

3階建て木造構造計算書

令和 年 月 日

物件名称 : モデルプラン2 新築工事
建築場所 : ○○県○○市
建築主 : ○○
設計者 : ○○
構造設計者 : 一般の人

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	13
1.7 軸組図	17
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	33
2.2 令第46条に定める壁量算定	48
2.2.1 地震力に対する必要壁長の表	48
2.2.2 風圧力に対する L_n の表	48
2.2.3 L_d/L_n の比率の表	48
2.3 水平力に対する耐力壁の算定	50
建物重量の算定	50
2.3.1 地震力の算定	51
2.3.2 風圧力の算定	53
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	66
2.4.3 偏心率の計算	81
2.4.4 ねじれ補正值と鉛直構面の検討	83
2.4.4 鉛直構面の短期荷重時応力図	107
2.4.4 鉛直構面の短期荷重時検定比図	110
2.5 壁量充足率の検討	113
2.5.1 地震力による存在壁量と充足率	113
2.5.2 風圧力による存在壁量と充足率	
2.6 水平構面の負担水平力に対する検討	116
2.6.1 通り別重量の算定	116
2.6.2 床倍率伏図	119
2.6.3 水平構面の許容せん断耐力	122
2.6.4 水平構面の負担水平力に対する検定	124
2.7 荷重変形曲線による保有水平耐力の検討	
3. 各部の設計	144
3.1 軸力	144
3.1.1 水平力による耐力壁の応力	144
3.1.2 柱の軸力	183
3.2 柱の設計	224
3.3 梁・桁・胴差の設計	237
3.4 たる木・母屋他の設計	
3.5 接合部の設計	317
3.6 基礎の設計	329
3.7 屋根葺き材等の検討	404
4. ルート2の計算他	405
4.1 ルート2判定表	405
4.2 層間変形角	405
4.3 剛性率	414
4.4 転倒の検討	417
4.5 壁・柱の直下率	418

1. 一般事項

1.1 建物概要

物件名称: モデルプラン2 新築工事

建築場所: ○○県○○市

建築主: ○○

設計者: ○○

構造設計者: 一般の人

用途: 一戸建て住宅

規模: (※床面積は壁量計算用の面積)

床面積	1階	53.830 m ²
	2階	49.690 m ²
	3階	49.690 m ²
延面積		153.210 m ²

構造:	3階建て
	木造

軒高 8.190 m

最高高さ 9.226 m

階高 1階 2.730 m

2階 2.730 m

3階 2.275 m

1階床高さ 0.455 m

屋根形状 切り妻

勾配 X 4.0/10 Y 0.0/10

軒出 X 0.350 m Y 0.350 m

仕上げ: 屋根 金属版

外壁 1階 防火サイディング

2階 防火サイディング

3階 防火サイディング

建設地: 一般地域

地盤: 30.0 kN/m²

地業: べた基礎

根入れ 0.400 m

1.2 設計方針

床は剛な床組として設計する

ねじれ補正を行なう(下限値1.0として補正)

準拠した基準・参考図書

- ・改正基準法・同施行令・告示等
- ・2015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
- ・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
- ・3階建混構造住宅の構造設計の手引き
- ・準耐火建築物の防火設計指針
- ・木造軸組工法住宅の許容応力度設計
- ・木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017年版)

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項	■最下階の柱の下部には土台を設ける
	2項	■土台は基礎に緊結
柱の小径 令43条	1項	□横架材間距離×表の数値以上(1/20~1/33)
	2項	□3階建の1階柱 13.5cm以上
	4項	■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項	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項	■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項	□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
	2項	□圧縮筋かいは、厚さ3cm以上で幅9cm以上の木材を使用
	3項	□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項	□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項	■下記の壁量計算をおこなう 表1(又は昭和56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、耐力壁を釣合い良く設ける
	4項	
	3項	■床組及び小屋ばり組に木板等を平28国交告第691号に従って打ち付け、小屋組に振れ止めを設ける
	4項	□四分割法による釣合良い配置の検討(平成12建告1352号)
継手又は仕口 令47条	1項	□国土交通大臣が定める構造方法(平成12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項	■ラスモルタル等の下地には、防水紙等を使用
	2項	■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)	<input type="checkbox"/> 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 <input checked="" type="checkbox"/> 耐力壁の仕様は表2.3.2.1の仕様規定を満たす <input checked="" type="checkbox"/> 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)	<input type="checkbox"/> 四分割法を用いた検定 <input type="checkbox"/> 両側端部の壁量充足率がいずれも1を超える <input type="checkbox"/> 壁率比が0.5以上の確認 <input checked="" type="checkbox"/> 偏心率 ≤ 0.3 の確認 <input type="checkbox"/> 令46条及び昭56建告1100号の耐力壁のみで計算 <input type="checkbox"/> 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 <input checked="" type="checkbox"/> 令46条及び昭56建告1100号の耐力壁を使用 <input type="checkbox"/> 品確法で定める準耐力壁等を使用 <input checked="" type="checkbox"/> 3.3又は3.4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 <input type="checkbox"/> 4.3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： <input type="checkbox"/> 四分割法で両側端部の壁量充足率 > 1 により $C_e=1$ <input type="checkbox"/> 四分割法により $C_e=2$ -壁率比 <input checked="" type="checkbox"/> 偏心率 ≤ 0.15 により $C_e=1$ <input checked="" type="checkbox"/> C_e =各通りのねじれ補正係数 α <input type="checkbox"/> $C_e=0.5$ +偏心率/0.3(F_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)	<input type="checkbox"/> 2.4.3(2)のN値計算法に準拠した方法 <input checked="" type="checkbox"/> 3.7.1ラーメン置換モデルによる方法 <input type="checkbox"/> 3.7.2せん断パネル置換モデルによる方法 <input type="checkbox"/> 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)	<input checked="" type="checkbox"/> 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 <input checked="" type="checkbox"/> 4.4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 <input type="checkbox"/> 「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(1/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)	<input checked="" type="checkbox"/> 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： <input checked="" type="checkbox"/> 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 ΔQ_{al} による <input type="checkbox"/> 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(3.5)、又は面材張り勾配屋根水平構面(3.6)を使用 <input type="checkbox"/> 4.3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 <input type="checkbox"/> 2.4.6解説(1)の方法により検定を行う	
(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)	<input checked="" type="checkbox"/> 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： <input checked="" type="checkbox"/> 表2.4.8.1の接合仕様と短期許容引張耐力を使用 <input type="checkbox"/> 4.4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 <input type="checkbox"/> 「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(1/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	<input type="checkbox"/> 2.4.9(3)の条件①、②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 <input checked="" type="checkbox"/> 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(1)の方法等)により行う
	アンカーボルトの引張の検定	<input checked="" type="checkbox"/> 2.4.9(3)の条件①、③、④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 <input type="checkbox"/> アンカーボルトの引張耐力の検定を構造計算(2.4.9(2)の方法等)により行う
	アンカーボルトのせん断の検定	<input checked="" type="checkbox"/> 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 <input type="checkbox"/> 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)	<p>横架材の応力計算モデルについて：</p> <ul style="list-style-type: none"> ■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 <p>曲げに対する断面検定について：</p> <ul style="list-style-type: none"> ■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 <p>たわみに対する断面検定について：</p> <ul style="list-style-type: none"> ■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)	<p>せん断に対する断面検定について(端部を除く)：</p> <ul style="list-style-type: none"> ■2.5.2(2)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 <p>横架材端接合部のせん断に対する検定について：</p> <ul style="list-style-type: none"> ■継手・仕口のせん断力の検定を行う〔(2.5.2.2)式による検定〕 □梁受金物のせん断力の検定を行う〔(2.5.2.4)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)	<ul style="list-style-type: none"> ■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)	<ul style="list-style-type: none"> ■2.5.4(2)(3)の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)	<p>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)：</p> <ul style="list-style-type: none"> ■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 <p>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)：</p> <ul style="list-style-type: none"> ■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 □4.4.2(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 <p>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)：</p> <ul style="list-style-type: none"> □2.5.5解説の①～③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 <p>げ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)：</p> <ul style="list-style-type: none"> □2.5.5解説の①、②、④の条件を満たすことにより、検定を省略 □げ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 <p>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)：</p> <ul style="list-style-type: none"> □2.5.5解説の①、②、⑤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 □げ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)	<ul style="list-style-type: none"> ■外部に面する吹抜が無い、あるいは、2.5.6解説(2)の条件を満たすことにより、耐風梁の断面検定を省略 □2.5.2(1)により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)	<ul style="list-style-type: none"> ■梁上に載る耐力壁等はない □梁上に載る耐力壁等がある <p>耐力壁が載る横架材の断面検定について：</p> <ul style="list-style-type: none"> □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〔 〕 <p>梁上耐力壁の剛性低減について：</p> <ul style="list-style-type: none"> □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)	<ul style="list-style-type: none"> ■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

<p>(1) 事前調査と地盤調査 (2.6.1(1) および(2))</p>	<ul style="list-style-type: none"> ■ 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 <p>地盤調査方法について：</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 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 [] 																
<p>(2) 地盤の許容応力度 q_a の算定 (2.6.1(3))</p>	<ul style="list-style-type: none"> ■ 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 [] 																
<p>(3) 軟弱地盤の判定と対応 (2.6.1(4))</p>	<p>□ 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</p> <p>■ 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)</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 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 [] 																
<p>(4) 基礎形式の選定 (平12建告1347号第1)</p>	<p>地盤の長期許容応力度(地盤改良の場合は改良後の値)：$q_a = []$ kN/m²</p> <ul style="list-style-type: none"> □ $q_a < 20$ kN/m²より、基礎杭を用いた構造とする ■ $q_a \geq 20$ kN/m²より、べた基礎とする □ $q_a \geq 30$ kN/m²より、布基礎とする 																
<p>(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)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ■ 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) <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <ul style="list-style-type: none"> □ [] mm ≥ 120mm ■ [350] mm ≥ 300mm ■ [400] mm ≥ 120mm ■ 下端主筋： [D13] \geq 径12mm 補強筋と緊結 □ 底盤補強筋： [] \geq 径9mmかつピッチ [] mm ≤ 300mm 両端筋 [] \geq 径9mmと緊結 </div> <div style="width: 45%;"> <ul style="list-style-type: none"> ■ 上端主筋： [D13] \geq 径12mm 補強筋と緊結 ■ [D13] \geq 径9mmかつ、ピッチ [250] mm ≤ 300mm ■ [200] mm ≥ 120mm ■ 縦筋、横筋とも [D13] \geq 径9mmかつ、ピッチ [200] mm ≤ 300mm □ [] mm ≥ 120mm □ 上端主筋： [] \geq 径12mm 補強筋と緊結 □ [] \geq 径9mmかつ、ピッチ [] mm ≤ 300mm □ 下端主筋： [] \geq 径12mm 補強筋と緊結 □ [] mm ≥ 150mm □ [] mm ≥ 240mm □ [] mm ≥ 300mm </div> </div> <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>地盤のq_a[kN/m²]</th> <th>平屋建て</th> <th>2階建て</th> <th>3階建て</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$30 \leq q_a < 50$</td> <td>300mm</td> <td>450mm</td> <td>600mm</td> </tr> <tr> <td>$50 \leq q_a < 70$</td> <td>240mm</td> <td>360mm</td> <td>450mm</td> </tr> <tr> <td>$70 \leq q_a$</td> <td>180mm</td> <td>240mm</td> <td>300mm</td> </tr> </tbody> </table> <ul style="list-style-type: none"> ■ 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) 	地盤の q_a [kN/m ²]	平屋建て	2階建て	3階建て	$30 \leq q_a < 50$	300mm	450mm	600mm	$50 \leq q_a < 70$	240mm	360mm	450mm	$70 \leq q_a$	180mm	240mm	300mm
地盤の q_a [kN/m ²]	平屋建て	2階建て	3階建て														
$30 \leq q_a < 50$	300mm	450mm	600mm														
$50 \leq q_a < 70$	240mm	360mm	450mm														
$70 \leq q_a$	180mm	240mm	300mm														
<p>(6) 接地圧とフーチングの検定 (2.6.3)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ■ 底盤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 ■ 底盤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 <p>転倒モーメントによる短期接地圧の検定について：</p> <ul style="list-style-type: none"> □ 建物の塔状比≤ 2.5、かつ、地盤の$q_a \geq 30$ kN/m²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 																
<p>(7) 基礎ばりの検定 (2.6.4)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ■ 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 <p>偏心布基礎がある場合：</p> <ul style="list-style-type: none"> □ 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

1階柱

2階柱

梁

母屋

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 (x1000 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	
すぎ乙種1級	7.90	4.84	7.92	0.66	2.20	14.40	8.80	14.40	1.20	4.00	7.00
すぎ甲種3級	6.60	5.06	8.14	0.66	2.20	12.00	9.20	14.80	1.20	4.00	7.00
ひのき甲種2級	9.90	7.18	12.54	0.77	2.86	18.00	13.60	22.80	1.40	5.20	11.00
べいまつ甲種2級	6.60	5.06	8.36	0.88	3.30	14.40	9.20	15.20	1.60	6.00	12.00
-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7777	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8888	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9999	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1010	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

コンクリートの許容応力度

種類	長期 (N/mm ²)				短期 (N/mm ²)				備考
	圧縮	せん断	付着 ()内の数値は丸鋼		圧縮	せん断	付着 ()内の数値は丸鋼		
			上端筋	その他			上端筋	その他	
FC21	7.0	0.70	1.40(0.84)	2.10(1.26)	14.0	1.05	2.10(1.26)	3.15(1.89)	

鉄筋の許容応力度

種類	長期 (N/mm ²)			短期 (N/mm ²)			基準強度 (N/mm ²)	備考
	圧縮	引張り	せん断	圧縮	引張り	せん断		
SD295A	195	195	195	295	295	295	295	
SD295B	195	195	195	295	295	295	295	
SD345	215	215	195	345	345	345	345	
SR235	155	155	155	235	235	235	235	

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のスクリーナー釘
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	(一)	N×5.3	

1.5 仮定荷重

1.5.1 固定荷重

屋根	金属版	
	鉄板	
	野地板	
	たるき	200
	石こうボード	150
計		350 N/m ²
水平見付け面積当たり		380 N/m ²
天井	梁・桁	
	つり木	
	野縁	
	セッコウボード	170
計		170 N/m ²
屋根+天井		550 N/m ²
3階床	板張り	
	仕上 (根太含む)	260
	床組	200
	天井	200
計		660 N/m ²
2階床	板張り	
	仕上 (根太含む)	260
	床組	200
	天井	200
計		660 N/m ²
1階床	板張り	
	仕上 (根太含む)	260
	床組	200
	天井	200
計		660 N/m ²
3階外壁	防火サイディング	
	外部仕上	150
	軸組	100
	内部仕上	100
計		350 N/m ²
2階外壁	防火サイディング	
	外部仕上	150
	軸組	100
	内部仕上	100
計		350 N/m ²
1階外壁	防火サイディング	
	外部仕上	150
	軸組	100
	内部仕上	100
計		350 N/m ²
3階内壁	セッコウボード 9mm	
	仕上両面	250
	軸組	100
計		350 N/m ²
2階内壁	セッコウボード 9mm	
	仕上両面	250
	軸組	100
計		350 N/m ²

1階内壁	セッコウボード 9mm	
	仕上両面	250
	軸組	100
	計	350 N/m ²
その他1	バルコニー	
	モルタル	400
	下地	150
	梁桁天井	320
	計	870 N/m ²

1.5.2 設計荷重

(N/m²)

	屋 根			3 階 床			2 階 床		
	固 定	積 載	設 計	固 定	積 載	設 計	固 定	積 載	設 計
床 用	550	0	550	660	1800	2460	660	1800	2460
柱・梁・基礎用	550	0	550	660	1300	1960	660	1300	1960
地 震 用	550	0	550	660	600	1260	660	600	1260
積雪(固定除く)	-----	580	580	-----	0	0	-----	0	0

	1 階 床			その他 1		
	固 定	積 載	設 計	固 定	積 載	設 計
床 用	660	1800	2460	870	1800	2670
柱・梁・基礎用	660	1300	1960	870	1300	2170
地 震 用	660	600	1260	870	600	1470
積雪(固定除く)	-----	0	0	-----	0	0

1.5.3 積雪荷重
 積雪深さ : 29 cm
 積雪荷重 : $29 \times 20.00 = 580 \text{ N/m}^2$
 短期雪低減 : 積雪荷重 $\times 1.00 = 580 \text{ N/m}^2$

1.5.4 速度圧
 地表面粗度区分: III Z_b = 5 Z_G = 450 $\alpha = 0.20$ V₀ = 34
 速度圧の低減値 a = 1.00

方向	階	中心高さ h (m)	H' (m)	G _f	E	速度圧 $a \times 0.6 E V_0^2$	風力係数
X	屋根	8.71	8.71	2.50	1.49	1034	0.62
	3階	7.05	8.71	2.50	1.49	1034	1.14
	2階	4.55	8.71	2.50	1.49	1034	1.04
	1階	1.82	8.71	2.50	1.49	1034	1.04
Y	屋根	8.71	8.71	2.50	1.49	1034	1.20
	3階	7.05	8.71	2.50	1.49	1034	1.14
	2階	4.55	8.71	2.50	1.49	1034	1.04
	1階	1.82	8.71	2.50	1.49	1034	1.04

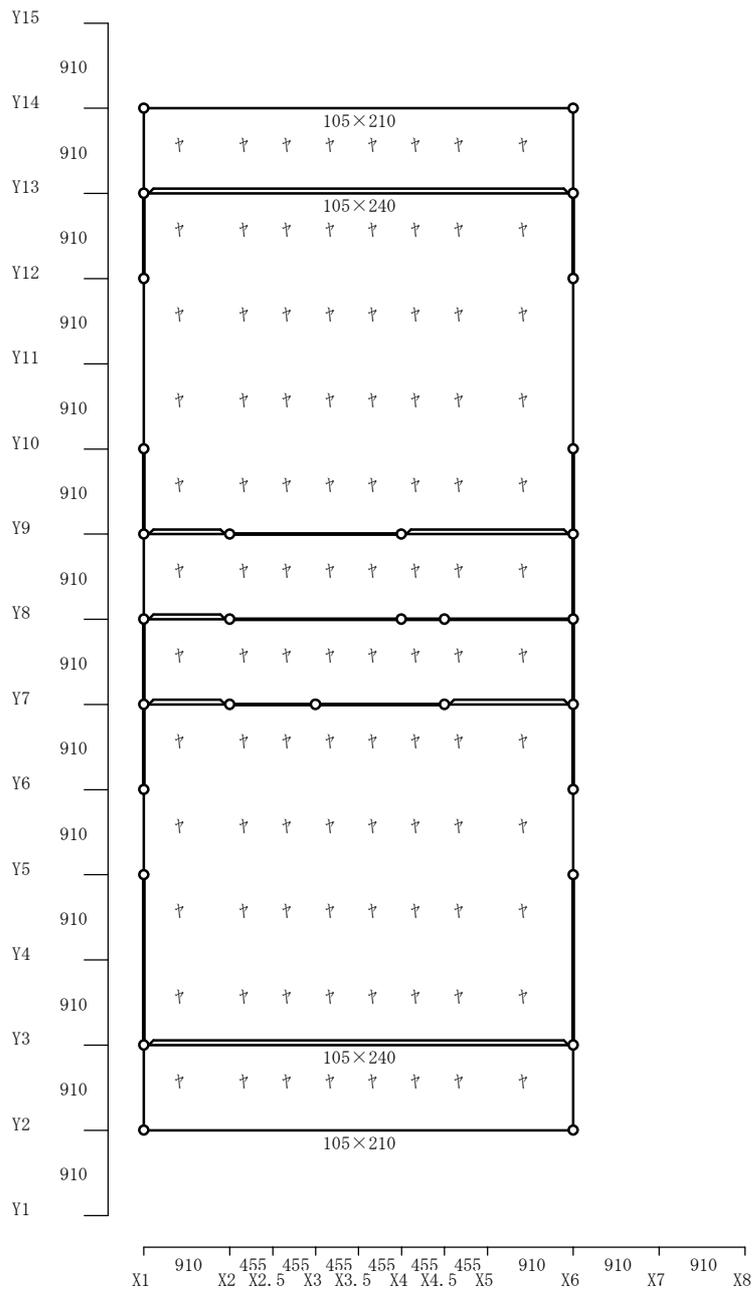
1.5.5 地震力
 建物高さ : H = 8.71 (m) (最高高さと軒高の平均)
 地震地域係数 : Z = 1.00
 せん断力係数 : C_o = 0.20
 振動特性係数 : R_t = 1.00
 固有周期 : T = 0.03H = 0.03 \times 8.71 = 0.261

1.6 略伏図

3 階 (屋根)

W : 壁仕様リストNo. ュ : 床 ヤ : 屋根 ヲ1-ヲ9 : その他1~その他9

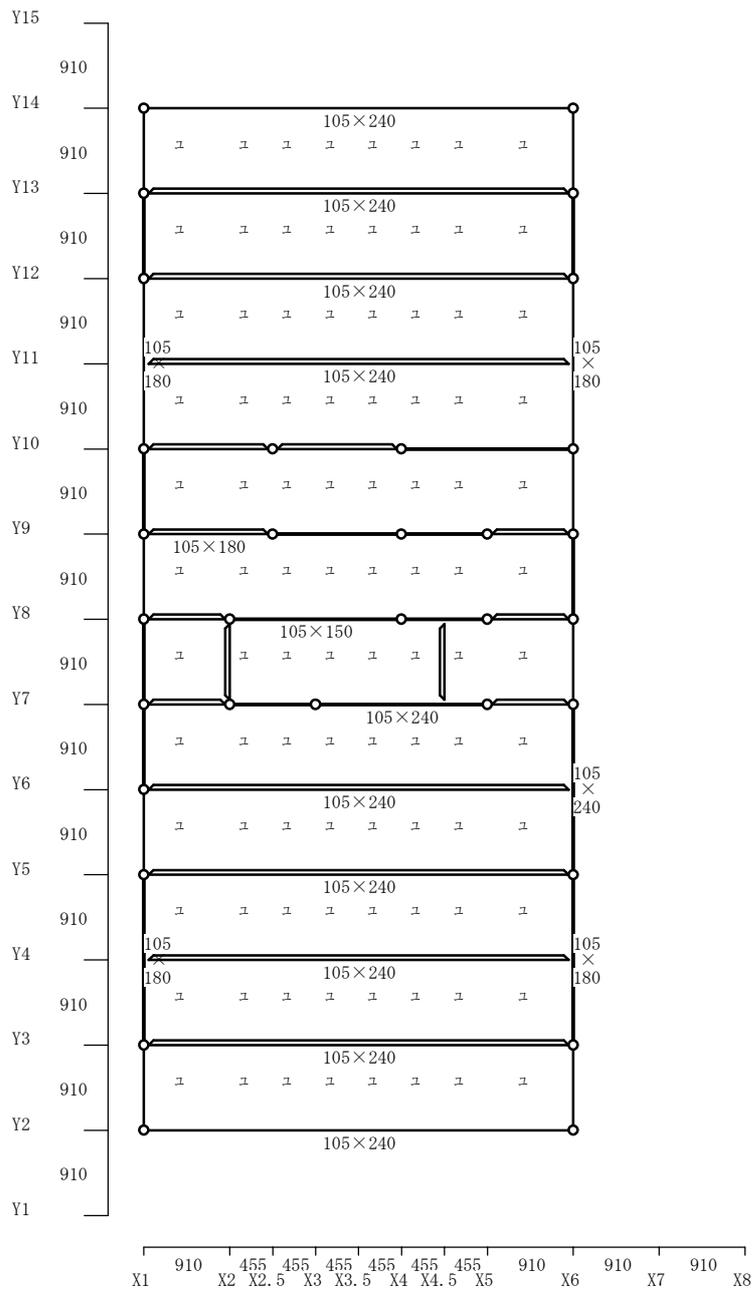
特記なき梁は105×105とする



2階(3階床)

W: 壁仕様リストNo. ュ: 床 ヤ: 屋根 ヲ1-ヲ9: その他1~その他9

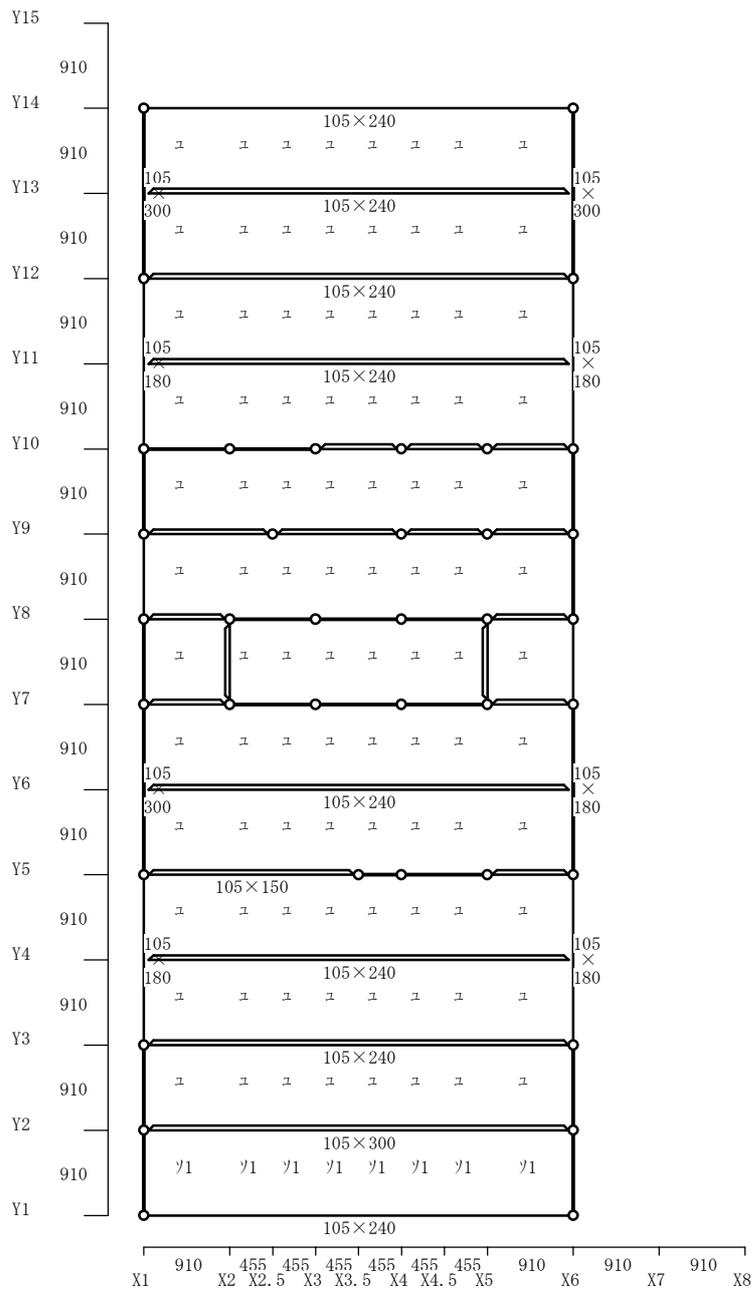
特記なき梁は105×105とする



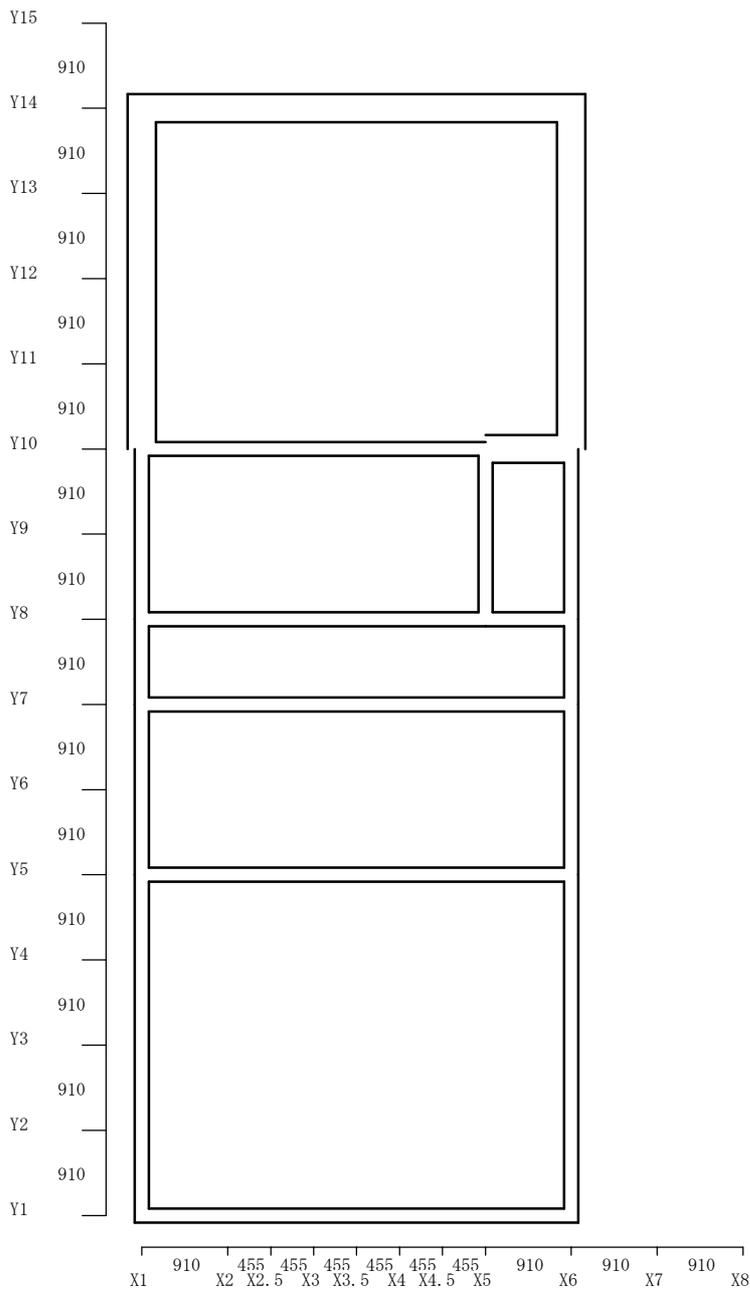
1階(2階床)

W: 壁仕様リストNo. ュ: 床 ヤ: 屋根 ヲ1-ヲ9: その他1~その他9

特記なき梁は105×105とする

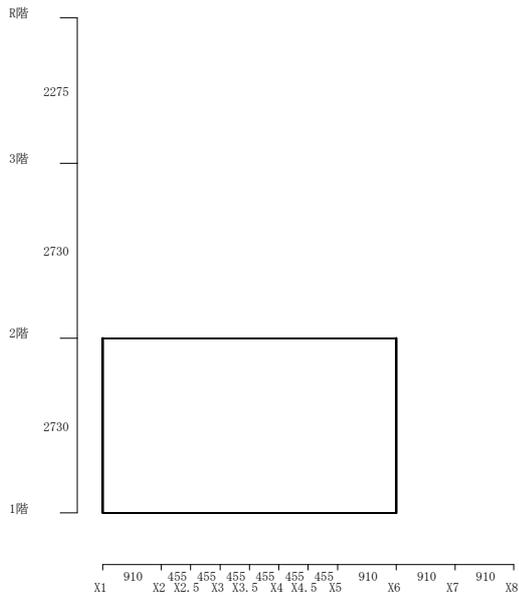


1階(基礎)

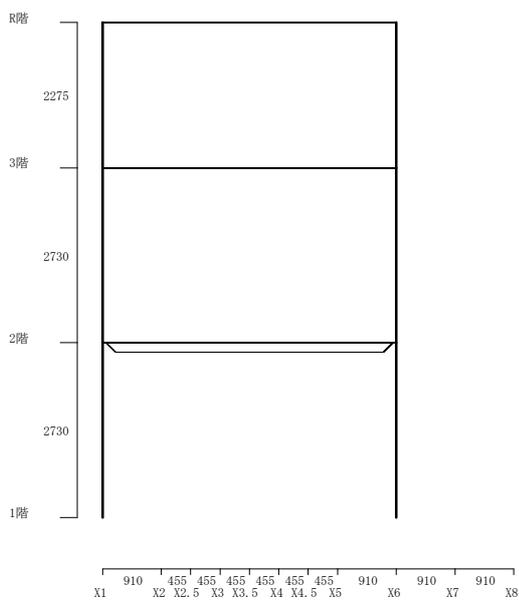


1.7 軸組図

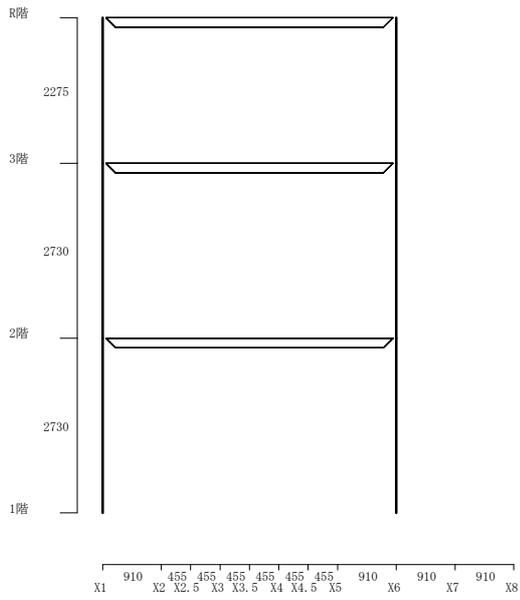
X方向 Y1 通り



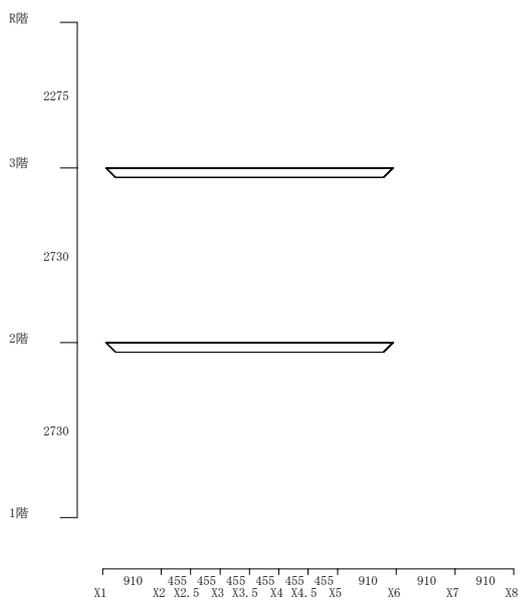
X方向 Y2 通り



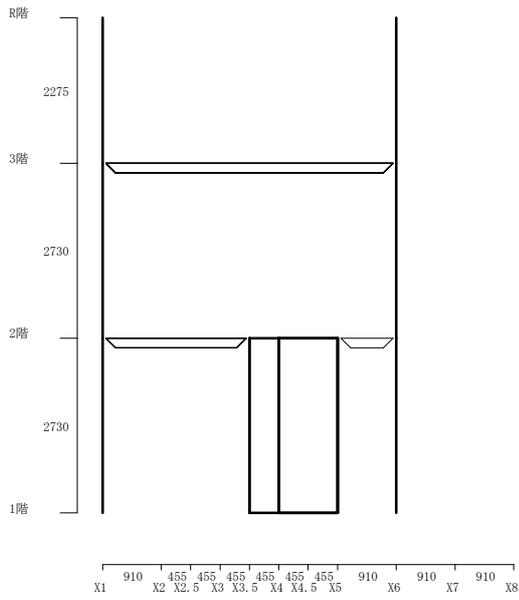
X方向 Y3 通り



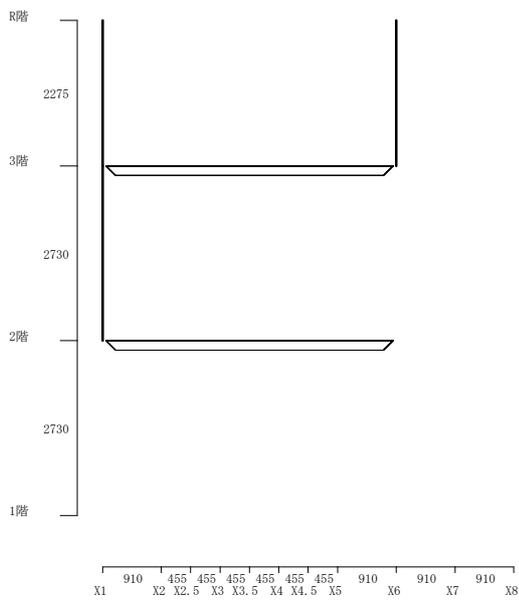
X方向 Y4 通り



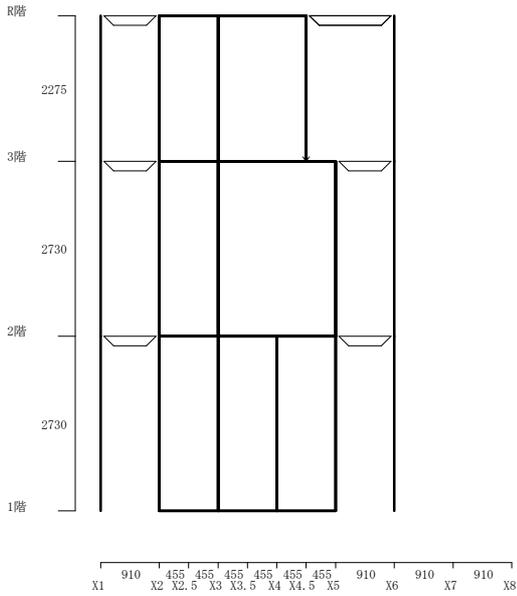
X方向 Y5 通り



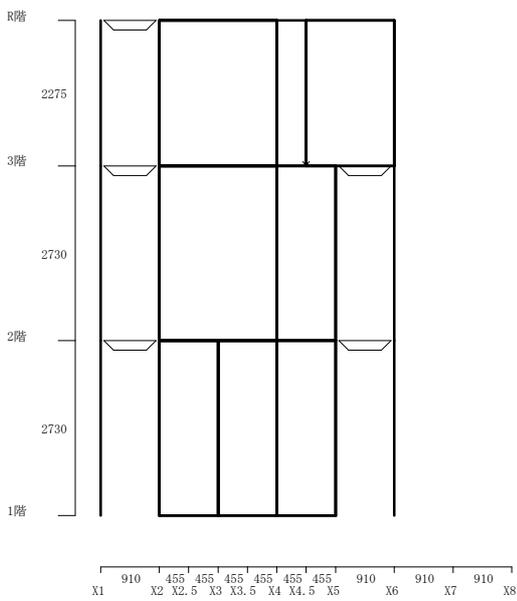
X方向 Y6 通り



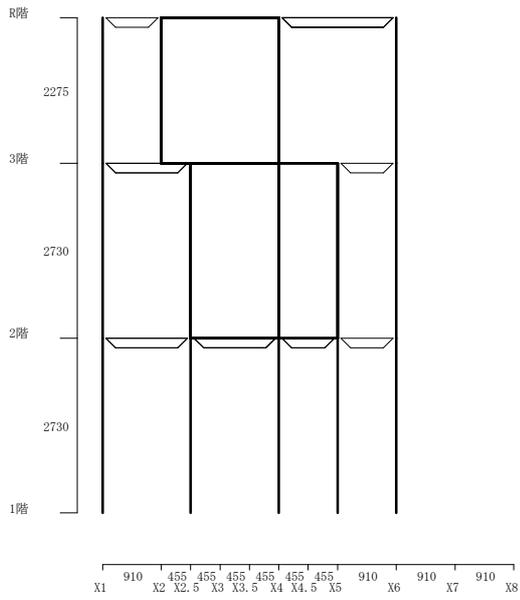
X方向 Y7 通り



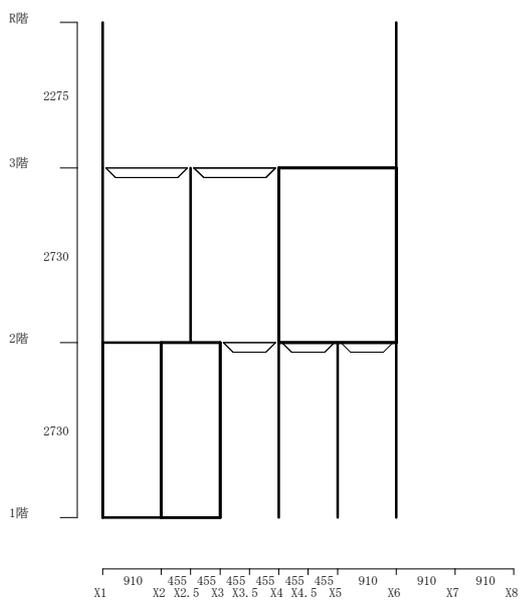
X方向 Y8 通り



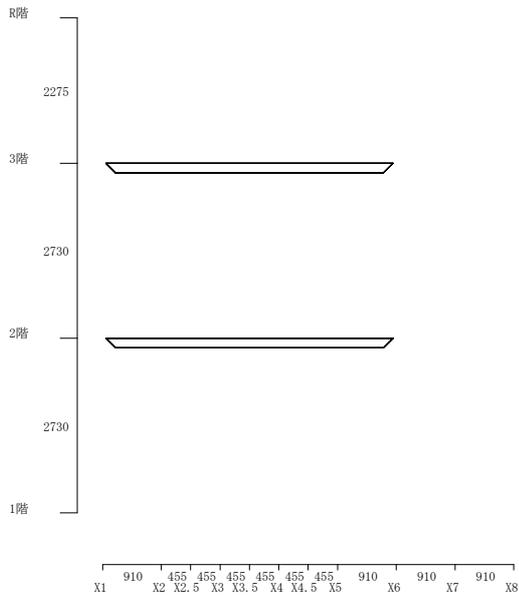
X方向 Y9 通り



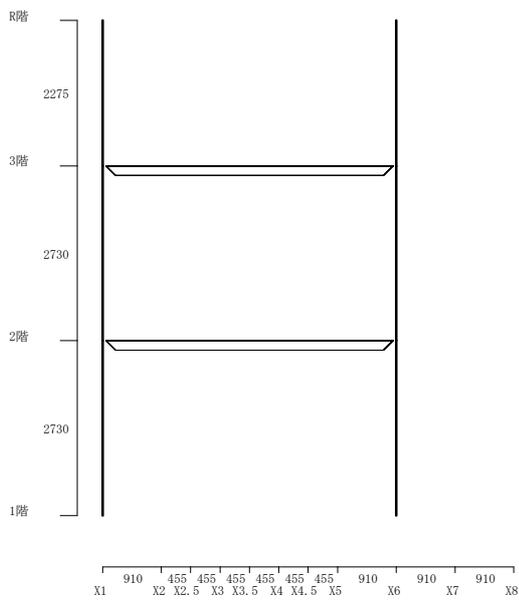
X方向 Y10 通り



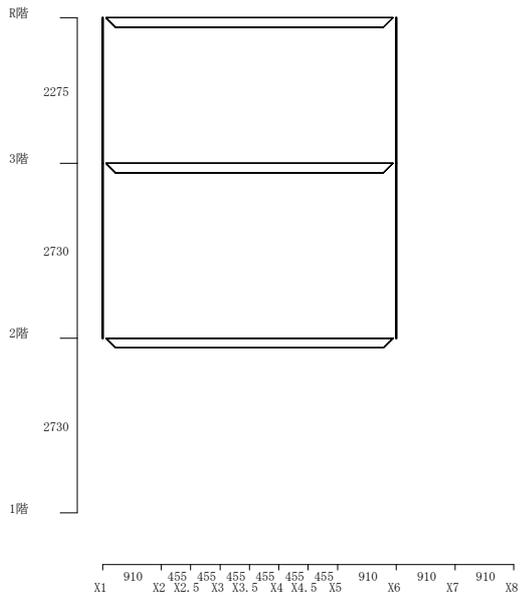
X方向 Y11 通り



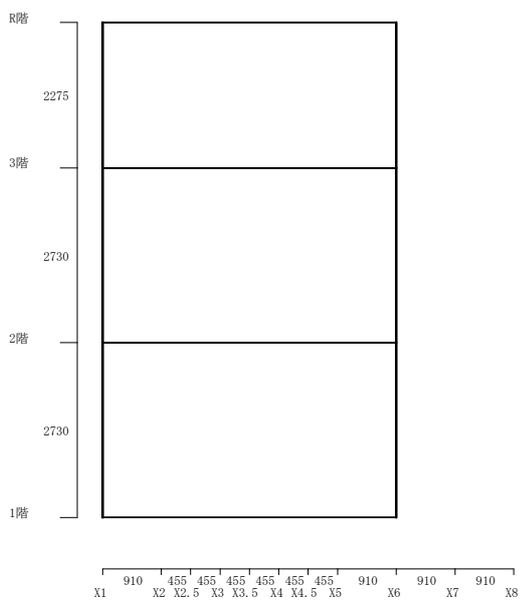
X方向 Y12 通り



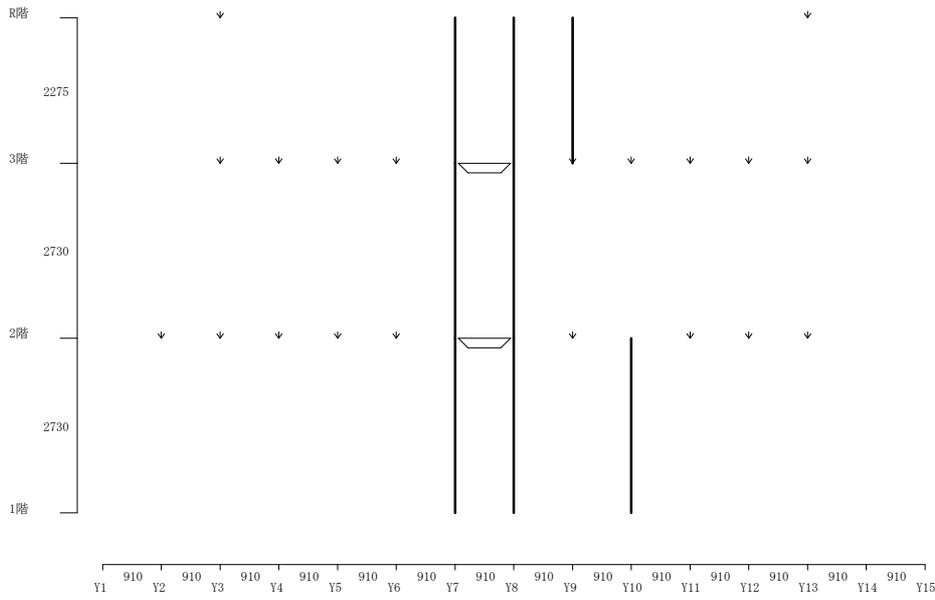
X方向 Y13 通り



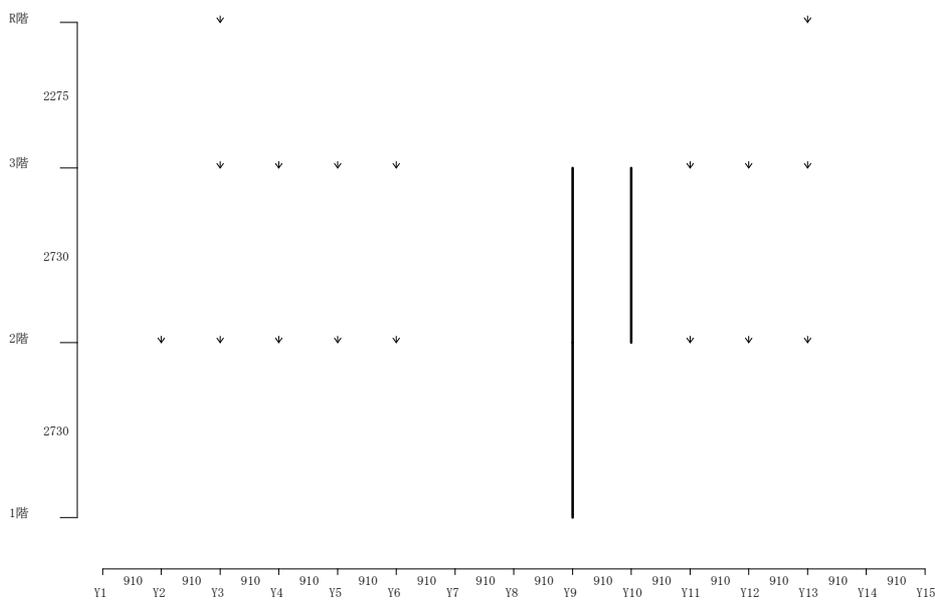
X方向 Y14 通り



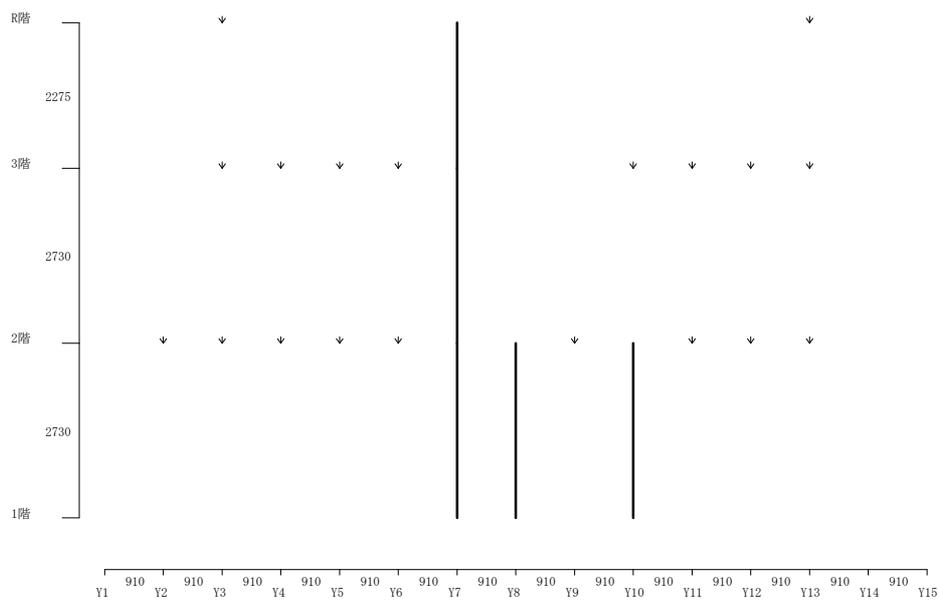
Y方向 X2 通り



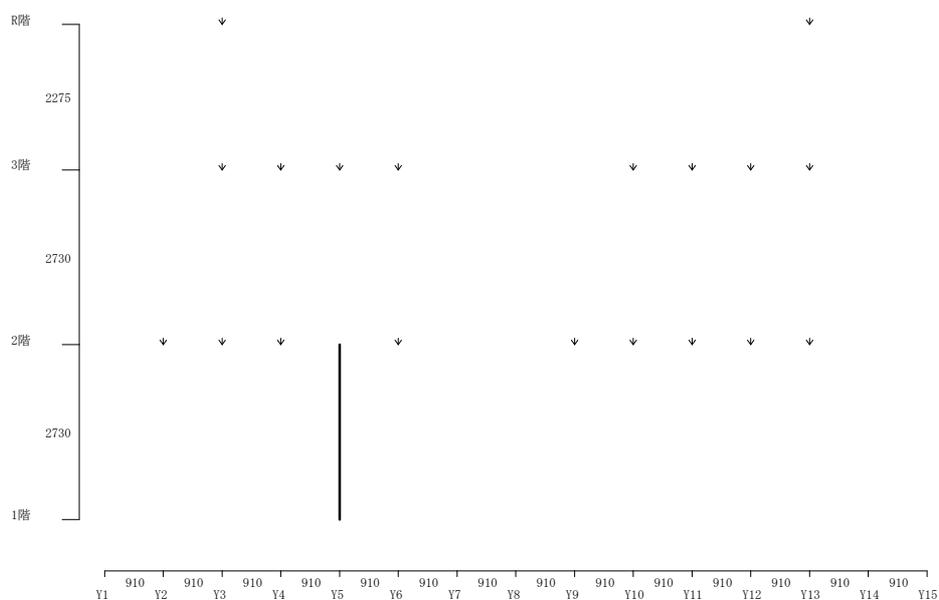
Y方向 X2.5 通り



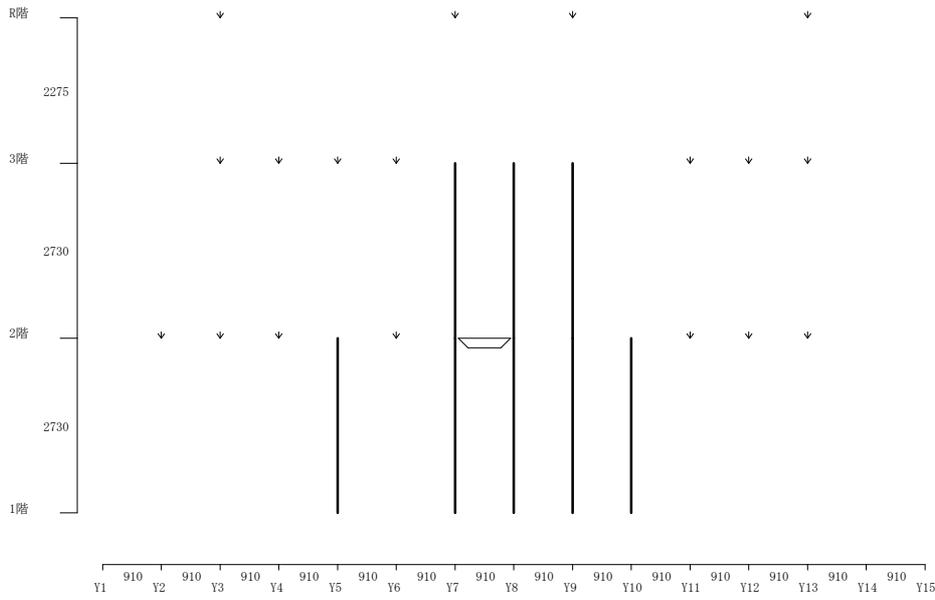
Y方向 X3 通り



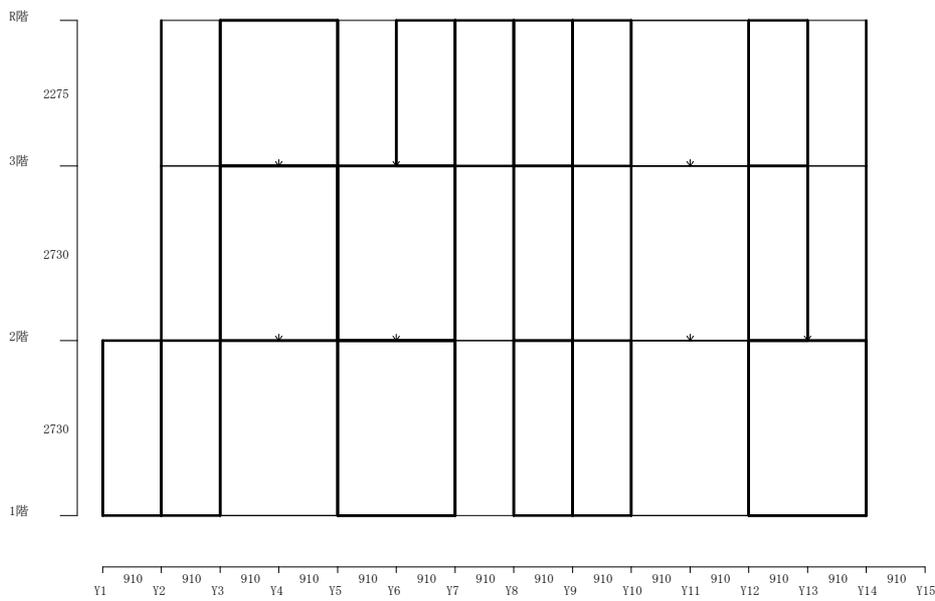
Y方向 X3.5 通り



Y方向 X5 通り



Y方向 X6 通り



Y方向 X7 通り



Y方向 X8 通り



2. 耐力壁の設計
壁仕様リスト

No.	符号	仕 様																
1	W1	構造用合板 ・壁面リスト1 : OG1 <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: right;">壁面換算壁倍率</td> <td style="text-align: center;">=</td> <td style="text-align: left;">採用壁倍率</td> <td style="text-align: left;">使用階</td> </tr> <tr> <td>・入力壁倍率 0.00 + 3.19009</td> <td></td> <td>3.19009</td> <td>1階</td> </tr> <tr> <td>・令46条用壁倍率 3.20 + 3.19009</td> <td></td> <td>3.19009</td> <td>2階</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>3.82811</td> <td>3階</td> </tr> </table> ・開口等での低減倍率(低減のない場合1.0) : 1.0	壁面換算壁倍率	=	採用壁倍率	使用階	・入力壁倍率 0.00 + 3.19009		3.19009	1階	・令46条用壁倍率 3.20 + 3.19009		3.19009	2階			3.82811	3階
壁面換算壁倍率	=	採用壁倍率	使用階															
・入力壁倍率 0.00 + 3.19009		3.19009	1階															
・令46条用壁倍率 3.20 + 3.19009		3.19009	2階															
		3.82811	3階															

壁面リスト

No.	符号	仕 様
1	OG1	大壁 ・面材リスト1 : UG1 ・面材リスト2 : ・面材リスト3 : ・壁種 : 大壁 ・厚さ(mm) : 12 ・構造用合板のせん断弾性係数GB(kN/cm ²) : ラワン 39.2 ・面材釘1本あたりの1面せん断の数値 : 構造用合板12mm 鉄丸釘N-50 $k : 4.80\text{kN/cm}$ $\delta v : 0.21\text{cm}$ $\delta u : 1.53\text{cm}$ $\Delta Pv : 0.98\text{kN}$

面材リスト

No.	符号	仕 様
1	UG1	構造用合板 ・面材サイズ(mm) : 910 × 2730 (縦置) ・間柱ピッチ(mm) : 455 ・釘ピッチ(mm) : 100 (川型) ・へりあき(mm) 面材端 : 10 面材縁 : 15 軸材 : 42.5 ・ $I_{xy} : 3.713$ $Z_{xy} : 0.085$ $C_{xy} : 1.177$

《 壁仕様リスト 1 (壁面1) : W1 (構造用合板) 》

■壁面リスト 1 (大壁) : OG1 (大壁)

●面材リスト

UG1 (構造用合板)

適用範囲の確認

- ・面材、釘の種類
構造用合板 (ラワン) 厚さ12 mm OK 釘: 鉄丸釘N-50 OK
- ・釘のへりあき
(面材) 端距離: 10 mm $\geq \max(10, 12 \times 0.8=9.6)$ OK
縁距離: 15 mm $\geq \max(10, 12 \times 0.8=9.6)$ OK
(軸材) : 42 mm $\geq \max(20, 12 \times 0.8=9.6)$ OK
- ・釘ピッチ: 100 mm ≥ 75 mm OK
- ・間柱ピッチ: 455 mm ≤ 500 OK

1) 面材釘の1面せん断データを用意する

表3.3.1より

構造用合板 12 mm + 鉄丸釘N-50の面材釘の1面せん断データ

$$k = 4.80 \text{ (kN/cm)}、\delta v = 0.21 \text{ (cm)}、\delta u = 1.53 \text{ (cm)}、\Delta Pv = 0.98 \text{ (kN)}$$

2) 面材のせん断弾性係数や寸法等の数値を用意する

面材の厚さ: $t = 1.2 \text{ (cm)}$

面材の面積:

$$Aw = 91.0 \times 273.0 = 24843.0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

表3.3.1より、面材のせん断弾性係数:

$$GB = 40.0 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

3) 釘の配列による I_{xy} 、 Z_{xy} 、 C_{xy} を用意する

面材に打たれた釘の配列によって決まる I_{xy} 、 Z_{xy} 、 C_{xy} を用意する。

表3.2.1より

面材サイズ 2730×910、間柱ピッチ 455 mm、釘ピッチ 100 mm、縦置き川型

$$I_{xy} = 3.71、Z_{xy} = 0.085、C_{xy} = 1.18$$

4) 面材張り大壁の回転剛性 K_0 を求める

(3.3.3)式により、面材の回転剛性 K_0 を求める

$$K_0 = Aw \left/ \left[\frac{1}{I_{xy} \cdot k} + \frac{1}{GB \cdot t} \right] \right.$$

AW : 2) で用意したもの

I_{xy} : 3) で用意したもの

k : 1) で用意したもの

GB : 2) で用意したもの

t : 2) で用意したもの

$$K_0 = 24843.0 / (1 / (3.71 \times 4.80) + 1 / (40.00 \times 1.2)) = 322877.50 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

5) 変形角 $1/150$ (rad) 時のモーメント $K_0/150$ (=M150) を求める

$$K_0/150 = 322877.50 / 150 = 2152.52 \text{ (kN} \cdot \text{cm)} \quad (=M150)$$

6) 面材張り大壁の降伏モーメント M_y を求める

(3.3.5)式により、面材の降伏モーメント M_y を求める

$$M_y = Aw \times Z_{xy} \times \Delta Pv$$

AW : 2) で用意したもの

Z_{xy} : 3) で用意したもの

ΔPv : 1) で用意したもの

$$M_y = 24843.00 \times 0.085 \times 0.98 = 2069.42 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

7) 面材張り大壁の終局モーメント M_u を求める

(3.3.6)式により、面材の終局モーメント M_u を求める

$$M_u = C_{xy} \times M_y$$

C_{xy} : 3) で用意したもの

M_y : 6) で求めたもの

$$M_u = 1.18 \times 2069.42 = 2435.71 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

- 8) 面材張り大壁の塑性率 μ を求める
 (3.3.7)式により、塑性率 μ を求める

$$\mu = \frac{\delta u \times GB \times t + \delta v \times I_{xy} \times k}{\delta v (GB \times t + I_{xy} \times k)}$$

δu : 1) で用意したもの
 GB : 2) で用意したもの
 t : 2) で用意したもの
 δv : 1) で用意したもの
 I_{xy} : 3) で用意したもの
 k : 1) で用意したもの

$$\mu = (1.53 \times 40.00 \times 1.2 + 0.21 \times 3.71 \times 4.80) / (0.21 \times (40.00 \times 1.2 + 3.71 \times 4.80)) = 5.58$$

- 9) 面材張り大壁の $0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu$ を求める
 $0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu = 0.2\sqrt{2 \times 5.58 - 1} \times 2435.71 = 1553.33 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$

μ : 8) で求めたもの
 Mu : 7) で求めたもの

- 10) 面材張り大壁の許容せん断耐力 Pa を求める
 (3.3.1)式により、面材張り大壁の許容せん断耐力 Pa を求める

$$Pa = \frac{1}{H} \times \min \left[\begin{array}{l} My \\ K0/M150 \\ 0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu \end{array} \right]$$

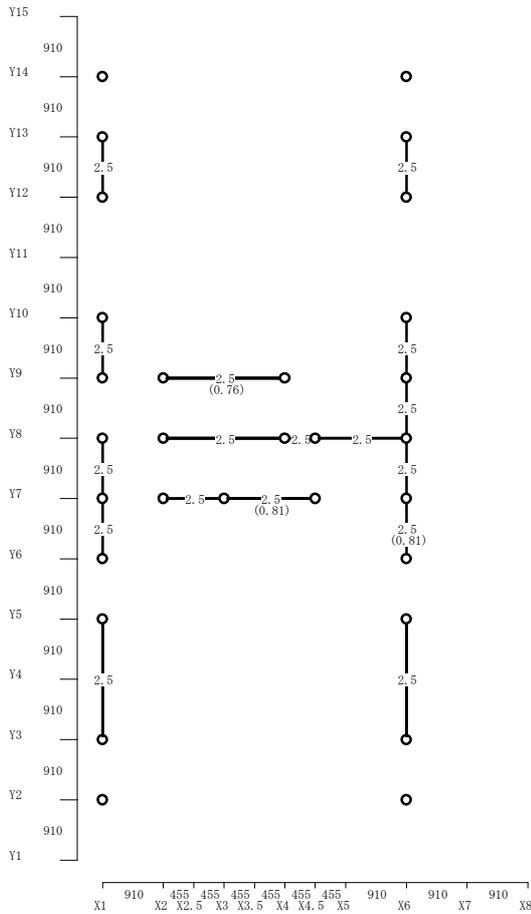
H : 階高 (cm)
 My : 6) で求めたもの
 $K0/150$: 5) で求めたもの
 $0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu$: 9) で求めたもの

3階 $Pa = 1 / 227.5 \times \min (2069.42, 2152.52, 1553.33) = 6.83 \text{ (kN)}$
 2階 $Pa = 1 / 273.0 \times \min (2069.42, 2152.52, 1553.33) = 5.69 \text{ (kN)}$
 1階 $Pa = 1 / 273.0 \times \min (2069.42, 2152.52, 1553.33) = 5.69 \text{ (kN)}$

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 >>>

3 階



3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

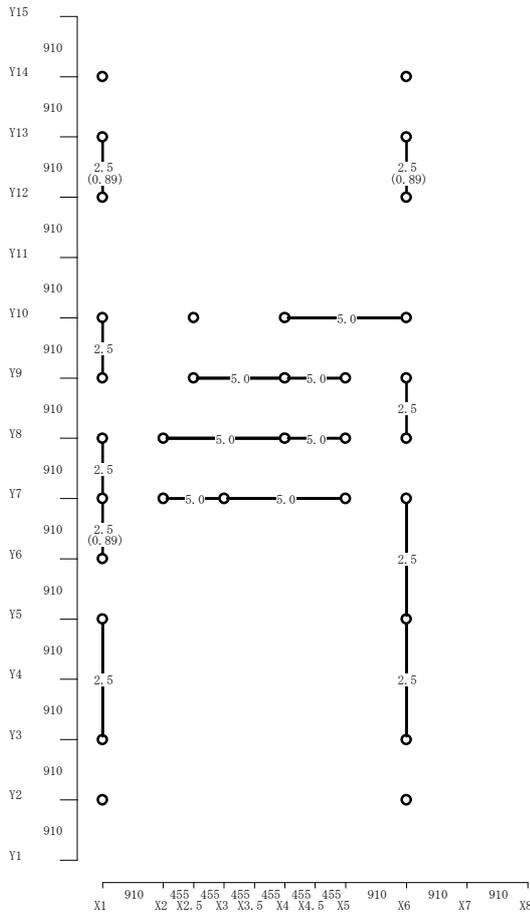
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y7	2.50 × 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
Y8	2.50 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y9	2.50 × 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
計		19.34 (17.60)	37902 (34505)

3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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
X6	2.50 × 6.37	15.92 (15.92)	31213 (31213)
計		29.57 (29.14)	57967 (57120)

<<< 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

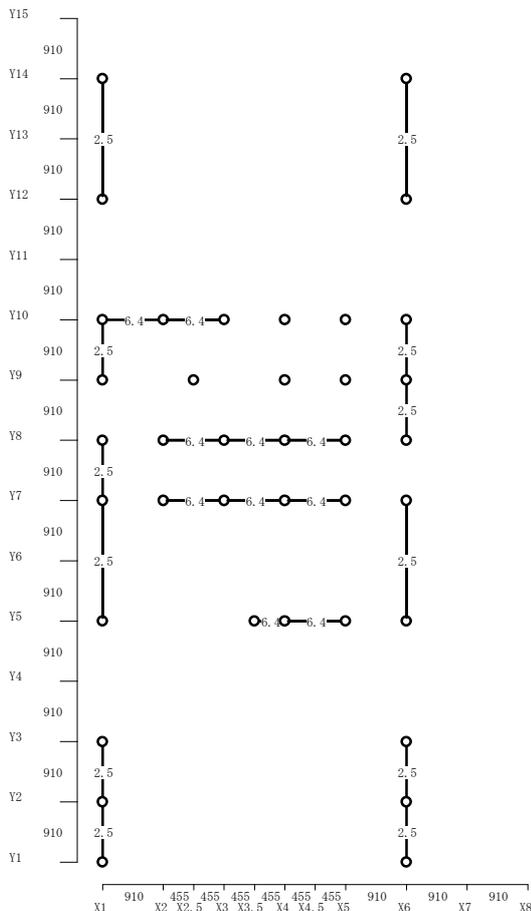
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y7	5.00 × 2.73	13.65 (13.65)	26754 (26754)
Y8	5.00 × 2.73	13.65 (13.65)	26754 (26754)
Y9	5.00 × 2.28	11.38 (11.38)	22295 (22295)
Y10	5.00 × 1.82	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		47.78 (47.77)	93639 (93639)

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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
X6	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
計		27.30 (26.57)	53508 (52073)

<<< 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

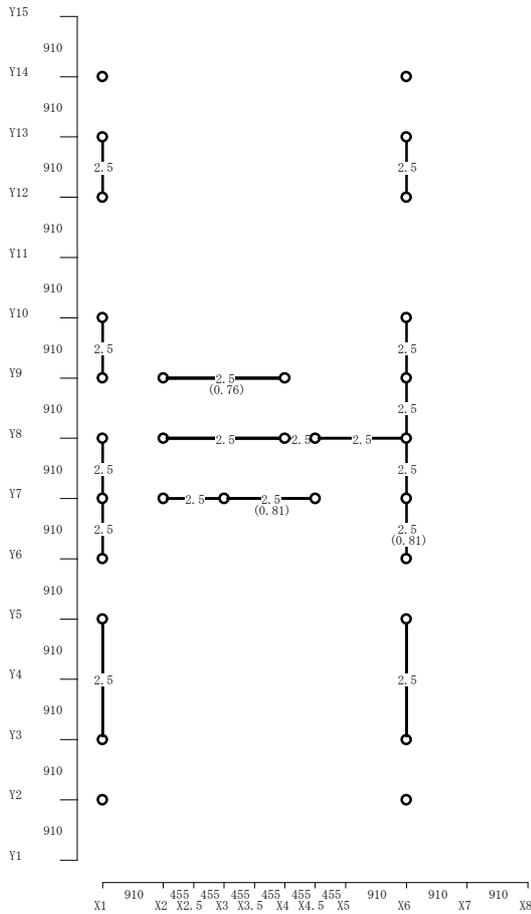
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y5	6.40 × 1.37	8.74 (8.74)	17123 (17123)
Y7	6.40 × 2.73	17.47 (17.47)	34245 (34245)
Y8	6.40 × 2.73	17.47 (17.47)	34245 (34245)
Y10	6.40 × 1.82	11.65 (11.65)	22830 (22830)
計		55.33 (55.33)	108443 (108443)

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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
X6	2.50 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		36.40 (36.40)	71344 (71344)

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

3階



3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

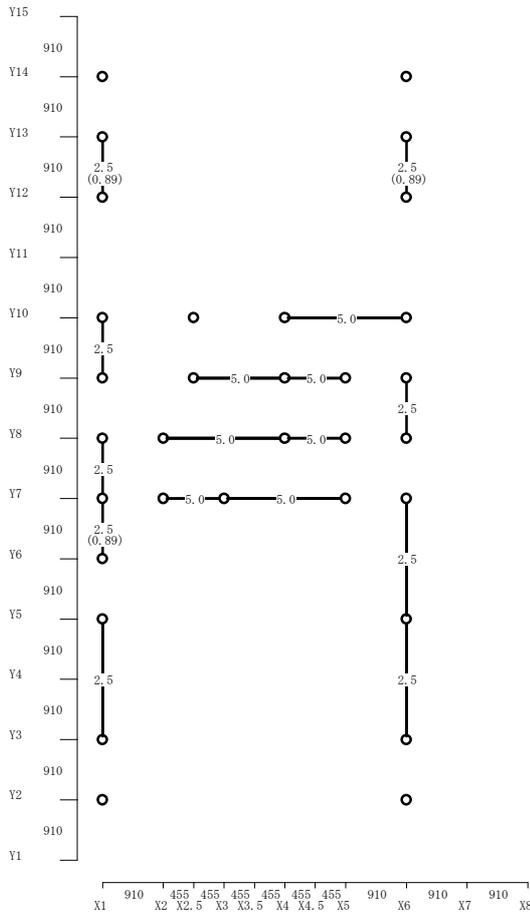
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y7	2.50 × 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
Y8	2.50 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y9	2.50 × 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
計		19.34 (17.60)	37902 (34505)

3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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
X6	2.50 × 6.37	15.92 (15.92)	31213 (31213)
計		29.57 (29.14)	57967 (57120)

<<< 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

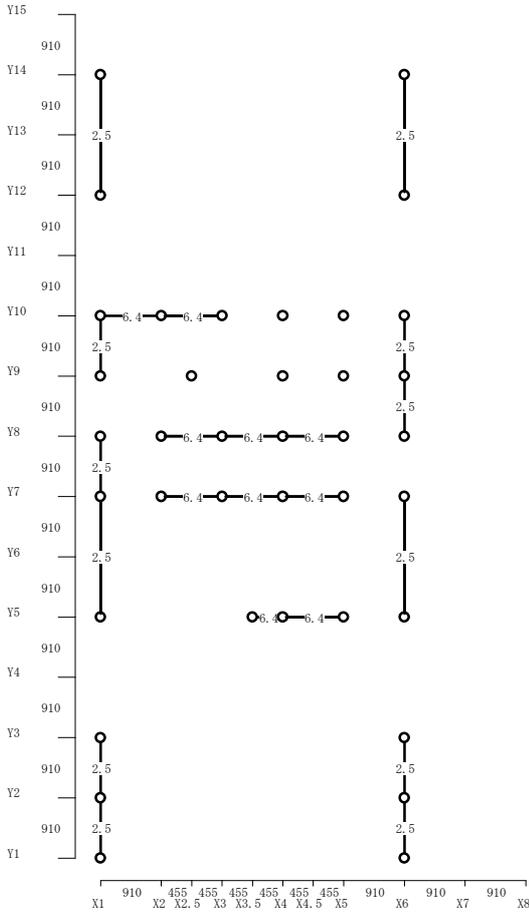
通り	α	i	l	d ($\Sigma \alpha i l$)	P	i ($\alpha i l i \times 1960$)
Y7	5.00	×	2.73	13.65	(13.65)	26754 (26754)
Y8	5.00	×	2.73	13.65	(13.65)	26754 (26754)
Y9	5.00	×	2.28	11.38	(11.38)	22295 (22295)
Y10	5.00	×	1.82	9.10	(9.10)	17836 (17836)
計				47.78	(47.77)	93639 (93639)

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	α	i	l	d ($\Sigma \alpha i l$)	P	i ($\alpha i l i \times 1960$)
X1	2.50	×	5.46	13.65	(13.65)	26754 (26754)
X6	2.50	×	5.46	13.65	(13.65)	26754 (26754)
計				27.30	(26.57)	53508 (52073)

<<< 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

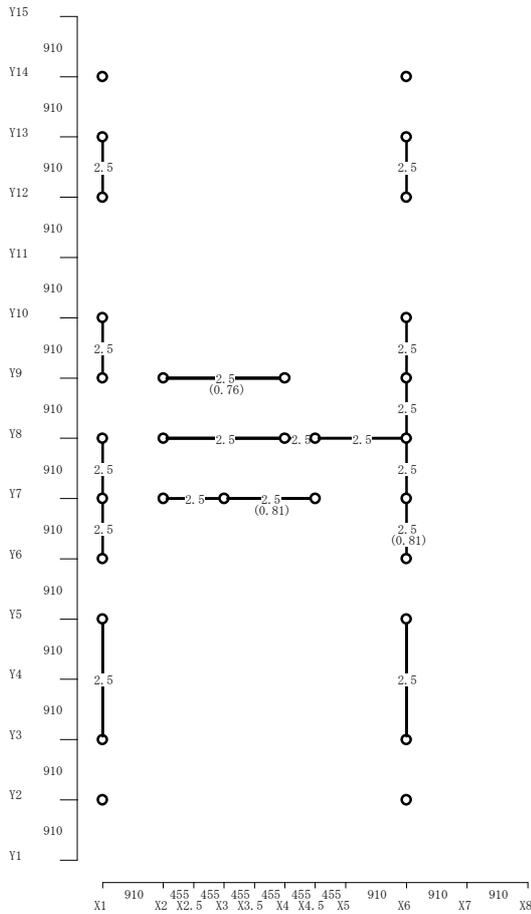
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y5	6.40 × 1.37	8.74 (8.74)	17123 (17123)
Y7	6.40 × 2.73	17.47 (17.47)	34245 (34245)
Y8	6.40 × 2.73	17.47 (17.47)	34245 (34245)
Y10	6.40 × 1.82	11.65 (11.65)	22830 (22830)
計		55.33 (55.33)	108443 (108443)

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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
X6	2.50 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		36.40 (36.40)	71344 (71344)

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

3階



3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

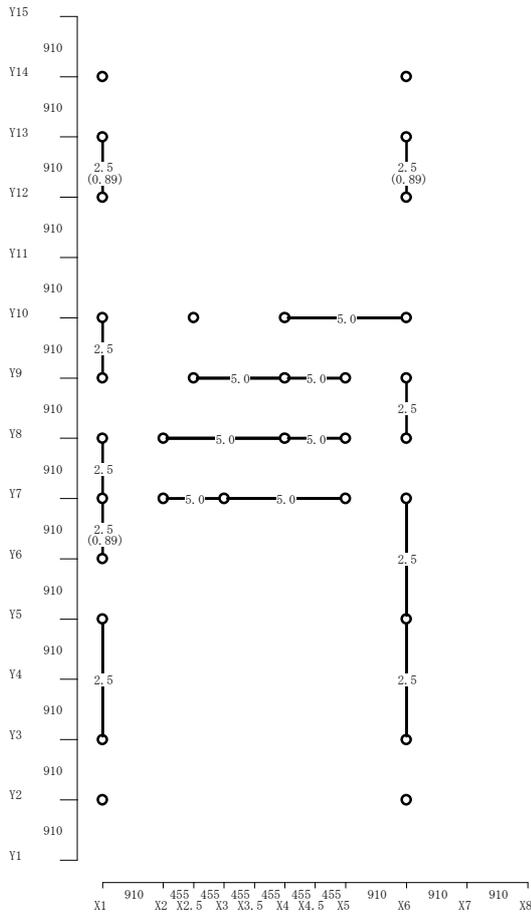
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y7	2.50 × 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
Y8	2.50 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y9	2.50 × 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
計		19.34 (17.60)	37902 (34505)

3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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
X6	2.50 × 6.37	15.92 (15.92)	31213 (31213)
計		29.57 (29.14)	57967 (57120)

<<< 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

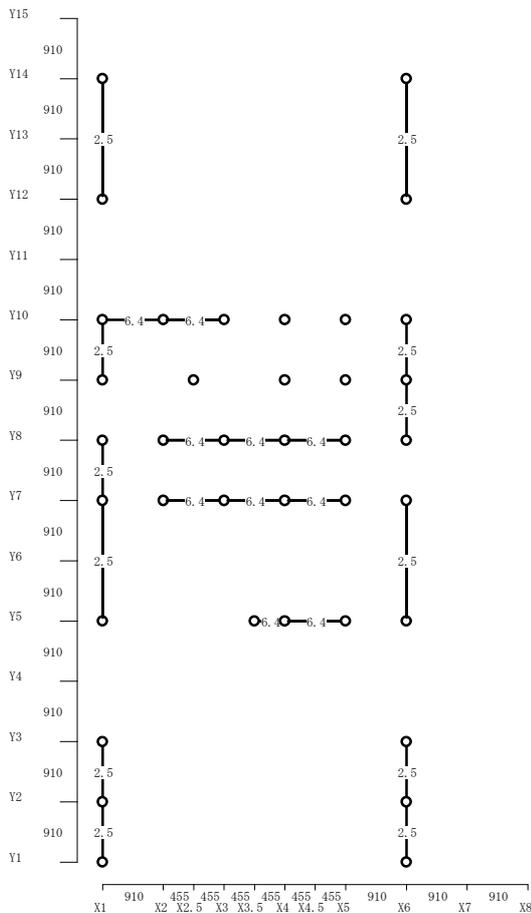
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y7	5.00 × 2.73	13.65 (13.65)	26754 (26754)
Y8	5.00 × 2.73	13.65 (13.65)	26754 (26754)
Y9	5.00 × 2.28	11.38 (11.38)	22295 (22295)
Y10	5.00 × 1.82	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		47.78 (47.77)	93639 (93639)

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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
X6	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
計		27.30 (26.57)	53508 (52073)

<<< 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

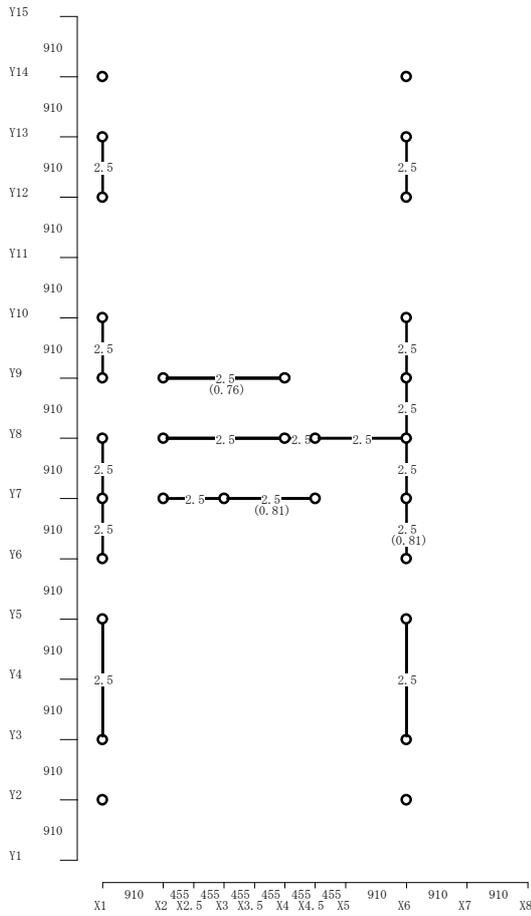
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y5	6.40 × 1.37	8.74 (8.74)	17123 (17123)
Y7	6.40 × 2.73	17.47 (17.47)	34245 (34245)
Y8	6.40 × 2.73	17.47 (17.47)	34245 (34245)
Y10	6.40 × 1.82	11.65 (11.65)	22830 (22830)
計		55.33 (55.33)	108443 (108443)

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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
X6	2.50 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		36.40 (36.40)	71344 (71344)

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

3階



3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

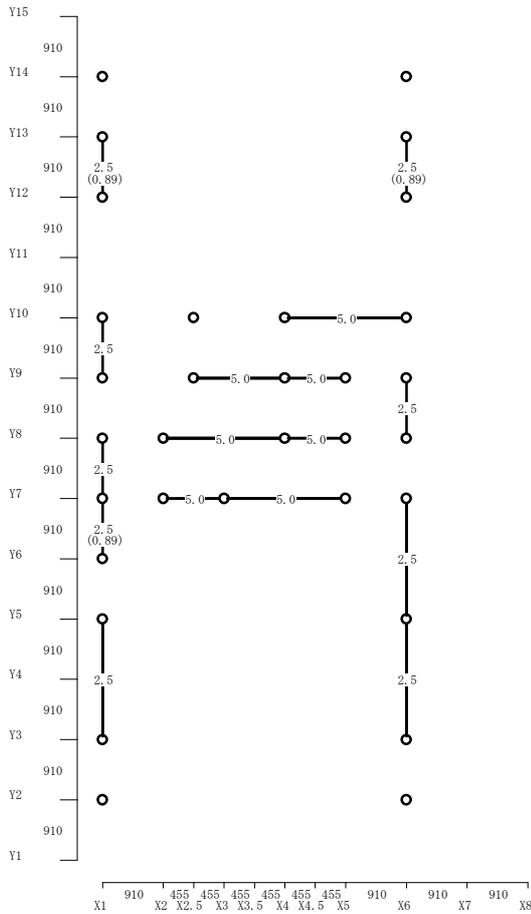
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y7	2.50 × 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
Y8	2.50 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y9	2.50 × 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
計		19.34 (17.60)	37902 (34505)

3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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
X6	2.50 × 6.37	15.92 (15.92)	31213 (31213)
計		29.57 (29.14)	57967 (57120)

<<< 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

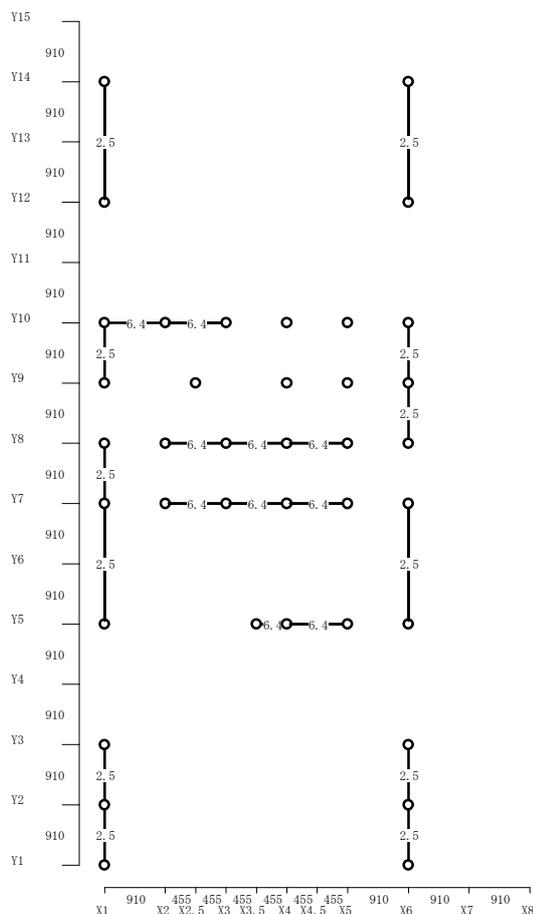
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y7	5.00 × 2.73	13.65 (13.65)	26754 (26754)
Y8	5.00 × 2.73	13.65 (13.65)	26754 (26754)
Y9	5.00 × 2.28	11.38 (11.38)	22295 (22295)
Y10	5.00 × 1.82	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		47.78 (47.77)	93639 (93639)

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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
X6	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
計		27.30 (26.57)	53508 (52073)

<<< 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

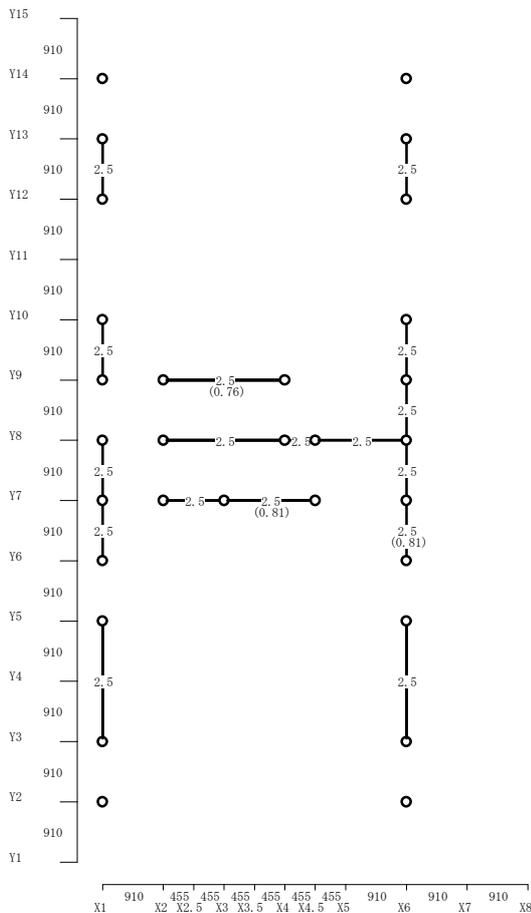
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y5	6.40 × 1.37	8.74 (8.74)	17123 (17123)
Y7	6.40 × 2.73	17.47 (17.47)	34245 (34245)
Y8	6.40 × 2.73	17.47 (17.47)	34245 (34245)
Y10	6.40 × 1.82	11.65 (11.65)	22830 (22830)
計		55.33 (55.33)	108443 (108443)

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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
X6	2.50 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		36.40 (36.40)	71344 (71344)

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

3階



3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

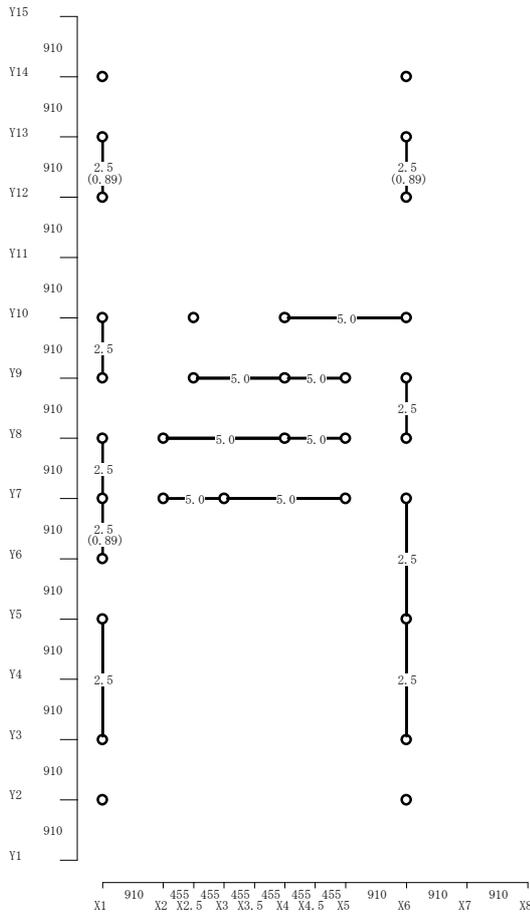
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y7	2.50 × 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
Y8	2.50 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y9	2.50 × 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
計		19.34 (17.60)	37902 (34505)

3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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
X6	2.50 × 6.37	15.92 (15.92)	31213 (31213)
計		29.57 (29.14)	57967 (57120)

<<< 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

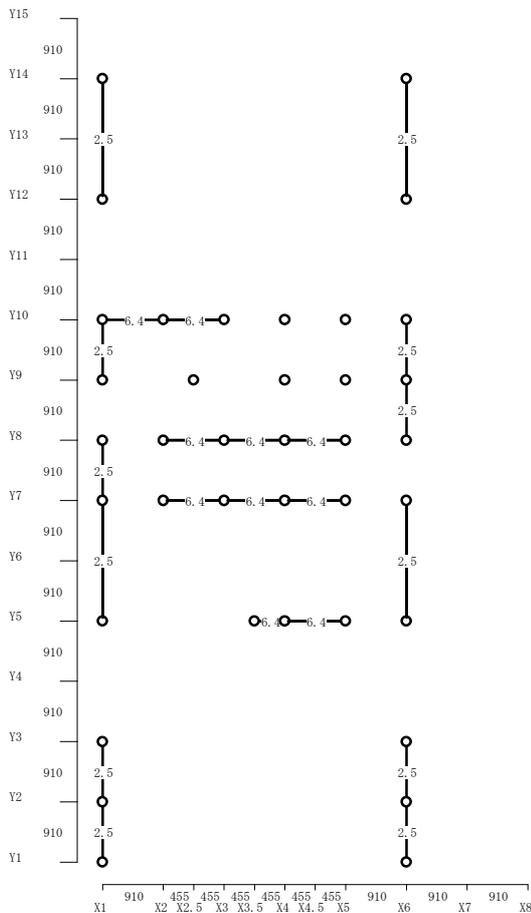
通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili \times 1960)
Y7	5.00 \times 2.73	13.65 (13.65)	26754 (26754)
Y8	5.00 \times 2.73	13.65 (13.65)	26754 (26754)
Y9	5.00 \times 2.28	11.38 (11.38)	22295 (22295)
Y10	5.00 \times 1.82	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		47.78 (47.77)	93639 (93639)

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	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili \times 1960)
X1	2.50 \times 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
X6	2.50 \times 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
計		27.30 (26.57)	53508 (52073)

<<< 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	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y5	6.40 × 1.37	8.74 (8.74)	17123 (17123)
Y7	6.40 × 2.73	17.47 (17.47)	34245 (34245)
Y8	6.40 × 2.73	17.47 (17.47)	34245 (34245)
Y10	6.40 × 1.82	11.65 (11.65)	22830 (22830)
計		55.33 (55.33)	108443 (108443)

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 ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X1	2.50 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
X6	2.50 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		36.40 (36.40)	71344 (71344)

2.2 令46条に定める壁量の算定

2.2.1 地震力に対する必要壁長の表
軽い屋根として設計

階	床面積 (㎡)	単位壁長(m/㎡)	必要壁長 (m)
3	49.69	0.180	8.94
2	49.69	0.340	16.89
1	53.83	0.460	24.76

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 (㎡)	必要壁長(m) ΣAw × 0.50	床面積 (㎡)	単位壁長(m/㎡) (風圧時)
3	22.72	22.72	11.36	49.69	0.229
2	30.35	53.07	26.53	49.69	0.534
1	31.61	84.68	42.34	53.83	0.787

Y方向の壁長

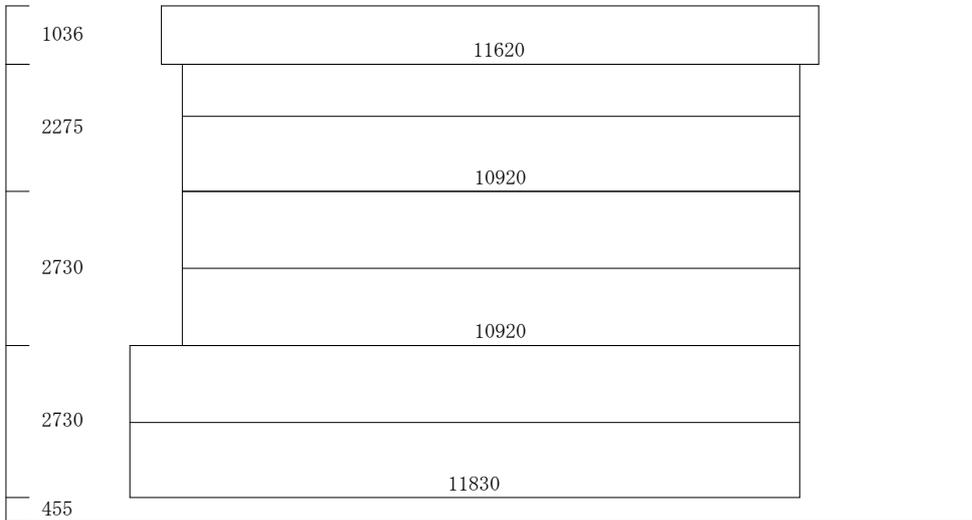
階	各階見付面積 Aw (㎡)	ΣAw (㎡)	必要壁長(m) ΣAw × 0.50	床面積 (㎡)	単位壁長(m/㎡) (風圧時)
3	7.25	7.25	3.62	49.69	0.073
2	12.97	20.22	10.11	49.69	0.203
1	12.97	33.18	16.59	53.83	0.308

2.2.3 Ld / Ln の比率の表 (存在壁量/必要壁量)

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
3	Ld	19.34	1.70	29.57	8.16	19.34	2.16	29.57	3.31
	Ln	11.36		3.62		8.94		8.94	
2	Ld	47.77	1.80	27.30	2.70	47.77	2.83	27.30	1.62
	Ln	26.53		10.11		16.89		16.89	
1	Ld	43.22	1.02	36.40	2.19	43.22	1.75	36.40	1.47
	Ln	42.34		16.59		24.76		24.76	

※各階各方向の存在壁量(Ld)の集計は、壁倍率5.0を超える壁は令46条の規定により5.0として計算

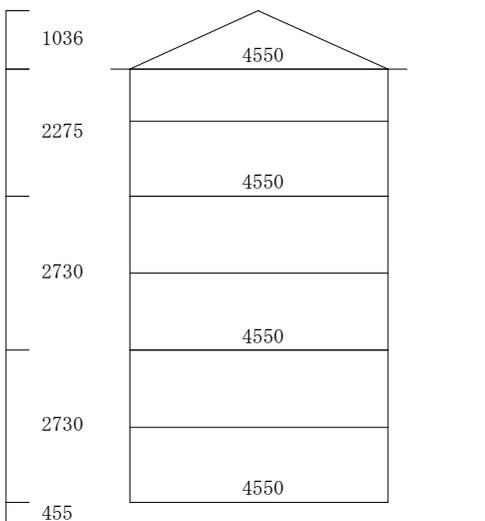
2.2.4 見付け面積（鉛直投影面積）略図



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	0.725
3階上	10.101
3階下	14.742
2階上	15.070
2階下	14.742
1階	16.325



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 4.00/ 10）

屋根	2.357
3階上	4.209
3階下	6.142
2階上	6.279
2階下	6.142
1階	6.279

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)
3	屋根	550	61.01	33.55		
		(550)		(33.55)		
	外壁 3階	350	30.94 × 1.14	12.32		
	内壁 3階	350	7.74 × 1.14	3.08		
					48.95	48.95
					(48.95)	(48.95)
2	外壁 3階	350	30.94 × 1.14	12.32		
	内壁 3階	350	7.74 × 1.14	3.08		
	床	1260	49.69	62.60		
		(1960)		(97.38)		
	外壁 2階	350	30.94 × 1.37	14.78		
	内壁 2階	350	9.56 × 1.36	4.56		
					97.35	146.30
					(132.13)	(181.08)
1	外壁 2階	350	30.94 × 1.37	14.78		
	内壁 2階	350	9.56 × 1.36	4.56		
	床	1260	49.69	62.60		
		(1960)		(97.38)		
	バルコニー	1470	4.14	6.09		
		(2170)		(8.98)		
	外壁 1階	350	32.76 × 1.37	15.65		
内壁 1階	350	8.65 × 1.37	4.13			
					107.82	254.12
					(145.50)	(326.58)
F	外壁 1階	350	32.76 × 1.37	15.65		
	内壁 1階	350	8.65 × 1.37	4.13		
					19.78	273.90
					(19.78)	(346.36)

2.3.1 地震力の算定

Ci下の()内の数値は各階のCi

<<< 加力方向未考慮時 >>>

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Ci	ΣeQi (kN)	ΣPi (kN)		ΣeQi/ΣPi	判定
3	48.95	48.95	0.193	1.611	0.322 (0.322)	15.77	X	34.51	0.457	OK
							Y	57.12	0.276	OK
2	97.35	146.30	0.576	1.217	0.243 (0.204)	35.62	X	93.64	0.380	OK
							Y	52.07	0.684	OK
1	107.82	254.12	1.000	1.000	0.200 (0.141)	50.82	X	108.44	0.468	OK
							Y	71.34	0.712	OK

ルート2 筋かいの負担水平力による応力割り増し

※ 上で求めた地震力は以下で算出した割り増し率で、割り増しをおこなっている

階		筋交い耐力 (kN)	ΣPi (kN)	筋交い耐力比	割り増し係数
3	X	0.00	34.51	0.0000	1.0000
	Y	0.00	57.12	0.0000	1.0000
2	X	0.00	93.64	0.0000	1.0000
	Y	0.00	52.07	0.0000	1.0000
1	X	0.00	108.44	0.0000	1.0000
	Y	0.00	71.34	0.0000	1.0000

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Ci	ΣeQi (kN)	ΣPi (kN)		ΣeQi/ΣPi	判定
3	48.95	48.95	0.193	1.611	0.322 (0.322)	15.77	X	34.51	0.457	OK
							Y	57.12	0.276	OK
2	97.35	146.30	0.576	1.217	0.243 (0.204)	35.62	X	93.64	0.380	OK
							Y	52.07	0.684	OK
1	107.82	254.12	1.000	1.000	0.200 (0.141)	50.82	X	108.44	0.468	OK
							Y	71.34	0.712	OK

ルート2 筋かいの負担水平力による応力割り増し

※ 上で求めた地震力は以下で算出した割り増し率で、割り増しをおこなっている

階		筋交い耐力 (kN)	ΣPi (kN)	筋交い耐力比	割り増し係数
3	X	0.00	34.51	0.0000	1.0000
	Y	0.00	57.12	0.0000	1.0000
2	X	0.00	93.64	0.0000	1.0000
	Y	0.00	52.07	0.0000	1.0000
1	X	0.00	108.44	0.0000	1.0000
	Y	0.00	71.34	0.0000	1.0000

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Ci	ΣeQi (kN)	ΣPi (kN)		ΣeQi/ΣPi	判定
3	48.95	48.95	0.193	1.611	0.322 (0.322)	15.77	X	34.51	0.457	OK
							Y	57.12	0.276	OK
2	97.35	146.30	0.576	1.217	0.243 (0.204)	35.62	X	93.64	0.380	OK
							Y	52.07	0.684	OK
1	107.82	254.12	1.000	1.000	0.200 (0.141)	50.82	X	108.44	0.468	OK
							Y	71.34	0.712	OK

ルート2 筋かいの負担水平力による応力割り増し

※ 上で求めた地震力は以下で算出した割り増し率で、割り増しをおこなっている

階		筋交い耐力 (kN)	ΣP_i (kN)	筋交い耐力比	割り増し係数
3	X	0.00	34.51	0.0000	1.0000
	Y	0.00	57.12	0.0000	1.0000
2	X	0.00	93.64	0.0000	1.0000
	Y	0.00	52.07	0.0000	1.0000
1	X	0.00	108.44	0.0000	1.0000
	Y	0.00	71.34	0.0000	1.0000

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	W_i (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	A_i	C_i	ΣeQ_i (kN)	ΣP_i (kN)	$\Sigma eQ_i / \Sigma P_i$	判定	
3	48.95	48.95	0.193	1.611	0.322 (0.322)	15.77	X	34.51	0.457	OK
							Y	57.12	0.276	OK
2	97.35	146.30	0.576	1.217	0.243 (0.204)	35.62	X	93.64	0.380	OK
							Y	52.07	0.684	OK
1	107.82	254.12	1.000	1.000	0.200 (0.141)	50.82	X	108.44	0.468	OK
							Y	71.34	0.712	OK

ルート2 筋かいの負担水平力による応力割り増し

※ 上で求めた地震力は以下で算出した割り増し率で、割り増しをおこなっている

階		筋交い耐力 (kN)	ΣP_i (kN)	筋交い耐力比	割り増し係数
3	X	0.00	34.51	0.0000	1.0000
	Y	0.00	57.12	0.0000	1.0000
2	X	0.00	93.64	0.0000	1.0000
	Y	0.00	52.07	0.0000	1.0000
1	X	0.00	108.44	0.0000	1.0000
	Y	0.00	71.34	0.0000	1.0000

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	W_i (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	A_i	C_i	ΣeQ_i (kN)	ΣP_i (kN)	$\Sigma eQ_i / \Sigma P_i$	判定	
3	48.95	48.95	0.193	1.611	0.322 (0.322)	15.77	X	34.51	0.457	OK
							Y	57.12	0.276	OK
2	97.35	146.30	0.576	1.217	0.243 (0.204)	35.62	X	93.64	0.380	OK
							Y	52.07	0.684	OK
1	107.82	254.12	1.000	1.000	0.200 (0.141)	50.82	X	108.44	0.468	OK
							Y	71.34	0.712	OK

ルート2 筋かいの負担水平力による応力割り増し

※ 上で求めた地震力は以下で算出した割り増し率で、割り増しをおこなっている

階		筋交い耐力 (kN)	ΣP_i (kN)	筋交い耐力比	割り増し係数
3	X	0.00	34.51	0.0000	1.0000
	Y	0.00	57.12	0.0000	1.0000
2	X	0.00	93.64	0.0000	1.0000
	Y	0.00	52.07	0.0000	1.0000
1	X	0.00	108.44	0.0000	1.0000
	Y	0.00	71.34	0.0000	1.0000

2.3.2 風圧力の算定
 <<< 加力方向未考慮時 >>>

方向	階	H'	0.6E V_0^2	ΣC	A _w (m ²)	wQ (kN)	wQ _i (kN)	ΣwQ_i (kN)	ΣP_i (kN)	$\Sigma wQ_i / \Sigma P_i$	判定
X	3	8.71	1034	0.62	0.73	0.46	12.32	12.32	34.51	0.357	OK
		7.05	1034	1.14	10.10	11.86					
	2	7.05	1034	1.14	14.74	17.31	33.53	45.86	93.64	0.489	OK
		4.55	1034	1.04	15.07	16.22					
	1	4.55	1034	1.04	14.74	15.87	33.44	79.30	108.44	0.731	OK
		1.82	1034	1.04	16.33	17.57					
Y	3	8.71	1034	1.20	2.36	2.93	7.87	7.87	57.12	0.137	OK
		7.05	1034	1.14	4.21	4.94					
	2	7.05	1034	1.14	6.14	7.21	13.97	21.84	52.07	0.419	OK
		4.55	1034	1.04	6.28	6.76					
	1	4.55	1034	1.04	6.14	6.61	13.37	35.21	71.34	0.493	OK
		1.82	1034	1.04	6.28	6.76					

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	H'	0.6E V_0^2	ΣC	A _w (m ²)	wQ (kN)	wQ _i (kN)	ΣwQ_i (kN)	ΣP_i (kN)	$\Sigma wQ_i / \Sigma P_i$	判定
X	3	8.71	1034	0.62	0.73	0.46	12.32	12.32	34.51	0.357	OK
		7.05	1034	1.14	10.10	11.86					
	2	7.05	1034	1.14	14.74	17.31	33.53	45.86	93.64	0.489	OK
		4.55	1034	1.04	15.07	16.22					
	1	4.55	1034	1.04	14.74	15.87	33.44	79.30	108.44	0.731	OK
		1.82	1034	1.04	16.33	17.57					
Y	3	8.71	1034	1.20	2.36	2.93	7.87	7.87	57.12	0.137	OK
		7.05	1034	1.14	4.21	4.94					
	2	7.05	1034	1.14	6.14	7.21	13.97	21.84	52.07	0.419	OK
		4.55	1034	1.04	6.28	6.76					
	1	4.55	1034	1.04	6.14	6.61	13.37	35.21	71.34	0.493	OK
		1.82	1034	1.04	6.28	6.76					

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	H'	0.6E ₀ V ²	ΣC	A _w (m ²)	wQ (kN)	wQ _i (kN)	ΣwQ _i (kN)	ΣP _i (kN)	ΣwQ _i /ΣP _i	判定
X	3	8.71	1034	0.62	0.73	0.46	12.32	12.32	34.51	0.357	OK
		7.05	1034	1.14	10.10	11.86					
	2	7.05	1034	1.14	14.74	17.31	33.53	45.86	93.64	0.489	OK
		4.55	1034	1.04	15.07	16.22					
	1	4.55	1034	1.04	14.74	15.87	33.44	79.30	108.44	0.731	OK
		1.82	1034	1.04	16.33	17.57					
Y	3	8.71	1034	1.20	2.36	2.93	7.87	7.87	57.12	0.137	OK
		7.05	1034	1.14	4.21	4.94					
	2	7.05	1034	1.14	6.14	7.21	13.97	21.84	52.07	0.419	OK
		4.55	1034	1.04	6.28	6.76					
	1	4.55	1034	1.04	6.14	6.61	13.37	35.21	71.34	0.493	OK
		1.82	1034	1.04	6.28	6.76					

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	H'	0.6E ₀ V ²	ΣC	A _w (m ²)	wQ (kN)	wQ _i (kN)	ΣwQ _i (kN)	ΣP _i (kN)	ΣwQ _i /ΣP _i	判定
X	3	8.71	1034	0.62	0.73	0.46	12.32	12.32	34.51	0.357	OK
		7.05	1034	1.14	10.10	11.86					
	2	7.05	1034	1.14	14.74	17.31	33.53	45.86	93.64	0.489	OK
		4.55	1034	1.04	15.07	16.22					
	1	4.55	1034	1.04	14.74	15.87	33.44	79.30	108.44	0.731	OK
		1.82	1034	1.04	16.33	17.57					
Y	3	8.71	1034	1.20	2.36	2.93	7.87	7.87	57.12	0.137	OK
		7.05	1034	1.14	4.21	4.94					
	2	7.05	1034	1.14	6.14	7.21	13.97	21.84	52.07	0.419	OK
		4.55	1034	1.04	6.28	6.76					
	1	4.55	1034	1.04	6.14	6.61	13.37	35.21	71.34	0.493	OK
		1.82	1034	1.04	6.28	6.76					

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EVO ²	ΣC	Aw (m ²)	wQ (kN)	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	ΣPi (kN)	ΣwQi/ΣPi	判定
X	3	8.71	1034	0.62	0.73	0.46	12.32	12.32	34.51	0.357	OK
		7.05	1034	1.14	10.10	11.86					
	2	7.05	1034	1.14	14.74	17.31	33.53	45.86	93.64	0.489	OK
		4.55	1034	1.04	15.07	16.22					
	1	4.55	1034	1.04	14.74	15.87	33.44	79.30	108.44	0.731	OK
		1.82	1034	1.04	16.33	17.57					
Y	3	8.71	1034	1.20	2.36	2.93	7.87	7.87	57.12	0.137	OK
		7.05	1034	1.14	4.21	4.94					
	2	7.05	1034	1.14	6.14	7.21	13.97	21.84	52.07	0.419	OK
		4.55	1034	1.04	6.28	6.76					
	1	4.55	1034	1.04	6.14	6.61	13.37	35.21	71.34	0.493	OK
		1.82	1034	1.04	6.28	6.76					

2.3.3 耐力壁の耐力算定
 <<< 加力方向未考慮時 >>>

階	方向	ΣP_i	ΣeQ_i (kN)	$\Sigma eQ_i / \Sigma P_i$	ΣwQ_i (kN)	$\Sigma wQ_i / \Sigma P_i$	$\Sigma Qi / \Sigma P_i$	判定
3	X	34.51	15.77	0.457	12.32	0.357	0.457	OK
	Y	57.12	15.77	0.276	7.87	0.137	0.276	OK
2	X	93.64	35.62	0.380	45.86	0.489	0.489	OK
	Y	52.07	35.62	0.684	21.84	0.419	0.684	OK
1	X	108.44	50.82	0.468	79.30	0.731	0.731	OK
	Y	71.34	50.82	0.712	35.21	0.493	0.712	OK

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	ΣeQ_i (kN)	$\Sigma eQ_i / \Sigma P_i$	ΣwQ_i (kN)	$\Sigma wQ_i / \Sigma P_i$	$\Sigma Qi / \Sigma P_i$	判定
3	X	34.51	15.77	0.457	12.32	0.357	0.457	OK
	Y	57.12	15.77	0.276	7.87	0.137	0.276	OK
2	X	93.64	35.62	0.380	45.86	0.489	0.489	OK
	Y	52.07	35.62	0.684	21.84	0.419	0.684	OK
1	X	108.44	50.82	0.468	79.30	0.731	0.731	OK
	Y	71.34	50.82	0.712	35.21	0.493	0.712	OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	ΣeQ_i (kN)	$\Sigma eQ_i / \Sigma P_i$	ΣwQ_i (kN)	$\Sigma wQ_i / \Sigma P_i$	$\Sigma Qi / \Sigma P_i$	判定
3	X	34.51	15.77	0.457	12.32	0.357	0.457	OK
	Y	57.12	15.77	0.276	7.87	0.137	0.276	OK
2	X	93.64	35.62	0.380	45.86	0.489	0.489	OK
	Y	52.07	35.62	0.684	21.84	0.419	0.684	OK
1	X	108.44	50.82	0.468	79.30	0.731	0.731	OK
	Y	71.34	50.82	0.712	35.21	0.493	0.712	OK

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	ΣeQ_i (kN)	$\Sigma eQ_i / \Sigma P_i$	ΣwQ_i (kN)	$\Sigma wQ_i / \Sigma P_i$	$\Sigma Qi / \Sigma P_i$	判定
3	X	34.51	15.77	0.457	12.32	0.357	0.457	OK
	Y	57.12	15.77	0.276	7.87	0.137	0.276	OK
2	X	93.64	35.62	0.380	45.86	0.489	0.489	OK
	Y	52.07	35.62	0.684	21.84	0.419	0.684	OK
1	X	108.44	50.82	0.468	79.30	0.731	0.731	OK
	Y	71.34	50.82	0.712	35.21	0.493	0.712	OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	ΣeQ_i (kN)	$\Sigma eQ_i / \Sigma P_i$	ΣwQ_i (kN)	$\Sigma wQ_i / \Sigma P_i$	$\Sigma Qi / \Sigma P_i$	判定
3	X	34.51	15.77	0.457	12.32	0.357	0.457	OK
	Y	57.12	15.77	0.276	7.87	0.137	0.276	OK
2	X	93.64	35.62	0.380	45.86	0.489	0.489	OK
	Y	52.07	35.62	0.684	21.84	0.419	0.684	OK
1	X	108.44	50.82	0.468	79.30	0.731	0.731	OK
	Y	71.34	50.82	0.712	35.21	0.493	0.712	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、 $Ck=1/(1+(4.7*A2*L*L)/(E*d*d*d))$... (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
3	Y7	X3 - X4.5	2.500	2.500	240.0	1820.0	12.000	0.810
3	Y9	X2 - X4	2.500	2.500	180.0	1365.0	12.000	0.762
3	X6	Y6 - Y7	2.500	2.500	240.0	1820.0	12.000	0.810
2	X1	Y6 - Y7	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893
2	X1	Y12 - Y13	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893
2	X6	Y12 - Y13	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893

<<< 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、 $Ck=1/(1+(4.7*A2*L*L)/(E*d*d*d))$... (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
3	Y7	X3 - X4.5	2.500	2.500	240.0	1820.0	12.000	0.810
3	Y9	X2 - X4	2.500	2.500	180.0	1365.0	12.000	0.762
3	X6	Y6 - Y7	2.500	2.500	240.0	1820.0	12.000	0.810
2	X1	Y6 - Y7	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893
2	X1	Y12 - Y13	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893
2	X6	Y12 - Y13	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893

<<< 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、 $Ck=1/(1+(4.7*A2*L*L)/(E*d*d*d))$... (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
3	Y7	X3 - X4.5	2.500	2.500	240.0	1820.0	12.000	0.810
3	Y9	X2 - X4	2.500	2.500	180.0	1365.0	12.000	0.762
3	X6	Y6 - Y7	2.500	2.500	240.0	1820.0	12.000	0.810
2	X1	Y6 - Y7	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893
2	X1	Y12 - Y13	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893
2	X6	Y12 - Y13	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893

<<< 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、 $C_k=1/(1+(4.7*A_2*L)/E*d*d)$... (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
3	Y7	X3 - X4.5	2.500	2.500	240.0	1820.0	12.000	0.810
3	Y9	X2 - X4	2.500	2.500	180.0	1365.0	12.000	0.762
3	X6	Y6 - Y7	2.500	2.500	240.0	1820.0	12.000	0.810
2	X1	Y6 - Y7	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893
2	X1	Y12 - Y13	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893
2	X6	Y12 - Y13	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893

<<< 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、 $C_k=1/(1+(4.7*A_2*L)/E*d*d)$... (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
3	Y7	X3 - X4.5	2.500	2.500	240.0	1820.0	12.000	0.810
3	Y9	X2 - X4	2.500	2.500	180.0	1365.0	12.000	0.762
3	X6	Y6 - Y7	2.500	2.500	240.0	1820.0	12.000	0.810
2	X1	Y6 - Y7	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893
2	X1	Y12 - Y13	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893
2	X6	Y12 - Y13	2.500	2.500	300.0	1820.0	12.000	0.893

2.4 2次設計

G_x : 重心 (原点からのX方向重心位置) (m)
 G_y : (原点からのY方向重心位置) (m)

K_x : 剛心 (原点からのX方向剛心位置) (m)
 K_y : (原点からのY方向剛心位置) (m)

e_x : 偏心距離 (X方向) (m)
 e_y : (Y方向) (m)
 $e_x = |K_x - G_x|$
 $e_y = |K_y - G_y|$

$J_x + J_y$: 剛心まわりのねじり剛性
 $J_x = \sum \alpha_i \cdot l_{ix} \times L_y^2 - \sum \alpha_i \cdot l_{ix} \times K_y^2$
 $J_y = \sum \alpha_i \cdot l_{iy} \times L_x^2 - \sum \alpha_i \cdot l_{iy} \times K_x^2$
 $\sum \alpha_i \cdot l_{ix}$: X方向壁剛性
 $\sum \alpha_i \cdot l_{iy}$: Y方向壁剛性

L_x : 原点からのX方向距離 (m)
 L_y : 原点からのY方向距離 (m)

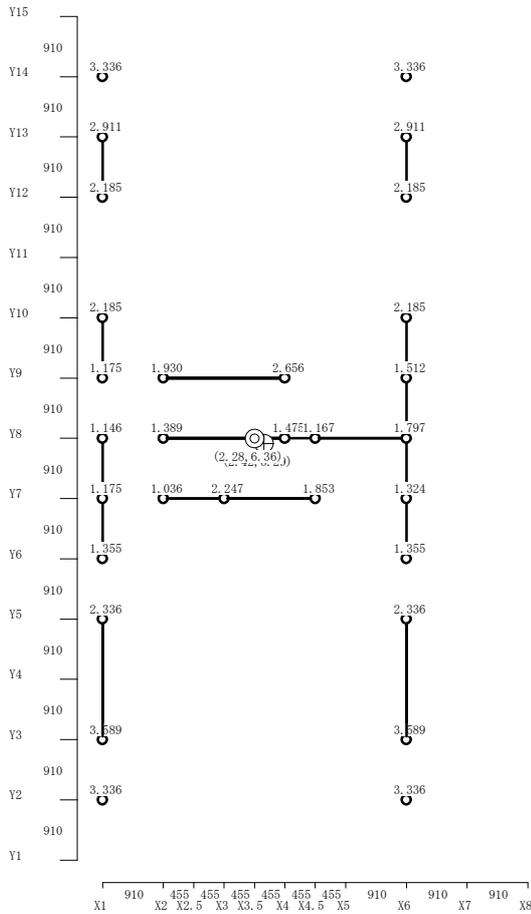
r_{ex} : 弾力半径 (X方向) (m)
 r_{ey} : (Y方向) (m)
 $r_{ex} = \sqrt{((J_x + J_y) / \sum \alpha_i \cdot l_{ix})}$
 $r_{ey} = \sqrt{((J_x + J_y) / \sum \alpha_i \cdot l_{iy})}$

R_{ex} : 偏心率 (X方向) (m)
 R_{ey} : (Y方向) (m)
 F_e : F_{es} 算出用の係数

2.4.1 重心の計算

3階

○ = 重心 + = 剛心 柱下の数字は柱の長期軸力(kN)



3階 X方向

通り	W _i (kN)	L _{xi} (m)	W _i · L _{xi} (kN · m)
X1	24.730	0.000	0.000
X2	4.354	0.910	3.963
X3	2.247	1.820	4.089
X4	4.131	2.730	11.276
X4.5	3.020	3.185	9.620
X6	25.866	4.550	117.691
計	64.348		146.638

$$G_x = \frac{\sum (W_i \cdot L_{xi})}{\sum W_i} = \frac{146.638}{64.348} = 2.279 \text{ (m)}$$

3階 Y方向

通り	W _i (kN)	L _{yi} (m)	W _i · L _{yi} (kN · m)
Y2	6.672	0.910	6.071
Y3	7.178	1.820	13.064

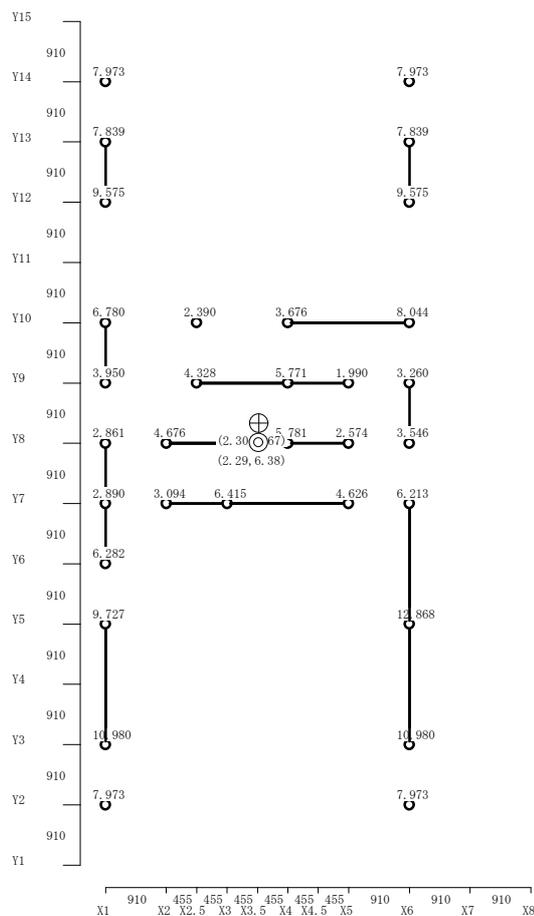
3階 Y方向

通り	W _i (kN)	L _{yi} (m)	W _i · L _{yi} (kN · m)
Y5	4.673	3.640	17.009
Y6	2.710	4.550	12.332
Y7	7.634	5.460	41.683
Y8	6.975	6.370	44.432
Y9	7.272	7.280	52.939
Y10	4.369	8.190	35.784
Y12	4.369	10.010	43.737
Y13	5.823	10.920	63.584
Y14	6.672	11.830	78.929
計	64.348		409.565

$$G_y = \Sigma (W_i \cdot L_{yi}) / \Sigma W_i = 409.565 / 64.348 = 6.365 \text{ (m)}$$

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	76.831	0.000	0.000
X2	7.770	0.910	7.071
X2.5	6.718	1.365	9.170
X3	6.415	1.820	11.675
X4	15.228	2.730	41.573
X5	9.190	3.640	33.452
X6	78.273	4.550	356.142
計	200.425		459.083

$$G_x = \frac{\sum (W_i \cdot L_{xi})}{\sum W_i} = \frac{459.083}{200.425} = 2.291 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

通り	W _i (kN)	L _{yi} (m)	W _i · L _{yi} (kN · m)
Y2	15.947	0.910	14.511
Y3	21.960	1.820	39.966

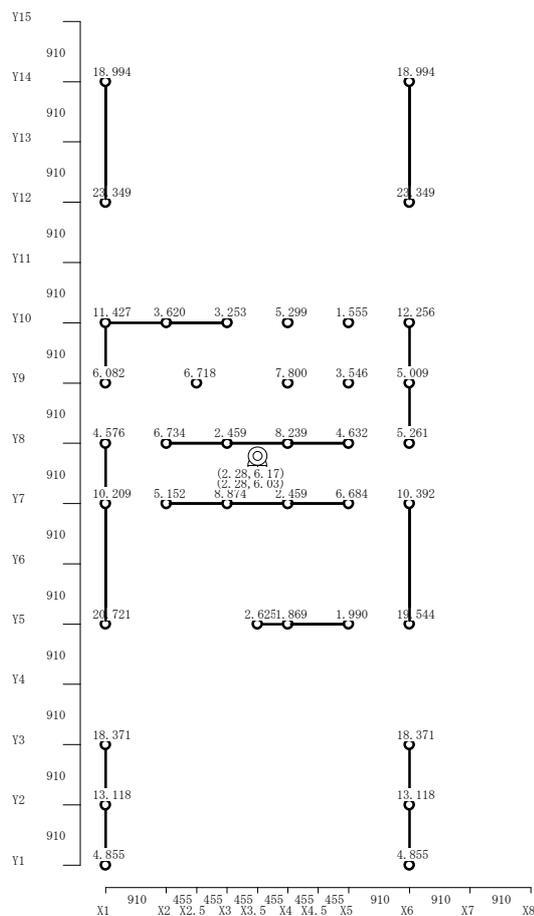
2階 Y方向

通り	W _i (kN)	L _{yi} (m)	W _i · L _{yi} (kN · m)
Y5	22.596	3.640	82.248
Y6	6.282	4.550	28.585
Y7	23.238	5.460	126.881
Y8	19.438	6.370	123.820
Y9	19.300	7.280	140.504
Y10	20.890	8.190	171.088
Y12	19.151	10.010	191.700
Y13	15.677	10.920	171.194
Y14	15.947	11.830	188.649
計	200.425		1279.149

$$G_y = \Sigma (W_i \cdot L_{yi}) / \Sigma W_i = 1279.149 / 200.425 = 6.382 \text{ (m)}$$

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	131.702	0.000	0.000
X2	15.505	0.910	14.110
X2.5	6.718	1.365	9.170
X3	14.585	1.820	26.545
X3.5	2.625	2.275	5.972
X4	25.667	2.730	70.071
X5	18.407	3.640	67.001
X6	131.149	4.550	596.726
計	346.357		789.594

$$G_x = \frac{\sum (W_i \cdot L_{xi})}{\sum W_i} = \frac{789.594}{346.357} = 2.280 \text{ (m)}$$

1階 Y方向

通り	W _i (kN)	L _{yi} (m)	W _i · L _{yi} (kN · m)
Y1	9.709	0.000	0.000

1階 Y方向

通り	W _i (kN)	L _{yi} (m)	W _i ・L _{yi} (kN・m)
Y2	26.236	0.910	23.875
Y3	36.741	1.820	66.869
Y5	46.750	3.640	170.170
Y7	43.770	5.460	238.982
Y8	31.901	6.370	203.209
Y9	29.154	7.280	212.244
Y10	37.410	8.190	306.392
Y12	46.698	10.010	467.449
Y14	37.987	11.830	449.388
計	346.357		2138.577

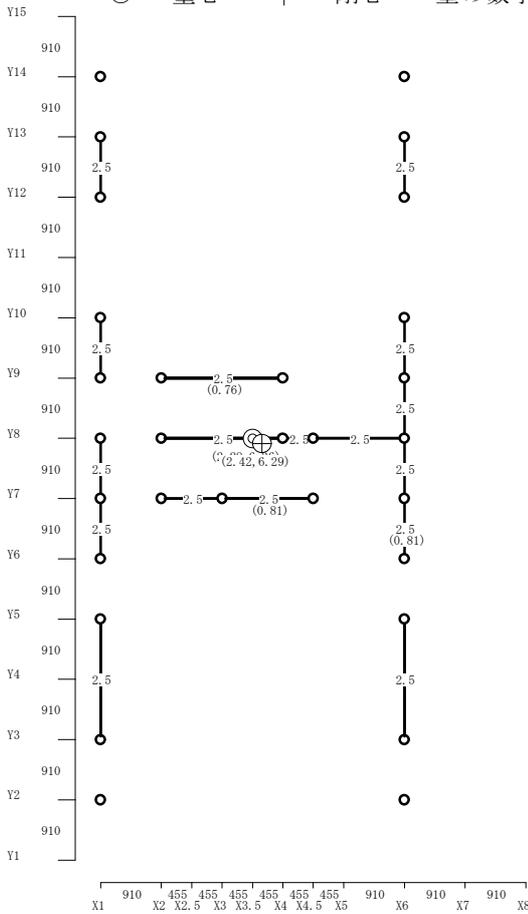
$$G_y = \Sigma (W_i \cdot L_{yi}) / \Sigma W_i = 2138.577 / 346.357 = 6.174 \text{ (m)}$$

2.4.2 剛心の計算

<<< 加力方向未考慮時 >>>

3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



3階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	13.650	0.000	0.000	0.000
X6	15.493	4.550	70.492	320.737
計	29.143		70.492	320.737

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 70.492 / 29.143 = 2.419 \text{ (m)}$$

3階 Y方向

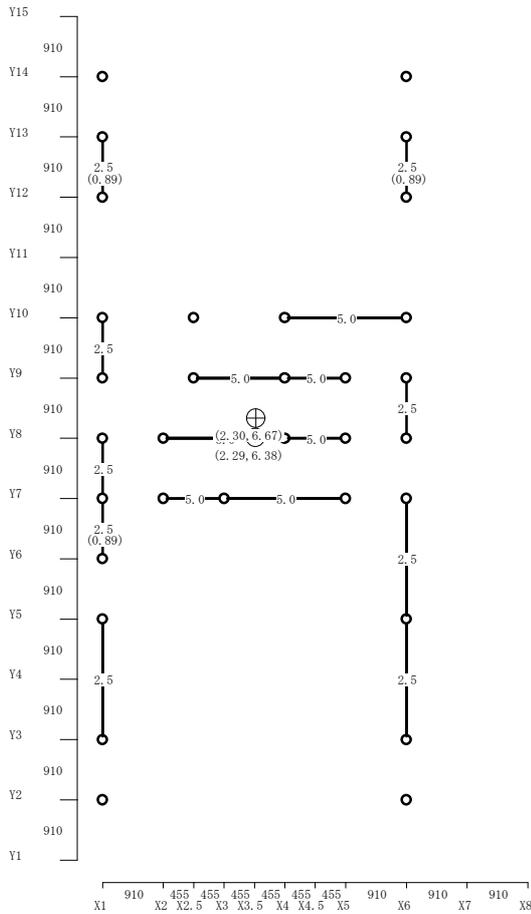
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682
計	17.605		110.711	703.153

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289 \text{ (m)}$$

<<< 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	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	13.162	0.000	0.000	0.000
X6	13.406	4.550	60.997	277.538
計	26.568		60.997	277.538

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

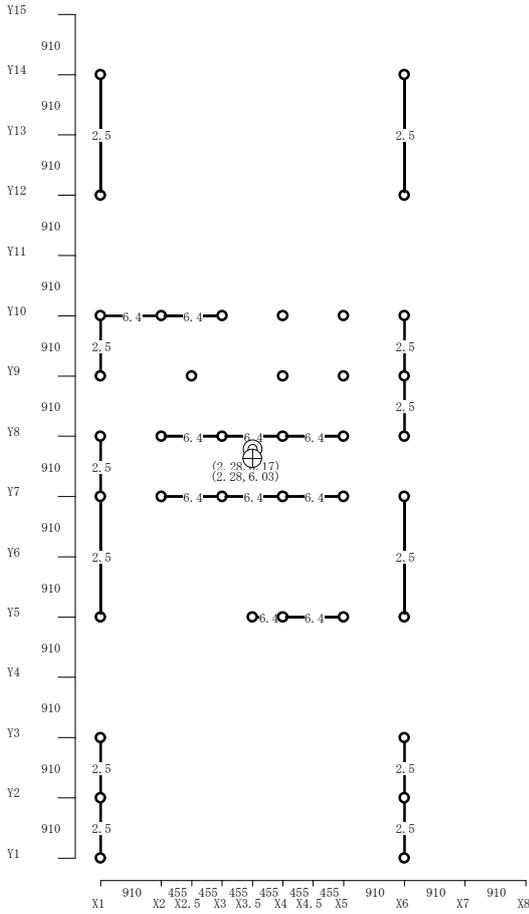
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392
計	47.775		318.818	2174.052

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 318.818 / 47.775 = 6.673 \text{ (m)}$$

<<< 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	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	18.200	0.000	0.000	0.000
X6	18.200	4.550	82.810	376.786
計	36.400		82.810	376.786

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275 \text{ (m)}$$

1階 Y方向

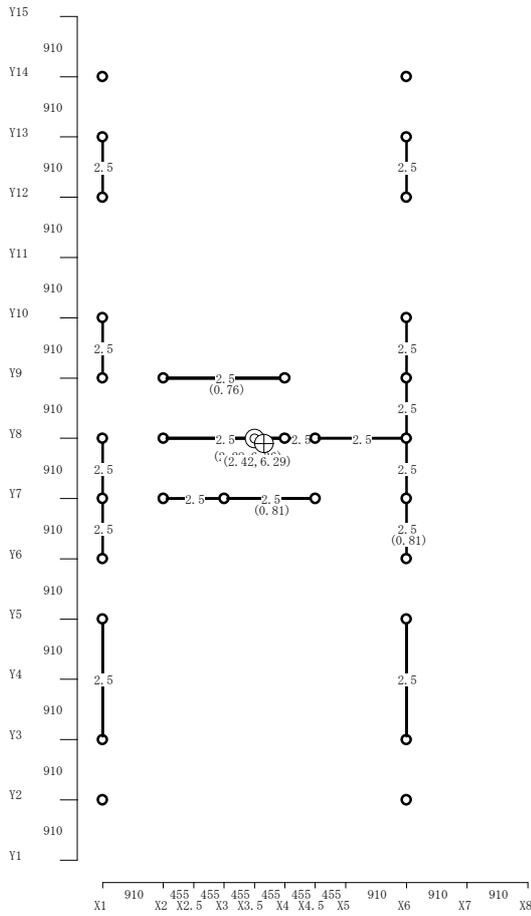
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303
計	55.328		333.890	2126.879

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035 \text{ (m)}$$

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

3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



3階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	13.650	0.000	0.000	0.000
X6	15.493	4.550	70.492	320.737
計	29.143		70.492	320.737

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 70.492 / 29.143 = 2.419 \text{ (m)}$$

3階 Y方向

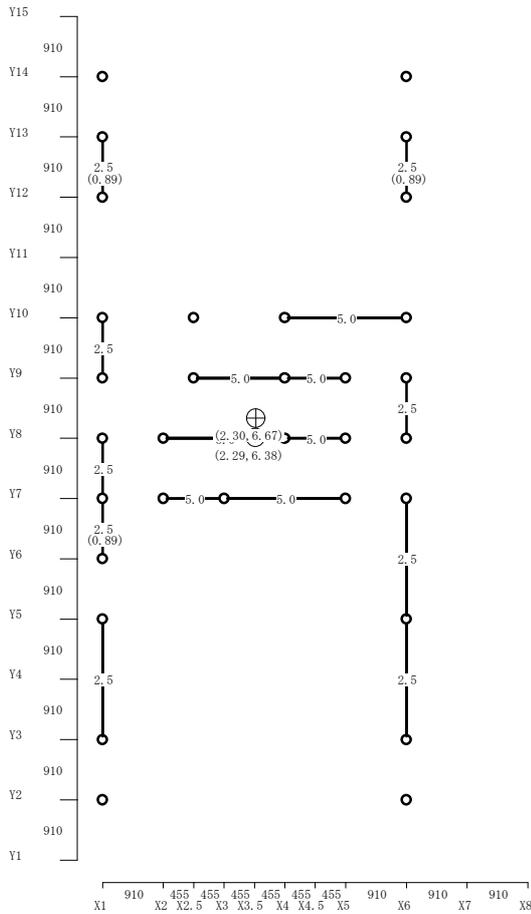
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682
計	17.605		110.711	703.153

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289 \text{ (m)}$$

<<< 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	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	13.162	0.000	0.000	0.000
X6	13.406	4.550	60.997	277.538
計	26.568		60.997	277.538

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

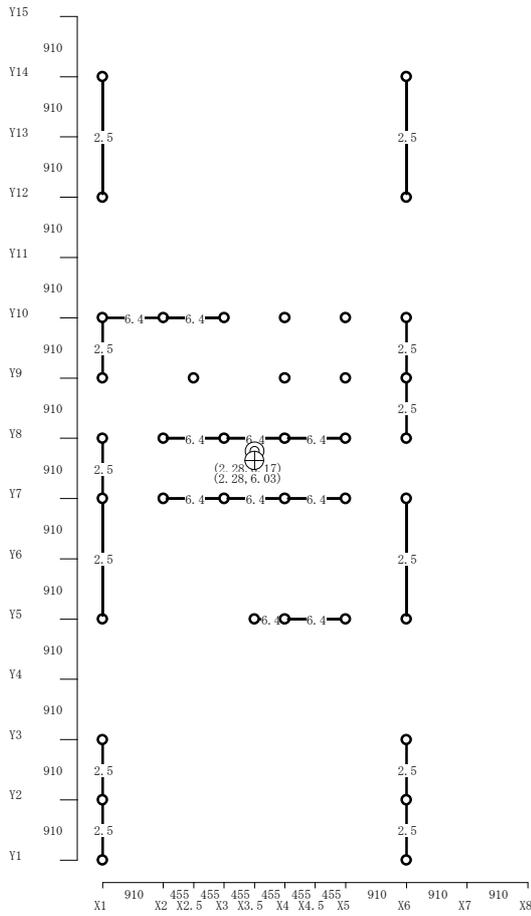
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392
計	47.775		318.818	2174.052

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 318.818 / 47.775 = 6.673 \text{ (m)}$$

<<< 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	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	18.200	0.000	0.000	0.000
X6	18.200	4.550	82.810	376.786
計	36.400		82.810	376.786

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275 \text{ (m)}$$

1階 Y方向

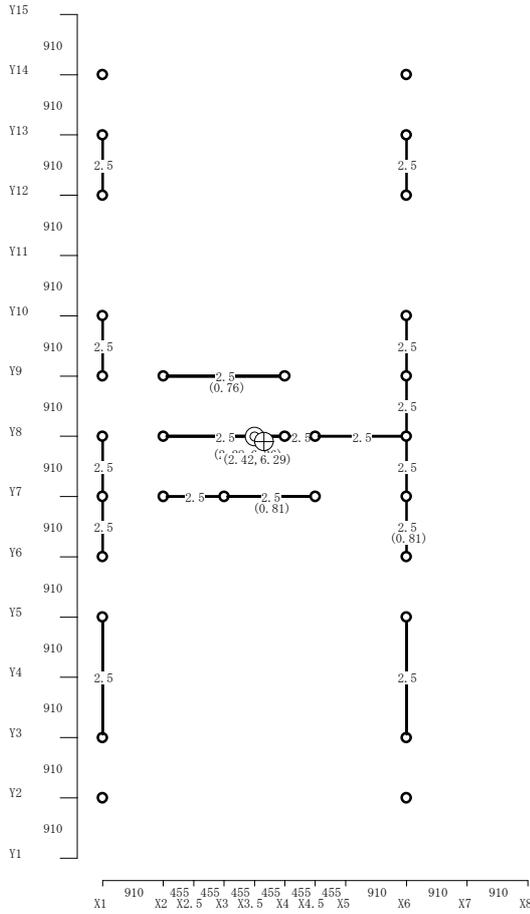
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303
計	55.328		333.890	2126.879

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035 \text{ (m)}$$

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

3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



3階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	13.650	0.000	0.000	0.000
X6	15.493	4.550	70.492	320.737
計	29.143		70.492	320.737

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 70.492 / 29.143 = 2.419 \text{ (m)}$$

3階 Y方向

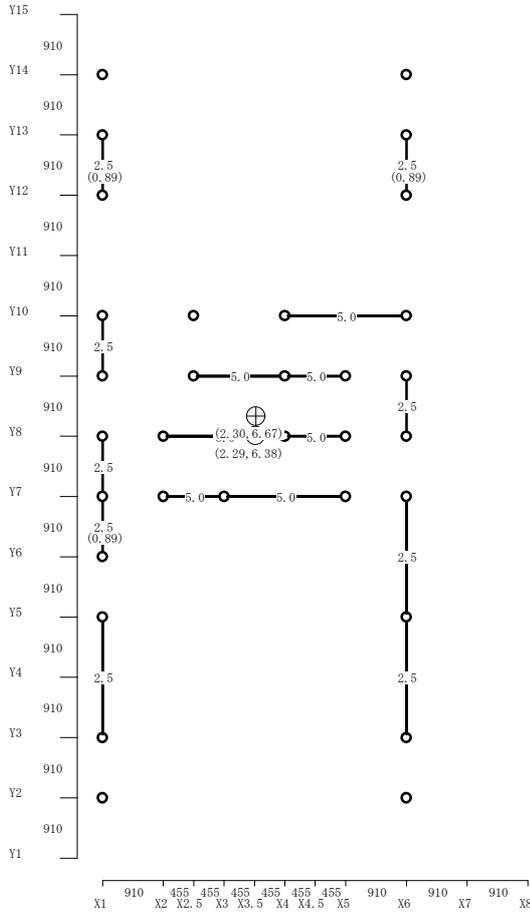
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682
計	17.605		110.711	703.153

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289 \text{ (m)}$$

<<< 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	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	13.162	0.000	0.000	0.000
X6	13.406	4.550	60.997	277.538
計	26.568		60.997	277.538

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

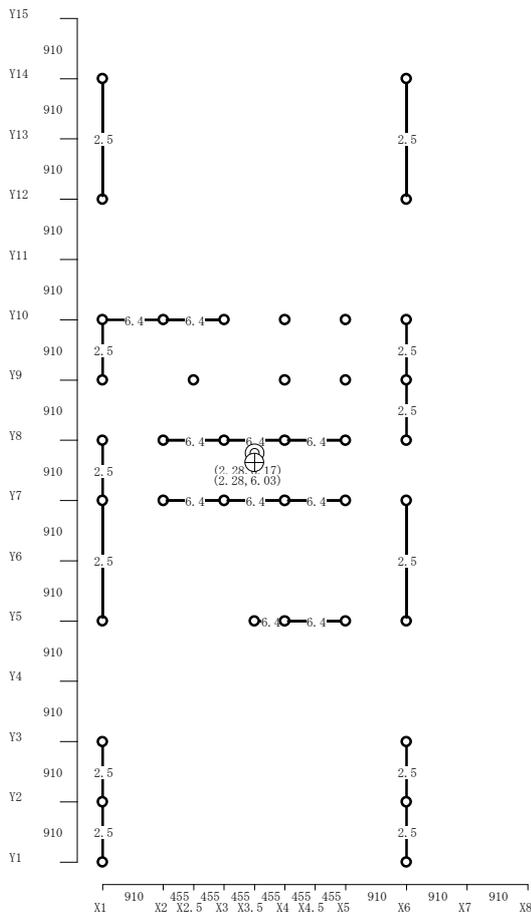
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392
計	47.775		318.818	2174.052

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 318.818 / 47.775 = 6.673 \text{ (m)}$$

<<< 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	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	18.200	0.000	0.000	0.000
X6	18.200	4.550	82.810	376.786
計	36.400		82.810	376.786

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275$ (m)

1階 Y方向

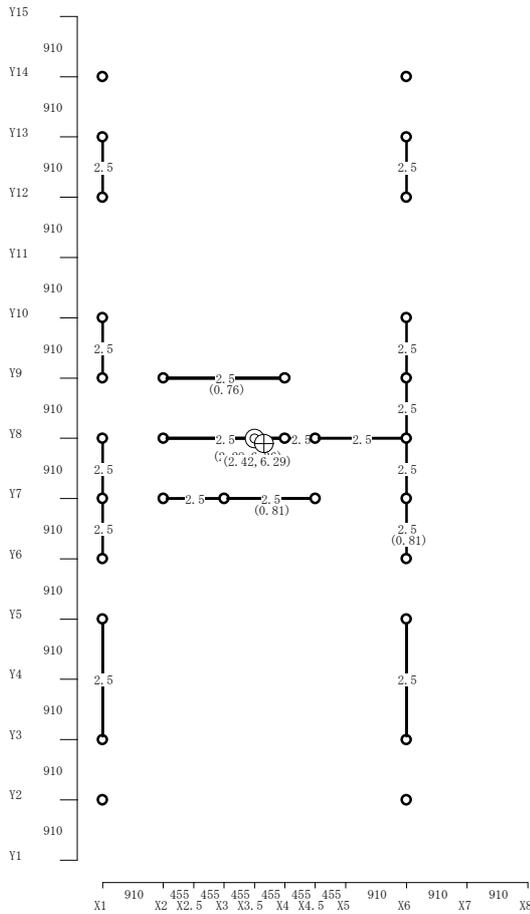
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303
計	55.328		333.890	2126.879

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035$ (m)

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

3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



3階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	13.650	0.000	0.000	0.000
X6	15.493	4.550	70.492	320.737
計	29.143		70.492	320.737

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 70.492 / 29.143 = 2.419 \text{ (m)}$$

3階 Y方向

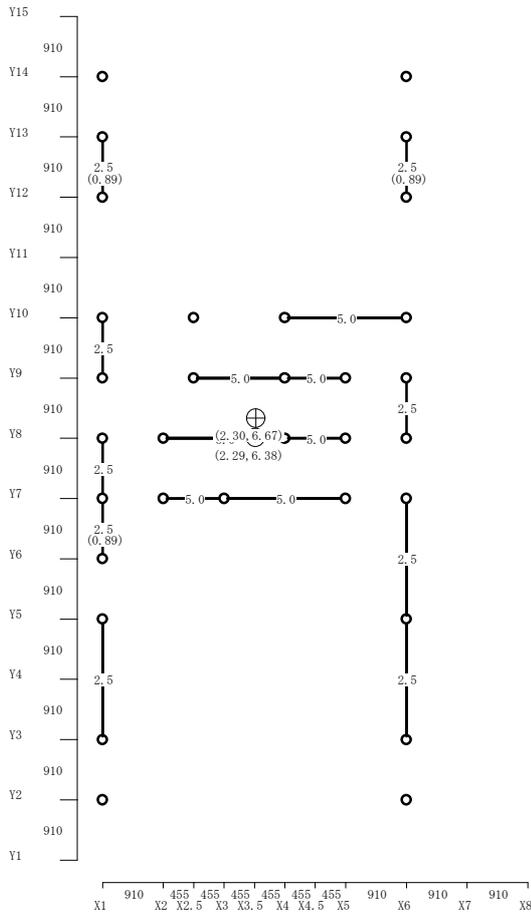
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682
計	17.605		110.711	703.153

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289 \text{ (m)}$$

<<< 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	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	13.162	0.000	0.000	0.000
X6	13.406	4.550	60.997	277.538
計	26.568		60.997	277.538

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

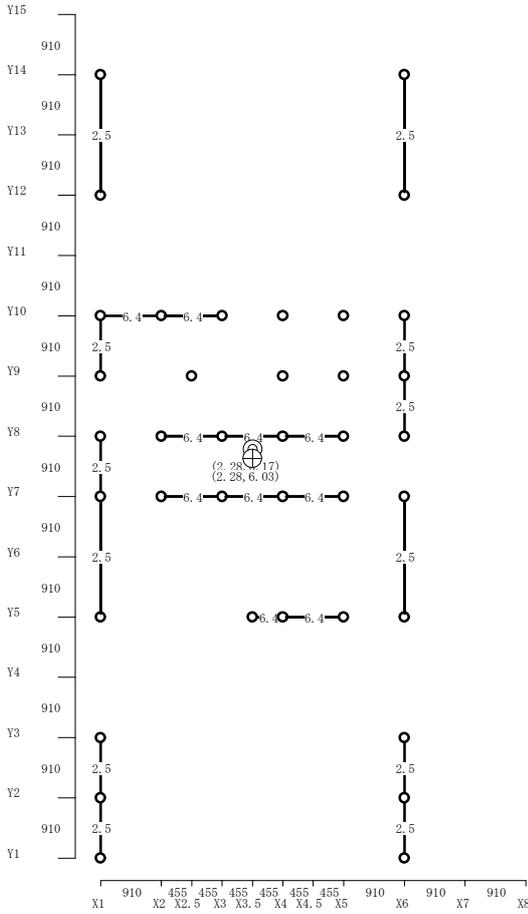
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392
計	47.775		318.818	2174.052

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 318.818 / 47.775 = 6.673 \text{ (m)}$$

<<< 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	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	18.200	0.000	0.000	0.000
X6	18.200	4.550	82.810	376.786
計	36.400		82.810	376.786

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275 \text{ (m)}$$

1階 Y方向

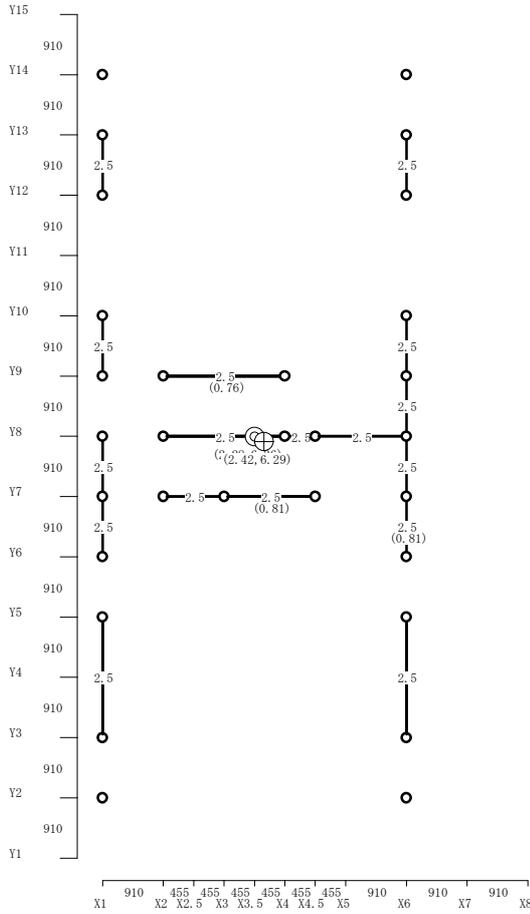
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303
計	55.328		333.890	2126.879

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035 \text{ (m)}$$

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

3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



3階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	13.650	0.000	0.000	0.000
X6	15.493	4.550	70.492	320.737
計	29.143		70.492	320.737

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 70.492 / 29.143 = 2.419 \text{ (m)}$$

3階 Y方向

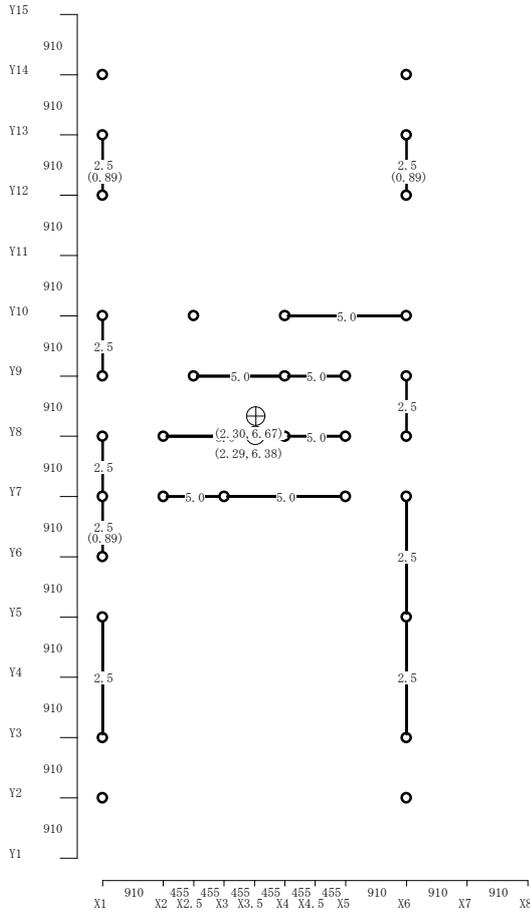
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682
計	17.605		110.711	703.153

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289 \text{ (m)}$$

<<< 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	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	13.162	0.000	0.000	0.000
X6	13.406	4.550	60.997	277.538
計	26.568		60.997	277.538

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

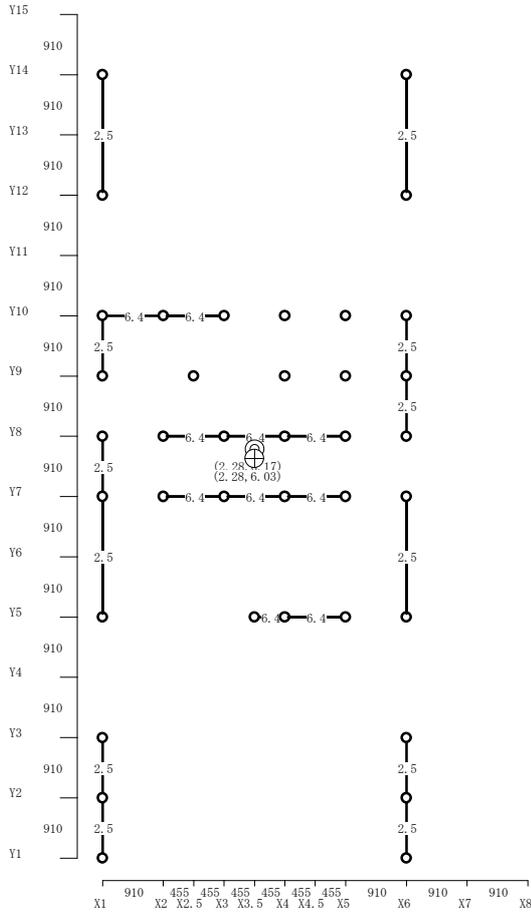
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392
計	47.775		318.818	2174.052

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 318.818 / 47.775 = 6.673 \text{ (m)}$$

<<< 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	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X1	18.200	0.000	0.000	0.000
X6	18.200	4.550	82.810	376.786
計	36.400		82.810	376.786

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275 \text{ (m)}$$

1階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303
計	55.328		333.890	2126.879

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035 \text{ (m)}$$

2.4.3 偏心率の計算

<<< 加力方向未考慮時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.15)	F _e
3	6.365	6.289	0.076	157.155	2.988	0.025	OK	1.000
2	6.382	6.673	0.291	183.965	1.962	0.148	OK	1.000
1	6.174	6.035	0.140	300.334	2.330	0.059	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.15)	F _e
3	2.279	2.419	0.140	157.155	2.322	0.060	OK	1.000
2	2.291	2.296	0.005	183.965	2.631	0.002	OK	1.000
1	2.280	2.275	0.005	300.334	2.872	0.001	OK	1.000

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.15)	F _e
3	6.365	6.289	0.076	157.155	2.988	0.025	OK	1.000
2	6.382	6.673	0.291	183.965	1.962	0.148	OK	1.000
1	6.174	6.035	0.140	300.334	2.330	0.059	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.15)	F _e
3	2.279	2.419	0.140	157.155	2.322	0.060	OK	1.000
2	2.291	2.296	0.005	183.965	2.631	0.002	OK	1.000
1	2.280	2.275	0.005	300.334	2.872	0.001	OK	1.000

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.15)	F _e
3	6.365	6.289	0.076	157.155	2.988	0.025	OK	1.000
2	6.382	6.673	0.291	183.965	1.962	0.148	OK	1.000
1	6.174	6.035	0.140	300.334	2.330	0.059	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.15)	F _e
3	2.279	2.419	0.140	157.155	2.322	0.060	OK	1.000
2	2.291	2.296	0.005	183.965	2.631	0.002	OK	1.000
1	2.280	2.275	0.005	300.334	2.872	0.001	OK	1.000

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≤0.15)	F _e
3	6.365	6.289	0.076	157.155	2.988	0.025	OK	1.000
2	6.382	6.673	0.291	183.965	1.962	0.148	OK	1.000
1	6.174	6.035	0.140	300.334	2.330	0.059	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≤0.15)	F _e
3	2.279	2.419	0.140	157.155	2.322	0.060	OK	1.000
2	2.291	2.296	0.005	183.965	2.631	0.002	OK	1.000
1	2.280	2.275	0.005	300.334	2.872	0.001	OK	1.000

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≤0.15)	F _e
3	6.365	6.289	0.076	157.155	2.988	0.025	OK	1.000
2	6.382	6.673	0.291	183.965	1.962	0.148	OK	1.000
1	6.174	6.035	0.140	300.334	2.330	0.059	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≤0.15)	F _e
3	2.279	2.419	0.140	157.155	2.322	0.060	OK	1.000
2	2.291	2.296	0.005	183.965	2.631	0.002	OK	1.000
1	2.280	2.275	0.005	300.334	2.872	0.001	OK	1.000

2.4.4 ねじれ補正值と鉛直構面の検討

<<< 加力方向未考慮時 >>>

3階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221	0.993
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250	1.001
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682	1.008
計	17.605		110.711	703.153	

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正值の下限は1.0とする）
 偏心率 $0.025 \leq 0.15$ 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 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y7	1.000	4.514	4.514	9.876	0.457 (OK)
Y8	1.000	8.152	8.152	17.836	0.457 (OK)
Y9	1.000	3.105	3.105	6.793	0.457 (OK)
計		15.771	15.771	34.505	

3階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	13.650	0.000	0.000	0.000	1.063
X6	15.493	4.550	70.492	320.737	0.945
計	29.143		70.492	320.737	

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 70.492 / 29.143 = 2.419 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正值の下限は1.0とする）
 偏心率 $0.060 \leq 0.15$ 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 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X1	1.000	7.387	7.387	26.754	0.276 (OK)
X6	1.000	8.384	8.384	30.366	0.276 (OK)
計		15.771	15.771	57.120	

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928	1.092
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875	1.023
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857	0.954
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392	0.885
計	47.775		318.818	2174.052	

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 318.818 / 47.775 = 6.673 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
偏心率 $0.148 \leq 0.15$ 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)
Y7	1.000	10.177	10.177	26.754	0.380 (OK)
Y8	1.000	10.177	10.177	26.754	0.380 (OK)
Y9	1.000	8.481	8.481	22.295	0.380 (OK)
Y10	1.000	6.785	6.785	17.836	0.380 (OK)
計		35.621	35.621	93.639	

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	13.162	0.000	0.000	0.000	1.002
X6	13.406	4.550	60.997	277.538	0.998
計	26.568		60.997	277.538	

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
偏心率 $0.002 \leq 0.15$ 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	17.647	17.647	25.798	0.684 (OK)
X6	1.000	17.974	17.974	26.276	0.684 (OK)
計		35.621	35.621	52.073	

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
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749	0.938
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868	0.985
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960	1.009
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303	1.055
計	55.328		333.890	2126.879	

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
偏心率 $0.059 \leq 0.15$ 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)
Y5	1.000	8.025	8.025	17.123	0.469 (OK)
Y7	1.000	16.050	16.050	34.245	0.469 (OK)
Y8	1.000	16.050	16.050	34.245	0.469 (OK)
Y10	1.000	10.700	10.700	22.830	0.469 (OK)
計		50.823	50.823	108.443	

1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	18.200	0.000	0.000	0.000	0.999
X6	18.200	4.550	82.810	376.786	1.001
計	36.400		82.810	376.786	

$$K_x = \Sigma (\alpha ili \cdot Lx) / \Sigma \alpha ili = 82.810 / 36.400 = 2.275 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正值の下限は1.0とする）
偏心率 $0.001 \leq 0.15$ 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 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X1	1.000	25.412	25.412	35.672	0.712 (OK)
X6	1.000	25.412	25.412	35.672	0.712 (OK)
計		50.823	50.823	71.344	

3階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha ili$	Ly_i (m)	$\Sigma \alpha ili \cdot Ly_i$	$\Sigma \alpha ili \cdot Ly_i^2$
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682
計	17.605		110.711	703.153

$$K_y = \Sigma (\alpha ili \cdot Ly) / \Sigma \alpha ili = 110.711 / 17.605 = 6.289 \text{ (m)}$$

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) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y7	1.000	3.527	3.527	9.876	0.357 (OK)
Y8	1.000	6.370	6.370	17.836	0.357 (OK)
Y9	1.000	2.426	2.426	6.793	0.357 (OK)
計		12.324	12.324	34.505	

3階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha ili$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha ili \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha ili \cdot Lxi^2$
X1	13.650	0.000	0.000	0.000
X6	15.493	4.550	70.492	320.737
計	29.143		70.492	320.737

$$K_x = \Sigma (\alpha ili \cdot Lx) / \Sigma \alpha ili = 70.492 / 29.143 = 2.419 \text{ (m)}$$

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	3.685	3.685	26.754	0.138 (OK)
X6	1.000	4.182	4.182	30.366	0.138 (OK)
計		7.867	7.867	57.120	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392
計	47.775		318.818	2174.052

$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 318.818 / 47.775 = 6.673$ (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)
Y7	1.000	13.102	13.102	26.754	0.490 (OK)
Y8	1.000	13.102	13.102	26.754	0.490 (OK)
Y9	1.000	10.918	10.918	22.295	0.490 (OK)
Y10	1.000	8.734	8.734	17.836	0.490 (OK)
計		45.855	45.855	93.639	

2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	13.162	0.000	0.000	0.000
X6	13.406	4.550	60.997	277.538
計	26.568		60.997	277.538

$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296$ (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	10.819	10.819	25.798	0.419 (OK)
X6	1.000	11.019	11.019	26.276	0.419 (OK)
計		21.838	21.838	52.073	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303
計	55.328		333.890	2126.879

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035 \text{ (m)}$$

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)
Y5	1.000	12.521	12.521	17.123	0.731 (OK)
Y7	1.000	25.041	25.041	34.245	0.731 (OK)
Y8	1.000	25.041	25.041	34.245	0.731 (OK)
Y10	1.000	16.694	16.694	22.830	0.731 (OK)
計		79.297	79.297	108.443	

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	18.200	0.000	0.000	0.000
X6	18.200	4.550	82.810	376.786
計	36.400		82.810	376.786

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275 \text{ (m)}$$

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	17.605	17.605	35.672	0.494 (OK)
X6	1.000	17.605	17.605	35.672	0.494 (OK)
計		35.209	35.209	71.344	

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

3階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221	0.993
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250	1.001
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682	1.008
計	17.605		110.711	703.153	

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
偏心率 $0.025 \leq 0.15$ 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)
Y7	1.000	4.514	4.514	9.876	0.457 (OK)
Y8	1.000	8.152	8.152	17.836	0.457 (OK)
Y9	1.000	3.105	3.105	6.793	0.457 (OK)
計		15.771	15.771	34.505	

3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	13.650	0.000	0.000	0.000	1.063
X6	15.493	4.550	70.492	320.737	0.945
計	29.143		70.492	320.737	

$K_x = \Sigma (\alpha ili \cdot Lx) / \Sigma \alpha ili = 70.492 / 29.143 = 2.419$ (m)
ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
偏心率 $0.060 \leq 0.15$ 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	7.387	7.387	26.754	0.276 (OK)
X6	1.000	8.384	8.384	30.366	0.276 (OK)
計		15.771	15.771	57.120	

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha ili$	Lyj (m)	$\Sigma \alpha ili \cdot Lyj$	$\Sigma \alpha ili \cdot Lyj^2$	ねじれ補正係数
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928	1.092
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875	1.023
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857	0.954
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392	0.885
計	47.775		318.818	2174.052	

$K_y = \Sigma (\alpha ili \cdot Ly) / \Sigma \alpha ili = 318.818 / 47.775 = 6.673$ (m)
ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
偏心率 $0.148 \leq 0.15$ 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)
Y7	1.000	10.177	10.177	26.754	0.380 (OK)
Y8	1.000	10.177	10.177	26.754	0.380 (OK)
Y9	1.000	8.481	8.481	22.295	0.380 (OK)
Y10	1.000	6.785	6.785	17.836	0.380 (OK)
計		35.621	35.621	93.639	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	13.162	0.000	0.000	0.000	1.002
X6	13.406	4.550	60.997	277.538	0.998
計	26.568		60.997	277.538	

$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296$ (m)
 ねじれ補正の計算指定：ねじれ補正をする(補正值の下限は1.0とする)
 偏心率 $0.002 \leq 0.15$ 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 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X1	1.000	17.647	17.647	25.798	0.684 (OK)
X6	1.000	17.974	17.974	26.276	0.684 (OK)
計		35.621	35.621	52.073	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749	0.938
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868	0.985
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960	1.009
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303	1.055
計	55.328		333.890	2126.879	

$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035$ (m)
 ねじれ補正の計算指定：ねじれ補正をする(補正值の下限は1.0とする)
 偏心率 $0.059 \leq 0.15$ 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 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y5	1.000	8.025	8.025	17.123	0.469 (OK)
Y7	1.000	16.050	16.050	34.245	0.469 (OK)
Y8	1.000	16.050	16.050	34.245	0.469 (OK)
Y10	1.000	10.700	10.700	22.830	0.469 (OK)
計		50.823	50.823	108.443	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	18.200	0.000	0.000	0.000	0.999
X6	18.200	4.550	82.810	376.786	1.001
計	36.400		82.810	376.786	

$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275$ (m)

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正值の下限は1.0とする）
 偏心率 $0.001 \leq 0.15$ 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	25.412	25.412	35.672	0.712 (OK)
X6	1.000	25.412	25.412	35.672	0.712 (OK)
計		50.823	50.823	71.344	

3階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha ili$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha ili \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha ili \cdot L_{yi}^2$
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682
計	17.605		110.711	703.153

$K_y = \Sigma(\alpha ili \cdot L_y) / \Sigma \alpha ili = 110.711 / 17.605 = 6.289$ (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)
Y7	1.000	3.527	3.527	9.876	0.357 (OK)
Y8	1.000	6.370	6.370	17.836	0.357 (OK)
Y9	1.000	2.426	2.426	6.793	0.357 (OK)
計		12.324	12.324	34.505	

3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	13.650	0.000	0.000	0.000
X6	15.493	4.550	70.492	320.737
計	29.143		70.492	320.737

$K_x = \Sigma(\alpha ili \cdot L_x) / \Sigma \alpha ili = 70.492 / 29.143 = 2.419$ (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	3.685	3.685	26.754	0.138 (OK)
X6	1.000	4.182	4.182	30.366	0.138 (OK)
計		7.867	7.867	57.120	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392
計	47.775		318.818	2174.052

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 318.818 / 47.775 = 6.673 \text{ (m)}$$

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)
Y7	1.000	13.102	13.102	26.754	0.490 (OK)
Y8	1.000	13.102	13.102	26.754	0.490 (OK)
Y9	1.000	10.918	10.918	22.295	0.490 (OK)
Y10	1.000	8.734	8.734	17.836	0.490 (OK)
計		45.855	45.855	93.639	

2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	13.162	0.000	0.000	0.000
X6	13.406	4.550	60.997	277.538
計	26.568		60.997	277.538

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296 \text{ (m)}$$

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	10.819	10.819	25.798	0.419 (OK)
X6	1.000	11.019	11.019	26.276	0.419 (OK)
計		21.838	21.838	52.073	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303
計	55.328		333.890	2126.879

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035 \text{ (m)}$$

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)
Y5	1.000	12.521	12.521	17.123	0.731 (OK)
Y7	1.000	25.041	25.041	34.245	0.731 (OK)
Y8	1.000	25.041	25.041	34.245	0.731 (OK)
Y10	1.000	16.694	16.694	22.830	0.731 (OK)
計		79.297	79.297	108.443	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi^2$
X1	18.200	0.000	0.000	0.000
X6	18.200	4.550	82.810	376.786
計	36.400		82.810	376.786

$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot Lx) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275 (m)$

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	17.605	17.605	35.672	0.494 (OK)
X6	1.000	17.605	17.605	35.672	0.494 (OK)
計		35.209	35.209	71.344	

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

3階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Lyj (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lyj$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lyj^2$	ねじれ補正係数
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221	0.993
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250	1.001
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682	1.008
計	17.605		110.711	703.153	

$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot Ly) / \Sigma \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289 (m)$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする(補正值の下限は1.0とする)

偏心率 $0.025 \leq 0.15$ 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)
Y7	1.000	4.514	4.514	9.876	0.457 (OK)
Y8	1.000	8.152	8.152	17.836	0.457 (OK)
Y9	1.000	3.105	3.105	6.793	0.457 (OK)
計		15.771	15.771	34.505	

3階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	13.650	0.000	0.000	0.000	1.063
X6	15.493	4.550	70.492	320.737	0.945
計	29.143		70.492	320.737	

$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 70.492 / 29.143 = 2.419$ (m)
 ねじれ補正の計算指定：ねじれ補正をする(補正值の下限は1.0とする)
 偏心率 $0.060 \leq 0.15$ 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 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X1	1.000	7.387	7.387	26.754	0.276 (OK)
X6	1.000	8.384	8.384	30.366	0.276 (OK)
計		15.771	15.771	57.120	

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928	1.092
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875	1.023
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857	0.954
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392	0.885
計	47.775		318.818	2174.052	

$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 318.818 / 47.775 = 6.673$ (m)
 ねじれ補正の計算指定：ねじれ補正をする(補正值の下限は1.0とする)
 偏心率 $0.148 \leq 0.15$ 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 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y7	1.000	10.177	10.177	26.754	0.380 (OK)
Y8	1.000	10.177	10.177	26.754	0.380 (OK)
Y9	1.000	8.481	8.481	22.295	0.380 (OK)
Y10	1.000	6.785	6.785	17.836	0.380 (OK)
計		35.621	35.621	93.639	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	13.162	0.000	0.000	0.000	1.002
X6	13.406	4.550	60.997	277.538	0.998
計	26.568		60.997	277.538	

$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296$ (m)

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
 偏心率 $0.002 \leq 0.15$ 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	17.647	17.647	25.798	0.684 (OK)
X6	1.000	17.974	17.974	26.276	0.684 (OK)
計		35.621	35.621	52.073	

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
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749	0.938
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868	0.985
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960	1.009
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303	1.055
計	55.328		333.890	2126.879	

$K_y = \Sigma(\alpha ili \cdot Ly) / \Sigma \alpha ili = 333.890 / 55.328 = 6.035$ (m)
 ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
 偏心率 $0.059 \leq 0.15$ 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)
Y5	1.000	8.025	8.025	17.123	0.469 (OK)
Y7	1.000	16.050	16.050	34.245	0.469 (OK)
Y8	1.000	16.050	16.050	34.245	0.469 (OK)
Y10	1.000	10.700	10.700	22.830	0.469 (OK)
計		50.823	50.823	108.443	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha ili$	Lx _i (m)	$\Sigma \alpha ili \cdot Lx_i$	$\Sigma \alpha ili \cdot Lx_i^2$	ねじれ補正係数
X1	18.200	0.000	0.000	0.000	0.999
X6	18.200	4.550	82.810	376.786	1.001
計	36.400		82.810	376.786	

$K_x = \Sigma(\alpha ili \cdot Lx) / \Sigma \alpha ili = 82.810 / 36.400 = 2.275$ (m)
 ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
 偏心率 $0.001 \leq 0.15$ 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	25.412	25.412	35.672	0.712 (OK)
X6	1.000	25.412	25.412	35.672	0.712 (OK)
計		50.823	50.823	71.344	

3階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682
計	17.605		110.711	703.153

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289 \text{ (m)}$$

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)
Y7	1.000	3.527	3.527	9.876	0.357 (OK)
Y8	1.000	6.370	6.370	17.836	0.357 (OK)
Y9	1.000	2.426	2.426	6.793	0.357 (OK)
計		12.324	12.324	34.505	

3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	13.650	0.000	0.000	0.000
X6	15.493	4.550	70.492	320.737
計	29.143		70.492	320.737

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 70.492 / 29.143 = 2.419 \text{ (m)}$$

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	3.685	3.685	26.754	0.138 (OK)
X6	1.000	4.182	4.182	30.366	0.138 (OK)
計		7.867	7.867	57.120	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392
計	47.775		318.818	2174.052

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 318.818 / 47.775 = 6.673 \text{ (m)}$$

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)
Y7	1.000	13.102	13.102	26.754	0.490 (OK)
Y8	1.000	13.102	13.102	26.754	0.490 (OK)
Y9	1.000	10.918	10.918	22.295	0.490 (OK)
Y10	1.000	8.734	8.734	17.836	0.490 (OK)
計		45.855	45.855	93.639	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi^2$
X1	13.162	0.000	0.000	0.000
X6	13.406	4.550	60.997	277.538
計	26.568		60.997	277.538

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot Lx) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296 \text{ (m)}$$

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	10.819	10.819	25.798	0.419 (OK)
X6	1.000	11.019	11.019	26.276	0.419 (OK)
計		21.838	21.838	52.073	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Ly_i (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i^2$
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303
計	55.328		333.890	2126.879

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot Ly) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035 \text{ (m)}$$

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)
Y5	1.000	12.521	12.521	17.123	0.731 (OK)
Y7	1.000	25.041	25.041	34.245	0.731 (OK)
Y8	1.000	25.041	25.041	34.245	0.731 (OK)
Y10	1.000	16.694	16.694	22.830	0.731 (OK)
計		79.297	79.297	108.443	

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	18.200	0.000	0.000	0.000
X6	18.200	4.550	82.810	376.786
計	36.400		82.810	376.786

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275 \text{ (m)}$$

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	17.605	17.605	35.672	0.494 (OK)
X6	1.000	17.605	17.605	35.672	0.494 (OK)
計		35.209	35.209	71.344	

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

3階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221	0.993
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250	1.001
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682	1.008
計	17.605		110.711	703.153	

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする(補正值の下限は1.0とする)

偏心率 $0.025 \leq 0.15$ 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)
Y7	1.000	4.514	4.514	9.876	0.457 (OK)
Y8	1.000	8.152	8.152	17.836	0.457 (OK)
Y9	1.000	3.105	3.105	6.793	0.457 (OK)
計		15.771	15.771	34.505	

3階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	13.650	0.000	0.000	0.000	1.063
X6	15.493	4.550	70.492	320.737	0.945
計	29.143		70.492	320.737	

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 70.492 / 29.143 = 2.419 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
偏心率 $0.060 \leq 0.15$ 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	7.387	7.387	26.754	0.276 (OK)
X6	1.000	8.384	8.384	30.366	0.276 (OK)
計		15.771	15.771	57.120	

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha ili$	Lyi (m)	$\Sigma \alpha ili \cdot Lyi$	$\Sigma \alpha ili \cdot Lyi^2$	ねじれ補正係数
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928	1.092
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875	1.023
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857	0.954
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392	0.885
計	47.775		318.818	2174.052	

$$K_y = \Sigma (\alpha ili \cdot Ly) / \Sigma \alpha ili = 318.818 / 47.775 = 6.673 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
偏心率 $0.148 \leq 0.15$ 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)
Y7	1.000	10.177	10.177	26.754	0.380 (OK)
Y8	1.000	10.177	10.177	26.754	0.380 (OK)
Y9	1.000	8.481	8.481	22.295	0.380 (OK)
Y10	1.000	6.785	6.785	17.836	0.380 (OK)
計		35.621	35.621	93.639	

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	13.162	0.000	0.000	0.000	1.002
X6	13.406	4.550	60.997	277.538	0.998
計	26.568		60.997	277.538	

$$K_x = \Sigma (\alpha ili \cdot Lx) / \Sigma \alpha ili = 60.997 / 26.568 = 2.296 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
偏心率 $0.002 \leq 0.15$ 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	17.647	17.647	25.798	0.684 (OK)
X6	1.000	17.974	17.974	26.276	0.684 (OK)
計		35.621	35.621	52.073	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749	0.938
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868	0.985
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960	1.009
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303	1.055
計	55.328		333.890	2126.879	

$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035$ (m)
 ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
 偏心率 $0.059 \leq 0.15$ 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 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y5	1.000	8.025	8.025	17.123	0.469 (OK)
Y7	1.000	16.050	16.050	34.245	0.469 (OK)
Y8	1.000	16.050	16.050	34.245	0.469 (OK)
Y10	1.000	10.700	10.700	22.830	0.469 (OK)
計		50.823	50.823	108.443	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	18.200	0.000	0.000	0.000	0.999
X6	18.200	4.550	82.810	376.786	1.001
計	36.400		82.810	376.786	

$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275$ (m)
 ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
 偏心率 $0.001 \leq 0.15$ 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 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X1	1.000	25.412	25.412	35.672	0.712 (OK)
X6	1.000	25.412	25.412	35.672	0.712 (OK)
計		50.823	50.823	71.344	

3階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682
計	17.605		110.711	703.153

$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289$ (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)
Y7	1.000	3.527	3.527	9.876	0.357 (OK)
Y8	1.000	6.370	6.370	17.836	0.357 (OK)
Y9	1.000	2.426	2.426	6.793	0.357 (OK)
計		12.324	12.324	34.505	

3階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi^2$
X1	13.650	0.000	0.000	0.000
X6	15.493	4.550	70.492	320.737
計	29.143		70.492	320.737

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot Lx) / \Sigma \alpha_{ili} = 70.492 / 29.143 = 2.419 \text{ (m)}$$

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	3.685	3.685	26.754	0.138 (OK)
X6	1.000	4.182	4.182	30.366	0.138 (OK)
計		7.867	7.867	57.120	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Ly _i (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392
計	47.775		318.818	2174.052

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot Ly) / \Sigma \alpha_{ili} = 318.818 / 47.775 = 6.673 \text{ (m)}$$

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)
Y7	1.000	13.102	13.102	26.754	0.490 (OK)
Y8	1.000	13.102	13.102	26.754	0.490 (OK)
Y9	1.000	10.918	10.918	22.295	0.490 (OK)
Y10	1.000	8.734	8.734	17.836	0.490 (OK)
計		45.855	45.855	93.639	

2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	13.162	0.000	0.000	0.000
X6	13.406	4.550	60.997	277.538
計	26.568		60.997	277.538

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296 \text{ (m)}$$

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	10.819	10.819	25.798	0.419 (OK)
X6	1.000	11.019	11.019	26.276	0.419 (OK)
計		21.838	21.838	52.073	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303
計	55.328		333.890	2126.879

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035 \text{ (m)}$$

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)
Y5	1.000	12.521	12.521	17.123	0.731 (OK)
Y7	1.000	25.041	25.041	34.245	0.731 (OK)
Y8	1.000	25.041	25.041	34.245	0.731 (OK)
Y10	1.000	16.694	16.694	22.830	0.731 (OK)
計		79.297	79.297	108.443	

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	18.200	0.000	0.000	0.000
X6	18.200	4.550	82.810	376.786
計	36.400		82.810	376.786

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275 \text{ (m)}$$

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	17.605	17.605	35.672	0.494 (OK)
X6	1.000	17.605	17.605	35.672	0.494 (OK)
計		35.209	35.209	71.344	

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

3階 X方向 地震時

通り	$\sum \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\sum \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\sum \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221	0.993
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250	1.001
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682	1.008
計	17.605		110.711	703.153	

$K_y = \sum (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \sum \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289$ (m)
 ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする (補正值の下限は1.0とする)
 偏心率 $0.025 \leq 0.15$ 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)
Y7	1.000	4.514	4.514	9.876	0.457 (OK)
Y8	1.000	8.152	8.152	17.836	0.457 (OK)
Y9	1.000	3.105	3.105	6.793	0.457 (OK)
計		15.771	15.771	34.505	

3階 Y方向 地震時

通り	$\sum \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\sum \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\sum \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	13.650	0.000	0.000	0.000	1.063
X6	15.493	4.550	70.492	320.737	0.945
計	29.143		70.492	320.737	

$K_x = \sum (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \sum \alpha_{ili} = 70.492 / 29.143 = 2.419$ (m)
 ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする (補正值の下限は1.0とする)
 偏心率 $0.060 \leq 0.15$ 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	7.387	7.387	26.754	0.276 (OK)
X6	1.000	8.384	8.384	30.366	0.276 (OK)
計		15.771	15.771	57.120	

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha ili$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha ili \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha ili \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928	1.092
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875	1.023
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857	0.954
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392	0.885
計	47.775		318.818	2174.052	

$K_y = \Sigma (\alpha ili \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha ili = 318.818 / 47.775 = 6.673$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正をする(補正值の下限は1.0とする)
 偏心率 $0.148 \leq 0.15$ 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 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y7	1.000	10.177	10.177	26.754	0.380 (OK)
Y8	1.000	10.177	10.177	26.754	0.380 (OK)
Y9	1.000	8.481	8.481	22.295	0.380 (OK)
Y10	1.000	6.785	6.785	17.836	0.380 (OK)
計		35.621	35.621	93.639	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha ili$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha ili \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha ili \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X1	13.162	0.000	0.000	0.000	1.002
X6	13.406	4.550	60.997	277.538	0.998
計	26.568		60.997	277.538	

$K_x = \Sigma (\alpha ili \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha ili = 60.997 / 26.568 = 2.296$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正をする(補正值の下限は1.0とする)
 偏心率 $0.002 \leq 0.15$ 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 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X1	1.000	17.647	17.647	25.798	0.684 (OK)
X6	1.000	17.974	17.974	26.276	0.684 (OK)
計		35.621	35.621	52.073	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha ili$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha ili \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha ili \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749	0.938
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868	0.985
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960	1.009
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303	1.055
計	55.328		333.890	2126.879	

$K_y = \Sigma (\alpha ili \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha ili = 333.890 / 55.328 = 6.035$ (m)

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
 偏心率 0.059 ≤ 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)
Y5	1.000	8.025	8.025	17.123	0.469 (OK)
Y7	1.000	16.050	16.050	34.245	0.469 (OK)
Y8	1.000	16.050	16.050	34.245	0.469 (OK)
Y10	1.000	10.700	10.700	22.830	0.469 (OK)
計		50.823	50.823	108.443	

1階 Y方向 地震時

通り	Σ α ili	Lxi (m)	Σ α ili ・ Lxi	Σ α ili ・ Lxi2	ねじれ補正係数
X1	18.200	0.000	0.000	0.000	0.999
X6	18.200	4.550	82.810	376.786	1.001
計	36.400		82.810	376.786	

$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275 \text{ (m)}$
 ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正をする（補正値の下限は1.0とする）
 偏心率 0.001 ≤ 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	25.412	25.412	35.672	0.712 (OK)
X6	1.000	25.412	25.412	35.672	0.712 (OK)
計		50.823	50.823	71.344	

3階 X方向 風圧時

通り	Σ α ili	Ly i (m)	Σ α ili ・ Ly i	Σ α ili ・ Ly i2
Y7	5.039	5.460	27.513	150.221
Y8	9.100	6.370	57.967	369.250
Y9	3.466	7.280	25.231	183.682
計	17.605		110.711	703.153

$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 110.711 / 17.605 = 6.289 \text{ (m)}$
 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)
Y7	1.000	3.527	3.527	9.876	0.357 (OK)
Y8	1.000	6.370	6.370	17.836	0.357 (OK)
Y9	1.000	2.426	2.426	6.793	0.357 (OK)
計		12.324	12.324	34.505	

3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	13.650	0.000	0.000	0.000
X6	15.493	4.550	70.492	320.737
計	29.143		70.492	320.737

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 70.492 / 29.143 = 2.419 \text{ (m)}$$

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	3.685	3.685	26.754	0.138 (OK)
X6	1.000	4.182	4.182	30.366	0.138 (OK)
計		7.867	7.867	57.120	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y8	13.650	6.370	86.950	553.875
Y9	11.375	7.280	82.810	602.857
Y10	9.100	8.190	74.529	610.392
計	47.775		318.818	2174.052

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 318.818 / 47.775 = 6.673 \text{ (m)}$$

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)
Y7	1.000	13.102	13.102	26.754	0.490 (OK)
Y8	1.000	13.102	13.102	26.754	0.490 (OK)
Y9	1.000	10.918	10.918	22.295	0.490 (OK)
Y10	1.000	8.734	8.734	17.836	0.490 (OK)
計		45.855	45.855	93.639	

2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	13.162	0.000	0.000	0.000
X6	13.406	4.550	60.997	277.538
計	26.568		60.997	277.538

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 60.997 / 26.568 = 2.296 \text{ (m)}$$

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	10.819	10.819	25.798	0.419 (OK)
X6	1.000	11.019	11.019	26.276	0.419 (OK)
計		21.838	21.838	52.073	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y5	8.736	3.640	31.799	115.749
Y7	17.472	5.460	95.397	520.868
Y8	17.472	6.370	111.297	708.960
Y10	11.648	8.190	95.397	781.303
計	55.328		333.890	2126.879

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 333.890 / 55.328 = 6.035 \text{ (m)}$$

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)
Y5	1.000	12.521	12.521	17.123	0.731 (OK)
Y7	1.000	25.041	25.041	34.245	0.731 (OK)
Y8	1.000	25.041	25.041	34.245	0.731 (OK)
Y10	1.000	16.694	16.694	22.830	0.731 (OK)
計		79.297	79.297	108.443	

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	18.200	0.000	0.000	0.000
X6	18.200	4.550	82.810	376.786
計	36.400		82.810	376.786

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 82.810 / 36.400 = 2.275 \text{ (m)}$$

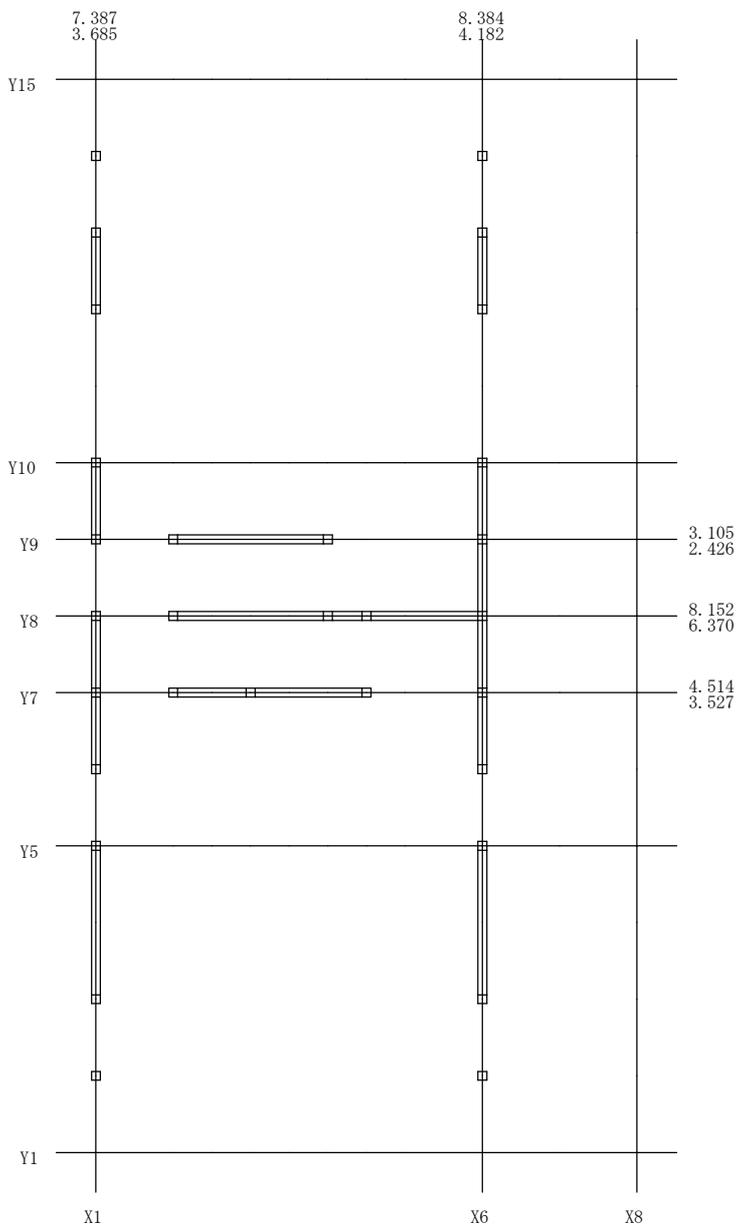
ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

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	17.605	17.605	35.672	0.494 (OK)
X6	1.000	17.605	17.605	35.672	0.494 (OK)
計		35.209	35.209	71.344	

2.4.5 鉛直構面の短期荷重時断面応力図

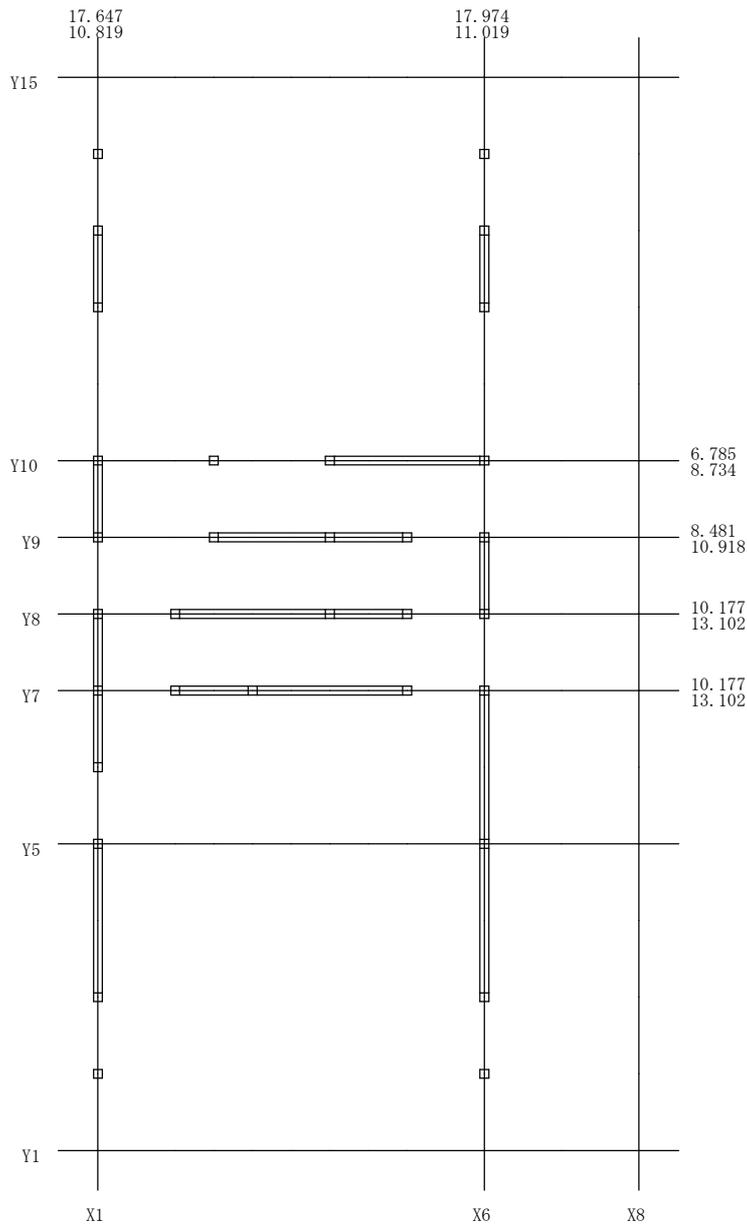
3 階 (屋根)

上段:地震力(kN) 下段:風圧力(kN)



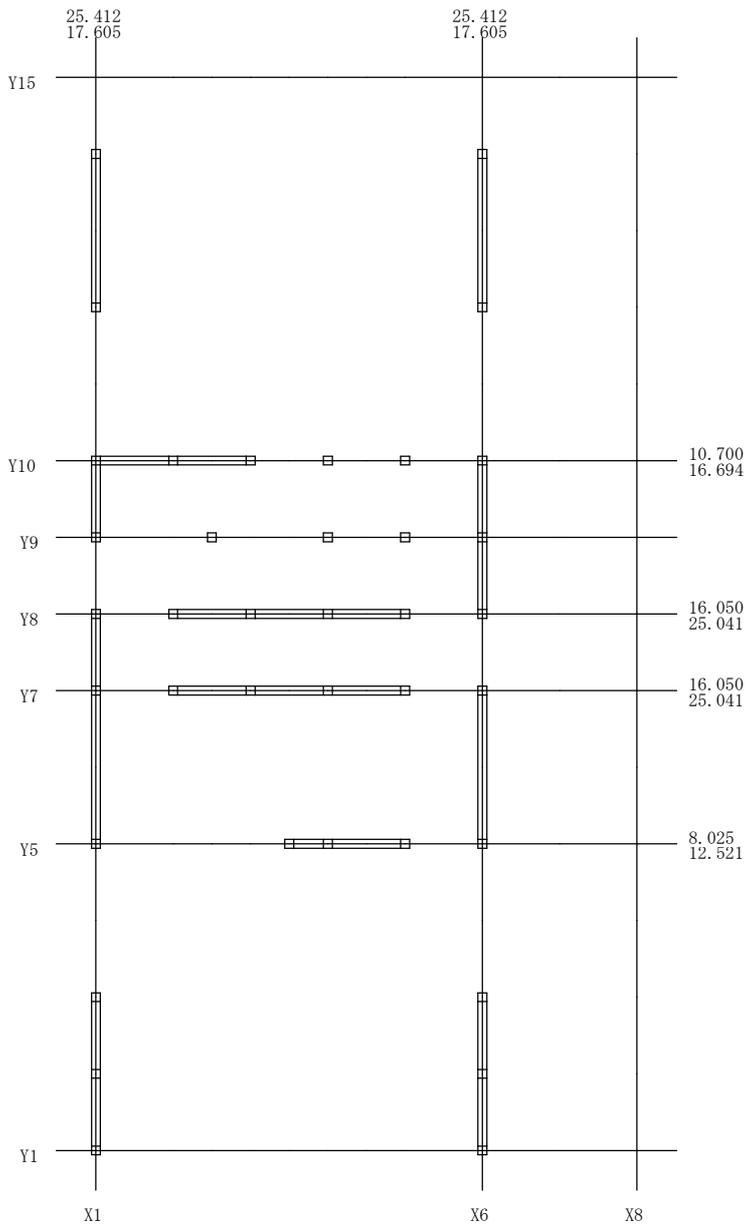
2階(3階床)

上段:地震力(kN) 下段:風圧力(kN)



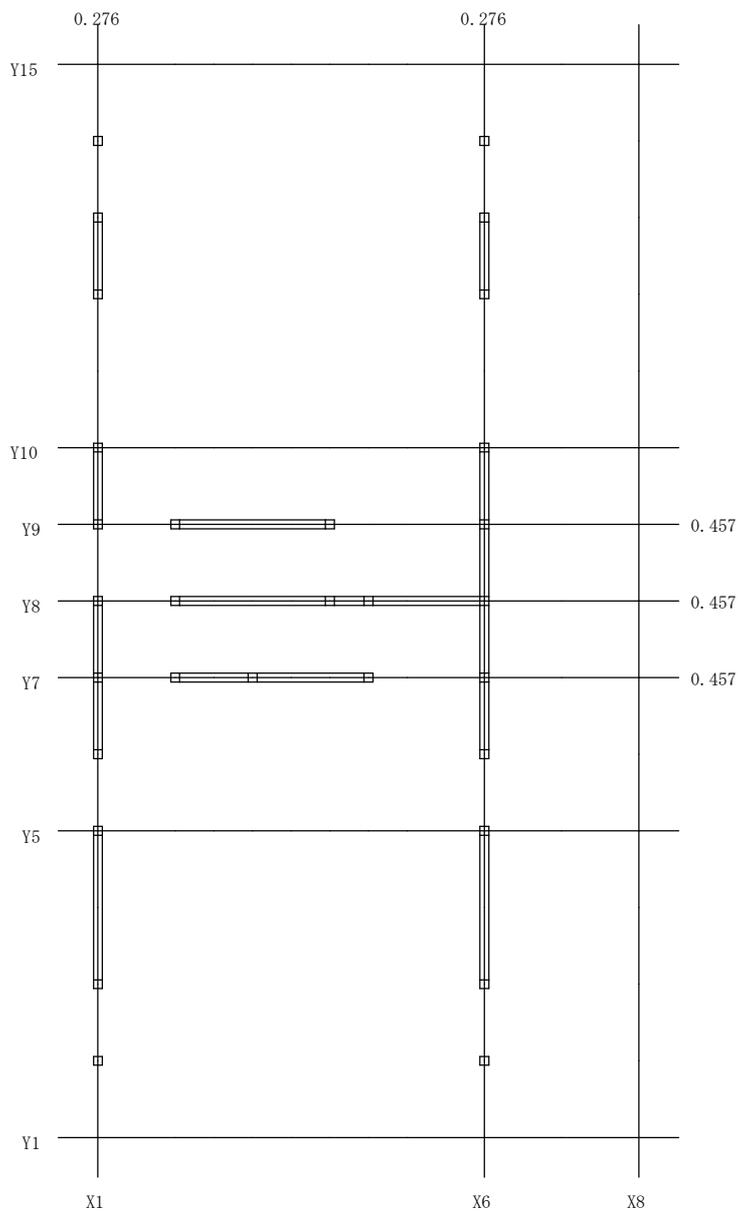
1階(2階床)

上段:地震力(kN) 下段:風圧力(kN)

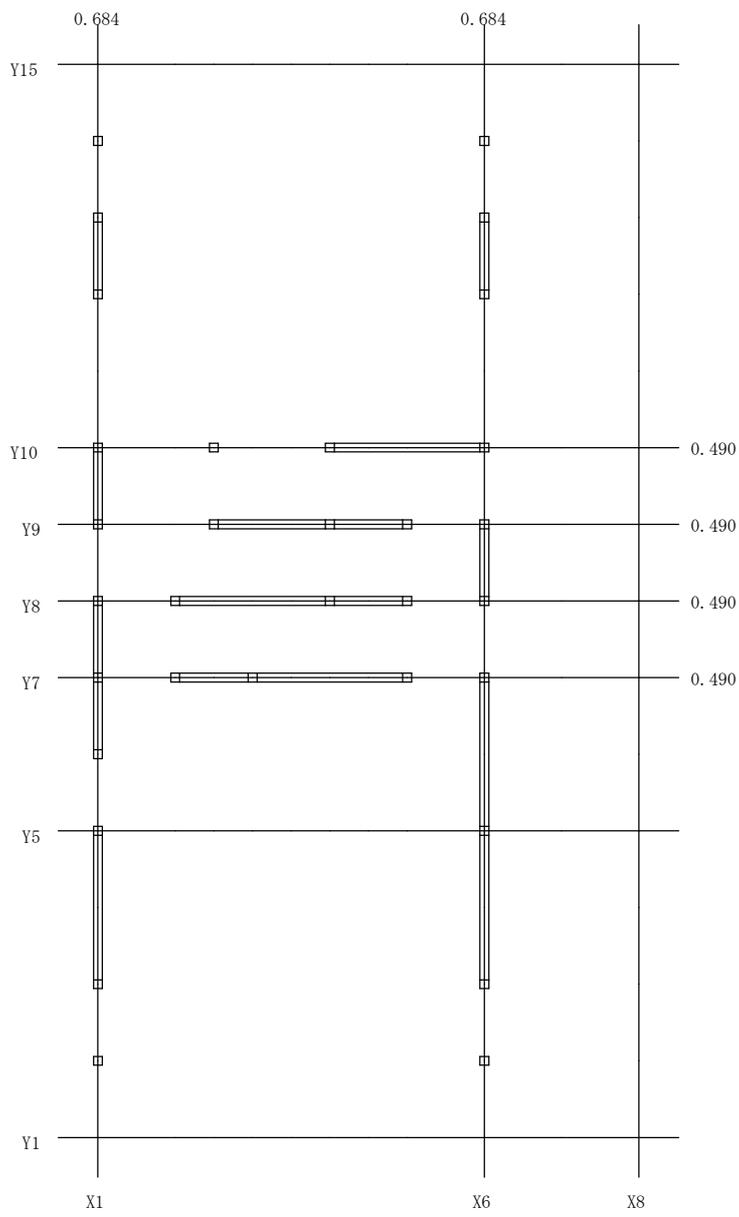


2.4.6 鉛直構面の短期荷重時断面検定比図

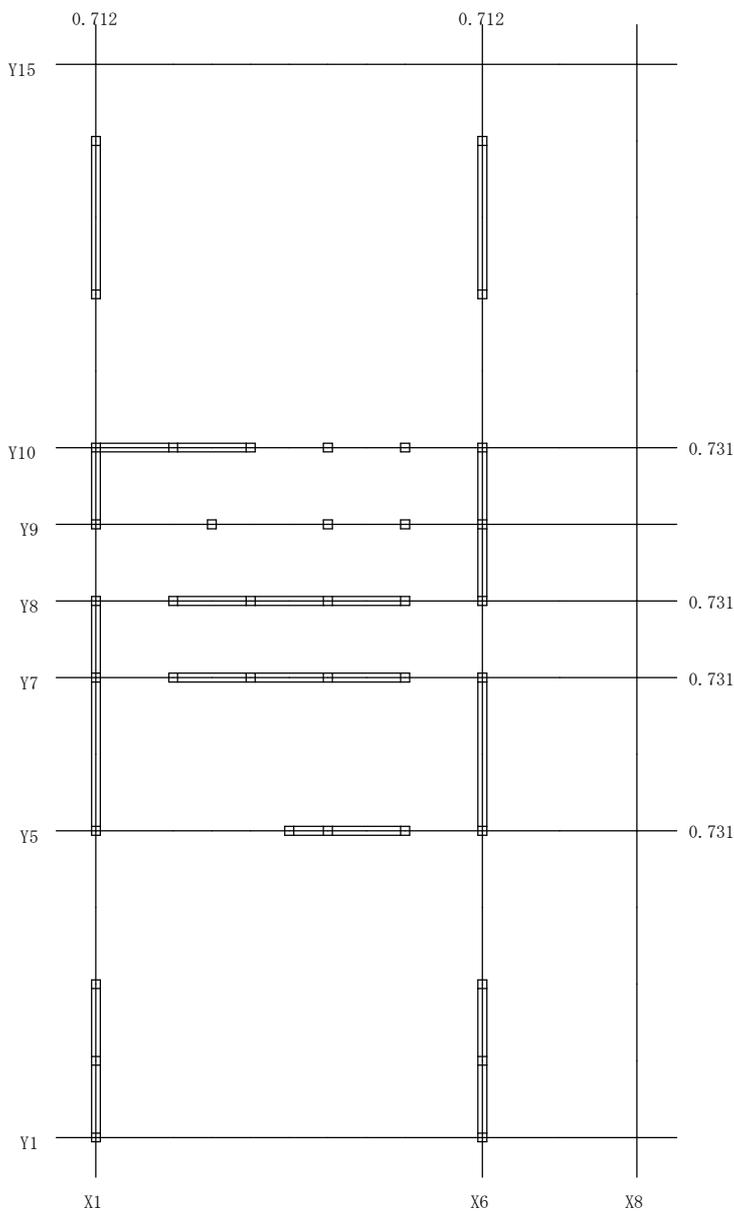
3階(屋根)



2階(3階床)



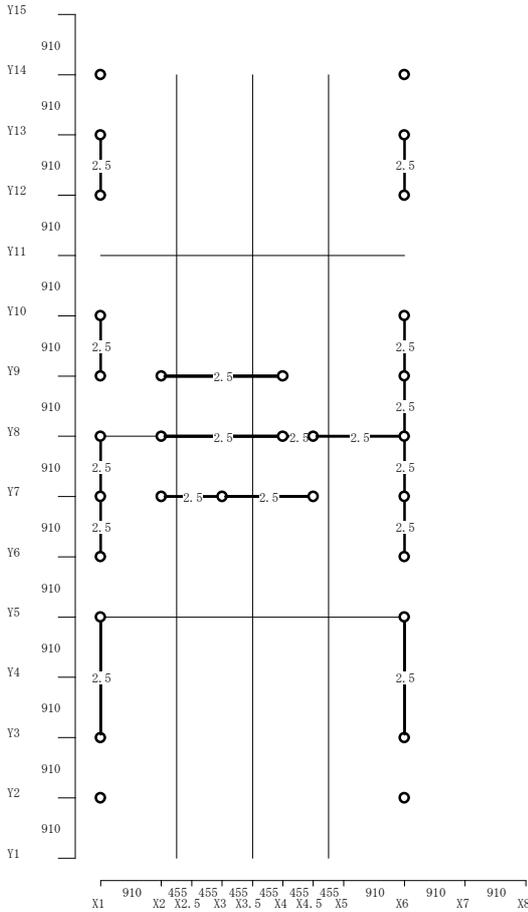
1階(2階床)



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）

3 階



3階 X方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.180 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
下側1/4	2.24		0.00 (0.00)	0.00
上側1/4	2.24		0.00 (0.00)	0.00

壁量充足率比 0.00 / 0.00 = 0.00 < 0.5 NG

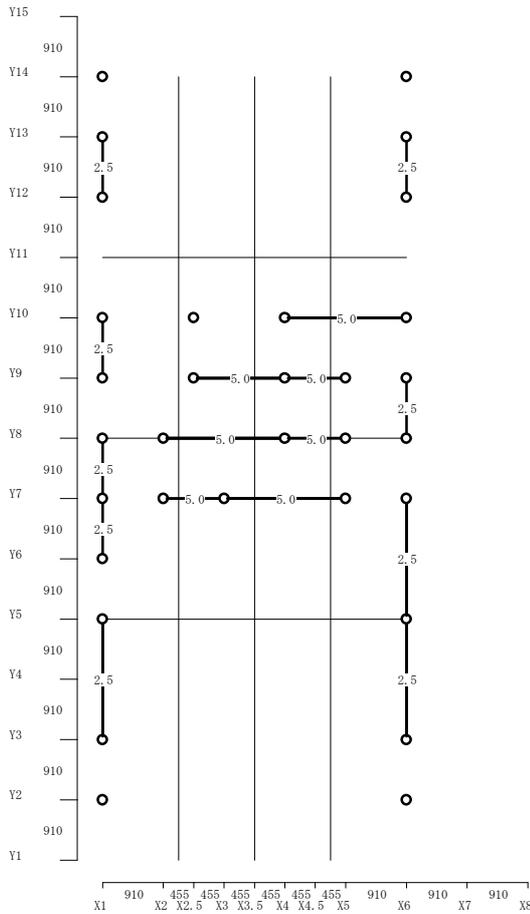
3階 Y方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.180 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
左側1/4	2.24 = 12.422 × 0.180	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	6.11
右側1/4	2.24 = 12.422 × 0.180	2.50 × 6.37	15.92 (15.92)	7.12

壁量充足率比 6.11 / 7.12 = 0.86 ≥ 0.5 OK (左、右充足率≥1.0のため)

※各階各方向の存在壁量は、壁倍率5.0を超える壁は令46条の規定により5.0として計算

2階



2階 X方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.340 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
下側1/4	4.22		0.00 (0.00)	0.00
上側1/4	4.22		0.00 (0.00)	0.00

壁量充足率比 0.00 / 0.00 = 0.00 < 0.5 NG

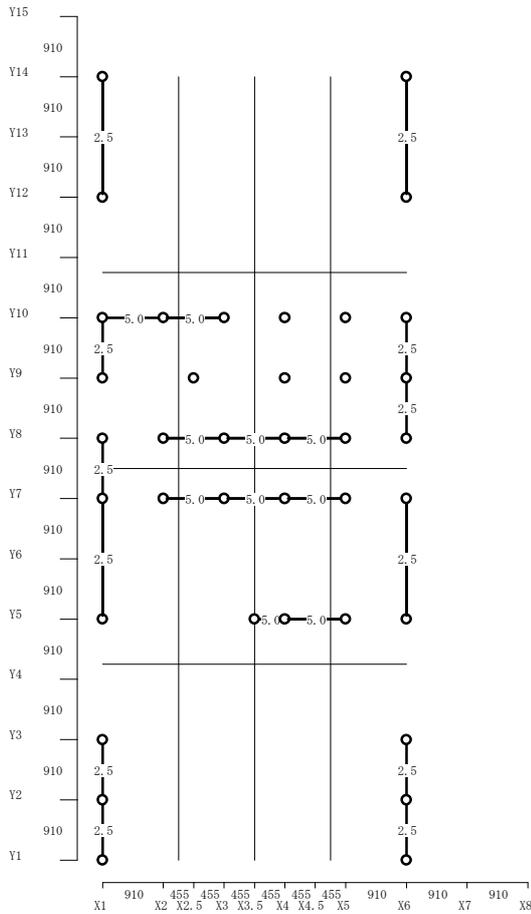
2階 Y方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.340 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
左側1/4	4.22 = 12.422 × 0.340	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	3.23
右側1/4	4.22 = 12.422 × 0.340	2.50 × 5.46	13.65 (13.65)	3.23

壁量充足率比 3.23 / 3.23 = 1.00 ≥ 0.5 OK (左、右充足率≥1.0のため)

※各階各方向の存在壁量は、壁倍率5.0を超える壁は令46条の規定により5.0として計算

1 階



1階 X方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.460 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
下側1/4	6.19		0.00 (0.00)	0.00
上側1/4	6.19		0.00 (0.00)	0.00

壁量充足率比 0.00 / 0.00 = 0.00 < 0.5 NG

1階 Y方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.460 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
左側1/4	6.19 = 13.457 × 0.460	2.50 × 7.28	18.20 (18.20)	2.94
右側1/4	6.19 = 13.457 × 0.460	2.50 × 7.28	18.20 (18.20)	2.94

壁量充足率比 2.94 / 2.94 = 1.00 ≥ 0.5 OK (左、右充足率≥1.0のため)

※各階各方向の存在壁量は、壁倍率5.0を超える壁は令46条の規定により5.0として計算

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

3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)
Y7	屋根	550	25.725	14.149	20.489
	外壁 3階	350	13.65 X 1.14	5.434	
	内壁 3階	350	2.28 X 1.14	0.906	
～	屋根	550	4.778	2.628	3.352
	外壁 3階	350	1.82 X 1.14	0.725	
Y8	内壁 3階	350	3.64 X 1.14	1.449	1.449
～	屋根	550	4.778	2.628	3.352
	外壁 3階	350	1.82 X 1.14	0.725	
Y9	屋根	550	25.725	14.149	20.308
	外壁 3階	350	13.65 X 1.14	5.434	
	内壁 3階	350	1.82 X 1.14	0.725	
計					48.950

3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	屋根	550	4.067	2.237	6.584
	外壁 3階	350	10.92 X 1.14	4.348	
～	屋根	550	52.871	29.079	35.781
	外壁 3階	350	9.10 X 1.14	3.623	
	内壁 3階	350	7.74 X 1.14	3.079	
X6	屋根	550	4.067	2.237	6.584
	外壁 3階	350	10.92 X 1.14	4.348	
計					48.950

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)
Y7	床	1260	20.702	26.085	40.251
	外壁 3階	350	13.65 X 1.14	5.434	
	内壁 3階	350	2.28 X 1.14	0.906	
	外壁 2階	350	13.65 X 1.37	6.521	
	内壁 2階	350	2.73 X 1.36	1.304	
～	床	1260	4.141	5.217	6.811
	外壁 3階	350	1.82 X 1.14	0.725	
	外壁 2階	350	1.82 X 1.37	0.870	
Y8	内壁 3階	350	3.64 X 1.14	1.449	2.753
	内壁 2階	350	2.73 X 1.36	1.304	
～	床	1260	4.141	5.217	6.811
	外壁 3階	350	1.82 X 1.14	0.725	
	外壁 2階	350	1.82 X 1.37	0.870	
Y9	内壁 3階	350	1.82 X 1.14	0.725	1.811
	内壁 2階	350	2.28 X 1.36	1.087	
～	床	1260	4.141	5.217	6.811
	外壁 3階	350	1.82 X 1.14	0.725	
	外壁 2階	350	1.82 X 1.37	0.870	
Y10	床	1260	16.562	20.868	32.099
	外壁 3階	350	11.83 X 1.14	4.710	
	外壁 2階	350	11.83 X 1.37	5.652	
	内壁 2階	350	1.82 X 1.36	0.870	
計					97.348

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 3階	350	10.92 X 1.14	4.348	9.565
	外壁 2階	350	10.92 X 1.37	5.217	
～	床	1260	49.686	62.604	78.219
	外壁 3階	350	9.10 X 1.14	3.623	
	内壁 3階	350	7.74 X 1.14	3.079	
	外壁 2階	350	9.10 X 1.37	4.348	
	内壁 2階	350	9.56 X 1.36	4.565	
X6	外壁 3階	350	10.92 X 1.14	4.348	9.565
	外壁 2階	350	10.92 X 1.37	5.217	
計					97.348

1階 X方向

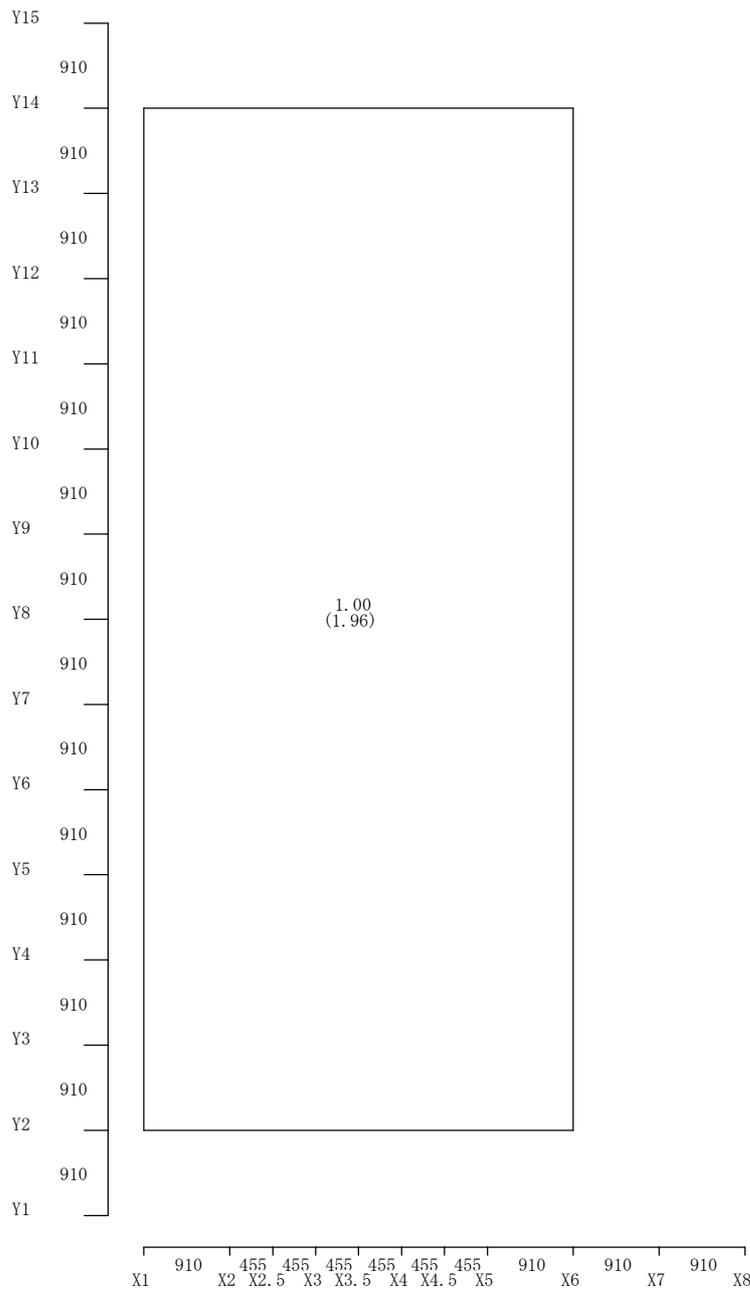
通り	項目	単位荷重 (N/m ²)	面積または長さ (m x m), (m ²)	重量 Wi0 (kN)	合計重量 Wi (kN)
Y5	床	1260	12.422	15.651	32.824
	その他1	1470	4.141	6.087	
	外壁 2階	350	10.01 X 1.37	4.782	
	外壁 1階	350	11.83 X 1.37	5.652	
	内壁 1階	350	1.37 X 1.37	0.652	
～	床	1260	8.281	10.434	13.912
	外壁 2階	350	3.64 X 1.37	1.739	
	外壁 1階	350	3.64 X 1.37	1.739	
Y7	内壁 2階	350	2.73 X 1.36	1.304	2.609
	内壁 1階	350	2.73 X 1.37	1.304	
～	床	1260	4.141	5.217	6.956
	外壁 2階	350	1.82 X 1.37	0.870	
	外壁 1階	350	1.82 X 1.37	0.870	
Y8	内壁 2階	350	2.73 X 1.36	1.304	2.609
	内壁 1階	350	2.73 X 1.37	1.304	
～	床	1260	8.281	10.434	14.999
	外壁 2階	350	3.64 X 1.37	1.739	
	内壁 2階	350	2.28 X 1.36	1.087	
	外壁 1階	350	3.64 X 1.37	1.739	
Y10	床	1260	16.562	20.868	33.911
	外壁 2階	350	11.83 X 1.37	5.652	
	内壁 2階	350	1.82 X 1.36	0.870	
	外壁 1階	350	11.83 X 1.37	5.652	
	内壁 1階	350	1.82 X 1.37	0.870	
計					107.819

1階 Y方向

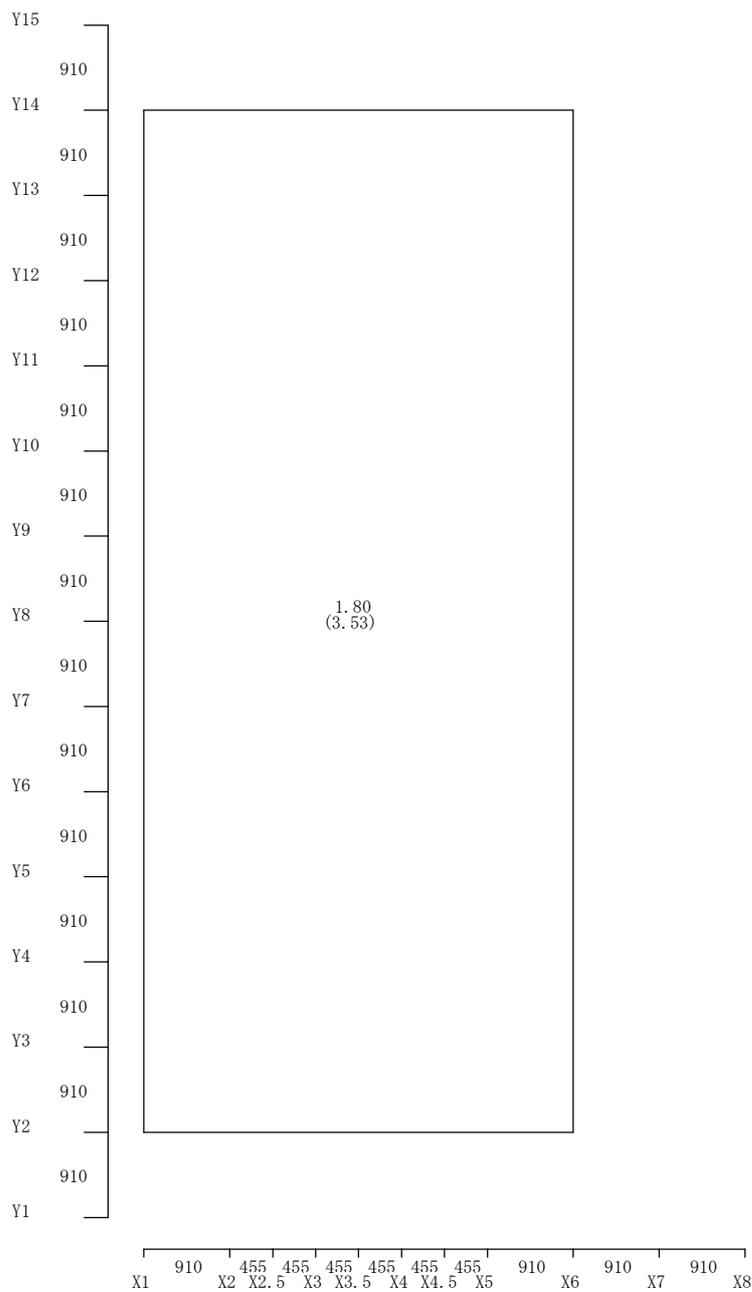
通り	項目	単位荷重 (N/m ²)	面積または長さ (m x m), (m ²)	重量 Wi0 (kN)	合計重量 Wi (kN)
X1	外壁 2階	350	10.92 X 1.37	5.217	10.869
	外壁 1階	350	11.83 X 1.37	5.652	
～	床	1260	49.686	62.604	86.081
	その他1	1470	4.141	6.087	
	外壁 2階	350	9.10 X 1.37	4.348	
	内壁 2階	350	9.56 X 1.36	4.565	
	外壁 1階	350	9.10 X 1.37	4.348	
	内壁 1階	350	8.65 X 1.37	4.130	
X6	外壁 2階	350	10.92 X 1.37	5.217	10.869
	外壁 1階	350	11.83 X 1.37	5.652	
計					107.819

2.6.2 床倍率伏図

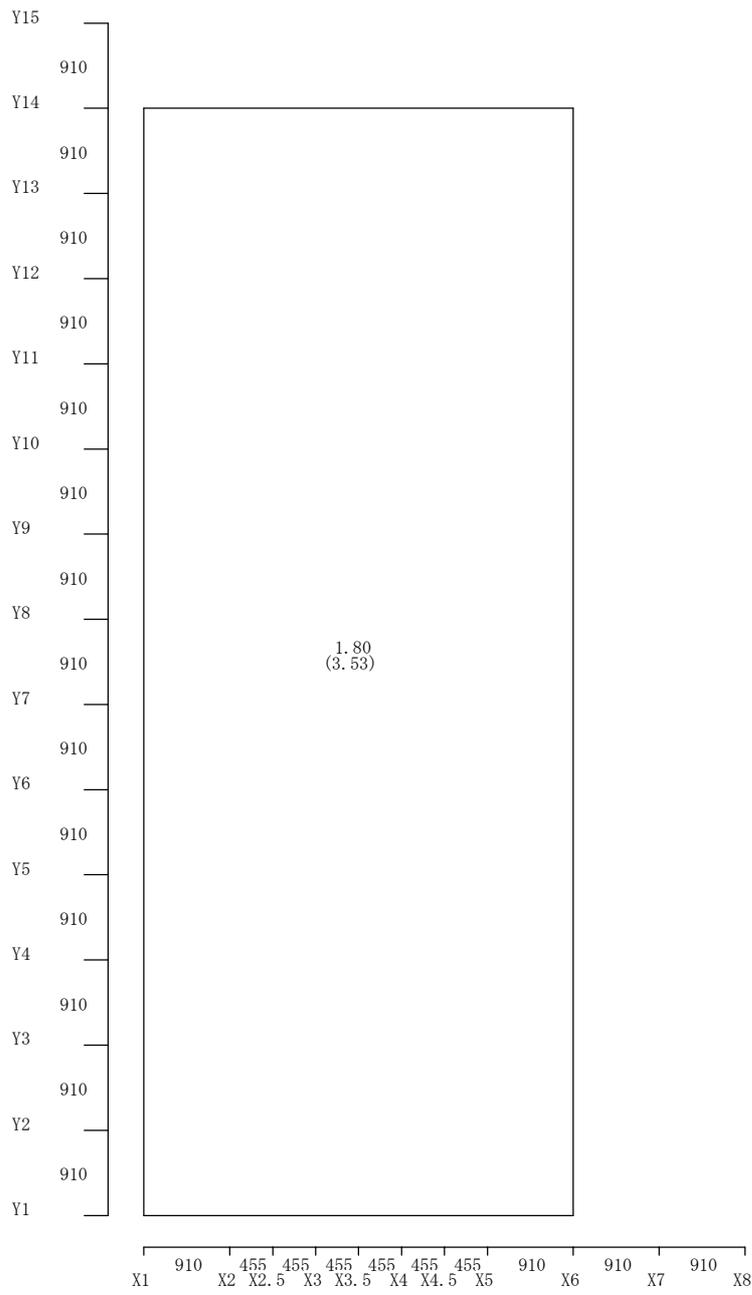
3 階（屋根） 床倍率 ()内の数字は単位長さあたりの許容せん断耐力(kN/m)



2階(3階床) 床倍率()内の数字は単位長さあたりの許容せん断耐力(kN/m)



1階(2階床) 床倍率()内の数字は単位長さあたりの許容せん断耐力(kN/m)



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 >>>

3階 X方向 地震時 C'i = 0.322

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 13.611 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 2.160 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 2.160 \\ \sum V_{ij} &= 15.771 \\ C \alpha &= (15.771 - 13.611 - 2.160) / (2.160 - 2.160) = 0.000 \end{aligned}$$

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
Y7	4.514	1.000	20.489	6.601					
		1.000	3.352	1.080	8.918	-2.087	OK	-3.167	OK
Y8	8.152	1.000	1.449	0.467					
		1.000	3.352	1.080	8.918	4.518	OK	3.438	OK
Y9	3.105	1.000	20.308	6.543					
計	15.771		48.950	15.771					

3階 Y方向 地震時 C'i = 0.322

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 4.243 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 11.529 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 11.529 \\ \sum V_{ij} &= 15.771 \\ C \alpha &= (15.771 - 4.243 - 11.529) / (11.529 - 11.529) = 0.000 \end{aligned}$$

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
X1	7.387	1.000	6.584	2.121					
		1.000	35.781	11.529	21.403	5.266	OK	-6.263	OK
X6	8.384	1.000	6.584	2.121					
計	15.771		48.950	15.771					

2階 X方向 地震時 C'i = 0.204

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 31.455 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 4.166 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 4.166 \\ \sum V_{ij} &= 35.621 \\ C \alpha &= (35.621 - 31.455 - 4.166) / (4.166 - 4.166) = 0.000 \end{aligned}$$

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
Y7	10.177	1.000	40.251	12.722					
		1.000	6.811	1.389	16.052	-2.544	OK	-3.933	OK
Y8	10.177	1.000	2.753	8.714					
		1.000	6.811	1.389	16.052	-2.469	OK	-3.858	OK
Y9	8.481	1.000	1.811	3.474					
		1.000	6.811	1.389	16.052	1.149	OK	-0.240	OK
Y10	6.785	1.000	32.099	6.545					
計	35.621		97.348	35.621					

2階 Y方向 地震時 $C'i = 0.204$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{ij} &= 19.672 \\ C'i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 15.949 \\ C'i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 15.949 \\ \Sigma V_{ij} &= 35.621 \\ C\alpha &= (35.621 - 19.672 - 15.949) / (15.949 - 15.949) = 0.000 \end{aligned}$$

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	17.647	1.000	9.565	9.337					
		1.000	78.219	15.949	38.526	8.310	OK	-7.640	OK
X6	17.974	1.000	9.565	10.335					
計	35.621		97.348	35.621					

1階 X方向 地震時 $C'i = 0.141$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{ij} &= 45.766 \\ C'i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 5.057 \\ C'i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 5.057 \\ \Sigma V_{ij} &= 50.823 \\ C\alpha &= (50.823 - 45.766 - 5.057) / (5.057 - 5.057) = 0.000 \end{aligned}$$

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
Y5	8.025	1.000	32.824	4.628					
		1.000	13.912	1.962	16.052	3.397	OK	1.435	OK
Y7	16.050	1.000	2.609	10.545					
		1.000	6.956	0.981	16.052	6.939	OK	5.958	OK
Y8	16.050	1.000	2.609	14.786					
		1.000	14.999	2.115	16.052	7.222	OK	5.107	OK
Y10	10.700	1.000	33.911	15.807					
計	50.823		107.819	50.823					

1階 Y方向 地震時 $C'i = 0.141$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{ij} &= 38.686 \\ C'i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 12.137 \\ C'i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 12.137 \\ \Sigma V_{ij} &= 50.823 \\ C\alpha &= (50.823 - 38.686 - 12.137) / (12.137 - 12.137) = 0.000 \end{aligned}$$

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	25.412	1.000	10.869	19.179					
		1.000	86.081	12.137	41.736	6.232	OK	-5.905	OK
X6	25.412	1.000	10.869	19.507					
計	50.823		107.819	50.823					

3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
Y7	3.527	1.000	0.064	0.064					
		1.000	6.098	6.098	8.918	3.463	OK	-2.635	OK
Y8	6.370	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.098	6.098	8.918	3.736	OK	-2.362	OK
Y9	2.426	1.000	0.064	0.064					
計	12.324		12.324	12.324					

3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	3.685	1.000	0.195	0.195					
		1.000	7.477	7.477	21.403	3.490	OK	-3.987	OK
X6	4.182	1.000	0.195	0.195					
計	7.867		7.867	7.867					

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
Y7	13.102	1.000	0.000	3.527					
		1.000	11.177	11.177	16.052	9.574	OK	-1.603	OK
Y8	13.102	1.000	0.000	6.370					
		1.000	11.177	11.177	16.052	5.128	OK	-6.049	OK
Y9	10.918	1.000	0.000	2.426					
		1.000	11.177	11.177	16.052	2.443	OK	-8.734	OK
Y10	8.734	1.000	0.000	0.000					
計	45.855		33.531	45.855					

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	10.819	1.000	0.000	3.685					

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	13.971	13.971	38.526	7.134	OK	-6.837	OK
X6	11.019	1.000	0.000	4.182					
計	21.838		13.971	21.838					

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
Y5	12.521	1.000	0.000	0.000					
		1.000	13.377	13.377	16.052	12.521	OK	-0.856	OK
Y7	25.041	1.000	0.000	13.102					
		1.000	6.688	6.688	16.052	11.084	OK	4.395	OK
Y8	25.041	1.000	0.000	18.560					
		1.000	13.377	13.377	16.052	10.876	OK	-2.501	OK
Y10	16.694	1.000	0.000	14.193					
計	79.297		33.442	79.297					

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	17.605	1.000	0.000	10.819					
		1.000	13.371	13.371	41.736	6.786	OK	-6.585	OK
X6	17.605	1.000	0.000	11.019					
計	35.209		13.371	35.209					

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

3階 X方向 地震時 C'i = 0.322

$$\begin{aligned} \Sigma Pij &= 13.611 \\ C'i \times \Sigma (\alpha ij-1 \times Wij-1, j) &= 2.160 \\ C'i \times \Sigma (\alpha ij \times Wij-1, j) &= 2.160 \\ \Sigma Vij &= 15.771 \\ C\alpha &= (15.771 - 13.611 - 2.160) / (2.160 - 2.160) = 0.000 \end{aligned}$$

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
Y7	4.514	1.000	20.489	6.601					

3階 X方向 地震時 C'i = 0.322

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
		1.000	3.352	1.080	8.918	-2.087	OK	-3.167	OK
Y8	8.152	1.000	1.449	0.467					
		1.000	3.352	1.080	8.918	4.518	OK	3.438	OK
Y9	3.105	1.000	20.308	6.543					
計	15.771		48.950	15.771					

3階 Y方向 地震時 C'i = 0.322

$$\begin{aligned} \sum Pij &= 4.243 \\ C'i \times \sum (\alpha ij-1 \times Wij-1, j) &= 11.529 \\ C'i \times \sum (\alpha ij \times Wij-1, j) &= 11.529 \\ \sum Vij &= 15.771 \\ C\alpha &= (15.771 - 4.243 - 11.529) / (11.529 - 11.529) = 0.000 \end{aligned}$$

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
X1	7.387	1.000	6.584	2.121					
		1.000	35.781	11.529	21.403	5.266	OK	-6.263	OK
X6	8.384	1.000	6.584	2.121					
計	15.771		48.950	15.771					

2階 X方向 地震時 C'i = 0.204

$$\begin{aligned} \sum Pij &= 31.455 \\ C'i \times \sum (\alpha ij-1 \times Wij-1, j) &= 4.166 \\ C'i \times \sum (\alpha ij \times Wij-1, j) &= 4.166 \\ \sum Vij &= 35.621 \\ C\alpha &= (35.621 - 31.455 - 4.166) / (4.166 - 4.166) = 0.000 \end{aligned}$$

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
Y7	10.177	1.000	40.251	12.722					
		1.000	6.811	1.389	16.052	-2.544	OK	-3.933	OK
Y8	10.177	1.000	2.753	8.714					
		1.000	6.811	1.389	16.052	-2.469	OK	-3.858	OK
Y9	8.481	1.000	1.811	3.474					
		1.000	6.811	1.389	16.052	1.149	OK	-0.240	OK
Y10	6.785	1.000	32.099	6.545					
計	35.621		97.348	35.621					

2階 Y方向 地震時 $C' i = 0.204$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 19.672 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 15.949 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 15.949 \\ \sum V_{ij} &= 35.621 \\ C \alpha &= (35.621 - 19.672 - 15.949) / (15.949 - 15.949) = 0.000 \end{aligned}$$

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
X1	17.647	1.000	9.565	9.337					
		1.000	78.219	15.949	38.526	8.310	OK	-7.640	OK
X6	17.974	1.000	9.565	10.335					
計	35.621		97.348	35.621					

1階 X方向 地震時 $C' i = 0.141$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 45.766 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 5.057 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 5.057 \\ \sum V_{ij} &= 50.823 \\ C \alpha &= (50.823 - 45.766 - 5.057) / (5.057 - 5.057) = 0.000 \end{aligned}$$

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
Y5	8.025	1.000	32.824	4.628					
		1.000	13.912	1.962	16.052	3.397	OK	1.435	OK
Y7	16.050	1.000	2.609	10.545					
		1.000	6.956	0.981	16.052	6.939	OK	5.958	OK
Y8	16.050	1.000	2.609	14.786					
		1.000	14.999	2.115	16.052	7.222	OK	5.107	OK
Y10	10.700	1.000	33.911	15.807					
計	50.823		107.819	50.823					

1階 Y方向 地震時 $C' i = 0.141$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 38.686 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 12.137 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 12.137 \\ \sum V_{ij} &= 50.823 \\ C \alpha &= (50.823 - 38.686 - 12.137) / (12.137 - 12.137) = 0.000 \end{aligned}$$

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
X1	25.412	1.000	10.869	19.179					
		1.000	86.081	12.137	41.736	6.232	OK	-5.905	OK
X6	25.412	1.000	10.869	19.507					
計	50.823		107.819	50.823					

3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
Y7	3.527	1.000	0.064	0.064					
		1.000	6.098	6.098	8.918	3.463	OK	-2.635	OK
Y8	6.370	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.098	6.098	8.918	3.736	OK	-2.362	OK
Y9	2.426	1.000	0.064	0.064					
計	12.324		12.324	12.324					

3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	3.685	1.000	0.195	0.195					
		1.000	7.477	7.477	21.403	3.490	OK	-3.987	OK
X6	4.182	1.000	0.195	0.195					
計	7.867		7.867	7.867					

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
Y7	13.102	1.000	0.000	3.527					
		1.000	11.177	11.177	16.052	9.574	OK	-1.603	OK
Y8	13.102	1.000	0.000	6.370					
		1.000	11.177	11.177	16.052	5.128	OK	-6.049	OK
Y9	10.918	1.000	0.000	2.426					
		1.000	11.177	11.177	16.052	2.443	OK	-8.734	OK
Y10	8.734	1.000	0.000	0.000					
計	45.855		33.531	45.855					

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	10.819	1.000	0.000	3.685					

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	13.971	13.971	38.526	7.134	OK	-6.837	OK
X6	11.019	1.000	0.000	4.182					
計	21.838		13.971	21.838					

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
Y5	12.521	1.000	0.000	0.000					
		1.000	13.377	13.377	16.052	12.521	OK	-0.856	OK
Y7	25.041	1.000	0.000	13.102					
		1.000	6.688	6.688	16.052	11.084	OK	4.395	OK
Y8	25.041	1.000	0.000	18.560					
		1.000	13.377	13.377	16.052	10.876	OK	-2.501	OK
Y10	16.694	1.000	0.000	14.193					
計	79.297		33.442	79.297					

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	17.605	1.000	0.000	10.819					
		1.000	13.371	13.371	41.736	6.786	OK	-6.585	OK
X6	17.605	1.000	0.000	11.019					
計	35.209		13.371	35.209					

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

3階 X方向 地震時 C'i = 0.322

$$\begin{aligned} \sum Pij &= 13.611 \\ C'i \times \sum (\alpha ij-1 \times Wij-1, j) &= 2.160 \\ C'i \times \sum (\alpha ij \times Wij-1, j) &= 2.160 \\ \sum Vij &= 15.771 \\ C\alpha &= (15.771 - 13.611 - 2.160) / (2.160 - 2.160) = 0.000 \end{aligned}$$

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
Y7	4.514	1.000	20.489	6.601					

3階 X方向 地震時 $C' i = 0.322$

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	3.352	1.080	8.918	-2.087	OK	-3.167	OK
Y8	8.152	1.000	1.449	0.467					
		1.000	3.352	1.080	8.918	4.518	OK	3.438	OK
Y9	3.105	1.000	20.308	6.543					
計	15.771		48.950	15.771					

3階 Y方向 地震時 $C' i = 0.322$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{ij} &= 4.243 \\ C' i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 11.529 \\ C' i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 11.529 \\ \Sigma V_{ij} &= 15.771 \\ C \alpha &= (15.771 - 4.243 - 11.529) / (11.529 - 11.529) = 0.000 \end{aligned}$$

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	7.387	1.000	6.584	2.121					
		1.000	35.781	11.529	21.403	5.266	OK	-6.263	OK
X6	8.384	1.000	6.584	2.121					
計	15.771		48.950	15.771					

2階 X方向 地震時 $C' i = 0.204$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{ij} &= 31.455 \\ C' i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 4.166 \\ C' i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 4.166 \\ \Sigma V_{ij} &= 35.621 \\ C \alpha &= (35.621 - 31.455 - 4.166) / (4.166 - 4.166) = 0.000 \end{aligned}$$

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
Y7	10.177	1.000	40.251	12.722					
		1.000	6.811	1.389	16.052	-2.544	OK	-3.933	OK
Y8	10.177	1.000	2.753	8.714					
		1.000	6.811	1.389	16.052	-2.469	OK	-3.858	OK
Y9	8.481	1.000	1.811	3.474					
		1.000	6.811	1.389	16.052	1.149	OK	-0.240	OK
Y10	6.785	1.000	32.099	6.545					
計	35.621		97.348	35.621					

2階 Y方向 地震時 $C'i = 0.204$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 19.672 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 15.949 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 15.949 \\ \sum V_{ij} &= 35.621 \\ C\alpha &= (35.621 - 19.672 - 15.949) / (15.949 - 15.949) = 0.000 \end{aligned}$$

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	17.647	1.000	9.565	9.337					
		1.000	78.219	15.949	38.526	8.310	OK	-7.640	OK
X6	17.974	1.000	9.565	10.335					
計	35.621		97.348	35.621					

1階 X方向 地震時 $C'i = 0.141$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 45.766 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 5.057 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 5.057 \\ \sum V_{ij} &= 50.823 \\ C\alpha &= (50.823 - 45.766 - 5.057) / (5.057 - 5.057) = 0.000 \end{aligned}$$

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下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y5	8.025	1.000	32.824	4.628					
		1.000	13.912	1.962	16.052	3.397	OK	1.435	OK
Y7	16.050	1.000	2.609	10.545					
		1.000	6.956	0.981	16.052	6.939	OK	5.958	OK
Y8	16.050	1.000	2.609	14.786					
		1.000	14.999	2.115	16.052	7.222	OK	5.107	OK
Y10	10.700	1.000	33.911	15.807					
計	50.823		107.819	50.823					

1階 Y方向 地震時 $C'i = 0.141$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 38.686 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 12.137 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 12.137 \\ \sum V_{ij} &= 50.823 \\ C\alpha &= (50.823 - 38.686 - 12.137) / (12.137 - 12.137) = 0.000 \end{aligned}$$

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	25.412	1.000	10.869	19.179					
		1.000	86.081	12.137	41.736	6.232	OK	-5.905	OK
X6	25.412	1.000	10.869	19.507					
計	50.823		107.819	50.823					

3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
Y7	3.527	1.000	0.064	0.064					
		1.000	6.098	6.098	8.918	3.463	OK	-2.635	OK
Y8	6.370	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.098	6.098	8.918	3.736	OK	-2.362	OK
Y9	2.426	1.000	0.064	0.064					
計	12.324		12.324	12.324					

3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	3.685	1.000	0.195	0.195					
		1.000	7.477	7.477	21.403	3.490	OK	-3.987	OK
X6	4.182	1.000	0.195	0.195					
計	7.867		7.867	7.867					

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
Y7	13.102	1.000	0.000	3.527					
		1.000	11.177	11.177	16.052	9.574	OK	-1.603	OK
Y8	13.102	1.000	0.000	6.370					
		1.000	11.177	11.177	16.052	5.128	OK	-6.049	OK
Y9	10.918	1.000	0.000	2.426					
		1.000	11.177	11.177	16.052	2.443	OK	-8.734	OK
Y10	8.734	1.000	0.000	0.000					
計	45.855		33.531	45.855					

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	10.819	1.000	0.000	3.685					

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	13.971	13.971	38.526	7.134	OK	-6.837	OK
X6	11.019	1.000	0.000	4.182					
計	21.838		13.971	21.838					

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
Y5	12.521	1.000	0.000	0.000					
		1.000	13.377	13.377	16.052	12.521	OK	-0.856	OK
Y7	25.041	1.000	0.000	13.102					
		1.000	6.688	6.688	16.052	11.084	OK	4.395	OK
Y8	25.041	1.000	0.000	18.560					
		1.000	13.377	13.377	16.052	10.876	OK	-2.501	OK
Y10	16.694	1.000	0.000	14.193					
計	79.297		33.442	79.297					

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	17.605	1.000	0.000	10.819					
		1.000	13.371	13.371	41.736	6.786	OK	-6.585	OK
X6	17.605	1.000	0.000	11.019					
計	35.209		13.371	35.209					

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

3階 X方向 地震時 C'i = 0.322

$$\begin{aligned} \Sigma Pij &= 13.611 \\ C'i \times \Sigma (\alpha ij-1 \times Wij-1, j) &= 2.160 \\ C'i \times \Sigma (\alpha ij \times Wij-1, j) &= 2.160 \\ \Sigma Vij &= 15.771 \\ C\alpha &= (15.771 - 13.611 - 2.160) / (2.160 - 2.160) = 0.000 \end{aligned}$$

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
Y7	4.514	1.000	20.489	6.601					

3階 X方向 地震時 C'i = 0.322

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
		1.000	3.352	1.080	8.918	-2.087	OK	-3.167	OK
Y8	8.152	1.000	1.449	0.467					
		1.000	3.352	1.080	8.918	4.518	OK	3.438	OK
Y9	3.105	1.000	20.308	6.543					
計	15.771		48.950	15.771					

3階 Y方向 地震時 C'i = 0.322

$$\begin{aligned} \sum Pij &= 4.243 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times Wij-1, j) &= 11.529 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times Wij-1, j) &= 11.529 \\ \sum Vij &= 15.771 \\ C\alpha &= (15.771 - 4.243 - 11.529) / (11.529 - 11.529) = 0.000 \end{aligned}$$

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
X1	7.387	1.000	6.584	2.121					
		1.000	35.781	11.529	21.403	5.266	OK	-6.263	OK
X6	8.384	1.000	6.584	2.121					
計	15.771		48.950	15.771					

2階 X方向 地震時 C'i = 0.204

$$\begin{aligned} \sum Pij &= 31.455 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times Wij-1, j) &= 4.166 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times Wij-1, j) &= 4.166 \\ \sum Vij &= 35.621 \\ C\alpha &= (35.621 - 31.455 - 4.166) / (4.166 - 4.166) = 0.000 \end{aligned}$$

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
Y7	10.177	1.000	40.251	12.722					
		1.000	6.811	1.389	16.052	-2.544	OK	-3.933	OK
Y8	10.177	1.000	2.753	8.714					
		1.000	6.811	1.389	16.052	-2.469	OK	-3.858	OK
Y9	8.481	1.000	1.811	3.474					
		1.000	6.811	1.389	16.052	1.149	OK	-0.240	OK
Y10	6.785	1.000	32.099	6.545					
計	35.621		97.348	35.621					

2階 Y方向 地震時 $C'i = 0.204$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{ij} &= 19.672 \\ C'i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 15.949 \\ C'i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 15.949 \\ \Sigma V_{ij} &= 35.621 \\ C\alpha &= (35.621 - 19.672 - 15.949) / (15.949 - 15.949) = 0.000 \end{aligned}$$

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	17.647	1.000	9.565	9.337					
		1.000	78.219	15.949	38.526	8.310	OK	-7.640	OK
X6	17.974	1.000	9.565	10.335					
計	35.621		97.348	35.621					

1階 X方向 地震時 $C'i = 0.141$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{ij} &= 45.766 \\ C'i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 5.057 \\ C'i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 5.057 \\ \Sigma V_{ij} &= 50.823 \\ C\alpha &= (50.823 - 45.766 - 5.057) / (5.057 - 5.057) = 0.000 \end{aligned}$$

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
Y5	8.025	1.000	32.824	4.628					
		1.000	13.912	1.962	16.052	3.397	OK	1.435	OK
Y7	16.050	1.000	2.609	10.545					
		1.000	6.956	0.981	16.052	6.939	OK	5.958	OK
Y8	16.050	1.000	2.609	14.786					
		1.000	14.999	2.115	16.052	7.222	OK	5.107	OK
Y10	10.700	1.000	33.911	15.807					
計	50.823		107.819	50.823					

1階 Y方向 地震時 $C'i = 0.141$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{ij} &= 38.686 \\ C'i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 12.137 \\ C'i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 12.137 \\ \Sigma V_{ij} &= 50.823 \\ C\alpha &= (50.823 - 38.686 - 12.137) / (12.137 - 12.137) = 0.000 \end{aligned}$$

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	25.412	1.000	10.869	19.179					
		1.000	86.081	12.137	41.736	6.232	OK	-5.905	OK
X6	25.412	1.000	10.869	19.507					
計	50.823		107.819	50.823					

3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
Y7	3.527	1.000	0.064	0.064					
		1.000	6.098	6.098	8.918	3.463	OK	-2.635	OK
Y8	6.370	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.098	6.098	8.918	3.736	OK	-2.362	OK
Y9	2.426	1.000	0.064	0.064					
計	12.324		12.324	12.324					

3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	3.685	1.000	0.195	0.195					
		1.000	7.477	7.477	21.403	3.490	OK	-3.987	OK
X6	4.182	1.000	0.195	0.195					
計	7.867		7.867	7.867					

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
Y7	13.102	1.000	0.000	3.527					
		1.000	11.177	11.177	16.052	9.574	OK	-1.603	OK
Y8	13.102	1.000	0.000	6.370					
		1.000	11.177	11.177	16.052	5.128	OK	-6.049	OK
Y9	10.918	1.000	0.000	2.426					
		1.000	11.177	11.177	16.052	2.443	OK	-8.734	OK
Y10	8.734	1.000	0.000	0.000					
計	45.855		33.531	45.855					

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	10.819	1.000	0.000	3.685					

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	13.971	13.971	38.526	7.134	OK	-6.837	OK
X6	11.019	1.000	0.000	4.182					
計	21.838		13.971	21.838					

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
Y5	12.521	1.000	0.000	0.000					
		1.000	13.377	13.377	16.052	12.521	OK	-0.856	OK
Y7	25.041	1.000	0.000	13.102					
		1.000	6.688	6.688	16.052	11.084	OK	4.395	OK
Y8	25.041	1.000	0.000	18.560					
		1.000	13.377	13.377	16.052	10.876	OK	-2.501	OK
Y10	16.694	1.000	0.000	14.193					
計	79.297		33.442	79.297					

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	17.605	1.000	0.000	10.819					
		1.000	13.371	13.371	41.736	6.786	OK	-6.585	OK
X6	17.605	1.000	0.000	11.019					
計	35.209		13.371	35.209					

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

3階 X方向 地震時 C'i = 0.322

$$\begin{aligned}
 \Sigma Pij &= 13.611 \\
 C'i \times \Sigma (\alpha ij-1 \times Wij-1, j) &= 2.160 \\
 C'i \times \Sigma (\alpha ij \times Wij-1, j) &= 2.160 \\
 \Sigma Vij &= 15.771 \\
 C\alpha &= (15.771 - 13.611 - 2.160) / (2.160 - 2.160) = 0.000
 \end{aligned}$$

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
Y7	4.514	1.000	20.489	6.601					

3階 X方向 地震時 C'i = 0.322

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
		1.000	3.352	1.080	8.918	-2.087	OK	-3.167	OK
Y8	8.152	1.000	1.449	0.467					
		1.000	3.352	1.080	8.918	4.518	OK	3.438	OK
Y9	3.105	1.000	20.308	6.543					
計	15.771		48.950	15.771					

3階 Y方向 地震時 C'i = 0.322

$$\begin{aligned} \sum Pij &= 4.243 \\ C'i \times \sum (\alpha ij-1 \times Wij-1, j) &= 11.529 \\ C'i \times \sum (\alpha ij \times Wij-1, j) &= 11.529 \\ \sum Vij &= 15.771 \\ C\alpha &= (15.771 - 4.243 - 11.529) / (11.529 - 11.529) = 0.000 \end{aligned}$$

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
X1	7.387	1.000	6.584	2.121					
		1.000	35.781	11.529	21.403	5.266	OK	-6.263	OK
X6	8.384	1.000	6.584	2.121					
計	15.771		48.950	15.771					

2階 X方向 地震時 C'i = 0.204

$$\begin{aligned} \sum Pij &= 31.455 \\ C'i \times \sum (\alpha ij-1 \times Wij-1, j) &= 4.166 \\ C'i \times \sum (\alpha ij \times Wij-1, j) &= 4.166 \\ \sum Vij &= 35.621 \\ C\alpha &= (35.621 - 31.455 - 4.166) / (4.166 - 4.166) = 0.000 \end{aligned}$$

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
Y7	10.177	1.000	40.251	12.722					
		1.000	6.811	1.389	16.052	-2.544	OK	-3.933	OK
Y8	10.177	1.000	2.753	8.714					
		1.000	6.811	1.389	16.052	-2.469	OK	-3.858	OK
Y9	8.481	1.000	1.811	3.474					
		1.000	6.811	1.389	16.052	1.149	OK	-0.240	OK
Y10	6.785	1.000	32.099	6.545					
計	35.621		97.348	35.621					

2階 Y方向 地震時 $C'i = 0.204$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 19.672 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 15.949 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 15.949 \\ \sum V_{ij} &= 35.621 \\ C\alpha &= (35.621 - 19.672 - 15.949) / (15.949 - 15.949) = 0.000 \end{aligned}$$

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	17.647	1.000	9.565	9.337					
		1.000	78.219	15.949	38.526	8.310	OK	-7.640	OK
X6	17.974	1.000	9.565	10.335					
計	35.621		97.348	35.621					

1階 X方向 地震時 $C'i = 0.141$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 45.766 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 5.057 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 5.057 \\ \sum V_{ij} &= 50.823 \\ C\alpha &= (50.823 - 45.766 - 5.057) / (5.057 - 5.057) = 0.000 \end{aligned}$$

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下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y5	8.025	1.000	32.824	4.628					
		1.000	13.912	1.962	16.052	3.397	OK	1.435	OK
Y7	16.050	1.000	2.609	10.545					
		1.000	6.956	0.981	16.052	6.939	OK	5.958	OK
Y8	16.050	1.000	2.609	14.786					
		1.000	14.999	2.115	16.052	7.222	OK	5.107	OK
Y10	10.700	1.000	33.911	15.807					
計	50.823		107.819	50.823					

1階 Y方向 地震時 $C'i = 0.141$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 38.686 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 12.137 \\ C'i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 12.137 \\ \sum V_{ij} &= 50.823 \\ C\alpha &= (50.823 - 38.686 - 12.137) / (12.137 - 12.137) = 0.000 \end{aligned}$$

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	25.412	1.000	10.869	19.179					
		1.000	86.081	12.137	41.736	6.232	OK	-5.905	OK
X6	25.412	1.000	10.869	19.507					
計	50.823		107.819	50.823					

3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
Y7	3.527	1.000	0.064	0.064					
		1.000	6.098	6.098	8.918	3.463	OK	-2.635	OK
Y8	6.370	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.098	6.098	8.918	3.736	OK	-2.362	OK
Y9	2.426	1.000	0.064	0.064					
計	12.324		12.324	12.324					

3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	3.685	1.000	0.195	0.195					
		1.000	7.477	7.477	21.403	3.490	OK	-3.987	OK
X6	4.182	1.000	0.195	0.195					
計	7.867		7.867	7.867					

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
Y7	13.102	1.000	0.000	3.527					
		1.000	11.177	11.177	16.052	9.574	OK	-1.603	OK
Y8	13.102	1.000	0.000	6.370					
		1.000	11.177	11.177	16.052	5.128	OK	-6.049	OK
Y9	10.918	1.000	0.000	2.426					
		1.000	11.177	11.177	16.052	2.443	OK	-8.734	OK
Y10	8.734	1.000	0.000	0.000					
計	45.855		33.531	45.855					

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	10.819	1.000	0.000	3.685					

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	13.971	13.971	38.526	7.134	OK	-6.837	OK
X6	11.019	1.000	0.000	4.182					
計	21.838		13.971	21.838					

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
Y5	12.521	1.000	0.000	0.000					
		1.000	13.377	13.377	16.052	12.521	OK	-0.856	OK
Y7	25.041	1.000	0.000	13.102					
		1.000	6.688	6.688	16.052	11.084	OK	4.395	OK
Y8	25.041	1.000	0.000	18.560					
		1.000	13.377	13.377	16.052	10.876	OK	-2.501	OK
Y10	16.694	1.000	0.000	14.193					
計	79.297		33.442	79.297					

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	17.605	1.000	0.000	10.819					
		1.000	13.371	13.371	41.736	6.786	OK	-6.585	OK
X6	17.605	1.000	0.000	11.019					
計	35.209		13.371	35.209					

3. 各部の設計

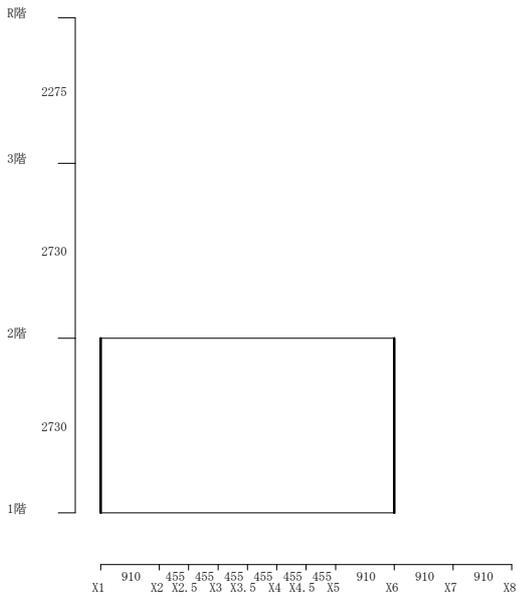
3.1 軸力

3.1.1 耐力壁の許容耐力・軸力

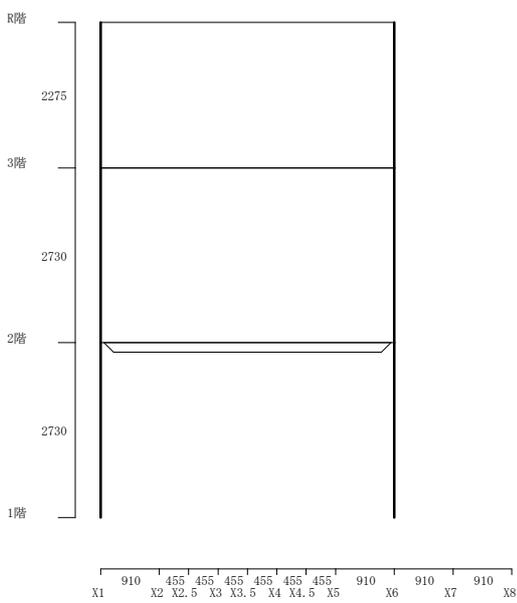
上段：壁倍率 中段：許容せん断耐力(kN) 下段：水平時軸力(kN)

<<< 加力方向未考慮時 >>>

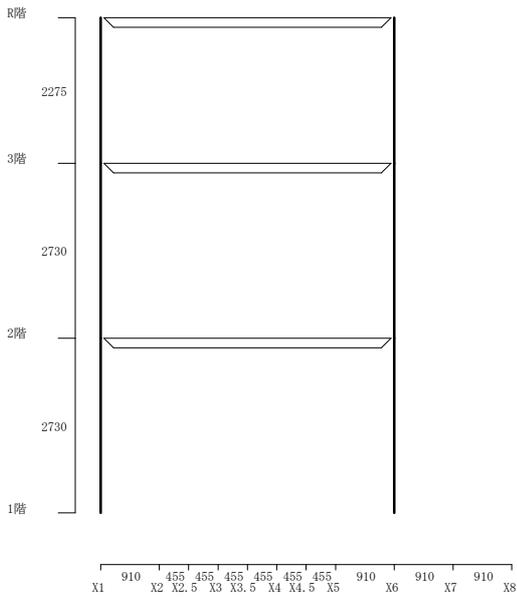
X方向 Y1 通り



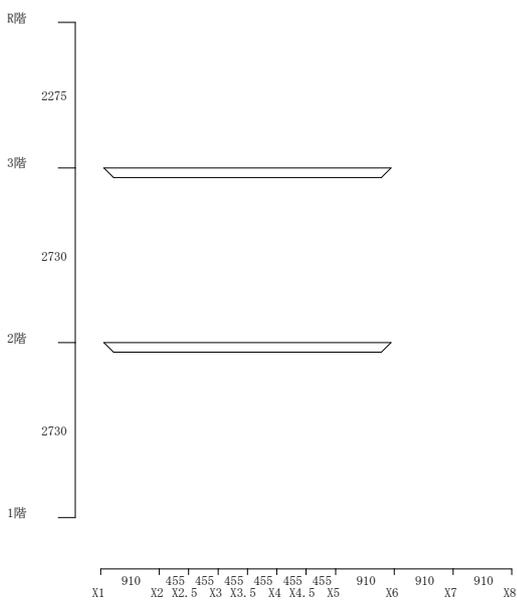
X方向 Y2 通り



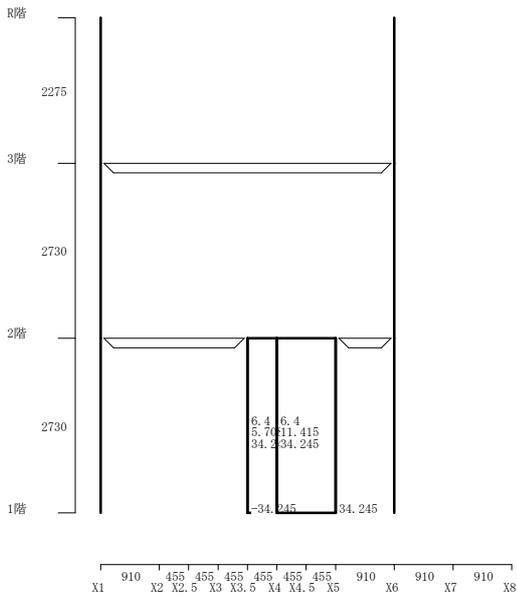
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y3 通り



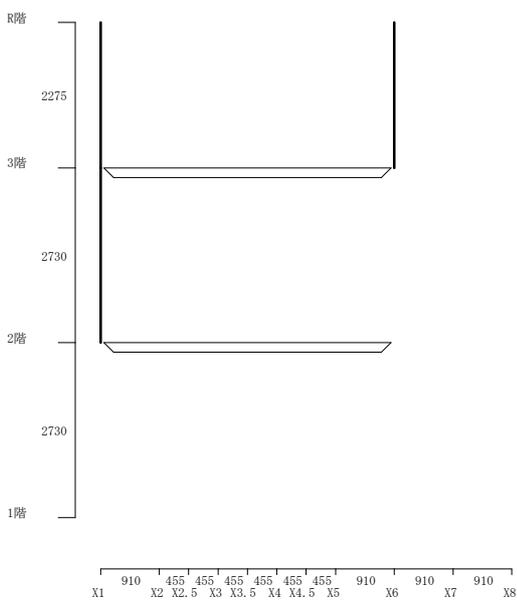
X方向 Y4 通り



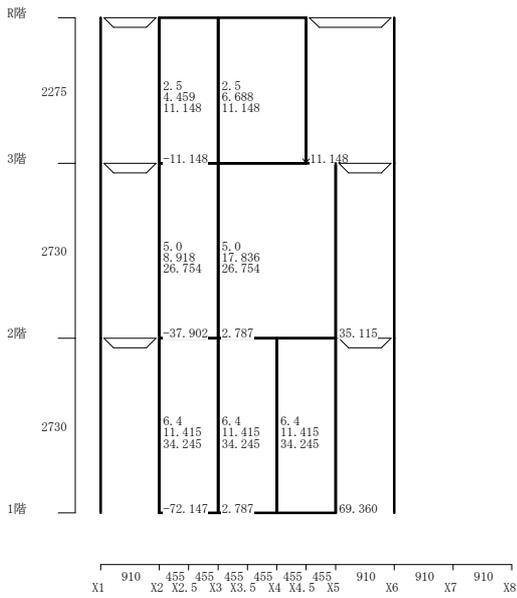
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y5 通り



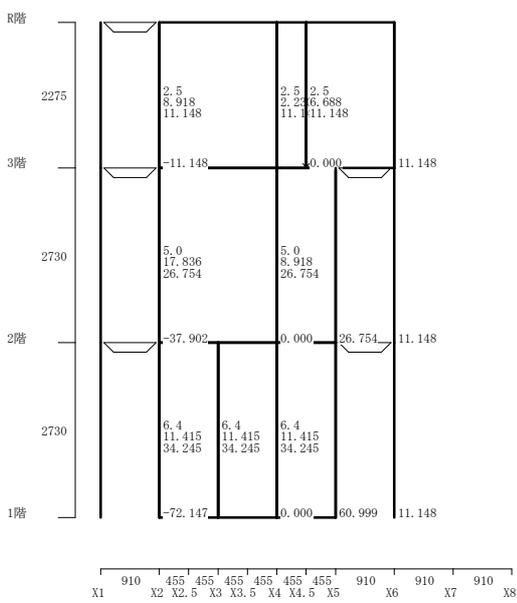
X方向 Y6 通り



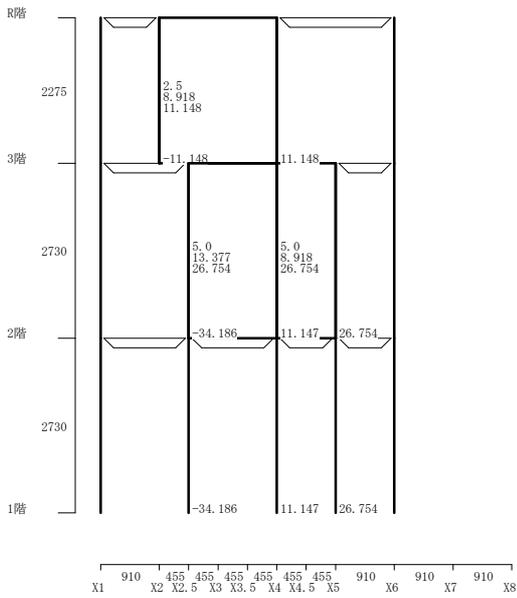
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y7 通り



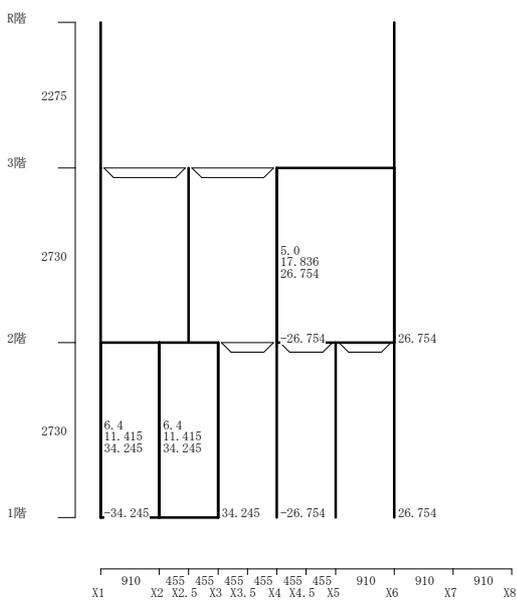
X方向 Y8 通り



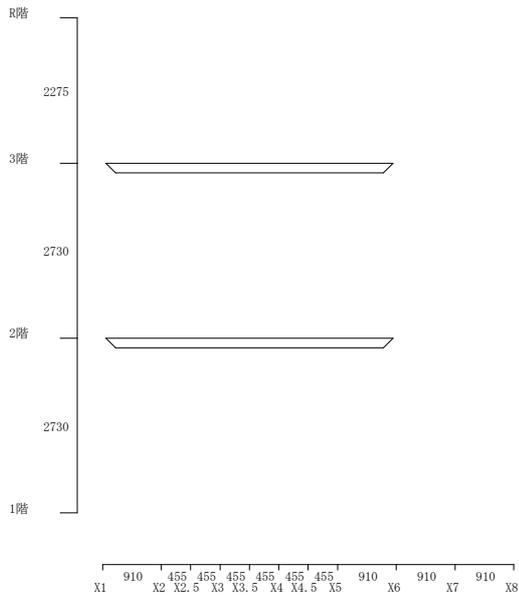
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y9 通り



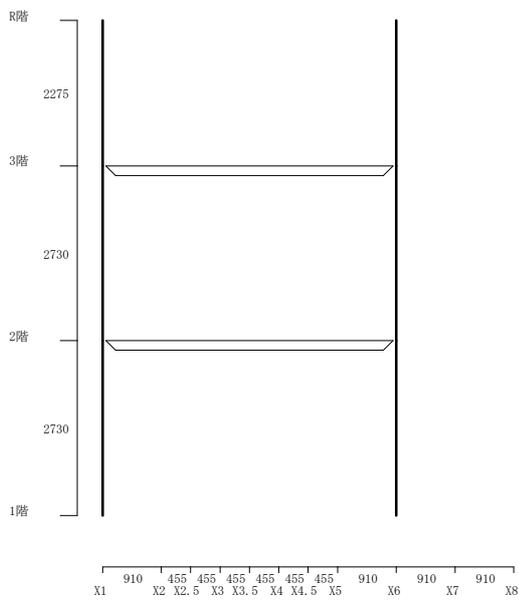
X方向 Y10 通り



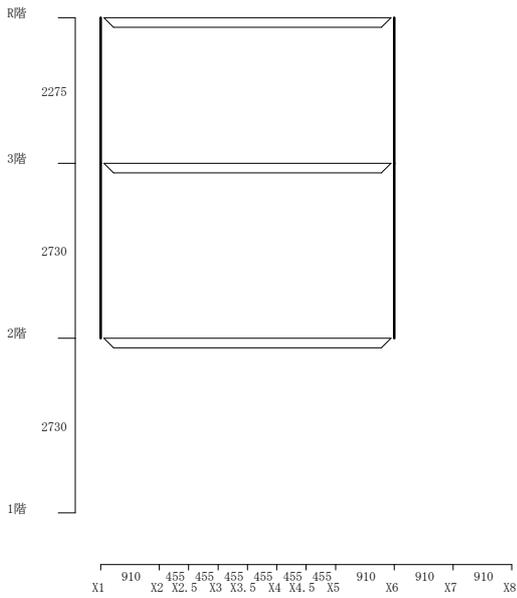
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y11 通り



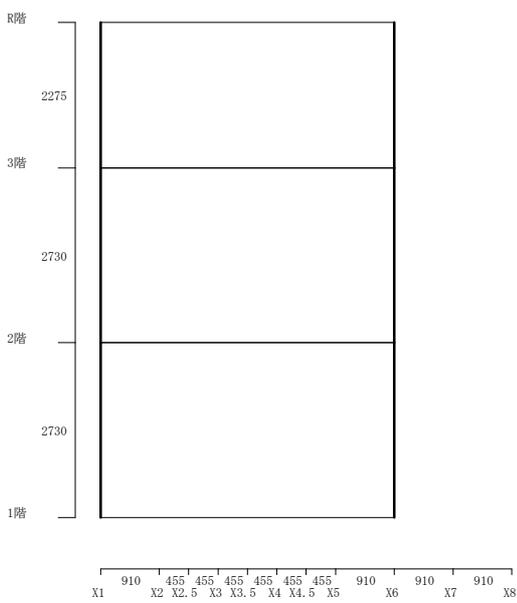
X方向 Y12 通り



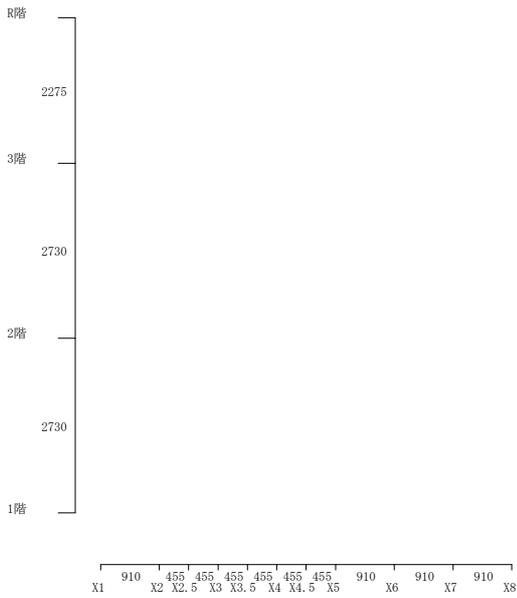
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y13 通り



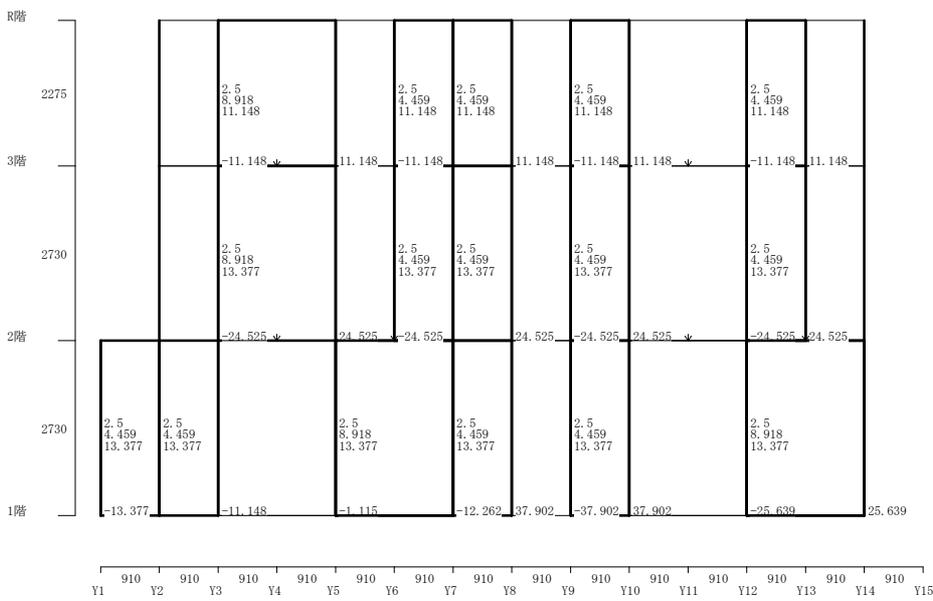
X方向 Y14 通り



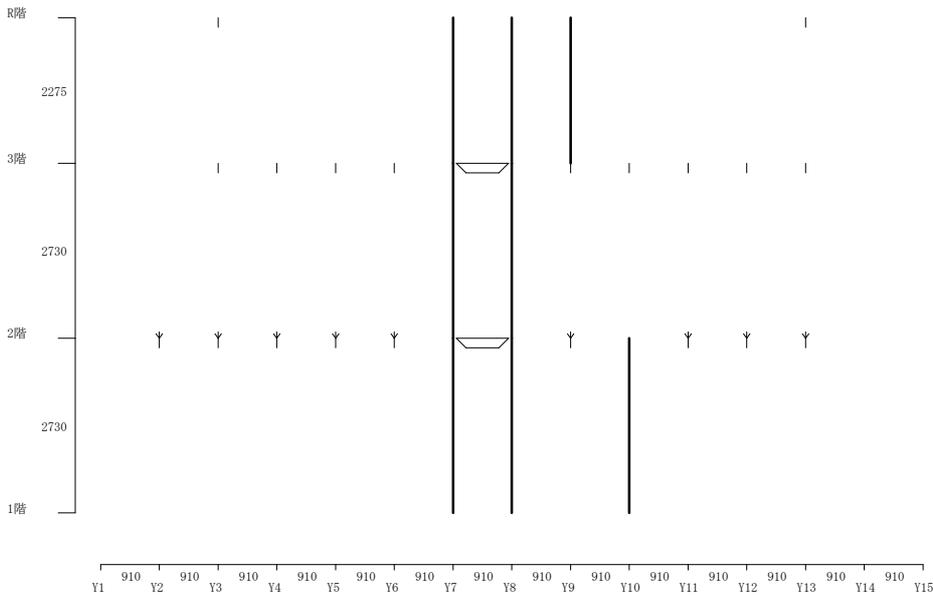
<<< 加力方向未考慮時 >>>
X方向 Y15 通り



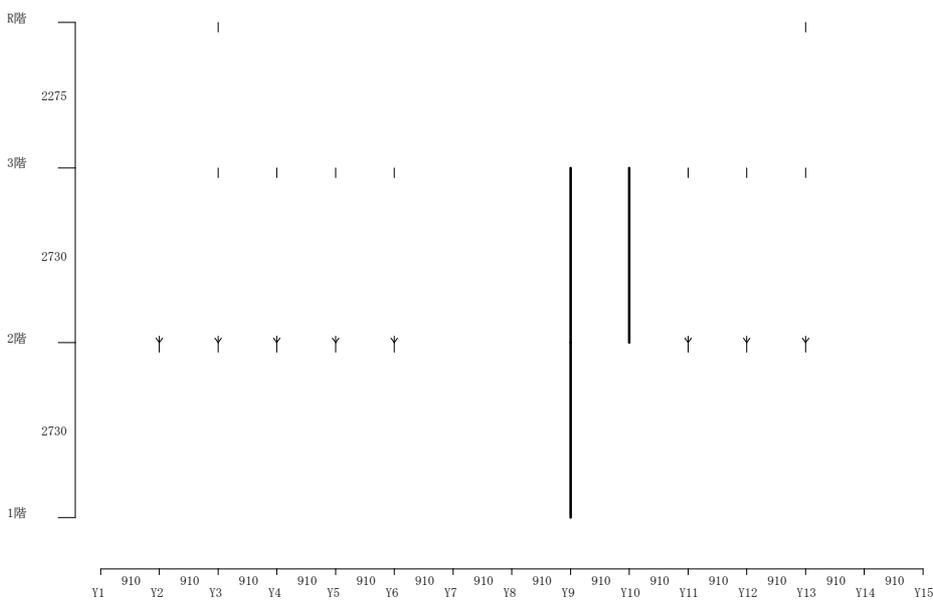
Y方向 X1 通り



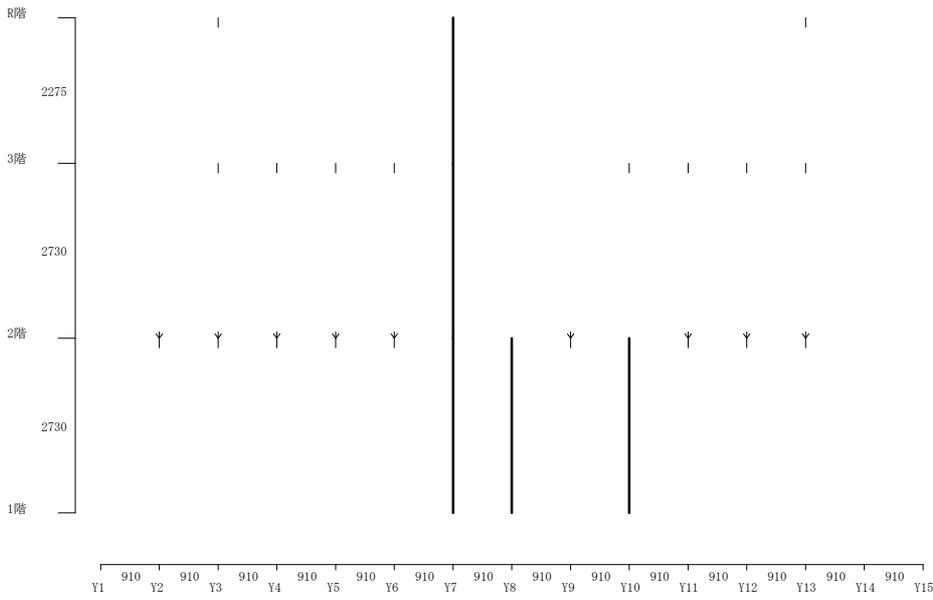
<<< 加力方向未考慮時 >>>
Y方向 X2 通り



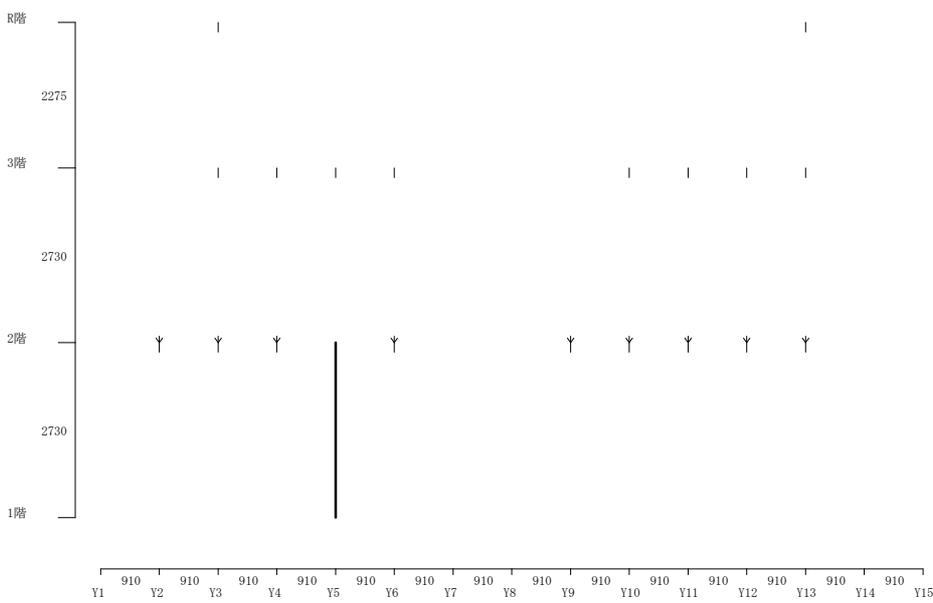
Y方向 X2.5 通り



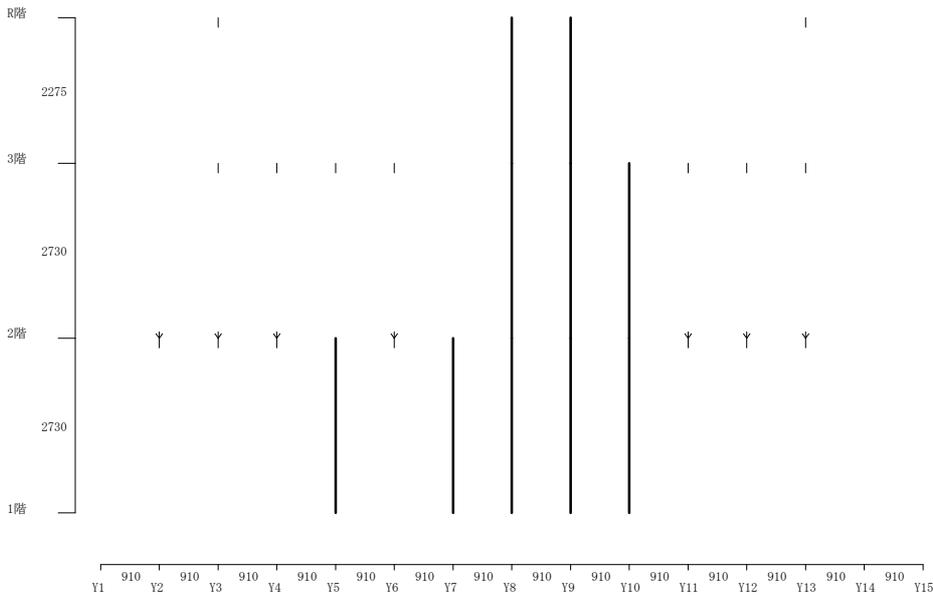
<<< 加力方向未考慮時 >>>
Y方向 X3 通り



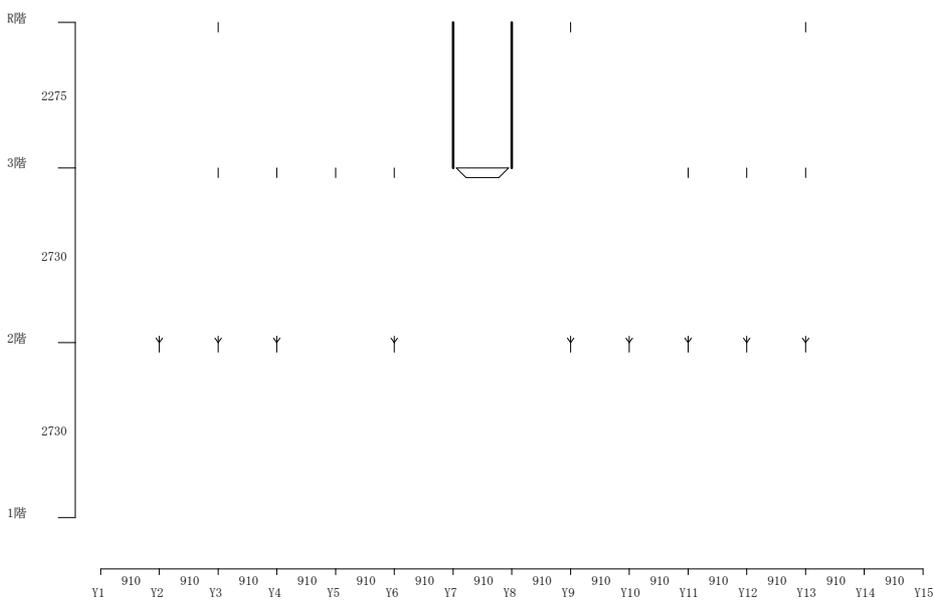
Y方向 X3.5 通り



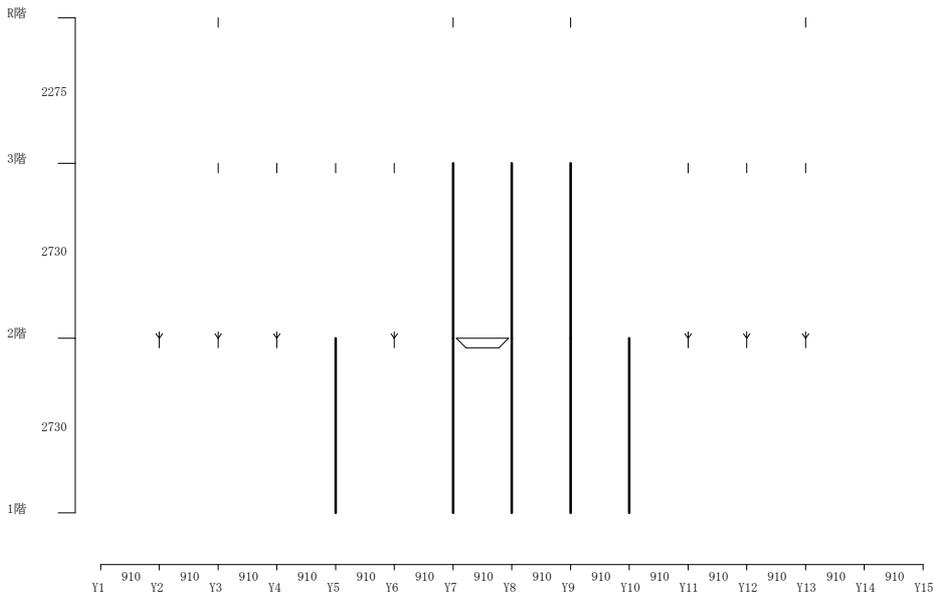
<<< 加力方向未考慮時 >>>
Y方向 X4 通り



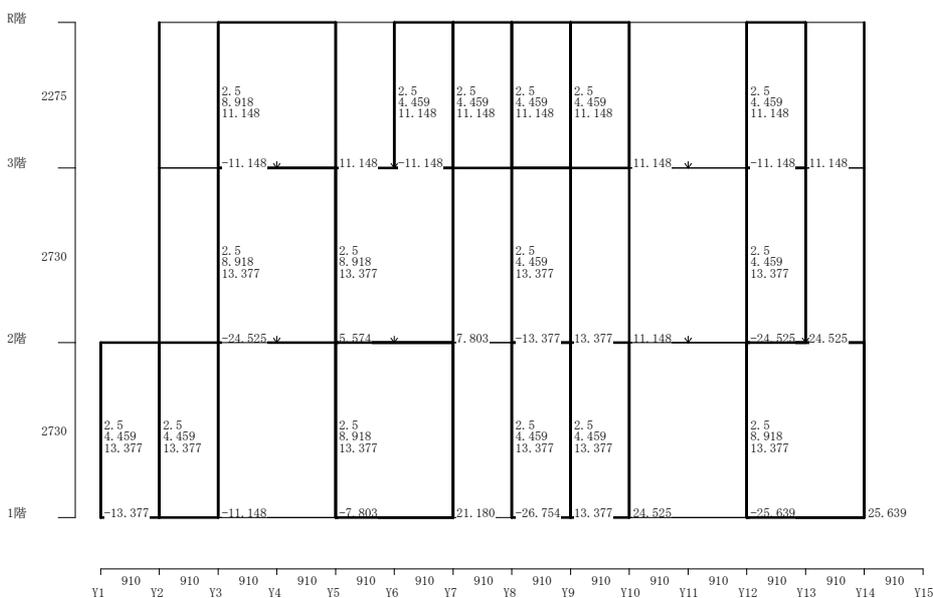
Y方向 X4.5 通り



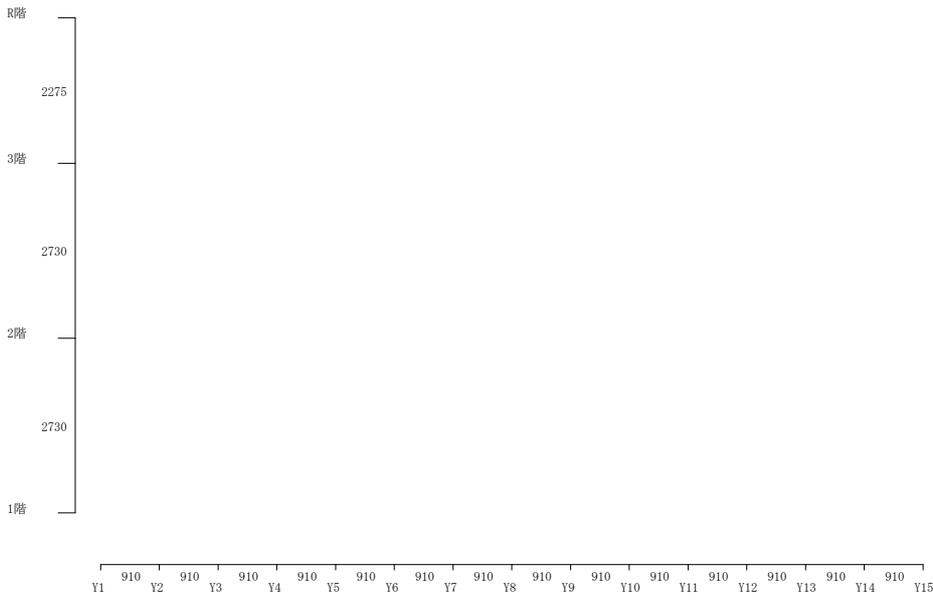
<<< 加力方向未考慮時 >>>
Y方向 X5 通り



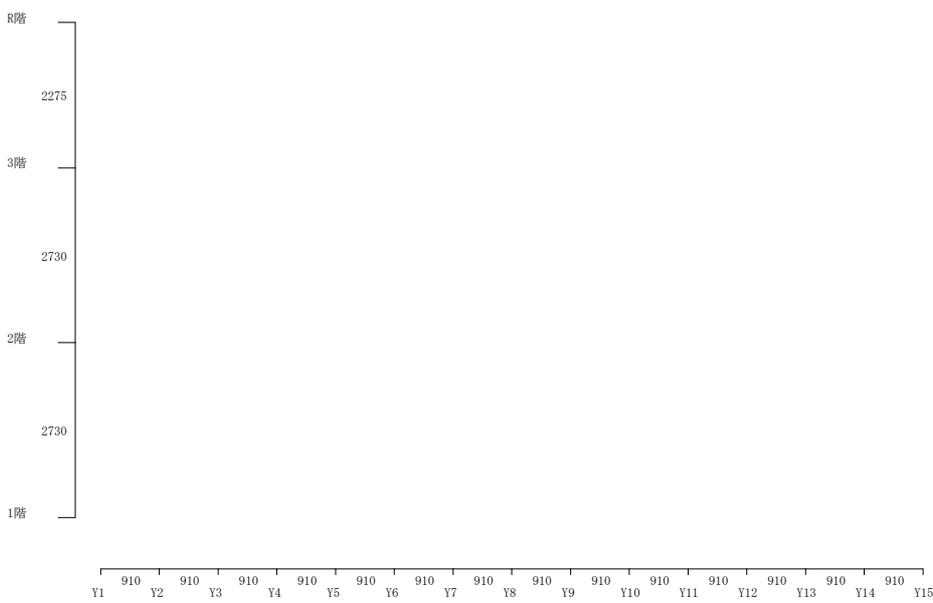
Y方向 X6 通り



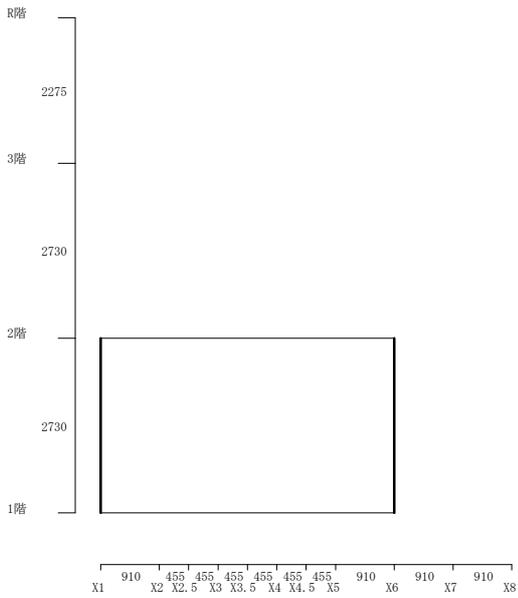
<<< 加力方向未考慮時 >>>
Y方向 X7 通り



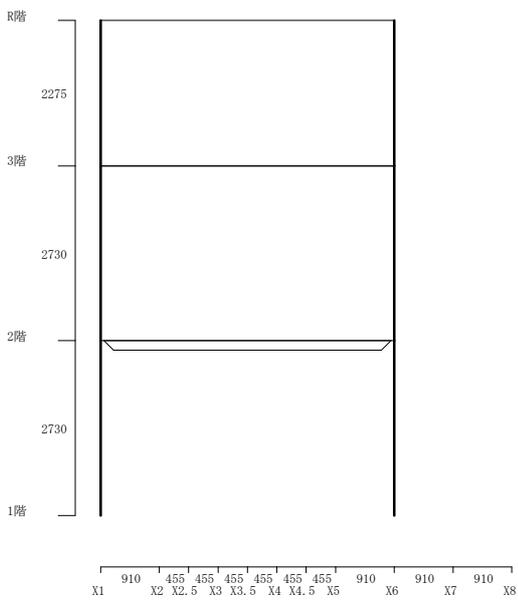
Y方向 X8 通り



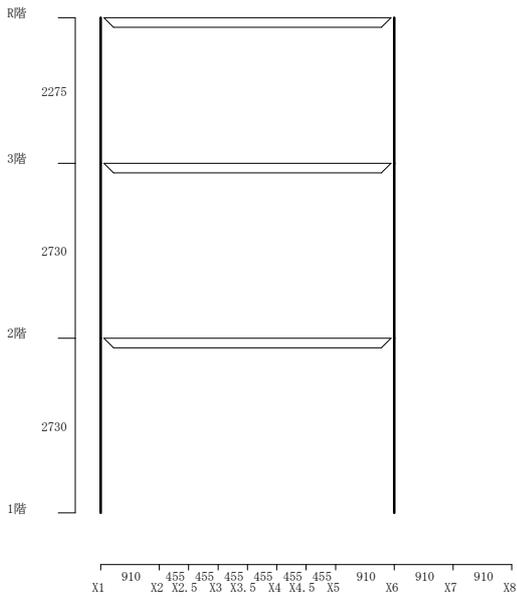
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y1 通り



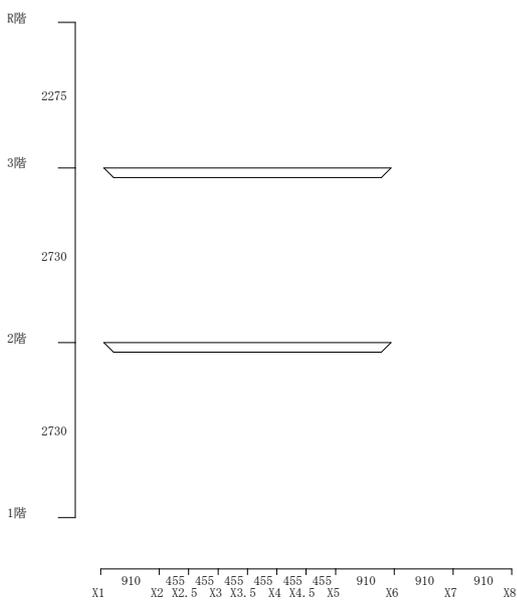
X方向 Y2 通り



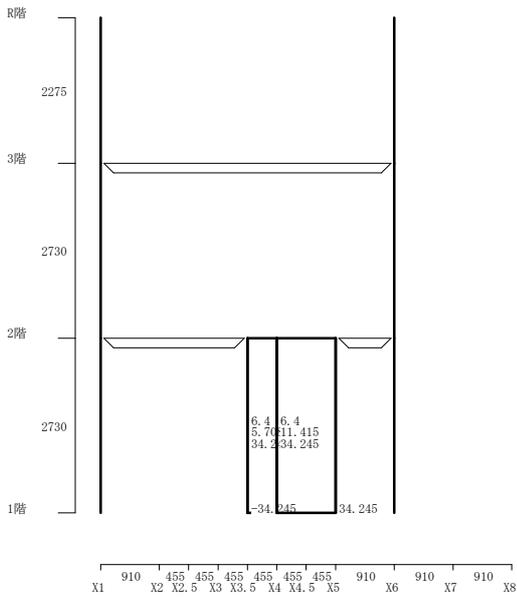
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y3 通り



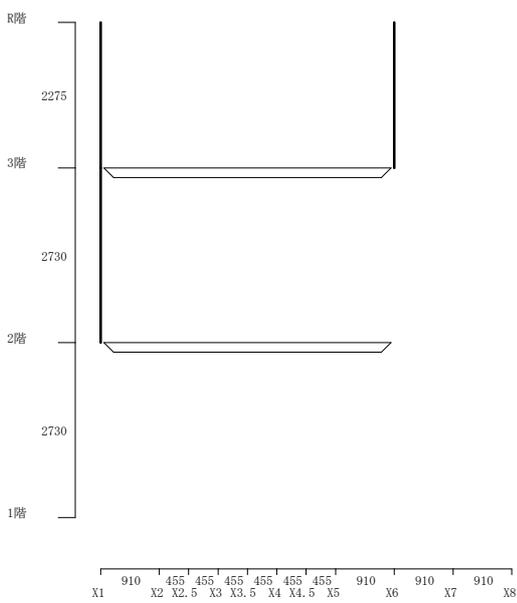
X方向 Y4 通り



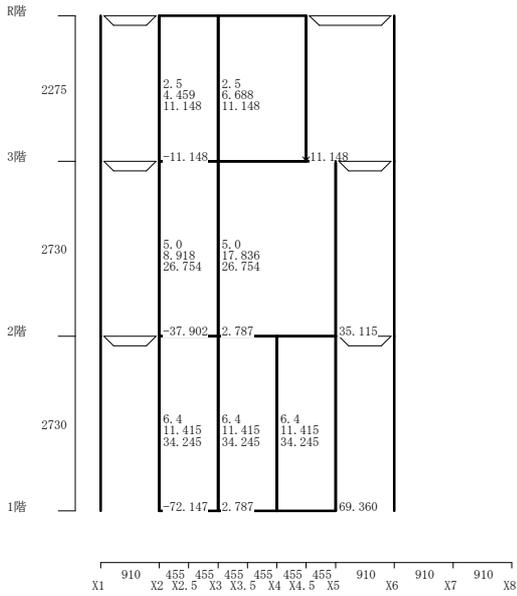
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y5 通り



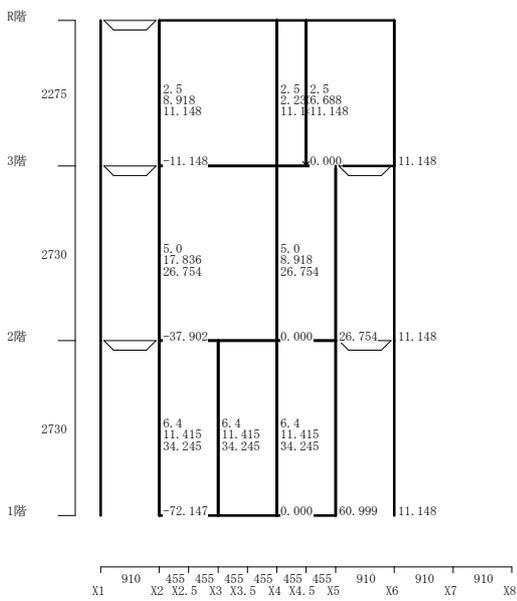
X方向 Y6 通り



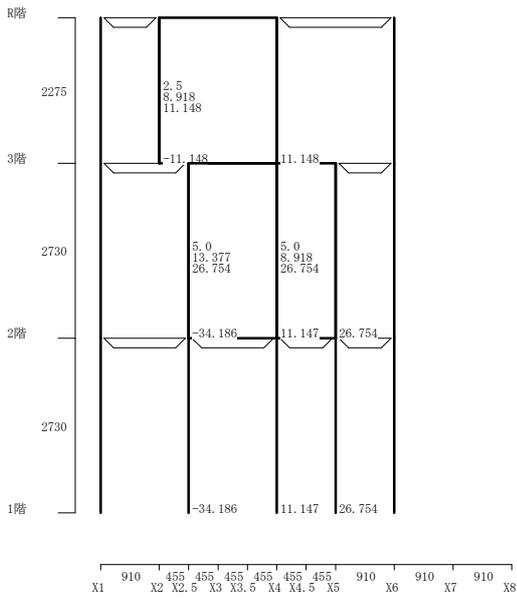
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y7 通り



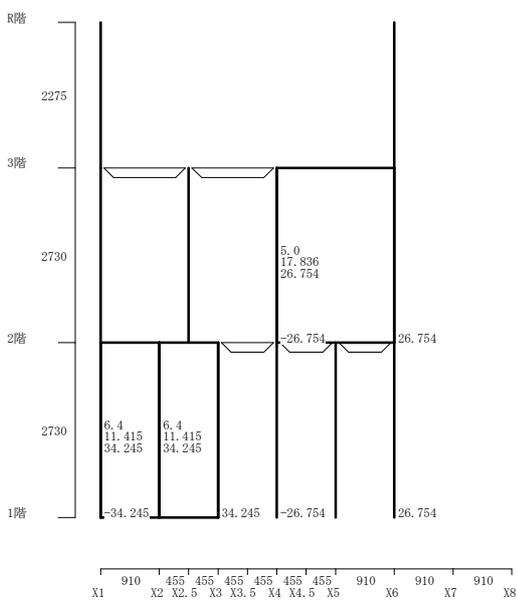
X方向 Y8 通り



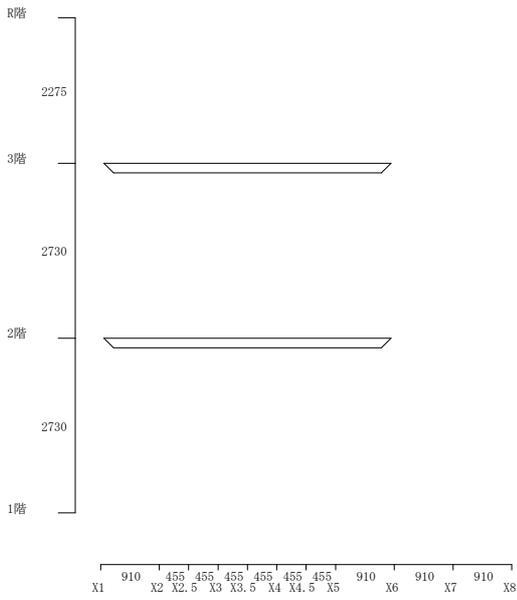
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y9 通り



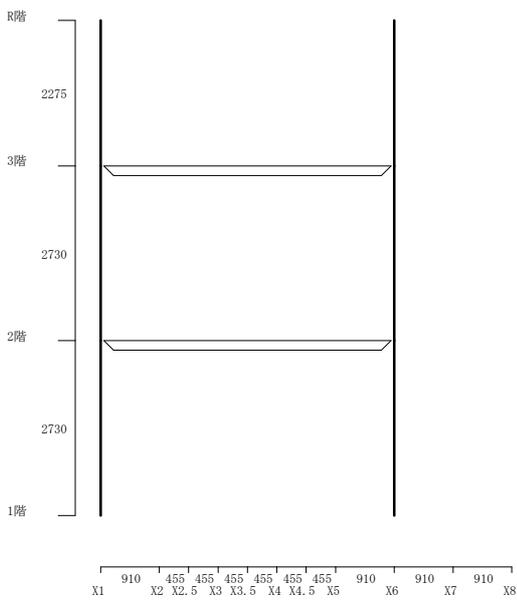
X方向 Y10 通り



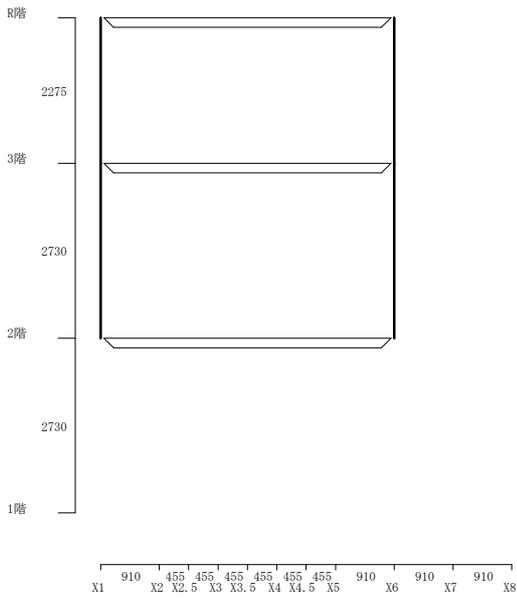
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y11 通り



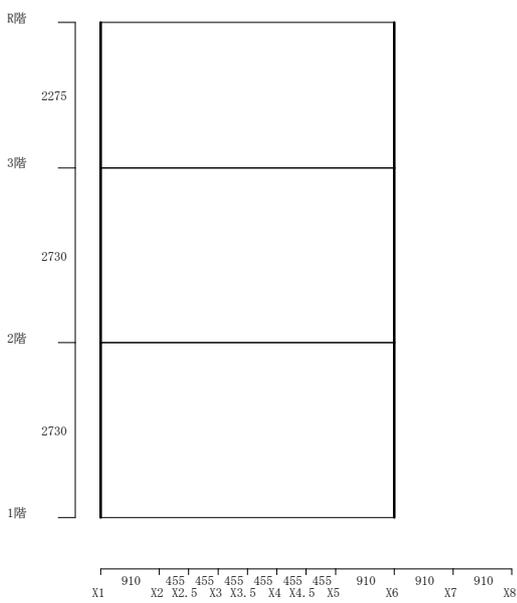
X方向 Y12 通り



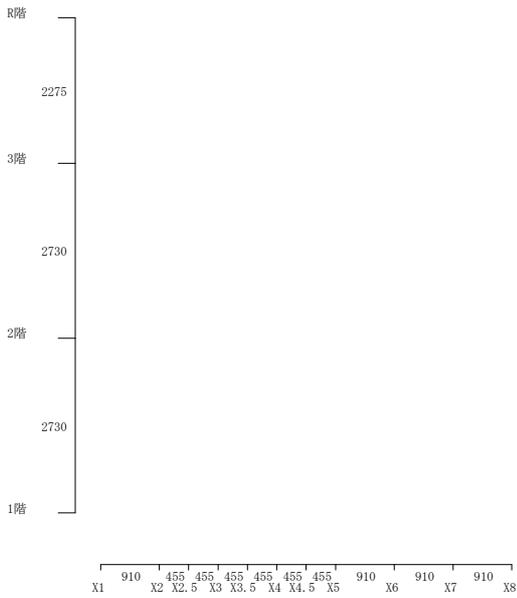
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y13 通り



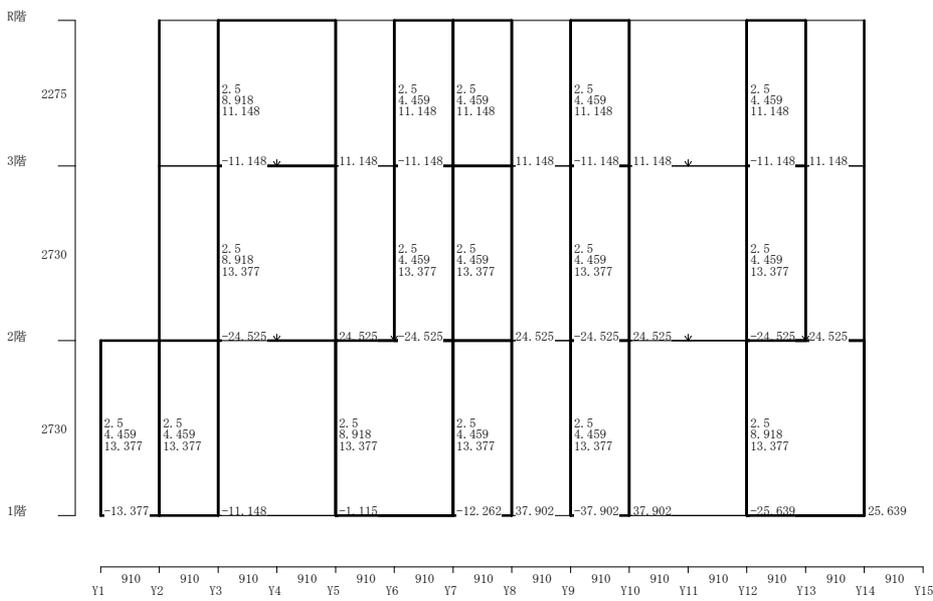
X方向 Y14 通り



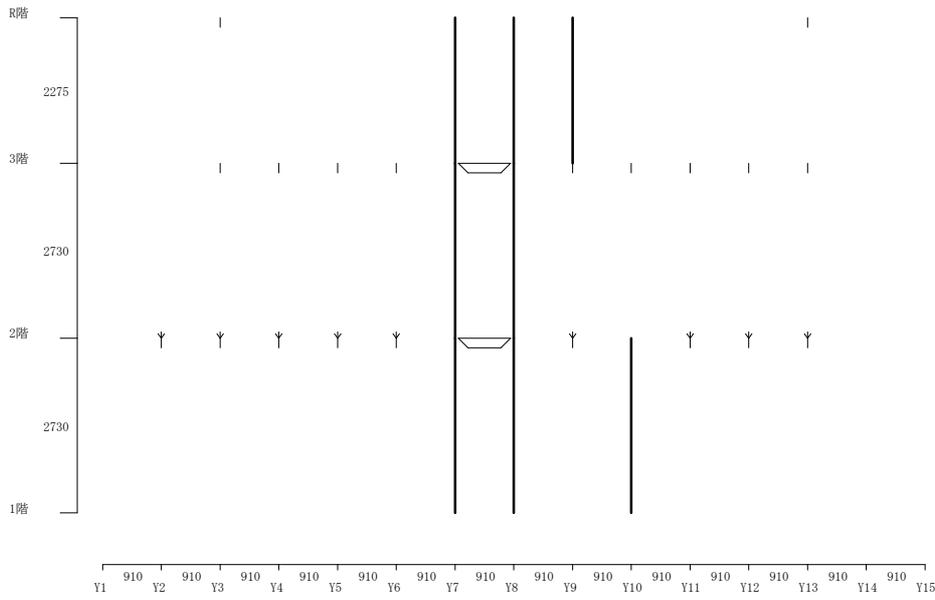
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y15 通り



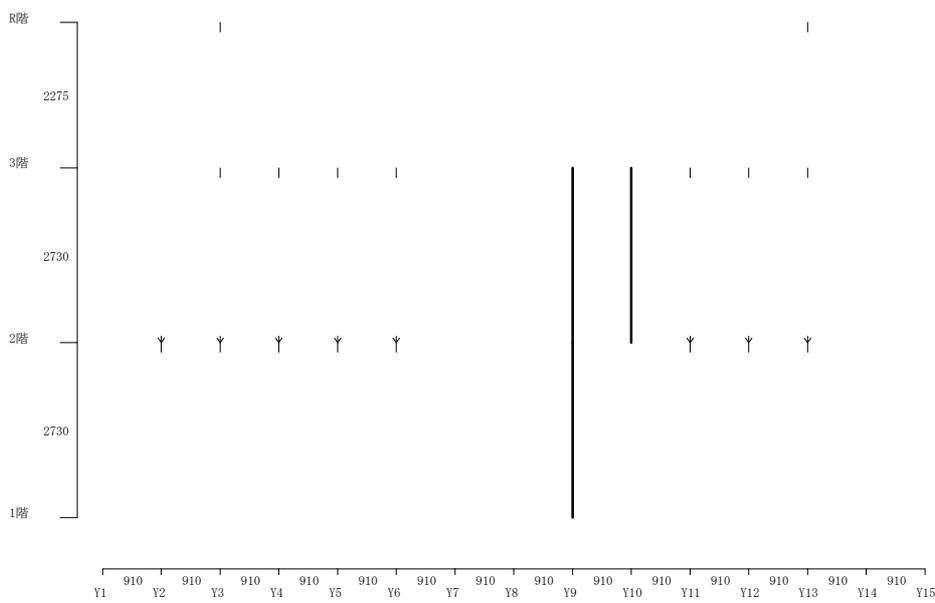
Y方向 X1 通り



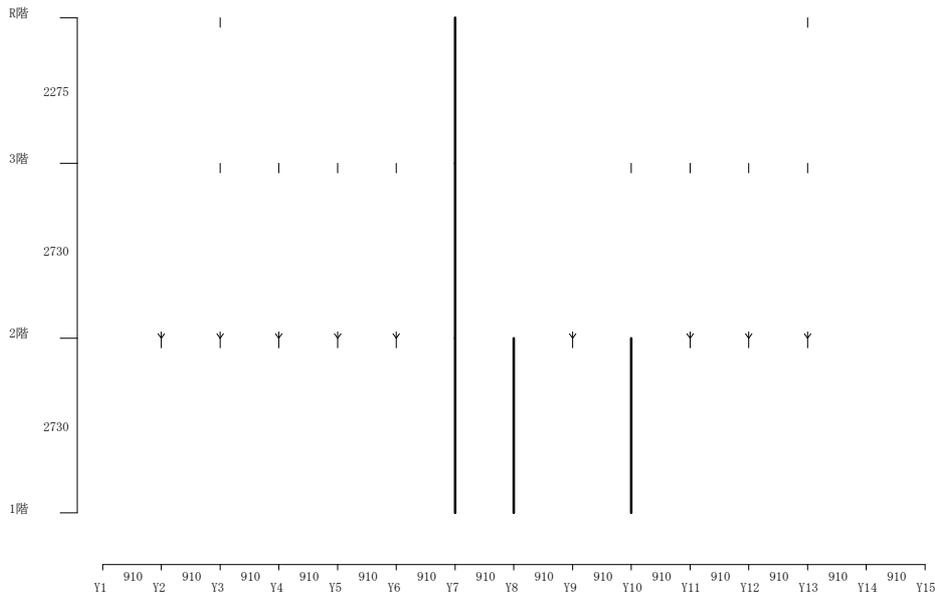
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X2 通り



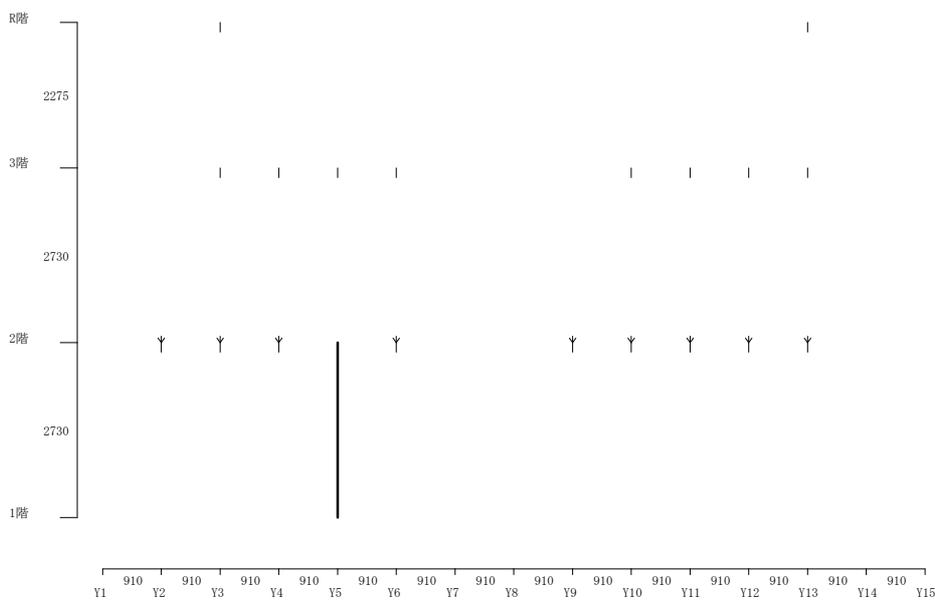
Y方向 X2.5 通り



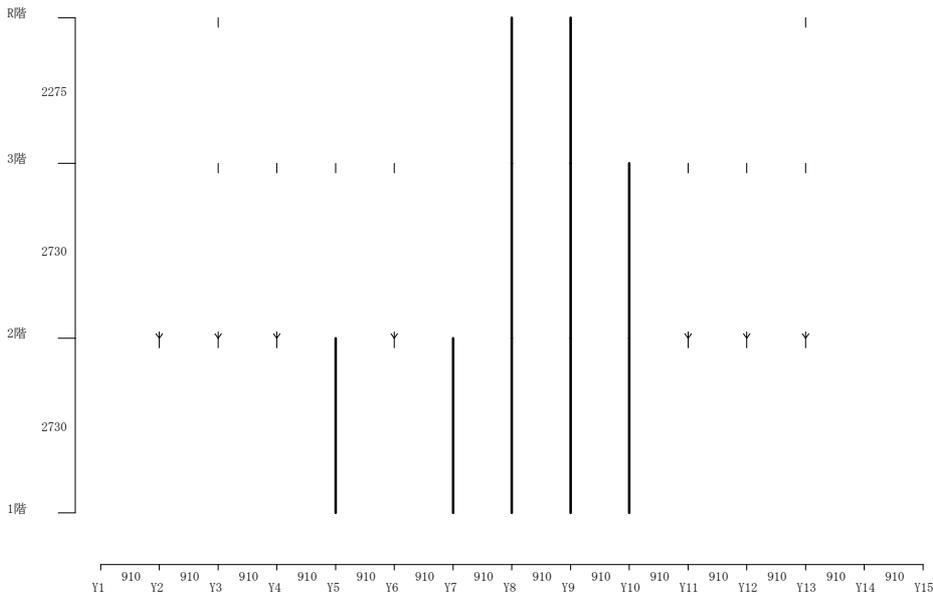
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X3 通り



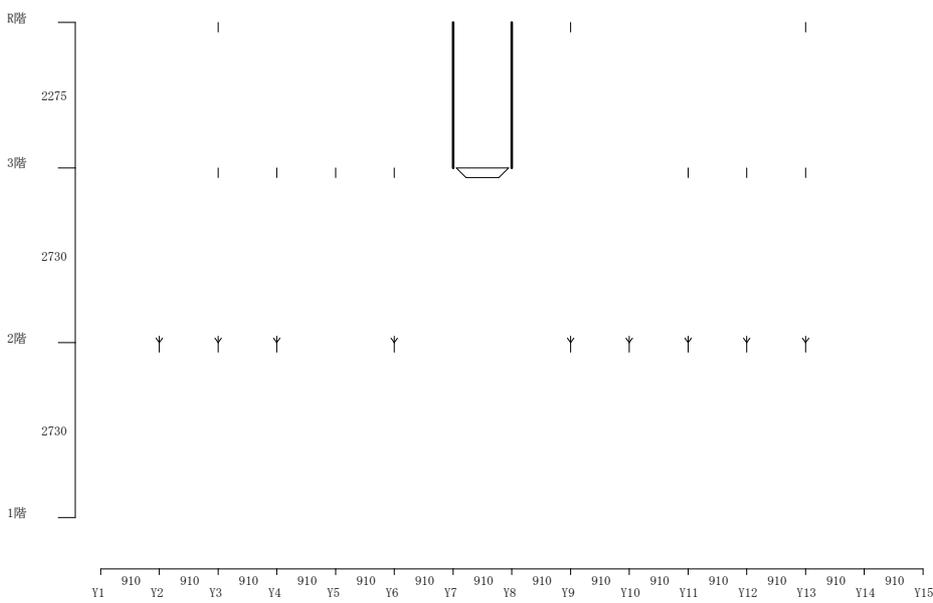
Y方向 X3.5 通り



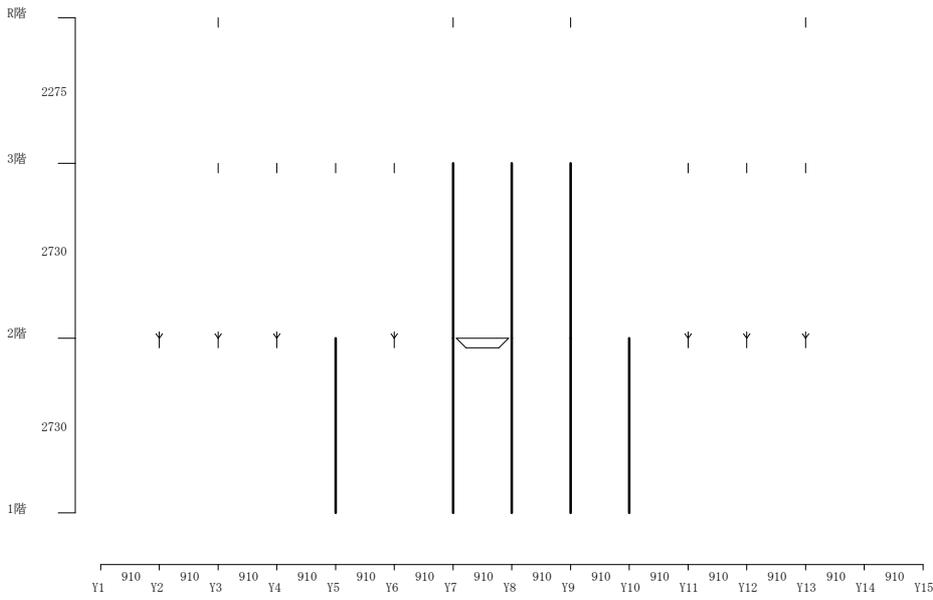
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X4 通り



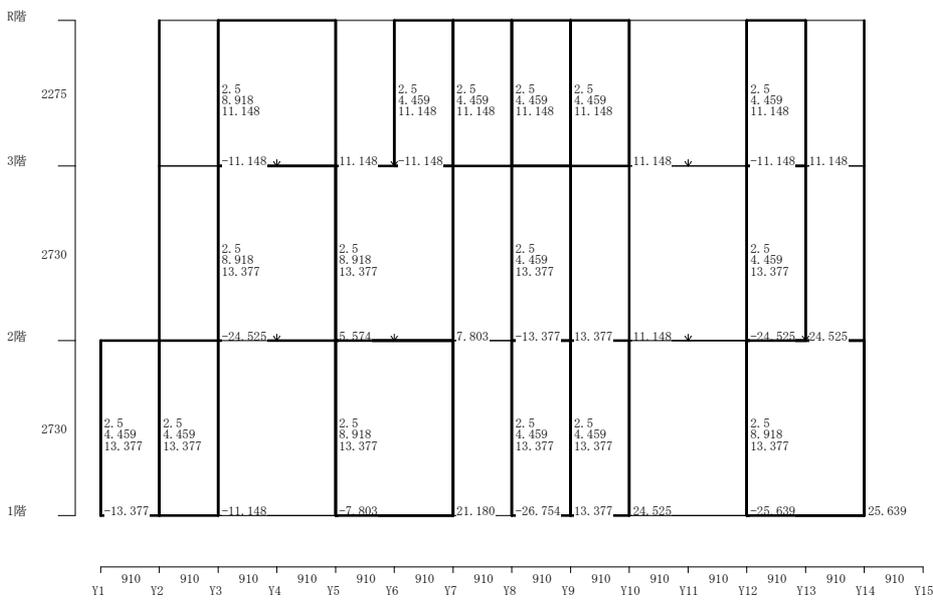
Y方向 X4.5 通り



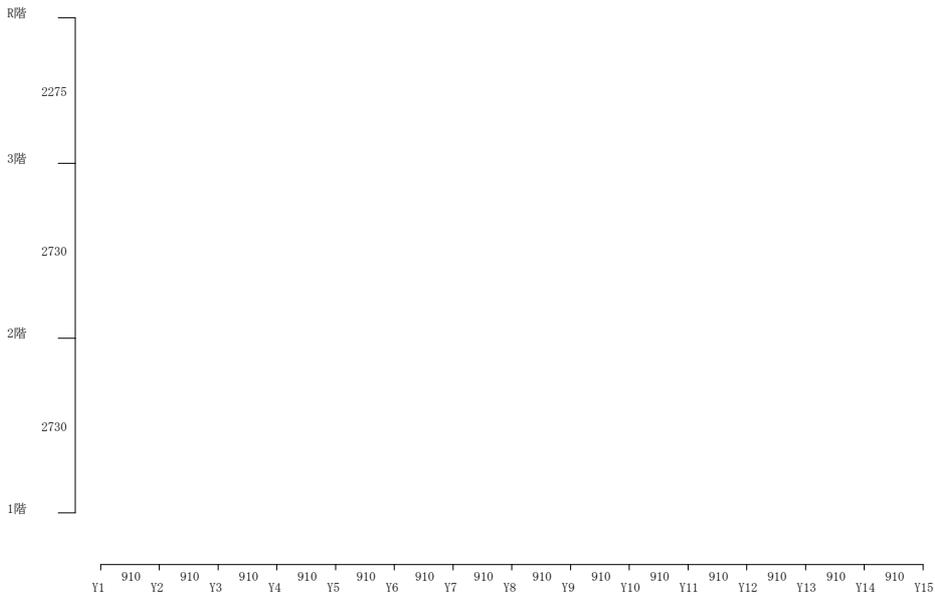
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X5 通り



Y方向 X6 通り



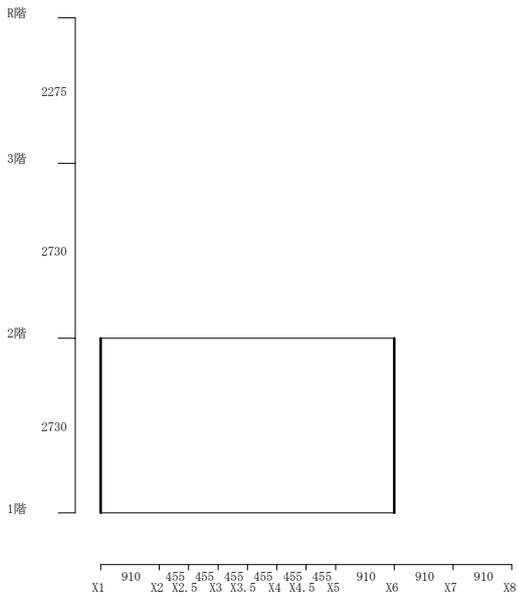
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X7 通り



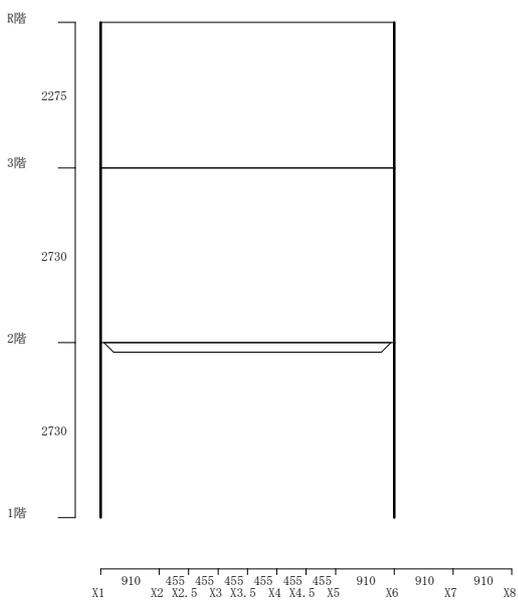
Y方向 X8 通り



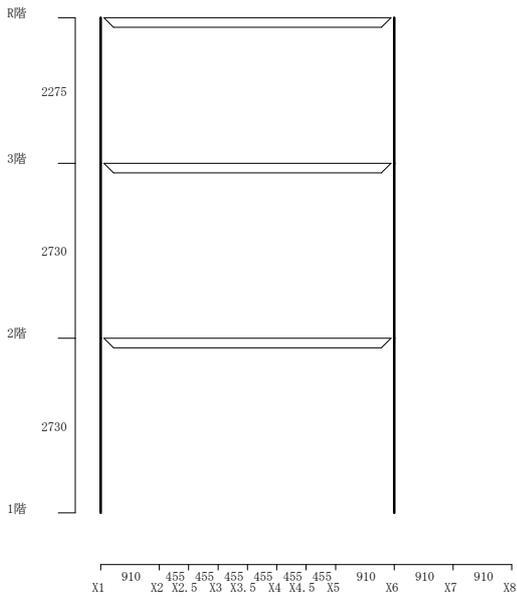
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y1 通り



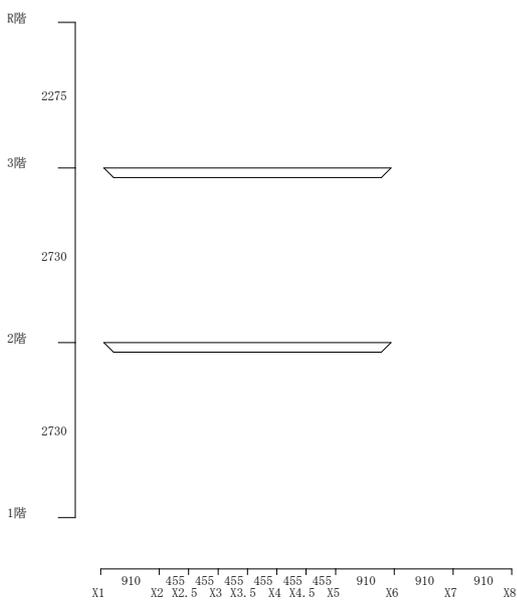
X方向 Y2 通り



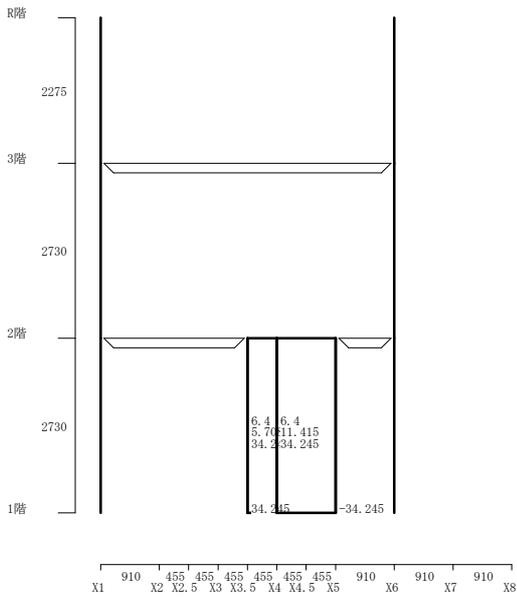
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y3 通り



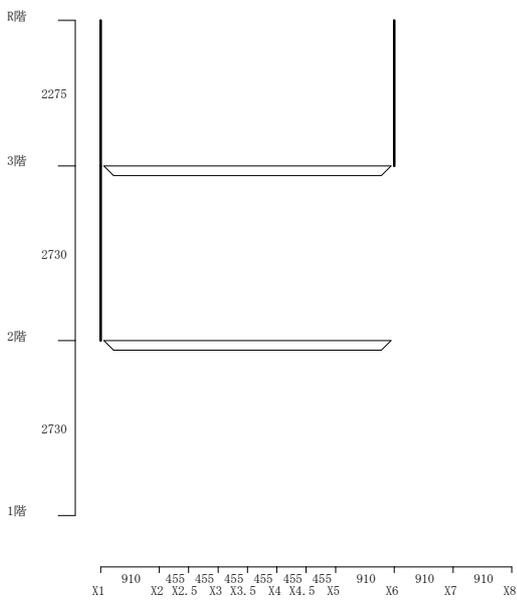
X方向 Y4 通り



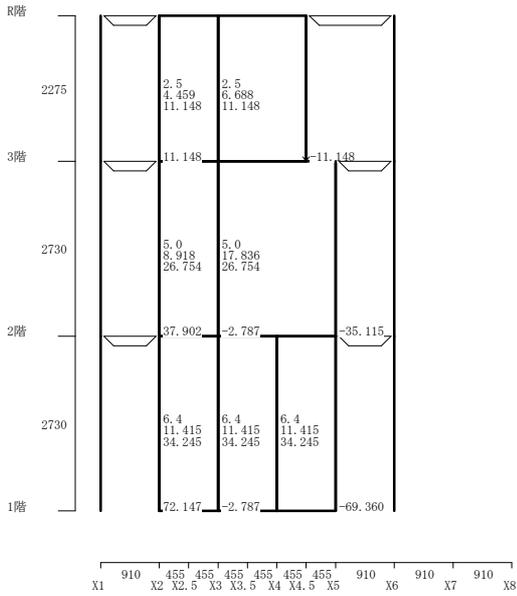
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y5 通り



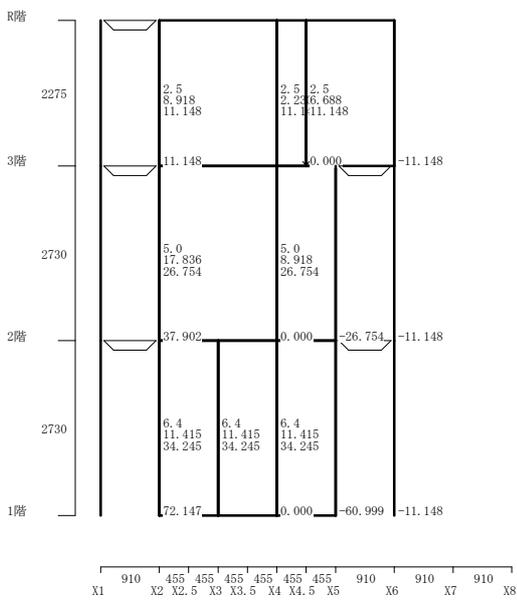
X方向 Y6 通り



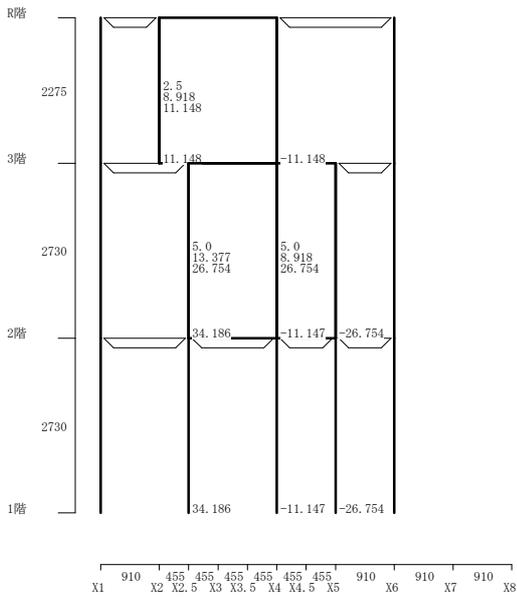
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y7 通り



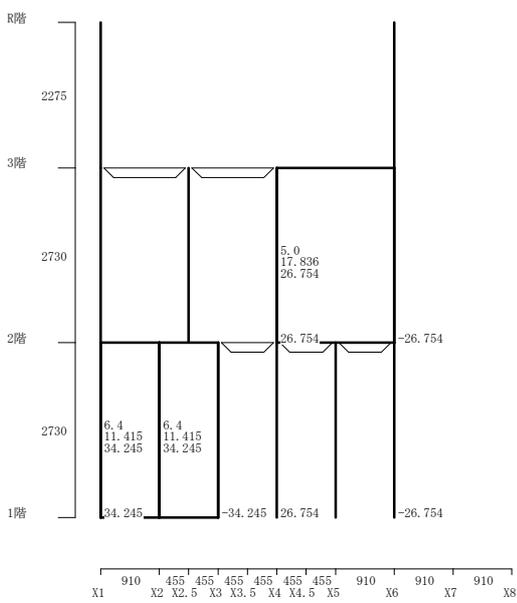
X方向 Y8 通り



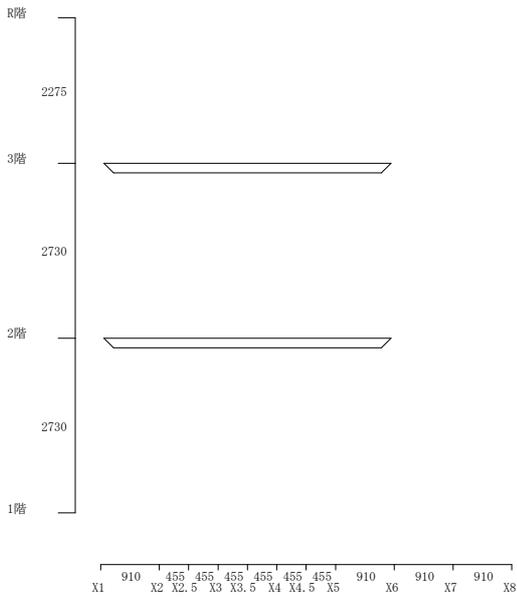
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y9 通り



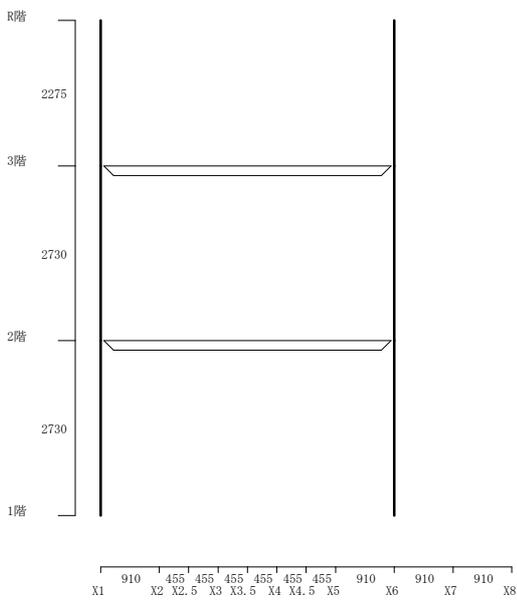
X方向 Y10 通り



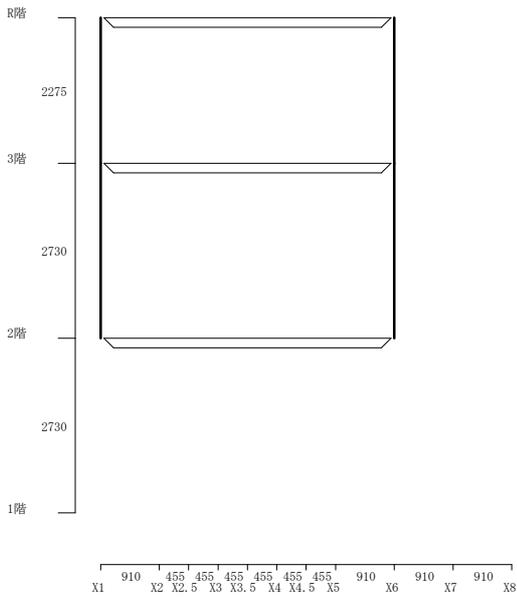
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y11 通り



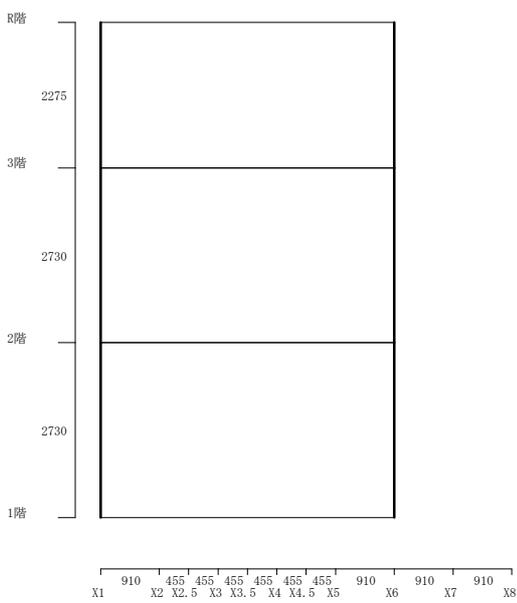
X方向 Y12 通り



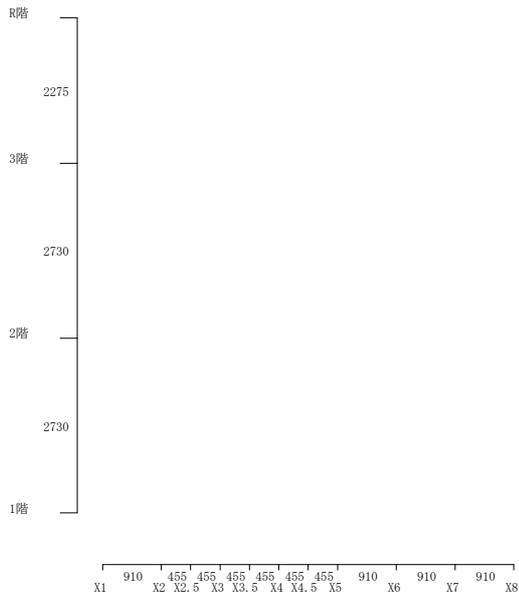
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y13 通り



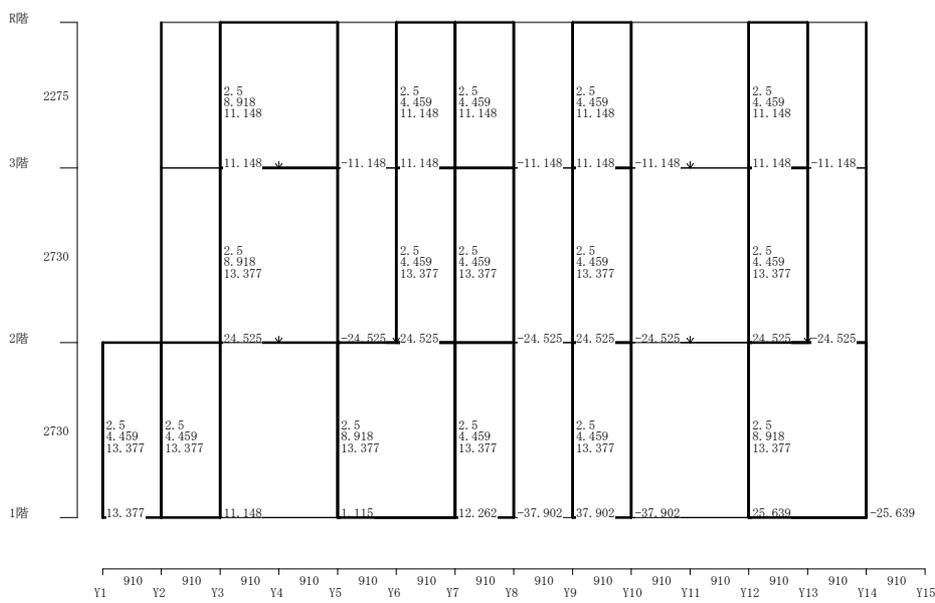
X方向 Y14 通り



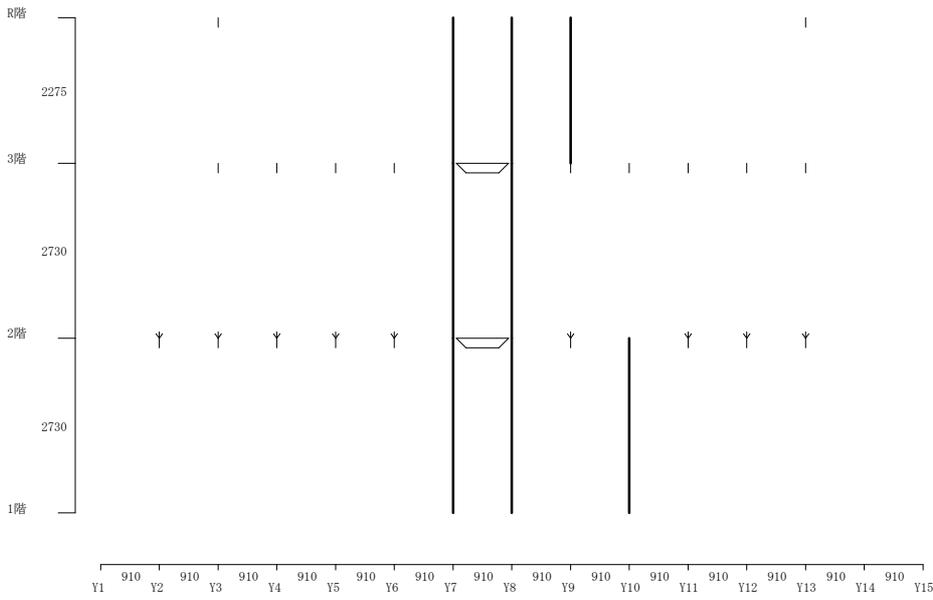
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y15 通り



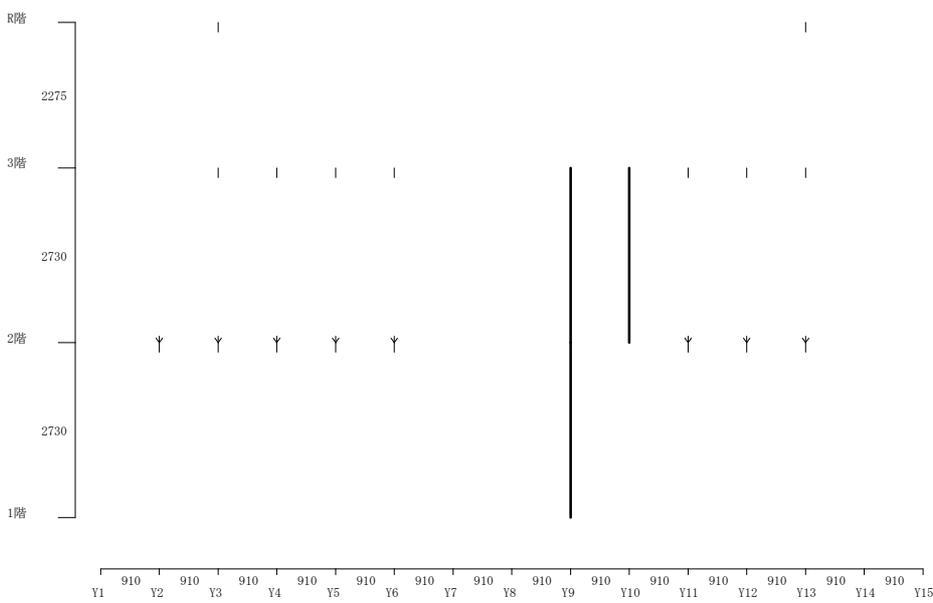
Y方向 X1 通り



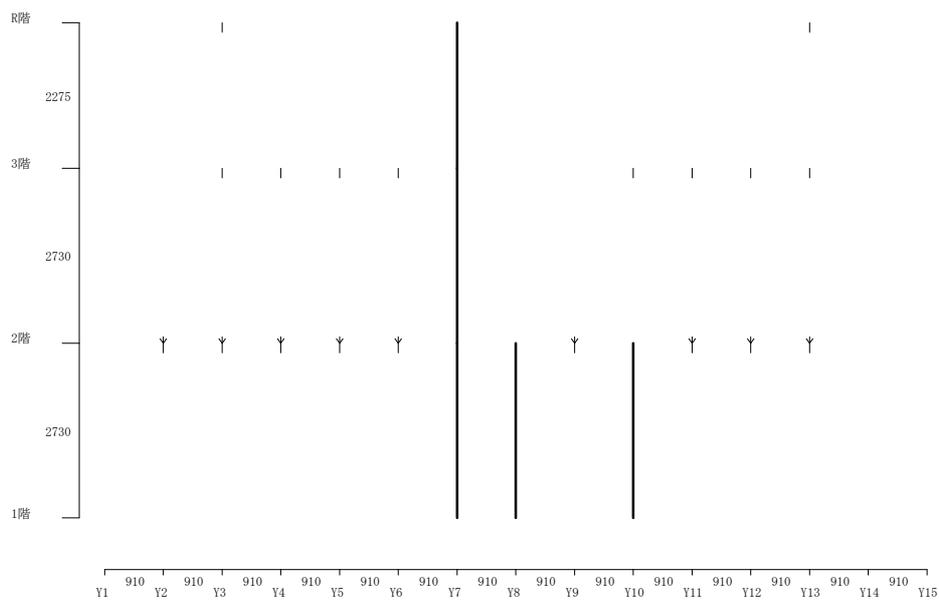
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X2 通り



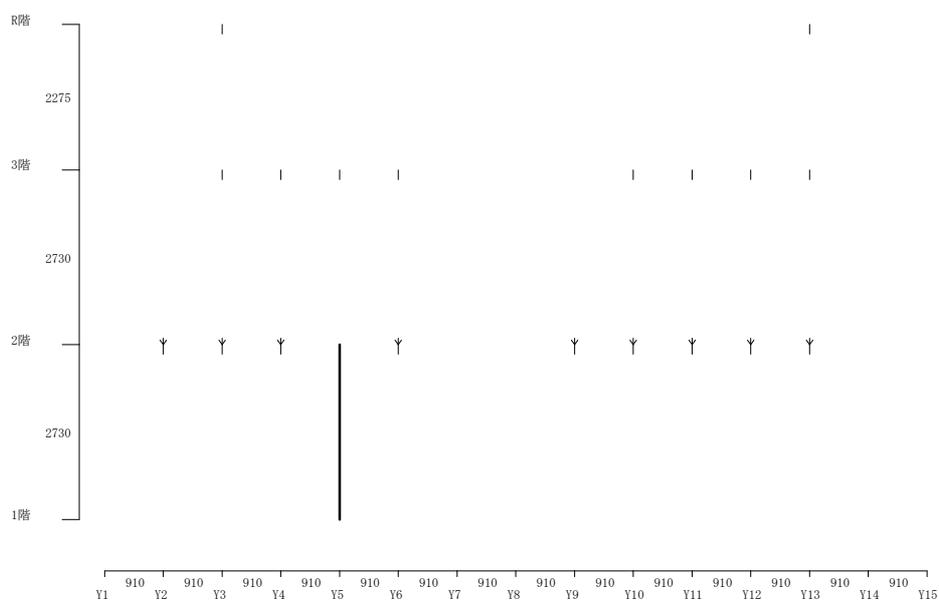
Y方向 X2.5 通り



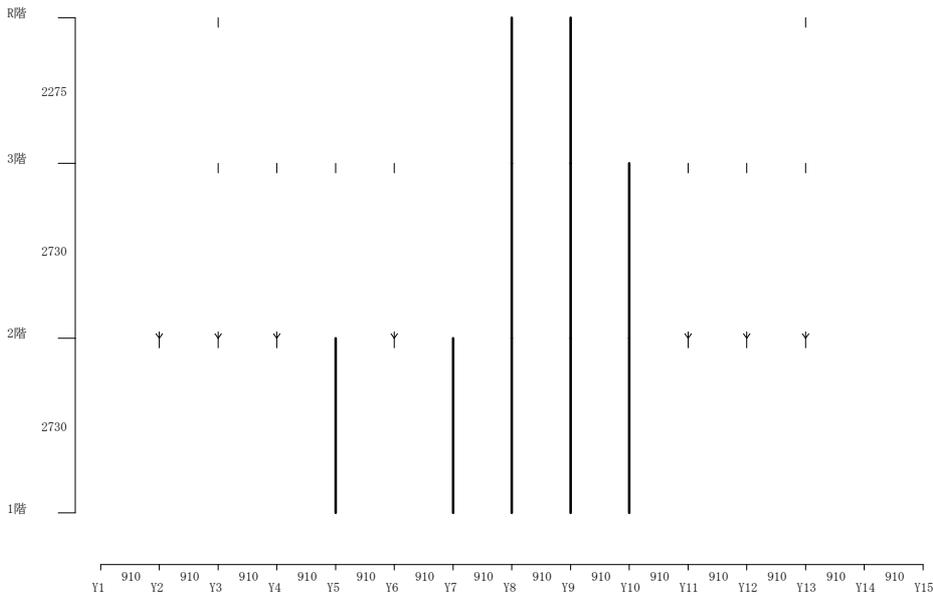
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X3 通り



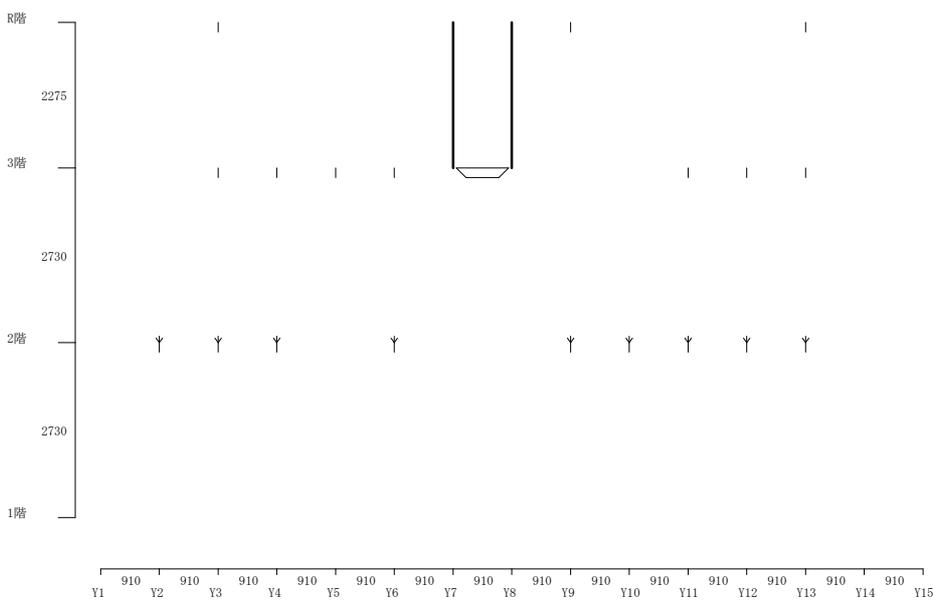
Y方向 X3.5 通り



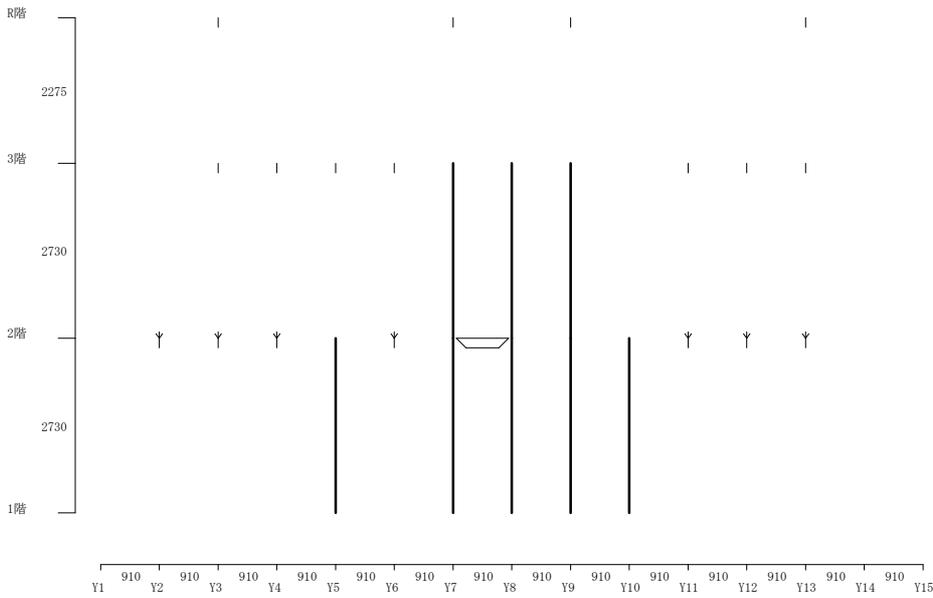
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X4 通り



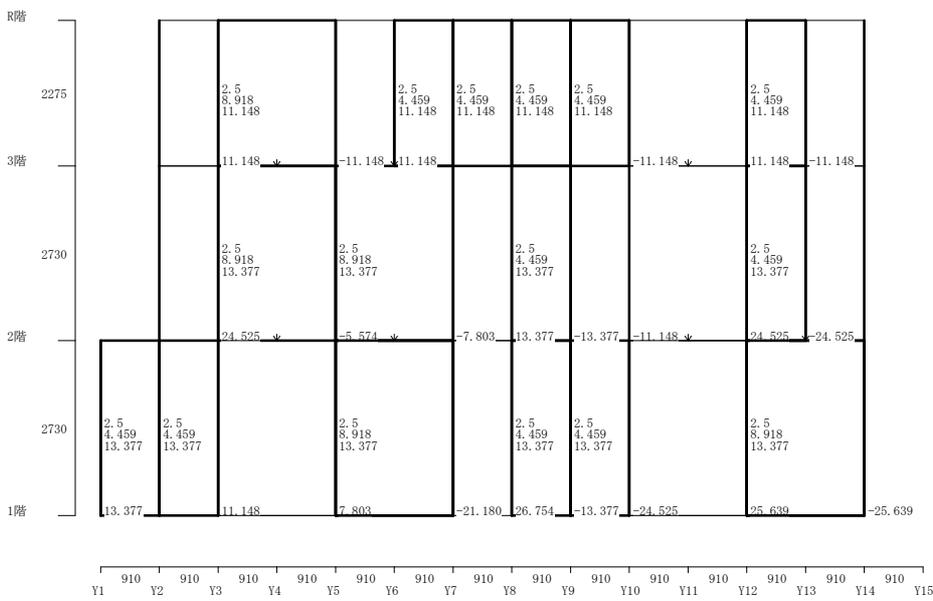
Y方向 X4.5 通り



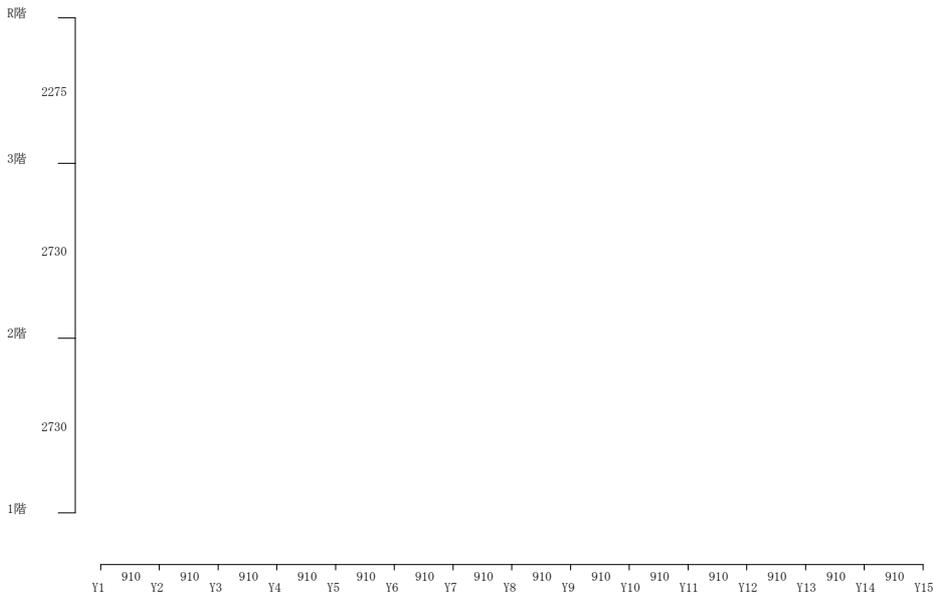
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X5 通り



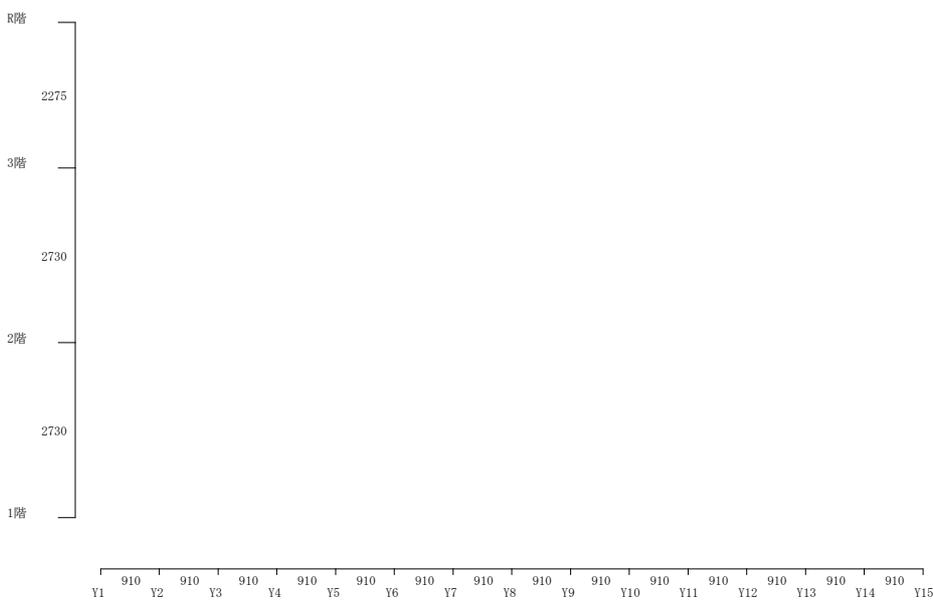
Y方向 X6 通り



<<< 負加力時 >>>
Y方向 X7 通り



Y方向 X8 通り



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)
Y1 X1	1	外壁 バルコニー	0.350 × 2.730 × 2.730 2.170 × 1.035	2.609 2.246	4.855	4.855
Y1 X6	1	外壁 バルコニー	0.350 × 2.730 × 2.730 2.170 × 1.035	2.609 2.246	4.855	4.855
Y2 X1	3	屋根 外壁	0.550 × 2.113 0.350 × 2.730 × 2.275	1.162 2.174	3.336	3.336
	2	床 外壁	1.960 × 1.035 0.350 × 2.730 × 2.730	2.029 2.609	4.637	7.973
	1	床 外壁 バルコニー	1.960 × 1.035 0.350 × 0.910 × 2.730 2.170 × 1.035	2.029 0.870 2.246	5.145	13.118
Y2 X6	3	屋根 外壁	0.550 × 2.113 0.350 × 2.730 × 2.275	1.162 2.174	3.336	3.336
	2	床 外壁	1.960 × 1.035 0.350 × 2.730 × 2.730	2.029 2.609	4.637	7.973
	1	床 外壁 バルコニー	1.960 × 1.035 0.350 × 0.910 × 2.730 2.170 × 1.035	2.029 0.870 2.246	5.145	13.118
Y3 X1	3	屋根 外壁	0.550 × 4.549 0.350 × 1.365 × 2.275	2.502 1.087	3.589	3.589
	2	床 外壁	1.960 × 3.105 0.350 × 1.365 × 2.730	6.087 1.304	7.391	10.980
	1	床 外壁	1.960 × 3.105 0.350 × 1.365 × 2.730	6.087 1.304	7.391	18.371
Y3 X6	3	屋根 外壁	0.550 × 4.549 0.350 × 1.365 × 2.275	2.502 1.087	3.589	3.589
	2	床 外壁	1.960 × 3.105 0.350 × 1.365 × 2.730	6.087 1.304	7.391	10.980
	1	床 外壁	1.960 × 3.105 0.350 × 1.365 × 2.730	6.087 1.304	7.391	18.371
Y5 X1	3	屋根 外壁	0.550 × 2.272 0.350 × 1.365 × 2.275	1.250 1.087	2.336	2.336
	2	床 外壁	1.960 × 3.105 0.350 × 1.365 × 2.730	6.087 1.304	7.391	9.727
	1	床 外壁 Y6 X1 より	1.960 × 3.119 0.350 × 1.820 × 2.730	6.114 1.739 3.141	10.994	20.721
Y5 X3.5	1	床 内壁	1.960 × 1.228 0.350 × 0.227 × 2.730	2.408 0.217	2.625	2.625
Y5 X4	1	床 内壁	1.960 × 0.621 0.350 × 0.683 × 2.730	1.217 0.652	1.869	1.869
Y5 X5	1	床 内壁	1.960 × 0.794 0.350 × 0.455 × 2.730	1.555 0.435	1.990	1.990
Y5 X6	3	屋根 外壁	0.550 × 2.272 0.350 × 1.365 × 2.275	1.250 1.087	2.336	2.336
	2	床 外壁 Y6 X6 より	1.960 × 4.141 0.350 × 1.820 × 2.730	8.115 1.739 0.678	10.532	12.868
	1	床 外壁	1.960 × 2.519 0.350 × 1.820 × 2.730	4.937 1.739	6.676	19.544
Y6 X1	3	屋根 外壁	0.550 × 1.147 0.350 × 0.910 × 2.275	0.631 0.725	1.355	1.355

位置	階	項目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P(kN)	Σ P(kN)
Y6 X1	2	床 外壁	1.960 × 2.070 0.350 × 0.910 × 2.730	4.058 0.870	4.927	6.282
Y6 X6	3	屋根 外壁	0.550 × 1.147 0.350 × 0.910 × 2.275	0.631 0.725	1.355	1.355
Y7 X1	3	屋根 外壁	0.550 × 0.819 0.350 × 0.910 × 2.275	0.450 0.725	1.175	1.175
	2	床 外壁	1.960 × 0.431 0.350 × 0.910 × 2.730	0.845 0.870	1.715	2.890
	1	床 外壁 Y6 X1 より	1.960 × 1.466 0.350 × 1.365 × 2.730	2.874 1.304 3.141	7.320	10.209
Y7 X2	3	屋根 内壁	0.550 × 1.225 0.350 × 0.455 × 2.275	0.674 0.362	1.036	1.036
	2	床 内壁	1.960 × 0.828 0.350 × 0.455 × 2.730	1.623 0.435	2.058	3.094
	1	床 内壁	1.960 × 0.828 0.350 × 0.455 × 2.730	1.623 0.435	2.058	5.152
Y7 X3	3	屋根 内壁	0.550 × 2.438 0.350 × 1.138 × 2.275	1.341 0.906	2.247	2.247
	2	床 内壁 Y7 X4.5 より	1.960 × 1.225 0.350 × 1.365 × 2.730	2.401 1.304 0.463	4.168	6.415
	1	床 内壁	1.960 × 0.811 0.350 × 0.910 × 2.730	1.589 0.870	2.459	8.874
Y7 X4	1	床 内壁	1.960 × 0.811 0.350 × 0.910 × 2.730	1.589 0.870	2.459	2.459
Y7 X4.5	3	屋根 内壁	0.550 × 2.381 0.350 × 0.682 × 2.275	1.309 0.543	1.853	1.853
Y7 X5	2	床 内壁 Y7 X4.5 より	1.960 × 1.208 0.350 × 0.910 × 2.730	2.367 0.870 1.390	4.626	4.626
	1	床 内壁	1.960 × 0.828 0.350 × 0.455 × 2.730	1.623 0.435	2.058	6.684
Y7 X6	3	屋根 外壁	0.550 × 1.089 0.350 × 0.910 × 2.275	0.599 0.725	1.324	1.324
	2	床 外壁 Y6 X6 より	1.960 × 1.484 0.350 × 1.365 × 2.730	2.908 1.304 0.678	4.890	6.213
	1	床 外壁	1.960 × 1.466 0.350 × 1.365 × 2.730	2.874 1.304	4.178	10.392
Y8 X1	3	屋根 外壁	0.550 × 0.767 0.350 × 0.910 × 2.275	0.422 0.725	1.146	1.146
	2	床 外壁	1.960 × 0.431 0.350 × 0.910 × 2.730	0.845 0.870	1.715	2.861
	1	床	1.960 × 0.431	0.845	1.715	4.576

位置	階	項目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P(kN)	Σ P(kN)
Y8 X1	1	外壁	0.350 × 0.910 × 2.730	0.870	1.715	4.576
Y8 X2	3	屋根 内壁	0.550 × 1.208 0.350 × 0.910 × 2.275	0.664 0.725	1.389	1.389
	2	床 内壁	1.960 × 1.234 0.350 × 0.910 × 2.730	2.418 0.870	3.287	4.676
	1	床 内壁	1.960 × 0.828 0.350 × 0.455 × 2.730	1.623 0.435	2.058	6.734
Y8 X3	1	床 内壁	1.960 × 0.811 0.350 × 0.910 × 2.730	1.589 0.870	2.459	2.459
Y8 X4	3	屋根 内壁	0.550 × 1.035 0.350 × 1.138 × 2.275	0.569 0.906	1.475	1.475
	2	床 内壁 Y8 X4.5 より	1.960 × 1.234 0.350 × 1.365 × 2.730	2.418 1.304 0.584	4.306	5.781
	1	床 内壁	1.960 × 0.811 0.350 × 0.910 × 2.730	1.589 0.870	2.459	8.239
Y8 X4.5	3	屋根 内壁	0.550 × 0.805 0.350 × 0.910 × 2.275	0.443 0.725	1.167	1.167
					Y8 X4 へ Y8 X5 へ	0.584 0.584
Y8 X5	2	床 内壁 Y8 X4.5 より	1.960 × 0.794 0.350 × 0.455 × 2.730	1.555 0.435 0.584	2.574	2.574
	1	床 内壁	1.960 × 0.828 0.350 × 0.455 × 2.730	1.623 0.435	2.058	4.632
Y8 X6	3	屋根 外壁 内壁	0.550 × 0.963 0.350 × 0.910 × 2.275 0.350 × 0.682 × 2.275	0.529 0.725 0.543	1.797	1.797
	2	床 外壁	1.960 × 0.449 0.350 × 0.910 × 2.730	0.879 0.870	1.749	3.546
	1	床 外壁	1.960 × 0.431 0.350 × 0.910 × 2.730	0.845 0.870	1.715	5.261
Y9 X1	3	屋根 外壁	0.550 × 0.819 0.350 × 0.910 × 2.275	0.450 0.725	1.175	1.175
	2	床 外壁 Y9 X2 より	1.960 × 0.644 0.350 × 0.910 × 2.730	1.262 0.870 0.643	2.775	3.950
	1	床 外壁	1.960 × 0.644 0.350 × 0.910 × 2.730	1.262 0.870	2.132	6.082
Y9 X2	3	屋根 内壁	0.550 × 2.191 0.350 × 0.910 × 2.275	1.205 0.725	1.930	1.930
					Y9 X1 へ Y9 X2.5 へ	0.643 1.286
Y9 X2.5	2	床 内壁 Y9 X2 より	1.960 × 1.219 0.350 × 0.683 × 2.730	2.390 0.652 1.286	4.328	4.328
	1	床	1.960 × 1.219	2.390	2.390	6.718
Y9 X4	3	屋根 内壁	0.550 × 3.511 0.350 × 0.910 × 2.275	1.931 0.725	2.656	2.656
	2	床	1.960 × 1.035	2.029	3.116	5.771

位置	階	項目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P(kN)	ΣP(kN)
Y9 X4	2	内壁	0.350 × 1.138 × 2.730	1.087	3.116	5.771
	1	床	1.960 × 1.035	2.029	2.029	7.800
Y9 X5	2	床 内壁	1.960 × 0.794 0.350 × 0.455 × 2.730	1.555 0.435	1.990	1.990
	1	床	1.960 × 0.794	1.555	1.555	3.546
Y9 X6	3	屋根 外壁	0.550 × 1.431 0.350 × 0.910 × 2.275	0.787 0.725	1.512	1.512
	2	床 外壁	1.960 × 0.449 0.350 × 0.910 × 2.730	0.879 0.870	1.749	3.260
	1	床 外壁	1.960 × 0.449 0.350 × 0.910 × 2.730	0.879 0.870	1.749	5.009
Y10 X1	3	屋根 外壁	0.550 × 1.996 0.350 × 1.365 × 2.275	1.098 1.087	2.185	2.185
	2	床 外壁	1.960 × 1.679 0.350 × 1.365 × 2.730	3.291 1.304	4.595	6.780
	1	床 外壁 内壁	1.960 × 1.484 0.350 × 1.365 × 2.730 0.350 × 0.455 × 2.730	2.908 1.304 0.435	4.647	11.427
Y10 X2	1	床 内壁 Y10 X2.5 より	1.960 × 0.794 0.350 × 0.910 × 2.730	1.555 0.870 1.195	3.620	3.620
Y10 X2.5 Y10 X2.5 Y10 X2.5	2 2 2	床	1.960 × 1.219	2.390	2.390 Y10 X2 ~ Y10 X3 ~	2.390 1.195 1.195
Y10 X3	1	床 内壁 Y10 X2.5 より	1.960 × 0.828 0.350 × 0.455 × 2.730	1.623 0.435 1.195	3.253	3.253
Y10 X4	2	床 内壁	1.960 × 1.432 0.350 × 0.910 × 2.730	2.807 0.870	3.676	3.676
	1	床	1.960 × 0.828	1.623	1.623	5.299
Y10 X5	1	床	1.960 × 0.794	1.555	1.555	1.555
Y10 X6	3	屋根 外壁	0.550 × 1.996 0.350 × 1.365 × 2.275	1.098 1.087	2.185	2.185
	2	床 外壁 内壁	1.960 × 1.880 0.350 × 1.365 × 2.730 0.350 × 0.910 × 2.730	3.686 1.304 0.870	5.859	8.044
	1	床 外壁	1.960 × 1.484 0.350 × 1.365 × 2.730	2.908 1.304	4.212	12.256
Y12 X1	3	屋根 外壁	0.550 × 1.996 0.350 × 1.365 × 2.275	1.098 1.087	2.185	2.185
	2	床 外壁	1.960 × 3.105 0.350 × 1.365 × 2.730	6.087 1.304	7.391	9.575
	1	床 外壁 Y13 X1 より	1.960 × 4.141 0.350 × 1.820 × 2.730	8.115 1.739 3.919	13.774	23.349
Y12 X6	3	屋根 外壁	0.550 × 1.996 0.350 × 1.365 × 2.275	1.098 1.087	2.185	2.185
	2	床	1.960 × 3.105	6.087	7.391	9.575

位置	階	項目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P(kN)	ΣP(kN)
Y12 X6	2	外壁	0.350 × 1.365 × 2.730	1.304	7.391	9.575
	1	床 外壁 Y13 X6 より	1.960 × 4.141 0.350 × 1.820 × 2.730	8.115 1.739 3.919	13.774	23.349
Y13 X1	3	屋根 外壁	0.550 × 3.976 0.350 × 0.910 × 2.275	2.187 0.725	2.911	2.911
	2	床 外壁	1.960 × 2.070 0.350 × 0.910 × 2.730	4.058 0.870	4.927 Y12 X1 へ Y14 X1 へ	7.839 3.919 3.919
Y13 X6	3	屋根 外壁	0.550 × 3.976 0.350 × 0.910 × 2.275	2.187 0.725	2.911	2.911
	2	床 外壁	1.960 × 2.070 0.350 × 0.910 × 2.730	4.058 0.870	4.927 Y12 X6 へ Y14 X6 へ	7.839 3.919 3.919
Y14 X1	3	屋根 外壁	0.550 × 2.113 0.350 × 2.730 × 2.275	1.162 2.174	3.336	3.336
	2	床 外壁	1.960 × 1.035 0.350 × 2.730 × 2.730	2.029 2.609	4.637	7.973
	1	床 外壁 Y13 X1 より	1.960 × 2.070 0.350 × 3.185 × 2.730	4.058 3.043 3.919	11.020	18.994
Y14 X6	3	屋根 外壁	0.550 × 2.113 0.350 × 2.730 × 2.275	1.162 2.174	3.336	3.336
	2	床 外壁	1.960 × 1.035 0.350 × 2.730 × 2.730	2.029 2.609	4.637	7.973
	1	床 外壁 Y13 X6 より	1.960 × 2.070 0.350 × 3.185 × 2.730	4.058 3.043 3.919	11.020	18.994

3.1.2.2 柱の積雪時軸力

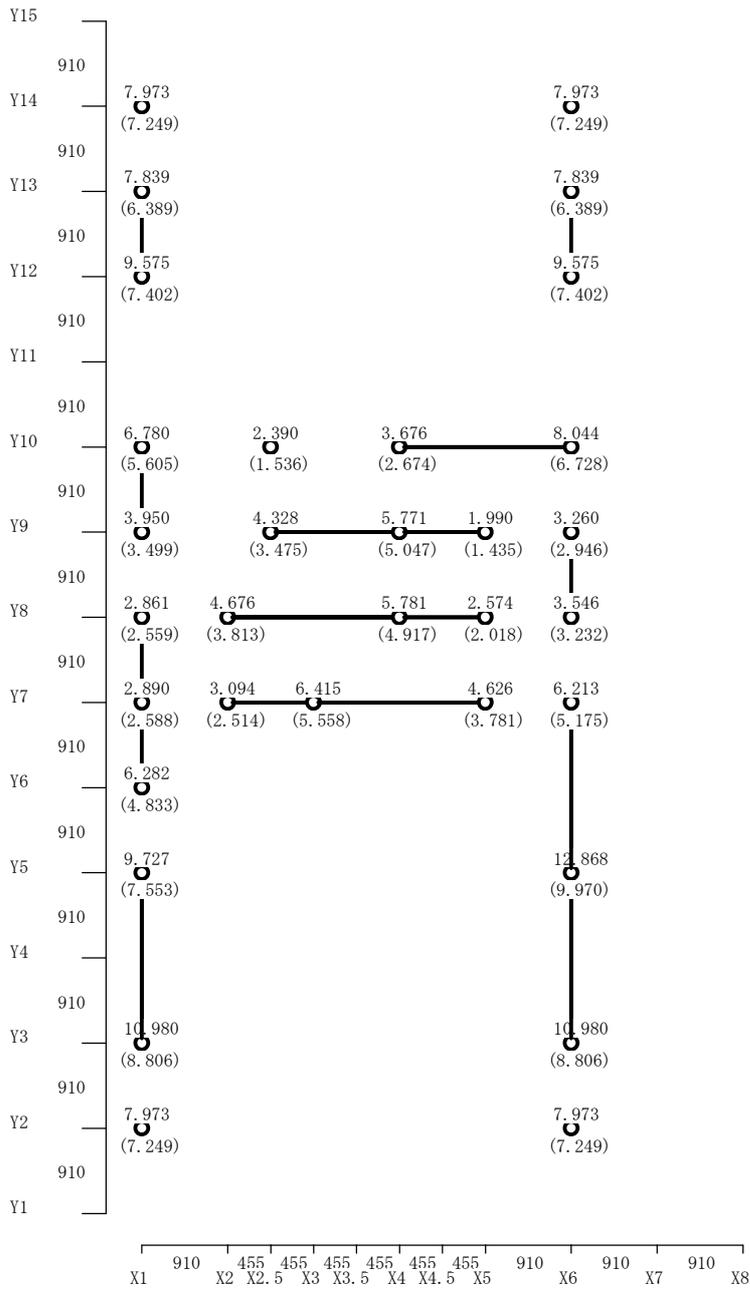
位置	階	項目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P(kN)	Σ P(kN)
Y2 X1	3	屋根	0.580 × 2.113	1.226	1.226	1.226
	2					1.226
	1					1.226
Y2 X6	3	屋根	0.580 × 2.113	1.226	1.226	1.226
	2					1.226
	1					1.226
Y3 X1	3	屋根	0.580 × 4.549	2.639	2.639	2.639
	2					2.639
	1					2.639
Y3 X6	3	屋根	0.580 × 4.549	2.639	2.639	2.639
	2					2.639
	1					2.639
Y5 X1	3	屋根	0.580 × 2.272	1.318	1.318	1.318
	2					1.318
	1	Y6 X1 より		0.333	0.333	1.650
Y5 X6	3	屋根	0.580 × 2.272	1.318	1.318	1.318
	2	Y6 X6 より		0.333	0.333	1.650
	1					1.650
Y6 X1	3	屋根	0.580 × 1.147	0.665	0.665	0.665
	2				Y5 X1 へ Y7 X1 へ	0.333 0.333
Y6 X6	3	屋根	0.580 × 1.147	0.665	0.665	0.665
	2				Y5 X6 へ Y7 X6 へ	0.333 0.333
Y7 X1	3	屋根	0.580 × 0.819	0.475	0.475	0.475
	2					0.475
	1	Y6 X1 より		0.333	0.333	0.807
Y7 X2	3	屋根	0.580 × 1.225	0.710	0.710	0.710
	2					0.710
	1					0.710
Y7 X3	3	屋根	0.580 × 2.438	1.414	1.414	1.414
	2	Y7 X4.5 より		0.345	0.345	1.759
	1					1.759
Y7 X4.5	3	屋根	0.580 × 2.381	1.381	1.381	1.381
	2				Y7 X3 へ Y7 X5 へ	0.345 1.036
Y7 X5	2	Y7 X4.5 より		1.036	1.036	1.036
	1					1.036

位置	階	項目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P(kN)	Σ P(kN)
Y7 X6	3	屋根	0.580 × 1.089	0.632	0.632	0.632
	2	Y6 X6 より		0.333	0.333	0.964
	1					0.964
Y8 X1	3	屋根	0.580 × 0.767	0.445	0.445	0.445
	2					0.445
	1					0.445
Y8 X2	3	屋根	0.580 × 1.208	0.700	0.700	0.700
	2					0.700
	1					0.700
Y8 X4	3	屋根	0.580 × 1.035	0.600	0.600	0.600
	2	Y8 X4.5 より		0.233	0.233	0.834
	1					0.834
Y8 X4.5	3	屋根	0.580 × 0.805	0.467	0.467	0.467
					Y8 X4 へ Y8 X5 へ	0.233
						0.233
Y8 X5	2	Y8 X4.5 より		0.233	0.233	0.233
	1					0.233
Y8 X6	3	屋根	0.580 × 0.963	0.558	0.558	0.558
	2					0.558
	1					0.558
Y9 X1	3	屋根	0.580 × 0.819	0.475	0.475	0.475
	2	Y9 X2 より		0.424	0.424	0.899
	1					0.899
Y9 X2	3	屋根	0.580 × 2.191	1.271	1.271	1.271
					Y9 X1 へ Y9 X2.5 へ	0.424
						0.847
Y9 X2.5	2	Y9 X2 より		0.847	0.847	0.847
	1					0.847
Y9 X4	3	屋根	0.580 × 3.511	2.036	2.036	2.036
	2					2.036
	1					2.036
Y9 X6	3	屋根	0.580 × 1.431	0.830	0.830	0.830
	2					0.830
	1					0.830
Y10 X1	3	屋根	0.580 × 1.996	1.158	1.158	1.158
	2					1.158
	1					1.158
Y10 X6	3	屋根	0.580 × 1.996	1.158	1.158	1.158

位置	階	項目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P(kN)	Σ P(kN)
Y10 X6	2					1.158
	1					1.158
Y12 X1	3	屋根	0.580 × 1.996	1.158	1.158	1.158
	2					1.158
	1	Y13 X1 より		1.153	1.153	2.311
Y12 X6	3	屋根	0.580 × 1.996	1.158	1.158	1.158
	2					1.158
	1	Y13 X6 より		1.153	1.153	2.311
Y13 X1	3	屋根	0.580 × 3.976	2.306	2.306	2.306
	2				Y12 X1 へ Y14 X1 へ	1.153 1.153
Y13 X6	3	屋根	0.580 × 3.976	2.306	2.306	2.306
	2				Y12 X6 へ Y14 X6 へ	1.153 1.153
Y14 X1	3	屋根	0.580 × 2.113	1.226	1.226	1.226
	2					1.226
	1	Y13 X1 より		1.153	1.153	2.379
Y14 X6	3	屋根	0.580 × 2.113	1.226	1.226	1.226
	2					1.226
	1	Y13 X6 より		1.153	1.153	2.379

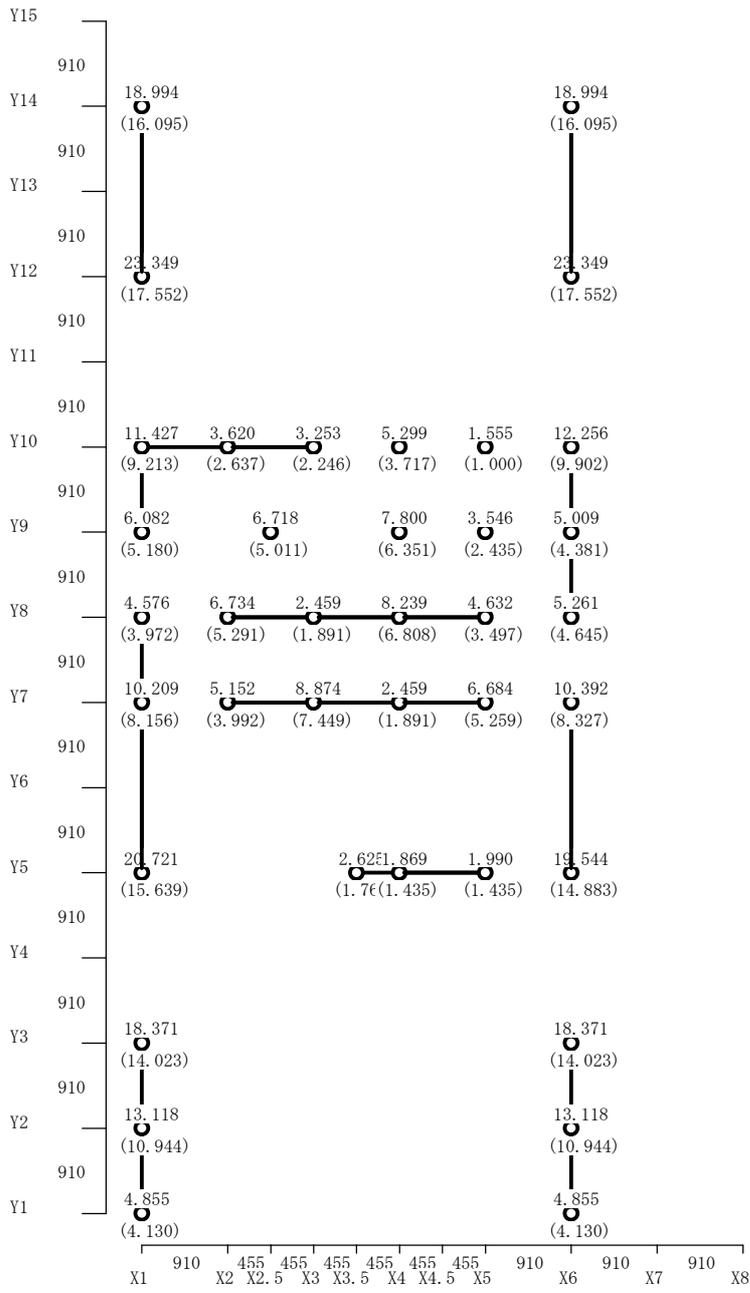
2 階 ()内の数値は地震用荷重

鉛直軸力合計 200.425 (kN)



1 階 ()内の数値は地震用荷重

鉛直軸力合計 346.357(kN)



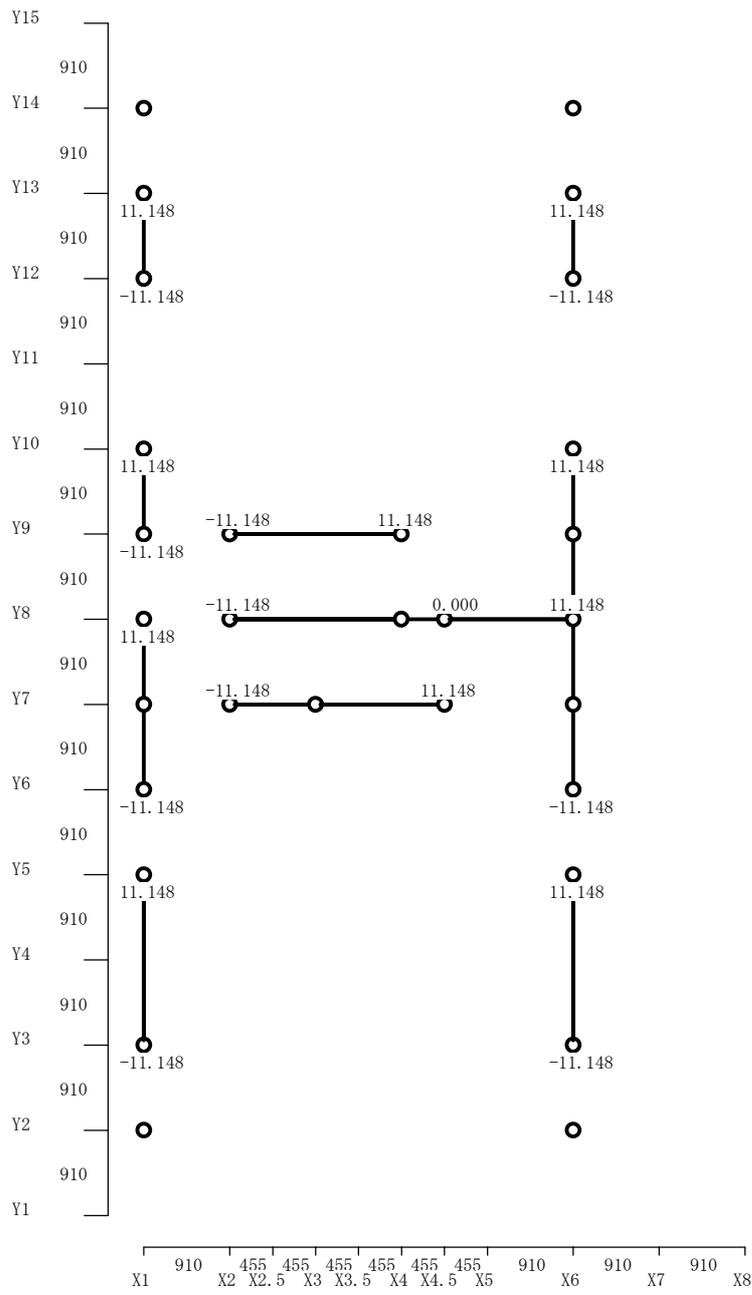
3.1.4 水平力による軸力・引抜き伏図

3.1.4.1 水平力による軸力伏図(許容耐力)

上段：X方向軸力(kN) 下段：Y方向軸力(kN)

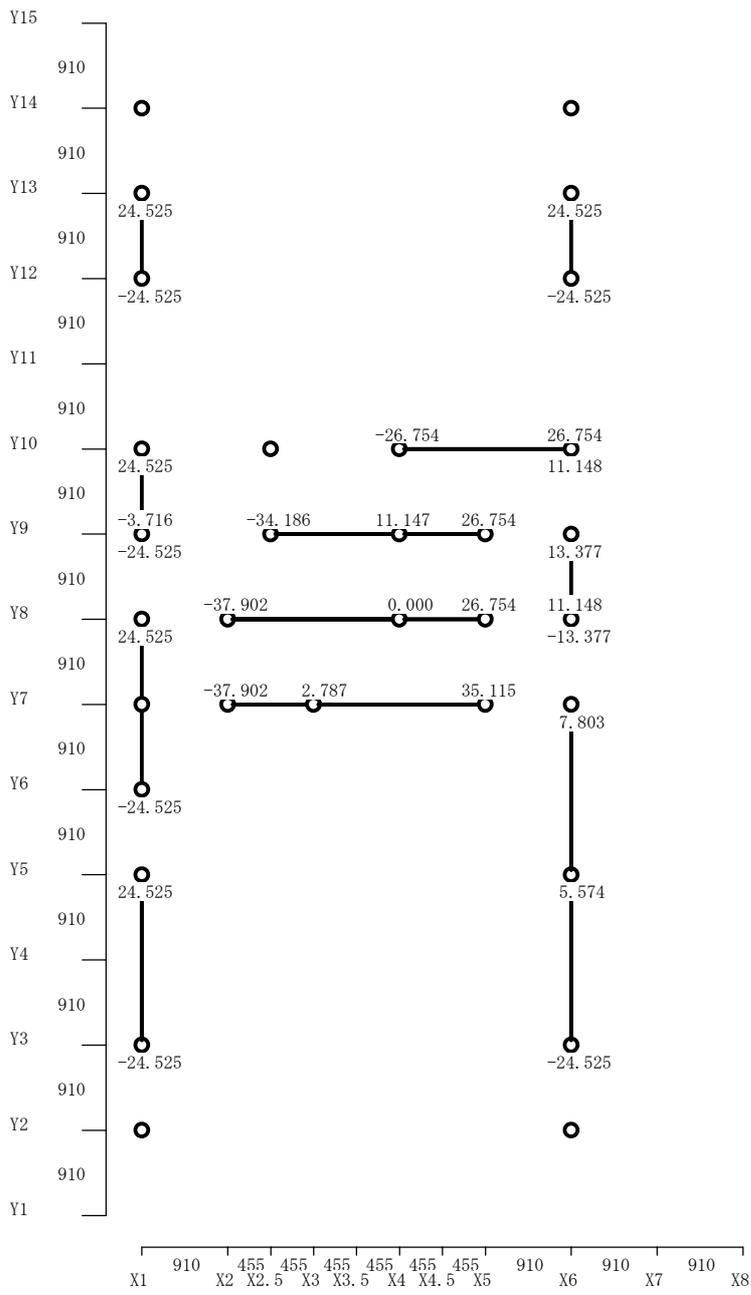
<<< 加力方向未考慮時 >>>

3 階



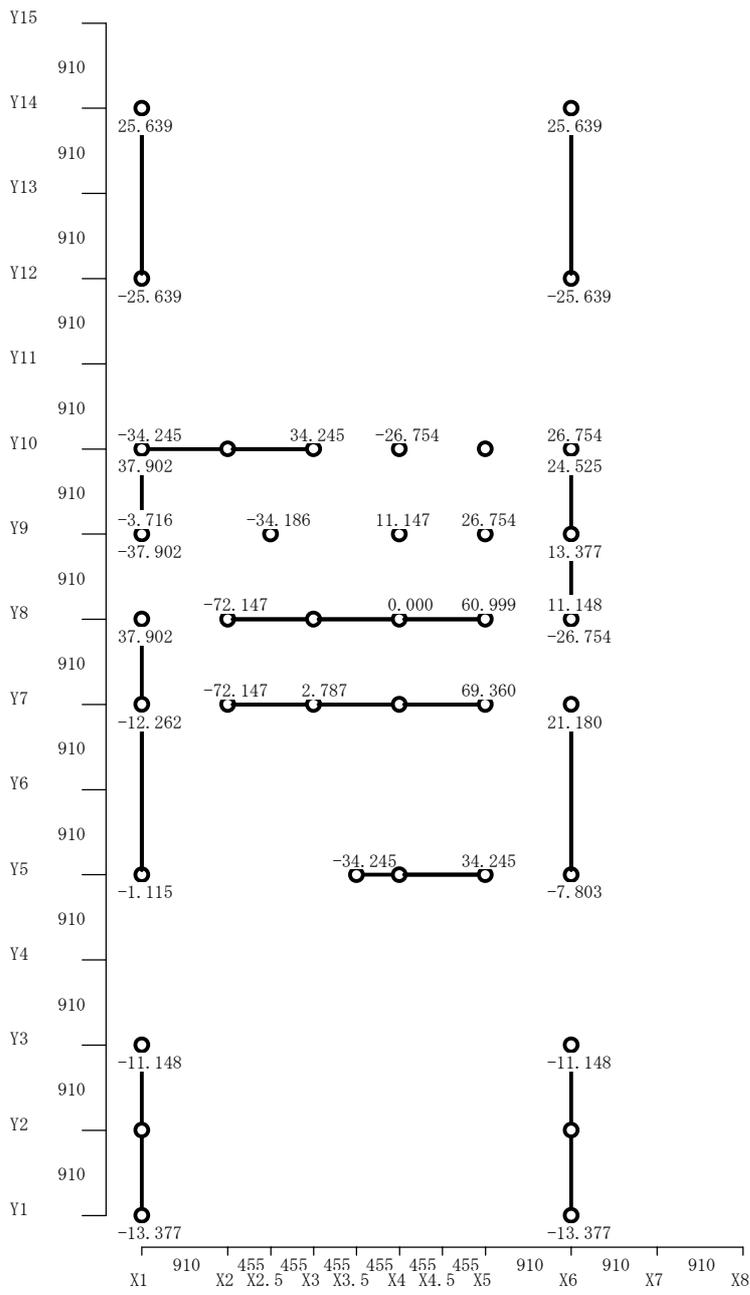
<<< 加力方向未考慮時 >>>

2階



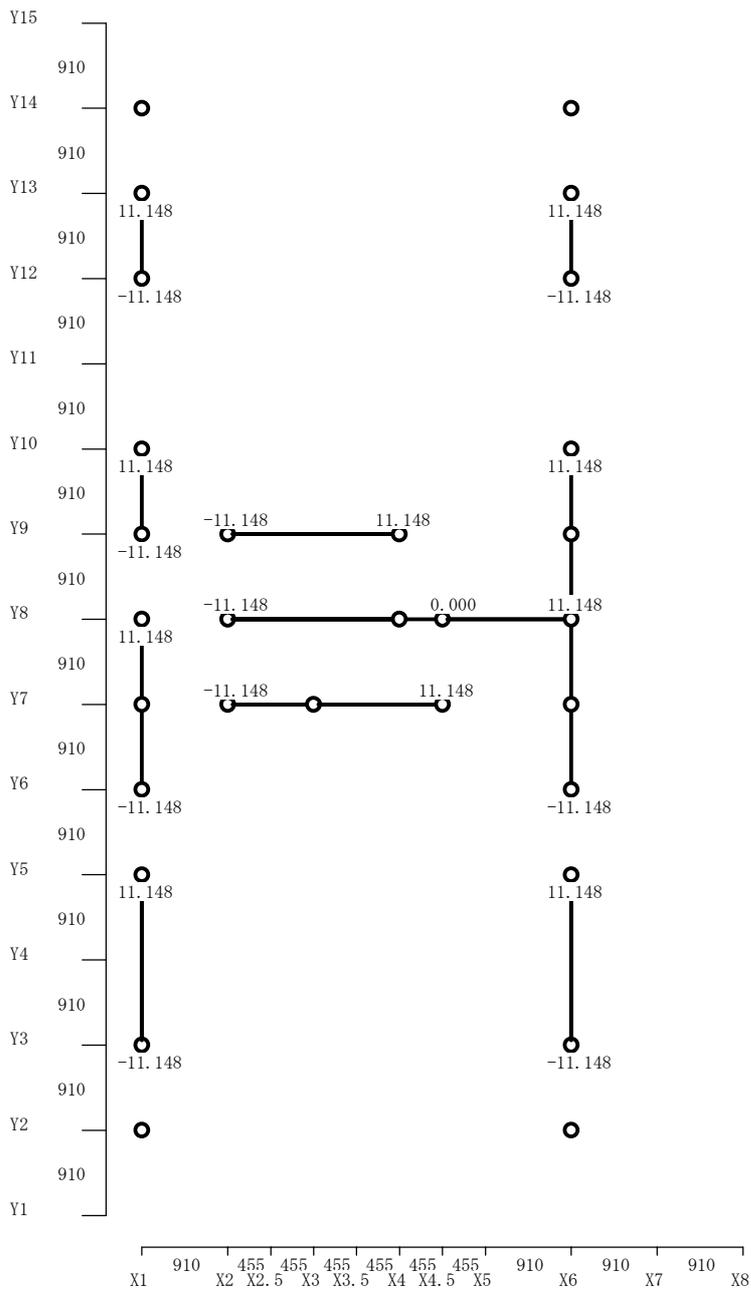
<<< 加力方向未考慮時 >>>

1 階



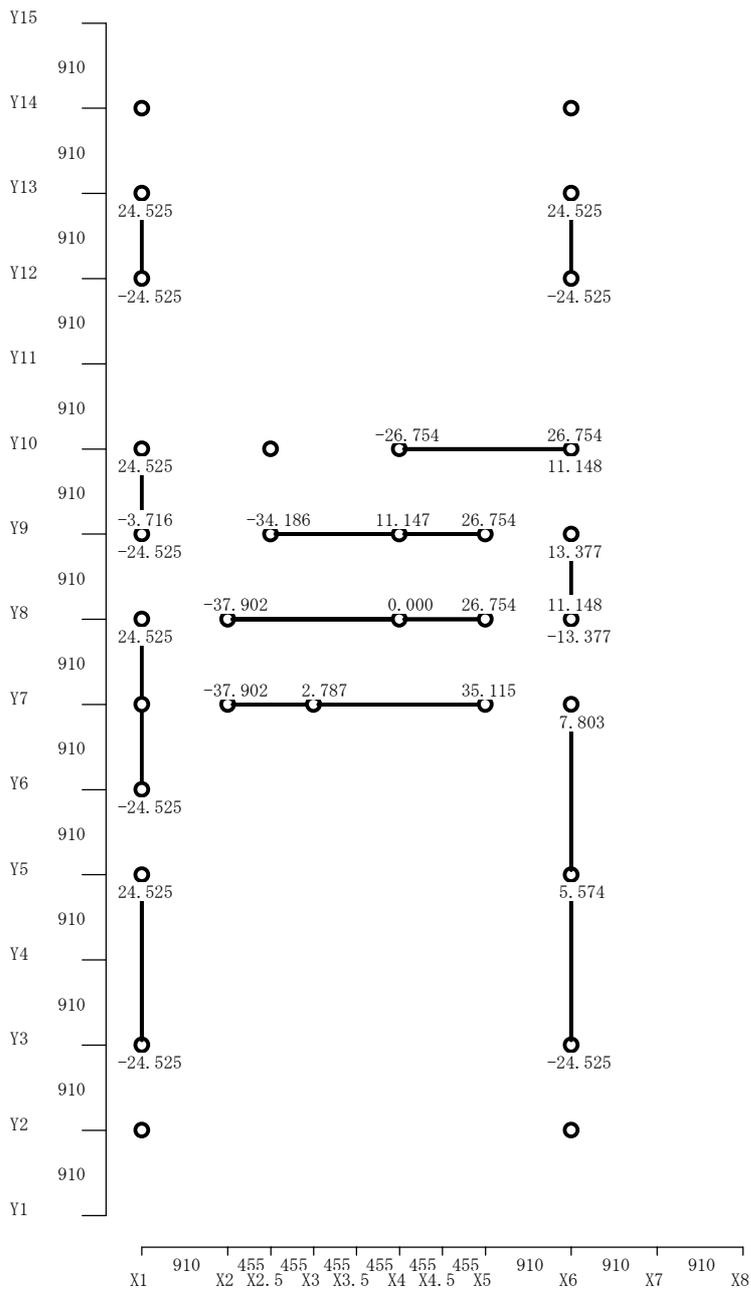
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

3階



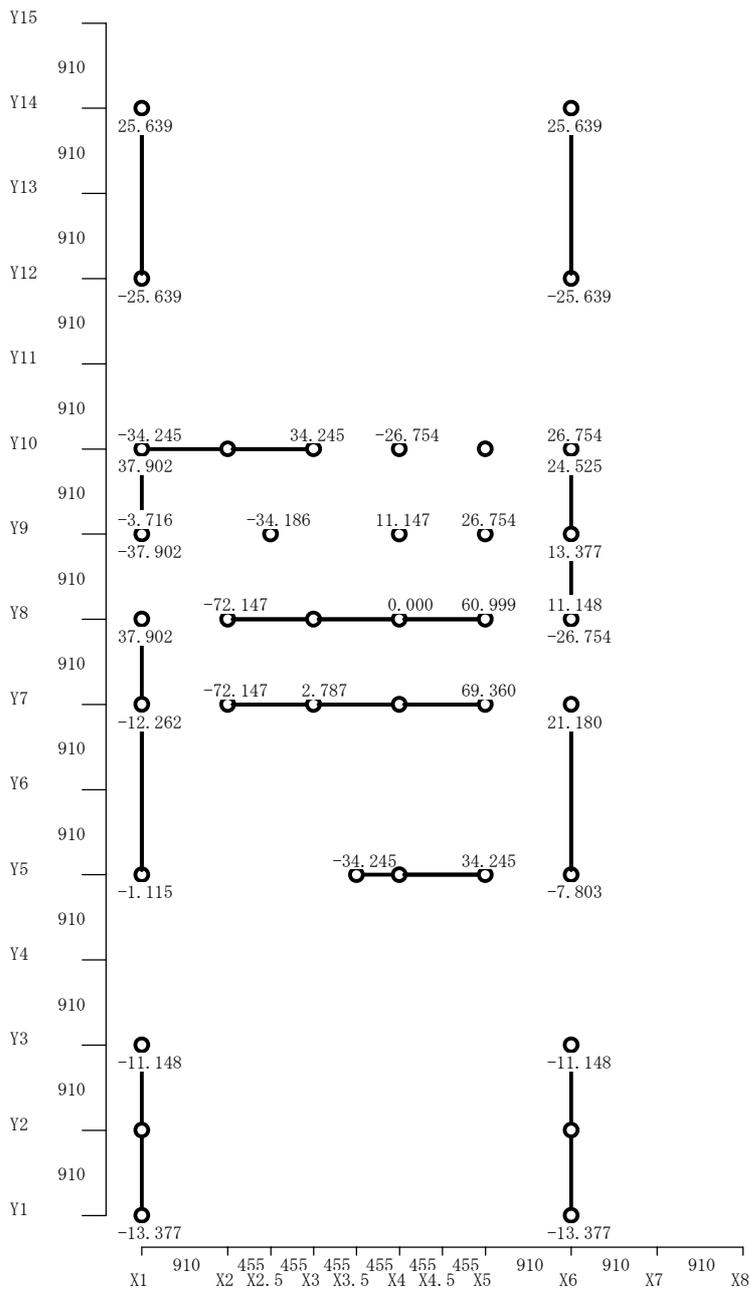
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2階



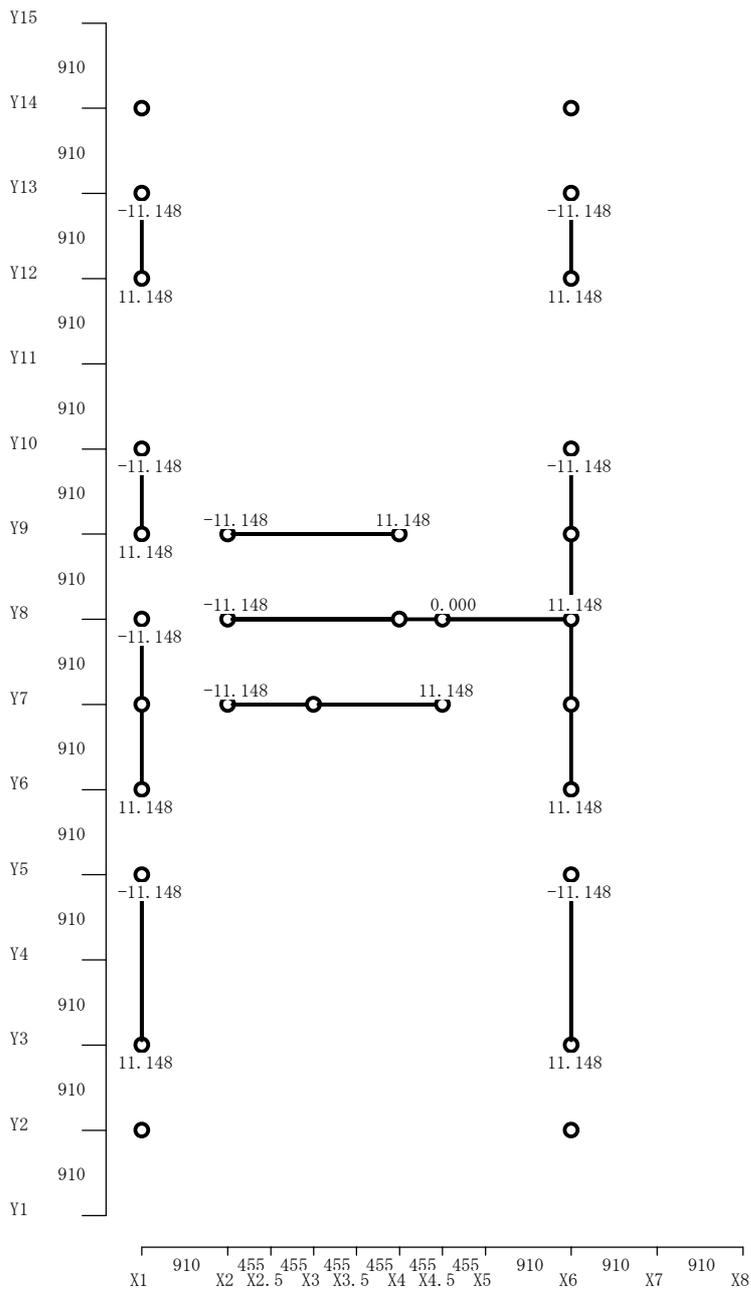
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1階



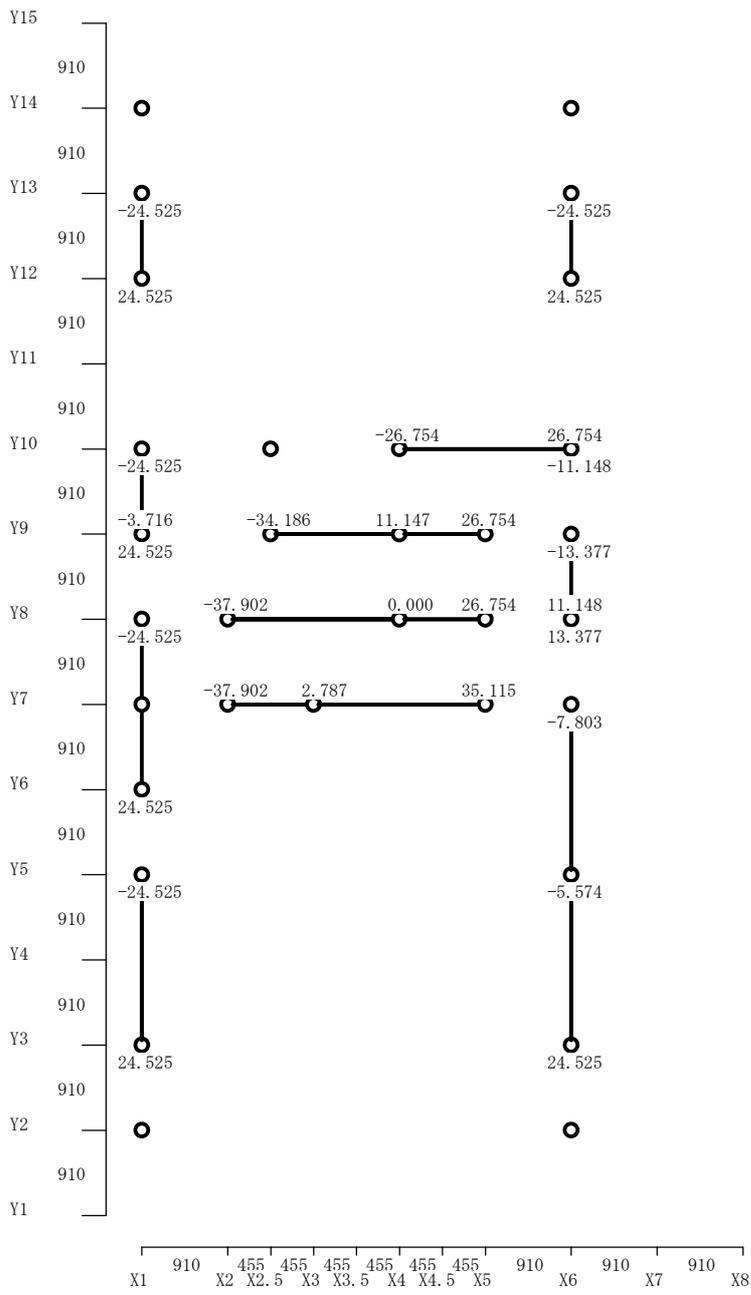
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

3階



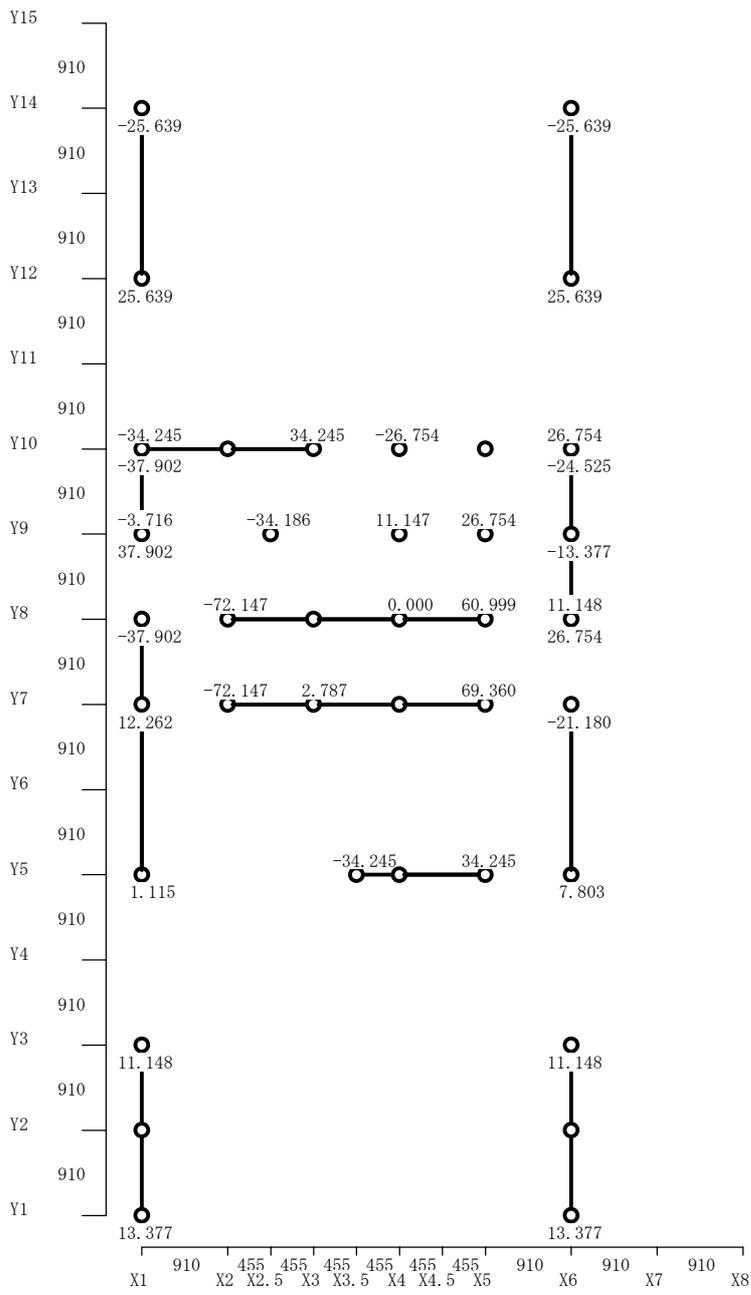
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2階



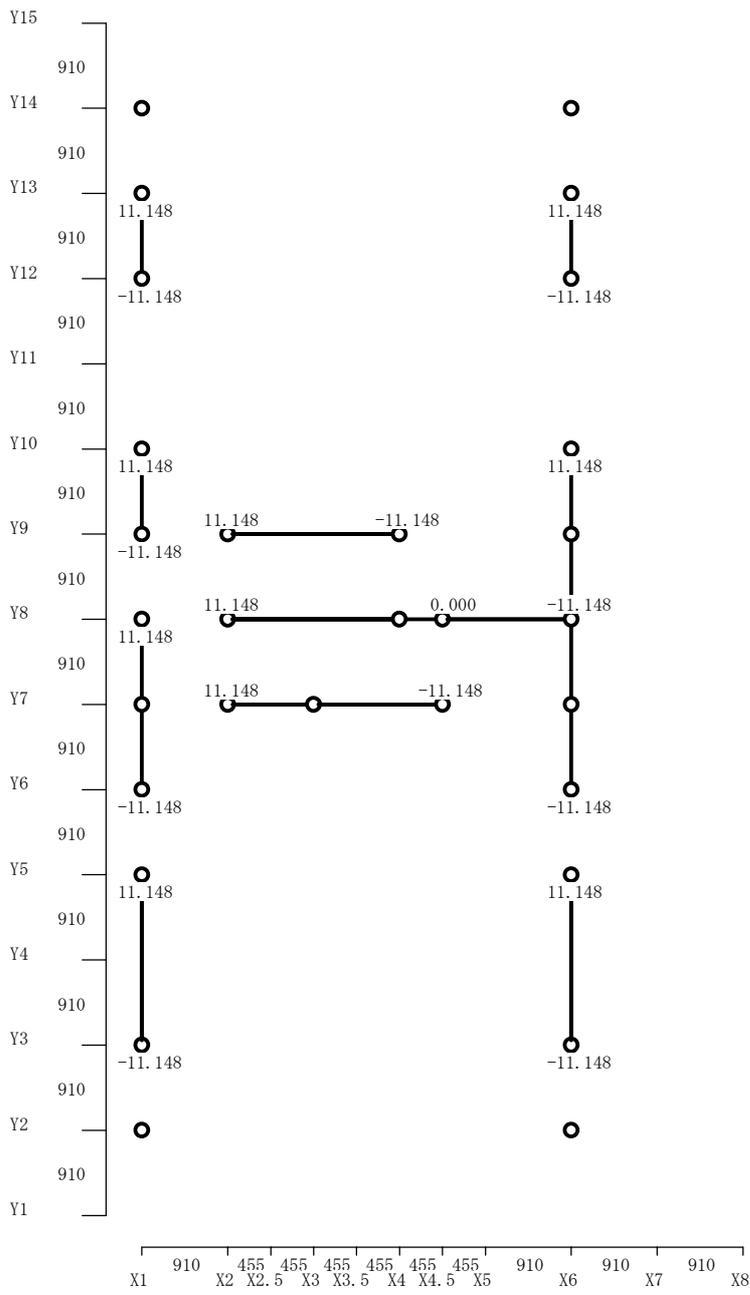
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1階



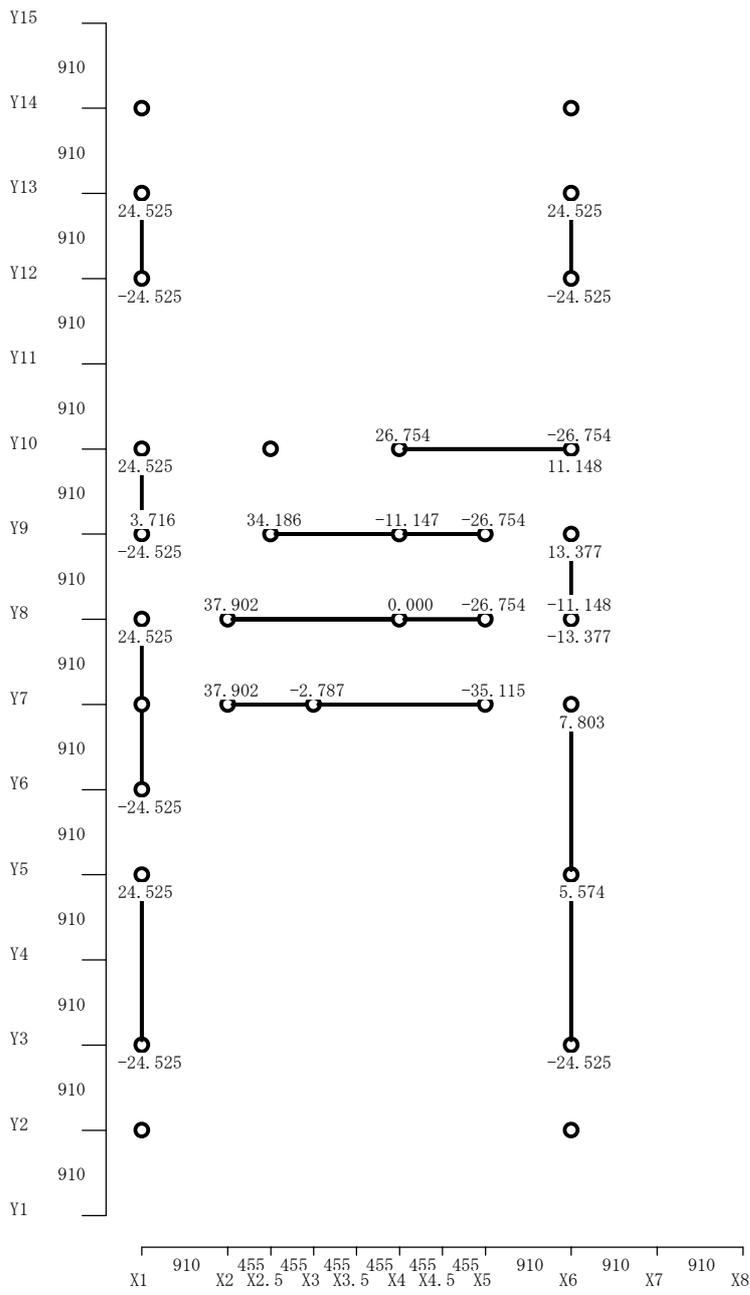
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

3階



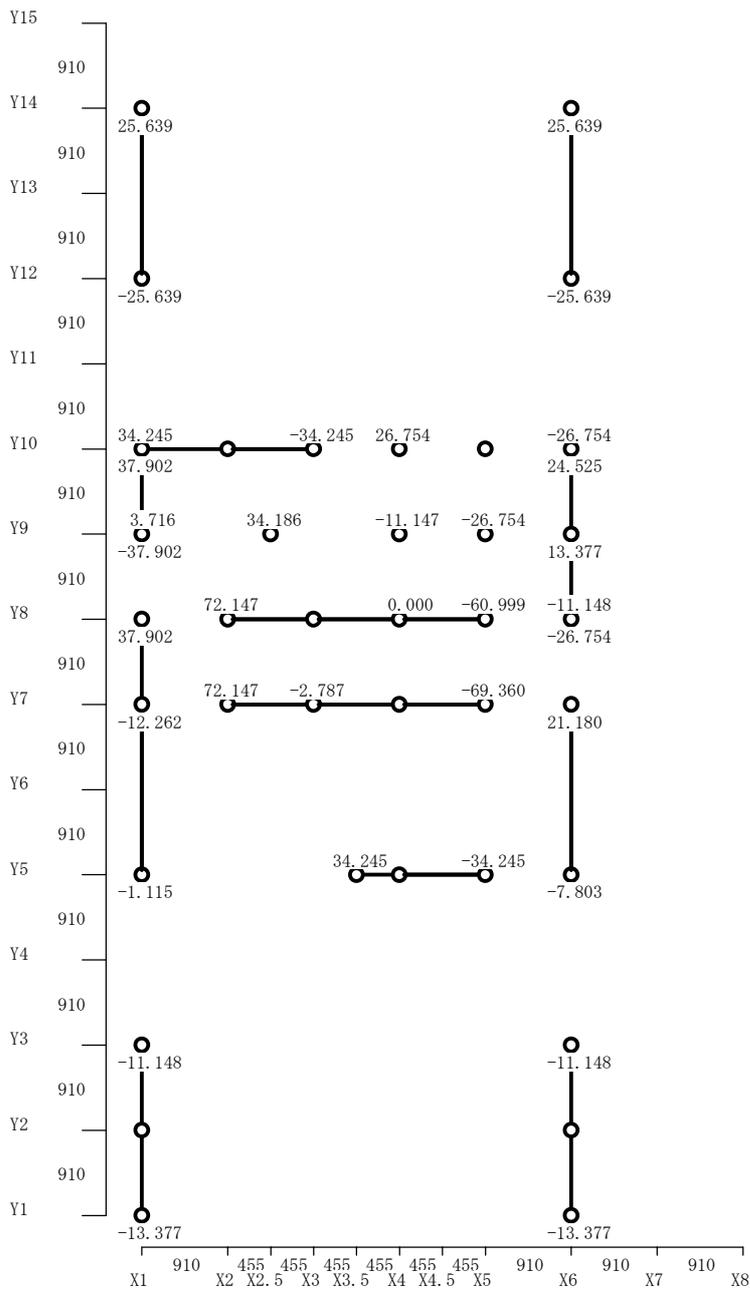
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2階



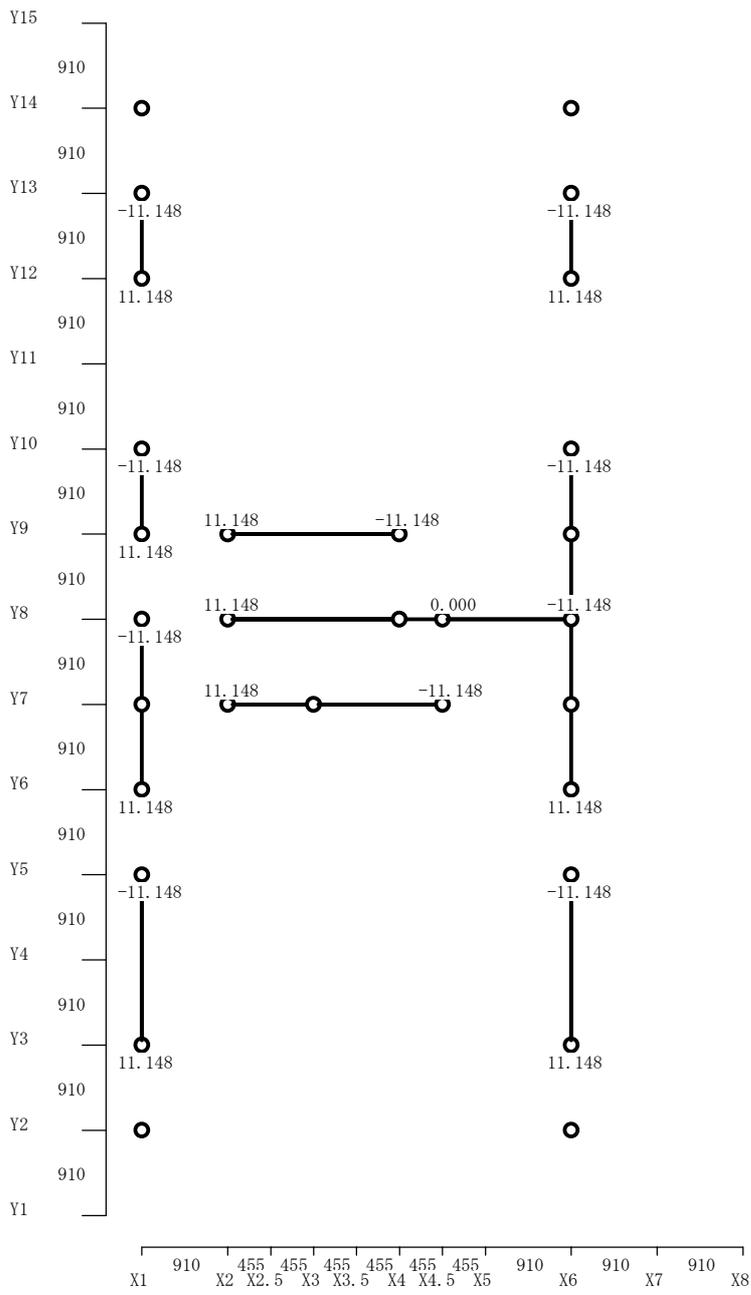
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

1階



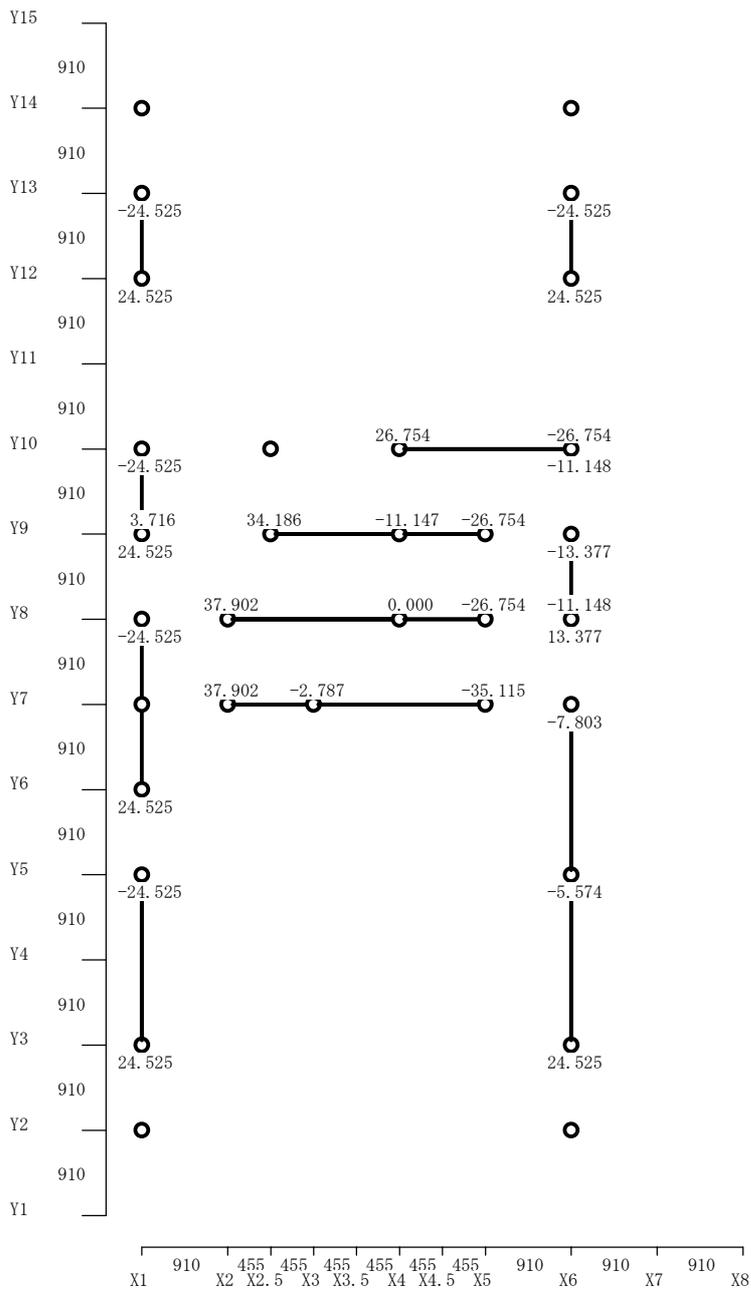
<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

3階



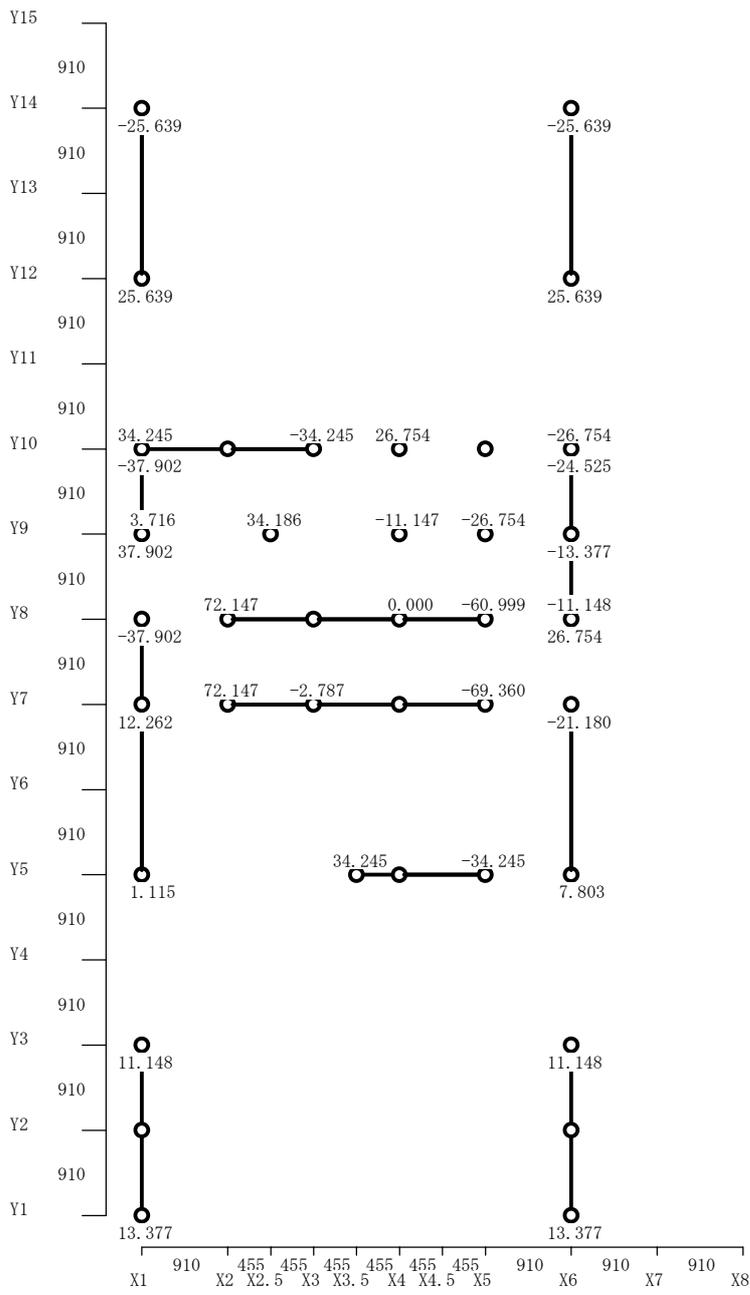
<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2階



<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

1階

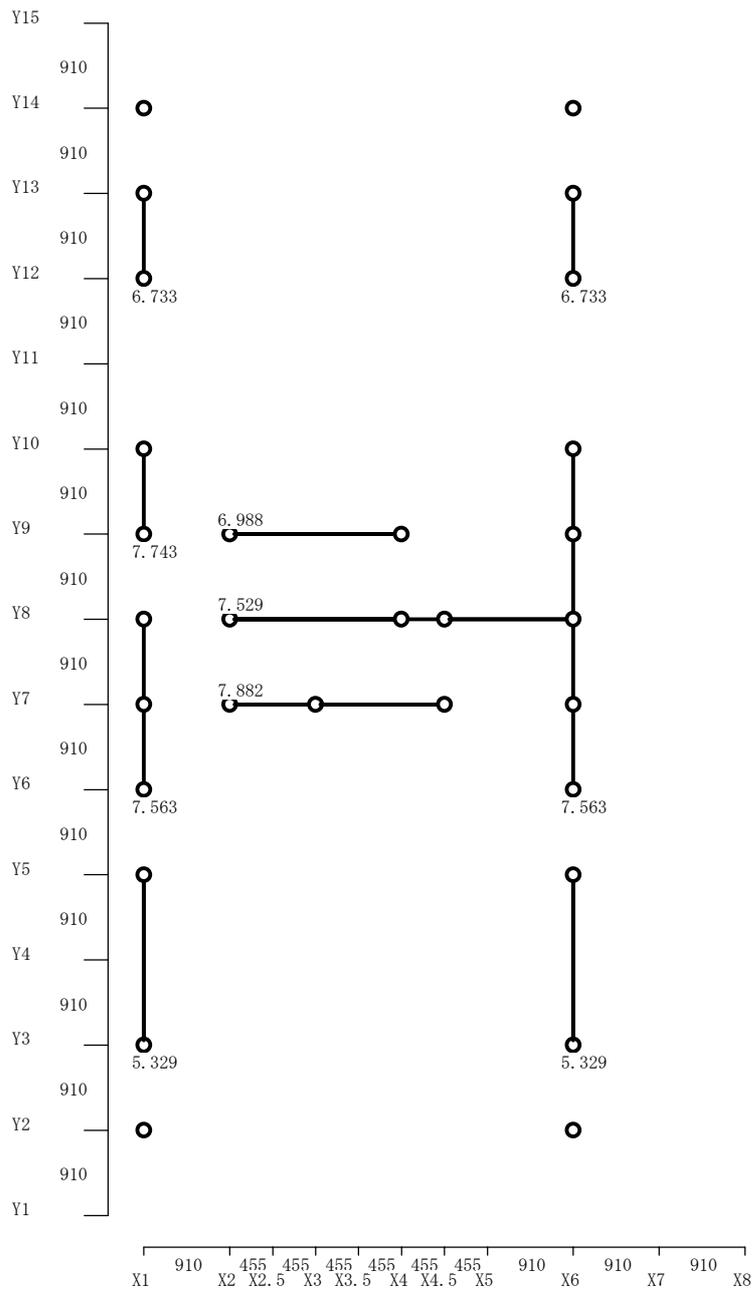


3.1.4.2 水平力による引抜き伏図

上段：X方向引抜き(kN) 下段：Y方向引抜き(kN)

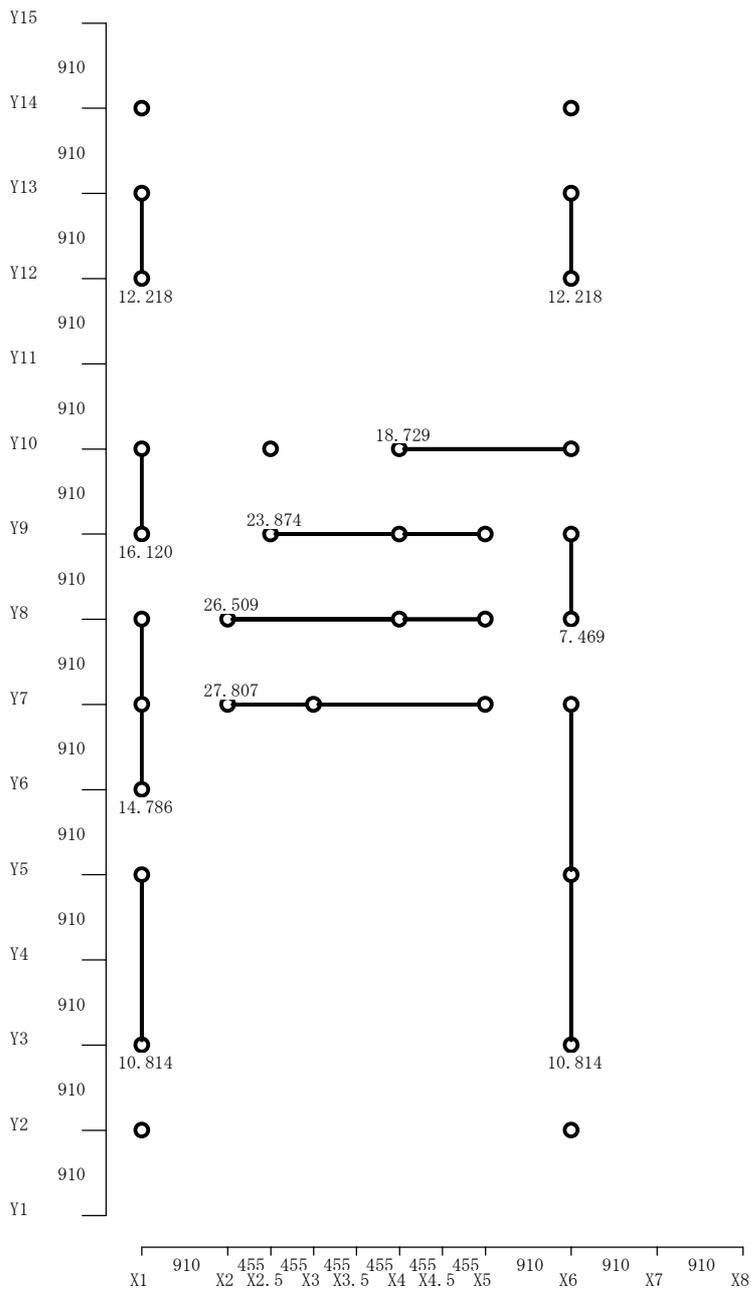
<<< 加力方向未考慮時 >>>

3 階



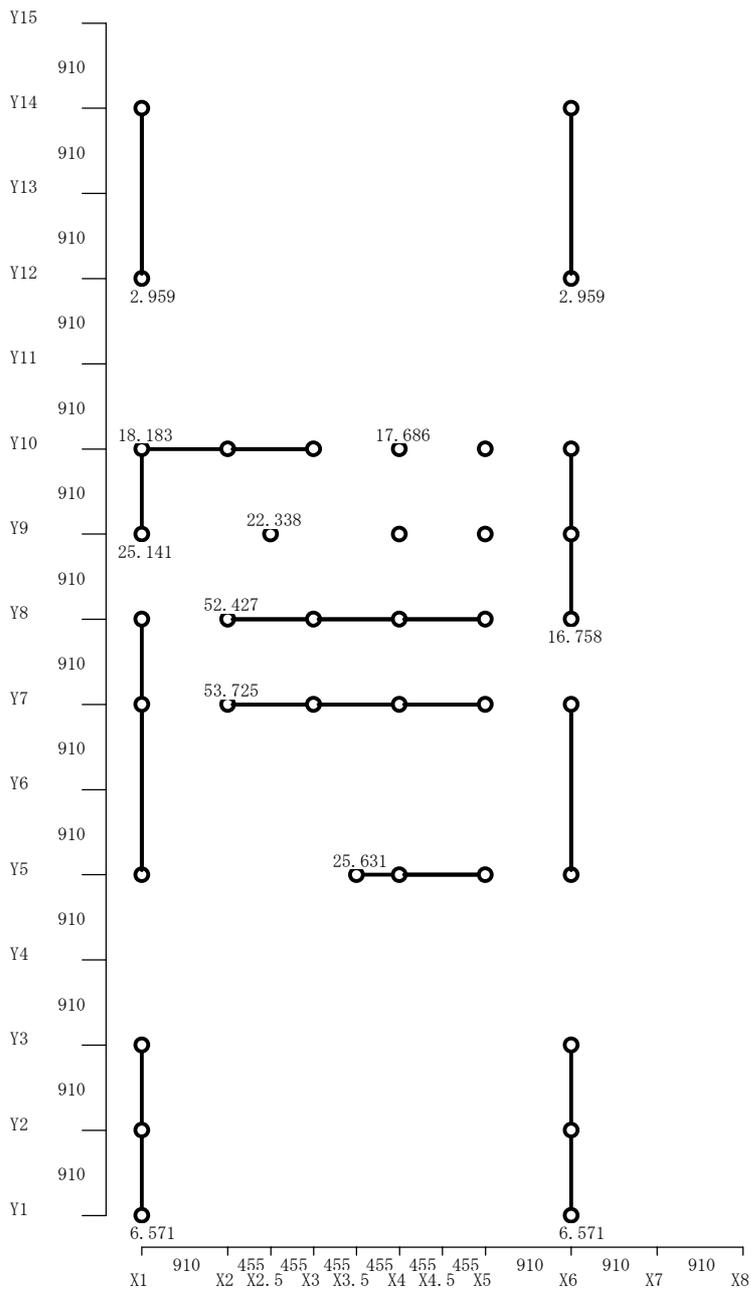
<<< 加力方向未考慮時 >>>

2階



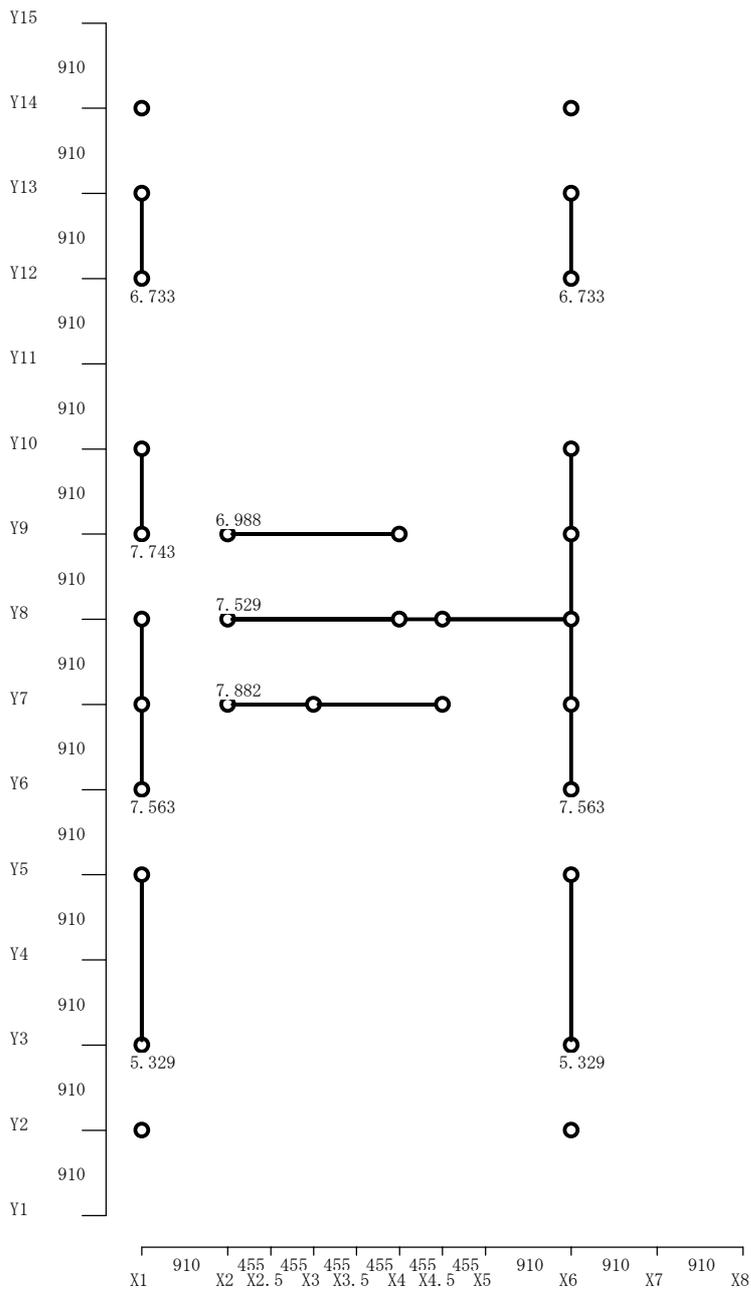
<<< 加力方向未考慮時 >>>

1階



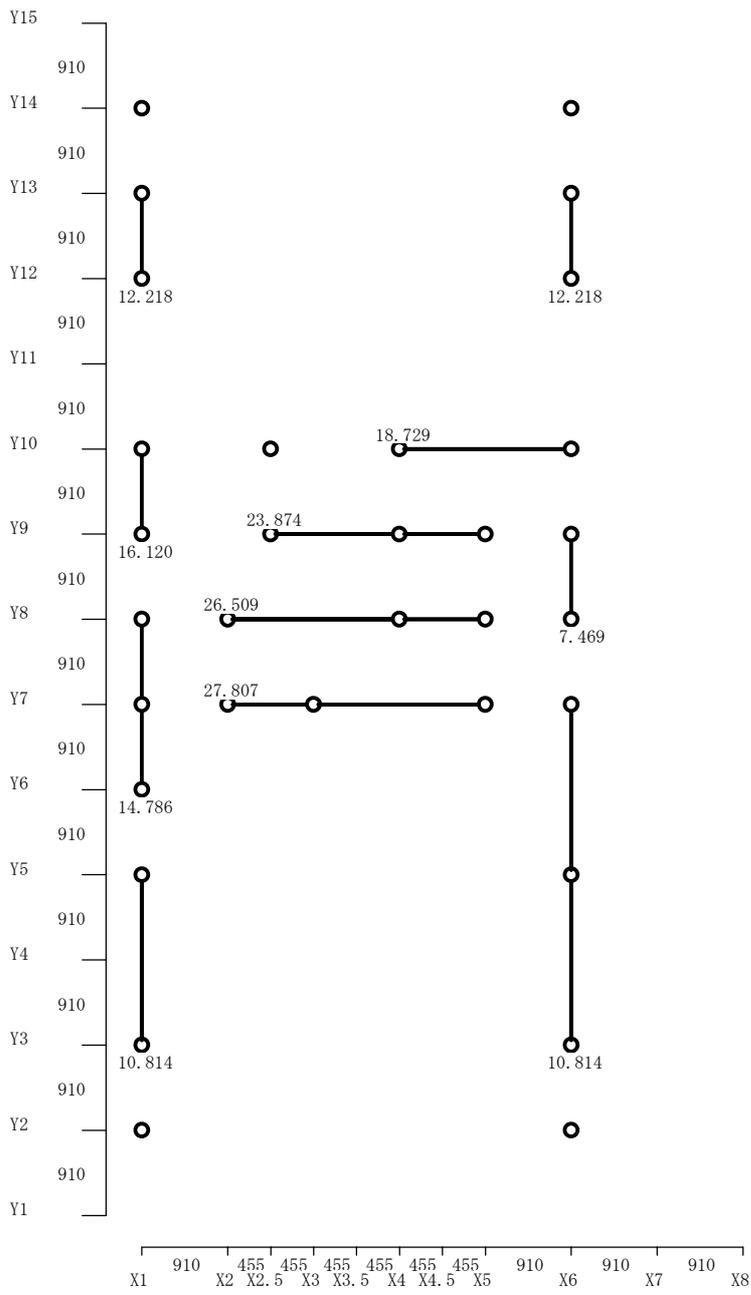
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

3階



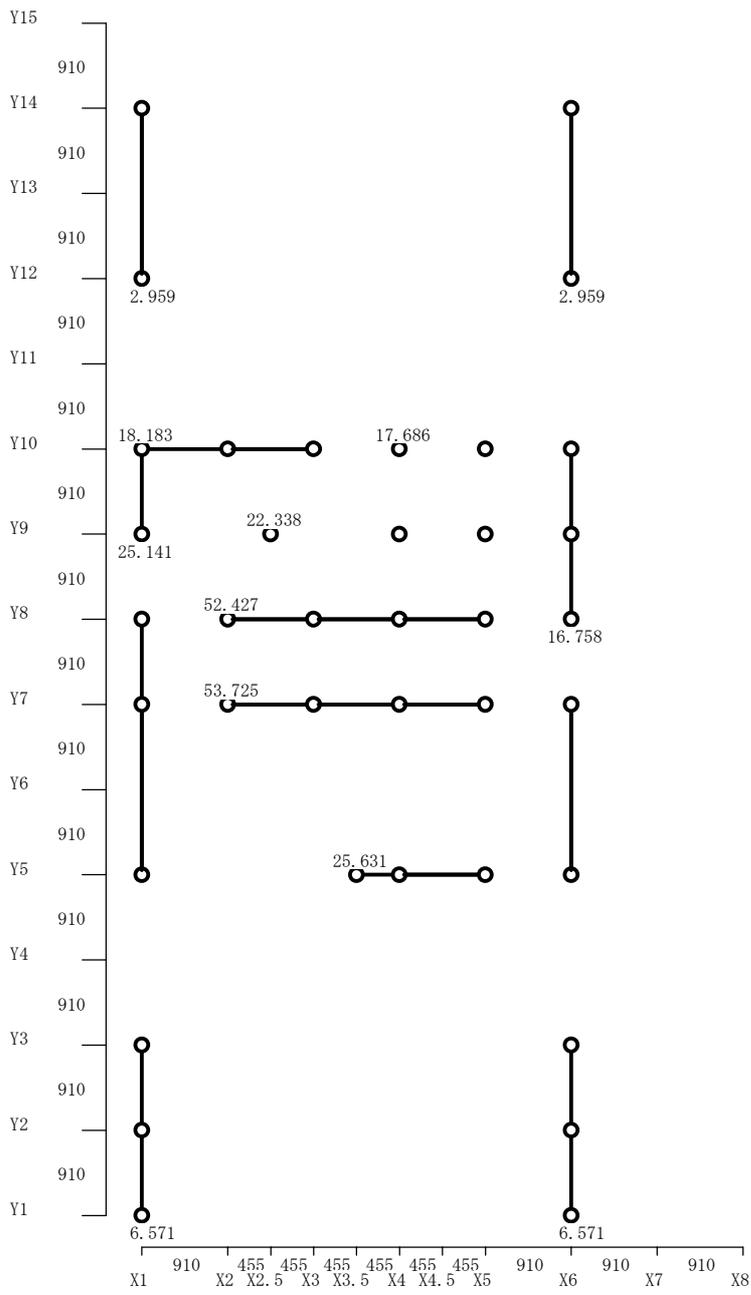
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2階



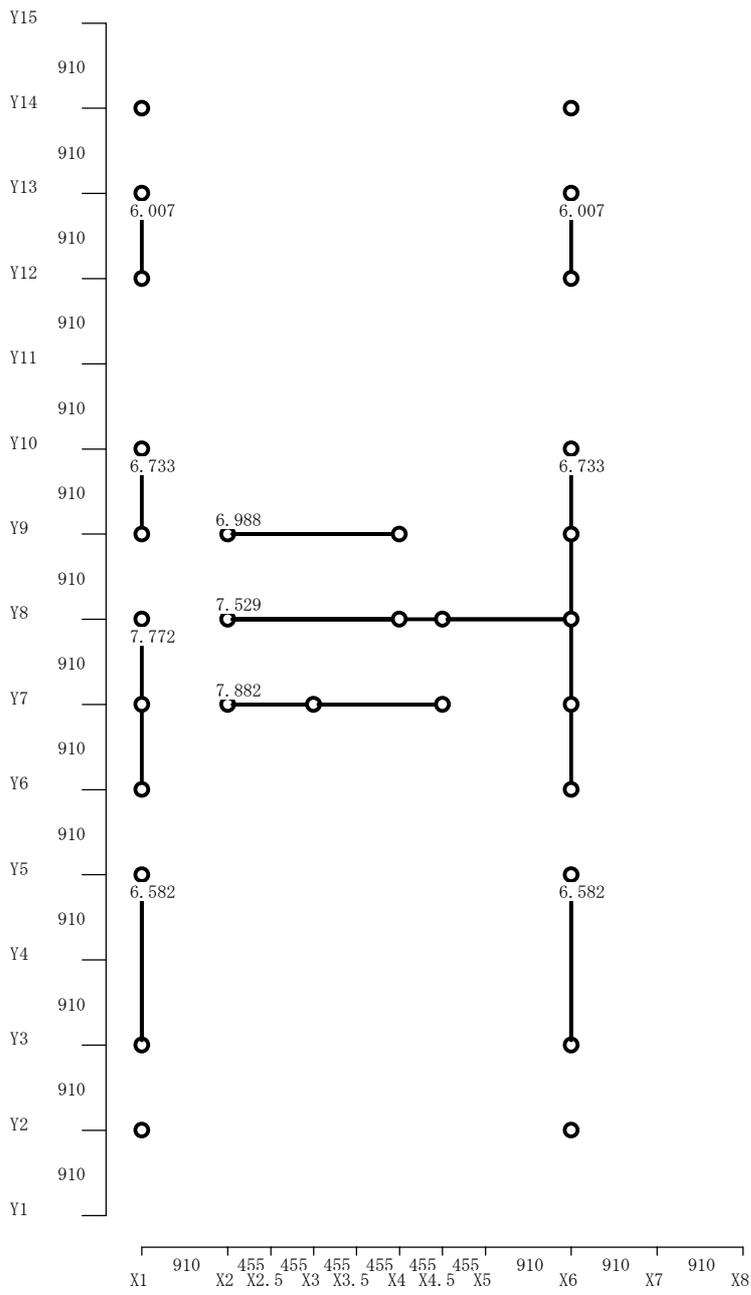
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1階



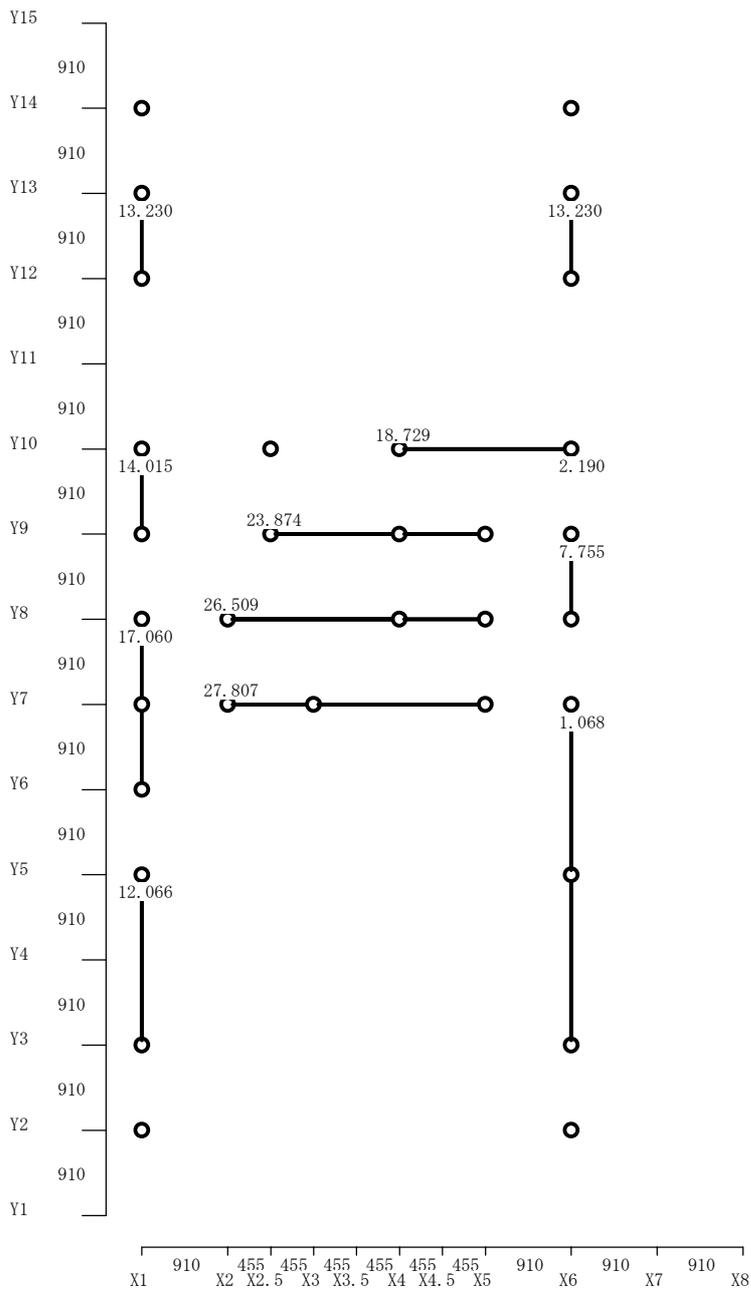
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

3階



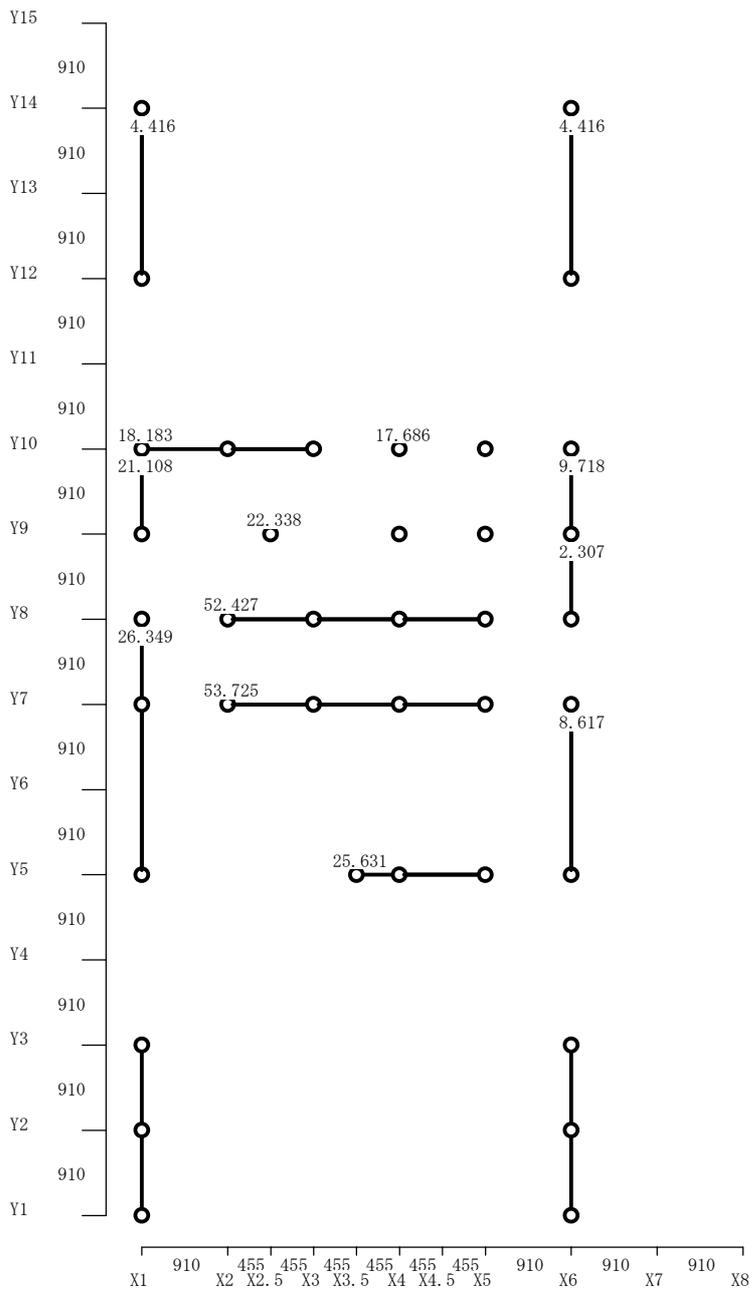
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2階



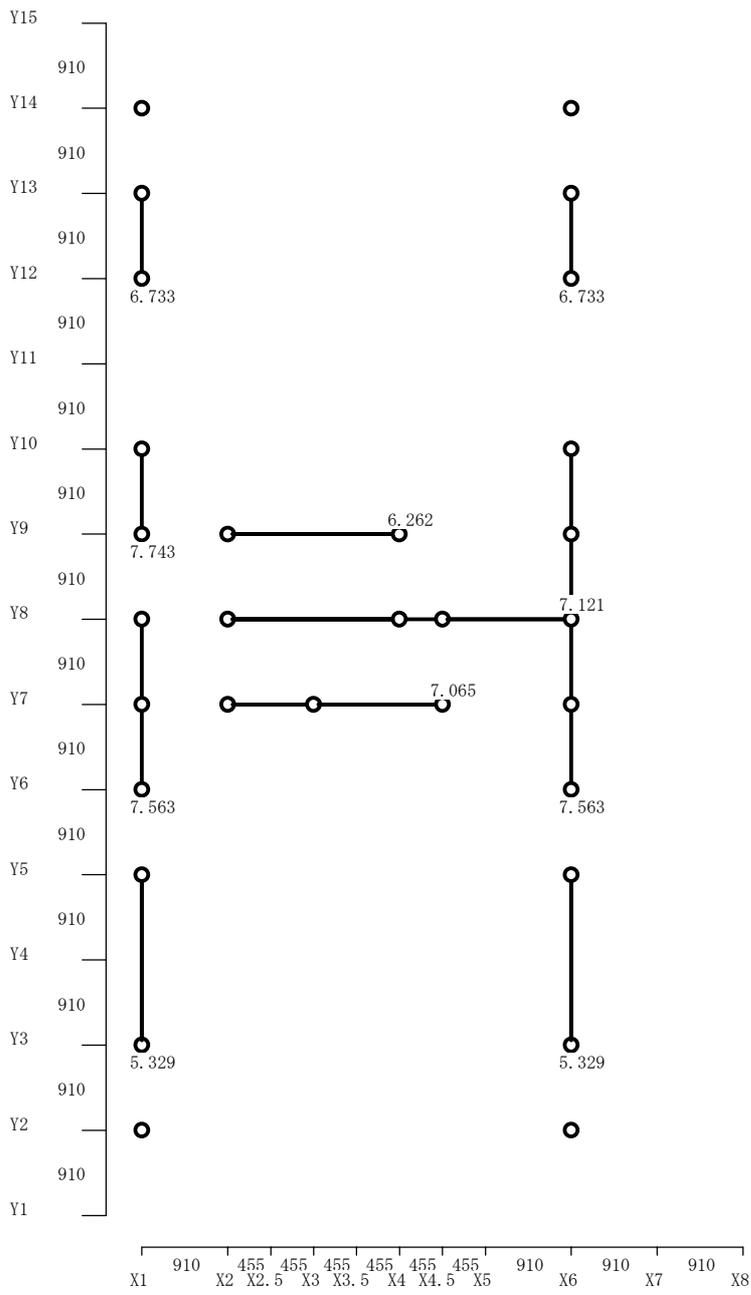
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1階



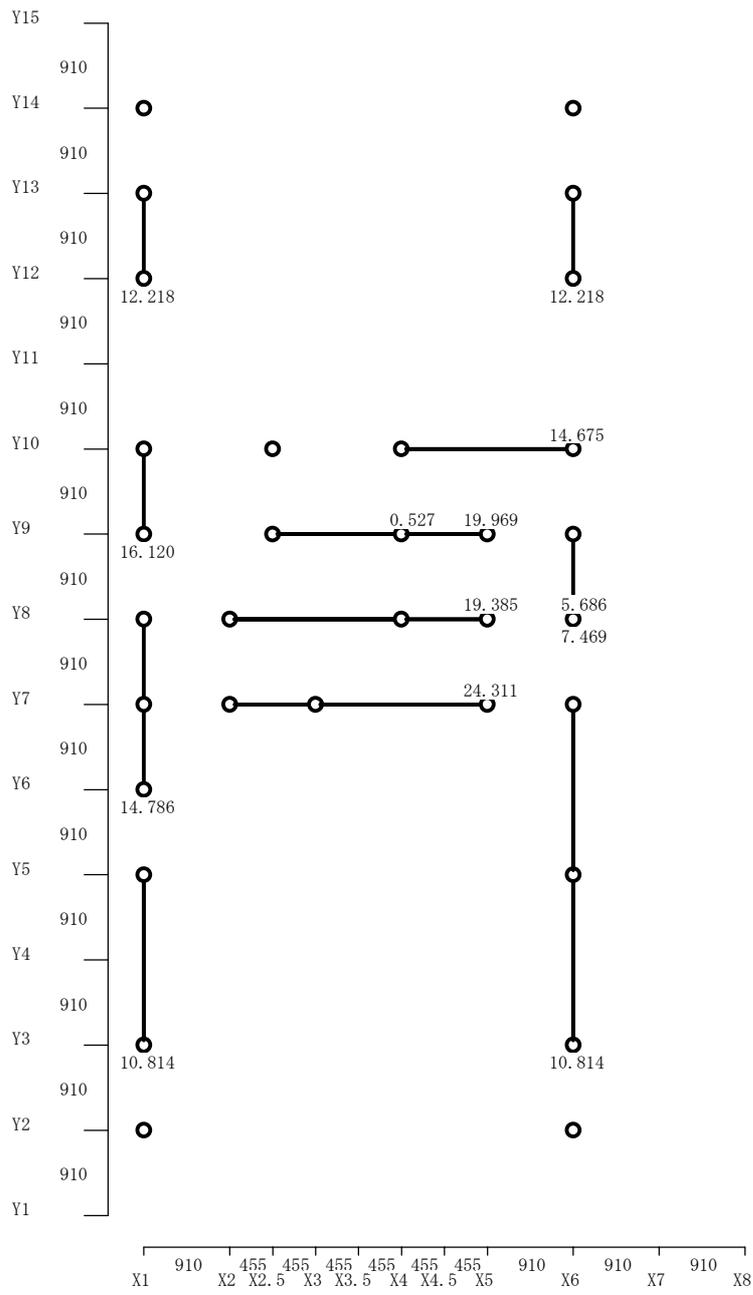
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

3階



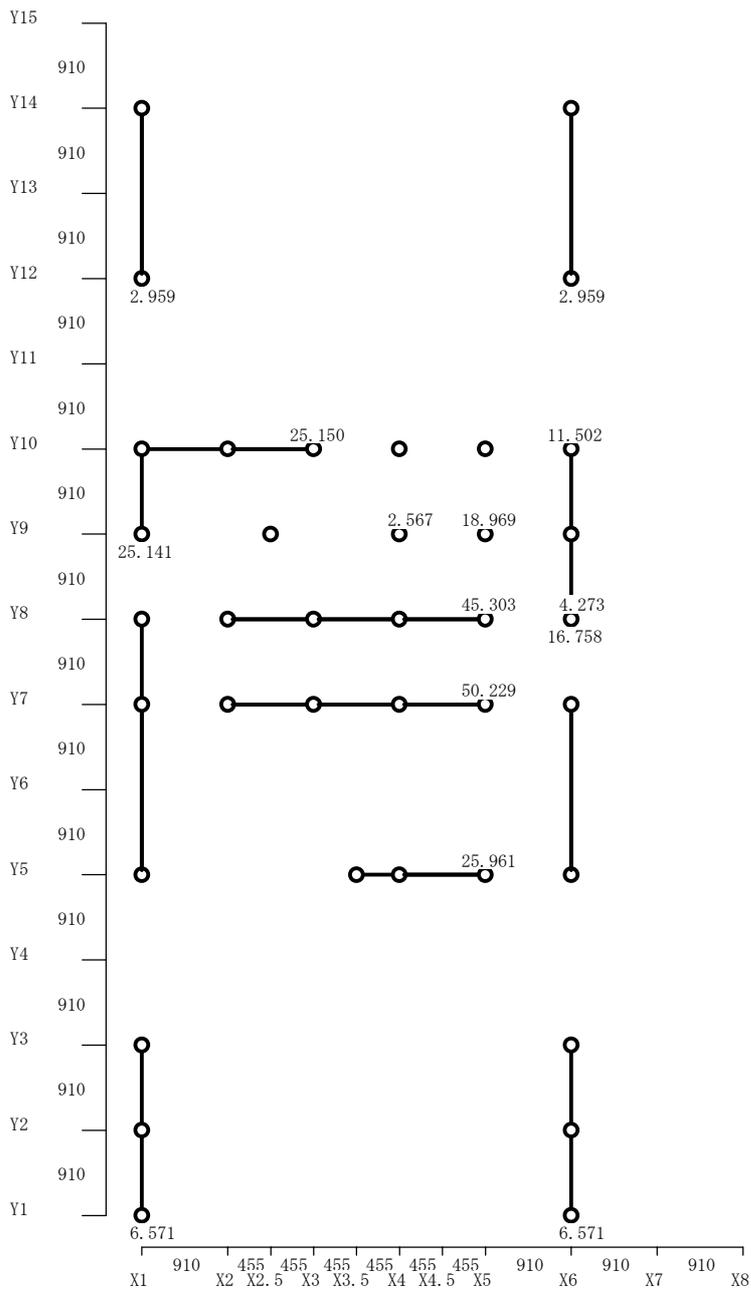
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2階



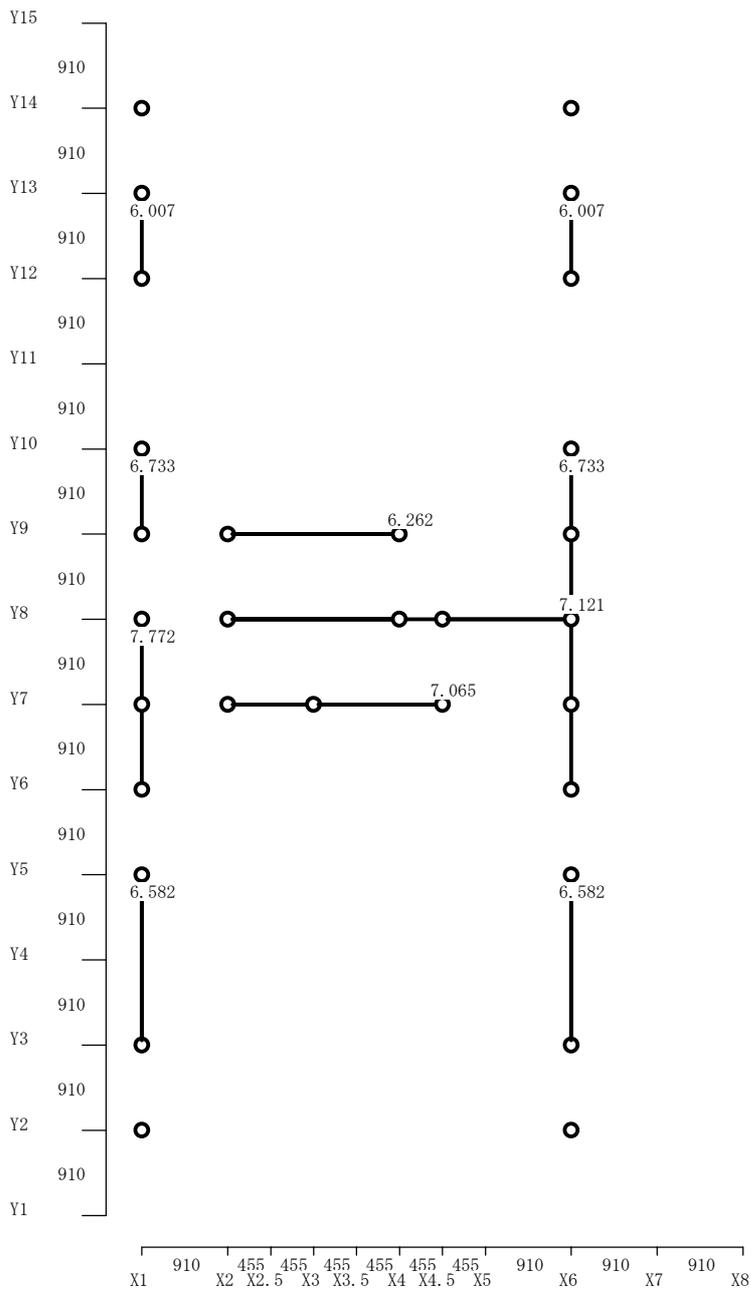
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

1階



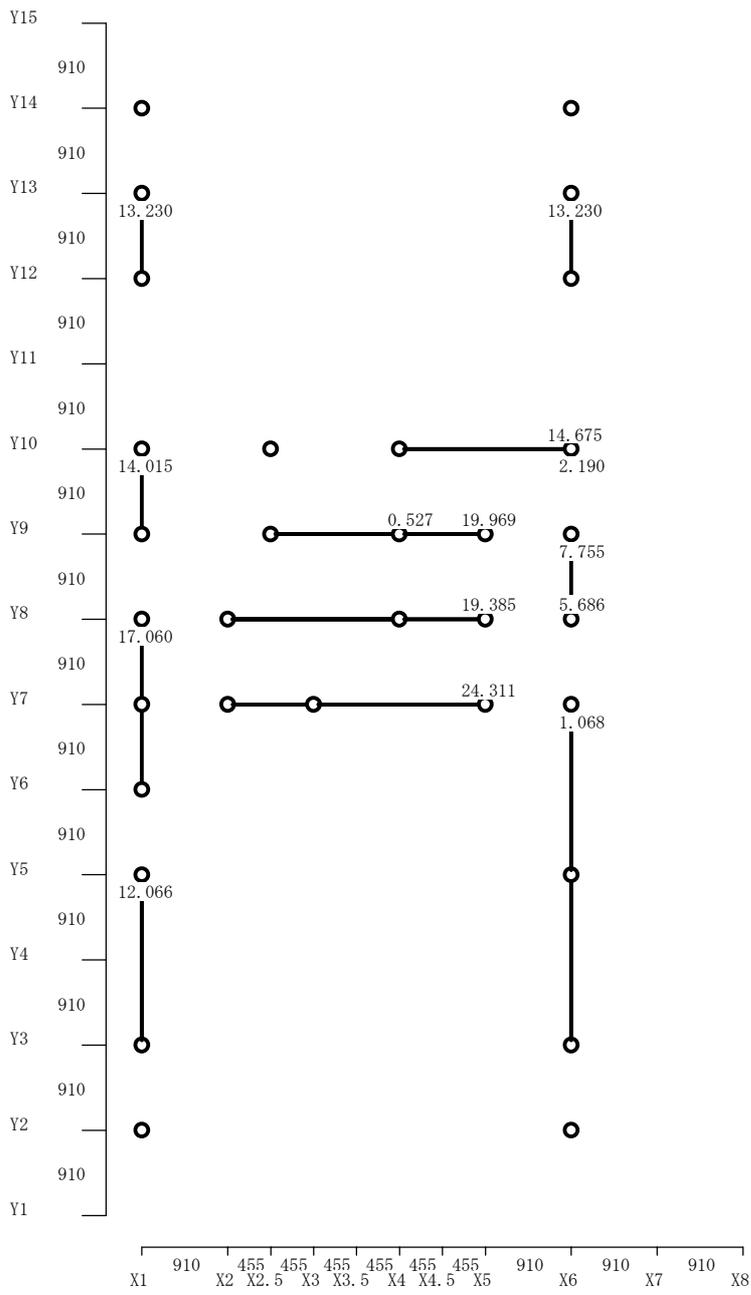
<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

3階



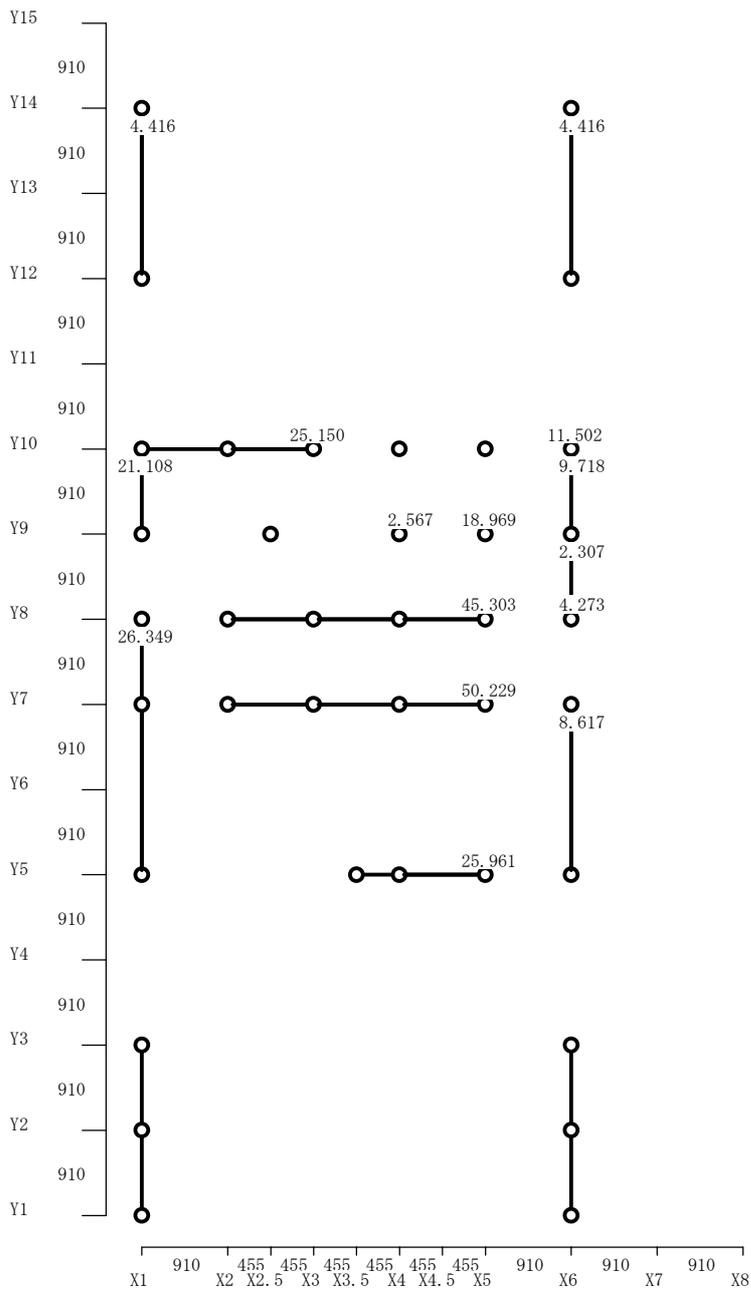
<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2階



<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

1階



3.2 柱の設計

3.2.1 柱断面算定表

3 階

(多雪地域の場合 NL、Ns は雪を含む)

位置	符号	材種	NL (kN)	Ns (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判定
		寸法						X	Y		
Y2 X1	3C1	すぎ乙種1級	3.34	3.34	0.13	0.03	風上	28.47	142.37	0.55	OK
		10.5×10.5					風下	12.18	60.89	0.26	
Y2 X6	3C1	すぎ乙種1級	3.34	3.34	0.13	0.03	風上	28.47	142.37	0.55	OK
		10.5×10.5					風下	12.18	60.89	0.26	
Y3 X1	3C1	すぎ乙種1級	3.59	6.67	0.14	0.07	風上	85.42	0.00	0.35	OK
		10.5×10.5					風下	36.53	0.00	0.17	
Y3 X6	3C1	すぎ乙種1級	3.59	6.67	0.14	0.07	風上	85.42	0.00	0.35	OK
		10.5×10.5					風下	36.53	0.00	0.17	
Y5 X1	3C1	すぎ乙種1級	2.34	5.41	0.09	0.06	風上	85.42	0.00	0.33	OK
		10.5×10.5					風下	36.53	0.00	0.16	
Y5 X6	3C1	すぎ乙種1級	2.34	5.41	0.09	0.06	風上	85.42	0.00	0.33	OK
		10.5×10.5					風下	36.53	0.00	0.16	
Y6 X1	3C1	すぎ乙種1級	1.36	4.43	0.05	0.05	風上	56.95	0.00	0.22	OK
		10.5×10.5					風下	24.36	0.00	0.10	
Y6 X6	3C1	すぎ乙種1級	1.36	4.43	0.05	0.05	風上	56.95	0.00	0.22	OK
		10.5×10.5					風下	24.36	0.00	0.10	
Y7 X1	3C1	すぎ乙種1級	1.17	1.17	0.04	0.01	風上	56.95	0.00	0.22	OK
		10.5×10.5					風下	24.36	0.00	0.10	
Y7 X2	3C1	すぎ乙種1級	1.04	6.13	0.04	0.07	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.06	
Y7 X3	3C1	すぎ乙種1級	2.25	2.25	0.09	0.02	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.03	
Y7 X4.5	3C1	すぎ乙種1級	1.85	6.95	0.07	0.07	風上	0.00	0.00	0.02	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.07	
Y7 X6	3C1	すぎ乙種1級	1.32	1.32	0.05	0.01	風上	56.95	0.00	0.22	OK
		10.5×10.5					風下	24.36	0.00	0.10	
Y8 X1	3C1	すぎ乙種1級	1.15	4.22	0.04	0.04	風上	56.95	0.00	0.22	OK
		10.5×10.5					風下	24.36	0.00	0.10	
Y8 X2	3C1	すぎ乙種1級	1.39	6.48	0.05	0.07	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.06	
Y8 X4	3C1	すぎ乙種1級	1.48	1.48	0.06	0.01	風上	0.00	0.00	0.02	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.02	
Y8 X4.5	3C1	すぎ乙種1級	1.17	1.17	0.04	0.01	風上	0.00	0.00	0.01	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.01	
Y8 X6	3C1	すぎ乙種1級	1.80	6.89	0.07	0.07	風上	56.95	0.00	0.23	OK
		10.5×10.5					風下	24.36	0.00	0.15	

位置	符号	材種	NL (kN)	Ns (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判定
		寸法						X	Y		
Y9 X1	3C1	すぎ乙種1級	1.17	4.25	0.04	0.04	風上	56.95	0.00	0.22	OK
		10.5×10.5					風下	24.36	0.00	0.10	
Y9 X2	3C1	すぎ乙種1級	1.93	7.02	0.07	0.08	風上	0.00	0.00	0.02	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.07	
Y9 X4	3C1	すぎ乙種1級	2.66	7.75	0.10	0.08	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.08	
Y9 X6	3C1	すぎ乙種1級	1.51	1.51	0.06	0.01	風上	56.95	0.00	0.22	OK
		10.5×10.5					風下	24.36	0.00	0.10	
Y10 X1	3C1	すぎ乙種1級	2.18	5.26	0.09	0.06	風上	85.42	0.00	0.33	OK
		10.5×10.5					風下	36.53	0.00	0.16	
Y10 X6	3C1	すぎ乙種1級	2.18	5.26	0.09	0.06	風上	85.42	0.00	0.33	OK
		10.5×10.5					風下	36.53	0.00	0.16	
Y12 X1	3C1	すぎ乙種1級	2.18	5.26	0.09	0.06	風上	85.42	0.00	0.33	OK
		10.5×10.5					風下	36.53	0.00	0.16	
Y12 X6	3C1	すぎ乙種1級	2.18	5.26	0.09	0.06	風上	85.42	0.00	0.33	OK
		10.5×10.5					風下	36.53	0.00	0.16	
Y13 X1	3C1	すぎ乙種1級	2.91	5.99	0.12	0.06	風上	56.95	0.00	0.24	OK
		10.5×10.5					風下	24.36	0.00	0.12	
Y13 X6	3C1	すぎ乙種1級	2.91	5.99	0.12	0.06	風上	56.95	0.00	0.24	OK
		10.5×10.5					風下	24.36	0.00	0.12	
Y14 X1	3C1	すぎ乙種1級	3.34	3.34	0.13	0.03	風上	28.47	142.37	0.55	OK
		10.5×10.5					風下	12.18	60.89	0.26	
Y14 X6	3C1	すぎ乙種1級	3.34	3.34	0.13	0.03	風上	28.47	142.37	0.55	OK
		10.5×10.5					風下	12.18	60.89	0.26	

2 階
(多雪地域の場合 NL、Ns は雪を含む)

位置	符号	材種	NL (kN)	Ns (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判定
		寸法						X	Y		
Y2 X1	2C1	すぎ乙種1級	7.97	7.97	0.32	0.12	風上	36.86	184.30	0.79	OK
		10.5×10.5					風下	17.54	87.68	0.44	
Y2 X6	2C1	すぎ乙種1級	7.97	7.97	0.32	0.12	風上	36.86	184.30	0.79	OK
		10.5×10.5					風下	17.54	87.68	0.44	
Y3 X1	2C1	すぎ乙種1級	10.98	23.21	0.45	0.36	風上	110.58	0.00	0.57	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.36	
Y3 X6	2C1	すぎ乙種1級	10.98	23.21	0.45	0.36	風上	110.58	0.00	0.57	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.36	
Y5 X1	2C1	すぎ乙種1級	9.73	21.96	0.40	0.34	風上	110.58	0.00	0.55	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.34	
Y5 X6	2C1	すぎ乙種1級	12.87	14.41	0.53	0.22	風上	147.44	0.00	0.73	OK
		10.5×10.5					風下	70.14	0.00	0.45	
Y6 X1	2C1	すぎ乙種1級	6.28	18.51	0.25	0.29	風上	73.72	0.00	0.36	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.23	
Y7 X1	2C1	すぎ乙種1級	2.89	2.89	0.11	0.04	風上	73.72	0.00	0.31	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.17	
Y7 X2	2C1	すぎ乙種1級	3.09	20.18	0.12	0.31	風上	0.00	0.00	0.14	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.32	
Y7 X3	2C1	すぎ乙種1級	6.42	7.69	0.26	0.12	風上	0.00	0.00	0.10	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.12	
Y7 X5	2C1	すぎ乙種1級	4.63	20.71	0.19	0.32	風上	0.00	0.00	0.12	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.33	
Y7 X6	2C1	すぎ乙種1級	6.21	13.83	0.25	0.21	風上	110.58	0.00	0.50	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.29	
Y8 X1	2C1	すぎ乙種1級	2.86	15.09	0.11	0.23	風上	73.72	0.00	0.31	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.17	
Y8 X2	2C1	すぎ乙種1級	4.68	21.76	0.19	0.34	風上	0.00	0.00	0.13	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.34	
Y8 X4	2C1	すぎ乙種1級	5.78	5.78	0.23	0.09	風上	0.00	0.00	0.09	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.09	
Y8 X5	2C1	すぎ乙種1級	2.57	15.68	0.10	0.24	風上	0.00	0.00	0.11	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.25	
Y8 X6	2C1	すぎ乙種1級	3.55	12.70	0.14	0.19	風上	73.72	0.00	0.27	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.24	
Y9 X1	2C1	すぎ乙種1級	3.95	16.18	0.16	0.25	風上	73.72	0.00	0.31	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.21	
Y9 X2.5	2C1	すぎ乙種1級	4.33	20.08	0.17	0.31	風上	0.00	0.00	0.12	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.32	

位置	符号	材種	NL (kN)	Ns (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判定
		寸法						X	Y		
Y9 X4	2C1	すぎ乙種1級	5.77	10.87	0.23	0.17	風上	0.00	0.00	0.09	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.15	
Y9 X5	2C1	すぎ乙種1級	1.99	15.09	0.08	0.23	風上	0.00	0.00	0.11	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.24	
Y9 X6	2C1	すぎ乙種1級	3.26	12.41	0.13	0.19	風上	73.72	0.00	0.32	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.18	
Y10 X1	2C1	すぎ乙種1級	6.78	19.01	0.27	0.29	風上	110.58	0.00	0.50	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.30	
Y10 X2.5	2C1	すぎ乙種1級	2.39	2.39	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	
Y10 X4	2C1	すぎ乙種1級	3.68	16.78	0.15	0.26	風上	0.00	0.00	0.10	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.26	
Y10 X6	2C1	すぎ乙種1級	8.04	21.15	0.33	0.33	風上	110.58	0.00	0.45	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.52	
Y12 X1	2C1	すぎ乙種1級	9.58	21.80	0.39	0.34	風上	110.58	0.00	0.55	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.34	
Y12 X6	2C1	すぎ乙種1級	9.58	21.80	0.39	0.34	風上	110.58	0.00	0.55	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.34	
Y13 X1	2C1	すぎ乙種1級	7.84	20.07	0.32	0.31	風上	73.72	0.00	0.39	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.25	
Y13 X6	2C1	すぎ乙種1級	7.84	20.07	0.32	0.31	風上	73.72	0.00	0.39	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.25	
Y14 X1	2C1	すぎ乙種1級	7.97	7.97	0.32	0.12	風上	36.86	184.30	0.79	OK
		10.5×10.5					風下	17.54	87.68	0.44	
Y14 X6	2C1	すぎ乙種1級	7.97	7.97	0.32	0.12	風上	36.86	184.30	0.79	OK
		10.5×10.5					風下	17.54	87.68	0.44	

1 階
(多雪地域の場合 NL、Ns は雪を含む)

位置	符号	材種	NL (kN)	Ns (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判定
		寸法						X	Y		
Y1 X1	1C1	すぎ乙種1級	4.85	14.38	0.20	0.22	風上	36.86	184.30	0.68	OK
		10.5×10.5					風下	17.54	87.68	0.50	
Y1 X6	1C1	すぎ乙種1級	4.85	14.38	0.20	0.22	風上	36.86	184.30	0.68	OK
		10.5×10.5					風下	17.54	87.68	0.50	
Y2 X1	1C1	すぎ乙種1級	13.12	13.12	0.54	0.20	風上	73.72	0.00	0.47	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.33	
Y2 X6	1C1	すぎ乙種1級	13.12	13.12	0.54	0.20	風上	73.72	0.00	0.47	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.33	
Y3 X1	1C1	すぎ乙種1級	18.37	21.07	0.75	0.33	風上	110.58	0.00	0.69	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.48	
Y3 X6	1C1	すぎ乙種1級	18.37	21.07	0.75	0.33	風上	110.58	0.00	0.69	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.48	
Y5 X1	1C1	すぎ乙種1級	20.72	24.14	0.85	0.37	風上	147.44	0.00	0.86	OK
		10.5×10.5					風下	70.14	0.00	0.58	
Y5 X3.5	1C1	すぎ乙種1級	2.62	27.67	0.10	0.43	風上	0.00	0.00	0.23	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.44	
Y5 X4	1C1	すぎ乙種1級	1.87	1.87	0.07	0.02	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.03	
Y5 X5	1C1	すぎ乙種1級	1.99	27.03	0.08	0.42	風上	0.00	0.00	0.24	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.43	
Y5 X6	1C1	すぎ乙種1級	19.54	27.53	0.80	0.43	風上	147.44	0.00	0.84	OK
		10.5×10.5					風下	70.14	0.00	0.56	
Y7 X1	1C1	すぎ乙種1級	10.21	16.32	0.42	0.25	風上	110.58	0.00	0.56	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.35	
Y7 X2	1C1	すぎ乙種1級	5.15	47.28	0.21	0.74	風上	0.00	0.00	0.38	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.74	
Y7 X3	1C1	すぎ乙種1級	8.87	10.15	0.36	0.15	風上	0.00	0.00	0.14	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.16	
Y7 X4	1C1	すぎ乙種1級	2.46	2.46	0.10	0.03	風上	0.00	0.00	0.04	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.04	
Y7 X5	1C1	すぎ乙種1級	6.68	47.81	0.27	0.75	風上	0.00	0.00	0.36	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.75	
Y7 X6	1C1	すぎ乙種1級	10.39	27.53	0.42	0.43	風上	110.58	0.00	0.56	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.35	
Y8 X1	1C1	すぎ乙種1級	4.58	26.33	0.18	0.41	風上	73.72	0.00	0.34	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.29	
Y8 X2	1C1	すぎ乙種1級	6.73	48.86	0.27	0.76	風上	0.00	0.00	0.36	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.77	

位置	符号	材種	NL (kN)	Ns (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判定
		寸法						X	Y		
Y8 X3	1C1	すぎ乙種1級	2.46	2.46	0.10	0.03	風上	0.00	0.00	0.04	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.04	
Y8 X4	1C1	すぎ乙種1級	8.24	8.24	0.33	0.12	風上	0.00	0.00	0.13	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.13	
Y8 X5	1C1	すぎ乙種1級	4.63	42.77	0.19	0.67	風上	0.00	0.00	0.35	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.67	
Y8 X6	1C1	すぎ乙種1級	5.26	23.94	0.21	0.37	風上	73.72	0.00	0.29	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.27	
Y9 X1	1C1	すぎ乙種1級	6.08	27.84	0.25	0.43	風上	73.72	0.00	0.34	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.31	
Y9 X2.5	1C1	すぎ乙種1級	6.72	22.47	0.27	0.35	風上	0.00	0.00	0.11	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.35	
Y9 X4	1C1	すぎ乙種1級	7.80	12.90	0.32	0.20	風上	0.00	0.00	0.12	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.19	
Y9 X5	1C1	すぎ乙種1級	3.55	16.65	0.14	0.26	風上	0.00	0.00	0.10	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.26	
Y9 X6	1C1	すぎ乙種1級	5.01	14.16	0.20	0.22	風上	73.72	0.00	0.34	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	0.00	0.21	
Y10 X1	1C1	すぎ乙種1級	11.43	36.47	0.47	0.57	風上	110.58	0.00	0.54	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.76	
Y10 X2	1C1	すぎ乙種1級	3.62	3.62	0.14	0.05	風上	0.00	0.00	0.06	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.06	
Y10 X3	1C1	すぎ乙種1級	3.25	28.29	0.13	0.44	風上	0.00	0.00	0.22	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.45	
Y10 X4	1C1	すぎ乙種1級	5.30	18.40	0.21	0.28	風上	0.00	0.00	0.08	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.29	
Y10 X5	1C1	すぎ乙種1級	1.56	1.56	0.06	0.02	風上	0.00	0.00	0.02	OK
		10.5×10.5					風下	0.00	0.00	0.02	
Y10 X6	1C1	すぎ乙種1級	12.26	25.36	0.50	0.39	風上	110.58	0.00	0.41	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.59	
Y12 X1	1C1	すぎ乙種1級	23.35	38.99	0.96	0.61	風上	110.58	0.00	0.77	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.56	
Y12 X6	1C1	すぎ乙種1級	23.35	38.99	0.96	0.61	風上	110.58	0.00	0.77	OK
		10.5×10.5					風下	52.61	0.00	0.56	
Y14 X1	1C1	すぎ乙種1級	18.99	34.64	0.78	0.54	風上	73.72	184.30	0.80	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	87.68	0.77	

位置	符号	材種	NL (kN)	Ns (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判 定
		寸法						X	Y		
Y14 X6	1C1	すぎ乙種1級	18.99	34.64	0.78	0.54	風上	73.72	184.30	0.80	OK
		10.5×10.5					風下	35.07	87.68	0.77	

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)
β _{x, y}	:	周辺部材の曲げ戻し効果を表す係数 (めり込み水平力用)	
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)
ssf	:	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)

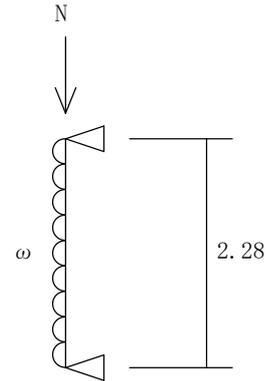
3.2.2 柱断面検定結果

階、通り、位置、グループ番号： 3階柱 Y2-X1 3C1 [外 X, Y]

柱サイズ 10.5×10.5(cm), lk=2.28(m), 材種：すぎ乙種1級, A=110.2(cm²), Ae=110.2(cm²)
 Z=192.9(cm³), i=3.0(cm), λ=75.0, ほぞサイズ0.0×0.0(cm), 土台：すぎ乙種1級
 fc=7.90(N/mm²), fb=7.92(N/mm²), fm=2.20(N/mm²), ft=4.84(N/mm²), β_{x,y}: 0.80, 0.80

30.0 < λ ≤ 100.0 : fk=(1.3-0.01λ) × fc

軸力	[長期, 積雪]	3335.98(N)	1225.61(N)		
地震時軸力 <>内はめり込み用	[X, Y]	0.00<	0.00>(N)	0.00<	0.00>(N)
風圧時軸力 <>内はめり込み用	[X, Y]	0.00<	0.00>(N)	0.00<	0.00>(N)
短期(地震)	[NkX]	3336.0 +	0.0< 0.0> =	3336.0<	3336.0>(N)
		3336.0 -	0.0< 0.0> =	3336.0<	3336.0>(N)
	[NkY]	3336.0 +	0.0< 0.0> =	3336.0<	3336.0>(N)
		3336.0 -	0.0< 0.0> =	3336.0<	3336.0>(N)
短期(風圧)	[NwX]	3336.0 +	0.0< 0.0> =	3336.0<	3336.0>(N)
		3336.0 -	0.0< 0.0> =	3336.0<	3336.0>(N)
	[NwY]	3336.0 +	0.0< 0.0> =	3336.0<	3336.0>(N)
		3336.0 -	0.0< 0.0> =	3336.0<	3336.0>(N)
短期(積雪)	[Nss]	3336.0 + 1.00 ×	1225.6 =	4561.6(N)	
長期軸力NL		= 3336.0(N),	短期軸力Ns	= 3336.0<3336.0>(N)	
座屈許容応力度	Lfk =	4.35(N/mm ²)	sfk =	7.92(N/mm ²)	
座屈許容応力度(積雪)	sLfk =	4.35(N/mm ²)	ssfk =	6.34(N/mm ²)	
曲げ許容応力度	Lfb =	7.92(N/mm ²)	sfb =	14.40(N/mm ²)	
めり込み許容応力度	Lfm =	2.20(N/mm ²)	sfm =	4.00(N/mm ²)	
めり込み(積雪)	sLfm =	2.20(N/mm ²)	ssfm =	3.20(N/mm ²)	
引張り許容応力度	Lft =	4.84(N/mm ²)	sft =	8.80(N/mm ²)	
風上X	ω = 1034.26 × 0.94 × 0.455 =	440.14(N/m)	Mw =	28.47(kN·cm)	
風上Y	ω = 1034.26 × 0.94 × 2.275 =	2200.69(N/m)	Mw =	142.37(kN·cm)	
風下X	ω = 1034.26 × 0.40 × 0.455 =	188.24(N/m)	Mw =	12.18(kN·cm)	
風下Y	ω = 1034.26 × 0.40 × 2.275 =	941.18(N/m)	Mw =	60.89(kN·cm)	



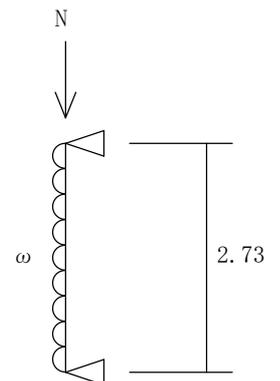
座屈 (常時)	NL/(A×Lfk)	= 3336.0 / (110.2 × 434.76) = 0.06 < 1.0 OK
座屈 (雪短期)	Nss/(A×ssfk)	= 4561.6 / (110.2 × 633.98) = 0.06 < 1.0 OK
座屈 (水平力)	Ns/(A×sfk)	= 3336.0 / (110.2 × 792.48) = 0.03 < 1.0 OK
風上Nw/(A×sfb)+Mw/(Z×sfb)	= 3336.0/(110.2×792.5)+142374.0/(192.9×1440.0) = 0.55 < 1.0 OK	
風下Nw/(A×sfb)+Mw/(Z×sfb)	= 3336.0/(110.2×792.5)+60889.7/(192.9×1440.0) = 0.25 < 1.0 OK	
めり込み(常時)	NL/(Ae×Lfm)	= 3336.0 / (110.2 × 220.00) = 0.13 < 1.0 OK
めり込み(雪短期)	Nss/(Ae×ssfm)	= 4561.6 / (110.2 × 320.00) = 0.12
めり込み(水平力)	Ns/(Ae×sfm)	= 3336.0 / (110.2 × 400.00) = 0.07

階、通り、位置、グループ番号： 2階柱 Y2-X1 2C1 [外 X, Y]

柱サイズ 10.5×10.5(cm), lk=2.73(m), 材種：すぎ乙種1級, A=110.2(cm²), Ae=110.2(cm²)
 Z=192.9(cm³), i=3.0(cm), λ=90.0, ほぞサイズ0.0×0.0(cm), 土台：すぎ乙種1級
 fc=7.90(N/mm²), fb=7.92(N/mm²), fm=2.20(N/mm²), ft=4.84(N/mm²), β_{x,y}: 0.80, 0.80

30.0 < λ ≤ 100.0 : fk=(1.3-0.01λ) × fc

軸力	[長期, 積雪]	7973.34(N)	1225.61(N)		
地震時軸力 <>内はめり込み用	[X, Y]	0.00<	0.00>(N)	0.00<	0.00>(N)
風圧時軸力 <>内はめり込み用	[X, Y]	0.00<	0.00>(N)	0.00<	0.00>(N)
短期(地震)	[NkX]	7973.3 +	0.0< 0.0> =	7973.3<	7973.3>(N)
		7973.3 -	0.0< 0.0> =	7973.3<	7973.3>(N)
	[NkY]	7973.3 +	0.0< 0.0> =	7973.3<	7973.3>(N)
		7973.3 -	0.0< 0.0> =	7973.3<	7973.3>(N)
短期(風圧)	[NwX]	7973.3 +	0.0< 0.0> =	7973.3<	7973.3>(N)
		7973.3 -	0.0< 0.0> =	7973.3<	7973.3>(N)
	[NwY]	7973.3 +	0.0< 0.0> =	7973.3<	7973.3>(N)
		7973.3 -	0.0< 0.0> =	7973.3<	7973.3>(N)
短期(積雪)	[Nss]	7973.3 + 1.00 ×	1225.6 =	9199.0(N)	
長期軸力NL		= 7973.3(N),	短期軸力Ns	= 7973.3<7973.3>(N)	
座屈許容応力度	Lfk =	3.16(N/mm ²)	sfk =	5.77(N/mm ²)	
座屈許容応力度(積雪)	sLfk =	3.16(N/mm ²)	ssfk =	4.61(N/mm ²)	
曲げ許容応力度	Lfb =	7.92(N/mm ²)	sfb =	14.40(N/mm ²)	
めり込み許容応力度	Lfm =	2.20(N/mm ²)	sfm =	4.00(N/mm ²)	
めり込み(積雪)	sLfm =	2.20(N/mm ²)	ssfm =	3.20(N/mm ²)	
引張り許容応力度	Lft =	4.84(N/mm ²)	sft =	8.80(N/mm ²)	
風上X	ω = 1034.26 × 0.84 × 0.455 =	395.66(N/m)	Mw =	36.86(kN·cm)	
風上Y	ω = 1034.26 × 0.84 × 2.275 =	1978.31(N/m)	Mw =	184.30(kN·cm)	
風下X	ω = 1034.26 × 0.40 × 0.455 =	188.24(N/m)	Mw =	17.54(kN·cm)	
風下Y	ω = 1034.26 × 0.40 × 2.275 =	941.18(N/m)	Mw =	87.68(kN·cm)	



座屈 (常時)	NL/(A×Lfk)	= 7973.3 / (110.2 × 316.32) = 0.22 < 1.0 OK
座屈 (雪短期)	Nss/(A×ssfk)	= 9199.0 / (110.2 × 461.26) = 0.18 < 1.0 OK
座屈 (水平力)	Ns/(A×sfk)	= 7973.3 / (110.2 × 576.58) = 0.12 < 1.0 OK
風上Nw/(A×sfb)+Mw/(Z×sfb)	= 7973.3/(110.2×576.6)+184301.8/(192.9×1440.0) = 0.78 < 1.0 OK	
風下Nw/(A×sfb)+Mw/(Z×sfb)	= 7973.3/(110.2×576.6)+87681.1/(192.9×1440.0) = 0.44 < 1.0 OK	
めり込み(常時)	NL/(Ae×Lfm)	= 7973.3 / (110.2 × 220.00) = 0.32 < 1.0 OK
めり込み(雪短期)	Nss/(Ae×ssfm)	= 9199.0 / (110.2 × 320.00) = 0.26
めり込み(水平力)	Ns/(Ae×sfm)	= 7973.3 / (110.2 × 400.00) = 0.18

階、通り、位置、グループ番号： 1階柱 Y5-X1 1C1 [外X]

柱サイズ 10.5×10.5(cm), lk=2.73(m), 材種：すぎ乙種1級, A=110.2(cm²), Ae=110.2(cm²)
 Z=192.9(cm³), i=3.0(cm), λ=90.0, ほぞサイズ0.0×0.0(cm), 土台：すぎ乙種1級
 fc=7.90(N/mm²), fb=7.92(N/mm²), fm=2.20(N/mm²), ft=4.84(N/mm²), β_{x,y}: 0.80, 0.80

30.0 < λ ≤ 100.0 : fk=(1.3-0.01λ) × fc

軸力 [長期, 積雪] 20721.06(N) 1650.25(N)

地震時軸力 <>内はめり込み用 [X, Y] 0.00< 0.00>(N) 3415.10< 2732.08>(N)

風圧時軸力 <>内はめり込み用 [X, Y] 0.00< 0.00>(N) 3029.09< 2423.27>(N)

短期(地震) [NkX] 20721.1 + 0.0< 0.0> = 20721.1< 20721.1>(N)

20721.1 - 0.0< 0.0> = 20721.1< 20721.1>(N)

[NkY] 20721.1 + 3415.1< 2732.1> = 24136.2< 23453.1>(N)

20721.1 - 3415.1< 2732.1> = 17306.0< 17989.0>(N)

短期(風圧) [NwX] 20721.1 + 0.0< 0.0> = 20721.1< 20721.1>(N)

20721.1 - 0.0< 0.0> = 20721.1< 20721.1>(N)

[NwY] 20721.1 + 3029.1< 2423.3> = 23750.1< 23144.3>(N)

20721.1 - 3029.1< 2423.3> = 17692.0< 18297.8>(N)

短期(積雪) [Nss] 20721.1 + 1.00 × 1650.3 = 22371.3(N)

長期軸力NL = 20721.1(N), 短期軸力Ns = 24136.2<23453.1>(N)

座屈許容応力度 Lfk = 3.16(N/mm²) sfk = 5.77(N/mm²)

座屈許容応力度(積雪) sLfk = 3.16(N/mm²) ssfk = 4.61(N/mm²)

曲げ許容応力度 Lfb = 7.92(N/mm²) sfb = 14.40(N/mm²)

めり込み許容応力度 Lfm = 2.20(N/mm²) sfm = 4.00(N/mm²)

めり込み(積雪) sLfm = 2.20(N/mm²) ssfm = 3.20(N/mm²)

引張り許容応力度 Lft = 4.84(N/mm²) sft = 8.80(N/mm²)

風上X ω = 1034.26 × 0.84 × 1.820 = 1582.65(N/m) Mw = 147.44(kN·cm)

風上Y ω = 1034.26 × 0.84 × 0.000 = 0.00(N/m) Mw = 0.00(kN·cm)

風下X ω = 1034.26 × 0.40 × 1.820 = 752.94(N/m) Mw = 70.14(kN·cm)

風下Y ω = 1034.26 × 0.40 × 0.000 = 0.00(N/m) Mw = 0.00(kN·cm)

座屈 (常時) NL/(A×Lfk) = 20721.1 / (110.2 × 316.32) = 0.59 < 1.0 OK

座屈 (雪短期) Nss/(A×ssfk) = 22371.3 / (110.2 × 461.26) = 0.44 < 1.0 OK

座屈 (水平力) Ns/(A×sfk) = 24136.2 / (110.2 × 576.58) = 0.37 < 1.0 OK

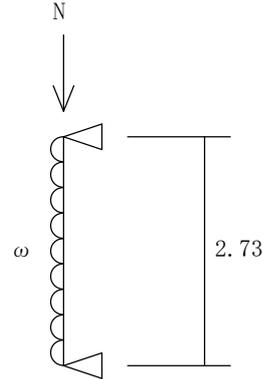
風上Nw/(A×sfk)+Mw/(Z×sfb) = 20721.1/(110.2×576.6)+147441.5/(192.9×1440.0) = 0.85 < 1.0 OK

風下Nw/(A×sfk)+Mw/(Z×sfb) = 20721.1/(110.2×576.6)+70144.9/(192.9×1440.0) = 0.57 < 1.0 OK

めり込み(常時) NL/(Ae×Lfm) = 20721.1 / (110.2 × 220.00) = 0.85 < 1.0 OK

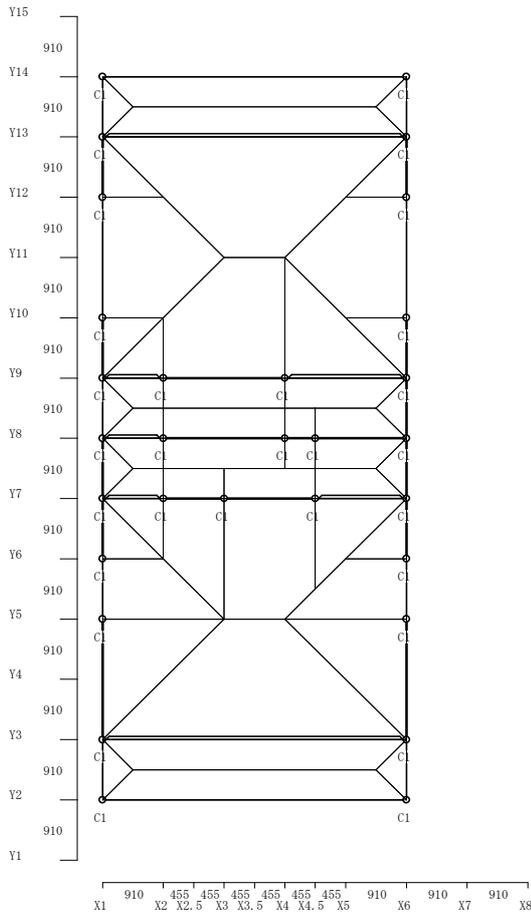
めり込み(雪短期) Nss/(Ae×ssfm) = 22371.3 / (110.2 × 320.00) = 0.63

めり込み(水平力) Ns/(Ae×sfm) = 23453.1 / (110.2 × 400.00) = 0.53



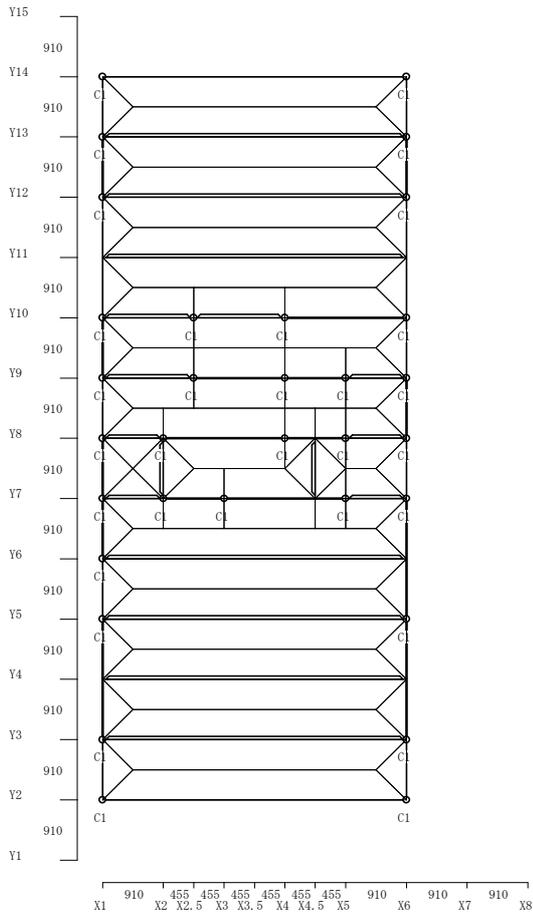
3.2.3 柱断面伏図 (柱グルーピング結果)

3 階



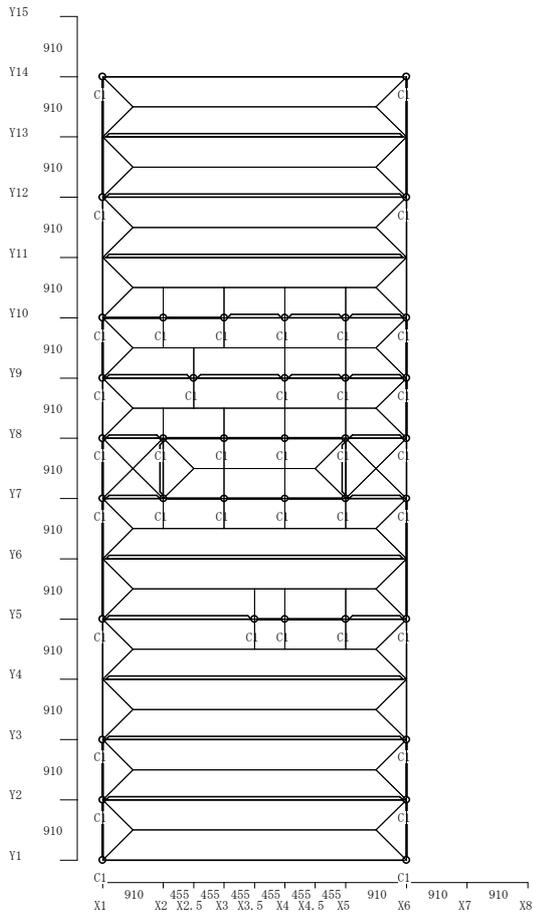
C1 : 10.5 × 10.5

2階



C1 : 10.5 × 10.5

1階



C1 : 10.5 × 10.5

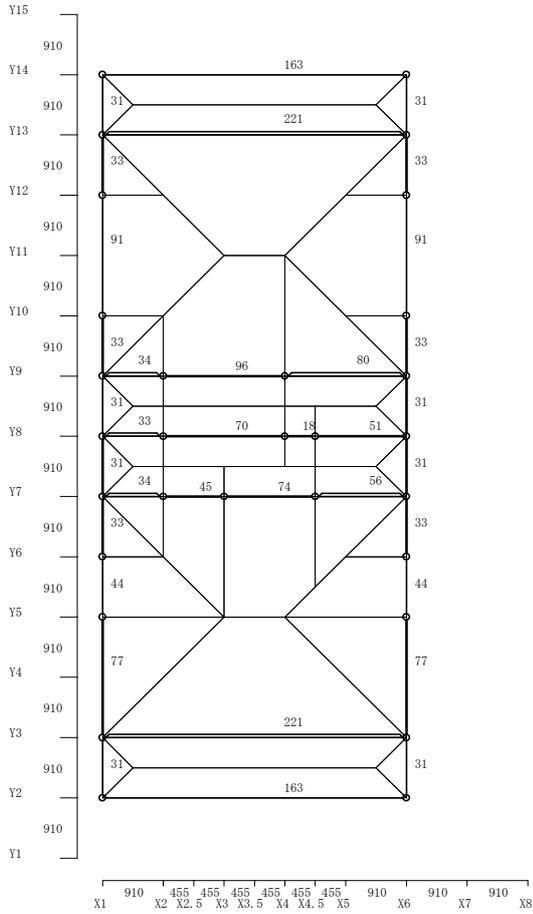
3.3 梁・桁・胴差の設計

3.3.1 梁・桁・胴差算定伏図

小屋梁

梁幅 : 105 (mm) 図中の数字は算定梁せい(mm)

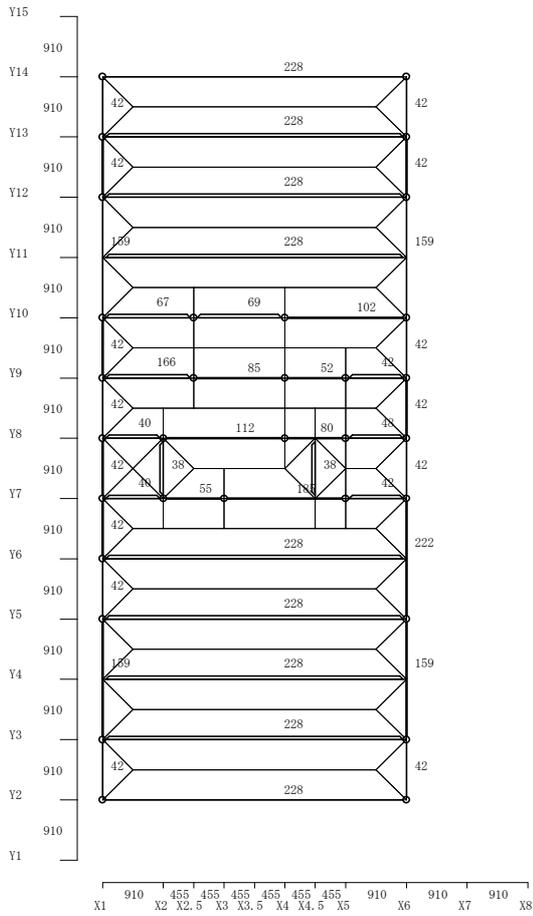
材種 : べいまつ甲種2級



3 階梁

梁幅 : 105 (mm) 図中の数字は算定梁せい(mm)

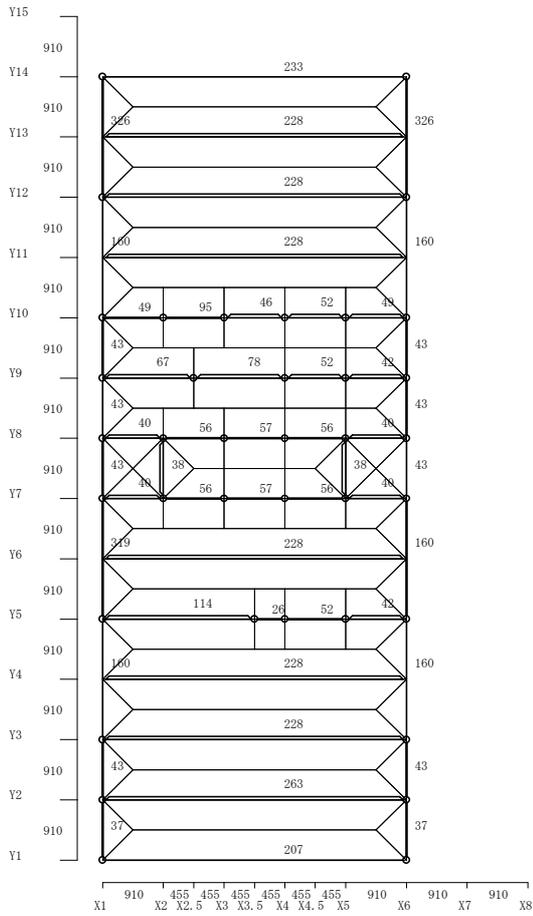
材種 : べいまつ甲種2級



2 階梁

梁幅 : 105 (mm) 図中の数字は算定梁せい(mm)

材種 : べいまつ甲種2級



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
Y2	X1 - X6 壁	すぎ乙種1級 RG2	10.50	21.00	0.19 0.20	0.35 0.37	OK
Y3	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 RG3	10.50	24.00	0.12 0.17	0.31 0.44	OK
Y7	X1 - X2 大梁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.03 0.05	0.02 0.04	OK
Y7	X2 - X3 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.10 0.12	0.08 0.10	OK
Y7	X3 - X4.5 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.17 0.21	0.23 0.29	OK
Y7	X4.5 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.07 0.11	0.08 0.12	OK
Y8	X1 - X2 大梁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.03 0.04	0.02 0.03	OK
Y8	X2 - X4 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.12 0.13	0.23 0.25	OK
Y8	X4 - X4.5 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.03 0.03	0.01 0.01	OK
Y8	X4.5 - X6 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.09 0.10	0.12 0.13	OK
Y9	X1 - X2 大梁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.03 0.05	0.02 0.04	OK
Y9	X2 - X4 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.22 0.27	0.40 0.49	OK
Y9	X4 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.12 0.18	0.19 0.26	OK
Y13	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 RG3	10.50	24.00	0.12 0.17	0.31 0.44	OK
Y14	X1 - X6 壁	すぎ乙種1級 RG2	10.50	21.00	0.19 0.20	0.35 0.37	OK
X1	Y2 - Y3 壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.05 0.05	0.04 0.05	OK
X1	Y3 - Y5 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.17 0.20	0.28 0.32	OK
X1	Y5 - Y6 壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.10 0.12	0.08 0.10	OK
X1	Y6 - Y7 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.06 0.07	0.05 0.05	OK
X1	Y7 - Y8 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.05 0.05	0.04 0.05	OK
X1	Y8 - Y9 壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.05 0.05	0.04 0.05	OK
X1	Y9 - Y10 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.06 0.07	0.05 0.05	OK
X1	Y10 - Y12 壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.18 0.22	0.36 0.44	OK
X1	Y12 - Y13 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.06 0.07	0.05 0.05	OK
X1	Y13 - Y14 壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.05 0.05	0.04 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
X6	Y2 - Y3 壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.05 0.05	0.04 0.05	OK
X6	Y3 - Y5 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.17 0.20	0.28 0.32	OK
X6	Y5 - Y6 壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.10 0.12	0.08 0.10	OK
X6	Y6 - Y7 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.06 0.07	0.05 0.05	OK
X6	Y7 - Y8 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.05 0.05	0.04 0.05	OK
X6	Y8 - Y9 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.05 0.05	0.04 0.05	OK
X6	Y9 - Y10 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.06 0.07	0.05 0.05	OK
X6	Y10 - Y12 壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.18 0.22	0.36 0.44	OK
X6	Y12 - Y13 耐力壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.06 0.07	0.05 0.05	OK
X6	Y13 - Y14 壁	べいまつ甲種2級 RG1	10.50	10.50	0.05 0.05	0.04 0.05	OK

3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	X1 - X6 壁	べいまつ甲種2級 3G4	10.50	24.00	0.25 0.14	0.53 0.29	OK
Y3	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 3G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y4	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 3G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y5	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 3G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y6	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 3G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y7	X1 - X2 大梁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.08 0.04	0.08 0.04	OK
Y7	X2 - X3 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.16 0.08	OK
Y7	X3 - X5 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G4	10.50	24.00	0.24 0.44	0.19 0.35	OK
Y7	X5 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.11 0.06	0.09 0.05	OK
Y8	X1 - X2 大梁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.08 0.04	0.08 0.04	OK
Y8	X2 - X4 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G2	10.50	15.00	0.26 0.14	0.32 0.18	OK
Y8	X4 - X5 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.26 0.20	0.34 0.28	OK
Y8	X5 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.14 0.07	0.12 0.06	OK
Y9	X1 - X2.5 大梁	べいまつ甲種2級 3G3	10.50	18.00	0.23 0.49	0.21 0.50	OK
Y9	X2.5 - X4 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.28 0.15	0.38 0.21	OK
Y9	X4 - X5 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.15 0.08	0.14 0.07	OK
Y9	X5 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.11 0.06	0.09 0.05	OK
Y10	X1 - X2.5 大梁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.18 0.09	0.23 0.13	OK
Y10	X2.5 - X4 大梁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.25 0.14	OK
Y10	X4 - X6 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.31 0.17	0.56 0.30	OK
Y11	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 3G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y12	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 3G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y13	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 3G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y14	X1 - X6 壁	べいまつ甲種2級 3G4	10.50	24.00	0.25 0.14	0.53 0.29	OK
X1	Y2 - Y3 壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK

3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
X1	Y3 - Y5 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G3	10.50	18.00	0.27 0.15	0.46 0.25	OK
X1	Y5 - Y6 壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X1	Y6 - Y7 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X1	Y7 - Y8 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X1	Y8 - Y9 壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X1	Y9 - Y10 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X1	Y10 - Y12 壁	べいまつ甲種2級 3G3	10.50	18.00	0.27 0.15	0.46 0.25	OK
X1	Y12 - Y13 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X1	Y13 - Y14 壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X2	Y7 - Y8 大梁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.06 0.03	0.07 0.04	OK
X4.5	Y7 - Y8 大梁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.06 0.03	0.07 0.04	OK
X6	Y2 - Y3 壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X6	Y3 - Y5 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G3	10.50	18.00	0.27 0.15	0.46 0.25	OK
X6	Y5 - Y7 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G4	10.50	24.00	0.23 0.33	0.32 0.51	OK
X6	Y7 - Y8 壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X6	Y8 - Y9 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X6	Y9 - Y10 壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X6	Y10 - Y12 壁	べいまつ甲種2級 3G3	10.50	18.00	0.27 0.15	0.46 0.25	OK
X6	Y12 - Y13 耐力壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X6	Y13 - Y14 壁	べいまつ甲種2級 3G1	10.50	10.50	0.09 0.05	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
Y1	X1 - X6 壁	べいまつ甲種2級 2G4	10.50	24.00	0.21 0.11	0.44 0.24	OK
Y2	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 2G5	10.50	30.00	0.26 0.14	0.45 0.25	OK
Y3	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 2G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y4	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 2G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y5	X1 - X3.5 大梁	べいまつ甲種2級 2G2	10.50	15.00	0.21 0.11	0.34 0.18	OK
Y5	X3.5 - X4 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.07 0.04	0.03 0.01	OK
Y5	X4 - X5 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.15 0.08	0.14 0.07	OK
Y5	X5 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.11 0.06	0.09 0.05	OK
Y6	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 2G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y7	X1 - X2 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.08 0.04	0.08 0.04	OK
Y7	X2 - X3 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.16 0.09	OK
Y7	X3 - X4 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.19 0.10	0.17 0.09	OK
Y7	X4 - X5 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.16 0.09	OK
Y7	X5 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.08 0.04	0.08 0.04	OK
Y8	X1 - X2 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.08 0.04	0.08 0.04	OK
Y8	X2 - X3 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.16 0.09	OK
Y8	X3 - X4 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.19 0.10	0.17 0.09	OK
Y8	X4 - X5 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.16 0.09	OK
Y8	X5 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.08 0.04	0.08 0.04	OK
Y9	X1 - X2.5 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.18 0.09	0.23 0.13	OK
Y9	X2.5 - X4 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.23 0.13	0.32 0.17	OK
Y9	X4 - X5 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.15 0.08	0.14 0.07	OK
Y9	X5 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.11 0.06	0.09 0.05	OK
Y10	X1 - X2 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.14 0.08	0.12 0.06	OK
Y10	X2 - X3 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.34 0.18	0.48 0.26	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
Y10	X3 - X4 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.12 0.06	0.11 0.06	OK
Y10	X4 - X5 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.15 0.08	0.14 0.07	OK
Y10	X5 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.14 0.08	0.12 0.06	OK
Y11	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 2G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y12	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 2G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y13	X1 - X6 大梁	べいまつ甲種2級 2G4	10.50	24.00	0.24 0.13	0.54 0.29	OK
Y14	X1 - X6 壁	べいまつ甲種2級 2G4	10.50	24.00	0.27 0.14	0.56 0.30	OK
X1	Y1 - Y2 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.06 0.03	0.07 0.04	OK
X1	Y2 - Y3 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X1	Y3 - Y5 壁	べいまつ甲種2級 2G3	10.50	18.00	0.27 0.15	0.47 0.26	OK
X1	Y5 - Y7 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G5	10.50	30.00	0.32 0.54	0.37 0.67	OK
X1	Y7 - Y8 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X1	Y8 - Y9 壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X1	Y9 - Y10 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X1	Y10 - Y12 壁	べいまつ甲種2級 2G3	10.50	18.00	0.27 0.15	0.47 0.26	OK
X1	Y12 - Y14 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G5	10.50	30.00	0.36 0.56	0.43 0.70	OK
X2	Y7 - Y8 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.06 0.03	0.07 0.04	OK
X5	Y7 - Y8 大梁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.06 0.03	0.07 0.04	OK
X6	Y1 - Y2 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.06 0.03	0.07 0.04	OK
X6	Y2 - Y3 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X6	Y3 - Y5 壁	べいまつ甲種2級 2G3	10.50	18.00	0.27 0.15	0.47 0.26	OK
X6	Y5 - Y7 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G3	10.50	18.00	0.27 0.15	0.47 0.26	OK
X6	Y7 - Y8 壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	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
X6	Y8 - Y9 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X6	Y9 - Y10 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.09 0.05	OK
X6	Y10 - Y12 壁	べいまつ甲種2級 2G3	10.50	18.00	0.27 0.15	0.47 0.26	OK
X6	Y12 - Y14 耐力壁	べいまつ甲種2級 2G5	10.50	30.00	0.36 0.56	0.43 0.70	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 $b \times (h - \text{欠込み高})^2 / 6$ 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	(cm ³)
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)
fb0L	:	長期有効曲げ許容応力度	(N/mm ²)
fb0S	:	短期有効曲げ許容応力度	(N/mm ²)
fs0L	:	長期有効せん断許容応力度	(N/mm ²)
fs0S	:	短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)
lQa	:	せん断力負担金物長期許容せん断耐力	(kN)
sQa	:	せん断力負担金物短期許容せん断耐力	(kN)
T	:	当該接合部の引抜力	(kN)
Ta	:	せん断力負担金物短期許容引張耐力	(kN)

3.3.3 梁・桁・胴差断面検定結果

階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y2通り X1-X6 RG2

$w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)

$w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)

$ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 1.8632(m^2) = 1024.774(N)$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 1.8632(m^2) = 1080.671(N)$ (積雪)

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

$ww = 1024.77 \quad 1080.67 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (壁上) すぎ乙種1級 10.5×21.0 (cm)

$I = 8103.38(cm^4) \quad Z = 771.75(cm^3) \quad Ae = 220.50(cm^2)$

$fbL = 1.00 \times 7.92 = 7.92(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.66 = 0.66(N/mm^2)$

$fbS = 0.80 \times 14.40 = 11.52(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.20 = 0.96(N/mm^2)$

$E = 7000(N/mm^2)$

$fb0L = 1.0 \times fbL = 7.920(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 11.520(N/mm^2)$

$fs0L = 1.0 \times fsL = 0.660(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 0.960(N/mm^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 7000(N/mm^2)$

長期 $M_{max}(kN \cdot cm) \quad Q_a(N) \quad Q_b(N) \quad \delta(cm)$

$w \quad 152.8 \quad 1343.7 \quad 1343.7 \quad 0.58$

$ww \quad 63.9 \quad 512.4 \quad 512.4 \quad 0.24$

合計 $216.7 \quad 1856.1 \quad 1856.1 \quad 0.82$

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 216.74 / (771.75 \times 0.79) = 0.35 < 1.0 \quad OK$

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1856.06) / (220.50 \times 66.00) = 0.19 < 1.0 \quad OK$

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.823 \times 2 = 1.647(cm) = 1 / 276.3 \quad OK$

せん断負担金物[左] (BH-135) $Q_a/1Q_a = 1.856 / (5.00 \times 0.550) = 0.67 < 1.0 \quad OK$

せん断負担金物[右] (BH-135) $Q_b/1Q_a = 1.856 / (5.00 \times 0.550) = 0.67 < 1.0 \quad OK$

短期 $M_{max}(kN \cdot cm) \quad Q_a(N) \quad Q_b(N) \quad \delta(cm)$

$w \quad 205.4 \quad 1805.5 \quad 1805.5 \quad 0.78$

$ww \quad 131.3 \quad 1052.7 \quad 1052.7 \quad 0.50$

合計 $336.7 \quad 2858.2 \quad 2858.2 \quad 1.28$

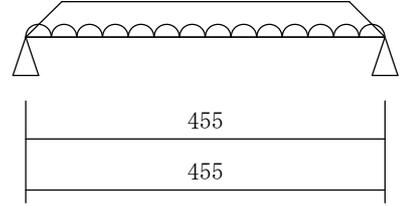
$M_{max}/(Z \times fb0S) = 336.65 / (771.75 \times 1.15) = 0.37 < 1.0 \quad OK$

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 2858.22) / (220.50 \times 96.00) = 0.20 < 1.0 \quad OK$

$\delta = 1.279(cm) = 1 / 355.9$

せん断負担金物[左] (BH-135) $(Q_a/sQ_a)^n + (T/Ta)^n = (2.858 / (5.00 \times 0.800))^1 + (1.000 / 12.10)^1 = 0.797 < 1.0 \quad OK$

せん断負担金物[右] (BH-135) $(Q_b/sQ_a)^n + (T/Ta)^n = (2.858 / (5.00 \times 0.800))^1 + (1.000 / 12.10)^1 = 0.797 < 1.0 \quad OK$



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y3通り X1-X6 RG3

$ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 6.8318(m^2) = 3757.504(N)$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 6.8318(m^2) = 3962.458(N)$ (積雪)

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

$ww = 3757.50 \quad 3962.46 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

大梁 べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)

$I = 12096.00(cm^4) \quad Z = 1008.00(cm^3) \quad Ae = 252.00(cm^2)$

$fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$

$fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$

$E = 12000(N/mm^2)$

$fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$

$fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期 $M_{max}(kN \cdot cm) \quad Q_a(N) \quad Q_b(N) \quad \delta(cm)$

$w \quad 267.7 \quad 1878.8 \quad 1878.8 \quad 0.39$

合計 $267.7 \quad 1878.8 \quad 1878.8 \quad 0.39$

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 267.67 / (1008.00 \times 0.84) = 0.31 < 1.0 \quad OK$

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1878.75) / (252.00 \times 88.00) = 0.12 < 1.0 \quad OK$

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.387 \times 2 = 0.775(cm) = 1 / 587.4 \quad OK$

短期 $M_{max}(kN \cdot cm) \quad Q_a(N) \quad Q_b(N) \quad \delta(cm)$

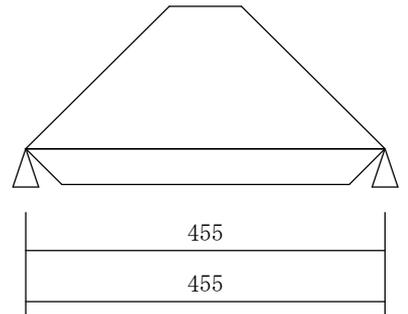
$w \quad 549.9 \quad 3860.0 \quad 3860.0 \quad 0.80$

合計 $549.9 \quad 3860.0 \quad 3860.0 \quad 0.80$

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 549.95 / (1008.00 \times 1.22) = 0.44 < 1.0 \quad OK$

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 3859.98) / (252.00 \times 128.00) = 0.17 < 1.0 \quad OK$

$\delta = 0.796(cm) = 1 / 571.8$



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y7通り X1-X2 RG1

ww = (単位荷重) 550.0(N/m²) × (面積) 0.7246(m²) = 398.523(N) (長期)
 ww = (単位荷重) 580.0(N/m²) × (面積) 0.7246(m²) = 420.261(N) (積雪)

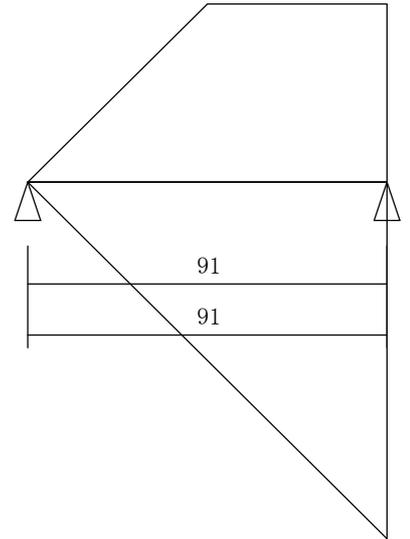
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 ww = 398.52 420.26 0.00 0.00 0.00 0.00

大 梁 べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)
 fbL = 1.00×8.36 = 8.36(N/mm²) fsL = 1.00×0.88 = 0.88(N/mm²)
 fbS = 0.80×15.20 = 12.16(N/mm²) fsS = 0.80×1.60 = 1.28(N/mm²)
 E = 12000(N/mm²)

fb0L = 1.0×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S = 1.0×fbS = 12.160(N/mm²)
 fs0L = 1.0×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S = 1.0×fsS = 1.280(N/mm²)
 E0 = 1.00×E = 12000(N/mm²)

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)
ww	4.7	142.3	256.2	0.00
合計	4.7	142.3	256.2	0.00
Mmax/(Z×fb0L)	= 4.75 / (192.94 × 0.84)			= 0.02 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50×256.19)/(110.25×88.00)			= 0.03 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.003 × 2 = 0.007 (cm) = 1 / 13599.4			OK

短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)
ww	9.8	292.4	526.4	0.01
合計	9.8	292.4	526.4	0.01
Mmax/(Z×fb0S)	= 9.76 / (192.94 × 1.22)			= 0.04 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50×526.36)/(110.25×128.00)			= 0.05 < 1.0 OK
δ	= 0.007 (cm) = 1 / 13238.3			



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y7通り X2-X3 RG1

w = 0.035 × 113.8 = 3.981(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 550.0(N/m²) × (面積) 1.6562(m²) = 910.910(N) (長期)
 ww = (単位荷重) 580.0(N/m²) × (面積) 1.6562(m²) = 960.596(N) (積雪)

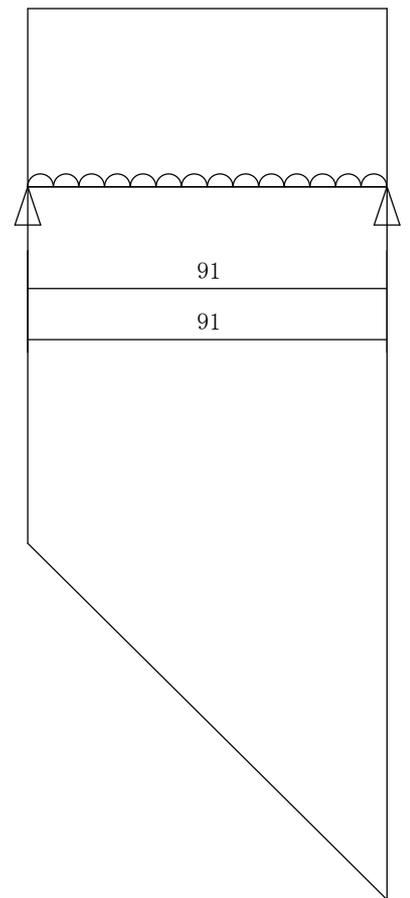
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 ww = 910.91 960.60 0.00 0.00 0.00 0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)
 fbL = 1.00×8.36 = 8.36(N/mm²) fsL = 1.00×0.88 = 0.88(N/mm²)
 fbS = 0.80×15.20 = 12.16(N/mm²) fsS = 0.80×1.60 = 1.28(N/mm²)
 E = 12000(N/mm²)

fb0L = 1.0×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S = 1.0×fbS = 12.160(N/mm²)
 fs0L = 1.0×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S = 1.0×fsS = 1.280(N/mm²)
 E0 = 1.00×E = 12000(N/mm²)

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)
w	4.1	181.1	181.1	0.00
ww	10.4	417.5	493.4	0.01
合計	14.5	598.6	674.6	0.01
Mmax/(Z×fb0L)	= 14.48 / (192.94 × 0.84)			= 0.08 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50×674.56)/(110.25×88.00)			= 0.10 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.010 × 2 = 0.021 (cm) = 1 / 4427.0			OK

短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)
w	4.1	181.1	181.1	0.00
ww	21.3	857.8	1013.7	0.02
合計	25.4	1038.9	1194.9	0.02
Mmax/(Z×fb0S)	= 25.41 / (192.94 × 1.22)			= 0.10 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50×1194.88)/(110.25×128.00)			= 0.12 < 1.0 OK
δ	= 0.018 (cm) = 1 / 5046.5			



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y7通り X3-X4.5 RG1

$w = 0.035 \times 113.8 = 3.981 \text{ (N/cm) (長期)}$
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 3.0019 \text{ (m}^2) = 1651.024 \text{ (N) (長期)}$
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 3.0019 \text{ (m}^2) = 1741.080 \text{ (N) (積雪)}$

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 1651.02 \quad 1741.08 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種 2級 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4) \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3) \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36 \text{ (N/mm}^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88 \text{ (N/mm}^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16 \text{ (N/mm}^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2)$
 $E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

$fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160 \text{ (N/mm}^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280 \text{ (N/mm}^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.3	271.7	271.7	0.01
ww	28.7	847.7	803.4	0.05
合計	38.0	1119.4	1075.1	0.06

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 37.98 / (192.94 \times 0.84) = 0.23 < 1.0 \quad \text{OK}$

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1119.37) / (110.25 \times 88.00) = 0.17 < 1.0 \quad \text{OK}$

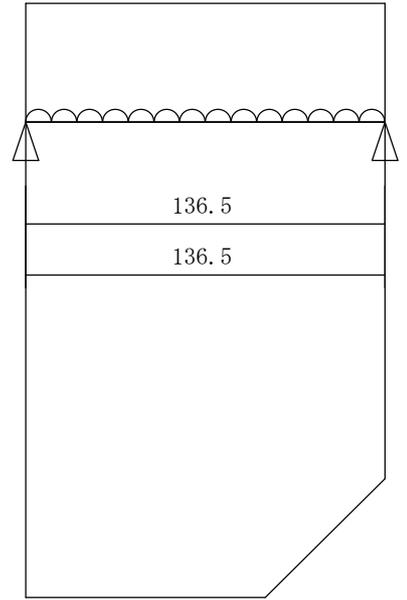
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.061 \times 2 = 0.121 \text{ (cm)} = 1 / 1127.2 \quad \text{OK}$

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.3	271.7	271.7	0.01
ww	59.0	1741.5	1650.6	0.09
合計	68.3	2013.3	1922.3	0.11

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 68.26 / (192.94 \times 1.22) = 0.29 < 1.0 \quad \text{OK}$

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 2013.26) / (110.25 \times 128.00) = 0.21 < 1.0 \quad \text{OK}$

$\delta = 0.109 \text{ (cm)} = 1 / 1254.8$



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y7通り X4.5-X6 RG1

$ww = (\text{単位荷重}) 550.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 1.4492 \text{ (m}^2) = 797.046 \text{ (N) (長期)}$
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 1.4492 \text{ (m}^2) = 840.521 \text{ (N) (積雪)}$

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 797.05 \quad 840.52 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

大梁 べいまつ甲種 2級 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4) \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3) \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36 \text{ (N/mm}^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88 \text{ (N/mm}^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16 \text{ (N/mm}^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2)$
 $E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

$fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160 \text{ (N/mm}^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280 \text{ (N/mm}^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
ww	14.1	506.1	291.0	0.02
合計	14.1	506.1	291.0	0.02

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 14.14 / (192.94 \times 0.84) = 0.08 < 1.0 \quad \text{OK}$

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 506.06) / (110.25 \times 88.00) = 0.07 < 1.0 \quad \text{OK}$

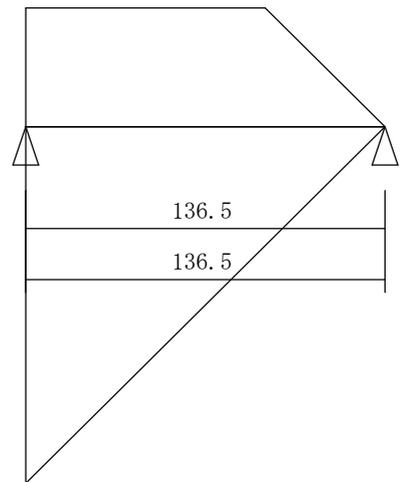
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.022 \times 2 = 0.045 \text{ (cm)} = 1 / 3036.6 \quad \text{OK}$

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
ww	29.0	1039.7	597.8	0.05
合計	29.0	1039.7	597.8	0.05

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 29.05 / (192.94 \times 1.22) = 0.12 < 1.0 \quad \text{OK}$

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1039.73) / (110.25 \times 128.00) = 0.11 < 1.0 \quad \text{OK}$

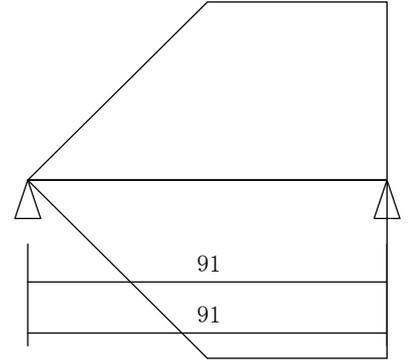
$\delta = 0.046 \text{ (cm)} = 1 / 2956.0$



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y8通り X1-X2 RG1
 ww = (単位荷重) 550.0(N/m2) × (面積) 0.6211(m2) = 341.591(N) (長期)
 ww = (単位荷重) 580.0(N/m2) × (面積) 0.6211(m2) = 360.223(N) (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 ww = 341.59 360.22 0.00 0.00 0.00 0.00
 大 梁 べいまつ甲種2級 10.5× 10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm4) Z = 192.94(cm3) Ae = 110.25(cm2)
 fbL = 1.00× 8.36 = 8.36(N/mm2) fsL = 1.00× 0.88 = 0.88(N/mm2)
 fbS = 0.80× 15.20 = 12.16(N/mm2) fsS = 0.80× 1.60 = 1.28(N/mm2)
 E = 12000(N/mm2)
 fb0L = 1.0×fbL = 8.360(N/mm2) fb0S = 1.0×fbS = 12.160(N/mm2)
 fs0L = 1.0×fsL = 0.880(N/mm2) fs0S = 1.0×fsS = 1.280(N/mm2)
 E0 = 1.00×E = 12000(N/mm2)
 長期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 ww 4.3 132.8 208.8 0.00
 合計 4.3 132.8 208.8 0.00
 Mmax/(Z×fb0L) = 4.32 / (192.94 × 0.84) = 0.02 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0L) = (1.50× 208.75)/(110.25× 88.00) = 0.03 < 1.0 OK
 δ×変形増大係数 = 0.003 × 2 = 0.006 (cm) = 1 / 15092.0 OK

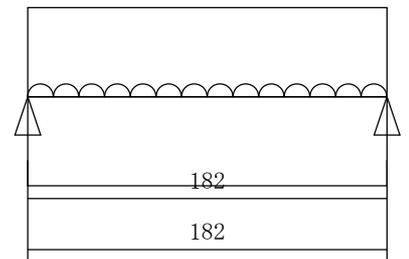
短期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 ww 8.9 272.9 428.9 0.01
 合計 8.9 272.9 428.9 0.01
 Mmax/(Z×fb0S) = 8.87 / (192.94 × 1.22) = 0.03 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0S) = (1.50× 428.89)/(110.25× 128.00) = 0.04 < 1.0 OK
 δ = 0.006 (cm) = 1 / 14691.3



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y8通り X2-X4 RG1
 w = 0.035 × 113.8 = 3.981(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 550.0(N/m2) × (面積) 1.6562(m2) = 910.910(N) (長期)
 ww = (単位荷重) 580.0(N/m2) × (面積) 1.6562(m2) = 960.596(N) (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 ww = 910.91 960.60 0.00 0.00 0.00 0.00
 梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5× 10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm4) Z = 192.94(cm3) Ae = 110.25(cm2)
 fbL = 1.00× 8.36 = 8.36(N/mm2) fsL = 1.00× 0.88 = 0.88(N/mm2)
 fbS = 0.80× 15.20 = 12.16(N/mm2) fsS = 0.80× 1.60 = 1.28(N/mm2)
 E = 12000(N/mm2)
 fb0L = 1.0×fbL = 8.360(N/mm2) fb0S = 1.0×fbS = 12.160(N/mm2)
 fs0L = 1.0×fsL = 0.880(N/mm2) fs0S = 1.0×fsS = 1.280(N/mm2)
 E0 = 1.00×E = 12000(N/mm2)
 長期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 w 16.5 362.3 362.3 0.05
 ww 20.7 455.5 455.5 0.06
 合計 37.2 817.7 817.7 0.11
 Mmax/(Z×fb0L) = 37.21 / (192.94 × 0.84) = 0.23 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0L) = (1.50× 817.75)/(110.25× 88.00) = 0.12 < 1.0 OK
 δ×変形増大係数 = 0.106 × 2 = 0.211 (cm) = 1 / 861.6 OK

短期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 w 16.5 362.3 362.3 0.05
 ww 42.6 935.8 935.8 0.12
 合計 59.1 1298.0 1298.0 0.17
 Mmax/(Z×fb0S) = 59.06 / (192.94 × 1.22) = 0.25 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0S) = (1.50× 1298.05)/(110.25× 128.00) = 0.13 < 1.0 OK
 δ = 0.168 (cm) = 1 / 1085.6



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y8通り X4-X4.5 RG1

w = 0.035 × 113.8 = 3.981(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 550.0(N/m²) × (面積) 0.4141(m²) = 227.728(N) (長期)
 ww = (単位荷重) 580.0(N/m²) × (面積) 0.4141(m²) = 240.149(N) (積雪)

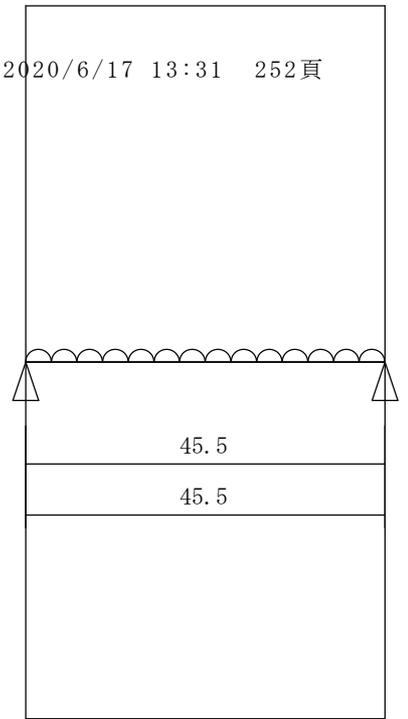
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 ww = 227.73 240.15 0.00 0.00 0.00 0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)
 fbL = 1.00×8.36 = 8.36(N/mm²) fsL = 1.00×0.88 = 0.88(N/mm²)
 fbS = 0.80×15.20 = 12.16(N/mm²) fsS = 0.80×1.60 = 1.28(N/mm²)
 E = 12000(N/mm²)

fb0L = 1.0×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S = 1.0×fbS = 12.160(N/mm²)
 fs0L = 1.0×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S = 1.0×fsS = 1.280(N/mm²)
 E0 = 1.00×E = 12000(N/mm²)

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	1.0	90.6	90.6	0.00
ww	1.3	113.9	113.9	0.00
合計	2.3	204.4	204.4	0.00
Mmax/(Z×fb0L)	= 2.33 / (192.94 × 0.84)			= 0.01 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50×204.44)/(110.25×88.00)			= 0.03 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.000 × 2 = 0.001 (cm)			= 1 / 55141.1 OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	1.0	90.6	90.6	0.00
ww	2.7	233.9	233.9	0.00
合計	3.7	324.5	324.5	0.00
Mmax/(Z×fb0S)	= 3.69 / (192.94 × 1.22)			= 0.01 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50×324.51)/(110.25×128.00)			= 0.03 < 1.0 OK
δ	= 0.001 (cm)			= 1 / 69476.1



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y8通り X4.5-X6 RG1

w = 0.035 × 113.8 = 3.981(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 550.0(N/m²) × (面積) 1.0351(m²) = 569.319(N) (長期)
 ww = (単位荷重) 580.0(N/m²) × (面積) 1.0351(m²) = 600.373(N) (積雪)

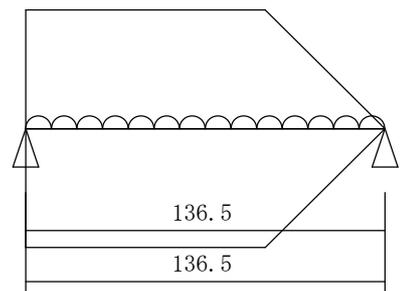
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 ww = 569.32 600.37 0.00 0.00 0.00 0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)
 fbL = 1.00×8.36 = 8.36(N/mm²) fsL = 1.00×0.88 = 0.88(N/mm²)
 fbS = 0.80×15.20 = 12.16(N/mm²) fsS = 0.80×1.60 = 1.28(N/mm²)
 E = 12000(N/mm²)

fb0L = 1.0×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S = 1.0×fbS = 12.160(N/mm²)
 fs0L = 1.0×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S = 1.0×fsS = 1.280(N/mm²)
 E0 = 1.00×E = 12000(N/mm²)

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.3	271.7	271.7	0.01
ww	10.8	328.9	240.4	0.02
合計	20.1	600.7	512.1	0.03
Mmax/(Z×fb0L)	= 20.07 / (192.94 × 0.84)			= 0.12 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50×600.66)/(110.25×88.00)			= 0.09 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.032 × 2 = 0.064 (cm)			= 1 / 2143.7 OK

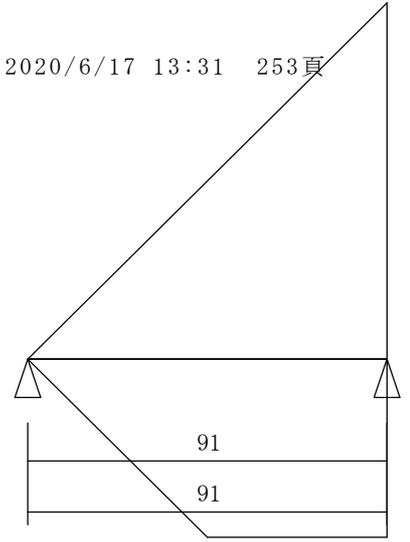
短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.3	271.7	271.7	0.01
ww	22.2	675.8	493.9	0.03
合計	31.4	947.5	765.6	0.05
Mmax/(Z×fb0S)	= 31.45 / (192.94 × 1.22)			= 0.13 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50×947.54)/(110.25×128.00)			= 0.10 < 1.0 OK
δ	= 0.050 (cm)			= 1 / 2741.0



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y9通り X1-X2 RG1
 ww = (単位荷重) 550.0(N/m2) × (面積) 0.7246(m2) = 398.523(N) (長期)
 ww = (単位荷重) 580.0(N/m2) × (面積) 0.7246(m2) = 420.261(N) (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 ww = 398.52 420.26 0.00 0.00 0.00 0.00
 大 梁 べいまつ甲種2級 10.5× 10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm4) Z = 192.94(cm3) Ae = 110.25(cm2)
 fbL = 1.00× 8.36 = 8.36(N/mm2) fsL = 1.00× 0.88 = 0.88(N/mm2)
 fbS = 0.80× 15.20 = 12.16(N/mm2) fsS = 0.80× 1.60 = 1.28(N/mm2)
 E = 12000(N/mm2)
 fb0L = 1.0×fbL = 8.360(N/mm2) fb0S = 1.0×fbS = 12.160(N/mm2)
 fs0L = 1.0×fsL = 0.880(N/mm2) fs0S = 1.0×fsS = 1.280(N/mm2)
 E0 = 1.00×E = 12000(N/mm2)
 長期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 ww 4.7 142.3 256.2 0.00
 合計 4.7 142.3 256.2 0.00
 Mmax/(Z×fb0L) = 4.75 / (192.94 × 0.84) = 0.02 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0L) = (1.50× 256.19)/(110.25× 88.00) = 0.03 < 1.0 OK
 δ×変形増大係数 = 0.003 × 2 = 0.007 (cm) = 1 / 13599.4 OK

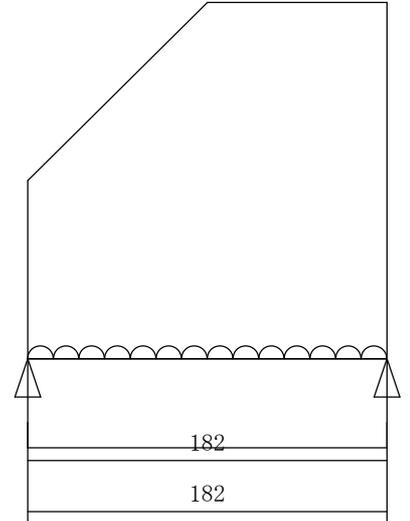
短期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 ww 9.8 292.4 526.4 0.01
 合計 9.8 292.4 526.4 0.01
 Mmax/(Z×fb0S) = 9.76 / (192.94 × 1.22) = 0.04 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0S) = (1.50× 526.36)/(110.25× 128.00) = 0.05 < 1.0 OK
 δ = 0.007 (cm) = 1 / 13238.3



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y9通り X2-X4 RG1
 w = 0.035 × 113.8 = 3.981(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 550.0(N/m2) × (面積) 3.7264(m2) = 2049.548(N) (長期)
 ww = (単位荷重) 580.0(N/m2) × (面積) 3.7264(m2) = 2161.341(N) (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 ww = 2049.55 2161.34 0.00 0.00 0.00 0.00
 梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5× 10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm4) Z = 192.94(cm3) Ae = 110.25(cm2)
 fbL = 1.00× 8.36 = 8.36(N/mm2) fsL = 1.00× 0.88 = 0.88(N/mm2)
 fbS = 0.80× 15.20 = 12.16(N/mm2) fsS = 0.80× 1.60 = 1.28(N/mm2)
 E = 12000(N/mm2)
 fb0L = 1.0×fbL = 8.360(N/mm2) fb0S = 1.0×fbS = 12.160(N/mm2)
 fs0L = 1.0×fsL = 0.880(N/mm2) fs0S = 1.0×fsS = 1.280(N/mm2)
 E0 = 1.00×E = 12000(N/mm2)
 長期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 w 16.5 362.3 362.3 0.05
 ww 48.4 948.9 1100.7 0.14
 合計 64.8 1311.2 1463.0 0.18
 Mmax/(Z×fb0L) = 64.84 / (192.94 × 0.84) = 0.40 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0L) = (1.50× 1462.98)/(110.25× 88.00) = 0.22 < 1.0 OK
 δ×変形増大係数 = 0.183 × 2 = 0.367 (cm) = 1 / 496.5 OK

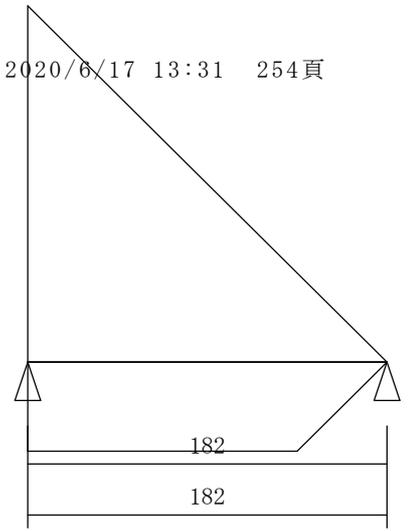
短期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 w 16.5 362.3 362.3 0.05
 ww 99.3 1949.5 2261.4 0.28
 合計 115.8 2311.8 2623.7 0.33
 Mmax/(Z×fb0S) = 115.83 / (192.94 × 1.22) = 0.49 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0S) = (1.50× 2623.70)/(110.25× 128.00) = 0.27 < 1.0 OK
 δ = 0.327 (cm) = 1 / 556.2



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y9通り X4-X6 RG1
 ww = (単位荷重) 550.0(N/m²) × (面積) 2.3808(m²) = 1309.433(N) (長期)
 ww = (単位荷重) 580.0(N/m²) × (面積) 2.3808(m²) = 1380.857(N) (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 ww = 1309.43 1380.86 0.00 0.00 0.00 0.00
 大梁 べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)
 fbL = 1.00×8.36 = 8.36(N/mm²) fsL = 1.00×0.88 = 0.88(N/mm²)
 fbS = 0.80×15.20 = 12.16(N/mm²) fsS = 0.80×1.60 = 1.28(N/mm²)
 E = 12000(N/mm²)
 fb0L = 1.0×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S = 1.0×fbS = 12.160(N/mm²)
 fs0L = 1.0×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S = 1.0×fsS = 1.280(N/mm²)
 E0 = 1.00×E = 12000(N/mm²)
 長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 ww 30.7 830.3 479.2 0.09
 合計 30.7 830.3 479.2 0.09
 Mmax/(Z×fb0L) = 30.65 / (192.94 × 0.84) = 0.19 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0L) = (1.50×830.26)/(110.25×88.00) = 0.12 < 1.0 OK
 δ×変形増大係数 = 0.087 × 2 = 0.174 (cm) = 1 / 1048.3 OK

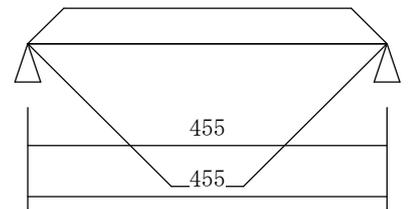
短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 ww 63.0 1705.8 984.5 0.18
 合計 63.0 1705.8 984.5 0.18
 Mmax/(Z×fb0S) = 62.98 / (192.94 × 1.22) = 0.26 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0S) = (1.50×1705.80)/(110.25×128.00) = 0.18 < 1.0 OK
 δ = 0.178 (cm) = 1 / 1020.5



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y13通り X1-X6 RG3
 ww = (単位荷重) 550.0(N/m²) × (面積) 6.8318(m²) = 3757.504(N) (長期)
 ww = (単位荷重) 580.0(N/m²) × (面積) 6.8318(m²) = 3962.458(N) (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 ww = 3757.50 3962.46 0.00 0.00 0.00 0.00
 大梁 べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)
 I = 12096.00(cm⁴) Z = 1008.00(cm³) Ae = 252.00(cm²)
 fbL = 1.00×8.36 = 8.36(N/mm²) fsL = 1.00×0.88 = 0.88(N/mm²)
 fbS = 0.80×15.20 = 12.16(N/mm²) fsS = 0.80×1.60 = 1.28(N/mm²)
 E = 12000(N/mm²)
 fb0L = 1.0×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S = 1.0×fbS = 12.160(N/mm²)
 fs0L = 1.0×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S = 1.0×fsS = 1.280(N/mm²)
 E0 = 1.00×E = 12000(N/mm²)
 長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 ww 267.7 1878.8 1878.8 0.39
 合計 267.7 1878.8 1878.8 0.39
 Mmax/(Z×fb0L) = 267.67 / (1008.00 × 0.84) = 0.31 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0L) = (1.50×1878.75)/(252.00×88.00) = 0.12 < 1.0 OK
 δ×変形増大係数 = 0.387 × 2 = 0.775 (cm) = 1 / 587.4 OK

短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 ww 549.9 3860.0 3860.0 0.80
 合計 549.9 3860.0 3860.0 0.80
 Mmax/(Z×fb0S) = 549.95 / (1008.00 × 1.22) = 0.44 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0S) = (1.50×3859.98)/(252.00×128.00) = 0.17 < 1.0 OK
 δ = 0.796 (cm) = 1 / 571.8

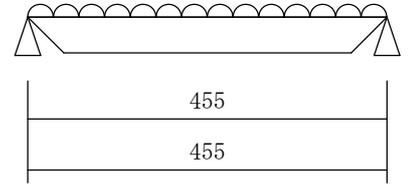


階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y14通り X1-X6 RG2
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 1.8632(m^2) = 1024.774(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 1.8632(m^2) = 1080.671(N)$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 1024.77$ 1080.67 0.00 0.00 0.00 0.00
 梁(壁上) すぎ乙種1級 10.5×21.0 (cm)
 $I = 8103.38(cm^4)$ $Z = 771.75(cm^3)$ $Ae = 220.50(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 7.92 = 7.92(N/mm^2)$ $fsL = 1.00 \times 0.66 = 0.66(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 14.40 = 11.52(N/mm^2)$ $fsS = 0.80 \times 1.20 = 0.96(N/mm^2)$
 $E = 7000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 7.920(N/mm^2)$ $fb0S = 1.0 \times fbS = 11.520(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.660(N/mm^2)$ $fs0S = 1.0 \times fsS = 0.960(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 7000(N/mm^2)$

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)
w	152.8	1343.7	1343.7	0.58
ww	63.9	512.4	512.4	0.24
合計	216.7	1856.1	1856.1	0.82

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 216.74 / (771.75 \times 0.79) = 0.35 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1856.06) / (220.50 \times 66.00) = 0.19 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.823 \times 2 = 1.647$ (cm) = 1 / 276.3 OK
 せん断負担金物[左](BH-135) $Qa/1Qa = 1.856 / (5.00 \times 0.550) = 0.67 < 1.0$ OK
 せん断負担金物[右](BH-135) $Qb/1Qa = 1.856 / (5.00 \times 0.550) = 0.67 < 1.0$ OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)
w	205.4	1805.5	1805.5	0.78
ww	131.3	1052.7	1052.7	0.50
合計	336.7	2858.2	2858.2	1.28

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 336.65 / (771.75 \times 1.15) = 0.37 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 2858.22) / (220.50 \times 96.00) = 0.20 < 1.0$ OK
 $\delta = 1.279$ (cm) = 1 / 355.9

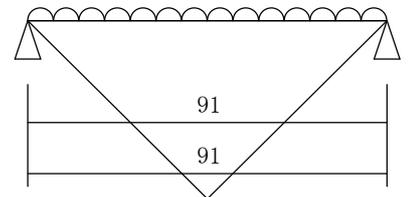
せん断負担金物[左](BH-135) $(Qa/sQa)^n + (T/Ta)^n = (2.858 / (5.00 \times 0.800))^1 + (1.000 / 12.10)^1 = 0.797 < 1.0$ OK
 せん断負担金物[右](BH-135) $(Qa/sQa)^n + (T/Ta)^n = (2.858 / (5.00 \times 0.800))^1 + (1.000 / 12.10)^1 = 0.797 < 1.0$ OK

階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X1通り Y2-Y3 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 113.864(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 120.075(N)$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 113.86$ 120.07 0.00 0.00 0.00 0.00
 梁(壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4)$ $Z = 192.94(cm^3)$ $Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2)$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	1.7	56.9	56.9	0.00
合計	7.8	325.7	325.7	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 7.84 / (192.94 \times 0.84) = 0.04 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 325.67) / (110.25 \times 88.00) = 0.05 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.006 \times 2 = 0.011$ (cm) = 1 / 8249.9 OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	3.5	117.0	117.0	0.00
合計	11.8	478.1	478.1	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 11.76 / (192.94 \times 1.22) = 0.05 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 478.07) / (110.25 \times 128.00) = 0.05 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.008$ (cm) = 1 / 11034.1

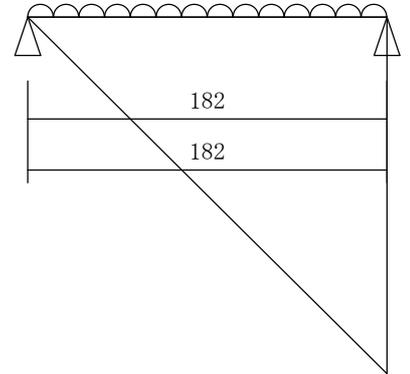
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X1通り Y3-Y5 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030 \text{ (N/cm)}$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 1.6562 \text{ (m}^2) = 910.910 \text{ (N)}$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 1.6562 \text{ (m}^2) = 960.596 \text{ (N)}$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 910.91 \quad 960.60 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4)$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3)$ $Ae = 110.25 \text{ (cm}^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36 \text{ (N/mm}^2)$ $fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88 \text{ (N/mm}^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16 \text{ (N/mm}^2)$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2)$
 $E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2)$ $fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160 \text{ (N/mm}^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2)$ $fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280 \text{ (N/mm}^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	24.5	537.5	537.5	0.07
ww	20.7	303.6	607.3	0.06
合計	45.2	841.1	1144.7	0.13

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 45.18 / (192.94 \times 0.84) = 0.28 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1144.74) / (110.25 \times 88.00) = 0.17 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.128 \times 2 = 0.256 \text{ (cm)} = 1 / 709.6 \quad \text{OK}$



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	32.9	722.2	722.2	0.09
ww	42.6	623.8	1247.7	0.12
合計	75.4	1346.0	1969.9	0.21

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 75.44 / (192.94 \times 1.22) = 0.32 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1969.87) / (110.25 \times 128.00) = 0.20 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.214 \text{ (cm)} = 1 / 849.9$

階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X1通り Y5-Y6 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030 \text{ (N/cm)}$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 1.2422 \text{ (m}^2) = 683.183 \text{ (N)}$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 1.2422 \text{ (m}^2) = 720.447 \text{ (N)}$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 683.18 \quad 720.45 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

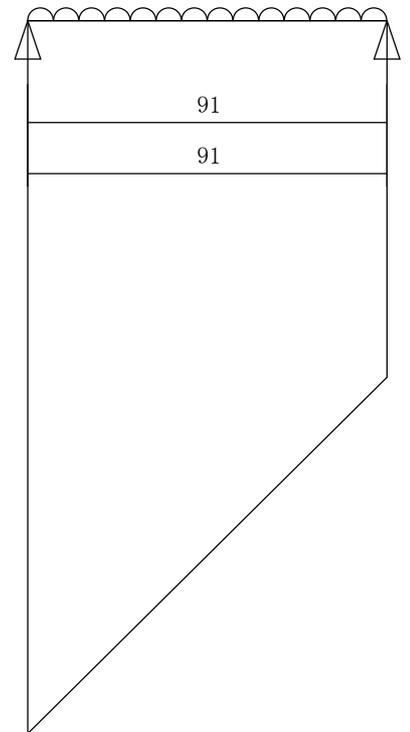
梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4)$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3)$ $Ae = 110.25 \text{ (cm}^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36 \text{ (N/mm}^2)$ $fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88 \text{ (N/mm}^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16 \text{ (N/mm}^2)$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2)$
 $E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2)$ $fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160 \text{ (N/mm}^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2)$ $fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280 \text{ (N/mm}^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	7.8	379.5	303.6	0.01
合計	13.9	648.3	572.4	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 13.88 / (192.94 \times 0.84) = 0.08 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 648.28) / (110.25 \times 88.00) = 0.10 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.010 \times 2 = 0.020 \text{ (cm)} = 1 / 4617.6 \quad \text{OK}$

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	16.0	779.8	623.8	0.01
合計	24.2	1140.9	984.9	0.02

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 24.18 / (192.94 \times 1.22) = 0.10 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1140.89) / (110.25 \times 128.00) = 0.12 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.017 \text{ (cm)} = 1 / 5302.8$



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X1通り Y6-Y7 RG1

$$w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906 \text{ (N/cm)} \text{ (長期)}$$

$$w = 0.058 \times 35.0 = 2.030 \text{ (N/cm)} \text{ (積雪)}$$

$$ww = (\text{単位荷重}) 550.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.4141 \text{ (m}^2) = 227.728 \text{ (N)} \text{ (長期)}$$

$$ww = (\text{単位荷重}) 580.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.4141 \text{ (m}^2) = 240.149 \text{ (N)} \text{ (積雪)}$$

$$ww = \begin{matrix} \text{(長期)} & \text{(積雪)} & \text{(地震水平)} & \text{(地震直交)} & \text{(風圧水平)} & \text{(風圧直交)} & \text{(N)} \\ 227.73 & 240.15 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \end{matrix}$$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

$$I = 1012.92 \text{ (cm}^4) \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3) \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2)$$

$$fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36 \text{ (N/mm}^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88 \text{ (N/mm}^2)$$

$$fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16 \text{ (N/mm}^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2)$$

$$E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$$

$$fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160 \text{ (N/mm}^2)$$

$$fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280 \text{ (N/mm}^2)$$

$$EO = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$$

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w \quad 6.1 \quad 268.7 \quad 268.7 \quad 0.00$$

$$ww \quad 2.6 \quad 151.8 \quad 75.9 \quad 0.00$$

$$\text{合計} \quad 8.7 \quad 420.6 \quad 344.6 \quad 0.01$$

$$M_{\max} / (Z \times fb0L) = 8.70 / (192.94 \times 0.84) = 0.05 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0L) = (1.50 \times 420.55) / (110.25 \times 88.00) = 0.06 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.006 \times 2 = 0.012 \text{ (cm)} = 1 / 7366.0 \quad \text{OK}$$

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w \quad 8.2 \quad 361.1 \quad 361.1 \quad 0.01$$

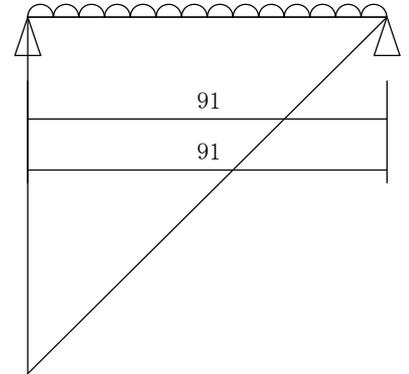
$$ww \quad 5.3 \quad 311.9 \quad 156.0 \quad 0.00$$

$$\text{合計} \quad 13.5 \quad 673.0 \quad 517.1 \quad 0.01$$

$$M_{\max} / (Z \times fb0S) = 13.54 / (192.94 \times 1.22) = 0.05 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0S) = (1.50 \times 673.02) / (110.25 \times 128.00) = 0.07 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = 0.010 \text{ (cm)} = 1 / 9472.4$$



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X1通り Y7-Y8 RG1

$$w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906 \text{ (N/cm)} \text{ (長期)}$$

$$w = 0.058 \times 35.0 = 2.030 \text{ (N/cm)} \text{ (積雪)}$$

$$ww = (\text{単位荷重}) 550.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 113.864 \text{ (N)} \text{ (長期)}$$

$$ww = (\text{単位荷重}) 580.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 120.075 \text{ (N)} \text{ (積雪)}$$

$$ww = \begin{matrix} \text{(長期)} & \text{(積雪)} & \text{(地震水平)} & \text{(地震直交)} & \text{(風圧水平)} & \text{(風圧直交)} & \text{(N)} \\ 113.86 & 120.07 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \end{matrix}$$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

$$I = 1012.92 \text{ (cm}^4) \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3) \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2)$$

$$fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36 \text{ (N/mm}^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88 \text{ (N/mm}^2)$$

$$fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16 \text{ (N/mm}^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2)$$

$$E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$$

$$fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160 \text{ (N/mm}^2)$$

$$fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280 \text{ (N/mm}^2)$$

$$EO = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$$

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w \quad 6.1 \quad 268.7 \quad 268.7 \quad 0.00$$

$$ww \quad 1.7 \quad 56.9 \quad 56.9 \quad 0.00$$

$$\text{合計} \quad 7.8 \quad 325.7 \quad 325.7 \quad 0.01$$

$$M_{\max} / (Z \times fb0L) = 7.84 / (192.94 \times 0.84) = 0.04 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0L) = (1.50 \times 325.67) / (110.25 \times 88.00) = 0.05 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.006 \times 2 = 0.011 \text{ (cm)} = 1 / 8249.9 \quad \text{OK}$$

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w \quad 8.2 \quad 361.1 \quad 361.1 \quad 0.01$$

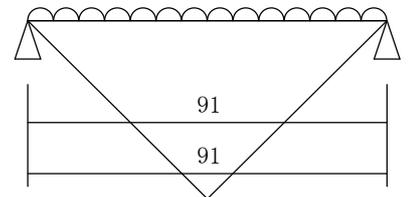
$$ww \quad 3.5 \quad 117.0 \quad 117.0 \quad 0.00$$

$$\text{合計} \quad 11.8 \quad 478.1 \quad 478.1 \quad 0.01$$

$$M_{\max} / (Z \times fb0S) = 11.76 / (192.94 \times 1.22) = 0.05 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0S) = (1.50 \times 478.07) / (110.25 \times 128.00) = 0.05 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = 0.008 \text{ (cm)} = 1 / 11034.1$$

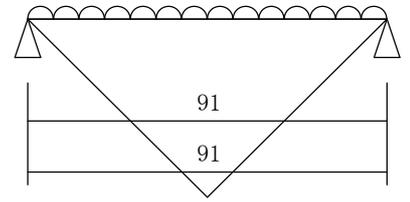


階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X1通り Y8-Y9 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 113.864(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 120.075(N)$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 113.86 \quad 120.07 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	1.7	56.9	56.9	0.00
合計	7.8	325.7	325.7	0.01
Mmax/(Z×fb0L)	= 7.84 / (192.94 × 0.84)			= 0.04 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 325.67) / (110.25 × 88.00)			= 0.05 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.006 × 2 = 0.011 (cm)			= 1 / 8249.9 OK



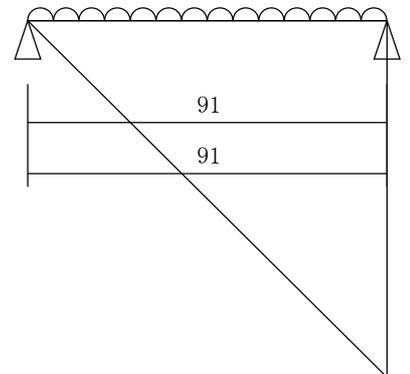
短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	3.5	117.0	117.0	0.00
合計	11.8	478.1	478.1	0.01
Mmax/(Z×fb0S)	= 11.76 / (192.94 × 1.22)			= 0.05 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 478.07) / (110.25 × 128.00)			= 0.05 < 1.0 OK
δ	= 0.008 (cm)			= 1 / 11034.1

階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X1通り Y9-Y10 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4141(m^2) = 227.728(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4141(m^2) = 240.149(N)$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 227.73 \quad 240.15 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	2.6	75.9	151.8	0.00
合計	8.7	344.6	420.6	0.01
Mmax/(Z×fb0L)	= 8.70 / (192.94 × 0.84)			= 0.05 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 420.55) / (110.25 × 88.00)			= 0.06 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.006 × 2 = 0.012 (cm)			= 1 / 7366.0 OK



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	5.3	156.0	311.9	0.00
合計	13.5	517.1	673.0	0.01
Mmax/(Z×fb0S)	= 13.54 / (192.94 × 1.22)			= 0.05 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 673.02) / (110.25 × 128.00)			= 0.07 < 1.0 OK
δ	= 0.010 (cm)			= 1 / 9472.4

階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X1通り Y10-Y12 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 2.4843(m^2) = 1366.365(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 2.4843(m^2) = 1440.894(N)$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 1366.36 \quad 1440.89 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

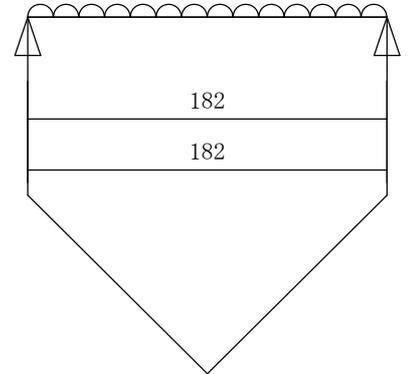
梁 (壁上) べいまつ甲種 2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	24.5	537.5	537.5	0.07
ww	34.5	683.2	683.2	0.10
合計	59.0	1220.7	1220.7	0.17

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 58.99 / (192.94 \times 0.84) = 0.36 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1220.65) / (110.25 \times 88.00) = 0.18 < 1.0 \quad OK$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.166 \times 2 = 0.332 \text{ (cm)} = 1 / 548.5 \quad OK$

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	32.9	722.2	722.2	0.09
ww	71.0	1403.6	1403.6	0.20
合計	103.8	2125.8	2125.8	0.29

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 103.82 / (192.94 \times 1.22) = 0.44 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 2125.83) / (110.25 \times 128.00) = 0.22 < 1.0 \quad OK$
 $\delta = 0.291 \text{ (cm)} = 1 / 624.4$



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X1通り Y12-Y13 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4141(m^2) = 227.728(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4141(m^2) = 240.149(N)$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 227.73 \quad 240.15 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

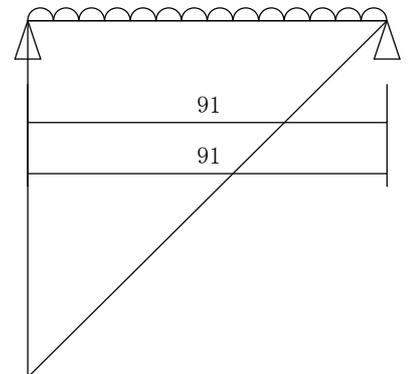
梁 (耐力壁上) べいまつ甲種 2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	2.6	151.8	75.9	0.00
合計	8.7	420.6	344.6	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 8.70 / (192.94 \times 0.84) = 0.05 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 420.55) / (110.25 \times 88.00) = 0.06 < 1.0 \quad OK$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.006 \times 2 = 0.012 \text{ (cm)} = 1 / 7366.0 \quad OK$

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	5.3	311.9	156.0	0.00
合計	13.5	673.0	517.1	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 13.54 / (192.94 \times 1.22) = 0.05 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 673.02) / (110.25 \times 128.00) = 0.07 < 1.0 \quad OK$
 $\delta = 0.010 \text{ (cm)} = 1 / 9472.4$

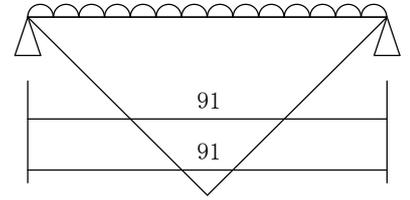


階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X1通り Y13-Y14 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030 \text{ (N/cm)}$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 113.864 \text{ (N)}$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 120.075 \text{ (N)}$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 113.86 \quad 120.07 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4)$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3)$ $Ae = 110.25 \text{ (cm}^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36 \text{ (N/mm}^2)$ $fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88 \text{ (N/mm}^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16 \text{ (N/mm}^2)$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2)$
 $E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2)$ $fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160 \text{ (N/mm}^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2)$ $fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280 \text{ (N/mm}^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	1.7	56.9	56.9	0.00
合計	7.8	325.7	325.7	0.01
$M_{max}/(Z \times fb0L) = 7.84 / (192.94 \times 0.84) = 0.04 < 1.0$ OK				
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 325.67) / (110.25 \times 88.00) = 0.05 < 1.0$ OK				
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.006 \times 2 = 0.011 \text{ (cm)} = 1 / 8249.9$ OK				



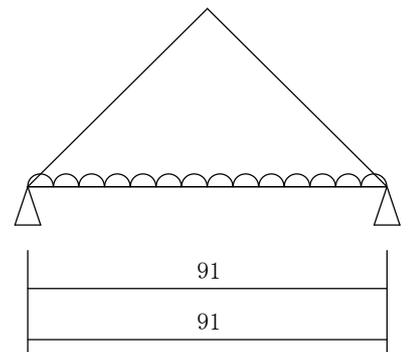
短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	3.5	117.0	117.0	0.00
合計	11.8	478.1	478.1	0.01
$M_{max}/(Z \times fb0S) = 11.76 / (192.94 \times 1.22) = 0.05 < 1.0$ OK				
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 478.07) / (110.25 \times 128.00) = 0.05 < 1.0$ OK				
$\delta = 0.008 \text{ (cm)} = 1 / 11034.1$				

階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y2-Y3 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030 \text{ (N/cm)}$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 113.864 \text{ (N)}$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 120.075 \text{ (N)}$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 113.86 \quad 120.07 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4)$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3)$ $Ae = 110.25 \text{ (cm}^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36 \text{ (N/mm}^2)$ $fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88 \text{ (N/mm}^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16 \text{ (N/mm}^2)$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2)$
 $E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2)$ $fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160 \text{ (N/mm}^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2)$ $fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280 \text{ (N/mm}^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	1.7	56.9	56.9	0.00
合計	7.8	325.7	325.7	0.01
$M_{max}/(Z \times fb0L) = 7.84 / (192.94 \times 0.84) = 0.04 < 1.0$ OK				
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 325.67) / (110.25 \times 88.00) = 0.05 < 1.0$ OK				
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.006 \times 2 = 0.011 \text{ (cm)} = 1 / 8249.9$ OK				



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	3.5	117.0	117.0	0.00
合計	11.8	478.1	478.1	0.01
$M_{max}/(Z \times fb0S) = 11.76 / (192.94 \times 1.22) = 0.05 < 1.0$ OK				
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 478.07) / (110.25 \times 128.00) = 0.05 < 1.0$ OK				
$\delta = 0.008 \text{ (cm)} = 1 / 11034.1$				

階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y3-Y5 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 1.6562(m^2) = 910.910(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 1.6562(m^2) = 960.596(N)$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 910.91 \quad 960.60 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

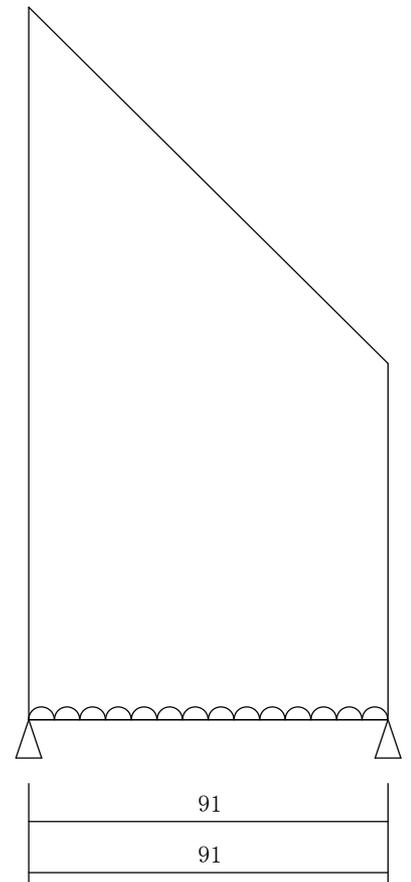
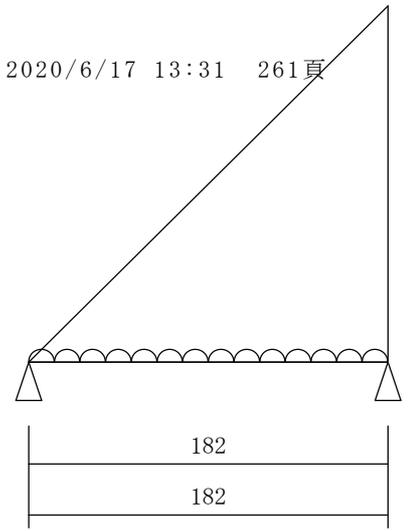
梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	24.5	537.5	537.5	0.07
ww	20.7	303.6	607.3	0.06
合計	45.2	841.1	1144.7	0.13

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 45.18 / (192.94 \times 0.84) = 0.28 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1144.74) / (110.25 \times 88.00) = 0.17 < 1.0 \quad OK$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.128 \times 2 = 0.256 \text{ (cm)} = 1 / 709.6 \quad OK$

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	32.9	722.2	722.2	0.09
ww	42.6	623.8	1247.7	0.12
合計	75.4	1346.0	1969.9	0.21

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 75.44 / (192.94 \times 1.22) = 0.32 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1969.87) / (110.25 \times 128.00) = 0.20 < 1.0 \quad OK$
 $\delta = 0.214 \text{ (cm)} = 1 / 849.9$



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y5-Y6 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 1.2422(m^2) = 683.183(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 1.2422(m^2) = 720.447(N)$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 683.18 \quad 720.45 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	7.8	379.5	303.6	0.01
合計	13.9	648.3	572.4	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 13.88 / (192.94 \times 0.84) = 0.08 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 648.28) / (110.25 \times 88.00) = 0.10 < 1.0 \quad OK$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.010 \times 2 = 0.020 \text{ (cm)} = 1 / 4617.6 \quad OK$

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	16.0	779.8	623.8	0.01
合計	24.2	1140.9	984.9	0.02

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 24.18 / (192.94 \times 1.22) = 0.10 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1140.89) / (110.25 \times 128.00) = 0.12 < 1.0 \quad OK$
 $\delta = 0.017 \text{ (cm)} = 1 / 5302.8$

階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y6-Y7 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4141(m^2) = 227.728(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4141(m^2) = 240.149(N)$ (積雪)

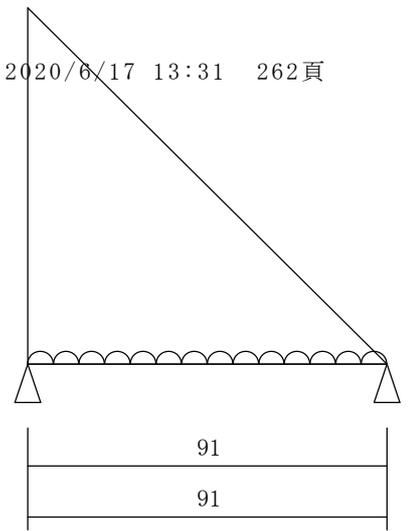
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 227.73 \quad 240.15 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$

$fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	2.6	151.8	75.9	0.00
合計	8.7	420.6	344.6	0.01
Mmax/(Z×fb0L)	= 8.70 / (192.94 × 0.84)			= 0.05 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 420.55) / (110.25 × 88.00)			= 0.06 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.006 × 2 = 0.012 (cm)			= 1 / 7366.0 OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	5.3	311.9	156.0	0.00
合計	13.5	673.0	517.1	0.01
Mmax/(Z×fb0S)	= 13.54 / (192.94 × 1.22)			= 0.05 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 673.02) / (110.25 × 128.00)			= 0.07 < 1.0 OK
δ	= 0.010 (cm)			= 1 / 9472.4



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y7-Y8 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 113.864(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 120.075(N)$ (積雪)

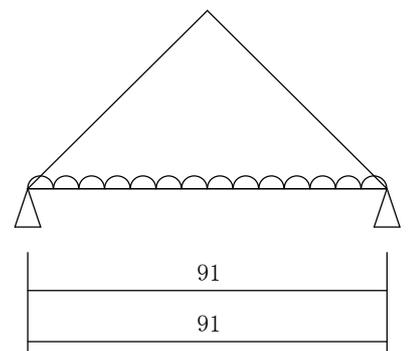
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 113.86 \quad 120.07 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$

$fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	1.7	56.9	56.9	0.00
合計	7.8	325.7	325.7	0.01
Mmax/(Z×fb0L)	= 7.84 / (192.94 × 0.84)			= 0.04 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 325.67) / (110.25 × 88.00)			= 0.05 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.006 × 2 = 0.011 (cm)			= 1 / 8249.9 OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	3.5	117.0	117.0	0.00
合計	11.8	478.1	478.1	0.01
Mmax/(Z×fb0S)	= 11.76 / (192.94 × 1.22)			= 0.05 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 478.07) / (110.25 × 128.00)			= 0.05 < 1.0 OK
δ	= 0.008 (cm)			= 1 / 11034.1



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y8-Y9 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 113.864(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 120.075(N)$ (積雪)

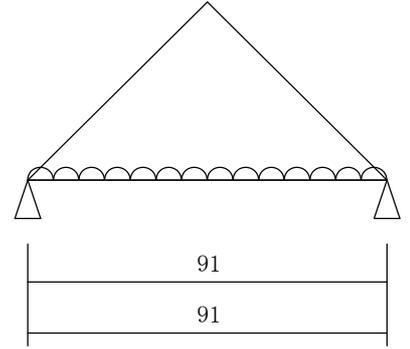
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 113.86 \quad 120.07 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$

$fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	1.7	56.9	56.9	0.00
合計	7.8	325.7	325.7	0.01
Mmax/(Z×fb0L)	= 7.84 / (192.94 × 0.84)			= 0.04 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 325.67) / (110.25 × 88.00)			= 0.05 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.006 × 2 = 0.011 (cm)			= 1 / 8249.9 OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	3.5	117.0	117.0	0.00
合計	11.8	478.1	478.1	0.01
Mmax/(Z×fb0S)	= 11.76 / (192.94 × 1.22)			= 0.05 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 478.07) / (110.25 × 128.00)			= 0.05 < 1.0 OK
δ	= 0.008 (cm)			= 1 / 11034.1



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y9-Y10 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4141(m^2) = 227.728(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4141(m^2) = 240.149(N)$ (積雪)

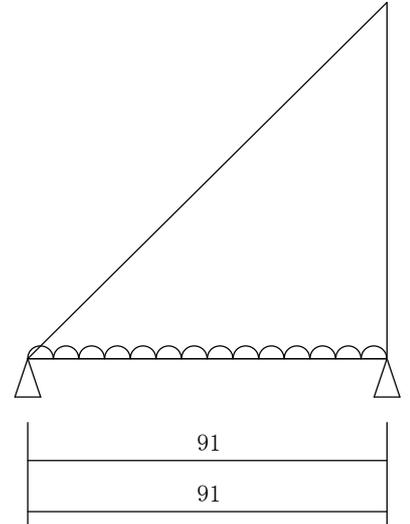
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 227.73 \quad 240.15 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$

$fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	2.6	75.9	151.8	0.00
合計	8.7	344.6	420.6	0.01
Mmax/(Z×fb0L)	= 8.70 / (192.94 × 0.84)			= 0.05 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 420.55) / (110.25 × 88.00)			= 0.06 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.006 × 2 = 0.012 (cm)			= 1 / 7366.0 OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	5.3	156.0	311.9	0.00
合計	13.5	517.1	673.0	0.01
Mmax/(Z×fb0S)	= 13.54 / (192.94 × 1.22)			= 0.05 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 673.02) / (110.25 × 128.00)			= 0.07 < 1.0 OK
δ	= 0.010 (cm)			= 1 / 9472.4



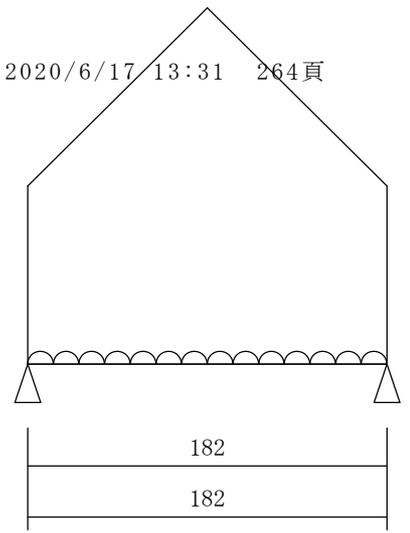
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y10-Y12 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 2.4843(m^2) = 1366.365(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 2.4843(m^2) = 1440.894(N)$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 1366.36 \quad 1440.89 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (壁上) べいまつ甲種 2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	24.5	537.5	537.5	0.07
ww	34.5	683.2	683.2	0.10
合計	59.0	1220.7	1220.7	0.17
Mmax/(Z×fb0L)	= 58.99 / (192.94 × 0.84)			= 0.36 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 1220.65) / (110.25 × 88.00)			= 0.18 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.166 × 2 = 0.332 (cm) = 1 / 548.5			OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	32.9	722.2	722.2	0.09
ww	71.0	1403.6	1403.6	0.20
合計	103.8	2125.8	2125.8	0.29
Mmax/(Z×fb0S)	= 103.82 / (192.94 × 1.22)			= 0.44 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 2125.83) / (110.25 × 128.00)			= 0.22 < 1.0 OK
δ	= 0.291 (cm) = 1 / 624.4			



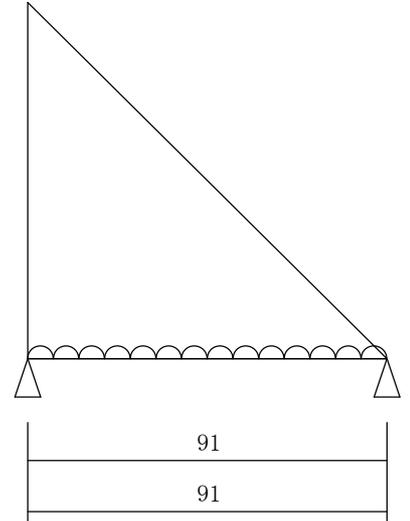
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y12-Y13 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4141(m^2) = 227.728(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4141(m^2) = 240.149(N)$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 227.73 \quad 240.15 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種 2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2) \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	2.6	151.8	75.9	0.00
合計	8.7	420.6	344.6	0.01
Mmax/(Z×fb0L)	= 8.70 / (192.94 × 0.84)			= 0.05 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 420.55) / (110.25 × 88.00)			= 0.06 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.006 × 2 = 0.012 (cm) = 1 / 7366.0			OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	5.3	311.9	156.0	0.00
合計	13.5	673.0	517.1	0.01
Mmax/(Z×fb0S)	= 13.54 / (192.94 × 1.22)			= 0.05 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 673.02) / (110.25 × 128.00)			= 0.07 < 1.0 OK
δ	= 0.010 (cm) = 1 / 9472.4			



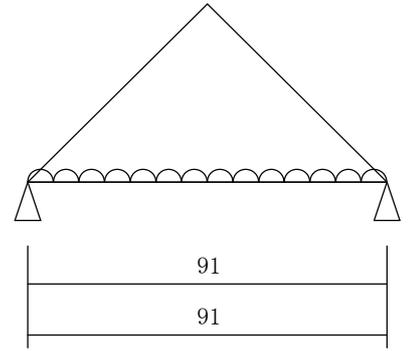
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y13-Y14 RG1
 $w = 0.055 \times 35.0 + 0.035 \times 113.8 = 5.906(N/cm)$ (長期)
 $w = 0.058 \times 35.0 = 2.030(N/cm)$ (積雪)
 $ww = (\text{単位荷重}) 550.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 113.864(N)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 580.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 120.075(N)$ (積雪)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 113.86 \quad 120.07 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4)$ $Z = 192.94(cm^3)$ $Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2)$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	6.1	268.7	268.7	0.00
ww	1.7	56.9	56.9	0.00
合計	7.8	325.7	325.7	0.01
$M_{max}/(Z \times fb0L) = 7.84 / (192.94 \times 0.84) = 0.04 < 1.0$ OK				
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 325.67) / (110.25 \times 88.00) = 0.05 < 1.0$ OK				
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.006 \times 2 = 0.011$ (cm) = 1 / 8249.9 OK				

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	8.2	361.1	361.1	0.01
ww	3.5	117.0	117.0	0.00
合計	11.8	478.1	478.1	0.01
$M_{max}/(Z \times fb0S) = 11.76 / (192.94 \times 1.22) = 0.05 < 1.0$ OK				
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 478.07) / (110.25 \times 128.00) = 0.05 < 1.0$ OK				
$\delta = 0.008$ (cm) = 1 / 11034.1				



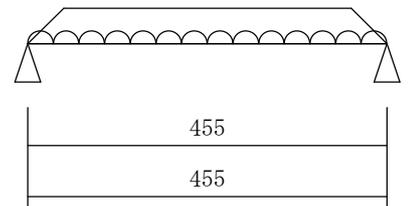
階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y2通り X1-X6 3G4
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 1.8632(m^2) = 3651.921(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 3651.92 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)
 $I = 12096.00(cm^4)$ $Z = 1008.00(cm^3)$ $Ae = 252.00(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

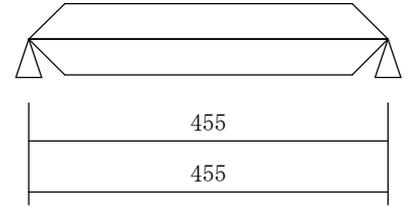
長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	226.7	1992.6	1992.6	0.34
ww	227.7	1826.0	1826.0	0.22
合計	454.4	3818.6	3818.6	0.55
$M_{max}/(Z \times fb0L) = 454.36 / (1008.00 \times 0.84) = 0.53 < 1.0$ OK				
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 3818.58) / (252.00 \times 88.00) = 0.25 < 1.0$ OK				
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.554 \times 2 = 1.107$ (cm) = 1 / 410.9 OK				

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	226.7	1992.6	1992.6	0.34
ww	227.7	1826.0	1826.0	0.22
合計	454.4	3818.6	3818.6	0.55
$M_{max}/(Z \times fb0S) = 454.36 / (1008.00 \times 1.52) = 0.29 < 1.0$ OK				
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 3818.58) / (252.00 \times 160.00) = 0.14 < 1.0$ OK				
$\delta = 0.554$ (cm) = 1 / 821.8				



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y3通り X1-X6 3G4
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

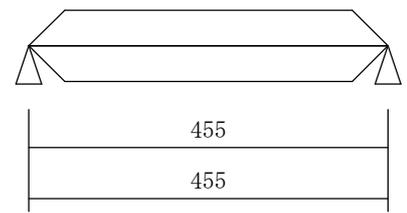
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	7303.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0L)	= 455.41 / (1008.00 × 0.84)			= 0.54	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 88.00)			= 0.24	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.434 × 2 = 0.868 (cm)			= 1 / 524.4		OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0S)	= 455.41 / (1008.00 × 1.52)			= 0.29	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 160.00)			= 0.13	< 1.0	OK
δ	= 0.434 (cm)			= 1 / 1048.9		

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y4通り X1-X6 3G4
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

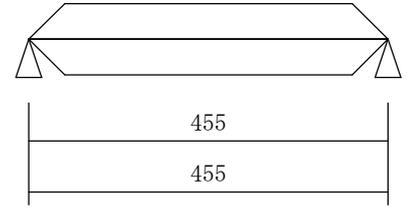
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	7303.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0L)	= 455.41 / (1008.00 × 0.84)			= 0.54	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 88.00)			= 0.24	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.434 × 2 = 0.868 (cm)			= 1 / 524.4		OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0S)	= 455.41 / (1008.00 × 1.52)			= 0.29	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 160.00)			= 0.13	< 1.0	OK
δ	= 0.434 (cm)			= 1 / 1048.9		

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y5通り X1-X6 3G4
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

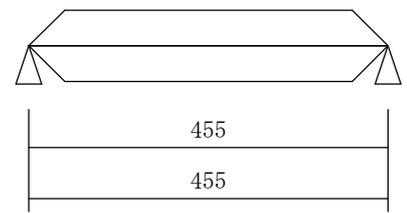
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	7303.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級	10.5×24.0 (cm)				
I =	12096.00(cm ⁴)	Z = 1008.00(cm ³)		Ae = 252.00(cm ²)		
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL = 0.88(N/mm ²)		E = 12000(N/mm ²)		
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS = 1.60(N/mm ²)				
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0L)	= 455.41 / (1008.00 × 0.84)			= 0.54 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 88.00)			= 0.24 < 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.434 × 2 = 0.868 (cm) = 1 / 524.4				OK	



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0S)	= 455.41 / (1008.00 × 1.52)			= 0.29 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 160.00)			= 0.13 < 1.0	OK	
δ	= 0.434 (cm) = 1 / 1048.9					

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y6通り X1-X6 3G4
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

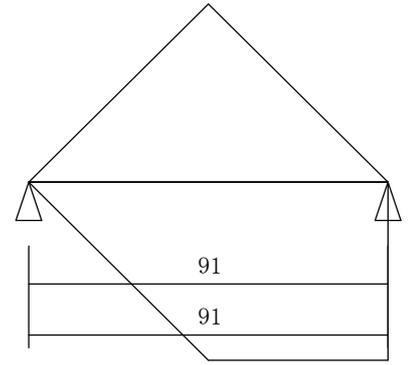
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	7303.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級	10.5×24.0 (cm)				
I =	12096.00(cm ⁴)	Z = 1008.00(cm ³)		Ae = 252.00(cm ²)		
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL = 0.88(N/mm ²)		E = 12000(N/mm ²)		
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS = 1.60(N/mm ²)				
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0L)	= 455.41 / (1008.00 × 0.84)			= 0.54 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 88.00)			= 0.24 < 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.434 × 2 = 0.868 (cm) = 1 / 524.4				OK	



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0S)	= 455.41 / (1008.00 × 1.52)			= 0.29 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 160.00)			= 0.13 < 1.0	OK	
δ	= 0.434 (cm) = 1 / 1048.9					

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y7通り X1-X2 3G1
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.5176(m²) = 1014.423(N) (長期)

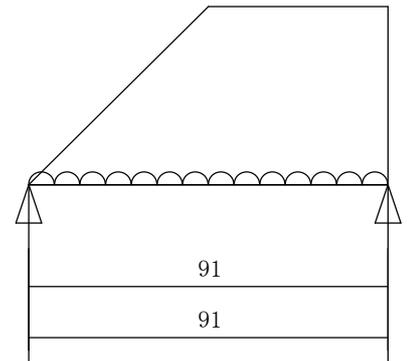
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 ww = 1014.42 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
 大 梁 べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)
 fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)
 fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)
 fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S=1.00×fbL = 15.200(N/mm²)
 fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S=1.00×fsS = 1.600(N/mm²)
 E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)
 長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 ww 13.8 439.6 574.8 0.01
 合計 13.8 439.6 574.8 0.01
 Mmax/(Z×fb0L) = 13.85 / (192.94 × 0.84) = 0.08 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×574.84)/(110.25×88.00)=0.08 < 1.0 OK
 δ×変形増大係数 = 0.006 × 2 = 0.012 (cm) = 1 / 7400.0 OK



短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 ww 13.8 439.6 574.8 0.01
 合計 13.8 439.6 574.8 0.01
 Mmax/(Z×fb0S) = 13.85 / (192.94 × 1.52) = 0.04 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×574.84)/(110.25×160.00)=0.04 < 1.0 OK
 δ = 0.006 (cm) = 1 / 14799.9

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y7通り X2-X3 3G1
 w = 0.035 × 136.5 + 0.035 × 113.8 = 8.759(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.7246(m²) = 1420.192(N) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 ww = 1420.19 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
 梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)
 fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)
 fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)
 fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S=1.00×fbL = 15.200(N/mm²)
 fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S=1.00×fsS = 1.600(N/mm²)
 E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)
 長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 w 9.1 398.5 398.5 0.01
 ww 16.9 642.5 777.7 0.01
 合計 26.0 1041.0 1176.2 0.01
 Mmax/(Z×fb0L) = 25.99 / (192.94 × 0.84) = 0.16 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×1176.25)/(110.25×88.00)=0.18 < 1.0 OK
 δ×変形増大係数 = 0.014 × 2 = 0.028 (cm) = 1 / 3227.2 OK



短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 w 9.1 398.5 398.5 0.01
 ww 16.9 642.5 777.7 0.01
 合計 26.0 1041.0 1176.2 0.01
 Mmax/(Z×fb0S) = 25.99 / (192.94 × 1.52) = 0.08 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×1176.25)/(110.25×160.00)=0.10 < 1.0 OK
 δ = 0.014 (cm) = 1 / 6454.4

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y7通り X3-X5 3G4

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 56.9 = 6.768 \text{ (N/cm)}$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 1.4492 \text{ (m}^2) = 2840.383 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
P3	2258.64	1380.86	11147.50	0.00	11147.50	0.00
ww	2840.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)

I	= 12096.00 (cm ⁴)	Z	= 1008.00 (cm ³)	Ae	= 252.00 (cm ²)
fbL	= 1.00×8.36 = 8.36 (N/mm ²)	fsL	= 1.00×0.88 = 0.88 (N/mm ²)		
fbS	= 0.80×15.20 = 12.16 (N/mm ²)	fsS	= 0.80×1.60 = 1.28 (N/mm ²)		
E	= 12000 (N/mm ²)				

$fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2)$ $fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160 \text{ (N/mm}^2)$

$fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2)$ $fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280 \text{ (N/mm}^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	21.0	615.9	615.9	0.01
P3	77.1	564.7	1694.0	0.01
ww	64.6	1521.6	1318.7	0.01
合計	162.7	2702.2	3628.6	0.03

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 162.71 / (1008.00 \times 0.84) = 0.19 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 3628.63) / (252.00 \times 88.00) = 0.24 < 1.0$ OK

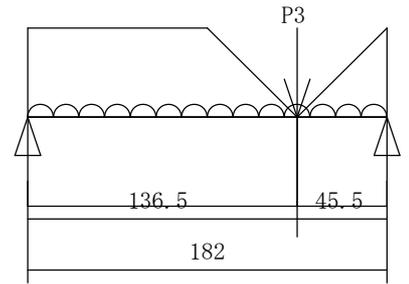
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.029 \times 2 = 0.058 \text{ (cm)} = 1 / 3111.6$ OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	21.0	615.9	615.9	0.01
P3	457.5	3351.5	10054.6	0.08
ww	64.6	1521.6	1318.7	0.01
合計	543.1	5489.1	11989.3	0.10

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 543.12 / (1008.00 \times 1.52) = 0.35 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 11989.26) / (252.00 \times 160.00) = 0.44 < 1.0$ OK

$\delta = 0.097 \text{ (cm)} = 1 / 1883.2$



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y7通り X5-X6 3G1

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.6211 \text{ (m}^2) = 1217.307 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww	1217.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

大梁 べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I	= 1012.92 (cm ⁴)	Z	= 192.94 (cm ³)	Ae	= 110.25 (cm ²)
fbL	= 8.36 (N/mm ²)	fsL	= 0.88 (N/mm ²)	E	= 12000 (N/mm ²)
fbS	= 15.20 (N/mm ²)	fsS	= 1.60 (N/mm ²)		

$fb0L = 1.00 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbS = 15.200 \text{ (N/mm}^2)$

$fs0L = 1.00 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600 \text{ (N/mm}^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
ww	15.4	743.9	473.4	0.01
合計	15.4	743.9	473.4	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 15.39 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 743.91) / (110.25 \times 88.00) = 0.11 < 1.0$ OK

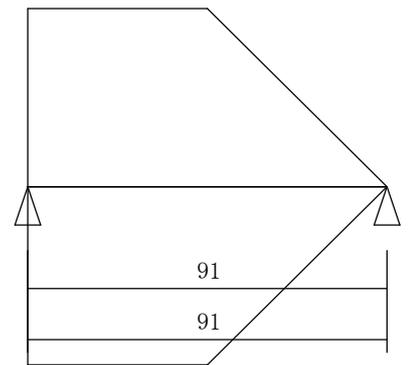
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.007 \times 2 = 0.014 \text{ (cm)} = 1 / 6587.8$ OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
ww	15.4	743.9	473.4	0.01
合計	15.4	743.9	473.4	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 15.39 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0$ OK

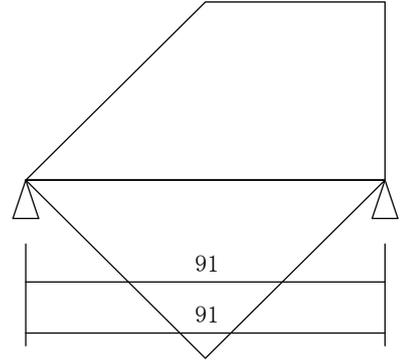
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 743.91) / (110.25 \times 160.00) = 0.06 < 1.0$ OK

$\delta = 0.007 \text{ (cm)} = 1 / 13175.5$



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y8通り X1-X2 3G1
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.5176(m²) = 1014.423(N) (長期)

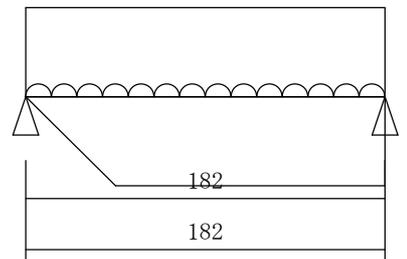
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	1014.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)					
I =	1012.92(cm ⁴)	Z =	192.94(cm ³)	Ae =	110.25(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	13.8	439.6	574.8	0.01		
合計	13.8	439.6	574.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 13.85 / (192.94 × 0.84)			= 0.08	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 574.84) / (110.25 × 88.00)			= 0.08	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.006 × 2 = 0.012 (cm)			= 1 / 7400.0		OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	13.8	439.6	574.8	0.01		
合計	13.8	439.6	574.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 13.85 / (192.94 × 1.52)			= 0.04	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 574.84) / (110.25 × 160.00)			= 0.04	< 1.0	OK
δ	= 0.006 (cm)			= 1 / 14799.9		

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y8通り X2-X4 3G2
 w = 0.035 × 136.5 + 0.035 × 113.8 = 8.759(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 1.5527(m²) = 3043.267(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	3043.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁 (耐力壁上)	べいまつ甲種2級 10.5×15.0 (cm)					
I =	2953.12(cm ⁴)	Z =	393.75(cm ³)	Ae =	157.50(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
w	36.3	797.0	797.0	0.04		
ww	72.3	1437.1	1606.2	0.05		
合計	108.6	2234.1	2403.2	0.08		
Mmax/(Z×fb0L)	= 108.58 / (393.75 × 0.84)			= 0.32	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 2403.22) / (157.50 × 88.00)			= 0.26	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.080 × 2 = 0.161 (cm)			= 1 / 1131.7		OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
w	36.3	797.0	797.0	0.04		
ww	72.3	1437.1	1606.2	0.05		
合計	108.6	2234.1	2403.2	0.08		
Mmax/(Z×fb0S)	= 108.58 / (393.75 × 1.52)			= 0.18	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 2403.22) / (157.50 × 160.00)			= 0.14	< 1.0	OK
δ	= 0.080 (cm)			= 1 / 2263.4		

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y8通り X4-X5 3G1

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 56.9 = 6.768 \text{ (N/cm)}$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.6211 \text{ (m}^2) = 1217.307 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
P1	1573.16	466.96	0.00	0.00	0.00	0.00
ww	1217.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I	= 1012.92 (cm ⁴)	Z	= 192.94 (cm ³)	Ae	= 110.25 (cm ²)
fbL	= 1.00×8.36 = 8.36 (N/mm ²)	fsL	= 1.00×0.88 = 0.88 (N/mm ²)		
fbS	= 0.80×15.20 = 12.16 (N/mm ²)	fsS	= 0.80×1.60 = 1.28 (N/mm ²)		
E	= 12000 (N/mm ²)				

$fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2)$ $fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160 \text{ (N/mm}^2)$

$fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2)$ $fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280 \text{ (N/mm}^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	7.0	307.9	307.9	0.00
P1	35.8	786.6	786.6	0.02
ww	12.3	608.7	608.7	0.01
合計	55.1	1703.2	1703.2	0.03

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 55.10 / (192.94 \times 0.84) = 0.34 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1703.18) / (110.25 \times 88.00) = 0.26 < 1.0$ OK

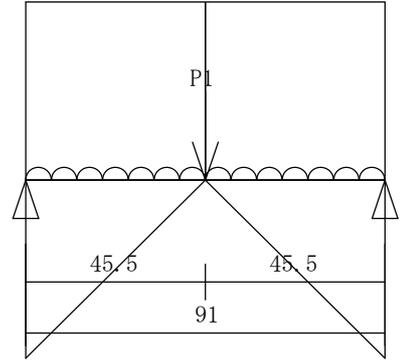
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.029 \times 2 = 0.058 \text{ (cm)} = 1 / 1561.1$ OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	7.0	307.9	307.9	0.00
P1	46.4	1020.1	1020.1	0.02
ww	12.3	608.7	608.7	0.01
合計	65.7	1936.7	1936.7	0.04

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 65.73 / (192.94 \times 1.22) = 0.28 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1936.66) / (110.25 \times 128.00) = 0.20 < 1.0$ OK

$\delta = 0.035 \text{ (cm)} = 1 / 2586.9$



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y8通り X5-X6 3G1

$w = 0.035 \times 113.8 = 3.981 \text{ (N/cm)}$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.6211 \text{ (m}^2) = 1217.307 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww	1217.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

大梁 べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I	= 1012.92 (cm ⁴)	Z	= 192.94 (cm ³)	Ae	= 110.25 (cm ²)
fbL	= 8.36 (N/mm ²)	fsL	= 0.88 (N/mm ²)	E	= 12000 (N/mm ²)
fbS	= 15.20 (N/mm ²)	fsS	= 1.60 (N/mm ²)		

$fb0L = 1.00 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbS = 15.200 \text{ (N/mm}^2)$

$fs0L = 1.00 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600 \text{ (N/mm}^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	4.1	181.1	181.1	0.00
ww	15.4	743.9	473.4	0.01
合計	19.5	925.1	654.5	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 19.51 / (192.94 \times 0.84) = 0.12 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 925.06) / (110.25 \times 88.00) = 0.14 < 1.0$ OK

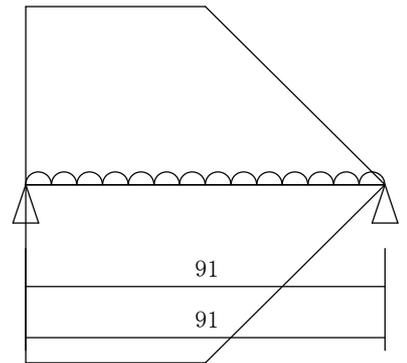
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.010 \times 2 = 0.020 \text{ (cm)} = 1 / 4628.1$ OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	4.1	181.1	181.1	0.00
ww	15.4	743.9	473.4	0.01
合計	19.5	925.1	654.5	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 19.51 / (192.94 \times 1.52) = 0.06 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 925.06) / (110.25 \times 160.00) = 0.07 < 1.0$ OK

$\delta = 0.010 \text{ (cm)} = 1 / 9256.1$



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y9通り X1-X2.5 3G3

$w = 0.035 \times 56.9 = 1.991 \text{ (N/cm)}$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 1.0351 \text{ (m}^2) = 2028.845 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
P1 =	1929.65	1270.79	11147.50	0.00	11147.50	0.00
ww =	2028.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

大梁 べいまつ甲種2級 10.5×18.0 (cm)

I =	5103.00 (cm ⁴)	Z =	567.00 (cm ³)	Ae =	189.00 (cm ²)
fbL =	1.00×8.36 = 8.36 (N/mm ²)	fsL =	1.00×0.88 = 0.88 (N/mm ²)		
fbS =	0.80×15.20 = 12.16 (N/mm ²)	fsS =	0.80×1.60 = 1.28 (N/mm ²)		
E =	12000 (N/mm ²)				

$fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2)$ $fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160 \text{ (N/mm}^2)$

$fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2)$ $fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280 \text{ (N/mm}^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	4.1	135.9	135.9	0.00
P1	58.5	643.2	1286.4	0.01
ww	38.5	856.6	1172.2	0.01
合計	101.1	1635.7	2594.5	0.02

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 101.12 / (567.00 \times 0.84) = 0.21 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 2594.51) / (189.00 \times 88.00) = 0.23 < 1.0$ OK

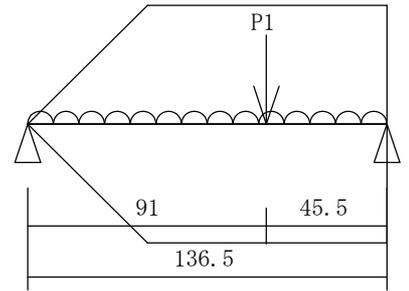
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.024 \times 2 = 0.047 \text{ (cm)} = 1 / 2894.8$ OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	4.1	135.9	135.9	0.00
P1	396.7	4359.0	8718.1	0.10
ww	38.5	856.6	1172.2	0.01
合計	439.3	5351.5	10026.2	0.11

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 439.26 / (567.00 \times 1.52) = 0.50 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 10026.18) / (189.00 \times 160.00) = 0.49 < 1.0$ OK

$\delta = 0.107 \text{ (cm)} = 1 / 1281.1$



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y9通り X2.5-X4 3G1

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759 \text{ (N/cm)}$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 1.2421 \text{ (m}^2) = 2434.614 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	2434.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I =	1012.92 (cm ⁴)	Z =	192.94 (cm ³)	Ae =	110.25 (cm ²)
fbL =	8.36 (N/mm ²)	fsL =	0.88 (N/mm ²)	E =	12000 (N/mm ²)
fbS =	15.20 (N/mm ²)	fsS =	1.60 (N/mm ²)		
fb0L =	1.00×fbL = 8.360 (N/mm ²)	fb0S =	1.00×fbL = 15.200 (N/mm ²)		
fs0L =	1.00×fsL = 0.880 (N/mm ²)	fs0S =	1.00×fsS = 1.600 (N/mm ²)		
E0 =	1.00×E = 12000 (N/mm ²)				

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	20.4	597.8	597.8	0.03
ww	41.5	1217.3	1217.3	0.04
合計	61.9	1815.1	1815.1	0.08

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 61.94 / (192.94 \times 0.84) = 0.38 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1815.09) / (110.25 \times 88.00) = 0.28 < 1.0$ OK

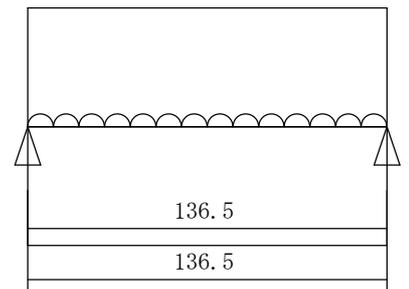
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.075 \times 2 = 0.150 \text{ (cm)} = 1 / 907.4$ OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	20.4	597.8	597.8	0.03
ww	41.5	1217.3	1217.3	0.04
合計	61.9	1815.1	1815.1	0.08

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 61.94 / (192.94 \times 1.52) = 0.21 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1815.09) / (110.25 \times 160.00) = 0.15 < 1.0$ OK

$\delta = 0.075 \text{ (cm)} = 1 / 1814.8$



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y9通り X4-X5 3G1

w = 0.035 × 136.5 = 4.778(N/cm) (長期)

ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.8281(m²) = 1623.076(N) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 ww = 1623.08 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5× 10.5 (cm)

I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)

fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)

fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)

fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200(N/mm²)

fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600(N/mm²)

E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)

長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

w 4.9 217.4 217.4 0.00

ww 18.5 811.5 811.5 0.01

合計 23.4 1028.9 1028.9 0.01

Mmax/(Z×fb0L) = 23.41 / (192.94 × 0.84) = 0.14 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×1028.91)/(110.25×88.00)=0.15 < 1.0 OK

δ×変形増大係数 = 0.012 × 2 = 0.024 (cm) = 1 / 3813.2 OK

短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

w 4.9 217.4 217.4 0.00

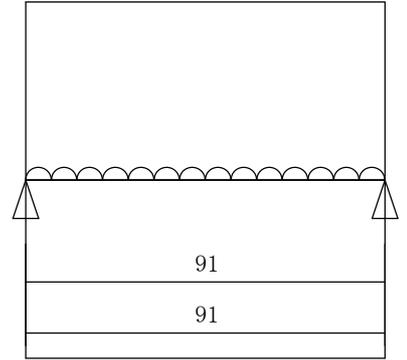
ww 18.5 811.5 811.5 0.01

合計 23.4 1028.9 1028.9 0.01

Mmax/(Z×fb0S) = 23.41 / (192.94 × 1.52) = 0.07 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×1028.91)/(110.25×160.00)=0.08 < 1.0 OK

δ = 0.012 (cm) = 1 / 7626.3



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y9通り X5-X6 3G1

ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.6211(m²) = 1217.307(N) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 ww = 1217.31 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

大梁 べいまつ甲種2級 10.5× 10.5 (cm)

I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)

fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)

fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)

fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200(N/mm²)

fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600(N/mm²)

E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)

長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

ww 15.4 743.9 473.4 0.01

合計 15.4 743.9 473.4 0.01

Mmax/(Z×fb0L) = 15.39 / (192.94 × 0.84) = 0.09 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×743.91)/(110.25×88.00)=0.11 < 1.0 OK

δ×変形増大係数 = 0.007 × 2 = 0.014 (cm) = 1 / 6587.8 OK

短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

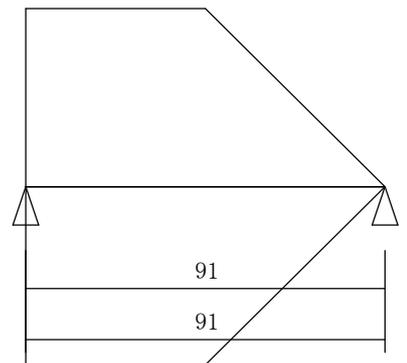
ww 15.4 743.9 473.4 0.01

合計 15.4 743.9 473.4 0.01

Mmax/(Z×fb0S) = 15.39 / (192.94 × 1.52) = 0.05 < 1.0 OK

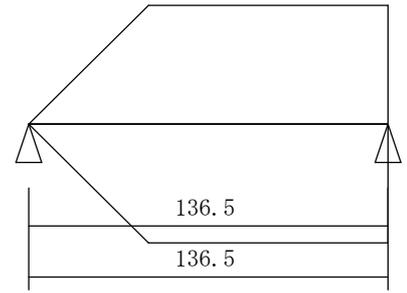
α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×743.91)/(110.25×160.00)=0.06 < 1.0 OK

δ = 0.007 (cm) = 1 / 13175.5



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y10通り X1-X2.5 3G1
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 1.0351(m²) = 2028.845(N) (長期)

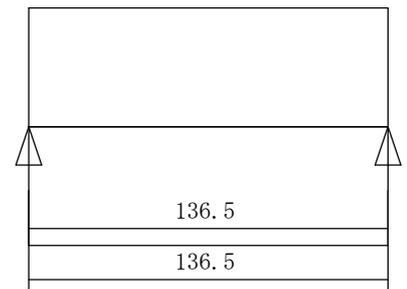
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)	
ww =	2028.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
大梁	べいまつ甲種2級	10.5×10.5	(cm)				
I =	1012.92	Z =	192.94	(cm ³)	Ae =	110.25	(cm ²)
fbL =	8.36	fsL =	0.88	(N/mm ²)	E =	12000	(N/mm ²)
fbS =	15.20	fsS =	1.60	(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360	fb0S=1.00×fbL =	15.200	(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880	fs0S=1.00×fsS =	1.600	(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000						
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)			
ww	38.5	856.6	1172.2	0.04			
合計	38.5	856.6	1172.2	0.04			
Mmax/(Z×fb0L)	= 38.46 / (192.94 × 0.84)			= 0.23	< 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×1172.22)/(110.25×88.00)			= 0.18	< 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.039 × 2 = 0.078	(cm) = 1 / 1749.2				OK	



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)			
ww	38.5	856.6	1172.2	0.04			
合計	38.5	856.6	1172.2	0.04			
Mmax/(Z×fb0S)	= 38.46 / (192.94 × 1.52)			= 0.13	< 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×1172.22)/(110.25×160.00)			= 0.09	< 1.0	OK	
δ	= 0.039	(cm) = 1 / 3498.3					

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y10通り X2.5-X4 3G1
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 1.2421(m²) = 2434.614(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)	
ww =	2434.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
大梁	べいまつ甲種2級	10.5×10.5	(cm)				
I =	1012.92	Z =	192.94	(cm ³)	Ae =	110.25	(cm ²)
fbL =	8.36	fsL =	0.88	(N/mm ²)	E =	12000	(N/mm ²)
fbS =	15.20	fsS =	1.60	(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360	fb0S=1.00×fbL =	15.200	(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880	fs0S=1.00×fsS =	1.600	(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000						
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)			
ww	41.5	1217.3	1217.3	0.04			
合計	41.5	1217.3	1217.3	0.04			
Mmax/(Z×fb0L)	= 41.54 / (192.94 × 0.84)			= 0.25	< 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×1217.31)/(110.25×88.00)			= 0.18	< 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.043 × 2 = 0.085	(cm) = 1 / 1600.6				OK	



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)			
ww	41.5	1217.3	1217.3	0.04			
合計	41.5	1217.3	1217.3	0.04			
Mmax/(Z×fb0S)	= 41.54 / (192.94 × 1.52)			= 0.14	< 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×1217.31)/(110.25×160.00)			= 0.10	< 1.0	OK	
δ	= 0.043	(cm) = 1 / 3201.2					

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y10通り X4-X6 3G1

w = 0.035 × 136.5 = 4.778(N/cm) (長期)

ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 1.4492(m²) = 2840.383(N) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 ww = 2840.38 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)

fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)

fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)

fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200(N/mm²)

fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600(N/mm²)

E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)

長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

w 19.8 434.8 434.8 0.06

ww 70.8 1589.3 1251.1 0.13

合計 90.6 2024.0 1685.9 0.18

Mmax/(Z×fb0L) = 90.55 / (192.94 × 0.84) = 0.56 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×2024.01)/(110.25×88.00)=0.31 < 1.0 OK

δ×変形増大係数 = 0.184 × 2 = 0.369 (cm) = 1 / 493.6 OK

短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

w 19.8 434.8 434.8 0.06

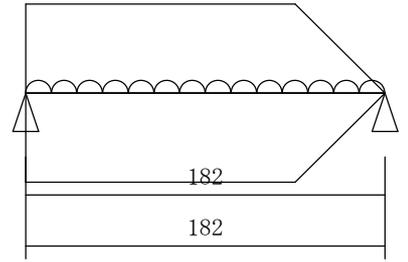
ww 70.8 1589.3 1251.1 0.13

合計 90.6 2024.0 1685.9 0.18

Mmax/(Z×fb0S) = 90.55 / (192.94 × 1.52) = 0.30 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×2024.01)/(110.25×160.00)=0.17 < 1.0 OK

δ = 0.184 (cm) = 1 / 987.3



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y11通り X1-X6 3G4

ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 ww = 7303.84 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

大梁 べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)

I = 12096.00(cm⁴) Z = 1008.00(cm³) Ae = 252.00(cm²)

fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)

fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)

fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200(N/mm²)

fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600(N/mm²)

E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)

長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

ww 455.4 3651.9 3651.9 0.43

合計 455.4 3651.9 3651.9 0.43

Mmax/(Z×fb0L) = 455.41 / (1008.00 × 0.84) = 0.54 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×3651.92)/(252.00×88.00)=0.24 < 1.0 OK

δ×変形増大係数 = 0.434 × 2 = 0.868 (cm) = 1 / 524.4 OK

短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

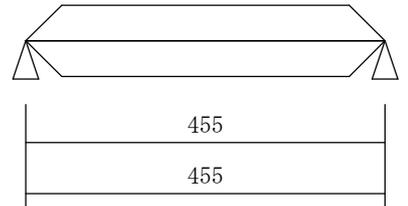
ww 455.4 3651.9 3651.9 0.43

合計 455.4 3651.9 3651.9 0.43

Mmax/(Z×fb0S) = 455.41 / (1008.00 × 1.52) = 0.29 < 1.0 OK

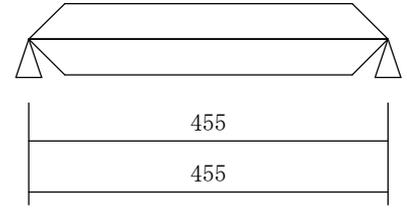
α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×3651.92)/(252.00×160.00)=0.13 < 1.0 OK

δ = 0.434 (cm) = 1 / 1048.9



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y12通り X1-X6 3G4
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

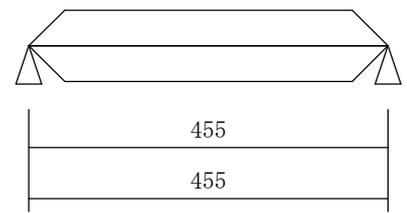
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	7303.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0L)	= 455.41 / (1008.00 × 0.84)			= 0.54	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 88.00)			= 0.24	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.434 × 2 = 0.868 (cm) = 1 / 524.4					OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0S)	= 455.41 / (1008.00 × 1.52)			= 0.29	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 160.00)			= 0.13	< 1.0	OK
δ	= 0.434 (cm) = 1 / 1048.9					

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y13通り X1-X6 3G4
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

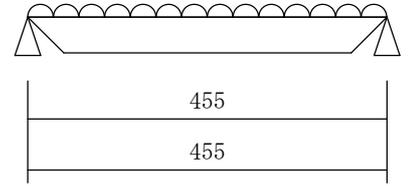
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	7303.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0L)	= 455.41 / (1008.00 × 0.84)			= 0.54	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 88.00)			= 0.24	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.434 × 2 = 0.868 (cm) = 1 / 524.4					OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0S)	= 455.41 / (1008.00 × 1.52)			= 0.29	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 160.00)			= 0.13	< 1.0	OK
δ	= 0.434 (cm) = 1 / 1048.9					

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 Y14通り X1-X6 3G4
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 1.8632(m^2) = 3651.921(N)$ (長期)

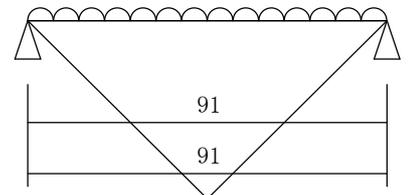
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 3651.92 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)
 $I = 12096.00(cm^4) \quad Z = 1008.00(cm^3) \quad Ae = 252.00(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 0.88(N/mm^2) \quad E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S=1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S=1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0=1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$
 長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 226.7 \quad 1992.6 \quad 1992.6 \quad 0.34$
 $ww \quad 227.7 \quad 1826.0 \quad 1826.0 \quad 0.22$
 合計 454.4 3818.6 3818.6 0.55
 $Mmax/(Z \times fb0L) = 454.36 / (1008.00 \times 0.84) = 0.53 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 3818.58) / (252.00 \times 88.00) = 0.25 < 1.0 \quad OK$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.554 \times 2 = 1.107 (cm) = 1 / 410.9 \quad OK$



短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 226.7 \quad 1992.6 \quad 1992.6 \quad 0.34$
 $ww \quad 227.7 \quad 1826.0 \quad 1826.0 \quad 0.22$
 合計 454.4 3818.6 3818.6 0.55
 $Mmax/(Z \times fb0S) = 454.36 / (1008.00 \times 1.52) = 0.29 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 3818.58) / (252.00 \times 160.00) = 0.14 < 1.0 \quad OK$
 $\delta = 0.554 (cm) = 1 / 821.8$

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X1通り Y2-Y3 3G1
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 405.77 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 0.88(N/mm^2) \quad E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S=1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S=1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0=1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$
 長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 9.1 \quad 398.5 \quad 398.5 \quad 0.01$
 $ww \quad 6.2 \quad 202.9 \quad 202.9 \quad 0.00$
 合計 15.2 601.4 601.4 0.01
 $Mmax/(Z \times fb0L) = 15.22 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0 \quad OK$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.009 \times 2 = 0.018 (cm) = 1 / 4983.9 \quad OK$



短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 9.1 \quad 398.5 \quad 398.5 \quad 0.01$
 $ww \quad 6.2 \quad 202.9 \quad 202.9 \quad 0.00$
 合計 15.2 601.4 601.4 0.01
 $Mmax/(Z \times fb0S) = 15.22 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0 \quad OK$
 $\delta = 0.009 (cm) = 1 / 9967.8$

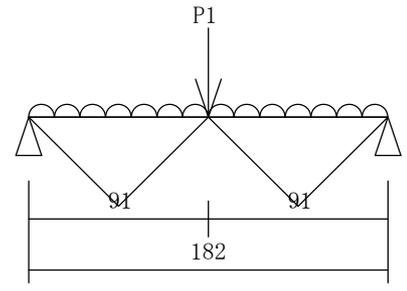
階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X1通り Y3-Y5 3G3
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4140(m^2) = 811.538(N)$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
P1 =	3651.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ww =	811.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種 2級 10.5×18.0 (cm)
 $I = 5103.00(cm^4)$ $Z = 567.00(cm^3)$ $Ae = 189.00(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	36.3	797.0	797.0	0.02
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05
ww	18.5	405.8	405.8	0.01
合計	220.9	3028.8	3028.8	0.08

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 220.89 / (567.00 \times 0.84) = 0.46 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 3028.78) / (189.00 \times 88.00) = 0.27 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.076 \times 2 = 0.151 (cm) = 1 / 1203.6$ OK



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	36.3	797.0	797.0	0.02
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05
ww	18.5	405.8	405.8	0.01
合計	220.9	3028.8	3028.8	0.08

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 220.89 / (567.00 \times 1.52) = 0.25 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 3028.78) / (189.00 \times 160.00) = 0.15 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.076 (cm) = 1 / 2407.2$

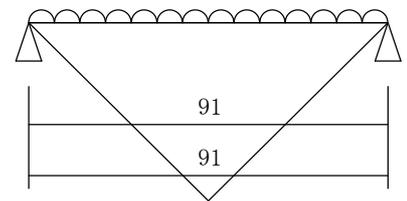
階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X1通り Y5-Y6 3G1
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (壁上) べいまつ甲種 2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4)$ $Z = 192.94(cm^3)$ $Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.1	398.5	398.5	0.01
ww	6.2	202.9	202.9	0.00
合計	15.2	601.4	601.4	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 15.22 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.009 \times 2 = 0.018 (cm) = 1 / 4983.9$ OK



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.1	398.5	398.5	0.01
ww	6.2	202.9	202.9	0.00
合計	15.2	601.4	601.4	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 15.22 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.009 (cm) = 1 / 9967.8$

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X1通り Y6-Y7 3G1

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 405.77 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$

$fbL = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 0.88(N/mm^2) \quad E = 12000(N/mm^2)$

$fbS = 15.20(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$

$fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$

$fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.1 398.5 398.5 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 15.2 601.4 601.4 0.01

$Mmax/(Z \times fb0L) = 15.22 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.009 \times 2 = 0.018 (cm) = 1 / 4983.9$ OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.1 398.5 398.5 0.01

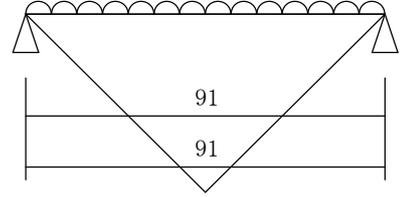
ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 15.2 601.4 601.4 0.01

$Mmax/(Z \times fb0S) = 15.22 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK

$\delta = 0.009 (cm) = 1 / 9967.8$



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X1通り Y7-Y8 3G1

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 405.77 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$

$fbL = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 0.88(N/mm^2) \quad E = 12000(N/mm^2)$

$fbS = 15.20(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$

$fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$

$fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.1 398.5 398.5 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 15.2 601.4 601.4 0.01

$Mmax/(Z \times fb0L) = 15.22 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.009 \times 2 = 0.018 (cm) = 1 / 4983.9$ OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.1 398.5 398.5 0.01

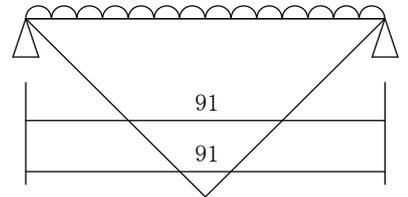
ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 15.2 601.4 601.4 0.01

$Mmax/(Z \times fb0S) = 15.22 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK

$\delta = 0.009 (cm) = 1 / 9967.8$



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X1通り Y8-Y9 3G1

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 405.77 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$

$fbL = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 0.88(N/mm^2) \quad E = 12000(N/mm^2)$

$fbS = 15.20(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$

$fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$

$fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.1 398.5 398.5 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 15.2 601.4 601.4 0.01

$Mmax/(Z \times fb0L) = 15.22 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.009 \times 2 = 0.018 (cm) = 1 / 4983.9$ OK

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.1 398.5 398.5 0.01

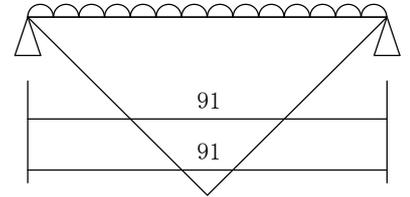
ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 15.2 601.4 601.4 0.01

$Mmax/(Z \times fb0S) = 15.22 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK

$\delta = 0.009 (cm) = 1 / 9967.8$



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X1通り Y9-Y10 3G1

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 405.77 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$

$fbL = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 0.88(N/mm^2) \quad E = 12000(N/mm^2)$

$fbS = 15.20(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$

$fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$

$fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.1 398.5 398.5 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 15.2 601.4 601.4 0.01

$Mmax/(Z \times fb0L) = 15.22 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.009 \times 2 = 0.018 (cm) = 1 / 4983.9$ OK

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.1 398.5 398.5 0.01

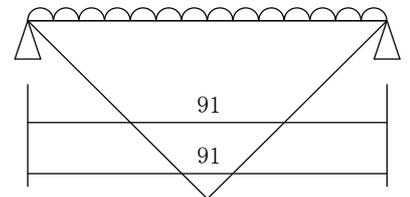
ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 15.2 601.4 601.4 0.01

$Mmax/(Z \times fb0S) = 15.22 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK

$\delta = 0.009 (cm) = 1 / 9967.8$



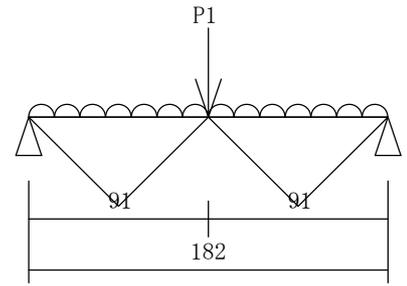
階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X1通り Y10-Y12 3G3
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4140(m^2) = 811.538(N)$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
P1 =	3651.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ww =	811.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×18.0 (cm)
 $I = 5103.00(cm^4)$ $Z = 567.00(cm^3)$ $Ae = 189.00(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	36.3	797.0	797.0	0.02
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05
ww	18.5	405.8	405.8	0.01
合計	220.9	3028.8	3028.8	0.08

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 220.89 / (567.00 \times 0.84) = 0.46 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 3028.78) / (189.00 \times 88.00) = 0.27 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.076 \times 2 = 0.151 (cm) = 1 / 1203.6$ OK



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	36.3	797.0	797.0	0.02
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05
ww	18.5	405.8	405.8	0.01
合計	220.9	3028.8	3028.8	0.08

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 220.89 / (567.00 \times 1.52) = 0.25 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 3028.78) / (189.00 \times 160.00) = 0.15 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.076 (cm) = 1 / 2407.2$

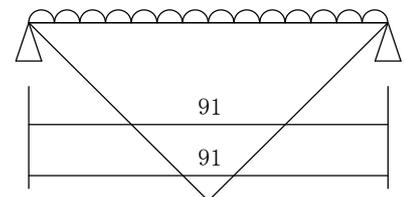
階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X1通り Y12-Y13 3G1
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4)$ $Z = 192.94(cm^3)$ $Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.1	398.5	398.5	0.01
ww	6.2	202.9	202.9	0.00
合計	15.2	601.4	601.4	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 15.22 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.009 \times 2 = 0.018 (cm) = 1 / 4983.9$ OK

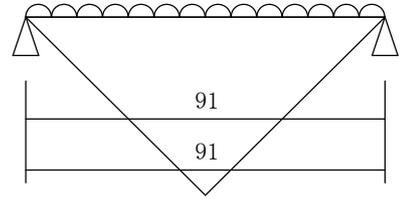


短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.1	398.5	398.5	0.01
ww	6.2	202.9	202.9	0.00
合計	15.2	601.4	601.4	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 15.22 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.009 (cm) = 1 / 9967.8$

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X1通り Y13-Y14 3G1
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

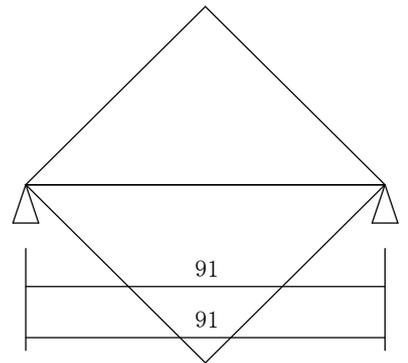
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁(壁上)	べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)					
I =	1012.92(cm ⁴)	Z =	192.94(cm ³)	Ae =	110.25(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)		
w	9.1	398.5	398.5	0.01		
ww	6.2	202.9	202.9	0.00		
合計	15.2	601.4	601.4	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 15.22 / (192.94 × 0.84) = 0.09 < 1.0 OK					
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 601.41) / (110.25 × 88.00) = 0.09 < 1.0 OK					
δ×変形増大係数	= 0.009 × 2 = 0.018 (cm) = 1 / 4983.9 OK					



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)		
w	9.1	398.5	398.5	0.01		
ww	6.2	202.9	202.9	0.00		
合計	15.2	601.4	601.4	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 15.22 / (192.94 × 1.52) = 0.05 < 1.0 OK					
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 601.41) / (110.25 × 160.00) = 0.05 < 1.0 OK					
δ	= 0.009 (cm) = 1 / 9967.8					

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X2通り Y7-Y8 3G1
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4141(m^2) = 811.538(N)$ (長期)

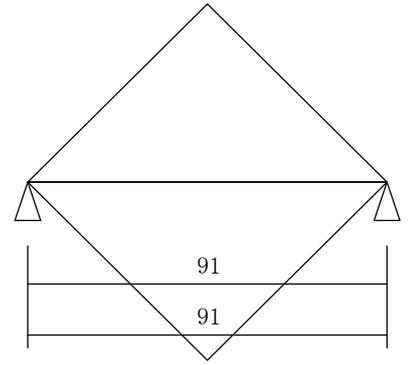
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	811.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)					
I =	1012.92(cm ⁴)	Z =	192.94(cm ³)	Ae =	110.25(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)		
ww	12.3	405.8	405.8	0.01		
合計	12.3	405.8	405.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 12.31 / (192.94 × 0.84) = 0.07 < 1.0 OK					
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 405.77) / (110.25 × 88.00) = 0.06 < 1.0 OK					
δ×変形増大係数	= 0.005 × 2 = 0.011 (cm) = 1 / 8440.6 OK					



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)		
ww	12.3	405.8	405.8	0.01		
合計	12.3	405.8	405.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 12.31 / (192.94 × 1.52) = 0.04 < 1.0 OK					
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 405.77) / (110.25 × 160.00) = 0.03 < 1.0 OK					
δ	= 0.005 (cm) = 1 / 16881.2					

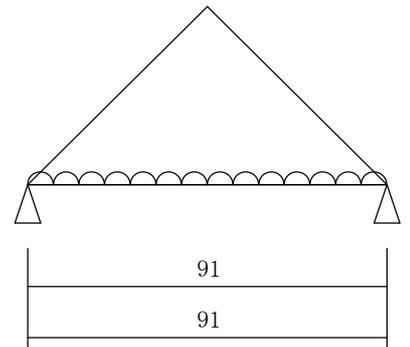
階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X4.5通り Y7-Y8 3G1
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.4141(m²) = 811.538(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	811.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大 梁	べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)					
I =	1012.92(cm ⁴)	Z =	192.94(cm ³)	Ae =	110.25(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	12.3	405.8	405.8	0.01		
合計	12.3	405.8	405.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 12.31 / (192.94 × 0.84)			= 0.07 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×405.77)/(110.25×88.00)			= 0.06 < 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.005 × 2 = 0.011 (cm) = 1 / 8440.6			OK		
短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	12.3	405.8	405.8	0.01		
合計	12.3	405.8	405.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 12.31 / (192.94 × 1.52)			= 0.04 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×405.77)/(110.25×160.00)			= 0.03 < 1.0	OK	
δ	= 0.005 (cm) = 1 / 16881.2					



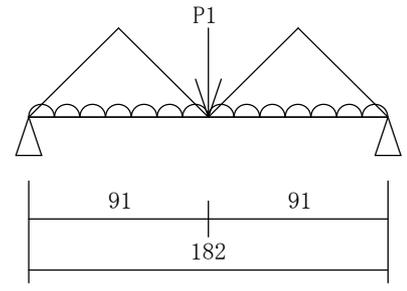
階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X6通り Y2-Y3 3G1
 w = 0.035 × 136.5 + 0.035 × 113.8 = 8.759(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.2070(m²) = 405.769(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁 (壁上)	べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)					
I =	1012.92(cm ⁴)	Z =	192.94(cm ³)	Ae =	110.25(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
w	9.1	398.5	398.5	0.01		
ww	6.2	202.9	202.9	0.00		
合計	15.2	601.4	601.4	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 15.22 / (192.94 × 0.84)			= 0.09 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×601.41)/(110.25×88.00)			= 0.09 < 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.009 × 2 = 0.018 (cm) = 1 / 4983.9			OK		
短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
w	9.1	398.5	398.5	0.01		
ww	6.2	202.9	202.9	0.00		
合計	15.2	601.4	601.4	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 15.22 / (192.94 × 1.52)			= 0.05 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×601.41)/(110.25×160.00)			= 0.05 < 1.0	OK	
δ	= 0.009 (cm) = 1 / 9967.8					



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X6通り Y3-Y5 3G3
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4140(m^2) = 811.538(N)$ (長期)

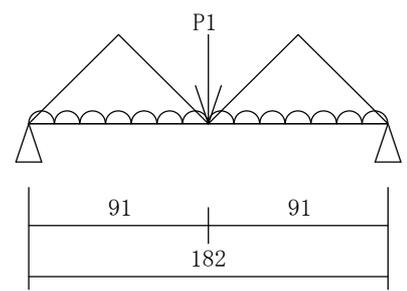
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
P1 =	3651.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ww =	811.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁 (耐力壁上) べいまつ甲種 2級	10.5×18.0 (cm)					
I =	5103.00(cm ⁴)	Z =	567.00(cm ³)	Ae =	189.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
w	36.3	797.0	797.0	0.02		
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05		
ww	18.5	405.8	405.8	0.01		
合計	220.9	3028.8	3028.8	0.08		
Mmax/(Z×fb0L)	= 220.89 / (567.00 × 0.84) = 0.46 < 1.0 OK					
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3028.78) / (189.00 × 88.00) = 0.27 < 1.0 OK					
δ×変形増大係数	= 0.076 × 2 = 0.151 (cm) = 1 / 1203.6 OK					



	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)
短期				
w	36.3	797.0	797.0	0.02
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05
ww	18.5	405.8	405.8	0.01
合計	220.9	3028.8	3028.8	0.08
Mmax/(Z×fb0S)	= 220.89 / (567.00 × 1.52) = 0.25 < 1.0 OK			
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 3028.78) / (189.00 × 160.00) = 0.15 < 1.0 OK			
δ	= 0.076 (cm) = 1 / 2407.2			

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X6通り Y5-Y7 3G4
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 56.9 = 6.768(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4140(m^2) = 811.538(N)$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
P1 =	5007.14	665.03	11147.50	0.00	11147.50	0.00
ww =	811.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁 (耐力壁上) べいまつ甲種 2級	10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL = 1.00×8.36 =	8.36(N/mm ²)	fsL = 1.00×0.88 =	0.88(N/mm ²)			
fbS = 0.80×15.20 =	12.16(N/mm ²)	fsS = 0.80×1.60 =	1.28(N/mm ²)			
E =	12000(N/mm ²)					
fb0L= 1.0×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S = 1.0×fbS =	12.160(N/mm ²)			
fs0L= 1.0×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S = 1.0×fsS =	1.280(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
w	28.0	615.9	615.9	0.01		
P1	227.8	2503.6	2503.6	0.03		
ww	18.5	405.8	405.8	0.00		
合計	274.3	3525.2	3525.2	0.04		
Mmax/(Z×fb0L)	= 274.31 / (1008.00 × 0.84) = 0.32 < 1.0 OK					
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3525.24) / (252.00 × 88.00) = 0.23 < 1.0 OK					
δ×変形増大係数	= 0.042 × 2 = 0.083 (cm) = 1 / 2184.2 OK					



	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)
短期				
w	28.0	615.9	615.9	0.01
P1	735.0	8077.3	8077.3	0.13
ww	18.5	405.8	405.8	0.00
合計	781.5	9099.0	9099.0	0.14
Mmax/(Z×fb0S)	= 781.52 / (1008.00 × 1.52) = 0.51 < 1.0 OK			
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 9098.99) / (252.00 × 160.00) = 0.33 < 1.0 OK			
δ	= 0.138 (cm) = 1 / 1317.7			

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X6通り Y7-Y8 3G1

 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759 \text{ (N/cm)}$ (長期) $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 405.769 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁(壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 8.36 (N/mm²) fsL = 0.88 (N/mm²) E = 12000 (N/mm²)fbS = 15.20 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fb0L=1.00×fbL = 8.360 (N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200 (N/mm²)fs0L=1.00×fsL = 0.880 (N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600 (N/mm²)E0 =1.00×E = 12000 (N/mm²)

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.1 398.5 398.5 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 15.2 601.4 601.4 0.01

Mmax/(Z×fb0L) = 15.22 / (192.94 × 0.84) = 0.09 < 1.0 OK

 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0L) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.009 \times 2 = 0.018 \text{ (cm)} = 1 / 4983.9$ OK

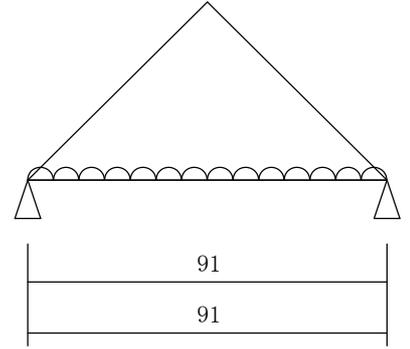
短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.1 398.5 398.5 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 15.2 601.4 601.4 0.01

Mmax/(Z×fb0S) = 15.22 / (192.94 × 1.52) = 0.05 < 1.0 OK

 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0S) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK $\delta = 0.009 \text{ (cm)} = 1 / 9967.8$ 

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X6通り Y8-Y9 3G1

 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759 \text{ (N/cm)}$ (長期) $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 405.769 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁(耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 8.36 (N/mm²) fsL = 0.88 (N/mm²) E = 12000 (N/mm²)fbS = 15.20 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fb0L=1.00×fbL = 8.360 (N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200 (N/mm²)fs0L=1.00×fsL = 0.880 (N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600 (N/mm²)E0 =1.00×E = 12000 (N/mm²)

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.1 398.5 398.5 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 15.2 601.4 601.4 0.01

Mmax/(Z×fb0L) = 15.22 / (192.94 × 0.84) = 0.09 < 1.0 OK

 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0L) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.009 \times 2 = 0.018 \text{ (cm)} = 1 / 4983.9$ OK

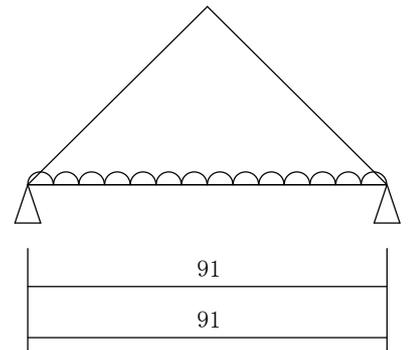
短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.1 398.5 398.5 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

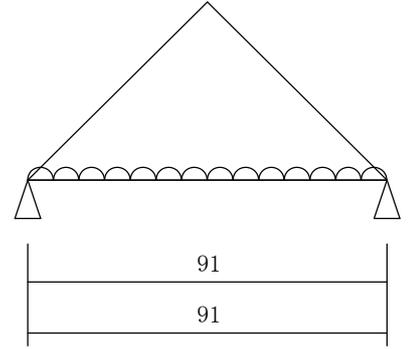
合計 15.2 601.4 601.4 0.01

Mmax/(Z×fb0S) = 15.22 / (192.94 × 1.52) = 0.05 < 1.0 OK

 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0S) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK $\delta = 0.009 \text{ (cm)} = 1 / 9967.8$ 

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X6通り Y9-Y10 3G1
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

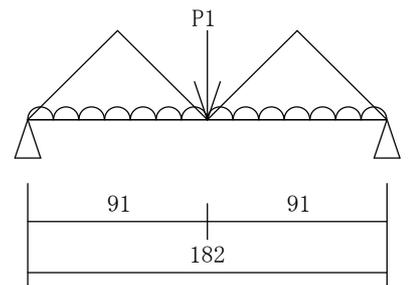
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)	
ww =	405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
梁(壁上)	べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)						
I =	1012.92(cm ⁴)	Z =	192.94(cm ³)	Ae =	110.25(cm ²)	E =	12000(N/mm ²)
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)				
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)				
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)				
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)				
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)						
長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)			
w	9.1	398.5	398.5	0.01			
ww	6.2	202.9	202.9	0.00			
合計	15.2	601.4	601.4	0.01			
Mmax/(Z×fb0L)	= 15.22 / (192.94 × 0.84)			= 0.09 < 1.0	OK		
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 601.41) / (110.25 × 88.00)			= 0.09 < 1.0	OK		
δ×変形増大係数	= 0.009 × 2 = 0.018 (cm) = 1 / 4983.9				OK		



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)		
w	9.1	398.5	398.5	0.01		
ww	6.2	202.9	202.9	0.00		
合計	15.2	601.4	601.4	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 15.22 / (192.94 × 1.52)			= 0.05 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 601.41) / (110.25 × 160.00)			= 0.05 < 1.0	OK	
δ	= 0.009 (cm) = 1 / 9967.8					

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X6通り Y10-Y12 3G3
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4140(m^2) = 811.538(N)$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)	
P1 =	3651.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
ww =	811.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
梁(壁上)	べいまつ甲種2級 10.5×18.0 (cm)						
I =	5103.00(cm ⁴)	Z =	567.00(cm ³)	Ae =	189.00(cm ²)	E =	12000(N/mm ²)
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)				
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)				
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)				
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)				
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)						
長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)			
w	36.3	797.0	797.0	0.02			
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05			
ww	18.5	405.8	405.8	0.01			
合計	220.9	3028.8	3028.8	0.08			
Mmax/(Z×fb0L)	= 220.89 / (567.00 × 0.84)			= 0.46 < 1.0	OK		
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3028.78) / (189.00 × 88.00)			= 0.27 < 1.0	OK		
δ×変形増大係数	= 0.076 × 2 = 0.151 (cm) = 1 / 1203.6				OK		

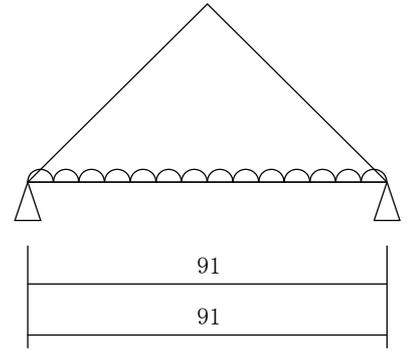


短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)		
w	36.3	797.0	797.0	0.02		
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05		
ww	18.5	405.8	405.8	0.01		
合計	220.9	3028.8	3028.8	0.08		
Mmax/(Z×fb0S)	= 220.89 / (567.00 × 1.52)			= 0.25 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 3028.78) / (189.00 × 160.00)			= 0.15 < 1.0	OK	
δ	= 0.076 (cm) = 1 / 2407.2					

階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X6通り Y12-Y13 3G1
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 405.77 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 0.88(N/mm^2) \quad E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$
 長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 9.1 \quad 398.5 \quad 398.5 \quad 0.01$
 $ww \quad 6.2 \quad 202.9 \quad 202.9 \quad 0.00$
 合計 15.2 601.4 601.4 0.01
 $Mmax/(Z \times fb0L) = 15.22 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0 \quad OK$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.009 \times 2 = 0.018 (cm) = 1 / 4983.9 \quad OK$

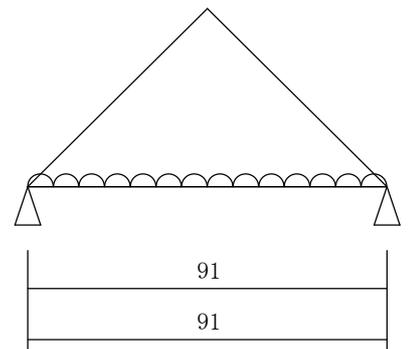
短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 9.1 \quad 398.5 \quad 398.5 \quad 0.01$
 $ww \quad 6.2 \quad 202.9 \quad 202.9 \quad 0.00$
 合計 15.2 601.4 601.4 0.01
 $Mmax/(Z \times fb0S) = 15.22 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0 \quad OK$
 $\delta = 0.009 (cm) = 1 / 9967.8$



階、通り、位置、グループ番号： 3階梁 X6通り Y13-Y14 3G1
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 113.8 = 8.759(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 405.77 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 0.88(N/mm^2) \quad E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$
 長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 9.1 \quad 398.5 \quad 398.5 \quad 0.01$
 $ww \quad 6.2 \quad 202.9 \quad 202.9 \quad 0.00$
 合計 15.2 601.4 601.4 0.01
 $Mmax/(Z \times fb0L) = 15.22 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0 \quad OK$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.009 \times 2 = 0.018 (cm) = 1 / 4983.9 \quad OK$

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 9.1 \quad 398.5 \quad 398.5 \quad 0.01$
 $ww \quad 6.2 \quad 202.9 \quad 202.9 \quad 0.00$
 合計 15.2 601.4 601.4 0.01
 $Mmax/(Z \times fb0S) = 15.22 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 601.41) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0 \quad OK$
 $\delta = 0.009 (cm) = 1 / 9967.8$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y1通り X1-X6 2G4

w = 0.035 × 136.5 = 4.778(N/cm) (長期)

ww = (単位荷重) 2170.0(N/m²) × (面積) 1.8632(m²) = 4043.198(N) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 ww = 4043.20 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5× 24.0 (cm)

I = 12096.00(cm⁴) Z = 1008.00(cm³) Ae = 252.00(cm²)
 fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)
 fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)

fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200(N/mm²)

fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600(N/mm²)

E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)

長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

w 123.6 1086.9 1086.9 0.18

ww 252.1 2021.6 2021.6 0.25

合計 375.7 3108.5 3108.5 0.44

Mmax/(Z×fb0L) = 375.73 / (1008.00 × 0.84) = 0.44 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×3108.48)/(252.00×88.00)=0.21 < 1.0 OK

δ×変形増大係数 = 0.437 × 2 = 0.873 (cm) = 1 / 520.9 OK

短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

w 123.6 1086.9 1086.9 0.18

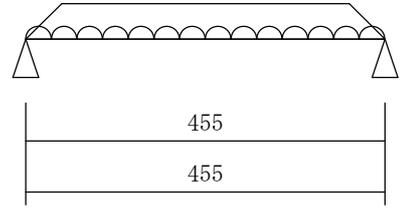
ww 252.1 2021.6 2021.6 0.25

合計 375.7 3108.5 3108.5 0.44

Mmax/(Z×fb0S) = 375.73 / (1008.00 × 1.52) = 0.24 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×3108.48)/(252.00×160.00)=0.11 < 1.0 OK

δ = 0.437 (cm) = 1 / 1041.8



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y2通り X1-X6 2G5

w = 0.035 × 136.5 = 4.778(N/cm) (長期)

ww = (単位荷重) 2065.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7695.119(N) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 ww = 7695.12 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

大梁 べいまつ甲種2級 10.5× 30.0 (cm)

I = 23625.00(cm⁴) Z = 1575.00(cm³) Ae = 315.00(cm²)
 fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)
 fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)

fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200(N/mm²)

fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600(N/mm²)

E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)

長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

w 123.6 1086.9 1086.9 0.09

ww 479.8 3847.6 3847.6 0.24

合計 603.4 4934.4 4934.4 0.33

Mmax/(Z×fb0L) = 603.44 / (1575.00 × 0.84) = 0.45 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×4934.44)/(315.00×88.00)=0.26 < 1.0 OK

δ×変形増大係数 = 0.335 × 2 = 0.669 (cm) = 1 / 679.8 OK

短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

w 123.6 1086.9 1086.9 0.09

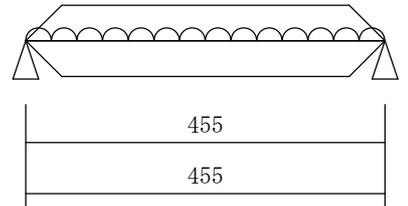
ww 479.8 3847.6 3847.6 0.24

合計 603.4 4934.4 4934.4 0.33

Mmax/(Z×fb0S) = 603.44 / (1575.00 × 1.52) = 0.25 < 1.0 OK

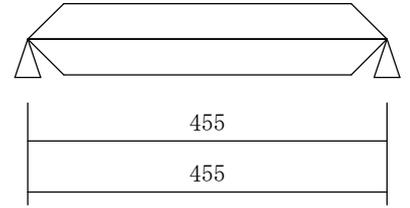
α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×4934.44)/(315.00×160.00)=0.14 < 1.0 OK

δ = 0.335 (cm) = 1 / 1359.6



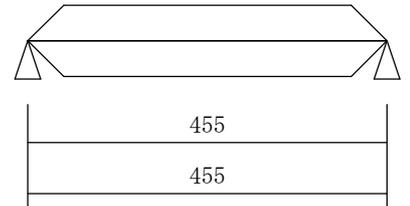
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y3通り X1-X6 2G4
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	7303.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0L)	= 455.41 / (1008.00 × 0.84)			= 0.54	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 88.00)			= 0.24	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.434 × 2 = 0.868 (cm)			= 1 / 524.4		OK
短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0S)	= 455.41 / (1008.00 × 1.52)			= 0.29	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 160.00)			= 0.13	< 1.0	OK
δ	= 0.434 (cm)			= 1 / 1048.9		



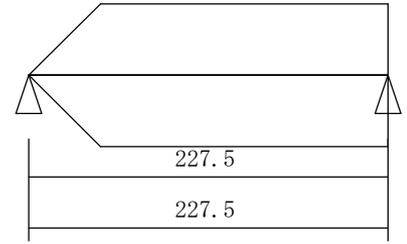
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y4通り X1-X6 2G4
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	7303.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0L)	= 455.41 / (1008.00 × 0.84)			= 0.54	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 88.00)			= 0.24	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.434 × 2 = 0.868 (cm)			= 1 / 524.4		OK
短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0S)	= 455.41 / (1008.00 × 1.52)			= 0.29	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 160.00)			= 0.13	< 1.0	OK
δ	= 0.434 (cm)			= 1 / 1048.9		



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y5通り X1-X3.5 2G2
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 1.8632(m²) = 3651.921(N) (長期)

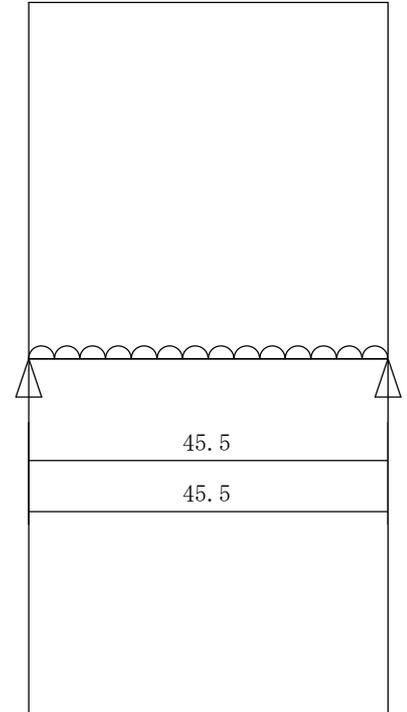
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	3651.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×15.0 (cm)					
I =	2953.12(cm ⁴)	Z =	393.75(cm ³)	Ae =	157.50(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	112.3	1650.1	2001.8	0.11		
合計	112.3	1650.1	2001.8	0.11		
Mmax/(Z×fb0L)	= 112.31 / (393.75 × 0.84)			= 0.34 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 2001.79) / (157.50 × 88.00)			= 0.21 < 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.109 × 2 = 0.219 (cm)			= 1 / 1040.7	OK	



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)	
ww	112.3	1650.1	2001.8	0.11	
合計	112.3	1650.1	2001.8	0.11	
Mmax/(Z×fb0S)	= 112.31 / (393.75 × 1.52)			= 0.18 < 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 2001.79) / (157.50 × 160.00)			= 0.11 < 1.0	OK
δ	= 0.109 (cm)			= 1 / 2081.4	

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y5通り X3.5-X4 2G1
 w = 0.035 × 136.5 = 4.778(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.4141(m²) = 811.538(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	811.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁 (耐力壁上)	べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)					
I =	1012.92(cm ⁴)	Z =	192.94(cm ³)	Ae =	110.25(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
w	1.2	108.7	108.7	0.00		
ww	4.6	405.8	405.8	0.00		
合計	5.9	514.5	514.5	0.00		
Mmax/(Z×fb0L)	= 5.85 / (192.94 × 0.84)			= 0.03 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 514.46) / (110.25 × 88.00)			= 0.07 < 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.001 × 2 = 0.001 (cm)			= 1 / 30505.3	OK	



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)	
w	1.2	108.7	108.7	0.00	
ww	4.6	405.8	405.8	0.00	
合計	5.9	514.5	514.5	0.00	
Mmax/(Z×fb0S)	= 5.85 / (192.94 × 1.52)			= 0.02 < 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 514.46) / (110.25 × 160.00)			= 0.04 < 1.0	OK
δ	= 0.001 (cm)			= 1 / 61010.5	

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y5通り X4-X5 2G1

$w = 0.035 \times 136.5 = 4.778 \text{ (N/cm)}$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.8281 \text{ (m}^2) = 1623.076 \text{ (N)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 1623.08 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$

$I = 1012.92 \text{ (cm}^4)$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3)$ $Ae = 110.25 \text{ (cm}^2)$

$fbL = 8.36 \text{ (N/mm}^2)$ $fsL = 0.88 \text{ (N/mm}^2)$ $E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

$fbS = 15.20 \text{ (N/mm}^2)$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2)$

$fb0L = 1.00 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200 \text{ (N/mm}^2)$

$fs0L = 1.00 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600 \text{ (N/mm}^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 4.9 217.4 217.4 0.00

ww 18.5 811.5 811.5 0.01

合計 23.4 1028.9 1028.9 0.01

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 23.41 / (192.94 \times 0.84) = 0.14 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1028.91) / (110.25 \times 88.00) = 0.15 < 1.0$ OK

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.012 \times 2 = 0.024 \text{ (cm)} = 1 / 3813.2$ OK

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 4.9 217.4 217.4 0.00

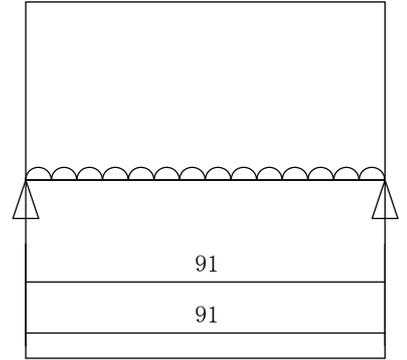
ww 18.5 811.5 811.5 0.01

合計 23.4 1028.9 1028.9 0.01

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 23.41 / (192.94 \times 1.52) = 0.07 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1028.91) / (110.25 \times 160.00) = 0.08 < 1.0$ OK

$\delta = 0.012 \text{ (cm)} = 1 / 7626.3$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y5通り X5-X6 2G1

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.6211 \text{ (m}^2) = 1217.307 \text{ (N)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 1217.31 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

大梁 べいまつ甲種2級 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$

$I = 1012.92 \text{ (cm}^4)$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3)$ $Ae = 110.25 \text{ (cm}^2)$

$fbL = 8.36 \text{ (N/mm}^2)$ $fsL = 0.88 \text{ (N/mm}^2)$ $E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

$fbS = 15.20 \text{ (N/mm}^2)$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2)$

$fb0L = 1.00 \times fbL = 8.360 \text{ (N/mm}^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200 \text{ (N/mm}^2)$

$fs0L = 1.00 \times fsL = 0.880 \text{ (N/mm}^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600 \text{ (N/mm}^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000 \text{ (N/mm}^2)$

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

ww 15.4 743.9 473.4 0.01

合計 15.4 743.9 473.4 0.01

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 15.39 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 743.91) / (110.25 \times 88.00) = 0.11 < 1.0$ OK

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.007 \times 2 = 0.014 \text{ (cm)} = 1 / 6587.8$ OK

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

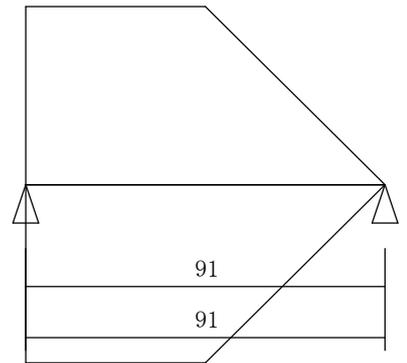
ww 15.4 743.9 473.4 0.01

合計 15.4 743.9 473.4 0.01

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 15.39 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0$ OK

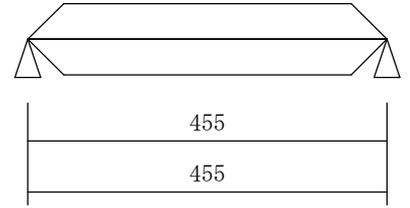
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 743.91) / (110.25 \times 160.00) = 0.06 < 1.0$ OK

$\delta = 0.007 \text{ (cm)} = 1 / 13175.5$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y6通り X1-X6 2G4
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

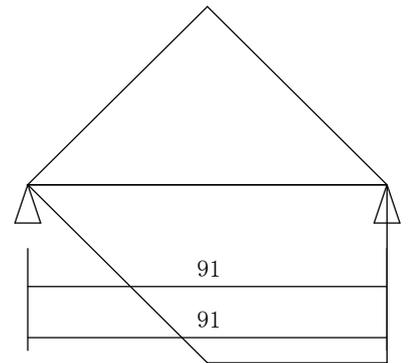
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	7303.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級	10.5×24.0 (cm)				
I =	12096.00(cm ⁴)	Z = 1008.00(cm ³)		Ae = 252.00(cm ²)		
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL = 0.88(N/mm ²)		E = 12000(N/mm ²)		
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS = 1.60(N/mm ²)				
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0L)	= 455.41 / (1008.00 × 0.84)			= 0.54 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×3651.92)/(252.00×88.00)			= 0.24 < 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.434 × 2 = 0.868 (cm) = 1 / 524.4			OK		



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)	
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43	
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43	
Mmax/(Z×fb0S)	= 455.41 / (1008.00 × 1.52)			= 0.29 < 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×3651.92)/(252.00×160.00)			= 0.13 < 1.0	OK
δ	= 0.434 (cm) = 1 / 1048.9				

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y7通り X1-X2 2G1
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.5176(m²) = 1014.423(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	1014.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級	10.5×10.5 (cm)				
I =	1012.92(cm ⁴)	Z = 192.94(cm ³)		Ae = 110.25(cm ²)		
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL = 0.88(N/mm ²)		E = 12000(N/mm ²)		
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS = 1.60(N/mm ²)				
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	13.8	439.6	574.8	0.01		
合計	13.8	439.6	574.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 13.85 / (192.94 × 0.84)			= 0.08 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×574.84)/(110.25×88.00)			= 0.08 < 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.006 × 2 = 0.012 (cm) = 1 / 7400.0			OK		



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)	
ww	13.8	439.6	574.8	0.01	
合計	13.8	439.6	574.8	0.01	
Mmax/(Z×fb0S)	= 13.85 / (192.94 × 1.52)			= 0.04 < 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×574.84)/(110.25×160.00)			= 0.04 < 1.0	OK
δ	= 0.006 (cm) = 1 / 14799.9				

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y7通り X2-X3 2G1

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555(N/cm)$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.7246(m^2) = 1420.192(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 1420.19 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92(cm^4)$ $Z = 192.94(cm^3)$ $Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$

$fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$

$fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.9 434.8 434.8 0.01

ww 16.9 642.5 777.7 0.01

合計 26.8 1077.2 1212.5 0.01

$Mmax/(Z \times fb0L) = 26.81 / (192.94 \times 0.84) = 0.16 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1212.48) / (110.25 \times 88.00) = 0.18 < 1.0$ OK

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.015 \times 2 = 0.029 (cm) = 1 / 3098.6$ OK

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.9 434.8 434.8 0.01

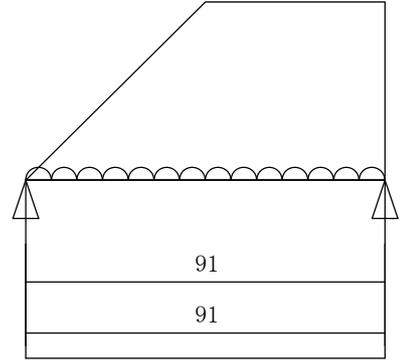
ww 16.9 642.5 777.7 0.01

合計 26.8 1077.2 1212.5 0.01

$Mmax/(Z \times fb0S) = 26.81 / (192.94 \times 1.52) = 0.09 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1212.48) / (110.25 \times 160.00) = 0.10 < 1.0$ OK

$\delta = 0.015 (cm) = 1 / 6197.3$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y7通り X3-X4 2G1

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555(N/cm)$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.8281(m^2) = 1623.076(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 1623.08 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92(cm^4)$ $Z = 192.94(cm^3)$ $Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$

$fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$

$fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.9 434.8 434.8 0.01

ww 18.5 811.5 811.5 0.01

合計 28.4 1246.3 1246.3 0.02

$Mmax/(Z \times fb0L) = 28.35 / (192.94 \times 0.84) = 0.17 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1246.29) / (110.25 \times 88.00) = 0.19 < 1.0$ OK

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.015 \times 2 = 0.031 (cm) = 1 / 2946.5$ OK

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.9 434.8 434.8 0.01

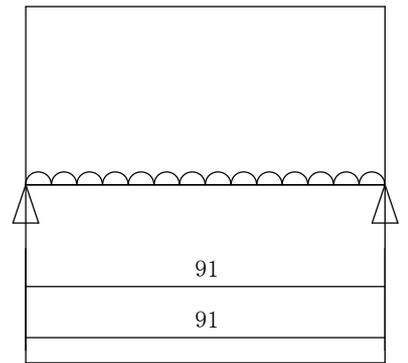
ww 18.5 811.5 811.5 0.01

合計 28.4 1246.3 1246.3 0.02

$Mmax/(Z \times fb0S) = 28.35 / (192.94 \times 1.52) = 0.09 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1246.29) / (110.25 \times 160.00) = 0.10 < 1.0$ OK

$\delta = 0.015 (cm) = 1 / 5893.1$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y7通り X4-X5 2G1

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555(N/cm)$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.7246(m^2) = 1420.192(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 1420.19 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$

$fbL = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 0.88(N/mm^2) \quad E = 12000(N/mm^2)$

$fbS = 15.20(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$

$fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S=1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$

$fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S=1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$w \quad 9.9 \quad 434.8 \quad 434.8 \quad 0.01$

$ww \quad 16.9 \quad 777.7 \quad 642.5 \quad 0.01$

合計 $26.8 \quad 1212.5 \quad 1077.2 \quad 0.01$

$Mmax/(Z \times fb0L) = 26.81 / (192.94 \times 0.84) = 0.16 < 1.0 \quad OK$

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1212.48) / (110.25 \times 88.00) = 0.18 < 1.0 \quad OK$

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.015 \times 2 = 0.029 (cm) = 1 / 3098.6 \quad OK$

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$w \quad 9.9 \quad 434.8 \quad 434.8 \quad 0.01$

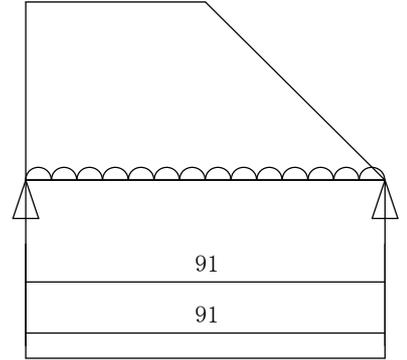
$ww \quad 16.9 \quad 777.7 \quad 642.5 \quad 0.01$

合計 $26.8 \quad 1212.5 \quad 1077.2 \quad 0.01$

$Mmax/(Z \times fb0S) = 26.81 / (192.94 \times 1.52) = 0.09 < 1.0 \quad OK$

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1212.48) / (110.25 \times 160.00) = 0.10 < 1.0 \quad OK$

$\delta = 0.015 (cm) = 1 / 6197.3$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y7通り X5-X6 2G1

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.5176(m^2) = 1014.423(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 1014.42 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

大梁 べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$

$fbL = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 0.88(N/mm^2) \quad E = 12000(N/mm^2)$

$fbS = 15.20(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$

$fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S=1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$

$fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S=1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$ww \quad 13.8 \quad 574.8 \quad 439.6 \quad 0.01$

合計 $13.8 \quad 574.8 \quad 439.6 \quad 0.01$

$Mmax/(Z \times fb0L) = 13.85 / (192.94 \times 0.84) = 0.08 < 1.0 \quad OK$

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 574.84) / (110.25 \times 88.00) = 0.08 < 1.0 \quad OK$

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.006 \times 2 = 0.012 (cm) = 1 / 7400.0 \quad OK$

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

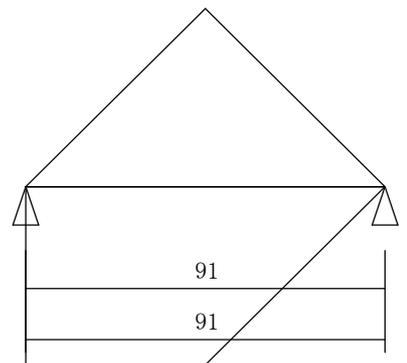
$ww \quad 13.8 \quad 574.8 \quad 439.6 \quad 0.01$

合計 $13.8 \quad 574.8 \quad 439.6 \quad 0.01$

$Mmax/(Z \times fb0S) = 13.85 / (192.94 \times 1.52) = 0.04 < 1.0 \quad OK$

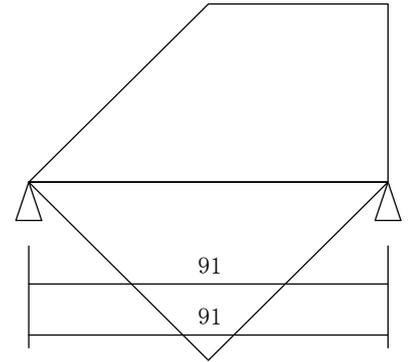
$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 574.84) / (110.25 \times 160.00) = 0.04 < 1.0 \quad OK$

$\delta = 0.006 (cm) = 1 / 14799.9$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y8通り X1-X2 2G1
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.5176(m²) = 1014.423(N) (長期)

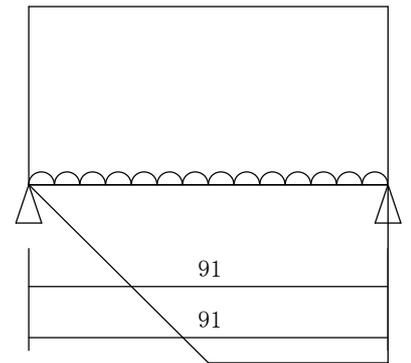
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	1014.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級	10.5×10.5	(cm)			
I =	1012.92	Z =	192.94	Ae =	110.25	(cm ²)
fbL =	8.36	fsL =	0.88	E =	12000	(N/mm ²)
fbS =	15.20	fsS =	1.60			
fb0L=1.00×fbL =	8.360	fb0S=1.00×fbL =	15.200			
fs0L=1.00×fsL =	0.880	fs0S=1.00×fsS =	1.600			
E0 =1.00×E =	12000					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)		
ww	13.8	439.6	574.8	0.01		
合計	13.8	439.6	574.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 13.85 / (192.94 × 0.84)			= 0.08 < 1.0		OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 574.84) / (110.25 × 88.00)			= 0.08 < 1.0		OK
δ×変形増大係数	= 0.006 × 2 = 0.012			(cm) = 1 / 7400.0		OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)		
ww	13.8	439.6	574.8	0.01		
合計	13.8	439.6	574.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 13.85 / (192.94 × 1.52)			= 0.04 < 1.0		OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 574.84) / (110.25 × 160.00)			= 0.04 < 1.0		OK
δ	= 0.006			(cm) = 1 / 14799.9		

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y8通り X2-X3 2G1
 w = 0.035 × 136.5 + 0.035 × 136.5 = 9.555(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.7246(m²) = 1420.192(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	1420.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁(耐力壁上)	べいまつ甲種2級	10.5×10.5	(cm)			
I =	1012.92	Z =	192.94	Ae =	110.25	(cm ²)
fbL =	8.36	fsL =	0.88	E =	12000	(N/mm ²)
fbS =	15.20	fsS =	1.60			
fb0L=1.00×fbL =	8.360	fb0S=1.00×fbL =	15.200			
fs0L=1.00×fsL =	0.880	fs0S=1.00×fsS =	1.600			
E0 =1.00×E =	12000					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)		
w	9.9	434.8	434.8	0.01		
ww	16.9	642.5	777.7	0.01		
合計	26.8	1077.2	1212.5	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 26.81 / (192.94 × 0.84)			= 0.16 < 1.0		OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 1212.48) / (110.25 × 88.00)			= 0.18 < 1.0		OK
δ×変形増大係数	= 0.015 × 2 = 0.029			(cm) = 1 / 3098.6		OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)		
w	9.9	434.8	434.8	0.01		
ww	16.9	642.5	777.7	0.01		
合計	26.8	1077.2	1212.5	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 26.81 / (192.94 × 1.52)			= 0.09 < 1.0		OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 1212.48) / (110.25 × 160.00)			= 0.10 < 1.0		OK
δ	= 0.015			(cm) = 1 / 6197.3		

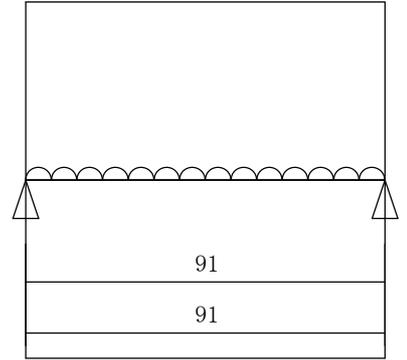
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y8通り X3-X4 2G1
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.8281(m^2) = 1623.076(N)$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	1623.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4)$ $Z = 192.94(cm^3)$ $Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S=1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S=1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.9	434.8	434.8	0.01
ww	18.5	811.5	811.5	0.01
合計	28.4	1246.3	1246.3	0.02

$Mmax/(Z \times fb0L) = 28.35 / (192.94 \times 0.84) = 0.17 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1246.29) / (110.25 \times 88.00) = 0.19 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.015 \times 2 = 0.031 (cm) = 1 / 2946.5$ OK



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.9	434.8	434.8	0.01
ww	18.5	811.5	811.5	0.01
合計	28.4	1246.3	1246.3	0.02

$Mmax/(Z \times fb0S) = 28.35 / (192.94 \times 1.52) = 0.09 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1246.29) / (110.25 \times 160.00) = 0.10 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.015 (cm) = 1 / 5893.1$

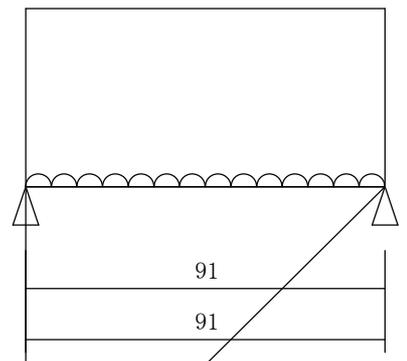
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y8通り X4-X5 2G1
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.7246(m^2) = 1420.192(N)$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	1420.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4)$ $Z = 192.94(cm^3)$ $Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S=1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S=1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.9	434.8	434.8	0.01
ww	16.9	777.7	642.5	0.01
合計	26.8	1212.5	1077.2	0.01

$Mmax/(Z \times fb0L) = 26.81 / (192.94 \times 0.84) = 0.16 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 1212.48) / (110.25 \times 88.00) = 0.18 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.015 \times 2 = 0.029 (cm) = 1 / 3098.6$ OK

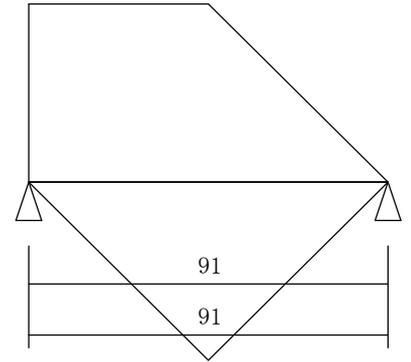


短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.9	434.8	434.8	0.01
ww	16.9	777.7	642.5	0.01
合計	26.8	1212.5	1077.2	0.01

$Mmax/(Z \times fb0S) = 26.81 / (192.94 \times 1.52) = 0.09 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 1212.48) / (110.25 \times 160.00) = 0.10 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.015 (cm) = 1 / 6197.3$

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y8通り X5-X6 2G1
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.5176(m²) = 1014.423(N) (長期)

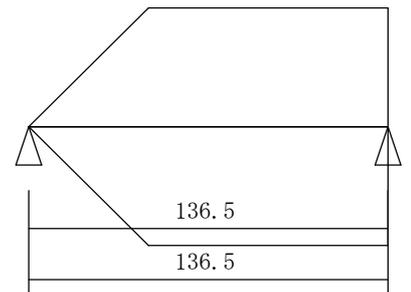
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	1014.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級	10.5×10.5 (cm)				
I =	1012.92(cm ⁴)	Z = 192.94(cm ³)		Ae = 110.25(cm ²)		
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL = 0.88(N/mm ²)		E = 12000(N/mm ²)		
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS = 1.60(N/mm ²)				
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	13.8	574.8	439.6	0.01		
合計	13.8	574.8	439.6	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 13.85 / (192.94 × 0.84)			= 0.08	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 574.84) / (110.25 × 88.00)			= 0.08	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.006 × 2 = 0.012 (cm)			= 1 / 7400.0		OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	13.8	574.8	439.6	0.01		
合計	13.8	574.8	439.6	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 13.85 / (192.94 × 1.52)			= 0.04	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 574.84) / (110.25 × 160.00)			= 0.04	< 1.0	OK
δ	= 0.006 (cm)			= 1 / 14799.9		

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y9通り X1-X2.5 2G1
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 1.0351(m²) = 2028.845(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	2028.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級	10.5×10.5 (cm)				
I =	1012.92(cm ⁴)	Z = 192.94(cm ³)		Ae = 110.25(cm ²)		
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL = 0.88(N/mm ²)		E = 12000(N/mm ²)		
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS = 1.60(N/mm ²)				
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	38.5	856.6	1172.2	0.04		
合計	38.5	856.6	1172.2	0.04		
Mmax/(Z×fb0L)	= 38.46 / (192.94 × 0.84)			= 0.23	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 1172.22) / (110.25 × 88.00)			= 0.18	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.039 × 2 = 0.078 (cm)			= 1 / 1749.2		OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	38.5	856.6	1172.2	0.04		
合計	38.5	856.6	1172.2	0.04		
Mmax/(Z×fb0S)	= 38.46 / (192.94 × 1.52)			= 0.13	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 1172.22) / (110.25 × 160.00)			= 0.09	< 1.0	OK
δ	= 0.039 (cm)			= 1 / 3498.3		

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y9通り X2.5-X4 2G1

w = 0.035 × 136.5 = 4.778(N/cm) (長期)

ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 1.2421(m²) = 2434.614(N) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 ww = 2434.61 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

大梁 べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)

fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)

fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)

fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200(N/mm²)

fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600(N/mm²)

E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)

長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

w 11.1 326.1 326.1 0.02

ww 41.5 1217.3 1217.3 0.04

合計 52.7 1543.4 1543.4 0.06

Mmax/(Z×fb0L) = 52.67 / (192.94 × 0.84) = 0.32 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0L) = (1.50 × 1543.37) / (110.25 × 88.00) = 0.23 < 1.0 OK

δ×変形増大係数 = 0.060 × 2 = 0.121 (cm) = 1 / 1129.8 OK

短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

w 11.1 326.1 326.1 0.02

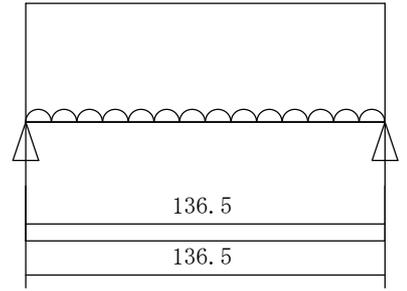
ww 41.5 1217.3 1217.3 0.04

合計 52.7 1543.4 1543.4 0.06

Mmax/(Z×fb0S) = 52.67 / (192.94 × 1.52) = 0.17 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0S) = (1.50 × 1543.37) / (110.25 × 160.00) = 0.13 < 1.0 OK

δ = 0.060 (cm) = 1 / 2259.6



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y9通り X4-X5 2G1

w = 0.035 × 136.5 = 4.778(N/cm) (長期)

ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.8281(m²) = 1623.076(N) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 ww = 1623.08 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

大梁 べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)

fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)

fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)

fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200(N/mm²)

fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600(N/mm²)

E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)

長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

w 4.9 217.4 217.4 0.00

ww 18.5 811.5 811.5 0.01

合計 23.4 1028.9 1028.9 0.01

Mmax/(Z×fb0L) = 23.41 / (192.94 × 0.84) = 0.14 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0L) = (1.50 × 1028.91) / (110.25 × 88.00) = 0.15 < 1.0 OK

δ×変形増大係数 = 0.012 × 2 = 0.024 (cm) = 1 / 3813.2 OK

短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)

w 4.9 217.4 217.4 0.00

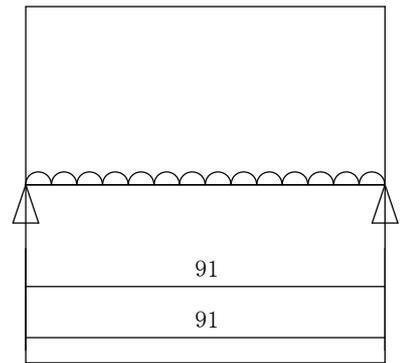
ww 18.5 811.5 811.5 0.01

合計 23.4 1028.9 1028.9 0.01

Mmax/(Z×fb0S) = 23.41 / (192.94 × 1.52) = 0.07 < 1.0 OK

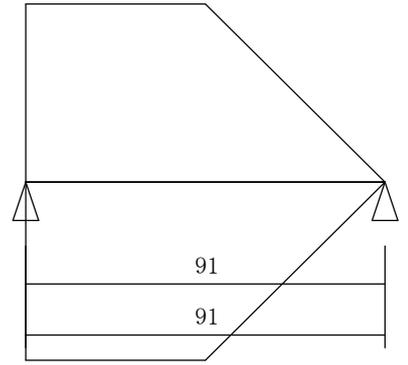
α×Qmax/(Ae×fs0S) = (1.50 × 1028.91) / (110.25 × 160.00) = 0.08 < 1.0 OK

δ = 0.012 (cm) = 1 / 7626.3



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y9通り X5-X6 2G1
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.6211(m²) = 1217.307(N) (長期)

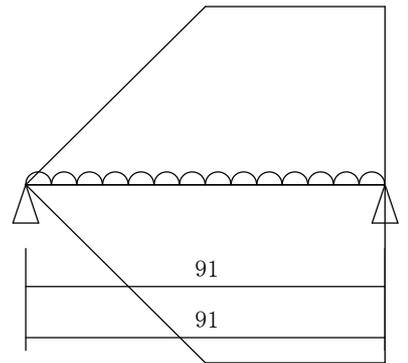
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	1217.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)					
I =	1012.92(cm ⁴)	Z =	192.94(cm ³)	Ae =	110.25(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	15.4	743.9	473.4	0.01		
合計	15.4	743.9	473.4	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 15.39 / (192.94 × 0.84)			= 0.09	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×743.91)/(110.25×88.00)			= 0.11	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.007 × 2 = 0.014 (cm)			= 1 / 6587.8		OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	15.4	743.9	473.4	0.01		
合計	15.4	743.9	473.4	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 15.39 / (192.94 × 1.52)			= 0.05	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×743.91)/(110.25×160.00)			= 0.06	< 1.0	OK
δ	= 0.007 (cm)			= 1 / 13175.5		

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y10通り X1-X2 2G1
 w = 0.035 × 136.5 = 4.778(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.6211(m²) = 1217.307(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	1217.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁 (耐力壁上)	べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)					
I =	1012.92(cm ⁴)	Z =	192.94(cm ³)	Ae =	110.25(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
w	4.9	217.4	217.4	0.00		
ww	15.4	473.4	743.9	0.01		
合計	20.3	690.8	961.3	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 20.33 / (192.94 × 0.84)			= 0.12	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×961.29)/(110.25×88.00)			= 0.14	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.010 × 2 = 0.021 (cm)			= 1 / 4368.2		OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
w	4.9	217.4	217.4	0.00		
ww	15.4	473.4	743.9	0.01		
合計	20.3	690.8	961.3	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 20.33 / (192.94 × 1.52)			= 0.06	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×961.29)/(110.25×160.00)			= 0.08	< 1.0	OK
δ	= 0.010 (cm)			= 1 / 8736.3		

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y10通り X2-X3 2G1

w = 0.035 × 136.5 = 4.778(N/cm) (長期)

ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.8281(m²) = 1623.076(N) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 P1 = 2389.53 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
 ww = 1623.08 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

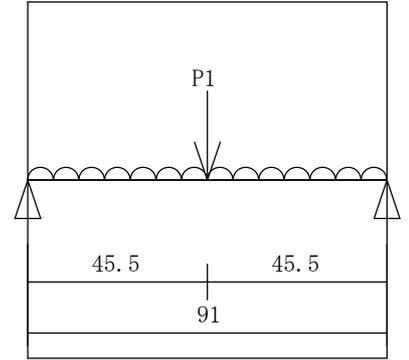
梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)
 fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)
 fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)
 fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S=1.00×fbL = 15.200(N/mm²)
 fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S=1.00×fsS = 1.600(N/mm²)
 E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)

長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 w 4.9 217.4 217.4 0.00
 P1 54.4 1194.8 1194.8 0.02
 ww 18.5 811.5 811.5 0.01
 合計 77.8 2223.7 2223.7 0.03

Mmax/(Z×fb0L) = 77.77 / (192.94 × 0.84) = 0.48 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×2223.68)/(110.25×88.00)=0.34 < 1.0 OK
 δ×変形増大係数 = 0.032 × 2 = 0.064 (cm) = 1 / 1432.0 OK

短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 w 4.9 217.4 217.4 0.00
 P1 54.4 1194.8 1194.8 0.02
 ww 18.5 811.5 811.5 0.01
 合計 77.8 2223.7 2223.7 0.03

Mmax/(Z×fb0S) = 77.77 / (192.94 × 1.52) = 0.26 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×2223.68)/(110.25×160.00)=0.18 < 1.0 OK
 δ = 0.032 (cm) = 1 / 2864.1



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y10通り X3-X4 2G1

ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.8281(m²) = 1623.076(N) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 ww = 1623.08 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

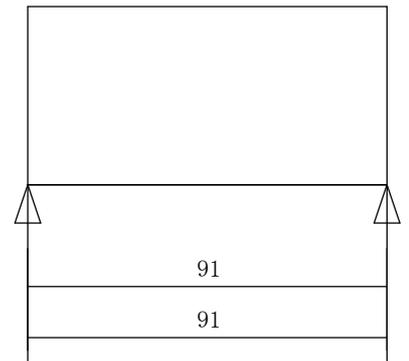
大梁 べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)
 fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)
 fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)
 fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S=1.00×fbL = 15.200(N/mm²)
 fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S=1.00×fsS = 1.600(N/mm²)
 E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)

長期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 ww 18.5 811.5 811.5 0.01
 合計 18.5 811.5 811.5 0.01

Mmax/(Z×fb0L) = 18.46 / (192.94 × 0.84) = 0.11 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×811.54)/(110.25×88.00)=0.12 < 1.0 OK
 δ×変形増大係数 = 0.008 × 2 = 0.017 (cm) = 1 / 5402.0 OK

短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
 ww 18.5 811.5 811.5 0.01
 合計 18.5 811.5 811.5 0.01

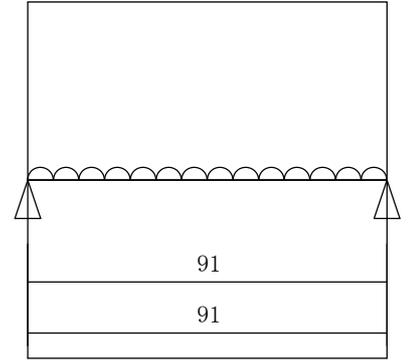
Mmax/(Z×fb0S) = 18.46 / (192.94 × 1.52) = 0.06 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×811.54)/(110.25×160.00)=0.06 < 1.0 OK
 δ = 0.008 (cm) = 1 / 10803.9



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y10通り X4-X5 2G1

$w = 0.035 \times 136.5 = 4.778 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.8281 \text{ (m}^2) = 1623.076 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	1623.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級	10.5×10.5 (cm)				
I =	1012.92 (cm ⁴)	Z =	192.94 (cm ³)	Ae =	110.25 (cm ²)	
fbL =	8.36 (N/mm ²)	fsL =	0.88 (N/mm ²)	E =	12000 (N/mm ²)	
fbS =	15.20 (N/mm ²)	fsS =	1.60 (N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360 (N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200 (N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880 (N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600 (N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000 (N/mm ²)					
長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)		
w	4.9	217.4	217.4	0.00		
ww	18.5	811.5	811.5	0.01		
合計	23.4	1028.9	1028.9	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	=	23.41 / (192.94 × 0.84)	=	0.14	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	=	(1.50 × 1028.91) / (110.25 × 88.00)	=	0.15	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	=	0.012 × 2 = 0.024 (cm)	=	1 / 3813.2		OK

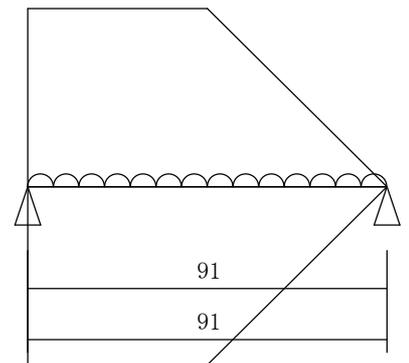


短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)		
w	4.9	217.4	217.4	0.00		
ww	18.5	811.5	811.5	0.01		
合計	23.4	1028.9	1028.9	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	=	23.41 / (192.94 × 1.52)	=	0.07	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	=	(1.50 × 1028.91) / (110.25 × 160.00)	=	0.08	< 1.0	OK
δ	=	0.012 (cm)	=	1 / 7626.3		

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y10通り X5-X6 2G1

$w = 0.035 \times 136.5 = 4.778 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.6211 \text{ (m}^2) = 1217.307 \text{ (N)}$ (長期)

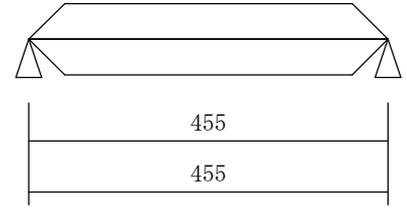
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	1217.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級	10.5×10.5 (cm)				
I =	1012.92 (cm ⁴)	Z =	192.94 (cm ³)	Ae =	110.25 (cm ²)	
fbL =	8.36 (N/mm ²)	fsL =	0.88 (N/mm ²)	E =	12000 (N/mm ²)	
fbS =	15.20 (N/mm ²)	fsS =	1.60 (N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360 (N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200 (N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880 (N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600 (N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000 (N/mm ²)					
長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)		
w	4.9	217.4	217.4	0.00		
ww	15.4	743.9	473.4	0.01		
合計	20.3	961.3	690.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	=	20.33 / (192.94 × 0.84)	=	0.12	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	=	(1.50 × 961.29) / (110.25 × 88.00)	=	0.14	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	=	0.010 × 2 = 0.021 (cm)	=	1 / 4368.2		OK



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)		
w	4.9	217.4	217.4	0.00		
ww	15.4	743.9	473.4	0.01		
合計	20.3	961.3	690.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	=	20.33 / (192.94 × 1.52)	=	0.06	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	=	(1.50 × 961.29) / (110.25 × 160.00)	=	0.08	< 1.0	OK
δ	=	0.010 (cm)	=	1 / 8736.3		

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y11通り X1-X6 2G4
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

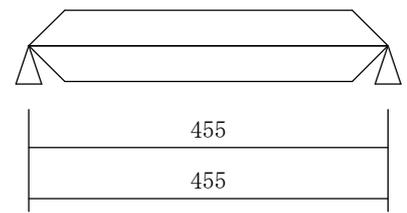
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	7303.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0L)	= 455.41 / (1008.00 × 0.84)			= 0.54	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 88.00)			= 0.24	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.434 × 2 = 0.868 (cm) = 1 / 524.4					OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0S)	= 455.41 / (1008.00 × 1.52)			= 0.29	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 160.00)			= 0.13	< 1.0	OK
δ	= 0.434 (cm) = 1 / 1048.9					

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y12通り X1-X6 2G4
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

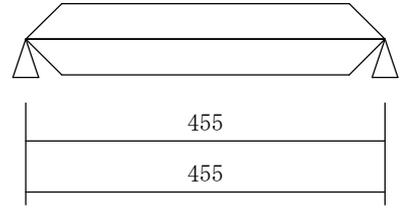
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	7303.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S =1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S =1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0L)	= 455.41 / (1008.00 × 0.84)			= 0.54	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 88.00)			= 0.24	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.434 × 2 = 0.868 (cm) = 1 / 524.4					OK



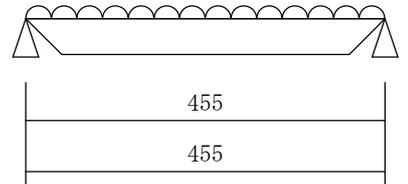
短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0S)	= 455.41 / (1008.00 × 1.52)			= 0.29	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 3651.92) / (252.00 × 160.00)			= 0.13	< 1.0	OK
δ	= 0.434 (cm) = 1 / 1048.9					

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y13通り X1-X6 2G4
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 3.7264(m²) = 7303.842(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	7303.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大 梁	べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
ww	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
合計	455.4	3651.9	3651.9	0.43		
Mmax/(Z×fb0L)	= 455.41 / (1008.00 × 0.84)			= 0.54 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×3651.92)/(252.00×88.00)			= 0.24 < 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.434 × 2 = 0.868 (cm) = 1 / 524.4			OK		



	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	3651.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁 (壁上)	べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
w	247.3	2173.8	2173.8	0.37		
ww	227.7	1826.0	1826.0	0.22		
合計	475.0	3999.7	3999.7	0.58		
Mmax/(Z×fb0L)	= 474.97 / (1008.00 × 0.84)			= 0.56 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×3999.72)/(252.00×88.00)			= 0.27 < 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.584 × 2 = 1.169 (cm) = 1 / 389.4			OK		



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y14通り X1-X6 2G4
 w = 0.035 × 136.5 + 0.035 × 136.5 = 9.555(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 1.8632(m²) = 3651.921(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	3651.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁 (壁上)	べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
w	247.3	2173.8	2173.8	0.37		
ww	227.7	1826.0	1826.0	0.22		
合計	475.0	3999.7	3999.7	0.58		
Mmax/(Z×fb0L)	= 474.97 / (1008.00 × 0.84)			= 0.56 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×3999.72)/(252.00×88.00)			= 0.27 < 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.584 × 2 = 1.169 (cm) = 1 / 389.4			OK		

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	3651.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁 (壁上)	べいまつ甲種2級 10.5×24.0 (cm)					
I =	12096.00(cm ⁴)	Z =	1008.00(cm ³)	Ae =	252.00(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ (cm)		
w	247.3	2173.8	2173.8	0.37		
ww	227.7	1826.0	1826.0	0.22		
合計	475.0	3999.7	3999.7	0.58		
Mmax/(Z×fb0L)	= 474.97 / (1008.00 × 0.84)			= 0.56 < 1.0	OK	
α×Qmax/(Ae×fs0L)=(1.50×3999.72)/(252.00×88.00)			= 0.27 < 1.0	OK	
δ×変形増大係数	= 0.584 × 2 = 1.169 (cm) = 1 / 389.4			OK		

短期 Mmax(kN·cm) Qa(N) Qb(N) δ (cm)
 w 247.3 2173.8 2173.8 0.37
 ww 227.7 1826.0 1826.0 0.22
 合計 475.0 3999.7 3999.7 0.58
 Mmax/(Z×fb0S) = 474.97 / (1008.00 × 1.52) = 0.31 < 1.0 OK
 α×Qmax/(Ae×fs0S)=(1.50×3999.72)/(252.00×160.00)= 0.14 < 1.0 OK
 δ = 0.584 (cm) = 1 / 778.8

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X1通り Y1-Y2 2G1

w = 0.035 × 136.5 = 4.778(N/cm) (長期)

ww = (単位荷重) 2170.0(N/m²) × (面積) 0.2070(m²) = 449.244(N) (長期)

(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww = 449.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200(N/mm²)fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600(N/mm²)E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)
w	4.9	217.4	217.4	0.00
ww	6.8	224.6	224.6	0.00
合計	11.8	442.0	442.0	0.01

Mmax/(Z×fb0L) = 11.76 / (192.94 × 0.84) = 0.07 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0L) = (1.50×442.00)/(110.25×88.00) = 0.06 < 1.0 OK

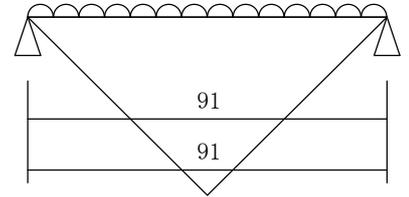
δ×変形増大係数 = 0.007 × 2 = 0.013 (cm) = 1 / 6837.9 OK

短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)
w	4.9	217.4	217.4	0.00
ww	6.8	224.6	224.6	0.00
合計	11.8	442.0	442.0	0.01

Mmax/(Z×fb0S) = 11.76 / (192.94 × 1.52) = 0.04 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0S) = (1.50×442.00)/(110.25×160.00) = 0.03 < 1.0 OK

δ = 0.007 (cm) = 1 / 13675.9



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X1通り Y2-Y3 2G1

w = 0.035 × 136.5 + 0.035 × 136.5 = 9.555(N/cm) (長期)

ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.2070(m²) = 405.769(N) (長期)

(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww = 405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

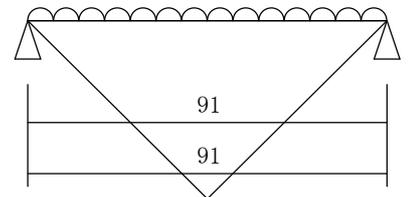
I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)fbL = 8.36(N/mm²) fsL = 0.88(N/mm²) E = 12000(N/mm²)fbS = 15.20(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)fb0L=1.00×fbL = 8.360(N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200(N/mm²)fs0L=1.00×fsL = 0.880(N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600(N/mm²)E0 =1.00×E = 12000(N/mm²)

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)
w	9.9	434.8	434.8	0.01
ww	6.2	202.9	202.9	0.00
合計	16.0	637.6	637.6	0.01

Mmax/(Z×fb0L) = 16.04 / (192.94 × 0.84) = 0.09 < 1.0 OK

α×Qmax/(Ae×fs0L) = (1.50×637.64)/(110.25×88.00) = 0.09 < 1.0 OK

δ×変形増大係数 = 0.010 × 2 = 0.019 (cm) = 1 / 4683.8 OK



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X1通り Y3-Y5 2G3

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555 \text{ (N/cm)}$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.4140 \text{ (m}^2) = 811.538 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
P1 =	3651.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ww =	811.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×18.0 (cm)

I =	5103.00 (cm ⁴)	Z =	567.00 (cm ³)	Ae =	189.00 (cm ²)
fbL =	8.36 (N/mm ²)	fsL =	0.88 (N/mm ²)	E =	12000 (N/mm ²)
fbS =	15.20 (N/mm ²)	fsS =	1.60 (N/mm ²)		
fb0L =	1.00×fbL = 8.360 (N/mm ²)	fb0S =	1.00×fbL = 15.200 (N/mm ²)		
fs0L =	1.00×fsL = 0.880 (N/mm ²)	fs0S =	1.00×fsS = 1.600 (N/mm ²)		
E0 =	1.00×E = 12000 (N/mm ²)				

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	39.6	869.5	869.5	0.02
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05
ww	18.5	405.8	405.8	0.01
合計	224.2	3101.2	3101.2	0.08

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 224.19 / (567.00 \times 0.84) = 0.47 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 3101.23) / (189.00 \times 88.00) = 0.27 < 1.0$ OK

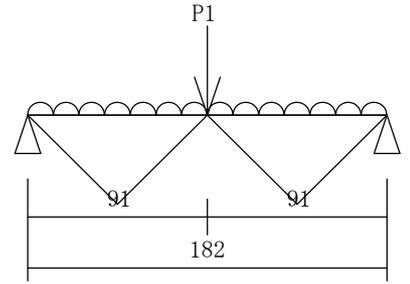
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.077 \times 2 = 0.155 \text{ (cm)} = 1 / 1174.7$ OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	39.6	869.5	869.5	0.02
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05
ww	18.5	405.8	405.8	0.01
合計	224.2	3101.2	3101.2	0.08

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 224.19 / (567.00 \times 1.52) = 0.26 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 3101.23) / (189.00 \times 160.00) = 0.15 < 1.0$ OK

$\delta = 0.077 \text{ (cm)} = 1 / 2349.5$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X1通り Y5-Y7 2G5

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 68.2 = 7.166 \text{ (N/cm)}$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.4140 \text{ (m}^2) = 811.538 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
P1 =	9934.33	665.03	24524.50	0.00	24524.50	0.00
ww =	811.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×30.0 (cm)

I =	23625.00 (cm ⁴)	Z =	1575.00 (cm ³)	Ae =	315.00 (cm ²)
fbL =	1.00×8.36 = 8.36 (N/mm ²)	fsL =	1.00×0.88 = 0.88 (N/mm ²)		
fbS =	0.80×15.20 = 12.16 (N/mm ²)	fsS =	0.80×1.60 = 1.28 (N/mm ²)		
E =	12000 (N/mm ²)				
fb0L =	1.0×fbL = 8.360 (N/mm ²)	fb0S =	1.0×fbS = 12.160 (N/mm ²)		
fs0L =	1.0×fsL = 0.880 (N/mm ²)	fs0S =	1.0×fsS = 1.280 (N/mm ²)		
E0 =	1.00×E = 12000 (N/mm ²)				

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	29.7	652.1	652.1	0.00
P1	452.0	4967.2	4967.2	0.03
ww	18.5	405.8	405.8	0.00
合計	500.1	6025.1	6025.1	0.04

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 500.15 / (1575.00 \times 0.84) = 0.37 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 6025.06) / (315.00 \times 88.00) = 0.32 < 1.0$ OK

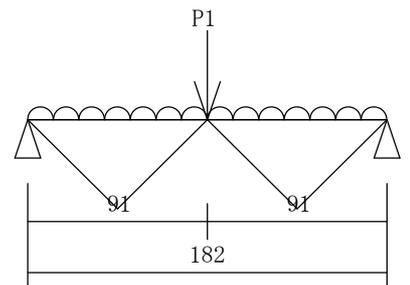
$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.037 \times 2 = 0.074 \text{ (cm)} = 1 / 2463.4$ OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	29.7	652.1	652.1	0.00
P1	1567.9	17229.4	17229.4	0.14
ww	18.5	405.8	405.8	0.00
合計	1616.0	18287.3	18287.3	0.15

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 1616.01 / (1575.00 \times 1.52) = 0.67 < 1.0$ OK

$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 18287.31) / (315.00 \times 160.00) = 0.54 < 1.0$ OK

$\delta = 0.146 \text{ (cm)} = 1 / 1250.1$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X1通り Y7-Y8 2G1

 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555 \text{ (N/cm)}$ (長期) $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 405.769 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 8.36 (N/mm²) fsL = 0.88 (N/mm²) E = 12000 (N/mm²)fbS = 15.20 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fb0L=1.00×fbL = 8.360 (N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200 (N/mm²)fs0L=1.00×fsL = 0.880 (N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600 (N/mm²)E0 =1.00×E = 12000 (N/mm²)

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
----	--------------	--------	--------	--------

w 9.9 434.8 434.8 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 16.0 637.6 637.6 0.01

Mmax/(Z×fb0L) = 16.04 / (192.94 × 0.84) = 0.09 < 1.0 OK

 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0L) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.010 \times 2 = 0.019 \text{ (cm)} = 1 / 4683.8$ OK

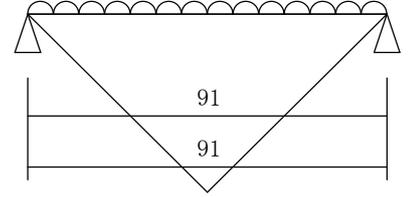
短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
----	--------------	--------	--------	--------

w 9.9 434.8 434.8 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 16.0 637.6 637.6 0.01

Mmax/(Z×fb0S) = 16.04 / (192.94 × 1.52) = 0.05 < 1.0 OK

 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0S) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK $\delta = 0.010 \text{ (cm)} = 1 / 9367.6$ 

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X1通り Y8-Y9 2G1

 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555 \text{ (N/cm)}$ (長期) $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 405.769 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 8.36 (N/mm²) fsL = 0.88 (N/mm²) E = 12000 (N/mm²)fbS = 15.20 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fb0L=1.00×fbL = 8.360 (N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200 (N/mm²)fs0L=1.00×fsL = 0.880 (N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600 (N/mm²)E0 =1.00×E = 12000 (N/mm²)

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
----	--------------	--------	--------	--------

w 9.9 434.8 434.8 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 16.0 637.6 637.6 0.01

Mmax/(Z×fb0L) = 16.04 / (192.94 × 0.84) = 0.09 < 1.0 OK

 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0L) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.010 \times 2 = 0.019 \text{ (cm)} = 1 / 4683.8$ OK

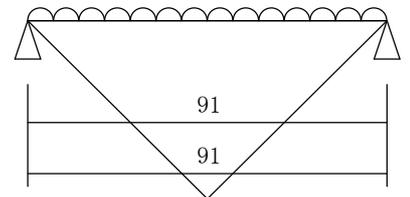
短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
----	--------------	--------	--------	--------

w 9.9 434.8 434.8 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

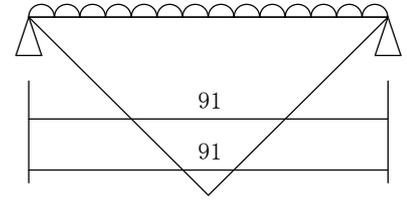
合計 16.0 637.6 637.6 0.01

Mmax/(Z×fb0S) = 16.04 / (192.94 × 1.52) = 0.05 < 1.0 OK

 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0S) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK $\delta = 0.010 \text{ (cm)} = 1 / 9367.6$ 

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X1通り Y9-Y10 2G1
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

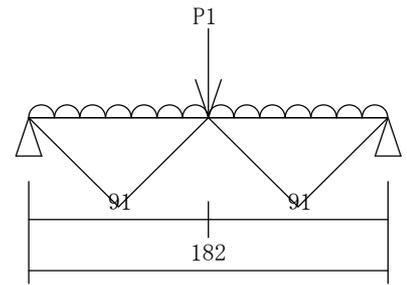
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 405.77 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4) \quad Z = 192.94(cm^3) \quad Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 0.88(N/mm^2) \quad E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S=1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S=1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$
 長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 9.9 \quad 434.8 \quad 434.8 \quad 0.01$
 $ww \quad 6.2 \quad 202.9 \quad 202.9 \quad 0.00$
 合計 $16.0 \quad 637.6 \quad 637.6 \quad 0.01$
 $Mmax/(Z \times fb0L) = 16.04 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0 \quad OK$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.010 \times 2 = 0.019 \text{ (cm)} = 1 / 4683.8 \quad OK$



短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 9.9 \quad 434.8 \quad 434.8 \quad 0.01$
 $ww \quad 6.2 \quad 202.9 \quad 202.9 \quad 0.00$
 合計 $16.0 \quad 637.6 \quad 637.6 \quad 0.01$
 $Mmax/(Z \times fb0S) = 16.04 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0 \quad OK$
 $\delta = 0.010 \text{ (cm)} = 1 / 9367.6$

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X1通り Y10-Y12 2G3
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4140(m^2) = 811.538(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P1 = 3651.92 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 $ww = 811.54 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×18.0 (cm)
 $I = 5103.00(cm^4) \quad Z = 567.00(cm^3) \quad Ae = 189.00(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2) \quad fsL = 0.88(N/mm^2) \quad E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2) \quad fb0S=1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2) \quad fs0S=1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$
 長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 39.6 \quad 869.5 \quad 869.5 \quad 0.02$
 $P1 \quad 166.2 \quad 1826.0 \quad 1826.0 \quad 0.05$
 $ww \quad 18.5 \quad 405.8 \quad 405.8 \quad 0.01$
 合計 $224.2 \quad 3101.2 \quad 3101.2 \quad 0.08$
 $Mmax/(Z \times fb0L) = 224.19 / (567.00 \times 0.84) = 0.47 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 3101.23) / (189.00 \times 88.00) = 0.27 < 1.0 \quad OK$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.077 \times 2 = 0.155 \text{ (cm)} = 1 / 1174.7 \quad OK$



短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 39.6 \quad 869.5 \quad 869.5 \quad 0.02$
 $P1 \quad 166.2 \quad 1826.0 \quad 1826.0 \quad 0.05$
 $ww \quad 18.5 \quad 405.8 \quad 405.8 \quad 0.01$
 合計 $224.2 \quad 3101.2 \quad 3101.2 \quad 0.08$
 $Mmax/(Z \times fb0S) = 224.19 / (567.00 \times 1.52) = 0.26 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 3101.23) / (189.00 \times 160.00) = 0.15 < 1.0 \quad OK$
 $\delta = 0.077 \text{ (cm)} = 1 / 2349.5$

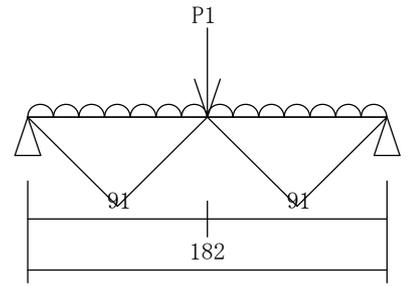
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X1通り Y12-Y14 2G5
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 68.2 = 7.166(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4140(m^2) = 811.538(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P1 = 11490.47$ 2306.05 24524.50 0.00 24524.50 0.00
 $ww = 811.54$ 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×30.0 (cm)
 $I = 23625.00(cm^4)$ $Z = 1575.00(cm^3)$ $Ae = 315.00(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2)$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	29.7	652.1	652.1	0.00
P1	522.8	5745.2	5745.2	0.04
ww	18.5	405.8	405.8	0.00
合計	571.0	6803.1	6803.1	0.04

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 570.95 / (1575.00 \times 0.84) = 0.43 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 6803.13) / (315.00 \times 88.00) = 0.36 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.044 \times 2 = 0.088$ (cm) = 1 / 2076.0 OK



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	29.7	652.1	652.1	0.00
P1	1638.7	18007.5	18007.5	0.15
ww	18.5	405.8	405.8	0.00
合計	1686.8	19065.4	19065.4	0.15

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 1686.82 / (1575.00 \times 1.52) = 0.70 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 19065.38) / (315.00 \times 160.00) = 0.56 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.152$ (cm) = 1 / 1193.6

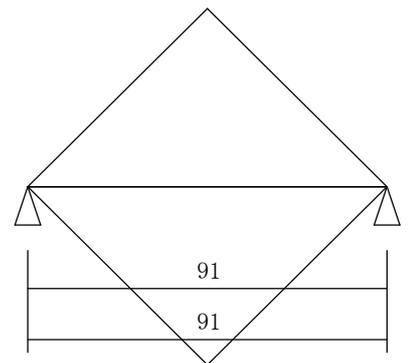
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X2通り Y7-Y8 2G1
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4141(m^2) = 811.538(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 811.54$ 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

大梁 べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92(cm^4)$ $Z = 192.94(cm^3)$ $Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbS = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
ww	12.3	405.8	405.8	0.01
合計	12.3	405.8	405.8	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 12.31 / (192.94 \times 0.84) = 0.07 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 405.77) / (110.25 \times 88.00) = 0.06 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.005 \times 2 = 0.011$ (cm) = 1 / 8440.6 OK

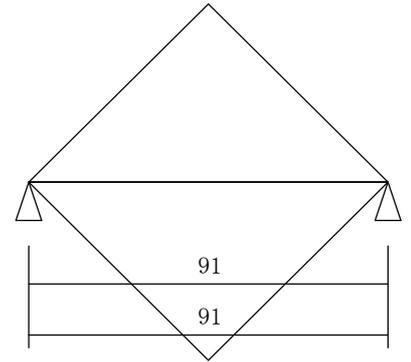


短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
ww	12.3	405.8	405.8	0.01
合計	12.3	405.8	405.8	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 12.31 / (192.94 \times 1.52) = 0.04 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 405.77) / (110.25 \times 160.00) = 0.03 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.005$ (cm) = 1 / 16881.2

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X5通り Y7-Y8 2G1
 ww = (単位荷重) 1960.0(N/m²) × (面積) 0.4141(m²) = 811.538(N) (長期)

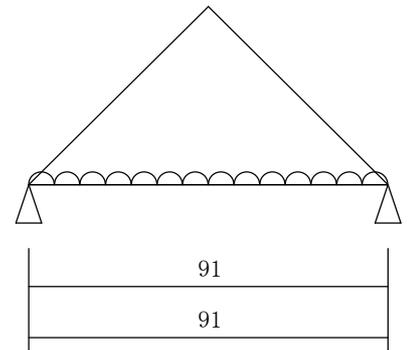
	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	811.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
大梁	べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)					
I =	1012.92(cm ⁴)	Z =	192.94(cm ³)	Ae =	110.25(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)		
ww	12.3	405.8	405.8	0.01		
合計	12.3	405.8	405.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 12.31 / (192.94 × 0.84)			= 0.07	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 405.77) / (110.25 × 88.00)			= 0.06	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.005 × 2 = 0.011 (cm)			= 1 / 8440.6		OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)		
ww	12.3	405.8	405.8	0.01		
合計	12.3	405.8	405.8	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 12.31 / (192.94 × 1.52)			= 0.04	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 405.77) / (110.25 × 160.00)			= 0.03	< 1.0	OK
δ	= 0.005 (cm)			= 1 / 16881.2		

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X6通り Y1-Y2 2G1
 w = 0.035 × 136.5 = 4.778(N/cm) (長期)
 ww = (単位荷重) 2170.0(N/m²) × (面積) 0.2070(m²) = 449.244(N) (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	449.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁(耐力壁上)	べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)					
I =	1012.92(cm ⁴)	Z =	192.94(cm ³)	Ae =	110.25(cm ²)	
fbL =	8.36(N/mm ²)	fsL =	0.88(N/mm ²)	E =	12000(N/mm ²)	
fbS =	15.20(N/mm ²)	fsS =	1.60(N/mm ²)			
fb0L=1.00×fbL =	8.360(N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200(N/mm ²)			
fs0L=1.00×fsL =	0.880(N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600(N/mm ²)			
E0 =1.00×E =	12000(N/mm ²)					
長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)		
w	4.9	217.4	217.4	0.00		
ww	6.8	224.6	224.6	0.00		
合計	11.8	442.0	442.0	0.01		
Mmax/(Z×fb0L)	= 11.76 / (192.94 × 0.84)			= 0.07	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0L)	= (1.50 × 442.00) / (110.25 × 88.00)			= 0.06	< 1.0	OK
δ×変形増大係数	= 0.007 × 2 = 0.013 (cm)			= 1 / 6837.9		OK



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	δ(cm)		
w	4.9	217.4	217.4	0.00		
ww	6.8	224.6	224.6	0.00		
合計	11.8	442.0	442.0	0.01		
Mmax/(Z×fb0S)	= 11.76 / (192.94 × 1.52)			= 0.04	< 1.0	OK
α×Qmax/(Ae×fs0S)	= (1.50 × 442.00) / (110.25 × 160.00)			= 0.03	< 1.0	OK
δ	= 0.007 (cm)			= 1 / 13675.9		

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X6通り Y2-Y3 2G1

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555(N/cm)$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.2070(m^2) = 405.769(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $ww = 405.77 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92(cm^4)$ $Z = 192.94(cm^3)$ $Ae = 110.25(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$

$fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S=1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$

$fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S=1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.9 434.8 434.8 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 16.0 637.6 637.6 0.01

$Mmax/(Z \times fb0L) = 16.04 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.010 \times 2 = 0.019 (cm) = 1 / 4683.8$ OK

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 9.9 434.8 434.8 0.01

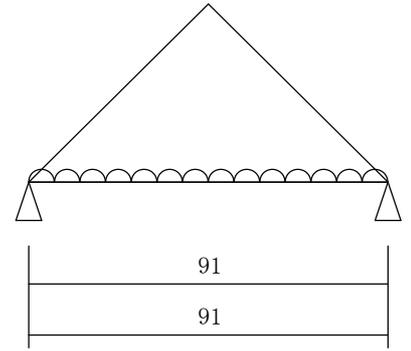
ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 16.0 637.6 637.6 0.01

$Mmax/(Z \times fb0S) = 16.04 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK

$\delta = 0.010 (cm) = 1 / 9367.6$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X6通り Y3-Y5 2G3

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555(N/cm)$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4140(m^2) = 811.538(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P1 = 3651.92 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 $ww = 811.54 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×18.0 (cm)

$I = 5103.00(cm^4)$ $Z = 567.00(cm^3)$ $Ae = 189.00(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$

$fb0L=1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S=1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$

$fs0L=1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S=1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$

$E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 39.6 869.5 869.5 0.02

P1 166.2 1826.0 1826.0 0.05

ww 18.5 405.8 405.8 0.01

合計 224.2 3101.2 3101.2 0.08

$Mmax/(Z \times fb0L) = 224.19 / (567.00 \times 0.84) = 0.47 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 3101.23) / (189.00 \times 88.00) = 0.27 < 1.0$ OK

$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.077 \times 2 = 0.155 (cm) = 1 / 1174.7$ OK

短期 Mmax (kN·cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 39.6 869.5 869.5 0.02

P1 166.2 1826.0 1826.0 0.05

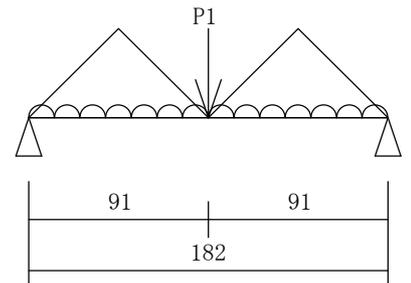
ww 18.5 405.8 405.8 0.01

合計 224.2 3101.2 3101.2 0.08

$Mmax/(Z \times fb0S) = 224.19 / (567.00 \times 1.52) = 0.26 < 1.0$ OK

$\alpha \times Qmax/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 3101.23) / (189.00 \times 160.00) = 0.15 < 1.0$ OK

$\delta = 0.077 (cm) = 1 / 2349.5$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X6通り Y5-Y7 2G3

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555 \text{ (N/cm)}$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.4140 \text{ (m}^2) = 811.538 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
P1 =	3651.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ww =	811.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種 2級 10.5×18.0 (cm)

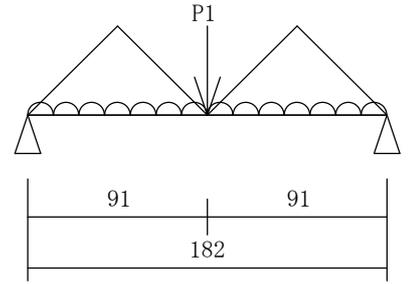
I =	5103.00 (cm ⁴)	Z =	567.00 (cm ³)	Ae =	189.00 (cm ²)
fbL =	8.36 (N/mm ²)	fsL =	0.88 (N/mm ²)	E =	12000 (N/mm ²)
fbS =	15.20 (N/mm ²)	fsS =	1.60 (N/mm ²)		
fb0L=1.00×fbL =	8.360 (N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200 (N/mm ²)		
fs0L=1.00×fsL =	0.880 (N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600 (N/mm ²)		
E0 =1.00×E =	12000 (N/mm ²)				

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	39.6	869.5	869.5	0.02
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05
ww	18.5	405.8	405.8	0.01
合計	224.2	3101.2	3101.2	0.08

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 224.19 / (567.00 \times 0.84) = 0.47 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 3101.23) / (189.00 \times 88.00) = 0.27 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.077 \times 2 = 0.155 \text{ (cm)} = 1 / 1174.7$ OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	39.6	869.5	869.5	0.02
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05
ww	18.5	405.8	405.8	0.01
合計	224.2	3101.2	3101.2	0.08

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 224.19 / (567.00 \times 1.52) = 0.26 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 3101.23) / (189.00 \times 160.00) = 0.15 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.077 \text{ (cm)} = 1 / 2349.5$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X6通り Y7-Y8 2G1

$w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555 \text{ (N/cm)}$ (長期)

$ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 405.769 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交)(N)
ww =	405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (壁上) べいまつ甲種 2級 10.5×10.5 (cm)

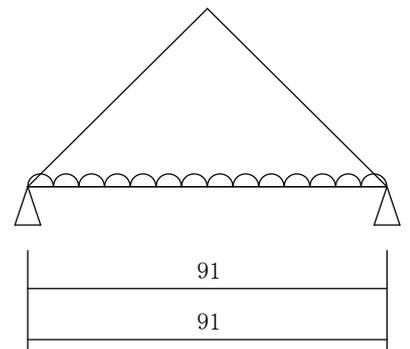
I =	1012.92 (cm ⁴)	Z =	192.94 (cm ³)	Ae =	110.25 (cm ²)
fbL =	8.36 (N/mm ²)	fsL =	0.88 (N/mm ²)	E =	12000 (N/mm ²)
fbS =	15.20 (N/mm ²)	fsS =	1.60 (N/mm ²)		
fb0L=1.00×fbL =	8.360 (N/mm ²)	fb0S=1.00×fbL =	15.200 (N/mm ²)		
fs0L=1.00×fsL =	0.880 (N/mm ²)	fs0S=1.00×fsS =	1.600 (N/mm ²)		
E0 =1.00×E =	12000 (N/mm ²)				

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.9	434.8	434.8	0.01
ww	6.2	202.9	202.9	0.00
合計	16.0	637.6	637.6	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0L) = 16.04 / (192.94 \times 0.84) = 0.09 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0L) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.010 \times 2 = 0.019 \text{ (cm)} = 1 / 4683.8$ OK

短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	9.9	434.8	434.8	0.01
ww	6.2	202.9	202.9	0.00
合計	16.0	637.6	637.6	0.01

$M_{max}/(Z \times fb0S) = 16.04 / (192.94 \times 1.52) = 0.05 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0S) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.010 \text{ (cm)} = 1 / 9367.6$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X6通り Y8-Y9 2G1

 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555 \text{ (N/cm)}$ (長期) $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 405.769 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交) (N)
ww =	405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 8.36 (N/mm²) fsL = 0.88 (N/mm²) E = 12000 (N/mm²)fbS = 15.20 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fb0L=1.00×fbL = 8.360 (N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200 (N/mm²)fs0L=1.00×fsL = 0.880 (N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600 (N/mm²)E0 =1.00×E = 12000 (N/mm²)

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
----	--------------	--------	--------	--------

w 9.9 434.8 434.8 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 16.0 637.6 637.6 0.01

Mmax/(Z×fb0L) = 16.04 / (192.94 × 0.84) = 0.09 < 1.0 OK

 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0L) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.010 \times 2 = 0.019 \text{ (cm)} = 1 / 4683.8$ OK

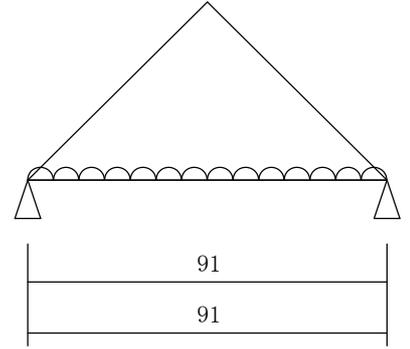
短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
----	--------------	--------	--------	--------

w 9.9 434.8 434.8 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 16.0 637.6 637.6 0.01

Mmax/(Z×fb0S) = 16.04 / (192.94 × 1.52) = 0.05 < 1.0 OK

 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0S) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK $\delta = 0.010 \text{ (cm)} = 1 / 9367.6$ 

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X6通り Y9-Y10 2G1

 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555 \text{ (N/cm)}$ (長期) $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0 \text{ (N/m}^2) \times (\text{面積}) 0.2070 \text{ (m}^2) = 405.769 \text{ (N)}$ (長期)

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交) (N)
ww =	405.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×10.5 (cm)

I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 8.36 (N/mm²) fsL = 0.88 (N/mm²) E = 12000 (N/mm²)fbS = 15.20 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fb0L=1.00×fbL = 8.360 (N/mm²) fb0S =1.00×fbL = 15.200 (N/mm²)fs0L=1.00×fsL = 0.880 (N/mm²) fs0S =1.00×fsS = 1.600 (N/mm²)E0 =1.00×E = 12000 (N/mm²)

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
----	--------------	--------	--------	--------

w 9.9 434.8 434.8 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 16.0 637.6 637.6 0.01

Mmax/(Z×fb0L) = 16.04 / (192.94 × 0.84) = 0.09 < 1.0 OK

 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0L) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 88.00) = 0.09 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.010 \times 2 = 0.019 \text{ (cm)} = 1 / 4683.8$ OK

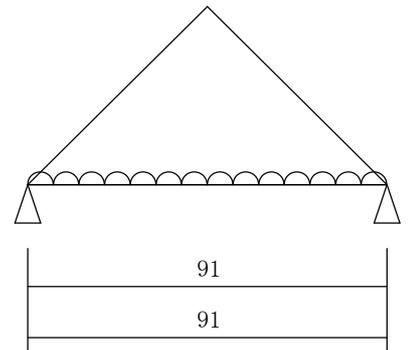
短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
----	--------------	--------	--------	--------

w 9.9 434.8 434.8 0.01

ww 6.2 202.9 202.9 0.00

合計 16.0 637.6 637.6 0.01

Mmax/(Z×fb0S) = 16.04 / (192.94 × 1.52) = 0.05 < 1.0 OK

 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0S) = (1.50 \times 637.64) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK $\delta = 0.010 \text{ (cm)} = 1 / 9367.6$ 

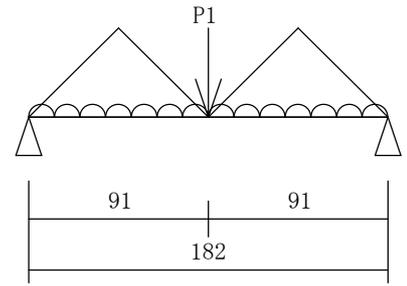
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X6通り Y10-Y12 2G3
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 136.5 = 9.555(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4140(m^2) = 811.538(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P1 = 3651.92$ 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
 $ww = 811.54$ 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

梁 (壁上) べいまつ甲種2級 10.5×18.0 (cm)
 $I = 5103.00(cm^4)$ $Z = 567.00(cm^3)$ $Ae = 189.00(cm^2)$
 $fbL = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 0.88(N/mm^2)$ $E = 12000(N/mm^2)$
 $fbS = 15.20(N/mm^2)$ $fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.00 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.00 \times fbL = 15.200(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.00 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.00 \times fsS = 1.600(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	39.6	869.5	869.5	0.02
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05
ww	18.5	405.8	405.8	0.01
合計	224.2	3101.2	3101.2	0.08

$Mmax / (Z \times fb0L) = 224.19 / (567.00 \times 0.84) = 0.47 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0L) = (1.50 \times 3101.23) / (189.00 \times 88.00) = 0.27 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.077 \times 2 = 0.155$ (cm) = 1 / 1174.7 OK



短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	39.6	869.5	869.5	0.02
P1	166.2	1826.0	1826.0	0.05
ww	18.5	405.8	405.8	0.01
合計	224.2	3101.2	3101.2	0.08

$Mmax / (Z \times fb0S) = 224.19 / (567.00 \times 1.52) = 0.26 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0S) = (1.50 \times 3101.23) / (189.00 \times 160.00) = 0.15 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.077$ (cm) = 1 / 2349.5

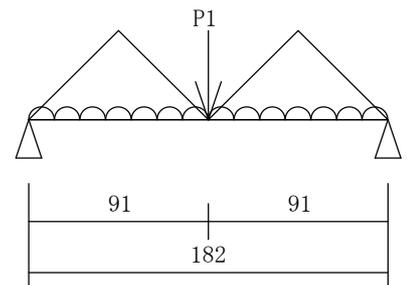
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X6通り Y12-Y14 2G5
 $w = 0.035 \times 136.5 + 0.035 \times 68.2 = 7.166(N/cm)$ (長期)
 $ww = (\text{単位荷重}) 1960.0(N/m^2) \times (\text{面積}) 0.4140(m^2) = 811.538(N)$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P1 = 11490.47$ 2306.05 24524.50 0.00 24524.50 0.00
 $ww = 811.54$ 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

梁 (耐力壁上) べいまつ甲種2級 10.5×30.0 (cm)
 $I = 23625.00(cm^4)$ $Z = 1575.00(cm^3)$ $Ae = 315.00(cm^2)$
 $fbL = 1.00 \times 8.36 = 8.36(N/mm^2)$ $fsL = 1.00 \times 0.88 = 0.88(N/mm^2)$
 $fbS = 0.80 \times 15.20 = 12.16(N/mm^2)$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28(N/mm^2)$
 $E = 12000(N/mm^2)$
 $fb0L = 1.0 \times fbL = 8.360(N/mm^2)$ $fb0S = 1.0 \times fbS = 12.160(N/mm^2)$
 $fs0L = 1.0 \times fsL = 0.880(N/mm^2)$ $fs0S = 1.0 \times fsS = 1.280(N/mm^2)$
 $E0 = 1.00 \times E = 12000(N/mm^2)$

長期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	29.7	652.1	652.1	0.00
P1	522.8	5745.2	5745.2	0.04
ww	18.5	405.8	405.8	0.00
合計	571.0	6803.1	6803.1	0.04

$Mmax / (Z \times fb0L) = 570.95 / (1575.00 \times 0.84) = 0.43 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0L) = (1.50 \times 6803.13) / (315.00 \times 88.00) = 0.36 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.044 \times 2 = 0.088$ (cm) = 1 / 2076.0 OK

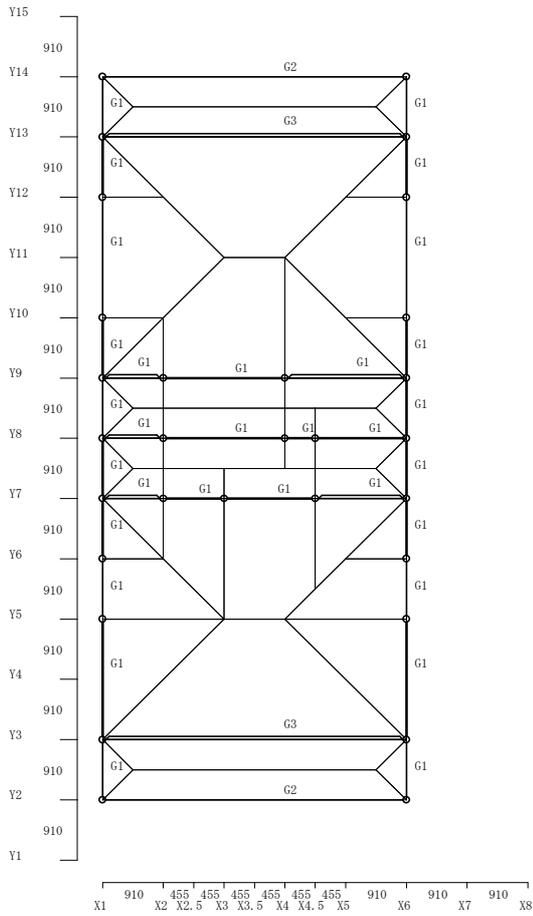


短期	Mmax (kN·cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	29.7	652.1	652.1	0.00
P1	1638.7	18007.5	18007.5	0.15
ww	18.5	405.8	405.8	0.00
合計	1686.8	19065.4	19065.4	0.15

$Mmax / (Z \times fb0S) = 1686.82 / (1575.00 \times 1.52) = 0.70 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0S) = (1.50 \times 19065.38) / (315.00 \times 160.00) = 0.56 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.152$ (cm) = 1 / 1193.6

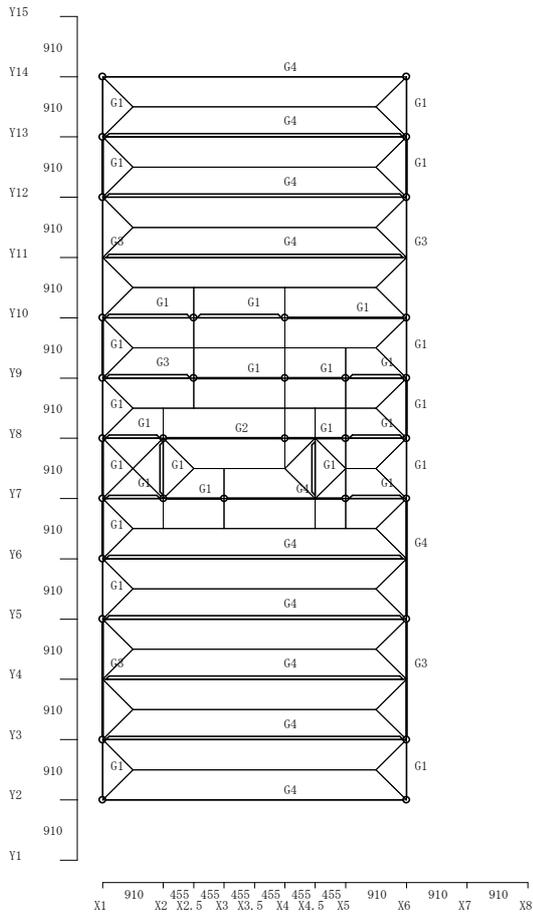
3.3.4 梁・桁・胴差断面伏図 (梁グルーピング)

小屋梁



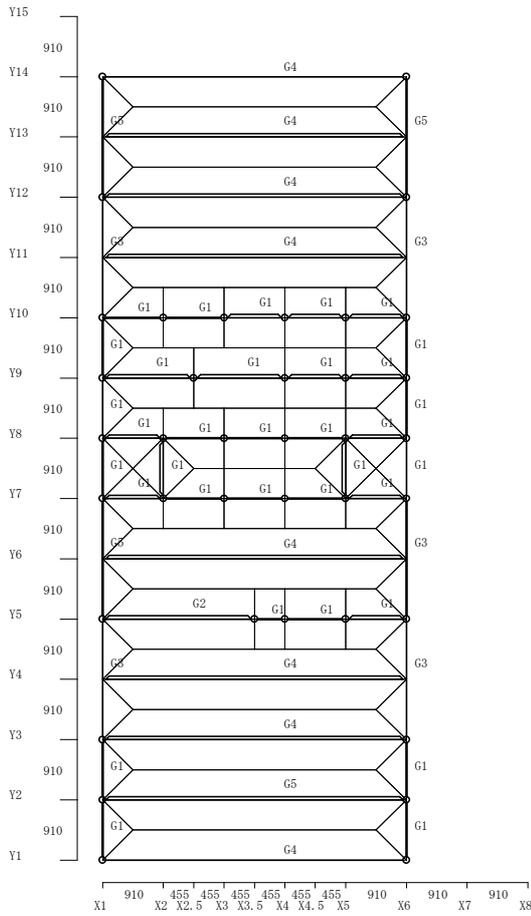
- G1 : 10.5 × 10.5
- G2 : 10.5 × 21.0
- G3 : 10.5 × 24.0

3 階梁



- G1 : 10.5 × 10.5
- G2 : 10.5 × 15.0
- G3 : 10.5 × 18.0
- G4 : 10.5 × 24.0

2 階梁



- G1 : 10.5 × 10.5
- G2 : 10.5 × 15.0
- G3 : 10.5 × 18.0
- G4 : 10.5 × 24.0
- G5 : 10.5 × 30.0

3.5 接合部の設計

3.5.1 柱頭・柱脚接合部の計算

浮上がりの検討

$$V_T = V_L + V_s \times \beta \text{ (kN)}$$

V_s : 耐力壁の回転による軸力の合計 (kN)

β : 浮上がりに対して建物全体が押さえこむ効果を考慮した係数
(耐力壁線の外端部 $\beta = 0.8$ 耐力壁線の内部 $\beta = 0.5$)

V_L : 耐力壁間の押えに有効な長期軸力の合計 (kN) (地震用荷重)

位置	階	方向	β	採用引き抜き力(kN)			加力方向別 V_s (kN)				金物	判定
				V_s	V_L	V_T	X正Y正	X正Y負	X負Y正	X負Y負		
Y1 X1	1	Y	0.8	-13.377	4.130	-6.571	-13.377	13.377	-13.377	13.377	P(に)	○
Y1 X6	1	Y	0.8	-13.377	4.130	-6.571	-13.377	13.377	-13.377	13.377	P(に)	○
Y3 X1	3	Y	0.8	-11.148	3.589	-5.329	-11.148	11.148	-11.148	11.148	P(に)	○
	2	Y	0.8	-24.525	8.806	-10.814	-24.525	24.525	-24.525	24.525	3(と)	○
	1	Y	0.8	-11.148	14.023	5.105	-11.148	11.148	-11.148	11.148	(い)	○
Y3 X6	3	Y	0.8	-11.148	3.589	-5.329	-11.148	11.148	-11.148	11.148	P(に)	○
	2	Y	0.8	-24.525	8.806	-10.814	-24.525	24.525	-24.525	24.525	3(と)	○
	1	Y	0.8	-11.148	14.023	5.105	-11.148	11.148	-11.148	11.148	(い)	○
Y5 X1	3	Y	0.8	-11.148	2.336	-6.582	11.148	-11.148	11.148	-11.148	P(に)	○
	2	Y	0.8	-24.525	7.553	-12.066	24.525	-24.525	24.525	-24.525	3(と)	○
	1	Y	0.8	-1.115	15.639	14.747	-1.115	1.115	-1.115	1.115	(い)	○
Y5 X3.5	1	X	0.8	-34.245	1.765	-25.631	-34.245	-34.245	34.245	34.245	6(ぬ)	○
Y5 X5	1	X	0.8	-34.245	1.435	-25.961	34.245	34.245	-34.245	-34.245	6(ぬ)	○
Y5 X6	3	Y	0.8	-11.148	2.336	-6.582	11.148	-11.148	11.148	-11.148	P(に)	○
	2	Y	0.5	-5.574	9.970	7.183	5.574	-5.574	5.574	-5.574	(い)	○
	1	Y	0.8	-7.803	14.883	8.640	-7.803	7.803	-7.803	7.803	(い)	○
Y6 X1	3	Y	0.8	-11.148	1.355	-7.563	-11.148	11.148	-11.148	11.148	Ps(ほ)	○
	2	Y	0.8	-24.525	4.833	-14.786	-24.525	24.525	-24.525	24.525	3(と)	○
Y6 X6	3	Y	0.8	-11.148	1.355	-7.563	-11.148	11.148	-11.148	11.148	Ps(ほ)	○
Y7 X1	1	Y	0.5	-12.262	8.156	2.025	-12.262	12.262	-12.262	12.262	(い)	○
Y7 X2	3	X	0.8	-11.148	1.036	-7.882	-11.148	-11.148	11.148	11.148	Ps(ほ)	○
	2	X	0.8	-37.902	2.514	-27.807	-37.902	-37.902	37.902	37.902	6(ぬ)	○
	1	X	0.8	-72.147	3.992	-53.725	-72.147	-72.147	72.147	72.147	8(ぬ)	○
Y7 X3	2	X	0.5	-2.787	5.558	4.164	2.787	2.787	-2.787	-2.787	(い)	○
	1	X	0.5	-2.787	7.449	6.055	2.787	2.787	-2.787	-2.787	(い)	○
Y7 X4.5	3	X	0.8	-11.148	1.853	-7.065	11.148	11.148	-11.148	-11.148	P(に)	○
Y7 X5	2	X	0.8	-35.115	3.781	-24.311	35.115	35.115	-35.115	-35.115	5(り)	○
	1	X	0.8	-69.360	5.259	-50.229	69.360	69.360	-69.360	-69.360	8(ぬ)	○
Y7 X6	2	Y	0.8	-7.803	5.175	-1.068	7.803	-7.803	7.803	-7.803	N(ろ)	○
	1	Y	0.8	-21.180	8.327	-8.617	21.180	-21.180	21.180	-21.180	2(へ)	○
Y8 X1	3	Y	0.8	-11.148	1.146	-7.772	11.148	-11.148	11.148	-11.148	Ps(ほ)	○
	2	Y	0.8	-24.525	2.559	-17.060	24.525	-24.525	24.525	-24.525	4(ち)	○
	1	Y	0.8	-37.902	3.972	-26.349	37.902	-37.902	37.902	-37.902	6(ぬ)	○
Y8 X2	3	X	0.8	-11.148	1.389	-7.529	-11.148	-11.148	11.148	11.148	Ps(ほ)	○

位置	階	方向	β	採用引き抜き力(kN)			加力方向別 V_s (kN)				金物	判定
				V_s	VL	VT	X正Y正	X正Y負	X負Y正	X負Y負		
Y8 X2	2	X	0.8	-37.902	3.813	-26.509	-37.902	-37.902	37.902	37.902	6(ぬ)	○
	1	X	0.8	-72.147	5.291	-52.427	-72.147	-72.147	72.147	72.147	8(ぬ)	○
Y8 X4	2	X	0.5	0.000	4.917	4.917	0.000	0.000	0.000	0.000	(い)	○
	1	X	0.5	0.000	6.808	6.808	0.000	0.000	0.000	0.000	(い)	○
Y8 X4.5	3	X	0.5	0.000	1.167	1.167	0.000	0.000	0.000	0.000	(い)	○
Y8 X5	2	X	0.8	-26.754	2.018	-19.385	26.754	26.754	-26.754	-26.754	4(ち)	○
	1	X	0.8	-60.999	3.497	-45.303	60.999	60.999	-60.999	-60.999	7ぬ超	○
Y8 X6	3	X	0.8	-11.148	1.797	-7.121	11.148	11.148	-11.148	-11.148	P(に)	○
	2	X Y	0.8	11.148	3.232	12.150	11.148	11.148	-11.148	-11.148	P(に)	○
			0.8	-13.377	3.232	-7.469	-13.377	13.377	-13.377	13.377	P(に)	○
	1	X Y	0.8	11.148	4.645	13.563	11.148	11.148	-11.148	-11.148	4(ち)	○
0.8			-26.754	4.645	-16.758	-26.754	26.754	-26.754	26.754	4(ち)	○	
Y9 X1	3	Y	0.8	-11.148	1.175	-7.743	-11.148	11.148	-11.148	11.148	Ps(ほ)	○
	2	X Y	0.8	-3.716	3.499	0.527	-3.716	-3.716	3.716	3.716	4(ち)	○
			0.8	-24.525	3.499	-16.120	-24.525	24.525	-24.525	24.525	4(ち)	○
1	X Y	0.8	-3.716	5.180	2.208	-3.716	-3.716	3.716	3.716	6(ぬ)	○	
		0.8	-37.902	5.180	-25.141	-37.902	37.902	-37.902	37.902	6(ぬ)	○	
Y9 X2	3	X	0.8	-11.148	1.930	-6.988	-11.148	-11.148	11.148	11.148	P(に)	○
Y9 X2.5	2	X	0.8	-34.186	3.475	-23.874	-34.186	-34.186	34.186	34.186	5(り)	○
	1	X	0.8	-34.186	5.011	-22.338	-34.186	-34.186	34.186	34.186	5(り)	○
Y9 X4	3	X	0.8	-11.148	2.656	-6.262	11.148	11.148	-11.148	-11.148	P(に)	○
	2	X	0.5	-11.147	5.047	-0.527	11.147	11.147	-11.147	-11.147	N(ろ)	○
	1	X	0.8	-11.147	6.351	-2.567	11.147	11.147	-11.147	-11.147	N(ろ)	○
Y9 X5	2	X	0.8	-26.754	1.435	-19.969	26.754	26.754	-26.754	-26.754	4(ち)	○
	1	X	0.8	-26.754	2.435	-18.969	26.754	26.754	-26.754	-26.754	4(ち)	○
Y9 X6	2	Y	0.8	-13.377	2.946	-7.755	13.377	-13.377	13.377	-13.377	Ps(ほ)	○
	1	Y	0.5	-13.377	4.381	-2.307	13.377	-13.377	13.377	-13.377	N(ろ)	○
Y10 X1	3	Y	0.8	-11.148	2.185	-6.733	11.148	-11.148	11.148	-11.148	P(に)	○
	2	Y	0.8	-24.525	5.605	-14.015	24.525	-24.525	24.525	-24.525	3(と)	○
	1	X Y	0.8	-34.245	9.213	-18.183	-34.245	-34.245	34.245	34.245	5(り)	○
0.8			-37.902	9.213	-21.108	37.902	-37.902	37.902	-37.902	5(り)	○	
Y10 X3	1	X	0.8	-34.245	2.246	-25.150	34.245	34.245	-34.245	-34.245	6(ぬ)	○
Y10 X4	2	X	0.8	-26.754	2.674	-18.729	-26.754	-26.754	26.754	26.754	4(ち)	○
	1	X	0.8	-26.754	3.717	-17.686	-26.754	-26.754	26.754	26.754	4(ち)	○
Y10 X6	3	Y	0.8	-11.148	2.185	-6.733	11.148	-11.148	11.148	-11.148	P(に)	○
	2	X Y	0.8	-26.754	6.728	-14.675	26.754	26.754	-26.754	-26.754	3(と)	○
			0.8	11.148	6.728	15.646	11.148	-11.148	11.148	-11.148	3(と)	○
1	X	0.8	-26.754	9.902	-11.502	26.754	26.754	-26.754	-26.754	3(と)	○	

位置	階	方向	β	採用引き抜き力(kN)			加力方向別 V_s (kN)				金物	判定
				V_s	VL	VT	X正Y正	X正Y負	X負Y正	X負Y負		
Y10 X6	1	Y	0.8	24.525	9.902	29.521	24.525	-24.525	24.525	-24.525	3(と)	○
Y12 X1	3	Y	0.8	-11.148	2.185	-6.733	-11.148	11.148	-11.148	11.148	P(に)	○
	2	Y	0.8	-24.525	7.402	-12.218	-24.525	24.525	-24.525	24.525	3(と)	○
	1	Y	0.8	-25.639	17.552	-2.959	-25.639	25.639	-25.639	25.639	N(ろ)	○
Y12 X6	3	Y	0.8	-11.148	2.185	-6.733	-11.148	11.148	-11.148	11.148	P(に)	○
	2	Y	0.8	-24.525	7.402	-12.218	-24.525	24.525	-24.525	24.525	3(と)	○
	1	Y	0.8	-25.639	17.552	-2.959	-25.639	25.639	-25.639	25.639	N(ろ)	○
Y13 X1	3	Y	0.8	-11.148	2.911	-6.007	11.148	-11.148	11.148	-11.148	P(に)	○
	2	Y	0.8	-24.525	6.389	-13.230	24.525	-24.525	24.525	-24.525	3(と)	○
Y13 X6	3	Y	0.8	-11.148	2.911	-6.007	11.148	-11.148	11.148	-11.148	P(に)	○
	2	Y	0.8	-24.525	6.389	-13.230	24.525	-24.525	24.525	-24.525	3(と)	○
Y14 X1	1	Y	0.8	-25.639	16.095	-4.416	25.639	-25.639	25.639	-25.639	V(は)	○
Y14 X6	1	Y	0.8	-25.639	16.095	-4.416	25.639	-25.639	25.639	-25.639	V(は)	○

柱接合部伏図凡例

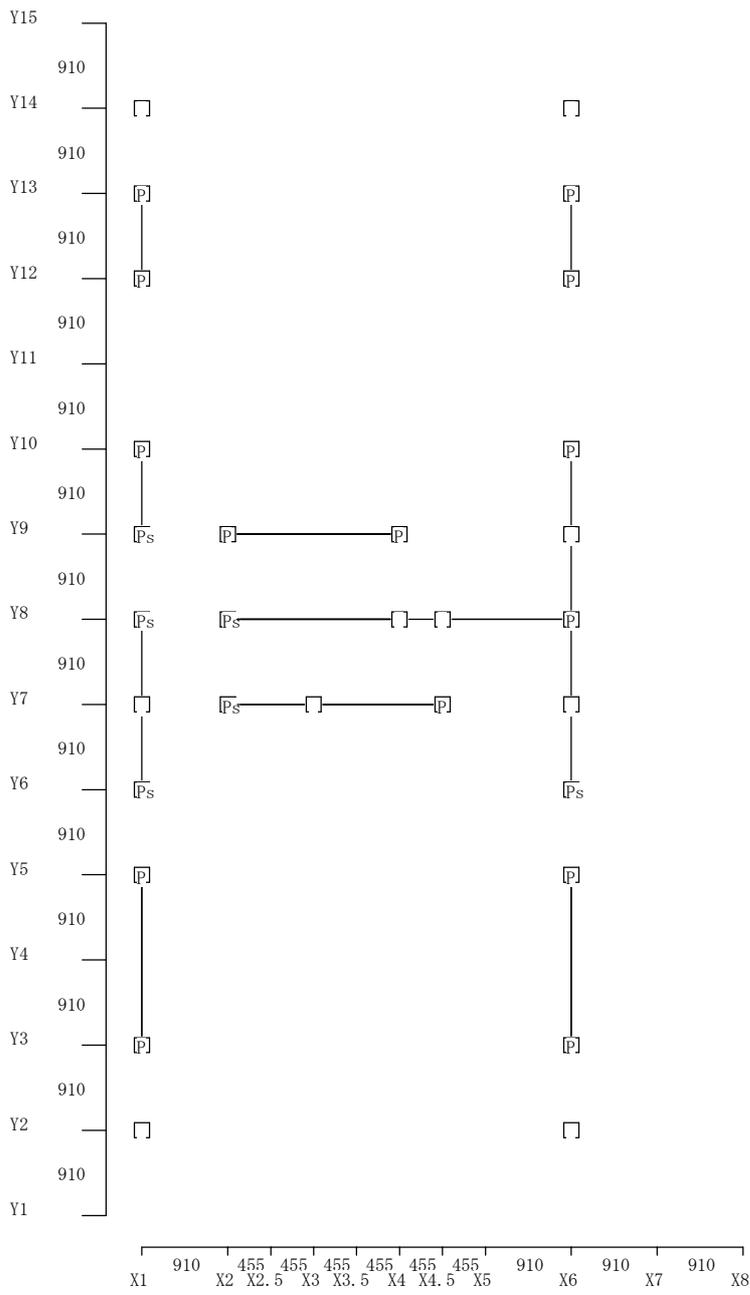
①部位	②記号	③仕様		④接合部倍率
柱頭・柱脚	N	短ほぞ差し		0.00
	L	長ほぞ差し込み栓		0.65
	V	C P ー L		0.65
	T	山型プレート		1.00
	P	T字かど金物		1.00
	I	羽子板ボルト		1.40
	Ps	短冊金物		1.40
	Is	スクリュー釘 50+羽子板ボルト		1.60
	2	スクリュー釘 50+短冊金物		1.60
	3	10KN引き寄せ金物		1.80
	4	15KN引き寄せ金物		2.80
	5	20KN引き寄せ金物		3.70
	6	25KN引き寄せ金物		4.70
	7	15KN引き寄せ金物 X 2		5.60
	8	25KN引き寄せ金物 X 2		9.40
	*	座金付きボルト×2 柱接合部選定不能時の記号		5.60

梁接合部伏図凡例

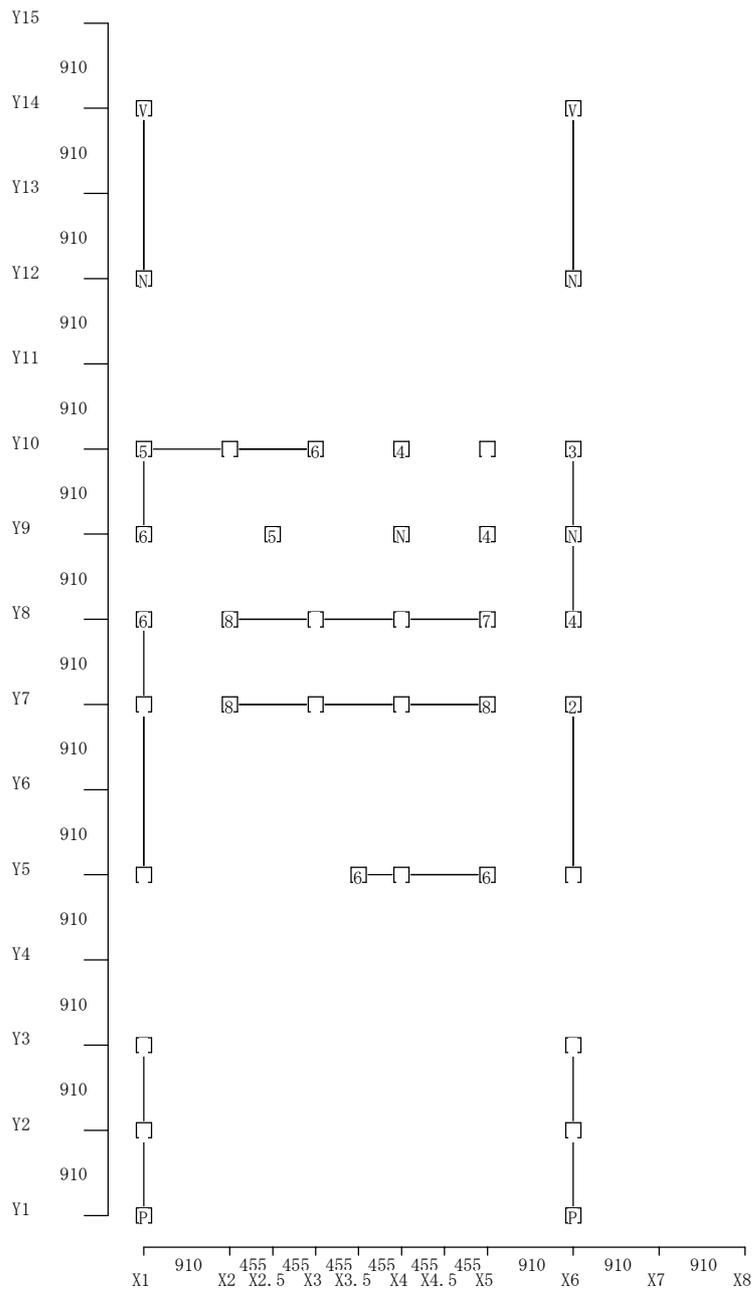
記号	仕様	引張耐力(kN)	せん断耐力(kN)
BH-135	梁受け金物	12.100	5.000
BH-195	梁受け金物	13.500	5.000

3.5.2 接合部伏図

3階 (○は通し柱を示す)

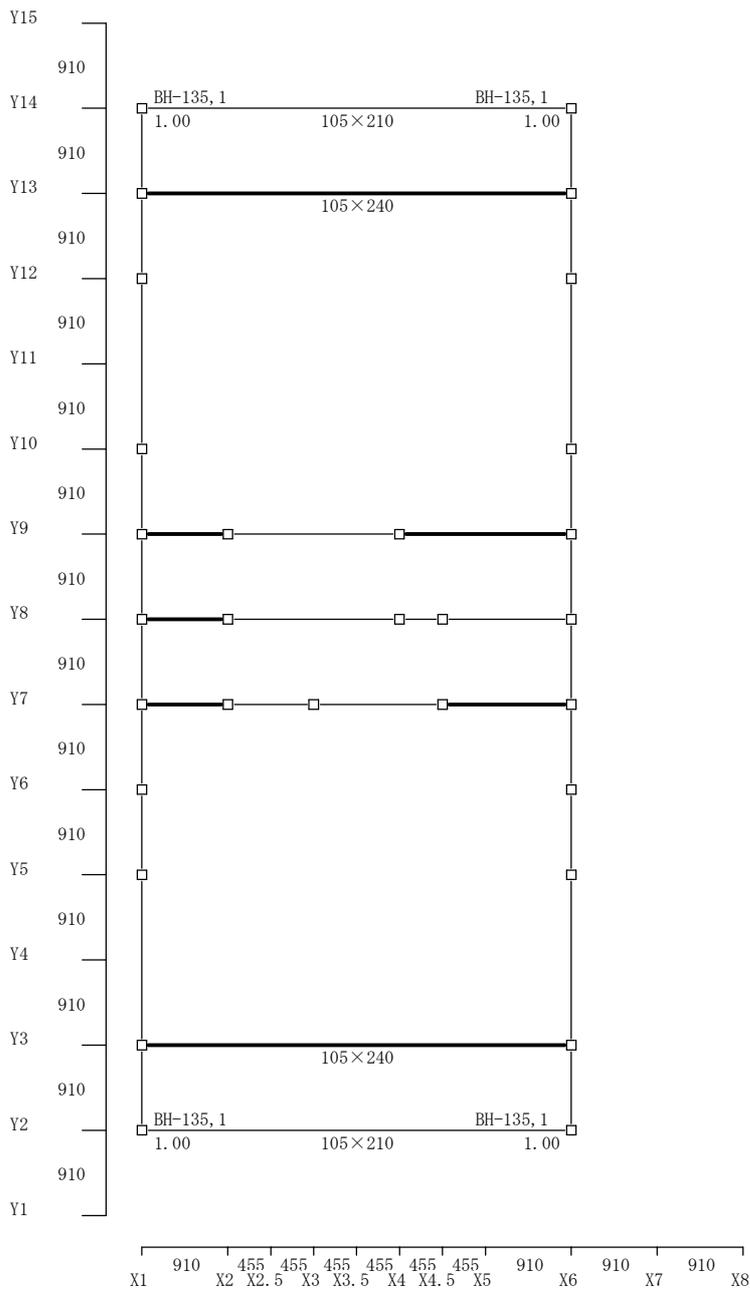


1階 (○は通し柱を示す)



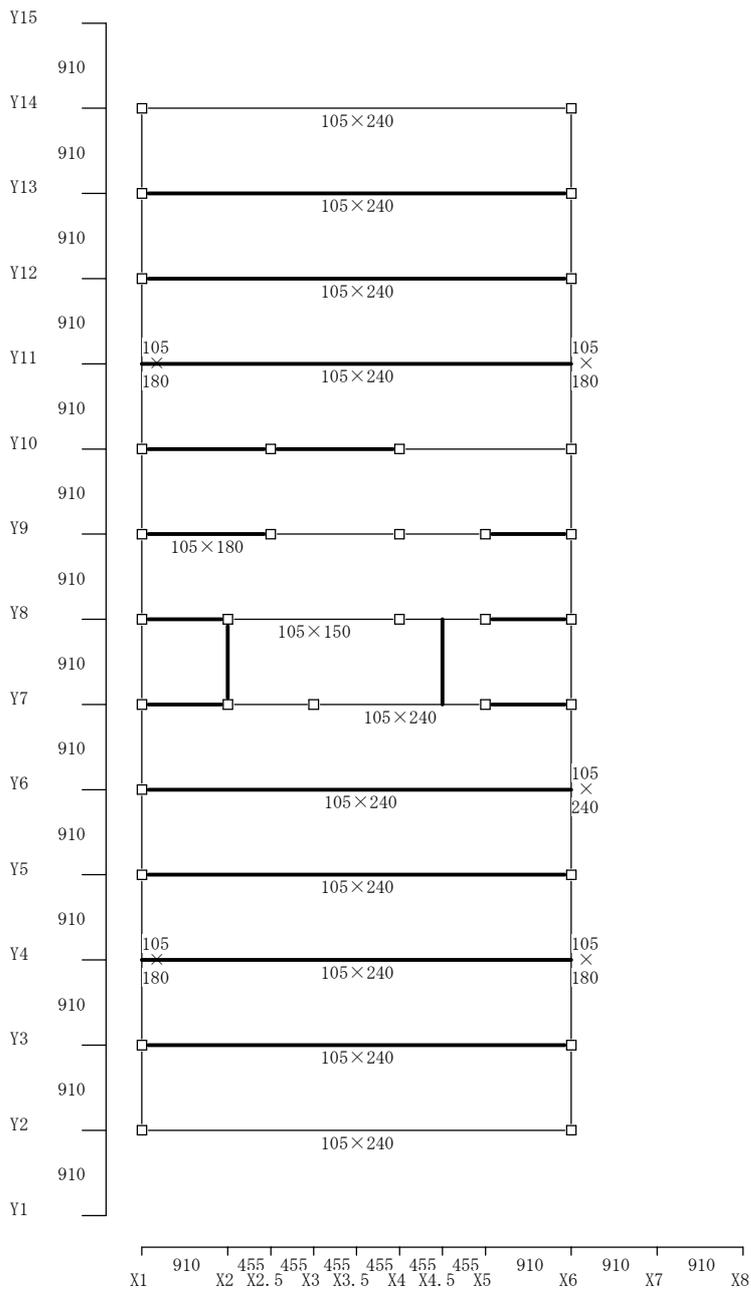
梁接合部伏図

3 階 (○は通し柱を示す) 左端・右端：上段：金物名, 接合形式 n 下段：引抜き力 (kN)
 部材中央：寸法 (mm)
 特記なき梁は105×105とする



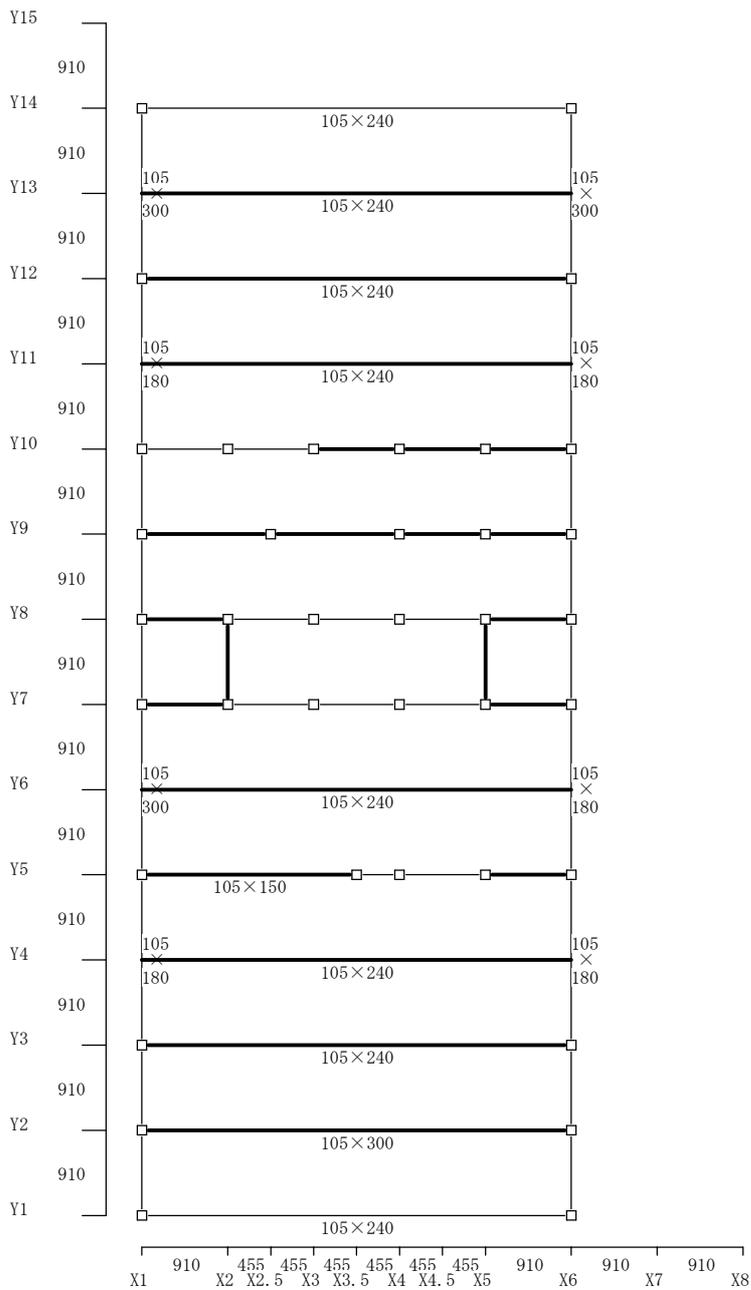
2 階(○は通し柱を示す) 左端・右端:上段:金物名, 接合形式 n 下段:引抜き力(kN)
 部材中央 : 寸法(mm)

特記なき梁は105×105とする



1 階(○は通し柱を示す) 左端・右端:上段:金物名, 接合形式 n 下段:引抜き力(kN)
 部材中央 : 寸法(mm)

特記なき梁は105×105とする



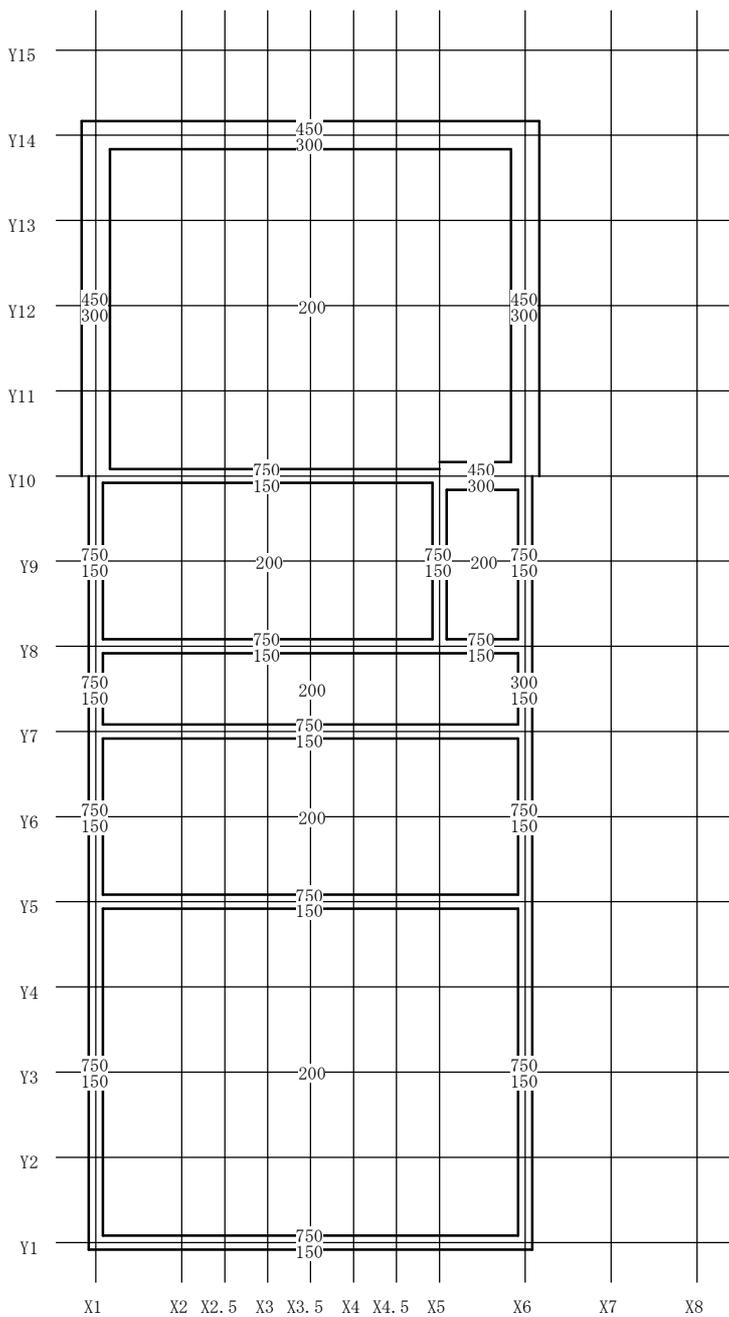
アンカーボルトの引張耐力検定

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				
Y1	X1	7.50	M12	11.66	OK
	X6	7.50	M12	11.66	OK
Y7	X6	10.00	M12	11.66	OK
Y9	X6	3.38	M12	6.40	OK
Y12	X1	3.38	M12	6.40	OK
	X6	3.38	M12	6.40	OK
Y14	X1	5.07	M12	6.40	OK
	X6	5.07	M12	6.40	OK

3.6 基礎の設計
基礎梁配置図及び条件リスト

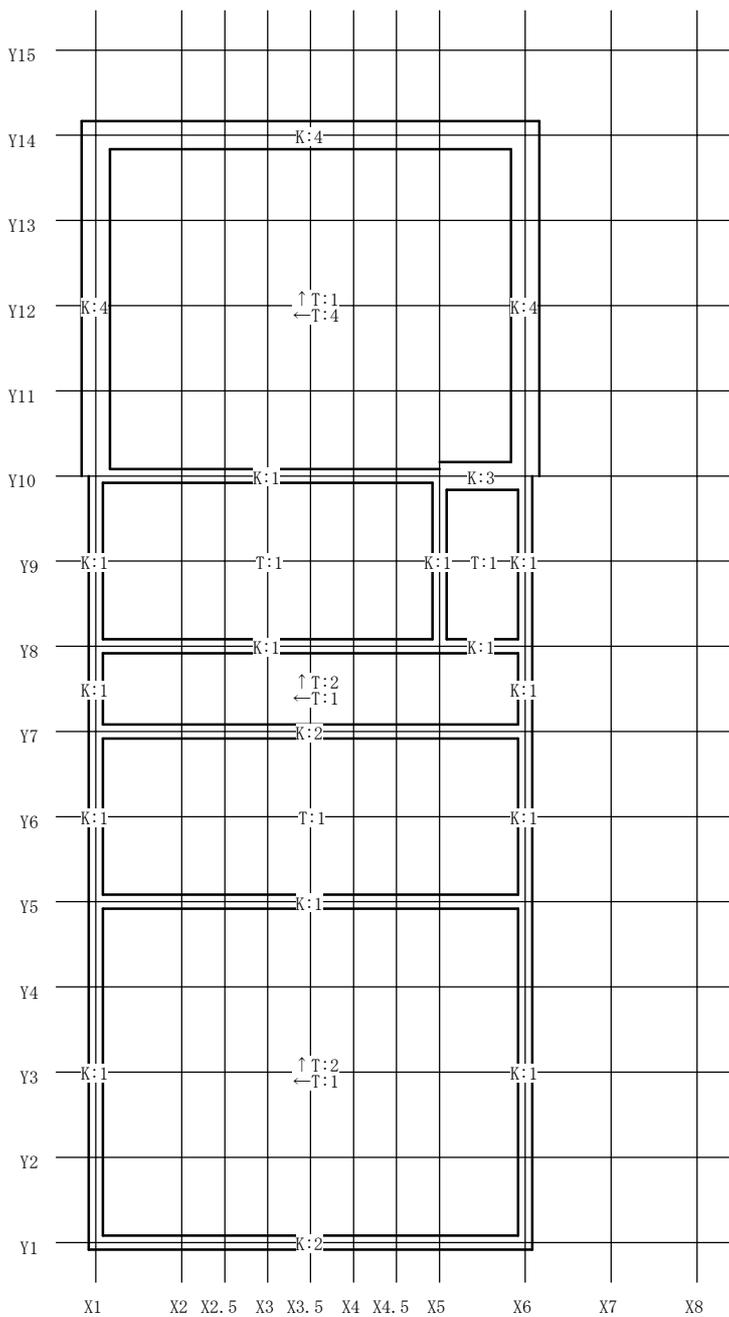
基礎形状

- ・基礎梁位置 上:地盤上の立上がり高さ(mm) 下:立上がり幅(mm)
- ・床位置 底盤厚(mm)



配筋リスト

K: 基礎梁配筋リストNo. J: 人通口下配筋リストNo. (J: K(基礎梁配筋リストを使用))
T: 底盤部分配筋 (基礎梁配筋リストNo.) 矢印: 配筋方向

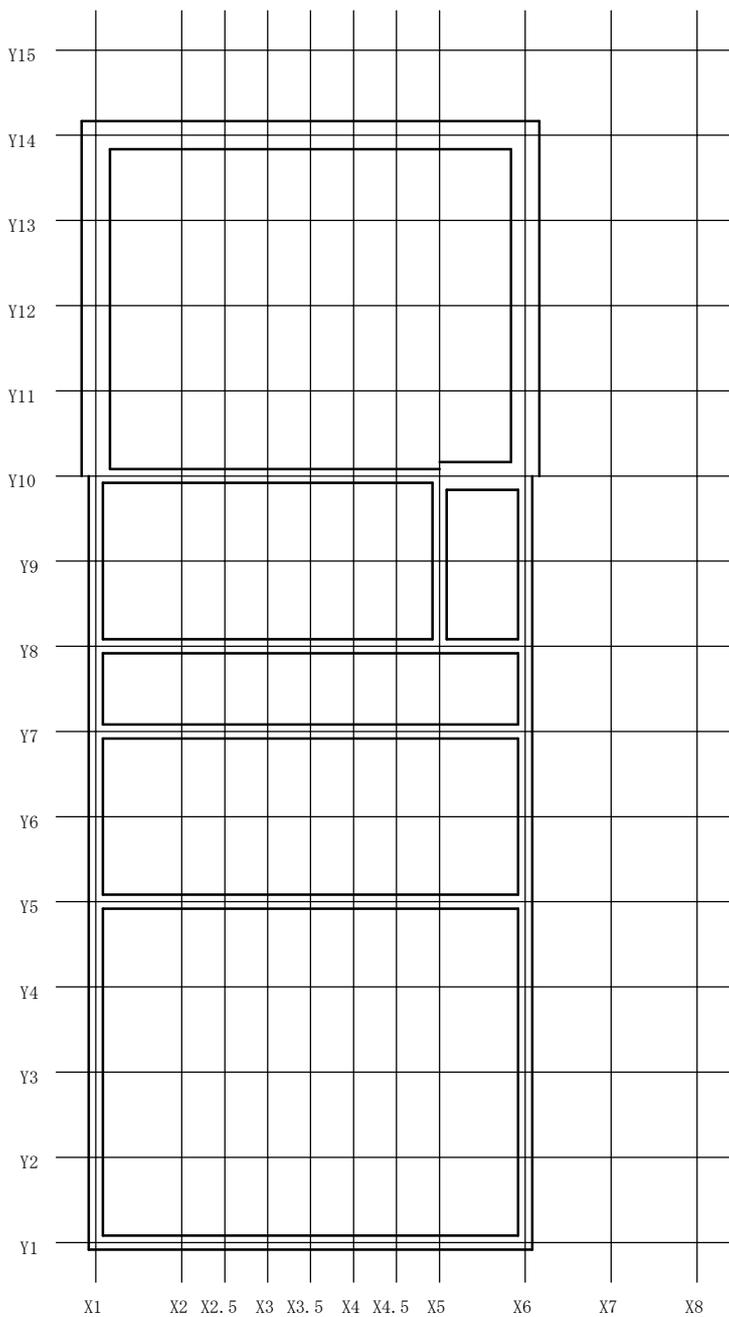


人通口

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)



■基礎配筋リスト 単位(mm)

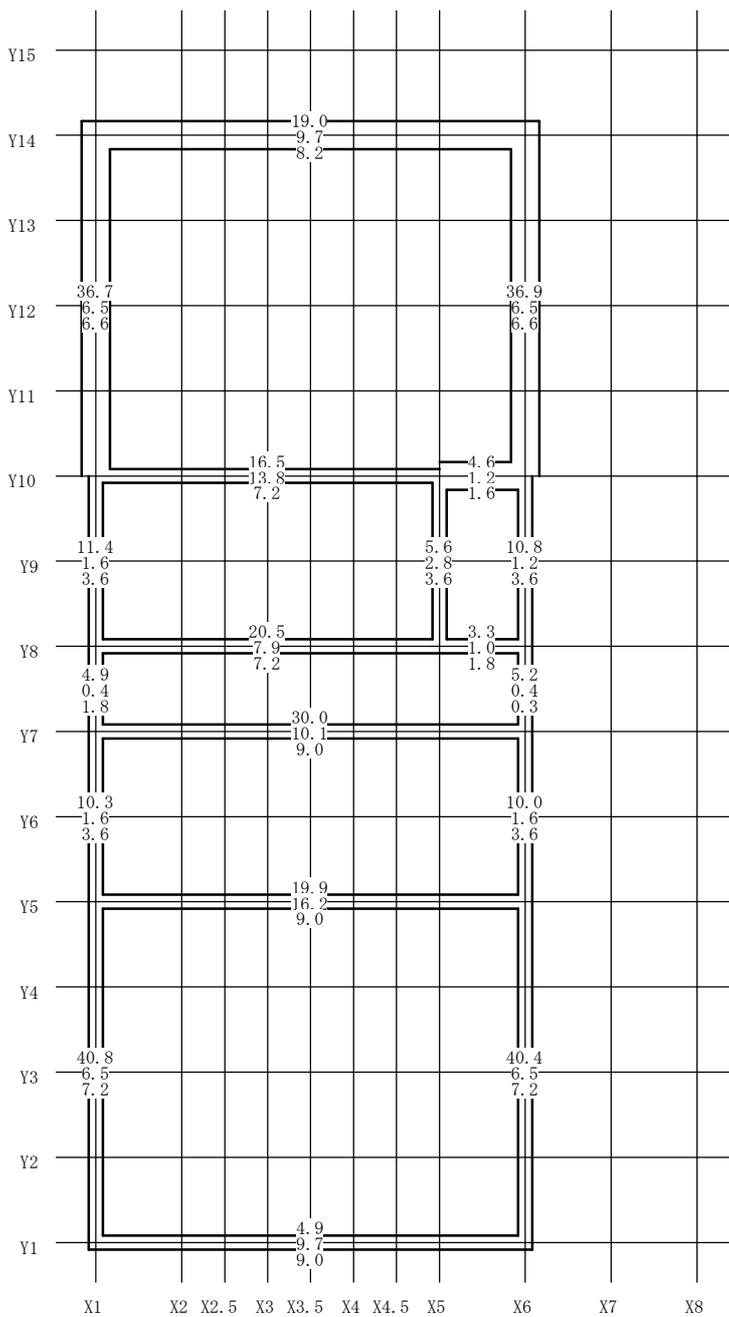
No.	材質	主筋								立ち上がり部補強筋					底盤補強筋			
		上端筋1		上端筋2		下端筋1		下端筋2		重心位置 dt	材質	径	@	本	フック	材質	径	@
		径	本	径	本	径	本	径	本									
1	SD295A	D13	1			D13	1			70	SD295A	D13	200	1	有	SD295A	D13	200
2	SD295A	D13	2			D13	2			70	SD295A	D13	200	1	有	SD295A	D13	200
3	SD295A	D13	1			D13	1			70	SD295A	D13	200	1	有	SD295A	D13	200
4	SD295A	D13	4			D13	3			70	SD295A	D13	200	1	有	SD295A	D13	200

3.6.1 基礎反力図

基礎梁負担荷重図(詳細)

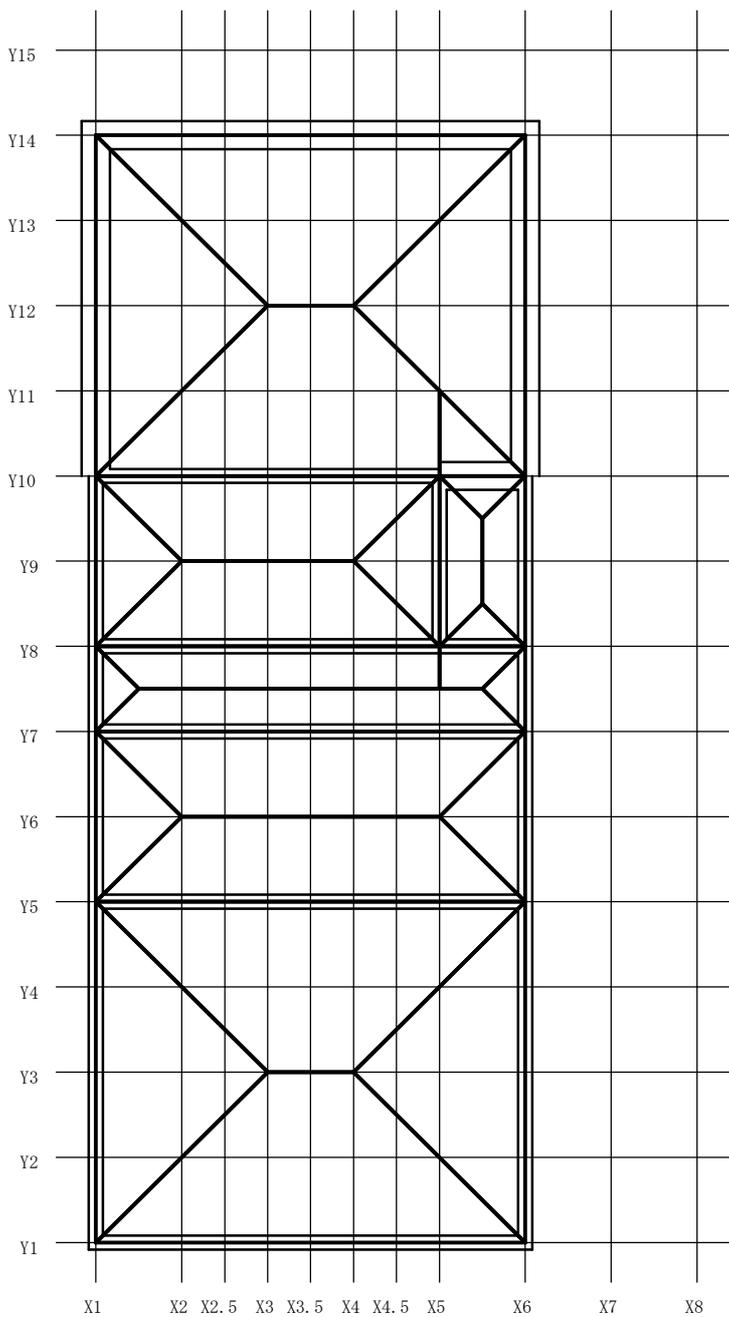
上段:柱軸力集計(kN) 中段:当該階床荷重等(kN) 下段:立ち上がり部重量(kN)

鉛直荷重合計 538.1(kN)



基礎梁負担荷重図(床荷重等)

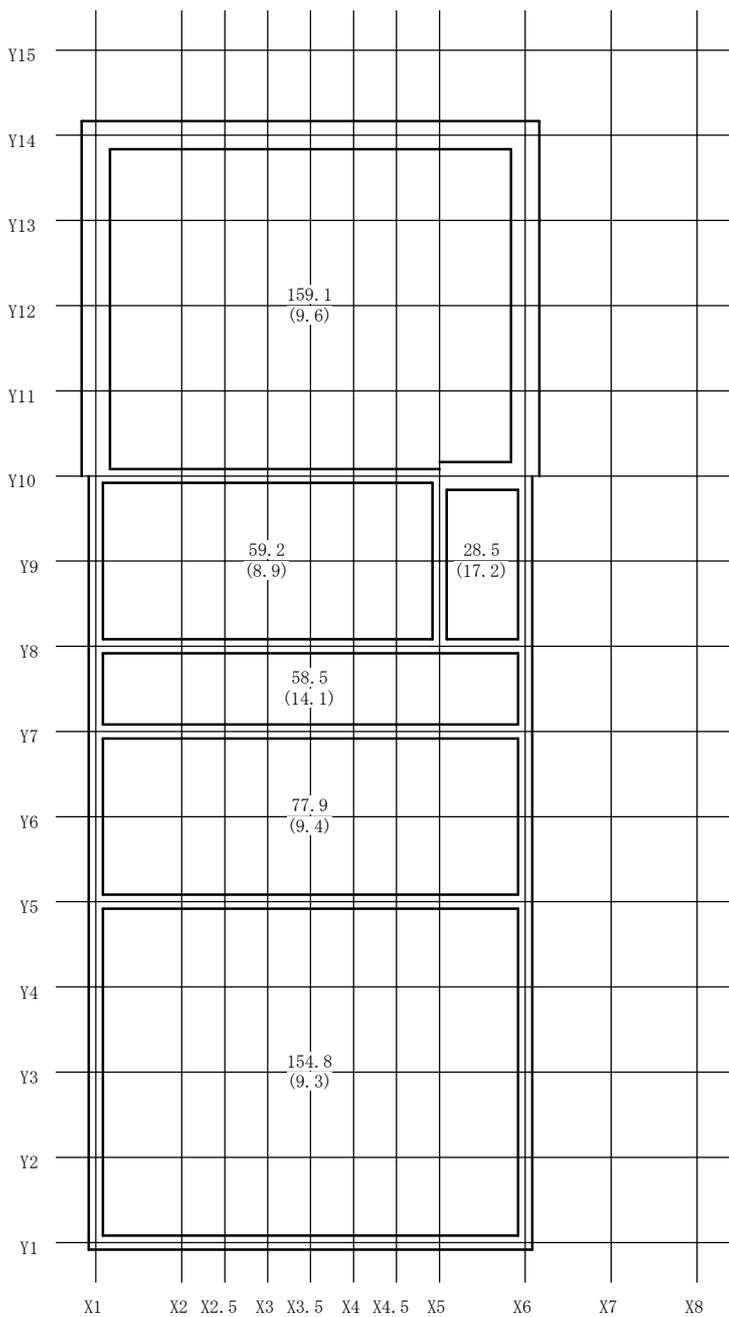
上段:追加等分布荷重(kN/m) 中段:追加荷重(kN) 下段:床荷重負担幅(m)
1階床 柱・梁・基礎用設計荷重=1.960(kN/m²)



基礎反力図

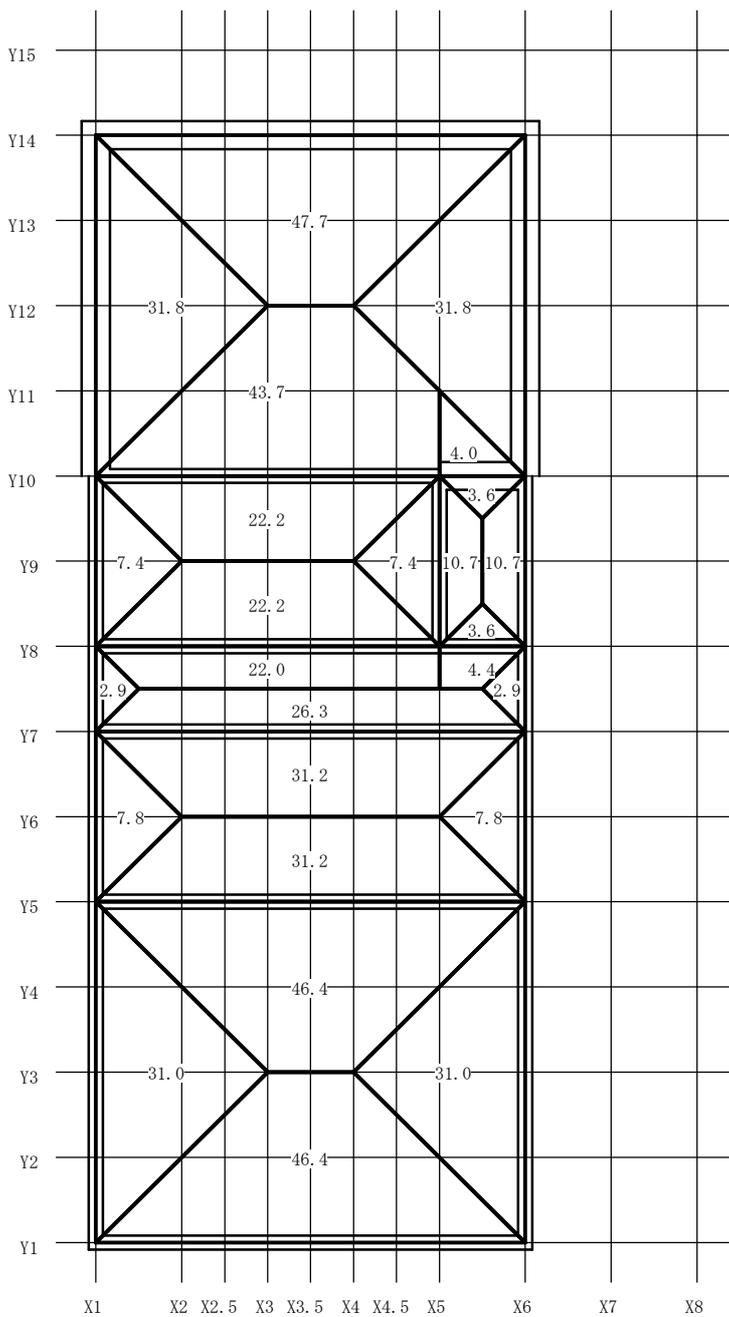
上段:長期基礎反力(kN) 下段:長期接地圧(kN/m²)

鉛直荷重合計 538.1(kN)



荷重分割図

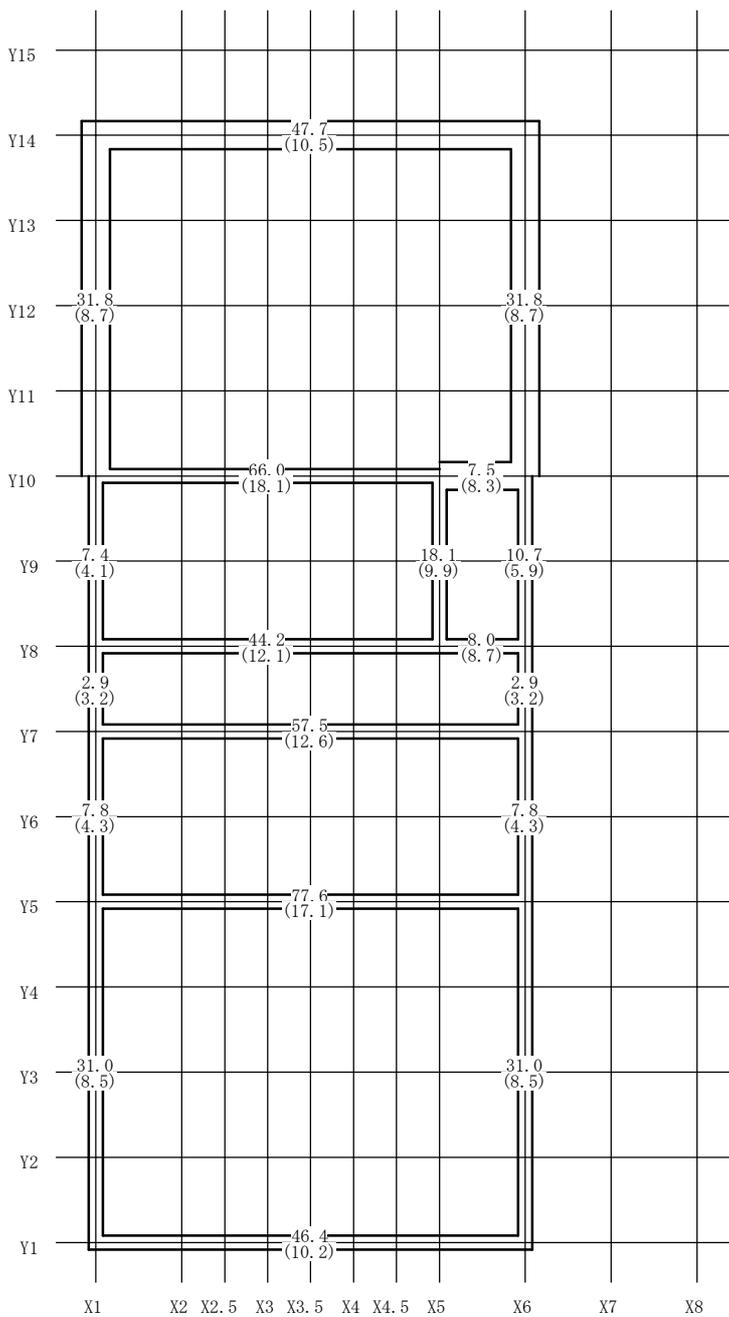
亀甲分割した負担荷重(kN)



荷重分割図2

上段:基礎梁が負担する荷重(kN)

下段:単位長さあたりの荷重(kN/m)



■べた基礎の接地圧の検定 (最も接地圧が大きい基礎区画)

●基礎区画 (X5~X6, Y8~Y10)

長期許容地耐力 $q_a = 30.0$ (kN/m²)、底盤厚さ $d = 0.20$ (m)
 長期有効地耐力 $= q_a - 24 \times d = 30.0 - 24 \times 0.20 = 25.2$ (kN/m²)

長期基礎反力 $W = 28.5$ (kN)、基礎区画面積 $a = 1.66$ (m²)
 接地圧 $= W/a = 28.5/1.66 = 17.2 \leq 25.2$ OK

■べた基礎の底盤の検定

●基礎区画 (X1~X6, Y1~Y5)

短辺 $L_x = 3.64$ (m)、長辺 $L_y = 4.55$ (m)
 長期許容引張応力度 $Lft = 195.00$ (N/mm²)
 底盤厚さ $d = 200$ (mm) $0.200 > 3.640/30.0 = 0.121$ (m) L_x の1/30超 OK
 応力中心距離 $j = (200 - 70) \times 7/8 = 113.75$ (mm)
 接地圧 $\sigma_e = 9.35$ (kN/m²)
 L_x 方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) \cdot \sigma_e = 4.55^4 / (3.64^4 + 4.55^4) \times 9.35 = 6.63$ (kN/m²)

(3辺ピン端 (L_x 方向固定))

L_x 方向端部 $M_{x1} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 8 = 6.63 \times 3.64^2 / 8 = 10.98$
 L_x 方向中央部 $M_{x2} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 8 = 6.63 \times 3.64^2 / 8 = 10.98$
 L_y 方向端部 $M_{y1} = 0.00$
 L_y 方向中央部 $M_{y2} = \sigma_e \times L_x^2 / 27 = 9.35 \times 3.64^2 / 27 = 4.59$

- ・長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、 $at = 127.0$ (mm²)

鉄筋断面積

L_x, L_y 方向 $at_x = at_y = 127.0 \times 1000 / 200 = 634.33$ (mm²)

Max端部、中央部 $= at_x \times Lft \times j = 634.33 \times 195.00 \times 113.75 = 14070166$ (N・mm/m) $\rightarrow 14.07$ (kN・m/m)
 May端部、中央部 $= at_y \times Lft \times j = 634.33 \times 195.00 \times 113.75 = 14070166$ (N・mm/m) $\rightarrow 14.07$ (kN・m/m)

・底盤スラブの検定

L_x 方向端部: $M_{x1} / \text{Max端部} = 0.8 \leq 1$ OK
 L_x 方向中央部: $M_{x2} / \text{Max中央部} = 0.8 \leq 1$ OK
 L_y 方向端部: $M_{y1} / \text{May端部} = 0.0 \leq 1$ OK
 L_y 方向中央部: $M_{y2} / \text{May中央部} = 0.3 \leq 1$ OK

●基礎区画 (X1~X6, Y5~Y7)

短辺 $L_x = 1.82$ (m)、長辺 $L_y = 4.55$ (m)
 長期許容引張応力度 $Lft = 195.00$ (N/mm²)
 底盤厚さ $d = 200$ (mm) $0.200 > 1.820/30.0 = 0.061$ (m) L_x の1/30超 OK
 応力中心距離 $j = (200 - 70) \times 7/8 = 113.75$ (mm)
 接地圧 $\sigma_e = 9.41$ (kN/m²)
 L_x 方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) \cdot \sigma_e = 4.55^4 / (1.82^4 + 4.55^4) \times 9.41 = 9.17$ (kN/m²)

(2対辺ピン端 (L_x 方向固定))

L_x 方向端部 $M_{x1} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 12 = 9.17 \times 1.82^2 / 12 = 2.53$
 L_x 方向中央部 $M_{x2} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18 = 9.17 \times 1.82^2 / 18 = 1.69$
 L_y 方向端部 $M_{y1} = 0.00$
 L_y 方向中央部 $M_{y2} = \sigma_e \times L_x^2 / 27 = 9.41 \times 1.82^2 / 27 = 1.15$

- ・長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、 $at = 127.0$ (mm²)

鉄筋断面積

L_x, L_y 方向 $at_x = at_y = 127.0 \times 1000 / 200 = 634.33$ (mm²)

Max端部、中央部 $= at_x \times Lft \times j = 634.33 \times 195.00 \times 113.75 = 14070166$ (N・mm/m) $\rightarrow 14.07$ (kN・m/m)
 May端部、中央部 $= at_y \times Lft \times j = 634.33 \times 195.00 \times 113.75 = 14070166$ (N・mm/m) $\rightarrow 14.07$ (kN・m/m)

・底盤スラブの検定

L_x 方向端部: $M_{x1} / \text{Max端部} = 0.2 \leq 1$ OK
 L_x 方向中央部: $M_{x2} / \text{Max中央部} = 0.1 \leq 1$ OK
 L_y 方向端部: $M_{y1} / \text{May端部} = 0.0 \leq 1$ OK
 L_y 方向中央部: $M_{y2} / \text{May中央部} = 0.1 \leq 1$ OK

●基礎区画 (X1~X6, Y7~Y8)

短辺 $L_x = 0.91$ (m)、長辺 $L_y = 4.55$ (m)
 長期許容引張応力度 $Lft = 195.00$ (N/mm²)
 底盤厚さ $d = 200$ (mm) $0.200 > 0.910/30.0 = 0.030$ (m) L_x の1/30超 OK
 応力中心距離 $j = (200 - 70) \times 7/8 = 113.75$ (mm)
 接地圧 $\sigma_e = 14.14$ (kN/m²)
 L_x 方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) \cdot \sigma_e = 4.55^4 / (0.91^4 + 4.55^4) \times 14.14 = 14.12$ (kN/m²)

(2対辺ピン端 (L_x 方向固定))

L_x 方向端部 $M_{x1} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 12 = 14.12 \times 0.91^2 / 12 = 0.97$
 L_x 方向中央部 $M_{x2} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18 = 14.12 \times 0.91^2 / 18 = 0.65$

$$\begin{aligned} \text{Ly方向端部 } My_1 &= 0.00 \\ \text{Ly方向中央部 } My_2 &= \sigma_e \times L_x^2 / 27 = 14.14 \times 0.91^2 / 27 = 0.43 \end{aligned}$$

- ・長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、at=127.0(mm²)

鉄筋断面積

$$\text{Lx, Ly方向 } at_x = at_y = 127.0 \times 1000 / 200 = 634.33 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{Max端部、中央部} &= at_x \times L_{ft} \times j = 634.33 \times 195.00 \times 113.75 = 14070166 \text{ (N}\cdot\text{mm/m)} \rightarrow 14.07 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \\ \text{May端部、中央部} &= at_y \times L_{ft} \times j = 634.33 \times 195.00 \times 113.75 = 14070166 \text{ (N}\cdot\text{mm/m)} \rightarrow 14.07 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

- ・底盤スラブの検定

$$\begin{aligned} \text{Lx方向端部: } Mx_1 / \text{Max端部} &= 0.1 \leq 1 \text{ OK} \\ \text{Lx方向中央部: } Mx_2 / \text{Max中央部} &= 0.0 \leq 1 \text{ OK} \\ \text{Ly方向端部: } My_1 / \text{May端部} &= 0.0 \leq 1 \text{ OK} \\ \text{Ly方向中央部: } My_2 / \text{May中央部} &= 0.0 \leq 1 \text{ OK} \end{aligned}$$

●基礎区画 (X1~X5, Y8~Y10)

短辺 Lx=1.82(m)、長辺 Ly=3.64(m)

長期許容引張応力度 Lft=195.00(N/mm²)

底盤厚さ d=200(mm) 0.200 > 1.820/30.0=0.061(m) Lxの1/30超 OK

応力中心距離 j=(200-70)×7/8=113.75(mm)

接地圧 $\sigma_e=8.94$ (kN/m²)

$$\text{Lx方向用接地圧 } \sigma_{ex} = (Ly^4 / (Lx^4 + Ly^4)) \cdot \sigma_e = 3.64^4 / (1.82^4 + 3.64^4) \times 8.94 = 8.41 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(1辺ピン端)

$$\begin{aligned} \text{Lx方向端部 } Mx_1 &= \sigma_{ex} \times L_x^2 / 9 = 8.41 \times 1.82^2 / 9 = 3.10 \\ \text{Lx方向中央部 } Mx_2 &= \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18 = 8.41 \times 1.82^2 / 18 = 1.55 \\ \text{Ly方向端部 } My_1 &= \sigma_e \times L_x^2 / 14 = 8.94 \times 1.82^2 / 14 = 2.12 \\ \text{Ly方向中央部 } My_2 &= \sigma_e \times L_x^2 / 36 = 8.94 \times 1.82^2 / 36 = 0.82 \end{aligned}$$

- ・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@200、シングル、at=127.0(mm²)

鉄筋断面積

$$\text{Lx, Ly方向 } at_x = at_y = 127.0 \times 1000 / 200 = 634.33 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{Max端部、中央部} &= at_x \times L_{ft} \times j = 634.33 \times 195.00 \times 113.75 = 14070166 \text{ (N}\cdot\text{mm/m)} \rightarrow 14.07 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \\ \text{May端部、中央部} &= at_y \times L_{ft} \times j = 634.33 \times 195.00 \times 113.75 = 14070166 \text{ (N}\cdot\text{mm/m)} \rightarrow 14.07 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

- ・底盤スラブの検定

$$\begin{aligned} \text{Lx方向端部: } Mx_1 / \text{Max端部} &= 0.2 \leq 1 \text{ OK} \\ \text{Lx方向中央部: } Mx_2 / \text{Max中央部} &= 0.1 \leq 1 \text{ OK} \\ \text{Ly方向端部: } My_1 / \text{May端部} &= 0.2 \leq 1 \text{ OK} \\ \text{Ly方向中央部: } My_2 / \text{May中央部} &= 0.1 \leq 1 \text{ OK} \end{aligned}$$

●基礎区画 (X5~X6, Y8~Y10)

短辺 Lx=0.91(m)、長辺 Ly=1.82(m)

長期許容引張応力度 Lft=195.00(N/mm²)

底盤厚さ d=200(mm) 0.200 > 0.910/30.0=0.030(m) Lxの1/30超 OK

応力中心距離 j=(200-70)×7/8=113.75(mm)

接地圧 $\sigma_e=17.20$ (kN/m²)

$$\text{Lx方向用接地圧 } \sigma_{ex} = (Ly^4 / (Lx^4 + Ly^4)) \cdot \sigma_e = 1.82^4 / (0.91^4 + 1.82^4) \times 17.20 = 16.19 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(1辺ピン端)

$$\begin{aligned} \text{Lx方向端部 } Mx_1 &= \sigma_{ex} \times L_x^2 / 9 = 16.19 \times 0.91^2 / 9 = 1.49 \\ \text{Lx方向中央部 } Mx_2 &= \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18 = 16.19 \times 0.91^2 / 18 = 0.74 \\ \text{Ly方向端部 } My_1 &= \sigma_e \times L_x^2 / 14 = 17.20 \times 0.91^2 / 14 = 1.02 \\ \text{Ly方向中央部 } My_2 &= \sigma_e \times L_x^2 / 36 = 17.20 \times 0.91^2 / 36 = 0.40 \end{aligned}$$

- ・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@200、シングル、at=127.0(mm²)

鉄筋断面積

$$\text{Lx, Ly方向 } at_x = at_y = 127.0 \times 1000 / 200 = 634.33 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{Max端部、中央部} &= at_x \times L_{ft} \times j = 634.33 \times 195.00 \times 113.75 = 14070166 \text{ (N}\cdot\text{mm/m)} \rightarrow 14.07 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \\ \text{May端部、中央部} &= at_y \times L_{ft} \times j = 634.33 \times 195.00 \times 113.75 = 14070166 \text{ (N}\cdot\text{mm/m)} \rightarrow 14.07 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

- ・底盤スラブの検定

$$\begin{aligned} \text{Lx方向端部: } Mx_1 / \text{Max端部} &= 0.1 \leq 1 \text{ OK} \\ \text{Lx方向中央部: } Mx_2 / \text{Max中央部} &= 0.1 \leq 1 \text{ OK} \\ \text{Ly方向端部: } My_1 / \text{May端部} &= 0.1 \leq 1 \text{ OK} \\ \text{Ly方向中央部: } My_2 / \text{May中央部} &= 0.0 \leq 1 \text{ OK} \end{aligned}$$

●基礎区画 (X1~X6, Y10~Y14)

短辺 Lx=3.64(m)、長辺 Ly=4.55(m)

長期許容引張応力度 Lft=195.00(N/mm²)

底盤厚さ d=200(mm) 0.200 > 3.640/30.0=0.121(m) Lxの1/30超 OK

応力中心距離 j=(200-70)×7/8=113.75(mm)

接地圧 $\sigma_e=9.60$ (kN/m²)

Lx方向用接地圧 $\bar{\sigma}_{ex} = (Ly^4 / (Lx^4 + Ly^4)) \cdot \bar{\sigma}_e = 4.55^4 / (3.64^4 + 4.55^4) \times 9.60 = 6.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

(3辺ピン端 (Lx方向固定))

$$\begin{aligned} \text{Lx方向端部 } Mx1 &= \bar{\sigma}_{ex} \times Lx^2 / 8 = 6.81 \times 3.64^2 / 8 = 11.29 \\ \text{Lx方向中央部 } Mx2 &= \bar{\sigma}_{ex} \times Lx^2 / 8 = 6.81 \times 3.64^2 / 8 = 11.29 \\ \text{Ly方向端部 } My1 &= 0.00 \\ \text{Ly方向中央部 } My2 &= \bar{\sigma}_e \times Lx^2 / 27 = 9.60 \times 3.64^2 / 27 = 4.71 \end{aligned}$$

- 長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、 $at = 127.0 \text{ (mm}^2\text{)}$

鉄筋断面積

$$\text{Lx, Ly方向 } atx = aty = 127.0 \times 1000 / 200 = 634.33 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{Max端部、中央部} &= atx \times Lft \times j = 634.33 \times 195.00 \times 113.75 = 14070166 \text{ (N} \cdot \text{mm/m)} \rightarrow 14.07 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \\ \text{May端部、中央部} &= aty \times Lft \times j = 634.33 \times 195.00 \times 113.75 = 14070166 \text{ (N} \cdot \text{mm/m)} \rightarrow 14.07 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

- 底盤スラブの検定

Lx方向端部 :	$Mx1 / \text{Max端部} = 0.8 \leq 1$	OK
Lx方向中央部 :	$Mx2 / \text{Max中央部} = 0.8 \leq 1$	OK
Ly方向端部 :	$My1 / \text{May端部} = 0.0 \leq 1$	OK
Ly方向中央部 :	$My2 / \text{May中央部} = 0.3 \leq 1$	OK

■基礎梁の検定 (X方向正加力・Y方向正加力時)

●Y1通り (X1~X6)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm2)×2本

Ft=295(N/mm2)、1Ft=195(N/mm2)、sFt=295(N/mm2)

コンクリート:Fc=21(N/mm2)、1Fs=0.70(N/mm2)

底盤幅: B=0(mm)

基礎梁: 幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

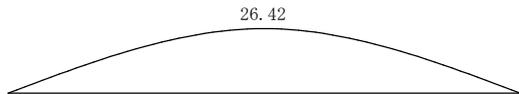
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

等分布荷重: w=10.21(kN/m)、長さ l=4.55(m) (X1~X6)

長期許容モーメント: 1Ma上=at・本数上・1Ft・j=127×2×195×595=29.47(kN・m)

: 1Ma下=1Ma上

長期モーメント(kN・m):



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6

X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6

中央モーメント

端部モーメント

$$1M上 = w l^2 / 8.0 = 10.21 \times 4.55^2 / 8.0 = 26.42$$

$$1M下 = w l^2 / 12.0 = 10.21 \times 4.55^2 / 12.0 = 17.61$$

検定比:

$$1M上 / 1Ma上 = 26.42 / 29.47 = 0.90 \leq 1.0 \quad OK$$

$$1M下 / 1Ma下 = 17.61 / 29.47 = 0.60 \leq 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

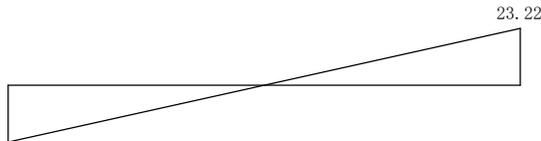
SD295A D13@200 at=127.0(mm2)、1Ft=195.00(N/mm2)

長期許容せん断耐力: pw=at/b・p=127.0/(150×200)=0.00423

1Qa=b・j・(1Fs+0.5・1Ft(pw-0.002))

=150×595×(0.70+0.5×195.0×(0.00423-0.002))=81.91(kN)

長期せん断力(kN・m):



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6

せん断力

$$1Q = w l / 2.0 = 23.22$$

検定比:

$$1Q / 1Qa = 23.22 / 81.91 = 0.28 \leq 1.0 \quad OK$$

●Y5通り (X1~X6)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm2)

Ft=295(N/mm2)、1Ft=195(N/mm2)、sFt=295(N/mm2)

コンクリート:Fc=21(N/mm2)、1Fs=0.70(N/mm2)

底盤幅: B=0(mm)

基礎梁: 幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

等分布荷重: w=17.06(kN/m)、長さ l=2.28(m) (X1~X3.5)

長期許容モーメント : $1Ma_{上} = at \cdot 1Ft \cdot j = 127 \times 195 \times 595 = 14.74 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 : $1Ma_{下} = 1Ma_{上}$

長期モーメント (kN・m) :



中央モーメント

端部モーメント

$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 17.06 \times 2.28^2 / 8.0 = 11.04$$

$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 17.06 \times 2.28^2 / 12.0 = 7.36$$

検定比 :

$$1M_{上} / 1Ma_{上} = 11.04 / 14.74 = 0.75 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$1M_{下} / 1Ma_{下} = 7.36 / 14.74 = 0.50 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

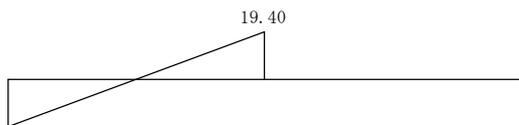
SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $1Ft = 195.00 \text{ (N/mm}^2)$

長期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$

$$1Qa = b \cdot j \cdot (1Fs + 0.5 \cdot 1Ft (pw - 0.002))$$

$$= 150 \times 595 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 81.91 \text{ (kN)}$$

長期せん断力 (kN・m) :



せん断力

$$1Q = w l / 2.0 = 19.40$$

検定比 :

$$1Q / 1Qa = 19.40 / 81.91 = 0.24 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短期 》

・主筋

SD295A

D13 $at = 127 \text{ (mm}^2)$

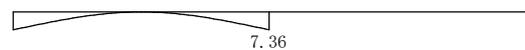
$Ft = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $1Ft = 195 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$

底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$

基礎梁 : せい $d = 750 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$

等分布荷重 : $w = 17.06 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 2.28 \text{ (m)}$ (X1~X3.5)

鉛直荷重時モーメント (kN・m) (X1~X3.5)



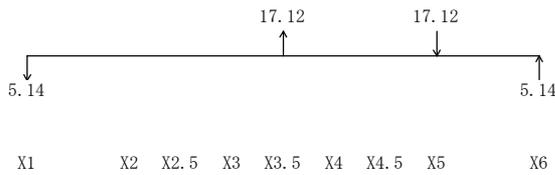
中央モーメント

端部モーメント

$$\text{端部 : } w l^2 / 12 = 17.06 \times 2.28^2 / 12 = 7.36$$

$$\text{中央 : } w l^2 / 8 = 17.06 \times 2.28^2 / 8 = 11.04$$

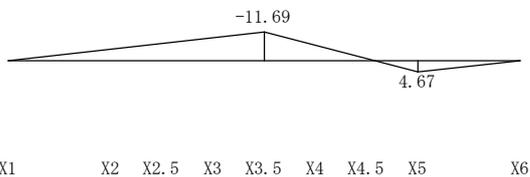
水平時脚部軸力(kN) :



X1 : 0.00
 X3.5 : 17.12
 X5 : -17.12
 X6 : 0.00

水平力時支点反力(kN) :
 $23.37 / 4.55 = 5.14$

水平力時モーメント(kN・m) :



X3.5 : -11.69
 X5 : 4.67

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :

sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 11.69 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + 1M = 11.69 + 7.36 = 19.04 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

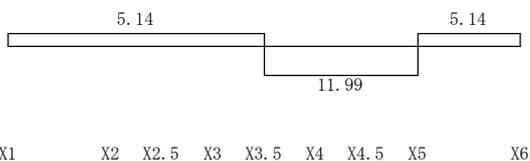
検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 11.69 / 22.29 = 0.52 \leq 1.0 \quad \text{OK}$
 $sM_{下} / sMa_{下} = 19.04 / 22.29 = 0.85 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 750 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 17.06 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 2.275 \text{ (m)}$ (X1~X3.5)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X1~X3.5)
 $wl / 2 = 17.06 \times 2.28 / 2 = 19.40 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



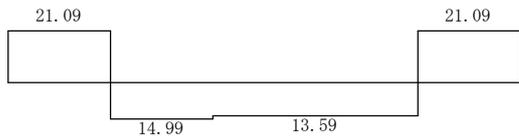
X1~X3.5 : -5.14
 X4~X5 : 11.99

$sM_{下} / sMa_{下} = 31.16 / 44.58 = 0.70 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $at = 127.0$ (mm²)、 $sFt = 295$ (N/mm²)
 $Fc = 21$ N/mm²、 $sFs = 1.05$ (N/mm²)
 基礎梁：幅 $b = 150$ (mm)、せい $d = 750$ (mm)、主筋重心位置 $dt = 70$ (mm)
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595$ (mm)
 等分布荷重： $w = 12.64$ (kN/m)、長さ $l = 0.910$ (m) (X5~X6)

鉛直荷重時せん断力 (kN) (X5~X6)
 $wl/2 = 12.64 \times 0.91 / 2 = 5.75$ (kN)

水平力時せん断力 (kN)：



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6

X1~X2 : -21.09
 X2~X3 : 14.99
 X4~X5 : 13.59
 X5~X6 : -21.09

短期許容せん断耐力： $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11$ (kN)

短期最大せん断力： $sQ = 21.09 + 5.75 = 26.84$ (kN)
 検定比： $sQ / sQa = 26.84 / 123.11 = 0.22 \leq 1.0$ OK

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

●Y8通り (X1~X5)

《 長期 》

- 主筋
 SD295A
 D13 $at = 127$ (mm²)
 $Ft = 295$ (N/mm²)、 $1Ft = 195$ (N/mm²)、 $sFt = 295$ (N/mm²)
 コンクリート： $Fc = 21$ (N/mm²)、 $1Fs = 0.70$ (N/mm²)
 底盤幅： $B = 0$ (mm)
 基礎梁：幅 $b = 150$ (mm)、せい $d = 750$ (mm)、主筋重心位置 $dt = 70$ (mm)
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595$ (mm)
 等分布荷重： $w = 12.13$ (kN/m)、長さ $l = 0.91$ (m) (X1~X2)

長期許容モーメント： $1Ma_{上} = at \cdot 1Ft \cdot j = 127 \times 195 \times 595 = 14.74$ (kN·m)
 $1Ma_{下} = 1Ma_{上}$

長期モーメント (kN·m)：



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

中央モーメント
 $1M_{上} = wl^2 / 8.0 = 12.13 \times 0.91^2 / 8.0 = 1.26$
 $1M_{下} = wl^2 / 12.0 = 12.13 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.84$

端部モーメント

検定比：
 $1M_{上} / 1Ma_{上} = 1.26 / 14.74 = 0.09 \leq 1.0$ OK
 $1M_{下} / 1Ma_{下} = 0.84 / 14.74 = 0.06 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
 SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、1Ft=195.00(N/mm²)
 長期許容せん断耐力: $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $1Q_a = b \cdot j \cdot (1F_s + 0.5 \cdot 1F_t (p_w - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 81.91 \text{ (kN)}$

長期せん断力(kN・m):



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5
せん断力

$$1Q = w l / 2.0 = 5.52$$

検定比:

$$1Q / 1Q_a = 5.52 / 81.91 = 0.07 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短期 》

- 主筋
 SD295A
 D13 at=127(mm²)
 Ft=295(N/mm²)、1Ft=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
 底盤幅: B=0(mm)
 基礎梁: せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$
 等分布荷重: $w = 12.13 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.91 \text{ (m)}$ (X1~X2)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X1~X2)



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5
中央モーメント



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5
端部モーメント

$$\text{端部: } w l^2 / 12 = 12.13 \times 0.91^2 / 12 = 0.84$$

$$\text{中央: } w l^2 / 8 = 12.13 \times 0.91^2 / 8 = 1.26$$

水平時脚部軸力(kN):



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

- X1 : 0.00
- X2 : 36.07
- X4 : 0.00
- X5 : -30.50

水平力時支点反力(kN):

$$99.75 / 3.64 = 27.40$$

水平力時モーメント(kN・m):



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

X2 : -24.94
X4 : -9.16

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、 1M : 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 24.94 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = sM_{max} + 1M = 24.94 + 0.84 = 25.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 24.94 / 22.29 = 1.12 > 1.0 \quad \text{NG}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 25.77 / 22.29 = 1.16 > 1.0 \quad \text{NG}$$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)

Fc=21N/mm²、sFs=1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

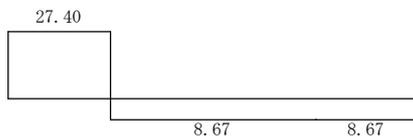
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

等分布荷重 : w=12.13(kN/m)、長さ l=0.910(m) (X1~X2)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X1~X2)

$$w1/2 = 12.13 \times 0.91 / 2 = 5.52 \text{ (kN)}$$

水平力時せん断力(kN) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

X1~X2 : -27.40
X3~X4 : 8.67
X4~X5 : 8.67

短期許容せん断耐力 : $p_w = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$

$$sQ_a = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (p_w - 0.002))$$

$$= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$$

短期最大せん断力 : $sQ = 27.40 + 5.52 = 32.92 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQ_a = 32.92 / 123.11 = 0.27 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

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

●Y8通り (X5~X6)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)

Ft=295(N/mm²)、1Ft=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

コンクリート : Fc=21(N/mm²)、1Fs=0.70(N/mm²)

底盤幅 : B=0(mm)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

等分布荷重： $w=8.74$ (kN/m)、長さ $l=0.91$ (m) (X5~X6)

長期許容モーメント： $1Ma_{上}=at \cdot 1Ft \cdot j=127 \times 195 \times 595=14.74$ (kN・m)
 $: 1Ma_{下}=1Ma_{上}$

長期モーメント (kN・m)：



X5 X6 X5 X6
 中央モーメント 端部モーメント

$$1M_{上}=wl^2/8.0=8.74 \times 0.91^2/8.0=0.90$$

$$1M_{下}=wl^2/12.0=8.74 \times 0.91^2/12.0=0.60$$

検定比：

$$1M_{上}/1Ma_{上}=0.90/14.74=0.06 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$1M_{下}/1Ma_{下}=0.60/14.74=0.04 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

- せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

SD295A D13@200 $at=127.0$ (mm²)、 $1Ft=195.00$ (N/mm²)

長期許容せん断耐力： $pw=at/b \cdot p=127.0/(150 \times 200)=0.00423$

$$1Qa=b \cdot j \cdot (1Fs+0.5 \cdot 1Ft(pw-0.002))$$

$$=150 \times 595 \times (0.70+0.5 \times 195.0 \times (0.00423-0.002))=81.91 \text{ (kN)}$$

長期せん断力 (kN・m)：



X5 X6
 せん断力

$$1Q=wl/2.0=3.98$$

検定比：

$$1Q/1Qa=3.98/81.91=0.05 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

●Y10通り (X1~X5)

《 長期 》

- 主筋

SD295A

D13 $at=127$ (mm²)

$Ft=295$ (N/mm²)、 $1Ft=195$ (N/mm²)、 $sFt=295$ (N/mm²)

コンクリート： $Fc=21$ (N/mm²)、 $1Fs=0.70$ (N/mm²)

底盤幅： $B=0$ (mm)

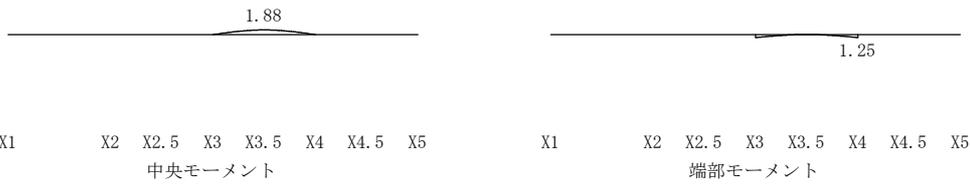
基礎梁：幅 $b=150$ (mm)、せい $d=750$ (mm)、主筋重心位置 $dt=70$ (mm)

応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=595$ (mm)

等分布荷重： $w=18.12$ (kN/m)、長さ $l=0.91$ (m) (X3~X4)

長期許容モーメント： $1Ma_{上}=at \cdot 1Ft \cdot j=127 \times 195 \times 595=14.74$ (kN・m)
 $: 1Ma_{下}=1Ma_{上}$

長期モーメント (kN・m)：



$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 18.12 \times 0.91^2 / 8.0 = 1.88$$

$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 18.12 \times 0.91^2 / 12.0 = 1.25$$

検定比：
 $1M_{上} / 1M_{a上} = 1.88 / 14.74 = 0.13 \leq 1.0$ OK
 $1M_{下} / 1M_{a下} = 1.25 / 14.74 = 0.08 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $a_t = 127.0$ (mm²)、 $1F_t = 195.00$ (N/mm²)
 長期許容せん断耐力： $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $1Q_a = b \cdot j \cdot (1F_s + 0.5 \cdot 1F_t (p_w - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 81.91$ (kN)

長期せん断力 (kN·m) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5
せん断力

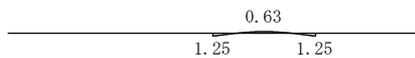
$$1Q = w l / 2.0 = 8.24$$

検定比：
 $1Q / 1Q_a = 8.24 / 81.91 = 0.10 \leq 1.0$ OK

《 短期 》

- 主筋
 SD295A
 D13 $a_t = 127$ (mm²)
 $F_t = 295$ (N/mm²)、 $1F_t = 195$ (N/mm²)、 $sF_t = 295$ (N/mm²)
 底盤幅： $B = 0$ (mm)
 基礎梁：せい $d = 750$ (mm)、主筋重心位置 $dt = 70$ (mm)、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595$ (mm)
 等分布荷重： $w = 18.12$ (kN/m)、長さ $l = 0.91$ (m) (X3~X4)

鉛直荷重時モーメント (kN·m) (X3~X4)

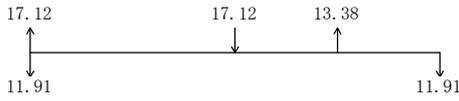


X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

$$\text{端部} : w l^2 / 12 = 18.12 \times 0.91^2 / 12 = 1.25$$

$$\text{中央} : w l^2 / 24 = 18.12 \times 0.91^2 / 24 = 0.63$$

水平時脚部軸力 (kN) :

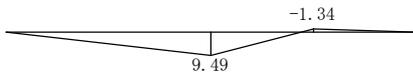


X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

X1 : 17.12
 X3 : -17.12
 X4 : 13.38
 X5 : 0.00

水平力時支点反力(kN) :
 $43.34 / 3.64 = 11.91$

水平力時モーメント(kN・m) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

X3 : 9.49
 X4 : -1.34

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

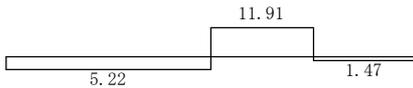
$sM_{上} = 9.49 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + 1M = 9.49 + 1.25 = 10.75 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 9.49 / 22.29 = 0.43 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 10.75 / 22.29 = 0.48 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 750 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 18.12 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.910 \text{ (m)}$ (X3~X4)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X3~X4)
 $wl/2 = 18.12 \times 0.91 / 2 = 8.24 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

X2~X3 : 5.22
 X3~X4 : -11.91
 X4~X5 : 1.47

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$

$$=150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$$

短期最大せん断力 : $sQ = 11.91 + 8.24 = 20.15 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ/sQa = 20.15/123.11 = 0.16 \leq 1.0$ OK

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

●Y10通り (X5~X6)

《 長期 》

- ・主筋
SD295A
D13 at=127(mm²)
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
コンクリート : Fc=21(N/mm²)、lFs=0.70(N/mm²)
底盤幅 : B=0(mm)
基礎梁 : 幅 b=300(mm)、せい d=450(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=332(mm)
等分布荷重 : w=8.28(kN/m)、長さ l=0.91(m) (X5~X6)
- 長期許容モーメント : $lMa_{上} = at \cdot lFt \cdot j = 127 \times 195 \times 332 = 8.23 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
: $lMa_{下} = lMa_{上}$

長期モーメント(kN・m) :



X5 X6 X5 X6
 中央モーメント 端部モーメント

$$lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 8.28 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.86$$

$$lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 8.28 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.57$$

検定比 :

$$lM_{上} / lMa_{上} = 0.86 / 8.23 = 0.10 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$lM_{下} / lMa_{下} = 0.57 / 8.23 = 0.07 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

- ・せん断補強筋(135°以上のフック付き)
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、lFt=195.00(N/mm²)
長期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (300 \times 200) = 0.00212$
 $lQa = b \cdot j \cdot (lFs + 0.5 \cdot lFt (pw - 0.002))$
 $= 300 \times 332 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00212 - 0.002)) = 70.96 \text{ (kN)}$

長期せん断力(kN・m) :



X5 X6
 せん断力

$$lQ = w l / 2.0 = 3.77$$

検定比 :

$$lQ / lQa = 3.77 / 70.96 = 0.05 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

●Y14通り (X1~X6)

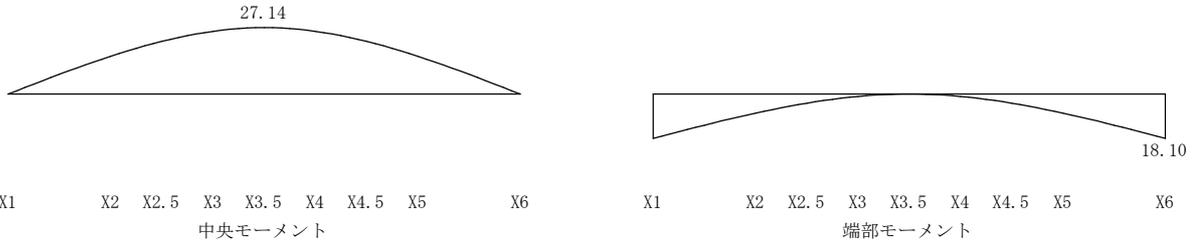
《 長期 》

- ・主筋
SD295A
上端筋 D13 at=127(mm²)×4本

下端筋 D13 at=127(mm)²×3本
 Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
 コンクリート：Fc=21(N/mm²)、lFs=0.70(N/mm²)
 底盤幅：B=0(mm)
 基礎梁：幅 b=300(mm)、せい d=450(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
 応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=332(mm)
 等分布荷重：w=10.49(kN/m)、長さ l=4.55(m) (X1~X6)

長期許容モーメント：lMa上=at・本数上・lFt・j=127×4×195×332=32.94(kN・m)
 : lMa下=at・本数下・lFt・j=127×3×195×332=24.70(kN・m)

長期モーメント(kN・m)：

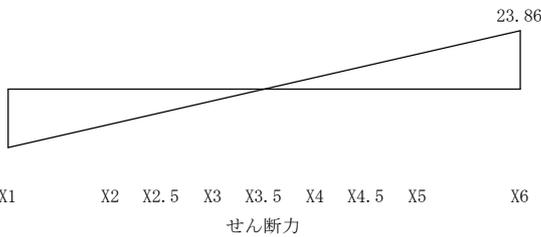


lM上=w²l²/8.0=10.49×4.55²/8.0=27.14
 lM下=w²l²/12.0=10.49×4.55²/12.0=18.10

検定比：
 lM上/lMa上=27.14/32.94=0.82 ≤ 1.0 OK
 lM下/lMa下=18.10/24.70=0.73 ≤ 1.0 OK

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
 SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、lFt=195.00(N/mm²)
 長期許容せん断耐力：pw=at/b・p=127.0/(300×200)=0.00212
 lQa=b・j・(lFs+0.5・lFt(pw-0.002))
 =300×332×(0.70+0.5×195.0×(0.00212-0.002))=70.96(kN)

長期せん断力(kN・m)：



lQ=w²l/2.0=23.86

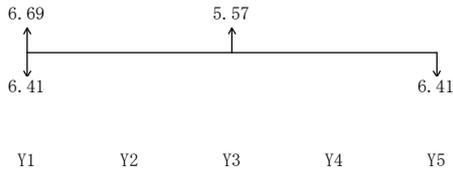
検定比：
 lQ/lQa=23.86/70.96=0.34 ≤ 1.0 OK

●X1通り (Y1~Y5)

《 長期 》

- 主筋
 SD295A
 D13 at=127(mm²)
 Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
 コンクリート：Fc=21(N/mm²)、lFs=0.70(N/mm²)
 底盤幅：B=0(mm)
 基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
 応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)
 等分布荷重：w=8.51(kN/m)、長さ l=1.82(m) (Y3~Y5)
 長期許容モーメント：lMa上=at・lFt・j=127×195×595=14.74(kN・m)
 : lMa下=lMa上

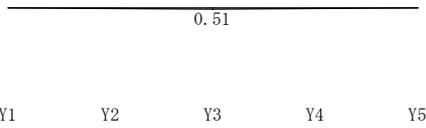
長期モーメント(kN・m)：



Y1 : 6.69
 Y3 : 5.57
 Y5 : 0.00

水平力時支点反力(kN) :
 $23.33 / 3.64 = 6.41$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y3 : 0.51

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

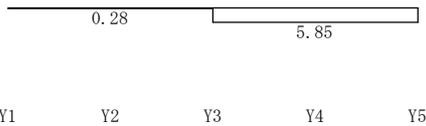
$sM_{上} = 0.51 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + 1M = 0.51 + 2.35 = 2.86 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.51 / 22.29 = 0.02 \leq 1.0 \quad \text{OK}$
 $sM_{下} / sMa_{下} = 2.86 / 22.29 = 0.13 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 750 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 8.51 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.820 \text{ (m)}$ (Y3~Y5)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y3~Y5)
 $wl/2 = 8.51 \times 1.82 / 2 = 7.74 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



Y2~Y3 : 0.28
 Y3~Y5 : 5.85

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 5.85 + 7.74 = 13.59 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 13.59 / 123.11 = 0.11 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

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

●X1通り (Y5~Y7)

《 短期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)

Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

基礎梁：せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

水平時脚部軸力(kN)：



Y5 Y6 Y7

Y5 : 0.56

Y7 : 6.13

水平力時支点反力(kN)：

$43.11 / 1.82 = 23.69$

水平力時モーメント(kN・m)：

Y5 Y6 Y7

短期許容モーメント：

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$sMa_{下} = sMa_{上}$

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：

$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 22.29 = 0.00 \leq 1.0$ OK

$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 22.29 = 0.00 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)

Fc=21N/mm²、sFs=1.05(N/mm²)

基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

水平力時せん断力(kN)：

Y5 Y6 Y7

Y5～Y7 : -23.13

短期許容せん断耐力 : $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 23.13 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 23.13 / 123.11 = 0.19 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

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

● X1通り (Y7～Y8)

《 短期 》

・主筋

SD295A

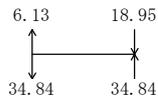
D13 at = 127 (mm²)

Ft = 295 (N/mm²)、1Ft = 195 (N/mm²)、sFt = 295 (N/mm²)

底盤幅 : B = 0 (mm)

基礎梁 : せい d = 750 (mm)、主筋重心位置 dt = 70 (mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 595 (mm)

水平時脚部軸力 (kN) :



Y7 Y8

Y7 : 6.13
 Y8 : -18.95

水平力時支点反力 (kN) :
 $31.70 / 0.91 = 34.84$

水平力時モーメント (kN・m) :

Y7 Y8

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

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 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 22.29 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 22.29 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

- せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)
Fc=21N/mm²、sFs=1.05(N/mm²)
基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

水平力時せん断力(kN)：
28.70



Y7 Y8

Y7~Y8 : -28.70

短期許容せん断耐力 : $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 28.70 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 28.70 / 123.11 = 0.23 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

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

●X1通り (Y8~Y10)

《 長期 》

- 主筋
SD295A
D13 at=127(mm²)
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
コンクリート : Fc=21(N/mm²)、lFs=0.70(N/mm²)
底盤幅 : B=0(mm)
基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)
等分布荷重 : w=4.07(kN/m)、長さ l=0.91(m) (Y8~Y9)

長期許容モーメント : $lMa_{上} = at \cdot lFt \cdot j = 127 \times 195 \times 595 = 14.74 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $lMa_{下} = lMa_{上}$

長期モーメント(kN・m)：

0.42 0.28

Y8 Y9 Y10 Y8 Y9 Y10
 中央モーメント 端部モーメント
 $lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 4.07 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.42$
 $lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 4.07 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.28$

検定比：
 $lM_{上} / lMa_{上} = 0.42 / 14.74 = 0.03 \leq 1.0 \quad \text{OK}$
 $lM_{下} / lMa_{下} = 0.28 / 14.74 = 0.02 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

- せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、lFt=195.00(N/mm²)
長期許容せん断耐力 : $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $lQa = b \cdot j \cdot (lFs + 0.5 \cdot lFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 81.91 \text{ (kN)}$

長期せん断力(kN・m)：



Y8 Y9 Y10

Y9 : -8.62

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、1M : 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 8.62 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = sM_{max} + 1M = 8.62 + 0.28 = 8.90 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 8.62 / 22.29 = 0.39 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 8.90 / 22.29 = 0.40 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

SD295A D13@200 at=127.0 (mm²)、sFt=295 (N/mm²)Fc=21N/mm²、sFs=1.05 (N/mm²)

基礎梁 : 幅 b=150 (mm)、せい d=750 (mm)、主筋重心位置 dt=70 (mm)

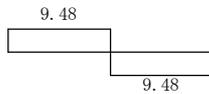
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595 (mm)

等分布荷重 : w=4.07 (kN/m)、長さ l=0.910 (m) (Y8~Y9)

鉛直荷重時せん断力 (kN) (Y8~Y9)

$$w l / 2 = 4.07 \times 0.91 / 2 = 1.85 \text{ (kN)}$$

水平力時せん断力 (kN) :



Y8 Y9 Y10

Y8~Y9 : -9.48

Y9~Y10 : 9.48

短期許容せん断耐力 : pw=at/b·p=127.0/(150×200)=0.00423

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

$$= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$$

短期最大せん断力 : sQ=9.48+1.85=11.33 (kN)

検定比 : sQ/sQa=11.33/123.11=0.09 ≤ 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

●X1通り (Y10~Y14)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at=127 (mm²)×4本下端筋 D13 at=127 (mm²)×3本Ft=295 (N/mm²)、lFt=195 (N/mm²)、sFt=295 (N/mm²)コンクリート : Fc=21 (N/mm²)、lFs=0.70 (N/mm²)

底盤幅 : B=0 (mm)

基礎梁 : 幅 b=300 (mm)、せい d=450 (mm)、主筋重心位置 dt=70 (mm)

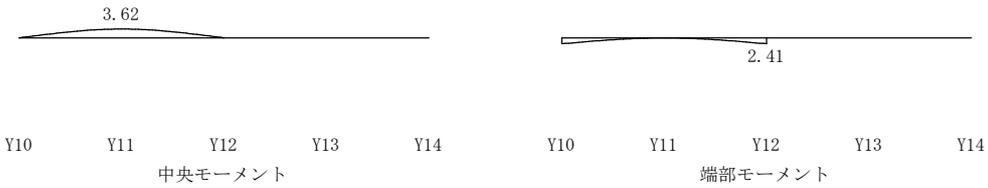
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=332 (mm)

等分布荷重 : w=8.74 (kN/m)、長さ l=1.82 (m) (Y10~Y12)

長期許容モーメント : lMa_上=at·本数_上·lFt·j=127×4×195×332=32.94 (kN·m)

$$lMa_{下} = at \cdot \text{本数}_{下} \cdot lFt \cdot j = 127 \times 3 \times 195 \times 332 = 24.70 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

長期モーメント(kN・m) :



$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 8.74 \times 1.82^2 / 8.0 = 3.62$$

$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 8.74 \times 1.82^2 / 12.0 = 2.41$$

検定比 :

$$1M_{上} / 1Ma_{上} = 3.62 / 32.94 = 0.11 \leq 1.0 \quad OK$$

$$1M_{下} / 1Ma_{下} = 2.41 / 24.70 = 0.10 \leq 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

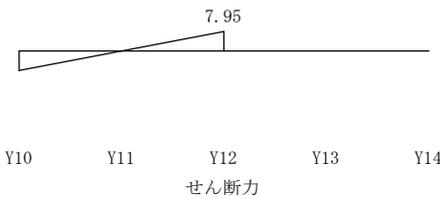
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、lFt=195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力 : pw=at/b・p=127.0/(300×200)=0.00212

$$1Qa = b \cdot j \cdot (1Fs + 0.5 \cdot 1Ft (pw - 0.002))$$

$$= 300 \times 332 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00212 - 0.002)) = 70.96 \text{ (kN)}$$

長期せん断力(kN・m) :



$$1Q = w l / 2.0 = 7.95$$

検定比 :

$$1Q / 1Qa = 7.95 / 70.96 = 0.11 \leq 1.0 \quad OK$$

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at=127(mm²)×4本

下端筋 D13 at=127(mm²)×3本

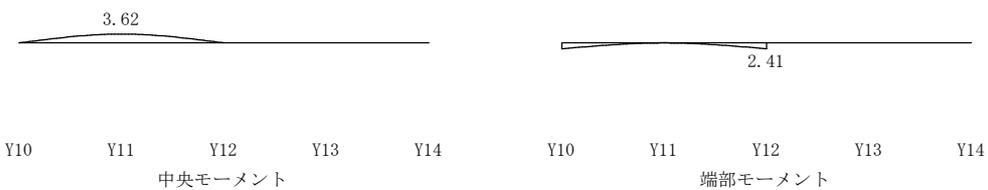
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅 : B=0(mm)

基礎梁 : せい d=450(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=332(mm)

等分布荷重 : w=8.74(kN/m)、長さ l=1.82(m) (Y10~Y12)

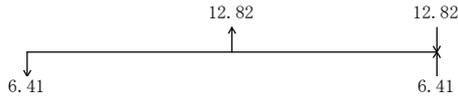
鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y10~Y12)



$$\text{端部} : w l^2 / 12 = 8.74 \times 1.82^2 / 12 = 2.41$$

$$\text{中央} : w l^2 / 8 = 8.74 \times 1.82^2 / 8 = 3.62$$

水平時脚部軸力(kN) :

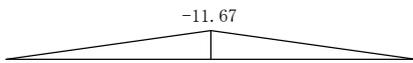


Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

Y10 : 0.00
Y12 : 12.82
Y14 : -12.82

水平力時支点反力(kN) :
 $23.33 / 3.64 = 6.41$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

Y12 : -11.67

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 4 \times 295 \times 332 = 49.83 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 3 \times 295 \times 332 = 37.37 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期最大モーメント :

sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 11.67 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + 1M = 11.67 + 2.41 = 14.08 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :

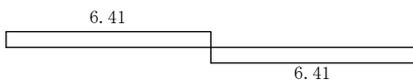
$sM_{上} / sMa_{上} = 11.67 / 49.83 = 0.23 \leq 1.0 \quad \text{OK}$
 $sM_{下} / sMa_{下} = 14.08 / 37.37 = 0.38 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

- せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁 : 幅 $b = 300 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 450 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 332 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 8.74 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.820 \text{ (m)}$ (Y10~Y12)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y10~Y12)

$wl / 2 = 8.74 \times 1.82 / 2 = 7.95 \text{ (kN)}$

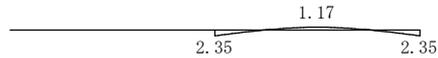
水平力時せん断力(kN) :



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

Y10~Y12 : -6.41
Y12~Y14 : 6.41

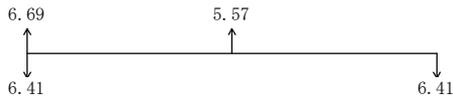
短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (300 \times 200) = 0.00212$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$



Y1 Y2 Y3 Y4 Y5

$$\begin{aligned} \text{端部} &: w l^2 / 12 = 8.51 \times 1.82^2 / 12 = 2.35 \\ \text{中央} &: w l^2 / 24 = 8.51 \times 1.82^2 / 24 = 1.17 \end{aligned}$$

水平時脚部軸力 (kN) :

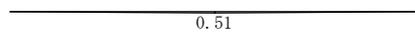


Y1 Y2 Y3 Y4 Y5

$$\begin{aligned} Y1 &: 6.69 \\ Y3 &: 5.57 \\ Y5 &: 0.00 \end{aligned}$$

水平力時支点反力 (kN) :
 $23.33 / 3.64 = 6.41$

水平力時モーメント (kN・m) :



Y1 Y2 Y3 Y4 Y5

$$Y3 : 0.51$$

短期許容モーメント :

$$\begin{aligned} sMa_{\text{上}} &= at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ sMa_{\text{下}} &= sMa_{\text{上}} \end{aligned}$$

短期最大モーメント :

sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

$$\begin{aligned} sM_{\text{上}} &= 0.51 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ sM_{\text{下}} &= sM_{\text{max}} + 1M = 0.51 + 2.35 = 2.86 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

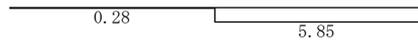
検定比 :

$$\begin{aligned} sM_{\text{上}} / sMa_{\text{上}} &= 0.51 / 22.29 = 0.02 \leq 1.0 & \text{OK} \\ sM_{\text{下}} / sMa_{\text{下}} &= 2.86 / 22.29 = 0.13 \leq 1.0 & \text{OK} \end{aligned}$$

- せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)
SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$
基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 750 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
心力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$
等分布荷重 : $w = 8.51 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.820 \text{ (m)}$ (Y3~Y5)

鉛直荷重時せん断力 (kN) (Y3~Y5)
 $w l / 2 = 8.51 \times 1.82 / 2 = 7.74 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力 (kN) :



Y1 Y2 Y3 Y4 Y5

Y2~Y3 : 0.28
Y3~Y5 : 5.85

短期許容せん断耐力 : $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 5.85 + 7.74 = 13.59 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ/sQa = 13.59 / 123.11 = 0.11 \leq 1.0$ OK

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

● X6通り (Y5~Y7)

《 短期 》

・主筋

SD295A

D13 at = 127 (mm²)

Ft = 295 (N/mm²)、1Ft = 195 (N/mm²)、sFt = 295 (N/mm²)

底盤幅 : B = 0 (mm)

基礎梁 : せい d = 750 (mm)、主筋重心位置 dt = 70 (mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 595 (mm)

水平時脚部軸力 (kN) :



Y5 Y6 Y7

Y5 : 3.90
Y7 : -10.59

水平力時支点反力 (kN) :
 $43.11 / 1.82 = 23.69$

水平力時モーメント (kN・m) :



Y5 Y6 Y7

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

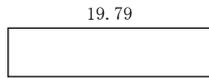
短期最大モーメント :
 $sM_{上} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 22.29 = 0.00 \leq 1.0$ OK

$$sM下/sMa下=0.00/22.29=0.00 \leq 1.0 \quad OK$$

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)
Fc=21N/mm²、sFs=1.05(N/mm²)
基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

水平力時せん断力(kN)：



Y5 Y6 Y7

Y5~Y7 : -19.79

短期許容せん断耐力 : $p_w = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQ_a = b \cdot j \cdot (sF_s + 0.5 \cdot sF_t (p_w - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 19.79 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ/sQ_a = 19.79 / 123.11 = 0.16 \leq 1.0 \quad OK$

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

●X6通り (Y7~Y8)

《 長期 》

- 主筋
SD295A
D13 at=127(mm²)
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
コンクリート : Fc=21(N/mm²)、lFs=0.70(N/mm²)
底盤幅 : B=0(mm)
基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=300(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=201(mm)
等分布荷重 : w=3.22(kN/m)、長さ l=0.91(m) (Y7~Y8)

長期許容モーメント : $lM_{上} = at \cdot lFt \cdot j = 127 \times 195 \times 201 = 4.98 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $lM_{下} = lM_{上}$

長期モーメント(kN·m)：



Y7 Y8 Y7 Y8
 中央モーメント 端部モーメント
 $lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 3.22 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.33$
 $lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 3.22 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.22$

検定比：
 $lM_{上} / lM_{上} = 0.33 / 4.98 = 0.07 \leq 1.0 \quad OK$
 $lM_{下} / lM_{下} = 0.22 / 4.98 = 0.04 \leq 1.0 \quad OK$

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、lFt=195.00(N/mm²)
長期許容せん断耐力 : $p_w = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $lQ_a = b \cdot j \cdot (lF_s + 0.5 \cdot lF_t (p_w - 0.002))$
 $= 150 \times 201 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 27.70 \text{ (kN)}$

長期せん断力(kN・m) :



Y7 Y8
せん断力

$$1Q = w_l / 2.0 = 1.46$$

検定比 :

$$1Q / 1Q_a = 1.46 / 27.70 = 0.05 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

●X6通り (Y8~Y10)

《 短期 》

・主筋

SD295A

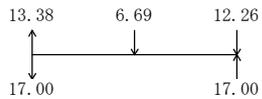
D13 at=127(mm2)

Ft=295(N/mm2)、1Ft=195(N/mm2)、sFt=295(N/mm2)

底盤幅 : B=0(mm)

基礎梁 : せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

水平時脚部軸力(kN) :



Y8 Y9 Y10

Y8 : 13.38

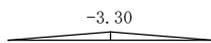
Y9 : -6.69

Y10 : -12.26

水平力時支点反力(kN) :

$$30.94 / 1.82 = 17.00$$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y8 Y9 Y10

Y9 : -3.30

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

$$sM_{上} = 3.30 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = 3.30 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

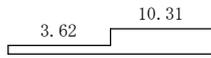
検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 3.30 / 22.29 = 0.15 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 3.30 / 22.29 = 0.15 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)
Fc=21N/mm²、sFs=1.05(N/mm²)
基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

水平力時せん断力(kN)：



Y8 Y9 Y10

Y8~Y9 : -3.62
Y9~Y10 : -10.31

短期許容せん断耐力 : $p_w = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQ_a = b \cdot j \cdot (sF_s + 0.5 \cdot sF_t (p_w - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 10.31 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQ_a = 10.31 / 123.11 = 0.08 \leq 1.0$ OK

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

●X6通り (Y10~Y14)

《 長期 》

- 主筋
SD295A
上端筋 D13 at=127(mm²)×4本
下端筋 D13 at=127(mm²)×3本
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
コンクリート : Fc=21(N/mm²)、lFs=0.70(N/mm²)
底盤幅 : B=0(mm)
基礎梁 : 幅 b=300(mm)、せい d=450(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=332(mm)
等分布荷重 : w=8.74(kN/m)、長さ l=1.82(m) (Y10~Y12)

長期許容モーメント : $lM_{a上} = at \cdot \text{本数上} \cdot lF_t \cdot j = 127 \times 4 \times 195 \times 332 = 32.94 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $lM_{a下} = at \cdot \text{本数下} \cdot lF_t \cdot j = 127 \times 3 \times 195 \times 332 = 24.70 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

長期モーメント(kN・m)：



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14 Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

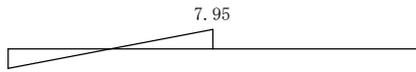
中央モーメント
 $lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 8.74 \times 1.82^2 / 8.0 = 3.62$
 $lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 8.74 \times 1.82^2 / 12.0 = 2.41$

端部モーメント

検定比：
 $lM_{上} / lM_{a上} = 3.62 / 32.94 = 0.11 \leq 1.0$ OK
 $lM_{下} / lM_{a下} = 2.41 / 24.70 = 0.10 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、lFt=195.00(N/mm²)
長期許容せん断耐力 : $p_w = at/b \cdot p = 127.0 / (300 \times 200) = 0.00212$
 $lQ_a = b \cdot j \cdot (lF_s + 0.5 \cdot lF_t (p_w - 0.002))$
 $= 300 \times 332 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00212 - 0.002)) = 70.96 \text{ (kN)}$

長期せん断力(kN・m) :



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14
せん断力

$$1Q = w_1 / 2.0 = 7.95$$

検定比 :

$$1Q / 1Q_a = 7.95 / 70.96 = 0.11 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at=127(mm²)×4本

下端筋 D13 at=127(mm²)×3本

Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅 : B=0(mm)

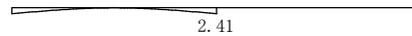
基礎梁 : せい d=450(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=332(mm)

等分布荷重 : w=8.74(kN/m)、長さ l=1.82(m) (Y10~Y12)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y10~Y12)



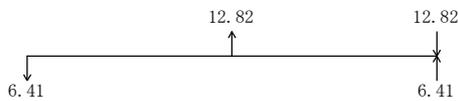
Y10 Y11 Y12 Y13 Y14
中央モーメント



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14
端部モーメント

$$\begin{aligned} \text{端部} : w l^2 / 12 &= 8.74 \times 1.82^2 / 12 = 2.41 \\ \text{中央} : w l^2 / 8 &= 8.74 \times 1.82^2 / 8 = 3.62 \end{aligned}$$

水平時脚部軸力(kN) :



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

Y10 : 0.00
Y12 : 12.82
Y14 : -12.82

水平力時支点反力(kN) :

$$23.33 / 3.64 = 6.41$$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

Y12 : -11.67

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 4 \times 295 \times 332 = 49.83 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 3 \times 295 \times 332 = 37.37 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、1M : 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 11.67 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = sM_{max} + 1M = 11.67 + 2.41 = 14.08 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 11.67 / 49.83 = 0.23 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 14.08 / 37.37 = 0.38 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)Fc=21N/mm²、sFs=1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b=300(mm)、せい d=450(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

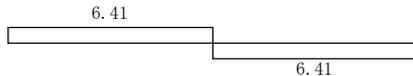
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=332(mm)

等分布荷重 : w=8.74(kN/m)、長さ l=1.820(m) (Y10~Y12)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y10~Y12)

$$w l / 2 = 8.74 \times 1.82 / 2 = 7.95 \text{ (kN)}$$

水平力時せん断力(kN) :



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

Y10~Y12 : -6.41

Y12~Y14 : 6.41

短期許容せん断耐力 : pw=at/b·p=127.0/(300×200)=0.00212

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

$$= 300 \times 332 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00212 - 0.002)) = 106.45 \text{ (kN)}$$

短期最大せん断力 : sQ=6.41+7.95=14.36(kN)

検定比 : sQ/sQa=14.36/106.45=0.13 ≤ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : 127.0/(300×200)=0.21% ≥ 0.2% OK

■基礎梁の検定 (X方向負加力・Y方向負加力時)

●Y1通り (X1~X6)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)×2本Ft=295(N/mm²)、1Ft=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)コンクリート : Fc=21(N/mm²)、1Fs=0.70(N/mm²)

底盤幅 : B=0(mm)

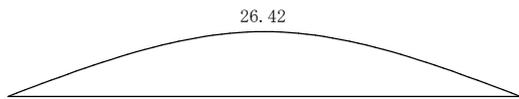
基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

等分布荷重 : w=10.21(kN/m)、長さ l=4.55(m) (X1~X6)

長期許容モーメント : 1Ma_上=at·本数_上·1Ft·j=127×2×195×595=29.47(kN·m): 1Ma_下=1Ma_上

長期モーメント (kN・m) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6
中央モーメント

X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6
端部モーメント

$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 10.21 \times 4.55^2 / 8.0 = 26.42$$

$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 10.21 \times 4.55^2 / 12.0 = 17.61$$

検定比 :

$$1M_{上} / 1Ma_{上} = 26.42 / 29.47 = 0.90 \leq 1.0 \quad OK$$

$$1M_{下} / 1Ma_{下} = 17.61 / 29.47 = 0.60 \leq 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

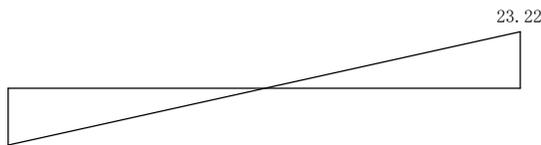
SD295A D13@200 at=127.0 (mm²)、1Ft=195.00 (N/mm²)

長期許容せん断耐力 : $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$

$$1Q_a = b \cdot j \cdot (1F_s + 0.5 \cdot 1F_t (p_w - 0.002))$$

$$= 150 \times 595 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 81.91 \text{ (kN)}$$

長期せん断力 (kN・m) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6
せん断力

$$1Q = w l / 2.0 = 23.22$$

検定比 :

$$1Q / 1Q_a = 23.22 / 81.91 = 0.28 \leq 1.0 \quad OK$$

● Y5通り (X1~X6)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127 (mm²)

Ft=295 (N/mm²)、1Ft=195 (N/mm²)、sFt=295 (N/mm²)

コンクリート : Fc=21 (N/mm²)、1Fs=0.70 (N/mm²)

底盤幅 : B=0 (mm)

基礎梁 : 幅 b=150 (mm)、せい d=750 (mm)、主筋重心位置 dt=70 (mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595 (mm)

等分布荷重 : w=17.06 (kN/m)、長さ l=2.28 (m) (X1~X3.5)

長期許容モーメント : 1Ma_上=at・1Ft・j=127×195×595=14.74 (kN・m)

: 1Ma_下=1Ma_上

長期モーメント (kN・m) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6
中央モーメント

X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6
端部モーメント

$$1M_{上} = w1^2 / 8.0 = 17.06 \times 2.28^2 / 8.0 = 11.04$$

$$1M_{下} = w1^2 / 12.0 = 17.06 \times 2.28^2 / 12.0 = 7.36$$

検定比:

$$1M_{上} / 1Ma_{上} = 11.04 / 14.74 = 0.75 \leq 1.0 \quad OK$$

$$1M_{下} / 1Ma_{下} = 7.36 / 14.74 = 0.50 \leq 1.0 \quad OK$$

- せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

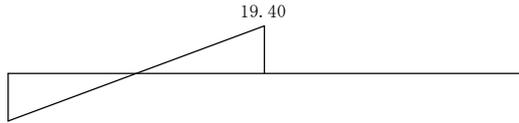
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、1Ft=195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力: $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$

$$1Qa = b \cdot j \cdot (1Fs + 0.5 \cdot 1Ft (pw - 0.002))$$

$$= 150 \times 595 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 81.91 \text{ (kN)}$$

長期せん断力 (kN·m):



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6
せん断力

$$1Q = w1 / 2.0 = 19.40$$

検定比:

$$1Q / 1Qa = 19.40 / 81.91 = 0.24 \leq 1.0 \quad OK$$

《 短期 》

- 主筋

SD295A

D13 at=127 (mm²)

Ft=295 (N/mm²)、1Ft=195 (N/mm²)、sFt=295 (N/mm²)

底盤幅: B=0 (mm)

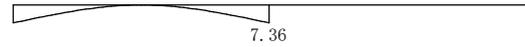
基礎梁: せい d=750 (mm)、主筋重心位置 dt=70 (mm)、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595$ (mm)

等分布荷重: $w = 17.06$ (kN/m)、長さ $l = 2.28$ (m) (X1~X3.5)

鉛直荷重時モーメント (kN·m) (X1~X3.5)



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6
中央モーメント

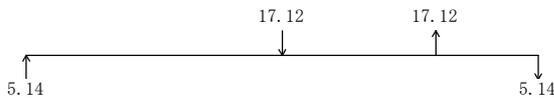


X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6
端部モーメント

$$\text{端部: } w1^2 / 12 = 17.06 \times 2.28^2 / 12 = 7.36$$

$$\text{中央: } w1^2 / 8 = 17.06 \times 2.28^2 / 8 = 11.04$$

水平時脚部軸力 (kN):



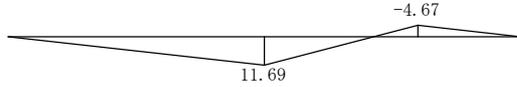
X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6

X1 : 0.00
X3.5 : -17.12
X5 : 17.12

X6 : 0.00

水平力時支点反力(kN) :
 $23.37 / 4.55 = 5.14$

水平力時モーメント(kN・m) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6

X3.5 : 11.69
 X5 : -4.67

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

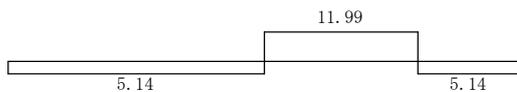
$sM_{上} = 11.69 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + 1M = 11.69 + 7.36 = 19.04 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 11.69 / 22.29 = 0.52 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 19.04 / 22.29 = 0.85 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 750 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 17.06 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 2.275 \text{ (m)}$ (X1~X3.5)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X1~X3.5)
 $wl/2 = 17.06 \times 2.28 / 2 = 19.40 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6

X1~X3.5 : 5.14
 X4~X5 : -11.99
 X5~X6 : 5.14

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 11.99 + 19.40 = 31.39 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 31.39 / 123.11 = 0.25 \leq 1.0$ OK

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

●Y7通り (X1~X6)

《 長期 》

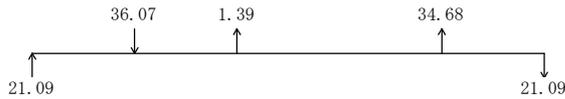
1.31

0.87

X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6 X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6
 中央モーメント 端部モーメント

端部： $wl^2/12 = 12.64 \times 0.91^2 / 12 = 0.87$
 中央： $wl^2/8 = 12.64 \times 0.91^2 / 8 = 1.31$

水平時脚部軸力(kN)：

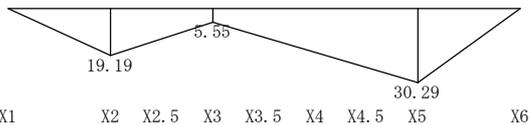


X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6

X1 : 0.00
 X2 : -36.07
 X3 : 1.39
 X5 : 34.68
 X6 : 0.00

水平力時支点反力(kN)：
 $95.94 / 4.55 = 21.09$

水平力時モーメント(kN・m)：



X2 : 19.19
 X3 : 5.55
 X5 : 30.29

短期許容モーメント：
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 2 \times 295 \times 595 = 44.58 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント：
 sM_{max} ：最大モーメント、 $1M$ ：鉛直荷重時端部モーメント

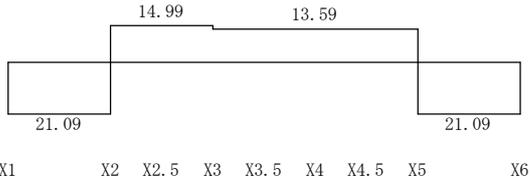
$sM_{上} = 30.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + 1M = 30.29 + 0.87 = 31.16 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比：
 $sM_{上} / sMa_{上} = 30.29 / 44.58 = 0.68 \leq 1.0 \quad \text{OK}$
 $sM_{下} / sMa_{下} = 31.16 / 44.58 = 0.70 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

- せん断補強筋(135° 以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁：幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 750 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$
 等分布荷重： $w = 12.64 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.910 \text{ (m)}$ (X5~X6)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X5~X6)
 $wl/2 = 12.64 \times 0.91 / 2 = 5.75 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



X1~X2 : 21.09
 X2~X3 : -14.99
 X4~X5 : -13.59
 X5~X6 : 21.09

短期許容せん断耐力 : $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 21.09 + 5.75 = 26.84 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 26.84 / 123.11 = 0.22 \leq 1.0$ OK

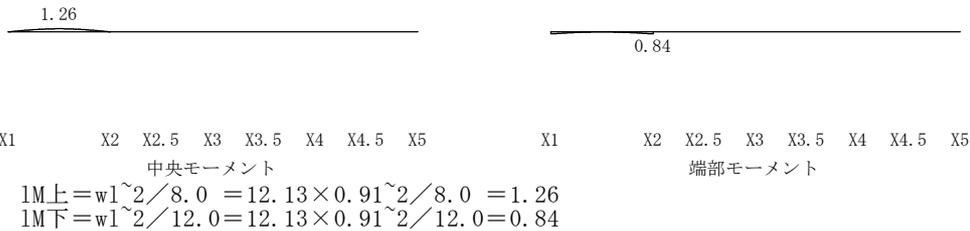
せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\%$ OK

●Y8通り (X1~X5)

《 長期 》

・主筋
 SD295A
 D13 $at = 127 \text{ (mm}^2)$
 $Ft = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $1Ft = 195 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 コンクリート : $Fc = 21 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $1Fs = 0.70 \text{ (N/mm}^2)$
 底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 750 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 12.13 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.91 \text{ (m)}$ (X1~X2)
 長期許容モーメント : $1Ma_{上} = at \cdot 1Ft \cdot j = 127 \times 195 \times 595 = 14.74 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $: 1Ma_{下} = 1Ma_{上}$

長期モーメント(kN・m) :



検定比 :
 $1M_{上} / 1Ma_{上} = 1.26 / 14.74 = 0.09 \leq 1.0$ OK
 $1M_{下} / 1Ma_{下} = 0.84 / 14.74 = 0.06 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $1Ft = 195.00 \text{ (N/mm}^2)$
 長期許容せん断耐力 : $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $1Qa = b \cdot j \cdot (1Fs + 0.5 \cdot 1Ft (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 81.91 \text{ (kN)}$

長期せん断力(kN・m) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5
せん断力

$$1Q = w_1 / 2.0 = 5.52$$

検定比：

$$1Q / 1Q_a = 5.52 / 81.91 = 0.07 \leq 1.0 \quad OK$$

《 短期 》

・主筋

SD295A

D13 $a_t = 127$ (mm)

$f_t = 295$ (N/mm²)、 $1f_t = 195$ (N/mm²)、 $sF_t = 295$ (N/mm²)

底盤幅：B=0 (mm)

基礎梁：せい $d = 750$ (mm)、主筋重心位置 $dt = 70$ (mm)、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595$ (mm)

等分布荷重：w=12.13 (kN/m)、長さ $l = 0.91$ (m) (X1~X2)

鉛直荷重時モーメント (kN・m) (X1~X2)



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5
中央モーメント



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5
端部モーメント

$$\text{端部} : w_1^2 / 12 = 12.13 \times 0.91^2 / 12 = 0.84$$

$$\text{中央} : w_1^2 / 8 = 12.13 \times 0.91^2 / 8 = 1.26$$

水平時脚部軸力 (kN)：



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

X1 : 0.00

X2 : -36.07

X4 : 0.00

X5 : 30.50

水平力時支点反力 (kN)：

$$99.75 / 3.64 = 27.40$$

水平力時モーメント (kN・m)：



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

X2 : 24.94
X4 : 9.16

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、 1M : 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 24.94 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = sM_{max} + 1M = 24.94 + 0.84 = 25.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 24.94 / 22.29 = 1.12 > 1.0 \quad \text{NG}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 25.77 / 22.29 = 1.16 > 1.0 \quad \text{NG}$$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)

Fc=21N/mm²、sFs=1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

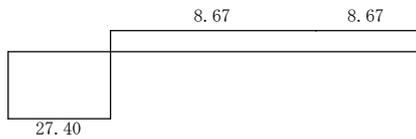
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

等分布荷重 : w=12.13(kN/m)、長さ l=0.910(m) (X1~X2)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X1~X2)

$$w1/2 = 12.13 \times 0.91 / 2 = 5.52 \text{ (kN)}$$

水平力時せん断力(kN) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

X1~X2 : 27.40
X3~X4 : -8.67
X4~X5 : -8.67

短期許容せん断耐力 : pw=at/b・p=127.0/(150×200)=0.00423

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

$$= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$$

短期最大せん断力 : sQ=27.40+5.52=32.92(kN)

検定比 : sQ/sQa=32.92/123.11=0.27 ≤ 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

●Y8通り (X5~X6)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)

Ft=295(N/mm²)、1Ft=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

コンクリート : Fc=21(N/mm²)、1Fs=0.70(N/mm²)

底盤幅 : B=0(mm)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

等分布荷重 : w=8.74(kN/m)、長さ l=0.91(m) (X5~X6)

長期許容モーメント : 1Ma_上=at・1Ft・j=127×195×595=14.74(kN・m)

: 1Ma_下=1Ma_上

長期モーメント(kN・m) :



X5 X6 X5 X6
中央モーメント 端部モーメント

$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 8.74 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.90$$

$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 8.74 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.60$$

検定比 :

$$1M_{上} / 1Ma_{上} = 0.90 / 14.74 = 0.06 \leq 1.0 \quad OK$$

$$1M_{下} / 1Ma_{下} = 0.60 / 14.74 = 0.04 \leq 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、1Ft=195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力 : pw=at/b・p=127.0/(150×200)=0.00423

$$1Qa = b \cdot j \cdot (1Fs + 0.5 \cdot 1Ft (pw - 0.002))$$

$$= 150 \times 595 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 81.91 \text{ (kN)}$$

長期せん断力(kN・m) :



X5 X6
せん断力

$$1Q = w l / 2.0 = 3.98$$

検定比 :

$$1Q / 1Qa = 3.98 / 81.91 = 0.05 \leq 1.0 \quad OK$$

●Y10通り (X1~X5)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)

Ft=295(N/mm²)、1Ft=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

コンクリート : Fc=21(N/mm²)、1Fs=0.70(N/mm²)

底盤幅 : B=0(mm)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

等分布荷重 : w=18.12(kN/m)、長さ l=0.91(m) (X3~X4)

長期許容モーメント : 1Ma_上=at・1Ft・j=127×195×595=14.74(kN・m)

: 1Ma_下=1Ma_上

長期モーメント(kN・m) :



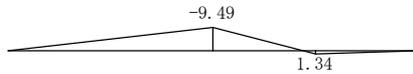
X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5
中央モーメント

X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5
端部モーメント

X5 : 0.00

水平力時支点反力(kN) :
 $43.34 / 3.64 = 11.91$

水平力時モーメント(kN・m) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

X3 : -9.49
 X4 : 1.34

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

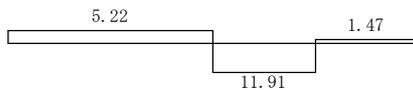
$sM_{上} = 9.49 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + 1M = 9.49 + 1.25 = 10.75 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 9.49 / 22.29 = 0.43 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 10.75 / 22.29 = 0.48 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 750 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 18.12 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.910 \text{ (m)}$ (X3~X4)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X3~X4)
 $wl / 2 = 18.12 \times 0.91 / 2 = 8.24 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5

X2~X3 : -5.22
 X3~X4 : 11.91
 X4~X5 : -1.47

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 11.91 + 8.24 = 20.15 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 20.15 / 123.11 = 0.16 \leq 1.0$ OK

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

●Y10通り (X5~X6)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)Ft=295(N/mm²)、1Ft=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)コンクリート：Fc=21(N/mm²)、1Fs=0.70(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

基礎梁：幅 b=300(mm)、せい d=450(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=332(mm)

等分布荷重：w=8.28(kN/m)、長さ l=0.91(m) (X5~X6)

長期許容モーメント：1Ma_上=at・1Ft・j=127×195×332=8.23(kN・m)：1Ma_下=1Ma_上

長期モーメント(kN・m)：

$$\frac{0.86}{\quad} \quad \frac{\quad}{0.57}$$

X5 X6
中央モーメントX5 X6
端部モーメント

$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 8.28 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.86$$

$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 8.28 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.57$$

検定比：

$$1M_{上} / 1Ma_{上} = 0.86 / 8.23 = 0.10 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$1M_{下} / 1Ma_{下} = 0.57 / 8.23 = 0.07 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、1Ft=195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力：pw=at/b・p=127.0/(300×200)=0.00212

$$1Qa = b \cdot j \cdot (1Fs + 0.5 \cdot 1Ft (pw - 0.002))$$

$$= 300 \times 332 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00212 - 0.002)) = 70.96 \text{ (kN)}$$

長期せん断力(kN・m)：

$$\frac{3.77}{\quad}$$

X5 X6
せん断力

$$1Q = w l / 2.0 = 3.77$$

検定比：

$$1Q / 1Qa = 3.77 / 70.96 = 0.05 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

●Y14通り (X1~X6)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at=127(mm²)×4本下端筋 D13 at=127(mm²)×3本Ft=295(N/mm²)、1Ft=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)コンクリート：Fc=21(N/mm²)、1Fs=0.70(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

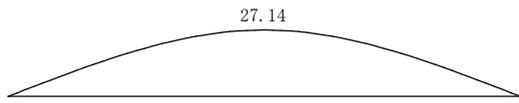
基礎梁：幅 b=300(mm)、せい d=450(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=332(mm)

等分布荷重：w=10.49(kN/m)、長さ l=4.55(m) (X1~X6)

長期許容モーメント：1Ma_上=at・本数_上・1Ft・j=127×4×195×332=32.94(kN・m)：1Ma_下=at・本数_下・1Ft・j=127×3×195×332=24.70(kN・m)

長期モーメント(kN・m) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6
中央モーメント

X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6
端部モーメント

$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 10.49 \times 4.55^2 / 8.0 = 27.14$$

$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 10.49 \times 4.55^2 / 12.0 = 18.10$$

検定比 :

$$1M_{上} / 1Ma_{上} = 27.14 / 32.94 = 0.82 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$1M_{下} / 1Ma_{下} = 18.10 / 24.70 = 0.73 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

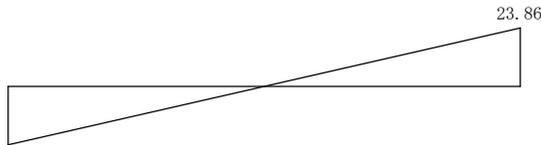
SD295A D13@200 at=127.0(mm²), 1Ft=195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力 : pw=at/b・p=127.0/(300×200)=0.00212

$$1Qa = b \cdot j \cdot (1Fs + 0.5 \cdot 1Ft (pw - 0.002))$$

$$= 300 \times 332 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00212 - 0.002)) = 70.96 \text{ (kN)}$$

長期せん断力(kN・m) :



X1 X2 X2.5 X3 X3.5 X4 X4.5 X5 X6
せん断力

$$1Q = w l / 2.0 = 23.86$$

検定比 :

$$1Q / 1Qa = 23.86 / 70.96 = 0.34 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

●X1通り (Y1~Y5)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)

Ft=295(N/mm²), 1Ft=195(N/mm²), sFt=295(N/mm²)

コンクリート : Fc=21(N/mm²), 1Fs=0.70(N/mm²)

底盤幅 : B=0(mm)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

等分布荷重 : w=8.51(kN/m)、長さ l=1.82(m) (Y3~Y5)

長期許容モーメント : 1Ma_上=at・1Ft・j=127×195×595=14.74(kN・m)
: 1Ma_下=1Ma_上

長期モーメント(kN・m) :



Y1 Y2 Y3 Y4 Y5

Y1 Y2 Y3 Y4 Y5

$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 8.51 \times 1.82^2 / 8.0 = 3.52$$

$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 8.51 \times 1.82^2 / 12.0 = 2.35$$

端部モーメント

検定比：

$$\begin{aligned} 1M_{上} / 1Ma_{上} &= 3.52 / 14.74 = 0.24 \leq 1.0 && \text{OK} \\ 1M_{下} / 1Ma_{下} &= 2.35 / 14.74 = 0.16 \leq 1.0 && \text{OK} \end{aligned}$$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、1Ft=195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力：pw=at/b・p=127.0/(150×200)=0.00423

$$1Qa = b \cdot j \cdot (1Fs + 0.5 \cdot 1Ft (pw - 0.002))$$

$$= 150 \times 595 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 81.91 \text{ (kN)}$$

長期せん断力 (kN・m)：



Y1 Y2 Y3 Y4 Y5
せん断力

$$1Q = w l / 2.0 = 7.74$$

検定比：

$$1Q / 1Qa = 7.74 / 81.91 = 0.09 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)

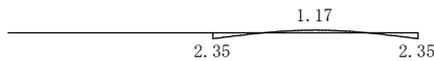
Ft=295(N/mm²)、1Ft=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

基礎梁：せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

等分布荷重：w=8.51(kN/m)、長さ l=1.82(m) (Y3~Y5)

鉛直荷重時モーメント (kN・m) (Y3~Y5)

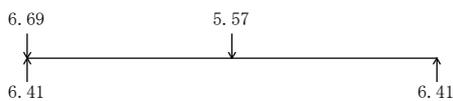


Y1 Y2 Y3 Y4 Y5

$$\text{端部} : w l^2 / 12 = 8.51 \times 1.82^2 / 12 = 2.35$$

$$\text{中央} : w l^2 / 24 = 8.51 \times 1.82^2 / 24 = 1.17$$

水平時脚部軸力 (kN)：



Y1 Y2 Y3 Y4 Y5

$$Y1 : -6.69$$

$$Y3 : -5.57$$

$$Y5 : 0.00$$

水平力時支点反力 (kN)：

$$23.33/3.64=6.41$$

水平力時モーメント (kN・m) :

$$\frac{-0.51}{\text{-----}}$$

Y1 Y2 Y3 Y4 Y5

$$Y3 : -0.51$$

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、 1M : 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 0.51 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = sM_{max} + 1M = 0.51 + 2.35 = 2.86 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.51 / 22.29 = 0.02 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 2.86 / 22.29 = 0.13 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)

Fc=21N/mm²、sFs=1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

等分布荷重 : w=8.51(kN/m)、長さ l=1.820(m) (Y3~Y5)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y3~Y5)

$$w l / 2 = 8.51 \times 1.82 / 2 = 7.74 \text{ (kN)}$$

水平力時せん断力(kN) :



Y1 Y2 Y3 Y4 Y5

$$Y2 \sim Y3 : -0.28$$

$$Y3 \sim Y5 : -5.85$$

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$

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

$$= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$$

短期最大せん断力 : $sQ = 5.85 + 7.74 = 13.59 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQa = 13.59 / 123.11 = 0.11 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

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

●X1通り (Y5~Y7)

《 短期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)

Ft=295(N/mm²)、1Ft=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅 : B=0(mm)

基礎梁：せい $d=750(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=595(\text{mm})$

水平時脚部軸力(kN)：



Y5 Y6 Y7

Y5 : -0.56
Y7 : -6.13

水平力時支点反力(kN)：
 $43.11 / 1.82 = 23.69$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y5 Y6 Y7

短期許容モーメント：

$$sMa_{\text{上}} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$sMa_{\text{下}} = sMa_{\text{上}}$$

短期最大モーメント：

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

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

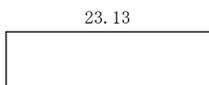
検定比：

$$sM_{\text{上}} / sMa_{\text{上}} = 0.00 / 22.29 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{\text{下}} / sMa_{\text{下}} = 0.00 / 22.29 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
SD295A D13@200 $at=127.0(\text{mm}^2)$ 、 $sFt=295(\text{N}/\text{mm}^2)$
 $Fc=21\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $sFs=1.05(\text{N}/\text{mm}^2)$
基礎梁：幅 $b=150(\text{mm})$ 、せい $d=750(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$
応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=595(\text{mm})$

水平力時せん断力(kN)：



Y5 Y6 Y7

Y5~Y7 : -23.13

短期許容せん断耐力： $pw=at/b \cdot p=127.0/(150 \times 200)=0.00423$

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

$$= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 (\text{kN})$$

短期最大せん断力： $sQ=23.13(\text{kN})$

検定比： $sQ/sQa=23.13/123.11=0.19 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

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

●X1通り (Y7~Y8)

《 短期 》

・主筋

SD295A

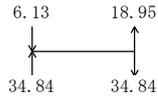
D13 at=127(mm²)

Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅 : B=0(mm)

基礎梁 : せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

水平時脚部軸力(kN) :



Y7 Y8

Y7 : -6.13

Y8 : 18.95

水平力時支点反力(kN) :

$31.70 / 0.91 = 34.84$

水平力時モーメント(kN・m) :

Y7 Y8

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$sMa_{下} = sMa_{上}$

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 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 22.29 = 0.00 \leq 1.0$ OK

$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 22.29 = 0.00 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)

Fc=21N/mm²、sFs=1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=750(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=595(mm)

水平力時せん断力(kN) :

Y7 Y8

Y7~Y8 : -28.70

短期許容せん断耐力 : $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 28.70 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 28.70 / 123.11 = 0.23 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

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

●X1通り (Y8~Y10)

《 長期 》

・主筋
 SD295A
 D13 $at = 127 \text{ (mm}^2)$
 $Ft = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $1Ft = 195 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 コンクリート : $Fc = 21 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $1Fs = 0.70 \text{ (N/mm}^2)$
 底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 750 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 4.07 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.91 \text{ (m)}$ (Y8~Y9)
 長期許容モーメント : $1Ma_{上} = at \cdot 1Ft \cdot j = 127 \times 195 \times 595 = 14.74 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $: 1Ma_{下} = 1Ma_{上}$

長期モーメント(kN・m) :

0.42 0.28

Y8 Y9 Y10 Y8 Y9 Y10
 中央モーメント 端部モーメント
 $1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 4.07 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.42$
 $1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 4.07 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.28$

検定比 :
 $1M_{上} / 1Ma_{上} = 0.42 / 14.74 = 0.03 \leq 1.0 \quad \text{OK}$
 $1M_{下} / 1Ma_{下} = 0.28 / 14.74 = 0.02 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $1Ft = 195.00 \text{ (N/mm}^2)$
 長期許容せん断耐力 : $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $1Qa = b \cdot j \cdot (1Fs + 0.5 \cdot 1Ft (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 81.91 \text{ (kN)}$

長期せん断力(kN・m) :

1.85

Y8 Y9 Y10
 せん断力

$$1Q = w_1 / 2.0 = 1.85$$

検定比:

$$1Q / 1Q_a = 1.85 / 81.91 = 0.02 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短期 》

・主筋

SD295A

D13 at = 127 (mm²)

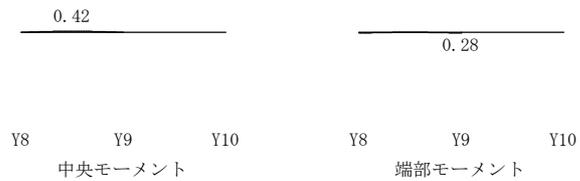
Ft = 295 (N/mm²)、lFt = 195 (N/mm²)、sFt = 295 (N/mm²)

底盤幅: B = 0 (mm)

基礎梁: せい d = 750 (mm)、主筋重心位置 dt = 70 (mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 595 (mm)

等分布荷重: w = 4.07 (kN/m)、長さ l = 0.91 (m) (Y8~Y9)

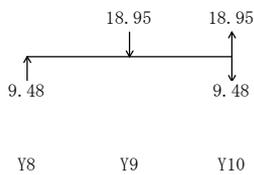
鉛直荷重時モーメント (kN・m) (Y8~Y9)



$$\text{端部: } w_1 l^2 / 12 = 4.07 \times 0.91^2 / 12 = 0.28$$

$$\text{中央: } w_1 l^2 / 8 = 4.07 \times 0.91^2 / 8 = 0.42$$

水平時脚部軸力 (kN):



Y8 : 0.00

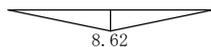
Y9 : -18.95

Y10 : 18.95

水平力時支点反力 (kN):

$$17.25 / 1.82 = 9.48$$

水平力時モーメント (kN・m):



Y9 : 8.62

短期許容モーメント:

$$sMa_{\text{上}} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{\text{下}} = sMa_{\text{上}}$$

短期最大モーメント:

$$sM_{\text{max}}: \text{最大モーメント、} 1M: \text{鉛直荷重時端部モーメント}$$

$$sM_{上} = 8.62 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = sM_{max} + 1M = 8.62 + 0.28 = 8.90 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比：

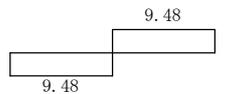
$$sM_{上} / sMa_{上} = 8.62 / 22.29 = 0.39 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 8.90 / 22.29 = 0.40 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

- せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)
SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$
基礎梁：幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 750 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$
等分布荷重： $w = 4.07 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.910 \text{ (m)}$ (Y8~Y9)

鉛直荷重時せん断力 (kN) (Y8~Y9)
 $wl/2 = 4.07 \times 0.91/2 = 1.85 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力 (kN)：



Y8 Y9 Y10

Y8~Y9 : 9.48
Y9~Y10 : -9.48

短期許容せん断耐力： $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$
短期最大せん断力： $sQ = 9.48 + 1.85 = 11.33 \text{ (kN)}$
検定比： $sQ / sQa = 11.33 / 123.11 = 0.09 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

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

●X1通り (Y10~Y14)

《 長期 》

- 主筋
SD295A
上端筋 D13 $at = 127 \text{ (mm}^2) \times 4$ 本
下端筋 D13 $at = 127 \text{ (mm}^2) \times 3$ 本
 $Ft = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $1Ft = 195 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
コンクリート： $Fc = 21 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $1Fs = 0.70 \text{ (N/mm}^2)$
底盤幅： $B = 0 \text{ (mm)}$
基礎梁：幅 $b = 300 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 450 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 332 \text{ (mm)}$
等分布荷重： $w = 8.74 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.82 \text{ (m)}$ (Y10~Y12)

長期許容モーメント： $1Ma_{上} = at \cdot \text{本数}_{上} \cdot 1Ft \cdot j = 127 \times 4 \times 195 \times 332 = 32.94 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $1Ma_{下} = at \cdot \text{本数}_{下} \cdot 1Ft \cdot j = 127 \times 3 \times 195 \times 332 = 24.70 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

長期モーメント (kN·m)：



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14 Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

$$1M_{上} = wl^2/8.0 = 8.74 \times 1.82^2/8.0 = 3.62$$

$$1M_{下} = wl^2/12.0 = 8.74 \times 1.82^2/12.0 = 2.41$$

検定比：

$$\begin{aligned} 1M_{上} / 1Ma_{上} &= 3.62 / 32.94 = 0.11 \leq 1.0 && \text{OK} \\ 1M_{下} / 1Ma_{下} &= 2.41 / 24.70 = 0.10 \leq 1.0 && \text{OK} \end{aligned}$$

・せん断補強筋(135°以上のフック付き)

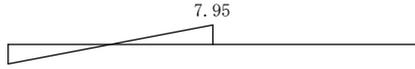
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、lFt=195.00(N/mm²)

長期許容せん断耐力: $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (300 \times 200) = 0.00212$

$$1Qa = b \cdot j \cdot (1Fs + 0.5 \cdot 1Ft (pw - 0.002))$$

$$= 300 \times 332 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00212 - 0.002)) = 70.96 \text{ (kN)}$$

長期せん断力(kN・m):



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14
 せん断力

$$1Q = w l / 2.0 = 7.95$$

検定比:

$$1Q / 1Qa = 7.95 / 70.96 = 0.11 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at=127(mm²)×4本

下端筋 D13 at=127(mm²)×3本

Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅: B=0(mm)

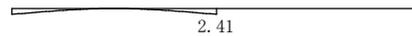
基礎梁: せい d=450(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=332(mm)

等分布荷重: w=8.74(kN/m)、長さ l=1.82(m) (Y10~Y12)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y10~Y12)



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14
 中央モーメント

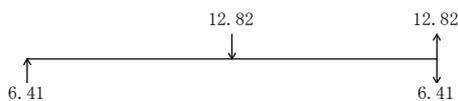


Y10 Y11 Y12 Y13 Y14
 端部モーメント

$$\text{端部: } w l^2 / 12 = 8.74 \times 1.82^2 / 12 = 2.41$$

$$\text{中央: } w l^2 / 8 = 8.74 \times 1.82^2 / 8 = 3.62$$

水平時脚部軸力(kN):



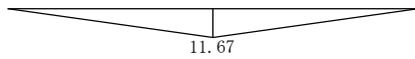
Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

Y10 : 0.00
Y12 : -12.82
Y14 : 12.82

水平力時支点反力(kN):

$$23.33 / 3.64 = 6.41$$

水平力時モーメント (kN・m) :



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

Y12 : 11.67

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 4 \times 295 \times 332 = 49.83 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 3 \times 295 \times 332 = 37.37 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

短期最大モーメント :

sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 11.67 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = sM_{max} + 1M = 11.67 + 2.41 = 14.08 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 11.67 / 49.83 = 0.23 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 14.08 / 37.37 = 0.38 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$

$Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$

基礎梁 : 幅 $b = 300 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 450 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$

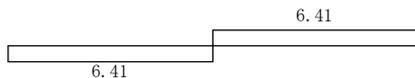
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 332 \text{ (mm)}$

等分布荷重 : $w = 8.74 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.820 \text{ (m)}$ (Y10~Y12)

鉛直荷重時せん断力 (kN) (Y10~Y12)

$$w l / 2 = 8.74 \times 1.82 / 2 = 7.95 \text{ (kN)}$$

水平力時せん断力 (kN) :



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

Y10~Y12 : 6.41

Y12~Y14 : -6.41

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (300 \times 200) = 0.00212$

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

$$= 300 \times 332 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00212 - 0.002)) = 106.45 \text{ (kN)}$$

短期最大せん断力 : $sQ = 6.41 + 7.95 = 14.36 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQa = 14.36 / 106.45 = 0.13 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (300 \times 200) = 0.21\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$

● X5通り (Y8~Y10)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 $at = 127 \text{ (mm}^2)$

$Ft = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $1Ft = 195 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$

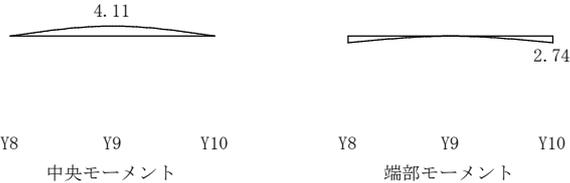
コンクリート : $Fc = 21 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $1Fs = 0.70 \text{ (N/mm}^2)$

底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$

基礎梁：幅 $b=150(\text{mm})$ 、せい $d=750(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$
 応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=595(\text{mm})$
 等分布荷重： $w=9.94(\text{kN/m})$ 、長さ $l=1.82(\text{m})$ (Y8~Y10)

長期許容モーメント： $1Ma_{上}=at \cdot 1Ft \cdot j=127 \times 195 \times 595=14.74(\text{kN}\cdot\text{m})$
 $: 1Ma_{下}=1Ma_{上}$

長期モーメント($\text{kN}\cdot\text{m}$)：



$$1M_{上}=wl^2/8.0=9.94 \times 1.82^2/8.0=4.11$$

$$1M_{下}=wl^2/12.0=9.94 \times 1.82^2/12.0=2.74$$

検定比：

$$1M_{上}/1Ma_{上}=4.11/14.74=0.28 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$1M_{下}/1Ma_{下}=2.74/14.74=0.19 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

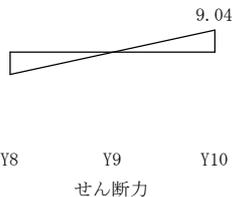
SD295A D13@200 $at=127.0(\text{mm}^2)$ 、 $1Ft=195.00(\text{N}/\text{mm}^2)$

長期許容せん断耐力： $pw=at/b \cdot p=127.0/(150 \times 200)=0.00423$

$$1Qa=b \cdot j \cdot (1Fs+0.5 \cdot 1Ft(pw-0.002))$$

$$=150 \times 595 \times (0.70+0.5 \times 195.0 \times (0.00423-0.002))=81.91(\text{kN})$$

長期せん断力($\text{kN}\cdot\text{m}$)：



$$1Q=wl/2.0=9.04$$

検定比：

$$1Q/1Qa=9.04/81.91=0.11 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

●X6通り (Y1~Y5)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 $at=127(\text{mm}^2)$

$Ft=295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $1Ft=195(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $sFt=295(\text{N}/\text{mm}^2)$

コンクリート： $Fc=21(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $1Fs=0.70(\text{N}/\text{mm}^2)$

底盤幅： $B=0(\text{mm})$

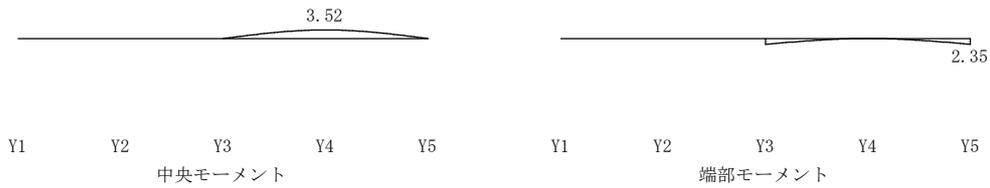
基礎梁：幅 $b=150(\text{mm})$ 、せい $d=750(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$

応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=595(\text{mm})$

等分布荷重： $w=8.51(\text{kN}/\text{m})$ 、長さ $l=1.82(\text{m})$ (Y3~Y5)

長期許容モーメント： $1Ma_{上}=at \cdot 1Ft \cdot j=127 \times 195 \times 595=14.74(\text{kN}\cdot\text{m})$
 $: 1Ma_{下}=1Ma_{上}$

長期モーメント($\text{kN}\cdot\text{m}$)：



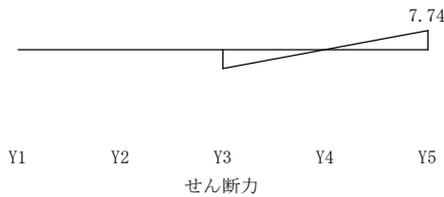
$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 8.51 \times 1.82^2 / 8.0 = 3.52$$

$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 8.51 \times 1.82^2 / 12.0 = 2.35$$

検定比：
 $1M_{上} / 1M_{a上} = 3.52 / 14.74 = 0.24 \leq 1.0$ OK
 $1M_{下} / 1M_{a下} = 2.35 / 14.74 = 0.16 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $a_t = 127.0$ (mm²)、 $1F_t = 195.00$ (N/mm²)
 長期許容せん断耐力： $p_w = a_t / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $1Q_a = b \cdot j \cdot (1F_s + 0.5 \cdot 1F_t (p_w - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 81.91$ (kN)

長期せん断力 (kN・m) :



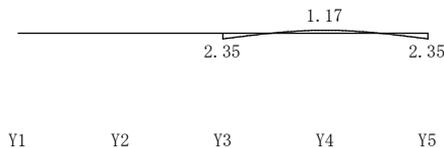
$$1Q = w l / 2.0 = 7.74$$

検定比：
 $1Q / 1Q_a = 7.74 / 81.91 = 0.09 \leq 1.0$ OK

《 短期 》

- 主筋
 SD295A
 D13 $a_t = 127$ (mm²)
 $F_t = 295$ (N/mm²)、 $1F_t = 195$ (N/mm²)、 $sF_t = 295$ (N/mm²)
 底盤幅： $B = 0$ (mm)
 基礎梁：せい $d = 750$ (mm)、主筋重心位置 $dt = 70$ (mm)、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595$ (mm)
 等分布荷重： $w = 8.51$ (kN/m)、長さ $l = 1.82$ (m) (Y3~Y5)

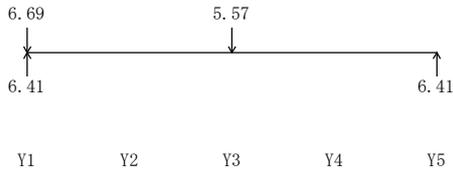
鉛直荷重時モーメント (kN・m) (Y3~Y5)



$$\text{端部} : w l^2 / 12 = 8.51 \times 1.82^2 / 12 = 2.35$$

$$\text{中央} : w l^2 / 24 = 8.51 \times 1.82^2 / 24 = 1.17$$

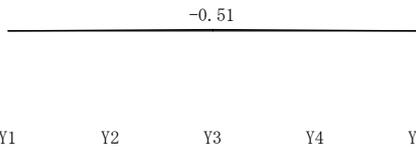
水平時脚部軸力 (kN) :



Y1 : -6.69
 Y3 : -5.57
 Y5 : 0.00

水平力時支点反力(kN) :
 $23.33 / 3.64 = 6.41$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y3 : -0.51

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

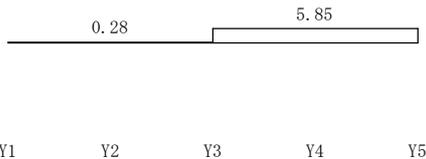
$sM_{上} = 0.51 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + 1M = 0.51 + 2.35 = 2.86 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.51 / 22.29 = 0.02 \leq 1.0 \quad \text{OK}$
 $sM_{下} / sMa_{下} = 2.86 / 22.29 = 0.13 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 750 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 8.51 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.820 \text{ (m)}$ (Y3~Y5)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y3~Y5)
 $wl/2 = 8.51 \times 1.82 / 2 = 7.74 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



Y2~Y3 : -0.28
 Y3~Y5 : -5.85

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 5.85 + 7.74 = 13.59 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 13.59 / 123.11 = 0.11 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

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

●X6通り (Y5~Y7)

《 短期 》

- 主筋
 SD295A
 D13 at=127(mm²)
 $F_t = 295$ (N/mm²)、 $1F_t = 195$ (N/mm²)、 $sF_t = 295$ (N/mm²)
 底盤幅: $B=0$ (mm)
 基礎梁: せい $d=750$ (mm)、主筋重心位置 $dt=70$ (mm)、応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=595$ (mm)

水平時脚部軸力(kN):



Y5 Y6 Y7

Y5: -3.90
 Y7: 10.59

水平力時支点反力(kN):
 $43.11 / 1.82 = 23.69$

水平力時モーメント(kN・m):

Y5 Y6 Y7

短期許容モーメント:
 $sM_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sF_t \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29$ (kN・m)
 $sM_{下} = sM_{上}$

短期最大モーメント:
 $sM_{上} = 0.00$ (kN・m)
 $sM_{下} = 0.00$ (kN・m)

検定比:
 $sM_{上} / sM_{上} = 0.00 / 22.29 = 0.00 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sM_{下} = 0.00 / 22.29 = 0.00 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(135°以上のフック付き)
 SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、 $sF_t = 295$ (N/mm²)
 $F_c = 21$ N/mm²、 $sF_s = 1.05$ (N/mm²)
 基礎梁: 幅 $b=150$ (mm)、せい $d=750$ (mm)、主筋重心位置 $dt=70$ (mm)
 応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=595$ (mm)

水平力時せん断力(kN):

Y5 Y6 Y7

Y5~Y7 : -19.79

短期許容せん断耐力 : $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 19.79 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 19.79 / 123.11 = 0.16 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

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

●X6通り (Y7~Y8)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 $at = 127 \text{ (mm}^2\text{)}$ $Ft = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $1Ft = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ コンクリート : $Fc = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $1Fs = 0.70 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$ 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 300 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$ 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 201 \text{ (mm)}$ 等分布荷重 : $w = 3.22 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.91 \text{ (m)}$ (Y7~Y8)

長期許容モーメント : $1Ma_{上} = at \cdot 1Ft \cdot j = 127 \times 195 \times 201 = 4.98 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $: 1Ma_{下} = 1Ma_{上}$

長期モーメント (kN・m) :

0.33

0.22

Y7 Y8 Y7 Y8

中央モーメント

端部モーメント

 $1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 3.22 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.33$ $1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 3.22 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.22$

検定比 :

 $1M_{上} / 1Ma_{上} = 0.33 / 4.98 = 0.07 \leq 1.0 \quad \text{OK}$ $1M_{下} / 1Ma_{下} = 0.22 / 4.98 = 0.04 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2\text{)}$ 、 $1Ft = 195.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 長期許容せん断耐力 : $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$ $1Qa = b \cdot j \cdot (1Fs + 0.5 \cdot 1Ft (pw - 0.002))$ $= 150 \times 201 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 27.70 \text{ (kN)}$

長期せん断力 (kN・m) :

1.46

Y7 Y8

せん断力

$$1Q = w_1 / 2.0 = 1.46$$

検定比：

$$1Q / 1Q_a = 1.46 / 27.70 = 0.05 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

●X6通り (Y8~Y10)

《 短期 》

・主筋

SD295A

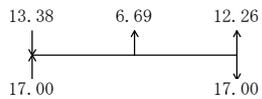
D13 $a_t = 127$ (mm²)

$F_t = 295$ (N/mm²)、 $1F_t = 195$ (N/mm²)、 $sF_t = 295$ (N/mm²)

底盤幅：B=0 (mm)

基礎梁：せい d=750 (mm)、主筋重心位置 dt=70 (mm)、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595$ (mm)

水平時脚部軸力 (kN)：



Y8 Y9 Y10

Y8 : -13.38

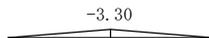
Y9 : 6.69

Y10 : 12.26

水平力時支点反力 (kN)：

$$30.94 / 1.82 = 17.00$$

水平力時モーメント (kN・m)：



Y8 Y9 Y10

Y9 : -3.30

短期許容モーメント：

$$sM_{\text{上}} = a_t \cdot \text{本数(上)} \cdot sF_t \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 595 = 22.29 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{\text{下}} = sM_{\text{上}}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{\text{上}} = 3.30 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{\text{下}} = 3.30 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比：

$$sM_{\text{上}} / sM_{\text{上}} = 3.30 / 22.29 = 0.15 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{\text{下}} / sM_{\text{下}} = 3.30 / 22.29 = 0.15 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

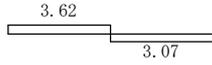
SD295A D13@200 $a_t = 127.0$ (mm²)、 $sF_t = 295$ (N/mm²)

$F_c = 21$ N/mm²、 $sF_s = 1.05$ (N/mm²)

基礎梁：幅 b=150 (mm)、せい d=750 (mm)、主筋重心位置 dt=70 (mm)

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 595$ (mm)

水平力時せん断力 (kN)：



Y8 Y9 Y10

Y8~Y9 : -3.62
Y9~Y10 : 3.07

短期許容せん断耐力 : $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (150 \times 200) = 0.00423$
 $sQa = b \cdot j \cdot (sFs + 0.5 \cdot sFt (pw - 0.002))$
 $= 150 \times 595 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00423 - 0.002)) = 123.11 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 3.62 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ/sQa = 3.62 / 123.11 = 0.03 \leq 1.0$ OK

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

●X6通り (Y10~Y14)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 $at = 127 \text{ (mm}^2) \times 4 \text{本}$

下端筋 D13 $at = 127 \text{ (mm}^2) \times 3 \text{本}$

$Ft = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $lFt = 195 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$

コンクリート : $Fc = 21 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $lFs = 0.70 \text{ (N/mm}^2)$

底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$

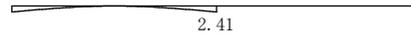
基礎梁 : 幅 $b = 300 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 450 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 332 \text{ (mm)}$

等分布荷重 : $w = 8.74 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.82 \text{ (m)}$ (Y10~Y12)

長期許容モーメント : $lMa_{上} = at \cdot \text{本数上} \cdot lFt \cdot j = 127 \times 4 \times 195 \times 332 = 32.94 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $lMa_{下} = at \cdot \text{本数下} \cdot lFt \cdot j = 127 \times 3 \times 195 \times 332 = 24.70 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

長期モーメント (kN·m) :



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14 Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

中央モーメント

端部モーメント

$lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 8.74 \times 1.82^2 / 8.0 = 3.62$
 $lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 8.74 \times 1.82^2 / 12.0 = 2.41$

検定比 :

$lM_{上} / lMa_{上} = 3.62 / 32.94 = 0.11 \leq 1.0$ OK
 $lM_{下} / lMa_{下} = 2.41 / 24.70 = 0.10 \leq 1.0$ OK

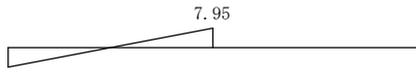
・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $lFt = 195.00 \text{ (N/mm}^2)$

長期許容せん断耐力 : $pw = at/b \cdot p = 127.0 / (300 \times 200) = 0.00212$

$lQa = b \cdot j \cdot (lFs + 0.5 \cdot lFt (pw - 0.002))$
 $= 300 \times 332 \times (0.70 + 0.5 \times 195.0 \times (0.00212 - 0.002)) = 70.96 \text{ (kN)}$

長期せん断力 (kN·m) :



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14
せん断力

$$1Q = w l / 2.0 = 7.95$$

検定比 :

$$1Q / 1Qa = 7.95 / 70.96 = 0.11 \leq 1.0 \quad OK$$

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at=127(mm²)×4本

下端筋 D13 at=127(mm²)×3本

Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅 : B=0(mm)

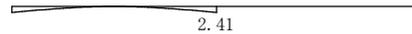
基礎梁 : せい d=450(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=332(mm)

等分布荷重 : w=8.74(kN/m)、長さ l=1.82(m) (Y10~Y12)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y10~Y12)



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14
中央モーメント

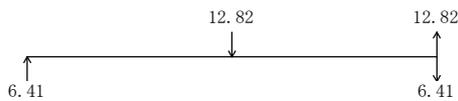


Y10 Y11 Y12 Y13 Y14
端部モーメント

$$\text{端部} : w l^2 / 12 = 8.74 \times 1.82^2 / 12 = 2.41$$

$$\text{中央} : w l^2 / 8 = 8.74 \times 1.82^2 / 8 = 3.62$$

水平時脚部軸力(kN) :



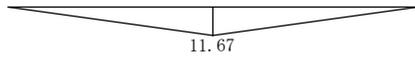
Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

Y10 : 0.00
Y12 : -12.82
Y14 : 12.82

水平力時支点反力(kN) :

$$23.33 / 3.64 = 6.41$$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

Y12 : 11.67

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 4 \times 295 \times 332 = 49.83 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 3 \times 295 \times 332 = 37.37 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

短期最大モーメント :

sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 11.67 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = sM_{max} + 1M = 11.67 + 2.41 = 14.08 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 11.67 / 49.83 = 0.23 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 14.08 / 37.37 = 0.38 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋 (135° 以上のフック付き)

SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$

$Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$

基礎梁 : 幅 $b = 300 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 450 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$

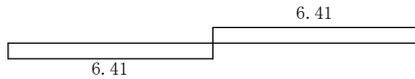
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 332 \text{ (mm)}$

等分布荷重 : $w = 8.74 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.820 \text{ (m)}$ (Y10~Y12)

鉛直荷重時せん断力 (kN) (Y10~Y12)

$$wl/2 = 8.74 \times 1.82 / 2 = 7.95 \text{ (kN)}$$

水平力時せん断力 (kN) :



Y10 Y11 Y12 Y13 Y14

Y10~Y12 : 6.41

Y12~Y14 : -6.41

短期許容せん断耐力 : $pw = at / b \cdot p = 127.0 / (300 \times 200) = 0.00212$

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

$$= 300 \times 332 \times (1.05 + 0.5 \times 295.0 \times (0.00212 - 0.002)) = 106.45 \text{ (kN)}$$

短期最大せん断力 : $sQ = 6.41 + 7.95 = 14.36 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQa = 14.36 / 106.45 = 0.13 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (300 \times 200) = 0.21\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$

3.7 屋根葺き材等の検討

屋根勾配 $\theta = 21.8^\circ$ 風速 $V_0 = 34.00 \text{ m/s}$ 地表面粗度区分 III

建物高さ^{と軒の高さとの平均} : $H = (9.23 + 8.19) \div 2 = 8.71 \text{ m}$

速度圧の計算より : $E_r = 0.772$

ピーク風力係数 \hat{C}_f の計算 (平13建告1458号より) : 最も厳しい上向き方向 (負) の係数を用いる

ピーク外圧係数 (負) : $C_{pe} = -5.00$

ピーク内圧係数 = 0.00

∴ピーク風力係数 : $\hat{C}_f = -5.00$

平均速度圧 q の計算 : $q = 0.6 \times E_r^2 \times V_0^2 = 0.6 \times 0.77^2 \times 34.00^2 = 413.70 \text{ N/m}^2$

軒先部分の屋根葺き材に加わる風力圧 W の計算 :

$W = q \times \hat{C}_f = 413.70 \times (-5.00) = -2070.04 \text{ N/m}^2$ (上向きに2070.04 N/m²)

金属板葺きの短期許容引き上げ荷重 :

$2353.00 \text{ N/m}^2 \geq 2070.04 \text{ N/m}^2$ OK

4. ルート2の計算他

4.1 ルート2判定表

計算ルート

※本物件は軒高さ 8.19m、最高高さ 9.23m であり、ルート1での計算が可能です

ルート2判定表	判定
層間変形角の確認	○
剛性率の確認	○
偏心率の確認	○

<<< 加力方向未考慮時 >>>

4.2 通り別 層間変形角の検討

$$\delta i = (hi / 120) \times (Qi / Pi)$$

$$\gamma si = hi / \delta i$$

γsi : 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)

3階 X方向 $hi=2.28(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y7	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
Y8	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
Y9	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK

3階 Y方向 $hi=2.28(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X1	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK
X6	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK

2階 X方向 $hi=2.73(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y7	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
Y8	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
Y9	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
Y10	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK

2階 Y方向 hi=2.73(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X1	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK
X6	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK

1階 X方向 hi=2.73(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y5	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK
Y7	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK
Y8	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK
Y10	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK

1階 Y方向 hi=2.73(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X1	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK
X6	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

4.2 通り別 層間変形角の検討

$$\delta i = (hi / 120) \times (Qi / Pi)$$

$$\gamma si = hi / \delta i$$

 γsi : 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)

3階 X方向 hi=2.28(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y7	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
Y8	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
Y9	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK

3階 Y方向 hi=2.28(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X1	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK
X6	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK

2階 X方向 hi=2.73(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δ i (cm)	γ si	判定
Y7	0.380	0.87	315.45	≧150 OK
Y8	0.380	0.87	315.45	≧150 OK
Y9	0.380	0.87	315.45	≧150 OK
Y10	0.380	0.87	315.45	≧150 OK

2階 Y方向 hi=2.73(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δ i (cm)	γ si	判定
X1	0.684	1.56	175.42	≧150 OK
X6	0.684	1.56	175.42	≧150 OK

1階 X方向 hi=2.73(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δ i (cm)	γ si	判定
Y5	0.469	1.07	256.04	≧150 OK
Y7	0.469	1.07	256.04	≧150 OK
Y8	0.469	1.07	256.04	≧150 OK
Y10	0.469	1.07	256.04	≧150 OK

1階 Y方向 hi=2.73(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δ i (cm)	γ si	判定
X1	0.712	1.62	168.45	≧150 OK
X6	0.712	1.62	168.45	≧150 OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

4.2 通り別 層間変形角の検討

$$\delta i = (hi / 120) \times (Qi / Pi)$$

$$\gamma si = hi / \delta i$$

γ si : 層間変形角の逆数

hi : 構造階高

δ i : 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)

3階 X方向 hi=2.28(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δ i (cm)	γ si	判定
Y7	0.457	0.87	262.54	≧150 OK
Y8	0.457	0.87	262.54	≧150 OK
Y9	0.457	0.87	262.54	≧150 OK

3階 Y方向 hi=2.28(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X1	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK
X6	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK

2階 X方向 hi=2.73(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y7	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
Y8	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
Y9	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
Y10	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK

2階 Y方向 hi=2.73(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X1	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK
X6	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK

1階 X方向 hi=2.73(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y5	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK
Y7	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK
Y8	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK
Y10	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK

1階 Y方向 hi=2.73(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X1	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK
X6	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

4.2 通り別 層間変形角の検討

$$\delta i = (hi / 120) \times (Qi / Pi)$$

$$\gamma si = hi / \delta i$$

 γsi : 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)

3階 X方向 hi=2.28(m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
----	----------------	--------------------	-------------	----

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y7	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
Y8	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
Y9	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK

3階 Y方向 $hi=2.28$ (m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X1	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK
X6	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK

2階 X方向 $hi=2.73$ (m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y7	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
Y8	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
Y9	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
Y10	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK

2階 Y方向 $hi=2.73$ (m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X1	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK
X6	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK

1階 X方向 $hi=2.73$ (m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y5	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK
Y7	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK
Y8	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK
Y10	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK

1階 Y方向 $hi=2.73$ (m)

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X1	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK
X6	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

4.2 通り別 層間変形角の検討

$$\delta_i = (h_i / 120) \times (Q_i / P_i)$$

$$\gamma_{si} = h_i / \delta_i$$

γ_{si} : 層間変形角の逆数

h_i : 構造階高

δ_i : 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)

3階 X方向 $h_i=2.28$ (m)

通り	Q_i/P_i (地震時)	δ_i (cm)	γ_{si}	判定
Y7	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
Y8	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
Y9	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK

3階 Y方向 $h_i=2.28$ (m)

通り	Q_i/P_i (地震時)	δ_i (cm)	γ_{si}	判定
X1	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK
X6	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK

2階 X方向 $h_i=2.73$ (m)

通り	Q_i/P_i (地震時)	δ_i (cm)	γ_{si}	判定
Y7	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
Y8	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
Y9	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
Y10	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK

2階 Y方向 $h_i=2.73$ (m)

通り	Q_i/P_i (地震時)	δ_i (cm)	γ_{si}	判定
X1	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK
X6	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK

1階 X方向 $h_i=2.73$ (m)

通り	Q_i/P_i (地震時)	δ_i (cm)	γ_{si}	判定
Y5	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK
Y7	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK
Y8	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK
Y10	0.469	1.07	256.04	≥ 150 OK

1階 Y方向 $h_i=2.73(\text{m})$

通り	Q_i/P_i (地震時)	δ_i (cm)	γ_{si}	判定
X1	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK
X6	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK

層間変形角 (令109条の2)

$$\delta_i = (h_i / 120) \times (Q_i / P_i)$$

$$\gamma_{si} = h_i / \delta_i$$

γ_{si} : 層間変形角の逆数

h_i : 構造階高

δ_i : 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	hi (m)	方向	Qi/Pi (地震時)	δ_i (cm)	γ_{si}	判定
3	2.28	X	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
		Y	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK
2	2.73	X	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
		Y	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK
1	2.73	X	0.468	1.07	256.04	≥ 150 OK
		Y	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	hi (m)	方向	Qi/Pi (地震時)	δ_i (cm)	γ_{si}	判定
3	2.28	X	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
		Y	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK
2	2.73	X	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
		Y	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK
1	2.73	X	0.468	1.07	256.04	≥ 150 OK
		Y	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	hi (m)	方向	Qi/Pi (地震時)	δ_i (cm)	γ_{si}	判定
3	2.28	X	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
		Y	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK
2	2.73	X	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
		Y	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK
1	2.73	X	0.468	1.07	256.04	≥ 150 OK
		Y	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	hi (m)	方向	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
3	2.28	X	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
		Y	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK
2	2.73	X	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
		Y	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK
1	2.73	X	0.468	1.07	256.04	≥ 150 OK
		Y	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	hi (m)	方向	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
3	2.28	X	0.457	0.87	262.54	≥ 150 OK
		Y	0.276	0.52	434.60	≥ 150 OK
2	2.73	X	0.380	0.87	315.45	≥ 150 OK
		Y	0.684	1.56	175.42	≥ 150 OK
1	2.73	X	0.468	1.07	256.04	≥ 150 OK
		Y	0.712	1.62	168.45	≥ 150 OK

4.3 剛性率 F_s : F_{es} 算出用の係数
 <<< 加力方向未考慮時 >>>

方向	階	γ_{si}	$\Sigma \gamma_{si}$	平均 γ_s	$R_s > 0.6$	判定	F_s
X	3	262.54	834.04	278.01	0.94	OK	1.00
	2	315.45			1.13	OK	1.00
	1	256.05			0.92	OK	1.00
Y	3	434.60	778.48	259.49	1.67	OK	1.00
	2	175.42			0.68	OK	1.00
	1	168.45			0.65	OK	1.00

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	γ_{si}	$\Sigma \gamma_{si}$	平均 γ_s	$R_s > 0.6$	判定	F_s
X	3	262.54	834.04	278.01	0.94	OK	1.00
	2	315.45			1.13	OK	1.00
	1	256.05			0.92	OK	1.00
Y	3	434.60	778.48	259.49	1.67	OK	1.00
	2	175.42			0.68	OK	1.00
	1	168.45			0.65	OK	1.00

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	γ_{si}	$\Sigma \gamma_{si}$	平均 γ_s	$R_s > 0.6$	判定	F_s
X	3	262.54	834.04	278.01	0.94	OK	1.00
	2	315.45			1.13	OK	1.00
	1	256.05			0.92	OK	1.00
Y	3	434.60	778.48	259.49	1.67	OK	1.00
	2	175.42			0.68	OK	1.00
	1	168.45			0.65	OK	1.00

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	γ_{si}	$\Sigma \gamma_{si}$	平均 γ_s	$R_s > 0.6$	判定	F_s
X	3	262.54	834.04	278.01	0.94	OK	1.00
	2	315.45			1.13	OK	1.00
	1	256.05			0.92	OK	1.00
Y	3	434.60	778.48	259.49	1.67	OK	1.00
	2	175.42			0.68	OK	1.00
	1	168.45			0.65	OK	1.00

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	γ_{si}	$\Sigma \gamma_{si}$	平均 γ_s	$R_s > 0.6$	判定	F_s
X	3	262.54	834.04	278.01	0.94	OK	1.00
	2	315.45			1.13	OK	1.00
	1	256.05			0.92	OK	1.00
Y	3	434.60	778.48	259.49	1.67	OK	1.00
	2	175.42			0.68	OK	1.00
	1	168.45			0.65	OK	1.00

偏心率の計算

<<< 加力方向未考慮時 >>>

X方向 地震時

階	$G_y(m)$	$K_y(m)$	$e_y(m)$	$J_x + J_y$	$r_{ex}(m)$	R_{ex}	判定(≤ 0.15)	F_e
3	6.365	6.289	0.076	157.155	2.988	0.025	OK	1.000
2	6.382	6.673	0.291	183.965	1.962	0.148	OK	1.000
1	6.174	6.035	0.140	300.334	2.330	0.059	OK	1.000

Y方向 地震時

階	$G_x(m)$	$K_x(m)$	$e_x(m)$	$J_x + J_y$	$r_{ey}(m)$	R_{ey}	判定(≤ 0.15)	F_e
3	2.279	2.419	0.140	157.155	2.322	0.060	OK	1.000
2	2.291	2.296	0.005	183.965	2.631	0.002	OK	1.000
1	2.280	2.275	0.005	300.334	2.872	0.001	OK	1.000

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

X方向 地震時

階	$G_y(m)$	$K_y(m)$	$e_y(m)$	$J_x + J_y$	$r_{ex}(m)$	R_{ex}	判定(≤ 0.15)	F_e
3	6.365	6.289	0.076	157.155	2.988	0.025	OK	1.000
2	6.382	6.673	0.291	183.965	1.962	0.148	OK	1.000
1	6.174	6.035	0.140	300.334	2.330	0.059	OK	1.000

Y方向 地震時

階	$G_x(m)$	$K_x(m)$	$e_x(m)$	$J_x + J_y$	$r_{ey}(m)$	R_{ey}	判定(≤ 0.15)	F_e
3	2.279	2.419	0.140	157.155	2.322	0.060	OK	1.000
2	2.291	2.296	0.005	183.965	2.631	0.002	OK	1.000
1	2.280	2.275	0.005	300.334	2.872	0.001	OK	1.000

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.15)	F _e
3	6.365	6.289	0.076	157.155	2.988	0.025	OK	1.000
2	6.382	6.673	0.291	183.965	1.962	0.148	OK	1.000
1	6.174	6.035	0.140	300.334	2.330	0.059	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.15)	F _e
3	2.279	2.419	0.140	157.155	2.322	0.060	OK	1.000
2	2.291	2.296	0.005	183.965	2.631	0.002	OK	1.000
1	2.280	2.275	0.005	300.334	2.872	0.001	OK	1.000

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.15)	F _e
3	6.365	6.289	0.076	157.155	2.988	0.025	OK	1.000
2	6.382	6.673	0.291	183.965	1.962	0.148	OK	1.000
1	6.174	6.035	0.140	300.334	2.330	0.059	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.15)	F _e
3	2.279	2.419	0.140	157.155	2.322	0.060	OK	1.000
2	2.291	2.296	0.005	183.965	2.631	0.002	OK	1.000
1	2.280	2.275	0.005	300.334	2.872	0.001	OK	1.000

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.15)	F _e
3	6.365	6.289	0.076	157.155	2.988	0.025	OK	1.000
2	6.382	6.673	0.291	183.965	1.962	0.148	OK	1.000
1	6.174	6.035	0.140	300.334	2.330	0.059	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.15)	F _e
3	2.279	2.419	0.140	157.155	2.322	0.060	OK	1.000
2	2.291	2.296	0.005	183.965	2.631	0.002	OK	1.000
1	2.280	2.275	0.005	300.334	2.872	0.001	OK	1.000

4.4 転倒の検討

Σw : 全重量
 L : 建物長さ
 M_o : 転倒モーメント

方向	$\Sigma w/2$ (kN)	L (m)	地震時モーメント M_o (kN・m)	$(\Sigma w \times L) / (2 \times M_o)$	判定
X	136.95	12.03	$15.77 \times 8.59 + 19.85 \times 6.32 + 15.20 \times 3.59 = 315.33$	5.22	OK
Y	136.95	4.75	$15.77 \times 8.59 + 19.85 \times 6.32 + 15.20 \times 3.59 = 315.33$	2.06	OK

方向	$\Sigma w/2$ (kN)	L (m)	風圧時モーメント M_o (kN・m)	$(\Sigma w \times L) / (2 \times M_o)$	判定
X	136.95	12.03	$0.46 \times 9.11 + 11.86 \times 7.45 + 17.31 \times 7.45 + 16.22 \times 4.95 + 15.87 \times 4.95 + 17.57 \times 2.22 = 419.47$	3.92	OK
Y	136.95	4.75	$2.93 \times 9.11 + 4.94 \times 7.45 + 7.21 \times 7.45 + 6.76 \times 4.95 + 6.61 \times 4.95 + 6.76 \times 2.22 = 198.41$	3.27	OK

4.5 直下率

	壁直下率		柱直下率	
2→1階	78.7 %	OK	87.5 %	OK
3→2階	96.5 %	OK	86.7 %	OK
3→1階	81.2 %	OK	76.7 %	OK