

2 階建て木造住宅構造計算書

平成 年 月 日

物件名称 ： DENC邸
建築場所 ： 札幌市
建 築 主 ： Denco
設 計 者 ： 石川

目 次

1 . 一般事項	1
1.1 建物概要等	1
1.2 設計方針	1
1.3 仕様規定と構造計算の検討必要項目チェックリスト	2
1.4 使用材料及び許容応力度	6
1.5 仮定荷重	9
1.6 略伏図	12
1.7 軸組図	15
2 . 耐力壁の設計	30
2.1 耐力壁の配置と有効壁長 L_d 及び P_i の算定	30
2.2 令第46条に定める壁量算定	50
2.2.1 地震力に対する所要壁長の表	50
2.2.2 風圧力に対する L_n の表	50
2.2.3 L_d / L_n の比率の表	50
2.3 水平力に対する耐力壁の算定	52
建物重量の算定	52
2.3.1 地震力の算定	53
2.3.2 風圧力の算定	54
2.3.3 耐力壁の耐力算定	56
2.4 重心・剛心・偏心率の計算	59
2.4.1 重心の計算	60
2.4.2 剛心の計算	64
2.4.3 偏心率の計算	84
2.4.4 ねじれ補正值と鉛直構面の検討	86
2.4.4 鉛直構面の短期荷重時応力図	110
2.4.4 鉛直構面の短期荷重時検定比図	112
2.5 壁量充足率の検討	114
2.5.1 地震力による存在壁量と充足率	114
2.5.2 風圧力による存在壁量と充足率	116
2.6 水平構面の負担水平力に対する検討	118
2.6.1 通り別重量の算定	118
2.6.2 床倍率伏図	121
2.6.3 水平構面の許容せん断耐力	123
2.6.4 水平構面の負担水平力に対する検定	125
3 . 各部の設計	147
3.1 軸力	147
3.1.1 水平力による耐力壁の応力	147
3.1.2 柱の軸力	192
3.2 柱の設計	219
3.3 梁・桁・胴差の設計	230
3.4 たる木・母屋他の設計	247
3.5 接合部の設計	248
3.6 基礎の設計	263
3.7 その他	341

1. 一般事項

1.1 建物概要

物件名称: DENC邸
建築場所: 札幌市
建築主: DENC
設計者: 石川

用途:	住宅
規模:	床面積
	1階 76.264 m ²
	2階 59.702 m ²
	延面積 135.965 m ²
構造:	階数 2階建て
	木造
	軒高 5.850 m
	最高高さ 6.450 m
	階高
	1階 2.700 m
	2階 2.700 m
	1階床高さ 0.450 m
	屋根形状 陸屋根
	勾配 X 0.0/ 10 Y 0.0/ 10
	軒出 X 0.300 m Y 0.300 m
仕上げ:	屋根 亜鉛鉄板ぶき
	外壁 1階 珪藻土仕上
	2階 珪藻土仕上
建設地:	一般地域
地盤:	50.0 kN/m ²
地業:	布基礎
	根入れ 0.600 m

1.2 設計方針

床は剛な床組として設計する

準拠した基準・参考図書

- ・改正基準法・同施行令・告示等
- ・2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・建築基礎構造設計指針
- ・木構造設計規準・同解説
- ・3階建て木造住宅の構造設計と防火設計の手引き

1.3 仕様規定と構造計算の検討必要項目チェックリスト

基準法施行令3章3節の木造の仕様規定			ただし書き等の適用の有無
木材 令41条		☐ 節、腐れ、繊維の傾斜、丸身等による耐力上の欠点がないものとする。	
土台及び基礎 令42条	1頁	☐ 最下階の柱の下部には土台を設ける	☐ 柱脚を基礎に緊結 ☐ 足固め平家建(軟弱地盤指定区域以外)
	2頁	☐ 土台は基礎に緊結	☐ 50㎡以下の平家建(軟弱地盤指定区域以外)
柱の小径 令43条	1頁	☐ 横架材間距離×表の数値以上(1/20～1/33)	☐ 平成12年建告1349号の座屈の許容応力度計算
	2頁	☐ 3階建の1階柱 13.5cm以上	☐ 平成12年建告1349号の座屈の許容応力度計算
	4頁	☐ 柱断面の1/3以上のかき取りはない ☐ 柱断面の1/3以上のかき取りは補強する	
	5頁	2階建以上の隅柱は ☐ 通し柱 ☐ 通し柱と同等以上の耐力を有する補強	
	6頁	☐ 柱の有効細長比は、150以下	
はり等の横架材 令44条		☐ 中央部下側に耐力上支障のある欠込みなし	
筋かい 令45条	1頁	☐ 引張筋かいは、厚さ1.5cm以上、幅9cm以上の木材又は径9mm以上の鉄筋を使用	☐ 面材耐力壁等を使用
	2頁	☐ 圧縮筋かいは、厚さ3cm以上で幅9cm以上の木材を使用	
	3頁	☐ 端部を柱と横架材との仕口に接近してボルト、くぎ等の金物で緊結(平成12年建告1460号第一号)	
	4頁	☐ 欠込みをしない。ただし、筋かいをたすき掛けで、必要な補強を行ったときは可	
構造耐力上必要な軸組等 令46条	1頁 4頁	☐ 下記の壁量計算をおこなう 表1(又は昭和56年建告1100号)に定める耐力壁の倍率に壁長を乗じた存在壁量の和が、その階の床面積(小屋裏に1/8以上の物置等を設ける場合は平成12年建告1351号で面積加算)に表2の数値を乗じた地震に対する必要壁量以上、かつその階のFL+1.35mより上の見付面積に表3の数値を乗じた風に対する必要壁量以上となるよう、耐力壁を釣合いいよく設ける	令46条2頁 ☐ 次に掲げる基準に適合 イ. 昭和62年建告1898号規定する集成材等(含水率20%以下の製材も可)を使用 ロ. 柱脚が、土台又はRC基礎に緊結 ハ. 昭和62年建告1899号に定める許容応力度計算、層間変形角の検討及び偏心率の検討を行う ☐ 方づえ、控柱又は控壁
	3頁	☐ 床組及び小屋ばり組の隅角に火打(構造用合板張り等も含む)を設け、小屋組に振れ止めを設ける	☐ 昭和62年建告1899号に定める許容応力度計算、層間変形角の検討、及び偏心率の検討を行う
	4頁	☐ 四分割法による釣合良い配置の検討(平成12年建告1352号)	☐ 令82条の6第二号ロに定める偏心率を計算し、0.3以下を確認
継手又は仕口 令47条	1頁	☐ 国土交通大臣が定める構造方法(平成12年建告1460号第二号に定める柱頭柱脚)	☐ 構造耐力上主要な接合部は、令82条第一号から第三号の許容応力度計算を行う ☐ 柱頭柱脚はN値計算を行う
防腐措置等 令49条	1頁	☐ ラスモルタル等の下地には、防水紙等を使用	
	2頁	☐ 地面から1m以内の主要軸組には有効な防腐防蟻措置を講ずる	

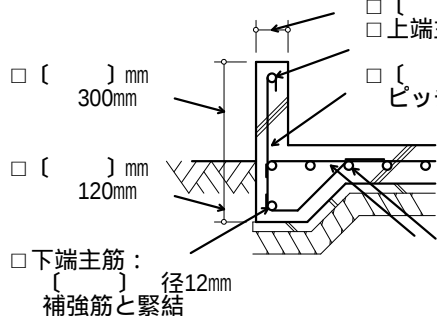
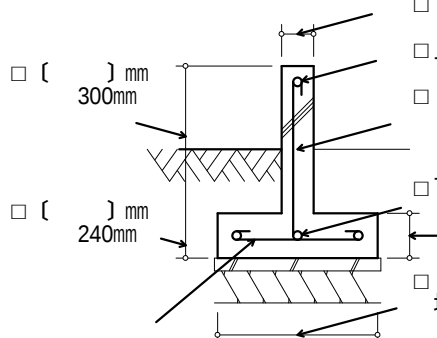
水平力に対する構造計算と令46条関連計算チェックリスト

(1)令46条の壁量計算 (2.3.1および2.3.2)	☐ 小屋裏、天井裏に当該階床面積の1/8を超える物置等があることにより、平成12建告1351号に基づく床面積の割増を行う ☐ 耐力壁の仕様は表2.3.2.1の仕様規定を満たす ☐ 2つの耐力壁を併用した軸組は表2.3.2.2、3つ耐力壁を併用した軸組は表2.3.2.3の組み合わせに準拠し、壁倍率は5以下
(2)壁のつり合い良い配置の検定 (平12建告1352号) (2.3.3)	☐ 四分割法を用いた検定 ☐ 両側端部の壁量充足率がいずれも1を超える ☐ 壁率比が0.5以上の確認 ☐ 偏心率 0.3の確認 ☐ 令46条及び昭56建告1100号の耐力壁のみで計算 ☐ 準耐力壁等を含めた計算
(3)耐力壁の許容せん断耐力の計算 (2.4.1)	構造計算で使用する耐力壁の種類について ☐ 令46条及び昭56建告1100号の耐力壁を使用 ☐ 品確法で定める準耐力壁等を使用 ☐ 4.2または4.3の詳細計算法により許容せん断耐力を計算した面材耐力壁を使用 ☐ 6.3の面内せん断試験により許容せん断耐力を導いた耐力壁を使用
(4)地震力・風圧力に対する鉛直構面の検定 (2.4.2)	偏心によるねじれを考慮した割増係数 C_e について： ☐ 四分割法で両側端部の壁量充足率 >1 により $C_e=1$ ☐ 四分割法により $C_e=2$ -壁率比 ☐ 偏心率 0.15により $C_e=1$ ☐ C_e =各通りのねじれ補正係数 α ☐ $C_e=0.5+$ 偏心率 $/0.3$ (C_e 割増)
(5)鉛直構面の柱頭柱脚接合部の引抜力の計算 (2.4.3)	☐ 2.4.3(2)のN値計算法に準拠した方法 ☐ 4.6.1ラーメン置換モデルによる方法 ☐ 4.6.2せん断パネル置換による方法 ☐ その他の方法〔 〕
(6)鉛直構面の柱頭柱脚接合部の許容引張耐力の検定 (2.4.4)	☐ 2.4.4(1)の表2.4.4.1の接合仕様と短期許容引張耐力を使用 ☐ 6.5継手・仕口接合部の試験により短期許容引張耐力を導いた接合仕様を使用 ☐ 「木質構造設計規準・同解説」にもとづき許容耐力を算定した接合仕様(l/d 8の接合具、縁端距離・間隔などの配置規定遵守、多本数の低減係数の考慮)
(7)水平力に対する水平構面の許容せん断耐力の検定 (2.4.5および2.4.6)	☐ 2.4.5(1)の条件 ~ のチェック(すべてを満足)により構造計算を省略 ☐ 構造計算により水平構面の許容せん断耐力の検定を行う。その場合、使用する水平構面の種類について： ☐ 水平構面の許容せん断耐力は、2.4.5の表2.4.5.1の水平構面仕様と $0a$ による ☐ 詳細計算法により許容せん断耐力を計算した面材張り床水平構面(4.4)、又は面材張り勾配屋根水平構面(4.5)を使用 ☐ 6.3の面内せん断試験により許容せん断耐力を導いた水平構面を使用
(8)横架材接合部の許容引張耐力の検定 (2.4.7および2.4.8)	☐ 2.4.5(1)の条件 ~ のチェック(すべてを満足)により構造計算を省略 ☐ 構造計算により横架材接合部の許容引張耐力の検定を行う。その場合、使用する横架材接合部の種類について： ☐ 2.4.8.1の接合仕様と短期許容引張耐力を使用 ☐ 6.5の接合部試験により短期許容引張耐力を導いた接合仕様を使用 ☐ 「木質構造設計規準・同解説」にもとづき許容耐力を算定した接合仕様(l/d 8の接合具、縁端距離・間隔などの配置規定遵守、多本数の低減係数の考慮)
(9)土台の曲げとアンカーボルトの引張および、せん断の検定 (2.4.9)	土台の曲げの検定 ☐ 2.4.9(1)の条件 ~ のチェック(すべてを満足)により、土台の曲げ検定の計算省略 ☐ 柱脚の引抜力による土台の曲げ応力の検定を構造計算(2.4.9(2)の方法等)により行う
	アンカーボルトの引張の検定 ☐ 2.4.9(1)の条件 ~ のチェック(すべてを満足)により、アンカーボルトの引張の検定の計算省略 ☐ アンカーボルトの引張耐力の検定を構造計算(2.4.9(3)の方法等)により行う
	アンカーボルトのせん断の検定 ☐ アンカーボルトのせん断の検定を(2.4.9.6)式により行う ☐ その他〔 〕

鉛直荷重と局部荷重に対する構造計算チェックリスト

(1)鉛直荷重に対する横架材の曲げとたわみに対する断面検定 (2.5.1)	横架材の応力計算モデルについて： ☐ 表2.5.1.6の単純梁モデル等による計算 ☐ 連続梁等その他フレームモデルによる計算 曲げに対する断面検定について： ☐ 曲げに対する断面検定において仕口等による欠損を適切に考慮 たわみに対する断面検定について： ☐ たわみ計算による断面検定において変形増大係数や仕口等の欠損を考慮 ☐ 梁せい>スパン/12の場合は、床梁のたわみ計算を省略
(2)鉛直荷重による横架材のせん断に対する検定 (2.5.2)	せん断に対する断面検定について(端部を除く)： ☐ 2.5.2(1)の条件を満たすことにより、せん断による断面検定を省略 ☐ 曲げ、たわみに加えてせん断力による断面検定も実施 横架材端接合部のせん断に対する検定について： ☐ 継手・仕口のせん断力の検定を行う〔(2.5.2.1)式による検定〕 ☐ 梁受金物のせん断力の検定を行う〔(2.5.2.3)式による検定〕
(3)柱の座屈と面外風圧力に対する検定 (2.5.3)	☐ 負担荷重の大きい柱の座屈に対する検定を行う ☐ 外壁面の柱の面外曲げと座屈の複合応力に対する検定を行う
(4)土台のめり込みの検定 (2.5.4)	☐ 長期荷重(多雪地域の場合は積雪時長期荷重)に対する土台のめり込みの検定を実施 ☐ 柱を基礎に直接緊結しているため土台のめり込みの検定を省略
(5)屋根風圧力に対する垂木・もや・および接合部の検定 (2.5.5)	軒先の負の風圧力による短期曲げに対する垂木の断面検定について(該当する屋根形状の場合)： ☐ 軒先の負の風圧力による短期曲げに対する垂木の断面検定を行う 軒先の負の風圧力による垂木・軒桁接合部の引張耐力の検定について(該当する屋根形状の場合)： ☐ 軒先の負の風圧力による垂木・軒桁接合部の引張耐力の検定を行う。その場合、使用する垂木・軒桁接合部の種類について ☐ 表2.5.5.2の接合仕様と短期許容引張耐力による ☐ 6.5.2(5)垂木・軒桁接合部の引張試験により短期許容引張耐力を導いた接合仕様による ☐ 「木質構造設計規準・同解説」にもとづき短期許容引張耐力を算定した接合具による 垂木・母屋接合部の引張耐力の検定について(該当する屋根構法の場合)： ☐ 2.5.5(4)の、の条件を満たすことにより、引張耐力の検定を省略 ☐ 垂木・母屋接合部の引張耐力の検定を行う けばらの母屋の曲げ検定について(該当する屋根形状・構法の場合)： ☐ 2.5.5(4)の、の条件を満たすことにより、検定を省略 ☐ けばらの負の風圧力による短期曲げに対する母屋断面の検定を行う 母屋・小屋束接合部の引張の検定について(該当する屋根形状・構法の場合)： ☐ 2.5.5(4)の、の条件を満たすことにより、母屋・小屋束接合部の引張の検定を省略 ☐ けばらの負の風圧力による母屋・小屋束接合部の引張耐力の検定を行う
(6)大きな吹抜に接する耐風梁の面外風圧力に対する検定 (2.5.6)	☐ 外部に面する吹抜が無い、あるいは、2.5.6(1)の条件を満たすことにより、耐風梁の断面検定を省略 ☐ 外部に面する長さが3.2mを超える吹抜など、2.5.6(1)の条件をはずれるため面外曲げに対する耐風梁の断面検定を行う ☐ その他〔 〕
(7)梁上に載る耐力壁 (2.5.7)	☐ 梁上に載る耐力壁等はない ☐ 梁上に載る耐力壁等有る 耐力壁が載る横架材の断面検定について： ☐ 梁せいが(2.5.7.14)式を満たすことにより、断面検定を省略 ☐ 2.5.7(3)による横架材の短期曲げに対する断面検定を行う ☐ その他〔 〕 梁上耐力壁の剛性低減について： ☐ 耐力壁が載る横架材の両端が柱で直接支持されているため、剛性低減係数 C_k は(2.5.7.15)式による ☐ 2.5.7.1式により剛性低減係数 C_k を算定 ☐ その他〔 〕
(8)屋根葺き材の検討 (2.7)	☐ 平12建告1458号による屋根葺き材に作用する風圧力が屋根葺き材の短期許容引き上げ荷重以下であることを確認。

地盤と基礎に対する構造計算と仕様規定チェックリスト

(1)事前調査と地盤調査 (2.6.1(1)および(2))	☐ 地形図、土地条件図、地盤図などにより地形・地層概況を把握 ☐ 現地調査により、敷地の造成形態、周辺の道路や崖・擁壁や河川などの状況、周辺家屋の地盤・基礎の不具合状況などを把握 地盤調査方法について： ☐ スウェーデン式サウンディング(以下SWS)試験 ☐ 標準貫入試験 ☐ その他の地盤調査方法〔 〕																									
(2)地盤の許容応力度 q_a の算定 (2.6.1(3))	☐ SWS試験結果より平13国交告1113号第2(3)式により算定 ☐ 標準貫入試験結果より平13国交告1113号第2(1)式により算定 ☐ その他による〔 〕																									
(3)軟弱地盤の判定と対応 (2.6.1(4))	☐ SWS試験において基礎底面から2m以内に、1kN以下で自沈する層が無く、2m～5m以内に500N以下で自沈する層が無い ☐ SWS試験において基礎底面から2m以内に、1kN以下で自沈する層が有る、あるいは、2m～5m以内に500N以下で自沈する層が有る(→以下の対応法) ☐ 圧密沈下等の検討を行い、建物に有害な損傷、変形、沈下が生じないことを確認 ☐ 杭による補強を行う：〔 〕杭 ☐ 地盤改良を行う：〔 〕 ☐ その他〔 〕																									
(4)基礎形式の選定 (平12建告1347号第1)	地盤の長期許容応力度(地盤改良の場合は改良後の値)： $q_a = [] \text{ kN/m}^2$ ☐ $q_a < 20 \text{ kN/m}^2$ より、基礎杭を用いた構造とする ☐ $q_a \geq 20 \text{ kN/m}^2$ より、べた基礎とする ☐ $q_a \geq 30 \text{ kN/m}^2$ より、布基礎とする																									
(5)基礎の仕様規定の確認 (平12建告1347号第1第3項および第4項)	☐ 以下の仕様規定に従う ☐ 土台の下には連続した立ち上がり部分を設ける ☐ 換気口を設ける場合は、その周辺に9φ以上の補強筋を配置する ☐ べた基礎または布基礎の場合は下記の断面と配筋の仕様規定に従う(下図は一般的な基礎断面を示す。フック、配筋形状等は例示)  □ [] mm 120mm □ 上端主筋：〔 〕 径12mm 補強筋と緊結 □ [] mm 300mm □ [] mm 径9mmかつ、ピッチ〔 〕 mm 300mm □ [] mm 120mm □ [] mm 120mm □ 下端主筋：〔 〕 径12mm 補強筋と緊結 □ 縦筋、横筋とも〔 〕 径9mmかつ、ピッチ〔 〕 mm 300mm  □ [] mm 120mm □ 上端主筋：〔 〕 径12mm 補強筋と緊結 □ [] mm 300mm □ [] mm 径9mmかつ、ピッチ〔 〕 mm 300mm □ [] mm 240mm □ 下端主筋：〔 〕 径12mm 補強筋と緊結 □ [] mm 150mm □ 底盤補強筋：〔 〕 径9mmかつ、ピッチ〔 〕 mm 300mm □ 両端筋〔 〕 径9mmと緊結 <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="2">下表の値</th> <th>平屋建て</th> <th>2階建て</th> <th>3階建て</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>地盤のq_a [kN/m²]</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>$q_a < 50$</td> <td>300mm</td> <td>450mm</td> <td>600mm</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>$q_a < 70$</td> <td>240mm</td> <td>360mm</td> <td>450mm</td> </tr> <tr> <td>70</td> <td>q_a</td> <td>180mm</td> <td>240mm</td> <td>300mm</td> </tr> </tbody> </table> □ 仕様規定によらず、建告1347号第二による(基礎の構造計算および建物に有害な損傷、変形、沈下が生じないことの確認)	下表の値		平屋建て	2階建て	3階建て	地盤の q_a [kN/m ²]					30	$q_a < 50$	300mm	450mm	600mm	50	$q_a < 70$	240mm	360mm	450mm	70	q_a	180mm	240mm	300mm
下表の値		平屋建て	2階建て	3階建て																						
地盤の q_a [kN/m ²]																										
30	$q_a < 50$	300mm	450mm	600mm																						
50	$q_a < 70$	240mm	360mm	450mm																						
70	q_a	180mm	240mm	300mm																						
(6)接地圧とフーチングの検定 (2.6.3)	☐ 底番下の長期接地圧が地盤の q_a 以下であることの検定を行う ☐ 底番に生じる曲げモーメントが許容曲げモーメント以下であることの検定を行う 転倒モーメントによる短期接地圧の検定について： ☐ 建物の塔状比 2.5、かつ、地盤の $q_a \geq 30 \text{ kN/m}^2$ を満たすことにより転倒に対する短期接地圧の検定は省略 ☐ 構造計算により転倒モーメントに対する短期接地圧の検定を行う																									
(7)基礎ばりの検定 (2.6.4)	☐ スパンが大きい基礎ばりに対する長期曲げ及びせん断の検定を行う ☐ 耐力壁下の基礎ばりに対する短期曲げ及びせん断の検定を行う 偏心布基礎がある場合： ☐ 偏心布基礎のねじりモーメントに対する検定を行う																									

1.4 使用材料および許容応力度

(1) 木材

土台	100×100	ヒバ
1 階柱	100×100	米マツ
2 階柱	100×100	米マツ
3 階柱		
梁	100×240	米マツ
母屋	45×45	すぎ
たる木		
根太		

(2) 鉄筋,ｺﾝｸﾘｰﾄ

木材 許容応力度表

樹 種	長 期 (N/mm ²)					短 期 (N/mm ²)					ヤング係数 ($\times 1000$ N/mm ²)
	圧縮	引張り	曲げ	せん断	めり込み	圧縮	引張り	曲げ	せん断	めり込み	
1種	8.1	6.5	10.3	0.9	3.1	14.8	11.8	18.8	1.6	5.6	10.0
2種	7.6	5.9	9.8	0.8	2.5	13.8	10.8	17.8	1.4	4.5	9.0
3種	7.0	5.4	9.2	0.8	2.0	12.8	9.8	16.8	1.4	3.6	8.0
4種	6.5	5.0	8.1	0.7	2.0	11.8	9.0	14.8	1.2	3.6	7.0
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7 7 7 7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 8 8 8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9 9 9 9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1 0 1 0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

鉄筋およびコンクリート 許容応力度表

材 料	長 期 (N/mm ²)					短 期 (N/mm ²)				
	圧 縮 rfc fc	引張り ft	せん断 wft fs	付着 fa		圧 縮 rfc fc	引張り ft	せん断 wft fs	付着 fa	
				曲げ材 上	その他				曲げ材 上	その他
SD295	195	195	195	0.72	0.90	295	295	295	1.08	1.35
SD345	195	195	195	0.72	0.90	345	345	345	1.08	1.35
SR235	160	160	160	0.72	0.90	235	235	235	1.05	1.35
コンクリート Fc=18	6	-	0.6	-	-	12	-	0.9	-	-

木造住宅用接合金物（Zマーク表示金物）短期許容応力度表（kN）

名称	記号	べいまつ類	べいつが類	すぎ類	備考
かすがい	C-120	1.27	1.18	1.08	
	C-150	1.27	1.18	1.08	
かど金物	CP・L	4.31	3.87	3.38	10-ZN65
	CP・T	4.31	3.87	3.38	10-ZN65
山形プレート	VP	5.02	4.55	3.92	8-ZN90
羽子板ボルト	SB・F, SB・F2	5.69	5.20	5.00	1-M12
	SB・E, SB・E2	5.69	5.20	5.00	1-M12
引き寄せ金物 (ボルト接合)	HD-B10 S-HD10	11.38	10.40	10.00	2-M12 2-LS12
	HD-B15 S-HD15	17.06	15.59	15.00	3-M12 3-LS12
	HD-B20 S-HD20	22.75	20.79	20.01	4-M12 4-LS12
	HD-B25 S-HD25	28.44	25.99	25.01	5-M12 5-LS12
引き寄せ金物 (くぎ接合)	HD-N 5	7.53	6.83	5.88	6-ZN90
	HD-N10	12.55	11.38	9.81	10-ZN90
	HD-N15	20.08	18.20	15.69	16-ZN90
	HD-N20	22.59	20.48	17.65	20-ZN90
	HD-N25	29.37	26.62	22.95	26-ZN90

接合部の仕様（告示表3に対応）

Nの値	告示表3	必要耐力 (kN)	金物等（これらと同等以上の接合方法含む）
0.0以下	(い)	0.0	短ほぞ差し、かすがい打
0.65以下	(ろ)	3.4	長ほぞ差し込み栓打、L字形かど金物くぎCN65×5本
1.0以下	(は)	5.1	T字形かど金物くぎCN65×5本、山形プレート金物くぎCN90×8本
1.4以下	(に)	7.5	羽子板ボルトφ12mm、短冊金物
1.6以下	(ほ)	8.5	羽子板ボルトφ12mmに長さ50mm径4.5mmのスクリー釘
1.8以下	(へ)	10.0	10kN用引き寄せ金物
2.8以下	(と)	15.0	15kN用引き寄せ金物
3.7以下	(ち)	20.0	20kN用引き寄せ金物
4.7以下	(り)	25.0	25kN用引き寄せ金物
5.6以下	(ぬ)	30.0	15kN用引き寄せ金物×2枚
5.6超	(-)	N×5.3	

1.5 仮定荷重

1.5.1 固定荷重

屋根 亜鉛鉄板ぶき

鉄板

野地板

たるき

小屋組

250

200

計

水平見付け面積当たり

450 N/m^2 450 N/m^2

2階床

板張り

仕上 (根太含む)

床組

天井

250

200

200

計

650 N/m^2

1階床

板張り

仕上 (根太含む)

床組

天井

250

200

200

計

650 N/m^2

2階外壁

珪藻土仕上

外部仕上

軸組

内部仕上

690

150

150

計

990 N/m^2

1階外壁

珪藻土仕上

外部仕上

軸組

内部仕上

690

150

150

計

990 N/m^2

2階内壁

セッコボート 9mm

仕上両面

軸組

250

150

計

400 N/m^2

1階内壁

セッコボート 9mm

仕上両面

軸組

250

150

計

400 N/m^2

その他1

天井 セッコボート 12mm

仕上両面

軸組

340

150

計

490 N/m^2

1.5.2 設計荷重

(N/m²)

	屋 根			2 階 床			1 階 床		
	固 定	積 載	設 計	固 定	積 載	設 計	固 定	積 載	設 計
床 用	450	0	450	650	1800	2450	650	1800	2450
柱・梁・基礎用	450	0	450	650	1300	1950	650	1300	1950
地 震 用	450	0	450	650	600	1250	650	600	1250
積 雪 用	0	2800	2800	0	0	0	0	0	0

	その他 1		
	固 定	積 載	設 計
床 用	490	0	490
柱・梁・基礎用	490	0	490
地 震 用	490	0	490
積 雪 用	0	0	0

1.5.3 積雪荷重

積雪深さ : 140 cm
 積雪荷重 : $140 \times 20.00 = 2800 \text{ N/m}^2$
 短期雪低減 : 積雪荷重 $\times 1.00 = 2800 \text{ N/m}^2$

1.5.4 速度圧

地表面粗度区分 : $Z_b = 10$ $Z_G = 550$ $\alpha = 0.27$ $V_0 = 32$
 速度圧の低減値 $a = 1.00$

方向	階	中心高さ h (m)	H' (m)	Gf	E	速度圧 $a \times 0.6 E V_0^2$	風力係数
X	屋根	5.85	10.00	3.10	1.03	632	1.20
	2階	4.50	10.00	3.10	1.03	632	1.20
	1階	1.80	10.00	3.10	1.03	632	1.20
Y	屋根	5.85	10.00	3.10	1.03	632	1.20
	2階	4.50	10.00	3.10	1.03	632	1.20
	1階	1.80	10.00	3.10	1.03	632	1.20

1.5.5 地震力

建物高さ : $H = 6.15$ (m) (最高高さと軒高の平均)
 地震地域係数 : $Z = 1.00$
 せん断力係数 : $C_o = 0.20$
 振動特性係数 : $R_t = 1.00$
 固有周期 : $T = 0.03H = 0.03 \times 6.15 = 0.184$

1.6 略伏図

2 階 (3 階床)

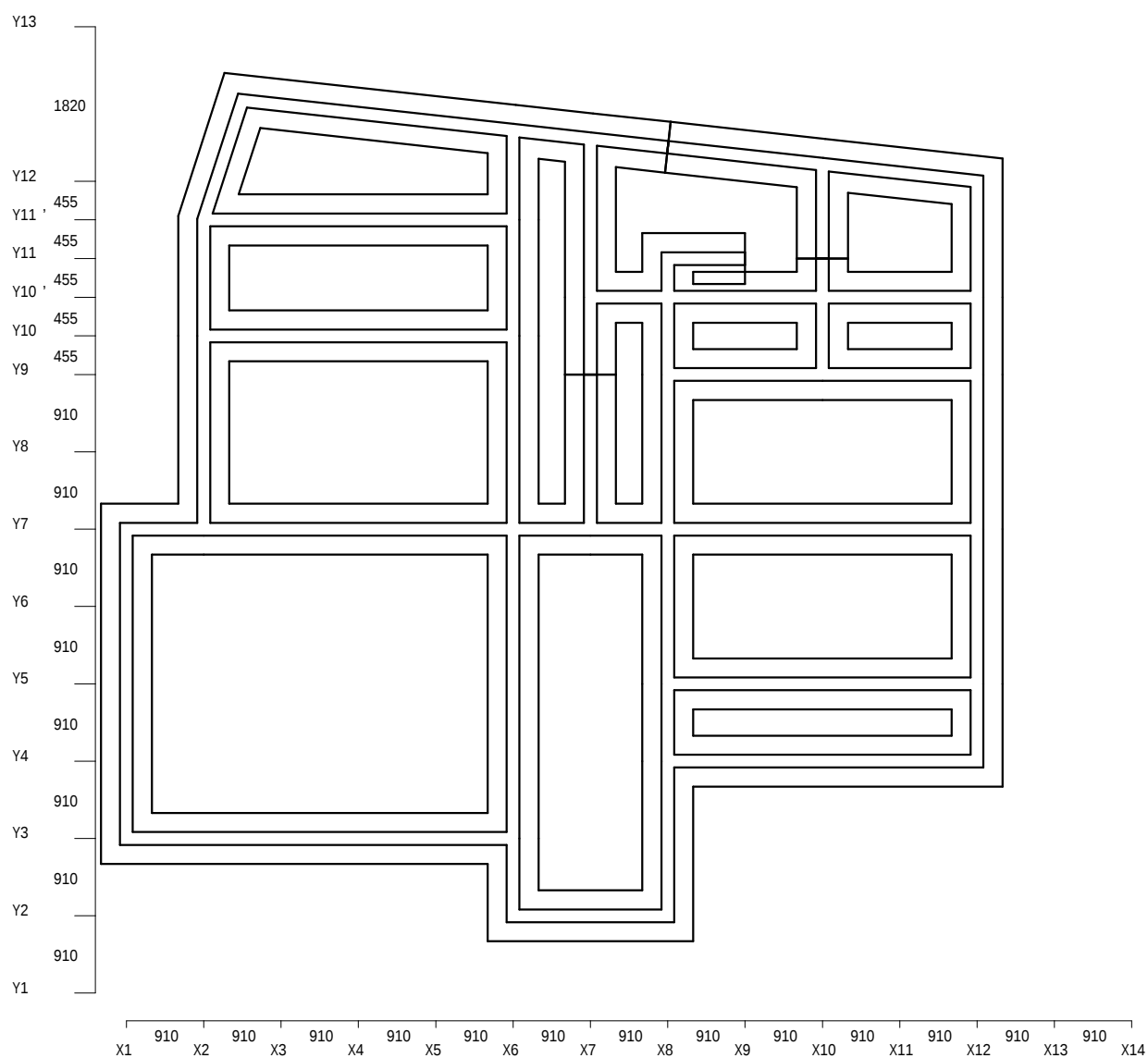
1 : 床 ♪ : 屋根 y1-y9 : その他 1 ~ その他 9



1 階 (2 階床)
 1 : 床 ヲ : 屋根 ヲ1-ヨ9 : その他 1 ~ その他 9

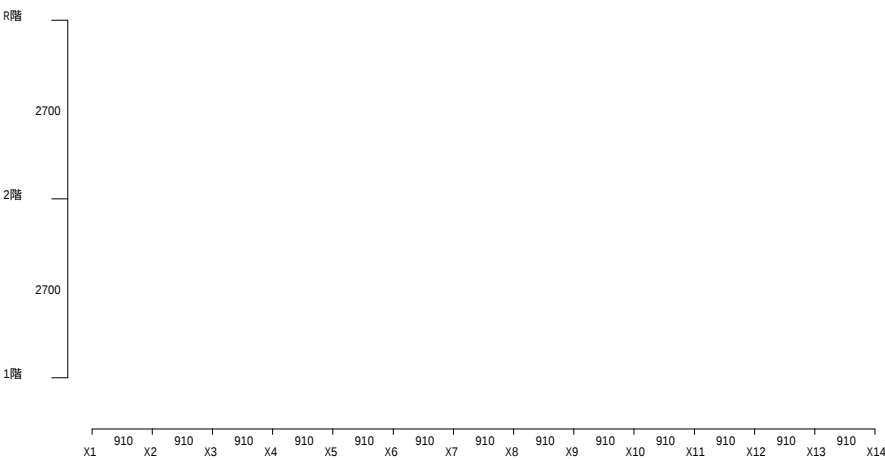


1 階 (基礎)

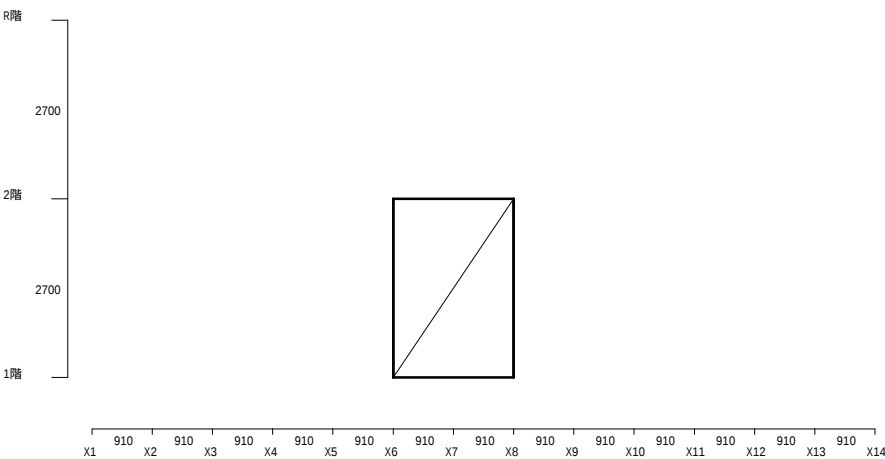


1.7 軸組図

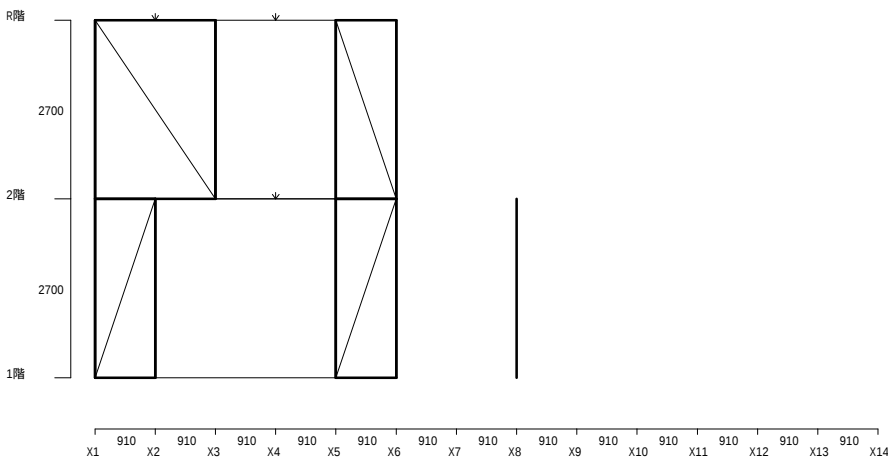
X方向 Y1 通り



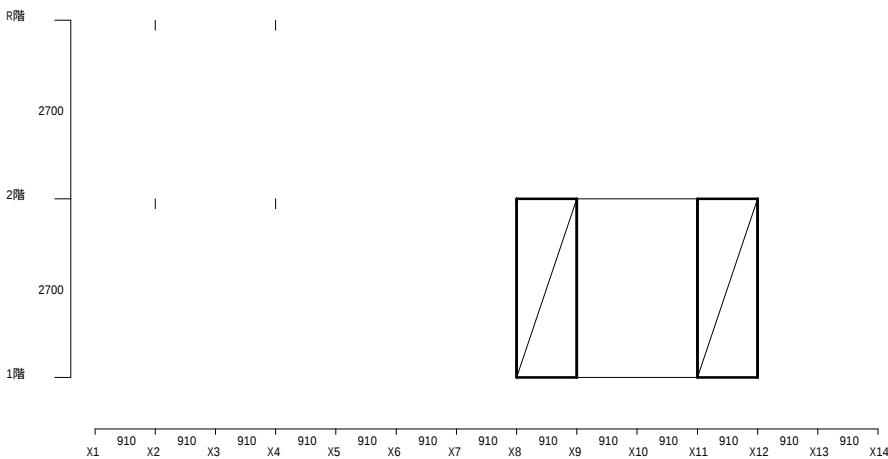
X方向 Y2 通り



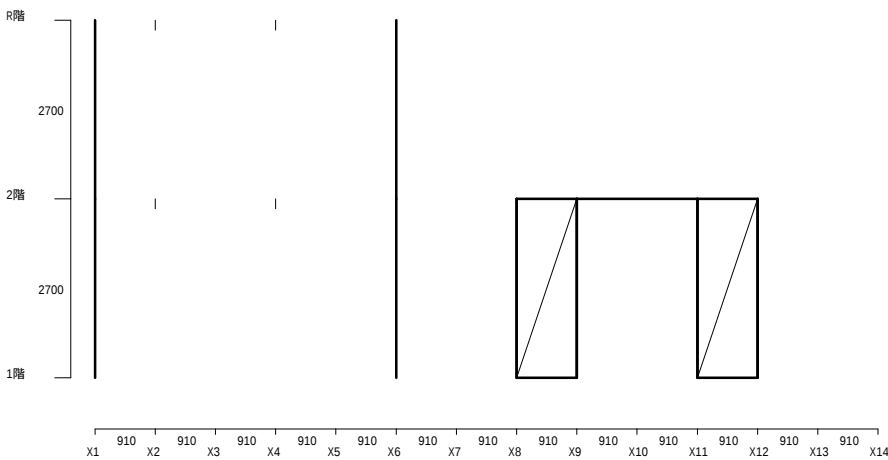
X方向 Y3 通り



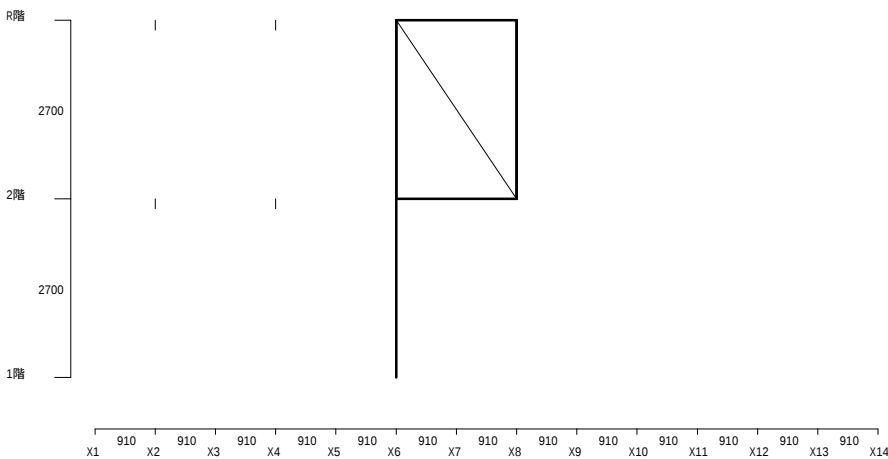
X方向 Y4 通り



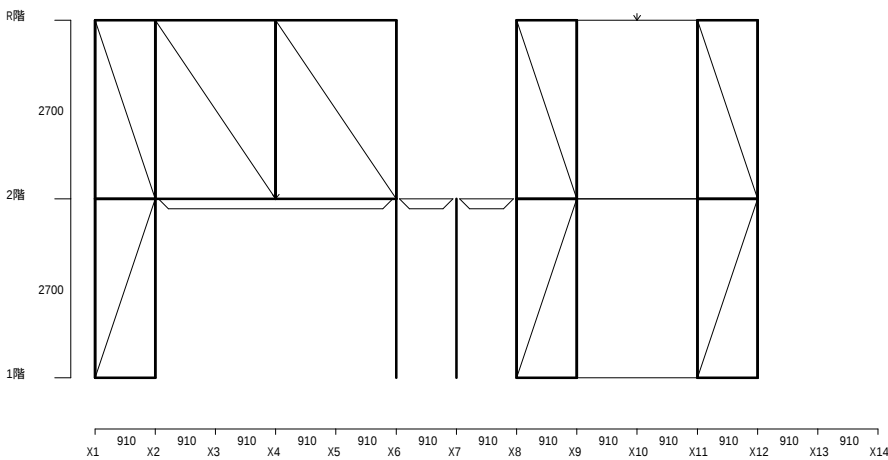
X方向 Y5 通り



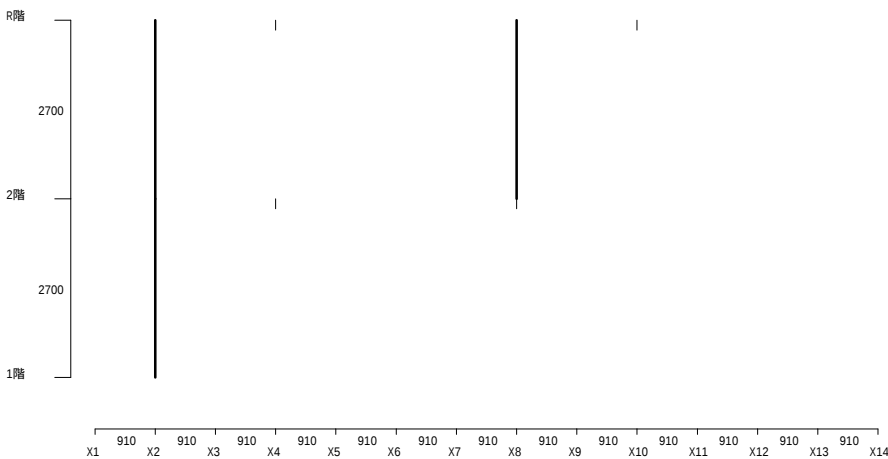
X方向 Y6 通り



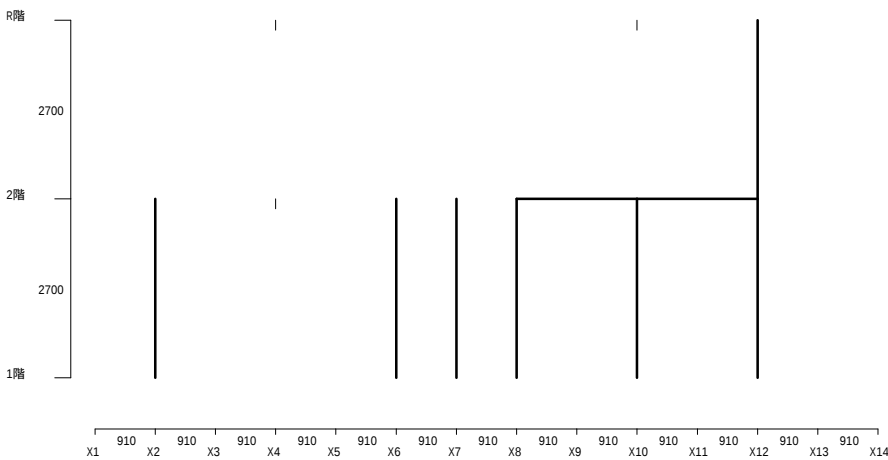
X方向 Y7 通り



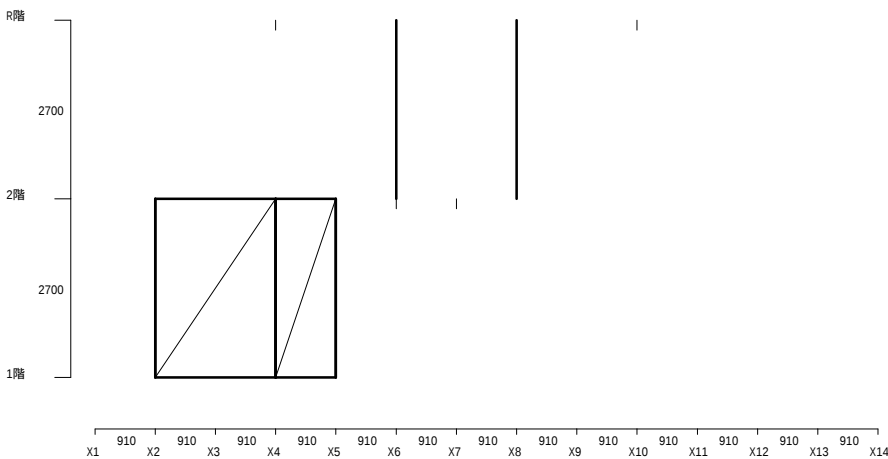
X方向 Y8 通り



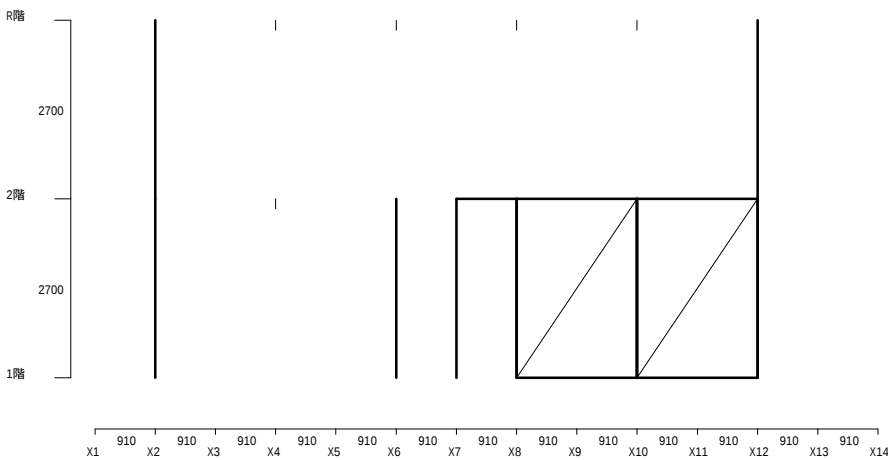
X方向 Y9 通り



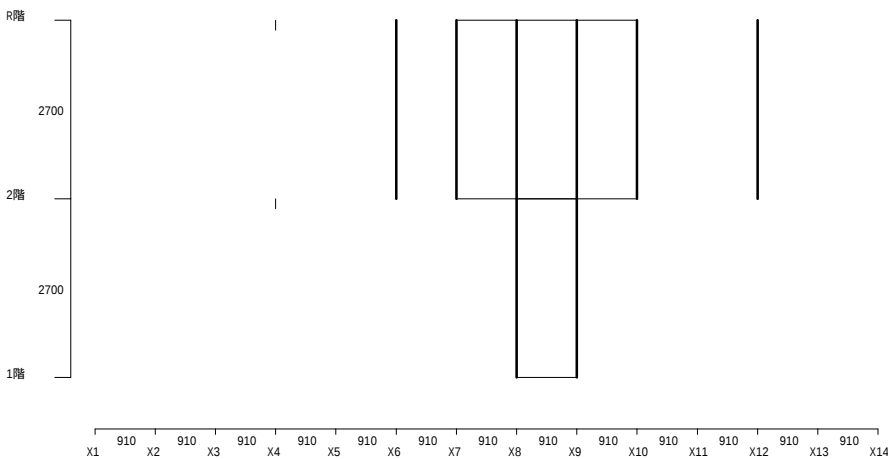
X方向 Y10 通り



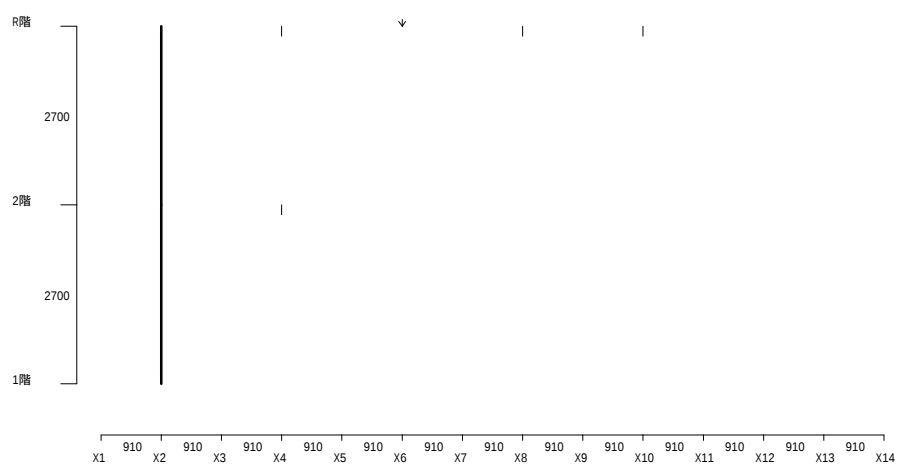
X方向 Y10' 通り



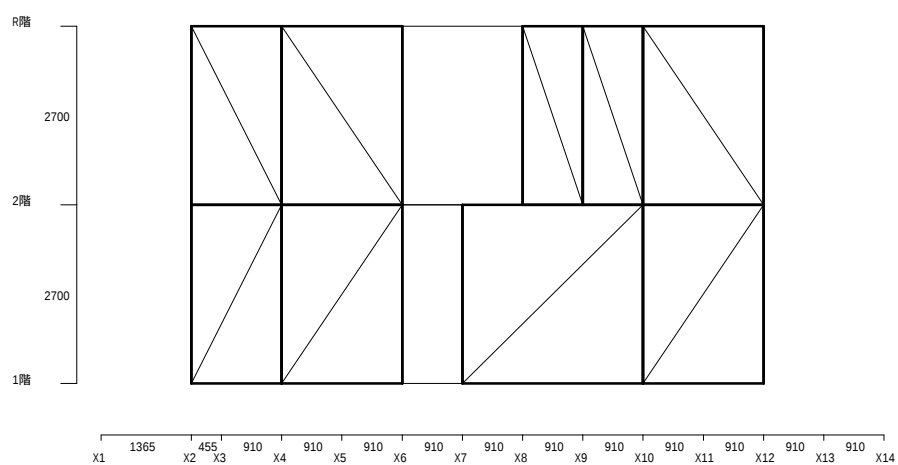
X方向 Y11 通り



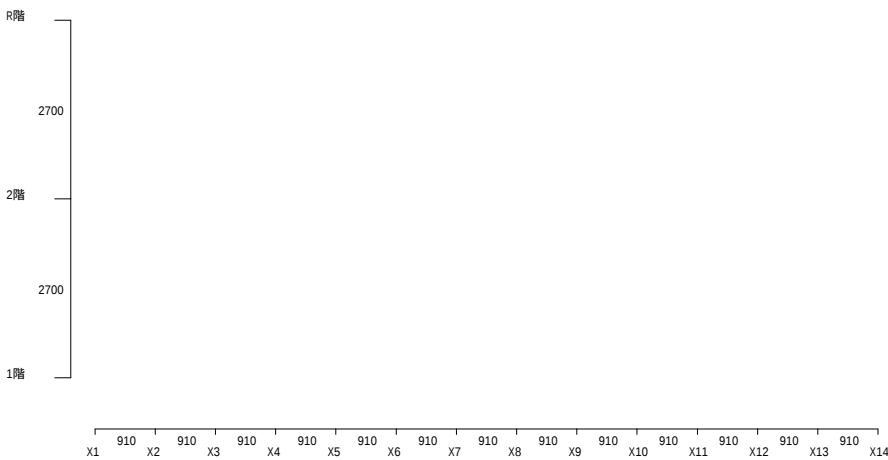
X方向 Y11' 通り



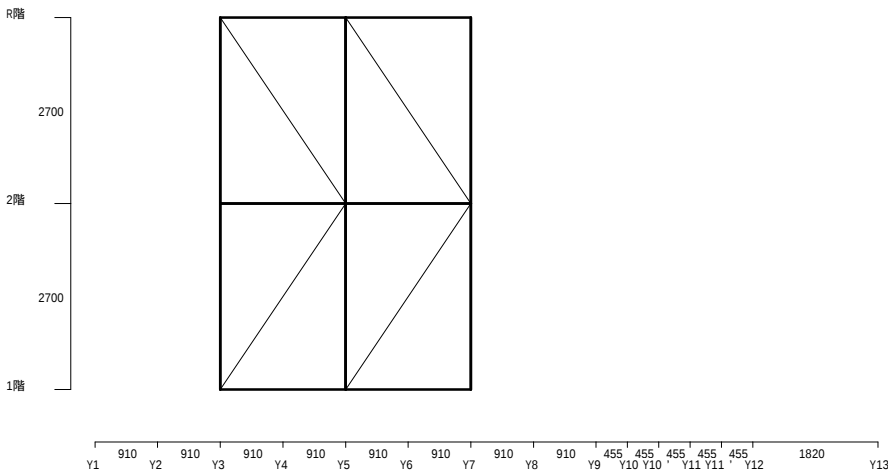
X方向 Y12 通り



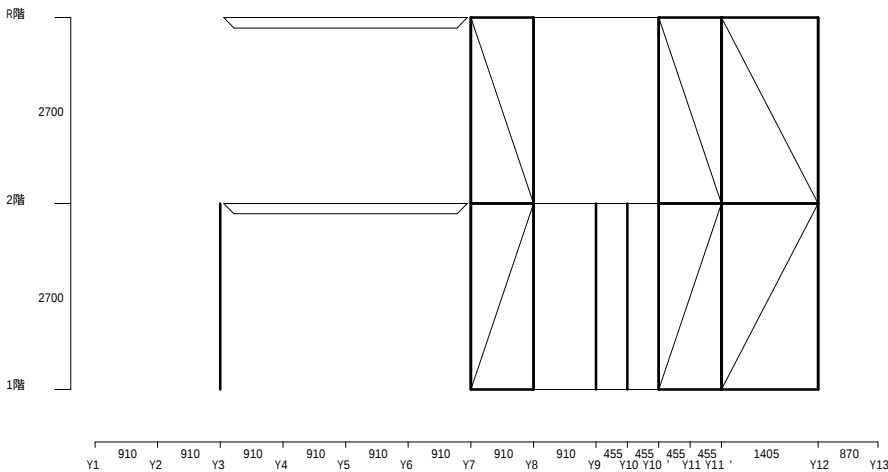
X方向 Y13 通り



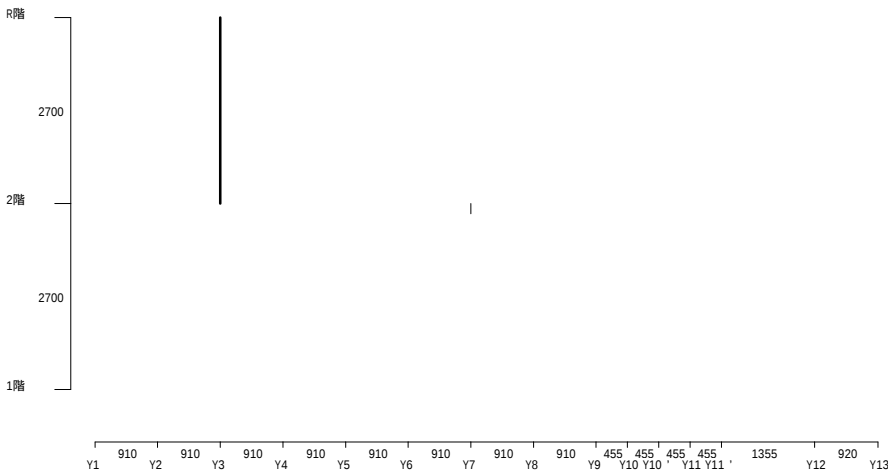
Y方向 X1 通り



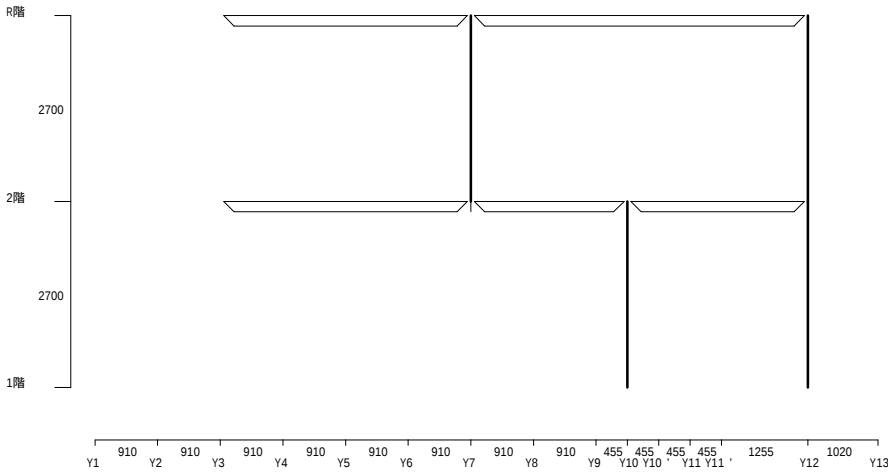
Y方向 X2 通り



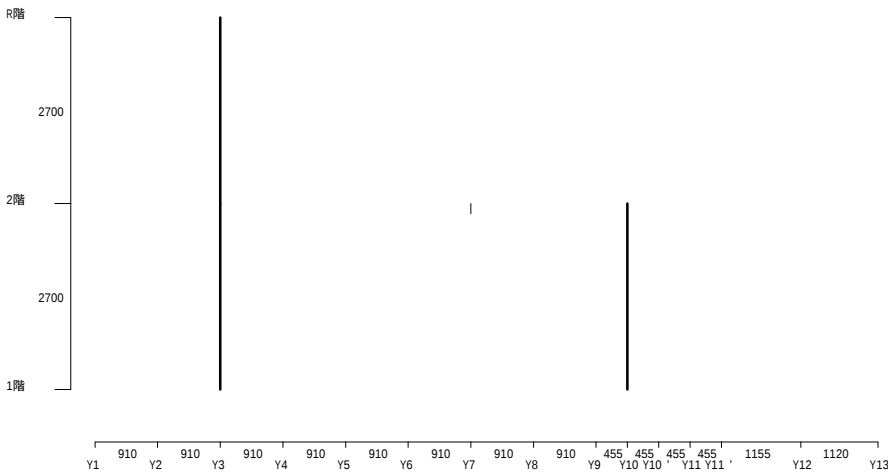
Y方向 X3 通り



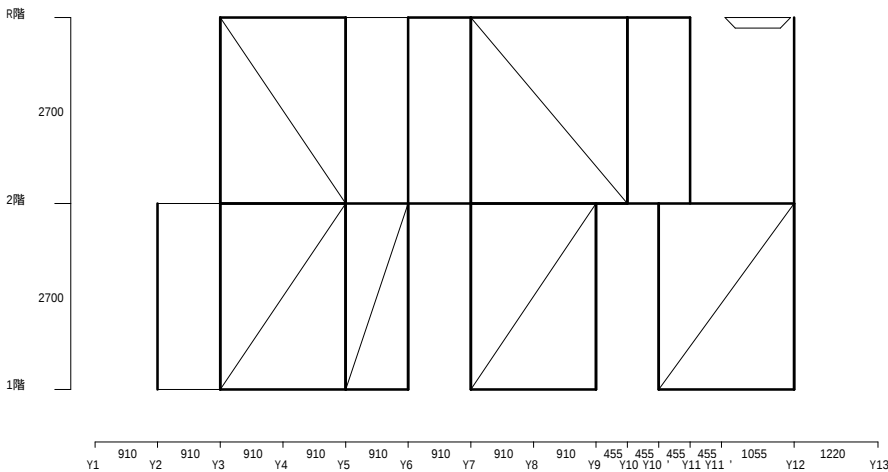
Y方向 X4 通り



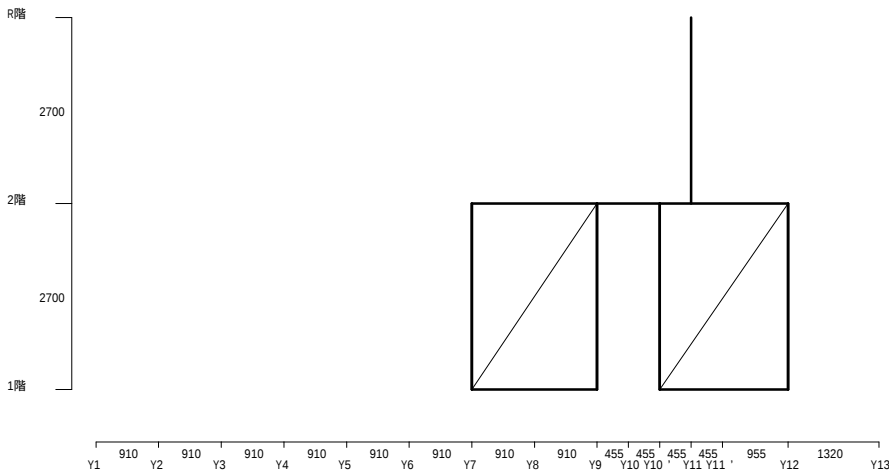
Y方向 X5 通り



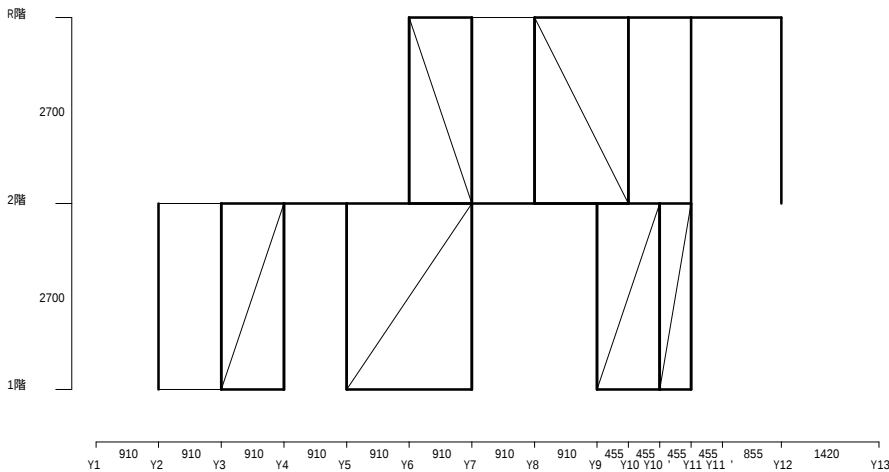
Y方向 X6 通り



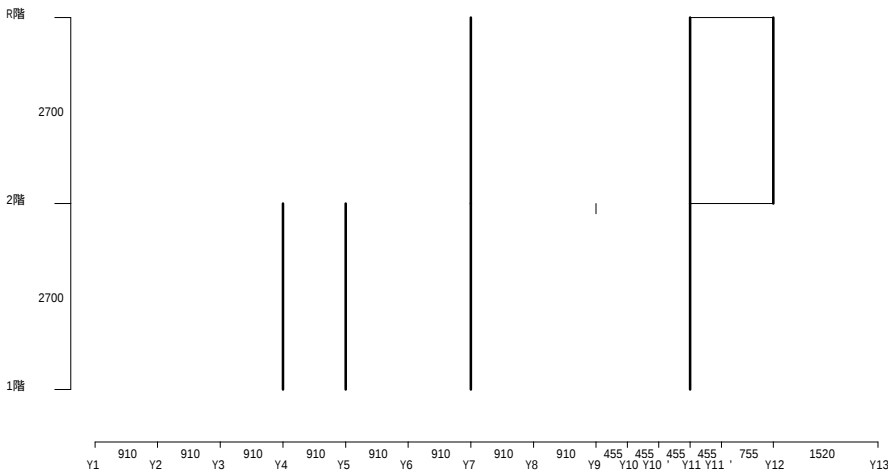
Y方向 X7 通り



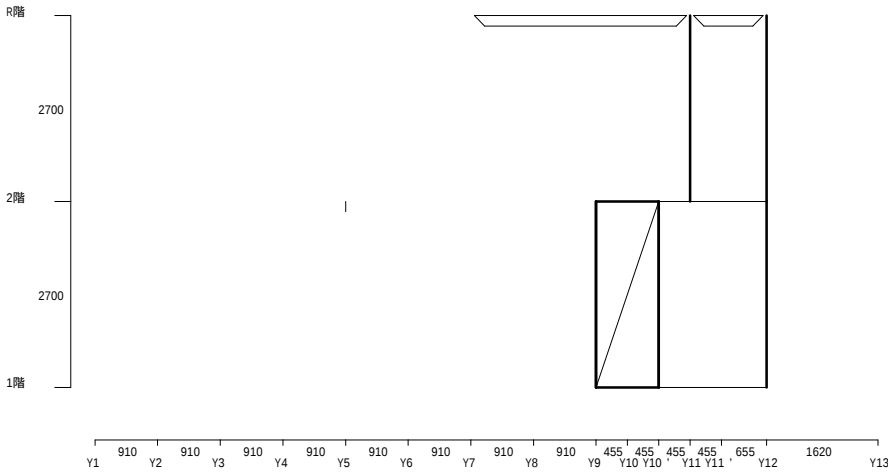
Y方向 X8 通り



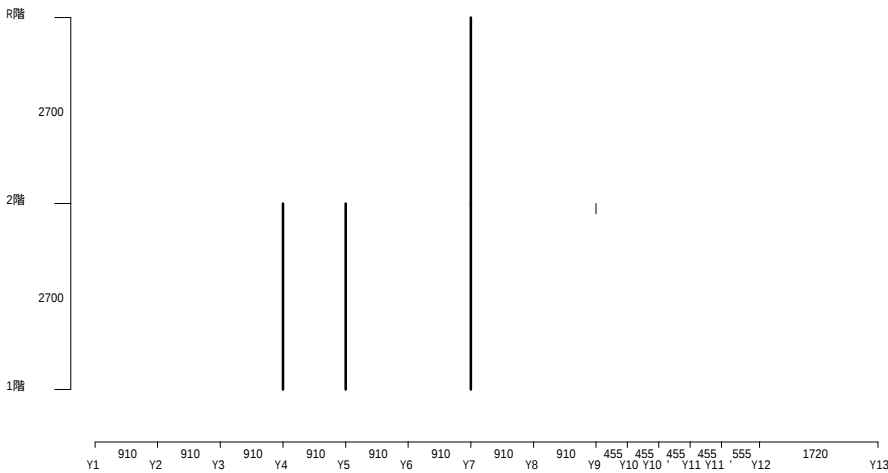
Y方向 X9 通り



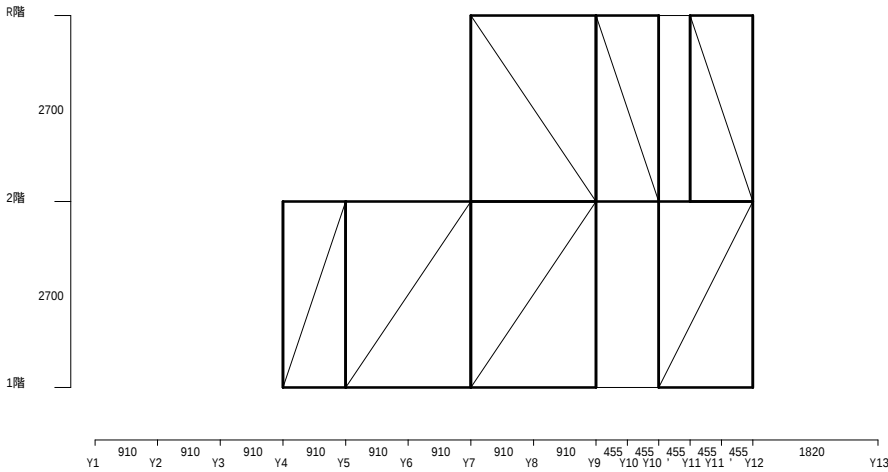
Y方向 X10 通り



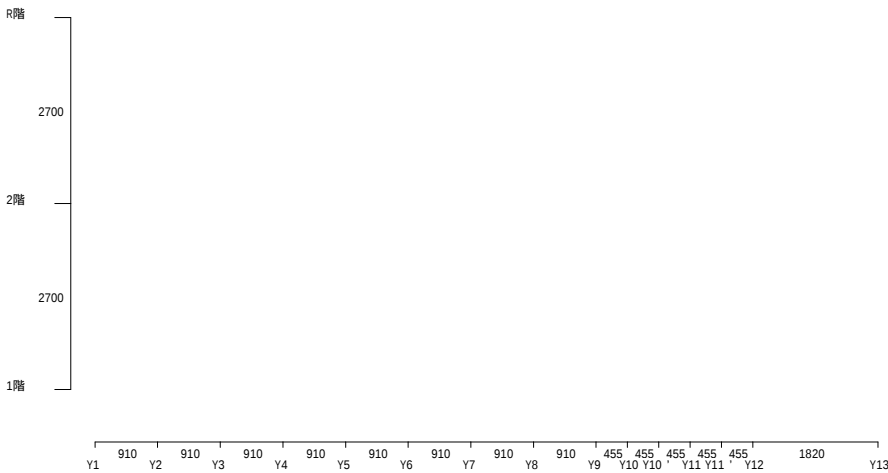
Y方向 X11 通り



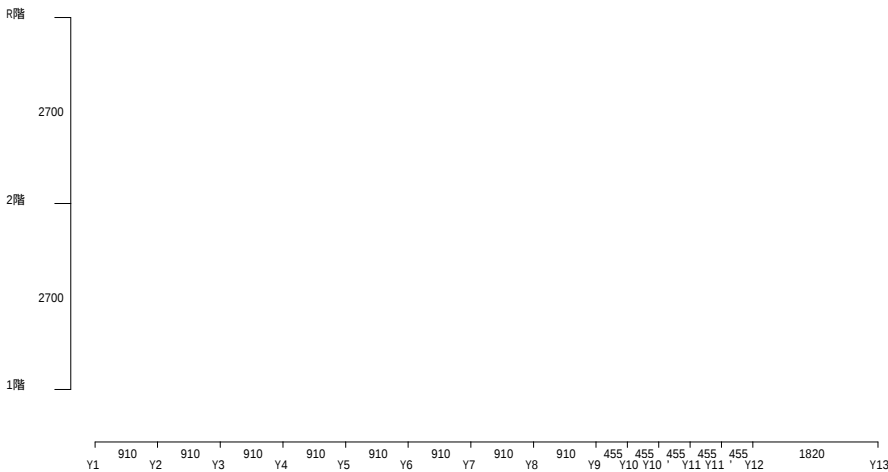
Y方向 X12 通り



Y方向 X13 通り



Y方向 X14 通り

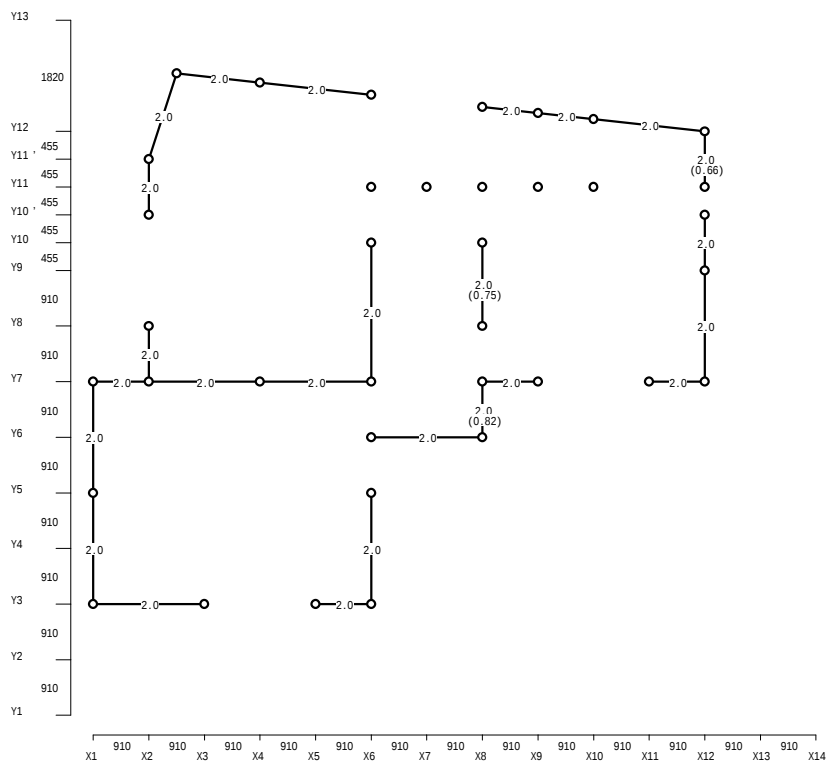


2. 耐力壁の設計

2.1 耐力壁の配置と有効壁長 L_d と許容耐力 P_i の算定

<<< 加力方向未考慮時 >>>

2 階



2階 X 方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha l i$			$L_d (\sum \alpha l i)$	$P_i (\alpha l i \times 1960)$
Y3	2.0	×	2.73	5.46 (5.46)	10702 (10702)
Y6	2.0	×	1.82	3.64 (3.64)	7134 (7134)
Y7	2.0	×	6.37	12.74 (12.74)	24970 (24970)
Y12	2.0	×	6.78	13.57 (13.57)	26594 (26594)
X2	2.0	×	0.14	0.28 (0.28)	550 (550)
計				35.69 (35.69)	69950 (69950)

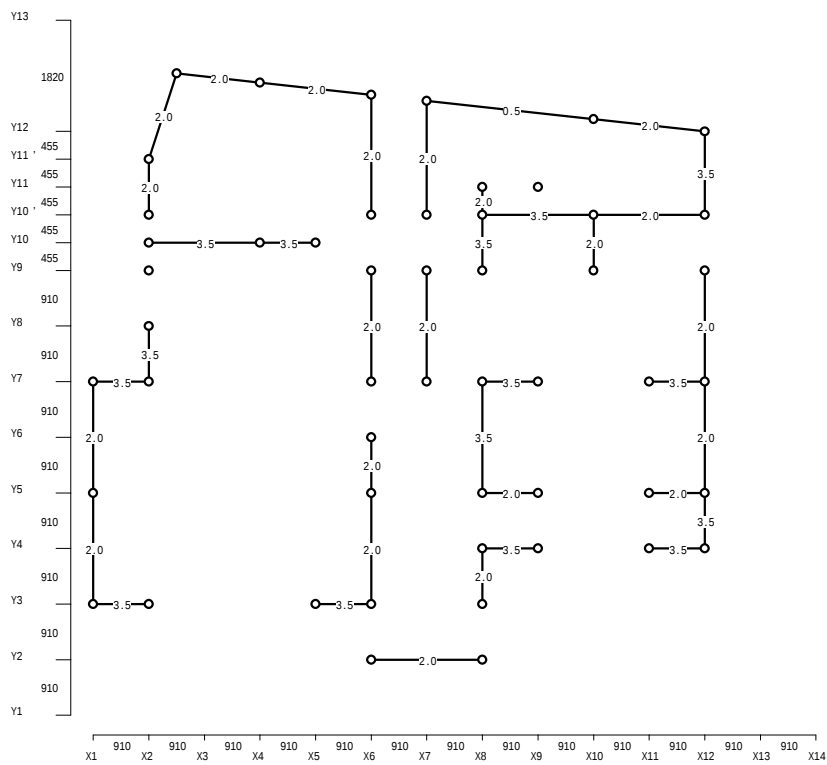
2階 Y 方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha l i$			$L_d (\sum \alpha l i)$	$P_i (\alpha l i \times 1960)$
X1	2.0	×	3.64	7.28 (7.28)	14269 (14269)
X2	2.0	×	3.16	6.31 (6.31)	12374 (12374)
X6	2.0	×	4.10	8.19 (8.19)	16052 (16052)
X8	2.0	×	2.28	4.55 (4.55)	8918 (8918)
X12	2.0	×	3.64	7.28 (7.28)	14269 (14269)
Y12	2.0	×	0.08	0.16 (0.16)	321 (321)

通り	$\alpha i l i$	$L d (\sum \alpha i l i)$	$P i (\alpha i l i \times 1960)$
計		33.78 (32.13)	66203 (62982)

<<< 加力方向未考慮時 >>>

1 階



1階 X 方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili			$L d (\sum \alpha ili)$	$P i (\alpha ili \times 1960)$
Y2	2.0	×	1.82	3.64 (3.64)	7134 (7134)
Y3	3.5	×	1.82	6.37 (6.37)	12485 (12485)
Y4	3.5	×	1.82	6.37 (6.37)	12485 (12485)
Y5	2.0	×	1.82	3.64 (3.64)	7134 (7134)
Y7	3.5	×	2.73	9.56 (9.56)	18728 (18728)
Y10	3.5	×	2.73	9.56 (9.56)	18728 (18728)
Y10'	2.0	×	1.82	3.64 (3.64)	7134 (7134)
	3.5	×	1.82	6.37 (10.01)	12485 (19620)
Y12	0.5	×	2.71	1.36 (1.36)	2659 (2659)
	2.0	×	4.98	9.95 (11.31)	19502 (22162)
X2	2.0	×	0.14	0.28 (0.28)	550 (550)
計				60.73 (60.73)	119026 (119026)

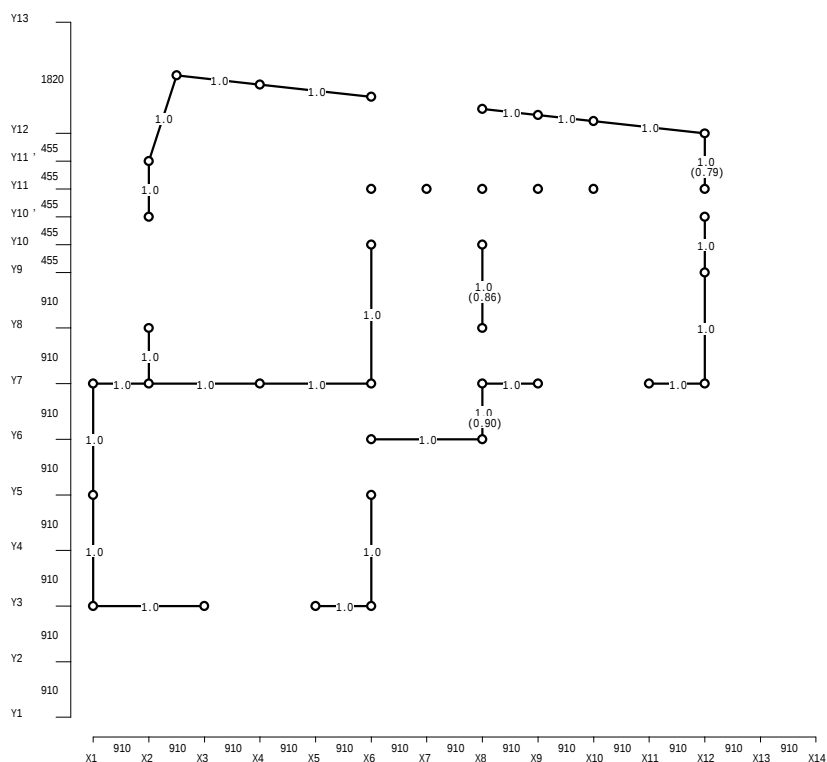
1階 Y 方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili			$L d (\sum \alpha ili)$	$P i (\alpha ili \times 1960)$
X1	2.0	×	3.64	7.28 (7.28)	14269 (14269)

通り	$\alpha i l i$			$L d (\sum \alpha i l i)$	$P i (\alpha i l i \times 1960)$
X2	2.0	×	2.25	4.49 (4.49)	8807 (8807)
	3.5	×	0.91	3.19 (7.68)	6243 (15049)
X6	2.0	×	6.52	13.03 (13.03)	25539 (25539)
X7	2.0	×	3.68	7.37 (7.37)	14445 (14445)
X8	2.0	×	1.37	2.73 (2.73)	5351 (5351)
	3.5	×	2.73	9.56 (12.29)	18728 (24079)
X10	2.0	×	0.91	1.82 (1.82)	3567 (3567)
X12	2.0	×	3.64	7.28 (7.28)	14269 (14269)
	3.5	×	2.28	7.96 (15.24)	15607 (29875)
Y12	0.5	×	0.03	0.02 (0.02)	32 (32)
	2.0	×	0.06	0.12 (0.14)	236 (268)
計				64.84 (64.84)	127091 (127091)

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili			$L d (\sum \alpha ili)$	$P i (\alpha ili \times 1960)$
Y3	1.0	×	2.73	2.73 (2.73)	5351 (5351)
Y6	1.0	×	1.82	1.82 (1.82)	3567 (3567)
Y7	1.0	×	6.37	6.37 (6.37)	12485 (12485)
Y12	1.0	×	6.78	6.78 (6.78)	13297 (13297)
X2	1.0	×	0.14	0.14 (0.14)	275 (275)
計				17.84 (17.84)	34975 (34975)

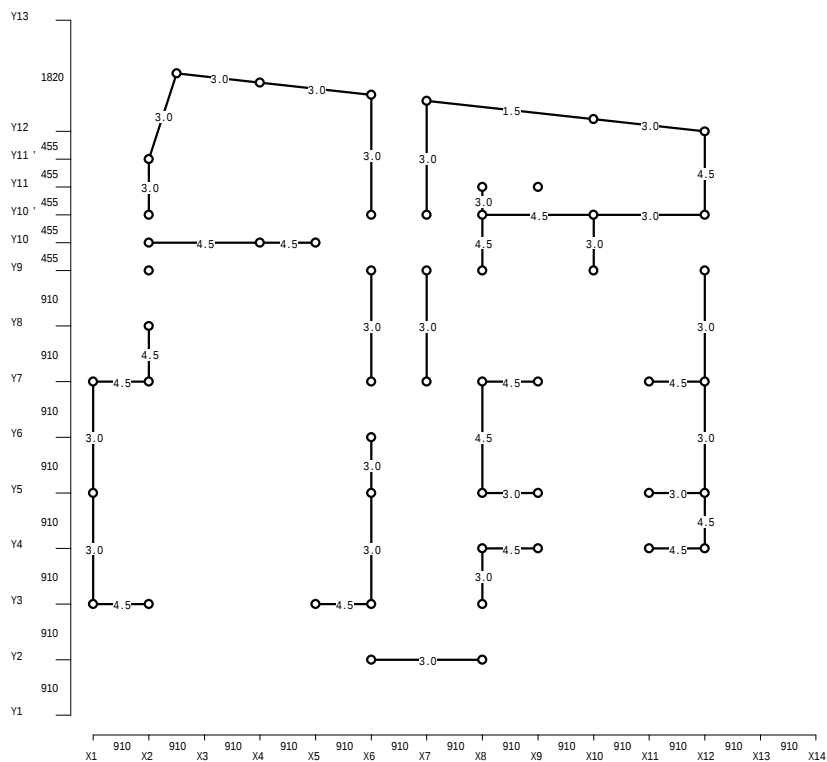
2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili			$L d (\sum \alpha ili)$	$P i (\alpha ili \times 1960)$
X1	1.0	×	3.64	3.64 (3.64)	7134 (7134)
X2	1.0	×	3.16	3.16 (3.16)	6187 (6187)
X6	1.0	×	4.10	4.10 (4.10)	8026 (8026)
X8	1.0	×	2.28	2.28 (2.28)	4459 (4459)
X12	1.0	×	3.64	3.64 (3.64)	7134 (7134)
Y12	1.0	×	0.08	0.08 (0.08)	161 (161)

通り	$\alpha i l i$	$L d (\sum \alpha i l i)$	$P i (\alpha i l i \times 1960)$
計		16.89 (16.41)	33102 (32169)

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha l i$			$L d (\sum \alpha l i)$		$P i (\alpha l i \times 1960)$	
Y2	3.0	×	1.82	5.46	(5.46)	10702	(10702)
Y3	4.5	×	1.82	8.19	(8.19)	16052	(16052)
Y4	4.5	×	1.82	8.19	(8.19)	16052	(16052)
Y5	3.0	×	1.82	5.46	(5.46)	10702	(10702)
Y7	4.5	×	2.73	12.29	(12.29)	24079	(24079)
Y10	4.5	×	2.73	12.29	(12.29)	24079	(24079)
Y10'	3.0	×	1.82	5.46	(5.46)	10702	(10702)
	4.5	×	1.82	8.19	(13.65)	16052	(26754)
Y12	1.5	×	2.71	4.07	(4.07)	7978	(7978)
	3.0	×	4.98	14.93	(19.00)	29253	(37231)
X2	3.0	×	0.14	0.42	(0.42)	824	(824)
計				84.94	(84.94)	166475	(166475)

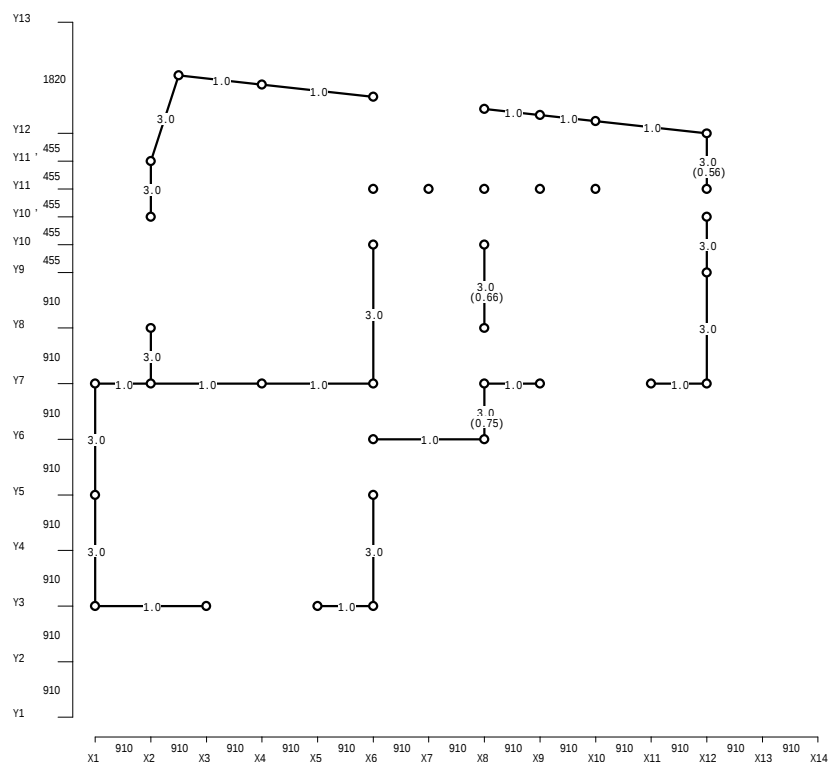
1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha l i$			$L d (\sum \alpha l i)$		$P i (\alpha l i \times 1960)$	
X1	3.0	×	3.64	10.92	(10.92)	21403	(21403)

通り	$\alpha i l i$			$L d (\sum \alpha i l i)$	$P i (\alpha i l i \times 1960)$
X2	3.0	×	2.25	6.74 (6.74)	13210 (13210)
	4.5	×	0.91	4.10 (10.83)	8026 (21237)
X6	3.0	×	6.52	19.55 (19.55)	38308 (38308)
X7	3.0	×	3.68	11.05 (11.05)	21668 (21668)
X8	3.0	×	1.37	4.10 (4.10)	8026 (8026)
	4.5	×	2.73	12.29 (16.38)	24079 (32105)
X10	3.0	×	0.91	2.73 (2.73)	5351 (5351)
X12	3.0	×	3.64	10.92 (10.92)	21403 (21403)
	4.5	×	2.28	10.24 (21.16)	20066 (41469)
Y12	1.5	×	0.03	0.05 (0.05)	96 (96)
	3.0	×	0.06	0.18 (0.23)	353 (450)
計				92.85 (92.85)	181990 (181990)

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha i l i$			$L d (\sum \alpha i l i)$	$P i (\alpha i l i \times 1960)$
Y3	1.0	×	2.73	2.73 (2.73)	5351 (5351)
Y6	1.0	×	1.82	1.82 (1.82)	3567 (3567)
Y7	1.0	×	6.37	6.37 (6.37)	12485 (12485)
Y12	1.0	×	6.78	6.78 (6.78)	13297 (13297)
X2	3.0	×	0.14	0.42 (0.42)	824 (824)
計				18.12 (18.12)	35524 (35524)

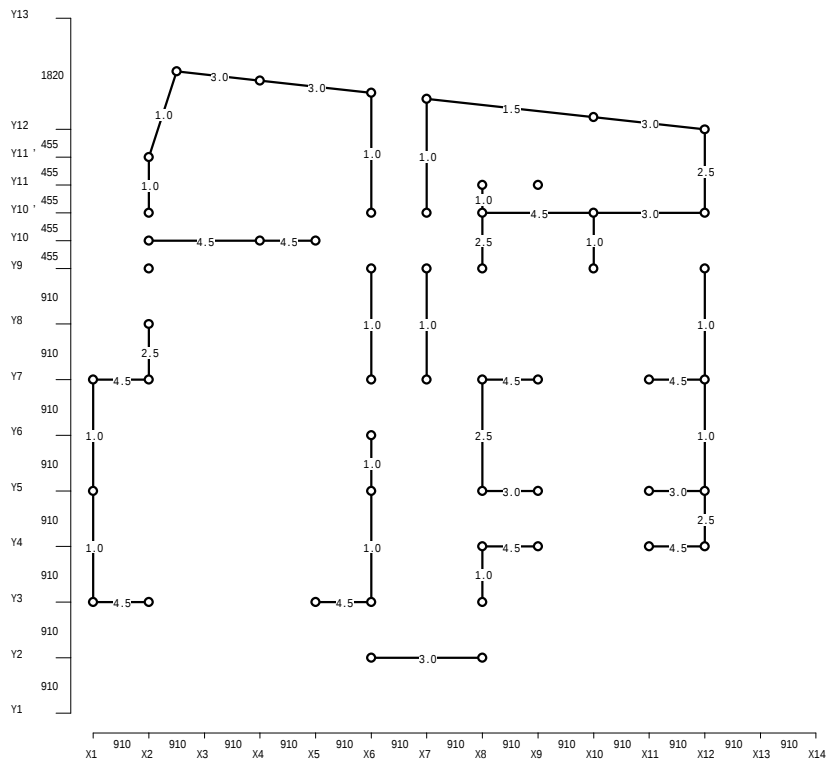
2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha i l i$			$L d (\sum \alpha i l i)$	$P i (\alpha i l i \times 1960)$
X1	3.0	×	3.64	10.92 (10.92)	21403 (21403)
X2	3.0	×	3.16	9.47 (9.47)	18561 (18561)
X6	3.0	×	4.10	12.29 (12.29)	24079 (24079)
X8	3.0	×	2.28	6.83 (6.83)	13377 (13377)
X12	3.0	×	3.64	10.92 (10.92)	21403 (21403)
Y12	1.0	×	0.08	0.08 (0.08)	161 (161)

通り	$\alpha i l i$	$L d (\sum \alpha i l i)$	$P i (\alpha i l i \times 1960)$
計		50.50 (47.24)	98984 (92600)

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili			$L d (\sum \alpha ili)$	$P i (\alpha ili \times 1960)$
Y2	3.0	×	1.82	5.46 (5.46)	10702 (10702)
Y3	4.5	×	1.82	8.19 (8.19)	16052 (16052)
Y4	4.5	×	1.82	8.19 (8.19)	16052 (16052)
Y5	3.0	×	1.82	5.46 (5.46)	10702 (10702)
Y7	4.5	×	2.73	12.29 (12.29)	24079 (24079)
Y10	4.5	×	2.73	12.29 (12.29)	24079 (24079)
Y10'	3.0	×	1.82	5.46 (5.46)	10702 (10702)
	4.5	×	1.82	8.19 (13.65)	16052 (26754)
Y12	1.5	×	2.71	4.07 (4.07)	7978 (7978)
	3.0	×	4.98	14.93 (19.00)	29253 (37231)
X2	1.0	×	0.14	0.14 (0.14)	275 (275)
計				84.66 (84.66)	165925 (165925)

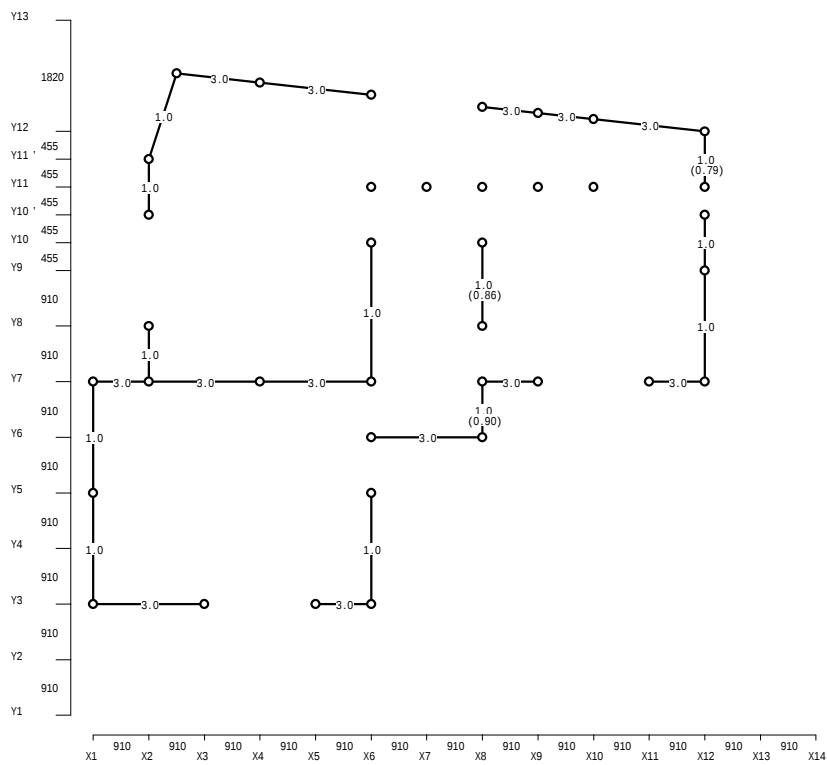
1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili			$L d (\sum \alpha ili)$	$P i (\alpha ili \times 1960)$
X1	1.0	×	3.64	3.64 (3.64)	7134 (7134)

通り	$\alpha i l i$			$L d (\sum \alpha i l i)$		$P i (\alpha i l i \times 1960)$	
X2	1.0	×	2.25	2.25 (	2.25)	4403 (	4403)
	2.5	×	0.91	2.28 (	4.52)	4459 (	8862)
X6	1.0	×	6.52	6.52 (	6.52)	12769 (	12769)
X7	1.0	×	3.68	3.68 (	3.68)	7223 (	7223)
X8	1.0	×	1.37	1.37 (	1.37)	2675 (	2675)
	2.5	×	2.73	6.83 (	8.19)	13377 (	16052)
X10	1.0	×	0.91	0.91 (	0.91)	1784 (	1784)
X12	1.0	×	3.64	3.64 (	3.64)	7134 (	7134)
	2.5	×	2.28	5.69 (	9.33)	11148 (	18282)
Y12	1.5	×	0.03	0.05 (	0.05)	96 (	96)
	3.0	×	0.06	0.18 (	0.23)	353 (	450)
計				37.02 (	37.02)	72556 (	72556)

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha i l i$	L d ($\Sigma \alpha i l i$)	P i ($\alpha i l i \times 1960$)
Y3	3.0 × 2.73	8.19 (8.19)	16052 (16052)
Y6	3.0 × 1.82	5.46 (5.46)	10702 (10702)
Y7	3.0 × 6.37	19.11 (19.11)	37456 (37456)
Y12	3.0 × 6.78	20.35 (20.35)	39891 (39891)
X2	1.0 × 0.14	0.14 (0.14)	275 (275)
計		53.25 (53.25)	104375 (104375)

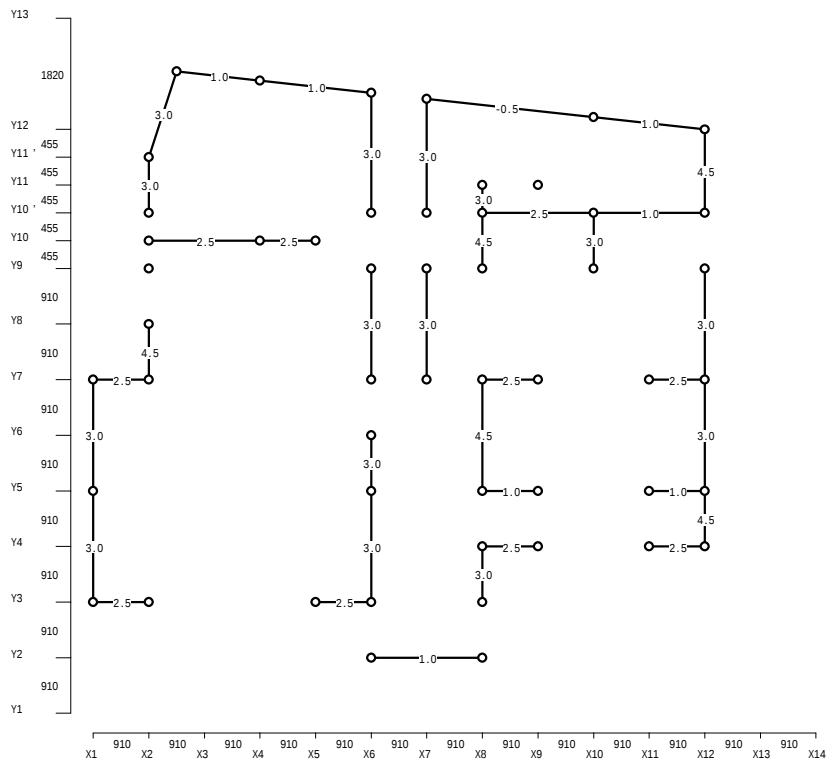
2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha i l i$	L d ($\Sigma \alpha i l i$)	P i ($\alpha i l i \times 1960$)
X1	1.0 × 3.64	3.64 (3.64)	7134 (7134)
X2	1.0 × 3.16	3.16 (3.16)	6187 (6187)
X6	1.0 × 4.10	4.10 (4.10)	8026 (8026)
X8	1.0 × 2.28	2.28 (2.28)	4459 (4459)
X12	1.0 × 3.64	3.64 (3.64)	7134 (7134)
Y12	3.0 × 0.08	0.25 (0.25)	482 (482)

通り	$\alpha i l i$	$L d (\sum \alpha i l i)$	$P i (\alpha i l i \times 1960)$
計		17.05 (16.58)	33423 (32490)

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha l i$			$L d (\sum \alpha l i)$	$P i (\alpha l i \times 1960)$
Y2	1.0	×	1.82	1.82 (1.82)	3567 (3567)
Y3	2.5	×	1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y4	2.5	×	1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y5	1.0	×	1.82	1.82 (1.82)	3567 (3567)
Y7	2.5	×	2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
Y10	2.5	×	2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
Y10'	1.0	×	1.82	1.82 (1.82)	3567 (3567)
	2.5	×	1.82	4.55 (6.37)	8918 (12485)
Y12	1.0	×	4.98	4.98 (4.98)	9751 (9751)
X2	3.0	×	0.14	0.42 (0.42)	824 (824)
計				38.16 (36.80)	74785 (72126)

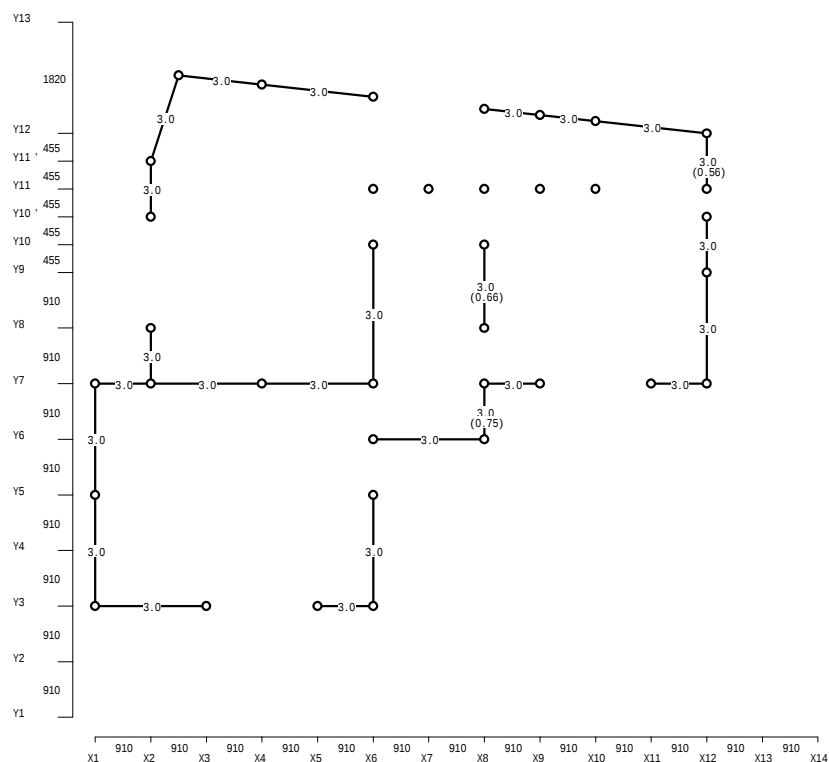
1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha l i$			$L d (\sum \alpha l i)$	$P i (\alpha l i \times 1960)$
X1	3.0	×	3.64	10.92 (10.92)	21403 (21403)
X2	3.0	×	2.25	6.74 (6.74)	13210 (13210)

通り	$\alpha i l i$			$L d (\sum \alpha i l i)$	$P i (\alpha i l i \times 1960)$	
X2	4.5	×	0.91	4.10 (5.92)	8026 (11593)	
X6	3.0	×	6.52	19.55 (19.55)	38308 (38308)	
X7	3.0	×	3.68	11.05 (11.05)	21668 (21668)	
X8	3.0	×	1.37	4.10 (4.10)	8026 (8026)	
	4.5	×	2.73	12.29 (16.38)	24079 (32105)	
X10	3.0	×	0.91	2.73 (2.73)	5351 (5351)	
X12	3.0	×	3.64	10.92 (10.92)	21403 (21403)	
	4.5	×	2.28	10.24 (21.16)	20066 (41469)	
Y12	1.0	×	0.06	0.06 (0.06)	118 (118)	
計				92.68 (92.67)	181658 (181626)	

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha i l i$	$L d (\sum \alpha i l i)$	$P i (\alpha i l i \times 1960)$
Y3	3.0 × 2.73	8.19 (8.19)	16052 (16052)
Y6	3.0 × 1.82	5.46 (5.46)	10702 (10702)
Y7	3.0 × 6.37	19.11 (19.11)	37456 (37456)
Y12	3.0 × 6.78	20.35 (20.35)	39891 (39891)
X2	3.0 × 0.14	0.42 (0.42)	824 (824)
計		53.53 (53.53)	104925 (104925)

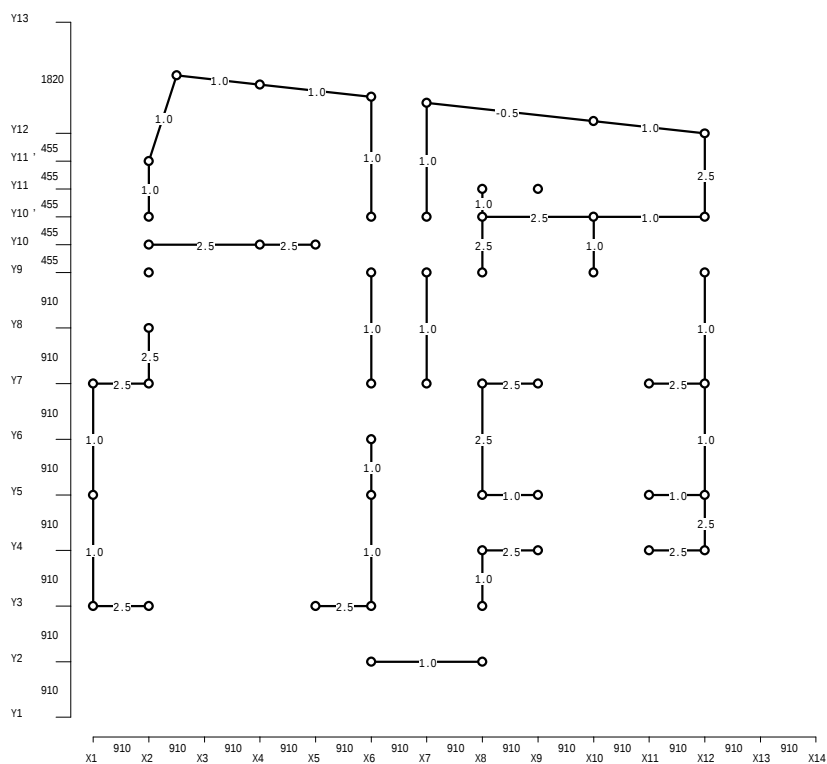
2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha i l i$	$L d (\sum \alpha i l i)$	$P i (\alpha i l i \times 1960)$
X1	3.0 × 3.64	10.92 (10.92)	21403 (21403)
X2	3.0 × 3.16	9.47 (9.47)	18561 (18561)
X6	3.0 × 4.10	12.29 (12.29)	24079 (24079)
X8	3.0 × 2.28	6.83 (6.83)	13377 (13377)
X12	3.0 × 3.64	10.92 (10.92)	21403 (21403)
Y12	3.0 × 0.08	0.25 (0.25)	482 (482)

通り	$\alpha i l i$	$L d (\sum \alpha i l i)$	$P i (\alpha i l i \times 1960)$
計		50.67 (47.41)	99305 (92921)

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha l i$			$L d (\sum \alpha l i)$	$P i (\alpha l i \times 1960)$
Y2	1.0	×	1.82	1.82 (1.82)	3567 (3567)
Y3	2.5	×	1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y4	2.5	×	1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y5	1.0	×	1.82	1.82 (1.82)	3567 (3567)
Y7	2.5	×	2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
Y10	2.5	×	2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
Y10'	1.0	×	1.82	1.82 (1.82)	3567 (3567)
	2.5	×	1.82	4.55 (6.37)	8918 (12485)
Y12	1.0	×	4.98	4.98 (4.98)	9751 (9751)
X2	1.0	×	0.14	0.14 (0.14)	275 (275)
計				37.88 (36.52)	74235 (71576)

1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	$\alpha l i$			$L d (\sum \alpha l i)$	$P i (\alpha l i \times 1960)$
X1	1.0	×	3.64	3.64 (3.64)	7134 (7134)
X2	1.0	×	2.25	2.25 (2.25)	4403 (4403)

通り	αili			$L d (\sum \alpha ili)$	$P i (\alpha ili \times 1960)$
X2	2.5	×	0.91	2.28 (4.10)	4459 (8026)
X6	1.0	×	6.52	6.52 (6.52)	12769 (12769)
X7	1.0	×	3.68	3.68 (3.68)	7223 (7223)
X8	1.0	×	1.37	1.37 (1.37)	2675 (2675)
	2.5	×	2.73	6.83 (8.19)	13377 (16052)
X10	1.0	×	0.91	0.91 (0.91)	1784 (1784)
X12	1.0	×	3.64	3.64 (3.64)	7134 (7134)
	2.5	×	2.28	5.69 (9.33)	11148 (18282)
Y12	1.0	×	0.06	0.06 (0.06)	118 (118)
計				36.85 (36.83)	72225 (72192)

2.2 令46条に定める壁量の算定

2.2.1 地震力に対する所要壁長の表
軽い屋根として設計

階	床面積 (㎡)	単位壁長 (m/㎡)	所要壁長 (m)
2	59.70	0.15	8.96
1	76.26	0.29	22.12

2.2.2 風圧力に対するLn の表

X方向の壁長

階	各階見付面積 Aw (㎡)	ΣAw (㎡)	所要壁長(m) ΣAw × 0.50	床面積 (㎡)	単位壁長(m/㎡) (風圧時)
2	15.96	15.96	7.98	59.70	0.13
1	22.12	38.08	19.04	76.26	0.25

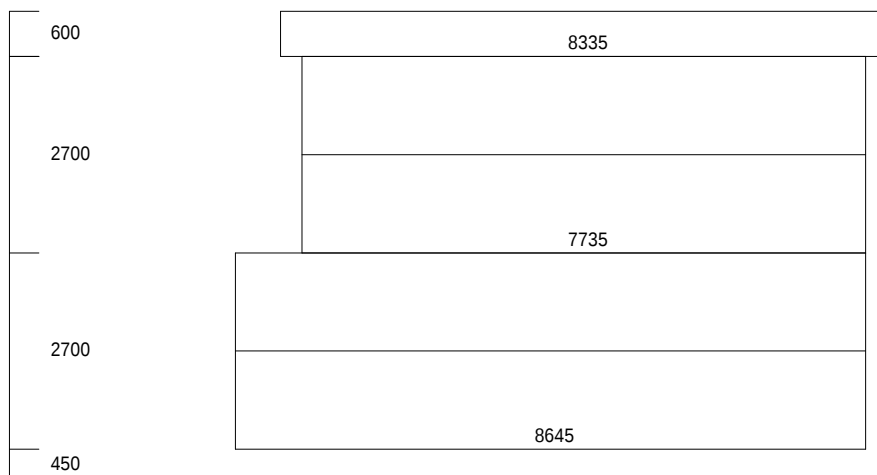
Y方向の壁長

階	各階見付面積 Aw (㎡)	ΣAw (㎡)	所要壁長(m) ΣAw × 0.50	床面積 (㎡)	単位壁長(m/㎡) (風圧時)
2	15.96	15.96	7.98	59.70	0.13
1	22.12	38.08	19.04	76.26	0.25

2.2.3 Ld / Ln の比率の表

階		風 力 に 対 し て				地 震 力 に 対 し て			
		X 方向		Y 方向		X 方向		Y 方向	
		壁長(m)	Ld/Ln	壁長(m)	Ld/Ln	壁長(m)	Ld/Ln	壁長(m)	Ld/Ln
2	Ld	35.69	4.47	33.78	4.23	35.69	3.99	33.78	3.77
	Ln	7.98		7.98		8.96		8.96	
1	Ld	60.73	3.19	64.84	3.41	60.73	2.75	64.84	2.93
	Ln	19.04		19.04		22.12		22.12	

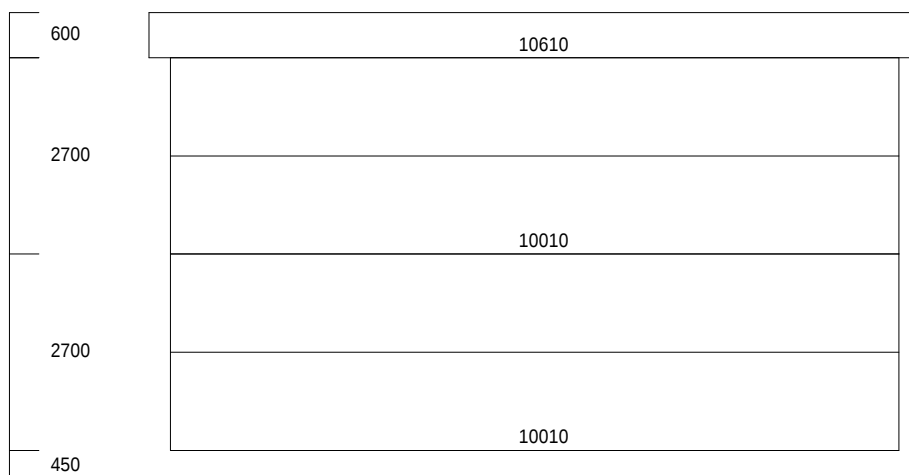
2.2.4 見付け面積（鉛直投影面積）略図



各階における中央点線は、その階の床面からの高さが1350mmの位置です。

X方向見付面積（ m^2 ）（Y方向勾配 0.00/ 10）

屋根	4.900
2階上	11.060
2階下	11.060
1階	11.060



各階における中央点線は、その階の床面からの高さが1350mmの位置です。

Y方向見付面積（ m^2 ）（X方向勾配 0.00/ 10）

屋根	4.900
2階上	11.060
2階下	11.060
1階	11.060

2.3 水平力に対する耐力壁の算定
建物重量の算定

階	項 目	単位重量	面積または長さ	W0(kN)	Wi(kN)	ΣWi(kN)
2	天井 セッコホート 12mm	490	59.70	29.25		
		(490)		(29.25)		
	外壁 2階	990	36.11 × 1.35	48.26		
	内壁 2階	400	12.13 × 1.35	6.55		
					84.06	84.06
					(84.06)	(84.06)
1	外壁 2階	990	36.11 × 1.35	48.26		
	内壁 2階	400	12.13 × 1.35	6.55		
	床	1250	58.05	72.56		
		(1950)		(113.19)		
	外壁 1階	990	37.93 × 1.35	50.69		
	内壁 1階	400	28.60 × 1.35	15.44		
					193.50	277.57
					(234.13)	(318.20)
F	外壁 1階	990	37.93 × 1.35	50.69		
	内壁 1階	400	28.60 × 1.35	15.44		
					66.14	343.70
					(66.14)	(384.33)

2.3.1 地震力の算定

C_i下の()内の数値は各階のC'_i

<<< 加力方向未考慮時 >>>

階	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	α i	A i	C i	Σ eQi (kN)	Σ Pi (kN)		Σ eQi / Σ Pi	判定
2	84.06	84.06	0.303	1.360	0.272 (0.272)	22.86	X	69.95	0.326	OK
							Y	62.98	0.362	OK
1	193.50	277.57	1.000	1.000	0.200 (0.169)	55.51	X	119.03	0.466	OK
							Y	127.09	0.436	OK

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	W _i (kN)	Σ W _i (kN)	α _i	A _i	C _i	Σ eQ _i (kN)	Σ P _i (kN)		Σ eQ _i / Σ P _i	判定
2	84.06	84.06	0.303	1.360	0.272 (0.272)	22.86	X	34.97	0.653	OK
							Y	32.17	0.710	OK
1	193.50	277.57	1.000	1.000	0.200 (0.169)	55.51	X	166.47	0.333	OK
							Y	181.99	0.305	OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	W _i (kN)	Σ W _i (kN)	α _i	A _i	C _i	Σ eQ _i (kN)	Σ P _i (kN)		Σ eQ _i / Σ P _i	判定
2	84.06	84.06	0.303	1.360	0.272 (0.272)	22.86	X	35.52	0.643	OK
							Y	92.60	0.246	OK
1	193.50	277.57	1.000	1.000	0.200 (0.169)	55.51	X	165.93	0.334	OK
							Y	72.56	0.765	OK

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	α i	A i	C i	Σ eQi (kN)	Σ Pi (kN)		Σ eQi / Σ Pi	判定
2	84.06	84.06	0.303	1.360	0.272 (0.272)	22.86	X	104.38	0.219	OK
							Y	32.49	0.703	OK
1	193.50	277.57	1.000	1.000	0.200 (0.169)	55.51	X	72.13	0.769	OK
							Y	181.63	0.305	OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	W _i (kN)	Σ W _i (kN)	α _i	A _i	C _i	Σ eQ _i (kN)	Σ P _i (kN)		Σ eQ _i / Σ P _i	判定
2	84.06	84.06	0.303	1.360	0.272 (0.272)	22.86	X	104.92	0.217	OK
							Y	92.92	0.246	OK
1	193.50	277.57	1.000	1.000	0.200 (0.169)	55.51	X	71.58	0.775	OK
							Y	72.19	0.768	OK

2.3.2 風圧力の算定

<<< 加力方向未考慮時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0^2	ΣC	Aw (m ²)	w0 (kN)	w0i (kN)	Σw0i (kN)	ΣPi (kN)	Σw0i / ΣPi	判定
X	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	69.95	0.173	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	119.03	0.242	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					
Y	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	62.98	0.192	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	127.09	0.227	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0^2	ΣC	Aw (m ²)	w0 (kN)	w0i (kN)	Σw0i (kN)	ΣPi (kN)	Σw0i / ΣPi	判定
X	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	34.97	0.346	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	166.47	0.173	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					
Y	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	32.17	0.376	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	181.99	0.158	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0^2	ΣC	Aw (m ²)	w0 (kN)	w0i (kN)	Σw0i (kN)	ΣPi (kN)	Σw0i / ΣPi	判定
X	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	35.52	0.340	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	165.93	0.174	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					
Y	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	92.60	0.130	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	72.56	0.398	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0^2	ΣC	Aw (㎡)	w0 (kN)	w0i (kN)	Σw0i (kN)	ΣPi (kN)	ΣwQi/ΣPi	判定
X	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	104.38	0.116	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	72.13	0.400	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					
Y	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	32.49	0.372	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	181.63	0.159	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0^2	ΣC	Aw (㎡)	w0 (kN)	w0i (kN)	Σw0i (kN)	ΣPi (kN)	ΣwQi/ΣPi	判定
X	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	104.92	0.115	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	71.58	0.403	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					
Y	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	92.92	0.130	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	72.19	0.400	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					

2.3.3 耐力壁の耐力算定
 <<< 加力方向未考慮時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	69.95	22.86	0.326	12.11	0.173	0.326	OK
	Y	62.98		0.362	12.11	0.192	0.362	OK
1	X	119.03	55.51	0.466	28.89	0.242	0.466	OK
	Y	127.09		0.436	28.89	0.227	0.436	OK

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	34.97	22.86	0.653	12.11	0.346	0.653	OK
	Y	32.17		0.710	12.11	0.376	0.710	OK
1	X	166.47	55.51	0.333	28.89	0.173	0.333	OK
	Y	181.99		0.305	28.89	0.158	0.305	OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	35.52	22.86	0.643	12.11	0.340	0.643	OK
	Y	92.60		0.246	12.11	0.130	0.246	OK
1	X	165.93	55.51	0.334	28.89	0.174	0.334	OK
	Y	72.56		0.765	28.89	0.398	0.765	OK

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	104.38	22.86	0.219	12.11	0.116	0.219	OK
	Y	32.49		0.703	12.11	0.372	0.703	OK
1	X	72.13	55.51	0.769	28.89	0.400	0.769	OK
	Y	181.63		0.305	28.89	0.159	0.305	OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	104.92	22.86	0.217	12.11	0.115	0.217	OK
	Y	92.92		0.246	12.11	0.130	0.246	OK
1	X	71.58	55.51	0.775	28.89	0.403	0.775	OK
	Y	72.19		0.768	28.89	0.400	0.768	OK

<<< 加力方向未考慮時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \cdot A_2 \cdot L \cdot L)/(E \cdot d \cdot d \cdot d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した

Ck: 耐力壁の剛性低減係数

d: 耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]

L: 耐力壁の載る横架材のスパン[mm]

A2: 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。

E: 耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]

4.7: [kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	X8	Y6 - Y7	2.000	2.000	240.0	1820.0	10.000	0.816
2	X8	Y8 - Y10	2.000	2.000	210.0	1820.0	10.000	0.748
2	X12	Y11 - Y12	2.000	2.000	150.0	1365.0	10.000	0.658

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \cdot A_2 \cdot L \cdot L)/(E \cdot d \cdot d \cdot d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した

Ck: 耐力壁の剛性低減係数

d: 耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]

L: 耐力壁の載る横架材のスパン[mm]

A2: 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。

E: 耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]

4.7: [kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	X8	Y6 - Y7	1.000	1.000	240.0	1820.0	10.000	0.899
2	X8	Y8 - Y10	1.000	1.000	210.0	1820.0	10.000	0.856
2	X12	Y11 - Y12	1.000	1.000	150.0	1365.0	10.000	0.794

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \cdot A_2 \cdot L \cdot L)/(E \cdot d \cdot d \cdot d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した

Ck: 耐力壁の剛性低減係数

d: 耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]

L: 耐力壁の載る横架材のスパン[mm]

A2: 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。

E: 耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]

4.7: [kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	X8	Y6 - Y7	3.000	3.000	240.0	1820.0	10.000	0.747
2	X8	Y8 - Y10	3.000	3.000	210.0	1820.0	10.000	0.665
2	X12	Y11 - Y12	3.000	3.000	150.0	1365.0	10.000	0.562

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \cdot A_2 \cdot L \cdot L)/(E \cdot d \cdot d \cdot d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した

Ck: 耐力壁の剛性低減係数

d: 耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]

L: 耐力壁の載る横架材のスパン[mm]

A2: 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。

E: 耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]

4.7: [kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	X8	Y6 - Y7	1.000	1.000	240.0	1820.0	10.000	0.899

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	X8	Y8 - Y10	1.000	1.000	210.0	1820.0	10.000	0.856
2	X12	Y11 - Y12	1.000	1.000	150.0	1365.0	10.000	0.794

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $Ck=1/(1+(4.7 \cdot A2 \cdot L)/(E \cdot d \cdot d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した

Ck: 耐力壁の剛性低減係数

d: 耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]

L: 耐力壁の載る横架材のスパン[mm]

A2: 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。

E: 耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]

4.7: [kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	X8	Y6 - Y7	3.000	3.000	240.0	1820.0	10.000	0.747
2	X8	Y8 - Y10	3.000	3.000	210.0	1820.0	10.000	0.665
2	X12	Y11 - Y12	3.000	3.000	150.0	1365.0	10.000	0.562

2.4 2次設計

Gx : 重心 (原点からのX方向重心位置) (m)
 Gy : (原点からのY方向重心位置) (m)

Kx : 剛心 (原点からのX方向剛心位置) (m)
 Ky : (原点からのY方向剛心位置) (m)

ex : 偏心距離 (X方向) (m)
 ey : (Y方向) (m)
 $ex = |Kx - Gx|$
 $ey = |Ky - Gy|$

Jx + Jy : 剛心まわりのねじり剛性
 $Jx = \sum \alpha i \cdot l_{ix} \times Ly^2 - \sum \alpha i \cdot l_{ix} \times Ky^2$
 $Jy = \sum \alpha i \cdot l_{iy} \times Lx^2 - \sum \alpha i \cdot l_{iy} \times Kx^2$
 $\sum \alpha i \cdot l_{ix} : X \text{ 方向壁剛性}$
 $\sum \alpha i \cdot l_{iy} : Y \text{ 方向壁剛性}$

Lx : 原点からのX方向距離 (m)
 Ly : 原点からのY方向距離 (m)

rex : 弾力半径 (X方向) (m)
 rey : (Y方向) (m)
 $rex = \sqrt{(Jx + Jy) / \sum \alpha i \cdot l_{ix}}$
 $rey = \sqrt{(Jx + Jy) / \sum \alpha i \cdot l_{iy}}$

Rex : 偏心率 (X方向) (m)
 Rey : (Y方向) (m)
 Fe : Fes算出用の係数

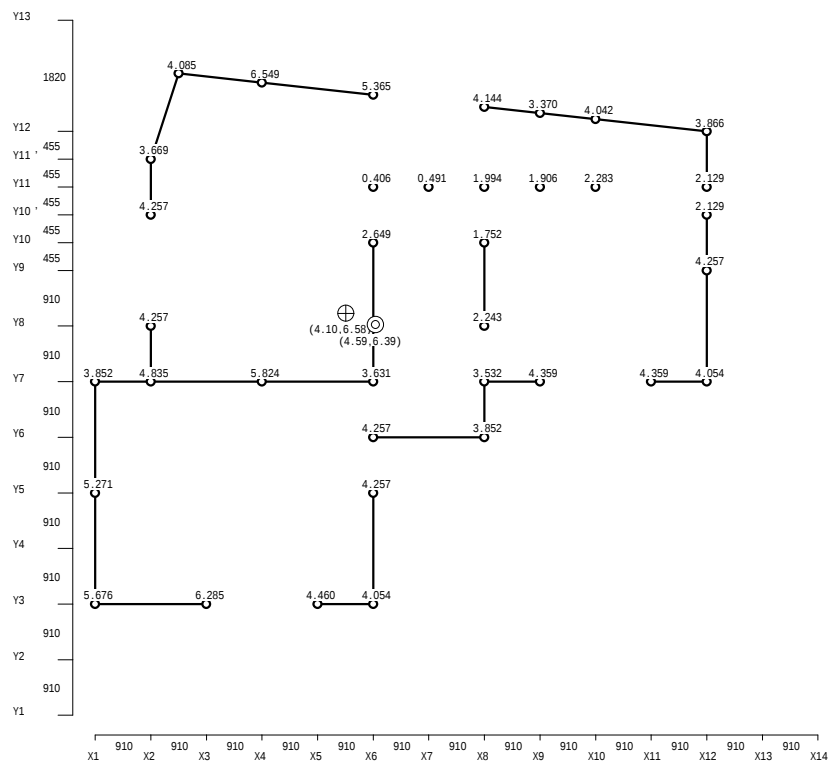
2.4.1 重心の計算

2 階

○ = 重心

+ = 剛心

柱下の数字は柱の長期軸力(kN)



2階 X方向

通り	W _i (kN)	L _{xi} (m)	W _i · L _{xi} (kN · m)
X1	14.799	0.000	0.000
X2	21.105	1.006	21.238
X3	6.285	1.820	11.439
X4	12.373	2.730	33.779
X5	4.460	3.640	16.235
X6	24.620	4.550	112.019
X7	0.491	5.460	2.683
X8	17.517	6.370	111.581
X9	9.635	7.280	70.142
X10	6.325	8.190	51.799
X11	4.359	9.100	39.665
X12	16.435	10.010	164.516
計	138.403		635.096

$$G_x = \sum (W_i \cdot L_{xi}) / \sum W_i = 635.096 / 138.403 = 4.589 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

通り	W _i (kN)	L _{yi} (m)	W _i · L _{yi} (kN · m)
----	---------------------	---------------------	---

通り	W _i (kN)	L _{yi} (m)	W _i ・L _{yi} (kN・m)
Y3	20.476	1.820	37.266
Y5	9.528	3.640	34.682
Y6	8.109	4.550	36.895
Y7	34.447	5.460	188.082
Y8	6.500	6.370	41.406
Y9	4.257	7.280	30.993
Y10	4.400	7.735	34.036
Y10'	6.386	8.190	52.301
Y11	9.209	8.645	79.611
Y11'	3.669	9.100	33.390
Y12	31.421	10.023	314.944
計	138.403		883.606

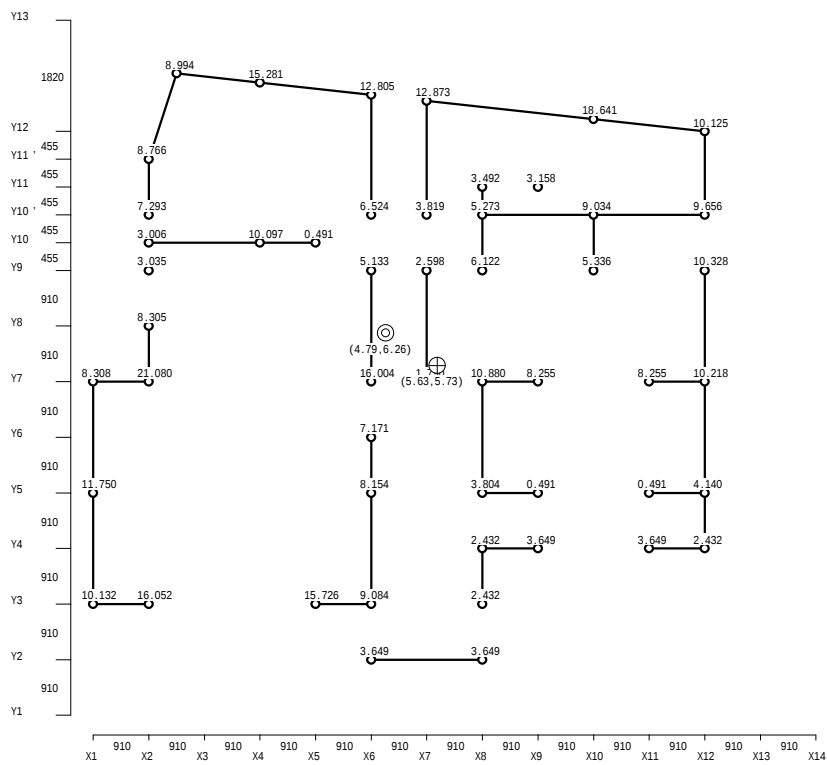
$$G_y = \Sigma (W_i \cdot L_{yi}) / \Sigma W_i = 883.606 / 138.403 = 6.384 \text{ (m)}$$

1 階

○ = 重心

+ = 剛心

柱下の数字は柱の長期軸力(kN)



1階 X方向

通り	W _i (kN)	L _{xi} (m)	W _i · L _{xi} (kN · m)
X1	30.190	0.000	0.000
X2	76.531	0.977	74.791
X4	25.378	2.730	69.283
X5	16.218	3.640	59.032
X6	68.524	4.550	311.783
X7	21.079	5.460	115.093
X8	38.084	6.370	242.595
X9	15.553	7.280	113.229
X10	33.010	8.190	270.353
X11	12.395	9.100	112.796
X12	46.900	10.010	469.468
計	383.863		1838.423

$$G_x = \Sigma (W_i \cdot L_{xi}) / \Sigma W_i = 1838.423 / 383.863 = 4.789 \text{ (m)}$$

1階 Y方向

通り	W _i (kN)	L _{yi} (m)	W _i · L _{yi} (kN · m)
Y2	7.297	0.910	6.641

通り	W _i (kN)	L _{yi} (m)	W _i ・ L _{yi} (kN ・ m)
Y3	53.428	1.820	97.239
Y4	12.162	2.730	33.203
Y5	28.830	3.640	104.943
Y6	7.171	4.550	32.628
Y7	84.790	5.460	462.953
Y8	8.305	6.370	52.900
Y9	32.552	7.280	236.978
Y10	13.595	7.735	105.159
Y10 '	41.597	8.190	340.683
Y11	6.650	8.645	57.493
Y11 '	8.766	9.100	79.772
Y12	78.719	10.085	793.847
計	383.863		2404.437

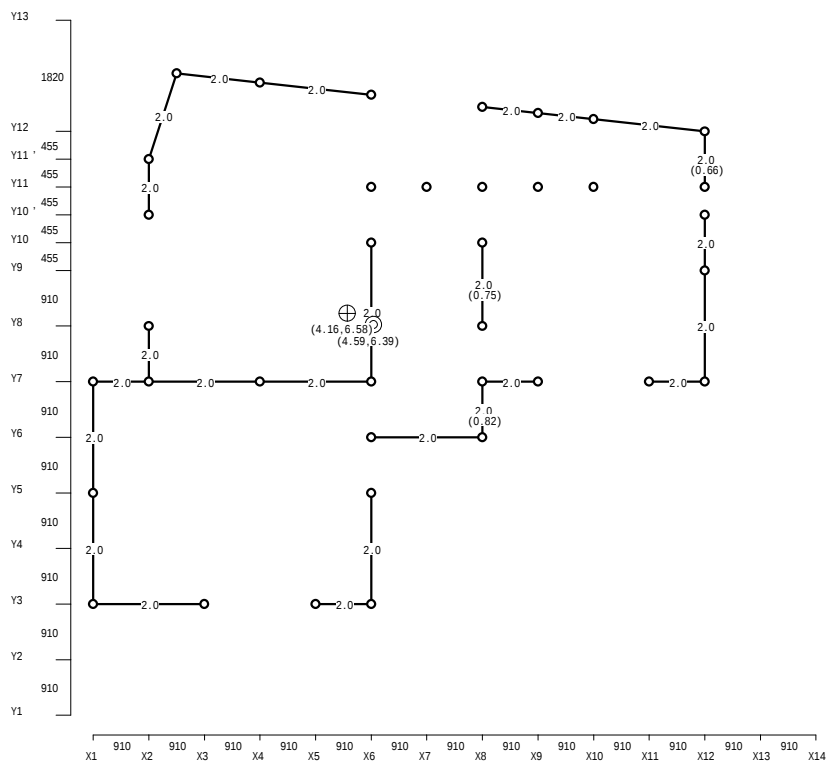
$$G_y = \Sigma (W_i \cdot L_{yi}) / \Sigma W_i = 2404.437 / 383.863 = 6.264 \text{ (m)}$$

2.4.2 剛心の計算

<<< 加力方向未考慮時 >>>

2 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\sum \alpha_i l_i$	$L_{xi} \text{ (m)}$	$\sum \alpha_i l_i \cdot L_{xi}$	$\sum \alpha_i l_i \cdot L_{xi}^2$
X1	7.280	0.000	0.000	0.000
X2	6.313	1.006	6.353	6.394
X6	8.190	4.550	37.265	169.553
X8	3.529	6.370	22.477	143.176
X12	6.658	10.010	66.649	667.152
Y12	0.033	2.047	0.067	0.137
Y12	0.044	3.640	0.159	0.579
Y12	0.022	6.825	0.149	1.018
Y12	0.022	7.735	0.169	1.307
Y12	0.044	9.100	0.398	3.618
計	32.134		133.685	992.935

$$K_x = \frac{\sum (\alpha_i l_i \cdot L_x)}{\sum \alpha_i l_i} = \frac{133.685}{32.134} = 4.160 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

通り	$\sum \alpha_i l_i$	$L_{yi} \text{ (m)}$	$\sum \alpha_i l_i \cdot L_{yi}$	$\sum \alpha_i l_i \cdot L_{yi}^2$
----	---------------------	----------------------	----------------------------------	------------------------------------

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y3	5.460	1.820	9.937	18.086
Y6	3.640	4.550	16.562	75.357
Y7	12.740	5.460	69.560	379.800
Y12	13.568	10.023	136.000	1363.171
X2	0.280	9.803	2.748	26.940
計	35.689		234.808	1863.354

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 234.808 / 35.689 = 6.579 \text{ (m)}$$

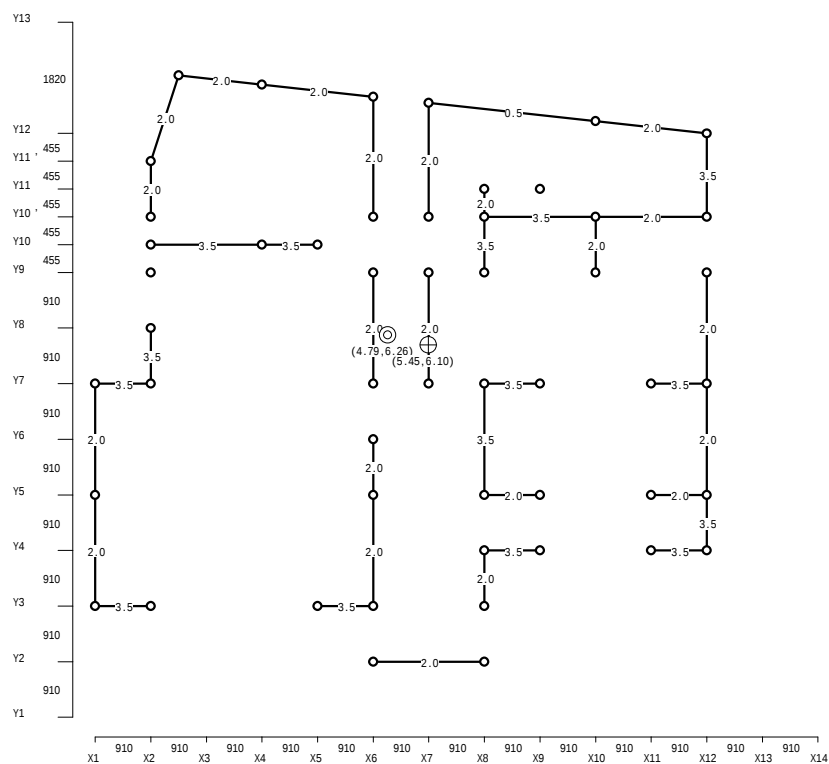
<<< 加力方向未考慮時 >>>

1 階

○ = 重心

+ = 剛心

壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	7.280	0.000	0.000	0.000
X2	7.678	0.989	7.595	7.513
X6	13.030	4.550	59.287	269.754
X7	7.370	5.460	40.240	219.711
X8	12.285	6.370	78.255	498.487
X10	1.820	8.190	14.906	122.078
X12	15.243	10.010	152.577	1527.300
Y12	0.033	2.047	0.067	0.137
Y12	0.044	3.640	0.159	0.579
Y12	0.016	6.825	0.112	0.763
Y12	0.044	9.100	0.398	3.618
計	64.842		353.596	2649.942

$$K_x = \sum (\alpha_{li} \cdot L_x) / \sum \alpha_{li} = 353.596 / 64.842 = 5.453 \text{ (m)}$$

1階 Y方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
----	--------------------	--------------	---------------------------------	-----------------------------------

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y2	3.640	0.910	3.312	3.014
Y3	6.370	1.820	11.593	21.100
Y4	6.370	2.730	17.390	47.475
Y5	3.640	3.640	13.250	48.229
Y7	9.555	5.460	52.170	284.850
Y10	9.555	7.735	73.908	571.678
Y10'	10.010	8.190	81.982	671.432
Y12	11.307	10.063	113.782	1144.985
X2	0.280	9.803	2.748	26.940
計	60.727		370.136	2819.702

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 370.136 / 60.727 = 6.095 \text{ (m)}$$

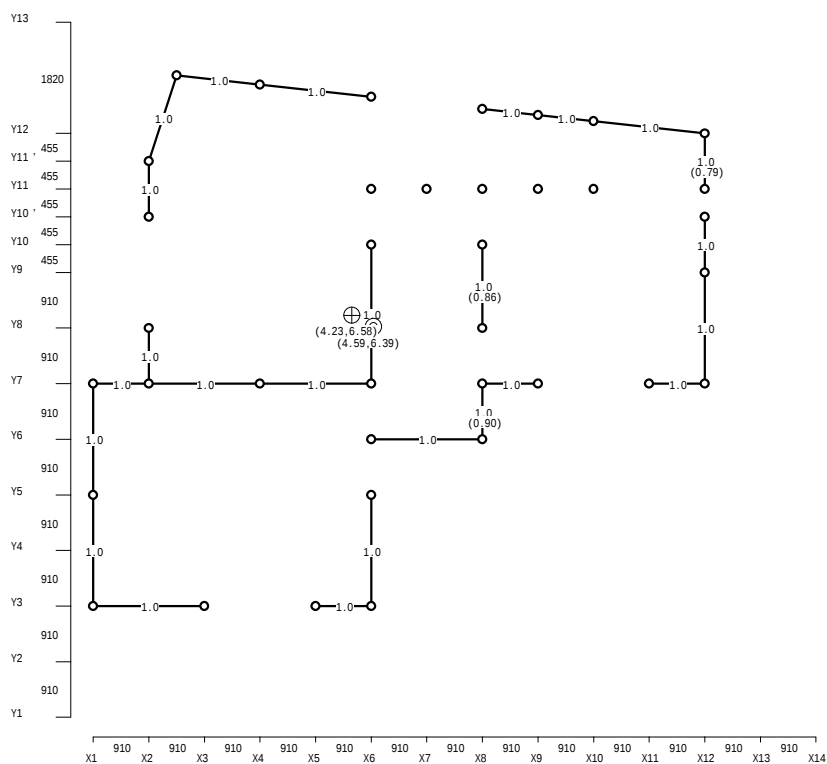
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2 階

○ = 重心

+ = 剛心

壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	3.640	0.000	0.000	0.000
X2	3.157	1.006	3.177	3.197
X6	4.095	4.550	18.632	84.777
X8	1.986	6.370	12.654	80.604
X12	3.453	10.010	34.560	345.943
Y12	0.016	2.047	0.034	0.069
Y12	0.022	3.640	0.080	0.289
Y12	0.011	6.825	0.075	0.509
Y12	0.011	7.735	0.084	0.654
Y12	0.022	9.100	0.199	1.809
計	16.413		69.493	517.850

$$K_x = \frac{\sum (\alpha_{li} \cdot L_x)}{\sum \alpha_{li}} = \frac{69.493}{16.413} = 4.234 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y3	2.730	1.820	4.969	9.043

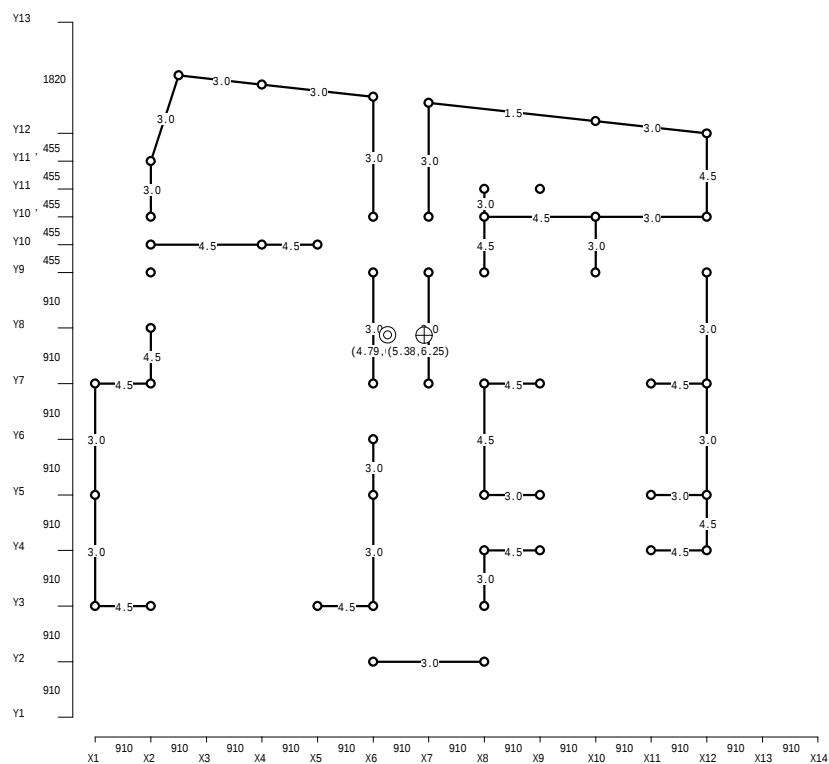
通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y6	1.820	4.550	8.281	37.679
Y7	6.370	5.460	34.780	189.900
Y12	6.784	10.023	68.000	681.586
X2	0.140	9.803	1.374	13.470
計	17.844		117.404	931.677

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 117.404 / 17.844 = 6.579 \text{ (m)}$$

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	10.920	0.000	0.000	0.000
X2	10.835	0.994	10.772	10.710
X6	19.545	4.550	88.930	404.630
X7	11.055	5.460	60.360	329.567
X8	16.380	6.370	104.341	664.650
X10	2.730	8.190	22.359	183.118
X12	21.157	10.010	211.787	2119.984
Y12	0.049	2.047	0.101	0.206
Y12	0.066	3.640	0.239	0.868
Y12	0.049	6.825	0.335	2.290
Y12	0.066	9.100	0.596	5.427
計	92.852		499.819	3721.450

$$K_x = \sum (\alpha_{li} \cdot L_x) / \sum \alpha_{li} = 499.819 / 92.852 = 5.383 \text{ (m)}$$

1階 Y方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
----	--------------------	--------------	---------------------------------	-----------------------------------

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y2	5.460	0.910	4.969	4.521
Y3	8.190	1.820	14.906	27.129
Y4	8.190	2.730	22.359	61.039
Y5	5.460	3.640	19.874	72.343
Y7	12.285	5.460	67.076	366.236
Y10	12.285	7.735	95.024	735.014
Y10'	13.650	8.190	111.793	915.589
Y12	18.996	10.046	190.832	1917.108
X2	0.421	9.803	4.122	40.410
計	84.936		530.956	4139.388

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 530.956 / 84.936 = 6.251 \text{ (m)}$$

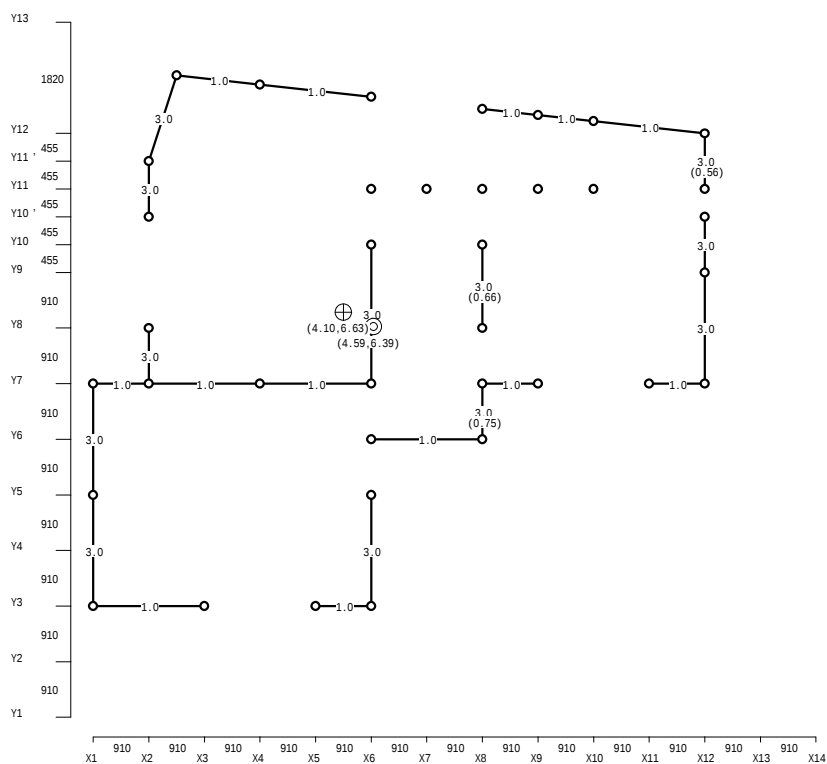
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2 階

○ = 重心

+ = 剛心

壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	10.920	0.000	0.000	0.000
X2	9.470	1.006	9.530	9.590
X6	12.285	4.550	55.897	254.330
X8	4.763	6.370	30.339	193.258
X12	9.725	10.010	97.348	974.454
Y12	0.016	2.047	0.034	0.069
Y12	0.022	3.640	0.080	0.289
Y12	0.011	6.825	0.075	0.509
Y12	0.011	7.735	0.084	0.654
Y12	0.022	9.100	0.199	1.809
計	47.245		193.584	1434.961

$$K_x = \frac{\sum (\alpha_{li} \cdot L_x)}{\sum \alpha_{li}} = \frac{193.584}{47.245} = 4.097 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y3	2.730	1.820	4.969	9.043

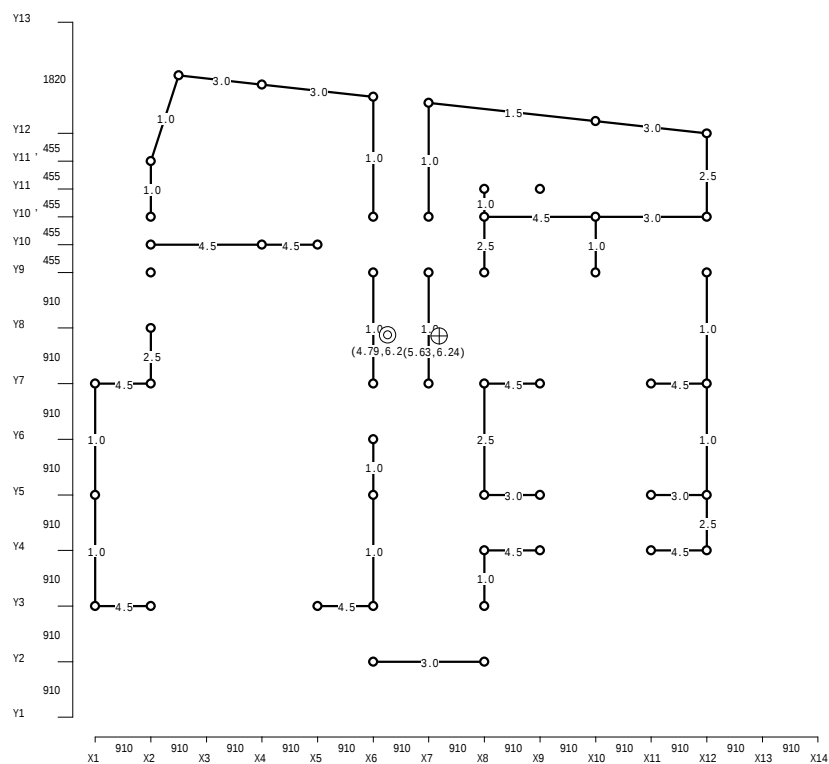
通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y6	1.820	4.550	8.281	37.679
Y7	6.370	5.460	34.780	189.900
Y12	6.784	10.023	68.000	681.586
X2	0.421	9.803	4.122	40.410
計	18.125		120.152	958.617

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 120.152 / 18.125 = 6.629 \text{ (m)}$$

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi2}$
X1	3.640	0.000	0.000	0.000
X2	4.522	0.977	4.419	4.318
X6	6.515	4.550	29.643	134.877
X7	3.685	5.460	20.120	109.856
X8	8.190	6.370	52.170	332.325
X10	0.910	8.190	7.453	61.039
X12	9.328	10.010	93.368	934.616
Y12	0.049	2.047	0.101	0.206
Y12	0.066	3.640	0.239	0.868
Y12	0.049	6.825	0.335	2.290
Y12	0.066	9.100	0.596	5.427
計	37.019		208.445	1585.823

$$K_x = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 208.445 / 37.019 = 5.631 \text{ (m)}$$

1階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi2}$
----	----------------------	--------------	-----------------------------------	------------------------------------

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y2	5.460	0.910	4.969	4.521
Y3	8.190	1.820	14.906	27.129
Y4	8.190	2.730	22.359	61.039
Y5	5.460	3.640	19.874	72.343
Y7	12.285	5.460	67.076	366.236
Y10	12.285	7.735	95.024	735.014
Y10'	13.650	8.190	111.793	915.589
Y12	18.996	10.046	190.832	1917.108
X2	0.140	9.803	1.374	13.470
計	84.656		528.207	4112.449

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 528.207 / 84.656 = 6.239 \text{ (m)}$$

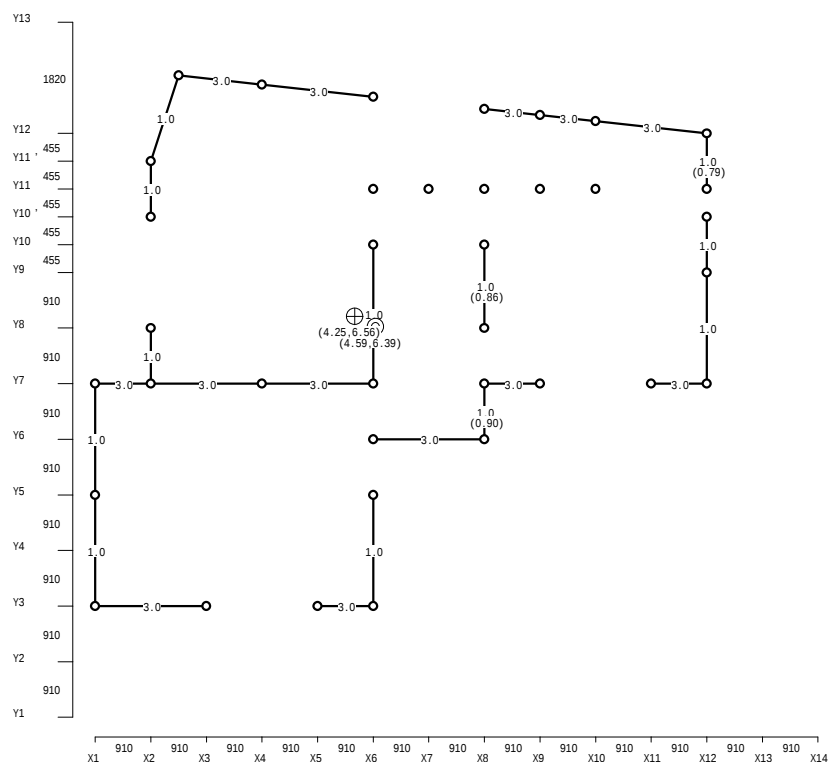
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2 階

○ = 重心

+ = 剛心

壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi2}$
X1	3.640	0.000	0.000	0.000
X2	3.157	1.006	3.177	3.197
X6	4.095	4.550	18.632	84.777
X8	1.986	6.370	12.654	80.604
X12	3.453	10.010	34.560	345.943
Y12	0.049	2.047	0.101	0.206
Y12	0.066	3.640	0.239	0.868
Y12	0.033	6.825	0.224	1.526
Y12	0.033	7.735	0.253	1.961
Y12	0.066	9.100	0.596	5.427
計	16.576		70.435	524.510

$$K_x = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 70.435 / 16.576 = 4.249 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi2}$
Y3	8.190	1.820	14.906	27.129

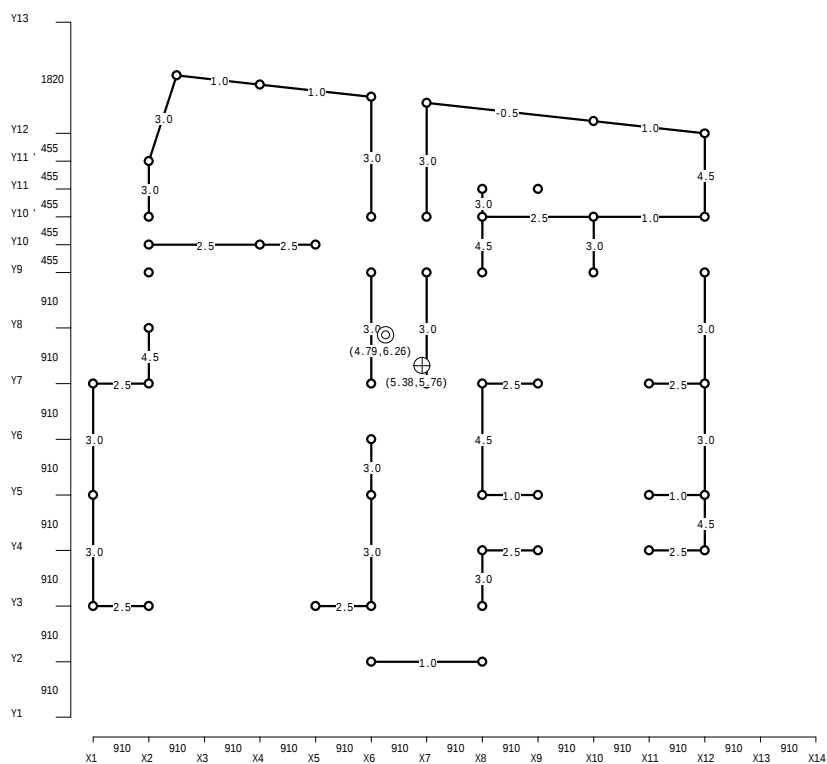
通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y6	5.460	4.550	24.843	113.036
Y7	19.110	5.460	104.341	569.700
Y12	20.352	10.023	204.000	2044.757
X2	0.140	9.803	1.374	13.470
計	53.253		349.463	2768.091

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 349.463 / 53.253 = 6.562 \text{ (m)}$$

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

1 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	10.920	0.000	0.000	0.000
X2	10.835	0.994	10.772	10.710
X6	19.545	4.550	88.930	404.630
X7	11.055	5.460	60.360	329.567
X8	16.380	6.370	104.341	664.650
X10	2.730	8.190	22.359	183.118
X12	21.157	10.010	211.787	2119.984
Y12	0.016	2.047	0.034	0.069
Y12	0.022	3.640	0.080	0.289
Y12	-0.016	6.825	-0.112	-0.763
Y12	0.022	9.100	0.199	1.809
計	92.666		498.748	3714.062

$$K_x = \sum (\alpha_{li} \cdot L_x) / \sum \alpha_{li} = 498.748 / 92.666 = 5.382 \text{ (m)}$$

1階 Y方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
----	--------------------	--------------	---------------------------------	-----------------------------------

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y2	1.820	0.910	1.656	1.507
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071
Y4	4.550	2.730	12.422	33.911
Y5	1.820	3.640	6.625	24.114
Y7	6.825	5.460	37.265	203.464
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	6.370	8.190	52.170	427.275
Y12	3.618	10.085	36.488	367.966
X2	0.421	9.803	4.122	40.410
計	36.799		211.820	1522.059

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 211.820 / 36.799 = 5.756 \text{ (m)}$$

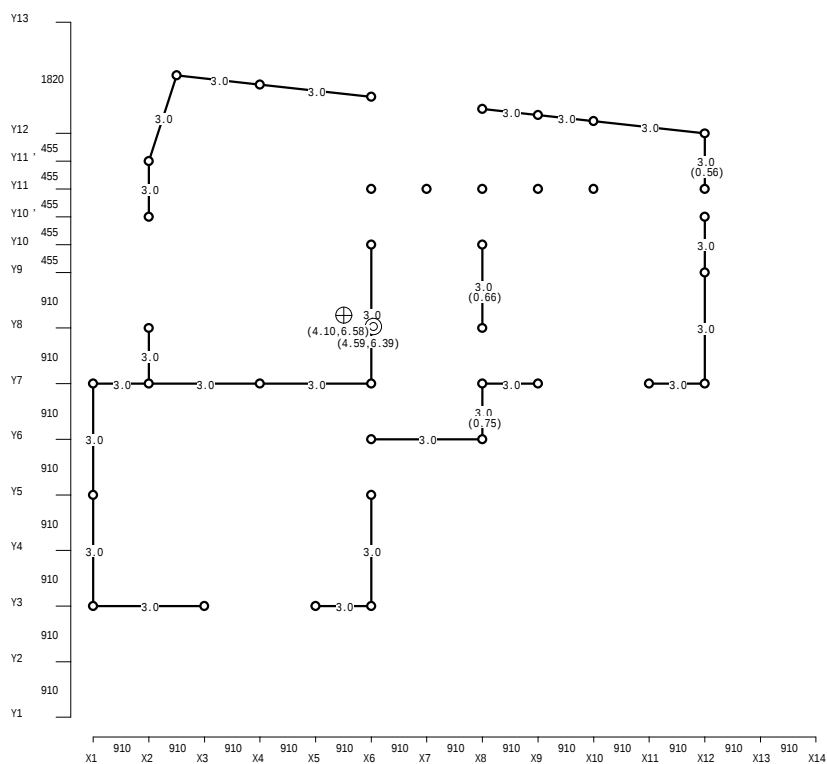
<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2 階

○ = 重心

+ = 剛心

壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi2}$
X1	10.920	0.000	0.000	0.000
X2	9.470	1.006	9.530	9.590
X6	12.285	4.550	55.897	254.330
X8	4.763	6.370	30.339	193.258
X12	9.725	10.010	97.348	974.454
Y12	0.049	2.047	0.101	0.206
Y12	0.066	3.640	0.239	0.868
Y12	0.033	6.825	0.224	1.526
Y12	0.033	7.735	0.253	1.961
Y12	0.066	9.100	0.596	5.427
計	47.409		194.526	1441.620

$$K_x = \sum (\alpha_{li} \cdot L_x) / \sum \alpha_{li} = 194.526 / 47.409 = 4.103 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi2}$
Y3	8.190	1.820	14.906	27.129

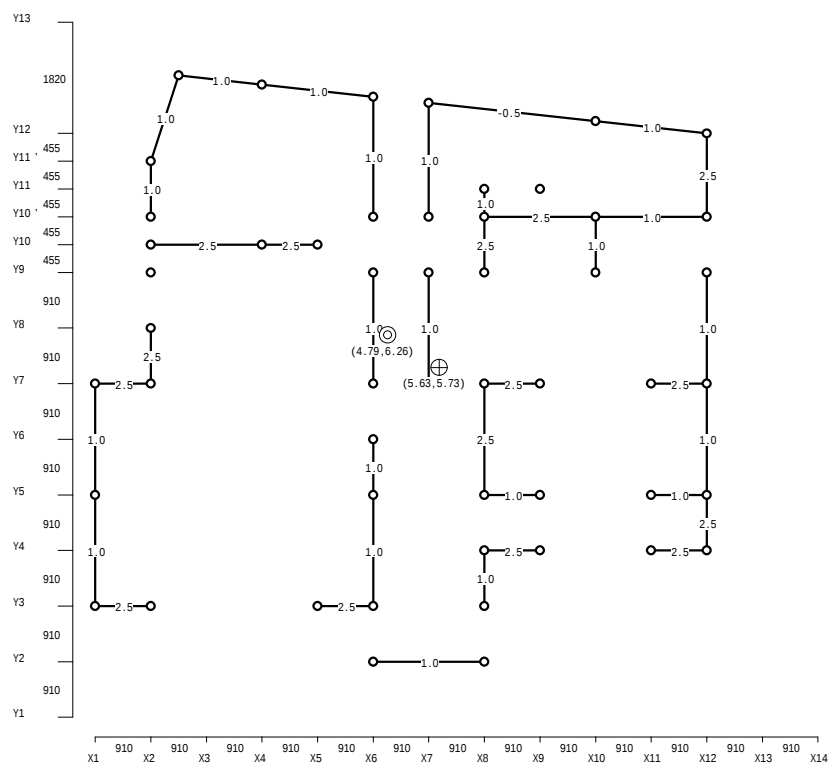
通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y6	5.460	4.550	24.843	113.036
Y7	19.110	5.460	104.341	569.700
Y12	20.352	10.023	204.000	2044.757
X2	0.421	9.803	4.122	40.410
計	53.533		352.211	2795.031

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 352.211 / 53.533 = 6.579 \text{ (m)}$$

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

1 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	3.640	0.000	0.000	0.000
X2	4.522	0.977	4.419	4.318
X6	6.515	4.550	29.643	134.877
X7	3.685	5.460	20.120	109.856
X8	8.190	6.370	52.170	332.325
X10	0.910	8.190	7.453	61.039
X12	9.328	10.010	93.368	934.616
Y12	0.016	2.047	0.034	0.069
Y12	0.022	3.640	0.080	0.289
Y12	-0.016	6.825	-0.112	-0.763
Y12	0.022	9.100	0.199	1.809
計	36.833		207.374	1578.435

$$K_x = \sum (\alpha_{li} \cdot L_x) / \sum \alpha_{li} = 207.374 / 36.833 = 5.630 \text{ (m)}$$

1階 Y方向

通り	$\sum \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\sum \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
----	--------------------	--------------	---------------------------------	-----------------------------------

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y2	1.820	0.910	1.656	1.507
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071
Y4	4.550	2.730	12.422	33.911
Y5	1.820	3.640	6.625	24.114
Y7	6.825	5.460	37.265	203.464
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	6.370	8.190	52.170	427.275
Y12	3.618	10.085	36.488	367.966
X2	0.140	9.803	1.374	13.470
計	36.518		209.072	1495.119

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 209.072 / 36.518 = 5.725 \text{ (m)}$$

2.4.3 偏心率の計算

<<< 加力方向未考慮時 >>>

X方向 地震時

階	Gy(m)	Ky(m)	ey(m)	Jx + Jy	rex(m)	Rex	判定(0.3)	Fe
2	6.392	6.579	0.187	755.250	4.600	0.040	OK	1.000
1	6.256	6.095	0.161	1285.430	4.601	0.034	OK	1.000

Y方向 地震時

階	Gx(m)	Kx(m)	ex(m)	Jx + Jy	rey(m)	Rey	判定(0.3)	Fe
2	4.587	4.160	0.427	755.250	4.848	0.088	OK	1.000
1	4.787	5.453	0.667	1285.430	4.452	0.149	OK	1.000

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

X方向 地震時

階	Gy(m)	Ky(m)	ey(m)	Jx + Jy	rex(m)	Rex	判定(0.3)	Fe
2	6.392	6.579	0.187	382.844	4.632	0.040	OK	1.000
1	6.256	6.251	0.005	1851.200	4.669	0.000	OK	1.000

Y方向 地震時

階	Gx(m)	Kx(m)	ex(m)	Jx + Jy	rey(m)	Rey	判定(0.3)	Fe
2	4.587	4.234	0.353	382.844	4.830	0.073	OK	1.000
1	4.787	5.383	0.596	1851.200	4.465	0.133	OK	1.000

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

X方向 地震時

階	Gy(m)	Ky(m)	ey(m)	Jx + Jy	rex(m)	Rex	判定(0.3)	Fe
2	6.392	6.629	0.237	803.859	6.660	0.035	OK	1.000
1	6.256	6.239	0.016	1228.824	3.810	0.004	OK	1.000

Y方向 地震時

階	Gx(m)	Kx(m)	ex(m)	Jx + Jy	rey(m)	Rey	判定(0.3)	Fe
2	4.587	4.097	0.490	803.859	4.125	0.118	OK	1.000
1	4.787	5.631	0.844	1228.824	5.761	0.146	OK	1.000

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

X方向 地震時

階	Gy(m)	Ky(m)	ey(m)	Jx + Jy	rex(m)	Rex	判定(0.3)	Fe
2	6.392	6.562	0.170	700.009	3.626	0.046	OK	1.000
1	6.256	5.756	0.500	1332.484	6.017	0.083	OK	1.000

Y方向 地震時

階	Gx(m)	Kx(m)	ex(m)	Jx + Jy	rey(m)	Rey	判定(0.3)	Fe
2	4.587	4.249	0.338	700.009	6.498	0.052	OK	1.000
1	4.787	5.382	0.596	1332.484	3.792	0.157	OK	1.024

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

X方向 地震時

階	Gy(m)	Ky(m)	ey(m)	Jx + Jy	rex(m)	Rex	判定(0.3)	Fe
2	6.392	6.579	0.187	1121.158	4.576	0.040	OK	1.000
1	6.256	5.725	0.531	709.054	4.406	0.120	OK	1.000

Y方向 地震時

階	Gx(m)	Kx(m)	ex(m)	Jx + Jy	rey(m)	Rey	判定(0.3)	Fe
2	4.587	4.103	0.484	1121.158	4.863	0.099	OK	1.000
1	4.787	5.630	0.844	709.054	4.388	0.192	OK	1.141

2.4.4 ねじれ補正値と鉛直構面の検討

<<< 加力方向未考慮時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	5.460	1.820	9.937	18.086	1.042
Y6	3.640	4.550	16.562	75.357	1.018
Y7	12.740	5.460	69.560	379.800	1.010
Y12	13.568	10.023	136.000	1363.171	0.970
計	35.408		232.059	1836.414	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{li} = 232.059 / 35.408 = 6.554 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

偏心率 0.040 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 Q_w/P_a (1.0)
Y3	1.000	3.525	3.525	10.786	0.327 (OK)
Y6	1.000	2.350	2.350	7.191	0.327 (OK)
Y7	1.000	8.225	8.225	25.168	0.327 (OK)
Y12	1.000	8.760	8.760	26.804	0.327 (OK)
計		22.860	22.860	69.950	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	7.280	0.000	0.000	0.000	0.925
X2	6.313	1.006	6.353	6.394	0.943
X6	8.190	4.550	37.265	169.553	1.007
X8	3.529	6.370	22.477	143.176	1.040
X12	6.658	10.010	66.649	667.152	1.106
計	31.970		132.743	986.276	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 132.743 / 31.970 = 4.152 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

偏心率 0.088 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 Q_w/P_a (1.0)
X1	1.000	5.205	5.205	14.342	0.363 (OK)
X2	1.000	4.514	4.514	12.438	0.363 (OK)
X6	1.000	5.856	5.856	16.135	0.363 (OK)
X8	1.000	2.523	2.523	6.951	0.363 (OK)
X12	1.000	4.761	4.761	13.117	0.363 (OK)
計		22.860	22.860	62.982	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y2	3.640	0.910	3.312	3.014	0.961
Y3	6.370	1.820	11.593	21.100	0.968
Y4	6.370	2.730	17.390	47.475	0.975
Y5	3.640	3.640	13.250	48.229	0.981
Y7	9.555	5.460	52.170	284.850	0.995
Y10	9.555	7.735	73.908	571.678	1.012
Y10'	10.010	8.190	81.982	671.432	1.016
Y12	11.307	10.063	113.782	1144.985	1.030
計	60.447		367.387	2792.762	

$$K_y = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 367.387 / 60.447 = 6.078 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない
 偏心率 0.034 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 Q_w/P_a (1.0)
Y2	1.000	3.343	3.343	7.167	0.466 (OK)
Y3	1.000	5.850	5.850	12.543	0.466 (OK)
Y4	1.000	5.850	5.850	12.543	0.466 (OK)
Y5	1.000	3.343	3.343	7.167	0.466 (OK)
Y7	1.000	8.775	8.775	18.815	0.466 (OK)
Y10	1.000	8.775	8.775	18.815	0.466 (OK)
Y10'	1.000	9.193	9.193	19.711	0.466 (OK)
Y12	1.000	10.384	10.384	22.264	0.466 (OK)
計		55.513	55.513	119.026	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	7.280	0.000	0.000	0.000	1.183
X2	7.678	0.989	7.595	7.513	1.150
X6	13.030	4.550	59.287	269.754	1.030
X7	7.370	5.460	40.240	219.711	1.000
X8	12.285	6.370	78.255	498.487	0.969
X10	1.820	8.190	14.906	122.078	0.908
X12	15.243	10.010	152.577	1527.300	0.847
計	64.706		352.861	2644.844	

$$K_x = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{li} = 352.861 / 64.706 = 5.453 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 0.149 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	6.246	6.246	14.299	0.437 (OK)
X2	1.000	6.587	6.587	15.081	0.437 (OK)
X6	1.000	11.179	11.179	25.593	0.437 (OK)
X7	1.000	6.323	6.323	14.476	0.437 (OK)
X8	1.000	10.540	10.540	24.129	0.437 (OK)
X10	1.000	1.561	1.561	3.575	0.437 (OK)
X12	1.000	13.077	13.077	29.938	0.437 (OK)
計		55.513	55.513	127.091	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L _{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y3	5.460	1.820	9.937	18.086
Y6	3.640	4.550	16.562	75.357
Y7	12.740	5.460	69.560	379.800
Y12	13.568	10.023	136.000	1363.171
計	35.408		232.059	1836.414

$$K_y = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{li} = 232.059 / 35.408 = 6.554 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QE _{IW} (補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y3	1.000	1.867	1.867	10.786	0.173 (OK)
Y6	1.000	1.245	1.245	7.191	0.173 (OK)
Y7	1.000	4.357	4.357	25.168	0.173 (OK)
Y12	1.000	4.640	4.640	26.804	0.173 (OK)
計		12.110	12.110	69.950	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L _{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	7.280	0.000	0.000	0.000
X2	6.313	1.006	6.353	6.394
X6	8.190	4.550	37.265	169.553
X8	3.529	6.370	22.477	143.176
X12	6.658	10.010	66.649	667.152
計	31.970		132.743	986.276

$$K_x = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 132.743 / 31.970 = 4.152 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	2.758	2.758	14.342	0.192 (OK)
X2	1.000	2.391	2.391	12.438	0.192 (OK)
X6	1.000	3.102	3.102	16.135	0.192 (OK)
X8	1.000	1.337	1.337	6.951	0.192 (OK)
X12	1.000	2.522	2.522	13.117	0.192 (OK)
計		12.110	12.110	62.982	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y2	3.640	0.910	3.312	3.014
Y3	6.370	1.820	11.593	21.100
Y4	6.370	2.730	17.390	47.475
Y5	3.640	3.640	13.250	48.229
Y7	9.555	5.460	52.170	284.850
Y10	9.555	7.735	73.908	571.678
Y10'	10.010	8.190	81.982	671.432
Y12	11.307	10.063	113.782	1144.985
計	60.447		367.387	2792.762

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 367.387 / 60.447 = 6.078 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y2	1.000	1.740	1.740	7.167	0.243 (OK)
Y3	1.000	3.045	3.045	12.543	0.243 (OK)
Y4	1.000	3.045	3.045	12.543	0.243 (OK)
Y5	1.000	1.740	1.740	7.167	0.243 (OK)
Y7	1.000	4.567	4.567	18.815	0.243 (OK)
Y10	1.000	4.567	4.567	18.815	0.243 (OK)
Y10'	1.000	4.785	4.785	19.711	0.243 (OK)
Y12	1.000	5.405	5.405	22.264	0.243 (OK)
計		28.893	28.893	119.026	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	7.280	0.000	0.000	0.000
X2	7.678	0.989	7.595	7.513
X6	13.030	4.550	59.287	269.754
X7	7.370	5.460	40.240	219.711
X8	12.285	6.370	78.255	498.487
X10	1.820	8.190	14.906	122.078
X12	15.243	10.010	152.577	1527.300
計	64.706		352.861	2644.844

$$K_x = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 352.861 / 64.706 = 5.453 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	3.251	3.251	14.299	0.227 (OK)
X2	1.000	3.429	3.429	15.081	0.227 (OK)
X6	1.000	5.818	5.818	25.593	0.227 (OK)
X7	1.000	3.291	3.291	14.476	0.227 (OK)
X8	1.000	5.486	5.486	24.129	0.227 (OK)
X10	1.000	0.813	0.813	3.575	0.227 (OK)
X12	1.000	6.806	6.806	29.938	0.227 (OK)
計		28.893	28.893	127.091	

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	2.730	1.820	4.969	9.043	1.041
Y6	1.820	4.550	8.281	37.679	1.018
Y7	6.370	5.460	34.780	189.900	1.010
Y12	6.784	10.023	68.000	681.586	0.970
計	17.704		116.030	918.207	

$$K_y = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{li} = 116.030 / 17.704 = 6.554 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

偏心率 0.040 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y3	1.000	3.525	3.525	5.393	0.654 (OK)
Y6	1.000	2.350	2.350	3.595	0.654 (OK)

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y7	1.000	8.225	8.225	12.584	0.654 (OK)
Y12	1.000	8.760	8.760	13.402	0.654 (OK)
計		22.860	22.860	34.975	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot Lxi^2$	ねじれ補正係数
X1	3.640	0.000	0.000	0.000	0.936
X2	3.157	1.006	3.177	3.197	0.951
X6	4.095	4.550	18.632	84.777	1.005
X8	1.986	6.370	12.654	80.604	1.032
X12	3.453	10.010	34.560	345.943	1.087
計	16.331		69.022	514.521	

$$K_x = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 69.022 / 16.331 = 4.227 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 0.073 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	5.095	5.095	7.170	0.711 (OK)
X2	1.000	4.419	4.419	6.218	0.711 (OK)
X6	1.000	5.732	5.732	8.066	0.711 (OK)
X8	1.000	2.781	2.781	3.913	0.711 (OK)
X12	1.000	4.833	4.833	6.801	0.711 (OK)
計		22.860	22.860	32.169	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	Lyj (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot Lyj$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot Lyj^2$	ねじれ補正係数
Y2	5.460	0.910	4.969	4.521	0.999
Y3	8.190	1.820	14.906	27.129	0.999
Y4	8.190	2.730	22.359	61.039	0.999
Y5	5.460	3.640	19.874	72.343	0.999
Y7	12.285	5.460	67.076	366.236	1.000
Y10	12.285	7.735	95.024	735.014	1.000
Y10'	13.650	8.190	111.793	915.589	1.000
Y12	18.996	10.046	190.832	1917.108	1.001
計	84.516		526.833	4098.979	

$$K_y = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{li} = 526.833 / 84.516 = 6.234 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行わない
偏心率 0.000 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y2	1.000	3.586	3.586	10.755	0.333 (OK)
Y3	1.000	5.380	5.380	16.132	0.333 (OK)
Y4	1.000	5.380	5.380	16.132	0.333 (OK)
Y5	1.000	3.586	3.586	10.755	0.333 (OK)
Y7	1.000	8.069	8.069	24.198	0.333 (OK)
Y10	1.000	8.069	8.069	24.198	0.333 (OK)
Y10'	1.000	8.966	8.966	26.887	0.333 (OK)
Y12	1.000	12.477	12.477	37.417	0.333 (OK)
計		55.513	55.513	166.475	

1階 Y方向 地震時

通り	$\sum \alpha_{ili}$	Lxi (m)	$\sum \alpha_{ili} \cdot Lxi$	$\sum \alpha_{ili} \cdot Lxi^2$	ねじれ補正係数
X1	10.920	0.000	0.000	0.000	1.161
X2	10.835	0.994	10.772	10.710	1.131
X6	19.545	4.550	88.930	404.630	1.025
X7	11.055	5.460	60.360	329.567	0.998
X8	16.380	6.370	104.341	664.650	0.971
X10	2.730	8.190	22.359	183.118	0.916
X12	21.157	10.010	211.787	2119.984	0.862
計	92.622		498.548	3712.658	

$$K_x = \sum (\alpha_{ili} \cdot Lx) / \sum \alpha_{ili} = 498.548 / 92.622 = 5.383 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行わない
偏心率 0.133 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	6.545	6.545	21.456	0.305 (OK)
X2	1.000	6.494	6.494	21.289	0.305 (OK)
X6	1.000	11.714	11.714	38.403	0.305 (OK)
X7	1.000	6.626	6.626	21.721	0.305 (OK)
X8	1.000	9.817	9.817	32.184	0.305 (OK)
X10	1.000	1.636	1.636	5.364	0.305 (OK)
X12	1.000	12.681	12.681	41.571	0.305 (OK)
計		55.513	55.513	181.990	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y3	2.730	1.820	4.969	9.043
Y6	1.820	4.550	8.281	37.679
Y7	6.370	5.460	34.780	189.900
Y12	6.784	10.023	68.000	681.586
計	17.704		116.030	918.207

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 116.030 / 17.704 = 6.554 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y3	1.000	1.867	1.867	5.393	0.346 (OK)
Y6	1.000	1.245	1.245	3.595	0.346 (OK)
Y7	1.000	4.357	4.357	12.584	0.346 (OK)
Y12	1.000	4.640	4.640	13.402	0.346 (OK)
計		12.110	12.110	34.975	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	3.640	0.000	0.000	0.000
X2	3.157	1.006	3.177	3.197
X6	4.095	4.550	18.632	84.777
X8	1.986	6.370	12.654	80.604
X12	3.453	10.010	34.560	345.943
計	16.331		69.022	514.521

$$K_x = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{li} = 69.022 / 16.331 = 4.227 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	2.699	2.699	7.170	0.376 (OK)
X2	1.000	2.341	2.341	6.218	0.376 (OK)
X6	1.000	3.037	3.037	8.066	0.376 (OK)
X8	1.000	1.473	1.473	3.913	0.376 (OK)
X12	1.000	2.560	2.560	6.801	0.376 (OK)
計		12.110	12.110	32.169	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y2	5.460	0.910	4.969	4.521
Y3	8.190	1.820	14.906	27.129
Y4	8.190	2.730	22.359	61.039
Y5	5.460	3.640	19.874	72.343
Y7	12.285	5.460	67.076	366.236
Y10	12.285	7.735	95.024	735.014
Y10'	13.650	8.190	111.793	915.589
Y12	18.996	10.046	190.832	1917.108
計	84.516		526.833	4098.979

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 526.833 / 84.516 = 6.234$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y2	1.000	1.867	1.867	10.755	0.174 (OK)
Y3	1.000	2.800	2.800	16.132	0.174 (OK)
Y4	1.000	2.800	2.800	16.132	0.174 (OK)
Y5	1.000	1.867	1.867	10.755	0.174 (OK)
Y7	1.000	4.200	4.200	24.198	0.174 (OK)
Y10	1.000	4.200	4.200	24.198	0.174 (OK)
Y10'	1.000	4.666	4.666	26.887	0.174 (OK)
Y12	1.000	6.494	6.494	37.417	0.174 (OK)
計		28.893	28.893	166.475	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	10.920	0.000	0.000	0.000
X2	10.835	0.994	10.772	10.710
X6	19.545	4.550	88.930	404.630
X7	11.055	5.460	60.360	329.567
X8	16.380	6.370	104.341	664.650
X10	2.730	8.190	22.359	183.118
X12	21.157	10.010	211.787	2119.984
計	92.622		498.548	3712.658

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 498.548 / 92.622 = 5.383$ (m)

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	3.406	3.406	21.456	0.159 (OK)
X2	1.000	3.380	3.380	21.289	0.159 (OK)
X6	1.000	6.097	6.097	38.403	0.159 (OK)
X7	1.000	3.449	3.449	21.721	0.159 (OK)
X8	1.000	5.110	5.110	32.184	0.159 (OK)
X10	1.000	0.852	0.852	5.364	0.159 (OK)
X12	1.000	6.600	6.600	41.571	0.159 (OK)
計		28.893	28.893	181.990	

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	2.730	1.820	4.969	9.043	1.025
Y6	1.820	4.550	8.281	37.679	1.011
Y7	6.370	5.460	34.780	189.900	1.006
Y12	6.784	10.023	68.000	681.586	0.982
計	17.704		116.030	918.207	

$$K_y = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 116.030 / 17.704 = 6.554 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 0.035 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y3	1.000	3.525	3.525	5.478	0.643 (OK)
Y6	1.000	2.350	2.350	3.652	0.643 (OK)
Y7	1.000	8.225	8.225	12.782	0.643 (OK)
Y12	1.000	8.760	8.760	13.613	0.643 (OK)
計		22.860	22.860	35.524	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	10.920	0.000	0.000	0.000	0.882
X2	9.470	1.006	9.530	9.590	0.911
X6	12.285	4.550	55.897	254.330	1.013
X8	4.763	6.370	30.339	193.258	1.065
X12	9.725	10.010	97.348	974.454	1.170
計	47.163		193.113	1431.632	

$$K_x = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{li} = 193.113 / 47.163 = 4.095 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 0.118 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	5.293	5.293	21.440	0.247 (OK)
X2	1.000	4.590	4.590	18.593	0.247 (OK)
X6	1.000	5.955	5.955	24.120	0.247 (OK)
X8	1.000	2.309	2.309	9.351	0.247 (OK)
X12	1.000	4.714	4.714	19.094	0.247 (OK)
計		22.860	22.860	92.600	

1階 X方向 地震時

通り	$\sum \alpha_i l_i$	L_{yi} (m)	$\sum \alpha_i l_i \cdot L_{yi}$	$\sum \alpha_i l_i \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y2	5.460	0.910	4.969	4.521	0.994
Y3	8.190	1.820	14.906	27.129	0.995
Y4	8.190	2.730	22.359	61.039	0.996
Y5	5.460	3.640	19.874	72.343	0.997
Y7	12.285	5.460	67.076	366.236	0.999
Y10	12.285	7.735	95.024	735.014	1.002
Y10'	13.650	8.190	111.793	915.589	1.002
Y12	18.996	10.046	190.832	1917.108	1.004
計	84.516		526.833	4098.979	

$$K_y = \sum (\alpha_i l_i \cdot L_y) / \sum \alpha_i l_i = 526.833 / 84.516 = 6.234 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 0.004 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y2	1.000	3.586	3.586	10.719	0.335 (OK)
Y3	1.000	5.380	5.380	16.079	0.335 (OK)
Y4	1.000	5.380	5.380	16.079	0.335 (OK)
Y5	1.000	3.586	3.586	10.719	0.335 (OK)
Y7	1.000	8.069	8.069	24.119	0.335 (OK)
Y10	1.000	8.069	8.069	24.119	0.335 (OK)
Y10'	1.000	8.966	8.966	26.798	0.335 (OK)
Y12	1.000	12.477	12.477	37.293	0.335 (OK)
計		55.513	55.513	165.925	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	3.640	0.000	0.000	0.000	1.142
X2	4.522	0.977	4.419	4.318	1.118
X6	6.515	4.550	29.643	134.877	1.027
X7	3.685	5.460	20.120	109.856	1.004
X8	8.190	6.370	52.170	332.325	0.981
X10	0.910	8.190	7.453	61.039	0.935
X12	9.328	10.010	93.368	934.616	0.889
計	36.789		207.174	1577.031	

$$K_x = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 207.174 / 36.789 = 5.631 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 0.146 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q _w (補正後)	許容耐力(kN) P _a	判 定 Q _w /P _a (1.0)
X1	1.000	5.493	5.493	7.179	0.765 (OK)
X2	1.000	6.823	6.823	8.918	0.765 (OK)
X6	1.000	9.831	9.831	12.849	0.765 (OK)
X7	1.000	5.561	5.561	7.268	0.765 (OK)
X8	1.000	12.358	12.358	16.152	0.765 (OK)
X10	1.000	1.373	1.373	1.795	0.765 (OK)
X12	1.000	14.075	14.075	18.396	0.765 (OK)
計		55.513	55.513	72.556	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y3	2.730	1.820	4.969	9.043
Y6	1.820	4.550	8.281	37.679
Y7	6.370	5.460	34.780	189.900
Y12	6.784	10.023	68.000	681.586
計	17.704		116.030	918.207

$$K_y = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{li} = 116.030 / 17.704 = 6.554 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q _{EIW} (補正後)	許容耐力(kN) P _a	判 定 Q _w /P _a (1.0)
Y3	1.000	1.867	1.867	5.478	0.341 (OK)
Y6	1.000	1.245	1.245	3.652	0.341 (OK)
Y7	1.000	4.357	4.357	12.782	0.341 (OK)

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y12	1.000	4.640	4.640	13.613	0.341 (OK)
計		12.110	12.110	35.524	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot Lxi^2$
X1	10.920	0.000	0.000	0.000
X2	9.470	1.006	9.530	9.590
X6	12.285	4.550	55.897	254.330
X8	4.763	6.370	30.339	193.258
X12	9.725	10.010	97.348	974.454
計	47.163		193.113	1431.632

$$Kx = \Sigma(\alpha_{li} \cdot Lx) / \Sigma \alpha_{li} = 193.113 / 47.163 = 4.095 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	2.804	2.804	21.440	0.131 (OK)
X2	1.000	2.432	2.432	18.593	0.131 (OK)
X6	1.000	3.154	3.154	24.120	0.131 (OK)
X8	1.000	1.223	1.223	9.351	0.131 (OK)
X12	1.000	2.497	2.497	19.094	0.131 (OK)
計		12.110	12.110	92.600	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	Lyj (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot Lyj$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot Lyj^2$
Y2	5.460	0.910	4.969	4.521
Y3	8.190	1.820	14.906	27.129
Y4	8.190	2.730	22.359	61.039
Y5	5.460	3.640	19.874	72.343
Y7	12.285	5.460	67.076	366.236
Y10	12.285	7.735	95.024	735.014
Y10'	13.650	8.190	111.793	915.589
Y12	18.996	10.046	190.832	1917.108
計	84.516		526.833	4098.979

$$Ky = \Sigma(\alpha_{li} \cdot Ly) / \Sigma \alpha_{li} = 526.833 / 84.516 = 6.234 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y2	1.000	1.867	1.867	10.719	0.174 (OK)
Y3	1.000	2.800	2.800	16.079	0.174 (OK)
Y4	1.000	2.800	2.800	16.079	0.174 (OK)
Y5	1.000	1.867	1.867	10.719	0.174 (OK)
Y7	1.000	4.200	4.200	24.119	0.174 (OK)
Y10	1.000	4.200	4.200	24.119	0.174 (OK)
Y10'	1.000	4.666	4.666	26.798	0.174 (OK)
Y12	1.000	6.494	6.494	37.293	0.174 (OK)
計		28.893	28.893	165.925	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot Lxi^2$
X1	3.640	0.000	0.000	0.000
X2	4.522	0.977	4.419	4.318
X6	6.515	4.550	29.643	134.877
X7	3.685	5.460	20.120	109.856
X8	8.190	6.370	52.170	332.325
X10	0.910	8.190	7.453	61.039
X12	9.328	10.010	93.368	934.616
計	36.789		207.174	1577.031

$$K_x = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 207.174 / 36.789 = 5.631 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	2.859	2.859	7.179	0.398 (OK)
X2	1.000	3.551	3.551	8.918	0.398 (OK)
X6	1.000	5.117	5.117	12.849	0.398 (OK)
X7	1.000	2.894	2.894	7.268	0.398 (OK)
X8	1.000	6.432	6.432	16.152	0.398 (OK)
X10	1.000	0.715	0.715	1.795	0.398 (OK)
X12	1.000	7.326	7.326	18.396	0.398 (OK)
計		28.893	28.893	72.556	

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	8.190	1.820	14.906	27.129	1.061
Y6	5.460	4.550	24.843	113.036	1.026
Y7	19.110	5.460	104.341	569.700	1.014
Y12	20.352	10.023	204.000	2044.757	0.955
計	53.112		348.089	2754.621	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 348.089 / 53.112 = 6.554 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 0.046 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Q_w/Pa (1.0)
Y3	1.000	3.525	3.525	16.095	0.219 (OK)
Y6	1.000	2.350	2.350	10.730	0.219 (OK)
Y7	1.000	8.225	8.225	37.554	0.219 (OK)
Y12	1.000	8.760	8.760	39.996	0.219 (OK)
計		22.860	22.860	104.375	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	3.640	0.000	0.000	0.000	0.966
X2	3.157	1.006	3.177	3.197	0.974
X6	4.095	4.550	18.632	84.777	1.002
X8	1.986	6.370	12.654	80.604	1.017
X12	3.453	10.010	34.560	345.943	1.045
計	16.331		69.022	514.521	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{li} = 69.022 / 16.331 = 4.227 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 0.052 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Q_w/Pa (1.0)
X1	1.000	5.095	5.095	7.242	0.704 (OK)
X2	1.000	4.419	4.419	6.280	0.704 (OK)
X6	1.000	5.732	5.732	8.147	0.704 (OK)
X8	1.000	2.781	2.781	3.952	0.704 (OK)
X12	1.000	4.833	4.833	6.869	0.704 (OK)
計		22.860	22.860	32.490	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y2	1.820	0.910	1.656	1.507	0.934
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071	0.946
Y4	4.550	2.730	12.422	33.911	0.959
Y5	1.820	3.640	6.625	24.114	0.971
Y7	6.825	5.460	37.265	203.464	0.996
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341	1.027
Y10'	6.370	8.190	52.170	427.275	1.033
Y12	3.618	10.085	36.488	367.966	1.059
計	36.378		207.698	1481.650	

$$K_y = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 207.698 / 36.378 = 5.709 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない
 偏心率 0.083 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 Q_w/P_a (1.0)
Y2	1.000	2.777	2.777	3.608	0.770 (OK)
Y3	1.000	6.943	6.943	9.021	0.770 (OK)
Y4	1.000	6.943	6.943	9.021	0.770 (OK)
Y5	1.000	2.777	2.777	3.608	0.770 (OK)
Y7	1.000	10.415	10.415	13.532	0.770 (OK)
Y10	1.000	10.415	10.415	13.532	0.770 (OK)
Y10'	1.000	9.721	9.721	12.630	0.770 (OK)
Y12	1.000	5.521	5.521	7.174	0.770 (OK)
計		55.513	55.513	72.126	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	10.920	0.000	0.000	0.000	1.223
X2	10.835	0.994	10.772	10.710	1.182
X6	19.545	4.550	88.930	404.630	1.034
X7	11.055	5.460	60.360	329.567	0.997
X8	16.380	6.370	104.341	664.650	0.959
X10	2.730	8.190	22.359	183.118	0.884
X12	21.157	10.010	211.787	2119.984	0.808
計	92.622		498.548	3712.658	

$$K_x = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{li} = 498.548 / 92.622 = 5.383 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	6.545	6.545	21.413	0.306 (OK)
X2	1.000	6.494	6.494	21.247	0.306 (OK)
X6	1.000	11.714	11.714	38.326	0.306 (OK)
X7	1.000	6.626	6.626	21.678	0.306 (OK)
X8	1.000	9.817	9.817	32.120	0.306 (OK)
X10	1.000	1.636	1.636	5.353	0.306 (OK)
X12	1.000	12.681	12.681	41.488	0.306 (OK)
計		55.513	55.513	181.626	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L _{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y3	8.190	1.820	14.906	27.129
Y6	5.460	4.550	24.843	113.036
Y7	19.110	5.460	104.341	569.700
Y12	20.352	10.023	204.000	2044.757
計	53.112		348.089	2754.621

$$K_y = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{li} = 348.089 / 53.112 = 6.554 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y3	1.000	1.867	1.867	16.095	0.116 (OK)
Y6	1.000	1.245	1.245	10.730	0.116 (OK)
Y7	1.000	4.357	4.357	37.554	0.116 (OK)
Y12	1.000	4.640	4.640	39.996	0.116 (OK)
計		12.110	12.110	104.375	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L _{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	3.640	0.000	0.000	0.000
X2	3.157	1.006	3.177	3.197
X6	4.095	4.550	18.632	84.777
X8	1.986	6.370	12.654	80.604
X12	3.453	10.010	34.560	345.943
計	16.331		69.022	514.521

$$K_x = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 69.022 / 16.331 = 4.227 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	2.699	2.699	7.242	0.373 (OK)
X2	1.000	2.341	2.341	6.280	0.373 (OK)
X6	1.000	3.037	3.037	8.147	0.373 (OK)
X8	1.000	1.473	1.473	3.952	0.373 (OK)
X12	1.000	2.560	2.560	6.869	0.373 (OK)
計		12.110	12.110	32.490	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y2	1.820	0.910	1.656	1.507
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071
Y4	4.550	2.730	12.422	33.911
Y5	1.820	3.640	6.625	24.114
Y7	6.825	5.460	37.265	203.464
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	6.370	8.190	52.170	427.275
Y12	3.618	10.085	36.488	367.966
計	36.378		207.698	1481.650

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{li} = 207.698 / 36.378 = 5.709 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y2	1.000	1.446	1.446	3.608	0.401 (OK)
Y3	1.000	3.614	3.614	9.021	0.401 (OK)
Y4	1.000	3.614	3.614	9.021	0.401 (OK)
Y5	1.000	1.446	1.446	3.608	0.401 (OK)
Y7	1.000	5.421	5.421	13.532	0.401 (OK)
Y10	1.000	5.421	5.421	13.532	0.401 (OK)
Y10'	1.000	5.059	5.059	12.630	0.401 (OK)
Y12	1.000	2.874	2.874	7.174	0.401 (OK)
計		28.893	28.893	72.126	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	10.920	0.000	0.000	0.000
X2	10.835	0.994	10.772	10.710
X6	19.545	4.550	88.930	404.630
X7	11.055	5.460	60.360	329.567
X8	16.380	6.370	104.341	664.650
X10	2.730	8.190	22.359	183.118
X12	21.157	10.010	211.787	2119.984
計	92.622		498.548	3712.658

$$K_x = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 498.548 / 92.622 = 5.383 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	3.406	3.406	21.413	0.159 (OK)
X2	1.000	3.380	3.380	21.247	0.159 (OK)
X6	1.000	6.097	6.097	38.326	0.159 (OK)
X7	1.000	3.449	3.449	21.678	0.159 (OK)
X8	1.000	5.110	5.110	32.120	0.159 (OK)
X10	1.000	0.852	0.852	5.353	0.159 (OK)
X12	1.000	6.600	6.600	41.488	0.159 (OK)
計		28.893	28.893	181.626	

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	8.190	1.820	14.906	27.129	1.042
Y6	5.460	4.550	24.843	113.036	1.018
Y7	19.110	5.460	104.341	569.700	1.010
Y12	20.352	10.023	204.000	2044.757	0.969
計	53.112		348.089	2754.621	

$$K_y = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{li} = 348.089 / 53.112 = 6.554 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 0.040 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判定 Qw/Pa(1.0)
Y3	1.000	3.525	3.525	16.180	0.218 (OK)
Y6	1.000	2.350	2.350	10.786	0.218 (OK)

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y7	1.000	8.225	8.225	37.752	0.218 (OK)
Y12	1.000	8.760	8.760	40.207	0.218 (OK)
計		22.860	22.860	104.925	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi^2$	ねじれ補正係数
X1	10.920	0.000	0.000	0.000	0.916
X2	9.470	1.006	9.530	9.590	0.937
X6	12.285	4.550	55.897	254.330	1.009
X8	4.763	6.370	30.339	193.258	1.046
X12	9.725	10.010	97.348	974.454	1.120
計	47.163		193.113	1431.632	

$$Kx = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot Lx) / \Sigma \alpha_{ili} = 193.113 / 47.163 = 4.095 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

偏心率 0.099 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	5.293	5.293	21.515	0.246 (OK)
X2	1.000	4.590	4.590	18.658	0.246 (OK)
X6	1.000	5.955	5.955	24.204	0.246 (OK)
X8	1.000	2.309	2.309	9.384	0.246 (OK)
X12	1.000	4.714	4.714	19.160	0.246 (OK)
計		22.860	22.860	92.921	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Ly _i (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i^2$	ねじれ補正係数
Y2	1.820	0.910	1.656	1.507	0.869
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071	0.894
Y4	4.550	2.730	12.422	33.911	0.918
Y5	1.820	3.640	6.625	24.114	0.943
Y7	6.825	5.460	37.265	203.464	0.993
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341	1.055
Y10'	6.370	8.190	52.170	427.275	1.067
Y12	3.618	10.085	36.488	367.966	1.119
計	36.378		207.698	1481.650	

$$Ky = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot Ly) / \Sigma \alpha_{ili} = 207.698 / 36.378 = 5.709 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行わない
 偏心率 0.120 0.15 より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y2	1.000	2.777	2.777	3.581	0.776 (OK)
Y3	1.000	6.943	6.943	8.952	0.776 (OK)
Y4	1.000	6.943	6.943	8.952	0.776 (OK)
Y5	1.000	2.777	2.777	3.581	0.776 (OK)
Y7	1.000	10.415	10.415	13.429	0.776 (OK)
Y10	1.000	10.415	10.415	13.429	0.776 (OK)
Y10'	1.000	9.721	9.721	12.533	0.776 (OK)
Y12	1.000	5.521	5.521	7.119	0.776 (OK)
計		55.513	55.513	71.576	

1階 Y方向 地震時

通り	$\sum \alpha_{ili}$	Lxi (m)	$\sum \alpha_{ili} \cdot Lxi$	$\sum \alpha_{ili} \cdot Lxi^2$	ねじれ補正係数
X1	3.640	0.000	0.000	0.000	1.246
X2	4.522	0.977	4.419	4.318	1.204
X6	6.515	4.550	29.643	134.877	1.047
X7	3.685	5.460	20.120	109.856	1.007
X8	8.190	6.370	52.170	332.325	0.968
X10	0.910	8.190	7.453	61.039	0.888
X12	9.328	10.010	93.368	934.616	0.808
計	36.789		207.174	1577.031	

$$K_x = \sum (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \sum \alpha_{ili} = 207.174 / 36.789 = 5.631 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	5.493	5.493	7.143	0.769 (OK)
X2	1.000	6.823	6.823	8.873	0.769 (OK)
X6	1.000	9.831	9.831	12.785	0.769 (OK)
X7	1.000	5.561	5.561	7.231	0.769 (OK)
X8	1.000	12.358	12.358	16.071	0.769 (OK)
X10	1.000	1.373	1.373	1.786	0.769 (OK)
X12	1.000	14.075	14.075	18.304	0.769 (OK)
計		55.513	55.513	72.192	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y3	8.190	1.820	14.906	27.129
Y6	5.460	4.550	24.843	113.036
Y7	19.110	5.460	104.341	569.700
Y12	20.352	10.023	204.000	2044.757
計	53.112		348.089	2754.621

$$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{li} = 348.089 / 53.112 = 6.554 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y3	1.000	1.867	1.867	16.180	0.115 (OK)
Y6	1.000	1.245	1.245	10.786	0.115 (OK)
Y7	1.000	4.357	4.357	37.752	0.115 (OK)
Y12	1.000	4.640	4.640	40.207	0.115 (OK)
計		12.110	12.110	104.925	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	10.920	0.000	0.000	0.000
X2	9.470	1.006	9.530	9.590
X6	12.285	4.550	55.897	254.330
X8	4.763	6.370	30.339	193.258
X12	9.725	10.010	97.348	974.454
計	47.163		193.113	1431.632

$$K_x = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{li} = 193.113 / 47.163 = 4.095 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	2.804	2.804	21.515	0.130 (OK)
X2	1.000	2.432	2.432	18.658	0.130 (OK)
X6	1.000	3.154	3.154	24.204	0.130 (OK)
X8	1.000	1.223	1.223	9.384	0.130 (OK)
X12	1.000	2.497	2.497	19.160	0.130 (OK)
計		12.110	12.110	92.921	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y2	1.820	0.910	1.656	1.507
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071
Y4	4.550	2.730	12.422	33.911
Y5	1.820	3.640	6.625	24.114
Y7	6.825	5.460	37.265	203.464
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	6.370	8.190	52.170	427.275
Y12	3.618	10.085	36.488	367.966
計	36.378		207.698	1481.650

$$K_y = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{li} = 207.698 / 36.378 = 5.709 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
Y2	1.000	1.446	1.446	3.581	0.404 (OK)
Y3	1.000	3.614	3.614	8.952	0.404 (OK)
Y4	1.000	3.614	3.614	8.952	0.404 (OK)
Y5	1.000	1.446	1.446	3.581	0.404 (OK)
Y7	1.000	5.421	5.421	13.429	0.404 (OK)
Y10	1.000	5.421	5.421	13.429	0.404 (OK)
Y10'	1.000	5.059	5.059	12.533	0.404 (OK)
Y12	1.000	2.874	2.874	7.119	0.404 (OK)
計		28.893	28.893	71.576	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X1	3.640	0.000	0.000	0.000
X2	4.522	0.977	4.419	4.318
X6	6.515	4.550	29.643	134.877
X7	3.685	5.460	20.120	109.856
X8	8.190	6.370	52.170	332.325
X10	0.910	8.190	7.453	61.039
X12	9.328	10.010	93.368	934.616
計	36.789		207.174	1577.031

$$K_x = \Sigma(\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 207.174 / 36.789 = 5.631 \text{ (m)}$$

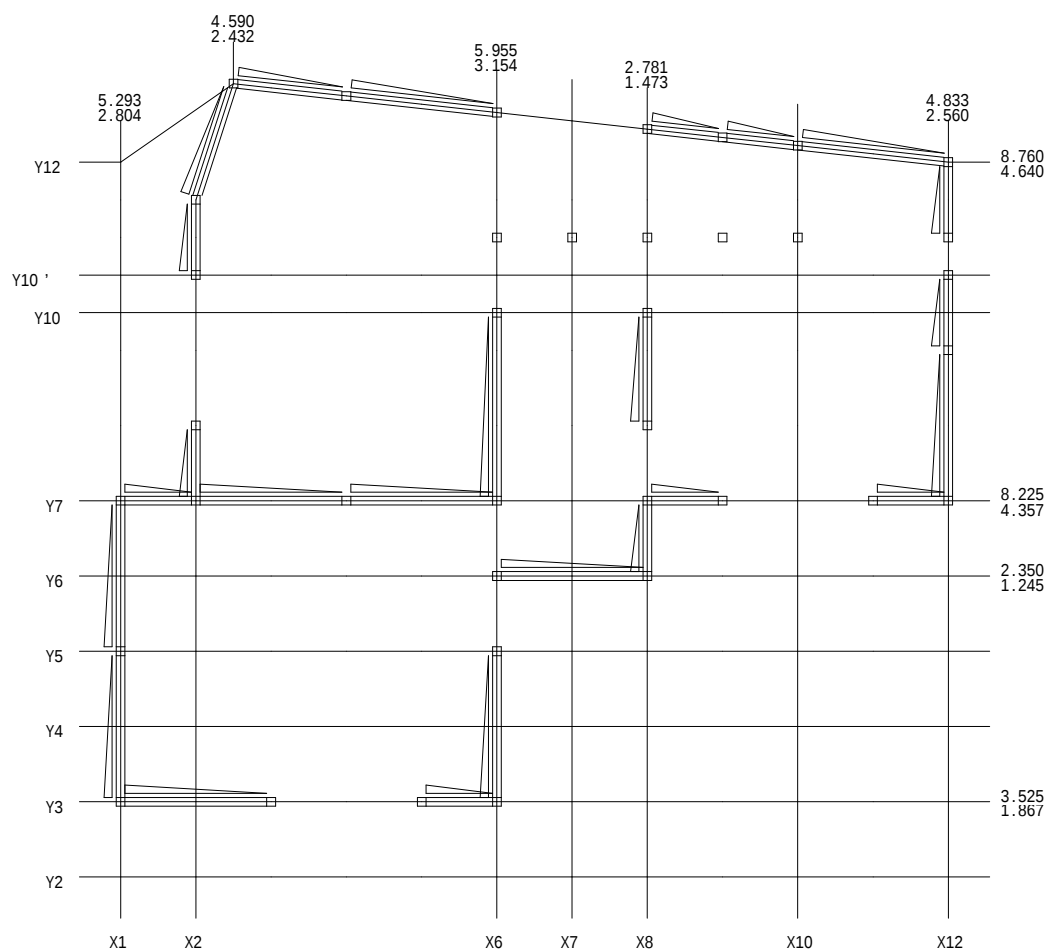
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEIW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(1.0)
X1	1.000	2.859	2.859	7.143	0.400 (OK)
X2	1.000	3.551	3.551	8.873	0.400 (OK)
X6	1.000	5.117	5.117	12.785	0.400 (OK)
X7	1.000	2.894	2.894	7.231	0.400 (OK)
X8	1.000	6.432	6.432	16.071	0.400 (OK)
X10	1.000	0.715	0.715	1.786	0.400 (OK)
X12	1.000	7.326	7.326	18.304	0.400 (OK)
計		28.893	28.893	72.192	

2.4.5 鉛直構面の短期荷重時断面応力図

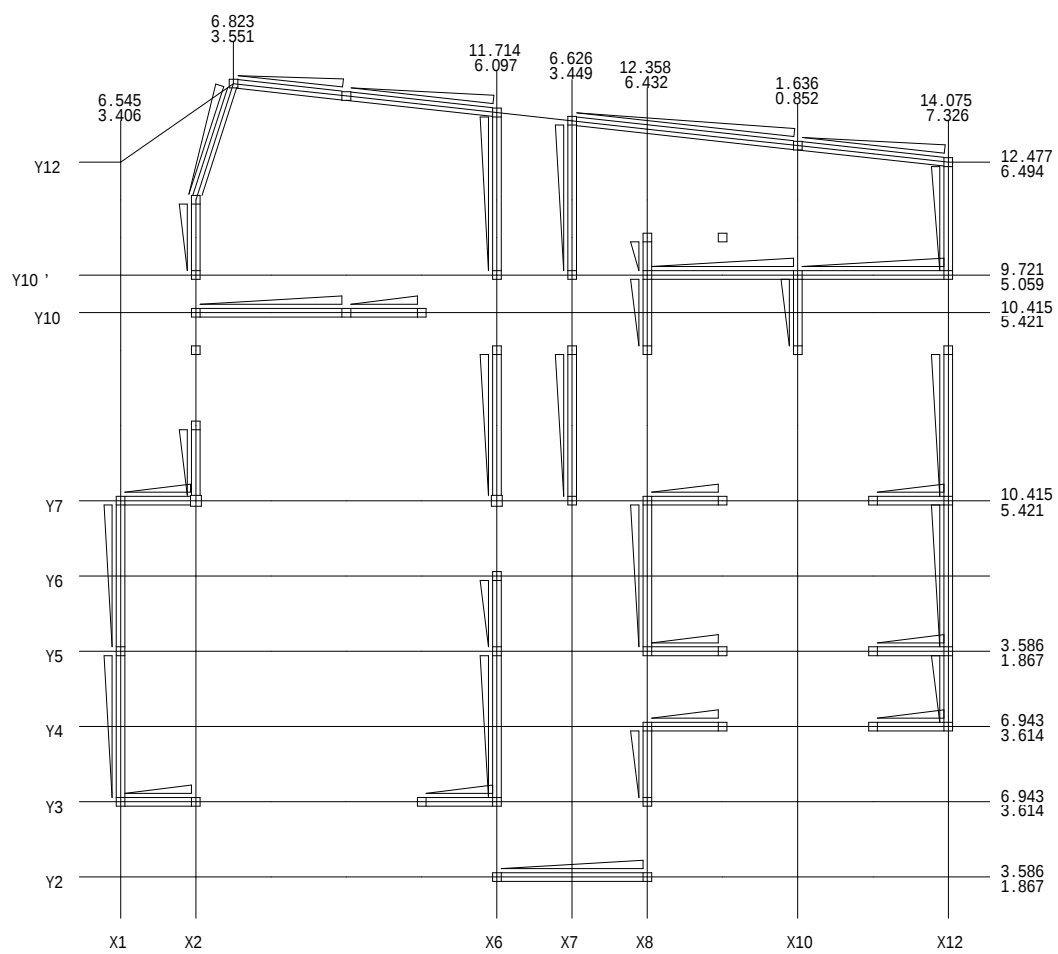
2 階 (3 階床)

上段:地震力(kN) 下段:風圧力(kN)



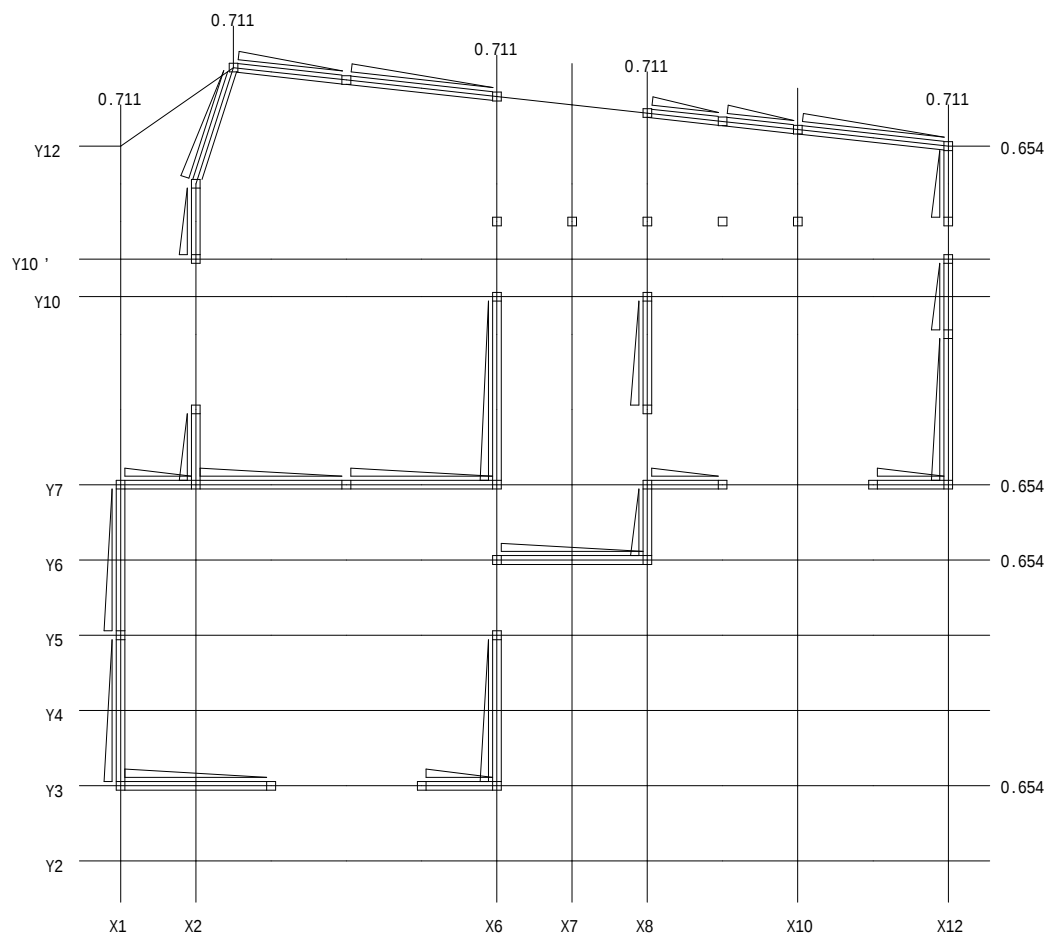
1 階 (2 階床)

上段:地震力(kN) 下段:風圧力(kN)

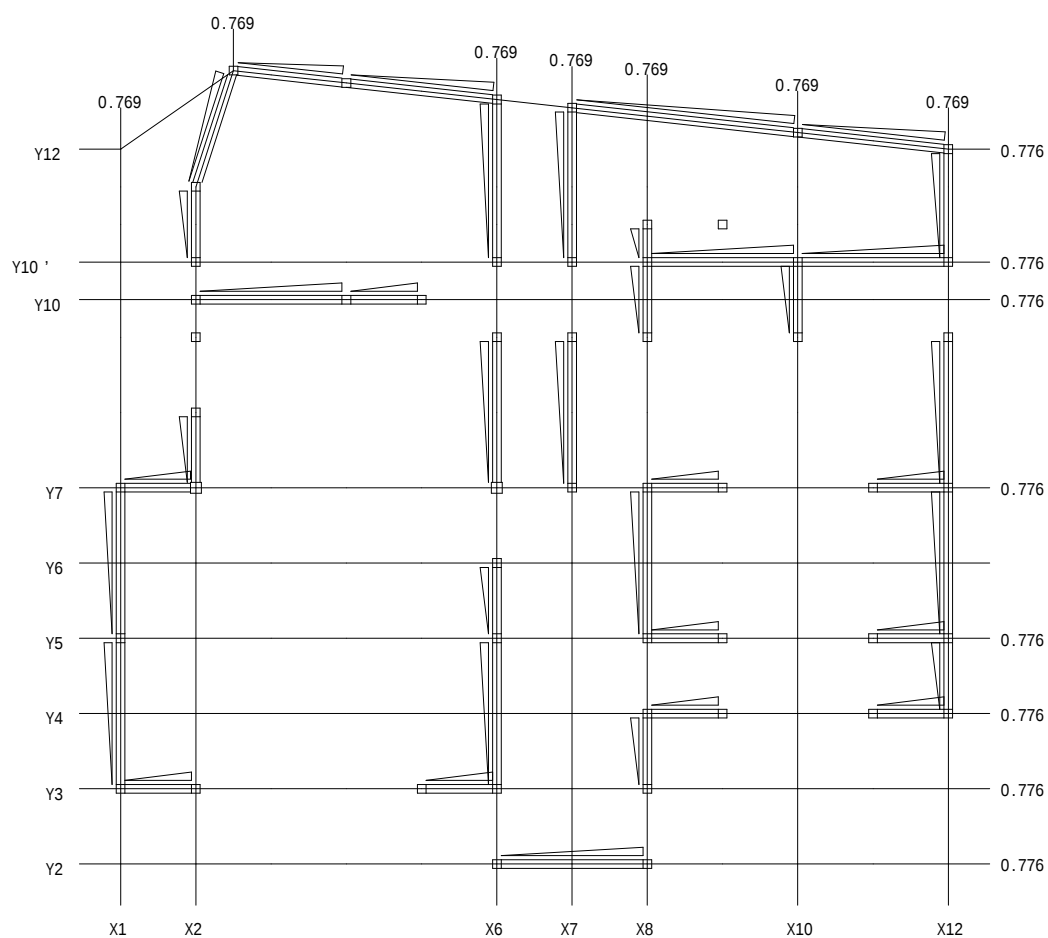


2.4.6 鉛直構面の短期荷重時断面検定比図

2 階 (3 階床)



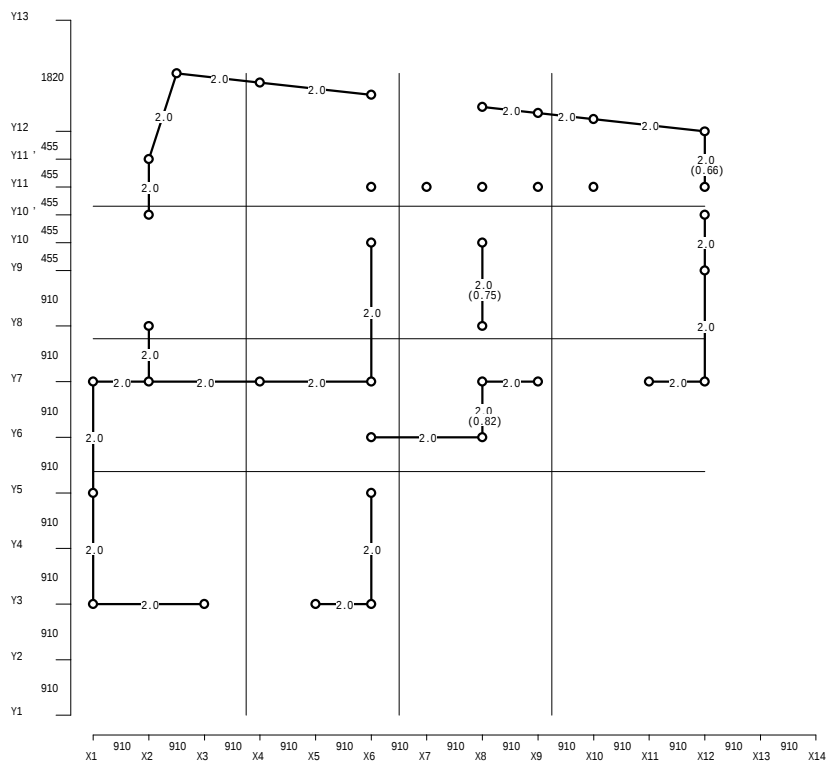
1 階 (2 階床)



2.5 壁量充足率の検討

2.5.1 存在壁量と壁量充足率（地震力による）

2 階

2階 X方向 (- - -) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.15 (m / m²)

	必要壁量 (m)	$\alpha i l i$	$\Sigma \alpha i l i$	壁量充足率
下側1/4	1.48	2.0 × 2.73	5.46 (5.46)	3.68
上側1/4	2.30	2.0 × 6.92	13.85 (13.85)	6.02

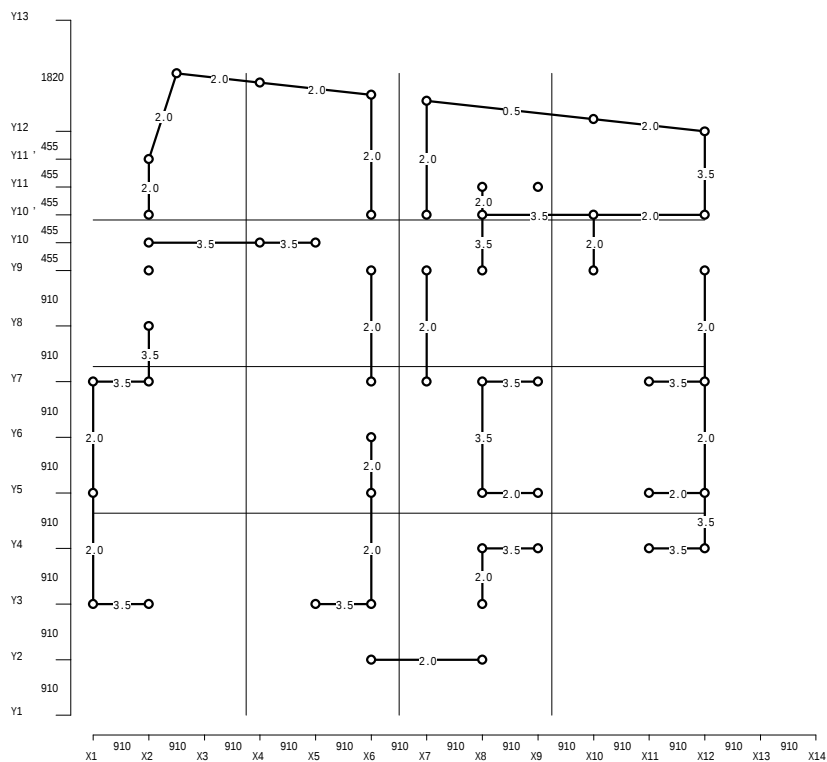
壁量充足率比 3.68 / 6.02 = 0.61 0.5 OK (上、下充足率 1.0のため)

2階 Y方向 (- - -) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.15 (m / m²)

	必要壁量 (m)	$\alpha i l i$	$\Sigma \alpha i l i$	壁量充足率
左側1/4	2.51	2.0 × 6.81	13.62 (13.62)	5.42
右側1/4	1.59	2.0 × 3.67	7.34 (7.34)	4.62

壁量充足率比 4.62 / 5.42 = 0.85 0.5 OK (左、右充足率 1.0のため)

1 階

1階 X方向 (- - -) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.29 (m / m²)

	必要壁量 (m)	αli	$\Sigma \alpha li$	壁量充足率
下側1/4	3.84	2.0 × 1.82 3.5 × 3.64	3.64 (3.64) 12.74 (16.38)	4.26
上側1/4	5.05	0.5 × 2.71 2.0 × 6.94 3.5 × 1.82	1.36 (1.36) 13.87 (15.23) 6.37 (21.60)	4.28

壁量充足率比 4.26 / 4.28 = 1.00 0.5 OK (上、下充足率 1.0のため)

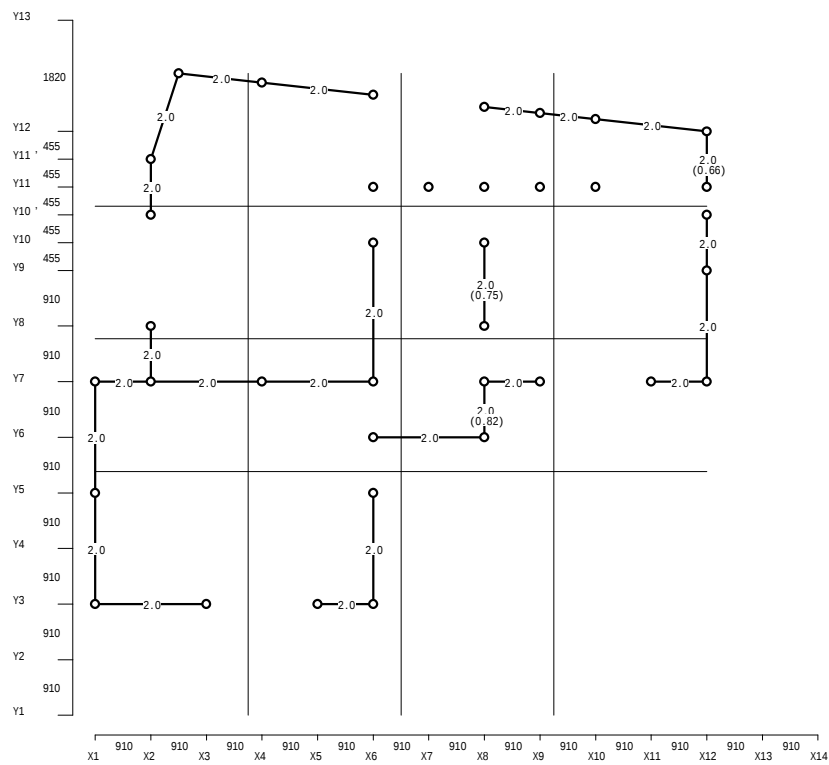
1階 Y方向 (- - - -) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.29 (m / m²)

	必要壁量 (m)	αli	$\Sigma \alpha li$	壁量充足率
左側1/4	4.86	2.0 × 5.90 3.5 × 0.91	11.80 (11.80) 3.19 (14.99)	3.08
右側1/4	5.05	0.5 × 0.01 2.0 × 4.57 3.5 × 2.28	0.00 (0.00) 9.14 (9.15) 7.96 (17.11)	3.39

壁量充足率比 3.08 / 3.39 = 0.91 0.5 OK (左、右充足率 1.0のため)

2.5.2 存在壁量と壁量充足率（風圧力による）

2 階



2階 X方向 (- - -) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.13 (m / m²)

	必要壁量 (m)	$\alpha i l i$	$\Sigma \alpha i l i$	壁量充足率
下側1/4	1.32	2.0 × 2.73	5.46 (5.46)	4.13
上側1/4	2.05	2.0 × 6.92	13.85 (13.85)	6.76

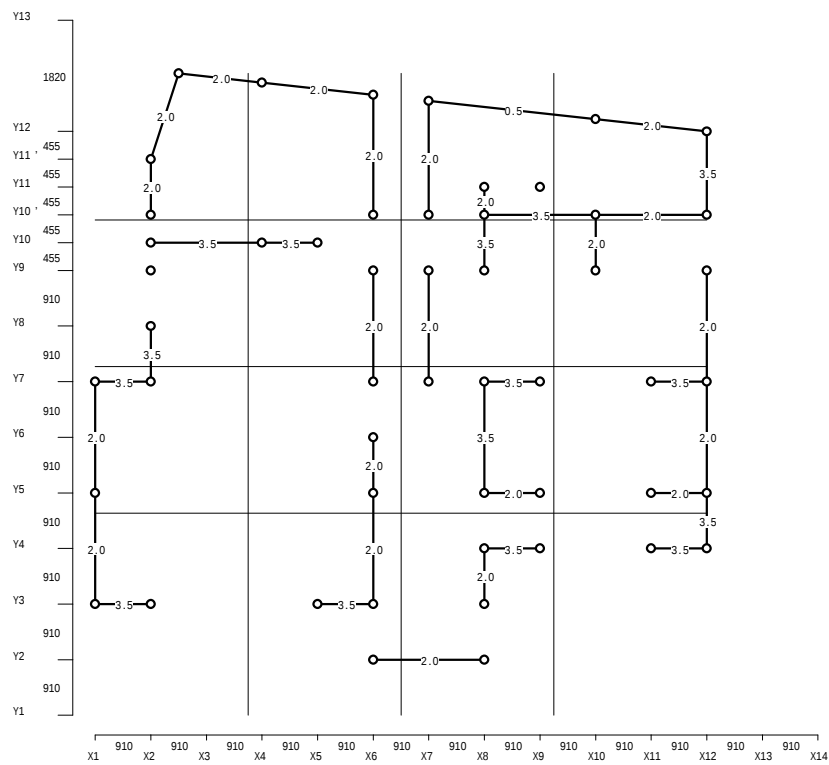
壁量充足率比 4.13 / 6.76 = 0.61 0.5 O K (上、下充足率 1.0のため)

2階 Y方向 (- - -) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.13 (m / m²)

	必要壁量 (m)	$\alpha i l i$	$\Sigma \alpha i l i$	壁量充足率
左側1/4	2.24	2.0 × 6.81	13.62 (13.62)	6.08
右側1/4	1.42	2.0 × 3.67	7.34 (7.34)	5.18

壁量充足率比 5.18 / 6.08 = 0.85 0.5 O K (左、右充足率 1.0のため)

1 階



1階 X方向(- - -) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.25 (m / m²)

	必要壁量 (m)	αli	$\Sigma \alpha li$	壁量充足率
下側1/4	3.31	2.0 × 1.82 3.5 × 3.64	3.64 (3.64) 12.74 (16.38)	4.95
上側1/4	4.34	0.5 × 2.71 2.0 × 6.94 3.5 × 1.82	1.36 (1.36) 13.87 (15.23) 6.37 (21.60)	4.97

壁量充足率比 4.95 / 4.97 = 1.00 0.5 OK (上、下充足率 1.0のため)

1階 Y方向(- - - -) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.25 (m / m²)

	必要壁量 (m)	αli	$\Sigma \alpha li$	壁量充足率
左側1/4	4.18	2.0 × 5.90 3.5 × 0.91	11.80 (11.80) 3.19 (14.99)	3.58
右側1/4	4.35	0.5 × 0.01 2.0 × 4.57 3.5 × 2.28	0.00 (0.00) 9.14 (9.15) 7.96 (17.11)	3.93

壁量充足率比 3.58 / 3.93 = 0.91 0.5 OK (左、右充足率 1.0のため)

2.6 水平構面の負担せん断力に対する検討

2.6.1 通り別重量の算定

2階 X方向

通り	項目	単位荷重 (N/m ²)	面積または長さ (m x m), (m ²)	重量 Wi0(kN)	合計重量 Wi(kN)
Y3	外壁 2階	990	4.55 X 1.35	6.081	6.081
~	その他1 外壁 2階	490 990	12.422 6.37 X 1.35	6.087 8.514	14.600
Y6	外壁 2階	990	1.82 X 1.35	2.432	2.432
~	その他1 外壁 2階	490 990	5.797 0.91 X 1.35	2.840 1.216	4.057
Y7	外壁 2階 内壁 2階	990 400	4.55 X 1.35 3.64 X 1.35	6.081 1.966	8.047
~	その他1 外壁 2階 内壁 2階	490 990 400	41.483 9.21 X 1.35 8.49 X 1.35	20.327 12.312 4.585	37.223
Y12	外壁 2階	990	8.70 X 1.35	11.624	11.624
計					84.064

2階 Y方向

通り	項目	単位荷重 (N/m ²)	面積または長さ (m x m), (m ²)	重量 Wi0(kN)	合計重量 Wi(kN)
X1	外壁 2階	990	3.64 X 1.35	4.865	4.865
~	その他1 外壁 2階	490 990	3.312 2.73 X 1.35	1.623 3.649	5.272
X2	外壁 2階	990	5.12 X 1.35	6.839	6.839
~	その他1 外壁 2階 内壁 2階	490 990 400	30.736 5.93 X 1.35 3.64 X 1.35	15.061 7.931 1.966	24.957
X6	外壁 2階 内壁 2階	990 400	2.73 X 1.35 2.28 X 1.35	3.649 1.229	4.877
~	その他1 外壁 2階 内壁 2階	490 990 400	10.019 3.65 X 1.35 0.91 X 1.35	4.909 4.880 0.491	10.280
X8	外壁 2階 内壁 2階	990 400	0.91 X 1.35 2.28 X 1.35	1.216 1.229	2.445
~	その他1 外壁 2階 内壁 2階	490 990 400	15.634 7.30 X 1.35 3.03 X 1.35	7.661 9.759 1.636	19.056
X12	外壁 2階	990	4.09 X 1.35	5.473	5.473
計					84.064

1階 X方向

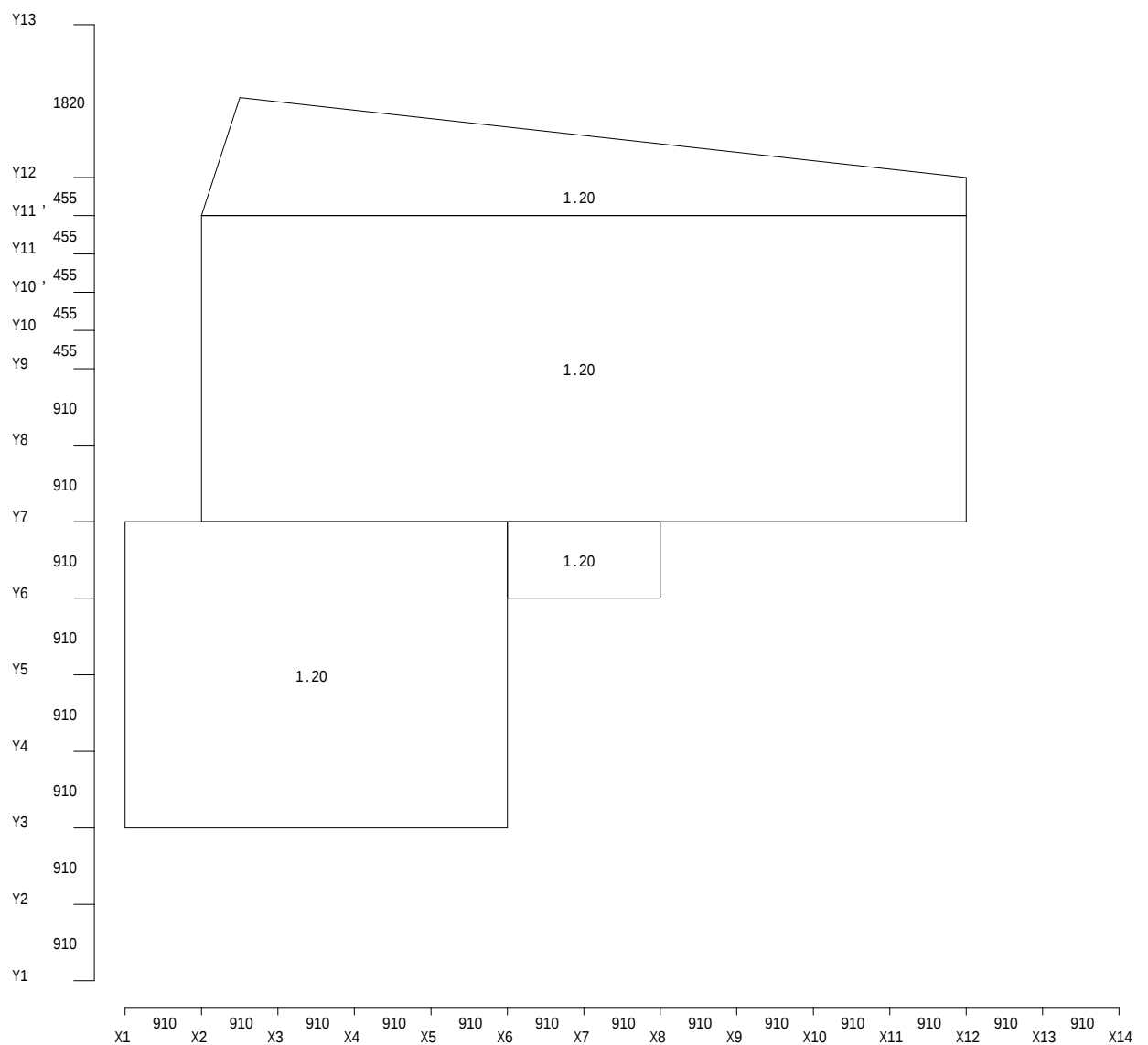
通り	項目	単位荷重 (N/m2)	面積または長さ (m x m), (m2)			重量 Wi0(kN)	合計重量 Wi(kN)
Y2	外壁 1階	990	1.82	X	1.35	2.432	2.432
~	外壁 1階	990	1.82	X	1.35	2.432	2.432
Y3	外壁 2階	990	4.55	X	1.35	6.081	12.162
	外壁 1階	990	4.55	X	1.35	6.081	
~	床	1250	4.141			5.176	14.672
	外壁 2階	990	3.64	X	1.35	4.865	
	外壁 1階	990	2.73	X	1.35	3.649	
	内壁 1階	400	1.82	X	1.35	0.983	
Y4	外壁 1階	990	3.64	X	1.35	4.865	4.865
~	床	1250	4.141			5.176	6.392
	外壁 1階	990	0.91	X	1.35	1.216	
Y5	内壁 1階	400	1.82	X	1.35	0.983	0.983
~	床	1250	9.937			12.421	26.058
	外壁 2階	990	5.46	X	1.35	7.297	
	外壁 1階	990	3.64	X	1.35	4.865	
	内壁 1階	400	2.73	X	1.35	1.474	
Y7	外壁 2階	990	4.55	X	1.35	6.081	11.228
	内壁 2階	400	3.64	X	1.35	1.966	
	外壁 1階	990	0.91	X	1.35	1.216	
	内壁 1階	400	3.64	X	1.35	1.966	
~	床	1250	19.046			23.808	43.200
	外壁 2階	990	5.46	X	1.35	7.297	
	内壁 2階	400	4.55	X	1.35	2.457	
	外壁 1階	990	5.01	X	1.35	6.689	
	内壁 1階	400	5.46	X	1.35	2.948	
Y10	内壁 1階	400	2.73	X	1.35	1.474	1.474
~	床	1250	4.141			5.176	5.784
	外壁 1階	990	0.46	X	1.35	0.608	
Y10'	内壁 1階	400	3.64	X	1.35	1.966	1.966
~	床	1250	16.640			20.801	36.607
	外壁 2階	990	3.75	X	1.35	5.014	
	内壁 2階	400	3.94	X	1.35	2.128	
	外壁 1階	990	3.75	X	1.35	5.014	
	内壁 1階	400	6.76	X	1.35	3.650	
Y12	外壁 2階	990	8.70	X	1.35	11.624	23.247
	外壁 1階	990	8.70	X	1.35	11.624	
計							193.503

1階 Y方向

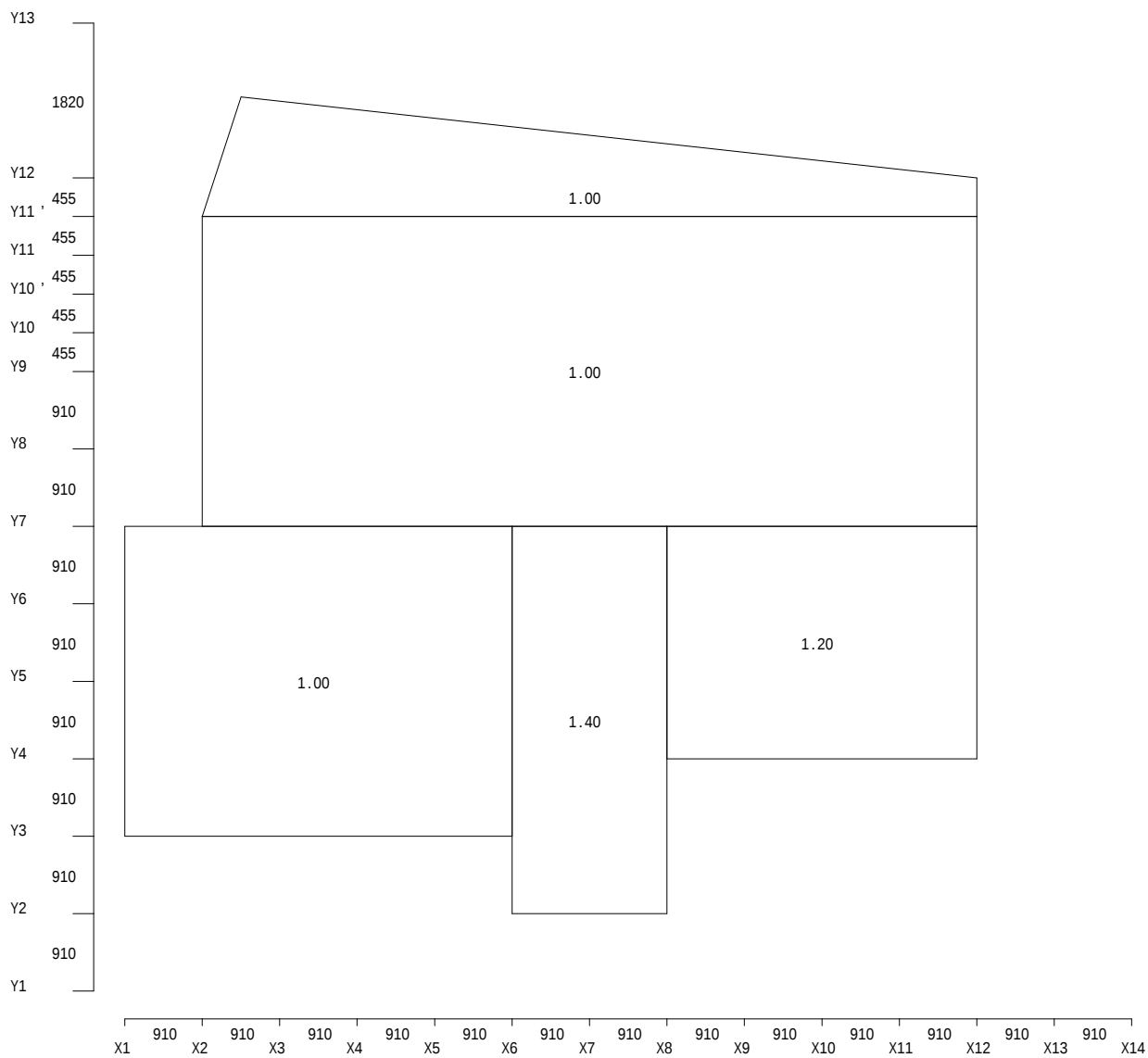
通り	項目	単位荷重 (N/m2)	面積または長さ (m x m), (m2)			重量 Wi0(kN)	合計重量 Wi(kN)
X1	外壁 2階	990	3.64	X	1.35	4.865	9.730
	外壁 1階	990	3.64	X	1.35	4.865	
~	床	1250	3.312			4.141	10.222
	外壁 2階	990	2.73	X	1.35	3.649	
	外壁 1階	990	1.82	X	1.35	2.432	
X2	外壁 2階	990	5.12	X	1.35	6.839	13.677
	外壁 1階	990	5.12	X	1.35	6.839	
~	床	1250	30.736			38.420	58.939
	外壁 2階	990	5.93	X	1.35	7.931	
	内壁 2階	400	3.64	X	1.35	1.966	
	外壁 1階	990	6.84	X	1.35	9.147	
	内壁 1階	400	2.73	X	1.35	1.474	
X6	外壁 2階	990	2.73	X	1.35	3.649	9.611
	内壁 2階	400	2.28	X	1.35	1.229	
	外壁 1階	990	0.91	X	1.35	1.216	
	内壁 1階	400	6.51	X	1.35	3.518	
~	床	1250	3.399			4.249	12.784
	外壁 2階	990	3.65	X	1.35	4.880	
	外壁 1階	990	2.74	X	1.35	3.656	
X7	内壁 1階	400	3.68	X	1.35	1.990	1.990
~	床	1250	4.964			6.205	10.367
	内壁 2階	400	0.91	X	1.35	0.491	
	外壁 1階	990	2.75	X	1.35	3.671	
X8	外壁 2階	990	0.91	X	1.35	1.216	6.597
	内壁 2階	400	2.28	X	1.35	1.229	
	外壁 1階	990	1.82	X	1.35	2.432	
	内壁 1階	400	3.18	X	1.35	1.720	
~	床	1250	7.999			9.999	24.819
	外壁 2階	990	4.56	X	1.35	6.096	
	内壁 2階	400	3.03	X	1.35	1.636	
	外壁 1階	990	2.73	X	1.35	3.649	
	内壁 1階	400	6.37	X	1.35	3.440	
X10	内壁 1階	400	2.47	X	1.35	1.336	1.336
~	床	1250	7.635			9.544	18.836
	外壁 2階	990	2.74	X	1.35	3.663	
	外壁 1階	990	2.74	X	1.35	3.663	
	内壁 1階	400	3.64	X	1.35	1.966	
X12	外壁 2階	990	4.09	X	1.35	5.473	14.595
	外壁 1階	990	6.82	X	1.35	9.122	
計							193.503

2.6.2 床倍率図

2 階 (3 階床) 床倍率



1 階 (2 階床) 床倍率



2.6.3 水平構面の許容せん断耐力

TN1：水平構面外周横架材端部の必要引張耐力 = $1/2 \times \text{最大床倍率} \Delta Qa \times P0 (=1.96\text{kN/m}) \times \text{スパン} l (\text{m})$

金物 (イ)：大入れ蟻掛け + 短冊金物 10.010 (kN)
 (口)：大入れ蟻掛け + 短冊金物 15.900 (kN)
 (ハ)：大入れ蟻掛け + 短冊金物 20.000 (kN)
 (二)：大入れ蟻掛け + 短冊金物 25.000 (kN)

2階 X方向

通り	床倍率	奥行き L (m)	許容 せん断耐力 (kN)	合計許容 せん断耐力 Qa (kN)	スパン l (m)	最大 床倍率 ΔQa	必要 引張耐力 TN1 (kN)	金物
Y3								
	1.200	4.550	10.702	10.702	2.730	1.200	3.210	(イ)
Y6								
	1.200	6.370	14.982	14.982	0.910	1.200	1.070	(イ)
Y7								
	1.200	9.100	21.403	21.403	4.095	1.200	4.816	(イ)
Y12								

2階 Y方向

通り	床倍率	奥行き L (m)	許容 せん断耐力 (kN)	合計許容 せん断耐力 Qa (kN)	スパン l (m)	最大 床倍率 ΔQa	必要 引張耐力 TN1 (kN)	金物
X1								
	1.200	3.640	8.561	8.561	0.910	1.200	1.070	(イ)
X2								
	1.200	7.735	18.193	18.193	3.640	1.200	4.281	(イ)
X6								
	1.200	5.005	11.772	11.772	1.820	1.200	2.140	(イ)
X8								
	1.200	4.095	9.631	9.631	3.640	1.200	4.281	(イ)
X12								

1階 X方向

通り	床倍率	奥行き L (m)	許容 せん断耐力 (kN)	合計許容 せん断耐力 Qa (kN)	スパン l (m)	最大 床倍率 ΔQa	必要 引張耐力 TN1 (kN)	金物
Y2								
	1.400	1.820	4.994	4.994	0.910	1.400	1.249	(イ)
Y3								
	1.000 1.400	4.550 1.820	8.918 4.994	13.912	0.910	1.400	1.249	(イ)
Y4								

1階 X方向

通り	床倍率	奥行き L (m)	許容 せん断耐力 (kN)	合計許容 せん断耐力 Qa (kN)	スパン l (m)	最大 床倍率 ΔQa	必要 引張耐力 TN1 (kN)	金物
	1.000 1.400 1.200	4.550 1.820 3.640	8.918 4.994 8.561	22.473	0.910	1.400	1.249	(イ)
Y5								
	1.000 1.400 1.200	4.550 1.820 3.640	8.918 4.994 8.561	22.473	1.820	1.400	2.497	(イ)
Y7								
	1.000	9.100	17.836	17.836	2.275	1.000	2.230	(イ)
Y10								
	1.000	9.100	17.836	17.836	0.455	1.000	0.446	(イ)
Y10'								
	1.000	9.100	17.836	17.836	1.365	1.000	1.338	(イ)
Y12								

1階 Y方向

通り	床倍率	奥行き L (m)	許容 せん断耐力 (kN)	合計許容 せん断耐力 Qa (kN)	スパン l (m)	最大 床倍率 ΔQa	必要 引張耐力 TN1 (kN)	金物
X1								
	1.000	3.640	7.134	7.134	0.910	1.000	0.892	(イ)
X2								
	1.000	7.735	15.161	15.161	3.640	1.000	3.567	(イ)
X6								
	1.400 1.000	4.550 4.095	12.485 8.026	20.511	0.910	1.400	1.249	(イ)
X7								
	1.400 1.000	4.550 4.095	12.485 8.026	20.511	0.910	1.400	1.249	(イ)
X8								
	1.200 1.000	2.730 4.095	6.421 8.026	14.447	1.820	1.200	2.140	(イ)
X10								
	1.200 1.000	2.730 4.095	6.421 8.026	14.447	1.820	1.200	2.140	(イ)
X12								

2.6.4 水平構面の負担水平力に対する検定

<<< 加力方向未考慮時 >>>

2階 X方向 地震時 $C'i = 0.272$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 7.664 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 15.196 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 15.196 \\ \sum V_{ij} &= 22.860 \\ C\alpha &= (22.860 - 7.664 - 15.196) / (15.196 - 15.196) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) ($=V_{ij}$)	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	3.525	1.000	6.081	1.654					
		1.000	14.600	3.970	10.702	1.871	OK	-2.099	OK
Y6	2.350	1.000	2.432	0.661					
		1.000	4.057	1.103	14.982	-0.410	OK	-1.513	OK
Y7	8.225	1.000	8.047	2.188					
		1.000	37.223	10.122	21.403	4.523	OK	-5.599	OK
Y12	8.760	1.000	11.624	3.161					
計	22.860		84.064	22.860					

2階 Y方向 地震時 $C'i = 0.272$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 6.662 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 16.198 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 16.198 \\ \sum V_{ij} &= 22.860 \\ C\alpha &= (22.860 - 6.662 - 16.198) / (16.198 - 16.198) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) ($=V_{ij}$)	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X1	5.205	1.000	4.865	1.323					
		1.000	5.272	1.434	8.561	3.883	OK	2.449	OK
X2	4.514	1.000	6.839	1.860					
		1.000	24.957	6.787	18.193	5.104	OK	-1.683	OK
X6	5.856	1.000	4.877	1.326					
		1.000	10.280	2.796	11.772	2.847	OK	0.051	OK
X8	2.523	1.000	2.445	0.665					
		1.000	19.056	5.182	9.631	1.909	OK	-3.273	OK
X12	4.761	1.000	5.473	1.488					
計	22.860		84.064	22.860					

1階 X方向 地震時 $C'i = 0.169$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 32.708 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 22.806 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 22.806 \\ \sum V_{ij} &= 55.513 \\ C\alpha &= (55.513 - 32.708 - 22.806) / (22.806 - 22.806) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) ($=V_{ij}$)	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
----	--------------------------------------	------------------------	----------------------------------	---------------------------------	------------------------	--------------------------	----	--------------------------	----

1階 X方向 地震時 $C'i = 0.169$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y2	3.343	1.000	2.432	0.410					
		1.000	2.432	0.410	4.994	2.932	OK	2.522	OK
Y3	5.850	1.000	12.162	5.577					
		1.000	14.672	2.476	13.912	2.795	OK	0.319	OK
Y4	5.850	1.000	4.865	0.821					
		1.000	6.392	1.079	22.473	5.348	OK	4.269	OK
Y5	3.343	1.000	0.983	1.341					
		1.000	26.058	4.397	22.473	6.271	OK	1.874	OK
Y7	8.775	1.000	11.228	11.295					
		1.000	43.200	7.290	17.836	-0.646	OK	-7.936	OK
Y10	8.775	1.000	1.474	0.249					
		1.000	5.784	0.976	17.836	0.591	OK	-0.385	OK
Y10'	9.193	1.000	1.966	0.332					
		1.000	36.607	6.177	17.836	8.476	OK	2.299	OK
Y12	10.384	1.000	23.247	12.683					
計	55.513		193.503	55.513					

1階 Y方向 地震時 $C'i = 0.169$

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ij} &= 32.569 \\
 C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 22.944 \\
 C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 22.944 \\
 \sum V_{ij} &= 55.513 \\
 C\alpha &= (55.513 - 32.569 - 22.944) / (22.944 - 22.944) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X1	6.246	1.000	9.730	6.847					
		1.000	10.222	1.725	7.134	-0.602	OK	-2.327	OK
X2	6.587	1.000	13.677	6.822					
		1.000	58.939	9.946	15.161	-2.561	OK	-12.507	OK
X6	11.179	1.000	9.611	7.478					
		1.000	12.784	2.157	20.511	-8.806	OK	-10.964	OK
X7	6.323	1.000	1.990	0.336					
		1.000	10.367	1.749	20.511	-4.977	OK	-6.726	OK
X8	10.540	1.000	6.597	3.636					

1階 Y方向 地震時 $C'i = 0.169$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
		1.000	24.819	4.188	14.447	0.177	OK	-4.011	OK
X10	1.561	1.000	1.336	0.226					
		1.000	18.836	3.179	14.447	-2.675	OK	-5.853	OK
X12	13.077	1.000	14.595	7.224					
計	55.513		193.503	55.513					

2階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_w	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	1.867	1.000	0.134	0.134					
		1.000	4.180	4.180	10.702	1.733	OK	-2.446	OK
Y6	1.245	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.393	1.393	14.982	-1.201	OK	-2.594	OK
Y7	4.357	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.269	6.269	21.403	1.763	OK	-4.507	OK
Y12	4.640	1.000	0.134	0.134					
計	12.110		12.110	12.110					

2階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_w	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X1	2.758	1.000	0.105	0.105					
		1.000	1.082	1.082	8.561	2.652	OK	1.571	OK
X2	2.391	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.327	4.327	18.193	3.962	OK	-0.365	OK
X6	3.102	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.164	2.164	11.772	2.737	OK	0.574	OK
X8	1.337	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.327	4.327	9.631	1.910	OK	-2.417	OK
X12	2.522	1.000	0.105	0.105					
計	12.110		12.110	12.110					

1階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y2	1.740	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.883	0.883	4.994	1.740	OK	0.857	OK
Y3	3.045	1.000	0.000	1.867					
		1.000	1.871	1.871	13.912	2.034	OK	0.163	OK
Y4	3.045	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.871	1.871	22.473	3.208	OK	1.338	OK
Y5	1.740	1.000	0.000	0.622					
		1.000	3.741	3.741	22.473	2.455	OK	-1.286	OK
Y7	4.567	1.000	0.000	4.979					
		1.000	4.677	4.677	17.836	-1.698	OK	-6.375	OK
Y10	4.567	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.935	0.935	17.836	-1.808	OK	-2.743	OK
Y10'	4.785	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.806	2.806	17.836	2.042	OK	-0.764	OK
Y12	5.405	1.000	0.000	4.640					
計	28.893		16.783	28.893					

1階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X1	3.251	1.000	0.000	2.758					
		1.000	1.526	1.526	7.134	0.493	OK	-1.033	OK
X2	3.429	1.000	0.000	2.391					
		1.000	6.103	6.103	15.161	0.005	OK	-6.098	OK
X6	5.818	1.000	0.000	3.102					
		1.000	1.526	1.526	20.511	-3.382	OK	-4.908	OK
X7	3.291	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.526	1.526	20.511	-1.617	OK	-3.143	OK
X8	5.486	1.000	0.000	1.337					
		1.000	3.052	3.052	14.447	1.006	OK	-2.045	OK
X10	0.813	1.000	0.000	0.000					

1階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q _{Ei} W(kN) (=V _{ij})	ねじれ補正 係数 α _W	W _{ij} W _{ij-1,j} (kN)	P _{ij} w _{j-1,j} (kN)	せん断耐力 Q _a (kN)	せん断力 Q _i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q _i 右端 (kN)	判定
		1.000	3.052	3.052	14.447	-1.233	OK	-4.284	OK
X12	6.806	1.000	0.000	2.522					
計	28.893		16.783	28.893					

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2階 X方向 地震時 C'i = 0.272

$$\begin{aligned}
 \Sigma P_{ij} &= 7.664 \\
 C'i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 15.196 \\
 C'i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 15.196 \\
 \Sigma V_{ij} &= 22.860 \\
 C\alpha &= (22.860 - 7.664 - 15.196) / (15.196 - 15.196) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q _w (kN) (=V _{ij})	ねじれ補正 係数 α _e	W _{ij} W _{ij-1,j} (kN)	P _{ij} w _{j-1,j} (kN)	せん断耐力 Q _a (kN)	せん断力 Q _i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q _i 上端 (kN)	判定
Y3	3.525	1.000	6.081	1.654					
		1.000	14.600	3.970	10.702	1.871	OK	-2.099	OK
Y6	2.350	1.000	2.432	0.661					
		1.000	4.057	1.103	14.982	-0.410	OK	-1.513	OK
Y7	8.225	1.000	8.047	2.188					
		1.000	37.223	10.122	21.403	4.523	OK	-5.599	OK
Y12	8.760	1.000	11.624	3.161					
計	22.860		84.064	22.860					

2階 Y方向 地震時 C'i = 0.272

$$\begin{aligned}
 \Sigma P_{ij} &= 6.662 \\
 C'i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 16.198 \\
 C'i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 16.198 \\
 \Sigma V_{ij} &= 22.860 \\
 C\alpha &= (22.860 - 6.662 - 16.198) / (16.198 - 16.198) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q _w (kN) (=V _{ij})	ねじれ補正 係数 α _e	W _{ij} W _{ij-1,j} (kN)	P _{ij} w _{j-1,j} (kN)	せん断耐力 Q _a (kN)	せん断力 Q _i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q _i 右端 (kN)	判定
X1	5.095	1.000	4.865	1.323					
		1.000	5.272	1.434	8.561	3.772	OK	2.339	OK
X2	4.419	1.000	6.839	1.860					
		1.000	24.957	6.787	18.193	4.898	OK	-1.889	OK
X6	5.732	1.000	4.877	1.326					
		1.000	10.280	2.796	11.772	2.517	OK	-0.279	OK
X8	2.781	1.000	2.445	0.665					

2階 Y方向 地震時 $C'i = 0.272$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
		1.000	19.056	5.182	9.631	1.837	OK	-3.345	OK
X12	4.833	1.000	5.473	1.488					
計	22.860		84.064	22.860					

1階 X方向 地震時 $C'i = 0.169$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 32.708 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 22.806 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 22.806 \\ \sum V_{ij} &= 55.513 \\ C\alpha &= (55.513 - 32.708 - 22.806) / (22.806 - 22.806) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y2	3.586	1.000	2.432	0.410					
		1.000	2.432	0.410	4.994	3.176	OK	2.765	OK
Y3	5.380	1.000	12.162	5.577					
		1.000	14.672	2.476	13.912	2.568	OK	0.092	OK
Y4	5.380	1.000	4.865	0.821					
		1.000	6.392	1.079	22.473	4.650	OK	3.572	OK
Y5	3.586	1.000	0.983	1.341					
		1.000	26.058	4.397	22.473	5.817	OK	1.420	OK
Y7	8.069	1.000	11.228	11.295					
		1.000	43.200	7.290	17.836	-1.806	OK	-9.096	OK
Y10	8.069	1.000	1.474	0.249					
		1.000	5.784	0.976	17.836	-1.275	OK	-2.251	OK
Y10'	8.966	1.000	1.966	0.332					
		1.000	36.607	6.177	17.836	6.383	OK	0.206	OK
Y12	12.477	1.000	23.247	12.683					
計	55.513		193.503	55.513					

1階 Y方向 地震時 $C'i = 0.169$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 32.569 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 22.944 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 22.944 \\ \sum V_{ij} &= 55.513 \\ C\alpha &= (55.513 - 32.569 - 22.944) / (22.944 - 22.944) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
----	--------------------------------------	------------------------	----------------------------------	---------------------------------	------------------------	--------------------------	----	--------------------------	----

1階 Y方向 地震時 $C'i = 0.169$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X1	6.545	1.000	9.730	6.737					
		1.000	10.222	1.725	7.134	-0.192	OK	-1.917	OK
X2	6.494	1.000	13.677	6.727					
		1.000	58.939	9.946	15.161	-2.150	OK	-12.096	OK
X6	11.714	1.000	9.611	7.354					
		1.000	12.784	2.157	20.511	-7.736	OK	-9.893	OK
X7	6.626	1.000	1.990	0.336					
		1.000	10.367	1.749	20.511	-3.603	OK	-5.352	OK
X8	9.817	1.000	6.597	3.894					
		1.000	24.819	4.188	14.447	0.571	OK	-3.617	OK
X10	1.636	1.000	1.336	0.226					
		1.000	18.836	3.179	14.447	-2.206	OK	-5.385	OK
X12	12.681	1.000	14.595	7.296					
計	55.513		193.503	55.513					

2階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_W	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	1.867	1.000	0.134	0.134					
		1.000	4.180	4.180	10.702	1.733	OK	-2.446	OK
Y6	1.245	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.393	1.393	14.982	-1.201	OK	-2.594	OK
Y7	4.357	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.269	6.269	21.403	1.763	OK	-4.507	OK
Y12	4.640	1.000	0.134	0.134					
計	12.110		12.110	12.110					

2階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_W	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X1	2.699	1.000	0.105	0.105					

2階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
		1.000	1.082	1.082	8.561	2.594	OK	1.512	OK
X2	2.341	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.327	4.327	18.193	3.853	OK	-0.474	OK
X6	3.037	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.164	2.164	11.772	2.563	OK	0.399	OK
X8	1.473	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.327	4.327	9.631	1.872	OK	-2.455	OK
X12	2.560	1.000	0.105	0.105					
計	12.110		12.110	12.110					

1階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y2	1.867	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.883	0.883	4.994	1.867	OK	0.983	OK
Y3	2.800	1.000	0.000	1.867					
		1.000	1.871	1.871	13.912	1.916	OK	0.045	OK
Y4	2.800	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.871	1.871	22.473	2.845	OK	0.975	OK
Y5	1.867	1.000	0.000	0.622					
		1.000	3.741	3.741	22.473	2.219	OK	-1.523	OK
Y7	4.200	1.000	0.000	4.979					
		1.000	4.677	4.677	17.836	-2.302	OK	-6.979	OK
Y10	4.200	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.935	0.935	17.836	-2.779	OK	-3.714	OK
Y10'	4.666	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.806	2.806	17.836	0.952	OK	-1.854	OK
Y12	6.494	1.000	0.000	4.640					
計	28.893		16.783	28.893					

1階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αw	Wij Wij-1,j (kN)	Pij wj-1,j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X1	3.406	1.000	0.000	2.699					
		1.000	1.526	1.526	7.134	0.707	OK	-0.818	OK
X2	3.380	1.000	0.000	2.341					
		1.000	6.103	6.103	15.161	0.221	OK	-5.882	OK
X6	6.097	1.000	0.000	3.037					
		1.000	1.526	1.526	20.511	-2.822	OK	-4.348	OK
X7	3.449	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.526	1.526	20.511	-0.899	OK	-2.425	OK
X8	5.110	1.000	0.000	1.473					
		1.000	3.052	3.052	14.447	1.212	OK	-1.840	OK
X10	0.852	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.052	3.052	14.447	-0.988	OK	-4.040	OK
X12	6.600	1.000	0.000	2.560					
計	28.893		16.783	28.893					

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2階 X方向 地震時 C'i = 0.272

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ij} &= 7.664 \\
 C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 15.196 \\
 C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 15.196 \\
 \sum V_{ij} &= 22.860 \\
 C\alpha &= (22.860 - 7.664 - 15.196) / (15.196 - 15.196) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Qw (kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αe	Wij Wij-1,j (kN)	Pij wj-1,j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y3	3.525	1.000	6.081	1.654					
		1.000	14.600	3.970	10.702	1.871	OK	-2.099	OK
Y6	2.350	1.000	2.432	0.661					
		1.000	4.057	1.103	14.982	-0.410	OK	-1.513	OK
Y7	8.225	1.000	8.047	2.188					
		1.000	37.223	10.122	21.403	4.523	OK	-5.599	OK
Y12	8.760	1.000	11.624	3.161					
計	22.860		84.064	22.860					

2階 Y方向 地震時 C'i = 0.272

$$\begin{aligned}
 \Sigma P_{ij} &= 6.662 \\
 C'i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 16.198 \\
 C'i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 16.198 \\
 \Sigma V_{ij} &= 22.860 \\
 C\alpha &= (22.860 - 6.662 - 16.198) / (16.198 - 16.198) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Qw (kN) (=V _{ij})	ねじれ補正 係数 α _e	W _{ij} W _{ij-1,j} (kN)	P _{ij} w _{j-1,j} (kN)	せん断耐力 Q _a (kN)	せん断力 Q _i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q _i 右端 (kN)	判定
X1	5.293	1.000	4.865	1.323					
		1.000	5.272	1.434	8.561	3.970	OK	2.536	OK
X2	4.590	1.000	6.839	1.860					
		1.000	24.957	6.787	18.193	5.267	OK	-1.520	OK
X6	5.955	1.000	4.877	1.326					
		1.000	10.280	2.796	11.772	3.108	OK	0.313	OK
X8	2.309	1.000	2.445	0.665					
		1.000	19.056	5.182	9.631	1.956	OK	-3.225	OK
X12	4.714	1.000	5.473	1.488					
計	22.860		84.064	22.860					

1階 X方向 地震時 C'i = 0.169

$$\begin{aligned}
 \Sigma P_{ij} &= 32.708 \\
 C'i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 22.806 \\
 C'i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 22.806 \\
 \Sigma V_{ij} &= 55.513 \\
 C\alpha &= (55.513 - 32.708 - 22.806) / (22.806 - 22.806) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Qw (kN) (=V _{ij})	ねじれ補正 係数 α _e	W _{ij} W _{ij-1,j} (kN)	P _{ij} w _{j-1,j} (kN)	せん断耐力 Q _a (kN)	せん断力 Q _i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q _i 上端 (kN)	判定
Y2	3.586	1.000	2.432	0.410					
		1.000	2.432	0.410	4.994	3.176	OK	2.765	OK
Y3	5.380	1.000	12.162	5.577					
		1.000	14.672	2.476	13.912	2.568	OK	0.092	OK
Y4	5.380	1.000	4.865	0.821					
		1.000	6.392	1.079	22.473	4.650	OK	3.572	OK
Y5	3.586	1.000	0.983	1.341					
		1.000	26.058	4.397	22.473	5.817	OK	1.420	OK
Y7	8.069	1.000	11.228	11.295					
		1.000	43.200	7.290	17.836	-1.806	OK	-9.096	OK
Y10	8.069	1.000	1.474	0.249					

1階 X方向 地震時 $C'i = 0.169$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
		1.000	5.784	0.976	17.836	-1.275	OK	-2.251	OK
Y10'	8.966	1.000	1.966	0.332					
		1.000	36.607	6.177	17.836	6.383	OK	0.206	OK
Y12	12.477	1.000	23.247	12.683					
計	55.513		193.503	55.513					

1階 Y方向 地震時 $C'i = 0.169$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 32.569 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 22.944 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 22.944 \\ \sum V_{ij} &= 55.513 \\ C\alpha &= (55.513 - 32.569 - 22.944) / (22.944 - 22.944) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X1	5.493	1.000	9.730	6.935					
		1.000	10.222	1.725	7.134	-1.442	OK	-3.167	OK
X2	6.823	1.000	13.677	6.898					
		1.000	58.939	9.946	15.161	-3.242	OK	-13.188	OK
X6	9.831	1.000	9.611	7.576					
		1.000	12.784	2.157	20.511	-10.934	OK	-13.091	OK
X7	5.561	1.000	1.990	0.336					
		1.000	10.367	1.749	20.511	-7.866	OK	-9.616	OK
X8	12.358	1.000	6.597	3.422					
		1.000	24.819	4.188	14.447	-0.679	OK	-4.867	OK
X10	1.373	1.000	1.336	0.226					
		1.000	18.836	3.179	14.447	-3.720	OK	-6.898	OK
X12	14.075	1.000	14.595	7.177					
計	55.513		193.503	55.513					

2階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_w	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	1.867	1.000	0.134	0.134					

2階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1,j (kN)	Pij wj-1,j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
		1.000	4.180	4.180	10.702	1.733	OK	-2.446	OK
Y6	1.245	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.393	1.393	14.982	-1.201	OK	-2.594	OK
Y7	4.357	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.269	6.269	21.403	1.763	OK	-4.507	OK
Y12	4.640	1.000	0.134	0.134					
計	12.110		12.110	12.110					

2階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1,j (kN)	Pij wj-1,j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X1	2.804	1.000	0.105	0.105					
		1.000	1.082	1.082	8.561	2.699	OK	1.617	OK
X2	2.432	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.327	4.327	18.193	4.048	OK	-0.279	OK
X6	3.154	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.164	2.164	11.772	2.876	OK	0.712	OK
X8	1.223	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.327	4.327	9.631	1.935	OK	-2.392	OK
X12	2.497	1.000	0.105	0.105					
計	12.110		12.110	12.110					

1階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1,j (kN)	Pij wj-1,j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y2	1.867	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.883	0.883	4.994	1.867	OK	0.983	OK
Y3	2.800	1.000	0.000	1.867					
		1.000	1.871	1.871	13.912	1.916	OK	0.045	OK
Y4	2.800	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.871	1.871	22.473	2.845	OK	0.975	OK
Y5	1.867	1.000	0.000	0.622					

1階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
		1.000	3.741	3.741	22.473	2.219	OK	-1.523	OK
Y7	4.200	1.000	0.000	4.979					
		1.000	4.677	4.677	17.836	-2.302	OK	-6.979	OK
Y10	4.200	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.935	0.935	17.836	-2.779	OK	-3.714	OK
Y10'	4.666	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.806	2.806	17.836	0.952	OK	-1.854	OK
Y12	6.494	1.000	0.000	4.640					
計	28.893		16.783	28.893					

1階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X1	2.859	1.000	0.000	2.804					
		1.000	1.526	1.526	7.134	0.055	OK	-1.471	OK
X2	3.551	1.000	0.000	2.432					
		1.000	6.103	6.103	15.161	-0.351	OK	-6.454	OK
X6	5.117	1.000	0.000	3.154					
		1.000	1.526	1.526	20.511	-4.492	OK	-6.018	OK
X7	2.894	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.526	1.526	20.511	-3.124	OK	-4.649	OK
X8	6.432	1.000	0.000	1.223					
		1.000	3.052	3.052	14.447	0.560	OK	-2.492	OK
X10	0.715	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.052	3.052	14.447	-1.777	OK	-4.828	OK
X12	7.326	1.000	0.000	2.497					
計	28.893		16.783	28.893					

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2階 X方向 地震時 $C'i = 0.272$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 7.664 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 15.196 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 15.196 \\ \sum V_{ij} &= 22.860 \\ C\alpha &= (22.860 - 7.664 - 15.196) / (15.196 - 15.196) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	3.525	1.000	6.081	1.654					
		1.000	14.600	3.970	10.702	1.871	OK	-2.099	OK
Y6	2.350	1.000	2.432	0.661					
		1.000	4.057	1.103	14.982	-0.410	OK	-1.513	OK
Y7	8.225	1.000	8.047	2.188					
		1.000	37.223	10.122	21.403	4.523	OK	-5.599	OK
Y12	8.760	1.000	11.624	3.161					
計	22.860		84.064	22.860					

2階 Y方向 地震時 $C'i = 0.272$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 6.662 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 16.198 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 16.198 \\ \sum V_{ij} &= 22.860 \\ C\alpha &= (22.860 - 6.662 - 16.198) / (16.198 - 16.198) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X1	5.095	1.000	4.865	1.323					
		1.000	5.272	1.434	8.561	3.772	OK	2.339	OK
X2	4.419	1.000	6.839	1.860					
		1.000	24.957	6.787	18.193	4.898	OK	-1.889	OK
X6	5.732	1.000	4.877	1.326					
		1.000	10.280	2.796	11.772	2.517	OK	-0.279	OK
X8	2.781	1.000	2.445	0.665					
		1.000	19.056	5.182	9.631	1.837	OK	-3.345	OK
X12	4.833	1.000	5.473	1.488					
計	22.860		84.064	22.860					

1階 X方向 地震時 $C'i = 0.169$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 32.708 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 22.806 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 22.806 \\ \sum V_{ij} &= 55.513 \\ C\alpha &= (55.513 - 32.708 - 22.806) / (22.806 - 22.806) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y2	2.777	1.000	2.432	0.410					
		1.000	2.432	0.410	4.994	2.367	OK	1.956	OK
Y3	6.943	1.000	12.162	5.577					
		1.000	14.672	2.476	13.912	3.322	OK	0.846	OK
Y4	6.943	1.000	4.865	0.821					
		1.000	6.392	1.079	22.473	6.969	OK	5.890	OK
Y5	2.777	1.000	0.983	1.341					
		1.000	26.058	4.397	22.473	7.327	OK	2.929	OK
Y7	10.415	1.000	11.228	11.295					
		1.000	43.200	7.290	17.836	2.050	OK	-5.240	OK
Y10	10.415	1.000	1.474	0.249					
		1.000	5.784	0.976	17.836	4.926	OK	3.950	OK
Y10'	9.721	1.000	1.966	0.332					
		1.000	36.607	6.177	17.836	13.339	OK	7.161	OK
Y12	5.521	1.000	23.247	12.683					
計	55.513		193.503	55.513					

1階 Y方向 地震時 $C'i = 0.169$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 32.569 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 22.944 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 22.944 \\ \sum V_{ij} &= 55.513 \\ C\alpha &= (55.513 - 32.569 - 22.944) / (22.944 - 22.944) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X1	6.545	1.000	9.730	6.737					
		1.000	10.222	1.725	7.134	-0.192	OK	-1.917	OK
X2	6.494	1.000	13.677	6.727					
		1.000	58.939	9.946	15.161	-2.150	OK	-12.096	OK
X6	11.714	1.000	9.611	7.354					

1階 Y方向 地震時 $C'i = 0.169$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
		1.000	12.784	2.157	20.511	-7.736	OK	-9.893	OK
X7	6.626	1.000	1.990	0.336					
		1.000	10.367	1.749	20.511	-3.603	OK	-5.352	OK
X8	9.817	1.000	6.597	3.894					
		1.000	24.819	4.188	14.447	0.571	OK	-3.617	OK
X10	1.636	1.000	1.336	0.226					
		1.000	18.836	3.179	14.447	-2.206	OK	-5.385	OK
X12	12.681	1.000	14.595	7.296					
計	55.513		193.503	55.513					

2階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_w	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	1.867	1.000	0.134	0.134					
		1.000	4.180	4.180	10.702	1.733	OK	-2.446	OK
Y6	1.245	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.393	1.393	14.982	-1.201	OK	-2.594	OK
Y7	4.357	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.269	6.269	21.403	1.763	OK	-4.507	OK
Y12	4.640	1.000	0.134	0.134					
計	12.110		12.110	12.110					

2階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_w	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X1	2.699	1.000	0.105	0.105					
		1.000	1.082	1.082	8.561	2.594	OK	1.512	OK
X2	2.341	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.327	4.327	18.193	3.853	OK	-0.474	OK
X6	3.037	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.164	2.164	11.772	2.563	OK	0.399	OK
X8	1.473	1.000	0.000	0.000					

2階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
		1.000	4.327	4.327	9.631	1.872	OK	-2.455	OK
X12	2.560	1.000	0.105	0.105					
計	12.110		12.110	12.110					

1階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y2	1.446	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.883	0.883	4.994	1.446	OK	0.562	OK
Y3	3.614	1.000	0.000	1.867					
		1.000	1.871	1.871	13.912	2.309	OK	0.438	OK
Y4	3.614	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.871	1.871	22.473	4.052	OK	2.181	OK
Y5	1.446	1.000	0.000	0.622					
		1.000	3.741	3.741	22.473	3.004	OK	-0.737	OK
Y7	5.421	1.000	0.000	4.979					
		1.000	4.677	4.677	17.836	-0.296	OK	-4.972	OK
Y10	5.421	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.935	0.935	17.836	0.449	OK	-0.487	OK
Y10'	5.059	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.806	2.806	17.836	4.573	OK	1.767	OK
Y12	2.874	1.000	0.000	4.640					
計	28.893		16.783	28.893					

1階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X1	3.406	1.000	0.000	2.699					
		1.000	1.526	1.526	7.134	0.707	OK	-0.818	OK
X2	3.380	1.000	0.000	2.341					
		1.000	6.103	6.103	15.161	0.221	OK	-5.882	OK
X6	6.097	1.000	0.000	3.037					

1階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1,j (kN)	Pij wj-1,j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
		1.000	1.526	1.526	20.511	-2.822	OK	-4.348	OK
X7	3.449	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.526	1.526	20.511	-0.899	OK	-2.425	OK
X8	5.110	1.000	0.000	1.473					
		1.000	3.052	3.052	14.447	1.212	OK	-1.840	OK
X10	0.852	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.052	3.052	14.447	-0.988	OK	-4.040	OK
X12	6.600	1.000	0.000	2.560					
計	28.893		16.783	28.893					

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2階 X方向 地震時 C'i = 0.272

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ij} &= 7.664 \\
 C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 15.196 \\
 C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 15.196 \\
 \sum V_{ij} &= 22.860 \\
 C\alpha &= (22.860 - 7.664 - 15.196) / (15.196 - 15.196) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Qw (kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αe	Wij Wij-1,j (kN)	Pij wj-1,j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y3	3.525	1.000	6.081	1.654					
		1.000	14.600	3.970	10.702	1.871	OK	-2.099	OK
Y6	2.350	1.000	2.432	0.661					
		1.000	4.057	1.103	14.982	-0.410	OK	-1.513	OK
Y7	8.225	1.000	8.047	2.188					
		1.000	37.223	10.122	21.403	4.523	OK	-5.599	OK
Y12	8.760	1.000	11.624	3.161					
計	22.860		84.064	22.860					

2階 Y方向 地震時 C'i = 0.272

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ij} &= 6.662 \\
 C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 16.198 \\
 C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 16.198 \\
 \sum V_{ij} &= 22.860 \\
 C\alpha &= (22.860 - 6.662 - 16.198) / (16.198 - 16.198) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Qw (kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αe	Wij Wij-1,j (kN)	Pij wj-1,j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
----	----------------------------	----------------	------------------------	-----------------------	---------------------	----------------------	----	----------------------	----

2階 Y方向 地震時 $C'i = 0.272$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X1	5.293	1.000	4.865	1.323					
		1.000	5.272	1.434	8.561	3.970	OK	2.536	OK
X2	4.590	1.000	6.839	1.860					
		1.000	24.957	6.787	18.193	5.267	OK	-1.520	OK
X6	5.955	1.000	4.877	1.326					
		1.000	10.280	2.796	11.772	3.108	OK	0.313	OK
X8	2.309	1.000	2.445	0.665					
		1.000	19.056	5.182	9.631	1.956	OK	-3.225	OK
X12	4.714	1.000	5.473	1.488					
計	22.860		84.064	22.860					

1階 X方向 地震時 $C'i = 0.169$

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ij} &= 32.708 \\
 C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 22.806 \\
 C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 22.806 \\
 \sum V_{ij} &= 55.513 \\
 C\alpha &= (55.513 - 32.708 - 22.806) / (22.806 - 22.806) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y2	2.777	1.000	2.432	0.410					
		1.000	2.432	0.410	4.994	2.367	OK	1.956	OK
Y3	6.943	1.000	12.162	5.577					
		1.000	14.672	2.476	13.912	3.322	OK	0.846	OK
Y4	6.943	1.000	4.865	0.821					
		1.000	6.392	1.079	22.473	6.969	OK	5.890	OK
Y5	2.777	1.000	0.983	1.341					
		1.000	26.058	4.397	22.473	7.327	OK	2.929	OK
Y7	10.415	1.000	11.228	11.295					
		1.000	43.200	7.290	17.836	2.050	OK	-5.240	OK
Y10	10.415	1.000	1.474	0.249					
		1.000	5.784	0.976	17.836	4.926	OK	3.950	OK
Y10'	9.721	1.000	1.966	0.332					
		1.000	36.607	6.177	17.836	13.339	OK	7.161	OK
Y12	5.521	1.000	23.247	12.683					
計	55.513		193.503	55.513					

1階 Y方向 地震時 C'i = 0.169

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 32.569 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 22.944 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 22.944 \\ \sum V_{ij} &= 55.513 \\ C\alpha &= (55.513 - 32.569 - 22.944) / (22.944 - 22.944) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Qw (kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 α_e	Wij Wij-1,j (kN)	Pij wj-1,j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X1	5.493	1.000	9.730	6.935					
		1.000	10.222	1.725	7.134	-1.442	OK	-3.167	OK
X2	6.823	1.000	13.677	6.898					
		1.000	58.939	9.946	15.161	-3.242	OK	-13.188	OK
X6	9.831	1.000	9.611	7.576					
		1.000	12.784	2.157	20.511	-10.934	OK	-13.091	OK
X7	5.561	1.000	1.990	0.336					
		1.000	10.367	1.749	20.511	-7.866	OK	-9.616	OK
X8	12.358	1.000	6.597	3.422					
		1.000	24.819	4.188	14.447	-0.679	OK	-4.867	OK
X10	1.373	1.000	1.336	0.226					
		1.000	18.836	3.179	14.447	-3.720	OK	-6.898	OK
X12	14.075	1.000	14.595	7.177					
計	55.513		193.503	55.513					

2階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QeiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 α_w	Wij Wij-1,j (kN)	Pij wj-1,j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y3	1.867	1.000	0.134	0.134					
		1.000	4.180	4.180	10.702	1.733	OK	-2.446	OK
Y6	1.245	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.393	1.393	14.982	-1.201	OK	-2.594	OK
Y7	4.357	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.269	6.269	21.403	1.763	OK	-4.507	OK
Y12	4.640	1.000	0.134	0.134					
計	12.110		12.110	12.110					

2階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X1	2.804	1.000	0.105	0.105					
		1.000	1.082	1.082	8.561	2.699	OK	1.617	OK
X2	2.432	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.327	4.327	18.193	4.048	OK	-0.279	OK
X6	3.154	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.164	2.164	11.772	2.876	OK	0.712	OK
X8	1.223	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.327	4.327	9.631	1.935	OK	-2.392	OK
X12	2.497	1.000	0.105	0.105					
計	12.110		12.110	12.110					

1階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y2	1.446	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.883	0.883	4.994	1.446	OK	0.562	OK
Y3	3.614	1.000	0.000	1.867					
		1.000	1.871	1.871	13.912	2.309	OK	0.438	OK
Y4	3.614	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.871	1.871	22.473	4.052	OK	2.181	OK
Y5	1.446	1.000	0.000	0.622					
		1.000	3.741	3.741	22.473	3.004	OK	-0.737	OK
Y7	5.421	1.000	0.000	4.979					
		1.000	4.677	4.677	17.836	-0.296	OK	-4.972	OK
Y10	5.421	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.935	0.935	17.836	0.449	OK	-0.487	OK
Y10'	5.059	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.806	2.806	17.836	4.573	OK	1.767	OK
Y12	2.874	1.000	0.000	4.640					
計	28.893		16.783	28.893					

1階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Viij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1,j (kN)	Pij wj-1,j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X1	2.859	1.000	0.000	2.804					
		1.000	1.526	1.526	7.134	0.055	OK	-1.471	OK
X2	3.551	1.000	0.000	2.432					
		1.000	6.103	6.103	15.161	-0.351	OK	-6.454	OK
X6	5.117	1.000	0.000	3.154					
		1.000	1.526	1.526	20.511	-4.492	OK	-6.018	OK
X7	2.894	1.000	0.000	0.000					
		1.000	1.526	1.526	20.511	-3.124	OK	-4.649	OK
X8	6.432	1.000	0.000	1.223					
		1.000	3.052	3.052	14.447	0.560	OK	-2.492	OK
X10	0.715	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.052	3.052	14.447	-1.777	OK	-4.828	OK
X12	7.326	1.000	0.000	2.497					
計	28.893		16.783	28.893					

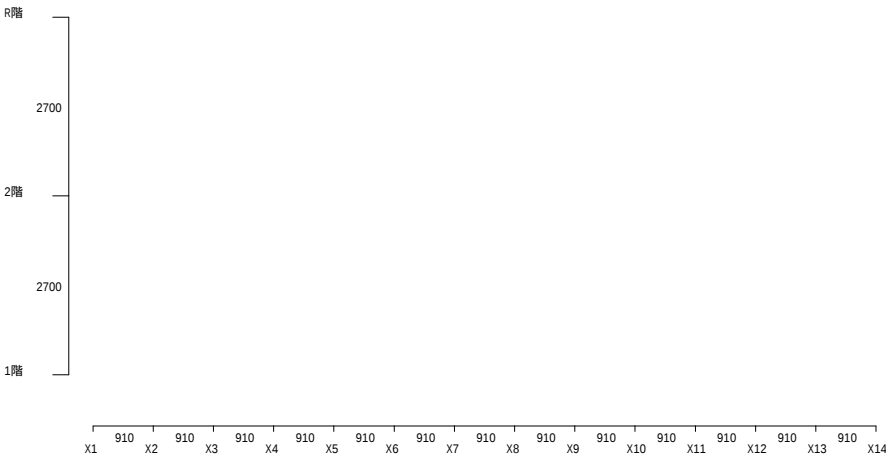
3. 各部の設計

3.1 軸力

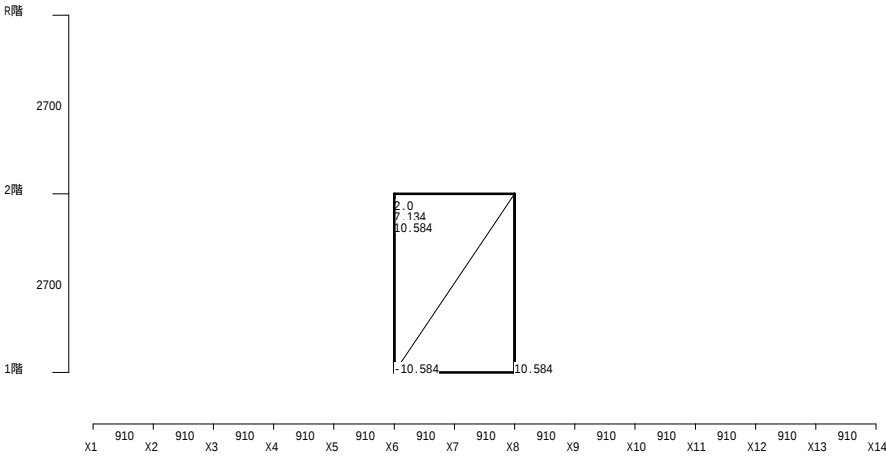
3.1.1 耐力壁の許容耐力・軸力

上段：壁倍率 中段：許容せん断耐力(kN) 下段：水平時軸力(kN)

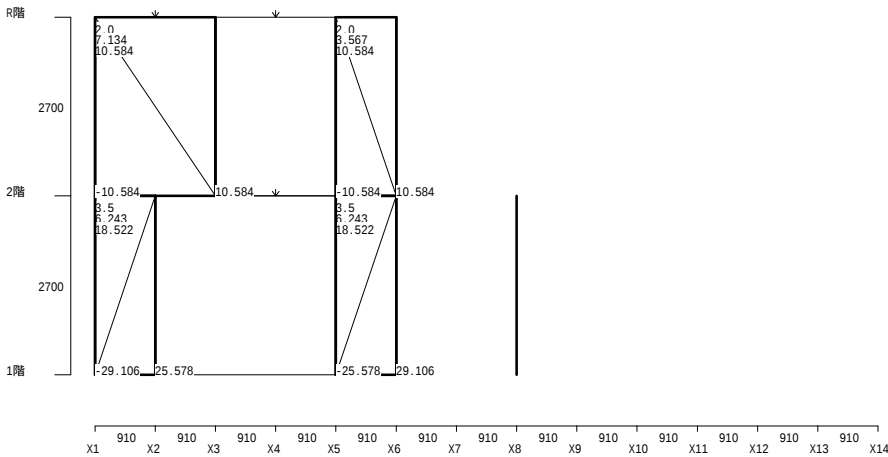
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y1 通り



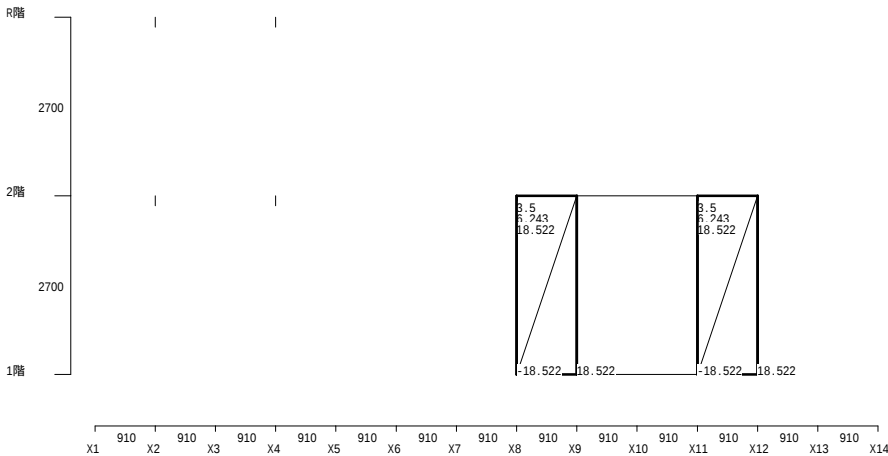
X方向 Y2 通り



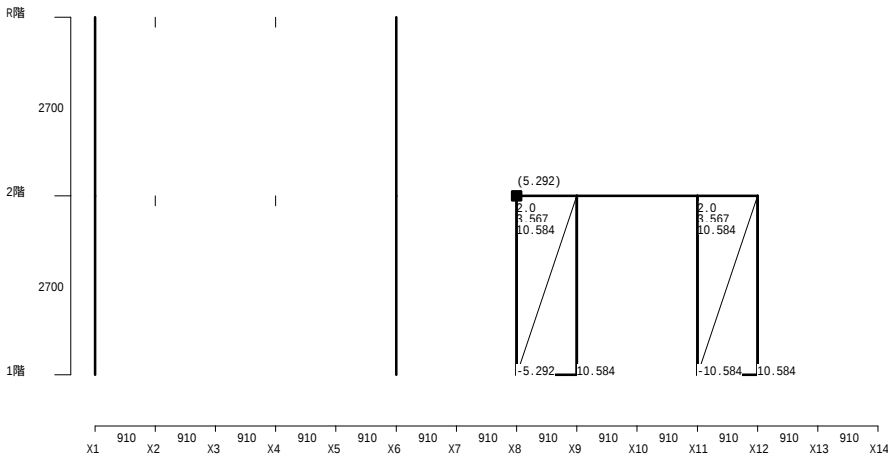
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y3 通り



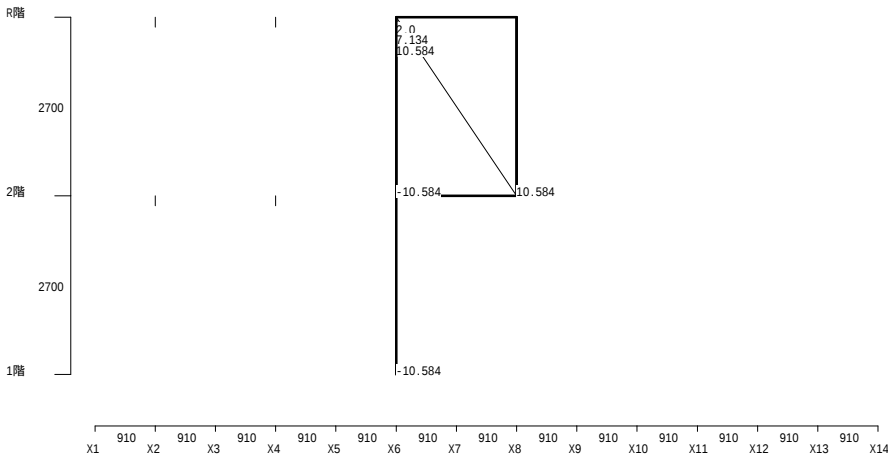
X方向 Y4 通り



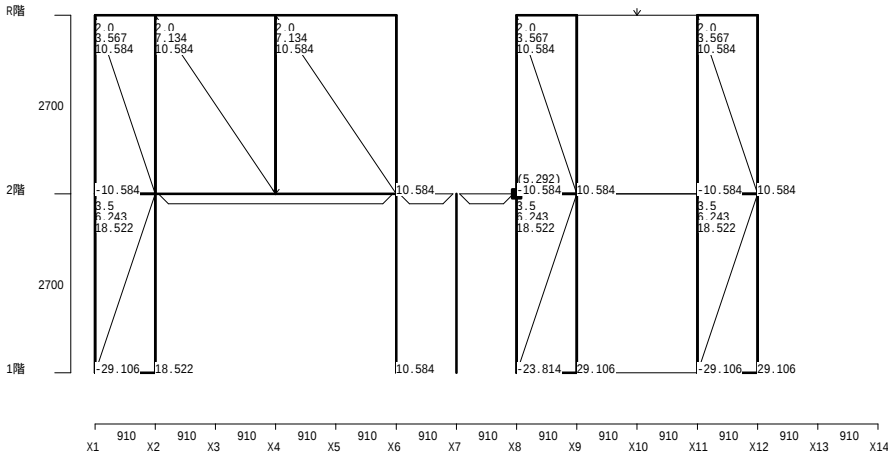
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y5 通り



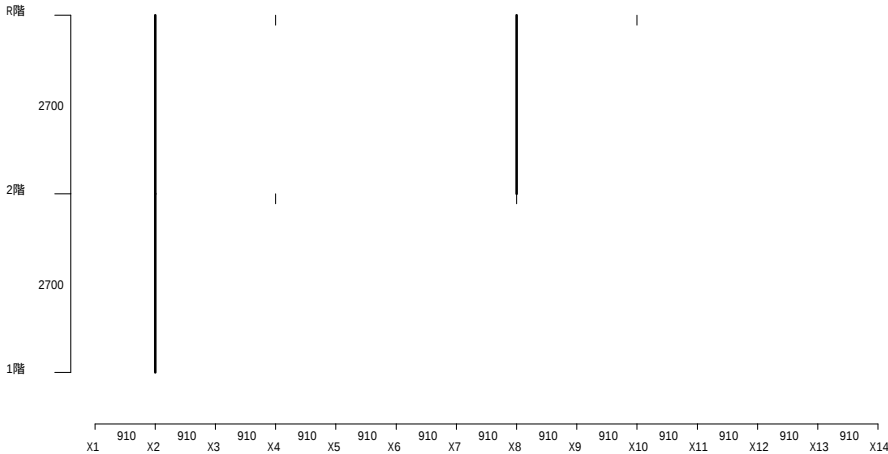
X方向 Y6 通り



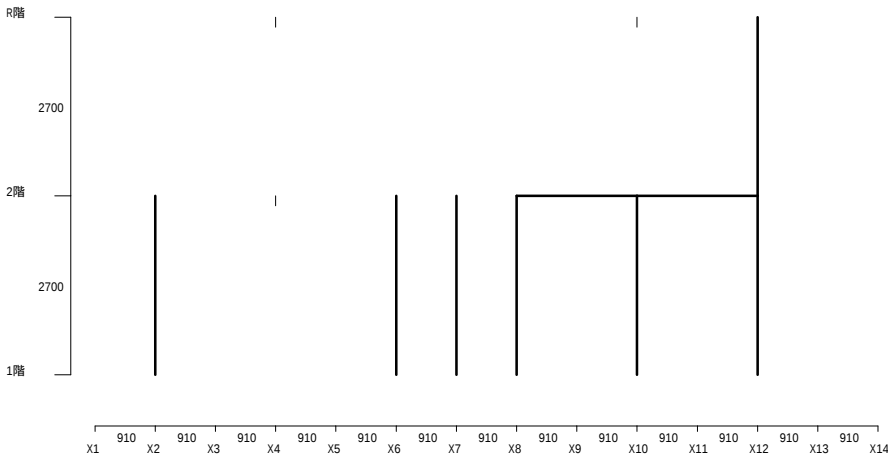
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y7 通り



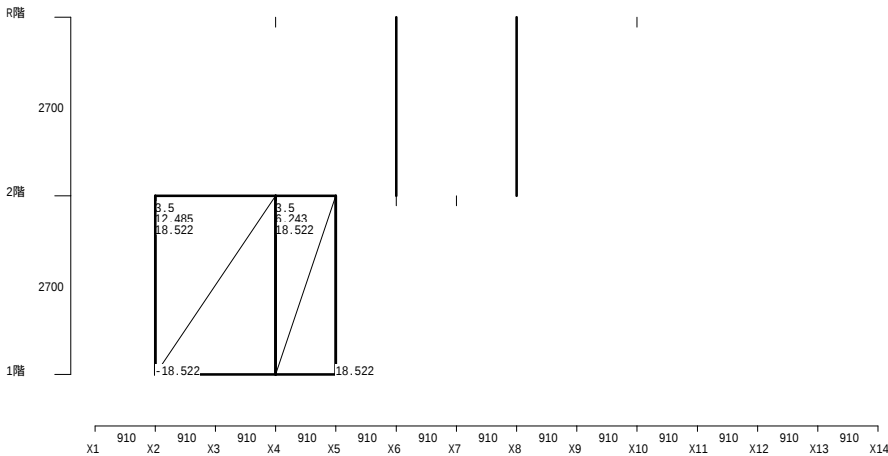
X方向 Y8 通り



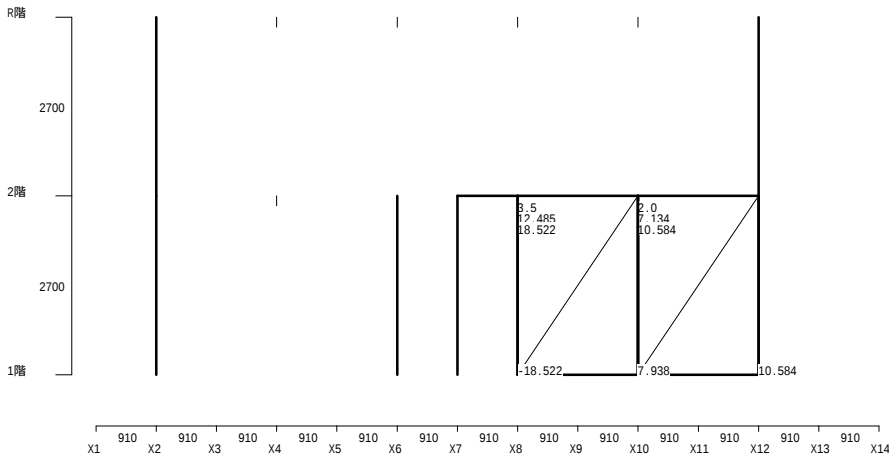
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y9 通り



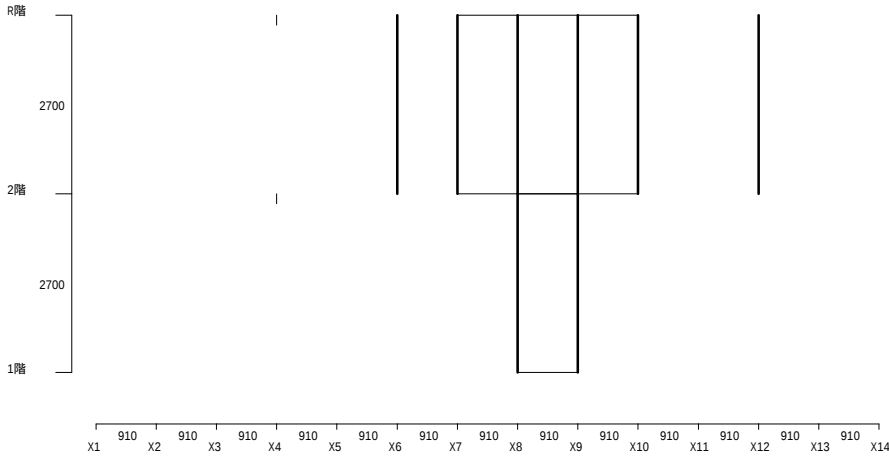
X方向 Y10 通り



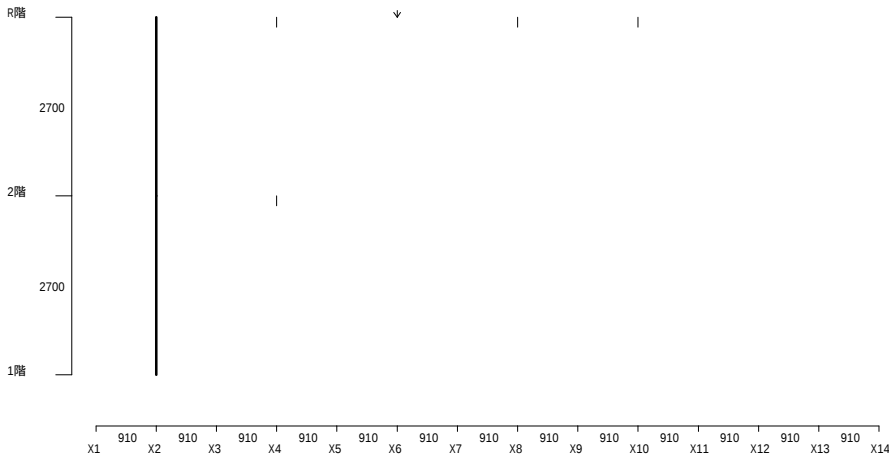
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y10' 通り



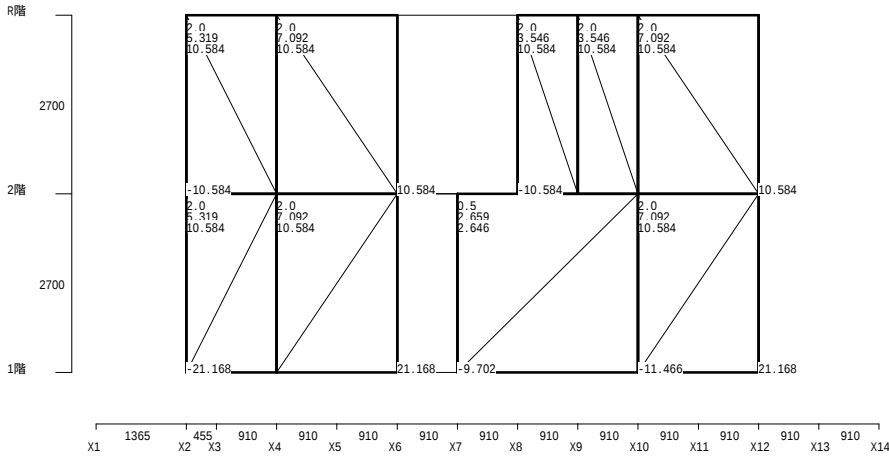
X方向 Y11 通り



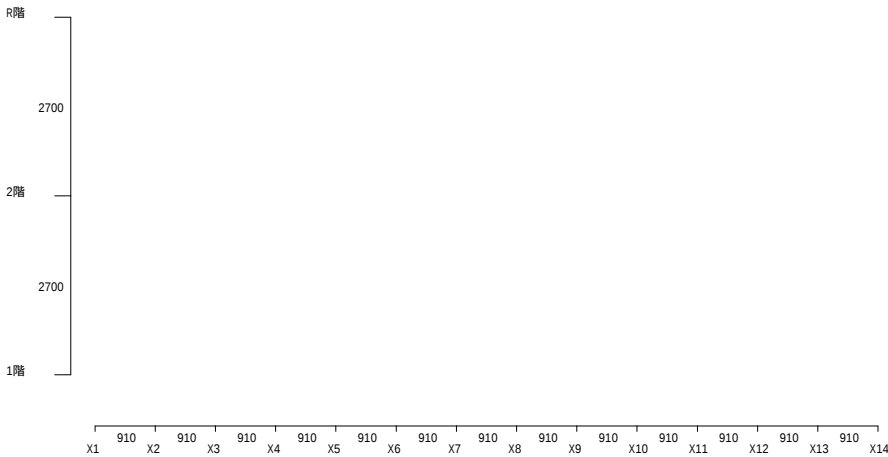
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y11' 通り



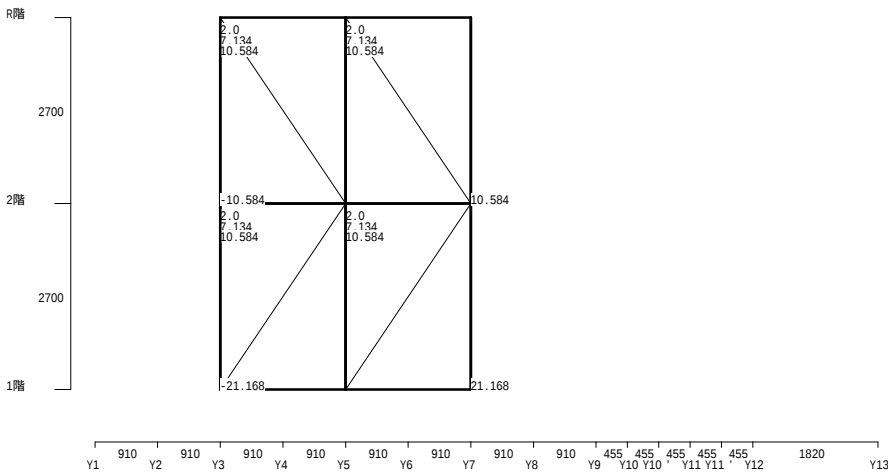
X方向 Y12 通り



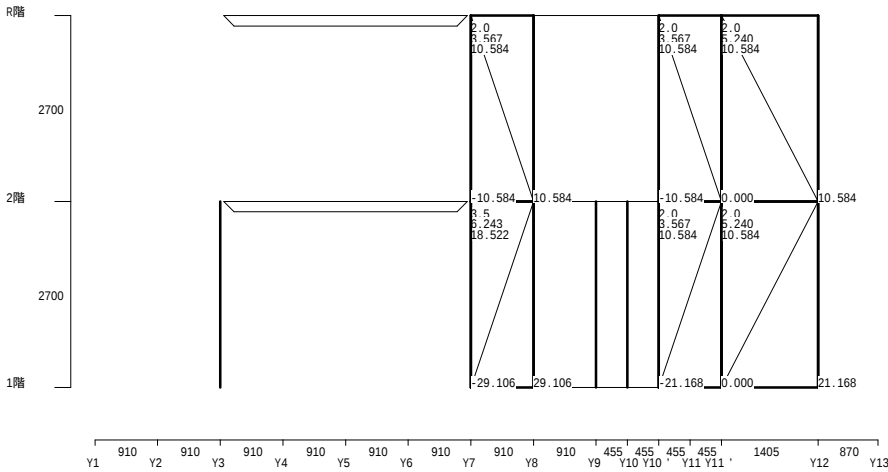
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y13 通り



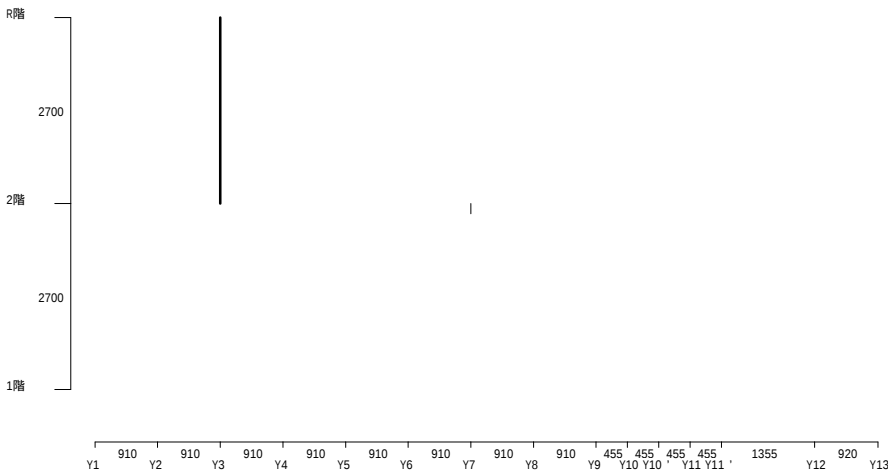
<<< 加力方向未考慮時 >>>
Y方向 X1 通り



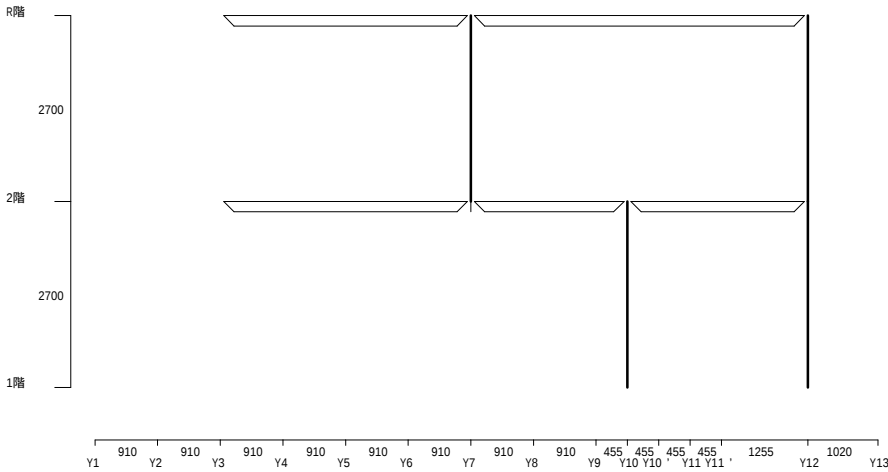
Y方向 X2 通り



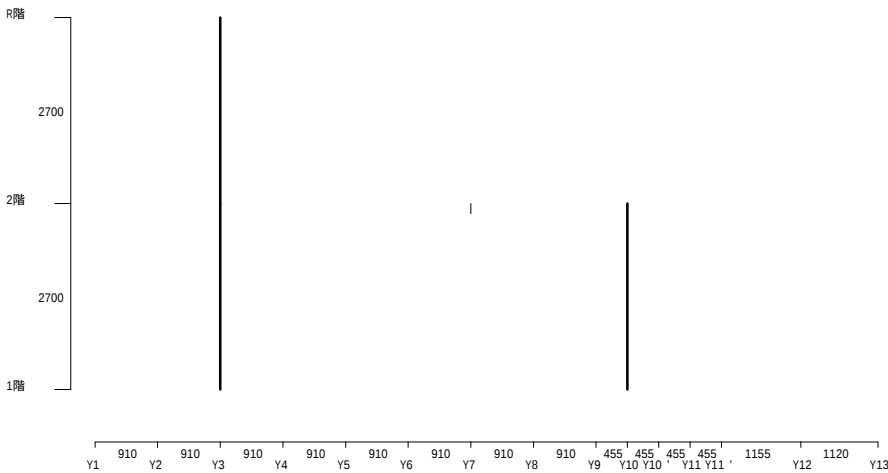
<<< 加力方向未考慮時 >>>
Y方向 X3 通り



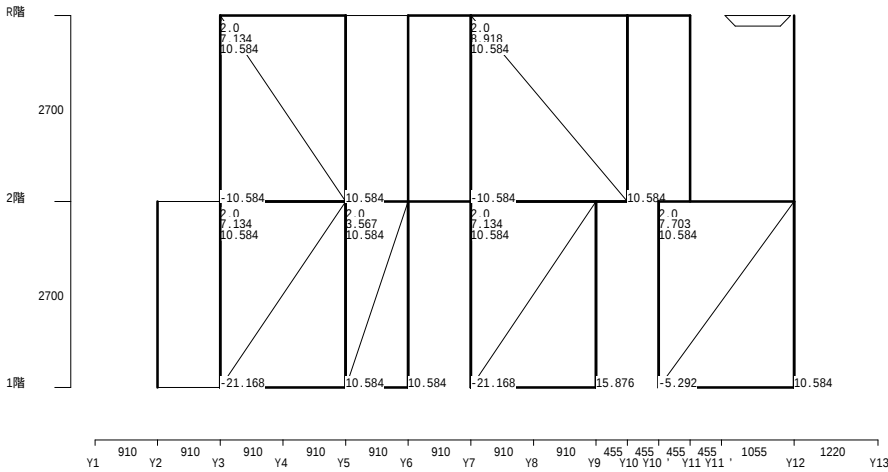
Y方向 X4 通り



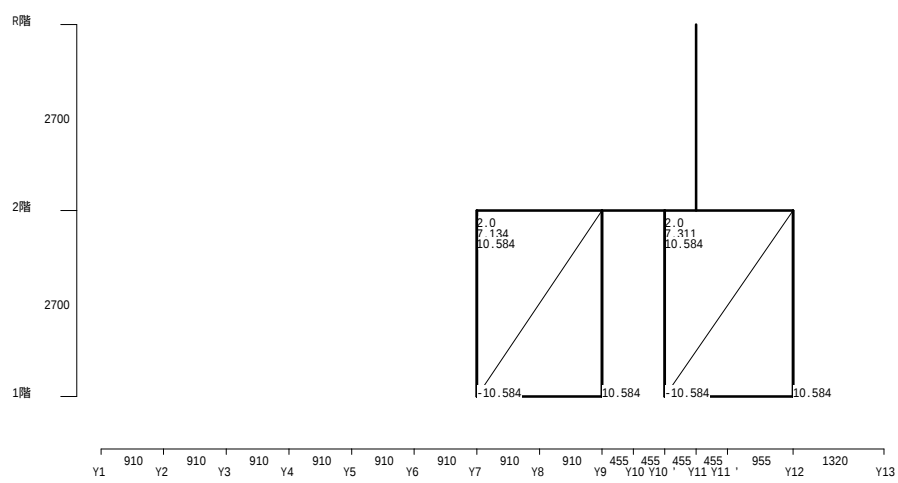
<<< 加力方向未考慮時 >>>
Y方向 X5 通り



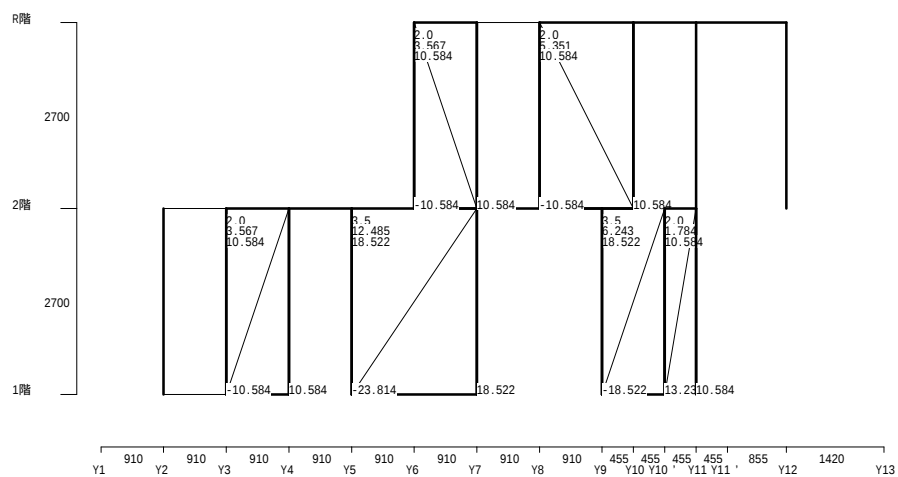
Y方向 X6 通り



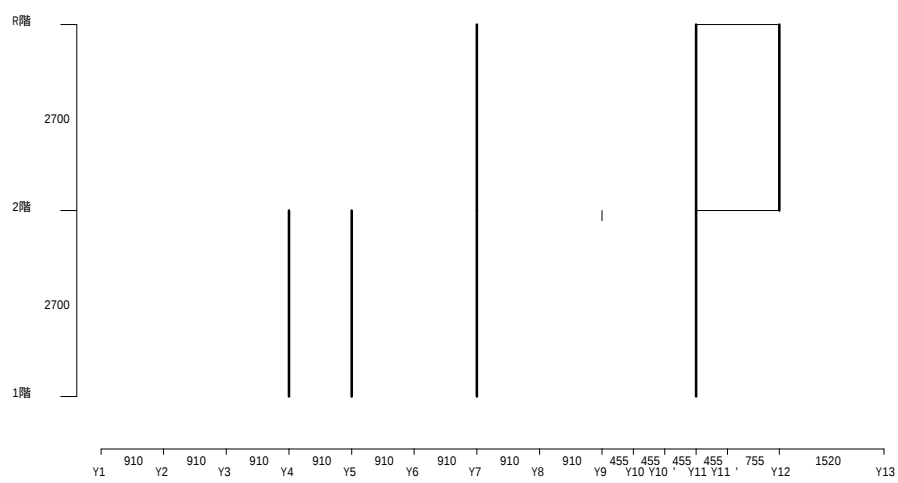
<<< 加力方向未考慮時 >>>
Y方向 X7 通り



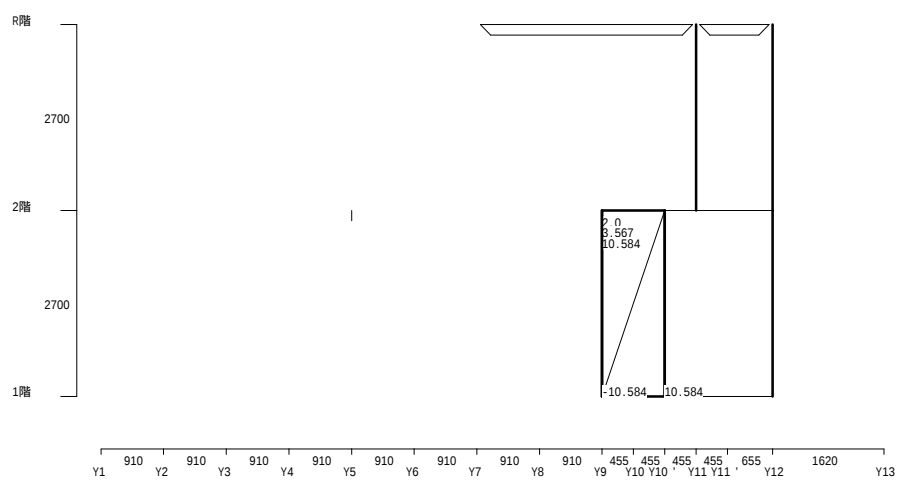
Y方向 X8 通り



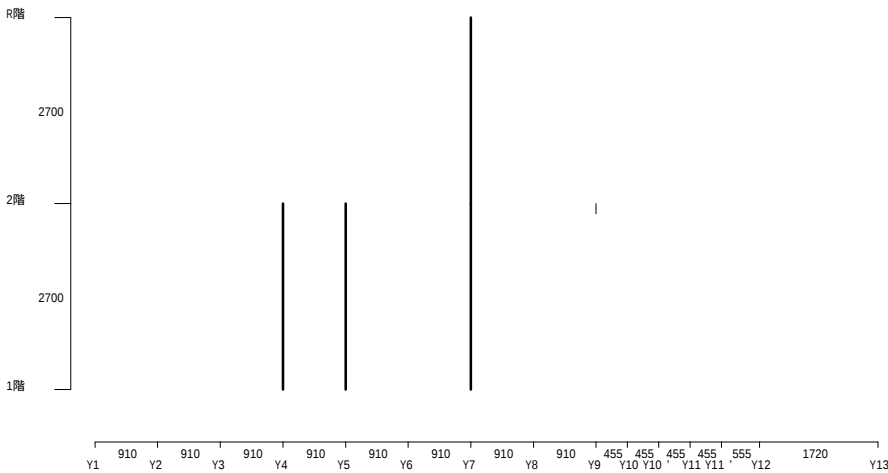
<<< 加力方向未考慮時 >>>
Y方向 X9 通1)



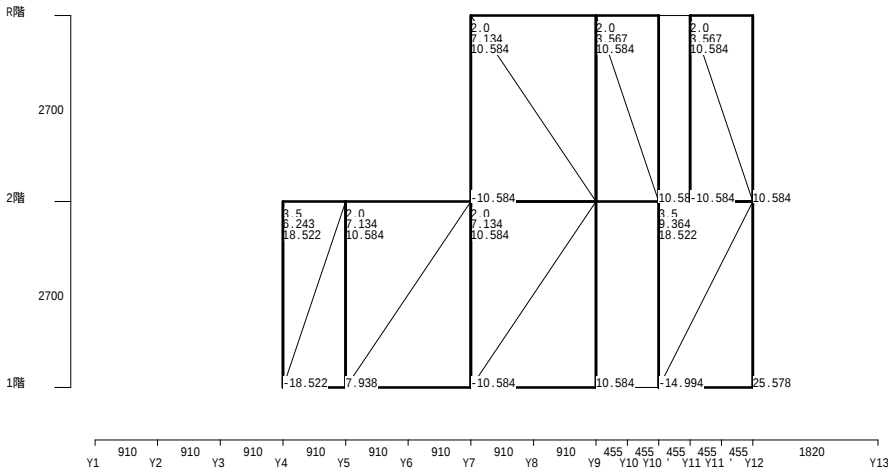
Y 方向 X10 通り



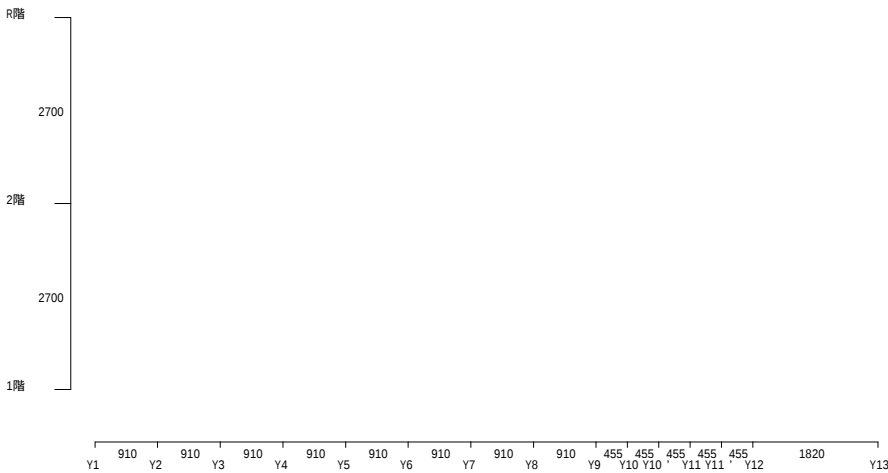
<<< 加力方向未考慮時 >>>
Y方向 X11 通り



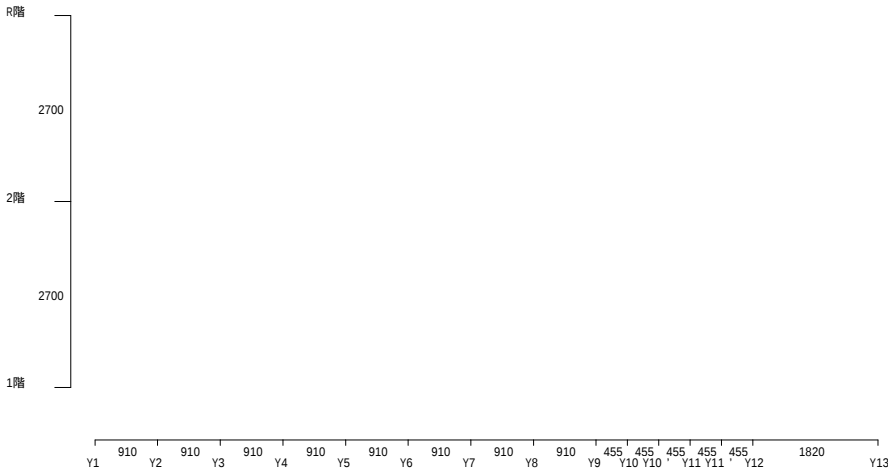
Y方向 X12 通り



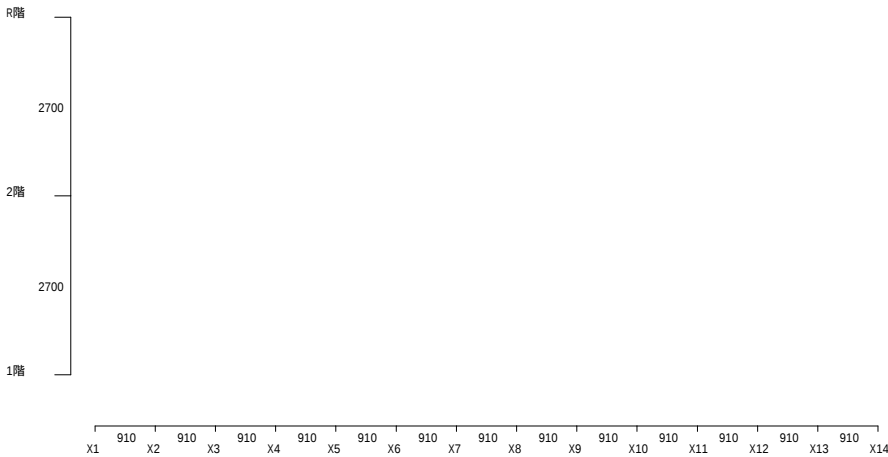
<<< 加力方向未考慮時 >>>
Y方向 X13 通り



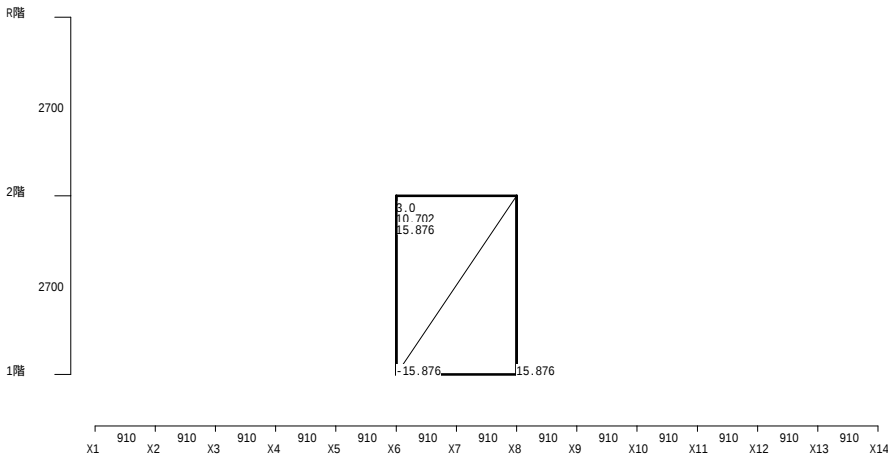
Y方向 X14 通り



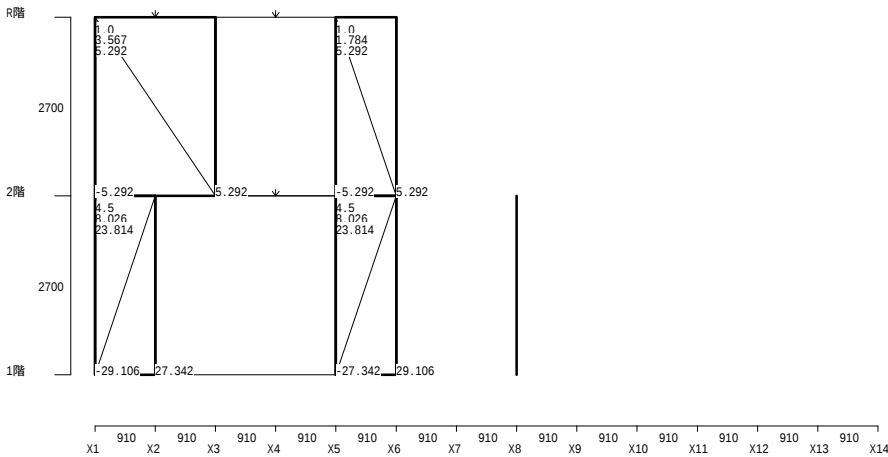
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y1 通り



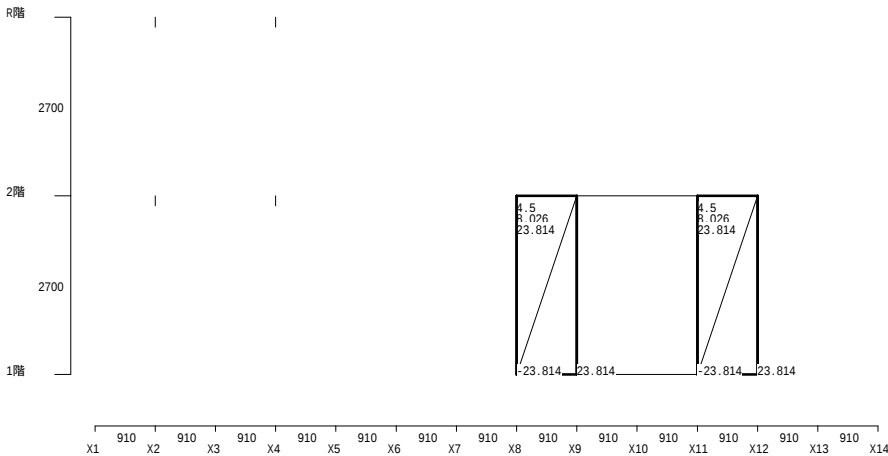
X方向 Y2 通り



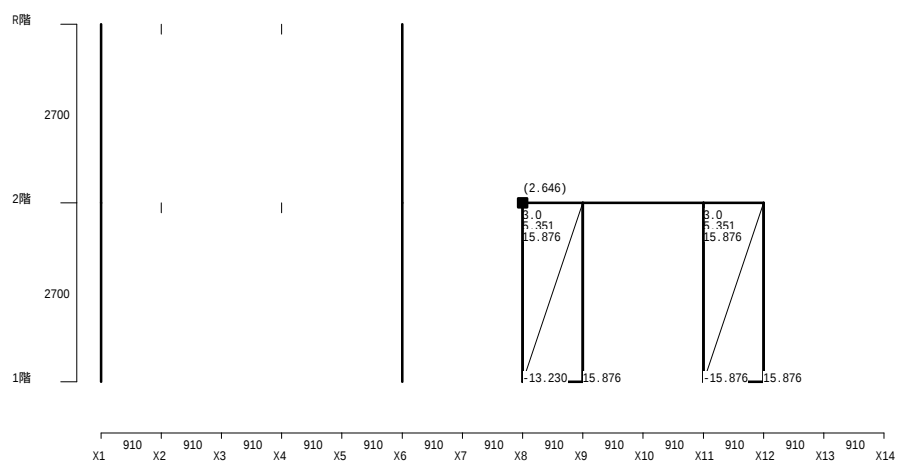
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y3 通り



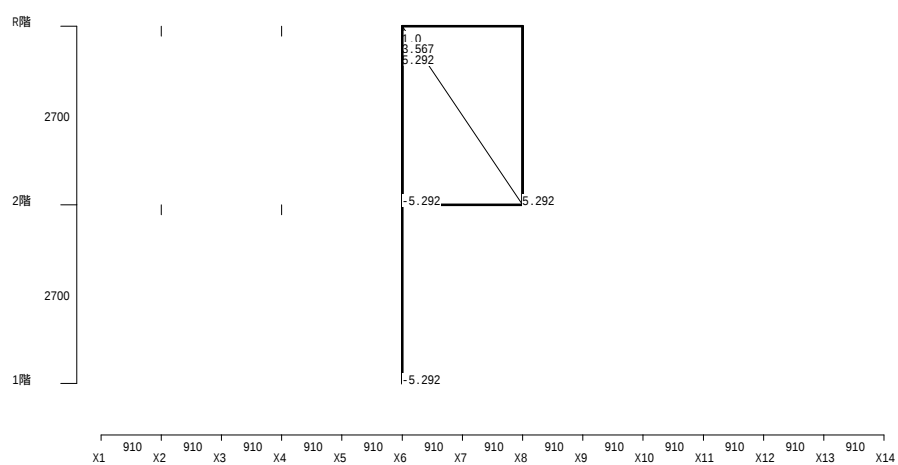
X方向 Y4 通り



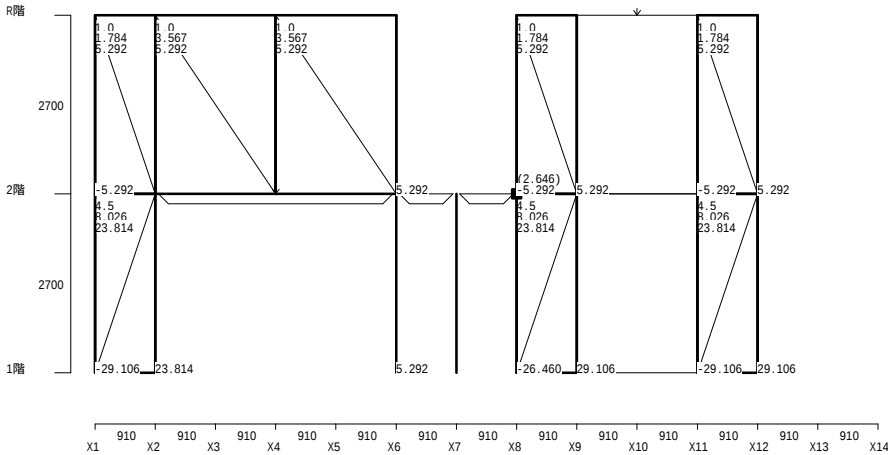
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y5 通り



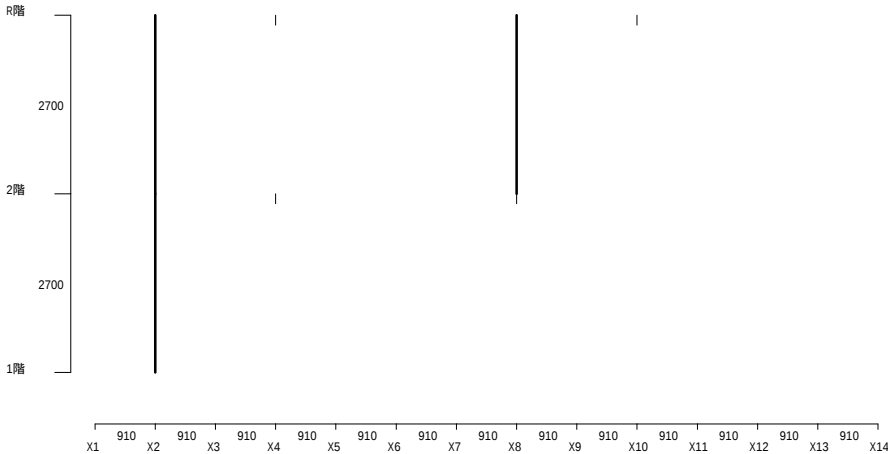
X方向 Y6 通口



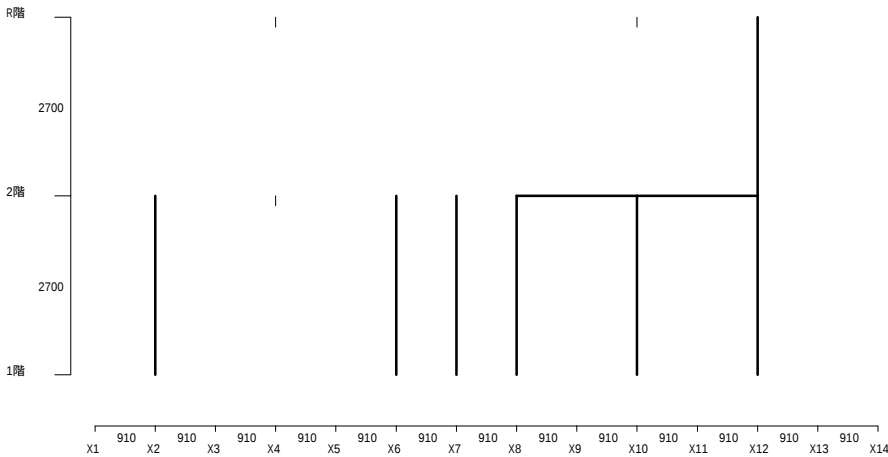
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y7 通り



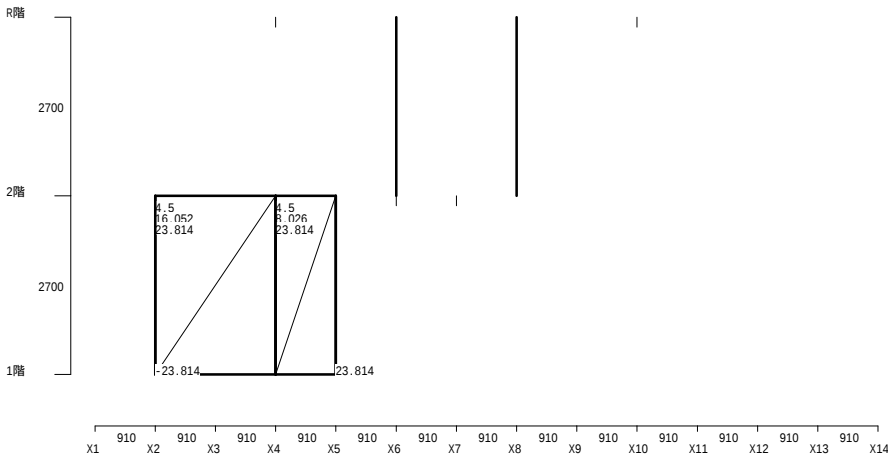
X方向 Y8 通り



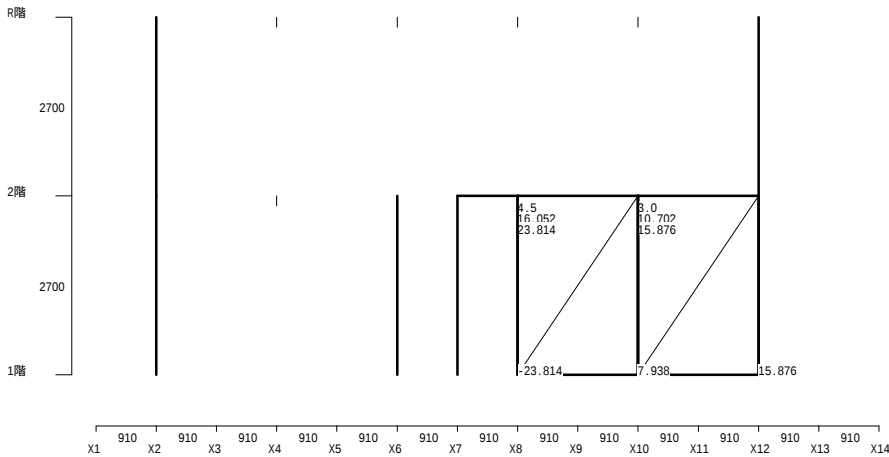
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y9 通り



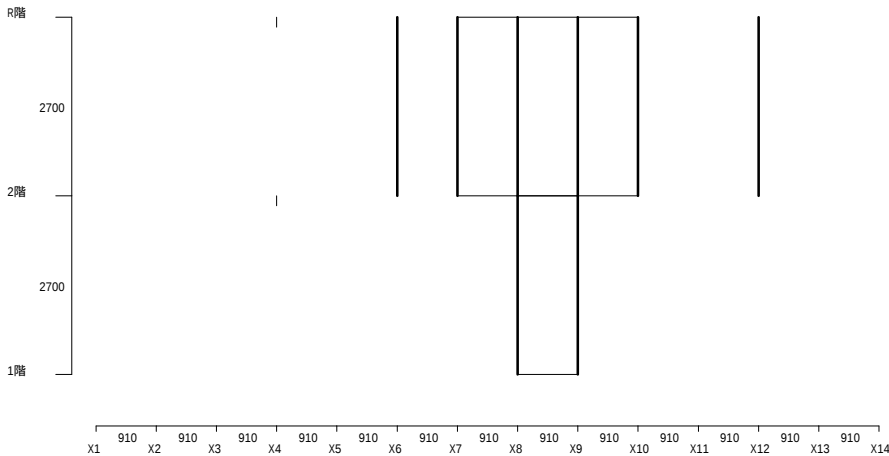
X方向 Y10 通り



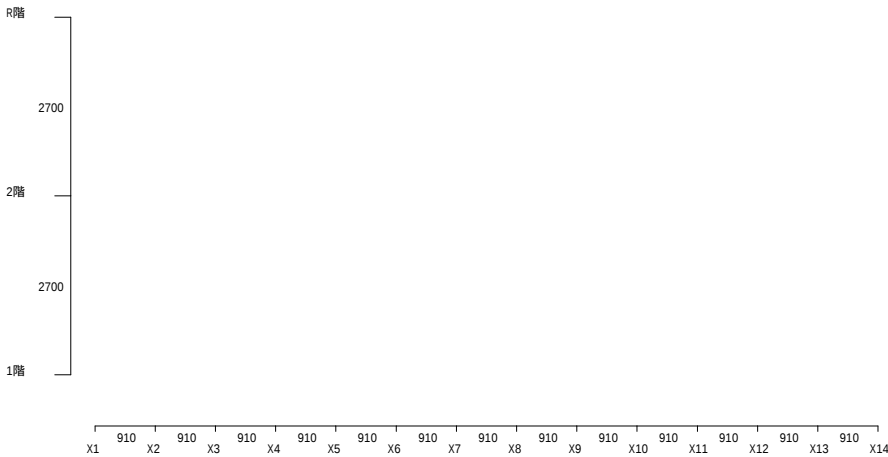
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y10' 通り



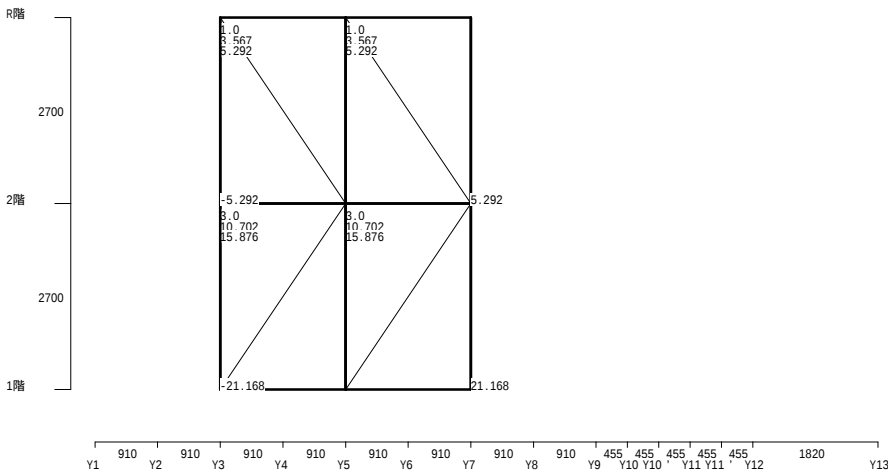
X方向 Y11 通り



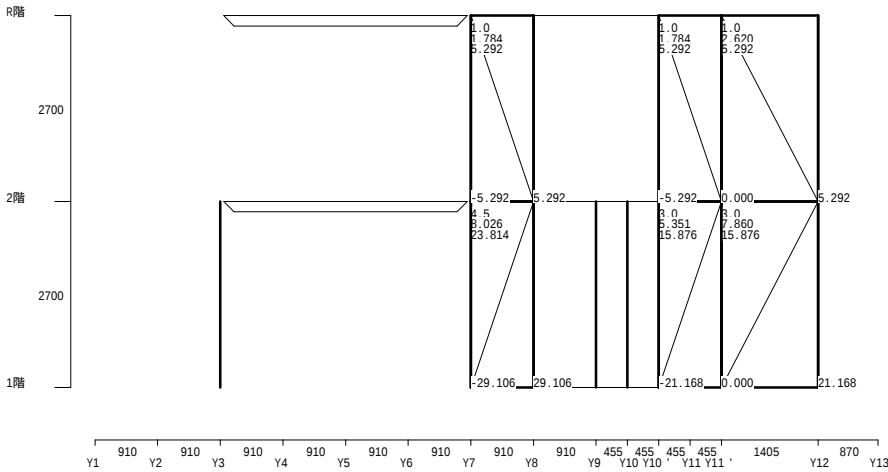
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y13 通り



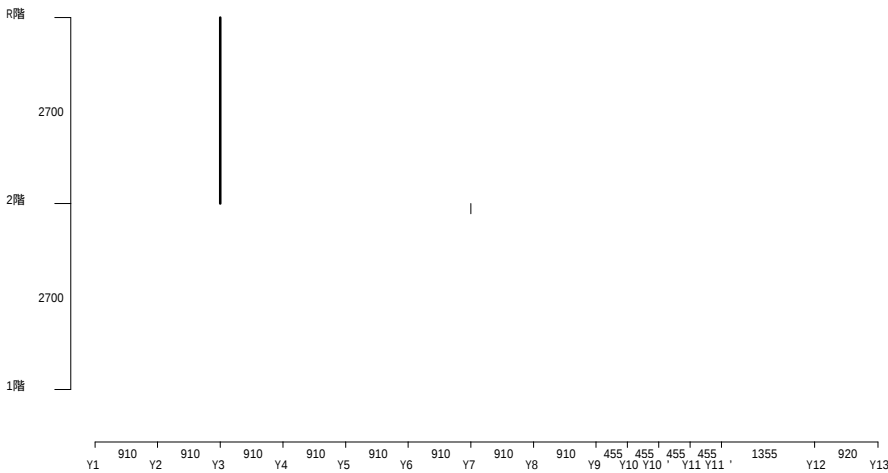
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X1 通り



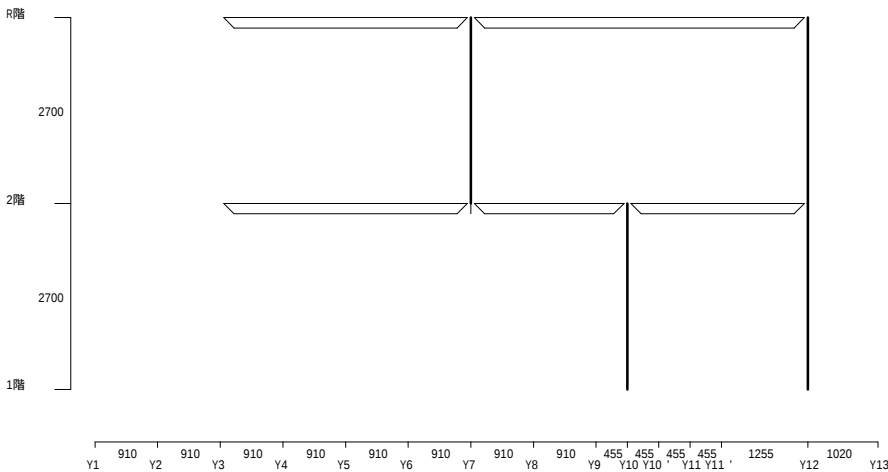
Y方向 X2 通り



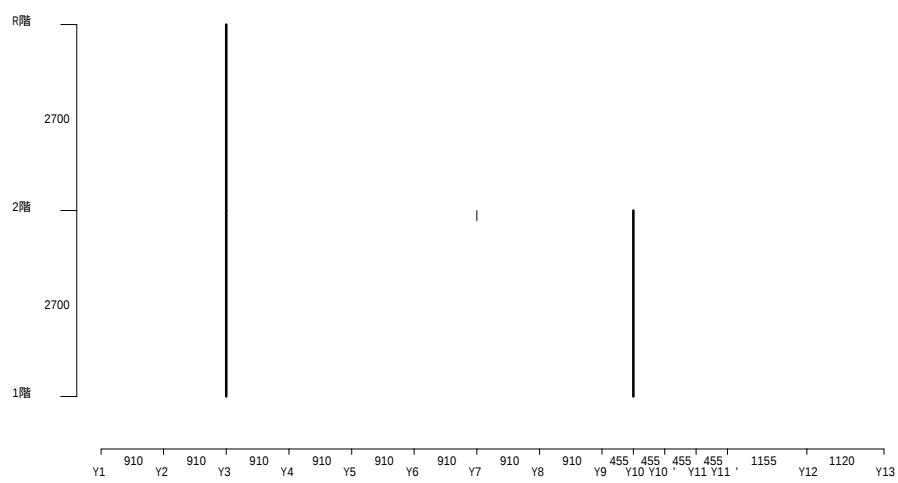
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X3 通り



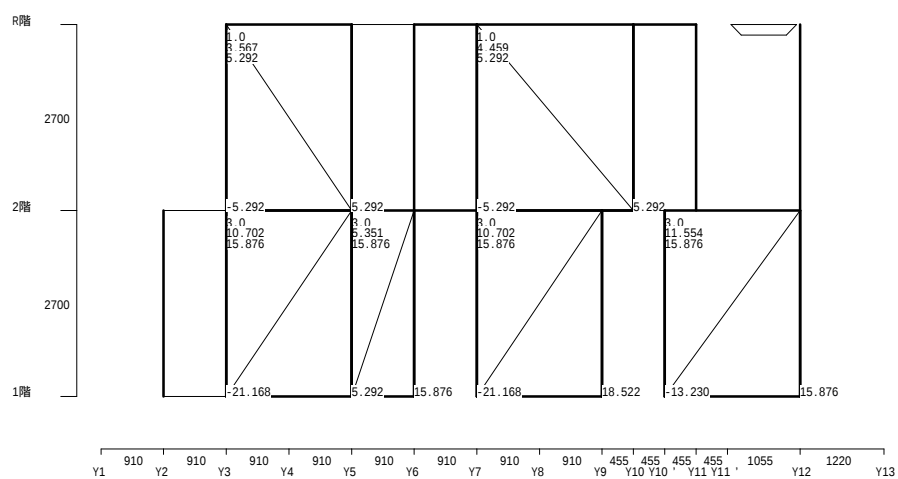
Y方向 X4 通り



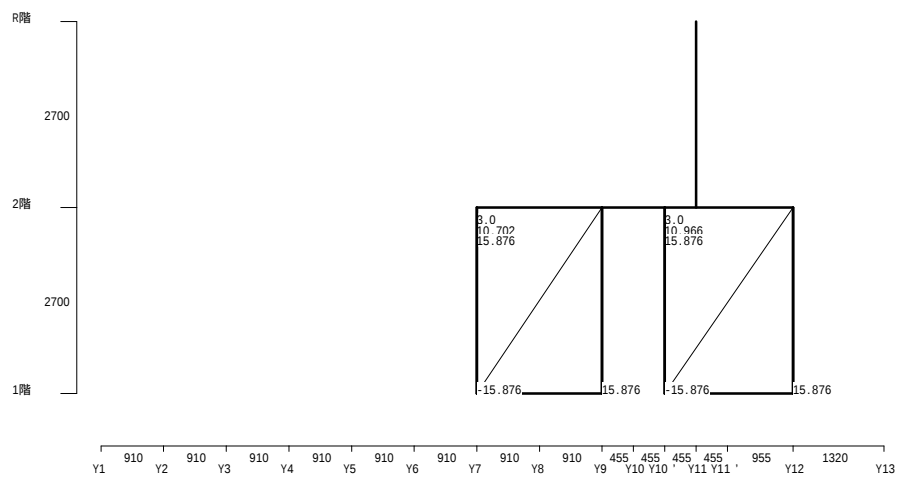
<<< 正加力時 >>>
Y 方向 X5 通り



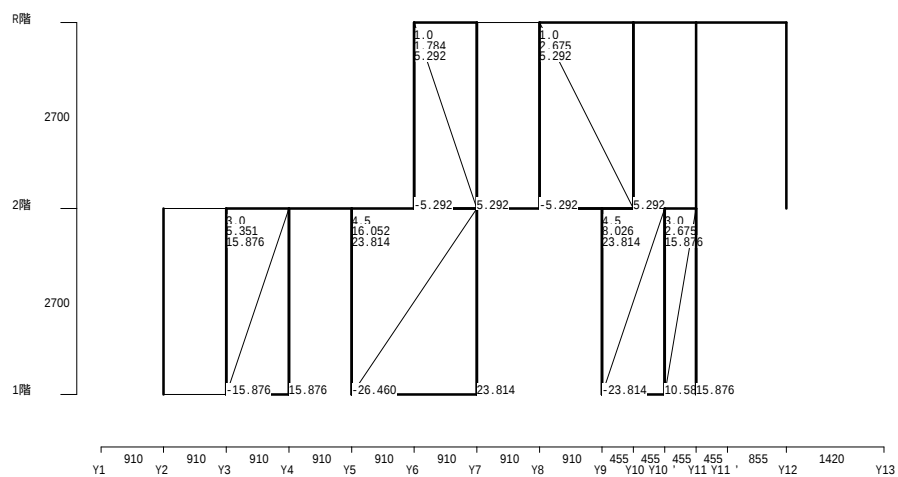
Y 方向 X6 通口



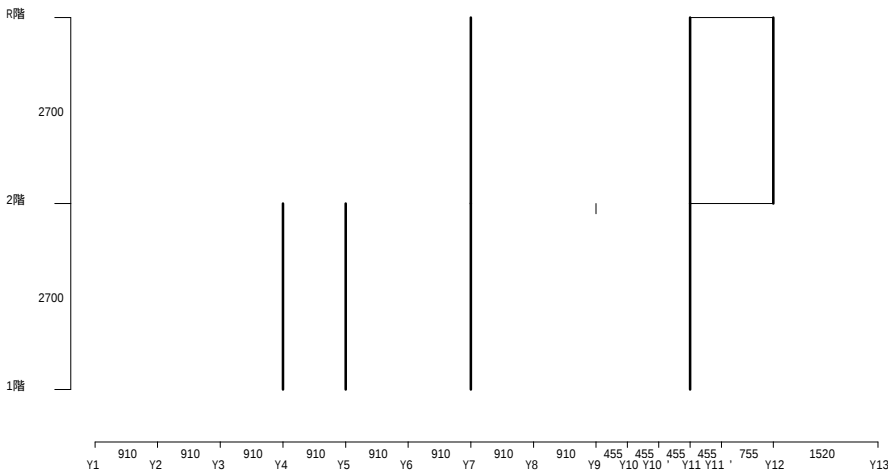
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X7 通り



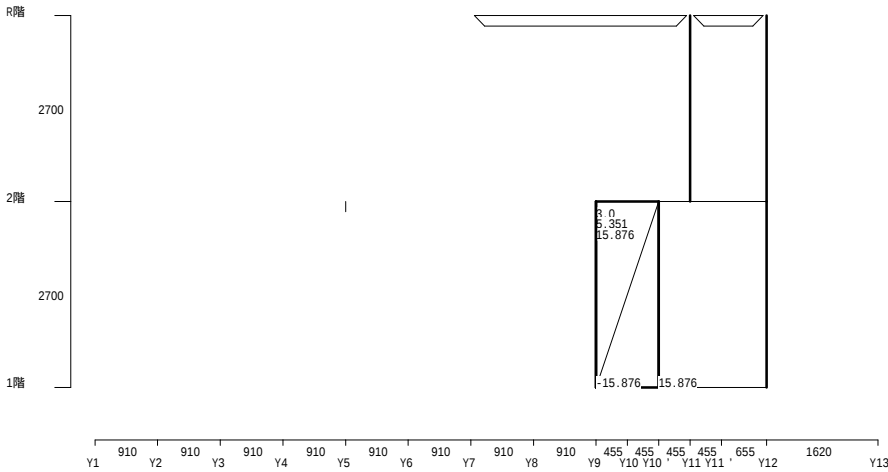
Y方向 X8 通り



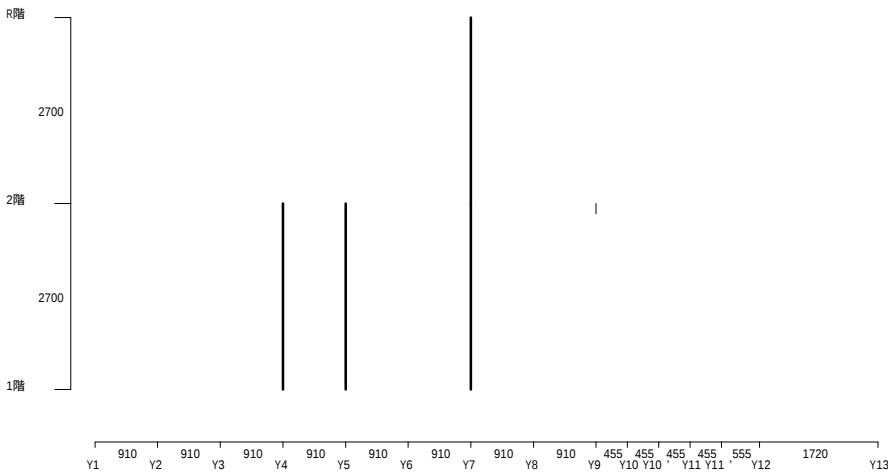
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X9 通り



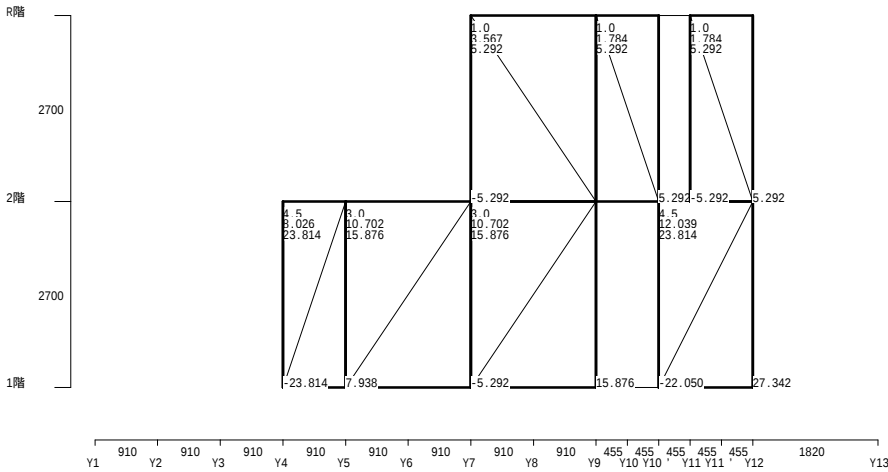
Y方向 X10 通り



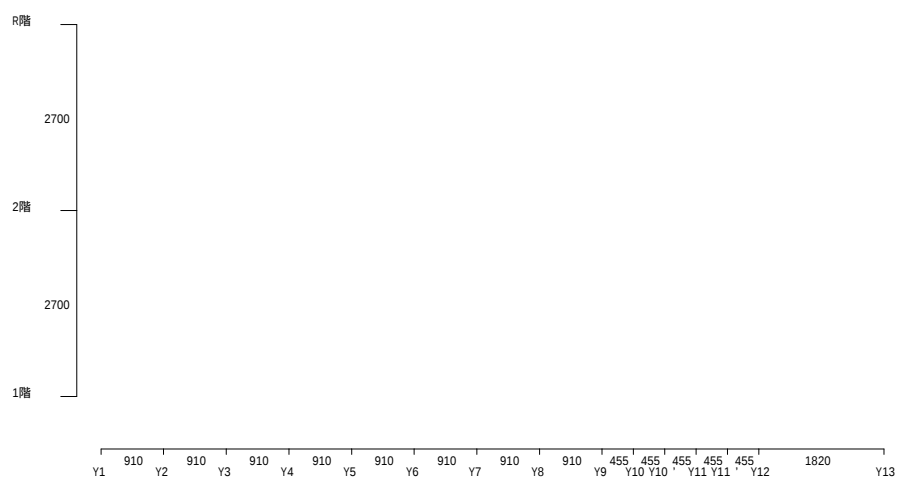
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X11 通り



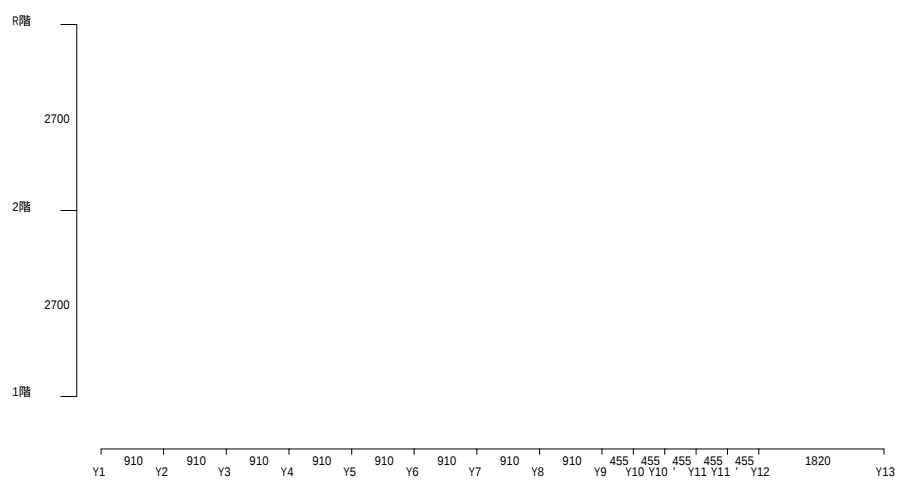
Y方向 X12 通り



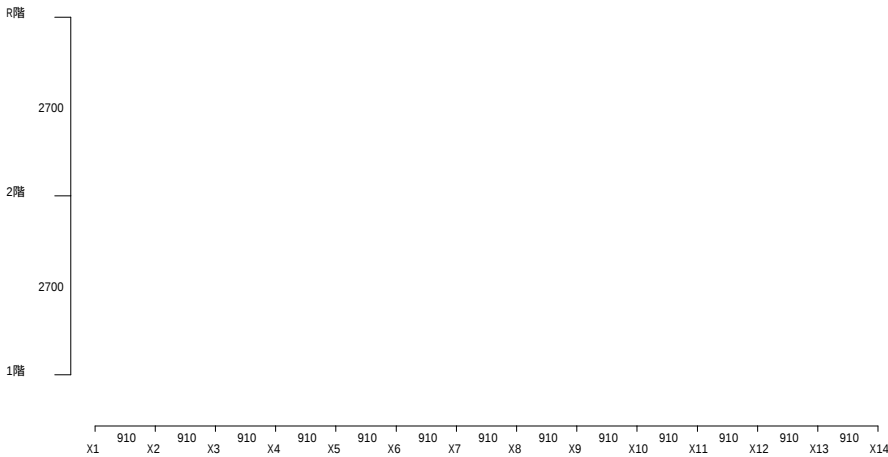
<<< 正加力時 >>>
Y 方向 X13 通り



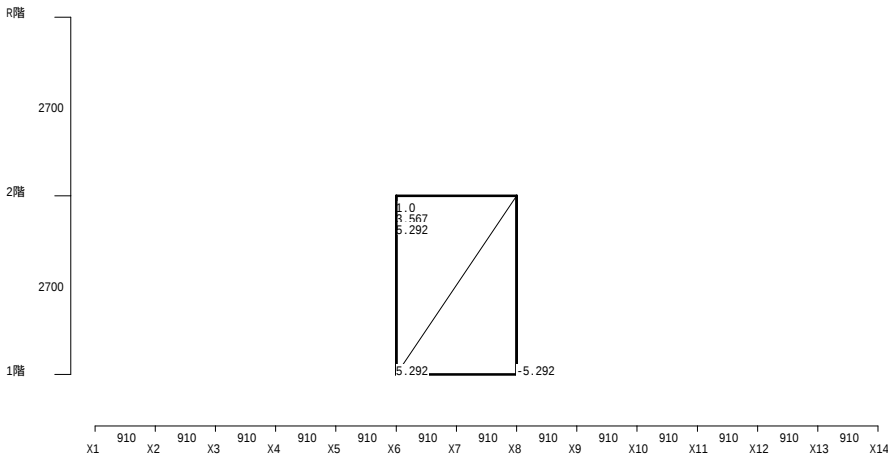
Y 方向 X14 通り



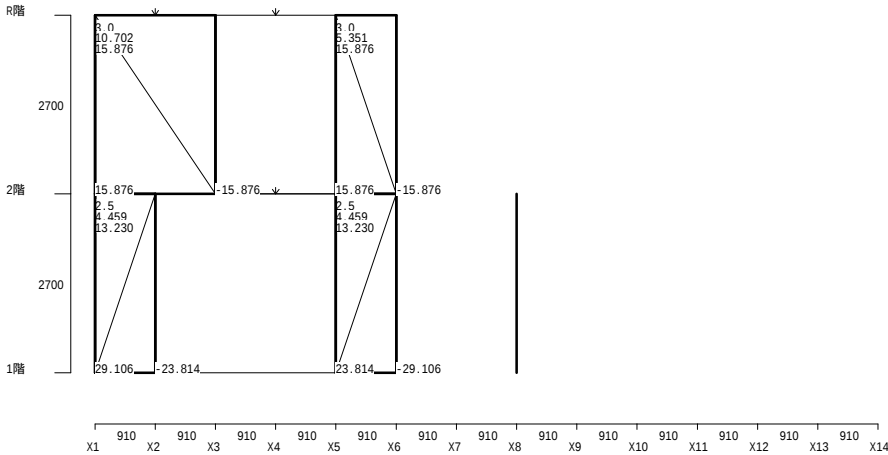
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y1 通り



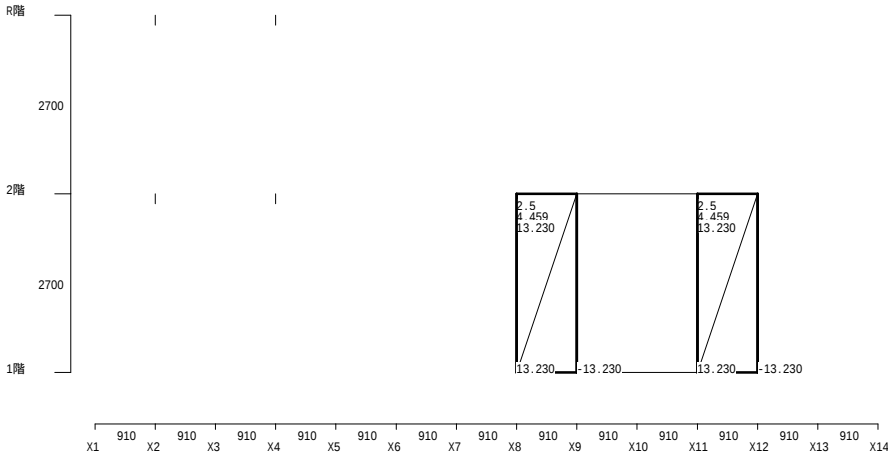
X方向 Y2 通り



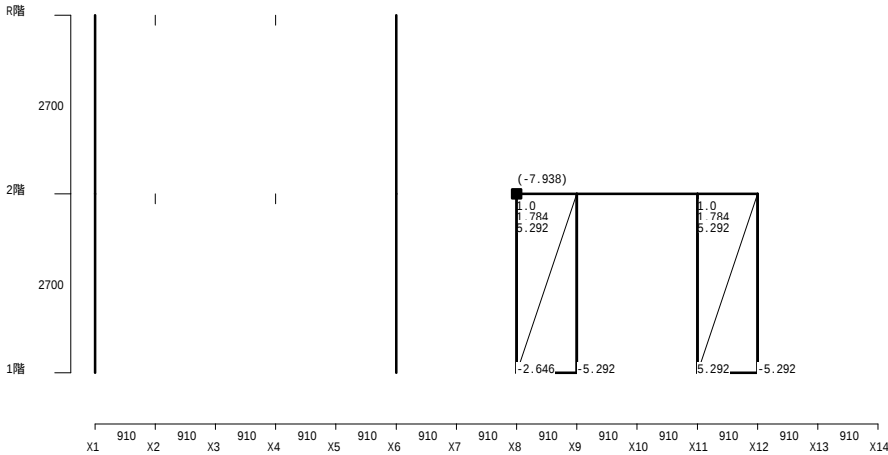
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y3 通り



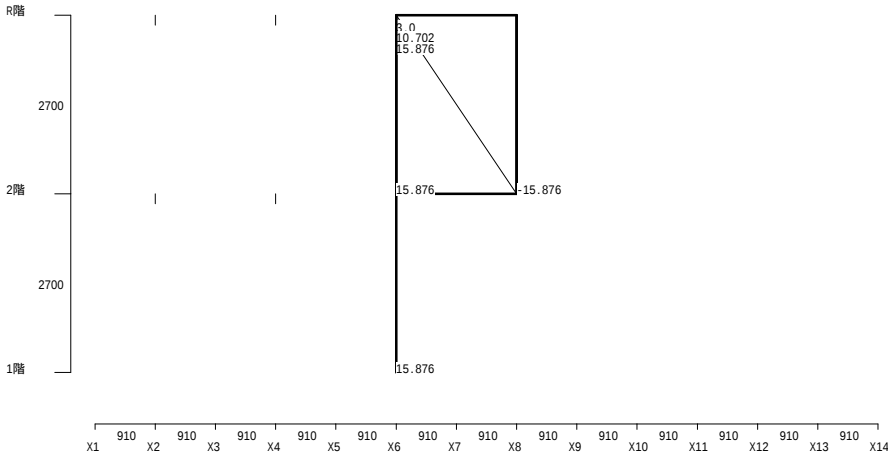
X方向 Y4 通り



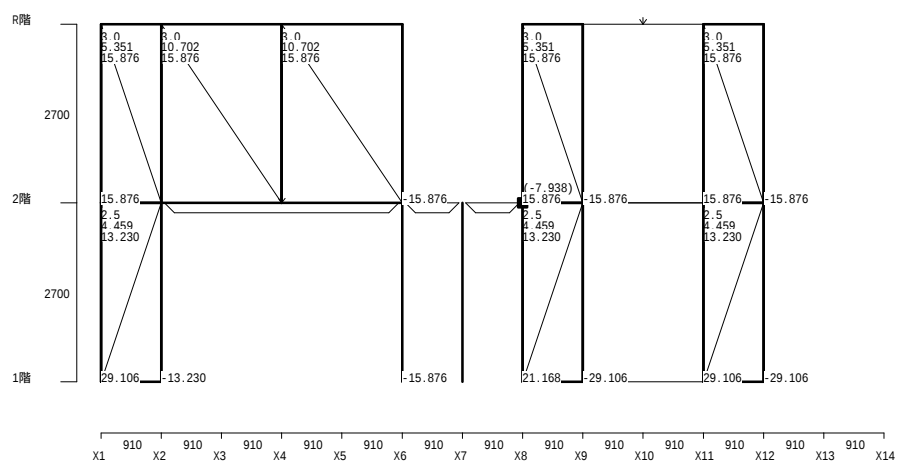
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y5 通り



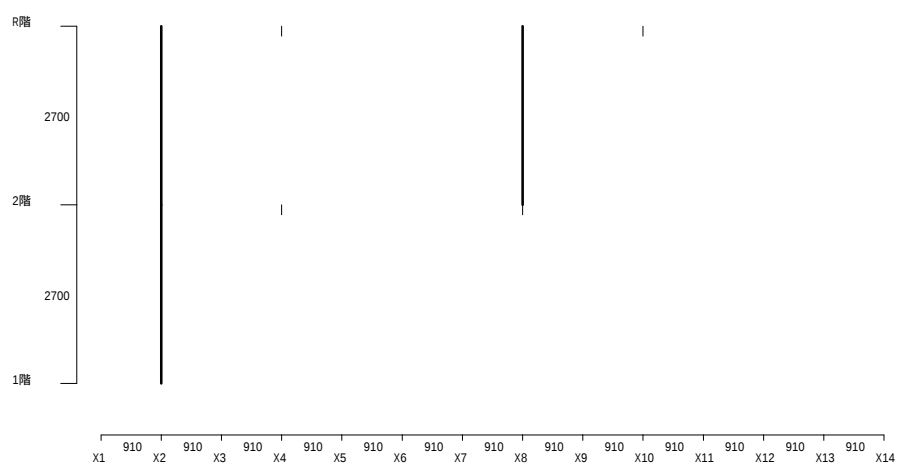
X方向 Y6 通り



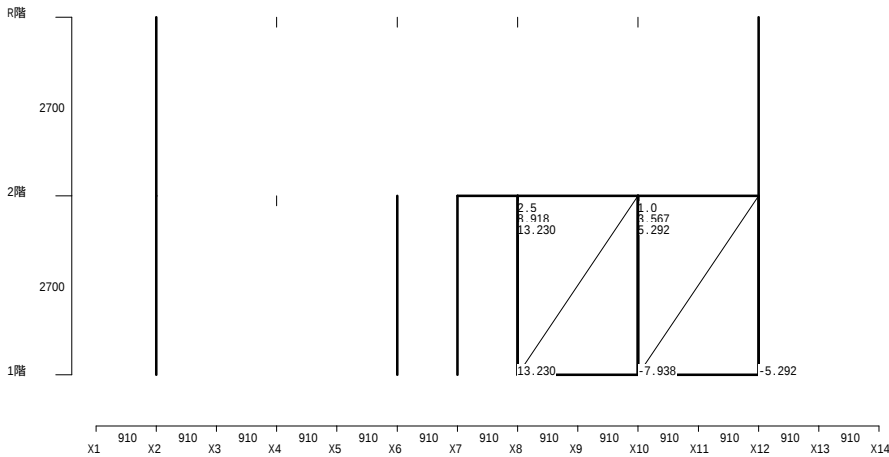
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y7 通り



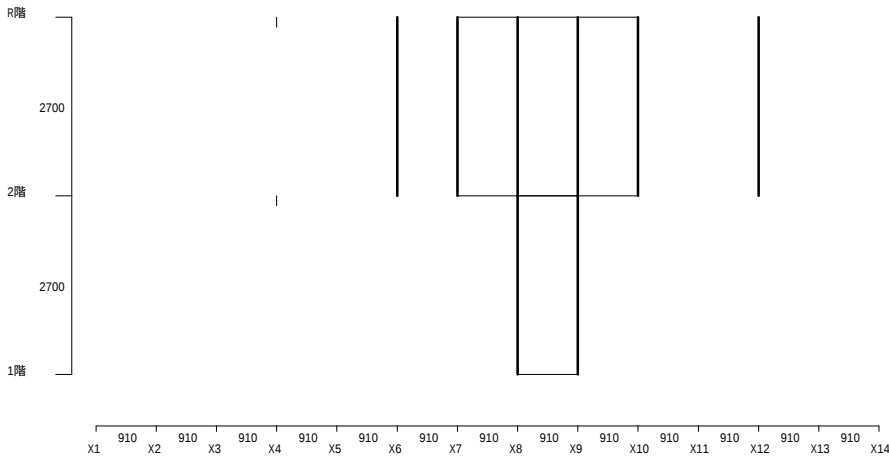
X方向 Y8 通口



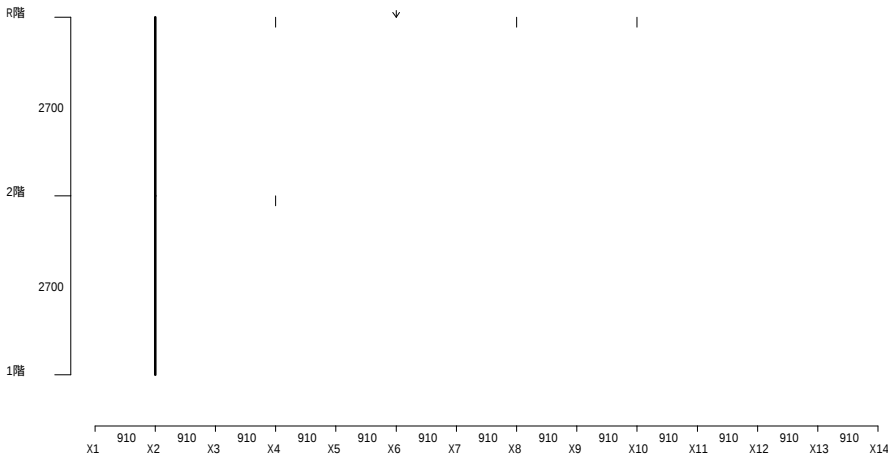
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y10' 通り



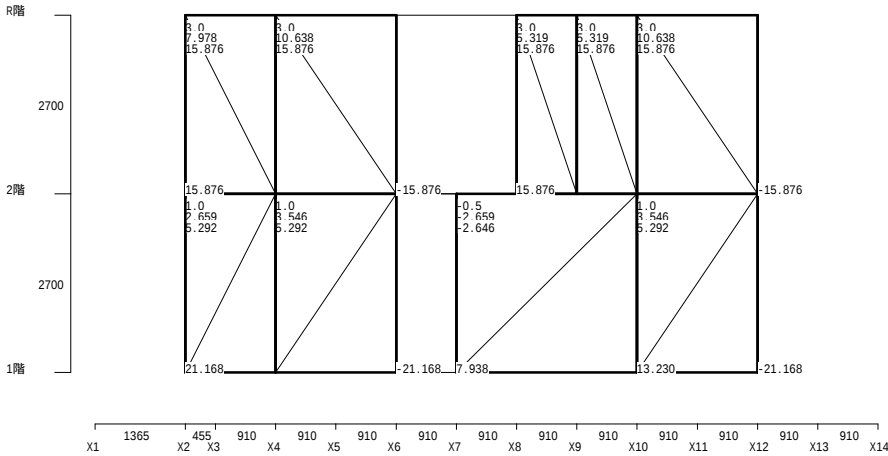
X方向 Y11 通り



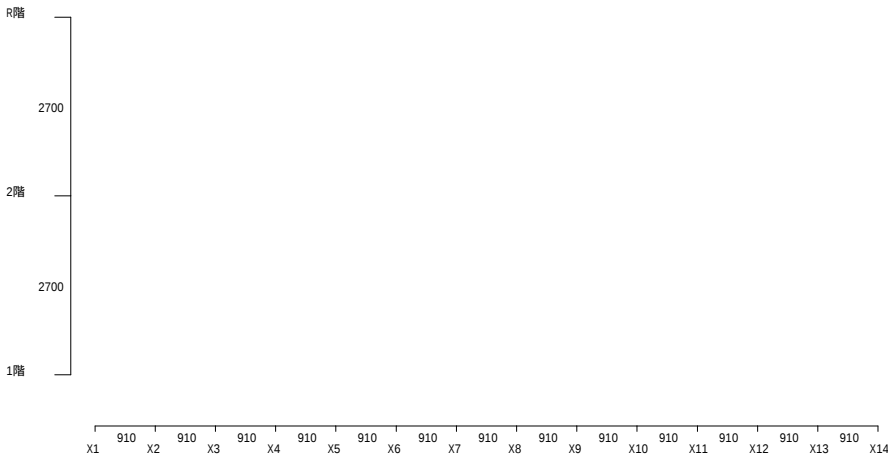
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y11' 通り



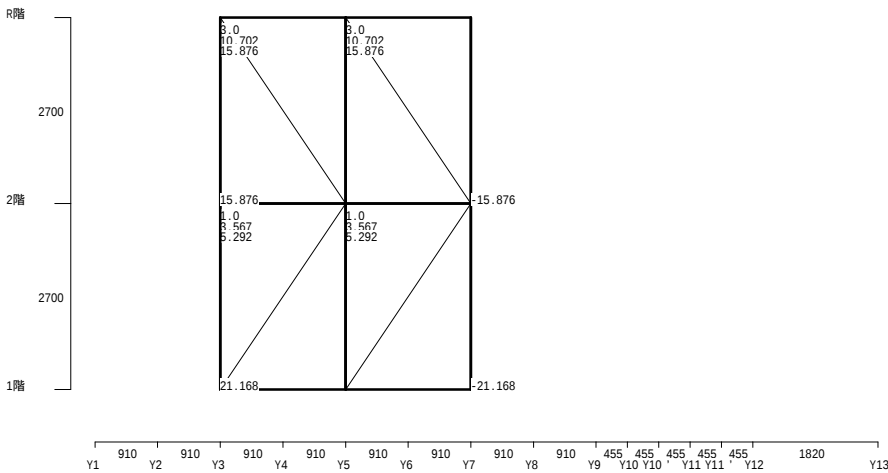
X方向 Y12 通り



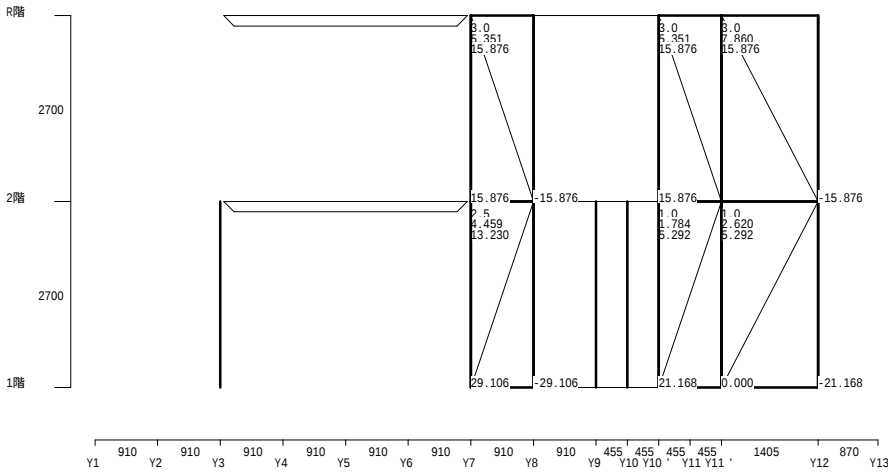
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y13 通り



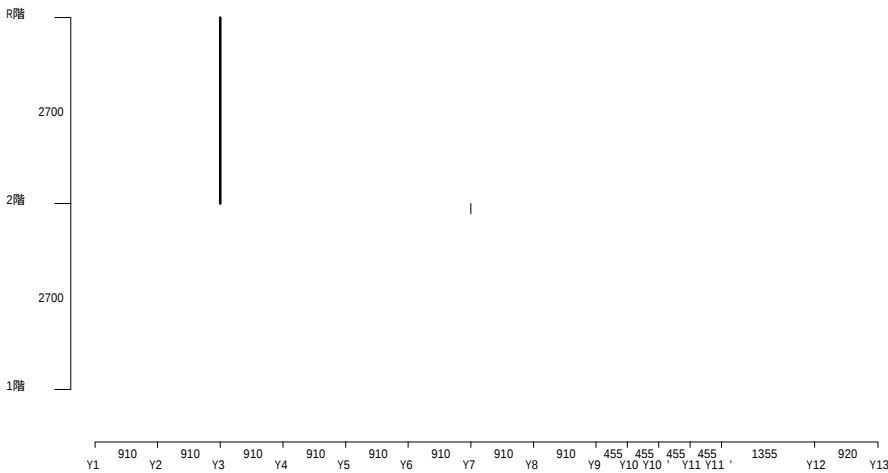
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X1 通り



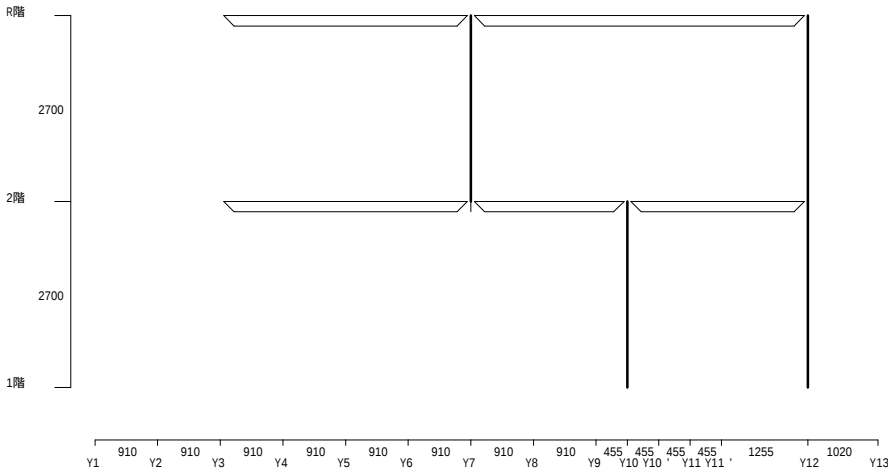
Y方向 X2 通り



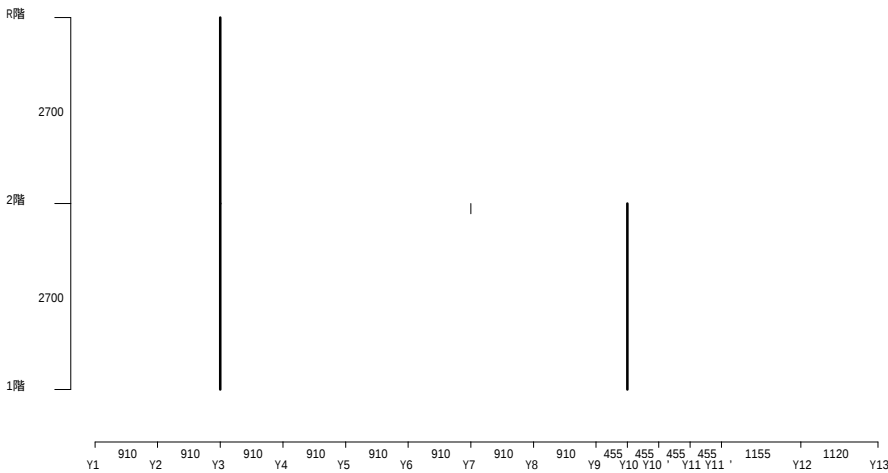
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X3 通り



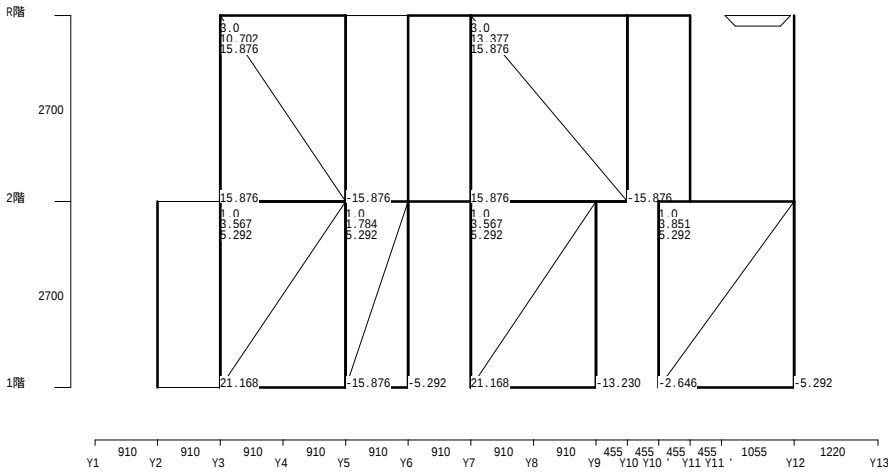
Y方向 X4 通り



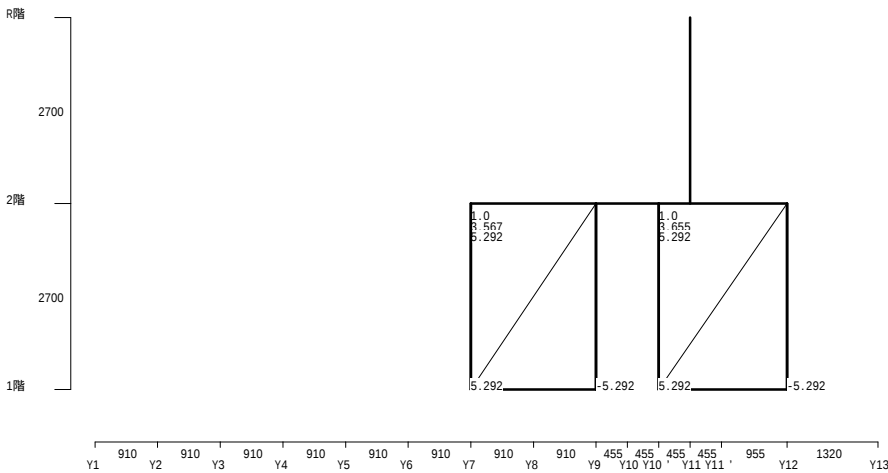
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X5 通り



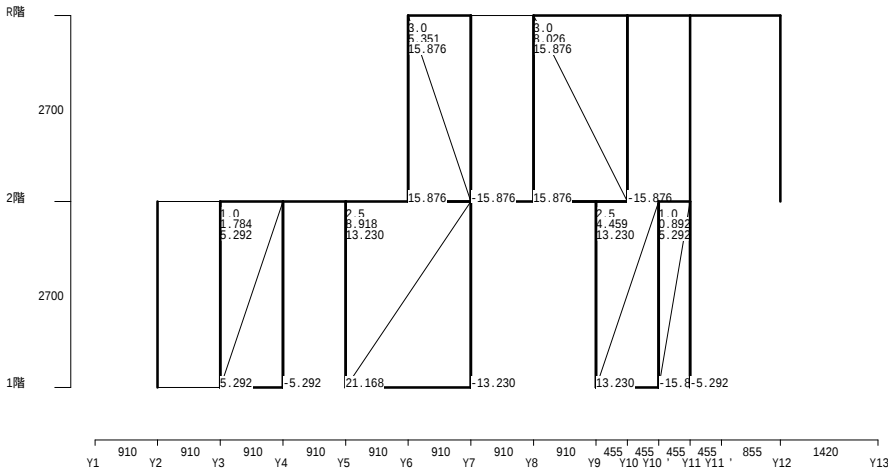
Y方向 X6 通り



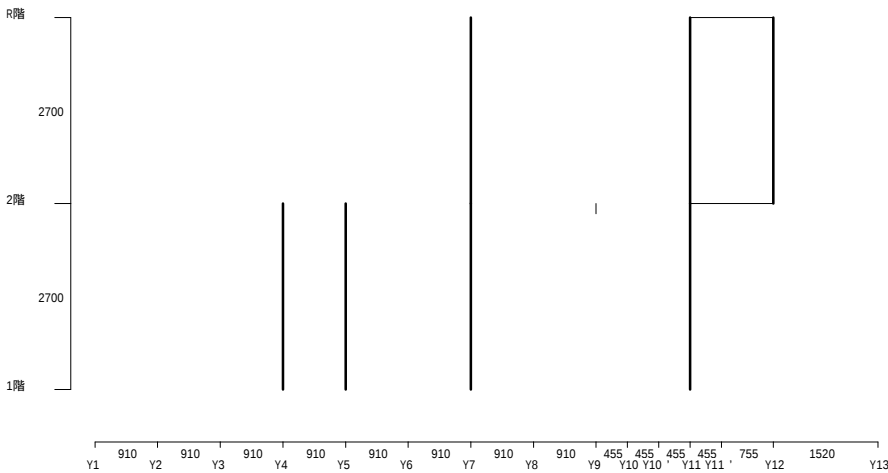
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X7 通り



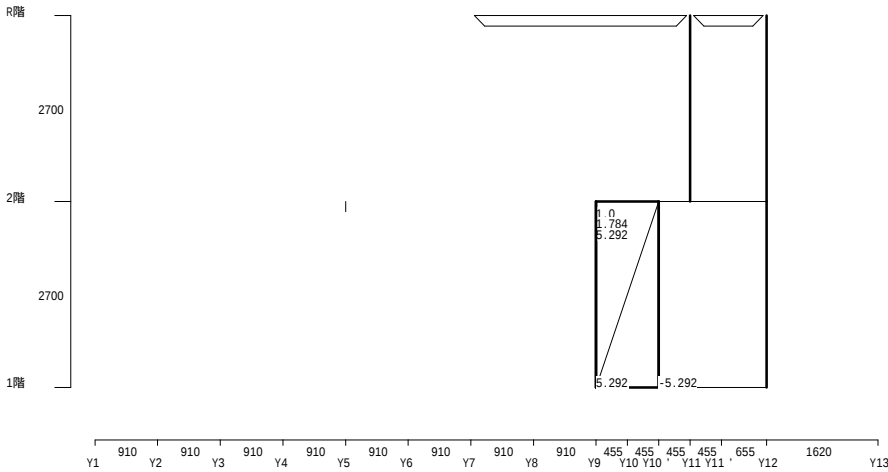
Y方向 X8 通り



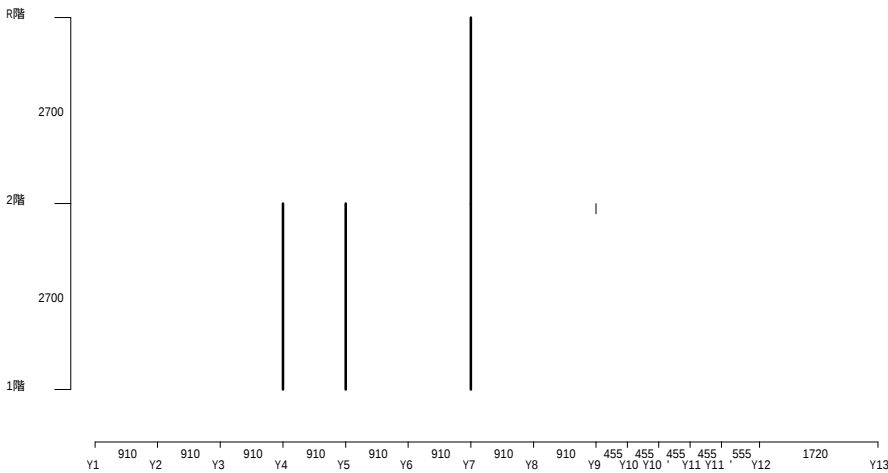
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X9 通り



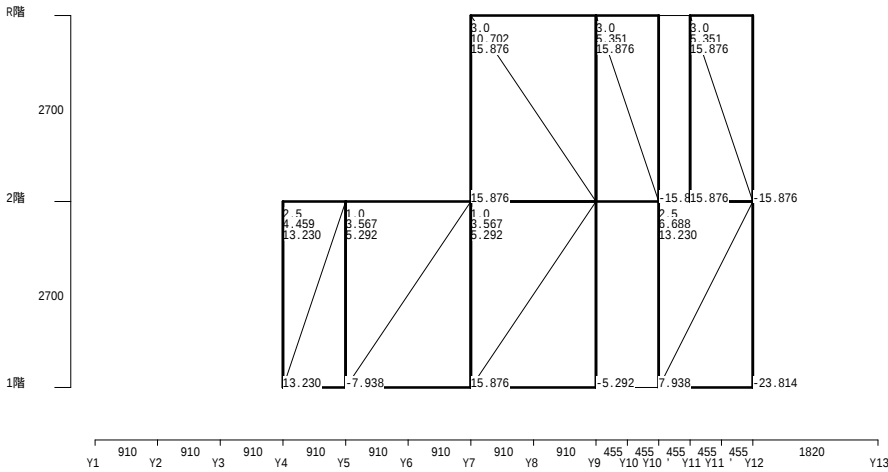
Y方向 X10 通り



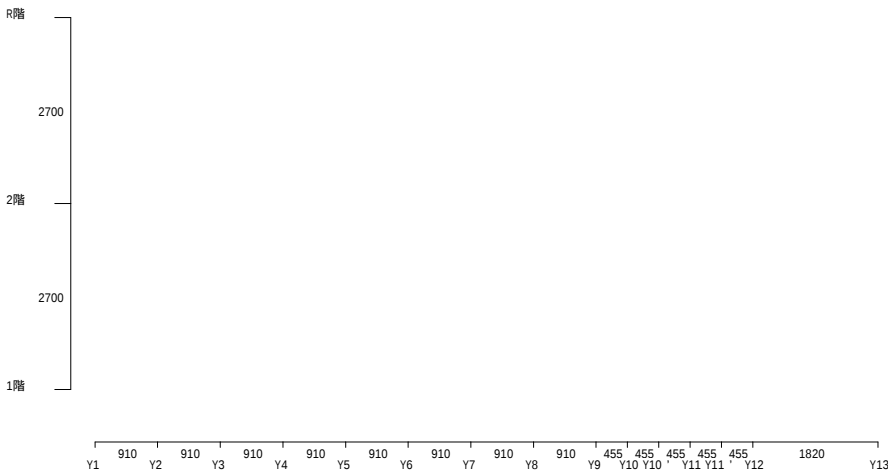
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X11 通り



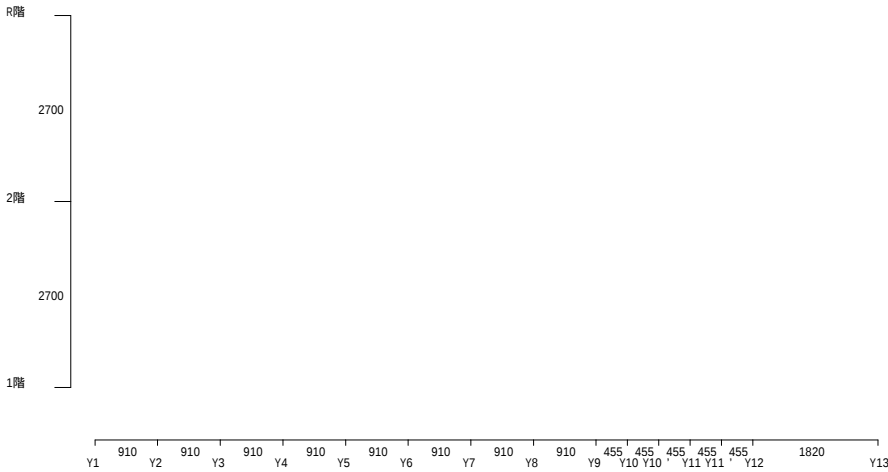
Y方向 X12 通り



<<< 負加力時 >>>
Y方向 X13 通り



Y方向 X14 通り



3.1.2 柱の軸力

3.1.2.1 柱の長期軸力

位 置	階	項 目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P (kN)	Σ P (kN)
Y2 X6	1	外壁	0.990 × 1.365 × 2.700	3.649	3.649	3.649
Y2 X8	1	外壁	0.990 × 1.365 × 2.700	3.649	3.649	3.649
Y3 X1	2	外壁 天井 セッコホﾞｰﾄﾞ	0.990 × 1.820 × 2.700 0.490 × 1.656	4.865 0.812	5.676	5.676
	1	床 外壁	1.950 × 0.414 0.990 × 1.365 × 2.700	0.807 3.649	4.456	10.132
Y3 X2	1	床 外壁 Y3 X3 より	1.950 × 3.588 0.990 × 1.820 × 2.700	6.997 4.865 4.190	16.052	16.052
Y3 X3	2	外壁 天井 セッコホﾞｰﾄﾞ	0.990 × 1.820 × 2.700 0.490 × 2.898	4.865 1.420	6.285	6.285
					Y3 X2 Y3 X5 へ	4.190 2.095
Y3 X5	2	外壁 天井 セッコホﾞｰﾄﾞ	0.990 × 1.365 × 2.700 0.490 × 1.656	3.649 0.812	4.460	4.460
	1	床 外壁 Y3 X3 より	1.950 × 2.208 0.990 × 1.820 × 2.700	4.306 4.865 2.095	11.266	15.726
Y3 X6	2	外壁 天井 セッコホﾞｰﾄﾞ	0.990 × 1.365 × 2.700 0.490 × 0.828	3.649 0.406	4.054	4.054
	1	床 外壁 内壁	1.950 × 0.828 0.990 × 0.910 × 2.700 0.400 × 0.910 × 2.700	1.615 2.432 0.983	5.030	9.084
Y3 X8	1	外壁	0.990 × 0.910 × 2.700	2.432	2.432	2.432
Y4 X8	1	外壁	0.990 × 0.910 × 2.700	2.432	2.432	2.432
Y4 X9	1	外壁	0.990 × 1.365 × 2.700	3.649	3.649	3.649
Y4 X11	1	外壁	0.990 × 1.365 × 2.700	3.649	3.649	3.649
Y4 X12	1	外壁	0.990 × 0.910 × 2.700	2.432	2.432	2.432
Y5 X1	2	外壁 天井 セッコホﾞｰﾄﾞ	0.990 × 1.820 × 2.700 0.490 × 0.828	4.865 0.406	5.271	5.271
	1	床 外壁	1.950 × 0.828 0.990 × 1.820 × 2.700	1.615 4.865	6.480	11.750
Y5 X6	2	外壁 天井 セッコホﾞｰﾄﾞ	0.990 × 1.365 × 2.700 0.490 × 1.242	3.649 0.609	4.257	4.257
	1	床 内壁	1.950 × 1.242 0.400 × 1.365 × 2.700	2.422 1.474	3.896	8.154
Y5 X8	1	床 内壁 Y6 X8 より	1.950 × 0.207 0.400 × 1.365 × 2.700	0.404 1.474 1.926	3.804	3.804
Y5 X9	1	内壁	0.400 × 0.455 × 2.700	0.491	0.491	0.491
Y5 X11	1	内壁	0.400 × 0.455 × 2.700	0.491	0.491	0.491
Y5 X12	1	外壁 内壁	0.990 × 1.365 × 2.700 0.400 × 0.455 × 2.700	3.649 0.491	4.140	4.140
Y6 X6	2	外壁 天井 セッコホﾞｰﾄﾞ	0.990 × 1.365 × 2.700 0.490 × 1.242	3.649 0.609	4.257	4.257
	1	床 内壁	1.950 × 1.242 0.400 × 0.455 × 2.700	2.422 0.491	2.914	7.171
Y6 X8	2	外壁 天井 セッコホﾞｰﾄﾞ	0.990 × 1.365 × 2.700 0.490 × 0.414	3.649 0.203	3.852	3.852
					Y5 X8 へ	1.926

位 置	階	項 目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P (kN)	Σ P (kN)
Y6 X8	2				Y7 X8 へ	1.926
Y7 X1	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 1.365 × 2.700 0.490 × 0.414	3.649 0.203	3.852	3.852
	1	床 外壁	1.950 × 0.414 0.990 × 1.365 × 2.700	0.807 3.649	4.456	8.308
Y7 X2	2	外壁 内壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 0.910 × 2.700 0.400 × 0.910 × 2.700 0.490 × 2.898	2.432 0.983 1.420	4.835	4.835
	1	床 外壁 Y7 X4 より	1.950 × 5.590 0.990 × 0.910 × 2.700	10.900 2.432 2.912	16.244	21.080
Y7 X4	2	内壁 天井 セッコホ'-ド'	0.400 × 1.820 × 2.700 0.490 × 7.875	1.966 3.859	5.824	5.824
					Y7 X2 へ Y7 X6 へ	2.912 2.912
Y7 X6	2	内壁 天井 セッコホ'-ド'	0.400 × 2.048 × 2.700 0.490 × 2.898	2.211 1.420	3.631	3.631
	1	床 内壁 Y7 X4 より	1.950 × 4.348 0.400 × 0.910 × 2.700	8.478 0.983 2.912	12.373	16.004
Y7 X7	1	床 内壁	1.950 × 0.414 0.400 × 0.910 × 2.700	0.807 0.983	1.790	1.790
Y7 X8	2	外壁 内壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 0.910 × 2.700 0.400 × 0.455 × 2.700 0.490 × 1.242	2.432 0.491 0.609	3.532	3.532
	1	床 内壁 Y6 X8 より Y8 X8 より	1.950 × 1.449 0.400 × 1.365 × 2.700	2.826 1.474 1.926 1.121	7.347	10.880
Y7 X9	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 1.365 × 2.700 0.490 × 1.449	3.649 0.710	4.359	4.359
	1	床 内壁	1.950 × 1.242 0.400 × 1.365 × 2.700	2.422 1.474	3.896	8.255
Y7 X11	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 1.365 × 2.700 0.490 × 1.449	3.649 0.710	4.359	4.359
	1	床 内壁	1.950 × 1.242 0.400 × 1.365 × 2.700	2.422 1.474	3.896	8.255
Y7 X12	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 1.365 × 2.700 0.490 × 0.828	3.649 0.406	4.054	4.054
	1	床 外壁 内壁	1.950 × 0.414 0.990 × 1.820 × 2.700 0.400 × 0.455 × 2.700	0.807 4.865 0.491	6.164	10.218
Y8 X2	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 1.365 × 2.700 0.490 × 1.242	3.649 0.609	4.257	4.257
	1	床 外壁	1.950 × 0.828 0.990 × 0.910 × 2.700	1.615 2.432	4.047	8.305
Y8 X8	2	内壁 天井 セッコホ'-ド'	0.400 × 1.137 × 2.700 0.490 × 2.070	1.229 1.014	2.243	2.243
					Y7 X8 へ Y9 X8 へ	1.121 1.121
Y9 X2	1	床	1.950 × 0.621	1.211	3.035	3.035

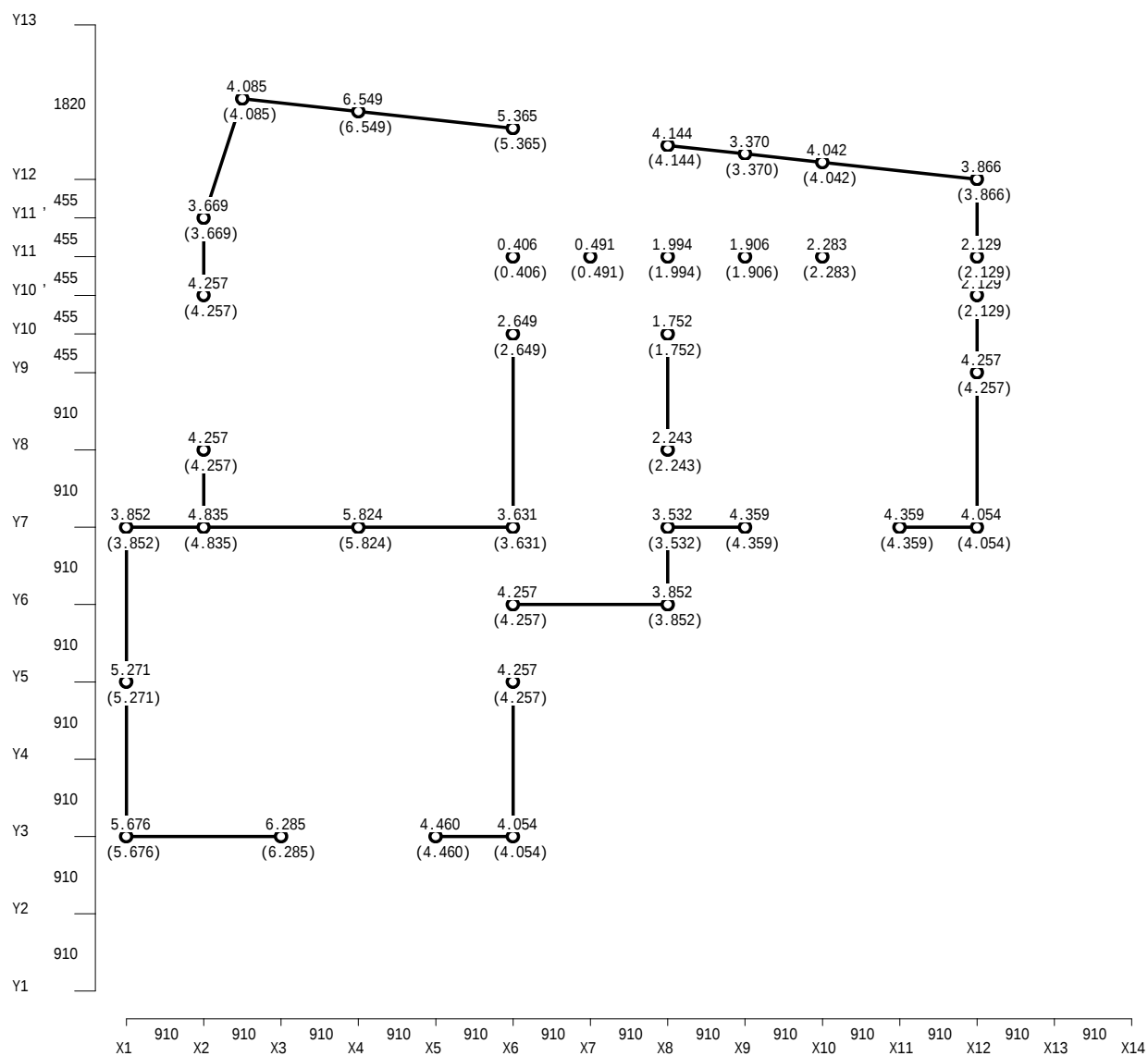
位 置	階	項 目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P (kN)	Σ P (kN)
Y9 X2	1	外壁	0.990 × 0.683 × 2.700	1.824	3.035	3.035
Y9 X6	1	床 内壁 Y10 X6 より	1.950 × 1.449 0.400 × 0.910 × 2.700	2.826 0.983 1.324	5.133	5.133
Y9 X7	1	床 内壁	1.950 × 0.828 0.400 × 0.910 × 2.700	1.615 0.983	2.598	2.598
Y9 X8	1	床 内壁 Y8 X8 より Y10 X8 より	1.950 × 1.863 0.400 × 0.455 × 2.700	3.633 0.491 1.121 0.876	6.122	6.122
Y9 X10	1	床 内壁	1.950 × 2.484 0.400 × 0.455 × 2.700	4.844 0.491	5.336	5.336
Y9 X12	2	外壁 天井 セッコホー ド	0.990 × 1.365 × 2.700 0.490 × 1.242	3.649 0.609	4.257	4.257
	1	床 外壁	1.950 × 1.242 0.990 × 1.365 × 2.700	2.422 3.649	6.071	10.328
Y10 X2	1	床 外壁 内壁	1.950 × 0.414 0.990 × 0.455 × 2.700 0.400 × 0.910 × 2.700	0.807 1.216 0.983	3.006	3.006
Y10 X4	1	床 内壁	1.950 × 4.422 0.400 × 1.365 × 2.700	8.623 1.474	10.097	10.097
Y10 X5	1	内壁	0.400 × 0.455 × 2.700	0.491	0.491	0.491
Y10 X6	2	内壁 天井 セッコホー ド	0.400 × 1.137 × 2.700 0.490 × 2.898	1.229 1.420	2.649	2.649
					Y9 X6 へ Y10 ' X6 へ	1.324 1.324
Y10 X8	2	内壁 天井 セッコホー ド	0.400 × 0.682 × 2.700 0.490 × 2.070	0.737 1.014	1.752	1.752
					Y9 X8 へ Y10 ' X8 へ	0.876 0.876
Y10 ' X2	2	外壁 天井 セッコホー ド	0.990 × 1.365 × 2.700 0.490 × 1.242	3.649 0.609	4.257	4.257
	1	床 外壁	1.950 × 0.621 0.990 × 0.683 × 2.700	1.211 1.824	3.035	7.293
Y10 ' X6	1	床 内壁 Y10 X6 より Y11 X6 より	1.950 × 1.962 0.400 × 0.982 × 2.700	3.826 1.061 1.324 0.312	6.524	6.524
Y10 ' X7	1	床 内壁 Y11 X7 より	1.950 × 1.251 0.400 × 0.932 × 2.700	2.440 1.007 0.372	3.819	3.819
Y10 ' X8	1	床 内壁 Y10 X8 より	1.950 × 1.373 0.400 × 1.592 × 2.700	2.677 1.720 0.876	5.273	5.273
Y10 ' X10	1	床 内壁 Y11 X10 より	1.950 × 2.109 0.400 × 3.057 × 2.700	4.112 3.302 1.619	9.034	9.034
Y10 ' X12	2	外壁 天井 セッコホー ド	0.990 × 0.683 × 2.700 0.490 × 0.621	1.824 0.304	2.129	2.129
	1	床 外壁 内壁	1.950 × 1.069 0.990 × 1.138 × 2.700 0.400 × 0.910 × 2.700	2.085 3.041 0.983	7.527	9.656

位 置	階	項 目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P (kN)	Σ P (kN)
Y10 ' X12	1	Y11 X12 より		1.419		
Y11 X6 Y11 X6 Y11 X6	2 2 2	天井 セッコホ'-ド'	0.490 × 0.828	0.406	0.406 Y10 ' X6 へ Y12 X6 へ	0.406 0.312 0.094
Y11 X7 Y11 X7 Y11 X7	2 2 2	内壁	0.400 × 0.455 × 2.700	0.491	0.491 Y10 ' X7 へ Y12 X7 へ	0.491 0.372 0.120
Y11 X8	2	内壁 天井 セッコホ'-ド'	0.400 × 0.910 × 2.700 0.490 × 2.064	0.983 1.012	1.994	1.994
	1	床 内壁	1.950 × 0.390 0.400 × 0.682 × 2.700	0.761 0.737	1.498	3.492
Y11 X9	2	内壁 天井 セッコホ'-ド'	0.400 × 1.515 × 2.700 0.490 × 0.551	1.636 0.270	1.906	1.906
	1	床 内壁	1.950 × 0.390 0.400 × 0.455 × 2.700	0.761 0.491	1.252	3.158
Y11 X10	2	内壁 天井 セッコホ'-ド'	0.400 × 0.455 × 2.700 0.490 × 3.656	0.491 1.791	2.283 Y10 ' X10 へ Y12 X10 へ	2.283 1.619 0.664
Y11 X12	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 0.683 × 2.700 0.490 × 0.621	1.824 0.304	2.129 Y10 ' X12 へ Y12 X12 へ	2.129 1.419 0.710
Y11 ' X2	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 1.193 × 2.700 0.490 × 0.978	3.190 0.479	3.669	3.669
	1	床 外壁	1.950 × 0.978 0.990 × 1.193 × 2.700	1.907 3.190	5.097	8.766
Y12 X2	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 1.425 × 2.700 0.490 × 0.564	3.809 0.276	4.085	4.085
	1	床 外壁	1.950 × 0.564 0.990 × 1.425 × 2.700	1.100 3.809	4.909	8.994
Y12 X4	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 1.602 × 2.700 0.490 × 4.626	4.282 2.267	6.549	6.549
	1	床 外壁	1.950 × 2.282 0.990 × 1.602 × 2.700	4.449 4.282	8.732	15.281
Y12 X6	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 1.831 × 2.700 0.490 × 0.960	4.894 0.470	5.365	5.365
	1	床 外壁 内壁 Y11 X6 より	1.950 × 1.341 0.990 × 1.373 × 2.700 0.400 × 0.982 × 2.700	2.615 3.671 1.061 0.094	7.441	12.805
Y12 X7	1	床 外壁 内壁 Y11 X7 より Y12 X8 より Y12 X9 より	1.950 × 1.521 0.990 × 1.831 × 2.700 0.400 × 0.932 × 2.700	2.966 4.894 1.007 0.120 2.763 1.123	12.873	12.873
Y12 X8	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 1.373 × 2.700 0.490 × 0.966	3.671 0.473	4.144 Y12 X7 へ Y12 X10 へ	4.144 2.763 1.381
Y12 X9	2	外壁	0.990 × 0.915 × 2.700	2.447	3.370	3.370

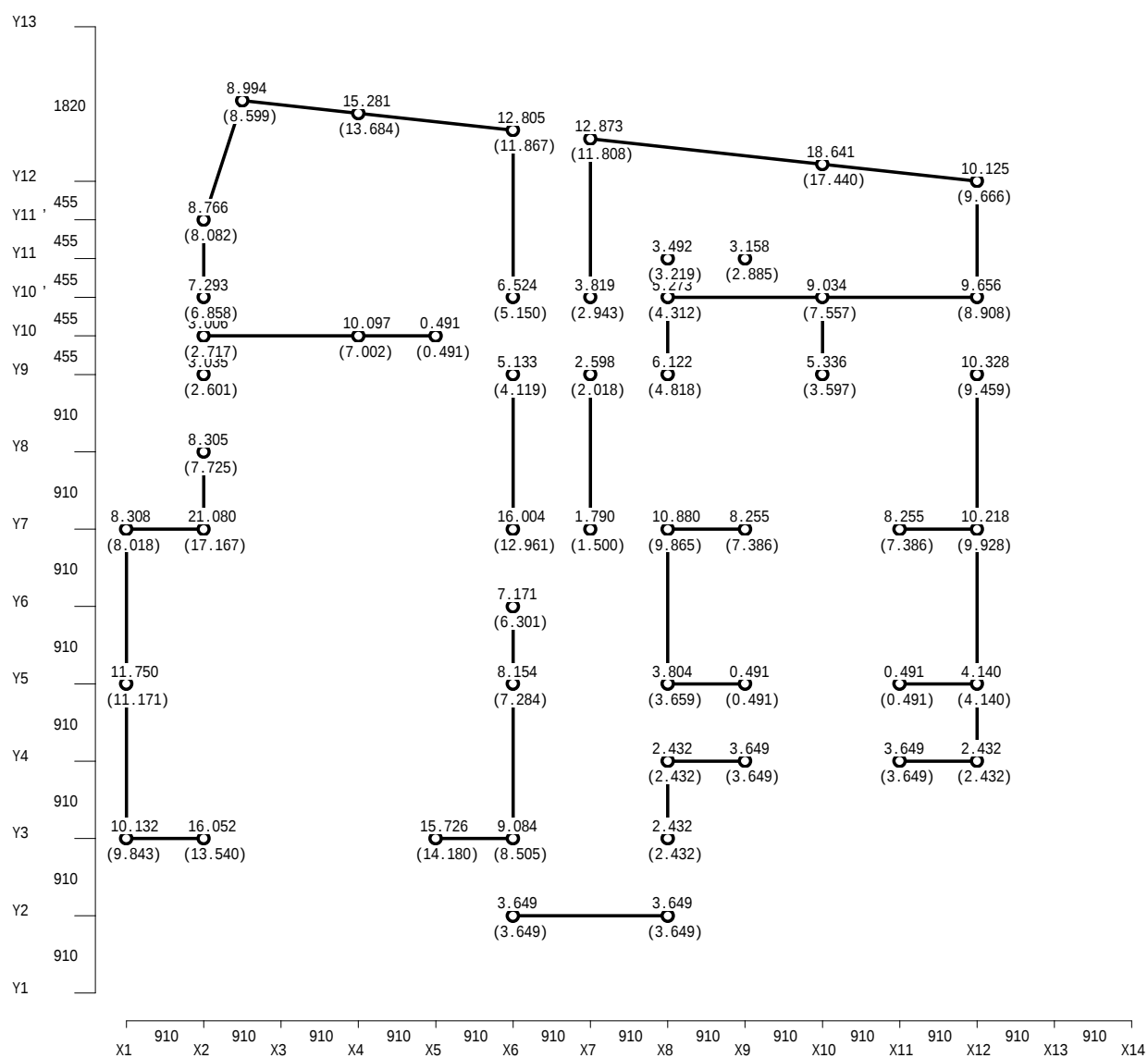
位 置	階	項 目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P (kN)	Σ P (kN)
Y12 X9	2	内壁 天井 セッコホ'-ド'	0.400 × 0.605 × 2.700 0.490 × 0.551	0.653 0.270	3.370	3.370
					Y12 X7 へ Y12 X10 へ	1.123 2.247
Y12 X10	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 1.373 × 2.700 0.490 × 0.758	3.671 0.371	4.042	4.042
	1	床 外壁 内壁 Y11 X10 より Y12 X8 より Y12 X9 より	1.950 × 1.715 0.990 × 2.289 × 2.700 0.400 × 0.782 × 2.700	3.344 6.118 0.845 0.664 1.381 2.247	14.599	18.641
Y12 X12	2	外壁 天井 セッコホ'-ド'	0.990 × 1.370 × 2.700 0.490 × 0.414	3.663 0.203	3.866	3.866
	1	床 外壁 Y11 X12 より	1.950 × 0.655 0.990 × 1.598 × 2.700	1.278 4.271 0.710	6.259	10.125

3.1.3 長期鉛直軸力伏図

2 階 ()内の数値は地震用荷重



1 階 ()内の数値は地震用荷重



3.1.4 水平力による軸力・引抜き伏図

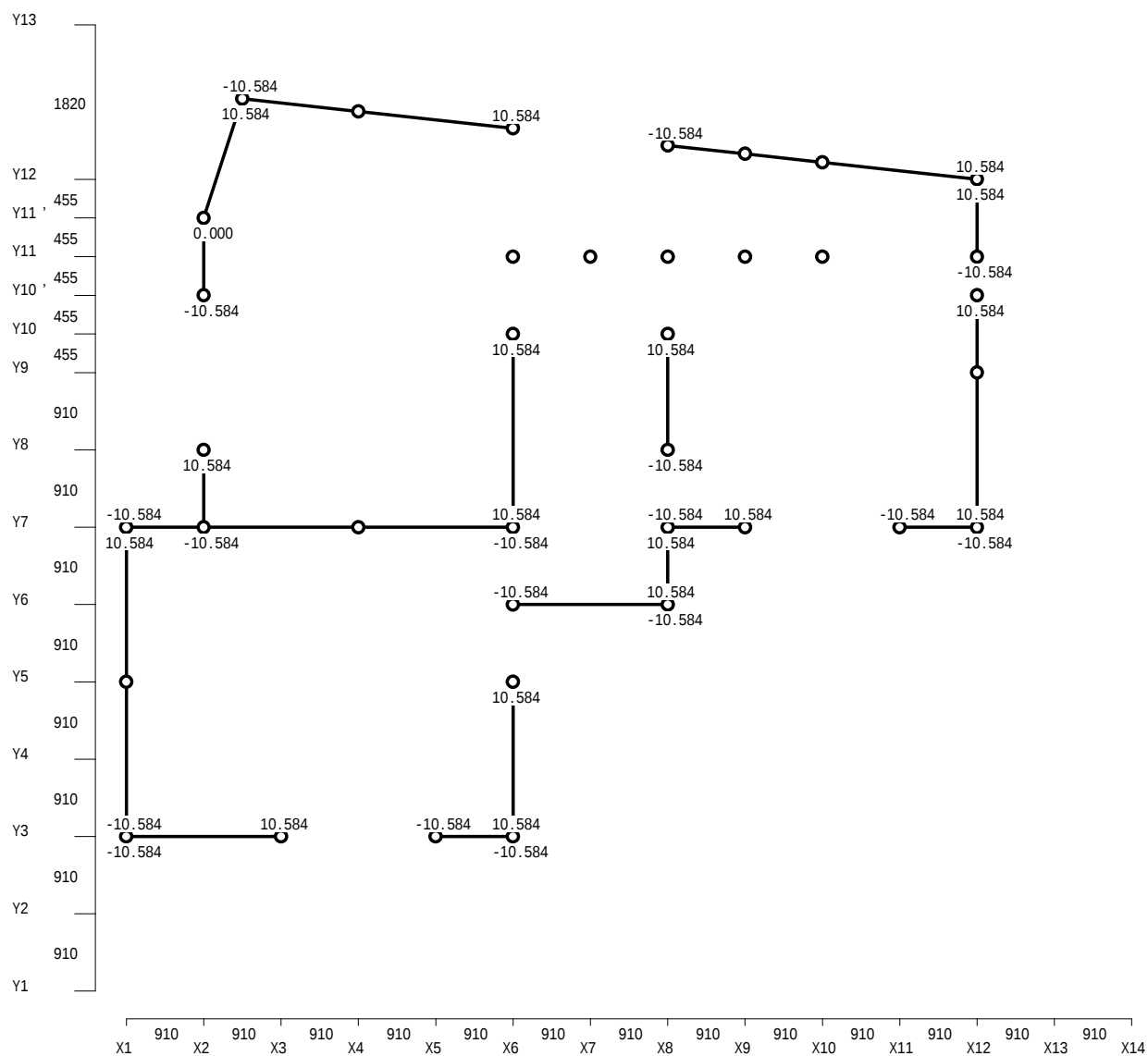
3.1.4.1 水平力による軸力伏図

上段：X方向軸力(kN)

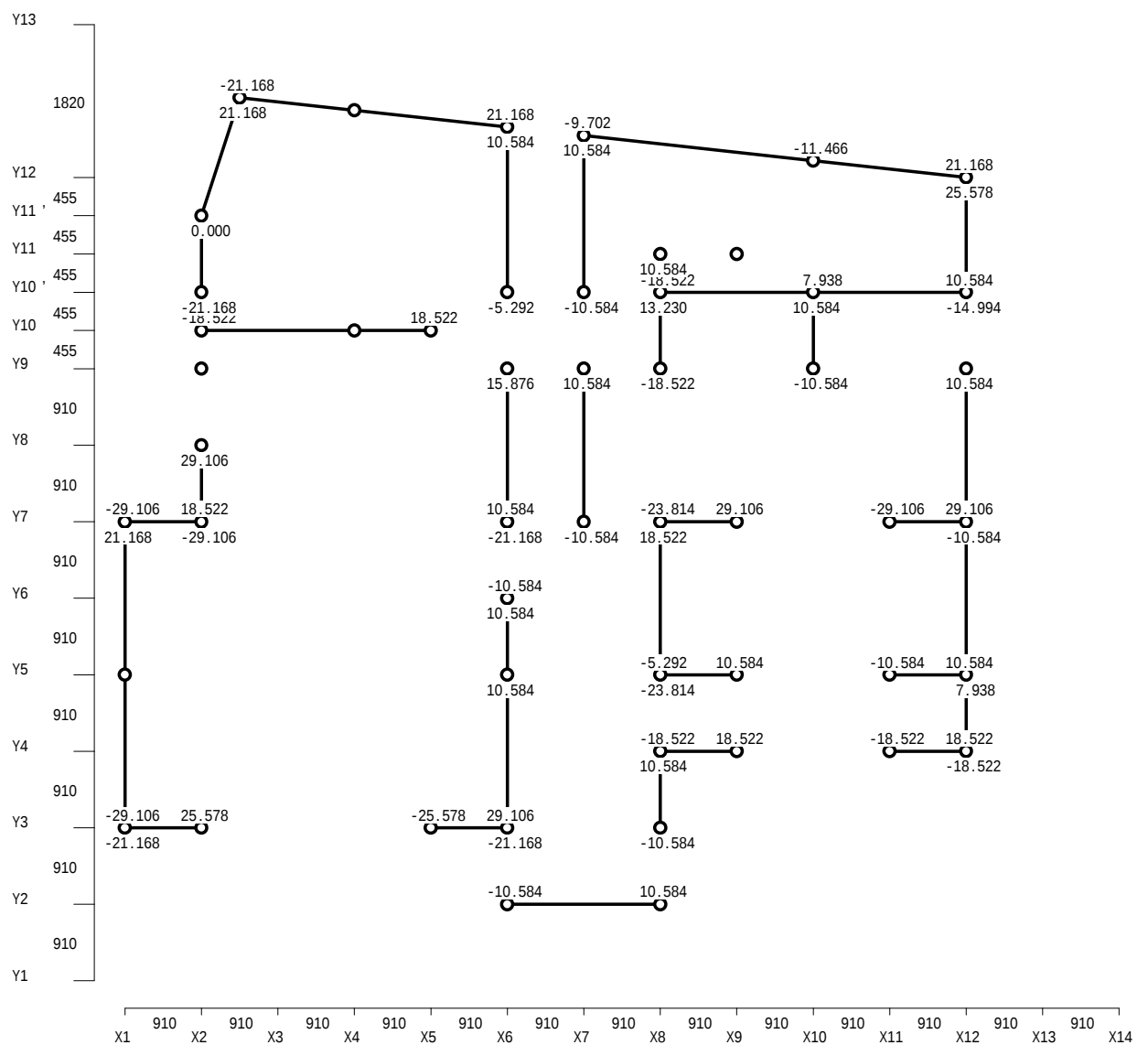
下段：Y方向軸力(kN)

<<< 加力方向未考慮時 >>>

2 階

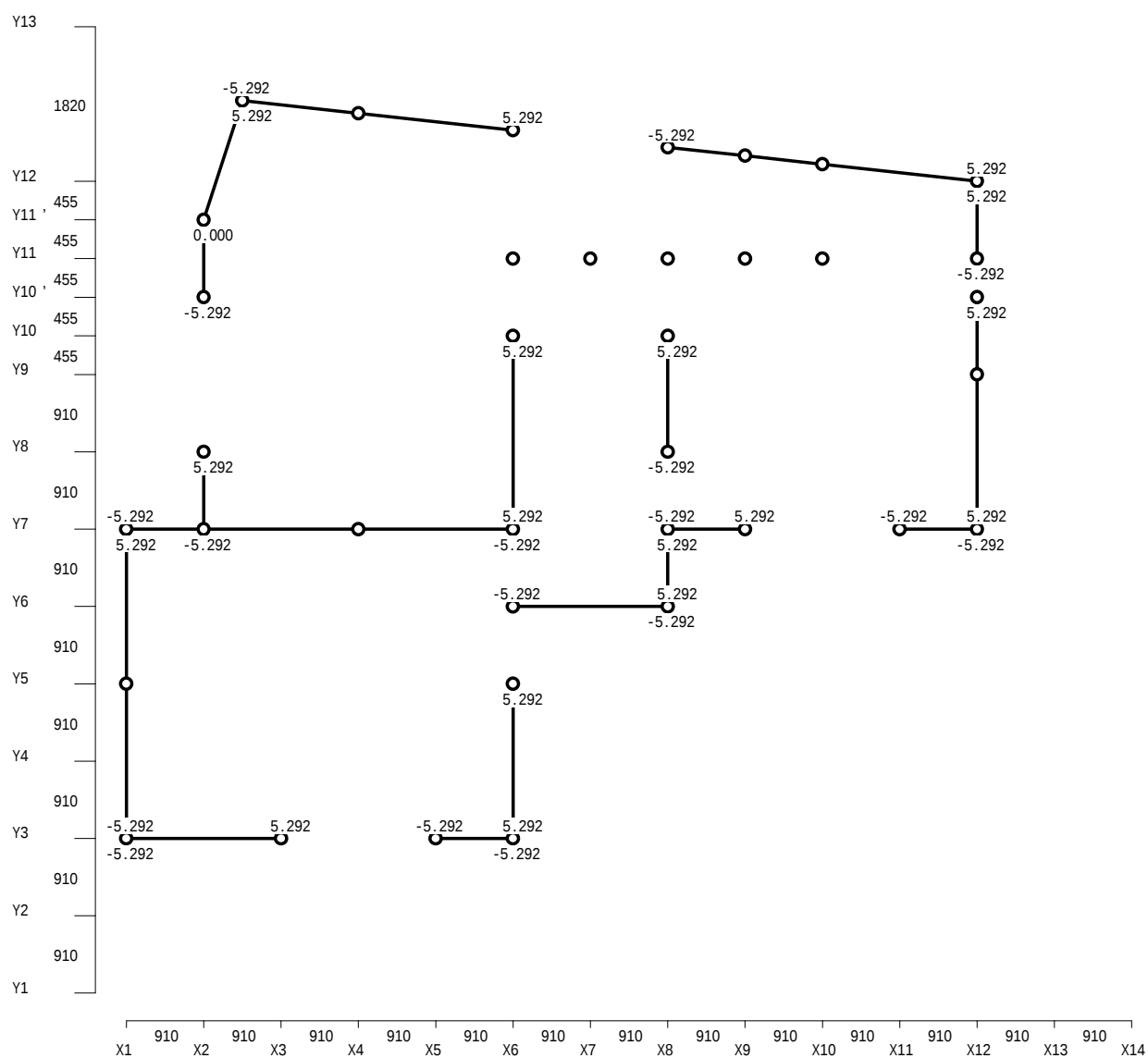


1 階



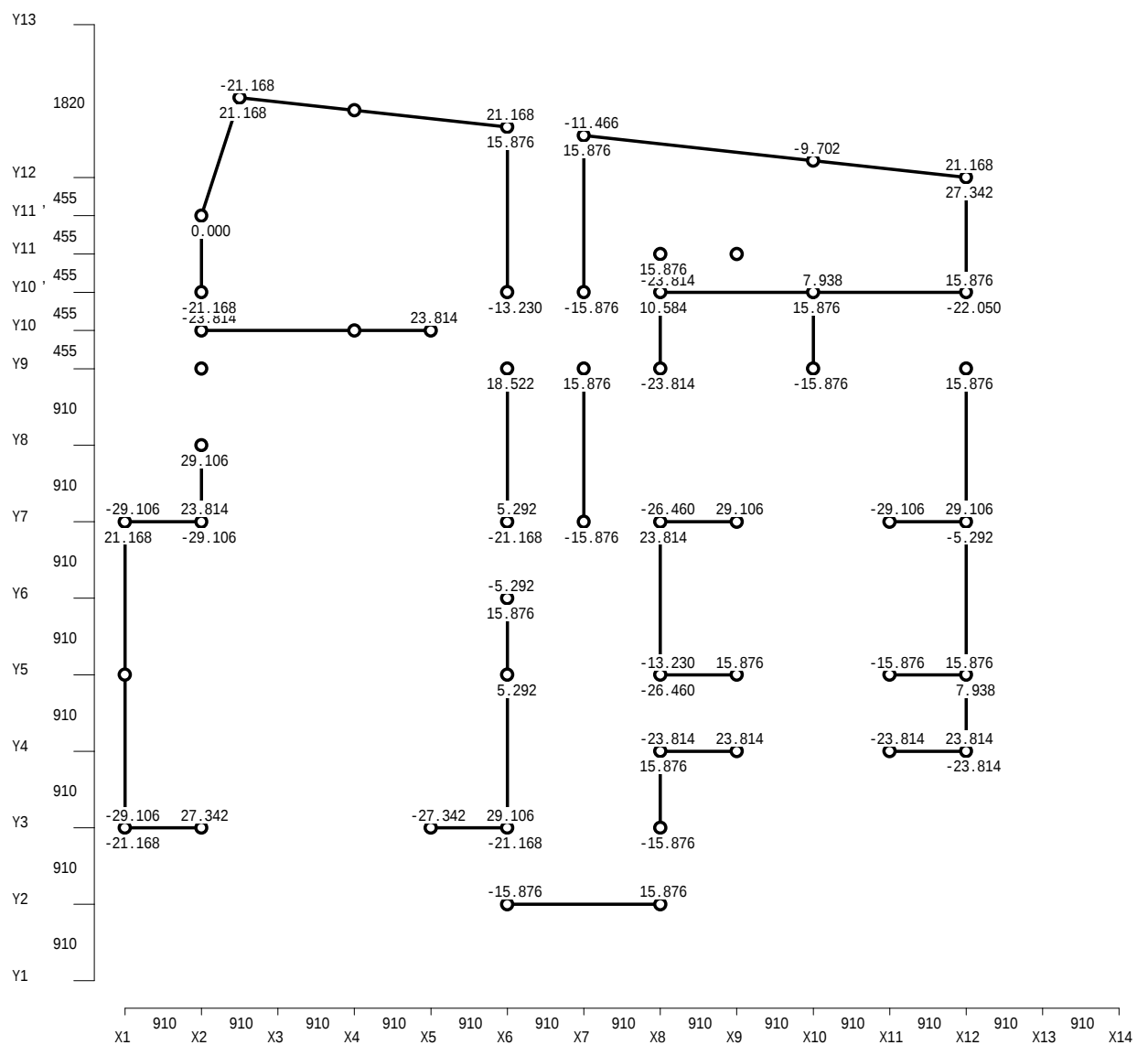
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



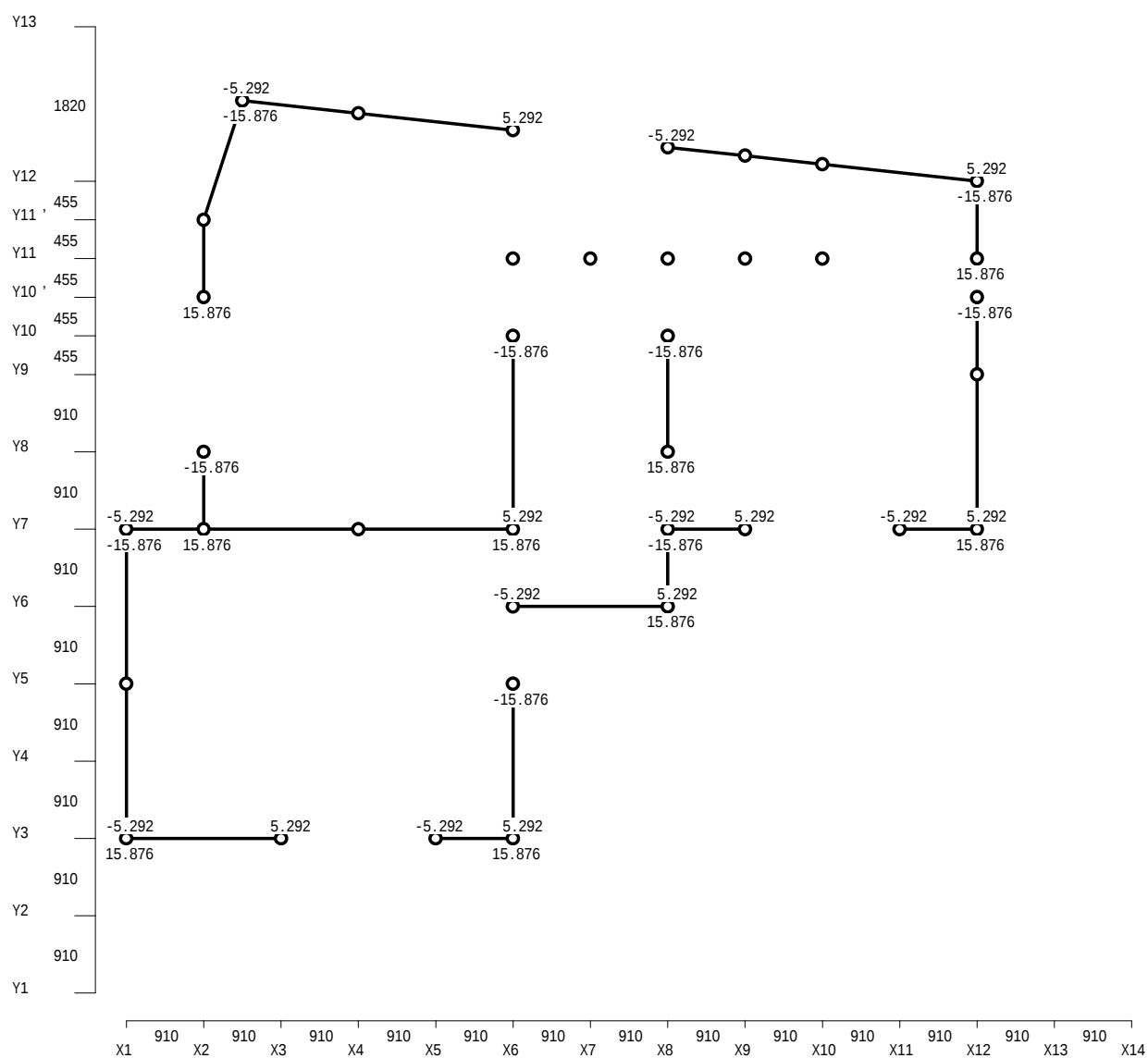
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



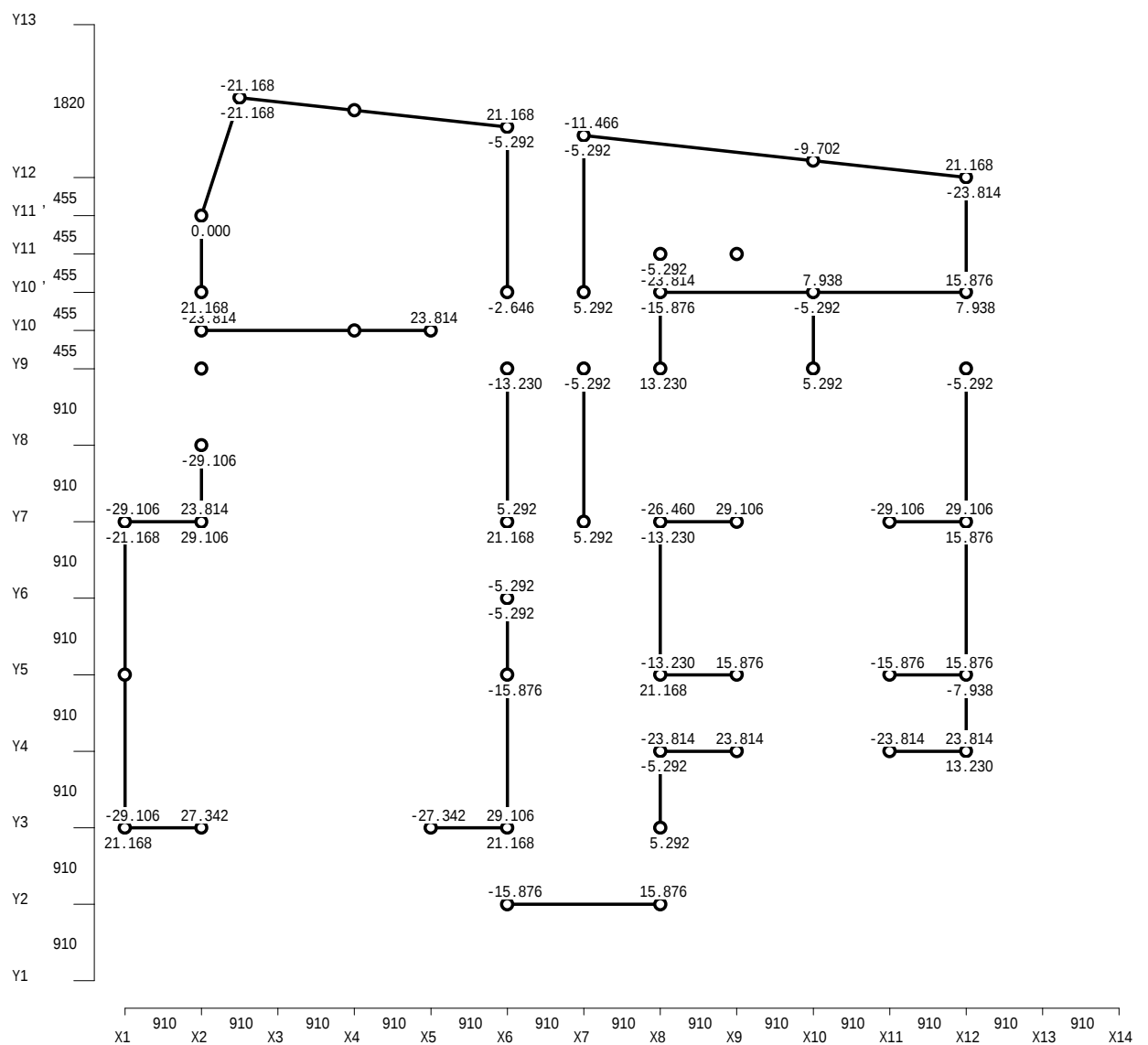
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



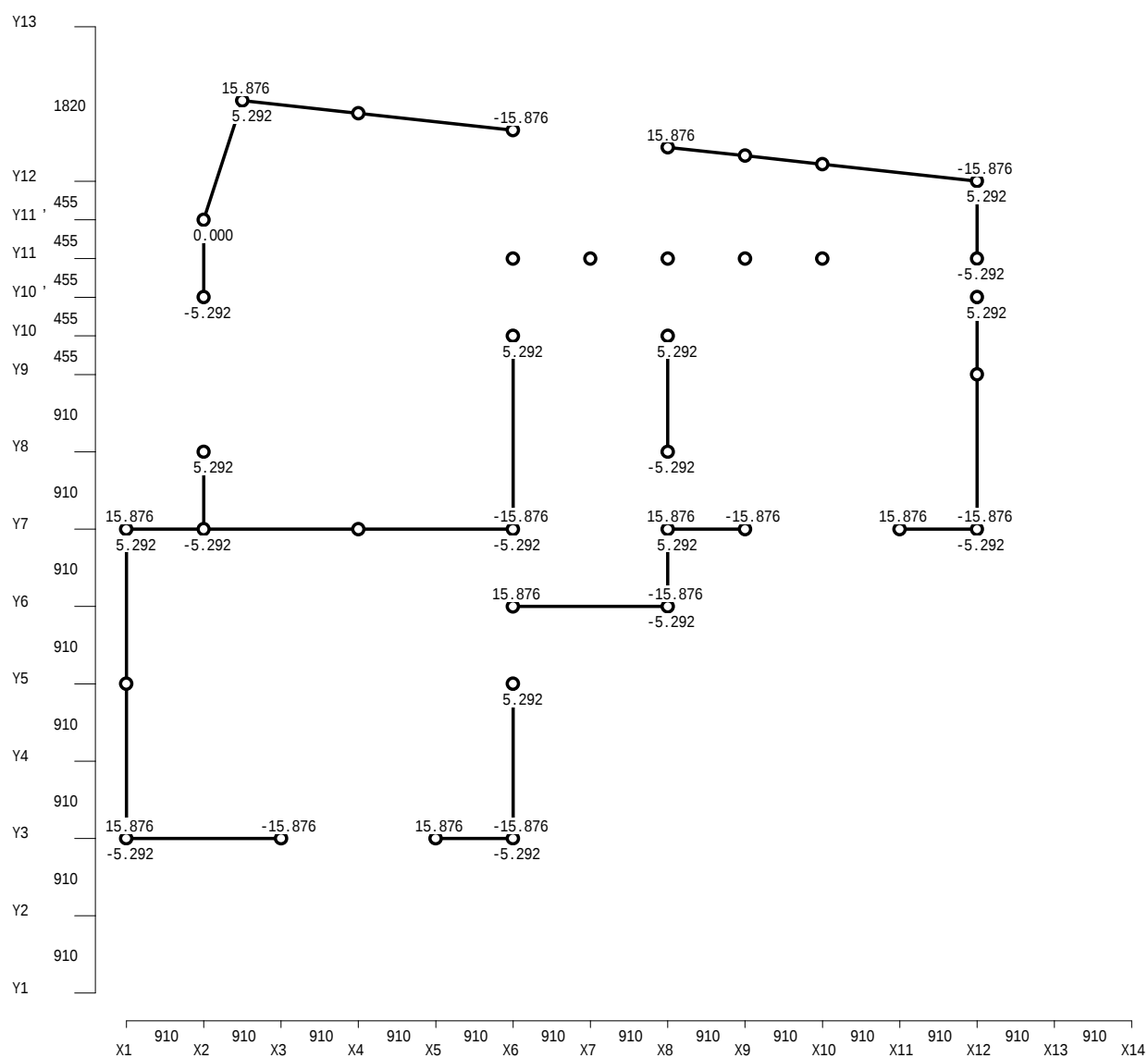
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1 階



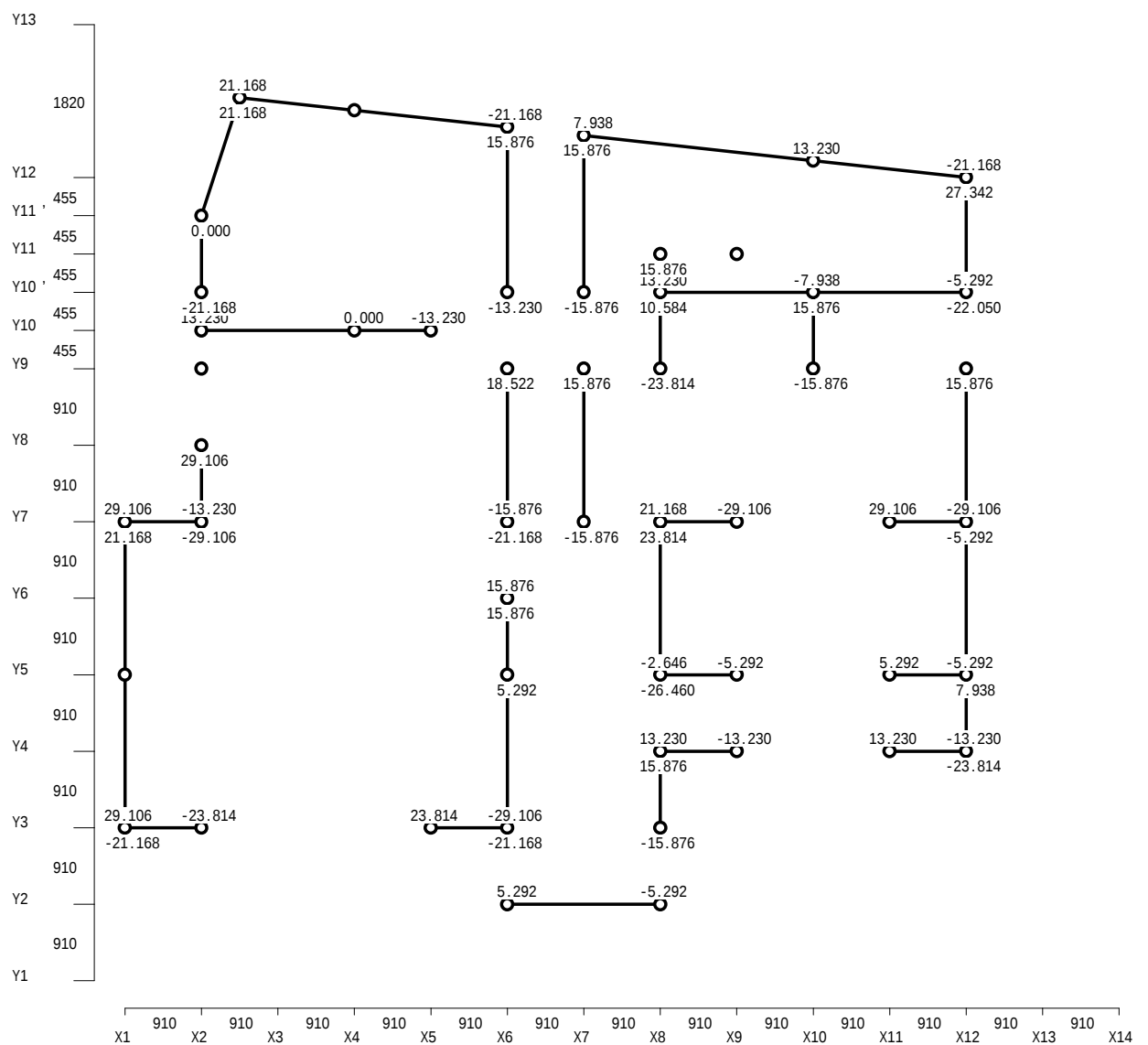
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



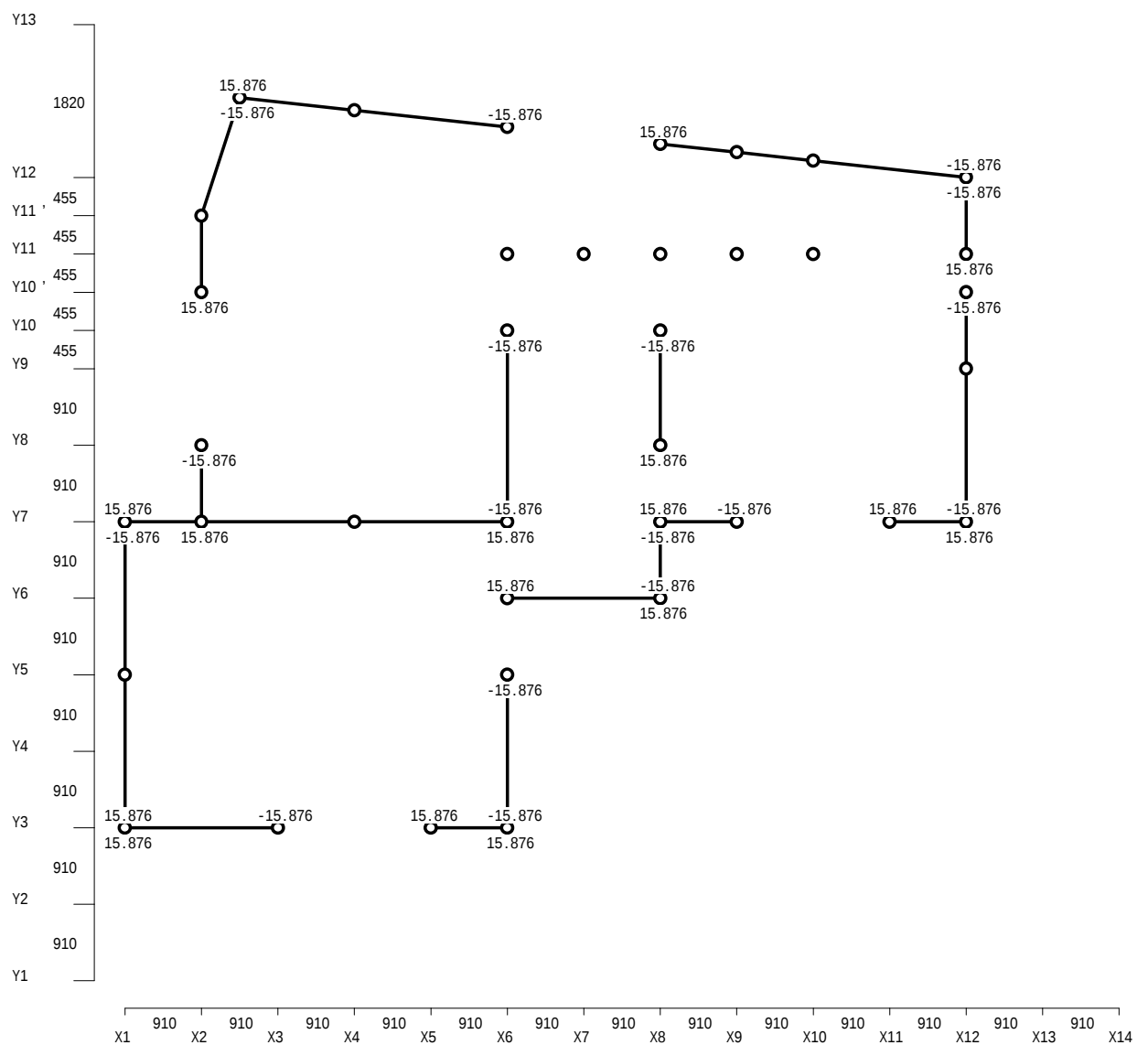
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



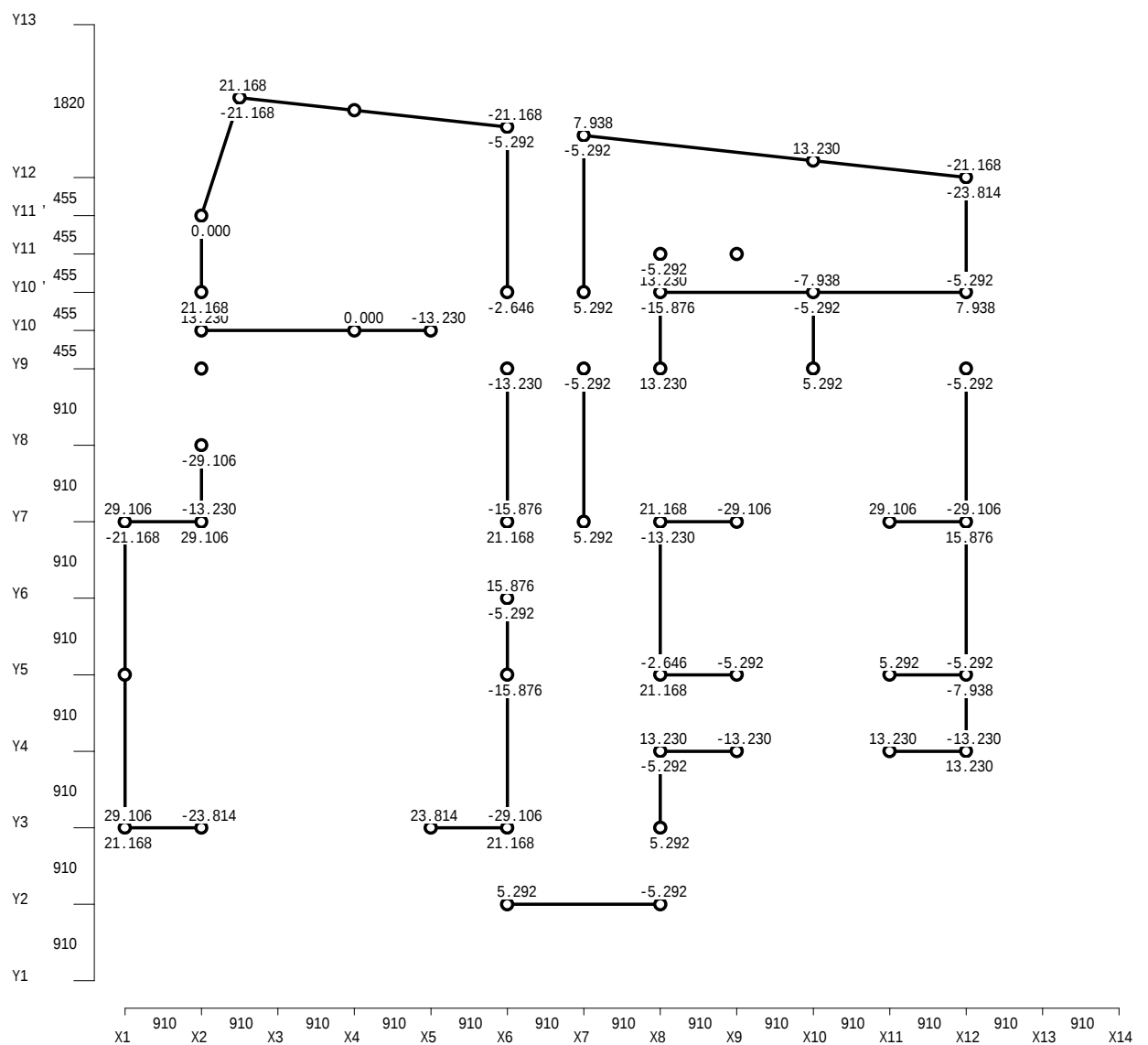
<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

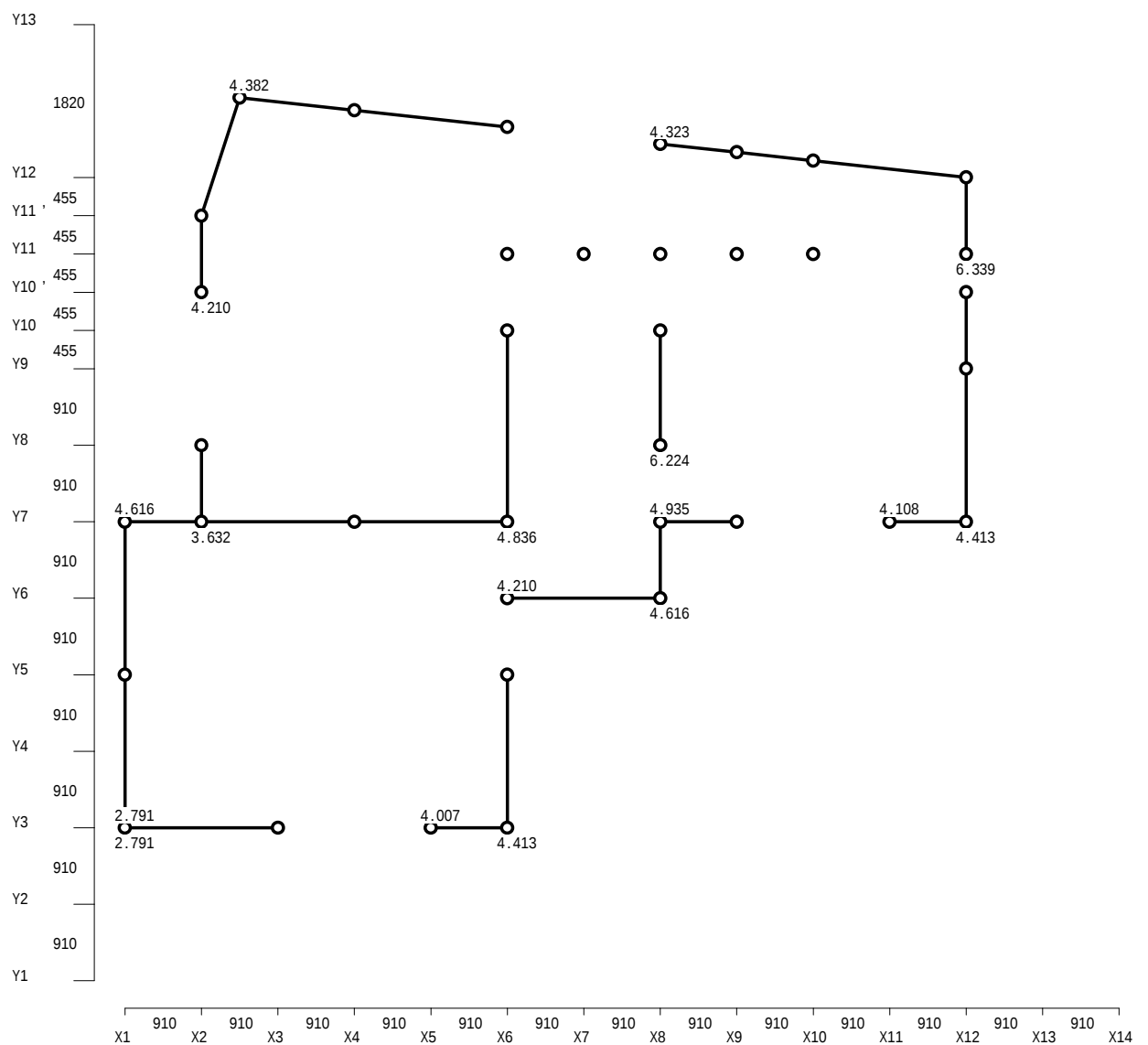
1 階



上段：X方向引抜き(kN) 下段：Y方向引抜き(kN)

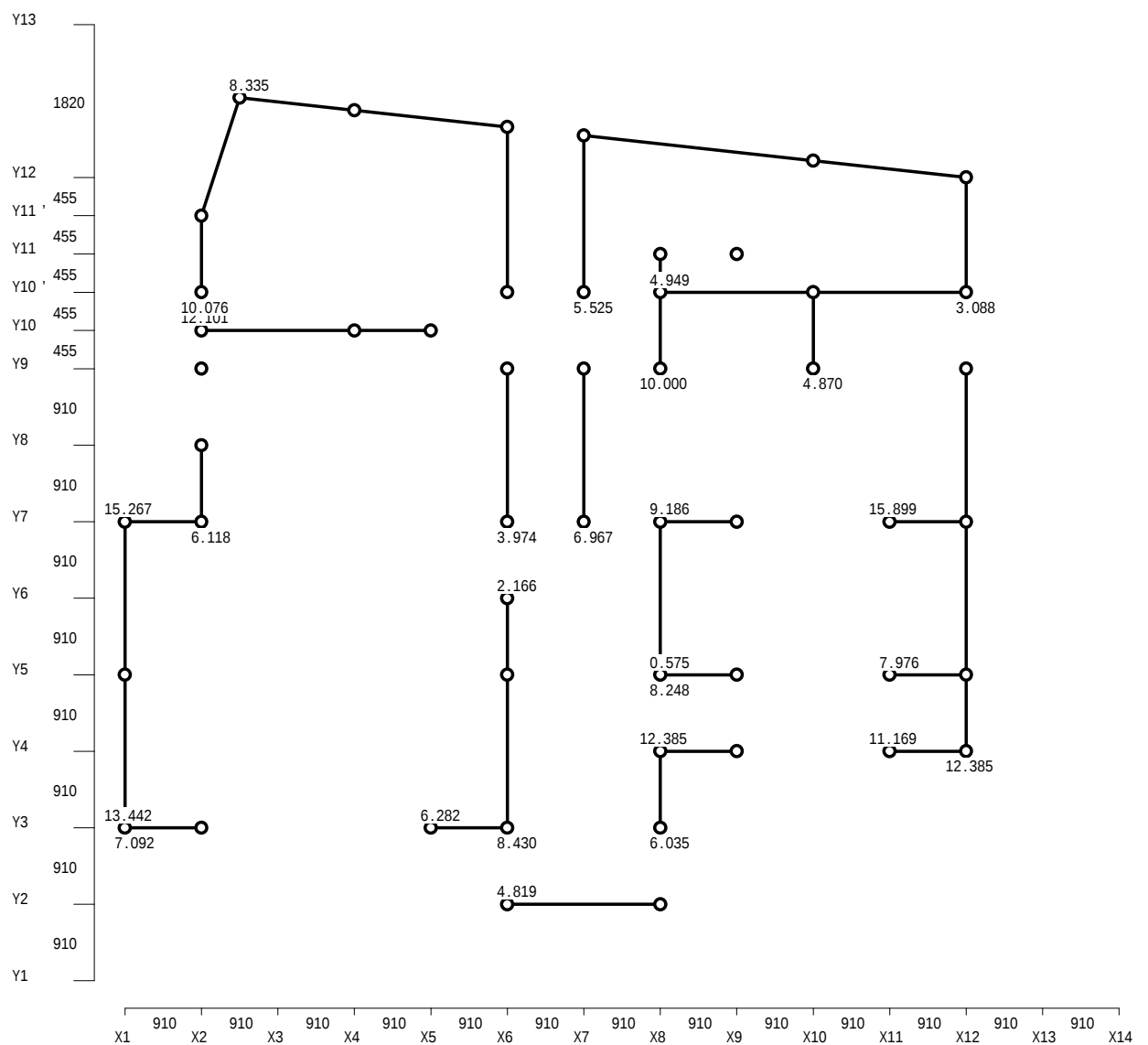
<<< 加力方向未考慮時 >>>

2 階



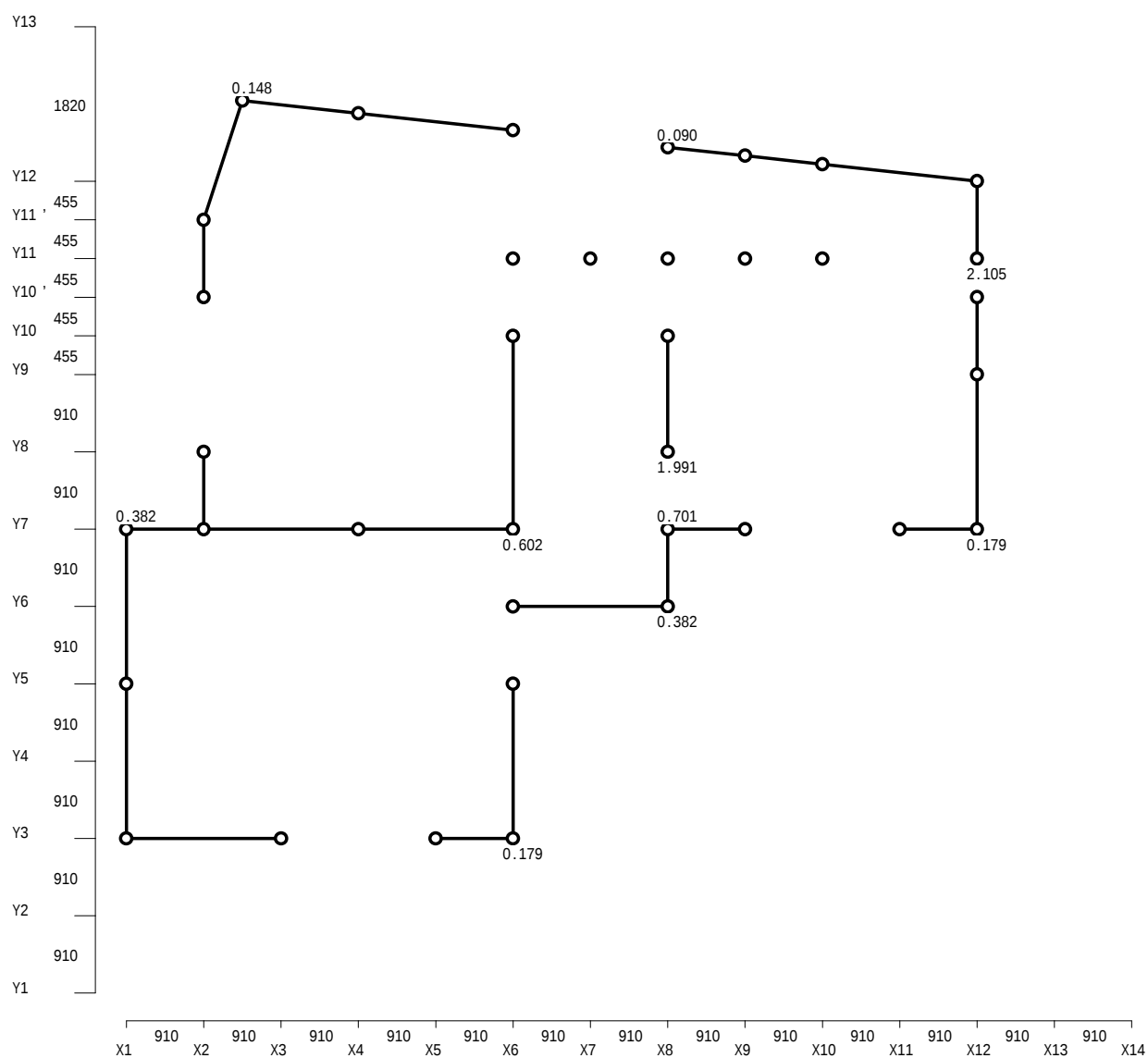
<<< 加力方向未考慮時 >>>

1 階



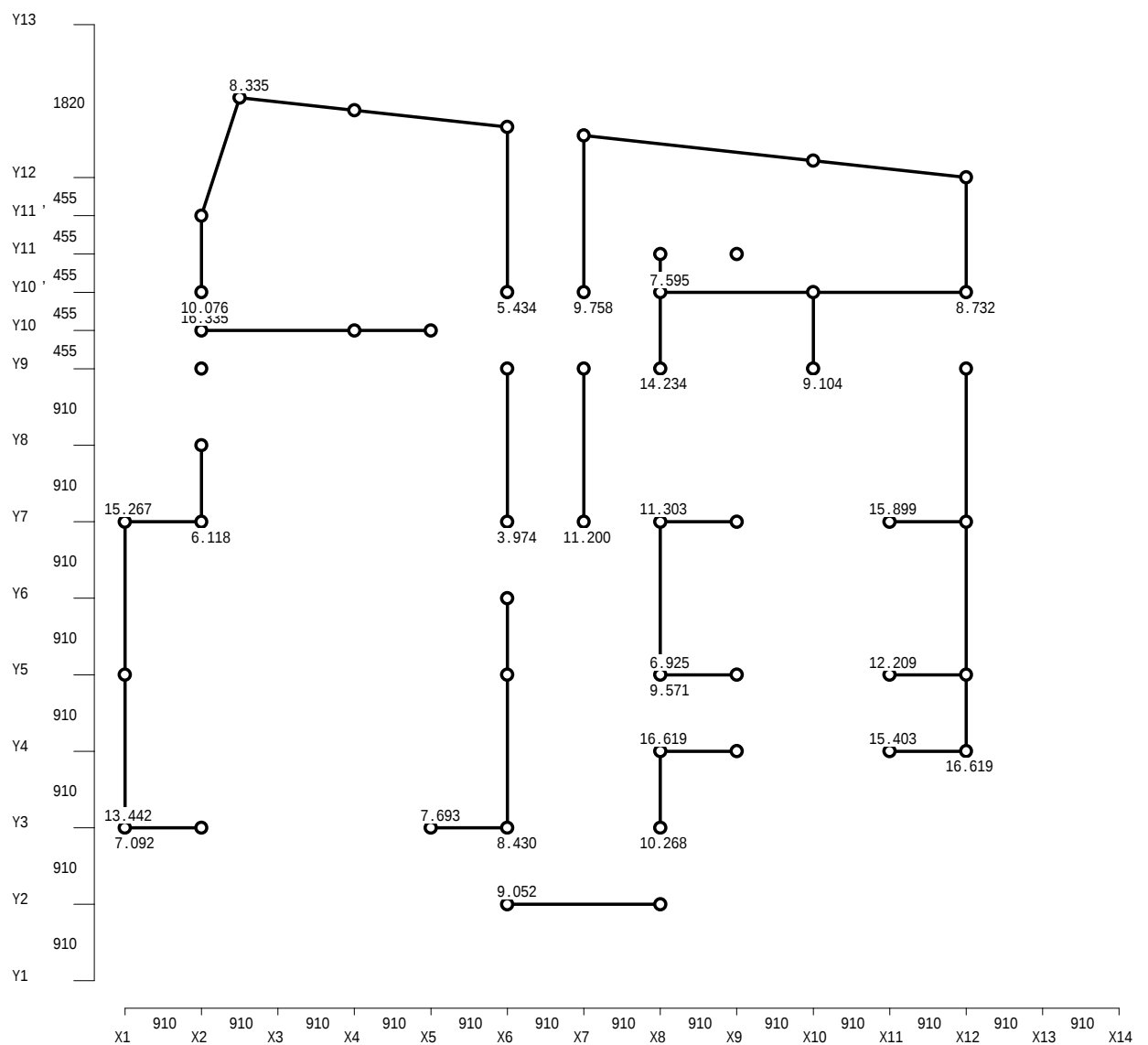
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



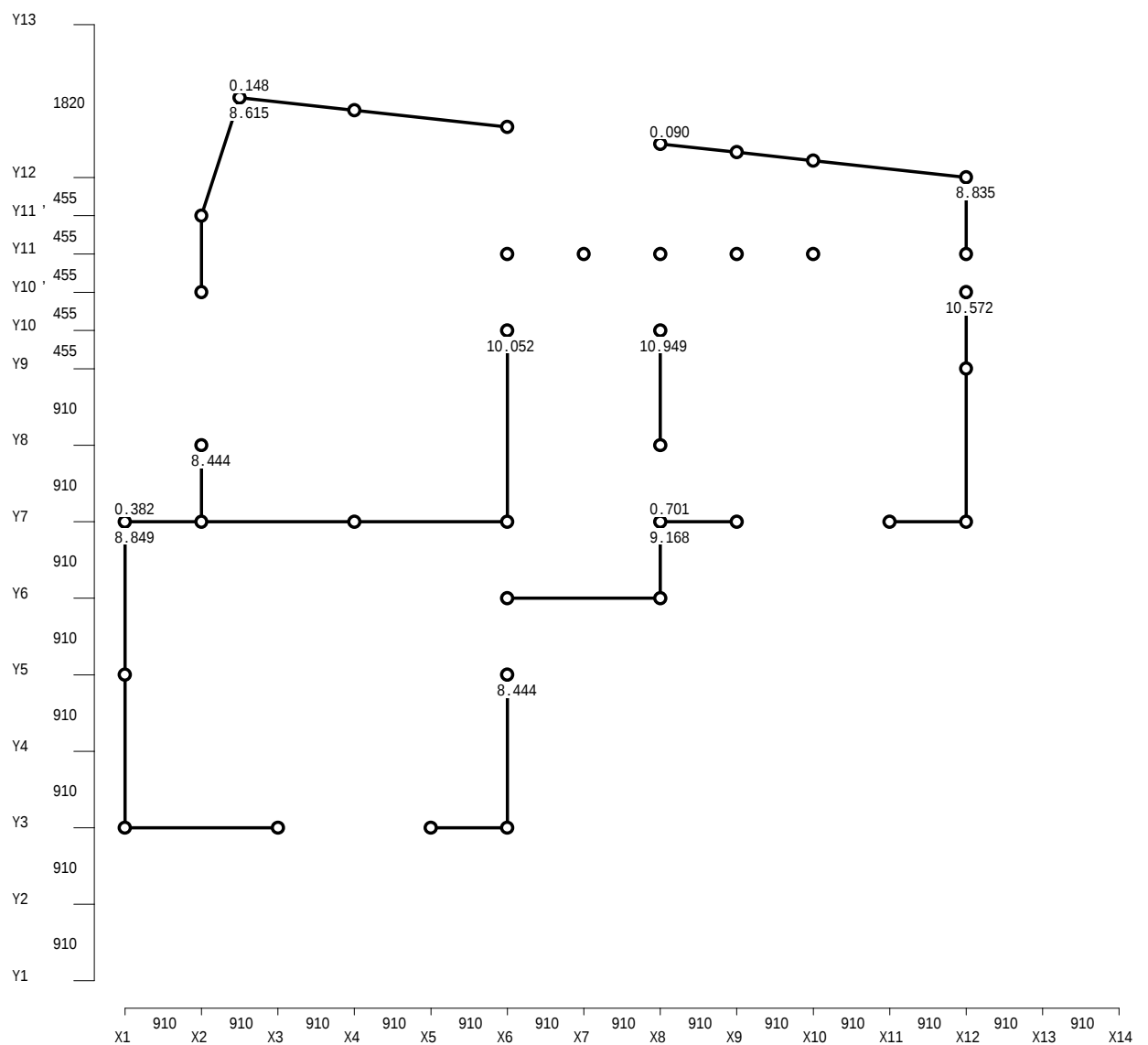
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



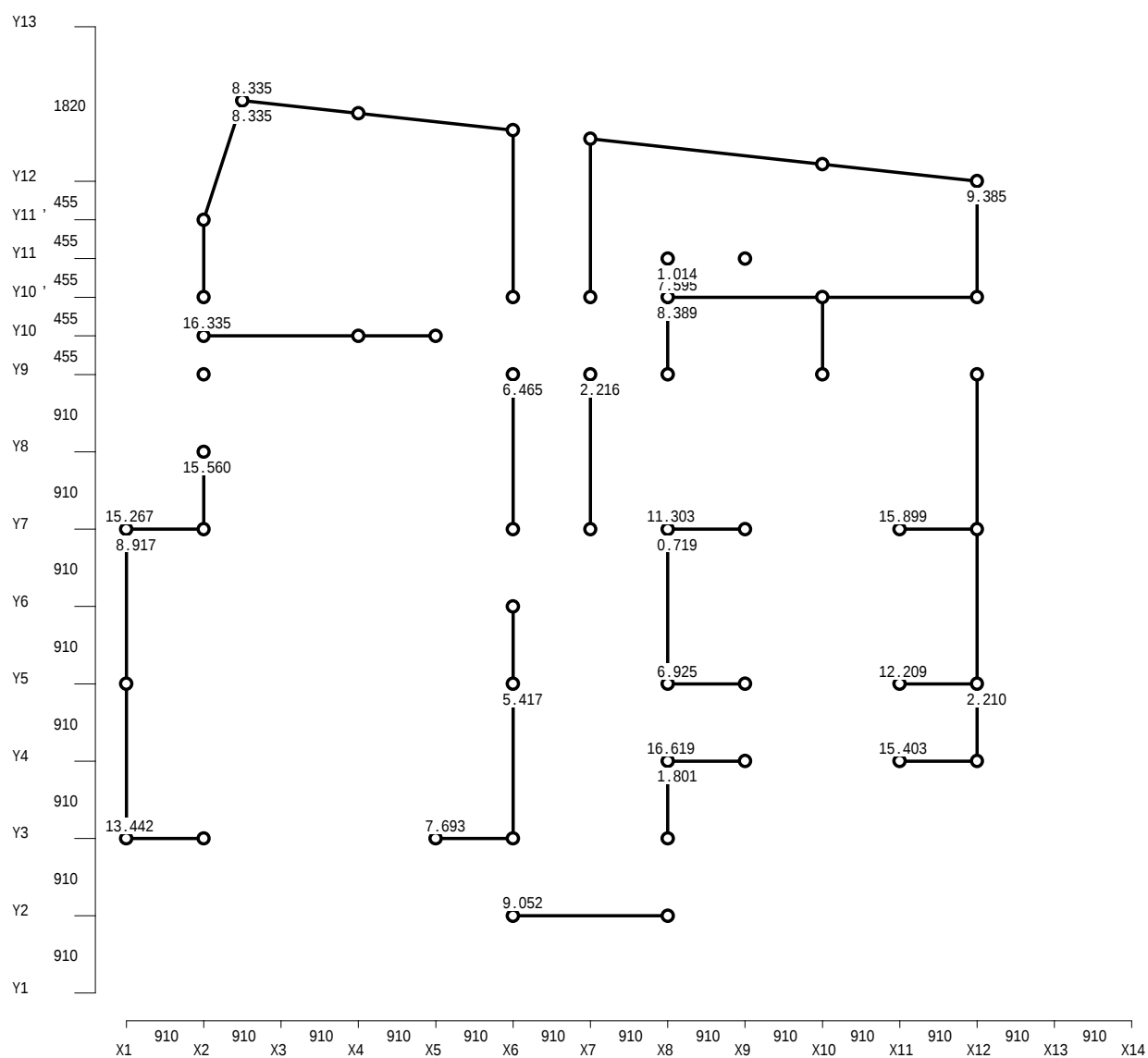
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



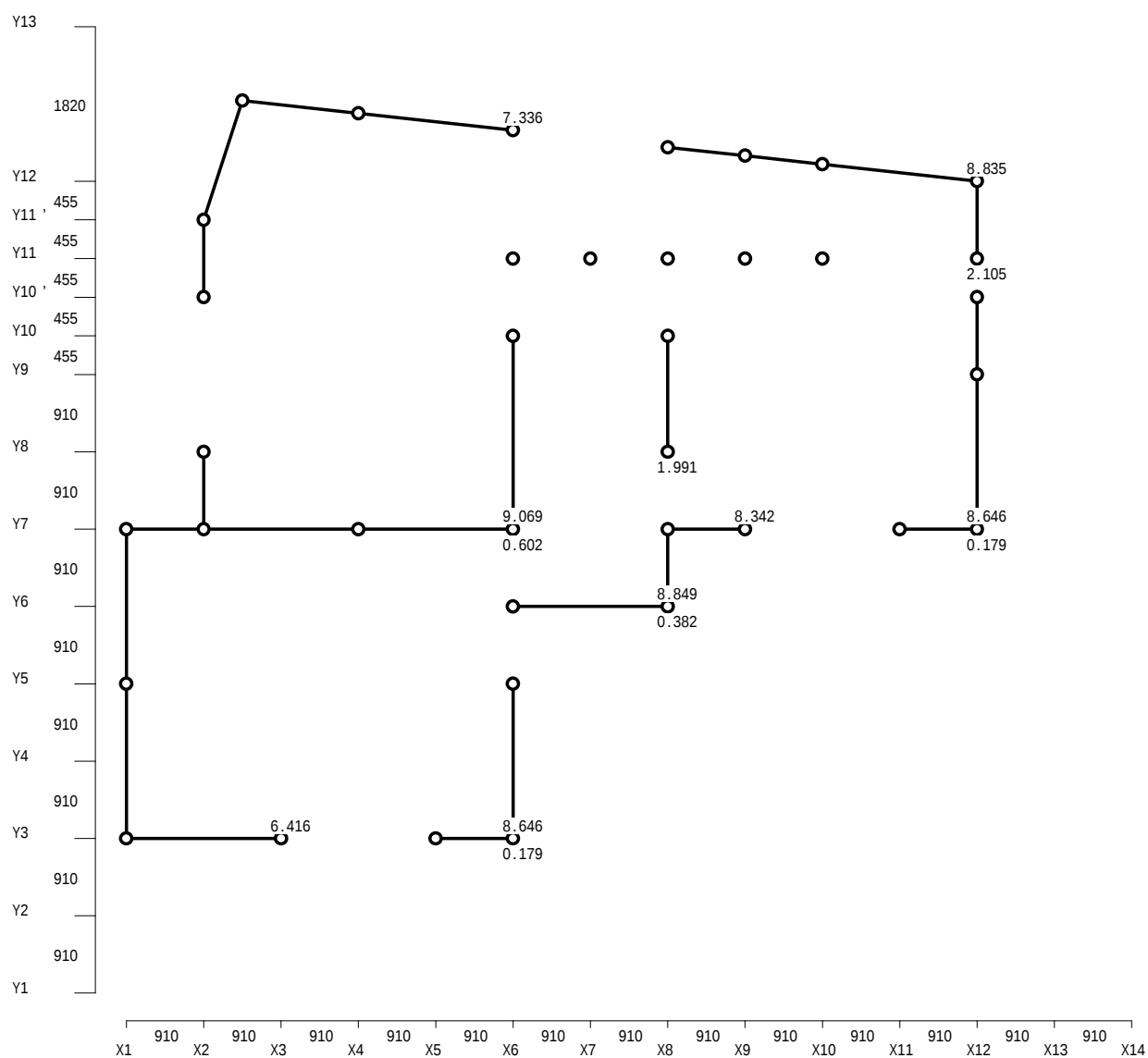
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1 階

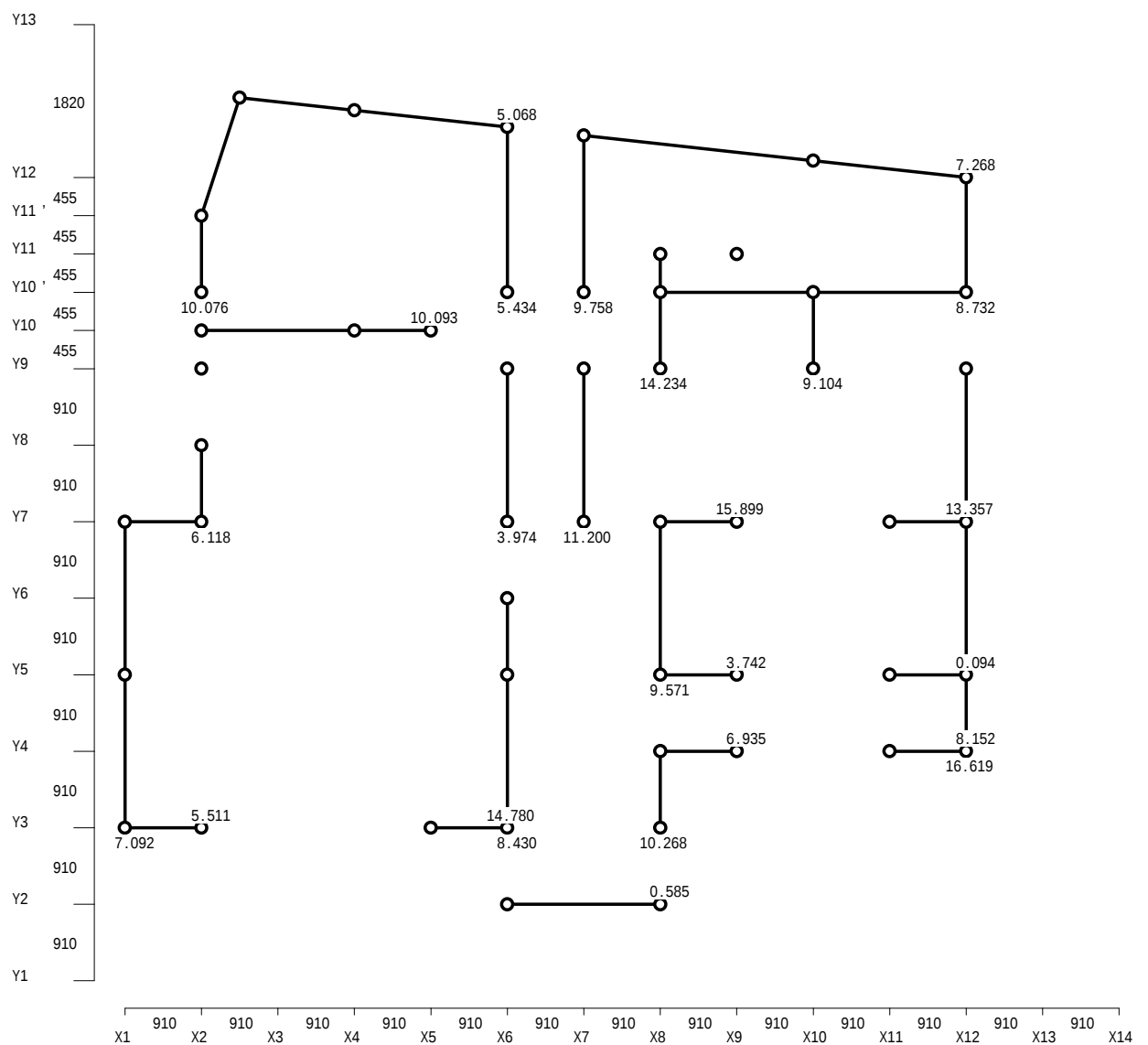


<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2 階

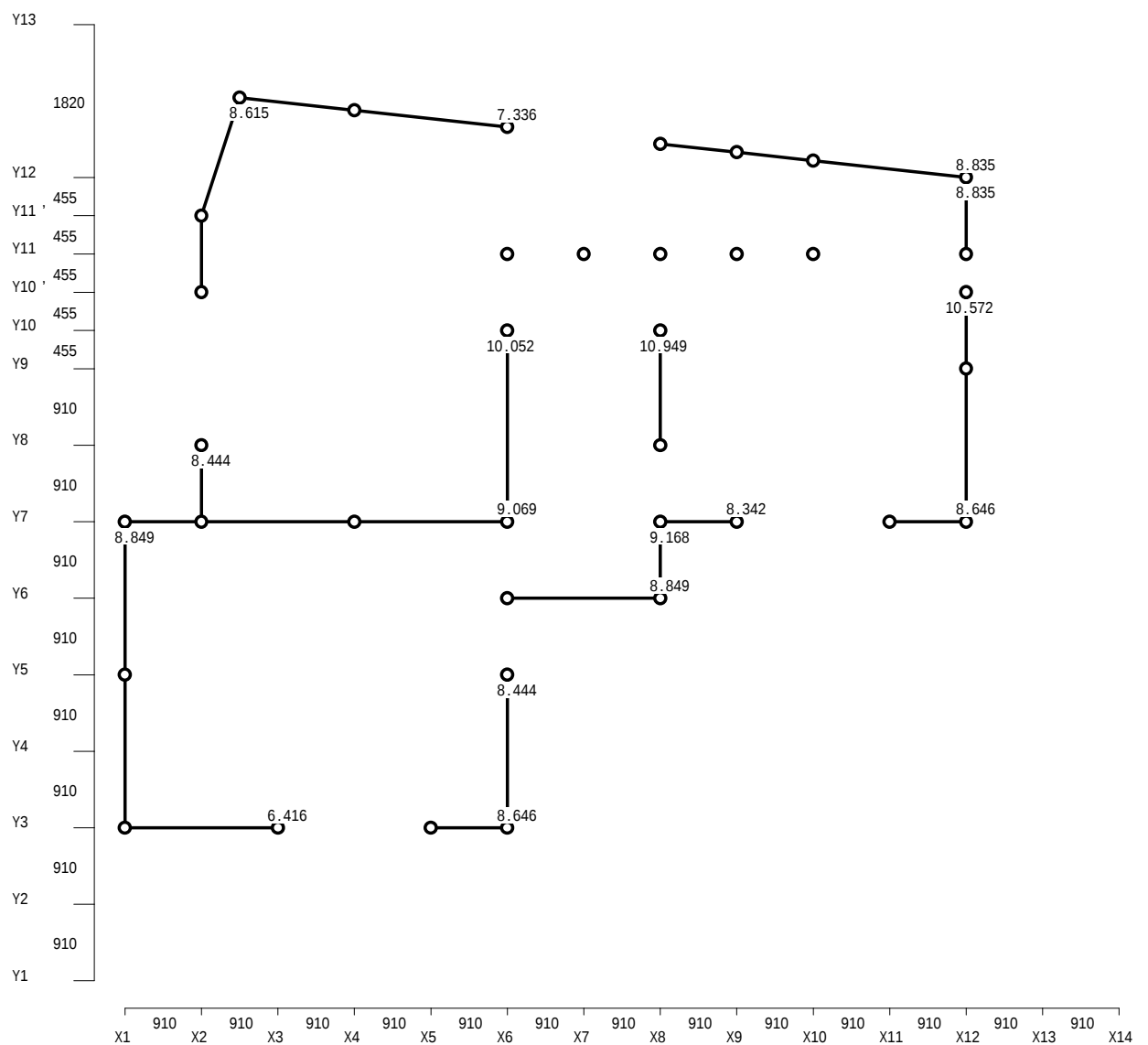


1 階

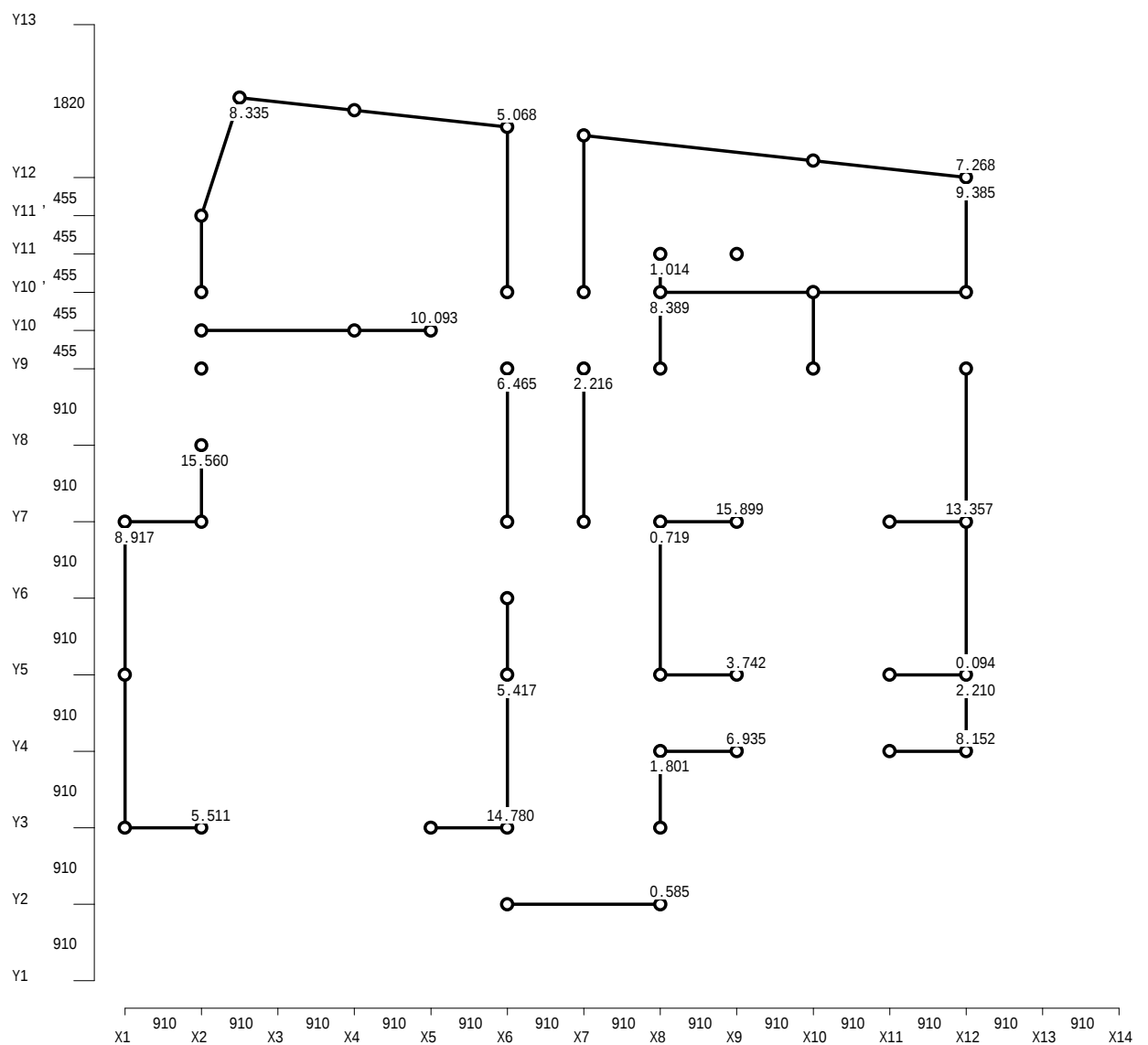


<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



1 階



3.2 柱の設計

3.2.1 柱断面算定表

2 階

(多雪地域の場合 NL、Ns は雪を含む)

位置	符号	材 種 寸 法	NL (kN)	Ns (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判 定
								X	Y		
Y3 X1	2C1	1 種	5.68	10.97	0.16	0.13	風上	51.38	51.38	0.15	OK
		10.5 × 10.5					風下	16.57	16.57	0.18	
Y3 X3	2C1	1 種	6.29	11.58	0.18	0.13	風上	0.00	102.75	0.36	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	33.14	0.17	
Y3 X5	2C1	1 種	4.46	9.75	0.13	0.11	風上	0.00	77.06	0.27	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	24.86	0.12	
Y3 X6	2C1	1 種	4.05	9.35	0.11	0.11	風上	51.38	25.69	0.15	OK
		10.5 × 10.5					風下	16.57	8.29	0.16	
Y5 X1	2C1	1 種	5.27	5.27	0.15	0.06	風上	102.75	0.00	0.35	OK
		10.5 × 10.5					風下	33.14	0.00	0.15	
Y5 X6	2C1	1 種	4.26	9.55	0.12	0.11	風上	77.06	0.00	0.26	OK
		10.5 × 10.5					風下	24.86	0.00	0.12	
Y6 X6	2C1	1 種	4.26	9.55	0.12	0.11	風上	25.69	51.38	0.19	OK
		10.5 × 10.5					風下	8.29	16.57	0.14	
Y6 X8	2C1	1 種	3.85	9.14	0.11	0.11	風上	25.69	51.38	0.15	OK
		10.5 × 10.5					風下	8.29	16.57	0.16	
Y7 X1	2C1	1 種	3.85	9.14	0.11	0.11	風上	51.38	25.69	0.15	OK
		10.5 × 10.5					風下	16.57	8.29	0.16	
Y7 X2	2C1	1 種	4.84	10.13	0.14	0.12	風上	25.69	25.69	0.13	OK
		10.5 × 10.5					風下	8.29	8.29	0.14	
Y7 X4	2C1	1 種	5.82	5.82	0.17	0.07	風上	0.00	0.00	0.07	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.07	
Y7 X6	2C1	1 種	3.63	8.92	0.10	0.10	風上	0.00	0.00	0.01	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.11	
Y7 X8	2C1	1 種	3.53	8.82	0.10	0.10	風上	25.69	25.69	0.08	OK
		10.5 × 10.5					風下	8.29	8.29	0.13	
Y7 X9	2C1	1 種	4.36	9.65	0.12	0.11	風上	0.00	77.06	0.26	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	24.86	0.12	
Y7 X11	2C1	1 種	4.36	9.65	0.12	0.11	風上	0.00	77.06	0.26	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	24.86	0.12	
Y7 X12	2C1	1 種	4.05	9.35	0.11	0.11	風上	51.38	25.69	0.15	OK
		10.5 × 10.5					風下	16.57	8.29	0.16	
Y8 X2	2C1	1 種	4.26	9.55	0.12	0.11	風上	77.06	0.00	0.26	OK
		10.5 × 10.5					風下	24.86	0.00	0.12	
Y8 X8	2C1	1 種	2.24	7.53	0.06	0.09	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.09	

2 階

位置	符号	材 種 寸 法	N L (kN)	N s (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	M w (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判 定
								X	Y		
Y9 X12	2C1	1 種	4.26	4.26	0.12	0.05	風上	77.06	0.00	0.26	OK
		10.5 × 10.5					風下	24.86	0.00	0.12	
Y10 X6	2C1	1 種	2.65	7.94	0.07	0.09	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.10	
Y10 X8	2C1	1 種	1.75	7.04	0.05	0.08	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.08	
Y10 ' X2	2C1	1 種	4.26	9.55	0.12	0.11	風上	77.06	0.00	0.26	OK
		10.5 × 10.5					風下	24.86	0.00	0.12	
Y10 ' X12	2C1	1 種	2.13	7.42	0.06	0.08	風上	38.53	0.00	0.13	OK
		10.5 × 10.5					風下	12.43	0.00	0.09	
Y11 X6	2C1	1 種	0.41	0.41	0.01	0.00	風上	0.00	0.00	0.00	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.00	
Y11 X7	2C1	1 種	0.49	0.49	0.01	0.00	風上	0.00	0.00	0.01	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.01	
Y11 X8	2C1	1 種	1.99	1.99	0.05	0.02	風上	0.00	0.00	0.02	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.02	
Y11 X9	2C1	1 種	1.91	1.91	0.05	0.02	風上	0.00	0.00	0.02	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.02	
Y11 X10	2C1	1 種	2.28	2.28	0.06	0.02	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.03	
Y11 X12	2C1	1 種	2.13	7.42	0.06	0.08	風上	38.53	0.00	0.13	OK
		10.5 × 10.5					風下	12.43	0.00	0.09	
Y11 ' X2	2C1	1 種	3.67	3.67	0.10	0.04	風上	38.53	0.00	0.15	OK
		10.5 × 10.5					風下	12.43	0.00	0.08	
Y12 X2	2C1	1 種	4.09	9.38	0.11	0.11	風上	12.84	51.38	0.15	OK
		10.5 × 10.5					風下	4.14	16.57	0.16	
Y12 X4	2C1	1 種	6.55	6.55	0.19	0.07	風上	0.00	102.75	0.36	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	33.14	0.17	
Y12 X6	2C1	1 種	5.36	10.66	0.15	0.12	風上	0.00	102.75	0.35	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	33.14	0.16	
Y12 X8	2C1	1 種	4.14	9.44	0.12	0.11	風上	0.00	77.06	0.26	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	24.86	0.12	
Y12 X9	2C1	1 種	3.37	3.37	0.09	0.04	風上	0.00	51.38	0.18	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	16.57	0.09	
Y12 X10	2C1	1 種	4.04	4.04	0.11	0.04	風上	0.00	77.06	0.26	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	24.86	0.12	

2 階

位置	符号	材 種	N L (kN)	N s (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	M w (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判 定
		寸 法						X	Y		
Y12 X12	2C1	1 種	3.87	9.16	0.11	0.11	風上	25.69	51.38	0.15	OK
		10.5 × 10.5					風下	8.29	16.57	0.16	

1 階
(多雪地域の場合 NL、Nsは雪を含む)

位置	符号	材 種 寸 法	NL (kN)	Ns (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判 定
								X	Y		
Y2 X6	1C1	1種	3.65	8.94	0.10	0.10	風上	25.69	51.38	0.19	OK
		10.5× 10.5					風下	8.29	16.57	0.13	
Y2 X8	1C1	1種	3.65	8.94	0.10	0.10	風上	25.69	51.38	0.19	OK
		10.5× 10.5					風下	8.29	16.57	0.13	
Y3 X1	1C1	1種	10.13	39.24	0.29	0.47	風上	51.38	25.69	0.29	OK
		10.5× 10.5					風下	16.57	8.29	0.52	
Y3 X2	1C1	1種	16.05	39.87	0.46	0.47	風上	0.00	102.75	0.48	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	33.14	0.48	
Y3 X5	1C1	1種	15.73	39.54	0.46	0.47	風上	0.00	102.75	0.47	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	33.14	0.48	
Y3 X6	1C1	1種	9.08	38.19	0.26	0.45	風上	25.69	25.69	0.22	OK
		10.5× 10.5					風下	8.29	8.29	0.48	
Y3 X8	1C1	1種	2.43	7.72	0.07	0.09	風上	51.38	0.00	0.17	OK
		10.5× 10.5					風下	16.57	0.00	0.09	
Y4 X8	1C1	1種	2.43	15.66	0.07	0.18	風上	25.69	25.69	0.15	OK
		10.5× 10.5					風下	8.29	8.29	0.21	
Y4 X9	1C1	1種	3.65	16.88	0.10	0.20	風上	0.00	77.06	0.26	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	24.86	0.20	
Y4 X11	1C1	1種	3.65	16.88	0.10	0.20	風上	0.00	77.06	0.26	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	24.86	0.20	
Y4 X12	1C1	1種	2.43	15.66	0.07	0.18	風上	25.69	25.69	0.15	OK
		10.5× 10.5					風下	8.29	8.29	0.21	
Y5 X1	1C1	1種	11.75	11.75	0.34	0.14	風上	102.75	0.00	0.42	OK
		10.5× 10.5					風下	33.14	0.00	0.23	
Y5 X6	1C1	1種	8.15	13.45	0.23	0.16	風上	0.00	0.00	0.10	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.16	
Y5 X8	1C1	1種	3.80	24.97	0.11	0.30	風上	0.00	0.00	0.13	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.30	
Y5 X9	1C1	1種	0.49	5.78	0.01	0.06	風上	0.00	0.00	0.04	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.07	
Y5 X11	1C1	1種	0.49	5.78	0.01	0.06	風上	0.00	0.00	0.04	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.07	
Y5 X12	1C1	1種	4.14	12.08	0.12	0.14	風上	77.06	0.00	0.22	OK
		10.5× 10.5					風下	24.86	0.00	0.18	
Y6 X6	1C1	1種	7.17	12.46	0.20	0.15	風上	0.00	0.00	0.02	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.15	
Y7 X1	1C1	1種	8.31	37.41	0.24	0.45	風上	51.38	25.69	0.30	OK
		10.5× 10.5					風下	16.57	8.29	0.50	

1 階

位置	符号	材 種 寸 法	N L (kN)	N s (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	M w (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判 定
								X	Y		
Y7 X2	1C2	1 種	21.08	50.19	0.40	0.30	風上	25.69	25.69	0.08	OK
		13.0 × 13.0					風下	8.29	8.29	0.32	
Y7 X6	1C2	1 種	16.00	37.17	0.30	0.22	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		13.0 × 13.0					風下	0.00	0.00	0.22	
Y7 X7	1C1	1 種	1.79	7.08	0.05	0.08	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.09	
Y7 X8	1C1	1 種	10.88	32.05	0.31	0.38	風上	0.00	0.00	0.08	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.39	
Y7 X9	1C1	1 種	8.26	37.36	0.24	0.44	風上	0.00	0.00	0.16	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.45	
Y7 X11	1C1	1 種	8.26	37.36	0.24	0.44	風上	0.00	0.00	0.16	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.45	
Y7 X12	1C1	1 種	10.22	39.32	0.29	0.47	風上	102.75	0.00	0.43	OK
		10.5 × 10.5					風下	33.14	0.00	0.56	
Y8 X2	1C1	1 種	8.30	37.41	0.24	0.45	風上	51.38	0.00	0.24	OK
		10.5 × 10.5					風下	16.57	0.00	0.45	
Y9 X2	1C1	1 種	3.04	3.04	0.08	0.03	風上	38.53	0.00	0.14	OK
		10.5 × 10.5					風下	12.43	0.00	0.07	
Y9 X6	1C1	1 種	5.13	18.36	0.15	0.22	風上	0.00	0.00	0.06	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.22	
Y9 X7	1C1	1 種	2.60	7.89	0.07	0.09	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.09	
Y9 X8	1C1	1 種	6.12	19.35	0.17	0.23	風上	0.00	0.00	0.07	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.23	
Y9 X10	1C1	1 種	5.34	10.63	0.15	0.12	風上	0.00	0.00	0.06	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.13	
Y9 X12	1C1	1 種	10.33	15.62	0.30	0.18	風上	77.06	0.00	0.34	OK
		10.5 × 10.5					風下	24.86	0.00	0.19	
Y10 X2	1C1	1 種	3.01	16.24	0.08	0.19	風上	25.69	0.00	0.15	OK
		10.5 × 10.5					風下	8.29	0.00	0.22	
Y10 X4	1C1	1 種	10.10	10.10	0.29	0.12	風上	0.00	0.00	0.12	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.12	
Y10 X5	1C1	1 種	0.49	13.72	0.01	0.16	風上	0.00	0.00	0.10	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.17	
Y10 X2	1C1	1 種	7.29	28.46	0.21	0.34	風上	38.53	0.00	0.19	OK
		10.5 × 10.5					風下	12.43	0.00	0.34	

1 階

位置	符号	材 種 寸 法	N L (kN)	N s (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	M w (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判 定
								X	Y		
Y10 ' X6	1C1	1 種	6.52	9.17	0.19	0.11	風上	0.00	0.00	0.08	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.11	
Y10 ' X7	1C1	1 種	3.82	9.11	0.11	0.10	風上	0.00	0.00	0.05	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.11	
Y10 ' X8	1C1	1 種	5.27	18.50	0.15	0.22	風上	0.00	0.00	0.06	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.22	
Y10 ' X10	1C1	1 種	9.03	16.97	0.26	0.20	風上	0.00	0.00	0.05	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.20	
Y10 ' X12	1C1	1 種	9.66	17.59	0.28	0.21	風上	64.22	0.00	0.23	OK
		10.5 × 10.5					風下	20.71	0.00	0.24	
Y11 X8	1C1	1 種	3.49	8.78	0.10	0.10	風上	0.00	0.00	0.04	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.11	
Y11 X9	1C1	1 種	3.16	3.16	0.09	0.03	風上	0.00	0.00	0.04	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	0.00	0.04	
Y11 ' X2	1C1	1 種	8.77	8.77	0.25	0.10	風上	38.53	0.00	0.21	OK
		10.5 × 10.5					風下	12.43	0.00	0.14	
Y12 X2	1C1	1 種	8.99	30.16	0.26	0.36	風上	12.84	51.38	0.24	OK
		10.5 × 10.5					風下	4.14	16.57	0.41	
Y12 X4	1C1	1 種	15.28	15.28	0.44	0.18	風上	0.00	102.75	0.47	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	33.14	0.28	
Y12 X6	1C1	1 種	12.81	33.97	0.37	0.40	風上	0.00	77.06	0.24	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	24.86	0.41	
Y12 X7	1C1	1 種	12.87	20.81	0.37	0.25	風上	0.00	102.75	0.37	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	33.14	0.31	
Y12 X10	1C1	1 種	18.64	28.34	0.54	0.34	風上	0.00	128.44	0.58	OK
		10.5 × 10.5					風下	0.00	41.43	0.34	
Y12 X12	1C1	1 種	10.13	33.94	0.29	0.40	風上	38.53	51.38	0.25	OK
		10.5 × 10.5					風下	12.43	16.57	0.45	

柱断面検定 凡例

lk	:	座屈長さ	(m)
A	:	断面積	(cm ²)
Ae	:	有効断面積 (A - ほぞ断面積)	(cm ²)
Z	:	断面係数	(cm ³)
i	:	断面2次半径	(cm)
λ	:	有効細長比	
fc	:	圧縮許容応力度	(N/mm ²)
fb	:	曲げ許容応力度	(N/mm ²)
fm	:	めり込み許容応力度	(N/mm ²)
ft	:	引張り許容応力度	(N/mm ²)
fk	:	座屈許容応力度	(N/mm ²)
ω	:	風圧時等分布荷重 (外柱)	(N/m)
Mw	:	風圧時曲げモーメント(外柱)	(kN・cm)
Lfk	:	座屈許容応力度 長期	(N/mm ²)
sLfk	:	座屈許容応力度 長期(積雪時)	(N/mm ²)
Lfb	:	曲げ許容応力度 長期	(N/mm ²)
Lfm	:	めり込み許容応力度 長期	(N/mm ²)
sLfm	:	めり込み許容応力度 長期(積雪時)	(N/mm ²)
Lft	:	引張り許容応力度 長期	(N/mm ²)
sfk	:	座屈許容応力度 短期	(N/mm ²)
ssf	:	座屈許容応力度 短期(積雪時)	(N/mm ²)
sfb	:	曲げ許容応力度 短期	(N/mm ²)
sfm	:	めり込み許容応力度 短期	(N/mm ²)
ssfm	:	めり込み許容応力度 短期(積雪時)	(N/mm ²)
sft	:	引張り許容応力度 短期	(N/mm ²)
NL	:	長期軸力 (常時)	(N)
NSL	:	長期軸力 (積雪時)	(N)
NSS	:	短期軸力 (積雪時)	(N)
NS	:	短期軸力 (水平力)	(N)
NkX	:	短期軸力 (地震時 X 方向)	(N)
NkY	:	短期軸力 (地震時 Y 方向)	(N)
NwX	:	短期軸力 (風圧時 X 方向)	(N)
NwY	:	短期軸力 (風圧時 Y 方向)	(N)

3.2.2 柱断面検定結果

階、通り、位置、グループ番号： 2階柱 Y12-X4 2C1 [外 Y]

柱サイズ 10.5×10.5(cm), lk=2.40(m), 材種：1種, A=110.2(cm²), Ae=110.2(cm²)
 Z=192.9(cm³), i=3.0(cm), λ=79.1, ほぞサイズ0.0×0.0(cm), 土台：1種
 fc=8.10(N/mm²), fb=10.30(N/mm²), fm=3.10(N/mm²), ft=6.50(N/mm²)

30.0<λ 100.0 : fk=(1.3-0.01λ)×fc

軸力 [長期, 積雪] 6548.95(N) 0.00(N)
 地震時軸力 [X, Y] 0.00(N) 0.00(N)
 風圧時軸力 [X, Y] 0.00(N) 0.00(N)
 短期(地震) [NKX] 6549.0 + 0.0 = 6549.0(N)
 6549.0 - 0.0 = 6549.0(N)
 [NKY] 6549.0 + 0.0 = 6549.0(N)
 6549.0 - 0.0 = 6549.0(N)
 短期(風圧) [NwX] 6549.0 + 0.0 = 6549.0(N)
 6549.0 - 0.0 = 6549.0(N)
 [NwY] 6549.0 + 0.0 = 6549.0(N)
 6549.0 - 0.0 = 6549.0(N)
 短期(積雪) [Nss] 6549.0 + 1.00 × 0.0 = 6549.0(N)

長期軸力NL = 6549.0(N), 短期軸力Ns = 6549.0(N)

座屈許容応力度 Lfk = 4.12(N/mm²) sfk = 7.54(N/mm²)曲げ許容応力度 Lfb = 10.30(N/mm²) sfb = 18.80(N/mm²)めり込み許容応力度 Lfm = 3.10(N/mm²) sfm = 5.60(N/mm²)引張り許容応力度 Lft = 6.50(N/mm²) sft = 11.80(N/mm²)

風上X ω = 632.29 × 1.24 × 0.000 = 0.00(N/m) Mw = 0.00(kN・cm)

風上Y ω = 632.29 × 1.24 × 1.820 = 1427.12(N/m) Mw = 102.75(kN・cm)

風下X ω = 632.29 × 0.40 × 0.000 = 0.00(N/m) Mw = 0.00(kN・cm)

風下Y ω = 632.29 × 0.40 × 1.820 = 460.31(N/m) Mw = 33.14(kN・cm)

座屈 (常時) NL/(A×Lfk) = 6549.0 / (110.2 × 412.41) = 0.14 < 1.0 OK

座屈 (雪短期) Nss/(A×ssfk) = 6549.0 / (110.2 × 753.53) = 0.07 < 1.0 OK

座屈 (水平力) Ns/(A×sfk) = 6549.0 / (110.2 × 753.53) = 0.07 < 1.0 OK

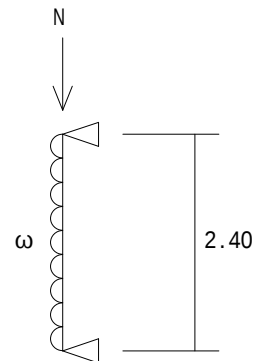
風上Nw/(A×sfk)+Mw/(Z×sfb) = 6549.0/(110.2×753.5)+102752.9/(192.9×1880.0) = 0.36 < 1.0 OK

風下Nw/(A×sfk)+Mw/(Z×sfb) = 6549.0/(110.2×753.5)+33142.0/(192.9×1880.0) = 0.17 < 1.0 OK

めり込み(常時) NL/(Ae×Lfm) = 6549.0 / (110.2 × 310.00) = 0.19 < 1.0 OK

めり込み(雪短期) Nss/(Ae×ssfm) = 6549.0 / (110.2 × 560.00) = 0.10

めり込み(水平力) Ns/(Ae×sfm) = 6549.0 / (110.2 × 560.00) = 0.10



階、通り、位置、グループ番号： 1階柱 Y7-X2 1C2 [外 X, Y]

柱サイズ 13.0×13.0(cm), lk=2.40(m), 材種：1種, A=169.0(cm²), Ae=169.0(cm²)
 Z=366.2(cm³), i=3.8(cm), λ=63.9, ほぞサイズ0.0×0.0(cm), 土台：1種

fc=8.10(N/mm²), fb=10.30(N/mm²), fm=3.10(N/mm²), ft=6.50(N/mm²)

30.0<λ 100.0 : fk=(1.3-0.01λ)×fc

軸力 [長期, 積雪] 21079.89(N) 0.00(N)
 地震時軸力 [X, Y] 18522.00(N) 29106.00(N)
 風圧時軸力 [X, Y] 18522.00(N) 29106.00(N)
 短期(地震) [NKX] 21079.9 + 18522.0 = 39601.9(N)
 21079.9 - 18522.0 = 2557.9(N)
 [NKY] 21079.9 + 29106.0 = 50185.9(N)
 21079.9 - 29106.0 = -8026.1(N)
 短期(風圧) [NwX] 21079.9 + 18522.0 = 39601.9(N)
 21079.9 - 18522.0 = 2557.9(N)
 [NwY] 21079.9 + 29106.0 = 50185.9(N)
 21079.9 - 29106.0 = -8026.1(N)
 短期(積雪) [Nss] 21079.9 + 1.00 × 0.0 = 21079.9(N)

長期軸力NL = 21079.9(N), 短期軸力Ns = 50185.9(N)

座屈許容応力度 Lfk = 5.36(N/mm²) sfk = 9.79(N/mm²)曲げ許容応力度 Lfb = 10.30(N/mm²) sfb = 18.80(N/mm²)めり込み許容応力度 Lfm = 3.10(N/mm²) sfm = 5.60(N/mm²)引張り許容応力度 Lft = 6.50(N/mm²) sft = 11.80(N/mm²)

風上X ω = 632.29 × 1.24 × 0.455 = 356.78(N/m) Mw = 25.69(kN・cm)

風上Y ω = 632.29 × 1.24 × 0.455 = 356.78(N/m) Mw = 25.69(kN・cm)

風下X ω = 632.29 × 0.40 × 0.455 = 115.08(N/m) Mw = 8.29(kN・cm)

風下Y ω = 632.29 × 0.40 × 0.455 = 115.08(N/m) Mw = 8.29(kN・cm)

座屈 (常時) NL/(A×Lfk) = 21079.9 / (169.0 × 535.60) = 0.23 < 1.0 OK

座屈 (雪短期) Nss/(A×ssfk) = 21079.9 / (169.0 × 978.62) = 0.12 < 1.0 OK

座屈 (水平力) Ns/(A×sfk) = 50185.9 / (169.0 × 978.62) = 0.30 < 1.0 OK

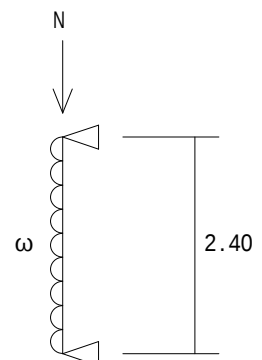
風上Nw/(Ae×sft)+Mw/(Z×sfb) = 8026.1/(169.0×1180.0)+25688.2/(366.2×1880.0) = 0.07 < 1.0 OK

風下Nw/(Ae×sft)+Mw/(Z×sfb) = 50185.9/(169.0×978.6)+8285.5/(366.2×1880.0) = 0.31 < 1.0 OK

めり込み(常時) NL/(Ae×Lfm) = 21079.9 / (169.0 × 310.00) = 0.40 < 1.0 OK

めり込み(雪短期) Nss/(Ae×ssfm) = 21079.9 / (169.0 × 560.00) = 0.22

めり込み(水平力) Ns/(Ae×sfm) = 50185.9 / (169.0 × 560.00) = 0.53



階、通り、位置、グループ番号： 1階柱 Y12-X10 1C1 [外 Y]

柱サイズ 10.5×10.5(cm), lk=2.40(m), 材種：1種, A=110.2(cm²), Ae=110.2(cm²)
 Z=192.9(cm³), i=3.0(cm), λ=79.1, ほぞサイズ0.0×0.0(cm), 土台：1種
 fc=8.10(N/mm²), fb=10.30(N/mm²), fm=3.10(N/mm²), ft=6.50(N/mm²)

30.0<λ 100.0 : fk=(1.3-0.01λ)×fc

軸力 [長期, 積雪] 18640.78(N) 0.00(N)

地震時軸力 [X, Y] 9702.00(N) 0.00(N)

風圧時軸力 [X, Y] 9702.00(N) 0.00(N)

短期(地震) [NkX] 18640.8 + 9702.0 = 28342.8(N)

18640.8 - 9702.0 = 8938.8(N)

[NkY] 18640.8 + 0.0 = 18640.8(N)

18640.8 - 0.0 = 18640.8(N)

短期(風圧) [NwX] 18640.8 + 9702.0 = 28342.8(N)

18640.8 - 9702.0 = 8938.8(N)

[NwY] 18640.8 + 0.0 = 18640.8(N)

18640.8 - 0.0 = 18640.8(N)

短期(積雪) [Nss] 18640.8 + 1.00 × 0.0 = 18640.8(N)

長期軸力NL = 18640.8(N), 短期軸力Ns = 28342.8(N)

座屈許容応力度 Lfk = 4.12(N/mm²) sfk = 7.54(N/mm²)曲げ許容応力度 Lfb = 10.30(N/mm²) sfb = 18.80(N/mm²)めり込み許容応力度 Lfm = 3.10(N/mm²) sfm = 5.60(N/mm²)引張り許容応力度 Lft = 6.50(N/mm²) sft = 11.80(N/mm²)

風上X ω = 632.29 × 1.24 × 0.000 = 0.00(N/m) Mw = 0.00(kN・cm)

風上Y ω = 632.29 × 1.24 × 2.275 = 1783.90(N/m) Mw = 128.44(kN・cm)

風下X ω = 632.29 × 0.40 × 0.000 = 0.00(N/m) Mw = 0.00(kN・cm)

風下Y ω = 632.29 × 0.40 × 2.275 = 575.38(N/m) Mw = 41.43(kN・cm)

座屈 (常時) NL/(A×Lfk) = 18640.8 / (110.2 × 412.41) = 0.41 < 1.0 OK

座屈 (雪短期) Nss/(A×ssfk) = 18640.8 / (110.2 × 753.53) = 0.22 < 1.0 OK

座屈 (水平力) Ns/(A×sfk) = 28342.8 / (110.2 × 753.53) = 0.34 < 1.0 OK

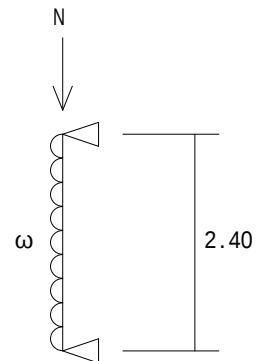
風上Nw/(A×sfk)+Mw/(Z×sfb) = 18640.8/(110.2×753.53)+128441.2/(192.9×1880.0) = 0.57 < 1.0 OK

風下Nw/(A×sfk)+Mw/(Z×sfb) = 28342.8/(110.2×753.53)+0.0/(192.9×1880.0) = 0.34 < 1.0 OK

めり込み(常時) NL/(Ae×Lfm) = 18640.8 / (110.2 × 310.00) = 0.54 < 1.0 OK

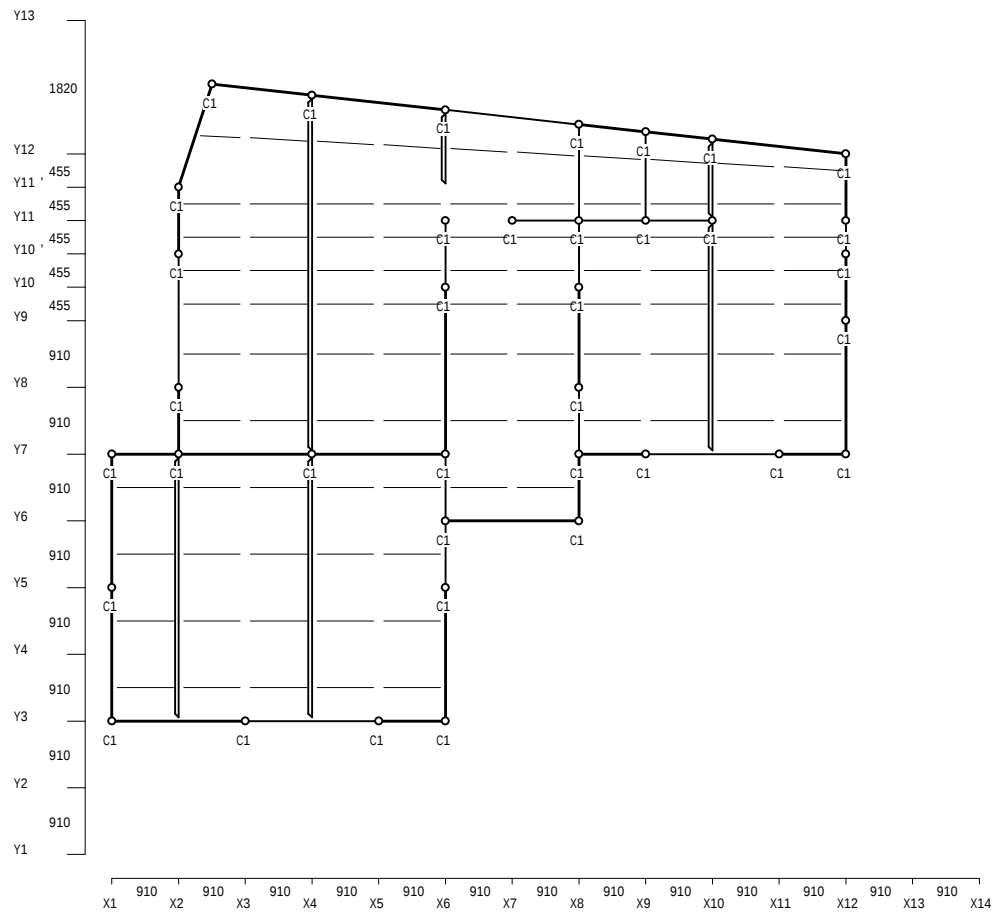
めり込み(雪短期) Nss/(Ae×ssfm) = 18640.8 / (110.2 × 560.00) = 0.30

めり込み(水平力) Ns/(Ae×sfm) = 28342.8 / (110.2 × 560.00) = 0.45



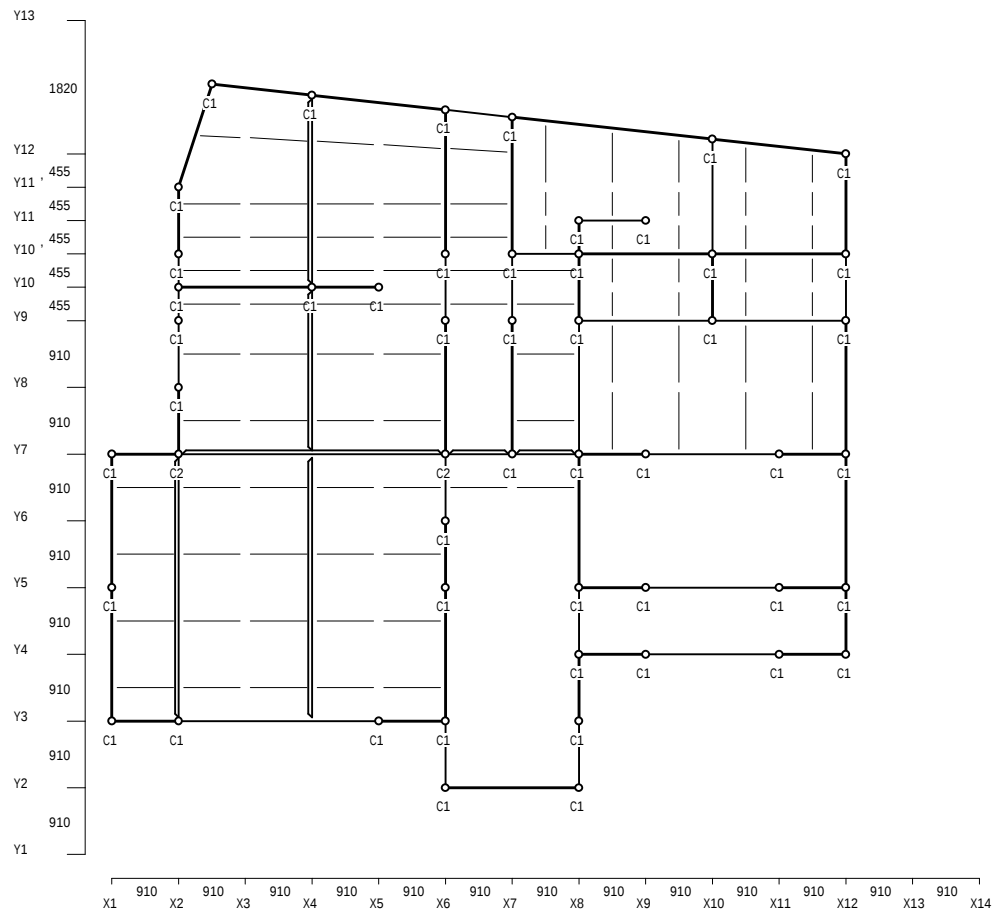
3.2.3 柱断面伏図（柱グルーピング結果）

2 階



C1 : 10.5 × 10.5

1 階



C1 : 10.5 × 10.5
C2 : 13.0 × 13.0

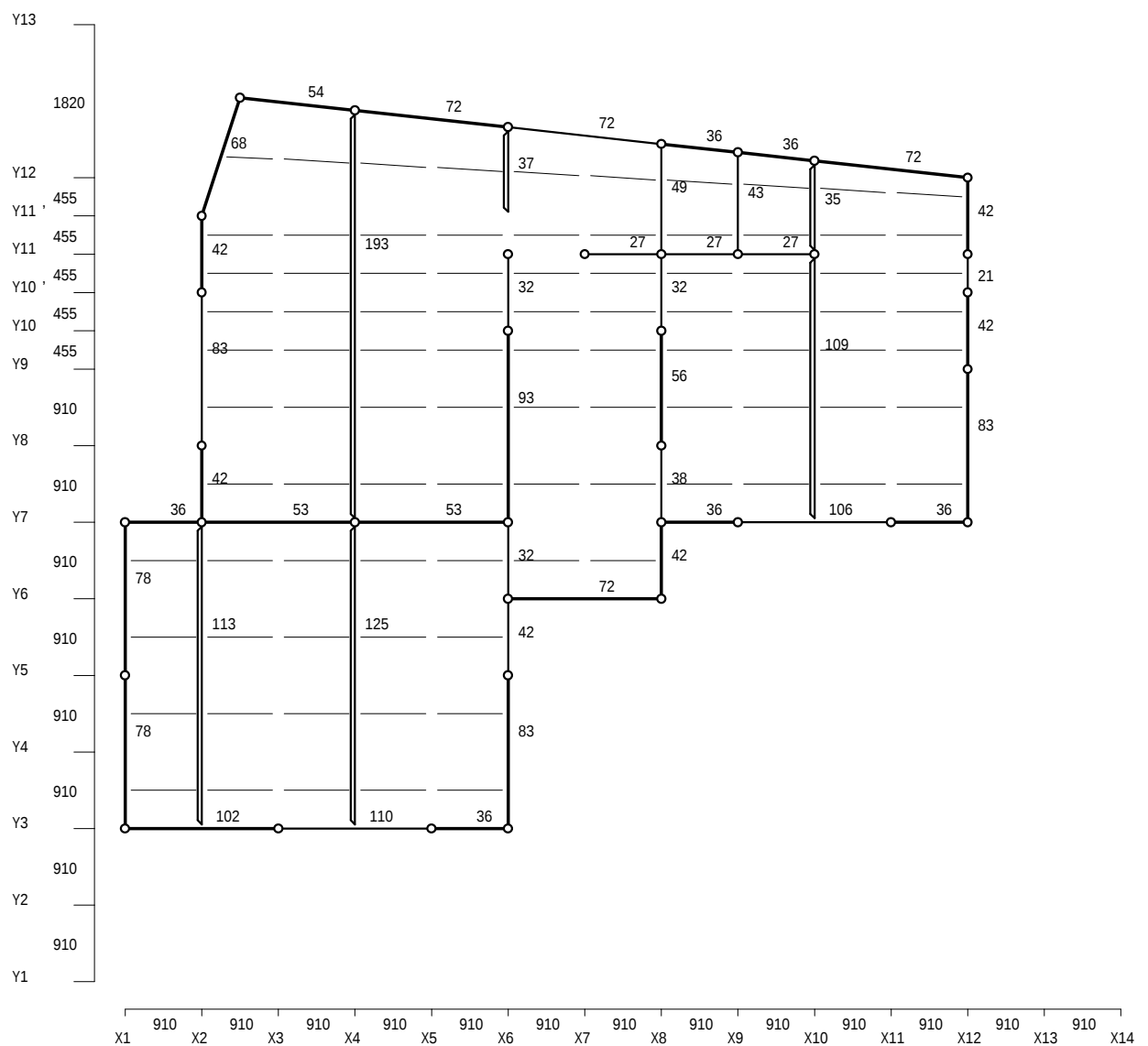
3.3 梁・桁・胴差の設計

3.3.1 梁・桁・胴差算定伏図

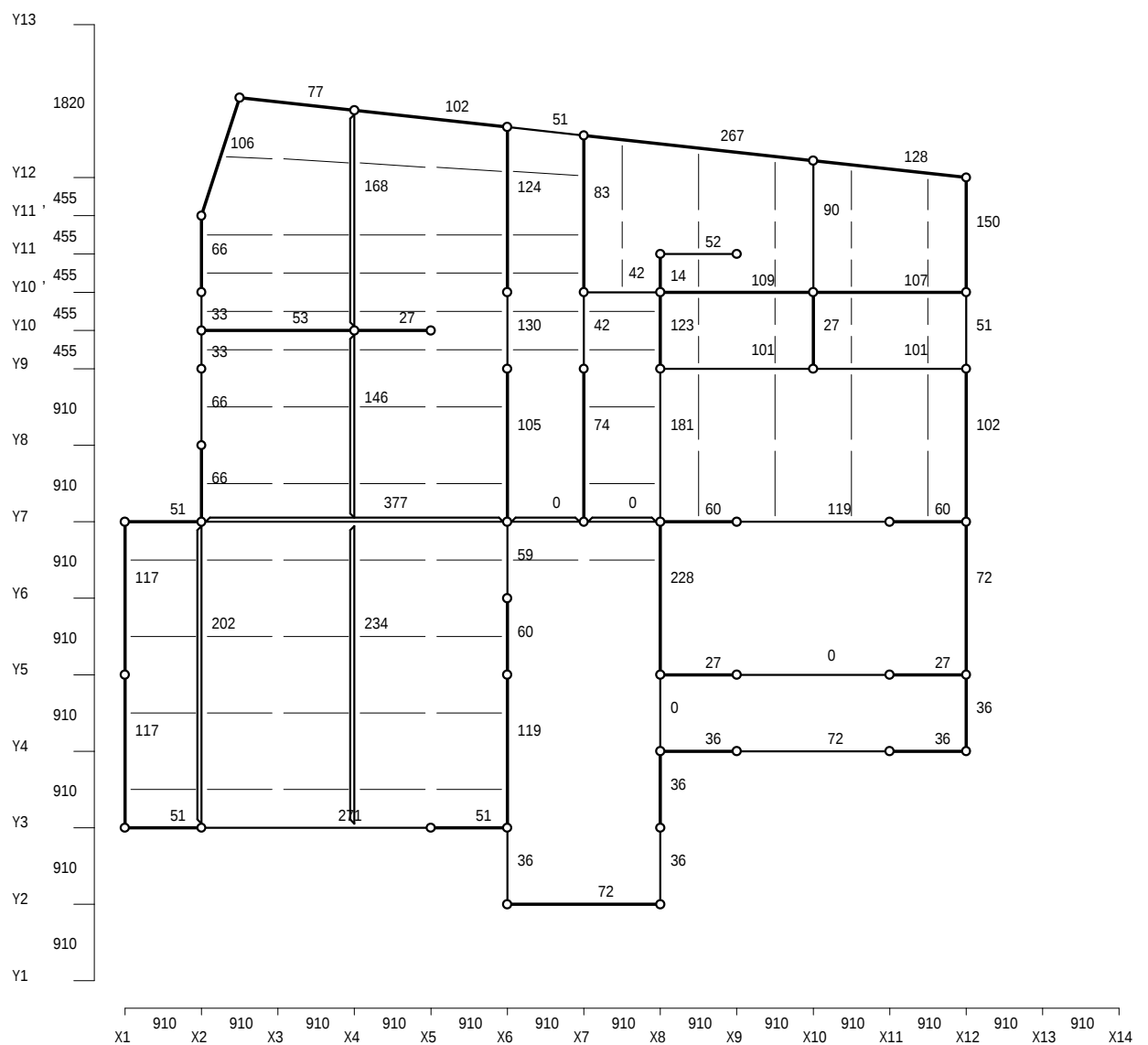
小屋梁

梁幅 : 105 (mm)

材種 : 1種



2 階梁
梁幅 : 105 (mm)
材種 : 1 種



3.3.2 梁断面検定比表

屋根階

上段：長期

下段：短期

通り	符 号 梁種別	材 種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
Y3	X1 - X3 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.27 0.15	0.55 0.30	OK
Y3	X3 - X5 壁	1 種 RG2	10.50	12.00	0.26 0.15	0.49 0.27	OK
Y3	X5 - X6 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.06 0.03	OK
Y6	X6 - X8 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.27 0.15	OK
Y7	X1 - X2 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.06 0.03	OK
Y7	X2 - X4 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.07 0.04	0.11 0.06	OK
Y7	X4 - X6 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.07 0.04	0.11 0.06	OK
Y7	X8 - X9 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.06 0.03	OK
Y7	X9 - X11 壁	1 種 RG2	10.50	12.00	0.25 0.14	0.46 0.25	OK
Y7	X11 - X12 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.06 0.03	OK
Y11	X7 - X8 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
Y11	X8 - X9 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
Y11	X9 - X10 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
Y12	X2 - X4 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.13 0.07	0.15 0.08	OK
Y12	X4 - X6 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.28 0.15	OK
Y12	X6 - X8 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.28 0.15	OK
Y12	X8 - X9 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.07 0.03	OK
Y12	X9 - X10 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.07 0.03	OK
Y12	X10 - X12 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.28 0.15	OK
X1	Y3 - Y5 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.21 0.12	0.32 0.17	OK
X1	Y5 - Y7 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.21 0.12	0.32 0.17	OK
X2	Y3 - Y7 大梁	1 種 RG2	10.50	12.00	0.16 0.09	0.42 0.23	OK
X2	Y7 - Y8 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.12 0.06	0.09 0.05	OK
X2	Y8 - Y10 ' 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.24 0.13	0.37 0.20	OK
X2	Y10 ' - Y11 ' 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.12 0.06	0.09 0.05	OK

屋根階

上段：長期

下段：短期

通り	符 号 梁種別	材 種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
X2	Y11 ' - Y12 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.19 0.11	0.24 0.13	OK
X4	Y3 - Y7 大梁	1 種 RG3	10.50	13.00	0.19 0.11	0.48 0.26	OK
X4	Y7 - Y12 大梁	1 種 RG4	10.50	21.00	0.24 0.13	0.50 0.27	OK
X6	Y3 - Y5 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.24 0.13	0.37 0.20	OK
X6	Y5 - Y6 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.12 0.06	0.09 0.05	OK
X6	Y6 - Y7 小梁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.06 0.03	0.04 0.02	OK
X6	Y7 - Y10 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.24 0.13	0.46 0.25	OK
X6	Y10 - Y11 小梁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.06 0.03	0.04 0.02	OK
X6	Y11 ' - Y12 大梁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.07 0.04	0.06 0.03	OK
X8	Y6 - Y7 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.12 0.06	0.09 0.05	OK
X8	Y7 - Y8 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.07 0.04	OK
X8	Y8 - Y10 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.14 0.08	0.16 0.09	OK
X8	Y10 - Y11 小梁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.06 0.03	0.04 0.02	OK
X8	Y11 - Y12 小梁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.11 0.06	0.12 0.06	OK
X9	Y11 - Y12 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.04	OK
X10	Y7 - Y11 大梁	1 種 RG2	10.50	12.00	0.18 0.10	0.43 0.23	OK
X10	Y11 - Y12 大梁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.05 0.03	0.05 0.02	OK
X12	Y7 - Y9 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.24 0.13	0.37 0.20	OK
X12	Y9 - Y10 ' 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.12 0.06	0.09 0.05	OK
X12	Y10 ' - Y11 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.06 0.03	0.02 0.01	OK
X12	Y11 - Y12 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.12 0.06	0.09 0.05	OK

2階

上段：長期

下段：短期

通り	符 号 梁種別	材 種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
Y2	X6 - X8 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.27 0.15	OK
Y3	X1 - X2 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.13 0.07	OK
Y3	X2 - X5 壁	1 種 2G9	10.50	30.00	0.48 0.48	0.47 0.46	OK
Y3	X5 - X6 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.13 0.07	OK
Y4	X8 - X9 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.06 0.03	OK
Y4	X9 - X11 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.27 0.15	OK
Y4	X11 - X12 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.06 0.03	OK
Y5	X8 - X9 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
Y5	X9 - X11 小梁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y5	X11 - X12 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
Y7	X1 - X2 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.13 0.07	OK
Y7	X2 - X6 大梁	1 種 2G10	10.50	39.00	0.35 0.19	0.55 0.30	OK
Y7	X6 - X7 大梁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y7	X7 - X8 大梁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y7	X8 - X9 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.25 0.14	0.19 0.10	OK
Y7	X9 - X11 壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.43 0.24	0.58 0.31	OK
Y7	X11 - X12 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.25 0.14	0.19 0.10	OK
Y9	X8 - X10 小梁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.36 0.20	0.55 0.30	OK
Y9	X10 - X12 小梁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.36 0.20	0.55 0.30	OK
Y10	X2 - X4 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.07 0.04	0.11 0.06	OK
Y10	X4 - X5 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
Y10'	X7 - X8 小梁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.12 0.07	0.09 0.05	OK
Y10'	X8 - X10 耐力壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.36 0.20	0.48 0.26	OK
Y10'	X10 - X12 耐力壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.35 0.19	0.47 0.25	OK
Y11	X8 - X9 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.19 0.10	0.14 0.07	OK

2 階

上段：長期

下段：短期

通り	符 号 梁種別	材 種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
Y12	X2 - X4 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.27 0.15	0.31 0.17	OK
Y12	X4 - X6 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.36 0.20	0.56 0.30	OK
Y12	X6 - X7 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.14 0.07	OK
Y12	X7 - X10 耐力壁	1 種 2G8	10.50	27.00	0.53 0.53	0.53 0.55	OK
Y12	X10 - X12 耐力壁	1 種 2G3	10.50	13.00	0.46 0.26	0.57 0.31	OK
X1	Y3 - Y5 耐力壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.42 0.24	0.56 0.31	OK
X1	Y5 - Y7 耐力壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.42 0.24	0.56 0.31	OK
X2	Y3 - Y7 大梁	1 種 2G6	10.50	21.00	0.36 0.20	0.55 0.30	OK
X2	Y7 - Y8 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.30 0.17	0.23 0.12	OK
X2	Y8 - Y9 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.30 0.17	0.23 0.12	OK
X2	Y9 - Y10 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.15 0.08	0.05 0.03	OK
X2	Y10 - Y10 ' 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.15 0.08	0.05 0.03	OK
X2	Y10 ' - Y11 ' 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.30 0.17	0.23 0.12	OK
X2	Y11 ' - Y12 耐力壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.43 0.24	0.46 0.25	OK
X4	Y3 - Y7 大梁	1 種 2G7	10.50	24.00	0.42 0.24	0.56 0.31	OK
X4	Y7 - Y10 大梁	1 種 2G4	10.50	15.00	0.42 0.24	0.56 0.31	OK
X4	Y10 - Y12 大梁	1 種 2G5	10.50	17.00	0.43 0.24	0.58 0.32	OK
X6	Y2 - Y3 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.06 0.03	OK
X6	Y3 - Y5 耐力壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.43 0.24	0.58 0.31	OK
X6	Y5 - Y6 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.25 0.14	0.19 0.10	OK
X6	Y6 - Y7 小梁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.24 0.13	0.18 0.10	OK
X6	Y7 - Y9 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.39 0.22	0.59 0.32	OK
X6	Y9 - Y10 ' 小梁	1 種 2G3	10.50	13.00	0.32 0.72	0.29 0.81	OK

2 階

上段：長期

下段：短期

通り	符 号 梁種別	材 種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
X6	Y10 ' - Y12 耐力壁	1 種 2G3	10.50	13.00	0.42 0.23	0.53 0.29	OK
X7	Y7 - Y9 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.19 0.11	0.29 0.16	OK
X7	Y9 - Y10 ' 小梁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.12 0.06	0.09 0.05	OK
X7	Y10 ' - Y12 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.25 0.14	0.36 0.20	OK
X8	Y2 - Y3 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.06 0.03	OK
X8	Y3 - Y4 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.06 0.03	OK
X8	Y4 - Y5 小梁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
X8	Y5 - Y7 耐力壁	1 種 2G7	10.50	24.00	0.30 0.46	0.28 0.53	OK
X8	Y7 - Y9 小梁	1 種 2G6	10.50	21.00	0.16 0.42	0.18 0.60	OK
X8	Y9 - Y10 ' 耐力壁	1 種 2G3	10.50	13.00	0.20 0.47	0.18 0.53	OK
X8	Y10 ' - Y11 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.01 0.01	0.00 0.00	OK
X10	Y9 - Y10 ' 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
X10	Y10 ' - Y12 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.30 0.17	0.43 0.24	OK
X12	Y4 - Y5 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.06 0.03	OK
X12	Y5 - Y7 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.27 0.15	OK
X12	Y7 - Y9 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.36 0.20	0.55 0.30	OK
X12	Y9 - Y10 ' 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.13 0.07	OK
X12	Y10 ' - Y12 耐力壁	1 種 2G4	10.50	15.00	0.29 0.58	0.26 0.57	OK

梁・桁・胴差断面検定 凡例

w	:	等分布荷重(追加含む)	(N/cm)
P	:	集中荷重	(N)
I	:	断面2次モーメント	(cm ⁴)
Z	:	有効断面係数 $b \times (h - \text{欠込み高})^2 / 6$	(cm ³)
	:	圧縮側に欠込みがある場合 正味断面係数	
	:	引張側に欠込みがある場合 正味断面係数の0.6倍	
Ae	:	有効断面積	(cm ²)
fbL	:	長期曲げ許容応力度	(N/mm ²)
fbS	:	短期曲げ許容応力度	(N/mm ²)
fsL	:	長期せん断許容応力度	(N/mm ²)
fsS	:	短期せん断許容応力度	(N/mm ²)
E	:	ヤング係数	(N/mm ²)
E0	:	有効ヤング係数	(N/mm ²)
fs0	:	長期有効せん断許容応力度	(N/mm ²)
Mmax	:	簡易出力時最大曲げモーメント	(kN・cm)
Md中央	:	詳細出力時中央曲げモーメント	(kN・cm)
Md1 ~	:	詳細出力時集中荷重位置の曲げモーメント	(kN・cm)
Md	:	詳細出力時片持梁端部曲げモーメント	(kN・cm)
Qa	:	左側のせん断力	(N)
Qb	:	右側のせん断力	(N)
δ	:	たわみ	(cm)

3.3.2 梁・桁・胴差断面検定結果

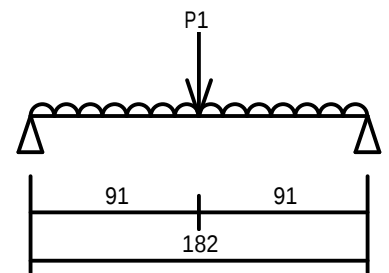
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y3通り X1-X3 RG1

w = 0.099 × 135.0 = 13.365(N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 $P1 = 1217.31$ 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
 耐力壁 1種 10.5 × 10.5 (cm)
 $I = 1012.92(\text{cm}^4)$ $Z = 192.94(\text{cm}^3)$ $Ae = 110.25(\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 55.3 1216.2 1216.2 0.19
 P1 55.4 608.7 608.7 0.15
 合計 110.7 1824.9 1824.9 0.34
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 110.73 / (192.94 \times 1.03) = 0.55 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1824.87) / (110.25 \times 90.00) = 0.27 < 1.0$ O K
 $\delta \times (E/E0) = 0.339(\text{cm}) = I / 536.2$ O K

短期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 55.3 1216.2 1216.2 0.19
 P1 55.4 608.7 608.7 0.15
 合計 110.7 1824.9 1824.9 0.34
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 110.73 / (192.94 \times 1.88) = 0.30 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1824.87) / (110.25 \times 160.00) = 0.15 < 1.0$ O K
 $\delta = 0.339(\text{cm}) = I / 536.2$



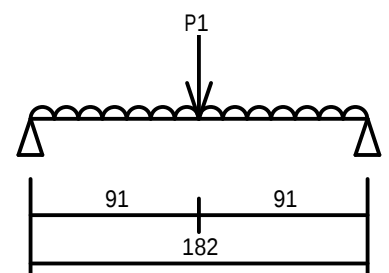
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y3通り X3-X5 RG2

w = 0.099 × 135.0 = 13.365(N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 $P1 = 1623.08$ 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
 壁 1種 10.5 × 12.0 (cm)
 $I = 1512.00(\text{cm}^4)$ $Z = 252.00(\text{cm}^3)$ $Ae = 126.00(\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 55.3 1216.2 1216.2 0.13
 P1 73.8 811.5 811.5 0.13
 合計 129.2 2027.8 2027.8 0.26
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 129.19 / (252.00 \times 1.03) = 0.49 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2027.75) / (126.00 \times 90.00) = 0.26 < 1.0$ O K
 $\delta \times (E/E0) = 0.261(\text{cm}) = I / 697.0$ O K

短期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 55.3 1216.2 1216.2 0.13
 P1 73.8 811.5 811.5 0.13
 合計 129.2 2027.8 2027.8 0.26
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 129.19 / (252.00 \times 1.88) = 0.27 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2027.75) / (126.00 \times 160.00) = 0.15 < 1.0$ O K
 $\delta = 0.261(\text{cm}) = I / 697.0$

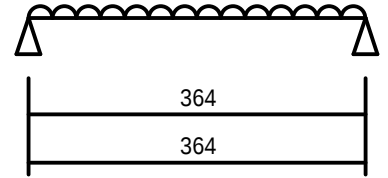


階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X4通り Y3-Y7 RG3
 $w = 0.049 \times 91.0 + 0.049 \times 91.0 = 8.918(\text{N/cm})$ (長期)

大 梁 1種 10.5×13.0 (cm)
 $I = 1922.38(\text{cm}^4)$ $Z = 295.75(\text{cm}^3)$ $Ae = 136.50(\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Qb(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 147.7 1623.1 1623.1 1.06
 合計 147.7 1623.1 1623.1 1.06
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 147.70 / (295.75 \times 1.03) = 0.48 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1623.08) / (136.50 \times 90.00) = 0.19 < 1.0$ O K
 $\delta \times (E/E0) = 1.060$ (cm) = $I / 343.3$ O K

短期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Qb(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 147.7 1623.1 1623.1 1.06
 合計 147.7 1623.1 1623.1 1.06
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 147.70 / (295.75 \times 1.88) = 0.26 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1623.08) / (136.50 \times 160.00) = 0.11 < 1.0$ O K
 $\delta = 1.060$ (cm) = $I / 343.3$

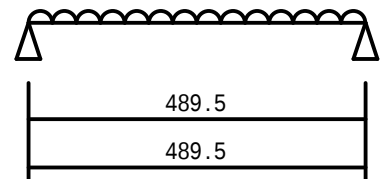


階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X4通り Y7-Y12 RG4
 $w = 0.049 \times 91.0 + 0.049 \times 182.0 = 13.377(\text{N/cm})$ (長期)

大 梁 1種 10.5×21.0 (cm)
 $I = 8103.38(\text{cm}^4)$ $Z = 771.75(\text{cm}^3)$ $Ae = 220.50(\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Qb(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 400.7 3274.0 3274.0 1.23
 合計 400.7 3274.0 3274.0 1.23
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 400.66 / (771.75 \times 1.03) = 0.50 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 3274.02) / (220.50 \times 90.00) = 0.24 < 1.0$ O K
 $\delta \times (E/E0) = 1.234$ (cm) = $I / 396.7$ O K

短期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Qb(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 400.7 3274.0 3274.0 1.23
 合計 400.7 3274.0 3274.0 1.23
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 400.66 / (771.75 \times 1.88) = 0.27 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 3274.02) / (220.50 \times 160.00) = 0.13 < 1.0$ O K
 $\delta = 1.234$ (cm) = $I / 396.7$



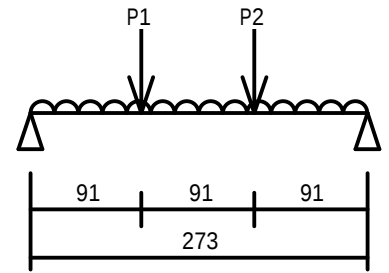
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y3通り X2-X5 2G9
 $w = 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 67.5 = 20.048(\text{N/cm})$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 $P1 = 6285.05$ 0.00 10584.00 0.00 10584.00 0.00
 $P2 = 6459.18$ 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

壁 1種 10.5×30.0 (cm)
 $I = 23625.00(\text{cm}^4)$ $Z = 1575.00(\text{cm}^3)$ $Ae = 315.00(\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 186.8 2736.5 2736.5 0.06
 $P1$ 286.0 4190.0 2095.0 0.10
 $P2$ 293.9 2153.1 4306.1 0.10
合計 766.6 9079.6 9137.6 0.26
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 766.63 / (1575.00 \times 1.03) = 0.47 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 9137.62) / (315.00 \times 90.00) = 0.48 < 1.0$ O K
 $\delta \times (E/E0) = 0.258$ (cm) $= I / 1057.9$ O K

短期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 166.0 2736.5 2736.5 0.06
 $P1$ 1023.4 11246.0 5623.0 0.26
 $P2$ 195.9 2153.1 4306.1 0.10
合計 1385.3 16135.6 12665.6 0.42
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 1385.33 / (1575.00 \times 1.88) = 0.46 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 16135.58) / (315.00 \times 160.00) = 0.48 < 1.0$ O K
 $\delta = 0.421$ (cm) $= I / 647.8$



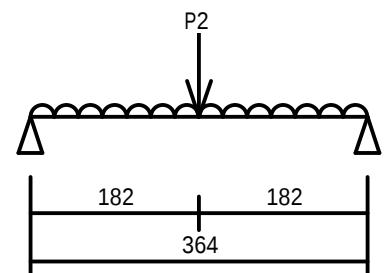
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y7通り X2-X6 2G10
 $w = 0.040 \times 67.5 = 2.700(\text{N/cm})$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 $P2 = 16320.51$ 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

大梁 1種 10.5×39.0 (cm)
 $I = 51904.12(\text{cm}^4)$ $Z = 2661.75(\text{cm}^3)$ $Ae = 409.50(\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 44.7 491.4 491.4 0.01
 $P2$ 1485.2 8160.3 8160.3 0.32
合計 1529.9 8651.7 8651.7 0.33
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 1529.88 / (2661.75 \times 1.03) = 0.55 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 8651.65) / (409.50 \times 90.00) = 0.35 < 1.0$ O K
 $\delta \times (E/E0) = 0.328$ (cm) $= I / 1110.4$ O K

短期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 44.7 491.4 491.4 0.01
 $P2$ 1485.2 8160.3 8160.3 0.32
合計 1529.9 8651.7 8651.7 0.33
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 1529.88 / (2661.75 \times 1.88) = 0.30 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 8651.65) / (409.50 \times 160.00) = 0.19 < 1.0$ O K
 $\delta = 0.328$ (cm) $= I / 1110.4$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y7通り X9-X11 2G2

w = 0.195 × 91.0 + 0.040 × 135.0 + 0.099 × 135.0 = 36.510(N/cm) (長期)

壁 1種 10.5 × 12.0 (cm)

I = 1512.00(cm⁴) Z = 252.00(cm³) Ae = 126.00(cm²)fbL = 10.30(N/mm²) fsL = 0.90(N/mm²) E = 10000(N/mm²)fbS = 18.80(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)fs0 = 1.0 × fsL = 0.900(N/mm²) E0 = 1.0 × E = 10000(N/mm²)

長期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Ob(N) δ (cm)

w 151.2 3322.4 3322.4 0.34

合計 151.2 3322.4 3322.4 0.34

Mmax/(Z × fbL) = 151.17 / (252.00 × 1.03) = 0.58 < 1.0 O K

α × Qmax/(Ae × fs0) = (1.50 × 3322.41) / (126.00 × 90.00) = 0.43 < 1.0 O K

δ × (E/E0) = 0.345 (cm) = I / 527.6 O K

短期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Ob(N) δ (cm)

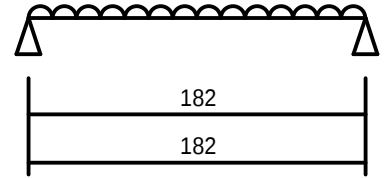
w 151.2 3322.4 3322.4 0.34

合計 151.2 3322.4 3322.4 0.34

Mmax/(Z × fbS) = 151.17 / (252.00 × 1.88) = 0.31 < 1.0 O K

α × Qmax/(Ae × fs0) = (1.50 × 3322.41) / (126.00 × 160.00) = 0.24 < 1.0 O K

δ = 0.345 (cm) = I / 527.6



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y12通り X7-X10 2G8

w = 0.195 × 93.2 + 0.099 × 135.0 + 0.099 × 67.5 = 38.231(N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)

P1 = 4143.94 0.00 10584.00 0.00 10584.00 0.00

P2 = 3370.24 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

耐力壁 1種 10.5 × 27.0 (cm)

I = 17222.62(cm⁴) Z = 1275.75(cm³) Ae = 283.50(cm²)fbL = 10.30(N/mm²) fsL = 0.90(N/mm²) E = 10000(N/mm²)fbS = 18.80(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)fs0 = 1.0 × fsL = 0.900(N/mm²) E0 = 1.0 × E = 10000(N/mm²)

長期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Ob(N) δ (cm)

w 360.5 5250.0 5250.0 0.16

P1 189.7 2762.6 1381.3 0.09

P2 154.3 1123.4 2246.8 0.07

合計 704.4 9136.0 8878.1 0.33

Mmax/(Z × fbL) = 704.42 / (1275.75 × 1.03) = 0.53 < 1.0 O K

α × Qmax/(Ae × fs0) = (1.50 × 9136.02) / (283.50 × 90.00) = 0.53 < 1.0 O K

δ × (E/E0) = 0.326 (cm) = I / 841.4 O K

短期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Ob(N) δ (cm)

w 320.4 5250.0 5250.0 0.16

P1 898.9 9818.6 4909.3 0.32

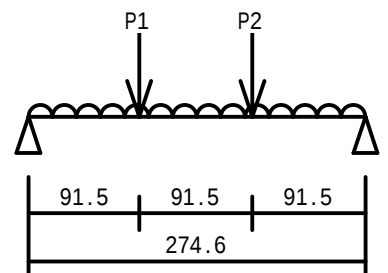
P2 102.8 1123.4 2246.8 0.07

合計 1322.1 16192.0 12406.1 0.55

Mmax/(Z × fbS) = 1322.14 / (1275.75 × 1.88) = 0.55 < 1.0 O K

α × Qmax/(Ae × fs0) = (1.50 × 16192.02) / (283.50 × 160.00) = 0.53 < 1.0 O K

δ = 0.555 (cm) = I / 495.2



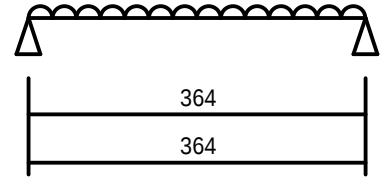
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X4通り Y3-Y7 2G7

 $w = 0.195 \times 91.0 + 0.195 \times 91.0 = 35.490(\text{N/cm})$ (長期)大 梁 1種 10.5×24.0 (cm) $I = 12096.00(\text{cm}^4)$ $Z = 1008.00(\text{cm}^3)$ $Ae = 252.00(\text{cm}^2)$ $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$ $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$ 長期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Qb(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$ w 587.8 6459.2 6459.2 0.67

合計 587.8 6459.2 6459.2 0.67

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 587.79 / (1008.00 \times 1.03) = 0.56 < 1.0$ O K $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 6459.18) / (252.00 \times 90.00) = 0.42 < 1.0$ O K $\delta \times (E/E0) = 0.671$ (cm) = $I / 542.7$ O K短期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Qb(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$ w 587.8 6459.2 6459.2 0.67

合計 587.8 6459.2 6459.2 0.67

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 587.79 / (1008.00 \times 1.88) = 0.31 < 1.0$ O K $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 6459.18) / (252.00 \times 160.00) = 0.24 < 1.0$ O K $\delta = 0.671$ (cm) = $I / 542.7$ 

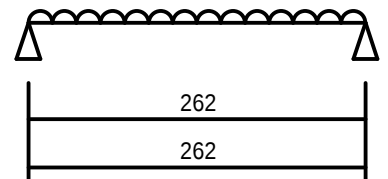
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X4通り Y10-Y12 2G5

 $w = 0.195 \times 91.0 + 0.195 \times 91.0 = 35.490(\text{N/cm})$ (長期)大 梁 1種 10.5×17.0 (cm) $I = 4298.88(\text{cm}^4)$ $Z = 505.75(\text{cm}^3)$ $Ae = 178.50(\text{cm}^2)$ $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$ $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$ 長期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Qb(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$ w 304.5 4649.2 4649.2 0.51

合計 304.5 4649.2 4649.2 0.51

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 304.52 / (505.75 \times 1.03) = 0.58 < 1.0$ O K $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 4649.19) / (178.50 \times 90.00) = 0.43 < 1.0$ O K $\delta \times (E/E0) = 0.507$ (cm) = $I / 517.3$ O K短期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Qb(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$ w 304.5 4649.2 4649.2 0.51

合計 304.5 4649.2 4649.2 0.51

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 304.52 / (505.75 \times 1.88) = 0.32 < 1.0$ O K $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 4649.19) / (178.50 \times 160.00) = 0.24 < 1.0$ O K $\delta = 0.507$ (cm) = $I / 517.3$ 

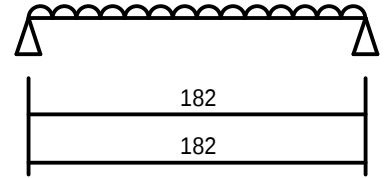
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X6通り Y7-Y9 2G1

 $w = 0.195 \times 91.0 + 0.040 \times 135.0 + 0.040 \times 135.0 = 28.545(\text{N/cm})$ (長期)耐力壁 1種 10.5×10.5 (cm) $I = 1012.92(\text{cm}^4)$ $Z = 192.94(\text{cm}^3)$ $Ae = 110.25(\text{cm}^2)$ $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$ $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$ 長期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$ w 118.2 2597.6 2597.6 0.40

合計 118.2 2597.6 2597.6 0.40

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 118.19 / (192.94 \times 1.03) = 0.59 < 1.0$ O K $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2597.59) / (110.25 \times 90.00) = 0.39 < 1.0$ O K $\delta \times (E/E0) = 0.403$ (cm) $= I / 452.1$ O K短期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$ w 118.2 2597.6 2597.6 0.40

合計 118.2 2597.6 2597.6 0.40

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 118.19 / (192.94 \times 1.88) = 0.32 < 1.0$ O K $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2597.59) / (110.25 \times 160.00) = 0.22 < 1.0$ O K $\delta = 0.403$ (cm) $= I / 452.1$ 

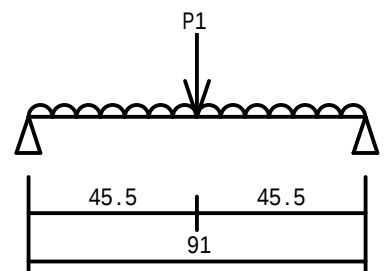
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X6通り Y9-Y10 ' 2G3

 $w = 0.195 \times 91.0 + 0.195 \times 45.5 + 0.040 \times 67.5 = 29.317(\text{N/cm})$ (長期)(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 $P1 = 2648.69$ 0.00 15876.00 0.00 15876.00 0.00 小梁 1種 10.5×13.0 (cm) $I = 1922.38(\text{cm}^4)$ $Z = 295.75(\text{cm}^3)$ $Ae = 136.50(\text{cm}^2)$ $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$ $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$ 長期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$ w 30.3 1333.9 1333.9 0.01 $P1$ 60.3 1324.3 1324.3 0.02

合計 90.6 2658.3 2658.3 0.04

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 90.61 / (295.75 \times 1.03) = 0.29 < 1.0$ O K $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2658.29) / (136.50 \times 90.00) = 0.32 < 1.0$ O K $\delta \times (E/E0) = 0.035$ (cm) $= I / 2581.7$ O K短期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$ w 30.3 1333.9 1333.9 0.01 $P1$ 421.4 9262.3 9262.3 0.15

合計 451.8 10596.3 10596.3 0.16

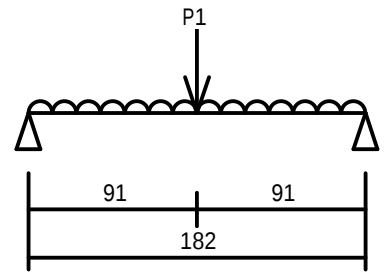
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 451.78 / (295.75 \times 1.88) = 0.81 < 1.0$ O K $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 10596.29) / (136.50 \times 160.00) = 0.72 < 1.0$ O K $\delta = 0.165$ (cm) $= I / 551.8$ 

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X8通り Y7-Y9 2G6
 $w = 0.195 \times 45.5 + 0.040 \times 67.5 = 11.573(\text{N/cm})$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 $P1 = 2242.92$ 0.00 15876.00 0.00 15876.00 0.00
 小梁 1種 10.5×21.0 (cm)
 $I = 8103.38(\text{cm}^4)$ $Z = 771.75(\text{cm}^3)$ $Ae = 220.50(\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 47.9 1053.1 1053.1 0.02
 $P1$ 102.1 1121.5 1121.5 0.03
 合計 150.0 2174.6 2174.6 0.06
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 149.97 / (771.75 \times 1.03) = 0.18 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2174.56) / (220.50 \times 90.00) = 0.16 < 1.0$ O K
 $\delta \times (E/E0) = 0.055$ (cm) $= I / 3299.1$ O K

短期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 47.9 1053.1 1053.1 0.02
 $P1$ 824.4 9059.5 9059.5 0.28
 合計 872.3 10112.6 10112.6 0.30
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 872.33 / (771.75 \times 1.88) = 0.60 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 10112.56) / (220.50 \times 160.00) = 0.43 < 1.0$ O K
 $\delta = 0.301$ (cm) $= I / 604.2$

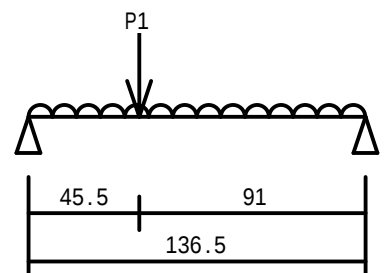


階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X12通り Y10'-Y12 2G4
 $w = 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 67.5 = 20.048(\text{N/cm})$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 $P1 = 2128.65$ 0.00 10584.00 0.00 10584.00 0.00
 耐力壁 1種 10.5×15.0 (cm)
 $I = 2953.12(\text{cm}^4)$ $Z = 393.75(\text{cm}^3)$ $Ae = 157.50(\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$

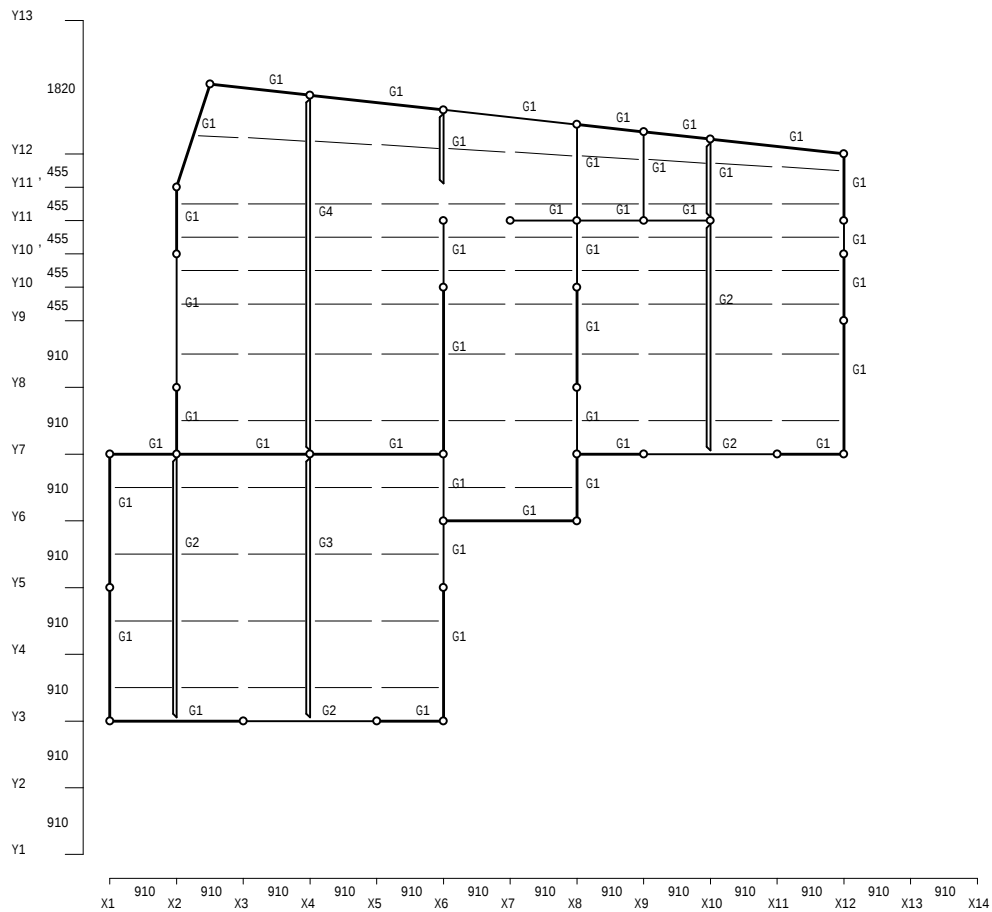
長期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 41.5 1368.2 1368.2 0.03
 $P1$ 64.6 1419.1 709.5 0.03
 合計 106.1 2787.3 2077.8 0.06
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 106.07 / (393.75 \times 1.03) = 0.26 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2787.34) / (157.50 \times 90.00) = 0.29 < 1.0$ O K
 $\delta \times (E/E0) = 0.064$ (cm) $= I / 2148.3$ O K

短期 $M_{\max}(\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Qa(\text{N})$ $Ob(\text{N})$ $\delta(\text{cm})$
 w 41.5 1368.2 1368.2 0.03
 $P1$ 385.6 8475.1 4237.5 0.20
 合計 427.1 9843.3 5605.8 0.23
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 427.12 / (393.75 \times 1.88) = 0.57 < 1.0$ O K
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 9843.34) / (157.50 \times 160.00) = 0.58 < 1.0$ O K
 $\delta = 0.227$ (cm) $= I / 601.6$



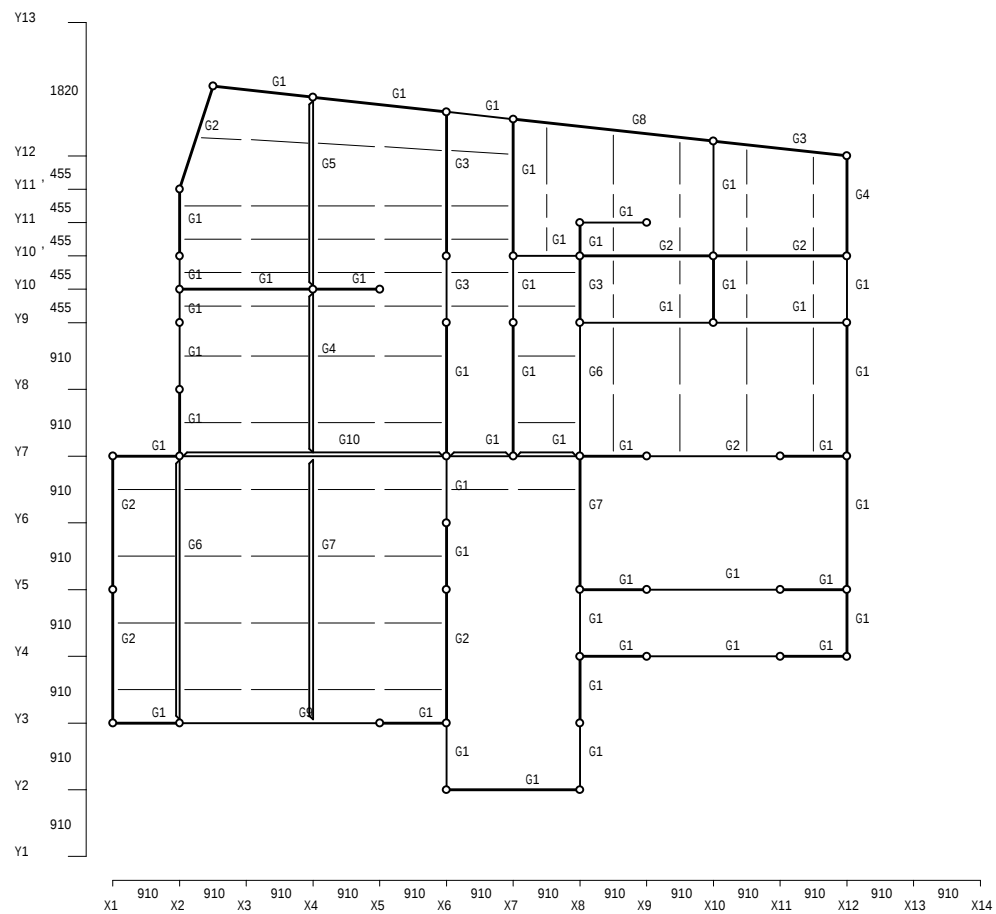
3.3.3 梁・桁・胴差断面伏図（梁グルーピング）

小屋梁



G1	:	10.5	×	10.5
G2	:	10.5	×	12.0
G3	:	10.5	×	13.0
G4	:	10.5	×	21.0

2 階梁

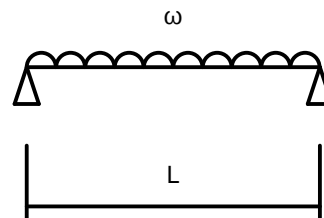


G1	:	10.5	×	10.5
G2	:	10.5	×	12.0
G3	:	10.5	×	13.0
G4	:	10.5	×	15.0
G5	:	10.5	×	17.0
G6	:	10.5	×	21.0
G7	:	10.5	×	24.0
G8	:	10.5	×	27.0
G9	:	10.5	×	30.0
G10	:	10.5	×	39.0

3.4 たる木・母屋他の設計

No.1 棟木

材幅	b	4.5 (cm)
材せい	D	10.5 (cm)
スパン	L	182.0 (cm)
負担幅		45.5 (cm)
ヤング係数の低減率	α	100.0 (%)
固定荷重	wg	650.0 (N/m ²)
積載荷重	wl	300.0 (N/m ²)
長期組合せ積雪荷重	lws	210.0 (N/m ²)
短期組合せ積雪荷重	sws	105.0 (N/m ²)



材種	1種	(長期)	(短期)
曲げ許容応力度	fb	10.30	18.80 (N/mm ²)
せん断許容応力度	fs	0.90	1.60 (N/mm ²)
ヤング係数	E	10000	(N/mm ²)
$E_0 = 1.00 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$			

断面積	A	47.2	(cm ²)		
断面係数	Z	82.7	(cm ³)		
断面 2 次モーメント	I	434.1	(cm ⁴)		
長期荷重	ωg	432.25	(N/m)		
長期積雪荷重	lωs	95.55	(N/m)	短期積雪荷重	sωs 47.78 (N/m)
長期設計荷重	ωl	527.80	(N/m)	短期設計荷重	ωs 480.02 (N/m)

最大曲げモーメント	M	21.85 (kN・cm)
せん断力	Q	436.82 (N)

曲げ応力度	$\sigma = M / Z$	=	2.64	10.30(fb)	OK
せん断応力度	$\tau = 1.5 \times (Q / A)$	=	0.13	1.60(fs)	OK
たわみ	$\delta = (5 \times \omega \times L^4) / (384 \times E_0 \times I)$				
		=	0.17(cm)	0.91(=I/200)	

3.5 接合部の設計

3.5.1 柱頭・柱脚接合部の計算

倍率左(右) : 柱の左(右)に取り付く軸組の壁倍率

\ : 筋かい左上がり / : 筋かい右上がり X : 両方向筋かい : 柱

当該階補正值 : A 1 の値の補正に用いる、左右の軸組みの取り付け形状による補正值

上階分補正值 : A 2 の値の補正に用いる、上階の左右の軸組みの取り付け形状による補正值

階	柱位置		方 向	倍率		当補 該正 階値	上補 階正 分値	A 1	B 1	A 2	B 2	L	N 値	仕様 (*1)	判 定		通 し 柱
	X 軸	Y 軸		左	右												
2 階	X1	Y3	X Y	0.0 0.0	\ 2.0 \ 2.0	0.0 0.0		2.0 2.0	0.8 0.8			0.4 0.4	1.20 1.20	(に) 1.40	1.20 OK	1.40	
	X3	Y3	X Y	2.0 0.0	\ 0.0 0.0	0.0 0.0		2.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 -0.60	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X5	Y3	X Y	0.0 0.0	\ 2.0 0.0	0.0 0.0		2.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 -0.60	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X6	Y3	X Y	2.0 0.0	\ 0.0 \ 2.0	0.0 0.0		2.0 2.0	0.8 0.8			0.4 0.4	1.20 1.20	(に) 1.40	1.20 OK	1.40	
	X1	Y5	X Y	0.0 2.0	\ 0.0 \ 2.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X6	Y5	X Y	0.0 2.0	\ 0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X6	Y6	X Y	0.0 0.0	\ 2.0 0.0	0.0 0.0		2.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 -0.60	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X8	Y6	X Y	2.0 0.0	\ 0.0 \ 2.0	0.0 0.0		2.0 2.0	0.8 0.8			0.4 0.4	1.20 1.20	(に) 1.40	1.20 OK	1.40	
	X1	Y7	X Y	0.0 2.0	\ 2.0 0.0	0.0 0.0		2.0 2.0	0.8 0.8			0.4 0.4	1.20 1.20	(に) 1.40	1.20 OK	1.40	
	X2	Y7	X Y	2.0 0.0	\ 2.0 \ 2.0	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X4	Y7	X Y	2.0 0.0	\ 2.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X6	Y7	X Y	2.0 0.0	\ 0.0 \ 2.0	0.0 0.0		2.0 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X8	Y7	X Y	0.0 2.0	\ 2.0 0.0	0.0 0.0		2.0 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X9	Y7	X Y	2.0 0.0	\ 0.0 0.0	0.0 0.0		2.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 -0.60	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X11	Y7	X Y	0.0 0.0	\ 2.0 0.0	0.0 0.0		2.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 -0.60	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X12	Y7	X Y	2.0 0.0	\ 0.0 \ 2.0	0.0 0.0		2.0 2.0	0.8 0.8			0.4 0.4	1.20 1.20	(に) 1.40	1.20 OK	1.40	
	X2	Y8	X Y	0.0 2.0	\ 0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X8	Y8	X Y	0.0 0.0	\ 0.0 \ 2.0	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X12	Y9	X Y	0.0 2.0	\ 0.0 \ 2.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X6	Y10	X Y	0.0 2.0	\ 0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X8	Y10	X Y	0.0 2.0	\ 0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X2	Y10'	X Y	0.0 0.0	\ 0.0 \ 2.0	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	

1. 通し柱に該当する部位(○付きの柱)については2階の出力は柱頭部、1階の出力は柱脚部の接合部仕様を示す

2. 上階に柱が1m以内でずれている場合 印が表示されます。

階	柱位置		方 向	倍率		当補 該正 階値	上補 階正 分値	A 1	B 1	A 2	B 2	L	N 値	仕様 (*1)	判 定		通し 柱
	X軸	Y軸		左	右												
2 階	X12	Y10'	X Y	0.0 2.0 \	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X6	Y11	X Y	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X7	Y11	X Y	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X8	Y11	X Y	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X9	Y11	X Y	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X10	Y11	X Y	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X12	Y11	X Y	0.0 0.0	0.0 2.0 \	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X2	Y11'	X Y	0.0 2.0 \	0.0 2.0 \	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X2	Y12	X Y	0.0 2.0 \	2.0 0.0	0.0 0.0		2.0 2.0	0.8 0.8			0.4 0.4	1.20 1.20	(に) 1.40	1.20 OK	1.40	
	X4	Y12	X Y	2.0 \	2.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X6	Y12	X Y	2.0 \	0.0 0.0	0.0 0.0		2.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 -0.60	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X8	Y12	X Y	0.0 0.0	2.0 0.0	0.0 0.0		2.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 -0.60	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X9	Y12	X Y	2.0 \	2.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X10	Y12	X Y	2.0 \	2.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X12	Y12	X Y	2.0 \	0.0 0.0	0.0 0.0		2.0 2.0	0.8 0.8			0.4 0.4	1.20 1.20	(に) 1.40	1.20 OK	1.40	
1 階	X6	Y2	X Y	0.0 0.0	2.0 0.0	0.0 0.0		2.0 0.0	0.8 0.8			0.4 0.4	1.20 -0.40	(へ) 1.80	1.20 OK	1.80	
	X8	Y2	X Y	2.0 /	0.0 0.0	0.0 0.0		2.0 0.0	0.8 0.8			0.4 0.4	1.20 -0.40	(へ) 1.80	1.20 OK	1.80	
	X1	Y3	X Y	0.0 0.0	3.5 2.0	0.0 0.0	0.0 0.0	3.5 2.0	0.8 0.8	2.0 2.0	0.8 0.8	1.0 1.0	3.40 2.20	(り) 4.70	3.40 OK	4.70	
	X2	Y3	X Y	3.5 /	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	3.5 0.0	0.5 0.5	2.0 0.5	0.5 0.5	1.6 1.6	1.15 -1.60	(に) 1.40	1.15 OK	1.40	
	X5	Y3	X Y	0.0 0.0	3.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	3.5 0.0	0.5 0.5	2.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	1.15 -1.60	(に) 1.40	1.15 OK	1.40	
	X6	Y3	X Y	3.5 /	0.0 2.0	0.0 0.0	0.0 0.0	3.5 2.0	0.5 0.5	2.0 2.0	0.8 0.8	1.6 1.6	1.75 1.00	(と) 2.80	1.75 OK	2.80	
	X8	Y3	X Y	0.0 0.0	0.0 2.0	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	

1. 通し柱に該当する部位（○付きの柱）については2階の出力は柱頭部、1階の出力は柱脚部の接合部仕様を示す
2. 上階に柱が1m以内でずれている場合 印が表示されます。

階	柱位置		方 向	倍率		当補 該正 階値	上補 階正 分値	A 1	B 1	A 2	B 2	L	N 値	仕様 (*1)	判 定	通し 柱
	X 軸	Y 軸		左	右											
1 階	X8	Y4	X Y	0.0 2.0 /	/ 3.5 0.0	0.0 0.0		3.5 2.0	0.5 0.5			0.6 0.6	1.15 0.40	(へ) 1.80	1.15 1.80 OK	
	X9	Y4	X Y	3.5 / 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0		3.5 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	1.15 -0.60	(に) 1.40	1.15 1.40 OK	
	X11	Y4	X Y	0.0 0.0	/ 3.5 0.0	0.0 0.0		3.5 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	1.15 -0.60	(に) 1.40	1.15 1.40 OK	
	X12	Y4	X Y	3.5 / 0.0	0.0 / 3.5	0.0 0.0		3.5 3.5	0.8 0.8			0.4 0.4	2.40 2.40	(り) 4.70	2.40 4.70 OK	
	X1	Y5	X Y	0.0 2.0 /	0.0 / 2.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -1.60	(に) 1.40	-1.60 1.40 OK	
	X6	Y5	X Y	0.0 2.0 /	0.0 / 2.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.5 0.5	0.0 2.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -0.60	(に) 1.40	0.40 1.40 OK	
	X8	Y5	X Y	0.0 0.0	/ 2.0 / 3.5	0.0 0.0		2.0 3.5	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 1.15	(に) 1.40	1.15 1.40 OK	
	X9	Y5	X Y	2.0 / 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0		2.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 -0.60	(に) 1.40	0.40 1.40 OK	
	X11	Y5	X Y	0.0 0.0	/ 2.0 0.0	0.0 0.0		2.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 -0.60	(に) 1.40	0.40 1.40 OK	
	X12	Y5	X Y	2.0 / 3.5 /	0.0 / 2.0	0.0 0.0		2.0 1.5	0.5 0.5			0.6 0.6	0.40 0.15	(に) 1.40	0.40 1.40 OK	
	X6	Y6	X Y	0.0 2.0 /	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 2.0	0.5 0.5	2.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	0.40 1.40 OK	
	X1	Y7	X Y	0.0 2.0 /	/ 3.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	3.5 2.0	0.8 0.8	2.0 2.0	0.8 0.8	1.0 1.0	3.40 2.20	(り) 4.70	3.40 4.70 OK	
	X2	Y7	X Y	3.5 / 0.0	0.0 / 3.5	0.0 0.0	0.0 0.0	3.5 3.5	0.5 0.5	0.0 2.0	0.5 0.5	1.6 1.6	0.15 1.15	(に) 1.40	1.15 1.40 OK	
	X6	Y7	X Y	0.0 0.0	0.0 / 2.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 2.0	0.5 0.5	2.0 2.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-0.60 0.40	(る) 0.65	0.40 0.65 OK	
	X7	Y7	X Y	0.0 0.0	0.0 / 2.0	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			1.6 1.6	-1.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 1.40 OK	
	X8	Y7	X Y	0.0 3.5 /	/ 3.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	3.5 3.5	0.5 0.5	2.0 2.0	0.5 0.5	1.6 1.6	1.15 1.15	(に) 1.40	1.15 1.40 OK	
	X9	Y7	X Y	3.5 / 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	3.5 0.0	0.5 0.5	2.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	1.15 -1.60	(に) 1.40	1.15 1.40 OK	
	X11	Y7	X Y	0.0 0.0	/ 3.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	3.5 0.0	0.5 0.5	2.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	1.15 -1.60	(に) 1.40	1.15 1.40 OK	
	X12	Y7	X Y	3.5 / 2.0 /	0.0 / 2.0	0.0 0.0	0.0 0.0	3.5 0.0	0.5 0.5	2.0 2.0	0.8 0.8	1.6 1.6	1.75 0.00	(と) 2.80	1.75 2.80 OK	
	X2	Y8	X Y	0.0 3.5 /	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 3.5	0.5 0.5	0.0 2.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 1.15	(に) 1.40	1.15 1.40 OK	
	X2	Y9	X Y	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			1.6 1.6	-1.60 -1.60	(に) 1.40	-1.60 1.40 OK	
	X6	Y9	X Y	0.0 2.0 /	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 2.0	0.5 0.5	2.0 0.5		1.6 1.6	-1.60 0.40	(に) 1.40	0.40 1.40 OK	

1. 通し柱に該当する部位（○付きの柱）については2階の出力は柱頭部、1階の出力は柱脚部の接合部仕様を示す
 2. 上階に柱が1m以内でずれている場合 印が表示されます。

階	柱位置		方 向	倍率		当補 該正 階値	上補 階正 分値	A 1	B 1	A 2	B 2	L	N 値	仕様 (*1)	判 定		通 し 柱
	X 軸	Y 軸		左	右												
1 階	X7	Y9	X Y	0.0 2.0 /	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			1.6 1.6	-1.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X8	Y9	X Y	0.0 0.0	0.0 / 3.5	0.0 0.0	0.0	0.0 3.5	0.5 0.5	2.0	0.5	1.6 1.6	-1.60 1.15	(に) 1.40	1.15 OK	1.40	
	X10	Y9	X Y	0.0 0.0	0.0 / 2.0	0.0 0.0		0.0 2.0	0.5 0.5			1.6 1.6	-1.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X12	Y9	X Y	0.0 2.0 /	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0 2.0	0.5 0.5	0.0	0.5	1.6 1.6	-1.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X2	Y10	X Y	0.0 0.0	/ 3.5 0.0	0.0 0.0		3.5 0.0	0.5 0.5			1.6 1.6	0.15 -1.60	(に) 1.40	0.15 OK	1.40	
	X4	Y10	X Y	3.5 / 0.0	/ 3.5 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			1.6 1.6	-1.60 -1.60	(に) 1.40	-1.60 OK	1.40	
	X5	Y10	X Y	3.5 / 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0	3.5 0.0	0.5 0.5	0.0	0.5	1.6 1.6	0.15 -1.60	(に) 1.40	0.15 OK	1.40	
	X2	Y10 '	X Y	0.0 0.0	0.0 / 2.0	0.0 0.0	0.0	0.0 2.0	0.5 0.5	0.0	0.5	1.6 1.6	-1.60 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X6	Y10 '	X Y	0.0 0.0	0.0 / 2.0	0.0 0.0	0.0	0.0 2.0	0.5 0.5	2.0	0.5	1.6 1.6	-1.60 0.40	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X7	Y10 '	X Y	0.0 0.0	0.0 / 2.0	0.0 0.0	0.0	0.0 2.0	0.5 0.5	0.0	0.5	1.6 1.6	-1.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X8	Y10 '	X Y	0.0 3.5 /	/ 3.5 / 2.0	0.0 0.0	0.0	3.5 1.5	0.5 0.5	2.0	0.5	1.6 1.6	0.15 0.15	(に) 1.40	0.15 OK	1.40	
	X10	Y10 '	X Y	3.5 / 2.0 /	/ 2.0 0.0	0.0 0.0	0.0	1.5 2.0	0.5 0.5	0.0	0.5	1.6 1.6	-0.85 -0.60	(に) 1.40	-0.60 OK	1.40	
	X12	Y10 '	X Y	2.0 / 0.0	0.0 / 3.5	0.0 0.0	0.0	2.0 3.5	0.5 0.5	0.0	0.5	1.6 1.6	-0.60 1.15	(に) 1.40	1.15 OK	1.40	
	X8	Y11	X Y	0.0 2.0 /	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0 2.0	0.5 0.5	0.0	0.5	1.6 1.6	-1.60 -0.60	(い) 0.00	-0.60 OK	0.00	
	X9	Y11	X Y	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0 0.0	0.5 0.5	0.0	0.5	1.6 1.6	-1.60 -1.60	(い) 0.00	-1.60 OK	0.00	
	X2	Y11 '	X Y	0.0 2.0 /	0.0 / 2.0	0.0 0.0	0.0	0.0 0.0	0.5 0.5	0.0	0.5	1.6 1.6	-1.60 -1.60	(に) 1.40	-1.60 OK	1.40	
	X2	Y12	X Y	0.0 2.0 /	/ 2.0 0.0	0.0 0.0	0.0	2.0 2.0	0.8 0.8	2.0	0.8	1.0 1.0	2.20 2.20	(り) 4.70	2.20 OK	4.70	
	X4	Y12	X Y	2.0 / 0.0	/ 2.0 0.0	0.0 0.0	0.0	0.0 0.0	0.5 0.5	0.0	0.5	1.6 1.6	-1.60 -1.60	(に) 1.40	-1.60 OK	1.40	
	X6	Y12	X Y	2.0 / 2.0 /	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0	2.0 2.0	0.5 0.5	2.0	0.5	1.6 1.6	0.40 -0.60	(に) 1.40	0.40 OK	1.40	
	X7	Y12	X Y	0.0 2.0 /	/ 0.5 0.0	0.0 0.0	0.0	0.5 2.0	0.5 0.5	2.0	0.5	1.6 1.6	-0.35 -0.60	(に) 1.40	-0.35 OK	1.40	
	X10	Y12	X Y	0.5 / 0.0	/ 2.0 0.0	0.0 0.0	0.0	1.5 0.0	0.5 0.5	0.0	0.5	1.6 1.6	-0.85 -1.60	(に) 1.40	-0.85 OK	1.40	
	X12	Y12	X Y	2.0 / 3.5 /	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0	2.0 3.5	0.8 0.8	2.0	0.8	1.0 1.0	2.20 3.40	(り) 4.70	3.40 OK	4.70	

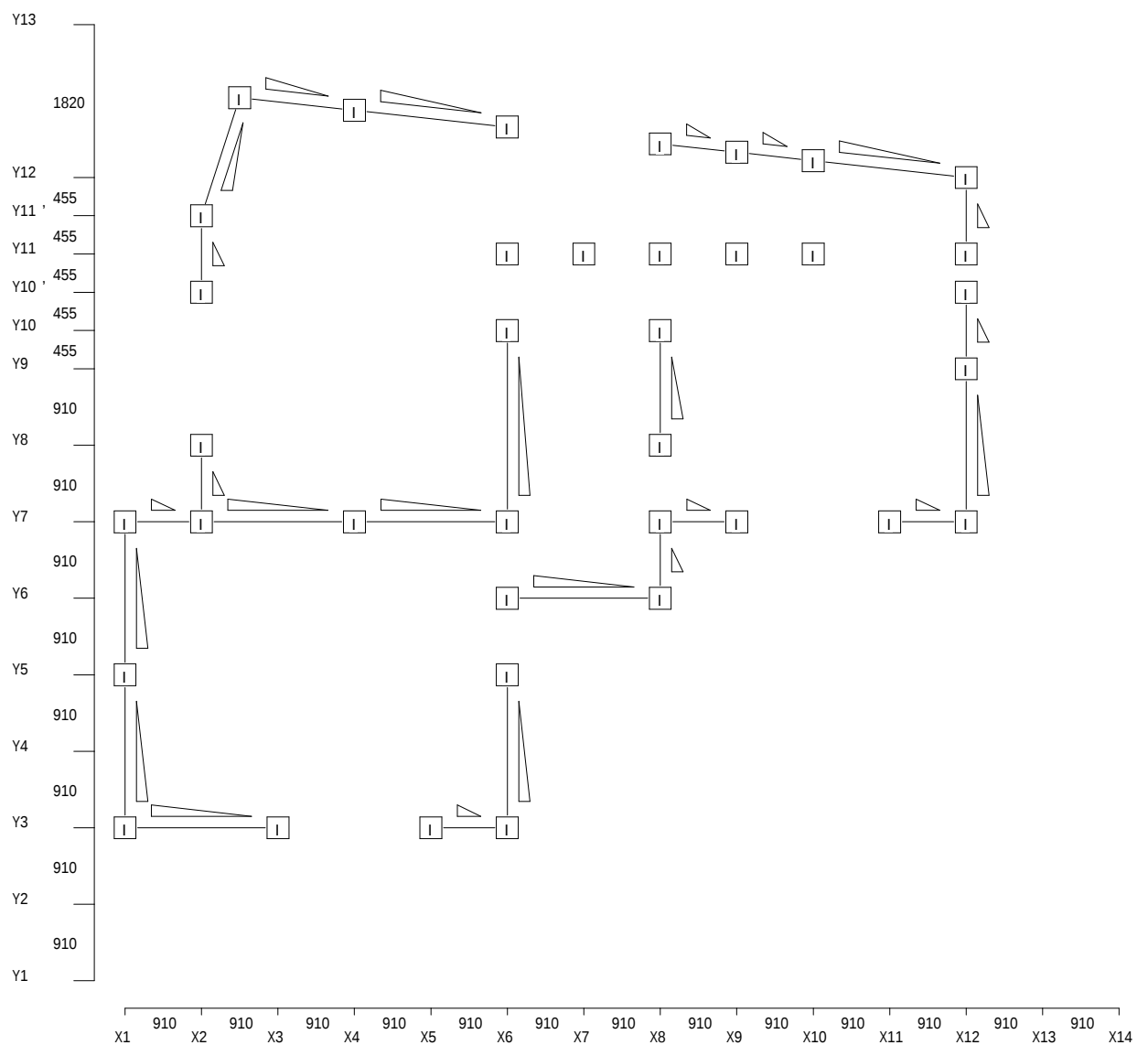
1. 通し柱に該当する部位（○付きの柱）については2階の出力は柱頭部、1階の出力は柱脚部の接合部仕様を示す
 2. 上階に柱が1m以内でずれている場合 印が表示されます。

接合部伏図凡例

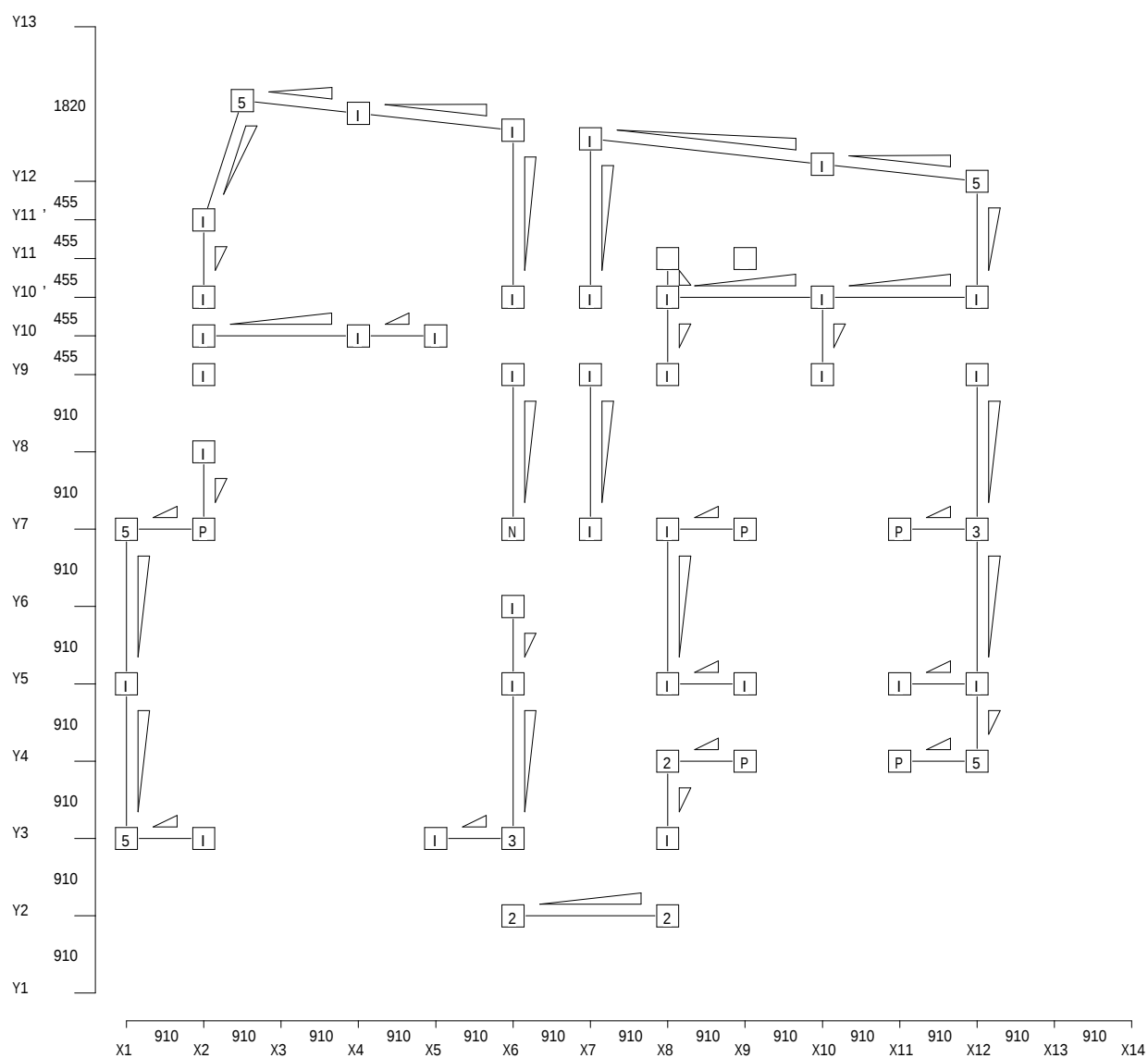
部位	記号	仕様	接合部倍率
柱頭・柱脚	N	短ほぞ差し	0.00
	L	長ほぞ差し込み栓	0.65
	V	C P - L	0.65
	T	山型プレート	1.00
	P	T字かど金物	1.00
	I	羽子板ボルト	1.40
	Ps	短冊金物	1.40
	Is	スクリュー釘 5 0 + 羽子板ボルト	1.60
	2	スクリュー釘 5 0 + 短冊金物	1.60
	3	1 0 K N 引き寄せ金物	1.80
	4	1 5 K N 引き寄せ金物	2.80
	5	2 0 K N 引き寄せ金物	3.70
	6	2 5 K N 引き寄せ金物	4.70
	*	1 5 K N 引き寄せ金物 X 2	5.60
		(ぬ) を超える	

3.5.2 接合部伏図

2 階 (○ は通し柱を示す)



1 階 (○は通し柱を示す)



土台の曲げ応力の検定

- ・土台の短期許容曲げ応力度 = 18.80(N/mm²)
- ・土台寸法 = 0mm × 0mm

柱位置		曲げ応力度 (N/mm ²)	判定
Y 通り	X 通り		
Y2	X6	0.00	NG
	X8	0.00	NG
Y3	X2	0.00	NG
	X5	0.00	NG
Y4	X8	0.00	NG
	X8	0.00	NG
Y5	X9	0.00	NG
	X11	0.00	NG
Y6	X1	0.00	NG
	X6	0.00	NG
Y7	X8	0.00	NG
	X9	0.00	NG
Y8	X11	0.00	NG
	X12	0.00	NG
Y9	X6	0.00	NG
	X2	0.00	NG
Y10	X6	0.00	NG
	X7	0.00	NG
Y10 '	X8	0.00	NG
	X9	0.00	NG
Y11 '	X11	0.00	NG
	X2	0.00	NG
Y12	X2	0.00	NG
	X4	0.00	NG
	X6	0.00	NG
	X7	0.00	NG
	X10	0.00	NG
	X12	0.00	NG

アンカーボルトの引張耐力検定

柱位置		接合部必要耐力 (kN)	アンカー ボルト 径	短期許容引張耐力 (kN)	判定
Y 通り	X 通り				
Y2	X6	10.00	M12	20.35	OK
	X8	10.00	M12	20.35	OK
Y3	X2	7.50	M12	20.35	OK
	X5	7.50	M12	20.35	OK
	X8	7.50	M12	20.35	OK
Y4	X8	10.00	M12	20.35	OK
	X9	7.50	M12	20.35	OK
	X11	7.50	M12	20.35	OK
Y5	X1	7.50	M12	20.35	OK
	X6	7.50	M12	20.35	OK
	X8	7.50	M12	20.35	OK
	X9	7.50	M12	20.35	OK
	X11	7.50	M12	20.35	OK
	X12	7.50	M12	20.35	OK
Y6	X6	7.50	M12	20.35	OK
Y7	X2	7.50	M12	20.35	OK
	X6	3.38	M12	13.44	OK
	X7	7.50	M12	20.35	OK
	X8	7.50	M12	20.35	OK
	X9	7.50	M12	20.35	OK
	X11	7.50	M12	20.35	OK
Y8	X2	7.50	M12	20.35	OK
Y9	X2	7.50	M12	20.35	OK
	X6	7.50	M12	20.35	OK
	X7	7.50	M12	20.35	OK
	X8	7.50	M12	20.35	OK
	X10	7.50	M12	20.35	OK
	X12	7.50	M12	20.35	OK
Y10	X2	7.50	M12	20.35	OK
	X4	7.50	M12	20.35	OK
	X5	7.50	M12	20.35	OK
Y10 '	X2	7.50	M12	20.35	OK
	X6	7.50	M12	20.35	OK
	X7	7.50	M12	20.35	OK
	X8	7.50	M12	20.35	OK
	X10	7.50	M12	20.35	OK
	X12	7.50	M12	20.35	OK
Y11 '	X2	7.50	M12	20.35	OK
Y12	X4	7.50	M12	20.35	OK
	X6	7.50	M12	20.35	OK
	X7	7.50	M12	20.35	OK
	X10	7.50	M12	20.35	OK

アンカーボルトのせん断に対する検定

X方向

通り	1階鉛直構面の 短期許容せん断耐力 (kN)	アンカーボルト短期許容せん断耐力			検定比	検定	備考
		M12 本数	M16 本数	許容耐力 (kN)			
Y2	5.46	2	0	17.44	0.31	OK	
Y3	8.19	3	2	57.18	0.14	OK	
Y4	8.19	3	1	41.67	0.20	OK	
Y5	5.46	4	0	34.88	0.16	OK	
Y7	12.28	7	2	92.06	0.13	OK	
Y10	12.28	3	0	26.16	0.47	OK	
Y10'	13.65	4	0	34.88	0.39	OK	
Y12	19.00	5	2	74.62	0.25	OK	

Y方向

通り	1階鉛直構面の 短期許容せん断耐力 (kN)	アンカーボルト短期許容せん断耐力			検定比	検定	備考
		M12 本数	M16 本数	許容耐力 (kN)			
X1	10.92	1	2	39.74	0.27	OK	
X2	10.83	6	1	67.83	0.16	OK	
X6	19.55	7	1	76.55	0.26	OK	
X7	11.06	4	0	34.88	0.32	OK	
X8	16.38	8	0	69.76	0.23	OK	
X10	2.73	3	0	26.16	0.10	OK	
X12	21.16	3	3	72.69	0.29	OK	

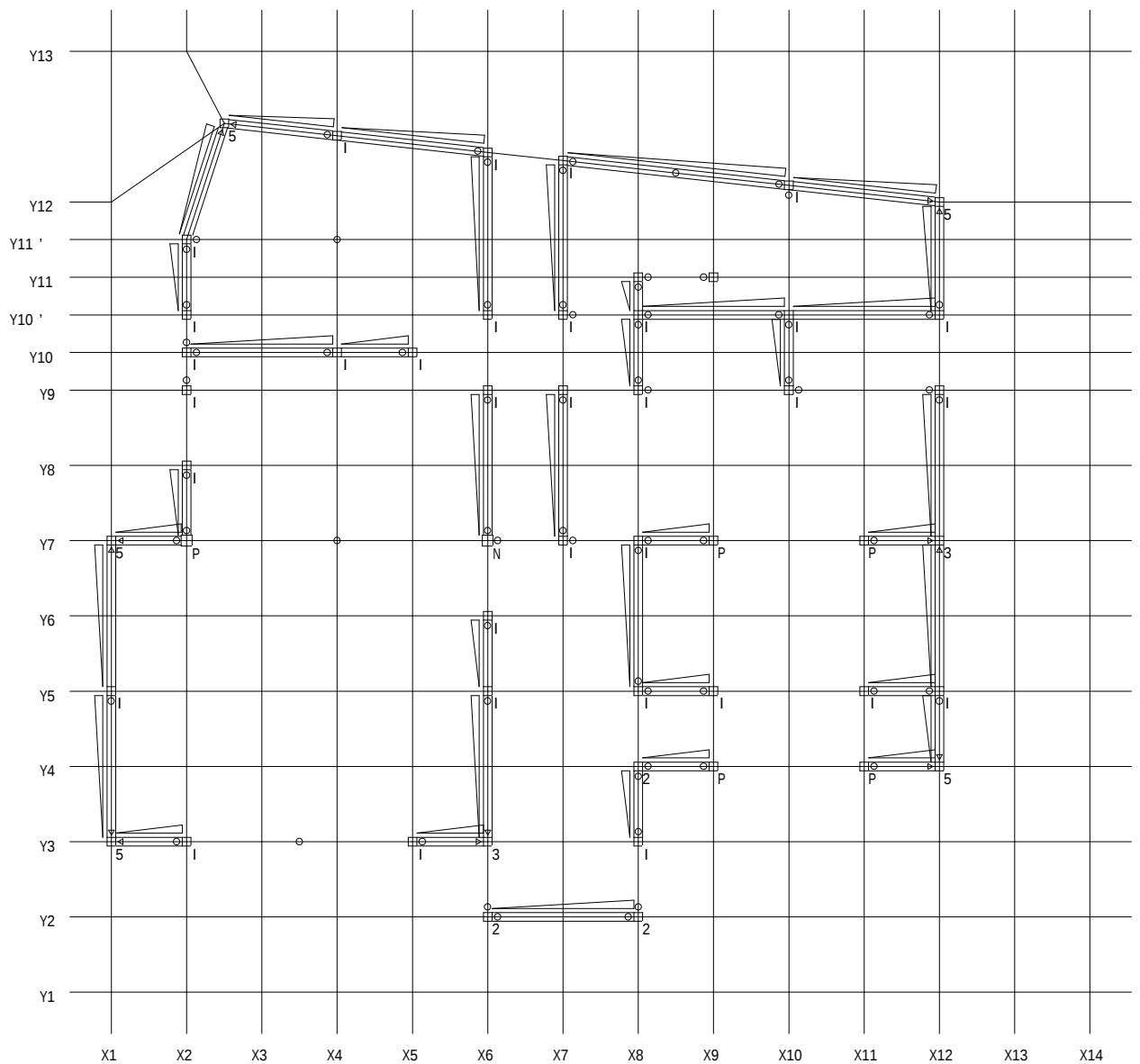
アンカーボルト1本あたりの短期許容せん断耐力 M16:15.51kN、M12:8.72kN

柱脚金物とアンカーボルト位置

○ : M12アンカーボルト

□ : M16アンカーボルト

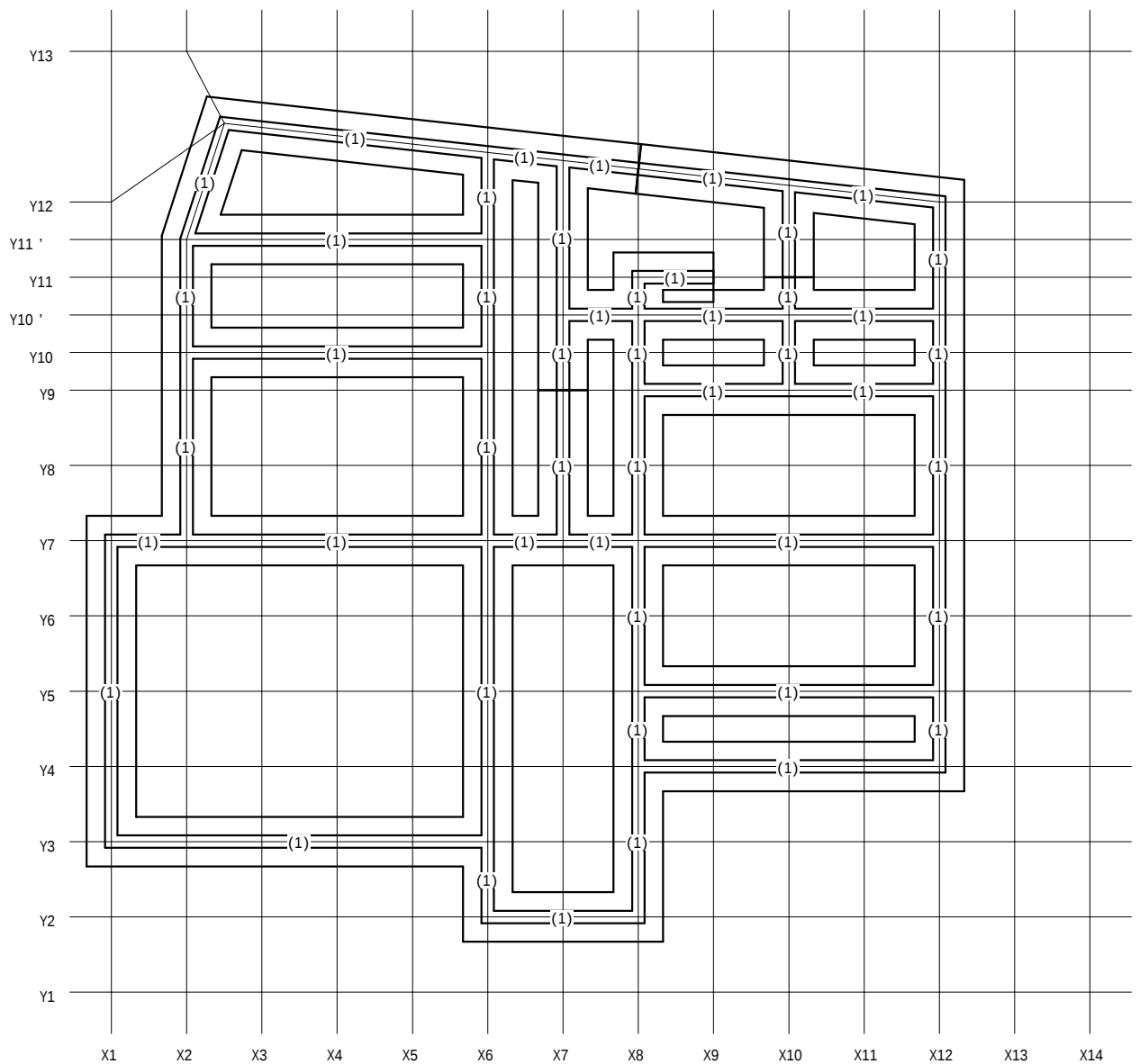
柱右下 : 接合部記号



3.6 基礎の設計
基礎梁配置図及び条件リスト

基礎形状

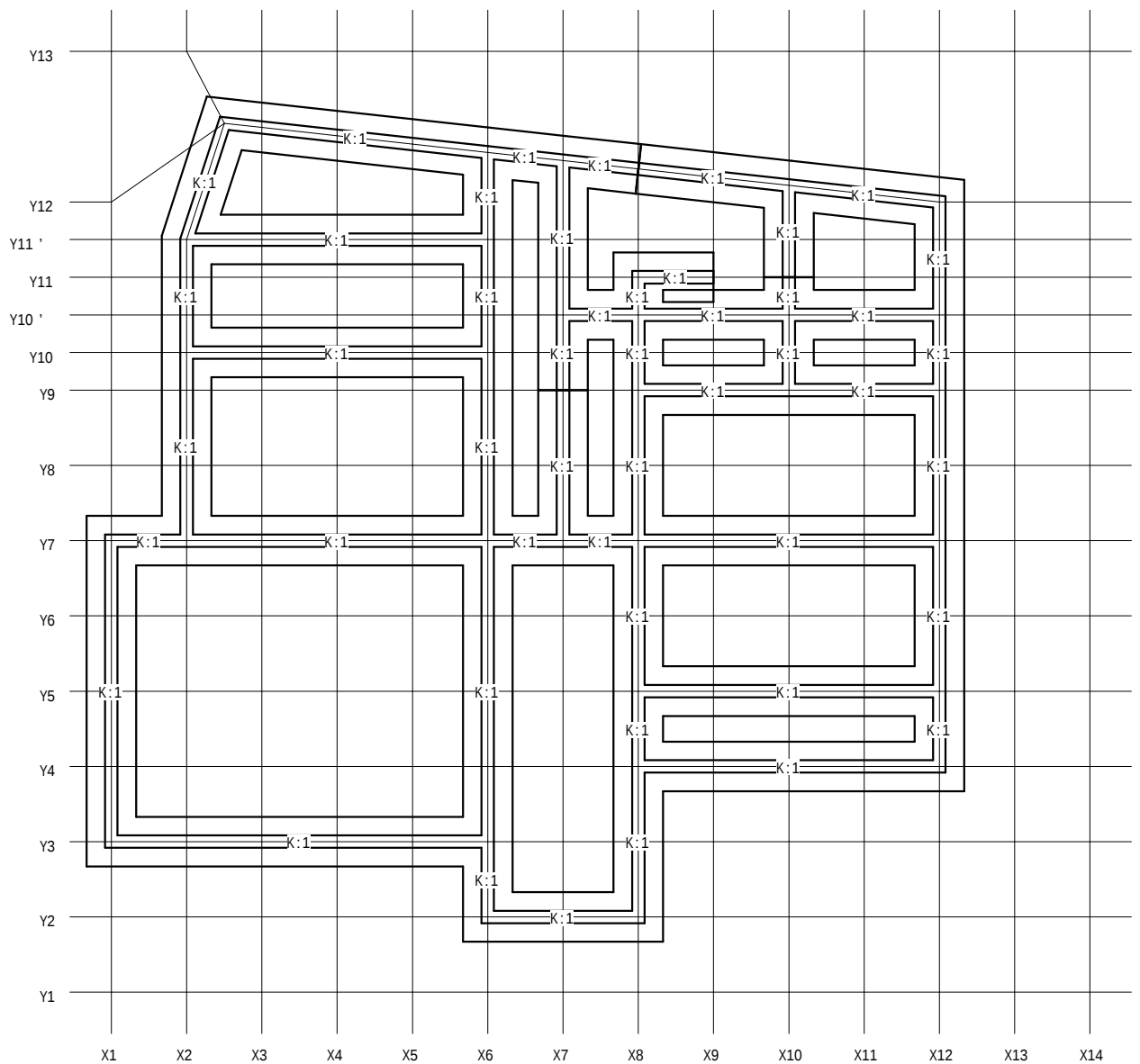
() 内：基礎形状№



配筋リスト

K : 基礎梁配筋リスト№

J : 人通口下配筋リスト№ (J : K(基礎梁配筋リストを使用))

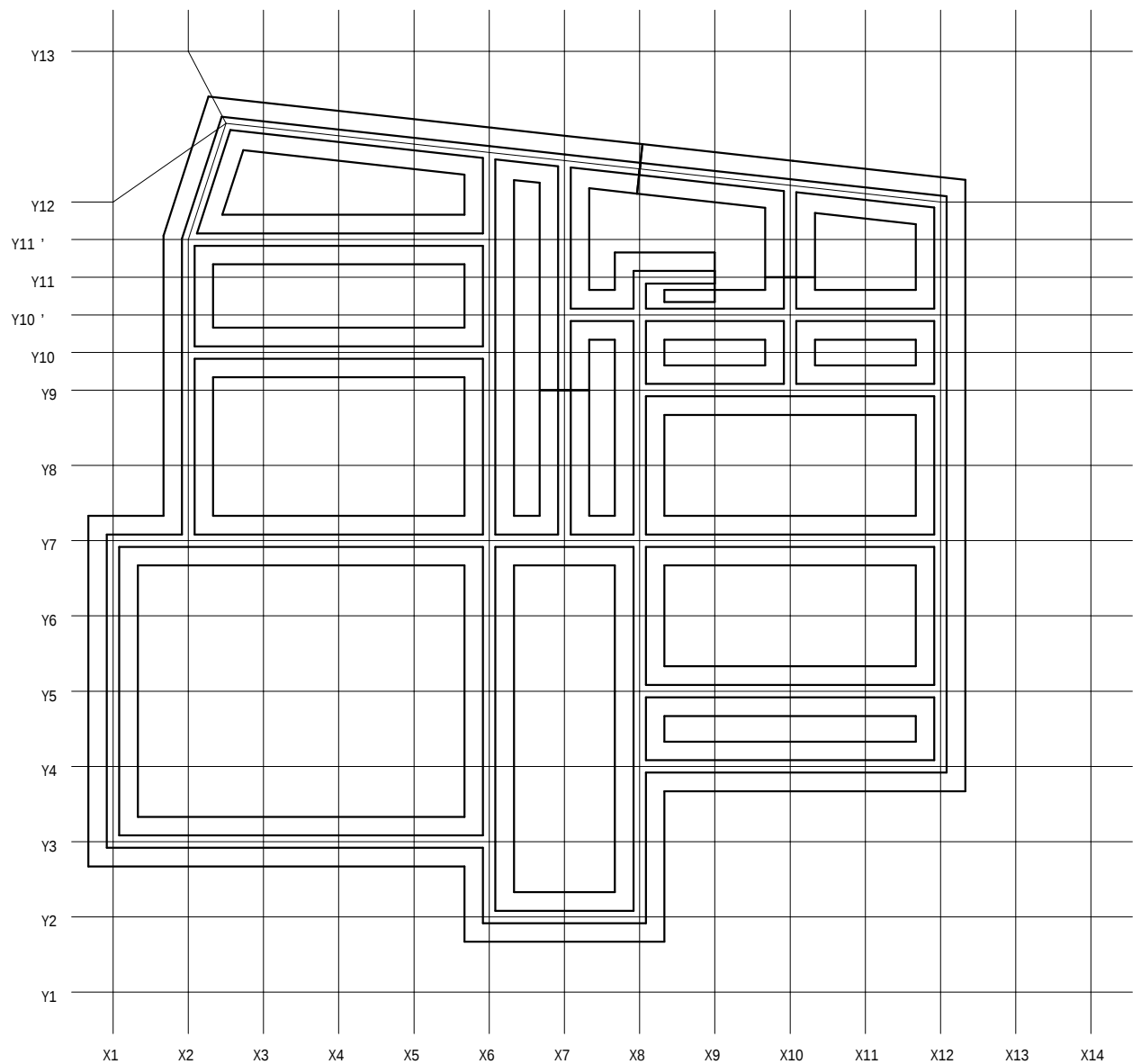


人通口

上:開口高さ(mm)

中:開口幅(mm)

下:直交する部材との交点(下・左)からの距離(mm)



■基礎形状 単位(mm)

No	立上がり幅	フーチング幅	立ち上がり高さ	根入れ深さ	底盤厚	布基礎形状	偏心距離
1	150	600	300	60	150		

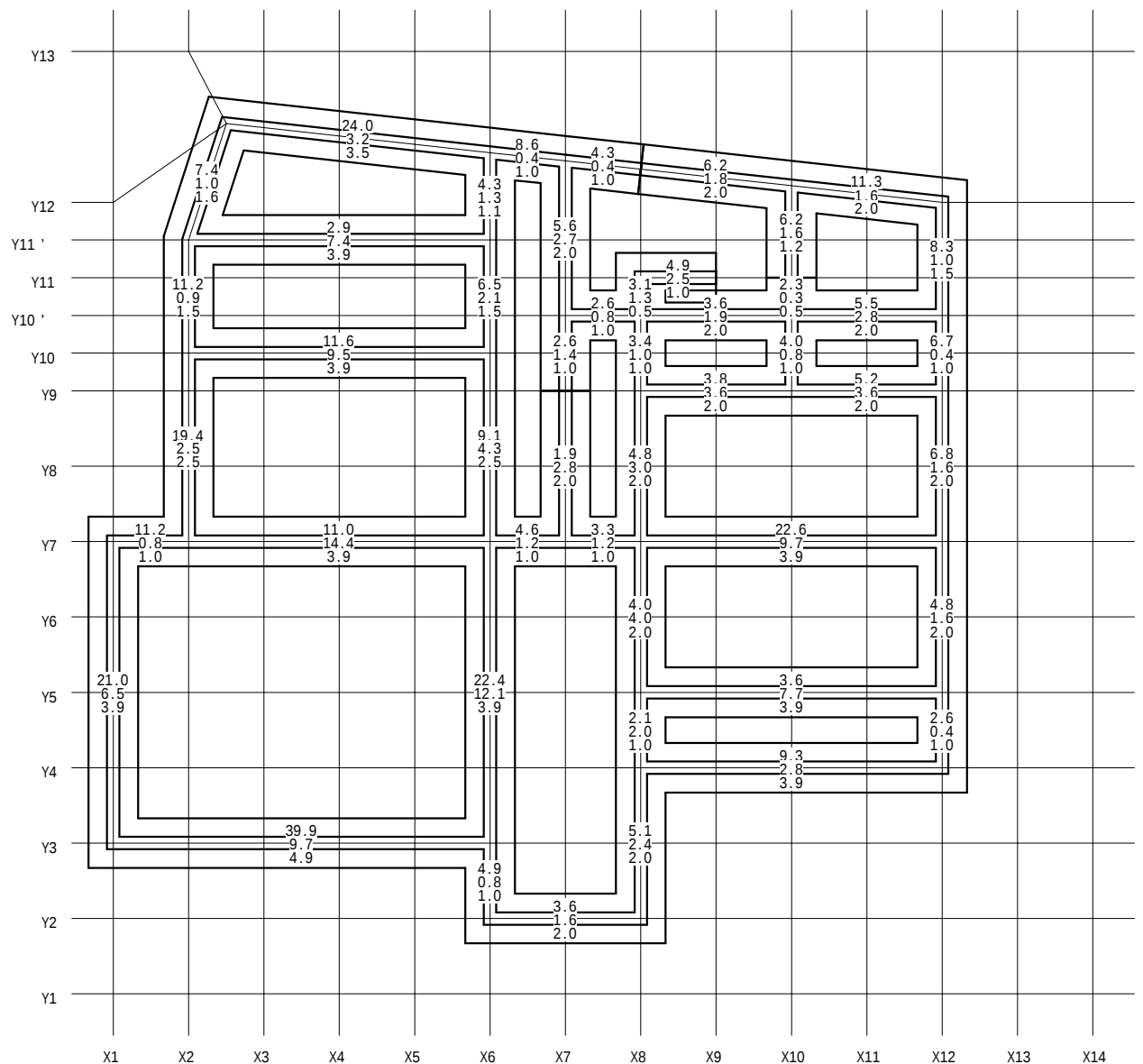
■基礎配筋リスト 単位(mm)

No	主筋										立ち上がり部補強筋					底盤補強筋		
	材質	上端筋 1		上端筋 2		下端筋 1		下端筋 2		重心位置 dt	材質	径	@	本	フック	材質	径	@
		径	本	径	本	径	本	径	本									
1	SD295	D13	1			D13	1			70	SD295	D13	200	1	有	SD295	D13	200

3.6.1 基礎反力図

基礎梁負担荷重図(詳細)

上段:柱軸力集計(kN) 中段:当該階床荷重等(kN) 下段:立ち上がり部重量(kN)



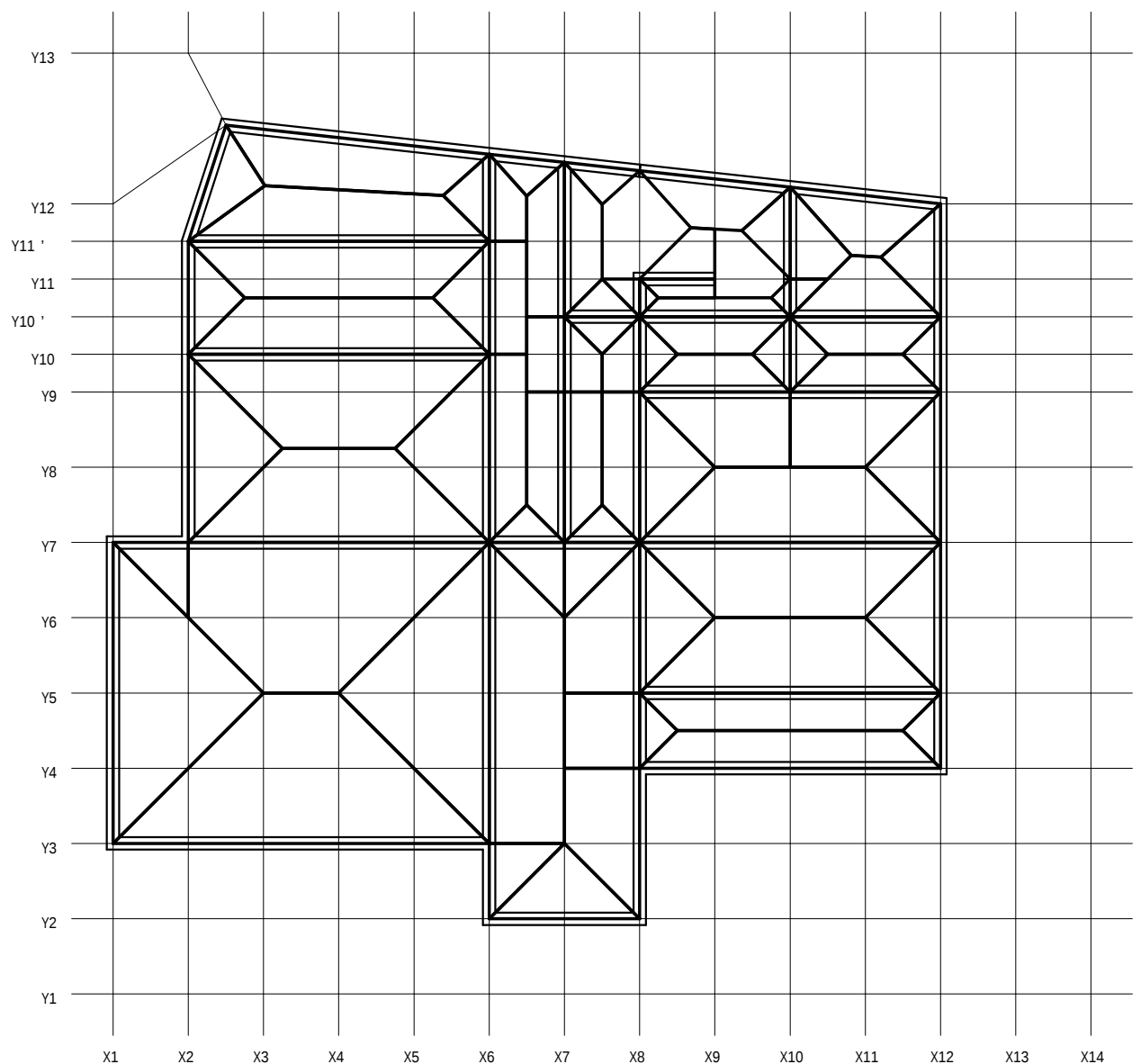
基礎梁負担荷重図(床荷重等)

上段:追加等分布荷重(kN/m)

中段:追加荷重(kN)

下段:床荷重負担幅(m)

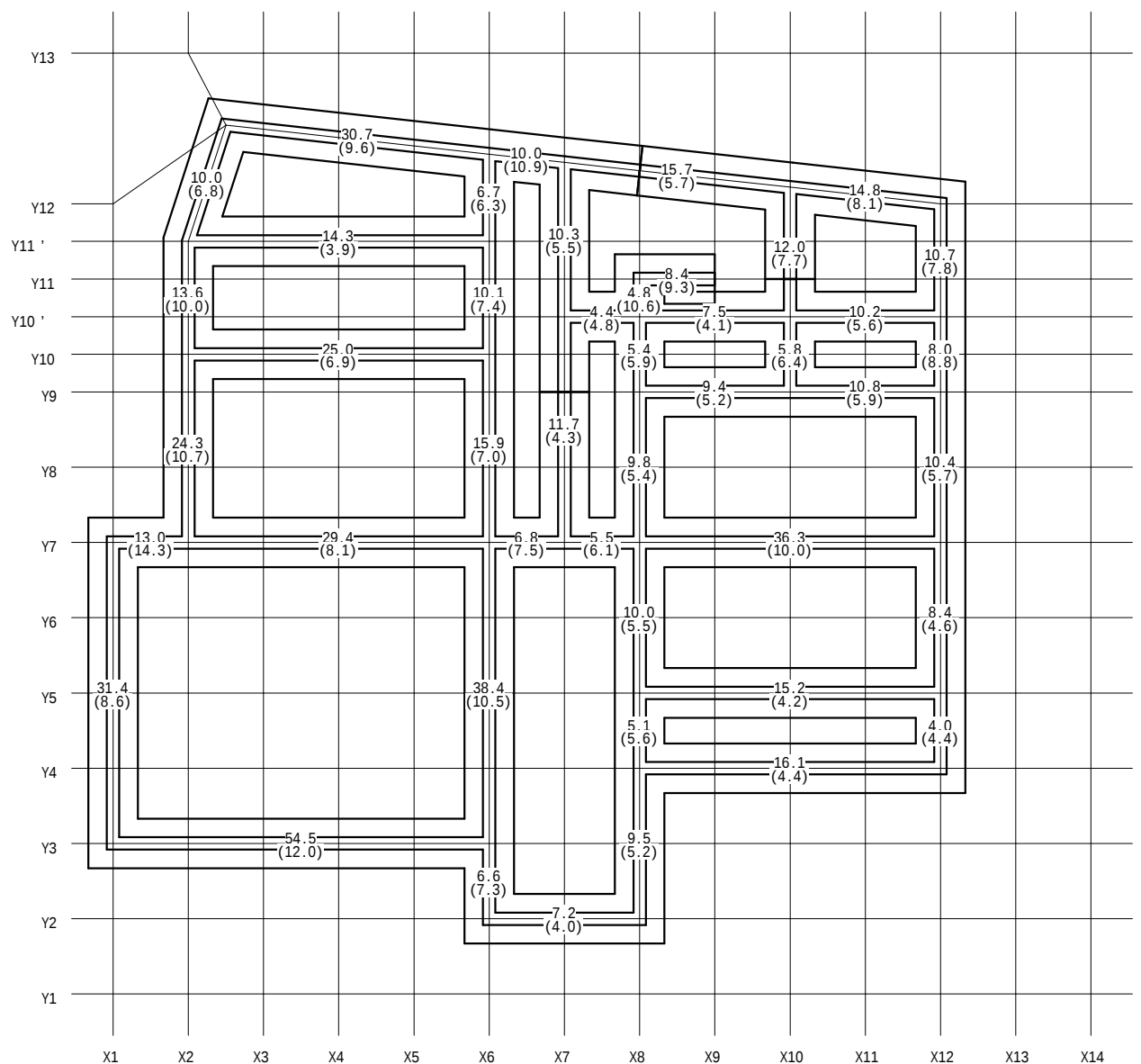
1階床 柱・梁・基礎用設計荷重 = 1.950(kN/m²)



基礎反力図

上段:基礎梁が負担する鉛直荷重(kN)

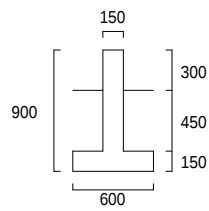
下段:単位長さあたりの荷重(kN/m)



■ 布基礎の接地圧の検定

長期許容地耐力 = 50.0kN/m²

● Y7通り (X1 ~ X2)



基礎長さ = 0.91(m)

根入れ深さ = 0.60m、長期有効地耐力 = 50.0 - 20 × 0.60 = 38.0kN/m²

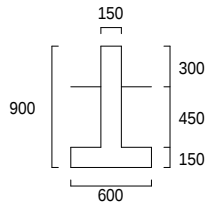
単位長さあたりの荷重 = 14.3kN/m、底盤幅 = 0.60m

接地圧 = 14.3 / 0.60 = 23.8 38.0 OK

■基礎梁の検定 (X方向正加力・Y方向正加力時)

●Y2通り (X6 ~ X8)

・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm^2)$ $Ft = 295(N/mm^2)$ 、 $sFt = 295(N/mm^2)$ 、 $IFt = 196(N/mm^2)$ 、 $w = 6.62(kN/m^2)$ 基礎幅 $b = 150(mm)$ 、底盤幅 $B = 600(mm)$ 、底盤厚さ $d = 150(mm)$ 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(mm)$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(mm)$ 許容モーメント： $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(kN \cdot m/m)$ 底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.17(kN \cdot m/m)$ 検定比： $IM / IMa = 0.17 / 8.74 = 0.02$ 1.0 OK

《 短期 》

・主筋

SD295

D13 $at = 127(mm^2)$ $Ft = 295(N/mm^2)$ 、 $IFt = 196(N/mm^2)$ 、 $sFt = 295(N/mm^2)$ 底盤幅： $B = 600(mm)$ 基礎梁：せい $d = 900(mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70(mm)$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(mm)$

水平時脚部軸力(kN)：



X6 X7 X8

X6 : 7.94

X8 : -7.94

水平力時支点反力(kN)：

 $7.22 / 1.82 = 3.97$

水平力時モーメント(kN・m)：

X6 X7 X8

短期許容モーメント：

 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(kN \cdot m)$ $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント：

 $sM_{上} = 0.00(kN \cdot m)$ $sM_{下} = 0.00(kN \cdot m)$

検定比：

 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00$ 1.0 OK $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)
 SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)
 基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

水平力時せん断力(kN)：

3.97

X6 X7 X8

X6 ~ X8 : 3.97

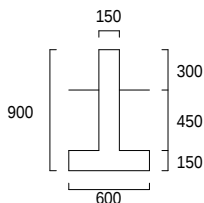
短期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004
 sQa = b · j · sFs + 0.5 · sFt (pw - 0.002)
 = 150 × 726 × 1.20 + 0.5 × 295.0 × (0.004 - 0.002) = 131.05(kN)
 短期最大せん断力：sQ = 3.97(kN)
 検定比：sQ / sQa = 3.97 / 131.05 = 0.03 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比：127.0 / (150 × 200) = 0.42% 0.2% OK

●Y3通り (X1 ~ X6)

《 長期 》

・底盤補強筋
 SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)
 Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 19.95(kN/m²)
 基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)
 底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



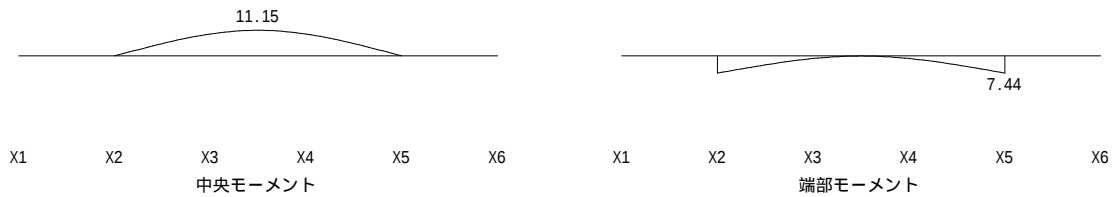
許容モーメント：IMa = at · IFt · j = 8.74(kN·m/m)
 底盤の最大モーメント：IM = wt² / 2 = 0.51(kN·m/m)
 検定比：IM / IMa = 0.51 / 8.74 = 0.06 1.0 OK

・主筋

SD295
 D13 at = 127(mm²)
 Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 コンクリート：Fc = 18(N/mm²)、IFs = 0.60(N/mm²)
 底盤幅：B = 600(mm)
 基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)
 等分布荷重：w = 19.95 × 0.60(m) = 11.97(kN/m)、長さ l = 2.73(m) (X2 ~ X5)

長期許容モーメント：IMa上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 726 = 18.14(kN·m)
 : IMa下 = IMa上

長期モーメント(kN·m)：



$$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 11.97 \times 2.73^2 / 8.0 = 11.15$$

$$IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 11.97 \times 2.73^2 / 12.0 = 7.44$$

検定比：

$$IM_{上} / IMa_{上} = 11.15 / 18.14 = 0.61 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 7.44 / 18.14 = 0.41 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

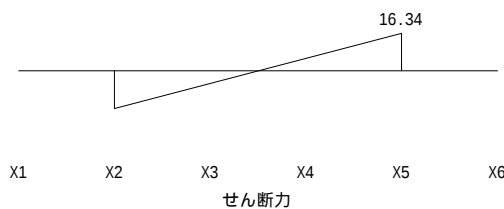
SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、IFt = 195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)$$

長期せん断力(kN・m)：



$$IQ = w l / 2.0 = 16.34$$

検定比：

$$IQ / IQa = 16.34 / 65.58 = 0.25 \quad 1.0 \quad OK$$

《 短期 》

・主筋

SD295

D13 at = 127(mm²)

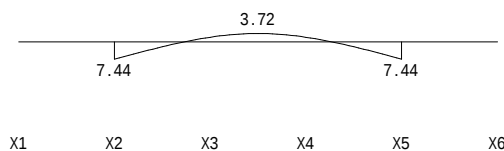
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重：w = 19.95 × 0.600(m) = 11.97(kN/m)、長さ l = 2.73(m) (X2 ~ X5)

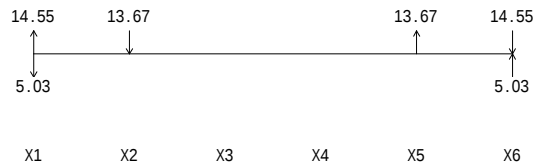
鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X2 ~ X5)



$$端部：w l^2 / 12 = 11.97 \times 2.73^2 / 12 = 7.44$$

$$中央：w l^2 / 24 = 11.97 \times 2.73^2 / 24 = 3.72$$

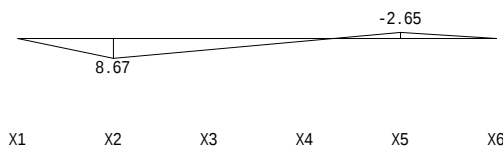
水平時脚部軸力(kN)：



X1 : 14.55
 X2 : -13.67
 X5 : 13.67
 X6 : -14.55

水平力時支点反力(kN) :
 $22.87 / 4.55 = 5.03$

水平力時モーメント(kN・m) :



X2 : 8.67
 X5 : -2.65

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21 (\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 sM_{max} : 最大モーメント、IM : 鉛直荷重時端部モーメント

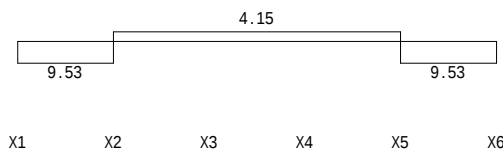
$sM_{上} = 8.67 (\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 8.67 + 7.44 = 16.10 (\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 8.67 / 27.21 = 0.32$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 16.10 / 27.21 = 0.59$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)
 SD295 D13@200 $at = 127.0 (\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295 (\text{N/mm}^2)$
 $Fc = 18 \text{N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.20 (\text{N/mm}^2)$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 (\text{mm})$ 、せい $d = 900 (\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (\text{mm})$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (\text{mm})$
 等分布荷重 : $w = 19.95 \times 0.600 (\text{m}) = 11.97 (\text{kN/m})$ 、長さ $l = 2.730 (\text{m})$ (X2 ~ X5)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X2 ~ X5)
 $wl / 2 = 11.97 \times 2.73 / 2 = 16.34 (\text{kN})$

水平力時せん断力(kN) :



X1 ~ X2 : 9.53
 X4 ~ X5 : -4.15
 X5 ~ X6 : 9.53

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$
 $sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002)$
 $= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 (\text{kN})$
 短期最大せん断力 : $sQ = 9.53 + 16.34 = 25.87 (\text{kN})$

検定比 : $sQ / sQa = 25.87 / 131.05 = 0.20$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

●Y4通り (X8~X12)

《 長期 》

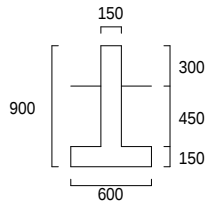
・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(m) / 0.20(mm) = 635.00(mm^2)$

$Ft = 295(N/mm^2)$ 、 $sFt = 295(N/mm^2)$ 、 $IFt = 196(N/mm^2)$ 、 $w = 7.36(kN/m^2)$

基礎幅 $b = 150(mm)$ 、底盤幅 $B = 600(mm)$ 、底盤厚さ $d = 150(mm)$

底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(mm)$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(mm)$



許容モーメント : $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(kN \cdot m/m)$

底盤の最大モーメント : $IM = wt^2 / 2 = 0.19(kN \cdot m/m)$

検定比 : $IM / IMa = 0.19 / 8.74 = 0.02$ 1.0 OK

・主筋

SD295

D13 $at = 127(mm^2)$

$Ft = 295(N/mm^2)$ 、 $IFt = 196(N/mm^2)$ 、 $sFt = 295(N/mm^2)$

コンクリート : $Fc = 18(N/mm^2)$ 、 $IFs = 0.60(N/mm^2)$

底盤幅 : $B = 600(mm)$

基礎梁 : 幅 $b = 150(mm)$ 、せい $d = 900(mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70(mm)$

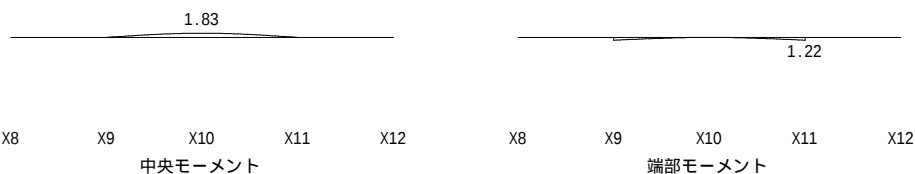
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(mm)$

等分布荷重 : $w = 7.36 \times 0.60(m) = 4.42(kN/m)$ 、長さ $l = 1.82(m)$ (X9~X11)

長期許容モーメント : $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14(kN \cdot m)$

: $IMa_{下} = IMa_{上}$

長期モーメント($kN \cdot m$) :



$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 4.42 \times 1.82^2 / 8.0 = 1.83$

$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 4.42 \times 1.82^2 / 12.0 = 1.22$

検定比 :

$IM_{上} / IMa_{上} = 1.83 / 18.14 = 0.10$ 1.0 OK

$IM_{下} / IMa_{下} = 1.22 / 18.14 = 0.07$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0(mm^2)$ 、 $IFt = 195.00(N/mm^2)$

長期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$lQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt(pw - 0.002)$

$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)$

長期せん断力($kN \cdot m$) :



X8 X9 X10 X11 X12
せん断力

$$IQ = wI / 2.0 = 4.02$$

検定比：

$$IQ / IQa = 4.02 / 65.58 = 0.06 \quad 1.0 \quad OK$$

《 短 期 》

・主筋

SD295

D13 at = 127(mm²)

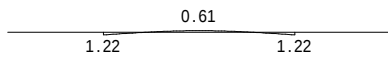
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重：w = 7.36 × 0.600(m) = 4.42(kN/m)、長さ l = 1.82(m) (X9 ~ X11)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X9 ~ X11)

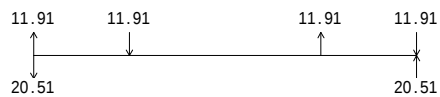


X8 X9 X10 X11 X12

$$\text{端部：} w l^2 / 12 = 4.42 \times 1.82^2 / 12 = 1.22$$

$$\text{中央：} w l^2 / 24 = 4.42 \times 1.82^2 / 24 = 0.61$$

水平時脚部軸力(kN)：



X8 X9 X10 X11 X12

X8 : 11.91

X9 : -11.91

X11 : 11.91

X12 : -11.91

水平力時支点反力(kN)：

$$74.64 / 3.64 = 20.51$$

水平力時モーメント(kN・m)：



X8 X9 X10 X11 X12

X9 : 7.83

X11 : 1.81

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、 IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 7.83 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sM_{下} = sM_{max} + IM = 7.83 + 1.22 = 9.05 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 7.83 / 27.21 = 0.29 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 9.05 / 27.21 = 0.33 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

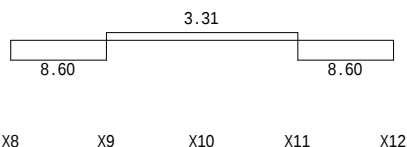
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重 : w = 7.36 × 0.600(m) = 4.42(kN/m)、長さ l = 1.820(m) (X9 ~ X11)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X9 ~ X11)

$$wl / 2 = 4.42 \times 1.82 / 2 = 4.02 (\text{kN})$$

水平力時せん断力(kN) :



X8 ~ X9 : 8.60

X9 ~ X11 : -3.31

X11 ~ X12 : 8.60

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 (\text{kN})$$

短期最大せん断力 : $sQ = 8.60 + 4.02 = 12.62 (\text{kN})$ 検定比 : $sQ / sQa = 12.62 / 131.05 = 0.10 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$

● Y5通り (X8 ~ X12)

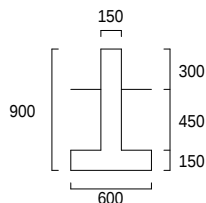
《 長期 》

・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 6.97(kN/m²)

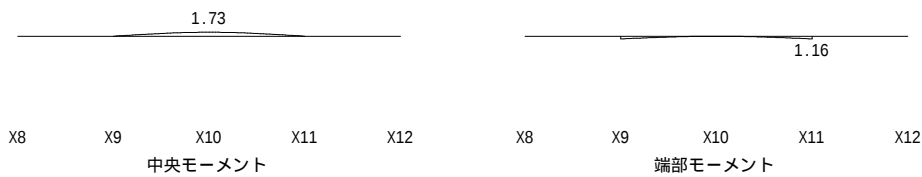
基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)

許容モーメント : $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74 (\text{kN} \cdot \text{m/m})$ 底盤の最大モーメント : $IM = wt^2 / 2 = 0.18 (\text{kN} \cdot \text{m/m})$ 検定比 : $IM / IMa = 0.18 / 8.74 = 0.02 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

・主筋
SD295
D13 at = 127(mm²)
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
コンクリート：Fc = 18(N/mm²)、IFs = 0.60(N/mm²)
底盤幅：B = 600(mm)
基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)
等分布荷重：w = 6.97 × 0.60(m) = 4.18(kN/m)、長さ l = 1.82(m) (X9 ~ X11)
長期許容モーメント：IMa_上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 726 = 18.14(kN·m)
：IMa_下 = IMa_上

長期モーメント(kN·m)：



$$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 4.18 \times 1.82^2 / 8.0 = 1.73$$

$$IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 4.18 \times 1.82^2 / 12.0 = 1.16$$

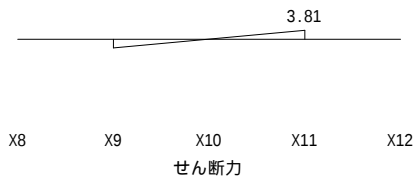
検定比：

$$IM_{上} / IMa_{上} = 1.73 / 18.14 = 0.10 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 1.16 / 18.14 = 0.06 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)
SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、IFt = 195.00(N/mm²)
長期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004
IQa = b · j · IFs + 0.5 · IFt(pw - 0.002)
= 150 × 726 × 0.60 + 0.5 × 195.0 × (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)

長期せん断力(kN·m)：



$$IQ = w l / 2.0 = 3.81$$

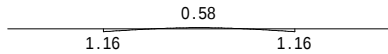
検定比：

$$IQ / IQa = 3.81 / 65.58 = 0.06 \quad 1.0 \quad OK$$

《 短期 》

・主筋
SD295
D13 at = 127(mm²)
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
底盤幅：B = 600(mm)
基礎梁：せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)
等分布荷重：w = 6.97 × 0.600(m) = 4.18(kN/m)、長さ l = 1.82(m) (X9 ~ X11)

鉛直荷重時モーメント(kN·m) (X9 ~ X11)



X8 X9 X10 X11 X12

端部 : $wl \sim 2 / 12 = 4.18 \times 1.82 \sim 2 / 12 = 1.16$
 中央 : $wl \sim 2 / 24 = 4.18 \times 1.82 \sim 2 / 24 = 0.58$

水平時脚部軸力(kN) :



X8 X9 X10 X11 X12

X8 : 6.62
 X9 : -7.94
 X11 : 7.94
 X12 : -7.94

水平力時支点反力(kN) :
 $48.76 / 3.64 = 13.40$

水平力時モーメント(kN・m) :



X8 X9 X10 X11 X12

X9 : 6.17
 X11 : 4.06

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :

sM_{max} : 最大モーメント、 IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 6.17(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 6.17 + 1.16 = 7.33(\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 6.17 / 27.21 = 0.23$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 7.33 / 27.21 = 0.27$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0(\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$

$Fc = 18\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $sFs = 1.20(\text{N}/\text{mm}^2)$

基礎梁 : 幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$

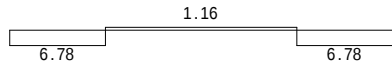
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

等分布荷重 : $w = 6.97 \times 0.600(\text{m}) = 4.18(\text{kN}/\text{m})$ 、長さ $l = 1.820(\text{m})$ (X9 ~ X11)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X9 ~ X11)

$wl / 2 = 4.18 \times 1.82 / 2 = 3.81(\text{kN})$

水平力時せん断力(kN) :



X8 X9 X10 X11 X12

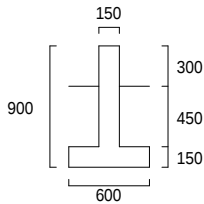
X8 ~ X9 : 6.78
X9 ~ X11 : -1.16
X11 ~ X12 : 6.78

短期許容せん断耐力 : $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$
 $sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (p_w - 0.002)$
 $= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 6.78 + 3.81 = 10.59 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 10.59 / 131.05 = 0.08$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

● Y7通り (X1 ~ X2)

・底盤補強筋
 SD295 D13@200、 $a_t = 127 \times 1 \text{ (m)} / 0.20 \text{ (m)} = 635.00 \text{ (mm}^2\text{)}$
 $Ft = 295 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $IFt = 196 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $w = 23.76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 基礎幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、底盤幅 $B = 600 \text{ (mm)}$ 、底盤厚さ $d = 150 \text{ (mm)}$
 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70 \text{ (mm)}$

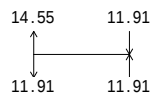


許容モーメント : $IMa = a_t \cdot IFt \cdot j = 8.74 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 底盤の最大モーメント : $IM = wt^2 / 2 = 0.60 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 検定比 : $IM / IMa = 0.60 / 8.74 = 0.07$ 1.0 OK

《 短 期 》

・主筋
 SD295
 D13 $a_t = 127 \text{ (mm}^2\text{)}$
 $Ft = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $IFt = 196 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 底盤幅 : $B = 600 \text{ (mm)}$
 基礎梁 : せい $d = 900 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 \text{ (mm)}$

水平時脚部軸力 (kN) :



X1 X2

X1 : 14.55
X2 : -11.91

水平力時支点反力 (kN) :
 $10.84 / 0.91 = 11.91$

水平力時モーメント (kN・m) :

X1 X2

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{上} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sM_{下} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$$

検定比：

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

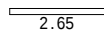
・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

$$\text{応力中心距離 } j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$$

水平力時せん断力(kN)：



2.65

X1 X2

X1 ~ X2 : 2.65

短期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$$

短期最大せん断力：sQ = 2.65(kN)

検定比：sQ / sQa = 2.65 / 131.05 = 0.02 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比：127.0 / (150 × 200) = 0.42% 0.2% OK

● Y7通り (X2 ~ X6)

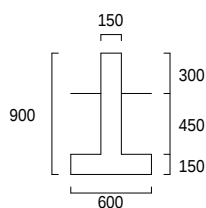
《 長期 》

・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 13.46(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



許容モーメント：IMa = at · IFt · j = 8.74(kN · m/m)

底盤の最大モーメント：IM = wt² / 2 = 0.34(kN · m/m)

検定比: $IM / IMa = 0.34 / 8.74 = 0.04$ 1.0 OK

・主筋

SD295

D13 at = 127(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

コンクリート: Fc = 18(N/mm²)、IFs = 0.60(N/mm²)

底盤幅: B = 600(mm)

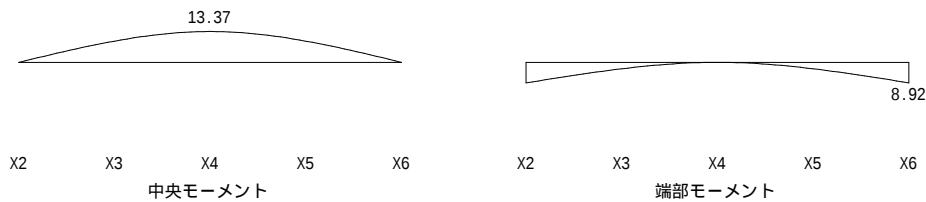
基礎梁: 幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重: w = 13.46 × 0.60(m) = 8.07(kN/m)、長さ l = 3.64(m) (X2 ~ X6)

長期許容モーメント: $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14(kN \cdot m)$
: $IMa_{下} = IMa_{上}$

長期モーメント(kN・m):



$$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 8.07 \times 3.64^2 / 8.0 = 13.37$$

$$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 8.07 \times 3.64^2 / 12.0 = 8.92$$

検定比:

$$IM_{上} / IMa_{上} = 13.37 / 18.14 = 0.74 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 8.92 / 18.14 = 0.49 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

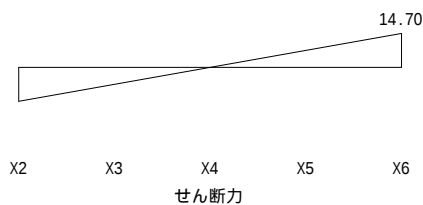
SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、IFt = 195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力: $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)$$

長期せん断力(kN・m):



$$IQ = wl / 2.0 = 14.70$$

検定比:

$$IQ / IQa = 14.70 / 65.58 = 0.22 \quad 1.0 \quad OK$$

● Y7通り (X6 ~ X7)

《 長期 》

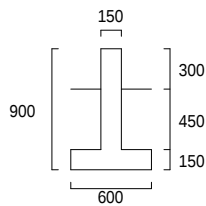
・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)

Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 12.44(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



許容モーメント: $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74 (kN \cdot m)$
 底盤の最大モーメント: $IM = wt^2 / 2 = 0.31 (kN \cdot m)$
 検定比: $IM / IMa = 0.31 / 8.74 = 0.04$ 1.0 OK

・主筋
SD295

D13 $at = 127 (mm^2)$

$Ft = 295 (N/mm^2)$ 、 $IFt = 196 (N/mm^2)$ 、 $sFt = 295 (N/mm^2)$

コンクリート: $Fc = 18 (N/mm^2)$ 、 $IFs = 0.60 (N/mm^2)$

底盤幅: $B = 600 (mm)$

基礎梁: 幅 $b = 150 (mm)$ 、せい $d = 900 (mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (mm)$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (mm)$

等分布荷重: $w = 12.44 \times 0.60 (m) = 7.46 (kN/m)$ 、長さ $l = 0.91 (m)$ (X6 ~ X7)

長期許容モーメント: $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14 (kN \cdot m)$
 $: IMa_{下} = IMa_{上}$

長期モーメント ($kN \cdot m$):



X6 X7 X6 X7
中央モーメント 端部モーメント

$$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 7.46 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.77$$

$$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 7.46 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.52$$

検定比:

$$IM_{上} / IMa_{上} = 0.77 / 18.14 = 0.04 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 0.52 / 18.14 = 0.03 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0 (mm^2)$ 、 $IFt = 195.00 (N/mm^2)$

長期許容せん断耐力: $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt (pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58 (kN)$$

長期せん断力 ($kN \cdot m$):



X6 X7
せん断力

$$IQ = wl / 2.0 = 3.40$$

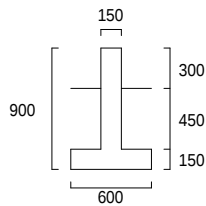
検定比:

$$IQ / IQa = 3.40 / 65.58 = 0.05 \quad 1.0 \quad OK$$

● Y7通り (X7 ~ X8)

《 長期 》

・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm^2)$ $Ft = 295(N/mm^2)$ 、 $sFt = 295(N/mm^2)$ 、 $IFt = 196(N/mm^2)$ 、 $w = 10.09(kN/m^2)$ 基礎幅 $b = 150(mm)$ 、底盤幅 $B = 600(mm)$ 、底盤厚さ $d = 150(mm)$ 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(mm)$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(mm)$ 許容モーメント： $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(kN \cdot m/m)$ 底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.26(kN \cdot m/m)$ 検定比： $IM / IMa = 0.26 / 8.74 = 0.03$ 1.0 OK

・主筋

SD295

D13 $at = 127(mm^2)$ $Ft = 295(N/mm^2)$ 、 $IFt = 196(N/mm^2)$ 、 $sFt = 295(N/mm^2)$ コンクリート： $Fc = 18(N/mm^2)$ 、 $IFs = 0.60(N/mm^2)$ 底盤幅： $B = 600(mm)$ 基礎梁：幅 $b = 150(mm)$ 、せい $d = 900(mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70(mm)$ 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(mm)$ 等分布荷重： $w = 10.09 \times 0.60(m) = 6.06(kN/m)$ 、長さ $l = 0.91(m)$ (X7 ~ X8)長期許容モーメント： $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14(kN \cdot m)$ ： $IMa_{下} = IMa_{上}$ 長期モーメント($kN \cdot m$)：

X7	X8	X7	X8
中央モーメント		端部モーメント	

 $IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 6.06 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.63$ $IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 6.06 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.42$

検定比：

 $IM_{上} / IMa_{上} = 0.63 / 18.14 = 0.03$ 1.0 OK $IM_{下} / IMa_{下} = 0.42 / 18.14 = 0.02$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0(mm^2)$ 、 $IFt = 195.00(N/mm^2)$ 長期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$ $IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt(pw - 0.002)$ $= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)$ 長期せん断力($kN \cdot m$)：

X7	X8
せん断力	

 $IQ = wl / 2.0 = 2.76$

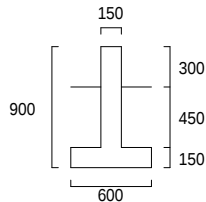
検定比：

$$I_Q / I_{Qa} = 2.76 / 65.58 = 0.04 \quad 1.0 \quad OK$$

● Y7通り (X8 ~ X12)

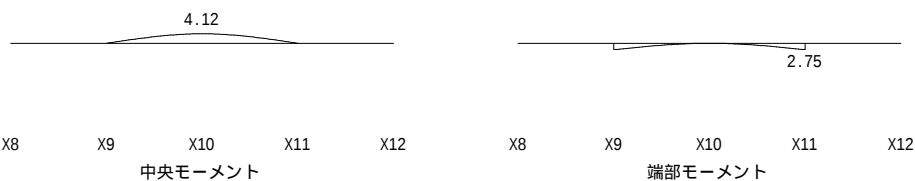
《 長期 》

・ 底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm^2)$ $F_t = 295(N/mm^2)$ 、 $sF_t = 295(N/mm^2)$ 、 $IF_t = 196(N/mm^2)$ 、 $w = 16.60(kN/m^2)$ 基礎幅 $b = 150(mm)$ 、底盤幅 $B = 600(mm)$ 、底盤厚さ $d = 150(mm)$ 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(mm)$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(mm)$ 許容モーメント： $IMa = at \cdot IF_t \cdot j = 8.74(kN \cdot m/m)$ 底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.42(kN \cdot m/m)$ 検定比： $IM / IMa = 0.42 / 8.74 = 0.05 \quad 1.0 \quad OK$

・ 主筋

SD295

D13 $at = 127(mm^2)$ $F_t = 295(N/mm^2)$ 、 $IF_t = 196(N/mm^2)$ 、 $sF_t = 295(N/mm^2)$ コンクリート： $F_c = 18(N/mm^2)$ 、 $IF_s = 0.60(N/mm^2)$ 底盤幅： $B = 600(mm)$ 基礎梁：幅 $b = 150(mm)$ 、せい $d = 900(mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70(mm)$ 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(mm)$ 等分布荷重： $w = 16.60 \times 0.60(m) = 9.96(kN/m)$ 、長さ $l = 1.82(m)$ (X9 ~ X11)長期許容モーメント： $IMa_{上} = at \cdot IF_t \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14(kN \cdot m)$ ： $IMa_{下} = IMa_{上}$ 長期モーメント($kN \cdot m$)：

$$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 9.96 \times 1.82^2 / 8.0 = 4.12$$

$$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 9.96 \times 1.82^2 / 12.0 = 2.75$$

検定比：

$$IM_{上} / IMa_{上} = 4.12 / 18.14 = 0.23 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 2.75 / 18.14 = 0.15 \quad 1.0 \quad OK$$

・ せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0(mm^2)$ 、 $IF_t = 195.00(N/mm^2)$ 長期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$I_{Qa} = b \cdot j \cdot IF_s + 0.5 \cdot IF_t(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)$$

長期せん断力($kN \cdot m$)：



X8 X9 X10 X11 X12

せん断力

$$IQ = wI / 2.0 = 9.06$$

検定比：

$$IQ / IQa = 9.06 / 65.58 = 0.14 \quad 1.0 \quad OK$$

《 短 期 》

・主筋

SD295

D13 at = 127(mm²)

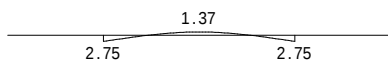
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 i = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重：w = 16.60 × 0.600(m) = 9.96(kN/m)、長さ l = 1.82(m) (X9 ~ X11)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X9 ~ X11)



X8 X9 X10 X11 X12

$$\text{端部：} wI \sim 2 / 12 = 9.96 \times 1.82 \sim 2 / 12 = 2.75$$

$$\text{中央：} wI \sim 2 / 24 = 9.96 \times 1.82 \sim 2 / 24 = 1.37$$

水平時脚部軸力(kN)：



X8 X9 X10 X11 X12

X8 : 13.23

X9 : -14.55

X11 : 14.55

X12 : -14.55

水平力時支点反力(kN)：

$$25.28 / 3.64 = 6.95$$

水平力時モーメント(kN・m)：



X8 X9 X10 X11 X12

X9 : 5.72

X11 : -9.33

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、 IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 9.33(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sM_{下} = sM_{max} + IM = 9.33 + 2.75 = 12.08(\text{kN}\cdot\text{m})$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 9.33 / 27.21 = 0.34 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 12.08 / 27.21 = 0.44 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

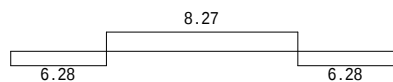
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重 : w = 16.60 × 0.600(m) = 9.96(kN/m)、長さ l = 1.820(m) (X9 ~ X11)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X9 ~ X11)

$$wl / 2 = 9.96 \times 1.82 / 2 = 9.06(\text{kN})$$

水平力時せん断力(kN) :



X8 X9 X10 X11 X12

X8 ~ X9 : 6.28

X9 ~ X11 : -8.27

X11 ~ X12 : 6.28

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$$

短期最大せん断力 : $sQ = 8.27 + 9.06 = 17.33(\text{kN})$ 検定比 : $sQ / sQa = 17.33 / 131.05 = 0.13 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$

●Y9通り (X8 ~ X10)

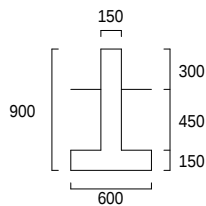
《 長期 》

・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 8.62(kN/m²)

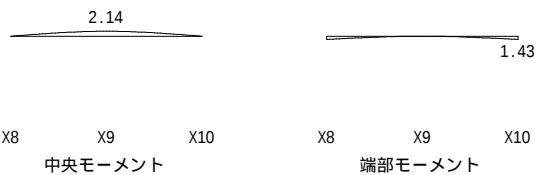
基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)

許容モーメント : $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(\text{kN}\cdot\text{m/m})$ 底盤の最大モーメント : $IM = wt^2 / 2 = 0.22(\text{kN}\cdot\text{m/m})$ 検定比 : $IM / IMa = 0.22 / 8.74 = 0.02 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

・主筋
SD295
D13 at = 127(mm²)
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
コンクリート：Fc = 18(N/mm²)、IFs = 0.60(N/mm²)
底盤幅：B = 600(mm)
基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)
等分布荷重：w = 8.62 × 0.60(m) = 5.17(kN/m)、長さ l = 1.82(m) (X8 ~ X10)
長期許容モーメント：IMa_上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 726 = 18.14(kN·m)
：IMa_下 = IMa_上

長期モーメント(kN·m)：



$$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 5.17 \times 1.82^2 / 8.0 = 2.14$$

$$IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 5.17 \times 1.82^2 / 12.0 = 1.43$$

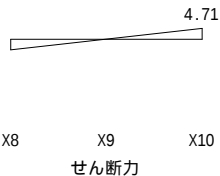
検定比：

$$IM_{上} / IMa_{上} = 2.14 / 18.14 = 0.12 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 1.43 / 18.14 = 0.08 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)
SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、IFt = 195.00(N/mm²)
長期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004
IQa = b · j · IFs + 0.5 · IFt(pw - 0.002)
= 150 × 726 × 0.60 + 0.5 × 195.0 × (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)

長期せん断力(kN·m)：



$$IQ = w l / 2.0 = 4.71$$

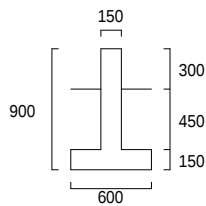
検定比：

$$IQ / IQa = 4.71 / 65.58 = 0.07 \quad 1.0 \quad OK$$

●Y9通り (X10 ~ X12)

《 長 期 》

・底盤補強筋
SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)
Ft = 295(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 9.91(kN/m²)
基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)
底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



許容モーメント : $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74 (kN \cdot m)$
 底盤の最大モーメント : $IM = wt^2 / 2 = 0.25 (kN \cdot m/m)$
 検定比 : $IM / IMa = 0.25 / 8.74 = 0.03 \quad 1.0 \quad OK$

・主筋

SD295

D13 $at = 127 (mm^2)$

$Ft = 295 (N/mm^2)$ 、 $IFt = 196 (N/mm^2)$ 、 $sFt = 295 (N/mm^2)$

コンクリート : $Fc = 18 (N/mm^2)$ 、 $IFs = 0.60 (N/mm^2)$

底盤幅 : $B = 600 (mm)$

基礎梁 : 幅 $b = 150 (mm)$ 、せい $d = 900 (mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (mm)$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (mm)$

等分布荷重 : $w = 9.91 \times 0.60 (m) = 5.95 (kN/m)$ 、長さ $l = 1.82 (m)$ (X10 ~ X12)

長期許容モーメント : $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14 (kN \cdot m)$
 $: IMa_{下} = IMa_{上}$

長期モーメント ($kN \cdot m$) :



X10 X11 X12 X10 X11 X12
 中央モーメント 端部モーメント

$$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 5.95 \times 1.82^2 / 8.0 = 2.46$$

$$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 5.95 \times 1.82^2 / 12.0 = 1.64$$

検定比 :

$$IM_{上} / IMa_{上} = 2.46 / 18.14 = 0.14 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 1.64 / 18.14 = 0.09 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0 (mm^2)$ 、 $IFt = 195.00 (N/mm^2)$

長期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt (pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58 (kN)$$

長期せん断力 ($kN \cdot m$) :



X10 X11 X12
 せん断力

$$IQ = wl / 2.0 = 5.41$$

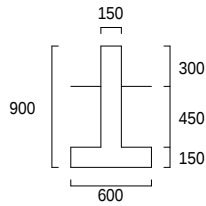
検定比 :

$$IQ / IQa = 5.41 / 65.58 = 0.08 \quad 1.0 \quad OK$$

● Y10通り (X2 ~ X6)

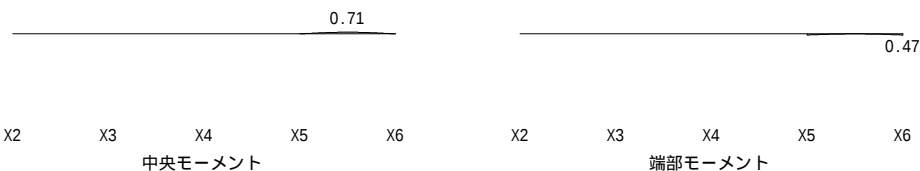
《 長期 》

・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$ $Ft = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $w = 11.45(\text{kN}/\text{m}^2)$ 基礎幅 $b = 150(\text{mm})$ 、底盤幅 $B = 600(\text{mm})$ 、底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$ 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$ 許容モーメント： $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$ 底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.29(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$ 検定比： $IM / IMa = 0.29 / 8.74 = 0.03$ 1.0 OK

・主筋

SD295

D13 $at = 127(\text{mm}^2)$ $Ft = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ コンクリート： $Fc = 18(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFs = 0.60(\text{N}/\text{mm}^2)$ 底盤幅： $B = 600(\text{mm})$ 基礎梁：幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$ 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$ 等分布荷重： $w = 11.45 \times 0.60(\text{m}) = 6.87(\text{kN}/\text{m})$ 、長さ $l = 0.91(\text{m})$ (X5 ~ X6)長期許容モーメント： $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14(\text{kN} \cdot \text{m})$ ： $IMa_{下} = IMa_{上}$ 長期モーメント($\text{kN} \cdot \text{m}$)：

$$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 6.87 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.71$$

$$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 6.87 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.47$$

検定比：

$$IM_{上} / IMa_{上} = 0.71 / 18.14 = 0.04 \quad 1.0 \quad OK$$

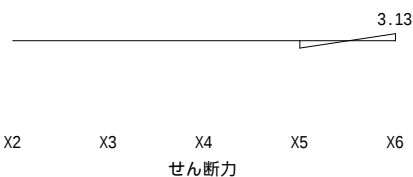
$$IM_{下} / IMa_{下} = 0.47 / 18.14 = 0.03 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0(\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 195.00(\text{N}/\text{mm}^2)$ 長期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(\text{kN})$$

長期せん断力($\text{kN} \cdot \text{m}$)：

$$IQ = wl / 2.0 = 3.13$$

検定比：

$$I_Q / I_{Qa} = 3.13 / 65.58 = 0.05 \quad 1.0 \quad OK$$

《 短 期 》

・ 主筋

SD295

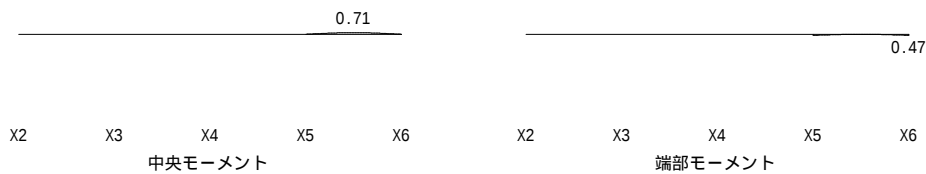
D13 at = 127(mm²)Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重：w = 11.45 × 0.600(m) = 6.87(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (X5 ~ X6)

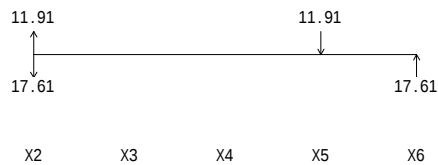
鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X5 ~ X6)



端部：wl~2 / 12 = 6.87 × 0.91~2 / 12 = 0.47

中央：wl~2 / 8 = 6.87 × 0.91~2 / 8 = 0.71

水平時脚部軸力(kN)：



X2 : 11.91

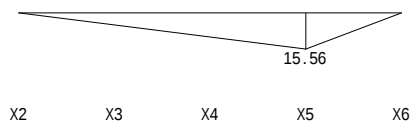
X5 : -11.91

X6 : 0.00

水平力時支点反力(kN)：

$$23.48 \times 2.73 / 3.64 = 17.61$$

水平力時モーメント(kN・m)：



X5 : 15.56

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(kN \cdot m)$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント：

sMmax：最大モーメント、IM：鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 15.56(kN \cdot m)$$

$$sM_{下} = sM_{max} + IM = 15.56 + 0.47 = 16.04(kN \cdot m)$$

検定比：

$$sM_{上} / sMa_{上} = 15.56 / 27.21 = 0.57 \quad 1.0 \quad OK$$

$$sM_{\text{下}} / sMa_{\text{下}} = 16.04 / 27.21 = 0.59 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0(\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$

$Fc = 18(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFs = 1.20(\text{N/mm}^2)$

基礎梁：幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$

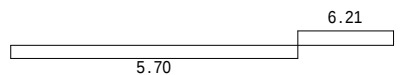
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

等分布荷重： $w = 11.45 \times 0.600(\text{m}) = 6.87(\text{kN/m})$ 、長さ $l = 0.910(\text{m})$ (X5～X6)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X5～X6)

$$wl / 2 = 6.87 \times 0.91 / 2 = 3.13(\text{kN})$$

水平力時せん断力(kN)：



X2 X3 X4 X5 X6

X4～X5：5.70

X5～X6：-6.21

短期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$$

短期最大せん断力： $sQ = 6.21 + 3.13 = 9.33(\text{kN})$

検定比： $sQ / sQa = 9.33 / 131.05 = 0.07 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比： $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$

●Y10' 通り (X7～X8)

《 長 期 》

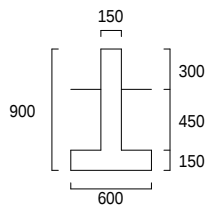
・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$

$Ft = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $w = 8.02(\text{kN/m}^2)$

基礎幅 $b = 150(\text{mm})$ 、底盤幅 $B = 600(\text{mm})$ 、底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$

底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$



許容モーメント： $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(\text{kN} \cdot \text{m/m})$

底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.20(\text{kN} \cdot \text{m/m})$

検定比： $IM / IMa = 0.20 / 8.74 = 0.02 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

・主筋

SD295

D13 $at = 127(\text{mm}^2)$

$Ft = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$

コンクリート： $Fc = 18(\text{N/mm}^2)$ 、 $IFs = 0.60(\text{N/mm}^2)$

基礎幅： $B = 600(\text{mm})$

基礎梁：幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

等分布荷重： $w = 8.02 \times 0.60(\text{m}) = 4.81(\text{kN/m})$ 、長さ $l = 0.91(\text{m})$ (X7～X8)

長期許容モーメント： $IMa_{\text{上}} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14(\text{kN} \cdot \text{m})$

： $IMa_{\text{下}} = IMa_{\text{上}}$

長期モーメント(kN・m)：

0.50
0.33

X7 X8 X7 X8
中央モーメント 端部モーメント

$$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 4.81 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.50$$

$$IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 4.81 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.33$$

検定比：

$$IM_{上} / IMa_{上} = 0.50 / 18.14 = 0.03 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 0.33 / 18.14 = 0.02 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、IFt = 195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt (pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)$$

長期せん断力(kN・m)：

2.19

X7 X8
せん断力

$$IQ = w l / 2.0 = 2.19$$

検定比：

$$IQ / IQa = 2.19 / 65.58 = 0.03 \quad 1.0 \quad OK$$

● Y10' 通り (X8 ~ X10)

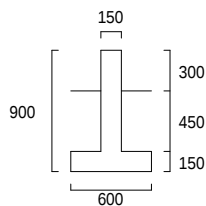
・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 6.83(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



許容モーメント：IMa = at · IFt · j = 8.74(kN・m/m)

底盤の最大モーメント：IM = wt² / 2 = 0.17(kN・m/m)

検定比：IM / IMa = 0.17 / 8.74 = 0.02 \quad 1.0 \quad OK

《 短期 》

・主筋

SD295

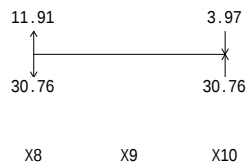
D13 at = 127(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

基礎幅：B = 600(mm)

基礎梁：せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

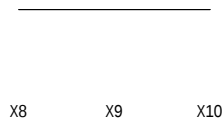
水平時脚部軸力(kN) :



X8 : 11.91
X10 : -3.97

水平力時支点反力(kN) :
 $55.99 / 1.82 = 30.76$

水平力時モーメント(kN・m) :



短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

$$sM_{上} = 0.00 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sM_{下} = 0.00 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

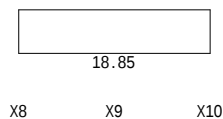
SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

水平力時せん断力(kN) :



X8 ~ X10 : 18.85

短期許容せん断耐力 : $p_w = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (p_w - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 (\text{kN})$$

短期最大せん断力 : $sQ = 18.85 (\text{kN})$

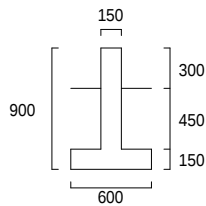
検定比 : $sQ / sQa = 18.85 / 131.05 = 0.14 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$

● Y10' 通り (X10 ~ X12)

・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$ $Ft = 295\text{N/mm}^2$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $w = 9.35(\text{kN/m}^2)$ 基礎幅 $b = 150(\text{mm})$ 、底盤幅 $B = 600(\text{mm})$ 、底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$ 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$ 許容モーメント： $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(\text{kN} \cdot \text{m/m})$ 底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.24(\text{kN} \cdot \text{m/m})$ 検定比： $IM / IMa = 0.24 / 8.74 = 0.03$ 1.0 OK

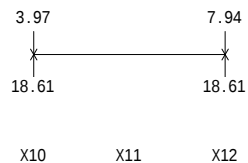
《 短期 》

・主筋

SD295

D13 $at = 127(\text{mm}^2)$ $Ft = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$ 底盤幅： $B = 600(\text{mm})$ 基礎梁：せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

水平時脚部軸力(kN)：



X10：-3.97

X12：-7.94

水平力時支点反力(kN)：

 $33.86 / 1.82 = 18.61$

水平力時モーメント(kN・m)：

X10 X11 X12

短期許容モーメント：

 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN} \cdot \text{m})$ $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント：

 $sM_{上} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$ $sM_{下} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比：

 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00$ 1.0 OK $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0(\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$

$F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ 、 $sF_s = 1.20 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁：幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 900 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 \text{ (mm)}$

水平力時せん断力(kN)：

14.64

X10 X11 X12

X10 ~ X12 : -14.64

短期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$
 $sQa = b \cdot j \cdot sF_s + 0.5 \cdot sF_t (pw - 0.002)$
 $= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 14.64 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 14.64 / 131.05 = 0.11$ 1.0 OK

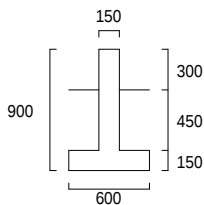
せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比： $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

● Y11通り (X8 ~ X9)

《 長期 》

・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1 \text{ (m)} / 0.20 \text{ (m)} = 635.00 \text{ (mm}^2)$
 $F_t = 295 \text{ N/mm}^2$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $IF_t = 196 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $w = 15.42 \text{ (kN/m}^2)$
 基礎幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、底盤幅 $B = 600 \text{ (mm)}$ 、底盤厚さ $d = 150 \text{ (mm)}$
 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70 \text{ (mm)}$



許容モーメント： $IMa = at \cdot IF_t \cdot j = 8.74 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.39 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 検定比： $IM / IMa = 0.39 / 8.74 = 0.04$ 1.0 OK

・主筋

SD295
 D13 $at = 127 \text{ (mm}^2)$
 $F_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $IF_t = 196 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 コンクリート： $F_c = 18 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $IF_s = 0.60 \text{ (N/mm}^2)$
 底盤幅： $B = 600 \text{ (mm)}$
 基礎梁：幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 900 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 \text{ (mm)}$
 等分布荷重： $w = 15.42 \times 0.60 \text{ (m)} = 9.25 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.91 \text{ (m)}$ (X8 ~ X9)

長期許容モーメント： $IMa_{上} = at \cdot IF_t \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $IMa_{下} = IMa_{上}$

長期モーメント(kN・m)：



X8 X9 X8 X9
中央モーメント 端部モーメント

$$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 9.25 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.96$$

$$IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 9.25 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.64$$

検定比：

$$IM_{上} / IMa_{上} = 0.96 / 18.14 = 0.05 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 0.64 / 18.14 = 0.04 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、IFt = 195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)$$

長期せん断力(kN・m)：



X8 X9
せん断力

$$IQ = w l / 2.0 = 4.21$$

検定比：

$$IQ / IQa = 4.21 / 65.58 = 0.06 \quad 1.0 \quad OK$$

●Y11' 通り (X2 ~ X6)

《 長 期 》

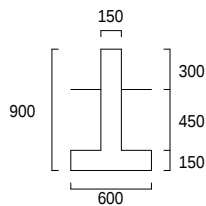
・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 6.54(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



許容モーメント：IMa = at · IFt · j = 8.74(kN・m/m)

底盤の最大モーメント：IM = wt² / 2 = 0.17(kN・m/m)

検定比：IM / IMa = 0.17 / 8.74 = 0.02 \quad 1.0 \quad OK

・主筋

SD295

D13 at = 127(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

コンクリート：Fc = 18(N/mm²)、IFs = 0.60(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

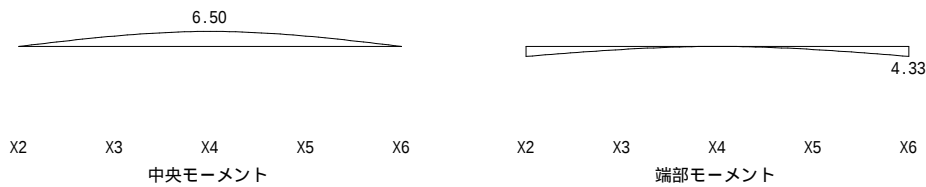
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重：w = 6.54 × 0.60(m) = 3.93(kN/m)、長さ l = 3.64(m) (X2 ~ X6)

長期許容モーメント：IMa_上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 726 = 18.14(kN・m)

：IMa_下 = IMa_上

長期モーメント(kN・m)：



$$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 3.93 \times 3.64^2 / 8.0 = 6.50$$

$$IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 3.93 \times 3.64^2 / 12.0 = 4.33$$

検定比：

$$IM_{上} / IMa_{上} = 6.50 / 18.14 = 0.36 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 4.33 / 18.14 = 0.24 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

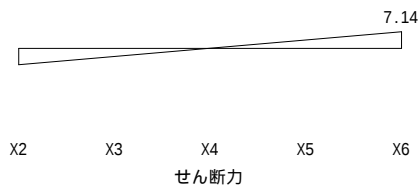
SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、IFt = 195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt (pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)$$

長期せん断力(kN・m)：



$$IQ = w l / 2.0 = 7.14$$

検定比：

$$IQ / IQa = 7.14 / 65.58 = 0.11 \quad 1.0 \quad OK$$

●Y12通り (X2 ~ X6)

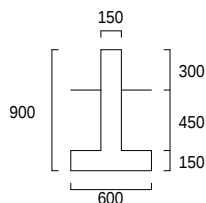
・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)

Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 15.98(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



許容モーメント：IMa = at · IFt · j = 8.74(kN・m/m)

底盤の最大モーメント：IM = wt² / 2 = 0.40(kN・m/m)

検定比：IM / IMa = 0.40 / 8.74 = 0.05 \quad 1.0 \quad OK

《 短 期 》

・主筋

SD295

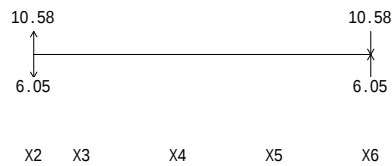
D13 at = 127(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

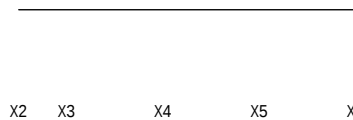
水平時脚部軸力(kN)：



X2 : 10.58
X6 : -10.58

水平力時支点反力(kN)：
 $19.38 / 3.20 = 6.05$

水平力時モーメント(kN・m)：



短期許容モーメント：

$$sMa_{\text{上}} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN} \cdot \text{m})$$
$$sMa_{\text{下}} = sMa_{\text{上}}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{\text{上}} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$$
$$sM_{\text{下}} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$$

検定比：

$$sM_{\text{上}} / sMa_{\text{上}} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$
$$sM_{\text{下}} / sMa_{\text{下}} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

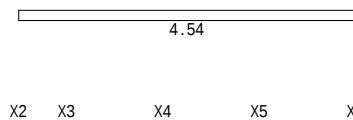
・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0(\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$

$Fc = 18\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $sFs = 1.20(\text{N}/\text{mm}^2)$

基礎梁：幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

水平力時せん断力(kN)：



X4 ~ X6 : 4.54

短期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$$

短期最大せん断力： $sQ = 4.54(\text{kN})$

$$\text{検定比} : sQ / sQa = 4.54 / 131.05 = 0.03 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

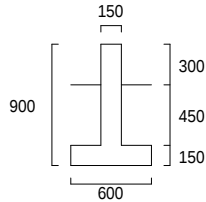
せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

$$\text{検定比} : 127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$$

●Y12通り (X6～X7)

《 長期 》

・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$ $Ft = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $w = 18.12(\text{kN}/\text{m}^2)$ 基礎幅 $b = 150(\text{mm})$ 、底盤幅 $B = 600(\text{mm})$ 、底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$ 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$ 許容モーメント： $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(\text{kN} \cdot \text{m})$ 底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.46(\text{kN} \cdot \text{m})$ 検定比： $IM / IMa = 0.46 / 8.74 = 0.05$ 1.0 OK

・主筋

SD295

D13 $at = 127(\text{mm}^2)$ $Ft = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ コンクリート： $Fc = 18(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFs = 0.60(\text{N}/\text{mm}^2)$ 底盤幅： $B = 600(\text{mm})$ 基礎梁：幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$ 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$ 等分布荷重： $w = 18.12 \times 0.60(\text{m}) = 10.87(\text{kN}/\text{m})$ 、長さ $l = 0.92(\text{m})$ (X6～X7)長期許容モーメント： $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14(\text{kN} \cdot \text{m})$ ： $IMa_{下} = IMa_{上}$ 長期モーメント($\text{kN} \cdot \text{m}$)：

X6	X7	X6	X7
中央モーメント		端部モーメント	

$$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 10.87 \times 0.92^2 / 8.0 = 1.14$$

$$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 10.87 \times 0.92^2 / 12.0 = 0.76$$

検定比：

$$IM_{上} / IMa_{上} = 1.14 / 18.14 = 0.06 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 0.76 / 18.14 = 0.04 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0(\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 195.00(\text{N}/\text{mm}^2)$ 長期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(\text{kN})$$

長期せん断力($\text{kN} \cdot \text{m}$)：

X6	X7
せん断力	

$$IQ = wI / 2.0 = 4.98$$

検定比：

$$IQ / IQa = 4.98 / 65.58 = 0.08 \quad 1.0 \quad OK$$

● Y12通り (X7 ~ X10)

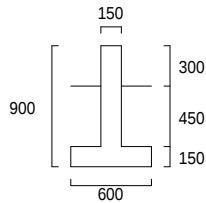
・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm^2)$

$Ft = 295(N/mm^2)$ 、 $sFt = 295(N/mm^2)$ 、 $IFt = 196(N/mm^2)$ 、 $w = 9.53(kN/m^2)$

基礎幅 $b = 150(mm)$ 、底盤幅 $B = 600(mm)$ 、底盤厚さ $d = 150(mm)$

底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(mm)$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(mm)$



許容モーメント： $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(kN \cdot m/m)$

底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.24(kN \cdot m/m)$

検定比： $IM / IMa = 0.24 / 8.74 = 0.03 \quad 1.0 \quad OK$

《 短 期 》

・主筋

SD295

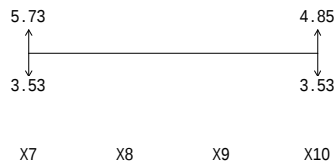
D13 $at = 127(mm^2)$

$Ft = 295(N/mm^2)$ 、 $IFt = 196(N/mm^2)$ 、 $sFt = 295(N/mm^2)$

底盤幅： $B = 600(mm)$

基礎梁：せい $d = 900(mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70(mm)$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(mm)$

水平時脚部軸力(kN)：



X7 : 5.73
X10 : 4.85

水平力時支点反力(kN)：

$$9.69 / 2.75 = 3.53$$

水平力時モーメント(kN・m)：

X7 X8 X9 X10

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(kN \cdot m)$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{上} = 0.00(kN \cdot m)$$

$$sM_{\text{下}} = 0.00(\text{kN}\cdot\text{m})$$

検定比：

$$\begin{aligned} sM_{\text{上}} / sMa_{\text{上}} &= 0.00 / 27.21 = 0.00 & 1.0 & \text{OK} \\ sM_{\text{下}} / sMa_{\text{下}} &= 0.00 / 27.21 = 0.00 & 1.0 & \text{OK} \end{aligned}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

水平力時せん断力(kN)：

$$\overline{\quad\quad\quad} 2.21$$

X7 X8 X9 X10

X7 ~ X10 : 2.21

短期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$$

短期最大せん断力 : sQ = 2.21(kN)

検定比 : sQ / sQa = 2.21 / 131.05 = 0.02 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比：127.0 / (150 × 200) = 0.42% 0.2% OK

● Y12通り (X10 ~ X12)

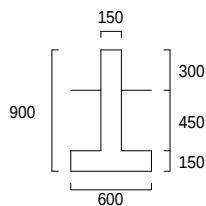
・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)

Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 13.49(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



許容モーメント：IMa = at · IFt · j = 8.74(kN·m/m)

底盤の最大モーメント：IM = wt² / 2 = 0.34(kN·m/m)

検定比：IM / IMa = 0.34 / 8.74 = 0.04 1.0 OK

《 短 期 》

・主筋

SD295

D13 at = 127(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

水平時脚部軸力(kN)：



X10 X11 X12

X10 : 4.85
X12 : -10.58

水平力時支点反力(kN) :
 $13.12 / 1.83 = 7.17$

水平力時モーメント (kN・m) :

X10 X11 X12

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :

$sM_{上} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

水平力時せん断力(kN) :

2.32

X10 X11 X12

X10 ~ X12 : 2.32

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002)$

$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 2.32 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQa = 2.32 / 131.05 = 0.02$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

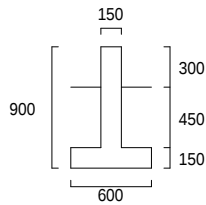
● X1通り (Y3 ~ Y7)

・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = $127 \times 1 \text{ (m)} / 0.20 \text{ (m)} = 635.00 \text{ (mm}^2\text{)}$

Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 14.36(kN/m²)

基礎幅 $b = 150(\text{mm})$ 、底盤幅 $B = 600(\text{mm})$ 、底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$
 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$



許容モーメント： $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$
 底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.36(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$
 検定比： $IM / IMa = 0.36 / 8.74 = 0.04$ 1.0 OK

《 短期 》

・主筋

SD295

D13 $at = 127(\text{mm}^2)$

$Ft = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$

底盤幅： $B = 600(\text{mm})$

基礎梁：せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

水平時脚部軸力(kN)：



Y3 : 10.58

Y7 : -10.58

水平力時支点反力(kN)：

$19.26 / 3.64 = 5.29$

水平力時モーメント(kN・m)：

Y3 Y4 Y5 Y6 Y7

短期許容モーメント：

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN} \cdot \text{m})$

$sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント：

$sM_{上} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$

$sM_{下} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比：

$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00$ 1.0 OK

$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

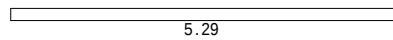
SD295 D13@200 $at = 127.0(\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$

$Fc = 18\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $sFs = 1.20(\text{N}/\text{mm}^2)$

基礎梁：幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

水平力時せん断力(kN)：



Y3 Y4 Y5 Y6 Y7

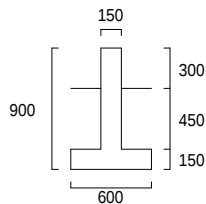
Y5～Y7：5.29

短期許容せん断耐力： $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$
 $sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt(p_w - 0.002)$
 $= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$
 短期最大せん断力： $sQ = 5.29(\text{kN})$
 検定比： $sQ / sQa = 5.29 / 131.05 = 0.04$ 1.0 OK
 せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比： $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

●X2通り (Y7～Y10)

《 長 期 》

・底盤補強筋
 SD295 D13@200、 $a_t = 127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$
 $Ft = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $w = 17.84(\text{kN/m}^2)$
 基礎幅 $b = 150(\text{mm})$ 、底盤幅 $B = 600(\text{mm})$ 、底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$
 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$



許容モーメント： $IMa = a_t \cdot IFt \cdot j = 8.74(\text{kN} \cdot \text{m/m})$
 底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.45(\text{kN} \cdot \text{m/m})$
 検定比： $IM / IMa = 0.45 / 8.74 = 0.05$ 1.0 OK

・主筋

SD295
 D13 $a_t = 127(\text{mm}^2)$
 $Ft = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$
 コンクリート： $Fc = 18(\text{N/mm}^2)$ 、 $IFs = 0.60(\text{N/mm}^2)$
 底盤幅： $B = 600(\text{mm})$
 基礎梁：幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$
 等分布荷重： $w = 17.84 \times 0.60(\text{m}) = 10.70(\text{kN/m})$ 、長さ $l = 1.37(\text{m})$ (Y8～Y10)

長期許容モーメント： $IMa_{上} = a_t \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $: IMa_{下} = IMa_{上}$

長期モーメント(kN・m)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y7 Y8 Y9 Y10
 中央モーメント 端部モーメント

$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 10.70 \times 1.37^2 / 8.0 = 2.49$
 $IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 10.70 \times 1.37^2 / 12.0 = 1.66$

検定比：

$$\begin{aligned} IM_{上} / IMa_{上} &= 2.49 / 18.14 = 0.14 & 1.0 & \text{OK} \\ IM_{下} / IMa_{下} &= 1.66 / 18.14 = 0.09 & 1.0 & \text{OK} \end{aligned}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

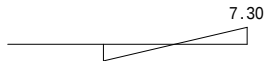
SD295 D13@200 $at = 127.0(\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 195.00(\text{N/mm}^2)$

長期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(\text{kN})$$

長期せん断力(kN・m)：



Y7 Y8 Y9 Y10
せん断力

$$IQ = wL / 2.0 = 7.30$$

検定比：

$$IQ / IQa = 7.30 / 65.58 = 0.11 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短 期 》

・主筋

SD295

D13 $at = 127(\text{mm}^2)$

$Ft = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$

底盤幅： $B = 600(\text{mm})$

基礎梁：せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

等分布荷重： $w = 17.84 \times 0.600(\text{m}) = 10.70(\text{kN/m})$ 、長さ $l = 1.37(\text{m})$ (Y8 ~ Y10)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y8 ~ Y10)

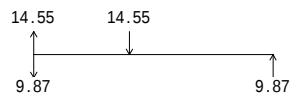


Y7 Y8 Y9 Y10 Y7 Y8 Y9 Y10
中央モーメント 端部モーメント

$$\text{端部：} wL^2 / 12 = 10.70 \times 1.37^2 / 12 = 1.66$$

$$\text{中央：} wL^2 / 8 = 10.70 \times 1.37^2 / 8 = 2.49$$

水平時脚部軸力(kN)：



Y7 Y8 Y9 Y10

Y7 : 14.55

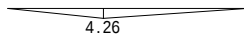
Y8 : -14.55

Y10 : 0.00

水平力時支点反力(kN)：

$$24.68 \times 0.91 / 2.28 = 9.87$$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y7 Y8 Y9 Y10

Y8 : 4.26

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント：

sM_{max} ：最大モーメント、IM：鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 4.26(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sM_{下} = sM_{max} + IM = 4.26 + 1.66 = 5.92(\text{kN} \cdot \text{m})$$

検定比：

$$sM_{上} / sMa_{上} = 4.26 / 27.21 = 0.16 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 5.92 / 27.21 = 0.22 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

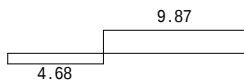
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重：w = 17.84 × 0.600(m) = 10.70(kN/m)、長さ l = 1.365(m) (Y8 ~ Y10)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y8 ~ Y10)

$$wl / 2 = 10.70 \times 1.37 / 2 = 7.30(\text{kN})$$

水平力時せん断力(kN)：



Y7 Y8 Y9 Y10

Y7 ~ Y8 : 4.68

Y9 ~ Y10 : -9.87

短期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$$

短期最大せん断力：sQ = 9.87 + 7.30 = 17.18(kN)

$$\text{検定比} \quad : sQ / sQa = 17.18 / 131.05 = 0.13 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

$$\text{検定比} : 127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$$

●X2通り (Y10 ~ Y11 ')

《 長期 》

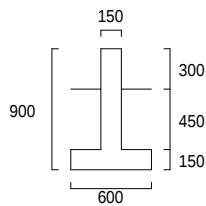
・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)

Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 16.60(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



許容モーメント : $I_{Ma} = a_t \cdot I_{Ft} \cdot j = 8.74 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 底盤の最大モーメント : $I_M = w l^2 / 2 = 0.42 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 検定比 : $I_M / I_{Ma} = 0.42 / 8.74 = 0.05 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

・主筋

SD295

D13 $a_t = 127 \text{ (mm}^2)$

$F_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $I_{Ft} = 196 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $s_{Ft} = 295 \text{ (N/mm}^2)$

コンクリート : $F_c = 18 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $I_{Fs} = 0.60 \text{ (N/mm}^2)$

底盤幅 : $B = 600 \text{ (mm)}$

基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 900 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 \text{ (mm)}$

等分布荷重 : $w = 16.60 \times 0.60 \text{ (m)} = 9.96 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.46 \text{ (m)}$ (Y10 ~ Y10 ')

長期許容モーメント : $I_{Ma上} = a_t \cdot I_{Ft} \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $I_{Ma下} = I_{Ma上}$

長期モーメント (kN・m) :

0.26

0.17

Y10 Y10' Y11 Y11'

中央モーメント

Y10 Y10' Y11 Y11'

端部モーメント

$$I_{M上} = w l^2 / 8.0 = 9.96 \times 0.46^2 / 8.0 = 0.26$$

$$I_{M下} = w l^2 / 12.0 = 9.96 \times 0.46^2 / 12.0 = 0.17$$

検定比 :

$$I_{M上} / I_{Ma上} = 0.26 / 18.14 = 0.01 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$I_{M下} / I_{Ma下} = 0.17 / 18.14 = 0.01 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $a_t = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $I_{Ft} = 195.00 \text{ (N/mm}^2)$

長期許容せん断耐力 : $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$I_{Qa} = b \cdot j \cdot I_{Fs} + 0.5 \cdot I_{Ft} (p_w - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58 \text{ (kN)}$$

長期せん断力 (kN・m) :

2.27

Y10 Y10' Y11 Y11'

せん断力

$$I_Q = w l / 2.0 = 2.27$$

検定比 :

$$I_Q / I_{Qa} = 2.27 / 65.58 = 0.03 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短 期 》

・主筋
SD295
D13 at = 127(mm²)
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
底盤幅：B = 600(mm)
基礎梁：せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)
等分布荷重：w = 16.60 × 0.600(m) = 9.96(kN/m)、長さ l = 0.46(m) (Y10 ~ Y10')

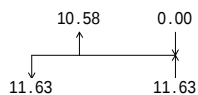
鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y10 ~ Y10')



Y10 Y10' Y11 Y11' Y10 Y10' Y11 Y11'
中央モーメント 端部モーメント

端部：wl²/12 = 9.96 × 0.46²/12 = 0.17
中央：wl²/8 = 9.96 × 0.46²/8 = 0.26

水平時脚部軸力(kN)：

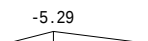


Y10 Y10' Y11 Y11'

Y10 : 0.00
Y10' : 10.58
Y11' : 0.00

水平力時支点反力(kN)：
17.45 × 0.91 / 1.37 = 11.63

水平力時モーメント(kN・m)：



Y10 Y10' Y11 Y11'

Y10' : -5.29

短期許容モーメント：
sMa_上 = at ・ 本数(上) ・ sFt ・ j = 127 × 1 × 295 × 726 = 27.21(kN・m)
sMa_下 = sMa_上

短期最大モーメント：
sM_{max}：最大モーメント、IM：鉛直荷重時端部モーメント

sM_上 = 5.29(kN・m)
sM_下 = sM_{max} + IM = 5.29 + 0.17 = 5.46(kN・m)

検定比：
sM_上 / sMa_上 = 5.29 / 27.21 = 0.19 1.0 OK
sM_下 / sMa_下 = 5.46 / 27.21 = 0.20 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)
SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)
Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁：幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$

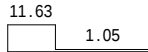
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

等分布荷重： $w = 16.60 \times 0.600(\text{m}) = 9.96(\text{kN/m})$ 、長さ $l = 0.455(\text{m})$ (Y10 ~ Y10 ')

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y10 ~ Y10 ')

$$wl / 2 = 9.96 \times 0.46 / 2 = 2.27(\text{kN})$$

水平力時せん断力(kN)：



Y10 Y10 ' Y11 Y11 '

Y10 ~ Y10 ' : -11.63

Y10 ' ~ Y11 ' : -1.05

短期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$$

短期最大せん断力： $sQ = 11.63 + 2.27 = 13.90(\text{kN})$

検定比： $sQ / sQa = 13.90 / 131.05 = 0.11$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比： $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

● X2通り (Y11 ' ~ Y12)

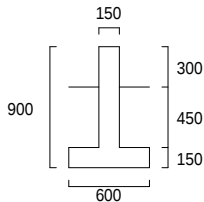
・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$

$Ft = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $w = 11.27(\text{kN/m}^2)$

基礎幅 $b = 150(\text{mm})$ 、底盤幅 $B = 600(\text{mm})$ 、底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$

底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$



許容モーメント： $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(\text{kN} \cdot \text{m/m})$

底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.29(\text{kN} \cdot \text{m/m})$

検定比： $IM / IMa = 0.29 / 8.74 = 0.03$ 1.0 OK

《 短 期 》

・主筋

SD295

D13 $at = 127(\text{mm}^2)$

$Ft = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$

底盤幅： $B = 600(\text{mm})$

基礎梁：せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

水平時脚部軸力(kN)：



Y11 ' Y12

Y11 ' : 0.00
Y12 : -10.58

水平力時支点反力(kN) :
 $10.82 / 1.48 = 7.32$

水平力時モーメント(kN・m) :

Y11 ' Y12

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :

$sM_{上} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sM_{下} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

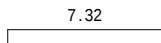
SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

水平力時せん断力(kN) :



Y11 ' Y12

Y11 ' ~ Y12 : -7.32

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt(pw - 0.002)$

$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$

短期最大せん断力 : $sQ = 7.32(\text{kN})$

検定比 : $sQ / sQa = 7.32 / 131.05 = 0.06$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

●X6通り(Y2~Y3)

《 長期 》

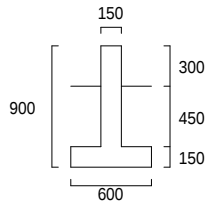
・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = $127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$

$F_t = 295 \text{ N/mm}^2$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $IF_t = 196 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $w = 12.17 \text{ (kN/m}^2)$

基礎幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、底盤幅 $B = 600 \text{ (mm)}$ 、底盤厚さ $d = 150 \text{ (mm)}$

底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70 \text{ (mm)}$



許容モーメント： $IM_a = at \cdot IF_t \cdot j = 8.74 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.31 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

検定比： $IM / IM_a = 0.31 / 8.74 = 0.04$ 1.0 OK

・主筋

SD295

D13 $at = 127 \text{ (mm}^2)$

$F_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $IF_t = 196 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$

コンクリート： $F_c = 18 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $IF_s = 0.60 \text{ (N/mm}^2)$

底盤幅： $B = 600 \text{ (mm)}$

基礎梁：幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 900 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 \text{ (mm)}$

等分布荷重： $w = 12.17 \times 0.60 \text{ (m)} = 7.30 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.91 \text{ (m)}$ (Y2 ~ Y3)

長期許容モーメント： $IM_{a上} = at \cdot IF_t \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

： $IM_{a下} = IM_{a上}$

長期モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$) :



Y2 Y3 Y2 Y3
中央モーメント 端部モーメント

$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 7.30 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.76$

$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 7.30 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.50$

検定比：

$IM_{上} / IM_{a上} = 0.76 / 18.14 = 0.04$ 1.0 OK

$IM_{下} / IM_{a下} = 0.50 / 18.14 = 0.03$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $IF_t = 195.00 \text{ (N/mm}^2)$

長期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$IQ_a = b \cdot j \cdot IF_s + 0.5 \cdot IF_t (pw - 0.002)$

$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58 \text{ (kN)}$

長期せん断力 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) :



Y2 Y3
せん断力

$IQ = wl / 2.0 = 3.32$

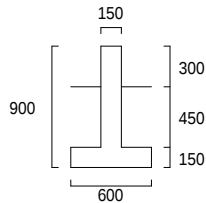
検定比：

$IQ / IQ_a = 3.32 / 65.58 = 0.05$ 1.0 OK

●X6通り (Y3～Y7)

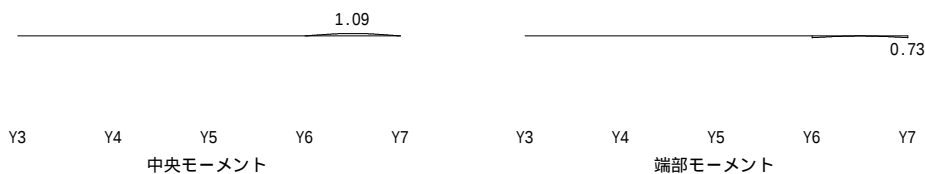
《 長期 》

・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm^2)$ $Ft = 295(N/mm^2)$ 、 $sFt = 295(N/mm^2)$ 、 $IFt = 196(N/mm^2)$ 、 $w = 17.58(kN/m^2)$ 基礎幅 $b = 150(mm)$ 、底盤幅 $B = 600(mm)$ 、底盤厚さ $d = 150(mm)$ 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(mm)$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(mm)$ 許容モーメント： $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(kN \cdot m/m)$ 底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.45(kN \cdot m/m)$ 検定比： $IM / IMa = 0.45 / 8.74 = 0.05$ 1.0 OK

・主筋

SD295

D13 $at = 127(mm^2)$ $Ft = 295(N/mm^2)$ 、 $IFt = 196(N/mm^2)$ 、 $sFt = 295(N/mm^2)$ コンクリート： $Fc = 18(N/mm^2)$ 、 $IFs = 0.60(N/mm^2)$ 底盤幅： $B = 600(mm)$ 基礎梁：幅 $b = 150(mm)$ 、せい $d = 900(mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70(mm)$ 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(mm)$ 等分布荷重： $w = 17.58 \times 0.60(m) = 10.55(kN/m)$ 、長さ $l = 0.91(m)$ (Y6～Y7)長期許容モーメント： $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14(kN \cdot m)$ ： $IMa_{下} = IMa_{上}$ 長期モーメント($kN \cdot m$)：

$$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 10.55 \times 0.91^2 / 8.0 = 1.09$$

$$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 10.55 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.73$$

検定比：

$$IM_{上} / IMa_{上} = 1.09 / 18.14 = 0.06$$

1.0 OK

$$IM_{下} / IMa_{下} = 0.73 / 18.14 = 0.04$$

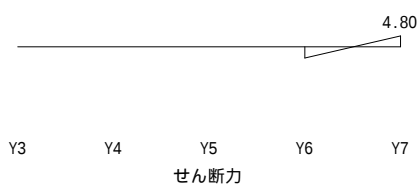
1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0(mm^2)$ 、 $IFt = 195.00(N/mm^2)$ 長期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)$$

長期せん断力($kN \cdot m$)：

$$IQ = wl / 2.0 = 4.80$$

検定比：

$$I_Q / I_{Qa} = 4.80 / 65.58 = 0.07 \quad 1.0 \quad OK$$

《 短 期 》

・主筋

SD295

D13 $a_t = 127(\text{mm}^2)$

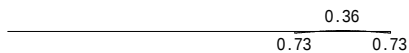
$F_t = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $I F_t = 196(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $s F_t = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$

底盤幅： $B = 600(\text{mm})$

基礎梁：せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

等分布荷重： $w = 17.58 \times 0.600(\text{m}) = 10.55(\text{kN}/\text{m})$ 、長さ $l = 0.91(\text{m})$ (Y6 ~ Y7)

鉛直荷重時モーメント($\text{kN} \cdot \text{m}$) (Y6 ~ Y7)

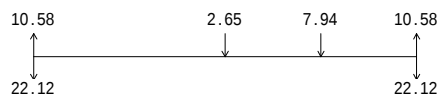


Y3 Y4 Y5 Y6 Y7

端部： $wl - 2 / 12 = 10.55 \times 0.91 - 2 / 12 = 0.73$

中央： $wl - 2 / 24 = 10.55 \times 0.91 - 2 / 24 = 0.36$

水平時脚部軸力(kN)：



Y3 Y4 Y5 Y6 Y7

Y3 : 10.58

Y5 : -2.65

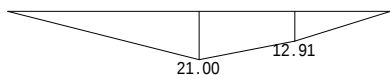
Y6 : -7.94

Y7 : 10.58

水平力時支点反力(kN)：

$$29.50 \times 2.73 / 3.64 = 22.12$$

水平力時モーメント($\text{kN} \cdot \text{m}$)：



Y3 Y4 Y5 Y6 Y7

Y5 : 21.00

Y6 : 12.91

短期許容モーメント：

$$sMa_{\text{上}} = a_t \cdot \text{本数(上)} \cdot sF_t \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sMa_{\text{下}} = sMa_{\text{上}}$$

短期最大モーメント：

sM_{max} ：最大モーメント、 IM ：鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{\text{上}} = 12.91(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sM_{下} = sM_{max} + IM = 12.91 + 0.73 = 13.64 (kN \cdot m)$$

検定比：

$$\frac{sM_{上}}{sMa_{上}} = 12.91 / 27.21 = 0.47 \quad 1.0 \quad OK$$

$$\frac{sM_{下}}{sMa_{下}} = 13.64 / 27.21 = 0.50 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

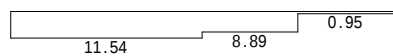
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重：w = 17.58 × 0.600(m) = 10.55(kN/m)、長さ l = 0.910(m) (Y6 ~ Y7)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y6 ~ Y7)

$$wl / 2 = 10.55 \times 0.91 / 2 = 4.80 (kN)$$

水平力時せん断力(kN)：



Y3 Y4 Y5 Y6 Y7

Y3 ~ Y5 : 11.54

Y5 ~ Y6 : 8.89

Y6 ~ Y7 : 0.95

短期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 (kN)$$

短期最大せん断力：sQ = 8.89 + 4.80 = 13.69(kN)

検定比：sQ / sQa = 13.69 / 131.05 = 0.10 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比：127.0 / (150 × 200) = 0.42% 0.2% OK

● X6通り (Y7 ~ Y10)

《 長期 》

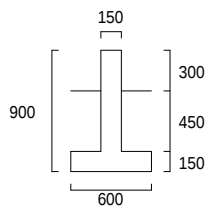
・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)

Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 11.67(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



許容モーメント：IMa = at · IFt · j = 8.74(kN · m/m)

底盤の最大モーメント：IM = wt² / 2 = 0.30(kN · m/m)

検定比：IM / IMa = 0.30 / 8.74 = 0.03 1.0 OK

・主筋

SD295

D13 at = 127(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

コンクリート：Fc = 18(N/mm²)、IFs = 0.60(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

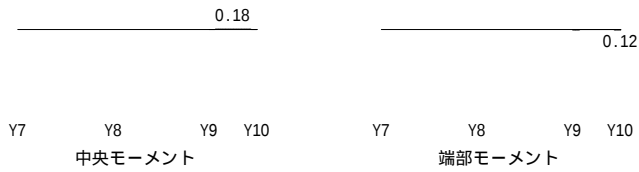
基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重：w = 11.67 × 0.60(m) = 7.00(kN/m)、長さ l = 0.46(m) (Y9 ~ Y10)

長期許容モーメント： $I_{Ma上} = at \cdot Ift \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14 (kN \cdot m)$
 ： $I_{Ma下} = I_{Ma上}$

長期モーメント (kN・m) :



$$\begin{aligned} \text{IM}_{\text{上}} &= w_{\text{上}} - 2 / 8.0 = 7.00 \times 0.46 - 2 / 8.0 = 0.18 \\ \text{IM}_{\text{下}} &= w_{\text{下}} - 2 / 12.0 = 7.00 \times 0.46 - 2 / 12.0 = 0.12 \end{aligned}$$

検定比：

$IM_{上} / IM_{上} = 0.18 / 18.14 = 0.01$	1.0	OK
$IM_{下} / IM_{下} = 0.12 / 18.14 = 0.01$	1.0	OK

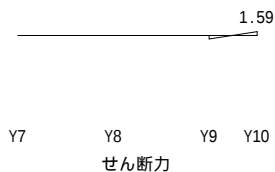
- ・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、If_t = 195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力： $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$\begin{aligned} I_{Qa} &= b \cdot j \cdot I_{Fs} + 0.5 \cdot I_{Ft} (pw - 0.002) \\ &= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58 (\text{kN}) \end{aligned}$$

長期せん断力(kN・m)：



$$IQ = wI / 2.0 = 1.59$$

検定比：

$$I_Q / I_{Qa} = 1.59 / 65.58 = 0.02 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短 期 》

・主筋

SD295

D13 at = 127(mm2)

$F_t = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IF_t = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $sF_t = 295(\text{N/mm}^2)$

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

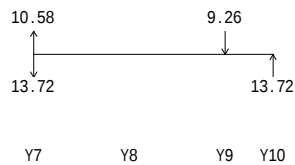
等分布荷重: $w = 11.67 \times 0.600(\text{m}) = 7.00(\text{kN/m})$ 、長さ $l = 0.46(\text{m})$ (Y9~Y10)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y9~Y10)



端部： $w_{l-2} / 12 = 7.00 \times 0.46 - 2 / 12 = 0.12$
 中央： $w_{l-2} / 8 = 7.00 \times 0.46 - 2 / 8 = 0.18$

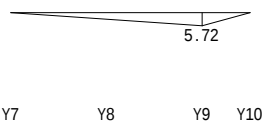
水平時脚部軸力(kN)：



Y7 : 10.58
Y9 : -9.26
Y10 : 0.00

水平力時支点反力(kN)：
 $17.16 \times 1.82 / 2.28 = 13.72$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y9 : 5.72

短期許容モーメント：
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント：
 sM_{max} ：最大モーメント、IM：鉛直荷重時端部モーメント

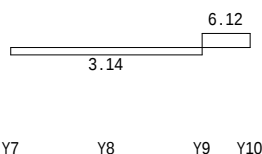
$sM_{上} = 5.72 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 5.72 + 0.12 = 5.84 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比：
 $sM_{上} / sMa_{上} = 5.72 / 27.21 = 0.21$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 5.84 / 27.21 = 0.21$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)
SD295 D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 18 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.20 \text{ (N/mm}^2)$
基礎梁：幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 900 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 \text{ (mm)}$
等分布荷重： $w = 11.67 \times 0.600 \text{ (m)} = 7.00 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.455 \text{ (m)}$ (Y9 ~ Y10)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y9 ~ Y10)
 $wl / 2 = 7.00 \times 0.46 / 2 = 1.59 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN)：



Y7 ~ Y9 : 3.14
Y9 ~ Y10 : -6.12

短期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$
 $sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002)$
 $= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 6.12 + 1.59 = 7.71(\text{kN})$
 検定比 : $sQ / sQa = 7.71 / 131.05 = 0.06$ 1.0 OK

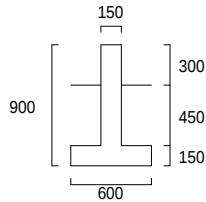
せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

● X6通り (Y10 ~ Y11 ')

《 長期 》

・ 底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$
 $Ft = 295\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $w = 12.35(\text{kN}/\text{m}^2)$
 基礎幅 $b = 150(\text{mm})$ 、底盤幅 $B = 600(\text{mm})$ 、底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$
 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$



許容モーメント : $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$
 底盤の最大モーメント : $IM = wt^2 / 2 = 0.31(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$
 検定比 : $IM / IMa = 0.31 / 8.74 = 0.04$ 1.0 OK

・ 主筋

SD295

D13 $at = 127(\text{mm}^2)$

$Ft = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$

コンクリート : $Fc = 18(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFs = 0.60(\text{N}/\text{mm}^2)$

底盤幅 : $B = 600(\text{mm})$

基礎梁 : 幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

等分布荷重 : $w = 12.35 \times 0.60(\text{m}) = 7.41(\text{kN}/\text{m})$ 、長さ $l = 0.46(\text{m})$ (Y10 ~ Y11 ')

長期許容モーメント : $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $: IMa_{下} = IMa_{上}$

長期モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$) :

0.19

0.13

Y10 Y10 ' Y11 Y11 '

中央モーメント

Y10 Y10 ' Y11 Y11 '

端部モーメント

$$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 7.41 \times 0.46^2 / 8.0 = 0.19$$

$$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 7.41 \times 0.46^2 / 12.0 = 0.13$$

検定比 :

$$IM_{上} / IMa_{上} = 0.19 / 18.14 = 0.01$$

1.0 OK

$$IM_{下} / IMa_{下} = 0.13 / 18.14 = 0.01$$

1.0 OK

・ せん断補強筋(135°以上のフック付き)

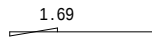
SD295 D13@200 $at = 127.0(\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 195.00(\text{N}/\text{mm}^2)$

長期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$lQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(\text{kN})$$

長期せん断力 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) :



Y10 Y10' Y11 Y11'

せん断力

$$IQ = wI / 2.0 = 1.69$$

検定比：

$$IQ / IQa = 1.69 / 65.58 = 0.03 \quad 1.0 \quad OK$$

《 短 期 》

・主筋

SD295

D13 at = 127(mm²)Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重：w = 12.35 × 0.600(m) = 7.41(kN/m)、長さ l = 0.46(m) (Y10 ~ Y10')

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y10 ~ Y10')



0.13

Y10 Y10' Y11 Y11'

中央モーメント

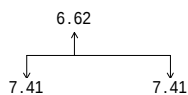
Y10 Y10' Y11 Y11'

端部モーメント

$$\text{端部：} wI \sim 2 / 12 = 7.41 \times 0.46 \sim 2 / 12 = 0.13$$

$$\text{中央：} wI \sim 2 / 8 = 7.41 \times 0.46 \sim 2 / 8 = 0.19$$

水平時脚部軸力(kN)：



Y10 Y10' Y11 Y11'

Y10 : 0.00

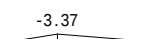
Y10' : 6.62

Y11' : 0.00

水平力時支点反力(kN)：

$$11.11 \times 0.91 / 1.37 = 7.41$$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y10 Y10' Y11 Y11'

Y10' : -3.37

短期許容モーメント:

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント:

sMmax: 最大モーメント、IM: 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 3.37(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sM_{下} = sM_{max} + IM = 3.37 + 0.13 = 3.50(\text{kN}\cdot\text{m})$$

検定比:

$$sM_{上} / sMa_{上} = 3.37 / 27.21 = 0.12 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 3.50 / 27.21 = 0.13 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁: 幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

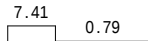
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重: w = 12.35 × 0.600(m) = 7.41(kN/m)、長さ l = 0.455(m) (Y10 ~ Y10')

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y10 ~ Y10')

$$wl / 2 = 7.41 \times 0.46 / 2 = 1.69(\text{kN})$$

水平力時せん断力(kN):



Y10 Y10' Y11 Y11'

$$Y10 \sim Y10' : -7.41$$

$$Y10' \sim Y11' : -0.79$$

短期許容せん断耐力: pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$$

短期最大せん断力: sQ = 7.41 + 1.69 = 9.09(kN)

検定比: sQ / sQa = 9.09 / 131.05 = 0.07 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比: 127.0 / (150 × 200) = 0.42% 0.2% OK

●X6通り (Y11' ~ Y12)

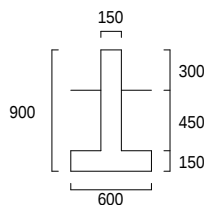
《 長期 》

・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 10.57(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



許容モーメント: IMa = at · IFt · j = 8.74(kN·m/m)

底盤の最大モーメント: IM = wt² / 2 = 0.27(kN·m/m)

検定比: IM / IMa = 0.27 / 8.74 = 0.03 1.0 OK

・主筋

SD295

D13 at = 127(mm²)

$F_t = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IF_t = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $sF_t = 295(\text{N/mm}^2)$
 コンクリート： $F_c = 18(\text{N/mm}^2)$ 、 $IF_s = 0.60(\text{N/mm}^2)$
 底盤幅： $B = 600(\text{mm})$
 基礎梁：幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$
 等分布荷重： $w = 10.57 \times 0.60(\text{m}) = 6.34(\text{kN/m})$ 、長さ $l = 1.05(\text{m})$ (Y11' ~ Y12)
 長期許容モーメント： $IM_{\text{上}} = at \cdot IF_t \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14(\text{kN}\cdot\text{m})$
 ： $IM_{\text{下}} = IM_{\text{上}}$

長期モーメント($\text{kN}\cdot\text{m}$)：



Y11' Y12 Y11' Y12
 中央モーメント 端部モーメント

$$\begin{aligned}
 IM_{\text{上}} &= wl^2 / 8.0 = 6.34 \times 1.05^2 / 8.0 = 0.88 \\
 IM_{\text{下}} &= wl^2 / 12.0 = 6.34 \times 1.05^2 / 12.0 = 0.59
 \end{aligned}$$

検定比：

$$\begin{aligned}
 IM_{\text{上}} / IM_{\text{上}} &= 0.88 / 18.14 = 0.05 & 1.0 & \text{OK} \\
 IM_{\text{下}} / IM_{\text{下}} &= 0.59 / 18.14 = 0.03 & 1.0 & \text{OK}
 \end{aligned}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

$$\begin{aligned}
 SD295 \quad D13@200 \quad at &= 127.0(\text{mm}^2) \quad IF_t = 195.00(\text{N/mm}^2) \\
 \text{長期許容せん断耐力} : pw &= at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004 \\
 IQ_a &= b \cdot j \cdot IF_s + 0.5 \cdot IF_t (pw - 0.002) \\
 &= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(\text{kN})
 \end{aligned}$$

長期せん断力($\text{kN}\cdot\text{m}$)：



Y11' Y12
 せん断力

$$IQ = wl / 2.0 = 3.35$$

検定比：

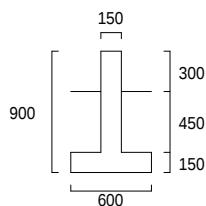
$$IQ / IQ_a = 3.35 / 65.58 = 0.05 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

●X7通り (Y7 ~ Y10')

《 長 期 》

・底盤補強筋

$$\begin{aligned}
 SD295 \quad D13@200, at &= 127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2) \\
 Ft &= 295(\text{N/mm}^2), sFt = 295(\text{N/mm}^2), IF_t = 196(\text{N/mm}^2), w = 7.12(\text{kN/m}^2) \\
 \text{基礎幅 } b &= 150(\text{mm}), \text{底盤幅 } B = 600(\text{mm}), \text{底盤厚さ } d = 150(\text{mm}) \\
 \text{底盤片持部分長さ } t &= (B - b) / 2 = 225(\text{mm}), \text{応力中心距離 } j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})
 \end{aligned}$$



$$IM_a = at \cdot IF_t \cdot j = 8.74(\text{kN}\cdot\text{m/m})$$

底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.18 (kN \cdot m/m)$
 検定比： $IM / I_{Ma} = 0.18 / 8.74 = 0.02$ 1.0 OK

・主筋

SD295

D13 $at = 127 (mm^2)$

$Ft = 295 (N/mm^2)$ 、 $IFt = 196 (N/mm^2)$ 、 $sFt = 295 (N/mm^2)$

コンクリート： $Fc = 18 (N/mm^2)$ 、 $IFs = 0.60 (N/mm^2)$

底盤幅： $B = 600 (mm)$

基礎梁：幅 $b = 150 (mm)$ 、せい $d = 900 (mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (mm)$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (mm)$

等分布荷重： $w = 7.12 \times 0.60 (m) = 4.27 (kN/m)$ 、長さ $l = 0.91 (m)$ (Y9 ~ Y10 ')

長期許容モーメント： $I_{Ma上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14 (kN \cdot m)$
 $I_{Ma下} = I_{Ma上}$

長期モーメント ($kN \cdot m$) :



Y7	Y8	Y9	Y10	Y10'	Y7	Y8	Y9	Y10	Y10'
中央モーメント					端部モーメント				

$IM上 = wl^2 / 8.0 = 4.27 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.44$

$IM下 = wl^2 / 12.0 = 4.27 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.29$

検定比：

$IM上 / I_{Ma上} = 0.44 / 18.14 = 0.02$ 1.0 OK

$IM下 / I_{Ma下} = 0.29 / 18.14 = 0.02$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0 (mm^2)$ 、 $IFt = 195.00 (N/mm^2)$

長期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt (pw - 0.002)$

$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58 (kN)$

長期せん断力 ($kN \cdot m$) :



Y7	Y8	Y9	Y10	Y10'
せん断力				

$IQ = wl / 2.0 = 1.94$

検定比：

$IQ / IQa = 1.94 / 65.58 = 0.03$ 1.0 OK

《 短 期 》

・主筋

SD295

D13 $at = 127 (mm^2)$

$Ft = 295 (N/mm^2)$ 、 $IFt = 196 (N/mm^2)$ 、 $sFt = 295 (N/mm^2)$

底盤幅： $B = 600 (mm)$

基礎梁：せい $d = 900 (mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (mm)$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (mm)$

等分布荷重： $w = 7.12 \times 0.600 (m) = 4.27 (kN/m)$ 、長さ $l = 0.91 (m)$ (Y9 ~ Y10 ')

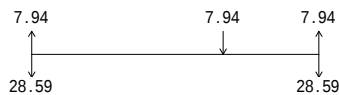
鉛直荷重時モーメント ($kN \cdot m$) (Y9 ~ Y10 ')



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

端部： $wl \sim 2 / 12 = 4.27 \times 0.91 \sim 2 / 12 = 0.29$
 中央： $wl \sim 2 / 24 = 4.27 \times 0.91 \sim 2 / 24 = 0.15$

水平時脚部軸力(kN)：

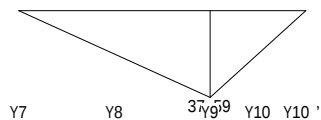


Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y7：7.94
 Y9：-7.94
 Y10'：7.94

水平力時支点反力(kN)：
 $42.89 \times 1.82 / 2.73 = 28.59$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y9：37.59

短期許容モーメント：

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント：

sMmax：最大モーメント、IM：鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 37.59(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 37.59 + 0.29 = 37.89(\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比：

$sM_{上} / sMa_{上} = 37.59 / 27.21 = 1.38 > 1.0$ NG
 $sM_{下} / sMa_{下} = 37.89 / 27.21 = 1.39 > 1.0$ NG

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

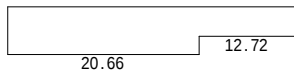
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

等分布荷重：w = 7.12 × 0.600(m) = 4.27(kN/m)、長さ l = 0.910(m) (Y9 ~ Y10')

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y9 ~ Y10')

 $wl / 2 = 4.27 \times 0.91 / 2 = 1.94(\text{kN})$

水平力時せん断力(kN)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y7 ~ Y9 : 20.66
Y9 ~ Y10' : 12.72

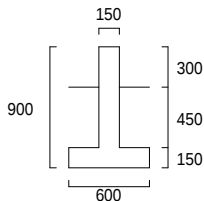
短期許容せん断耐力 : $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$
 $sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (p_w - 0.002)$
 $= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 20.66 + 1.94 = 22.60 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 22.60 / 131.05 = 0.17$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

● X7通り (Y10' ~ Y12)

・ 底盤補強筋
 SD295 D13@200、 $a_t = 127 \times 1 \text{ (m)} / 0.20 \text{ (m)} = 635.00 \text{ (mm}^2\text{)}$
 $Ft = 295 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $IFt = 196 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $w = 9.19 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 基礎幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、底盤幅 $B = 600 \text{ (mm)}$ 、底盤厚さ $d = 150 \text{ (mm)}$
 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70 \text{ (mm)}$



許容モーメント : $IMa = a_t \cdot IFt \cdot j = 8.74 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 底盤の最大モーメント : $IM = wt^2 / 2 = 0.23 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 検定比 : $IM / IMa = 0.23 / 8.74 = 0.03$ 1.0 OK

《 短 期 》

・ 主筋
 SD295
 D13 $a_t = 127 \text{ (mm}^2\text{)}$
 $Ft = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $IFt = 196 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 底盤幅 : $B = 600 \text{ (mm)}$
 基礎梁 : せい $d = 900 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 \text{ (mm)}$

水平時脚部軸力 (kN) :



Y10' Y11 Y11' Y12

Y10' : 7.94
Y12 : -7.94

水平力時支点反力 (kN) :
 $19.66 / 1.87 = 10.54$

水平力時モーメント (kN・m) :

Y10' Y11 Y11' Y12

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{上} = 0.00 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sM_{下} = 0.00 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

検定比：

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

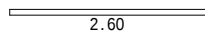
・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

$$\text{応力中心距離 } j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$$

水平力時せん断力(kN)：


 2.60

Y10' Y11 Y11' Y12

Y10' ~ Y12 : 2.60

短期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 (\text{kN})$$

短期最大せん断力：sQ = 2.60(kN)

$$\text{検定比} \quad sQ / sQa = 2.60 / 131.05 = 0.02 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

$$\text{検定比} : 127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$$

● X8通り (Y2~Y4)

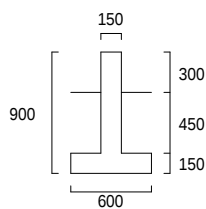
《 長期 》

・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 8.66(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



許容モーメント：IMa = at · IFt · j = 8.74(kN·m/m)

底盤の最大モーメント：IM = wt² / 2 = 0.22(kN·m/m)

$$\text{検定比} : IM / IMa = 0.22 / 8.74 = 0.03 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・主筋
SD295
D13 at = 127(mm²)
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
コンクリート：Fc = 18(N/mm²)、IFs = 0.60(N/mm²)
底盤幅：B = 600(mm)
基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)
等分布荷重：w = 8.66 × 0.60(m) = 5.20(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y2 ~ Y3)
長期許容モーメント：IMa_上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 726 = 18.14(kN·m)
：IMa_下 = IMa_上

長期モーメント(kN·m)：



$$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 5.20 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.54$$

$$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 5.20 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.36$$

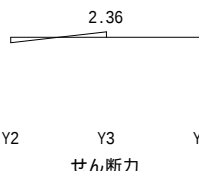
検定比：

$$IM_{上} / IMa_{上} = 0.54 / 18.14 = 0.03 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 0.36 / 18.14 = 0.02 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)
SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、IFt = 195.00(N/mm²)
長期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004
IQa = b · j · IFs + 0.5 · IFt(pw - 0.002)
= 150 × 726 × 0.60 + 0.5 × 195.0 × (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)

長期せん断力(kN·m)：



$$IQ = wl / 2.0 = 2.36$$

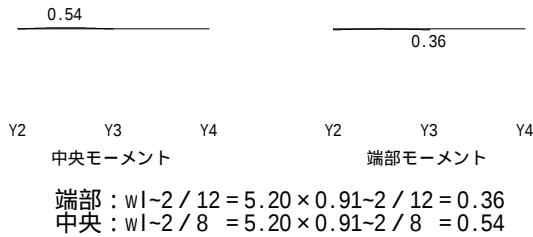
検定比：

$$IQ / IQa = 2.36 / 65.58 = 0.04 \quad 1.0 \quad OK$$

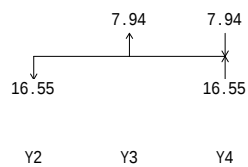
《 短期 》

・主筋
SD295
D13 at = 127(mm²)
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
底盤幅：B = 600(mm)
基礎梁：せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)
等分布荷重：w = 8.66 × 0.600(m) = 5.20(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y2 ~ Y3)

鉛直荷重時モーメント(kN·m) (Y2 ~ Y3)



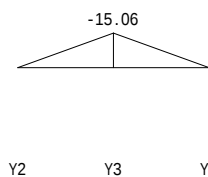
水平時脚部軸力(kN) :



Y2 : 0.00
 Y3 : 7.94
 Y4 : -7.94

水平力時支点反力(kN) :
 $33.09 \times 0.91 / 1.82 = 16.55$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y3 : -15.06

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21 (\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

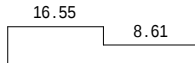
短期最大モーメント :
 sM_{max} : 最大モーメント、IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 15.06 (\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 15.06 + 0.36 = 15.42 (\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 15.06 / 27.21 = 0.55$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 15.42 / 27.21 = 0.57$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)
 SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)
 基礎梁: 幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)
 等分布荷重: w = 8.66 × 0.600(m) = 5.20(kN/m)、長さ l = 0.910(m) (Y2 ~ Y3)
 鉛直荷重時せん断力(kN) (Y2 ~ Y3)
 $wl / 2 = 5.20 \times 0.91 / 2 = 2.36 (\text{kN})$

水平力時せん断力(kN) :



Y2 Y3 Y4

Y2 ~ Y3 : -16.55
Y3 ~ Y4 : -8.61

短期許容せん断耐力 : $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$
 $sQ_a = b \cdot j \cdot sF_s + 0.5 \cdot sF_t (p_w - 0.002)$
 $= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 (\text{kN})$
 短期最大せん断力 : $sQ = 16.55 + 2.36 = 18.91 (\text{kN})$
 検定比 : $sQ / sQ_a = 18.91 / 131.05 = 0.14$ 1.0 OK

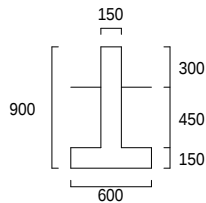
せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

● X8通り (Y4 ~ Y5)

《 長期 》

・ 底盤補強筋

SD295 D13@200、 $a_t = 127 \times 1 (\text{m}) / 0.20 (\text{m}) = 635.00 (\text{mm}^2)$
 $F_t = 295 (\text{N/mm}^2)$ 、 $sF_t = 295 (\text{N/mm}^2)$ 、 $IF_t = 196 (\text{N/mm}^2)$ 、 $w = 9.30 (\text{kN/m}^2)$
 基礎幅 $b = 150 (\text{mm})$ 、底盤幅 $B = 600 (\text{mm})$ 、底盤厚さ $d = 150 (\text{mm})$
 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225 (\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70 (\text{mm})$



許容モーメント : $IM_a = a_t \cdot IF_t \cdot j = 8.74 (\text{kN} \cdot \text{m/m})$
 底盤の最大モーメント : $IM = w l^2 / 2 = 0.24 (\text{kN} \cdot \text{m/m})$
 検定比 : $IM / IM_a = 0.24 / 8.74 = 0.03$ 1.0 OK

・ 主筋

SD295

D13 $a_t = 127 (\text{mm}^2)$ $F_t = 295 (\text{N/mm}^2)$ 、 $IF_t = 196 (\text{N/mm}^2)$ 、 $sF_t = 295 (\text{N/mm}^2)$ コンクリート : $F_c = 18 (\text{N/mm}^2)$ 、 $IF_s = 0.60 (\text{N/mm}^2)$ 底盤幅 : $B = 600 (\text{mm})$ 基礎梁 : 幅 $b = 150 (\text{mm})$ 、せい $d = 900 (\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (\text{mm})$ 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (\text{mm})$ 等分布荷重 : $w = 9.30 \times 0.60 (\text{m}) = 5.58 (\text{kN/m})$ 、長さ $l = 0.91 (\text{m})$ (Y4 ~ Y5)

長期許容モーメント : $IM_{a上} = a_t \cdot IF_t \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14 (\text{kN} \cdot \text{m})$
 $: IM_{a下} = IM_{a上}$

長期モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$) :Y4 Y5 Y4 Y5
中央モーメント 端部モーメント

$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 5.58 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.58$
 $IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 5.58 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.39$

検定比 :

$IM_{上} / IM_{a上} = 0.58 / 18.14 = 0.03$ 1.0 OK
 $IM_{下} / IM_{a下} = 0.39 / 18.14 = 0.02$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、IFt = 195.00(N/mm²)長期許容せん断耐力: $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$ $IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt(pw - 0.002)$ $= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)$

長期せん断力(kN・m) :



Y4 Y5

せん断力

$$IQ = wL / 2.0 = 2.54$$

検定比:

$$IQ / IQa = 2.54 / 65.58 = 0.04 \quad 1.0 \quad OK$$

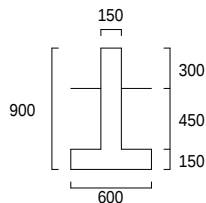
●X8通り (Y5~Y7)

・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 9.15(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)

許容モーメント: $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(kN \cdot m/m)$ 底盤の最大モーメント: $IM = wt^2 / 2 = 0.23(kN \cdot m/m)$ 検定比: $IM / IMa = 0.23 / 8.74 = 0.03 \quad 1.0 \quad OK$

《 短 期 》

・主筋

SD295

D13 at = 127(mm²)Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅: B = 600(mm)

基礎梁: せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

水平時脚部軸力(kN) :



Y5 Y6 Y7

Y5 : 13.23

Y7 : -11.91

水平力時支点反力(kN) :

$$25.58 / 1.82 = 14.06$$

水平力時モーメント(kN・m)：

Y5 Y6 Y7

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{上} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sM_{下} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$$

検定比：

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

$$SD295 \quad D13@200 \quad at = 127.0(\text{mm}^2), \quad sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$$

$$Fc = 18\text{N}/\text{mm}^2, \quad sFs = 1.20(\text{N}/\text{mm}^2)$$

$$\text{基礎梁：幅 } b = 150(\text{mm}), \text{ せい } d = 900(\text{mm}), \text{ 主筋重心位置 } dt = 70(\text{mm})$$

$$\text{応力中心距離 } j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$$

水平力時せん断力(kN)：

0.83

Y5 Y6 Y7

Y5 ~ Y7 : 0.83

短期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$$

短期最大せん断力： $sQ = 0.83(\text{kN})$

$$\text{検定比} \quad : \quad sQ / sQa = 0.83 / 131.05 = 0.01 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

$$\text{検定比} : 127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$$

● X8通り (Y7 ~ Y9)

《 長 期 》

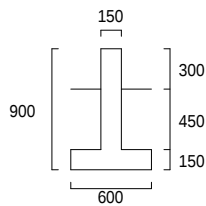
・底盤補強筋

$$SD295 \quad D13@200, \quad at = 127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$$

$$Ft = 295\text{N}/\text{mm}^2, \quad sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2), \quad IFt = 196(\text{N}/\text{mm}^2), \quad w = 8.93(\text{kN}/\text{m}^2)$$

$$\text{基礎幅 } b = 150(\text{mm}), \text{ 底盤幅 } B = 600(\text{mm}), \text{ 底盤厚さ } d = 150(\text{mm})$$

$$\text{底盤片持部分長さ } t = (B - b) / 2 = 225(\text{mm}), \text{ 応力中心距離 } j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$$



許容モーメント : $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74 (kN \cdot m/m)$
 底盤の最大モーメント : $IM = wt^2 / 2 = 0.23 (kN \cdot m/m)$
 検定比 : $IM / IMa = 0.23 / 8.74 = 0.03$ 1.0 OK

・主筋

SD295

D13 $at = 127 (mm^2)$

$Ft = 295 (N/mm^2)$ 、 $IFt = 196 (N/mm^2)$ 、 $sFt = 295 (N/mm^2)$

コンクリート : $Fc = 18 (N/mm^2)$ 、 $IFs = 0.60 (N/mm^2)$

底盤幅 : $B = 600 (mm)$

基礎梁 : 幅 $b = 150 (mm)$ 、せい $d = 900 (mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (mm)$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (mm)$

等分布荷重 : $w = 8.93 \times 0.60 (m) = 5.36 (kN/m)$ 、長さ $l = 1.82 (m)$ (Y7 ~ Y9)

長期許容モーメント : $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14 (kN \cdot m)$
 $: IMa_{下} = IMa_{上}$

長期モーメント ($kN \cdot m$) :



Y7 Y8 Y9 Y7 Y8 Y9
 中央モーメント 端部モーメント

$$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 5.36 \times 1.82^2 / 8.0 = 2.22$$

$$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 5.36 \times 1.82^2 / 12.0 = 1.48$$

検定比 :

$$IM_{上} / IMa_{上} = 2.22 / 18.14 = 0.12 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 1.48 / 18.14 = 0.08 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0 (mm^2)$ 、 $IFt = 195.00 (N/mm^2)$

長期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt (pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58 (kN)$$

長期せん断力 ($kN \cdot m$) :



Y7 Y8 Y9
 せん断力

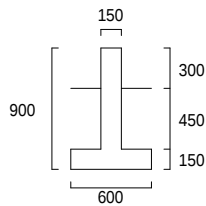
$$IQ = wl / 2.0 = 4.88$$

検定比 :

$$IQ / IQa = 4.88 / 65.58 = 0.07 \quad 1.0 \quad OK$$

● X8通り (Y9 ~ Y10 ')

・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$ $Ft = 295\text{N/mm}^2$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $w = 9.80(\text{kN/m}^2)$ 基礎幅 $b = 150(\text{mm})$ 、底盤幅 $B = 600(\text{mm})$ 、底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$ 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$ 許容モーメント： $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(\text{kN} \cdot \text{m/m})$ 底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.25(\text{kN} \cdot \text{m/m})$ 検定比： $IM / IMa = 0.25 / 8.74 = 0.03$ 1.0 OK

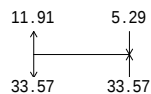
《 短期 》

・主筋

SD295

D13 $at = 127(\text{mm}^2)$ $Ft = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$ 底盤幅： $B = 600(\text{mm})$ 基礎梁：せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

水平時脚部軸力(kN)：



Y9 Y10 Y10'

Y9 : 11.91

Y10' : -5.29

水平力時支点反力(kN)：

 $30.55 / 0.91 = 33.57$

水平力時モーメント(kN・m)：

Y9 Y10 Y10'

短期許容モーメント：

 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN} \cdot \text{m})$ $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント：

 $sM_{上} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$ $sM_{下} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比：

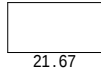
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00$ 1.0 OK $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00$ 1.0 OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $at = 127.0(\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N/mm}^2)$

$F_c = 18\text{N/mm}^2$ 、 $sF_s = 1.20(\text{N/mm}^2)$
 基礎梁：幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

水平力時せん断力(kN)：



Y9 Y10 Y10'

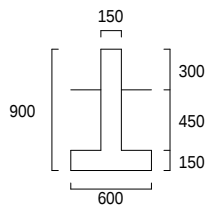
Y9 ~ Y10' : 21.67

短期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$
 $sQa = b \cdot j \cdot sF_s + 0.5 \cdot sF_t(pw - 0.002)$
 $= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$
 短期最大せん断力： $sQ = 21.67(\text{kN})$
 検定比： $sQ / sQa = 21.67 / 131.05 = 0.17$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比： $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

● X8通り (Y10' ~ Y11)

・底盤補強筋
 SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$
 $F_t = 295\text{N/mm}^2$ 、 $sF_t = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IF_t = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $w = 17.73(\text{kN/m}^2)$
 基礎幅 $b = 150(\text{mm})$ 、底盤幅 $B = 600(\text{mm})$ 、底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$
 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$

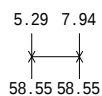


許容モーメント： $IMa = at \cdot IF_t \cdot j = 8.74(\text{kN} \cdot \text{m/m})$
 底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.45(\text{kN} \cdot \text{m/m})$
 検定比： $IM / IMa = 0.45 / 8.74 = 0.05$ 1.0 OK

《 短 期 》

・主筋
 SD295
 D13 $at = 127(\text{mm}^2)$
 $F_t = 295(\text{N/mm}^2)$ 、 $IF_t = 196(\text{N/mm}^2)$ 、 $sF_t = 295(\text{N/mm}^2)$
 底盤幅： $B = 600(\text{mm})$
 基礎梁：せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

水平時脚部軸力(kN)：



Y10' Y11

Y10' : -5.29
 Y11 : -7.94

水平力時支点反力(kN) :
 $26.64 / 0.46 = 58.55$

水平力時モーメント(kN・m) :

Y10 ' Y11

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 $sM_{上} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)
SD295 D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2\text{)}$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $Fc = 18 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.20 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 900 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 \text{ (mm)}$

水平力時せん断力(kN) :



Y10 ' Y11

Y10 ' ~ Y11 : -53.25

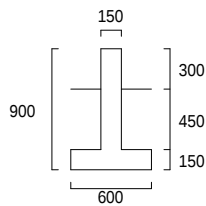
短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$
 $sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002)$
 $= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 53.25 \text{ (kN)}$
検定比 : $sQ / sQa = 53.25 / 131.05 = 0.41 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$

● X10通り (Y9 ~ Y10 ')

・底盤補強筋
SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1 \text{ (m)} / 0.20 \text{ (m)} = 635.00 \text{ (mm}^2\text{)}$
 $Ft = 295 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $IFt = 196 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $w = 10.67 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
基礎幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、底盤幅 $B = 600 \text{ (mm)}$ 、底盤厚さ $d = 150 \text{ (mm)}$
底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70 \text{ (mm)}$



許容モーメント : $I_{Ma} = at \cdot IFt \cdot j = 8.74 (\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$
 底盤の最大モーメント : $IM = wt^2 / 2 = 0.27 (\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$
 検定比 : $IM / I_{Ma} = 0.27 / 8.74 = 0.03 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

《 短 期 》

・主筋

SD295

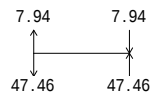
D13 $at = 127 (\text{mm}^2)$

$Ft = 295 (\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 196 (\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295 (\text{N}/\text{mm}^2)$

底盤幅 : $B = 600 (\text{mm})$

基礎梁 : せい $d = 900 (\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (\text{mm})$

水平時脚部軸力(kN) :



Y9 Y10 Y10'

Y9 : 7.94

Y10' : -7.94

水平力時支点反力(kN) :

$43.19 / 0.91 = 47.46$

水平力時モーメント(kN・m) :

Y9 Y10 Y10'

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21 (\text{kN} \cdot \text{m})$

$sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :

$sM_{上} = 0.00 (\text{kN} \cdot \text{m})$

$sM_{下} = 0.00 (\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

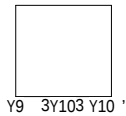
SD295 D13@200 $at = 127.0 (\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295 (\text{N}/\text{mm}^2)$

$Fc = 18 \text{N}/\text{mm}^2$ 、 $sFs = 1.20 (\text{N}/\text{mm}^2)$

基礎梁 : 幅 $b = 150 (\text{mm})$ 、せい $d = 900 (\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (\text{mm})$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (\text{mm})$

水平力時せん断力(kN) :



Y9 ~ Y10' : 39.53

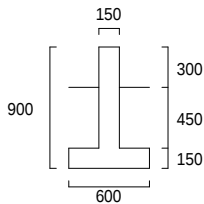
短期許容せん断耐力 : $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$
 $sQ_a = b \cdot j \cdot sF_s + 0.5 \cdot sF_t (p_w - 0.002)$
 $= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 39.53 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQ_a = 39.53 / 131.05 = 0.30$ 1.0 OK
 せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

● X10通り (Y10' ~ Y12)

《 長期 》

・ 底盤補強筋

SD295 D13@200、 $a_t = 127 \times 1 \text{ (m)} / 0.20 \text{ (m)} = 635.00 \text{ (mm}^2\text{)}$
 $F_t = 295 \text{ N/mm}^2$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $IF_t = 196 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $w = 12.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 基礎幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、底盤幅 $B = 600 \text{ (mm)}$ 、底盤厚さ $d = 150 \text{ (mm)}$
 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70 \text{ (mm)}$



許容モーメント : $IM_a = a_t \cdot IF_t \cdot j = 8.74 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 底盤の最大モーメント : $IM = w l^2 / 2 = 0.32 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 検定比 : $IM / IM_a = 0.32 / 8.74 = 0.04$ 1.0 OK

・ 主筋

SD295

D13 $a_t = 127 \text{ (mm}^2\text{)}$ $F_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $IF_t = 196 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ コンクリート : $F_c = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $IF_s = 0.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 底盤幅 : $B = 600 \text{ (mm)}$ 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 900 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$ 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 \text{ (mm)}$ 等分布荷重 : $w = 12.81 \times 0.60 \text{ (m)} = 7.68 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.57 \text{ (m)}$ (Y10' ~ Y12)

長期許容モーメント : $IM_{\text{上}} = a_t \cdot IF_t \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 : $IM_{\text{下}} = IM_{\text{上}}$

長期モーメント (kN・m) :



Y10' Y11 Y11' Y12

中央モーメント

Y10' Y11 Y11' Y12

端部モーメント

$$IM_{\text{上}} = w l^2 / 8.0 = 7.68 \times 1.57^2 / 8.0 = 2.35$$

$$IM_{\text{下}} = w l^2 / 12.0 = 7.68 \times 1.57^2 / 12.0 = 1.57$$

検定比：

$$\frac{IM_{上}}{IMa_{上}} = 2.35 / 18.14 = 0.13 \quad 1.0 \quad OK$$

$$\frac{IM_{下}}{IMa_{下}} = 1.57 / 18.14 = 0.09 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、IFt = 195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004

$$IQa = b \cdot j \cdot IFs + 0.5 \cdot IFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58(kN)$$

長期せん断力(kN・m)：

Y10' Y11 Y11' Y12
せん断力

$$IQ = wL / 2.0 = 6.01$$

検定比：

$$IQ / IQa = 6.01 / 65.58 = 0.09 \quad 1.0 \quad OK$$

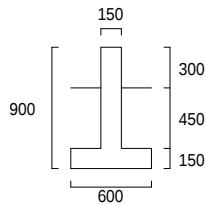
●X12通り (Y4～Y5)

・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 7.29(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



許容モーメント：IMa = at · IFt · j = 8.74(kN・m/m)

底盤の最大モーメント：IM = wt² / 2 = 0.18(kN・m/m)

検定比：IM / IMa = 0.18 / 8.74 = 0.02 1.0 OK

《 短 期 》

・主筋

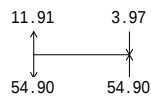
SD295

D13 at = 127(mm²)Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 726(mm)

水平時脚部軸力(kN)：



Y4 Y5

Y4 : 11.91

Y5 : -3.97

水平力時支点反力(kN) :
 $49.96 / 0.91 = 54.90$

水平力時モーメント(kN・m) :

Y4

Y5

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

$$sM_{上} = 0.00 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sM_{下} = 0.00 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

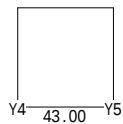
SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

$$\text{応力中心距離 } j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$$

水平力時せん断力(kN) :



Y4 ~ Y5 : 43.00

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 (\text{kN})$$

短期最大せん断力 : $sQ = 43.00 (\text{kN})$

$$\text{検定比} : sQ / sQa = 43.00 / 131.05 = 0.33 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

$$\text{検定比} : 127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$$

● X12通り (Y5 ~ Y7)

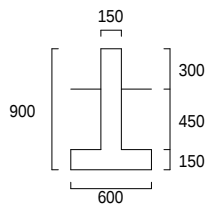
・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = $127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$

Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 7.66(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = $(B - b) / 2 = 225(\text{mm})$ 、応力中心距離 j = $(d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$



許容モーメント : $IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74 (kN \cdot m/m)$
 底盤の最大モーメント : $IM = wt^2 / 2 = 0.19 (kN \cdot m/m)$
 検定比 : $IM / IMa = 0.19 / 8.74 = 0.02 \quad 1.0 \quad OK$

《 短 期 》

・主筋

SD295

D13 $at = 127 (mm^2)$

$Ft = 295 (N/mm^2)$ 、 $IFt = 196 (N/mm^2)$ 、 $sFt = 295 (N/mm^2)$

底盤幅 : $B = 600 (mm)$

基礎梁 : せい $d = 900 (mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (mm)$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (mm)$

水平時脚部軸力 (kN) :



Y5 Y6 Y7

Y5 : -3.97

Y7 : 2.65

水平力時支点反力 (kN) :

$22.87 / 1.82 = 12.57$

水平力時モーメント (kN・m) :

Y5 Y6 Y7

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21 (kN \cdot m)$

$sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :

$sM_{上} = 0.00 (kN \cdot m)$

$sM_{下} = 0.00 (kN \cdot m)$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad OK$

$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad OK$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

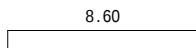
SD295 D13@200 $at = 127.0 (mm^2)$ 、 $sFt = 295 (N/mm^2)$

$Fc = 18 N/mm^2$ 、 $sFs = 1.20 (N/mm^2)$

基礎梁 : 幅 $b = 150 (mm)$ 、せい $d = 900 (mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (mm)$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (mm)$

水平力時せん断力(kN) :



Y5 Y6 Y7

Y5 ~ Y7 : -8.60

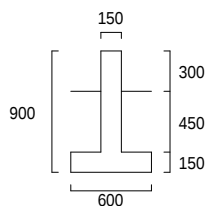
短期許容せん断耐力 : $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$
 $sQ_a = b \cdot j \cdot sF_s + 0.5 \cdot sF_t (p_w - 0.002)$
 $= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 8.60 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQ_a = 8.60 / 131.05 = 0.07$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

● X12通り (Y7 ~ Y9)

・底盤補強筋
 SD295 D13@200、 $a_t = 127 \times 1 \text{ (m)} / 0.20 \text{ (m)} = 635.00 \text{ (mm}^2\text{)}$
 $F_t = 295 \text{ N/mm}^2$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $IF_t = 196 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $w = 9.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 基礎幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、底盤幅 $B = 600 \text{ (mm)}$ 、底盤厚さ $d = 150 \text{ (mm)}$
 底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70 \text{ (mm)}$



許容モーメント : $IM_a = a_t \cdot IF_t \cdot j = 8.74 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 底盤の最大モーメント : $IM = wt^2 / 2 = 0.24 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 検定比 : $IM / IM_a = 0.24 / 8.74 = 0.03$ 1.0 OK

《 短 期 》

・主筋
 SD295
 D13 $a_t = 127 \text{ (mm}^2\text{)}$
 $F_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $IF_t = 196 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 底盤幅 : $B = 600 \text{ (mm)}$
 基礎梁 : せい $d = 900 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 \text{ (mm)}$

水平時脚部軸力(kN) :



Y7 Y8 Y9

Y7 : 2.65
 Y9 : -7.94

水平力時支点反力(kN) :
 $10.84 / 1.82 = 5.95$

水平力時モーメント(kN・m) :

Y7 Y8 Y9

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{上} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sM_{下} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$$

検定比：

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

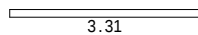
・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)Fc = 18N/mm²、sFs = 1.20(N/mm²)

基礎梁：幅 b = 150(mm)、せい d = 900(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

$$\text{応力中心距離 } j = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$$

水平力時せん断力(kN)：


 3.31

Y7 Y8 Y9

Y7 ~ Y9 : 3.31

短期許容せん断耐力：pw = at / b · p = 127.0 / (150 × 200) = 0.004

$$sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt(pw - 0.002)$$

$$= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05(\text{kN})$$

短期最大せん断力：sQ = 3.31(kN)

$$\text{検定比} : sQ / sQa = 3.31 / 131.05 = 0.03 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

$$\text{検定比} : 127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$$

●X12通り (Y9 ~ Y10 ')

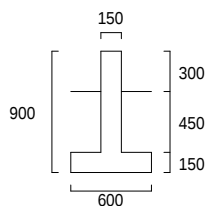
《 長 期 》

・底盤補強筋

SD295 D13@200、at = 127 × 1(m) / 0.20(m) = 635.00(mm²)Ft = 295N/mm²、sFt = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、w = 14.74(kN/m²)

基礎幅 b = 150(mm)、底盤幅 B = 600(mm)、底盤厚さ d = 150(mm)

底盤片持部分長さ t = (B - b) / 2 = 225(mm)、応力中心距離 j = (d - 70) × 7/8 = 70(mm)



$$\text{許容モーメント} : IMa = at \cdot IFt \cdot j = 8.74(\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

底盤の最大モーメント： $IM = wt^2 / 2 = 0.37 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
 検定比： $IM / IMa = 0.37 / 8.74 = 0.04$ 1.0 OK

・主筋

SD295

D13 at = 127(mm2)

$$F_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}, \quad lF_t = 196 \text{ (N/mm}^2\text{)}, \quad sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

コンクリート: $F_c = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $f_s = 0.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

底盤幅：B = 600 (mm)

基礎梁：幅 $b = 150(\text{mm})$ 、せい $d = 900(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$

応力中心距離 $i = (d - dt) \times 7/8 = 726(\text{mm})$

等分布荷重: $w = 14.74 \times 0.60(\text{m}) = 8.84(\text{kN/m})$ 、長さ $l = 0.91(\text{m})$ (Y9~Y10')

長期許容モーメント： $I_{Ma上} = at \cdot Ift \cdot j = 127 \times 196 \times 726 = 18.14 (kN \cdot m)$
 ： $I_{Ma下} = I_{Ma上}$

長期モーメント (kN・m) :



Y9 Y10 Y10'
中央モーメント

Y9 Y10 Y10'
端部モーメント

$$IM_{上} = w_{I-2} / 8.0 = 8.84 \times 0.91^{-2} / 8.0 = 0.92$$

$$IM_{\text{下}} = w_l \sim 2 / 12.0 = 8.84 \times 0.91 \sim 2 / 12.0 = 0.61$$

検定比：

$$IM_{上} / IM_{a上} = 0.92 / 18.14 = 0.05 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{\text{下}} / IMa_{\text{下}} = 0.61 / 18.14 = 0.03 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

- ・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 at = 127.0(mm²)、If_t = 195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力: $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$

$$\begin{aligned} I_{Qa} &= b \cdot j \cdot I_{Fs} + 0.5 \cdot I_{Ft} (pw - 0.002) \\ &= 150 \times 726 \times 0.60 + 0.5 \times 195.0 \times (0.004 - 0.002) = 65.58 (\text{kN}) \end{aligned}$$

長期せん断力(kN・m)：



Y9 Y10 Y10 'せん断力

$$|Q| = w / 2.0 = 4.02$$

検定比：

$$IQ / IQ_a = 4.02 / 65.58 = 0.06 \quad 1.0 \quad OK$$

● X12通口 (Y10' ~ Y12)

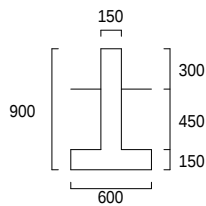
・底盤補強筋

SD295 D13@200、 $at = 127 \times 1(\text{m}) / 0.20(\text{m}) = 635.00(\text{mm}^2)$

$$F_t = 295 \text{ N/mm}^2, sF_t = 295 (\text{N/mm}^2), lF_t = 196 (\text{N/mm}^2), w = 13.08 (\text{kN/m}^2)$$

基礎幅 $b = 150(\text{mm})$ 、底盤幅 $B = 600(\text{mm})$ 、底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$

底盤片持部分長さ $t = (B - b) / 2 = 225(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - 70) \times 7/8 = 70(\text{mm})$



許容モーメント： $I_{Ma} = a_t \cdot I_{Ft} \cdot j = 8.74 (\text{kN} \cdot \text{m} / \text{m})$
 底盤の最大モーメント： $I_M = w t^2 / 2 = 0.33 (\text{kN} \cdot \text{m} / \text{m})$
 検定比： $I_M / I_{Ma} = 0.33 / 8.74 = 0.04 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

《 短 期 》

・主筋

SD295

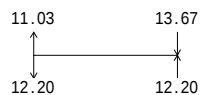
D13 $a_t = 127 (\text{mm}^2)$

$F_t = 295 (\text{N} / \text{mm}^2)$ 、 $I_{Ft} = 196 (\text{N} / \text{mm}^2)$ 、 $sF_t = 295 (\text{N} / \text{mm}^2)$

底盤幅： $B = 600 (\text{mm})$

基礎梁：せい $d = 900 (\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (\text{mm})$

水平時脚部軸力(kN)：



Y10' Y11 Y11' Y12

Y10' : 11.03

Y12 : -13.67

水平力時支点反力(kN)：

$16.65 / 1.37 = 12.20$

水平力時モーメント(kN・m)：

Y10' Y11 Y11' Y12

短期許容モーメント：

$sMa_{上} = a_t \cdot \text{本数(上)} \cdot sF_t \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 726 = 27.21 (\text{kN} \cdot \text{m})$

$sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント：

$sM_{上} = 0.00 (\text{kN} \cdot \text{m})$

$sM_{下} = 0.00 (\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比：

$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 27.21 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295 D13@200 $a_t = 127.0 (\text{mm}^2)$ 、 $sF_t = 295 (\text{N} / \text{mm}^2)$

$F_c = 18 \text{N} / \text{mm}^2$ 、 $sF_s = 1.20 (\text{N} / \text{mm}^2)$

基礎梁：幅 $b = 150 (\text{mm})$ 、せい $d = 900 (\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (\text{mm})$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 726 (\text{mm})$

水平力時せん断力(kN) :

1.18

Y10' Y11 Y11' Y12

Y10' ~ Y12 : 1.18

短期許容せん断耐力 : $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.004$
 $sQa = b \cdot j \cdot sFs + 0.5 \cdot sFt (p_w - 0.002)$
 $= 150 \times 726 \times 1.20 + 0.5 \times 295.0 \times (0.004 - 0.002) = 131.05 (kN)$
短期最大せん断力 : $sQ = 1.18 (kN)$
検定比 : $sQ / sQa = 1.18 / 131.05 = 0.01$ 1.0 OK
せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\%$ 0.2% OK

3.7 その他

3.7.1 転倒の検討

 Σw : 全重量

L : 建物長さ

Mo : 転倒モーメント

方向	$\Sigma w/2$ (kN)	L (m)	地震時モーメント Mo (kN・m)	$(\Sigma w \times L) / (2 \times Mo)$	判定
X	312.17	8.19	$22.86 \times 6.45 + 32.65 \times 3.75 = 269.90$	9.47	OK
Y	312.17	8.19	$22.86 \times 6.45 + 32.65 \times 3.75 = 269.90$	9.47	OK

方向	$\Sigma w/2$ (kN)	L (m)	風圧時モーメント Mo (kN・m)	$(\Sigma w \times L) / (2 \times Mo)$	判定
X	312.17	8.19	$3.72 \times 6.45 + 8.39 \times 5.10 + 8.39 \times 5.10 + 8.39 \times 2.40 = 129.72$	19.70	OK
Y	312.17	8.19	$3.72 \times 6.45 + 8.39 \times 5.10 + 8.39 \times 5.10 + 8.39 \times 2.40 = 129.72$	19.70	OK

<<< 加力方向未考慮時 >>>

通り別 層間変形角の検討

 $\delta i = (hi / 150) \times (Qi / Pi)$ $y_{si} = hi / \delta i$ y_{si} : 層間変形角の逆数

hi : 構造階高

 δi : 変位

Qi : 当該階（又は壁）に作用する水平力 (kN)

Pi : 当該階の耐力壁の許容耐力 (kN)

2階 X方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y_{si}	判定
Y3	0.327	0.59	458.99	150 OK
Y6	0.327	0.59	458.99	150 OK
Y7	0.327	0.59	458.99	150 OK
Y12	0.327	0.59	458.99	150 OK

2階 Y方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y_{si}	判定
X1	0.363	0.65	413.27	150 OK
X2	0.363	0.65	413.27	150 OK
X6	0.363	0.65	413.27	150 OK
X8	0.363	0.65	413.27	150 OK
X12	0.363	0.65	413.27	150 OK

1階 X方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y si	判定
Y2	0.466	0.84	321.61	200 OK
Y3	0.466	0.84	321.61	200 OK
Y4	0.466	0.84	321.61	200 OK
Y5	0.466	0.84	321.61	200 OK
Y7	0.466	0.84	321.61	200 OK
Y10	0.466	0.84	321.61	200 OK
Y10'	0.466	0.84	321.61	200 OK
Y12	0.466	0.84	321.61	200 OK

1階 Y方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y si	判定
X1	0.437	0.79	343.40	200 OK
X2	0.437	0.79	343.40	200 OK
X6	0.437	0.79	343.40	200 OK
X7	0.437	0.79	343.40	200 OK
X8	0.437	0.79	343.40	200 OK
X10	0.437	0.79	343.40	200 OK
X12	0.437	0.79	343.40	200 OK

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

通り別 層間変形角の検討

$$\delta i = (h_i / 150) \times (Q_i / P_i)$$

$$y_{si} = h_i / \delta i$$

y si : 層間変形角の逆数

h i : 構造階高

 δi : 変位

Q i : 当該階(又は壁)に作用する水平力(kN)

P i : 当該階の耐力壁の許容耐力(kN)

2階 X方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y si	判定
Y3	0.654	1.18	229.49	150 OK
Y6	0.654	1.18	229.49	150 OK
Y7	0.654	1.18	229.49	150 OK
Y12	0.654	1.18	229.49	150 OK

2階 Y方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y si	判定
X1	0.711	1.28	211.08	150 OK
X2	0.711	1.28	211.08	150 OK
X6	0.711	1.28	211.08	150 OK
X8	0.711	1.28	211.08	150 OK
X12	0.711	1.28	211.08	150 OK

1階 X方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y si	判定
Y2	0.333	0.60	449.82	200 OK
Y3	0.333	0.60	449.82	200 OK
Y4	0.333	0.60	449.82	200 OK
Y5	0.333	0.60	449.82	200 OK
Y7	0.333	0.60	449.82	200 OK
Y10	0.333	0.60	449.82	200 OK
Y10'	0.333	0.60	449.82	200 OK
Y12	0.333	0.60	449.82	200 OK

1階 Y方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y si	判定
X1	0.305	0.55	491.74	200 OK
X2	0.305	0.55	491.74	200 OK
X6	0.305	0.55	491.74	200 OK
X7	0.305	0.55	491.74	200 OK
X8	0.305	0.55	491.74	200 OK
X10	0.305	0.55	491.74	200 OK
X12	0.305	0.55	491.74	200 OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

通り別 層間変形角の検討

$$\delta i = (h_i / 150) \times (Q_i / P_i)$$

$$y_{si} = h_i / \delta i$$

y si : 層間変形角の逆数

hi : 構造階高

 δi : 変位

Qi : 当該階(又は壁)に作用する水平力(kN)

Pi : 当該階の耐力壁の許容耐力(kN)

2階 X方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y si	判定
----	----------------	--------------------	------	----

通り	Q_i/P_i (地震時)	δ_i (cm)	y_{si}	判定
Y3	0.643	1.16	233.10	150 OK
Y6	0.643	1.16	233.10	150 OK
Y7	0.643	1.16	233.10	150 OK
Y12	0.643	1.16	233.10	150 OK

2階 Y方向 $h_i=2.70(m)$

通り	Q_i/P_i (地震時)	δ_i (cm)	y_{si}	判定
X1	0.247	0.44	607.61	150 OK
X2	0.247	0.44	607.61	150 OK
X6	0.247	0.44	607.61	150 OK
X8	0.247	0.44	607.61	150 OK
X12	0.247	0.44	607.61	150 OK

1階 X方向 $h_i=2.70(m)$

通り	Q_i/P_i (地震時)	δ_i (cm)	y_{si}	判定
Y2	0.335	0.60	448.34	200 OK
Y3	0.335	0.60	448.34	200 OK
Y4	0.335	0.60	448.34	200 OK
Y5	0.335	0.60	448.34	200 OK
Y7	0.335	0.60	448.34	200 OK
Y10	0.335	0.60	448.34	200 OK
Y10'	0.335	0.60	448.34	200 OK
Y12	0.335	0.60	448.34	200 OK

1階 Y方向 $h_i=2.70(m)$

通り	Q_i/P_i (地震時)	δ_i (cm)	y_{si}	判定
X1	0.765	1.38	196.05	200 NG
X2	0.765	1.38	196.05	200 NG
X6	0.765	1.38	196.05	200 NG
X7	0.765	1.38	196.05	200 NG
X8	0.765	1.38	196.05	200 NG
X10	0.765	1.38	196.05	200 NG
X12	0.765	1.38	196.05	200 NG

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

通り別 層間変形角の検討

$$\delta i = (h_i / 150) \times (Q_i / P_i)$$

$$\gamma_{si} = h_i / \delta i$$

 γ_{si} : 層間変形角の逆数 h_i : 構造階高 δi : 変位 Q_i : 当該階(又は壁)に作用する水平力 (kN) P_i : 当該階の耐力壁の許容耐力 (kN)2階 X方向 $h_i=2.70(m)$

通り	Q_i/P_i (地震時)	δi (cm)	γ_{si}	判定
Y3	0.219	0.39	684.88	150 OK
Y6	0.219	0.39	684.88	150 OK
Y7	0.219	0.39	684.88	150 OK
Y12	0.219	0.39	684.88	150 OK

2階 Y方向 $h_i=2.70(m)$

通り	Q_i/P_i (地震時)	δi (cm)	γ_{si}	判定
X1	0.704	1.27	213.18	150 OK
X2	0.704	1.27	213.18	150 OK
X6	0.704	1.27	213.18	150 OK
X8	0.704	1.27	213.18	150 OK
X12	0.704	1.27	213.18	150 OK

1階 X方向 $h_i=2.70(m)$

通り	Q_i/P_i (地震時)	δi (cm)	γ_{si}	判定
Y2	0.770	1.39	194.88	200 NG
Y3	0.770	1.39	194.88	200 NG
Y4	0.770	1.39	194.88	200 NG
Y5	0.770	1.39	194.88	200 NG
Y7	0.770	1.39	194.88	200 NG
Y10	0.770	1.39	194.88	200 NG
Y10'	0.770	1.39	194.88	200 NG
Y12	0.770	1.39	194.88	200 NG

1階 Y方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y si	判定
X1	0.306	0.55	490.76	200 OK
X2	0.306	0.55	490.76	200 OK
X6	0.306	0.55	490.76	200 OK
X7	0.306	0.55	490.76	200 OK
X8	0.306	0.55	490.76	200 OK
X10	0.306	0.55	490.76	200 OK
X12	0.306	0.55	490.76	200 OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

通り別 層間変形角の検討

$$\delta i = (hi / 150) \times (Qi / Pi)$$

$$y si = hi / \delta i$$

y si : 層間変形角の逆数

hi : 構造階高

 δi : 変位

Qi : 当該階（又は壁）に作用する水平力 (kN)

Pi : 当該階の耐力壁の許容耐力 (kN)

2階 X方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y si	判定
Y3	0.218	0.39	688.48	150 OK
Y6	0.218	0.39	688.48	150 OK
Y7	0.218	0.39	688.48	150 OK
Y12	0.218	0.39	688.48	150 OK

2階 Y方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y si	判定
X1	0.246	0.44	609.72	150 OK
X2	0.246	0.44	609.72	150 OK
X6	0.246	0.44	609.72	150 OK
X8	0.246	0.44	609.72	150 OK
X12	0.246	0.44	609.72	150 OK

1階 X方向 hi=2.70(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	y si	判定
Y2	0.776	1.40	193.40	200 NG
Y3	0.776	1.40	193.40	200 NG
Y4	0.776	1.40	193.40	200 NG
Y5	0.776	1.40	193.40	200 NG

通リ	Q_i/P_i (地震時)	δ_i (cm)	γ_{si}	判定
Y7	0.776	1.40	193.40	200 NG
Y10	0.776	1.40	193.40	200 NG
Y10'	0.776	1.40	193.40	200 NG
Y12	0.776	1.40	193.40	200 NG

1階 Y方向 $h_i=2.70(m)$

通リ	Q_i/P_i (地震時)	δ_i (cm)	γ_{si}	判定
X1	0.769	1.38	195.06	200 NG
X2	0.769	1.38	195.06	200 NG
X6	0.769	1.38	195.06	200 NG
X7	0.769	1.38	195.06	200 NG
X8	0.769	1.38	195.06	200 NG
X10	0.769	1.38	195.06	200 NG
X12	0.769	1.38	195.06	200 NG

3.7.2 層間変形角 (令 1 0 9 条の 2)

$$\delta i = (h_i / 150) \times (Q_i / P_i)$$

$$\gamma_{si} = h_i / \delta i$$

γ_{si} : 層間変形角の逆数

h_i : 構造階高

δi : 変位

Q_i : 当該階 (又は壁) に作用する水平力 (kN)

P_i : 当該階の耐力壁の許容耐力 (kN)

<<< 加力方向未考慮時 >>>

階	h_i (m)	方向	Q_i/P_i (地震時)	δi (cm)	γ_{si}	判定
2	2.70	X	0.326	0.59	458.99	150 OK
		Y	0.362	0.65	413.27	150 OK
1	2.70	X	0.466	0.84	321.61	200 OK
		Y	0.436	0.79	343.40	200 OK

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	h_i (m)	方向	Q_i/P_i (地震時)	δi (cm)	γ_{si}	判定
2	2.70	X	0.653	1.18	229.49	150 OK
		Y	0.710	1.28	211.08	150 OK
1	2.70	X	0.333	0.60	449.82	200 OK
		Y	0.305	0.55	491.74	200 OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	h_i (m)	方向	Q_i/P_i (地震時)	δi (cm)	γ_{si}	判定
2	2.70	X	0.643	1.16	233.10	150 OK
		Y	0.246	0.44	607.61	150 OK
1	2.70	X	0.334	0.60	448.34	200 OK
		Y	0.765	1.38	196.05	200 NG

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	h_i (m)	方向	Q_i/P_i (地震時)	δi (cm)	γ_{si}	判定
2	2.70	X	0.219	0.39	684.88	150 OK
		Y	0.703	1.27	213.18	150 OK
1	2.70	X	0.769	1.39	194.88	200 NG
		Y	0.305	0.55	490.76	200 OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	h _i (m)	方向	Q _i /P _i (地震時)	δ _i (cm)	γ _{si}	判定
2	2.70	X	0.217	0.39	688.48	150 OK
		Y	0.246	0.44	609.72	150 OK
1	2.70	X	0.775	1.40	193.40	200 NG
		Y	0.768	1.38	195.06	200 NG

3.7.3 剛性率 F s : Fes算出用の係数

<<< 加力方向未考慮時 >>>

方向	階	v si	Σ v si	平均 v s	R s > 0.6	判定	F s
X	2	458.99	780.61	390.30	1.18	OK	1.00
	1	321.61			0.82	OK	1.00
Y	2	413.27	756.68	378.34	1.09	OK	1.00
	1	343.41			0.91	OK	1.00

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	v si	Σ v si	平均 v s	R s > 0.6	判定	F s
X	2	458.99	780.61	390.30	1.18	OK	1.00
	1	321.61			0.82	OK	1.00
Y	2	413.27	756.68	378.34	1.09	OK	1.00
	1	343.41			0.91	OK	1.00

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	v si	Σ v si	平均 v s	R s > 0.6	判定	F s
X	2	229.50	679.32	339.66	0.68	OK	1.00
	1	449.83			1.32	OK	1.00
Y	2	211.08	702.83	351.41	0.60	OK	1.00
	1	491.75			1.40	OK	1.00

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	v si	Σ v si	平均 v s	R s > 0.6	判定	F s
X	2	233.10	681.44	340.72	0.68	OK	1.00
	1	448.34			1.32	OK	1.00
Y	2	607.61	803.67	401.83	1.51	OK	1.00
	1	196.05			0.49	NG	1.19

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	v si	Σ v si	平均 v s	R s > 0.6	判定	F s
X	2	684.88	879.77	439.88	1.56	OK	1.00
	1	194.89			0.44	NG	1.26
Y	2	213.19	703.95	351.98	0.61	OK	1.00
	1	490.76			1.39	OK	1.00

3.7.4 屋根葺き材等の検討