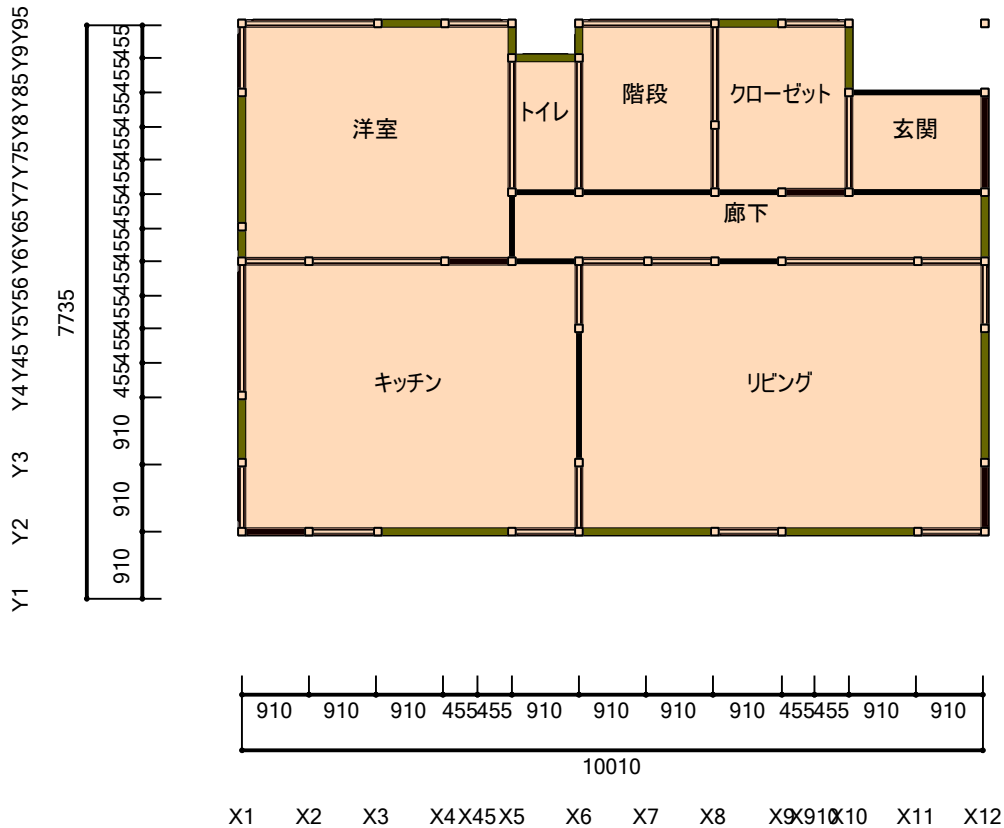
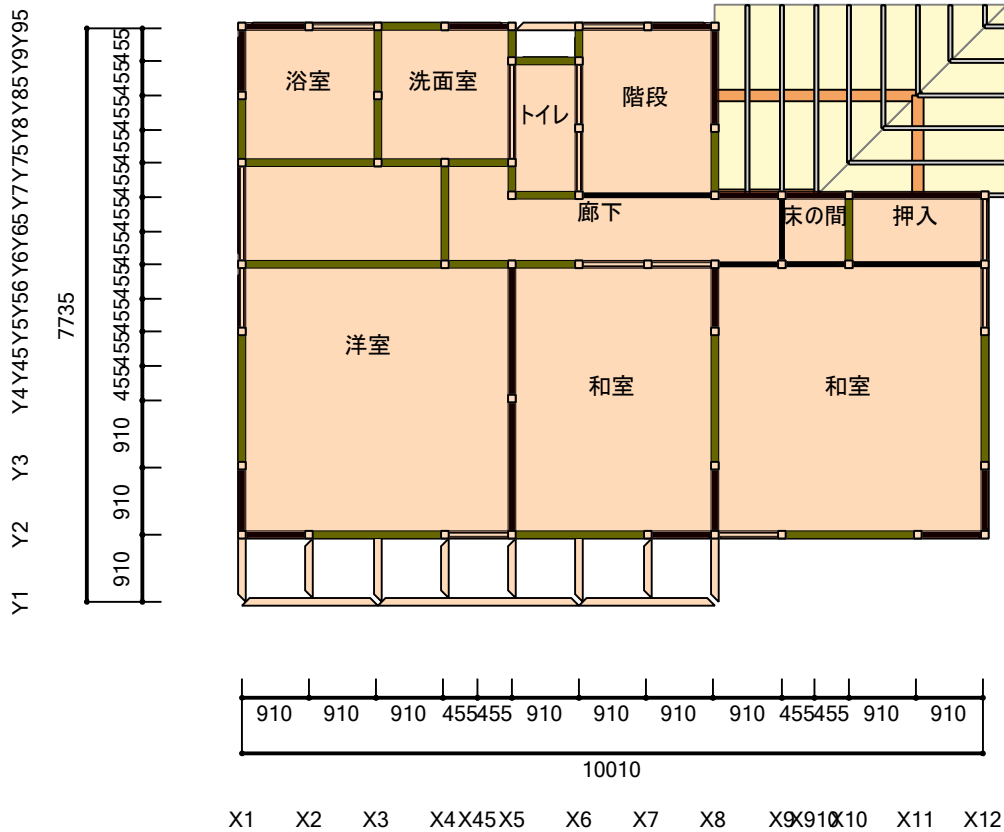


3. 4. 平面図

1F



2F



4. 部材リスト

4. 1. 梁

符号	断面	材料
B3	BD- 105* 105	#202 べいまつ(無等級)
D1	BD- 105* 105	#205 ひのき(無等級)
G3	BD- 105* 105	#544 E120-F330(対称異等級) おうしゅうあかまつ
G5	BD- 105* 150	#544 E120-F330(対称異等級) おうしゅうあかまつ
G6	BD- 105* 180	#544 E120-F330(対称異等級) おうしゅうあかまつ
G7	BD- 105* 210	#544 E120-F330(対称異等級) おうしゅうあかまつ
G8	BD- 105* 240	#544 E120-F330(対称異等級) おうしゅうあかまつ
G9	BD- 105* 270	#544 E120-F330(対称異等級) おうしゅうあかまつ
G11	BD- 105* 330	#544 E120-F330(対称異等級) おうしゅうあかまつ
G12	BD- 105* 360	#544 E120-F330(対称異等級) おうしゅうあかまつ
G13	BD- 105* 390	#544 E120-F330(対称異等級) おうしゅうあかまつ

4. 2. 柱

符号	断面	材料
C1	BD- 105* 105	#606 E105-F345(対称同一等級) べいまつ
C2	BD- 120* 120	#606 E105-F345(対称同一等級) べいまつ

4. 3. 壁・筋かい

合計壁倍率：配置した壁の壁倍率
参考値として表示する
令46条壁倍率：令第46条第1項および第4項の壁量計算で用いる壁倍率
許容壁倍率：許容応力度計算で用いる換算壁倍率
許容応力度計算を行った場合に、許容応力度計算で用いる換算壁倍率を表示する
許容応力度計算で用いる換算壁倍率は、上に左加力時の壁倍率、下に右加力時の壁倍率を表示する
なお、面材については表示する壁倍率は1つである

符号	軸組みの種類	合計 壁倍率	令46条 壁倍率	許容 壁倍率
W1W2	ボード(大壁) 構造用合板(JAS) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う)	2.50 0.46	2.96	2.96
W1W2W3N	ボード(大壁) 構造用合板(JAS) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 片側筋かい 45mm X 90mm以上の木材	2.50 0.46 2.00	4.96	5.46 4.46
W1W2W3Z	ボード(大壁) 構造用合板(JAS) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 片側筋かい 45mm X 90mm以上の木材	2.50 0.46 2.00	4.96	4.46 5.46
W1W2W4	ボード(大壁) 構造用合板(JAS) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) たすき掛け筋かい 45mm X 90mm以上の木材	2.50 0.46 4.00	6.96	6.96
W2W2	壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う)	0.46 0.46	0.92	0.92
W2W2W3N	壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 片側筋かい 45mm X 90mm以上の木材	0.46 0.46 2.00	2.92	3.42 2.42
W2W2W3Z	壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 片側筋かい 45mm X 90mm以上の木材	0.46 0.46 2.00	2.92	2.42 3.42
W2W2W4	壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) たすき掛け筋かい 45mm X 90mm以上の木材	0.46 0.46 4.00	4.92	4.92
#ZUD	重量のみの壁(上下の梁に半分ずつ伝達), (↑↓)	-	-	-

4. 4. 火打ち・水平構面

符号	材料	Δ Qa (kN/m)
FB	#21 火打ち材	----
HP1	#8 構造用合板 24mm以上、梁@1000以下	3.53
RP2	#15 構造用合板 9mm以上、垂木@500以下 転ばし、勾配30度以下	1.37

5. 材料

5. 1. 木材材料

Fc : 圧縮に対する基準強度 (N/mm2)

Fb : 曲げに対する基準強度 (N/mm2)

Fcv : めり込みに対する基準強度 (N/mm2)

Ft : 引張に対する基準強度 (N/mm2)

Fs : せん断に対する基準強度 (N/mm2)

E : ヤング係数 (N/mm2)

番号	樹種名	Fc (N/mm2)	Ft (N/mm2)	Fb (N/mm2)	Fs (N/mm2)	Fcv (N/mm2)	E (N/mm2)	区分
#1	あかまつ・甲種(一級)	27.0	20.4	33.6	2.4	9.0	10000.0	製材
#202	べいまつ(無等級)	22.2	17.7	28.2	2.4	9.0	12000.0	製材
#205	ひのき(無等級)	20.7	16.2	26.7	2.1	7.8	11000.0	製材
#544	E120-F330(対称異等級) おうしゅうあかまつ	25.9	22.4	33.0	2.4	6.0	12000.0	集成材
#606	E105-F345(対称同一等級) べいまつ	28.1	24.5	34.5	3.0	9.0	10500.0	集成材

5. 2. 柱頭柱脚金物

Ta : 短期許容引張耐力 (kN)

仕様 : 柱脚の引抜力をアンカーボルト直結タイプの接合金物で伝達する場合は「直結」と表示する

Qa : 短期許容せん断耐力 (kN)

記号	金物名	告第1460号	Ta (kN)	Qa (kN)	仕様
ろ	Zマーク金物 長ぼぞ差し込み栓打ち	ろ	3.81	-	-
はT	Zマーク金物 T字型のかど金物 厚さ2.3mm のT字型の鋼板添え板を用い、柱及び横架材にそれぞれ長さ6.5cm の太め鉄丸くぎを5本平打ちとしたもの	は	5.07	-	-
は山	Zマーク金物 山形プレート金物 厚さ2.3mm のV字型の鋼板添え板を用い、柱及び横架材にそれぞれ長さ9cm の太め鉄丸くぎを4本平打ちとしたもの	は	5.88	-	-
に	Zマーク金物 羽子板ボルトまたは短ざく金物 厚さ3.2mm の鋼板添え板に径12mm のボルトを溶接した金物を用い、柱に対して径12mm のボルト締め、横架材に対して厚さ4.5mm、40mm 角の角座金を介してナット締めをしたものもしくは、厚さ3.2mm の鋼板添え板を用い、上下階の連続する柱に対してそれぞれ径12mm のボルト締めとしたもの	に	7.50	-	-
へ	Zマーク金物 引き寄せ金物 厚さ3.2mm の鋼板添え板を用い、柱に対して径12mm のボルト2本、横架材、布基礎もしくは上下階の連続する柱に対して当該鋼板添え板に止め付けた径16mm のボルトを介して緊結したもの	へ	10.00	-	-
と	Zマーク金物 引き寄せ金物 厚さ3.2mm の鋼板添え板を用い、柱に対して径12mm のボルト3本、横架材（土台を除く。）、布基礎もしくは上下階の連続する柱に対して当該鋼板添え板に止め付けた径16mm のボルトを介して緊結したもの	と	15.00	-	直結
ち	Zマーク金物 引き寄せ金物 厚さ3.2mm の鋼板添え板を用い、柱に対して径12mm のボルト4本、横架材（土台を除く。）、布基礎もしくは上下階の連続する柱に対して当該鋼板添え板に止め付けた径16mm のボルトを介して緊結したもの	ち	20.00	-	直結
り	Zマーク金物 引き寄せ金物 厚さ3.2mm の鋼板添え板を用い、柱に対して径12mm のボルト5本、横架材（土台を除く。）、布基礎もしくは上下階の連続する柱に対して当該鋼板添え板に止め付けた径16mm のボルトを介して緊結したもの	り	25.00	-	直結
IN-J35	直接指定金物 ビス式引き寄せ金物35KN用	ぬ	35.40	-	直結
IN-J2	直接指定金物 ビス式コーナー金物床合板	ほ	8.80	-	-

5. 3. 筋かい端部金物

記号	金物名	告第1460号	緊結状況 柱・梁
ニ	Zマーク金物 筋かいプレート (BP-2)	ニ	○・○

5. 4. 横架材端部継手・仕口

Ta : 短期許容引張耐力 (kN)

QaR : 短期許容逆せん断耐力 (kN)

Qa : 短期許容せん断耐力 (kN)

記号	金物名	Ta (kN)	Qa (kN)	QaR (kN)
継手2	Zマーク金物 腰掛け蟻(鎌)継ぎ+厚さ3.2mmの短ざく金物2枚を用いて双方の横架材に対してそれぞれ径12mmボルト締めしたもの	15.90	-	-

15. 仮定荷重

15.1. 固定荷重

ここでは「階毎の固定荷重」を出力します。
各グリッドに床荷重を配置した場合は「床荷重」に出力します。

分類	階名	符号	コメント	構成部材 名称	重量 (N/m2)
屋根垂木まで	全階	TARUKI	垂木負担	スレート(下地、垂木含む)	340.0
				合計	340.0
屋根	全階	YANE	屋根(スレート)	スレート(下地、垂木含む)	340.0
				母屋(支点間2M以下)	50.0
				合計	390.0
天井	全階	TENJO	天井	せっこうボード	150.0
				合計	150.0
床	RF	YUKARF	床(最上階)	梁・桁	100.0
				合計	100.0
床	3F	YUKA	床(室内床)	フローリング	340.0
				梁・桁	100.0
				合計	440.0
床	2F	YUKA	床(室内床)	フローリング	340.0
				梁・桁	100.0
				合計	440.0
床	1F	YUKA	床(室内床)	フローリング	340.0
				梁・桁	100.0
				合計	440.0
内壁	3F	KABEI	内壁	クロス	200.0
				壁の軸組	150.0
				合計	350.0
内壁	2F	KABEI	内壁	クロス	200.0
				壁の軸組	150.0
				合計	350.0
内壁	1F	KABEI	内壁	クロス	200.0
				壁の軸組	150.0
				合計	350.0
外壁	3F	KABEO	外壁	ラスモルタル	640.0
				壁の軸組	150.0
				クロス	100.0
				合計	890.0
外壁	2F	KABEO	外壁	ラスモルタル	640.0
				壁の軸組	150.0
				クロス	100.0
				合計	890.0
外壁	1F	KABEO	外壁	ラスモルタル	640.0
				壁の軸組	150.0
				クロス	100.0
				合計	890.0

15.2. 積載荷重

ここでは「階毎の積載荷重」を出力します。
各グリッドに床荷重を配置した場合は「床荷重」に出力します。

分類	階名	床用 (N/m2)	架構用 (N/m2)	地震力計算用 (N/m2)	備考
屋根	全階	0.0	0.0	0.0	直接入力
床	RF	0.0	0.0	0.0	直接入力
床	3F	1800.0	1300.0	600.0	床
床	2F	1800.0	1300.0	600.0	床
床	1F	1800.0	1300.0	600.0	床

15.3. 積雪荷重

ここでは「建物全体に反映する積雪荷重」を出力します。
各グリッドに床荷重を配置した場合は「床荷重」に出力します。

垂直積雪量	50.0 (cm)
積雪の単位荷重	20.0 (N/cm/m2)

16. 地震力

16. 1. 地震力の算定

Z : 地域係数
T : 一次固有周期 (sec)
Rt : 振動特性係数
Wi : その階の建物重量 (kN)
ΣWi : その階より上部の建物重量の和 (kN)
α i : ΣWi/W (W:地上部分の建物重量の和)
Ai : 分布係数
Ci : 層せん断力係数
K : 震度(地下階・塔屋階のみ)

Qi : 地震時層せん断力(Qi=Ci・ΣWi) (kN)
(Ciの直接指定がある場合はQi=CiIN・ΣWi)
CiIN : 層せん断力係数の直接指定
QiIN : 層せん断力の直接指定 (kN)
Pi : 剛床の外力直接指定 (kN)
Qid : 剛床の設計用層せん断力 (kN)
Wi/A : 単位面積当り建物重量 (kN/m2)

Co : 標準層せん断力係数

Z = 1.00 第2種地盤 (Tc = 0.600 sec) 一次固有周期計算用建物高さ 9.696(m)

【X方向】 T = 0.291(sec) Rt = 1.000 Co = 0.200												
階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	α i	Ai	Ci	K	Qi (kN)	CiIN	QiIN (kN)	Pi (kN)	Qid (kN)	Wi/A
3F	74.63	74.63	0.160	1.726	0.345	0.000	25.77	(0.000)	0.00	0.00	25.77	1.7
2F	185.11	259.74	0.558	1.243	0.249	0.000	64.56	(0.000)	0.00	0.00	64.56	2.8
1F	206.11	465.85	1.000	1.000	0.200	0.000	93.17	(0.000)	0.00	0.00	93.17	2.8
基礎	124.86	590.71										

【Y方向】 T = 0.291(sec) Rt = 1.000 Co = 0.200												
階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	α i	Ai	Ci	K	Qi (kN)	CiIN	QiIN (kN)	Pi (kN)	Qid (kN)	Wi/A
3F	74.63	74.63	0.160	1.726	0.345	0.000	25.77	(0.000)	0.00	0.00	25.77	1.7
2F	185.11	259.74	0.558	1.243	0.249	0.000	64.56	(0.000)	0.00	0.00	64.56	2.8
1F	206.11	465.85	1.000	1.000	0.200	0.000	93.17	(0.000)	0.00	0.00	93.17	2.8
基礎	124.86	590.71										

16. 2. 地震力計算用の建物重量

W0 : 材料ごとの重量 (kN)
Wi : その階の建物重量 (kN)
ΣWi : その階より上部の建物重量の和 (kN)

階	項目	単位荷重 (kN/m2)	面積または長さ×高さ (m2) (m) (m)		W0 (kN)	Wi (kN)	ΣWi (kN)
RF	屋根	0.436	27.46	-	11.97		
RF	屋根	0.436	24.29	-	10.59		
RF	床	0.250	43.48	-	10.87		
RF	外壁3F	0.890	27.30 × 1.40		34.02		
RF	内壁3F	0.350	14.56 × 1.32		6.75		
RF	内壁3F	0.350	0.91 × 1.35		0.43		
RF						74.63	74.63
3F	屋根	0.436	6.83	-	2.98		
3F	屋根	0.436	13.46	-	5.87		
3F	床	1.400	5.80	-	8.12		
3F	床	1.190	43.48	-	51.74		
3F	床	0.250	16.56	-	4.14		
3F	外壁3F	0.890	27.30 × 1.40		34.02		
3F	外壁2F	0.890	34.58 × 1.40		43.09		
3F	内壁3F	0.350	14.56 × 1.32		6.75		
3F	内壁2F	0.350	15.02 × 1.28		6.73		
3F	内壁3F	0.350	0.91 × 1.35		0.43		
3F	内壁2F	0.350	3.64 × 1.35		1.72		
3F	内壁2F	0.350	3.64 × 1.22		1.55		
3F	内壁2F	0.350	3.64 × 1.26		1.61		
3F	追加荷重				16.38		
3F						185.11	259.74
2F	屋根	0.436	10.15	-	4.42		
2F	床	1.400	5.80	-	8.12		
2F	床	1.190	60.04	-	71.44		
2F	床	0.250	8.28	-	2.07		
2F	外壁2F	0.890	34.58 × 1.40		43.09		
2F	外壁1F	0.890	32.76 × 1.40		40.82		
2F	内壁2F	0.350	15.02 × 1.28		6.73		
2F	内壁1F	0.350	12.29 × 1.28		5.50		
2F	内壁1F	0.350	4.55 × 1.26		2.01		
2F	内壁2F	0.350	3.64 × 1.35		1.72		

17. 風圧力

17.1. 風圧力の算定

H : 建築物の高さと軒の高さの平均値 (m)

Vo : 基準速度 (m/s)

Zb, ZG, α : 地表面粗度区分によって決まる係数

Gf : 構造用ガスト影響係数

H' : HまたはZbのうち大きい方の数値 (m)

Er : 平均風速の鉛直分布を表す係数

E : (Er×Er)×Gf

q : 速度圧 (=0.6×E×Vo×Vo) (N/m2)

H (m)	Vo (m/s)	地表面 粗度区分	Zb	ZG	α	Gf	H' (m)	Er	E	q (N/m2)
9.70	34.00	Ⅲ	5.0	450.0	0.20	2.50	9.70	0.789	1.557	1079.7

Ww (XL) : X方向左加力時のその階の風圧力 (kN)

Ww (YL) : Y方向左加力時のその階の風圧力 (kN)

Pi (XL) : X方向左加力時のその階の風圧力の直接指定 (kN)

Pi (YL) : Y方向左加力時のその階の風圧力の直接指定 (kN)

Qw (XL) : X方向左加力時のその階の層せん断力 (kN)

Qw (YL) : Y方向左加力時のその階の層せん断力 (kN)

Ww (XR) : X方向右加力時のその階の風圧力 (kN)

Ww (YR) : Y方向右加力時のその階の風圧力 (kN)

Pi (XR) : X方向右加力時のその階の風圧力の直接指定 (kN)

Pi (YR) : Y方向右加力時のその階の風圧力の直接指定 (kN)

Qw (XR) : X方向右加力時のその階の層せん断力 (kN)

Qw (YR) : Y方向右加力時のその階の層せん断力 (kN)

※直接指定がない場合はQw=ΣWw、直接指定がある場合はQw=ΣPi

階	Ww (XL) (kN)	Ww (XR) (kN)	Ww (YL) (kN)	Ww (YR) (kN)	Pi (XL) (kN)	Pi (XR) (kN)	Pi (YL) (kN)	Pi (YR) (kN)	Qw (XL) (kN)	Qw (XR) (kN)	Qw (YL) (kN)	Qw (YR) (kN)
3F	18.20	18.20	16.61	16.61	0.00	0.00	0.00	0.00	18.20	18.20	16.61	16.61
2F	24.12	24.12	31.20	31.20	0.00	0.00	0.00	0.00	42.32	42.32	47.80	47.80
1F	21.84	21.84	31.60	31.60	0.00	0.00	0.00	0.00	64.16	64.16	79.40	79.40

17.2. 風圧力計算用の風力係数と面積の詳細

Cpe : 風力係数 (外圧)

Cpi : 風力係数 (内圧)

Cf : 風力係数

名称 : 屋根面に作用する風圧力を出力する際に 屋根符号 を出力します。
バルコニーに作用する風圧力を出力する際に バルコニー を出力します。
直接指定した見付面に作用する風圧力を出力する際に 壁面 (指定) あるいは 屋根面 (指定) を出力します。

Awi : 受圧面積 (m2)

q : 速度圧 (N/m2)

q×Cf×Awi : 風圧力 (kN)

※ 網掛け表示の列は、自動計算したが直接指定があるために採用されていない範囲を意味します。

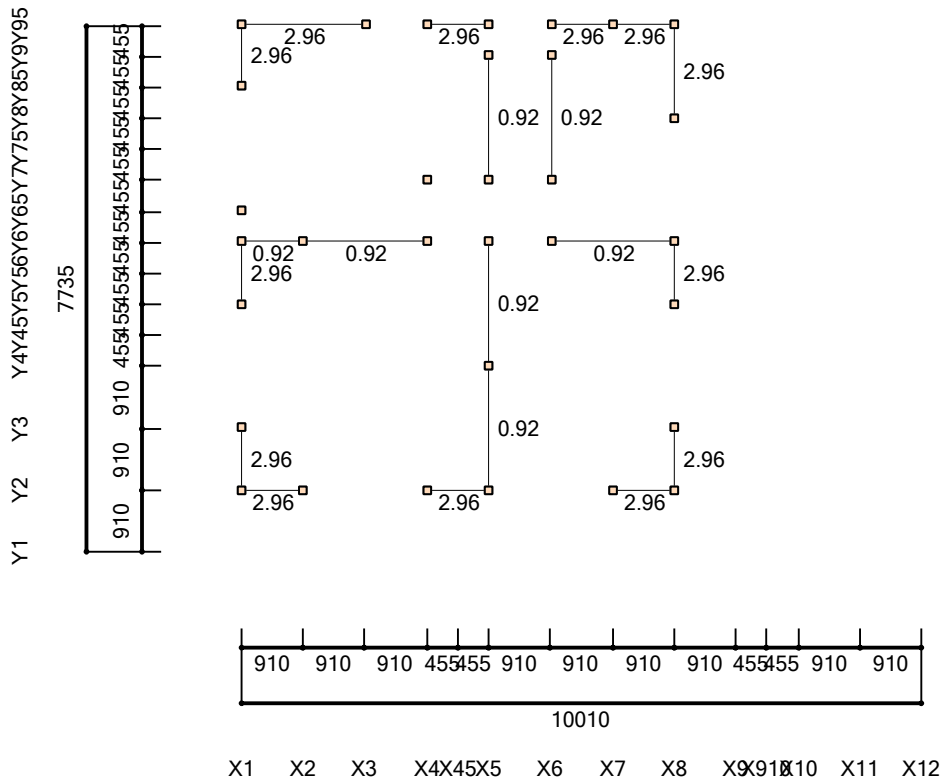
X方向左加力(→)											
集計階	階	通り	軸	Cpe	Cpi	Cf	Awi (m2)	q (N/m2)	q×Cf×Awi (kN)	名称	
RF	3F:RF	X1	Y2:Y3	0.800	0.000	0.800	1.537	1079.7	1.33		
RF	3F:RF	X1	Y3:Y4	0.800	0.000	0.800	1.319	1079.7	1.14		
RF	3F:RF	X1	Y4:Y45	0.800	0.000	0.800	0.660	1079.7	0.57		
RF	3F:RF	X1	Y45:Y5	0.800	0.000	0.800	0.660	1079.7	0.57		
RF	3F:RF	X1	Y5:Y56	0.800	0.000	0.800	0.660	1079.7	0.57		
RF	3F:RF	X1	Y56:Y6	0.800	0.000	0.800	0.660	1079.7	0.57		
RF	3F:RF	X1	Y6:Y65	0.800	0.000	0.800	0.660	1079.7	0.57		
RF	3F:RF	X1	Y65:Y7	0.800	0.000	0.800	0.660	1079.7	0.57		
RF	3F:RF	X1	Y7:Y75	0.800	0.000	0.800	0.660	1079.7	0.57		
RF	3F:RF	X1	Y75:Y8	0.800	0.000	0.800	0.660	1079.7	0.57		
RF	3F:RF	X1	Y8:Y85	0.800	0.000	0.800	0.660	1079.7	0.57		
RF	3F:RF	X1	Y85:Y9	0.800	0.000	0.800	0.660	1079.7	0.57		
RF	3F:RF	X1	Y9:Y95	0.800	0.000	0.800	0.877	1079.7	0.76		
RF	3F:RF	X8	Y2:Y3	-0.400	0.000	0.400	1.537	1079.7	0.66		
RF	3F:RF	X8	Y3:Y4	-0.400	0.000	0.400	1.319	1079.7	0.57		
RF	3F:RF	X8	Y4:Y45	-0.400	0.000	0.400	0.660	1079.7	0.28		
RF	3F:RF	X8	Y45:Y5	-0.400	0.000	0.400	0.660	1079.7	0.28		
RF	3F:RF	X8	Y5:Y56	-0.400	0.000	0.400	0.660	1079.7	0.28		
RF	3F:RF	X8	Y56:Y6	-0.400	0.000	0.400	0.660	1079.7	0.28		
RF	3F:RF	X8	Y6:Y65	-0.400	0.000	0.400	0.660	1079.7	0.28		
RF	3F:RF	X8	Y65:Y7	-0.400	0.000	0.400	0.660	1079.7	0.28		
RF	3F:RF	X8	Y7:Y75	-0.400	0.000	0.400	0.660	1079.7	0.28		
RF	3F:RF	X8	Y75:Y8	-0.400	0.000	0.400	0.660	1079.7	0.28		
RF	3F:RF	X8	Y8:Y85	-0.400	0.000	0.400	0.660	1079.7	0.28		
RF	3F:RF	X8	Y85:Y9	-0.400	0.000	0.400	0.660	1079.7	0.28		

18. 水平力に対する鉛直構面の検討結果

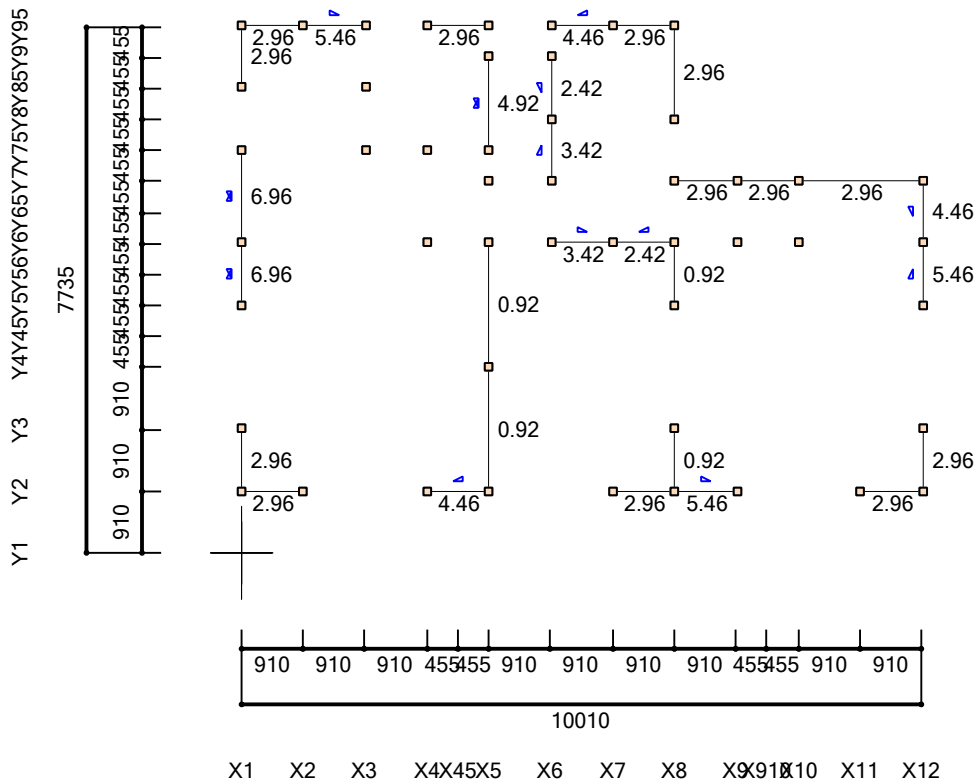
18. 1. 存在壁量の配置図

数値は壁倍率を表示している

左加力 <3F>



左加力 <2F>



18. 2. 鉛直構面の剛性と許容せん断耐力

L : 壁長さ (m)
 H : 横架材天端間高さ (m)
 壁倍率 : 換算壁倍率
 Ld : 壁量 (m)
 (Ld=壁倍率×L)
 Ck : 梁がたわむ影響を考慮した耐力壁の面内せん断剛性の剛性低減係数
 (太文字表記の場合は直接指定した値を使用していることを示す)
 CR1 : 1次梁による変位割増係数
 Pa : 短期許容せん断耐力 (kN)
 (Pa=壁倍率×壁長さ(m)×1.96(kN/m))
 K : せん断剛性 (kN/m)
 (K =Pa(kN)×(150または120)÷横架材天端間高さ(m))
 CRA : 1次梁の支点Aが載る2次梁による変形増大係数
 CRB : 1次梁の支点Bが載る2次梁による変形増大係数

X方向 左加力(→)

階	通り 符号	軸	L (m) H (m)	壁倍率	Ld (m)	Pa (kN)	K (kN/m)	K×Ck (kN/m)	Ck	Ck = 1/(1+CR1 +CRA+CRB)
3F	Y2 W1W2	X1	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-	-
3F	Y2 W1W2	X4	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-	-
3F	Y2 W1W2	X7	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-	-
3F	Y6 W2W2	X1	0.910 2.800	0.92	0.837	1.64	87.91	87.91	1.000	1.000=1/(1+0.000)
3F	Y6 W2W2	X2	1.820 2.800	0.92	1.674	3.28	175.81	175.81	1.000	1.000=1/(1+0.000)
3F	Y6 W2W2	X6	1.820 2.800	0.92	1.674	3.28	175.81	-	-	-
3F	Y95 W1W2	X1	1.820 2.800	2.96	5.387	10.56	565.66	-	-	-
3F	Y95 W1W2	X4	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-	-
3F	Y95 W1W2	X6	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-	-
3F	Y95 W1W2	X7	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-	-
2F	Y2 W1W2	X1	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-	-
2F	Y2 W1W2W3Z	X4	0.910 2.800	4.46	4.059	7.95	426.15	370.82	0.870	0.870=1/(1+0.149)
2F	Y2 W1W2	X7	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	224.93	0.795	0.795=1/(1+0.257)
2F	Y2 W1W2W3N	X8	0.910 2.800	5.46	4.969	9.74	521.70	-	-	-
2F	Y2 W1W2	X11	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-	-
2F	Y6 W2W2W3N	X6	0.910 2.800	3.42	3.112	6.10	326.78	-	-	-
2F	Y6 W2W2W3Z	X7	0.910 2.800	2.42	2.202	4.32	231.23	-	-	-
2F	Y7 W1W2	X8	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	282.83	1.000	1.000=1/(1+0.000)
2F	Y7 W1W2	X9	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-	-
2F	Y7 W1W2	X10	1.820 2.800	2.96	5.387	10.56	565.66	565.66	1.000	1.000=1/(1+0.000)
2F	Y95 W1W2	X1	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	325.26	1.150	1.150=1/(1-0.130)
2F	Y95 W1W2W3N	X2	0.910 2.800	5.46	4.969	9.74	521.70	461.50	0.885	0.885=1/(1+0.130)
2F	Y95 W1W2	X4	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-	-
2F	Y95 W1W2W3Z	X6	0.910 2.800	4.46	4.059	7.95	426.15	376.97	0.885	0.885=1/(1+0.130)
2F	Y95 W1W2	X7	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	325.26	1.150	1.150=1/(1-0.130)
1F	Y2 W1W2	X1	0.910 2.800	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-	-
1F	Y2 W1W2W3Z	X2	0.910 2.800	4.46	4.059	7.95	426.15	-	-	-

階	通り 符号	軸	軸	符号	タイプ	L (m)	H (m)	K (kN/m)	E (N/mm2)	I (mm4)	CR1
2F	X6 W2W2W3N	Y7	Y7	W2W2W3N	II-00	0.910	2.800	231.23	12000	108864000	0.000
			Y8	W2W2W3Z		0.910	2.800	231.23			0.000
2F	X6 W2W2W3Z	Y8	Y7	W2W2W3N	II-00	0.910	2.800	231.23	12000	108864000	0.000
			Y8	W2W2W3Z		0.910	2.800	231.23			0.000
2F	X8 W2W2	Y2	Y2	W2W2	III-00	0.910	2.800	87.91	12000	283003872	0.031
			Y5	W2W2		0.910	2.800	87.91			0.031
2F	X8 W2W2	Y5	Y2	W2W2	III-00	0.910	2.800	87.91	12000	283003872	0.031
			Y5	W2W2		0.910	2.800	87.91			0.031

18. 5. 鉛直構面が負担する水平力と検討結果

Pa_j : j通りの鉛直構面の許容せん断耐力 (kN)

K_j : j通りの鉛直構面の剛性 (kN/m)

Σ K_j : 当該階・方向の鉛直構面の剛性の和 (kN/m)

C_e : 偏心によるねじれを考慮した割増係数

QE : 当該階・方向の負担地震力 (kN)

QW : 当該階・方向の負担風圧力 (kN)

QE_j : 当該階・j通りの負担地震力 (kN)

QW_j : 当該階・j通りの負担風圧力 (kN)

X方向・Y方向とも

$QE_j = QE \times (K_j / \sum K_j) \times C_e$

$QW_j = QW \times (K_j / \sum K_j)$

3F階 X方向左加力(→)

階	通り	Pa _j (kN)	K _j (kN/m)	Σ K _j (kN/m)	C _e	地震力			風圧力		
						QE (kN)	QE _j (kN)	判定	QW (kN)	QW _j (kN)	判定
3F	Y2	15.84	848.48	2702.15	1.17	25.769	9.504	OK	18.199	5.715	OK
3F	Y6	8.20	439.53	2702.15	1.02	25.769	4.284	OK	18.199	2.960	OK
3F	Y95	26.40	1414.14	2702.15	1.00	25.769	13.486	OK	18.199	9.524	OK
3F	合計	50.44	2702.15	-		25.769	27.273	-	18.199	18.199	-

3F階 X方向右加力(←)

階	通り	Pa _j (kN)	K _j (kN/m)	Σ K _j (kN/m)	C _e	地震力			風圧力		
						QE (kN)	QE _j (kN)	判定	QW (kN)	QW _j (kN)	判定
3F	Y2	15.84	848.48	2702.15	1.17	25.769	9.504	OK	18.199	5.715	OK
3F	Y6	8.20	439.53	2702.15	1.02	25.769	4.284	OK	18.199	2.960	OK
3F	Y95	26.40	1414.14	2702.15	1.00	25.769	13.486	OK	18.199	9.524	OK
3F	合計	50.44	2702.15	-		25.769	27.273	-	18.199	18.199	-

3F階 Y方向左加力(↑)

階	通り	Pa _j (kN)	K _j (kN/m)	Σ K _j (kN/m)	C _e	地震力			風圧力		
						QE (kN)	QE _j (kN)	判定	QW (kN)	QW _j (kN)	判定
3F	X1	15.84	848.48	2541.63	1.00	25.769	8.603	OK	16.605	5.543	OK
3F	X5	9.85	527.44	2541.63	1.00	25.769	5.348	OK	16.605	3.446	OK
3F	X6	3.28	175.81	2541.63	1.00	25.769	1.783	OK	16.605	1.149	OK
3F	X8	18.48	989.90	2541.63	1.00	25.769	10.036	OK	16.605	6.467	OK
3F	合計	47.44	2541.63	-		25.769	25.769	-	16.605	16.605	-

3F階 Y方向右加力(↓)

階	通り	Pa _j (kN)	K _j (kN/m)	Σ K _j (kN/m)	C _e	地震力			風圧力		
						QE (kN)	QE _j (kN)	判定	QW (kN)	QW _j (kN)	判定
3F	X1	15.84	848.48	2541.63	1.00	25.769	8.603	OK	16.605	5.543	OK
3F	X5	9.85	527.44	2541.63	1.00	25.769	5.348	OK	16.605	3.446	OK
3F	X6	3.28	175.81	2541.63	1.00	25.769	1.783	OK	16.605	1.149	OK
3F	X8	18.48	989.90	2541.63	1.00	25.769	10.036	OK	16.605	6.467	OK
3F	合計	47.44	2541.63	-		25.769	25.769	-	16.605	16.605	-

2F階 X方向左加力(→)

階	通り	Pa _j (kN)	K _j (kN/m)	Σ K _j (kN/m)	C _e	地震力			風圧力		
						QE (kN)	QE _j (kN)	判定	QW (kN)	QW _j (kN)	判定
2F	Y2	31.42	1683.11	5144.25	1.00	64.564	21.124	OK	42.324	13.848	OK

上の数値：地震時に対する検定比
下の数値：暴風時に対する検定比

19. 水平力による柱軸力図

19. 1. 鉛直構面の許容せん断耐力による柱軸力図

耐力壁の上側の値は、X方向左加力、あるいは、Y方向左加力時の耐力壁の単位長さあたりのせん断耐力Qa

耐力壁の下側の値は、X方向右加力、あるいは、Y方向右加力時の耐力壁の単位長さあたりのせん断耐力Qa

耐力壁の中央の値は、耐力壁の番号

柱の左側の値は、X方向左加力、あるいは、Y方向左加力時の柱軸力（負値：引張力、正值：圧縮力）

柱の右側の値は、X方向右加力、あるいは、Y方向右加力時の柱軸力（負値：引張力、正值：圧縮力）

柱の中央の値は、柱の番号

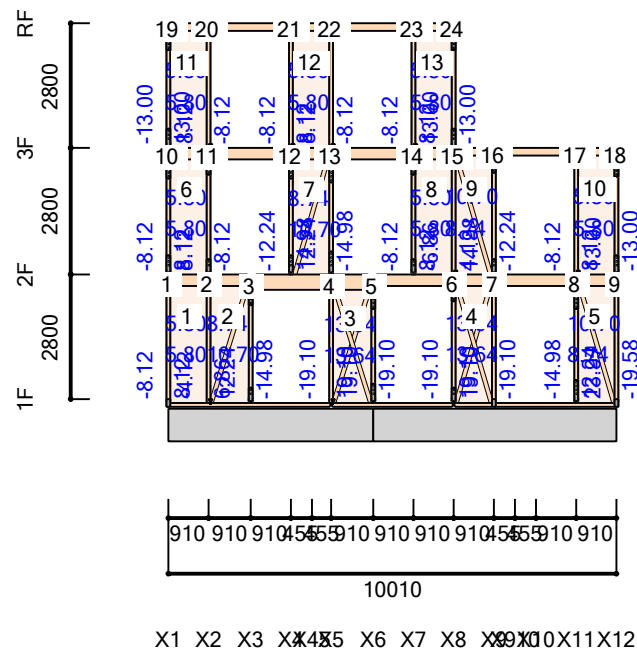
柱軸力 = ΔQa×H×B として計算した値

ΔQa : 柱の左右の耐力壁の単位長さあたりのせん断耐力Qaの差

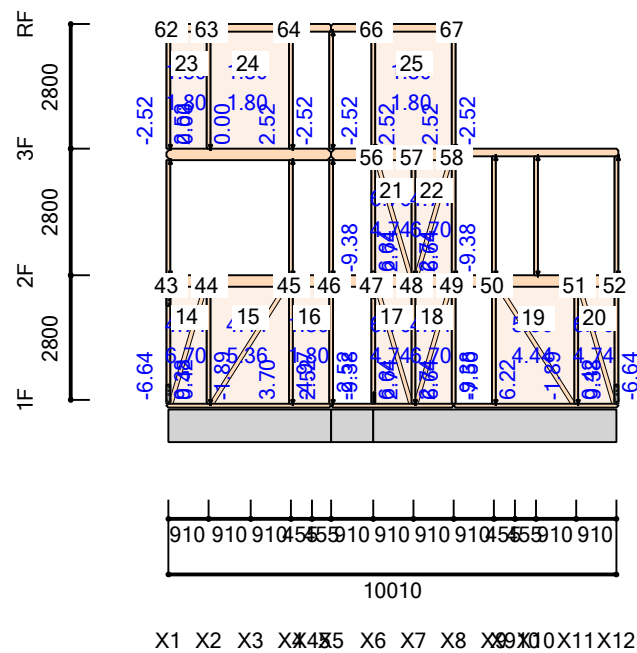
H : 階高

B : 周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数(=0.8:出隅の柱の柱脚, =0.5:その他)

Y2



Y6



20. 柱頭柱脚接合部金物の検討

20. 1. 柱頭柱脚接合部金物の引抜力の計算

ΔQ_n : 柱の両側における耐力壁の単位長さあたりの短期許容せん断耐力の差 (kN/m)

B_n : 周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数 (=0.8:出隅の柱の柱脚, =0.5:その他 なお、太文字表記の場合は直接指定した値を使用していることを示す)

H_n : 階高 (m)

N : $\Delta Q_n \times H_n \times B_n$ の値 (kN) 倍率 : 柱の配置に応じた応力配分率

N_w : 鉛直荷重 (G+P (地)) により当該柱に加わる圧縮力 (kN)

T : 引抜力 ($T = \Sigma (\Delta Q_n \times H_n \times B_n) - N_w$) (kN) 正值 : 引張力, 負値 : 圧縮力

階 通り 符号	軸	方 向	部 位	当該柱					上階柱						T (kN)	
				Δ Qn (kN/m)	Hn (m)	Bn	N (kN)	Nw (kN)	階	柱 No.	Δ Qn (kN/m)	Hn (m)	Bn	N (kN)		倍率
3F Y2 C1	X1	XL →	頭脚	-5.80	2.800	0.5	8.12	1.49								6.64
			脚			0.8	13.00									11.51
		XR ←	頭脚	5.80	2.800	0.5	-8.12	1.49								-9.61
			脚			0.8	-13.00									-14.48
	YL ↑	頭脚	-5.80	2.800	0.5	8.12	1.49								6.64	
		脚			0.8	13.00									11.51	
	YR ↓	頭脚	5.80	2.800	0.5	-8.12	1.49								-9.61	
		脚			0.8	-13.00									-14.48	
3F Y2 C1	X2	XL →	頭脚	5.80	2.800	0.5	-8.12	2.73								-10.85
			脚			0.5	-8.12									-10.85
	XR ←	頭脚	-5.80	2.800	0.5	8.12	2.73								5.39	
		脚			0.5	8.12									5.39	
3F Y2 C1	X4	XL →	頭脚	-5.80	2.800	0.5	8.12	2.73								5.39
			脚			0.5	8.12									5.39
	XR ←	頭脚	5.80	2.800	0.5	-8.12	2.73								-10.85	
		脚			0.5	-8.12									-10.85	
3F Y2 C1	X5	XL →	頭脚	5.80	2.800	0.5	-8.12	3.15								-11.28
			脚			0.5	-8.12									-11.28
		XR ←	頭脚	-5.80	2.800	0.5	8.12	3.15								4.97
			脚			0.5	8.12									4.97
	YL ↑	頭脚	-1.80	2.800	0.5	2.52	3.15								-0.63	
		脚			0.5	2.52									-0.63	
	YR ↓	頭脚	1.80	2.800	0.5	-2.52	3.15								-5.68	
		脚			0.5	-2.52									-5.68	
3F Y2 C1	X7	XL →	頭脚	-5.80	2.800	0.5	8.12	2.73								5.39
			脚			0.5	8.12									5.39
	XR ←	頭脚	5.80	2.800	0.5	-8.12	2.73								-10.85	
		脚			0.5	-8.12									-10.85	
3F Y2 C1	X8	XL →	頭脚	5.80	2.800	0.5	-8.12	1.49								-9.61
			脚			0.8	-13.00									-14.48
		XR ←	頭脚	-5.80	2.800	0.5	8.12	1.49								6.64
			脚			0.8	13.00									11.51
	YL ↑	頭脚	-5.80	2.800	0.5	8.12	1.49								6.64	
		脚			0.8	13.00									11.51	
	YR ↓	頭脚	5.80	2.800	0.5	-8.12	1.49								-9.61	
		脚			0.8	-13.00									-14.48	
3F Y3 C1	X1	YL ↑	頭脚	5.80	2.800	0.5	-8.12	2.93								-11.05
			脚			0.5	-8.12									-11.05
	YR ↓	頭脚	-5.80	2.800	0.5	8.12	2.93								5.19	
		脚			0.5	8.12									5.19	
3F Y3 C1	X8	YL ↑	頭脚	5.80	2.800	0.5	-8.12	2.72								-10.85
			脚			0.5	-8.12									-10.85
	YR ↓	頭脚	-5.80	2.800	0.5	8.12	2.72								5.40	
		脚			0.5	8.12									5.40	
3F Y4 C1	X5	YL ↑	頭脚	0.00	2.800	0.5	0.00	5.37								-5.37
			脚			0.5	0.00									-5.37
	YR ↓	頭脚	0.00	2.800	0.5	0.00	5.37								-5.37	
		脚			0.5	0.00									-5.37	
3F Y5 C1	X1	YL ↑	頭脚	-5.80	2.800	0.5	8.12	2.93								5.19
			脚			0.5	8.12									5.19
	YR ↓	頭脚	5.80	2.800	0.5	-8.12	2.93								-11.05	
		脚			0.5	-8.12									-11.05	

階 通り 符号	軸	方 向	部 位	当該柱					上階柱							T (kN)
				ΔQ_n (kN/m)	Hn (m)	Bn	N (kN)	Nw (kN)	階	柱 No.	ΔQ_n (kN/m)	Hn (m)	Bn	N (kN)	倍率	
1F Y95 C1	X6	XL →	頭	-9.35	2.800	0.5	13.10	8.40	2F	119	-8.74	2.800	0.5	12.24	1.00	22.99
			脚			0.5	13.10		3F	126	-5.80	2.800	0.5	8.12	1.00	
		XR ←	頭	8.44	2.800	0.5	-11.82	8.40	2F	120	2.94	2.800	0.5	-4.12	0.50	22.99
			脚			0.5	-11.82		3F	127	0.00	2.800	0.5	0.00	0.50	
	X8	XL →	頭	9.35	2.800	0.5	-13.10	12.59	2F	119	10.70	2.800	0.5	-14.98	1.00	-39.90
			脚			0.5	-13.10		3F	126	5.80	2.800	0.5	-8.12	1.00	
		XR ←	頭	-8.44	2.800	0.5	11.82	12.59	2F	120	-4.90	2.800	0.5	6.86	0.50	-39.90
			脚			0.5	11.82		3F	127	0.00	2.800	0.5	0.00	0.50	
1F Y95 C1	X8	YL ↑	頭	9.64	2.800	0.5	-13.50	12.59	2F	121	5.80	2.800	0.8	-13.00	1.00	-53.73
			脚			0.5	-13.50		3F	128	5.80	2.800	0.8	-13.00	1.00	
		YR ↓	頭	-9.64	2.800	0.5	13.50	12.59	2F	120	-4.90	2.800	0.5	6.86	0.50	-53.73
			脚			0.5	13.50		3F	127	0.00	2.800	0.5	0.00	0.50	
	X9	XR ←	頭	8.74	2.800	0.5	-12.24	1.69								28.65
			脚			0.5	-12.24									
	X10	XL →	頭	10.70	2.800	0.5	-14.98	1.82								28.65
			脚			0.5	-14.98									
		XR ←	頭	-8.74	2.800	0.5	12.24	1.82								26.90
			脚			0.5	12.24									
	X9	XR ←	頭	8.74	2.800	0.5	-12.24	1.69								26.90
			脚			0.5	-12.24									
1F Y95 C1	X9	XL →	頭	-10.70	2.800	0.5	14.98	1.69								13.29
			脚			0.5	14.98									
		XR ←	頭	8.74	2.800	0.5	-12.24	1.69								13.29
			脚			0.5	-12.24									
	X10	XL →	頭	10.70	2.800	0.5	-14.98	1.82								-16.80
			脚			0.5	-14.98									
		XR ←	頭	-8.74	2.800	0.5	12.24	1.82								-16.80
			脚			0.5	12.24									
	X9	XL →	頭	-10.70	2.800	0.5	14.98	1.69								13.29
			脚			0.5	14.98									
		XR ←	頭	8.74	2.800	0.5	-12.24	1.69								13.29
			脚			0.5	-12.24									

20. 2. 柱頭柱脚接合金物の引抜力の検討結果

T : 柱がうける最大引抜力 (kN)
各加力方向における引張力の最大値
Ta : 柱頭柱脚接合金物の引張耐力 (kN)
検定比 : T/Taの値

※1 圧縮となる (T<0.0) 場合は判定しません。
※2 柱端部のほぞで横架材にせん断力を伝達する接合金物の検討結果です。
※3 引き寄せ金物によって、上下階の柱で引抜力が大きい方の値を採用した場合は注釈に’*1’を出力します。

階	通り 符号	軸	部 位	T (kN)	注釈	T (kN) [上下柱考慮]	接合金物		検定比	判定
							金物仕様	Ta (kN)		
3F	Y2 C1	X1	頭	6.64			と	15.00	0.44	OK
			脚	11.51			と	15.00	0.77	OK
3F	Y2 C1	X2	頭	5.39			は山	5.88	0.92	OK
			脚	5.39			は山	5.88	0.92	OK
3F	Y2 C1	X4	頭	5.39			は山	5.88	0.92	OK
			脚	5.39			は山	5.88	0.92	OK
3F	Y2 C1	X5	頭	4.97			は山	5.88	0.85	OK
			脚	4.97			は山	5.88	0.85	OK
3F	Y2 C1	X7	頭	5.39			は山	5.88	0.92	OK
			脚	5.39			は山	5.88	0.92	OK
3F	Y2 C1	X8	頭	6.64			と	15.00	0.44	OK
			脚	11.51			と	15.00	0.77	OK
3F	Y3 C1	X1	頭	5.19			は山	5.88	0.88	OK
			脚	5.19			は山	5.88	0.88	OK
3F	Y3 C1	X8	頭	5.40			は山	5.88	0.92	OK
			脚	5.40			は山	5.88	0.92	OK
3F	Y5 C1	X1	頭	5.19			は山	5.88	0.88	OK
			脚	5.19			は山	5.88	0.88	OK
3F	Y5 C1	X8	頭	5.40			は山	5.88	0.92	OK
			脚	5.40			は山	5.88	0.92	OK
3F	Y6 C1	X1	頭	6.68			は山	5.88	1.14	NG
			脚	6.68			は山	5.88	1.14	NG
3F	Y6 C1	X4	頭	0.56			は山	5.88	0.09	OK
			脚	0.56			は山	5.88	0.09	OK

21. 3. 土台アンカーボルトの検定比一覧

B×D

： 土台の断面形状

(mm)

土台曲げ検定比

： $\sigma b/sfb$ の値を示す

σb

： 土台の曲げ応力度

(N/mm2)

sfb

： 土台の短期許容曲げ応力度

(N/mm2)

座金検定比

： Ta/Ncv の値を示す

Ta

： 耐力壁の許容耐力時の引抜力

(kN)

Ncv

： アンカーボルトを土台に定着する座金の短期許容めり込み耐力

(kN)

アンカーボルト検定比

： Ta/TA の値を示す

Ta

： 耐力壁の許容耐力時の引抜力

(kN)

TA

： アンカーボルトの短期許容引張耐力(=min(TA付, TAボ, TAコ))

(kN)

$TA付$

： コンクリートとの付着耐力

(kN)

$TAボ$

： ボルト鋼材の引張耐力

(kN)

$TAコ$

： 短期許容コーン破壊耐力

(kN)

※TAを直接指定していれば直接指定した値を使用する

※土台曲げ検定比、座金検定比、アンカーボルト検定比を出力する結果がない時は 空欄 で出力する
引張力を全く負担しない土台アンカーボルトがこれに該当する

せん断検定比(通り毎)

： 通り毎の $Qaj/\Sigma Pa$ の値を示す

Qaj

： j通りの鉛直構面の短期許容せん断耐力

(kN)

ΣPa

： アンカーボルトの短期許容せん断耐力の合計

(kN)

階軸	通り向き	符号	材料	土台曲げ 検定比	座金 検定比	アンカー ボルト 検定比	せん断 検定比 (通り毎)
		B×D (mm)					
1F	Y2	AM16	ひのき(無等級)	0.55 (検討不要)	(検討不要)	0.23	0.36
X1	右側	105×105					
1F	Y2	AM16					0.36
X3	左側						
1F	Y2	AM12					0.36
X5	左側						
1F	Y2	AM12					0.36
X5	右側						
1F	Y2	AM16					0.36
X6	左側						
1F	Y2	AM12					0.36
X8	左側						
1F	Y2	AM16					0.36
X8	右側						
1F	Y2	AM16	ひのき(無等級)	0.76 (検討不要)	(検討不要)	0.64	0.36
X9	左側	105×105					
1F	Y2	AM16	ひのき(無等級)	0.49 (検討不要)	(検討不要)	0.41 (検討不要)	0.36
X11	右側	105×105					
1F	Y2	AM16	ひのき(無等級)	0.96 (検討不要)	(検討不要)	0.80	0.36
X12	左側	105×105					
1F	Y6	AM12					0.55
X1	右側						
1F	Y6	AM12					0.55
X3	右側						
1F	Y6	AM12					0.55
X5	左側						
1F	Y6	AM12					0.55
X8	左側						
1F	Y6	AM16	ひのき(無等級)	0.10 (検討不要)	(検討不要)	0.09 (検討不要)	0.55
X8	右側	105×105					
1F	Y6	AM12					0.55
X10	右側						
1F	Y6	AM16	ひのき(無等級)	0.38 (検討不要)	(検討不要)	0.16 (検討不要)	0.55
X12	左側	105×105					
1F	Y7	AM12					0.04
X6	右側						
1F	Y7	AM12					0.04
X8	左側						
1F	Y7	AM12	ひのき(無等級)	0.27 (検討不要)	(検討不要)	0.54 (検討不要)	0.04
X8	右側	105×105					
1F	Y7	AM12	ひのき(無等級)	0.22 (検討不要)	(検討不要)	0.44 (検討不要)	0.04
X10	左側	105×105					
1F	Y7	AM12	ひのき(無等級)	0.30 (検討不要)	(検討不要)	0.60 (検討不要)	0.04
X12	左側	105×105					

2026/10/29 09:52

page 178 / 1009

21. 4. 曲げと引張力の検討

B×D	: 土台の断面形状	(mm)	Zd	: アンカーボルト部分の土台の断面係数	(mm ³)
Ld	: 柱からアンカーボルトまでの距離	(mm)	Ta	: 耐力壁の許容耐力時の引抜力	(kN)
M	: 土台の曲げモーメント (=Ta×Ld)	(kNmm)	sfb	: 土台の短期許容曲げ応力度	(N/mm ²)
σ b	: 土台の曲げ応力度 (=M/Zd×1000)	(N/mm ²)			
座金	: 座金の断面形状	(mm)	A座	: 座金のめり込み面積	(mm ²)
sfcv	: 土台の短期許容めり込み応力度	(N/mm ²)			
Ncv	: アンカーボルトを土台に定着する座金の短期許容めり込み耐力 (=A座×sfcv)	(kN)			
d ₁	: アンカーボルトの胴部径、および、コンクリート基礎への定着長さ	(mm)			
Ae	: アンカーボルトの有効断面積 (M12の場合はAe=84.3 (mm ²)、M16の場合はAe=157 (mm ²))	(mm ²)			
Ac	: コンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影面積	(mm ²)			
Fc	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)			
sfa	: コンクリートの付着に対する短期許容応力度	(N/mm ²)			
sft	: ボルト鋼材の短期許容引張応力度	(N/mm ²)			
TA	: アンカーボルトの短期許容引張耐力 (=min(TA付, TAボ, TAコ))	(kN)			
	(太文字表記の場合は直接指定した値を使用していることを示す)				
TA付	: コンクリートとの付着耐力 (=π・d ₁ ・sfa)	(kN)			
TAボ	: ボルト鋼材の引張耐力 (=Ae・sft)	(kN)			
TAコ	: 短期許容コーン破壊耐力 (=0.6×Ac×√(9.8Fc/100))	(kN)			

※引張の検討ではTa[引]の値を使用します

柱脚金物が基礎直結タイプの場合でアンカーボルトが200mm以内に2本あるときは、Ta/2とします

判定(1)

OK: σ b/sfb ≤ 1.0

NG: σ b/sfb > 1.0

検討不要:

- ・下記条件の①と②を満たす場合、あるいは、下記条件の⑤を満たす場合
- ・引張力を負担しないと想定されるアンカーボルトについて [引張力を負担しない] と指定している場合

判定(2)

OK: Ta/Ncv ≤ 1.0

NG: TA/Ncv > 1.0

検討不要:

- ・下記条件の⑤と⑥を満たす場合
- ・引張力を負担しないと想定されるアンカーボルトについて [引張力を負担しない] と指定している場合

判定(3)

OK: Ta/TA ≤ 1.0

NG: Ta/TA > 1.0

検討不要:

- ・下記条件の①と③と④を満たす場合
- ・引張力を負担しないと想定されるアンカーボルトについて [引張力を負担しない] と指定している場合

[土台の曲げとアンカーボルトの引張の計算を省略できる条件]

- ①短期の引抜力が10kNを超える1階柱脚接合部は、M16アンカーボルトと直結する接合仕様とすること
- ②柱脚と土台を緊結するタイプの接合仕様を用いる場合にあっては、土台の断面寸法は幅105mm以上、せい105mm以上とし、柱心からM12アンカーボルト・M16アンカーボルトまでの距離Ld(mm)は下式を満たすこと
M12アンカーボルト: $Ld \leq 2400/Ta$ 、かつ、300mm以下
M16アンカーボルト: $Ld \leq 2300/Ta$ 、かつ、300mm以下
- ③アンカーボルトのコンクリート基礎への定着長さが、M12については250mm以上、M16については、360mm以上確保されていること
- ④柱脚金物およびアンカーボルトの引張力を土台に定着させる部分に用いる座金は、柱脚接合部の短期許容引張耐力Taに応じて以下の仕様の座金とすること
Taが6.4kN以下: 厚さ4.5mm、40mm角
Taが14.4kN以下: 厚さ6.0mm、60mm角
Taが25.6kN以下: 厚さ9.0mm、80mm角
- ⑤柱脚金物が柱脚の引抜力をアンカーボルト直結タイプの接合金物で伝達する仕様であること
- ⑥柱脚金物およびアンカーボルトの引張力を土台に定着させる部分に用いる座金を配置していないこと
座金を配置していないと認識する条件は、座金サイズの入力を省略した場合で、かつ、柱脚金物が柱脚の引抜力をアンカーボルト直結タイプの接合金物で伝達する仕様である場合とします

階 通り 軸 符号	B×D (mm)	Zd (mm ³)	Ld (mm)	Ta (kN)	M (kNmm)	σ b (N/mm ²)	sfb (N/mm ²)	検定比 σ b/sfb	判定 (1)	土台材料	
	105× 105	159863	95	16.58	1575	9.85	17.80	0.55	検討 不要	ひのき(無等級)	
1F Y2 X1 AM16 右側	座金 (mm)	A座 (mm ²)	sfcv (N/mm ²)	Ncv (kN)	Ta[引] (kN)	検定比 Ta/Ncv	判定 (2)			アンカーボルト材料	
	なし		5.20		8.29		検討 不要			M16 (J2)	
	d ₁ (mm)	Ae (mm ²)	Ac (mm ²)	Fc (N/mm ²)	sfa (N/mm ²)	TA付 (kN)	TAボ (kN)	TAコ (kN)	TA (kN)	検定比 Ta/TA	判定 (3)
	16 510	157.0	64033	21.0	1.40	35.89	36.90	55.12	35.89	0.23	OK

21. 5. セン断の検討

$M12Pa$: アンカーボルトのせん断耐力 ($M12$) (kN) n_j : アンカーボルト本数 ($M12$) (本)
 $M16Pa$: アンカーボルトのせん断耐力 ($M16$) (kN) m_j : アンカーボルト本数 ($M16$) (本)
 Pa : 耐力を直接指定したアンカーボルト、土台材料がJ1～J3に当てはまらないアンカーボルトのせん断耐力の平均値 o_j : アンカーボルト本数 (Pa に加算するもの) (本)
 ΣPa : アンカーボルト短期許容せん断耐力の合計 (kN)
 Q_{aj} : j 通りの鉛直構面の短期許容せん断耐力 (kN)
 検定比 : $Q_{aj} / \Sigma Pa$

《X方向 左加力(→)》

通り	$M12Pa$ (kN)	n_j	$M16Pa$ (kN)	m_j	Pa (kN)	o_j	ΣPa (kN)	Q_{aj} (kN)	検定比	判定
Y2	8.62	3	15.33	7	—	—	133.17	47.80	0.36	OK
Y6	8.62	5	15.33	2	—	—	73.76	40.31	0.55	OK
Y7	8.62	5	—	—	—	—	43.10	1.64	0.04	OK
Y95	8.62	2	15.33	6	—	—	109.22	50.08	0.46	OK

《X方向 右加力(←)》

通り	$M12Pa$ (kN)	n_j	$M16Pa$ (kN)	m_j	Pa (kN)	o_j	ΣPa (kN)	Q_{aj} (kN)	検定比	判定
Y2	8.62	3	15.33	7	—	—	133.17	47.80	0.36	OK
Y6	8.62	5	15.33	2	—	—	73.76	40.31	0.55	OK
Y7	8.62	5	—	—	—	—	43.10	1.64	0.04	OK
Y95	8.62	2	15.33	6	—	—	109.22	50.08	0.46	OK

《Y方向 左加力(↑)》

通り	$M12Pa$ (kN)	n_j	$M16Pa$ (kN)	m_j	Pa (kN)	o_j	ΣPa (kN)	Q_{aj} (kN)	検定比	判定
X1	8.62	1	15.33	6	—	—	100.60	42.52	0.42	OK
X5	8.62	2	15.33	2	—	—	47.90	17.55	0.37	OK
X6	8.62	4	15.33	3	—	—	80.47	27.97	0.35	OK
X8	—	—	15.33	3	—	—	45.99	21.94	0.48	OK
X10	8.62	2	15.33	1	—	—	32.57	13.16	0.40	OK
X12	8.62	1	15.33	5	—	—	85.27	25.61	0.30	OK

《Y方向 右加力(↓)》

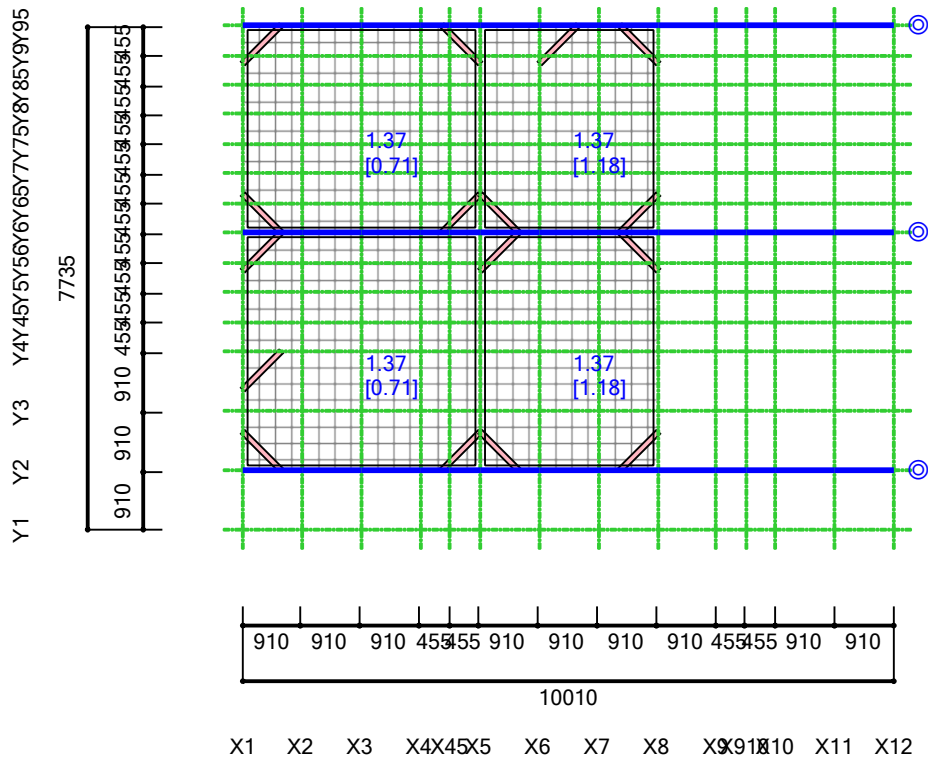
通り	$M12Pa$ (kN)	n_j	$M16Pa$ (kN)	m_j	Pa (kN)	o_j	ΣPa (kN)	Q_{aj} (kN)	検定比	判定
X1	8.62	1	15.33	6	—	—	100.60	42.52	0.42	OK
X5	8.62	2	15.33	2	—	—	47.90	17.55	0.37	OK
X6	8.62	4	15.33	3	—	—	80.47	27.97	0.35	OK
X8	—	—	15.33	3	—	—	45.99	21.94	0.48	OK
X10	8.62	2	15.33	1	—	—	32.57	13.16	0.40	OK
X12	8.62	1	15.33	5	—	—	85.27	25.61	0.30	OK

22. 水平力に対する水平構面の検討結果

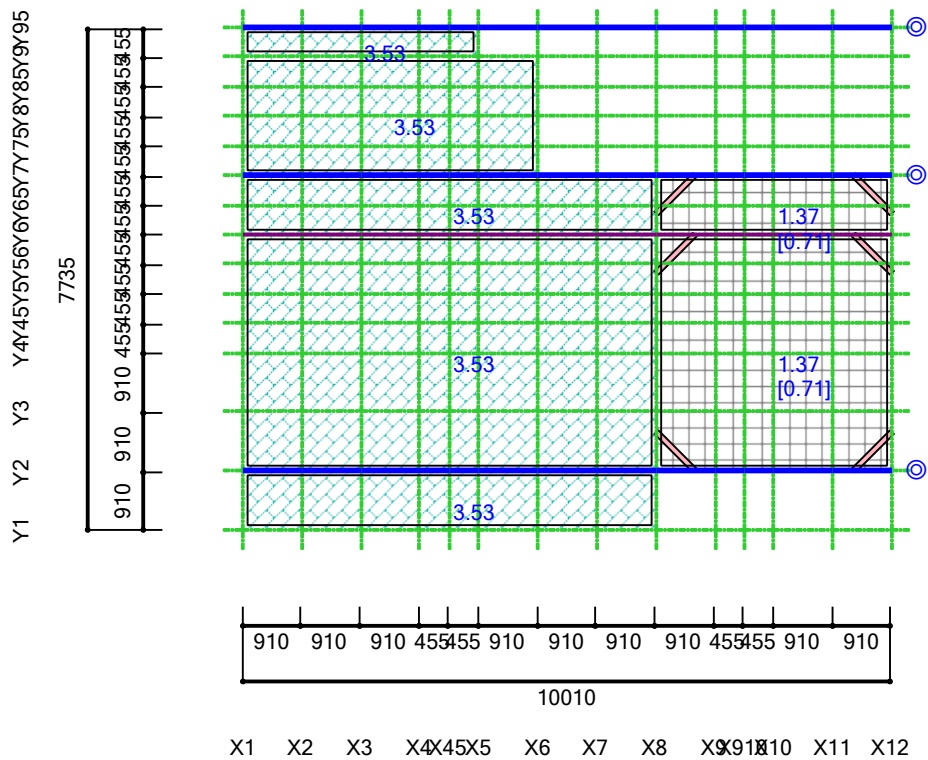
22. 1. 有効耐力壁線の配置図

青い実線は有効耐力壁線を示し、線の後ろに◎印を付記する。紫色の実線は有効ではない耐力壁線を示す。
数値は、水平構面・屋根構面の単位長さ当たりの許容せん断耐力 ΔQ_a (kN/m)
[数値]は、火打ちの単位長さ当たりの許容せん断耐力 ΔQ_a (kN/m)

X方向 有効耐力壁線 <RF>



X方向 有効耐力壁線 <3F>



23. 水平力に対する横架材接合部の検討結果

23. 1. 横架材接合部の負担モーメント

ΔP_j : (下階のj通り鉛直構面の負担せん断力) - (上階のj通り鉛直構面の負担せん断力) (kN)
 WL : j通りとj+1通りの水平構面の負担せん断力 (kN)
 L_j : 負担せん断力の作用位置[基準通りからの距離] (m)
 M : 負担せん断力から求めた曲げモーメント[補正前] (kNm)
 M_j' : 補正モーメント (kNm)
 M_j'' : 各通りの補正モーメント ($= M_j' \times L_j / L$) (kNm)
 Mf_j : 各通りの設計モーメント ($= M + M_j''$) (kNm)
 $[a][b][c]$: 各区間の設計モーメントを算出する式 ($a \cdot x \cdot x + b \cdot x + c = Mf$) の値

RF階 地震力 X方向左加力(→)

通り	ΔP_j (kN)	WL (kN)	L_j (m)	M (kNm)	M_j'' (kNm)	Mf_j (kNm)	[a]	[b]	[c]
Y2	9.504		0.000	0.000	0.000	0.000	-3.996	18.910	0.000
		-14.546	1.820	17.297	3.884	21.180			
Y6	4.284		3.640	8.120	7.767	15.888	-3.996	36.831	-65.229
		-12.727	5.233	6.913	11.165	18.078			
Y95	13.486		6.825	-14.563	14.563	0.000			
距離L			6.825						
M_j' (kNm)				14.563					

RF階 地震力 X方向右加力(←)

通り	ΔP_j (kN)	WL (kN)	L_j (m)	M (kNm)	M_j'' (kNm)	Mf_j (kNm)	[a]	[b]	[c]
Y2	9.504		0.000	0.000	0.000	0.000	-3.996	18.910	0.000
		-14.546	1.820	17.297	3.884	21.180			
Y6	4.284		3.640	8.120	7.767	15.888	-3.996	36.831	-65.229
		-12.727	5.233	6.913	11.165	18.078			
Y95	13.486		6.825	-14.563	14.563	0.000			
距離L			6.825						
M_j' (kNm)				14.563					

RF階 地震力 Y方向左加力(↑)

通り	ΔP_j (kN)	WL (kN)	L_j (m)	M (kNm)	M_j'' (kNm)	Mf_j (kNm)	[a]	[b]	[c]
X1	8.603		0.000	0.000	0.000	0.000	-4.045	17.446	0.000
		-14.725	1.820	15.657	2.695	18.352			
X5	5.348		3.640	4.514	5.390	9.904	-4.045	31.997	-52.965
		-3.681	4.095	4.161	6.064	10.225			
X6	1.783		4.550	2.133	6.738	8.871	-4.045	39.301	-86.200
		-7.363	5.460	-0.300	8.085	7.785			
X8	10.036		6.370	-9.433	9.433	0.000			
距離L			6.370						
M_j' (kNm)				9.433					

RF階 地震力 Y方向右加力(↓)

通り	ΔP_j (kN)	WL (kN)	L_j (m)	M (kNm)	M_j'' (kNm)	Mf_j (kNm)	[a]	[b]	[c]
X1	8.603		0.000	0.000	0.000	0.000	-4.045	17.446	0.000
		-14.725	1.820	15.657	2.695	18.352			
X5	5.348		3.640	4.514	5.390	9.904	-4.045	31.997	-52.965
		-3.681	4.095	4.161	6.064	10.225			
X6	1.783		4.550	2.133	6.738	8.871	-4.045	39.301	-86.200
		-7.363	5.460	-0.300	8.085	7.785			
X8	10.036		6.370	-9.433	9.433	0.000			
距離L			6.370						
M_j' (kNm)				9.433					

RF階 風圧力 X方向左加力(→)

通り	ΔP_j (kN)	WL (kN)	L_j (m)	M (kNm)	M_j'' (kNm)	Mf_j (kNm)	[a]	[b]	[c]
Y2	5.715		0.000	0.000	0.000	0.000	-2.714	12.745	0.000
		-9.880	1.820	10.401	3.804	14.205			

25. 梁荷重表

25. 1. 梁荷重表(地震力計算用)

階 通り 軸	符号	項目	面積 (m2)	× 単位荷重 (kN/m2)	= 軸力 (kN)	荷重伝達先	負担荷重 (kN)
RF Y2 X1:X5	G5	(固定)壁 3F Y2 X1	1.274	× 0.890	= 1.134	左柱 C1 Y2 X1	
		(固定)壁 3F Y2 X4	1.274	× 0.890	= 1.134	下柱 C1 Y2 X2	
		(固定)壁 3F Y2 X2	2.548	× 0.890	= 2.268	下柱 C1 Y2 X4	
		(固定)床	0.828	× 0.250	= 0.207	右柱 C1 Y2 X5	
		(固定)床	1.656	× 0.250	= 0.414	-	
		(固定)床	0.828	× 0.250	= 0.207	-	
		(固定)屋根	0.956	× 0.436	= 0.417	-	
		(固定)屋根	1.346	× 0.436	= 0.587	-	
		(固定)屋根	0.137	× 0.436	= 0.060	-	
		(固定)屋根	0.207	× 0.436	= 0.090	-	
		計			6.517	-	
RF Y2 X5:X8	G5	(固定)壁 3F Y2 X7	1.274	× 0.890	= 1.134	左柱 C1 Y2 X5	
		(固定)壁 3F Y2 X5	2.548	× 0.890	= 2.268	下柱 C1 Y2 X7	
		(固定)床	1.656	× 0.250	= 0.414	右柱 C1 Y2 X8	
		(固定)床	0.828	× 0.250	= 0.207	-	
		(固定)屋根	0.819	× 0.436	= 0.357	-	
		(固定)屋根	1.139	× 0.436	= 0.496	-	
RF Y4 X1:X5	G6	計			4.876	-	
		(固定)床	0.828	× 0.250	= 0.207	下梁 G6 X1 Y4	
		(固定)床	2.898	× 0.250	= 0.725	右柱 C1 Y4 X5	
		(固定)床	1.656	× 0.250	= 0.414	-	
		(固定)床	0.828	× 0.250	= 0.207	-	
		(固定)床	0.414	× 0.250	= 0.104	-	
		(固定)束 Y4 X2			0.542	-	
		(固定)束 Y4 X3			0.790	-	
		(固定)梁 X2 Y4 束 X2 Y3			0.271	-	
		(固定)梁 X4 Y4 束 X4 Y3			0.271	-	
		(固定)梁 X45 Y4 束 X45 Y56			0.135	-	
RF Y4 X5:X8	G5	計			3.665	-	
		(固定)床	1.656	× 0.250	= 0.414	左柱 C1 Y4 X5	
		(固定)床	2.484	× 0.250	= 0.621	下梁 G5 X8 Y4	
		(固定)床	0.828	× 0.250	= 0.207	-	
		(固定)束 Y4 X7			0.542	-	
		(固定)束 Y4 X6			0.575	-	
RF Y6 X1:X5	G5	(固定)梁 X7 Y4 束 X7 Y3			0.271	-	
		計			2.630	-	
		(固定)壁 3F Y6 X1	1.206	× 0.350	= 0.422	左柱 C1 Y6 X1	
		(固定)壁 3F Y6 X2	2.411	× 0.350	= 0.844	下柱 C1 Y6 X2	
		(固定)壁 3F Y6 X4	1.206	× 0.350	= 0.422	下柱 C1 Y6 X4	
		(固定)床	2.898	× 0.250	= 0.725	右柱 C1 Y6 X5	
		(固定)床	1.656	× 0.250	= 0.414	-	
		(固定)床	0.414	× 0.250	= 0.104	-	
		(固定)束 Y6 X45			0.542	-	
RF Y6 X5:X8	G5	(固定)束 Y6 X3			0.790	-	
		(固定)梁 X45 Y6 束 X45 Y56			0.406	-	
		計			4.668	-	
		(固定)壁 3F Y6 X6	2.411	× 0.350	= 0.844	左柱 C1 Y6 X5	
		(固定)壁 3F Y6 X5	1.206	× 0.350	= 0.422	下柱 C1 Y6 X6	
		(固定)床	2.484	× 0.250	= 0.621	右柱 C1 Y6 X8	
		(固定)床	0.414	× 0.250	= 0.104	-	
		(固定)束 Y6 X7			0.542	-	
RF Y7 X1:X5	G5	計			2.739	-	
		(固定)壁 3F Y7 X4	1.206	× 0.350	= 0.422	下梁 G5 X1 Y7	
		(固定)床	1.656	× 0.250	= 0.414	下柱 C1 Y7 X4	
		(固定)束 Y7 X2			0.451	右柱 C1 Y7 X5	
		(固定)梁 X2 Y7			0.259	-	
		(固定)梁 X2 Y7 束 X2 Y85			0.181	-	
		(固定)梁 X3 Y7			0.388	-	
		(固定)梁 X3 Y7 束 X3 Y85			0.217	-	
		(固定)梁 X3 Y7 束 X3 Y75			0.542	-	
RF Y7	G3	計			2.873	-	
		(固定)壁 3F Y7 X5	1.226	× 0.350	= 0.429	左柱 C1 Y7 X5	

27. 鉛直荷重に対する横架材の断面計算結果

B×D : 断面形状

Ae : 有効断面積

Ie : 有効断面二次モーメント

Ze : 有効断面係数

fb : 許容曲げ応力度

Ma : 許容曲げ耐力

δ a : 許容たわみ

(mm)

([]内の数値は断面積の有効率)

([]内の数値は断面二次モーメントの有効率)

([]内の数値は断面係数の有効率)

(N/mm2)

(kNm)

(mm)

(mm2)

(mm4)

(mm3)

(N/mm2)

(kN)

Mm : 最大曲げモーメント

δ m : 最大たわみ

検定比 : Mm/Ma、α×QL/Qa、α×QR/Qa、κ×δ m/δ aの値

α : 断面形状による係数(長方形=3/2)

κ : たわみの変形増大係数(長期=2、積雪時=1)

(kNm)

(mm)

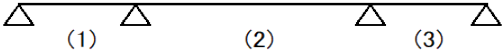
上図 : モーメント図

中図 : せん断力図

下図 : たわみ図

QL, QR : 設計せん断力

(kN)

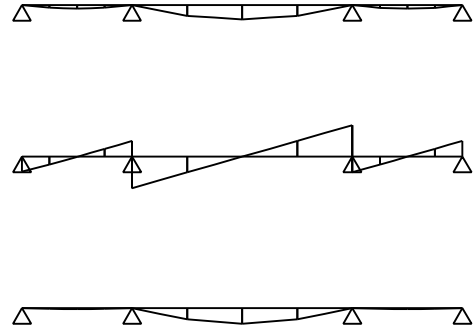


※符号下の(1)(2)(3)は横架材の区間を意味します

1/12<D/Lを満足する場合はたわみに対する検討を省略します

たわみ制限比、たわみ制限値は以下の通りとします

		床梁		片持ち梁		屋根梁	
		たわみ 制限比	たわみ 制限値 (mm)	たわみ 制限比	たわみ 制限値 (mm)	たわみ 制限比	たわみ 制限値 (mm)
長期 (常時)	G+P	1/ 300	20.000	1/ 300	20.000	1/ 200	(制限なし)
短期 (積雪時)	G+P+S	1/ 225	(制限なし)	1/ 225	(制限なし)	1/ 150	(制限なし)

階 通り 軸 符号	B×D (mm)	Ae (mm2)	Ie (mm4)	Ze (mm3)	fb (N/mm2)	fs (N/mm2)	Ma (kNm)	Qa (kN)	δ a (mm)	材料
	105× 150	11025 [0.70]	26578 ×1000 [0.90]	236250 [0.60]	12.10	0.88	2.86	9.70	4.550 屋根	梁 E120-F330(対称異等 級) おうしゅうあかまつ
RF Y2 X1:X5 G5 (1)	G+P									
	位置	0	228	455	683	910				
	(G+P架) M	0.00	0.14	0.18	0.14	0.00				
	計	0.00	0.14	0.18	0.14	0.00				
	(G+P架) Q	0.78	0.41	0.01	-0.40	-0.81				
	計	0.78	0.41	0.01	-0.40	-0.81				
	(G+P地) δ	0.000	0.035	0.049	0.035	0.000				
	計	0.000	0.035	0.049	0.035	0.000				
	Mm	QL	QR	δ m	κ × δ m/L					
	設計用応力	0.18	0.78	0.81	0.049	1/ 9197.7				
	Mm/Ma	α × QL/Qa	α × QR/Qa	κ × δ m/ δ a						
	検定比	0.06	0.12	0.13	省略					
	判定	OK	OK	OK	-					

28. 耐力壁が載る横架材の短期の断面計算結果

B×D

:

断面形状

(mm)

Ie

:

有効断面二次モーメント

(mm4)

□内の数値は断面二次モーメントの有効率

Ze

:

有効断面係数

(mm3)

□内の数値は断面係数の有効率

fb

:

許容曲げ応力度

(N/mm2)

Ma

:

許容曲げ耐力

(kNm)

σ b

:

設計用曲げ応力度

(N/mm2)

Md

:

設計用曲げモーメント

(kNm)

階	通り	軸	B×D (mm)	Ie (mm4)	Ze (mm3)	fb (N/mm2)	Ma (kNm)	材料
3F	Y6 G8	X1	105× 240	108864 ×1000 [0. 90]	604800 [0. 60]	22. 00	13. 31	梁 E120-F330 (対称異等 級) おうしゅうあかまつ
			位置 (mm)	Md (kNm)	σ b (N/mm2)	σ b/fb	判定	タイプ
			910	4. 88	8. 07	0. 37	OK	II -00

階	通り	軸	B×D (mm)	Ie (mm4)	Ze (mm3)	fb (N/mm2)	Ma (kNm)	材料
2F	Y2 G11	X3	105× 330	283004 ×1000 [0. 90]	1143450 [0. 60]	22. 00	25. 16	梁 E120-F330 (対称異等 級) おうしゅうあかまつ
			位置 (mm)	Md (kNm)	σ b (N/mm2)	σ b/fb	判定	タイプ
			910	17. 77	15. 54	0. 71	OK	II -00

階	通り	軸	B×D (mm)	Ie (mm4)	Ze (mm3)	fb (N/mm2)	Ma (kNm)	材料
2F	Y2 G8	X6	105× 240	108864 ×1000 [0. 90]	604800 [0. 60]	22. 00	13. 31	梁 E120-F330 (対称異等 級) おうしゅうあかまつ
			位置 (mm)	Md (kNm)	σ b (N/mm2)	σ b/fb	判定	タイプ
			910	14. 02	23. 18	1. 05	NG	II -00

階	通り	軸	B×D (mm)	Ie (mm4)	Ze (mm3)	fb (N/mm2)	Ma (kNm)	材料
2F	Y95 G8	X1	105× 240	108864 ×1000 [0. 90]	604800 [0. 60]	22. 00	13. 31	梁 E120-F330 (対称異等 級) おうしゅうあかまつ
			位置 (mm)	Md (kNm)	σ b (N/mm2)	σ b/fb	判定	タイプ
			910	6. 72	11. 11	0. 50	OK	II -00

階	通り	軸	B×D (mm)	Ie (mm4)	Ze (mm3)	fb (N/mm2)	Ma (kNm)	材料
2F	Y95 G8	X5	105× 240	108864 ×1000 [0. 90]	604800 [0. 60]	22. 00	13. 31	梁 E120-F330 (対称異等 級) おうしゅうあかまつ
			位置 (mm)	Md (kNm)	σ b (N/mm2)	σ b/fb	判定	タイプ
			1820	6. 60	10. 92	0. 50	OK	II -00

階	通り	軸	B×D (mm)	Ie (mm4)	Ze (mm3)	fb (N/mm2)	Ma (kNm)	材料
2F	X1 G9	Y1	105× 270	155004 ×1000 [0. 90]	765450 [0. 60]	22. 00	16. 84	梁 E120-F330 (対称異等 級) おうしゅうあかまつ
			位置 (mm)	Md (kNm)	σ b (N/mm2)	σ b/fb	判定	タイプ
			3640	22. 86	29. 86	1. 36	NG	-00

29. 柱の座屈と面外風圧力に対する検定

- B×D : 柱の断面形状 (mm)

Ae : 柱中央部の断面積 (mm²)
□内の数値は断面積の有効率

Ze : 柱中央部の断面係数 (mm³)
□内の数値は断面係数の有効率
上段はx軸回り, 下段はy軸回りの値

i : 柱の断面二次半径 (mm)

lk : 柱の座屈長さ (mm)

λ : 有効細長比 (=lk/i)

Fc : 圧縮基準強度 (N/mm²)

Fb : 曲げ基準強度 (N/mm²)
- Nd : 圧縮力 (kN)

Md : 面外風圧力による曲げモーメント (kNm)

fk : 許容座屈応力度 (N/mm²)

fb : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

w : 単位長さあたりの風圧力 (kN/m)

cf : 風力係数

q : 速度圧 (kN/m²)

Lw : 見付幅 (m)

検定比 : 鉛直荷重のみが作用する柱にあっては (Nd/A) / fk の値
鉛直荷重と面外曲げモーメントが作用する柱にあっては (Nd/A) / fk + (Md/Z) / fb の値

- ケース (加力) は応力組み合わせケースを意味する
- G : 固定荷重による応力

P (架) : 架構用積載荷重による応力

S : 積雪荷重による応力

K : 地震力による応力

W : 風圧力による応力

δ 1 : 長期荷重時の係数

δ 2 : 短期荷重時の係数

階	通り軸	符号	B×D (mm)	Ae (mm ²)	Ze (mm ³)	i (mm)	lk (mm)	λ	Fc (N/mm ²)	Fb (N/mm ²)	材料		
3F	Y2 X1	C1	105× 105	11025 [1.00]	135056 135056 [0.70] [0.70]	30.3	2650	87.4	28.10	34.50	柱 E105-F345 (対称同一等級) べいまつ		
			ケース (加力)				Nd (kN)	Nd/Ae (N/mm ²)	fk (N/mm ²)	w=cf×q×Lw (kN/m)		検定比	判定
							Md (kNm)	Md/Ze (N/mm ²)	fb (N/mm ²)	Md=w×lk ² ÷8 (kNm)			
			G+P (架)				1.49	0.13	4.39			0.03	OK
							-	-	-				
			G+P (架)+S				1.99	0.18	6.38			0.03	OK
							-	-	-				
			G+P (架)+K (XL)				0.00	0.00	7.98			0.00	OK
							-	-	-				
			G+P (架)+K (XR)				9.28	0.84	7.98			0.11	OK
							-	-	-				
			G+P (架)+K (YL)				0.00	0.00	7.98			0.00	OK
							-	-	-				
			G+P (架)+K (YR)				8.54	0.78	7.98			0.10	OK
							-	-	-				
			G+P (架)+W (XL)				0.00	0.00	7.98	1.000×1.080×0.530		0.16	OK
							0.50	3.72	23.00	0.572× 2.650 ² ÷8			
			G+P (架)+W (XR)				6.17	0.56	7.98	1.000×1.080×0.530		0.23	OK
							0.50	3.72	23.00	0.572× 2.650 ² ÷8			
			G+P (架)+W (YL)				0.00	0.00	7.98	1.000×1.080×0.530		0.16	OK
				0.50	3.72	23.00	0.572× 2.650 ² ÷8						
G+P (架)+W (YR)				6.03	0.55	7.98	1.000×1.080×0.530		0.23	OK			
				0.50	3.72	23.00	0.572× 2.650 ² ÷8						

32. 柱の軸力による土台のめり込みの検定

32. 1. 柱の短期軸力の計算

ΔQ_n : 柱の両側における耐力壁の単位長さあたりの短期せん断力の差 (kN/m)
 Q_n = 耐力壁の単位長さあたりのせん断耐力×検定比として計算する
 [比] : 当該階・当該方向の地震時検定比、暴風時検定比の値
 B_n : 周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数 (=0.8:出隅の柱の柱脚, =0.5:その他) なお、太文字表記の場合は直接指定した値を使用していることを示す
 H_n : 階高 (m)
 N : $\Delta Q_n \times H_n \times B_n$ の値 (kN) 倍率 : 柱の配置に応じた応力配分率
 N_w : 鉛直荷重(G+P架)により当該柱に加わる圧縮力 (kN)
 ΣN : 圧縮力 ($\Sigma N = \Sigma (\Delta Q_n \times H_n \times B_n) + N_w$) (kN) 負値 : 引張力, 正值 : 圧縮力

階 通り 符号	軸 方向	当該柱					上階柱							Σ N (kN)
		Δ Qn (kN/m) [比]	Hn (m)	Bn	N (kN)	Nw (kN)	階	柱 No.	Δ Qn (kN/m) [比]	Hn (m)	Bn	N (kN)	倍率	
3F Y2 C1 X1	地震 XL→	-3.48 [0.60]	2.800	0.8	-7.80	1.49								-6.31
	地震 XR←	3.48 [0.60]	2.800	0.8	7.80	1.49								9.28
	地震 YL↑	-3.15 [0.54]	2.800	0.8	-7.06	1.49								-5.57
	地震 YR↓	3.15 [0.54]	2.800	0.8	7.06	1.49								8.54
3F Y2 C1 X2	地震 XL→	3.48 [0.60]	2.800	0.5	4.87	2.73								7.61
	地震 XR←	-3.48 [0.60]	2.800	0.5	-4.87	2.73								-2.14
3F Y2 C1 X4	地震 XL→	-3.48 [0.60]	2.800	0.5	-4.87	2.73								-2.14
	地震 XR←	3.48 [0.60]	2.800	0.5	4.87	2.73								7.61
3F Y2 C1 X5	地震 XL→	3.48 [0.60]	2.800	0.5	4.87	3.15								8.03
	地震 XR←	-3.48 [0.60]	2.800	0.5	-4.87	3.15								-1.72
	地震 YL↑	-0.98 [0.54]	2.800	0.5	-1.37	3.15								1.78
	地震 YR↓	0.98 [0.54]	2.800	0.5	1.37	3.15								4.52
3F Y2 C1 X7	地震 XL→	-3.48 [0.60]	2.800	0.5	-4.87	2.73								-2.14
	地震 XR←	3.48 [0.60]	2.800	0.5	4.87	2.73								7.61
3F Y2 C1 X8	地震 XL→	3.48 [0.60]	2.800	0.8	7.80	1.49								9.28
	地震 XR←	-3.48 [0.60]	2.800	0.8	-7.80	1.49								-6.31
	地震 YL↑	-3.15 [0.54]	2.800	0.8	-7.06	1.49								-5.57
	地震 YR↓	3.15 [0.54]	2.800	0.8	7.06	1.49								8.54
3F Y3 C1 X1	地震 YL↑	3.15 [0.54]	2.800	0.5	4.41	2.93								7.34
	地震 YR↓	-3.15 [0.54]	2.800	0.5	-4.41	2.93								-1.48
3F Y3 C1 X8	地震 YL↑	3.15 [0.54]	2.800	0.5	4.41	2.72								7.14
	地震 YR↓	-3.15 [0.54]	2.800	0.5	-4.41	2.72								-1.69
3F Y4 C1 X5	地震 YL↑	0.00 [0.54]	2.800	0.5	0.00	5.37								5.37
	地震 YR↓	0.00 [0.54]	2.800	0.5	0.00	5.37								5.37
3F Y5 C1 X1	地震 YL↑	-3.15 [0.54]	2.800	0.5	-4.41	2.93								-1.48
	地震 YR↓	3.15 [0.54]	2.800	0.5	4.41	2.93								7.34

33.3. 軒、けらばの負の風圧力による垂木断面及び接合部の検討

階名 2F
 屋根名称 2YA
 屋根面番号 1-1
 軒桁の位置 通り X12
 軸 Y7:Y95

垂木部材諸元

符号 TG1
 断面 $B \times D = 50 \times 50 \text{ mm}$ あかまつ・甲種(一級)
 断面係数 $Z = B \times D \times D / 6 = 20833 \text{ mm}^3$
 断面二次モーメント $I = B \times D \times D \times D / 12 = 520833 \text{ mm}^4$
 ヤング係数 $E = 10000 \text{ N/mm}^2$
 曲げ基準強度 $F_b = 33.60 \text{ N/mm}^2$
 短期許容曲げ応力度 $sfb = 2.0 F_b / 3 = 22.40 \text{ N/mm}^2$
 垂木-軒桁接合部 使用金物 $T_a = 1620.00 \text{ N}$
 垂木-母屋接合部 使用金物 $T_a = 190.00 \text{ N}$

垂木配置諸元

屋根勾配 5.0/10.0 ($\theta = 26.57 \text{ 度}$)
 軒の出 $a = 300 \text{ mm}$
 垂木ピッチ $p = 455 \text{ mm}$
 軒桁から母屋までの距離 $L_{m1} = 910 \text{ mm}$
 最大母屋間隔 $L_m = 1365 \text{ mm}$
 $a' = a / \cos \theta = 335 \text{ mm}$
 $l_{m1}' = L_{m1} / \cos \theta = 1017 \text{ mm}$
 $l_m' = L_m / \cos \theta = 1526 \text{ mm}$

固定荷重 屋根単位荷重(垂木用) WR 340.00 N/m²
 風力係数 負のCpe①(屋根面) -0.42
 負のCpe②(軒下面) 0.61
 風荷重 $q = 1079.70 \text{ N/m}^2$
 $ww1 = q \times (-Cpe① + Cpe②)$
 $ww2 = q \times (-Cpe①)$

垂木断面の検討

暴風時

等分布荷重 $w1 = ww1 - WR \times \cos \theta$ (上向きを正とする) 0.81 kN/m²
 等分布荷重 $w2 = ww2 - WR \times \cos \theta$ (上向きを正とする) 0.15 kN/m²
 最大曲げモーメント 軒の出 $M1 = (w1 \times p \times a' \times a') / 2$ 0.0208 kNm
 最大曲げモーメント 軒桁から次の母屋まで $M2 = (w2 \times p \times l_{m1}' \times l_{m1}') / 8$ 0.0088 kNm
 曲げの検定 $\sigma = \text{Max}(M1, M2) / Z$ 1.00 < sfb = 22.40 N/mm²
 OK

垂木-軒桁接合部の引張耐力の検討

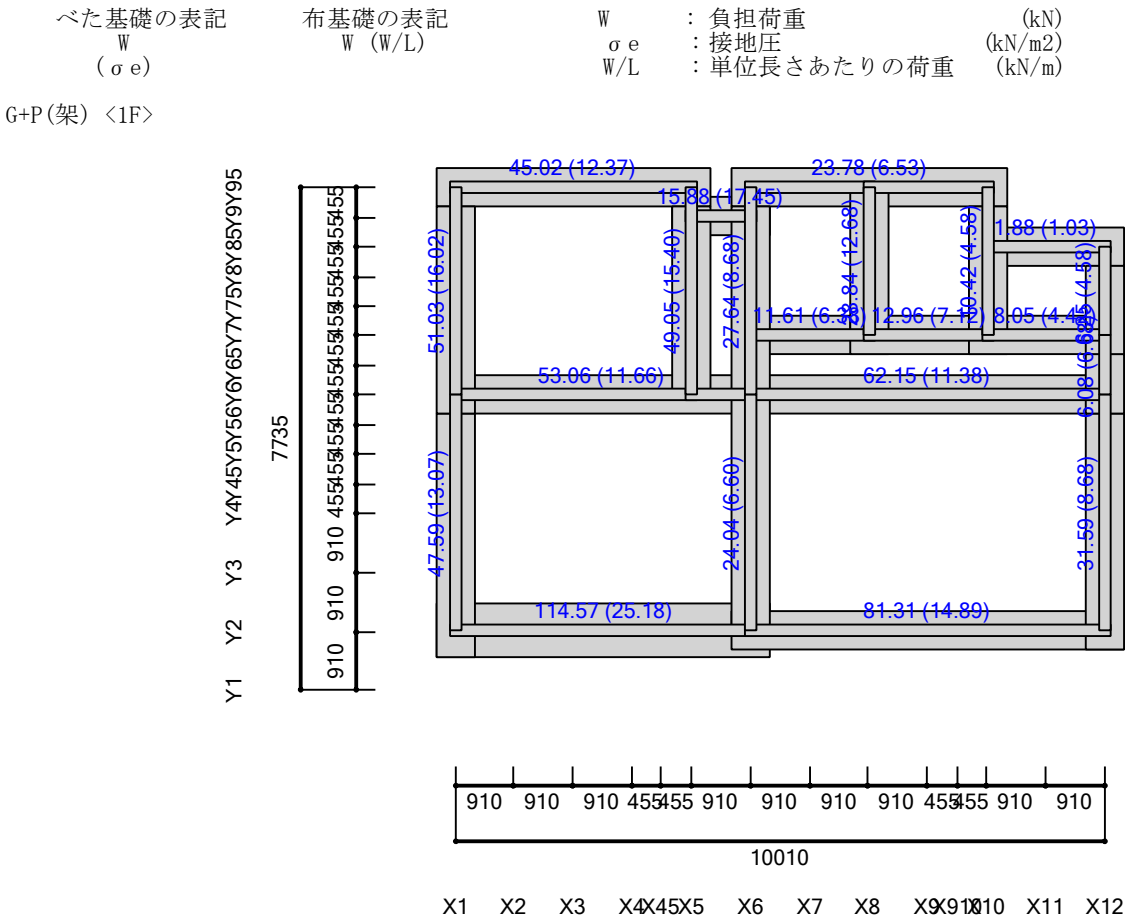
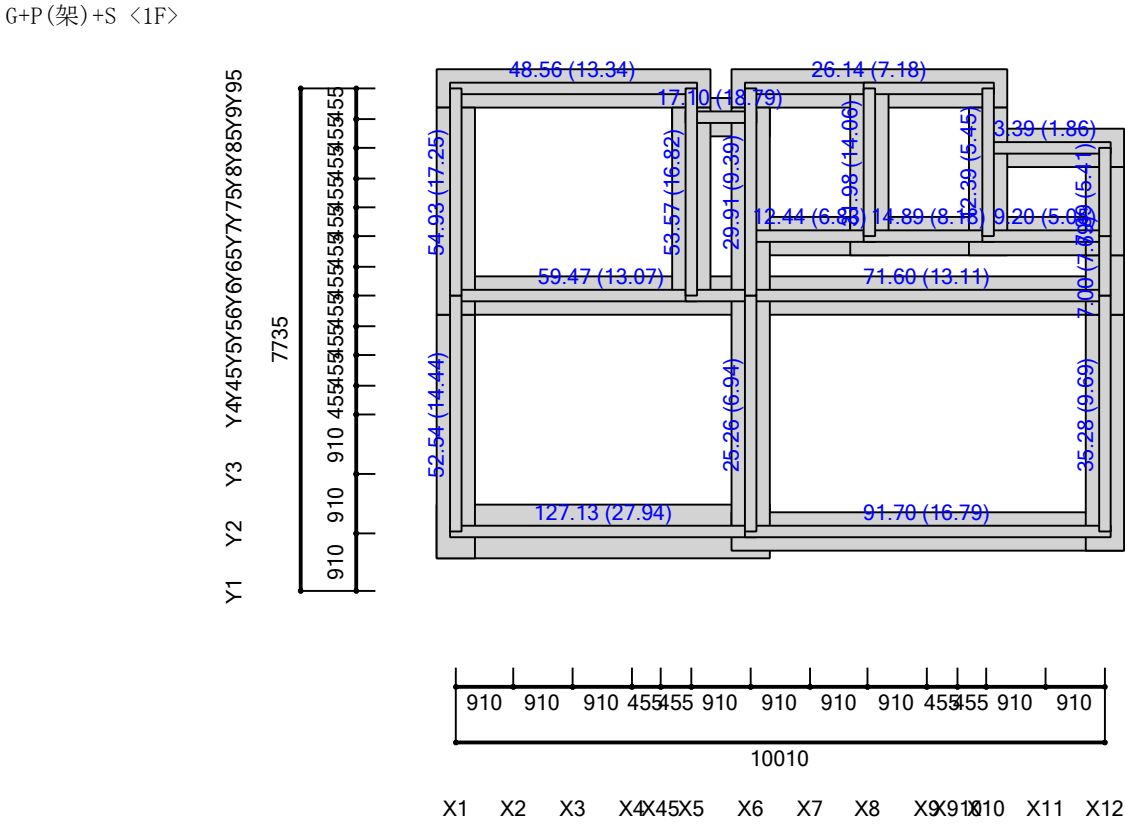
等分布荷重 $w1 = ww1 - WR \times \cos \theta$ (上向きを正とする) 0.81 kN/m²
 等分布荷重 $w2 = ww2 - WR \times \cos \theta$ (上向きを正とする) 0.15 kN/m²
 引張力 $T = w1 \times p \times a' \times (a' + 2l_{m1}') / 2l_{m1}' + w2 \times p \times l_{m1}' / 2$ 0.18 < $T_a = 1.62 \text{ kN}$
 OK

垂木-母屋接合部の引張耐力の検討

引張力 $T_m = w2 \times p \times l_m'$ 0.10 < $T_a = 0.19 \text{ kN}$
 OK

34. 基礎の検討

34. 1. 基礎反力図



34. 3. 布基礎の検討

W : 布基礎に加わる上部建物の長期荷重と、GLより上の基礎立ち上がり部分の自重を加えた荷重 (kN)

σ_e : 当該布基礎の接地圧 ($\sigma_e = W/(L \times B)$) (kN/m²)

L : 布基礎の長さ (m)

Bg : 基礎立ち上がり部の幅 (m)

Dg : 基礎立ち上がり部の地盤面からの高さ (m)

f_e' : 布基礎の支持地盤の長期有効地耐力 (kN/m²)

Md : 布基礎長さ1mあたりの曲げモーメント (kN・m/m)

Ma : 布基礎長さ1mあたりの底盤片持ち部分の長期許容曲げモーメント (kN・m/m)

at : 布基礎長さ1mあたりの横筋の断面積の合計 (mm²) ($at = 1000 \div \text{ピッチ}[\text{mm}] \times \text{横筋1本の断面積}[\text{mm}^2]$)

Lft : 横筋の鋼材の長期許容引張応力度 (N/mm²)

Df : 地盤面から基礎底面までの深さ (m)

B : 布基礎の底盤の幅 (m)

T : 底盤厚 (m)

qa : 地盤の長期許容応力度 (kN/m²)

j : 底盤の応力中心間距離 (m) ($j = 7/8 \times (T - 0.07)$)

階	通り	軸	符号	L×B (m)	Df (m)	Bg (m)	Dg (m)
1F	Y2	X1 : X6	NUN01	4. 550×0. 850	0. 450	0. 150	0. 300

横筋 (mm)	at (mm ²)	T (m)	j (m)
D13@250 (SD295)	507	0. 150	0. 070

基礎版の面積

$A = L \times B = 3. 87 \text{ (m}^2\text{)}$

地盤の長期許容応力度

$qa = 38. 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

支持地盤の許容有効地耐力

$f_e' = qa - 20. 0 \times Df = 29. 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

GLより上の基礎立ち上がり部分 $Bg \times Dg \times L \times \gamma = 0. 15 \times 0. 30 \times 4. 55 \times 24. 0 = 4. 91 \text{ (kN)}$

鉄筋の許容応力度

$Lft = 195. 0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

《長期》

上部建築物の荷重

$NL = 109. 65 \text{ (kN)}$

設計用軸力

$W = NL + Bg \times Dg \times L \times \gamma = 109. 65 + 4. 91 = 114. 57 \text{ (kN)}$

布基礎の接地圧

$\sigma_e = W/A = 114. 57 / 3. 87 = 29. 62 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

接地圧の検討

$\sigma_e / f_e' = 29. 62 / 29. 10 = 1. 02$ NG

曲げ

$Md = \sigma_e / 2 \times \{(B - b) / 2\} \times \{(B - b) / 2\}$
 $= 29. 62 / 2 \times \{(0. 850 - 0. 150) / 2\} \times \{(0. 850 - 0. 150) / 2\}$
 $= 1. 81 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

許容曲げ耐力

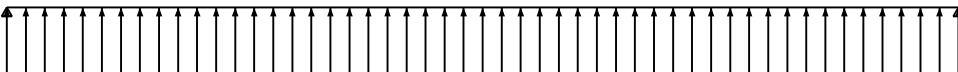
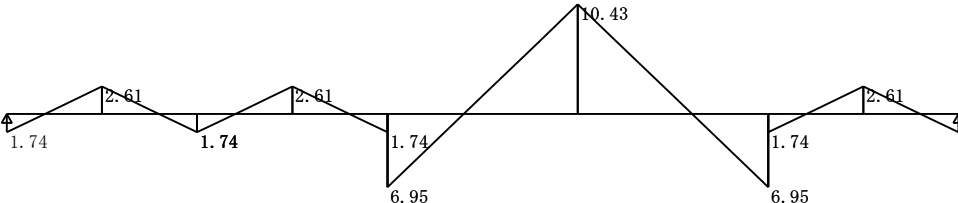
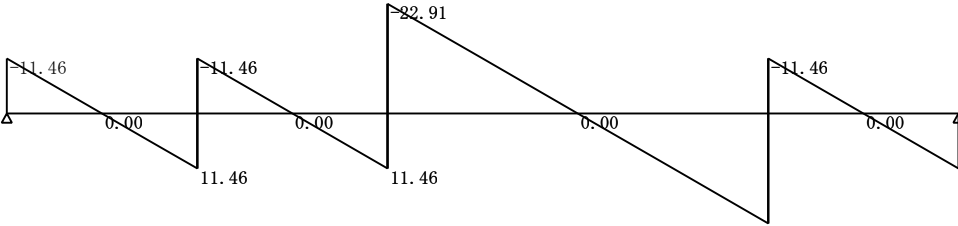
$Ma = at \times Lft \times j$
 $= 506. 80 \times 195. 000 \times 0. 070 \div 1000$
 $= 6. 92 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$ OK

《当該布基礎に加わる上部構造の長期荷重NLの詳細出力》

内容				N (kN)	ΣN (kN)
柱軸力	1F Y2 X1			17. 643 (kN) × 1/2	計 100. 072
	1F Y2 X2			14. 272 (kN) × 1/1	
	1F Y2 X3			24. 732 (kN) × 1/1	
	1F Y2 X5			47. 066 (kN) × 1/1	
	1F Y2 X6			15. 543 (kN) × 1/3	
土台にかかる重量	壁 1F Y2 X1			1. 134 (kN)	計 9. 582
	壁 1F Y2 X2			1. 134 (kN)	
	壁 1F Y2 X3			2. 268 (kN)	
	床			0. 977 (kN)	
	床			2. 153 (kN)	
	壁 1F Y2 X5			1. 134 (kN)	
	床			0. 244 (kN)	
	床			0. 538 (kN)	

34. 7. 基礎梁の検討

b×D	: 基礎梁の断面形状	(mm)	Fc	: コンクリート強度	(N/mm2)
fs	: コンクリートの許容せん断応力度	(N/mm2)			
atU	: 上端主筋の断面積	(mm2)	jU	: 上端主筋の応力中心間距離	(mm)
atD	: 下端主筋の断面積	(mm2)	jD	: 下端主筋の応力中心間距離	(mm)
dtU	: 上端主筋の鉄筋重心位置	(mm)			
dtD	: 下端主筋の鉄筋重心位置	(mm)			
ft	: 主筋の許容引張応力度	(N/mm2)	pw	: あばら筋比	
fwf	: せん断補強筋の許容引張応力度	(N/mm2)			
MUmax	: 上端引張時の曲げモーメント	(kNm)	MaU	: 上端引張時の許容曲げ耐力	(kNm)
MDmax	: 下端引張時の曲げモーメント	(kNm)	MaD	: 下端引張時の許容曲げ耐力	(kNm)
Qd	: 設計用せん断力	(kN)	Qa	: 許容せん断耐力	(kN)
α	: せん断スパン比による割増係数 (1≦α≦2)				
Me	: 偏心布基礎によるねじりモーメント	(kNm)	Mea	: 許容ねじりモーメント	(kNm)
	(Me = σe×B×e×L/2)			(Mea = 1.15/3×b×b×D×fs)	
σe	: 接地圧	(kN/m2)	B	: 布基礎の底盤の幅	(m)
e	: 布基礎の偏心距離 (e = (B-b)/2)	(m)	L	: 当該布基礎の長さ	(m)
Me'	: 直交偏心布基礎によるねじりモーメント	(kNm)			
ねじりの検定比 : (Me/Mea)^2 + (Qd/Qa)^2					
ねじり(直交偏心布基礎)の検定比 : Me'/MaU					

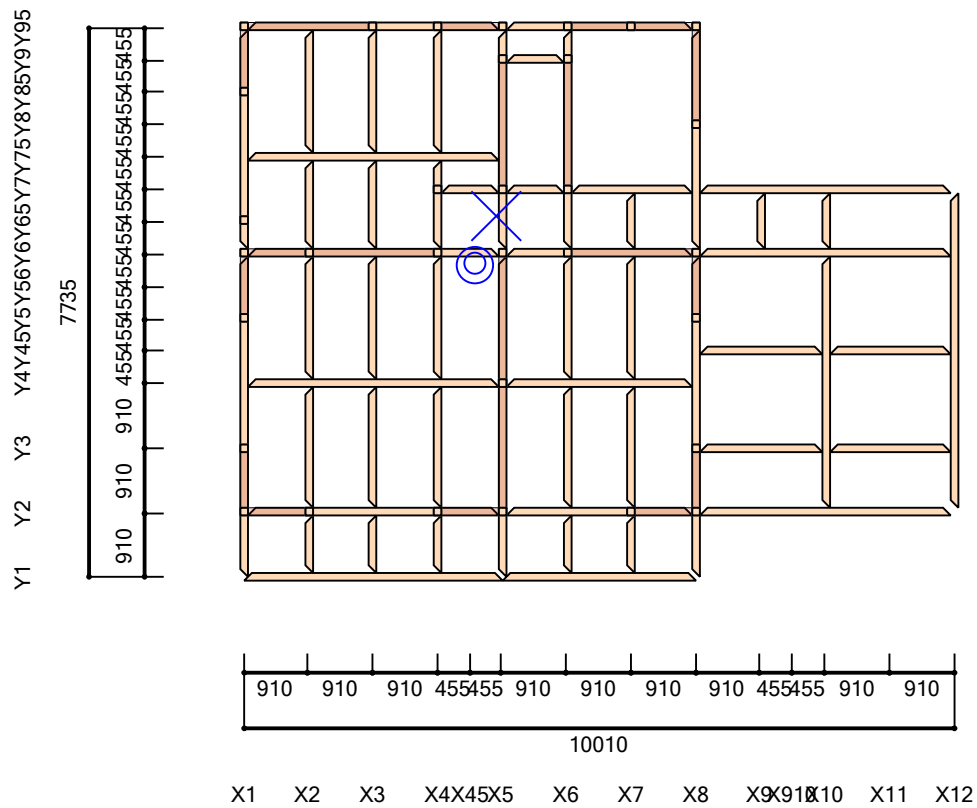
階 通り 符号	軸	b×D (mm)	Fc (N/mm2)	fs (N/mm2)	ケース（加力）						
1F Y2 X1 FG1		150× 750	21	0. 70	長期						
		主筋① 上端 下端	主筋② 上端 下端		atU atD (mm2)	dU dD (mm)	jU jD (mm)	主筋 材料	ft (N/mm2)		
		1-D13 1-D13	－ －		127 127	61. 0 81. 0	603 585	SD295	195. 00		
		スタラップ	pw	スタラップ 材料		fwt (N/mm2)					
		1-D13@250	0. 003	SD295		195. 00					
曲げ・せん断		MUmax (kNm)	MaU (kNm)	検定比	判定	Qd (kN)	α	Qa (kN)	検定比	判定	
		MDmax (kNm)	MaD (kNm)	検定比	判定						
	上端	10. 43	14. 89	0. 70	OK	22. 91	2. 00	134. 73	0. 17	OK	
	下端	6. 95	14. 46	0. 48	OK						
ねじり	Me	$\frac{\sigma_e \times B \times e \times L}{29.62 \times 0.850 \times 0.000 \times 4.550} / 2 = 0.00 \text{ (kNm)}$									
	Mea	$\frac{1.15}{3} / 3 \times b \times b \times D \times f_s$ $\frac{1.15}{3} / 3 \times 0.150 \times 0.150 \times 0.750 \times 700.00 = 4.53 \text{ (kNm)}$									
	検定比	$\frac{(Me/Mea)^2 + (Qd/Qa)^2}{2} = 0.03$									OK
ねじり (直交偏心布基礎)	Me'	0.00 = 0.00 (kNm)									
	検定比	0.00									OK
荷重図											
		-25. 18									
M-図											
Q-図											

35.5. 重心・剛心図

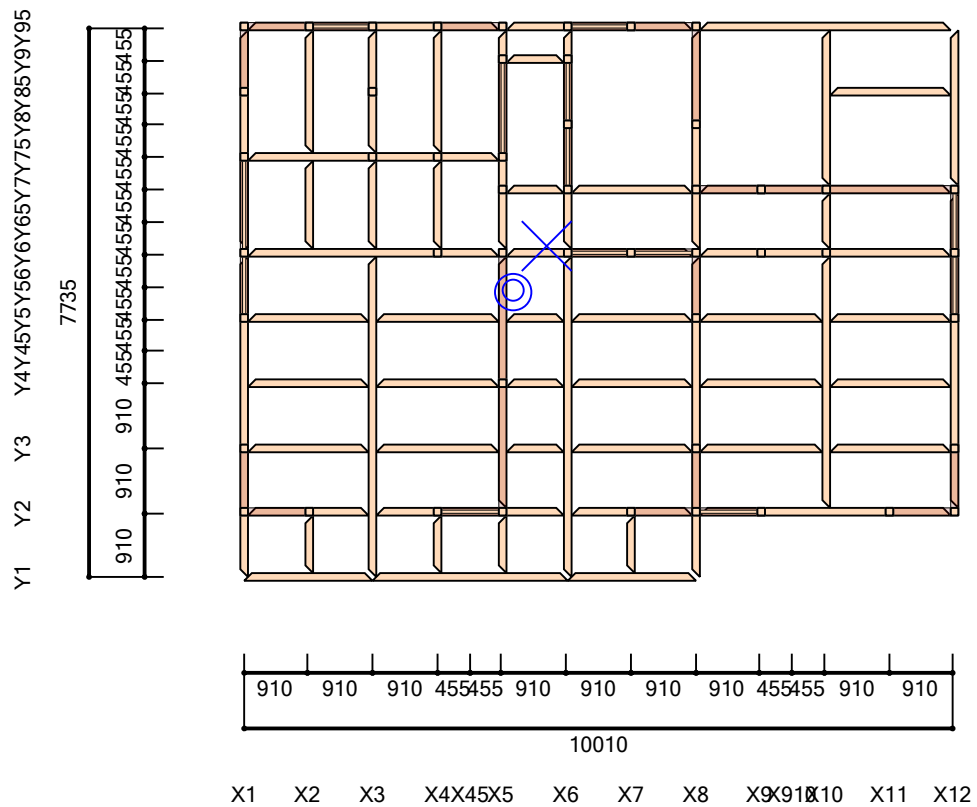
◎：重心

× : 剛心

左加力 <3F>



左加力 $\langle 2F \rangle$



41. 許容応力度計算の計算ルート判定表(実態上の壁倍率による)

最大層間変形角は、全ての階・通りの層間変形角の中で最も大きい値を示す

ルート判別条件		X方向				Y方向			
		判定値	ルート			判定値	ルート		
			1	2	3		1	2	3
階数	≦ 2	3				3			
高さ	≦ 16 m	10.493	○			10.493	○		
高さ	≦ 31 m	10.493		○		10.493		○	
延べ面積	≦ 300 m2	168.932				168.932			
最大層間変形角	≦ 1 / 120	1/ 222.6		○	○	1/ 225.3		○	○
剛性率	≧ 0.60	0.901		○		0.912		○	
偏心率	≦ 0.15	0.168		×		0.118		○	
採用できるルートの判別			○	×	○		○	○	○
採用ルート			◎				◎		