第5章　部材および接合部配置方法に関する検討

5.1　検討結果概要

部材および接合部の応力は、架構形状および CLT 壁パネルの割付等により変化する。本検討では、以下に示す2つの方法で、部材配置および接合部配置方法による建物の構造性能への影響について検討する。

A. 試設計の再検証

第 4 章性能確認実験と設計用特性の設定で示した接合部特性で再設定した試設計のモデルで、主に終局性能についての検定を実施する。

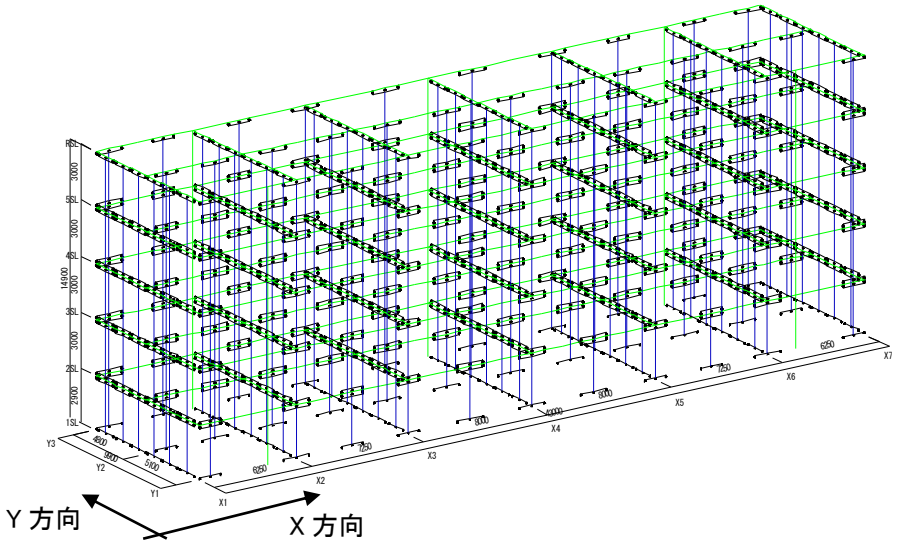


図 5.1-1　試設計プランのモデル化（モデル全体図）

B. 平面フレームモデルによる検討

部材配置、接合部配置および荷重条件を変数としたパラメトリックスタディ等に基づいて、構造計算結果が NG となる頻度を軽減し得る部材および接合部配置方法の留意点について検討する。下図のように耐力壁をスパン中央、スパン端部（左端部、右端部）に配置した場合を対象とする。

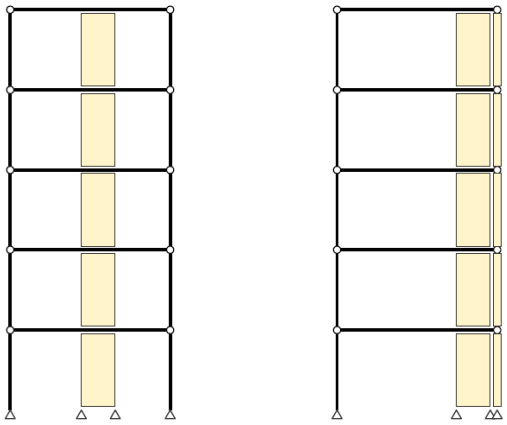


図 5.1-2　パラメトリックスタディの対象とした耐力壁配置（例示）

次頁以降に各検討の結果概要を示す。

(1)試設計による検討結果概要

■2024 年版 CLT 設計施工マニュアルへの適合性確認と終局時の検定

X 方向

・構造特性係数 Ds の算定

構造特性係数 Ds は、以下に示すフロー(公益財団法人日本住宅・木材技術センター:2024 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル,5.2 保有水平耐力の確認,5.2.2(2)増分解析結果等による場合の Ds より)から、鉄骨梁が FA ランク(H300×150×6.5×9、SN400)でありことから、Ds=0.30 を採用できる。当該参照頁を以下(点線で囲まれた範囲)に示す。

総鉄骨梁勝ち架構: D_sを算定する方向のすべての鉛直構面を鉄骨梁勝ち架構とする場合

${}_aD_s$:増分解析結果に基づいて算出するD_s

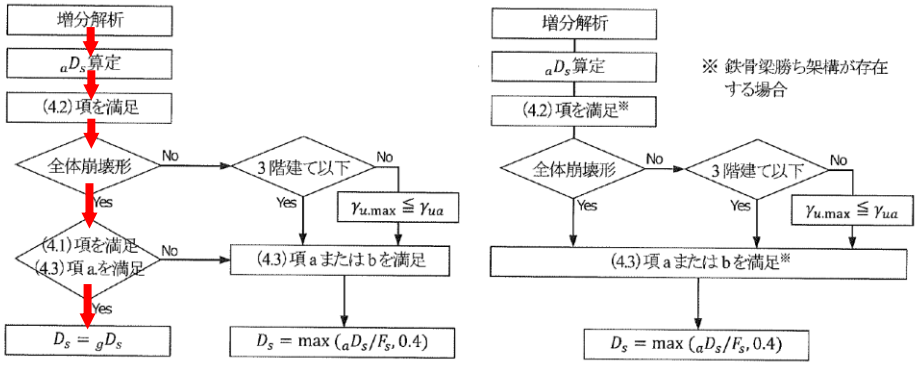
${}_gD_s$:(3)による鉄骨梁の種別に応じたD_sの下限値

$\gamma_{u.max}$:終局層間変形角(架構終局時の層間変形角)γ_uの最大値

γ_{ua} :γ_uの上限値(表 5.2.2-2 による)

全体崩壊形: 70%以上の層で$\gamma_u \geqq \gamma_{u.max}/2$となる状態など

F_s :剛性率に応じて定める数値(昭 55 建告第 1792 号第七による)



(a) 総鉄骨梁勝ち架構　　(b) 左記以外

図 5.2.2-1 D_s値算定フロー

・崩壊メカニズムの保証と鉄骨梁のせん断降伏の防止

全体崩壊系の確認

70%以上(80%=4 層/5 層×100)の層でγu.max/2 以上であるため、全体崩壊系が成立する。

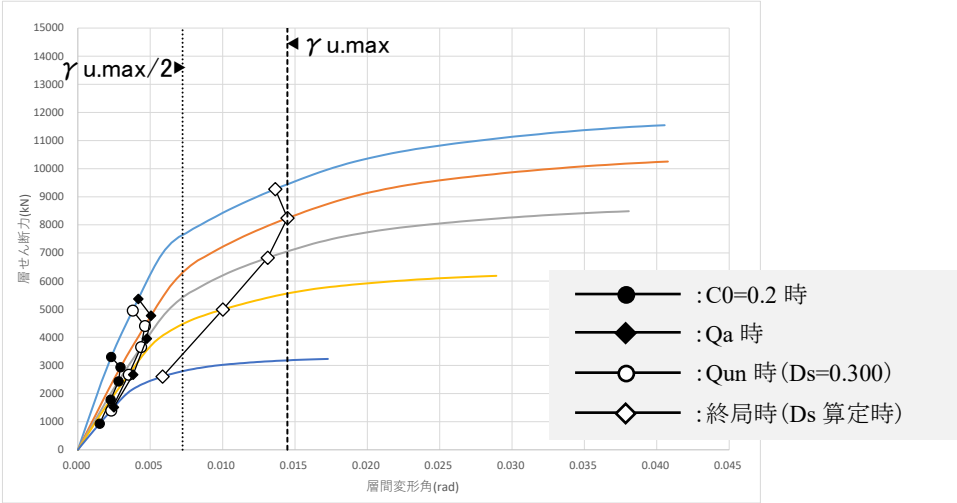


図 5.1-3 プラン X 方向増分解析結果

崩壊メカニズムの保証の確認方法は、公益財団法人日本住宅・木材技術センター:2024 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル,5.2 保有水平耐力の確認,5.2.2(4)架構の変形能力確保のための鉄骨梁に関する規定よる。当該参照頁を以下(点線で囲まれた範囲)に示す。

(4) 架構の変形能力確保のための鉄骨梁に関する規定

(4.1) 崩壊メカニズムの保証

鉄骨梁の先行降伏による崩壊メカニズムを保証するために下記のいずれかを確認する。これらの規定を満足しない場合は(2)におけるD_sの下限値を0.4とする。

- 鉄骨梁と1階壁脚引張接合部を除く部材・接合部について、架構終局時の応力に表 5.2.2-4 に示す鉄骨梁の鋼種に応じた安全率α[2)]を乗じた応力が終局耐力以下。
- 鉄骨梁の終局曲げ耐力に表 5.2.2.-4 に示す鉄骨梁の鋼種に応じた安全率αを乗じた状態で増分解析を行い、(2)の方法によりD_sを計算する。ただし、保有水平耐力の計算にはαを考慮しない。

表 5.2.2-4 応力の安全率α

作用応力	400N 級炭素鋼	490N 級炭素鋼	235N 級ステンレス鋼	235N 級ステンレス鋼
曲げ・せん断	1.3	1.2	1.6	1.6

(4.2) 鉄骨梁の保有耐力横補剛[2)]

鉄骨梁の塑性変形能力を確保するために横補剛(直交材)を設ける。横補剛の間隔は下記のいずれかによる。

- 梁の全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける方法

梁の弱軸まわりの細長比λ_yが次式を満足するように必要な数の横補剛を均等間隔に配置する。

$$\lambda_y \leqq 170 + 20n \quad \text{(400N 級炭素鋼の場合)}$$
$$\lambda_y \leqq 130 + 20n \quad \text{(490N 級炭素鋼の場合)} \qquad (5.2.2\text{-}9)$$

ここで、 $\lambda_y = l/i_y$

l :梁の長さ

i_y :梁の弱軸まわりの断面二次半径(= $\sqrt{I_y/A}$)

I_y :梁の弱軸まわりの断面二次モーメント

A :梁の断面積

n :横補剛の個所数

- 主として塑性ヒンジ形成部に近い部分に横補剛を設ける方法

降伏曲げ応力を超える曲げ応力が生じる領域において、次式で示す間隔l_bで横補剛を配置する。

$$\frac{l_b \cdot h}{A_f} \leqq 250 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leqq 65 \quad \text{(400N 級炭素鋼の場合)}$$
$$\frac{l_b \cdot h}{A_f} \leqq 200 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leqq 50 \quad \text{(490N 級炭素鋼の場合)} \qquad (5.2.2\text{-}10)$$

ここで、 h :梁のせい

A_f :圧縮フランジの断面積

i :梁の弱軸まわりの断面二次半径

なお、塑性ヒンジ形成部に近い部分とは、梁の曲げモーメント分布に表 5.2.2-5 に示す安全率を乗じた曲げモーメントが降伏曲げ応力を超える領域とする。

表 5.2.2-5 曲げモーメント分布に乗じる安全率

400N 級炭素鋼	490N 級炭素鋼
1.2	1.1

(4.3) 鉄骨梁のせん断降伏の防止

鉄骨梁のせん断降伏に関して下記 a、b のいずれかを満足すること。また、梁端せん断接合部については終局せん断耐力を${}_gQ_u$以上とする。

a. 架構終局時の鉄骨梁のせん断応力${}_gQ_u$について下記を検定する。これを満足しない場合はウェブをカバープレート等により補強する。

$${}_gQ_u \leqq \alpha \cdot \frac{F}{\sqrt{3}} \cdot A_w \qquad (5.2.2\text{-}11)$$

ここで、F :梁材の基準強度

A_w :ウェブの断面積

α :表 5.2.2-4 に示す安全率

b. 増分解析において鉄骨梁のせん断降伏の影響を適切に考慮し、かつスチフナの設置等によりウェブ降伏後のせん断座屈等によるせん断耐力低下を防止する。

鉄骨梁の終局曲げ耐力を 1.3Mp として場合の終局時(Ds 算定時)の接合部および部材の検定結果を以下に示す。その際、鉄骨梁のせん断降伏の影響を考慮した。

表 5.1-1　X 方向検定結果一覧（終局時の決定因子:接合部終局せん断耐力）

箇所	バネ、耐力等	性能	R6 試設計の最大値	R6 年度【設定根拠】		R5 試設計の最大値	R5 年度【設定根拠】	
接合部	圧縮 (壁-基礎) バイリニア	C_u	1077	1088	【壁実 MN】	1000	1000	【接実 C】
		$C\delta_u$	1.62 <Y3-2>	5.0	【壁実 MN】	8.5 決定因子	8.5	【接実 C＋仮定】
		Ck	－	640	【壁実 MN】	－	1224	【接実 C】
	圧縮 (壁-梁) バイリニア	C_u	495	↑	↑	430	↑	↑
		$C\delta_u$	0.75 <Y3-2>	↑	↑	0.40	↑	↑
		Ck	－	↑	↑	－	↑	↑
	圧縮 (壁-床-梁) トリリニア	C_u	628	840	【壁実 MN】	591	↑	↑
		$C\delta_u$	1.02 <Y3-2>	15.0	【壁実 MN】	0.49	↑	↑
		Ck	－	Ck1=625 C_y=675 α=0.125	【壁実 MN】	－	↑	↑
	引張 (壁-基礎) M27(ABR490) L800mm バイリニア	T_u	184	237	【R5 年度設定】	190	237	【接実 T】
		$T\delta_u$	19.57 <Y3-9>	129.9	【R5 年度設定】	29.5	129.9	【計算】
		Tk	－	54	【R5 年度設定】	－	54	【接実 T＋計算】
	引張 (壁-梁) M27(ABR490) L200mm バイリニア	T_u	174	237	【R5 年度設定】	169	237	【接実 T】
		$T\delta_u$	3.00 <Y3-9>	33.9	【R5 年度設定】	3.88	33.9	【計算】
		Tk	－	92	【R5 年度設定】	－	92	【接実 T＋計算】
	引張 (壁-床-梁) M27(ABR490) L200mm バイリニア	T_u	178	237	【R5 年度設定】	174	237	【接実 T】
		$T\delta_u$	5.67 <Y3-9>	33.9	【R5 年度設定】	5.17	33.9	【計算】
		Tk	－	92	【R5 年度設定】	－	92	【接実 T＋計算】
	せん断 (壁-基礎) 弾性	Q_u	143 <Y2-11>	196	【接実 Q】	148	200	【接実 Q】
		Q_k	－	150	【壁実 MN】	－	150 弾性	【接実 Q＋摩擦】
	せん断 (壁-梁) 弾性	Q_u	198 <Y2-11>	248	【接実 Q】	184	↑	↑
		Qk	－	150	【壁実 MN】	－	↑	↑
	せん断 (壁-床-梁) 弾性	Qu	170 決定因子 <Y2-11>	170	【接実 Q】	158	↑	↑
		Qk	－	150	【壁実 MN】	－	↑	↑
鉄骨梁 (リブ 補強)	せん断	Q_u	251	440	【部実 Q】 補強 1 箇所 塑性化	238	340	【計算】 1.3×Fs×Aw
		θ_u	11.9/1355 =0.01 <Y3-X6･7>	18/150 =0.12		－	－	－
CLT 壁パネル 曲げに対する検定			最大 検定 0.60 M=666kNm N=851kN <Y3-2>	検定位置 パネル上下 DP 接合端部 (端部から 850mm) 【壁実 MN】		最大 検定 0.87 M=972kNm N=812kN	検定位置 パネル上下端部 (壁エレメントモデル の縦材端部)	

Cu:終局圧縮耐力(kN)、Cδu:終局圧縮変形(mm)、Ck:圧縮剛性(kN/mm)、Ck1:トリリニアモデルの初期圧縮剛性(kN/mm)、Cy:トリリニアモデル第 1 折れ点(kN)、α:トリリニアモデル第 2 勾配の初期剛性に対する割合、Tu:終局引張耐力(kN)、Tδu:終局引張変形(mm)、Tk:引張剛性(kN/mm)、Qu:終局せん断耐力(kN)、Qk:摩擦抵抗を含むせん断剛性(kN/mm)、θu:終局変形角(rad)

Y 方向

・構造特性係数 Ds の算定

構造特性係数 Ds は、以下に示すフロー(公益財団法人日本住宅・木材技術センター:2024 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル,5.2 保有水平耐力の確認,5.2.2(2)増分解析結果等による場合の Ds より)から、増分解析結果に基づいて算定した Ds=0.487(≧0.40)とする。当該参照頁を以下(点線で囲まれた範囲)に示す。

総鉄骨梁勝ち架構: D_sを算定する方向のすべての鉛直構面を鉄骨梁勝ち架構とする場合

${}_aD_s$:増分解析結果に基づいて算出するD_s

${}_gD_s$:(3)による鉄骨梁の種別に応じたD_sの下限値

$\gamma_{u.max}$:終局層間変形角(架構終局時の層間変形角)γ_uの最大値

γ_{ua} :γ_uの上限値(表 5.2.2-2 による)

全体崩壊形: 70%以上の層で$\gamma_u \geqq \gamma_{u.max}/2$となる状態など

F_s :剛性率に応じて定める数値(昭 55 建告第 1792 号第七による)

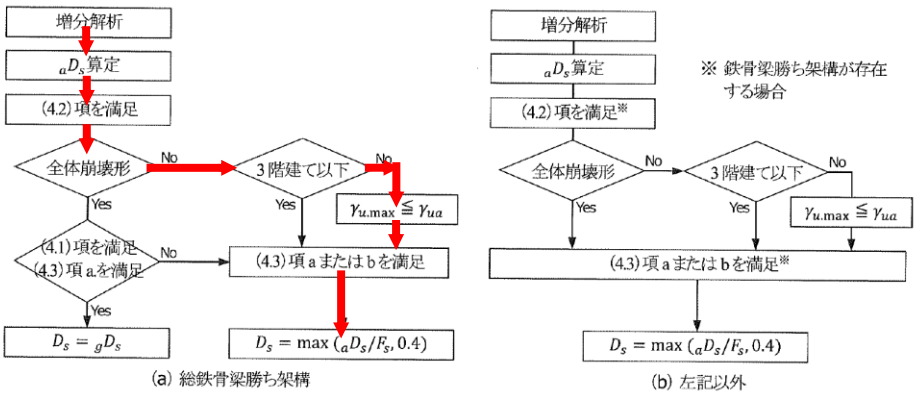


図 5.2.2-1 D_s値算定フロー

・崩壊メカニズムの保証と鉄骨梁のせん断降伏の防止

全体崩壊系の確認

70%未満(60%=3 層/5 層×100)の層でγu.max/2 以上であるため、全体崩壊系が成立しないが、γu.max は、γua(=1/45,階数 5 の終局層間変形角の上限値)以下である。

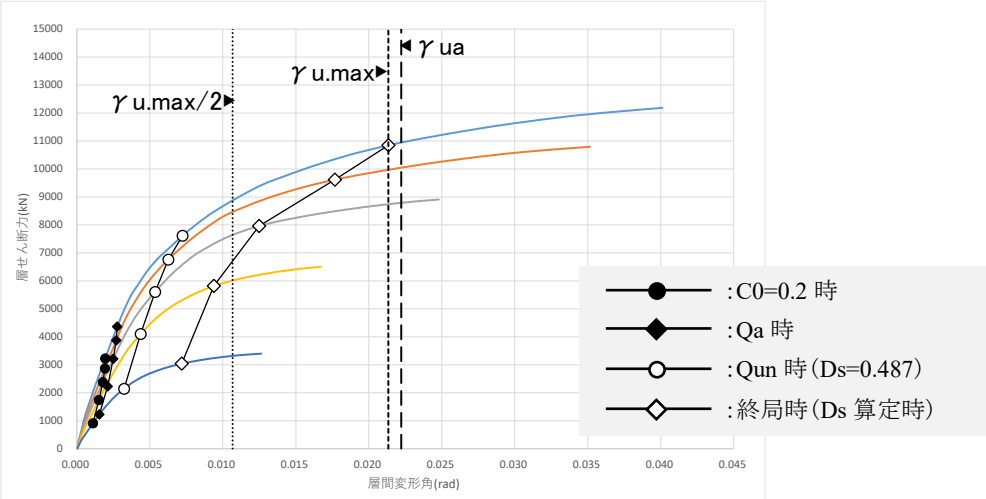


図 5.1-4 プラン Y 方向増分解析結果

崩壊メカニズムの保証の確認方法は、公益財団法人日本住宅・木材技術センター:2024 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル,5.2 保有水平耐力の確認,5.2.2(4)架構の変形能力確保のための鉄骨梁に関する規定よる。当該参照頁を以下(点線で囲まれた範囲)に示す。

(4) 架構の変形能力確保のための鉄骨梁に関する規定

(4.1) 崩壊メカニズムの保証

鉄骨梁の先行降伏による崩壊メカニズムを保証するために下記のいずれかを確認する。これらの規定を満足しない場合は(2)におけるD_sの下限値を0.4とする。

- 鉄骨梁と1階壁脚引張接合部を除く部材・接合部について、架構終局時の応力に表 5.2.2-4 に示す鉄骨梁の鋼種に応じた安全率α[2)]を乗じた応力が終局耐力以下。
- 鉄骨梁の終局曲げ耐力に表 5.2.2.-4 に示す鉄骨梁の鋼種に応じた安全率αを乗じた状態で増分解析を行い、(2)の方法によりD_sを計算する。ただし、保有水平耐力の計算にはαを考慮しない。

表 5.2.2-4 応力の安全率α

作用応力	400N 級炭素鋼	490N 級炭素鋼	235N 級ステンレス鋼	235N 級ステンレス鋼
曲げ・せん断	1.3	1.2	1.6	1.6

(4.2) 鉄骨梁の保有耐力横補剛[2)]

鉄骨梁の塑性変形能力を確保するために横補剛(直交材)を設ける。横補剛の間隔は下記のいずれかによる。

- 梁の全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける方法

梁の弱軸まわりの細長比λ_yが次式を満足するように必要な数の横補剛を均等間隔に配置する。

$$\lambda_y \leqq 170 + 20n \quad \text{(400N 級炭素鋼の場合)}$$
$$\lambda_y \leqq 130 + 20n \quad \text{(490N 級炭素鋼の場合)} \qquad (5.2.2\text{-}9)$$

ここで、 $\lambda_y = l/i_y$

l :梁の長さ

i_y :梁の弱軸まわりの断面二次半径(= $\sqrt{I_y/A}$)

I_y :梁の弱軸まわりの断面二次モーメント

A :梁の断面積

n :横補剛の個所数

- 主として塑性ヒンジ形成部に近い部分に横補剛を設ける方法

降伏曲げ応力を超える曲げ応力が生じる領域において、次式で示す間隔l_bで横補剛を配置する。

$$\frac{l_b \cdot h}{A_f} \leqq 250 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leqq 65 \quad \text{(400N 級炭素鋼の場合)}$$
$$\frac{l_b \cdot h}{A_f} \leqq 200 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leqq 50 \quad \text{(490N 級炭素鋼の場合)} \qquad (5.2.2\text{-}10)$$

ここで、 h :梁のせい

A_f :圧縮フランジの断面積

i :梁の弱軸まわりの断面二次半径

なお、塑性ヒンジ形成部に近い部分とは、梁の曲げモーメント分布に表 5.2.2-5 に示す安全率を乗じた曲げモーメントが降伏曲げ応力を超える領域とする。

表 5.2.2-5 曲げモーメント分布に乗じる安全率

400N 級炭素鋼	490N 級炭素鋼
1.2	1.1

(4.3) 鉄骨梁のせん断降伏の防止

鉄骨梁のせん断降伏に関して下記 a、b のいずれかを満足すること。また、梁端せん断接合部については終局せん断耐力を${}_gQ_u$以上とする。

a. 架構終局時の鉄骨梁のせん断応力${}_gQ_u$について下記を検定する。これを満足しない場合はウェブをカバープレート等により補強する。

$${}_gQ_u \leqq \alpha \cdot \frac{F}{\sqrt{3}} \cdot A_w \qquad (5.2.2\text{-}11)$$

ここで、F :梁材の基準強度

A_w :ウェブの断面積

α :表 5.2.2-4 に示す安全率

b. 増分解析において鉄骨梁のせん断降伏の影響を適切に考慮し、かつスチフナの設置等によりウェブ降伏後のせん断座屈等によるせん断耐力低下を防止する。

鉄骨梁の終局曲げ耐力を 1.3Mp として場合の終局時(Ds 算定時)の接合部および部材の検定結果を以下に示す。その際、鉄骨梁のせん断降伏の影響を考慮した。

表 5.1-2　Y 方向検定結果一覧（終局時の決定因子:鉄骨梁のせん断変形角）

箇所	バネ、耐力等	性能	R6 試設計の最大値	R6 年度【設定根拠】		R5 試設計の最大値	R5 年度【設定根拠】	
接合部	圧縮 (壁-基礎) バイリニア	C_u	1088	1088	【壁実 MN】	1000	1000	【接実 C】
		$C\delta_u$	3.14 <X3,5-6>	5.0	【壁実 MN】	8.5 決定因子	8.5	【接実 C＋仮定】
		Ck	－	640	【壁実 MN】	－	1224	【接実 C】
	圧縮 (壁-梁) バイリニア	C_u	771	↑	↑	980	↑	↑
		$C\delta_u$	1.60 <X3,5-6>	↑	↑	0.82	↑	↑
		Ck	－	↑	↑	－	↑	↑
	圧縮 (壁-床-梁) トリリニア	C_u	483	840	【壁実 MN】	647	↑	↑
		$C\delta_u$	0.79 <X3,5-6>	15.0	【壁実 MN】	0.53	↑	↑
		Ck	－	Ck1=625 C_y=675 α=0.125	【壁実 MN】	－	↑	↑
	引張 (壁-基礎) M24(ABR490) L800mm バイリニア	T_u	150	183	【R5 年度設定】	148	183	【接実 T】
		$T\delta_u$	29.13 <X1,7-1>	129.9	【R5 年度設定】	27.9	129.9	【計算】
		Tk	－	43	【R5 年度設定】	－	43	【接実 T＋計算】
	引張 (壁-梁) M27(ABR490) L350mm バイリニア	T_u	219	237	【R5 年度設定】	219	237	【接実 T】
		$T\delta_u$	23.38 <X1,7-1>	57.9	【R5 年度設定】	23.9	57.9	【計算】
		Tk	－	78	【R5 年度設定】	－	78	【接実 T＋計算】
	引張 (壁-床-梁) M27(ABR490) L350mm バイリニア	T_u	221	237	【R5 年度設定】	192	237	【接実 T】
		$T\delta_u$	16.50 <X1,7-1>	57.9	【R5 年度設定】	14.00	57.9	【計算】
		Tk	－	78	【R5 年度設定】	－	78	【接実 T＋計算】
	せん断 (壁-基礎) 弾性	Q_u	182 <X3,5-6>	196	【接実 Q】	266 因子除外	200	【接実 Q】
		Q_k	－	150	【壁実 MN】	－	150 弾性	【接実 Q＋摩擦】
	せん断 (壁-梁) 弾性	Q_u	183 <X3,5-5>	248	【接実 Q】	274 因子除外	↑	↑
		Qk	－	150	【壁実 MN】	－	↑	↑
	せん断 (壁-床-梁) 弾性	Qu	153 <X3,5-4>	170	【接実 Q】	199	↑	↑
		Qk	－	150	【壁実 MN】	－	↑	↑
鉄骨梁 (リブ 補強)	せん断	Q_u	440	440	【部実 Q】 補強 1 箇所 塑性化	803 因子除外	340	【計算】 1.3×Fs×Aw
		θ_u	18/150 =0.12 決定因子 <X3,5-4 右>	18/150 =0.12		－	－	－
CLT 壁パネル 曲げに対する検定			最大 検定 0.59 M=453kNm N=948kN <X3,5-6>	パネル上下の DP 接合端部 （端部から 850mm） 【壁実 MN】		最大 検定 0.98 M=762kNm N=863kN	パネル上下端部 （壁エレメントモデル の縦材端部）	

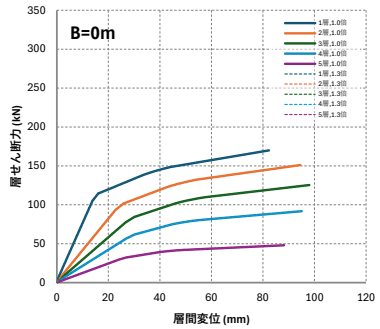
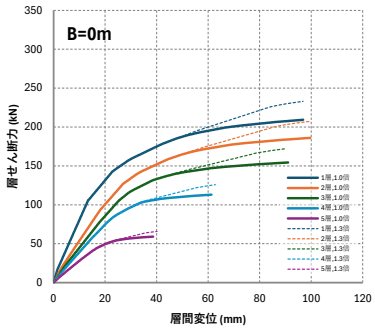
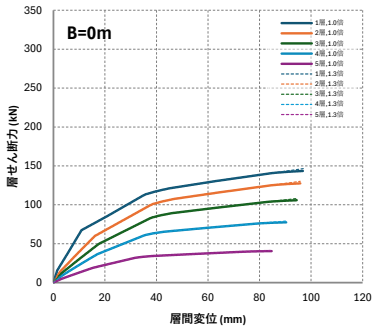
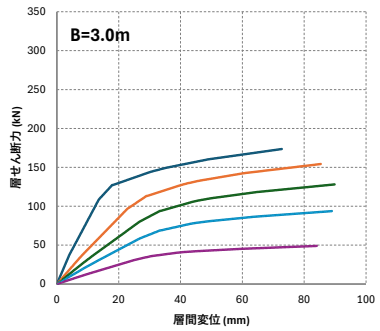
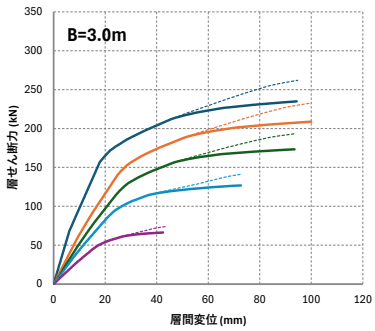
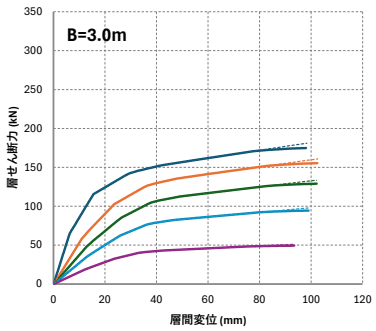
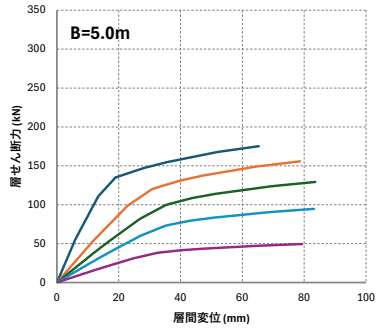
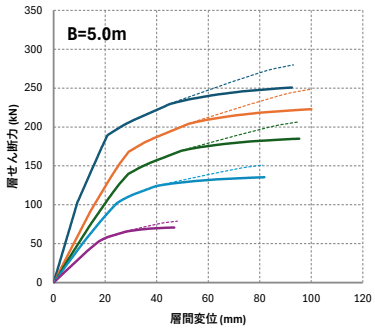
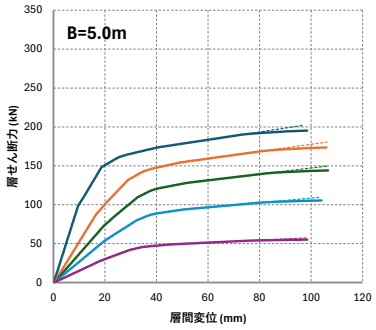
Cu:終局圧縮耐力（kN）、Cδu:終局圧縮変形（mm）、Ck:圧縮剛性（kN/mm）、Ck1:トリリニアモデルの初期圧縮剛性（kN/mm）、Cy:トリリニアモデル第 1 折れ点（kN）、α:トリリニアモデル第 2 勾配の初期剛性に対する割合、Tu:終局引張耐力（kN）、Tδu:終局引張変形（mm）、Tk:引張剛性（kN/mm）、Qu:終局せん断耐力（kN）、Qk:摩擦抵抗を含むせん断剛性（kN/mm）、θu:終局変形角（rad）

(2)平面フレームモデルによる検討結果概要

■パラメトリックスタディによる応力傾向把握

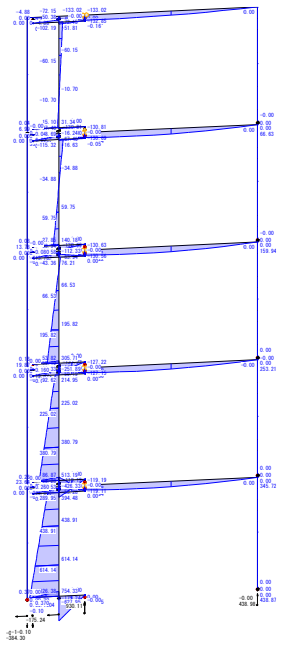
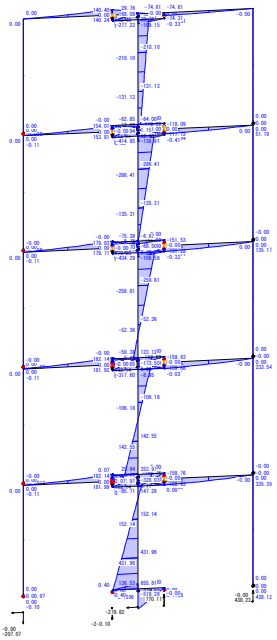
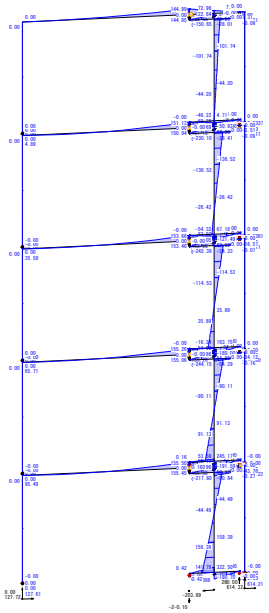
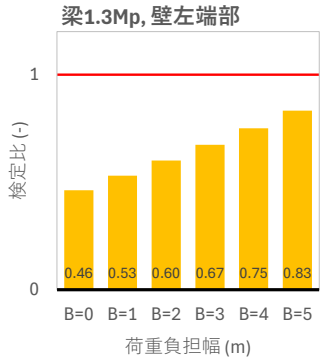
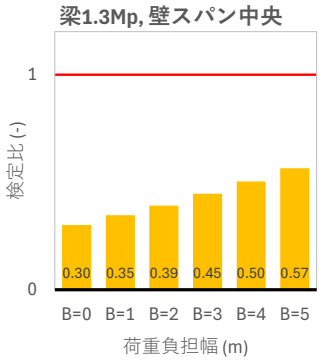
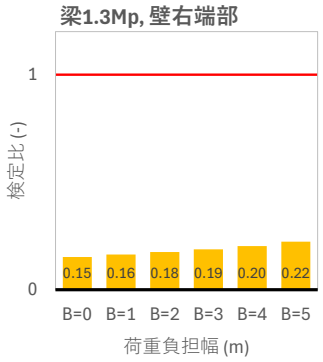
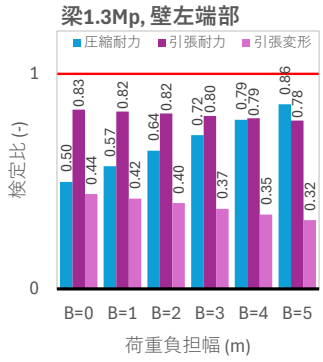
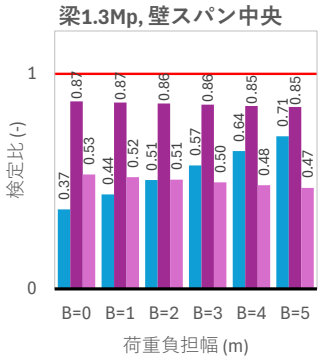
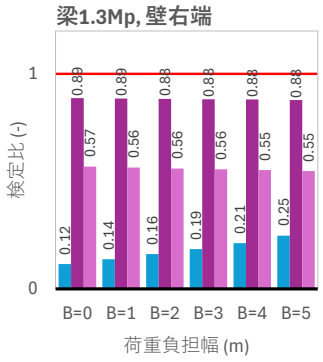
耐力壁の配置 3 条件に対し、荷重条件 B(B=0, 3, 5)と梁の全塑性曲げモーメント M_p(1.0M_p:実線、1.3M_p:破線)をパラメータとした各モデルの荷重変位関係を比較する。配置や荷重条件によって、水平耐力性能の変動の傾向を確認した。水平耐力性能は端部に配置する場合と比較してスパン中央に配置する場合が高い傾向にあった。

表 5.1-3 パラメトリックスタディ各条件の荷重変位関係比較(一例)

左端部	スパン中央	右端部
		
		
		

CLT パネルの曲げ、接合部の圧縮、引張の欠く検定比を示す。耐力壁の配置や荷重条件によって変動するが、検定はいずれも満足し、検討した範囲では耐力壁の配置や荷重による制限は特になかった。

表 5.1-4 パラメトリックスタディ各モデルの応力状態と各部検定結果（一例）

左端部	スパン中央	右端部
		
		
		

■モデルの簡略化

グラウトジョイントを引張・圧縮の軸ばねを設定した従来の「軸ばねモデル」に対し、モデルの節点数、要素数を削減した「MN モデル（材端ばねモデル）」を検討した。MN モデルでは、CLT 壁パネルを模擬した柱要素の材端に圧縮・引張による接合部剛性と MN 関係を設定し、耐力壁を「スパン中央」に配置する場合について増分解析の結果を比較した。鉛直荷重条件 B によって多少の誤差はあるが、初期剛性、降伏荷重、非線形特性も含めて概ね精度よくモデル化できることを確認した。

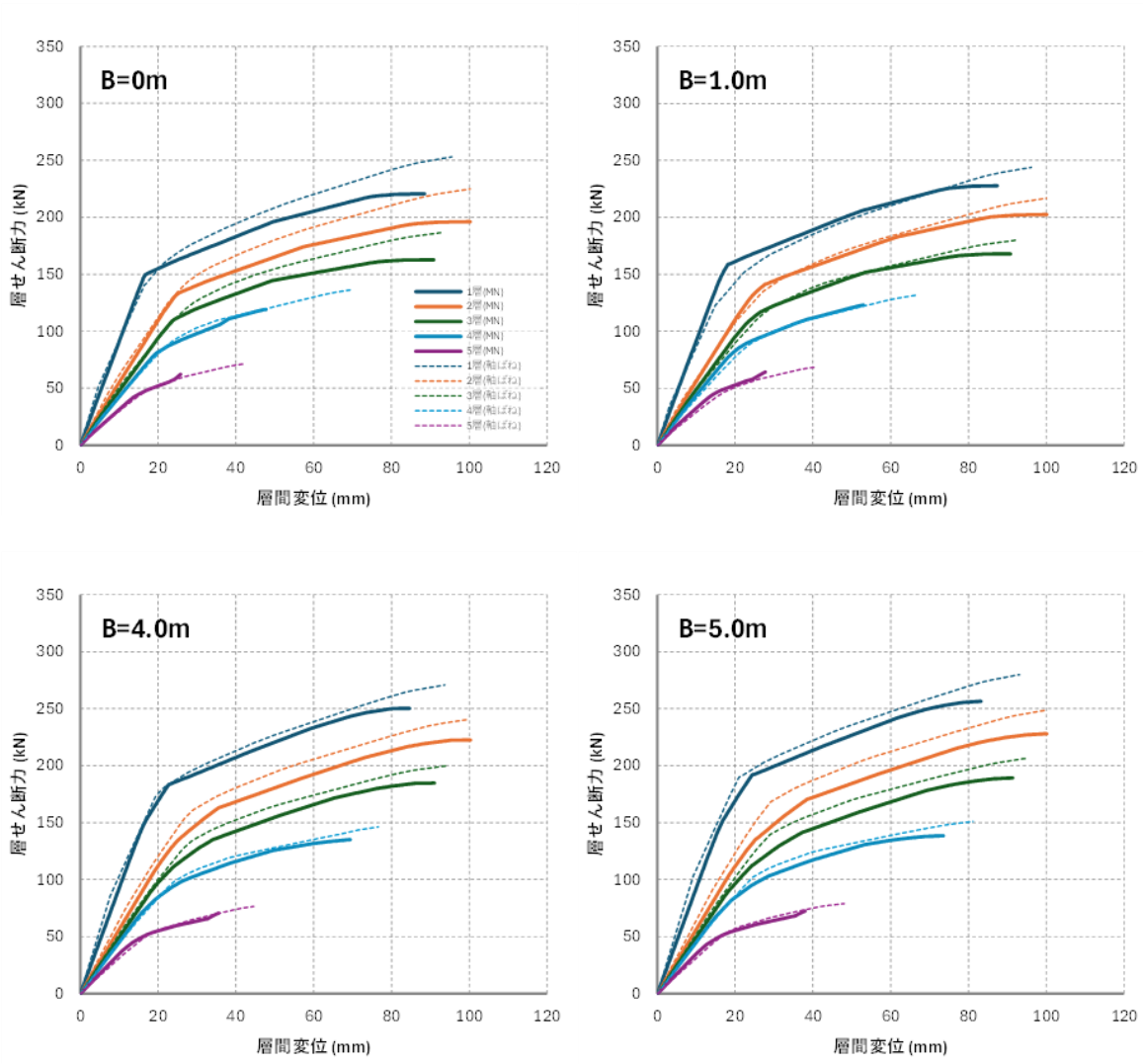


図 5.1-5　簡略モデル（MN モデル，実線）と従来の軸ばねモデル（破線）の比較

5.2 試設計による検討

5.2.1 建築物の概要

本章では、第 4 章の結果を反映して昨年度(R5 年度)の構造試設計(標準的と考えられる 5 階建て集合住宅プランを対象としたルート 3・保有水平耐力計算)を更新する。その結果に基づいて、検定が厳しい箇所等を架構構成方法の留意点の一つとして確認する。なお、対象建築物は昨年度の事業報告書の『第 6 章 新接合部を用いた架構のプラン対応力の確認』に記載されている CLT パネル工法による 5 階建て共同住宅建築物と同様であり、本章の 5.2.1.1 節から 5.2.5.7 節まで(5.2.2.5 準拠資料を除く)の内容は昨年度と同様である。

5.2.1.1 一般事項

対象建築物の平面プランを図 5.2.1-1 に示す。平面プランは文献[5-1]を参考に設定した。なお、基礎構造、屋根ふき材、階段およびエレベーター等は対象外とする。

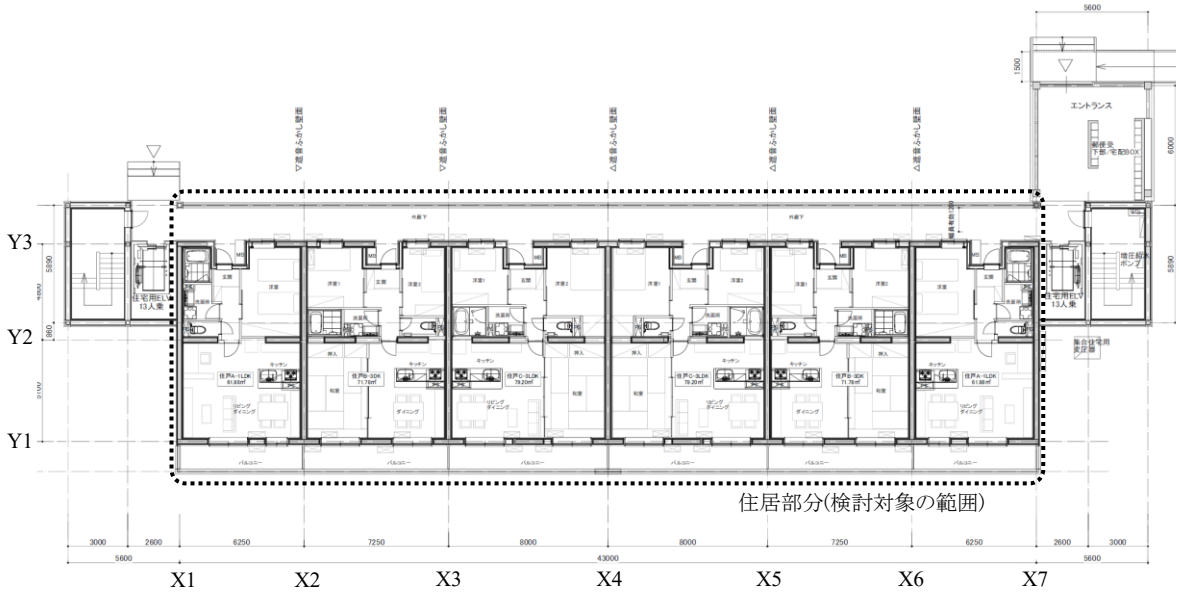


図5.2.1-1 平面プラン

5.2.1.2 建築物概要

本章で対象とした建築物の建築物概要を表 5.2.1-1 に示す。対象とした建築物は、共同住宅で長辺方向(X 方向)が 43.00m で短辺方向(Y 方向)が 13.35m の平面図寸法の地上 5 階建て耐火構造の CLT パネル工法である。

表5.2.1-1 建築物概要

用途	共同住宅
延べ面積	2870.25 m^2(検討対象範囲)
基準階面積	547.05 m^2(検討対象範囲)
階数	地上 5 階 地下無し 塔屋なし
高さ関係	建築物の高さ 16.0m
基準階階高	3.00m
構造種別	上部構造:CLT パネル工法 基礎構造:鉄筋コンクリート造
耐火構造の区分	耐火構造(耐火仕様相当の荷重を考慮)

[5-1] 安曇良治, 三宅辰哉, 村上雅英, 田中駿太郎, 槌本敬大:高層 CLT 建築物のための高耐力接合部の開発について その 7 構造計画と増分解析による保有水平耐力計算, 日本建築学会大会学術講演梗概集 22215, 2022 年 9 月

なお、CLT 壁パネルの配置は、図 5.2.1-2 に示すものとし各階共通である。

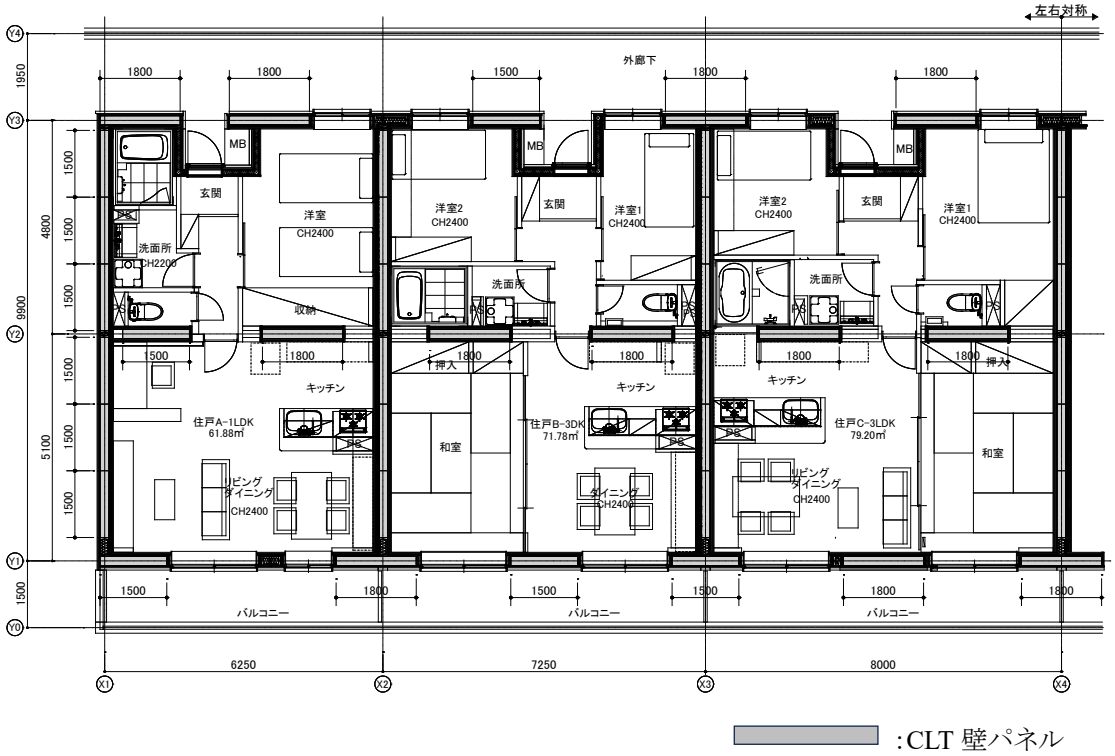


図5.2.1-2　CLT壁パネルの配置

5.2.2 構造設計概要

5.2.2.1 構造の概要

構造の概要を以下に示す。

・構造種別は、CLT パネル工法とし、長辺方向(以下「X 方向」)および短辺方向(以下「Y 方向」)ともに鉄骨梁勝ち架構とした。

・CLT 壁パネルは S90-5-5(150mm 厚)を使用し、X 方向通りには幅 1800mm と 1500mm のものを配置し、Y 方向通りには幅 1500mm のものを配置し、CLT 床パネルおよび CLT 屋根パネルに Mx60-5-7(210mm 厚)を使用し、CLT パネルの表層ラミナ方向を Y 方向とした。なお、バルコニーおよび外廊下部分は、CLT 床パネルおよび CLT 屋根パネルがキャンチ状になるように配置した。

・鉄骨梁は、H 形鋼(H-300×150×6.5×9)とした。

・CLT 壁パネル接合部は、CLT 壁パネルの脚部および頭部に既製品スリーブ＋鋼板挿入ドリフトピン接合を採用した。

架構図を図 5.2.2-1 に示す。

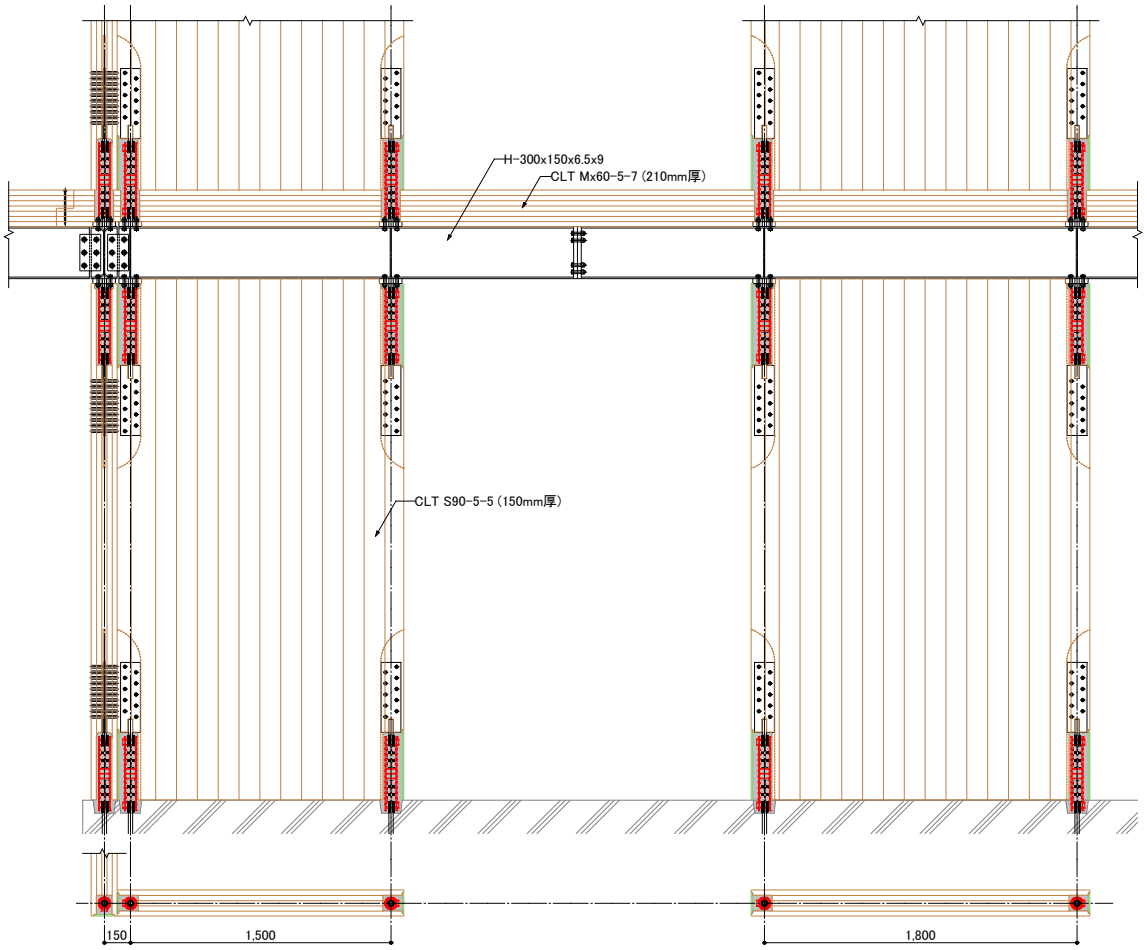


図5.2.2-1 架構図

5.2.2.2 構造設計ルート

構造設計は、図5.2.2-2に示すように保有水平耐力計算(ルート3)で行った。

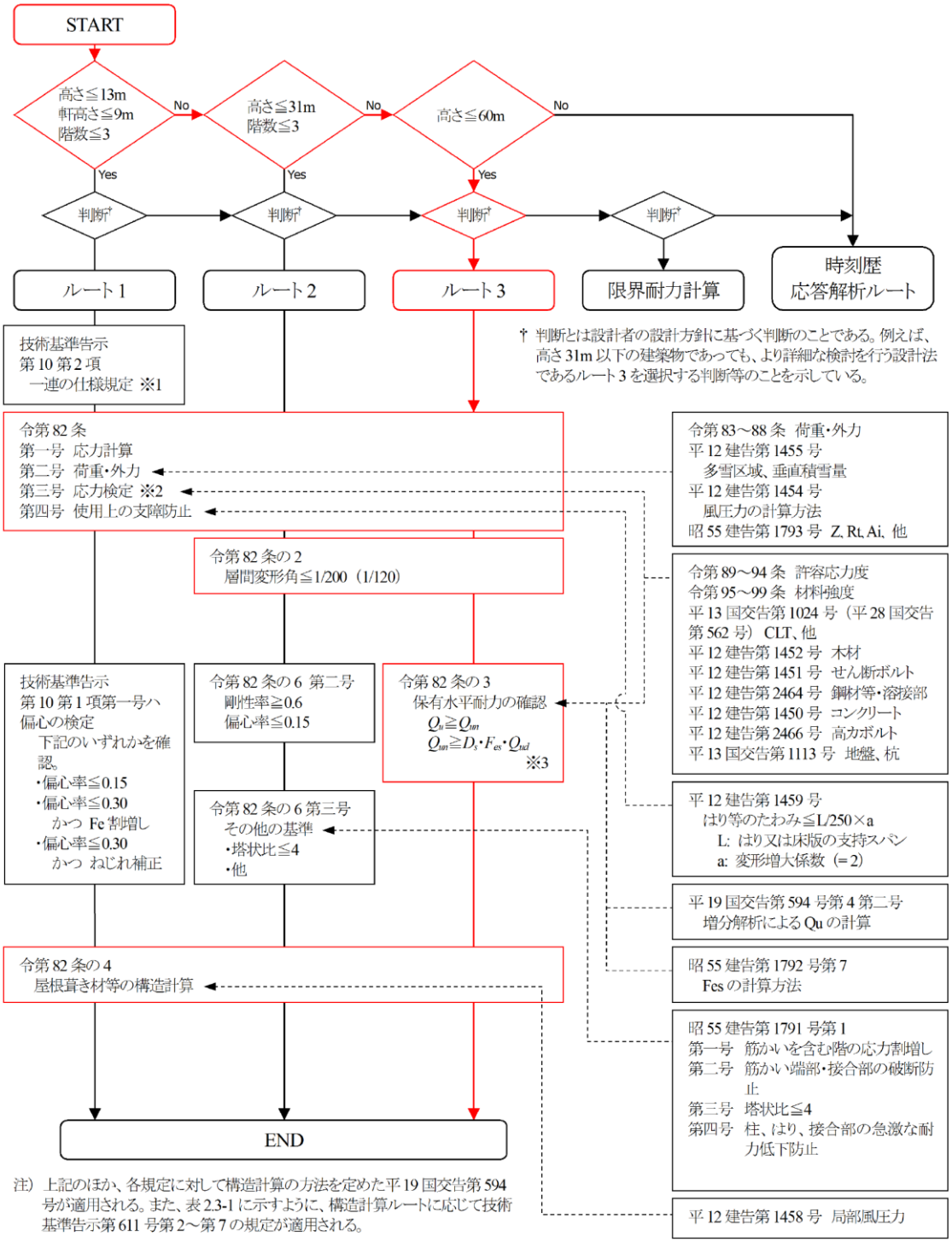


図5.2.2-2 CLTパネル工法建築物を含む木造建築物の構造計算ルート

5.2.2.3 設計クライテリア

設計クライテリアを表5.2.2-1および表5.2.2-2に示す。

表 5.2.2-1 設計クライテリア一覧（建物）

項目	クライテリア
許容水平耐力 Q_a	層間変形角　1/150rad に達する時点 CLT パネル　短期許容応力度に達する時点 接合部　短期許容耐力に達する時点 のいずれかの時点
許容水平耐力 Q_a／必要許容水平耐力 Q_{an}	1.00 以上
偏心率	0.15 以下※1
剛性率	0.60 以上※2
保有水平耐力 Q_u の設定	層間変形角　1/30rad に達する時点 CLT パネル　基準強度に達する時点 接合部（引張,圧縮）　終局変位に達する時点 接合部（せん断）　終局耐力に達する時点 のいずれかの時点
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、偏心率による割増係数 F_eをを適宜考慮する。
※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。

表 5.2.2-2 設計クライテリア一覧（部位）

		常時	積雪荷重時		稀地震時 風圧時	極稀地震時
		長期	中長期※2	中短期※2	短期	終局
CLT （応力）	軸力（圧縮）	F_c×1.1/3	F_c×1.43/3	F_c×1.6/3	F_c×2/3	F_c
	軸力（引張）	F_t×1.1/3	F_t×1.43/3	F_t×1.6/3	F_t×2/3	F_t
	曲げ	F_b×1.1/3	F_b×1.43/3	F_b×1.6/3	F_b×2/3	F_b
	せん断	F_s×1.1/3	F_s×1.43/3	F_s×1.6/3	F_s×2/3	F_s
CLT （たわみ）	たわみ（床）	1/300※1かつ 20mm※1	1/300	1/225	－	－
	たわみ（屋根）	1/200※1	1/200	1/150	－	－
鉄骨梁	曲げ	F_b×1/1.5	F_b×1/1.5	F_b	F_b	θ_u
	せん断	F_s×1/1.5	F_s×1/1.5	F_s	F_s	1.1×F_s
接合部	引張	T_a×1.1/2	T_a×1.43/2	T_a×1.6/2	T_a	δ_u
	圧縮	C_a×1.1/2	C_a×1.43/2	C_a×1.6/2	C_a	δ_u
	せん断	Q_a×1.1/2	Q_a×1.43/2	Q_a×1.6/2	Q_a	Q_u

※1：クリープによる変形増大係数 2.0 を考慮する。
※2：「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。
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、T_a：接合部の短期許容引張耐力、C_a：接合部の短期許容圧縮耐力、Q_a：接合部の短期許容せん断耐力、C_u：接合部の終局圧縮耐力、Q_u：接合部の終局せん断耐力、δ_u：接合部の終局変位、θ_u：鉄骨梁の終局回転角

5.2.2.4 応力解析概要

構造計算は、株式会社構造システムの任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラムSNAP-S(Ver.8.0.1.6)を使用した。

5.2.2.5 準拠資料

⑴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

・2020 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）

⑵日本建築学会関連

・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）

・鋼構造許容応力度設計基準 2017 年版（日本建築学会）

・鋼構造塑性設計指針 2019 年版（日本建築学会）

⑶その他

・2024 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル（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 2017 年版（日本住宅・木材技術センター）

5.2.3 使用構造材料表

5.2.3.1 使用構造材料一覧

(1) CLT パネル

表5.2.3-1 CLT壁パネルの構成

樹種		ひのき
ラミナ厚さ		30mm
ラミナ幅		120mm±10mm
接着材	縦継ぎ (ﾌｨﾝｶﾞｰｼﾞｮｲﾝﾄ) 積層部分	JIS K 6806 に規定する水性高分子ーレゾルシノール系木材接着剤 1 種 1 号
	横はぎ部分	接着無
パネル厚さ		150mm
ラミナ等級		JAS 強度等級 S90-5-5 A 種構成(外層:M90A 以上、内層:M90A 以上)
構成		1 層目:外層用ラミナを使用。長辺方向に平行に配置
		2 層目:内層用ラミナを使用。1,3,5 層目と直交になる向きに配置
		3 層目:内層用ラミナを使用。2,4 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。1,3,5 層目と直交になる向きに配置
		5 層目:外層用ラミナを使用。長辺方向に平行に配置
使用する位置		CLT 壁パネル

表5.2.3-2 CLT床パネルおよびCLT屋根パネルの構成

樹種		すぎ
ラミナ厚さ		30mm
ラミナ幅		120mm±10mm
接着材	縦継ぎ (ﾌｨﾝｶﾞｰｼﾞｮｲﾝﾄ) 積層部分	JIS K 6806 に規定する水性高分子ーレゾルシノール系木材接着剤 1 種 1 号
	横はぎ部分	接着無
パネル厚さ		210mm
ラミナ等級		JAS 強度等級 Mx60-5-7 A 種構成(外層:M60A 以上、内層:M30A 以上)
構成		1 層目:外層用ラミナを使用。長辺方向に平行に配置
		2 層目:外層用ラミナを使用。長辺方向に平行に配置
		3 層目:内層用ラミナを使用。1,2,4,6,7 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。3,5 層目と直交になる向きに配置
		5 層目:内層用ラミナを使用。1,2,4,6,7 層目と直交になる向きに配置
		6 層目:外層用ラミナを使用。長辺方向に平行に配置
		7 層目:外層用ラミナを使用。長辺方向に平行に配置
使用する位置		CLT 床パネルおよび CLT 屋根パネル

(2) 鉄骨部材

表5.2.3-3 鉄骨部材の使用材料

材料	設計基準強度	使用部位
建築構造用圧延鋼材(JIS G 3136)	SN400B	梁
一般構造用角形鋼管(JIS G 3466)	STKR490	柱

(3) 接合部

表5.2.3-4 接合部の使用材料

既製品スリーブ	10FNX ダクタイル鋳鉄 強度区分 FCD700 （日本スプライススリーブ株式会社）
モルタルグラウト	SS モルタル 120N （日本スプライススリーブ株式会社）
アンカーボルト	M27 ABR490 JIS B 1220 M24 ABR490 JIS B 1220
六角ナット	M27 強度区分 8T JIS B 1181 M24 強度区分 8T JIS B 1181
挿入鋼板	PL-9 SS400
ドリフトピン	φ16(長さ 140mm) SS400

5.2.3.2 材料定数および材料強度

材料定数および材料強度を表5.2.3-5から表5.2.3-9までに示す。

表 5.2.3-5 CLT パネルの材料定数

部位	ラミナ構成	厚さ [mm]	面内方向			面外方向			
			強軸 E [N/mm^2]	弱軸 E [N/mm^2]	共通 G [N/mm^2]	強軸 E [N/mm^2]	弱軸 E [N/mm^2]	強軸 G [N/mm^2]	弱軸 G [N/mm^2]
CLT 壁パネル	S90-5-5	150	5400	3600	500	7128	1872	81.8	40.9
CLT 床パネル・屋根パネル	Mx60-5-7	210	3857	857	500	5536	227	29.7	9.7

表 5.2.3-6 CLT パネルの材料強度（面内方向）

部位	ラミナ構成	厚さ [mm]	面内方向						
			F_c		F_t		F_b		F_s
			強軸 [N/mm^2]	弱軸 [N/mm^2]	強軸 [N/mm^2]	弱軸 [N/mm^2]	強軸 [N/mm^2]	弱軸 [N/mm^2]	― [N/mm^2]
CLT 壁パネル	S90-5-5	150	12.42	8.28	9.22	6.15	12.42	8.28	3.60
CLT 床パネル・屋根パネル	Mx60-5-7	210	10.41	3.34	7.71	2.46	10.41	3.34	1.75

F_c:圧縮基準強度、F_t:引張基準強度、F_b:曲げ基準強度、F_s:せん断基準強度

※ ラミナ厚さ t_{lmn}=30mm、ラミナの幅方向の数 m=7 の値

表 5.2.3-7 CLT パネルの材料強度（面外方向）

部位	ラミナ構成	厚さ [mm]	面外方向				
			F_b		F_s	β	
			強軸 [N/mm^2]	弱軸 [N/mm^2]	― [N/mm^2]	強軸 [-]	弱軸 [-]
CLT 壁パネル	S90-5-5	150	13.32	3.49	1.20	1.256	2.307
CLT 床パネル・屋根パネル	Mx60-5-7	210	12.14	0.72	0.90	1.343	3.230

F_b:曲げ基準強度、F_s:せん断基準強度、β:せん断応力度分布係数

表 5.2.3-8 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]	ポアソン比 ν
鋼材	$E = 2.05\times10^5$	$G = \dfrac{E}{2(1+\nu)}$	0.3

表 5.2.3-9 鋼材の材料強度

材料	F 値	F_t [N/mm^2]	F_c [N/mm^2]	F_b [N/mm^2]	F_s [N/mm^2]
鋼材	建築基準法施行令 第 96 条の表 2 の値	F	F	F	$F/\sqrt{3}$

5.2.3.3 許容応力度等

許容応力度を表5.2.3-10から表5.2.3-13までに示す。

表 5.2.3-10 CLT パネルの許容応力度

荷重状態	圧縮・引張・曲げ・せん断	め り込み
長期常時	$1.1/3\times F$	$1.5/3\times F_{cv}$
長期積雪（中長期）時	$1.43/3\times F$	$1.43/3\times F_{cv}$
短期水平時	$2/3\times F$	$2/3\times F_{cv}$
短期積雪（中短期）時	$1.6/3\times F$	$1.6/3\times F_{cv}$
終局時	F	―

表 5.2.3-11 鋼材の許容応力度

材料	長期 [N/mm^2]				短期 [N/mm^2]			
	圧縮※1	引張	曲げ※2	せん断	圧縮※1	引張	曲げ※2	せん断
SS400	157	157	157	90.5	長期の 1.5 倍			
SN400	157	157	157	90.5	長期の 1.5 倍			
STKR490	217	217	217	125	長期の 1.5 倍			
SNR490B	217	217	217	125	長期の 1.5 倍			

※1 座屈を考慮する場合、鋼構造設計基準に準じて低減する。
※2 本検討では座屈補剛材を適切に配置することとして横座屈を考慮した低減はなしとする。

表 5.2.3-12 溶接の許容応力度

材料	長期 [N/mm^2]								短期 [N/mm^2]
	完全溶込み溶接				隅肉溶接				
	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断	
SS400	157	157	157	90.5	90.5				長期の 1.5 倍

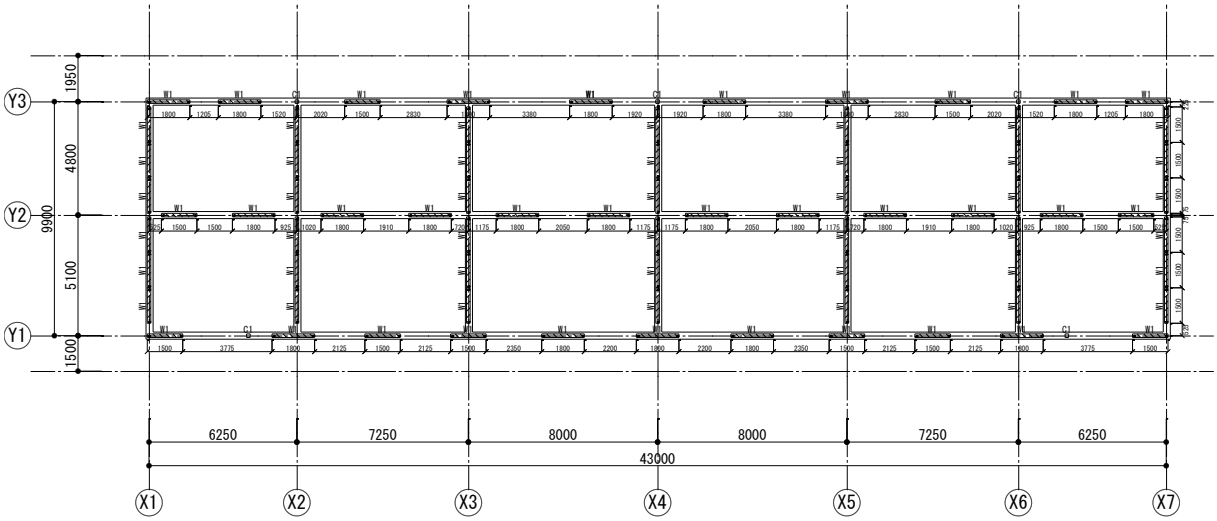
表 5.2.3-13 接合部の許容耐力

荷重状態	圧縮・引張・せん断
長期常時	$1.1/2\times P_a$※1
長期積雪時	$1.43/2\times P_a$※1
短期水平時	P_a
短期積雪時	$1.6/2\times P_a$※1
終局時	P_u※2

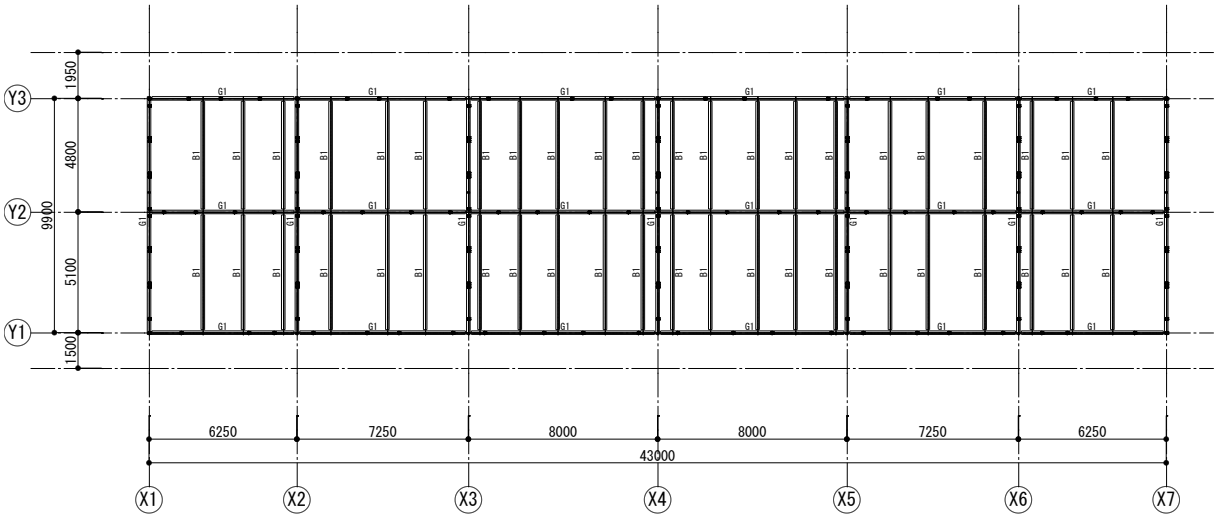
※1 短期許容耐力　　※2 終局耐力

5.2.4 構造図

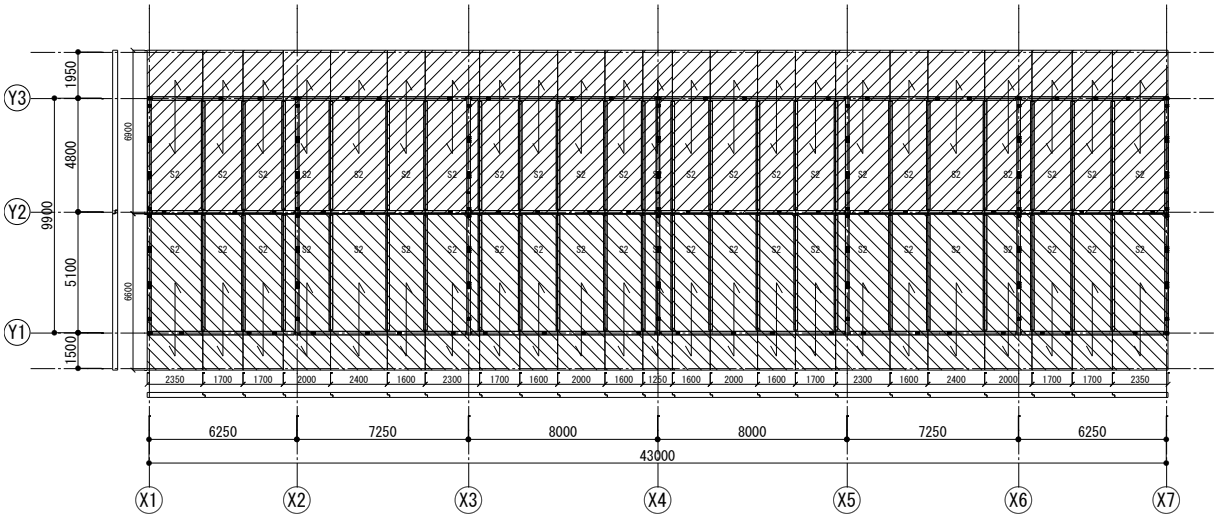
5.2.4.1 略伏図



各階壁パネル略伏図　W1：CLT耐力壁パネル（厚150mm, S90-5-5）
C1：支持柱



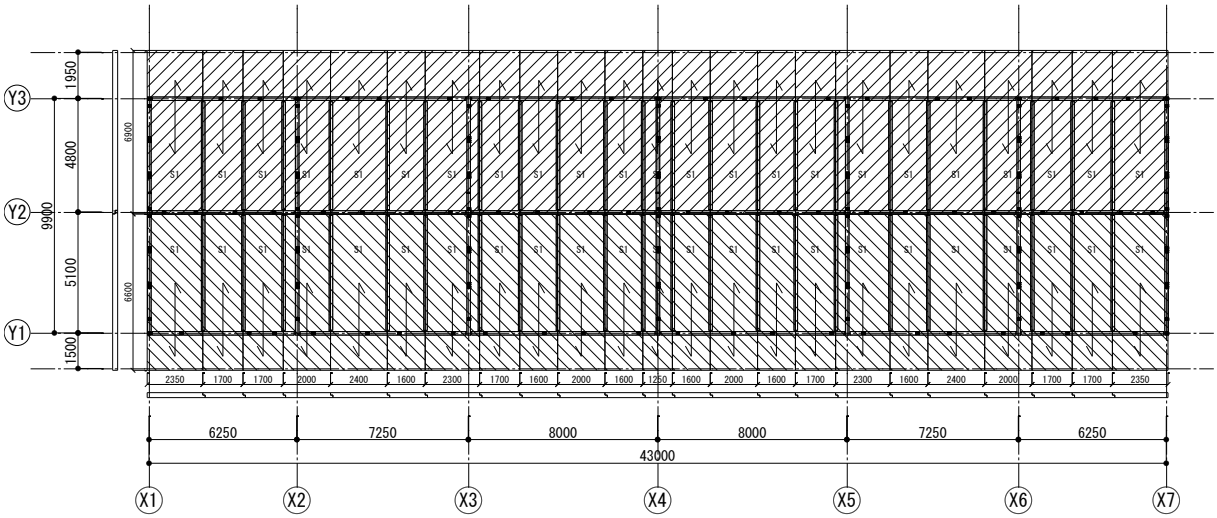
各階鉄骨梁略伏図　G1：鉄骨梁（H-300×150×6.5×9, SN400）
B1：鉄骨梁（H-150×150×7×10, SN400）



CLT屋根パネル略伏図

S2：CLT屋根パネル（厚210mm,Mx60-5-7）

⇄：CLT屋根パネル（１方向板）の方向を示す

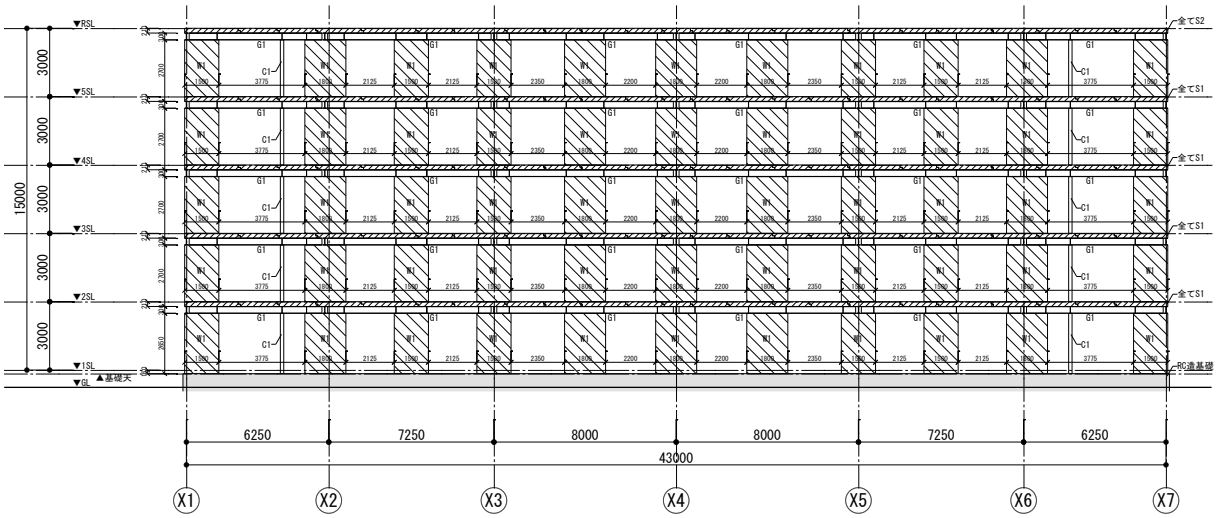


各階CLT床パネル略伏図

S1：CLT床パネル（厚210mm,Mx60-5-7）

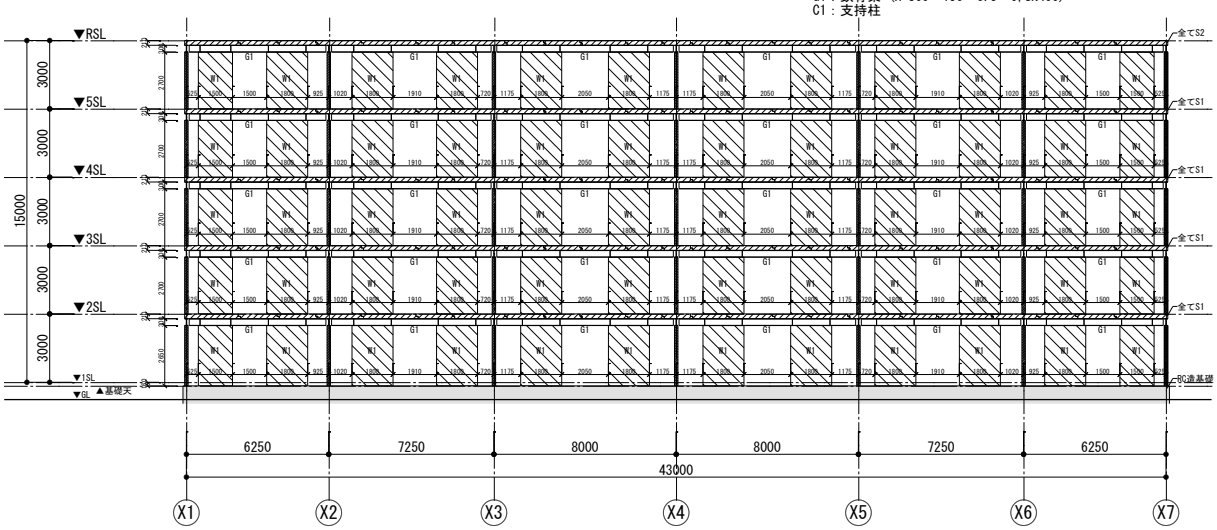
⇄：CLT床パネル（１方向板）の方向を示す

5.2.4.2 略軸組図



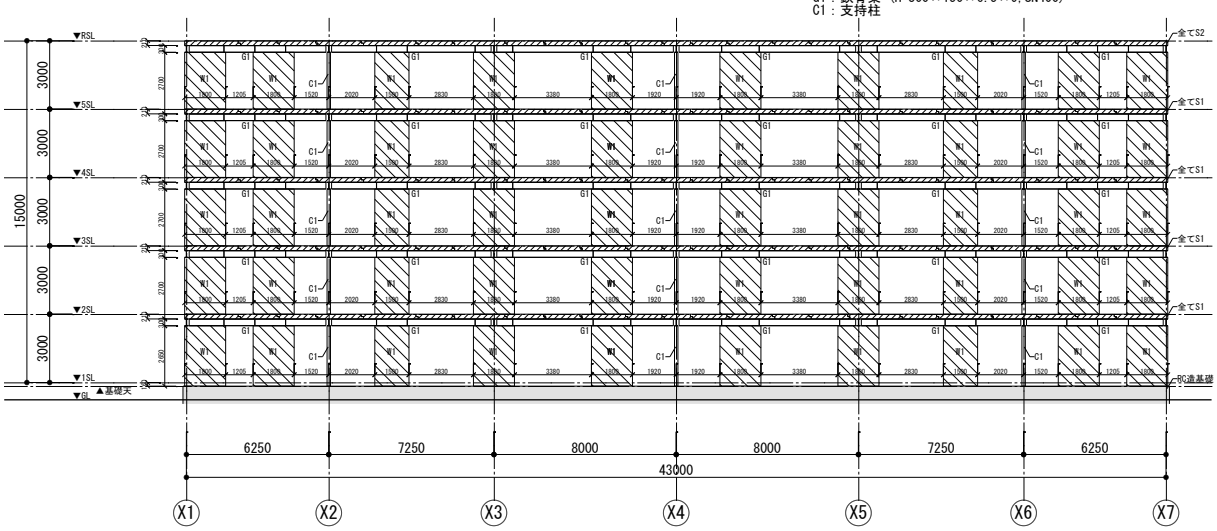
Y1通り略軸組図

W1：CLT耐力壁パネル（厚150mm,S90-5-5)
S1：CLT床パネル（厚210mm,Mx60-5-7)
S2：CLT屋根パネル（厚210mm,Mx60-5-7)
G1：鉄骨梁（H-300×150×6.5×9,SN400)
C1：支持柱



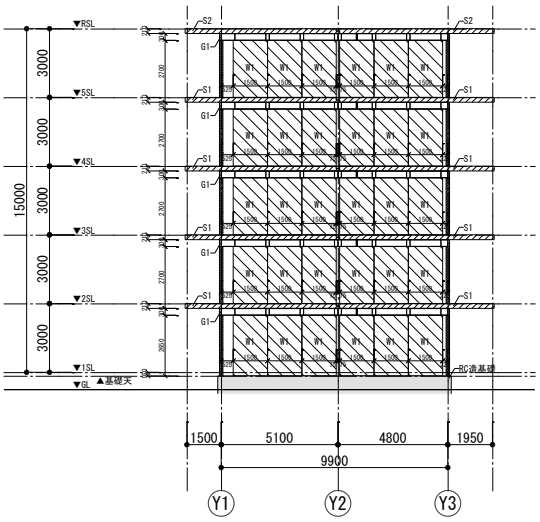
Y2通り略軸組図

W1：CLT耐力壁パネル（厚150mm,S90-5-5)
S1：CLT床パネル（厚210mm,Mx60-5-7)
S2：CLT屋根パネル（厚210mm,Mx60-5-7)
G1：鉄骨梁（H-300×150×6.5×9,SN400)
C1：支持柱



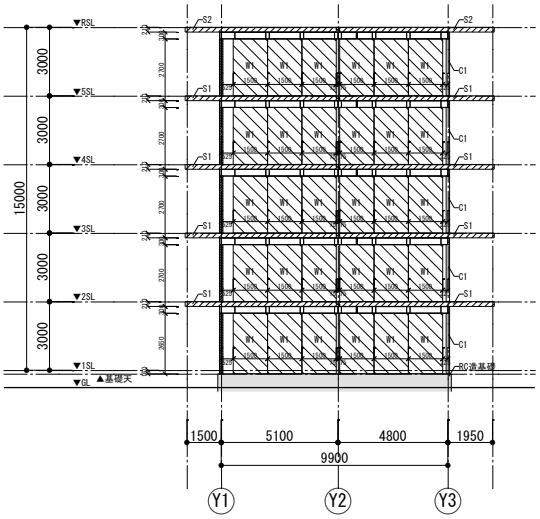
Y3通り略軸組図

W1：CLT耐力壁パネル（厚150mm,S90-5-5)
S1：CLT床パネル（厚210mm,Mx60-5-7)
S2：CLT屋根パネル（厚210mm,Mx60-5-7)
G1：鉄骨梁（H-300×150×6.5×9,SN400)
C1：支持柱



X1, X3, X5, X7通り略軸組図

W1：CLT耐力壁パネル（厚150mm, S90-5-5）
S1：CLT床パネル（厚210mm, Mx60-5-7）
S2：CLT屋根パネル（厚210mm, Mx60-5-7）
G1：鉄骨梁（H-300×150×6.5×9, SN400）
C1：支持柱



X2, X4通り略軸組図

W1：CLT耐力壁パネル（厚150mm, S90-5-5）
S1：CLT床パネル（厚210mm, Mx60-5-7）
S2：CLT屋根パネル（厚210mm, Mx60-5-7）
G1：鉄骨梁（H-300×150×6.5×9, SN400）
C1：支持柱

5.2.5 荷重および外力計算

5.2.5.1 固定荷重

以下に各部位の固定荷重を示す。

■屋根(非歩行)

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
屋根1	ガルバリウム鋼板	0.4		36
	ゴムアスルーフィング	12		169
	構造用合板(t=12)	12	5.9 N/m²/mm	71
〈30分耐火〉	小屋組			300
	RCスラブ(鋼製デッキプレート除く)	125	24 kN/m³	3000
	A種押出法ポリスチレンフォーム保温版3種b	115	0.25 N/m²/mm	29
	鉄骨梁(鋼製デッキプレート・耐火被覆含む)			720
	天井			200
	クロス貼			10
			合計	4535 → 4600

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
屋根2	ガルバリウム鋼板	0.4		36
	ゴムアスルーフィング	12		169
	構造用合板(t=12)	12	5.9 N/m²/mm	71
〈30分耐火〉	小屋組			300
	グラスウールK16(t=140)	140	0.16 N/m²/mm	22
	CLTスラブ	210	5.0 kN/m³	1050
	強化石こうボード(t=15)	15	9.3 N/m²/mm	140
	強化石こうボード(t=12.5)	12.5	9.3 N/m²/mm	116
	鉄骨梁(耐火被覆含む)			570
	天井下地			150
	グラスウールK24(t=50)	50	0.24 N/m²/mm	12
	石こうボード(t=12.5)	12.5	8.8 N/m²/mm	110
	石こうボード(t=12.5)	12.5	8.8 N/m²/mm	110
	クロス貼			10
			合計	2866 → 2900

■床

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
一般床1	フローリング(t=12)	12		120
	構造用合板(t=12)	12	6.9 N/m²/mm	83
	置き床			200
〈1時間耐火〉	RCスラブ(鋼製デッキプレート除く)	125	24 kN/m³	3000
	鉄骨梁(鋼製デッキプレート・耐火被覆含む)			720
	天井			150
	クロス貼			10
			合計	4283 → 4300

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
一般床2	フローリング(t=12)	12		120
	構造用合板(t=12)	12	6.9 N/m²/mm	83
〈1時間耐火〉	遮音シート	4	28 N/m²/mm	112
	硬質石こうボード(t=12.5)	12.5	14.2 N/m²/mm	178
	遮音シート	4	28 N/m²/mm	112
	パーティクルボード(t=20)	20	6.9 N/m²/mm	138
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	CLTスラブ	210	5.0 kN/m³	1050
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=25)	25	9.3 N/m²/mm	233
	鉄骨梁(耐火被覆含む)			570
	天井下地			150
	グラスウールK24(t=50)	50	0.24 N/m²/mm	12
	石こうボード(t=12.5)	12.5	8.8 N/m²/mm	110
	石こうボード(t=12.5)	12.5	8.8 N/m²/mm	110
	クロス貼			10
			合計	3573 → 3600

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
バルコニー1	塗膜防水			50
	防水モルタル	25	23 kN/m³	575
	RCスラブ(鋼製デッキプレート除く)	125	24 kN/m³	3000
	鉄骨梁(鋼製デッキプレート・耐火被覆含む)			550
〈1時間耐火〉	天井等			300
	手すり等			100
			合計	4575 → 4600

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
バルコニー2	防滑ビニルシート			260
	ウレタン塗膜防水			40
	下地合板(t=12+15)	27	5.9 N/m²/mm	159
〈1時間耐火〉	勾配根太(60×15～95、@333)			42
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	CLTスラブ	210	5.0 kN/m³	1050
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=25)	25	9.3 N/m²/mm	233
	木下地			150
	ケイ酸カルシウム板(t=6)	6	11.8 N/m²/mm	71
	アクリルリシン吹付			20
	手すり等			100
			合計	2710 → 2800

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
	塗膜防水			50
外廊下1	防水モルタル	25	23 kN/m³	575
	RCスラブ(鋼製デッキプレート除く)	125	24 kN/m³	3000
〈1時間耐火〉	鉄骨梁(鋼製デッキプレート・耐火被覆含む)			550
	天井等			300
	手すり等			100
			合計	4575 → 4600

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
	防滑ビニルシート			260
外廊下2	ウレタン塗膜防水			40
	下地合板(t=12+15)	27	5.9 N/m²/mm	159
〈1時間耐火〉	勾配根太(60×15～95、@333)			42
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	CLTスラブ	210	5.0 kN/m³	1050
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=25)	25	9.3 N/m²/mm	233
	鉄骨梁(耐火被覆含む)			400
	木下地			150
	ケイ酸カルシウム板(t=6)	6	11.8 N/m²/mm	71
	アクリルリシン吹付			20
	手すり等			100
			合計	3110 → 3200

■外壁

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
外壁1 耐力壁 〈1時間耐火〉	軽量気泡コンクリートパネル	50	6.50 N/m²/mm	325
	防水通気シート木胴縁			50
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	CLT	150	5.0 kN/m³	750
	グラスウールK32 (t=25)	25	0.32 N/m²/mm	8
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	内装仕上げ			50
			合計	1963 → 2000

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
外壁2 耐力壁 〈90分耐火〉	軽量気泡コンクリートパネル	50	6.50 N/m²/mm	325
	防水通気シート木胴縁			50
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	CLT	150	5.0 kN/m³	750
	グラスウールK32 (t=25)	25	0.32 N/m²/mm	8
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	内装仕上げ			50
			合計	2353 → 2400

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
外壁3 非耐力壁 〈1時間耐火〉	軽量気泡コンクリートパネル	50	6.50 N/m²/mm	325
	防水通気シート木胴縁			50
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	木下地			200
	グラスウールK32 (t=25)	25	0.32 N/m²/mm	8
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	内装仕上げ			50
			合計	1413 → 1500

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
外壁4 非耐力壁 〈90分耐火〉	軽量気泡コンクリートパネル	50	6.50 N/m²/mm	325
	防水通気シート木胴縁			50
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	木下地			200
	グラスウールK32 (t=25)	25	0.32 N/m²/mm	8
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	内装仕上げ			50
			合計	1803 → 1900

■内壁

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
内壁1 耐力壁 〈1時間耐火〉	内装仕上げ			50
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	CLT	150	5.0 kN/m³	750
	グラスウールK24(t=50)	50	0.24 N/m²/mm	12
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	内装仕上げ			50
			合計	1642 → 1700

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
内壁2 耐力壁 〈90分耐火〉	内装仕上げ			50
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	CLT	150	5.0 kN/m³	750
	グラスウールK24(t=50)	50	0.24 N/m²/mm	12
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	内装仕上げ			50
			合計	2032 → 2100

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
内壁3 非耐力壁 〈1時間耐火〉	内装仕上げ			50
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	木下地			200
	グラスウールK24(t=50)	50	0.24 N/m²/mm	12
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	内装仕上げ			50
			合計	1092 → 1100

部位	仕様	厚さ [mm]	単位重量	重量 [N/m²]
内壁4 非耐力壁 〈90分耐火〉	内装仕上げ			50
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	木下地			200
	グラスウールK24(t=50)	50	0.24 N/m²/mm	12
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	強化石こうボード(t=21)	21	9.3 N/m²/mm	195
	内装仕上げ			50
			合計	1482 → 1500

5.2.5.2 積載荷重

積載荷重を以下に示す。本章では、建築基準法施行令第85条表の「(1)住宅の居室」の値を採用した。

種類	床用 [N/m^2]	架構用 [N/m^2]	地震用 [N/m^2]
住宅	1800	1300	600

5.2.5.3 積雪荷重

本構法の構造計算に用いる積雪荷重は、令第 86 条および平成 12 年建設省告示第 1455 号に従った方法で算定する。算定方法を以下に示す。なお、特定緩勾配屋根に該当する場合は、平成 19 年国土交通省告示第 592 号第 2 第三号のホに従った方法で算定した積雪荷重の割り増しを行う。

なお、本章では積雪時の検討は省略する。

積雪荷重$S = \rho \times d \times \mu b$

ρ :積雪単位重量 （多雪区域の場合 30N/cm/m^2、その他の場合 20N/cm/m^2）

d :垂直積雪量

μb :屋根形状係数

屋根勾配$\beta \leqq 60$の時、$\mu b = \sqrt{cos(1.5\beta)}$

屋根勾配$\beta > 60$の時、$\mu b = 0$

ただし、屋根に雪止めがある場合は、屋根勾配 β によらず$\mu b = 1.0$とする。

5.2.5.4 設計荷重

設計荷重を以下に示す。なお、前述「5.2.5.1 固定荷重」で示したうち、屋根および床等については、CLTパネル使用のものを採用した。

単位:N/m^2

種類	種別	床用	架構用	地震用
屋根2＜30分耐火＞	DL	2900	2900	2900
	LL	0	0	0
	TL	**2900**	**2900**	**2900**
一般床2＜1時間耐火＞	DL	3600	3600	3600
	LL	1800	1300	600
	TL	**5400**	**4900**	**4200**
バルコニー2＜1時間耐火＞	DL	2800	2800	2800
	LL	1800	1300	600
	TL	**4600**	**4100**	**3400**
外廊下2＜1時間耐火＞	DL	3200	3200	3200
	LL	1800	1300	600
	TL	**5000**	**4500**	**3800**
外階段1	DL	1300	1300	1300
	LL	1800	1300	600
	TL	**3100**	**2600**	**1900**
外壁1 耐力壁＜1時間耐火＞	**DL**	**2000**	**2000**	**2000**
外壁2 耐力壁＜90分耐火＞	**DL**	**2400**	**2400**	**2400**
外壁3 非耐力壁＜1時間耐火＞	**DL**	**1500**	**1500**	**1500**
外壁4 非耐力壁＜90分耐火＞	**DL**	**1900**	**1900**	**1900**
内壁1 耐力壁＜1時間耐火＞	**DL**	**1700**	**1700**	**1700**
内壁2 耐力壁＜90分耐火＞	**DL**	**2100**	**2100**	**2100**
内壁3 非耐力壁＜1時間耐火＞	**DL**	**1100**	**1100**	**1100**
内壁4 非耐力壁＜90分耐火＞	**DL**	**1500**	**1500**	**1500**

DL:固定荷重、LL:積載荷重、TL:設計荷重

5.2.5.5 風荷重

風荷重は、令第 87 条および平成 12 年建設省告示第 1454 号に従って算定する。以下に算定方法を示す。なお、本章では風圧時の検討は省略する。

i階の風荷重$Q_{wi} = \sum_{j=i}^{n} \left(P_{wj} \times A_{wj} \right)$

ただし、　P_{wi} :i 階の風圧力

A_{wi} :i 階の見付面積

n　:建物階数

風圧力$P_{wi} = q \times C_{fi}$

q:速度圧で、令第87条に従い算定する。

C_{fi}:i階の風力係数で、平成12年建設省告示第1454号第3に従い算定する。

速度圧$q = 0.6 \times E \times V_0{}^2$ 、$E = E_r{}^2 \times G_f$

V_0:基準風速

G_f:ガスト影響係数

E_γ:平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$H \leqq Z_b$のとき、$E_r = 1.7(Z_b/Z_G)^\alpha$

$H > Z_b$のとき、$E_r = 1.7(H/Z_G)^\alpha$

H:建築物の高さと軒の高さの平均

$H = (He + Ht)/2$

He:軒の高さ

Ht:建築物の高さ

Z_b、Z_G、α:地表面粗度区分に応じて定まる数値

5.2.5.6 地震力算定

地震力は、令第 88 条および昭和 55 年建設省告示第 1793 号に従った方法で算定する。算定方法を以下に示す。

i 階の地震力$Q_{ei} = \Sigma W_i \times C_i$

ΣW_i:i 階より上の部分の建物重量の総和

C_i:地震層せん断力係数

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

Z:地震地域係数

R_i:振動特性係数

A_i:地震層せん断力分布係数

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T}$$

$$\alpha_i = \frac{\Sigma W_i}{W}$$

$$T = H \times 0.03$$

W:地上部分の建物全重量

H:建築物の高さと軒の高さの平均

C_0:標準せん断力係数

下記の条件により算定した地震力を表 5.2.5-1 に示す。

建築物の高さ　　:H = 16.0m

設計用1次固有周期　　:T = 0.03×16.0＝0.48sec

地震地域係数　　:Z = 1.0

振動特性係数　　:R_t = 1.0（第2種地盤を想定　T_c = 0.60sec）

標準せん断力係数　　:C_0 = 0.2

表 5.2.5-1　地震力の算定結果

層	W_i [kN]	ΣW_i [kN]	A [m^2]	W_i/A [kN/m^2]	α_i [－]	A_i [－]	C_i [－]	Q_{Ei} [kN]	P_{Ei} [kN]	水平力比 [－]
5	2211	2211	651	3.40	0.14	1.99	0.398	880	880	2.54
4	3325	5536	651	5.11	0.35	1.52	0.304	1684	804	2.32
3	3325	8862	651	5.11	0.57	1.30	0.260	2301	617	1.78
2	3325	12187	651	5.11	0.78	1.14	0.228	2773	472	1.36
1	3412	15599	651	5.24	1.00	1.00	0.200	3120	347	1.00

W_i:各層重量、A:床面積、α_i:i階重量と1階重量の比、A_i:層せん断力分布係数、C_i:地震層せん断力係数、Q_{Ei}:層せん断力、P_{Ei}:水平力

5.2.5.7 荷重の組み合わせ

本章では、長期常時および地震時に対する設計を対象とする。

表 5.2.5-2　荷重の組み合わせ

荷重状態		荷重組合せ	設計対象
長期(L)	常時	$G + P$	○
中短期(MS)	積雪時	$G + P + S$	－
稀に発生(S)	暴風時	$G + P + W$	－
	地震時	$G + P + K_1$	○
終局時(U)	暴風時	$G + P + 1.6W$	－
	地震時	$G + P + K_2$	○

G :固定荷重によって生じる力　　P :積載荷重によって生じる力

S :積雪荷重によって生じる力　　W :風圧力によって生じる力

K_1 :地震力によって生じる力（C_0=0.2）　　K_2 :地震力によって生じる力（C_0=1.0×D_s）

5.2.6 応力計算

5.2.6.1 解析モデル

(1) 解析モデル概要

1) 解析は図 5.2.6.-1 に示す 3 次元立体解析モデルを用いた変位増分解析とする。

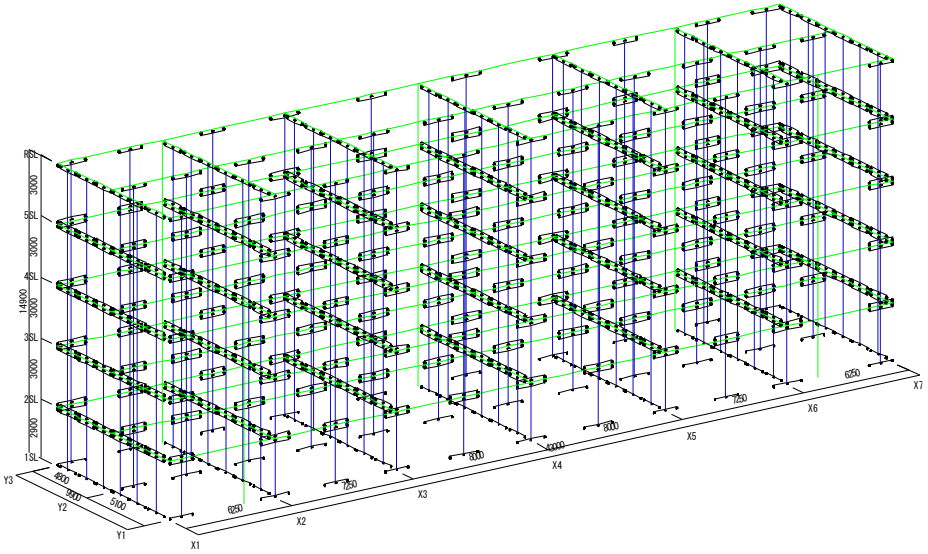


図5.2.6-1 解析モデル(全体)

2) CLT 壁パネルのモデル化は、図 5.2.6.-2 に示す小幅パネルとし壁エレメントモデルとする。

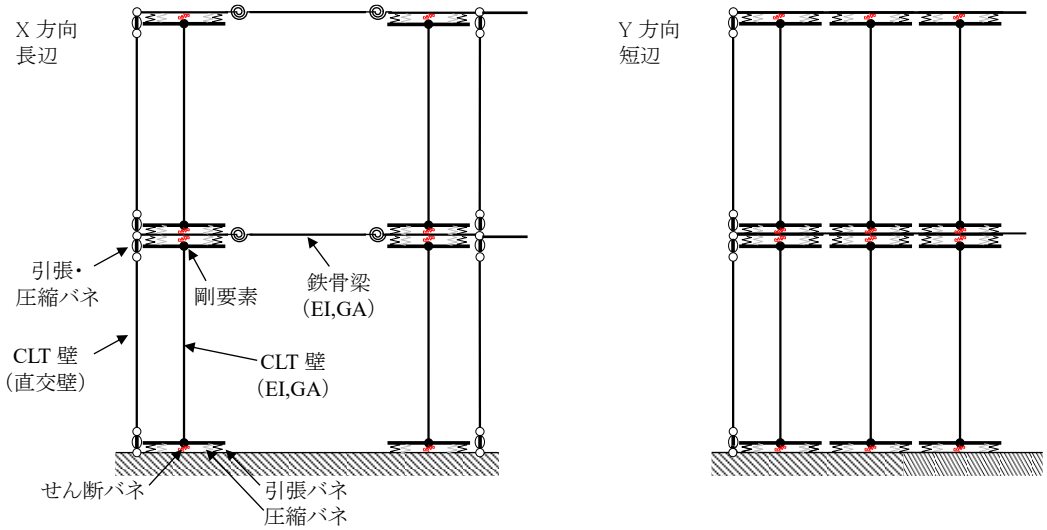


図5.2.6-2 解析モデル(小幅パネル)

3) CLT パネルは、使用材料の材料定数と部材の断面寸法による断面性能を与えた弾性の線材要素に置換し、曲げ変形、せん断変形、軸方向変形を考慮する。

4) 鉄骨梁は、使用材料の材料定数と部材の断面寸法による断面性能を与えた線材要素に置換し、曲げ変形、せん断変形、軸方向変形を考慮する。このうち、曲げのみ弾塑性とする。

5) 壁脚及び壁頭の引張接合部及び圧縮は、弾塑性のバネ要素に置換する。

6) 壁脚及び壁頭のせん断は、弾性のバネ要素に置換する。

7) 壁エレメントモデルにおける接合部バネの位置について、引張バネ及び圧縮バネは実状に応じた位置(壁面から 75mm 内側)に配置する。

8) 地震力は、A_i 分布に基づく地震力を設定する。

9) 水平構面は、剛床とする。

10) 長期荷重の抑え込み効果は、考慮することとする。

11) PΔ 効果は、考慮することとする。

(2) CLT 壁パネルのモデル化

CLT パネルは、使用材料の材料定数と部材の断面寸法による断面性能を与えた弾性の線材要素に置換し、曲げ変形、せん断変形、軸方向変形を考慮する。弾性係数は CLT マニュアルに基づき以下のように設定する。

S90-5-5(150mm 厚)

E = 5400N/mm^2、G = 500N/mm^2

F_c = 12.42N/mm^2、F_t = 9.22N/mm^2、F_b = 12.42N/mm^2、F_s = 3.60N/mm^2(ヒノキ)

(3) 鉄骨梁のモデル化

鉄骨梁は、使用材料の材料定数と部材の断面寸法による断面性能を与えた線材要素に置換し、曲げ変形、せん断変形、軸方向変形を考慮する。ヤング係数 E、せん断弾性係数 G、降伏応力度 F 及びそれぞれの梁断面に応じた断面積 A、断面 2 次モーメント I、断面係数 Z、全塑性断面係数 Zp は以下に示す値を設定する。

鉄骨梁の曲げ性能を表す回転バネの応力変形特性は、図 5.2.6-3a に示すようにトリリニアとし、第一降伏点の応力 My は $F\times Z$、第二降伏点の応力 Mp は $1.1\times F\times Zp$ として設定する。

回転バネに対応する梁の長さ(可撓長さ)を梁せい D とし、弾性剛性 Kr を$(E\times I)/D$ として、第一降伏点の回転角 θy を My/Kr とする。なお、第二降伏点の回転角 θp を $2\varepsilon_p$ (ε_p:鉄骨梁の曲げ応力が Mp に達するときの断面縁の歪みで 0.01 と仮定)とし、終局状態に対応する回転角 θu を $2\varepsilon u$ (εu:鉄骨梁の終局曲げ応力に達するときの断面縁の歪みで 0.1 と仮定)とする。

鉄骨梁のせん断の弾塑性モデルは、図 5.2.6-3b に示すように 4.6.2 鉄骨梁のせん断特性の設定に示すように、剛性 k を部材断面および強度から設定し、第一降伏点を Py とし第二降伏点を Pu としたトリリニアモデルとした。その際、Py と Pu は、降伏応力 σ_y と基準強度 F の比率(F 値低減)を考慮した値とした。なお、第二降伏点の変形と終局変形は、それぞれ実験結果から得られた骨格曲線をなぞるように 14mm(θ=14/150=0.09rad)と 18mm(θ=18/150=0.12rad)と設定する。

SN400

E = 205000N/mm^2、G = 79000N/mm^2、F = 235N/mm^2

H-300×150×6.5×9

A = 4678mm^2、I = 72100000mm^4、Z = 481000mm^3、Z_p = 542000mm^3

梁断面	My (kNm)	Mp (kNm)	Kr (kNm/rad)	θy (rad)	θp (rad)	Kr2 (kNm/rad)	θu (rad)
H-300×150×6.5×9	113.04	140.11	49268	0.00229	0.02	1529	0.20
	Py (kN)	Pu (kN)	k (kN/mm)	δy (mm)	δ1 (mm)	k2 (kN/mm)	δ2 (mm)
	248	438	514	0.48	14.00	14	18.00

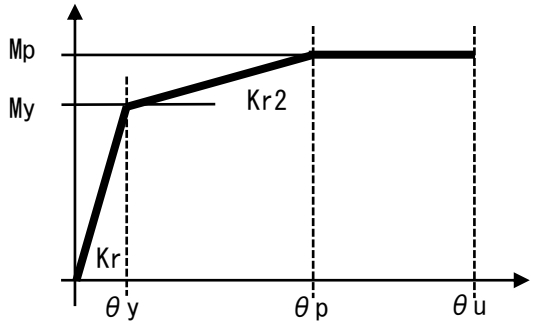


図 5.2.6-3a 鉄骨梁の曲げ性能

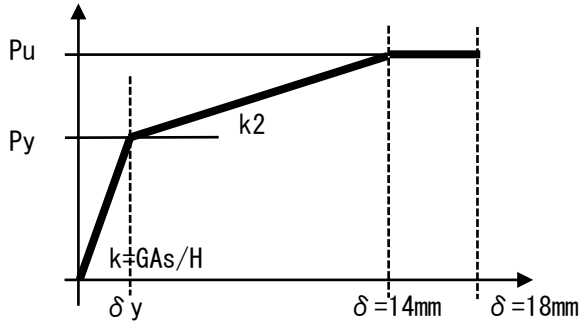


図 5.2.6-3b 鉄骨梁のせん断性能

(4) 接合部のモデル化

・引張特性

引張剛性 K_T は、4.5.1 引張特性で示した設定方法で設定する。

引張の終局耐力 T_u 及び短期許容引張耐力 T_a は、4.5.1 引張特性で示した設定方法で設定するものとし、①DP 接合部耐力、②羽子板ボルト（スリーブ上側ボルト）の引張耐力、③アンカーボルト（スリーブ下側ボルト）の引張耐力のうちの最小値を採用する。なお、本章で採用する接合部仕様では、③アンカーボルトの引張耐力が最小値となる。

引張の終局変位 δ_{Tu} は、4.5.1 引張特性で示したようにアンカーボルトの終局ひずみが 16%であることから、アンカーボルトの長さの 16%を採用する。

部位	検定用バネ名称	アンカーボルトの呼び径・長さ	初期剛性 K_T [kN/mm]	短期許容耐力 T_a [kN]	終局耐力 T_u [kN]	終局変位 δ_{Tu} [mm]
X 方向 1 階 CLT 壁パネル脚部	TA1	M27・800mm	54.39	157.6	237.7	129.9
X 方向 1 階以外 CLT 壁パネル脚部	TB1	M27・200mm	92.82	157.6	237.7	33.9
X 方向 各階 CLT 壁パネル頭部						
Y 方向 1 階 CLT 壁パネル脚部	TA2	M24・800mm	43.19	121.9	183.7	129.8
Y 方向 1 階以外 CLT 壁パネル脚部	TB2	M27・350mm	78.89	157.6	237.7	57.9
Y 方向 各階 CLT 壁パネル頭部						

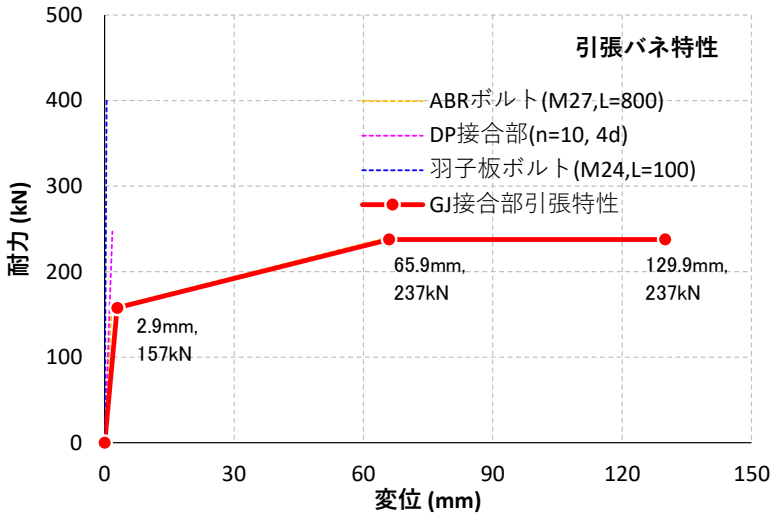


図 5.2.6-4a 引張バネ特性(バネ名称 TA1)

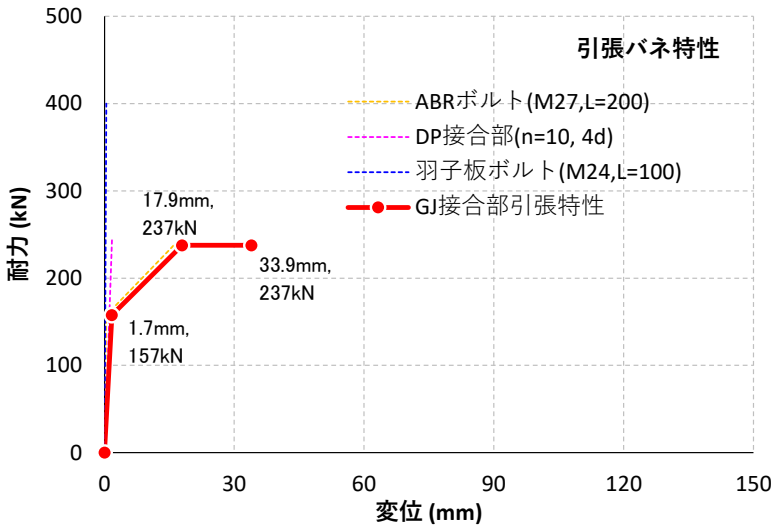


図 5.2.6-4b　引張バネ特性(バネ名称 TB1)

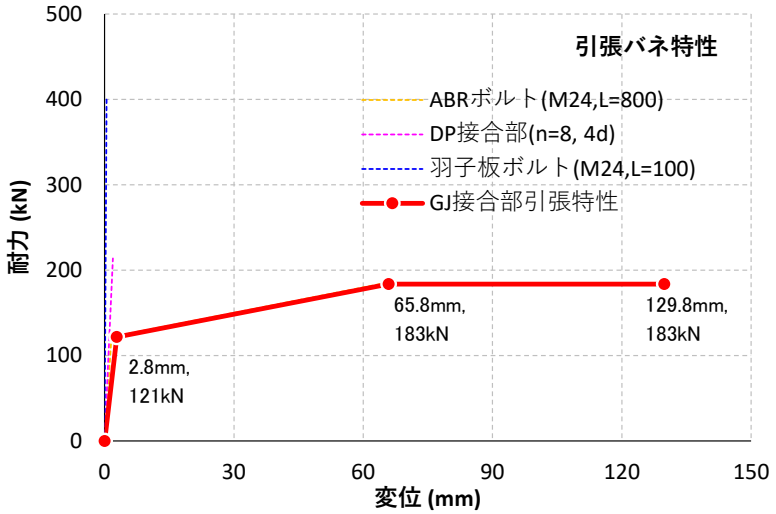


図 5.2.6-4c　引張バネ特性(バネ名称 TA2)

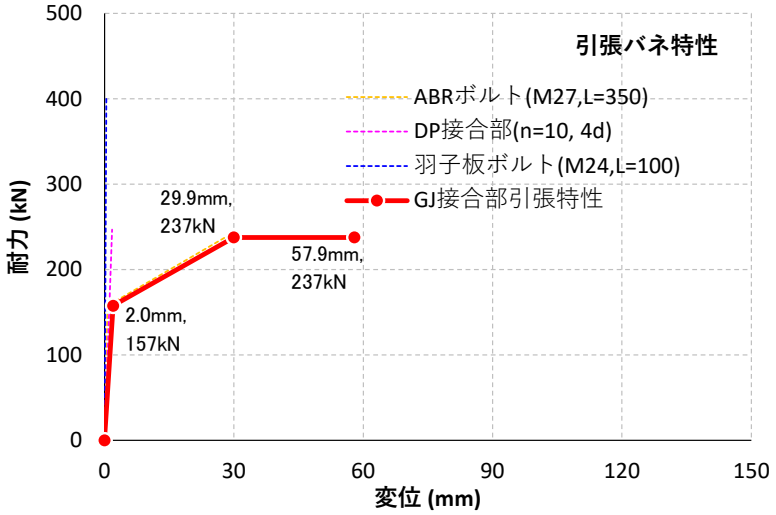


図 5.2.6-4d　引張バネ特性(バネ名称 TB2)

・圧縮特性

圧縮剛性 K_C は、4.5.2 圧縮特性で示した値とする。

位置	性能	特性値
壁−基礎	Ca	725 kN
	Cu	1088 kN
	Cδu	5.0 mm
	Ck	640 kN/mm^2　バリリニアモデル
壁−鉄骨梁	Ca	↑
	Cu	↑
	Cδu	↑
	Ck	↑
壁−床−鉄骨梁	Ca	560 kN
	Cu	840 kN
	Cδu	15.0mm
	Ck	k1=625kN/mm、Py=750 kN、α=0.125 トリリニアモデル

Ca：短期許容耐力（kN）、Cu：終局耐力（kN）、Cδu：終局変形（mm）、Ck：剛性（kN/mm）

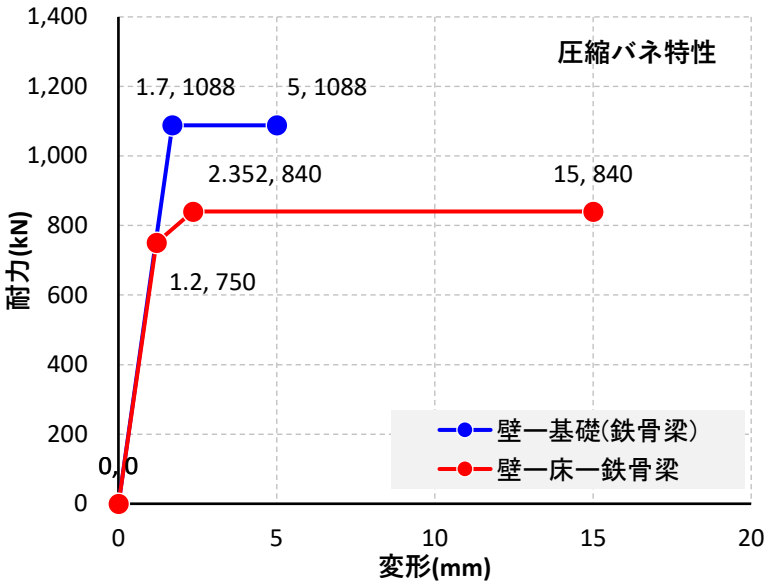


図 5.2.6−5　圧縮バネ特性

・せん断特性

せん断剛性 K_Q は、4.5.3 せん断特性で示した値とする。

位置	性能	特性値
壁−基礎	Qa	130 kN
	Qu	196 kN
	Qkq	150 kN /mm 弾性モデル
壁−鉄骨梁	Qa	206 kN
	Qu	248 kN
	Qkq	150 kN /mm 弾性モデル
壁−床−鉄骨梁	Qa	106 kN
	Qu	170 kN
	Qkq	150 kN /mm 弾性モデル

Qa：短期許容耐力（kN）、Qu：終局耐力（kN）、Qkq：摩擦抵抗を含むせん断剛性（kN/mm）

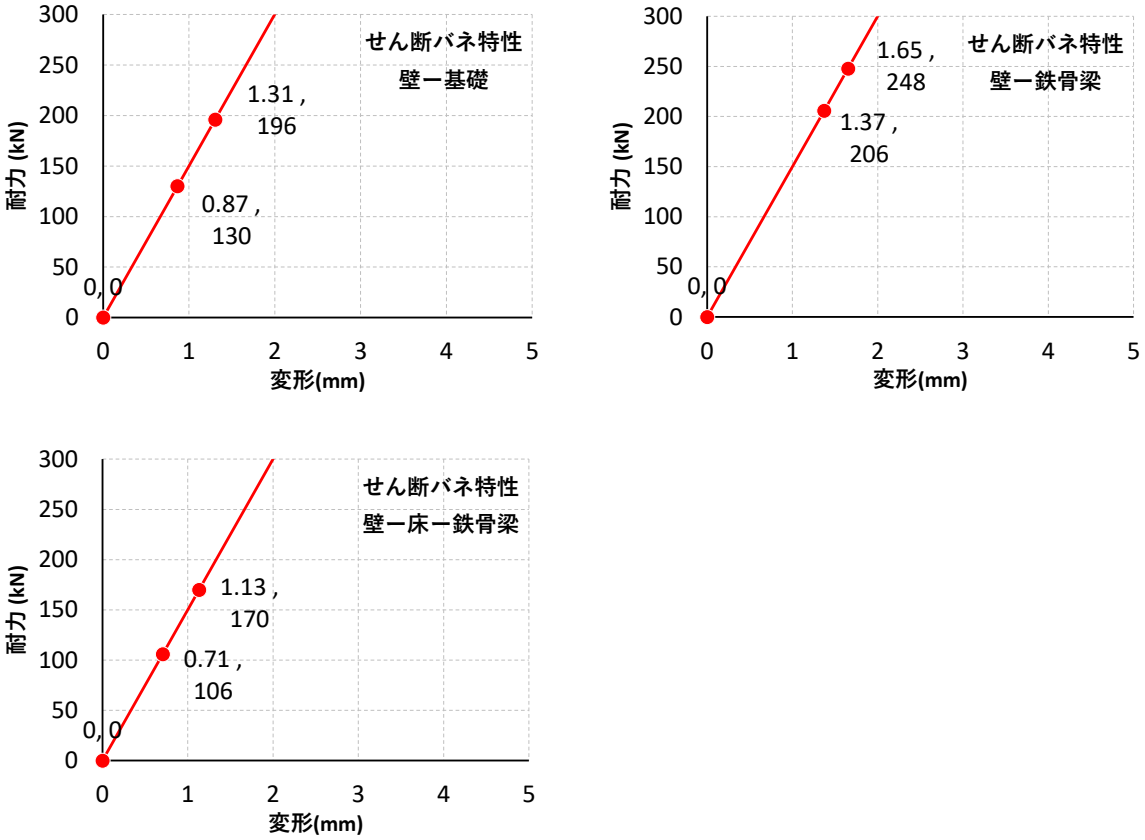


図 5.2.6−6 せん断バネ特性

(5) 鉛直荷重及び水平力分布

鉛直荷重は、長期荷重(固定荷重＋積載荷重(架構用))に相当するものとする。なお、屋根、床荷重及びCLT 壁以外の壁の荷重は、鉄骨梁をモデル化した線材要素に分布荷重として入力し、CLT 壁の荷重は、壁をモデル化した水平の剛要素に分布荷重として入力する。

例示とし図 5.2.6-4 に屋根荷重の入力(X 方向通りが負担すると仮定)を示し、図 5.2.6-5 に CLT 壁荷重の入力を示す。

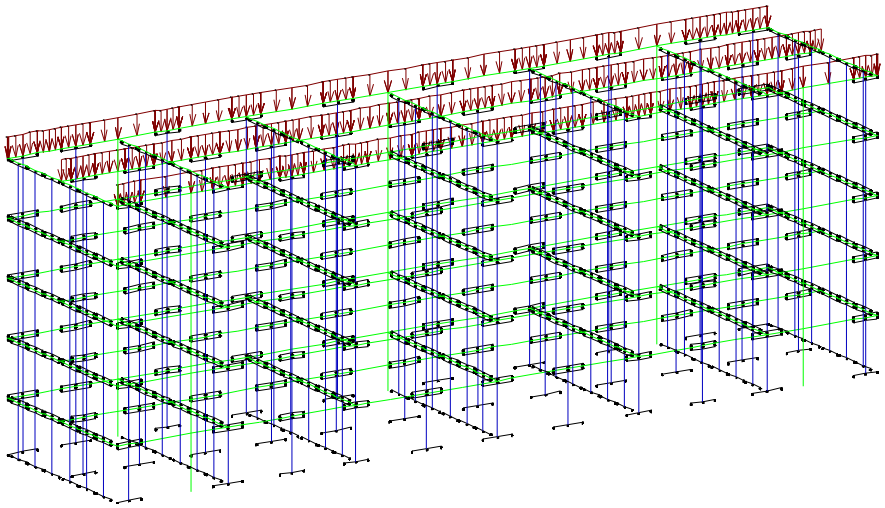


図 5.2.6-4 鉛直荷重の入力例(屋根荷重)

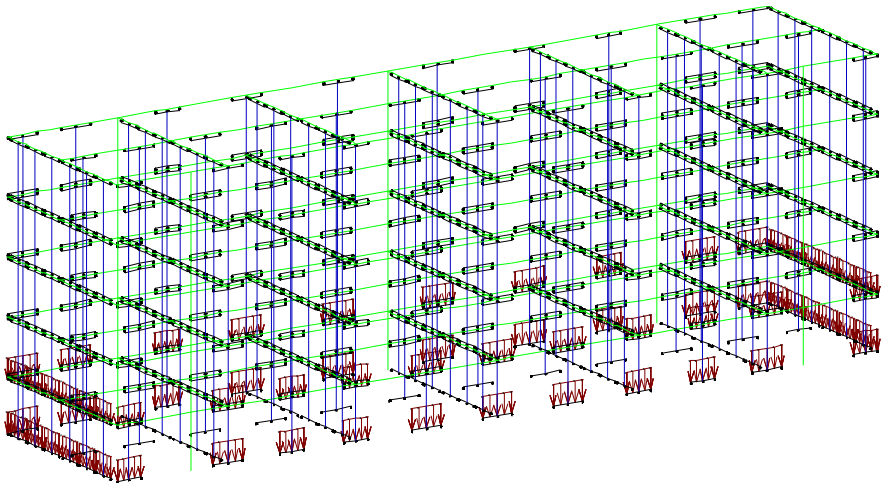


図 5.2.6-5 鉛直荷重の入力例(1階 CLT 壁荷重)

水平力は、A_i 分布に基づく地震力を各耐力壁線に分配する。なお、設定する地震力は各層ごとに耐力壁線の負担重量に応じて設定する。

図 5.2.6-6 に X 方向(正方向)の入力を示し、図 5.2.6-7 に Y 方向(正方向)の入力を示す。

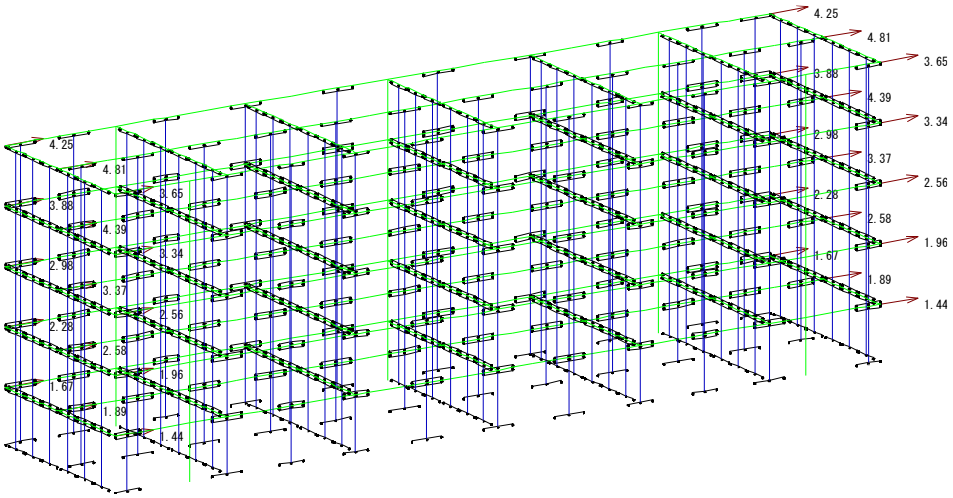


図 5.2.6-6　水平力分布の入力(X 方向)

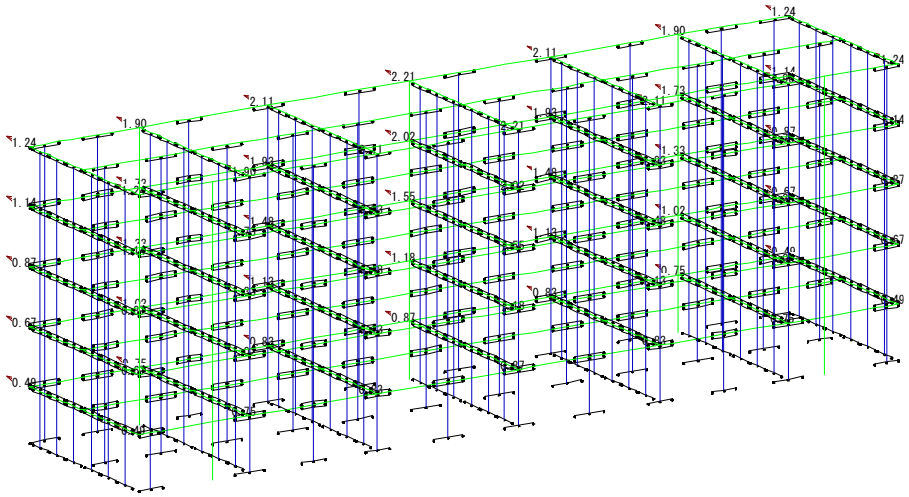


図 5.2.6-7　水平力分布の入力(Y 方向)

5.2.6.2 応力解析結果

(1) 応力図

長期時、短期地震時 X 方向、短期地震時 Y 方向の応力図を付録(付.8)に示す。

(2) 変形図

長期時、短期地震時 X 方向、短期地震時 Y 方向の変形図を付録(付.8)に示す。

5.2.7 断面計算

5.2.7.1 CLTパネルの断面検定

CLT パネルの断面検定結果を以下に示す。

(1) CLT 壁パネルの検定式

検定方法を以下に示す。

数値解析結果より、以下の応力が得られる。

圧縮応力 C :壁パネルに相当する梁要素の圧縮応力
引張応力 T :壁パネルに相当する梁要素の引張応力
面内曲げ応力 M :壁パネルに相当する梁要素の曲げ応力（ドリフトピン接合部の上端付近）
面内せん断応力 Q :壁パネルに相当する梁要素のせん断応力

これらの応力をもとに、圧縮応力度 σ_c、引張応力度 σ_t、曲げ応力度 σ_b、面内せん断応力度 τ_I を下式により算出する。

圧縮応力度 : $\sigma_c = \dfrac{C}{A}$

引張応力度 : $\sigma_t = \dfrac{T}{A}$

曲げ応力度 : $\sigma_b = \dfrac{M}{Z}$

面内せん断応力度 : $\tau_I = \dfrac{Q}{A}$

ただし、A :CLT パネルの断面積
Z :CLT パネルの断面係数

上式より各応力度を算出し、下式を用いて鉛直構面の CLT パネルの検定を行う。

$$\frac{|\sigma_c|}{f_c} + \frac{|\sigma_t|}{f_t} + \frac{|\sigma_b|}{f_b} \leq 1.0 \qquad \frac{|\sigma_c|}{f_k} \leq 1.0 \qquad \frac{|\tau_I|}{f_s} \leq 1.0$$

ただし、f_c :圧縮許容応力度
f_t :引張許容応力度
f_b :曲げ許容応力度
f_k :座屈許容応力度
f_s :せん断許容応力度
τ_I :面内せん断応力度

(2) CLT 壁パネルの検定

1)長期時

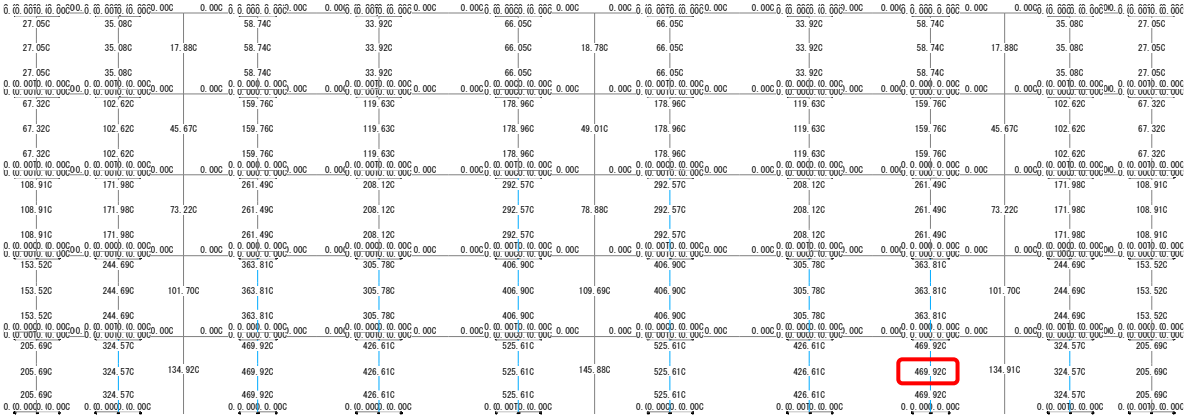
各方向で検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

■X 方向通り

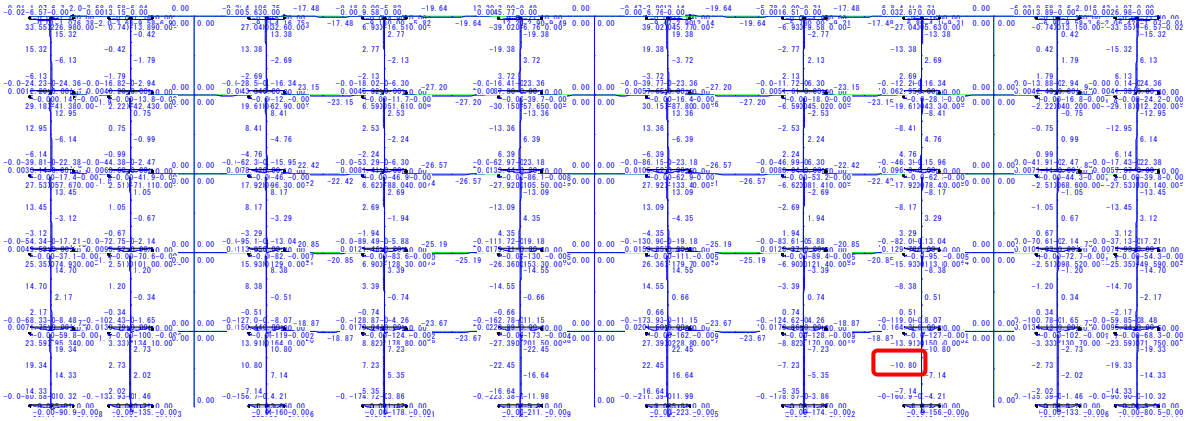
・軸力及び曲げモーメントに対する検定

Y3 通り　1 階　壁幅 1500mm

［軸力図　kN］



［曲げモーメント図　kN・m］



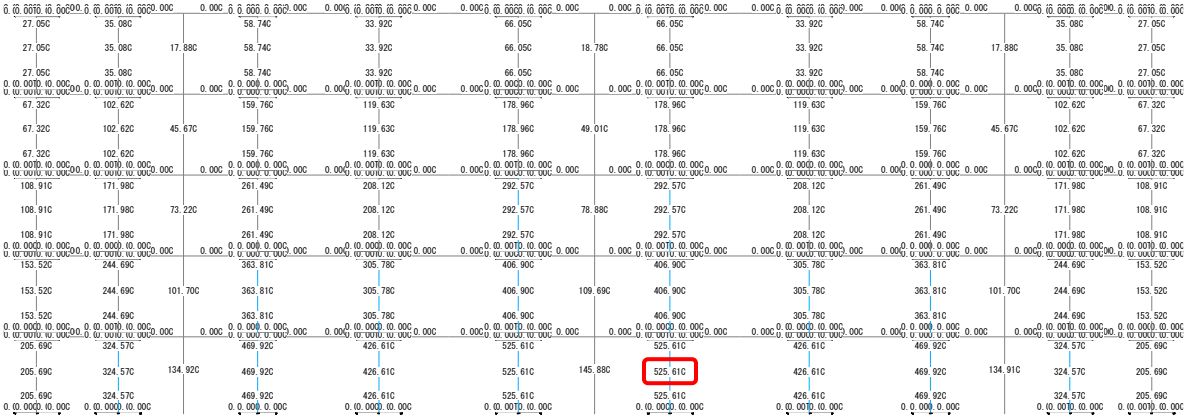
$$\frac{|\sigma_c|}{f_c}+\frac{|\sigma_t|}{f_t}+\frac{|\sigma_b|}{f_b}\leq 1.0$$

応力			応力度			許容応力度			検定比
圧縮	引張	曲げ	圧縮	引張	曲げ	圧縮	引張	曲げ	
C [kN]	T [kN]	M [kN・m]	σ_c [N/mm^2]	σ_t [N/mm^2]	σ_b [N/mm^2]	f_c [N/mm^2]	f_t [N/mm^2]	f_b [N/mm^2]	
469.92	－	10.80	2.09	－	0.19	4.55	3.38	4.55	0.51

・座屈に対する検定

Y3 通り　1 階　壁幅 1500mm

［軸力図　kN］



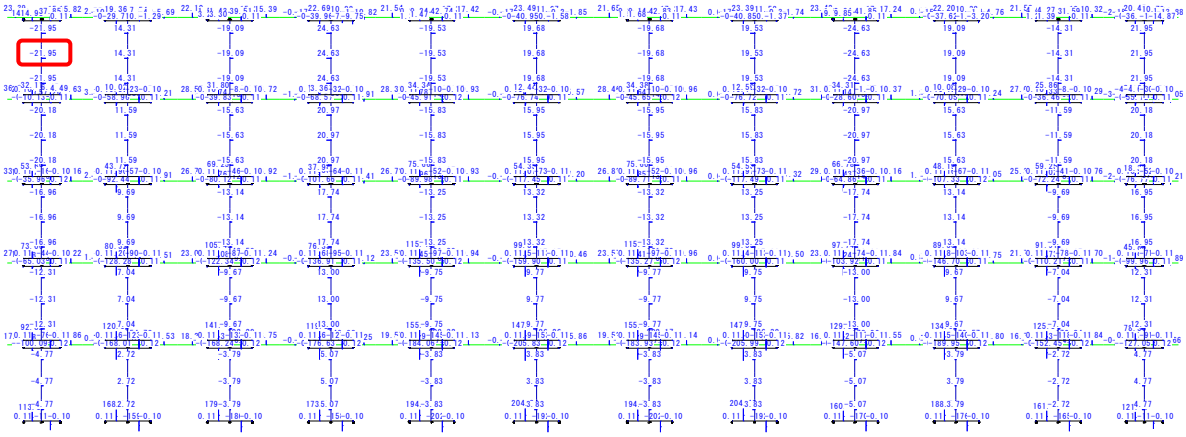
$$\frac{|\sigma_c|}{f_k} \leq 1.0$$

圧縮応力	圧縮応力度	許容座屈応力度	検定比
C[kN]	σ_c[N/mm^2]	f_k[N/mm^2]	
525.61	2.34	2.76	0.85

・せん断に対する検定

Y2 通り　5 階　壁幅 1500mm

［せん断力図　kN］



$$\frac{|\tau_I|}{f_s} \leq 1.0$$

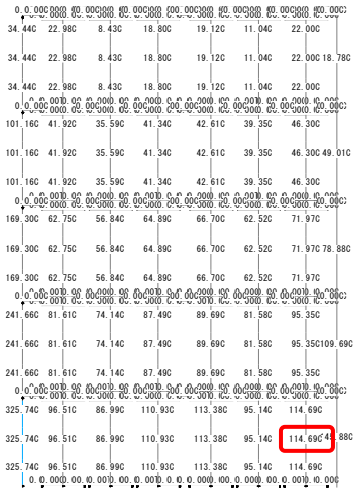
せん断応力	せん断応力度	許容せん断応力度	検定比
Q[kN]	τ_I[N/mm^2]	f_s[N/mm^2]	
21.95	0.10	1.32	0.08

■Y 方向通り

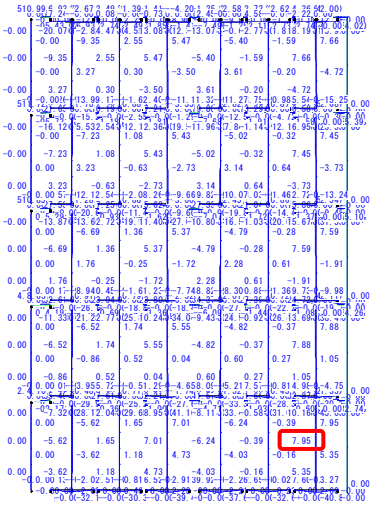
・軸力及び曲げモーメントに対する検定

X4 通り　1 階　壁幅 1500mm

［軸力図　kN］



［曲げモーメント図　kN・m］



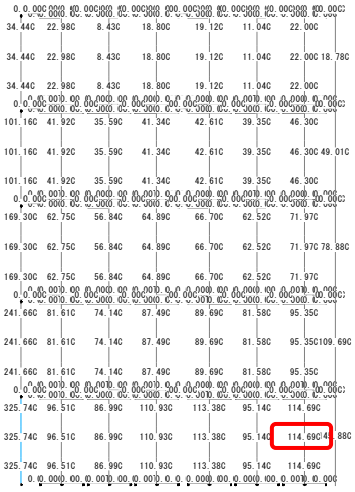
$$\frac{|\sigma_c|}{f_c}+\frac{|\sigma_t|}{f_t}+\frac{|\sigma_b|}{f_b}\leq 1.0$$

応力			応力度			許容応力度			検定比
圧縮	引張	曲げ	圧縮	引張	曲げ	圧縮	引張	曲げ	
C [kN]	T [kN]	M [kN・m]	σ_c [N/mm²]	σ_t [N/mm²]	σ_b [N/mm²]	f_c [N/mm²]	f_t [N/mm²]	f_b [N/mm²]	
114.69	－	7.95	0.51	－	0.14	4.55	3.38	4.55	0.15

・座屈に対する検定

X4 通り　1 階　壁幅 1500mm

［軸力図　kN］



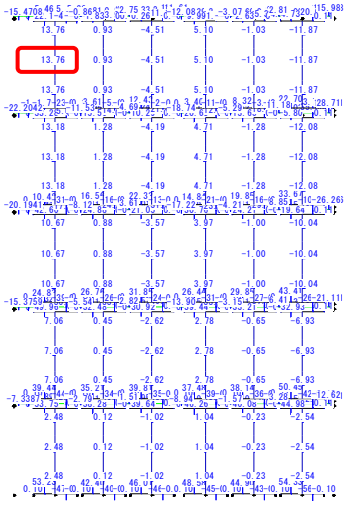
$$\frac{|\sigma_c|}{f_k} \leq 1.0$$

圧縮応力	圧縮応力度	許容座屈応力度	検定比
C[kN]	σ_c[N/mm^2]	f_k[N/mm^2]	
114.69	0.51	2.76	0.19

・せん断に対する検定

X1 通り　5 階　壁幅 1500mm

［せん断力図　kN］



$$\frac{|\tau_I|}{f_s} \leq 1.0$$

せん断応力	せん断応力度	許容せん断応力度	検定比
Q[kN]	τ_I[N/mm^2]	f_s[N/mm^2]	
13.76	0.06	1.32	0.05

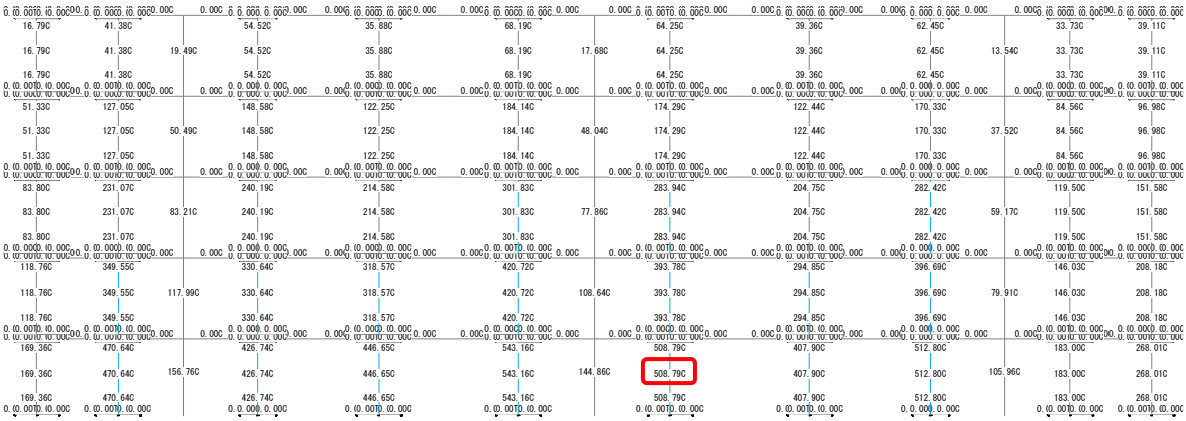
2)短期地震時 X 方向

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

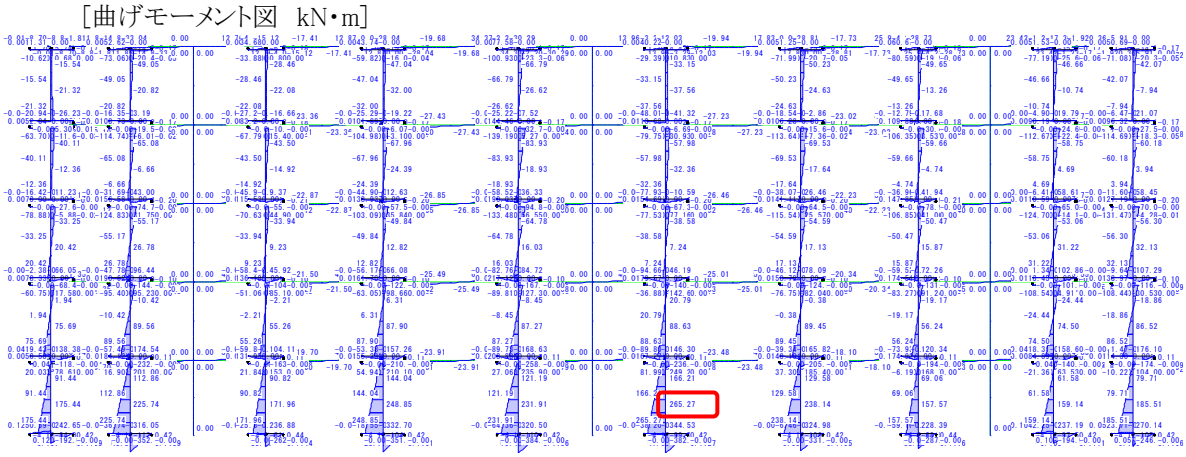
・軸力及び曲げモーメントに対する検定

Y3 通り　1 階　壁幅 1500mm

［軸力図　kN］



［曲げモーメント図　kN・m］



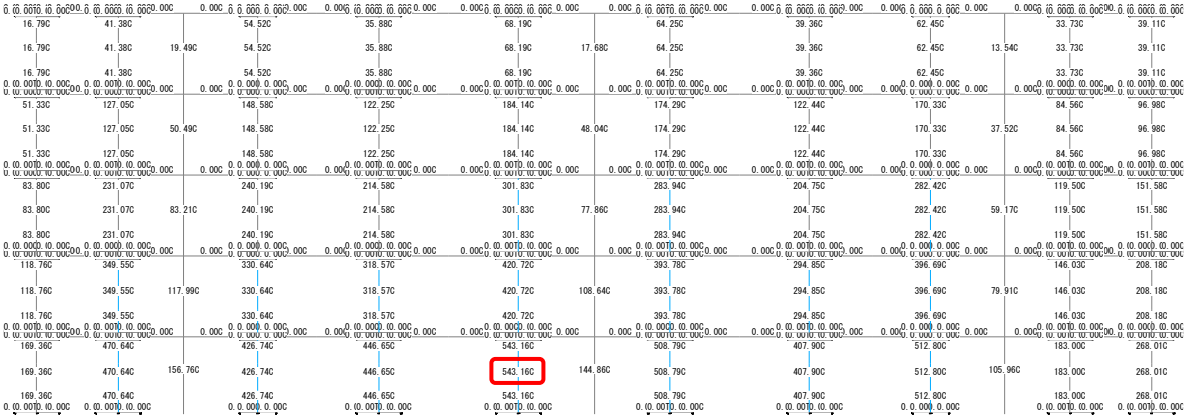
$$\frac{|\sigma_c|}{f_c}+\frac{|\sigma_t|}{f_t}+\frac{|\sigma_b|}{f_b}\leq 1.0$$

応力			応力度			許容応力度			検定比
圧縮	引張	曲げ	圧縮	引張	曲げ	圧縮	引張	曲げ	
C [kN]	T [kN]	M [kN・m]	σ_c [N/mm^2]	σ_t [N/mm^2]	σ_b [N/mm^2]	f_c [N/mm^2]	f_t [N/mm^2]	f_b [N/mm^2]	
508.79	—	265.27	1.88	—	3.27	8.28	6.15	8.28	0.63

・座屈に対する検定

Y3 通り　1 階　壁幅 1800mm

［軸力図　kN］



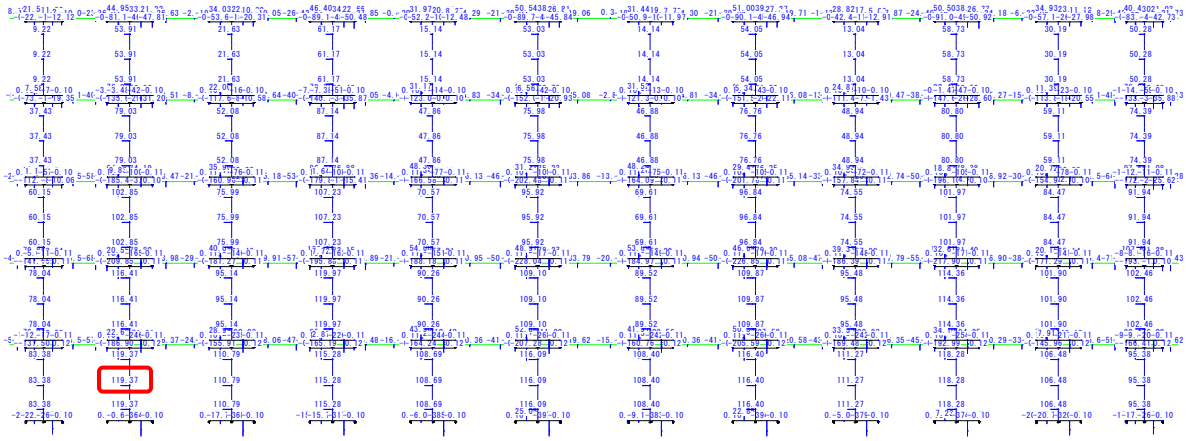
$$\frac{|\sigma_c|}{f_k} \leq 1.0$$

圧縮応力	圧縮応力度	許容座屈応力度	検定比
C[kN]	σ_c[N/mm^2]	f_k[N/mm^2]	
543.16	2.01	5.02	0.41

・せん断に対する検定

Y2 通り　1 階　壁幅 1800mm

［せん断力図　kN］



$$\frac{|\tau_I|}{f_s} \leq 1.0$$

せん断応力	せん断応力度	許容せん断応力度	検定比
Q[kN]	τ_I[N/mm^2]	f_s[N/mm^2]	
119.37	0.44	2.40	0.19

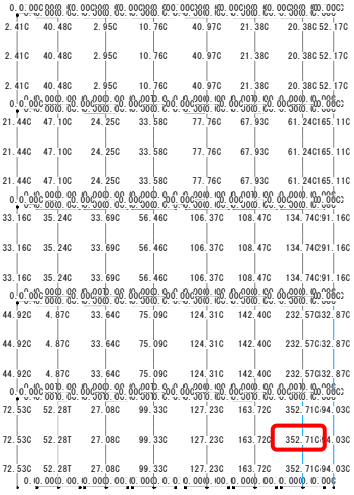
3)短期地震時 Y 方向

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

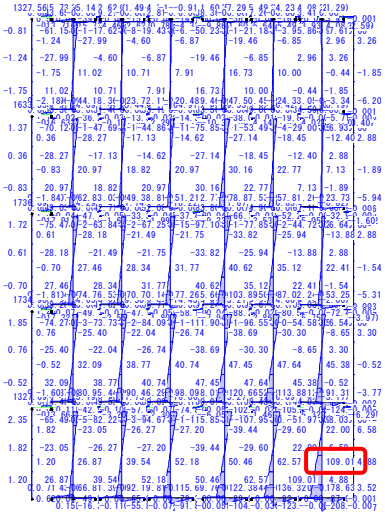
・軸力及び曲げモーメントに対する検定

X3 通り　1 階　壁幅 1500mm

［軸力図　kN］



［曲げモーメント図　kN・m］



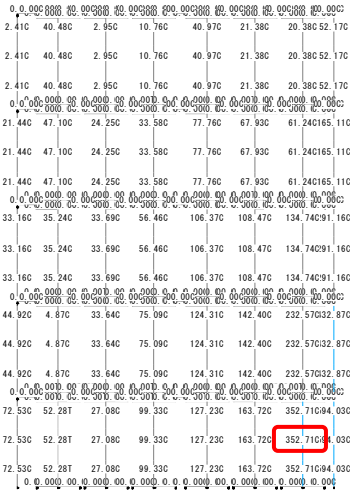
$$\frac{|\sigma_c|}{f_c}+\frac{|\sigma_t|}{f_t}+\frac{|\sigma_b|}{f_b}\leq 1.0$$

応力			応力度			許容応力度			検定比
圧縮	引張	曲げ	圧縮	引張	曲げ	圧縮	引張	曲げ	
C [kN]	T [kN]	M [kN・m]	σ_c [N/mm^2]	σ_t [N/mm^2]	σ_b [N/mm^2]	f_c [N/mm^2]	f_t [N/mm^2]	f_b [N/mm^2]	
352.71	－	109.01	1.57	－	1.94	8.28	6.15	8.28	0.43

・座屈に対する検定

X3 通り　1 階　壁幅 1500mm

［軸力図　kN］



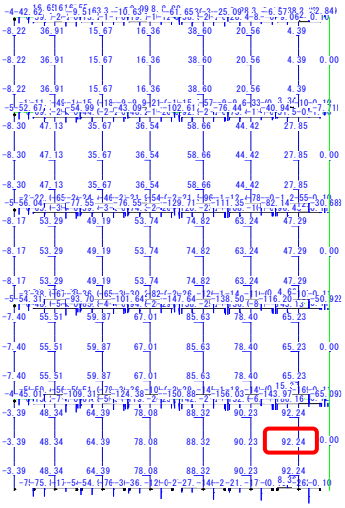
$$\frac{|\sigma_c|}{f_k} \leq 1.0$$

圧縮応力	圧縮応力度	許容座屈応力度	検定比
C[kN]	σ_c[N/mm^2]	f_k[N/mm^2]	
352.71	1.57	5.02	0.32

・せん断に対する検定

X2 通り　1 階　壁幅 1500mm

［せん断力図　kN］



$$\frac{|\tau_I|}{f_s} \leq 1.0$$

せん断応力	せん断応力度	許容せん断応力度	検定比
Q[kN]	τ_I[N/mm^2]	f_s[N/mm^2]	
92.24	0.41	2.40	0.18

(3) CLT 屋根パネル及び CLT 床パネルの検定式

［面外応力に対する検定］

長期荷重時については、CLT 床パネルを連続梁として応力を計算して検定を行う。水平力作用時において、CLT 床パネルの面外抵抗はないものとして扱うため、面外応力に対する検定は省略する。

連続梁により得られた応力をもとに、曲げ応力度 σ_b、面外せん断応力度 τ_0 を下式により算出する。

曲げ応力度　：$\sigma_b = \dfrac{M}{Z_0}$

面外せん断応力度　：$\tau_o = \dfrac{Q}{A_0}$

ただし、M :CLT 床パネルに作用する面外曲げ応力

Q :CLT 床パネルに作用する面外せん断応力

A :CLT 床パネルの断面積

Z :CLT 床パネルの面外方向の断面係数

上式により各応力度を算出し、下式を用いて CLT パネルの検定を行う。

$$\frac{|\sigma_b|}{f_b} \leq 1.0$$

$$\frac{|\tau_0|}{f_{s0}} \leq 1.0$$

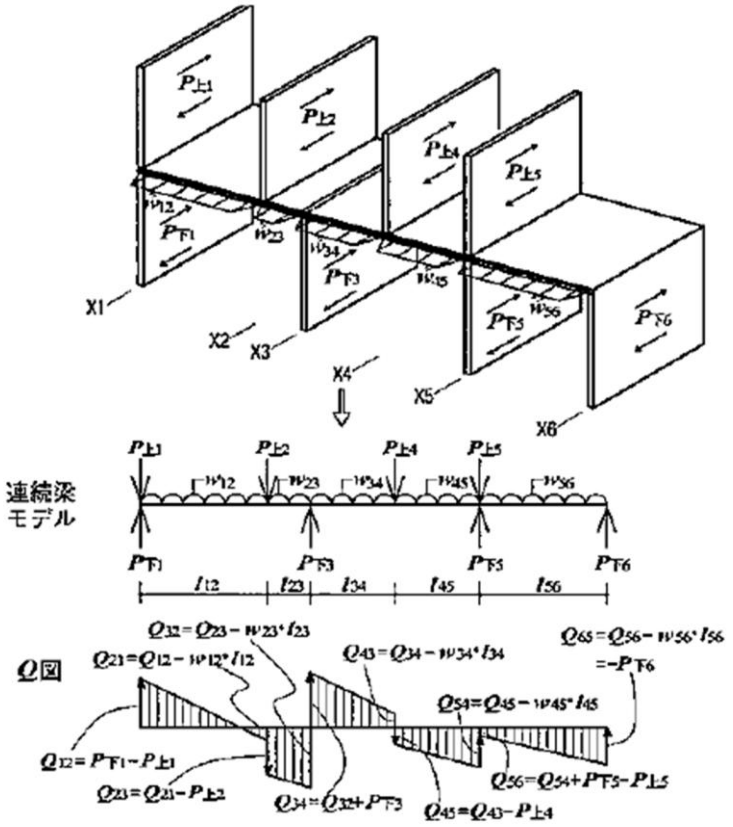
ただし、f_b:曲げ許容応力度

f_{s0}:面外方向のせん断許容応力度

また、長期荷重時の面外たわみについては、平 12 建告第 1459 号第 2 に準拠し、変形増大係数を 2.0 して、スパンの 1/250 以下であることを検定する。

［面内応力に対する検定］

短期地震時における水平構面の面内せん断の検定を行う。水平構面の面内せん断力の求め方は、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計 2017 年版（日本住宅・木材技術センター第 4 版）」に示される方法による。具体的には下図に示すように、CLT 床パネルを連続梁モデルに置換し、上下階の地震時層せん断力及び通り間の床パネル幅より水平構面のせん断力を算出する。



$$
\begin{aligned}
Q_{12} &= P_{下1} - P_{上1} \\
Q_{21} &= Q_{12} - w_{12} l_{12} \\
Q_{23} &= Q_{21} + P_{下2} - P_{上2} \\
Q_{32} &= Q_{23} - w_{23} l_{23} \\
&\vdots \\
Q_{j,j+1} &= Q_{j,j-1} + P_{下j} - P_{上j} \\
Q_{j+1,j} &= Q_{j,j+1} - w_{j,j+1} \cdot l_{j,j+1}
\end{aligned}
$$

図 5.2.7-1 水平構面検定用値の算定

(4) CLT 屋根パネル及び CLT 床パネルの検定

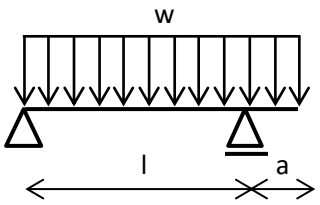
1)長期時

CLT 屋根パネル及び CLT 床パネルの検定結果を以下に示す。なお、固定荷重は、屋根荷重よりも床荷重の方が大きいため、床荷重を採用して検定する。

○設計条件

荷重条件	長期時(DL+LL)
検定箇所	一般床（1時間耐火） バルコニー側
せい	210 [mm]
幅	1250 [mm]

固定荷重DL	3600	[N/m^2]
積載荷重(床用)LL	1300	[N/m^2]
積載荷重(たわみ用)LL	600	[mm]
積雪荷重(床用)SL	0	[mm]
応力検定用重量(床用)	4900	[N/m^2]
たわみ検定用重量	4200	[N/m^2]
負担幅	1250	[mm]
スパンl	5100	[mm]
キャンチa	1500	[mm]
応力検定用等分布荷重w	6.13	[N/mm]
たわみ検定用等分布荷重w	5.25	[N/mm]



○面外曲げの検定

部位	M [N･mm]	Z_0 [mm^3]	${}_L\sigma_b$ [N/mm^2]	${}_{面外}F_b$ [N/mm^2]	${}_Lf_b$ [N/mm^2]	検定比 [－]	判定
キャンチ	6890625	9187500	0.75	12.14	4.45	0.17	OK
スパン	16617612	9187500	1.81	12.14	4.45	0.41	OK

○面外せん断の検定

部位	Q [N]	A_0 [mm^2]	${}_L\tau$ [N/mm^2]	${}_{面外}F_s$ [N/mm^2]	${}_Lf_s$ [N/mm^2]	β [－]	検定比 [－]	判定
キャンチ	16969.8529	262500	0.06	0.9	0.33	1.344	0.26	OK
スパン	9187.5	262500	0.04	0.9	0.33	1.344	0.14	OK

○たわみの検討

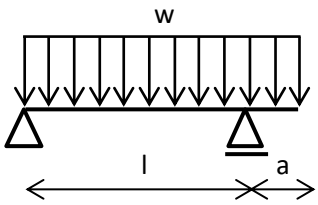
部位	I_0 [mm4]	${}_{面外}E_{強軸}$ [N/mm^2]	δ_b [mm]	${}_{面外}G_{強軸}$ [N/mm^2]	A_0 [mm2]	β [－]	δ_s [mm]
キャンチ	1543500000	5536	0.55	29.7	262500	1.344	0.25
	変形増大係数 [－]	たわみ角 [rad]	制限値 [rad]	検定比 [－]	判定		
	2.00	1/934	1/250	0.27	OK		
スパン	I_0 [mm4]	${}_{面外}E_{強軸}$ [N/mm^2]	δ_b [mm]	${}_{面外}G_{強軸}$ [N/mm^2]	A_0 [mm2]	β [－]	δ_s [mm]
	964687500	5536	6.56	29.7	262500	1.344	2.94
	変形増大係数 [－]	たわみ角 [rad]	制限値 [rad]	検定比 [－]	判定		
	2.00	1/268	1/250	0.93	OK		

M：作用曲げモーメント、Z_0：パネル面外方向の断面係数、${}_L\sigma_b$：長期時曲げ応力度、${}_{面外}F_b$：面外方向設計用曲げ強度、${}_Lf_b$：長期許容曲げ応力度、Q：作用せん断力、A_0：パネル断面積、${}_L\tau$：長期時せん断応力度、${}_{面外}F_s$：設計用面外せん断強度、${}_Lf_s$：長期許容せん断応力度、β：せん断応力度分布係数、I_0：パネル面外方向の断面二次モーメント、${}_{面外}E_{強軸}$：面外強軸方向の曲げヤング係数

○設計条件

荷重条件	長期時(DL+LL)
検定箇所	一般床（1時間耐火） 外廊下側
せい	210 [mm]
幅	1250 [mm]

固定荷重DL	3600	[N/m^2]
積載荷重(床用)LL	1300	[N/m^2]
積載荷重(たわみ用)LL	600	[mm]
積雪荷重(床用)SL	0	[mm]
応力検定用重量(床用)	4900	[N/m^2]
たわみ検定用重量	4200	[N/m^2]
負担幅	1250	[mm]
スパンl	4800	[mm]
キャンチa	1950	[mm]
応力検定用等分布荷重w	6.13	[N/mm]
たわみ検定用等分布荷重w	5.25	[N/mm]



○面外曲げの検定

部位	M [N･mm]	Z_0 [mm^3]	${}_L\sigma_b$ [N/mm^2]	${}_{面外}F_b$ [N/mm^2]	${}_Lf_b$ [N/mm^2]	検定比 [－]	判定
キャンチ	11645156	9187500	1.27	12.14	4.45	0.28	OK
スパン	12297898	9187500	1.34	12.14	4.45	0.30	OK

○面外せん断の検定

部位	Q [N]	A_0 [mm^2]	${}_L\tau$ [N/mm^2]	${}_{面外}F_s$ [N/mm^2]	${}_Lf_s$ [N/mm^2]	β [－]	検定比 [－]	判定
キャンチ	17126.0742	262500	0.07	0.9	0.33	1.344	0.27	OK
スパン	11943.75	262500	0.05	0.9	0.33	1.344	0.19	OK

○たわみの検討

部位	I_0 [mm4]	${}_{面外}E_{強軸}$ [N/mm^2]	δ_b [mm]	${}_{面外}G_{強軸}$ [N/mm^2]	A_0 [mm2]	β [－]	δ_s [mm]
キャンチ	1543500000	5536	1.57	29.7	262500	1.344	0.43
	変形増大係数 [－]	たわみ角 [rad]	制限値 [rad]	検定比 [－]	判定		
	2.00	1/489	1/250	0.51	OK		
スパン	I_0 [mm4]	${}_{面外}E_{強軸}$ [N/mm^2]	δ_b [mm]	${}_{面外}G_{強軸}$ [N/mm^2]	A_0 [mm2]	β [－]	δ_s [mm]
	964687500	5536	3.65	29.7	262500	1.344	2.61
	変形増大係数 [－]	たわみ角 [rad]	制限値 [rad]	検定比 [－]	判定		
	2.00	1/383	1/250	0.65	OK		

M：作用曲げモーメント、Z_0：パネル面外方向の断面係数、${}_L\sigma_b$：長期時曲げ応力度、${}_{面外}F_b$：面外方向設計用曲げ強度、${}_Lf_b$：長期許容曲げ応力度、Q：作用せん断力、A_0：パネル断面積、${}_L\tau$：長期時せん断応力度、${}_{面外}F_s$：設計用面外せん断強度、${}_Lf_s$：長期許容せん断応力度、β：せん断応力度分布係数、I_0：パネル面外方向の断面二次モーメント、${}_{面外}E_{強軸}$：面外強軸方向の曲げヤング係数

2)短期地震時 X 方向

・水平構面のせん断力の算定

水平構面のせん断力の算出結果を以下に示す。

階	通り	$P_{下}$ [kN]	$P_{上}$ [kN]	$Q_{j,j+1}$ [kN]	$Q_{E下}$ [kN]	$Q_{E上}$ [kN]	ΣA_f [m^2]	$\Sigma A_{f,j,j+1}$ [m^2]	$w_{j,j+1}l_{j,j+1}$ [kN]	$Q_{j+1,1}$ [kN]
R	Y1	317	0	317	972	0	425.7	219.3	500.5	-184
	Y2	435	0	251	972	0	425.7	206.4	471.0	-220
	Y3	232	0	12	972	0	425.7	0.0	0.0	－
5	Y1	542	317	225	1859	972	425.7	219.3	457.2	-232
	Y2	766	435	100	1859	972	425.7	206.4	430.3	-330
	Y3	483	232	-79	1859	972	425.7	0.0	0.0	－
4	Y1	745	542	203	2542	1859	425.7	219.3	351.6	-148
	Y2	1032	766	117	2542	1859	425.7	206.4	330.9	-213
	Y3	679	483	-18	2542	1859	425.7	0.0	0.0	－
3	Y1	899	745	153	3064	2542	425.7	219.3	269.4	-116
	Y2	1223	1032	74	3064	2542	425.7	206.4	253.5	-179
	Y3	846	679	-12	3064	2542	425.7	0.0	0.0	－
2	Y1	1029	899	130	3445	3064	425.7	219.3	196.2	-66
	Y2	1310	1223	21	3445	3064	425.7	206.4	184.7	-163
	Y3	993	846	-16	3445	3064	425.7	0.0	0.0	－

・水平構面の必要せん断耐力の確認

水平構面の必要せん断耐力 ΔQ_{an} は、上記で算定した水平構面のせん断力の最大値 Q_{max} を水平構面の長さ L で除して算定する。

Q_{max} [kN]	L [m]	ΔQ_{an} [kN/m]
317	43.0	7.36

なお、水平構面の短期許容せん断耐力は、鉄骨梁に設けられたスタッド（φ13、長さ 75mm）をエポキシ系接着剤で CLT 床パネルに接合した既往のせん断実験(山佐木材株式会社：平成 25 年度補正予算 林野庁委託事業 CLT 等新製品・新技術利用促進事業のうち CLT 実用化促進（接合部データの収集・分析），床版として CLT を使用する枠組壁工法建築物の開発報告書,2015.2)に基づき、スタッド 1 本の許容せん断耐力を算定し、鉄骨梁を軸組、CLT 床パネルを面材、スタッドを面材釘と見なし、水平構面の単位長さ当たりのせん断耐力を日本住宅・木材技術センター「木造軸組工法住宅の許容応力度設計 2017 年版」に示されている面材張り耐力要素の詳細計算法に基づき算出する方法が考えられる。

3)短期地震時Ｙ方向

・水平構面のせん断力の算定

水平構面のせん断力 Q の算出結果を以下に示す。

階	通り	$P_{下}$ [kN]	$P_{上}$ [kN]	$Q_{j,j+1}$ [kN]	$Q_{E下}$ [kN]	$Q_{E上}$ [kN]	ΣA_f [m^2]	$\Sigma A_{f,j,j+1}$ [m^2]	$w_{j,j+1}l_{j,j+1}$ [kN]	$Q_{j+1,1}$ [kN]
R	X1	139	0	139	945	0	425.7	61.9	137.4	2
	X2	132	0	134	945	0	425.7	71.8	159.4	-25
	X3	126	0	101	945	0	425.7	79.2	175.9	-75
	X4	130	0	55	945	0	425.7	79.2	175.9	-121
	X5	126	0	4	945	0	425.7	71.8	159.4	-155
	X6	132	0	-23	945	0	425.7	61.9	137.4	-160
	X7	139	0	-21	945	0	425.7	0.0	0.0	－
5	X1	260	139	121	1810	945	425.7	61.9	125.6	-4
	X2	250	132	113	1810	945	425.7	71.8	145.7	-32
	X3	239	126	81	1810	945	425.7	79.2	160.8	-80
	X4	248	130	38	1810	945	425.7	79.2	160.8	-123
	X5	239	126	-9	1810	945	425.7	71.8	145.7	-155
	X6	250	132	-37	1810	945	425.7	61.9	125.6	-163
	X7	260	139	-42	1810	945	425.7	0.0	0.0	－
4	X1	354	260	93	2473	1810	425.7	61.9	96.4	-3
	X2	342	250	88	2473	1810	425.7	71.8	111.9	-24
	X3	331	239	68	2473	1810	425.7	79.2	123.4	-55
	X4	339	248	36	2473	1810	425.7	79.2	123.4	-87
	X5	331	239	5	2473	1810	425.7	71.8	111.9	-107
	X6	342	250	-16	2473	1810	425.7	61.9	96.4	-112
	X7	354	260	-19	2473	1810	425.7	0.0	0.0	－
3	X1	423	354	70	2982	2473	425.7	61.9	73.9	-4
	X2	412	342	66	2982	2473	425.7	71.8	85.7	-20
	X3	404	331	53	2982	2473	425.7	79.2	94.6	-42
	X4	410	339	29	2982	2473	425.7	79.2	94.6	-66
	X5	404	331	7	2982	2473	425.7	71.8	85.7	-78
	X6	412	342	-8	2982	2473	425.7	61.9	73.9	-82
	X7	423	354	-13	2982	2473	425.7	0.0	0.0	－
2	X1	470	423	47	3355	2982	425.7	61.9	54.3	-7
	X2	462	412	42	3355	2982	425.7	71.8	63.0	-21
	X3	464	404	40	3355	2982	425.7	79.2	69.5	-30
	X4	461	410	21	3355	2982	425.7	79.2	69.5	-48
	X5	464	404	12	3355	2982	425.7	71.8	63.0	-51
	X6	462	412	-1	3355	2982	425.7	61.9	54.3	-55
	X7	470	423	-8	3355	2982	425.7	0.0	0.0	－

・水平構面の必要せん断耐力の確認

水平構面の必要せん断耐力 ΔQ_{an} は、上記で算定した水平構面のせん断力の最大値 Q_{max} を水平構面の長さ L で除して算定する。

Q_{max} [kN]	L [m]	ΔQ_{an} [kN/m]
139	9.9	14.07

5.2.7.2 鉄骨梁の断面検定

(1) 鉄骨梁の検定式

検定方法を以下に示す。

・曲げに対する部材の検定

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq f_b$$

ただし、M : 鉄骨梁生じる曲げモーメント

Z : 鉄骨梁の断面係数

f_b : 鉄骨梁の許容曲げ応力度

・せん断力に対する部材の検定

$$\tau = \frac{Q}{h \cdot t} \leq f_s$$

ただし、Q : 鉄骨梁生じるせん断力

A : 鉄骨梁のせい

t : 鉄骨梁のウェブの厚さ

f_s : 鉄骨梁の許容せん断応力度

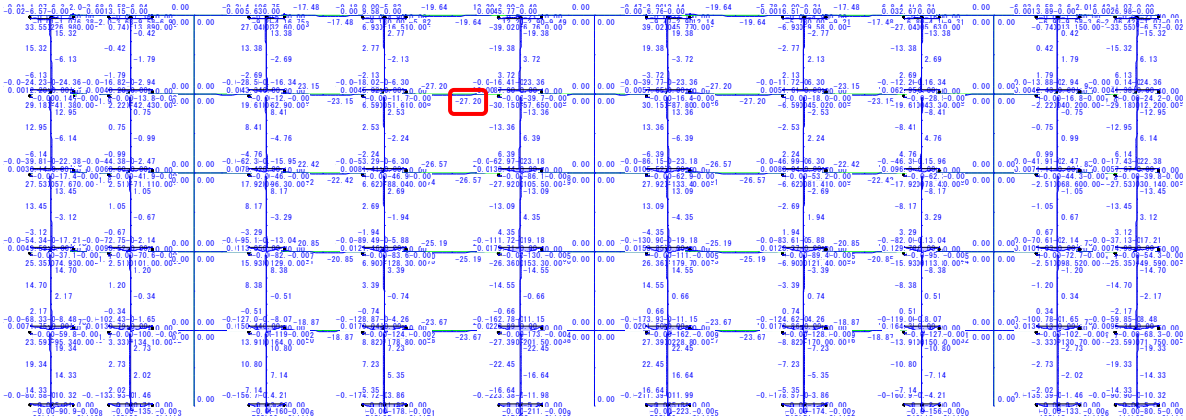
(2) 鉄骨梁の検定

1)長期時

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

・曲げに対する部材の検定

［曲げモーメント図　kN･m］ Y3 通り　4 階

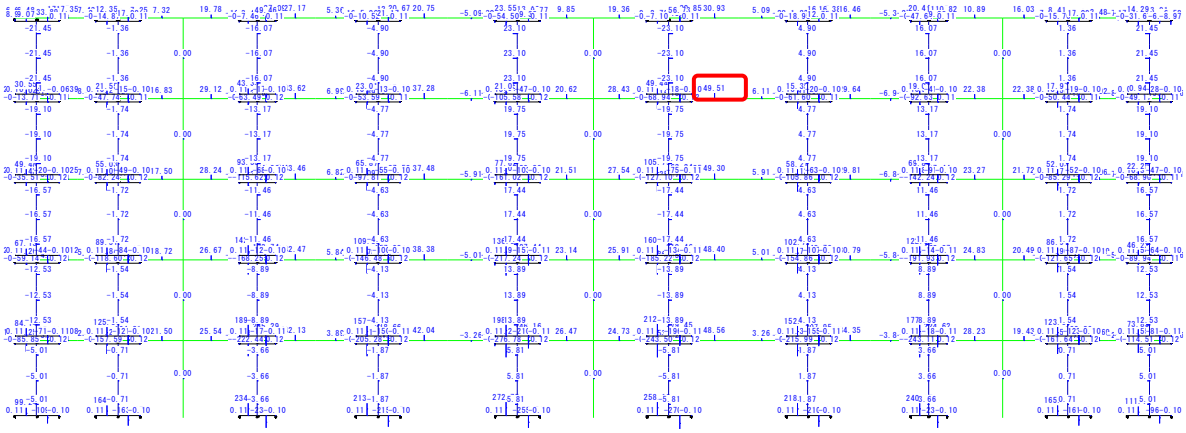


$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq f_b$$

曲げ応力	断面係数	曲げ応力度	許容曲げ応力度	検定比
M[kN･m]	Z[mm^3]	σ_b[N/mm^2]	f_b[N/mm^2]	
27.20	481000	56.55	157	0.37

・せん断力に対する部材の検定

［せん断力図　kN］ Y3 通り　4 階



$$\tau = \frac{Q}{h \cdot t} \leq f_s$$

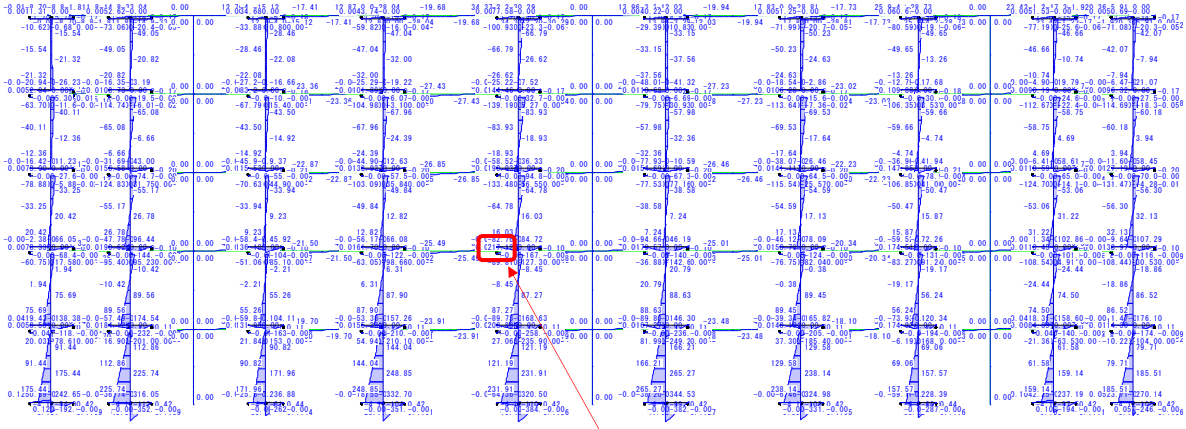
せん断応力	部材せい	ウェブ厚さ	せん断応力度	許容せん断応力度	検定比
Q[kN]	h[mm]	t[mm]	τ[N/mm^2]	f_s[N/mm^2]	
49.51	300	6.5	25.39	90.5	0.29

2)短期地震時 X 方向

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

・曲げに対する部材の検定

［曲げモーメント図　kN･m］ Y3 通り　2 階

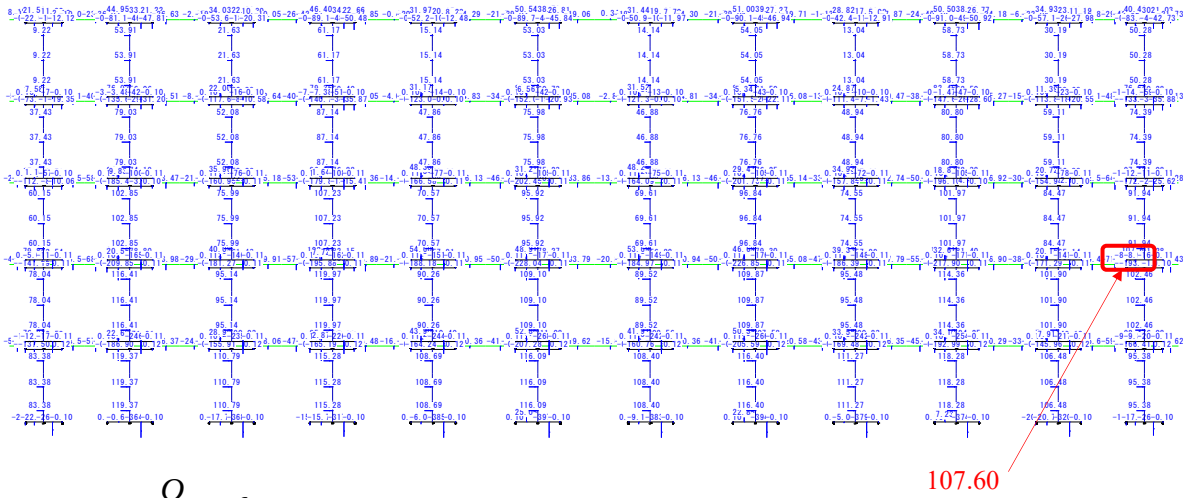


$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq f_b$$

曲げ応力	断面係数	曲げ応力度	許容曲げ応力度	検定比
M[kN･m]	Z[mm^3]	σ_b[N/mm^2]	f_b[N/mm^2]	
68.17	481000	141.73	235	0.61

・せん断力に対する部材の検定

［せん断力図　kN］ Y2 通り　2 階



$$\tau = \frac{Q}{h \cdot t} \leq f_s$$

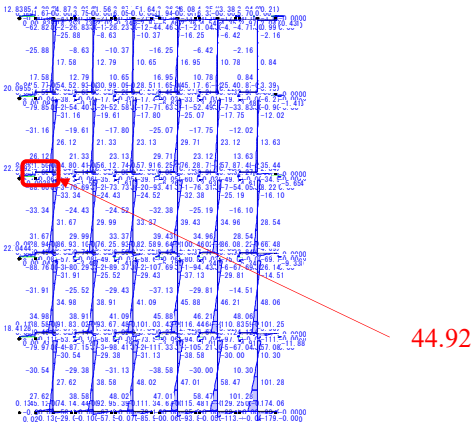
せん断応力	部材せい	ウェブ厚さ	せん断応力度	許容せん断応力度	検定比
Q[kN]	h[mm]	t[mm]	τ[N/mm^2]	f_s[N/mm^2]	
107.60	300	6.5	55.18	135	0.41

3)短期地震時 Y 方向

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

・曲げに対する部材の検定

［曲げモーメント図　kN･m］ X1 通り　3 階

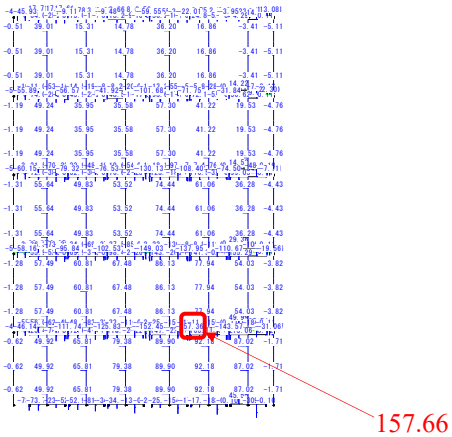


$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq f_b$$

曲げ応力	断面係数	曲げ応力度	許容曲げ応力度	検定比
M[kN･m]	Z[mm^3]	σ_b[N/mm^2]	f_b[N/mm^2]	
44.92	481000	93.39	235	0.40

・せん断力に対する部材の検定

［せん断力図　kN］ X3 通り　1 階



$$\tau = \frac{Q}{h \cdot t} \leq f_s$$

せん断応力	部材せい	ウェブ厚さ	せん断応力度	許容せん断応力度	検定比
Q[kN]	h[mm]	t[mm]	τ[N/mm^2]	f_s[N/mm^2]	
157.66	300	6.5	80.86	135	0.60

5.2.7.3 CLTパネル接合部の検定

(1) CLT パネル接合部の検定式

検定方法を以下に示す。

［引張・圧縮接合部に対する検定］

各接合部に作用する応力が許容耐力以下であることを検定する。

$$\frac{|P|}{P_a} \leq 1.0$$

ただし、P :接合部バネに作用する応力

P_a:接合部バネの許容耐力

［せん断接合部に対する検定］

短期地震時におけるせん断接合部の検定を行う。接合部に作用するせん断力 Q_j は、摩擦によるせん断抵抗(摩擦係数 0.3 とする)と壁パネルの四隅に配置した接合部のせん断抵抗を考慮して下式で算定する。Q_j が 0 未満となる場合は、壁に作用するせん断力に対して摩擦と壁パネルの隅部に配置した接合部のせん断抵抗のみで検定を満足することを意味し、Q_j が 0 以上となる場合は壁パネルのせん断接合部が負担するせん断力とする。

$$Q_j = Q - 0.3 \cdot N$$

ただし、Q :接合部バネに作用する応力

N :接合部バネに作用する圧縮応力

各接合部に作用する応力が許容耐力以下であることを検定する。

$$\frac{Q_j}{Q_a} \leq 1.0$$

ただし、Q_j :接合部バネに作用するせん断力

Q_a:接合部バネの許容せん断耐力

(2) CLT パネル接合部の検定

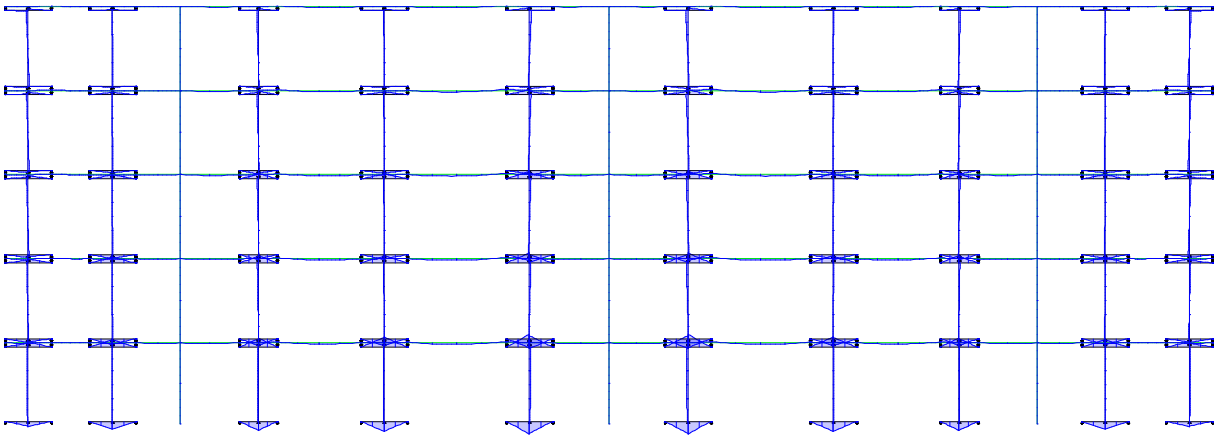
1)長期時

各方向で検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

■X 方向通り

・引張に対する検定

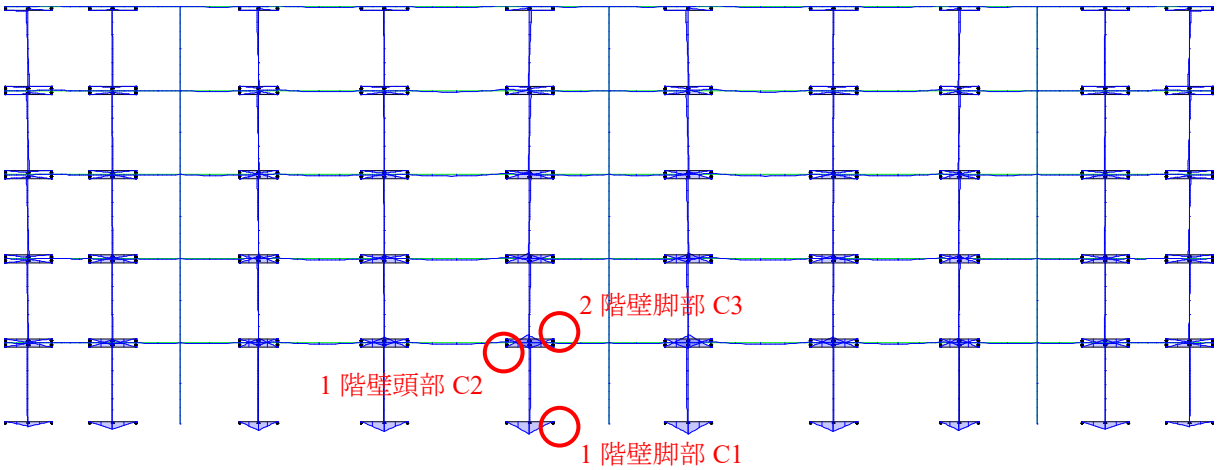
［検定位置図］ 該当接合部無し



バネ名称	引張応力	許容引張耐力	検定比
	T[kN]	Ta[kN]	
－	－	－	－

・圧縮に対する検定

［検定位置図］ Y3 通り 1 階壁脚部, 1 階壁頭部, 2 階壁脚部 壁幅 1800mm

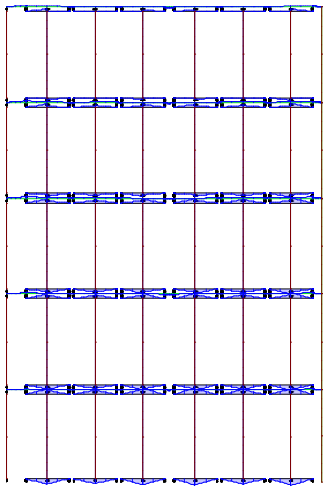


バネ名称	圧縮応力	許容圧縮耐力	検定比
	C[kN]	Ca[kN]	
C1	273	398	0.69
C2	277	398	0.70
C3	213	308	0.70

■Y 方向通り

・引張に対する検定

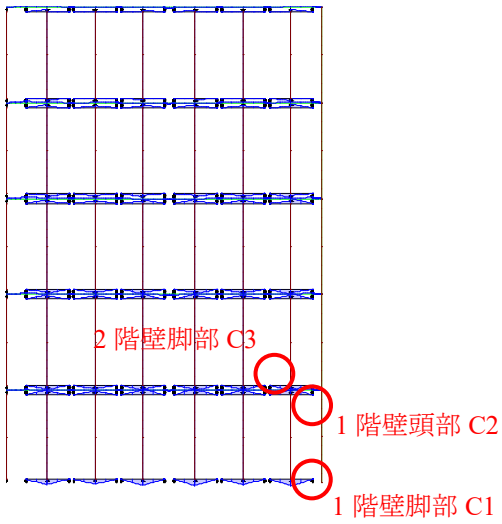
［検定位置図］ 該当接合部無し



バネ名称	引張応力	許容引張耐力	検定比
	T[kN]	Ta[kN]	
―	―	―	―

・圧縮に対する検定

［検定位置図］ X4 通り　1 階壁脚部, 1 階壁頭部, 2 階壁脚部　壁幅 1500mm



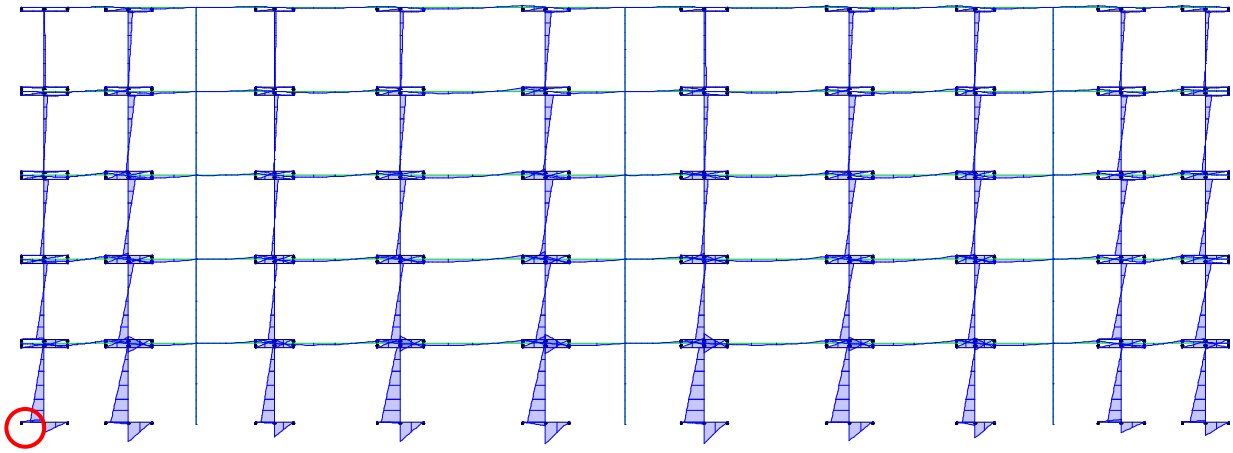
バネ名称	圧縮応力	許容圧縮耐力	検定比
	C[kN]	Ca[kN]	
C1	62	398	0.16
C2	63	398	0.16
C3	53	308	0.18

2)短期地震時 X 方向

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

・引張に対する検定

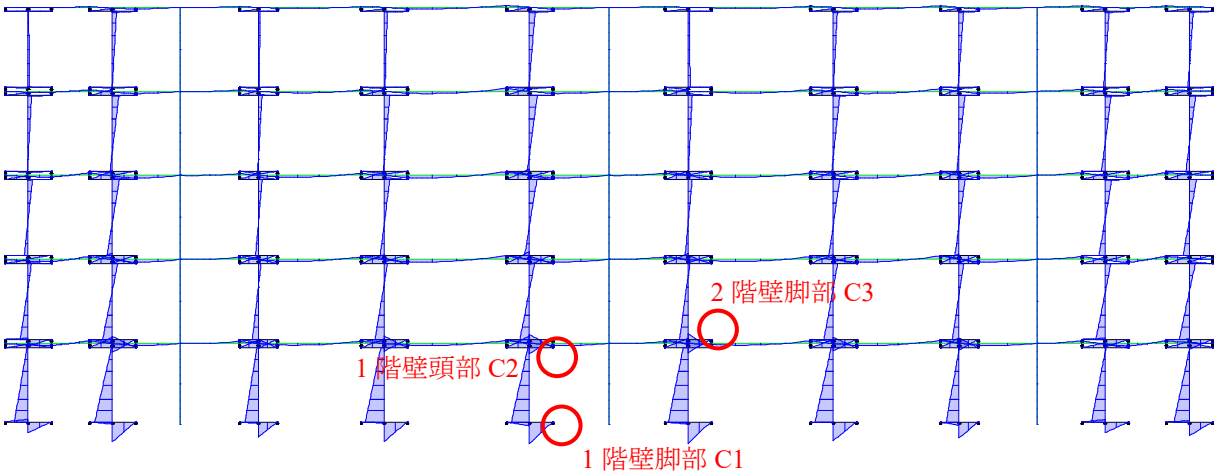
［検定位置図］ Y3 通り 1 階壁脚部 壁幅 1800mm



バネ名称	引張応力	許容引張耐力	検定比
	T[kN]	Ta[kN]	
TA1	66.0	149	0.42

・圧縮に対する検定

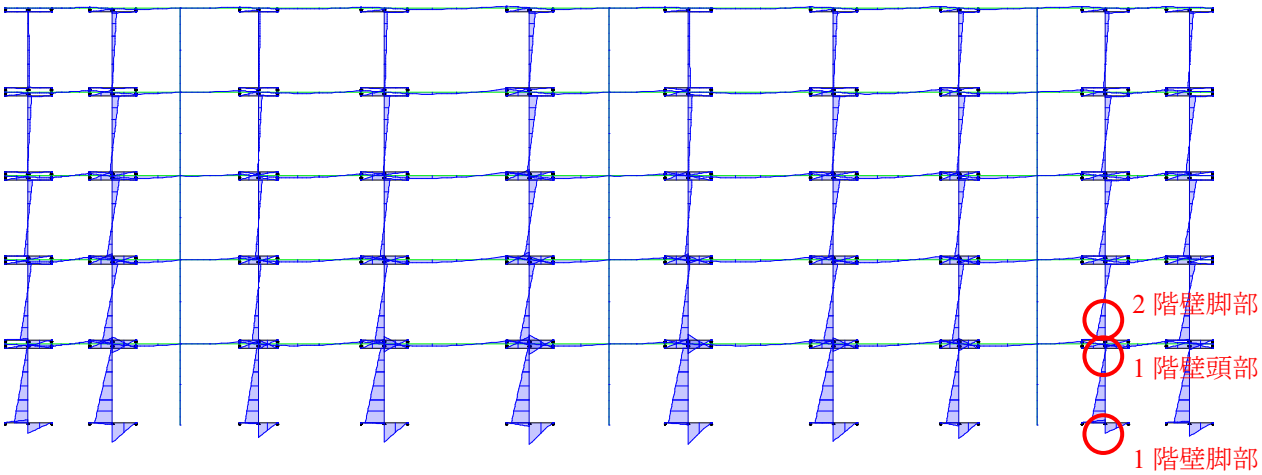
［検定位置図］ Y3 通り 1 階壁脚部, 1 階壁頭部, 2 階壁脚部 壁幅 1800mm



バネ名称	圧縮応力	許容圧縮耐力	検定比
	C[kN]	Ca[kN]	
C1	469	725	0.65
C2	302	725	0.42
C3	315	560	0.57

・せん断力に対する検定

［検定位置図］ Y3 通り　1 階壁脚部, 1 階壁頭部, 2 階壁脚部　壁幅 1800mm



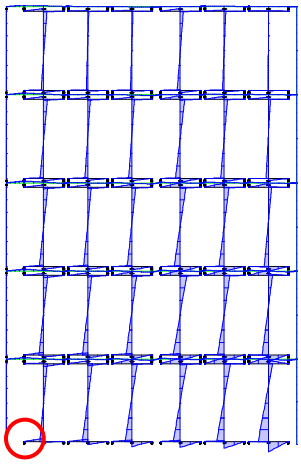
バネ名称		せん断応力	圧縮応力	摩擦による抵抗	許容せん断耐力	検定比
		Q[kN]	N[kN]	0.3･N[kN]	Qa[kN]	
Q1	1 階壁脚部	98	238	71.4	130	0.21
	1 階壁頭部	98	177	53.1	206	0.22
	2 階壁脚部	98	171	51.3	106	0.45

3)短期地震時 Y 方向

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

・引張に対する検定

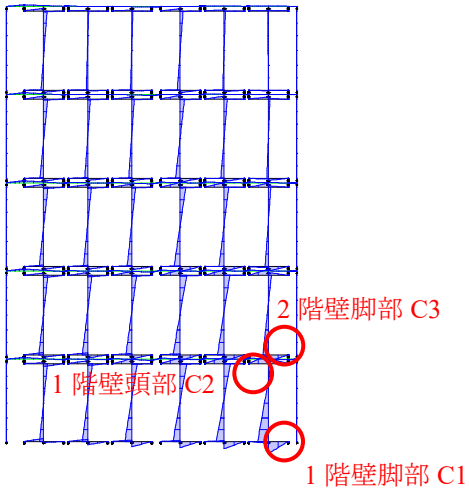
［検定位置図］ X2 通り　1 階壁脚部　壁幅 1500mm



バネ名称	引張応力	許容引張耐力	検定比
	T[kN]	Ta[kN]	
TA2	76	115	0.67

・圧縮に対する検定

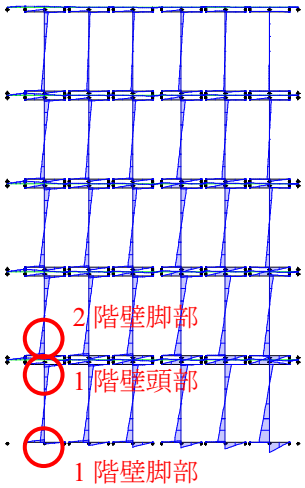
［検定位置図］ X3 通り　1 階壁脚部, 1 階壁頭部, 2 階壁脚部　壁幅 1500mm



バネ名称	圧縮応力	許容圧縮耐力	検定比
	C[kN]	Ca[kN]	
C1	311	725	0.43
C2	213	725	0.30
C3	186	560	0.34

・せん断力に対する検定

［検定位置図］ X1 通り　1 階壁脚部, 1 階壁頭部, 2 階壁脚部　壁幅 1500mm



バネ名称		せん断応力	圧縮応力	摩擦による抵抗	許容せん断耐力	検定比
		Q[kN]	N[kN]	0.3･N[kN]	Qa[kN]	
Q1	1 階壁脚部	59	44	13.2	130	0.36
	1 階壁頭部	59	44	13.2	206	0.23
	2 階壁脚部	67	79	23.7	106	0.41

5.2.8 層間変形角の確認

短期地震時における各方向の層間変形角が 1/150 以下であることを確認する。
各方向の層間変形角を下表に示す。

・短期地震時 X 方向の層間変形角

層	階高 [mm]	変位 [mm]	層間変位 [mm]	層間変形角 [rad]
5	3000	35.22	4.52	1/664
4	3000	30.70	6.79	1/442
3	3000	23.91	8.41	1/357
2	3000	15.50	8.83	1/340
1	2900	6.67	6.67	1/435

・短期地震時 Y 方向の層間変形角

層	階高 [mm]	変位 [mm]	層間変位 [mm]	層間変形角 [rad]
5	3000	24.57	3.32	1/905
4	3000	21.26	4.52	1/664
3	3000	16.74	5.34	1/562
2	3000	11.40	5.77	1/520
1	2900	5.64	5.64	1/514

以上より、各方向の各層の層間変形角が 1/150 以下であることを確認した。

5.2.9 剛性率および偏心率

5.2.9.1 剛性率

(1)剛性率及び形状係数の算出方法

剛性率 R_s 及び形状係数 F_s は下式により算出する。

$$R_{si} = \frac{r_{si}}{Ave(r_{si})}$$

R_s≧0.6 の場合　F_s=1.0
R_s＜0.6 の場合　F_s=2.0－R_s / 0.6

R_{si} : i 階の剛性率
r_{si} : i 階の層間変形角の逆数
Ave(r_{si}) : r_{si} の相加平均
F_s : 形状係数

(2)剛性率および形状係数の算出結果

剛性率および形状係数の算定結果を下表に示す。

・短期地震時 X 方向の剛性率 R_s および形状係数 F_s

層	R_i [rad]	r_{si} [-]	$A_{ve}.(r_{si})$ [-]	R_{si} [-]	充足率	F_s [-]
5	1/664	664	447	1.48	2.47	1.00
4	1/442	442		0.99	1.64	1.00
3	1/357	357		0.80	1.33	1.00
2	1/340	340		0.76	1.27	1.00
1	1/435	435		0.97	1.62	1.00

・短期地震時 Y 方向の剛性率 R_s および形状係数 F_s

層	R_i [rad]	r_{si} [-]	$A_{ve}.(r_{si})$ [-]	R_{si} [-]	充足率	F_s [-]
5	1/905	905	633	1.43	2.38	1.00
4	1/664	664		1.05	1.75	1.00
3	1/562	562		0.89	1.48	1.00
2	1/520	520		0.82	1.37	1.00
1	1/514	514		0.81	1.35	1.00

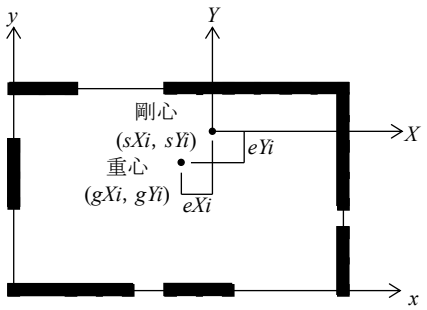
以上より、各方向の各層の剛性率 R_s が 0.6 以上で形状係数 F_s が 1.0 あることを確認した。

5.2.9.2 偏心率

各階の偏心率は下記の手順に従って算定する。各構面各階の剛性は、3 次元フレーム解析における C_0=0.2 時の値とする。

(1) 地震時の重心の算定方法

各階における部位の重量 w_{ei} 及びその部位の重心座標 x , y から各階の重心位置を計算する。各階の重心位置を gX_i , gY_i とすると、下式より得られる。



$$gX_i = \frac{\sum(w_{ei} \cdot x)}{w_i}, \quad gY_i = \frac{\sum(w_{ei} \cdot y)}{w_i}$$

ここに、$w_i = \sum w_{ei}$

(2) 剛心の算定方法

各方向の水平剛性を K_{xi} , K_{yi} 、その座標を x , y とすれば、各階の剛心位置 sX_i , sY_i は下式より算定する。

ここで、各階の水平剛性は、角通りの負担面積に基づく負担水平力を変形量で除して計算する。

$$sX_i = \frac{\sum(K_{yi} \times x)}{\sum K_{yi}}, \quad sY_i = \frac{\sum(K_{xi} \times y)}{\sum K_{xi}}$$

K_{xi} : x 方向における i 階 CLT 壁の水平剛性

K_{yi} : y 方向における i 階 CLT 壁の水平剛性

(3) 偏心距離の算定方法

各階の偏心距離 e_{xi} , e_{yi} は、重心及び剛心の座標から次式のように計算する。

$$e_{Xi} = |sX_i - gX_i|, \quad e_{Yi} = |sY_i - gY_i|$$

(4) 偏心率の算定方法

各階の剛心まわりのねじり剛性を求める。剛心を座標原点とした場合の座標系 X , Y として、各階の剛心まわりのねじり剛性 K_{Ri} は、

$$K_{Ri} = \sum(K_{xik} \times Y^2) + \sum(K_{yik} \times X^2)$$

次に、各階の弾力半径を求める。各方向検討時の各階の弾力半径を r_{exi} , r_{eyi} とすれば、

X 通り方向: $r_{eyi} = \sqrt{\frac{K_{Ri}}{\sum K_{yik}}} = \sqrt{\frac{\sum(K_{xik} \times Y^2) + \sum(K_{yik} \times X^2)}{\sum K_{yik}}}$

Y 通り方向: $r_{exi} = \sqrt{\frac{K_{Ri}}{\sum K_{xik}}} = \sqrt{\frac{\sum(K_{xik} \times Y^2) + \sum(K_{yik} \times X^2)}{\sum K_{xik}}}$

よって、各方向に対する各階の偏心率 R_{exi} , R_{eyi} は、以下の式により求める。

X 通り方向: $R_{eyi} = eX_i / r_{eyi}$, $i = 1,2,3$
Y 通り方向: $R_{exi} = eY_i / r_{exi}$, $i = 1,2,3$

(5) 形状係数の算出方法

R_e≦0.15 の場合: F_e=1.0
R_e≧0.30 の場合: F_e=1.5
0.15＜R_e≦0.30 の場合: 上記に掲げる数値の直線的に補間した数値

R_{ei} : i 階の偏心率
F_e :形状係数

(6) 偏心率及び形状係数の算出結果
偏心率及び形状係数の算定結果を下表に示す。

・短期地震時の偏心率 R_e 及び F_e

層	重心		剛心		偏心距離		ねじれ剛性		弾力半径	
	gx [m]	gy [m]	lx [m]	ly [m]	ex [m]	ey [m]	Kx [kN/mm・m²]	Ky [kN/mm・m²]	rex [m]	rey [m]
5	21.50	5.14	21.50	4.59	0.00	0.55	2857	6732457	154.56	178.72
4	21.50	5.14	21.50	4.85	0.00	0.29	3639	9278835	154.28	189.17
3	21.50	5.14	21.50	4.88	0.00	0.26	4122	10707515	154.06	192.18
2	21.50	5.14	21.50	4.92	0.00	0.22	4836	11837134	153.82	187.91
1	21.50	5.14	21.50	4.95	0.00	0.19	7405	13454538	153.44	164.45

層	偏心率		形状係数 Fe	
	Rex [−]	Rey [−]	X 通り方向 [−]	Y 通り方向 [−]
5	0.00	0.00	1.00	1.00
4	0.00	0.00	1.00	1.00
3	0.00	0.00	1.00	1.00
2	0.00	0.00	1.00	1.00
1	0.00	0.00	1.00	1.00

以上より、各方向の各層の偏心率が 0.15 以下で形状係数 F_e が 1.0 あることを確認した。

5.2.10 保有水平耐力の確認

5.2.10.1 設計方針

保有水平耐力計算の設計方針を以下に示す。

・保有水平耐力計算は、X 方向 Y 方向ともに、*Ai* 分布に基づく水平力を作用させた変位増分解析を行う。

・施行令第 82 条の 3 に従い、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。

・解析モデルは、1 次設計で用いたモデルと同様の 3 次元フレームモデルとする。

・部材及び接合部の復元力特性は、1 次設計で用いた復元力特性と同様とする。

・保有水平耐力の設計クライテリアを表 5.2.10-1 に示す。

表5.2.10−1　設計クライテリア

部位等	保有水平耐力時
本体建物	$Qu/Qun>1.0$
CLT パネル	基準強度以下
鉄骨梁（曲げ）	終局変形角以下
鉄骨梁（せん断）	終局変形角以下
接合部（引張・圧縮）	終局変形以下
接合部（せん断）	終局耐力以下

5.2.10.2 増分解析結果

(1) 応力図

保有水平耐力時 X 方向、保有水平耐力時 Y 方向の応力図を付録(付.8)に示す。

(2) 変形図

保有水平耐力時 X 方向、保有水平耐力時 Y 方向の変形図を付録(付.8)に示す。

(3) ヒンジ図

保有水平耐力時 X 方向、保有水平耐力時 Y 方向のヒンジ図を付録(付.8)に示す。

5.2.10.3 CLTパネルの断面検定

CLT パネルの断面検定結果を以下に示す。なお、CLT 床および CLT 屋根パネルの検討は省略する。

(1) CLT 壁パネルの検定式

検定方法を以下に示す。

$$M \leqq \min(M_{a1}, M_{a2})$$

ここで、

$$M_{a1} = \frac{D - 0.85x_n}{2} \cdot C + \frac{D + 2x_n}{6} \cdot T$$

$N \geqq 0$ (圧縮)のとき　$M_{a2} = \left(\frac{N}{D \cdot t \cdot F_c} + 1\right) \cdot Z \cdot F_b$

$N < 0$ (引張)のとき　$M_{a2} = \left(\frac{N}{D \cdot t \cdot F_t} + 1\right) \cdot Z \cdot F_b$

$$x_n = \frac{N + F_b \cdot t \cdot D/2}{(0.85^2 \cdot F_c + 1/2 \cdot F_b) \cdot t}$$

$$T = F_b \cdot t \cdot (D - x_n)/2$$

$$C = 0.85^2 F_c \cdot t \cdot x_n$$

M　:数値解析結果よる壁パネルに相当する梁要素の面内曲げ応力

N　:数値解析結果よる壁パネルに相当する梁要素の圧縮応力又は引張応力

F_c　:面内圧縮の基準強度

F_t　:面内引張の基準強度

F_b　:面内曲げの基準強度

Z　:壁パネルの断面係数(全断面有効として)

t　:壁パネルの厚さ

D　:壁パネルの幅

(2) CLT 壁パネルの検定

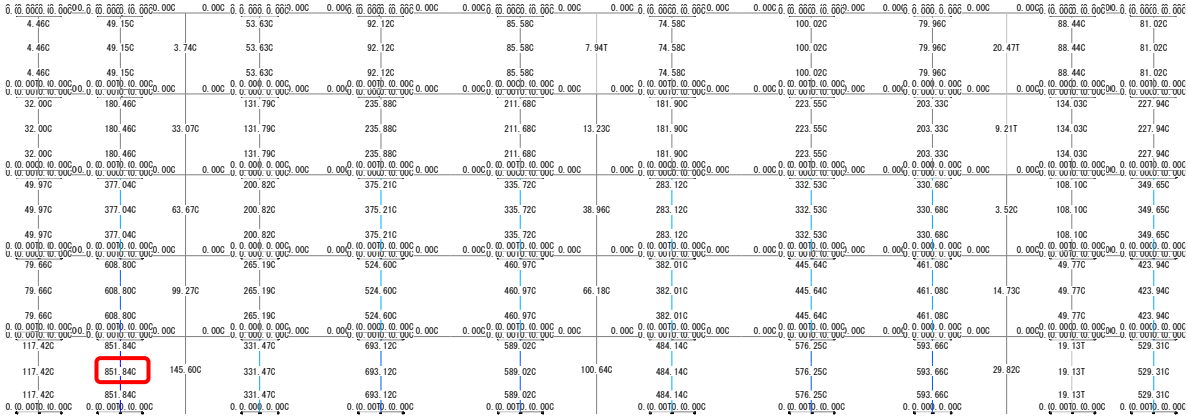
1)保有時 X 方向

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

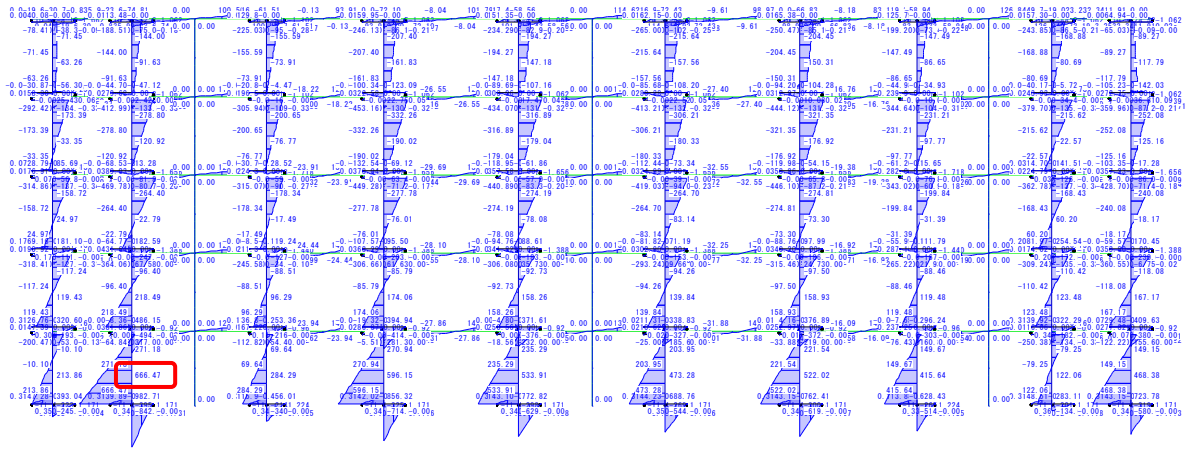
・軸力及び曲げモーメントに対する検定

Y3 通り 1 階 壁幅 1800mm

[軸力図 kN]



[曲げモーメント図 kN・m]



応力		許容曲げ耐力		検定比
圧縮	曲げ			
C[kN]	M[kN・m]	M_{a1}[kN・m]	M_{a2}[kN・m]	
851.84	666.47	1122.32	1261.57	0.60

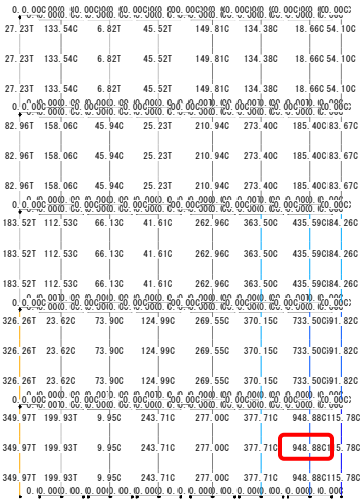
2)保有時 Y 方向

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

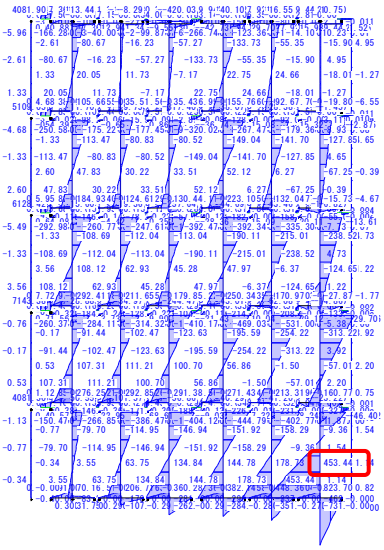
・軸力及び曲げモーメントに対する検定

X3 通り　1 階　壁幅 1500mm

［軸力図　kN］



［曲げモーメント図　kN・m］



応力		許容曲げ耐力		検定比
圧縮	曲げ			
C[kN]	M[kN・m]	M_{a1}[kN・m]	M_{a2}[kN・m]	
948.88	453.44	779.40	935.85	0.59

5.2.10.4 鉄骨梁の断面検定

(1) 鉄骨梁の検定式

・曲げに対する部材の検定

$$\theta \leq \theta_u$$

ただし、θ :鉄骨梁の変形角

θ_u:鉄骨梁の終局変形角で伸び率を 15%として下式で得られる

$$\theta_u = \frac{l \cdot 0.15 \cdot 2}{H}$$

l:有効長さで本検討では 100mm とする

H:梁せい

・せん断力に対する部材の検定

$$\theta \leq \theta_u$$

ただし、θ :鉄骨梁のせん断変形角

θ_u:鉄骨梁の終局変形角 0.12rad(せん断変形範囲 150mm に対して 18mm 変形)

(2) 鉄骨梁の検定

1)保有時 X 方向

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

・曲げに対する部材の検定

梁の曲げ変形角	部材せい	終局変形角	検定比
θ[rad]	H[mm]	θ_u[rad]	
0.03	300	0.10	0.30

・せん断力に対する部材の検定　Y3 通り　1 階　隣接する壁パネル接合部相互間隔 1355mm

梁のせん断変形	せん断変形範囲	梁のせん断変形角	終局変形角	検定比
θ[mm]	L[mm]	θ[rad]	θ_u[rad]	
11.9	1355	0.01	0.12	0.09

2)保有時 Y 方向

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

・曲げに対する部材の検定

梁の変形角	部材せい	終局変形角	検定比
θ[rad]	H[mm]	θ_u[rad]	
0.01	300	0.10	0.10

・せん断力に対する部材の検定　X3 通り　1 階　隣接する壁パネル接合部相互間隔 150mm

梁のせん断変形	せん断変形範囲	梁のせん断変形角	終局変形角	検定比
θ[mm]	L[mm]	θ[rad]	θ_u[rad]	
18.0	150	0.12	0.12	1.00※

※増分解析のステップで検定比が 1.0 を超えることから、Y 方向の保有水平耐力 Q_u 決定因子とする。

5.2.10.5 CLTパネル接合部の検定

(1) CLT パネル接合部の検定式

検定方法を以下に示す。

［引張・圧縮接合部に対する検定］

各接合部の変形が終局変位以下であることを検定する。

$$\frac{|\delta|}{\delta_a} \leq 1.0$$

ただし、δ :接合部バネの変位

δ_a:接合部バネの終局変位

［せん断接合部に対する検定］

終局時におけるせん断接合部の検定を行う。接合部に作用するせん断力 Q_j は、摩擦によるせん断抵抗(摩擦係数 0.3 とする)と壁パネルの四隅に配置した接合部のせん断抵抗を考慮して下式で算定する。Q_j が 0 未満となる場合は、壁に作用するせん断力に対して摩擦と壁パネルの隅部に配置した接合部のせん断抵抗のみで検定を満足することを意味し、Q_j が 0 以上となる場合は壁パネルのせん断接合部が負担するせん断力とする。

$$Q_j = Q - 0.3 \cdot N$$

ただし、Q :接合部バネに作用する応力

N :接合部バネに作用する圧縮応力

各接合部に作用する応力が終局せん断耐力以下であることを検定する。

$$\frac{Q_j}{Q_u} \leq 1.0$$

ただし、Q_j :接合部バネに作用するせん断力

Q_u:接合部バネの終局せん断耐力

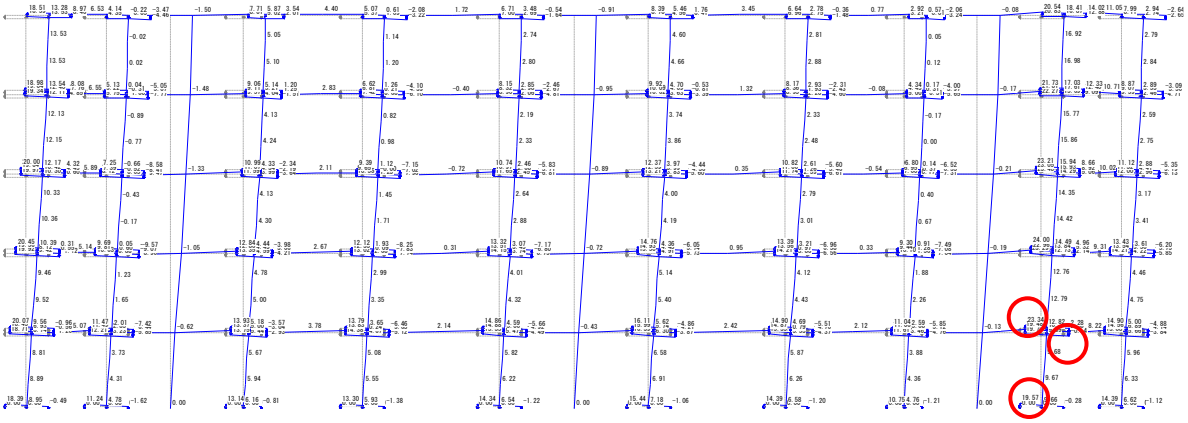
(2) CLT パネル接合部の検定

1)保有時 X 方向

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

・引張に対する検定

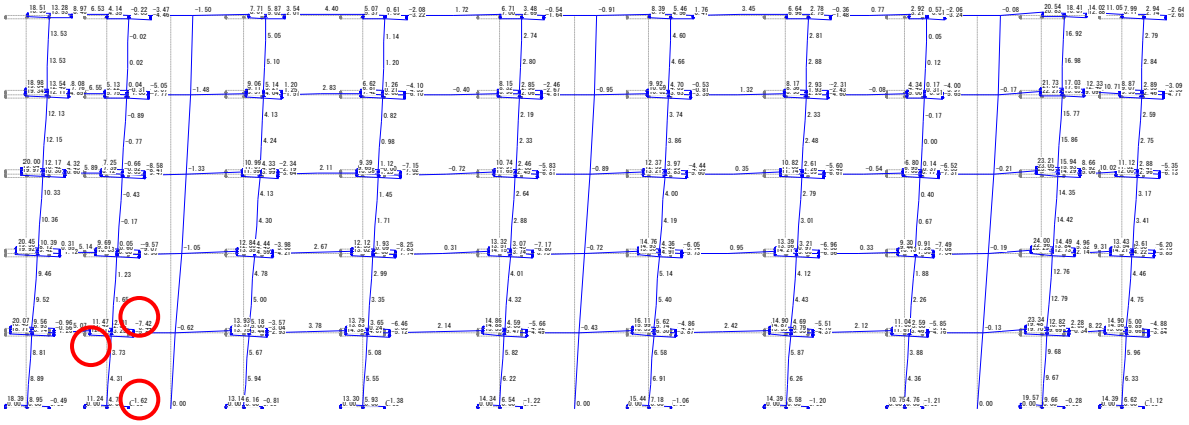
［鉛直方向変形図　mm］Y3 通り　1 階壁脚部, 1 階壁頭部, 2 階壁脚部　壁幅 1800mm



バネ名称		引張方向鉛直変形	終局変位	検定比
		δ_t[mm]	δ_u[mm]	
TA1	1 階壁脚部	19.57	129.9	0.16
TB2	1 階壁頭部	3.00	33.9	0.09
	2 階壁脚部	5.67	33.9	0.17

・圧縮に対する検定

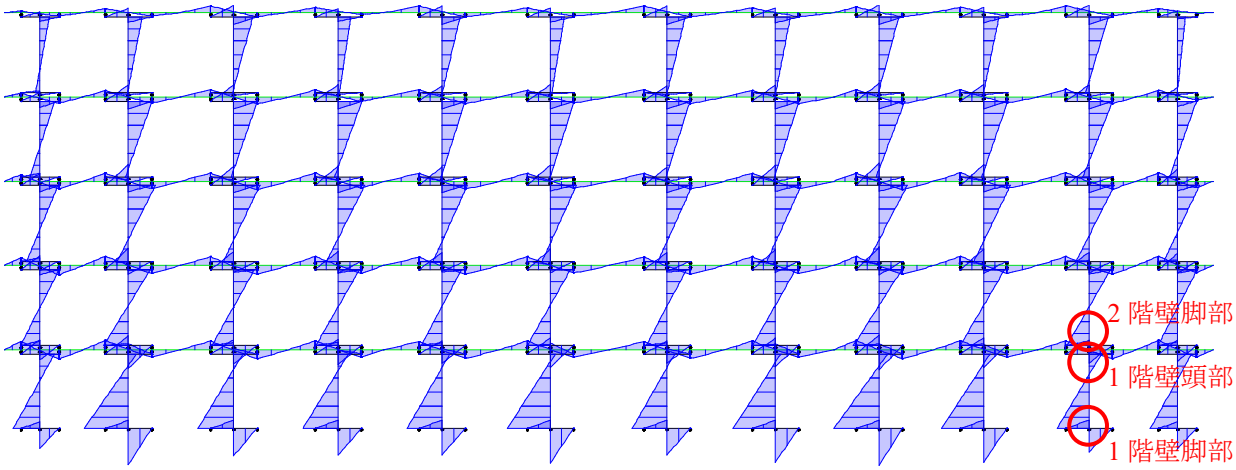
［鉛直方向変形図　mm］Y3 通り　1 階壁脚部, 1 階壁頭部, 2 階壁脚部　壁幅 1800mm



バネ名称		圧縮方向鉛直変形	終局変位	検定比
		δ_t[mm]	δ_u[mm]	
C1	1 階壁脚部	1.62	5.0	0.33
C2	1 階壁頭部	0.75	5.0	0.15
C3	2 階壁脚部	1.02	15.0	0.07

・せん断力に対する検定

［検定位置図］ Y2 通り　1 階壁脚部, 1 階壁頭部, 2 階壁脚部　壁幅 1800mm



バネ名称		せん断応力	圧縮応力	摩擦による抵抗	終局せん断耐力	検定比
		Q[kN]	N[kN]	0.3･N[kN]	Qu[kN]	
Q1	1 階壁脚部	297	516	154.8	196	0.73
	1 階壁頭部	297	329	98.7	248	0.80
	2 階壁脚部	288	391	117.3	170	1.00※

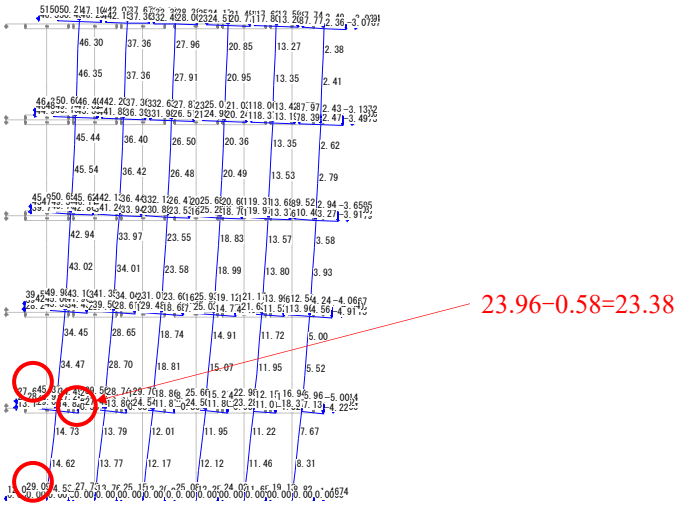
※増分解析のステップで検定比が 1.0 を超えることから、X 方向の保有水平耐力 Q_u 決定因子とする。

2)保有時 Y 方向

検定比が最大となる箇所の検定結果を示す。

・引張に対する検定

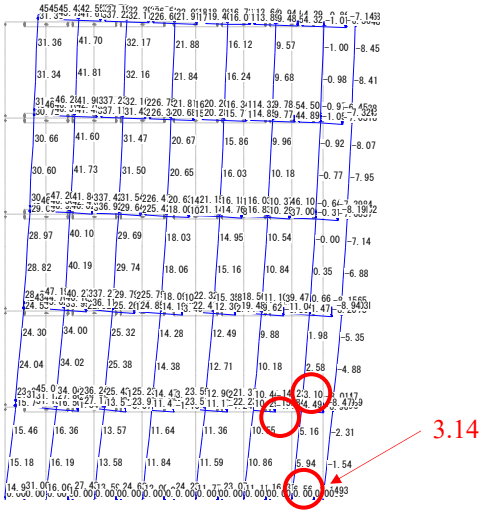
［鉛直方向変形図　mm］ X1 通り　1 階壁脚部, 1 階壁頭部, 2 階壁脚部　壁幅 1500mm



バネ名称		引張方向鉛直変形	終局変位	検定比
		δ_t[mm]	δ_u[mm]	
TA2	1 階壁脚部	29.13	129.9	0.23
TB2	1 階壁頭部	23.38	57.9	0.41
	2 階壁脚部	16.50	57.9	0.29

・圧縮に対する検定

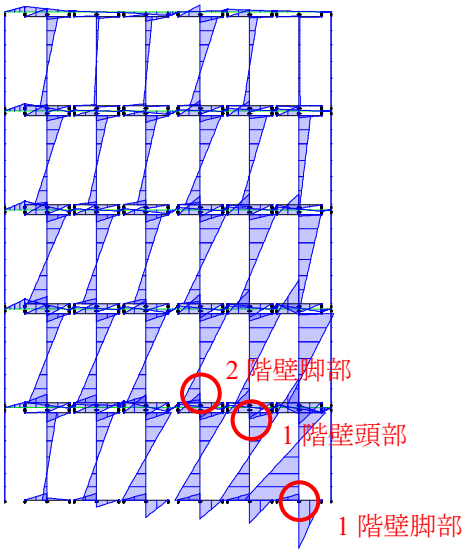
［鉛直方向変形図　mm］X3 通り　1 階壁脚部, 1 階壁頭部, 2 階壁脚部　壁幅 1500mm



バネ名称		圧縮方向鉛直変形	終局変位	検定比
		δ_t[mm]	δ_u[mm]	
C1	1 階壁脚部	3.14	5.0	0.63
C2	1 階壁頭部	1.60	5.0	0.32
C3	2 階壁脚部	0.79	15.0	0.06

・せん断力に対する検定

［検定位置図］X3 通り　1 階壁脚部, 1 階壁頭部, 2 階壁脚部　壁幅 1500mm



バネ名称		せん断応力	圧縮応力	摩擦による抵抗	終局せん断耐力	検定比
		Q[kN]	N[kN]	0.3･N[kN]	Qu[kN]	
Q1	1 階壁脚部	338	523	156.9	196	0.93
	1 階壁頭部	338	517	155.1	248	0.74
	2 階壁脚部	252	335	100.5	170	0.90

5.2.10.6 構造特性係数Dsの設定

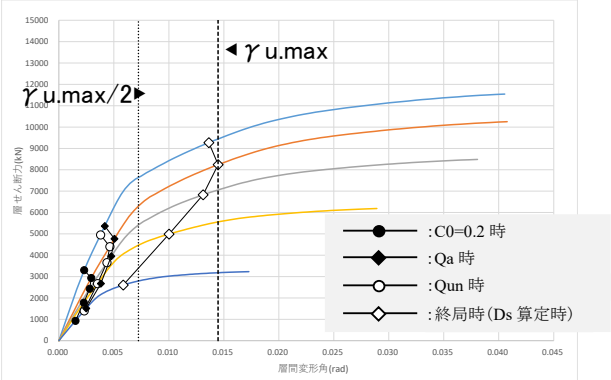
各方向の構造特性係数 *Ds* を下表に示す。

・構造特性係数 Ds

方向	構造特性係数 *Ds*
X 方向(長辺方向)	0.300
Y 方向(短辺方向)	0.487

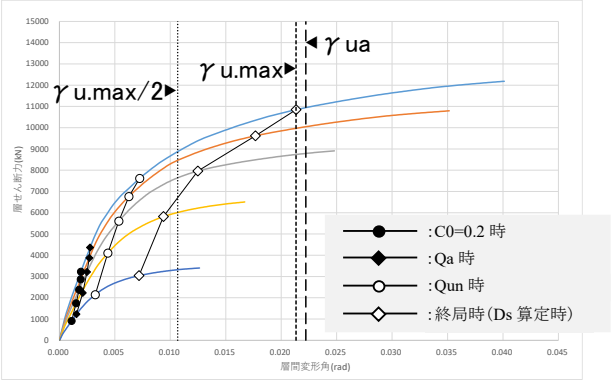
X 方向の Ds は、公益財団法人日本住宅・木材技術センター:2024 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル,5.2 保有水平耐力の確認,5.2.2(2)増分解析結果等による場合の Ds に従い算定し、全体崩壊系の確認で、70%以上(80%=4 層/5 層×100)の層でγu.max/2 以上であるため、全体崩壊系が成立し、鉄骨梁が FA ランク(H300×150×6.5×9、SN400)でありことから、Ds=0.30 を採用する。

・X 方向の荷重－変形角関係

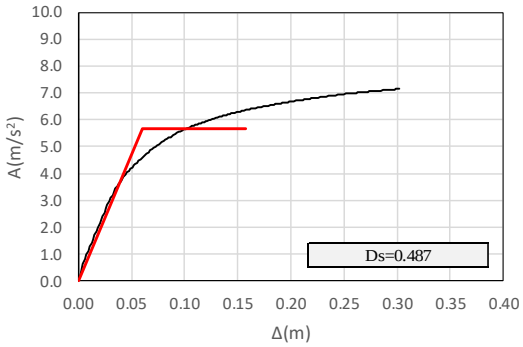


Y 方向の *Ds* は、公益財団法人日本住宅・木材技術センター:2024 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル,5.2 保有水平耐力の確認,5.2.2(2)増分解析結果等による場合の Ds に従い算定し、全体崩壊系の確認で、70%未満(60%=3 層/5 層×100)の層でγu.max/2 以上であるため、全体崩壊系が成立しないが、γu.max は、γua(=1/45,階数 5 の終局層間変形角の上限値)以下であることから、増分解析結果から Ds を算定する。等価一自由度系の加速度－代表変位関係を下図に示す。

・Y 方向の荷重－変形角関係



・Y 方向の加速度－代表変位関係



5.2.10.7 必要保有水平耐力算定

必要保有水平耐力 *Qun* は、施行令第 82 条の 4 により、下式に基づき算出する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$
$$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W$$

Q_{un} ：必要保有水平耐力
D_s：構造特性係数
F_{es}：形状特性係数(=F_s×F_e)
Q_{ud}：地震層せん断力
Z ：地震地域係数(＝1.0)
R_t ：振動特性係数(=1.0)
A_i ：高さ方向の分布係数
C_0 ：標準せん断力係数(=1.0)
W ：当該階より上の重量の総和

各方向の必要保有水平耐力を以下に示す。

・X 方向の必要保有水平耐力

層	Wi [kN]	ΣWi [kN]	A [m²]	Wi/A [kN/m²]	αi [－]	Ai [－]	C0 [－]	Z [－]	T [s]	Ds [－]	Qun [kN]
5	2211	2211	651	3.40	0.14	1.99	1.000	1.000	0.482	0.300	1320.18
4	3325	5536	651	5.11	0.35	1.52	1.000	1.000	0.482	0.300	2526.92
3	3325	8862	651	5.11	0.57	1.30	1.000	1.000	0.482	0.300	3453.08
2	3325	12187	651	5.11	0.78	1.14	1.000	1.000	0.482	0.300	4160.41
1	3412	15599	651	5.24	1.00	1.00	1.000	1.000	0.482	0.300	4679.84

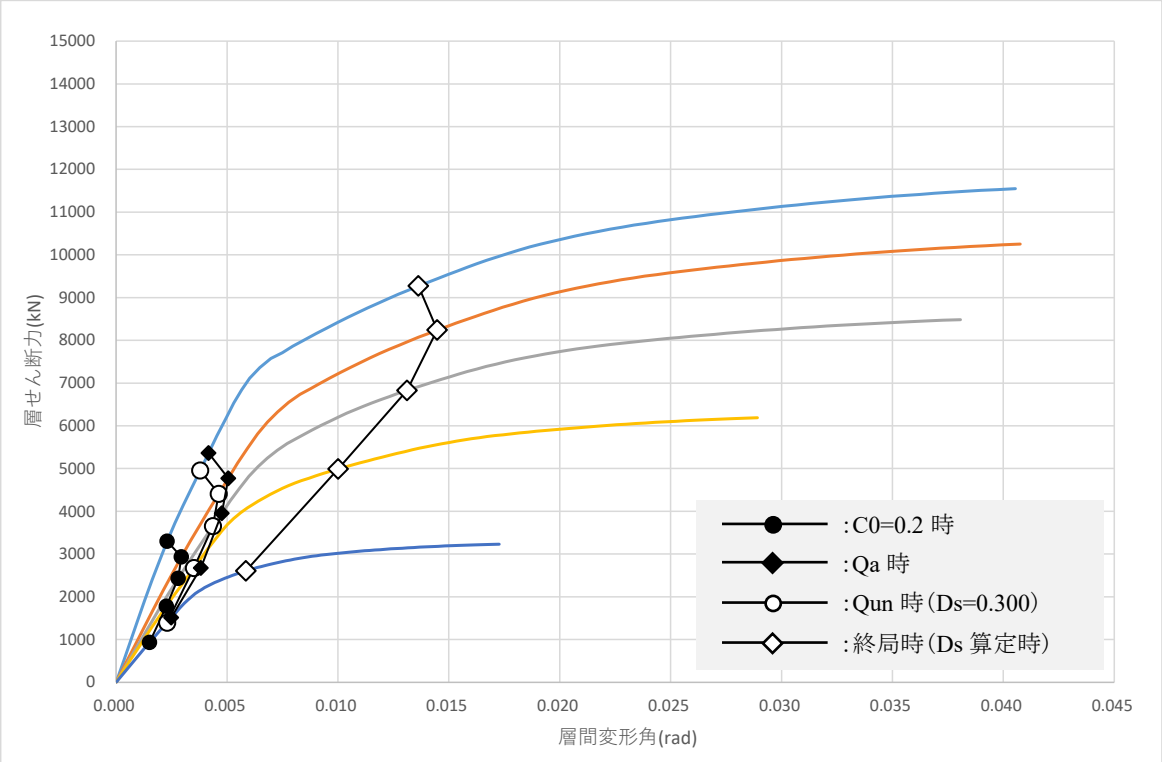
・Y 方向の必要保有水平耐力

層	Wi [kN]	ΣWi [kN]	A [m²]	Wi/A [kN/m²]	αi [－]	Ai [－]	C0 [－]	Z [－]	T [s]	Ds [－]	Qun [kN]
5	2211	2211	651	3.40	0.14	1.99	1.000	1.000	0.482	0.487	2141.04
4	3325	5536	651	5.11	0.35	1.52	1.000	1.000	0.482	0.487	4098.11
3	3325	8862	651	5.11	0.57	1.30	1.000	1.000	0.482	0.487	5600.13
2	3325	12187	651	5.11	0.78	1.14	1.000	1.000	0.482	0.487	6747.28
1	3412	15599	651	5.24	1.00	1.00	1.000	1.000	0.482	0.487	7589.67

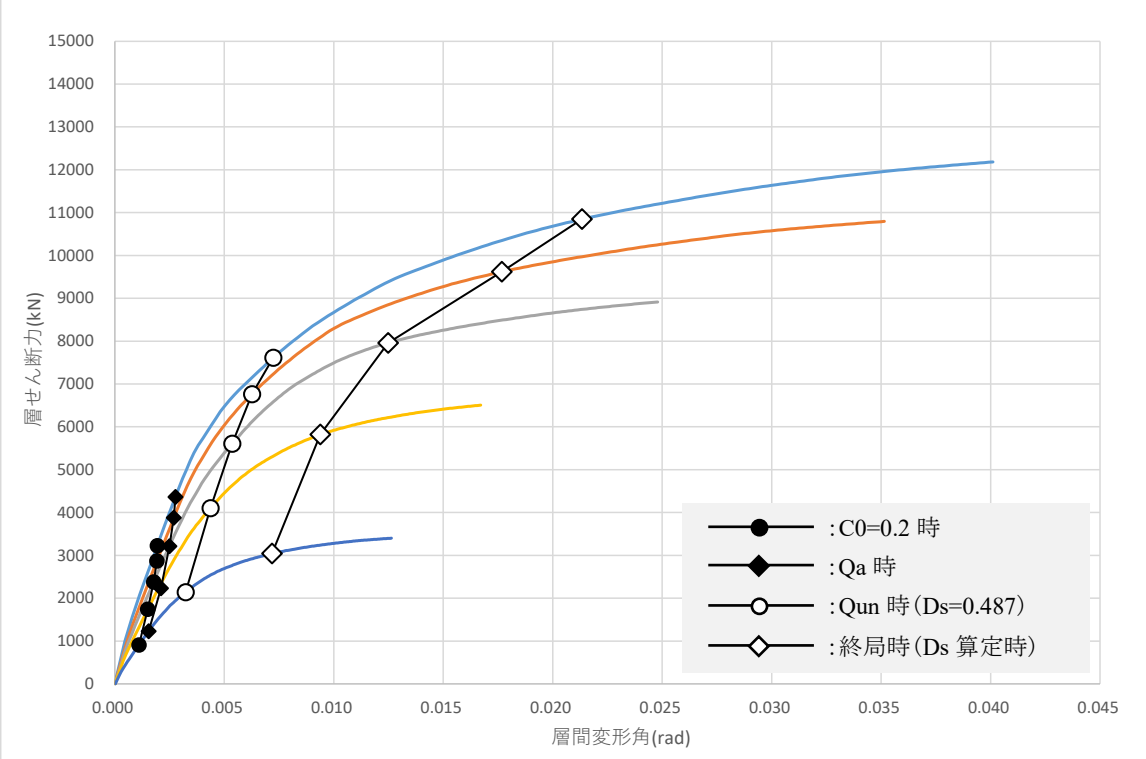
5.2.10.8 層せん断力－層間変形角関係図

3 次元フレーム解析に基づく層せん断力－層間変形角関係を以下に示す。

・X 方向の層せん断力－層間変形角関係



・Y 方向の層せん断力－層間変形角関係



5.2.10.9 保有水平耐力の確認

各方向の保有水平耐力の確認結果を以下に示す。

・X 方向の保有水平耐力の確認結果

層	必要保有水平耐力 Qun[kN]	保有水平耐力 Qu[kN]	Qu／Qun
5	1320.18	2607.07	1.98
4	2526.92	4990.85	1.98
3	3453.08	6829.77	1.98
2	4160.41	8241.89	1.98
1	4679.84	9273.08	1.98

・Y 方向の保有水平耐力の確認結果

層	必要保有水平耐力 Qun[kN]	保有水平耐力 Qu[kN]	Qu／Qun
5	2141.04	3041.60	1.42
4	4098.11	5819.96	1.42
3	5600.13	7960.80	1.42
2	6747.28	9619.78	1.42
1	7589.67	10848.40	1.42

以上より、保有水平耐力は必要保有水平耐力を上回ることを確認した。

5.2.11 検討結果まとめ

本章では、標準的と考えられる 5 階建て集合住宅プランを対象として、第 2 章で設定した架構方法と新接合部による躯体構成を設定し、ルート 3・保有水平耐力計算を行い、その妥当性および問題点等を確認した。そこでは、第 4 章による接合部の設計用特性を適用した立体フレームモデルを用い、地震力に対しては荷重増分解析により、許容水平耐力、層間変形角、保有水平耐力および構造特性係数D_s等を評価した。

結果として、短期許容水平耐力と保有水平耐力のいずれも必要値を上回ること、短期許容水平耐力時の CLT 壁パネルの平均負担水平力は X 方向で 92kN/m、Y 方向で 69kN/m、保有水平耐力時は X 方向で 164kN/m、Y 方向で 173kN/m であること、したがって 5 階建て集合住宅プランの成立性があることが確認された。

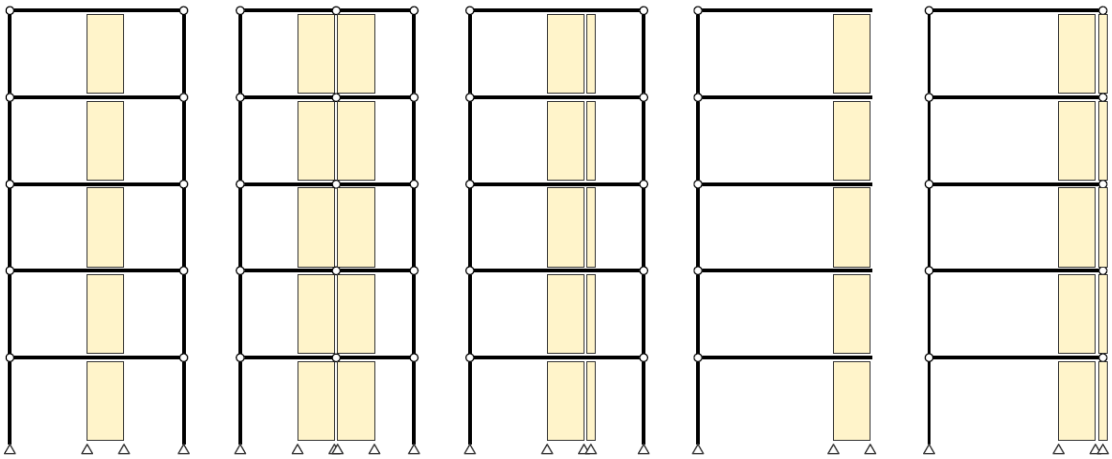
以上のように、5 階建てモデルプランを対象として保有水平耐力計算による耐震性能検定を行った。建物全体の水平耐力は必要値を満足した。

5.3 平面フレームモデルによるパラメトリックスタディ

5.3.1 検討概要

部材配置、接合部配置および荷重条件を変数としたパラメトリックスタディ等に基づいて、構造計算結果が NG となる頻度を軽減し得る部材および接合部配置方法の留意点について検討する。本検討では、図 5.2-1 に想定する耐力壁配置モデル①～⑤のうち、桁行方向における標準的な配置としてモデル①、前述の試設計において 1 階耐力壁およびその周辺に局部応力が集中したモデル⑤を対象とし、各構面が負担する鉛直荷重をパラメータとして増分解析を行い、架構の層せん断力－層間変位関係、各部の最大応力，変形性状の傾向を把握する。

また、今後の展開として位置付けるモデル化の簡略化の可能性を確認するため、GJ 接合部を MN モデルとした場合と現行の軸バネモデルの場合を比較する。増分解析には SNAP.ver8.0（(株)構造システム）を用いる。



モデル①　モデル②　モデル③　モデル④　モデル⑤

図 5.3-1　平面フレームモデルによるパラメトリックスタディ架構案

5.3.2 モデルの諸元とパラメータの設定

(1) フレームモデル諸元

本検討に用いるフレームモデルの諸元を以下に示す。

- 各階構造階高　：1 階 2.90m，2～5 階 3.00m
- 鉄骨梁スパン　：6.0m
- 鉄骨梁断面　：H-300×150×6.5×9（SS400）※規格曲げ，実験に基づくせん断降伏特性を設定
- 端部ピン柱　：CLT-S90-5-5，壁幅 1000mm，GJ 接合部 2 箇所分の剛性，接合部耐力を設定
- CLT 壁パネル　：CLT-S90-5-5，壁幅 1500mm，壁脚・壁頭の GJ 間隔 1350mm
- GJ 接合部　：前項の試設計モデルで設定した圧縮・引張・せん断特性
- 壁パネルの位置　：スパン中央，スパン端部（端部柱心から GJ 接合部心までの離隔 150mm）

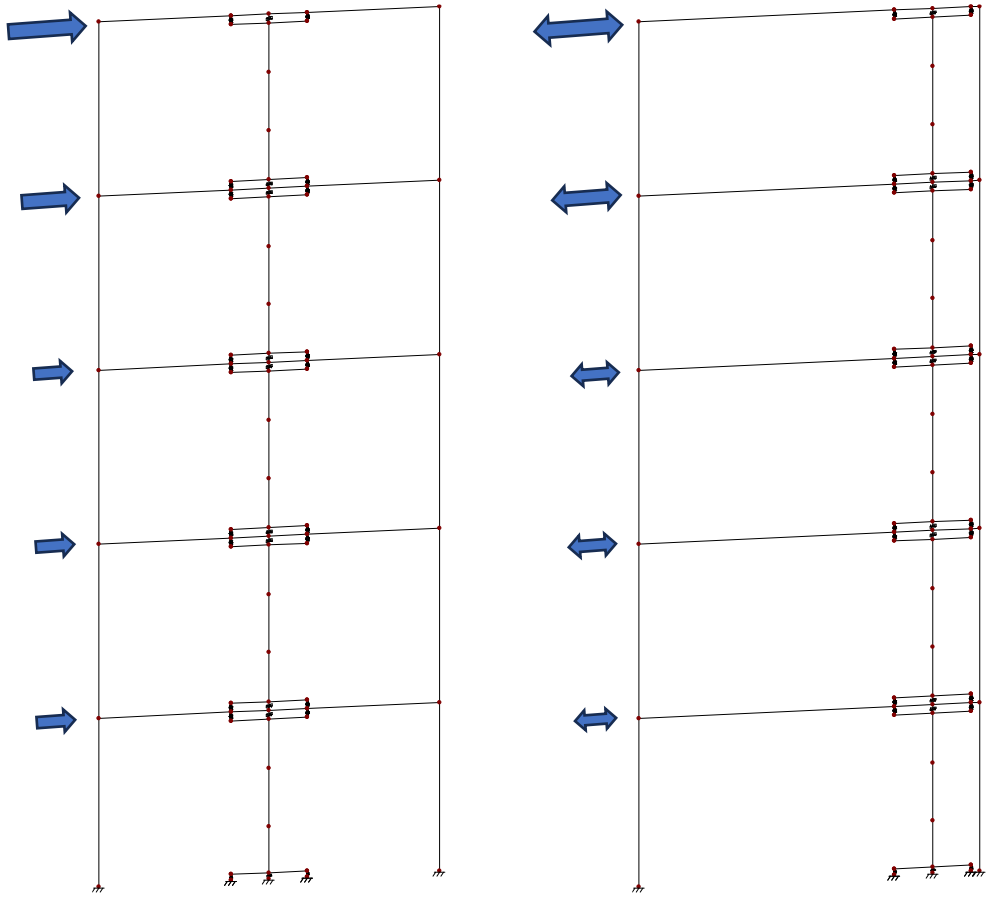
(2) 荷重設定

当該架構は外壁部分を想定し、CLT 壁パネルを含む外壁荷重と床・屋根の水平面荷重を解析に考慮する。床水平面荷重は、負担幅を解析パラメータとする。

- CLT 壁＋耐火被覆（共通）　：1 層 6.48kN/m，2～5 層 5.40kN/m
- CLT 壁以外の外壁（共通）　：1 層 5.13kN/m，2～5 層 4.05kN/m
- 床および屋根荷重　：各階床版 4.9kN/m^2×B，屋根版 2.9kN/m^2×B　※B：荷重負担幅

(3) 増分解析条件

各架構に対する増分解析は荷重増分解析とし、試設計モデルプランで算定した *Ai* 分布による各層水平力分布とする。解析条件として *P-Δ* 効果を考慮し、いずれかの層の最大層間変形角が 1/30rad に達するときを解析終了条件とする。なお、モデル⑤は、荷重の非対称性を考慮し、左端部の場合、右端部の場合を対象とする。



モデル①（スパン中央）　　モデル⑤（左端部、右端部）

図 5.3-2　対象架構のフレームモデル構成状況と増分解析方向

(4) 解析パラメータ

CLT 壁パネルの配置条件のほか、解析にて設定するパラメータは以下とする。

① 床及び屋根荷重（6 ケース）

・荷重負担幅 *B*：0m～5m@1m

② 鉄骨梁の全塑性曲げ耐力 Mp（2 ケース）

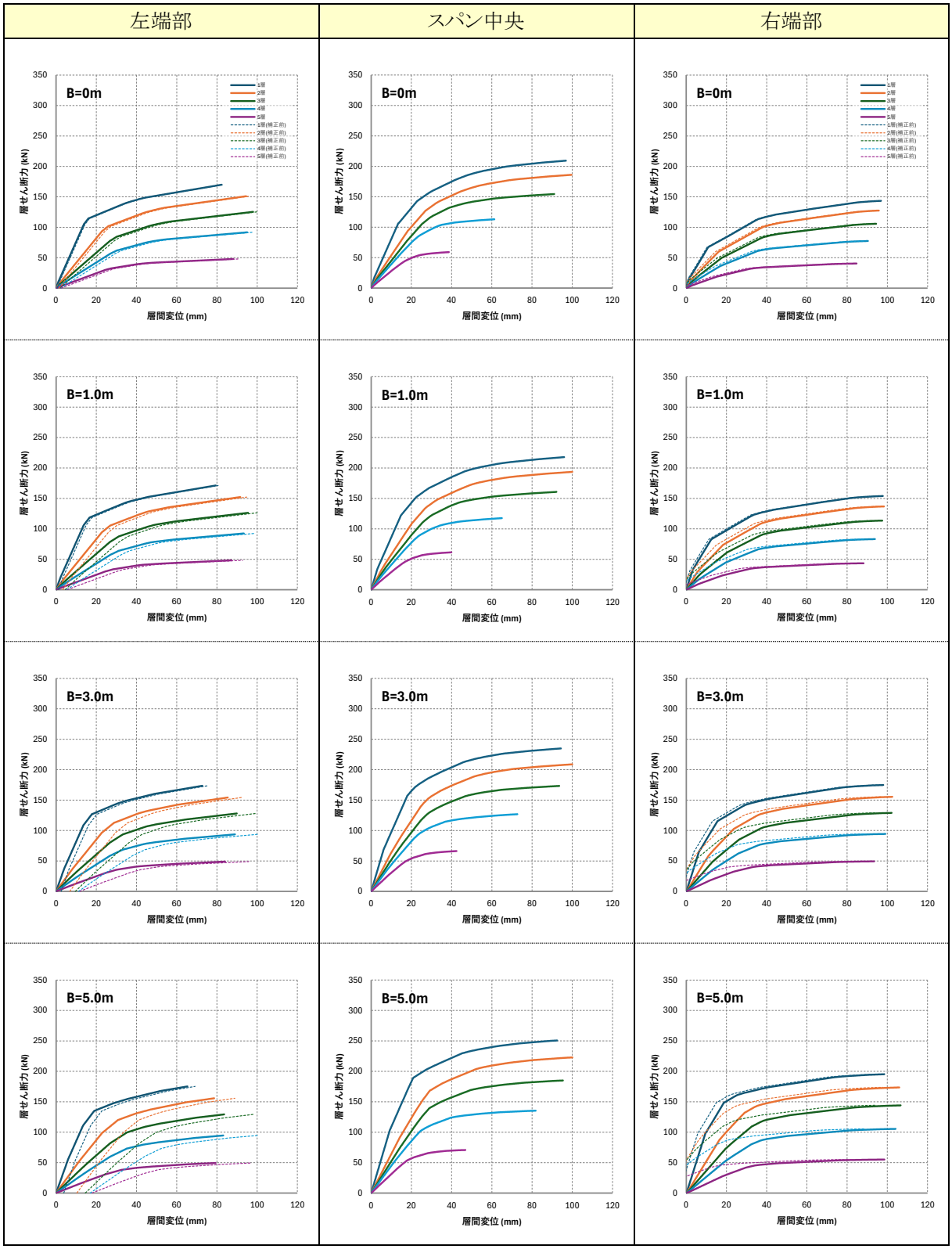
・SS400 の規格降伏耐力×1.1×梁 Zp の 1.0 倍（Mp=140.11 kNm）

・SS400 の規格降伏強度×1.1×梁 Zp の 1.3 倍（1.3Mp=182.14 kNm）

5.3.3 検討結果

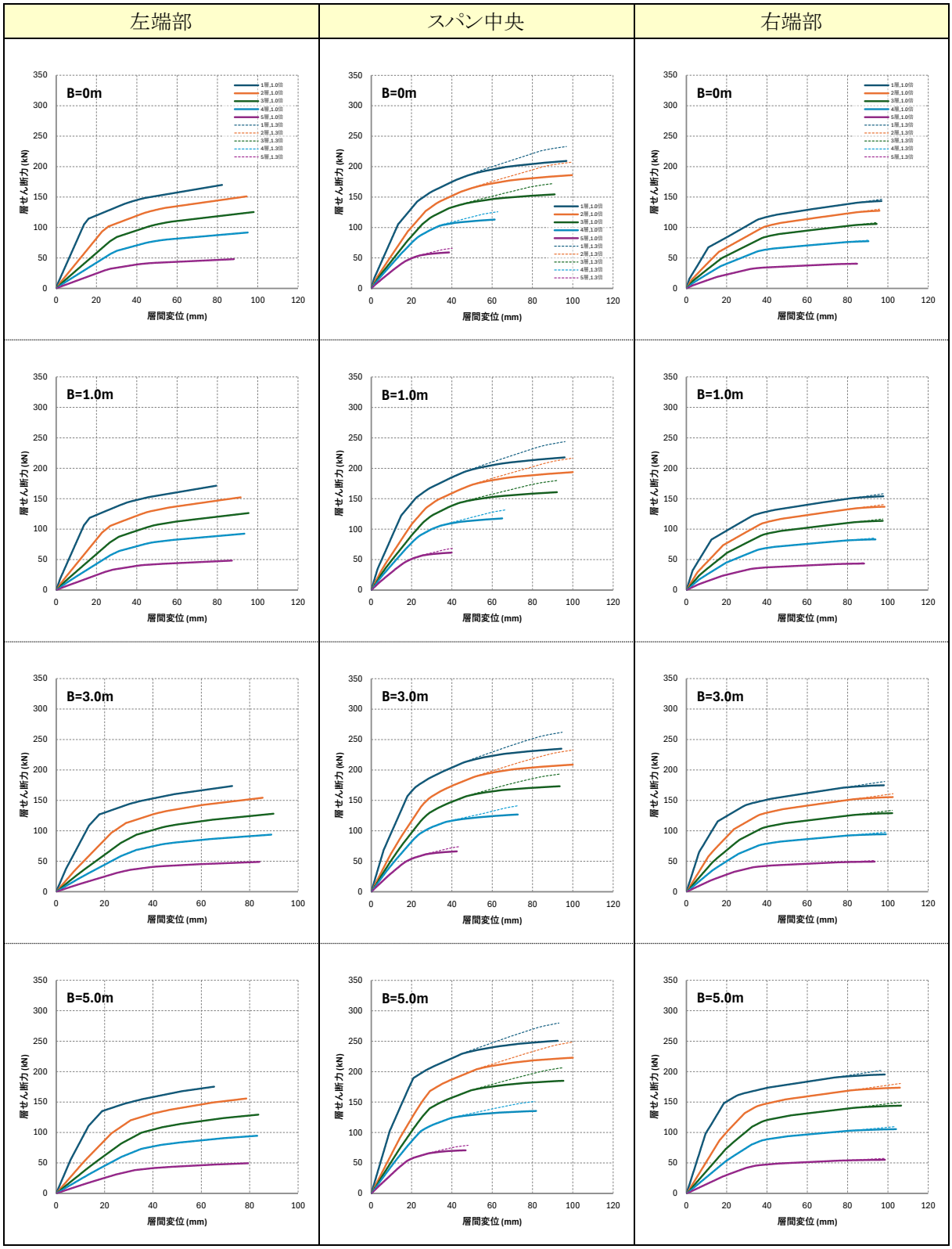
(1) 層せん断力-層間変位関係

表 5.3-1　梁 Mp=140.11kN とした条件の層せん断力-層間変位関係（破線：層間変位の原点補正前）



・「左端部」「右端部」モデルでは初期ステップ（鉛直荷重のみ）で層間変位が生じたため変位を補正。

表 5.3-2　梁 Mp をパラメータとした層せん断力−層間変位関係の比較（実線=Mp，破線=1.3Mp）



・「左端部」モデルのみ、梁 1.3Mp 時に層間変形角 1/30rad 時の荷重上昇が見られなかった。

(2) 最大変形時の応力・変形図比較

表 5.3-3 曲げ応力図（*B*=5m，梁 1.3Mp 時，単位：kNm）

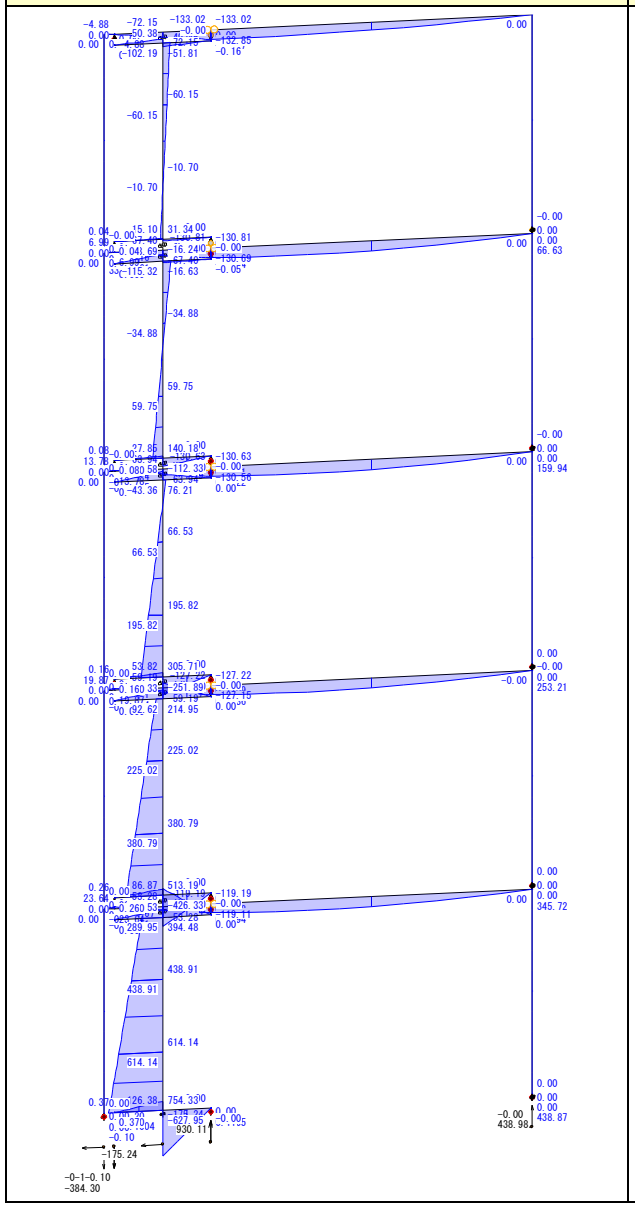
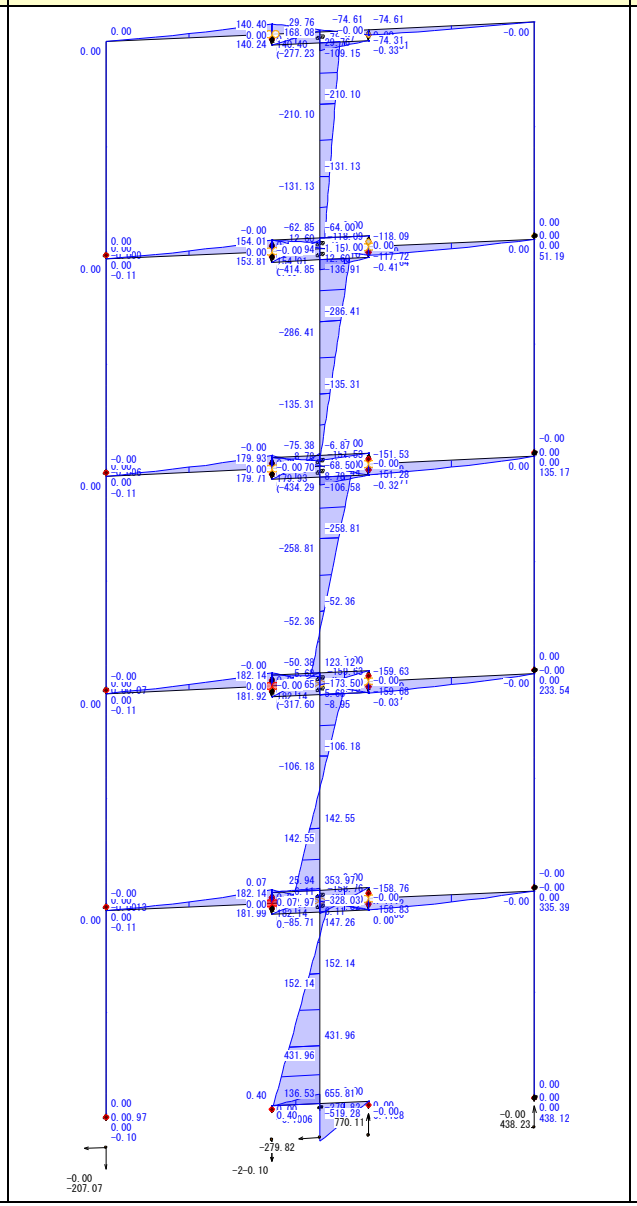
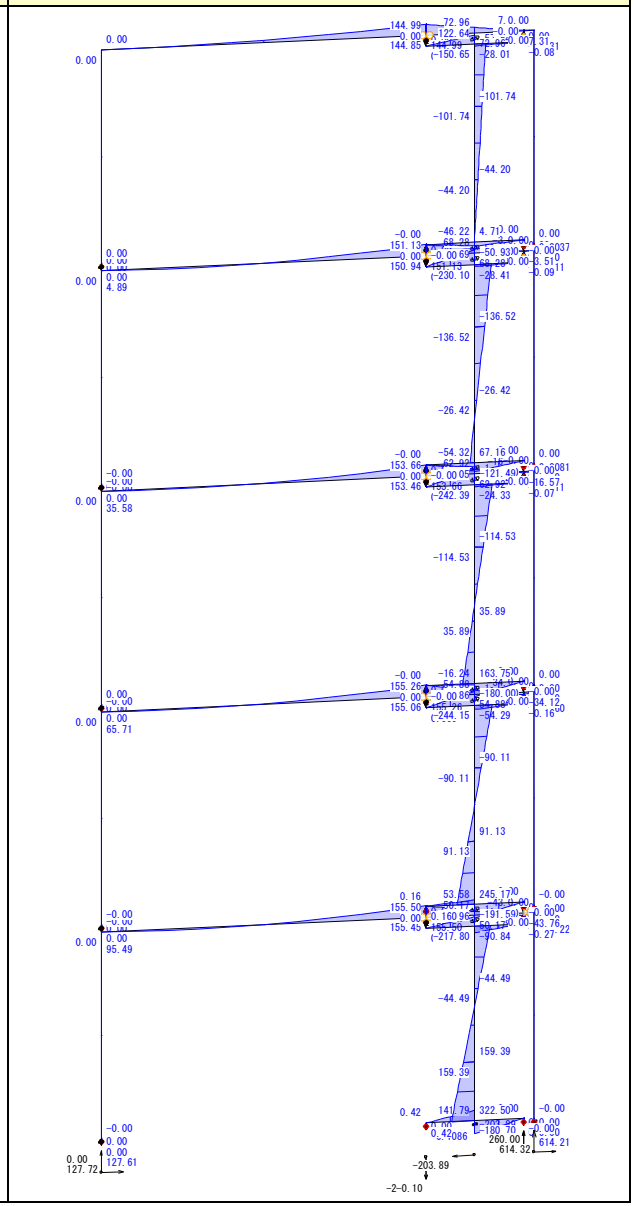
左端部	スパン中央	右端部
		

表 5.3-4 軸力図（*B*=5m，梁 1.3Mp 時，単位：kN）

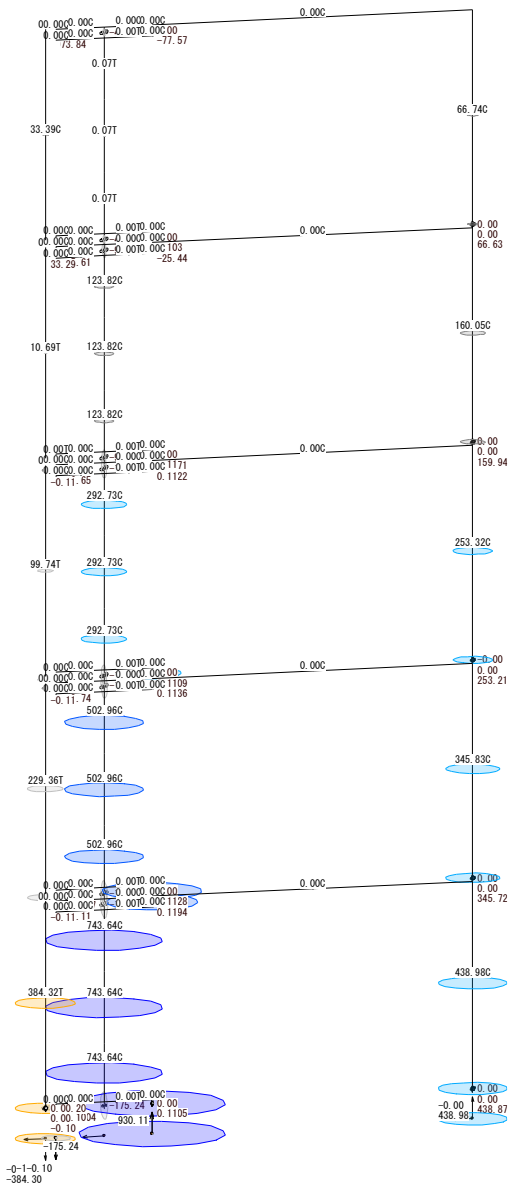
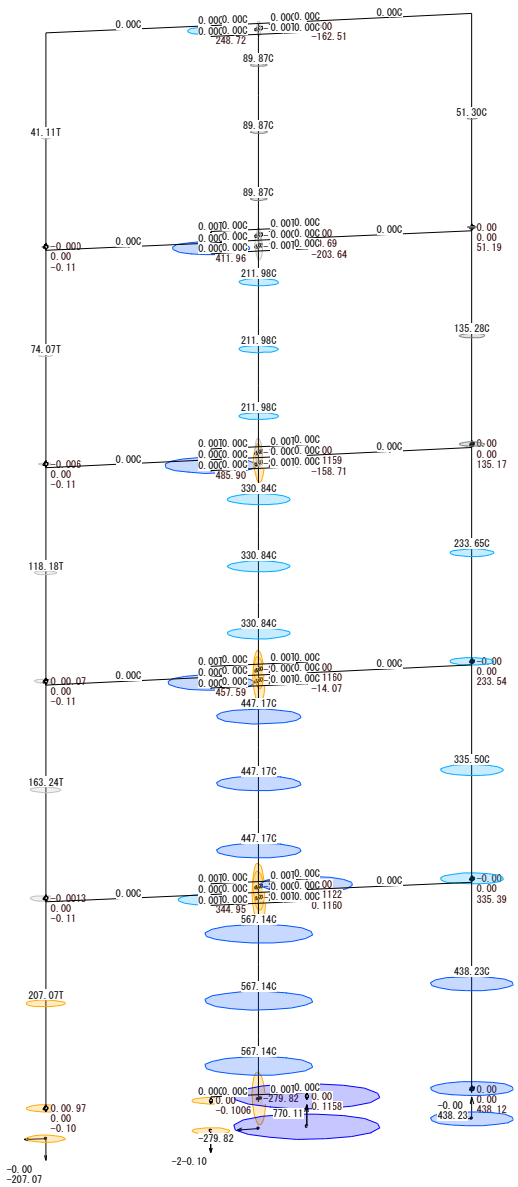
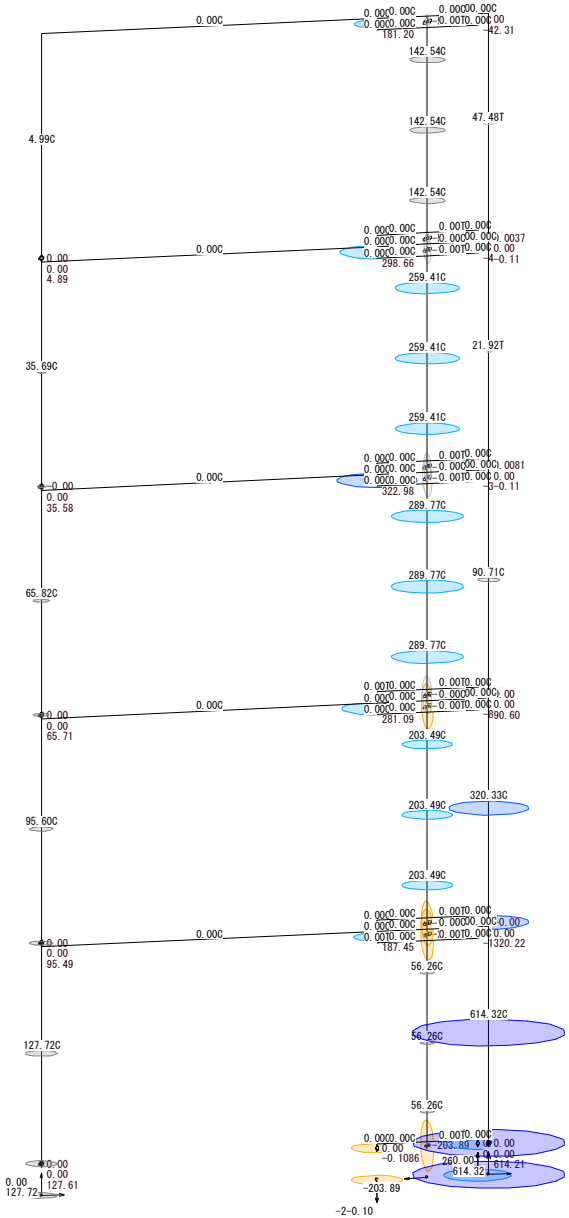
左端部	スパン中央	右端部
		

表 5.3-5 せん断力図（*B*=5m，梁 1.3Mp 時，単位:kN）

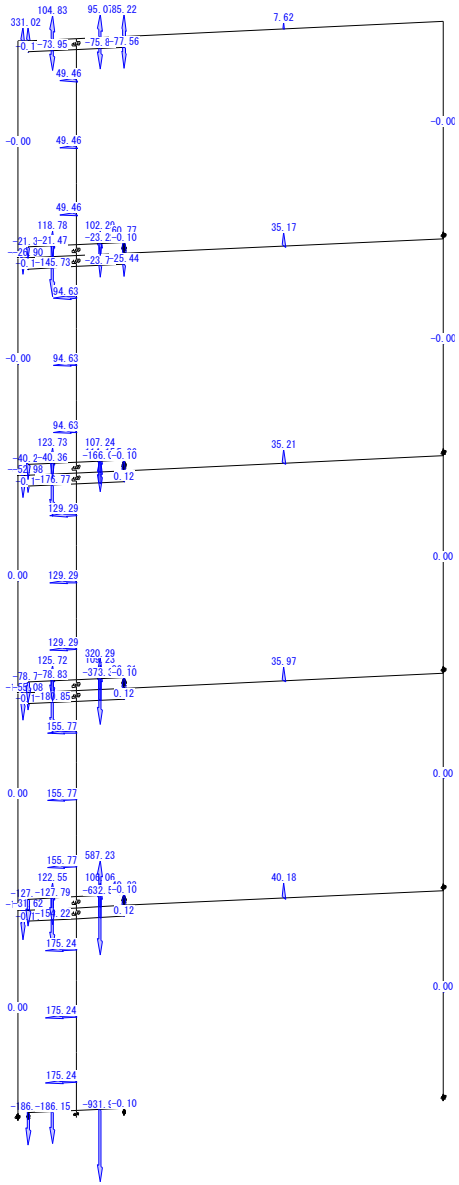
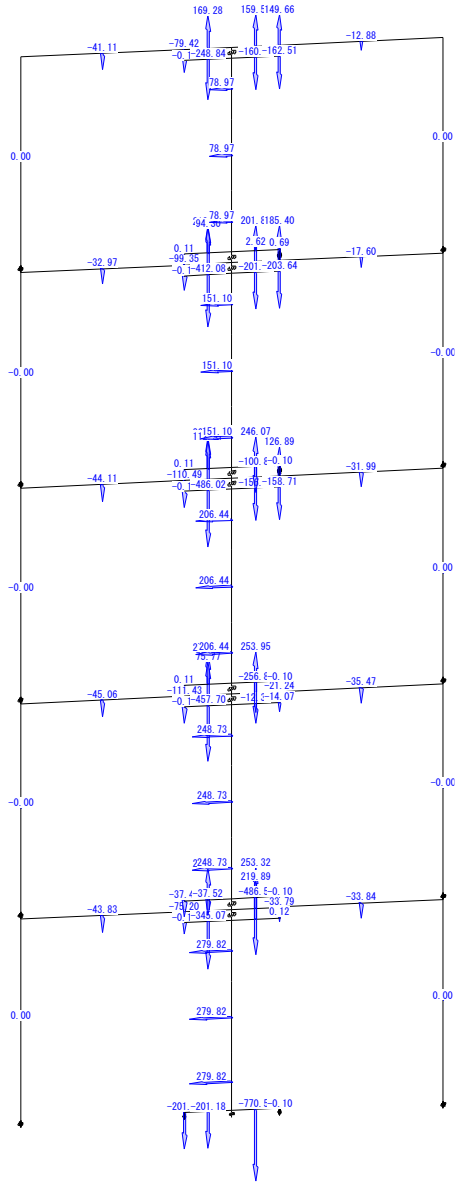
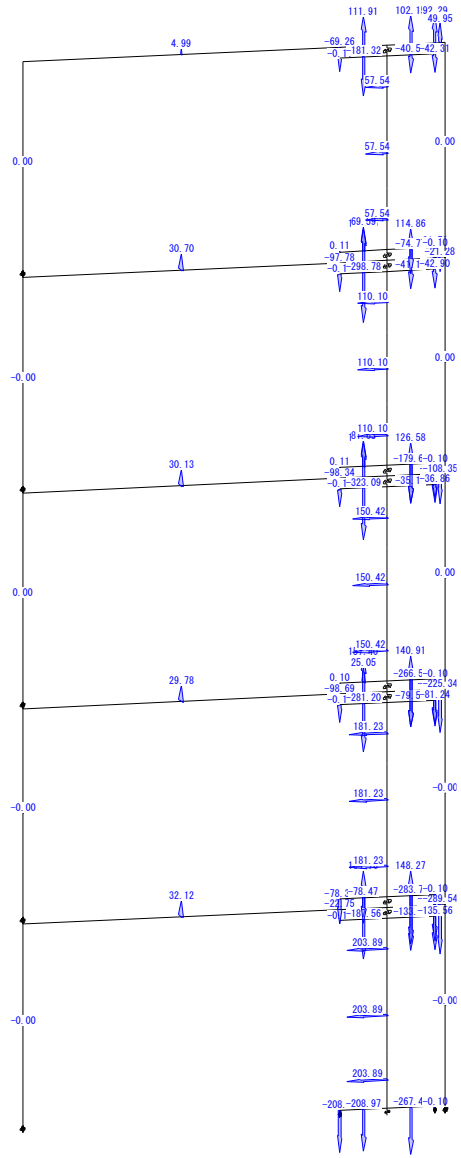
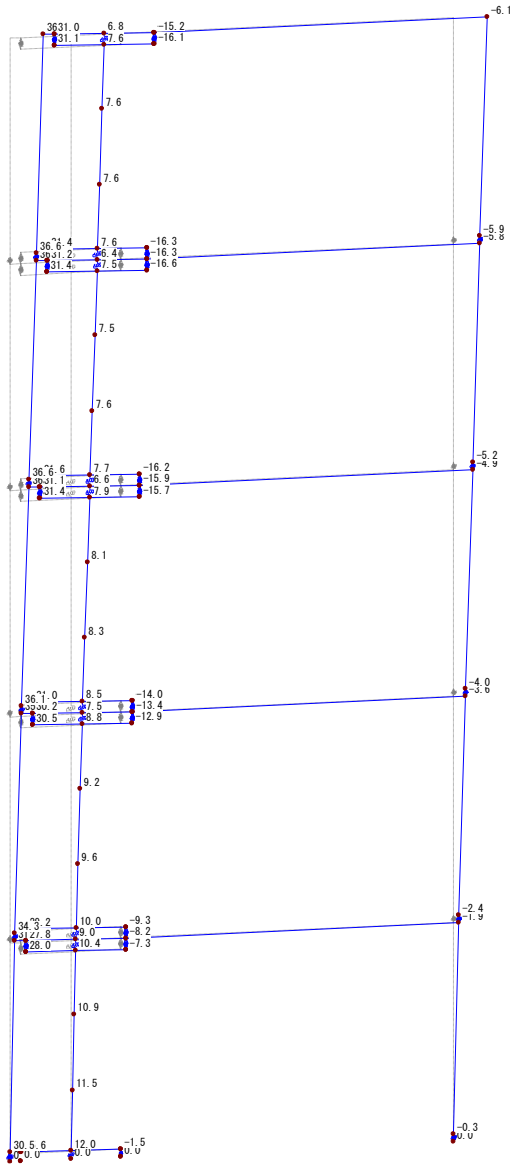
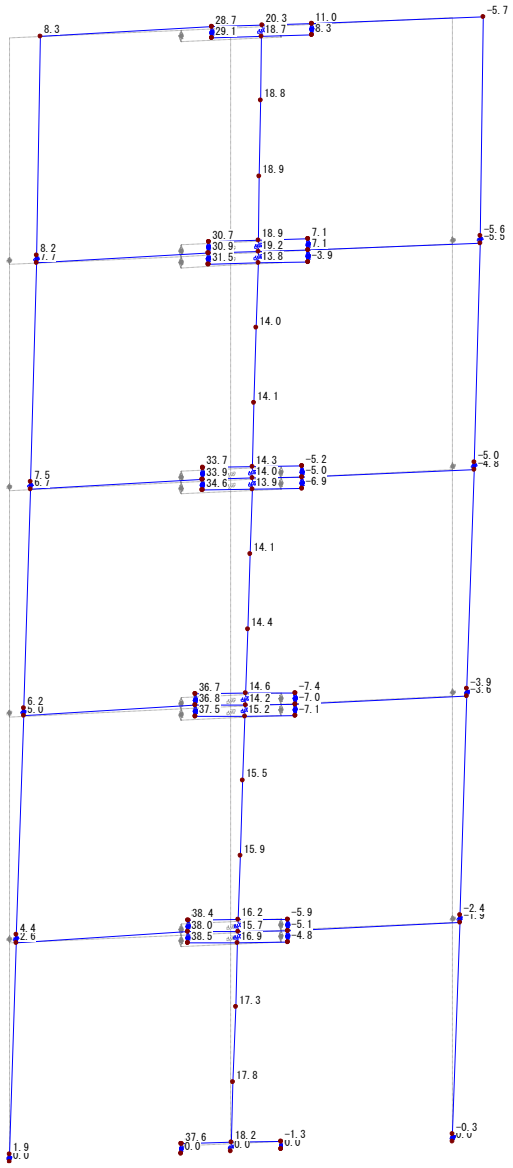
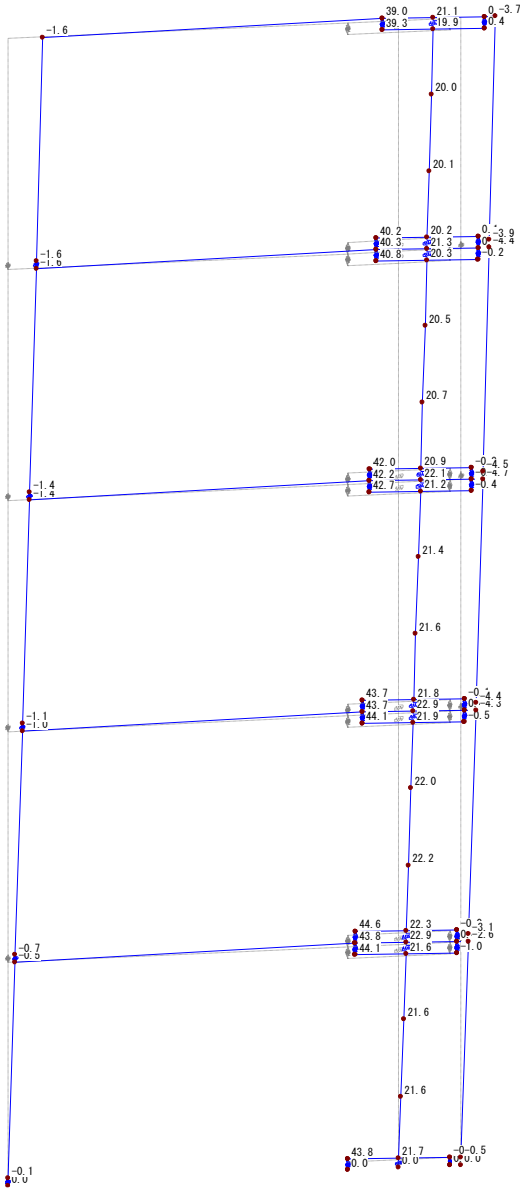
左端部	スパン中央	右端部
		

表 5.3-6 変形図（*B*=5m，梁 1.3Mp 時，数値は Z 方向，単位 mm）

左端部	スパン中央	右端部
		

(3) 各部検定比

各モデルに対する増分解析結果について、最大層間変形角時（1/30rad）における部材及び接合部の応力、変形を集計し、それぞれの部位における終局耐力、終局変形に対する検定比を確認する。対象とする部材及び接合部、検定比の算定方法を以下に示す。

■検定方法

① CLT 壁パネル（曲げ, 軸力）

・参照する応力は、CLT 壁パネルをモデル化した柱要素の曲げ、軸力とする。

・断面検定部位は、CLT 壁パネルにおける GJ の鋼板挿入 DP 端部位置とする。

・検定方法は、以下の 2 通りとする。

$r.M_1 = M／Z・F_b + N／A・F_c = M／(150×1500^2／6×12.42) + N／(150×1500×12.42)$

$r.M_2 = M／M_{ua}$ ※$r.M_2$ は圧縮縁の非線形化を考慮した検定（検定式, M_{ua} は「CLT マニュアル」に準拠）

$M_{ua} = \min.(M_{a1}, M_{a2})$

$M_{a1} = (D-0.85x_n)・C／2 + (D + 2x_n)・T／6$

$M_{a2} = \{N／(D・t・F_c)+1\}・Z・F_b$

ここで、

$x_n = (N+F_b・t・D/2)／\{(0.85^2F_c+F_b/2)・t\}$

$T = F_b・t・(D-x_n)/2$

$C = 0.85^2F_c・t・x_n$

F_b, F_c ：CLT 壁パネルの面内曲げ, 圧縮の基準強度で、S90-5-5 の場合 12.42(N/mm^2)

t ：CLT 壁パネルの厚さで、150(mm)

D ：CLT 壁パネルの幅で、1500(mm)

Z ：CLT 壁パネルの断面係数で、150×1500^2/6（mm^3）

② 鉄骨梁（曲げ, せん断）

・参照する応力は、各階床レベル梁要素の曲げ、せん断応力とする。

・梁要素に設定した全塑性曲げモーメントに対する存在応力比として、以下のように算定する。

全塑性曲げモーメントに対する曲げ応力比

1.0Mp の場合 ：$M_G／M_p$

1.3Mp の場合 ：$M_G／1.3M_p$

終局せん断耐力に対するせん断応力比

せん断応力比 ：$Q_G／Q_{ua}$

ここで、

M_G ：梁要素の最大曲げモーメント（kNm）

Q_G ：梁要素の最大せん断力（kN）

M_p ：鉄骨梁 H-300×150×6.5×9（SS400）の全塑性モーメントで、M_p = 140.1(kNm)

Q_{ua} ：実験に基づく上記鉄骨梁の評価耐力で、Q_{ua} = 439.5(kN)

③ GJ 接合部（引張, 圧縮, せん断）

・参照する応力及び変形は、CLT 壁パネル上下端に設けた軸ばね（引張・圧縮）、せん断ばね（せん断）とする。

・引張の検定方法は、以下とする。

応力 ：$r.N_t = N_t／T_{ua}$

変形 ：$r.N_{t\delta} = \delta_t／T_{u\delta a}$

ここで、

N_t, δ_t　:軸ばねの引張応力，引張側の変形(kN, mm)

T_{ua}　:引張側アンカーボルト（M27, ABR490）の規格破断耐力で、237.65(kN)

$T_{u\delta a}$　:引張側アンカーボルト（M27, ABR490）の終局変形で、当該アンカーボルト有効長さ L_e の 16%

・圧縮の検定方法は、以下とする。

応力　:$r.N_c = N_c / C_{ua}$

ここで、

N_c　:軸ばねの圧縮応力（kN）

C_{ua}　:圧縮側の接合部耐力で、基礎及び鉄骨梁接合部は 1087.5(kN), CLT 床接合部は 840.0(kN)

・せん断の検定方法は、以下とする。

応力　:$r.Q_W = Q_{we} / Q_{ua}$

ここで、

Q_{we}　:せん断ばねのせん断力 Q_w から圧縮による摩擦抵抗分（=0.3N_c）を減じた値（kN）

Q_{ua}　:せん断の接合部耐力で、基礎接合部 195.0(kN)、床接合部 170.3(kN)、鉄骨梁接合部 247.5(kN)

④ GJ 接合部の MN 関係

GJ 接合部の圧縮及び引張特性を実験結果に基づく集約バネとした場合の評価値、応力中心間距離 j=1350mm として作成した MN 関係グラフ（壁-基礎，壁-床）を以下に示す。また、解析結果として参照する応力は、各階 CLT 壁パネルをモデル化した柱要素の上下端部（軸ばねを配置する剛域との接点部）の曲げ及び軸力とし、GJ 接合部の MN 関係グラフ上にプロットする。壁-鉄骨梁接合部は、壁-基礎として扱う。

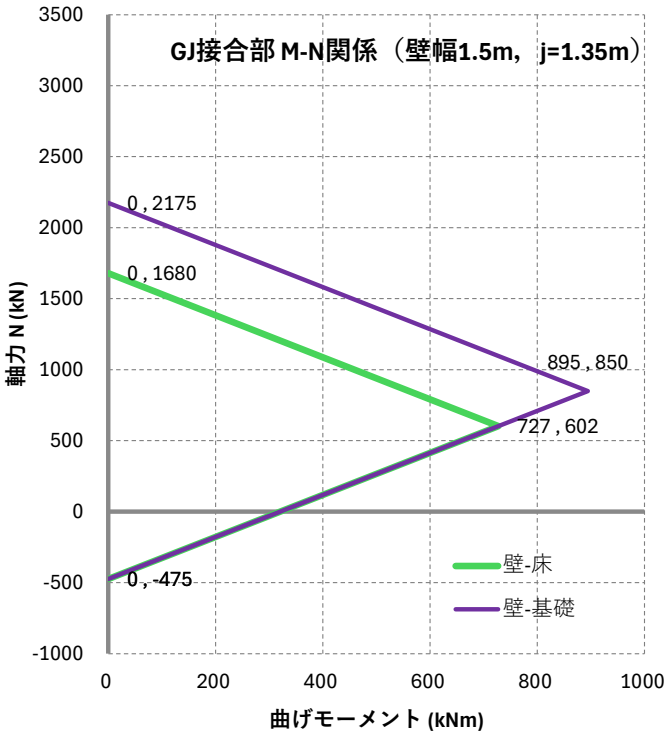
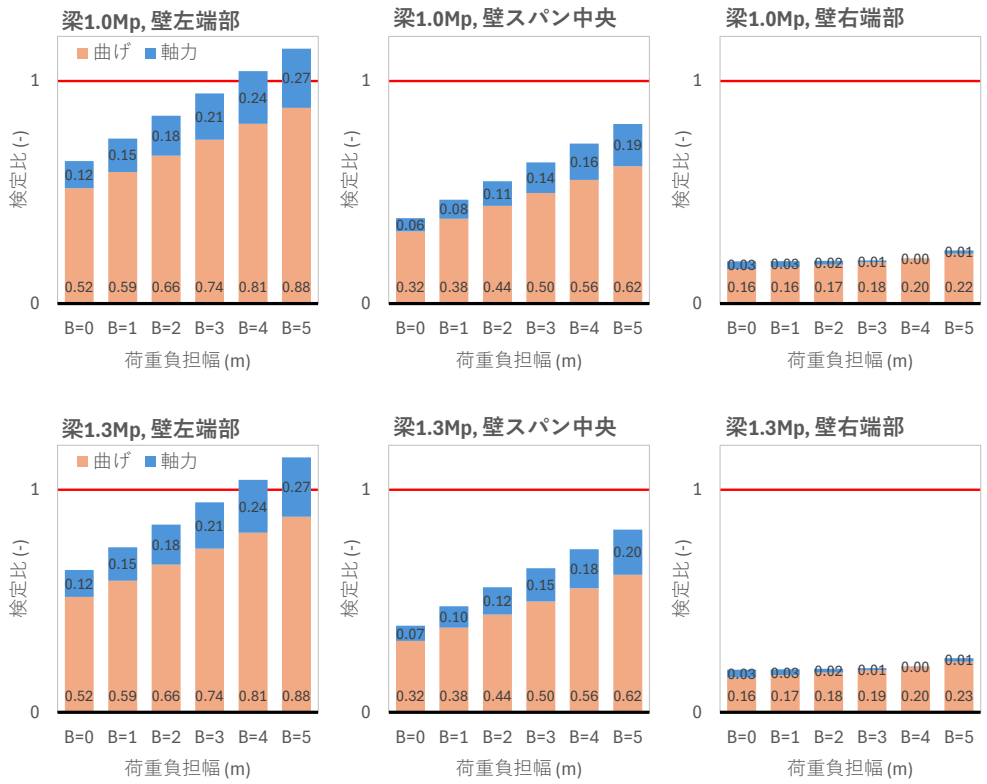


図 5.3-3　CLT 壁幅 1.5m（j=1.35m）GJ 接合部の MN グラフ

■検定結果

① CLT 壁パネルの曲げ･軸力に対する検定比

･1 階壁脚部，曲げ＋軸力による検定（$r.M_1$）



･1 階壁脚部，中立位置を考慮した曲げによる検定（$r.M_2$）

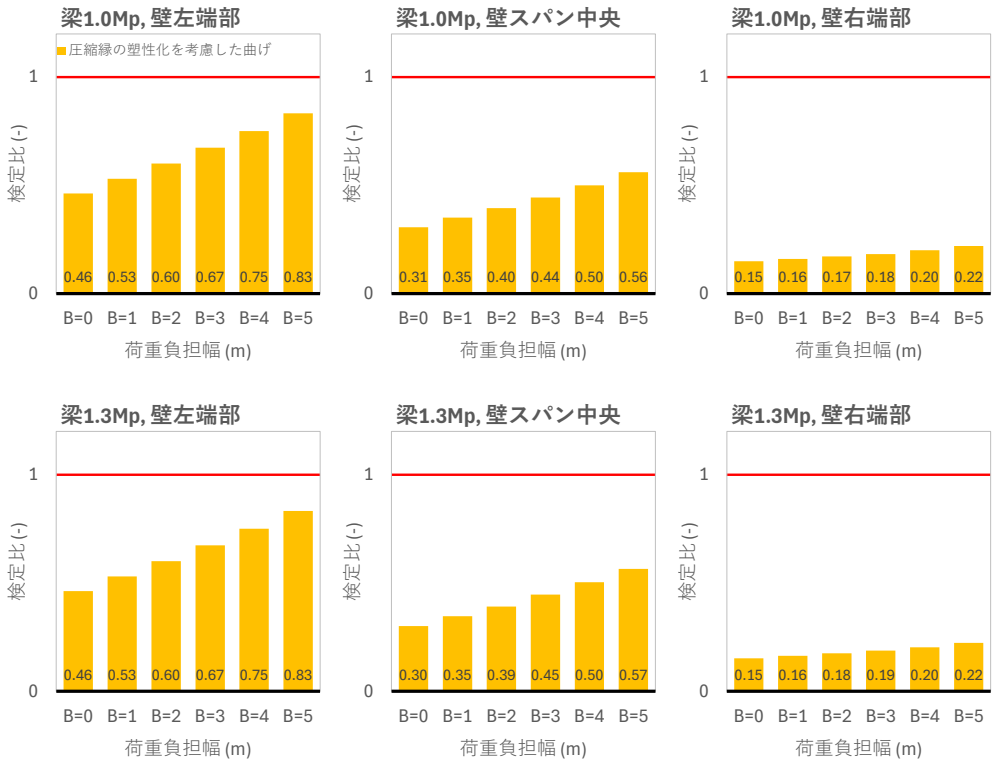
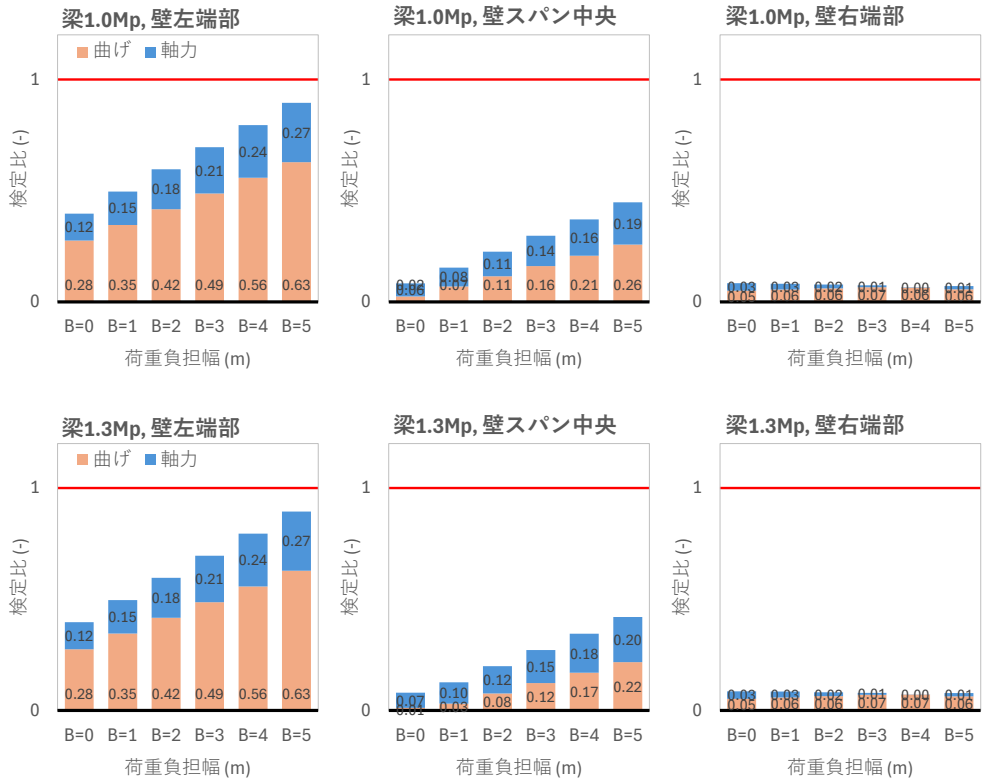


図 5.3-4　CLT 壁パネルの曲げ・軸力による検定比（1 階壁脚部）

・1 階壁頭部，曲げ＋軸力による検定（$r.M_1$）



・1 階壁頭部，中立位置を考慮した曲げによる検定（$r.M_2$）

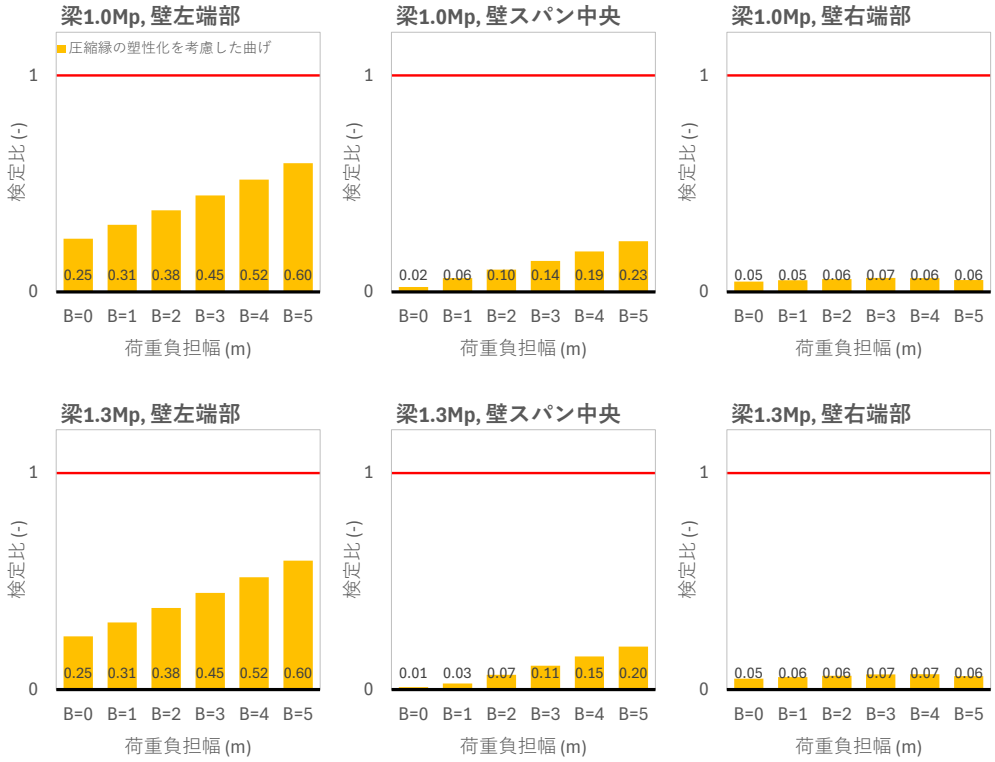
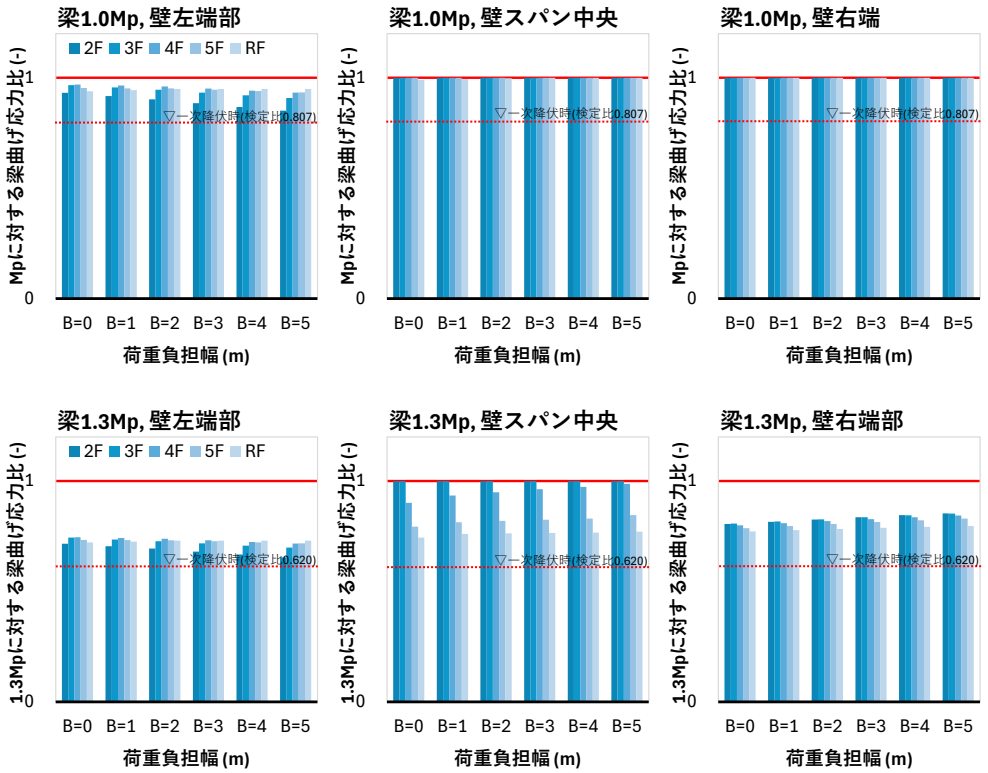


図 5.3-5　CLT 壁パネルの曲げ・軸力による検定比（1 階壁頭部）

② 鉄骨梁の曲げ・せん断に対する応力比

・全塑性曲げモーメントに対する曲げ応力比



・終局せん断耐力に対するせん断応力比

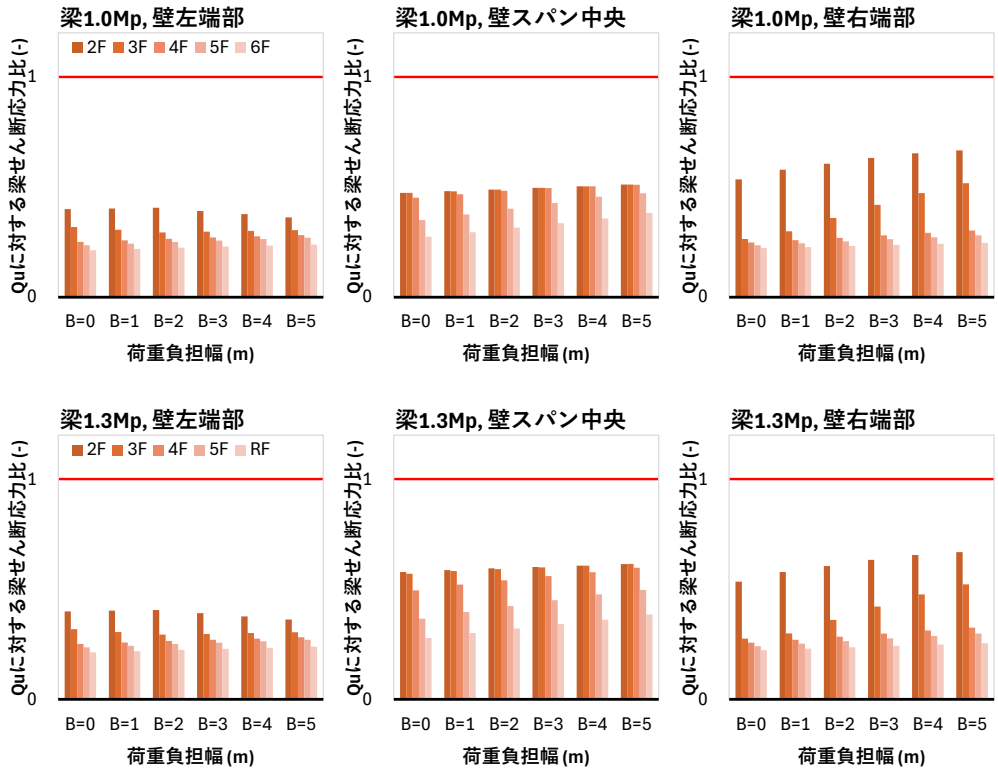
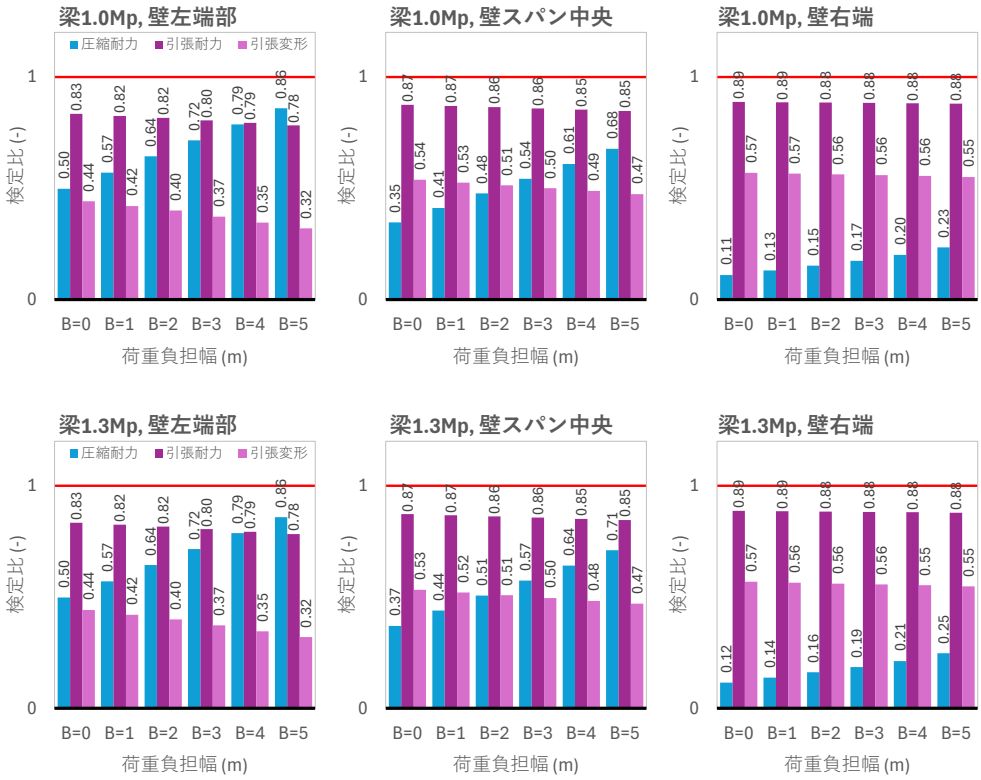


図 5.3-6 鉄骨梁の全塑性曲げモーメント・終局せん断耐力に対する最大応力比

③-1 GJ 接合部の引張・圧縮対する検定比

・1 階壁脚部（$r.N_c$, $r.N_t$, $r.N_{t\delta}$）



・1 階壁頭部（$r.N_c$, $r.N_t$, $r.N_{t\delta}$）

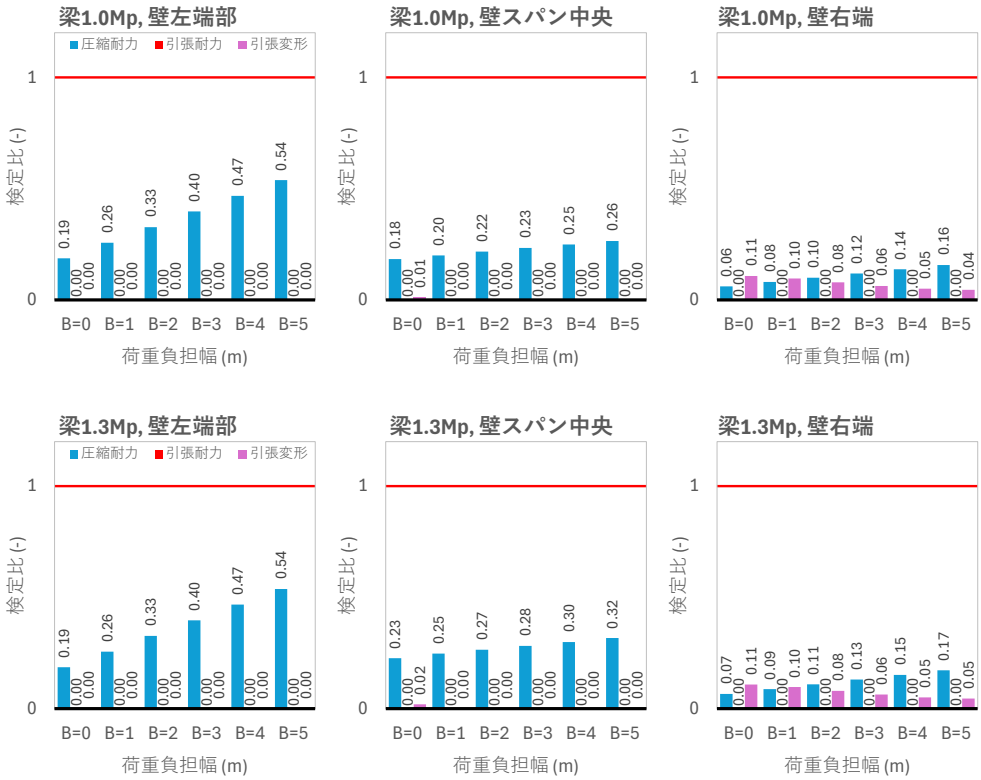
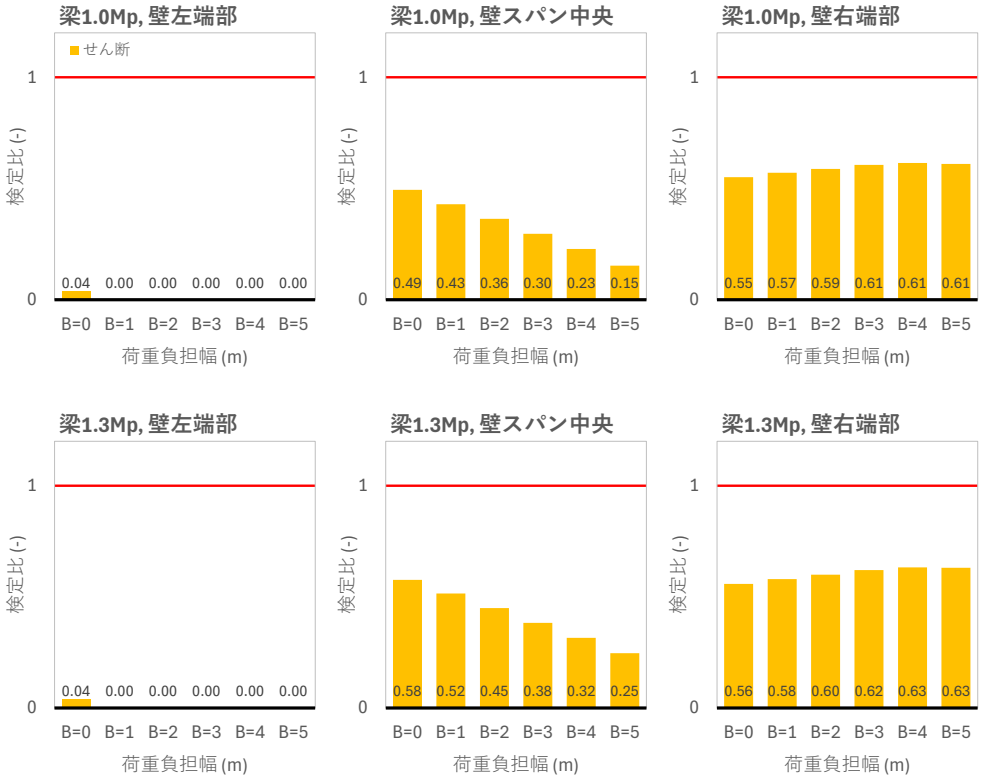


図 5.3-7　GJ 接合部の圧縮力・引張力に対する検定比（1 階 CLT 壁の脚部・頭部）

③-2 GJ 接合部のせん断に対する検定比

・1 階壁脚部（$r{:}Q_W$）



・1 階壁頭部（$r{:}Q_W$）

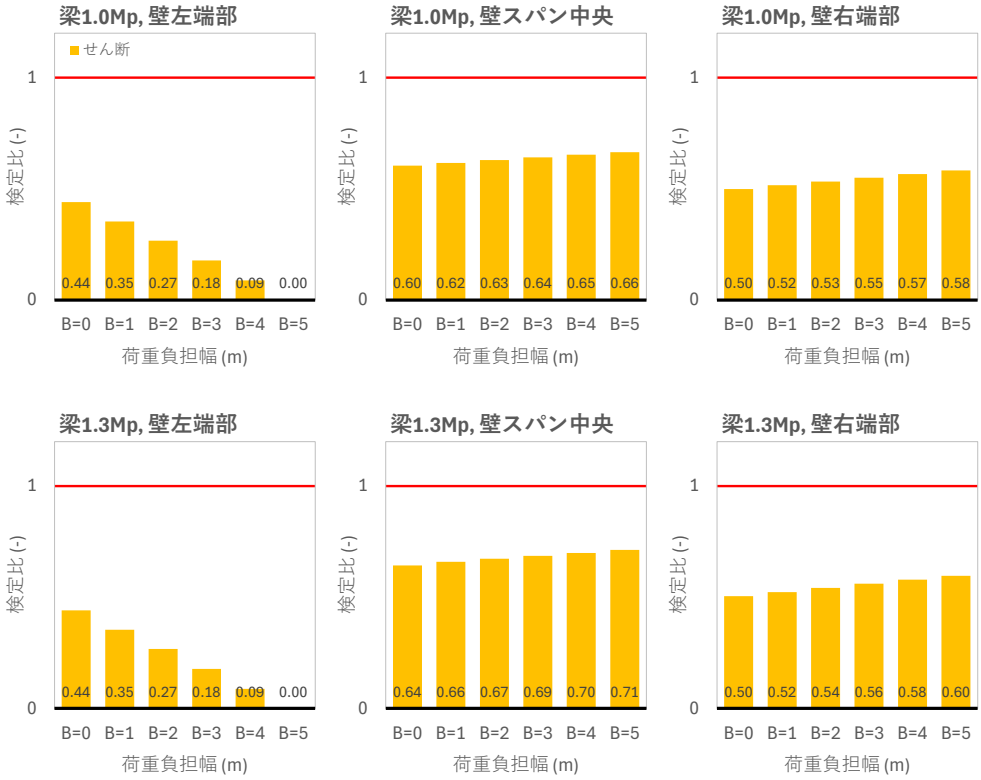
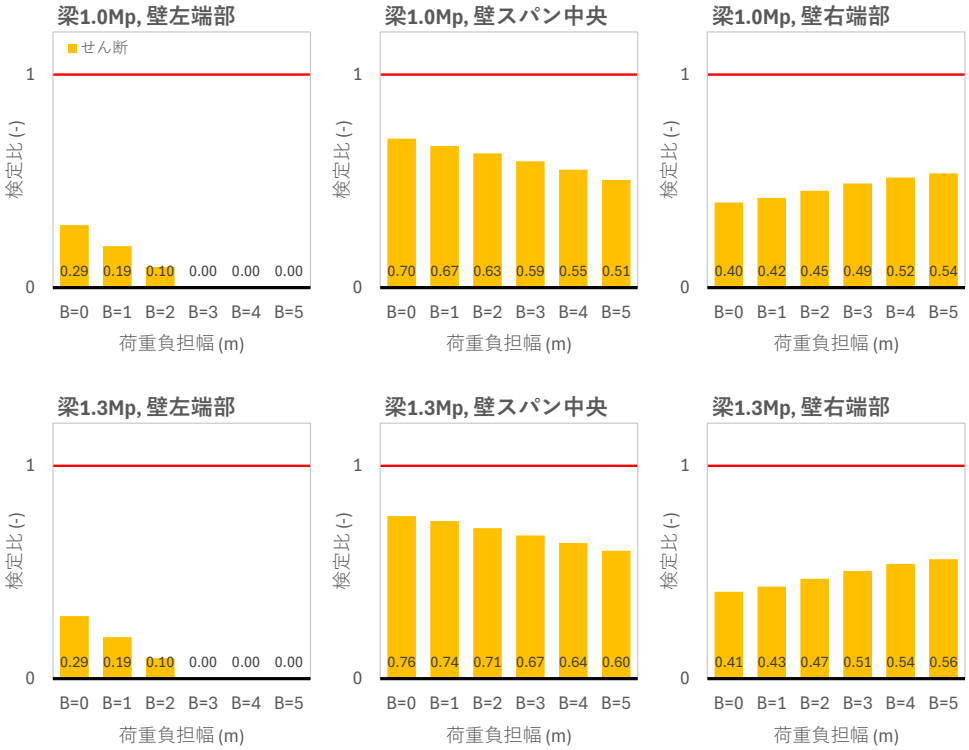


図 5.3-8　GJ 接合部のせん断力に対する検定比（1 階 CLT 壁の脚部・頭部）

・2 階壁脚部（$r.Q_W$）



・2 階壁頭部（$r.Q_W$）

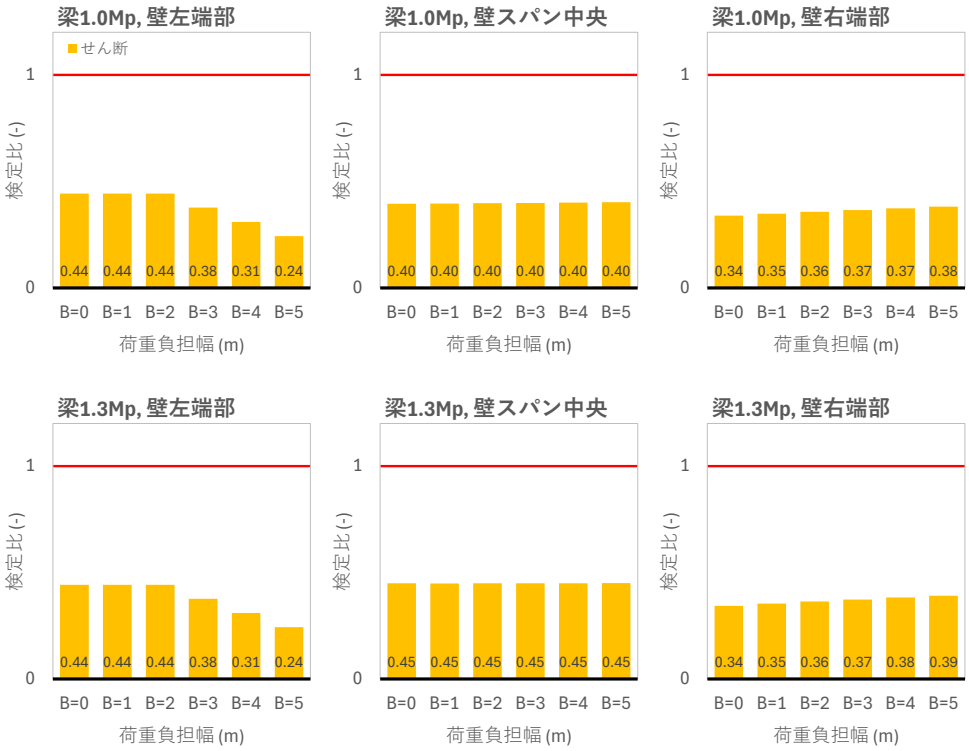


図 5.3-9　GJ 接合部のせん断力に対する検定比（2 階 CLT 壁の脚部・頭部）

◇参考:1 階 CLT 壁 GJ 接合部のせん断力(軸力による摩擦抵抗分を減じる前のせん断力)

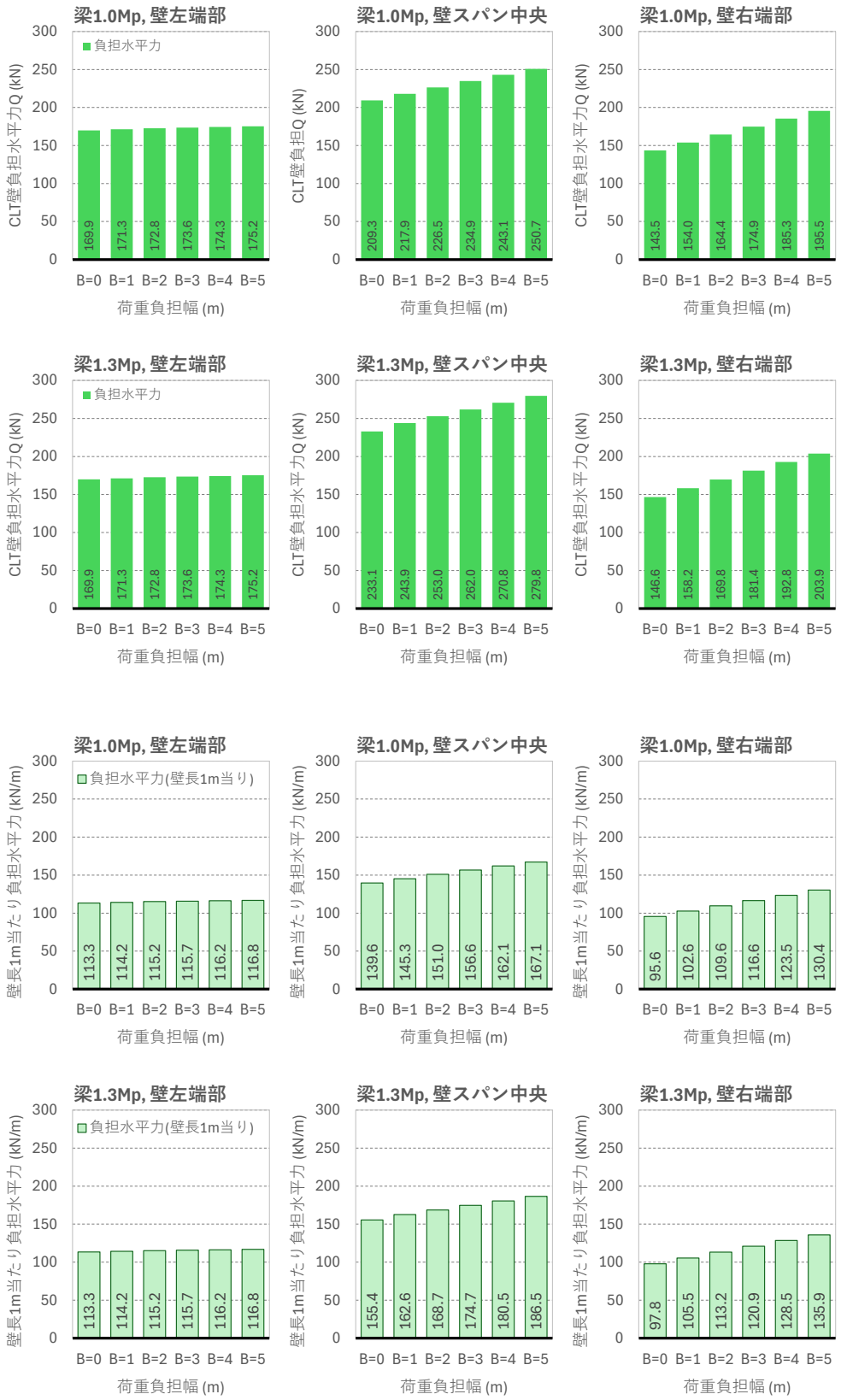
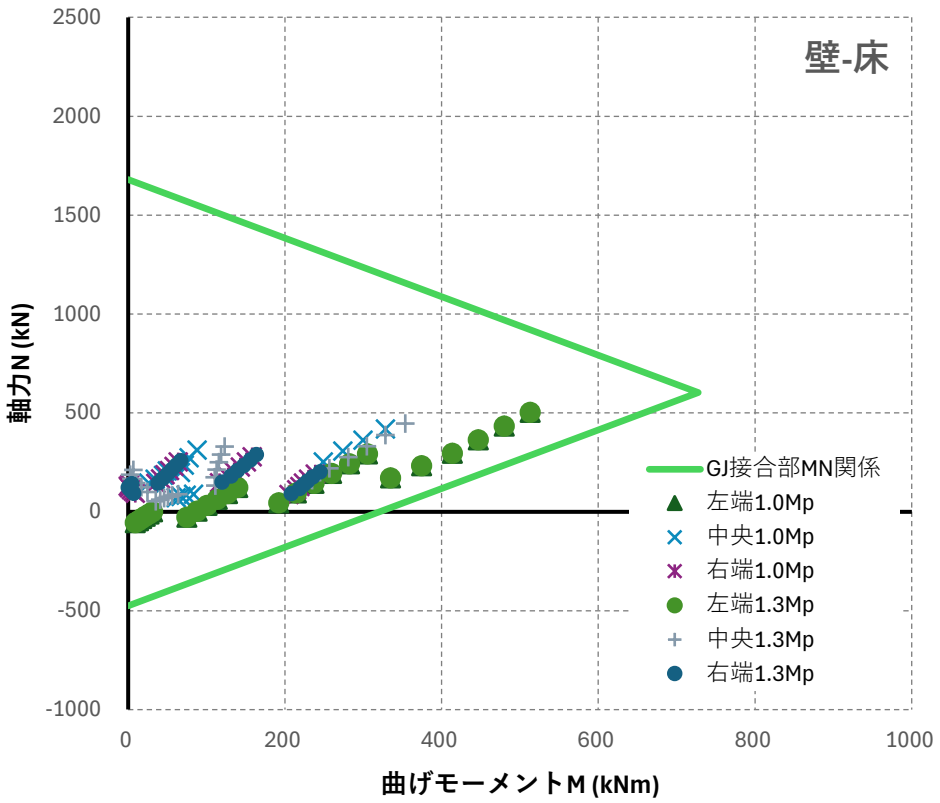


図 5.3-10 GJ 接合部のせん断力

(1 階 CLT 壁, 圧縮力による摩擦抵抗分を減じる前の値)

④ GJ 接合部の MN 関係



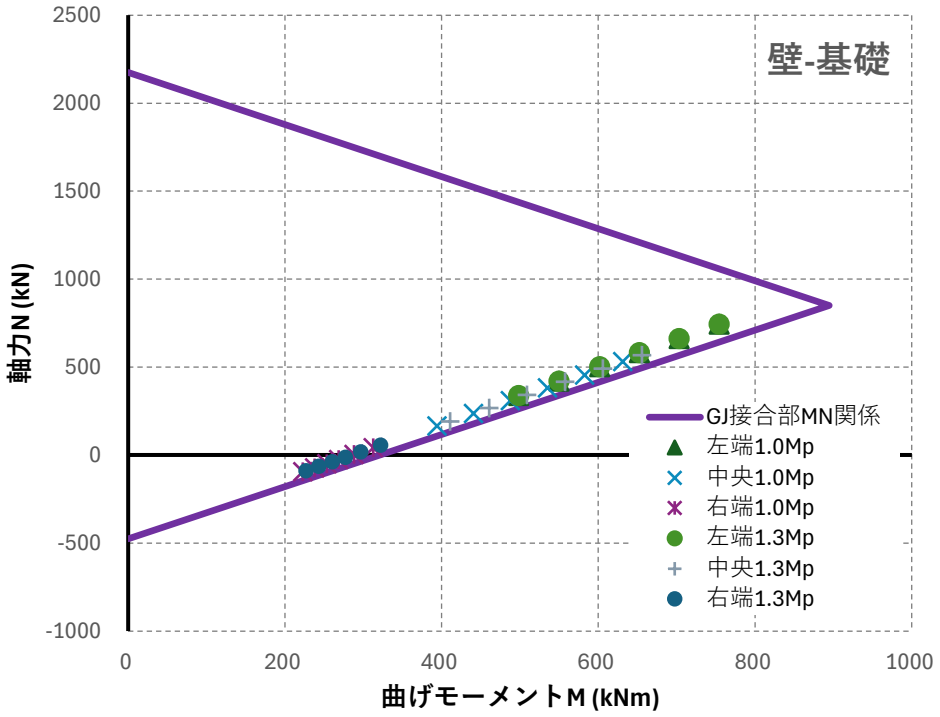


図 5.3-11 GJ 接合部の MN 関係および解析結果のプロット

(4) 検討結果まとめ

本検討を通して、以下の知見を得た。

- いずれのモデルも全体崩壊形（「2024 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」に基づき、70%以上の層で $\gamma_u \geqq \gamma_{u.max}/2$）を確認したが、「スパン中央」モデルなど最上層の層間変形が相対的に小さくなる配置も確認した。
- 一次設計時のベースシアはモデルによって変動するが、概ね 100～150kN（荷重負担幅 B=1m の場合）で、架構に作用する鉛直荷重が大きいほどベースシアも高くなる傾向があった。
- 横架材の曲げ戻し効果が大きくなる「スパン中央」モデルで水平耐力が最大となったが、直交壁（検討モデルではスパン端部ピン柱）の固定度によって、大きく変動する。
- 壁脚-基礎接合部の塑性変形は最大で 45mm 程度であり、設計で想定する最大変形 80mm（アンカーボルトの伸び 16%）に対して余裕があった。
- 鉄骨梁接合部の GJ 変形量は、圧縮、引張とも 1mm 程度以下で、梁が先行降伏することにより接合部の変形は小さかった。
- 鉄骨梁のせん断降伏は、「右端部」モデルの 2 階床梁右端部で発生し、層間変形角時の鉄骨梁のせん断変形量は 2mm 程度であった。
- GJ 接合部の引張及び圧縮、鉄骨梁の曲げ降伏に加え、鉄骨梁のせん断降伏を許容することで、局部的な応力集中が緩和され、各部について終局耐力および終局変形以下にとどまる見通しであった。

5.3.4 構造計算モデルの簡略化について

(1) 構造計算モデルの簡略化の目的

構造計算モデルの簡略化を目的として、前掲の軸ばねモデルに対し、CLT 壁パネルを模擬した柱要素の端部に GJ 接合部の MN 関係を設定した平面フレームモデル（以下、MN モデル）を設定する。

(2) MNモデルの設定

MN モデルは、CLT 壁パネルを柱要素としてモデル化し、その端部に GJ 接合部の MN 関係（図中 A,B）を設定する。軸ばねモデルで設けた壁パネル上下の水平剛材は省略し、横架材の断面性能を十分に大きくした剛材（剛域）として設定する。(公財)日本住宅・木材技術センター「2024 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」では、本検討と類似のモデル化の手法として 3.1.2 項の(4.2)に「材端バネモデル」が示されている。同書では、横架材の剛域とする部分を壁幅の 1/2 とされているが、本検討では GJ 接合部間隔と同じ範囲を剛域とする方が、軸ばねモデルとの整合性がよいことを事前に確認しており、そのように設定した。

また、柱要素端部には、軸ばねモデルで設定した GJ 接合部の圧縮・引張ばね（弾性剛性）の平均値による等価な材端回転ばね、及びせん断ばねを考慮する。架構端部のピン柱は、軸ばねモデルで設定した直交壁による軸剛性を考慮する。

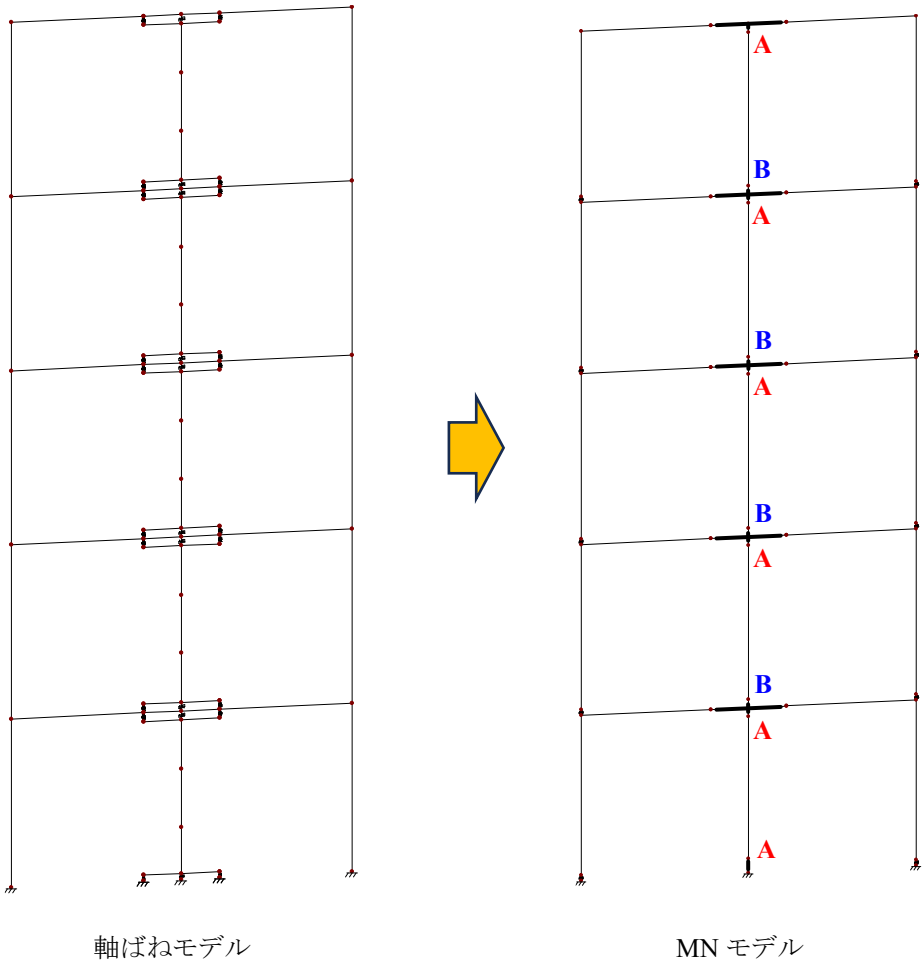


図 5.3-12 構造計算の合理化に向けたモデル化の簡略化（案）

◇材端ばね（弾性剛性）

・回転剛性

壁-基礎　　：91,361(kNm/rad)

壁-床　　：147,290(kNm/rad)

壁-鉄骨梁　：147,738(kNm/rad)

・せん断剛性

各部共通　　：150 (kN/mm)

MN モデルの柱要素端部に設定する MN 関係は、前掲の CLT 壁幅 1.5m の条件に合わせて GJ 接合部の応力中心間距離 j=1.35m として設定した特性を与える。 CLT 壁-基礎接合部の特性（=A）は、各階壁上部の鉄骨梁接合部にも適用し、CLT 床との接合部（=B）は、2～5 階床レベルに設定する。

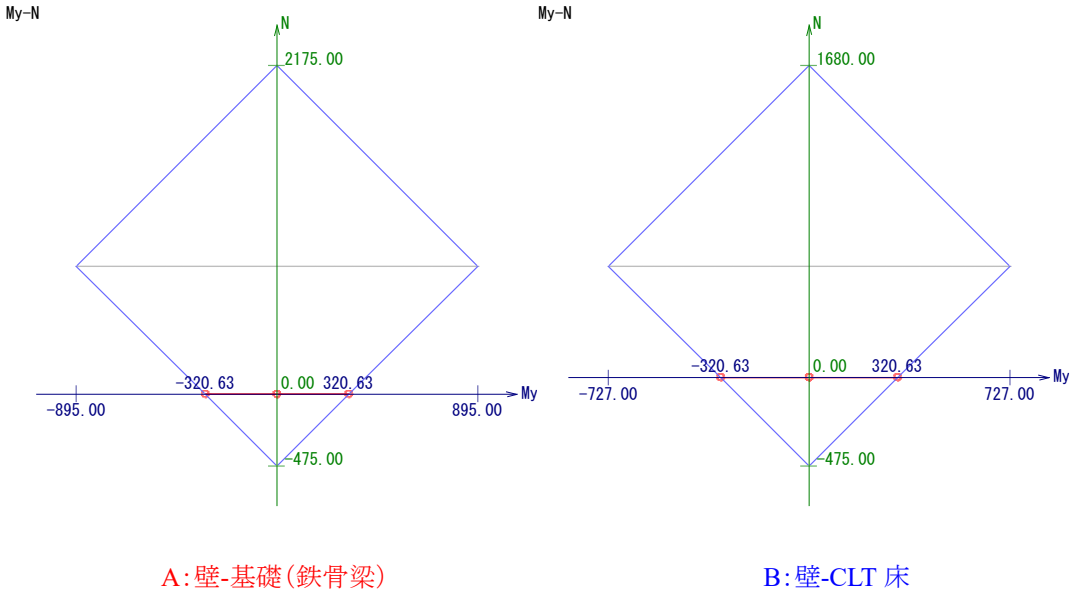


図 5.3-13　MN モデルの柱要素端部に設定する MN 関係（SNAP 入力画面より）

(3) 解析パラメータと解析条件

本検討では軸ばねモデルとの比較を目的とし、前掲の「スパン中央モデル」（=モデル①）の 1 ケースとする。解析パラメータは、荷重負担幅 B=0～5m@1m の 6 ケース、梁の全塑性曲げモーメントは 1.3M_p のみとする。MN モデルに対する増分解析は荷重増分解析とし、試設計モデルプランで算定した Ai 分布による各層水平力分布とする。解析条件として P-Δ 効果を考慮し、いずれかの層の最大層間変形角が 1/30rad に達するときを解析終了条件とする。

(4) 検討結果

解析結果として、荷重負担幅 B（6 ケース）ごとの層せん断力－層間変位関係、曲げ応力図を例示する。

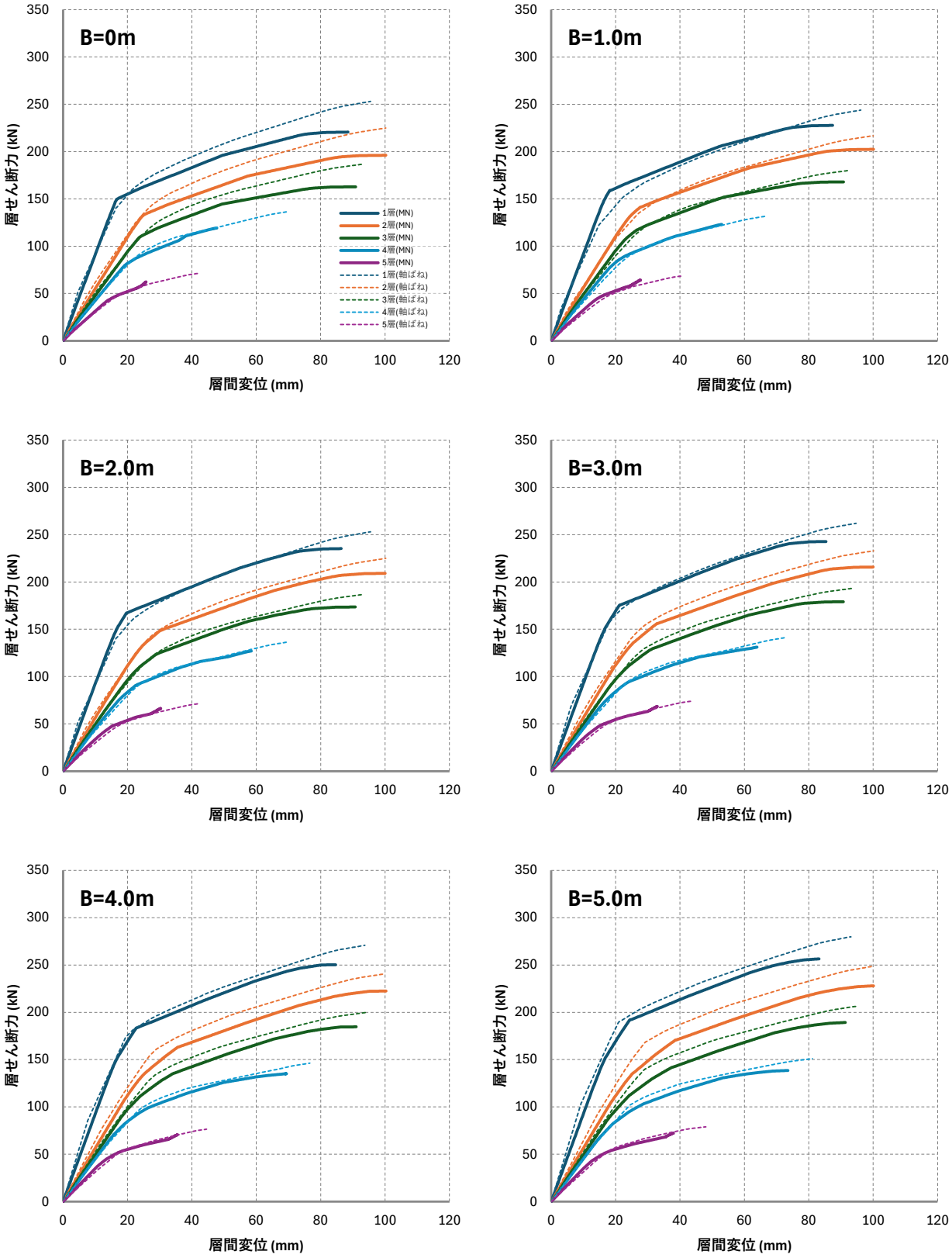
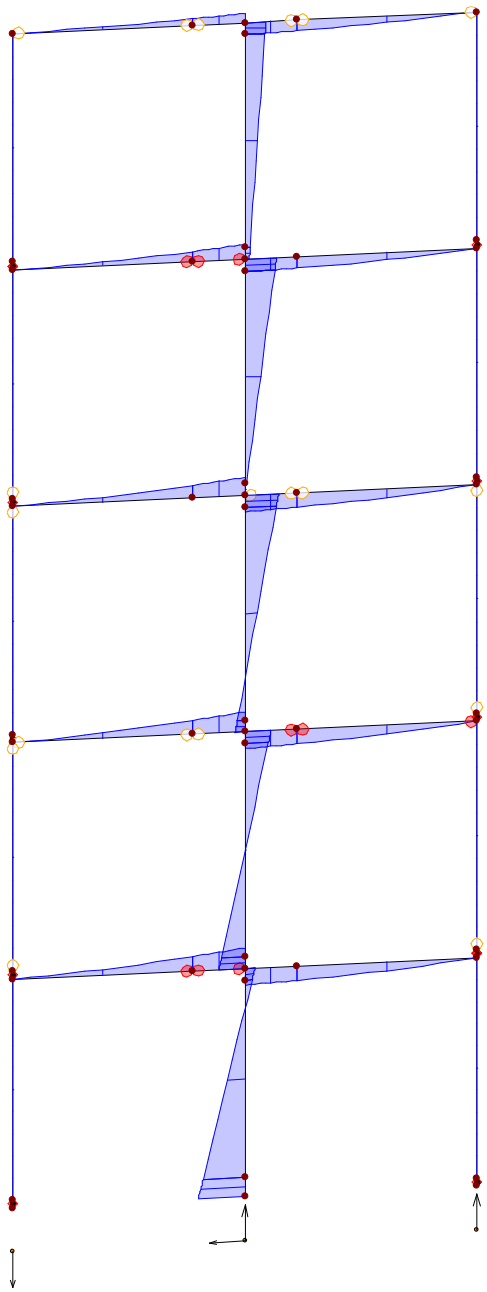
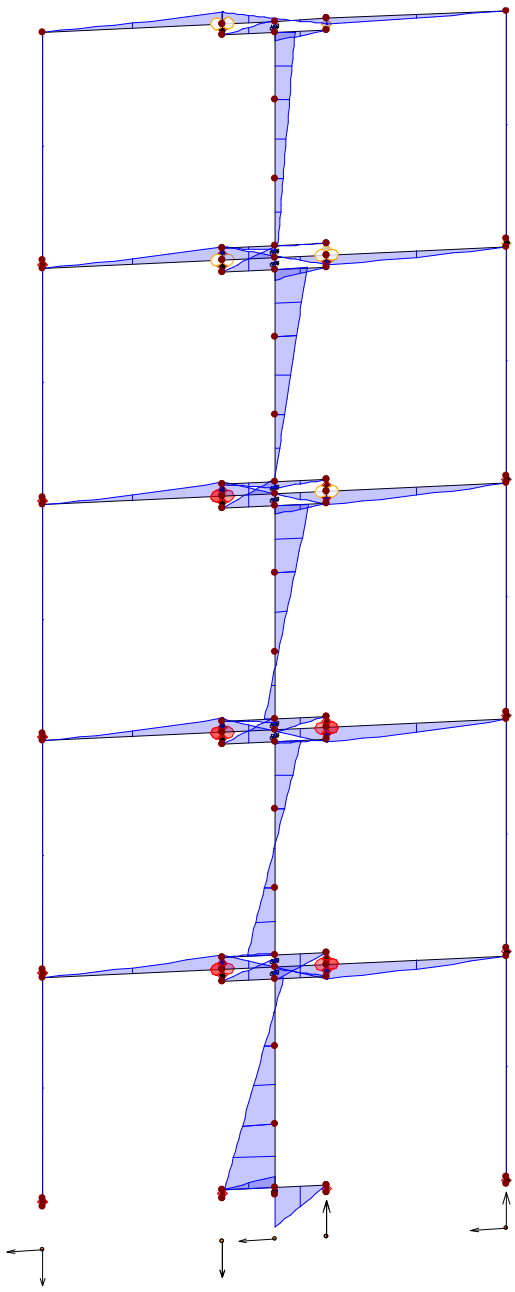


図 5.3-14 軸ばねモデルと MN モデルの層せん断力－層間変位関係の比較（「スパン中央」モデル）

表 5.3-7 曲げ応力図（*B*=5m，梁 1.3Mp 時，単位：kNm）

MN モデル（スパン中央）	軸バネモデル（スパン中央）
	

(5) 検討結果まとめ

MN モデルは、軸ばねモデルに対して部材や節点数が少なく、汎用性の高い簡便なモデル化の方法である。本検討では、「2024 年版 CLT マニュアル」に示される材端バネモデルを参考に、MN モデルの構築を試みた。境界梁の剛域範囲を壁幅の 1/2 ではなく GJ 接合部間隔とするなど、CLT マニュアルとは異なる設定とした内容もあるが、各層の水平剛性、降伏耐力、非線形特性いずれも両モデルとも概ね対応しており、実用性のあるモデル化の手法であることが確認された。ただし、以下のような課題を確認した。

✔CLT 壁が負担する鉛直荷重が小さい場合に 1 層耐力壁の降伏耐力が過大評価となる場合があった。
✔上階部分（4,5 層）の非線形化後の変形が過小評価となる傾向があった。

また、本検討は試行錯誤的な検証にとどまっており、対象としなかった壁配置、壁幅、鉄骨梁の断面性能などによる影響などが未検証である。MN モデル化の手法の確立は、構造設計の簡便化を図るうえでも需要があると考えられるため、今後はこれら課題に対してパラメトリックスタディなどにより確認していく必要がある。