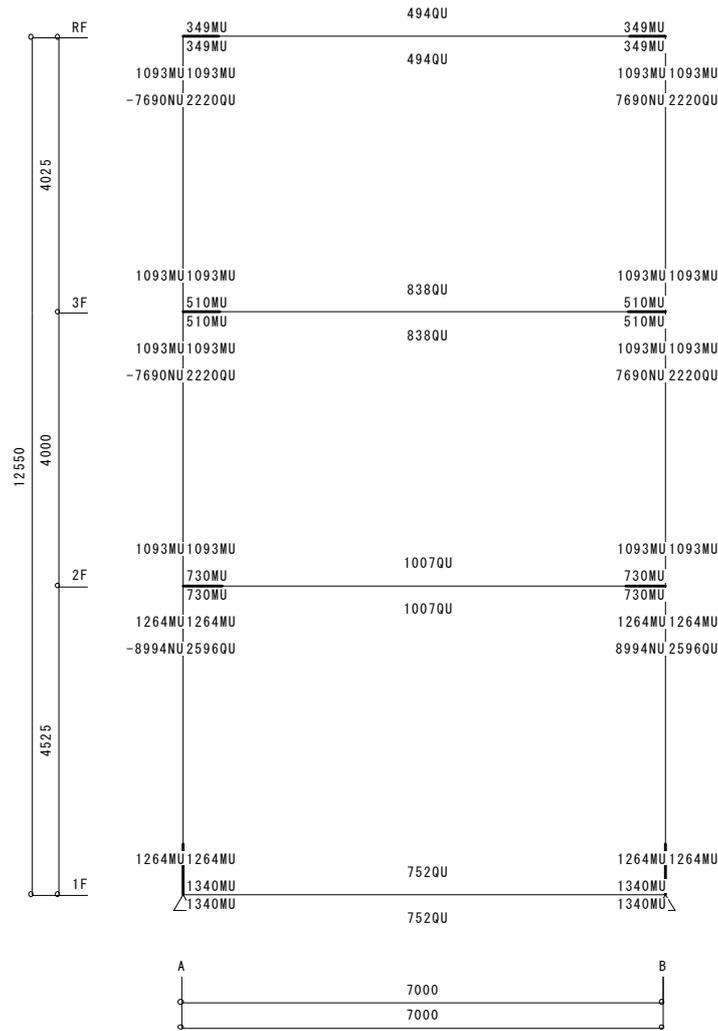
【1フレーム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.4.1 保有水平耐力時の部材終局強度



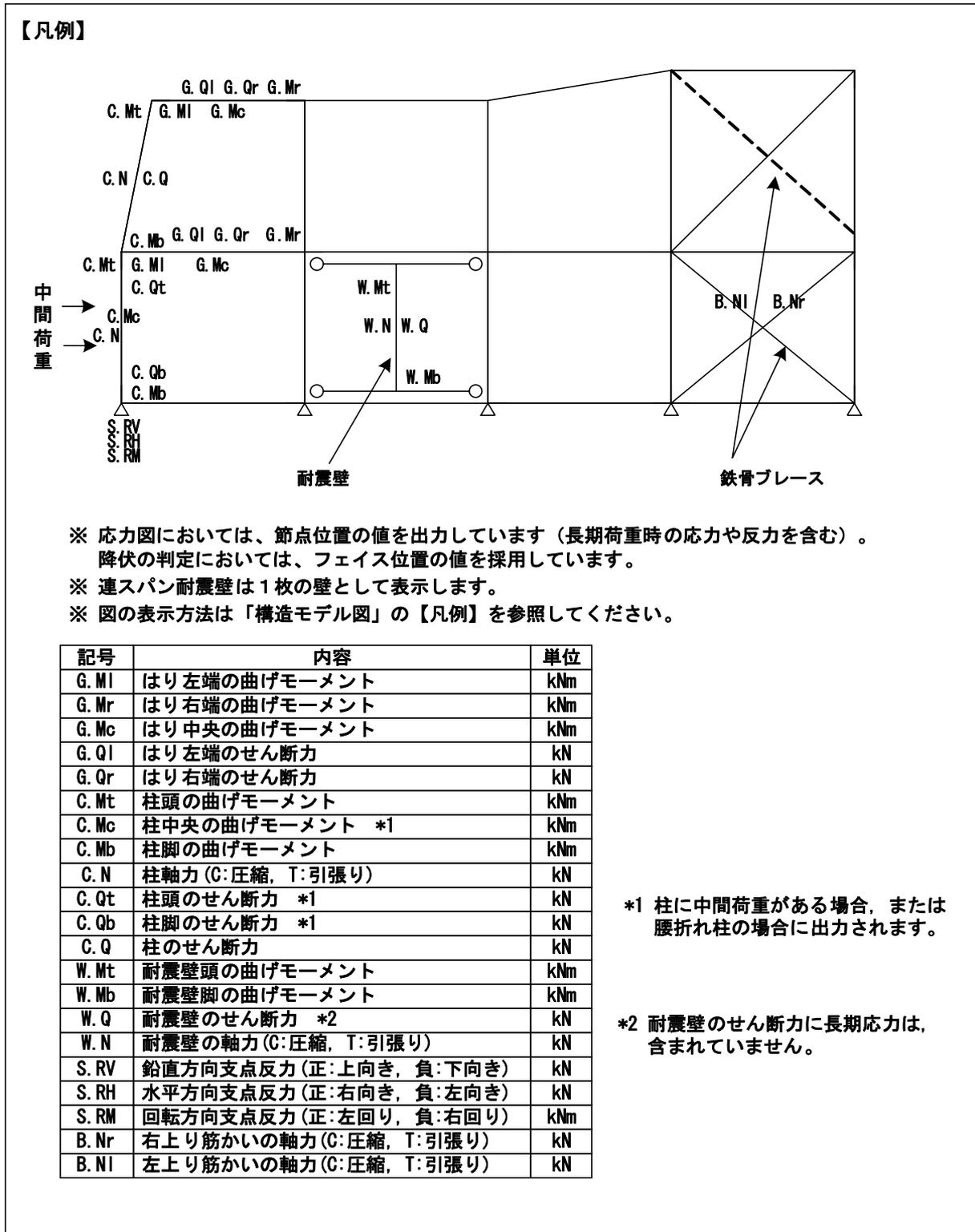
【2フレーム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.4.1 保有水平耐力時の部材終局強度

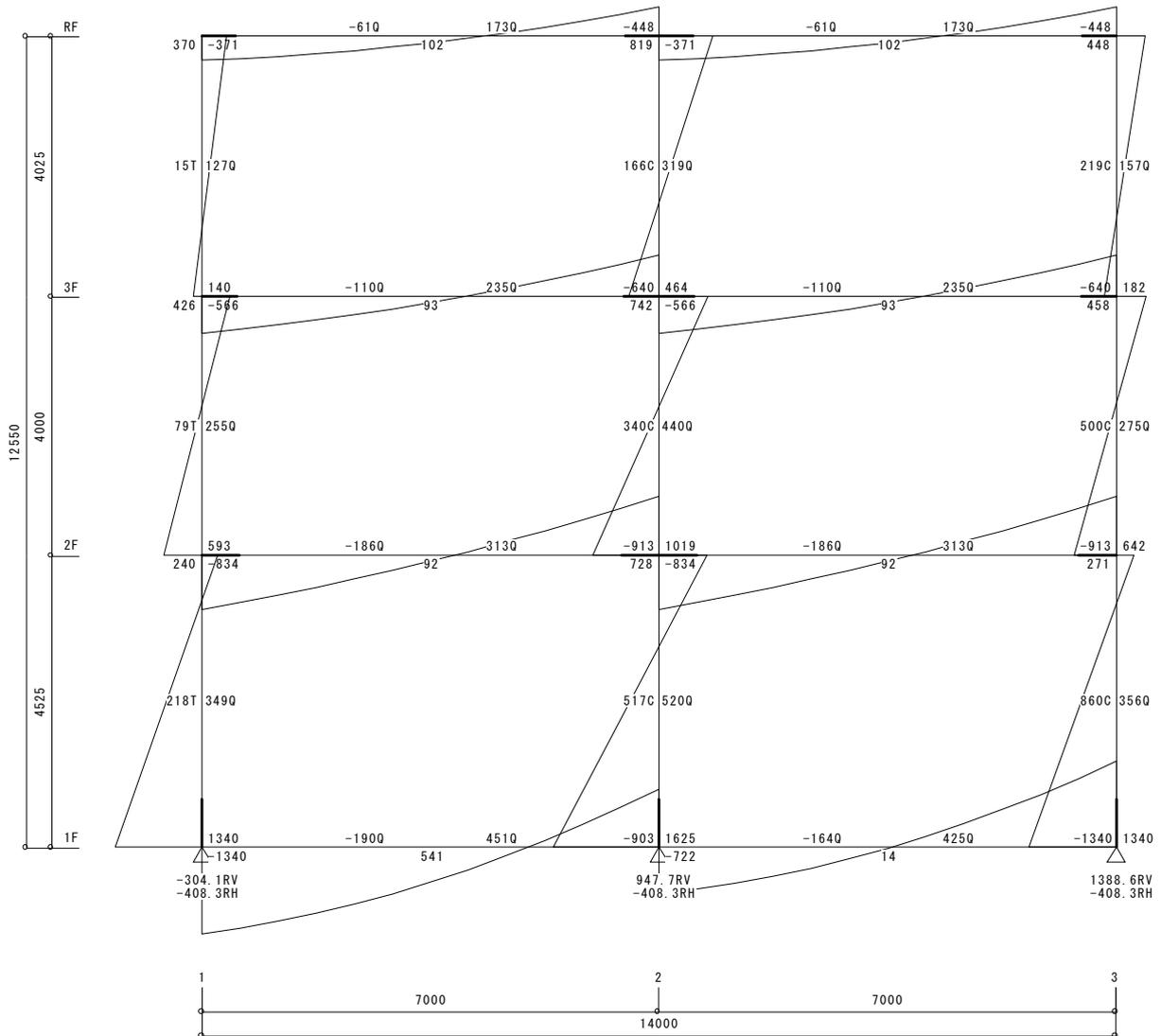


【3フレーム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.4.2 保有水平耐力時の応力図

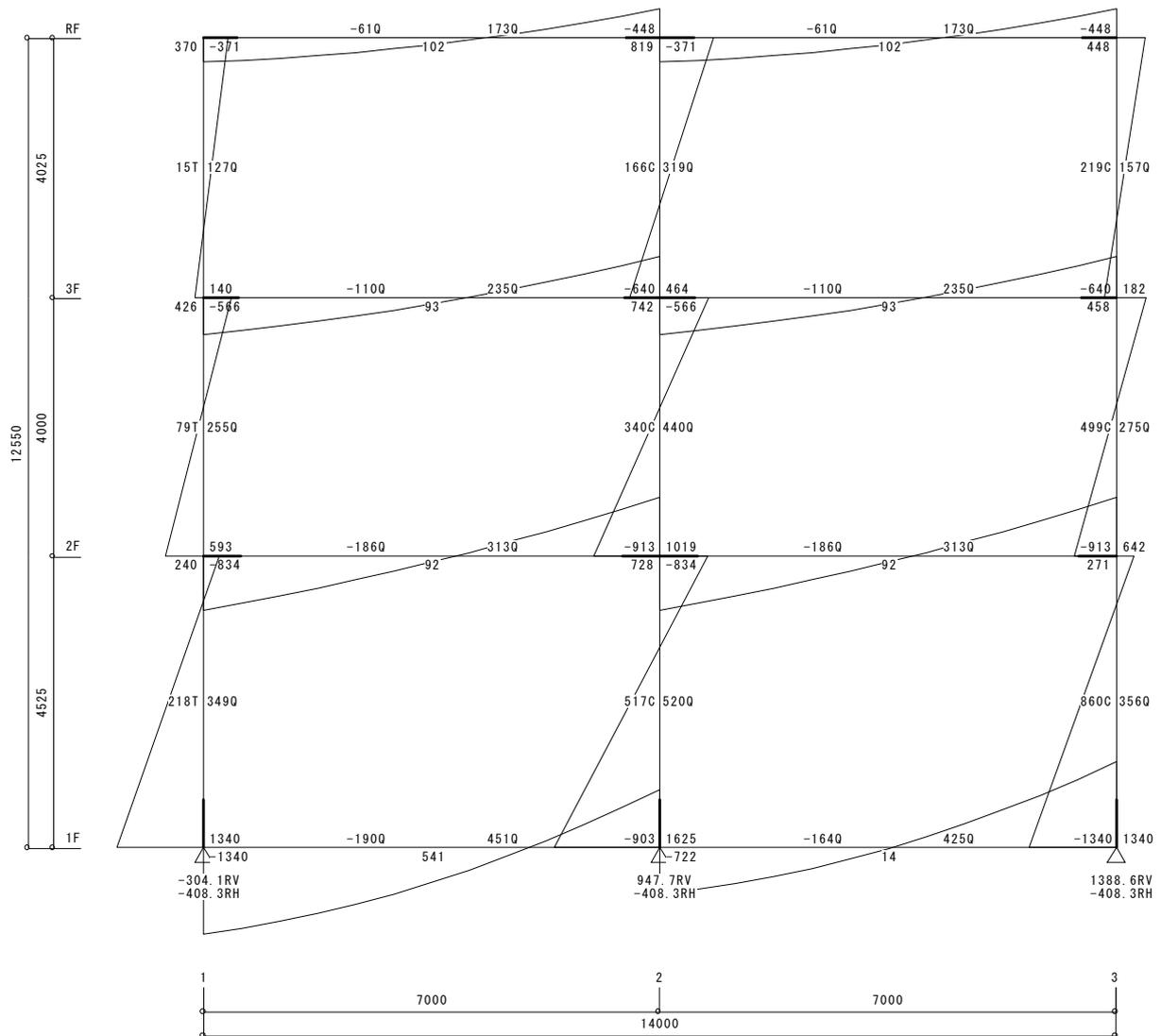


11.4.2 保有水平耐力時の応力図



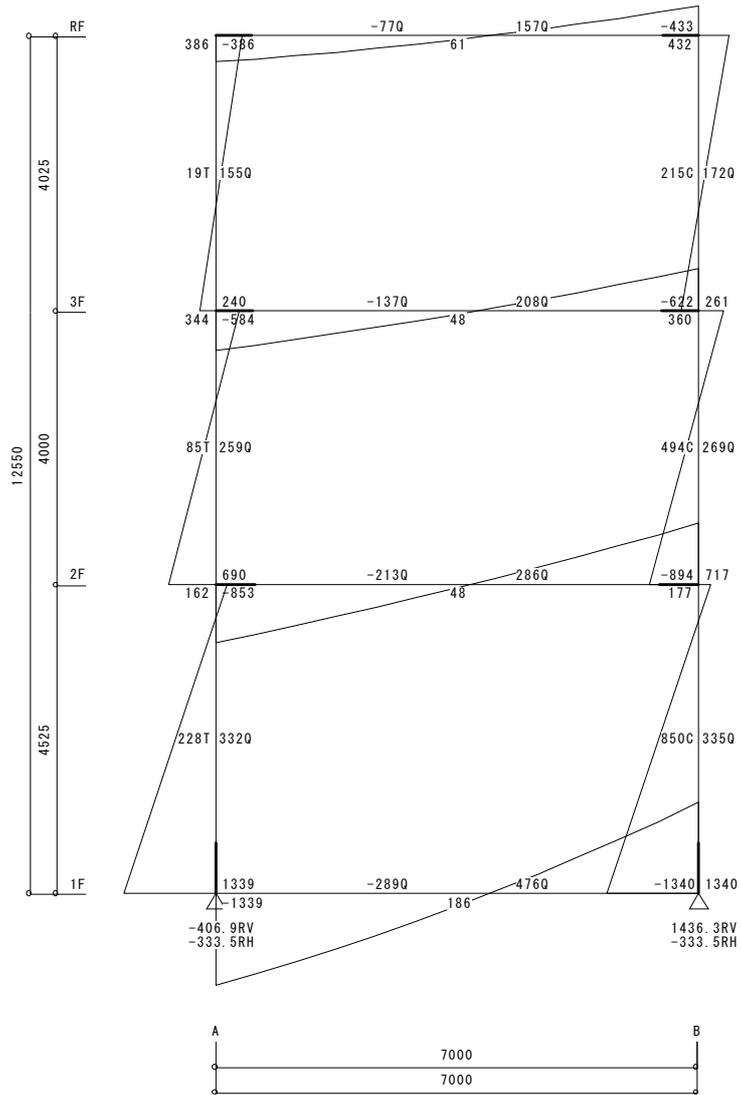
【Aフレーム X方向正加力】スケール : 1/110

11.4.2 保有水平耐力時の応力図



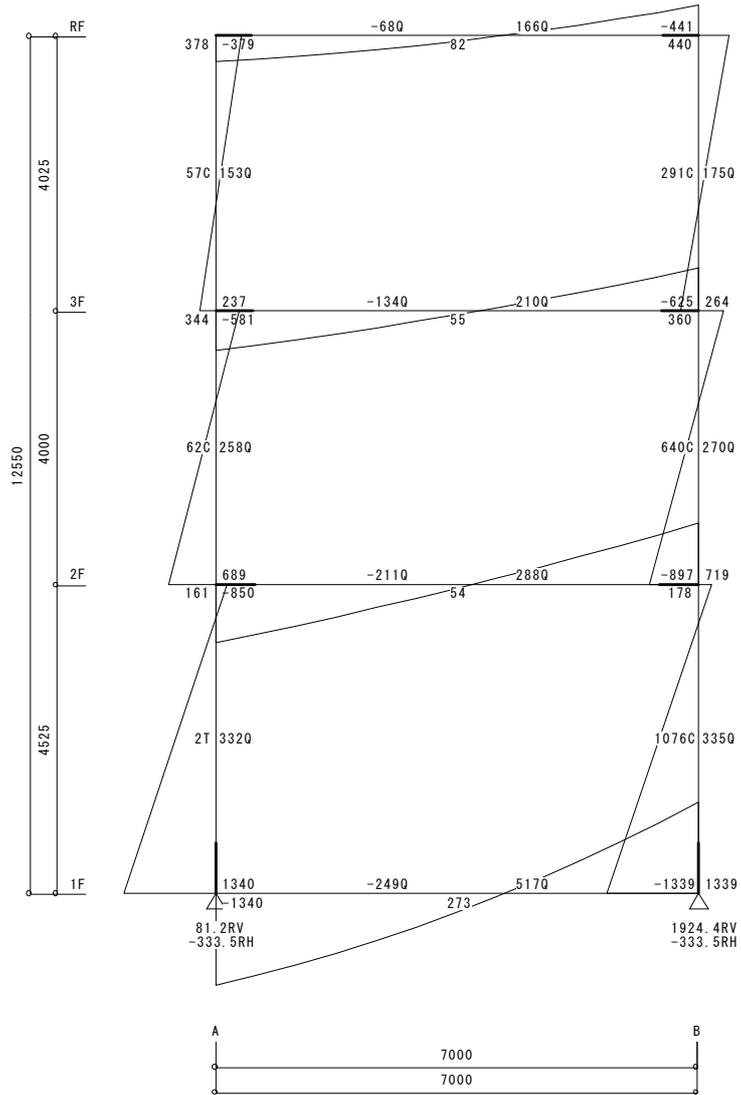
【B7-レム X方向正加力】スケール : 1/110

11.4.2 保有水平耐力時の応力図



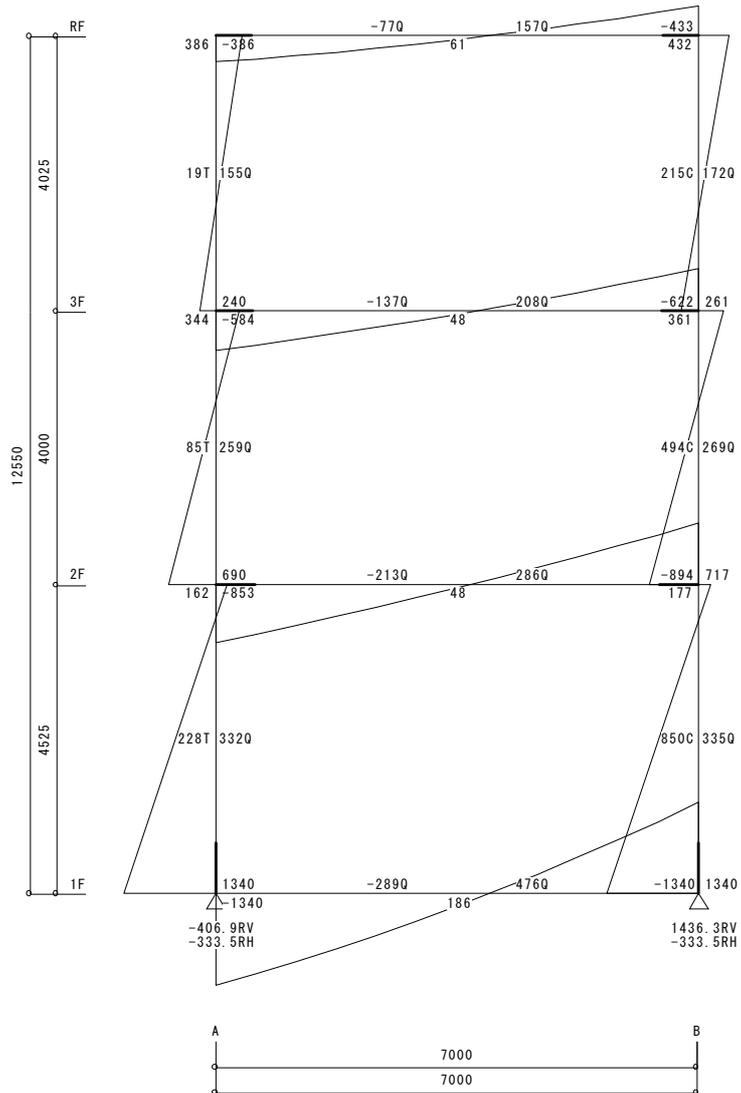
【1フレーム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.4.2 保有水平耐力時の応力図



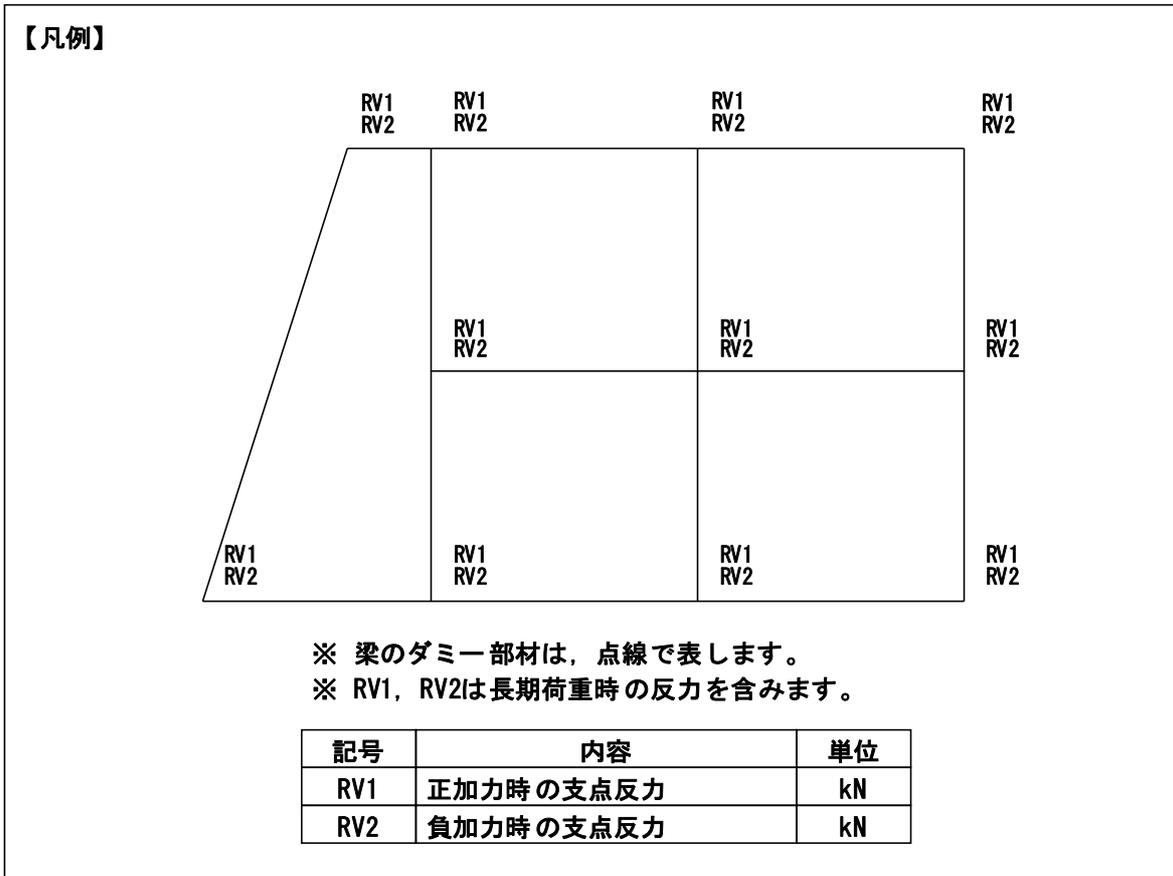
【2コラム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.4.2 保有水平耐力時の応力図

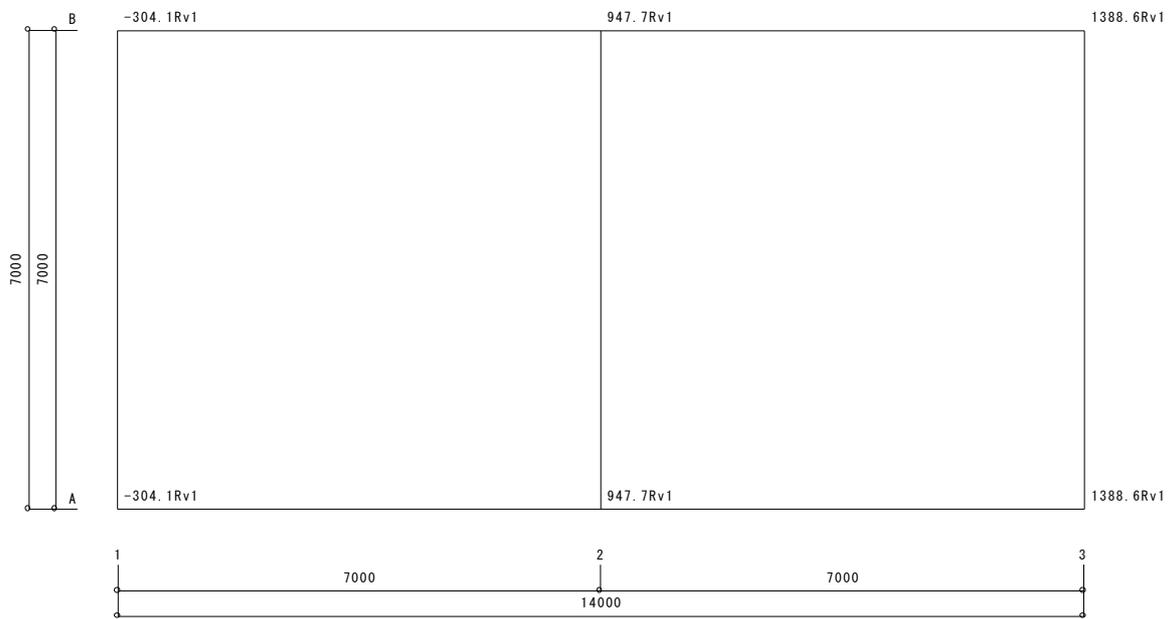


【3コラム Y方向正加力】スケール : 1/110

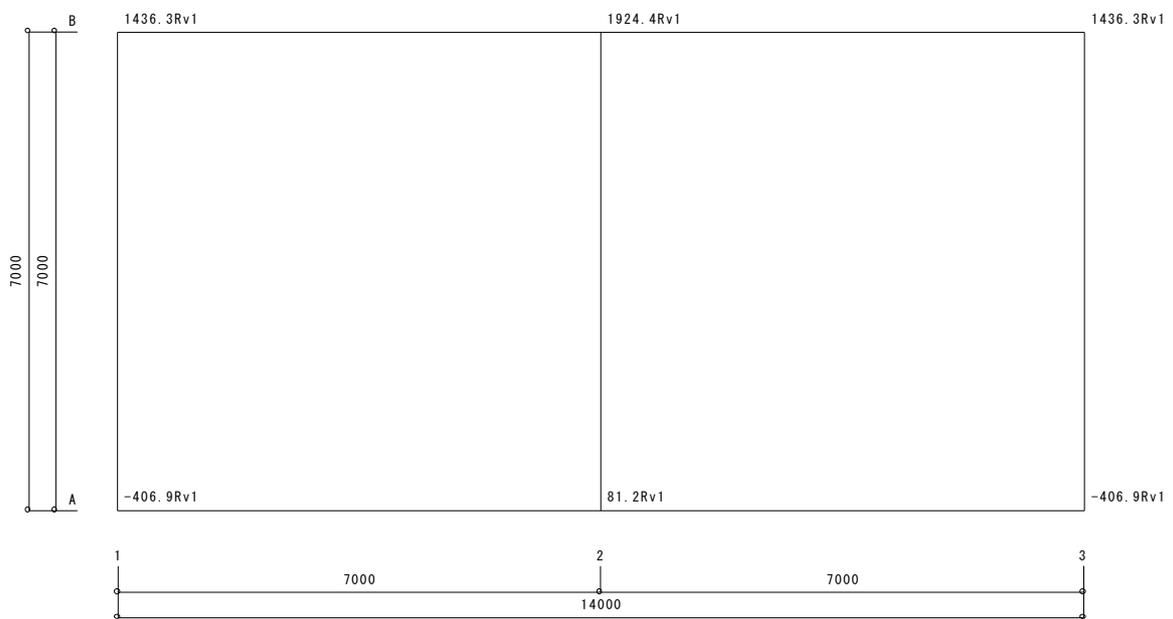
11.4.3 保有水平耐力時の支点反力図



11.4.3 保有水平耐力時の支点反力図

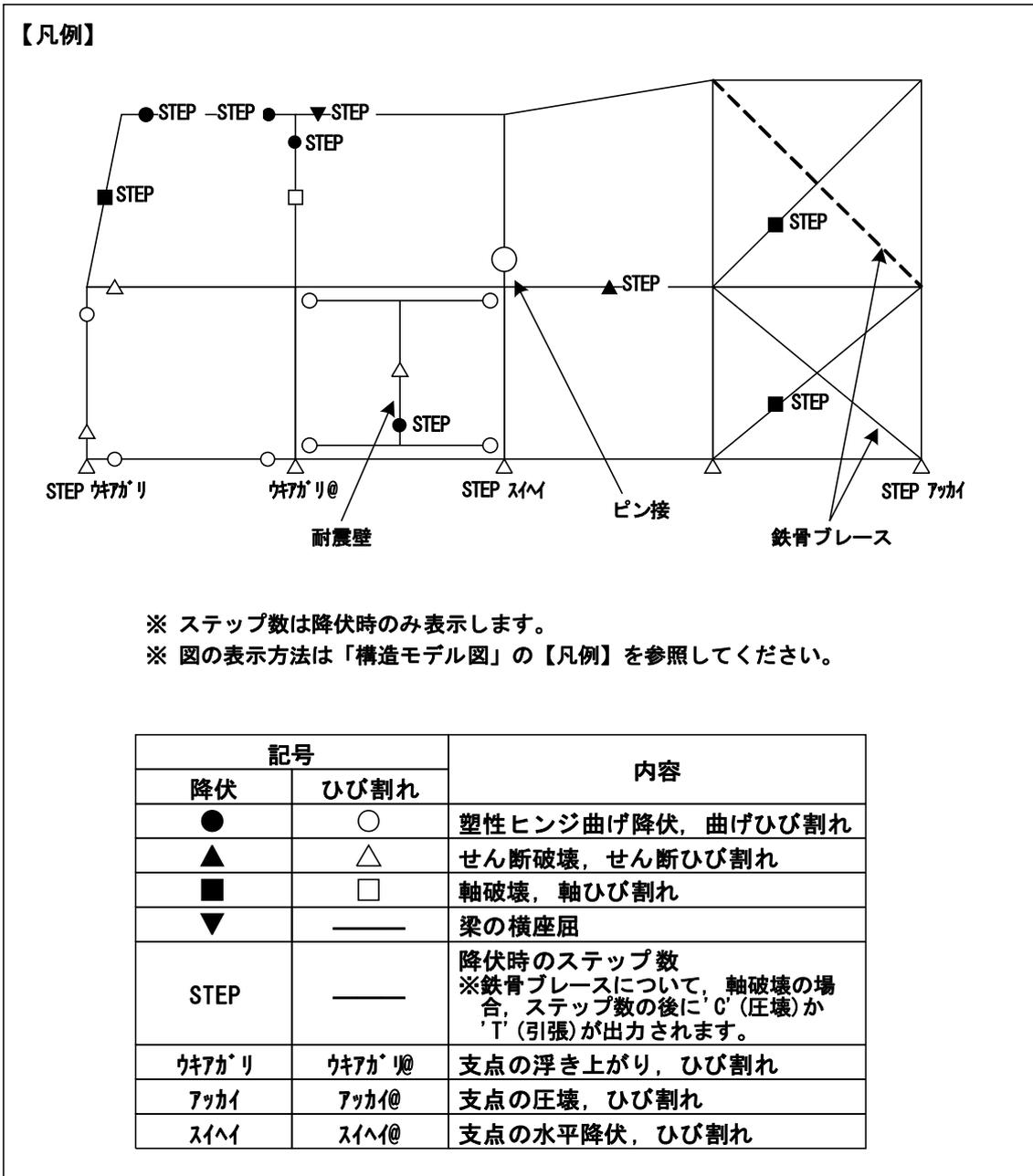


【1F層 X方向】スケール : 1/110

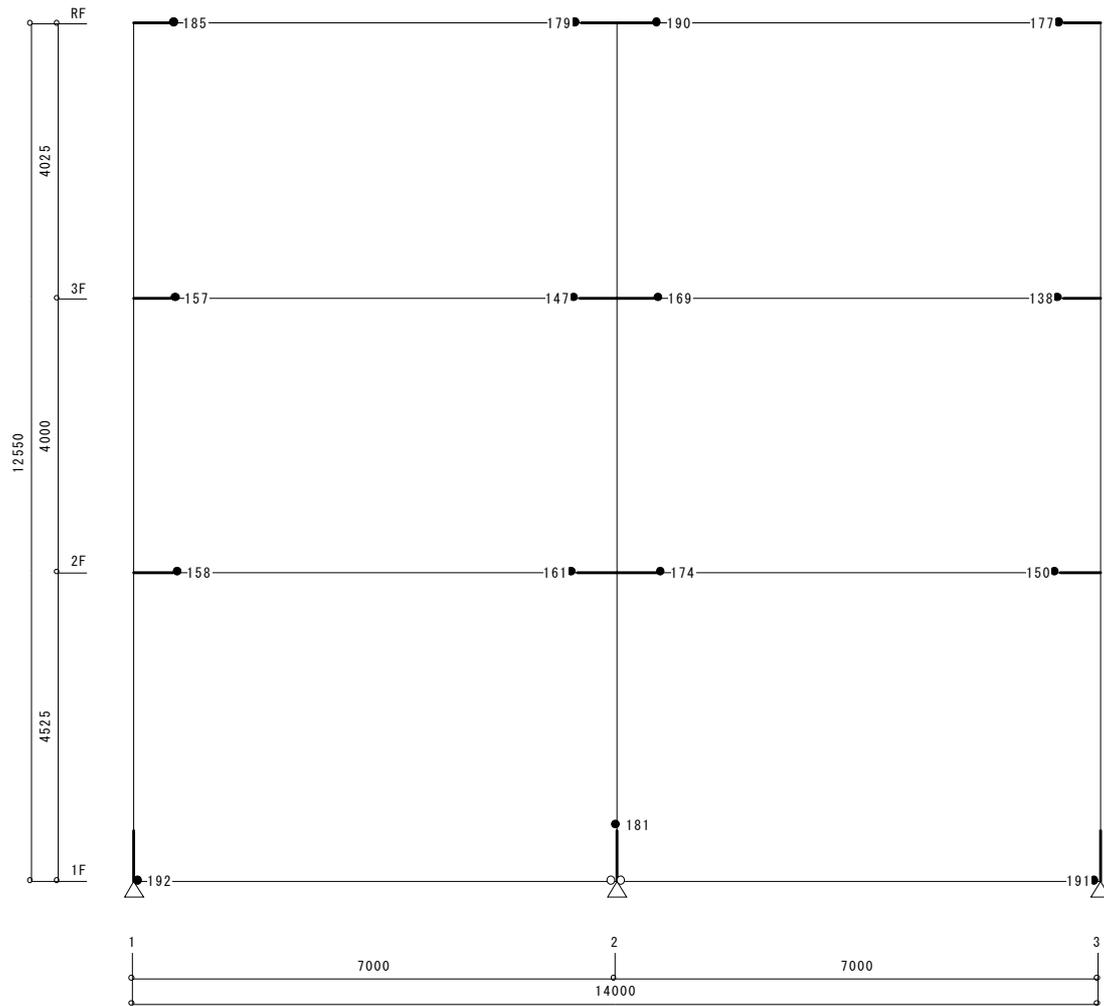


【1F層 Y方向】スケール : 1/110

11.4.4 保有水平耐力時のヒンジ図

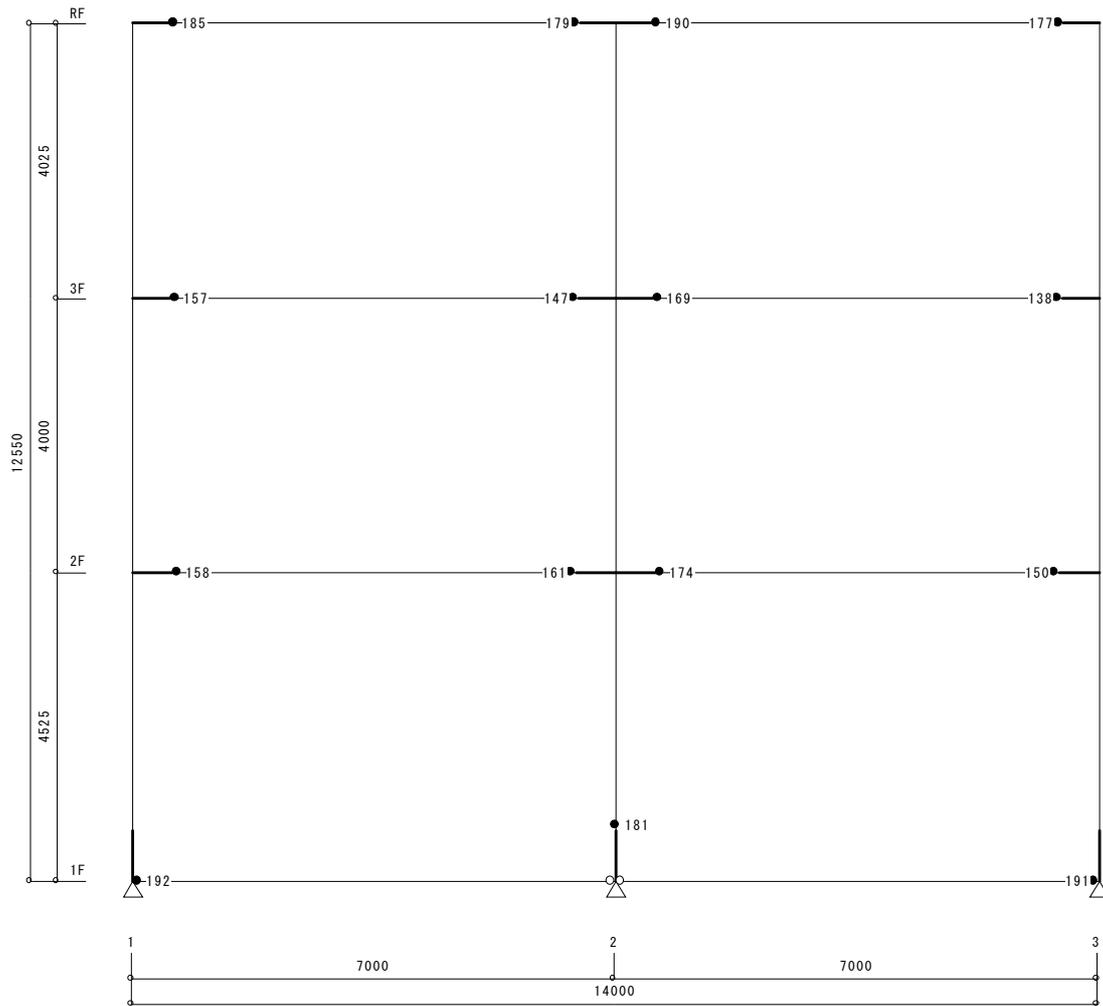


11.4.4 保有水平耐力時のヒンジ図



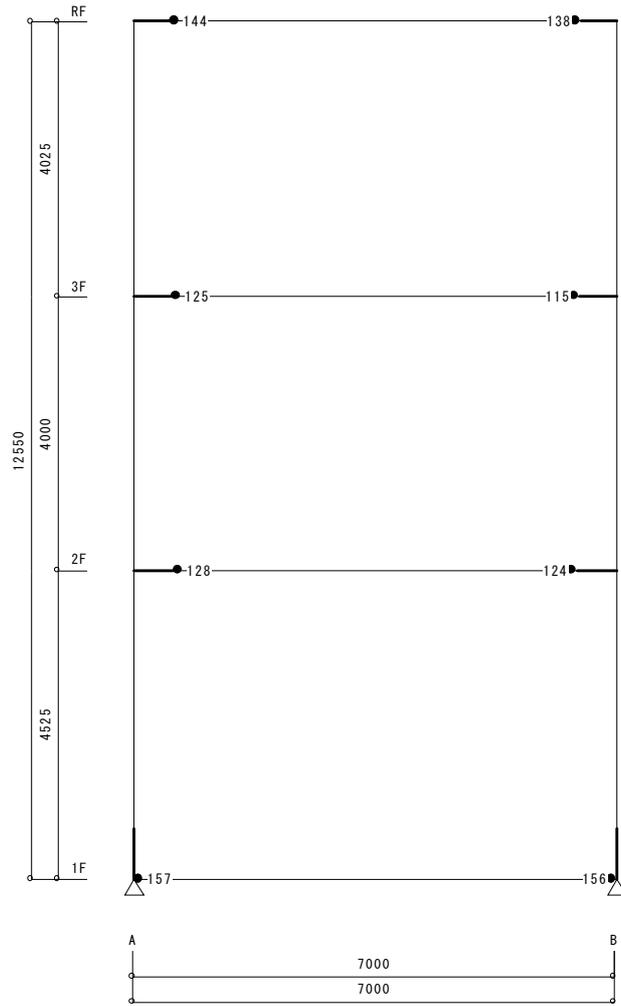
【Aフレーム X方向正加力】スケール : 1/110

11.4.4 保有水平耐力時のヒンジ図



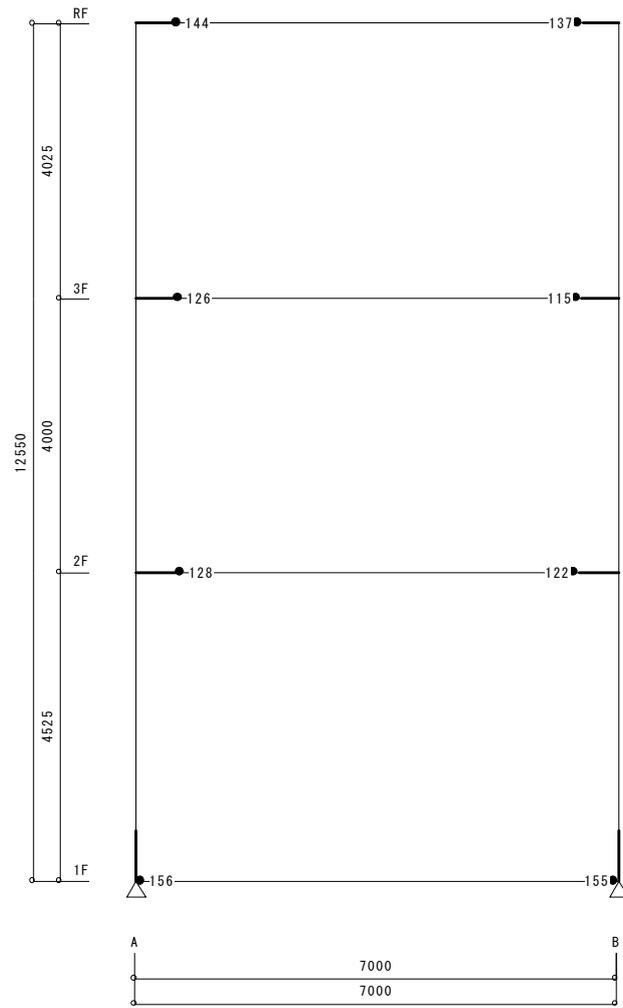
【Bフレーム X方向正加力】スケール : 1/110

11.4.4 保有水平耐力時のヒンジ図



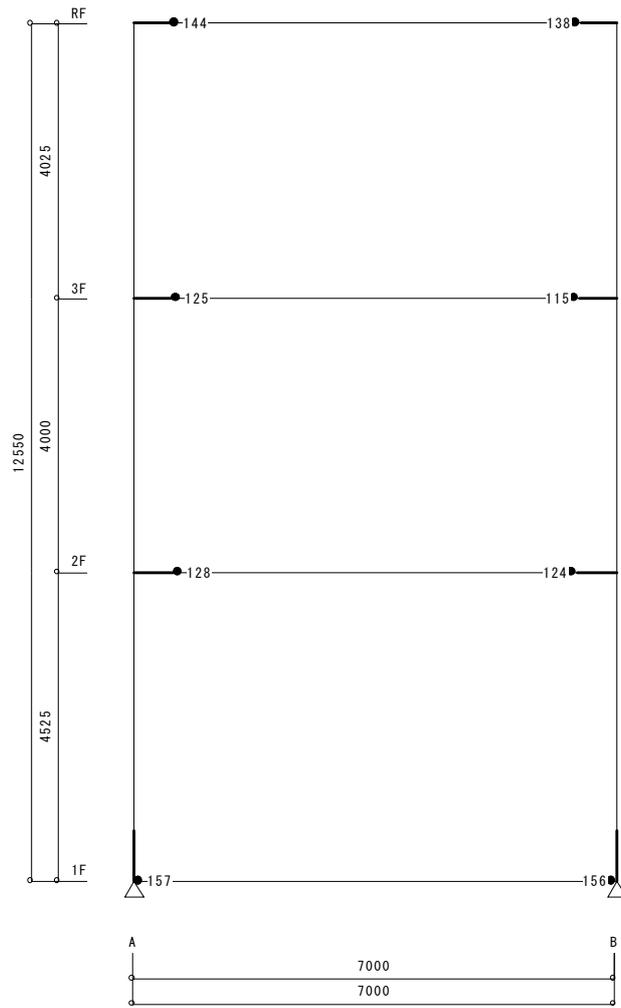
【17レム Y方向正加力】スケール : 1/110

11.4.4 保有水平耐力時のヒンジ図



【2フレーム Y方向正加力】スケール：1/110

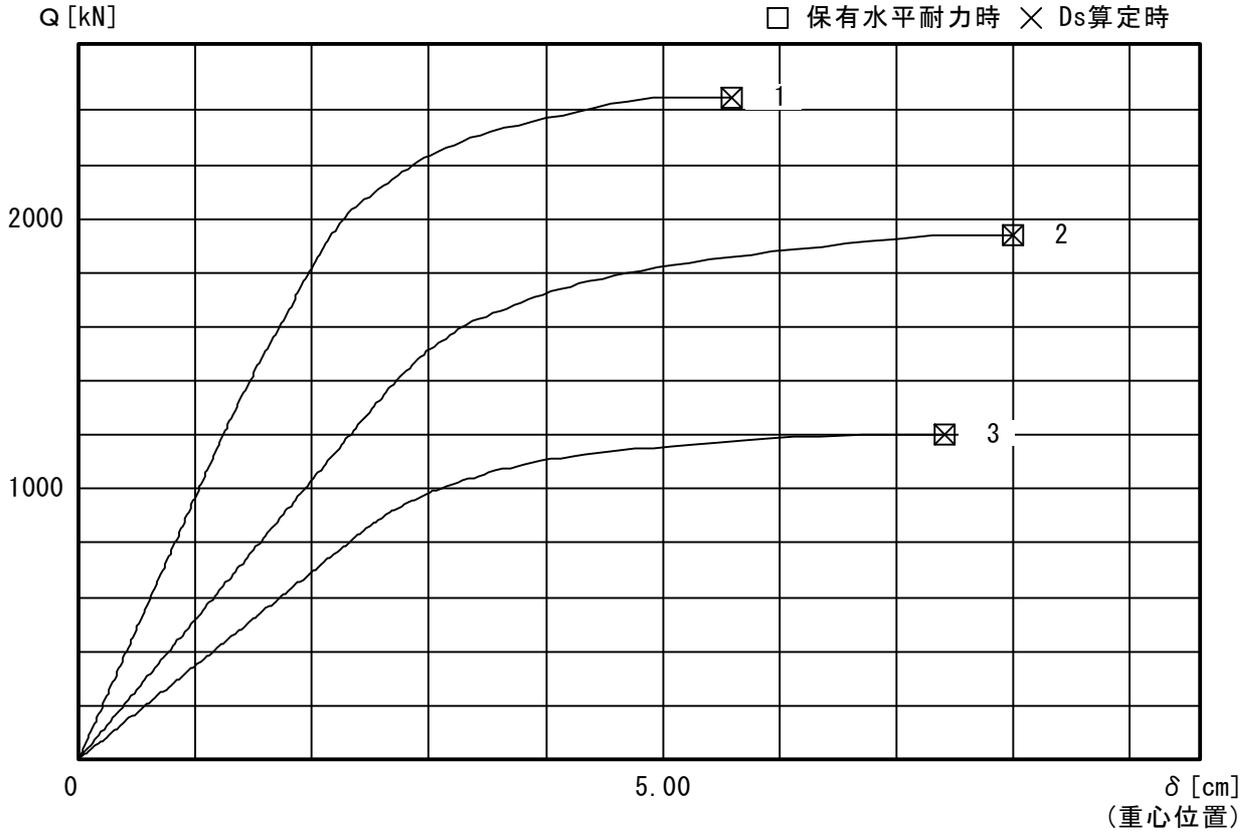
11.4.4 保有水平耐力時のヒンジ図



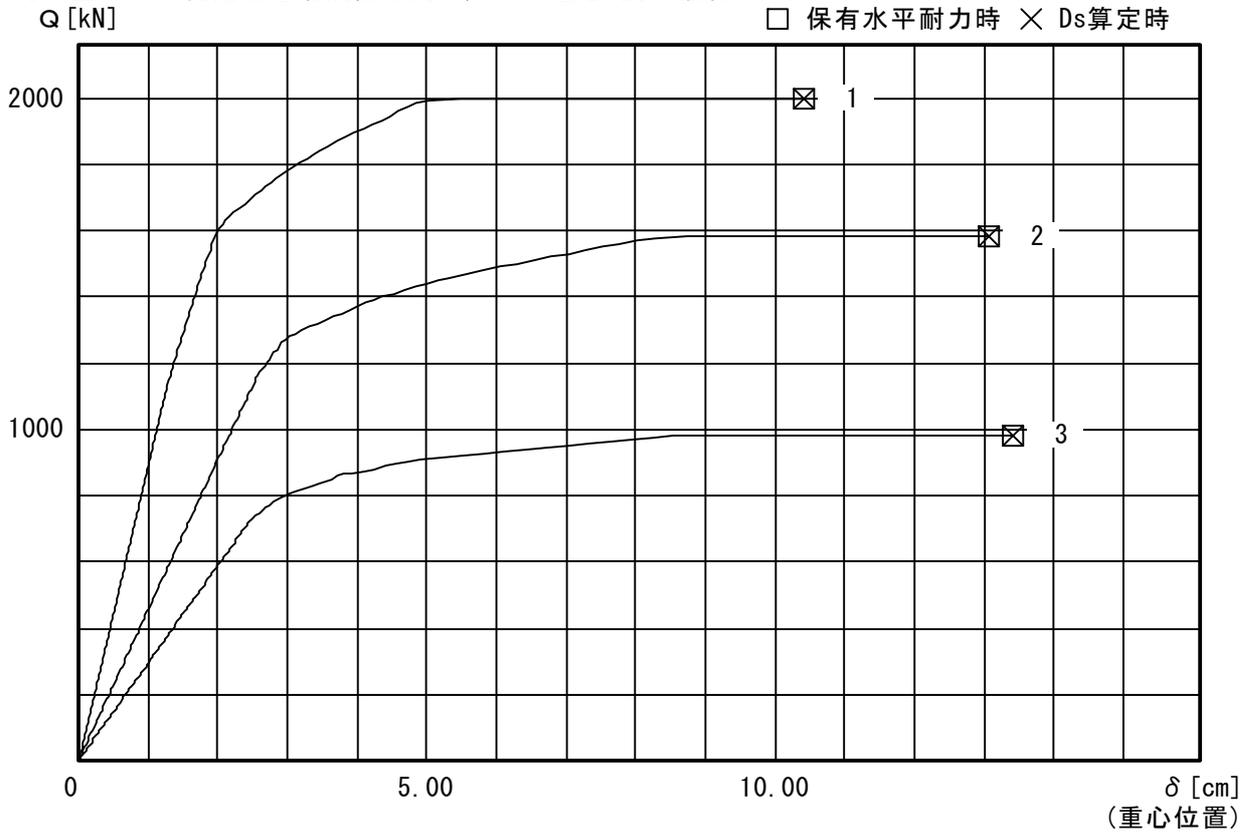
【3フレーム Y方向正加力】スケール：1/110

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

X方向正加力 指定重心層間変形角(1/50)に達した。(最終STEP=193)



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 \geq 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=193)

保有水平耐力時：指定重心層間変形角(1/50)に達した。(STEP=193)

階	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud[kN]	Qun[kN]	Qu[kN]	Qu/Qun	判定
3	0.25	1.000	1.000	1.000	1056.5	264.1	1204.1	4.55	OK
2	0.25	1.000	1.000	1.000	1701.7	425.4	1939.4	4.55	OK
1	0.30 *1	1.000	1.000	1.000	2149.6	644.8	2449.9	3.79	OK

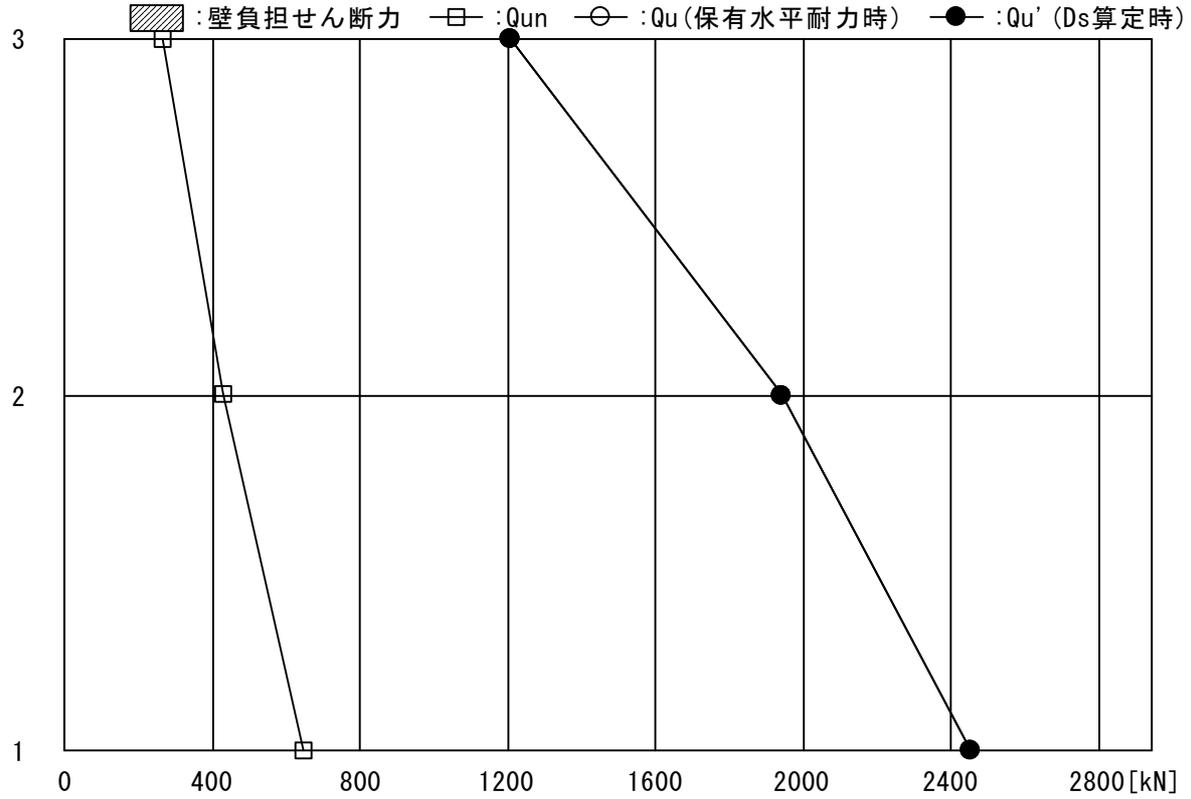
Y方向正加力 Ds算定時：指定重心層間変形角(1/30)に達した。(最終STEP=158)

保有水平耐力時：指定重心層間変形角(1/30)に達した。(STEP=158)

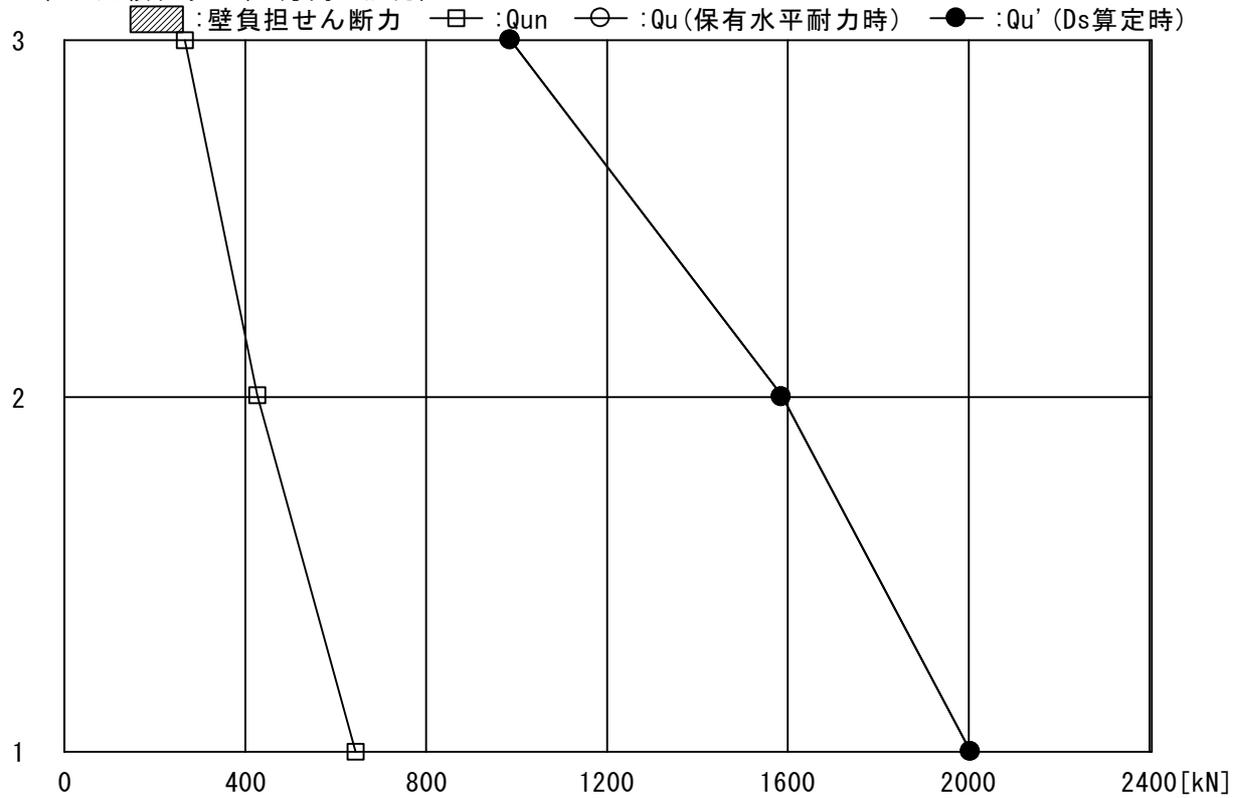
階	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud[kN]	Qun[kN]	Qu[kN]	Qu/Qun	判定
3	0.25	1.000	1.000	1.000	1056.5	264.1	983.3	3.72	OK
2	0.25	1.000	1.000	1.000	1701.7	425.4	1583.9	3.72	OK
1	0.30 *1	1.000	1.000	1.000	2149.6	644.8	2000.8	3.10	OK

11.6.2 必要保有水平耐力と保有水平耐力比較図

Qun、Qu比較グラフ(X方向正加力)



Qun、Qu比較グラフ(Y方向正加力)



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=193

1) 梁 [cm] [kN]

<1F 層>

フレーム	軸	軸		b	D	Qo	QM	α	p t	M/Q d	p w	Qu	(Qu-Qo)/QM
A	1	-2	左端	40	150	130.5	320.3	1.10	0.53%	3.000	0.31%	693.2	2.571
			右端	40	150	130.5							
	2	-3	左端	40	150	130.5	294.4	1.10	0.53%	3.000	0.31%	693.2	2.797
			右端	40	150	130.5							
B	1	-2	左端	40	150	130.5	320.3	1.10	0.53%	3.000	0.31%	693.2	2.571
			右端	40	150	130.5							
	2	-3	左端	40	150	130.5	294.4	1.10	0.53%	3.000	0.31%	693.2	2.797
			右端	40	150	130.5							

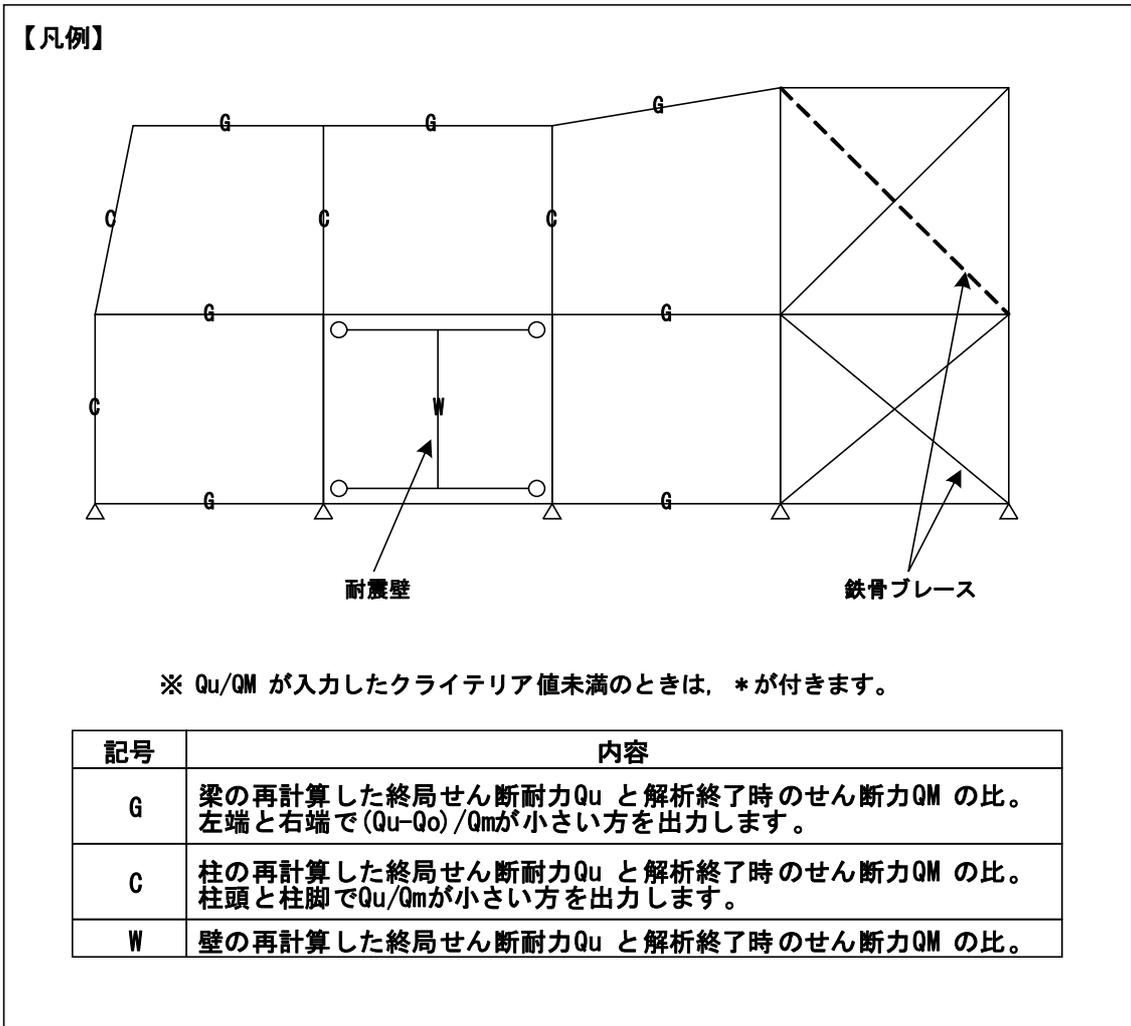
※※ 地震力：Y方向 左→右加力 ※※ 指定重心層間変形角(1/30)に達した。最終STEP=158

1) 梁 [cm] [kN]

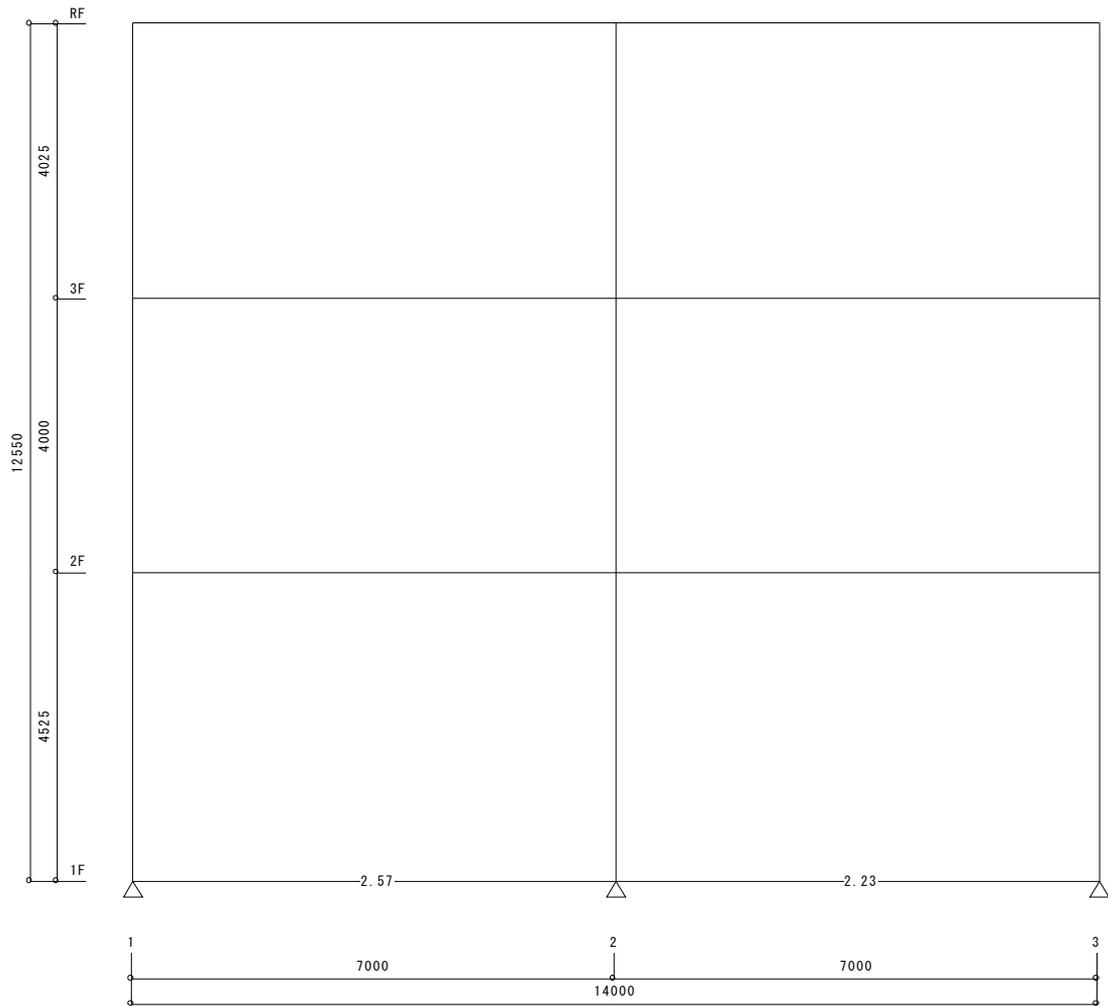
<1F 層>

フレーム	軸	軸		b	D	Qo	QM	α	p t	M/Q d	p w	Qu	(Qu-Qo)/QM
1	A	-B	左端	40	150	93.5	382.7	1.10	0.53%	3.000	0.31%	693.2	2.055
			右端	40	150	93.5							
2	A	-B	左端	40	150	134.0	382.7	1.10	0.53%	3.000	0.31%	693.2	2.161
			右端	40	150	134.0							
3	A	-B	左端	40	150	93.5	382.7	1.10	0.53%	3.000	0.31%	693.2	2.055
			右端	40	150	93.5							

11.6.4 Q_u/Q_m 図

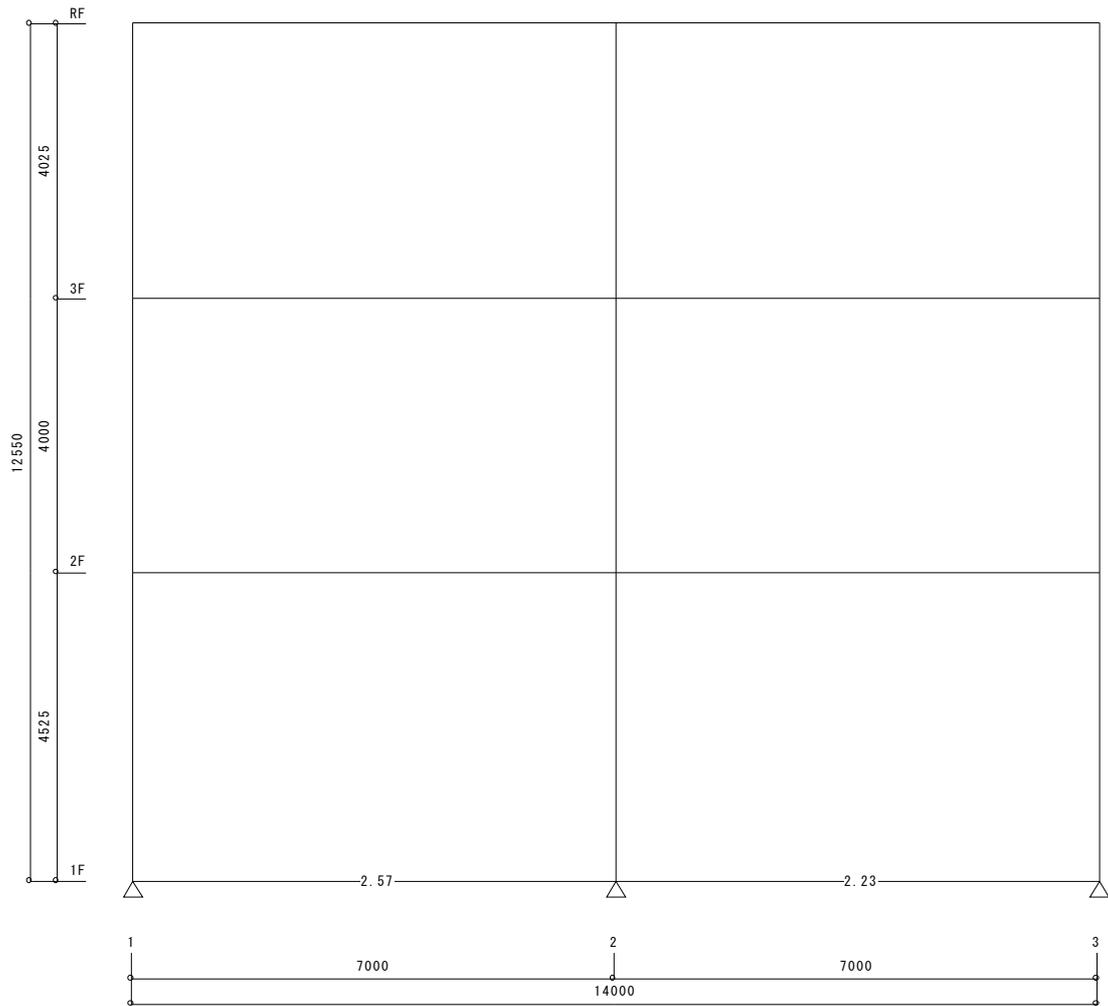


11.6.4 Qu/Qm



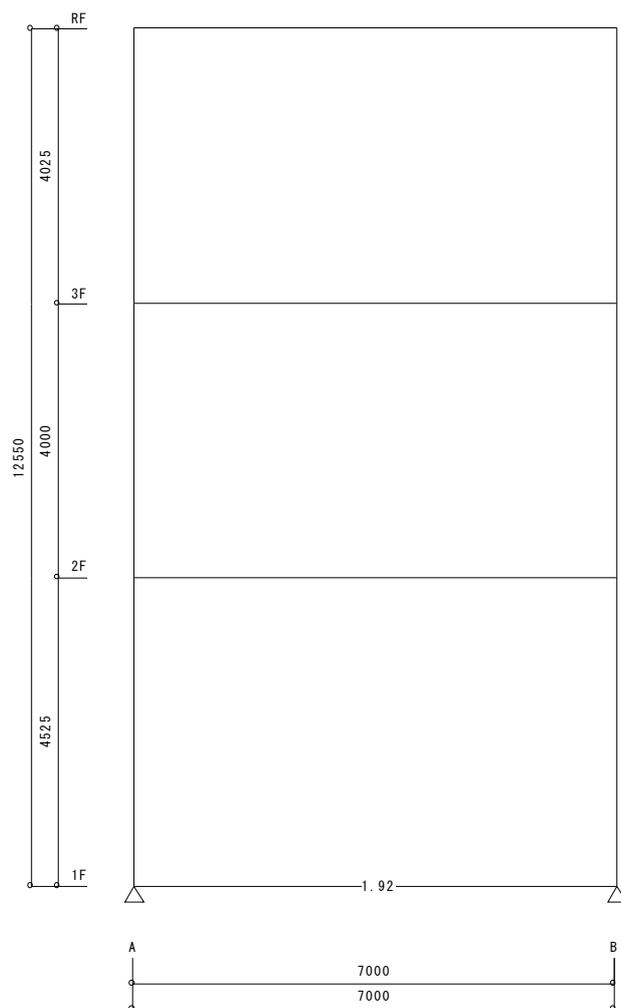
【Aフレーム X方向正加力】スケール：1/110

11.6.4 Qu/Qm



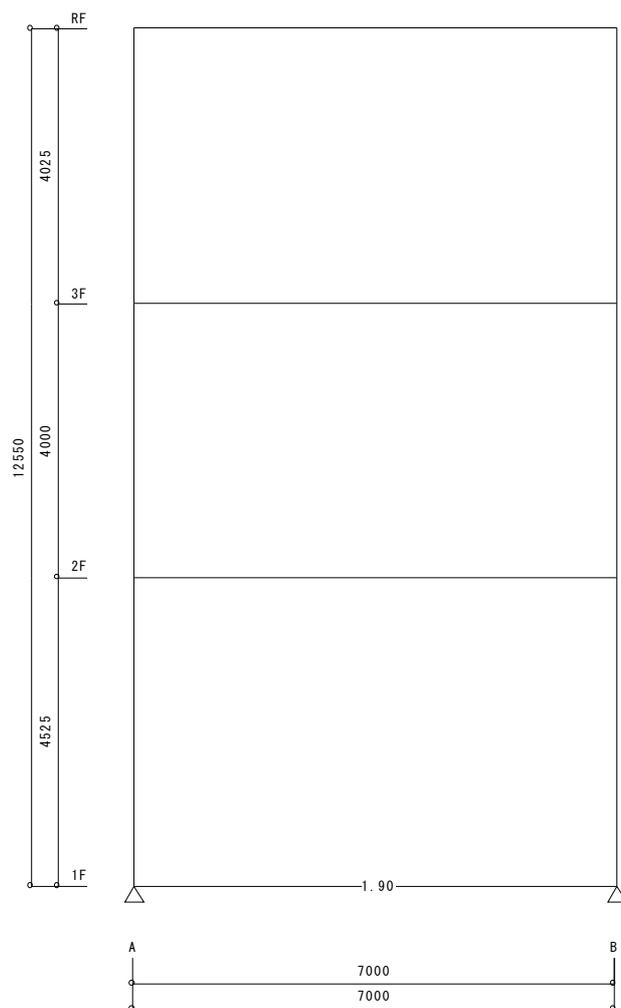
【Bフレーム X方向正加力】スケール : 1/110

11.6.4 Qu/Qm



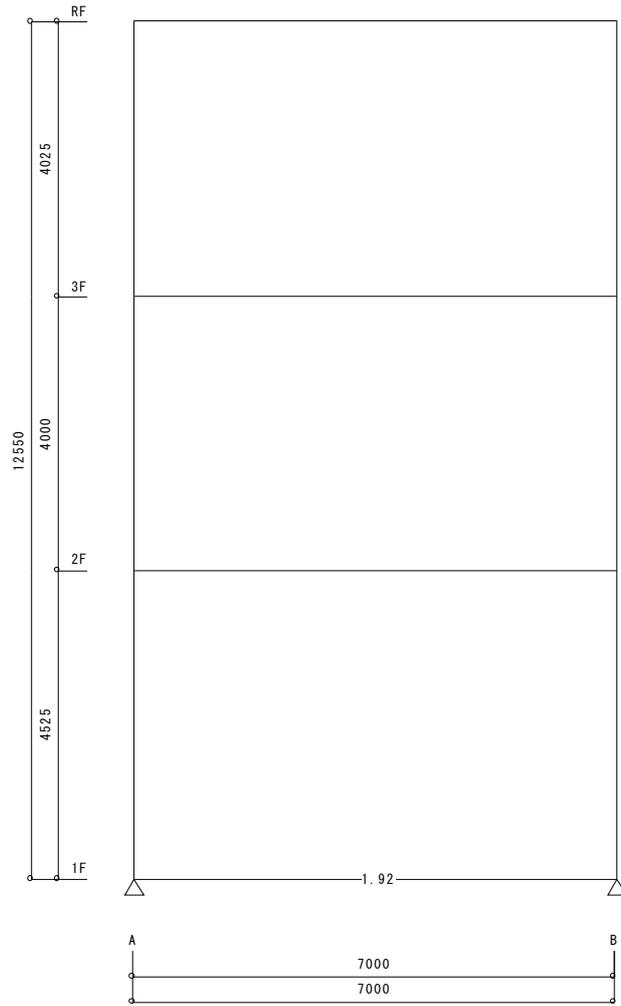
【1フレーム Y方向正加力】スケール：1/110

11.6.4 Qu/Qm



【2フレーム Y方向正加力】スケール：1/110

11.6.4 Qu/Qm



【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	ΣM_{pc} [kNm]	$\Sigma (\min(1.5M_{pb}, 1.3M_{pp}))$ [kNm]	耐力比
1	X	-----	-----	-----
	Y	-----	-----	-----
2	X	14109.5	8477.4	1.6
	Y	14109.5	6570.0	2.1
3	X	13098.0	5957.6	2.1
	Y	13098.0	4590.9	2.8
4	X	-----	-----	-----
	Y	-----	-----	-----

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

- ・工事名 : ERBS工法設計例
- ・略称 : ERBS応力計算
- ・日付 : 2016/04/25
- ・担当者 : SDRテクノロジー

・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
初	RC			1F	0.750	13.0

< X方向 > * スパン長 * * 構造スパン長 *

1-	2	7.000	7.000
2-	3	7.000	7.000

< Y方向 > * スパン長 * * 構造スパン長 *

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
- ・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。
- ・計算ルート X方向 ルート3, Y方向 ルート3
- ・想定する状態
 - ・ X方向正加力の地震時について検証する。
 - ・ 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 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。)

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。
7. 柱軸変形用断面積 (A_n) : 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。
8. 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。
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) X方向 正方向, Y方向 正方向
2. 外力の作用角度 θ [度] (地震荷重時) は、 0.0° 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。

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>		剛域端		
			剛域端		
	(S, GFT造) <X>		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 Δ [cm]	(RC, SRC造) <X>	鉛直	-1.0		
断面算定位置と、そこから		水平	0.0		
Δ cm節点側に入った位置との	<Y>	鉛直	-1.0		
2ヶ所での大きい方を採用		水平	0.0		
します。	(S, GFT造) <X>	鉛直	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	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>	1.00	1.00	1.10
	<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 0 cm

8. Pt, Pwのmin, maxのルート別指定

< RC部材 >	梁Ptmax	梁Ptmin	梁Pwmax	梁Pwmin
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

9. 断面検定方法は、1軸曲げとする。 ※ただし、S柱の鉛直荷重時は2軸曲げとする。

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

- 柱割増率計算方法 : 柱毎
- 柱曲げモーメント : する
- 柱せん断力 : する
- 柱軸力 : する
- 梁曲げモーメント : 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

《ルート1, ルート2-1, ルート2-2の場合》

X方向: $QD = Q_0 + Q_y$ と $QD = QL + n \cdot QE$ の小さい方とする。 割増し率 $n = 2.00$

Y方向: $QD = Q_0 + Q_y$ と $QD = QL + n \cdot QE$ の小さい方とする。 割増し率 $n = 2.00$

《ルート3の場合》

短期荷重時のせん断設計（異形鉄筋および丸鋼）は、安全性確保のための検討を行う。

X方向: $QD = Q_0 + Q_y$ と $QD = QL + n \cdot QE$ の小さい方とする。 割増し率 $n = 2.00$

Y方向: $QD = Q_0 + Q_y$ と $QD = QL + n \cdot QE$ の小さい方とする。 割増し率 $n = 2.00$

《ルート2-3の場合》

X方向: $QD = Q_0 + \alpha \cdot QM$ とする。 割増し率 $\alpha = 1.10$

Y方向: $QD = Q_0 + \alpha \cdot QM$ 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, ルート2-1, ルート2-2, ルート3におけるQDの決定方法は、

$QD = Q_0 + Q_y$ と $QD = QL + n \cdot QE$ の小さい方とする。

割増し率 n は、X方向 2.00 Y方向 2.00 とする。

短期許容せん断耐力式は、許容せん断耐力式を用いる。

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 $\gamma_{min} = 0.30$ 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。

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》
 X方向： 割増し率 n = 2.00
 Y方向： 割増し率 n = 2.00
 《ルート2-3の場合》
 X方向： 割増し率 n = 2.00
 Y方向： 割増し率 n = 2.00
 《ルート3の場合》
 X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

1. 梁 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、 [X方向] 考慮する。 [Y方向] 考慮する。
 継手部は、 [X方向] 考慮する。 [Y方向] 考慮する。
 中央部は、 [X方向] 考慮する。 [Y方向] 考慮する。
 スカラップ寸法 継手部断面のフランジは、 0%欠損する。 [X方向] 0mm [Y方向] 0mm
 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 | $B \leq 150$ | $B \leq 200$ | $B \leq 400$ | --- |
| ウェブボルトピッチ | 60 | 60 | 60 | 60 |
- ※ボルトの欠損計算および継手の選定に用いる。

2. 柱 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。
 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
BCP	1.1	1.2	1.2	1.0
BCR	1.2	1.3	1.3	1.0
STKR	1.3	1.4	1.4	1.0

- ・最上階、最下階の指定

最上階	3	※計算ルート2、ルート3に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。
最下階	1	

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. B H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)》

1. 短期時の検定は、 しない

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	Fc[N/mm2] ()内は材料データ登録No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

【コンクリート登録】 [N/mm2] [kN/m3] [kN/mm2]

No	種類	Fc	上段:長期, 下段:短期 -----/						γ	E	G	n
			fc	fs	fa上	fa他	fb上	fb他				
--	普通	21.0	7.00	0.70	1.40	2.10	0.76	0.95	23.0	21.68	9.03	15
			14.00	1.05	2.10	3.15	1.14	1.43				

※鉄筋コンクリートの重量はコンクリートの単位容積重量γに 1.0 kN/m3 加算します。

(2) 鉄筋

層	構造形式	鉄筋径 -----/								鉄筋種別 -----/						
		主筋《梁》		主筋《柱》		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
1F	RC	(X) D22	(Y) D22	(X) D10	(Y) D10	D22	D10	D10	D10	SD295A	16	SD345	32	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

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

・許容応力度 [N/mm2]	種別名	< 長期 >		< 短期 >		< 長期 >	
		引・圧	せん断	引・圧	せん断	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

冷間成形角形鋼管を使用する

※柱に鋼管を用いると、「冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」に沿った応力割増しと、柱はり耐力比のチェックを行います。

層	構造形式	《梁》 -----/			階	《柱》 -----/			冷間角形 《ブレース》	
		左端	中央	右端		柱頭	柱脚			
RF	S	SN400B	SN400B	SN400B	3	SN400A	SN400A	BCR295	SN400B	
3F	S	SN400B	SN400B	SN400B	2	SN400A	SN400A	BCR295	SN400B	
2F	S	SN400B	SN400B	SN400B	1	SN400A	SN400A	BCR295	SN400B	

・材料強度 [N/mm2]	種別名	鋼種	F値 -----/	
			厚さ40mm以下	厚さ40mmをこえるもの
	SN400A		235	215
	SN400B		235	215
	BCR295		295	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	RF	500
3F	500	3F	500
2F	500	2F	500
1F	500	1F	500

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

《 梁 : 両側仕上 》				《 柱 : 四面仕上 》			《 小梁 : 両側仕上 》			
層	重量	被覆	寸法	階	重量	寸法	層	重量	被覆	寸法
RF	500	0.0	0.0	3	500	0.0	RF	500	0.0	0.0
3F	500	0.0	0.0	2	500	0.0	3F	500	0.0	0.0
2F	500	0.0	0.0	1	500	0.0	2F	500	0.0	0.0
1F	500	0.0	0.0				1F	500	0.0	0.0

(2) 積載荷重 (L.L) [N/m2]

No	スラブ用	ラーム用	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

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

地域係数 (Z)	: 1.00	P.H.階の水平震度	: 1.00
用途係数 (I)	: 1.00	一次固有周期 (T) X方向	: 0.000 (内部計算)
強度抵抗型の建築物にするための係数 (Sp)	: 1.00	Y方向	: 0.000 (内部計算)
地盤種別による Tc	: 0.60 秒	地震層せん断力係数の最小値 (Ci-min) X方向	: 0.05
標準せん断力係数 (一次設計用)	X方向 : 0.20	Y方向	: 0.05
	Y方向 : 0.20	地下階水平震度の最小値 (ki-min) X方向	: 0.05
標準せん断力係数 (保有耐力用)	: 1.00	Y方向	: 0.05

1.6 部材形状登録

(1) 柱

No	タイプ	H * B * t * r	A [cm ²]	I x [cm ⁴]	I y [cm ⁴]
870	B C R	400 * 400 * 16.0 * 40.0	236.96	57060	57060
871		400 * 400 * 19.0 * 47.5	277.16	65394	65394

(2) 梁 [cm]

No	B	D
1	40	150

No	タイプ	H * B * t1 * t2 * r	A [cm ²]	I x [cm ⁴]	I y [cm ⁴]
107	細幅	400 * 200 * 8.0 * 13.0 * 13	83.37	23456.6	1735.7
109		500 * 200 * 10.0 * 16.0 * 13	112.25	46811.3	2138.2
110		600 * 200 * 11.0 * 17.0 * 13	131.71	75556.8	2274.0

(7) 小梁 [cm] [N/m]

No	B	D	単位重量
1	30	70	

No	タイプ	H * B * t1 * t2 * r	A [cm ²]	I x [cm ⁴]	I y [cm ⁴]
103	細幅	200 * 100 * 5.5 * 8.0 * 8	26.66	1805.6	133.7
105		300 * 150 * 6.5 * 9.0 * 13	46.78	7209.2	507.5

(8) 床 (小梁なし) [cm] [N/m²]

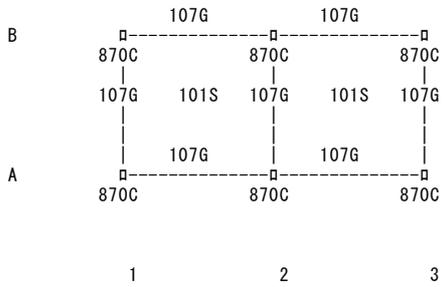
No	L, L-No	t	仕上	D, L
1	4	15.0	3300	
2	2	0.0		3400
3	1	0.0		3400
4	11	0.0		4500

(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。>

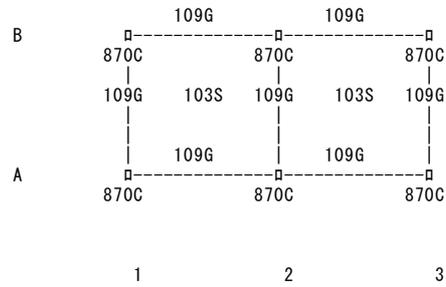
No	小梁数	方向	スラブNo	スパン	小梁No	スラブNo	スパン	小梁No	スラブNo	スパン	小梁No	スラブNo
101	1	Y-0	102	-0.500	105	102						
102	1	X-0	4	-0.500	103	4						
103	2	Y-0	104	-0.333	103	3	-0.333	103	104			
104	2	X-0	3	-0.333	103	3	-0.333	103	3			
105	1	X-0	3	-0.500	103	3						
107	1	Y-0	1	-0.500	1	1						

1.8 形状配置 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。

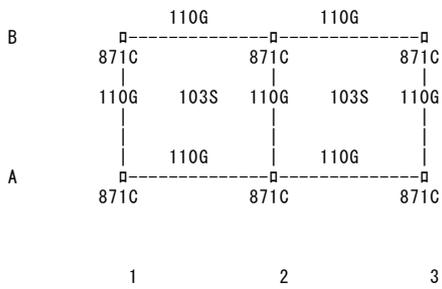
< RF層 3階>



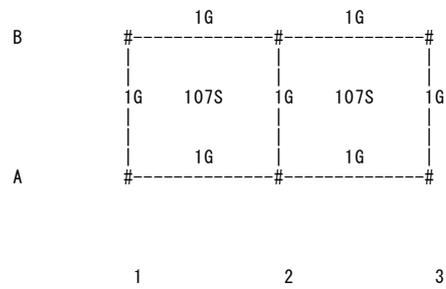
< 3F層 2階>



< 2F層 1階>



< 1F層>



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	GAIHEKI	4	4.000						0.00	1.00

(2) 梁特殊荷重配置

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

1.10 剛性

(4) 剛域 [cm]

1) 梁	No	層	層	フレーム	フレーム	軸	軸	左端	右端
	1	2F	2F	1	3	A	B	57.5	57.5
	2	2F	2F	A	B	1	3	57.5	57.5
	3	3F	3F	1	3	A	B	54.0	54.0
	4	3F	3F	A	B	1	3	54.0	54.0
	5	RF	RF	1	3	A	B	52.0	52.0
	6	RF	RF	A	B	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

層	/-- X方向 --/		/-- Y方向 --/	
	左端	右端	左端	右端
RF	69.0	69.0	69.0	69.0
3F	73.0	73.0	73.0	73.0
2F	77.0	77.0	77.0	77.0
1F	0.0	0.0	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

<p>< RF層 ></p> <table border="0"> <tr> <td>B</td> <td>□=</td> <td>1=□=</td> <td>1=□</td> </tr> <tr> <td>I</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>2</td> <td>2</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>□=</td> <td>1=□=</td> <td>1=□</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> </tr> </table>	B	□=	1=□=	1=□	I	1	1	1	2	2	2	2	A	□=	1=□=	1=□		1	2	3	<p>< 3F層 ></p> <table border="0"> <tr> <td>B</td> <td>□=</td> <td>1=□=</td> <td>1=□</td> </tr> <tr> <td>I</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>2</td> <td>2</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>□=</td> <td>1=□=</td> <td>1=□</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> </tr> </table>	B	□=	1=□=	1=□	I	1	1	1	2	2	2	2	A	□=	1=□=	1=□		1	2	3	<p>< 2F層 ></p> <table border="0"> <tr> <td>B</td> <td>□=</td> <td>1=□=</td> <td>1=□</td> </tr> <tr> <td>I</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>2</td> <td>2</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>□=</td> <td>1=□=</td> <td>1=□</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> </tr> </table>	B	□=	1=□=	1=□	I	1	1	1	2	2	2	2	A	□=	1=□=	1=□		1	2	3	<p>< 1F層 ></p> <table border="0"> <tr> <td>B</td> <td>□=</td> <td>1=□=</td> <td>1=□</td> </tr> <tr> <td>I</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>2</td> <td>2</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>□=</td> <td>1=□=</td> <td>1=□</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> </tr> </table>	B	□=	1=□=	1=□	I	1	1	1	2	2	2	2	A	□=	1=□=	1=□		1	2	3
B	□=	1=□=	1=□																																																																																
I	1	1	1																																																																																
2	2	2	2																																																																																
A	□=	1=□=	1=□																																																																																
	1	2	3																																																																																
B	□=	1=□=	1=□																																																																																
I	1	1	1																																																																																
2	2	2	2																																																																																
A	□=	1=□=	1=□																																																																																
	1	2	3																																																																																
B	□=	1=□=	1=□																																																																																
I	1	1	1																																																																																
2	2	2	2																																																																																
A	□=	1=□=	1=□																																																																																
	1	2	3																																																																																
B	□=	1=□=	1=□																																																																																
I	1	1	1																																																																																
2	2	2	2																																																																																
A	□=	1=□=	1=□																																																																																
	1	2	3																																																																																

2) 配筋登録

< RF層 >

No	符号	H*B*t1*t2*r	鉄骨	種別
1 4G1	左	400* 170* 9.0*16.0* 0	フランジ ウェブ	SN400B SN400B
変更あり	中	400* 200* 8.0*13.0*13		SN400B SN400B
	右	400* 170* 9.0*16.0* 0		SN400B SN400B
2 4G2	左	400* 170* 9.0*16.0* 0		SN400B SN400B
変更あり	中	400* 200* 8.0*13.0*13		SN400B SN400B
	右	400* 170* 9.0*16.0* 0		SN400B SN400B

< 3F層 >

No	符号	H*B*t1*t2*r	鉄骨	種別
1 3G1	左	500* 170*12.0*16.0* 0	フランジ ウェブ	SN400B SN400B
変更あり	中	500* 200*10.0*16.0*13		SN400B SN400B
	右	500* 170*12.0*16.0* 0		SN400B SN400B
2 3G2	左	500* 170*12.0*16.0* 0		SN400B SN400B
変更あり	中	500* 200*10.0*16.0*13		SN400B SN400B
	右	500* 170*12.0*16.0* 0		SN400B SN400B

< 2F層 >

No	符号	H*B*t1*t2*r	鉄骨	種別
1 2G1	左	600* 170*12.0*19.0* 0	フランジ ウェブ	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	600* 200*11.0*17.0*13		SN400B SN400B
	右	600* 170*12.0*19.0* 0		SN400B SN400B

< 1F層 >

No	符号	B*D	F c	コンクリート	左端	中央	右端	主筋本数	スタッド
1 1G1	左	40*150	21.0	上端	4-D25/ 2-D25	4-D25	4-D25/ 2-D25	2-D13	
	中	40*150		下端	4-D25/ 2-D25	4-D25/ 2-D25	4-D25/ 2-D25	@200	
	右	40*150							
2 1G2	左	40*150	21.0	上端	4-D25/ 2-D25	4-D25	4-D25/ 2-D25	2-D13	
	中	40*150		下端	4-D25/ 2-D25	4-D25/ 2-D25	4-D25/ 2-D25	@200	
	右	40*150							

(4) 柱符号と配筋

1) 符号配置

< 3階 >

B	1=== 1=== 1
	I I I
	I I I
A	1=== 1=== 1
	1 2 3

< 2階 >

B	1=== 1=== 1
	I I I
	I I I
A	1=== 1=== 1
	1 2 3

< 1階 >

B	1=== 1=== 1
	I I I
	I I I
A	1=== 1=== 1
	1 2 3

2) 配筋登録

< 3階 >		鉄		骨	
No	符号	X 方向	(H*B*t1*t2*r)	Y 方向	種別
1	3C1	□ 400*	400*16.0*		フランジ ケアブ BCR295 BCR295

< 2階 >		鉄		骨	
No	符号	X 方向	(H*B*t1*t2*r)	Y 方向	種別
1	2C1	□ 400*	400*16.0*		フランジ ケアブ BCR295 BCR295

< 1階 >		鉄		骨	
No	符号	X 方向	(H*B*t1*t2*r)	Y 方向	種別
1	1C1	□ 400*	400*19.0*		フランジ ケアブ BCR295 BCR295

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 $0.56 \times \sqrt{\sigma_B}$
- ・ 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 ≤ a/D ≤ 5.0)
 $\alpha y = (-0.0836+0.159 \cdot (a/D)) \cdot (d/D)^2$ (1.0 ≤ 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 ≤ a/D ≤ 5.0)
 $\alpha y = (-0.0836+0.159 \cdot (a/D)+0.169 \eta) \cdot (d/D)^2$ (1.0 ≤ a/D < 2.0)

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。
- ・ 柱降伏曲面の算定式
 H形鋼強軸 $(Mx/Mux)^2 \cdot 2.000 + (My/Muy)^2 \cdot 1.000 = 1$
 H形鋼弱軸 $(Mx/Mux)^2 \cdot 1.000 + (My/Muy)^2 \cdot 2.000 = 1$
 角形鋼管 $(Mx/Mux)^2 \cdot 1.000 + (My/Muy)^2 \cdot 1.000 = 1$
 鋼管 $(Mx/Mux)^2 \cdot 2.000 + (My/Muy)^2 \cdot 2.000 = 1$
- ・ 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. 荷重増分

- | | | |
|--------------------|-------|-------|
| | 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 | |
| ・ 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 |
| 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
- | | | | |
|----------|-----|-------|-------|
| 重心の層間変形角 | | 1/ 50 | 1/ 30 |
| 最大の層間変形角 | | 1/ 50 | 1/ 30 |
| 最大ステップ数 | 正加力 | 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。
- ・ 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。
- ・ h_o/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。
- ・ 崩壊形保証の為にクライテリア

$\Sigma CMu/\Sigma GMu$	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。

出力日時 2017/03/24 19:05:30

```
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XX  XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXX  XX  XXXXXXXX  XX
XX  XXXXX  XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXX  XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXX  XX
XX  XXXXXXXX  XX  XX  XXXX  XX  X  XXX  XXXXX  XX  XX  XX  XXXX  XXXXXXXX  XX
XXX  XXX  XXX  XXX  XX  XXXX  XX  XX  XX  XXX  XXX  XXXX  XXXX  XXXX  XX
XXXXXXXXXX  XX  XX  XXX  XXXX  XX  XX  XXXXX  XXXXX  XX  XX  XXXX  XXXX  XXXX  XX
XX  XXXXX  XX  XX  XXX  XXX  XXX  XXXXXXXX  XXXXX  XXXXX  XX  XX  XXXX  XXXX  XX
XX  XXX  XXX  X  XX  XXXXXXXX  XX  XXXXX  XXXX  X  XXX  XXX  XX  X  X
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
```

```
XXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXX  XXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXX
XXX  XXXX  XXX  XXX  XXX  XXX  XXX  XXX
XX  XXX  XX  XXX  XXX  XXX  XXX  XXX
XXX  XXX  XXX  XXX  XXX  XXX  XXX  XXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXX
XXX  XXX  XXX  XXX  XXX  XXX  XXX  XXX
XXXXXXXX  XXXX  XXXX  XXXX  XXXX  XXXX  XXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXX
```

出力枚数 : 55ページ

Ver. 1.1.1.42

工事名 : ERBS工法設計例

略 称 : ERBS変位計算

日 付 : 2016/04/25

担当者 : SDRテクノロジー

ユーザーID : 250350

ユニオンシステム株式会社

***** 出力目次 *****

[1]	入力データLIST	P.	1
1.1	基本事項	P.	1
1.2	計算条件	P.	1
1.3	建物特殊形状	P.	3
1.4	使用材料	P.	3
1.5	荷重	P.	4
1.6	部材形状登録	P.	5
1.8	形状配置	P.	6
1.9	特殊荷重及び補正データ	P.	7
1.10	剛性	P.	7
1.12	断面算定	P.	7
1.15	保有水平耐力関連データ	P.	9
[4]	応力解析のまとめ	P.	11
4.1	長期軸力	P.	11
4.2	水平荷重時軸力	P.	12
4.3	水平力分担	P.	14
4.4	柱せん断力と負荷荷重の割合 (Q_c/C_iW)	P.	16
4.5	浮き上がりのチェック	P.	17
4.6	偏心率	P.	18
4.7	剛性率・層間変形角	P.	19
4.9	柱はり耐力比	P.	20
4.10	ルート判別表	P.	21
4.12	設計応力図	P.	22
4.13	設計応力表	P.	25
4.14	長期軸力比	P.	29
[5]	断面算定結果	P.	30
5.1	符号一覧図(梁)	P.	30
5.2	RC梁の断面算定	P.	31
5.5	S梁の断面算定	P.	34
5.6	S継手の設計	P.	38
5.7	符号一覧図(柱)	P.	40
5.10	S柱の断面算定	P.	41
5.20	符号別選定鉄筋表(梁)	P.	45
5.22	符号別選定鉄骨表(梁)	P.	46
5.23	符号別選定鉄骨表(柱)	P.	47
5.24	梁配筋リスト(平面)	P.	48
5.25	柱配筋リスト(平面)	P.	49
5.26	梁配筋リスト(立面)	P.	50
5.27	柱配筋リスト(立面)	P.	52
5.28	計算とNG位置図(梁)	P.	54
5.29	計算とNG位置図(柱)	P.	55

[1] 入力データ List

1.1 基本事項

- ・工事名 : ERBS工法設計例
- ・略称 : ERBS変位計算
- ・日付 : 2016/04/25
- ・担当者 : SDRテクノロジー

- ・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
初	RC			1F	0.750	13.0

< X方向 > *スパン長* *構造スパン長*

1-	2	7.000	7.000
2-	3	7.000	7.000

< Y方向 > *スパン長* *構造スパン長*

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 <I> 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 <I> 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。
- ・計算ルート X方向 ルート3, Y方向 ルート3
- ・想定する状態
 - ・ X方向正加力の地震時について検証する。
 - ・ 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 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。)

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。
7. 柱軸変形用断面積 (A_n) : 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。
8. 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。
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) X方向 正方向, Y方向 正方向
2. 外力の作用角度θ [度] (地震荷重時) は、0.0° 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。
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>		剛域端		
			<Y>		
	(S, CFT造) <X>		剛域端	剛域端	剛域端
			<Y>	剛域端	剛域端
2. 端部の応力採用位置 Δ [cm]	(RC, SRC造) <X>	鉛直	-1.0		
断面算定位置と、そこから		水平	0.0		
Δ cm節点側に入った位置との	<Y>	鉛直	-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	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	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。

4. 材料強度に対する基準強度の割増し率		主筋用 (梁・柱)	壁・スラブ筋用	鉄骨用
<X>		1.00	1.00	1.10
<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り 梁 0 cm 柱 0 cm

8. Pt, Pwのmin, maxのルート別指定

< RC部材 >	梁Ptmax	梁Ptmin	梁Pwmax	梁Pwmin
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

9. 断面検定方法は、1軸曲げとする。 ※ただし、S柱の鉛直荷重時は2軸曲げとする。

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梁構の応力割増し

柱割増率計算方法 : 柱毎
 柱曲げモーメント : する
 柱せん断力 : する
 柱軸力 : する
 梁曲げモーメント : 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

《ルート1, ルート2-1, ルート2-2の場合》

X方向: $QD=Q_0+Q_y$ と $QD=Q_L+n \cdot Q_E$ の小さい方とする。 割増し率 $n=2.00$

Y方向: $QD=Q_0+Q_y$ と $QD=Q_L+n \cdot Q_E$ の小さい方とする。 割増し率 $n=2.00$

《ルート3の場合》

短期荷重時のせん断設計 (異形鉄筋および丸鋼) は、安全性確保のための検討を行う。

X方向: $QD=Q_0+Q_y$ と $QD=Q_L+n \cdot Q_E$ の小さい方とする。 割増し率 $n=2.00$

Y方向: $QD=Q_0+Q_y$ と $QD=Q_L+n \cdot Q_E$ の小さい方とする。 割増し率 $n=2.00$

《ルート2-3の場合》

X方向: $QD=Q_0+\alpha \cdot Q_M$ とする。 割増し率 $\alpha=1.10$

Y方向: $QD=Q_0+\alpha \cdot Q_M$ 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, ルート2-1, ルート2-2, ルート3におけるQDの決定方法は、

$QD=Q_0+Q_y$ と $QD=Q_L+n \cdot Q_E$ の小さい方とする。

割増し率 n は、X方向 2.00 Y方向 2.00 とする。

短期許容せん断耐力式は、許容せん断耐力式 を用いる。

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 $\gamma_{min}=0.30$ 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。

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》

X方向: 割増し率 $n=2.00$

Y方向: 割増し率 $n=2.00$

《ルート2-3の場合》

X方向: 割増し率 $n=2.00$

Y方向: 割増し率 $n=2.00$

《ルート3の場合》

X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

1. 梁

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] 考慮しない。 [Y方向] 考慮しない。
 継手部は、 [X方向] 考慮する。 [Y方向] 考慮する。
 中央部は、 [X方向] 考慮する。 [Y方向] 考慮する。
 スクラップ寸法 [X方向] 35mm [Y方向] 35mm
 継手部断面のフランジは、ボルト穴による欠損を計算する。
 ウェブは、ボルト穴による欠損を計算する。
 継手の設計 (SCSS-H97) は、全強接合とする。

使用ボルト径を決めるための最大フランジ幅	M16	M20	M22	M24
ウェブボルトピッチ	B ≤ 150	B ≤ 200	B ≤ 400	---
	60	60	60	60

※ボルトの欠損計算および継手の選定に用いる。

2. 柱

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。
 スクラップ寸法 0mm
 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
BCP	1.1	1.2	1.2	1.0
BCR	1.2	1.3	1.3	1.0
STKR	1.3	1.4	1.4	1.0

・最上階、最下階の指定

最上階 3 ※計算ルート2、ルート3における地震時応力の割増し、柱はり耐力比の
 最下階 1 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

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

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	Fc [N/mm ²]		()内は材料データ登録No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

【コンクリート登録】		[N/mm ²]		[kN/m ³]		[kN/mm ²]						
No	種類	Fc	f _c	f _s	f _{a上}	f _{a他}	f _{b上}	f _{b他}	γ	E	G	n
---	普通	21.0	7.00	0.70	1.40	2.10	0.76	0.95	23.0	21.68	9.03	15
			14.00	1.05	2.10	3.15	1.14	1.43				

※鉄筋コンクリートの重量はコンクリートの単位容積重量γに1.0 kN/m³加算します。

(2) 鉄筋

層	構造形式	鉄筋径 -----/								鉄筋種別 -----/					
		主筋《梁》スタラップ		主筋《柱》フーフ		壁筋		スラフ筋		細物	太物1	最小径	太物2	最小径	太物2
		(X)	(Y)	(X)	(Y)	(X)	(Y)	(X)	(Y)						
1F	RC	D22	D22	D10	D10	D22	D10	D10	D10	SD295A	16	SD345	32	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
 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

・許容応力度 [N/mm ²]	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

冷間成形角形鋼管を使用する

※柱に鋼管を用いると、「冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」に沿った応力割増しと、柱はり耐力比のチェックを行います。

層	構造形式	《梁》			階	《柱》		冷間角形	《ブレース》
		左端	中央	右端		柱頭	柱脚		
RF	S	SN400B	SN400B	SN400B	3	SN400B	SN400B	BCR295	SN400B
3F	S	SN400B	SN400B	SN400B	2	SN400B	SN400B	BCR295	SN400B
2F	S	SN400B	SN400B	SN400B	1	SN400B	SN400B	BCR295	SN400B

・材料強度 [N/mm ²]	種別名	鋼種	F値	
			厚さ40mm以下	厚さ40mmをこえるもの
	SN400B		235	215
	BCR295		295	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		RF	500	
3F	500		3F	500	
2F	500		2F	500	
1F	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 : 両側仕上》			階	《柱 : 四面仕上》			層	《小梁 : 両側仕上》		
	重量	被覆	寸法		重量	被覆	寸法		重量	被覆	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

(2) 積載荷重 (L.L) [N/m²]

No	ｽﾗﾌﾞ用	ﾗｰﾓ用	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

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

地域係数 (Z)	:	1.00	P. H. 階の水平震度	:	1.00
用途係数 (I)	:	1.00	一次固有周期 (T) X方向	:	0.000 (内部計算)
強度抵抗型の建築物にするための係数 (Sp)	:	1.00	Y方向	:	0.000 (内部計算)
地震種別による Tc	:	0.60 秒	地震層せん断力係数の最小値 (Gi-min) X方向	:	0.05
標準せん断力係数 (一次設計用) X方向	:	0.20	Y方向	:	0.05
標準せん断力係数 (保有耐力用) Y方向	:	0.20	地下階水平震度の最小値 (ki-min) X方向	:	0.05
	:	1.00	Y方向	:	0.05

1.6 部材形状登録

(1) 柱

No	タイプ	H * B * t * r	A [cm2]	Ix [cm4]	Iy [cm4]
870	BCR	400 * 400 * 16.0 * 40.0	236.96	57060	57060
871		400 * 400 * 19.0 * 47.5	277.16	65394	65394

(2) 梁 [cm]

No	B	D
1	40	150

No	タイプ	H * B * t1 * t2 * r	A [cm2]	Ix [cm4]	Iy [cm4]
107	細幅	400 * 200 * 8.0 * 13.0 * 13	83.37	23456.6	1735.7
109		500 * 200 * 10.0 * 16.0 * 13	112.25	46811.3	2138.2
110		600 * 200 * 11.0 * 17.0 * 13	131.71	75556.8	2274.0

(7) 小梁 [cm] [N/m]

No	B	D	単位重量
1	30	70	

No	タイプ	H * B * t1 * t2 * r	A [cm2]	Ix [cm4]	Iy [cm4]
103	細幅	200 * 100 * 5.5 * 8.0 * 8	26.66	1805.6	133.7
105		300 * 150 * 6.5 * 9.0 * 13	46.78	7209.2	507.5

(8) 床 (小梁なし) [cm] [N/m2]

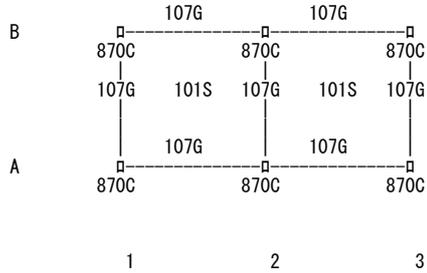
No	L.L-No	t	仕上	D.L
1	4	15.0	3300	
2	2	0.0		3400
3	1	0.0		3400
4	11	0.0		4500

(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。>

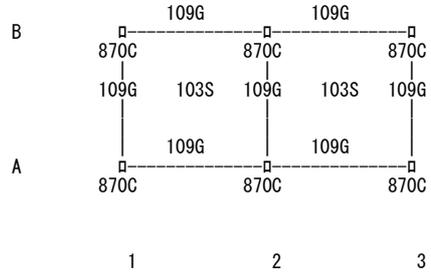
No	小梁数	方向	スパンNo	スパン	小梁No	スパンNo	スパン	小梁No	スパンNo	スパン	小梁No	スパンNo
101	1	Y-0	102	-0.500	105	102						
102	1	X-0	4	-0.500	103	4						
103	2	Y-0	104	-0.333	103	3	-0.333	103	104			
104	2	X-0	3	-0.333	103	3	-0.333	103	3			
105	1	X-0	3	-0.500	103	3						
107	1	Y-0	1	-0.500	1	1						

1.8 形状配置 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。

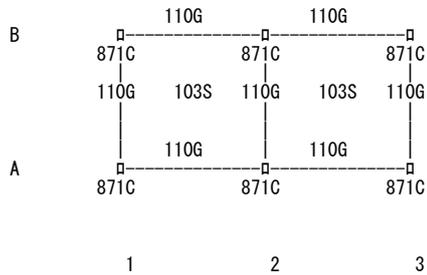
< RF層 3階 >



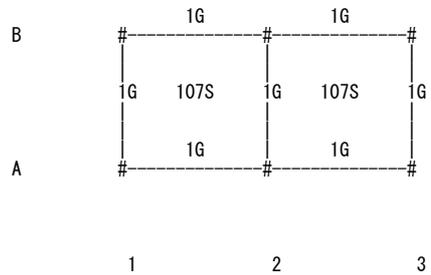
< 3F層 2階 >



< 2F層 1階 >



< 1F層 >



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	GAIHEKI	4	4.000						0.00	1.00

(2) 梁特殊荷重配置

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

層	/-- X方向 --/		/-- Y方向 --/	
	左端	右端	左端	右端
RF	115.0	115.0	115.0	115.0
3F	115.0	115.0	115.0	115.0
2F	115.0	115.0	115.0	115.0
1F	0.0	0.0	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 >			
B	□=	1=□=	1=□												
1	1	1		1	1	1		1	1	1		1	1	1	
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
A	□=	1=□=	1=□												
1	2	3		1	2	3		1	2	3		1	2	3	

2) 配筋登録

< RF層 >

No	符号	H*B*t1*t2*r				鉄骨		種別	
						フランジ	ウェブ		
1	4G1	左	400*	200*	8.0*	13.0*	SN400B	SN400B	
		中	400*	200*	8.0*	13.0*	SN400B	SN400B	
		右	400*	200*	8.0*	13.0*	SN400B	SN400B	
2	4G2	左	400*	200*	8.0*	13.0*	SN400B	SN400B	
		中	400*	200*	8.0*	13.0*	SN400B	SN400B	
		右	400*	200*	8.0*	13.0*	SN400B	SN400B	

< 3F層 >

No	符号	H*B*t1*t2*r				鉄骨		種別	
						フランジ	ウェブ		
1	3G1	左	500*	200*10.0*	16.0*	13	SN400B	SN400B	
		中	500*	200*10.0*	16.0*	13	SN400B	SN400B	
		右	500*	200*10.0*	16.0*	13	SN400B	SN400B	
2	3G2	左	500*	200*10.0*	16.0*	13	SN400B	SN400B	
		中	500*	200*10.0*	16.0*	13	SN400B	SN400B	
		右	500*	200*10.0*	16.0*	13	SN400B	SN400B	

< 2F層 >

No	符号	H*B*t1*t2*r	鉄骨	種別
1	2G1	600* 200*11.0*17.0*13	左	フランジ ケア SN400B SN400B
			中	SN400B SN400B
			右	SN400B SN400B
2	2G2	600* 200*11.0*17.0*13	左	SN400B SN400B
			中	SN400B SN400B
			右	SN400B SN400B

< 1F層 >

No	符号	B*D	F c	左端	主筋本数 中央	右端	//スラック//
1	1G1	40*150	21.0	上端	4-D25/ 2-D25	4-D25	4-D25/ 2-D25
				下端	4-D25/ 2-D25	4-D25/ 2-D25	4-D25/ 2-D25
							2-D13 @200
2	1G2	40*150	21.0	上端	4-D25/ 2-D25	4-D25	4-D25/ 2-D25
				下端	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

<p>< 3階 ></p> <table border="0"> <tr> <td>B</td> <td>1=== 1=== 1</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1 1 1</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1 1 1</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>1=== 1=== 1</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1 2 3</td> </tr> </table>	B	1=== 1=== 1		1 1 1		1 1 1	A	1=== 1=== 1		1 2 3	<p>< 2階 ></p> <table border="0"> <tr> <td>B</td> <td>1=== 1=== 1</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1 1 1</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1 1 1</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>1=== 1=== 1</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1 2 3</td> </tr> </table>	B	1=== 1=== 1		1 1 1		1 1 1	A	1=== 1=== 1		1 2 3	<p>< 1階 ></p> <table border="0"> <tr> <td>B</td> <td>1=== 1=== 1</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1 1 1</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1 1 1</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>1=== 1=== 1</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1 2 3</td> </tr> </table>	B	1=== 1=== 1		1 1 1		1 1 1	A	1=== 1=== 1		1 2 3
B	1=== 1=== 1																															
	1 1 1																															
	1 1 1																															
A	1=== 1=== 1																															
	1 2 3																															
B	1=== 1=== 1																															
	1 1 1																															
	1 1 1																															
A	1=== 1=== 1																															
	1 2 3																															
B	1=== 1=== 1																															
	1 1 1																															
	1 1 1																															
A	1=== 1=== 1																															
	1 2 3																															

2) 配筋登録

< 3階 >

No	符号	X方向 (H*B*t1*t2*r)	鉄骨 Y方向	種別
1	3C1	□ 400* 400*16.0* 40.0		フランジ ケア BCR295 BCR295

< 2階 >

No	符号	X方向 (H*B*t1*t2*r)	鉄骨 Y方向	種別
1	2C1	□ 400* 400*16.0* 40.0		フランジ ケア BCR295 BCR295

< 1階 >

No	符号	X方向 (H*B*t1*t2*r)	鉄骨 Y方向	種別
1	1C1	□ 400* 400*19.0* 47.5		フランジ ケア BCR295 BCR295

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 $0.56 \times \sqrt{\sigma B}$
- ・ 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。
 $\alpha y = (0.043+1.64 \cdot n \cdot Pt+0.043(a/D)) \cdot (d/D)^2$ ($2.0 \leq a/D \leq 5.0$)
 $\alpha y = (-0.0836+0.159 \cdot (a/D)) \cdot (d/D)^2$ ($1.0 \leq a/D < 2.0$)
- ・ 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。
 $\alpha y = (0.043+1.64 \cdot n \cdot Pt+0.043(a/D)+0.33 \eta) \cdot (d/D)^2$ ($2.0 \leq a/D \leq 5.0$)
 $\alpha y = (-0.0836+0.159 \cdot (a/D)+0.169 \eta) \cdot (d/D)^2$ ($1.0 \leq a/D < 2.0$)

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。
- ・ 柱降伏曲面の算定式
 H形鋼強軸 $(Mx/Mux)^2 \cdot 0.000 + (My/Muy)^2 \cdot 1.000 = 1$
 H形鋼弱軸 $(Mx/Mux)^2 \cdot 1.000 + (My/Muy)^2 \cdot 2.000 = 1$
 角形鋼管 $(Mx/Mux)^2 \cdot 1.000 + (My/Muy)^2 \cdot 1.000 = 1$
 鋼管 $(Mx/Mux)^2 \cdot 2.000 + (My/Muy)^2 \cdot 2.000 = 1$
- ・ 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, プレース付加軸力を考慮する。

3. 荷重増分

- ・ 推定崩壊荷重の倍率

X方向	0.30	Y方向	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
-----	-----
- ・ 弾性剛性に対する降伏後の部材剛性
 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

- ・ 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		
RC梁 <table border="0"><tr><td>せん断破壊</td><td>解析終了</td></tr></table>	せん断破壊	解析終了	解析終了
せん断破壊	解析終了		
S梁 <table border="0"><tr><td>せん断破壊</td><td>解析終了</td></tr></table>	せん断破壊	解析終了	解析終了
せん断破壊	解析終了		
S柱 <table border="0"><tr><td>せん断破壊</td><td>解析終了</td></tr></table>	せん断破壊	解析終了	解析終了
せん断破壊	解析終了		
<table border="0"><tr><td>軸圧縮破壊</td><td>解析終了</td></tr></table>	軸圧縮破壊	解析終了	解析終了
軸圧縮破壊	解析終了		
ブレース <table border="0"><tr><td>軸圧縮破壊</td><td>解析終了</td></tr></table>	軸圧縮破壊	解析終了	解析終了
軸圧縮破壊	解析終了		
- ・ Ds算定時の定義

重心の層間変形角	1/ 50	1/ 30
最大の層間変形角	1/ 50	1/ 30
最大ステップ数	正加力 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。
- ・ 梁・柱の種別の決定は, 柱および柱に接する梁のうちの最下位とする。
- ・ h_o/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, 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

$\Sigma CMu / \Sigma GMu$	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、 D_s 算定時とする。
 - Y方向は、 D_s 算定時とする。

3) 水平力・せん断力分布

4. D_s 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
B C P	0.85	0.80	0.80	1.00
B C R	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 >

B	99.2 (13.4)	171.4 (23.1)	99.2 (13.4)
A	99.2 (13.4)	171.4 (23.1)	99.2 (13.4)
	1	2	3

< 2階 3F -2F >

B	206.4 (13.5)	347.3 (22.8)	206.4 (13.5)
A	206.4 (13.5)	347.3 (22.8)	206.4 (13.5)
	1	2	3

< 1階 2F -1F >

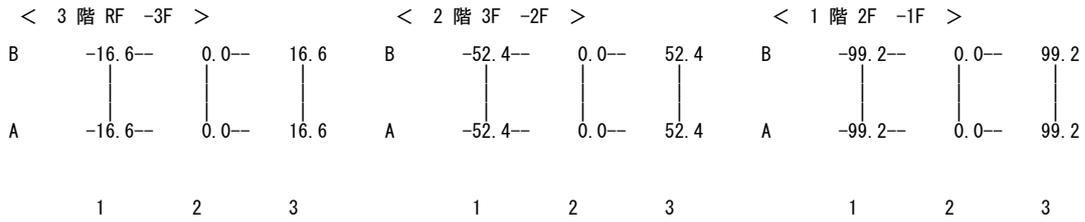
B	314.0 (13.5)	530.2 (22.8)	313.9 (13.5)
A	314.0 (13.5)	530.3 (22.8)	314.0 (13.5)
	1	2	3

< ｷｯ >

B	518.4 (12.7)	995.4 (24.4)	518.4 (12.7)
A	518.4 (12.7)	995.5 (24.4)	518.4 (12.7)
	1	2	3

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 >

B	22.0	22.1	22.0
A	-22.0	-22.1	-22.0
	1	2	3

< 2 階 3F -2F >

B	68.9	68.9	68.9
A	-68.9	-68.9	-68.9
	1	2	3

< 1 階 2F -1F >

B	129.5	129.7	129.5
A	-129.5	-129.7	-129.5
	1	2	3

4.3 水平力分担 単位：[kN]

2	Qc(x)	Qc(x)	Qc(x)
	Qc(y)	Qc(y)	Qc(y)
	Qw	Qw	Qw
1	Qc(x)	Qc(x)	Qc(x)
	Qc(y)	Qc(y)	Qc(y)
	Qw	Qw	Qw
	101	102	103

Qc : 柱の負担せん断力 (x 方向, y 方向それぞれ出力します)
 Qw : 耐震壁又は鉄骨ブレースの負担せん断力
 耐震壁は「W」、鉄骨ブレースは「B」を数値の後に表示します。
 QR : 当該階の水平バネの反力
 ΣQ : Qc+Qw+QR

< 3 階 3F -RF > (X 方向 左→右加力)

B	26.9x 0.0y	51.8x 0.0y	26.9x 0.0y
A	26.9x 0.0y	51.8x 0.0y	26.9x 0.0y
	1	2	3

階層	Qc	Qw	Qc+Qw	QR	ΣQ	Qc/Qcw	Qw/Qcw	QR/ΣQ	負担率	層間変位 δ	δ/h	Q/δ [kN/cm]
B	105.7	0.0	105.7		105.7	100.00	0.00	50.00	50.00	0.746242	1/ 539	141.6
A	105.7	0.0	105.7		105.7	100.00	0.00	50.00	50.00	0.746242	1/ 539	141.6
合計	211.4	0.0	211.4		211.4	100.00	0.00	100.00	100.00			

< 2 階 2F -3F > (X 方向 左→右加力)

B	46.1x 0.0y	77.9x 0.0y	46.1x 0.0y
A	46.1x 0.0y	77.9x 0.0y	46.1x 0.0y
	1	2	3

階層	Qc	Qw	Qc+Qw	QR	ΣQ	Qc/Qcw	Qw/Qcw	QR/ΣQ	負担率	層間変位 δ	δ/h	Q/δ [kN/cm]
B	170.2	0.0	170.2		170.2	100.00	0.00	50.00	50.00	0.785515	1/ 509	216.7
A	170.2	0.0	170.2		170.2	100.00	0.00	50.00	50.00	0.785515	1/ 509	216.7
合計	340.4	0.0	340.4		340.4	100.00	0.00	100.00	100.00			

< 1 階 1F -2F > (X 方向 左→右加力)

B	62.1x 0.0y	90.7x 0.0y	62.1x 0.0y
A	62.1x 0.0y	90.7x 0.0y	62.1x 0.0y
	1	2	3

階層	Qc	Qw	Qc+Qw	QR	ΣQ	Qc/Qcw	Qw/Qcw	QR/ΣQ	負担率	層間変位 δ	δ/h	Q/δ [kN/cm]
B	215.0	0.0	215.0		215.0	100.00	0.00	50.00	50.00	0.503278	1/ 899	427.2
A	215.0	0.0	215.0		215.0	100.00	0.00	50.00	50.00	0.503278	1/ 899	427.2
合計	430.0	0.0	430.0		430.0	100.00	0.00	100.00	100.00			

< 3階 3F -RF > (Y方向 左→右加力)

B 0.0x 0.0x 0.0x
 35.2y 35.2y 35.2y

A 0.0x 0.0x 0.0x
 35.2y 35.2y 35.2y

1 2 3

階層	Qc	Qw	Qc+Qw	QR	Σ Q	Qc/Qcw	Qw/Qcw	QR/Σ Q	負担率	層間変位 δ	δ/h	Q/δ [kN/cm]
3	70.4	0.0	70.4		70.4	100.00	0.00		33.32	0.895649	1/ 449	78.6
2	70.5	0.0	70.5		70.5	100.00	0.00		33.36	0.895649	1/ 449	78.7
1	70.4	0.0	70.4		70.4	100.00	0.00		33.32	0.895649	1/ 449	78.6
合計	211.3	0.0	211.3		211.3	100.00	0.00		100.00			

< 2階 2F -3F > (Y方向 左→右加力)

B 0.0x 0.0x 0.0x
 56.8y 56.6y 56.8y

A 0.0x 0.0x 0.0x
 56.8y 56.6y 56.8y

1 2 3

階層	Qc	Qw	Qc+Qw	QR	Σ Q	Qc/Qcw	Qw/Qcw	QR/Σ Q	負担率	層間変位 δ	δ/h	Q/δ [kN/cm]
3	113.6	0.0	113.6		113.6	100.00	0.00		33.37	0.911158	1/ 439	124.7
2	113.2	0.0	113.2		113.2	100.00	0.00		33.25	0.911158	1/ 439	124.2
1	113.6	0.0	113.6		113.6	100.00	0.00		33.37	0.911158	1/ 439	124.7
合計	340.4	0.0	340.4		340.4	100.00	0.00		100.00			

< 1階 1F -2F > (Y方向 左→右加力)

B 0.0x 0.0x 0.0x
 71.3y 72.3y 71.3y

A 0.0x 0.0x 0.0x
 71.3y 72.3y 71.3y

1 2 3

階層	Qc	Qw	Qc+Qw	QR	Σ Q	Qc/Qcw	Qw/Qcw	QR/Σ Q	負担率	層間変位 δ	δ/h	Q/δ [kN/cm]
3	142.7	0.0	142.7		142.7	100.00	0.00		33.19	0.558831	1/ 809	255.4
2	144.6	0.0	144.6		144.6	100.00	0.00		33.63	0.558831	1/ 809	258.8
1	142.7	0.0	142.7		142.7	100.00	0.00		33.19	0.558831	1/ 809	255.4
合計	430.0	0.0	430.0		430.0	100.00	0.00		100.00			

4.4 柱せん断力と負荷荷重の割合 (Q_c/C_iW) Q_c : 柱負担せん断力 C_i : 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。

< 3階 RF -3F > (X方向加力 左→右) < 2階 3F -2F > (X方向加力 左→右)

B	0.924x 0.000y	1.096x 0.000y	0.924x 0.000y	B	0.974x 0.000y	1.033x 0.000y	0.974x 0.000y
A	0.924x 0.000y	1.096x 0.000y	0.924x 0.000y	A	0.974x 0.000y	1.033x 0.000y	0.974x 0.000y
	1	2	3		1	2	3

< 1階 2F -1F > (X方向加力 左→右)

B	1.035x 0.000y	0.955x 0.000y	1.035x 0.000y
A	1.035x 0.000y	0.955x 0.000y	1.035x 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)

B	0.000x 1.209y	0.000x 0.745y	0.000x 1.209y	B	0.000x 1.201y	0.000x 0.750y	0.000x 1.201y
A	0.000x 1.209y	0.000x 0.745y	0.000x 1.209y	A	0.000x 1.201y	0.000x 0.750y	0.000x 1.201y
	1	2	3		1	2	3

< 1階 2F -1F > (Y方向加力 左→右)

B	0.000x 1.188y	0.000x 0.761y	0.000x 1.188y
A	0.000x 1.188y	0.000x 0.761y	0.000x 1.188y
	1	2	3

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。

<1F 層> (地震時X方向加力)

B	518.4L -148.5E	995.4L 0.0E	518.4L 148.5E
A	518.4L -148.5E	995.5L 0.0E	518.4L 148.5E
	1	2	3

<1F 層> (地震時Y方向加力)

B	518.4L 197.6E	995.4L 198.7E	518.4L 197.6E
A	518.4L -197.6E	995.5L -198.7E	518.4L -197.6E
	1	2	3

4.6 偏心率

g_x, g_y : 重心位置 (軸力の中心) [m] e_x, e_y : 偏心距離 [m] r_e : 弾力半径 [m] 主軸方向 [度]
 p_x, p_y : 剛心位置 [m] KR : ねじり剛性 [$kNm \times 10^3$] Re : 偏心率 Fe : 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	g_x	g_y	p_x	p_y	e_x	e_y	KR	r_e	Re	Fe	主軸方向
3	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	0.000	1117	6.282	0.000	1.000	0.0
2	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	0.000	1752	6.361	0.000	1.000	0.0
1	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	0.000	3547	6.445	0.000	1.000	0.0
Y方向 : 階	g_x	g_y	p_x	p_y	e_x	e_y	KR	r_e	Re	Fe	主軸方向
3	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	0.000	1117	6.883	0.000	1.000	0.0
2	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	0.000	1752	6.849	0.000	1.000	0.0
1	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	0.000	3547	6.791	0.000	1.000	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 $r s$ ：剛性率計算時の層間変形角の逆数 $R s$ ：剛性率
 $F s$ ：形状特性係数

<雑壁を考慮しない場合> (X方向：左→右) $r s$ の相加平均 613

階	階高[cm]	(X軸-Y軸)	層間変位[cm]	層間変形角	δs [cm]	1/ $r s$	$R s$	$F s$	Q/ δs [kN/cm]
3	400.0	(1 -A)	0.746242	1/ 536	0.746242	1/ 536	0.873	1.000	283.3
2	400.0	(1 -A)	0.785515	1/ 509	0.785515	1/ 509	0.830	1.000	433.3
1	400.0	(1 -A)	0.503278	1/ 795	0.503278	1/ 795	1.295	1.000	854.4

<雑壁を考慮しない場合> (Y方向：左→右) $r s$ の相加平均 534

階	階高[cm]	(X軸-Y軸)	層間変位[cm]	層間変形角	δs [cm]	1/ $r s$	$R s$	$F s$	Q/ δs [kN/cm]
3	400.0	(1 -A)	0.895649	1/ 447	0.895649	1/ 447	0.836	1.000	235.9
2	400.0	(1 -A)	0.911158	1/ 439	0.911158	1/ 439	0.822	1.000	373.6
1	400.0	(1 -A)	0.558831	1/ 716	0.558831	1/ 716	1.340	1.000	769.5

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 ルーム>

層	軸	梁		柱		梁合計	柱合計	耐力比	角形鋼管の厚み		必要厚	
		左梁	右梁	下柱	上柱				下柱	上柱	下柱	上柱
3F	1	0	551	1091	1092	551	2183	3.9	16.0	16.0	OK	OK
3F	2	551	551	1090	1092	1101	2181	1.9	16.0	16.0	OK	OK
3F	3	551	0	1091	1092	551	2183	3.9	16.0	16.0	OK	OK
2F	1	0	751	1260	1091	751	2350	3.1	19.0	16.0	OK	OK
2F	2	751	751	1258	1090	1501	2348	1.5	19.0	16.0	OK	OK
2F	3	751	0	1260	1091	751	2350	3.1	19.0	16.0	OK	OK

<B ルーム>

層	軸	梁		柱		梁合計	柱合計	耐力比	角形鋼管の厚み		必要厚	
		左梁	右梁	下柱	上柱				下柱	上柱	下柱	上柱
3F	1	0	551	1091	1092	551	2183	3.9	16.0	16.0	OK	OK
3F	2	551	551	1090	1092	1101	2181	1.9	16.0	16.0	OK	OK
3F	3	551	0	1091	1092	551	2183	3.9	16.0	16.0	OK	OK
2F	1	0	751	1260	1091	751	2350	3.1	19.0	16.0	OK	OK
2F	2	751	751	1258	1090	1501	2348	1.5	19.0	16.0	OK	OK
2F	3	751	0	1260	1091	751	2350	3.1	19.0	16.0	OK	OK

<1 ルーム>

層	軸	梁		柱		梁合計	柱合計	耐力比	角形鋼管の厚み		必要厚	
		左梁	右梁	下柱	上柱				下柱	上柱	下柱	上柱
3F	A	0	551	1090	1092	551	2182	3.9	16.0	16.0	OK	OK
3F	B	551	0	1090	1092	551	2182	3.9	16.0	16.0	OK	OK
2F	A	0	751	1259	1090	751	2349	3.1	19.0	16.0	OK	OK
2F	B	751	0	1259	1090	751	2349	3.1	19.0	16.0	OK	OK

<2 ルーム>

層	軸	梁		柱		梁合計	柱合計	耐力比	角形鋼管の厚み		必要厚	
		左梁	右梁	下柱	上柱				下柱	上柱	下柱	上柱
3F	A	0	551	1088	1092	551	2179	3.9	16.0	16.0	OK	OK
3F	B	551	0	1088	1092	551	2179	3.9	16.0	16.0	OK	OK
2F	A	0	751	1253	1088	751	2341	3.1	19.0	16.0	OK	OK
2F	B	751	0	1253	1088	751	2341	3.1	19.0	16.0	OK	OK

<3 ルーム>

層	軸	梁		柱		梁合計	柱合計	耐力比	角形鋼管の厚み		必要厚	
		左梁	右梁	下柱	上柱				下柱	上柱	下柱	上柱
3F	A	0	551	1090	1092	551	2182	3.9	16.0	16.0	OK	OK
3F	B	551	0	1090	1092	551	2182	3.9	16.0	16.0	OK	OK
2F	A	0	751	1259	1090	751	2349	3.1	19.0	16.0	OK	OK
2F	B	751	0	1259	1090	751	2349	3.1	19.0	16.0	OK	OK

4.10 ルート判別表

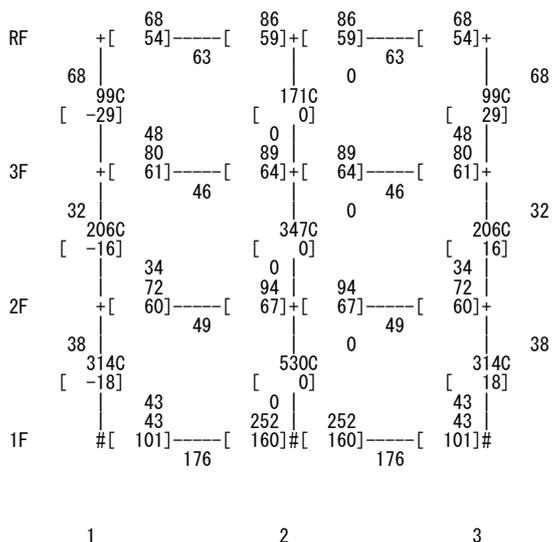
指定ルート X方向：ルート3 Y方向：ルート3

判定条件	X方向			Y方向				
	判定値	ルート			判定値	ルート		
		1-1	1-2	2		1-1	1-2	2
階数 ≤ 3	3	○	・		3	○	・	
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	・	○		7.000	・	○	
延べ面積 ≤ 500 m ²	294.0	○	○		294.0	○	○	
高さ (H ≤ 13 m)	12.000	○	○		12.000	○	○	
高さ (H ≤ 31 m)	12.000	・	○		12.000	・	○	
塔状比 ≤ 4.00	0.86	・	○		1.72	・	○	
層間変形角 $\leq 1/200$	1/ 509	・	○		1/ 439	・	○	
剛性率 ≥ 0.60	0.830	・	○		0.822	・	○	
偏心率 ≤ 0.15	0.000	・	○		0.000	・	○	
柱はり耐力比 ≥ 1.5	1.5	・	○		3.1	・	○	
適用の可否		×	×	○		×	×	○

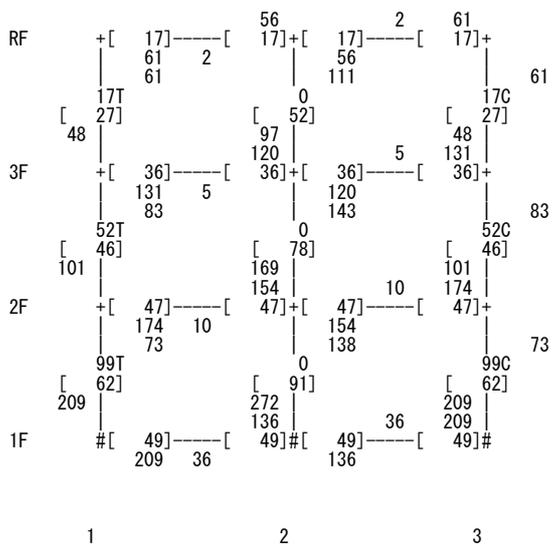
※スパンの判定値には、建物で最大となる梁の部材長（水平面に投影した部材長）を採用しています。

4. 12 設計応力図 単位 : [kN] [kNm]

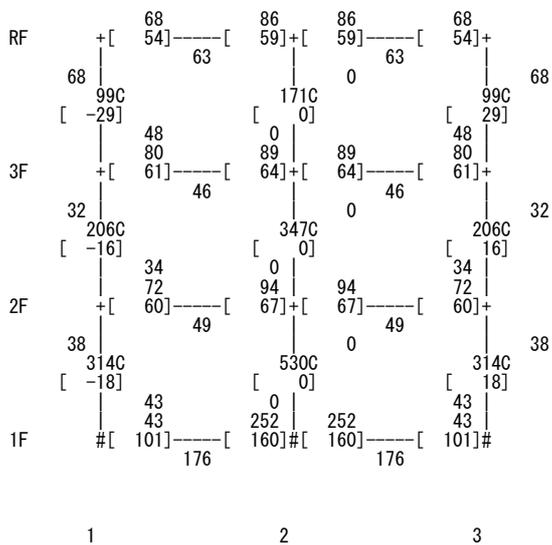
<A フレーム> (固定+積載荷重)



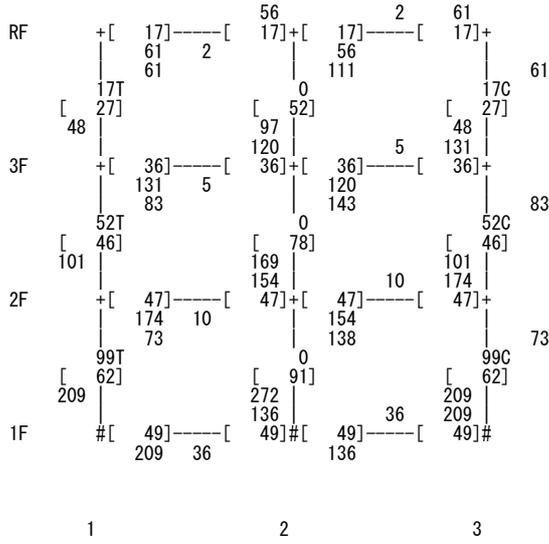
<A フレーム> (地震力: X方向 左→右加力)



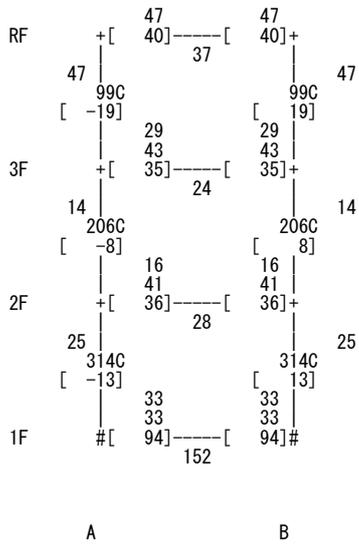
<B フレーム> (固定+積載荷重)



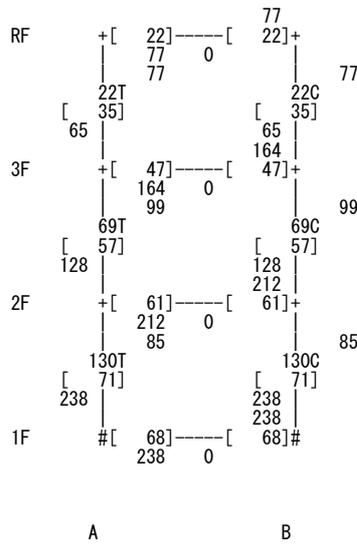
<B フレーム> (地震力: X方向 左→右加力)



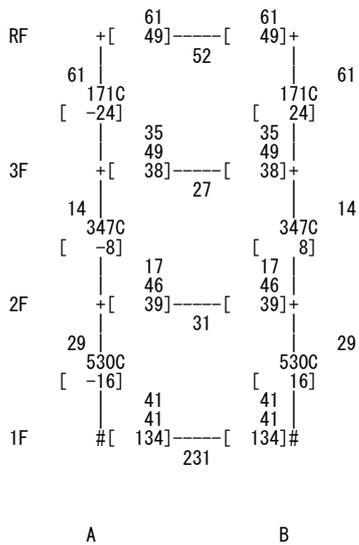
<1 フレーム> (固定+積載荷重)



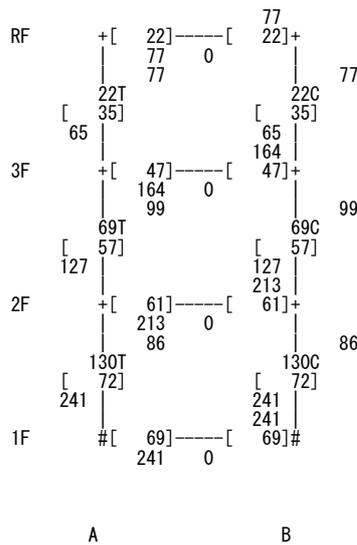
<1 フレーム> (地震力: Y方向 左→右加力)



<2 フレーム> (固定+積載荷重)

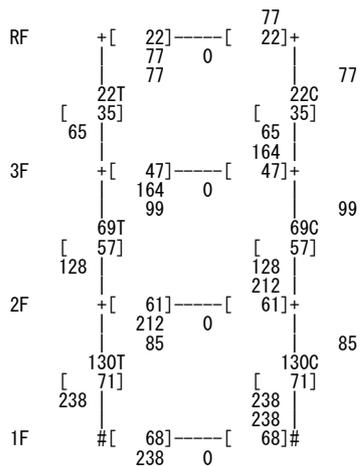
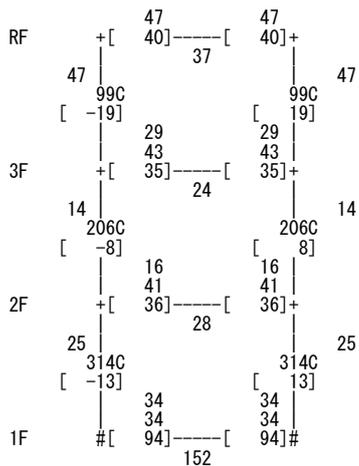


<2 フレーム> (地震力: Y方向 左→右加力)



<3 フレーム> (固定+積載荷重)

<3 フレーム> (地震力: Y方向 左→右加力)



A

B

A

B

4.13 設計応力表

単位: [kN] [kNm]

1) 梁

《 常 時 》

〈RF 層〉

符号	フレーム	軸 - 軸	M L						Q L		
			左端	ハンチ端	JOINT	中央	JOINT	ハンチ端	右端	左端	右端
4G1	A	1 -2	68		-6	-63	6		86	54	59
	A	2 -3	86		6	-63	-6		68	59	54
	B	1 -2	68		-6	-63	6		86	54	59
	B	2 -3	86		6	-63	-6		68	59	54
4G2	1	A -B	47		1	-37	1		47	40	40
	2	A -B	61		-1	-52	-1		61	49	49
	3	A -B	47		1	-37	1		47	40	40

〈3F 層〉

符号	フレーム	軸 - 軸	M L						Q L		
			左端	ハンチ端	JOINT	中央	JOINT	ハンチ端	右端	左端	右端
3G1	A	1 -2	80		10	-46	16		89	61	64
	A	2 -3	89		16	-46	10		80	64	61
	B	1 -2	80		10	-46	16		89	61	64
	B	2 -3	89		16	-46	10		80	64	61
3G2	1	A -B	43		6	-24	6		43	35	35
	2	A -B	49		7	-27	7		49	38	38
	3	A -B	43		6	-24	6		43	35	35

〈2F 層〉

符号	フレーム	軸 - 軸	M L						Q L		
			左端	ハンチ端	JOINT	中央	JOINT	ハンチ端	右端	左端	右端
2G1	A	1 -2	72		3	-49	18		94	60	67
	A	2 -3	94		18	-49	3		72	67	60
	B	1 -2	72		3	-49	18		94	60	67
	B	2 -3	94		18	-49	3		72	67	60
2G2	1	A -B	41		3	-28	3		41	36	36
	2	A -B	46		4	-31	4		46	39	39
	3	A -B	41		3	-28	3		41	36	36

〈1F 層〉

符号	フレーム	軸 - 軸	M L						Q L		
			左端	ハンチ端	1 / 4	中央	1 / 4	ハンチ端	右端	左端	右端
1G1	A	1 -2	43		-153	-176	-55		252	101	160
	A	2 -3	252		-55	-176	-153		43	160	101
	B	1 -2	43		-153	-176	-55		252	101	160
	B	2 -3	252		-55	-176	-153		43	160	101
1G2	1	A -B	33		-111	-152	-111		33	94	94
	2	A -B	41		-171	-231	-171		41	134	134
	3	A -B	34		-111	-152	-111		34	94	94

《 地 震 時 》

〈RF 層〉

符号	フレーム	軸 - 軸	M S						Q S			
			左端	ハンチ端	JOINT	中央	JOINT	ハンチ端	右端	左端	右端	
4G1	A	1 -2	L+KX	8		-47	-66	43		142	37	75
			L-KX	129		36	-61	-31		30	70	42
	A	2 -3	L+KX	30		-31	-61	36		129	42	70
			L-KX	142		43	-66	-47		8	75	37
	B	1 -2	L+KX	8		-47	-66	43		142	37	75
			L-KX	129		36	-61	-31		30	70	42
	B	2 -3	L+KX	30		-31	-61	36		129	42	70
			L-KX	142		43	-66	-47		8	75	37
4G2	1	A -B	L+KY	-30		-51	-37	53		125	18	62
			L-KY	125		53	-37	-51		-30	62	18
	2	A -B	L+KY	-16		-53	-52	51		138	27	71
			L-KY	138		51	-52	-53		-16	71	27
	3	A -B	L+KY	-30		-51	-37	53		125	18	62
			L-KY	125		53	-37	-51		-30	62	18

〈3F 層〉

符号	フレーム	軸 - 軸	M S						Q S			
			左端	ハンチ端	JOINT	中央	JOINT	ハンチ端	右端	左端	右端	
3G1	A	1 -2	L+KX	-51		-80	-52	94		209	26	100
			L-KX	211		100	-41	-63		-32	97	28
	A	2 -3	L+KX	-31		-63	-41	100		211	28	97
			L-KX	209		94	-52	-80		-51	100	25
	B	1 -2	L+KX	-51		-80	-52	94		209	26	100
			L-KX	211		100	-41	-63		-32	97	28
	B	2 -3	L+KX	-32		-63	-41	100		211	28	97
			L-KX	209		94	-52	-80		-51	100	25

符号	フレーム	軸	軸	MS						QS			
				左端	ハンチ端	JOINT	中央	JOINT	ハンチ端	右端	左端	右端	
3G2	1	A	-B	L+KY	-121		-104	-24	116		207	-12	82
				L-KY	207		116	-24	-104		-121	82	-12
	2	A	-B	L+KY	-115		-103	-27	117		213	-9	85
				L-KY	213		117	-27	-103		-115	85	-9
	3	A	-B	L+KY	-121		-104	-24	116		207	-12	82
				L-KY	207		116	-24	-104		-121	82	-12

<2F 層>

符号	フレーム	軸	軸	MS						QS			
				左端	ハンチ端	JOINT	中央	JOINT	ハンチ端	右端	左端	右端	
2G1	A	1	-2	L+KX	-102		-117	-59	118		248	13	113
				L-KX	246		123	-39	-82		-59	107	20
	A	2	-3	L+KX	-59		-82	-39	123		246	20	107
				L-KX	248		118	-59	-117		-102	113	13
	B	1	-2	L+KX	-102		-117	-59	118		248	13	113
				L-KX	246		123	-39	-82		-59	107	20
B	2	-3	L+KX	-59		-82	-39	123		246	20	107	
			L-KX	248		118	-59	-117		-102	113	13	
2G2	1	A	-B	L+KY	-171		-139	-28	146		253	-24	97
				L-KY	253		146	-28	-139		-171	97	-24
	2	A	-B	L+KY	-167		-139	-31	147		259	-22	100
				L-KY	259		147	-31	-139		-167	100	-22
	3	A	-B	L+KY	-171		-139	-28	146		253	-24	97
				L-KY	253		146	-28	-139		-171	97	-24

<1F 層>

符号	フレーム	軸	軸	MS						QS			
				左端	ハンチ端	1 / 4	中央	1 / 4	ハンチ端	右端	左端	右端	
1G1	A	1	-2	L+KX	-166		-271	-212	-10		388	51	210
				L-KX	251		-36	-140	-100		116	150	111
	A	2	-3	L+KX	116		-100	-140	-36		251	111	150
				L-KX	388		-10	-212	-271		-166	210	51
	B	1	-2	L+KX	-166		-271	-212	-10		388	51	210
				L-KX	251		-36	-140	-100		116	150	111
B	2	-3	L+KX	116		-100	-140	-36		251	111	150	
			L-KX	388		-10	-212	-271		-166	210	51	
1G2	1	A	-B	L+KY	-205		-223	-152	2		272	26	162
				L-KY	272		2	-152	-223		-205	162	26
	2	A	-B	L+KY	-200		-285	-231	-57		283	65	203
				L-KY	283		-57	-231	-285		-200	203	65
	3	A	-B	L+KY	-205		-223	-152	2		272	26	162
				L-KY	272		2	-152	-223		-205	162	26

2) 柱

《 常 時 》

〈 3 階 〉

符号	X軸	Y軸	ML <X> QL						ML <Y> QL					
			NL	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	
3C1	1	A	99	68		-48	29	-29	47		-29	19	-19	
			171	0		0	0	61		-35	24	-24		
			99	-68		48	-29	29	47		-29	19	-19	
	2	B	99	68		-48	29	-29	-47		29	-19	19	
			171	0		0	0	61		35	-24	24		
			99	-68		48	-29	29	-47		29	-19	19	

〈 2 階 〉

符号	X軸	Y軸	ML <X> QL						ML <Y> QL					
			NL	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	
2C1	1	A	206	32		-34	16	-16	14		-16	8	-8	
			347	0		0	0	14		-17	8	-8		
			206	-32		34	-16	16	14		-16	8	-8	
	2	B	206	32		-34	16	-16	-14		16	-8	8	
			347	0		0	0	14		17	-8	8		
			206	-32		34	-16	16	-14		16	-8	8	

〈 1 階 〉

符号	X軸	Y軸	ML <X> QL						ML <Y> QL					
			NL	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	
1C1	1	A	314	38		-29	18	-18	25		-24	13	-13	
			530	0		0	0	29		-30	16	-16		
			314	-38		29	-18	18	25		-24	13	-13	
	2	B	314	38		-29	18	-18	-25		24	-13	13	
			530	0		0	0	29		30	-16	16		
			314	-38		29	-18	18	-25		24	-13	13	

《 地 震 時 》

〈 3 階 〉

符号	X軸	Y軸	MS <X> QS						MS <Y> QS					
			NS	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	
3C1	1	A	L+KX	83	8		-1	2	-2					
			L-KX	116	129		-96	56	-56					
			L+KY	77						-30		36	-16	16
			L-KY	121						125		-93	54	-54
			L+KX	171	-111		97	-52	52					
			L-KX	171	111		-97	52	-52					
	2	A	L+KY	149						-16		30	-11	11
			L-KY	194						138		-100	59	-59
			L+KX	116	-129		96	-56	56					
			L-KX	83	-8		1	-2	2					
			L+KY	77						-30		36	-16	16
			L-KY	121						125		-93	54	-54
	1	B	L+KX	83	8		-1	2	-2					
			L-KX	116	129		-96	56	-56					
			L+KY	121						-125		93	-54	54
			L-KY	77						30		-36	16	-16
			L+KX	171	-111		97	-52	52					
			L-KX	171	111		-97	52	-52					
	2	B	L+KY	194						-138		100	-59	59
			L-KY	149						16		-30	11	-11
			L+KX	116	-129		96	-56	56					
			L-KX	83	-8		1	-2	2					
			L+KY	121						-125		93	-54	54
			L-KY	77						30		-36	16	-16

〈 2 階 〉

符号	X軸	Y軸	MS <X> QS						MS <Y> QS					
			NS	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	
2C1	1	A	L+KX	154	-51		68	-30	30					
			L-KX	259	115		-135	63	-63					
			L+KY	138						-86		112	-49	49
			L-KY	275						113		-144	64	-64
			L+KX	347	-143		169	-78	78					
			L-KX	347	143		-169	78	-78					
	2	A	L+KY	278						-85		110	-49	49
			L-KY	416						113		-144	64	-64
			L+KX	259	-115		135	-63	63					
			L-KX	154	51		-68	30	-30					
			L+KY	138						-86		112	-49	49
			L-KY	275						113		-144	64	-64
	1	B	L+KX	154	-51		68	-30	30					
			L-KX	259	115		-135	63	-63					
			L+KY	275						-113		144	-64	64
			L-KY	138						86		-112	49	-49
			L+KX	347	-143		169	-78	78					
			L-KX	347	143		-169	78	-78					
	2	B	L+KY	416						-113		144	-64	64
			L-KY	278						85		-110	49	-49
			L+KX	259	-115		135	-63	63					
			L-KX	154	51		-68	30	-30					
			L+KY	138						-86		112	-49	49
			L-KY	275						113		-144	64	-64
3	B	L+KX	259	-115		135	-63	63						
		L-KX	154	51		-68	30	-30						
		L+KY	275						-113		144	-64	64	
		L-KY	138						86		-112	49	-49	
		L+KX	347	-143		169	-78	78						
		L-KX	347	143		-169	78	-78						

< 1 階 >

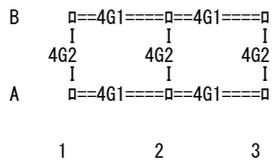
符号	X 軸	Y 軸		/----- MS -----<X>----- QS -----//					----- MS -----<Y>----- QS -----/						
				NS	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	中央	柱脚	柱頭	柱脚	
1C1	1	A	L+KX	215	-34		133	-44	44						
			L-KX	413	111		-191	80	-80						
			L+KY	185							-60	161	-58	58	
				L-KY	444						109	-209	84	-84	
	2	A	L+KX	530	-138		204	-91	91						
			L-KX	530	138		-204	91	-91						
			L+KY	401							-56	158	-57	57	
				L-KY	660						115	-217	88	-88	
	3	A	L+KX	413	-111		191	-80	80						
			L-KX	215	34		-133	44	-44						
			L+KY	185							-60	161	-58	58	
				L-KY	444						109	-209	84	-84	
1	B	L+KX	215	-34		133	-44	44							
		L-KX	413	111		-191	80	-80							
		L+KY	444							-109	209	-84	84		
			L-KY	185						60	-161	58	-58		
2	B	L+KX	530	-138		204	-91	91							
		L-KX	530	138		-204	91	-91							
		L+KY	660							-115	217	-88	88		
			L-KY	401						56	-158	57	-57		
3	B	L+KX	413	-111		191	-80	80							
		L-KX	215	34		-133	44	-44							
		L+KY	443							-109	209	-84	84		
			L-KY	184						60	-161	58	-58		

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

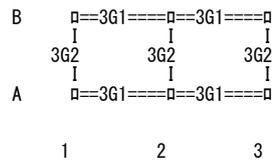
< 3 階 RF -3F >			< 2 階 3F -2F >			< 1 階 2F -1F >					
B	0.000	0.000	0.000	B	0.000	0.000	0.000	B	0.000	0.000	0.000
A	0.000	0.000	0.000	A	0.000	0.000	0.000	A	0.000	0.000	0.000
	1	2	3		1	2	3		1	2	3

5.1 符号一覧図 (梁)

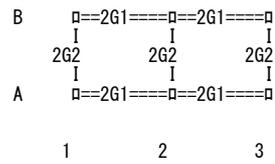
<RF 層>
S造



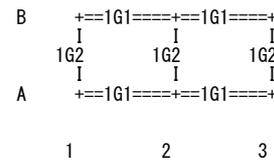
<3F 層>
S造



<2F 層>
S造



<1F 層>
RC造



5.2 RC梁の断面算定

(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
 - X方向は、鉛直荷重時：節点、水平荷重時：0.0とした。
 - Y方向は、鉛直荷重時：節点、水平荷重時：0.0とした。
- ・Qy算出時の内法寸法は、剛域端間(L')とした。
- ・内法長さの1/4L, 3/4Lの位置でも断面算定を行った。(Lは柱間、配筋は中央部)
- ・最小複筋比(γ_{min})は、0.30とした。
- ・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倍必要とした。
- ・コンクリートせいが0cm未満の部材は、断面算定を行わない。
- ・耐震壁周りの梁は、断面算定を行った。
- ・耐震壁周りの梁主筋本数決定には、0.8%BDを採用した。
- ・短期荷重時のせん断設計(異形鉄筋および丸鋼)：安全性確保のための検討
- ・QD決定方法：

X方向	$QD = \min\{Q_0 + Q_y, QL + n \cdot QE\}$	n=2.00
Y方向	$QD = \min\{Q_0 + Q_y, QL + n \cdot QE\}$	n=2.00
- ・ウルボン使用部材

QD決定方法：X方向	$QD = \min\{Q_0 + Q_y, QL + n \cdot QE\}$	n=2.00
Y方向	$QD = \min\{Q_0 + Q_y, QL + n \cdot QE\}$	n=2.00

 短期許容せん断力式：許容せん断耐力式

[計算ルート]	Ptmin	Ptmax	Pwmin	Pwmax
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

<断面算定出力一般>

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

フレーム, 軸	: 最も不利な応力となる位置		決定応力	: 決定応力 L(長期), S(積雪), W(風圧力), E(地震力)
M	: 設計用曲げモーメント	[kNm]		: 記号の後の数値 1(正加力方向), 2(負加力方向)
Q	: 設計用せん断力	[kN]		

コンクリート
Fc 21.0
(普通)

長期 短期
fc 7.00 14.00
fs 0.70 1.05

鉄筋 異形
-D13 [SD295A]
D16-D29 [SD345]
D32- [SD390]

丸鋼 -R13 [SR235]
R16- [SR295]

記号 (U) は、高強度せん断補強筋
ウルボンを表す。

Table with columns for member ID [1G1], section [1F A], position (left, center, right), reinforcement details (B*D, segments), and design parameters (design, MA, Mu, dt) and material properties (QL, QE, Qo, QD, Pw, QAL, QAS, alpha L, alpha S).

Table with columns for member ID [1G1], section [1F A], position (left, center, right), reinforcement details (B*D, segments), and design parameters (design, MA, Mu, dt) and material properties (QL, QE, Qo, QD, Pw, QAL, QAS, alpha L, alpha S).

Table with columns for member ID [1G1], section [1F B], position (left, center, right), reinforcement details (B*D, segments), and design parameters (design, MA, Mu, dt) and material properties (QL, QE, Qo, QD, Pw, QAL, QAS, alpha L, alpha S).

Table with columns for member ID [1G1], section [1F B], position (left, center, right), reinforcement details (B*D, segments), and design parameters (design, MA, Mu, dt) and material properties (QL, QE, Qo, QD, Pw, QAL, QAS, alpha L, alpha S).

Table with columns for member ID [1G2], section [1F 1], position (left, center, right), reinforcement details (B*D, segments), and design parameters (design, MA, Mu, dt) and material properties (QL, QE, Qo, QD, Pw, QAL, QAS, alpha L, alpha S).

Table with columns for member ID [1G2], section [1F 2], position (left, center, right), reinforcement details (B*D, segments), and design parameters (design, MA, Mu, dt) and material properties (QL, QE, Qo, QD, Pw, QAL, QAS, alpha L, alpha S).

Table with columns for member ID [1G2], section [1F 3], position (left, center, right), reinforcement details (B*D, segments), and design parameters (design, MA, Mu, dt) and material properties (QL, QE, Qo, QD, Pw, QAL, QAS, alpha L, alpha S).

5.5 S梁の断面算定

(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
 X方向は、鉛直荷重時： 0.0、水平荷重時： 0.0とした。
 Y方向は、鉛直荷重時： 0.0、水平荷重時： 0.0とした。
- ・柱との接合部の検討はした。(ウェブ部はすみ肉溶接とした。)
- ・横補剛の検討をした。
- ・曲げの設計でのウェブの考慮
 < X方向 > 端部 考慮しない。(スカラップ： 35mm欠損)
 継手部 考慮した。(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。
 < Y方向 > 端部 考慮しない。(スカラップ： 35mm欠損)
 継手部 考慮した。(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。

[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]

	M16	M20	M22	M24
	150	200	400	----
(ウェブボルトピッチ)	60	60	60	60

(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/mm ²]	δ	: たわみ	[cm]
位置	: 断面算定位置 (軸心からの距離) [cm]	δ/L	: たわみと部材長の比	
ML'	: 長期荷重時設計用曲げモーメント [kNm]	Z	: 断面係数	[cm ³]
M	: 設計用曲げモーメント [kNm]	Aw	: せん断断面積	[cm ²]
QL	: 長期設計用せん断力 [kN]	Lb	: 曲げ座屈長さ	[cm]
Q	: 設計用せん断力 [kN]	C	: fb計算の補正係数	
Lb1~Lb4	: 横補剛間隔 [cm]	fb	: 許容曲げ応力度	[N/mm ²]
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]	fw	: 溶接継目の断面に対する許容応力度	[N/mm ²]
CP	: カバープレート (幅*厚さ) [cm]	σ	: 曲げ応力度	[N/mm ²]
λ	: 細長比	τ	: せん断応力度	[N/mm ²]
必要補剛数	: 等間隔で配置する場合に必要な横補剛数	σ/fb	: 曲げ応力度比	
必要補剛数の後の (等)	: 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	τ/fs	: せん断応力度比	
Lb	: 補剛数を端部に設ける場合の曲げ座屈長さ [cm]	組合せ	: 組合せ応力度比	
		ケース	: 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)	

<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

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

[4G1]	[RF A 1 -2]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
	H- 400* 200* 8.0*13.0*13[FA]	ML	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	Lb	350.0	350.0	350.0	L+K2	L+K1
		QL	68	-6	-63	6	86	C					
		[部材]						fb	235	157	235	235	235
部材長	700.0 補剛数 1	M	129	36	-63	43	142	Z	973	1172	973	942	942
Lb1	Lb2	Q	70	70	0	75	75	Aw	24.3	29.9	24.3	22.8	22.8
350.0	350.0	[仕口]						σ	132	54	145	38	45
		M	129				142	τ	29		31	31	33
		Q	70				75	σ/fb	0.57	0.35	0.62	0.17	0.20
たわみδ	0.506 δ/L 1/1383	均等：必要補剛数(等)	0本			λ	153.4	τ/fs	0.22		0.23	0.23	0.25
		組合せ									0.28	0.31	

[4G1]	[RF A 2 -3]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
	H- 400* 200* 8.0*13.0*13[FA]	ML	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	Lb	350.0	350.0	350.0	L+K2	L+K1
		QL	86	6	-63	6	68	C					
		[部材]						fb	235	157	235	235	235
部材長	700.0 補剛数 1	M	142	43	-63	36	129	Z	973	1172	973	942	942
Lb1	Lb2	Q	75	75	0	70	70	Aw	24.3	29.9	24.3	22.8	22.8
350.0	350.0	[仕口]						σ	145	54	132	45	38
		M	142				129	τ	31		29	33	31
		Q	75				70	σ/fb	0.62	0.35	0.57	0.20	0.17
たわみδ	0.506 δ/L 1/1383	均等：必要補剛数(等)	0本			λ	153.4	τ/fs	0.23		0.22	0.25	0.23
		組合せ									0.31	0.28	

[4G1]	[RF B 1 -2]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
	H- 400* 200* 8.0*13.0*13[FA]	ML	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	Lb	350.0	350.0	350.0	L+K2	L+K1
		QL	68	-6	-63	6	86	C					
		[部材]						fb	235	157	235	235	235
部材長	700.0 補剛数 1	M	129	36	-63	43	142	Z	973	1172	973	942	942
Lb1	Lb2	Q	70	70	0	75	75	Aw	24.3	29.9	24.3	22.8	22.8
350.0	350.0	[仕口]						σ	132	54	145	38	45
		M	129				142	τ	29		31	31	33
		Q	70				75	σ/fb	0.57	0.35	0.62	0.17	0.20
たわみδ	0.506 δ/L 1/1383	均等：必要補剛数(等)	0本			λ	153.4	τ/fs	0.22		0.23	0.23	0.25
		組合せ									0.28	0.31	

[4G1]	[RF B 2 -3]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
	H- 400* 200* 8.0*13.0*13[FA]	ML	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	Lb	350.0	350.0	350.0	L+K2	L+K1
		QL	86	6	-63	6	68	C					
		[部材]						fb	235	157	235	235	235
部材長	700.0 補剛数 1	M	142	43	-63	36	129	Z	973	1172	973	942	942
Lb1	Lb2	Q	75	75	0	70	70	Aw	24.3	29.9	24.3	22.8	22.8
350.0	350.0	[仕口]						σ	145	54	132	45	38
		M	142				129	τ	31		29	33	31
		Q	75				70	σ/fb	0.62	0.35	0.57	0.20	0.17
たわみδ	0.506 δ/L 1/1383	均等：必要補剛数(等)	0本			λ	153.4	τ/fs	0.23		0.22	0.25	0.23
		組合せ									0.31	0.28	

[4G2]	[RF 1 A -B]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
	H- 400* 200* 8.0*13.0*13[FA]	ML	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	Lb	350.0	350.0	350.0	L+K2	L+K1
		QL	47	1	-37	1	47	C					
		[部材]						fb	235	157	235	235	235
部材長	700.0 補剛数 1	M	125	53	-37	53	125	Z	973	1172	973	942	942
Lb1	Lb2	Q	62	62	0	62	62	Aw	24.3	29.9	24.3	22.8	22.8
350.0	350.0	[仕口]						σ	128	31	128	56	56
		M	125				125	τ	26		26	27	25
		Q	62				62	σ/fb	0.55	0.21	0.55	0.24	0.24
たわみδ	0.291 δ/L 1/2404	均等：必要補剛数(等)	0本			λ	153.4	τ/fs	0.19		0.19	0.21	0.21
		組合せ									0.31	0.31	

[4G2]	[RF 2 A -B]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
	H- 400* 200* 8.0*13.0*13[FA]	ML	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	Lb	350.0	350.0	350.0	L+K2	L+K1
		QL	61	-1	-52	-1	61	C					
		[部材]						fb	235	157	235	235	235
部材長	700.0 補剛数 1	M	138	51	-52	51	138	Z	973	1172	973	942	942
Lb1	Lb2	Q	71	71	0	71	71	Aw	24.3	29.9	24.3	22.8	22.8
350.0	350.0	[仕口]						σ	142	44	142	54	54
		M	138				138	τ	29		29	31	29
		Q	71				71	σ/fb	0.61	0.29	0.61	0.24	0.24
たわみδ	0.417 δ/L 1/1678	均等：必要補剛数(等)	0本			λ	153.4	τ/fs	0.22		0.22	0.23	0.23
		組合せ									0.32	0.32	

[4G2]	[RF 3 A -B]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
	H- 400* 200* 8.0*13.0*13[FA]	ML	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	Lb	350.0	350.0	350.0	L+K2	L+K1
		QL	47	1	-37	1	47	C					
		[部材]						fb	235	157	235	235	235
部材長	700.0 補剛数 1	M	125	53	-37	53	125	Z	973	1172	973	942	942
Lb1	Lb2	Q	62	62	0	62	62	Aw	24.3	29.9	24.3	22.8	22.8
350.0	350.0	[仕口]						σ	128	31	128	56	56
		M	125				125	τ	26		26	27	25
		Q	62				62	σ/fb	0.55	0.21	0.55	0.24	0.24
たわみδ	0.291 δ/L 1/2404	均等：必要補剛数(等)	0本			λ	153.4	τ/fs	0.19		0.19	0.21	0.21
		組合せ									0.31	0.31	

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

[3G1] [3F A 1 -2]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
H- 500* 200*10.0*16.0*13[FA]		位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	0.0	0.0	L+K2	L+K1
部材長 700.0 補剛数 2		ML	80	10	-46	16	89	233.1	233.1	233.8	233.1
Lb1 Lb2 Lb3	233.1 233.1 233.8	QL	61	61	---	64	64	---	---	---	---
[部材]		M	211	100	-46	94	209	1499	1872	1499	1486
[仕口]		Q	97	97	0	100	100	39.8	46.8	39.8	33.6
均等：必要補剛数(等) 0本		M	211	100	-46	94	209	1499	1872	1499	1486
λ 160.3		Q	97	97	0	100	100	39.8	46.8	39.8	33.6
たわみ δ 0.155 δ/L 1/4504		σ	141	25	139	67	63	141	139	141	139
		τ	24	---	25	29	30	26	26	26	26
		σ/fb	0.60	0.16	0.60	0.29	0.28	0.60	0.60	0.60	0.60
		τ/fs	0.19	---	0.19	0.22	0.22	0.19	0.20	0.19	0.20
		組合せ	---	---	---	0.35	0.34	---	---	---	---
[3G1] [3F A 2 -3]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
H- 500* 200*10.0*16.0*13[FA]		位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	0.0	0.0	L+K2	L+K1
部材長 700.0 補剛数 2		ML	89	16	-46	10	80	233.1	233.1	233.8	233.1
Lb1 Lb2 Lb3	233.1 233.1 233.8	QL	64	64	---	61	61	---	---	---	---
[部材]		M	209	94	-46	100	211	1499	1872	1499	1486
[仕口]		Q	100	100	0	97	97	39.8	46.8	39.8	33.6
均等：必要補剛数(等) 0本		M	209	94	-46	100	211	1499	1872	1499	1486
λ 160.3		Q	100	100	0	97	97	39.8	46.8	39.8	33.6
たわみ δ 0.155 δ/L 1/4504		σ	139	25	141	64	67	139	141	139	141
		τ	25	---	24	30	29	26	26	26	26
		σ/fb	0.60	0.16	0.60	0.28	0.29	0.60	0.60	0.60	0.60
		τ/fs	0.19	---	0.19	0.22	0.22	0.20	0.20	0.19	0.20
		組合せ	---	---	---	0.34	0.35	---	---	---	---
[3G1] [3F B 1 -2]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
H- 500* 200*10.0*16.0*13[FA]		位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	0.0	0.0	L+K2	L+K1
部材長 700.0 補剛数 2		ML	80	10	-46	16	89	233.1	233.1	233.8	233.1
Lb1 Lb2 Lb3	233.1 233.1 233.8	QL	61	61	---	64	64	---	---	---	---
[部材]		M	211	100	-46	94	209	1499	1872	1499	1486
[仕口]		Q	97	97	0	100	100	39.8	46.8	39.8	33.6
均等：必要補剛数(等) 0本		M	211	100	-46	94	209	1499	1872	1499	1486
λ 160.3		Q	97	97	0	100	100	39.8	46.8	39.8	33.6
たわみ δ 0.155 δ/L 1/4504		σ	141	25	139	67	63	141	139	141	139
		τ	24	---	25	29	30	26	26	26	26
		σ/fb	0.60	0.16	0.60	0.29	0.28	0.60	0.60	0.60	0.60
		τ/fs	0.19	---	0.19	0.22	0.22	0.19	0.20	0.19	0.20
		組合せ	---	---	---	0.35	0.34	---	---	---	---
[3G1] [3F B 2 -3]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
H- 500* 200*10.0*16.0*13[FA]		位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	0.0	0.0	L+K2	L+K1
部材長 700.0 補剛数 2		ML	89	16	-46	10	80	233.1	233.1	233.8	233.1
Lb1 Lb2 Lb3	233.1 233.1 233.8	QL	64	64	---	61	61	---	---	---	---
[部材]		M	209	94	-46	100	211	1499	1872	1499	1486
[仕口]		Q	100	100	0	97	97	39.8	46.8	39.8	33.6
均等：必要補剛数(等) 0本		M	209	94	-46	100	211	1499	1872	1499	1486
λ 160.3		Q	100	100	0	97	97	39.8	46.8	39.8	33.6
たわみ δ 0.155 δ/L 1/4504		σ	139	25	141	64	67	139	141	139	141
		τ	25	---	24	30	29	26	26	26	26
		σ/fb	0.60	0.16	0.60	0.28	0.29	0.60	0.60	0.60	0.60
		τ/fs	0.19	---	0.19	0.22	0.22	0.20	0.20	0.19	0.20
		組合せ	---	---	---	0.34	0.35	---	---	---	---
[3G2] [3F 1 A -B]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
H- 500* 200*10.0*16.0*13[FA]		位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	0.0	0.0	L+K2	L+K1
部材長 700.0 補剛数 2		ML	43	6	-24	6	43	233.1	233.1	233.8	233.1
Lb1 Lb2 Lb3	233.1 233.1 233.8	QL	35	35	---	35	35	---	---	---	---
[部材]		M	207	116	-24	116	207	1499	1872	1499	1486
[仕口]		Q	82	82	47	82	82	39.8	46.8	39.8	33.6
均等：必要補剛数(等) 0本		M	207	116	-24	116	207	1499	1872	1499	1486
λ 160.3		Q	82	82	47	82	82	39.8	46.8	39.8	33.6
たわみ δ 0.084 δ/L 1/8284		σ	138	13	138	78	78	138	138	138	138
		τ	21	10	21	24	24	22	22	22	22
		σ/fb	0.59	0.06	0.59	0.34	0.34	0.59	0.59	0.59	0.59
		τ/fs	0.16	0.08	0.16	0.19	0.19	0.16	0.16	0.16	0.16
		組合せ	---	0.10	---	0.36	0.36	---	---	---	---
[3G2] [3F 2 A -B]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
H- 500* 200*10.0*16.0*13[FA]		位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	0.0	0.0	L+K2	L+K1
部材長 700.0 補剛数 2		ML	49	7	-27	7	49	233.1	233.1	233.8	233.1
Lb1 Lb2 Lb3	233.1 233.1 233.8	QL	38	38	---	38	38	---	---	---	---
[部材]		M	213	117	-27	117	213	1499	1872	1499	1486
[仕口]		Q	85	85	47	85	85	39.8	46.8	39.8	33.6
均等：必要補剛数(等) 0本		M	213	117	-27	117	213	1499	1872	1499	1486
λ 160.3		Q	85	85	47	85	85	39.8	46.8	39.8	33.6
たわみ δ 0.093 δ/L 1/7462		σ	142	15	142	79	79	142	142	142	142
		τ	21	10	21	25	25	22	22	22	22
		σ/fb	0.61	0.07	0.61	0.34	0.34	0.61	0.61	0.61	0.61
		τ/fs	0.16	0.08	0.16	0.19	0.19	0.17	0.17	0.17	0.17
		組合せ	---	0.10	---	0.37	0.37	---	---	---	---
[3G2] [3F 3 A -B]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右
H- 500* 200*10.0*16.0*13[FA]		位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	0.0	0.0	L+K2	L+K1
部材長 700.0 補剛数 2		ML	43	6	-24	6	43	233.1	233.1	233.8	233.1
Lb1 Lb2 Lb3	233.1 233.1 233.8	QL	35	35	---	35	35	---	---	---	---
[部材]		M	207	116	-24	116	207	1499	1872	1499	1486
[仕口]		Q	82	82	47	82	82	39.8	46.8	39.8	33.6
均等：必要補剛数(等) 0本		M	207	116	-24	116	207	1499	1872	1499	1486
λ 160.3		Q	82	82	47	82	82	39.8	46.8	39.8	33.6
たわみ δ 0.084 δ/L 1/8293		σ	138	13	138	78	78	138	138	138	138
		τ	21	10	21	24	24	22	22	22	22
		σ/fb	0.59	0.06	0.59	0.34	0.34	0.59	0.59	0.59	0.59
		τ/fs	0.16	0.08	0.16	0.19	0.19	0.16	0.16	0.16	0.16
		組合せ	---	0.10	---	0.36	0.36	---	---	---	---

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

[2G1]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右				
[2F A 1 -2]	位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	L+K2	L	L+K1	L+K2	L+K1				
H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA]		ML	72	3	-49	18	233.1	233.1	233.8	233.1	233.8				
		QL	60	60	---	67									
[部材]		M	246	123	-49	118	248	1926	2518	1926	2013	2013	1926	1926	
部材長 700.0 補剛数 2		Q	107	107	0	113	113	Aw	54.5	62.2	54.5	45.3	45.3	52.3	52.3
Lb1 Lb2 Lb3		[仕口]	M	246		248		σ	128	19	129	61	59	128	129
233.1 233.1 233.8		Q	107			113		τ	20	---	21	24	25	20	22
たわみ δ 0.106 δ/L 1/6585		均等：必要補剛数(等) 0本	λ	168.4				σ/fb	0.55	0.13	0.55	0.27	0.25	0.55	0.55
		組合せ						τ/fs	0.15	---	0.16	0.18	0.19	0.16	0.16
											0.31	0.30			
[2G1]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右				
[2F A 2 -3]	位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	L+K2	L	L+K1	L+K2	L+K1				
H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA]		ML	94	18	-49	3	233.1	233.1	233.8	233.1	233.8				
		QL	67	67	---	60									
[部材]		M	248	118	-49	123	246	1926	2518	1926	2013	2013	1926	1926	
部材長 700.0 補剛数 2		Q	113	113	0	107	107	Aw	54.5	62.2	54.5	45.3	45.3	52.3	52.3
Lb1 Lb2 Lb3		[仕口]	M	248		246		σ	129	19	128	59	61	129	128
233.1 233.1 233.8		Q	113			107		τ	21	---	20	25	24	22	20
たわみ δ 0.106 δ/L 1/6585		均等：必要補剛数(等) 0本	λ	168.4				σ/fb	0.55	0.13	0.55	0.25	0.27	0.55	0.55
		組合せ						τ/fs	0.16	---	0.15	0.19	0.18	0.16	0.16
											0.30	0.31			
[2G1]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右				
[2F B 1 -2]	位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	L+K2	L	L+K1	L+K2	L+K1				
H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA]		ML	72	3	-49	18	233.1	233.1	233.8	233.1	233.8				
		QL	60	60	---	67									
[部材]		M	246	123	-49	118	248	1926	2518	1926	2013	2013	1926	1926	
部材長 700.0 補剛数 2		Q	107	107	0	113	113	Aw	54.5	62.2	54.5	45.3	45.3	52.3	52.3
Lb1 Lb2 Lb3		[仕口]	M	246		248		σ	128	19	129	61	59	128	129
233.1 233.1 233.8		Q	107			113		τ	20	---	21	24	25	20	22
たわみ δ 0.106 δ/L 1/6585		均等：必要補剛数(等) 0本	λ	168.4				σ/fb	0.55	0.13	0.55	0.27	0.25	0.55	0.55
		組合せ						τ/fs	0.15	---	0.16	0.18	0.19	0.16	0.16
											0.31	0.30			
[2G1]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右				
[2F B 2 -3]	位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	L+K2	L	L+K1	L+K2	L+K1				
H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA]		ML	94	18	-49	3	233.1	233.1	233.8	233.1	233.8				
		QL	67	67	---	60									
[部材]		M	248	118	-49	123	246	1926	2518	1926	2013	2013	1926	1926	
部材長 700.0 補剛数 2		Q	113	113	0	107	107	Aw	54.5	62.2	54.5	45.3	45.3	52.3	52.3
Lb1 Lb2 Lb3		[仕口]	M	248		246		σ	129	19	128	59	61	129	128
233.1 233.1 233.8		Q	113			107		τ	21	---	20	25	24	22	20
たわみ δ 0.106 δ/L 1/6585		均等：必要補剛数(等) 0本	λ	168.4				σ/fb	0.55	0.13	0.55	0.25	0.27	0.55	0.55
		組合せ						τ/fs	0.16	---	0.15	0.19	0.18	0.16	0.16
											0.30	0.31			
[2G2]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右				
[2F 1 A -B]	位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	L+K2	L+K1	L+K1	L+K2	L+K1				
H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA]		ML	41	3	-28	3	233.1	233.1	233.8	233.1	233.8				
		QL	36	36	---	36									
[部材]		M	253	146	-28	146	253	1926	2518	1926	2013	2013	1926	1926	
部材長 700.0 補剛数 2		Q	97	97	61	97	97	Aw	54.5	62.2	54.5	45.3	45.3	52.3	52.3
Lb1 Lb2 Lb3		[仕口]	M	253		253		σ	131	11	131	72	72	131	131
233.1 233.1 233.8		Q	97			97		τ	18	10	18	21	21	18	18
たわみ δ 0.064 δ/L 1/10819		均等：必要補剛数(等) 0本	λ	168.4				σ/fb	0.56	0.05	0.56	0.31	0.31	0.56	0.56
		組合せ						τ/fs	0.14	0.08	0.14	0.16	0.16	0.14	0.14
											0.34	0.34			
[2G2]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右				
[2F 2 A -B]	位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	L+K2	L+K2	L+K1	L+K2	L+K1				
H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA]		ML	46	4	-31	4	233.1	233.1	233.8	233.1	233.8				
		QL	39	39	---	39									
[部材]		M	259	147	-31	147	259	1926	2518	1926	2013	2013	1926	1926	
部材長 700.0 補剛数 2		Q	100	100	61	100	100	Aw	54.5	62.2	54.5	45.3	45.3	52.3	52.3
Lb1 Lb2 Lb3		[仕口]	M	259		259		σ	134	12	134	73	73	134	134
233.1 233.1 233.8		Q	100			100		τ	18	10	18	22	22	19	19
たわみ δ 0.073 δ/L 1/9589		均等：必要補剛数(等) 0本	λ	168.4				σ/fb	0.58	0.06	0.58	0.31	0.31	0.58	0.58
		組合せ						τ/fs	0.14	0.08	0.14	0.17	0.17	0.15	0.15
											0.34	0.34			
[2G2]		左端	JOINT	中央	JOINT	右端	左端	中央	右端	左-/JOINT-/右	左-/仕口-/右				
[2F 3 A -B]	位置	0.0	115.0	350.0	115.0	0.0	L+K2	L+K1	L+K1	L+K2	L+K1				
H- 600* 200*11.0*17.0*13[FA]		ML	41	3	-28	3	233.1	233.1	233.8	233.1	233.8				
		QL	36	36	---	36									
[部材]		M	253	146	-28	146	253	1926	2518	1926	2013	2013	1926	1926	
部材長 700.0 補剛数 2		Q	97	97	61	97	97	Aw	54.5	62.2	54.5	45.3	45.3	52.3	52.3
Lb1 Lb2 Lb3		[仕口]	M	253		253		σ	131	11	131	72	72	131	131
233.1 233.1 233.8		Q	97			97		τ	18	10	18	21	21	18	18
たわみ δ 0.064 δ/L 1/10819		均等：必要補剛数(等) 0本	λ	168.4				σ/fb	0.56	0.05	0.56	0.31	0.31	0.56	0.56
		組合せ						τ/fs	0.14	0.08	0.14	0.16	0.16	0.14	0.14
											0.34	0.34			

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。

〔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〕

	M16	M20	M22	M24
(ウェブボルトピッチ)	150	200	400	---
※継手の選定にのみ用いる。	60	60	60	60

(2) 記号説明

本数 : 片側に並ぶボルト本数 [本]
BP : ボルトピッチ [mm]
max本数 : ウェブに並べることができる最大ボルト本数 [本]
 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

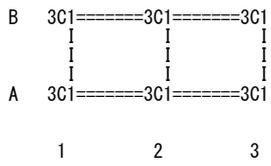
※JOINT位置は構造心からの距離とします。

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

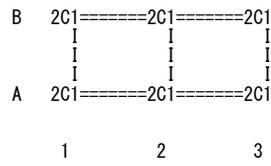
[4G1	RF	B	2	-3]	部材長	700.0	JOINT位置	左: 115.0	右: 115.0									
						[左端]	ホルトM20	添板(t*B*L)		$\eta = 0.500$	[右端]	ホルトM20	添板(t*B*L)		$\eta = 0.500$				
	H-	400*	200*	8.0*	13.0*	フランジ	6(2列)	外(9* 200* 410)	内(9* 80* 410)		フランジ	6(2列)	外(9* 200* 410)	内(9* 80* 410)					
						ウェブ	4(1列)	(9* 260* 170)	BP= 60	max本数 5	ウェブ	4(1列)	(9* 260* 170)	BP= 60	max本数 5				
[4G2	RF	3	A	-B]	部材長	700.0	JOINT位置	左: 115.0	右: 115.0									
						[左端]	ホルトM20	添板(t*B*L)		$\eta = 0.500$	[右端]	ホルトM20	添板(t*B*L)		$\eta = 0.500$				
	H-	400*	200*	8.0*	13.0*	フランジ	6(2列)	外(9* 200* 410)	内(9* 80* 410)		フランジ	6(2列)	外(9* 200* 410)	内(9* 80* 410)					
						ウェブ	4(1列)	(9* 260* 170)	BP= 60	max本数 5	ウェブ	4(1列)	(9* 260* 170)	BP= 60	max本数 5				
[3G1	3F	B	2	-3]	部材長	700.0	JOINT位置	左: 115.0	右: 115.0									
						[左端]	ホルトM20	添板(t*B*L)		$\eta = 0.445$	[右端]	ホルトM20	添板(t*B*L)		$\eta = 0.445$				
	H-	500*	200*	10.0*	16.0*	フランジ	6(2列)	外(12* 200* 410)	内(12* 80* 410)		フランジ	6(2列)	外(12* 200* 410)	内(12* 80* 410)					
						ウェブ	5(1列)	(9* 320* 170)	BP= 60	max本数 6	ウェブ	5(1列)	(9* 320* 170)	BP= 60	max本数 6				
[3G2	3F	3	A	-B]	部材長	700.0	JOINT位置	左: 115.0	右: 115.0									
						[左端]	ホルトM20	添板(t*B*L)		$\eta = 0.445$	[右端]	ホルトM20	添板(t*B*L)		$\eta = 0.445$				
	H-	500*	200*	10.0*	16.0*	フランジ	6(2列)	外(12* 200* 410)	内(12* 80* 410)		フランジ	6(2列)	外(12* 200* 410)	内(12* 80* 410)					
						ウェブ	5(1列)	(9* 320* 170)	BP= 60	max本数 6	ウェブ	5(1列)	(9* 320* 170)	BP= 60	max本数 6				
[2G1	2F	B	2	-3]	部材長	700.0	JOINT位置	左: 115.0	右: 115.0									
						[左端]	ホルトM20	添板(t*B*L)		$\eta = 0.500$	[右端]	ホルトM20	添板(t*B*L)		$\eta = 0.500$				
	H-	600*	200*	11.0*	17.0*	フランジ	6(2列)	外(12* 200* 410)	内(12* 80* 410)		フランジ	6(2列)	外(12* 200* 410)	内(12* 80* 410)					
						ウェブ	8(2列)	(9* 440* 290)	BP=120	max本数 4	ウェブ	8(2列)	(9* 440* 290)	BP=120	max本数 4				
[2G2	2F	3	A	-B]	部材長	700.0	JOINT位置	左: 115.0	右: 115.0									
						[左端]	ホルトM20	添板(t*B*L)		$\eta = 0.500$	[右端]	ホルトM20	添板(t*B*L)		$\eta = 0.500$				
	H-	600*	200*	11.0*	17.0*	フランジ	6(2列)	外(12* 200* 410)	内(12* 80* 410)		フランジ	6(2列)	外(12* 200* 410)	内(12* 80* 410)					
						ウェブ	8(2列)	(9* 440* 290)	BP=120	max本数 4	ウェブ	8(2列)	(9* 440* 290)	BP=120	max本数 4				

5.7 符号一覧図 (柱)

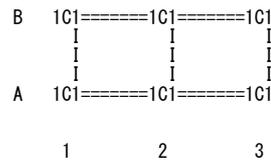
< 3 階 >
S造



< 2 階 >
S造



< 1 階 >
S造



5.10 S柱の断面算定

(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
X方向は、鉛直荷重時： 0.0、水平荷重時： 0.0とした。
Y方向は、鉛直荷重時： 0.0、水平荷重時： 0.0とした。
 - ・梁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 <X方向> 端部 考慮した。(スカラップ： 0mm欠損)
ウェブの考慮 中央部 考慮した。
 - <Y方向> 端部 考慮した。(スカラップ： 0mm欠損)
中央部 考慮した。
 - ・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
- | 鋼材種別 | 内ダイヤフラム | 通しダイヤフラム | 外ダイヤフラム | その他 |
|------|---------|----------|---------|-----|
| BCP | 1.1 | 1.2 | 1.2 | 1.0 |
| BCR | 1.2 | 1.3 | 1.3 | 1.0 |
| STKR | 1.3 | 1.4 | 1.4 | 1.0 |

[計算ルート]
X方向：ルート3
Y方向：ルート3

(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]	Z	: 断面係数	[cm3]
位置	: 断面算定位置 (軸心からの距離)	[cm]	A	: 断面積	[cm2]
NL	: 長期軸力	[kN]	Aw	: せん断断面積	[cm2]
ML'	: 長期設計用曲げモーメント	[kNm]	Lb	: 曲げ座屈長さ	[cm]
N	: 設計用軸力	[kN]	C	: f b計算の補正係数	
M	: 設計用曲げモーメント	[kNm]	fbx	: X方向の許容曲げ応力度	[N/mm2]
QL	: 長期設計用せん断力	[kN]	fbx	: X方向の許容曲げ応力度	[N/mm2]
Q	: 設計用せん断力	[kN]	fbx	: X方向の許容曲げ応力度	[N/mm2]
iy	: 断面2次半径	[cm]	fbx	: X方向の許容曲げ応力度	[N/mm2]
Lk/h	: 座屈長さ係数		fbx	: X方向の許容曲げ応力度	[N/mm2]
Lk	: 圧縮座屈長さ	[cm]	fbx	: X方向の許容曲げ応力度	[N/mm2]
λ	: 細長比		fbx	: X方向の許容曲げ応力度	[N/mm2]
fc	: 許容圧縮応力度	[N/mm2]	fbx	: X方向の許容曲げ応力度	[N/mm2]
Lb1, Lb2	: 横補剛間隔	[cm]	fbx	: X方向の許容曲げ応力度	[N/mm2]
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]	fbx	: X方向の許容曲げ応力度	[N/mm2]

<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>

σ_{by}/f_w(L) : 仕口部のX方向加力時の直交方向曲げ応力度比 (長期)
σ_{bx}/f_w(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

[S柱断面算定]

[3C1] [3 A 1]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0 [FA]	<X>柱頭	0.0	99	68	29	L	99	68	29			
部材長 402.5	柱脚	0.0		-48	29	L+K2	116	-96	56			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	99	47	19	L+K2	121	125	54			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	0.0		-29	19	L+K2	121	-93	54			
Lk 402.5 402.5	Z	A	Aw	fb	σ_c/f_c	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>柱頭	2853	236.9	118.4	197	0.03	0.13	0.09	0.23	0.03	0.23	
λ 25.9 25.9	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.12	0.04	0.17	0.03	0.17	
fc 187	<Y>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.09	0.15	0.25	0.03	0.25	
	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.06	0.12	0.19	0.03	0.19	
[3C1] [3 A 2]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0 [FA]	<X>柱頭	0.0	171	0	0	L+K2	171	111	52			
部材長 402.5	柱脚	0.0		0	0	L+K2	171	-97	52			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	171	61	24	L+K2	194	138	59			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	0.0		-35	24	L+K2	194	-100	59			
Lk 402.5 402.5	Z	A	Aw	fb	σ_c/f_c	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.03	0.14	0.08	0.24	0.03	0.24	
λ 25.9 25.9	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.03	0.12	0.05	0.19	0.03	0.19	
fc 187	<Y>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.03	---	0.17	0.20	0.03	0.20	
	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.03	---	0.12	0.15	0.03	0.15	
[3C1] [3 A 3]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0 [FA]	<X>柱頭	0.0	99	-68	29	L	99	-68	29			
部材長 402.5	柱脚	0.0		48	29	L+K1	116	96	56			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	99	47	19	L+K2	121	125	54			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	0.0		-29	19	L+K2	121	-93	54			
Lk 402.5 402.5	Z	A	Aw	fb	σ_c/f_c	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>柱頭	2853	236.9	118.4	197	0.03	0.13	0.09	0.23	0.03	0.23	
λ 25.9 25.9	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.12	0.04	0.17	0.03	0.17	
fc 187	<Y>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.09	0.15	0.25	0.03	0.25	
	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.06	0.12	0.19	0.03	0.19	
[3C1] [3 B 1]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0 [FA]	<X>柱頭	0.0	99	68	29	L	99	68	29			
部材長 402.5	柱脚	0.0		-48	29	L+K2	116	-96	56			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	99	-47	19	L+K1	121	-125	54			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	0.0		29	19	L+K1	121	93	54			
Lk 402.5 402.5	Z	A	Aw	fb	σ_c/f_c	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>柱頭	2853	236.9	118.4	197	0.03	0.13	0.09	0.23	0.03	0.23	
λ 25.9 25.9	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.12	0.04	0.17	0.03	0.17	
fc 187	<Y>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.09	0.15	0.25	0.03	0.25	
	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.06	0.12	0.19	0.03	0.19	
[3C1] [3 B 2]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0 [FA]	<X>柱頭	0.0	171	0	0	L+K2	171	111	52			
部材長 402.5	柱脚	0.0		0	0	L+K2	171	-97	52			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	171	-61	24	L+K1	194	-138	59			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	0.0		35	24	L+K1	194	100	59			
Lk 402.5 402.5	Z	A	Aw	fb	σ_c/f_c	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.03	0.14	0.08	0.24	0.03	0.24	
λ 25.9 25.9	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.03	0.12	0.05	0.19	0.03	0.19	
fc 187	<Y>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.03	---	0.17	0.20	0.03	0.20	
	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.03	---	0.12	0.15	0.03	0.15	
[3C1] [3 B 3]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0 [FA]	<X>柱頭	0.0	99	-68	29	L	99	-68	29			
部材長 402.5	柱脚	0.0		48	29	L+K1	116	96	56			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	99	-47	19	L+K1	121	-125	54			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	0.0		29	19	L+K1	121	93	54			
Lk 402.5 402.5	Z	A	Aw	fb	σ_c/f_c	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>柱頭	2853	236.9	118.4	197	0.03	0.13	0.09	0.23	0.03	0.23	
λ 25.9 25.9	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.12	0.04	0.17	0.03	0.17	
fc 187	<Y>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.09	0.15	0.25	0.03	0.25	
	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.02	0.06	0.12	0.19	0.03	0.19	
[2C1] [2 A 1]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0 [FA]	<X>柱頭	0.0	206	32	16	L+K2	259	115	63			
部材長 400.0	柱脚	0.0		-34	16	L+K2	259	-135	63			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	206	14	8	L+K2	275	113	64			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	0.0		-16	8	L+K2	275	-144	64			
Lk 400.0 400.0	Z	A	Aw	fb	σ_c/f_c	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.04	0.14	0.02	0.20	0.04	0.20	
λ 25.7 25.7	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.04	0.17	0.02	0.22	0.04	0.22	
fc 187	<Y>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.05	0.04	0.14	0.22	0.04	0.22	
	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.05	0.05	0.18	0.26	0.04	0.26	
[2C1] [2 A 2]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0 [FA]	<X>柱頭	0.0	347	0	0	L+K2	347	143	78			
部材長 400.0	柱脚	0.0		0	0	L+K2	347	-169	78			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	347	14	8	L+K2	416	113	64			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	0.0		-17	8	L+K2	416	-144	64			
Lk 400.0 400.0	Z	A	Aw	fb	σ_c/f_c	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.06	0.17	0.02	0.24	0.04	0.24	
λ 25.7 25.7	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.06	0.21	0.03	0.28	0.04	0.28	
fc 187	<Y>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.07	---	0.14	0.20	0.04	0.20	
	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.07	---	0.18	0.24	0.04	0.24	

鉄骨 柱頭 F値 柱脚 F値
[BCR295] 295.0 [BCR295] 295.0

[S柱断面算定]

[2C1] [2 A 3]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0 [FA]	<X>柱頭	0.0	206	-32	16	L+K1	259	-115	63			
部材長 400.0	柱脚	0.0	0	34	16	L+K1	259	135	63			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	206	14	8	L+K2	275	113	64			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	0.0	0	-16	8	L+K2	275	-144	64			
Lk 400.0 400.0	Z	A	Aw	fb	σ_c/fc	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.04	0.14	0.02	0.20	0.04	0.20	
λ 25.7 25.7	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.04	0.17	0.02	0.22	0.04	0.22	
fc 187	<Y>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.05	0.04	0.14	0.22	0.04	0.22	
	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.05	0.05	0.18	0.26	0.04	0.26	
[2C1] [2 B 1]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0 [FA]	<X>柱頭	0.0	206	32	16	L+K2	259	115	63			
部材長 400.0	柱脚	0.0	0	-34	16	L+K2	259	-135	63			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	206	-14	8	L+K1	275	-113	64			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	0.0	0	16	8	L+K1	275	144	64			
Lk 400.0 400.0	Z	A	Aw	fb	σ_c/fc	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.04	0.14	0.02	0.20	0.04	0.20	
λ 25.7 25.7	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.04	0.17	0.02	0.22	0.04	0.22	
fc 187	<Y>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.05	0.04	0.14	0.22	0.04	0.22	
	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.05	0.05	0.18	0.26	0.04	0.26	
[2C1] [2 B 2]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0 [FA]	<X>柱頭	0.0	347	0	0	L+K2	347	143	78			
部材長 400.0	柱脚	0.0	0	0	0	L+K2	347	-169	78			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	347	-14	8	L+K1	416	-113	64			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	0.0	0	17	8	L+K1	416	144	64			
Lk 400.0 400.0	Z	A	Aw	fb	σ_c/fc	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.06	0.17	0.02	0.24	0.04	0.24	
λ 25.7 25.7	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.06	0.21	0.03	0.28	0.04	0.28	
fc 187	<Y>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.07	---	0.14	0.20	0.04	0.20	
	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.07	---	0.18	0.24	0.04	0.24	
[2C1] [2 B 3]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*16.0* 40.0 [FA]	<X>柱頭	0.0	206	-32	16	L+K1	259	-115	63			
部材長 400.0	柱脚	0.0	0	34	16	L+K1	259	135	63			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	206	-14	8	L+K1	275	-113	64			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	0.0	0	16	8	L+K1	275	144	64			
Lk 400.0 400.0	Z	A	Aw	fb	σ_c/fc	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.51 15.51	<X>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.04	0.14	0.02	0.20	0.04	0.20	
λ 25.7 25.7	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.04	0.17	0.02	0.22	0.04	0.22	
fc 187	<Y>柱頭	2853	236.9	118.4	295	0.05	0.04	0.14	0.22	0.04	0.22	
	柱脚	2853	236.9	118.4	295	0.05	0.05	0.18	0.26	0.04	0.26	
[1C1] [1 A 1]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*19.0* 47.5 [FA]	<X>柱頭	0.0	314	38	18	L+K2	413	111	80			
部材長 452.5	柱脚	75.0	0	-29	18	L+K2	413	-191	80			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	314	25	13	L+K2	444	109	84			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	75.0	0	-24	13	L+K2	444	-209	84			
Lk 452.5 452.5	Z	A	Aw	fb	σ_c/fc	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.36 15.36	<X>柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.12	0.03	0.20	0.04	0.20	
λ 29.4 29.4	柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.20	0.03	0.28	0.04	0.28	
fc 184	<Y>柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.04	0.12	0.22	0.04	0.22	
	柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.04	0.22	0.31	0.04	0.31	
[1C1] [1 A 2]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*19.0* 47.5 [FA]	<X>柱頭	0.0	530	0	0	L+K2	530	138	91			
部材長 452.5	柱脚	75.0	0	0	0	L+K2	530	-204	91			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	530	29	16	L+K2	660	115	88			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	75.0	0	-30	16	L+K2	660	-217	88			
Lk 452.5 452.5	Z	A	Aw	fb	σ_c/fc	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.36 15.36	<X>柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.07	0.15	0.04	0.25	0.04	0.25	
λ 29.4 29.4	柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.07	0.22	0.04	0.32	0.04	0.31	
fc 184	<Y>柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.09	---	0.12	0.21	0.04	0.21	
	柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.09	---	0.23	0.32	0.04	0.31	
[1C1] [1 A 3]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*19.0* 47.5 [FA]	<X>柱頭	0.0	314	-38	18	L+K1	413	-111	80			
部材長 452.5	柱脚	75.0	0	29	18	L+K1	413	191	80			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	314	25	13	L+K2	444	109	84			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	75.0	0	-24	13	L+K2	444	-209	84			
Lk 452.5 452.5	Z	A	Aw	fb	σ_c/fc	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.36 15.36	<X>柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.12	0.03	0.20	0.04	0.20	
λ 29.4 29.4	柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.20	0.03	0.28	0.04	0.28	
fc 184	<Y>柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.04	0.12	0.22	0.04	0.22	
	柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.04	0.22	0.31	0.04	0.31	
[1C1] [1 B 1]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ヶ-ス	N	M	Q			
□- 400* 400*19.0* 47.5 [FA]	<X>柱頭	0.0	314	38	18	L+K2	413	111	80			
部材長 452.5	柱脚	75.0	0	-29	18	L+K2	413	-191	80			
<X> <Y>	<Y>柱頭	0.0	314	-25	13	L+K1	444	-109	84			
Lk/h 1.00 1.00	柱脚	75.0	0	24	13	L+K1	444	209	84			
Lk 452.5 452.5	Z	A	Aw	fb	σ_c/fc	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ		
iy 15.36 15.36	<X>柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.12	0.03	0.20	0.04	0.20	
λ 29.4 29.4	柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.20	0.03	0.28	0.04	0.28	
fc 184	<Y>柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.04	0.12	0.22	0.04	0.22	
	柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.04	0.22	0.31	0.04	0.31	

鉄骨 柱頭 F値 柱脚 F値
[BCR295] 295.0 [BCR295] 295.0

[1C1]	[1 B 2]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ケース	N	M	Q			
□- 400*	400*19.0* 47.5[FA]	<X>柱頭	0.0	530	0		L+K2	530	138	91			
部材長	452.5	柱脚	75.0	0	0		L+K2	530	-204	91			
<X>	<Y>	<Y>柱頭	0.0	530	-29		L+K1	660	-115	88			
Lk/h	1.00 1.00	柱脚	75.0	30	16		L+K1	660	217	88			
Lk	452.5 452.5	Z	A	Aw	fb	σ_c/f_c	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/f_s	組合せ		
iy	15.36 15.36	<X>柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.07	0.15	0.04	0.25	0.04	0.25	
λ	29.4 29.4	柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.07	0.22	0.04	0.32	0.04	0.31	
fc	184	<Y>柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.09	---	0.12	0.21	0.04	0.21	
		柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.09	---	0.23	0.32	0.04	0.31	

[1C1]	[1 B 3]	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ケース	N	M	Q			
□- 400*	400*19.0* 47.5[FA]	<X>柱頭	0.0	314	-38		L+K1	413	-111	80			
部材長	452.5	柱脚	75.0	29	18		L+K1	413	191	80			
<X>	<Y>	<Y>柱頭	0.0	314	-25		L+K1	443	-109	84			
Lk/h	1.00 1.00	柱脚	75.0	24	13		L+K1	443	209	84			
Lk	452.5 452.5	Z	A	Aw	fb	σ_c/f_c	σ_{bx}/fb	σ_{by}/fb	TOTAL	τ/f_s	組合せ		
iy	15.36 15.36	<X>柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.12	0.03	0.20	0.04	0.20	
λ	29.4 29.4	柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.20	0.03	0.28	0.04	0.28	
fc	184	<Y>柱頭	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.04	0.12	0.22	0.04	0.22	
		柱脚	3269	277.1	138.5	295	0.06	0.04	0.22	0.31	0.04	0.31	

5.22 符号別選定鉄骨表 (梁)

<RF 層>		S 造		
符号	フレーム	軸	- 軸	鉄骨
4G1				
A		1	-2	
A		2	-3	
B		1	-2	
B		2	-3	
4G2				
	1	A	-B	
	2	A	-B	
	3	A	-B	
<3F 層>		S 造		
符号	フレーム	軸	- 軸	鉄骨
3G1				
A		1	-2	
A		2	-3	
B		1	-2	
B		2	-3	
3G2				
	1	A	-B	
	2	A	-B	
	3	A	-B	
<2F 層>		S 造		
符号	フレーム	軸	- 軸	鉄骨
2G1				
A		1	-2	
A		2	-3	
B		1	-2	
B		2	-3	
2G2				
	1	A	-B	
	2	A	-B	
	3	A	-B	

5.23 符号別選定鉄骨表 (柱)

< 3 階> S造

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

< 2 階> S造

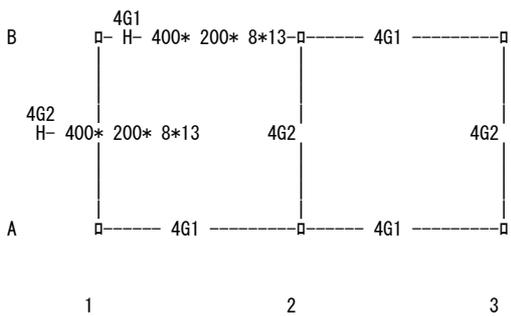
符号	Y軸	X軸	鉄骨
2C1	A	1	
	A	2	
	A	3	
	B	1	
	B	2	
	B	3	

< 1 階> S造

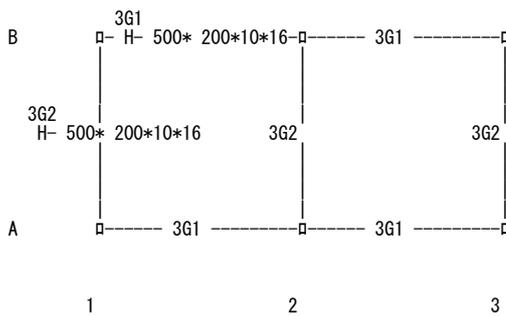
符号	Y軸	X軸	鉄骨
1C1	A	1	
	A	2	
	A	3	
	B	1	
	B	2	
	B	3	

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”

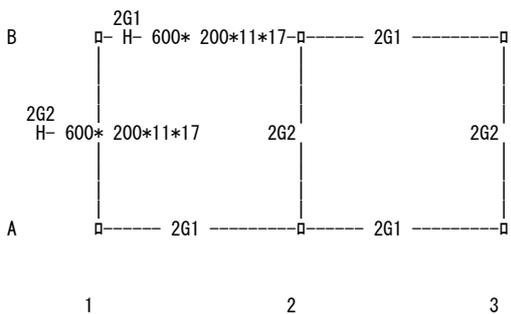
<RF 層>



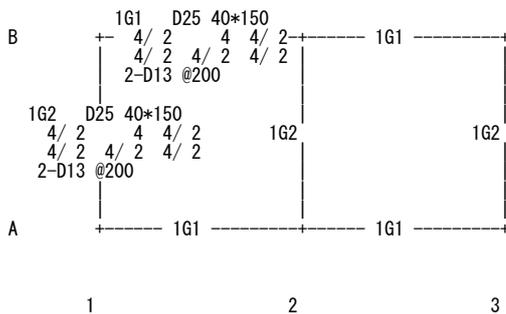
<3F 層>



<2F 層>



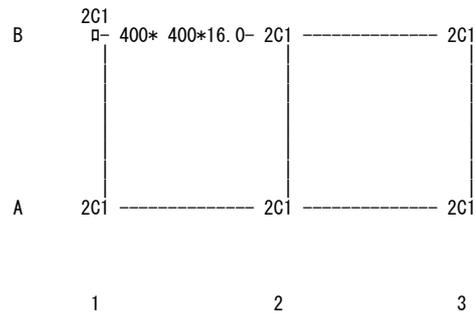
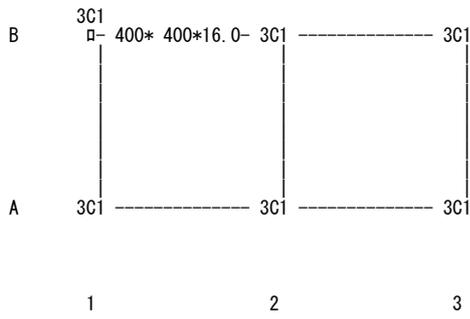
<1F 層>



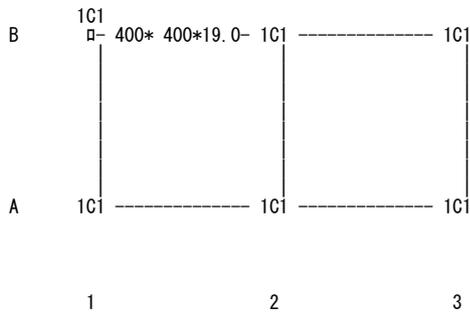
5.25 柱配筋リスト (平面) [鉄骨] 一段目: 柱頭X、二段目: 柱頭Y、三段目: 柱脚X、四段目: 柱脚Y “入力配筋を符号ごとに出力”

< 3 階 >

< 2 階 >

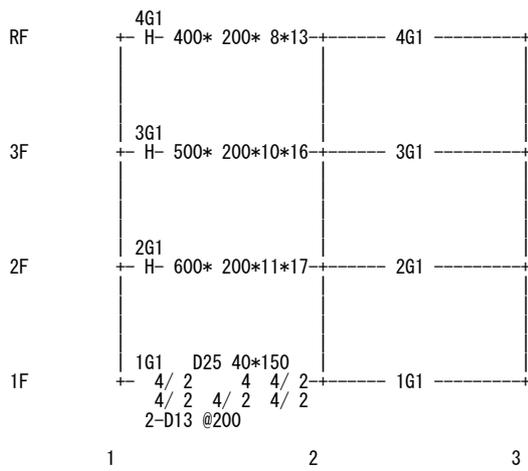


< 1 階 >

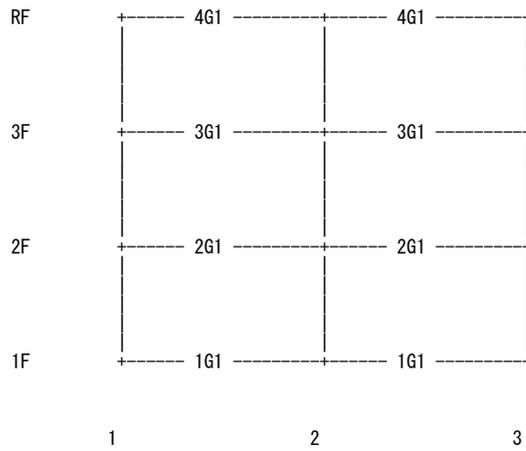


5.26 梁配筋リスト (立面) [鉄骨] 一段目:左端、二段目:中央、三段目:右端 “入力配筋を符号ごとに出力”

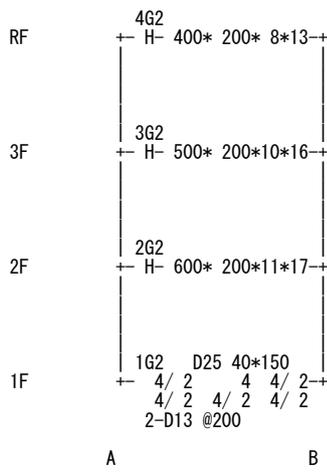
<A フレーム>



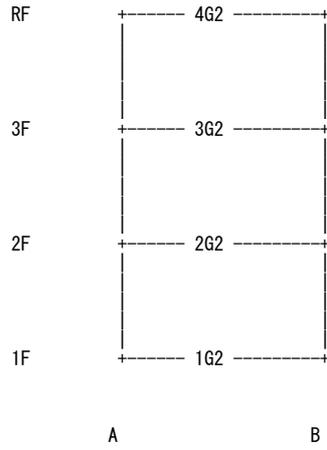
<B フレーム>



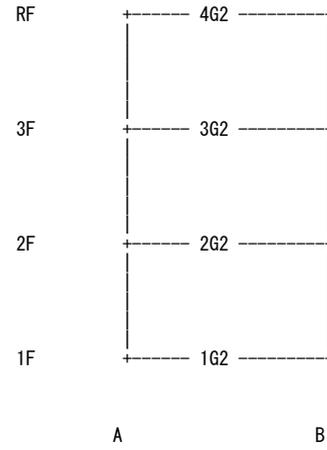
<1 フレーム>



<2 フレーム>



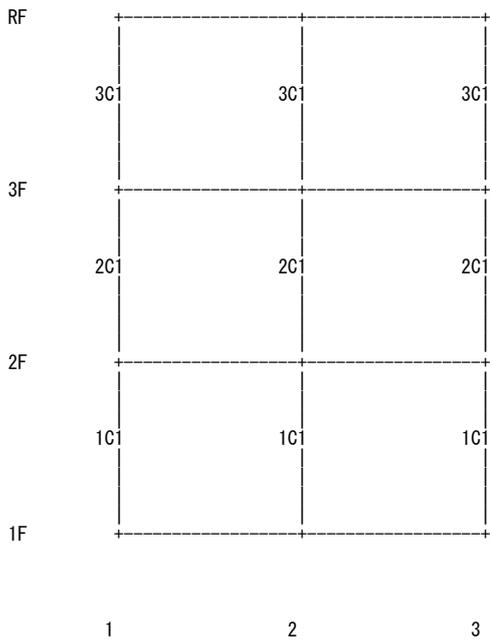
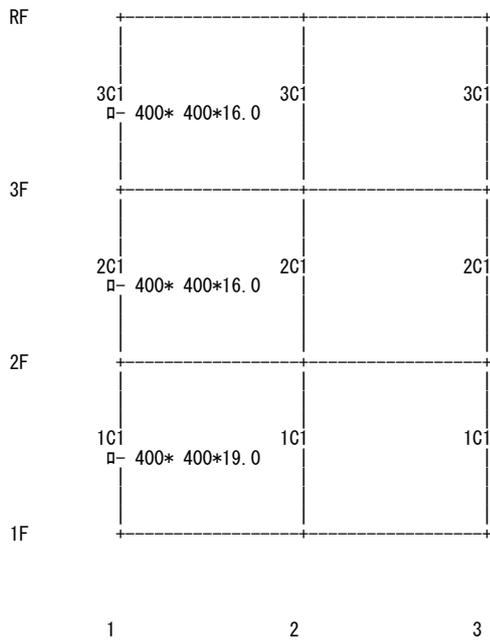
<3 フレーム>



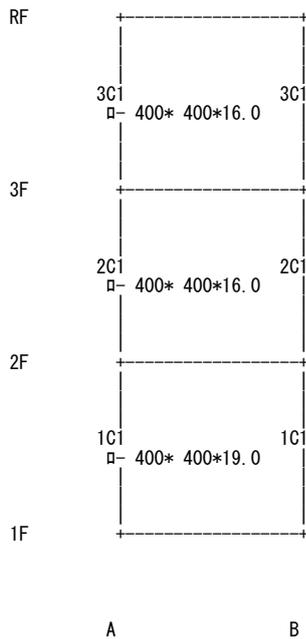
5.27 柱配筋リスト (立面) [鉄骨] 一段目: 柱頭X、二段目: 柱頭Y、三段目: 柱脚X、四段目: 柱脚Y “入力配筋を符号ごとに出力”

<A フレーム>

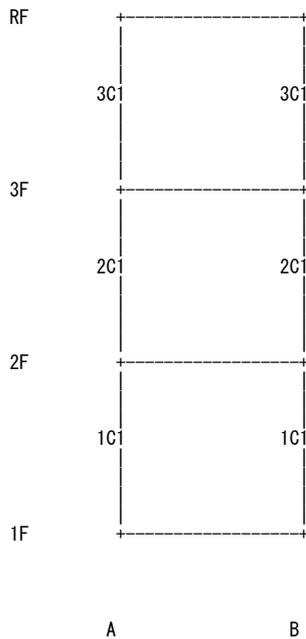
<B フレーム>



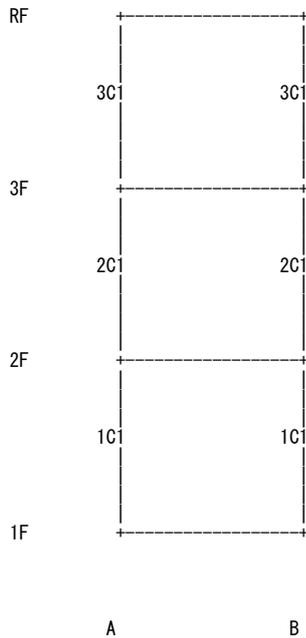
<1 フレーム>



<2 フレーム>



<3 フレーム>



5.28 計算とNG位置図(梁)

... 計算しない部材, *** 計算した部材(符号を使用する),
--- 計算した部材(符号を使用しない)

<RF 層>

<3F 層>

<2F 層>

<1F 層>

B □*****□*****□
 * * *
 * * *
 * * *
 A □*****□*****□

1 2 3

B □*****□*****□
 * * *
 * * *
 * * *
 A □*****□*****□

1 2 3

B □*****□*****□
 * * *
 * * *
 * * *
 A □*****□*****□

1 2 3

B +*****+*****+
 * * *
 * * *
 * * *
 A +*****+*****+

1 2 3

5.29 計算とNG位置図(柱)

・ 計算しない部材 □ 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)

< 3 階 >

< 2 階 >

< 1 階 >

