木造の構造設計技術と普及に関する研究委員会

報告書

2014 年 3 月

一般社団法人北海道建築技術協会

木造の構造設計技術と普及に関する研究委員会

混構造３階建て住宅の構造計算
（在来軸組構法）

2013 年 2 月

（一社）北海道建築技術協会

混構造３階建て住宅の構造計算（在来軸組構法）

目　　次

Ⅰ　混構造３階建て住宅の重要性　1
Ⅱ　最近の在来軸組構法住宅の特徴　1
Ⅲ　構造計算に必要な知識　2
Ⅳ　混構造３階建て住宅構造計算例　3
1. 一般事項
1.1　建物概要　3
1.2　構造設計方針　3
1.3　構造計算ルート等　3
1.4　設計図面　4
2. 仮定荷重　12
2.1　固定荷重　12
2.2　積載荷重　13
2.3　積雪荷重　13
2.4　設計荷重表　13
2.5　速度圧の計算　14
2.6　地震力の算定　15
３. 木造部分の計算　18
3.1 令 46 条の壁量計算　18
3.2 木材の許容応力度　24
3.3 水平力に対する応力計算　24
3.3.1 準耐力壁等の算定　24
3.3.2 梁上に載る耐力壁の許容せん断耐力の低減計算　25
3.3.3 鉛直構面の許容せん断耐力の計算　28
3.3.4 水平構面の検定　30
3.3.5 柱脚・柱頭接合部の引抜力の計算　36
3.3.6 アンカーボルトの検討　39
3.4 横架材等の断面算定　41
3.4.1 せん断、曲げ、たわみに対する断面検定　41
3.4.2 耐力壁が載っている梁の短期曲げの検討　45
3.4.3 吹抜けに接する耐風梁の断面検定　46
3.5 柱の座屈及びめり込の検討　47
3.5.1 柱軸方向力の算定　47
3.5.2 座屈の検討　49
3.5.3 土台へのめり込みの検討　50
3.6 屋根葺き材の検討　50

４．壁式鉄筋コンクリート造部分の計算 51
4.1 使用材料・許容応力度等 51
4.2 基本事項の確認 51
4.2.1 壁厚等の検討 51
4.2.2 壁量・壁率の検討 52
4.3 鉛直荷重についての検討 53
4.4 耐力壁の補強筋 53
4.5 壁梁の設計 54
4.5.1 平均せん断応力度 54
4.5.2 地震力による壁梁の応力 54
4.5.3 鉛直荷重による壁梁の応力 57
4.5.4 断面設計 59
4.6 スラブの設計 61
4.7 基礎の設計 61

Ⅰ　混構造３階建て住宅の重要性

積雪寒冷な地域の多い北海道では、１階や半地下を鉄筋コンクリート造としその上に２層の木造を載せる、混構造３階建ての住宅が数多く建てられてきました。

ＲＣ造の部分を車庫などとして利用することで、除雪面積が軽減されるとともに、木造部分が積雪に埋まることがなく、空間を有効に利用しながら、住宅の耐久性を高めることができる合理的な形態です。

さらに、ＲＣ造部分に書斎やオーディオルームなどの居室を設け積極的に活用すると、生活の幅が広がります。この際に、ＲＣ造部分を外断熱にして熱容量を活用すると、冬温かく、夏涼しい、寒冷地ならではの居住環境が実現します。

また、ＲＣ造部分では１階の床の高さを自由に設定できるため、車いすの利用者が外から段差なくアプローチでき、ホームエレベーターを設置すると３階建てでありながらバリアフリー住宅としやすいなどの利点もあり、高齢化社会を考える上でも有意義な形態です。

混構造３階建ての住宅はいろいろな側面から、北海道にとって今までも、そして将来的にも重要性の高い住宅であると考えます。

これまで混構造３階建ての住宅は、一定の規定に従って設計されていれば、一般的な２階建ての木造住宅と同様の手続きで建設することが可能でした。しかし、耐震偽装事件の影響で確認申請時の構造に関する扱いが厳密化され、混構造３階建て住宅は、ＲＣ造部分も木造部分も構造計算により安全性を確認しなければ、建設できない状況になりました。

構造計算により安全性を確認することはより厳密な方法であり、どんな建築物にとっても望ましいことです。しかし、住宅に携わる技術者で構造に関する技量を充分に備えている者は極めて少なく、建築主が混構造３階建てを希望しても対応が難しいのが現状です。

今後、混構造３階建ての住宅を増やしていくためには多くの課題がありますが、住宅に携わる技術者の構造的な技量を高めていくことはその第一歩であり、本書はそれに寄与するために企画されたものです。

Ⅱ　最近の在来軸組構法住宅の特徴

最近建設される在来軸組構法の住宅は、以前とは異なる特徴を持っています。一言でいえば、枠組壁工法に近い造り方になってきていると言うことができます。

これまでは、筋かい耐力壁を用いることが多かったものが、外壁の外側に面材耐力壁を設置する方法に変わってきています。各階の床も根太を設置するケースが減り、厚い構造用合板を使用したネダレスの床が多用されます。

外壁や床面などに剛性の高い面材を使用すると、大きな内部空間を実現しやすいなど、設計の自由度が高くなりますが、構造安全性の確認をきちんと行うことが前提です。

また、阪神淡路大震災を契機として、耐力壁を構成する柱の柱脚・柱頭等の金物補強が義務付けられ、様々な補強金物が流通するようになりました。適切な強度を持ち、使い勝手の良い金物の選択は在来軸組構法の構造上、需要なポイントになっています。

このような面からも、構造的な技量を高めることは重要です。

Ⅲ　構造計算に必要な知識

住宅の建設に携わる多くの技術者にとって、木造の構造計算は敷居の高いものだと思います。建築基準法施行令に定める壁量計算などの仕様規定に比べて、専門的な知識が必要なうえに、建物の重量などを計算しなければいけない煩雑さもあります。

構造計算では、仕様規定の範囲では簡便にしか検討されない項目やほとんど検討されない項目について、規定に従ってより厳密に検討します。

以下に掲げる項目は仕様規定の範囲ではほとんど検討されない項目や考え方です。

○荷重・外力の算定
○水平構面（床面・屋根面）の検討
○梁や柱などの断面検定
○Ｎ値計算法
○準耐力壁

これらの項目等は、構造計算を行う時に必要な知識ですが、構造計算を行わない場合でも、構造安全性を確認する視点を身に着ける上で重要なものです。

Ⅳ　混構造３階建て住宅構造計算例

１．一般事項

１．１　建物概要

建築物の名称　混構造３階建て住宅新築工事
建築場所　　札幌市〇区
用途　　一戸建て専用住宅
構造・規模　　混構造３階建て（１階：壁式鉄筋コンクリート造　２・３階：木造在来軸組工法）
　　構造上の床面積　１階　73.71 ㎡　２階　67.23 ㎡　３階　55.08 ㎡
　　最高の高さ　　9.820m
　　軒　　高　　8.990m
屋根形式　　３階屋根：M型屋根　２階屋根：フラットルーフ
構造上の特徴
①本建築物の木造部分は、延べ面積 500 ㎡以下、軒の高さ 9m以下、高さ 13m以下の、令第３章第３節に該当する木造軸組構法による混構造３階建て住宅である。
②平面形状はほぼ長方形で、上下階の壁線はそろっており、不整形により構造計算上の配慮を要する形態ではない。
③柱・梁・土台には構造用集成材を用い、筋かい・たるきなどには構造用製材を用いる。軸組の接合方法は、ほぞ・蟻掛け・鎌継ぎ等の継手仕口を、接合金物で補強する方式である。
④鉛直構面はＸ方向・Ｙ方向ともに面材耐力壁と筋かい耐力壁で構成するほか、石膏ボードを準耐力壁として用いる。
⑤水平構面ははり等に構造用合板を直に張る床構面（ネダレス工法）と、たるきに川の字に構造用合板を釘打ちする屋根構面及び火打ち構面で構成する。

１．２　構造設計方針

建築基準法・同施行令・告示による。
木造在来軸組工法部分：木質構造設計規準・同解説（日本建築学会)、木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008 年度版)、木質系混構造建築物の構造設計の手引き（(財）日本住宅・木造技術センター）による。
壁式鉄筋コンクリート部分：壁式構造関係設計規準集・同解説（壁式鉄筋コンクリート造）（日本建築学会）による。

１．３　構造計算ルート等

①Ｘ・Ｙ方向共、ルート１とする。
②令 46 条関連規定を満たすことを確認し、令 46 条 2 項に基づく構造計算は行わない。
③地盤は第２種地盤と判定し、昭和 55 年建設省告示第 1793 号に規定する略算式により、一次固有周期等を求め、標準せん断力係数Ｃ0＝0.2 として算定する。
④耐力壁の配置は４分割法により確認する。

１．４　設計図面

敷地の概要

建設地：札幌市内　平坦地

垂直積雪量：140 ㎝　　凍結深度：60 ㎝

地盤：砂質地盤

仕上の概要

屋根：ガルバリウム鋼鈑葺（下地 構造用合板 厚 12 ㎜）

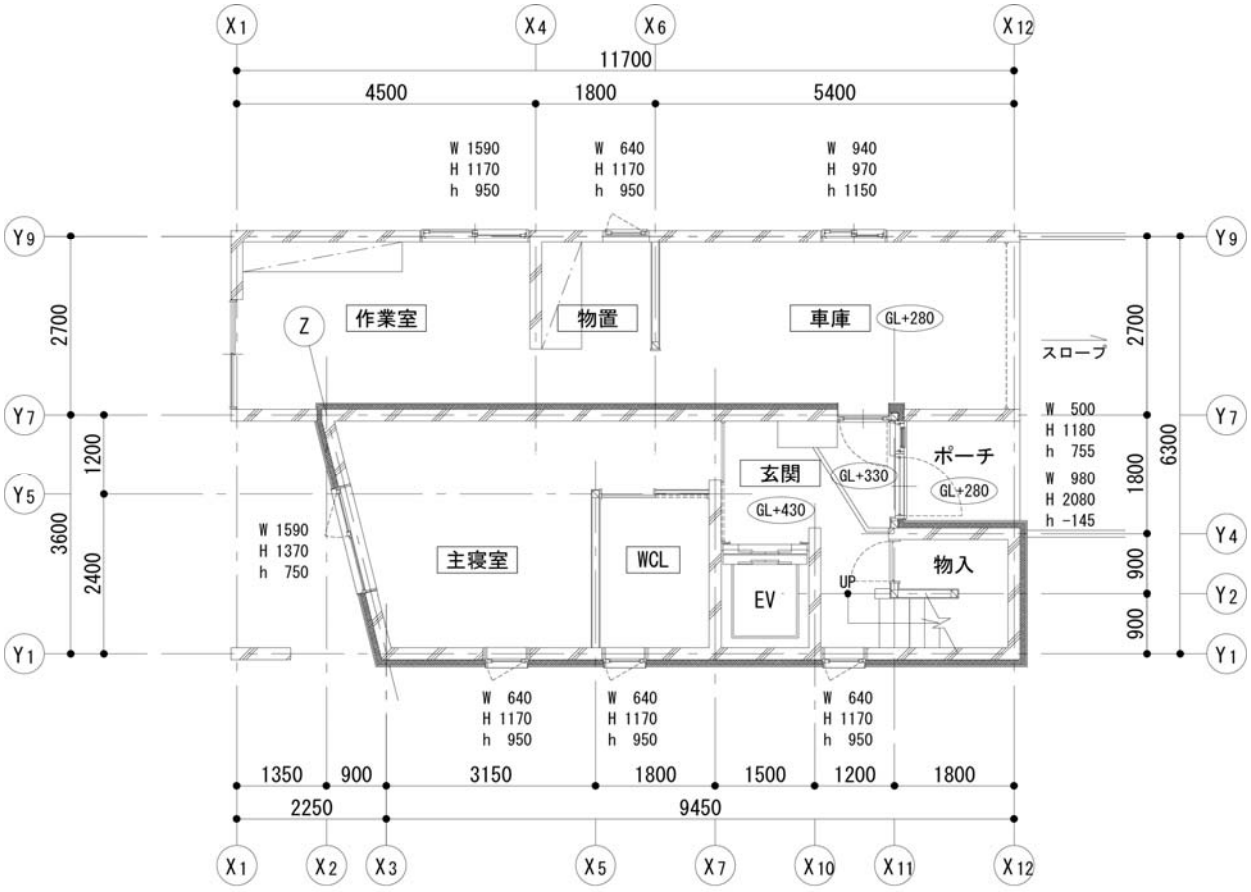
外壁：サイディング 厚 15 ㎜　一部コンクリート打放し

床　：フロアー 厚 12 ㎜　一部タタミ敷（下地 構造用合板 厚 28 ㎜）

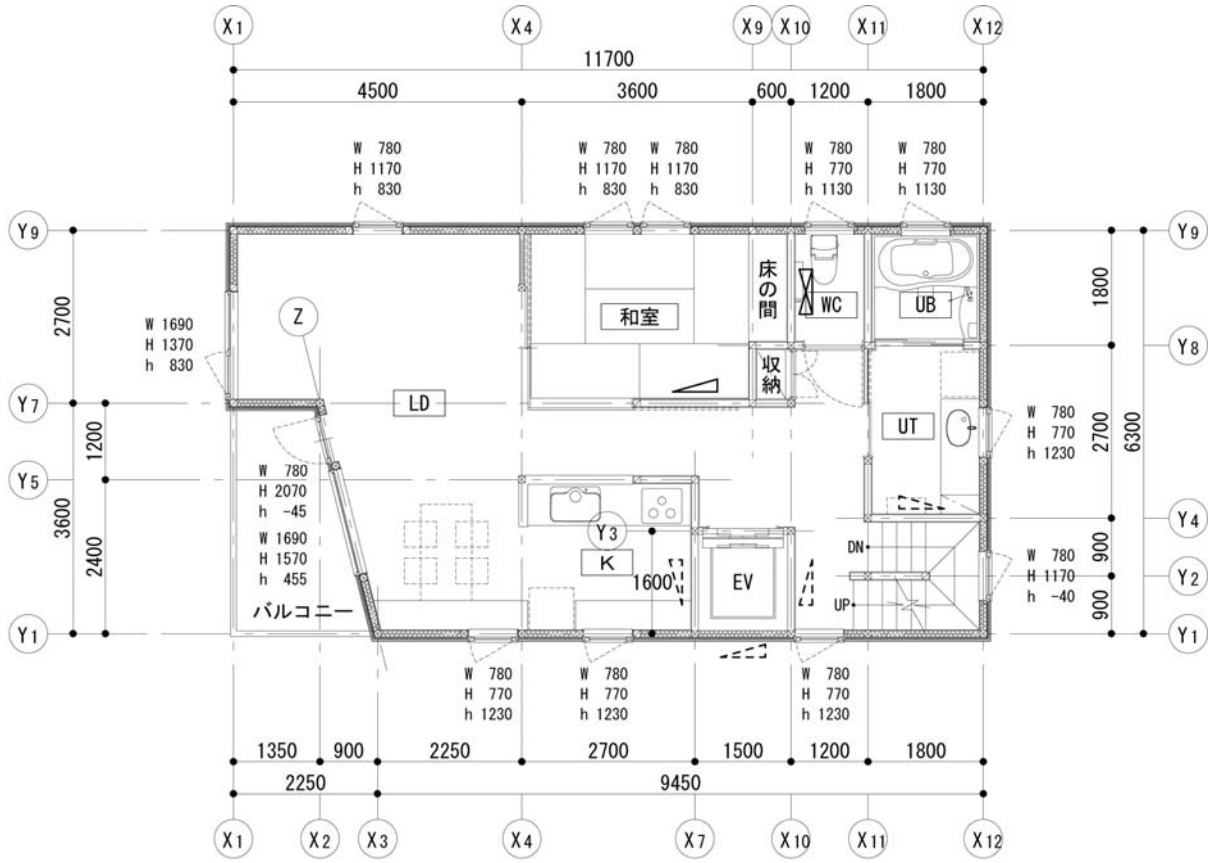
天井：クロス貼（下地 石こうボード 厚 12.5 ㎜）

壁　：クロス貼（下地 石こうボード 厚 12.5 ㎜）

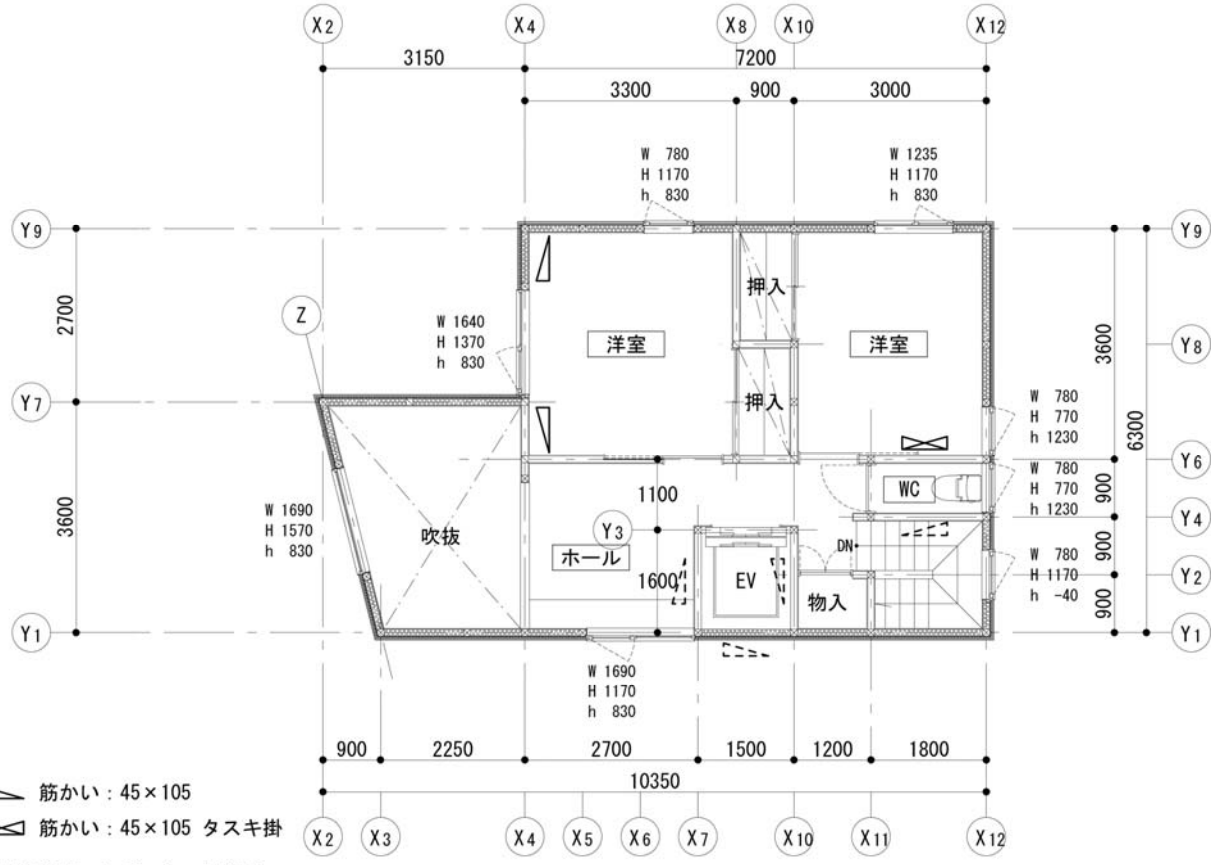
１階部分　コンクリート打放しの上塗壁



１階平面図



２階平面図



筋かい：45×105

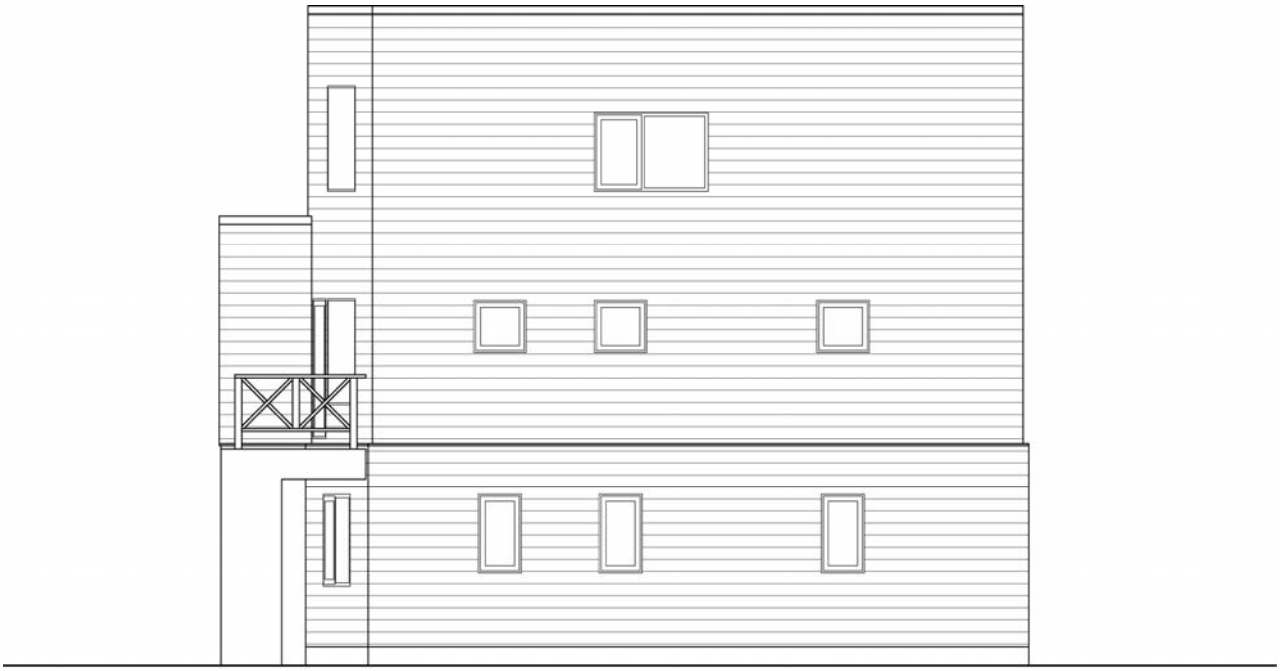
筋かい：45×105 タスキ掛

※点線はエレベーター対応用

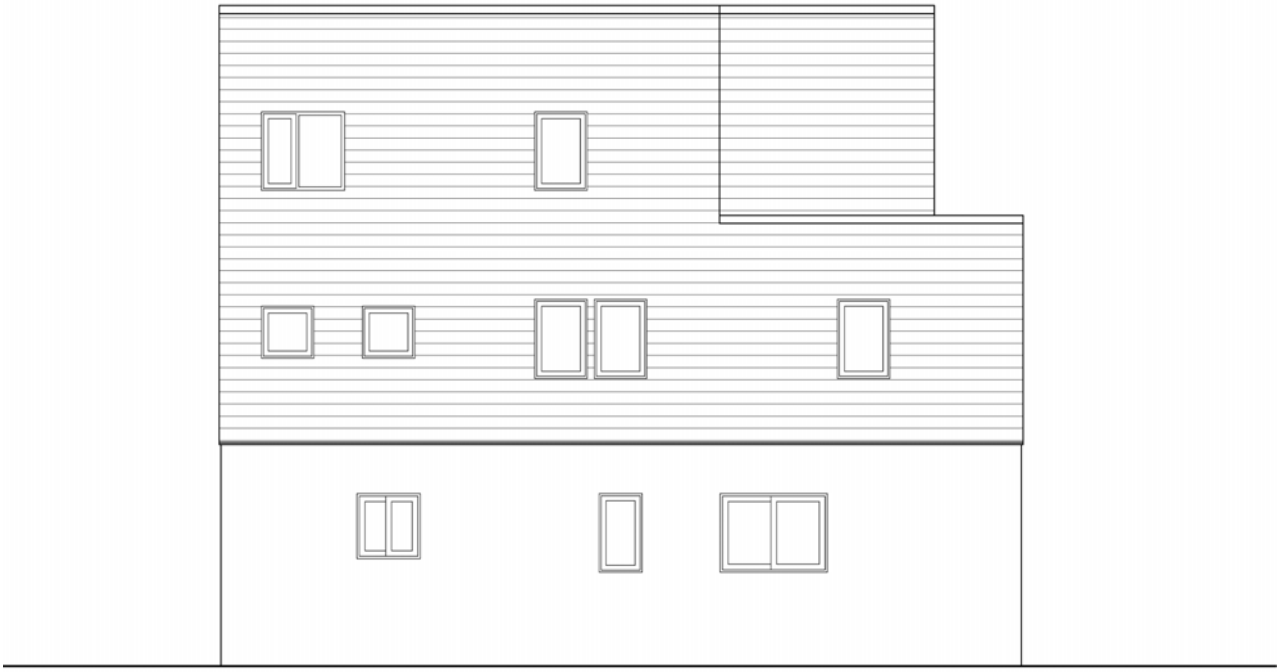
３階平面図

南面立面図

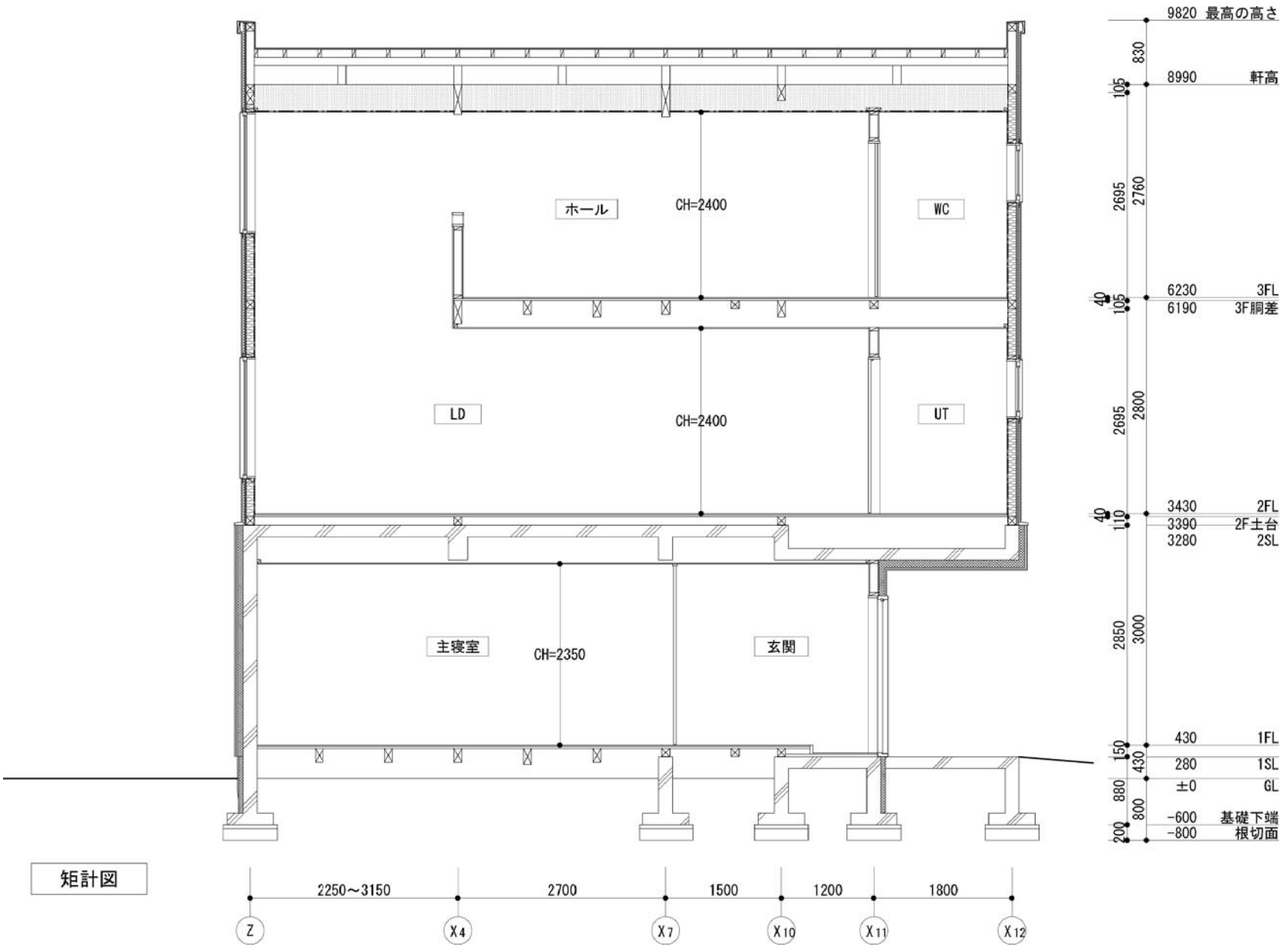
北面立面図



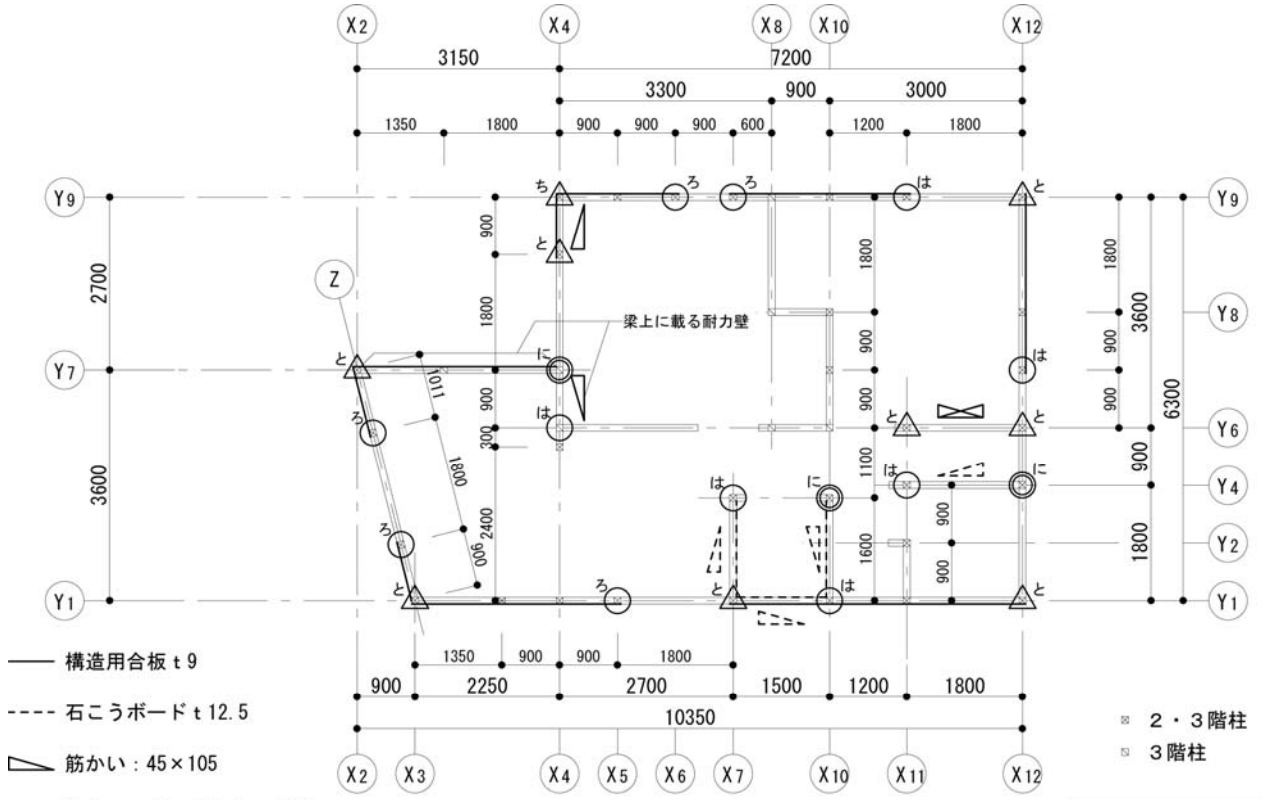
東面立面図



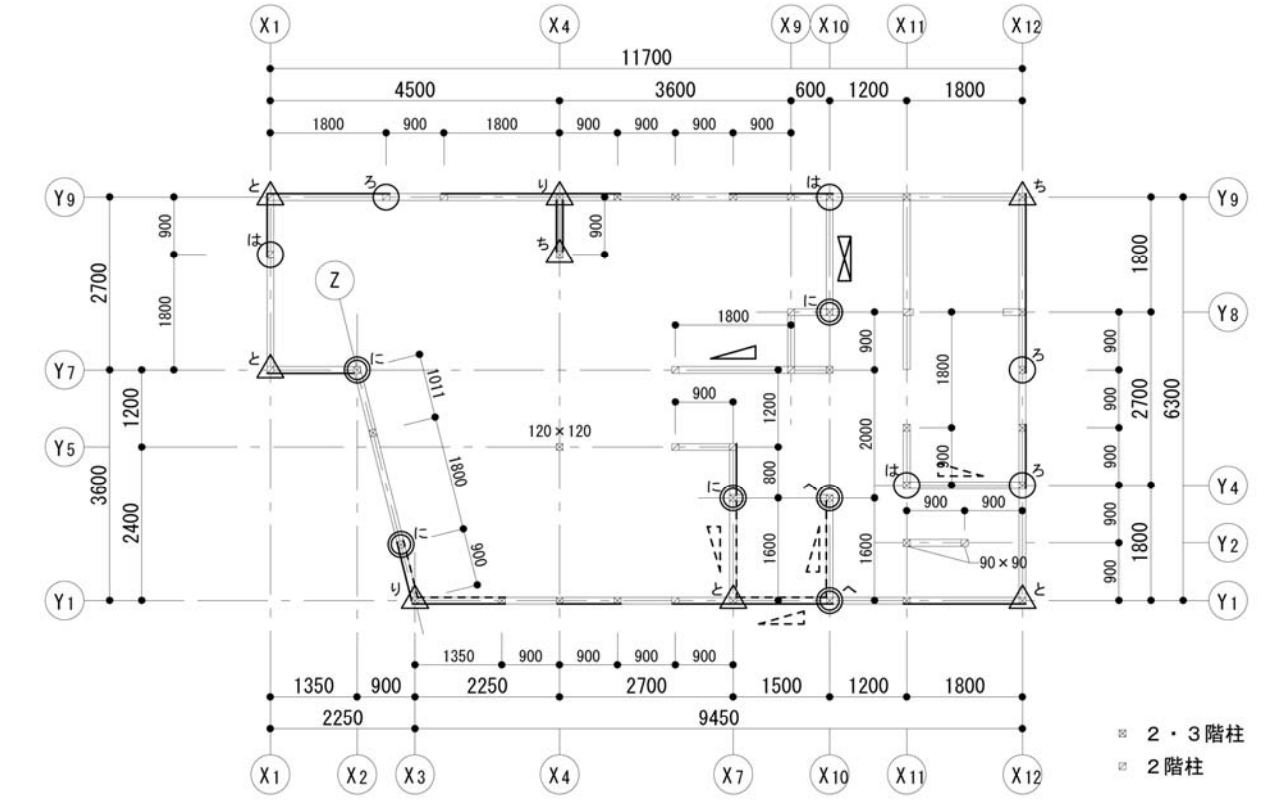
西面立面図


ホール
CH=2400
WC
LD
CH=2400
UT
主寝室
CH=2350
玄関
9820 最高の高さ
8990 軒高
6230 3FL
6190 3F胴差
3430 2FL
3390 2F土台
3280 2SL
430 1FL
280 1SL
±0 GL
-600 基礎下端
-800 根切面
830
105
2695
2760
40
105
2695
2800
40
110
2850
3000
150
430
880
800
200
2250～3150
2700
1500
1200
1800
Z
X4
X7
X10
X11
X12

矩計図



3階柱割図



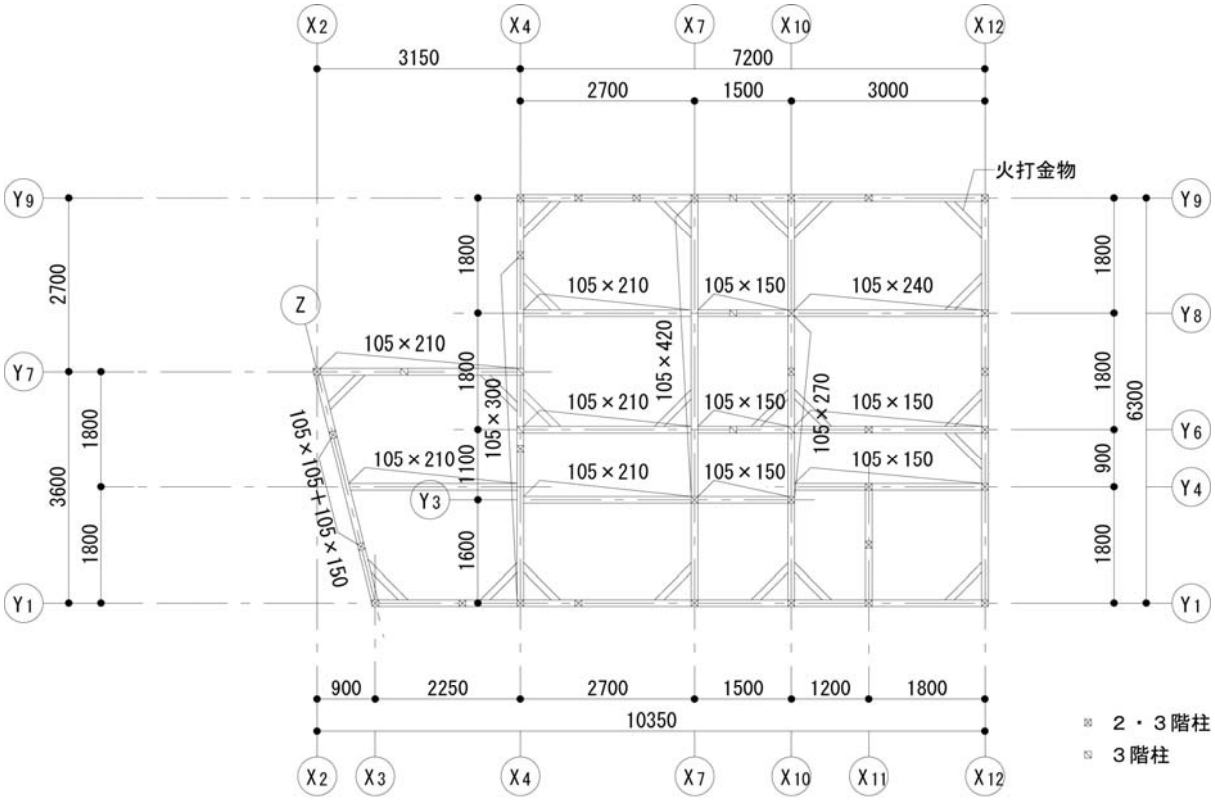
2階柱割図

○ ろ・は：柱上下 告示1460号「は」に適合する金物

◎ に・ほ・へ：柱上下 告示1460号「へ」に適合する金物

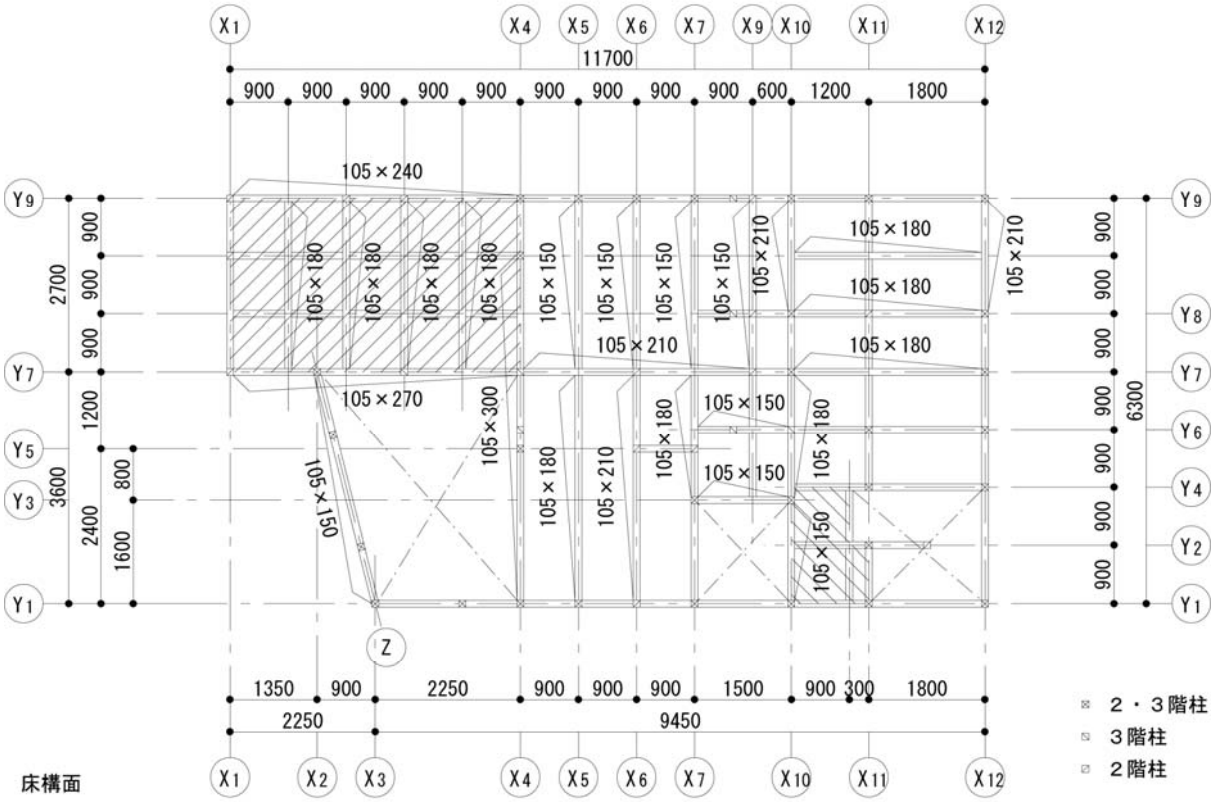
△ と・ち・り：柱上下 告示1460号「と」「ち」「り」に適合する金物

２階柱下部にはホールダウンアンカーM16を使用



※寸法の記入のない梁は105×105

小屋伏図



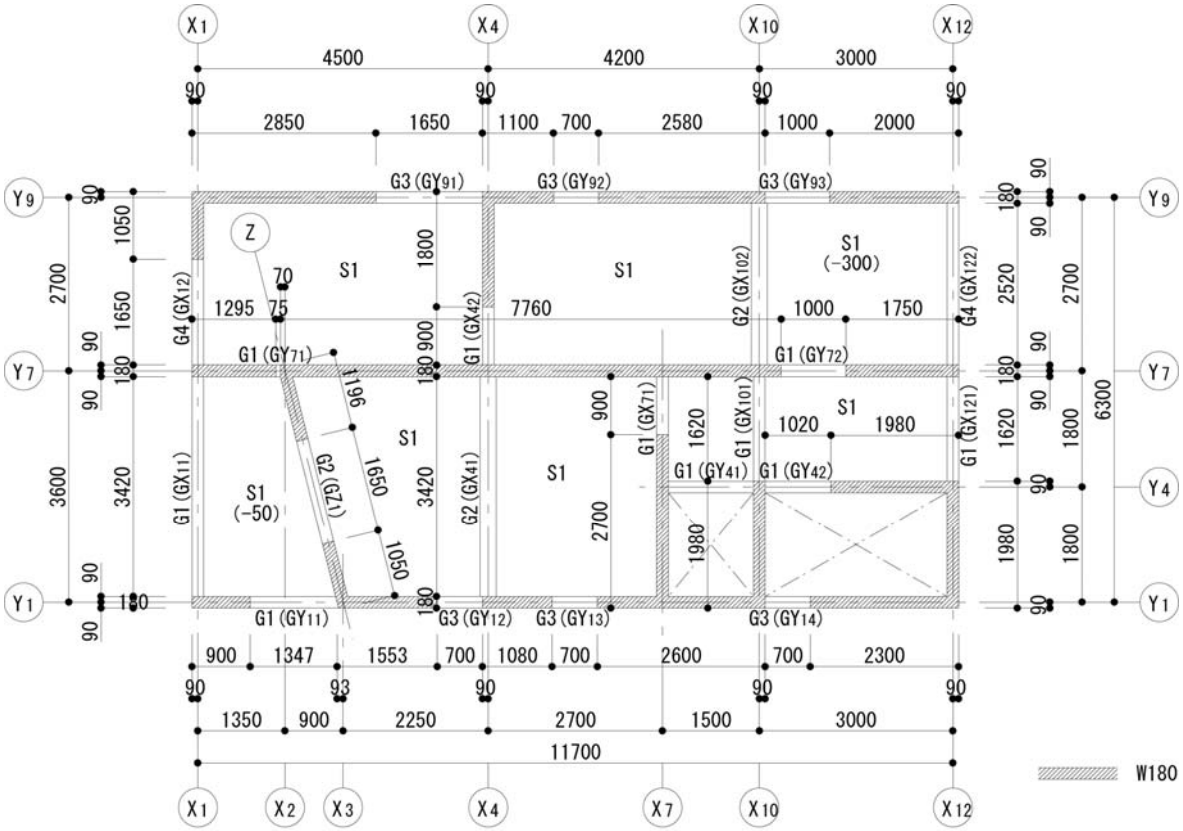
床構面

構造用合板２級 厚28をN75釘@150以下で四周打ち

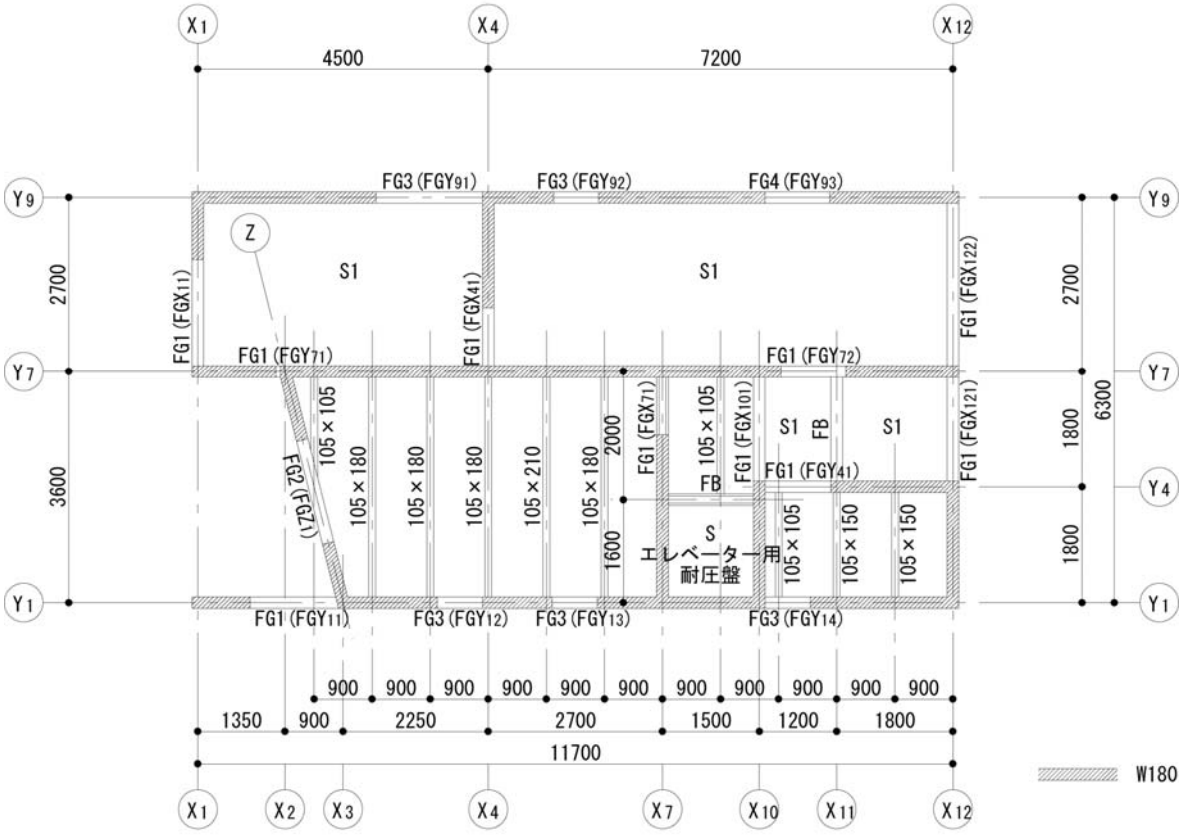
図示以外の部分は、同川の字打ち

※寸法の記入のない梁は105×105

３階床伏図


X1
X4
X10
X12
4500
4200
3000
2850
1650
1100
700
2580
1000
2000
G3 (GY91)
G3 (GY92)
G3 (GY93)
Y9
Y7
Y4
Y1
Z
S1
S1 (-300)
S1 (-50)
G1 (GY71)
G1 (GY72)
G1 (GY41)
G1 (GY42)
G1 (GY11)
G3 (GY12)
G3 (GY13)
G3 (GY14)
G4 (GX12)
G1 (GX11)
G1 (GX42)
G2 (GX102)
G4 (GX122)
G1 (GX71)
G1 (GX101)
G1 (GX121)
G2 (GZ1)
G2 (GX41)
1295
7760
1000
1750
1020
1980
1196
1650
1050
900
1347
1553
700
1080
700
2600
700
2300
1350
900
2250
2700
1500
3000
11700
W180
X2
X3
X7

２階床伏図


X1
X4
X12
4500
7200
FG3 (FGY91)
FG3 (FGY92)
FG4 (FGY93)
Y9
Y7
Y4
Y1
Z
S1
FG1 (FGX11)
FG1 (FGX41)
FG1 (FGX122)
FG1 (FGY71)
FG1 (FGY72)
FG1 (FGY41)
FG1 (FGY11)
FG3 (FGY12)
FG3 (FGY13)
FG3 (FGY14)
FG2 (FGZ1)
FG1 (FGX71)
FG1 (FGX101)
FG1 (FGX121)
105×105
105×180
105×210
2000
1600
FB
S
エレベーター用
耐圧盤
105×150
900
1350
2250
2700
1500
1200
1800
11700
W180
X2
X3
X7
X10
X11

１階床伏図

２．仮定荷重

２．１　固定荷重

①床組・小屋組

３階床	タタミまたはフローリング	180		370→	
	構造用合板　厚 28mm	190		400 N/㎡	
	（参考：床下地＋根太　190 程度）				
					800 N/㎡
	床梁		150		
	天井：石こうボード（吊木、受木、野縁等を含む）		250		
２階床	タタミまたはフローリング	180		木造部分	
	構造用合板　厚 28mm	190		430 N/㎡	
	木下地（土台を含む）	60			4230→
					4250 N/㎡
	ＲＣスラブ　厚 150mm		3600		
	天井（木下地＋石膏ボードまたは複合板打込み）		200		

小屋組

（屋根葺きの種別：金属板）	金属板	70	200		
	ｱｽﾌｧﾙﾄﾙｰﾌｨﾝｸﾞ	20	200/cos30°　＝230→		
	野地板	70	250 N/㎡	350 N/㎡	
	垂木	40	（垂木用）	（母屋用）	
	母屋		100		750 N/㎡
					(小屋梁用)
	小屋梁		150		
	吊木（吊木受けとも）		50	380→	
	野縁		30	400 N/㎡	
	石こうボード		100		
	断熱材（吹込み用 GW 厚 300 程度）		50		

②壁（サッシ、建具を含む）

外壁	サイディング（下地含む）	250		
	構造用合板厚 9 mm	60		
	軸組	150	660→	
	断熱材（GW 充填+付加断熱）	50	700 N/㎡	
	内部仕上	150		
内壁	軸組	150	450→	
	両面仕上	300	500 N/㎡	
コンクリート壁	ＲＣ壁　厚 180mm	4320		
（車庫等の外壁はコンクリート打放しで、重量に余裕があるため、木下地の間仕切り壁を含む）	外装材（木下地＋サイディング）	250	4630→	
	断熱材打込み	50	4650N/㎡	
	内部仕上（塗り壁程度）	10		

２．２　積載荷重

床の構造計算をする場合　　1800 N/㎡
大梁・柱の構造計算をする場合　　1300 N/㎡
地震力を計算する場合　　600 N/㎡

２．３　積雪荷重

垂直荷重深　140 ㎝

積雪時（中短期）　140×30　＝　4200 N/㎡
積雪時（中長期）　140×30×0.7　＝　2940 N/㎡
短期　140×30×0.35　＝　1470 N/㎡

２．４　設計荷重表

(N/㎡)

		屋根			床		
		固定	積雪	設計	固定	積載	設計
床・小梁用	常時（無積雪時）	750	0	750	３Ｆ　800 ２Ｆ　4250	1800 1800	2600 6050
	中長期積雪時	750	2940	3690			
	中短期積雪時	750	4200	4950			
柱・大梁・基礎用	常時（無積雪時）	750	0	750	３Ｆ　800 ２Ｆ　4250	1300 1300	2100 5550
	中長期積雪時	750	2940	3690			
	中短期積雪時	750	4200	4950			
地震用		750 １Ｆ　4250	1470 1470	2220 5720	３Ｆ　800 ２Ｆ　4250	600 600	1400 4850

２．５　速度圧の計算

平成 12 年建設省告示第 1454 号より

地表面粗度区分　Ⅲ　Zb＝5m　Zg＝450m　α＝0.2

基準風速　Vo＝32 m/s（札幌市）

建築物の高さ　9.820m　　軒高　8.990m　　建築物の高さと軒高の平均値をＨとする。

$$H=(9.820+8.990)\div 2=9.405\mathrm{m}>Zb$$

$$Er=1.7\left(\frac{H}{Zg}\right)^{\alpha}=1.7\left(\frac{9.405}{450}\right)^{0.2}=0.784$$

$$E=Er^2Gf \qquad Gf=2.5$$

$$E=0.784^2\times 2.5=1.537$$

速度圧　$q=0.6EVo^2=944\mathrm{N/m^2}$

風圧力の算定

	Z		Zb	
屋根軒	8.990	＞	5	$k_Z=\left(\frac{Z}{H}\right)^{2\alpha}=\left(\frac{8.990}{9.405}\right)^{2\times 0.2}=0.982$
３階床	6.230	＞	5	$k_Z=\left(\frac{6.230}{9.405}\right)^{2\times 0.2}=0.848$

風力係数

風上　C_{PE}＝0.8K_Z　風下　C_{PE}＝0.4

屋根軒　0.8×0.982＋0.4＝1.186

３階床　0.8×0.848＋0.4＝1.078

＊風力係数は、K_Z＝1 として 1.2 としてもよい

方向	階	速度圧	風力係数	見付面積	風圧力		
					P	ΣP	設計
X	3	944 (N/m²)	1.186	6.540×2.240＝14.65	17.37		17.4KN
	2		1.078	6.540×2.800＝18.32	19.75	37.12	37.1 KN
Y	3		1.186	10.625×2.240＝23.80	28.23		28.2KN
	2		1.078	11.940×2.800－1.315×1.200＝31.85	34.33	62.56	62.6 KN

２．６　地震力の算定

各階の地震用荷重の算定

・３階

屋根	55.08×2.22			＝	122.28
３階壁					
外壁長	Z	3.711			
	X4	2.700			
	X12	6.300			
	Y1	9.450			
	Y7	3.150			
	Y9	7.200			
外壁長計		32.511	32.511×2.8÷2×0.7	＝	31.86
内壁長	X4	1.200			
	X7	1.600			
	X8	3.600			
	X10	1.6+3.6=5.200			
	X11	0.9×2＝1.800			
	Y2	1.200			
	Y3	1.500			
	Y4	1.800			
	Y6	7.200			
	Y8	0.900			
内壁長計		26.000	26.0×2.4÷2×0.5	＝	15.60
				計	169.74 KN

・２階

屋根	4.5×2.7×2.22			＝	26.97
３階床	55.08×1.40			＝	77.11
３階外壁				＝	31.86
３階内壁				＝	15.60
２階壁					
外壁長	X1	2.700			
	Z	3.711			
	X12	6.300			
	Y1	9.450			
	Y7	1.350			
	Y9	11.700			
外壁長計		35.211	35.211×2.8÷2×0.7	＝	34.51
内壁長	X4	2.700			
	X7	2.400			
	X9	0.900			
	X10	1.6+2.7=4.300			
	X11	4.500			
	Y2	0.900			
	Y3	1.500			
	Y4	1.800			
	Y5	0.900			
	Y7	4.200			

	Y8	3.600			
内壁長計		27.700	27.7×2.4÷2×0.5	＝	16.62
				計	202.67 KN

＊木造部分の外壁の高さは、各階床面を基準として計算するのが一般的であるが、ここでは準耐力壁の壁倍率の算定方法に合わせて、梁等の天端を高さの基準としている。また、小屋梁から上のパラペット部分の荷重は屋根に含むものとしている。

＊内壁の荷重は天井高 2.4m を半分にして上下階に振り分けている。

・１階

屋根（バルコニー）		6.48×5.72		＝	37.07
２階床		67.23×4.85		＝	326.07
２階外壁				＝	34.51
２階内壁				＝	16.62
１階壁					
	コンクリート壁長	X1	2.700		
		Z	3.711		
		X4	1.620		
		X7	3.600		
		X10	1.800		
		X12	1.8+2.7=4.500		
		Y1	0.9+9.45=10.350		
		Y4	1.800		
		Y7	11.700		
		Y9	11.700		
	コンクリート壁長計		53.481 53.481×1.35×4.65	＝	335.73
梁重量（スラブを除く）					
		X1	3.42×0.18×0.3×24=4.43		
		X4	(0.9×0.18+3.42×0.25)×0.3×24=7.32		
		X10	(1.62×0.18+2.52×0.25)×0.3×24=6.64		
		X12	1.62×0.18×0.3×24=2.10		
		Y1	1.347×0.18×0.3×24=1.75		
		Y4	1.02×0.18×0.3×24=1.32		
	梁重量計			＝	23.56
				計	773.56 KN

ただし、木造部分のＡｉ を算定する際は、１階部分の重量が２階部分の重量の２倍を超えるので、２階部分の重量の２倍を１階部分の重量とする。

Ai 算定用１階部分重量	202.67×2	＝	405.34 KN

＊コンクリート壁の高さは、階高 3m×1/2－スラブ厚 0.15m＝1.35m

地震力の算定

$$Ai = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha i}} - \alpha i \right) \frac{2T}{1 + 3T}$$

$$\alpha_3 = \frac{169.74}{777.75} = 0.218 \quad \alpha_2 = \frac{372.41}{777.75} = 0.479 \quad T = H(0.02 + 0.01\alpha) \quad \alpha = 6.125 / 9.405 = 0.651 \quad T = 0.249$$

αi：i階の支える全重量を地上部分の建物重量で除した値
Ｔ：建物の１次固有周期
α：木造である階の高さの合計のＨに対する比
Ｈ：建築物の高さと軒高の平均(m)

$$A3 = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{0.218}} - 0.218 \right) \frac{2 \times 0.249}{1 + 3 \times 0.249} = 1.548$$

$$A2 = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{0.479}} - 0.479 \right) \frac{2 \times 0.249}{1 + 3 \times 0.249} = 1.275$$

階	Wi	ΣWi	Z	Ri	Ai	Co	Q_E	設計 Q_E
3	169.74	169.74	0.9	1.0	1.548	0.2	47.30	47.3KN
2	202.67	372.41			1.275		85.47	85.5KN
1	(405.34) 773.56	(777.75) 1145.97			1.000		206.27	206.3 KN

(　　) はAiを算定するための重量

＊T=0.03H(=0.282)として計算してもよい。また、木質系混構造建築物の構造設計の手引き(P17)の図1.2.21の例示により、１階の重量を、２階と３階の重量の合計の２倍（744.82 KN）として算定することもできる。このようにして算定すると、α_3=0.228　α_2=0.500
A3=1.532　A2=1.261　となり、設計QEは、３階で46.8KN、２階で84.5KNとなる。

※地震力により検討する

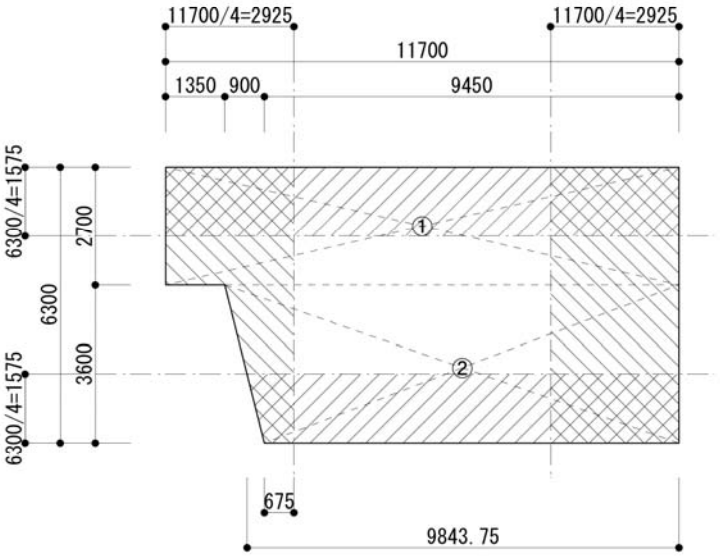
（参考）
単位面積当たりの必要壁量
３階　　47.3 KN ÷ 1.96 ÷ 55.08 ㎡ ＝ 0.438m/㎡
２階　　85.5 KN ÷ 1.96 ÷ 67.23 ㎡ ＝ 0.649m/㎡

３．木造部分の計算

３．１　令 46 条の壁量計算

■地震力算定用及び４分割法の検討用面積

【２階】

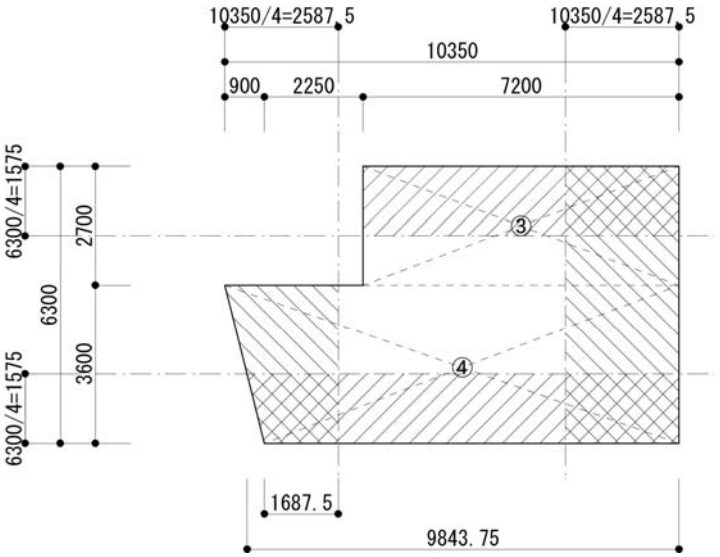


２階全体
① 11.700×2.700 ＝ 31.590
② (9.450＋10.350)×3.600÷2 ＝ 35.640

合計 67.230㎡

X方向上
11.700×1.575 ＝ 18.428㎡
X方向下
(9.450＋9.84375)×1.575÷2 ＝ 15.194㎡
Y方向右
2.925×6.300 ＝ 18.428㎡
Y方向左
2.925×2.700＋(0.675＋1.575)×3.600÷2＝11.948㎡

【３階】



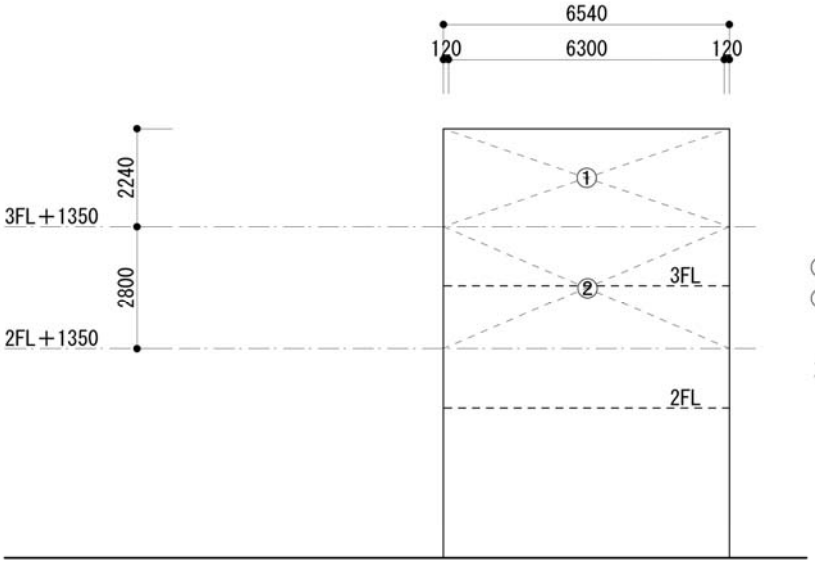
３階全体
③ 7.200×2.700 ＝ 19.440
② (9.450＋10.350)×3.600÷2 ＝ 35.640

合計 55.080㎡

X方向上
7.200×1.575 ＝ 11.340㎡
X方向下
(9.450＋9.84375)×1.575÷2 ＝ 15.194㎡
Y方向右
2.5875×6.300 ＝ 16.301㎡
Y方向左
(1.6875＋2.5875)×3.600÷2＝7.695㎡

■風圧力算定用見付面積

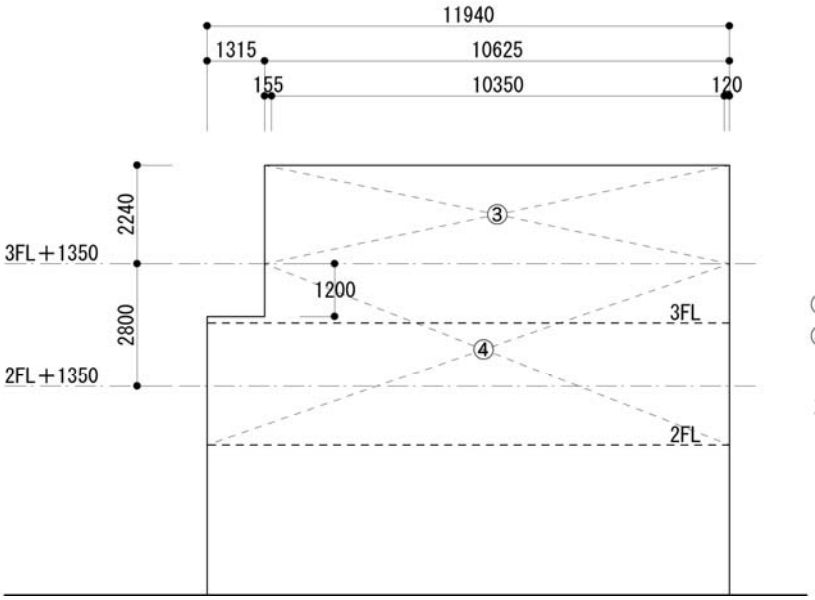
【X方向】



① 6.540×2.240 ＝ 14.650
② 6.540×2.800 ＝ 18.312

X方向見付面積
3階 ① ＝ 14.650㎡
2階 ①＋② ＝ 32.962㎡

【Y方向】

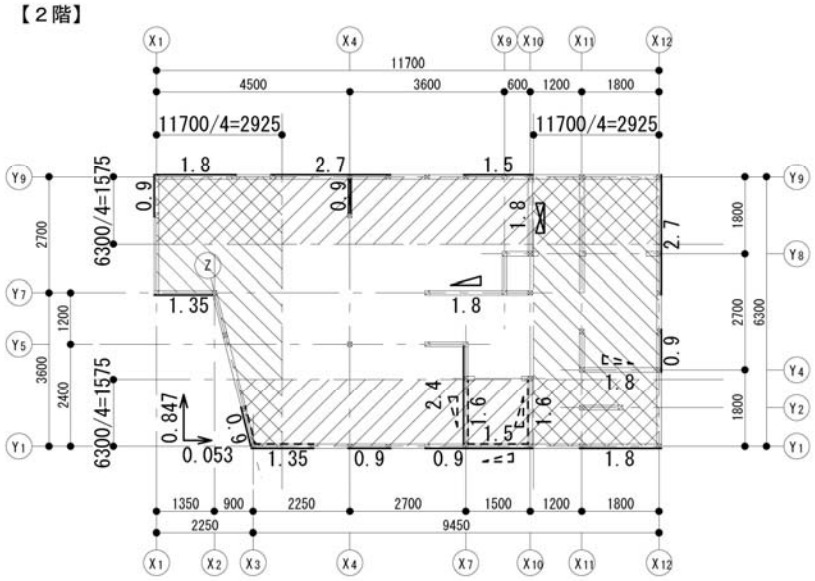


③ 10.625×2.240 ＝ 23.800
④ 11.940×2.800−1.315×1.200 ＝ 31.854

X方向見付面積
3階 ③ ＝ 23.800㎡
2階 ③＋④ ＝ 55.654㎡

■耐力壁長さ

【２階】



Y9：構 6.0

Y7：構 3.15・筋Ｓ 1.8

(Y4：筋Ｓ 1.8)

Z ：構 0.053・石 0.053

Y1：構 6.45・石 2.85

(Y1：筋Ｓ 1.5)

X1：構 0.9

Z ：構 0.847・石 0.847

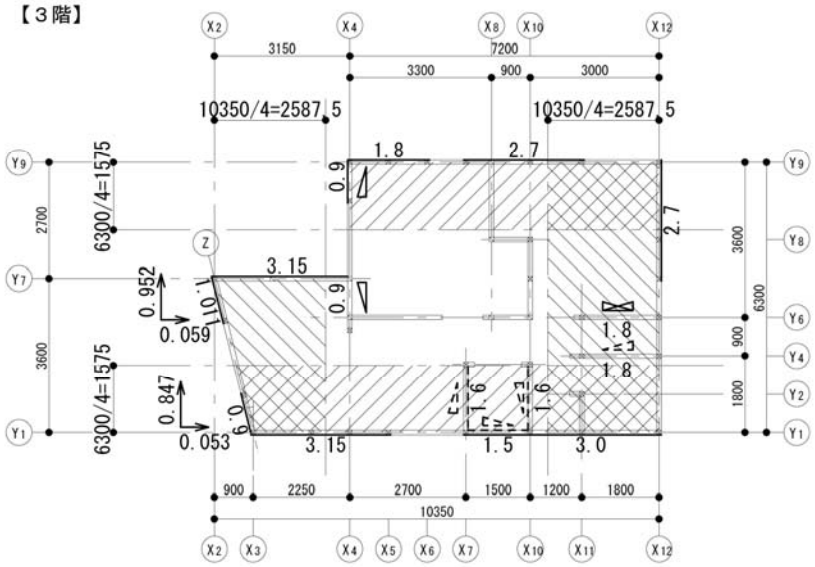
X4：構W 0.9

X7：構 2.4・石 1.6
(X7：筋Ｓ 1.6)

X10：石 1.6・筋W 1.8
(X10：筋Ｓ 1.6)

X12：構 3.6

【３階】



Y9：構 4.5

Y7：構 3.15

Y6：筋W 1.8

(Y4：筋Ｓ 1.8)

Z ：構 0.112

Y1：構 7.65・石 1.5

(Y1：筋Ｓ 1.5)

Z ：構 1.799

X4：構 0.9・筋Ｓ 1.8

X7：石 1.6
(X7：筋Ｓ 1.6)

X10：石 1.6
(X10：筋Ｓ 1.6)

X12：構 2.7

—— 構造用合板ｔ9

---- 石こうボードｔ12.5

筋かい：45×105

筋かい：45×105 タスキ掛

※点線及び( )はエレベーター対応用

必要壁量の算定

地震

階	A面積（㎡）	B地震（m/㎡）	A×B
2階	67.23	0.39	26.22
3階	55.08	0.24	13.22

風圧

階		C見付面積（㎡）	D風圧（m/㎡）	C×D
X方向	2階	32.96	0.50	16.48
	3階	14.65		7.33
Y方向	2階	55.65	0.50	27.83
	3階	23.80		11.90

存在壁量の算定及び存在壁量≧必要壁量の確認

方向	階	通り	耐力壁の種類と長さ								通りの存在壁量の合計	存在壁量	必要壁量	判定
			構ｔ9	2.5	45×105 W	4	45×105 S	2	石ｔ12.5	0.9				
			長さ	長さ×倍率	長さ	長さ×倍率	長さ	長さ×倍率	長さ	長さ×倍率				
X方向	2階	Y1	6.45	16.13					2.85	2.57	18.70			
		Z	0.053	0.13					0.053	0.05	0.18			
		Y4												
		Y7	3.15	7.88			1.80	3.60			11.48			
		Y9	6.00	15.00							15.00			
												45.36	26.22	OK
	3階	Y1	7.65	19.13					1.50	1.35	20.48			
		Z	0.112	0.28							0.28			
		Y4												
		Y6			1.80	7.20					7.20			
		Y7	3.15	7.88							7.88			
		Y9	4.50	11.25							11.25			
												47.09	13.22	OK
Y方向	2階	X1	0.90	2.25							2.25			
		Z	0.847	2.12					0.847	0.76	2.88			
		X4	1.80	4.50							4.50			
		X7	2.40	6.00					1.60	1.44	7.44			
		X10			1.80	7.20			1.60	1.44	8.64			
		X12	3.60	9.00							9.00			
												34.71	27.83	OK
	3階	Z	1.799	4.50							4.50			
		X4	0.90	2.25			1.80	3.60			5.85			
		X7							1.60	1.44	1.44			
		X10							1.60	1.44	1.44			
		X12	2.70	6.75							6.75			
												19.98	13.22	OK

必要壁量の算定（エレベーター対応耐力壁を含めた場合（壁量1.1倍）

地震

階	A面積（㎡）	B地震（m/㎡）	A×B×1.1
2階	67.23	0.39	28.84
3階	55.08	0.24	14.54

風圧

階		C見付面積（㎡）	D風圧（m/㎡）	C×D
X方向	2階	32.96	0.50	16.48
	3階	14.65		7.33
Y方向	2階	55.65	0.50	27.83
	3階	23.80		11.90

存在壁量の算定及び存在壁量≧必要壁量の確認

方向	階	通り	耐力壁の種類と長さ								通りの存在壁量の合計	存在壁量	必要壁量	判定
			構ｔ9	2.5	45×105 W	4	45×105 S	2	石ｔ12.5	0.9				
			長さ	長さ×倍率	長さ	長さ×倍率	長さ	長さ×倍率	長さ	長さ×倍率				
X方向	2階	Y1	6.45	16.13			1.50	3.00	2.85	2.57	21.70			
		Z	0.053	0.13					0.053	0.05	0.18			
		Y4					1.80	3.60			3.60			
		Y7	3.15	7.88			1.80	3.60			11.48			
		Y9	6.00	15.00							15.00			
												51.96	28.84	OK
	3階	Y1	7.65	19.13			1.50	3.00	1.50	1.35	23.48			
		Z	0.112	0.28							0.28			
		Y4					1.80	3.60			3.60			
		Y6			1.80	7.20					7.20			
		Y7	3.15	7.88							7.88			
		Y9	4.50	11.25							11.25			
												53.69	14.54	OK
Y方向	2階	X1	0.90	2.25							2.25			
		Z	0.847	2.12					0.847	0.76	2.88			
		X4	1.80	4.50							4.50			
		X7	2.40	6.00			1.60	3.20	1.60	1.44	10.64			
		X10			1.80	7.20	1.60	3.20	1.60	1.44	11.84			
		X12	3.60	9.00							9.00			
												41.11	28.84	OK
	3階	Z	1.799	4.50							4.50			
		X4	0.90	2.25			1.80	3.60			5.85			
		X7					1.60	3.20	1.60	1.44	4.64			
		X10					1.60	3.20	1.60	1.44	4.64			
		X12	2.70	6.75							6.75			
												26.38	14.54	OK

側端部の検討

必要壁量の算定

階		E面積（㎡）	F地震（m/㎡）	E×F
X方向上	2階	18.43	0.39	7.19
	3階	11.34	0.24	2.72
X方向下	2階	15.19	0.39	5.92
	3階	15.19	0.24	3.65
Y方向右	2階	18.43	0.39	7.19
	3階	16.30	0.24	3.91
Y方向左	2階	11.95	0.39	4.66
	3階	7.70	0.24	1.85

存在壁量の算定及び壁量充足率・壁率比の確認

階		壁倍率								存在壁量	必要壁量	存在壁量÷必要壁量	判定
		構ｔ9	2.5	45×105 W	4	45×105 S	2	石ｔ12.5	0.9				
X方向上	2階	Y9	6.00							15.00	7.19	2.09	OK
	軸組長さ		6.00										
	×壁倍率		15.00										
	3階	Y9	4.50							11.25	2.72	4.14	OK
	軸組長さ		4.50										
	×壁倍率		11.25										
X方向下	2階	Y1	6.45					Y1	2.85	18.87	5.92	3.19	OK
		Z	0.053					Z	0.053				
	軸組長さ		6.50						2.90				
	×壁倍率		16.26						2.61				
	3階	Y1	7.65							19.26	3.65	5.28	OK
		Z	0.053										
	軸組長さ		7.70										
	×壁倍率		19.26										
Y方向右	2階	X12	3.60							9.00	7.19	1.25	OK
	軸組長さ		3.60										
	×壁倍率		9.00										
	3階	X12	2.70							6.75	3.91	1.73	OK
	軸組長さ		2.70										
	×壁倍率		6.75										
Y方向左	2階	X1	0.90					Z	0.847	5.13	4.66	1.10	OK
		Z	0.847										
	軸組長さ		1.75						0.85				
	×壁倍率		4.37						0.76				
	3階	Z	1.799							4.50	1.85	2.43	OK
	軸組長さ		1.80										
	×壁倍率		4.50										

３．２　木材の許容応力度

柱及び梁等にはトドマツ構造用集成材 E95-F270 を使用する。ただし、柱は同一等級構成集成材とする（表中の数値は、安全側となる異等級対称構成集成材の許容応力度）。

土台にはカラマツ構造用集成材（防腐剤注入品）を、たるき等にはトドマツ甲種構造材２級を使用する。

	長期					積雪時（中長期・長期×1.3）				
	圧縮 fc	引張 ft	曲げ fb	せん断 fs	めり込 fcv	fc	ft	fb	fs	fcv
E95-F270	7.9	6.8	9.9	1.1	2.2	10.3	8.9	12.9	1.43	2.86
トドマツ２級	8.4	6.4	10.3	0.66	2.2	10.9	8.3	13.4	0.86	2.86

(N/m㎡)

	積雪時（中短期・短期×0.8）					短期					ヤング係数 E
	fc	ft	fb	fs	fcv	fc	ft	fb	fs	fcv	
E95-F270	11.5	9.9	14.4	1.6	3.2	14.4	12.4	18.0	2.0	4.0	9500
トドマツ２級	12.2	9.3	15.0	0.96	3.2	15.2	11.6	18.8	1.2	4.0	10000

土台　カラマツ fcv　材中間部　長期　2.86　中長期　3.72　中短期　4.16　短期　5.20

※材端に柱が位置する場合（柱と土台端部からの離れが 100㎜ 以内の場合）は 0.8 掛けとする

３．３　水平力に対する応力計算

３．３．１　準耐力壁等の算定

外壁については、準耐力壁と腰壁等（垂れ壁と腰壁）を算入する。

内壁については準耐力壁のみ算入する。ただし。３階の準耐力壁で両端の柱の下部に２階の柱がないものは算入しない。

○内壁下地：石膏ボード厚 12.5 ㎜（基準倍率：0.9）の準耐力壁の壁倍率

材料基準倍率×0.6×面材高さの合計/横架材間内法寸法

0.9×0.6×2.4/2.695＝0.48（２・３階共通）

○腰壁等の壁倍率

外壁下地の構造用合板厚 9 ㎜（基準倍率：2.5）と内壁下地の石膏ボード厚 12.5 による壁倍率を算定する。

・３階

① 2.5×0.6×1.125/2.695＋0.9×0.6×0.83/2.695＝0.79
② 0.9×0.6×0.83/2.695＝0.17
③ 2.5×0.6×1.525/2.695＝0.85
④ 2.5×0.6×1.525/2.695＋0.9×0.6×1.23/2.695＝1.10

・２階

⑤⑥⑦ 2.5×0.6×1.925/2.695＋0.9×0.6×1.63/2.695＝1.40
⑧ 2.5×0.6×1.925/2.695＝1.07
⑨⑩ 2.5×0.6×1.525/2.695＋0.9×0.6×1.23/2.695＝1.10

３．３．２　梁上に載る耐力壁の許容せん断耐力の低減計算

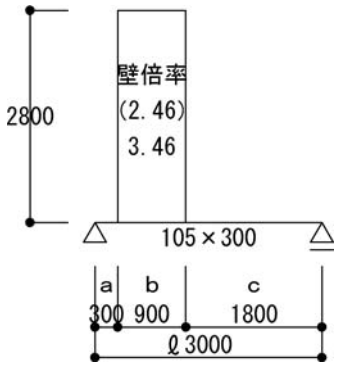
耐力壁のどちらかの柱が、下部の梁の上に載っている場合は、許容せん断耐力の低減計算を行うことを推奨する。

＊構造的には、和室のＬＤ側の角（X4Y7）に柱を建て、このような梁を設置しないことが望ましい。例題として、あえて柱を入れない設定としている。

・３階

X4 通　Y6～Y7

Ｙ方向



Pa＝3.46 (2.46)×900×1.96＝6103(4339)

K2＝6103(4339)×150／2800＝327(232)　K1＝K3＝0

E＝9500　0.8I＝189000000

壁２：$C_{R1}=\frac{H^2a\left(2c^2+bc-2ac-2ab\right)}{6E0.8Il}\left(\frac{K_1}{a}-\frac{K_2}{b}\right)$

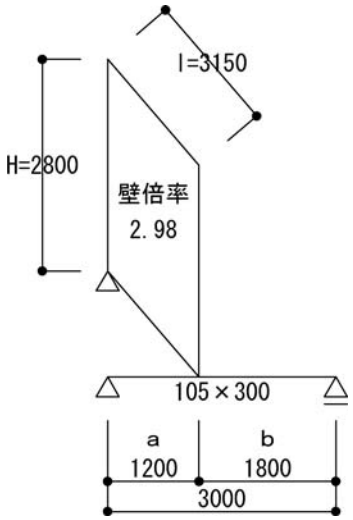
$$-\frac{H^2c\left(2a^2+ab-2ac-2bc\right)}{6E0.8Il}\left(\frac{K_2}{b}-\frac{K_3}{c}\right)=0.786\ (0.560)$$

C_{R1}＝0.785（0.557）　　C_R 支点 A＝C_R 支点 B＝0

低減係数　C_K＝1／（1＋C_{R1}＋C_R 支点 A＋C_R 支点 B）＝0.560（0.642）

壁倍率の低減　3.46×0.56＝1.94（2.46×0.642＝1.58）

Ｘ方向



Pa＝2.98×3150×1.96＝18399

ΣKi＝18399×150／2800＝986

$C_{R\text{支点}}=\frac{H^2\cdot a^2\cdot b^2}{3E0.8I(a+b)l^2}\cdot\Sigma Ki=0.225$

低減係数　C_K＝1／（1＋0.225）＝0.816

壁倍率の低減　2.98×0.816＝2.43

＊下記の①式を満たせばこの検討は不要。また、このケースでは使えないが、耐力壁のどちらかの柱が下階の柱に支えられていれば、②式により、剛性低減係数を算定できる。

① $d \geqq \sqrt{\frac{400 \cdot A_2 \cdot l}{Fb}}$

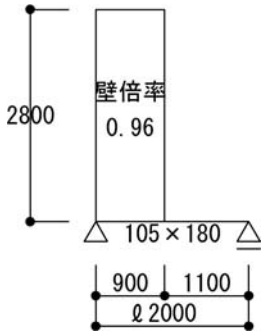
ここで、d：耐力壁が載る横架材の梁せい（mm）
l：耐力壁が載る横架材のスパン（mm）
A_2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、
柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。
Fb：横架材の曲げ強度（N/mm^2）
400：（N/mm^2）

② $C_K = 1 \Big/ \left(1 + \frac{4.7 A_2 \cdot l^2}{E \cdot d^3}\right)$

ここで、E：耐力壁が載る横架材のヤング係数（KN/mm^2）
4.7：（KN/mm）
その他の変数は①式と同じ。

・３階

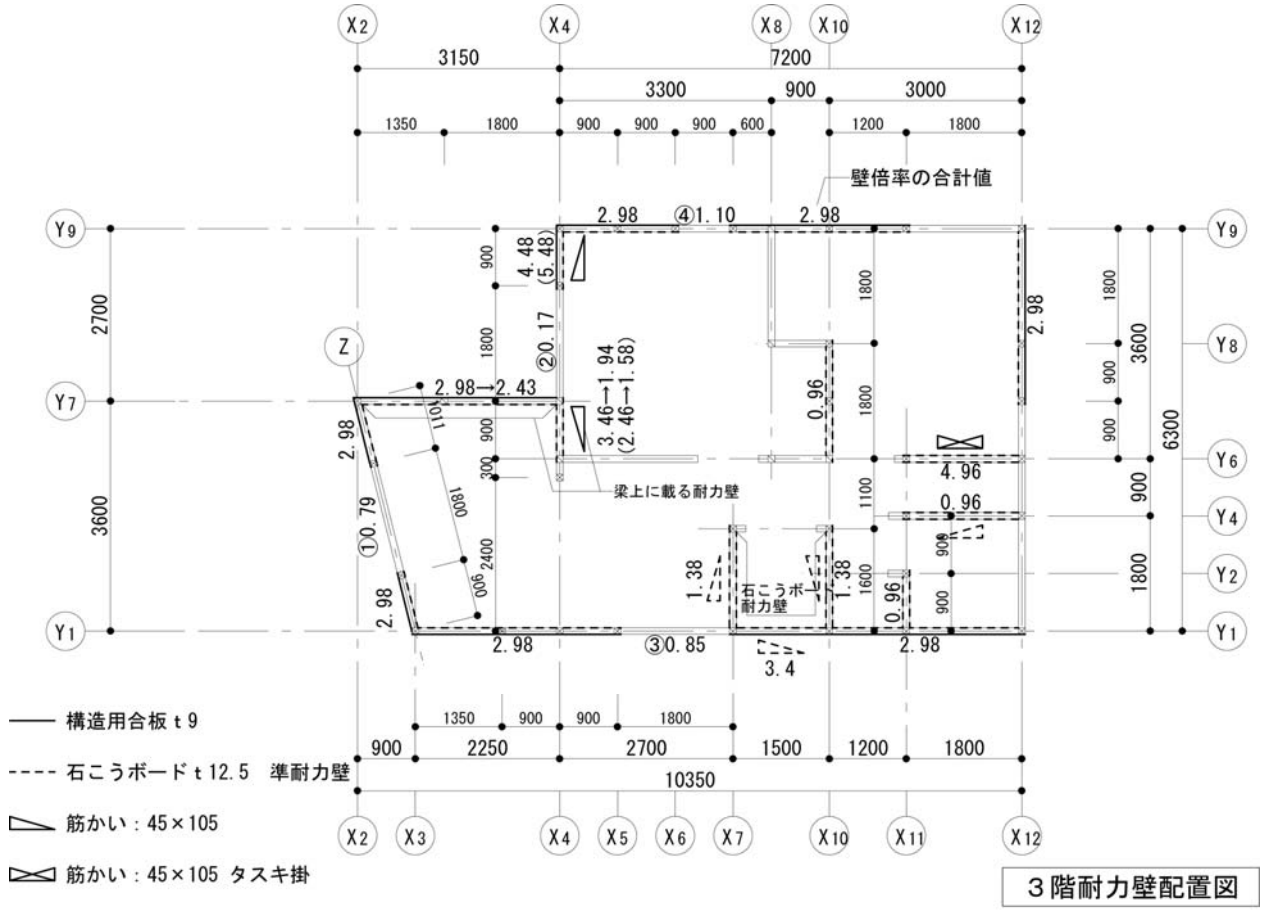
X10 通　Y6～Y7



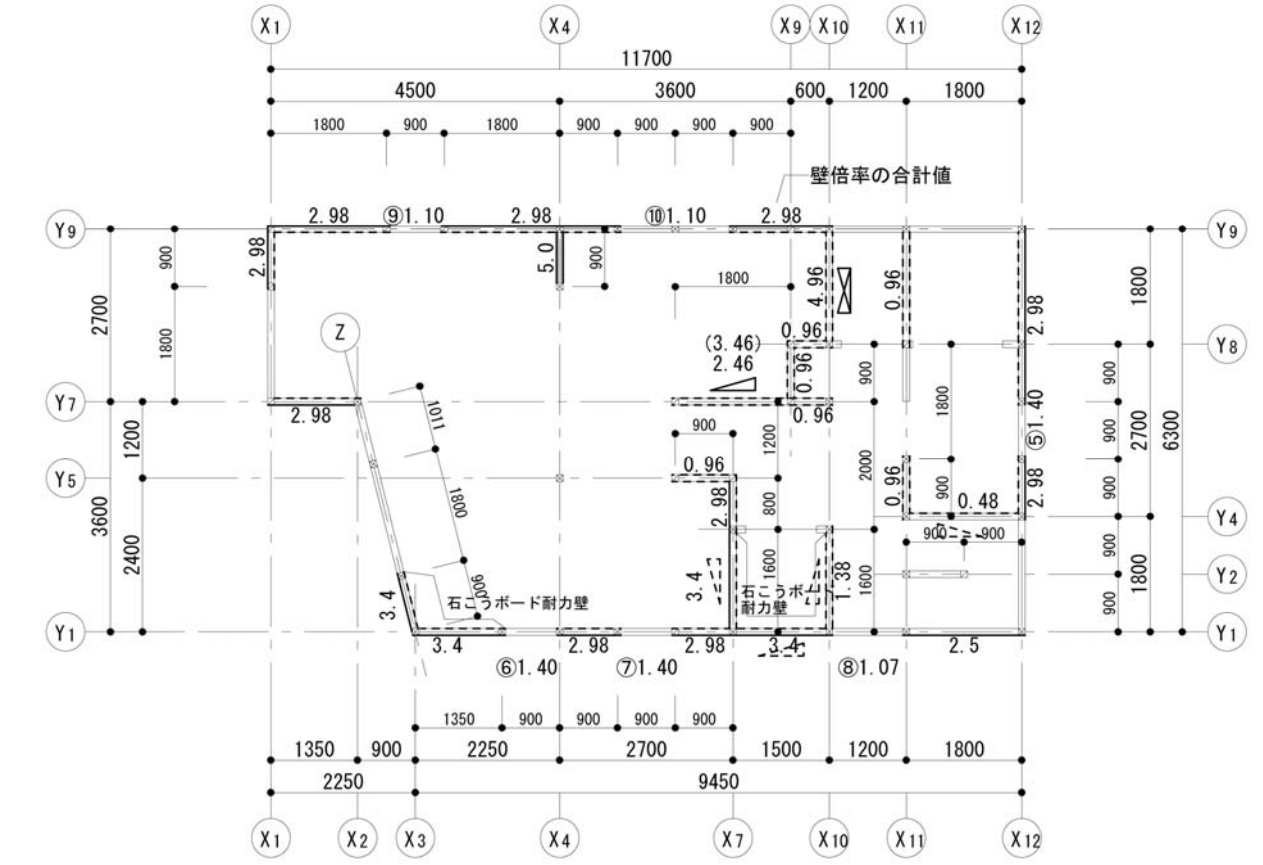
A_2＝0.96　l＝2000　Fb＝27　を①式に代入

$\sqrt{\frac{400 \cdot A_2 \cdot l}{Fb}}$ ＝169　≦　d＝180

従って、壁倍率の低減不要。



３階耐力壁配置図



２階耐力壁配置図

３．３．３　鉛直構面の許容せん断耐力の計算

壁倍率に壁長を掛けて存在壁長を算定する。存在壁長に 1.96KN/m（m当たりのせん断耐力）を掛けて鉛直構面の許容せん断耐力を計算する。

３階

X方向

Y1	(3.15＋3.0)×2.98＋1.5×3.4＋1.8×0.85	＝	24.96
Z	{(0.9＋1.011)×2.98＋1.8×0.79}×$COS^2$76°	＝	0.42
Y4	1.8×0.96	＝	1.73
Y6	1.8×4.96	＝	8.93
Y7	3.15×2.43	＝	7.65
Y9	(1.8＋2.7)×2.98＋0.9×1.1	＝	14.40
		計	58.09m

58.09×1.96＝113.9ｋN　＞　47.3（地震力）

Y方向

Z	{(0.9＋1.011)×2.98＋1.8×0.79}×$SIN^2$76°	＝	6.70
X4	0.9×(4.48＋1.94)	＝	5.78
X7	1.6×1.38	＝	2.21
X10	1.6×1.38＋1.8×0.96	＝	3.94
X11	0.9×0.96	＝	0.86
X12	2.7×2.98	＝	8.05
		計	27.54m

27.54×1.96＝54.0ｋN　＞　47.3（地震力）

側端部分の壁量充足率が全て１を超えているので　Ce＝1　→　ねじれ補正不要

＊４分割法により壁配置の検定を行った場合、両側側端部の壁量充足率がいずれも１を超えていれば、偏心によるねじれを考慮した割増係数：Ce＝１　とすることができる。

Ｘ方向全体及び各通りの検定比　47.3／113.9＝0.42

Ｙ方向全体及び各通りの検定比　47.3／ 54.0＝0.88

２階

X方向

Y1	(1.35+1.5)×3.4＋0.9×2×1.4＋0.9×2×2.98＋1.2×1.07＋1.8×2.5	＝	23.36
Z	0.9×3.4×$COS^2$76°	＝	0.18
Y4	1.8×0.48	＝	0.86
Y5	0.9×0.96	＝	0.86
Y7	1.35×2.98＋1.8×2.46＋0.6×0.96	＝	9.03
Y8	0.6×0.96	＝	0.58
Y9	(1.8+2.7+1.5)×2.98＋(0.9+1.8)×1.1	＝	20.85
		計	55.72m

55.72×1.96＝109.2ｋN　＞　85.5（地震力）

Ｙ方向

X1	0.9×2.98	＝	2.68
Z	0.9×3.4×SIN^{2}76°	＝	2.88
X4	0.9×5.0	＝	4.50
X7	1.6×3.4＋0.8×2.98	＝	7.82
X9	0.9×0.96	＝	0.86
X10	1.6×1.38＋1.8×4.96	＝	11.14
X11	(0.9+1.8)×0.96	＝	2.59
X12	(0.9+2.7)×2.98＋0.9×1.4	＝	11.99
		計	44.46m

44.46×1.96＝87.1ｋN　＞　85.5（地震力）

側端部分の壁量充足率が全て１を超えているので　Ce＝1

Ｘ方向全体及び各通りの検定比　85.5／109.2＝0.78

Ｙ方向全体及び各通りの検定比　85.5／ 87.1＝0.98

検定結果

Ｘ方向

階	水平力		許容耐力（KN）	検定比	
	地震力（KN）	風圧力（KN）		地震力	風圧力
3	47.3	17.4	113.9	0.42	0.15
2	85.5	37.1	109.2	0.78	0.34

Ｙ方向

階	水平力		許容耐力（KN）	検定比	
	地震力（KN）	風圧力（KN）		地震力	風圧力
3	47.3	28.2	54.0	0.88	0.52
2	85.5	62.6	87.1	0.98	0.72

＊２階Ｙ方向の検定比が 0.98 であるが、内装下地の石膏ボードを３階床梁まで伸ばすように設定すると、準耐力壁から床勝ち仕様の耐力壁となり許容耐力が増加する。この仕様は、構造面だけではなく、防火や気密性能の確保の面でも有効である。

３．３．４　水平構面の検定

水平構面の地震力、風圧力に対する検定は、以下の①～⑤の条件をすべて満たしているため、水平構面の許容応力度計算を省略する。②、③の条件については、続く部分に示す水平構面のチェック表で条件を満たしていることの確認を行う。

① 本建物は、平面形状は大きなくびれ等が無く整形で、スキップフロアでない。　→　OK

② すべての水平構面について、下階の有効耐力壁線の間隔 l（水平構面の一端に位置する下階の外壁線が有効耐力壁線でない場合には、その外壁線から次の有効耐力壁線までの間隔を２倍した値）が、4.1m×⊿Qa／α以下である。ここでαは、水平構面の中間（一端の下階の外壁線が有効耐力壁線でない場合は、その線上を含む）に、上階耐力壁線がある場合は 1.6、その他の場合は 1.0 とする。また⊿Qa は、水平構面の単位長さあたりの許容せん断耐力（KN/m）である。　→　次ページ参照

③ すべての水平構面について、奥行きｈ（吹抜等がある場合は、それを除いた寸法）が下階の有効耐力壁線の間隔 l×1.7×α／⊿Qa 以上であること。　→　次ページ参照

④ 屋根・床・火打構面は構造図による。

⑤ 水平構面の横架材のすべての継手・仕口は、羽子板ボルトと同等以上（7.5KN（に）以上）の短期許容引張耐力を有する接合仕様で緊結する。

（１）有効耐力壁線の確認

当該耐力壁線の許容せん断耐力（ΣPa）≧線上の水平構面の奥行き（h）×0.6×1.96（KN／m）
かつ 7KN
を満足する耐力壁線を確認する。

h_N＝ΣPa／1.96／0.6　　ΣPa＝存在壁量×1.96　より

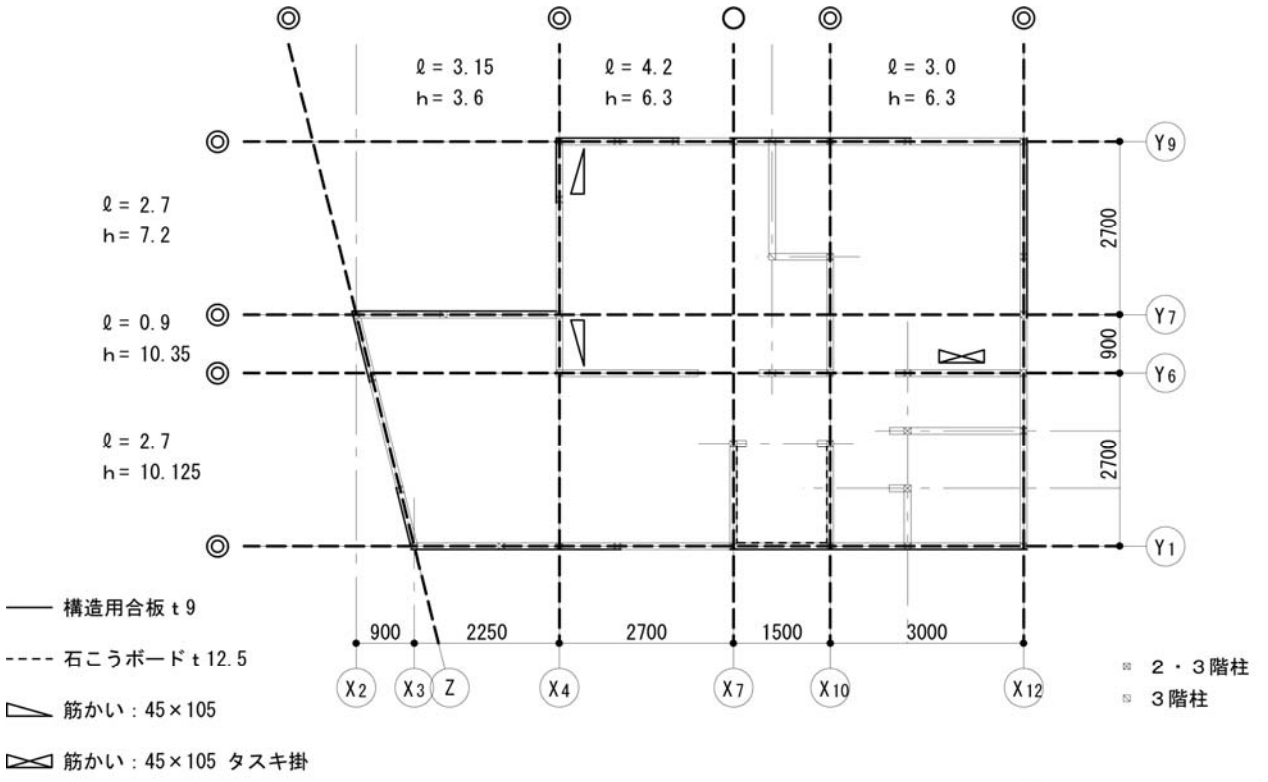
h_N＝存在壁量／0.6

ΣPa≧7　　ΣPa＝1.96×0.6×h_N より　h_N≧5.95m　かつ　h_N≧h
を確認する。

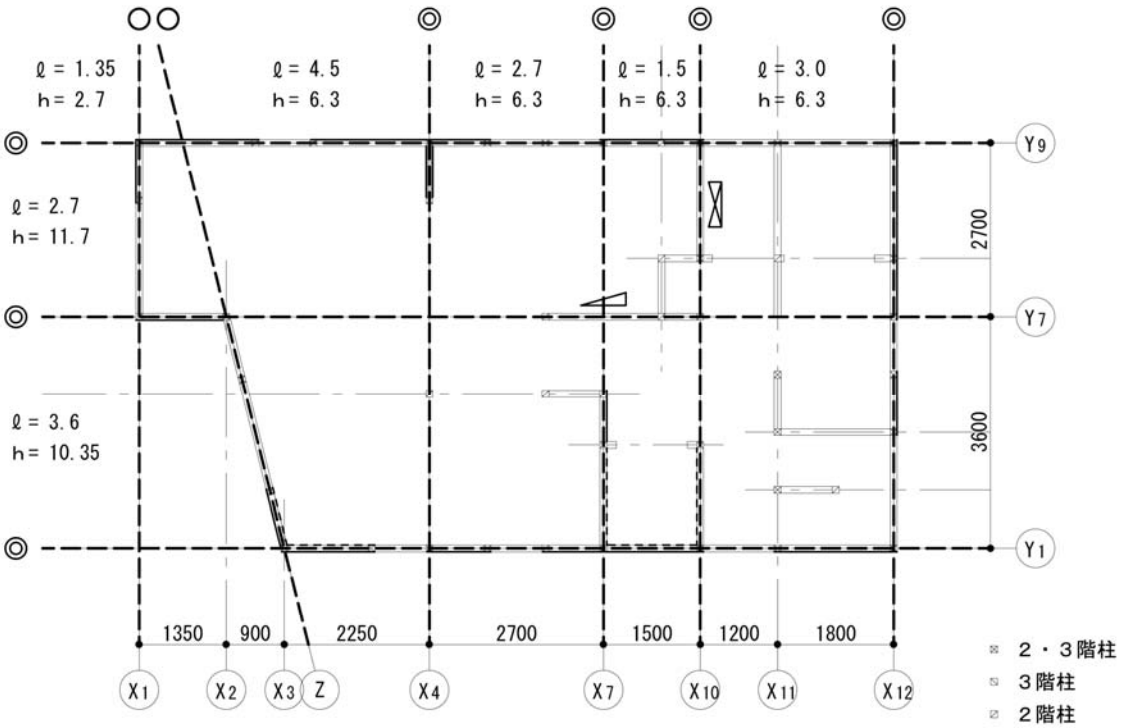
Y4 通りなど、明らかに有効耐力壁線とならない通りについては確認を省略する。

階	方向	通り	h_N（m）			h（m）	判定
3	X	Y1	{(3.15＋3.0)×2.98＋1.8×0.85＋1.5×3.4}/0.6	＝	41.60	9.45	◎
		Y6	(1.8×4.96)/0.6	＝	14.88	10.125	◎
		Y7	3.15×2.43/0.6	＝	12.76	10.35	◎
		Y9	{(1.8＋2.7)×2.98＋0.9×1.10}/0.6	＝	24.00	7.20	◎
	Y	Z	{(1.011＋0.9)×2.98＋0.79×1.8}/0.6	＝	11.86	3.71	◎
		X4	(0.9×1.94＋0.9×4.48)/0.6	＝	9.63	6.30	◎
		X7	1.6×1.38/0.6	＝	3.68	6.30	○
		X10	(1.6×1.38＋1.8×0.96)/0.6	＝	6.56	6.30	◎
		X12	2.7×2.98/0.6	＝	13.41	6.30	◎
2	X	Y1	{(1.35+1.5)×3.4＋0.9×2×1.4＋0.9×2×2.98＋1.8×2.5＋1.2×1.07}/0.6	＝	38.93	9.45	◎
		Y7	(1.35×2.98＋1.8×2.46＋0.6×0.96)/0.6	＝	15.05	11.70	◎
		Y9	{(1.8＋2.7＋1.5)×2.98＋(0.9＋1.8)×1.10}/0.6	＝	34.75	11.70	◎
	Y	X1	0.9×2.98/0.6	＝	4.47	2.70	○
		Z	0.9×3.4/0.6	＝	5.10	6.49	○
		X4	0.9×5.0/0.6	＝	7.50	6.30	◎
		X7	(1.6×3.4＋0.8×2.98)/0.6	＝	13.04	6.30	◎
		X10	(1.6×1.38＋1.8×4.96)/0.6	＝	18.56	6.30	◎
		X12	{(0.9＋2.7)×2.98＋0.9×1.4}/0.6	＝	19.98	6.30	◎

有効耐力壁線（◎）とℓとｈ



３階耐力壁線



２階耐力壁線

（２）水平構面の単位長さ当りの許容せん断耐力

・３階屋根

仕様　構造用合板２級 厚 12 ㎜を N50 釘@150 以下でたるきに打付け
たるき間隔 450 ㎜＜500 ㎜　母屋等に N75 釘２本斜め打ち
⊿Qar＝1.37KN/m

・２階屋根

仕様　床構面　：構造用合板２級 厚 28 ㎜を N75 釘@150 以下で四周打ち
⊿Qaf＝7.84KN/m
屋根構面：構造用合板２級 厚 12 ㎜を N50 釘@150 以下でたるきに打付け
たるき間隔 450 ㎜＜500 ㎜　小屋梁に N75 釘２本斜め打ち
⊿Qar＝1.37KN/m
⊿Qa＝7.84＋1.37＝9.21KN/m

・２階床

仕様①　構造用合板２級 厚 28 ㎜を N75 釘@150 以下で川の字打ち
梁の間隔 900 ㎜＜1000 ㎜
⊿Qaf＝3.53KN/m
仕様②　構造用合板２級 厚 28 ㎜を N75 釘@150 以下で４周釘打ち
梁の間隔 900 ㎜＜1000 ㎜
⊿Qaf＝7.84KN/m

・火打構面（⊿Qah）　小屋伏図で算定

・許容せん断耐力（⊿Qa）　上記の合算値　小屋伏図に記載

（３）水平構面の検定

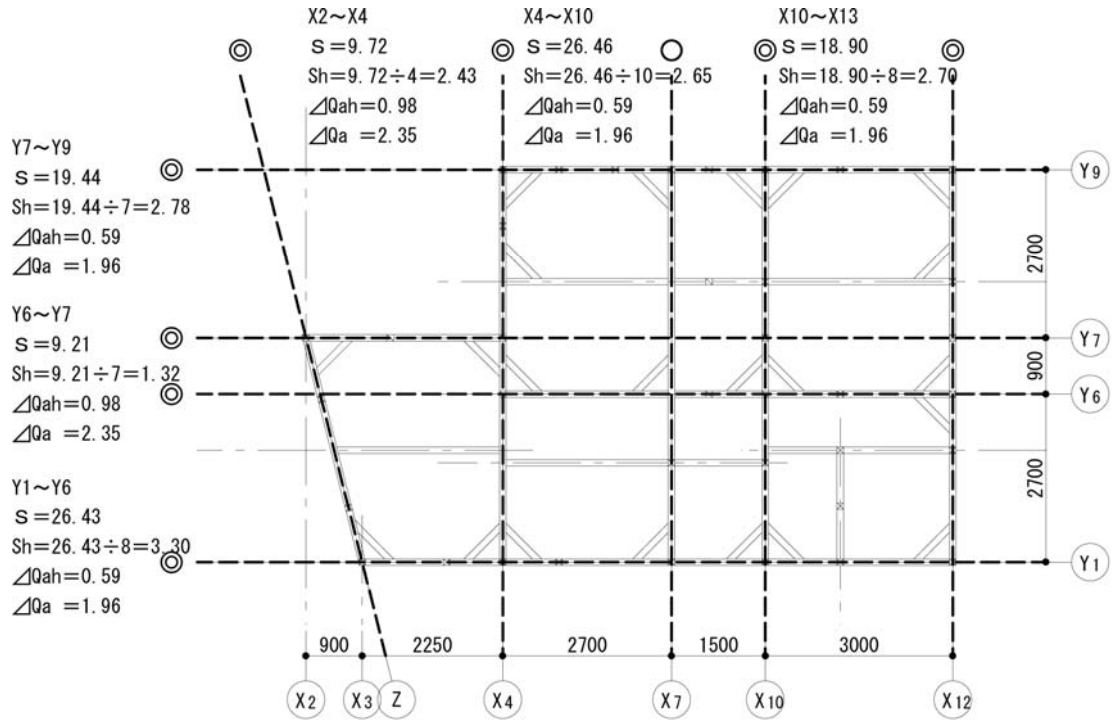
有効耐力壁線にはさまれた各水平構面について、以下の３点を確認する。
ただし、吹抜等は⊿Qa＝0、部位により⊿Qa の値が異なる場合は、平均許容せん断耐力（$\overline{⊿Qa}$）で判断する。

①　⊿Qa≧1.96
②　$4.1\times\overline{⊿Qa}\,/\,\alpha \geqq \ell$
③　$1.7\ell\alpha\,/\,\overline{⊿Qa} \leqq h$

検定表

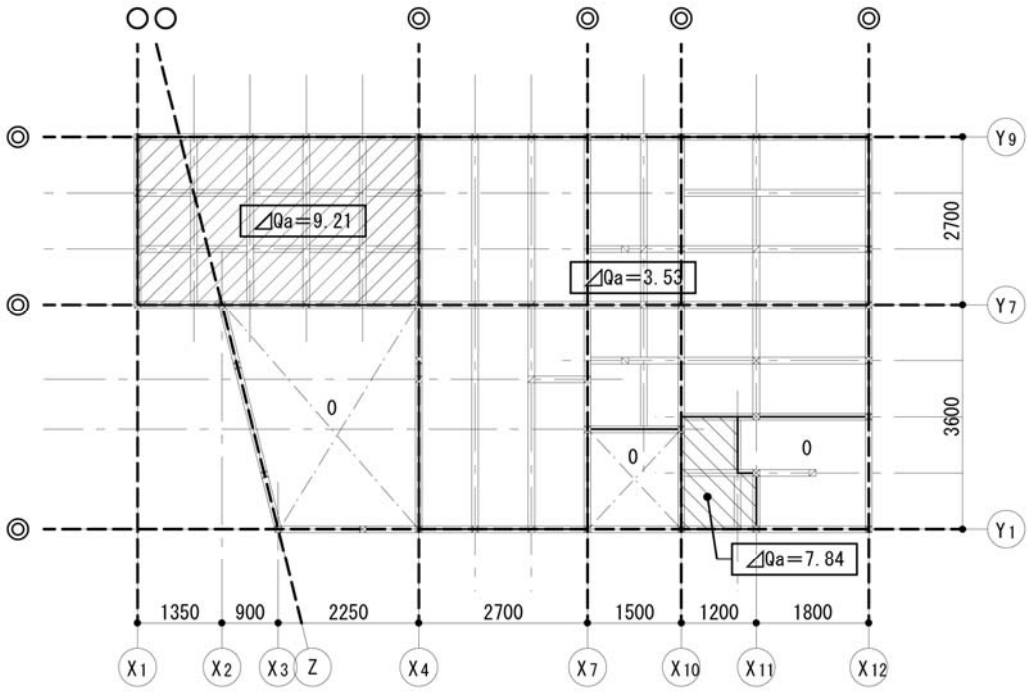
階	方向	位置	ℓ	h	α	⊿$\overline{Qa}$	4.1×⊿$\overline{Qa}$／α(≧ℓ)	1.7ℓα／⊿$\overline{Qa}$(≦h)	判定
3	X	Y1～Y6	2.70	10.13	1.0	1.37＋0.59＝1.96	4.1×1.96／1.0＝8.04	1.7×2.7×1.0／1.96＝2.34	OK
		Y6～Y7	0.90	10.35	1.0	1.37＋0.98＝2.35	4.1×2.35／1.0＝9.64	1.7×0.9×1.0／2.35＝0.65	OK
		Y7～Y9	2.70	7.20	1.0	1.37＋0.59＝1.96	4.1×1.96／1.0＝8.04	1.7×2.7×1.0／1.96＝2.34	OK
	Y	X2･X3～X4	3.15	3.60	1.0	1.37＋0.98＝2.35	4.1×2.35／1.0＝9.64	1.7×2.7×1.0／2.35＝1.95	OK
		X4～X10	4.20	6.30	1.0	1.37＋0.59＝1.96	4.1×1.96／1.0＝8.04	1.7×4.2×1.0／1.96＝3.64	OK
		X10～X12	3.00	6.30	1.0	1.37＋0.59＝1.96	4.1×1.96／1.0＝8.04	1.7×3.0×1.0／1.96＝2.60	OK
2	X	Y1～Y7	3.60	10.35	1.6	(2.7×3.53＋0.9×7.84)／10.35＝1.60	4.1×1.60／1.6＝4.10	1.7×3.6×1.6／1.6＝6.12	OK
		Y7～Y9	2.70	11.70	1.0	(4.5×4.90＋7.2×3.53)／11.70＝4.06	4.1×4.06／1.0＝16.65	1.7×2.7×1.0／4.06＝1.13	OK
	Y	X1～X4	4.50	6.30	3.2	2.7×9.21／6.3＝3.95	4.1×3.95／3.2＝5.06	1.7×4.5×3.2／3.95＝6.20	OK
		X4～X7	2.70	6.30	1.0	3.53	4.1×3.53／1.0＝14.47	1.7×2.7×1.0／3.53＝1.30	OK
		X7～X10	1.50	6.30	1.0	4.7×3.53／6.3＝2.63	4.1×2.63／1.0＝10.78	1.7×1.5×1.0／2.63＝0.97	OK
		X10～X12	3.00	6.30	1.0	4.5×3.53／6.3＝2.52	4.1×2.52／1.0＝10.33	1.7×3.0×1.0／2.52＝2.02	OK

火打材による単位長さ当りの許容せん断耐力



Sh ：火打材１本当たりの平均負担面積（㎡）
⊿Qah：火打構面の単位長さ当りの許容せん断耐力（KN/m）
⊿Qar：屋根構面の単位長さ当りの許容せん断耐力（KN/m）⊿Qar＝1.37（共通）
⊿Qa ：水平構面の単位長さ当りの許容せん断耐力（KN/m）

小屋伏図



３階床伏図

３．３．５　柱脚・柱頭接合部の引抜力の計算

Ｎ値計算法をそのまま適用して計算する。Ｘ、Ｙ方向の両方に耐力壁等がある場合は、引抜力が大きいほうで検討する。

２階の柱の引抜力を計算する際に、３階柱の引抜力は、３階の層せん断力に対する検定比／２階の層せん断力に対する検定比により低減する。

低減比　３階Ｘ方向　0.42/0.78=0.54　３階Ｙ方向　0.88/0.98=0.90

引抜力Ｔ（ｋＮ）＝Ｎ×階高（ｍ）×1.96（ｋＮ/ｍ）

最上階の柱　　：Ｎ＝Ａ1×Ｂ1－Ｌ

Ａ1：当該柱の両側における耐力壁等の倍率の差

Ｂ1：出隅の場合　0.8　その他の場合　0.5

Ｌ　：出隅の場合　0.4　その他の場合　0.6

上から２番目の階の柱：Ｎ＝Ａ1×Ｂ1－Ａ2×Ｂ2－Ｌ

Ａ1・Ｂ1：上記と同じ

Ａ2：当該柱に連続する上階の柱の両側における耐力壁等の倍率の差

Ｂ2：当該柱に連続する上階の柱が出隅の場合　0.8　その他の場合　0.5

Ｌ　：出隅の場合　1.0　その他の場合　1.6

○最上階の出隅の柱

３階　X2Y7　　Ｎ＝2.98（構造用合板 2.5＋準耐力壁 0.48）×0.8－0.4＝1.98

Ｔ＝1.98×2.8×1.96＝10.87ｋＮ→告示記号　と

２階　X1Y9　　Ｎ＝2.98（構造用合板 2.5＋準耐力壁 0.48）×0.8－0.4＝1.98

Ｔ＝1.98×2.8×1.96＝10.87ｋＮ→告示記号　と

○最上階のその他の柱

３階　X4Y8.5　Ｎ＝（5.48－0.17）×0.5－0.6＝2.06

5.48：構造用合板 2.5＋筋かい 45×105（圧縮）2.5＋準耐力壁 0.48）

0.17：隣の開口部の垂れ壁等の倍率

Ｔ＝2.06×2.8×1.96＝11.31ｋＮ→告示記号　と

○上から２番目の階の出隅の柱

２階　X3Y1　　$0.48\times COS^2 76^\circ + 0.84\times SIN^2 76^\circ = 0.82$

Ｎ＝3.40（構造用合板 2.5＋石こうボード 0.9）×0.8＋

2.98（構造用合板 2.5＋準耐力壁 0.48）×0.8×0.82－1.0＝3.67

Ｔ＝3.67×2.8×1.96＝20.14ｋＮ→告示記号　り

○上から２番目の階のその他の柱

２階　X10Y1 エレベーター対応用筋かいも考慮する。引抜力が大きくなるＹ方向で計算する。

Ｎ＝3.88（石こうボード 0.9＋筋かい 45×105（圧縮）2.5＋準耐力壁 0.48）×0.5＋

2.88（石こうボード 0.9＋筋かい 45×105（引張）1.5＋準耐力壁 0.48）×0.5×0.90－1.6＝1.64

Ｔ＝1.55×2.8×1.96＝8.51ｋＮ→告示記号　へ

２階　X4Y9　引抜力が大きくなるＹ方向で計算する。

Ｎ＝5.00（構造用合板 2.5×2）×0.5＋

4.48（構造用合板 2.5＋筋かい 45×105（引張）1.5＋準耐力壁 0.48）×0.8×0.90－1.6＝4.13

Ｔ＝3.86×2.8×1.96＝21.18ｋＮ→告示記号　り

２階　X11Y6　Ｘ方向に当該階に接する耐力壁等がなくても上階の柱に耐力壁が接している。

Ｎ（Ｘ方向）＝4.96（筋かい 45×105 たすき掛け 4.0＋準耐力壁 0.48×2）×0.5×0.54－1.6＝－0.26

N（Y方向）＝0.96（準耐力壁 0.48×2）×0.5－1.6＝－1.12　→　引抜力はかからない

各柱の柱脚・柱頭を短期引抜力または告示記号に適合する金物で補強する。
以下、一覧表にする。

階	柱符号	N	T(KN) (＝5.488N)	告示 記号
2	X1Y7	2.98×0.8－0.4＝1.984	10.89	と
2	X1Y8.5	2.98×0.5－0.6＝0.89	4.88	は
2	X1Y9	2.98×0.8－0.4＝1.984	10.89	と
3	X2Y7	2.98×0.8－0.4＝1.984	10.89	と
2	X2Y7	2.98×0.5＋2.98×0.8×0.54－1.6＝1.177	6.46	に
3	X2.5Y2	(2.98－0.79)×0.5－0.6＝0.495	2.72	ろ
2	X2.5Y2	3.4×0.5＋(2.98－0.79）×0.5×0.90－1.6＝1.086	5.96	に
3	X2.5Y6	(2.98－0.79)×0.5－0.6＝0.495	2.72	ろ
2	X2.5Y6	(2.98－0.79)×0.5×0.90－1.6＝－0.615	－	い
2	X2.5Y9	(2.98－1.1)×0.5－0.6＝0.34	1.87	ろ
3	X3Y1	2.98×0.8－0.4＝1.984	10.89	と
2	X3Y1	3.4×0.8＋2.98×0.8×0.90－1.0＝3.866	21.21	り
2	X3.5Y1	(3.4－1.33）×0.5－1.6＝－0.565	－	い
2	X3.5Y9	(2.98－1.1)×0.5－1.6＝－0.66	－	い
2	X4Y1	(2.98－1.33）×0.5－1.6＝－0.775	－	い
3	X4Y6	2.46×0.5－0.6＝0.63	3.46	は
2	X4Y5	2.46×0.5－1.6＝－0.37（３階の X4Y6 の柱が直上にあると仮定した計算）	－	い
3	X4Y7	(3.46－0.17)×0.5－0.6＝1.045	5.73	に
3	X4Y8.5	(5.48－0.17)×0.5－0.6＝2.055	11.28	と
2	X4Y8.5	5×0.5＋(5.48－0.17)×0.5×0.90－1.6＝3.290	18.05	ち
3	X4Y9	4.48×0.8－0.4＝3.184	17.47	ち
2	X4Y9	5×0.5＋4.48×0.8×0.90－1.6＝4.126	22.64	り
3	X5Y1	(2.98－0.85)×0.5－0.6＝0.465	2.55	ろ
2	X5Y1	(2.98－1.33)×0.5＋(2.98－0.85)×0.5×0.54－1.6＝－0.200	－	い
2	X5Y9	(2.98－1.1)×0.5－1.6＝－0.66	－	い
2	X6Y1	(2.98－1.33)×0.5－1.6＝－0.775	－	い
2	X6Y5	0.96×0.5－1.6＝－1.12	－	い
2	X6Y7	2.46×0.5－1.6＝－0.37	－	い
3	X6Y9	(2.98－1.1)×0.5－0.6＝0.34	1.87	ろ
2	X6Y9	(2.98－1.1)×0.5×0.54－1.6＝－1.092	－	い
3	X7Y1	(3.4＋2.5－0.85)×0.5－0.6＝1.925	10.56	と
2	X7Y1	X方向　(3.4＋1.5－2.98)×0.5＋(3.4＋2.5－0.85)×0.5×0.54－1.6＝0.724 Y方向　(3.4＋1.5)×0.5＋(1.38＋2.5)×0.5×0.90－1.6＝2.596	14.25	と

階	柱符号	N	T(KN) (＝5.488N)	告示 記号
3	X7Y3	(1.38＋1.5)×0.5－0.6＝0.84	4.61	は
2	X7Y3	(3.4＋2.5－2.98)×0.5＋(1.38＋1.5)×0.5×0.90－1.6＝1.156	6.34	に
2	X7Y5	2.98×0.5－1.6＝－0.11	－	い
3	X7Y9	(2.98－1.1)×0.5－0.6＝0.34	1.87	ろ
2	X7Y9	(2.98－1.1)×0.5＋(2.98－1.1)×0.5×0.54－1.6＝－0.152	－	い
2	X9Y7	(3.46－0.96)×0.5－1.6＝－0.35	－	い
2	X9Y8	0.96×0.5－1.6＝－1.12	－	い
3	X10Y1	(1.38＋1.5)×0.5－0.6＝0.84	4.61	は
2	X10Y1	X方向　(3.4＋2.5－1.07)×0.5＋(3.4＋1.5－2.98)×0.5×0.54－1.6＝1.333 Y方向　(1.38＋2.5)×0.5＋(1.38＋1.5)×0.5×0.90－1.6＝1.636	8.98	へ
3	X10Y3	(1.38＋2.5)×0.5－0.6＝1.34	7.35	に
2	X10Y3	(1.38＋1.5)×0.5＋(1.38＋2.5)×0.5×0.90－1.6＝1.558	8.55	へ
3	X10Y6	0.96×0.5－0.6＝－0.12	－	い
2	X10Y7	0.96×0.5－1.6＝－1.12	－	い
3	X10Y8	0.96×0.5－0.6＝－0.12	－	い
2	X10Y8	4.96×0.5＋0.96×0.5×0.90－1.6＝1.312	7.20	に
2	X10Y9	4.96×0.5－1.6＝0.88	4.83	は
3	X11Y1	0.96×0.5－0.6＝－0.12	－	い
2	X11Y1	(2.5－1.07)×0.5－1.6＝－0.885	－	い
3	X11Y2	0.96×0.5－0.6＝0.12	－	い
3	X11Y4	(0.96＋1.5)×0.5－0.6＝0.63	3.46	は
2	X11Y4	(0.96＋2.5)×0.5＋(0.96＋1.5)×0.5×0.54－1.6＝0.794	4.36	は
3	X11Y6	4.96×0.5－0.6＝1.88	10.32	と
2	X11Y6	X方向　4.96×0.5×0.54－1.6＝－0.261 Y方向　0.96×0.5－1.6＝－1.12	－	い
2	X11Y8	0.96×0.5－1.6＝－1.12	－	い
3	X11Y9	2.98×0.5－0.6＝0.89	4.88	は
2	X11Y9	2.98×0.5×0.54－1.6＝－0.795	－	い
3	X12Y1	2.98×0.8－0.4＝1.984	10.89	と
2	X12Y1	2.5×0.8＋2.98×0.8×0.54－1.0＝2.287	12.55	と
3	X12Y4	(0.96＋2.5)×0.5－0.6＝1.13	6.20	に
2	X12Y4	(0.48＋1.5)×0.5＋(0.96＋2.5)×0.5×0.54－1.6＝0.324	1.78	ろ
3	X12Y6	4.96×0.5－0.6＝1.88	10.32	と
2	X12Y6	4.96×0.5×0.54－1.6＝－0.261	－	い
3	X12Y7	2.98×0.5－0.6＝0.89	4.88	は
2	X12Y7	(2.98－1.33)×0.5＋2.98×0.5×0.90－1.6＝0.566	3.11	ろ
3	X12Y9	2.98×0.8－0.4＝1.984	10.89	と
2	X12Y9	2.98×0.8＋2.98×0.8×0.90－1.0＝3.530	19.37	ち

３．３．６　アンカーボルトの検討

（１）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

下記の条件①及び②を満たすことを確認した場合は土台の曲げの構造計算を、条件①、③及び④を満たすことを確認した場合はアンカーボルトの引張の構造計算を省略することができる。

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。

→　OK

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 105㎜ 以上×せい 105 ㎜以上とし（→　OK)、柱心から M12 アンカーボルトまでの距離 Ld（㎜）は、下式を満たすこと。

$L_d = \frac{2400}{Ta}$　かつ　300 ㎜以下

ここで、Ta：柱脚と土台の接合仕様における短期許容引張耐力（KN）

2400：土台の短期許容曲げモーメントの略算値（KN・㎜）

→　Ta＝10KN として Ld≦240　柱心から 200 ㎜で施工　OK

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 250㎜ 以上、M16 については、柱脚接合部の短期許容耐力に応じて下表の値以上確保されていること。

M16 アンカーボルトの定着長さ

柱脚接合部の 短期許容耐力	アンカーボルトのコンクリート 基礎への定着長さ
25KN 以下	360 ㎜
25KN を超え 35.5KN 以下	510 ㎜

→　450 ㎜以上　OK

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に応じて、下表の仕様の角座金または同等以上の面積の座金とすること。

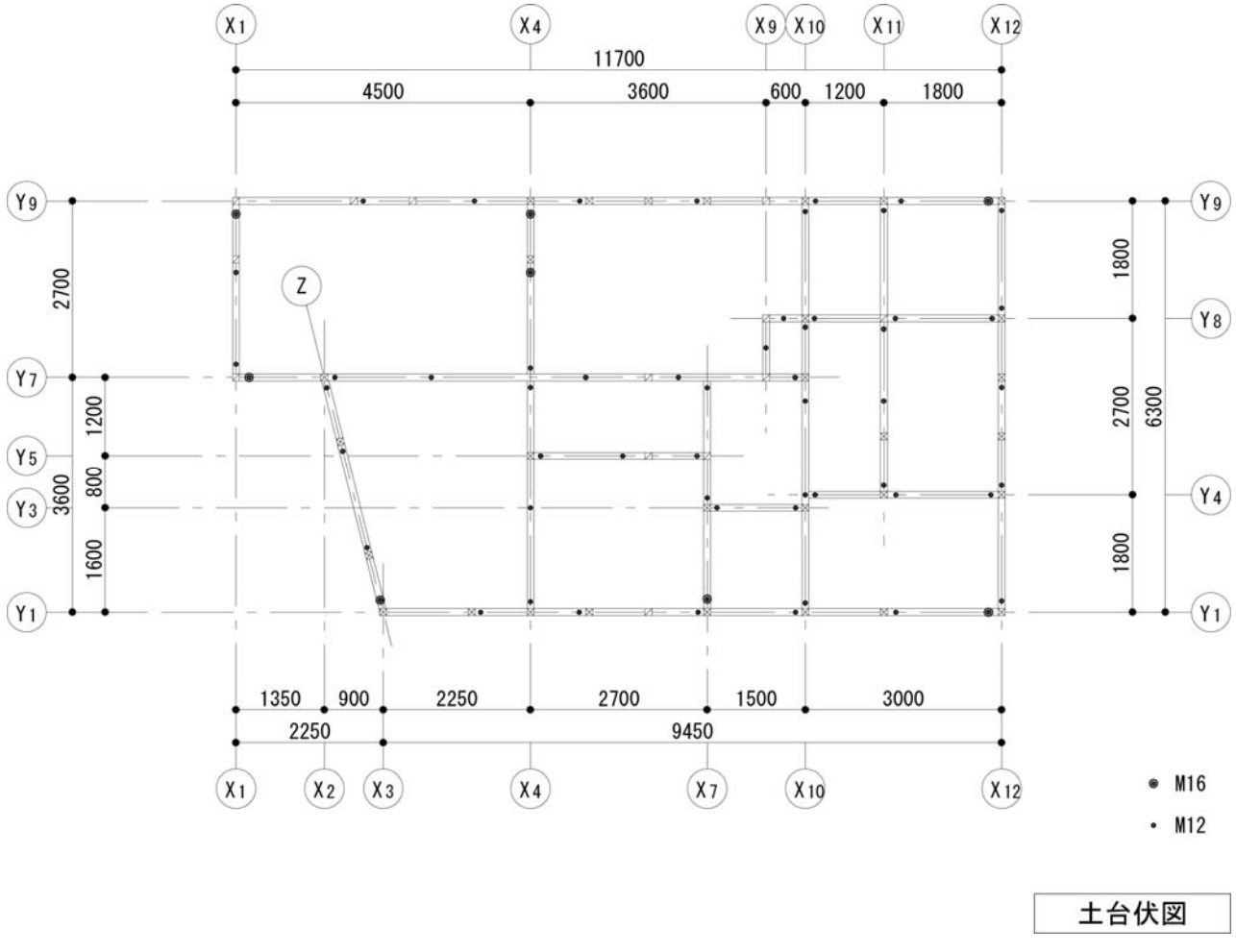
引張力を土台に定着させる座金の仕様

柱脚接合部の 短期許容引張耐力	角座金の仕様
6.4KN 以下	厚さ 4.5 ㎜、40 ㎜角
11.7KN 以下	厚さ 6.0 ㎜、54 ㎜角
25.6KN 以下	厚さ 9.0 ㎜、80 ㎜角

（2）せん断耐力の検討

		短期許容せん断耐力	アンカーボルト	アンカーボルト 短期許容せん断耐力	
X方向	Y1	45.5	M12－5・M16－2	74.6	
	Z	0.4	M12－4	50.4	
	Y4	1.7	M12－3	26.2	
	Y5	1.7	M12－3	26.2	
	Y7	17.7	M12－5・M16－1	59.1	
	Y8	1.14	M12－4	34.9	
	Y9	40.9	M12－7・M16－1	76.6	
Y方向	X1	5.3	M12－2・M16－1	33.0	OK
	Z	5.6	M12－4	34.9	
	X4	8.8	M12－4・M16－2	65.9	
	X7	15.3	M12－2・M16－1	33.0	
	X9	1.7	M12－1	8.7	
	X10	21.8	M12－5	43.6	
	X11	5.1	M12－4	34.9	
	X12	23.4	M12－7・M16－1	76.6	

（土台　カラマツ　M12→8.72 KN/本　M16→15.51 KN/本）



土台伏図

３．４　横架材等の断面算定

鉛直荷重による横架材のせん断、曲げ、たわみに対する断面検定を行う。耐力壁が載っている梁については、別途、短期曲げの検討を行う。

３．４．１　せん断、曲げ、たわみに対する断面検定

（１）床梁の算定

・小梁

①曲げ　　$wl^2/8 \leqq Z\ fb$

②せん断　$1.5wl/2 \leqq Afs$

③たわみ　２(変形増大係数)×$5wl^4/384EI \leqq 1/300$　かつ　20㎜

梁断面ごとに①～③の式により１を計算し、その最小値により断面を選択する。
（このケースでは全て③が最小値となる。）

小梁間隔 900 ㎜。①と②は長期荷重（2600N/㎡）、③は地震力計算用の荷重（1400N/㎡）とする。

①②　w ＝ 0.9×2600 ＝ 2340 N/m ＝ 2.34 N/㎜

③　　w ＝ 0.9×1400 ＝ 1260 N/m ＝ 1.26 N/㎜

105×180 を例とする

Ａ＝105×180＝18900

Ｚ＝$105\times180^2/6$＝567000　　0.9Ｚ＝510300　　0.8Ｚ＝453600

Ｉ＝$105\times180^3/12$＝51030000　0.9Ｉ＝45927000　0.8Ｉ＝40824000

片側に欠込みがある場合はＺ及びＩを 0.9 倍、両側に欠込みがある場合は 0.8 倍とする。

欠込みがない場合

①fb＝9.9　　$l \leqq \sqrt{8Zfb/w}$ ＝4380 ㎜

②fs＝1.1　　l≦2Afs/1.5w＝11846 ㎜

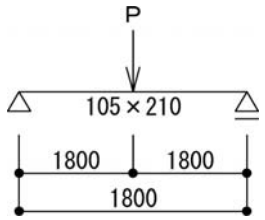
③Ｅ＝9500　　$l \leqq \sqrt[3]{384EI/300\times2\times5w}$ ＝3665 ㎜

（m）

小梁サイズ	欠込みなし	片側に欠込み	両側に欠込み
105×105	2.13	2.06	1.98
105×150	3.05	2.94	2.83
105×180	3.66	3.53	3.40
105×210	4.27	4.12	3.96
105×240	4.88	4.71	4.53

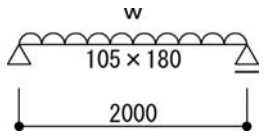
・大梁

Y7　X4～X6（X10　Y8～Y9）



P＝0.9×3.15×2100（1400）＝5954N（3969N）　fb＝9.9　fs＝1.1
（　）はたわみ算定用
M＝Pl／4＝2679300　0.8Z＝617400　M／0.8Zfb＝0.44
Q＝P／2＝2977　1.5Q／Afs＝0.18
δ＝2Pl^3／48EI　P＝3969　E＝9500　0.8I＝6482700
δ＝1.56㎜　＜　l／300＝6.0㎜　OK

X10　Y3～Y7（X7　Y3～Y7）



w＝1.35×2100（1400）＝2834N/m（1890N/m）＝2.84N/㎜（1.89N/㎜）
（　）はたわみ算定用
M＝wl^2／8＝1420000　0.9Z＝510300　M／0.9Zfb＝0.28
Q＝wl／2＝2840　1.5Q／Afs＝0.20
δ＝2×5wl^4／384EI　w＝1.89　E＝9500　0.9I＝45927000
δ＝1.80㎜　＜　l／300＝6.7㎜　OK

（２）小屋梁等の算定

曲げ、せん断については床梁と同じ断面検定を行う。

たわみについては、下記の検討を行う。

たるき・もや　中短期時のたわみが 1/200 以下かつ 20㎜ 以下

小屋梁　　中短期時のたわみが 1/300 以下かつ 20㎜ 以下

＊局所的に積雪が多くなる可能性の高い屋根では、積雪荷重を適切に設定する。

＊水勾配の小さな屋根では、たわみも小さくなるように設定する。たるき・もや・小屋梁のたわみが複合することに注意。

・たるき　トドマツ 45×105

l＝1800　たわみ≦1/200　最も厳しい中短期荷重で算定する。

㎡当りの荷重　250＋4200＝4450N/㎡　w＝0.45×4450＝2002N/m＝2.00N/㎜

fb＝15.0　fs＝0.96　Z＝82688　I＝4341094

M＝wl^2／8＝810000　M／Zfb＝0.65

Q＝wl／2＝1800　1.5Q／Afs＝0.60

δ＝5wl^4／384EI＝6.3㎜　＜　l／200＝9㎜　　OK

・もや　集成材 105×105

たわみ≦1/200 とし、最も厳しい中短期荷重で l を求める。

㎡当りの荷重　350＋4200＝4550N/㎡　w＝1.8×4550＝8190N/m＝8.19N/㎜

fb＝14.4　fs＝1.6　Z＝192938　I＝10129219　E＝9500

曲げ　　$l \leqq \sqrt{8Zfb/w}$ ＝1647 ㎜

せん断　l≦2Afs/1.5w＝2871 ㎜

たわみ　$l \leqq \sqrt[3]{384EI/200\times 5w}$ ＝1652 ㎜

※束間隔　1.6m以下とする。

・小屋梁の算定

中短期荷重時のたわみを 1/300 として、梁断面ごとの最大長さを求める。

㎡当りの荷重　4950N/㎡　w＝1.8×4950＝8910N/m＝8.91N/㎜

fb＝14.4　fs＝1.6　E＝9500　欠込みなし

曲げ　　$l \leqq \sqrt{8Zfb/w}$

せん断　l≦2Afs/1.5w

たわみ　$l \leqq \sqrt[3]{384EI/300\times 5w}$

105×105　1.40m　　105×150　2.00m　　105×180　1.40m　　105×210　2.80m

105×240　3.20m　　105×270　3.60m　　105×300　4.01m

・大梁の算定

X7　Y3～Y9　集成材 105×420

l＝4700　w＝(2.7＋1.5)／2×4950＝10395N/m＝10.4N/㎜

fb＝14.4　fs＝1.6　E＝9500　0.8Z＝2469600　0.8I＝518616000

$M=wl^2/8$＝28717000　M／0.8Zfb＝0.81

Q＝wl／2＝24440　1.5Q／Afs＝0.52

$\delta=5wl^4/384E0.8I$＝13.4 ㎜　＜　l／300＝15.7 ㎜　　OK

X4　Y5～Y8.5　集成材 105×300

l＝3000　w＝(3.15＋2.7)／2×4950＝14479N/m＝14.5N/㎜

0.8Z＝1260000　0.8I＝189000000

$M=wl^2/8$＝16312500　M／0.8Zfb＝0.90

Q＝wl／2＝21750　1.5Q／Afs＝0.43

$\delta=5wl^4/384E0.8I$＝8.5 ㎜　＜　l／300＝10.0 ㎜　　OK

X10　Y3～Y8　集成材 105×270

l＝2900　w＝(3.0＋1.5)／2×4950＝11138N/m＝11.1N/㎜

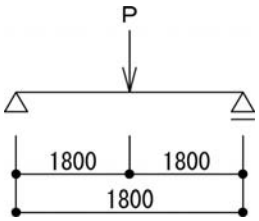
0.8Z＝1020600　0.8I＝137781000

M＝wl^2／8＝11668875　M／0.8Zfb＝0.79

Q＝wl／2＝16095　1.5Q／Afs＝0.53

δ＝$5wl^4$／384E0.8I＝7.8㎜　＜　l／300＝9.7㎜　　OK

X2～X3　Y2～Y5　集成材 105×105＋105×150



l＝1800　P＝1.35×1.8×4950＝12029N

0.9Z＝528019　0.9I＝35694422

M＝Pl／4＝5413050　M／0.9Zfb＝0.71

Q＝P／2＝6015　1.5Q／Afs＝0.21

δ＝Pl^3／48E0.9I＝4.3㎜　＜　l／300＝6.0㎜　OK

3階　Y7　X2～X4　集成材 105×270

l＝3150　w＝1.35（屋根）×4950＋2.8×700（外壁）＝8643N/m＝8.64N/㎜

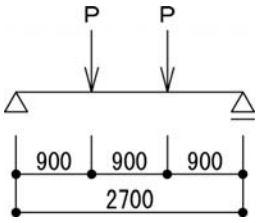
0.9Z＝1148175　0.9I＝155003625

M＝wl^2／8＝10716300　M／0.9Zfb＝0.65

Q＝wl／2＝13608　1.5Q／Afs＝0.45

δ＝$5wl^4$／384E0.9I＝7.5㎜　＜　l／300＝10.5㎜　　OK

3階　X1～X4　Y7～Y9の小梁　集成材 105×180



l＝2700　P＝0.9×0.9×4950＝4010N

0.8Z＝453600　0.8I＝40824000

M＝Pl／3＝3609000　M／0.8Zfb＝0.55

Q＝P＝4010　1.5Q／Afs＝0.24

δ＝$23Pl^3$／648E0.8I＝7.2㎜　＜　l／300＝9.0㎜　OK

３．４．２　耐力壁が載っている梁の検討

３階　X4 通　Y5～Y8　集成材 105×300　l＝3000

中短期

w＝3.15／2×4950（屋根）＋0.9×2100（３階床）＋2.8×700（外壁）＝11646N/m＝11.6N/㎜

fb＝14.4　fs＝1.6

0.8Z＝1260000　0.8Ⅰ＝189000000

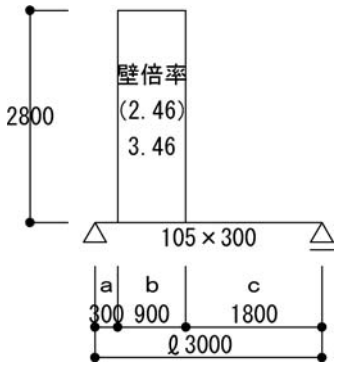
M＝wl^2／8＝13050000　M／0.8Zfb＝0.72

Q＝wl／2＝17400　1.5Q／Afs＝0.52

δ＝$5wl^4$／384E0.8I＝6.8㎜　＜　l／300＝10㎜　　OK

短期曲げの検討

Y方向



w＝3.15／2×2220(屋根)＋0.9×1400(３階床)＋2.8×700(外壁)＝6661N/m＝6.6N/㎜

0.8Z＝1260000

$_LM = wl^2/8 = 7425000$

$Pa_2 = 3.46 \times 900 \times 1.96 = 6103$

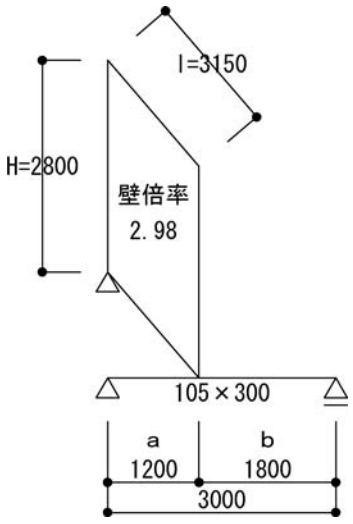
$$_SM_C = \frac{Ha(b+c)}{l} \cdot \left| \frac{P_{a1}}{a} - \frac{P_{a2}+P_{a3}}{b+c} \right| = 1708840\,N \cdot mm$$

$$_SM_D = \frac{H(a+b)c}{l} \cdot \left| \frac{P_{a1}+P_{a2}}{a+b} - \frac{P_{a3}}{c} \right| = 10253040\,N \cdot mm$$

$_LM + _SM_D = 17678040$　　fb＝18.0

（$_LM + _SM_D$）／0.8Z･fb＝0.78　　OK

X方向



P＝2.98×3150×1.96＝18399

$$_SM_G = \frac{Hab}{l^2} \cdot P = 11214336\,N \cdot mm$$

$_LM + _SM_G = 18638336$　　fb＝18.0

（$_LM + _SM_G$）／0.8Z･fb＝0.82　　OK

３．４．３　吹抜けに接する耐風梁の断面検定

３階　Ｚ通

105×150　l＝3711mm　＞　3.2m　→　断面検定を行う

２．５速度圧の計算より、速度圧 q＝944 N/㎡

風上の風圧係数　Cpe＝0.8Kz

　２階外壁　Cpe＝0.8×0.848＝0.678

　３階外壁　Cpe＝0.8×0.982＝0.786

w＝944×(0.678×1.4＋0.786×1.4)＝1935 N/m

$Ms=wl^2/8=3331$ N･m

105×150 のｙ軸に対する $Z=105^2\times150/6=275625mm^3$

Fby-y＝20.4　より　短期 fb＝13.6 N/mm^2

Ms／(Z･fb)＝3331000／(275625×13.6)＝0.89　　OK

＊耐風梁に異等級対称構成集成材を使用している場合、風圧を受ける方向は弱軸であり許容応力度が異なることに注意が必要。

３階　Y1 通

105×150　l＝2.25m　w＝1935 N/m

Ms＝1224 N･m　$Z=192938mm^3$

Ms／(Z･fb)＝1224000／(192938×13.6)＝0.47　　OK

３．５　柱の座屈及びめり込の検討

３．５．１　柱軸方向力の算定

各柱の負担面積を求める。２階の柱で、１階の壁・梁に載っていないもの、３階の柱で、下階に柱のないものは、自重のみを支える柱として扱い、算定しない。負担面積の大きい柱について、軸方向力を算定する。

３階　X4Y5

屋根面積　1.575×0.9＋2.7×1.5＋1.35×1.2　　＝ 7.088 ㎡

常時　　7.088×0.75 ＝ 5.32

中長期　7.088×3.69 ＝ 26.15

中短期　7.088×4.95 ＝ 35.09

内壁荷重　{(1.2＋1.35)×2.4＋1.2×1.1}×0.5　＝ 3.72

外壁荷重　1.575×2.8×0.7　　＝ 3.09

柱軸力　　常時　12.13 KN　中長期　32.96 KN　中短期　41.90KN

２階　X4Y5

屋根面積　1.575×0.3 ＝ 0.473 ㎡

常時　　0.473×0.75 ＝ 0.35

中長期　0.473×3.69 ＝ 1.75

中短期　0.473×4.95 ＝ 2.34

３階床荷重　(0.9×2.1＋0.45×0.6)×2.1　　＝ 4.54

内壁荷重　　{(0.3＋0.9)×2.4＋(0.7＋0.9)×1.1}×0.5 ＝ 2.32

柱軸力　　常時　19.34 KN　中長期　41.57 KN　中短期　51.10 KN

３階　X7Y3

屋根面積　2.1×3.15 ＝ 6.615 ㎡

常時　　6.615×0.75 ＝ 4.96

中長期　6.615×3.69 ＝ 24.41

中短期　6.615×4.95 ＝ 32.74

内壁荷重　3.65×2.4×0.5 ＝ 4.38

柱軸力　　常時　9.34 KN　中長期　28.79 KN　中短期　37.12 KN

２階　X7Y3

３階床荷重　1.2×1.2×2.1　　＝ 3.02

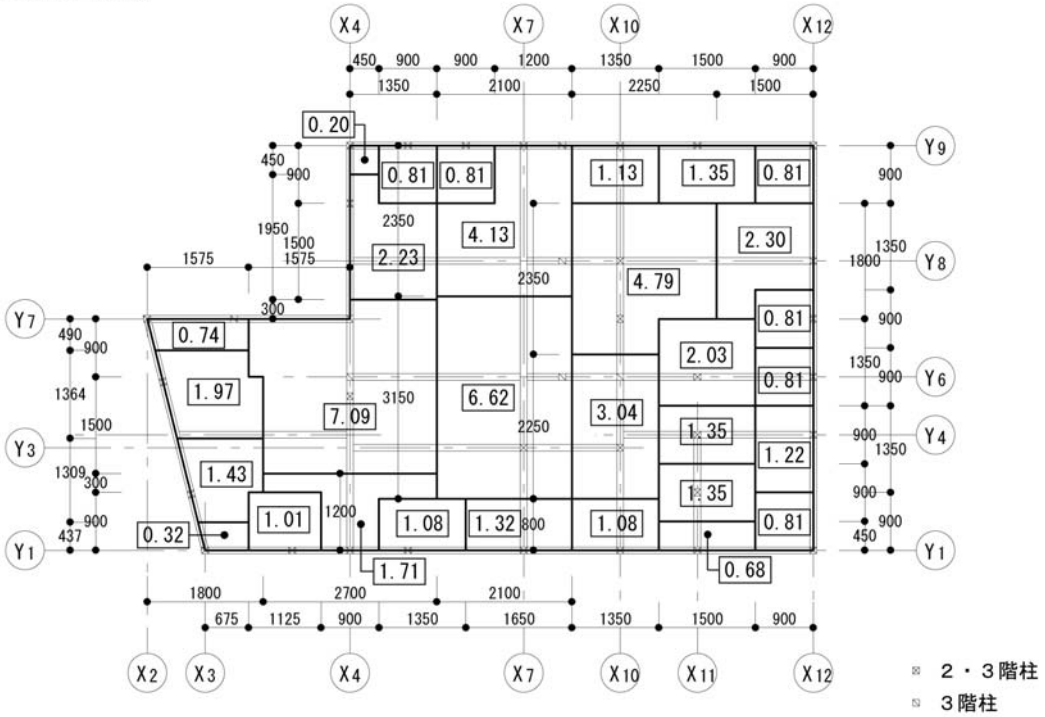
内壁荷重　　1.95×2.4×0.5　　＝ 2.34

計　　＝ 5.36 KN

柱軸力　　常時　14.70 KN　中長期　34.15 KN　中短期　42.48 KN

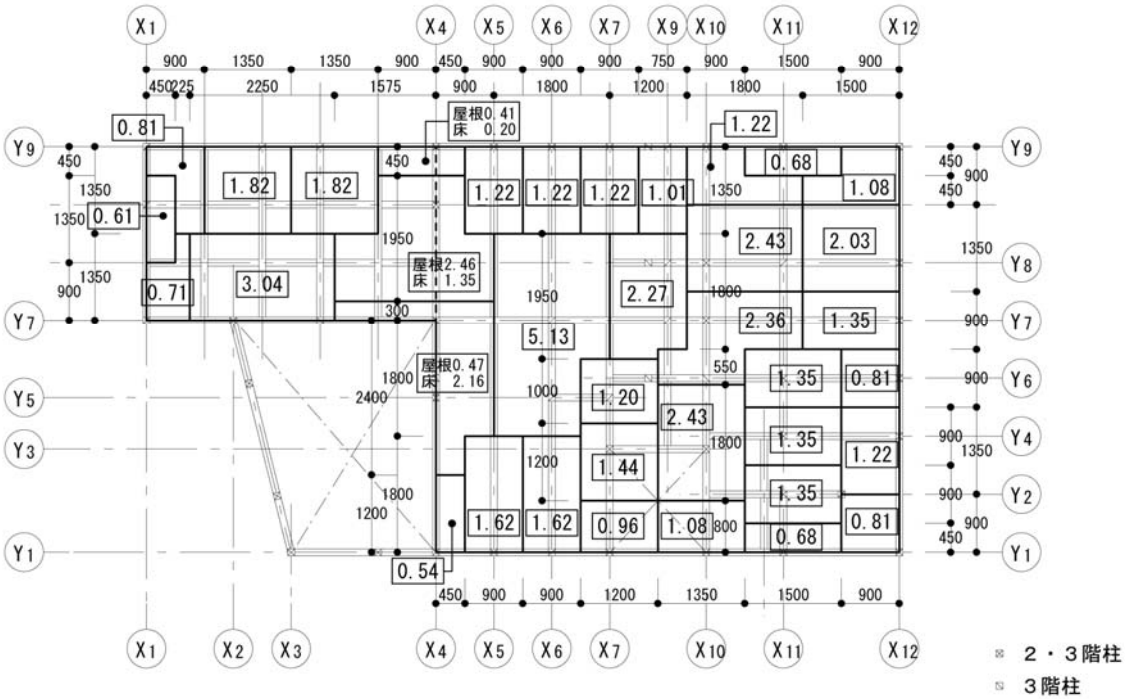
他の柱は、明らかに上記の柱より軸方向力が小さく、２階の X4Y5 の柱が最大となる。

■３階柱の負担面積



小屋伏図

■２階柱の負担面積



３階床伏図

３．５．２　座屈の検討

２・３階柱

$lk = 3.105 \quad \lambda = \frac{lk}{i} = \frac{2695}{30.3} = 89 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.41$

柱 105×105　E95-F270

fc：常時　7.9　　N≦A・η・fc　常時 Nmax ＝35.7 kN　＞　19.34

中長期　10.3　　中長期 Nmax＝46.6　＞　41.57

中短期　11.5　　中短期 Nmax＝52.0　＞　51.10　　OK

外壁の風圧力を受ける柱

３階　X2.5Y6

軸方向力Ｎ　屋根　1.97×2.22　　＝4.4

外壁　1.4055×2.8×0.7　＝2.8

7.2

２．５速度圧の計算より、速度圧 q＝944 N/㎡

風上の風圧係数　C_{PE}＝0.8Kz

３階外壁　C_{PE}＝0.8×0.982＝0.786

w＝944×0.786×1.4055＝1043 N/m　l＝2.8m

Ms＝$wl^2/8$＝1022 N･m

A＝11025mm^2　η＝0.41　短期 fc＝14.4

Z＝192938mm^3　短期 fb＝18.0

N／(A･η･fc)＋Ms／(Z･fb)＝7200／(11025×0.41×14.4) ＋1022000／(192938×18.0)＝0.40

OK

３階　X12Y8

軸方向力Ｎ　屋根　2.3×2.22　　＝5.1

外壁　1.35×2.8×0.7　＝2.8

7.7

w＝944×0.786×1.35＝1002 N/m　l＝2.8m

Ms＝$wl^2/8$＝982 N･m

A＝11025mm^2　η＝0.41　短期 fc＝14.4

Z＝192938mm^3　短期 fb＝18.0

N／(A･η･fc)＋Ms／(Z･fb)＝7700／(11025×0.41×14.4) ＋982000／(192938×18.0)＝0.40

OK

３．５．３　土台へのめり込みの検討

短ほぞ 105×30 の場合

柱断面：(105－30)×105＝7875 ㎟

fc：　常時　　2.86　　N≦A・1.5fcv　　常時 Nmax ＝33.8ｋN ＞　19.34

　　中長期　3.72　　中長期 Nmax＝43.9　＞　41.57

　　中短期　4.16　　中短期 Nmax＝49.1　＜　51.10　　OUT

（２階 X7Y3　42.48　OK）

２階 X4Y5 の柱のみ 120×120 とする

柱断面：(120－30)×120＝10800 ㎟

中短期 Nmax＝67.4ｋN　　OK

＊柱と土台の材部からの離れが 100 ㎜以内の場合、許容応力度が 0.8 掛けとなるので、鉛直荷重の大きな柱の近くには、土台の継手を設けない配慮が必要となる。

３．６　屋根葺き材の検討

２．５速度圧の計算より　Er＝0.784　Vo＝32

平成 12 年建設省告示第 1458 号より　ピーク外圧係数（負）Cpe＝－4.3　$\hat{C}f$ ＝－4.3

平均速度圧　$\bar{q}$ ＝0.6×Er^2×Vo^2＝378 N/m^2

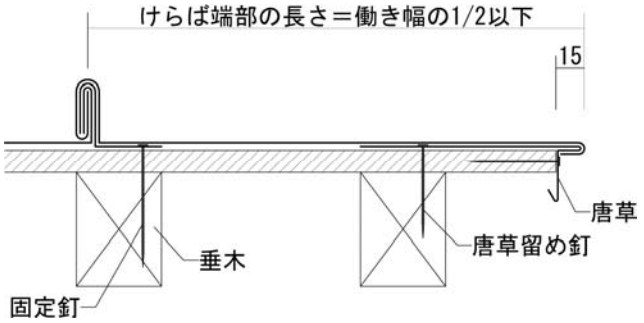
軒先部分の屋根葺き材に加わる風圧力 w

w＝$\bar{q}\times\hat{C}f$ ＝－1625 N/m^2　＜　2058（蟻掛葺きの標準仕様）

立平葺き及び蟻掛葺きの標準仕様

荷重 N/m^2 (kgf/m^2)	溝板の厚さ (mm)	吊子の間隔 (mm)	蟻掛吊子の間隔 (mm)
2058 (－210)	0.35	225	900
	0.4		
2646 (－270)	0.4		

立平葺き及び蟻掛葺きのけらば納め



４．壁式鉄筋コンクリート造部分の計算

４．１　使用材料の許容応力度等

・コンクリート：普通コンクリート、設計強度 Fc＝24 N/㎟

・鉄筋　　：SD295A

・地盤の種類　：砂質地盤

各使用材料の許容応力度および地盤の許容支持力度を、下表に示す。

許容応力度および許容支持力度

	基準強度 F (N/mm²)	長期（N/mm²）					短期（N/mm²）				
		圧縮 fc	引張 ft	せん断 wft② fs②	付着 fb 曲げ材上端①	付着 fb その他	圧縮 fc	引張 ft	せん断 wft② fs②	付着 fb 曲げ材上端①	付着 fb その他
SD295A	295	295/1.5		195	1.54	2.31	295			長期の数値の 1.5 倍の数値	
コンクリート	24	8	—	0.73			16	—	1.095		
許容支持力度		100 kN/m²					200 kN/m²				

[注]①上端筋とは、曲げ材にあってその鉄筋の下に 300mm 以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう。
②wft：せん断補強用許容引張応力度　fs：コンクリートの許容せん断応力度

４．２　基本事項の確認

混構造３階建ての構造計画では、木造部分の荷重がＲＣ部分に明快に伝わることが重要である。本設計では、木造部分の鉛直荷重・水平荷重ともＲＣ部分の耐力壁やはりに伝わるように設定している（床スラブの上には軽易な間仕切壁しか載っていない。また、１階の木造部分は軽易な間仕切壁である）。

＊このような設定により、ＲＣ床スラブの高度な検討が不要になる。また、上階の木造部分の荷重が１階の木造部分に伝わる設定である場合、平面的にも混構造として扱われる可能性がある。

４．２．１　壁厚等の検討

構造上の階高　　3000㎜　≦　3000　OK

壁厚　　180㎜　＞　3000／22＝136.4　OK

※本設計は、小規模な住宅であり、化粧目地を設けない設定であるため、壁厚は基準値と同じ 180㎜ としている。

４．２．２　壁量・壁率の検討

壁量

X方向	Y1	900＋1553＋1080＋2600＋2300	＝	8433
	Y2			1980
	Y7	1295＋7760＋1750	＝	10805
	Y9	2850＋1100＋2580＋2000	＝	8530
	Z	$(1050+1196)\times\cos^2 76^\circ$	＝	131
				29879 mm

29879／73.71　＝　405mm/㎡　＞　120　OK

Y方向	X1			1050
	Z	$(1050+1196)\times\sin^2 76^\circ$	＝	2115
	X4			1800
	X7			2700
	X10			1980
	X12			1980
				11625 mm

11625／73.71　＝　158mm/㎡　＞　120　OK

壁率　$_i a_w$　X方向　29879×180／73.71　＝　72965 $mm^2/㎡$

Y方向　11625×180／73.71　＝　28388 $mm^2/㎡$

コンクリートの設計基準強度　Fc＝24 N/mm^2　より

$\beta = \sqrt{18/Fc} = \sqrt{18/24} = 0.866$　（$\geqq 1/\sqrt{2} = 0.707$）

Z・W・Ai・β／2.5Si　＝　0.9×1145970×1.0×0.866／2.5×73.71

＝　4847　＜　72965・28388　OK

４．３　鉛直荷重についての検討

本建築物１階の耐力壁には、大きな開口がなく、壁量も多くバランス良く配置されているため、平均値で検討する。

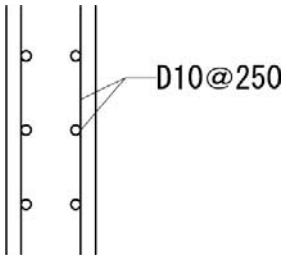
総荷重

地震力算定用	1145.97		
３階屋根積雪追加分	1.47×55.08	＝	80.97
２階屋根積雪追加分	1.47×4.5×2.7	＝	17.86
３階床追加分	0.7×55.08	＝	38.56
２階屋根積雪追加分	1.47×6.48	＝	9.53
２階床追加分	0.7×67.23	＝	47.06
１階壁追加分	53.481×1.5×4.65	＝	373.03
			1712.98 KN

コンクリート壁面積　　(29879＋11625)×180　＝　7470720 mm^2

圧縮応力度の検討　　1712980÷7470720　＝　0.23 KN/mm^2　＜　8　OK

４．４　耐力壁の補強筋



縦・横共せん断補強筋比（Pso）が 0.25%以上となるように配筋し、
配筋はダブル配筋とする。

鉄筋間隔 x

$x \leqq a_s / P_{so} \cdot t = 2 \times 71 / 0.0025 \times 180 = 316mm$

→　D10@250mm　ダブル配筋

耐力壁端部などの曲げ補強筋　ho≦1ｍの場合　2－D13
ho＞1ｍの場合　2－D16

４．５　壁梁の検討

４．５．１　平均せん断応力度

耐力壁 1㎟のせん断力を求める。

Ｘ方向　206270÷(29879×180)　＝　0.038 N/㎟　＜　0.34

Ｙ方向　206270÷(11625×180)　＝　0.099 N/㎟　＜　0.34　　OK

４．５．２　地震力による壁梁の応力

壁厚が全て 180㎜のため、壁長 1㎜当りのせん断力により算定する。

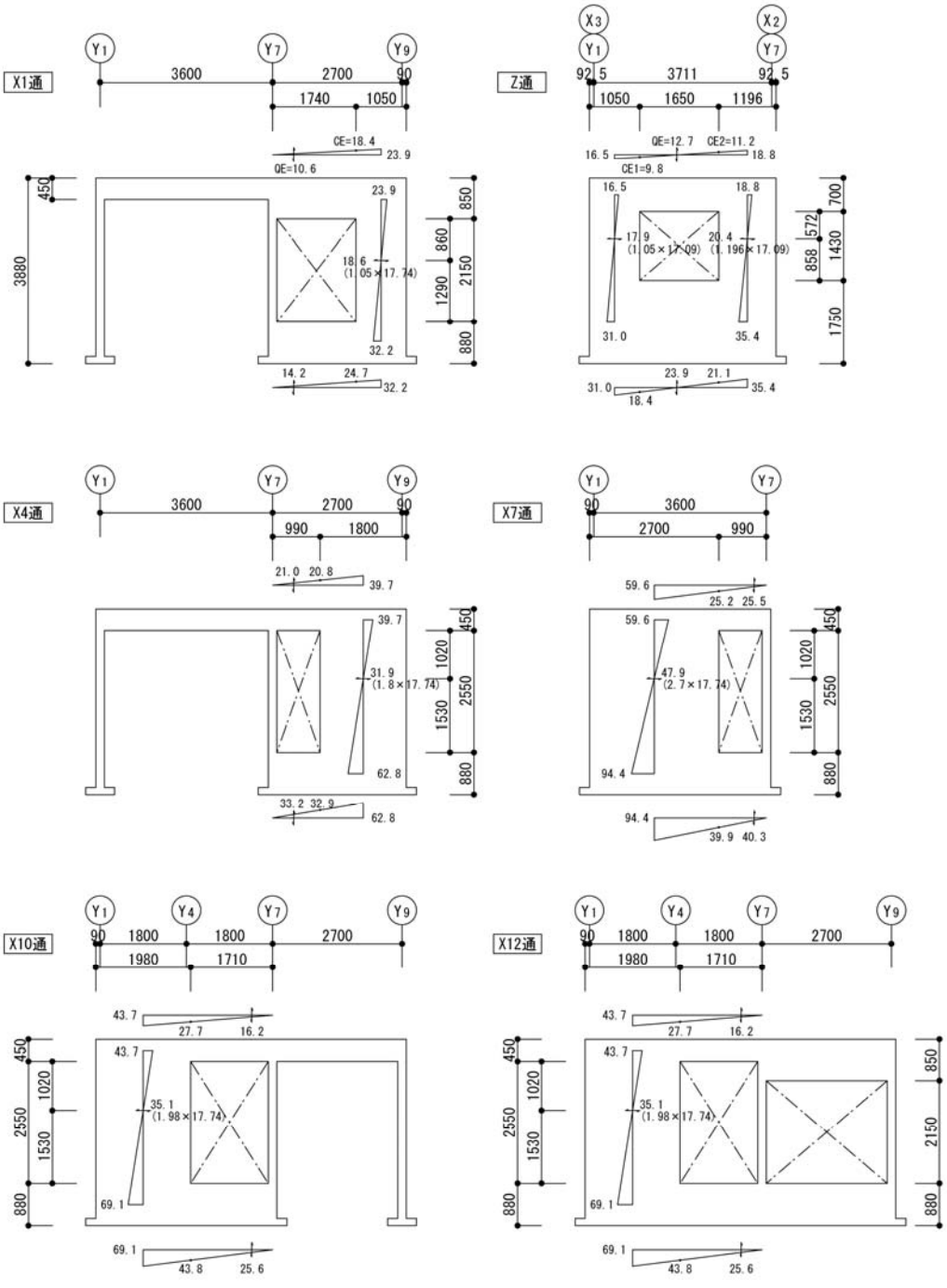
Ｘ方向　206270÷29879　＝　6.90 N/㎜

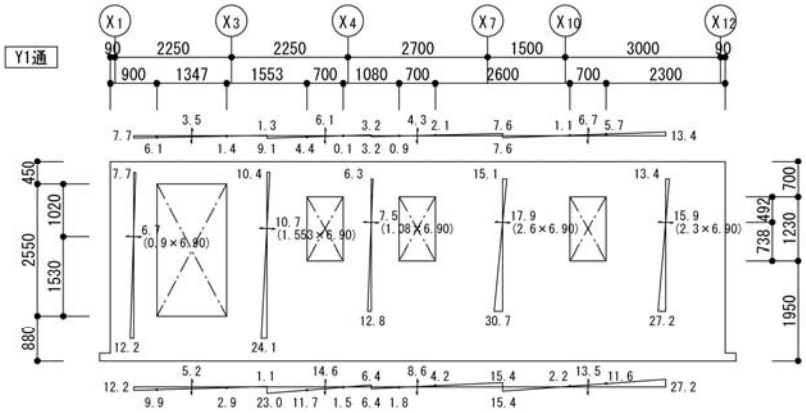
Ｙ方向　206270÷11625　＝　17.74 N/㎜

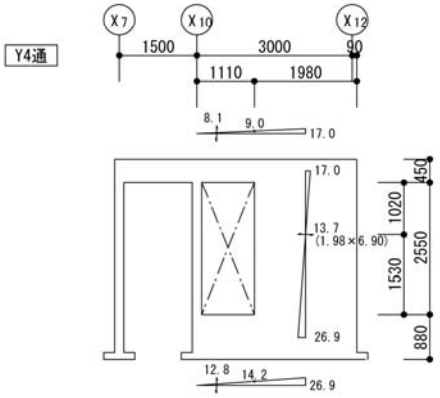
端部の曲げモーメント（CE）とせん断力（QE）の算定は以下の図に示す。

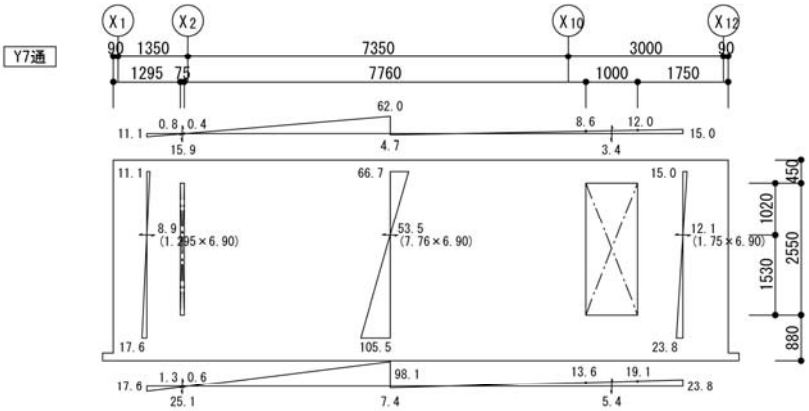
左右に開口幅や梁背の異なる壁梁または地中梁が接続している場合は、壁梁等の剛比に応じて、接点モーメントを分配する。

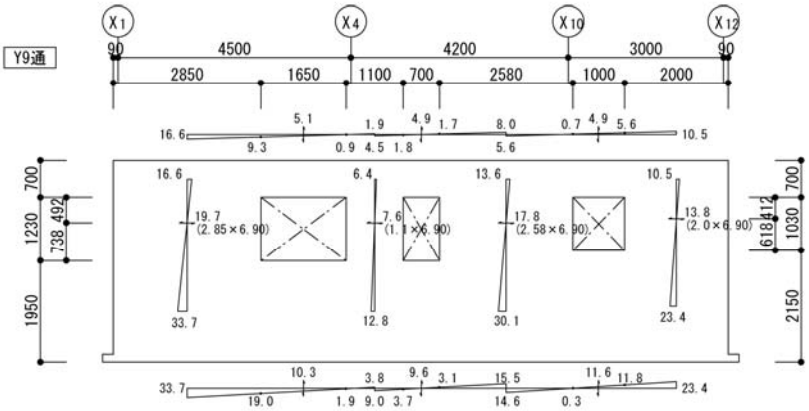
開口幅：l　梁背：D　分配比　$D1^3$／l1：$D2^3$／l2


X1通
Y1
Y7
Y9
3600
2700
90
1740
1050
CE=18.4
23.9
OE=10.6
450
3880
23.9
18.6
(1.05×17.74)
32.2
850
860
2150
1290
880
14.2
24.7
32.2
Z通
X3
X2
Y1
Y7
92.5
3711
92.5
1050
1650
1196
OE=12.7
CE2=11.2
16.5
18.8
CE1=9.8
16.5
18.8
17.9
(1.05×17.09)
20.4
(1.196×17.09)
700
572
1430
858
1750
31.0
35.4
23.9
21.1
31.0
35.4
18.4
X4通
Y1
Y7
Y9
3600
2700
90
990
1800
21.0
20.8
39.7
39.7
31.9
(1.8×17.74)
62.8
450
1020
2550
1530
880
33.2
32.9
62.8
X7通
Y1
Y7
90
3600
2700
990
59.6
25.2
25.5
59.6
47.9
(2.7×17.74)
94.4
450
1020
2550
1530
880
94.4
39.9
40.3
X10通
Y1
Y4
Y7
Y9
90
1800
1800
2700
1980
1710
43.7
27.7
16.2
43.7
35.1
(1.98×17.74)
69.1
450
1020
2550
1530
880
69.1
43.8
25.6
X12通
Y1
Y4
Y7
Y9
90
1800
1800
2700
1980
1710
43.7
27.7
16.2
43.7
35.1
(1.98×17.74)
69.1
450
1020
2550
1530
880
850
2150
880
69.1
43.8
25.6


Y1通
X1
X3
X4
X7
X10
X12
90
2250
2250
2700
1500
3000
90
900
1347
1553
700
1080
700
2600
700
2300
7.7
3.5
1.3
6.1
3.2
4.3
2.1
7.6
1.1
6.7
5.7
13.4
6.1
1.4
9.1
4.4
0.1
3.2
0.9
7.6
450
1020
2550
1530
880
700
492
1230
738
1950
7.7
10.4
6.3
15.1
13.4
6.7
(0.9×6.90)
10.7
(1.553×6.90)
7.5
(1.08×6.90)
17.9
(2.6×6.90)
15.9
(2.3×6.90)
12.2
24.1
12.8
30.7
27.2
12.2
5.2
1.1
14.6
6.4
8.6
4.2
15.4
2.2
13.5
11.6
27.2
9.9
2.9
23.0
11.7
1.5
6.4
1.8
15.4


Y4通
X7
X10
X12
1500
3000
90
1110
1980
8.1
9.0
17.0
17.0
13.7
(1.98×6.90)
26.9
450
1020
2550
1530
880
12.8
14.2
26.9


Y7通
X1
X2
X10
X12
90
1350
7350
3000
90
1295
75
7760
1000
1750
62.0
11.1
0.8
0.4
8.6
12.0
15.0
15.9
4.7
3.4
11.1
66.7
15.0
8.9
(1.295×6.90)
53.5
(7.76×6.90)
12.1
(1.75×6.90)
17.6
105.5
23.8
450
1020
2550
1530
880
17.6
1.3
0.6
98.1
13.6
19.1
23.8
25.1
7.4
5.4


Y9通
X1
X4
X10
X12
90
4500
4200
3000
90
2850
1650
1100
700
2580
1000
2000
16.6
5.1
1.9
4.9
1.7
8.0
0.7
4.9
5.6
10.5
9.3
0.9
4.5
1.8
5.6
700
1230
738
492
1950
700
412
618
1030
2150
16.6
6.4
13.6
10.5
19.7
(2.85×6.90)
7.6
(1.1×6.90)
17.8
(2.58×6.90)
13.8
(2.0×6.90)
33.7
12.8
30.1
23.4
10.3
3.8
9.6
3.1
15.5
11.6
11.8
33.7
23.4
19.0
1.9
9.0
3.7
14.6
0.3

４．５．３　鉛直荷重による壁梁の応力

２階の床荷重は短辺長さの 1/2 の等分布荷重とする。
梁上に柱がない梁については、２階床＋２階壁＋自重の等分布荷重による応力を算定する。
梁上に柱がある梁については、上記に加え、木造部分の荷重を等分布荷重として算定する。
上下の主筋を同一とする配筋を採用するため、端部モーメント（C）のみ算出する。

両端固定の場合　　$C=wl^2/12$　　$Q=wl/2$
１端固定の場合　　$C=wl^2/8$　　$Q=5wl/8$
２連続小梁の場合　$C=1.3wl^2/12$　$Q=wl/2+0.7wl/12=0.56wl$

スパン l は固定端では梁背の 1/4 を加え、それ以外は通芯までの長さとする。

梁符号	w		l	C	Q
GX11 （２連続小梁）	２階屋根　1.125×7.19 自重　0.18×0.3×24	＝ 8.1 ＝ 1.3 計 9.4	3.60	13.2	19.0
GX12 （１端固定）	２階床　1.35×5.55 ２階外壁　2.8×0.7 自重　0.18×0.7×24	＝ 7.5 ＝ 2.0 ＝ 3.0 計 12.5	2.04	6.5	15.9
GZ1 （両端固定）	２階床　1.125×7.19＋1.575×5.55 ２階外壁　2.8×0.7 自重　0.18×0.55×24	＝ 16.8 ＝ 2.0 ＝ 2.4 計 21.2	2.00	7.1	21.2
GX41 （２連続小梁）	２階床　2.925×5.55 ２階柱　32.96÷3.6 自重　0.25×0.3×24	＝ 16.2 ＝ 9.2 ＝ 1.8 計 27.2	3.60	38.2	54.8
GX42 （１端固定）	２階床　2.7×5.55 自重　0.18×0.3×24	＝ 15.0 ＝ 1.3 計 16.3	1.10	2.5	11.2
GX71 （１端固定）	２階床　2.1×5.55 自重　0.18×0.3×24	＝ 11.7 ＝ 1.3 計 13.0	1.10		8.9
GX101 （１端固定）	２階床　1.65×5.55 自重　0.18×0.3×24	＝ 9.2 ＝ 1.3 計 10.5	1.82	4.3	11.9
GX102 （２連続小梁）	２階床　2.7×5.55 ３階屋根　2.25×3.69 ３階内壁　2.4×0.5 ３階床　1.8×2.1 ２階内壁　2.4×0.5 自重　0.25×0.3×24	＝ 15.0 ＝ 8.3 ＝ 1.2 ＝ 3.8 ＝ 1.2 ＝ 1.8 計 31.3	2.70	24.7	47.3

梁符号	w		l	C	Q
GX121 （１端固定）	２階床　0.9×5.55　＝ 5.0 ３階屋根　1.5×3.69　＝ 5.5 ３階外壁　2.8×0.7　＝ 2.0 ３階床　0.9×3.69　＝ 3.3 ２階外壁　2.8×0.7　＝ 2.0 自重　0.18×0.3×24　＝ 1.3 計 19.1		1.82	7.9	21.2
GX122 （２連続小梁）	２階床　1.35×5.55　＝ 7.5 ３階屋根　1.5×3.69　＝ 5.5 ３階外壁　2.8×0.7　＝ 2.0 ３階床　1.5×3.69　＝ 5.5 ２階外壁　2.8×0.7　＝ 2.0 自重　0.18×0.7×24　＝ 3.0 計 25.5		2.70	20.1	38.6
GY11 （両端固定）	２階屋根　1.125×7.19　＝ 8.1 自重　0.18×0.3×24　＝ 1.3 計 9.4		1.57	1.9	7.4
GY12 （両端固定）	２階床　1.125×5.55　＝ 6.2 自重　0.18×0.55×24　＝ 2.4 計 8.6		1.05	0.8	4.5
GY13 （両端固定）	２階床　1.35×5.55　＝ 7.5 自重　0.18×0.55×24　＝ 2.4 計 9.9		1.05	0.9	5.2
GY14 （両端固定）	２階床　0.9×5.55　＝ 5.0 自重　0.18×0.55×24　＝ 2.4 計 7.4		1.05	0.7	3.9
GY41 （２連続小梁）	２階床　1.54×5.55　＝ 8.3 自重　0.18×0.3×24　＝ 1.3 計 9.6		1.50	2.3	8.8
GY42 （１端固定）	２階床　1.8×5.55　＝ 10.0 自重　0.18×0.3×24　＝ 1.3 計 11.3		1.22	2.1	8.6
GY71	スリット		—	—	—
GY72 （両端固定）	２階床　2.25×5.55　＝ 12.5 自重　0.18×0.3×24　＝ 1.3 計 13.8		1.23	1.7	8.5
GY91 （両端固定）	２階床　1.35×5.55　＝ 7.5 自重　0.18×0.55×24　＝ 2.4 計 9.9		2.00	3.3	9.9
GY92 （両端固定）	２階床　1.35×5.55　＝ 7.5 自重　0.18×0.55×24　＝ 2.4 計 9.9		1.05	0.9	5.2
GY93 （両端固定）	２階床　1.35×5.55　＝ 7.5 自重　0.18×0.55×24　＝ 2.4 計 9.9		1.35	1.5	6.7

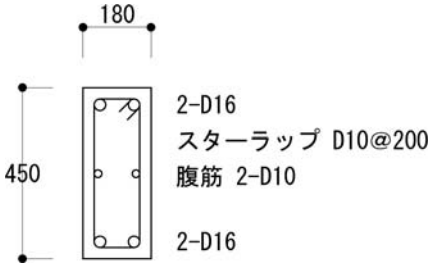
４．５．４　断面設計

地震力と鉛直荷重による壁梁の応力を集計し断面を決定する。

短期のせん断力は、Q＋2QE により検定する。

梁符号	長期荷重時応力		水平荷重時応力		短期荷重時応力		梁番号
	C	Q	CE	QE	C＋CE	Q＋2QE	
GX11	13.2	19.0	—	—	—	—	G1
GX12	6.5	15.9	18.4	10.6	24.9	37.1	G1→G4
GZ1	7.1	21.2	11.2	12.7	18.3	46.6	G1→G3
GX41	38.2	54.8	—	—	—	—	G2
GX42	2.5	11.2	20.8	21.0	23.3	53.2	G1
GX71	2.0	8.9	25.2	25.5	27.2	59.9	G1
GX101	4.3	11.9	27.7	16.2	32.0	44.3	G1
GX102	24.7	47.3	—	—	—	—	G2
GX121	7.9	21.2	27.7	16.2	35.6	53.6	G1
GX122	20.1	38.6	—	—	—	—	G1→G4
GY11	1.9	7.4	6.1	3.5	8.0	14.4	G1
GY12	0.8	4.5	4.4	6.1	5.2	16.7	G1→G3
GY13	0.9	5.2	2.1	4.3	3.0	13.8	G1→G3
GY14	0.7	3.9	5.7	6.7	6.4	17.3	G1→G3
GY41	2.3	8.8	—	—	—	—	G1
GY42	2.1	8.6	9.0	8.1	11.1	24.8	G1
GY71	—	—	0.8	15.9	0.8	31.8	G1
GY72	1.7	8.5	12.0	3.4	13.7	15.3	G1
GY91	3.3	9.9	9.3	5.1	12.6	20.1	G1→G3
GY92	0.9	5.2	1.8	4.9	2.7	15.0	G1→G3
GY93	1.5	6.7	5.6	4.9	7.1	16.5	G1→G3

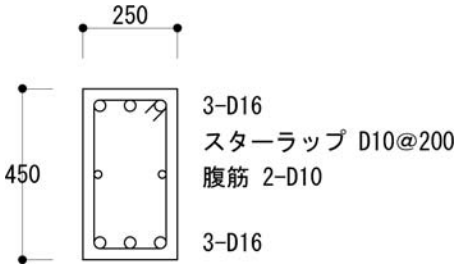
G1



at＝398　b＝180　j＝400×7/8＝350

$_{L}M$	＝	$197\times398\times350\times10^{-6}$	＝	27.4 KN･m
$_{S}M$	＝	$295\times398\times350\times10^{-6}$	＝	41.1
$_{L}Q_1$	＝	$0.73\times180\times350\times10^{-3}$	＝	46.0 KN
$_{S}Q_1$	＝	$1.095\times180\times350\times10^{-3}$	＝	69.0
$_{L}Q_2$	＝	$1.54\times100\times350\times10^{-3}$	＝	53.9
$_{S}Q_2$	＝	$1.54\times1.5\times100\times350\times10^{-3}$	＝	80.9
Pt	＝	{398／(180×400)}×100	＝	0.55%　＞0.4
Pw	＝	{143／(180×200)}×100	＝	0.40%　＞0.2

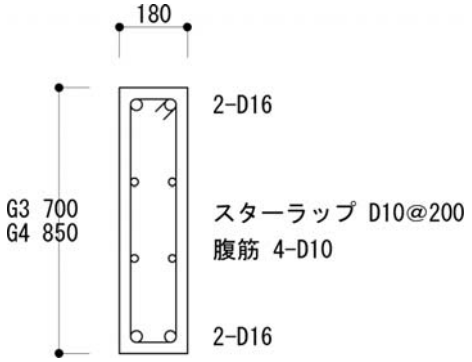
G2



at＝597　b＝250　j＝400×7/8＝350

$_{L}M$	＝	$197\times597\times350\times10^{-6}$	＝	41.2 KN･m
$_{S}M$	＝	$295\times597\times350\times10^{-6}$	＝	61.6
$_{L}Q_1$	＝	$0.73\times250\times350\times10^{-3}$	＝	63.9 KN
$_{S}Q_1$	＝	$1.095\times250\times350\times10^{-3}$	＝	95.8
$_{L}Q_2$	＝	$1.54\times150\times350\times10^{-3}$	＝	80.9
$_{S}Q_2$	＝	$1.54\times1.5\times150\times350\times10^{-3}$	＝	121.3
Pt	＝	{597／(250×400)}×100	＝	0.60%　＞0.4
Pw	＝	{143／(250×200)}×100	＝	0.29%　＞0.2

G3・G4



G1 の断面で応力に対応できるため算定不要

４．６　スラブの設計

１階　X4～X12　Y7～Y9

lx＝2.7　ly＝7.2　λ＝7.2／2.7＝2.67　w＝6.05　wlx^2＝44.1

Mx＝0.082×44.1　＝　3.61

My＝0.042×44.1　＝　1.85

スラブ厚 150mm　D10 使用　鉄筋間隔 b

b＝12.1d／M　　d＝150－40＝110

短辺　b＝12.1×110／3.61　＝　369　→　上下共　D10@200

長辺　b＝12.1×110／1.85　＝　719　→　上下共　D10@250

４．７　基礎の設計

基礎検討用の総荷重を算定する

鉛直荷重検討用総荷重			1712.98
１階 RC 床	(11.7×2.7＋3.0×1.8＋1.5×1.6)×5.55	＝	218.61
１階木造床	{(4.95＋5.85)×3.6÷2＋1.5×2.0＋3.0×1.8}×2.1	＝	58.46
			1990.05　KN

＊１階に車庫があるが、一般的に使用される自家用車の重量は 1.5ｔ（15000Ｎ）程度で、車庫の床面積で割ると 1030Ｎ／㎡となり、基礎算定用の住宅の積載荷重 1300Ｎ／㎡であるため、区別しないで算定している。

基礎長

X1	2.7
Z	3.71
X4	2.7
X7	3.6
X10	3.6
X12	6.3
Y1	11.7
Y7	11.7
Y9	11.7
	57.71　m

基礎１ｍ当りの荷重（po）　po＝1990.05／57.71　＝　34.5 KN/m

布基礎フーチング幅（Bo）

Bo＝(Po＋PF1)／(fe－γDF)

PF1：単位長さ当りの基礎梁の重量	PF1＝0.18×0.27×24＝1.2 KN/m
γ：土とコンクリートの平均単位容積重量	γ＝19.6 KN/m^3
DF：基礎根入深さ	DF＝0.6m
fe：許容支持力度	fe＝100 KN/m^2

Bo＝0.40　→　0.6m＝600mm とする

基礎スラブの設計

平均地反力　(Po＋PF1)／0.6＝59.5 KN/m^2

荷重の偏在を考慮して　59.5×1.2＝71 KN/m^2　で検討する

QF＝71×0.21＝14.9 KN＝14900 N

MF＝71×0.21^2／2＝1.6 KN/m＝1600000 N/mm

フーチングの背　D＝150mm　d＝D－70＝80　$j=\frac{7}{8}d=70$

D10 使用　鉄筋間隔：b

b＝1000・${}_L$ft・a・j／MF＝1000×197×71×70／1600000＝612mm

b＝1000・${}_L$fa・ϕ・j／QF＝1000×2.31×30×70／14900＝326mm

b＝250mm とする

w＝Po＋PF1＝3.42＋1.2＝35.4 KN/m

梁背の小さい　FGX121 と FGX122　で検定する

FGX121（１端固定・l＝1.93m）

長期　C＝wl^2／8＝16.5　Q＝5wl／8＝42.7

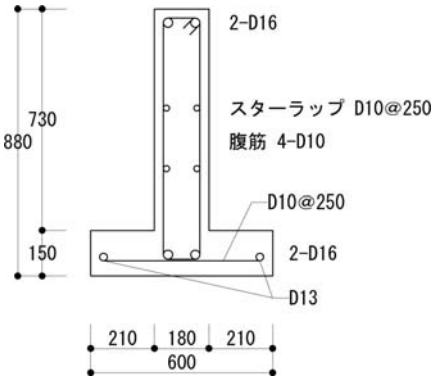
水平　CE＝43.8　QE＝25.6　2QE＝51.2

短期　C＋CE＝60.3　Q＋2QE＝93.9　→FG1

FGX122（２連続小梁・l＝2.7m）

長期　C＝1.3wl^2／12＝28.0　Q＝0.56wl＝53.5　→FG1

FG1



at＝398　b＝180　j＝780×7/8≒680

$_{L}M$	＝	$197\times398\times680\times10^{-6}\times3/4$	＝	40.0 KN･m
$_{S}M$	＝	$295\times398\times680\times10^{-6}$	＝	79.8
$_{L}Q_1$	＝	$0.73\times180\times680\times10^{-3}$	＝	89.4 KN
$_{S}Q_1$	＝	$1.095\times180\times680\times10^{-3}$	＝	134.0
$_{L}Q_2$	＝	$1.54\times100\times680\times10^{-3}$	＝	104.7
$_{S}Q_2$	＝	$1.54\times1.5\times100\times680\times10^{-3}$	＝	157.1
Pt	＝	{398／(180×780)}×100	＝	0.28%　＜0.4
Pw	＝	{143／(180×250)}×100	＝	0.32%　＞0.2

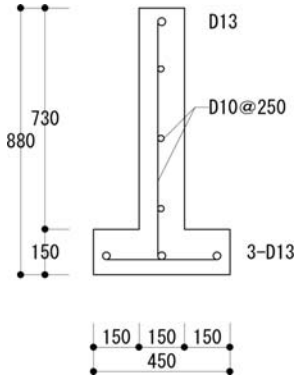
FG2　　FG1 の梁背を 1750、腹筋を 12－D10 とする

FG3　　FG1 の梁背を 1950、腹筋を 14－D10 とする

FG4　　FG1 の梁背を 2150、腹筋を 14－D10 とする

FB

軽易な基礎により算定省略



混構造３階建て住宅の構造計算

発行日　　２０１３年２月
執筆者　　奈良謙伸　(有)奈良建築環境設計室
監　修　　平井卓郎　北海道大学大学院農学研究院
発　行　　一般社団法人　北海道建築技術協会
060-0042　札幌市中央区大通西５丁目１１　大五ビル 6 階
TEL　011-251-2749　　FAX　011-251-2800
http：//www.hobea.or.jp

混構造３階建て住宅の構造計算
（枠組壁工法）

2014 年 3 月

（一社）北海道建築技術協会

Ⅰ　混構造３階建て住宅の重要性

積雪寒冷な地域の多い北海道では、１階や半地下を鉄筋コンクリート造や補強コンクリートブロック造としその上に２層の木造を載せる、混構造３階建ての住宅が数多く建てられてきました。

ＲＣ造の部分を車庫などとして利用することで、除雪面積が軽減されるとともに、木造部分が積雪に埋まることがなく、空間を有効に利用しながら、住宅の耐久性を高めることができる合理的な形態です。

さらに、ＲＣ造部分に書斎やオーディオルームなどの居室を設け積極的に活用すると、生活の幅が広がります。この際に、ＲＣ造部分を外断熱にして熱容量を活用すると、冬温かく、夏涼しい、寒冷地ならではの居住環境が実現します。

また、ＲＣ造部分では１階の床の高さを自由に設定できるため、車いすの利用者が外から段差なくアプローチでき、ホームエレベーターを設置すると３階建てでありながらバリアフリー住宅としやすいなどの利点もあり、高齢化社会を考える上でも有意義な形態です。

混構造３階建ての住宅はいろいろな側面から、北海道にとって今までも、そして将来的にも重要性の高い住宅であると考えます。

構造的にも３層すべてを木造とした場合には、最下階に大きな引抜力やめり込みが生じるなど、積雪地特有の検討が必要になりますが、最下階を鉄筋コンクリート造等とすることでこのような問題は解消します。

これまで混構造３階建ての住宅は、一定の規定に従って設計されていれば、一般的な２階建ての木造住宅と同様の手続きで建設することが可能でした。しかし、耐震偽装事件の影響で確認申請時の構造に関する扱いが厳密化され、混構造３階建て住宅は、ＲＣ造部分も木造部分も構造計算により安全性を確認しなければ、建設できない状況になりました。

構造計算により安全性を確認することはより厳密な方法であり、どんな建築物にとっても望ましいことです。しかし、住宅に携わる技術者で構造に関する技量を充分に備えている者は極めて少なく、建築主が混構造３階建てを希望しても対応が難しいのが現状です。

今後、混構造３階建ての住宅を増やしていくためには多くの課題がありますが、住宅に携わる技術者の構造的な技量を高めていくことはその第一歩であり、本書はそれに寄与するために企画されたものです。

Ⅱ　枠組壁工法の特徴

これまで、枠組壁工法は在来軸組構法に比べて、断熱気密化を実現しやすい工法と言われ、北海道では普及が進んでいます。近年、より一層の高断熱・高気密化が必要な時代となり、工法による断熱気密レベルの差はなくなりました。

今後、既存住宅の耐震性や断熱性を向上させ、さらに高齢化対応を図るなど、住む人に配慮したリフォームの重要性が高くなっていく思われます。在来軸組構法に比べて、枠組壁工法は増改築がしにくい工法といわれますが、設計の初期段階で構造的な目配りをすることで、増改築の自由度は格段に高まります。

Ⅱ　混構造３階建て住宅（枠組壁工法）構造計算例

１．一般事項

１．１　建物概要

建築物の名称　混構造３階建て住宅新築工事
建築場所　札幌市○区
用途　一戸建て専用住宅
構造・規模　混構造３階建て（１階：壁式鉄筋コンクリート造　２・３階：枠組壁工法）
構造上の床面積　１階　75.36 ㎡　２階　68.73 ㎡　３階　56.31 ㎡
最高の高さ　9.550m
軒　高　8.548m
屋根形式　３階屋根：M型屋根　２階屋根：フラットルーフ
構造上の特徴

①本建築物の木造部分は、延べ面積 500 ㎡以下、軒の高さ 9m以下、高さ 13m以下の、令第３章第３節に該当する木造軸組構法による混構造３階建て住宅である。

②平面形状はほぼ長方形で、上下階の壁線はそろっており、不整形により構造計算上の配慮を要する形態ではない。

１．２　構造設計方針

建築基準法・同施行令・告示による。
木造枠組壁工法部分：木質構造設計規準・同解説（日本建築学会)、枠組壁工法建築物構造計算指針（2007 年度版)、木質系混構造建築物の構造設計の手引き（(財）日本住宅・木造技術センター）による。
壁式鉄筋コンクリート部分：壁式構造関係設計規準集・同解説（壁式鉄筋コンクリート造）（日本建築学会）による。

１．３　構造計算ルート等

①Ｘ・Ｙ方向共、ルート１とする。
②平成 13 年国土交通省告示第 1540 号及び 1541 号関連規定を満たすことを確認する。
③地盤は第２種地盤と判定し、昭和 55 年建設省告示第 1793 号に規定する略算式により、一次固有周期等を求め、標準せん断力係数Ｃ0＝0.2 として算定する。

＊在来軸組構法に適用される建築基準法施行令（仕様規定）に比べて、②の告示には、耐力壁線などの規定や、それらに関する制限値が数多く定められている。このため、在来軸組構法で重要なチェック項目である、４分割法による耐力壁の配置の確認などは不要である。

１．４　設計図面

敷地の概要

建設地：札幌市内　平坦地

垂直積雪量：140 ㎝　　凍結深度：60 ㎝

地盤：砂質地盤

各部位の構造仕様

屋根　　屋根　206＠455 以内　構造用合板厚 12 ㎜

天井　210＠455 以内　構造用合板厚 15 ㎜

３階床　　210＠455 以内　構造用合板厚 15 ㎜

２階床　　コンクリートスラブの上 404＠910 以内　構造用合板厚 28 ㎜

耐力壁　外壁　壁倍率 4.0

206＠455 以内　外部　構造用合板 2 級厚 9 ㎜または構造用パネル(OSB)厚 9 ㎜

内部　石膏ボード厚 12.5 ㎜

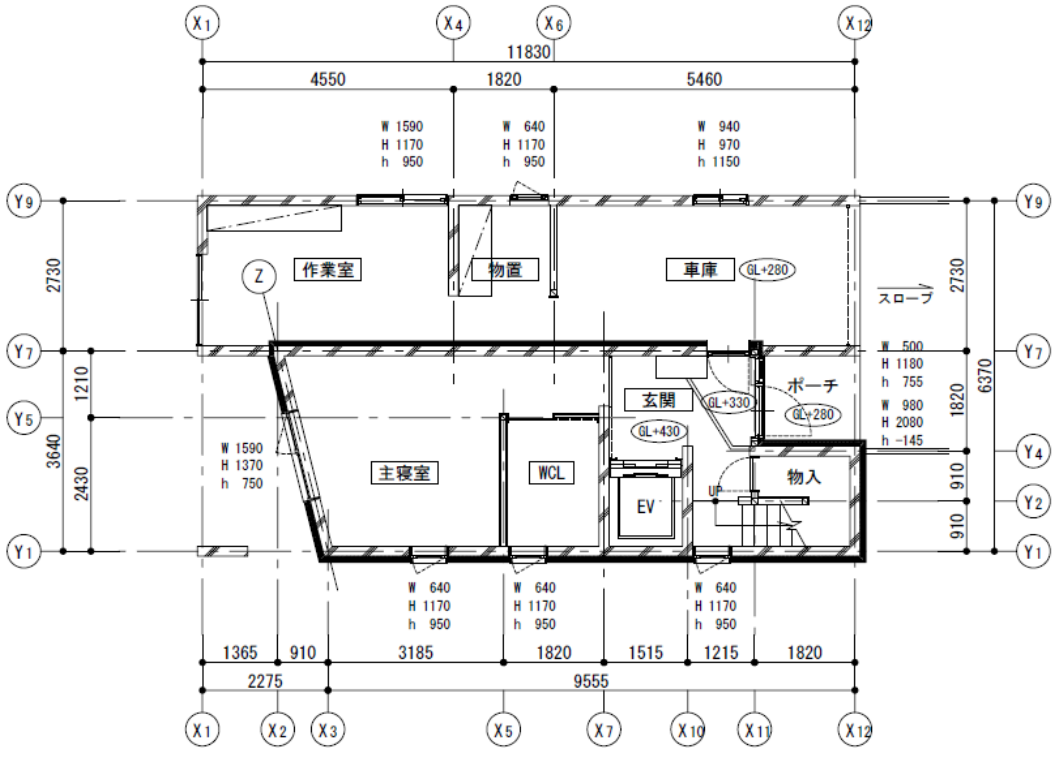
内壁　壁倍率 2.0

204＠455 以内　両面　石膏ボード厚 12.5 ㎜

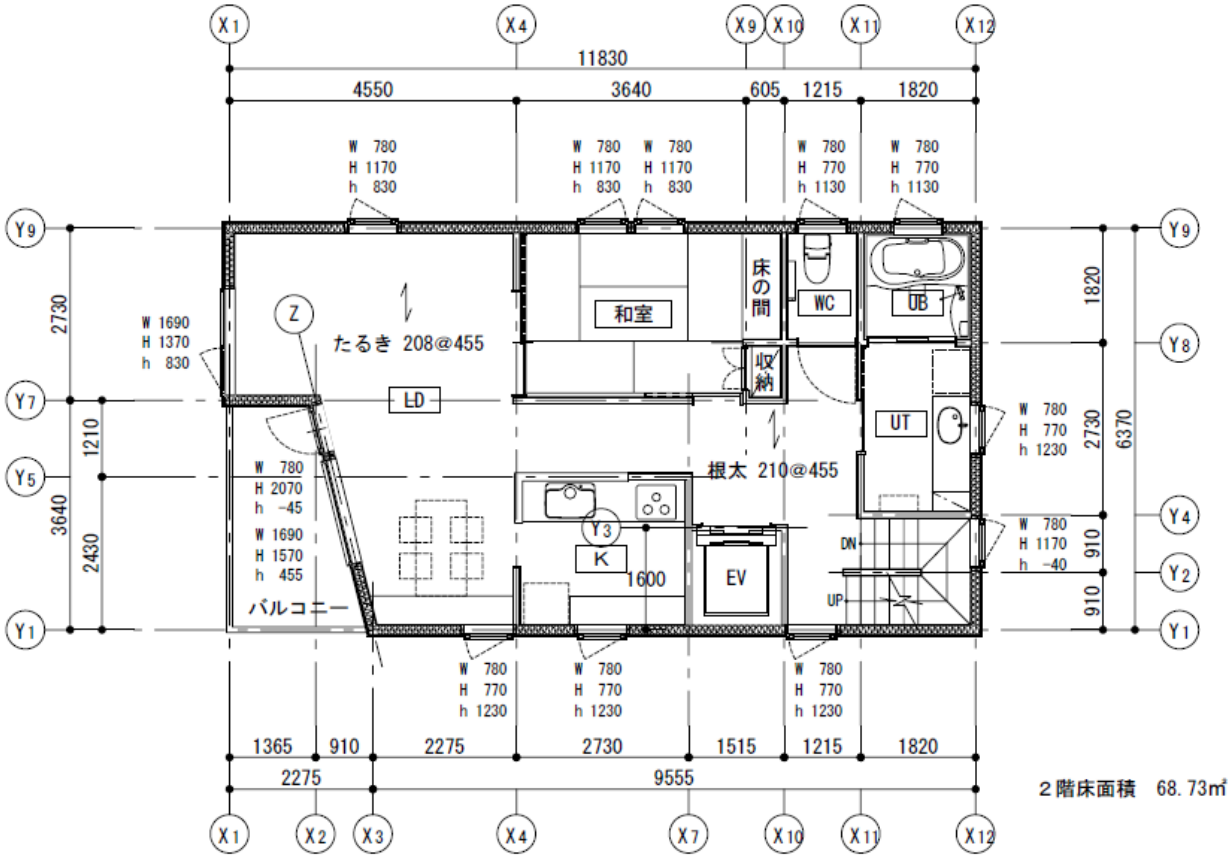
壁倍率 4.0

204＠455 以内　片面　構造用合板 2 級厚 9 ㎜または構造用パネル(OSB)厚 9 ㎜

片面　石膏ボード厚 12.5 ㎜

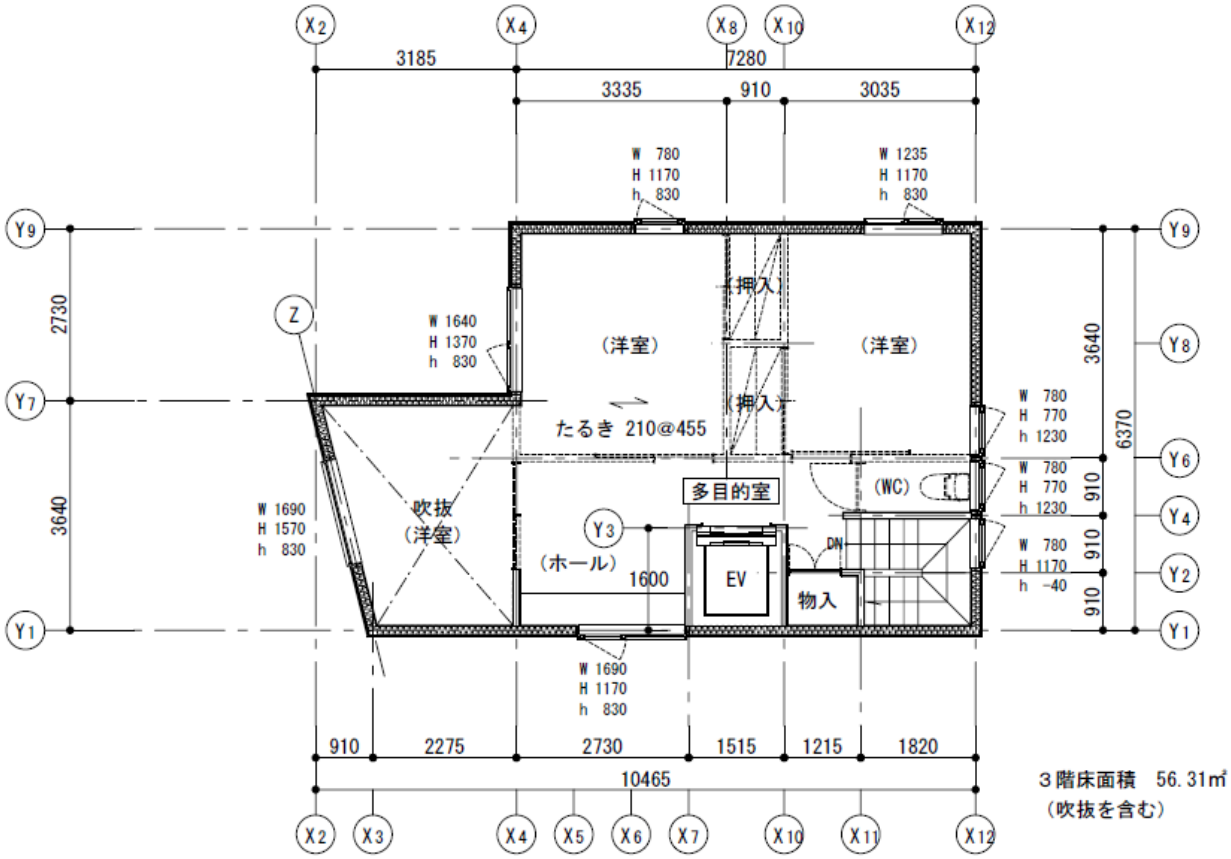


１階平面図



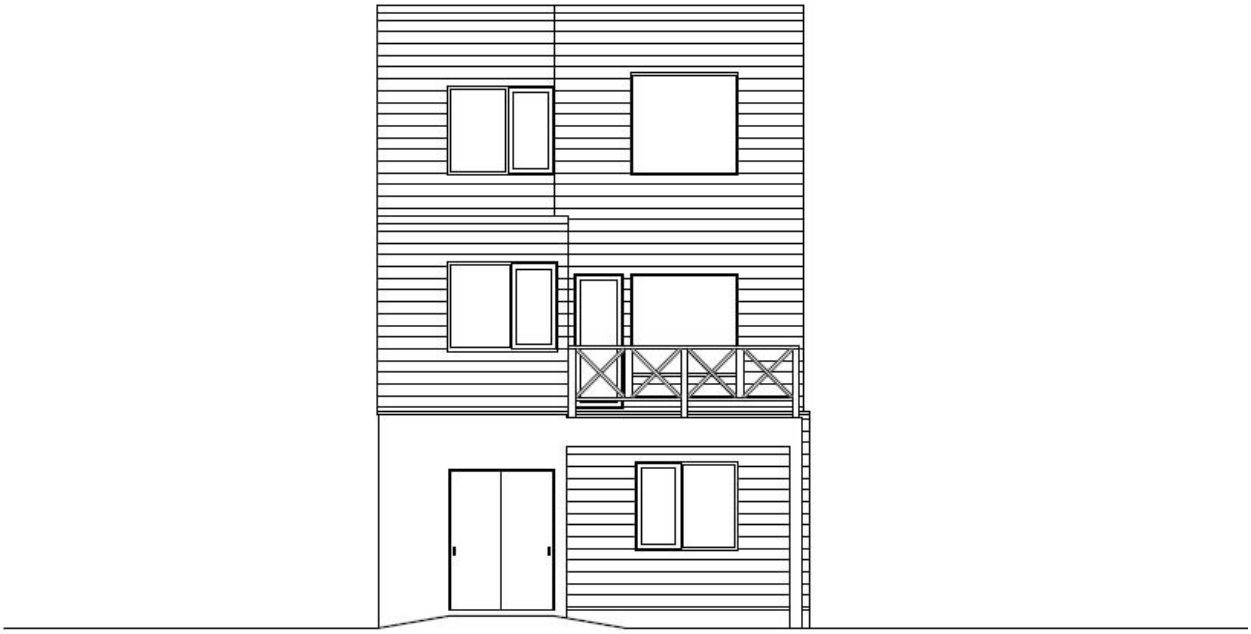
２階床面積　68.73㎡

２階平面図・３階床伏図

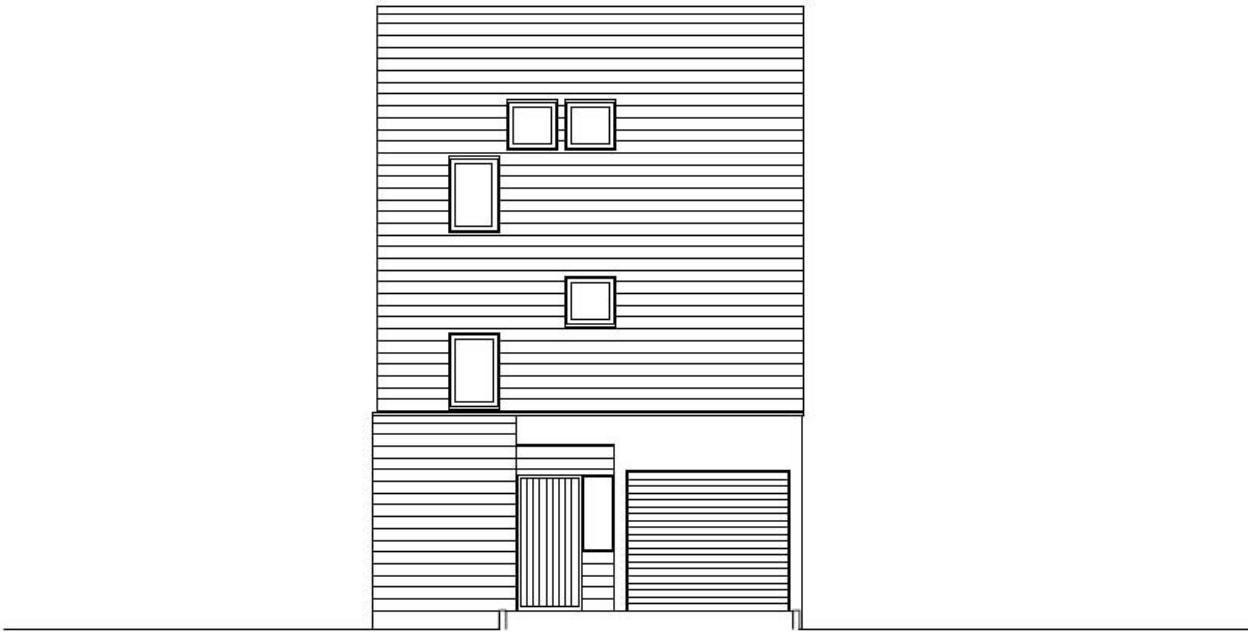


３階床面積　56.31㎡
（吹抜を含む）

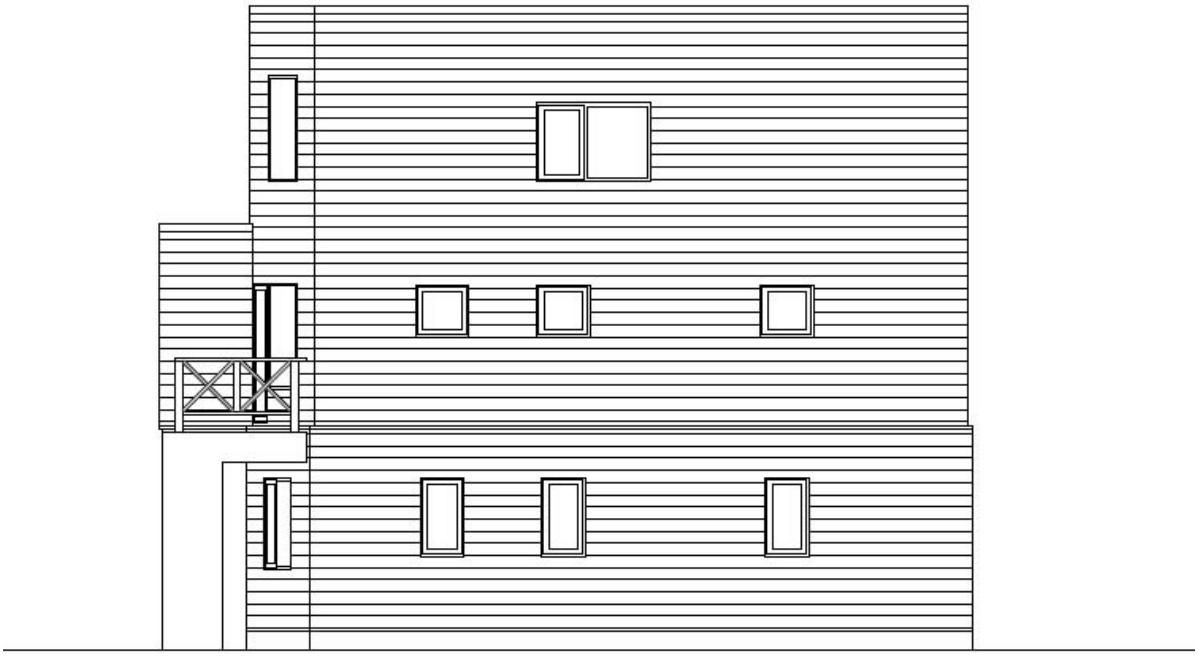
３階平面図・屋根伏図



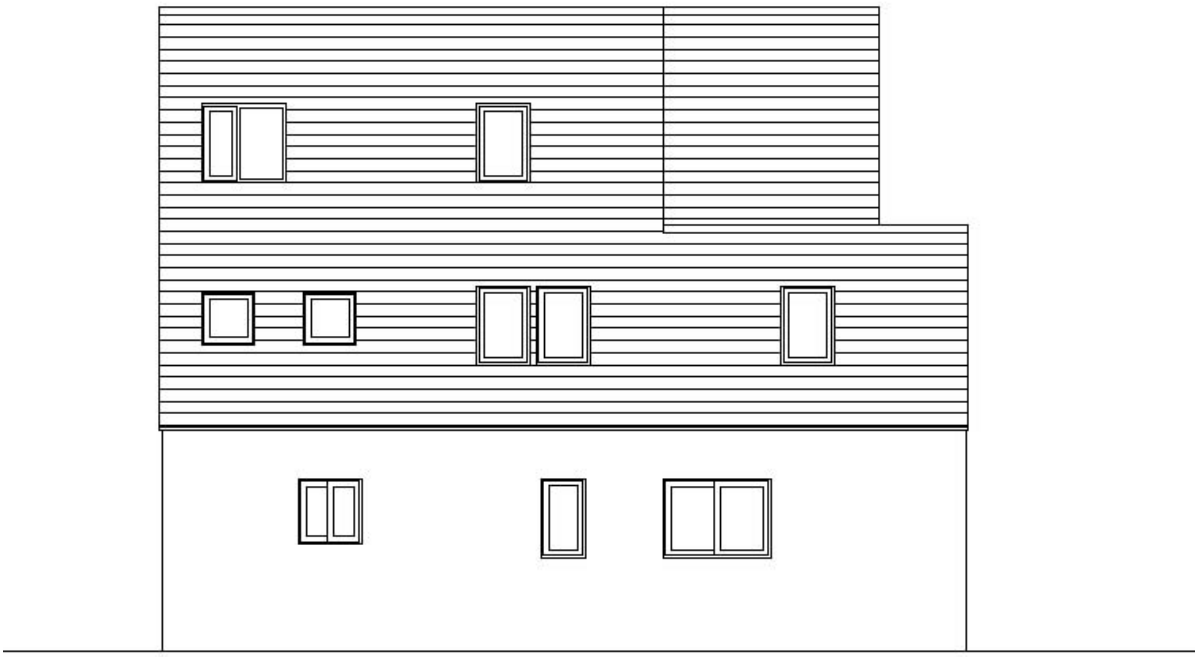
南面立面図



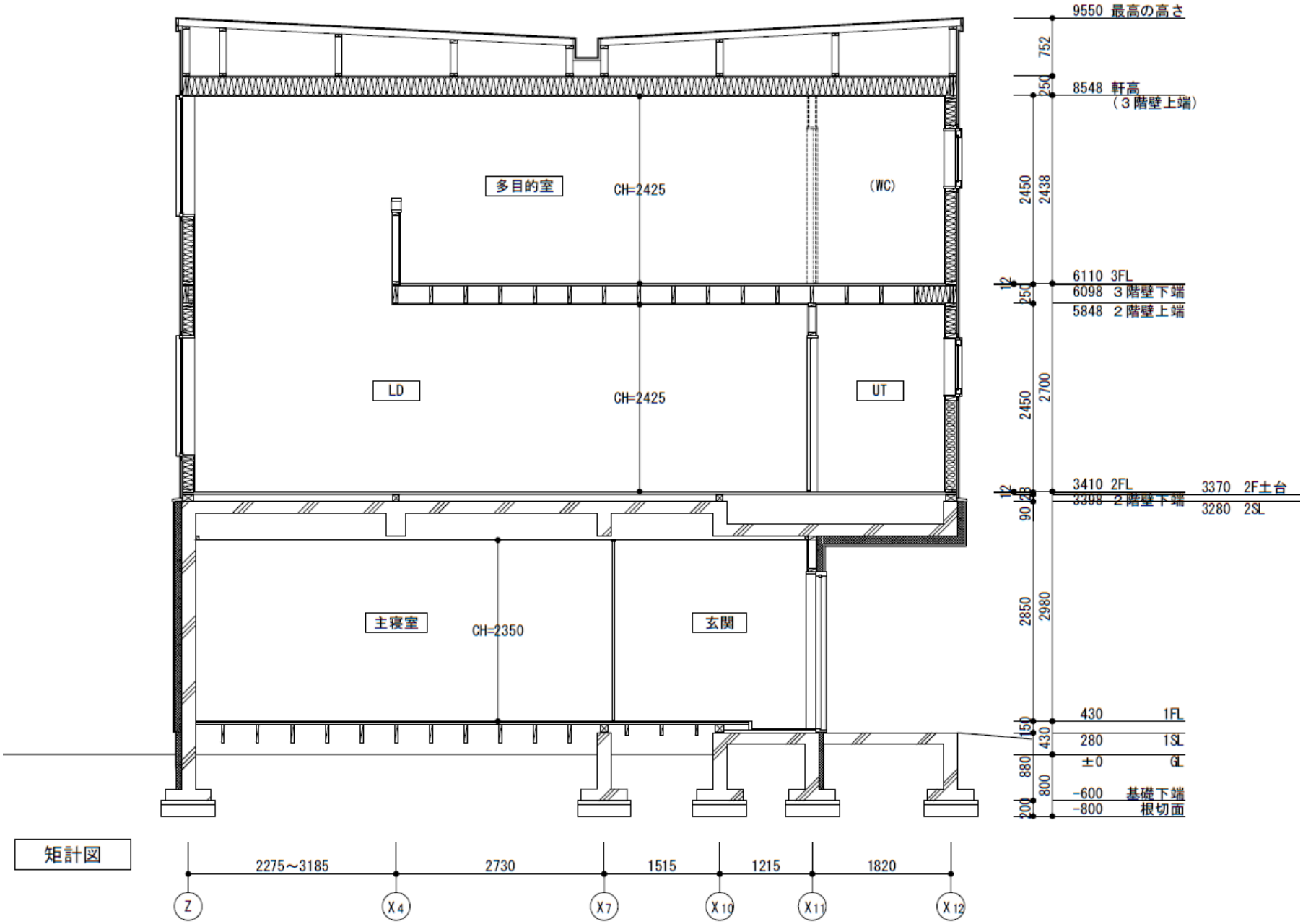
北面立面図

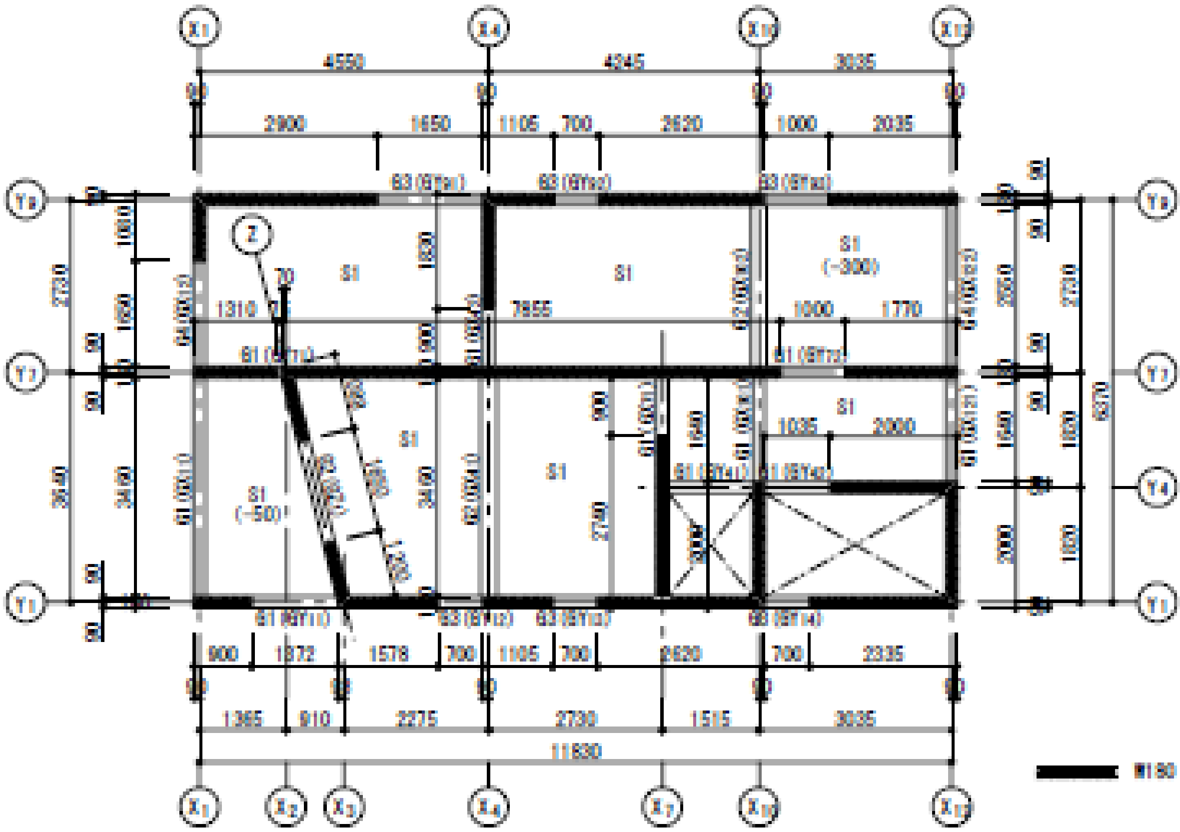


東面立面図

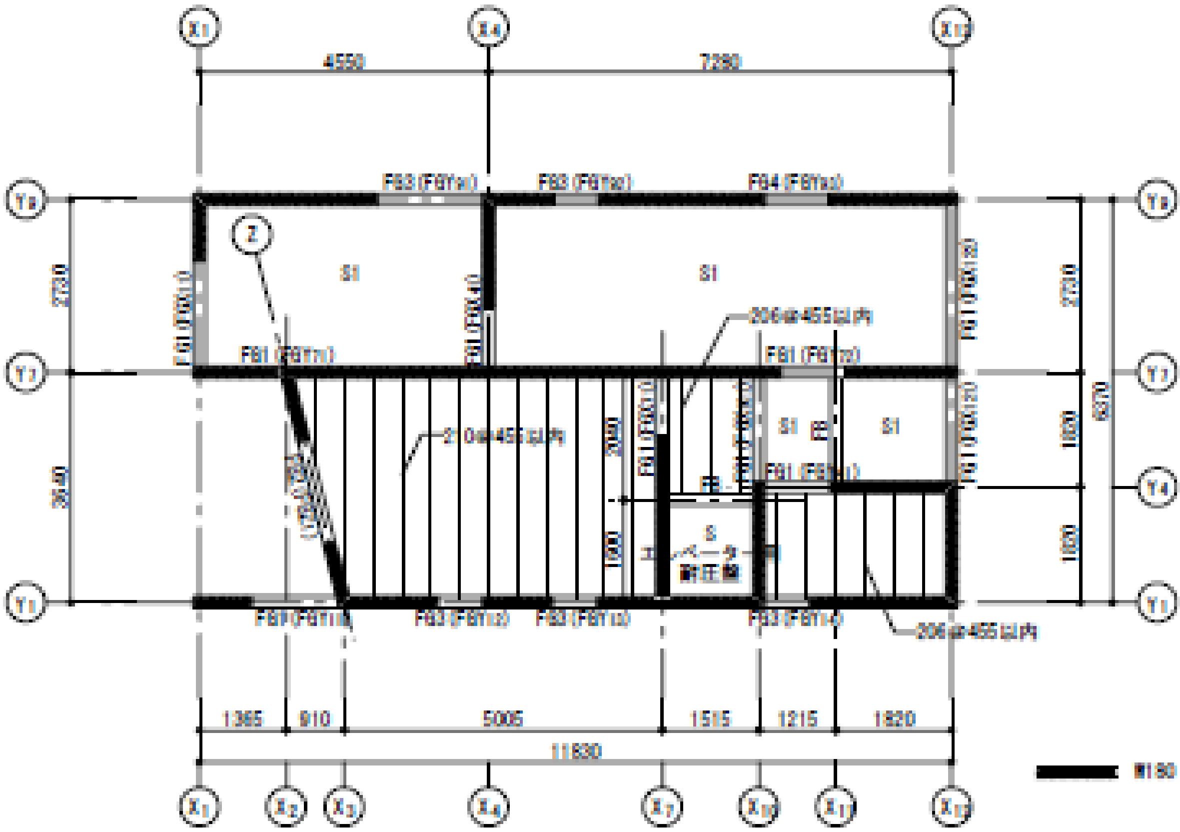


西面立面図


9550 最高の高さ
752
8548 軒高
（３階壁上端）
250
2450
2438
多目的室
CH=2425
(WC)
12
6110 3FL
250
6098 ３階壁下端
5848 ２階壁上端
2450
2700
LD
CH=2425
UT
12
3410 2FL
3370 2F土台
28
3398 ２階壁下端
3280 2SL
90
2850
2980
主寝室
CH=2350
玄関
150
430
430 1FL
280 1SL
880
±0 GL
800
-600 基礎下端
200
-800 根切面
矩計図
2275～3185
2730
1515
1215
1820
Z
X4
X7
X10
X11
X12



２階床伏図



１階床伏図

２．仮定荷重

２.１　固定荷重

①床組・小屋組

小屋組					
（屋根葺きの種別：金属板）	金属板	70	270		
	ｱｽﾌｧﾙﾄﾙｰﾌｨﾝｸﾞ	20	270/cos30° ＝312→		
	構造用合板	80	350 N/㎡	350 N/㎡	
	206	100			
					760 → 800N/㎡
	210		140		
	構造用合板		100		
	石こうボード		120	410 N/㎡	
	断熱材（吹込み用 GW 厚 300 程度）		50		
３階床	タタミまたはフローリング		180		
	構造用合板		100	400 N/㎡	
	210		120		
					700 N/㎡
	天井：石こうボード（吊木、吸音材等を含む）			300	
２階床	タタミまたはフローリング		180	木造部分	
	構造用合板　厚 28mm		190	430 N/㎡	
	木下地（土台を含む）		60		4230→ 4250 N/㎡
	ＲＣスラブ　厚 150mm			3600	
	天井（木下地＋石膏ボードまたは複合板打込み）			200	

②壁（サッシ、建具を含む）

外壁	サイディング（下地含む）	250		
	構造用合板厚 9 mm	60		
	206	100	610→	
	断熱材（GW 充填+付加断熱）	50	650 N/㎡	
	内部仕上	150		
内壁	204	70	370→	
	両面仕上	300	400 N/㎡	
コンクリート壁	ＲＣ壁　厚 180mm	4320		
（車庫等の外壁はコンクリート打放しで、重量に余裕があるため、木下地の間仕切り壁を含む）	外装材（木下地＋サイディング）	250	4630→	
	断熱材打込み	50	4650N/㎡	
	内部仕上（塗り壁程度）	10		

２.２　積載荷重

床用	1800 N/㎡
床ばり・まぐさ・たて枠用	1300 N/㎡
地震力・たて枠浮き上がり検討用	600 N/㎡

２.３　積雪荷重

垂直荷重深　140 ㎝

積雪時（中短期）	140×30	＝	4200 N/㎡
積雪時（中長期）	140×30×0.7	＝	2940 N/㎡
短期	140×30×0.35	＝	1470 N/㎡

２.４　設計荷重表

(N/㎡)

		屋根			床		
		固定	積雪	設計	固定	積載	設計
床用	常時（無積雪時）	800	0	800	３Ｆ　700 ２Ｆ 4250	1800 1800	2500 6050
	中長期積雪時	800	2940	3740			
	中短期積雪時	800	4200	5000			
床ばり・まぐさ・たて枠用	常時（無積雪時）	800	0	800	３Ｆ　700 ２Ｆ 4250	1300 1300	2000 5550
	中長期積雪時	800	2940	3740			
	中短期積雪時	800	4200	5000			
地震用		800 １Ｆ 4250	1470 1470	2270 5720	３Ｆ　700 ２Ｆ 4250	600 600	1300 4850

２.５　速度圧の計算

平成 12 年建設省告示第 1454 号より

地表面粗度区分　Ⅲ　Zb＝5m　Zg＝450m　α＝0.2

基準風速　Vo＝32 m/s（札幌市）

建築物の高さ　9.550m　　軒高　8.548m　　建築物の高さと軒高の平均値をＨとする。

$$H=(9.550+8.548)\div 2=9.049\mathrm{m}>Zb$$

$$Er=1.7\left(\frac{H}{Zg}\right)^{\alpha}=1.7\left(\frac{9.049}{450}\right)^{0.2}=0.778$$

$$E=Er^2Gf \qquad Gf=2.5$$

$$E=0.778^2\times 2.5=1.513$$

速度圧　$q=0.6EVo^2=930\mathrm{N/m^2}$

風圧力の算定

	Z		Zb	
屋根軒	8.548	＞	5	$k_Z=\left(\frac{Z}{H}\right)^{2\alpha}=\left(\frac{8.548}{9.049}\right)^{2\times 0.2}=0.977$
３階床	6.110	＞	5	$k_Z=\left(\frac{6.110}{9.049}\right)^{2\times 0.2}=0.855$

風力係数

風上　　C_{PE}＝0.8K_Z　風下　C_{PE}＝0.4

屋根軒　0.8×0.977＋0.4＝1.182

３階床　0.8×0.855＋0.4＝1.084

＊風力係数は、K_Z＝1 として 1.2 としてもよい

方向	階	速度圧	風力係数	見付面積	風圧力		
					P	ΣP	設計
X	3	930 (N/m²)	1.182	6.590×2.090＝13.77	15.14		15.1KN
	2		1.084	6.590×2.700＝17.79	17.93	33.07	33.1KN
Y	3		1.182	10.720×2.090＝22.40	24.62		24.6KN
	2		1.084	12.050×2.700－1.330×1.150＝31.01	31.26	55.88	55.9KN

２.６　地震力の算定

各階の地震用荷重の算定

・３階

屋根	56.31×2.27			＝	127.82
３階壁					
外壁長	Z	3.752			
	X4	2.730			
	X12	6.370			
	Y1	9.555			
	Y7	3.185			
	Y9	7.280			
外壁長計		32.872	32.872×2.09×0.65	＝	44.66
			（9.55－6.11－1.35＝2.09）		
内壁長	X4	1.820			
	X7	1.600			
	X8	3.640			
	X10	1.6+3.64=5.240			
	X11	0.91×2＝1.820			
	Y2	1.215			
	Y3	1.515			
	Y4	1.820			
	Y6	7.280			
	Y8	0.910			
内壁長計		26.860	26.86×1.1×0.4	＝	11.82
				計	184.30 KN

・２階

屋根	4.55×2.73×2.27			＝	28.20
３階床	56.31×1.30			＝	73.20
３階外壁	32.872×1.35×0.65			＝	28.85
３階内壁	26.86×1.35×0.4			＝	14.50
２階壁					
外壁長	X1	2.730			
	Z	3.752			
	X12	6.370			
	Y1	9.555			
	Y7	1.365			
	Y9	11.830			
外壁長計		35.602	35.602×1.35×0.65	＝	31.24
内壁長	X4	3.640			
	X7	2.430			
	X9	0.910			
	X10	1.6+2.73=4.330			
	X11	4.550			
	Y2	0.910			
	Y3	1.515			
	Y4	1.820			
	Y5	0.910			
	Y7	4.245			

	Y8	3.640			
内壁長計		28.900	28.9×1.1×0.4	＝	12.72
				計	188.71 KN

・１階

屋根（バルコニー）		6.62×5.72		＝	37.87
２階床		68.73×4.85		＝	333.34
２階外壁		35.602×1.35×0.65		＝	31.24
２階内壁		28.9×1.35×0.4		＝	15.61
１階壁					
コンクリート壁長	X1	2.730			
	Z	3.752			
	X4	1.740			
	X7	3.640			
	X10	1.820			
	X12	1.82+2.73=4.550			
	Y1	0.9+9.555=10.455			
	Y4	1.820			
	Y7	11.830			
	Y9	11.830			
コンクリート壁長計		54.257	54.257×1.35×4.65	＝	340.60
梁重量（スラブを除く）					
	X1	3.46×0.18×0.3×24=4.48			
	X4	(0.9×0.18+3.46×0.25)×0.3×24=7.39			
	X10	(1.64×0.18+2.55×0.25)×0.3×24=6.72			
	X12	1.64×0.18×0.3×24=2.13			
	Y1	1.372×0.18×0.3×24=1.78			
	Y4	1.035×0.18×0.3×24=1.34			
梁重量計				＝	23.84
				計	782.50 KN

ただし、木造部分のＡｉを算定する際は、１階部分の重量が２階部分の重量の２倍を超えるので、２階部分の重量の２倍を１階部分の重量とする。

Ai 算定用１階部分重量	188.71×2	＝	377.42 KN

＊コンクリート壁の高さは、階高 3m×1/2－スラブ厚 0.15m＝1.35m

地震力の算定

$$Ai = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha i}} - \alpha i \right) \frac{2T}{1+3T}$$

$$\alpha_3 = \frac{184.30}{750.43} = 0.246 \quad \alpha_2 = \frac{373.01}{750.43} = 0.497 \quad T = H(0.02 + 0.01\alpha) \quad \alpha = 5.769 / 9.049 = 0.638 \quad T = 0.239$$

αi：i階の支える全重量を地上部分の建物重量で除した値
Ｔ：建物の１次固有周期
α：木造である階の高さの合計のＨに対する比
Ｈ：建築物の高さと軒高の平均(m)

$$A3 = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{0.246}} - 0.246 \right) \frac{2 \times 0.239}{1 + 3 \times 0.239} = 1.493$$

$$A2 = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{0.497}} - 0.497 \right) \frac{2 \times 0.239}{1 + 3 \times 0.239} = 1.257$$

階	Wi	ΣWi	Z	Ri	Ai	Co	Q_E	設計 Q_E
3	184.30	184.30	0.9	1.0	1.493	0.2	49.53	49.5 KN
2	188.71	373.01			1.257		84.40	84.4 KN
1	(377.42) 782.50	(750.43) 1155.51			1.000		207.99	208.0 KN

(　　) はAiを算定するための重量

＊Ｔ=0.03Ｈ(=0.282)として計算してもよい。

＊木質系混構造建築物の構造設計の手引き(P17)の図 1.2.21 の例示により、１階の負担する重量を、２階と３階の負担する重量の合計の２倍（746.02 KN）として算定することもできる。今回のケースでは、２階と３階の重量がほぼ同じであるため、この方法で算定しても Q_E はほとんど変わらない。

※地震力により検討する

（参考）

単位面積当たりの必要壁量

３階　　49.5 KN ÷ 1.96 ÷ 56.31 ㎡ ＝ 0.449m/㎡

２階　　84.4 KN ÷ 1.96 ÷ 68.73 ㎡ ＝ 0.627m/㎡

３．木造部分の計算

３．１　耐力壁の扱い

・耐力壁線上の耐力壁のみを有効としている（耐力壁線図を追加します)。

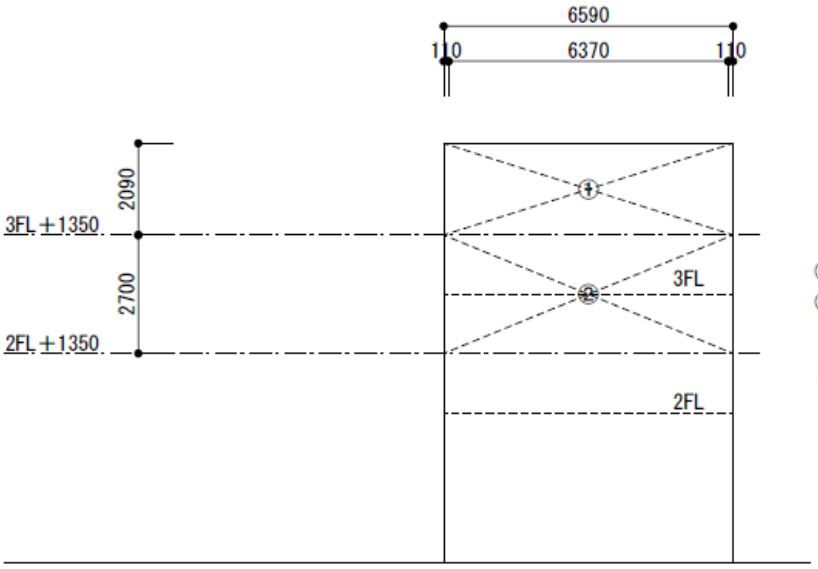
・Ｚ通り１階の壁については、２階が吹き抜けとなっており、また、同一耐力壁線上に他の壁が存在しないことから有効としていない（確認申請等の際には、有効と扱って問題ないと考える)。

・エレベーター対応用の耐力壁は鉛直荷重を負担するものとするが、壁量には算入しない。短期荷重（地震力）は、各階各方向で他の耐力壁に加わるせん断力と同等に加わるものとして検討する。

３．２　告示第 1540 号及び第 1541 号に基づく壁量計算

■風圧力算定用見付面積

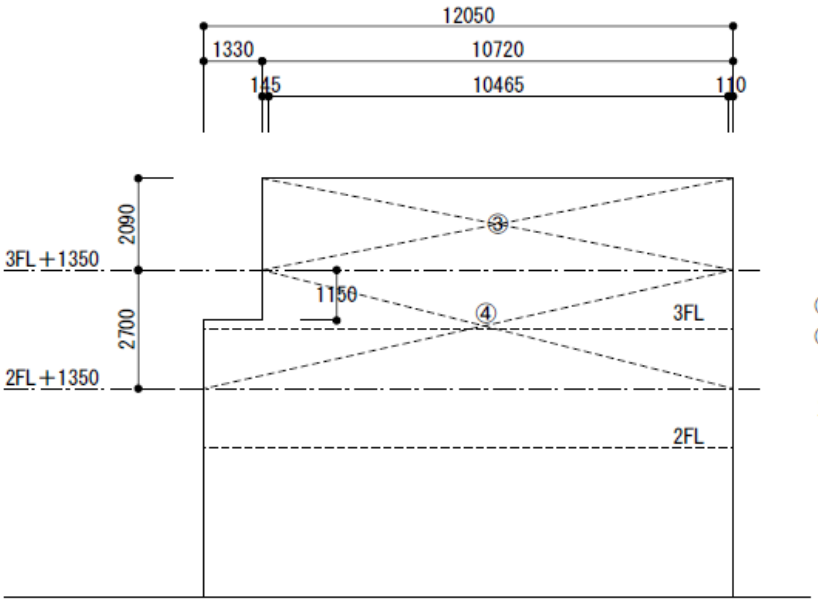
【Ｘ方向】



① 6.590×2.090 ＝ 13.773
② 6.590×2.700 ＝ 17.793

Ｘ方向見付面積
３階 ① ＝ 13.773㎡
２階 ①＋② ＝ 31.566㎡

【Ｙ方向】

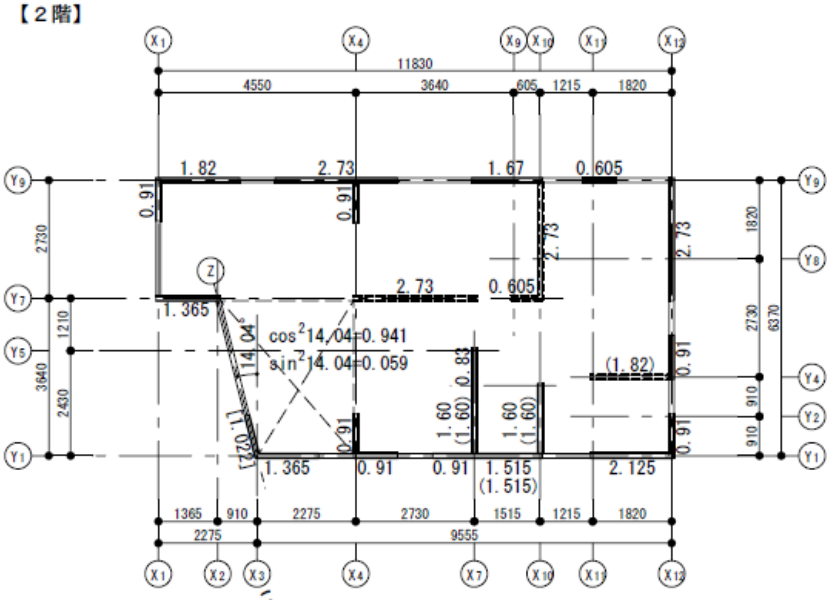


③ 10.720×2.090 ＝ 22.405
④ 12.050×2.700－1.330×1.150 ＝ 31.006

Ｘ方向見付面積
３階 ③ ＝ 22.405㎡
２階 ③＋④ ＝ 53.411㎡

■耐力壁長さ

【２階】



Y9：27.30m

Y7：12.13m

（Y4：3.64m）

Z　：[0.24m]算入しない

Y1：24.27m
（Y1：3.03m）

X1：3.64m

Z　：[3.85m]算入しない

X4：7.28m

X7：6.52m
（X7：3.20m）

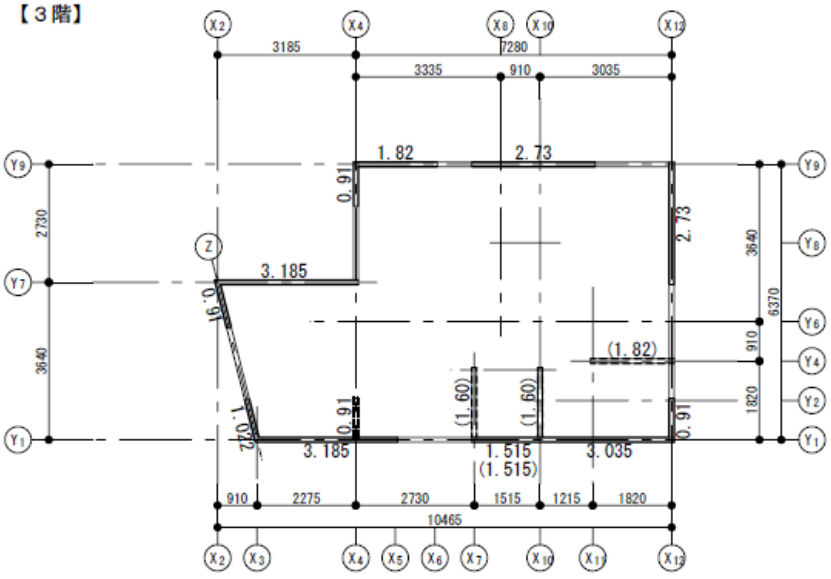
X10：8.66m
（X10：3.20m）

X12：18.20m

X方向計：63.70m（6.67m）

Y方向計：44.30m（6.40m）

【３階】



Y9：18.20m

Y7：12.74m

（Y4：3.64m）

Z　：0.46m

Y1：27.91m
（Y1：3.03m）

Z　：7.27m

X4：5.46m

(X7：3.20)

(X10：3.20)

X12：14.56m

X方向計：59.31m（6.67m）

Y方向計：27.29m（6.40m）

═══ 構造用合板ｔ9＋石こうボードｔ12.5（壁倍率 4.0）

====== 石こうボードｔ12.5 両面（壁倍率 2.0）

※（　）はエレベーター対応用

必要壁量の算定

地震

階	A面積（㎡）	B地震（m/㎡）		A×B
2階	68.73	{(68-51)×0.4+51}/100	0.58	39.86
3階	56.31	{(55-35)×0.4+35}/100	0.43	24.21

風圧

階		C見付面積（㎡）	D風圧（m/㎡）	C×D
X方向	2階	31.57	0.50	15.79
	3階	13.77		6.89
Y方向	2階	53.41	0.50	26.71
	3階	22.41		11.21

存在壁量の算定及び存在壁量≧必要壁量の確認

方向	階	通り	耐力壁の種類と長さ				通りの存在壁量の合計	存在壁量	必要壁量	判定
			構t 9+石12.5	4	石12.5両面	2				
			長さ	長さ×倍率	長さ	長さ×倍率				
X方向	2階	Y1	5.310	21.24	1.515	3.03	24.27			
		Y4								
		Y7	1.365	5.46	3.335	6.67	12.13			
		Y9	6.825	27.30			27.30			
								63.70	39.86	OK
	3階	Y1	6.220	24.88	1.515	3.03	27.91			
		Z	0.114	0.46			0.46			
		Y4								
		Y7	3.185	12.74			12.74			
		Y9	4.550	18.20			18.20			
								59.31	24.21	OK
Y方向	2階	X1	0.910	3.64			3.64			
		X4	1.820	7.28			7.28			
		X7	0.830	3.32	1.600	3.20	6.52			
		X10			4.330	8.66	8.66			
		X12	4.550	18.20			18.20			
								44.30	39.86	OK
	3階	Z	1.818	7.27			7.27			
		X4	0.910	3.64	0.910	1.82	5.46			
		X7								
		X10								
		X12	3.640	14.56			14.56			
								27.29	24.21	OK

必要壁量の算定（エレベーター対応耐力壁を含めた場合（壁量1.1倍）

地震

階	A面積（㎡）	B地震（m/㎡）		A×B×1.1
2階	68.73	{(68-51)×0.4+51}/100	0.58	43.85
3階	56.31	{(55-35)×0.4+35}/100	0.43	26.63

風圧

階		C見付面積（㎡）	D風圧（m/㎡）	C×D
X方向	2階	31.57	0.50	15.79
	3階	13.77		6.89
Y方向	2階	53.41	0.50	26.71
	3階	22.41		11.21

存在壁量の算定及び存在壁量≧必要壁量の確認

方向	階	通り	耐力壁の種類と長さ				通りの存在壁量の合計	存在壁量	必要壁量	判定
			構t 9+石12.5	4	石12.5両面	2				
			長さ	長さ×倍率	長さ	長さ×倍率				
X方向	2階	Y1	6.825	27.30			27.30			
		Y4			1.820	3.64	3.64			
		Y7	1.365	5.46	3.335	6.67	12.13			
		Y9	7.050	28.20			28.20			
								71.27	43.85	OK
	3階	Y1	7.735	30.94			30.94			
		Z	0.114	0.46			0.46			
		Y4			1.820	3.64	3.64			
		Y7	3.185	12.74			12.74			
		Y9	4.550	18.20			18.20			
								65.98	26.63	OK
Y方向	2階	X1	0.910	3.64			3.64			
		X4	1.820	7.28			7.28			
		X7	2.430	9.72			9.72			
		X10	1.600	6.40	2.730	5.46	11.86			
		X12	4.550	18.20			18.20			
								50.70	43.85	OK
	3階	Z	1.818	7.27			7.27			
		X4	0.910	3.64	0.910	1.82	5.46			
		X7			1.600	3.20	3.20			
		X10			1.600	3.20	3.20			
		X12	3.640	14.56			14.56			
								33.69	26.63	OK

３．３　軸材料の許容応力度

軸材料としてトドマツまたはＳ．Ｐ．Ｆ．の甲種２級を使用する。まぐさ（梁）の一部にはトドマツ構造用集成材 E95-F270 を使用する。

	長期					積雪時（中長期・長期×1.3）				
	圧縮 fc	引張 ft	曲げ fb	せん断 fs	めり込 fcv	fc	ft	fb	fs	fcv
E95-F270	7.9	6.8	9.9	1.1	2.2	10.3	8.9	12.9	1.43	2.86
ﾄﾄﾞﾏﾂ２級･SPF２級	6.4	4.2	7.9	0.66	2.2	8.3	5.4	10.3	0.86	2.86

（N/mm²）

	積雪時（中短期・短期×0.8）					短期					ﾔﾝｸﾞ係数 E
	fc	ft	fb	fs	fcv	fc	ft	fb	fs	fcv	
E95-F270	11.5	9.9	14.4	1.6	3.2	14.4	12.4	18.0	2.0	4.0	9500
ﾄﾄﾞﾏﾂ２級･SPF２級	9.3	6.1	11.5	0.96	3.2	11.6	7.6	14.4	1.2	4.0	9600

枠組壁工法用製材の寸法型式及び応力の種類に応じて乗じる係数

（寸法型式 104　203　204　404 以外の場合）

応力の種類 / 寸法形式	圧　縮	引張り	曲　げ	せん断
106　206　406	0.96	0.84	0.84	1.00
208　408	0.93	0.75	0.75	
210	0.91	0.68	0.68	
212	0.89	0.63	0.63	

３.４　鉛直構面の許容せん断耐力の計算

壁倍率に壁長を掛けて存在壁長を算定する。存在壁長に 1.96KN/ｍ（ｍ当たりのせん断耐力）を掛けて鉛直構面の許容せん断耐力を計算する。エレベーター対応用の耐力壁を除いて検定する。

３階

Ｘ方向　　59.31×1.96＝116.2ｋＮ　＞　49.5（地震力）

Ｙ方向　　27.29×1.96＝ 53.5ｋＮ　＞　49.5（地震力）

２階

Ｘ方向　　63.70×1.96＝124.9ｋＮ　＞　84.4（地震力）

Ｙ方向　　44.30×1.96＝ 86.8ｋＮ　＞　84.4（地震力）

告示に基づく必要壁量から必要せん断耐力を求め、検定比を(　　)で記載する。

３階地震力　　24.21×1.96＝47.5ｋＮ

２階地震力　　39.86×1.96＝78.1ｋＮ

３階風圧力　Ｘ方向　 6.89×1.96＝13.5ｋＮ

　　Ｙ方向　11.21×1.96＝22.0ｋＮ

２階風圧力　Ｘ方向　15.79×1.96＝30.9ｋＮ

　　Ｙ方向　26.71×1.96＝52.4ｋＮ

検定結果

Ｘ方向

階	水平力		許容耐力	検定比	
	地震力（KN）	風圧力（KN）	（KN）	地震力	風圧力
3	49.5（47.5）	15.1（13.5）	116.2	0.43（0.41）	0.13（0.12）
2	84.4（78.1）	33.1（30.9）	124.9	0.68（0.63）	0.27（0.25）

Ｙ方向

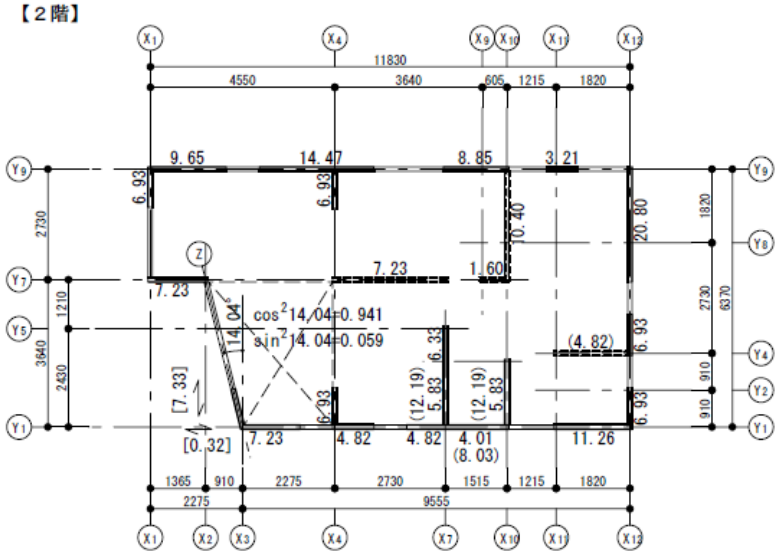
階	水平力		許容耐力	検定比	
	地震力（KN）	風圧力（KN）	（KN）	地震力	風圧力
3	49.5（47.5）	24.6（22.0）	53.5	0.92（0.89）	0.46（0.41）
2	84.4（78.1）	55.9（52.4）	86.8	0.97（0.90）	0.64（0.60）

（　　）は告示第 1540 号及び第 1541 号から求めた必要耐力及び検定比

３.５　短期応力解析

■分担水平力一覧（ＫＮ）

【２階】



Y9：36.18

Y7：16.06

Y1：32.14

X1：6.93

X4：13.86

X7：12.43

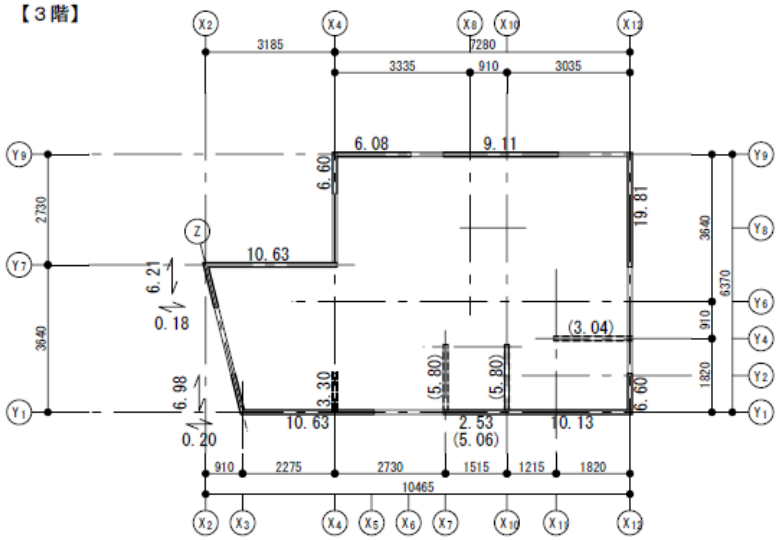
X10：16.50

X12：34.66

X方向計：84.4

Y方向計：84.4

【３階】



Y9：15.19

Y7：10.63

Z　：0.38

Y1：23.29

Z　：13.19

X4：9.90

X12：26.41

X方向計：49.5

Y方向計：49.5

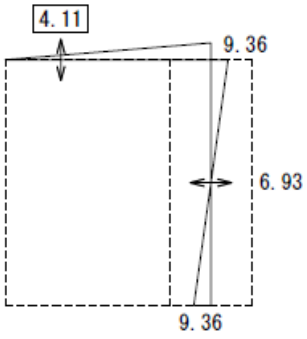
═══ 構造用合板ｔ9＋石こうボードｔ12.5（壁倍率 4.0）

====== 石こうボードｔ12.5 両面（壁倍率 2.0）

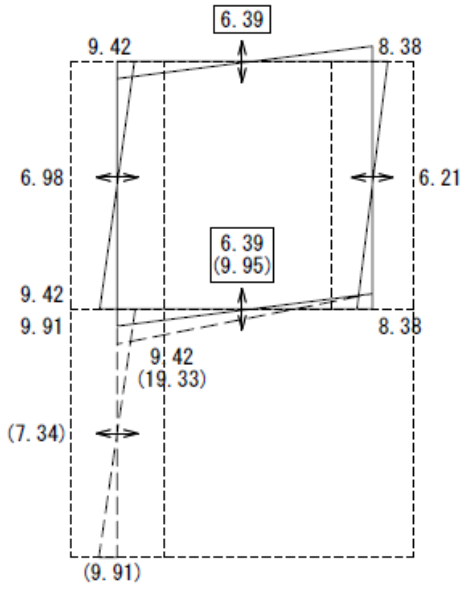
※(　)はエレベーター対応用

■短期応力解析

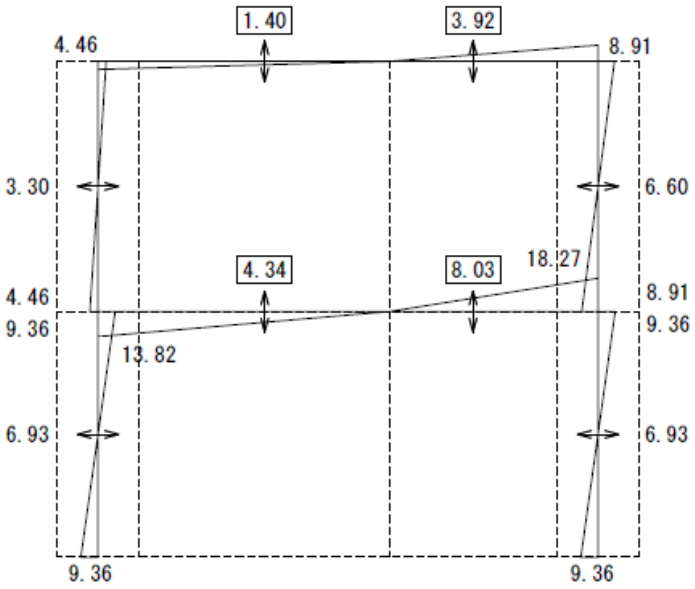
X1通



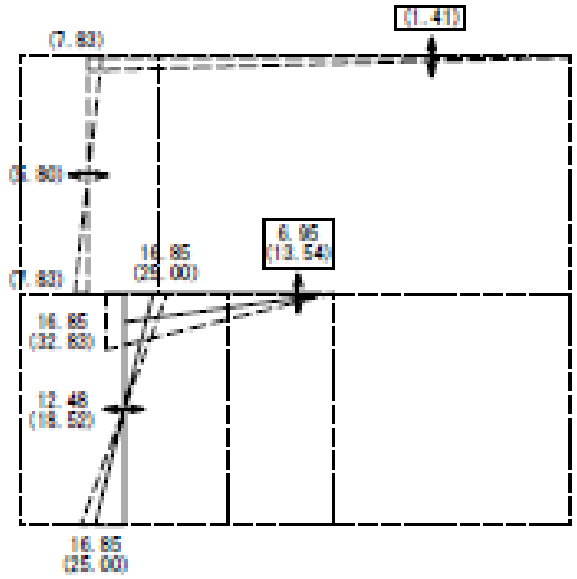
Z通



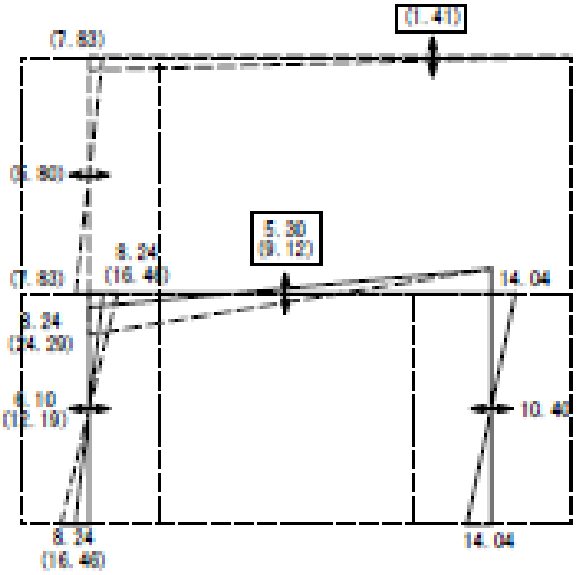
X4通



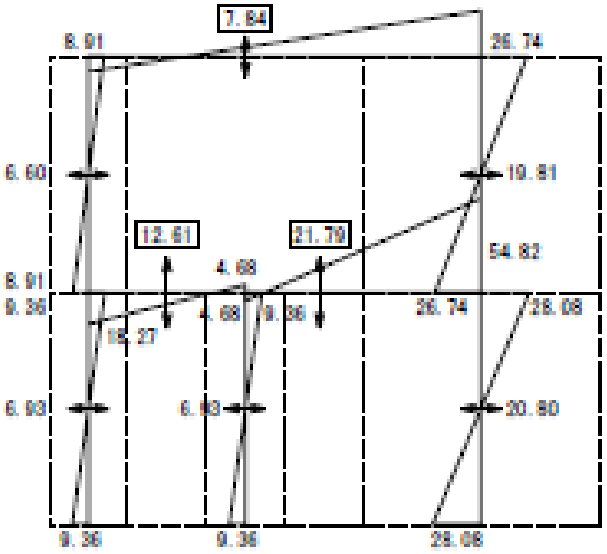
X7通



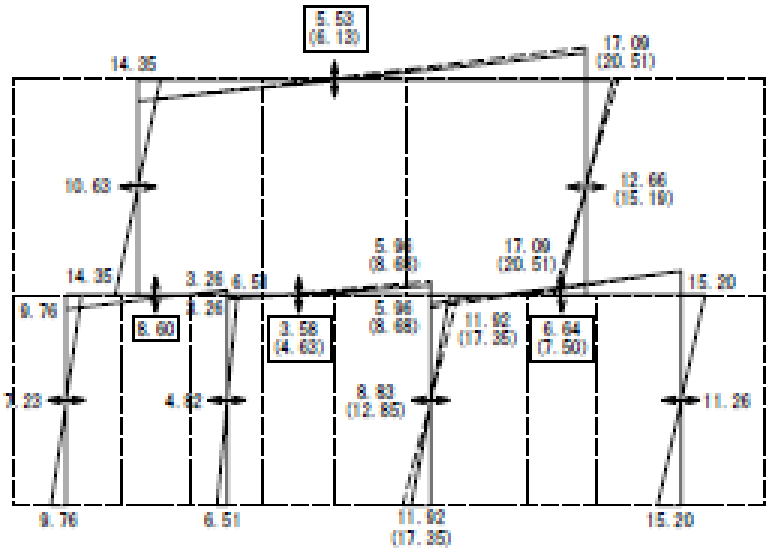
X10通



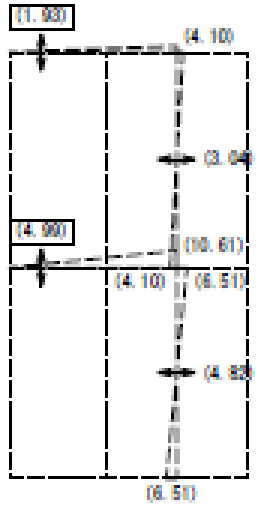
X12通



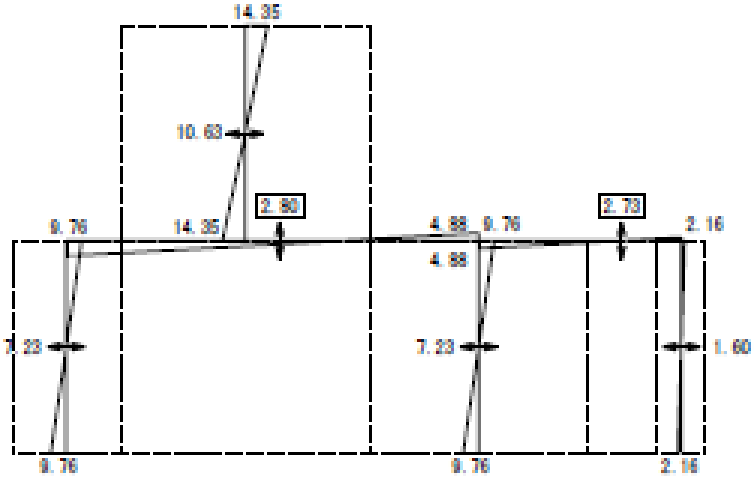
Y1通


5.53
(6.13)
14.35
17.09
(20.51)
10.63
12.66
(15.19)
14.35
3.26
6.51
5.96
(8.68)
17.09
(20.51)
15.20
9.76
8.60
3.26
5.96
(8.68)
3.58
(4.63)
11.92
(17.35)
6.64
(7.50)
7.23
4.82
8.83
(12.85)
11.26
9.76
6.51
11.92
(17.35)
15.20

Y4通

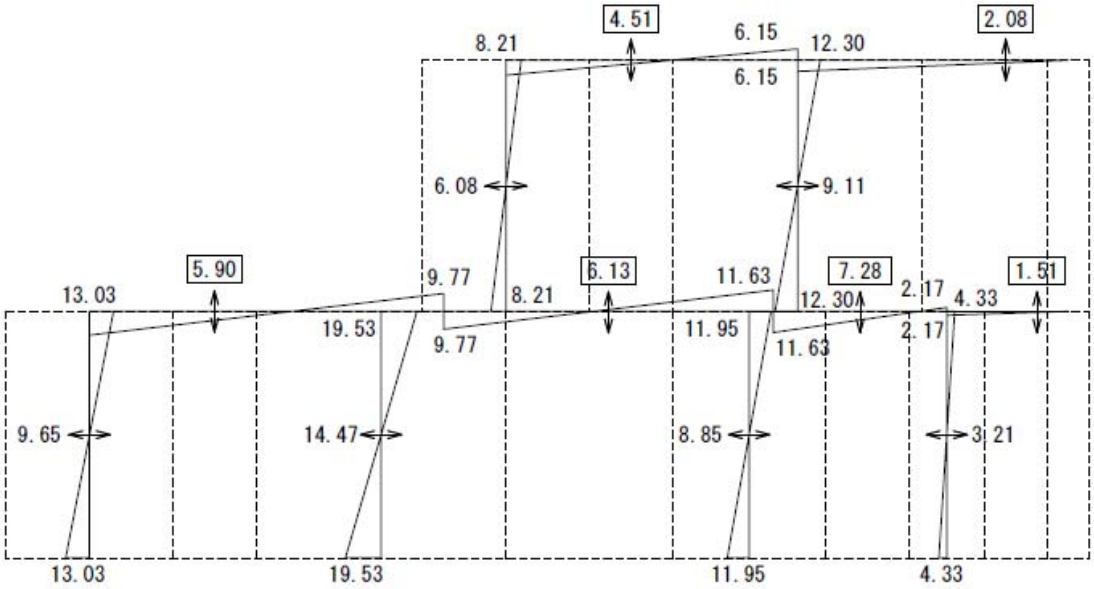

(1.93)
(4.10)
(3.04)
(4.90)
(10.61)
(4.10)
(6.51)
(4.82)
(6.51)

Y7通

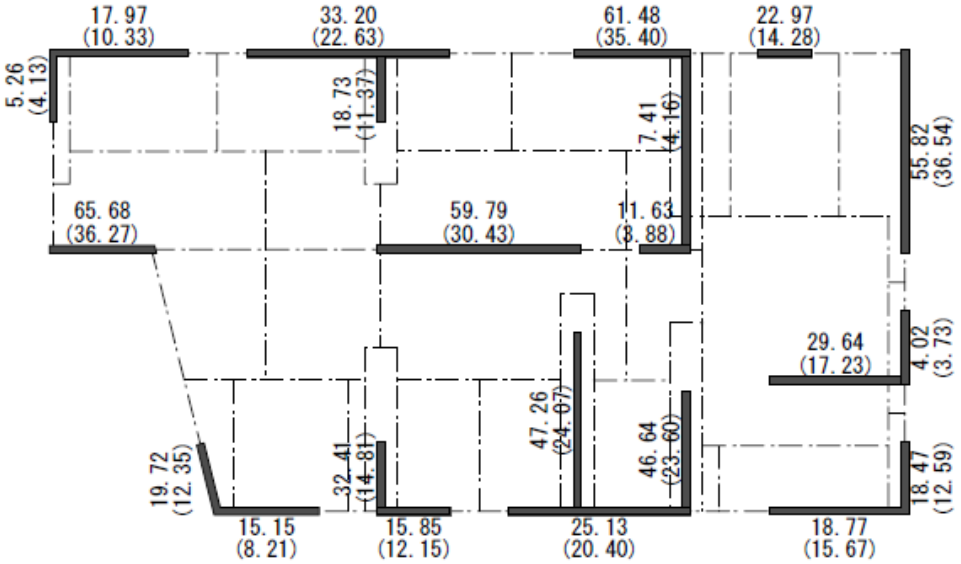

14.35
10.63
2.80
2.73
9.76
14.35
4.88
9.76
2.16
4.88
7.23
7.23
1.60
9.76
9.76
2.16

あ

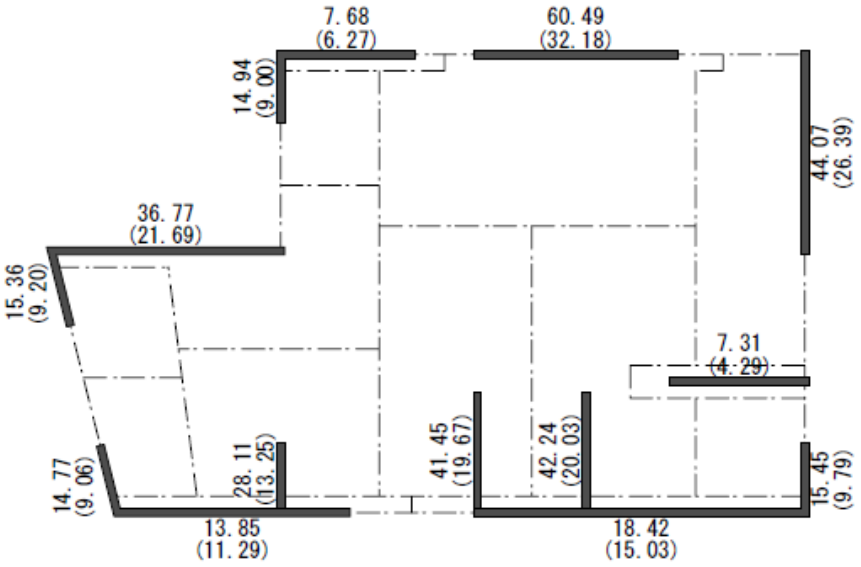
Y9通


4.51
2.08
8.21
6.15
12.30
6.15
6.08
9.11
5.90
6.13
7.28
1.51
13.03
9.77
8.21
11.63
12.30
2.17
4.33
19.53
9.77
11.95
11.63
2.17
9.65
14.47
8.85
3.21
13.03
19.53
11.95
4.33

２階軸力分担図



３階軸力分担図



（　）は浮き上がり検討用

＊図中の数値は中短期荷重。（　　）の数値は地震用荷重。

短期荷重

（単位：ｋＮ）

階	通り	Ｚ								Ｘ４			
3	耐力壁脚部検討部位	Ｙ１		Ｙ２		Ｙ６		Ｙ７		Ｙ１		Ｙ２	
	加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L
	Ms/L	-9.22	9.22	9.22	-9.22	-9.21	9.21	9.21	-9.21	-4.90	4.90	4.90	-4.90
	Ns/2	-3.20	3.20	-3.20	3.20	3.20	-3.20	3.20	-3.20	-0.70	0.70	-0.70	0.70
	ΣNs	-12.42	12.42	6.02	-6.02	-6.01	6.01	12.41	-12.41	-5.60	5.60	4.20	-4.20
	NLt/2	4.53			4.53	4.60			4.60	6.63			6.63
	ΣNt	-7.89			-1.49	-1.41			-7.81	1.03			2.43
	NLc/2		7.39	7.39			7.68	7.68			14.06	14.06	
	ΣNc		19.81	13.41			13.69	20.09			19.66	18.26	
	脚部金物の配置及びたて枠検討	SW-67			S-45	S-45			SW-67				

階	通り	Ｘ４				Ｘ７				Ｘ１０			
3	耐力壁脚部検討部位	Y8.5		Ｙ９		Ｙ１		Ｙ３		Ｙ１		Ｙ３	
	加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L
	Ms/L	-9.79	9.79	9.79	-9.79	-4.89	4.89	4.89	-4.89	-4.89	4.89	4.89	-4.89
	Ns/2	1.96	-1.96	1.96	-1.96	-0.71	0.71	-0.71	0.71	-0.71	0.71	-0.71	0.71
	ΣNs	-7.83	7.83	11.75	-11.75	-5.60	5.60	4.18	-4.18	-5.60	5.60	4.18	-4.18
	NLt/2	4.50			4.5	9.84			9.84	10.02			10.02
	ΣNt	-3.33			-7.25	4.24			5.66	4.42			5.84
	NLc/2		7.47	7.47			20.73	20.73			21.12	21.12	
	ΣNc		15.30	19.22			26.33	24.91			26.72	25.30	
	脚部金物の配置及びたて枠検討	S-50			SW-67								

階	通り	Ｘ１２								Ｙ１			
3	耐力壁脚部検討部位	Ｙ１		Ｙ２		Ｙ７		Ｙ９		Ｙ３		Ｙ５	
	加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L
	Ms/L	-9.79	9.79	9.79	-9.79	-9.80	9.80	9.80	-9.80	-4.51	4.51	4.51	-4.51
	Ns/2	-3.92	-3.92	-3.92	3.92	3.92	-3.92	3.92	-3.92	-3.07	3.07	-3.07	3.07
	ΣNs	-13.71	13.71	5.87	-5.87	-5.88	5.88	13.72	-13.72	-7.58	7.58	1.44	-1.44
	NLt/2	4.90			4.90	13.20			13.20	5.65			5.65
	ΣNt	-8.81			-0.97	7.32			-0.52	-1.93			4.21
	NLc/2		7.73	7.73			22.04	22.04			6.93	6.93	
	ΣNc		21.94	13.60			27.92	35.76			14.51	8.37	
	脚部金物の配置及びたて枠検討	HD-B10			S-45				S-45	S-45			

階	通り	Ｙ１				Ｙ４				Ｙ７			
3	耐力壁脚部検討部位	Ｘ７		Ｘ１２		Ｘ１１		Ｘ１２		Ｘ２		Ｘ４	
	加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L
	Ms/L	-4.51	4.51	4.51	-4.51	-2.25	2.25	2.25	-2.25	-4.51	4.51	4.51	-4.51
	Ns/2	3.07	-3.67	3.07	-3.07	0.97	-0.97	0.97	-0.97	0	0	0	0
	ΣNs	-1.44	1.44	7.58	-7.58	-1.28	1.28	3.22	-3.22	-4.51	4.51	4.51	-4.51
	NLt/2	7.52			7.52	8.62			8.62	10.85			10.85
	ΣNt	6.08			-0.06	7.34			5.40	6.34			6.35
	NLc/2		9.21	9.21			14.82	14.82			18.39	18.39	
	ΣNc		10.65	16.79			16.10	18.04			22.98	22.98	
	脚部金物の配置及びたて枠検討				S-45								

階	通り	Ｙ９							
3	耐力壁脚部検討部位	Ｘ４		Ｘ６		Ｘ７		Ｘ１１	
	加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L
	Ms/L	-4.51	4.51	4.51	-4.51	-4.51	4.51	4.51	-4.51
	Ns/2	-2.26	2.26	-2.26	2.26	1.22	-1.22	1.22	-1.22
	ΣNs	-6.77	6.77	2.25	-2.25	-3.29	3.29	5.73	-5.73
	NLt/2	3.14			3.14	16.09			16.09
	ΣNt	-2.16			0.89	12.80			10.36
	NLc/2		3.84	3.84			30.25	30.25	
	ΣNc		10.61	6.09			33.54	35.98	
	脚部金物の配置及びたて枠検討	S-50							

階	通り	Ｘ１				Ｚ				Ｘ４			
2	耐力壁脚部検討部位	Y8.5		Ｙ９		Ｙ１		Ｙ２		Ｙ１		Ｙ２	
	加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L
	Ms/L	-10.29	10.29	10.29	-10.29	-9.70	9.70	9.70	-9.70	-10.29	10.29	10.29	-10.29
	Ns/2	2.06	-2.06	2.06	-2.06	-8.17	8.17	-8.17	8.17	-2.87	2.87	2.87	2.87
	ΣNs	-8.23	8.23	12.35	-12.35	-17.87	17.87	1.53	-1.53	-13.16	13.16	7.42	-7.42
	NLt/2	2.07			2.07	6.18			6.18	7.41			7.41
	ΣNt	-6.16			-10.28	-11.69			4.65	-5.75			-0.01
	NLc/2		2.63	2.63			9.86	9.86			16.21	16.21	
	ΣNc		10.86	14.78			27.73	11.39			29.37	23.63	
	脚部金物の配置及びたて枠検討	SW-67			HD-B15	HD-B15				SW-67			S-45

階	通り	Ｘ４				Ｘ７				Ｘ１０			
2	耐力壁脚部検討部位	Y8.5		Ｙ９		Ｙ１		Ｙ５		Ｙ１		Ｙ３	
	加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L
	Ms/L	-10.29	10.29	10.29	-10.29	-10.29	10.29	10.29	-10.29	-10.29	10.29	10.29	-10.29
	Ns/2	5.98	-5.98	5.98	-5.98	-7.48	7.48	-7.48	7.48	-5.27	5.27	-5.27	5.27
	ΣNs	-4.31	4.31	16.27	-16.27	-17.77	17.77	2.81	-2.81	-15.56	15.56	5.02	-5.02
	NLt/2	5.69			5.69	12.04			12.04	11.80			11.80
	ΣNt	1.38			-10.58	-5.69			9.23	-3.76			6.78
	NLc/2		9.37	9.37			23.63	23.63			23.32	23.32	
	ΣNc		13.68	25.64			41.40	26.44			38.88	28.34	
	脚部金物の配置及びたて枠検討				HD-B10					S-50			

階	通り	Ｘ１０				Ｘ１２							
2	耐力壁脚部検討部位	Ｙ８		Ｙ９		Ｙ１		Ｙ１２		Ｙ４		Ｙ５	
	加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L
	Ms/L	-5.14	5.14	5.14	-5.14	-10.29	10.29	10.29	-10.29	-10.29	10.29	10.29	-10.29
	Ns/2	4.56	-4.56	4.56	-4.56	-10.23	10.23	-10.23	10.23	-4.59	4.59	-4.59	4.59
	ΣNs	-0.58	0.58	9.70	-9.70	-20.52	20.52	0.06	-0.06	-14.88	14.88	5.70	-5.70
	NLt/2	2.08			2.08	6.30			6.30	1.87			1.87
	ΣNt	1.50			-7.62	-14.22			6.24	-13.01			-3.83
	NLc/2		3.71	3.71			9.24	9.24			2.01	2.01	
	ΣNc		4.29	13.41			29.76	9.30			16.89	7.71	
	脚部金物の配置及びたて枠検討				SW-67	HD-B15				HD-B15			S-50

階	通り	Ｘ１２				Ｙ１							
2	耐力壁脚部検討部位	Ｙ７		Ｙ９		Ｘ３		X3.5		Ｘ４		Ｘ５	
	加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L
	Ms/L	-10.29	10.29	10.29	-10.29	-7.15	7.15	7.15	-7.15	-7.15	7.15	7.15	-7.15
	Ns/2	14.82	-14.82	14.82	-14.82	-4.30	4.30	-4.30	4.30	-1.08	1.08	-1.08	1.08
	ΣNs	4.53	-4.53	25.11	-25.11	-11.45	11.45	2.85	-2.85	-8.23	8.23	6.07	-6.07
	NLt/2	18.27			18.27	4.11			4.11	6.08			6.08
	ΣNt	22.80			-6.84	-7.34			1.26	-2.15			0.01
	NLc/2		27.91	27.91			7.58	7.58			7.93	7.93	
	ΣNc		23.38	53.02			19.03	10.43			16.16	14.00	
	脚部金物の配置及びたて枠検討				SW-67	SW-67				S-50			

階	通り	Ｙ１								Ｙ７			
2	耐力壁脚部検討部位	Ｘ６		Ｘ１０		Ｘ１１		Ｘ１２		Ｘ１		Ｘ２	
	加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L
	Ms/L	-7.15	7.15	7.15	-7.15	-7.15	7.15	7.15	-7.15	-7.15	7.15	7.15	-7.15
	Ns/2	1.63	-1.63	1.63	-1.63	3.75	-3.75	3.75	-3.75	-1.40	1.40	-1.40	1.40
	ΣNs	-5.52	5.52	8.78	-8.78	-3.40	3.40	10.90	-10.90	-8.55	8.55	5.75	-5.75
	NLt/2	10.20			10.20	7.84			7.84	18.14			18.14
	ΣNt	4.68			1.42	4.44			-3.06	9.59			12.39
	NLc/2		12.57	12.57			9.39	9.39			32.84	32.84	
	ΣNc		18.09	21.35			12.79	20.29			41.39	38.59	
	脚部金物の配置及びたて枠検討								S-50				

階	通り	Ｙ７								Ｙ９			
2	耐力壁脚部検討部位	Ｘ４		Ｘ７		Ｘ９		Ｘ１０		Ｘ１		X2.5	
	加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L
	Ms/L	-3.58	3.58	3.58	-3.58	-3.57	3.57	3.57	-3.57	-7.16	7.16	7.16	-7.16
	Ns/2	0.04	-0.04	0.04	-0.04	1.37	-1.37	1.37	-1.37	-2.95	2.95	-2.95	2.95
	ΣNs	-3.54	3.54	3.62	-3.62	-2.20	2.20	4.94	-4.94	-10.11	10.11	4.21	-4.21
	NLt/2	15.22			15.22	1.94			1.94	5.17			5.17
	ΣNt	11.68			11.60	-0.26			-3.00	-4.84			0.96
	NLc/2		29.90	29.90			5.82	5.82			8.99	8.99	
	ΣNc		33.44	33.52			8.02	10.76			19.10	13.20	
	脚部金物の配置及びたて枠検討					S-45			S-50	SW-67			

階	通り	Ｙ９											
2	耐力壁脚部検討部位	Ｘ３		Ｘ５		Ｘ７		Ｘ１０		Ｘ１１		X11.5	
	加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L
	Ms/L	-7.15	7.15	7.15	-7.15	-7.16	7.16	7.16	-7.16	-7.16	7.16	7.16	-7.16
	Ns/2	-2.37	2.37	-2.37	2.33	1.68	-1.68	1.68	-1.68	1.85	-1.85	1.85	-1.85
	ΣNs	-9.52	9.52	4.78	-4.78	-5.48	5.48	8.84	-8.84	-5.31	5.31	9.01	-9.01
	NLt/2	11.32			11.32	17.70			17.70	7.14			7.14
	ΣNt	1.80			6.54	12.22			8.86	1.83			-1.87
	NLc/2		16.60	16.60			30.74	30.74			11.49	11.49	
	ΣNc		16.12	21.38			36.22	39.58			16.80	20.50	
	脚部金物の配置及びたて枠検討												S-45

３．６　屋根の設計

3.6.1　屋根の下張り

・構造用合板ｔ12㎜（たるき間隔@455）

・くぎ　CN50　くぎ間隔 周辺部 100㎜　中間部 200㎜間隔、合板受け木あり。

必要壁量計算より、Q_W＜Q_E　であるので、Q_Eをパラペット長さにより配分して各通りのＲを算定する。

（１）Ｘ方向

R_{Y1}＝49.53×9.555/20.02＝23.64ｋＮ

R_{Y7}＝49.53×3.185/20.02＝ 7.88ｋＮ

R_{Y9}＝49.53×7.28/20.02 ＝18.01ｋＮ

Y1通りの１ｍ当たりのせん断力　　23640/9.555＝2474Ｎ/ｍ

Y9通りの１ｍ当たりのせん断力　　18010/7.280＝2474Ｎ/ｍ

１ｍ当たりのくぎの許容耐力（トドマツ・Ｓ．Ｐ．Ｆ．）

Ｐ＝(10/0.91)×650×(2/3)＝4762Ｎ/ｍ＞2474Ｎ/ｍ　OK

［(7/0.91)×650×(2/3)＝3333Ｎ/ｍ］

（２）Ｙ方向

R_Z ＝49.53×3.64/12.74 ＝14.15ｋＮ

R_{X4} ＝49.53×2.73/12.74 ＝10.61ｋＮ

R_{X12}＝49.53×6.37/12.74 ＝24.77ｋＮ

Ｚ通りの１ｍ当たりのせん断力　　14150/3.64＝3887Ｎ/ｍ

X12通りの１ｍ当たりのせん断力　24770/6.37＝3889Ｎ/ｍ

１ｍ当たりのくぎの許容耐力（Ｓ．Ｐ．Ｆ．）

Ｐ＝(19/1.82)×650×(2/3)＝4524Ｎ/ｍ＞3889Ｎ/ｍ　OK

［(13/1.82)×650×(2/3)＝3095Ｎ/ｍ］

＊［　　］は、くぎ間隔を周辺部 150㎜　中間部 300㎜間隔とした場合の１ｍ当たりのくぎの許容耐力。Ｙ方向の支点間距離が 7.28ｍと大きく、また、Ｚ通りの屋根の奥行が短いため、くぎ間隔を小さくする必要がある。

3.6.2　たるき

たるき　トドマツ（Ｓ．Ｐ．Ｆ．）甲種２級　206@455

l＝1820　たわみ≦1/200　最も厳しい中短期荷重で算定する。

㎡当りの荷重　350＋4200＝4550N/㎡　ｗ＝0.45×4550＝2070N/m＝2.07N/㎜

fb＝11.5　fs＝0.96　Ａ＝5320　Ｚ＝124133（寸法調整係数 0.84）Ｉ＝8689333　Ｅ＝9600

$M=wl^2/8$＝857084　M／0.84Zfb＝0.71

Ｑ＝wl／2＝1884　1.5Ｑ／Afs＝0.55

$\delta=5wl^4/384EI$＝3.5㎜　＜　l／200＝9.1㎜　　OK

3.6.3　接合部

（１）せん断力（頭つなぎへの緊結）m-CN75T

Ｘ方向

１ｍ当たりのせん断力　Ｑ＝2474Ｎ/m

たるき間隔　@455

くぎ　CN75T の耐力（トドマツ・S.P.F.）

Ｎ＝330×5/6×2＝550　Ｎ/本

必要くぎ本数

ｍ＝(2474×0.455)/550＝2.05　→　３本

Ｙ方向

１ｍ当たりのせん断力　Ｑ＝3889Ｎ/m

必要くぎ本数

ｍ＝(3889×0.455)/550＝3.22　→　４本

3.6.4　頭つなぎ

頭つなぎ　トドマツ（S.P.F.）甲種２級　204

（１）Ｘ方向の頭つなぎ

ｗ＝49.53/6.37＝7.78kN/m＝7.78N/㎜

$M=wl^2/8=(7.78\times3640^2)/8=12885236$Ｎ・㎜

Ｔ＝Ｃ＝12885236/7280＝1770Ｎ

$T_{cap}=7.6\times38\times89=25703$Ｎ＞1770Ｎ

$C_{cap}=11.6\times38\times89=39231$Ｎ＞1770Ｎ

（２）Ｙ方向の頭つなぎ

ｗ＝49.53/10.465＝4.73kN/m＝4.73N/㎜

$M=wl^2/8=(4.73\times7280^2)/8=31335304$Ｎ・㎜

Ｔ＝Ｃ＝31335304/6370＝4304Ｎ

$T_{cap}=7.6\times38\times89=25703$Ｎ＞4919Ｎ

$C_{cap}=11.6\times38\times89=39231$Ｎ＞4919Ｎ

3.6.5　天井根太部下張り

・構造用合板ｔ15㎜（たるき間隔@455）

・くぎ　CN50　くぎ間隔 周辺部 150㎜　中間部 300㎜間隔、合板受け木あり。

（１）Ｘ方向

$Q_{Y1}-R_{Y1}=0.15$ｋＮ

$Q_{Y7}-R_{Y7}=-2.93$ｋＮ

$Q_{Y9}-R_{Y9}=2.82$ｋＮ

Y7 通りの１ｍ当たりのせん断力　　2930/10.465＝280Ｎ/m

Y9 通りの１ｍ当たりのせん断力　　2820/ 7.280＝387Ｎ/m

１ｍ当たりのくぎの許容耐力（トドマツ・Ｓ．Ｐ．Ｆ．）

Ｎ＝(7/0.91)×730×(2/3)＝3744Ｎ/ｍ＞387Ｎ/ｍ　0.K.

（２）Ｙ方向

Q_Z －R_Z ＝0.96ｋＮ

Q_{X4} －R_{X4} ＝0.71ｋＮ

Q_{X12}－R_{X12}＝－1.64ｋＮ

Ｚ通りの１ｍ当たりのせん断力　　960/3.64＝264Ｎ/ｍ

X_{12}通りの１ｍ当たりのせん断力　1640/6.37＝257Ｎ/ｍ

１ｍ当たりのくぎの許容耐力（Ｓ．Ｐ．Ｆ．）

Ｎ＝(13/1.82)×730×(2/3)＝3476Ｎ/ｍ＞264Ｎ/ｍ　0.K.

3.6.6　天井根太

天井根太　トドマツ（Ｓ．Ｐ．Ｆ．）甲種２級　210@455

ｌ＝3035　たわみ≦1/300　最も厳しい中短期荷重で算定する。

㎡当りの荷重　350＋4200＝4550N/㎡　ｗ＝0.45×4550＝2070N/m＝2.07N/㎜

fb＝11.5　fs＝0.96　Ａ＝8930　Ｚ＝349758（寸法調整係数 0.68）Ｉ＝41096604　Ｅ＝9600

$M=wl^2/8$＝2383404　M／0.68Zfb＝0.87

Ｑ＝wl／2＝3141　1.5Ｑ／Afs＝0.55

$\delta=5wl^4/384EI$＝5.8㎜　＜　l／300＝10.1㎜　　OK

3.6.7　端(側)根太

端(側)根太　トドマツ（S.P.F.）甲種２級　210

（１）Ｘ方向端根太

ｗ＝49.53/6.37＝7.78kN/m＝7.78N/㎜

$M=wl^2/8=(7.78\times3640^2)/8$＝12885236Ｎ・㎜

Ｔ＝Ｃ＝12365236/7280＝1770Ｎ

T_{cap}＝ 7.6×0.68×38×235＝46150Ｎ＞1770Ｎ

C_{cap}＝11.6×0.91×38×235＝94265Ｎ＞1770Ｎ

（２）Ｙ方向側根太

ｗ＝49.53/10.465＝4.73kN/m＝4.73N/㎜

$M=wl^2/8=(4.73\times7280^2)/8$＝31335304Ｎ・㎜

Ｔ＝Ｃ＝31335304/6370＝4919Ｎ

T_{cap}＝ 7.6×0.68×38×235＝46150Ｎ＞4919Ｎ

C_{cap}＝11.6×0.91×38×235＝94265Ｎ＞4919Ｎ

３．７　３階の設計

3.7.1　頭つなぎ・上枠

頭つなぎ・上枠　トドマツ（S.P.F.）甲種２級　206

（１）Ｘ方向の頭つなぎ・上枠

ｗ＝49.53/6.37＝7.78kN/m＝7.78N/㎜

$M=wl^2/8=(7.78\times3640^2)/8=12885236$Ｎ・㎜

Ｔ＝Ｃ＝12365236/7280＝1770Ｎ

T_{cap}＝ 7.6×0.84×38×140＝33963Ｎ＞1770Ｎ

C_{cap}＝11.6×0.96×38×140＝59244Ｎ＞1770Ｎ

（２）Ｙ方向の頭つなぎ・上枠

ｗ＝49.53/10.465＝4.73kN/m＝4.73N/㎜

$M=wl^2/8=(4.73\times7280^2)/8=31335304$Ｎ・㎜

Ｔ＝Ｃ＝31335304/6370＝4304Ｎ

T_{cap}＝ 7.6×0.84×38×140＝33963Ｎ＞4304Ｎ

C_{cap}＝11.6×0.96×38×140＝59244Ｎ＞4304Ｎ

（３）継ぎ手

くぎ　CN90 の必要本数

ｍ＝4304/(2×400)＝5.38　→　６本

3.7.4　たて枠

（１）外壁

スタッド　トドマツ（S.P.F.）甲種２級　206@455

最も厳しい中短期荷重時で検討する。

	たて枠本数	一般部（Ｎ/本）	開口脇（Ｎ/本）
Ｚ	3.752/0.455＋1＝9.2→10	30130/10＝3013	(3013×3)/2.5＝3616
Ｘ4	1.82/0.455＋1＝5	14940/5 ＝2988	(2988×3)/2.5＝3586
Ｘ12	6.37/0.455＋1＝15	59520/15＝3968	(3968×3)/2.5＝4762
Ｙ1	9.555/0.455＋1＝22	32270/22＝1467	(1467×3)/2.5＝1760
Ｙ7	4.095/0.455＋1＝10	36770/10＝3677	
Ｙ9	7.28/0.455＋1＝17	68160/17＝4009	(4009×3)/2.5＝4811

ｉ＝140/3.46＝40.4　　λ＝2336/40.4＝58　　η＝1.3－0.01λ＝0.72

fc（中短期）＝9.3　　寸法調整係数　0.96

fk＝η×fc×0.96＝0.72×9.3×0.96＝6.5Ｎ/㎟

4811/(38×140)＝0.90＜6.5　　OK

（２）内壁

スタッド　トドマツ（S.P.F.）甲種２級　204@455

	たて枠本数	一般部（N/本）
X4	0.91/0.455＋2＝4	28110/4 ＝7028
X7	1.60/0.455＋2＝5.5→6	41450/6 ＝6908
X10	1.60/0.455＋2＝5.5→6	42240/6 ＝7040
Y4	1.82/0.455＋2＝6	7310/6 ＝1218

ｉ＝89/3.46＝25.7　　λ＝2336/25.7＝91　　η＝1.3－0.01λ＝0.39

fc（中短期）＝9.3

fk＝η×fc×＝0.39×9.3＝3.7N/㎟

7040/(38×89)＝2.08＜6.7　　OK

（3）短期荷重

（ｉ）浮き上がり

表中の金物補強による。

（ⅱ）圧縮

たて枠１本当たりの軸力

Y9 通り・X11 端

Ns＝35980/3＝11993N/本

ｉ＝140/3.46＝40.4　　λ＝2336/40.4＝58　　η＝1.3－0.01λ＝0.72

sfc（短期）＝11.6　　寸法調整係数　0.96

fk＝η×fc×0.96＝0.72×11.6×0.96＝8.0N/㎟

11993/(38×140)＝2.25＜8.0　　OK

（ⅲ）面外曲げ圧縮

N＝4811N（中短期：本来は地震用で算定するが、安全側の数値として使用する）

風圧力　w＝0.80×0.977×930×1.365÷2.5＝397N/m＝0.40N/㎜

Ms＝w l^2/8　l＝2336　Ms＝341056N・㎜　Z＝124133

sfb(短期)＝14.4　寸法調整係数　0.84

N/(A・η・0.96・sfc)＋Ms/(Z・0.86・sfb)＝0.30　　OK

3.7.5 まぐさ

X9　Y3～Y9（X7　Y3～Y9）　集成材 105×420

l＝4770　w＝(3.035＋1.515)／2×5000＝11375N/m＝11.4N/㎜

fb＝14.4　fs＝1.6　E＝9500　Z＝3087000　I＝648270000

M＝wl^2／8＝32422883　M／Zfb＝0.73

Q＝wl／2＝27189　1.5Q／Afs＝0.58

δ＝5wl^4／384EI＝12.5㎜　＜　l／300＝15.9㎜　　OK

X4　Y2～Y7　集成材 412（89×286）

l＝2730　w＝(3.185＋2.73)／2×5000＝14788N/m＝14.8N/㎜

Z＝1213307　I＝173502949

M＝wl^2／8＝13787865　M／Zfb＝0.79

Q＝wl／2＝20202　1.5Q／Afs＝0.74

δ＝$5wl^4$／384EI＝6.5㎜　＜　l／300＝9.1㎜　　OK

外壁面まぐさ　トドマツ（S.P.F.）甲種２級　2-208

鉛直力については最も荷重条件の厳しい部位で中短期荷重で検討する。

l＝1820　w＝2.73／2×5000＋2.7×650＝8580N/m＝8.6N/㎜

Z＝214421×2＝428842　寸法調整係数　0.75　I＝19726763×2＝39453526

Fb(中短期)＝11.5　fs(中短期)＝0.96

M＝wl^2／8＝3560830　M／0.75Zfb＝0.96

Q＝wl／2＝7826　1.5Q／Afs＝0.87

δ＝$5wl^4$／384EI＝3.2㎜　＜　l／300＝6.1㎜　　OK

風圧力

w＝0.80×0.977×930×2.336/2＝849Ｎ/ｍ＝0.85Ｎ/㎜

Ms＝ｗｌ^2/8＝351943Ｎ・㎜　Ｚ＝44283×2＝88566　sfb(短期)＝14.4

Ｍｓ/(Ｚ・ｓｆｂ)＝0.28　　OK

3.7.6　床下張り

・構造用合板ｔ15㎜（たるき間隔@455）

・くぎ　CN50　くぎ間隔 周辺部 150㎜　中間部 300㎜間隔、合板受け木あり。

（１）Ｘ方向

Y1通りの１ｍ当たりのせん断力　Ｑ＝(32140－23290)÷3.945＝2243Ｎ/ｍ

Y9通りの１ｍ当たりのせん断力　Ｑ＝(36180－15190)÷11.83＝1774Ｎ/ｍ

１ｍ当たりのくぎの許容耐力（トドマツ・Ｓ．Ｐ．Ｆ．）

Ｎ＝(13/1.82)×730×(2/3)＝3476Ｎ/ｍ＞2243Ｎ/ｍ　0.K.

（２）Ｙ方向

X1通りの１ｍ当たりのせん断力　　6930/3.64＝1904Ｎ/ｍ

X10通りの１ｍ当たりのせん断力　16500/6.37＝2590Ｎ/ｍ

１ｍ当たりのくぎの許容耐力（Ｓ．Ｐ．Ｆ．）

Ｎ＝(7/0.91)×730×(2/3)＝3744Ｎ/ｍ＞2590Ｎ/ｍ　　OK

3.7.7　根太

根太　トドマツ（Ｓ．Ｐ．Ｆ．）甲種２級　210@455

l＝3640　たわみ≦1/300　㎡当りの荷重　2500N/㎡　w＝0.455×2500＝1138N/m＝1.14N/㎜

fb＝7.9　fs＝0.66　Ａ＝8930　Ｚ＝349758（寸法調整係数 0.68）Ｉ＝41096604　Ｅ＝9600
システム係数 1.25
Ｍ＝wl^2／8＝1888068　M／(0.68×1.25Zfb)＝0.80
Ｑ＝wl／2＝2075　1.5Ｑ／Afs＝0.53
δ＝5wl^4／384EI＝6.6㎜　＜　l／300＝12.1㎜　　OK

3.6.7　端(側)根太

端(側)根太　トドマツ（S.P.F.）甲種２級　210
（１）Ｘ方向側根太
ｗ＝(84.40－49.53)/6.37＝5.47kN/m＝5.47N/㎜
Ｍ＝wl^2／8＝(5.47×3640^2)/8＝9059414Ｎ・㎜
Ｔ＝Ｃ＝9059414/9555＝948Ｎ
Ｔ$_{cap}$＝ 7.6×0.68×38×235＝46150Ｎ＞948Ｎ
Ｃ$_{cap}$＝11.6×0.91×38×235＝94265Ｎ＞948Ｎ
（２）Ｙ方向側根太
ｗ＝(84.40－49.53)/11.83＝2.95kN/m＝2.95N/㎜
Ｍ＝wl^2／8＝(2.95×4550^2)/8＝7634047Ｎ・㎜
Ｔ＝Ｃ＝7634047/2730＝2796Ｎ
Ｔ$_{cap}$＝ 7.6×0.68×38×235＝46150Ｎ＞2796Ｎ
Ｃ$_{cap}$＝11.6×0.91×38×235＝94265Ｎ＞2796Ｎ

３．８　２階の設計

3.7.1　頭つなぎ・上枠

頭つなぎ・上枠　トドマツ（S.P.F.）甲種２級　206
（１）Ｘ方向の頭つなぎ・上枠
3.6.7(1)より　Ｔ＝Ｃ＝948Ｎ
Ｔ$_{cap}$＝ 7.6×0.84×38×140＝33963Ｎ＞948Ｎ
Ｃ$_{cap}$＝11.6×0.96×38×140＝59244Ｎ＞948Ｎ
（２）Ｙ方向の頭つなぎ・上枠
3.6.7(2)より　Ｔ＝Ｃ＝2796Ｎ
Ｔ＝Ｃ＝31335304/6370＝4304Ｎ
Ｔ$_{cap}$＝ 7.6×0.84×38×140＝33963Ｎ＞2796Ｎ
Ｃ$_{cap}$＝11.6×0.96×38×140＝59244Ｎ＞2796Ｎ
（３）継ぎ手
くぎ　CN90 の必要本数
ｍ＝2796/(2×400)＝3.50　→　４本

3.8.4　たて枠

（１）外壁

スタッド　トドマツ（S.P.F.）甲種２級　206@455

最も厳しい中短期荷重時で検討する。

	たて枠本数	一般部（N/本）	開口脇（N/本）
X1	2.275/0.455＋1＝6	5290/6 ＝822	(822×3)/2.5＝1058
Z	1.932/0.455＋1＝4.2→10	19720/5＝3944	(3944×3)/2.5＝4733
X12	6.37/0.455＋1＝15	78310/15＝5221	(5221×3)/2.5＝6265
Y1	9.555/0.455＋1＝22	74900/22＝3405	(3405×3)/2.5＝4085
Y7	4.095/0.455＋1＝10	65680/10＝6565	(6565×3)/2.5＝7882
Y9	11.83/0.455＋1＝27	135620/27＝5023	(5023×3)/2.5＝6028

ｉ＝140/3.46＝40.4　　λ＝2336/40.4＝58　　η＝1.3－0.01λ＝0.72

fc（中短期）＝9.3　　寸法調整係数　0.96

fk＝η×fc×0.96＝0.72×9.3×0.96＝6.5N/㎟

7882/(38×140)＝1.48＜6.5　　OK

（２）内壁

スタッド　トドマツ（S.P.F.）甲種２級　204@455

	たて枠本数	一般部（N/本）
X4	0.91/0.455＋2＝4	32410/4 ＝8103
	0.91/0.455＋2＝4	18730/4 ＝4683
X7	2.43/0.455＋2＝7.3→8	47260/6 ＝5908
X10	1.60/0.455＋2＝5.5→6	46640/6 ＝7773
	2.73/0.455＋2＝8	7410/8 ＝ 926
Y4	1.82/0.455＋2＝6	29640/6 ＝4940
Y7	4.245/0.455＋2＝11.3→12	71420/12＝5952

ｉ＝89/3.46＝25.7　　λ＝2336/25.7＝91　　η＝1.3－0.01λ＝0.39

fc（中短期）＝9.3

fk＝η×fc×＝0.39×9.3＝3.7N/㎟

8103/(38×89)＝2.40＜6.7　　OK

（３）短期荷重

（ｉ）浮き上がり

表中の金物補強による。

（ⅱ）圧縮

たて枠１本当たりの軸力

Ｘ12 通り・Ｙ9 端

Ｎs＝53020/3＝17673Ｎ/本

ｉ＝140/3.46＝40.4　　λ＝2336/40.4＝58　　η＝1.3－0.01λ＝0.72

sfc（短期）＝11.6　　寸法調整係数　0.96

fk＝η×fc×0.96＝0.72×11.6×0.96＝8.0Ｎ/㎟

17673/(38×140)＝3.32＜8.0　　OK

（ⅲ）面外曲げ圧縮

Ｎ＝8103Ｎ(中短期：本来は地震用で算定するが、安全側の数値として使用する)

風圧力　ｗ＝0.80×0.855×930×1.365÷2.5＝347Ｎ/ｍ＝0.35Ｎ/㎜

Ms＝ｗｌ^2/8　ｌ＝2336　Ms＝238739Ｎ・㎜　Ｚ＝124133

sfb(短期)＝14.4　寸法調整係数　0.84

Ｎ/(Ａ・η・0.96・ｓｆｃ)＋Ｍｓ/(Ｚ・0.86・ｓｆｂ)＝0.29　　OK

3.8.5 まぐさ

X4　Y2～Y7（吹抜けに床を張った場合）　集成材 410（89×235）

ｌ＝2730　ｗ＝{（3.185＋0.455)／2}×2000＝3640N/m＝3.64N/㎜

fb＝9.9　fs＝1.1　Ｅ＝9500　Ｚ＝819171　Ｉ＝96252573

Ｍ＝wl^2／8＝3391070　Ｍ／Zfb＝0.42

Ｑ＝wl／2＝4969　1.5Ｑ／Afs＝0.32

δ＝5wl^4／384EI＝2.9㎜　＜　ｌ／300＝9.1㎜　　OK

Y7　X2～X4　集成材 412（89×286）

ｌ＝3185

ｗ：屋根　(2.73＋0.455)／2×5000＝7963

外壁　2.7×650　　＝1755

床　　0.2275×2000　　＝455　　計　10173N/m＝10.17N/㎜

fb＝14.4　fs＝1.6　Ｅ＝9500Ｚ＝1213307　Ｉ＝173502949

Ｍ＝wl^2／8＝12895846　Ｍ／Zfb＝0.74

Ｑ＝wl／2＝16196　1.5Ｑ／Afs＝0.60

δ＝5wl^4／384EI＝8.3㎜　＜　ｌ／300＝10.6㎜　　OK

Y8　X10～X12　集成材 410（89×235）

ｌ＝3035　ｗ＝（3.64＋2.73)×2000＝4550N/m＝4.55N/㎜

fb＝9.9　fs＝1.1　Ｅ＝9500　Ｚ＝819171　Ｉ＝96252573

Ｍ＝wl^2／8＝5238884　Ｍ／Zfb＝0.65

Ｑ＝wl／2＝6905　1.5Ｑ／Afs＝0.45

δ＝5wl⁴／384EI＝5.5㎜　＜　l／300＝10.1㎜　　OK

内部まぐさ　トドマツ（S.P.F.）甲種２級　2-208

X10　Y4～Y7

l＝2040　w＝0.455×2500＝1138N/m＝1.14N/㎜

Z＝214421×2＝428842　寸法調整係数　0.75　I＝19726763×2＝39453526

Fb＝7.9　fs＝0.66

M＝wl²／8＝593028　M／0.75Zfb＝0.23

Q＝wl／2＝1163　1.5Q／Afs＝0.19

δ＝5wl⁴／384EI＝0.7㎜　＜　l／300＝6.8㎜　　OK

Y7　X7～X9

l＝910　w＝{（3.64＋2.73)/2}×2000＝6370N/m＝6.37N/㎜

Z＝214421×2＝428842　寸法調整係数　0.75　I＝19726763×2＝39453526

Fb＝7.9　fs＝0.66

M＝wl²／8＝659375　M／0.75Zfb＝0.26

Q＝wl／2＝2898　1.5Q／Afs＝0.47

δ＝5wl⁴／384EI＝0.2㎜　＜　l／300＝3.0㎜　　OK

外壁面まぐさ　トドマツ（S.P.F.）甲種２級　2-208

荷重条件、開口幅とも明らかに３階の方が厳しいため、３階と同じまぐさとする。

Z通（耐風梁）

集成材 610（140×235）　l＝3752

２．５速度圧の計算より、速度圧 q＝930 N/㎡

２階外壁　Cpe＝0.8×0.855＝0.684

３階外壁　Cpe＝0.8×0.977＝0.782

w＝930×(0.684×1.35＋0.782×1.35)＝1841 N/m＝1.84N/㎜

Ms＝wl²/8＝3237826N･㎜

410のｙ軸に対するZ＝140²×235／6＝767667㎜³

Fby-y＝20.4　より　短期 fb＝13.6 N/㎟

Ms／(Z･fb)＝3237826／(767667×13.6)＝0.31　　OK

＊410を使用した場合はぎりぎりアウト。410＋210でもOK。

＊耐風梁に異等級対称構成集成材を使用している場合、風圧を受ける方向は弱軸であり許容応力度が異なることに注意が必要。

３.８　屋根葺き材の検討

２．５速度圧の計算より　Er＝0.778　Vo＝32

平成 12 年建設省告示第 1458 号より　ピーク外圧係数（負）Cpe＝－4.3　$\hat{C}f$ ＝－4.3

平均速度圧　$\bar{q}$ ＝0.6×Er^2×Vo^2＝372N/m^2

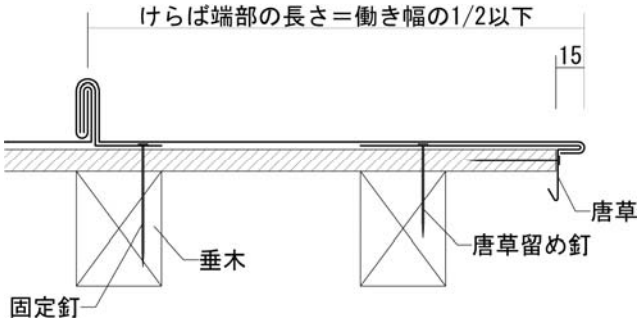
軒先部分の屋根葺き材に加わる風圧力 w

w＝$\bar{q}\times\hat{C}f$ ＝－1600 N/m^2　＜　2058（蟻掛葺きの標準仕様）

立平葺き及び蟻掛葺きの標準仕様

荷重 N/m^2 (kgf/m^2)	溝板の厚さ (mm)	吊子の間隔 (mm)	蟻掛吊子の間隔 (mm)
2058 (－210)	0.35	225	900
	0.4		
2646 (－270)	0.4		

立平葺き及び蟻掛葺きのけらば納め



４．壁式鉄筋コンクリート造部分の計算

４.１　使用材料の許容応力度等

・コンクリート：普通コンクリート、設計強度 Fc＝24 N/㎟

・鉄筋　　：SD295A

・地盤の種類　：砂質地盤

各使用材料の許容応力度および地盤の許容支持力度を、下表に示す。

許容応力度および許容支持力度

	基準強度 F (N/mm²)	長期（N/mm²）					短期（N/mm²）				
		圧縮 fc	引張 ft	せん断 wft② fs②	付着 fb 曲げ材上端①	付着 fb その他	圧縮 fc	引張 ft	せん断 wft② fs②	付着 fb 曲げ材上端①	付着 fb その他
SD295A	295	295/1.5		195	1.54	2.31	295			長期の数値の 1.5 倍の数値	
コンクリート	24	8	—	0.73			16	—	1.095		
許容支持力度		100 kN/m²					200 kN/m²				

[注]①上端筋とは、曲げ材にあってその鉄筋の下に 300mm 以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう。
②wft：せん断補強用許容引張応力度　fs：コンクリートの許容せん断応力度

４．２　基本事項の確認

混構造３階建ての構造計画では、木造部分の荷重がＲＣ部分に明快に伝わることが重要である。本設計では、木造部分の鉛直荷重・水平荷重ともＲＣ部分の耐力壁やはりに伝わるように設定している（床スラブの上には軽易な間仕切壁しか載っていない。また、１階の木造部分は軽易な間仕切壁である）。

＊このような設定により、ＲＣ床スラブの高度な検討が不要になる。また、上階の木造部分の荷重が１階の木造部分に伝わる設定である場合、平面的にも混構造として扱われる可能性がある。

４.２.１　壁厚等の検討

構造上の階高　　3000㎜　≦　3000　OK

壁厚　　180㎜　＞　3000／22＝136.4　OK

※本設計は、小規模な住宅であり、化粧目地を設けない設定であるため、壁厚は基準値と同じ 180㎜ としている。

４.２.２　壁量・壁率の検討

壁量

Ｘ方向	Y1	900＋1578＋1105＋2620＋2335	＝	8538
	Y2			2000
	Y7	1310＋7855＋1770	＝	10935
	Y9	2900＋1105＋2620＋2035	＝	8660
	Z	$(1200+1088)\times\cos^2 76^\circ$	＝	134
				30267 mm

30267／75.36　＝　402㎜/㎡　＞　120　OK

Ｙ方向	X1			1080
	Z	$(1200+1088)\times\sin^2 76^\circ$	＝	2154
	X4			1830
	X7			2740
	X10			2000
	X12			2000
				11804 mm

11804／75.36　＝　157㎜/㎡　＞　120　OK

壁率　$_i a_w$　Ｘ方向　30267×180／75.36　＝　72294 ㎜^{2}/㎡

Ｙ方向　11804×180／75.36　＝　28194 ㎜^{2}/㎡

コンクリートの設計基準強度　Fc＝24 N/㎜^{2}　より

$\beta = \sqrt{18/Fc} = \sqrt{18/24} = 0.866$　　（$\geqq 1/\sqrt{2} = 0.707$）

Z・W・Ai・β／2.5Si　＝　0.9×1154620×1.0×0.866／(2.5×75.36)

＝　4777　＜　72294・28194　OK

４.３　鉛直荷重についての検討

本建築物１階の耐力壁には、大きな開口がなく、壁量も多くバランス良く配置されているため、平均値で検討する。

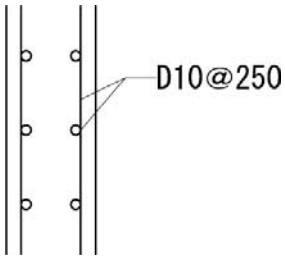
総荷重

地震力算定用	1155.51		
３階屋根積雪追加分	1.47×56.31	＝	82.78
２階屋根積雪追加分	1.47×4.55×2.73	＝	18.26
３階床追加分	0.7×56.31	＝	39.42
２階屋根積雪追加分	1.47×6.62	＝	9.73
２階床追加分	0.7×68.73	＝	48.11
１階壁追加分	54.257×1.5×4.65	＝	378.44
			1732.25 KN

コンクリート壁面積　　(30267＋11804)×180　＝　7572780 mm^2

圧縮応力度の検討　　1732250÷7572780　＝　0.23 KN/mm^2　＜　8　OK

４.４　耐力壁の補強筋



縦・横共せん断補強筋比（Pso）が 0.25%以上となるように配筋し、
配筋はダブル配筋とする。

鉄筋間隔 x

$x \leqq a_s / P_{so} \cdot t = 2 \times 71 / 0.0025 \times 180 = 316mm$

→　D10@250mm　ダブル配筋

耐力壁端部などの曲げ補強筋　ho≦1mの場合　2－D13
ho＞1mの場合　2－D16

４.５　壁梁の検討

４.５.１　平均せん断応力度

耐力壁 1㎟のせん断力を求める。

Ｘ方向　207990÷(30267×180)　＝　0.038 N/㎟　＜　0.34

Ｙ方向　207990÷(11804×180)　＝　0.098 N/㎟　＜　0.34　　OK

４.５.２　地震力による壁梁の応力

壁厚が全て 180㎜のため、壁長 1㎜当りのせん断力により算定する。

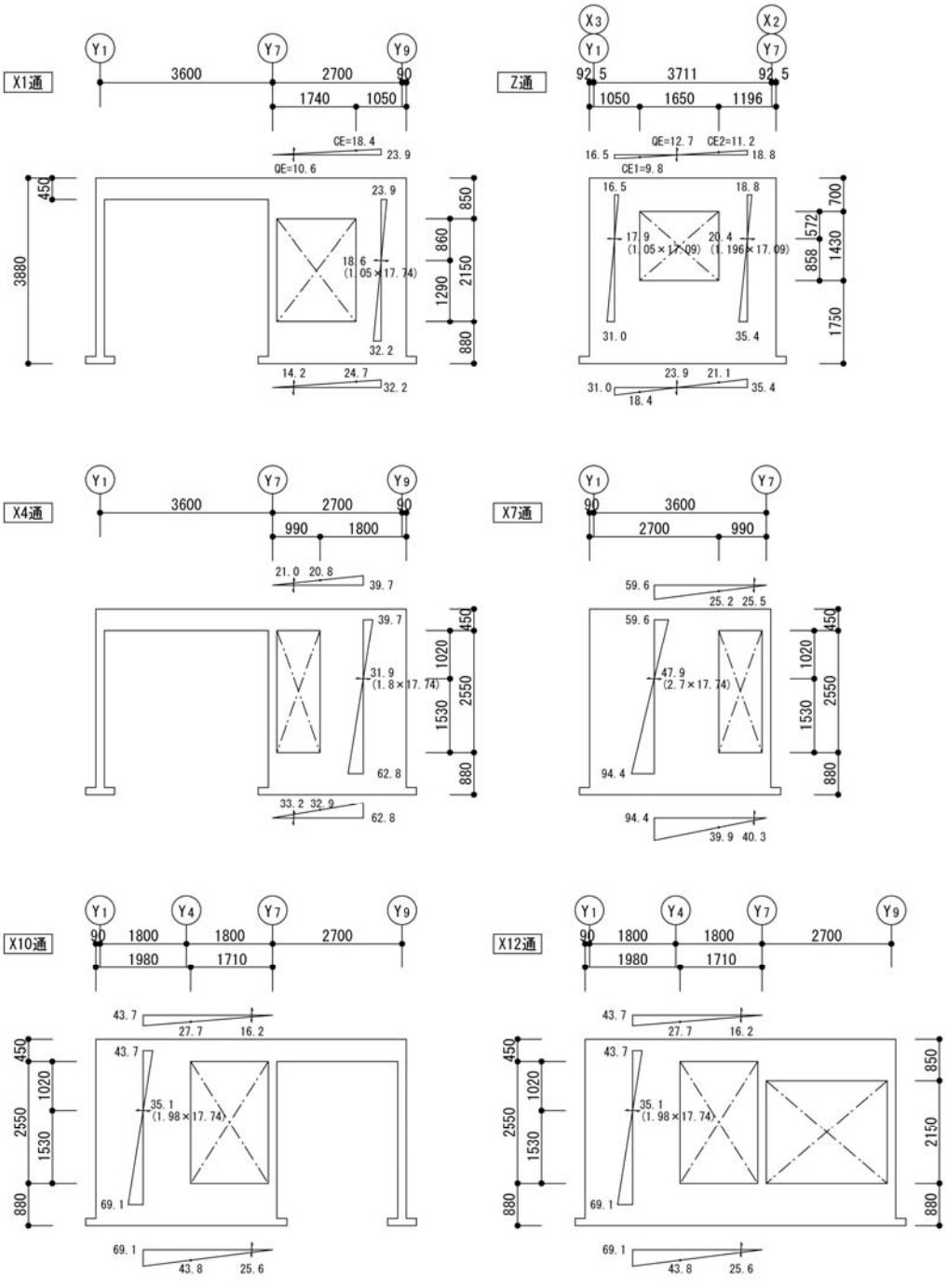
Ｘ方向　207990÷30267　＝　6.87 N/㎜

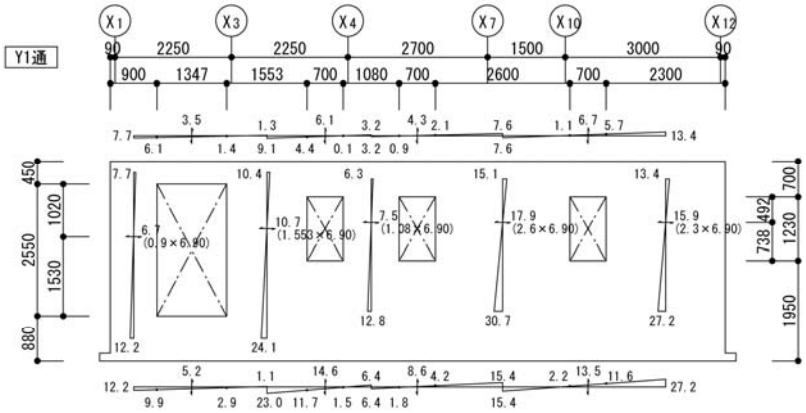
Ｙ方向　207990÷11804　＝　17.62 N/㎜

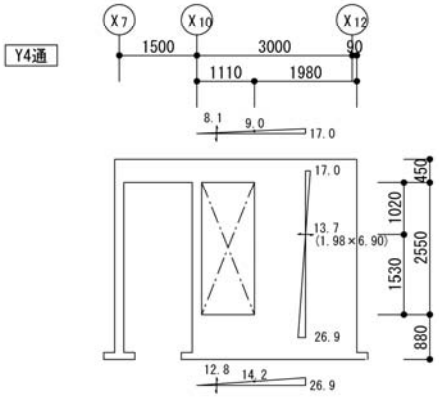
端部の曲げモーメント（CE）とせん断力（QE）の算定は以下の図に示す。

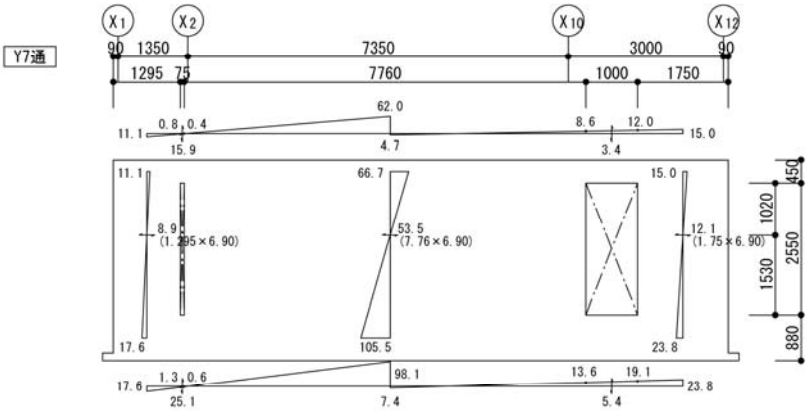
左右に開口幅や梁背の異なる壁梁または地中梁が接続している場合は、壁梁等の剛比に応じて、接点モーメントを分配する。

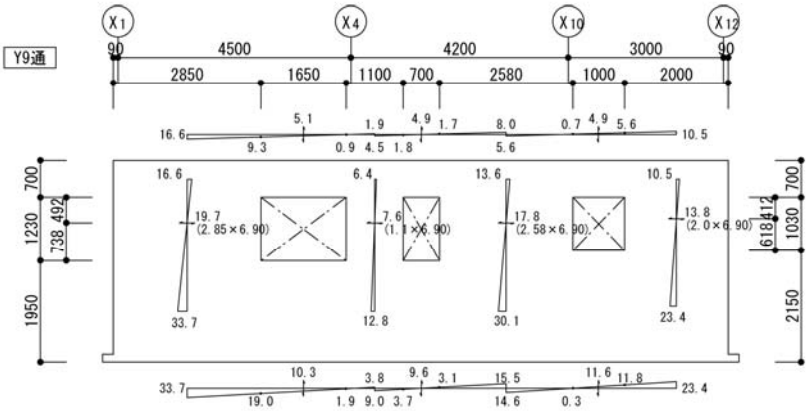
開口幅：l　梁背：D　分配比　$D1^3$／l1：$D2^3$／l2


X1通
Y1
Y7
Y9
3600
2700
90
1740
1050
CE=18.4
23.9
OE=10.6
450
3880
23.9
18.6
(1.05×17.74)
32.2
850
860
2150
1290
880
14.2
24.7
32.2
Z通
X3
X2
Y1
Y7
92.5
3711
92.5
1050
1650
1196
OE=12.7
CE2=11.2
16.5
18.8
CE1=9.8
16.5
18.8
17.9
(1.05×17.09)
20.4
(1.196×17.09)
700
572
858
1430
1750
31.0
35.4
23.9
21.1
31.0
35.4
18.4
X4通
Y1
Y7
Y9
3600
2700
90
990
1800
21.0
20.8
39.7
39.7
31.9
(1.8×17.74)
62.8
450
1020
1530
2550
880
33.2
32.9
62.8
X7通
Y1
Y7
90
3600
2700
990
59.6
25.2
25.5
59.6
47.9
(2.7×17.74)
94.4
450
1020
1530
2550
880
94.4
39.9
40.3
X10通
Y1
Y4
Y7
Y9
90
1800
1800
2700
1980
1710
43.7
27.7
16.2
43.7
35.1
(1.98×17.74)
69.1
450
1020
2550
1530
880
69.1
43.8
25.6
X12通
Y1
Y4
Y7
Y9
90
1800
1800
2700
1980
1710
43.7
27.7
16.2
43.7
35.1
(1.98×17.74)
69.1
450
1020
2550
1530
880
850
2150
880
69.1
43.8
25.6


Y1通
X1
X3
X4
X7
X10
X12
90
2250
2250
2700
1500
3000
90
900
1347
1553
700
1080
700
2600
700
2300
450
1020
2550
1530
880
700
492
1230
738
1950
(0.9×6.90)
(1.553×6.90)
(1.08×6.90)
(2.6×6.90)
(2.3×6.90)


Y4通
X7
X10
X12
1500
3000
90
1110
1980
450
1020
2550
1530
880
(1.98×6.90)


Y7通
X1
X2
X10
X12
90
1350
7350
3000
90
1295
75
7760
1000
1750
450
1020
2550
1530
880
(1.295×6.90)
(7.76×6.90)
(1.75×6.90)


Y9通
X1
X4
X10
X12
90
4500
4200
3000
90
2850
1650
1100
700
2580
1000
2000
700
1230
492
738
1950
700
412
618
1030
2150
(2.85×6.90)
(1.1×6.90)
(2.58×6.90)
(2.0×6.90)

４.５.３　鉛直荷重による壁梁の応力

２階の床荷重は短辺長さの 1/2 の等分布荷重とする。
梁上に柱がない梁については、２階床＋２階壁＋自重の等分布荷重による応力を算定する。
梁上に柱がある梁については、上記に加え、木造部分の荷重を等分布荷重として算定する。
上下の主筋を同一とする配筋を採用するため、端部モーメント（C）のみ算出する。

両端固定の場合　　$C=wl^2/12$　　$Q=wl/2$
１端固定の場合　　$C=wl^2/8$　　$Q=5wl/8$
２連続小梁の場合　　$C=1.3wl^2/12$　$Q=wl/2+0.7wl/12=0.56wl$

スパン l は固定端では梁背の 1/4 を加え、それ以外は通芯までの長さとする。

梁符号	w		l	C	Q
GX11 （２連続小梁）	２階屋根　1.125×7.19 自重　0.18×0.3×24	＝ 8.1 ＝ 1.3 計 9.4	3.60	13.2	19.0
GX12 （１端固定）	２階床　1.35×5.55 ２階外壁　2.8×0.7 自重　0.18×0.7×24	＝ 7.5 ＝ 2.0 ＝ 3.0 計 12.5	2.04	6.5	15.9
GZ1 （両端固定）	２階床　1.125×7.19＋1.575×5.55 ２階外壁　2.8×0.7 自重　0.18×0.55×24	＝ 16.8 ＝ 2.0 ＝ 2.4 計 21.2	2.00	7.1	21.2
GX41 （２連続小梁）	２階床　2.925×5.55 ２階柱　32.96÷3.6 自重　0.25×0.3×24	＝ 16.2 ＝ 9.2 ＝ 1.8 計 27.2	3.60	38.2	54.8
GX42 （１端固定）	２階床　2.7×5.55 自重　0.18×0.3×24	＝ 15.0 ＝ 1.3 計 16.3	1.10	2.5	11.2
GX71 （１端固定）	２階床　2.1×5.55 自重　0.18×0.3×24	＝ 11.7 ＝ 1.3 計 13.0	1.10		8.9
GX101 （１端固定）	２階床　1.65×5.55 自重　0.18×0.3×24	＝ 9.2 ＝ 1.3 計 10.5	1.82	4.3	11.9
GX102 （２連続小梁）	２階床　2.7×5.55 ３階屋根　2.25×3.69 ３階内壁　2.4×0.5 ３階床　1.8×2.1 ２階内壁　2.4×0.5 自重　0.25×0.3×24	＝ 15.0 ＝ 8.3 ＝ 1.2 ＝ 3.8 ＝ 1.2 ＝ 1.8 計 31.3	2.70	24.7	47.3

梁符号	w		l	C	Q
GX121 （１端固定）	２階床　0.9×5.55　＝ 5.0 ３階屋根　1.5×3.69　＝ 5.5 ３階外壁　2.8×0.7　＝ 2.0 ３階床　0.9×3.69　＝ 3.3 ２階外壁　2.8×0.7　＝ 2.0 自重　0.18×0.3×24　＝ 1.3 計 19.1		1.82	7.9	21.2
GX122 （２連続小梁）	２階床　1.35×5.55　＝ 7.5 ３階屋根　1.5×3.69　＝ 5.5 ３階外壁　2.8×0.7　＝ 2.0 ３階床　1.5×3.69　＝ 5.5 ２階外壁　2.8×0.7　＝ 2.0 自重　0.18×0.7×24　＝ 3.0 計 25.5		2.70	20.1	38.6
GY11 （両端固定）	２階屋根　1.125×7.19　＝ 8.1 自重　0.18×0.3×24　＝ 1.3 計 9.4		1.57	1.9	7.4
GY12 （両端固定）	２階床　1.125×5.55　＝ 6.2 自重　0.18×0.55×24　＝ 2.4 計 8.6		1.05	0.8	4.5
GY13 （両端固定）	２階床　1.35×5.55　＝ 7.5 自重　0.18×0.55×24　＝ 2.4 計 9.9		1.05	0.9	5.2
GY14 （両端固定）	２階床　0.9×5.55　＝ 5.0 自重　0.18×0.55×24　＝ 2.4 計 7.4		1.05	0.7	3.9
GY41 （２連続小梁）	２階床　1.54×5.55　＝ 8.3 自重　0.18×0.3×24　＝ 1.3 計 9.6		1.50	2.3	8.8
GY42 （１端固定）	２階床　1.8×5.55　＝ 10.0 自重　0.18×0.3×24　＝ 1.3 計 11.3		1.22	2.1	8.6
GY71	スリット		—	—	—
GY72 （両端固定）	２階床　2.25×5.55　＝ 12.5 自重　0.18×0.3×24　＝ 1.3 計 13.8		1.23	1.7	8.5
GY91 （両端固定）	２階床　1.35×5.55　＝ 7.5 自重　0.18×0.55×24　＝ 2.4 計 9.9		2.00	3.3	9.9
GY92 （両端固定）	２階床　1.35×5.55　＝ 7.5 自重　0.18×0.55×24　＝ 2.4 計 9.9		1.05	0.9	5.2
GY93 （両端固定）	２階床　1.35×5.55　＝ 7.5 自重　0.18×0.55×24　＝ 2.4 計 9.9		1.35	1.5	6.7

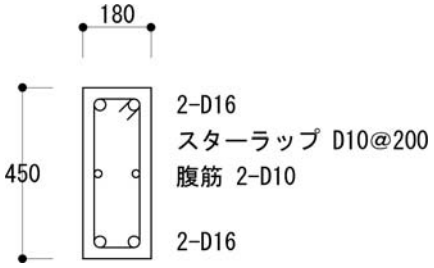
４.５.４　断面設計

地震力と鉛直荷重による壁梁の応力を集計し断面を決定する。

短期のせん断力は、Q＋2QE により検定する。

梁符号	長期荷重時応力		水平荷重時応力		短期荷重時応力		梁番号
	C	Q	CE	QE	C＋CE	Q＋2QE	
GX11	13.2	19.0	—	—	—	—	G1
GX12	6.5	15.9	18.4	10.6	24.9	37.1	G1→G4
GZ1	7.1	21.2	11.2	12.7	18.3	46.6	G1→G3
GX41	38.2	54.8	—	—	—	—	G2
GX42	2.5	11.2	20.8	21.0	23.3	53.2	G1
GX71	2.0	8.9	25.2	25.5	27.2	59.9	G1
GX101	4.3	11.9	27.7	16.2	32.0	44.3	G1
GX102	24.7	47.3	—	—	—	—	G2
GX121	7.9	21.2	27.7	16.2	35.6	53.6	G1
GX122	20.1	38.6	—	—	—	—	G1→G4
GY11	1.9	7.4	6.1	3.5	8.0	14.4	G1
GY12	0.8	4.5	4.4	6.1	5.2	16.7	G1→G3
GY13	0.9	5.2	2.1	4.3	3.0	13.8	G1→G3
GY14	0.7	3.9	5.7	6.7	6.4	17.3	G1→G3
GY41	2.3	8.8	—	—	—	—	G1
GY42	2.1	8.6	9.0	8.1	11.1	24.8	G1
GY71	—	—	0.8	15.9	0.8	31.8	G1
GY72	1.7	8.5	12.0	3.4	13.7	15.3	G1
GY91	3.3	9.9	9.3	5.1	12.6	20.1	G1→G3
GY92	0.9	5.2	1.8	4.9	2.7	15.0	G1→G3
GY93	1.5	6.7	5.6	4.9	7.1	16.5	G1→G3

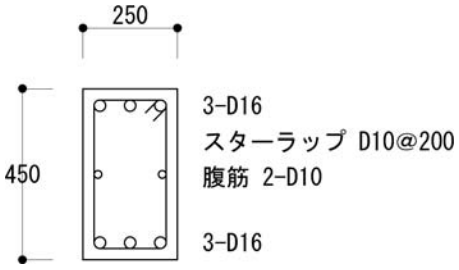
G1



at＝398　b＝180　j＝400×7/8＝350

$_{L}M$	＝	$197\times398\times350\times10^{-6}$	＝	27.4 KN･m
$_{S}M$	＝	$295\times398\times350\times10^{-6}$	＝	41.1
$_{L}Q_1$	＝	$0.73\times180\times350\times10^{-3}$	＝	46.0 KN
$_{S}Q_1$	＝	$1.095\times180\times350\times10^{-3}$	＝	69.0
$_{L}Q_2$	＝	$1.54\times100\times350\times10^{-3}$	＝	53.9
$_{S}Q_2$	＝	$1.54\times1.5\times100\times350\times10^{-3}$	＝	80.9
Pt	＝	{398／(180×400)}×100	＝	0.55%　＞0.4
Pw	＝	{143／(180×200)}×100	＝	0.40%　＞0.2

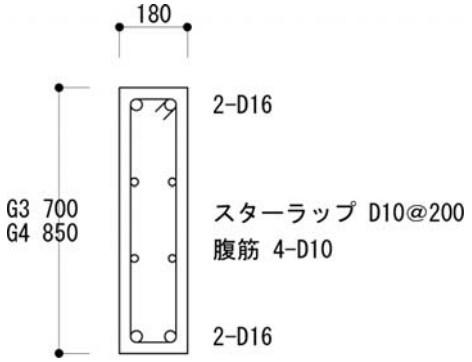
G2



at＝597　b＝250　j＝400×7/8＝350

$_{L}M$	＝	$197\times597\times350\times10^{-6}$	＝	41.2 KN･m
$_{S}M$	＝	$295\times597\times350\times10^{-6}$	＝	61.6
$_{L}Q_1$	＝	$0.73\times250\times350\times10^{-3}$	＝	63.9 KN
$_{S}Q_1$	＝	$1.095\times250\times350\times10^{-3}$	＝	95.8
$_{L}Q_2$	＝	$1.54\times150\times350\times10^{-3}$	＝	80.9
$_{S}Q_2$	＝	$1.54\times1.5\times150\times350\times10^{-3}$	＝	121.3
Pt	＝	{597／(250×400)}×100	＝	0.60%　＞0.4
Pw	＝	{143／(250×200)}×100	＝	0.29%　＞0.2

G3・G4



G1 の断面で応力に対応できるため算定不要

４.６　スラブの設計

１階　X4～X12　Y7～Y9

lx＝2.73　ly＝7.28　λ＝7.2／2.7＝2.67　w＝6.05　wlx^2＝45.1

Mx＝0.082×45.1　＝　3.70

My＝0.042×45.1　＝　1.89

スラブ厚 150mm　D10 使用　鉄筋間隔 b

b＝12.1d／M　　d＝150－40＝110

短辺　b＝12.1×110／3.70　＝　360　→　上下共　D10@200

長辺　b＝12.1×110／1.89　＝　704　→　上下共　D10@250

４.７　基礎の設計

基礎検討用の総荷重を算定する

鉛直荷重検討用総荷重		1732.25
１階 RC 床	(11.83×2.73＋3.035×1.82＋1.515×1.6)×5.55	＝ 223.35
１階木造床	{(5.005＋5.915)×3.64÷2＋1.515×2.04＋	
	3.035×1.82}×2.0	＝ 56.98
		2012.58　KN

＊１階に車庫があるが、一般的に使用される自家用車の重量は 1.5ｔ（15000Ｎ）程度で、車庫の床面積で割ると 1010Ｎ／㎡となり、基礎算定用の住宅の積載荷重 1300Ｎ／㎡であるため、区別しないで算定している。

基礎長

X1	2.73
Z	3.752
X4	2.73
X7	3.64
X10	3.64
X12	6.37
Y1	11.83
Y7	11.83
Y9	11.83
	58.35　m

基礎１ｍ当りの荷重（po）　po＝2012.58／58.35　＝　34.5 KN/m

布基礎フーチング幅（Bo）

Bo＝(Po＋PF1)／(fe－γDF)

PF1：単位長さ当りの基礎梁の重量	PF1＝0.18×0.27×24＝1.2 KN/m
γ：土とコンクリートの平均単位容積重量	γ＝19.6 KN/m^3
DF：基礎根入深さ	DF＝0.6m
fe：許容支持力度	fe＝100 KN/m^2

Bo＝0.40　→　0.6m＝600mm とする

基礎スラブの設計

平均地反力　(Po＋PF1)／0.6＝59.5 KN/m^2

荷重の偏在を考慮して　59.5×1.2＝71 KN/m^2　で検討する

QF＝71×0.21＝14.9 KN＝14900 N

MF＝71×0.21^2／2＝1.6 KN/m＝1600000 N/mm

フーチングの背　D＝150mm　d＝D－70＝80　$j=\frac{7}{8}d=70$

D10 使用　鉄筋間隔：b

b＝1000・$_L$ft・a・j／MF＝1000×197×71×70／1600000＝612mm

b＝1000・$_L$fa・φ・j／QF＝1000×2.31×30×70／14900＝326mm

b＝250mm とする

w＝Po＋PF1＝3.42＋1.2＝35.4 KN/m

梁背の小さい　FGX121 と FGX122　で検定する

FGX121（１端固定・l＝1.95m）

長期　C＝wl^2／8＝16.8　Q＝5wl／8＝43.1

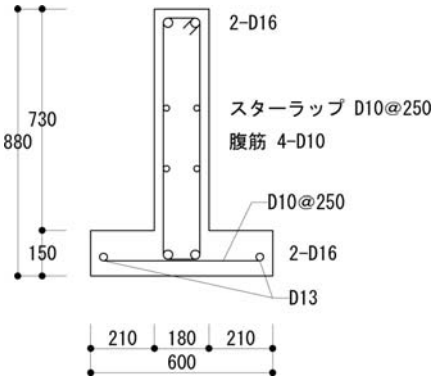
水平　CE＝43.8　QE＝25.6　2QE＝51.2

短期　C＋CE＝60.6　Q＋2QE＝94.3　→FG1

FGX122（２連続小梁・l＝2.73m）

長期　C＝1.3wl^2／12＝28.6　Q＝0.56wl＝54.1　→FG1

FG1



at＝398　b＝180　j＝780×7/8≒680

$_{L}M$	＝	$197\times398\times680\times10^{-6}\times3/4$	＝	40.0 KN･m
$_{S}M$	＝	$295\times398\times680\times10^{-6}$	＝	79.8
$_{L}Q_1$	＝	$0.73\times180\times680\times10^{-3}$	＝	89.4 KN
$_{S}Q_1$	＝	$1.095\times180\times680\times10^{-3}$	＝	134.0
$_{L}Q_2$	＝	$1.54\times100\times680\times10^{-3}$	＝	104.7
$_{S}Q_2$	＝	$1.54\times1.5\times100\times680\times10^{-3}$	＝	157.1
Pt	＝	{398／(180×780)}×100	＝	0.28%　＜0.4
Pw	＝	{143／(180×250)}×100	＝	0.32%　＞0.2

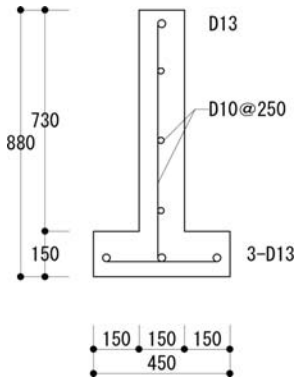
FG2　　FG1 の梁背を 1750、腹筋を 12－D10 とする

FG3　　FG1 の梁背を 1950、腹筋を 14－D10 とする

FG4　　FG1 の梁背を 2150、腹筋を 14－D10 とする

FB

軽易な基礎により算定省略



混構造３階建て住宅の構造計算（枠組壁工法）

発行日　　２０１４年３月
執筆者　　奈良謙伸　(有)奈良建築環境設計室
監　修　　平井卓郎　北海道大学大学院農学研究院
発　行　　一般社団法人　北海道建築技術協会
060-0042　札幌市中央区大通西５丁目１１　大五ビル 6 階
TEL　011-251-2749　　FAX　011-251-2800
http：//www.hobea.or.jp