

木質復興住宅の構造設計事例及び設計の留意点（案）

— 木質復興住宅の構造設計事例及び設計の留意点 —
目次

0. 建築物の概要 CLT 簡略化モデルを用いた構造計算の留意点	
1. 建築物の概要	
1.1. 一般事項	1-1
1.2. 建築物概要	1-1
1.3. 設計図書	1-2
2. 構造設計概要	
2.1. 構造設計方針	2-1
2.2.1. 上部構造	2-1
2.2. 構造計算ルート	2-3
2.3. 設計クライテリア	2-5
2.4. 応力解析概要	2-7
2.5. 準拠資料	2-7
3. 使用構造材料一覧表	
3.1. 使用構造材料一覧	3-1
3.2. 材料定数及び材料強度	3-4
3.3. 許容応力度等	3-6
4. 伏図と軸組図	4-1
5. 部材断面表	
5.1. 柱・梁・CLT パネル断面表	5-1
5.2. CLT パネル接合部詳細図	5-2
5.3. 集成材接合部詳細図	5-8
6. 荷重・外力計算書	
6.1. 固定荷重	6-1
6.2. 積載荷重	6-5
6.3. 積雪荷重	6-5
6.4. 風荷重	6-6
6.5. 地震力算定用重量及び地震荷重	6-7
6.6. 荷重の組み合わせ	6-8

7. 応力計算書	
7.1. 解析モデル	7-1
7.1.1. 解析モデル概要	7-1
7.1.2. CLT パネルのモデル化	7-4
7.1.3. 床パネルのモデル化	7-4
7.1.4. 接合部のモデル化	7-5
7.2. 応力解析結果	7-11
7.2.1. X 方向構面応力解析結果	7-11
7.2.2. Y 方向構面応力解析結果	7-19
7.2.3. 支点反力図	7-23
8. 断面計算書	
8.1. CLT パネルの断面検定	8-1
8.1.1. CLT パネルの検定式	8-1
8.1.2. 壁パネルの検	8-2
8.1.3. 垂れ壁パネルの検定	8-3
8.1.4. 床パネルの検定	8-4
8.1.5. パネルゾーンの検定	8-5
8.2. CLT パネル接合部の検定	8-7
8.2.1. CLT パネル接合部の検定式	8-7
8.2.2. CLT パネル接合部の検定	8-8
9. 層間変形角計算書	
9.1. 層間変形角・剛性率	9-1
9.2. 偏心率	9-2
10. 保有水平耐力計算書	
10.1. 計算方針	10-1
10.2. 解析モデル	10-2
10.2.1. 解析モデル概要	10-2
10.2.2. 解析諸元	10-2
10.2.3. CLT パネルの復元力特性	10-2
10.2.4. 接合部の復元力特性	10-2
10.3. 増分解析結果	10-3
10.3.1. 保有水平耐力時の応力図(X 方向)	10-3
10.3.2. 保有水平耐力時の応力図(Y 方向)	10-8
10.3.3. 保有水平耐力時の検討	10-10
10.3.4. 保有水平耐力時の支点反力図	10-17
10.3.5. 層せん断力一層間変形関係	10-18

10.4. 必要保有水平耐力と保有水平耐力	10-19
10.4.1. D_s の設定	10-19
10.4.2. 必要保有水平耐力と保有水平耐	10-19

0. CLT 簡略化モデルを用いた構造計算の留意点

1. 材端弾塑性回転ばねを設けたモデルの採用

本設計事例では、解析モデルを壁端部に弾塑性回転ばねを設けたモデルとし、CLT 工法を設計したことがない一般の構造設計者も理解しやすく、応力の流れも把握しやすいため、建物の性状をより理解できると考えられる。今後は、曲げと軸力を考慮できる回転ばねモデルをより精度の良いもの(例えば RC 造のように直交も考慮した M-M-N モデルなど)として、設計に考慮する方法も考えられる。

2. ダミー層の設定

本設計事例では、CLT 床パネルと CLT 垂れ壁パネルが一体の形状でないこと、垂れ壁パネルの有無で構造芯及び壁パネル壁頭壁脚の回転ばねの位置が一致しないことから、今回は床パネルレベルにダミー層を設定した。

別の方法として、ダミー層を設けずに、床パネルと垂れ壁パネルの構造芯を合わせてモデル化を行い、階高間は取り付く壁パネルの高さを調整するといったモデル化も一つの方法と考えられる。

3. 壁柱－垂れ壁間パネルゾーンの応力検定の方法

従来の CLT の設計においてもパネルゾーンのモデル化及び検討が示されていることから、木質ラーメンによるパネルゾーンの検討を用いて検定を行った。接合金物等による断面欠損をどの程度まで考慮するかは今後の課題の一つである。

4. 短期と終局時の CLT パネル接合部の検定方法

1 階壁脚の検討、特に基礎部分 (RC 造) とアンカーボルト、ベースプレートの検討においては「鋼構造接合部設計指針」を参考にした。

ただし、接合箇所が生じる引抜力が大きい場合はアンカーボルトで処理するにはボルト径を大きくするか、ボルトの強度をより高いものにしないと設計上厳しい形になるため、今回の設計例では CLT せん断用接合具を用いて直交壁と緊結させる事で引抜力を抑え込む検討を行った。

5. 回転剛性の算出方法や、圧縮ばねの設定方法

今回の試設計では、CLT 圧縮端部の支圧剛性の違いによる回転剛性の変化が全体挙動に与える影響を確認したが、余裕のある耐力設定のおかげで建物全体への影響は少ない結果だった。ただし、回転剛性の変化を見る限り支圧剛性の違いで一割程度の回転剛性の違いが生じることを考えると、支圧剛性の設定は設計時に大きな違いが生じるものと考えられ、今後の検討が必要である。

1. 建築物の概要

1.1. 一般事項

本設計例では、CLT パネル工法による 5 階建て共同住宅（災害公営住宅）建築物を対象に、「平 28 国交告第 611 号第八（保有水平耐力計算と同等以上に安全性を確かめることができる構造計算）」に準拠し、構造設計を実施する。なお、建物階数が 5 階建て共同住宅のため、耐火構造を要求されることから、本設計例では壁、床の耐火仕様による荷重を考慮して設計した。

1.2. 建築物概要

本設計例で対象とした建築物は、東京都区部に建つ耐火構造の CLT パネル工法による地上 5 階最高高さ 16.72m、平面寸法は長辺方向 43.0m×短辺方向 9.9m、各階床面積約 425.7m²、延べ面積 2,200.56m² の共同住宅である。住宅部分は 1LDK,3DK,3LDK を各通りに界壁を設け 6.25～8.0m×9.9m の居住空間としている。構造形式は長辺方向（以下、X 方向）及び、短辺方向（以下、Y 方向）ともに外壁や界壁部分に CLT 壁パネルを配置した CLT パネル工法である。X 方向外壁（Y2,Y5 通り）は鉛直構面勝ちとして開口部に垂れ壁パネルを取付けている。

表 1.1 建築物概要

建築物の名称	構造設計例Ⅲ
建設場所	東京都区部を想定
用途	共同住宅
建築面積	625.46 m ²
延べ面積	2,200.56 m ²
基準階面積	425.70 m ²
階数	地上 5 階 地下無 塔屋無
高さ関係	最高高さ:設計 GL+16.72m 軒高:設計 GL+15.50m
基準階階高	3.06m
構造種別	上部構造：CLT パネル工法 下部構造：杭基礎を想定
耐火構造区分	耐火構造

1.3. 設計図書

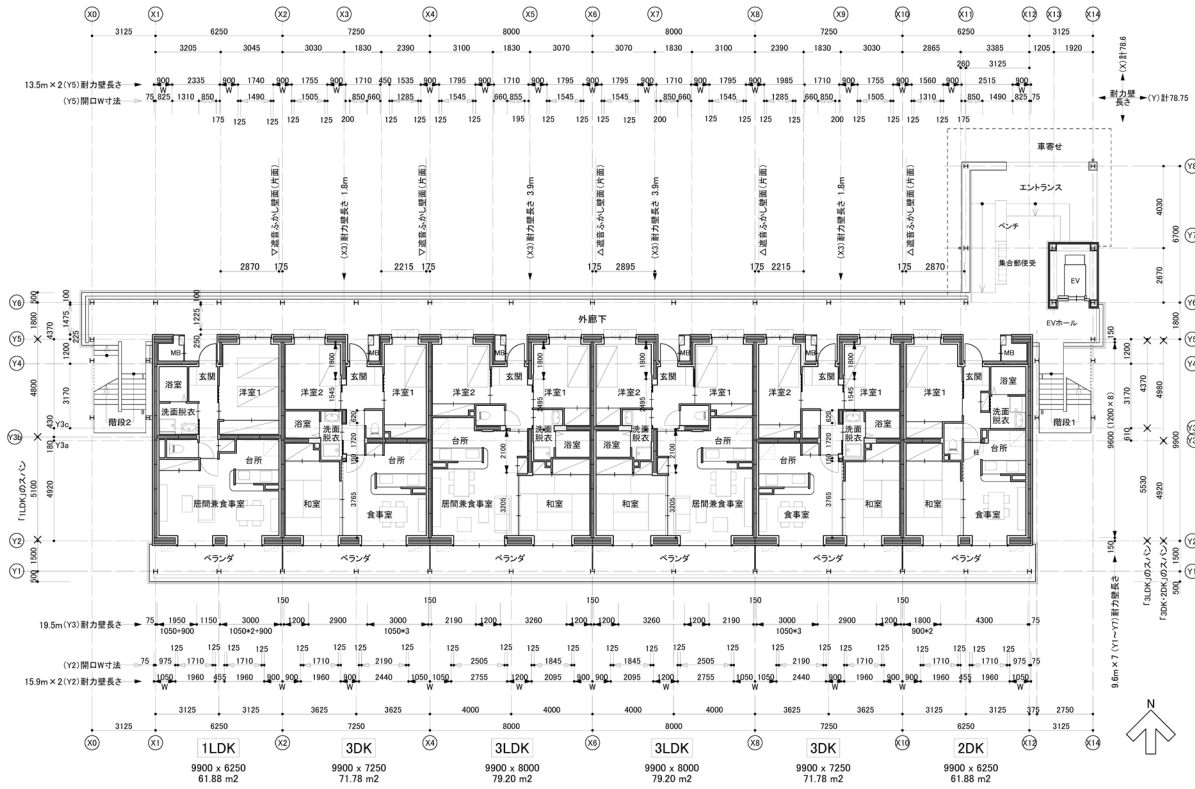


図 1.1 1階平面図

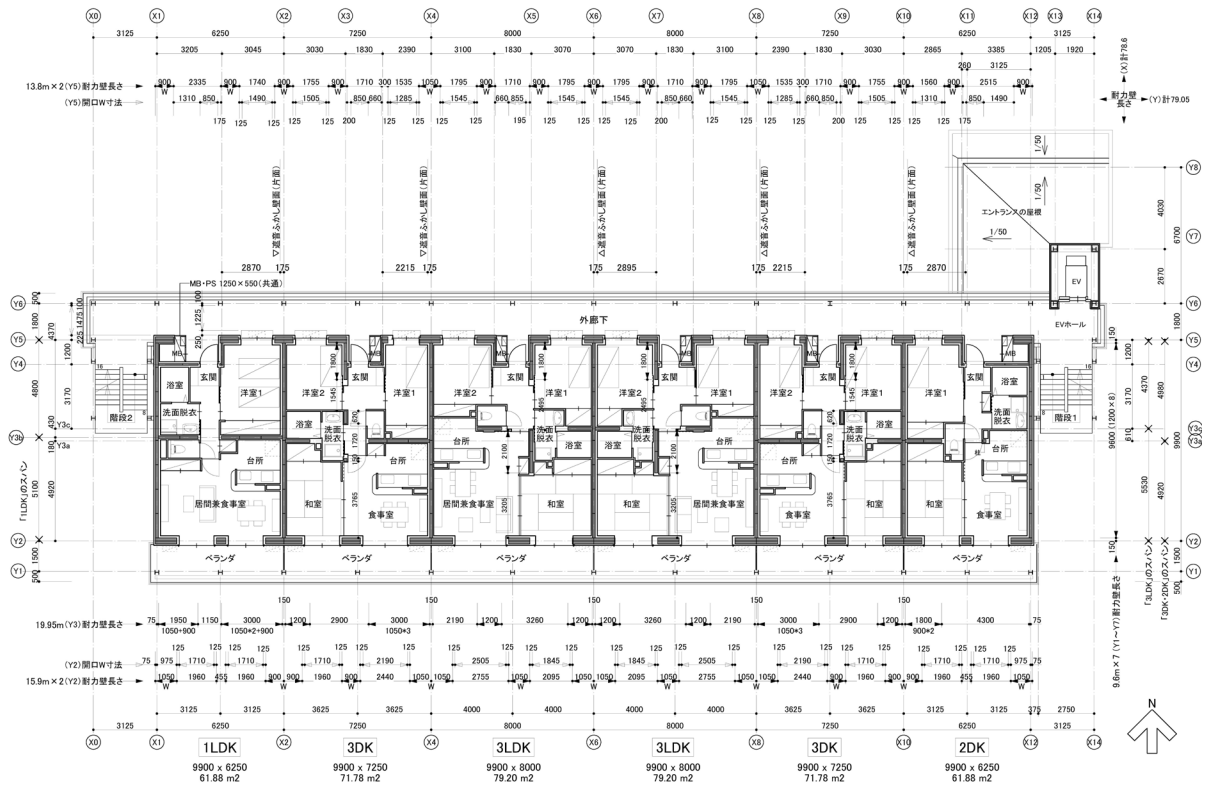


図 1.2 基準階平面図

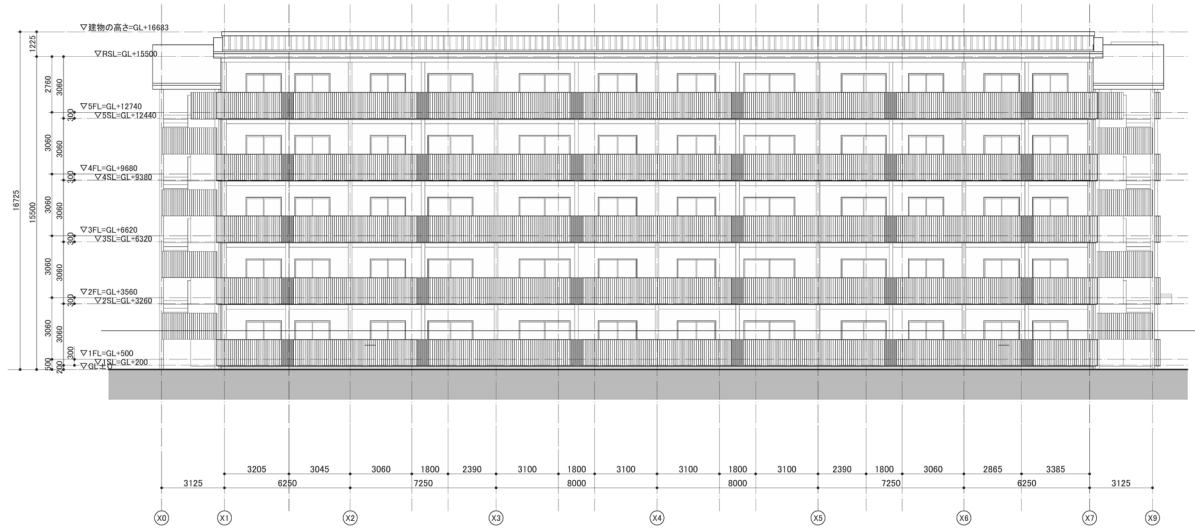


图 1.3 南立面图

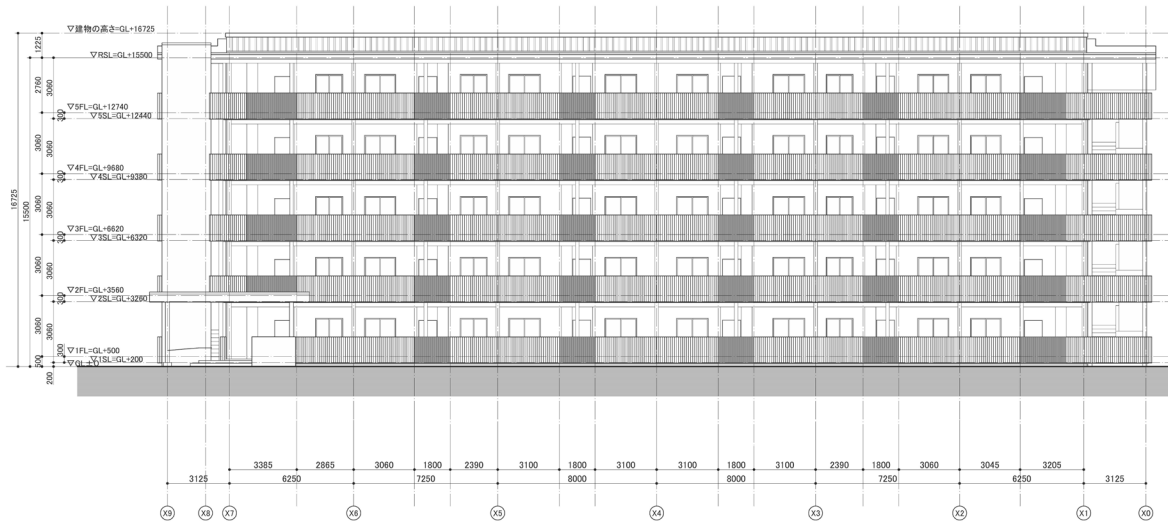


图 1.4 北立面图

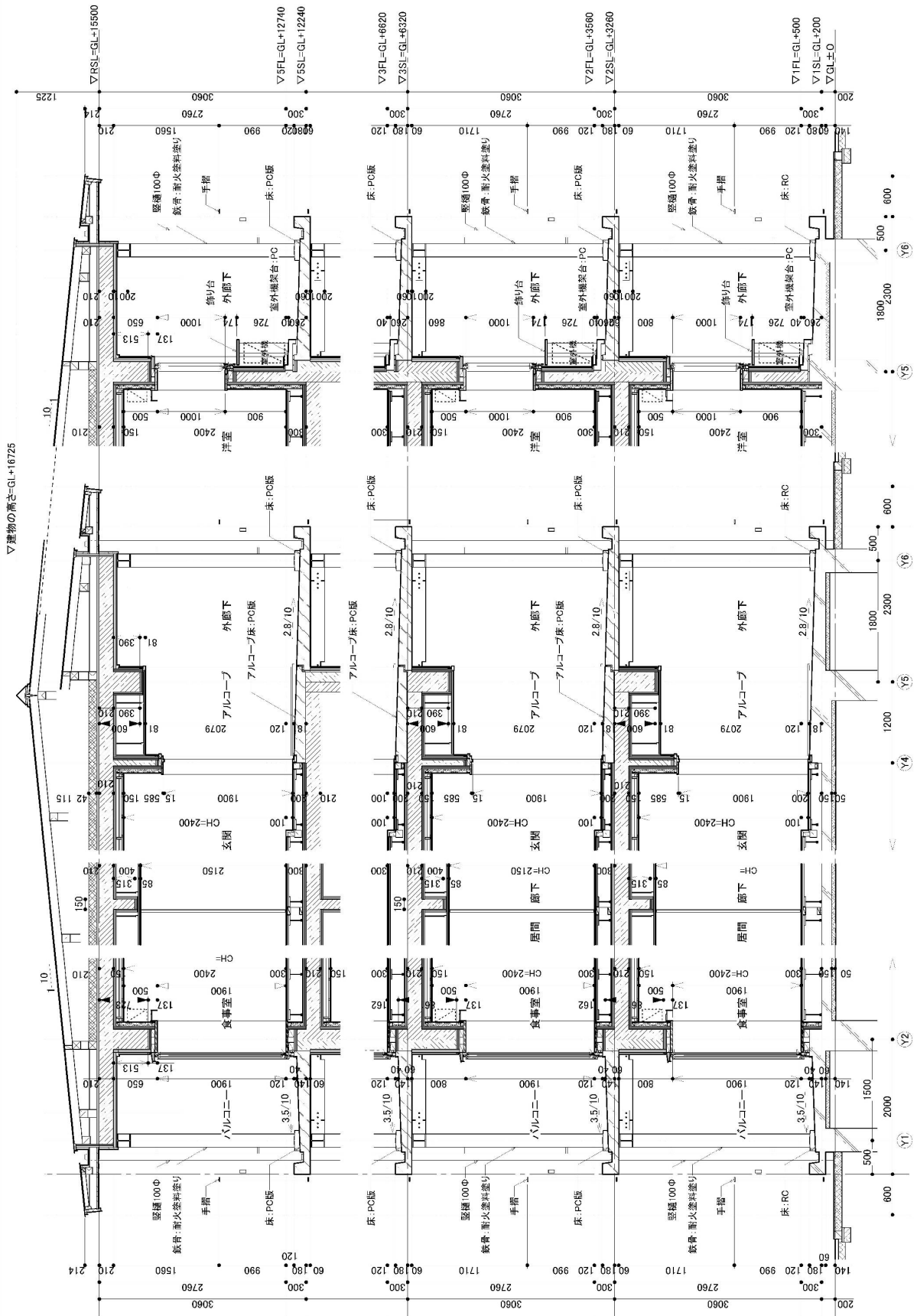


図 1.5 断面図

2. 構造設計概要

2.1. 構造設計方針

構造計画において留意した点を以下に示す。

2.1.1. 上部構造

上部構造は平 28 国交告第 611 号第八に準拠した CLT パネル工法である。以下、上部構造の構造設計方針を示す。

X 方向 Y 方向ともに「小幅パネル架構」を採用する。X 方向は壁パネルと垂れ壁パネルにより構成される半剛接架構を Y2 通り、Y5 通りの 2 構面に配置する。X 方向 Y3 通り、Y 方向構面 X1 通り～X12 通りの界壁に耐震要素としての壁パネルを設け、6.25～8.0m×9.9m の居住空間を確保する計画とした。

CLT パネルは、大地震時に対しても材料強度を超えることがないように十分な耐力を有するように計画し、壁パネルに S90-5-7 (210mm)、床パネルに Mx90-5-7 (210mm) を採用した。接合金物は、壁パネルの上下四隅に引張接合として金物+引きボルトを、壁パネルの上下にせん断接合として L 型金物を採用した。

平 28 国交告第 611 号第八に照らし合わせ、X 方向 Y 方向ともに構造特性係数 D_s を 0.4 として設計した。

表 2.1.1 上部構造の構造形式

イ：架構形式	小幅パネル架構(X,Y)
ロ：耐力壁長さ	90cm～120cm
ハ：開口部幅	90cm～360cm
ニ：引張接合部の変形能力	壁・基礎間については終局変形量が 4cm 以上かつ伸び率 10%以上の金物を使用 (ABR400 M27 ナット間距離 400mm 以上)
ホ：垂れ壁パネル脱落防止措置	規定される脱落防止措置を施している。
ヘ：床パネル脱落防止	本設計では、全ての床は壁もしくは垂れ壁で受ける設計としているため不要。
ト：耐力壁・基礎引張接合部の先行降伏	壁・基礎間の引きボルトが降伏した際に、その他の接合部、CLT パネルが降伏していないことを確認している。

※トの規定を満たすような接合部として「ABR400 M27 の引きボルト(ナット間長さ 40cm 以上)」を採用した。

壁パネルの上下に設けたせん断接合部に関して、圧縮側の引きボルトのせん断抵抗にも期待することも考えられるが、施工によってはボルトとボルト孔でのクリアランスが存在することを考え、本設計例では安全側に配慮し考慮せず、せん断力に対してはせん断接合部の耐力で処理する。垂れ壁パネルと壁パネルの接合は、施工性に配慮しせん断金物のみとし、引張接合は施さないが、本編 2 章の図 2.4.1 に示すように垂れ壁パネルに生ずる圧縮ストラット効果により、壁パネルの曲げ戻しに期待する。なお、圧縮ストラット効果により発生する離間力に対して床パネルにより十分に抵抗できる性能を確保する。また、垂れ壁パネル端部に受け材相当の脱落防止措置を設けたものと仮定する。

CLT 壁パネルの断面算定時における座屈(圧縮座屈・横座屈)の取り扱いについて、「CLT マニュアル 3.2.2 鉛直構面 CLT パネルの検定方法」において、振動台実験にて性能が確認された範囲内であれば、圧縮座屈の考慮は複合応力の検定時は必須ではなく、圧縮応力度に対してのみ検定すればよく、横座屈による面内曲げ耐力の低下は考慮しなくて良いことになっている。本設計例では最大細長比 61 (<104)、垂れ壁・腰壁パネルの厚さに対するスパン(開口部幅)の比率 17 (<45) となり、いずれも座屈低減の考慮は必須ではない範囲となり、複合応力の検定時は座屈の低減を考慮しない。

Y 方向の外壁面の壁パネルにおける壁一壁間は構造上耐力に期待する接合はせず、それぞれの小幅壁パネルの曲げ抵抗機構を用いた構造計画とする。

長辺方向スパン間には、長期荷重のみを受ける集成材の間柱、小梁を設け、最大で 4.93m に小割にした床パネルにより構成した。また、床パネルは地震時に生じる床面の慣性力を各方向の壁パネルに伝達できるよう床パネル間の接合部の設計を行う。

外部階段室、バルコニー、外廊下については長期荷重のみを受ける鉄骨部材として、地震時荷重については建物本体側で処理している。床パネルを受ける集成材小梁の接合部は、既製品の梁受け金物で対応する計画とした。(実際には、CLT パネルと接合金物の接合部であるが、本設計例では集成材との接合耐力を用いたため、注意して頂きたい。)

CLT パネルは平 28 国交告第 611 号第七に準拠した防腐措置を行うものを想定し、本設計例では具体的な記載は省略する。

2.2. 構造計算ルート

採用した構造計算ルートを以下に示す。構造計算ルートは、平 28 国交告第 611 号第八に準拠した CLT パネル工法による保有水平耐力計算とする。また、次項には平 28 国交告第 611 号第八に準拠した CLT パネル工法に対する法適合チェックシートを示す。

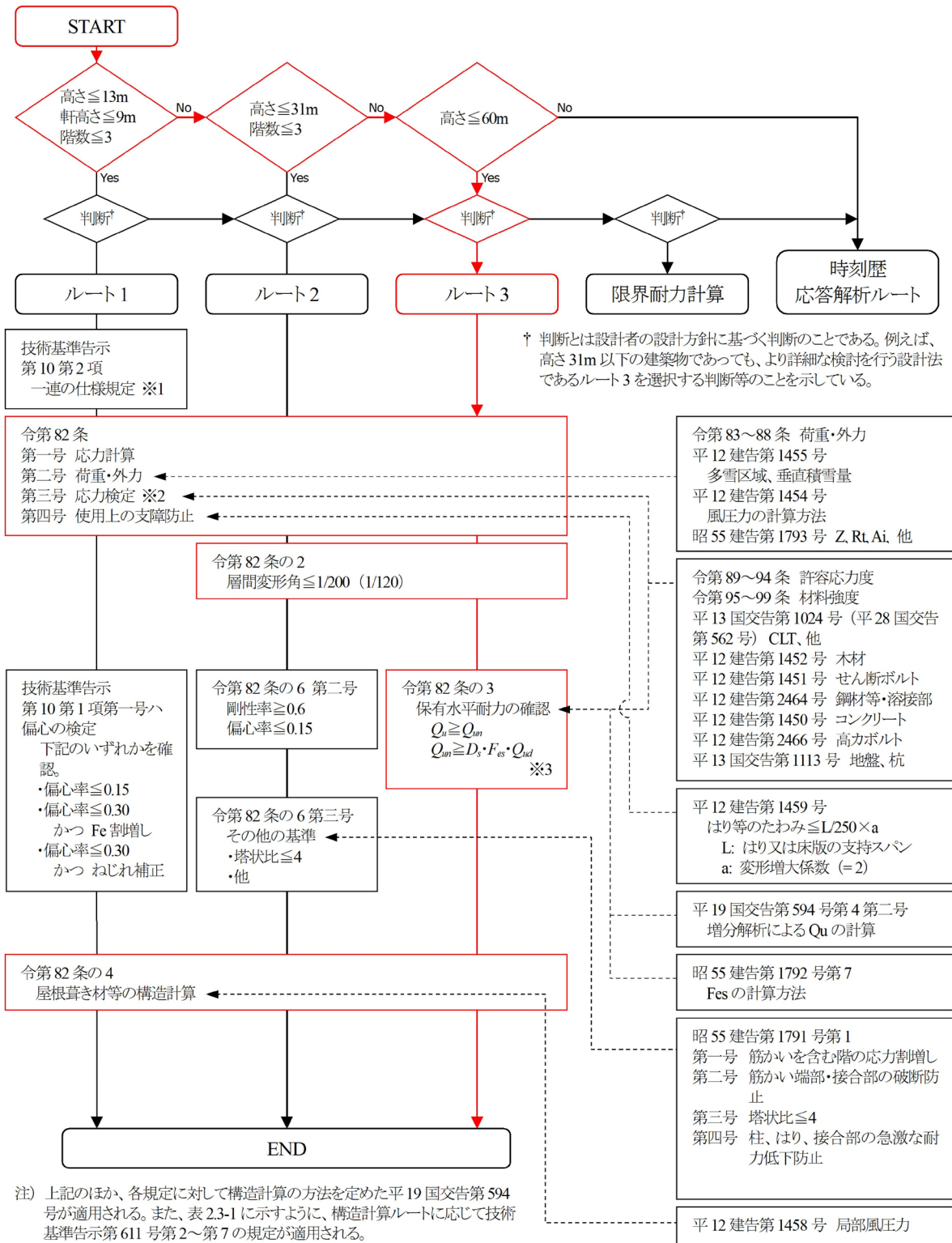


図 2.2.1 CLT パネル工法建築物を含む木造建築物の構造計算ルート

表 2.2.1 法適合チェックシート (ルート3)

番号等	規定の概要	適合確認	備考
品質基準告示(平12建告第1446号(最終改正:平28国交告第561号))			
第一第二十三号	CLTを構造材として用いる場合には、JASまたは認定に適合すること	☑	JASに規定されるものを想定
許容応力度・材料強度告示(平13国交告第1024号(最終改正:平28国交告第562号))			
第一第十九号イ	(3) (認定でない場合)ラミナ厚 12~36mm	☑	ラミナ厚 30mmを想定
	(4) CLTの幅・長さ 36cm以上	☑	最小幅 900mm
第三第九号ハ ^{※2}	長期基準強度(面外曲げ)は、強軸5-5、5-7、弱軸3-3、3-4、7-7に限る	☑	床パネル Mx-5層7ブライ
第三第九号ニ ^{※2}	長期基準強度(面外せん断)は、強軸5-5、5-7、弱軸3-3、3-4、7-7に限る	☑	床パネル Mx-5層7ブライ
CLTパネル工法告示(平28国交告第611号)			
第二 材料	— JAS品又は認定品のCLT	☑	JASに規定されるものを想定
	— ラミナ厚 24mm~36mm	☑	ラミナ厚 30mmを想定
二	— 柱梁に用いる集成材その他の木材は昭62建告第1898号に適合	☑	構造用集成材を想定
三	— 接合部に使用する材料は品質が確保されたものであること	☑	品質が確保されたものを想定
第三 土台	— 土台基礎緊結	☐	該当しない。
第五 壁等	二 壁パネルの外層ラミナ方向は当該壁パネルの長辺・短辺方向と平行	☑	図2.2.5-3 (a)に該当
三	— 耐力壁は小幅・大版①、大版②のいずれか	☑	小幅 に該当
イ	小幅の定義		
(1)	有開口壁パネルを使わない	☑	小開口の対応は参考2による低減考慮
(3)	無開口壁パネル上下部は床版等と有効に緊結	☑	L型金物、または、U型金物により接合
(3)	袖壁部分四隅を十分な金物で接合	☑	引きボルトによる引張接合
ロ	大版①の定義		
(1)	有開口壁パネルを使う	☐	
(3)	壁パネル上下部は床版等と有効に緊結	☐	該当しない。
(3)	袖壁部分四隅を十分な金物で接合	☐	
ハ	大版②の定義		
(1)	有開口壁パネルを使う	☐	
(2)	壁パネル上下部は床版等と有効に緊結	☐	該当しない。
(2)	有開口壁パネル四隅を十分な金物で接合	☐	
四	土に接する部分や地面から地面から30cm以内の外周の壁はRC造	☐	該当しない。
第七 防腐措置等	— 防水紙	☐	
二	— 有効な防腐・防蟻措置	☐	
三	— 土に接する部分や地面から地面から30cm以内の外周の壁は原則RC造	☐	本設計例では省略
四	— 金物に有効なさび止め	☐	
第八 ルート3	— Dsを次号に読み替え	☑	
二	イ~ハに適合:表の数値 それ以外:0.75以上 特別な調査研究でOK	☑	X方向0.5、Y方向0.5
イ	耐力壁は小幅・大版①・大版②のいずれか 袖壁無しOK	☑	小幅パネルのみ
ロ	無開口壁パネル等の長さ 90cm以上	☑	壁パネル最小幅 900mm
ハ	垂れ壁パネル等・腰壁パネル等の長さ 70cm~4m	☑	垂れ壁長さ 890mm~3300mm
二	引張接合部	☑	
(1)	最下階の壁パネル下部 変形4cm以上、伸び10%以上	☑	引きボルト接合により、変形9.5cm、伸び10%を確保
(2)	(1)以外の部分 変形2cm以上、伸び10%以上	☑	引きボルト接合により、変形8.0cm、伸び10%を確保
ホ	垂れ壁パネル・垂れ壁部分の脱落防止措置	☑	
(1)	袖壁に45mm以上の切り欠き	☑	受け材により対応
(2)	幅が45mm以上の受け材	☑	受け材を設置
へ	床版・屋根版脱落防止措置(耐力壁線上に壁パネルを設けない場合)	☑	該当しない。
ト	二(1)以外の部分が降伏しない	☑	1階壁パネル下部の引張接合部が先行降伏を確認し、その際その他の部位が降伏していないことを確認

2.3. 設計クライテリア

設計クライテリア一覧を以下に示す。

表 2.3.1 設計クライテリア一覧（建物）

項目	クライテリア
1次設計用地震力に対する層間変形角	1/200rad
偏心率	0.15 以下 ^{※1}
剛性率	0.60 以上 ^{※2}
保有水平耐力 Q_u 時の層間変形角	層間変形角 1/50rad 以内 または 接合部が限界変形に達した時点 または CLT パネルが基準強度に達した時点
保有水平耐力 Q_u / 必要保有水平耐力 Q_{un}	1.00 以上

※1：偏心率が 0.15 を超える場合は、偏心による割増係数 F_e を適宜考慮する

※2：剛性率が 0.60 を下回る場合は、剛性率による割増係数 F_s を適宜考慮する

		常時	積雪荷重時		稀地震時 風圧時	極稀 地震時
		長期	中長期 ^{※5}	中短期 ^{※6}	短期	終局
CLT (応力)	軸力(圧縮)	$F_c \times 1.1/3$	$F_c \times 1.43/3$	$F_c \times 1.6/3$	$F_c \times 2/3$	F_c
	軸力(引張)	$F_t \times 1.1/3$	$F_t \times 1.43/3$	$F_t \times 1.6/3$	$F_t \times 2/3$	F_t
	曲げ	$F_b \times 1.1/3$	$F_b \times 1.43/3$	$F_b \times 1.6/3$	$F_b \times 2/3$	F_b
	せん断	$F_s \times 1.1/3$	$F_s \times 1.43/3$	$F_s \times 1.6/3$	$F_s \times 2/3$	F_s
CLT (剛性)	たわみ(床)	1/250 かつ 20mm ^{※1}	1/250	1/225	-	-
	たわみ(屋根)	1/200 ^{※1}	1/200	1/150	-	-
	振動数(床)	8.0Hz	-	-	-	-
耐力壁	せん断	-	-	-	-	-
接合部 (CLT)	引張	$F/1.5$	$F/1.5$	F	F	$\lim \delta$
	圧縮(めり込み)	$jP_{cwy} \times 1.1/3$	$jP_{cwy} \times 1.43/3$	$jP_{cwy} \times 1.6/3$	$jP_{cwy} \times 2/3$	- ^{※6}
	圧縮(支圧)	$jP_{cy} \times 1.1/3$	$jP_{cy} \times 1.43/3$	$jP_{cy} \times 1.6/3$	$jP_{cy} \times 2/3$	- ^{※6}
	せん断	$jQ_a \times 1.1/3$	$jQ_a \times 1.43/2$	$jQ_a \times 1.6/2$	jQ_a	$\lim \delta$ ^{※7}
接合部 (その他)	圧縮	$jCa \times 1.1/2$	$jCa \times 1.43/2$	$jCa \times 1.6/2$	jCa	$\lim \delta$
	引張	$jTa \times 1.1/2$	$jTa \times 1.43/2$	$jTa \times 1.6/2$	jTa	$\lim \delta$
	曲げ	$jMa \times 1.1/2$	$jMa \times 1.43/2$	$jMa \times 1.6/2$	jMa	$\lim \delta$
	せん断	$jQ_a \times 1.1/2$	$jQ_a \times 1.43/2$	$jQ_a \times 1.6/2$	jQ_a	jQ_u

※1：「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年版）」に準拠また、クリープによる変形増大係数 2.0 を考慮する

※2：母材は基準強度以内とし、接合部は限界変形以内であることを確認する

※3：保証設計により木部での破壊を防止したアンカーボルト（ABR490B）接合を想定する※4：灰色部は本計算例では使用しないが、参考として掲載する

※5：「木質構造設計規準・同解説・許容応力度・許容耐力設計法」：日本建築学会」に準ずる。

※6：めり込みや支圧に対する終局変形量は現時点では明確に決められていないので本設計では検討を省略する。

既往のめり込み実験の結果等を参考の上、過大な変形が生じていないことを確認することが望ましい。

※7：ただし、摩擦抵抗を考慮できる壁パネル上下端のせん断接合部(CLT マニュアル 3.1.2 (3) 参照)は終局耐力 jQ_u 以内になるよう設計する。※8：「木造計画・設計規準（平成 23 年版）」に準拠

ここで、

F_c : 圧縮の材料基準強度

F_t : 引張の材料基準強度

F_b : 曲げの材料基準強度

F_s : せん断の材料基準強度

wQ_a : 耐力壁の短期許容せん断耐力

jT_a : 接合部の短期許容引張耐力

jC_a : 接合部の短期許容圧縮耐力

jP_{cy} : 接合部の支圧降伏耐力

jP_{cvy} : 接合部のめり込み降伏耐力

jM_a : 接合部の短期許容曲げ耐力

jQ_a : 接合部の短期許容せん断耐力

F : 鋼材の F 値

$\lim\delta$: 要素に応じた限界変形（実験、材料特性等により設定）

2.4. 応力解析概要

構造計算は汎用解析プログラムを用いて応力解析及び増分解析を実施する。

2.5. 準拠資料

(1) 基準法関連

- 建築基準法・同施行令
- 構造規定関係告示および通達
- 2021 年版建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所監修）

(2) 日本建築学会関連

< 上部構造 >

- 木質構造設計規準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法— 2006 年版（日本建築学会）
- 木質構造基礎理論 2010 年版（日本建築学会）
- 木質構造接合部設計マニュアル 2009 年版（日本建築学会）
- 木質構造接合部設計事例集 2012 年版（日本建築学会）

< 基礎構造 >

- 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018 年版（日本建築学会）
- 建築基礎構造設計指針 2001 年版（日本建築学会）
- 建築物荷重指針・同解説 2015 年版（日本建築学会）
- 各種合成構造設計指針・同解説 2010 年版（日本建築学会）
- 鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説 2010 年版（日本建築学会）

(3) その他

- 2016 年公布・施行 CLT 関連告示等解説書（日本住宅・木材技術センター）
- 2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル 2021 年構造・材料増補版（日本住宅・木材技術センター）
- 木造軸組工法住宅の許容応力度設計 2008 年版（日本住宅・木材技術センター）
- 木造計画・設計基準 平成 23 年版（公共建築協会）
- 中層大規模木造構造設計データ集（中層大規模木造設計情報整備委員会）
- 中層・大規模木造建築物への合板利用マニュアル（日本合板工業組合連合会）
- 建築構造用アンカーボルトを用いた露出柱脚設計施工指針・同解説 2009 年（日本鋼構造協会）
- 平成 26 年度「CLT を用いた木造建築技術の高度化推進事業」報告書

3. 使用構造材料一覧表

3.1. 使用構造材料一覧

表 3.1.1 コンクリート、鉄筋、鋼材

材料	設計基準強度	使用部位	備考
普通コンクリート	Fc24	基礎、基礎梁 1階床等	
異形鉄筋	SD295 SD345(D19以上)	同上	
鋼材	SS400 BCR295	接合金物等 外部階段柱	

表 3.1.2 集成材

材料	規格	樹種	等級	使用部位と断面	備考
構造用集成材	JAS	ヒノキ	E90-F300	柱(210×210)	同一等級構成
構造用集成材	JAS	ベイマツ	E120-F330	小梁(210×420)	対称異等級構成

表 3.1.3 CLT パネル

壁パネル 垂壁パネル (210mm)	樹種		ヒノキ
	ラ ミ ナ	等級	外層：M90A 以上 内層：M90A 以上 (JAS 強度等級 S90-5-7)
		ラミナ厚	30mm
		ラミナ幅	120mm±10mm
	構成		1,2,6,7 層目：外層用ラミナを使用し、主として長辺方向に繊維平行に配置 3,5 層目：内層用ラミナを使用し、1,7 層目と直交になる向きに配置 4 層目：内層用ラミナを使用し、1,7 層目と同一方向に配置
	接 着 剤	縦継ぎ (フィンガージョイント)、積層部分	JIS K 6806 に規定する水性高分子ーイソシアネート系木材接着剤 1 種 1 号
横はぎ部分		接着無	
床パネル 屋根パネル (210mm)	樹種		ヒノキ
	ラ ミ ナ	等級	外層：M90A 以上 内層：M90A 以上 (JAS 強度等級 Mx90-5-7)
		ラミナ厚	30mm
		ラミナ幅	120mm±10mm
	構成		1,2,6,7 層目：外層用ラミナを使用し、主として長辺方向に繊維平行に配置 3,5 層目：内層用ラミナを使用し、1,7 層目と直交になる向きに配置 4 層目：内層用ラミナを使用し、1,7 層目と同一方向に配置
	接 着 剤	縦継ぎ (フィンガージョイント)、積層部分	JIS K 6806 に規定する水性高分子ーイソシアネート系木材接着剤 1 種 1 号
横はぎ部分		接着無	

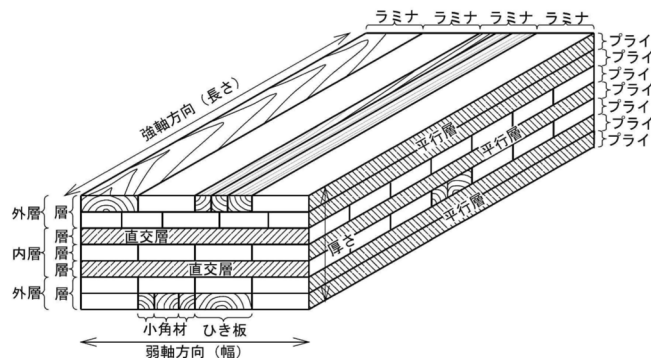


図 3.1.1 CLT パネルの構成

表 3.1.4 CLT パネル接合部

部位	部品	仕様
基礎－壁 せん断接合部	U形せん断金物(STS・C65)	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
	四角穴付きタッピンねじ STS・C65	JIS G 3507-2 冷間圧造炭素鋼線
	M20 座金	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
	アンカーボルト M20(強度区分 6.8)	JIS B 1051 炭素鋼及び合金鋼製締結用部品の機械的性質に定める強度区分 6.8
	M20 ナット(1種)	JIS B 1052 鋼製ナットの機械的性質に定める強度区分 6
壁－床 壁－屋根 せん断接合部	L形せん断金物(STS・C65)	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
	L形せん断金物(STS・C65)	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
	四角穴付きタッピンねじ STS・C65	JIS G 3507-2 冷間圧造炭素鋼
基礎－壁 引張接合部	U形引張金物(STS・C65)	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
	四角穴付きタッピンねじ STS・C65	JIS G 3507-2 冷間圧造炭素鋼線
	アンカーボルト M27(SNR400)	JIS G 3138 建築構造用圧延棒鋼 SNR400B
	M27 座金	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
	M27 ナット(1種、3種)	鋼製ナットの機械的性質に定める強度区分 5
	M27 定着板	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
壁－壁 引張接合部	U形せん断金物(STS・C65 24本)	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
	四角穴付きタッピンねじ STS・C65	JIS G 3507-2 冷間圧造炭素鋼線
	M27 座金	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
	両ネジボルト M20(強度区分 6.8)	JIS B 1051 炭素鋼及び合金鋼製締結用部品の機械的性質に定める強度区分 6.8
	M27 ナット(1種、3種)	JIS B 1052 鋼製ナットの機械的性質に定める強度区分 6
壁－屋根 引張接合部	U形せん断金物(STS・C65 24本)	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
	四角穴付きタッピンねじ STS・C65	JIS G 3507-2 冷間圧造炭素鋼線
	M27 座金	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
	両ネジボルト M27(強度区分 6.8)	JIS B 1051 炭素鋼及び合金鋼製締結用部品の機械的性質に定める強度区分 6.8
	M27 ナット(1種、3種)	JIS B 1052 鋼製ナットの機械的性質に定める強度区分 10
壁－垂れ壁 せん断接合部	せん断金物(STS・C65)	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
	四角穴付きタッピンねじ STS・C65	JIS G 3507-2 冷間圧造炭素鋼
床－床 屋根－屋根 せん断接合部	構造用合板(厚さ 28mm、幅 149mm)	合板の日本農林規格に規定する構造用合板 特類 2 級
	四角穴付きタッピンねじ STS・C65	JIS G 3507-2 冷間圧造炭素鋼
床－床 屋根－屋根 引張接合部	引張プレート(STS・C65)	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材 SS400
	四角穴付きタッピンねじ STS・C65	JIS G 3507-2 冷間圧造炭素鋼

3.2. 材料定数及び材料強度

表 3.2.1 コンクリート、鉄筋、鋼材の材料定数

材料	ヤング係数(E) (N/mm ²)	せん断弾性係数(G) (N/mm ²)	ポワソン比 (ν)
コンクリート	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	0.2
異形鉄筋	2.05×10 ⁵	—	—
鋼材	2.05×10 ⁵	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	0.3

表 3.2.2 コンクリート、鉄筋、鋼材の材料強度

材 料	F 値	材 料 強 度			
		引 張	圧 縮	曲 げ	せん断
コンクリート	設計基準強度	—	F _c	—	—
異形鉄筋	建築基準法施行令 第 96 条の表 2 の値	F	F	—	F
鋼 材	建築基準法施行令 第 96 条の表 2 の値	F	F	F	F/√3

表 3.2.3 集成材の材料定数及び材料強度

項目 規格・樹種		基 準 強 度 (F) (N/mm ²) ※ ¹						ヤング係数(E) ※ ² (N/mm ²)			
		圧 縮	引 張	曲げ		せん断		めり 込み F _{cv}	強軸 E _{ox}	弱軸 E _{oy}	せん断 G _o
				積層 方向	幅 方向	積層 方向	幅 方向				
集成材 同一等級 (4枚以上積層) E95-F315	ヒ ノ キ	26.0	22.7	31.5	31.5	3.6	3.0	(中間)7.8 (材端)4.8 (全面)2.1	9500	9500	E _o /15
集成材 対称異等級 E120-F330	ベ イ マ ツ	25.9	22.4	33.0	24.0	3.6	3.0	(中間)9.0 (材端)6.6 (全面)3.0	10500	9500	E _o /15

※¹：基準強度 (F) は、国土交通省告示第 1027 号 (平成 24 年 9 月 18 日) による。

※²：ヤング係数は、木質構造設計規準・同解説(第 3 版 2002.10)による。

表 3.2.4 CLT パネルの材料定数

部位	強度等級 ラミナ構成	面内方向 [単位: N/mm ²]			面外方向 [単位: N/mm ²]			
		E		G	E		G	
		強軸	弱軸	共通	強軸	弱軸	強軸	弱軸
水平構面(床, 屋根)	Mx90-5-7	5570	850	500	8300	220	30	9
鉛直構面(壁, 垂壁)	S90-5-7	6420	2570	500	8310	680	83	29

表 3.2.5 CLT パネルの材料強度

部位	強度等級 ラミナ構成	面内方向 [単位: N/mm ²]						
		Fc		Ft		Fb		Fs
		強軸	弱軸	強軸	弱軸	強軸	弱軸	t _{lmin} =30mm m=6
水平構面 (床, 屋根)	Mx90-5-7	12.81	3.34	9.51	2.46	12.81	3.34	3.09
鉛直構面 (壁, 垂壁)	S90-5-7	14.78	5.91	10.98	4.39	14.78	5.91	3.09

部位	強度等級 ラミナ構成	面外方向 [単位: N/mm ²]					めり込み
		Fb		Fs	β		Fcv
		強軸	弱軸	共通	強軸	弱軸	
水平構面(床, 屋根)	Mx90-5-7	15.51	0.72	1.20	1.34	3.23	7.8
鉛直構面(壁, 垂壁)	S90-5-7	15.54	1.27	1.20	1.36	3.23	7.8

※ 「3.3 CLT パネルの剛性・強度 3.3.1 CLT パネルの弾性係数・基準強度(等級区分機による等級)」
参照

3.3. 許容応力度等

表 3.2.6 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

種類	長期				短期		
	圧縮	引張 せん断	付着		圧縮	引張 せん断	付着
			上端筋	その他			
Fc24	8.0	0.73	0.76	0.95	長期の 2 倍	長期の 1.5 倍	

表 3.2.7 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種類	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
SD295	195		195	295		295
SD345	215		195	345		345

表 3.2.8 鋼材の許容応力度 (N/mm²)

種類	長期				短期			
	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
400N/mm ² 鋼材	156	156	156	90.5	長期の 1.5 倍			
490N/mm ² 鋼材	216	216	216	125.0	長期の 1.5 倍			

表 3.2.9 溶接の許容応力度 (N/mm²)

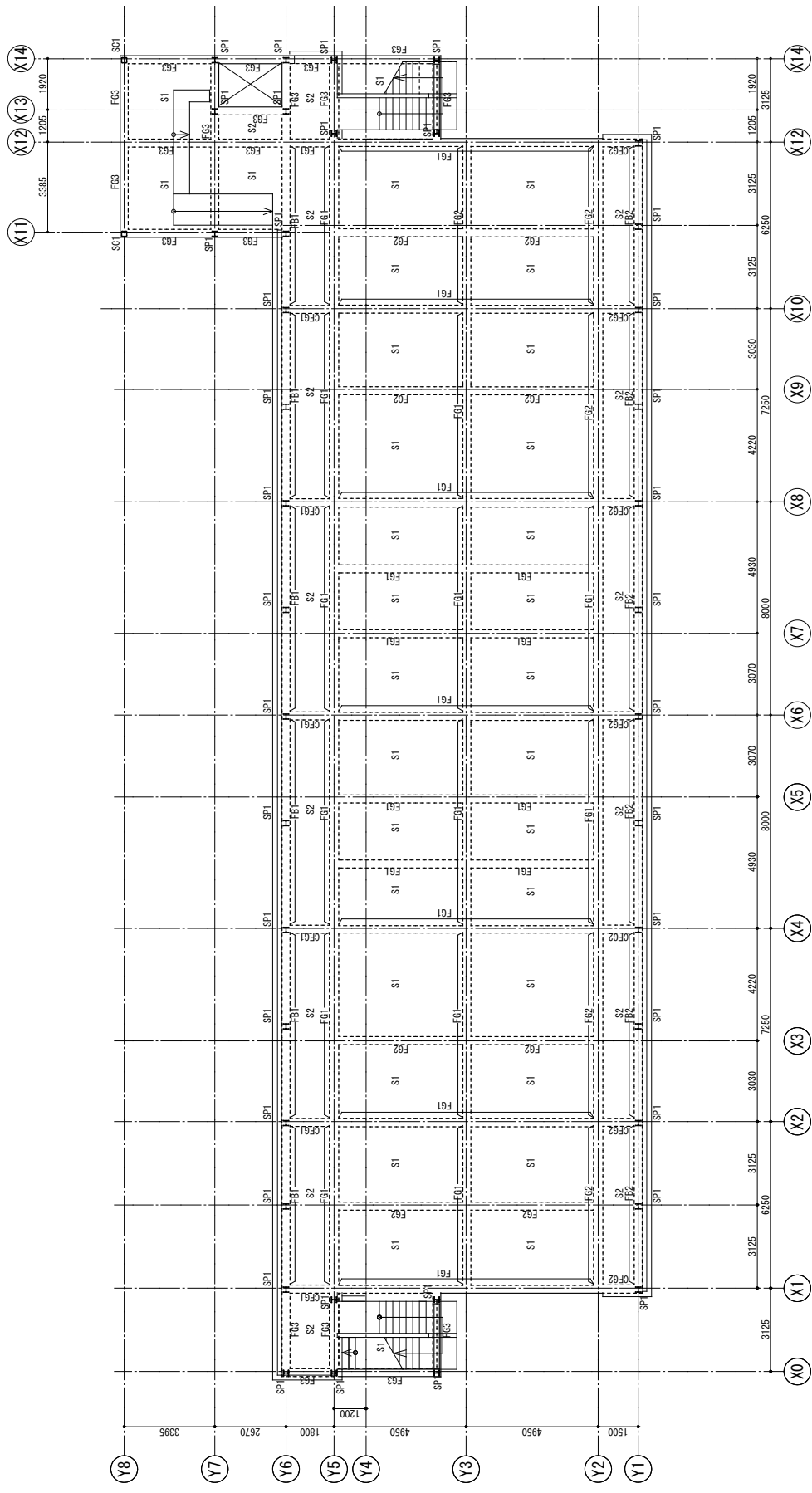
種別	長期				短期		
	完全溶け込み溶接		隅肉溶接				
	圧縮・引張・曲げ	せん断	圧縮・引張・曲げ	せん断			
400N/mm ²	156		90.5	156		90.5	長期の 1.5 倍

表 3.2.10 木材、CLT パネルの許容応力度 (N/mm²)

		圧縮・引張・曲げ・せん断	めり込み
長期	常時	$\frac{1.1}{3} F$	$\frac{1.5}{3} F_{cv}$
	積雪	$1.3 \times \frac{1.1}{3} F = \frac{2}{3} F$	$\frac{1.5}{3} F_{cv}$
短期	水平	$\frac{2}{3} F$	$\frac{2}{3} F_{cv}$
	積雪	$\frac{2}{3} F \times 0.8 = \frac{1.6}{3} F$	$\frac{2}{3} F_{cv}$

4. 伏図と軸組図

次項に示す。



1階床伏図 (RC. S) 1/150

- 鉄骨部材断面リスト
 SC: □-200x200x4 (BOR295)
 SP1: H-200x200x8x12 (SS400)
 SB1: H-200x200x8x12 (SS400)
 SB2: H-200x100x5.5x8 (SS400)

図 4.1 伏図 1
 4 - 2

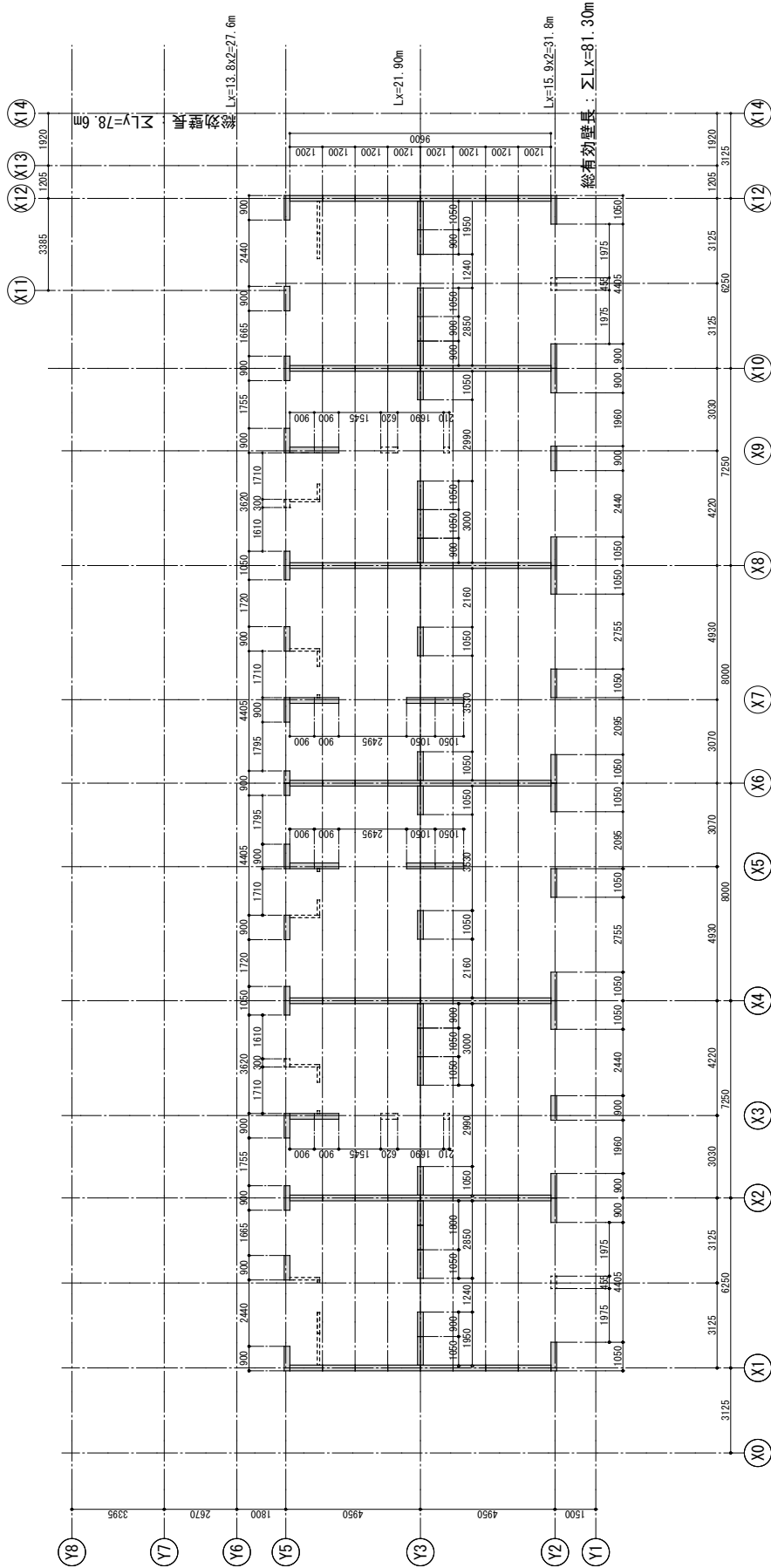
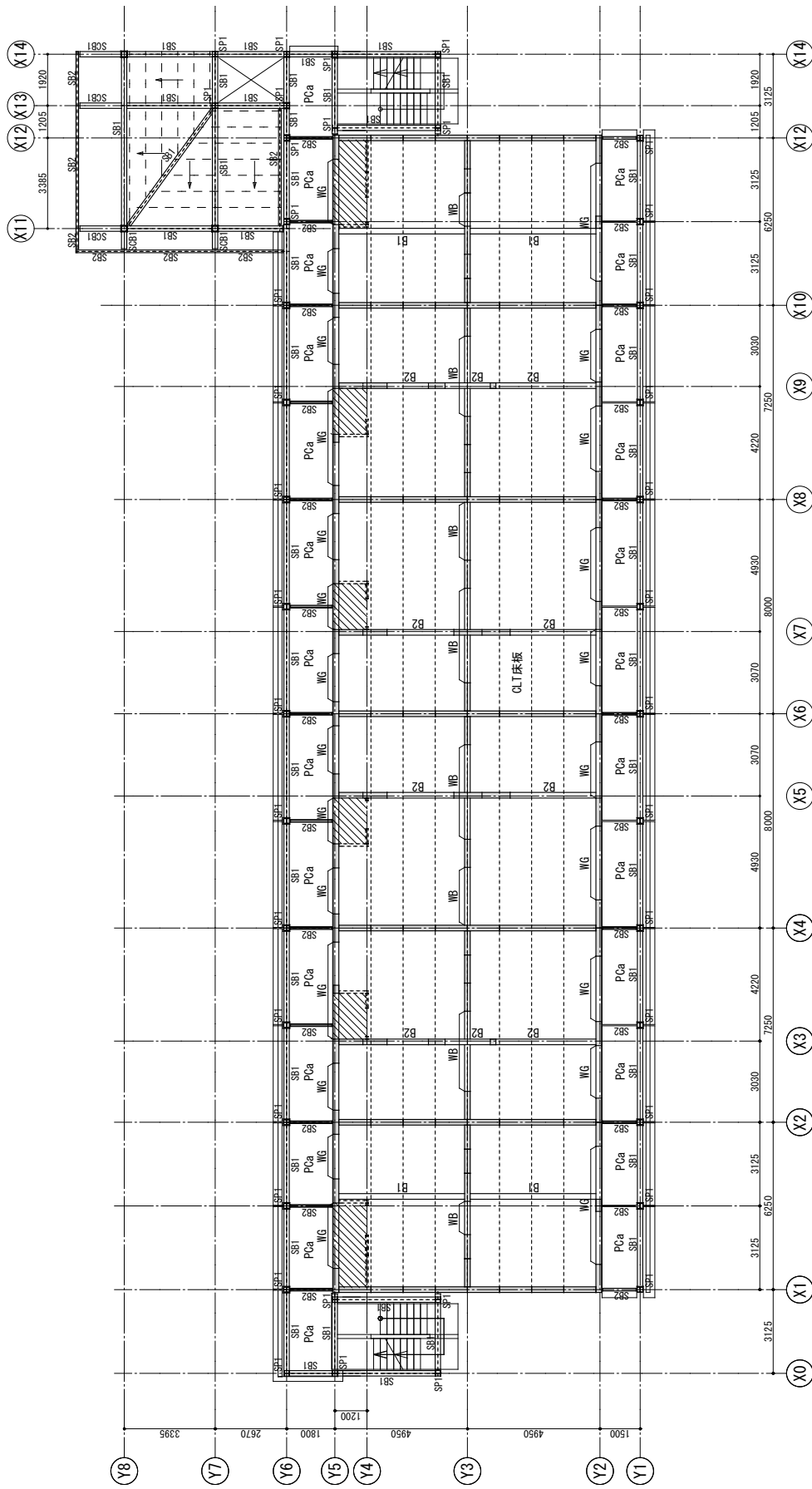


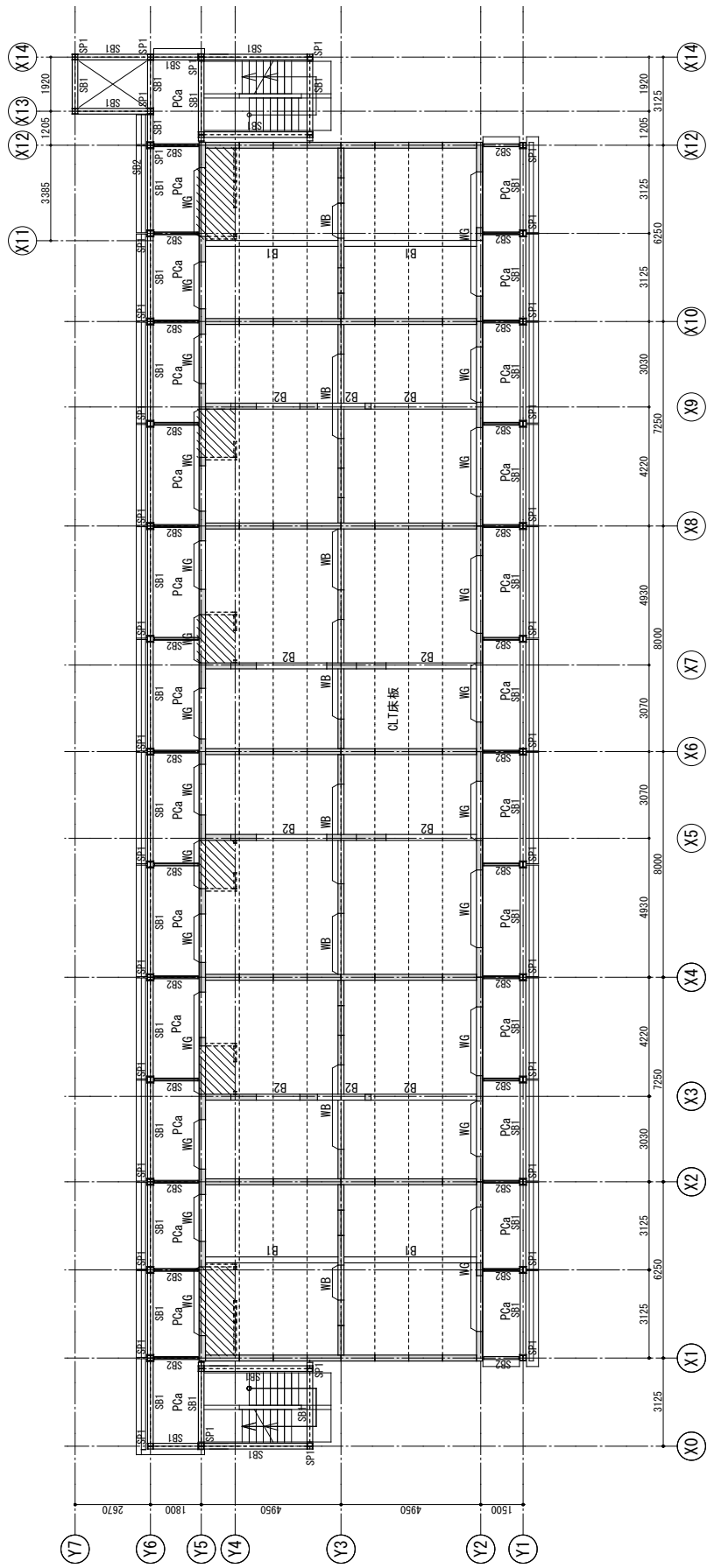
図 4.2 伏図 2



2階床伏図 1/150
 特記なき限り、QLT壁板: S90-5-7 t=210 (ヒノキ)
 特記なき限り、QLT床板: Mx90-5-7 t=210 (ヒノキ)
 WGはQLT垂れ壁(壁)を示す。
 //はQLT床板上のPCa板を示す。

鉄骨部材断面リスト
 SC1: H-200x200x3 (RGR295)
 SPS: H-200x200x8x12 (SS400)
 SBI: H-200x200x8x12 (SS400)
 SCB1: H-200x200x8x12 (SS400)
 SB2: H-200x100x5.5x8 (SS400)

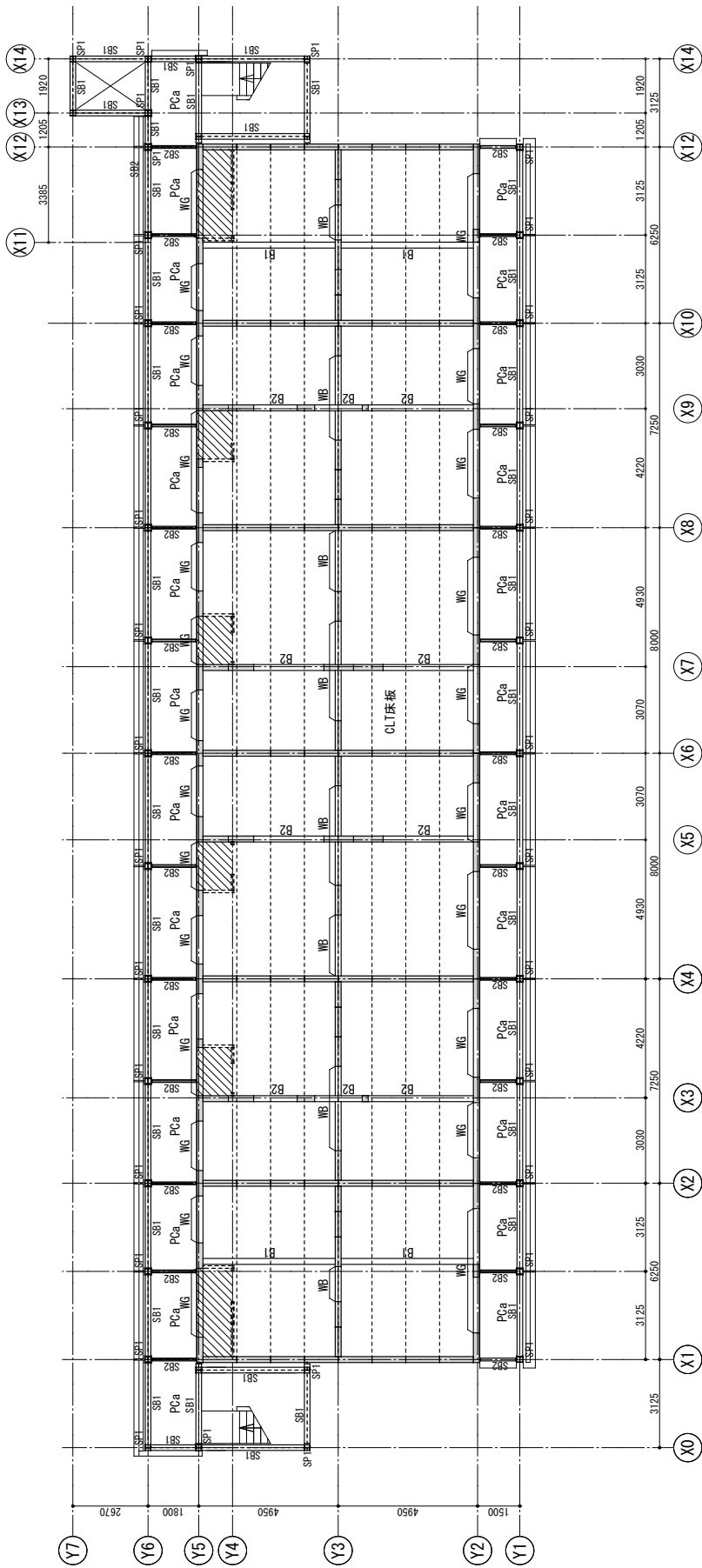
図 4.3 伏図 3



標準部材断面リスト
 S61: 口-200x200x9 (BCR295)
 SP1: H-200x200x8x12 (SS400)
 S81: H-200x200x8x12 (SS400)
 S82: H-200x100x5.5x8 (SS400)

3階 4階 床伏図 1/150
 特記なき限り、CLT壁板: S80-5-7 t=210 (ヒノキ)
 特記なき限り、CLT床板: M80-5-7 t=210 (ヒノキ)
 MGは、壁柱壁 (梁) を示す。
 //はCLT床板上のPCa梁を示す。

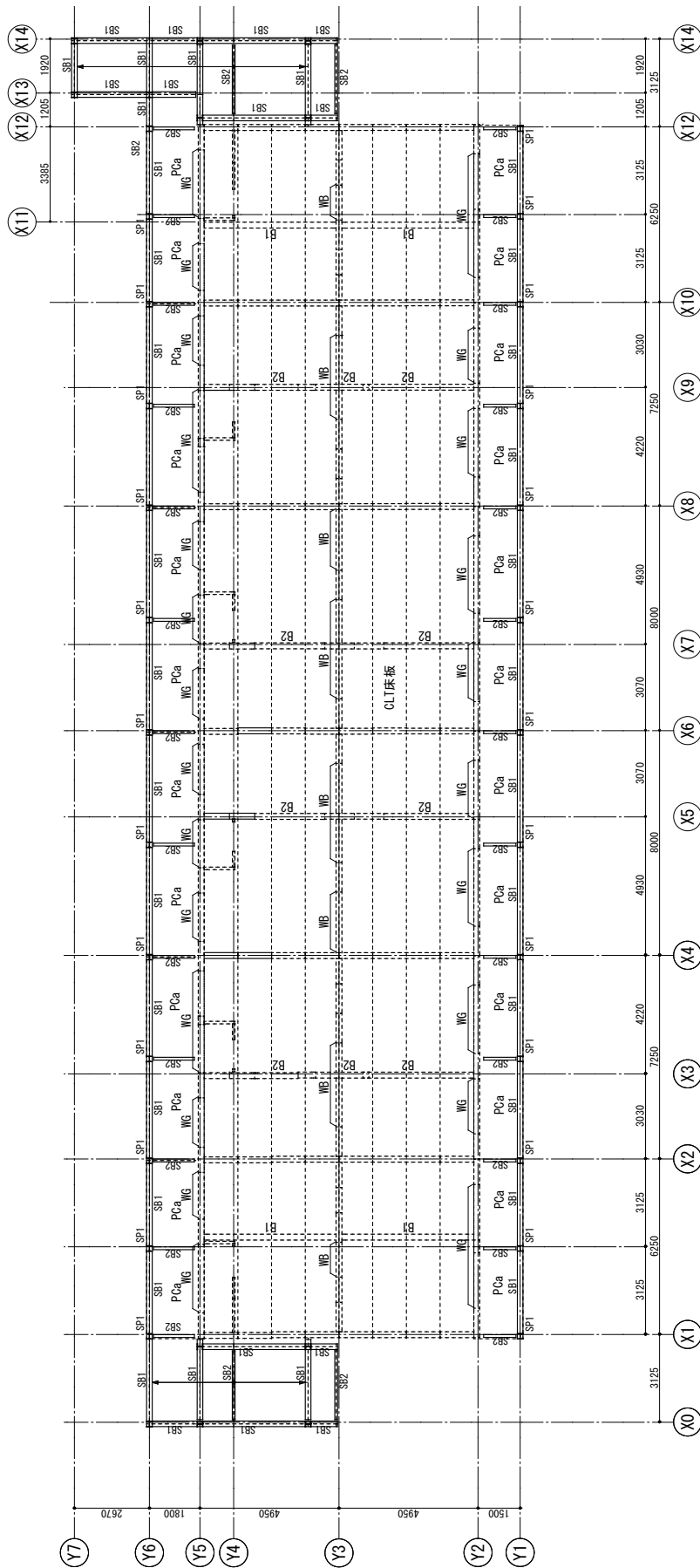
図 4.4 伏図 4



鉄骨部材断面リスト
 SC1: □-200x200x9 (GR295)
 SP1: H-200x200x8x12 (SS400)
 SB1: H-200x200x8x12 (SS400)
 SB2: H-200x100x5 5x8 (SS400)

5階床状図 1/150
 特記なき限り、CLT壁板: S90-5-7 t=210 (七ノキ)
 特記なき限り、CLT床板: Mx90-5-7 t=210 (七ノキ)
 MGはCLT垂れ壁(梁)を示す。
 //はCLT床板上のPCa板を示す。

図 4.5 伏図 5



鉄骨材断面リスト
 SC1: 口-200x200x9 (SS205)
 SP1: H-200x200x8x12 (SS400)
 SB1: H-200x200x8x12 (SS400)
 SB2: H-200x100x3.5x8 (SS400)

小屋体図(1) 1/150
 特記なき限り、CLT床板: Mx90-5-7 t=210 (ヒノキ)
 特記なき限り、CLT壁板: S90-5-7 t=210 (ヒノキ)
 WGはCLT垂れ壁 (表) を示す。

図 4.6 伏図 6

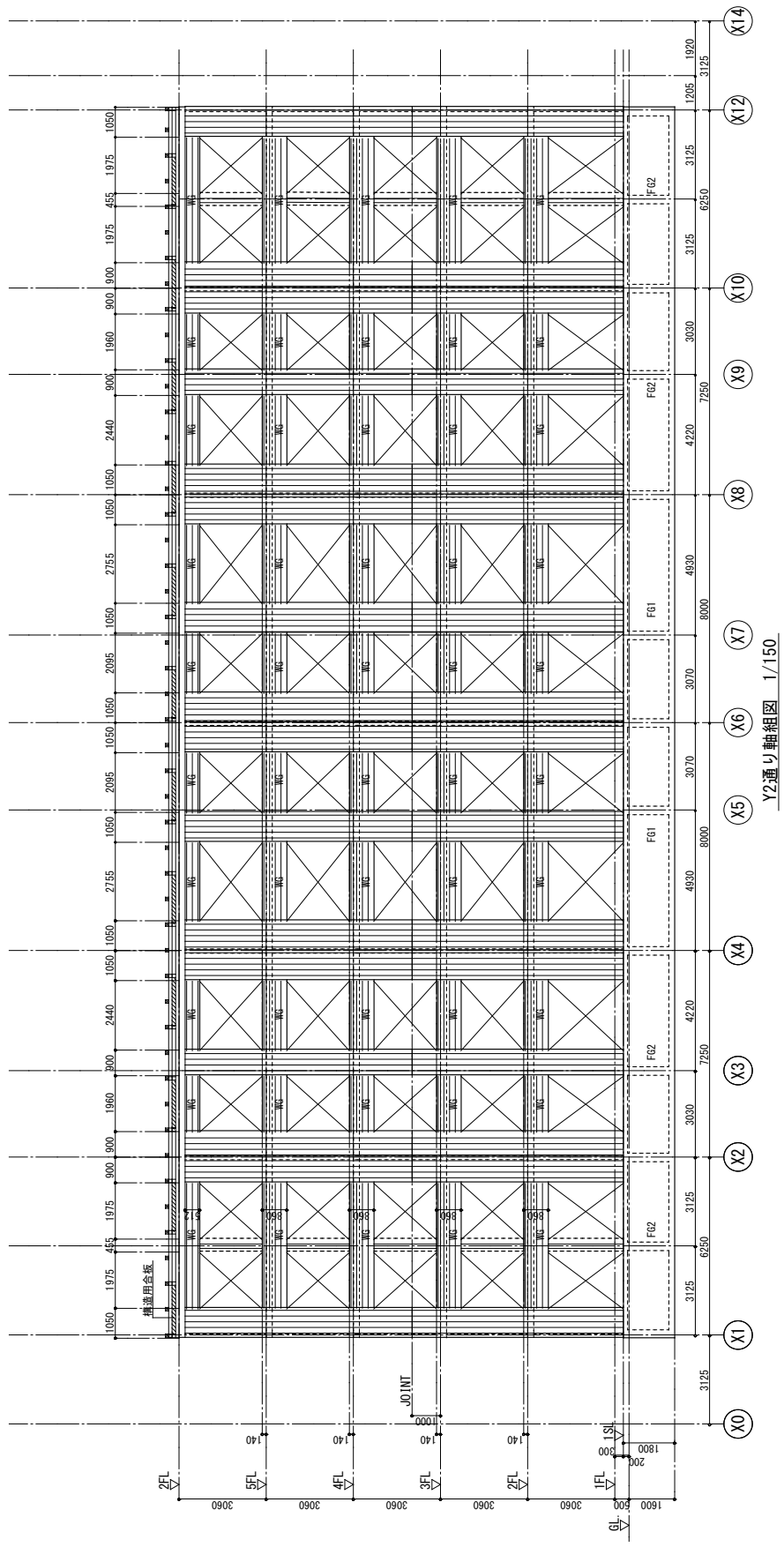
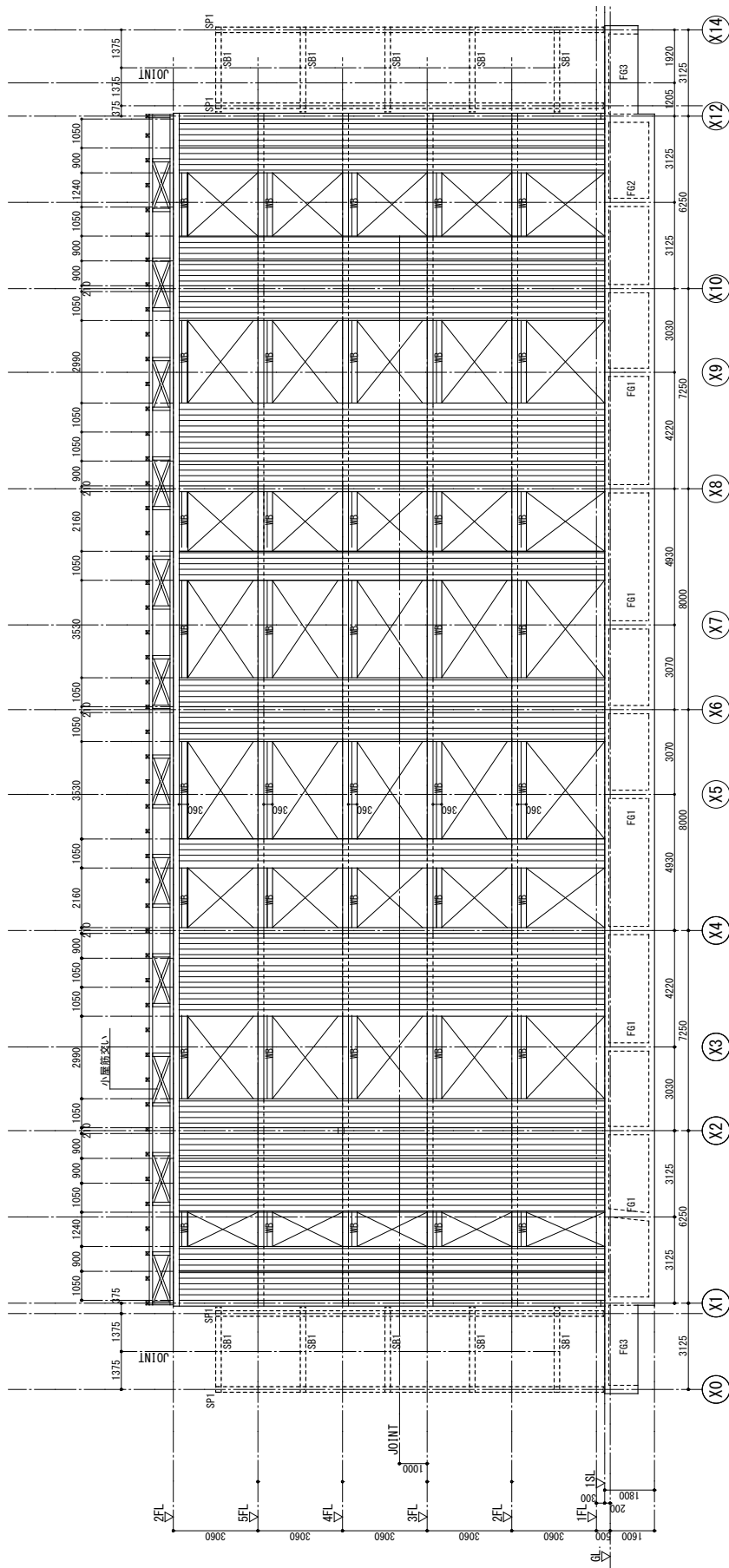
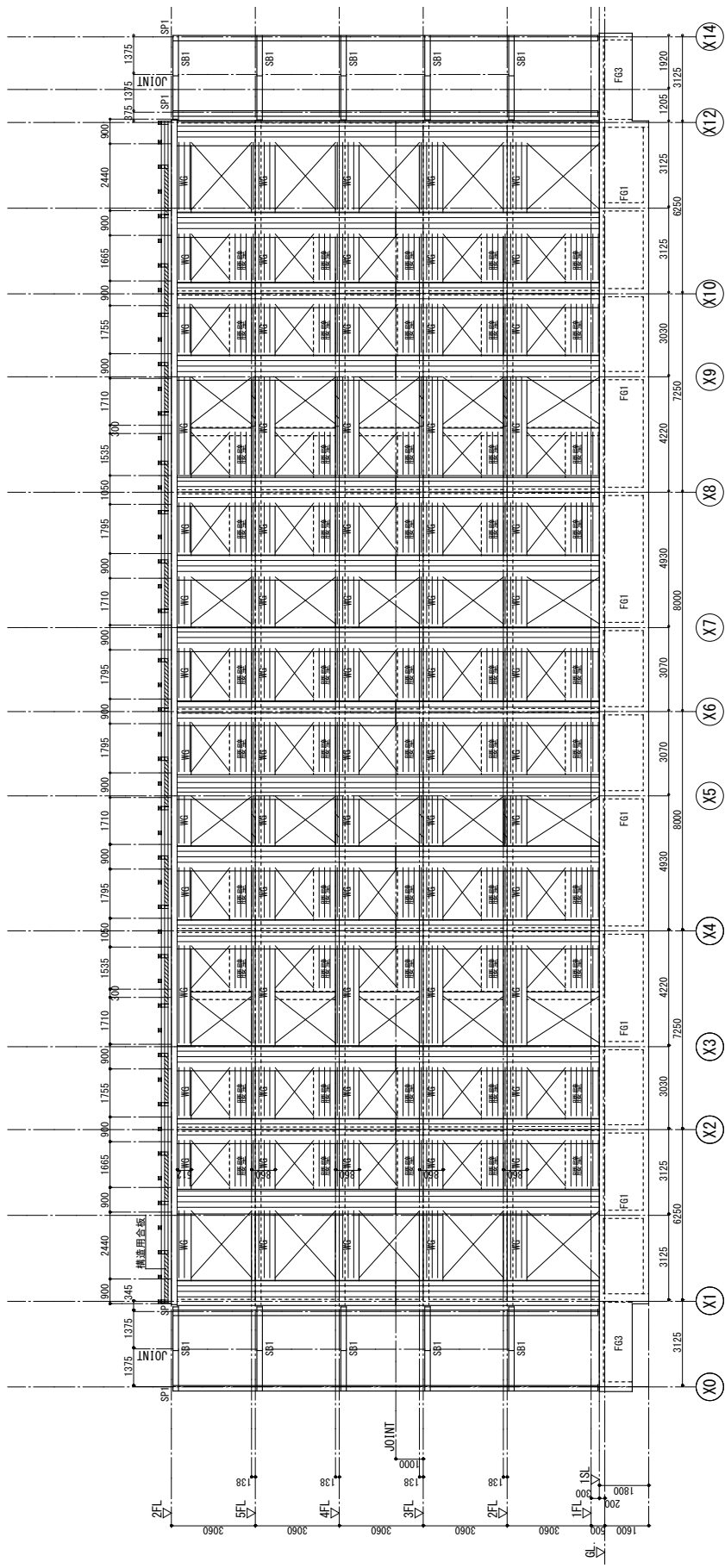


図 4.7 軸組図 1



Y3通り軸組図 1/150
 特記なき限り、CLT壁板:S90-5-7 t=210 (七ノキ)
 桁はCLT重り壁(梁)を示す。

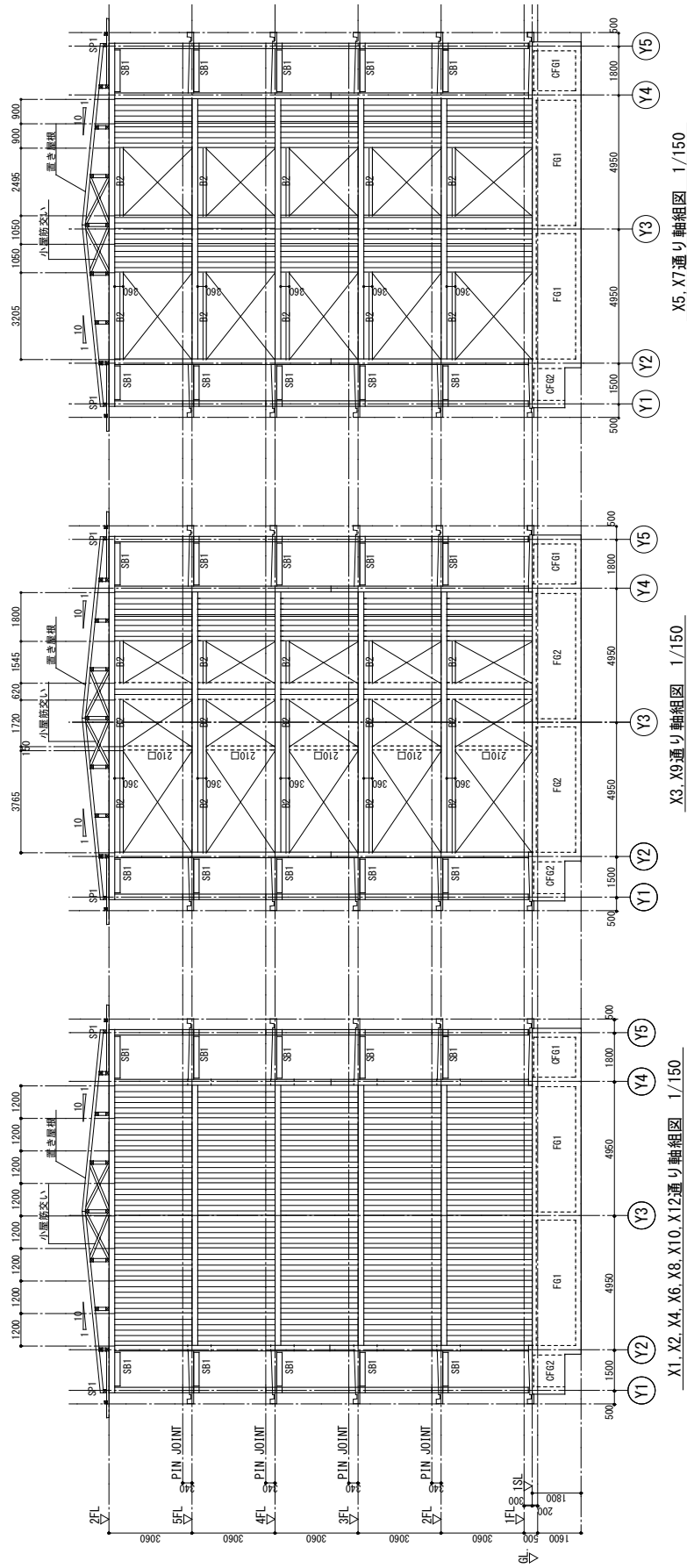
図 4.8 軸組図 2



Y5通り軸組図 1/150

特記なき限り、CL工機板：S90-5-7 t=210（ヒノキ）
 WGはCL工機板（鉄）を示す。
 ；の壁は煉瓦とする。

図 4.9 軸組図 3

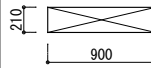
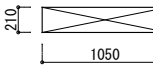






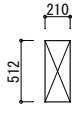
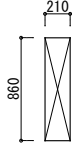
共通事項
 特記なき限り、CLT壁板: S90-5-7 t=210 (ヒノキ)
 特記なき限り、CLT床板: Mx90-5-7 t=210 (ヒノキ)
 W9はCLT垂れ壁(梁)を示す。
 〓の壁は縦壁とする。

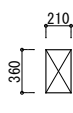
図 4.10 軸組図 4


5. 部材断面表


5.1. 柱・梁・CLTパネル断面表

CLT壁パネル断面表			CLT雑壁パネル断面表			
1F~5F						
断面	210 x 900	210 x 1050	210 x 1200	210 x 300	210 x 455	210 x 620
樹種	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ
強度等級	S90-5-7	S90-5-7	S90-5-7	S90-5-7	S90-5-7	S90-5-7

CLT垂れ壁パネル(WG)断面表	
RF	
断面	210 x 512
樹種	ヒノキ
強度等級	S90-5-7
2F~5F	
断面	210 x 860
樹種	ヒノキ
強度等級	S90-5-7

CLT垂れ壁パネル(WB)断面表	
2F~RF	
断面	210 x 360
樹種	ヒノキ
強度等級	S90-5-7

柱(集成材)断面表	
1F~5F	
断面	210 x 210
樹種	ヒノキ
強度等級	E95-F315
規格	集成材(同一等級)

CLT床パネル断面表	
2F~RF	
版厚	210
樹種	ヒノキ
強度等級	Mx90-5-7

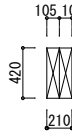
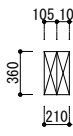
小梁(集成材)断面表		
符号	B1	B2
2F~RF		
断面	2x 105 x 420	2x 105 x 360
樹種	ベイマツ	ベイマツ
強度等級	E120-F330	E120-F330
規格	集成材(対称異等級)	集成材(対称異等級)

図 5.1 柱・梁・CLTパネル断面

5.2. CLT パネル接合部詳細図

CLT パネル各接合部の詳細図を示す。

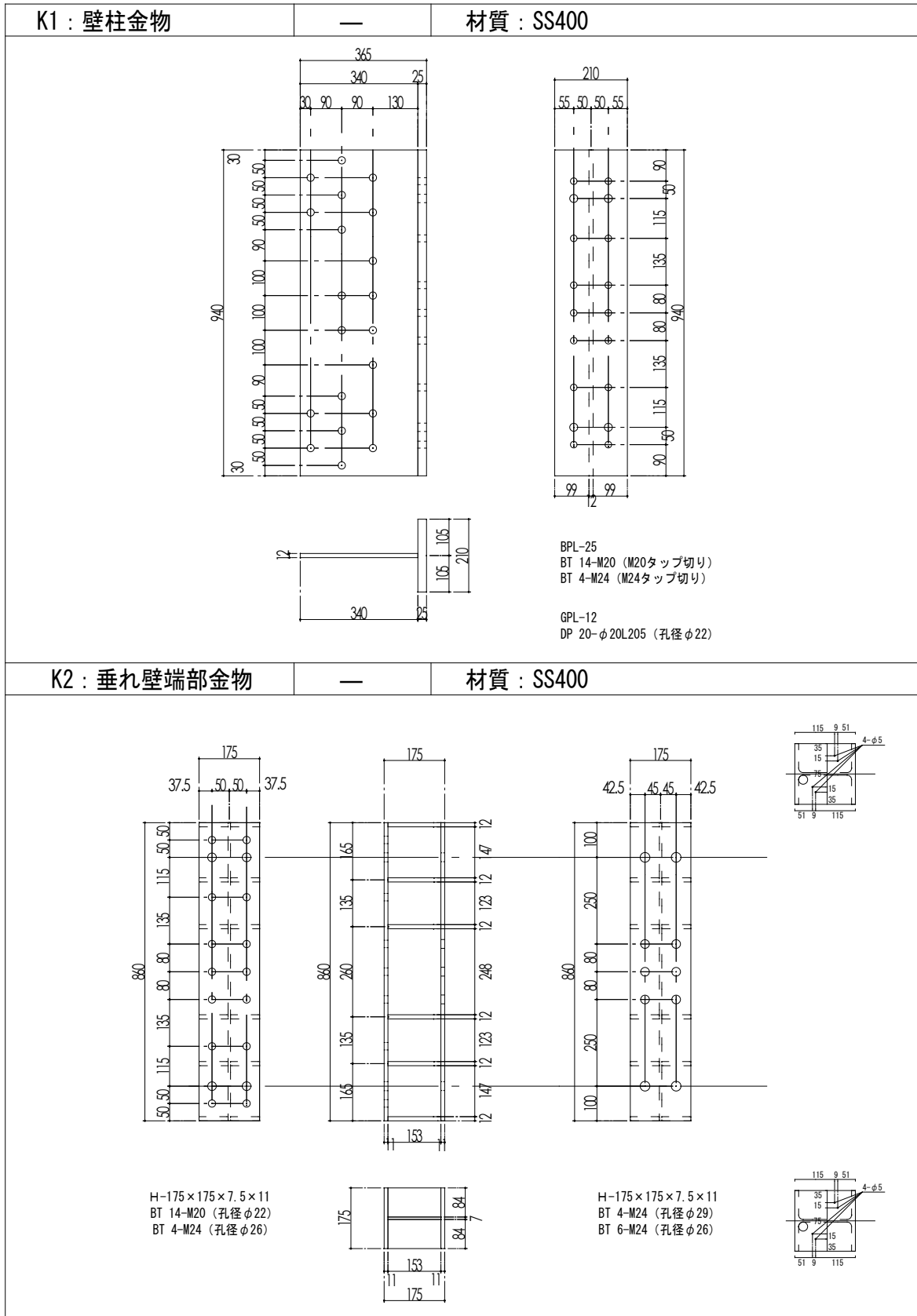
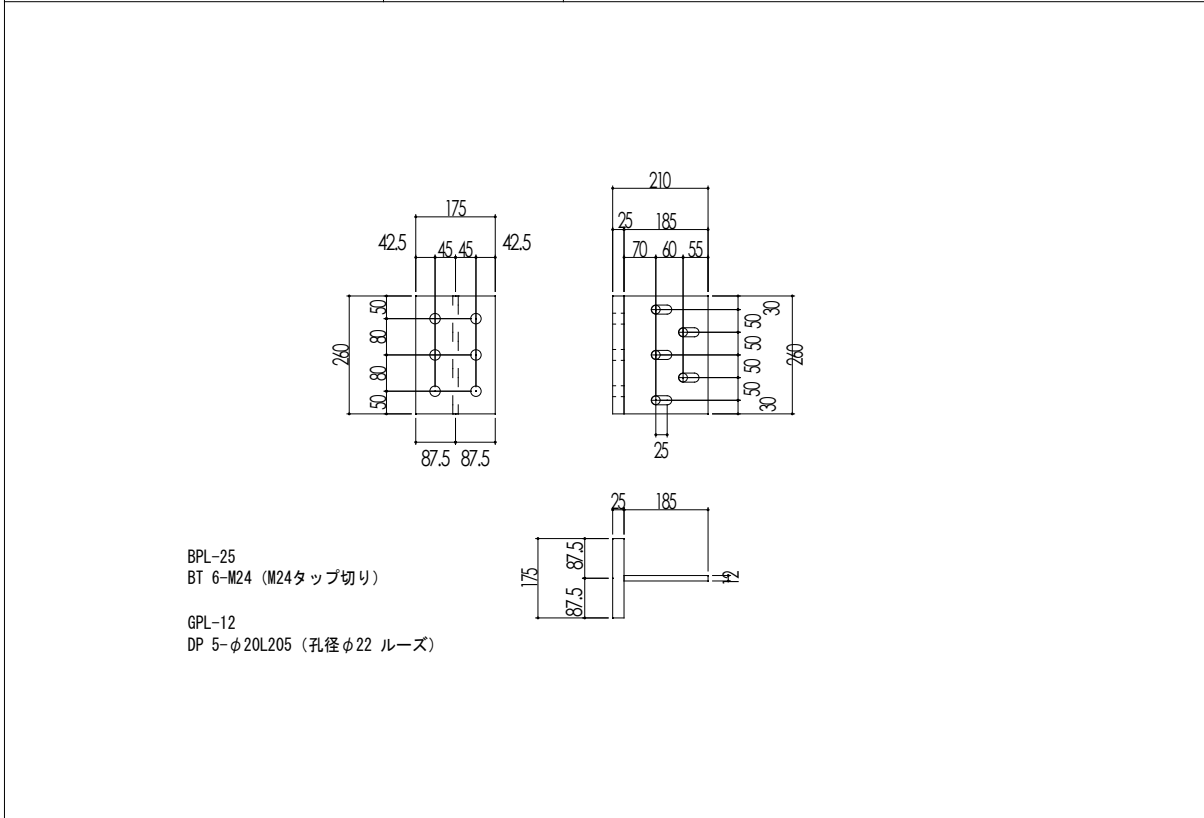


図 5.2.1 一般階垂れ壁(WG)接合金物詳細図 (1)

K3 : 垂れ壁せん断金物	—	材質 : SS400
---------------	---	------------



K4 : 垂れ壁引張金物	—	材質 : SM490
--------------	---	------------

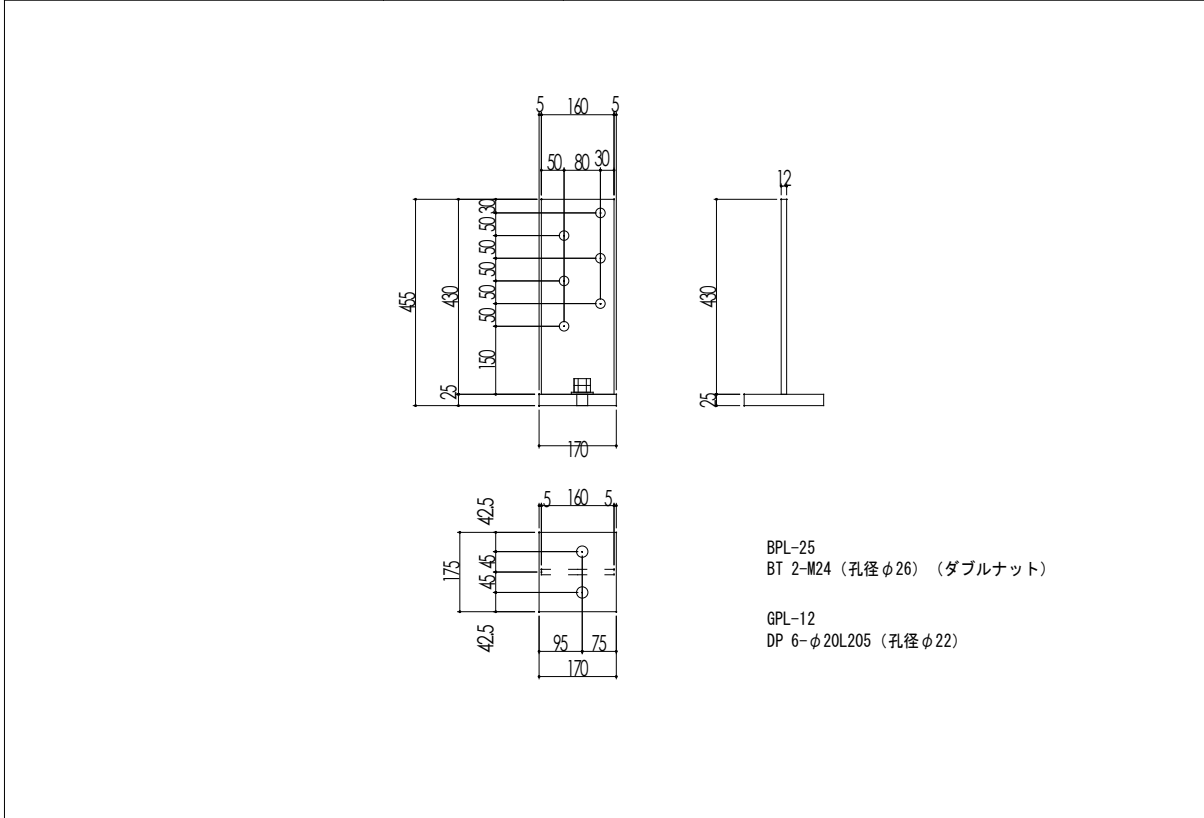


図 5.2.2 一般階垂れ壁(WG)接合金物詳細図 (2)

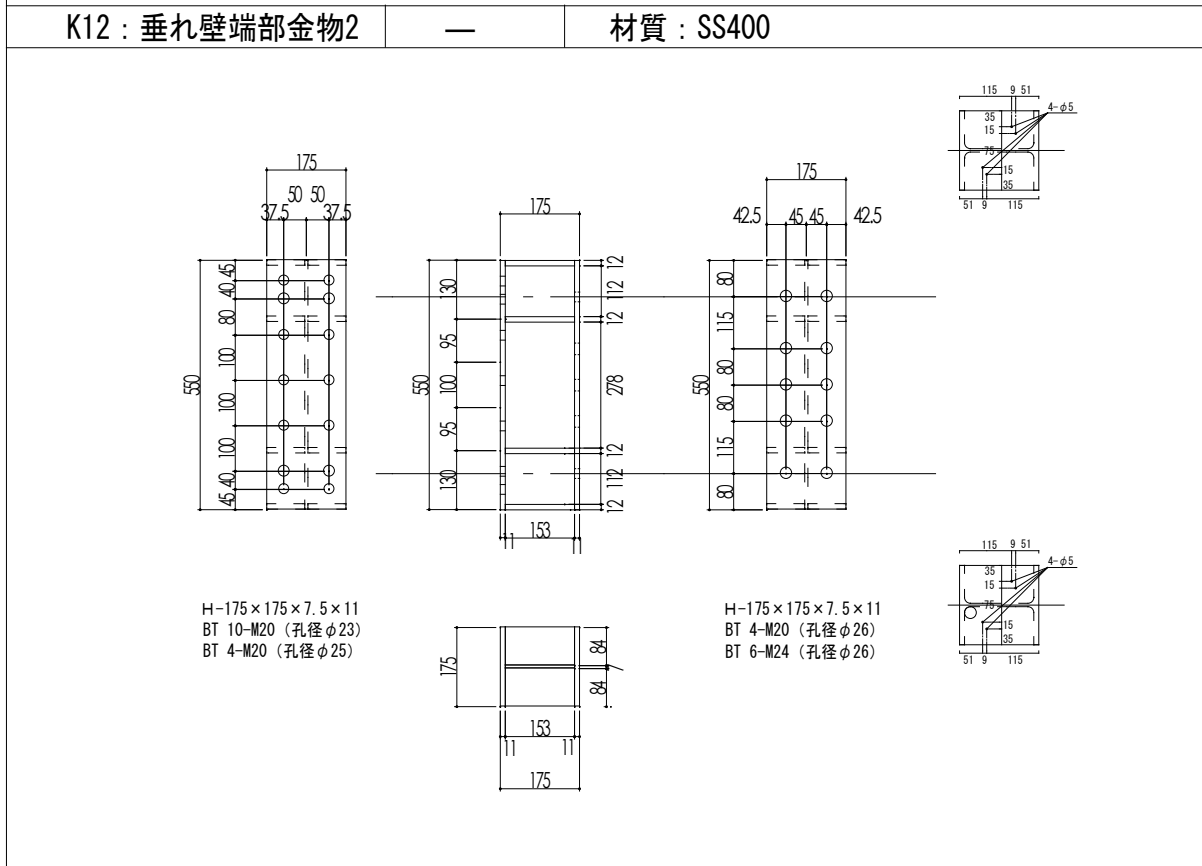
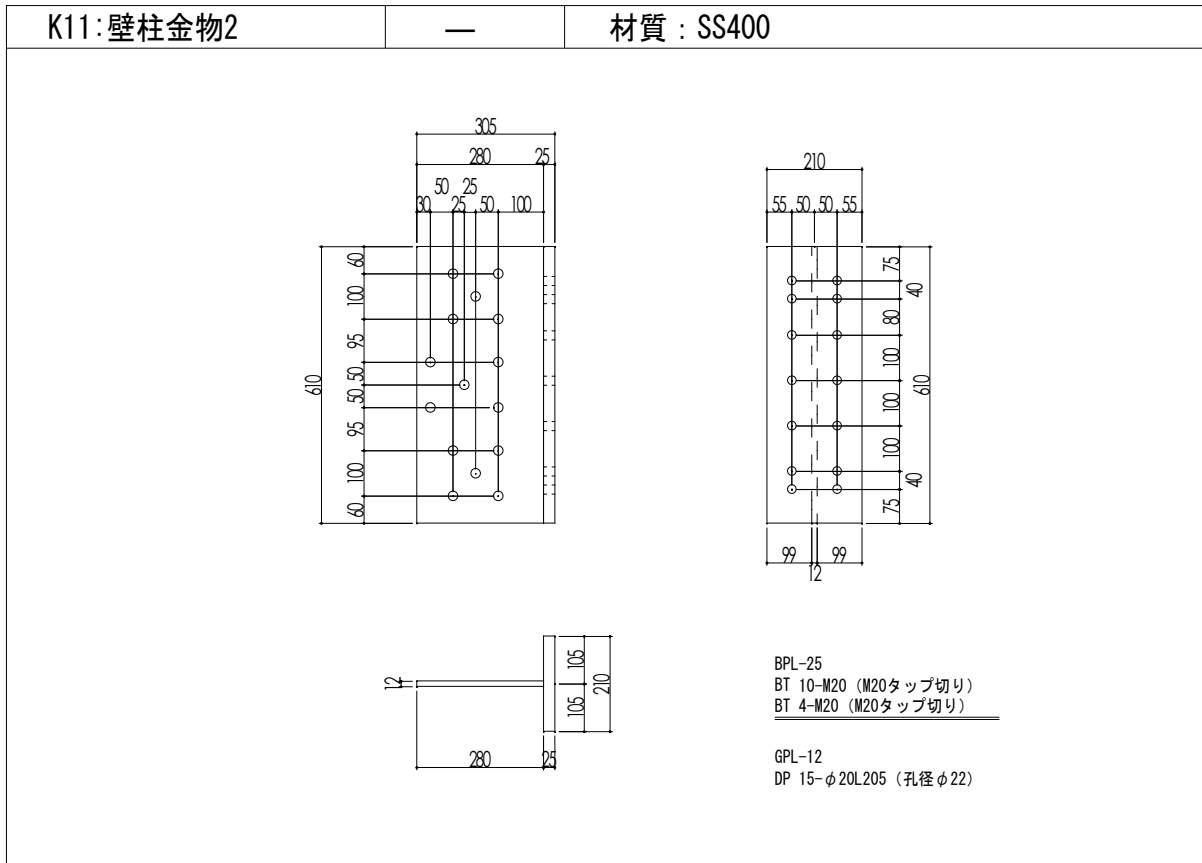
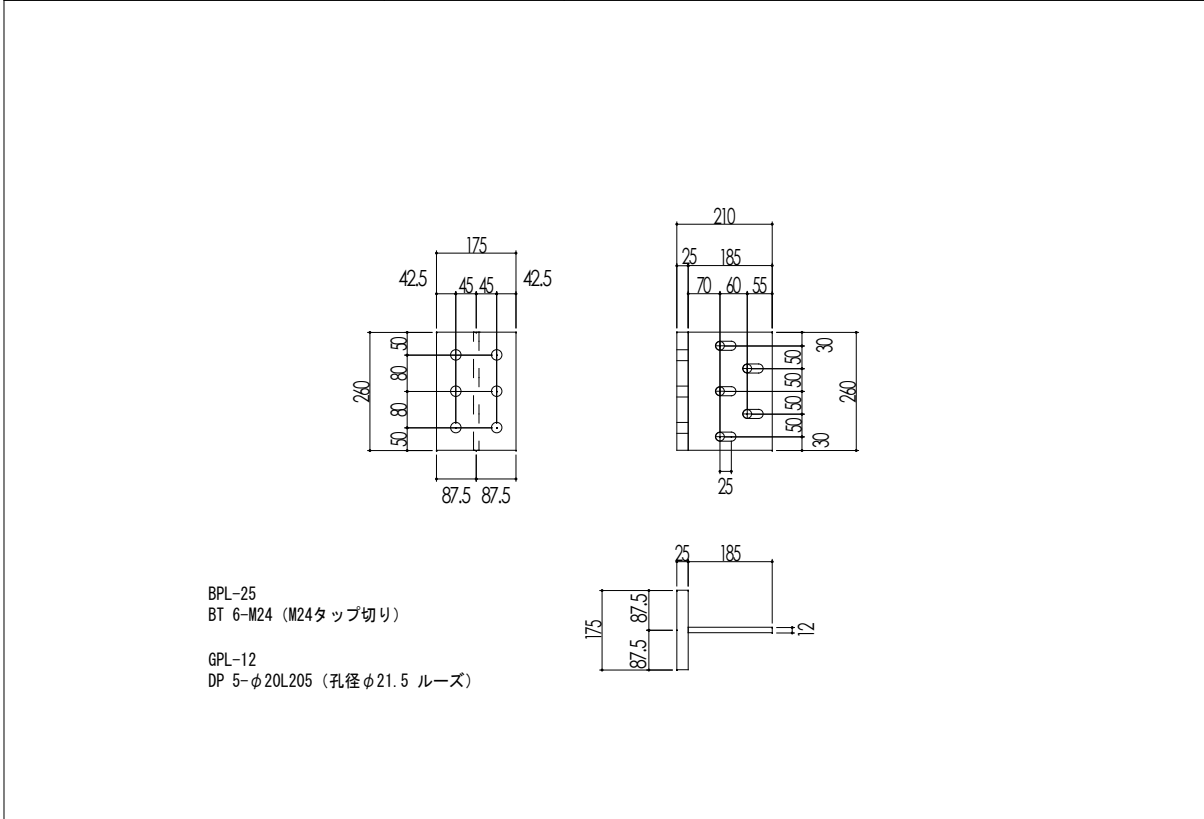


図 5.2.3 最上階垂れ壁(WG)接合金物詳細図 (1)

K13 : 垂れ壁せん断金物2	—	材質 : SS400
-----------------	---	------------



K14 : 垂れ壁引張金物2	—	材質 : SM490
----------------	---	------------

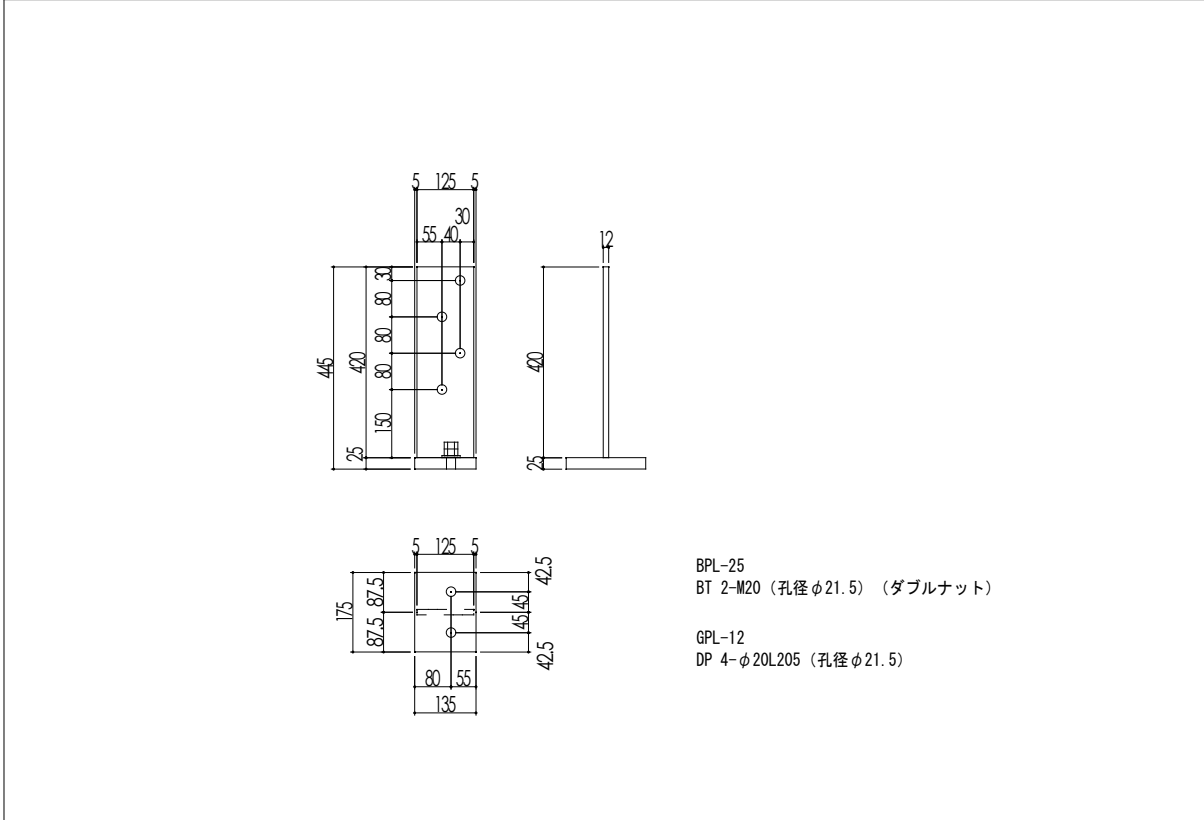
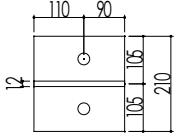
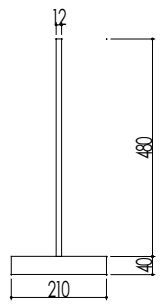
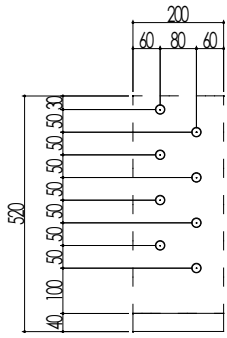


図 5.2.4 最上階垂れ壁(WG)接合金物詳細図 (2)

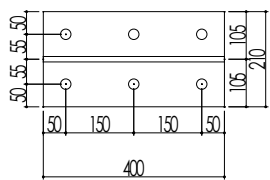
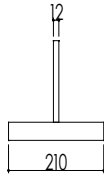
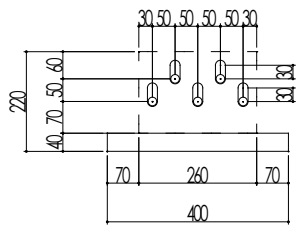
B1 : 壁柱柱脚 (引張) — 材質 : SS400



BPL-40
BT 2-M27 (M27タップ切り)

GPL-12
DP 8-φ20L205 (孔径φ22)

B2 : 壁柱柱脚 (せん断) — 材質 : SS400



BPL-40
BT 6-M24 (M24タップ切り)

GPL-12
DP 5-φ20L205 (孔径φ22ルーズ孔)

図 5.2.5 壁パネル接合金物詳細図

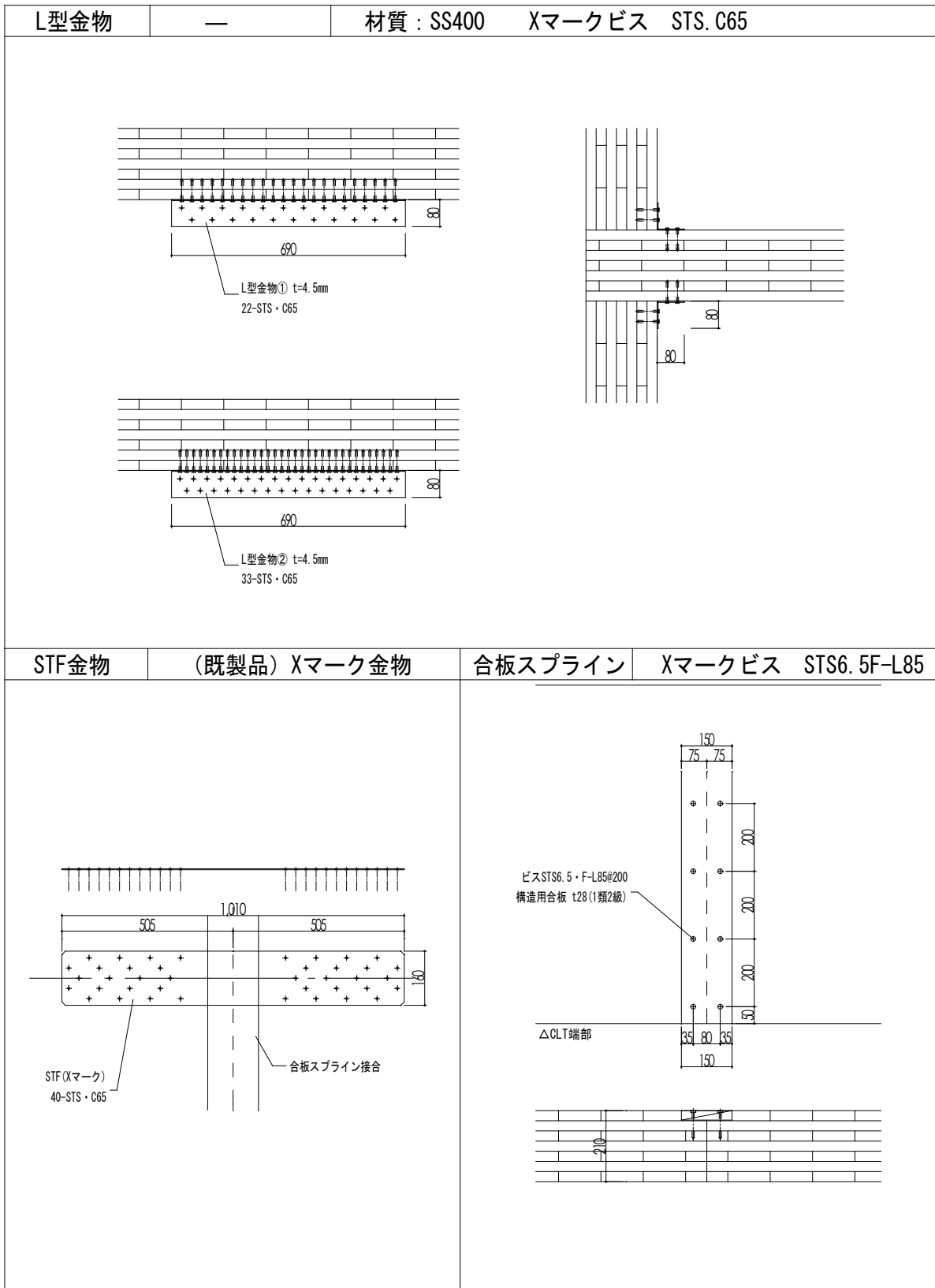


図 5. 2. 6 床パネル用接合金物詳細図

5.3. 集成材接合部詳細図

集成材接合部の詳細図を示す。

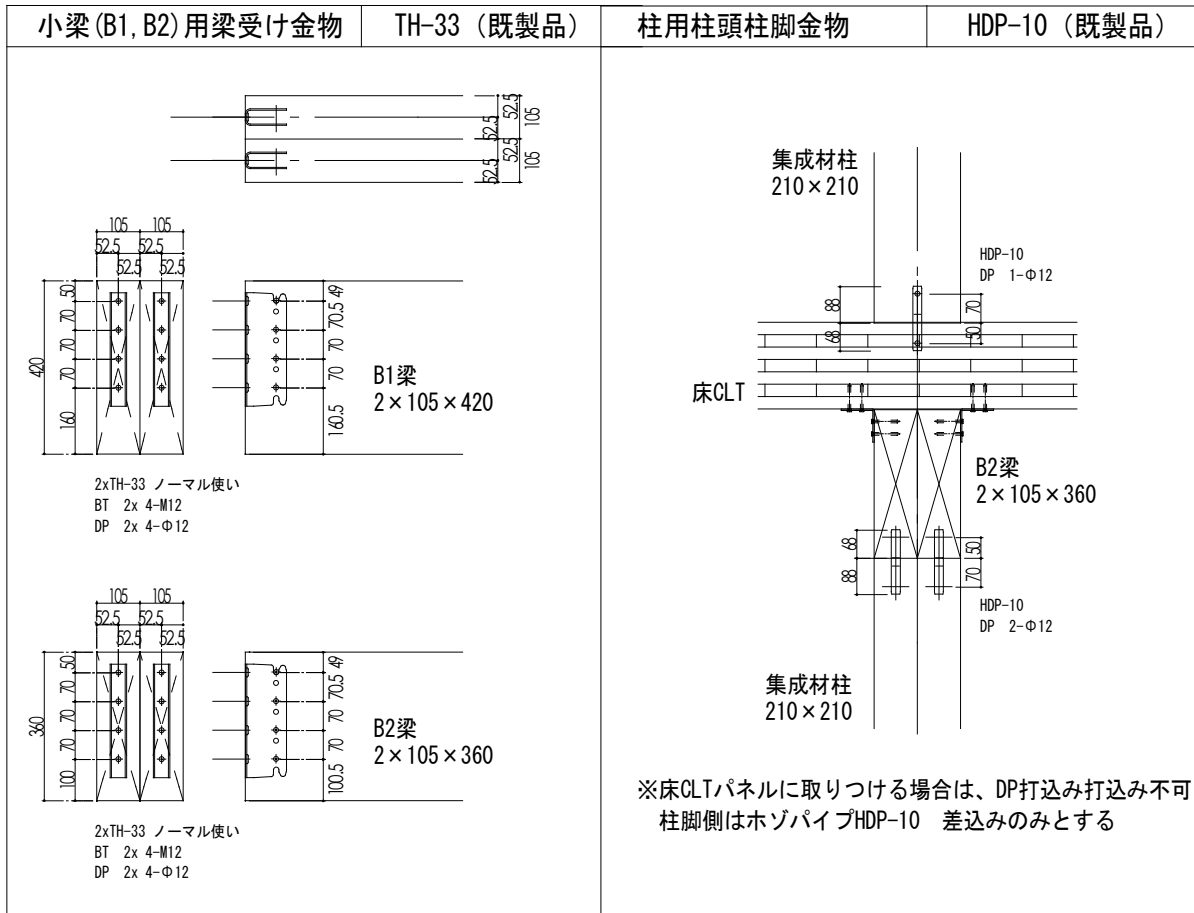


図 5.3.1 集成材接合金物詳細図

6. 荷重・外力計算書

6.1. 固定荷重

表 6.1.1 床 固定荷重+積載荷重 (単位: N/m²) (その1)

				固定荷重		積載荷重	設計荷重
				DL		LL	TL
屋根	金属板仕上げ	300	→ 553	→ 560	S	1000	1560
	(野地板、垂木、断熱材など込)			屋根勾配: 1.0寸	R	400	3400
	小屋組	250		2978 → 3000	E	0	3000
	断熱材(t=115 γ=0.25)	30					
	床面上強化石膏ボード(2枚貼)						
	(GB-F t=21+21=42 γ=8.4)	350					
	床組(パネル厚210mm)	1050					
	床面下強化石膏ボード(2枚貼)						
	(GB-F t=21+25=46 γ=8.4)	385					
	防振用木炭袋	110					
天井	250						
(石膏ボードt12.5+t9.5+ LGS下地)							
軒先 鉄骨階段屋根	金属板仕上げ	300	→ 553	→ 560	S	1000	1560
	(野地板、垂木、断熱材など込)			屋根勾配: 1.0寸	R	400	3100
	小屋組	250		2688 → 2700	E	0	2700
	床面上強化石膏ボード(2枚貼)						
	(GB-F t=21+21=42 γ=8.4)	350					
	床組(パネル厚210mm)	1050					
	床面下強化石膏ボード(2枚貼)						
	(GB-F t=21+25=46 γ=8.4)	385					
	天井(繊維混入ケイカル板t6)	100					
基準階	居室(1)	間仕切り	400		S	1800	4700
	3階~5階	仕上	350		R	1300	4200
		(乾式遮音置床+フローリング)			E	600	3500
		床面上強化石膏ボード(2枚貼)					
		(GB-F t=21+21=42 γ=8.4)	350				
		床組(パネル厚210mm)	1050				
		床面下強化石膏ボード(2枚貼)					
		(GB-F t=21+25=46 γ=8.4)	385				
		防振用木炭袋	110				
		天井	250				
(石膏ボードt12.5+t9.5+ LGS下地)							
		2895	→	→ 2900			
居室(2) 2階	間仕切り	400			S	1800	4950
	仕上				R	1300	4450
	(乾式遮音置床+フローリング)	350			E	600	3750
	強化石膏ボード(2枚貼)+ALC						
	(ALC t=36 γ=6.5)	234					
	(GB-F t=15+15=30 γ=8.4)	250					
	床組(パネル厚210mm)	1050					
	強化石膏ボード(3枚貼)+ケイカル板						
	(GB-F t=15 x3=45 γ=8.4)	375					
	(t=15 γ=8.4)	120					
防振用木炭袋	110						
天井	250						
(石膏ボードt12.5+t9.5+ LGS下地)							
		3139	→	→ 3150			

表 6.1.1 床 固定荷重+積載荷重 (単位: N/m²) (その2)

共用廊下 バルコニー EVホール	仕上	50		S	1800	6400
	PC板(平均厚t150 $\gamma=24$)	3600		R	1300	5900
	鉄骨	500		E	600	5200
	天井	450				
		4600	→	→	4600	
アールコーブ 3階~5階	仕上	50		S	1800	7300
	PC板(平均厚t150 $\gamma=24$)	3600		R	1300	6800
	床組(パネル厚210mm)	1050		E	600	6100
	床面下強化石膏ボード(2枚貼) (GB-F t=21+25=46 $\gamma=8.4$)	385				
	防振用木炭袋	110				
	天井	250				
	(石膏ボードt12.5+t9.5+ LGS下地)	5445	→	→	5500	
アールコーブ 2階	仕上	50		S	1800	7400
	PC板(平均厚t150 $\gamma=24$)	3600		R	1300	6900
	床組(パネル厚210mm)	1050		E	600	6200
	強化石膏ボード(3枚貼)+ケイカル板 (GB-F t=15 x3=45 $\gamma=8.4$)	380				
	(ケイカル板 t=15 $\gamma=8.4$)	130				
	防振用木炭袋	110				
	天井	250	5570	→	→	5600
	(石膏ボードt12.5+t9.5+ LGS下地)					
階段	仕上(モルタルt40+段板込)	1400		S	1800	3700
	鉄骨	500		R	1300	3200
		1900	→	→	1900	E 600 2500
1階屋根 最上外階段屋根	金属板	300	→ 301	→	350	S 1000 1350
	(野地板、垂木、断熱材など込)				屋根勾配: 1.0寸	R 400 1250
	鉄骨	500		801	→	850 E 0 850
	天井	200				
					(杉板t12.0+石膏ボードt9.5+ LGS下地)	
EVシャフト屋根	押さえコンクリート t60 $\gamma=23$	1380		S	1000	3300
	断熱材(t=60 $\gamma=0.25$)	15		R	400	2700
	下地	300		E	0	2300
	鉄骨	500				
	天井	100	2295	→	→	2300

表 6.1.2 壁 固定荷重 (その1)

外壁(1)	ALC t=35 $\gamma=6.5$	230			
	グラスウール t50	50			
	強化石膏ボード(2枚貼)				
	(GB-F t=21+21=42 $\gamma=8.4$)	350			
	軸組(パネル厚210mm)	1050			
	強化石膏ボード(2枚貼)				
	(GB-F t=21+21=42 $\gamma=8.4$)	350			
	内部仕上げ (石膏ボードt12.5+ LGS下地)	150	2180	→	→
外壁(2)	ALC t=35 $\gamma=6.5$	230			
	グラスウール t50	50			
	強化石膏ボード(2枚貼)				
	(GB-F t=21+21=42 $\gamma=8.4$)	350			
	軸組(パネル厚150mm)	750			
	強化石膏ボード(2枚貼)				
	(GB-F t=21+21=42 $\gamma=8.4$)	350			
	内部仕上げ (石膏ボードt12.5+ LGS下地)	150	1880	→	→
外壁(3) 1階	ALC t=50 $\gamma=6.5$	325			
	グラスウール t50	50			
	強化石膏ボード(2枚貼)				
	(GB-F t=21+15=36 $\gamma=9.3$)	340			
	軸組(パネル厚210mm)	1050			
	強化石膏ボード(2枚貼)				
	(GB-F t=21+21=42 $\gamma=8.4$)	350			
	内部仕上げ (石膏ボードt12.5+ LGS下地)	150	2265	→	→
外壁(4) 1階	ALC t=50 $\gamma=6.5$	325			
	グラスウール t50	50			
	強化石膏ボード(2枚貼)				
	(GB-F t=21+15=36 $\gamma=9.3$)	340			
	軸組(パネル厚150mm)	750			
	強化石膏ボード(2枚貼)				
	(GB-F t=21+21=42 $\gamma=8.4$)	350			
	内部仕上げ (石膏ボードt12.5+ LGS下地)	150	1965	→	→
内壁(1)	内部仕上げ (石膏ボードt12.5+ LGS下地)	150			
	強化石膏ボード(2枚貼)				
	(GB-F t=21+21=42 $\gamma=8.4$)	350			
	軸組(パネル厚150mm)	750			
	強化石膏ボード(2枚貼)				
	(GB-F t=21+21=42 $\gamma=8.4$)	350			
内部仕上げ (石膏ボードt12.5+ LGS下地)	150	1750	→	→	1800

表 6.1.2 壁 固定荷重 (その2)

内壁(2) 界壁	内部仕上げ	250			
	(石膏ボードt12.5+t9.5+ LGS下地)				
	グラスウール t50	50			
	強化石膏ボード(2枚貼)				
	(GB-F t=21+21=42 $\gamma=8.4$)	350			
	軸組(パネル厚150mm)	750			
	強化石膏ボード(2枚貼)				
	(GB-F t=21+21=42 $\gamma=8.4$)	350			
内部仕上げ	150	1900	→	→	1900
(石膏ボードt12.5+ LGS下地)					
内壁(3) 1階	内部仕上げ	150			
	(石膏ボードt12.5+ LGS下地)				
	強化石膏ボード(3枚貼)				
	(GB-F t=21x2+15=57 $\gamma=8.4$)	450			
	軸組(パネル厚150mm)	750			
	強化石膏ボード(3枚貼)				
	(GB-F t=21x2+15=57 $\gamma=8.4$)	450			
	内部仕上げ	150	1950	→	→
(石膏ボードt12.5+ LGS下地)					
内壁(4) 1階界壁	内部仕上げ	250			
	(石膏ボードt12.5+t9.5+ LGS下地)				
	グラスウール t50	50			
	強化石膏ボード(3枚貼)				
	(GB-F t=21x2+15=57 $\gamma=8.4$)	450			
	軸組(パネル厚150mm)	750			
	強化石膏ボード(3枚貼)				
	(GB-F t=21x2+15=57 $\gamma=8.4$)	450			
内部仕上げ	150	2100	→	→	2100
(石膏ボードt12.5+ LGS下地)					

表 6.1.3 その他 固定荷重

サッシ	枠材	150			
	ガラス(ペアガラス)	300			
			450	→	→ 500
間仕切壁	床面積当り				400 [N/m ²]

6.2. 積載荷重

表 6.2.1 積載荷重 (N/m²)

	床、小梁用	大梁、柱、基礎用	地震用
非歩行屋根	1000	400	0
居室、外廊下、バルコニー	1800	1300	600

6.3. 積雪荷重

積雪荷重は建築基準法施行令第 86 条に基づき以下により算出する。

$$S = d \cdot \rho \cdot A$$

S : 積雪荷重(N)

d : 垂直積雪量(cm) = 30cm (東京都区部 想定)

ρ : 積雪の単位荷重 (=20N/cm/m²)

A : 屋根の水平投影面積(m²)

よって、屋根面積当たりの積雪荷重は $d \times \rho = 30 \times 20 = 600$ N/m² である。

上記のように、稀に発生する積雪荷重を考慮した屋上の架構用設計荷重は $3000 + 600 = 3600$ N/m² と算出できる。これは長期の架構用設計荷重 3400 N/m² の約 1.06 倍となる。CLT パネルの長期許容応力度と短期 (積雪時) 許容応力度の比は $1.6 / 1.1 \approx 1.45$ であり、荷重の比よりも大きいため、積雪時検討は省略する。

6.4. 風荷重

建物に作用する骨組設計用風圧力は建築基準法施行令第 87 条に基づき以下により算出する。本計算では明らかに問題ないことを確認した。紙面の都合上、計算経過と結果の記載は省略する。

表 6.4.1 風圧力の算定

H: 建物高さ Z: 地盤面からの高さ(m) Zb: 地表面粗度区分に応じた値(m) ZG: 地表面粗度区分に応じた値(m) α : 地表面粗度区分に応じた係数 Gf: ガスト影響係数(地表面粗度区分に応じた係数) Er: 平均風速の高さ方向の分布を表す係数 E: 市街地の状況及び建物高さによる係数 $E = Er^2 \times Gf$ Vo: 基準速度(m/s) $Vo = 34$ ※東京都区部を想定 q: 速度圧(N/m ²) $q = 0.6EVo^2$ kz: 高さ方向の低減係数	H=16.720 m	Cf: 風力係数 Cpe: 外圧係数 Cpi: 内圧係数 風上面 Cpe=0.8 Cpi=0 風下面 Cpe=-0.4	Cf=Cpe-Cpi
		屋根勾配: 1.0寸 $\theta = 5.7^\circ$	
		風上面 Cpe=0.000 Cpi=0 風下面 Cpe=-0.5	-1.000 -0.2 -0.5

Z	粗度区分	Zb	ZG	α	Gf	Er	E	Vo	q	kz
16.720	I	5	250	0.10	1.96	1.30	3.29	34	2282	1.00
16.720	II	5	350	0.15	2.16	1.08	2.50	34	1735	1.00
16.720	III	5	450	0.20	2.41	0.88	1.87	34	1295	1.00
16.720	IV	10	550	0.27	2.92	0.66	1.28	34	888	1.00
15.800	I	5	250	0.10	1.96	1.30	3.29	34	2282	0.99
15.800	II	5	350	0.15	2.16	1.08	2.50	34	1735	0.98
15.800	III	5	450	0.20	2.41	0.88	1.87	34	1295	0.98
15.800	IV	10	550	0.27	2.92	0.66	1.28	34	888	0.97
12.740	I	5	250	0.10	1.96	1.30	3.29	34	2282	0.95
12.740	II	5	350	0.15	2.16	1.08	2.50	34	1735	0.92
12.740	III	5	450	0.20	2.41	0.88	1.87	34	1295	0.90
12.740	IV	10	550	0.27	2.92	0.66	1.28	34	888	0.86
9.680	I	5	250	0.10	1.96	1.30	3.29	34	2282	0.90
9.680	II	5	350	0.15	2.16	1.08	2.50	34	1735	0.85
9.680	III	5	450	0.20	2.41	0.88	1.87	34	1295	0.80
9.680	IV	10	550	0.27	2.92	0.66	1.28	34	888	0.76
6.620	I	5	250	0.10	1.96	1.30	3.29	34	2282	0.83
6.620	II	5	350	0.15	2.16	1.08	2.50	34	1735	0.76
6.620	III	5	450	0.20	2.41	0.88	1.87	34	1295	0.69
6.620	IV	10	550	0.27	2.92	0.66	1.28	34	888	0.76
3.560	I	5	250	0.10	1.96	1.30	3.29	34	2282	0.79
3.560	II	5	350	0.15	2.16	1.08	2.50	34	1735	0.70
3.560	III	5	450	0.20	2.41	0.88	1.87	34	1295	0.62
3.560	IV	10	550	0.27	2.92	0.66	1.28	34	888	0.76
0.500	I	5	250	0.10	1.96	1.30	3.29	34	2282	0.79
0.500	II	5	350	0.15	2.16	1.08	2.50	34	1735	0.70
0.500	III	5	450	0.20	2.41	0.88	1.87	34	1295	0.62
0.500	IV	10	550	0.27	2.92	0.66	1.28	34	888	0.76

6.5. 地震力算定用重量及び地震荷重

地震荷重は建築基準法施行令第 88 条に基づき以下により算出する。なお、地震力算定重量は解析モデルにより算定した。

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

Z : 地震地域係数 (=1.0)

地盤種別 : 第 2 種

一次固有周期 T : $T = 0.03H$ (H は建物高さ)

R_t : 振動特性係数

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布

C₀ : 標準せん断力係数 (=0.2, 1.0)

表 6.5.1 地震力算定用重量及び地震力

階数 (i)	W _i (kN)	ΣW _i (kN)	α _i	A _i	C _i	Q _i (kN)	W _i /A
5	2400	2400	0.143	2.003	0.401	961	2.750
4	3531	5932	0.353	1.533	0.307	1818	4.046
3	3563	9495	0.565	1.307	0.261	2481	4.174
2	3563	13058	0.777	1.143	0.229	2985	4.174
1	3748	16806	1.000	1.000	0.200	3361	3.738

表 6.5.2 地震力と壁長さ

階数 (i)	X				Y			
	ΣL _{wx} (m)	A (m ²)	ΣL _{wx} /A (m/m ²)	Q/ΣL _{wx} (kN/m)	ΣL _{wy} (m)	A (m ²)	ΣL _{wy} /A (m/m ²)	Q/ΣL _{wy} (kN/m)
5	51.6	872.8	0.059	18.63	78.6	872.8	0.090	12.23
4	51.6	872.8	0.059	35.24	78.6	872.8	0.090	23.13
3	51.6	872.8	0.059	48.08	78.6	872.8	0.090	31.57
2	51.6	872.8	0.059	57.86	78.6	872.8	0.090	37.98
1	51.6	1002.7	0.051	65.14	78.6	1002.7	0.078	42.76

表 6.5.3 地震力と風圧力の比較

階	方向	地震力	風荷重(稀時)	採用層せん断力	比率(Q _{wi} /Q _{ei})
		Q _{ei} (kN)	Q _{wi} (kN)	Q _i (kN)	(%)
5	X	961	56	961	5.80
	Y	961	205	961	21.28
4	X	1818	56	1818	3.06
	Y	1818	205	1818	11.25
3	X	2481	126	2481	5.07
	Y	2481	417	2481	16.81
2	X	2985	190	2985	6.38
	Y	2985	613	2985	20.54
1	X	3361	261	3361	7.76
	Y	3361	795	3361	23.65

6.6. 荷重の組み合わせ

前述したように短期積雪時、短期暴風時の設計外力は、長期荷重時、短期地震時に比べて小さいため検討は不要となる。したがって、設計例では長期荷重及び地震荷重のみに対する設計を対象とする。

表 6.6.1 荷重組み合わせ (■ : 設計対象)

荷重状態		一般の場合	多雪区域の場合	備 考
長 期(L)	常 時	■ $G+P$	$G+P$	
中長期(ML)	積雪時	—	$G+P+0.7S$	
中短期(MS)	積雪時	$G+P+S$	$G+P+S$	
短 期(S)	暴風時	$G+P+W$	$G+P+W$ $G+P+0.35S+W$	建築物の倒壊、柱の引抜け などの検討には積載荷重 を適宜減少させる
	地震時	■ $G+P+K_1$	$G+P+0.35S+K_1$	
	火災時	$G+P$	$G+P+0.7S$	
最大級(U)	地震時	■ $G+P+K_2$	$G+P+0.35S+K_2$	建築物の倒壊、柱の引抜け などの検討には積載荷重 を適宜減少させる

- 記号
- G : 固定荷重によって生ずる力
 - P : 積載荷重によって生ずる力
 - S : 積雪荷重によって生ずる力 (屋根勾配や雪下ろしにより適切に低減してよい)
 - W : 風圧力によって生ずる力
 - K_1 : 地震力によって生ずる力 ($C_0=0.2$)
 - K_2 : 地震力によって生ずる力 ($C_0=1.0 \times D_s$)

7. 応力計算書

7.1. 解析モデル

7.1.1. 解析モデル概要

- ・ 解析ソフトは Midas Gen2013 Ver.800R1 を用いる。
- ・ 設計例における設計荷重及び設計外力は、長期荷重、地震力（X 方向_正加力）、地震力（Y 方向_正加力）とする。
- ・ 構造階高は基礎上端から算定し、意匠階高に合わせて 1F~4F:3.06m 5F:2.85m とする。
- ・ CLT パネルは次項に示すように、直交異方性を考慮した等価線材置換によりモデル化する。
- ・ CLT パネルの接合部は、材端部の圧縮バネ、引張バネを簡略化した回転バネに置換して CLT パネル材端部に配置する。また、接合部の材端部はせん断バネ、軸バネも接合部に合わせて材端バネとして適宜モデル化を行う。
- ・ 水平構面は剛床とし、CLT 床パネルの設計は別途設計を行う。なお、床パネルは 1m の協力幅を見込んだ線材要素としてモデル化する。
- ・ CLT 壁パネルの接合部の材端バネ(回転バネ、せん断バネ、軸バネ)の長期応力の影響を適切に考慮するため、1 次設計においても保有水平耐力計算時同様に、材料非線形モデル(該当部材の復元力を考慮)を用いた弾塑性解析により検討する。
- ・ 壁-垂れ壁仕口部は、パネルゾーン範囲を剛要素として剛域とした線材モデルとする。
- ・ 基礎層は十分剛なものとして扱い上部構造の設計では考慮せず、1 階 CLT 壁パネルの両脚部をピン支持として設定する。
- ・ 階段フレームや小梁部分接合部はいずれもピン接合として、水平力を本体側で負担するようにモデル化する。

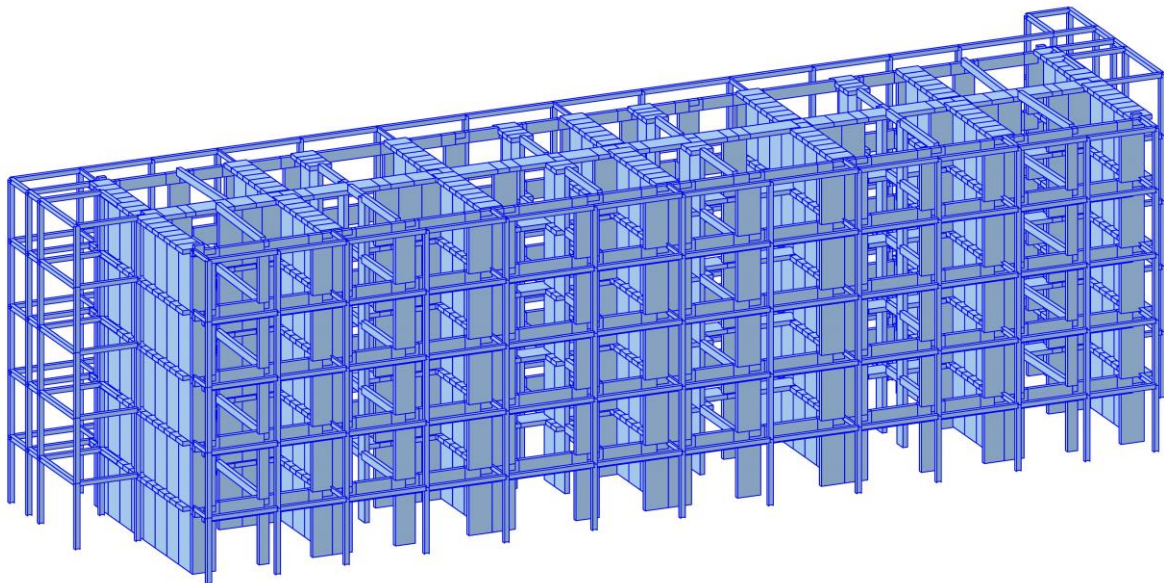
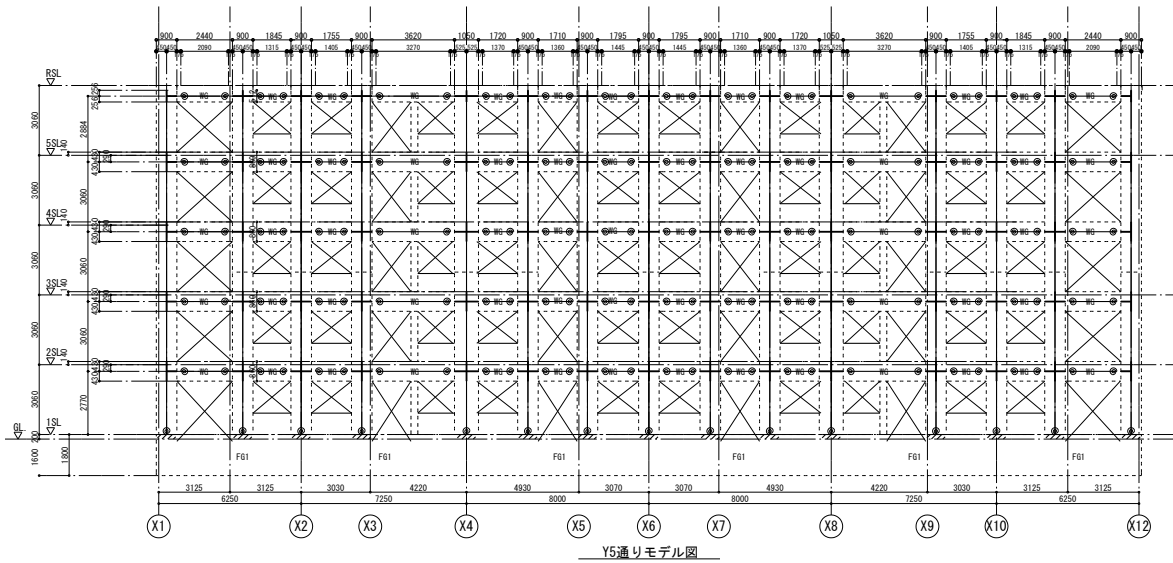
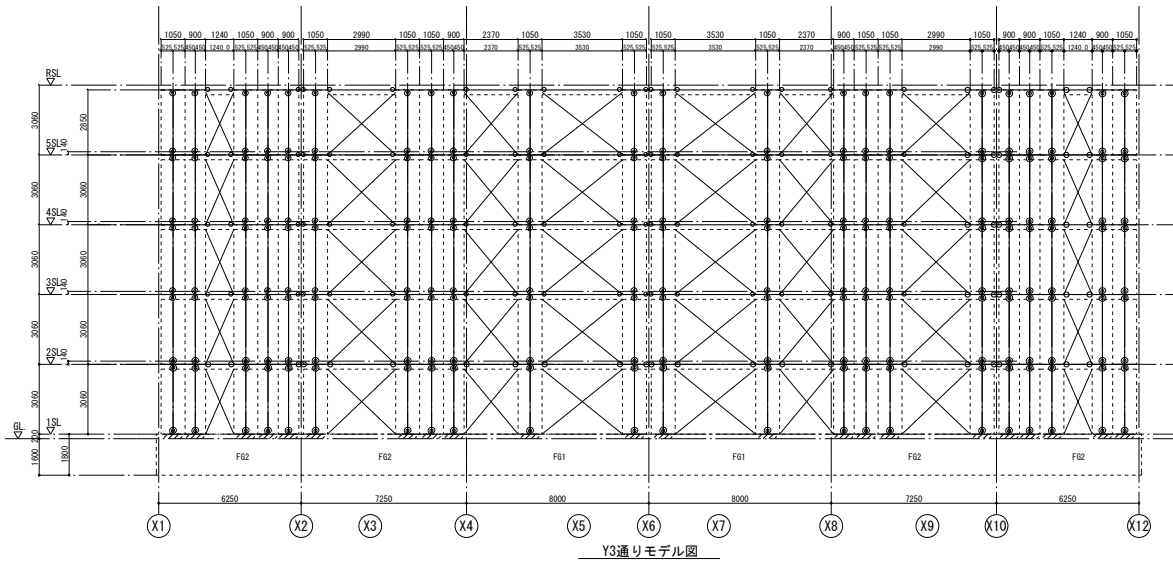
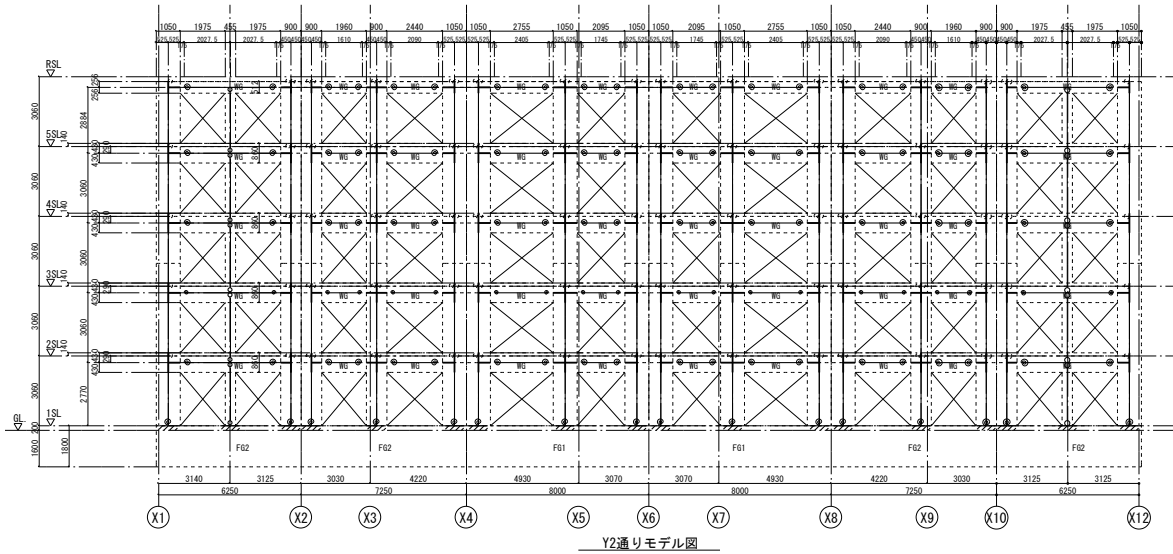
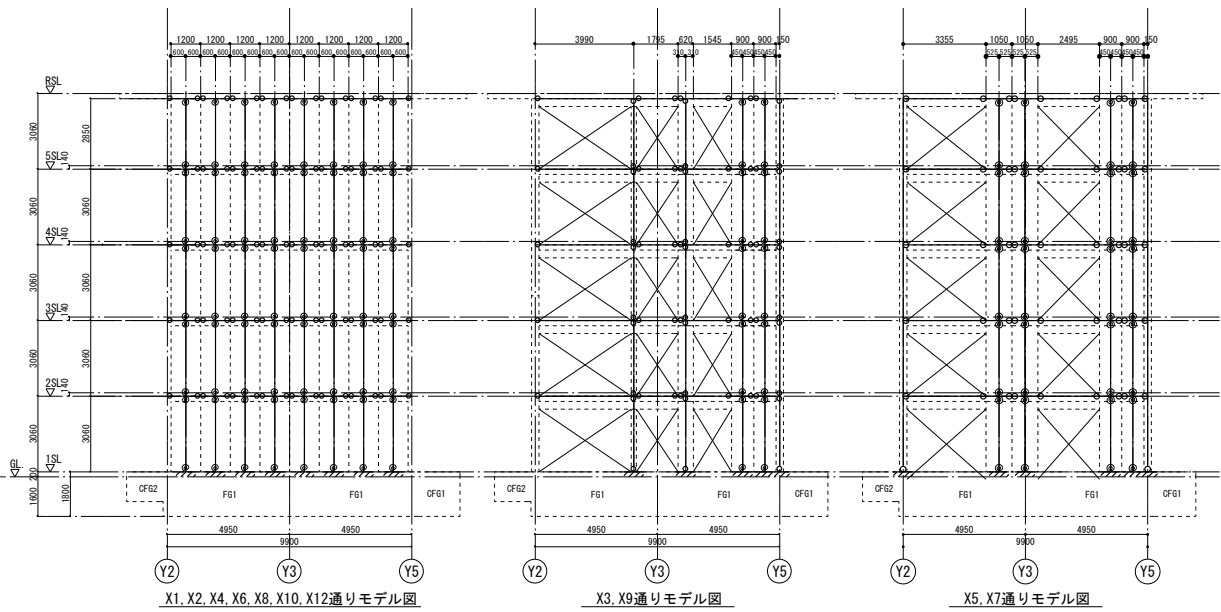


図 7.1.1 解析モデル図（全体）



- ⊕ : 材端パネ (回転パネ, セン断パネ, 軸パネ) 位置を示す。
- ⊙ : 材端ピン接合位置を示す。
- ▨ : 固定端位置を示す。

図 7.1.2 X方向 解析モデル図

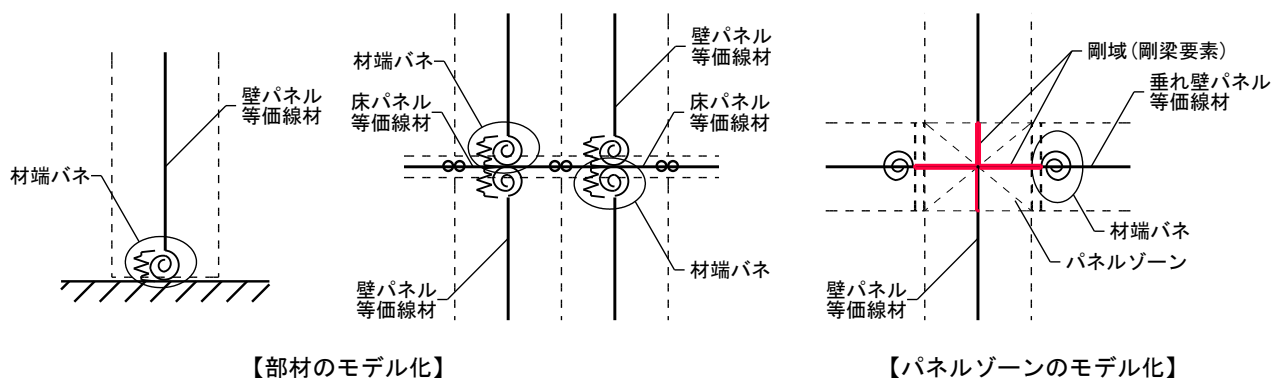


⊣ : 材端パネ(回転パネ, せん断パネ, 軸パネ)位置を示す。
 ⊣ : 材端ピン接合位置を示す。
 ≡ : 固定端位置を示す。

図 7.1.3 Y方向 解析モデル図

7.1.2. CLT パネルのモデル化

CLT パネルは図 7.1.4 左側に示すように等価線材置換によりモデル化する。物性は材料特性で示した値を直交異方性材料として入力し弾性体として解析を行う。壁の梁要素には上下端部に壁長さに相当する剛バネを設け、節点位置に壁接合部の材端バネ(回転バネ・せん断バネ・軸バネ)を配置する。また X 方向で壁・垂れ壁仕口部には図 7.1.5 右側に示すようにパネルゾーン範囲は剛梁要素として剛域線材モデル化する。



【部材のモデル化】

【パネルゾーンのモデル化】

図 7.1.4 部材・パネルゾーンのモデル化

7.1.3. 床パネルのモデル化

壁パネルの直上の床は境界梁としてモデル化し、有効幅は強軸・弱軸方向共に 1m を仮定してモデル化する (CLT マニュアル 3.1.2 鉛直構面の構成方法 (2)床版のモデル化参照)。床荷重は図 7.1.10 に示すように強軸方向にのみに分配するとしてモデル化する。

この時耐力壁パネルが横方向・上下方向に連続する場合にモデル化上クリアランスを設けると(後述 CL2)応力解析上、局部的に応力が発生する。しかし実状この部分は上下壁により圧縮ストラットが形成され応力伝達がなされるため、床の節点を共有し床の面外せん断力の検討は省略する。最上部は局部応力が発生するが、該当部の破壊による建物全体への影響は少ないと考えられるため、本設計では該当床部はピンとし床の曲げ戻しを期待していない。

水平構面は剛床を仮定し、床パネルの検討については別途行う。床 - 床接合部は全てスプライン接合を想定して検討を行う。

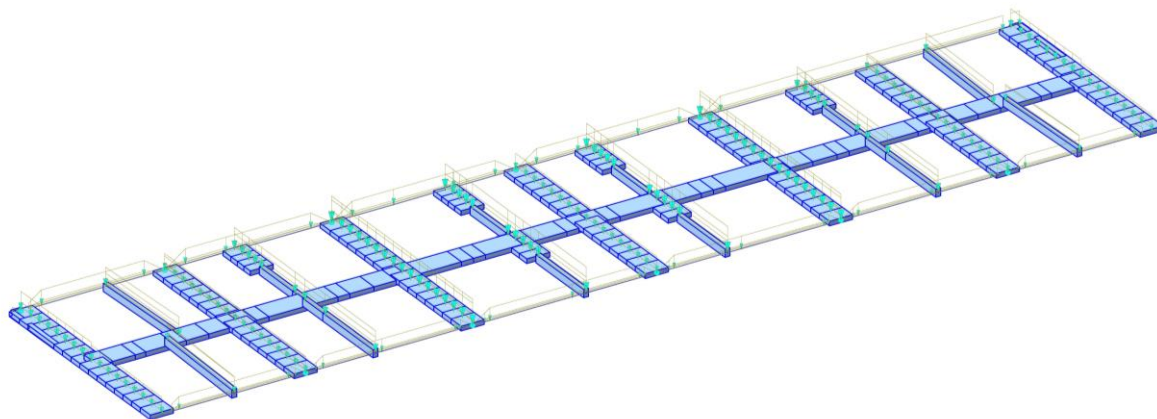


図 7.1.5 床荷重の入力例

7.1.4 接合部のモデル化

接合部は表 7.1.1 に示すようにモデル化した。解析で用いるのは「簡易モデルである」。

表 7.1.1 接合部のモデル化方法

部位	従来モデル	簡易モデル
壁脚	軸ばね+せん断ばね	回転ばね+軸ばね
壁柱-垂れ壁接合部一般階	軸ばね+せん断ばね	回転ばね+軸ばね
壁柱-垂れ壁接合部最上階	軸ばね+せん断ばね	回転ばね+軸ばね

表 7.1.2 壁脚接合部の回転剛性・曲げ耐力

	引張ばね			圧縮ばね 支圧 壁幅/4	回転剛性	
	①鋼板挿入 ドリフトピン接合 8-φ20SS400, PL12mm	アンカーボルト 2-M27SNR400, L=400mm	①+②		壁長 1050mm	壁長 900mm
K ₁ (kN/mm)	260	470.48	167.46	2571	133069	93214
K ₂ (kN/mm)	-	2.35	2.33	4.0	1971	1381
Fy ₁ (kN)	585	259.2	259.2	1260	MN	MN
Fy ₂ (kN)	-	345.6	345.6	-	モデル	モデル
α	-	-	-	-	-	-
β	0.025	0.005	0.014	0.002	0.015	0.015
応力中心間距離 j					920	770

表 7.1.3 一般階壁頭 or 壁脚-床接合部の回転剛性・曲げ耐力（床勝ち構面）

	引張ばね			圧縮ばね 支圧 壁幅/4	回転剛性	
	①鋼板挿入 ドリフトピン接合 8-φ20SS400, PL12mm	アンカーボルト 2-M27SNR400, L=150mm	①+②		壁長 1050mm	壁長 900mm
K ₁ (kN/mm)	260	1254.6	215.37	150	74837	52423
K ₂ (kN/mm)	-	6.273	6.13	19	4981	3489
Fy ₁ (kN)	585	259.2	259.2	410	MN	MN
Fy ₂ (kN)	-	345.6	345.6	-	モデル	モデル
α	-	-	-	-	-	-
β	0.025	0.005	0.028	0.125	0.067	0.067
応力中心間距離 j					920	770

表 7.1.4 最上階壁頭-床接合部の回転剛性・曲げ耐力

	引張ばね			圧縮ばね 支圧 壁幅/4	回転剛性	
	①鋼板挿入 ドリフトピン接合 8-φ20SS400, PL12mm	アンカーボルト 2-M27SNR400, L=150mm	①+②		壁長 1050mm	壁長 900mm
K ₁ (kN/mm)	260	752.8	193.25	75	45732	32035
K ₂ (kN/mm)	-	3.764	3.710	9	2992	2096
Fy ₁ (kN)	585	259.2	259.2	410	MN	MN
Fy ₂ (kN)	-	345.6	345.6	-	モデル	モデル
α	-	-	-	-	-	-
β	0.025	0.005	0.019	0.125	0.065	0.065
応力中心間距離 j					920	770

表 7.1.5 基準階垂れ壁金物-垂れ壁接合部回転剛性

	引張ばね			圧縮ばね			回転剛性 壁長 900mm
	①壁柱-金物: 鋼板挿入 DP 接合 7-φ20SS400	②金物-垂れ壁: DP 接合 6-φ20SS400+ 2SNR400, L=250	①+②	①壁柱-金物 :垂れ壁支圧	②金物-垂れ壁 :垂れ壁支圧	①+②	
K ₁ (kN/mm)	227.50	153.61	91.70	1106	1106	553	46633.94
K ₂ (kN/mm)	5.779	2.14	2.12	1.66	1.66	0.83	1251.17
Fy ₁ (kN)	511.88	199.2	199.2	903	903	903	-
Fy ₂ (kN)	-	266	266	-	-	-	-
α	-	-	-	-	-	-	-
β	0.0254	0.014	0.023	0.0015	0.0015	0.0015	0.0268
						応力中心間距離 j	770

表 7.1.6 最上階垂れ壁金物-垂れ壁接合部回転剛性

	引張ばね			圧縮ばね			回転剛性 壁長 900mm
	①壁柱-金物: 鋼板挿入 DP 接合 7-φ20SS400	②金物-垂れ壁: DP 接合 6-φ20SS400+ 2SNR400, L=250	①+②	①壁柱-金物 :垂れ壁支圧	②金物-垂れ壁 :垂れ壁支圧	①+②	
K ₁ (kN/mm)	162.5	103.27	63.14	707	707	353.5	10231
K ₂ (kN/mm)	4.1275	1.44	1.42	1.06	1.06	0.53	271
Fy ₁ (kN)	365.63	199.2	199.2	578	578	578	-
Fy ₂ (kN)	-	266	266	-	-	-	-
α	-	-	-	-	-	-	-
β	0.0254	0.014	0.023	0.0015	0.0015	0.0015	0.0268
						応力中心間距離 j	437

表 7.1.7 せん断接合部 (壁柱・垂れ壁)

	1階壁脚部 中間階壁頭・壁脚 最上階壁頭	基準階垂れ壁金物-垂れ壁 せん断接合部			最上階垂れ壁金物-垂れ壁 せん断接合部		
	鋼板挿入 DP 接合 5-φ20SS400, PL t=12mm	①壁柱- 垂れ壁 金物	②垂れ壁 金物- 垂れ壁	①+②	①壁柱- 垂れ壁 金物	②垂れ壁 金物- 垂れ壁	①+②
K ₁ (kN/mm)	162.5	195	162.5	88.64	162.5	162.5	81.25
K ₂ (kN/mm)	4.1275	4.953	4.1275	4.04	4.1275	4.1275	2.06
Fy ₁ (kN)	365.63	438.75	365.63	365.63	365.63	365.63	365.63
Fy ₂ (kN)	-	-	-	438.75	-	-	-
α	-	-	-	-	-	-	-
β	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254

壁-基礎接合部の終局曲げ耐力の算出方法を以下に示す。軸力 N と曲げモーメント M の終局時の応力分布を図 7.1.6 のように仮定した。これは CLT 壁端部で平面保持が成り立つと仮定し、引張接合部を鉄筋と見なした鉄筋コンクリート柱の応力分布と同じである。Case1~3 に対する終局モーメントを式 7.1~7.3 に示す。式により終局曲げモーメント M および軸力 N の関係を表 7.1.8~7.1.11 および図 7.1.8~7.1.11 のように表すことができる。この M - N 関係を材端バネの非線形特性として以降の検討モデルに入力した。

Case 1	Case 2	Case 3
$N_{uc} - T_u \leq N \leq N_{uc}$	$-T_u \leq N \leq N_{uc} - T_u$	$-2T_u \leq N \leq -T_u$

図 7.1.6 終局時の応力状態の仮定

Case1 $N_{uc} - T_u \leq N \leq N_{uc}$ $M_u = N \left(\frac{D}{2} - d_t \right) \left(\frac{N_{uc}}{N} - 1 \right)$ 式 7.1

Case2 $-T_u \leq N \leq N_{uc} - T_u$ $M_u = T_u \left(\frac{D}{2} - d_t \right) + \frac{(N + T_u)D}{2} \left(1 - \frac{N + T_u}{N_{uc}} \right)$ 式 7.2

Case3 $-2T_u \leq N \leq -T_u$ $M_u = (N + 2T_u) \left(\frac{D}{2} - d_t \right)$ 式 7.3

ここで、 N_{uc} : 最大圧縮耐力

$N_{uc} = 0.85 F_c \cdot B \cdot D$ (壁-基礎接合部の場合)

$N_{uc} = 0.85 F_{cv} \cdot B \cdot D$ (壁-床接合部の場合)

T_u : 引張金物の終局耐力

B : 袖壁パネルの厚さ

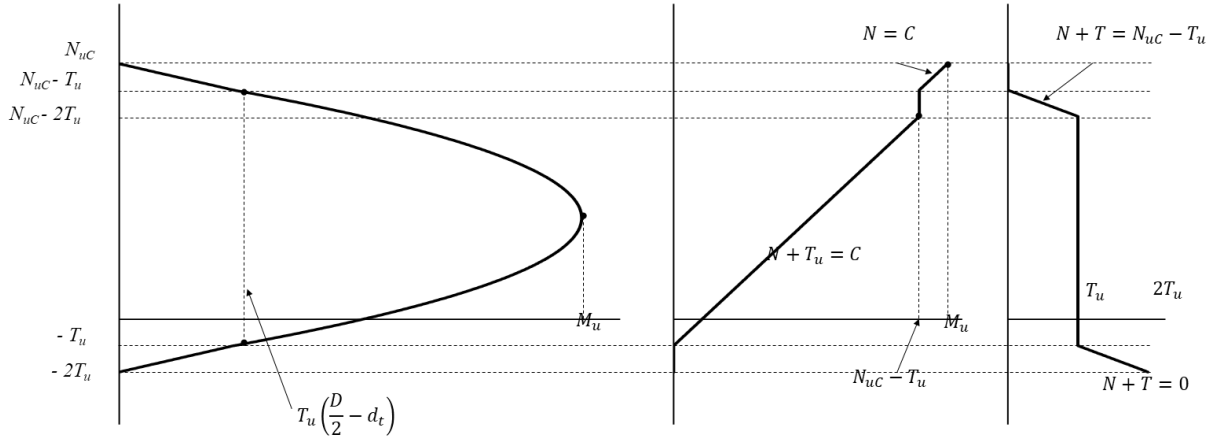


図 7.1.7 軸力と曲げを受ける CLT 壁脚の終局状態における応力相関

表 7.1.8 1 階壁脚 MN 相関 (L=900mm)

$F_c(\text{N/mm}^2)$	14.78	M	N
B(mm)	210	0	2793.42
D(m)	0.9	200	2253.42
α	1.0	330	1793.42
$N_{uc}(\text{kN})$	2793.42	360	1633.42
$T_u(\text{kN})$	259.2	390	1353.42
$N_{uc}-T_u(\text{kN})$	2534.22	397.20	1133.42
$-T_u(\text{kN})$	-259.2	390	933.42
$-2T_u(\text{kN})$	-518.4	360	673.42
$d_t(\text{m})$	0.13	330	493.42
		200	33.42
		0	-518.4

表 7.1.9 1 階壁脚 MN 相関 (L=1050mm)

$F_c(\text{N/mm}^2)$	14.78	M	N
B(mm)	210	0	3258.99
D(m)	1.05	200	2818.99
α	1	400	2278.99
$N_{uc}(\text{kN})$	3258.99	500	1818.99
$T_u(\text{kN})$	259.2	525	1558.99
$N_{uc}-T_u(\text{kN})$	2999.79	530.11	1418.99
$-T_u(\text{kN})$	-259.2	525	1198.99
$-2T_u(\text{kN})$	-518.4	500	938.99
$d_t(\text{m})$	0.13	400	478.99
		200	-121.01
		0	-518.4

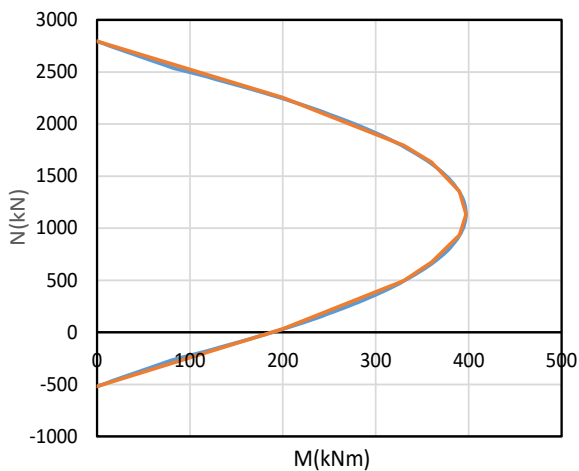


図 7.1.8 1 階壁脚 MN 相関 (L=900mm)

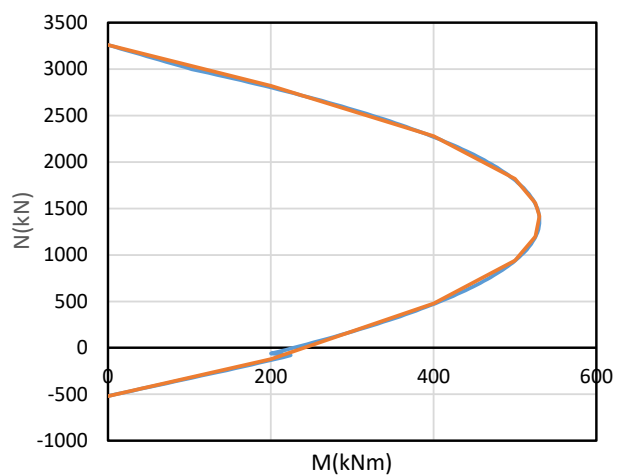


図 7.1.9 1 階壁脚 MN 相関 (L=1050mm)

表 7.1.10 1階～最上階壁頭, 1階以外壁脚

MN 相關 (L=900mm)

$F_c(N/mm^2)$	14.78	M	N
B(mm)	210	0	1474.2
D(m)	0.9	100	1194.2
α	1.0	200	894.2
$N_{uc}(kN)$	2793.42	240	654.2
$T_u(kN)$	259.2	245	594.2
$N_{uc}-T_u(kN)$	2534.22	248.79	534.2
$-T_u(kN)$	-259.2	245	374.2
$-2T_u(kN)$	-518.4	240	314.2
$d_t(m)$	0.13	200	94.2
		100	-205.8
		0	-505.8

表 7.1.11 1階～最上階壁頭, 1階以外

壁脚 MN 相關 (L=1050mm)

$F_c(N/mm^2)$	7.80	M	N
B(mm)	210	0	1719.9
D(m)	1.05	100	1479.9
α	1	200	1259.9
$N_{uc}(kN)$	1719.9	300	919.9
$T_u(kN)$	259.2	320	779.9
$N_{uc}-T_u(kN)$	1460.7	328.12	599.9
$-T_u(kN)$	-259.2	320	439.9
$-2T_u(kN)$	-518.4	300	299.9
$d_t(m)$	0.13	200	-40.1
		100	-260.1
		0	-518.4

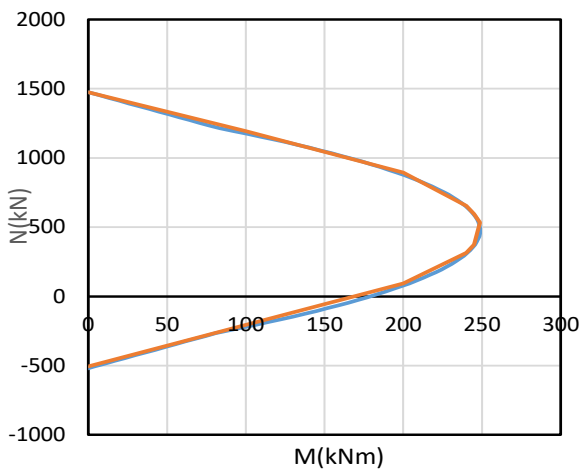


図 7.1.10 1階～最上階壁頭, 1階以外壁脚
MN 相關 (L=900mm)

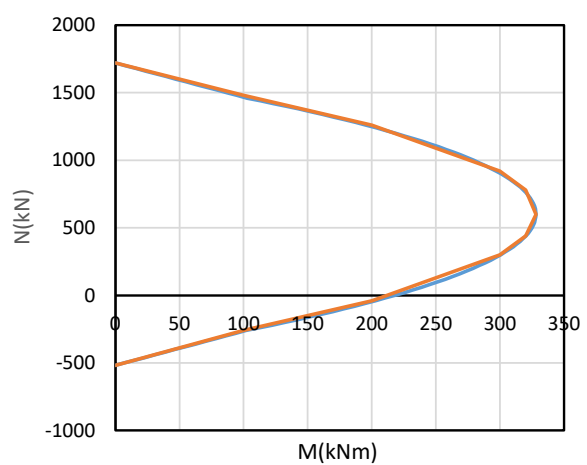


図 7.1.11 1階～最上階壁頭, 1階以外
壁脚 MN 相關 (L=1050mm)

7.2. 応力解析結果

7.2.1. X方向構面応力解析結果

応力解析結果を以下に示す。

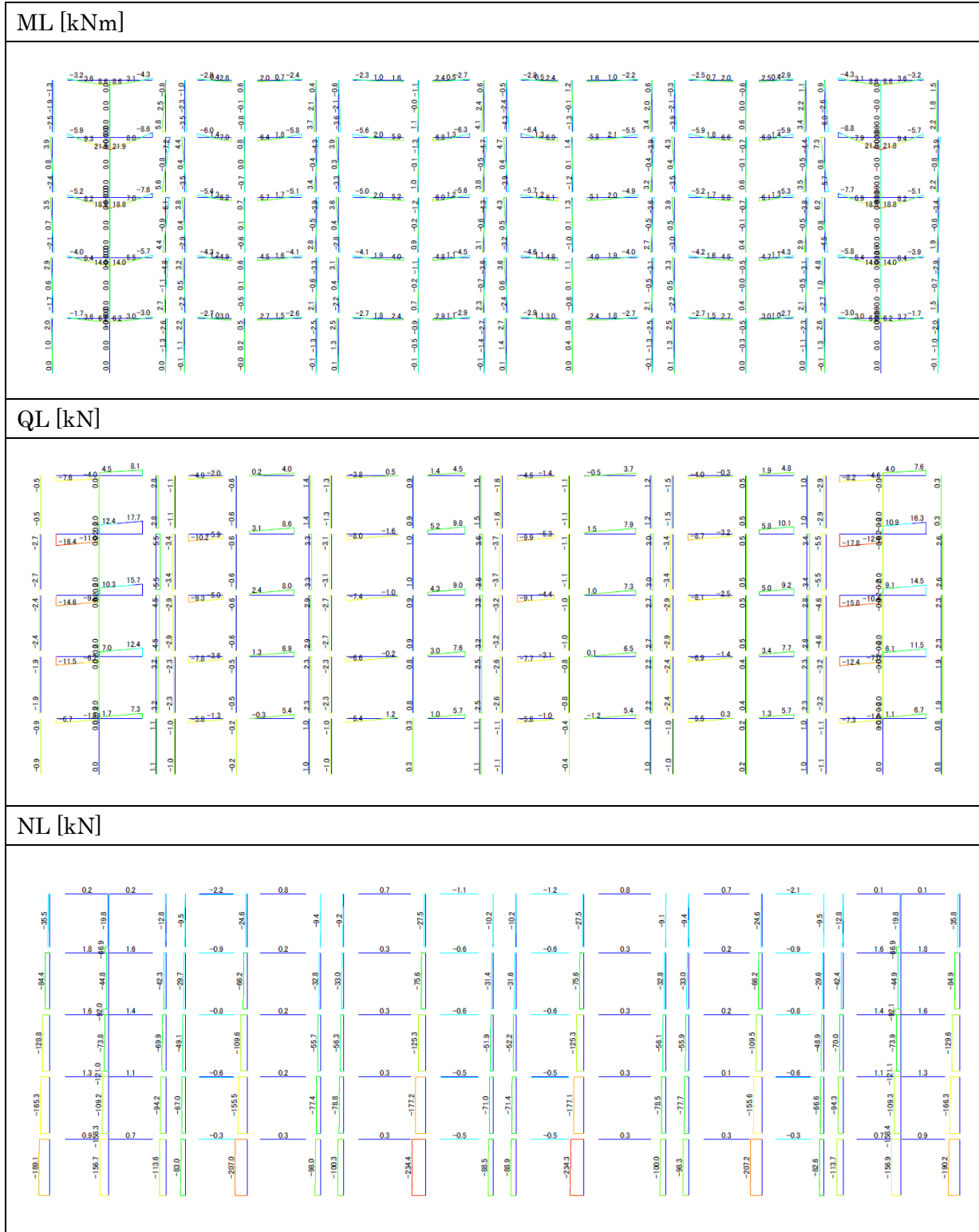


図 7.2.1 Y2 通り長期荷重時応力図

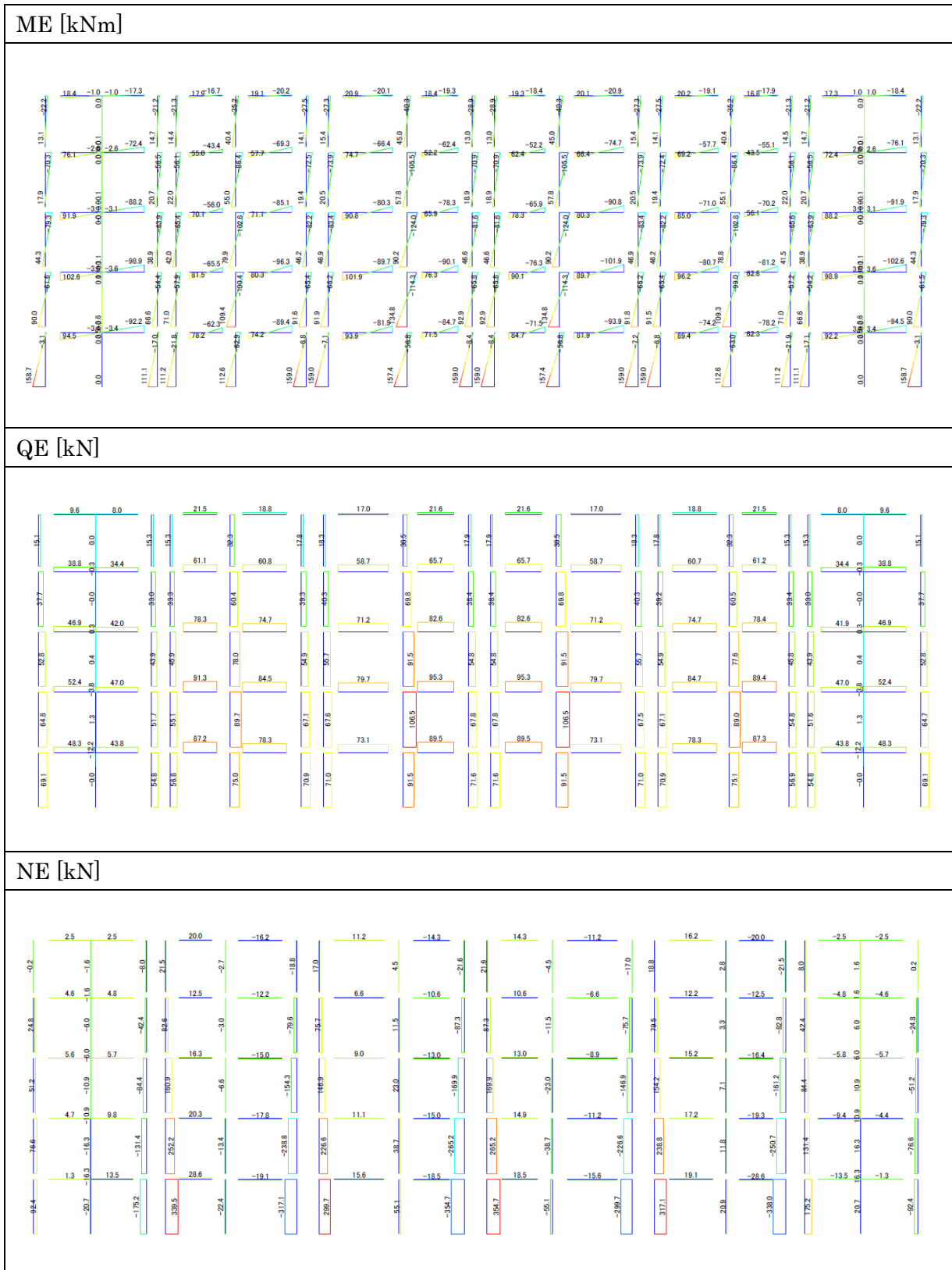
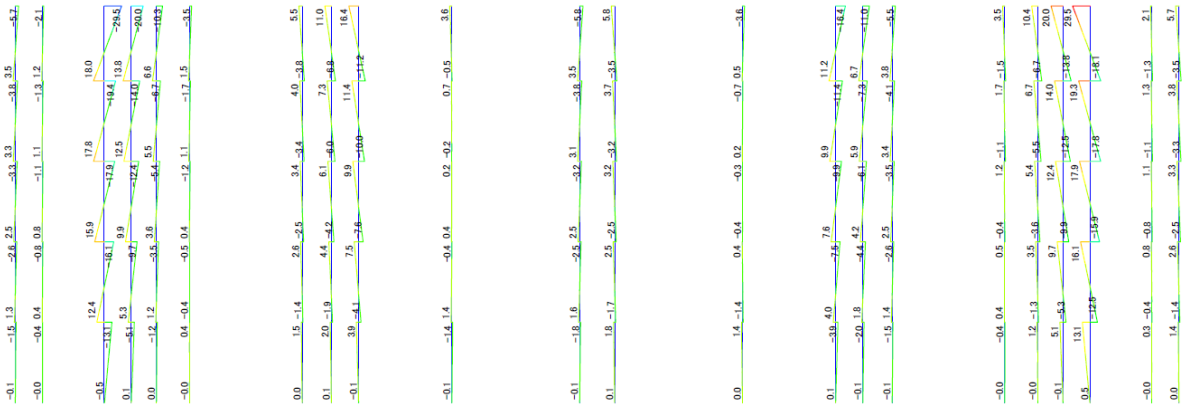
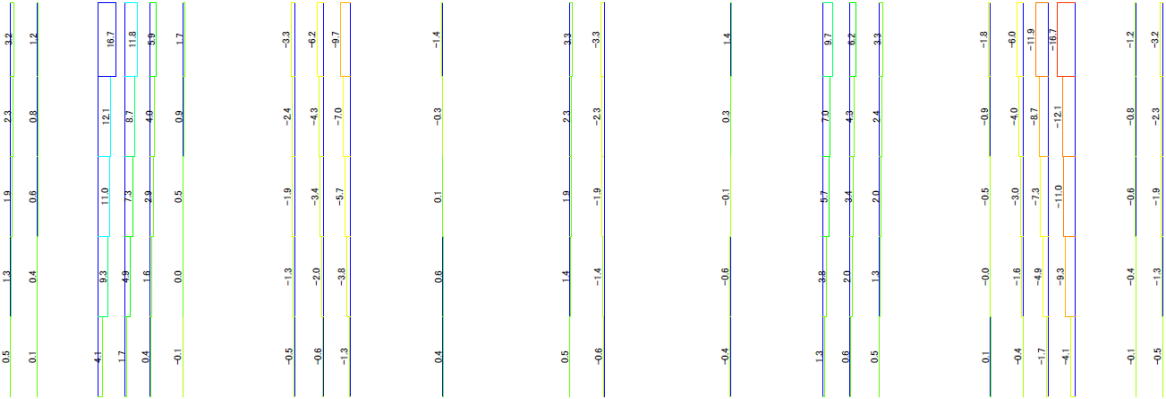


図 7.2.2 Y2 通り地震時 X 方向加力時応力図

ML [kNm]



QL [kN]



NL [kN]

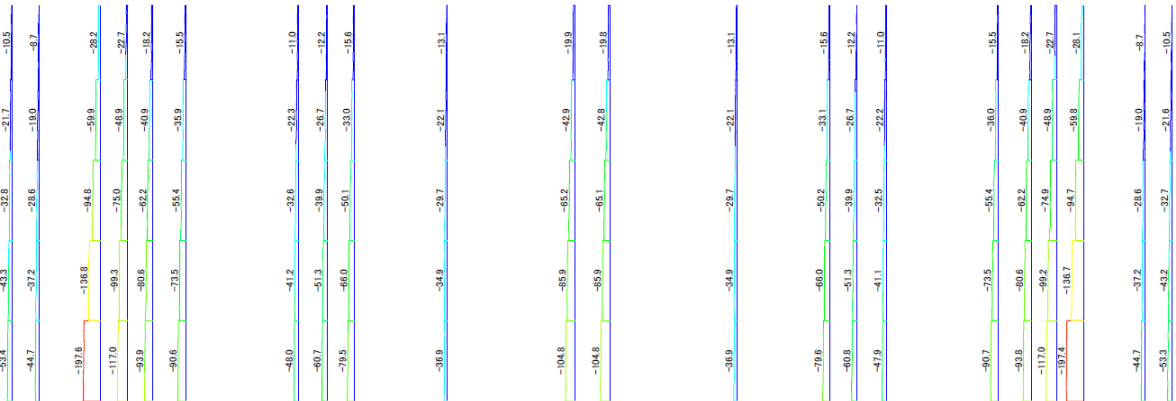
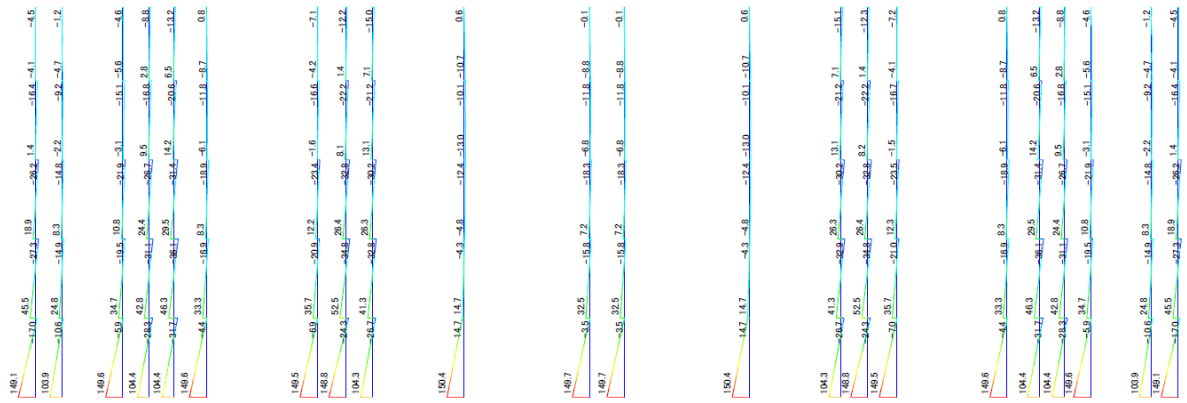
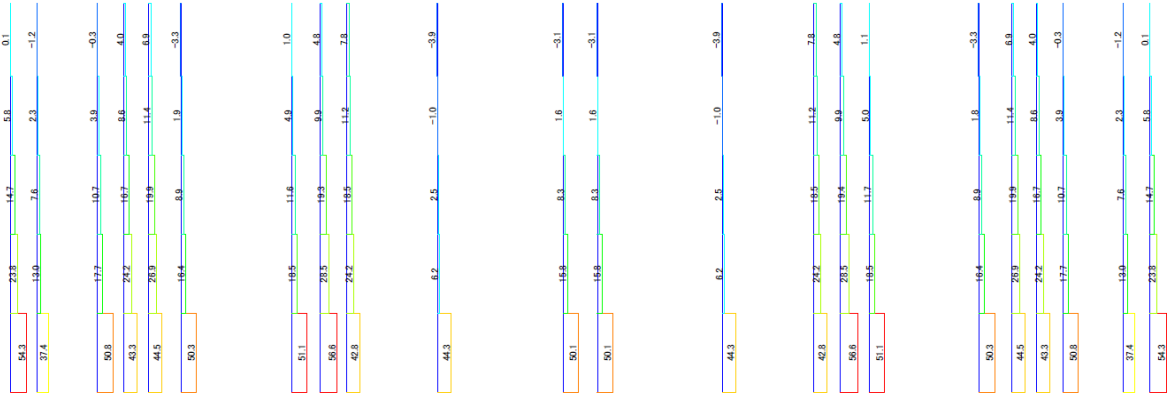


图 7.2.3 Y3 通り長期荷重時応力図

ME [kNm]



QE [kN]



NE [kN]

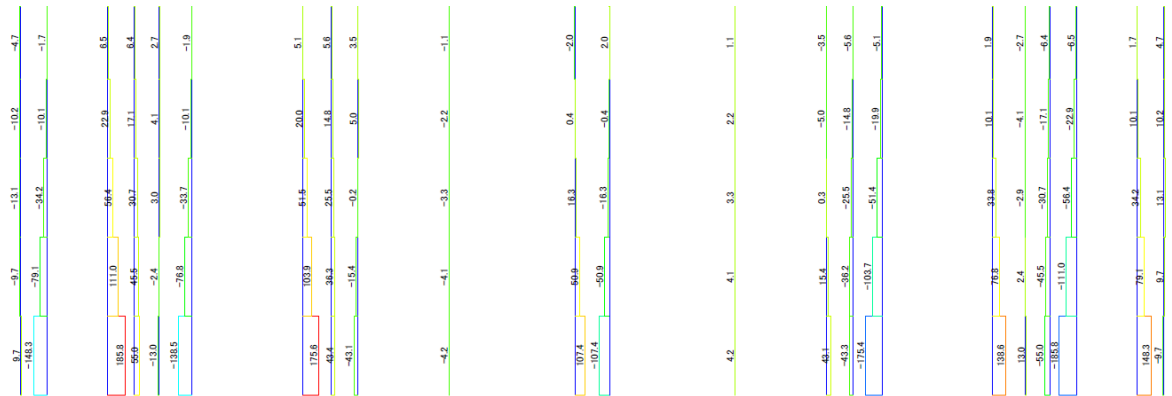
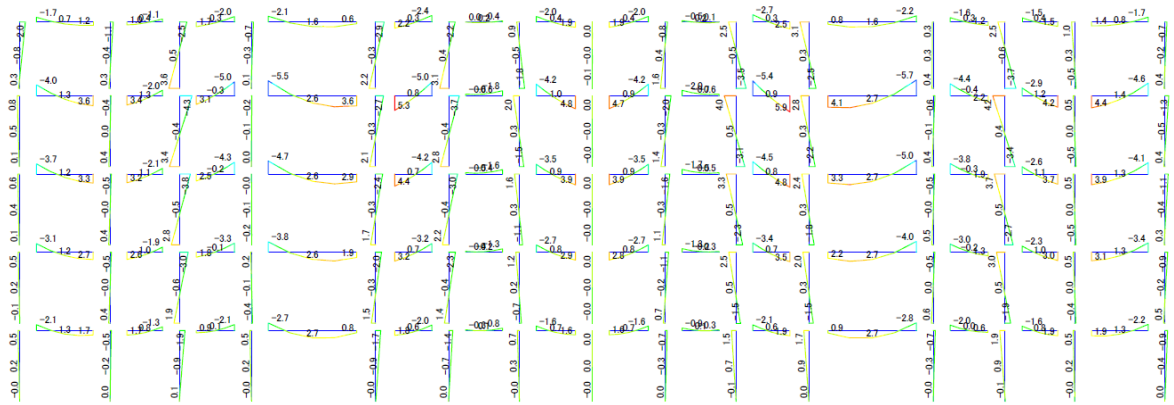
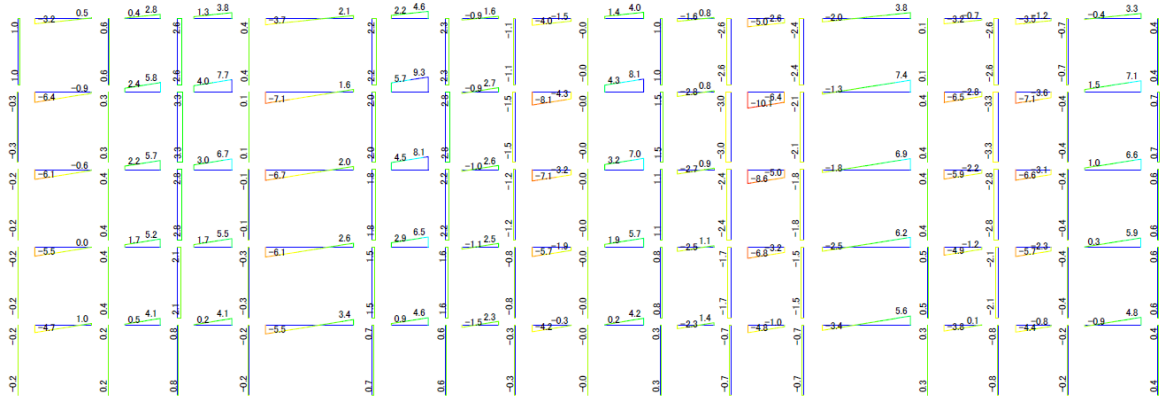


图 7.2.4 Y3 通り地震時 X 方向加力時応力図

ML [kNm]



QL [kN]



NL [kN]

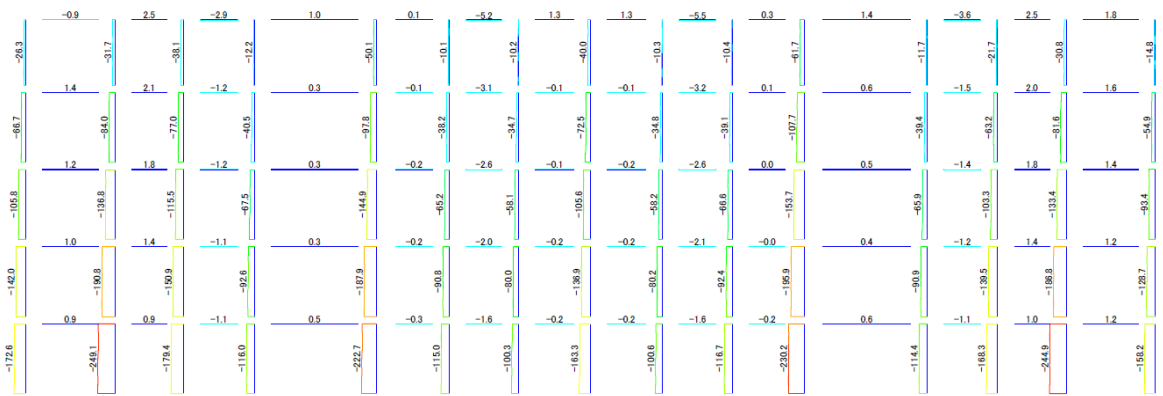
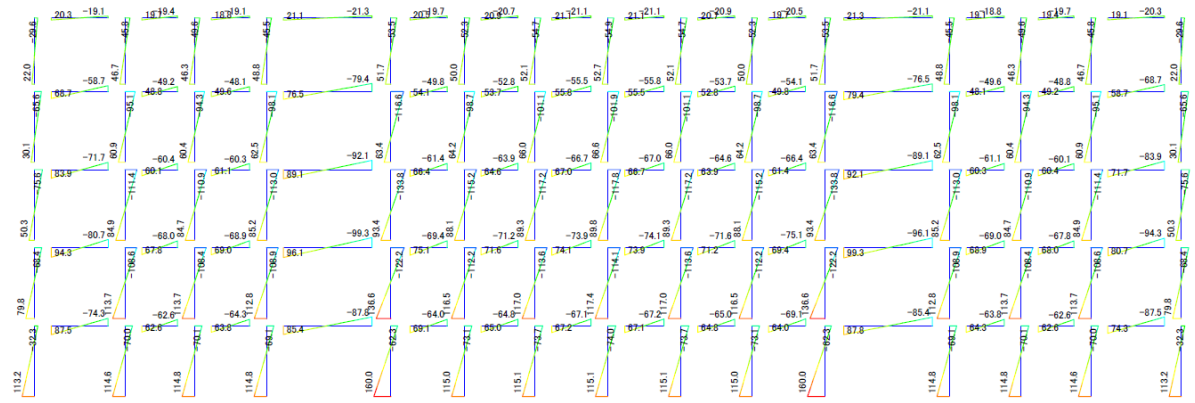
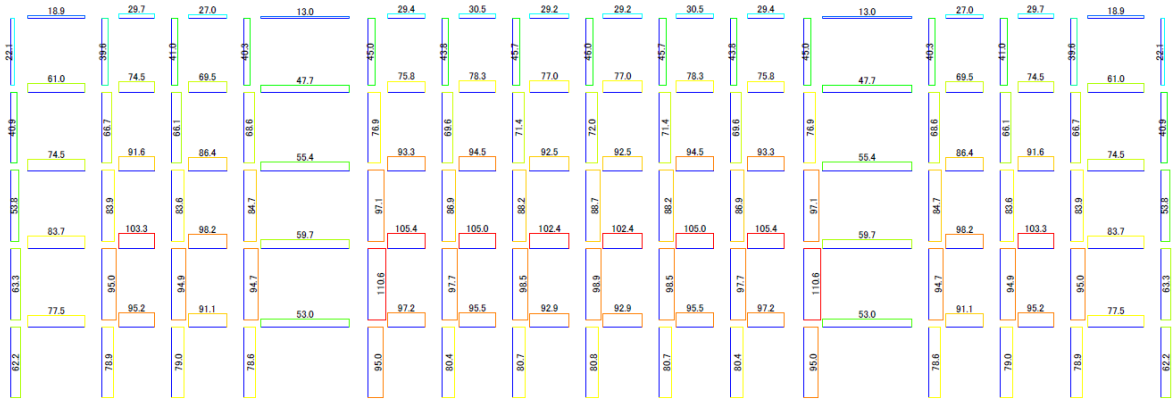


图 7.2.5 Y5 通り長期荷重時応力図

ME [kNm]



QE [kN]



NE [kN]

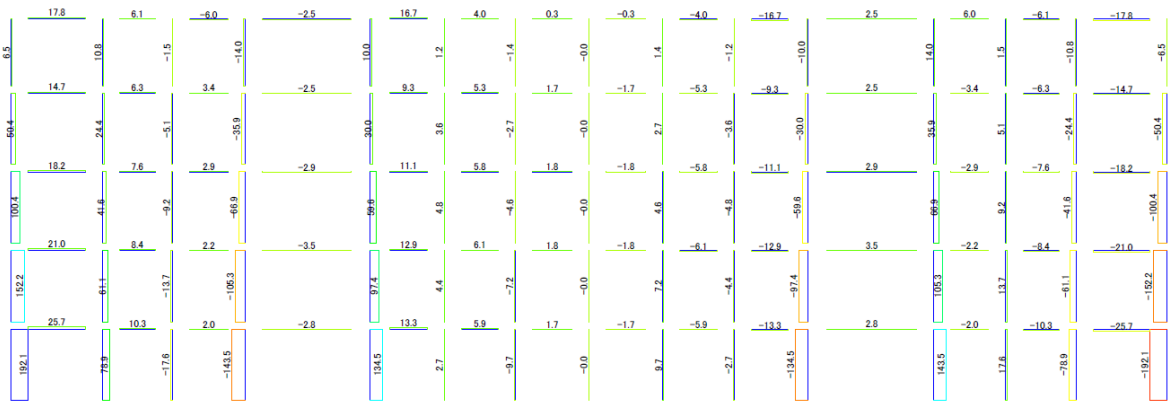
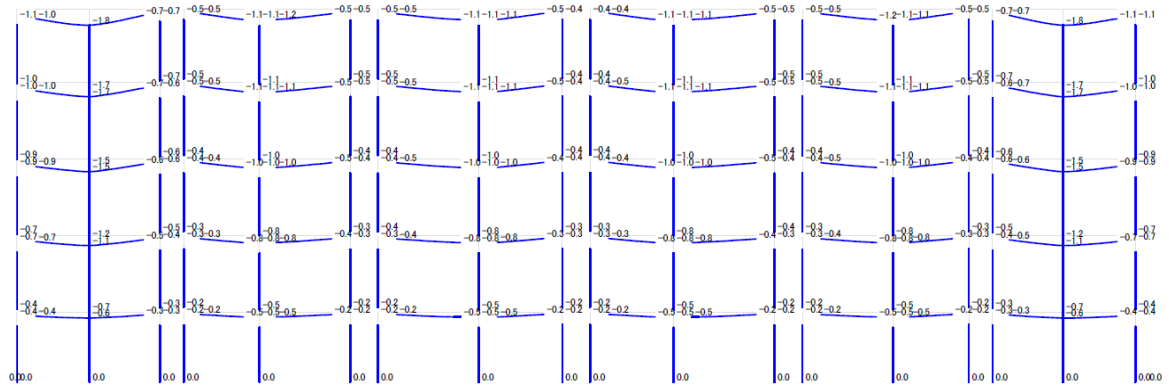
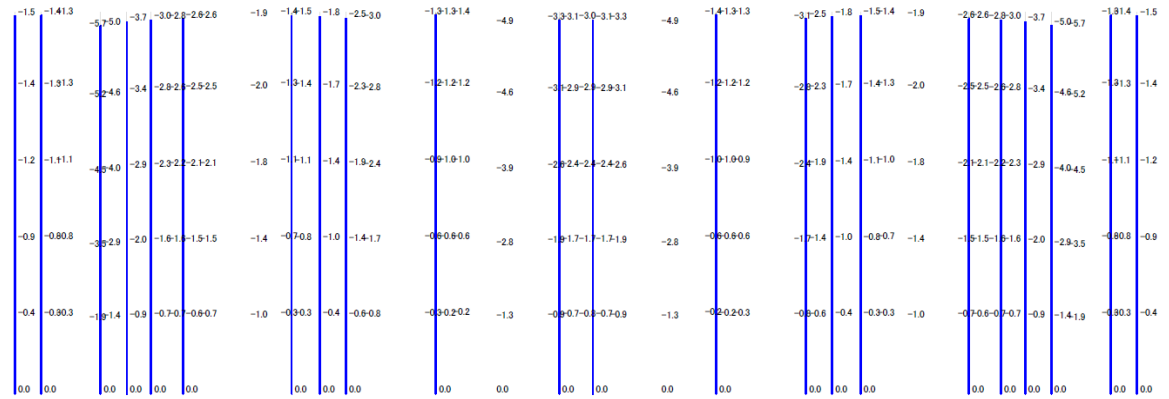


图 7.2.6 Y5 通り地震時 X 方向加力時応力図

Y2 通り [mm]



Y3 通り [mm]



Y5 通り [mm]

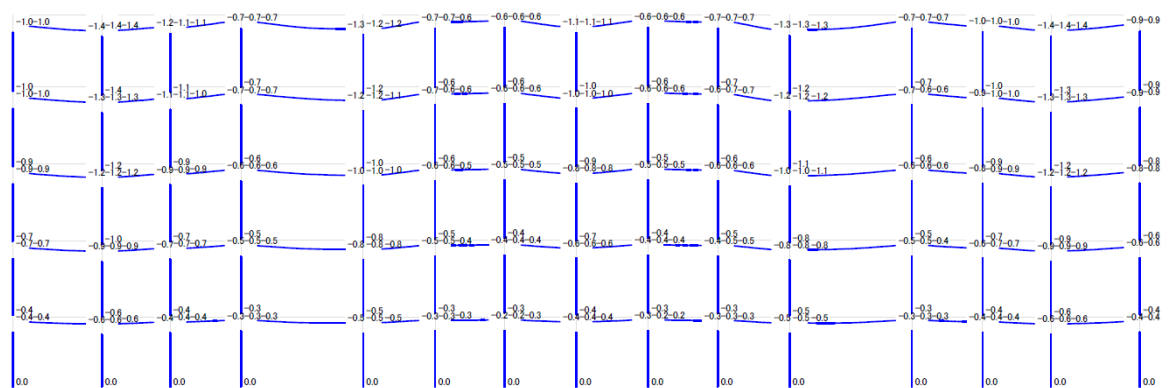
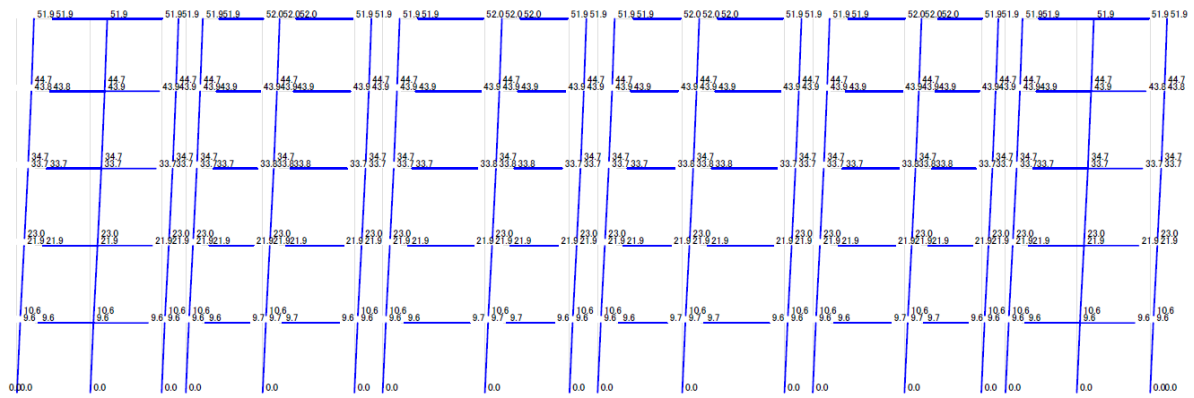
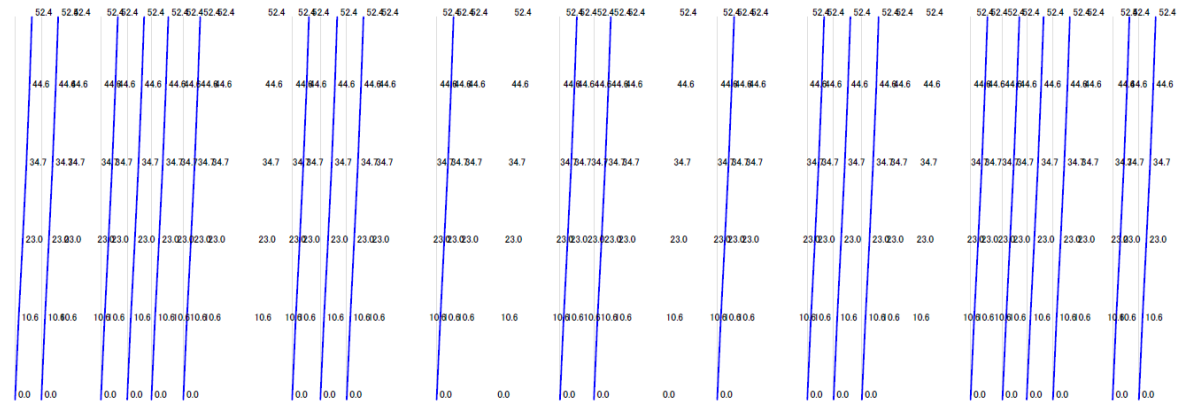


图 7.2.7 X 方向構面長期荷重時変形図

Y2 通り [mm]



Y3 通り [mm]



Y5 通り [mm]

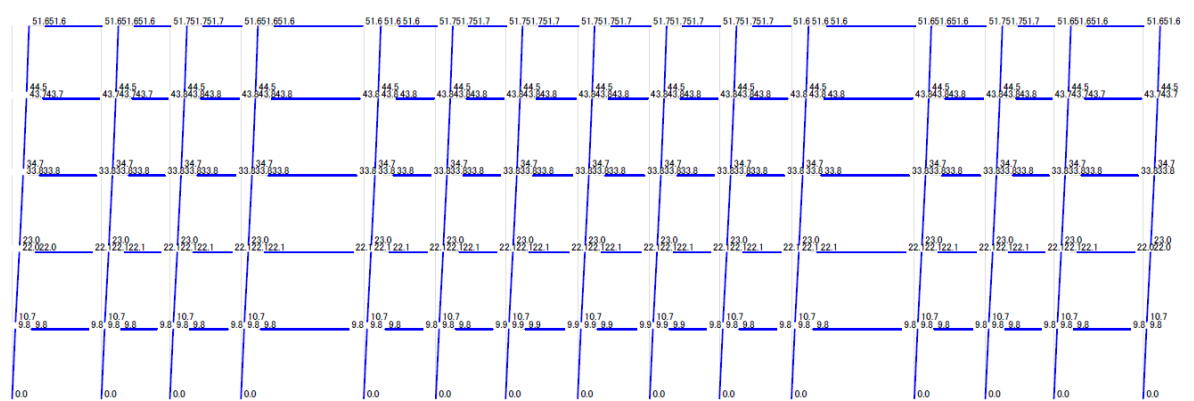


图 7.2.8 X 方向加力時変形图

7.2.2. Y方向構面応力解析結果

ML [kNm]	ME [kNm]
<p>Member 1: -2.5, 0.6 Member 2: -2.5, -0.7 Member 3: -2.5, -1.2 Member 4: -2.6, -1.8 Member 5: -2.4, -0.3 Member 6: -2.5, -1.3 Member 7: -2.6, -1.9 Member 8: -2.6, -2.0 Member 9: 0.6, 1.3 Member 10: -0.0, 0.1 Member 11: -0.1, -0.2 Member 12: 0.1, 0.2 Member 13: -0.5, -1.2 Member 14: -0.2, -0.6 Member 15: -0.0, 0.1</p>	<p>Member 1: 168.7, 31.9 Member 2: 166.2, 7.5 Member 3: 165.7, 2.8 Member 4: 165.5, 1.3 Member 5: 166.4, -0.1 Member 6: 166.4, 0.1 Member 7: 165.5, 1.2 Member 8: 165.8, 4.1 Member 9: -16.0, 23.7 Member 10: -42.1, 49.8 Member 11: -51.0, 58.1 Member 12: -54.3, 61.1 Member 13: -57.5, 63.9 Member 14: -57.2, 63.6 Member 15: -53.3, 61.8</p>
QL [kN]	QE [kN]
<p>Member 1: 0.6, 1.3 Member 2: -0.0, 0.1 Member 3: -0.1, -0.2 Member 4: 0.1, 0.2 Member 5: -0.5, -1.2 Member 6: -0.2, -0.6 Member 7: -0.0, 0.1 Member 8: 0.3, 1.5 Member 9: 44.7, 28.6 Member 10: -51.9, 44.1 Member 11: -53.2, 48.3 Member 12: -53.7, 49.7 Member 13: -54.1, 51.1 Member 14: -54.0, 51.0 Member 15: -53.7, 50.0</p>	<p>Member 1: 44.7, 28.6 Member 2: -51.9, 44.1 Member 3: -53.2, 48.3 Member 4: -53.7, 49.7 Member 5: -54.1, 51.1 Member 6: -54.0, 51.0 Member 7: -53.7, 50.0 Member 8: 44.7, 28.6 Member 9: 19.3, 10.3 Member 10: 34.8, 22.5 Member 11: 40.8, 29.1 Member 12: 43.2, 32.1 Member 13: 45.6, 35.3 Member 14: 46.4, 35.1 Member 15: 44.2, 33.9</p>
NL [kN]	NE [kN]
<p>Member 1: -142.8, -112.6 Member 2: -126.6, -106.8 Member 3: -116.9, -92.0 Member 4: -106.5, -84.0 Member 5: -100.0, -76.6 Member 6: -97.6, -74.9 Member 7: -89.6, -67.2 Member 8: -73.9, -51.2 Member 9: -85.4, -59.0 Member 10: -75.8, -50.0 Member 11: -68.5, -44.7 Member 12: -62.8, -40.9 Member 13: -58.5, -38.1 Member 14: -54.8, -35.3 Member 15: -48.3, -30.9</p>	<p>Member 1: 223.8, 157.8 Member 2: 80.7, 80.2 Member 3: 42.1, 38.7 Member 4: 16.3, 15.2 Member 5: 2.3, 2.2 Member 6: -6.5, -5.9 Member 7: -19.6, -16.8 Member 8: -50.2, -32.9 Member 9: 91.6, 41.7 Member 10: 59.4, 38.4 Member 11: 31.0, 20.5 Member 12: 12.5, 8.5 Member 13: 1.9, 1.4 Member 14: -4.6, -2.9 Member 15: -12.1, -7.2</p>

図 7.2.9 X2 通り応力図 (長期荷重時応力図, 地震時 Y 方向加力時応力図)

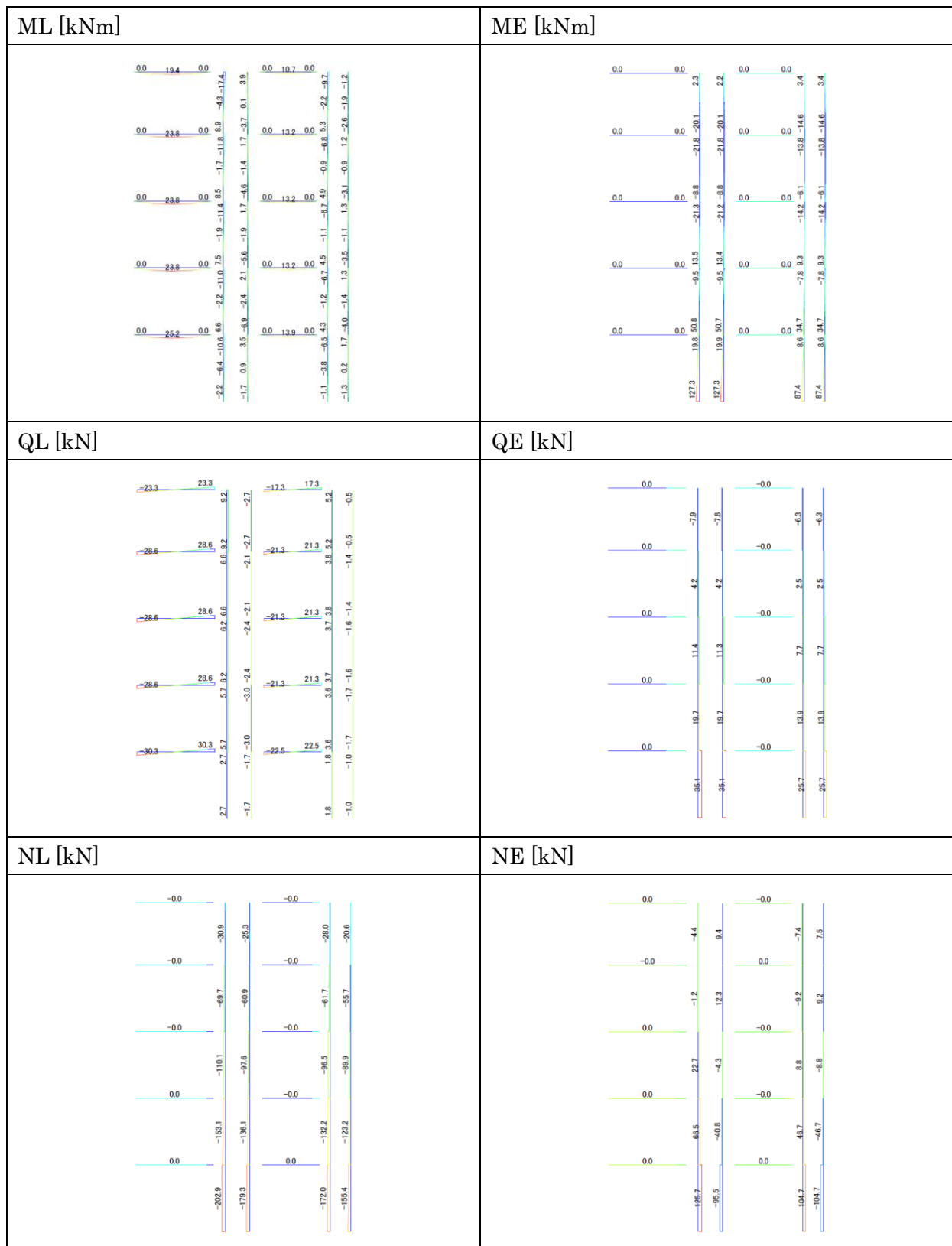


图 7.2.10 X7 通り応力図 (長期荷重時応力図, 地震時 Y 方向加力時応力図)

ML [kNm]	ME [kNm]
<p>-30 -52 -0.4 -55.04 -55.12 -63.13 -67.7</p> <p>-27 -30 -2.4 -3.9 -12 -4.2 -0.1 -4.4 0.9 -4.7</p> <p>-2.8 -3.1 -2.3 -4.0 -1.1 -4.0 0.1 -4.2 0.8 -4.2</p> <p>-2.9 -4.5 -1.1 -6.1 0.9 -6.7 2.4 -6.9 3.2 -8.1</p> <p>-2.4 0.5 -5.2 2.9 -7.4 4.9 -6.6 6.9 -8.7 12.6</p> <p>-2.6 -1.5 -3.5 -0.5 -4.2 0.5 -4.5 1.7 -4.3 5.0</p> <p>-2.7 -3.0 -2.4 -3.9 -1.2 -4.2 -3.0 -4.1 0.7 -3.9</p> <p>-3.0 -5.5 -0.6 -10.4 4.6 -12.7 8.1 -13.9 9.3 -18.1</p>	<p>1755 32.7 73.8 -16.8 24.4 -36.6 -5.6 -38.1 -20.6 -8.4</p> <p>1728 7.3 96.1 -43.8 51.5 -56.7 17.7 -53.5 -5.3 -26.3</p> <p>1723 2.5 100.0 -33.1 60.0 -69.2 28.1 -64.2 4.3 -41.5</p> <p>1722 0.9 101.2 -56.7 63.2 -74.0 32.5 -66.7 9.1 -69.2</p> <p>1720 -0.4 102.1 -58.5 65.7 -76.0 38.3 -74.7 13.5 -57.6</p> <p>1721 -0.2 102.0 -58.3 65.5 -77.8 38.1 -74.8 13.3 -57.5</p> <p>1722 0.9 101.1 -57.4 63.7 -75.9 34.2 -72.8 11.7 -54.9</p> <p>1725 3.9 98.3 -56.2 62.3 -75.5 33.7 -72.9 11.7 -56.7</p>
QL [kN]	QE [kN]
<p>0.7 1.7 1.9 2.4 6.3</p> <p>0.1 0.5 1.0 1.4 2.0</p> <p>0.1 0.5 1.1 1.4 1.8</p> <p>0.5 1.6 2.5 3.1 3.9</p> <p>-1.0 -2.6 -4.0 -5.0 -7.5</p> <p>-0.4 -1.0 -1.5 -2.0 -3.2</p> <p>0.1 0.5 1.0 1.3 1.6</p> <p>0.8 3.2 5.7 7.2 10.0</p>	<p>46.7 29.6 19.9 10.6 -4.3</p> <p>54.1 45.9 36.0 23.3 7.4</p> <p>55.5 50.0 42.2 30.1 16.1</p> <p>56.0 51.6 44.8 33.4 20.7</p> <p>56.3 52.8 47.0 38.3 24.9</p> <p>56.3 52.7 46.8 38.2 24.8</p> <p>56.0 51.8 45.6 35.0 23.4</p> <p>55.1 50.5 45.1 34.8 23.6</p>
NL [kN]	NE [kN]
<p>-179.4 -140.6 -105.9 -72.6 -40.6</p> <p>-160.0 -128.3 -94.2 -61.8 -28.5</p> <p>-145.5 -113.0 -83.3 -54.0 -24.7</p> <p>-126.1 -96.7 -70.9 -45.9 -21.3</p> <p>-120.2 -91.2 -66.4 -42.8 -19.8</p> <p>-125.4 -94.2 -67.7 -43.2 -19.8</p> <p>-117.4 -86.5 -61.3 -38.9 -17.9</p> <p>-93.4 -63.8 -44.1 -28.0 -12.8</p>	<p>232.0 163.5 94.9 43.1 14.0</p> <p>94.2 83.3 61.7 37.8 15.9</p> <p>44.2 40.7 32.5 21.6 9.6</p> <p>18.1 16.9 13.9 9.4 4.3</p> <p>3.7 3.4 2.9 2.0 1.0</p> <p>-6.0 -5.5 -4.2 -2.7 -1.2</p> <p>-19.9 -17.1 -12.2 -7.3 -3.1</p> <p>-51.9 -33.8 -19.6 -9.3 -2.8</p>

图 7.2.11 X8 通り応力図 (長期荷重時応力図, 地震時 Y 方向加力時応力図)

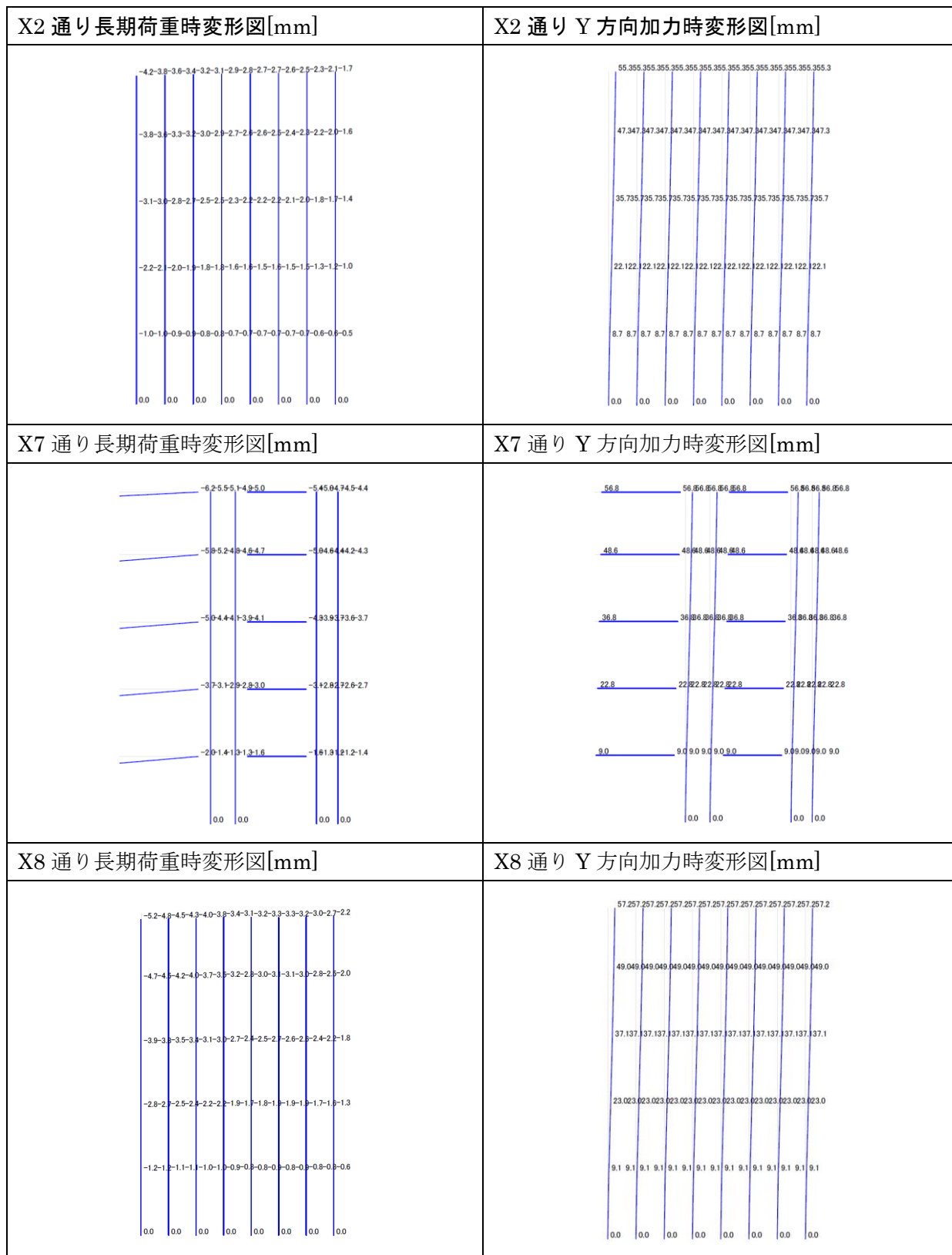


図 7.2.12 Y 方向構面変形図

7.2.3. 支点反力图

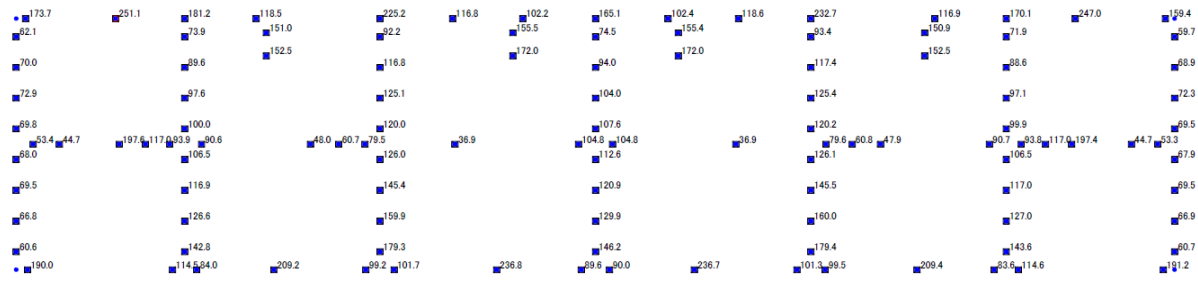


图 7.2.13 长期支点反力图 [kN]

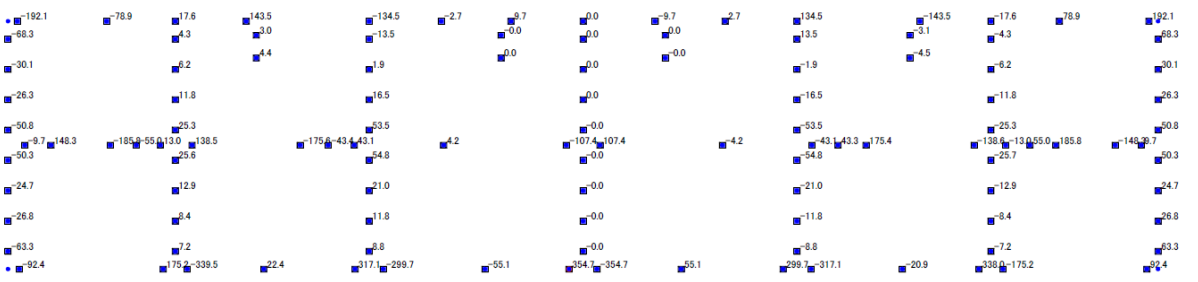


图 7.2.14 短期支点反力图(X方向) [kN]

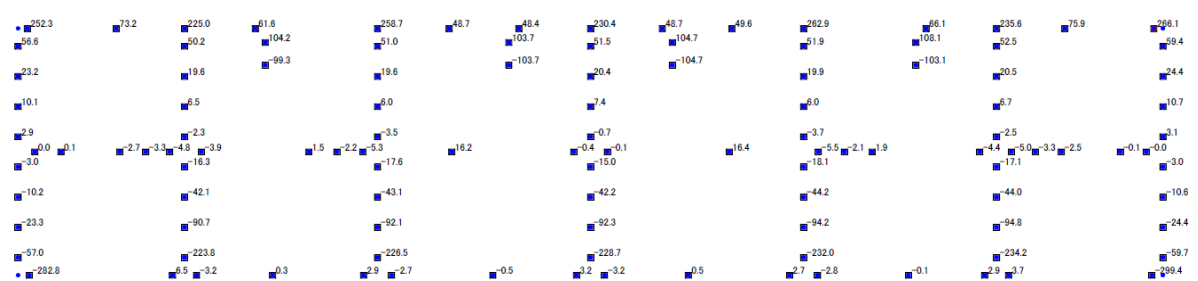


图 7.2.15 短期支点反力图(Y方向) [kN]

8. 断面計算書

8.1. CLT パネルの断面検定

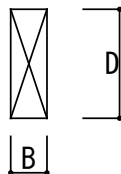
8.1.1. CLT パネルの検定式

AIJ 基準に準じ、部材の存在応力が 1 次設計においては許容応力度以下、保有水平耐力計算(ルート 3)においては基準強度以下であることを確認する。保有水平耐力時において下記検定式で基準強度以内におさまらない場合、参考 2「構造計算上の留意点 A2.2.3 式」(詳細説明:参考 4「CLT パネルおよび接合部の軸耐力と曲げ耐力の関係」)を用いて検定を行うことが出来る。

面内の強軸方向の曲げ圧縮に関する座屈長さは、両端の剛梁を固定端として水平移動ありの条件の長さである部材長さとする。せん断力の検討に際し、ここでは応力分布係数を 1.0 として検討する。面外方向にはほとんど応力が発生していないため検討は省略する。なお開口のあるパネルについては開口低減係数を基準強度にかけた値から各許容応力度を算出する。

・ 壁パネルの断面設計

・ 断面諸係数



断面2次モーメント	$I=B \cdot D^3/12$
断面係数	$Z=B \cdot D^2/6$
断面積	$A=B \cdot D$
断面2次半径	$i=(I/A)$

・ 応力、たわみ

軸力	NL(長期)	NE(水平加力時)	NS(短期)
曲げモーメント	ML(長期)	ME(水平加力時)	MS(短期)
せん断力	QL(長期)	QE(水平加力時)	QS(短期)

・ 応力度算定式

軸応力度	$\sigma_c = N/A$	$\sigma_c / \eta f_c \leq 1.0$	f_c : 許容圧縮軸応力度
曲げ応力度	$\sigma_b = M/Z$	$\sigma_b / f_b \leq 1.0$	f_b : 許容曲げ応力度
組み合わせ応力度	$\sigma_b / f_b + \sigma_c / \eta f_c \leq 1.0$		
せん断応力度	$\tau = 1.5Q/A$	$\tau / f_s \leq 1.0$	f_s : 許容せん断応力度

・ その他項目

細長比	$\lambda = Lk/i$	Lk : 圧縮材の座屈長さ
座屈低減係数	$\begin{cases} \lambda \leq 30 & \eta = 1 \\ 30 < \lambda \leq 100 & \eta = 1.3 - 0.01\lambda \\ 100 < \lambda & \eta = 3000/\lambda^2 \end{cases}$	

断面性能低減係数	$\alpha 1$: 断面係数用低減係数
	$\alpha 2, \alpha 3$: 断面積用低減係数

ここで、断面係数用低減係数 $\alpha 1$ は下記の低減係数かつ、ボルト挿入などによる断面欠損部を考慮して $\alpha 1=0.8$ とする。

C_b : 横座屈補正係数	$C_b=1.00 \sim 0.99$	※ただし、垂れ壁パネルは横座屈を考慮しない。
k : 湾曲部低減係数	$k=1.00$	※湾曲部材が無い場合湾曲部係数は考慮しない。

8.1.2. 壁パネルの検定

長期、X方向地震時、Y方向地震時における代表的な壁パネルの断面検定結果を示す。

応力状態並びに1F~5Fまで同一性能の壁パネルを使用していることを考慮し、各階でのパネルで応力の大きなパネルを抽出した検定結果を示す。

なお、計算書提出時は通り毎の応力図、全部材の検定表を添付する必要がある

表 8.1.1 壁パネル断面算定表

Y2 通り壁パネル断面算定 ・ 応力の大きい代表部材で検討 + : 圧縮 - : 引張

位置 1F D=1050 (1) 隅 1F		材種 S90-5-7 1																																																	
<table border="1"> <tr> <td>長期応力</td> <td colspan="2">水平加力時応力</td> <td>左加力時短期応力</td> <td>右加力時短期応力</td> <td></td> </tr> <tr> <td>γMLx= 2.0 (kN・m)</td> <td>γMEx= 3.1 (kN・m)</td> <td>γMSx= 5.1 (kN・m)</td> <td>γMSx= -1.1 (kN・m)</td> <td>$\alpha 1(Z)$: 0.99</td> <td></td> </tr> <tr> <td>βMLx= 0.0 (kN・m)</td> <td>βMEx= 158.6 (kN・m)</td> <td>βMSx= 158.6 (kN・m)</td> <td>βMSx= -158.6 (kN・m)</td> <td>$\alpha 2(A)$: 1</td> <td></td> </tr> <tr> <td>γMLy= (kN・m)</td> <td>γMEy= (kN・m)</td> <td>γMSy= 0.0 (kN・m)</td> <td>γMSy= 0.0 (kN・m)</td> <td>$\alpha 3(A)$: 1</td> <td></td> </tr> <tr> <td>βMLy= (kN・m)</td> <td>βMEy= (kN・m)</td> <td>βMSy= 0.0 (kN・m)</td> <td>βMSy= 0.0 (kN・m)</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>QLx= 0.8 (kN)</td> <td>QEx= 69.1 (kN)</td> <td>QSx= 69.9 (kN)</td> <td>Qsx= -68.3 (kN)</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>QLy= (kN)</td> <td>QEy= (kN)</td> <td>QSy= 0.0 (kN)</td> <td>Qsy= 0.0 (kN)</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>NL= 189.1 (kN)</td> <td>NE= -92.4 (kN)</td> <td>NS= 96.7 (kN)</td> <td>NS= 281.5 (kN)</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>				長期応力	水平加力時応力		左加力時短期応力	右加力時短期応力		γ MLx= 2.0 (kN・m)	γ MEx= 3.1 (kN・m)	γ MSx= 5.1 (kN・m)	γ MSx= -1.1 (kN・m)	$\alpha 1(Z)$: 0.99		β MLx= 0.0 (kN・m)	β MEx= 158.6 (kN・m)	β MSx= 158.6 (kN・m)	β MSx= -158.6 (kN・m)	$\alpha 2(A)$: 1		γ MLy= (kN・m)	γ MEy= (kN・m)	γ MSy= 0.0 (kN・m)	γ MSy= 0.0 (kN・m)	$\alpha 3(A)$: 1		β MLy= (kN・m)	β MEy= (kN・m)	β MSy= 0.0 (kN・m)	β MSy= 0.0 (kN・m)			QLx= 0.8 (kN)	QEx= 69.1 (kN)	QSx= 69.9 (kN)	Qsx= -68.3 (kN)			QLy= (kN)	QEy= (kN)	QSy= 0.0 (kN)	Qsy= 0.0 (kN)			NL= 189.1 (kN)	NE= -92.4 (kN)	NS= 96.7 (kN)	NS= 281.5 (kN)		
長期応力	水平加力時応力		左加力時短期応力	右加力時短期応力																																															
γ MLx= 2.0 (kN・m)	γ MEx= 3.1 (kN・m)	γ MSx= 5.1 (kN・m)	γ MSx= -1.1 (kN・m)	$\alpha 1(Z)$: 0.99																																															
β MLx= 0.0 (kN・m)	β MEx= 158.6 (kN・m)	β MSx= 158.6 (kN・m)	β MSx= -158.6 (kN・m)	$\alpha 2(A)$: 1																																															
γ MLy= (kN・m)	γ MEy= (kN・m)	γ MSy= 0.0 (kN・m)	γ MSy= 0.0 (kN・m)	$\alpha 3(A)$: 1																																															
β MLy= (kN・m)	β MEy= (kN・m)	β MSy= 0.0 (kN・m)	β MSy= 0.0 (kN・m)																																																
QLx= 0.8 (kN)	QEx= 69.1 (kN)	QSx= 69.9 (kN)	Qsx= -68.3 (kN)																																																
QLy= (kN)	QEy= (kN)	QSy= 0.0 (kN)	Qsy= 0.0 (kN)																																																
NL= 189.1 (kN)	NE= -92.4 (kN)	NS= 96.7 (kN)	NS= 281.5 (kN)																																																
No 2	断面: BxD=210x1050	Ix= 2025844 (cm ⁴)	Zx= 38588 (cm ³)	Ax= 2205 (cm ²)																																															
		Iy= 81034 (cm ⁴)	Zy= 7717.5 (cm ³)	E= 6420 (N/mm ²)																																															
	$f_c= 5.4$ (N/mm ²)	$f_t= 5.4$ (N/mm ²)	$f_{ct}= 1.13$ (N/mm ²)																																																
	$s_{fc}= 9.9$ (N/mm ²)	$s_{ft}= 9.9$ (N/mm ²)	$s_{ftc}= 2.06$ (N/mm ²)																																																
	$f_y= 4.0$ (N/mm ²)	ix= 30.31 (cm)	Lkx= 3.06 (m)																																																
	$s_{fy}= 7.3$ (N/mm ²)	iy= 6.06 (cm)	Lky= 3.06 (m)																																																
		$\lambda = 50.48$	$\eta = 0.80$																																																
長期応力時算定				短期応力時算定(左加力時)																																															
$L\sigma_c = 0.86$ (N/mm ²)	$L\sigma_c / \eta f_{fc} = 0.20$	OK	$s\sigma_c = 0.44$ (N/mm ²)	$s\sigma_c / \eta s_{fc} = 0.06$	OK																																														
柱頭			柱頭																																																
$s_x\sigma_b = 0.05$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.01$	OK	$s_x\sigma_b = 0.13$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.01$	OK																																														
$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK	$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK																																														
$L\sigma_c / \eta f_{fc} + Lx\sigma_b / Lfb + Ly\sigma_b / Lfb = 0.21$	OK		$s\sigma_c / \eta s_{fc} + s_x\sigma_b / s_{fb} + s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.07$	OK																																															
柱脚			柱脚																																																
$s_x\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK	$s_x\sigma_b = 4.15$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.42$	OK																																														
$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK	$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK																																														
$L\sigma_c / \eta f_{fc} + Lx\sigma_b / Lfb + Ly\sigma_b / Lfb = 0.20$	OK		$s\sigma_c / \eta s_{fc} + s_x\sigma_b / s_{fb} + s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.48$	OK																																															
$\tau_{Lc} = 0.01$ (N/mm ²)	$\tau_{Lc} / s_{ftc} = 0.00$	OK	$\tau_{cs} = 0.48$ (N/mm ²)	$\tau_{cs} / s_{ftc} = 0.23$	OK																																														
短期応力時算定(右加力時)				短期応力時算定(右加力時)																																															
$s\sigma_c = 1.28$ (N/mm ²)	$s\sigma_c / \eta s_{fc} = 0.16$	OK	$s\sigma_c = 1.28$ (N/mm ²)	$s\sigma_c / \eta s_{fc} = 0.16$	OK																																														
柱頭			柱頭																																																
$s_x\sigma_b = -0.03$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK	$s_x\sigma_b = -0.03$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK																																														
$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK	$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK																																														
$s\sigma_c / \eta s_{fc} + s_x\sigma_b / s_{fb} + s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.17$	OK		$s\sigma_c / \eta s_{fc} + s_x\sigma_b / s_{fb} + s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.17$	OK																																															
柱脚			柱脚																																																
$s_x\sigma_b = -4.15$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.42$	OK	$s_x\sigma_b = -4.15$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.42$	OK																																														
$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK	$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK																																														
$s\sigma_c / \eta s_{fc} + s_x\sigma_b / s_{fb} + s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.58$	OK		$s\sigma_c / \eta s_{fc} + s_x\sigma_b / s_{fb} + s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.58$	OK																																															
$\tau_{cs} = 0.46$ (N/mm ²)	$\tau_{cs} / s_{ftc} = 0.23$	OK	$\tau_{cs} = 0.46$ (N/mm ²)	$\tau_{cs} / s_{ftc} = 0.23$	OK																																														

位置 1F D=900 (1) 中 1F		材種 S90-5-7 1																																																	
<table border="1"> <tr> <td>長期応力</td> <td colspan="2">水平加力時応力</td> <td>左加力時短期応力</td> <td>右加力時短期応力</td> <td></td> </tr> <tr> <td>γMLx= 0.7 (kN・m)</td> <td>γMEx= -21.8 (kN・m)</td> <td>γMSx= -21.1 (kN・m)</td> <td>γMSx= 22.5 (kN・m)</td> <td>$\alpha 1(Z)$: 0.99</td> <td></td> </tr> <tr> <td>βMLx= 0.0 (kN・m)</td> <td>βMEx= 111.2 (kN・m)</td> <td>βMSx= 111.2 (kN・m)</td> <td>βMSx= -111.2 (kN・m)</td> <td>$\alpha 2(A)$: 1</td> <td></td> </tr> <tr> <td>γMLy= (kN・m)</td> <td>γMEy= (kN・m)</td> <td>γMSy= 0.0 (kN・m)</td> <td>γMSy= 0.0 (kN・m)</td> <td>$\alpha 3(A)$: 1</td> <td></td> </tr> <tr> <td>βMLy= (kN・m)</td> <td>βMEy= (kN・m)</td> <td>βMSy= 0.0 (kN・m)</td> <td>βMSy= 0.0 (kN・m)</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>QLx= -0.3 (kN)</td> <td>QEx= 56.8 (kN)</td> <td>QSx= 56.5 (kN)</td> <td>Qsx= -57.1 (kN)</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>QLy= (kN)</td> <td>QEy= (kN)</td> <td>QSy= 0.0 (kN)</td> <td>Qsy= 0.0 (kN)</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>NL= 135.1 (kN)</td> <td>NE= -339.2 (kN)</td> <td>NS= -204.1 (kN)</td> <td>NS= 474.3 (kN)</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>				長期応力	水平加力時応力		左加力時短期応力	右加力時短期応力		γ MLx= 0.7 (kN・m)	γ MEx= -21.8 (kN・m)	γ MSx= -21.1 (kN・m)	γ MSx= 22.5 (kN・m)	$\alpha 1(Z)$: 0.99		β MLx= 0.0 (kN・m)	β MEx= 111.2 (kN・m)	β MSx= 111.2 (kN・m)	β MSx= -111.2 (kN・m)	$\alpha 2(A)$: 1		γ MLy= (kN・m)	γ MEy= (kN・m)	γ MSy= 0.0 (kN・m)	γ MSy= 0.0 (kN・m)	$\alpha 3(A)$: 1		β MLy= (kN・m)	β MEy= (kN・m)	β MSy= 0.0 (kN・m)	β MSy= 0.0 (kN・m)			QLx= -0.3 (kN)	QEx= 56.8 (kN)	QSx= 56.5 (kN)	Qsx= -57.1 (kN)			QLy= (kN)	QEy= (kN)	QSy= 0.0 (kN)	Qsy= 0.0 (kN)			NL= 135.1 (kN)	NE= -339.2 (kN)	NS= -204.1 (kN)	NS= 474.3 (kN)		
長期応力	水平加力時応力		左加力時短期応力	右加力時短期応力																																															
γ MLx= 0.7 (kN・m)	γ MEx= -21.8 (kN・m)	γ MSx= -21.1 (kN・m)	γ MSx= 22.5 (kN・m)	$\alpha 1(Z)$: 0.99																																															
β MLx= 0.0 (kN・m)	β MEx= 111.2 (kN・m)	β MSx= 111.2 (kN・m)	β MSx= -111.2 (kN・m)	$\alpha 2(A)$: 1																																															
γ MLy= (kN・m)	γ MEy= (kN・m)	γ MSy= 0.0 (kN・m)	γ MSy= 0.0 (kN・m)	$\alpha 3(A)$: 1																																															
β MLy= (kN・m)	β MEy= (kN・m)	β MSy= 0.0 (kN・m)	β MSy= 0.0 (kN・m)																																																
QLx= -0.3 (kN)	QEx= 56.8 (kN)	QSx= 56.5 (kN)	Qsx= -57.1 (kN)																																																
QLy= (kN)	QEy= (kN)	QSy= 0.0 (kN)	Qsy= 0.0 (kN)																																																
NL= 135.1 (kN)	NE= -339.2 (kN)	NS= -204.1 (kN)	NS= 474.3 (kN)																																																
No 1	断面: BxD=210x900	Ix= 1275750 (cm ⁴)	Zx= 28350 (cm ³)	Ax= 1890 (cm ²)																																															
		Iy= 69458 (cm ⁴)	Zy= 6615 (cm ³)	E= 6420 (N/mm ²)																																															
	$f_c= 5.4$ (N/mm ²)	$f_t= 5.4$ (N/mm ²)	$f_{ct}= 1.13$ (N/mm ²)																																																
	$s_{fc}= 9.9$ (N/mm ²)	$s_{ft}= 9.9$ (N/mm ²)	$s_{ftc}= 2.06$ (N/mm ²)																																																
	$f_y= 4.0$ (N/mm ²)	ix= 25.98 (cm)	Lkx= 3.06 (m)																																																
	$s_{fy}= 7.3$ (N/mm ²)	iy= 6.06 (cm)	Lky= 3.06 (m)																																																
		$\lambda = 50.48$	$\eta = 0.80$																																																
長期応力時算定				短期応力時算定(左加力時)																																															
$L\sigma_c = 0.71$ (N/mm ²)	$L\sigma_c / \eta f_{fc} = 0.17$	OK	$s\sigma_c = 1.08$ (N/mm ²)	$s\sigma_c / \eta s_{fc} = 0.15$	OK																																														
柱頭			柱頭																																																
$s_x\sigma_b = 0.02$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK	$s_x\sigma_b = -0.75$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.08$	OK																																														
$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK	$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK																																														
$L\sigma_c / \eta f_{fc} + Lx\sigma_b / Lfb + Ly\sigma_b / Lfb = 0.17$	OK		$s\sigma_c / \eta s_{fc} + s_x\sigma_b / s_{fb} + s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.22$	OK																																															
柱脚			柱脚																																																
$s_x\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK	$s_x\sigma_b = 3.96$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.40$	OK																																														
$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK	$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK																																														
$L\sigma_c / \eta f_{fc} + Lx\sigma_b / Lfb + Ly\sigma_b / Lfb = 0.17$	OK		$s\sigma_c / \eta s_{fc} + s_x\sigma_b / s_{fb} + s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.55$	OK																																															
$\tau_{Lc} = 0.00$ (N/mm ²)	$\tau_{Lc} / s_{ftc} = 0.00$	OK	$\tau_{cs} = 0.45$ (N/mm ²)	$\tau_{cs} / s_{ftc} = 0.22$	OK																																														
短期応力時算定(右加力時)				短期応力時算定(右加力時)																																															
$s\sigma_c = 2.51$ (N/mm ²)	$s\sigma_c / \eta s_{fc} = 0.32$	OK	$s\sigma_c = 2.51$ (N/mm ²)	$s\sigma_c / \eta s_{fc} = 0.32$	OK																																														
柱頭			柱頭																																																
$s_x\sigma_b = 0.80$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.08$	OK	$s_x\sigma_b = 0.80$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.08$	OK																																														
$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK	$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK																																														
$s\sigma_c / \eta s_{fc} + s_x\sigma_b / s_{fb} + s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.40$	OK		$s\sigma_c / \eta s_{fc} + s_x\sigma_b / s_{fb} + s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.40$	OK																																															
柱脚			柱脚																																																
$s_x\sigma_b = -3.96$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.40$	OK	$s_x\sigma_b = -3.96$ (N/mm ²)	$s_x\sigma_b / s_{fb} = 0.40$	OK																																														
$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK	$s_y\sigma_b = 0.00$ (N/mm ²)	$s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.00$	OK																																														
$s\sigma_c / \eta s_{fc} + s_x\sigma_b / s_{fb} + s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.72$	OK		$s\sigma_c / \eta s_{fc} + s_x\sigma_b / s_{fb} + s_y\sigma_b / s_{fb} = 0.72$	OK																																															
$\tau_{cs} = 0.45$ (N/mm ²)	$\tau_{cs} / s_{ftc} = 0.22$	OK	$\tau_{cs} = 0.45$ (N/mm ²)	$\tau_{cs} / s_{ftc} = 0.22$	OK																																														

8.1.3. 垂れ壁パネルの検定

壁パネル同様に X 方向地震力時に応力の大きな箇所、短スパンでせん断力が発生する箇所の検討を行う。

表 8.1.2 垂れ壁パネル断面算定表

Y2 通り垂れ壁パネル断面算定

・ 応力の大きい代表部材で検討 + : 圧縮 - : 引張

位置	3F	X1-X2	一般階	垂れ壁	材種	S90-5-7	1				
ML _L	-4.0	(kN・m)	ME _L	102.6	(kN・m)	MS _x	106.6	(kN・m)	α 1(Z):	0.99	
ML _R	14.0	(kN・m)					14.0		α 2(A):	0.8	
ML _R	-5.7	(kN・m)	ME _R	98.9	(kN・m)	MS _y	104.6	(kN・m)	α 3(A):	0.8	
QL _L	-11.6	(kN)	QE _L	52.4	(kN)	QS _x	64.0	(kN)			
QL _R	12.4	(kN)	QE _R	47.0	(kN)	QS _y	59.4	(kN)			
NL		(kN)	NE		(kN)	NS	0.0	(kN)			
No	1	断面: BxD=210x860	I _x	1113098	(cm ⁴)	Z _x	25886	(cm ³)	A _x	1806	(cm ²)
			I _y	66371	(cm ⁴)	Z _y	6321	(cm ³)	E	6420	(N/mm ²)
			f _c	5.4	(N/mm ²)	f _b	5.4	(N/mm ²)	f _s	1.13	(N/mm ²)
			s _c	9.9	(N/mm ²)	s _b	9.9	(N/mm ²)	s _s	2.06	(N/mm ²)
			f _T	4.0	(N/mm ²)	i _x	24.83	(cm)	L _{kx}	4.55	(m)
			s _T	7.3	(N/mm ²)	i _y	6.06	(cm)	L _{ky}	2.73	(m)
					λ	45.03		η	0.85		
Lσ _c	0.00	(N/mm ²)	Lσ _c /η Lf _c	0.00	OK	sσ _t	0.00	(N/mm ²)	sσ _c /η sfc	0.00	OK
Lσ _b	0.16	(N/mm ²)	Lσ _b /f _b	0.03	OK	LSσ _b	4.16	(N/mm ²)	LSσ _b /s _b	0.42	OK
cσ _b	0.55	(N/mm ²)	cσ _b /f _b	0.10	OK	cSσ _b	0.55	(N/mm ²)	cSσ _b /s _b	0.06	OK
Rσ _b	0.22	(N/mm ²)	Rσ _b /f _b	0.04	OK	RSσ _b	4.08	(N/mm ²)	RSσ _b /s _b	0.41	OK
			Lσ _c /η Lf _c +σ bmax/Lfb	0.10	OK				sσ _c /η sfc+σ bmax/sfb	0.42	OK
τ _{Lmax}	0.13	(N/mm ²)	τ _L /f _s	0.11	OK	τ _{Smax}	0.66	(N/mm ²)	τ _s /s _s	0.32	OK
		L=	4.06	(m)	δ _w	0.048	(cm)	L/δ _w	L/4268	OK	

位置	3F	X4-X5	一般階	垂れ壁	材種	S90-5-7	1				
ML _L	-4.1	(kN・m)	ME _L	101.8	(kN・m)	MS _x	105.9	(kN・m)	α 1(Z):	0.99	
ML _R	1.9	(kN・m)					1.9		α 2(A):	0.8	
ML _R	4.0	(kN・m)	ME _R	-89.7	(kN・m)	MS _y	93.7	(kN・m)	α 3(A):	0.8	
QL _L	-6.6	(kN)	QE _L	79.6	(kN)	QS _x	86.2	(kN)			
QL _R	-0.2	(kN)	QE _R	79.6	(kN)	QS _y	79.8	(kN)			
NL		(kN)	NE		(kN)	NS	0.0	(kN)			
No	1	断面: BxD=210x860	I _x	1113098	(cm ⁴)	Z _x	25886	(cm ³)	A _x	1806	(cm ²)
			I _y	66371	(cm ⁴)	Z _y	6321	(cm ³)	E	6420	(N/mm ²)
			f _c	5.4	(N/mm ²)	f _b	5.4	(N/mm ²)	f _s	1.13	(N/mm ²)
			s _c	9.9	(N/mm ²)	s _b	9.9	(N/mm ²)	s _s	2.06	(N/mm ²)
			f _T	4.0	(N/mm ²)	i _x	24.83	(cm)	L _{kx}	4.55	(m)
			s _T	7.3	(N/mm ²)	i _y	6.06	(cm)	L _{ky}	2.73	(m)
					λ	45.03		η	0.85		
Lσ _c	0.00	(N/mm ²)	Lσ _c /η Lf _c	0.00	OK	sσ _t	0.00	(N/mm ²)	sσ _c /η sfc	0.00	OK
Lσ _b	0.16	(N/mm ²)	Lσ _b /f _b	0.03	OK	LSσ _b	4.13	(N/mm ²)	LSσ _b /s _b	0.42	OK
cσ _b	0.07	(N/mm ²)	cσ _b /f _b	0.01	OK	cSσ _b	0.07	(N/mm ²)	cSσ _b /s _b	0.01	OK
Rσ _b	0.16	(N/mm ²)	Rσ _b /f _b	0.03	OK	RSσ _b	3.66	(N/mm ²)	RSσ _b /s _b	0.37	OK
			Lσ _c /η Lf _c +σ bmax/Lfb	0.03	OK				sσ _c /η sfc+σ bmax/sfb	0.42	OK
τ _{Lmax}	0.07	(N/mm ²)	τ _L /f _s	0.06	OK	τ _{Smax}	0.89	(N/mm ²)	τ _s /s _s	0.43	OK
		L=	2.41	(m)	δ _w	0.002	(cm)	L/δ _w	L/72768	OK	

位置	3F	X5-X6	一般階	垂れ壁	材種	S90-5-7	1				
ML _L	4.8	(kN・m)	ME _L	76.2	(kN・m)	MS _x	81.0	(kN・m)	α 1(Z):	0.99	
ML _R	1.1	(kN・m)					1.1		α 2(A):	0.8	
ML _R	-4.5	(kN・m)	ME _R	-90.0	(kN・m)	MS _y	94.5	(kN・m)	α 3(A):	0.8	
QL _L	3.0	(kN)	QE _L	95.3	(kN)	QS _x	98.3	(kN)			
QL _R	7.6	(kN)	QE _R	95.3	(kN)	QS _y	102.9	(kN)			
NL		(kN)	NE		(kN)	NS	0.0	(kN)			
No	1	断面: BxD=210x860	I _x	1113098	(cm ⁴)	Z _x	25886	(cm ³)	A _x	1806	(cm ²)
			I _y	66371	(cm ⁴)	Z _y	6321	(cm ³)	E	6420	(N/mm ²)
			f _c	5.4	(N/mm ²)	f _b	5.4	(N/mm ²)	f _s	1.13	(N/mm ²)
			s _c	9.9	(N/mm ²)	s _b	9.9	(N/mm ²)	s _s	2.06	(N/mm ²)
			f _T	4.0	(N/mm ²)	i _x	24.83	(cm)	L _{kx}	4.55	(m)
			s _T	7.3	(N/mm ²)	i _y	6.06	(cm)	L _{ky}	2.73	(m)
					λ	45.03		η	0.85		
Lσ _c	0.00	(N/mm ²)	Lσ _c /η Lf _c	0.00	OK	sσ _t	0.00	(N/mm ²)	sσ _c /η sfc	0.00	OK
Lσ _b	0.19	(N/mm ²)	Lσ _b /f _b	0.03	OK	LSσ _b	3.16	(N/mm ²)	LSσ _b /s _b	0.32	OK
cσ _b	0.04	(N/mm ²)	cσ _b /f _b	0.01	OK	cSσ _b	0.04	(N/mm ²)	cSσ _b /s _b	0.00	OK
Rσ _b	0.18	(N/mm ²)	Rσ _b /f _b	0.03	OK	RSσ _b	3.69	(N/mm ²)	RSσ _b /s _b	0.37	OK
			Lσ _c /η Lf _c +σ bmax/Lfb	0.03	OK				sσ _c /η sfc+σ bmax/sfb	0.37	OK
τ _{Lmax}	0.08	(N/mm ²)	τ _L /f _s	0.07	OK	τ _{Smax}	1.07	(N/mm ²)	τ _s /s _s	0.52	OK
		L=	1.75	(m)	δ _w	0.000	(cm)	L/δ _w	L/213662	OK	

8.1.4. 床パネルの検定

床パネルの検討は図 8.1.8 に示すように最大負担荷重となる 2 階居室の代表箇所 (4.93m×1.2m) について単純梁 モデルに等分布荷重をかけて行う。長期の検討は荷重の大きい床該当部位を対象に行う。

$$E=8300[\text{N/mm}^2] \quad G=29.7[\text{N/mm}^2]$$

$$Z=1200 \times 210^2 / 6 = 8.82 \times 10^6 [\text{mm}^3] \quad A=1200 \times 210 = 2.52 \times 10^5 [\text{mm}^2]$$

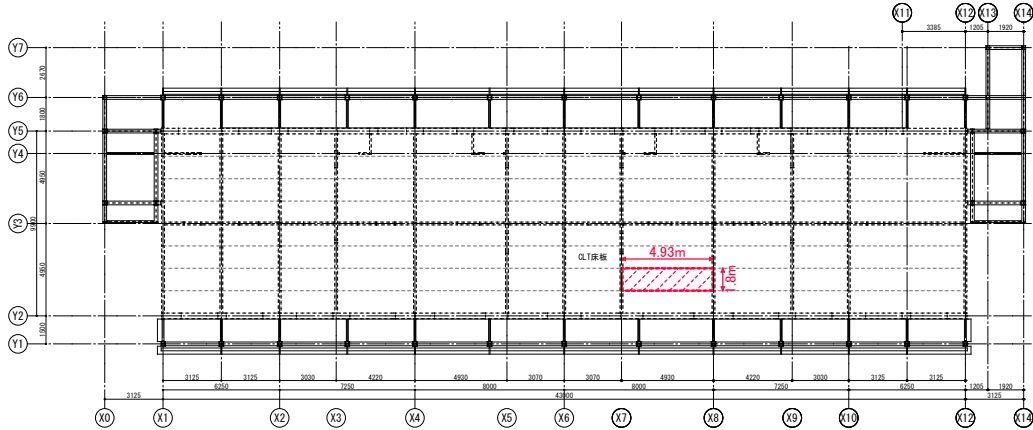


図 8.1.1 床パネル検討箇所

表 8.1.3 床パネルの検討

2F		■ 材料	t210_Mx90-5-7		E	830	【kN/cm ² 】	
					G	29.7	【kN/cm ² 】	
		■ 材料強度	圧縮	引張	曲げ	せん断	【N/mm ² 】	
		基準	12.81	9.51	15.51	1.20		
		長期	4.70	3.49	5.69	0.44		
		短期	8.54	6.34	10.34	0.80		
■ 特記事項		■ 断面性能		■ せん断応力度				
パネル幅1.2mあたりで計算		B [cm]	A [cm ²]	Z [cm ³]	I [cm ⁴]	分布係数		
		120	2520	8820	92610	β =		
		D [cm]	A 低減係数	Z 低減係数	I 低減係数	1.5		
		21	0.8	0.8	0.9			
		Ae [cm ²]	Ze [cm ³]	Ie [cm ⁴]				
		2016	7056	83349				
■ 荷重		変位検討用荷重 (CLT: 床版時の荷重を採用)						
等分布荷重 w	部位	W [N/m ²]	B [m]	w[kN/m]	w 合計 [kN/m]	δ b cm	δ s cm	δ cm
	自重	3150	1.2	3.78	4.50	0.50	0.34	0.84
	積載荷重	600	1.2	0.72				
■ 曲げ・せん断検討用荷重 (CLT: 床版時の荷重を採用)								
等分布荷重 w	部位	W [N/m ²]	B [m]	w[kN/m]	w 合計 [kN/m]	M kNm	Q kN	
	自重	3150	1.2	3.78	5.94	18.05	14.64	
	積載荷重	1800	1.2	2.16				
■ 断面算定								
変位	δ = 0.84 cm	2δ = 1.69 cm	2δ/L = 1/292	< 1/250	…OK			
曲げ	fb = 5.69	Mmax = 18.05	Mmax/(Z × fb) = 0.45	< 1.0	…OK			
せん断	fs = 0.44	Qmax = 14.64	β Qmax/(Ae × fs) = 0.25	< 1.0	…OK			

8.1.5.パネルゾーンの検定

設計用曲げモーメントに対して、以下の確認を行う。

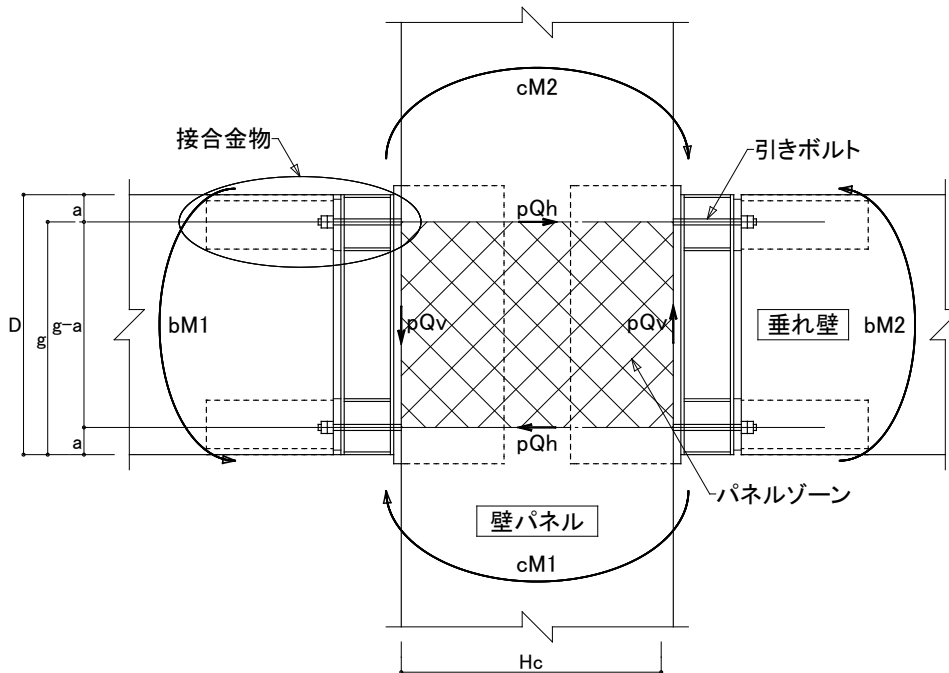


図 8.1.2 パネルゾーンの力の伝達

$$p\tau v = \frac{pQv}{Bc \cdot (g-a)} \leq f_{ws} \quad \text{この時} \quad pQv = \frac{|cM1 - cM2|}{Hc}$$

$$p\tau h = \frac{pQh}{Bc \cdot Hc} \leq f_{ws} \quad \text{この時} \quad pQh = \frac{|bM1 - bM2|}{(g-a)}$$

$p\tau v, p\tau h$: パネルゾーンに生じるせん断応力度 (N/mm²)

f_{ws} : CLT パネルの許容せん断応力度 (N/mm²)

pQh, pQv : パネルゾーンに生じるせん断力 (N)

$cM1, cM2$: 上下階の設計用曲げモーメント (Nmm)

$bM1, bM2$: 左右の設計用曲げモーメント (Nmm)

Hc : CLT 壁パネルせい (mm)

Bc : CLT 壁パネル幅 (mm)

g : 圧縮側垂れ壁パネル外面から引張側接合金物中心部までの距離 (mm)

a : 圧縮側垂れ壁パネル外面から圧縮側接合金物中心部までの距離 (mm)

ここで、フレーム解析上は節点で釣り合っていることから $|cM1 - cM2| = |bM1 - bM2|$ となる。

すなわち設計用曲げモーメントに対してパネルゾーンに生じるせん断応力度は $p\tau v = p\tau h$ となる。

※ 次頁以降に X 方向加力時の壁パネルに生じる最大応力にて、パネルゾーンに生じるせん断応力度を算定の上、安全性の確認を行う。

・ X 方向加力時 基準階パネルゾーンの算定例 (ト型接合)

$|bM_1 - bM_2| : 95.5 \text{ kNm}$ (検討用接合条件の最大応力 3F Y2 通り X13 軸 左加力時)

$H_c : 1050 \text{ mm}$ 、 $B_c : 210 \text{ mm}$ 、 $g : 860 - 90 = 770 \text{ mm}$ 、 $a : 90 \text{ mm}$ 、 $f_{ws} : 2.06 \text{ N/mm}^2$

$$pQ_v = 95.5 \times 10^3 / 1050 = 100 \text{ kN}$$

$$p\tau_v = 100 \times 10^3 / 210 \times (770 - 90) = 0.70 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ws} = 2.06 \text{ N/mm}^2$$

OK (検定比:0.34 < 1.00)

・ X 方向加力時 基準階パネルゾーンの算定例 (十字型接合)

$|{}_cM_1 - {}_cM_2| : 75.2 + 87.2 = 162.4 \text{ kNm}$ (検討用接合条件の最大応力 3F Y2 通り X5 軸 左加力時)

$H_c : 1050 \text{ mm}$ 、 $B_c : 210 \text{ mm}$ 、 $g : 860 - 90 = 770 \text{ mm}$ 、 $a : 90 \text{ mm}$ 、 $f_{ws} : 2.06 \text{ N/mm}^2$

$$pQ_v = 162.4 \times 10^3 / 1050 = 154.7 \text{ kN}$$

$$p\tau_v = 154.7 \times 10^3 / 210 \times (770 - 90) = 1.08 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ws} = 2.06 \text{ N/mm}^2$$

OK (検定比:0.53 < 1.00)

・ X 方向加力時 最上階パネルゾーンの算定例 (L型接合)

$|bM_1 - bM_2| : 17.7 \text{ kNm}$ (検討用接合条件の最大応力 RF Y2 通り X1 軸 左加力時)

$H_c : 1050 \text{ mm}$ 、 $B_c : 210 \text{ mm}$ 、 $g : 512 - 75 = 437 \text{ mm}$ 、 $a : 75 \text{ mm}$ 、 $f_{ws} : 2.06 \text{ N/mm}^2$

$$pQ_v = 17.7 \times 10^3 / 1050 = 16.9 \text{ kN}$$

$$p\tau_v = 16.9 \times 10^3 / 210 \times (437 - 75) = 0.22 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ws} = 2.06 \text{ N/mm}^2$$

OK (検定比:0.11 < 1.00)

・ X 方向加力時 基準階パネルゾーンの算定例 (T字型接合)

$|{}_cM_1 - {}_cM_2| : 18.9 + 17.3 = 36.2 \text{ kNm}$ (検討用接合条件の最大応力 RF Y2 通り X5 軸 左加力時)

$H_c : 1050 \text{ mm}$ 、 $B_c : 210 \text{ mm}$ 、 $g : 512 - 75 = 437 \text{ mm}$ 、 $a : 90 \text{ mm}$ 、 $f_{ws} : 2.06 \text{ N/mm}^2$

$$pQ_v = 36.2 \times 10^3 / 1050 = 34.5 \text{ kN}$$

$$p\tau_v = 34.5 \times 10^3 / 210 \times (437 - 75) = 0.45 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ws} = 2.06 \text{ N/mm}^2$$

OK (検定比:0.22 < 1.00)

8.2. CLT パネル接合部の検定

8.2.1. CLT パネル接合部の検定式

(1) 材端バネ(回転バネ)接合部の検定

簡易モデル化した材端バネ(回転バネ)に生じる存在応力(曲げ、軸力)が1次設計においては許容耐力以下、保有水平耐力計算(ルート3)においては材端バネ(回転バネ)の引張側に生じる鉛直方向変位が終局変位以下であることを確認する。材端バネ(回転バネ)接合部の引張側の終局変形量は伸び率10%($\geq 40\text{mm}$)とする。

(2) せん断接合部(壁-基礎/床/屋根)の検定

材端バネに生じる存在応力(せん断力)が1次設計においては許容耐力以下、保有水平耐力計算(ルート3)においては終局耐力以下であることを確認する。

(3) せん断接合部(壁-垂壁/床-垂壁)の検定

せん断バネに生じる存在応力が1次設計においては許容耐力以下、保有水平耐力計算(ルート3)においては終局耐力以下であることを確認する。

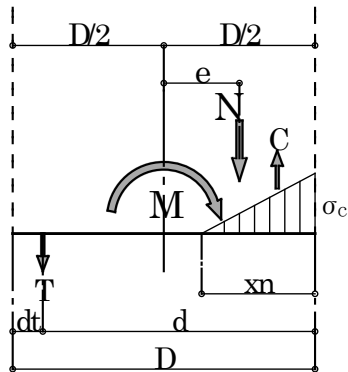
8.2.2. CLT パネル接合部の検定

各部位の接合部毎に検定値が最大になる箇所の結果を示す。

(i). 壁-基礎

○X 方向地震時

簡易モデル化した材端バネ（回転バネ）による壁脚応力に対して、接合部に生じる応力が許容耐力以下であることを確認する。



壁パネル 210x1050 D=1050mm dt=130mm

d=1050-130=920mm

M=158.6kNm N=218.5kN (圧縮)

偏心距離 : e=M/N=158600000 / 218500=725.9(mm)

$D/6 + dt/3 < e$ の場合

- ・ベースプレート圧縮縁から中立軸までの距離

$$x_n^3 + 3 \times (e - D/2) \times x_n^2 - 6 \times n \times at / B \times (e + (D/2 - d_t) \times (D - d_t - x_n)) = 0$$

$$x_n = 446.27(\text{mm})$$

- ・CLT 壁パネルの圧縮応力度 : σ_c

$$\sigma_c = 2 \times N \times (e + D/2 - d_t) / (B \times x_n \times (D - d_t - x_n / 3))$$

$$= 2 \times 218500 \times (725.9 + 1050 / 2 - 130) / (210 \times 446.27 \times (1050 - 130 - 446.27 / 3))$$

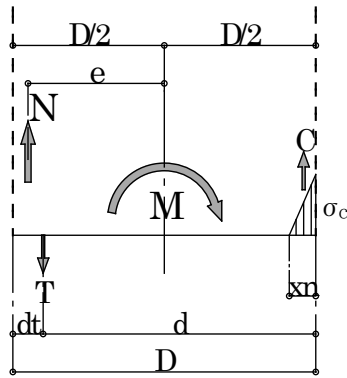
$$= 6.78 (\text{N/mm}^2) \leq \text{sfc} = 9.85 (\text{N/mm}^2) \quad \text{OK (検定比: } 0.69 < 1.00 \text{)}$$

- ・壁脚接合部引張金物への引張力 : T

$$T = N \times (e - D/2 + x_n / 3) / (D - d_t - x_n / 3)$$

$$= 218500 \times (725.9 - 1050 / 2 + 446.27 / 3) / (1050 - 130 - 446.27 / 3)$$

$$= 99061(\text{N}) \rightarrow 99.06\text{kN} \leq T_a = 2 \times 108 = 216\text{kN} \quad \text{OK}$$



壁パネル 210x900 D=900mm dt=130mm

d=900-130=770mm

M=111.2kNm N=-280kN(引張)

偏心距離 : e=M/N=111200000/-280000=-397.1(mm)

N<0 かつ $d_t > x_n > 0$ の場合

- ベースプレート圧縮縁から中立軸までの距離

$$x_n^3 + 3 \times (e - D/2) \times x_n^2 - 12 \times n \times a_t \times (e \times (D/2 - x_n) + (D/2 - d_t)^2) = 0$$

$$x_n = 105.45(\text{mm})$$

- CLT 壁パネルの圧縮応力度 : σ_c

$$\sigma_c = 2 \times N \times (e + D/2 - d_t) / (B \times x_n \times (D - d_t - x_n / 3) - 2 \times n \times a_t \times (d_t - x_n) \times (D - 2 \times d_t) / x_n)$$

$$= 2 \times -280000 \times (-397.1 + 900/2 - 130) / (210 \times 105.45 \times (900 - 130 - 105.45/3) - 2 \times 15 \times 918 \times (130 - 105.45) \times (900 - 2 \times 130) / 105.45)$$

$$= 3.65 (\text{N/mm}^2) \leq s f_c = 9.85 (\text{N/mm}^2) \quad \text{OK (検定比: } 0.11 < 1.00 \text{)}$$

- 壁脚接合部引張金物への引張力 : T

$$T = 15 \times a_t \times \sigma_c \times (D - d_t - x_n) / x_n = 15 \times 918 \times 3.65 \times (900 - 130 - 107.31) / 107.31$$

$$= 308066 \text{ N} \rightarrow 308.1\text{kN} \geq T_a = 2 \times 108 = 216\text{kN}$$

接合部引張金物で処理しきれない引張力については、隣り合わせの壁もしくは直交壁へ接合金物を介して伝達させて引張力を処理する。

$$T' = T - T_a = 308.1 - 216 = 92.1\text{kN}$$

ビス 1 本あたりのせん断降伏耐力 : $P_y = 3.0\text{kN/本}$

必要ビス本数 : $n = T'/P_y = 92.1/3.0 = 30.7 \rightarrow 31 \text{ 本}$

基準階壁頭壁脚にかかる最大せん断力は 92.1[kN]になるため、L 型金物に使用するビス 1 本あたりの降伏耐力より、ビス本数を 22 本(L 型金物①×2)として直交壁と緊結させる。

せん断接合金物(鋼板挿入ドリフトピン接合部 (5-φ20SS400,PL t=12mm))

[kN]	長期			短期		
壁パネル	許容耐力	存在応力	検定比	許容耐力	存在応力	検定比
210x1050	182.8	4.1	0.02	365.6	95.7	0.26

壁脚部にかかる最大せん断力は 95.7[kN]になるため、鋼板挿入ドリフトピン接合部に使用するドリフトピン本数を 5 本、鋼板厚 PL-12 と定める。

(ii). 壁-床、屋根

○X 方向地震時

せん断接合金物(L 型金物)

[kN]	長期			短期		
壁パネル	許容耐力	存在応力	検定比	許容耐力	存在応力	検定比
210x1050	25.4	4.1	0.16	66	54.9	0.83

基準階壁頭壁脚にかかる最大せん断力は 54.9[kN]になるため、L 型金物に使用するビス 1 本あたりの降伏耐力より、ビス本数を 22 本(L 型金物①×1)と定める。

(iii). 壁-垂れ壁、床-垂れ壁

検討は X 方向地震時のみ行う。

○X 方向地震時

せん断(L 型金物)

[kN]	長期			短期		
壁パネル	許容耐力	存在応力	検定比	許容耐力	存在応力	検定比
210x1050	25.4	4.1	0.16	66	54.9	0.83

基準階壁頭壁脚にかかる最大せん断力分を垂れ壁パネルを介して伝達されることから、基準階壁頭壁脚にかかる最大せん断力 54.9[kN]として、L 型金物に使用するビス 1 本あたりの降伏耐力より、ビス本数を 22 本(L 型金物①×1)と定める。

9. 層間変形角計算書

9.1. 層間変形角・剛性率

三次元フレームモデルであるため、各階の鉛直部材の層間変位の平均から層間変形角を算出している。ここで、階高は1～4階：306.0cm、5階：285.0cmとして算定した。いずれも1/200以下となっていることが確認できる。また、層間変形より算出された剛性率も以下の表に示す。いずれも0.6以上であることが確認された。

表 9.1.1 層間変形角・剛性率 (X方向)

層	階高	層間変形	層間変形角	剛性率	形状係数
	H	δ	θ		
	(cm)	(cm)	(rad)		
5	285.0	0.780	1/365	1.240	1.00
4	306.0	0.986	1/310	1.054	1.00
3	306.0	1.168	1/262	0.889	1.00
2	306.0	1.236	1/248	0.841	1.00
1	306.0	1.064	1/288	0.976	1.00

表 9.1.2 層間変形角・剛性率 (Y方向)

層	階高	層間変形	層間変形角	剛性率	形状係数
	H	δ	θ		
	(cm)	(cm)	(rad)		
5	285.0	0.815	1/350	1.254	1.00
4	306.0	1.177	1/260	0.932	1.00
3	306.0	1.393	1/220	0.787	1.00
2	306.0	1.373	1/223	0.799	1.00
1	306.0	0.894	1/342	1.227	1.00

9.2. 偏心率

各階の偏心率を示す。ここで、偏心率計算に必要な剛心位置は、1次設計時の応力解析結果を基に、各階各方向の耐力壁構面における層間変形と層せん断量より層剛性を別途算出し、令82条の6に準拠し計算した。重心位置は解析モデルの鉛直要素の負担軸力より算出した。いずれも偏心率0.150以下であることが確認された。

表 9.2.1 偏心率 (X方向)

層	剛心位置	重心位置	偏心距離	弾力半径	偏心率	形状係数
	Ky	Gy	ey	rex	ReX	Fe
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)		
5	621.33	537.02	84.32	1694.30	0.050	1.00
4	570.20	536.84	33.36	1466.20	0.023	1.00
3	548.35	536.80	11.55	1442.86	0.008	1.00
2	532.88	536.79	3.91	1461.29	0.003	1.00
1	497.04	538.01	40.97	1627.43	0.025	1.00

表 9.2.2 偏心率 (Y方向)

層	剛心位置	重心位置	偏心距離	弾力半径	偏心率	形状係数
	Kx	Gx	ex	rey	ReY	Fe
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)		
5	2107.76	2147.06	39.30	1564.33	0.025	1.00
4	2108.04	2144.70	36.67	1588.89	0.023	1.00
3	2107.99	2144.20	36.21	1561.98	0.023	1.00
2	2107.82	2143.97	36.16	1529.27	0.024	1.00
1	2109.86	2146.61	36.76	1465.49	0.025	1.00

10. 保有水平耐力計算

令第 82 条、令第 82 条の 3 に従って、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回っていることを確認する。

10.1. 計算方針

- ・ 解析モデルは 1 次設計で用いたモデルと同様の 3 次元モデルとする。
- ・ 保有水平耐力計算は X 方向、Y 方向共に、 A_i 分布に基づいた水平力を作用させた荷重増分解析によって行う。
- ・ 保有水平耐力 Q_u は表 10.1.1 に示す決定要因に基づき決定した。
- ・ 構造特性係数 D_s は、表 10.1.2 に示すように平 28 国交告第 611 号第八第二号の規定に準拠し、X 方向、Y 方向共に 0.4 とした。

表 10.1.1 保有水平耐力 (Q_u) の決定要因

検討部位	保有水平耐力の規定値	
層間変形角	1/50rad に達する時点	
CLT 壁パネル	終局耐力に達する時点	
接合部	引きボルト	終局変形
	せん断	終局変形

表 10.1.2 D_s の設定 (平 28 国交告第 611 号第八第二号に準ずる)

耐力壁の構造	開口壁パネル等の長さ		
	九十センチメートル以上一・五メートル以下の場合	一・五メートルを超え二メートル以下の場合	二メートルを超える場合
第五号第二号及び第三号イ((2)を除く。)又はロ((2)を除く)に適合するもの。	0.4	0.5	0.55
第五号第二号及び第三号ハ((1)(同号ロ(2)に係わる部分に限る。))を除く。)に適合するもの。	0.55	0.55	0.55

10.2. 解析モデル解析

モデルについては7章と同様のモデルで行う。

10.2.1. 解析モデル概要

7章と同様のモデルで解析を行う。

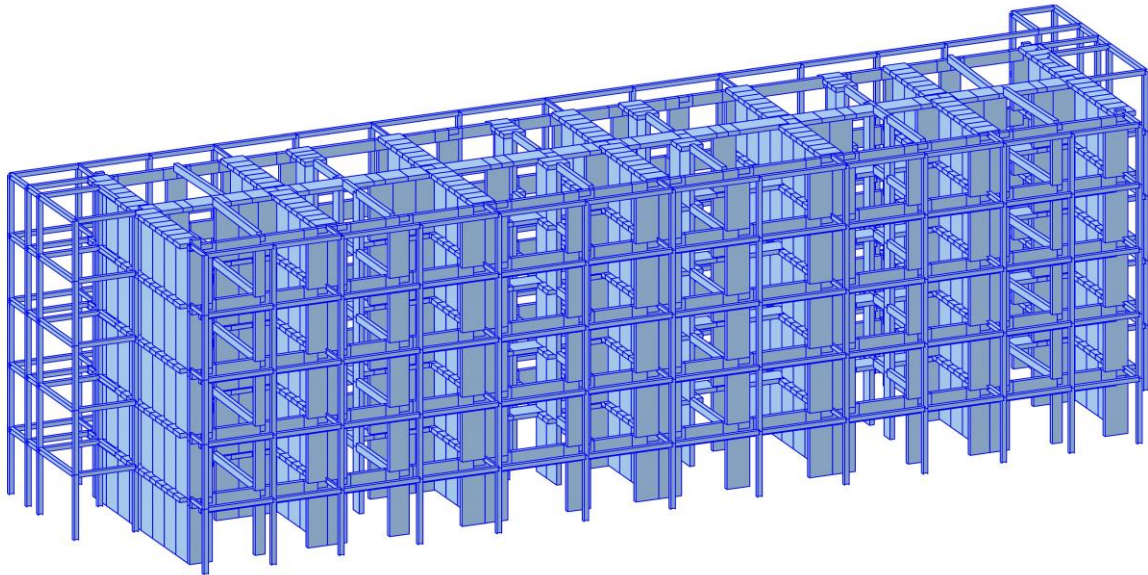


図 10.2.1 解析モデル図

10.2.2. 解析諸元

7章と同様のモデル諸元のため詳細は省略する。

10.2.3. CLT パネルの復元力特性

7章と同様のモデル諸元のため詳細は省略する。

10.2.4. 接合部の復元力特性

7章と同様のモデル諸元のため詳細省略する。

10.3. 増分解析結果

10.3.1. 保有水平耐力時の応力図(X方向)

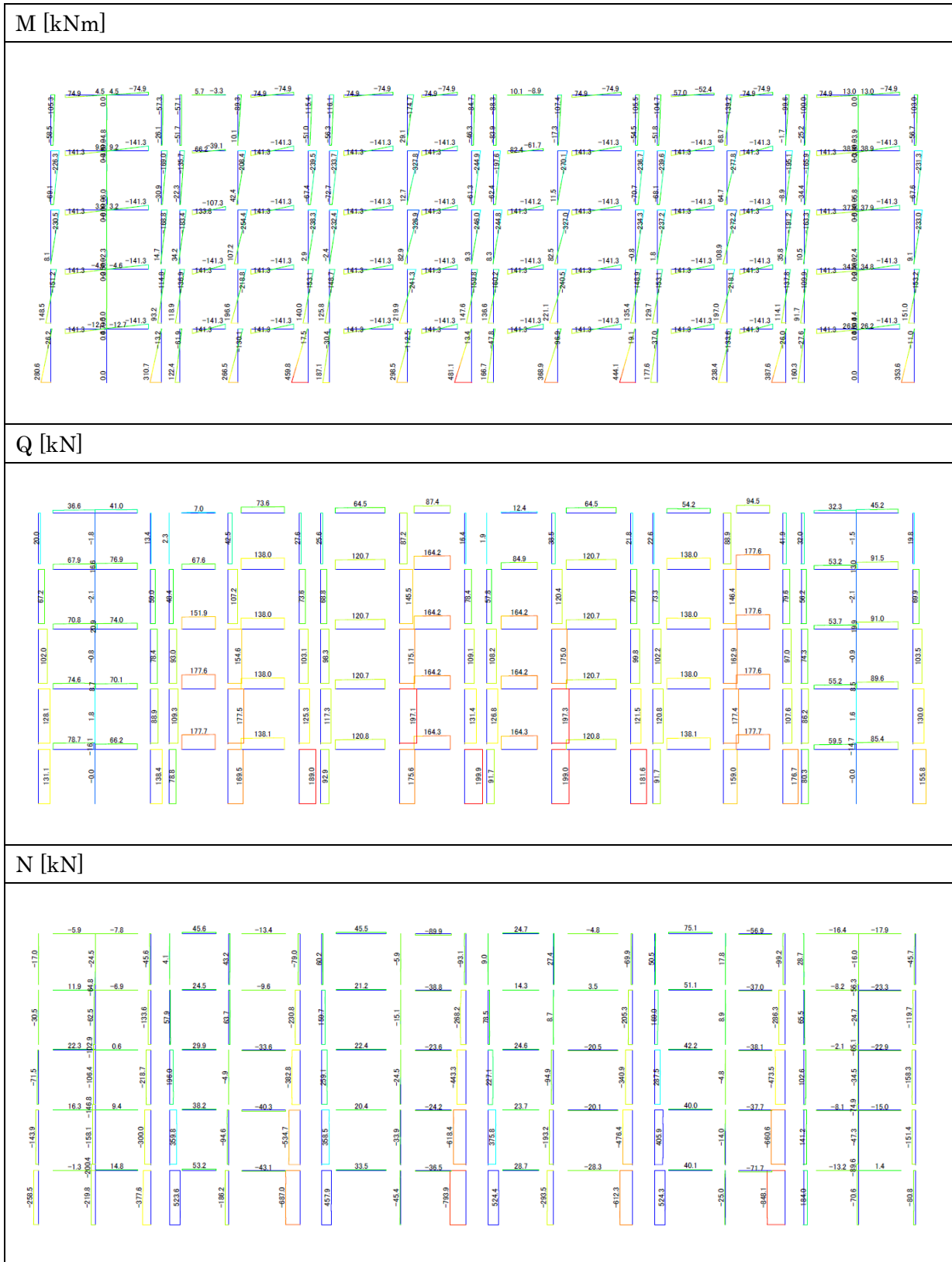
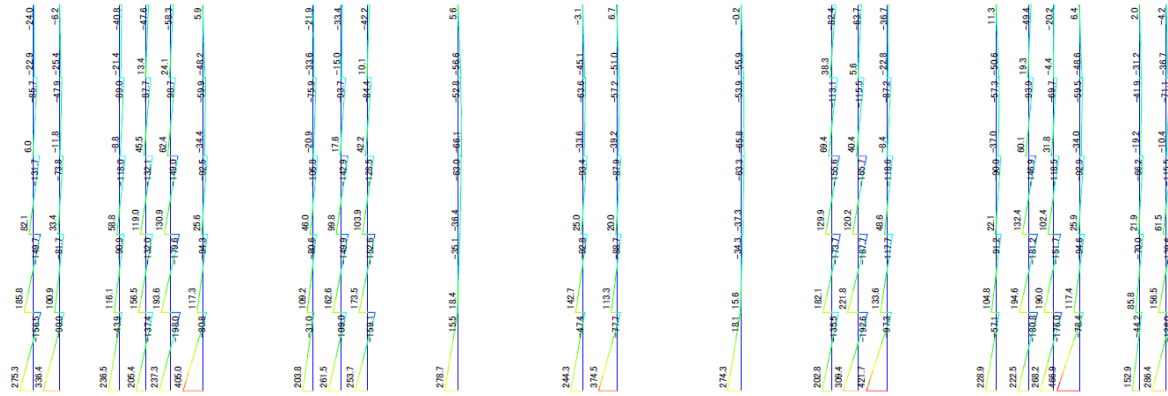
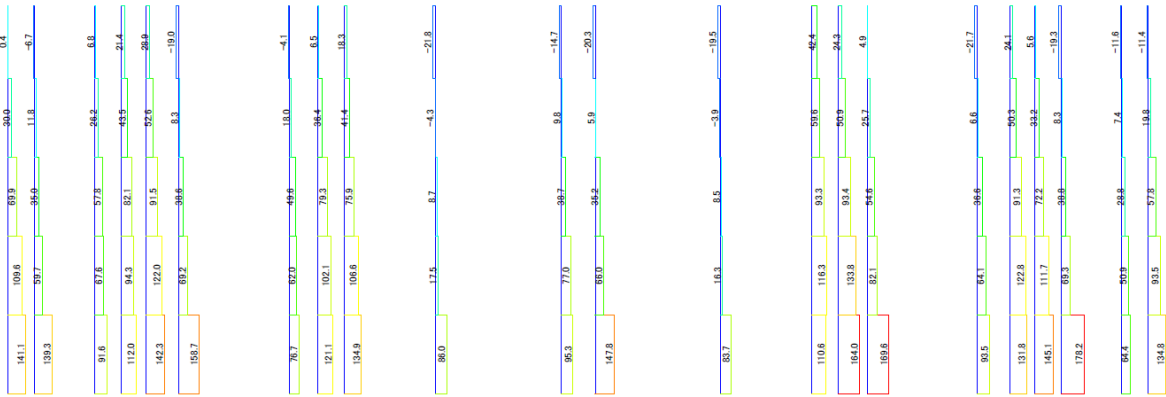


図 10.3.1 Y2 通り保有水平耐力時応力図

M [kNm]



Q [kN]



N [kN]

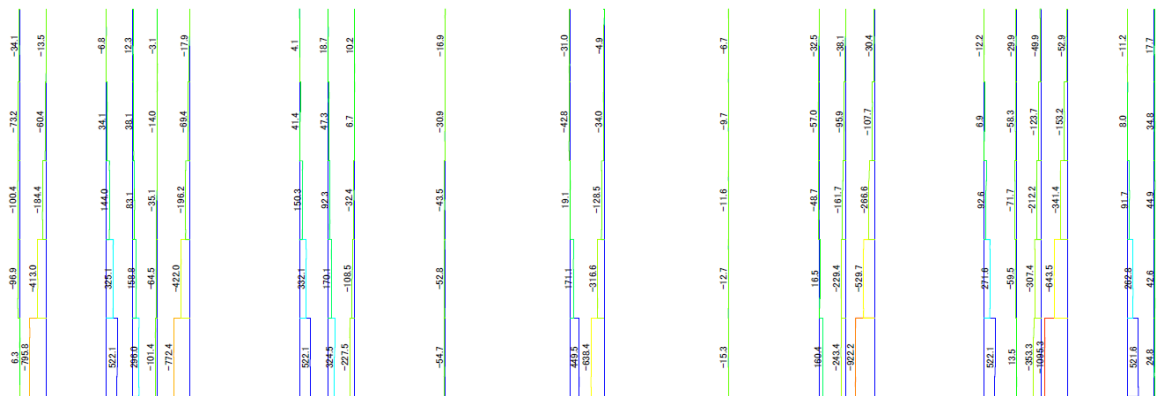
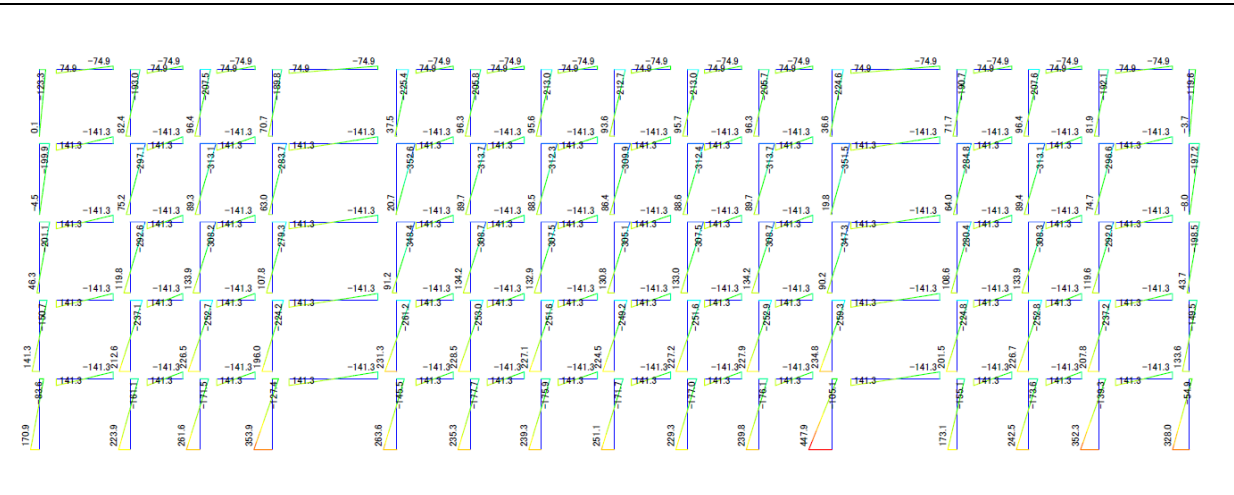
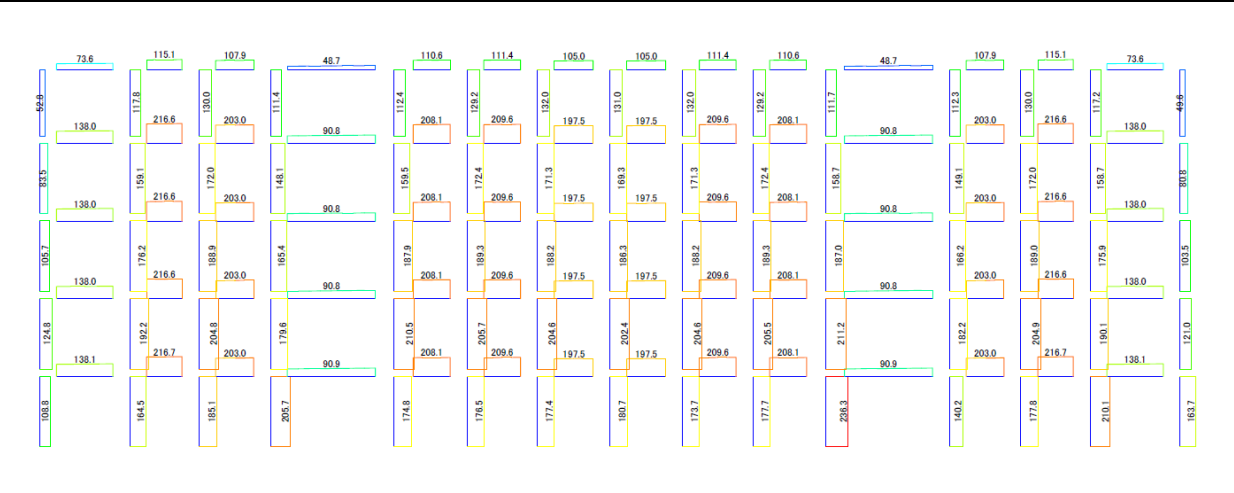


图 10.3.2 Y3 通り保有水平耐力時応力図

M [kNm]



Q [kN]



N [kN]

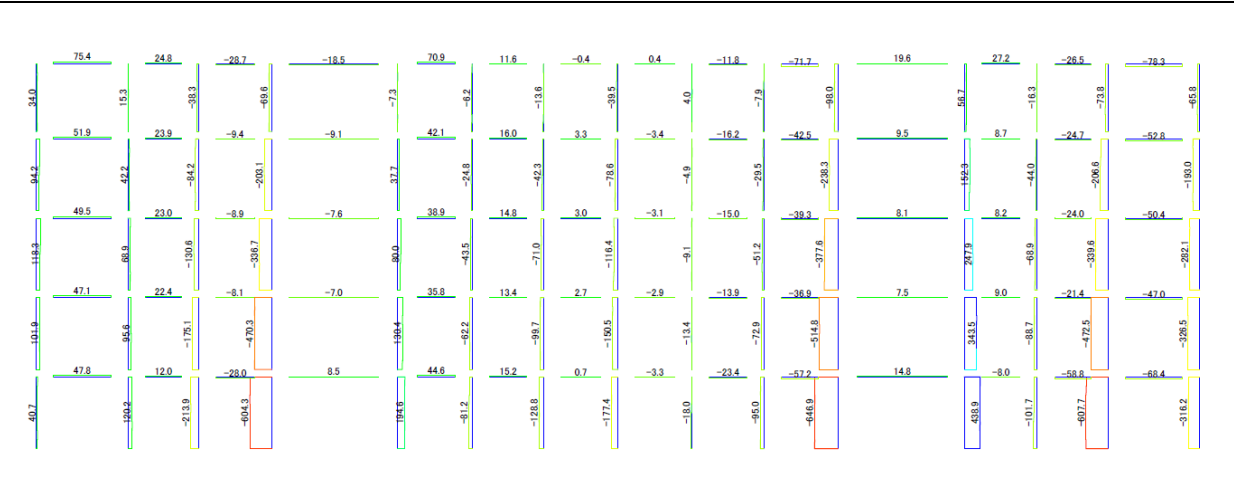
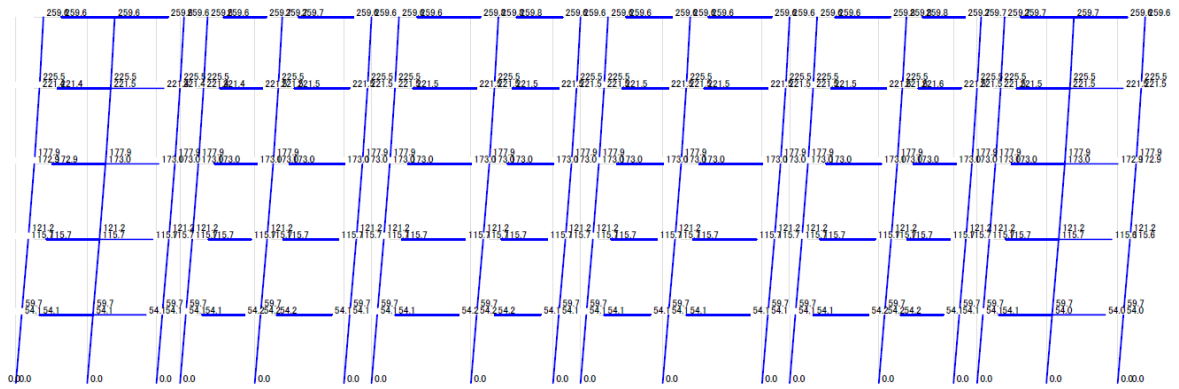
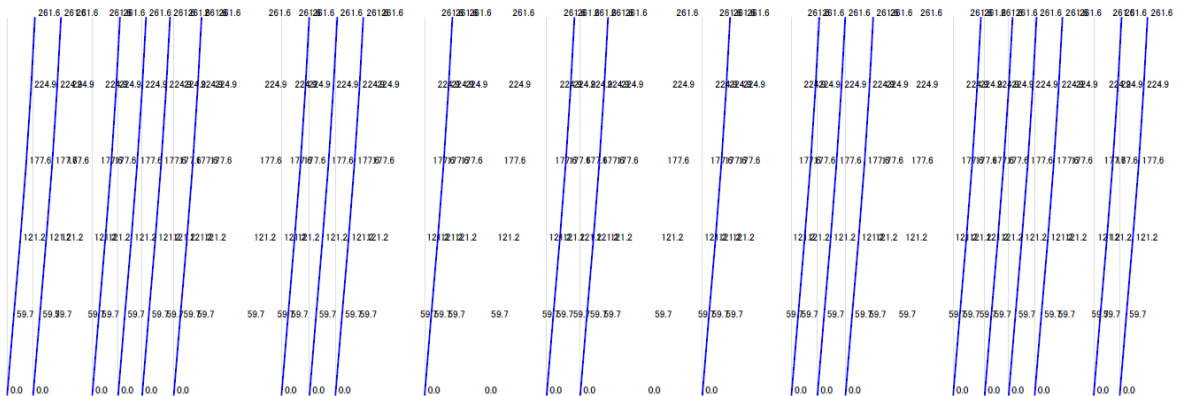


图 10.3.3 Y5 通り保有水平耐力時応力図

Y2 通り [mm]



Y3 通り [mm]



Y5 通り [mm]

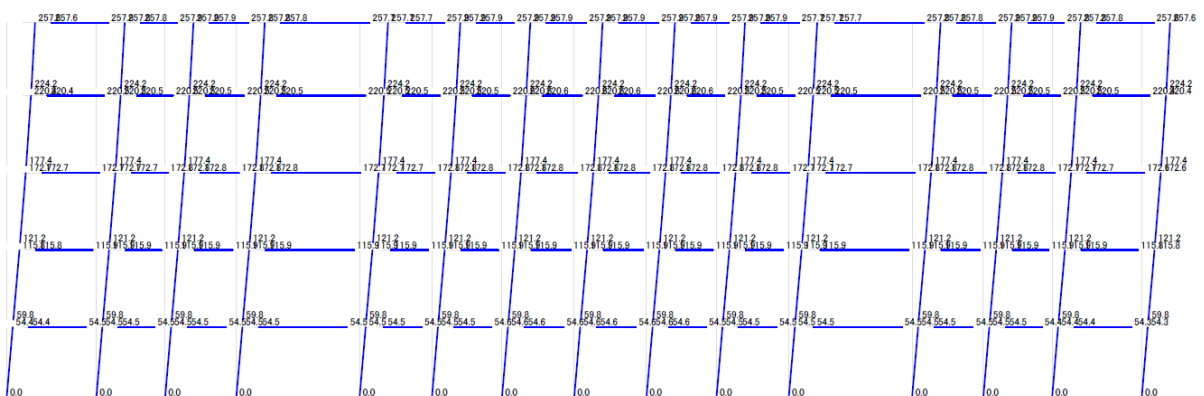
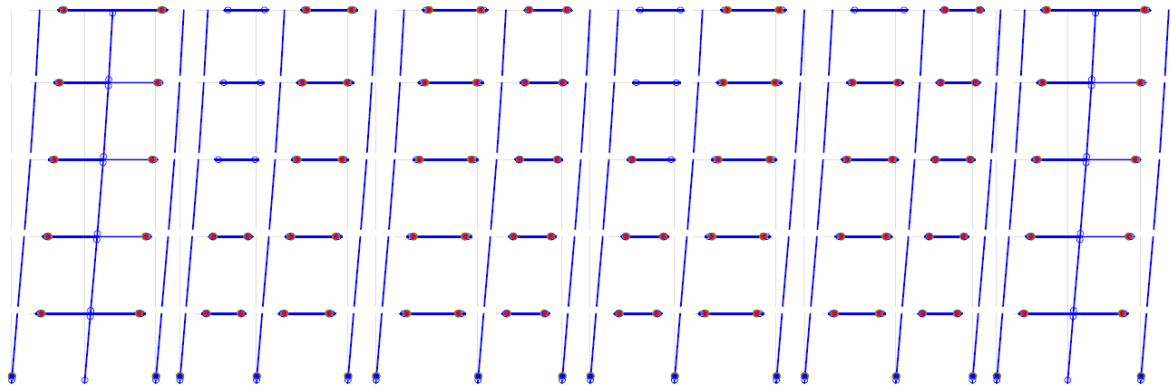
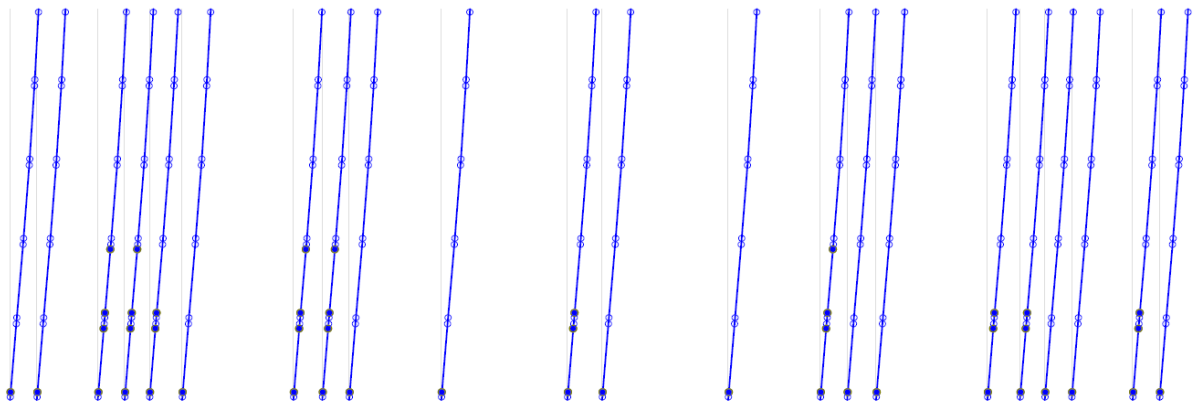


図 10.3.4 保有水平耐力時の変形図(X方向)

Y2 通り



Y3 通り



Y5 通り

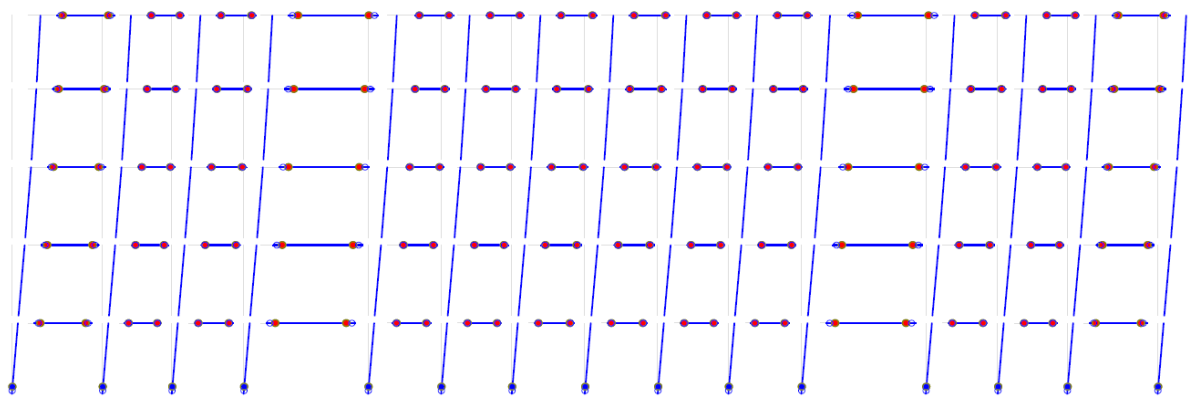


図 10.3.5 保有水平耐力時のヒンジ図 (X 方向)

- : 垂れ壁パネル接合部曲げ降伏ヒンジを示す。
- : 壁パネル接合部曲げ降伏ヒンジを示す。

※せん断接合部については別途全接合部終局耐力に達していないことを確認した。

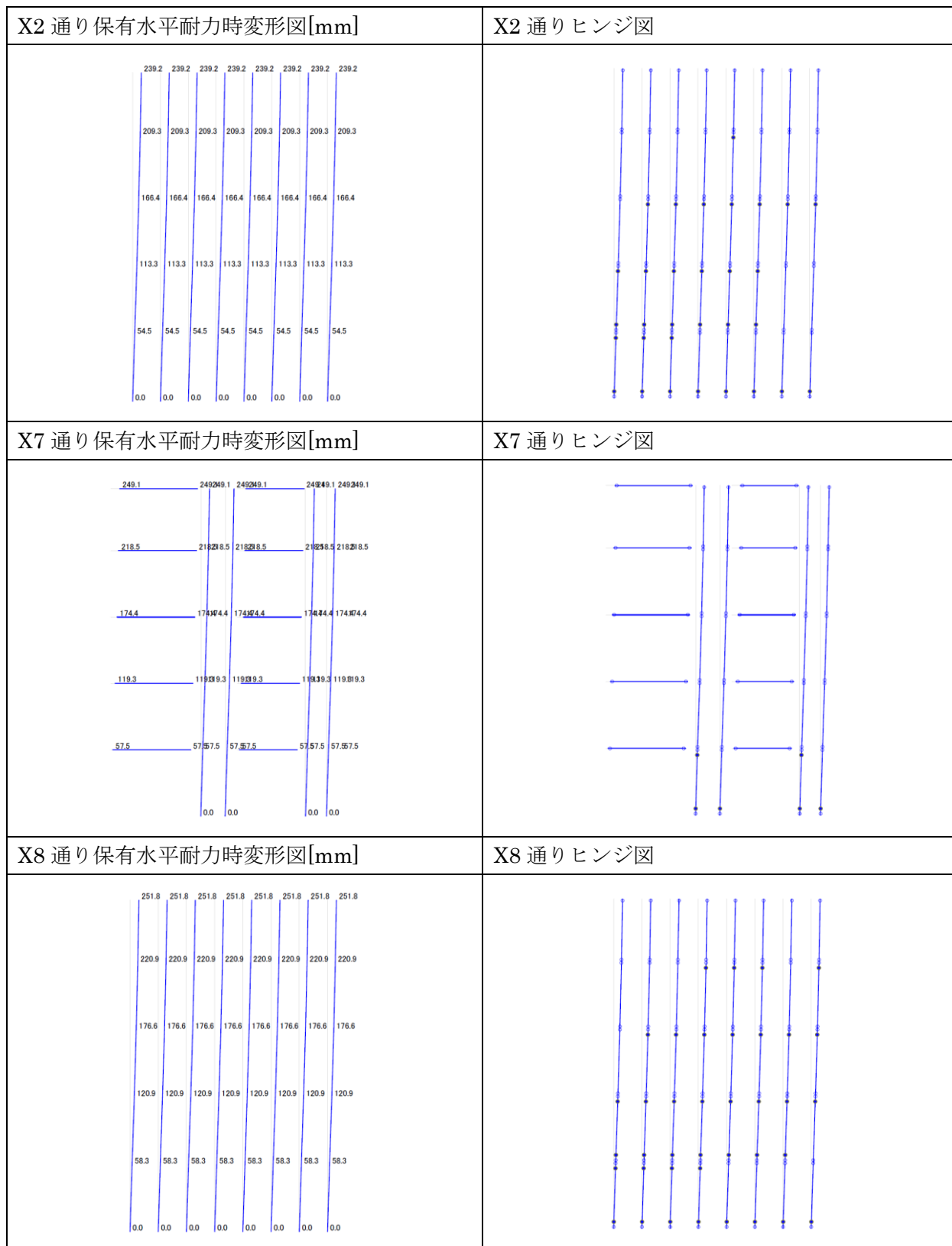


図 10. 3. 7 X2, X7, X8 通り保有水平耐力時の変形図、ヒンジ図(Y 方向)

- : 垂れ壁パネル接合部曲げ降伏ヒンジを示す。
- : 壁パネル接合部曲げ降伏ヒンジを示す。

※せん断接合部については別途全接合部終局耐力に達していないことを確認した。

10.3.3. 保有水平耐力時の検討

各方向保有水平耐力時の壁・垂れ壁パネル、接合部の検討結果を示す。試設計のため、応力状態並びに $1F \sim 4F$ まで同一性能の壁パネルを使用していることを考慮し、1階のパネルを中心に一部応力の大きなパネルを抽出した検定結果を示す。

ここで、保有水平耐力計算による保有水平耐力時および限界耐力計算における安全限界時(以下「終局時」)の検定では f_c 、 f_t 、 f_b 、 f_s に代えて基準強度を用いる。また、壁パネルの終局時の軸力 N 、面内曲げ応力 M に対する検定は、(A2.2.4)式による x_n が壁パネル幅 D 未満であるとき、(A2.2.3)式によって行うことができる。なお、(A2.2.4)式において N は圧縮を正とする。

$$M_u = \frac{D - 0.85x_n}{2} \cdot C + \frac{D + 2x_n}{6} \cdot T \geq M \quad (\text{A2.2.3})$$

$$\text{ここで、} x_n = \frac{N + F_b \cdot t \cdot D / 2}{(0.85^2 + 1/2) \cdot F_b \cdot t} \quad (\text{A2.2.4})$$

$$T = F_b \cdot t \cdot (D - x_n) / 2 \quad (\text{A2.2.5})$$

$$C = 0.85^2 F_c \cdot t \cdot x_n \quad (\text{A2.2.6})$$

F_b : 面内曲げの基準強度

F_c : 面内圧縮の基準強度

t : 壁パネルの厚さ

D : 壁パネルの幅

10.3.3.1. 壁パネルの検討

OX 方向パネル (Y2 通り壁パネル 210×1050 検定)

位置	1F D=1050 (1)	1F	材種	S90-5-7	1	※保有水平耐力時用		
正加力時応力		負加力時応力		正加力時最大応力値				
$\tau M_x =$	41.4 (kN・m)	$\tau M_x =$		$\tau M_x =$	41.4 (kN・m)	$\alpha 1(Z):$	0.99	
$\beta M_x =$	498.8 (kN・m)	$\beta M_x =$		$\beta M_x =$	498.8 (kN・m)	$\alpha 2(A):$	1	
$\tau M_y =$		$\tau M_y =$		$\tau M_y =$	0.0 (kN・m)	$\alpha 3(A):$	1	
$\beta M_y =$		$\beta M_y =$		$\beta M_y =$	0.0 (kN・m)			
$Q_x =$	240.7 (kN)	$Q_x =$		$Q_x =$	240.7 (kN)			
$Q_y =$		$Q_y =$		$Q_y =$	0.0 (kN)			
$N =$	961.5 (kN)	$N =$		$N =$	961.5 (kN)			
No	2	断面: BxD=210x1050	$I_x =$	2025844 (cm ⁴)	$Z_x =$	38588 (cm ³)	$A_x =$	2205 (cm ²)
			$I_y =$	81034 (cm ⁴)	$Z_y =$	7717.5 (cm ³)	$E =$	6420 (N/mm ²)
	$F_c =$	14.8 (N/mm ²)	$F_b =$	14.8 (N/mm ²)	$F_s =$	3.09 (N/mm ²)		
	$F_t =$	11.0 (N/mm ²)	$i_x =$	30.31 (cm)	$L_{kx} =$	3.06 (m)		
			$i_y =$	6.06 (cm)	$L_{ky} =$	3.06 (m)		
			$\lambda =$	50.48	$\eta =$	0.80		
正加力時断面算定				負加力時断面算定				
$\sigma_c =$	4.36 (N/mm ²)	$\sigma_c / \eta F_c =$	0.37 OK	$\sigma_c =$	4.36 (N/mm ²)	$s \sigma_c / \eta s f c =$	0.37 OK	
柱頭				柱頭				
${}_x \sigma_b =$	1.08 (N/mm ²)	${}_x \sigma_b / F_b =$	0.07 OK	${}_x \sigma_b =$	1.08 (N/mm ²)	${}_x \sigma_b / F_b =$	0.07 OK	
${}_y \sigma_b =$	0.00 (N/mm ²)	${}_y \sigma_b / F_b =$	0.00 OK	${}_y \sigma_b =$	0.00 (N/mm ²)	${}_y \sigma_b / F_b =$	0.00 OK	
	$\sigma_c / \eta F_c + x \sigma_b / F_b + y \sigma_b / F_b =$	0.44 OK			$\sigma_c / \eta F_c + x \sigma_b / F_b + y \sigma_b / F_b =$	0.44 OK		
柱脚				柱脚				
${}_x \sigma_b =$	13.06 (N/mm ²)	${}_x \sigma_b / F_b =$	0.88 OK	${}_x \sigma_b =$	13.06 (N/mm ²)	${}_x \sigma_b / F_b =$	0.88 OK	
${}_y \sigma_b =$	0.00 (N/mm ²)	${}_y \sigma_b / F_b =$	0.00 OK	${}_y \sigma_b =$	0.00 (N/mm ²)	${}_y \sigma_b / F_b =$	0.00 OK	
	$\sigma_c / \eta F_c + x \sigma_b / F_b + y \sigma_b / F_b =$	1.25 NG			$\sigma_c / \eta F_c + x \sigma_b / F_b + y \sigma_b / F_b =$	1.25 NG		
$\tau_s =$	1.64 (N/mm ²)	$\tau_s / F_s =$	0.53 OK	$\tau_s =$	1.64 (N/mm ²)	$\tau_s / F_s =$	0.53 OK	
詳細説明: CLT関連告示等解説書 付録 参考4「CLTパネルおよび接合部の軸耐力と曲げ耐力の関係」による算定結果								
正加力時応力				負加力時応力				
$t =$	210 (mm)	$D =$	1050 (mm)	$t =$	210 (mm)	$D =$	1050 (mm)	
$xn =$	682.8 (mm)	\leq	D	$xn =$	429.4 (mm)	\leq	D	
$T =$	569.8 (kN)			$T =$	963.0 (kN)			
$C =$	2354.6 (kN)			$C =$	2354.6 (kN)			
$Mu =$	782.2 (kNm)	\geq	M = 498.8 kNm OK	$Mu =$	1112.8 (kNm)	\geq	M = 0.0 kNm OK	

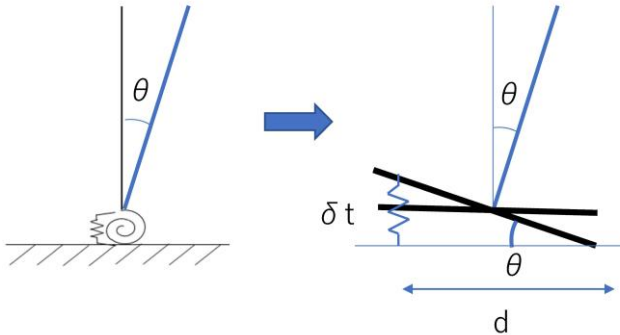
10.3.3.2. 垂れ壁パネルの検討

位置		X2-X3 一般階 垂れ壁		材種	S90-5-7		1		
正加力時応力		負加力時応力		正負加力時最大応力値					
$M_L =$	141.3 (kN・m)	$M_L =$	-141.3 (kN・m)	$max M_L =$	141.3 (kN・m)	$\alpha 1(Z):$	0.99		
$M_R =$	-141.3 (kN・m)	$M_R =$	141.3 (kN・m)	$max M_R =$	141.3 (kN・m)	$\alpha 2(A):$	0.8		
$Q_L =$	216.7 (kN)	$Q_L =$	-216.7 (kN)	$max Q_L =$	216.7 (kN)	$\alpha 3(A):$	0.8		
$Q_R =$	216.7 (kN)	$Q_R =$	-216.7 (kN)	$max Q_R =$	216.7 (kN)				
$N =$	(kN)	$N =$	(kN)	$max N =$	0.0 (kN)				
No	1	断面: BxD=210x860		$I_x =$	1113098 (cm ⁴)	$Z_x =$	25886 (cm ³)	$A_x =$	1806 (cm ²)
				$I_y =$	66371 (cm ⁴)	$Z_y =$	6321 (cm ³)	$E =$	6420 (N/mm ²)
		$F_c =$	14.8 (N/mm ²)	$F_b =$	14.8 (N/mm ²)				
		$F_T =$	14.8 (N/mm ²)	$F_S =$	3.09 (N/mm ²)				
		$i_x =$	24.83 (cm)	$Lk_x =$	4.55 (m)				
		$i_y =$	6.06 (cm)	$Lk_y =$	2.73 (m)				
		$\lambda =$	45.03	$\eta =$	0.85				
正加力応力時断面算定					負加力応力時断面算定				
$\sigma_c =$	0.00 (N/mm ²)	$\sigma_c / \eta f_c =$	0.00	OK	$\sigma_c =$	0.00 (N/mm ²)	$\sigma_c / \eta f_c =$	0.00	OK
${}_L \sigma_b =$	5.51 (N/mm ²)	${}_L \sigma_b / F_b =$	0.37	OK	${}_L \sigma_b =$	5.51 (N/mm ²)	${}_L \sigma_b / F_b =$	0.37	OK
${}_R \sigma_b =$	5.51 (N/mm ²)	${}_R \sigma_b / F_b =$	0.37	OK	${}_R \sigma_b =$	5.51 (N/mm ²)	${}_R \sigma_b / F_b =$	0.37	OK
		$\sigma_c / \eta f_c + \sigma_{bmax} / f_b =$	0.37	OK			$s \sigma_c / \eta s f_c + s \sigma_{bmax} / s f_b =$	0.37	OK
$\tau_{max} =$	2.25 (N/mm ²)	$\tau / f_s =$	0.73	OK	$\tau_{max} =$	2.25 (N/mm ²)	$\tau_s / s f_s =$	0.73	OK
位置		RF X9-X10 最上階 垂れ壁		材種	S90-5-7		1		
正加力時応力		負加力時応力		正負加力時最大応力値					
$M_L =$	74.9 (kN・m)	$M_L =$	-74.9 (kN・m)	$max M_L =$	74.9 (kN・m)	$\alpha 1(Z):$	0.99		
$M_R =$	-74.9 (kN・m)	$M_R =$	74.9 (kN・m)	$max M_R =$	74.9 (kN・m)	$\alpha 2(A):$	0.8		
$Q_L =$	115.1 (kN)	$Q_L =$	-115.1 (kN)	$max Q_L =$	115.1 (kN)	$\alpha 3(A):$	0.8		
$Q_R =$	115.1 (kN)	$Q_R =$	-115.1 (kN)	$max Q_R =$	115.1 (kN)				
$N =$	(kN)	$N =$	(kN)	$max N =$	0.0 (kN)				
No	2	断面: BxD=210x512		$I_x =$	234881 (cm ⁴)	$Z_x =$	9175 (cm ³)	$A_x =$	1075.2 (cm ²)
				$I_y =$	39514 (cm ⁴)	$Z_y =$	3763.2 (cm ³)	$E =$	6420 (N/mm ²)
		$F_c =$	14.8 (N/mm ²)	$F_b =$	14.8 (N/mm ²)				
		$F_T =$	14.8 (N/mm ²)	$F_S =$	3.09 (N/mm ²)				
		$i_x =$	14.78 (cm)	$Lk_x =$	4.55 (m)				
		$i_y =$	6.06 (cm)	$Lk_y =$	2.73 (m)				
		$\lambda =$	45.03	$\eta =$	0.85				
正加力応力時断面算定					負加力応力時断面算定				
$\sigma_c =$	0.00 (N/mm ²)	$\sigma_c / \eta f_c =$	0.00	OK	$\sigma_c =$	0.00 (N/mm ²)	$\sigma_c / \eta f_c =$	0.00	OK
${}_L \sigma_b =$	8.25 (N/mm ²)	${}_L \sigma_b / F_b =$	0.56	OK	${}_L \sigma_b =$	8.25 (N/mm ²)	${}_L \sigma_b / F_b =$	0.56	OK
${}_R \sigma_b =$	8.25 (N/mm ²)	${}_R \sigma_b / F_b =$	0.56	OK	${}_R \sigma_b =$	8.25 (N/mm ²)	${}_R \sigma_b / F_b =$	0.56	OK
		$\sigma_c / \eta f_c + \sigma_{bmax} / f_b =$	0.56	OK			$s \sigma_c / \eta s f_c + s \sigma_{bmax} / s f_b =$	0.56	OK
$\tau_{max} =$	2.01 (N/mm ²)	$\tau / f_s =$	0.65	OK	$\tau_{max} =$	2.01 (N/mm ²)	$\tau_s / s f_s =$	0.65	OK

10.3.3.3. 接合部の検定

(i). 壁-基礎

OX 方向保有水平耐力時



引張金物(引きボルト)に生じる終局時の変形量は左図のモデル図から(10.3.1)式より算定する。

$$\theta = \delta t / d \rightarrow \delta t = \theta d \quad (10.3.1)$$

で

θ : 保有水平耐力時の接合部回転角

δt : 引張金物の変形量

d : 圧縮端から引張接合部までの距離

よって、終局時層間変形角の制限値は 1/50 と設定しているので、終局時の引張金物の変形量は $\delta t = \theta d = 1/50 \cdot 770 = 15.4 \text{ mm}$ と算出される。

壁脚部引張用ボルト

[mm]	保有水平耐力時		
壁パネル	lim δ	存在変形	検定比
210x900	40.0	15.4	0.39

[mm]	保有水平耐力時		
壁パネル	lim δ	存在変形	検定比
210x1050	40.0	18.4	0.46

せん断接合金物(鋼板挿入ドリフトピン接合部 (5- ϕ 20SS400, PL t=12mm))

[kN]	保有水平耐力時		
壁パネル	許容耐力	存在応力	検定比
210x1050	365.6	236.3	0.65

壁脚部にかかる最大せん断力は 365.6[kN]になるため、鋼板挿入ドリフトピン接合部に使用するドリフトピン本数を 5 本、鋼板厚 PL-12 と定める。

(ii). 壁-床、屋根

○X 方向地震時

壁頭壁脚部引張用ボルト

[mm]	保有水平耐力時		
壁パネル	lim δ	存在変形	検定比
210x900	29.0	15.4	0.39

[mm]	保有水平耐力時		
壁パネル	lim δ	存在変形	検定比
210x1050	29.0	18.4	0.46

せん断接合金物(L型金物)

[kN]	保有水平耐力時		
壁パネル	終局耐力	存在応力	検定比
210x1050	220	178.2	0.81

基準階壁頭壁脚にかかる最大せん断力は 54.9[kN]になるため、L型金物に使用するビス 1 本あたりの降伏耐力より、ビス本数を 44 本(L型金物①×2)と定める。

(iv). パネルゾーン

終局時の生じる壁パネルせん断力については、垂れ壁終局曲げ耐力 M_u を左右の設計用曲げモーメントに置き換えてパネルゾーンに生じるせん断応力度を算定を行う。

<終局時>

・ X 方向加力時 基準階パネルゾーンの算定例 (壁パネル $H_c=900$ ト字型接合)

$|bM_u1 - bM_u2| : 141.27\text{kNm}$ (一般階垂れ壁終局曲げ耐力 $M_u=141.27\text{kNm}$)

$H_c : 900 \text{ mm}$ 、 $B_c : 210 \text{ mm}$ 、 $g : 860-90=770 \text{ mm}$ 、 $a : 90 \text{ mm}$ 、 $f_{ws} : 3.09 \text{ N/mm}^2$

$pQh = 141.27/(770-90) = 207.8 \text{ kN}$

$p\tau_v = 207.8 \times 10^3 / 210 \times 900 = 1.09 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ws} = 3.09 \text{ N/mm}^2$ ○ K (検定比:0.71 < 1.00)

・ X 方向加力時 基準階パネルゾーンの算定例 (壁パネル $H_c=1050$ ト字型接合)

$|bM_u1 - bM_u2| : 141.27\text{kNm}$ (一般階垂れ壁終局曲げ耐力 $M_u=141.27\text{kNm}$)

$H_c : 1050 \text{ mm}$ 、 $B_c : 210 \text{ mm}$ 、 $g : 860-90=770 \text{ mm}$ 、 $a : 90 \text{ mm}$ 、 $f_{ws} : 3.09 \text{ N/mm}^2$

$pQh = 141.27/(770-90) = 207.8 \text{ kN}$

$p\tau_v = 207.8 \times 10^3 / 210 \times 1050 = 0.94 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ws} = 3.09 \text{ N/mm}^2$ ○ K (検定比:0.61 < 1.00)

・ X 方向加力時 基準階パネルゾーンの算定例 (壁パネル Hc=900 十字型接合)

$|bM_{u1} - bM_{u2}| : 2 \times 141.27 \text{ kNm}$ (一般階垂れ壁終局曲げ耐力 $M_u=141.27 \text{ kNm}$)

$H_c : 900 \text{ mm}$ 、 $B_c : 210 \text{ mm}$ 、 $g : 860-90=770 \text{ mm}$ 、 $a : 90 \text{ mm}$ 、 $f_{wS} : 3.09 \text{ N/mm}^2$

$pQ_h = 2 \times 141.27 / (770-90) = \mathbf{415.5 \text{ kN}}$ ※垂れ壁金物引張耐:Fy2

$p\tau_v = 415.5 \times 10^3 / 210 \times 900 = \mathbf{2.20 \text{ N/mm}^2} \leq f_{wS} = 3.09 \text{ N/mm}^2$ OK (検定比:0.71 < 1.00)

・ X 方向加力時 基準階パネルゾーンの算定例 (壁パネル Hc=1050 十字型接合)

$|bM_{u1} - bM_{u2}| : 2 \times 141.27 \text{ kNm}$ (一般階垂れ壁終局曲げ耐力 $M_u=141.27 \text{ kNm}$)

$H_c : 1050 \text{ mm}$ 、 $B_c : 210 \text{ mm}$ 、 $g : 860-90=770 \text{ mm}$ 、 $a : 90 \text{ mm}$ 、 $f_{wS} : 3.09 \text{ N/mm}^2$

$pQ_h = 2 \times 141.27 / (770-90) = \mathbf{415.5 \text{ kN}}$

$p\tau_v = 415.5 \times 10^3 / 210 \times 1050 = \mathbf{1.88 \text{ N/mm}^2} \leq f_{wS} = 3.09 \text{ N/mm}^2$ OK (検定比:0.61 < 1.00)

・ X 方向加力時 最上階パネルゾーンの算定例 (壁パネル Hc=900 T字型接合)

$|bM_{u1} - bM_{u2}| : 2 \times 74.94 \text{ kNm}$ (最上階垂れ壁終局曲げ耐力 $M_u=74.94 \text{ kNm}$)

$H_c : 900 \text{ mm}$ 、 $B_c : 210 \text{ mm}$ 、 $g : 512-75=437 \text{ mm}$ 、 $a : 75 \text{ mm}$ 、 $f_{wS} : 3.09 \text{ N/mm}^2$

$pQ_h = 2 \times 74.94 / (437-75) = \mathbf{414.0 \text{ kN}}$

$p\tau_v = 414.0 \times 10^3 / 210 \times 900 = \mathbf{2.19 \text{ N/mm}^2} \leq f_{wS} = 3.09 \text{ N/mm}^2$ OK (検定比:0.71 < 1.00)

・ X 方向加力時 最上階パネルゾーンの算定例 (壁パネル Hc=900 L字型接合)

$|bM_{u1} - bM_{u2}| : 74.94 \text{ kNm}$ (最上階垂れ壁終局曲げ耐力 $M_u=74.94 \text{ kNm}$)

$H_c : 900 \text{ mm}$ 、 $B_c : 210 \text{ mm}$ 、 $g : 512-75=437 \text{ mm}$ 、 $a : 75 \text{ mm}$ 、 $f_{wS} : 3.09 \text{ N/mm}^2$

$pQ_h = 74.94 / (437-75) = \mathbf{207.0 \text{ kN}}$

$p\tau_v = 207.0 \times 10^3 / 210 \times 900 = \mathbf{1.10 \text{ N/mm}^2} \leq f_{wS} = 3.09 \text{ N/mm}^2$ OK (検定比:0.35 < 1.00)

10.3.3.4 床パネル接合部の検討

保有水平耐力時に地震力を壁パネルに伝えられるように、床-壁間のせん断接合部(L型金物)および

床-床間のせん断接合部(スプライン)の設計を行う。検討は保有水平耐力時の各層の地震力に対して、床パネルが図 10.3.8 に示すように抵抗、変形すると仮定し、各接合部が降伏しないように設計する。保有水平耐力時の外力および負担面積から X 方向の RF 階で検討を行う。本計算例では省略するが Y 方向も同様に検討を行う。

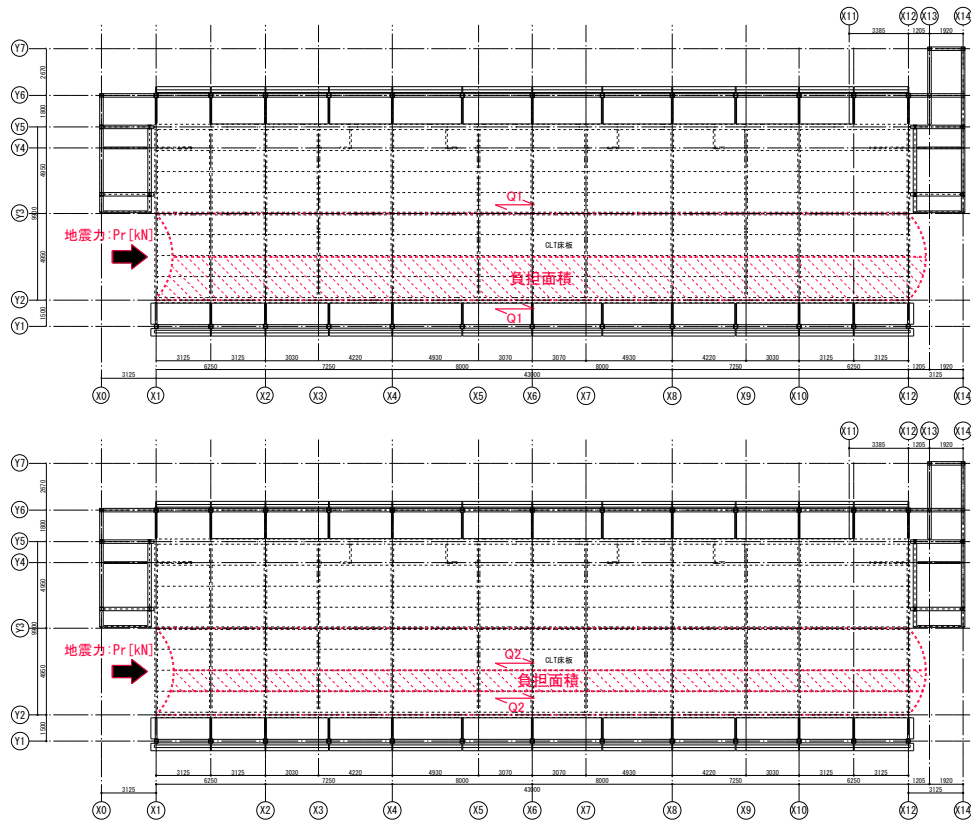


図 10.3.8 床パネル接合部の検討

表 10.3.1 床-壁せん断接合部(L型金物)の検討

RF 地震力 P[kN]	該当部 面積 [m ²]	負担 せん断力 Q1[kN]	L型金物用 ビス Py[kN] (1本あたり)	必要本数	使用金物台数
2458(5.8kN/m ²)	106.4	614.5	3.0	205本	L型金物①×10

表 10.3.2 床-床せん断接合部(スプライン金物)の検討

RF 地震力 P[kN]	該当部 面積 [m ²]	負担 せん断力 Q2[kN]	スプライン 金物 Py[kN] (1本あたり)	必要本数	ピッチ
2458(5.8kN/m ²)	51.6	297.9	2.2	136本	@200-2本

※スプライン金物の降伏耐力については参考資料 6「CLT 工法における接合部の強度性能データ」 p1-11 を参考に設定した。

10.3.4. 保有水平耐力時の支点反力図

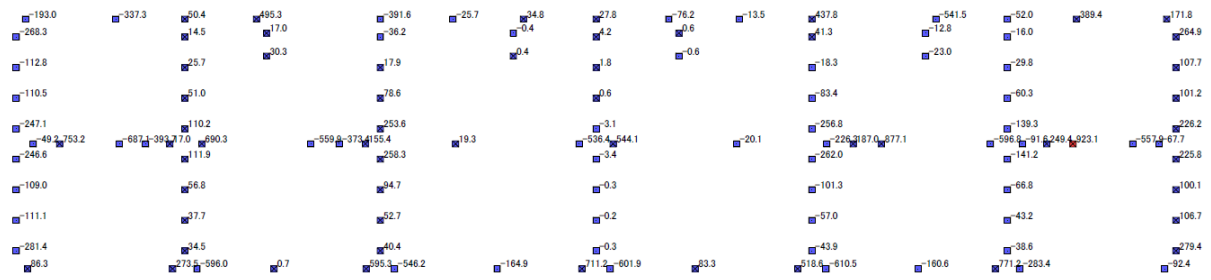


図 10.3.9 保有水平耐力時反力図(X方向) [kN]

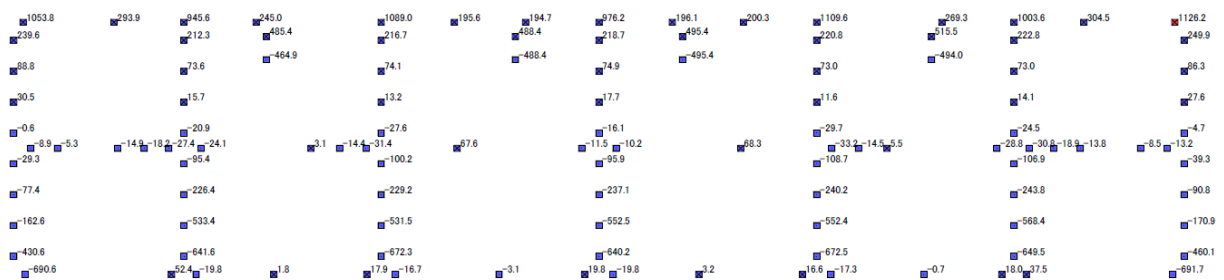


図 10.3.10 保有水平耐力時反力図(Y方向) [kN]

10.3.5 層せん断力-層間変形関係

層せん断力と層間変形の関係を以下に示す。

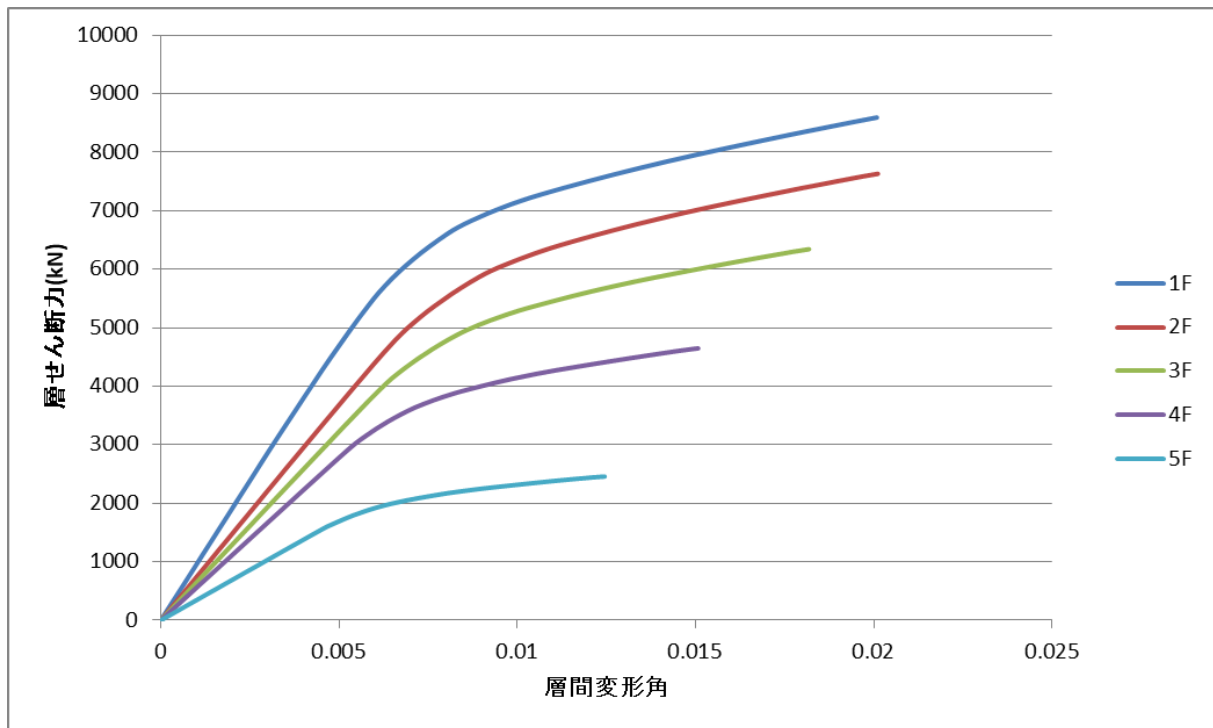


図 10.3.11 層せん断力-層間変形関係(X方向)

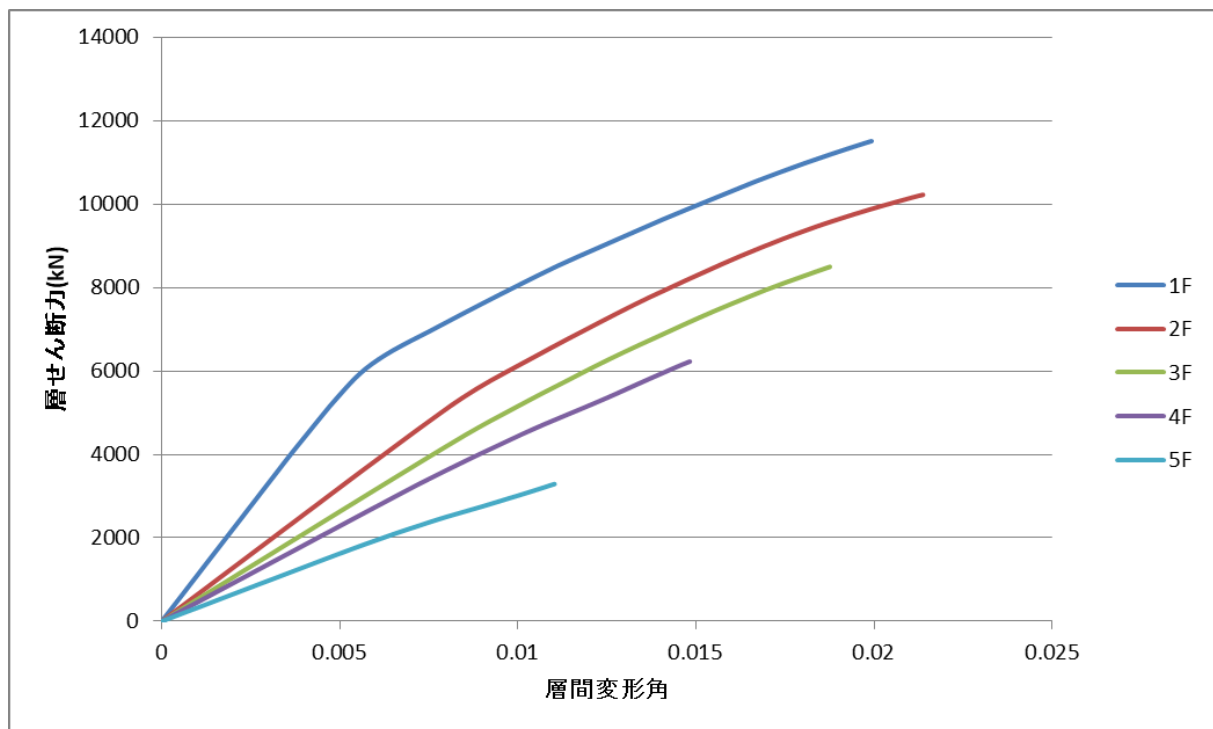


図 10.3.12 層せん断力-層間変形関係(Y方向)

10.4. 必要保有水平耐力と保有水平耐力

10.4.1 Ds の設定

本建物は XY 両方向とも壁-基礎間の引きボルトが先行して降伏した後、XY 方向共に層間変形角が 1/50rad に達した時点を保有水平耐力と設定した。その際 XY 方向共に層間変形角が 1/50 rad に達した時点で、壁パネル含め全ての部材、接合部が終局耐力、終局変形に達していないことを確認した。その後も荷重増分解析を続けた場合、XY 方向共に壁-基礎間の引きボルトが終局変形に達するまで、壁パネルは終局耐力、その他の接合部は終局変形に達していないことを確認した。

以上より本建物の Ds 値は CLT パネル工法技術基準告示の第八号二号の規定を満たし、小幅パネル架構で XY 方向共に最も幅の大きなパネルは 1.5m 以下になるため両方向とも **Ds=0.4** を設定した。

10.4.2 必要保有水平耐力と保有水平耐力

令 82 条の 4 により、必要保有水平耐力を以下の式から算定する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \cdot \Sigma W$$

ここで、

Q_{un} : 必要保有水平耐力

D_s : 構造特性係数 (前項により算定)

F_{es} : 形状特性係数 (平 7 建告第 1997 号) ※剛性率、偏心率より算出

Q_{ud} : 地震層せん断力

Z : 地域係数 (=1.0)

R_t : 振動特性係数 (=1.0)

A_i : 高さ方向の分布係数

C_o : 標準せん断力係数 (=1.0)

ΣW : 当該階より上の重量の総和

表 10.4.1 必要保有水平耐力と保有水平耐力

XL

階数 (i)	ΣWi	Ai	Ds	Fes	Qud	Qun	Qu	Qu/Qun	判定	Rqu
5	2400	2.003	0.40	1.000	4807	1923	2196	1.142	OK	1/76.84
4	5932	1.533	0.40	1.000	9092	3637	4154	1.142	OK	1/64.40
3	9495	1.307	0.40	1.000	12406	4962	5668	1.142	OK	1/54.15
2	13058	1.143	0.40	1.000	14927	5971	6820	1.142	OK	1/49.76
1	16806	1.000	0.40	1.000	16806	6722	7678	1.142	OK	1/51.06

YL

階数 (i)	ΣWi	Ai	Ds	Fes	Qud	Qun	Qu	Qu/Qun	判定	Rqu
5	2400	2.003	0.40	1.000	4807	1923	3292	1.712	OK	1/90.68
4	5932	1.533	0.40	1.000	9092	3637	6227	1.712	OK	1/67.45
3	9495	1.307	0.40	1.000	12406	4962	8496	1.712	OK	1/53.31
2	13058	1.143	0.40	1.000	14927	5971	10223	1.712	OK	1/46.79
1	16806	1.000	0.40	1.000	16806	6722	11509	1.712	OK	1/50.18