

B. 構造分野

目次

1. はじめに	
1.1 実施内容および木質混構造建築物のメリット	B-4
1.2 実施体制	B-5
2. プロトタイプⅠ関連の構造設計に関する技術資料	
2.1 木造階をあらわしとするRCメガストラクチャの試設計のプランと構造の概要	B-6
2.2 5階建て庁舎プランを対象とする構造検討事例	B-8
2.2.1 はじめに	B-8
2.2.2 構造検討	B-8
3. プロトタイプⅡ関連の構造設計に関する技術資料	
3.1 RC+CLT 袖壁	B-75
3.1.1 本資料の構成	B-75
3.1.2 部材実験及び架構実験の概要	B-75
3.1.3 基本方針	B-82
3.1.4 モデル化の方法	B-92
3.1.5 保有水平耐力計算を行う場合の考え方1(構造計算フロー)	B-115
3.1.6 保有水平耐力計算を行う場合の考え方2(CLT 袖壁の部材種別の判定)	B-117
3.1.7 保有水平耐力計算を行う場合の考え方3(構造特性係数の設定)	B-123
3.1.8 保有水平耐力計算を行う場合の考え方4(保証設計の考え方)	B-124
3.1.9 保有水平耐力計算を行う場合の考え方5(保証設計の具体的な方法)	B-137
3.1.10 限界耐力計算を行う場合の考え方	B-154
3.1.11 RC-CLT 間の接合方法	B-160
3.1.12 設計例	B-163
3.2 S+CLT 架構	B-228
3.2.1 構造設計	B-228
4. プロトタイプⅢ関連の構造設計に関する技術資料	
4.1 CLT 柱-集成材合わせ梁モーメント抵抗接合部の設計方法に関する技術資料	B-291
4.1.1 はじめに	B-291
4.1.2 柱梁接合部の荷重変形関係の設定	B-291
4.1.3 CLT 柱-集成材合わせ梁モーメント抵抗接合部の設計における留意点	B-295
4.2 木質工法間混構造の構造設計のための技術資料	B-303
4.2.1 目的	B-303
4.2.2 評価方法	B-304
4.2.3 計算結果	B-315
4.2.4 構造計算に必要な係数	B-329
4.3 木質復興住宅の構造設計事例及び設計の留意点	B-333

B.構造分野

4.3.1 検討概要	B-333
4.3.2 建築物概要	B-333
4.3.3 設計図書	B-334
4.3.4 構造設計上の留意点	B-337

【参考資料】 ※WEB版のみに掲載

- ・プロトタイプⅡ（RC+CLT）実験報告
- ・プロトタイプⅡ（S+CLT）実験報告
- ・プロトタイプⅡ（S+CLT）試設計
- ・プロトタイプⅢ試設計

1 はじめに

1.1 実施内容および木質混構造建築物のメリット

想定する3つのプロトタイプについて構造設計上の課題を抽出し、防火性能や耐久性能を考慮した設計方法、根拠となる実験、設計事例を技術資料として2章以降に取りまとめた。

各プロトタイプの取りまとめを通して、架構形式ごとに以下の木質混構造建築物のメリットがあると考えられる。以下のメリットを活かした木質混構造建築物を設計する際に本技術資料が参照されることを期待する。

(1)RC+CLT 壁架構

RC 壁は剛性が高い反面、すぐにひび割れが入り、小さい層間変形角で、脆性的な破壊（袖壁：端部の曲げ圧縮破壊、耐力壁：壁板のせん断破壊）が生じる。強度型と靱性型の間隔的な建築物では、壁の破壊によって保有水平耐力が決まってしまうと、余裕のあるフレームの寄与分を十分に見込むことができない。

一方、RC 壁に比べ剛性は落ちるものの変形に追随でき損傷も出にくい CLT 壁を用いることで、CLT 壁が耐力を発揮する時と RC フレームが耐力を発揮する時の層間変形角を近づけることができ、合理的な構造システムを実現できる可能性がある。

(2)S+CLT 壁

鉄骨造は剛性が低いいため大地震時の層間変形が大きく、非構造部材を含めた建築物としての機能維持等の観点から層間変形を抑えたいニーズがある（非構造部材が壊れては建築としての機能は損なわれる）。

CLT の壁で S 骨組に入れる接合部仕様が一般化し、意匠的にも優れたものであれば、外周部にも入れやすく、構造的に変形を抑える方法の有力な選択肢となる。

(3)木質工法間混構造

純木造で中高層化を目指す際、低層階には高耐力の耐力壁が必要となるが、在来軸組構法やツーバイフォー工法の耐力壁を高耐力化するよりも、CLT 等の木質大版パネルを用いた耐力壁の方が容易に高耐力化が可能である。

そのため、中高層の純木造建築物で低層階を CLT 工法、上層階を在来軸組構法やツーバイフォー工法等で構成することは合理的な架構形式であると考えられる。

B.構造分野

1.2 実施体制

本報告書は、国土交通省総合技術開発プロジェクト「新しい木質材料を活用した混構造建築物の設計・施工技術の開発」（平成29年度～令和3年度）の中で設置された構造分科会で検討された内容を取りまとめたものである。構造分科会の委員構成（令和3年度版、敬称略、役職は当時）を示す。

主査

五十田 博 京都大学生存圏研究所生存圏開発創成研究系 教授

委員

岩田 善裕 国立研究開発法人 建築研 構造研究グループ 主任研究員

佐々木直幸 一般社団法人 日本建設業連合会

鈴木 圭 公益財団法人日本住宅木材技術センター 研究技術部 技術主任

諏訪田晴彦 国立研究開発法人 建築研究所 国際地震工学センター 主任研究員

田尻清太郎 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 准教授

槌本 敬大 国立研究開発法人 建築研究所 材料研究グループ 上席研究員

中川 貴文 京都大学生存圏研究所生存圏開発創成研究系 准教授

山辺 豊彦 一般社団法人 日本建築構造技術者協会

オブザーバー

榎本 浩之 一般財団法人 日本建設業連合会

井上 貴仁 国立研究開発法人 防災科学技術研究所地震減災実験研究部門（兵庫耐震工学研究センター）

事務局

長谷川 洋 国土技術政策総合研究所 建築研究部長

秋山 信彦 国土技術政策総合研究所 建築研究部 評価システム研究室 主任研究官

阿部 一臣 国土技術政策総合研究所 建築研究部 基準認証システム研究室長

荒木 康弘 国土技術政策総合研究所 建築研究部 基準認証システム研究室 主任研究官

石原 直 国土技術政策総合研究所 建築研究部 評価システム研究室長

犬飼 瑞郎 国土技術政策総合研究所 建築研究部 建築新技術統括研究官

井上 波彦 国土技術政策総合研究所 建築研究部 建築品質研究官

岩見 達也 国土技術政策総合研究所 建築研究部 防火基準研究室長

喜々津仁密 国土技術政策総合研究所 建築研究部 構造基準研究室長

坂下 雅信 国土技術政策総合研究所 建築研究部 基準認証システム研究室 主任研究官

鈴木 淳一 国土技術政策総合研究所 建築研究部 防火基準研究室 主任研究官

三木 徳人 国土技術政策総合研究所 建築研究部 構造基準研究室 研究官

三島 直生 国土技術政策総合研究所 建築研究部 材料・部材基準研究室長

村田 英樹 国土技術政策総合研究所 建築研究部 建築災害対策研究官

2 プロトタイプ I 関連の構造設計に関する技術資料

2.1 木造階をあらわしとするRCメガストラクチャの試設計のプランと構造の概要

図 2-1 に検討対象とする試設計のプランを示す。以下、プランや構造計画等の概要を示す。

- 両サイドの RC コア部は、各階の階高 4500mm 毎に RC の床梁を設け、剛性の高い耐力壁を集中的に配置して、剛強なコアを形成している。
- 中央部の執務空間は、10m グリッドに RC 柱を設けた純ラーメン構造を採用している。
- 1 階、3 階、5 階の奇数階は RC 階とし、2 階、4 階、R 階の偶数階は木造階としている。
- 木造部分の柱、梁はすべてピン接合で接合されており、木造部分の地震力は CLT 床版による床水平構面に伝達させて、10m グリッドに配置された RC 柱の中間荷重として処理している。
- RC 柱の中間荷重となった木造階の地震力は、RC 柱を介しての上下階の RC 階に伝達され、さらに RC 階床を介して、RC 柱と RC コア耐力壁で負担させる。
- 最上階 (R 階) については、RC 造の両サイドコア部を立ち上げ、中間部 (X3 ~ X6) は Y1、Y4 通りの柱のみ RC 造とし、内部の柱は木造柱としている。
- 最上階木造部分についても、柱梁接合部はすべてピン接合であるため、木造部分の地震力は、X 方向は両サイドコア部に、Y 方向は外周 RC 造の片持ち柱で処理している。
- 2 階、4 階、R 階の偶数階の木造階の木造部分は、2 時間準耐火とし燃え代設計を行っている。燃え代寸法は 100mm と仮定している。燃え代は梁は 3 面 (左右面、下面)、柱は 4 面を考慮している。

B. 構造分野

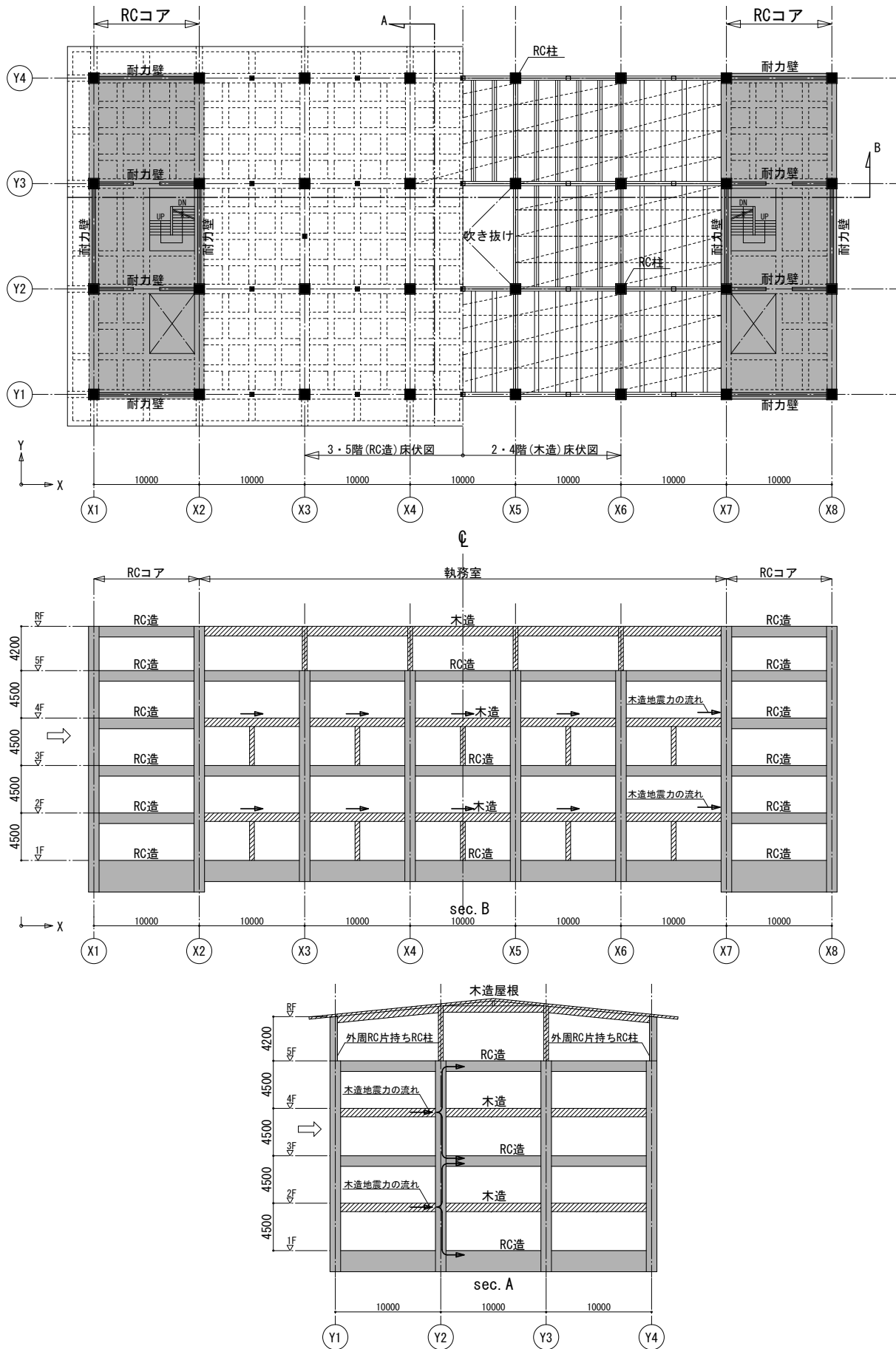


図 2-1 試設計プランの概要

2.2 5階建て庁舎プランを対象とする構造検討事例

2.2.1 はじめに

本資料の検討内容は下記の通りである。

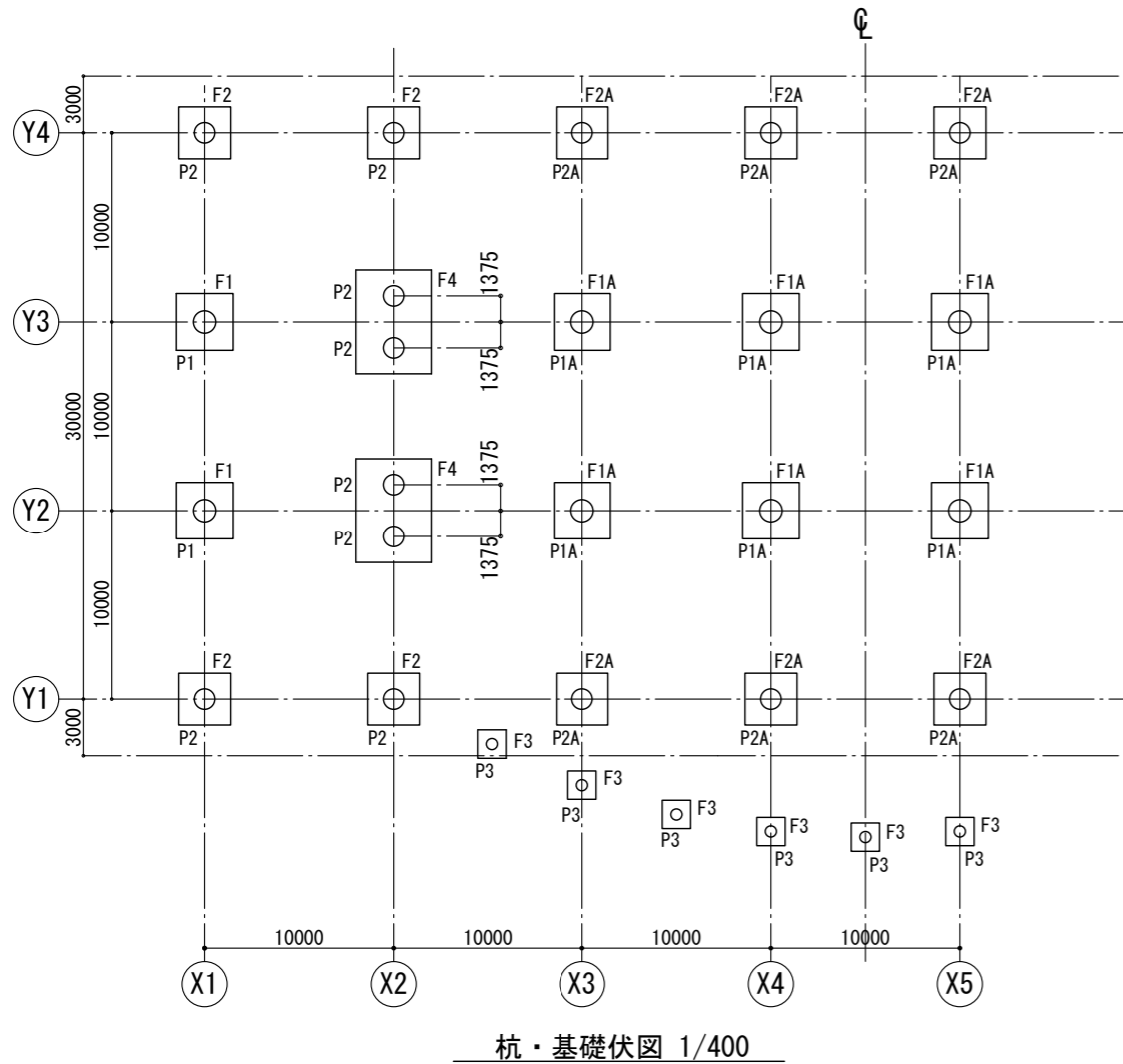
- (1) 基本設計図
- (2) 保有水平耐力計算
- (3) 最上階の木造部の長期許容応力度設計と燃えしろ設計による断面検討
- (4) 木造階の事務室の床梁等の長期許容応力度設計と燃えしろ設計による断面検討
- (5) 木造階の長期荷重時の梁端部接合部の検討
- (6) 木造屋根および木造事務室屋根面の Y 方向地震時の設計用外力と検討方針
- (7) 木造屋根面の Y 方向地震時の面内せん断力に対する検討
- (8) 木造階事務室床面の Y 方向地震時の面内せん断力に対する検討

2.2.2 構造検討

(1) 基本設計図

図 2-2～図 2-22 に基本設計図を示す。

- 2 杭・基礎伏図 / 仮想柱状図 / 杭断面リスト
- 3 各階床伏図 (X1～X5 通り)
- 4 5階 RC 造床伏図 / 屋根伏図 (1) (X1～X8 通り) / 部材リスト (木造部)
- 5 屋根伏図 (2) (X1～X8 通り) / 部材リスト (木造部)
- 6 基礎配筋要領図 / 基礎リスト (一本杭、二本杭)
- 7 地中梁断面リスト (1) / 小梁・片持ち梁断面リスト
- 8 地中梁断面リスト (2)
- 9 RC 柱断面リスト
- 10 RC 大梁断面リスト
- 11 スラブリスト / ピットスラブリスト
- 12 RC 壁リスト
- 13 木造階床梁伏図
- 14 木造階吹き抜け周り床梁伏図
- 15 A 詳細図 (RC 柱 - 木梁接合部詳細図)
- 16 B 詳細図 (木梁 - 木梁接合部詳細図)
- 17 C-1 詳細図 (集成材ピン柱の柱脚 - RC 梁納まり図)
- 18 C-2 詳細図 (集成材ピン柱の柱頭納まり図)
- 19 D 詳細図 (コア RC 梁 - 集成材梁) / (コア RC 梁 - CLT 床板)
- 20 E 詳細図 (RC 柱 - 鉄骨梁接合部詳細図)
- 21 F 詳細図 (鉄骨梁 - 木梁接合部詳細図)
- 22 屋根板接合詳細図



杭・基礎伏図 1/400

杭断面リスト

杭工法：プレボーリング拡大根固め工法

杭符号	杭	杭径(mm)・杭種	杭長	杭全長	杭上端ISL	杭支持力	杭頭定着筋	杭本数
P1	上杭	SCφ1200(SKK490 t=16.0 105N)	5.0	17.0	-3.2	10100	22-D41	4
	中杭	PHCφ1200(特厚B種105N)	5.0					
	下杭	JP-NPHφ1200-1000-1200(特厚C種123N)	7.0					
P1A	上杭	SCφ1200(SKK490 t=16.0 105N)	5.0	18.0	-2.2	10100	22-D41	8
	中杭	PHCφ1200(特厚B種105N)	5.0					
	下杭	JP-NPHφ1200-1000-1200(特厚C種123N)	8.0					
P2	上杭	SCφ1100(SKK490 t=16.0 105N)	5.0	17.0	-3.2	8500	21-D41	16
	中杭	PHCφ1100(特厚B種105N)	5.0					
	下杭	JP-NPHφ1100-1000-1100(特厚C種123N)	7.0					
P2A	上杭	SCφ1100(SKK490 t=16.0 105N)	5.0	18.0	-2.2	8500	21-D41	8
	中杭	PHCφ1100(特厚B種105N)	5.0					
	下杭	JP-NPHφ1100-1000-1100(特厚C種123N)	8.0					
P3	上杭	SCφ600(SKK490 t=19.0 105N)	5.0	18.0	-1.7	1900	12-D41	9
	中杭	PHCφ600(B種105N)	5.0					
	下杭	JP-NPHφ600-450-600(B種105N)	8.0					
合計								45

仮想柱状図

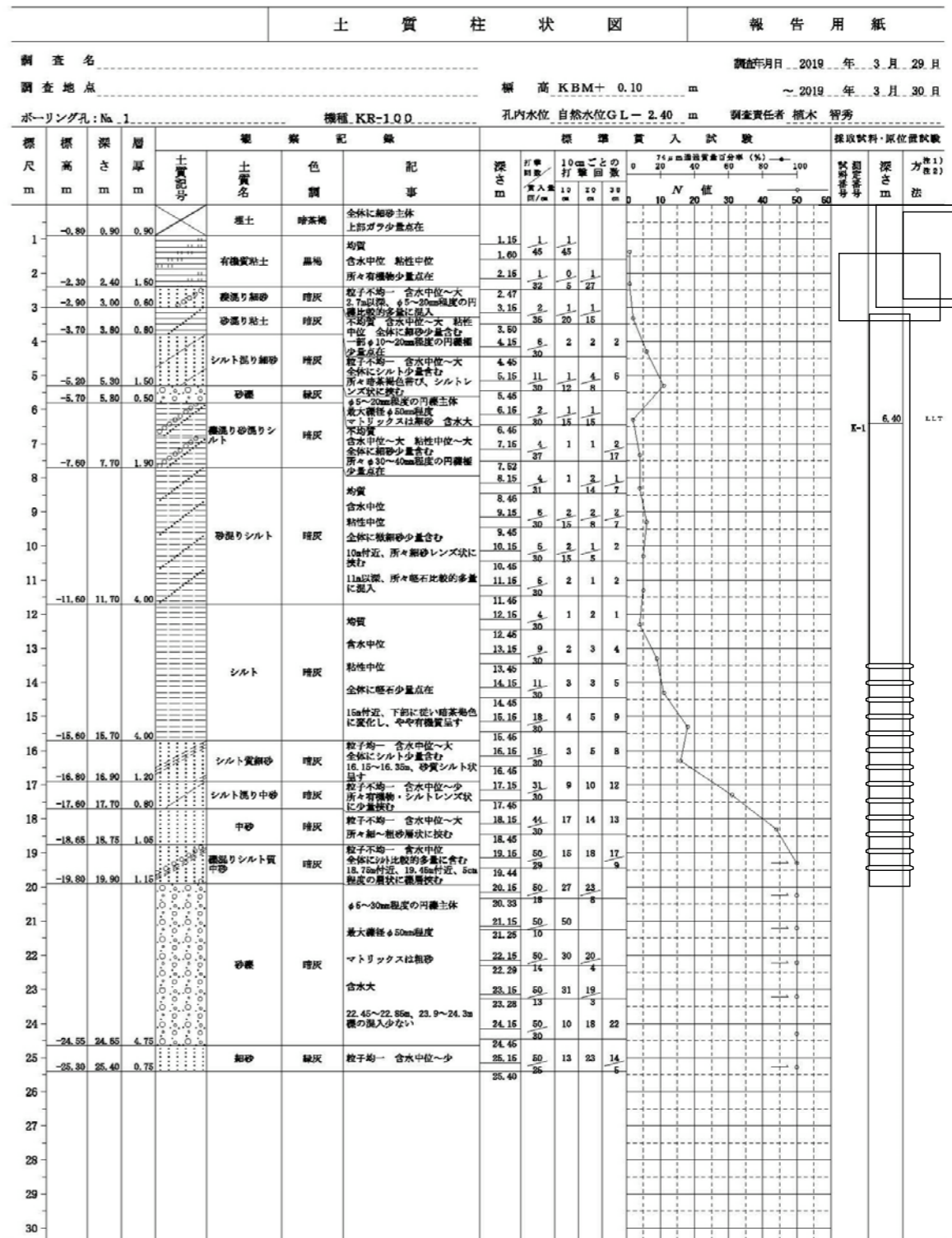


図 2-2 杭・基礎伏図 / 仮想柱状図 / 杭断面リスト

B.構造分野

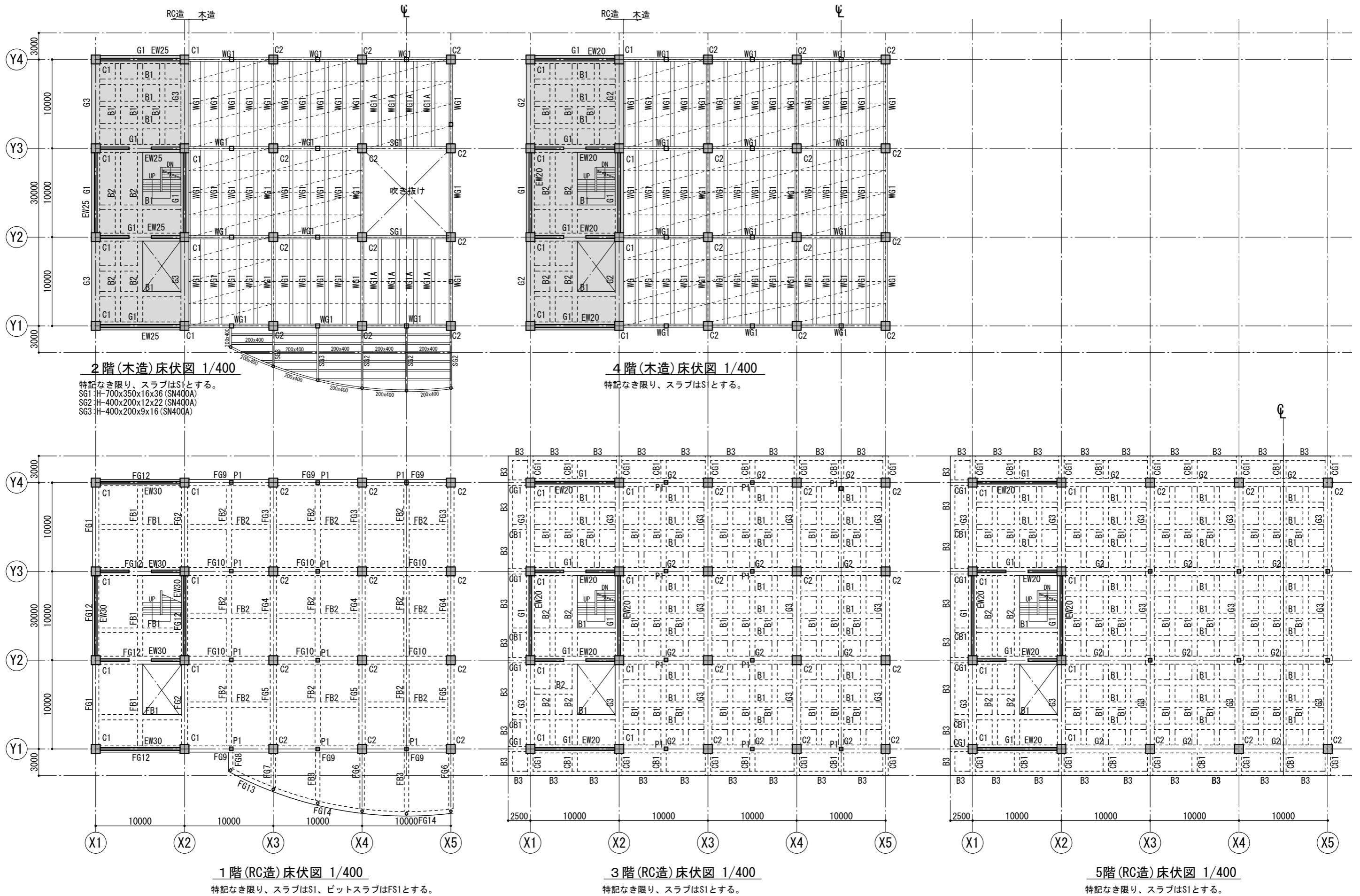
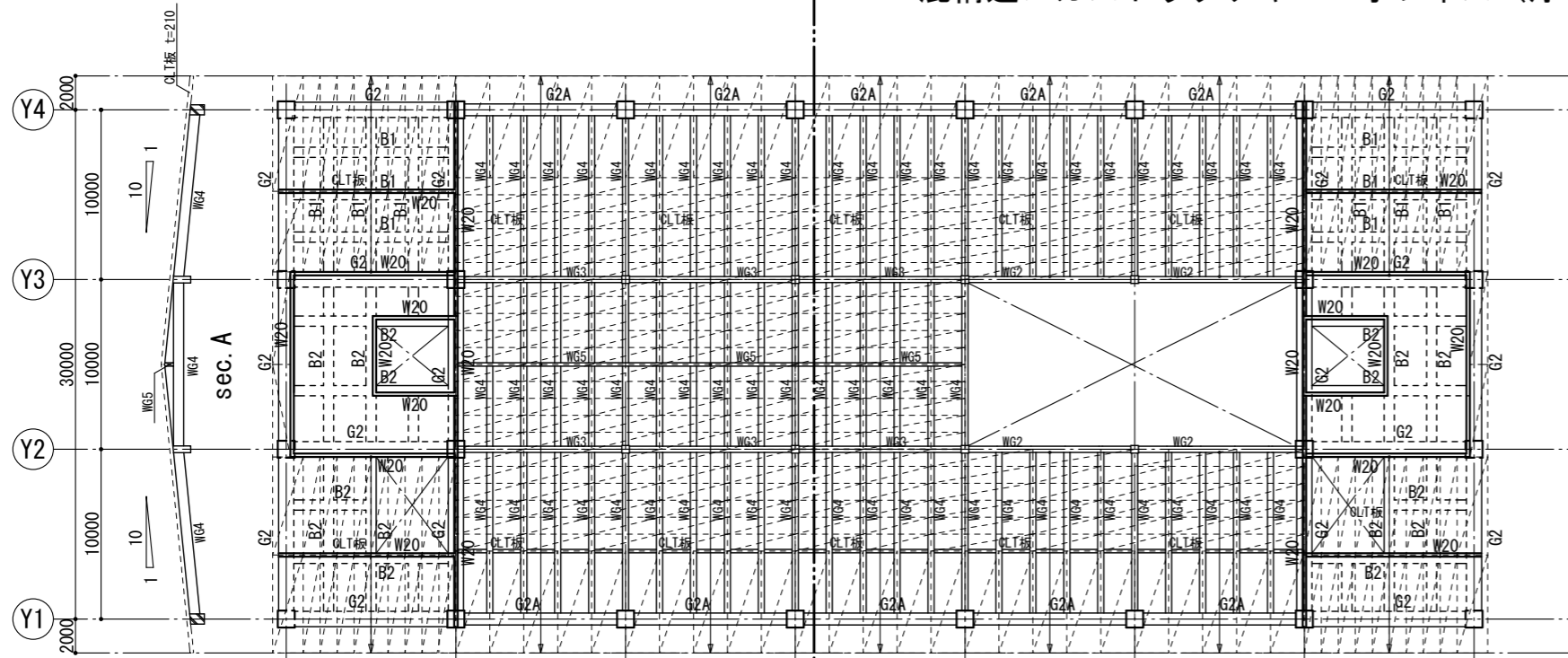


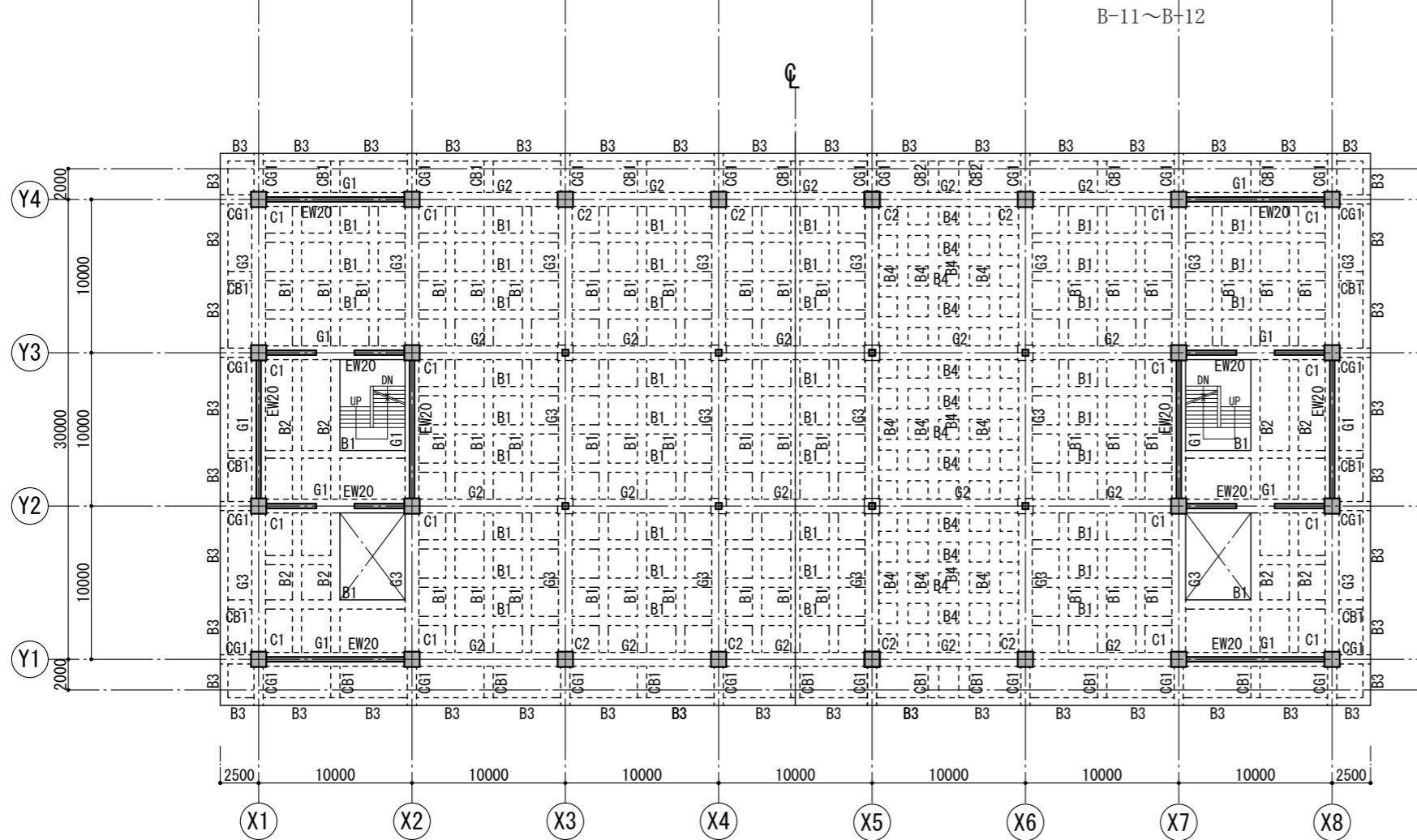
図 2-3 各階床伏図 (X1 ~ X5 通り)

B.構造分野
混構造メガストラクチャー オフィス（庁舎）案 耐震壁付ラーメン構造（サイドコア） 基本設計図(3/18)



屋根伏図 (1) 1/400

特記なき限り、スラブはS1とする。



5階(RC造)床伏図 1/400

特記なき限り、スラブはS1とする。

図 2-4 5階 RC 造床伏図 / 屋根伏図 (1) (X1 ~ X8 通り) / 部材リスト (木造部)

部材リスト (木造部)

集成材梁 : カラマツ E105-F300

WG1 : 400x700

WG2 : 400x900

WG3 : 400x1000

WG4 : 400x600

WG5 : 150x500

WG1A : 500x700

集成材柱 : カラマツ E105-F345

P1 : 450x450

CLT床板 Mx60-5-7 スギ : 厚210

燃え代 : 120分相当(100mm)3面を考慮

構造種別 : RC造+木造 混構造
 構造形式 : X, Y方向共 耐震壁付ラーメン構造
 (水平力は全てRC造で処理)
 重要度係数 : I = 1.0
 コンクリート強度 : Fc = 39 N/mm²

保有水平耐力 (Ds=0.55)
 X方向 : 1.23 Y方向 : 1.12

B.構造分野

部材リスト (木造部)

集成材梁 : カラマツ E105-F300
 WG1 : 400x700
 WG2 : 400x900
 WG3 : 400x1000
 WG4 : 400x600
 WG5 : 150x500
 WG1A : 500x700
 集成材柱 : カラマツ E105-F345
 P1 : 450x450
 CLT床板 Mx60-5-7 スギ : 厚210

燃え代 : 120分相当 (100mm) 3面を考慮

構造種別 : RC造+木造 混構造
 構造形式 : X, Y方向共 耐震壁付ラーメン構造
 (水平力は全てRC造で処理)
 重要度係数 : I = 1.0
 コンクリート強度 : $F_c = 39 \text{ N/mm}^2$

保有水平耐力 ($D_s=0.55$)
 X方向 : 1.23 Y方向 : 1.12

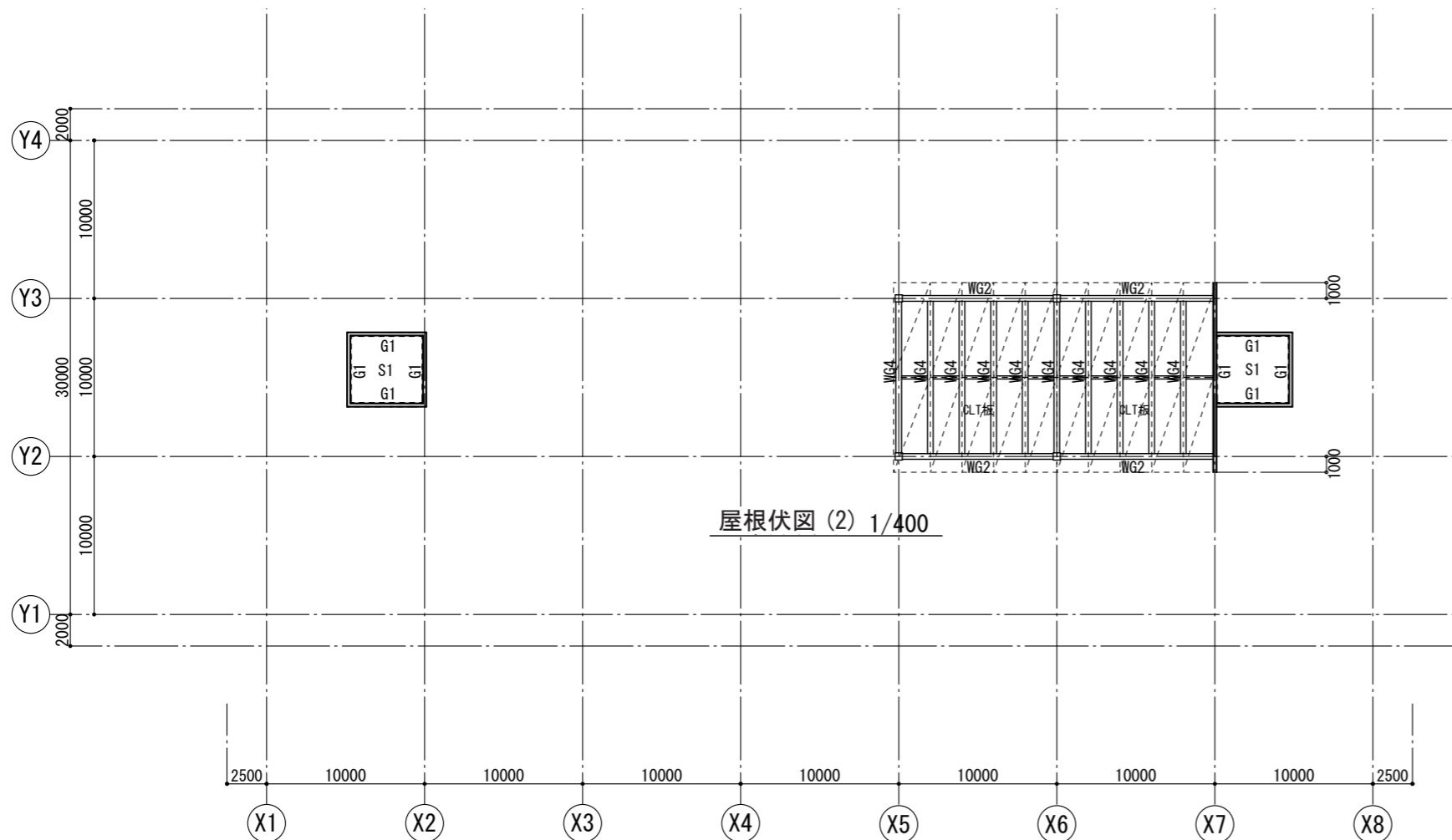
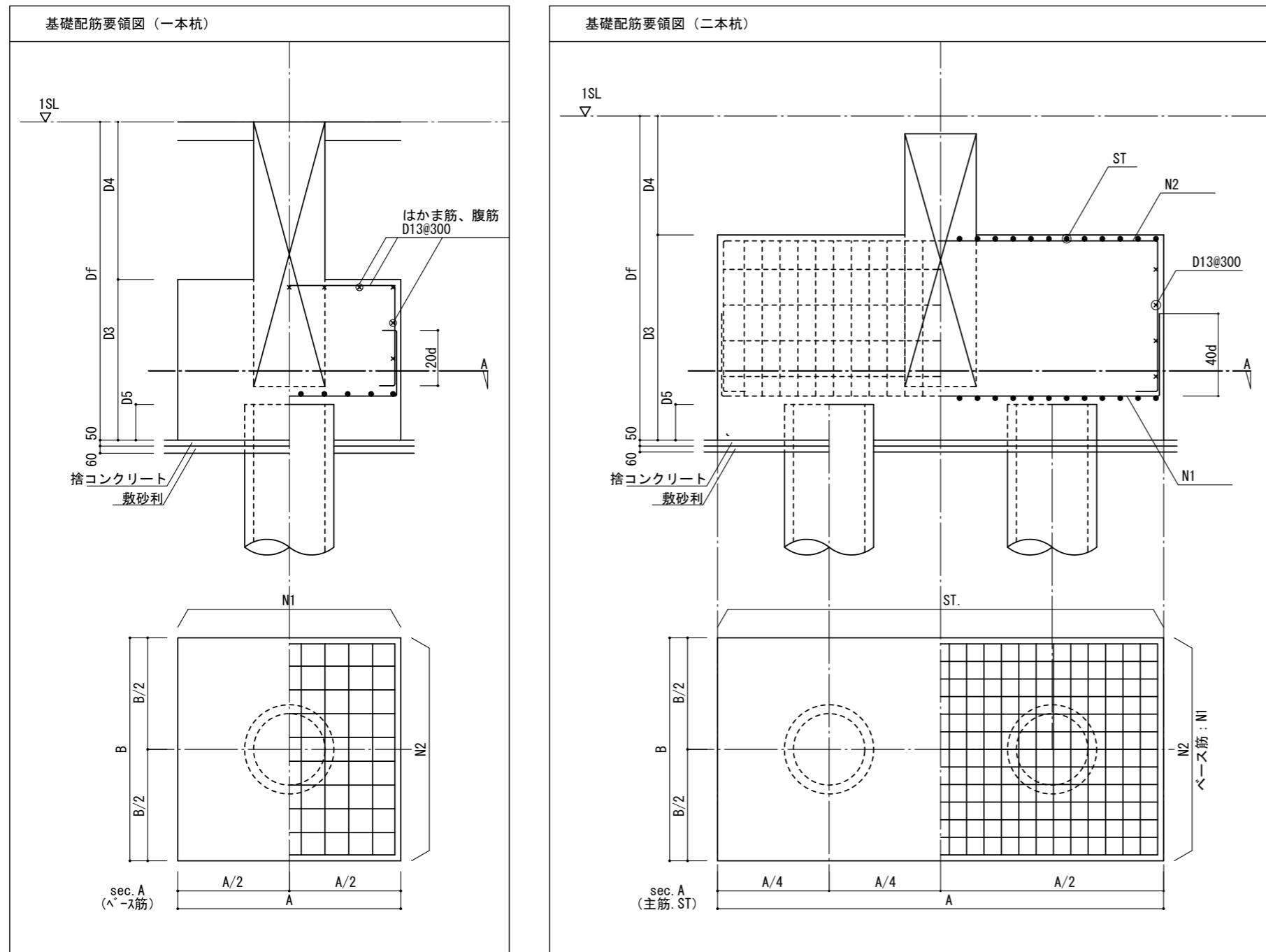


図 2-5 屋根伏図 (2) (X1 ~ X8 通り) / 部材リスト (木造部)

B.構造分野



基礎リスト (1本杭)

符号	F1 (1-1200φ)	F2 (1-1100φ)	F1A (1-1200φ)	F2A (1-1100φ)	F3 (1-600φ)
A	3000	2750	3000	2750	1500
B	3000	2750	3000	2750	1500
N1	15-D19	15-D19	15-D19	15-D19	7-D19
N2	15-D19	15-D19	15-D19	15-D19	7-D19
Df	3400	3400	2400	2400	1900
D3	2000	2000	2000	2000	1800
D4=Df-D3	1400	1400	400	400	100
D5	200	200	200	200	200

基礎リスト (2本杭)

符号	F4 (2-1100φ)
A	5500
B	4000
N1	20-D25
N2	20-D19
ST	□-D16-@200
Df	3400
D3	3400
D4=Df-D3	0
D5	200

図 2-6 基礎配筋要領図 / 基礎リスト (一本杭、二本杭)

符号	FG1			FG2			FG3			FG4		
	内端	中央	外端	内端	中央	外端	Y3端	中央	Y4端	Y2端	中央	Y3端
位置												
1SL												
断面	800 x 3000			800 x 3000			800 x 2000			800 x 2000		
上筋	7-D32	6-D32	(8+2)-D32	(8+2)-D32	6-D32	(8+3)-D32	(8+2)-D32	8-D32	(8+5)-D32	(8+4)-D32	8-D32	(8+4)-D32
下筋	6-D32	(8+2)-D32	(8+2)-D32	(8+2)-D32	(8+2)-D32	(8+2)-D32	6-D32	(8+3)-D32	(8+4)-D32	7-D32	8-D32	7-D32
S T	□-D13-@150			□-D13-@150			□-D13-@150			□-D13-@150		
腹筋	16-D13			16-D13			10-D13			10-D13		
符号	FG5			FG6			FG7			FG8		
	Y1端	中央	Y2端	Y0端	中央	Y1端	Y0端	中央	Y1端	全断面		
位置												
1SL												
断面	800 x 2000			600 x 1500			600 x 1500			600 x 1500		
上筋	(8+3)-D32	8-D32	(8+4)-D32	(5+1)-D32	4-D32	(5+3)-D32	(5+1)-D32	5-D32	(5+3)-D32	(5+2)-D32		
下筋	8-D32	(8+3)-D32	8-D32	(5+1)-D32	5-D32	5-D32	5-D32	5-D32	(5+3)-D32	(5+2)-D32		
S T	□-D13-@150			□-D13-@200			□-D13-@100			□-D13-@200		
腹筋	16-D13			10-D13			10-D13			10-D13		

符号	B1		B2		B3	B4		CG1		CB1		CB2	
	端部	中央	端部	中央	全断面	端部	中央	基端	先端	基端	先端	基端	先端
位置													
断面	600 x 800		600 x 900		400 x 600	700 x 600		600 x 1000	600 x 600	600 x 800	600 x 600	700 x 600	
上筋	6-D25	4-D25	6-D25	4-D25	3-D25	6-D25	6-D25	4-D35	4-D35	5+1-D25	4-D25	6-D25	6-D25
下筋	4-D25	6-D25	4-D25	6-D25	3-D25	6-D25	9-D25	4-D35	4-D35	5+1-D25	4-D25	6-D25	6-D25
S T	□-D13-@200		□-D13-@200		□-D10-@200	□-D13-@150		□-D13-@200		□-D13-@200		□-D13-@150	
腹筋	4-D13		4-D13		2-D10	2-D13		4-D13		4-D13		2-D13	

図2-7 地中梁断面リスト(1)/小梁・片持ち梁断面リスト B-19~B-20

符号	FG9		FG10		FG11		FG12	FG13			FG14
	端部	中央	端部	中央	端部	中央	全断面	外端	中央	内端	全断面
位置											
1SL											
断面	800 x 2000		800 x 2000		800 x 2000		800 x 2000	600 x 1500			600 x 1500
上筋	(8+2)-D32	6-D32	(8+1)-D32	5-D32	(8+3)-D32	6-D32	6-D32	(5+1)-D32	4-D32	4-D32	4-D32
下筋	7-D32	7-D32	7-D32	7-D32	7-D32	7-D32	6-D32	(5+1)-D32	4-D32	3-D32	3-D32
S T	□-D13-@150		□-D13-@150		□-D13-@150		□-D13-@150	□-D13-@150			□-D13-@200
腹筋	10-D13		10-D13		10-D13		16-D13	8-D10			8-D10
符号	FB1	FB2		FB3							
位置	全断面	端部	中央	端部	中央						
1SL											
断面	500 x 3000	500 x 2000		500 x 1500							
上筋	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25						
下筋	4-D25	4-D25	(4+2)-D25	4-D25	(4+1)-D25						
S T	□-D13-@200	□-D13-@200		□-D13-@200							
腹筋	10-D13	10-D13		10-D13							

図 2-8 地中梁断面リスト(2)

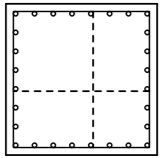
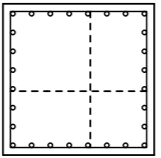
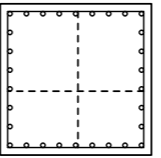
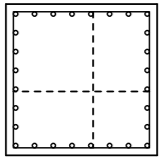
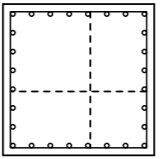
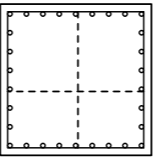
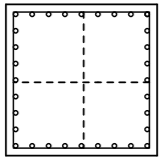
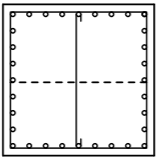
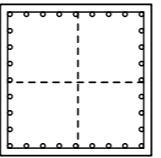
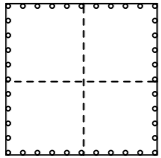
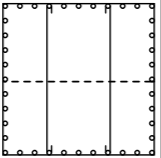
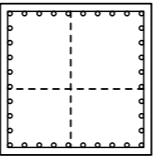
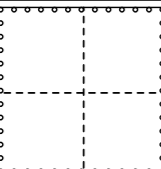
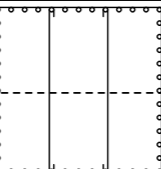
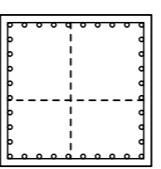
符号	C1	C1A	C2	
5階				
断面	1000 x 1000	1000 x 1000	900 x 900	
主筋	28-D35	28-D35	30-D35	
H00P	□-D16-@100	□-D16-@100	□-D16-@100	
4階				
断面	1000 x 1000	1000 x 1000	1000 x 1000	
主筋	28-D35	28-D35	30-D35	
H00P	□-D16-@100	□-D16-@100	□-D16-@100	
3階				
断面	1000 x 1000	1000 x 1000	1000 x 1000	
主筋	32-D35	32-D35	32-D35	
H00P	□-D16-@100	□-D16-@100	□-D16-@100	
2階				
断面	1100 x 1100	1100 x 1100	1000 x 1000	
主筋	40-D35	40-D35	36-D35	
H00P	□-D16-@100	□-D16-@100	□-D16-@100	
1階				
断面	1200 x 1200	1200 x 1200	1000 x 1000	
主筋	48-D35	48-D35	36-D35	
H00P	□-D16-@100	□-D16-@100	□-D16-@100	

図 2-9 RC 柱断面リスト

B.構造分野

大梁断面リスト 1/30

特記なき限り 1. 巾止筋:D10-@1000 2. 2段筋受け筋:D10-@1000

符号	G1		G2		G3							
	全断面		端部	中央	端部	中央						
PHR階												
							断面					
							上筋					
							下筋					
							S T					
R階												
							断面					
							上筋					
							下筋					
							S T					
5階												
							断面					
							上筋					
							下筋					
							S T					

符号	G1		G2		G3							
	4階											
断面												
上筋												
下筋												
S T												
3階												
							断面					
							上筋					
							下筋					
							S T					
2階												
							断面					
							上筋					
							下筋					
							S T					

図 2-10 RC大梁断面リスト

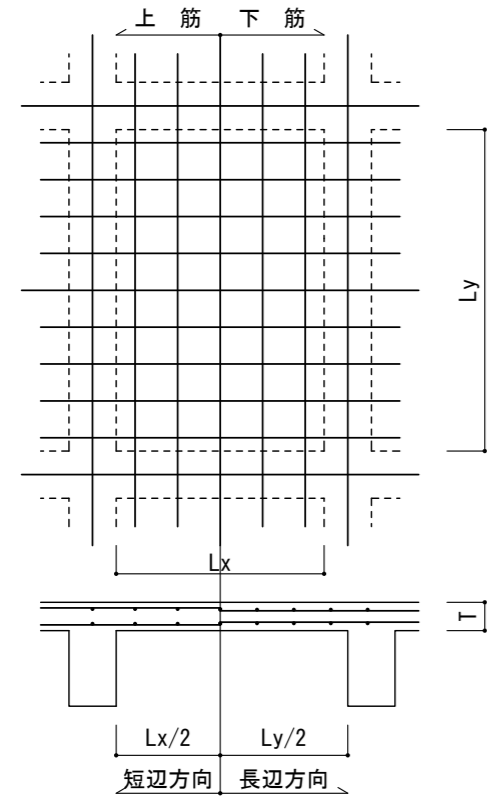
B.構造分野

スラブリスト

符号	タイプ	スラブ厚	位置	短辺方向	長辺方向	備考
				全断面		
S1	A	200	上筋	D10D13-@200	D10 -@200	モチアミ
			下筋	D10 -@200	D10 -@200	
			上筋			
			下筋			
			上筋			
			下筋			
			上筋			
			下筋			
			上筋			
			下筋			

ピットスラブリスト

符号	タイプ	スラブ厚	位置	短辺方向	長辺方向	備考
				全断面		
FS1	A	250	上筋	D13 -@200	D13 -@200	モチアミ
			下筋	D13 -@200	D13 -@200	
			上筋			
			下筋			
			上筋			
			下筋			



A TYPE (四辺固定版スラブ、モチアミ)

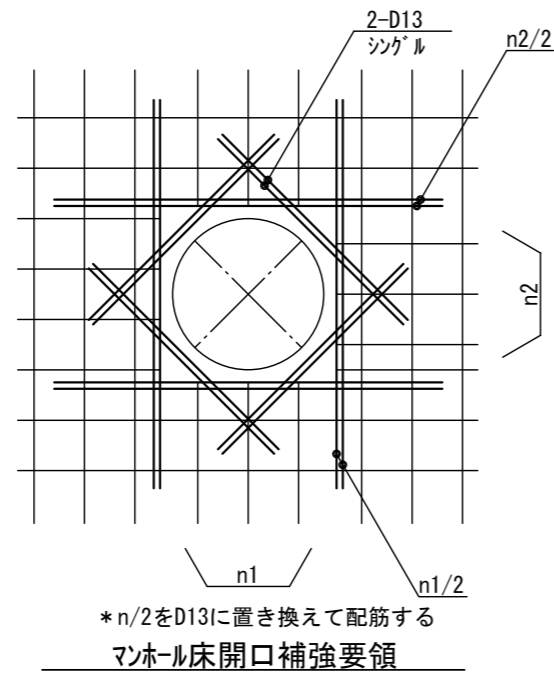
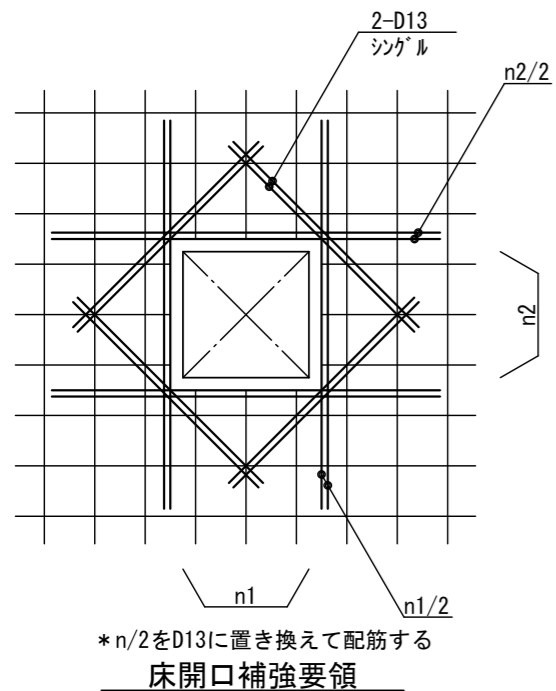
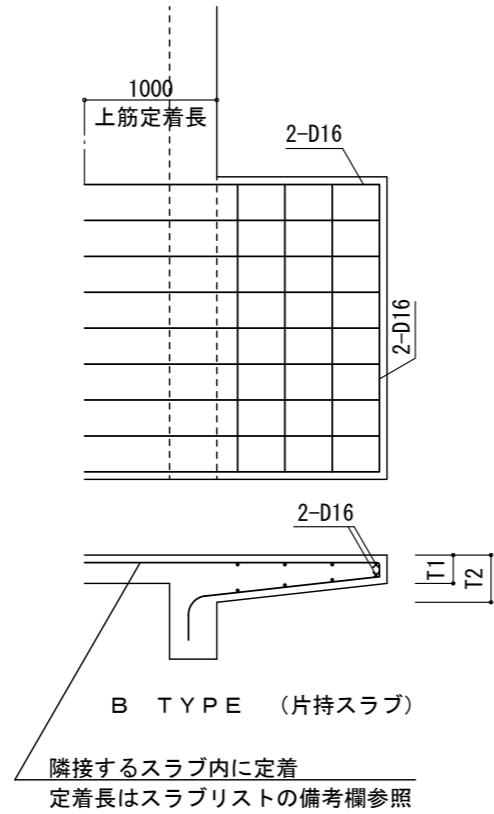


図 2-11 スラブリスト / ピットスラブリスト

B.構造分野

壁リスト 1/30

特記なき限り 1. 巾止筋 D10-@1000以内とする。

W20		<table border="1"> <tr><td colspan="2">開口補強筋</td></tr> <tr><td>縦筋</td><td>4-D16</td></tr> <tr><td>横筋</td><td>4-D16</td></tr> <tr><td>斜筋</td><td>2-D13</td></tr> </table>	開口補強筋		縦筋	4-D16	横筋	4-D16	斜筋	2-D13
開口補強筋										
縦筋	4-D16									
横筋	4-D16									
斜筋	2-D13									
W25		<table border="1"> <tr><td colspan="2">開口補強筋</td></tr> <tr><td>縦筋</td><td>4-D19</td></tr> <tr><td>横筋</td><td>4-D19</td></tr> <tr><td>斜筋</td><td>2-D16</td></tr> </table>	開口補強筋		縦筋	4-D19	横筋	4-D19	斜筋	2-D16
開口補強筋										
縦筋	4-D19									
横筋	4-D19									
斜筋	2-D16									
W30		<table border="1"> <tr><td colspan="2">開口補強筋</td></tr> <tr><td>縦筋</td><td>4-D19</td></tr> <tr><td>横筋</td><td>4-D19</td></tr> <tr><td>斜筋</td><td>2-D16</td></tr> </table>	開口補強筋		縦筋	4-D19	横筋	4-D19	斜筋	2-D16
開口補強筋										
縦筋	4-D19									
横筋	4-D19									
斜筋	2-D16									
		<table border="1"> <tr><td colspan="2">開口補強筋</td></tr> <tr><td>縦筋</td><td></td></tr> <tr><td>横筋</td><td></td></tr> <tr><td>斜筋</td><td></td></tr> </table>	開口補強筋		縦筋		横筋		斜筋	
開口補強筋										
縦筋										
横筋										
斜筋										
		<table border="1"> <tr><td colspan="2">開口補強筋</td></tr> <tr><td>縦筋</td><td></td></tr> <tr><td>横筋</td><td></td></tr> <tr><td>斜筋</td><td></td></tr> </table>	開口補強筋		縦筋		横筋		斜筋	
開口補強筋										
縦筋										
横筋										
斜筋										
		<table border="1"> <tr><td colspan="2">開口補強筋</td></tr> <tr><td>縦筋</td><td></td></tr> <tr><td>横筋</td><td></td></tr> <tr><td>斜筋</td><td></td></tr> </table>	開口補強筋		縦筋		横筋		斜筋	
開口補強筋										
縦筋										
横筋										
斜筋										
		<table border="1"> <tr><td colspan="2">開口補強筋</td></tr> <tr><td>縦筋</td><td></td></tr> <tr><td>横筋</td><td></td></tr> <tr><td>斜筋</td><td></td></tr> </table>	開口補強筋		縦筋		横筋		斜筋	
開口補強筋										
縦筋										
横筋										
斜筋										

図 2-12 RC 壁リスト

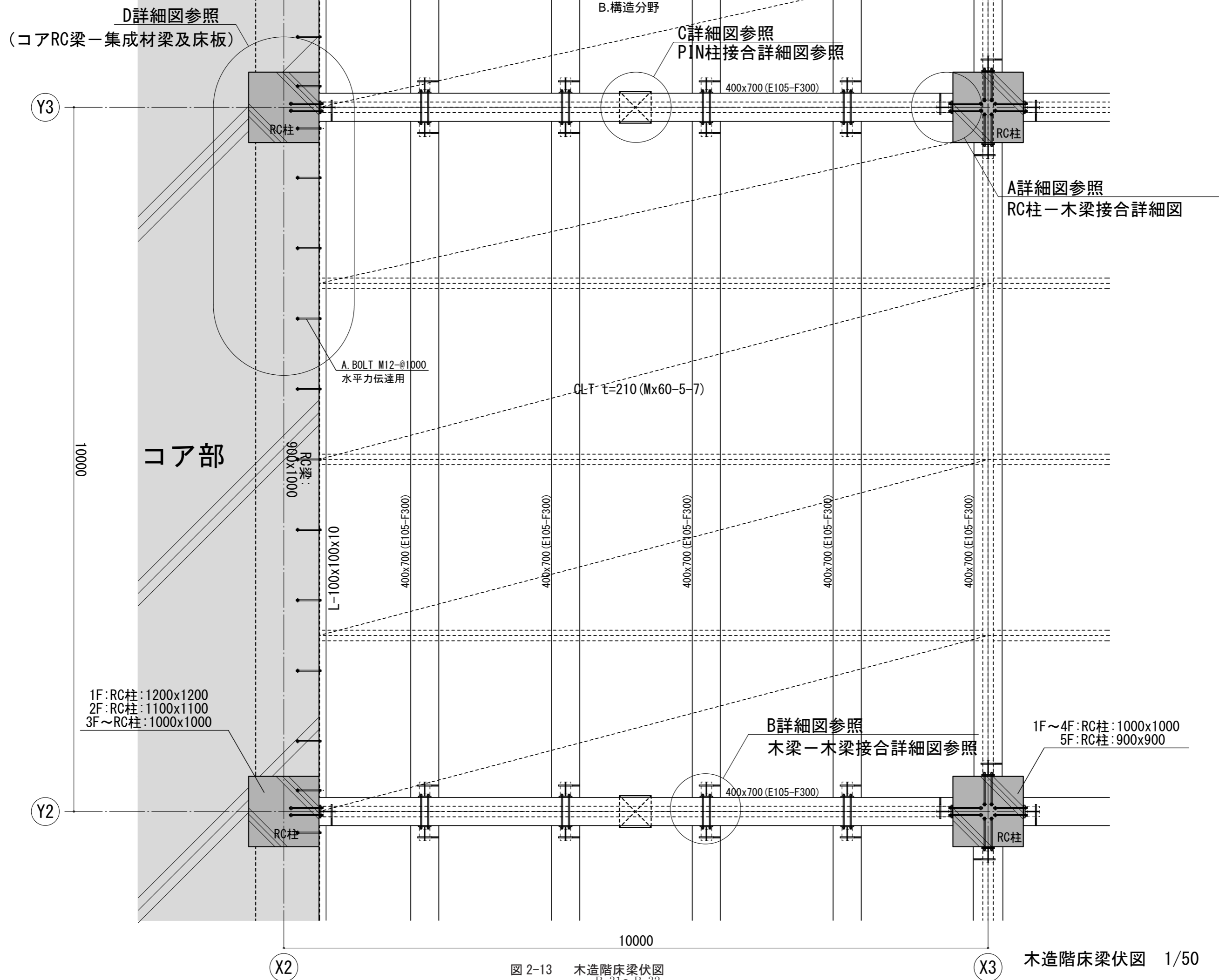


図 2-13 木造階床梁伏図
B-31~B-32

B.構造分野

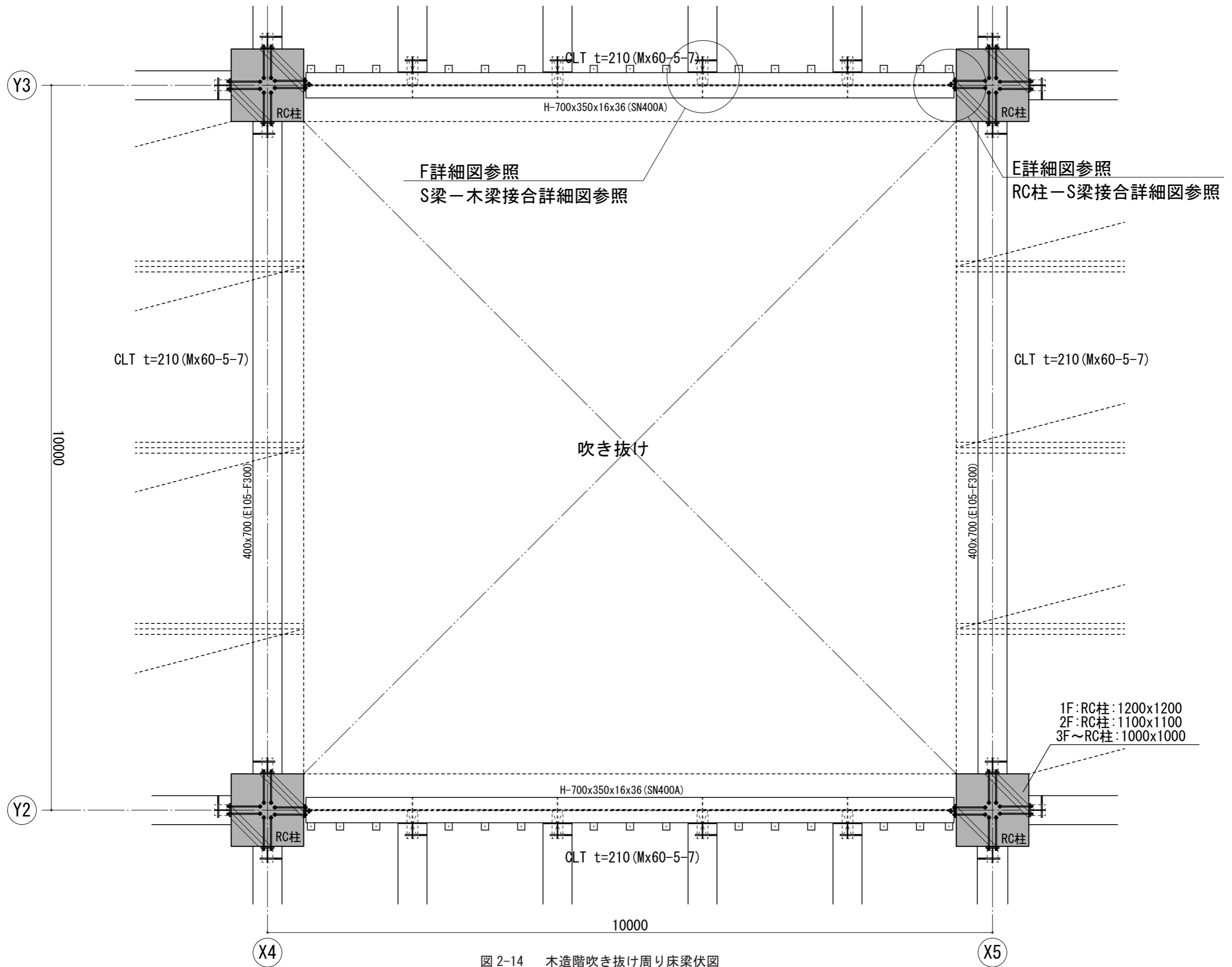
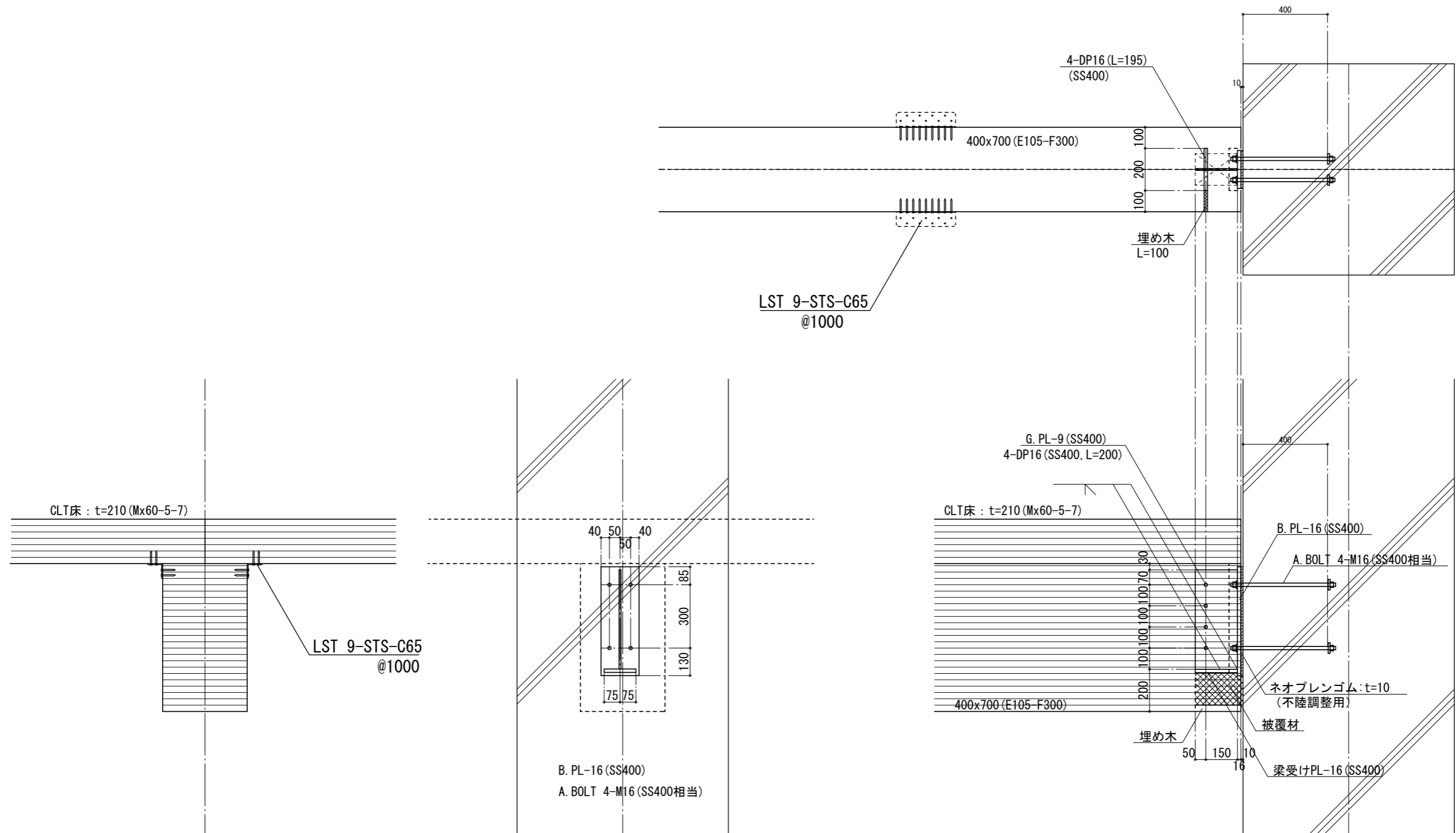


図 2-14 木造階吹き抜け周り床梁伏図
B-33~B-34

B.構造分野

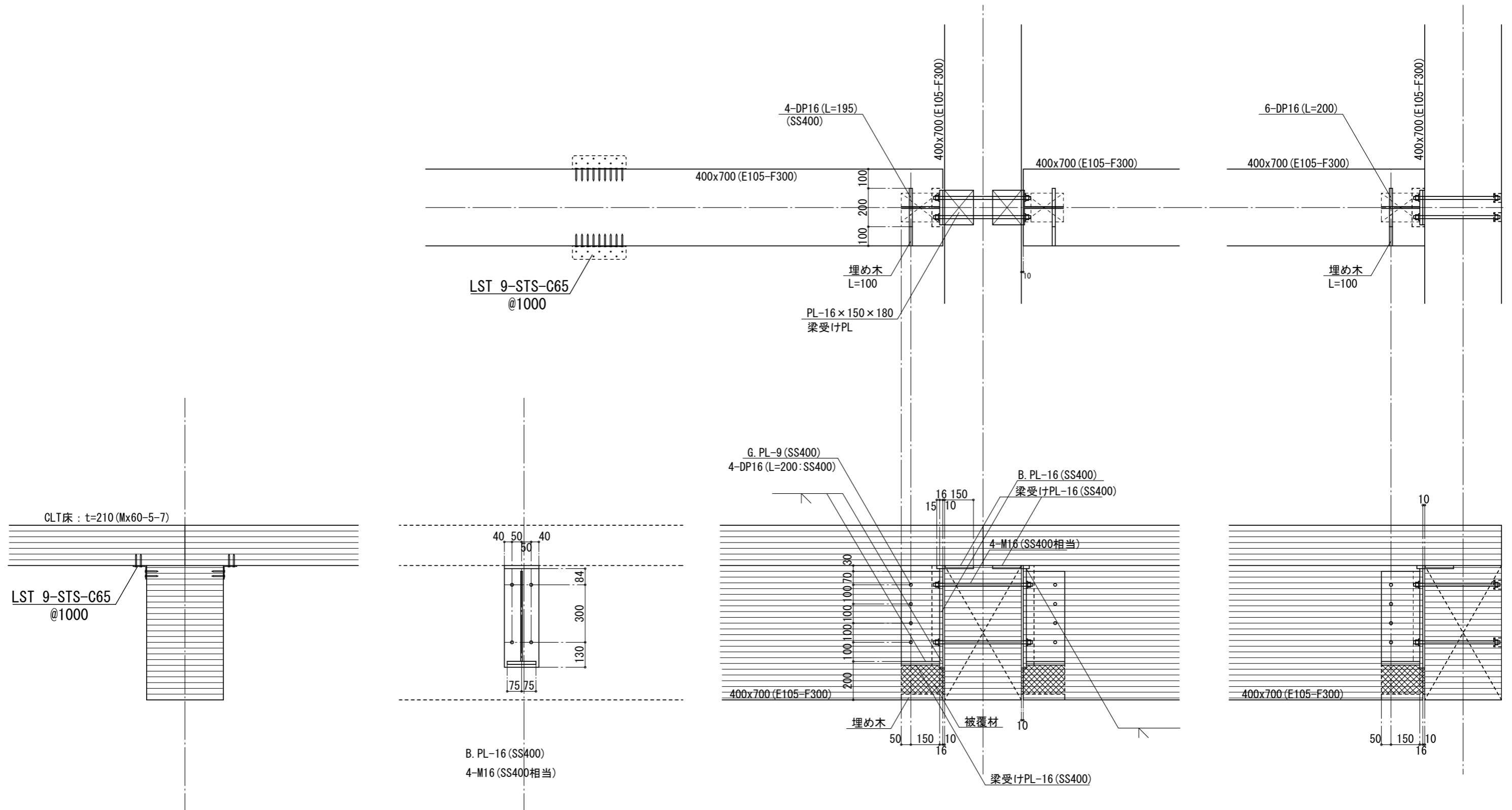


A詳細図 1/20

(RC柱-木梁接合部詳細図)

特記なき限り、ドリフトピンの材質はSS400とする。

図 2-15 A 詳細図 (RC 柱 - 木梁接合部詳細図)



木梁-木梁接合部詳細図 1/20

特記なき限り、ドリフトピンの材質はSS400とする。

図 2-16 B 詳細図 (木梁 - 木梁接合部詳細図)

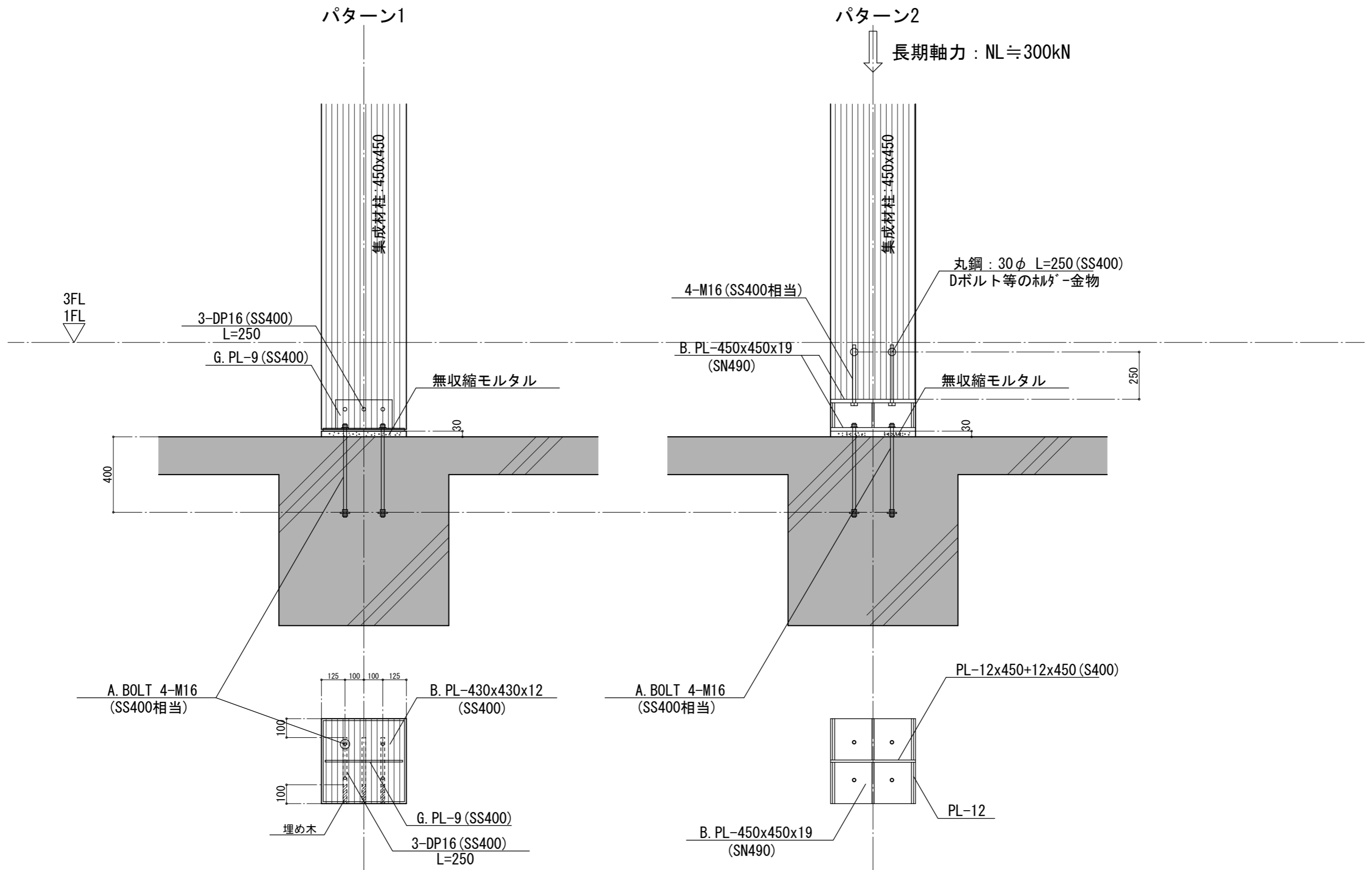


図 2-17 C-1 詳細図 (集成材ピン柱の柱脚-RC 梁納まり図)
B-39~B-40

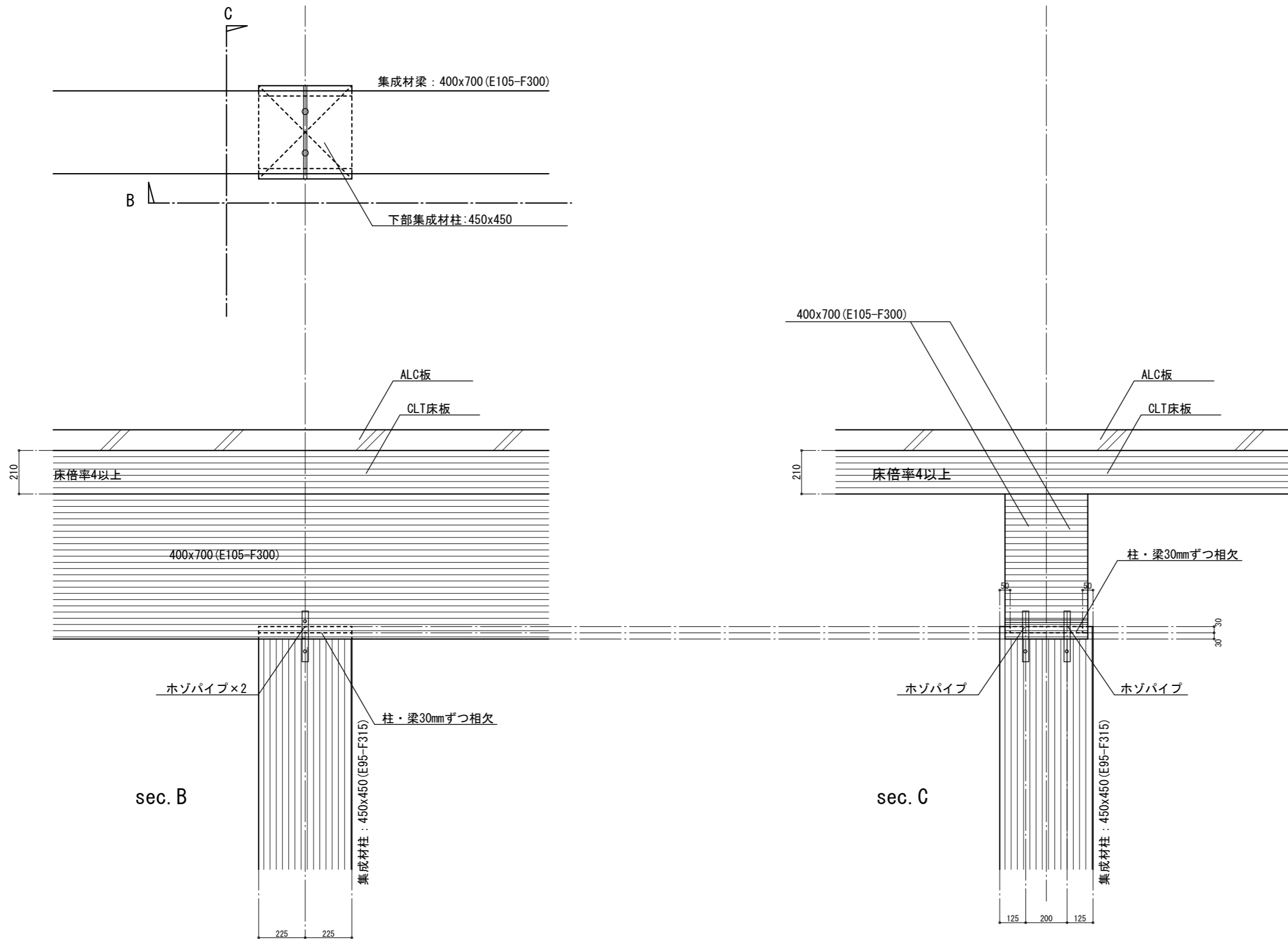


図 2-18 C-2 詳細図 (集成材ピン柱の柱頭納まり図)

B. 構造分野

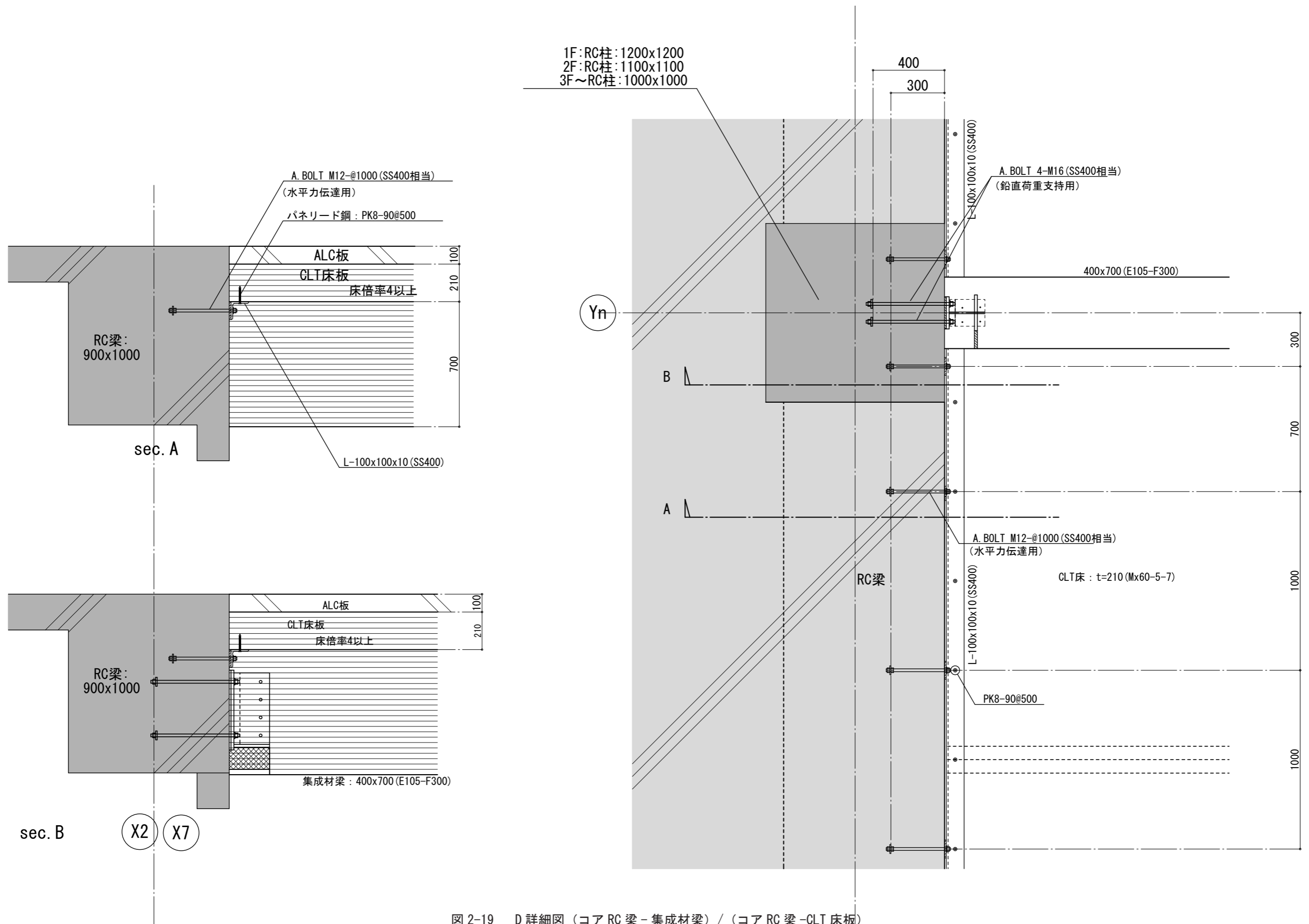
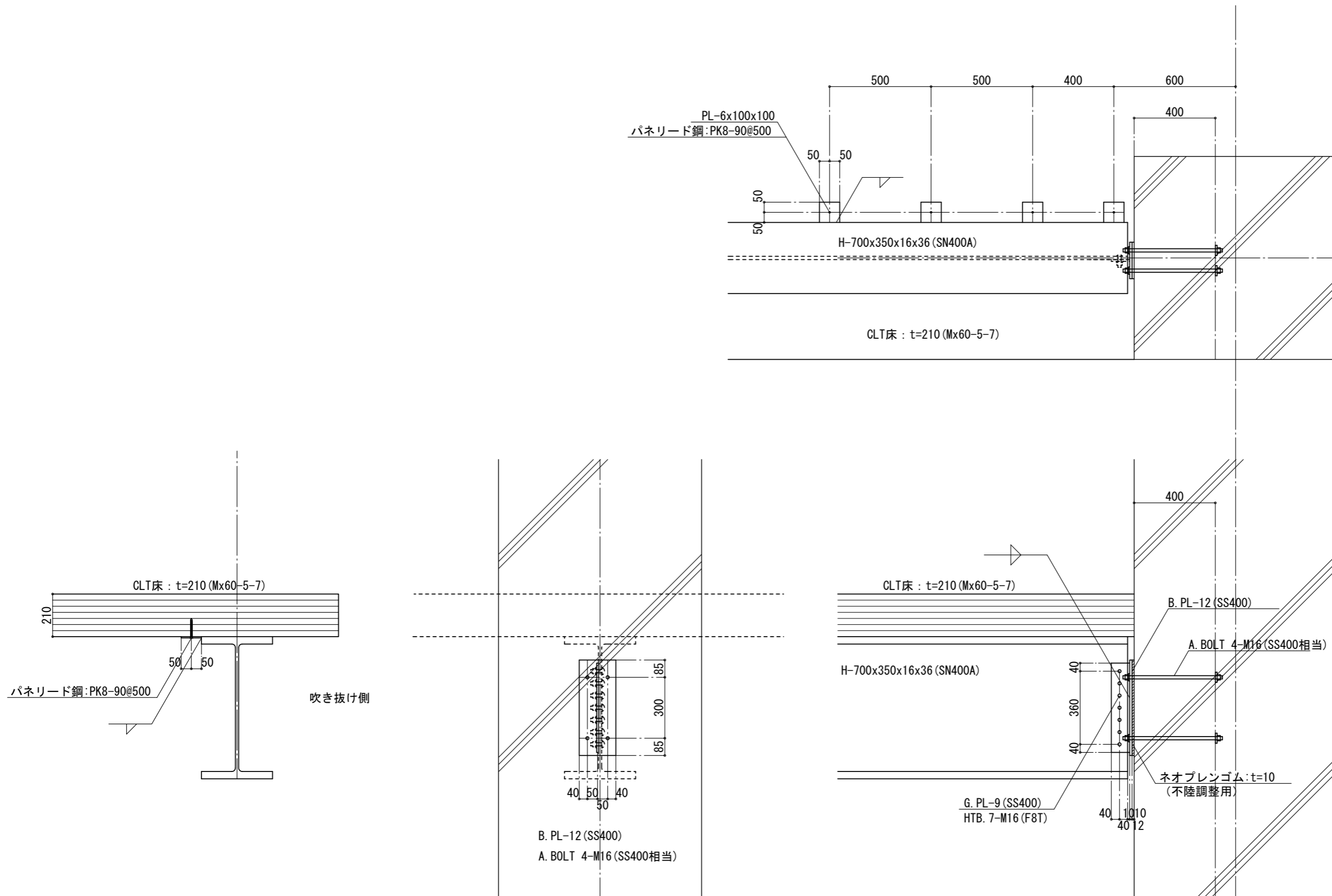


図 2-19 D 詳細図 (コア RC 梁 - 集成材梁) / (コア RC 梁 - CLT 床板)

B. 構造分野



RC柱-S梁接合部詳細図 1/20

図 2-20 E 詳細図 (RC 柱 - 鉄骨梁接合部詳細図)

B.構造分野

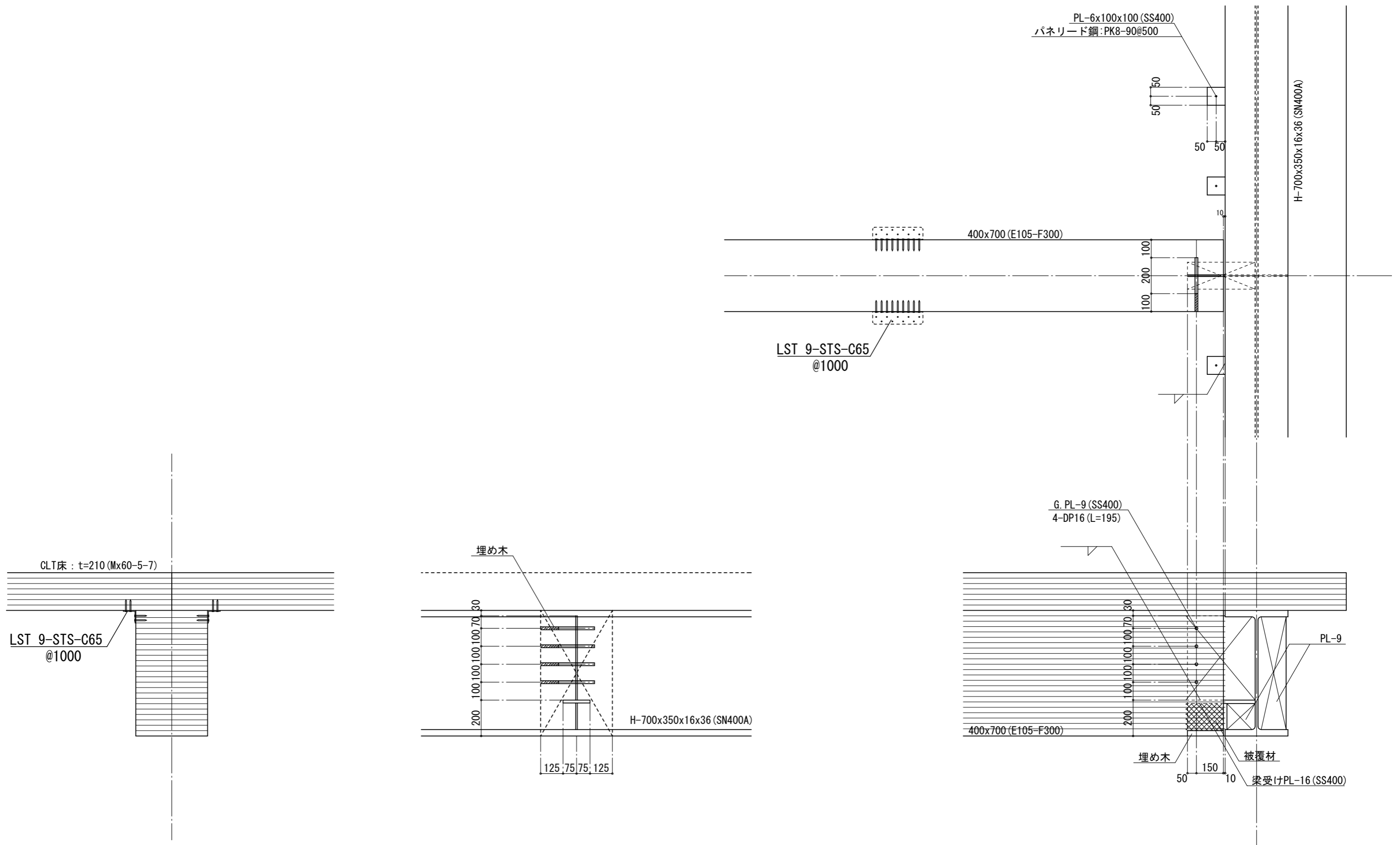
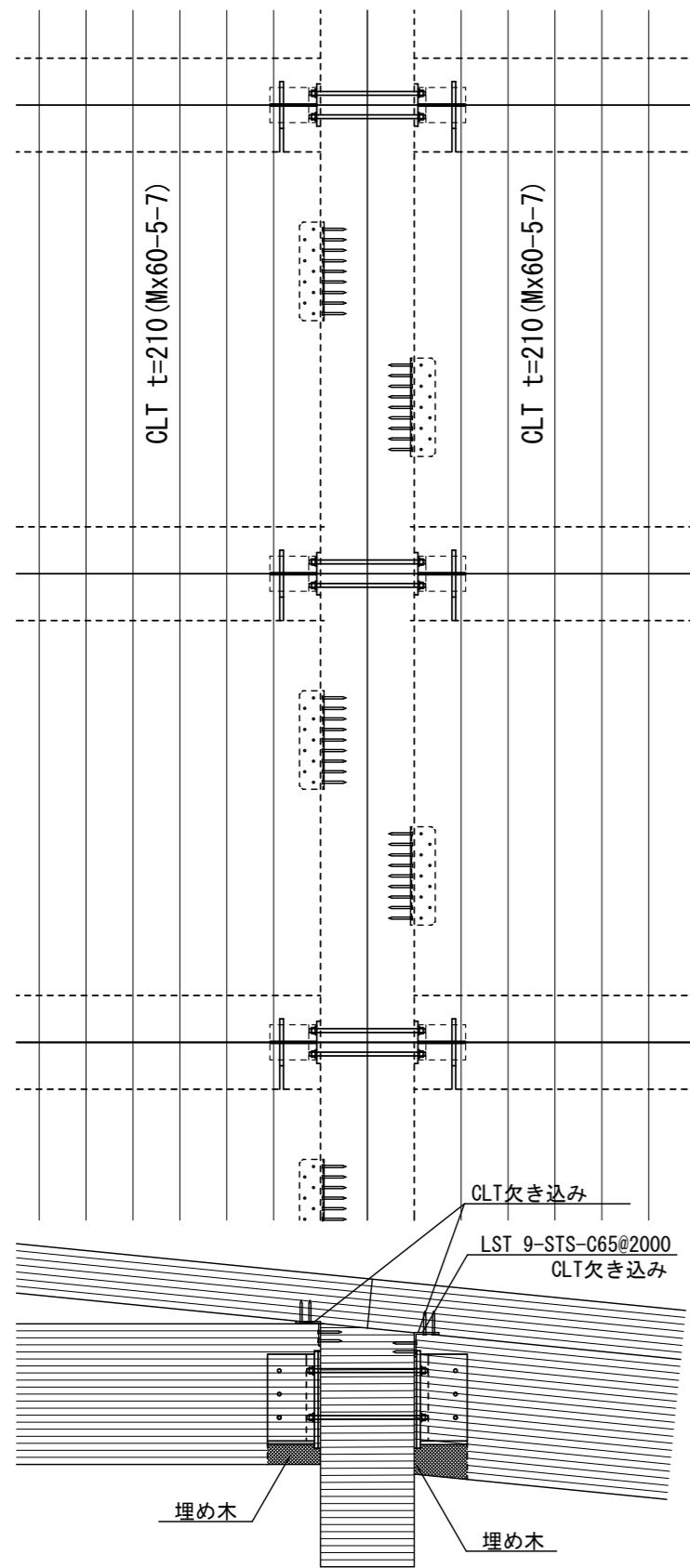


図 2-21 F 詳細図 (鉄骨梁 - 木梁接合部詳細図)



特記なき限り、ドリフトピンの材質はSS400とする。

B.構造分野

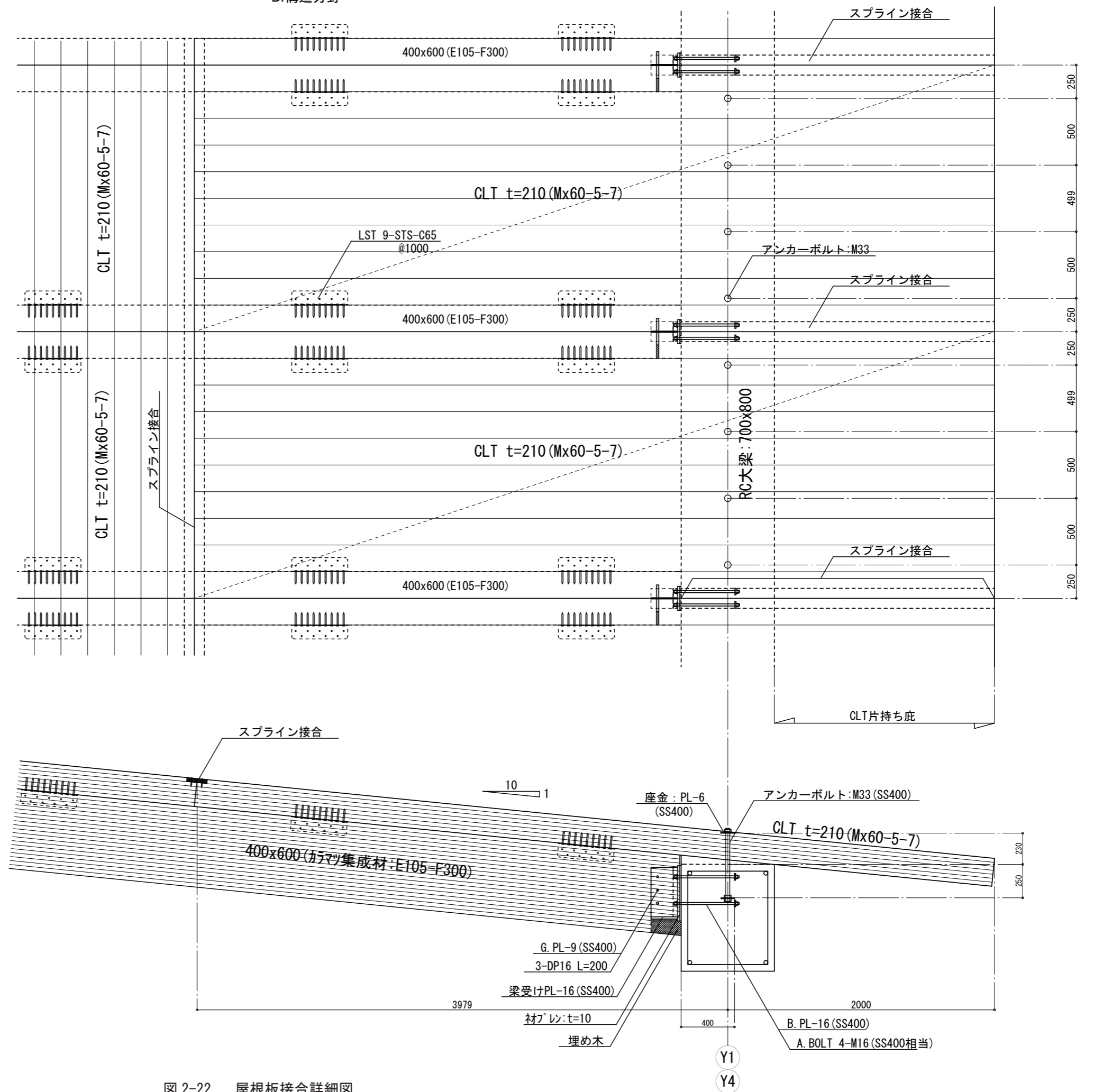


図 2-22 屋根板接合詳細図
B-49~B-50

B.構造分野

(2) 保有水平耐力計算

① 仮定荷重

表 2-1 に仮定荷重を示す。

表 2-1 仮定荷重

I. 床荷重(N/m ²)								
名称	仕上げ	(t) (mm)	(γ)	w	DL (仕上)		LL (N/m ²)	TL (N/m ²)
木造勾配屋根	金属板			100			600	3000
	防水			200			600	3000
	CLT板	210		1000			600	3000
	集成材梁			800				
	天井			300				
					2400			
木造勾配屋根 RC上	金属板			100			600	7000
	防水			200			600	7000
	CLT板	210		1000			600	7000
	RCスラブ	200	24.0	4800				
	天井			300				
					6400			
屋上室外機置場 PHR階(RC)	押さえコン	100	23	2300			5000	12550
	防水			150			4000	11550
	RCスラブ	200	24	4800			3000	10550
	天井			300				
					7550			
議会室(RC) 5階	タイルカーペット			100		S	2900	8900
	OAフロア			500		R	2600	8600
	RCスラブ	200	24.0	4800		E	1600	7600
	天井			300				
	間仕切り壁			300				
					6000			
事務所(木造) 2階、4階	タイルカーペット			100		S	2900	6600
	OAフロア			500		R	1800	5500
	ALC板	100		700		E	800	4500
	CLT板	210		1000				
	集成材梁			800				
	天井			300				
	間仕切り壁			300				
					3700			
事務所(RC) 1階、3階	タイルカーペット			100		S	2900	8900
	OAフロア			500		R	1800	7800
	RCスラブ	200	24.0	4800		E	800	6800
	天井			300				
	間仕切り壁			300				
					6000			
機械室(RC) 防災無線室(RC) 倉庫(RC)	仕上げ			600		S	5000	10700
	RCスラブ	200	24.0	4800		R	4000	9700
	天井			300		E	3000	8700
					5700			
便所(RC)	仕上げ			600		S	1800	7500
	RCスラブ	200	24.0	4800		R	1300	7000
	天井			300		E	600	6300
					5700			
階段(RC)	仕上げ			600		S	2900	11160
	階段	300	24.0	7200		R	1800	10060
	増し打ち	20	23.0	460		E	800	9060
						8260		
バルコニー(RC) 2階、5階	仕上げ			600		S	1800	7500
	RCスラブ	200	24.0	4800		R	1300	7000
	天井			300		E	600	6300
					5700			
木造庇	金属板			100		S	600	2100
	防水			200		R	600	2100
	CLT板	210		1000		E	600	2100
	天井			200				
					1500			
PHR屋根(RC)	押さえコン	100	23	2300		S	600	6250
	防水			150		R	600	6250
	RCスラブ	150	24	3600		E	600	6250
	天井			200				
					6250			
II. 壁荷重								
名称	仕上げ	(t) (mm)	(γ)	w	合計 (N/m)		備考	
外壁	CLTカーテンウォール				1000			

B. 構造分野

② 解析方法の概要

- 立体解析一貫構造計算プログラムは、「Build. 一貫V（構造ソフト社）」を用いた。
- モデル化については、柱梁部材は剛域を考慮した線材置換（曲げ/せん断/軸変形を考慮）とし、耐力壁はエレメント置換とした。
- 地震力の与え方については、1次設計時（C0=0.2時）は剛床仮定した立体モデルの重心に地震力を入力し、2次設計（保有水平耐力計算時）は1次設計時同様に重心位置に水平力を入力して荷重増分解析を行った。増分解析時の外力分布は1次設計時Ai分布とした。
- 保有水平耐力は耐力壁が最初にせん断降伏を生じた時点の耐力とした。

③ 地震力

表2-2に地震力計算用諸元、表2-3に地震力用建物重量、表2-4に建物重量・設計用層せん断力を示す。

表 2-2 地震力計算用諸元

地震地域係数	1.00		
地盤種別	第2種地盤		
用途係数(地震荷重割増係数)	1.00		
標準層せん断力係数計算法	X方向	自動設定	
	Y方向	自動設定	
標準層せん断力係数	X方向	S造ルート1:0.3、	それ以外:0.2
	Y方向	S造ルート1:0.3、	それ以外:0.2
振動特性係数計算法	X方向	基準法による	
	Y方向	基準法による	
振動特性係数	X方向	1.000	
	Y方向	1.000	
一次固有周期計算法	X方向	基準法による	
	Y方向	基準法による	
一次固有周期	X方向	0.444(sec)	
	Y方向	0.444(sec)	
一次固有周期計算用建物高さ	自動計算（階高の合計+1階床レベルからGLまで）		

表 2-3 地震力用建物重量

階	積載 (kN)	床自重 (kN)	小梁 (kN)	梁自重 (kN)	柱自重 (kN)	壁自重 (kN)	追加 (kN)	フレーム外 (kN)	積雪 (kN)	小計 (kN)	合計 (kN)
RF	152	596	84	256	34	204	0	0	0	1326	1326
5F	1737	7810	1511	4612	1364	1513	0	0	0	18547	19873
4F	3498	16092	5603	10026	3313	2992	480	0	0	42005	61878
3F	1954	9810	1546	4040	4015	3317	960	0	0	25642	87521
2F	2267	16083	5366	9966	4223	3535	960	0	0	42399	129919
1F	2048	10271	1503	4102	4644	3707	1560	0	0	27836	157756
基礎	1907	34134	15741	23651	5713	2470	0	0	0	83616	241371

ここで、

積載	: 積載荷重(地震力用)による重量	追加	: 節点・大梁・小梁の追加重量(地震力用)、 片持ち床・梁先端荷重及び追加荷重、パラベットの自重
床自重	: 床の自重(スラブ上の雑壁を含む)	フレーム外	: フレーム外重量(地震力用)
小梁	: 小梁と片持ち小梁の自重	積雪	: 積雪荷重(地震力用)
梁自重	: 大梁と片持ち梁の自重	小計	: その階の建物重量
柱自重	: 柱の自重	合計	: その階より上部の建物重量の和
壁自重	: 壁の自重(小梁上の雑壁を含む)		

※自重には仕上重量が含まれる。

B. 構造分野

表 2-4 建物重量・設計用層せん断力

【X方向】 T = 0.444(sec) Rt = 1.000 Co = 0.200												
階	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	K	Qi	CiIN	QiIN	Pi	Qid	Wi/A
RF	1326	1326	0.000	0.000	0.000	1.000	1326	(0.000)	0	0	1326	5.3
5F	18547	19873	0.126	2.025	0.405	0.000	8048	(0.000)	0	0	8048	8.5
4F	42005	61878	0.392	1.459	0.292	0.000	18052	(0.000)	0	0	18052	15.8
3F	25642	87521	0.555	1.300	0.260	0.000	22755	(0.000)	0	0	22755	11.9
2F	42399	129919	0.824	1.106	0.221	0.000	28738	(0.000)	0	0	28738	16.0
1F	27836	157756	1.000	1.000	0.200	0.000	31551	(0.000)	0	0	31551	12.3
基礎	83616	241371										

【Y方向】 T = 0.444(sec) Rt = 1.000 Co = 0.200												
階	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	K	Qi	CiIN	QiIN	Pi	Qid	Wi/A
RF	1326	1326	0.000	0.000	0.000	1.000	1326	(0.000)	0	0	1326	5.3
5F	18547	19873	0.126	2.025	0.405	0.000	8048	(0.000)	0	0	8048	8.5
4F	42005	61878	0.392	1.459	0.292	0.000	18052	(0.000)	0	0	18052	15.8
3F	25642	87521	0.555	1.300	0.260	0.000	22755	(0.000)	0	0	22755	11.9
2F	42399	129919	0.824	1.106	0.221	0.000	28738	(0.000)	0	0	28738	16.0
1F	27836	157756	1.000	1.000	0.200	0.000	31551	(0.000)	0	0	31551	12.3
基礎	83616	241371										

ここで、

Z	: 地域係数	Qi	: 地震時層せん断力 (Qi=Ci・ΣWi) (kN)
T	: 一次固有周期 (sec)		(Ciの直接指定がある場合はQi=CiIN・ΣWi)
Rt	: 振動特性係数	CiIN	: 層せん断力係数の直接指定 (kN)
Wi	: その階の建物重量 (kN)	QiIN	: 層せん断力の直接指定 (kN)
ΣWi	: その階より上部の建物重量の和 (kN)	Pi	: 剛床の外力直接指定 (kN)
αi	: ΣWi/W (W:地上部分の建物重量の和)	Qid	: 剛床の設計用層せん断力(*付は部分地下の部分) (kN)
Ai	: 分布係数	Wi/A	: 単位面積当り建物重量 (Wi/Aの算定時のWiには積雪の重量を含まない) (kN/m ²)
Ci	: 層せん断力係数	Co	: 標準層せん断力係数
K	: 水平震度(地下階・塔屋階のみ)		
Z = 1.00	第 2種地盤 (Tc = 0.600 sec)	一次固有周期計算用建物高さ	22.200(m)

B.構造分野

④ 保有水平耐力の検定

表 2-5 に X 方向加力時の検定結果、表 2-6 に Y 方向加力時の検定結果を示す。また、図 2-23 に各方向の負方向加力時の層せん断力 - 層間変形関係を示す。

表 2-5 X 方向加力（上：正方向 / 下：負方向）

保有水平耐力の決定条件：部材塑性率が指定値に達した									
階	種別	Ds値	Fes値	Qud	Qun	Qu	Qu/Qun	判定	RQu
5F	RC	0.40	1.000	40241	16097	27887	1.73	OK	1/490
4F	RC	0.55	1.000	90258	49642	62549	1.25	OK	1/356
3F	RC	0.55	1.000	113775	62576	78846	1.25	OK	1/308
2F	RC	0.55	1.000	143692	79030	99572	1.25	OK	1/226
1F	RC	0.55	1.000	157756	86766	109325	1.25	OK	1/398

保有水平耐力の決定条件：部材塑性率が指定値に達した									
階	種別	Ds値	Fes値	Qud	Qun	Qu	Qu/Qun	判定	RQu
5F	RC	0.40	1.000	40241	16097	27887	1.73	OK	1/490
4F	RC	0.55	1.000	90258	49642	62549	1.25	OK	1/356
3F	RC	0.55	1.000	113775	62576	78846	1.25	OK	1/308
2F	RC	0.55	1.000	143692	79030	99572	1.25	OK	1/226
1F	RC	0.55	1.000	157756	86766	109325	1.25	OK	1/398

表 2-6 Y 方向加力（上：正方向 / 下：負方向）

保有水平耐力の決定条件：増分計算の終了時(層間変形角、部材塑性率が指定値に達していません)									
階	種別	Ds値	Fes値	Qud	Qun	Qu	Qu/Qun	判定	RQu
5F	RC	0.45	1.000	40241	18109	24973	1.37	OK	1/590
4F	RC	0.55	1.000	90258	49642	56017	1.12	OK	1/230
3F	RC	0.55	1.000	113775	62576	70612	1.12	OK	1/192
2F	RC	0.55	1.000	143692	79030	89171	1.12	OK	1/154
1F	RC	0.55!	1.000	157756	86766	97907	1.12	OK	1/234

保有水平耐力の決定条件：増分計算の終了時(層間変形角、部材塑性率が指定値に達していません)									
階	種別	Ds値	Fes値	Qud	Qun	Qu	Qu/Qun	判定	RQu
5F	RC	0.45	1.000	40241	18109	24973	1.37	OK	1/591
4F	RC	0.55	1.000	90258	49642	56017	1.12	OK	1/230
3F	RC	0.55	1.000	113775	62576	70612	1.12	OK	1/193
2F	RC	0.55	1.000	143692	79030	89171	1.12	OK	1/155
1F	RC	0.55!	1.000	157756	86766	97907	1.12	OK	1/234

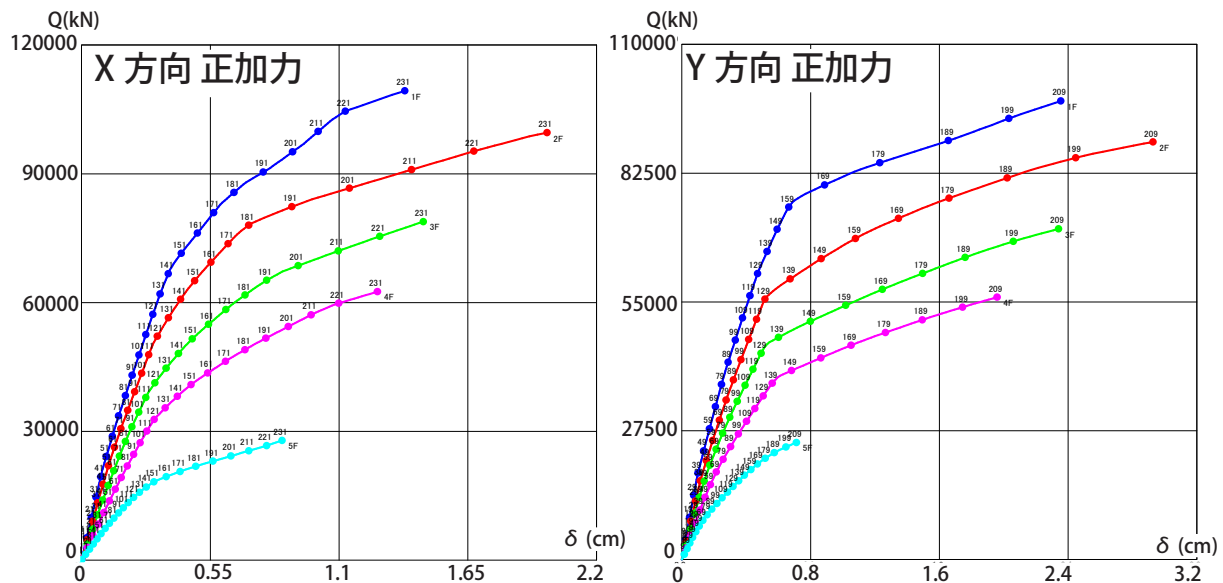


図 2-23 層せん断力 - 層間変形関係

B. 構造分野

(3) 最上階の木造部の長期許容応力度設計と燃えしろ設計による断面検討

① 屋根梁のたわみ

図 2-24 に全体の変形図を示す。検定部位の変形について、クリープ増大係数は 2 として 1/200 以下を確認した。

a. Y2 通り (図 2-25)

- $\delta' = \{11.4\text{mm} - (1.6\text{mm} + 1.4\text{mm}) / 2\} = 9.9 \text{ mm}$
- $2\delta' / L = 2 \times 9.9 \text{ mm} / 10000 \text{ mm} = 1/505 < 1/200 \text{ OK}$

b. X3 通り (図 2-26)

- $\delta' = \{11.5\text{mm} - (1.0\text{mm} + 1.0\text{mm}) / 2\} = 10.5 \text{ mm}$
- $2\delta' / L = 2 \times 10.5 \text{ mm} / 10000 \text{ mm} = 1/476 < 1/200 \text{ OK}$

c. X6 通り (図 2-27)

- $\delta' = \{11.3\text{mm} - (1.4\text{mm} + 1.4\text{mm}) / 2\} = 9.9 \text{ mm}$
- $2\delta' / L = 2 \times 9.9 \text{ mm} / 10000 \text{ mm} = 1/505 < 1/200 \text{ OK}$

d. X2 通り -X3 通り (図 2-28)

- $\delta' = \{21.4\text{mm} - (10.9\text{mm} + 10.9\text{mm}) / 2\} = 10.5 \text{ mm}$
- $2\delta' / L = 2 \times 10.5 \text{ mm} / 10000 \text{ mm} = 1/476 < 1/200 \text{ OK}$

e. X5 通り -X6 通り (図 2-29)

- $\delta' = \{19.8\text{mm} - (10.0 + 10.0) \text{ mm} / 2\} = 9.8 \text{ mm}$
- $2\delta' / L = 2 \times 9.8 \text{ mm} / 10000 \text{ mm} = 1/510 < 1/200 \text{ OK}$
- $\delta' = \{15.5\text{mm} - (9.5 + 1.5) \text{ mm} / 2\} = 10.5 \text{ mm}$
- $2\delta' / L = 2 \times 10.0 \text{ mm} / 10000 \text{ mm} = 1/500 < 1/200 \text{ OK}$

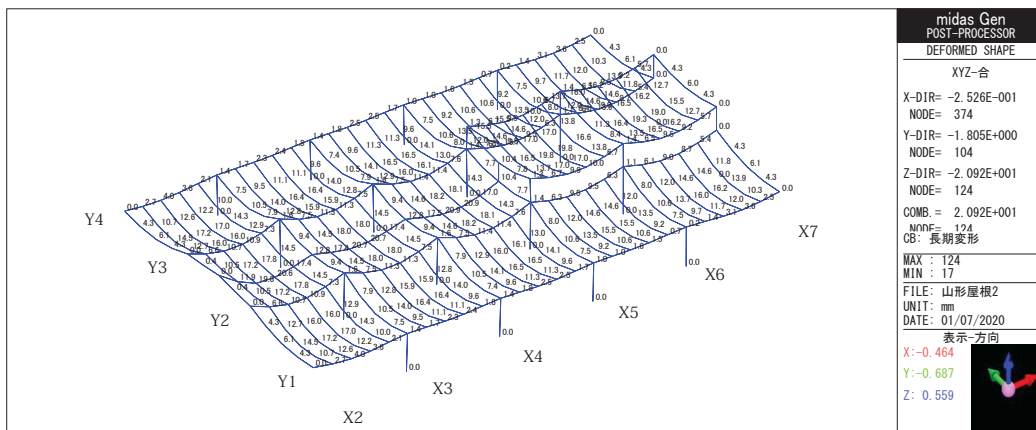


図 2-24 屋根梁の長期変形図 [mm]

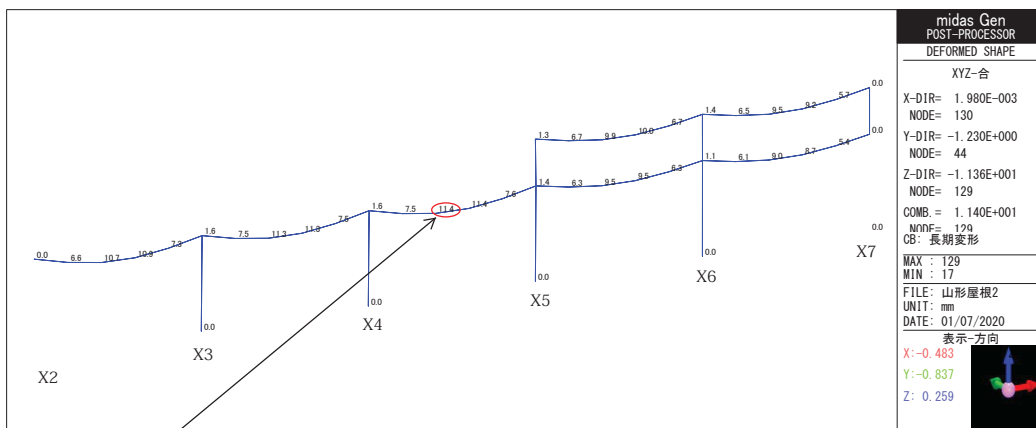


図 2-25 Y2 通りの屋根梁の長期変形図 [mm]

B. 構造分野

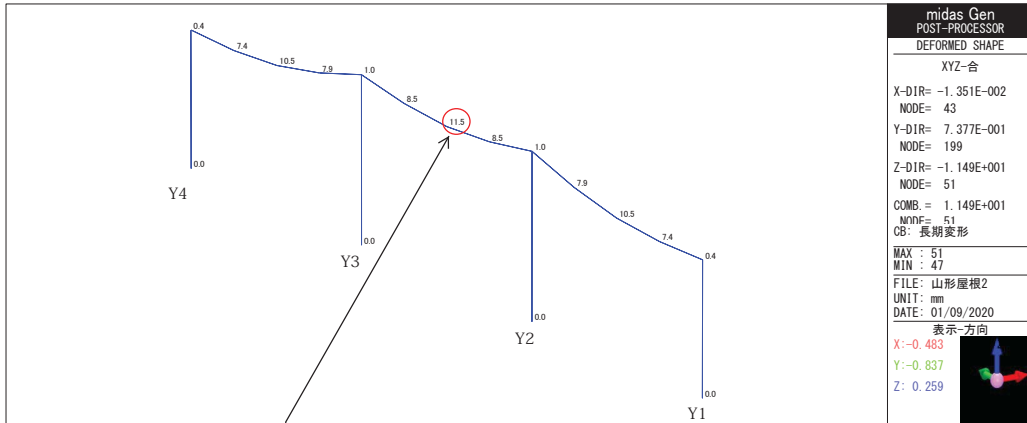


図 2-26 X3 通りの屋根梁の長期変形図 [mm]

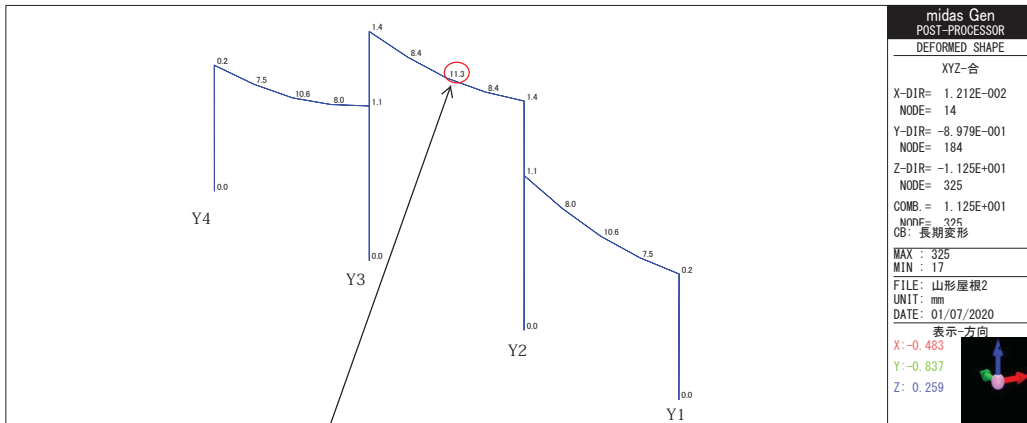


図 2-27 X6 通りの屋根梁の長期変形図 [mm]

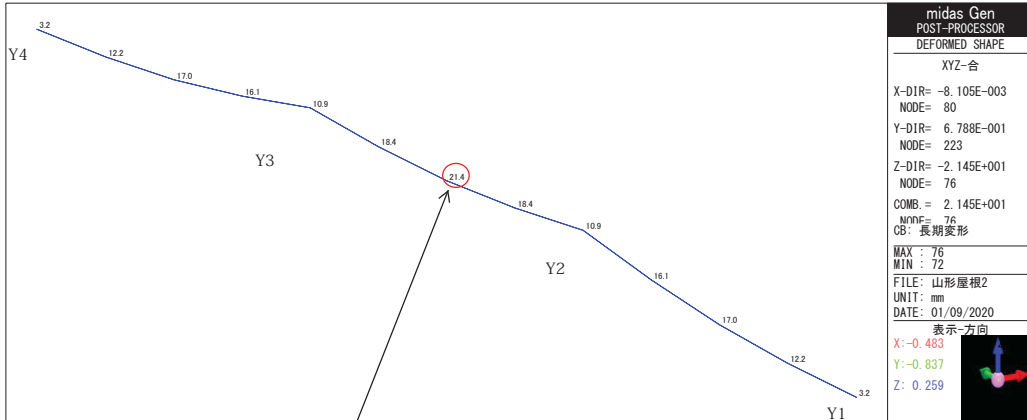


図 2-28 X2 通り -X3 通り間の屋根梁の長期変形図 [mm]

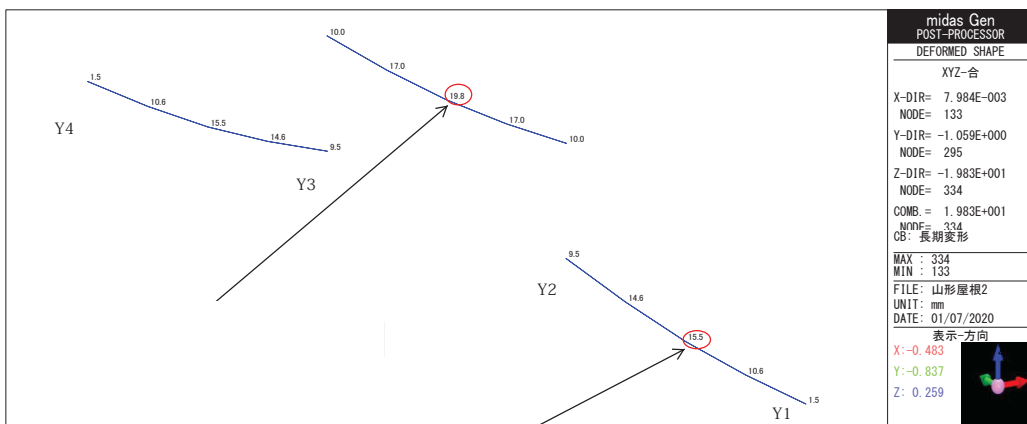


図 2-29 X5 通り -X6 通り間の屋根梁の長期変形図 [mm]

B. 構造分野

② 屋根梁の曲げ

図 2-30 に長期荷重時の屋根梁全体、図 2-31~図 2-33 に検定部位の曲げモーメント図を示す。通常断面における長期許容応力度以下、燃えしろ寸法を除いた断面における短期許容応力度以下であることを確認した。検定結果を表 2-7 に示す。

表 2-7 屋根梁の曲げ応力に対する検定結果

部位	Y2通り		Y2通り		X6通り		X2通り-X3通り			
	X2通り-X3通り間		X6通り-X7通り間		Y3通り-Y4通り間		Y2通り-Y3通り間			
荷重条件		長期	燃えしろ	長期	燃えしろ	長期	燃えしろ	長期	燃えしろ	
材料	強度等級	E105-F300		E105-F300		E105-F300		E105-F300		
	構成	対称異等級構成		対称異等級構成		対称異等級構成		対称異等級構成		
	樹種	カラマツ		カラマツ		カラマツ		カラマツ		
断面	B	[mm]	400	200	400	200	400	200	400	200
	D	[mm]	1000	900	900	800	600	500	600	500
設計荷重	M_d	[kNm]	345	345	204	204	70	70	70	70
許容応力度	f_b	[N/mm ²]	11.0	20.0	11.0	20.0	11.0	20.0	11.0	20.0
寸法調整係数	K_z	[-]	0.87	0.89	0.89	0.90	0.93	0.94	0.93	0.94
有効断面係数	Z_e	[mm ³]	53333333	27000000	43200000	21333333	19200000	8333333	19200000	8333333
曲げ応力度	σ_b	[N/mm ²]	6.47	12.78	4.72	9.56	3.65	8.40	3.65	8.40
検定比	$\sigma_b / (K_z \times f_b)$	[-]	0.67	0.72	0.49	0.53	0.36	0.44	0.36	0.44
判定		[-]	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

* 有効断面係数 Z_e は、長期時は全断面有効時の値に一律0.8掛けした値、燃えしろ時は全断面有効時の値とした。

* 燃えしろは、火災時間120分として、断面の両側面および下面について、100mmを考慮した。

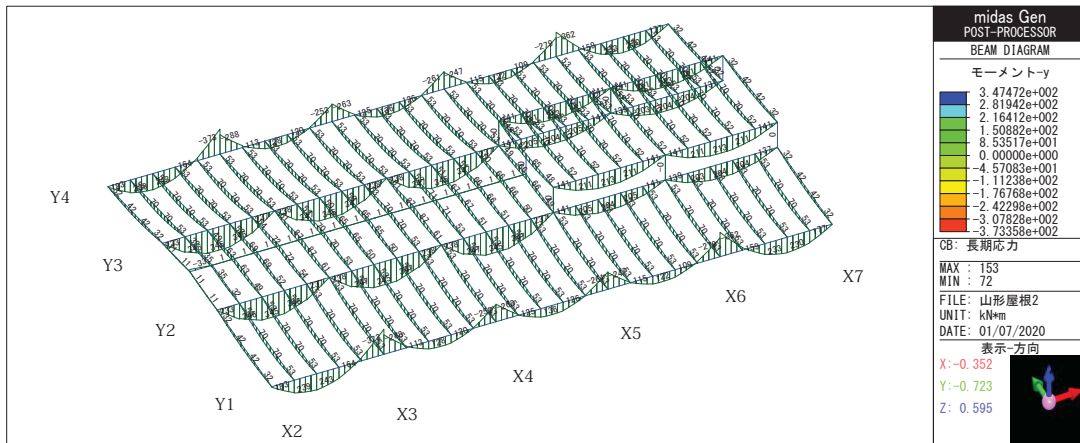


図 2-30 屋根梁の長期荷重時の曲げモーメント図 [kNm]

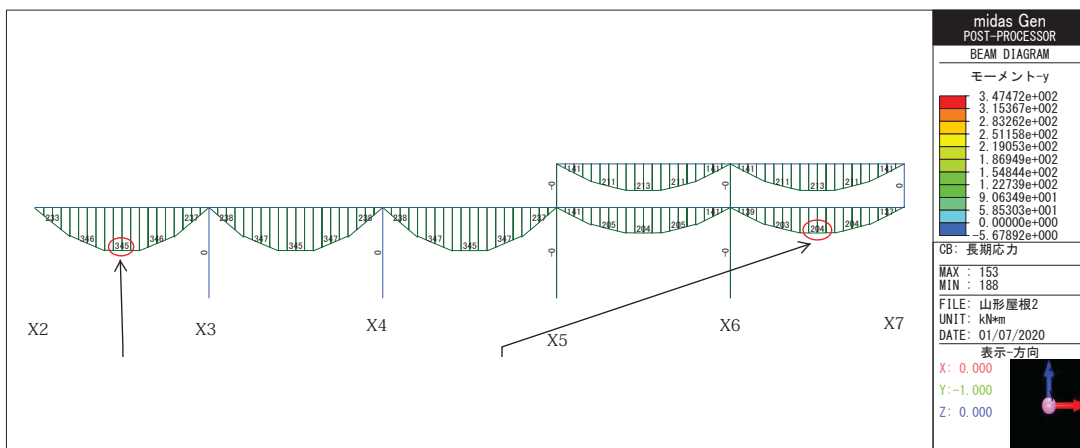


図 2-31 Y2 通りの屋根梁の長期荷重時の曲げモーメント図 [kNm]

B. 構造分野

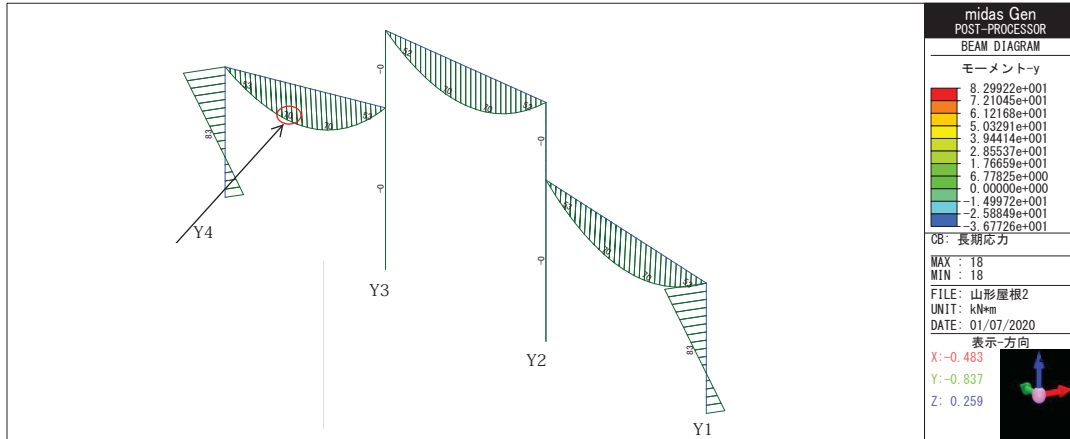


図 2-32 X6 通りの屋根梁の長期荷重時の曲げモーメント図 [kNm]

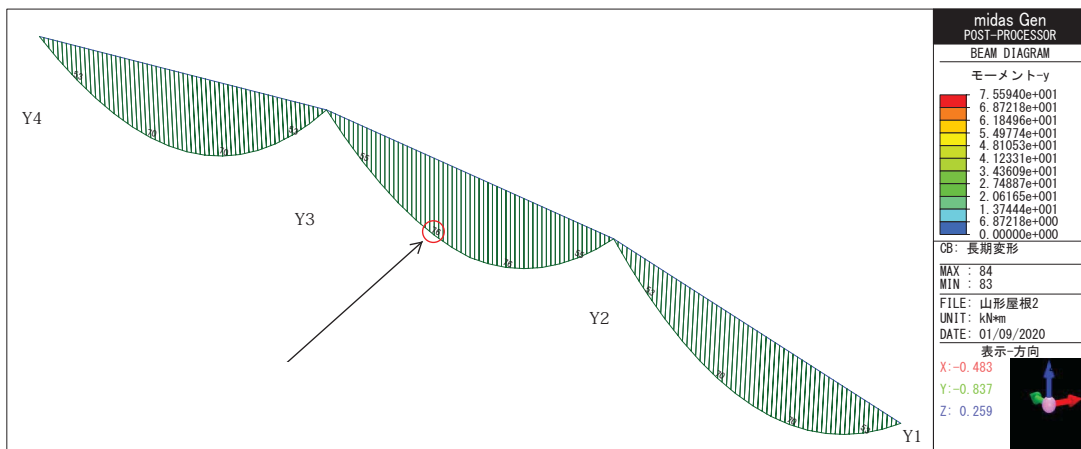


図 2-33 X2 通り -X3 通り間の屋根梁の長期荷重時の曲げモーメント図 [kNm]

③ 屋根梁のせん断

図 2-34 に長期荷重時の屋根梁全体のせん断力図を示す。通常断面における長期許容応力度以下、燃えしろ寸法を除いた断面における短期許容応力度以下であることを確認した。検定結果を表 2-8 に示す。

表 2-8 屋根梁のせん断応力に対する検定結果

部位		Y2通り		Y2通り		Y1通り-Y2通り	
		X3通り-X4通り間		X5通り-X6通り間		X6通り-X7通り間	
荷重条件		長期	燃えしろ	長期	燃えしろ	長期	燃えしろ
材料	強度等級	E105-F300		E105-F300		E105-F300	
	構成	対称異等級構成		対称異等級構成		対称異等級構成	
	樹種	カラマツ		カラマツ		カラマツ	
断面	B [mm]	400	200	400	200	400	200
	D [mm]	1000	900	900	800	600	500
設計荷重	Q_d [kN]	121	121	74	74	28	28
許容応力度	f_s [N/mm ²]	1.3	2.4	1.3	2.4	1.3	2.4
有効断面積	A_e [mm ²]	320000	180000	288000	160000	192000	100000
せん断応力度	σ_s [N/mm ²]	0.57	1.01	0.39	0.69	0.22	0.42
検定比	σ_s/f_s [-]	0.43	0.42	0.29	0.29	0.17	0.18
判定	[-]	OK	OK	OK	OK	OK	OK

* 有効断面積係数 A_e は、長期時は全断面有効時の値に一律0.8掛けした値、燃えしろ時は全断面有効時の値とした。

* 燃えしろは、火災時間120分として、断面の両側面および下面について、100mmを考慮した。

B. 構造分野

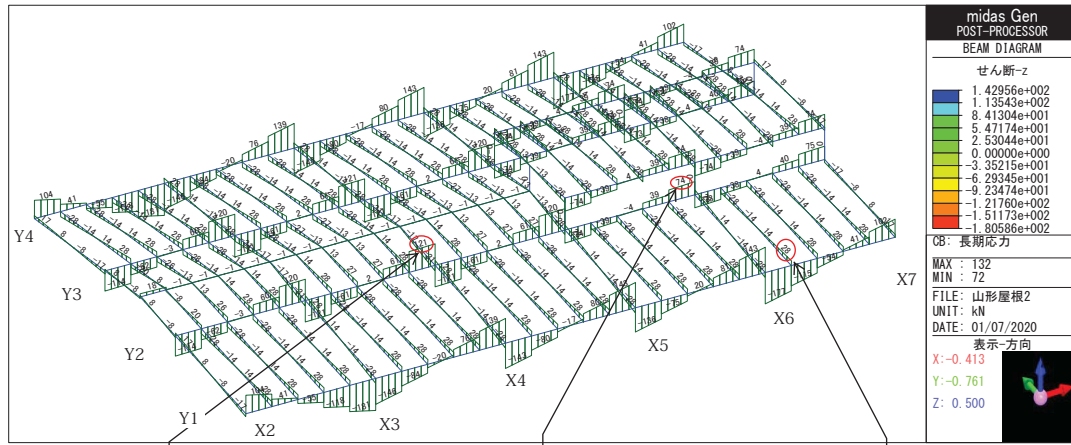


図 2-34 屋根梁の長期荷重時のせん断力図 [kN]

④ 最上階の木造部の柱の圧縮

図 2-35 に Y2 通りの長期荷重時の柱の軸力図を示す。通常断面における長期許容応力度以下、燃えしろ寸法を除いた断面における短期許容応力度以下であることを確認した。検定結果を表 2-9 に示す。

表 2-9 最上階の木造部の柱の圧縮応力に対する検定結果

部位		Y2通り		
		X5通り		
荷重条件		長期	燃えしろ	
材料	強度等級	E95-F315		
	構成	同一等級構成		
	樹種	カラマツ		
断面	B	[mm]	450	250
	D	[mm]	450	250
柱長さ	L	[mm]	4200	4200
設計荷重	N_d	[kN]	359	359
断面二次半径	i	[mm]	130	72.3
細長比	λ	[-]	32.3	58.1
座屈低減係数	η	[-]	0.98	0.72
許容応力度	f_c	[N/mm ²]	9.5	17.3
有効断面積	A_e	[mm ²]	162000	62500
圧縮応力度	σ_c	[N/mm ²]	2.22	5.74
検定比	$\sigma_c / (\eta \times f_c)$	[-]	0.24	0.46
判定			OK	OK

* 有効断面係数 A_e は、長期時は全断面有効時の値に一律0.8掛けした値、燃えしろ時は全断面有効時の値とした。

* 燃えしろは、火災時間120分として、断面の4面について、100mmを考慮した。

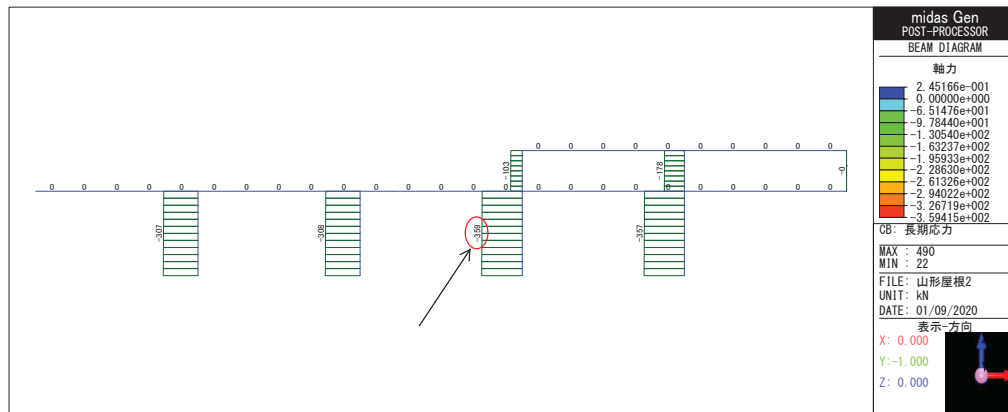


図 2-35 Y2 通りの最上階の柱の長期荷重時の軸力図 [kN]

B. 構造分野

⑤ 検討に用いた集成材の弾性係数と許容応力度

表 2-10 に検討に用いた集成材の弾性係数と許容応力度を示す。

表 2-10 集成材の弾性係数と許容応力度

名称とヤング係数		基準強度と許容応力度										
種別	樹種 強度等級 {E (kN/mm ²)}	基準強度 F (N/mm ²)	圧縮 F _c	引張 F _T	曲げ		せん断		めり込み			
					F _{B1}	F _{B2}	F _{S1}	F _{S2}	F _{CV}			
同一等級構成集成材	からまつ E95-F315 {9.5}	長期許容 応力度 L _f (N/mm ²)	26.0	22.7	31.5	31.5	3.6	3.0	7.8			
			短期許容 応力度 s _f (N/mm ²)	9.5	8.3	11.6	11.6	1.3	1.1	θ ≤ 10	70 ≤ θ	
				17.3	15.1	21.0	21.0	2.4	2.0	17.3	5.2	
			選択 強度	積雪時許 容応力度 ss _f (N/mm ²)	18		16.8	16.8	1.9	1.6	13.9	4.2
					19	13.9	12.1	16.8	16.8	1.9	1.6	13.9
名称とヤング係数		基準強度と許容応力度										
種別	樹種 強度等級 {E (kN/mm ²)}	基準強度 F (N/mm ²)	圧縮 F _c	引張 F _T	曲げ		せん断		めり込み			
					F _{B1}	F _{B2}	F _{S1}	F _{S2}	F _{CV}			
対称異等級構成集成材	からまつ E105-F300 {10.5}	長期許容 応力度 L _f (N/mm ²)	23.2	20.2	30.0	21.6	3.6	3.0	7.8			
			短期許容 応力度 s _f (N/mm ²)	8.5	7.4	11.0	7.9	1.3	1.1	θ ≤ 10	70 ≤ θ	
				15.5	13.5	20.0	14.4	2.4	2.0	15.5	5.2	
			選択 強度	積雪時許 容応力度 ss _f (N/mm ²)	5		16.0	11.5	1.9	1.6	12.4	4.2
					19	12.4	10.8	16.0	11.5	1.9	1.6	12.4

ここで、

1) 一般地域

曲げ・せん断の基準強度と許容応力度について

1は積層方向の値を示す。

2は幅方向の値を示す。

許容応力度の算定

長期 L_f=1.1*F/3

短期 s_f=2.0*F/3

積雪時 ss_f=1.6*F/3

めり込み許容応力度の算定※θは繊維と荷重方向のなす角度[度]

長期 a) θ ≤ 10

L_{fCV}=1.1*F_c/3

b) 10 < θ < 70

a)とc)の直線補間

c) 70 ≤ θ

L_{fCV}=1.1*F_{CV}/3

短期 a) θ ≤ 10

s_{fCV}=2.0*F_c/3

b) 10 < θ < 70

a)とc)の直線補間

c) 70 ≤ θ

s_{fCV}=2.0*F_{CV}/3

積雪時 a) θ ≤ 10

ss_{fCV}=1.6*F_c/3

b) 10 < θ < 70

a)とc)の直線補間

c) 70 ≤ θ

ss_{fCV}=1.6*F_{CV}/3

(4) 木造階の事務室の床梁等の長期許容応力度設計と燃えしろ設計による断面検討

① 床梁のたわみ

図 2-36 に全体の変形図を示す。○囲みした検定部位の変形について、1/250 以下であることを確認した。また、木造梁に関しては、最終たわみが 20mm 以下であることを確認した。なお、木造梁に関してはクリープ増大係数を 2 として初期たわみに考慮した。

a. 木造梁のたわみ①

- $\delta' = \{10.5\text{mm} - (0.7\text{mm} + 0.7\text{mm}) / 2\} = 9.9\text{ mm}$
- $2\delta' / L = 2 \times 9.9\text{ mm} / 10000\text{ mm} = 1/510 < 1/250\text{ OK}$
- $2 \times 10.5\text{ mm} = 21.0\text{mm} > 20\text{mm NG}$ → 木造梁のスパンは構造芯間距離となっているが、内法スパンのたわみで換算しなおして検定する。 $9.9\text{mm} \times (10000\text{mm} - 400\text{mm})^4 / (10000\text{mm})^4 \doteq 9.9\text{mm} \times 0.85 \doteq 8.42\text{mm}$ より、 $2 \times \{8.42\text{ mm} + (0.7\text{mm} + 0.7\text{mm}) / 2\} = 2 \times 9.12\text{mm} = 18.24\text{mm} < 20\text{mm OK}$

b. 木造梁のたわみ②

- $\delta' = \{12.1\text{mm} - (0.2\text{mm} + 3.6\text{mm}) / 2\} = 10.2\text{ mm}$
- $2\delta' / L = 2 \times 10.2\text{ mm} / 10000\text{ mm} = 1/490 < 1/250\text{ OK}$
- $2 \times 12.1\text{ mm} = 24.2\text{mm} > 20\text{mm NG}$ → 木造梁の最終撓み量 12.1mm を 10mm 以下に抑えるために木造梁単材で 10.2mm の撓み量を 8.1mm 程度に抑える。比率的に $10.2/8.1=1.25$ であり、断面 2 次モーメントを 1.25 倍にするには、解析時の断面である 400×700 を 500×700 に断面アップする。これより、2 階 X2 ~ X3 間は解析時 WG1 であったが WG1A に変更する。鉄骨梁のたわみの 3.6mm にクリープ増大はないので $2 \times \{10.2\text{mm} / 1.25 + (0.2\text{mm} + 3.6\text{mm}) / 2\} = 2 \times 9.16\text{mm} = 18.32\text{mm} < 20\text{mm OK}$

c. 鉄骨梁のたわみ

- $\delta / L = 3.8\text{mm} / 10000\text{ mm} = 1/2631 < 1/250\text{ OK}$

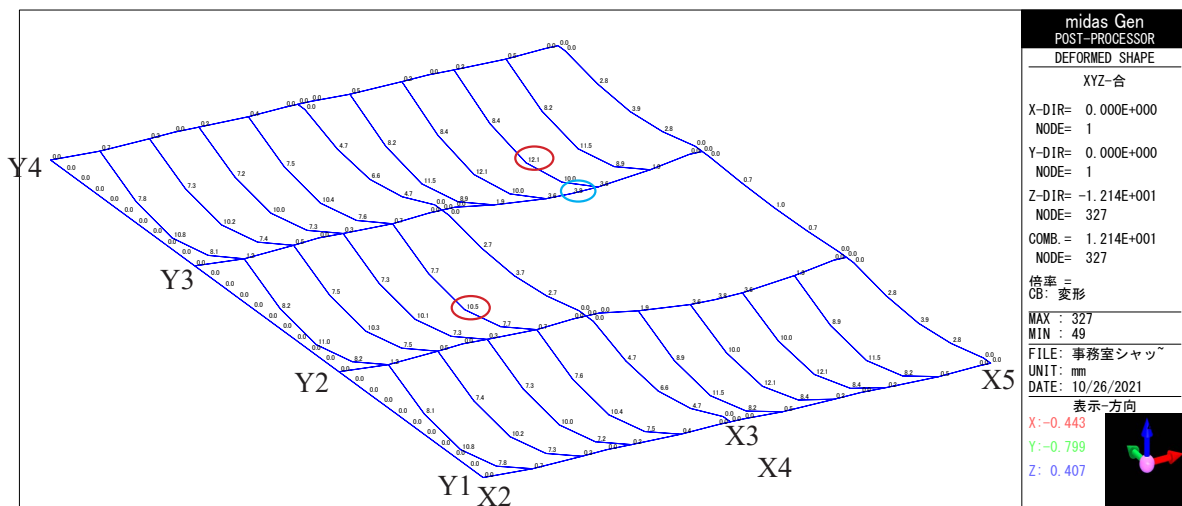


図 2-36 床梁のたわみ (mm) * 赤丸 : 木造梁 / 水色 : 鉄骨梁

※検討モデルは X3 通り -X4 通り間は X2 通り -X3 通り間と同様の床組みのため省略している。

B.構造分野

② 床梁の曲げ

図 2-37 に長期荷重時の床梁の検定部位の曲げモーメント図を示す。通常断面における長期許容応力度以下、燃えしろ寸法を除いた断面における短期許容応力度以下であることを確認した。検定結果を表 2-11 に示す。

表 2-11 床梁の曲げ応力に対する検定結果

部位		Y3通り		Y3通り	
構造		木造梁		鉄骨梁	
荷重条件		長期	燃えしろ	長期	
材料	強度等級	E105-F300		SN400A	
	構成	対称異等級構成		H-700x350x16x36	
	樹種	カラマツ		-	
断面	B	[mm]	400	200	-
	D	[mm]	700	600	-
設計荷重	M_d	[kNm]	148	148	308
許容応力度	f_b	[N/mm ²]	11.0	20.0	156
寸法調整係数	K_z	[-]	0.91	0.93	-
有効断面係数	Z_e	[mm ³]	26133333	12000000	8960000
曲げ応力度	σ_b	[N/mm ²]	5.66	12.33	34.38
検定比	$\sigma_b / (K_z \times f_b)$	[-]	0.57	0.67	0.22
判定			OK	OK	OK

* 有効断面係数 Z_e は、長期時は全断面有効時の値に一律0.8掛けした値、燃えしろ時は全断面有効時の値とした。

* 燃えしろは、火災時間120分として、断面の両側面および下面について、100mmを考慮した。

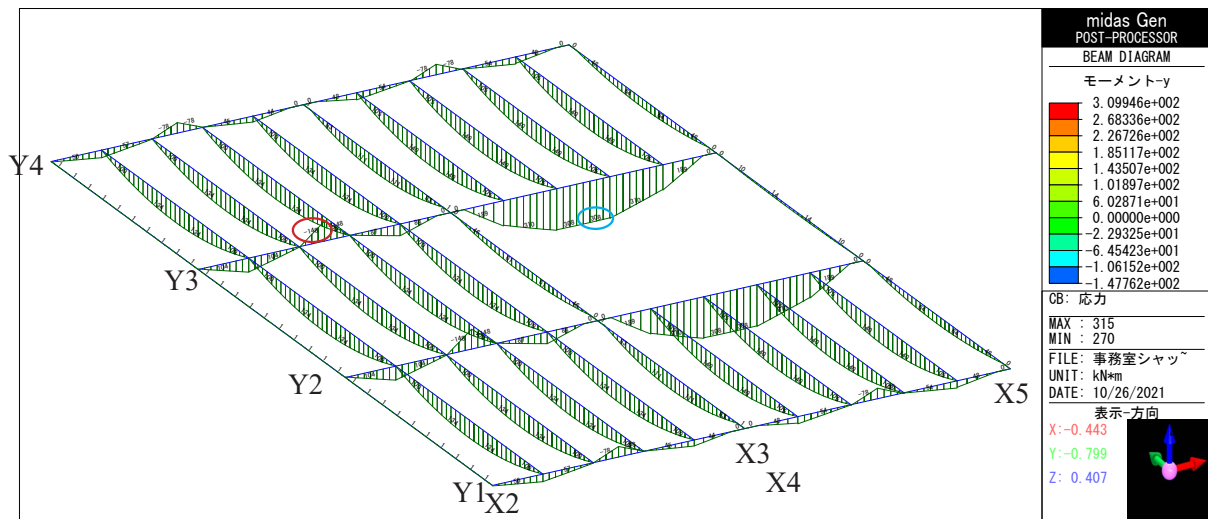


図 2-37 床梁の長期荷重時の曲げモーメント図 [kNm] * 赤丸：木造梁 / 水色：鉄骨梁
※検討モデルは X3 通り -X4 通り間は X2 通り -X3 通り間と同様の床組みのため省略している。

B.構造分野

③ 床梁のせん断

図 2-38 に長期荷重時の床梁の検定部位のせん断力図を示す。通常断面における長期許容応力度以下、燃えしろ寸法を除いた断面における短期許容応力度以下であることを確認した。検定結果を表 2-12 に示す。

表 2-12 床梁のせん断応力に対する検定結果

部位		Y2通り		Y2通り
構造		木造梁		鉄骨梁
荷重条件		長期	燃えしろ	長期
材料	強度等級	E105-F300		SN400A
	構成	対称異等級構成		H-700x350x16x36
	樹種	カラマツ		-
断面	B	[mm]	400	200
	D	[mm]	700	600
設計荷重	Q_d	[kN]	162	162
許容応力度	f_s	[N/mm ²]	1.3	2.4
有効断面積	A_e	[mm ²]	224000	120000
せん断応力度	σ_s	[N/mm ²]	1.08	2.03
検定比	σ_s/f_s	[-]	0.82	0.84
判定		[-]	OK	OK

* 有効断面係数 A_e は、長期時は全断面有効時の値に一律0.8掛けした値、燃えしろ時は全断面有効時の値とした。

* 燃えしろは、火災時間120分として、断面の両側面および下面について、100mmを考慮した。

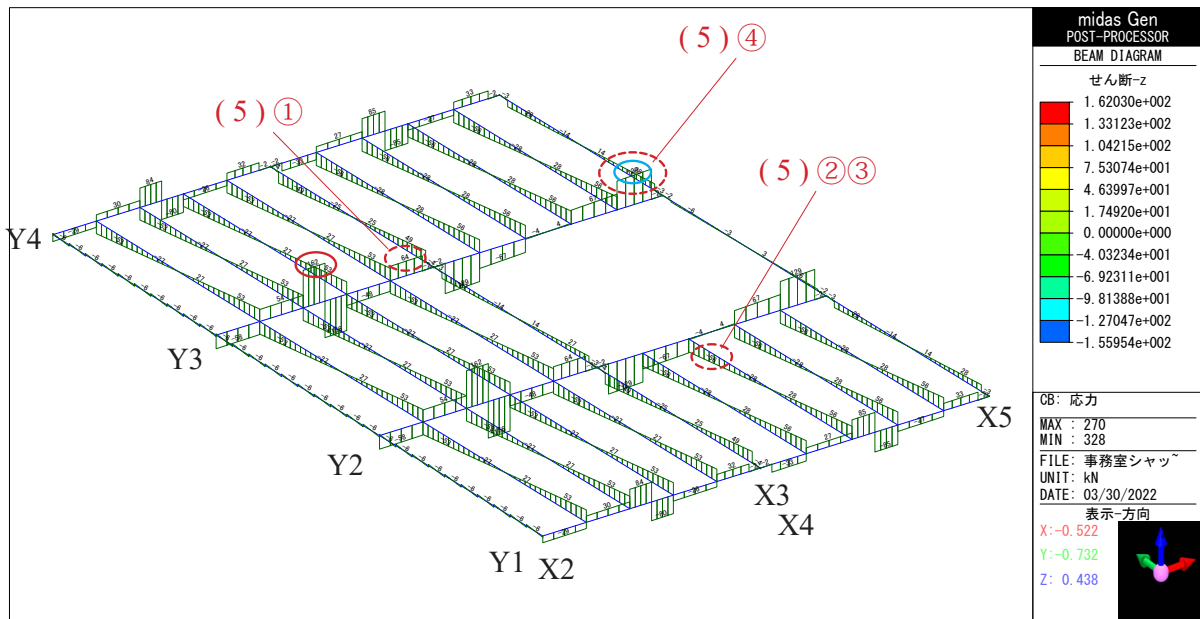


図 2-38 床梁の長期荷重時のせん断力図 [kN] * 赤丸: 木造梁 / 水色: 鉄骨梁 / 点線による赤丸: (5) で検討に用いる

※検討モデルは X3 通り -X4 通り間は X2 通り -X3 通り間と同様の床組みのため省略している。

B. 構造分野

④ 木造階の床支持柱の圧縮

図 2-39 に長期荷重時の床梁の支持柱の検定部位の反力図を示す。通常断面における長期許容応力度以下、燃えしろ寸法を除いた断面における短期許容応力度以下であることを確認した。検定結果を表 2-13 に示す。

表 2-13 木造階の床支持柱の圧縮応力に対する検定結果

部位			Y3通り	
荷重条件			長期	燃えしろ
材料	強度等級		E95-F315	
	構成		同一等級構成	
	樹種		カラマツ	
断面	B	[mm]	450	250
	D	[mm]	450	250
柱長さ	L	[mm]	3800	3800
設計荷重	N_d	[kN]	318	318
断面二次半径	i	[mm]	130	72.3
細長比	λ	[-]	29.2	52.6
座屈低減係数	η	[-]	1.00	0.77
許容応力度	f_c	[N/mm ²]	9.5	17.3
有効断面積	A_e	[mm ²]	162000	62500
圧縮応力度	σ_c	[N/mm ²]	1.96	5.09
検定比	$\sigma_c/(\eta \times f_c)$	[-]	0.21	0.38
判定			OK	OK

* 有効断面係数 A_e は、長期時は全断面有効時の値に一律0.8掛けした値、燃えしろ時は全断面有効時の値とした。

* 燃えしろは、火災時間120分として、断面の4面について、100mmを考慮した。

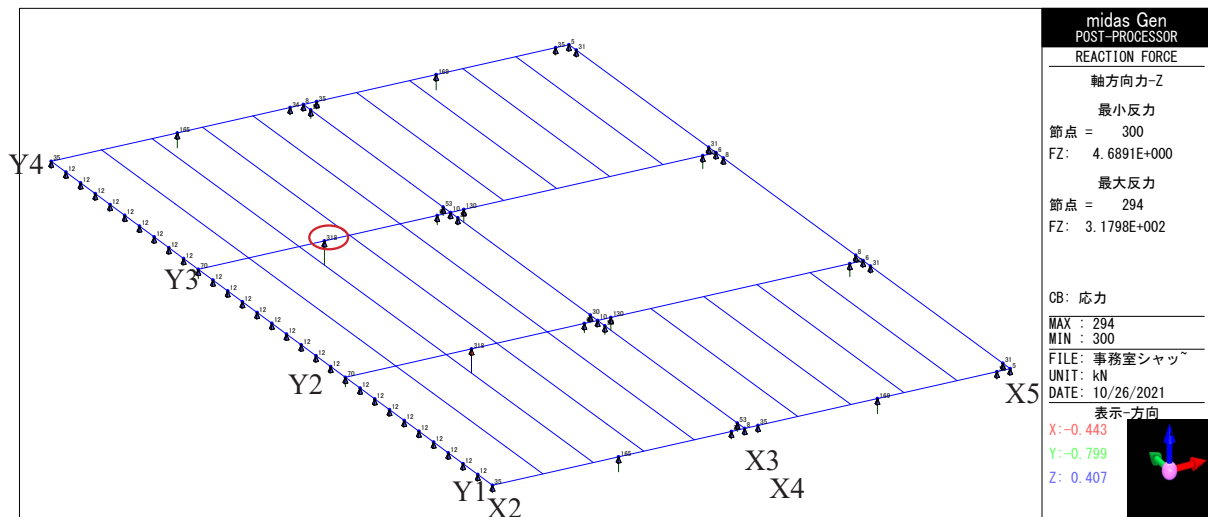


図 2-39 床梁の長期荷重時の支持柱位置の反力図 [kN] * 赤丸：木造梁 / 水色：鉄骨梁

※検討モデルは X3 通り -X4 通り間は X2 通り -X3 通り間と同様の床組みのため省略している。

B.構造分野

⑤ 検討に用いた集成材の弾性係数と許容応力度

表 2-14 に検討に用いた集成材の弾性係数と許容応力度を示す。屋根梁の検討に用いた表を再掲している。

表 2-14 集成材の弾性係数と許容応力度

名称とヤング係数		基準強度と許容応力度										
種別	樹種 強度等級 {E (kN/mm ²)}	基準強度 F (N/mm ²)	圧縮 F _c	引張 F _T	曲げ		せん断		めり込み			
					F _{B1}	F _{B2}	F _{S1}	F _{S2}	F _{CV}			
同一等級構成集成材	からまつ E95-F315 {9.5}	長期許容 応力度 L _f (N/mm ²)	26.0	22.7	31.5	31.5	3.6	3.0	7.8			
			短期許容 応力度 s _f (N/mm ²)	9.5	8.3	11.6	11.6	1.3	1.1	θ ≤ 10	70 ≤ θ	
				17.3	15.1	21.0	21.0	2.4	2.0	17.3	5.2	
			選択 強度	積雪時許 容応力度 ss _f (N/mm ²)	18						θ ≤ 10	70 ≤ θ
					19	13.9	12.1	16.8	16.8	1.9	1.6	13.9
名称とヤング係数		基準強度と許容応力度										
種別	樹種 強度等級 {E (kN/mm ²)}	基準強度 F (N/mm ²)	圧縮 F _c	引張 F _T	曲げ		せん断		めり込み			
					F _{B1}	F _{B2}	F _{S1}	F _{S2}	F _{CV}			
対称異等級構成集成材	からまつ E105-F300 {10.5}	長期許容 応力度 L _f (N/mm ²)	23.2	20.2	30.0	21.6	3.6	3.0	7.8			
			短期許容 応力度 s _f (N/mm ²)	8.5	7.4	11.0	7.9	1.3	1.1	θ ≤ 10	70 ≤ θ	
				15.5	13.5	20.0	14.4	2.4	2.0	15.5	5.2	
			選択 強度	積雪時許 容応力度 ss _f (N/mm ²)	5						θ ≤ 10	70 ≤ θ
					19	12.4	10.8	16.0	11.5	1.9	1.6	12.4

ここで、

1) 一般地域

曲げ・せん断の基準強度と許容応力度について

1は積層方向の値を示す。

2は幅方向の値を示す。

許容応力度の算定

長期 L_f=1.1*F/3

短期 s_f=2.0*F/3

積雪時 ss_f=1.6*F/3

めり込み許容応力度の算定※θは繊維と荷重方向のなす角度[度]

長期 a) θ ≤ 10

L_fCV=1.1*F_c/3

b) 10 < θ < 70

a)とc)の直線補間

c) 70 ≤ θ

L_fCV=1.1*F_{CV}/3

短期 a) θ ≤ 10

s_fCV=2.0*F_c/3

b) 10 < θ < 70

a)とc)の直線補間

c) 70 ≤ θ

s_fCV=2.0*F_{CV}/3

積雪時 a) θ ≤ 10

ss_fCV=1.6*F_c/3

b) 10 < θ < 70

a)とc)の直線補間

c) 70 ≤ θ

ss_fCV=1.6*F_{CV}/3

(5) 木造階の長期荷重時の梁端部接合部の検討

① RC 柱-木造梁接合部

図 2-40 に検定部位を示す。設計条件は下記の通りである。a~c についての検討を示す。

- 設計用長期せん断力： ${}_LQ_d=64\text{ kN}$ （図 2-38 中の解析応力を参照）
- 梁受け金物の下端受けプレート： $PL-16 \times 200 \times 150 \rightarrow$ 受圧面積： $A=200 \times 150=30000\text{mm}^2$ 、単位長さ当りの面外曲げ断面係数 $Z=(16\text{mm})^2/6=42666\text{mm}^3/\text{m}$

a. 下端受けプレート部のめり込み応力度の検討

- 長期めり込み許容応力度：カラマツ： $E105\text{-F300} \rightarrow {}_L f_{cv}=6.6 \times 1.1/3=2.45\text{N/mm}^2$ （AIJ 材端のめり込み基準強度より）
- 設計用めり込み応力度 ${}_L \sigma_{cv}={}_L Q_d/A=64\text{kN}/30000\text{mm}^2=2.13\text{N/mm}^2$
- 検定 ${}_L \sigma_{cv}/{}_L f_{cv}=2.13\text{N/mm}^2/2.45\text{N/mm}^2=0.87 < 1$ OK

b. 下端受けプレートの面外曲げ応力に対する検討

- 長期許容応力度： $SS400 \rightarrow {}_L f_b=156\text{N/mm}^2$
- 設計用曲げ応力度：2 隣辺固定 2 辺自由の板の支持条件より最大曲げモーメント ${}_L M_x=4.6\text{kNm/m}$ 、 ${}_L M_y=6.0\text{kNm/m}$ うちの大きい方を用いて、 ${}_L \sigma_b={}_L M_y/Z=6.0\text{kNm/m}/(42666\text{mm}^3/\text{m})=140\text{N/mm}^2$
- 検定 ${}_L \sigma_b/{}_L f_b=140\text{N/mm}^2/156\text{N/mm}^2=0.90 < 1$ OK

c. ボルトのせん断耐力の検討

- 4-M16 ボルト（SS400 相当、ネジ部断面積 157mm^2 ）の長期許容せん断耐力 ${}_L Q_a=4 \times 2/3 \times 0.7 \times 235\text{N/mm}^2 \times 157\text{mm}^2=68.8\text{kN}$ （各種合成構造設計指針・同解説）
- 検定 ${}_L Q_d / {}_L Q_a=64\text{ kN} / 68.8\text{kN}=0.93 < 1$ OK

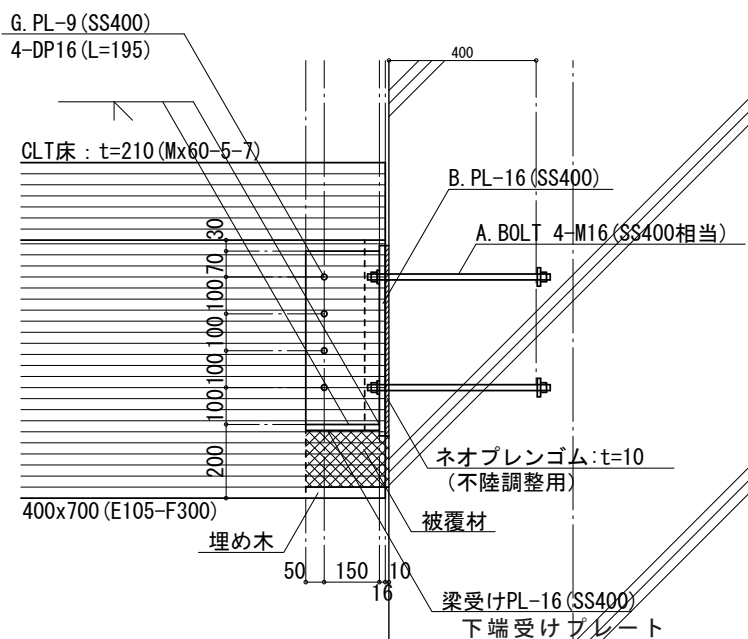


図 2-40 RC 柱-木造梁接合部

② 木梁-木梁接合部

図 2-41 に検定部位を示す。設計条件は下記の通りである。a~c についての検討を示す。

- 設計用長期せん断力： ${}_LQ_d=56\text{ kN}$ （図 2-38、応力の部位は異なるが安全側）
- 梁受け金物の下端受けプレート： $PL-16 \times 200 \times 150 \rightarrow$ 受圧面積： $A=200 \times 150=30000\text{mm}^2$ 、単位長さ当りの面外曲げ断面係数 $Z=(16\text{mm})^2/6=42666\text{mm}^3/\text{m}$
- 梁受け金物の上端受けプレート： $PL-16 \times 150 \times 150 \rightarrow$ 受圧面積： $A=150 \times 150=22500\text{mm}^2$

a. 下端受けプレート部のめり込み応力度の検討

- 長期めり込み許容応力度：カラマツ： $E105-F300 \rightarrow {}_L f_{cv}=6.6\text{N/mm}^2 \times 1.1/3=2.45\text{N/mm}^2$ （AIJ 材端のめり込み基準強度より）
- 設計用めり込み応力度 ${}_L \sigma_{cv}={}_L Q_d/A=56\text{kN}/30000\text{mm}^2=1.87\text{N/mm}^2$
- 検定 ${}_L \sigma_{cv}/{}_L f_{cv}=1.87\text{N/mm}^2/2.45\text{N/mm}^2=0.76 < 1$ OK

b. 下端受けプレートの面外曲げ応力に対する検討

- 長期許容応力度：SS400 $\rightarrow {}_L f_b=156\text{N/mm}^2$
- 設計用曲げ応力度：2 隣辺固定 2 辺自由の板の支持条件より最大曲げモーメント ${}_L M_x=4.0\text{kNm/m}$ 、 ${}_L M_y=5.2\text{kNm/m}$ うちの大きい方を用いて、 ${}_L \sigma_b={}_L M_y/Z=5.2\text{kNm/m}/(42666\text{mm}^3/\text{m})=122\text{N/mm}^2$

c. 上端腰掛けプレート部のめり込み応力度の検討

- 長期めり込み許容応力度：カラマツ： $E105-F300 \rightarrow {}_L f_{cv}=8.1\text{N/mm}^2 \times 1.1/3=2.97\text{N/mm}^2$ （AIJ 材中間部のめり込み基準強度より）
- 設計用めり込み応力度 ${}_L \sigma_{cv}={}_L Q_d/A=56\text{kN}/22500\text{mm}^2=2.49\text{N/mm}^2$
- 検定 ${}_L \sigma_{cv}/{}_L f_{cv}=2.49\text{N/mm}^2/2.97\text{N/mm}^2=0.84 < 1$ OK

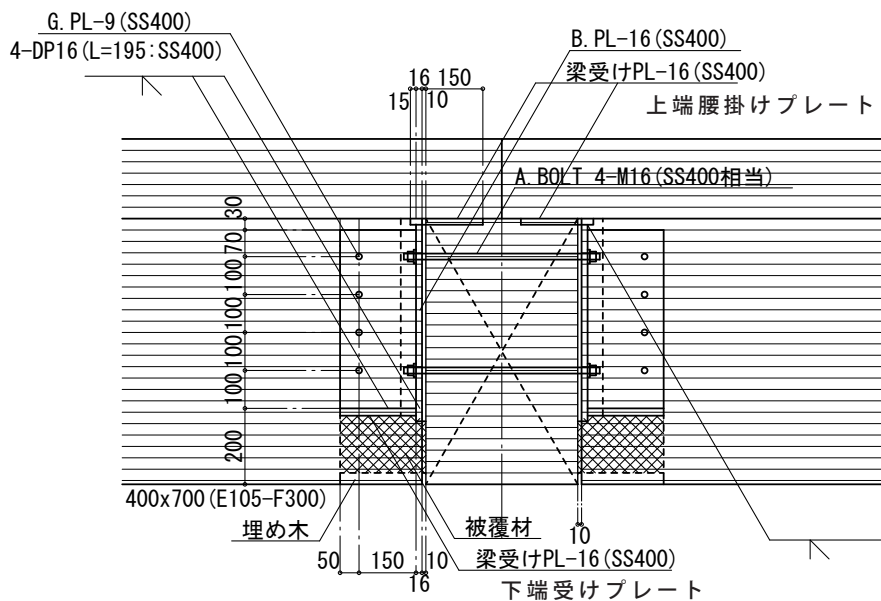


図 2-41 木梁-木梁接合部

③ 鉄骨梁-木造梁接合部

図 2-42 に検定部位を示す。設計条件は下記の通りである。a、b についての検討を示す。

- 設計用長期せん断力： ${}_LQ_d=56\text{ kN}$ (図 2-38)
 - 梁受け金物の下端受けプレート： $PL-16 \times 200 \times 150 \rightarrow$ 受圧面積： $A=200 \times 150=30000\text{mm}^2$ 、
面外曲げ断面係数 $Z=200\text{mm} \times (16\text{mm})^2/6=8533\text{mm}^3$
- a. 下端受けプレート部のめり込み応力度の検討
- 長期めり込み許容応力度：カラマツ： $E105-F300 \rightarrow {}_L f_{cv}=6.6\text{N/mm}^2 \times 1.1/3=2.45\text{N/mm}^2$ (AIJ 材端のめり込み基準強度より)
 - 設計用めり込み応力度 ${}_L \sigma_{cv}={}_L Q_d/A=56\text{kN}/30000\text{mm}^2=1.87\text{N/mm}^2$
 - 検定 ${}_L \sigma_{cv}/{}_L f_{cv}=1.87\text{N/mm}^2/2.45\text{N/mm}^2=0.76 < 1$ OK
- b. 下端受けプレートの面外曲げ応力に対する検討
- 長期許容応力度： $SS400 \rightarrow {}_L f_b=156\text{N/mm}^2$
 - 設計用曲げ応力度：等分布荷重を受ける G.PL から片持ち梁と考えると、最大曲げモーメント ${}_L M=({}_L Q_d/150\text{mm}) \times (150\text{mm}/2)^2/2 = (56\text{kN}/150\text{mm}) \times (5625\text{mm}^2)/2 = 1.05\text{kNm}$ と計算されるため、設計用曲げ応力度は ${}_L \sigma_b={}_L M/Z=1.05\text{kNm}/(8533\text{mm}^3) =123\text{N/mm}^2$
 - 検定 ${}_L \sigma_b/{}_L f_b=123\text{N/mm}^2/156\text{N/mm}^2=0.78 < 1$ OK

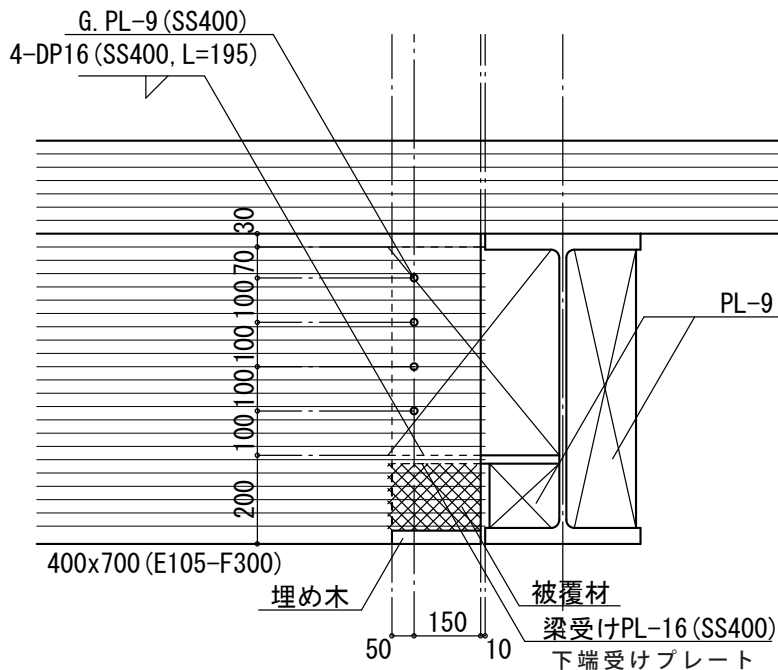


図 2-42 鉄骨梁-木造梁接合部

④ RC 柱-鉄骨梁接合部

図 2-43 に検定部位を示す。設計条件は下記の通りである。a、b についての検討を示す。

- 設計用長期せん断力： ${}_LQ_d=129 \text{ kN}$ (図 2-38)
- ガセットプレート (SS400) のせん断面積： $A=9\text{mm} \times (440\text{mm} - 7 \times 18\text{mm})=2826\text{mm}^2$ 、面外曲げ断面係数 $Z=200\text{mm} \times (16\text{mm})^2/6=8533\text{mm}^3$
- 高力ボルト：M16 (F8T 溶融亜鉛めっき高力ボルト) の長期許容せん断耐力 (1 面摩擦)：21.4 kN/本

a. 高力ボルト接合部の検討

- 7-M16 ボルトの長期許容せん断耐力： ${}_LQ_a=7 \times 21.4\text{kN}=149.8\text{kN} > {}_LQ_d=129\text{kN}$ OK

b. ガセットプレート (G. PL) の断面検討

- 設計用せん断応力度は ${}_L\sigma_s={}_LQ_d/A=129\text{kN}/(2826\text{mm}^2)=45.6\text{N}/\text{mm}^2$
- 検定 ${}_L\sigma_s/{}_Lf_s=45.6\text{N}/\text{mm}^2/90\text{N}/\text{mm}^2=0.51 < 1$ OK

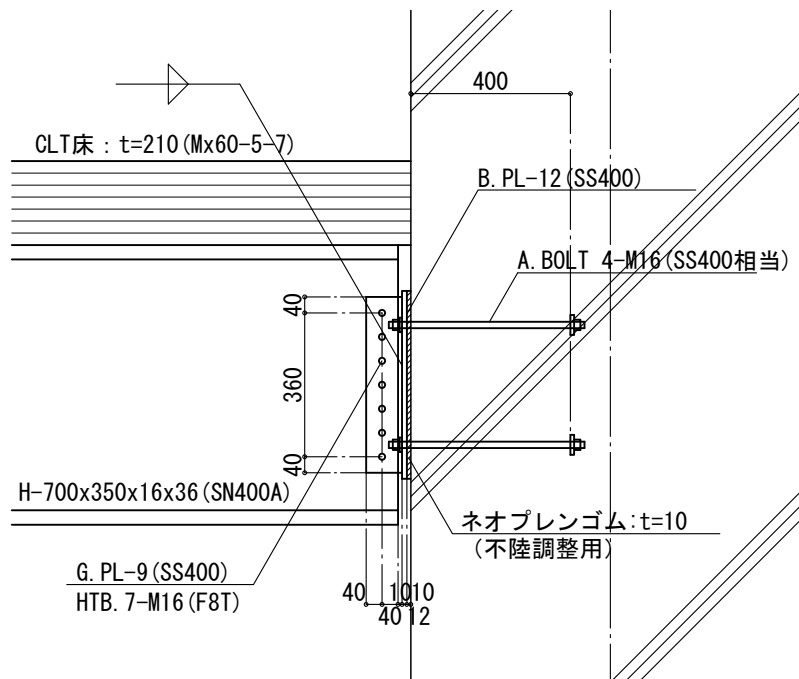


図 2-43 RC 柱-鉄骨梁接合部

B.構造分野

(6) 木造屋根および木造事務室屋根面の Y 方向地震時の設計用外力と検討方針

① 設計用の局部震度

木造屋根および木造床の Y 方向地震時の面内せん断力の検討に使用する局部震度を算出した結果を表 2-15 と表 2-16 に示す。なお、下表の値は、端数の切り上げ等により「(2) 保有水平耐力計算」で示した値と厳密には一致していない。

表 2-15 短期地震時の局部震度

階	Wi (kN)	Σwi (kN)	α_i	Ai	Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	床仕様	局部震度:Ki =Pi/Wi
ペントハウス	1326	1326	-	-	-	1326	1326	RC床	1.00
5F	18547	19873	0.126	2.025	0.405	8049	6723	木造屋根	0.36
4F	42005	61878	0.392	1.459	0.292	18056	10007	RC床	0.24
3F	25642	87520	0.555	1.300	0.260	22755	4699	木造床	0.18
2F	42399	129919	0.824	1.106	0.221	28738	5983	RC床	0.14
1F	27836	157755	1.000	1.000	0.200	31551	2813	木造床	0.10

← 屋根

← 床

表 2-16 保有水平耐力時の局部震度と局部震度比

階	種別	Ds値	Fes値	Qud (kN)	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qud	判定	Rqu	Pui (kN)	Wi (kN)	局部震度:Kui =Pui/Wi	床仕様	Kui/Ki
5F	RC	0.45	1.000	40241	18108	24973	1.38	OK	1/590	24973	18547	1.35	木造屋根	3.71
4F	RC	0.55	1.000	90258	49642	56017	1.13	OK	1/230	31044	42005	0.74	RC床	3.10
3F	RC	0.55	1.000	113775	62576	70612	1.13	OK	1/192	14595	25642	0.57	木造床	3.11
2F	RC	0.55	1.000	143692	79031	89171	1.13	OK	1/154	18559	42399	0.44	RC床	3.10
1F	RC	0.55	1.000	157756	86766	97907	1.13	OK	1/234	8736	27836	0.31	木造床	3.11

← 屋根

← 床

② 検討方針

上記の局部震度を用いて、最上階の木造屋根面と 4 階木造床面の面内せん断性能を検討する。検討内容は下記の通りである。なお、屋根面および床面の面内せん断性能は 7.84kN/m (=1.96kN/m/倍 x 床倍率 4 倍) と仮定して、ブレース置換してモデル化して検討する。

- 短期地震時において、屋根面と床面の面内せん断変形が RC 耐震壁と RC ラーメン柱で構成される鉛直構面間スパンを基準として 1/150 以下であることを確認する。
- 短期地震時において、単位長さ当たりの面内せん断応力が床倍率で 7.84kN/m (床倍率 4 倍) 以下であることを確認する。
- 保有水平耐力時において、局部震度比より算出される必要な面内せん断耐力を確認する。
- 短期時、保有水平耐力時の必要な面内せん断耐力を発揮時に、各接合部に生じる応力が耐力を下回っていることを確認する。

(7) 木造屋根面の Y 方向地震時の面内せん断力に対する検討

図 2-44 に検討モデル図、図 2-45 に短期地震時の変形図、図 2-46 に短期地震時の反力図を示す。

a. 構面間の変形

- $\delta' = \{10.4\text{mm} - (5.0\text{mm} + 5.1\text{mm})/2\} = 5.35\text{mm}$
- $\delta' / L = 5.35\text{mm} / 10000\text{mm} = 1/1869 < 150 \text{ OK}$

b. 短期許容面内せん断耐力

-1 左側 RC コア際部

- 左側 RC コアの総反力 $Q_{L1} = (65.7\text{kN} + 12.6\text{kN} + 23.1\text{kN}) \times 2 + 12.7\text{kN} = 215.5\text{kN}$
- RC 大梁の弱軸せん断力 (解析結果より) $Q_{L2} = 59.4\text{kN} \times 2 = 118.8\text{kN}$
- 屋根面の負担せん断力 $Q_L = Q_{L1} - Q_{L2} = 215.5\text{kN} - 118.8\text{kN} = 96.7\text{kN}$
→単位長さ当たりの負担せん断力 $\Delta Q_L = Q_L / L = 96.7\text{kN} / 30\text{m} = 3.22\text{kN/m} < 7.84\text{kN/m} \text{ OK}$

-2 右側 RC コア際部

- 左側 RC コアの総反力 $Q_{R1} = (53.6\text{kN} + 10.1\text{kN} + 13.3\text{kN}) \times 2 = 154\text{kN}$
- RC 大梁の弱軸せん断力 (解析結果より) $Q_{R2} = 48.5\text{kN} \times 2 = 97\text{kN}$
- 屋根面の負担せん断力 $Q_R = Q_{R1} - Q_{R2} = 154\text{kN} - 97\text{kN} = 57\text{kN}$
→単位長さ当たりの負担せん断力 $\Delta Q_R = Q_R / L = 57\text{kN} / 20\text{m} = 2.85\text{kN/m} < 7.84\text{kN/m} \text{ OK}$

c. 保有水平耐力時の面内せん断耐力

- 水平震度比 $K_{ui}/K_i = 3.71$
- 保有水平耐力時に必要な面内せん断耐力 $\Delta Q_u = \max[\Delta Q_L, \Delta Q_R] \times 3.71 = 3.22\text{kN/m} \times 3.71 = 11.95\text{kN/m}$

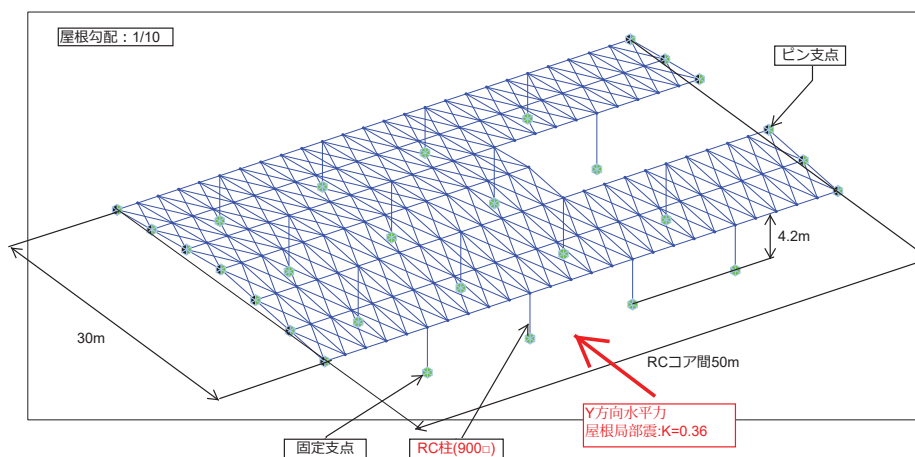


図 2-44 屋根構面の検討モデル図

B. 構造分野

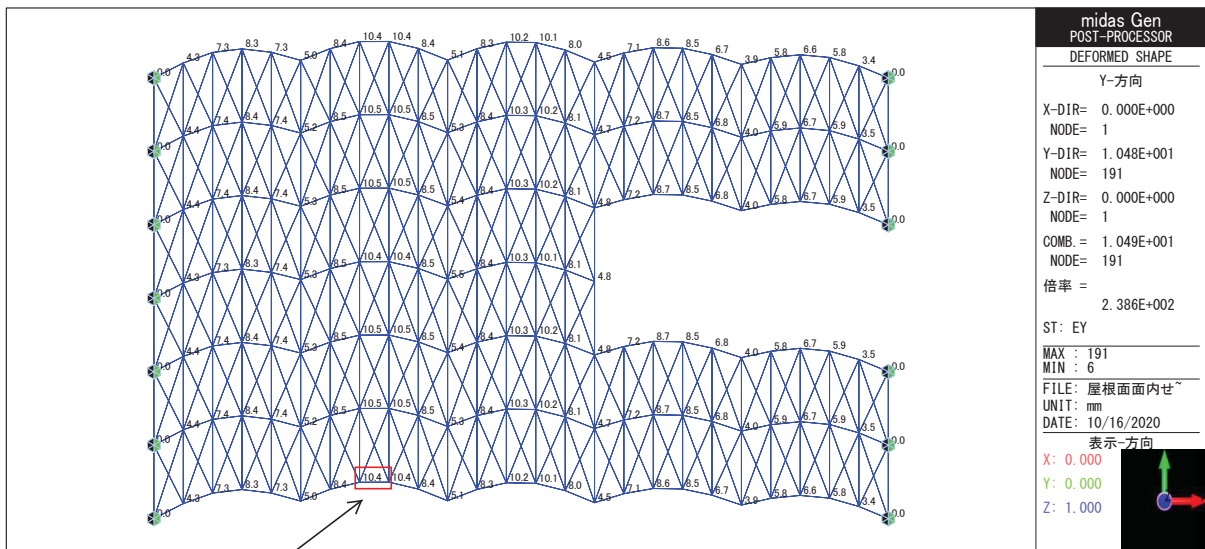


図 2-45 屋根構面の短期地震時の変形図 (mm)

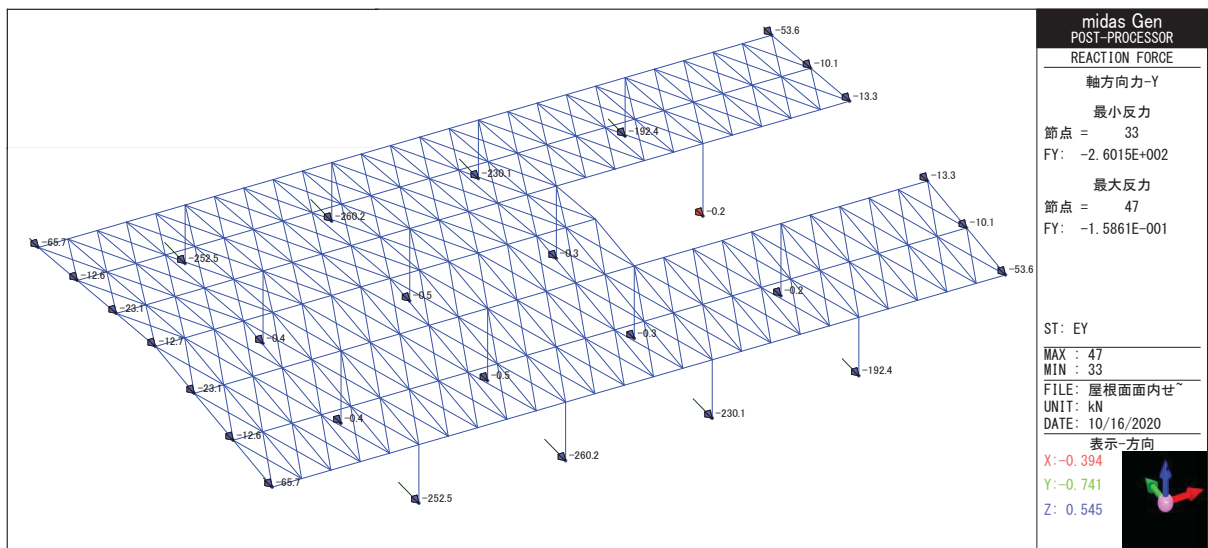


図 2-46 屋根構面の短期地震時の反力図 (kN)

(8) 木造階事務室床面の Y 方向地震時の面内せん断力に対する検討

図 2-47 に検討モデル図、図 2-48 に短期地震時の変形図、図 2-49 に短期地震時の反力図を示す。

a. 構面間の変形

- $\delta' = \{9.5\text{mm} - (1.8\text{mm} + 1.8\text{mm}) / 2\} = 7.7\text{mm}$
- $\delta' / L = 7.7\text{mm} / 10000\text{mm} = 1 / 1299 < 150$ OK

b. 短期許容面内せん断耐力

- RC コアの総反力 $Q_1 = (13.7\text{kN} + 17.4\text{kN} + 7.3\text{kN} + 7.3\text{kN} + 7.3\text{kN} + 7.3\text{kN}) \times 2 + 7.3\text{kN} = 127.9\text{kN}$
- 屋根面の負担せん断力 $Q = Q_1 = 127.9\text{kN}$
→ 単位長さ当たりの負担せん断力 $\Delta Q = Q / L = 127.9\text{kN} / 30\text{m} = 4.26\text{kN/m} < 7.84\text{kN/m}$ OK

c. 保有水平耐力時の面内せん断耐力

- 局部震度比 $K_{ui} / K_i = 3.11$
- 保有水平耐力時に必要な面内せん断耐力 $\Delta Q_u = \Delta Q \times 3.11 = 4.26\text{kN/m} \times 3.11 = 13.25\text{kN/m}$

d. 床梁端部の鋼板挿入ドリフトピン接合部に生じる引張軸力に対する検討

- 径 16mm / 長さ $L = 195\text{mm}$ (C3) の繊維方向の鋼板挿入ドリフトピン接合部の 1 本あたりの降伏せん断耐力 $p_y = 37.0\text{kN}$ 、終局強度比は $r_u = 1.0$ 、荷重方向にピンが並ばないので $j_{Kn} = 1.0$ 、降伏モードはモード III なので $j_{Kr} = 0.9$ より、4 本で構成される接合部の短期許容せん断耐力は $sPa = 2 \times 1 \times 1/2 \times 2/3 \times j_{Kr} \times n \times r_u \times p_y = 2/3 \times 0.9 \times 4 \times 1.0 \times 37.0\text{kN} = 88.8\text{kN}$
- 短期地震時の梁軸力図より、短期時の梁端接合部に生じる設計用引張力 $sTd = 32.0\text{kN}$
→ $sTd / sPa = 32.0\text{kN} / 88.8\text{kN} = 0.36 < 1.0$ OK
- 保有水平耐力時は、設計応力が局部震度比分の割増しがされ、耐力は 1.5 倍の割増しされる。
→ $sTud / sPu = 32.0\text{kN} \times 3.11 / (88.8\text{kN} \times 1.5) = 99.52\text{kN} / 133.2\text{kN} = 0.74 < 1.0$ OK

e. RC コアと木造床の接合部 (図 2-19) の検討

-1 L アングルのアンカーボルト (A. BOLT) による接合部

- M12 A.BOLT (SS400) の 1 本当たりの短期許容せん断耐力: $135\text{N/mm}^2 \times 84.3\text{mm}^2 = 11.38\text{kN}$ / 本
- 1m ピッチに 1 本配置されることより単位長さ当たりの短期許容せん断耐力 $sqa = 11.83\text{kN/m}$
→ $\Delta Q / sqa = 4.26\text{kN/m} / 11.83\text{kN/m} = 0.37 < 1.0$ OK
- 保有水平耐力時は、耐力が $400\text{N/mm}^2 / 235\text{N/mm}^2 = 1.7$ 倍、応力が 3.11 倍される。
→ $\Delta Q_u / qu = 13.25\text{kN/m} / (11.83\text{kN/m} \times 1.7) = 0.68 < 1.0$ OK

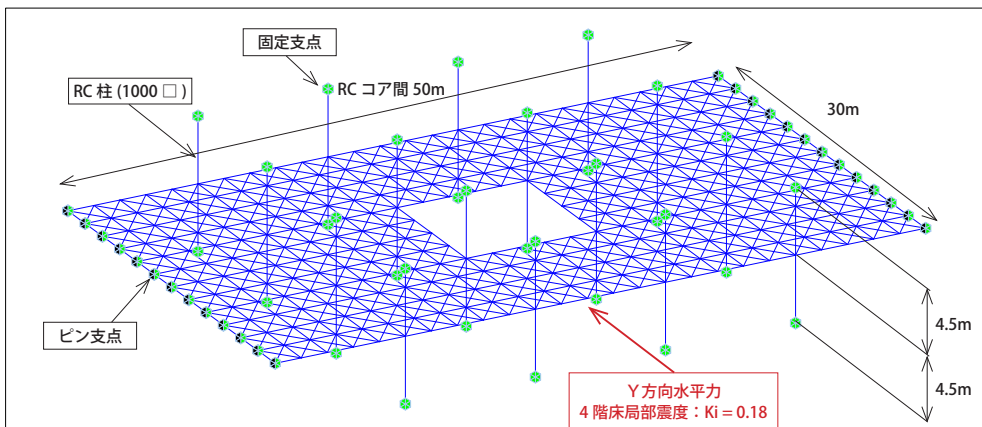


図 2-47 床構面の検討モデル図

B. 構造分野

-2 L アンクルと CLT 板のビス接合部

- ビス接合部（パネリド鋼：PK8-90）の 1 本当りの短期許容せん断耐力：5.18kN/本、終局せん断耐力：10.0kN/本（メーカー資料より）
- 500mm ピッチに 1 本配置し単位長さ当たりの短期許容せん断耐力 $sq_2a = 10.36\text{kN/m}$
 $\rightarrow \Delta Q / sq_2a = 4.26\text{kN/m} / 10.36\text{kN/m} = 0.41 < 1.0 \quad \text{OK}$
- 保有水平耐力時は、単位長さ当たりの最大せん断耐力は 20.0kN/m、応力は 3.11 倍される。
 $\rightarrow \Delta Qu / qu = 13.25\text{kN/m} / 20.0\text{kN/m} = 0.66 < 1.0 \quad \text{OK}$

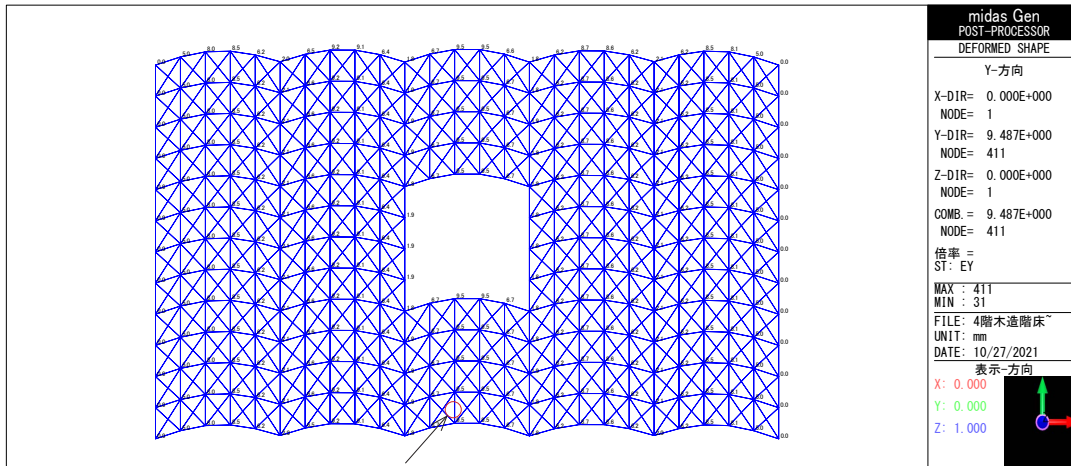


図 2-48 床構面の短期地震時の変形図 (mm)

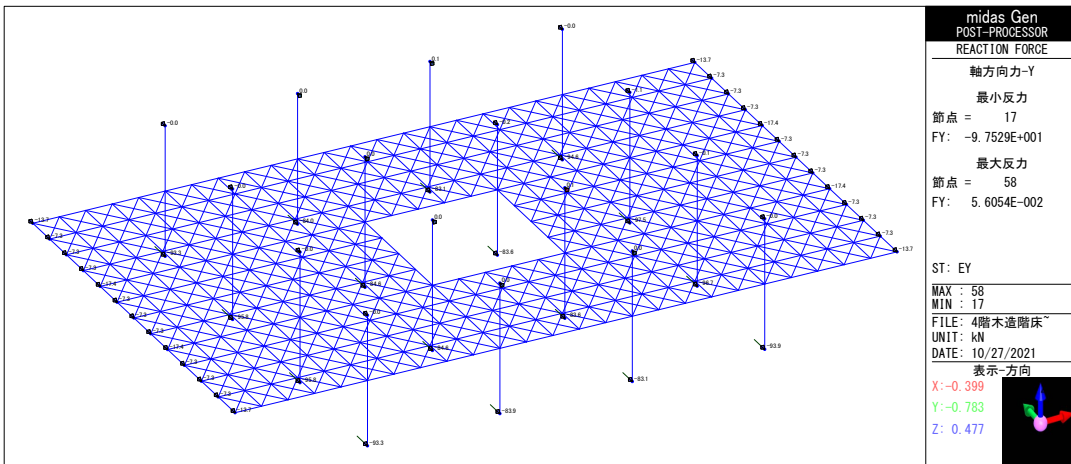


図 2-49 床構面の短期地震時の反力図 (kN)

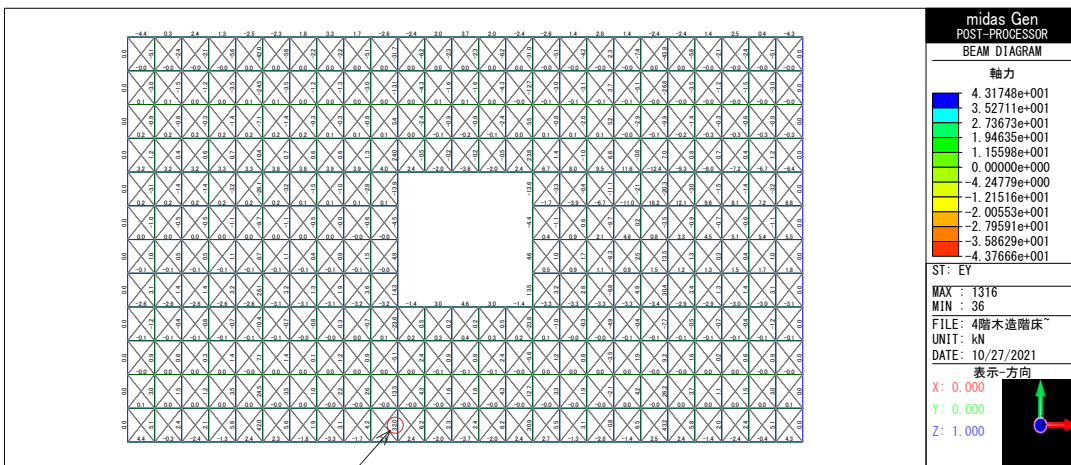


図 2-50 床構面の短期地震時の梁軸力図 (kN)

3 プロトタイプⅡ関連の構造設計に関する技術資料

3.1 RC+CLT 袖壁

ここでは、プロトタイプⅡを対象に、設計マニュアルとして構造計算の考え方や方法を提示する。なお、提案した構造計算法の根拠となる加力実験や加力実験を対象とした数値解析の詳細、CLT 袖壁の設置に関する施工資料については、参考資料の実験報告*を参照されたい。

また、RC ラーメンと CLT 耐力壁を組み合わせた構造形式についても、別途、加力実験を行っている。現状では設計マニュアルの整理には至っていないが、今後の検証を進める上で有益な実験データが収集されている。本資料では、参考資料として実験結果*を整理しているので、こちらにも必要に応じて参照されたい。

※本研究報告には収録していないが、国土技術政策総合研究所 HP において公表している。

3.1.1 本資料の構成

3.1.2 では、本マニュアルで提案する構造計算法の根拠となった部材実験および架構実験の概要を説明している。また、3.1.3 では、本マニュアルで提案する構造設計法で対象とする架構形式や接合方法を示している。3.1.4 では、保有水平耐力計算もしくは限界耐力計算を行う際の CLT 袖壁付き RC ラーメンにおける各部材のモデル化の方法を示している。

保有水平耐力計算を行う場合の部材種別判定や構造特性係数の設定、保証設計の具体的な方法については、3.1.5、3.1.6、3.1.7、3.1.8、3.1.9 で説明を行っている。現状では、安全側の考え方に基づいて設計手法の提案、整理を行っているため、本マニュアルで示した手法がやや過大な要求となっている可能性もあるが、より合理的な設計手法の提案については、今後の研究成果の蓄積を待ちたい。また、3.1.10 には、限界耐力計算に基づいた構造計算を行う場合に必要となる変形性能や減衰についての考え方を示している。後述するように、対象とする CLT 袖壁付き RC ラーメンでは、通常の RC ラーメンと比較して、崩壊機構形成後の荷重変形関係上の荷重増分が大きくなる傾向があるため、保有水平耐力計算において保証設計を行うとどうしても不合理な部分が出てくる。地震時の応答変形を直接的に評価する限界耐力計算では、このような挙動にも柔軟に対応できるため、より合理的な設計を実現できる可能性がある。3.1.11 では、CLT 袖壁と RC ラーメンとの接合方法に関する知見を整理している。また、3.1.12 では、CLT 袖壁付き RC ラーメンの設計例を掲載しており、本マニュアルで提案した手法に基づいて、構造計算を行った結果を示している。

3.1.2 部材実験及び架構実験の概要

本マニュアルで提案する構造計算法の根拠となる部材実験および架構実験の概要を簡単に紹介する。部材実験は、表 3.1.1、図 3.1.1 に示すように、縮尺が 2/3 となる RC 柱試験体（断面寸法：450mm×450mm）の両側に CLT 袖壁（S60-3-3 もしくは S60-3-4、袖壁せい 650mm）を取り付けたものであり、RC 柱-CLT 袖壁間の接合方法や、図 3.1.2 に示す加力方法が実験変数となっている。

片持ち柱形式の試験体 AS、BS では、図 3.1.4 に示す CLT 袖壁の曲げ圧縮破壊が生じたため、図 3.1.3 に示すように、 $R=1/50\text{rad}$ 以降は若干の耐力低下が見られるが、実験終了時でも最大耐力の 8 割以上の耐力を保持していた。また、逆対称荷重を行った試験体 AD では、CLT 袖壁のラミナ間でずれが生じるせん断降伏が確認されたが、試験体 AS、BS よりも耐力低下の割合は小さく、実験終了時でも最大耐力の 9 割程度の耐力を保持していた。試験体 AS、AD では、図 3.1.4 に示すような水平接合材（山形鋼）と CLT 袖壁の間の接着面にずれが生じ、水平接合部に設置したアンカーボルトの引張りずみ

B. 構造分野

頭打ちとなる課題もあったが、袖壁の損傷によって、大きな耐力低下を示す従来の RC 袖壁付き柱と比較して、極めて靱性に富む挙動を示すことが確認されている。CLT 袖壁による RC 柱の最大耐力の増大効果は 2.0~2.6 倍（RC 柱の曲げ終局強度時のせん断力の計算値と比較）程度である。

表 3.1.1 部材実験の試験体の諸元

試験体名	柱	袖壁	水平接合部			鉛直接合部			充填		
			金物	RC-金物	金物-CLT	金物	RC-金物	金物-CLT		金物-金物	
AS AD	450mm×450mm 主筋 16-D19 (SD345) $p_g=2.26\%$	90mm×645mm×1690mm (S60-3-3) 幅ばぎ接着：なし 接着剤：水性高分子イソシアネート系	山形鋼 (SM490) 断面寸法：112mm×150mm 厚さ：12mm	アンカー ボルト 4-M16 (ABR490B)	エポキシ 樹脂 (E390TL)	接着用 ボルト 4-M16 (不明)	山形鋼 (SM490) 断面寸法：150mm×150mm 厚さ：12mm	ボルト 26-M16 (S45C)	エポキシ 樹脂 (E390TL)	接着用 ボルト 8-M16 (不明)	エポキシ 樹脂 (E207DS)
BS	帯筋 4-D10@100 (SD295A) $p_w=0.63\%$	120mm×645mm×1690mm (S60-3-4) 幅ばぎ接着：なし 接着剤：水性高分子イソシアネート系	滑り止め (SM490)	PC鋼棒 2-23mm (C種1号)	滑り止め (SM490) による支圧	テンション ロッド 2-M16 (ABR490B)	なし				エポキシ 樹脂 (E207DS)

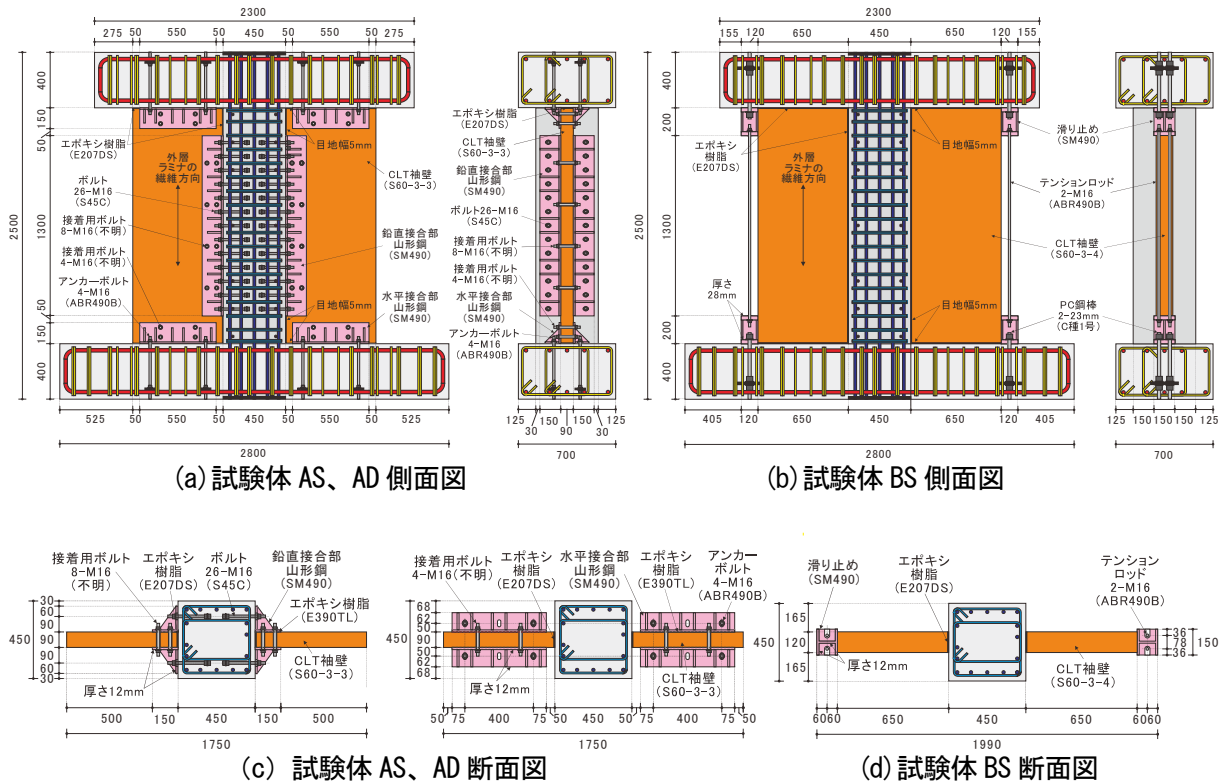


図 3.1.1 部材実験の試験体（単位：mm）

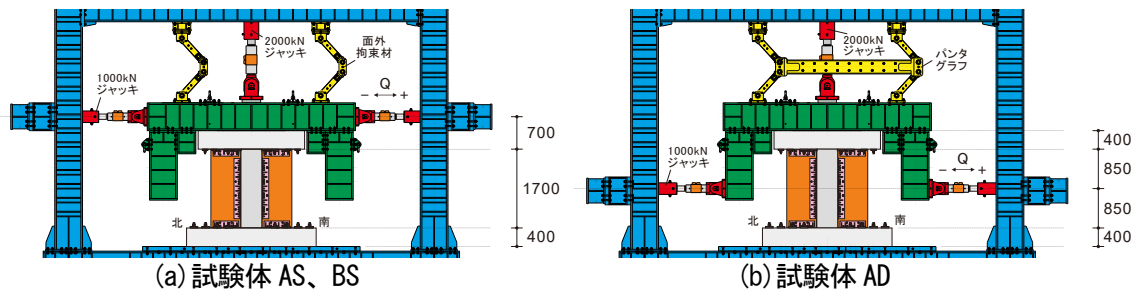


図 3.1.2 部材実験の加力方法（単位：mm）

B. 構造分野

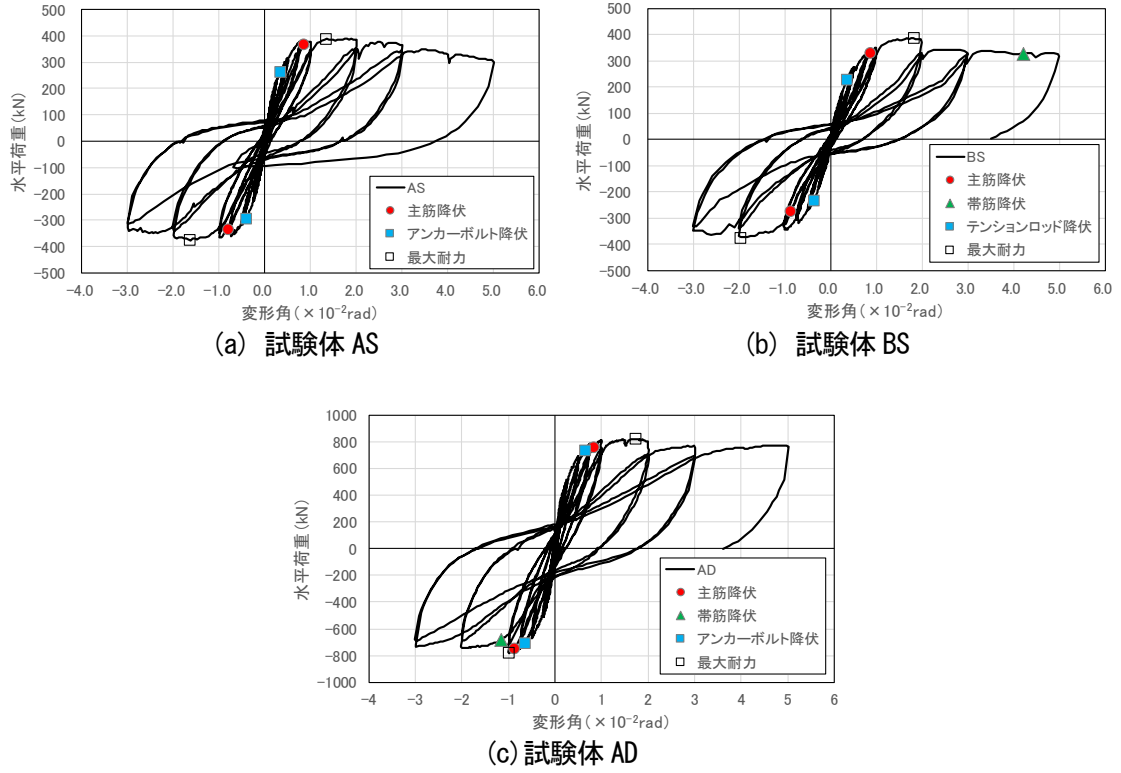


図 3.1.3 部材実験の荷重変形関係

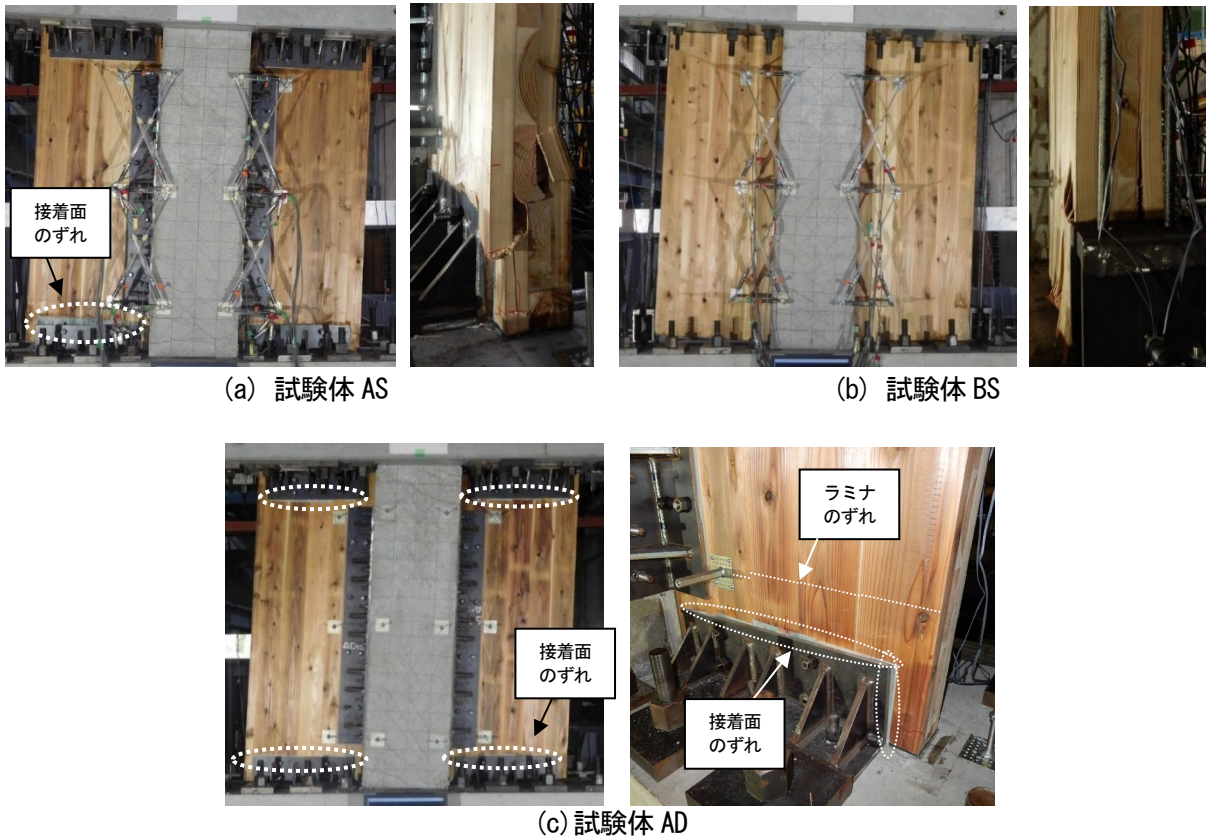


図 3.1.4 部材実験の損傷状況 ($R=1/20$ rad 時)

B. 構造分野

架構実験は、表 3.1.2、図 3.1.5 に示すように、縮尺が 2/3 となる 2 層 1 スパンの RC ラーメン（柱断面寸法：400mm×400mm、梁断面寸法：300mm×400mm）に、CLT 袖壁（S60-3-4、袖壁せい 650mm）を取り付けたものであり、試験体 A では RC-CLT 間に鋼板挿入ドリフトピン接合が、試験体 B では滑り止めが配置されている。試験体 C は比較用の RC ラーメン試験体である。実験では、図 3.1.6 に示すように、2 本の水平ジャッキを用いて、左右 2 本の柱に均等な水平荷重を作用させている。実験では、いずれの試験体でも、設計時の想定通りに、1 階柱脚および各階のはり端において塑性ヒンジが形成される全体崩壊機構が形成されることを確認している。

表 3.1.2 架構実験の試験体の諸元

試験体名	柱	梁	袖壁	水平接合部			鉛直接合部			充填	
				金物	RC-金物	金物-CLT	金物	RC-金物	金物-CLT	水平接合部	鉛直接合部
A	400mm×400mm 主筋 16-D16 (SD345) $\rho_v=1.99\%$	300mm×400mm 上、下端筋 4-D16 (SD345) $\rho_v=0.74\%$	120mm×640mm (S60-3-4)	T形金物 (SS400)	アンカーボルト 2-M16 (ABR490B)	ドリフトピン 18-φ12 (SS400)	T形金物 (SS400)	ボルト 12-M16 (S45C)	ドリフトピン 25-φ12 (SS400)	無収縮モルタル	不陸調整モルタル
B	帯筋 4-D10@100 (SD295A) $\rho_v=0.71\%$	帯筋 2-D10@100 (SD295A) $\rho_v=0.48\%$		滑り止め (SS400)	ボルト 4-M20 (S45C)	支圧	なし				
C			なし	なし			なし			なし	

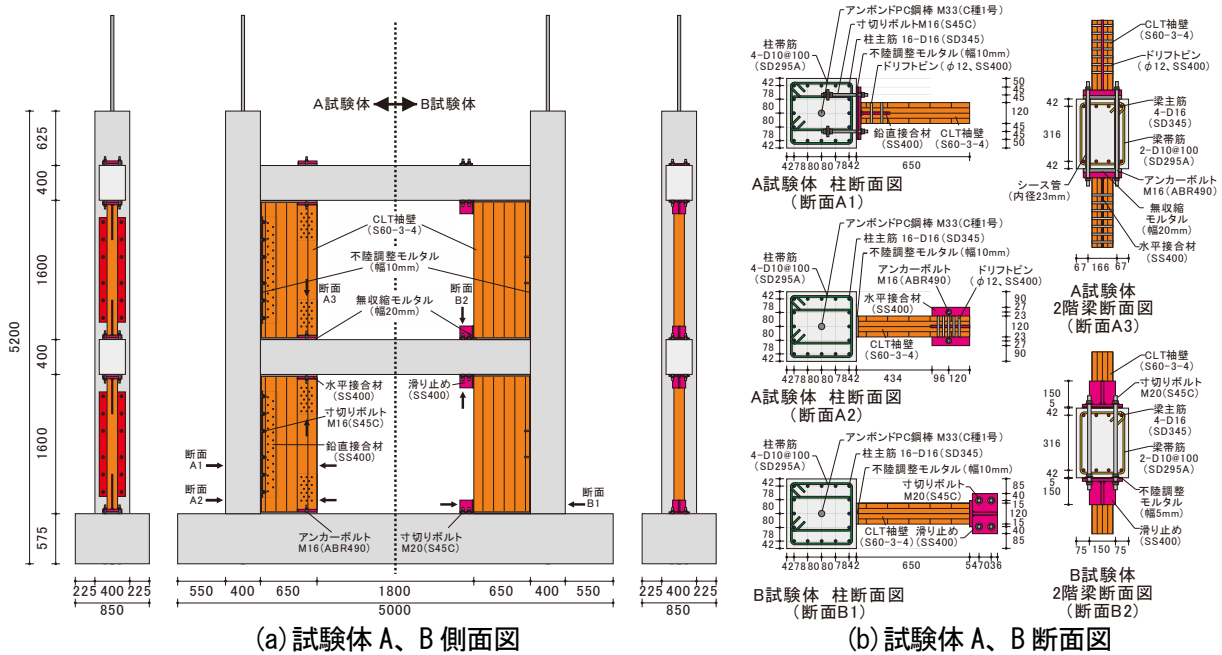


図 3.1.5 架構実験の試験体（単位：mm）

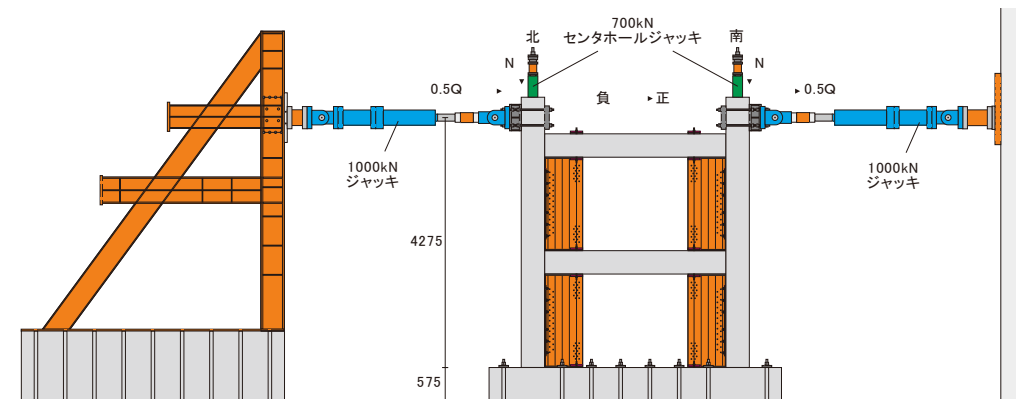


図 3.1.6 架構実験の加力方法（単位：mm）

B. 構造分野

図 3.1.8 に示すように、試験体 A では、 $R=1/25\text{rad}$ サイクルにおいて、水平接合部の鋼板挿入ドリフトピン付近でラミナの破断が生じたが、試験体 B では、CLT 袖壁の上下に充填した無収縮モルタルの破壊が先行したことにより、CLT 袖壁の端部に局所的な圧縮しわや亀裂は見られたものの、実験終了時まで顕著な損傷は見られなかった。そのため、図 3.1.7 の荷重変形関係に示すように、いずれの試験体でも $R=1/33\text{rad}$ サイクルまで繰り返し载荷による水平荷重の低下は見られず、袖壁の損傷によって大きな耐力低下を示す従来の RC 袖壁付き架構と比較して、極めて靱性に富む挙動を示した。

試験体 A、B では試験体 C と比較して水平剛性が高く、試験体 A、B の初期剛性は、試験体 C のそれぞれ 1.68 倍、1.61 倍、また、試験体 A、B の最大耐力は、試験体 C のそれぞれ 1.79 倍、1.47 倍となり、いずれの試験体でも CLT 袖壁による補強効果が確認されている。これは、部材実験で確認された RC 柱の補強効果に加え、図 3.1.10 に示す大変形時の変形状況からも明らかのように、CLT 袖壁を設置した試験体では、RC 柱フェイス位置から CLT 袖壁フェイス位置近傍に RC はりの塑性ヒンジの形成位置が移動するヒンジリロケーション効果によるものと考えられる。ヒンジリロケーションの効果は、RC-CLT 間を金物で接合した試験体 A の方が滑り止めのみを設置した試験体 B よりも大きい。試験体 A、B の水平剛性や最大耐力が試験体 C よりも高い値を示したことから、CLT 袖壁を挿入することで、RC ラーメンの地震時の応答変位や損傷を低減する効果が期待できる。一方で、図 3.1.9 に示すように、 $R=1/100\text{rad}$ の変形角付近までは、RC はりの損傷状況（最大ひび割れ幅や残留ひび割れ幅含む）に、試験体間の差はほとんど見られず、CLT 袖壁を設置することで、小変形時の損傷状況が不利になることはなかった。

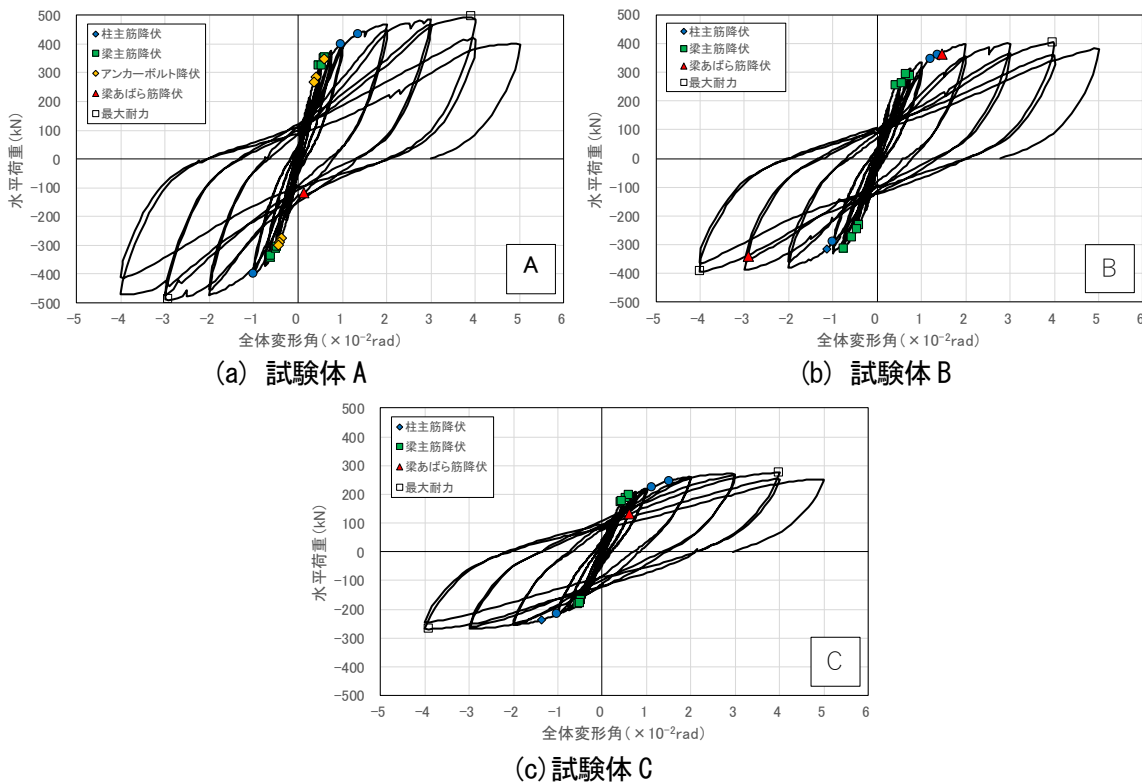


図 3.1.7 架構実験の荷重変形関係

B.構造分野

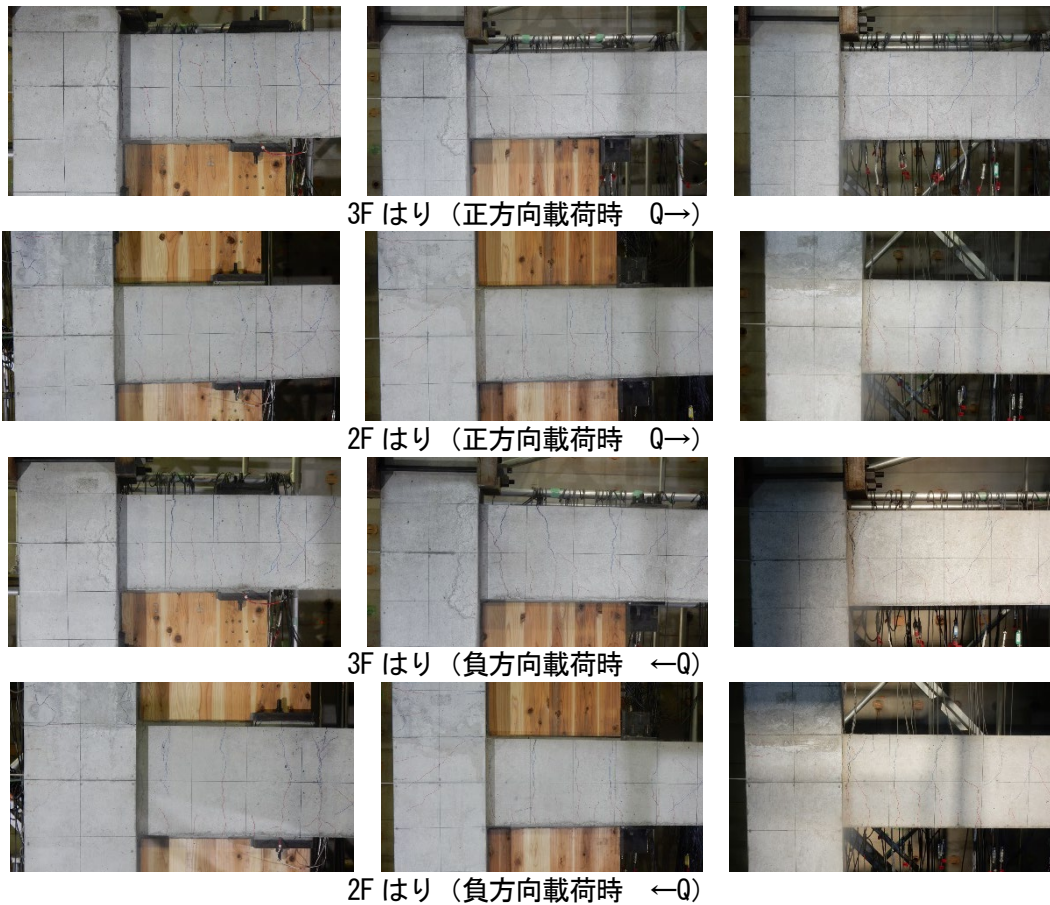


(a) 試験体 A



(b) 試験体 B

図 3.1.8 架構実験の損傷状況 ($R=1/25\text{rad}$ 時)



(a) 試験体 A

(b) 試験体 B

(c) 試験体 C

図 3.1.9 架構実験の損傷状況 ($R=1/100\text{rad}$ 時)

B.構造分野

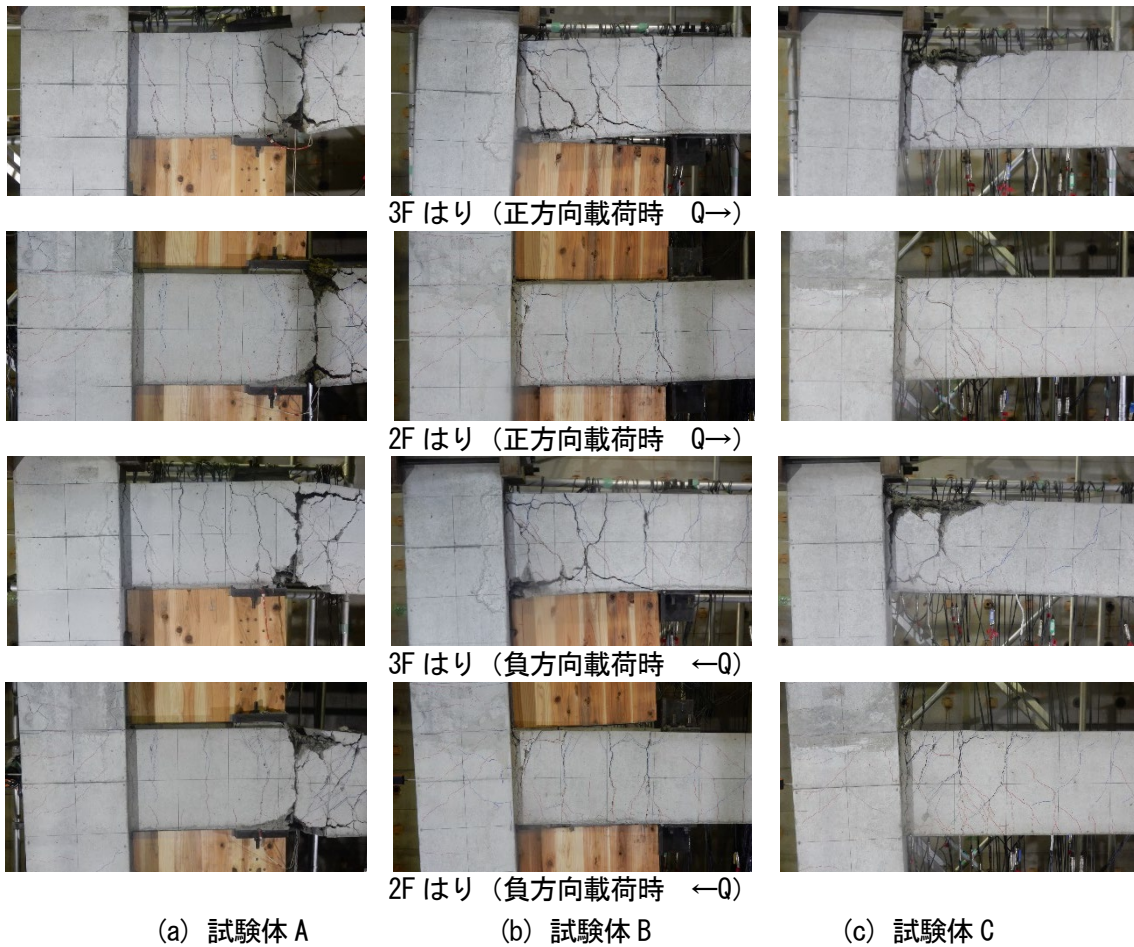


図 3.1.10 架構実験の損傷状況 ($R=1/25\text{rad}$ 時)

3.1.3 基本方針

(a) 構造計算における基本的な考え方

本マニュアルでは、全体崩壊形を形成する RC ラーメンを対象に、同架構に CLT 袖壁を挿入する際の構造設計の考え方を示している。RC と木質材料を組み合わせた混構造建築物に関する研究事例や設計実績が現状では少なく、構造設計の考え方が十分に整理されていないことを踏まえ、ここでは最低限必要な耐震性能（例えば、保有水平耐力計算では、 $D_s=0.3$ 相当の保有水平耐力）は RC ラーメンのみで確保し、CLT 袖壁を追加の耐震要素として付与する場合の考え方を示す。なお、柱やはりに取り付く壁部材を耐震要素として活用し、建築物の剛性や耐力を高める考え方としては、国土技術政策総合研究所が過去に実施した災害拠点総合プロジェクト^{B.1.11}における考え方が参考になる。

図 3.1.11 に示すように、災害拠点総合プロジェクトでは、過大な入力に対する安全性として、極希地震と比較して 1.25 倍や 1.5 倍のエネルギー吸収能を確保することを目的として、現行の保有水平耐力計算を満足する柱はりのフレームに、袖壁・腰壁・垂壁を活用して保有水平耐力を大幅に向上させ、それによって応答変形を減らし被災度を低減させる工法を提案している。耐震ランク I は RC ラーメンに取り付く袖壁、腰壁、垂壁の剛性、耐力を全て活用する強度型の設計方針である。耐震ランク II は袖壁と腰壁、垂壁の間にスリットを設けることで、腰壁、垂壁については剛性のみを、袖壁については剛性、耐力を活用する靱性型の設計方針である。

本マニュアルでは、CLT 部材の剛性が RC 部材と比較して小さく、CLT 部材に応力負担をさせるためには、架構の水平変形がある程度必要となること、また、CLT の袖壁、腰壁、垂壁を組み合わせる場合、モデル化等が煩雑となり、破壊形式や負担応力の推定が困難となる可能性があることから、耐震ランク II に木質混構造に適用することを目標とし、RC 造ラーメンに CLT 袖壁を挿入する架構形式を対象としている。図 3.1.12 の構造計算フローに示すように、耐震ランク II では、壁を取り除いた柱はり架構に対して通常の保有水平耐力計算を行った上で、壁付き架構に対して、ベースシア係数 0.4 に達する時点で、各層の最大層間変形角が 1/200 以下、部材塑性率が 2 以下、全体崩壊形の形成の 3 点を確認した上で、保有水平耐力の確認を行う流れとなっている。

なお、袖壁を RC から CLT に変更した場合に想定される利点と欠点の一例を以下に示す。

(利点)

- ・ CLT 袖壁は RC 袖壁と比較して軽量であり、地震時の慣性力が低減できる。
- ・ RC 袖壁の場合、コンクリートの剥落、圧壊が比較的小さい変形で発生するのに対し、CLT 袖壁は大変形時まで損傷が目立ちにくく、比較的ねばりのある挙動を示す。
- ・ 将来の用途変更や地震等で損傷を受けた場合に、CLT 袖壁は取り換えが容易に行える。

(欠点)

- ・ RC 袖壁と比較して CLT 袖壁は剛性が低く、接合部分においてめり込み等が生じるため、水平耐力を発揮するために大きな変形が必要となる。
- ・ CLT 袖壁は大変形時まで弾性的な挙動を示すため、アンカーボルト等のエネルギー消費要素の有無にもよるが、RC 袖壁と比較して、減衰が小さくなる可能性がある。
- ・ RC 柱-CLT 袖壁間の鉛直接合部、RC はり、基礎はり-CLT 袖壁間の水平接合部に関する設計、施工時の配慮が必要となる。

B. 構造分野

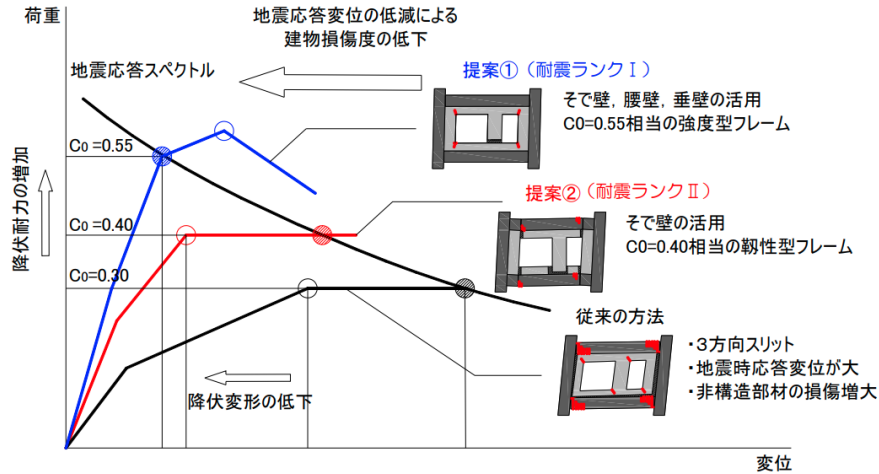


図 3.1.11 災害拠点総合プロジェクトにおける耐震ランク I、II の考え方^[3.1.1]

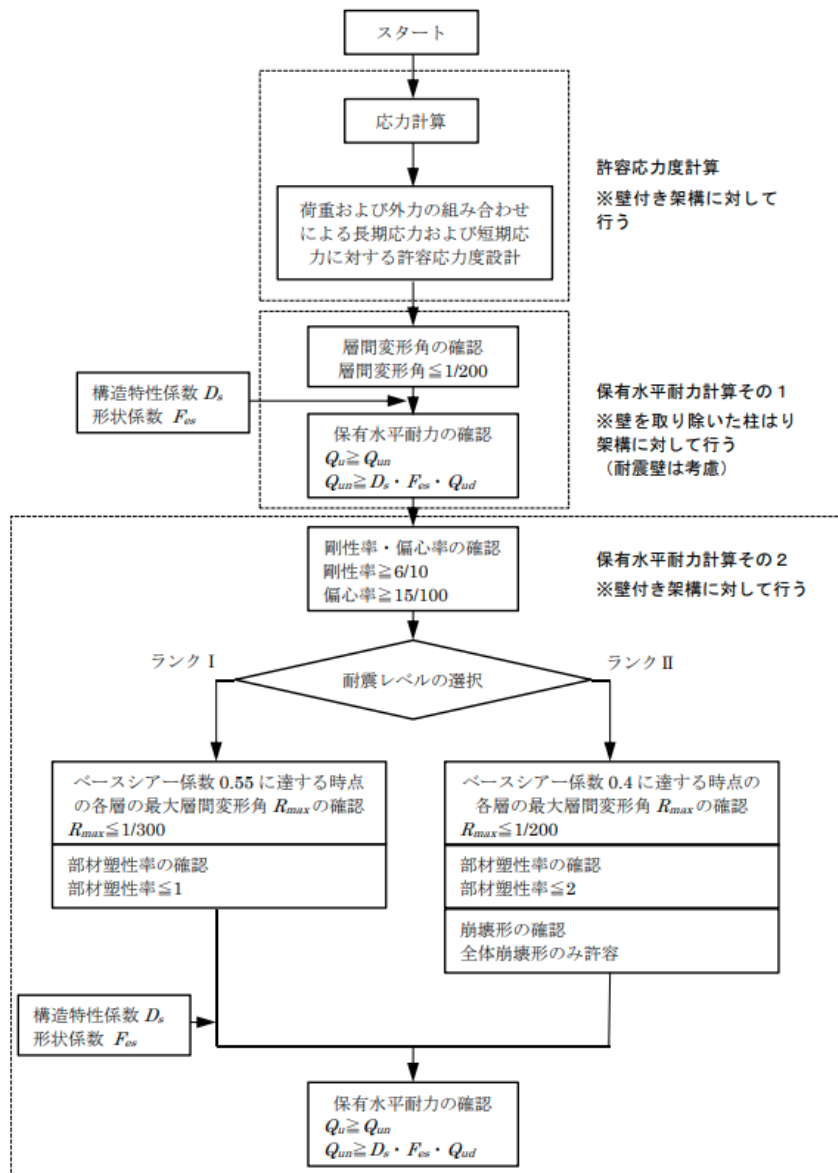


図 3.1.12 災害拠点総合プロジェクトにおける耐震ランク I、II の構造計算フロー^[3.1.1]

(b) 対象とする架構形式

本マニュアルでは、3.1.2 で示したように、部材実験において RC 柱の両側に CLT 袖壁を設けた場合の挙動を、架構実験において RC 柱の片側に CLT 袖壁を設けた場合の挙動を確認しているが、後述する数値解析による検証でも、実験時の挙動を比較的精度良く予測できていることから、RC 柱に取り付ける CLT 袖壁は、片側、両側のいずれとしてもよい。

一方、RC ラーメンに CLT 袖壁を取り付ける位置については、図 3.1.13 から図 3.1.16 に示すように様々なパターンが考えられるが、本マニュアルでは、3.1.2 で示した架構実験において、CLT 袖壁が 1、2 階に連続的に配置された場合しか検討を行っていないこと、また、地震時の応答変形を直接評価する限界耐力計算だけでなく、地震時の応答変形が陽に評価されない保有水平耐力計算による構造計算も対象としていることから、図 3.1.13、図 3.1.14 に示すように、構面内の全てのスパンもしくは一部のスパンにおいて、全ての層に CLT 袖壁が設置される、地震時の挙動の推定が比較的容易で、構造的に明解な場合を主な対象としている。また、前述した耐震ランクⅡと同様に、本マニュアルでは全体崩壊形の形成を目指しているため、CLT 袖壁の設置によって、各階の水平剛性のバランスが悪くなることを避けることも意図している。

なお、図 3.1.15 に示すように、下階のみに CLT 袖壁を設置し、上階には CLT 袖壁を設置しない場合については、上階に生じる変形が過大となり、部分崩壊形が形成されないように十分に配慮する必要はあるが、全体崩壊形が形成された上で、CLT 袖壁を設置することで下階の変形が抑制され、全層の変形を均一化する目的で使用される場合については、本マニュアルの対象とする。

一方、図 3.1.16 に示すように、上階のみに CLT 袖壁を設置し、下階には CLT 袖壁を設置しない場合には、下階の水平剛性が低い、いわゆるピロティ形式の構造となるため、地震時の変形が CLT 袖壁を設置していない下階に集中し、層崩壊形が形成される可能性がある。RC ラーメンに CLT 袖壁を設けた構造形式の靱性やエネルギー消費能力については未だ不明な点も多く、地震時の挙動を精度良く再現するためには、時刻歴応答解析等のより詳細な検討を行う必要があるものと考えられる。全体崩壊形が形成されるように各部の設計を行うことは可能と考えられるが、本マニュアルでは、保有水平耐力計算もしくは限界耐力計算による構造計算を行うことを基本としていることから、ここでは対象外としている。

B.構造分野

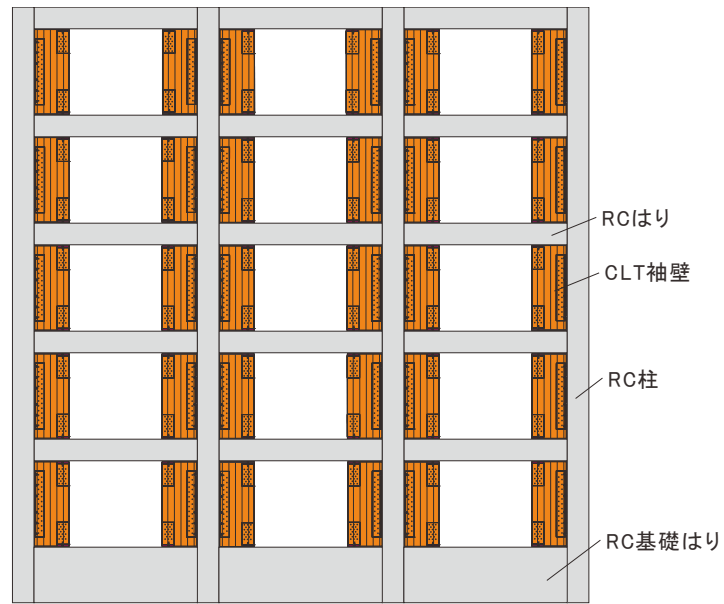


図 3.1.13 本マニュアルで対象とする CLT 袖壁の配置
(構面内の全てのスパン, 全ての層に CLT 袖壁を設置する場合)

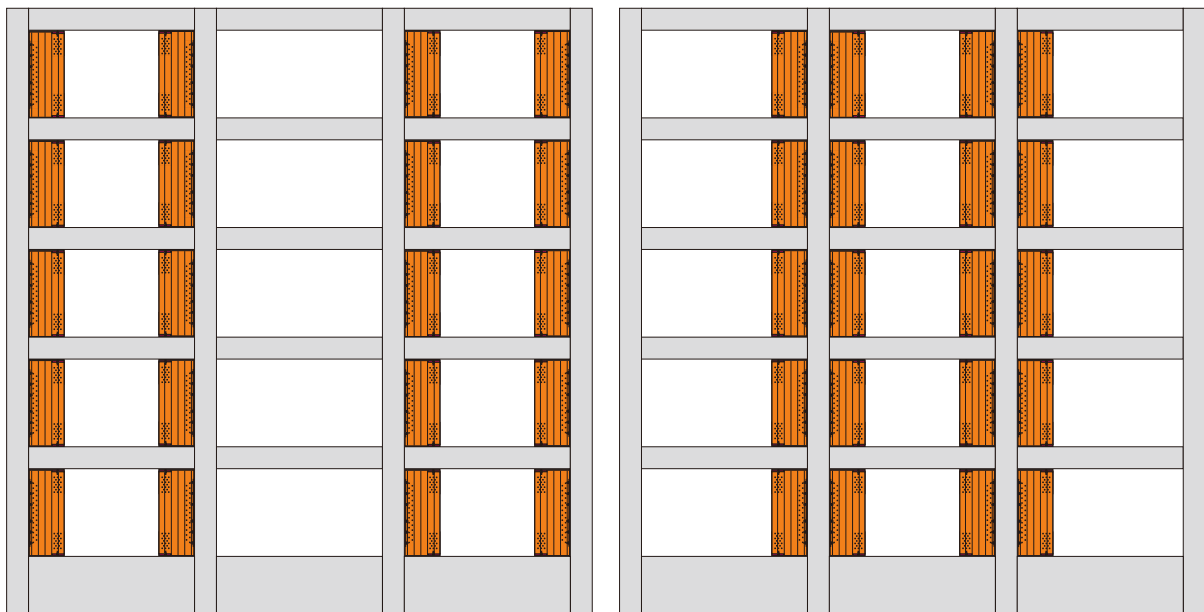


図 3.1.14 本マニュアルで対象とする CLT 袖壁の配置
(構面内の一部のスパン, 全ての層に CLT 袖壁を設置する場合)

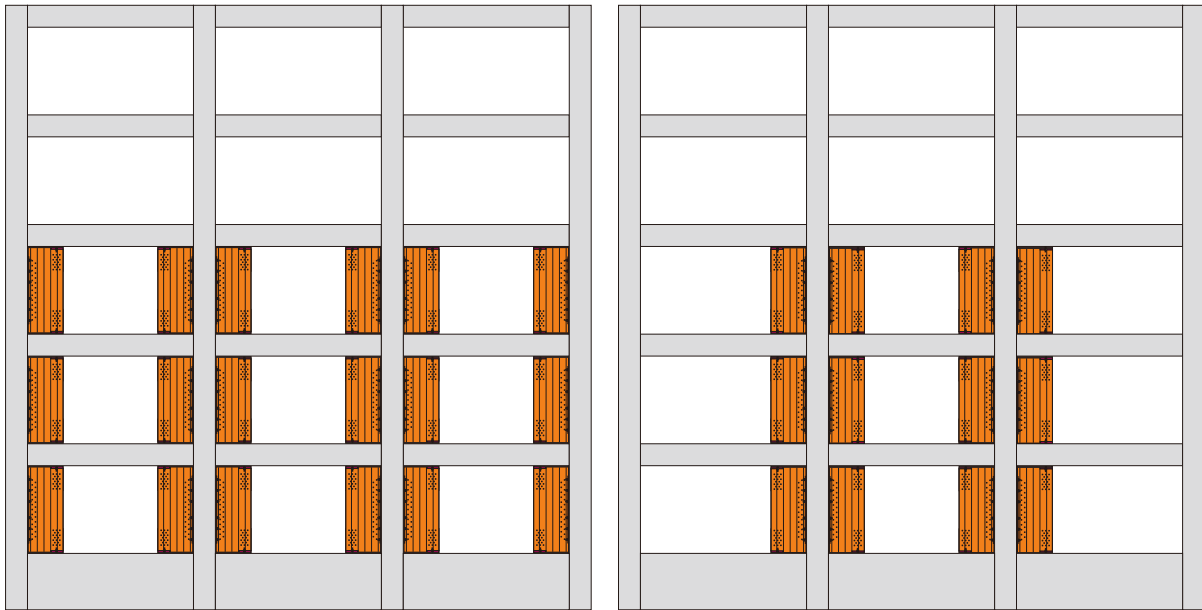


図 3.1.15 本マニュアルで対象とする CLT 袖壁の配置
(構面内の下層のみに CLT 袖壁を設置する場合)

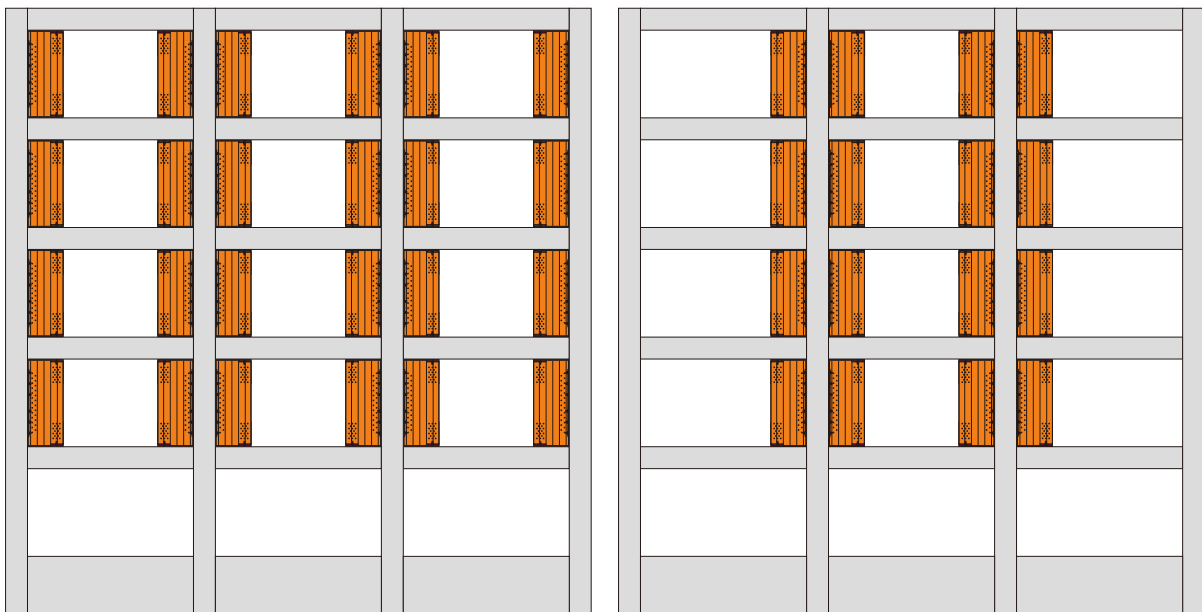


図 3.1.16 本マニュアルでは対象外としない CLT 袖壁の配置
(構面内の上層のみに CLT 袖壁を設置する場合)

(c) 対象とする接合方法

RC ラーメンの変形が小さい状態において、CLT 袖壁の応力負担を増大させるためには、RC 部材－CLT 袖壁間の接合要素で生じるずれや離間を小さくし、可能な限り両者が一体に近い形で挙動させることが望ましい。一方で、接合部を設置することで、解析モデルや構造設計上の取り扱いが複雑となること、また、接合部の剛性や耐力を増大させることで、接合金物の製作費や施工費の増大が見込まれることから、本マニュアルでは、接合部を比較的剛強とする考え方（A タイプ）と、接合部を簡素化する考え方（B タイプ）の二通りについての検討を行うこととする。なお、接合に関する考え方については、後述の 3.1.11 も参照されたい。

A タイプについては、図 3.1.17 に示すように、架構実験の架構試験体 A において採用した、RC 柱－CLT 袖壁間の鉛直接合部、RC はり－CLT 袖壁間の水平接合部に、鋼板挿入ドリフトピン接合部を採用し、水平接合部の CLT 袖壁端にはアンカーボルトを設置する方法を想定している。B タイプと比較すると、「RC 柱自体の水平耐力の増大効果が期待できる点」、「RC はりの塑性ヒンジ形成位置を RC 柱フェイスから CLT 袖壁フェイスに確実に移動でき、崩壊形が明確となる点」、「RC はり部材のせん断負担を軽減できる点」などがメリットとして挙げられ、また、周辺の RC 部材と金物を介して接合するため、CLT 袖壁の位置がずれたり、面外方向の転倒が生じたりする恐れが小さい。但し、面外方向の水平変形に対する追随性については現状では検討を行っていないため、過度の面外変形が生じるとドリフトピン接合部の周辺に想定外の損傷が生じる恐れがある点には注意が必要である。

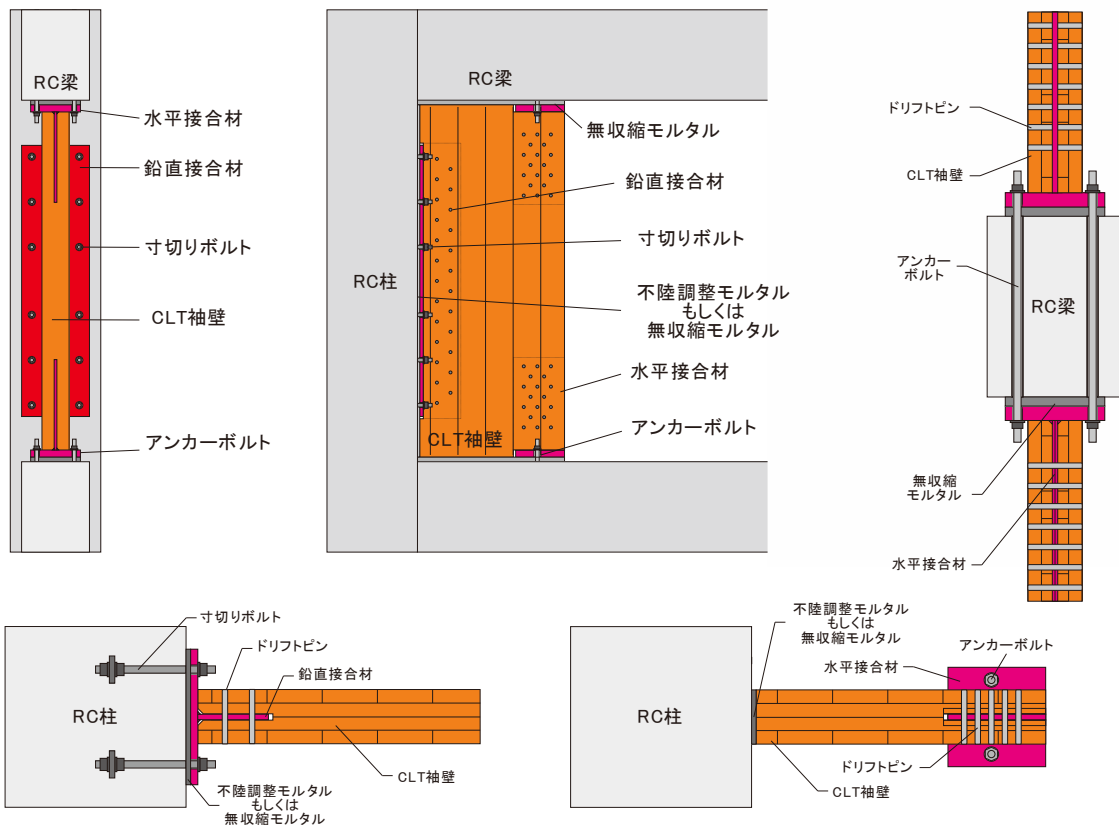


図 3.1.17 A タイプの接合方法の一例

B. 構造分野

Bタイプについては、図3.1.18に示すように、架構実験の架構試験体Bにおいて採用した滑り止めを、RCはり-CLT袖壁間の水平接合部に設ける方法を想定している。Aタイプと比較すると、「RC柱自体を補強する効果は期待できない点」、「CLT袖壁を設置する最下層や最上層の一部のはり端では、RCフェイス位置に塑性ヒンジが形成されるなどヒンジリロケーション効果が弱まる点」、「RCはりに作用するせん断力が大きく、せん断設計が厳しくなる点」などのデメリットがあるが、「CLT袖壁に接合材を直接取り付ける必要がなく、加工や施工が容易な点」、また、「Aタイプと比較すると、構造計算が容易に行える点」などにメリットがある。面外方向に水平変形が生じた場合にも、CLT袖壁の変形を拘束する要素がないため、想定外の損傷が生じる恐れも小さいものと考えられる。一方で、CLT袖壁がラーメン内から一度外れてしまうと転倒を止める要素がないため、特にRC柱に塑性ヒンジが形成され、軸伸びが生じる恐れがあるような場合には、転倒防止の措置を取ることが望ましい。具体的には、図3.1.19に示すように、面外方向の変形を拘束しないように適度なクリアランスを設けた上で、滑り止めの両側にCLT袖壁を挟み込むように鉄板を延長する方法などが考えられる。

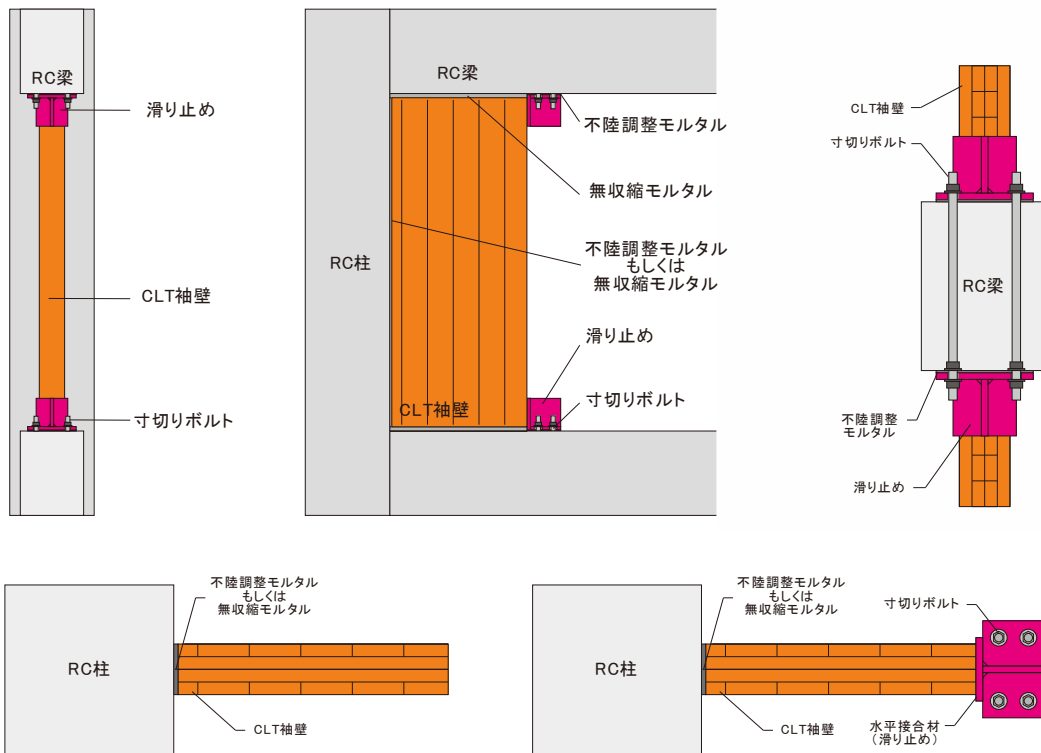


図3.1.18 Bタイプの接合方法の一例

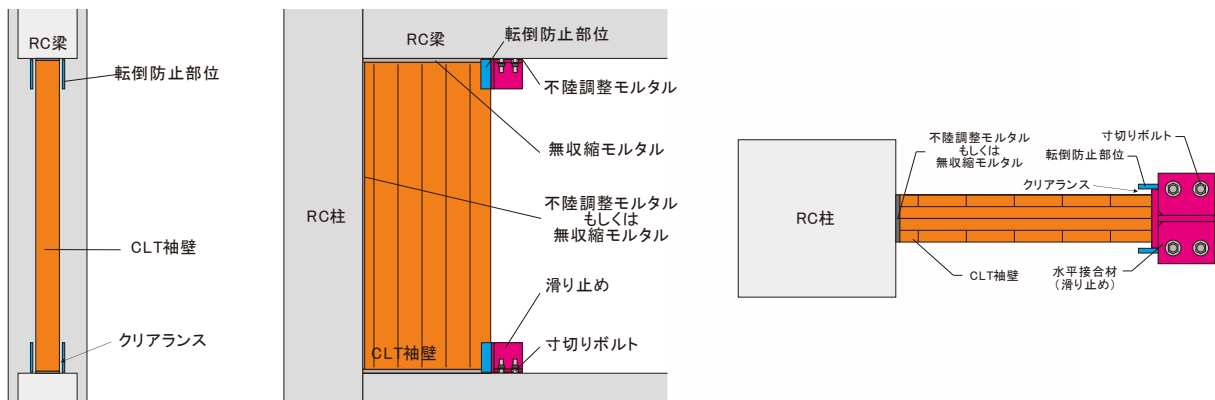


図3.1.19 Bタイプにおける転倒防止対策の一例

B.構造分野

本マニュアルでは、CLT 袖壁における主たる水平せん断力の伝達要素として、上下の仕口面に生じる摩擦力を想定しており、以下の考え方に基づいて、RC ラーメンに挿入する CLT 袖壁の形状を制限することで必要な摩擦耐力を確保する。図 3.1.20 では、B タイプの CLT 袖壁を対象に、CLT 袖壁の頂部及び脚部が曲げ終局モーメントに到達した状態を考える。摩擦によるせん断力の伝達を行うためには、式(3.1.1)に示すように、摩擦耐力が曲げ終局モーメント時のせん断力を上回ることを確認すればよい。ここで、式中の軸力 N_w を両辺から削除し、軸力が最も小さい $N_w=0$ 時においても、式(3.1.1)を満足させることを考えると式(3.1.2)が導かれ、CLT 袖壁の形状 (D_w/h_0) のみで CLT 袖壁に作用する水平せん断力を無条件で RC はりや RC 基礎はりに伝達できるかどうかを確認できる。

3.1.8 で後述するように、本マニュアルでは、モルタルによる充填を行った水平目地の摩擦係数 μ を 0.5 としているが、保証設計において水平目地に作用するせん断力の割り増し (1.25 倍) を行うことを踏まえると、実質的な摩擦係数は $0.5/1.25=0.4$ と考えることができる。今回検討を行った部材試験体及び架構試験体で用いられている CLT 袖壁の寸法比 (D_w/h_0) は、それぞれ 0.38 (=650mm/1700mm)、0.40 (=650mm/1600mm) となり、上述した摩擦係数と同程度の値となる。以上を踏まえ、A、B タイプのいずれについても、本マニュアルでは、必要な摩擦耐力を確保できるように、内法高さに対する袖壁せいの比率が 0.4 を下回る CLT 袖壁を対象とする。

$${}_wQ_{fu} (= \mu \cdot N_w) \geq {}_wQ_{mu} (= N_w \cdot (1 - \frac{N_w}{0.85 \cdot t_w \cdot t_v \cdot F_k}) \cdot \frac{D_w}{h_0}) \quad (3.1.1)$$

$$\mu \geq \frac{D_w}{h_0} \quad (3.1.2)$$

但し、 μ : 摩擦係数、 N_w : CLT 袖壁の軸方向力、 t_w : 袖壁の厚さ、 D_w : 袖壁のせい、 h_0 : 袖壁の内法高さ、 ${}_vF_k$: CLT の圧縮の基準強度を用いた座屈強度 (鉛直方向) である。

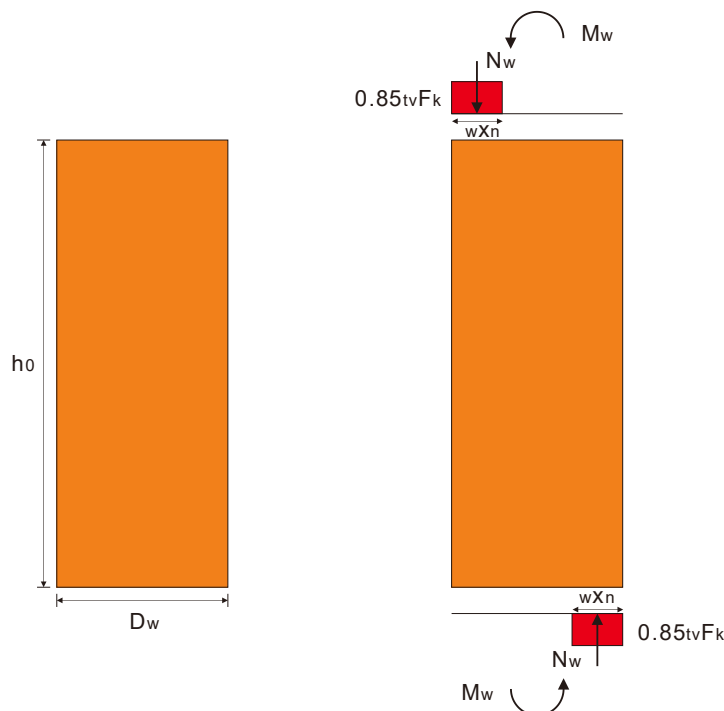


図 3.1.20 CLT 袖壁の摩擦による水平せん断力の伝達条件

B. 構造分野

なお、Aタイプ、Bタイプのいずれについても、架構の変形が大きくなると、上記の検討だけでは、必要な摩擦力を確保することが難しくなる可能性がある。Aタイプでは、水平接合部に設けたアンカーボルトの引張力や鉛直接合部から伝達される鉛直せん断力が作用することで、CLT 袖壁に作用する水平せん断力が増大するため、式(3.1.2)を満足するだけでは、必要な摩擦力を確保できなくなる。そこで、Aタイプの場合は、摩擦力によって伝達できない水平せん断力を、鉛直接合部を介して、RC 柱に伝達することを想定する。

また、Bタイプでも、大変形時には滑り止めの支圧によるせん断伝達を行うことを想定しているが、これは以下のような理由による。図 3.1.21 に架構試験体 B の載荷実験における $R=1/33\text{rad}$ 時の水平接合部の状況を示す。RC はりに塑性ヒンジが形成されると RC はりに軸伸びが生じるため、上下にある滑り止めのうち、頂部にある滑り止めについては、CLT 袖壁との間に離間が生じており、その役割を果たしていない。一方で、脚部にある滑り止めについては、RC はりの曲げ変形の増大により、滑り止めが CLT 袖壁にめり込む形となり、CLT 袖壁に形成される対角方向の斜めストラットの形成に貢献しているものと考えられる。一方で、試験体頂部の水平目地を見ると、RC はりの曲げ変形によって、無収縮モルタルのひび割れや剥落が発生している様子が確認できる。本マニュアルで採用した摩擦係数は、平行な摩擦面を対象に行われた実験結果から算出されたものであり、摩擦面に変形が生じた場合にも同様の耐力が確保できるかどうかは不明である。また、今回の検討では、滑り止めを外した状態での載荷実験は実施しておらず、現状ではその挙動を保証できないため、本マニュアルでは、水平接合部の保証設計において、滑り止めにより必要なせん断耐力を確保することを原則とした。なお、支圧に関しては、CLT 袖壁の側面のめり込みによってせん断力の伝達を行うため、摩擦と比較するとせん断剛性は低い、大変形時にも安定した応力伝達を行うことが可能である。一方で、摩擦に関しては、滑りが発生するまでは変形がほとんど生じないものと考えられ、RC ラーメンの変形を CLT 袖壁に効率的に伝達する意味で有益である。以上の理由より、Bタイプでは、小変形時（一次設計）は摩擦に、大変形時（二次設計）は支圧に期待して水平接合部の設計を行うこととした。

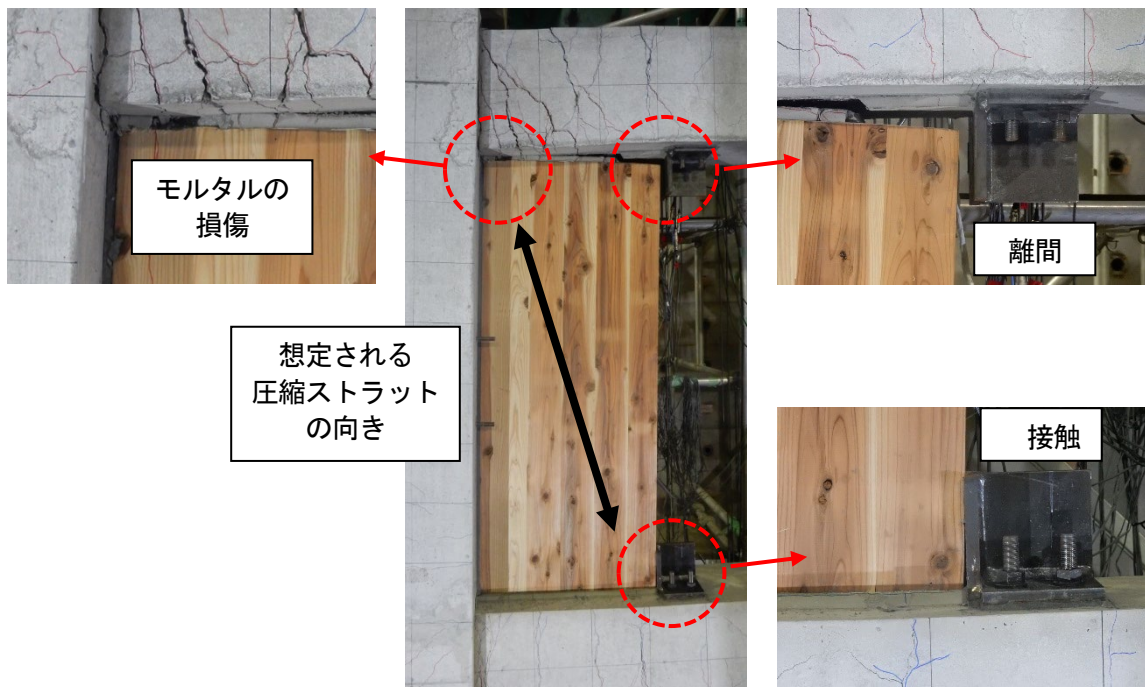


図 3.1.21 架構試験体 B における水平接合部の状況 ($R=1/33\text{rad}$)

B.構造分野

上記の接合方法以外についても、本マニュアルに示す構造設計法に基づいた検討を行えば、本構造形式にも適用可能であるが、構造実験等を行い、必要な構造性能を有していること、想定外の破壊性状を示さないことを確認することが望ましい。また、本マニュアルで示した部材実験や架構実験についても、縮尺 2/3 の模型試験体を用いた検証であるため、実験に用いた CLT パネルも 3 層 3 プライ (90mm 厚) もしくは 3 層 4 プライ (120mm 厚) のものに限られている。特に A タイプの水平、鉛直接合部で用いた鋼板挿入ドリフトピンについては、接合部に設置されるドリフトピンの本数が多く、CLT パネルの層数やドリフトピンの直径による影響が大きいため、実構造物にこれらを適用する際には注意が必要である。

その他の接合方法に関しては、後述の 3.1.11 で取り上げるが、その一例として、ここでは図 3.1.1 で示した部材実験で採用した接着工法に関する例を挙げる。試験体 AS、AD では、水平、鉛直接合部に接合材として用いた山形鋼を CLT 袖壁の側面とエポキシ樹脂で接着する接合形式を採用している。接着による接合形式は、入力せん断力に対して十分な接着面積を確保することで、高い剛性を確保することが可能である。実際に、同試験体を対象とした骨組解析では、鉛直接合部の鉛直せん断力-せん断変形関係に剛塑性モデルを採用し、鉛直接合面の変形が生じないものと仮定することで、実験時の挙動を精度良く再現できた。一方で、水平接合部に関しては、アンカーボルト (4-M16) の引張力による曲げモーメントによって、接着面近傍のラミナが繊維直交方向に引張を受けたことで接着面の破壊が生じ、アンカーボルトの引張力が低下する挙動が確認されている。したがって、接着工法を水平接合部に採用する場合には、接着面に引張力が生じないように、ボルトの締め付けを十分行う、接着面-アンカーボルト間の距離をできるだけ短くする等の十分な配慮が求められる。

3.1.4 モデル化の方法

(a) モデルの概要

本マニュアルでは、RC ラーメンに CLT 袖壁を挿入する混構造建築物の地震時挙動を骨組解析において再現する手法として、図 3.1.22、図 3.1.23 に示す簡易モデルを想定している。なお、部材実験および架構実験の検証に用いた図 3.1.24、図 3.1.25 に示す詳細モデルを用いれば、各部位の応力状態をより詳細、適切に評価することは可能であるが、モデル化に必要となる部材数が多いこと、簡易モデルでも工夫することで、詳細モデルと同程度の精度で応力状態を評価できることを踏まえ、簡易モデルによるモデル化でも問題がないものとした。図 3.1.28、図 3.1.29 には、部材実験及び架構実験の試験体を対象とした荷重変形関係の比較を示している。部材実験では、簡易モデルと詳細モデルの差が非常に小さく、架構実験では、簡易モデルの方が詳細モデルよりも、水平剛性や最大耐力をやや大きめに評価するものの、実験の荷重変形関係を安全側に評価できることが分かる。また、評価精度の検証は行っていないが、図 3.1.26、図 3.1.27 に示す簡易モデルと詳細モデルの混合モデル（簡易モデルにおける CLT 袖壁の上下端の水平接合部におけるファイバー要素を、詳細モデルにおける軸ばね、せん断ばねに置き換えたモデル）についても、両モデルと同等の評価精度が期待できるものと考えられる。

以降に、簡易モデルを構築する場合に必要な各部位ごとにモデル化の手法を示す。また、参考となる情報として、各項目の末尾に詳細モデルの構築方法も示す。なお、いずれのモデルを用いる場合にも、混構造であることを踏まえた工夫が必要となるため、以下のように、ある程度モデル化が自由に行える骨組解析プログラムを使用することが望ましい。

(骨組解析プログラムに求められる条件)

- ・各階の中間部分に節点を設けて層を分割できること（A タイプ）。
- ・CLT 袖壁の支圧特性を評価するためのファイバー要素（もしくは MS 要素）を選択でき、各要素の荷重－変形関係（応力－ひずみ関係）を複数の折れ点で設定できること（A、B タイプ）。
- ・CLT 袖壁と軸剛性の整合が取れるように、RC 柱にもファイバー要素（もしくは MS 要素）を選択できること（A、B タイプ）。
- ・CLT 袖壁の軸剛性（もしくは曲げ剛性）とせん断剛性を再現するために、せん断の有効断面積を調整できること、もしくは、せん断ばねの弾性剛性を任意に設定できること（A、B タイプ）。
- ・RC ラーメンの建設後に CLT 袖壁を挿入するケースに対応できるように、CLT 袖壁における長期軸力の負担を無視できることが望ましい（A、B タイプ）。一方で、CLT 袖壁に作用する長期軸力が大きくなるほど、CLT 袖壁に作用するせん断力や曲げモーメントも大きくなるため、CLT 袖壁に作用する長期軸力を無視できない場合は、CLT 袖壁の許容応力度設計を行う上で安全側の仮定となるものと考えられる。

B. 構造分野

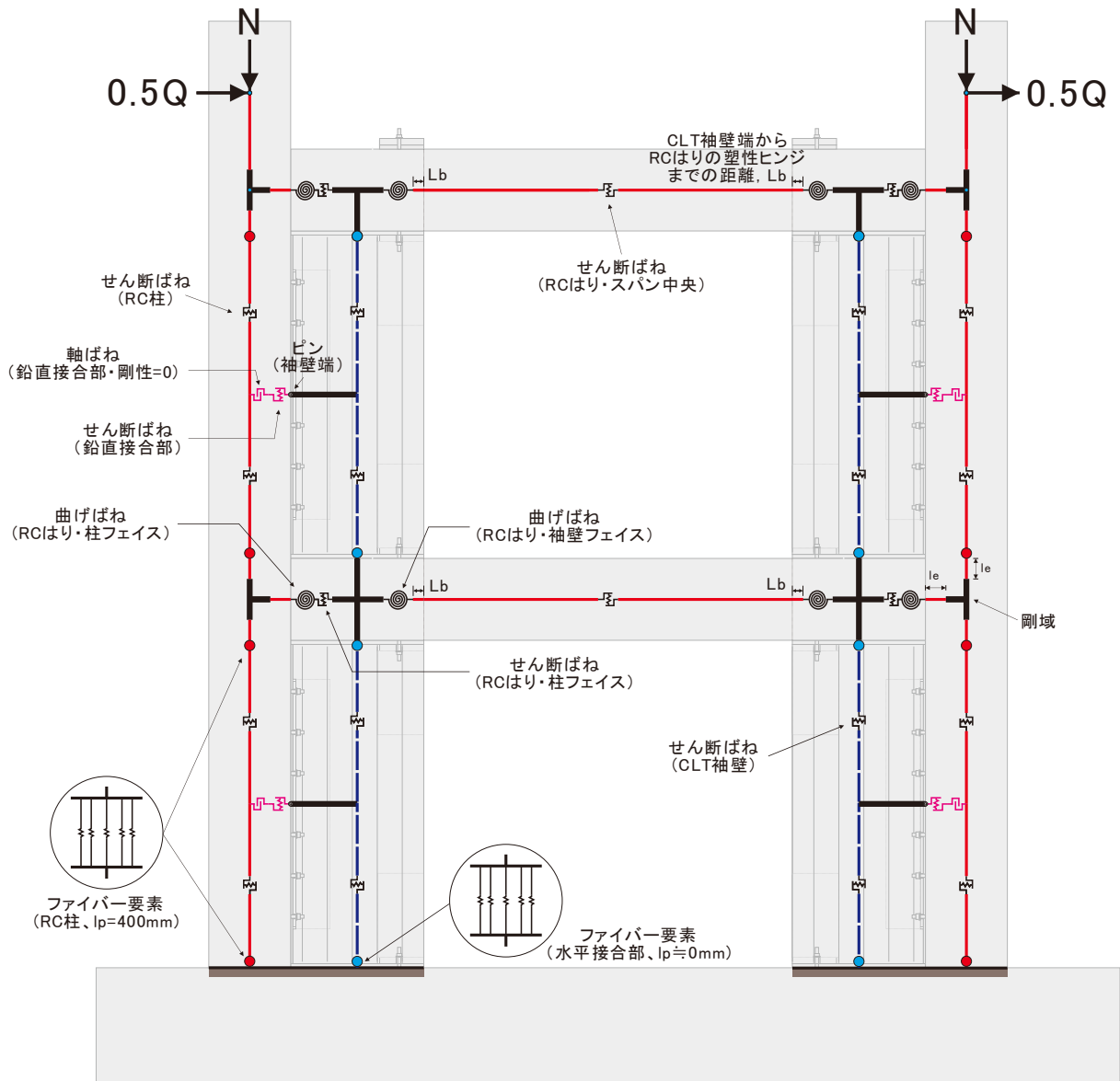


図 3. 1. 22 実験試験体を基にしたモデル化のイメージ(Aタイプ、簡易モデル)

B. 構造分野

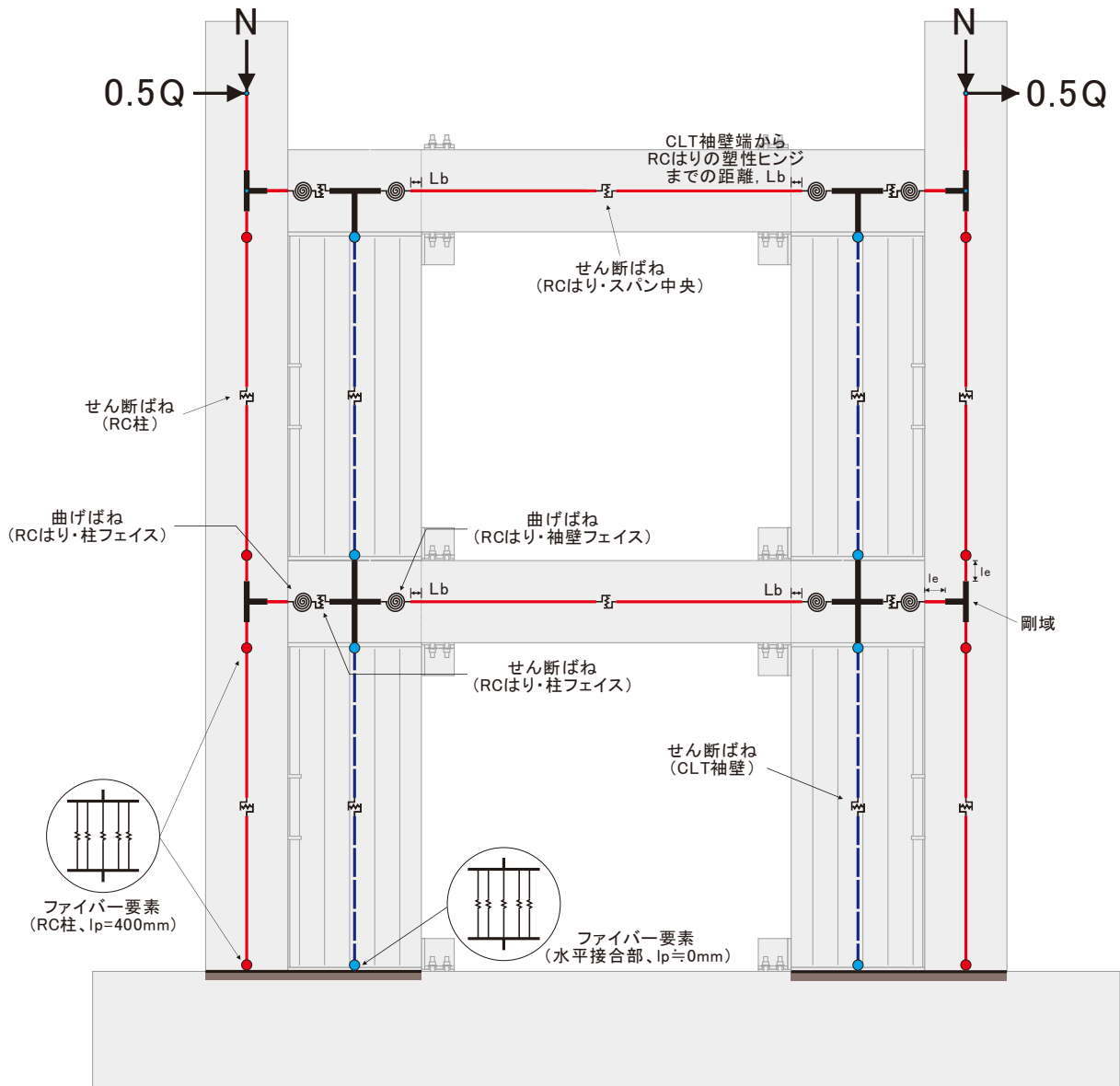


図 3. 1. 23 実験試験体を基にしたモデル化のイメージ(Bタイプ、簡易モデル)

B. 構造分野

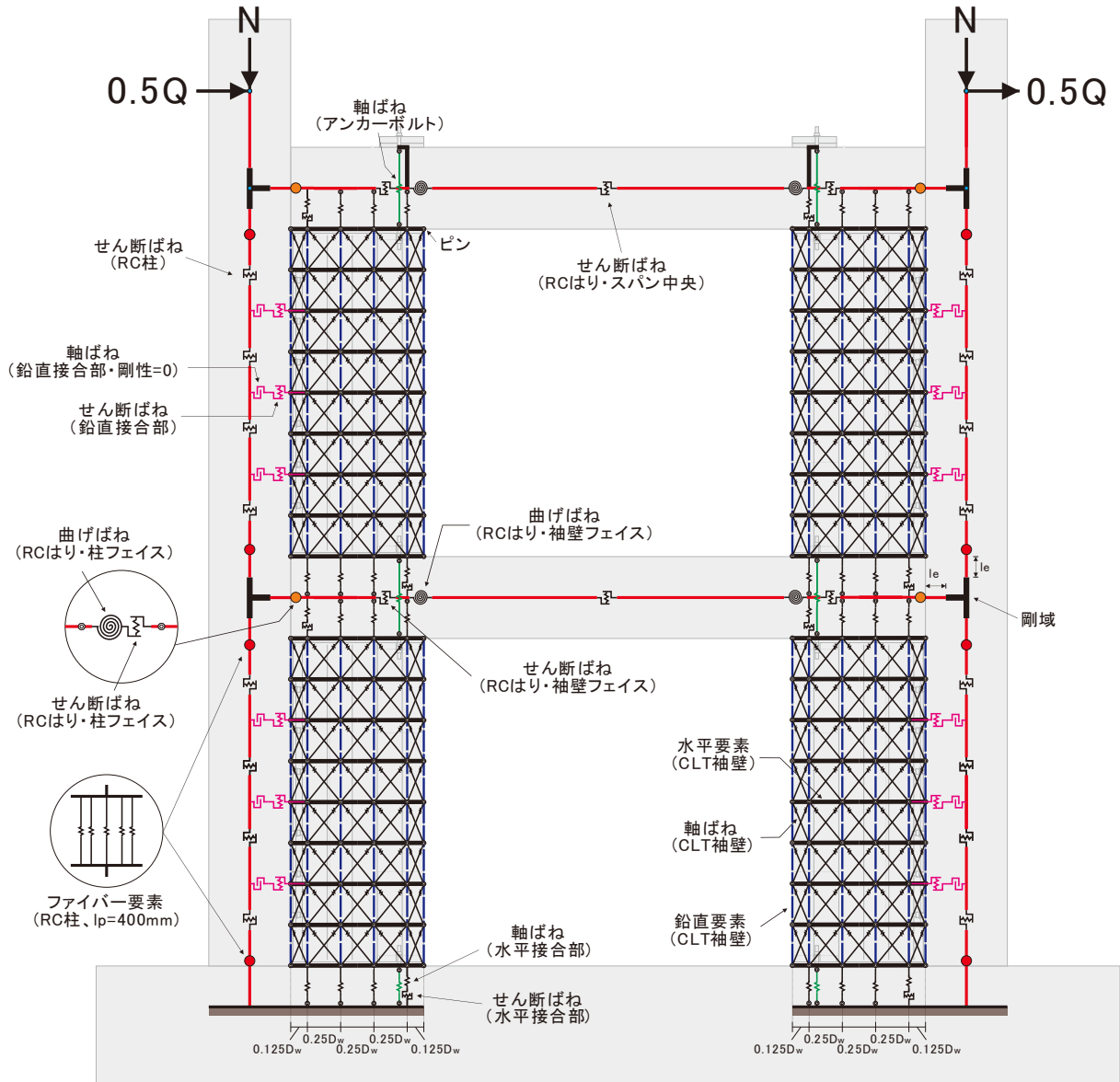


図 3. 1. 24 実験試験体を基にしたモデル化のイメージ(Aタイプ、詳細モデル)

B. 構造分野

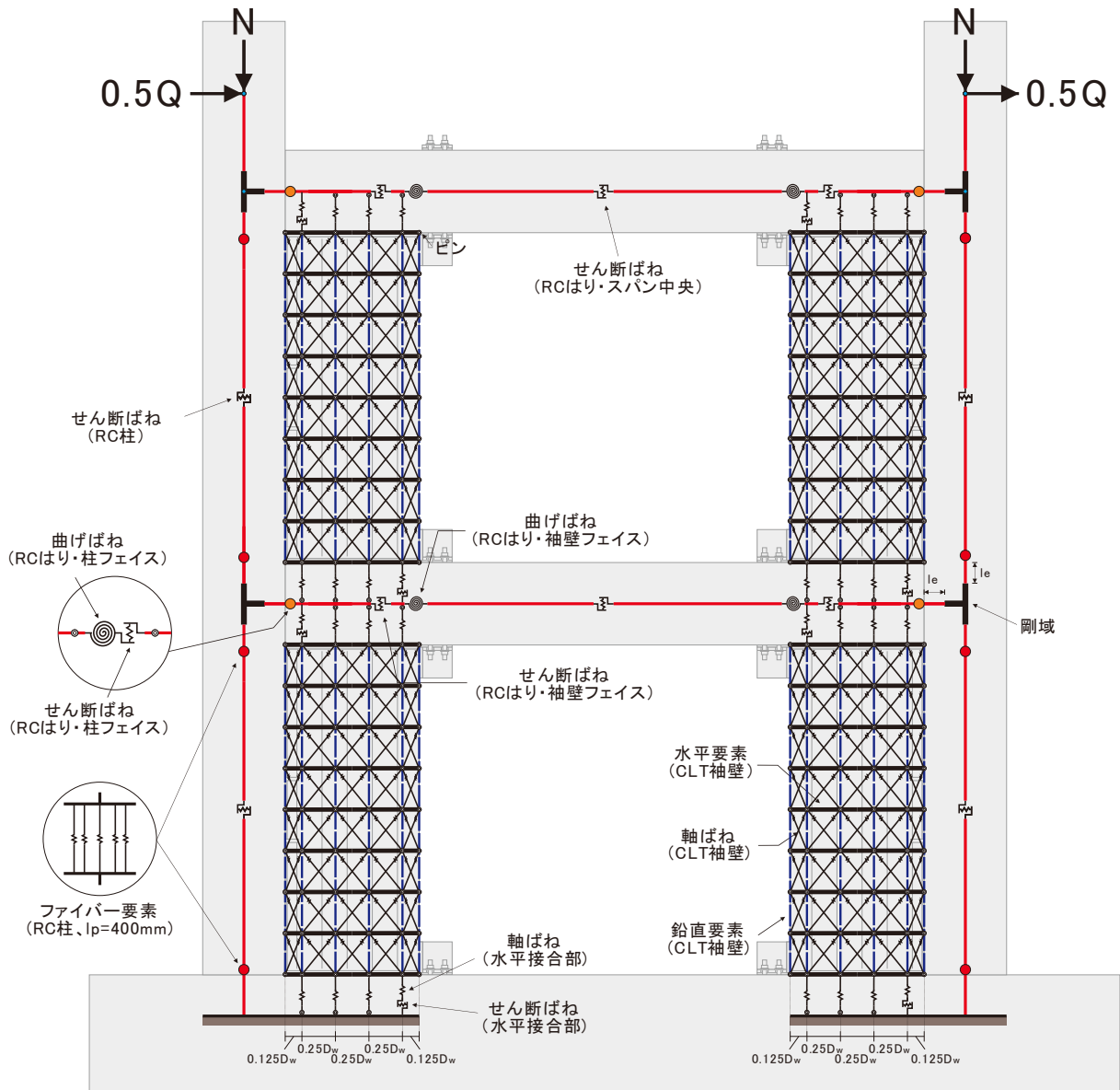


図 3.1.25 実験試験体を基にしたモデル化のイメージ(Bタイプ、詳細モデル)

B. 構造分野

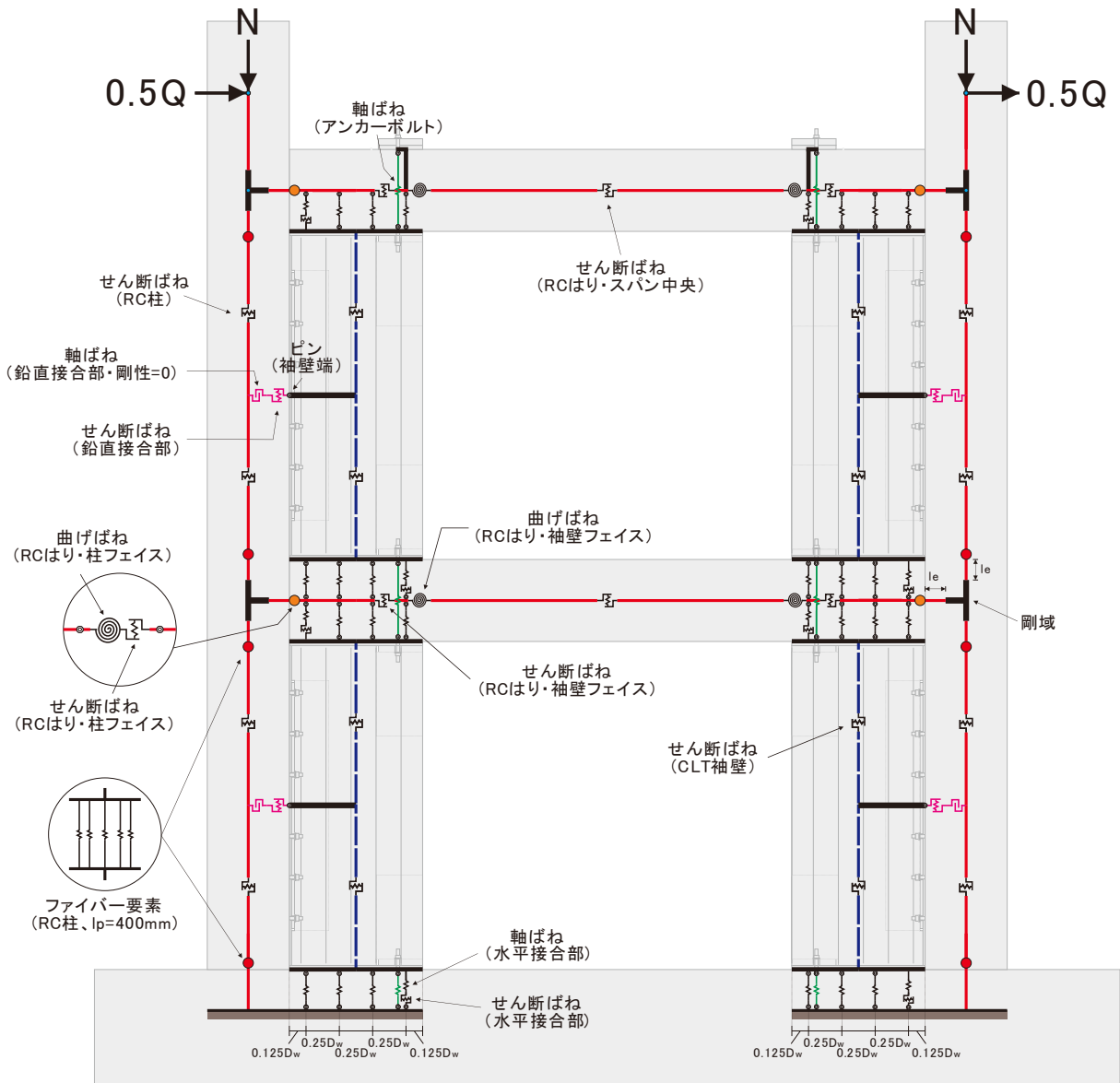


図 3. 1. 26 実験試験体を基にしたモデル化のイメージ(Aタイプ、混合モデル)

B. 構造分野

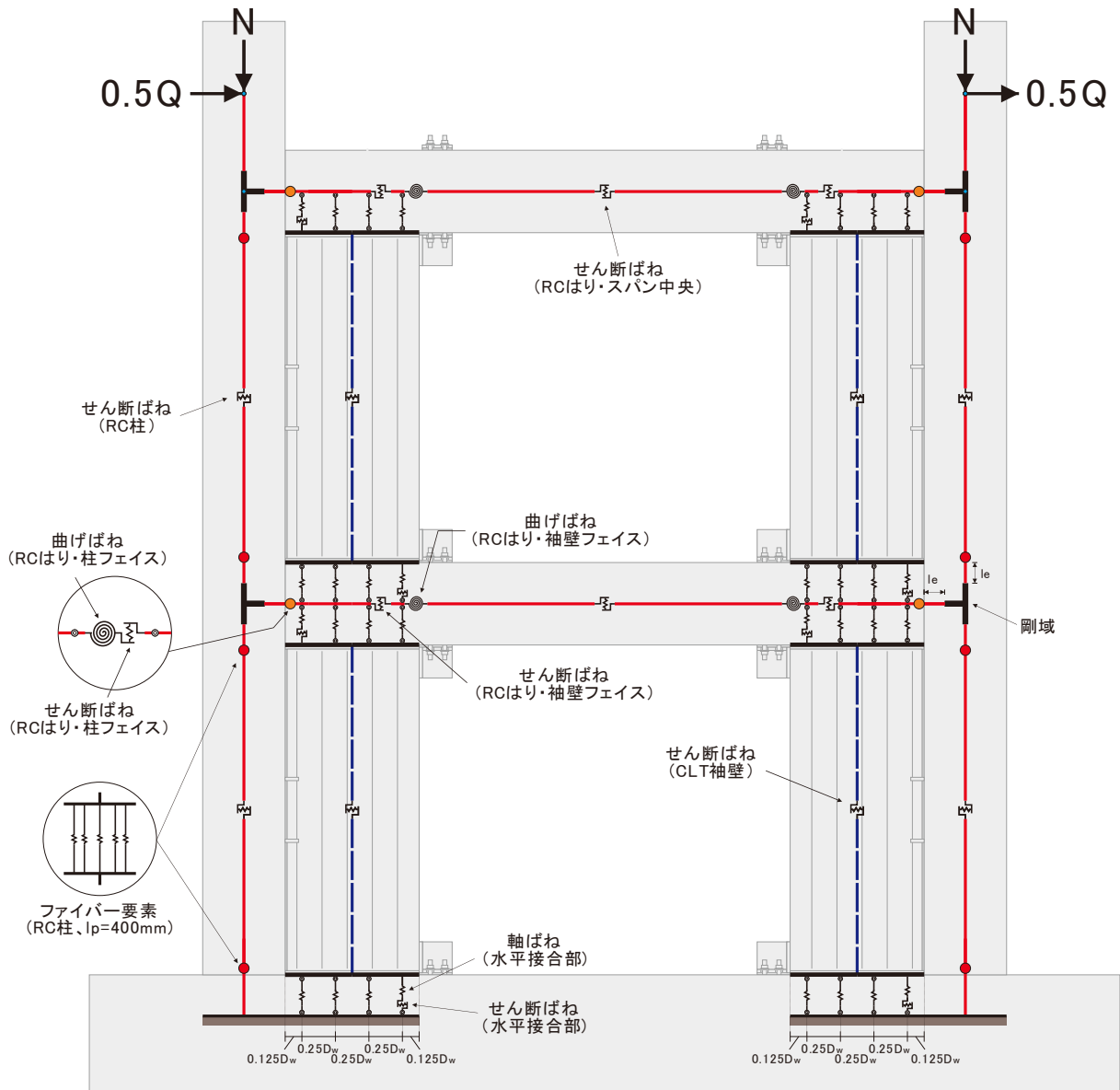


図 3.1.27 実験試験体を基にしたモデル化のイメージ(Bタイプ、混合モデル)

B. 構造分野

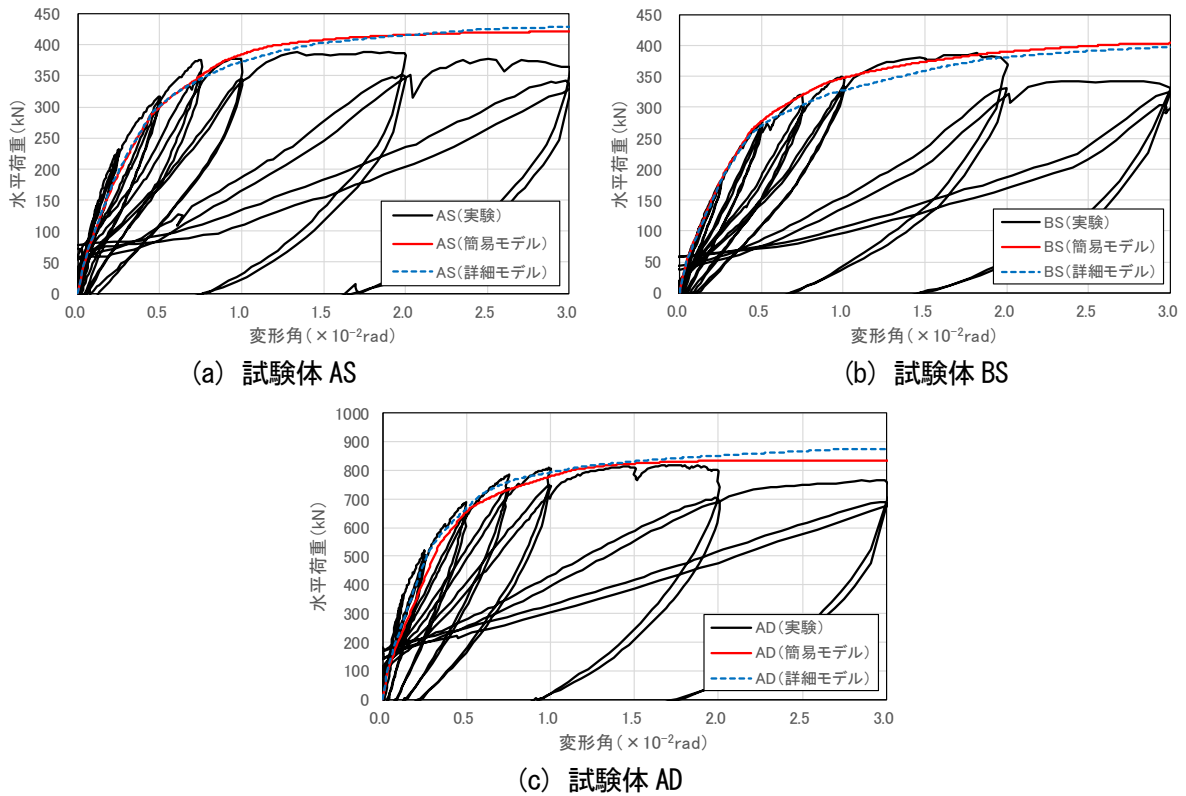


図 3.1.28 部材実験における荷重変形関係の比較

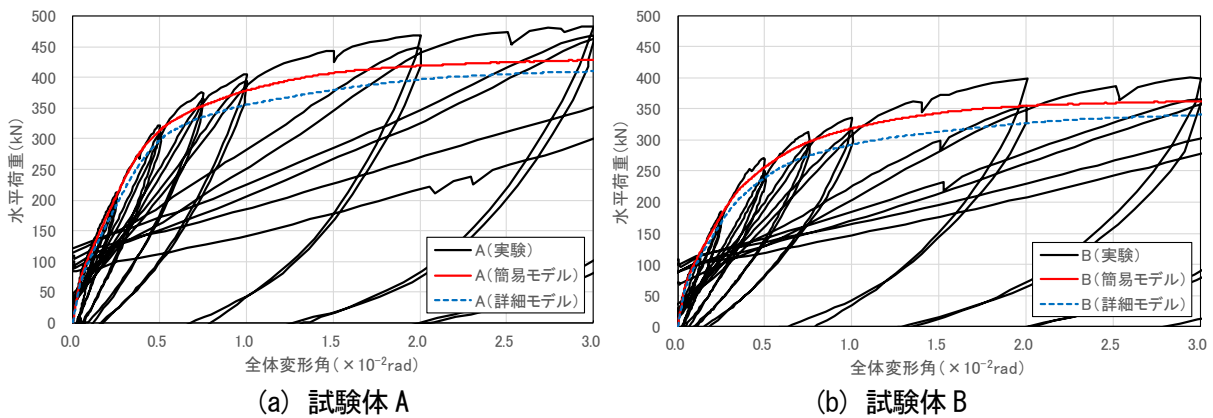


図 3.1.29 架構実験における荷重変形関係の比較

(b) RC 柱

簡易モデルのうち、Aタイプでは各層を2分割して、Bタイプでは分割は行わずに、RC柱のモデル化を行う。Aタイプで分割を行うのは、RC柱-CLT袖壁間の鉛直接合部における鉛直せん断力の伝達を再現するためである。なお、計算の簡略化を図るため、RC柱-CLT袖壁間の鉛直接合部を介した水平せん断力の伝達は許容せず、RC柱に作用するせん断力の値が各層で等しくなるようにモデル化を行う。一方で、保証設計では、隣接するCLT袖壁に作用する水平せん断力のうち、摩擦力による伝達ができない分は、鉛直接合部を介して、RC柱に伝達されるものと考えため、RC柱に対するせん断設計や、鉛直接合部の水平せん断耐力の確認を別途行う必要がある。

RC柱は線材でモデル化し、各階の脚部及び頂部には軸力および曲げモーメントに対応するファイバー要素を、各線材の中央にはせん断力に対応するせん断ばねを設置する。RC柱に関しては、ファイ

B. 構造分野

バー要素の代わりに軸ばね及び曲げばねを適用することも可能であるが、CLT 袖壁の材端に支圧特性を評価するためのファイバー要素を設置することを踏まえ、RC 柱の材端にもファイバー要素を用いることとした。ファイバー要素の分割数に関しては、特に制約は設けていないが、ここでは、簡易モデルにおける CLT 袖壁の分割数である 10 分割を目安としている。なお、コンクリートの応力-ひずみ関係は、NewRC モデル^[3.1.2]や Saatcioglu ら^[3.1.3]による提案モデル等、応力-ひずみ関係を精緻に再現できるモデルが好ましい。なお、コンクリートの引張応力の負担は考慮しない。また、鉄筋の応力-ひずみ関係は、バイリニアでのモデル化を想定している。

せん断ばねは、図 3.1.30 に示すように、せん断ひび割れ点、せん断耐力点を持つバイリニアでモデル化する。せん断ひび割れ耐力、せん断耐力は以下の式で算定した^[3.1.4]。なお、A タイプについては、CLT 袖壁と鉛直接合部を介して接合する関係で 1 本の柱を分割してモデル化を行っているため、通常の部材のように、部材内の 1 箇所のみにはせん断ばねを設けた場合、局所的な変形の増大によって、両者の応力伝達に支障をきたす可能性がある。そこで、各階の脚部及び頂部のうち、最も厳しい応力状態（せん断耐力が最も低くなる条件）を用いて、せん断ひび割れ耐力、せん断耐力を計算し、分割した各線材の中央に同じ復元力特性を持つせん断ばねを分散配置することとした。

(せん断ひび割れ耐力^[3.1.4])

$${}_c Q_{sc} = \varphi \sqrt{{}_c \sigma_T^2 + {}_c \sigma_T {}_c \sigma_0} b_c D_c \frac{1}{\kappa_s} \quad (3.1.3)$$

ここで、 φ ：耐力係数、 ${}_c \sigma_T$ ：コンクリートの引張強度（ $=0.33\sqrt{{}_c F_c}$ 、 ${}_c F_c$ ：コンクリートの設計基準強度（N/mm²））、 ${}_c \sigma_0$ ：RC 柱の平均軸方向応力度（N/mm²）、 b_c ：RC 柱の幅（mm）、 D_c ：RC 柱のせい（mm）、 κ_s ：応力度法による形状係数（矩形断面の場合は 1.5）である。

(せん断耐力^[3.1.4])

$${}_c Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 {}_c p_t^{0.23} ({}_c F_c + 18)}{M / (Q \cdot d_c) + 0.12} + 0.85 \sqrt{{}_c p_w {}_c \sigma_{wy}} + 0.1 {}_c \sigma_0 \right\} b_c j_c \quad (3.1.4)$$

ここで、 ${}_c p_t$ ：RC 柱の引張鉄筋比（%）、 ${}_c F_c$ ：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）、 M/Q ： M 、 Q はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメント及びせん断力（ただし、 $M/(Qd_c)$ は、 $M/(Qd_c) < 1$ のとき 1 とし、 $M/(Qd_c) > 3$ のとき 3 とする）（mm）、 d_c ：RC 柱の有効せい（mm）、 ${}_c p_w$ ：RC 柱のせん断補強筋比（小数、中子筋を除く場合 0.012 を上限とする。ただし、せん断補強筋として中子筋を併用する場合やスパイラル筋を用いる場合には 0.015 を上限とすることができる。）、 ${}_c \sigma_{wy}$ ：RC 柱のせん断補強筋の降伏強度（N/mm²）、 j_c ：RC 柱の応力中心距離で $7d_c/8$ としてよい（mm）、 ${}_c \sigma_0$ ：RC 柱の平均軸方向応力度（ $=N_c/(b_c D_c)$ ）（N/mm²）で $0.4 {}_c F_c$ 以下である。

(せん断ばねの終局ひずみ)

$${}_c \gamma_{su} = 0.004 - \frac{{}_c Q_{su} \cdot \kappa_e}{{}_c G_c \cdot b_c \cdot D_c} \quad (3.1.5)$$

ここで、 ${}_c Q_{su}$ ：RC 柱のせん断耐力、 κ_e ：エネルギー法による形状係数（矩形断面の場合は 1.2）、 ${}_c G_c$ ：コンクリートのヤング係数（N/mm²）、 b_c ：RC 柱の幅（mm）、 D_c ：RC 柱のせい（mm）である。

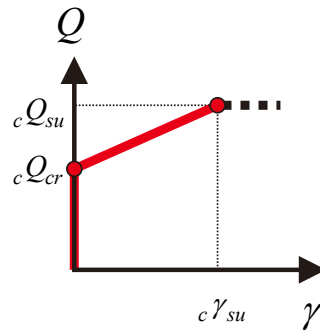


図 3.1.30 RC 柱のせん断ばねの復元力特性

(詳細モデルの場合)

詳細モデルの場合は、A タイプにおいて、RC 柱の塑性ヒンジ位置における回転変形を CLT 袖壁に効率的に伝達するために、RC 柱の分割数を簡易モデルの 2 倍となる 4 分割としているが、その他の項目については、基本的に簡易モデルと同じ方法でモデル化を行っている。

(c) RC はり

RC はりに関しては、一つのスパン内にせん断ばね、曲げばねを複数設ける点が特徴である。これは、CLT 袖壁の設置による RC はりのヒンジリロケーション効果を再現するためのもので、RC はりのせん断力、曲げモーメント分布が CLT 袖壁と接する部分で不連続となることを踏まえている。複数のばねを用いる煩雑さはあるが、CLT 袖壁フェイス近傍に塑性ヒンジを形成させるために必要となる十分な反力が CLT 袖壁端から得られない場合には、RC 柱フェイス位置に塑性ヒンジが形成されることとなり、塑性ヒンジの形成位置が自動的に判別されるメリットがある。なお、通常の構造設計と同じように、RC はりに作用する軸力の影響は無視してモデル化を行う。

(剛域の設定)

簡易モデルでは CLT 袖壁内の応力伝達機構を簡略化して再現するため、RC 柱フェイス位置や CLT 袖壁フェイス近傍を除くと、RC はりに作用するせん断力や曲げモーメントを正しく評価することができない。そこで、CLT 袖壁と RC はりが接続される位置に剛域を設けることとした。なお、CLT 袖壁内の RC はりの弾性変形のうち曲げ変形に関しては、詳細モデルによる解析結果より、CLT 袖壁内における RC はりの曲げモーメント分布が等分布に近いこと（後述の図 3.1.52、図 3.1.53 を参照）を踏まえ、剛域内の曲げ変形を RC 柱フェイス位置の曲げばねで再現することとした。一方、CLT 袖壁内の RC はりの弾性変形のうちせん断変形に関しては、CLT 袖壁内で不連続となる RC はりのせん断力分布の再現が困難なため、ここでは無視して考えることとしたが、架構実験を対象とした骨組解析における荷重変形関係の評価精度に問題はなかった。

(曲げばねの位置および復元力特性の設定)

簡易モデルでは、一つのスパンにつき、RC 柱フェイス位置に 2 箇所、CLT 袖壁フェイス近傍に 2 箇所の計 4 か所に曲げ断ばねを設ける。簡易モデルでは、今阪らが提案した RC 造の二次壁付き架構における最大モーメント点（塑性ヒンジ位置）の推定手法^[3.1.5]を参考に、CLT 袖壁フェイス位置から曲げばねまでの距離 L_b を以下の式で推定することとした。なお、簡易モデルでは、CLT 袖壁を模した線

B. 構造分野

材が RC はりに取り付く位置で曲げモーメント分布が不連続となるため、曲げばねの位置は CLT 袖壁を模した線材よりもスパン内側に設ける必要がある。そのため、簡易モデルでは、 L_b は袖壁せい D_w の 0.5 倍を下回る範囲で設定する必要がある。 L_b が袖壁せい D_w の 0.5 倍を超える場合は、RC はりの曲げモーメント分布が再現可能な詳細モデルや混合モデルを使用する必要がある。

$$L_b = -0.5_b L_0 + \sqrt{(0.5_b L_0)^2 + \frac{2_b M_u}{_t F_k \cdot t_w}} \quad (3.1.6)$$

ここで、 L_b : CLT 袖壁端から RC はりの危険断面位置までの距離、 $_b L_0$: CLT 袖壁のフェイス間の内法スパン、 $_b M_u$: RC はりの曲げ終局モーメント、 $_t F_k$: CLT の圧縮の基準強度を用いた座屈強度（鉛直方向）、 t_w : CLT 袖壁の壁厚である。

簡易モデルでは、図 3.1.31(b)に示すように、CLT 袖壁フェイス近傍の曲げばねは剛塑性モデルとしたが、RC 柱フェイスの曲げばねについては、図 3.1.31(a)に示すように、弾性変形を含む弾塑性モデルとした。

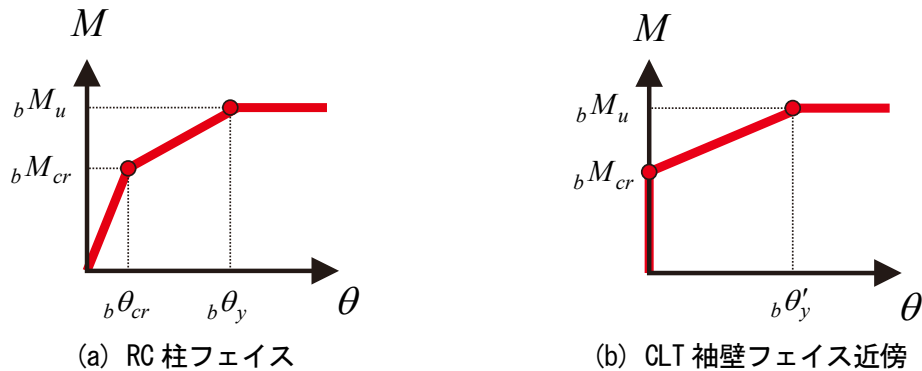


図 3.1.31 RC はりの曲げばねの復元力特性

(曲げひび割れモーメント^[3.1.4])

$$_b M_{cr} = 0.56 \sqrt{c F_c} \cdot _b Z_e \quad (3.1.7)$$

ここで、 $c F_c$: コンクリートの設計基準強度、 $_b Z_e$: 鉄筋を考慮した RC はりの断面係数である。

(曲げ終局モーメント^[3.1.4])

$$_b M_u = 0.9 _b a_t \cdot _b \sigma_y \cdot d_b \quad (3.1.8)$$

ここで、 $_b a_t$: RC はりの引張鉄筋の断面積、 $_b \sigma_y$: RC はり主筋の降伏強度、 d_b : RC はりの有効せいである。

(曲げひび割れ時回転角)

簡易モデルの RC 柱フェイス位置における曲げひび割れ時回転角は、部材長 ($D_w - L_b$) に渡って、曲げモーメント分布が等分布であるものと仮定し、以下の算定式によって求める。

$$_b \theta_{cr} = _b M_{cr} \frac{D_w - L_b}{2_c E_c \cdot _b I_e} \quad (3.1.9)$$

B. 構造分野

ここで、 ${}_bM_{cr}$: RC はりの曲げひび割れモーメント、 D_w : CLT 袖壁のせい、 L_b : CLT 袖壁端から RC はりの危険断面位置までの距離、 ${}_cE_c$: コンクリートのヤング係数、 ${}_bI_e$: RC はりの鉄筋を考慮した断面二次モーメントである。

(曲げ降伏時回転角)

簡易モデルの RC 柱フェイス位置における曲げ降伏時回転角は、部材長 ($D_w - L_b$) に渡って、曲げモーメント分布が等分布であるものと仮定し、以下の算定式によって求める。なお、降伏点剛性低下率^[3.14]に関しては、せん断スパン比を適用範囲の上限値 ($a/D_b = 5.0$) と一致するものとして、計算を行う。

$${}_b\theta_y = {}_bM_y \frac{D_w - L_b}{2\alpha_y \cdot {}_cE_c \cdot {}_bI_e} \quad (3.1.10)$$

ここで、 ${}_bM_y$: RC はりの曲げ降伏モーメントで、ここでは曲げ終局モーメント ${}_bM_u$ と等しいものと仮定する、 D_w : CLT 袖壁のせい、 L_b : CLT 袖壁端から RC はりの危険断面位置までの距離、 α_y : RC はりの降伏点剛性低下率、 ${}_cE_c$: コンクリートのヤング係数、 ${}_bI_e$: RC はりの鉄筋を考慮した断面二次モーメントである。

$$\alpha_y = \begin{cases} (0.043 + 1.64n_e {}_b\rho_t + 0.043a/D_b)(d_b/D_b) & (2.0 \leq a/D_b \leq 5.0) \\ (-0.0836 + 0.159a/D_b)(d_b/D_b) & (1.0 \leq a/D_b \leq 2.0) \end{cases} \quad (3.1.11)$$

ここで、 n_e : ヤング係数比、 ${}_b\rho_t$: RC はりの引張鉄筋比、 a/D_b : RC はりのせん断スパン、 d_b : RC はりの有効せい、 D_b : RC はりのせいである。

簡易モデルの CLT 袖壁フェイス近傍における曲げ降伏時回転角は、部材長を ${}_bL_0 + 2L_b$ とし、逆対称の曲げモーメント分布を仮定して、以下の算定式によって求める。

$${}_b\theta'_y = {}_bM_y \frac{1 - \alpha_y}{{}_cE_c \cdot {}_bI_e} \frac{{}_bL_0 + 2L_b}{\alpha_y} \quad (3.1.12)$$

ここで、 ${}_bM_y$: RC はりの曲げ降伏モーメントで、ここでは曲げ終局モーメント ${}_bM_u$ と等しいものと仮定する、 ${}_bL_0$: CLT 袖壁のフェイス間の内法スパン、 L_b : CLT 袖壁端から RC はりの危険断面位置までの距離、 α_y : RC はりの降伏点剛性低下率、 ${}_cE_c$: コンクリートのヤング係数、 ${}_bI_e$: RC はりの鉄筋を考慮した断面二次モーメントである。

ところで、RC 柱フェイス位置の曲げばねの復元力特性を設定する際に仮定する部材長 ($D_w - L_b$) が短い場合、図 3.1.31(a)で求められる曲げ降伏時の回転角 ${}_b\theta_y$ が非常に小さい値となる。このような場合には、ヒンジロケーションの効果が不十分であることから、RC 柱フェイス位置の曲げばねに回転角が集中する可能性があり、曲げばねの塑性率が実状に沿わない非常に大きい値となることも想定される。そこで、架構実験による検証は行えていないが、暫定的な対応として、部材長 ($D_w - L_b$) が RC はりのせい D_b よりも小さく、RC 柱フェイス位置の曲げばねに回転角が集中するような場合については、以下のような方法で曲げばねの復元力特性の設定をする。

RC 柱フェイス位置における曲げばねの復元力特性は、図 3.1.32(a)に示すように、曲げひび割れ発生後に塑性変形が生じるトリリニアとする。なお、簡易モデルでは、部材長 ($D_w - L_b$) の線材を剛体と

してモデル化を行うため、線材の弾性変形を考慮し、曲げひび割れ発生までは回転角が生じないものと仮定すると、その区間の変形を無視することになるが、ここで示す手法は部材長 ($D_w - L_b$) が短いケースを対象としているため、許容することとする。曲げ降伏時回転角は、RC はりのヒンジロケーションの効果は無視し、通常の RC ラーメンと同じように、式(3.1.21)に基づいて算定する。この際、RC はりの降伏点剛性低下率を算定する際に必要となるせん断スパン比を、RC はりの材端に作用する最大のせん断力と曲げモーメントから算定した場合、せん断スパン比が小さくなり、剛性低下率を過小に、降伏時回転角を過大に評価してしまう可能性があるため、ここでは RC はりの内法スパンの半分を RC はりのせいで除した値を採用する。

また、CLT 袖壁フェイス近傍における曲げばねの復元力特性は、図 3.1.32(b)に示す剛塑性モデルとし、ヒンジロケーションによる剛性増大効果は見込まないものの、RC はりに作用する曲げモーメントが曲げ終局モーメントで頭打ちとなるように配慮する。

$${}_b\theta_y = {}_bM_y \frac{L_0}{6\alpha_y \cdot {}_cE_c \cdot {}_bI_e} \tag{3.1.13}$$

ここで、 ${}_bM_y$: RC はりの曲げ降伏モーメントで、ここでは曲げ終局モーメント ${}_bM_u$ と等しいものと仮定する、 L_0 : RC はりの内法長さ、 α_y : RC はりの降伏点剛性低下率（計算に用いるせん断スパン比 a/D_b は内法スパン内で逆対称の曲げモーメントを仮定した場合の値を用いる）、 E_c : コンクリートのヤング係数、 ${}_bI_e$: RC はりの鉄筋を考慮した断面二次モーメントである。

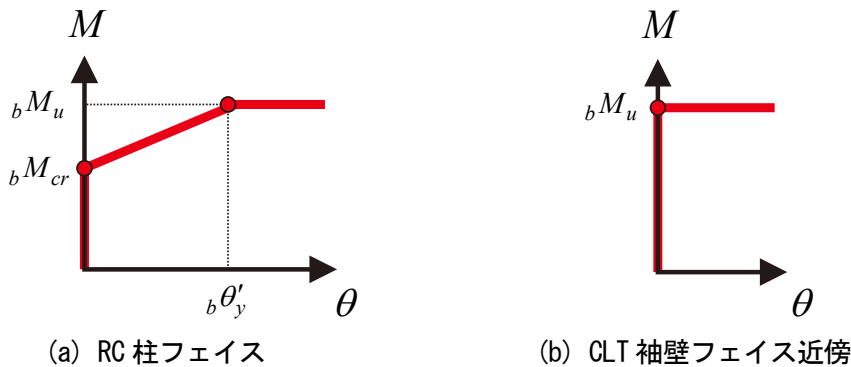


図 3.1.32 RC はりの曲げばねの復元力特性（曲げばねが近接する場合）

（せん断ばねの位置および復元力特性の設定）

簡易モデルでは、一つのスパンにつき、RC 柱フェイス位置に 2 箇所、スパン中央に 1 箇所の計 3 か所にせん断ばねを設ける。詳細モデルでは自動計算される CLT 袖壁フェイス近傍の 2 箇所については、簡易モデルでは直接せん断力を求めることができないため、後述する 3.1.8 に示す保証設計に基づき、設計用せん断力の算定を行った上で、せん断破壊が生じないことの確認のみを行う。

全てのせん断ばねの復元力特性について、図 3.1.33 に示すように、弾性変形を含まない剛塑性モデルを用いた。いずれのせん断ばねに関しても、下記の算定式を用いてせん断耐力^[3.1.4]を算定すればよいが、RC 柱フェイスに関しては、CLT 袖壁から伝達される鉛直方向のせん断力がせん断スパンが非常に小さい状況で作用するため、下記のパンチングシア耐力式^[3.1.6]を用いてもよいものとした。なお、式(3.1.16)の下限式 K_{min} ではなく、付録に記載された式(3.1.17)の平均式 K_{av} を用いてもよいこととしたが、その理由は後述の保証設計において説明する。

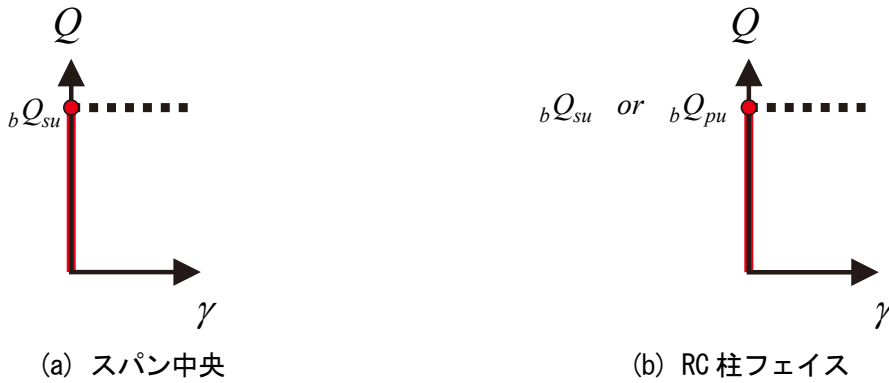


図 3.1.33 RC はりのせん断ばねの復元力特性

(せん断耐力^[3.1.4])

$$bQ_{su} = \left\{ \frac{0.068 b p_t^{0.23} ({}_c F_c + 18)}{M / (Q d_b) + 0.12} + 0.85 \sqrt{{}_b p_w {}_b \sigma_{wy}} \right\} b_b j_b \quad (3.1.14)$$

ここで、 $b p_t$: 引張鉄筋比 (%)、 ${}_c F_c$: コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)、 M/Q : M 、 Q はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメント及びせん断力 (ただし、 $M/(Q d_b)$ は、 $M/(Q d_b) < 1$ のとき 1 とし、 $M/(Q d_b) > 3$ のとき 3 とする) (mm)、 d_b : はりの有効せい (mm)、 ${}_b p_w$: せん断補強筋比 (小数、中子筋を除く場合 0.012 を上限とする。ただし、せん断補強筋として中子筋を併用する場合やスパイラル筋を用いる場合には 0.015 を上限とすることができる。)、 ${}_b \sigma_{wy}$: せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)、 b_b : はり幅 (mm)、 j_b : 応力中心距離で $7d_b/8$ としてよい (mm) である。

(パンチングシア耐力^[3.1.6])

$$bQ_{pu} = K_{av} \cdot {}_b \tau_0 \cdot {}_b b_e \cdot D_b \quad (3.1.15)$$

$$K_{\min} = 0.34 / (0.52 + a_b / D_b) \quad (3.1.16)$$

$$K_{av} = 0.58 / (0.76 + a_b / D_b) \quad (3.1.17)$$

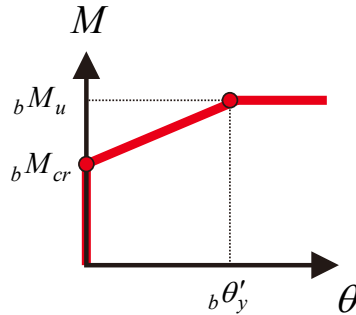
$$\begin{aligned} {}_b \tau_0 &= 0.98 + 0.1 {}_c F_c + 0.85 \sigma_b && (0 \leq \sigma_b \leq 0.33 {}_c F_c - 2.75 \text{ の時}) \\ {}_b \tau_0 &= 0.22 {}_c F_c + 0.49 \min(0.66 {}_c F_c, \sigma_b) && (0.33 {}_c F_c - 2.75 < \sigma_b \text{ の時}) \end{aligned} \quad (3.1.18)$$

ここで、 bQ_{pu} : RC はりのパンチングシア耐力、 ${}_b b_e$: パンチングを受ける RC はりの直交材を考慮した有効幅で RC はりの幅としてよい (mm)、 D_b : パンチングを受ける RC はりのせい (mm)、 a_b : CLT 袖壁から RC はりに伝達される鉛直せん断力が集中的に作用すると仮定した場合の作用点から鉛直断面までの距離で $a_b/D_b = 1/3$ としてよい、 ${}_c F_c$: コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)、 σ_b : ${}_b p_{gb} \sigma_y$ 、 ${}_b p_g$: ${}_b b_e D_b$ に対するはりの全主筋断面積の比、 ${}_b \sigma_y$: RC はり主筋の降伏強度 (N/mm²) である。

(詳細モデルの場合)

詳細モデルでは、簡易モデルと比較して、RC はりの分割数を増やしており (一つのスパンで 9 分割)、RC はり内のせん断力分布、曲げモーメント分布を概ね再現できるものと考えられるため、簡易モデルのように、剛域は設定せず、全ての線材のせん断変形および曲げ変形を考慮する。そのため、曲げばねの復元力特性には、図 3.1.34 に示すように、弾性変形を含まない剛塑性モデルを用いる。また、CLT 袖壁の水平断面を四分割して支圧ばねを設置するため、CLT 袖壁フェイス近傍の曲げばねの位置は、式(3.1.6)によって求められる CLT 袖壁フェイス位置から曲げばねまでの距離 L_b を参考に、

CLT 袖壁フェイス位置から内側に袖壁せいの 1/8 倍、3/8 倍、5/8 倍、7/8 倍のいずれか（以降、この長さを L_b' と称する）だけ入り込んだ位置に設けることとする。なお、図 3.1.24、図 3.1.25 では、袖壁せいの 1/8 倍入り込んだ位置に曲げばねを設けている。



(a) CLT 袖壁フェイス近傍、RC 柱フェイス

図 3.1.34 詳細モデルにおける RC はりの曲げばねの復元力特性

詳細モデルの RC 柱フェイス位置における曲げ降伏時回転角は、部材長 ($D_w - L_b'$) に渡って、曲げモーメント分布が等分布であるものと仮定し、以下の算定式によって求める。なお、降伏点剛性低下率に関しては、せん断スパン比を適用範囲の上限値 ($a/D_b = 5.0$) と一致するものとして、計算を行う。

$${}_b\theta'_y = {}_bM_y \frac{1 - \alpha_y}{\alpha_y} \frac{D_w - L_b'}{2 {}_cE_c \cdot {}_bI_e} \quad (3.1.19)$$

ここで、 ${}_bM_y$: RC はりの曲げ降伏モーメントで、ここでは曲げ終局モーメント ${}_bM_u$ と等しいものと仮定する、 D_w : CLT 袖壁のせい、 L_b' : CLT 袖壁フェイス位置から曲げばねまでの距離で、袖壁せいの D_w の 1/8 倍、3/8 倍、5/8 倍、7/8 倍のいずれかとする、 α_y : RC はりの降伏点剛性低下率、 ${}_cE_c$: コンクリートのヤング係数、 ${}_bI_e$: RC はりの鉄筋を考慮した断面二次モーメントである。

また、詳細モデルの CLT 袖壁フェイス近傍における曲げ降伏時回転角は、部材長を ${}_bL_0 + 2L_b'$ とし、逆対称の曲げモーメント分布を仮定して、以下の算定式によって求める。

$${}_b\theta'_y = {}_bM_y \frac{1 - \alpha_y}{\alpha_y} \frac{{}_bL_0 + 2L_b'}{6 {}_cE_c \cdot {}_bI_e} \quad (3.1.20)$$

ここで、 ${}_bM_y$: RC はりの曲げ降伏モーメントで、ここでは曲げ終局モーメント ${}_bM_u$ と等しいものと仮定する、 ${}_bL_0$: CLT 袖壁のフェイス間の内法スパン、 L_b' : CLT 袖壁フェイス位置から曲げばねまでの距離で、袖壁せいの D_w の 1/8 倍、3/8 倍、5/8 倍、7/8 倍のいずれかとする、 α_y : RC はりの降伏点剛性低下率、 ${}_cE_c$: コンクリートのヤング係数、 ${}_bI_e$: RC はりの鉄筋を考慮した断面二次モーメントである。

なお、簡易モデルの場合と同じように、部材長 ($D_w - L_b$) が RC はりのせい D_b よりも小さく、RC 柱フェイス位置の曲げばねに回転角が集中するような場合については、以下のような方法で曲げばねの復元力特性の設定をする。

RC 柱フェイス位置における曲げばねの復元力特性は、図 3.1.35(a)に示すように、曲げひび割れ発生後に塑性変形が生じるトリリニアとする。曲げ降伏時回転角は、RC はりのヒンジリロケーションの効果を無視し、通常の RC ラーメンと同じように、式(3.1.21)に基づいて算定する。この際、RC はりの

降伏点剛性低下率を算定する際に必要となるせん断スパン比を、RC はりの材端に作用する最大のせん断力と曲げモーメントから算定した場合、せん断スパン比が小さくなり、剛性低下率を過小に、降伏時回転角を過大に評価してしまう可能性があるため、ここでは RC はりの内法スパンの半分を RC はりのせいで除した値を採用する。また、CLT 袖壁フェイス近傍における曲げばねの復元力特性は、図 3.1.35(b)に示す剛塑性モデルとし、ヒンジリロケーションによる剛性増大効果は見込まないものの、RC はりに作用する曲げモーメントが曲げ終局モーメントで頭打ちとなるように配慮する。

$${}_b\theta_y = {}_bM_y \frac{L_0}{6\alpha_y \cdot {}_cE_c \cdot {}_bI_e} \tag{3.1.21}$$

ここで、 ${}_bM_y$: RC はりの曲げ降伏モーメントで、ここでは曲げ終局モーメント ${}_bM_u$ と等しいものと仮定する、 L_0 : RC はりの内法長さ、 α_y : RC はりの降伏点剛性低下率（計算に用いるせん断スパン比 a/D_b は内法スパン内で逆対称の曲げモーメントを仮定した場合の値を用いる）、 ${}_cE_c$: コンクリートのヤング係数、 ${}_bI_e$: RC はりの鉄筋を考慮した断面二次モーメントである。

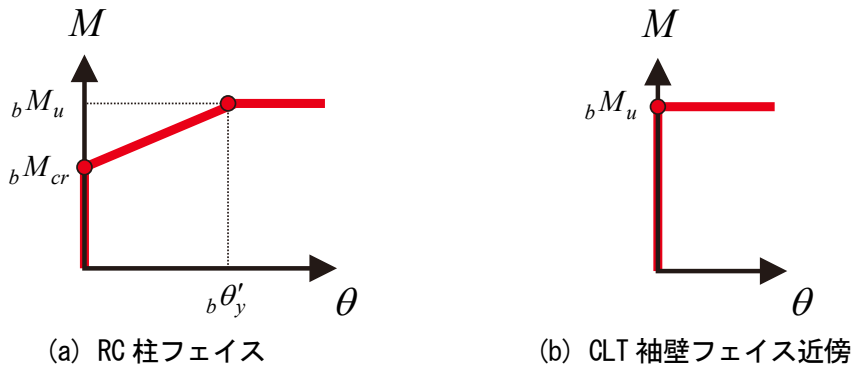
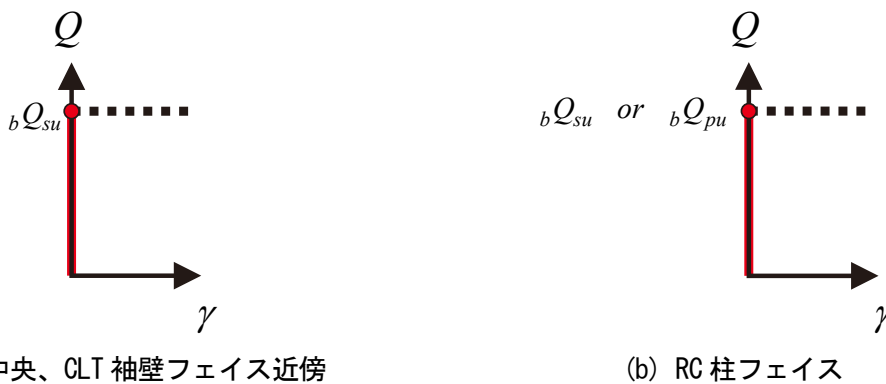


図 3.1.35 詳細モデルにおける RC はりの曲げばねの復元力特性（曲げばねが近接する場合）

詳細モデルでは、一つのスパンにつき、RC 柱フェイス位置に 2 箇所、CLT 袖壁フェイス近傍に 2 箇所、スパン中央に 1 箇所計 5 か所にせん断ばねを設ける。図 3.1.36 に示すように、RC はりの曲げばねに菅野式を用いることを踏まえて、RC はりのせん断変形は線材の弾性変形のみを考慮し、各せん断ばねの復元力特性は剛塑性モデルで再現する。



(a) スパン中央、CLT 袖壁フェイス近傍 (b) RC 柱フェイス
図 3.1.36 詳細モデルにおける RC はりのせん断ばねの復元力特性

(d) CLT 袖壁

CLT 袖壁は、簡易モデルでは線材モデルで再現した。各層における分割数は RC 柱と同じとし、簡易モデルのうち、A タイプでは各層で 2 分割とし、B タイプでは分割は行わないものとした。また、RC 柱-CLT 袖壁間の鉛直接合部では、水平方向のせん断力の伝達は許容しないため、CLT 袖壁に作用する水平せん断力の値も各層で等しい値となる。

簡易モデルでは、各線材の中央にせん断力に対応するせん断ばねを設ける。CLT 袖壁の脚部および頂部には軸力および曲げモーメントに対応する支圧特性を再現するためのファイバー要素を設置する必要があるが、その内容については後述の水平接合部に関する説明で触れる。図 3.1.37 に簡易モデルに用いるせん断ばねの復元力特性を示す。なお、CLT に関しては、通常、骨組解析ソフトで設定できるポアソン比 ν' の範囲では、CLT 袖壁の軸剛性や曲げ剛性とせん断剛性（CLT マニュアル^{3.1.7)}に記載のある 500N/mm^2 を目安とする）を両立させることができない。そこで、ケース 1 では、せん断の有効断面積を調整する等して、この補正を行うことを想定し、せん断ばねの復元力特性には剛塑性モデルを用いることとする。一方、ケース 2 では、このような調整を行えない場合を想定し、CLT の材料特性を決定する際に仮定したポアソン比 ν' を用いて、CLT 袖壁の弾性変形の評価を行うこととし、せん断ばねの復元力特性には弾塑性モデルを用いることとする。なお、本マニュアルでは、式(3.1.22)、(3.1.26)に示す CLT 袖壁のせん断耐力の算定において、CLT の面内せん断の基準強度をそのまま用いる方針とした。その理由については、後述の 3.1.8 における保証設計の記述を参照されたい。

(せん断耐力)

$${}_wQ_{su} = t_w D_w {}_tF_{sl} \quad (3.1.22)$$

ここで、 t_w : CLT 袖壁の厚さ、 D_w : CLT 袖壁のせい、 ${}_tF_{sl}$: CLT の面内せん断の基準強度である。

(せん断耐力時のせん断ひずみの補正值)

$${}_w\gamma'_{su} = \frac{{}_tF_{sl}}{{}_tG_c} - {}_tF_{sl} \cdot \frac{2(1+\nu')}{{}_tE_c} \quad (3.1.23)$$

ここで、 ${}_tF_{sl}$: CLT の面内せん断の基準強度、 ${}_tG_c$: CLT のせん断弾性係数、 ${}_tE_c$: CLT のヤング係数、 ν' : CLT の材料特性を決定する際に仮定したポアソン比である。

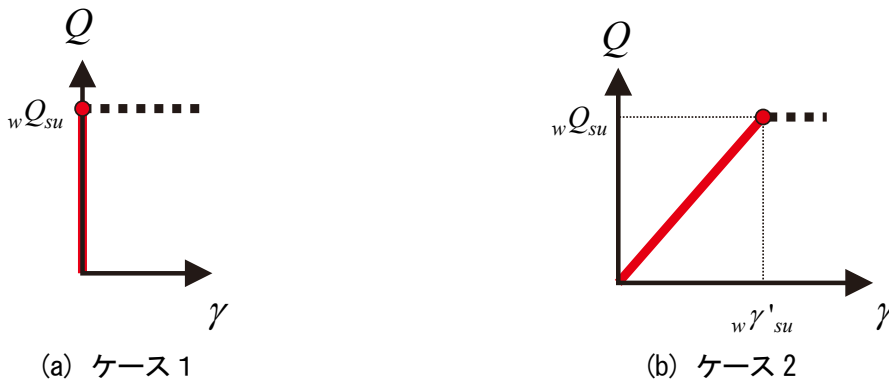


図 3.1.37 CLT 袖壁のせん断ばねの復元力特性

(詳細モデルの場合)

詳細モデルでは、図 3.1.38 に示すように、CLT 袖壁をブレースモデルで再現する。CLT 袖壁の分割数は、水平方向で 5、鉛直方向で 8 とした。水平方向の分割数は水平接合分の支圧ばねの本数 (4 本) に合わせて、また、鉛直方向の分割数は CLT 袖壁の軸剛性とせん断剛性を再現できるように、ブレースモデルの勾配が 45 度に近い数値となるように決めた。

図 3.1.39 に詳細モデルに用いるブレース要素の復元力特性を示す。モデル化の方法は、壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^[3.1.8]に記載された手法を参考とし、CLT 袖壁とブレース材によるせん断剛性、せん断耐力が一致するように、ブレース材の剛性と軸耐力を求めた。次に CLT 袖壁とブレース材の軸剛性が一致するように、鉛直材の剛性を求めた。なお、水平材は剛体とした。ブレース置換の場合、対象とする部材のせん断剛性に加えて、軸剛性もしくは曲げ剛性のいずれかを再現することが可能である。ここでは、CLT 袖壁の長さがあまり長くないことや、軸力比が比較的高い状況での挙動が予測されることから、CLT 袖壁の軸剛性とせん断剛性が等価になるようにモデル化することとした。詳細モデルでは、複数のブレース要素を並列に用いており、いずれかのブレース要素が軸耐力に到達したとしても直ちにせん断破壊が生じる訳ではないため、軸耐力に達した後も荷重を保持する形とした。また、鉛直材は弾性とし、CLT 袖壁の軸耐力や曲げ耐力の評価は、材端の水平接合面に設けた軸ばねで行うこととした。

(CLT 袖壁の斜め材 1 本あたりの軸剛性)

$$k_{b1} = \frac{{}_tG_c}{2} \frac{t_w \left(\left(\frac{D_w}{4} \right)^2 + \left(\frac{h_0}{8} \right)^2 \right)}{\frac{D_w}{4} \cdot \frac{h_0}{8}} \quad (\text{斜め材 1、図 3.1.38 参照})$$

$$k_{b2} = \frac{{}_tG_c}{2} \frac{t_w \left(\left(\frac{D_w}{8} \right)^2 + \left(\frac{h_0}{8} \right)^2 \right)}{\frac{D_w}{8} \cdot \frac{h_0}{8}} \quad (\text{斜め材 2、図 3.1.38 参照})$$

(3.1.24)

ここで、 ${}_tG_c$: CLT のせん断弾性係数、 t_w : CLT 袖壁の厚さ、 D_w : CLT 袖壁のせい、 h_0 : CLT 袖壁の内法高さである。

(CLT 袖壁の鉛直材 1 本あたりの軸剛性)

$$k_{v1} = \left(\frac{t_w \cdot \frac{D_w}{4} \cdot {}_tE_c}{\frac{h_0}{8}} - 2k_{b1} \frac{\frac{D_w}{4}}{\sqrt{\left(\frac{D_w}{4} \right)^2 + \left(\frac{h_0}{8} \right)^2}} \right) \quad (\text{鉛直材 1、図 3.1.38 参照})$$

$$k_{v2} = \frac{1}{2} \left(\frac{t_w \cdot \frac{D_w}{8} \cdot {}_tE_c}{\frac{h_0}{8}} - 2k_{b2} \frac{\frac{D_w}{8}}{\sqrt{\left(\frac{D_w}{8} \right)^2 + \left(\frac{h_0}{8} \right)^2}} \right) \quad (\text{鉛直材 2、図 3.1.38 参照})$$

$$k_{v3} = \frac{1}{2} k_{v1} + k_{v2} \quad (\text{鉛直材 3、図 3.1.38 参照})$$

(3.1.25)

ここで、 t_w : CLT 袖壁の厚さ、 D_w : CLT 袖壁のせい、 h_0 : CLT 袖壁の内法高さ、 ${}_tE_c$: CLT のヤング係数である。

(CLT 袖壁の斜め材 1 本あたりの軸耐力)

$$p_{b1} = 0.5 \cdot t_w \cdot F_{st} \cdot \sqrt{\left(\frac{D_w}{4}\right)^2 + \left(\frac{h_0}{8}\right)^2} \quad (\text{斜め材 1})$$

$$p_{b2} = 0.5 \cdot t_w \cdot F_{st} \cdot \sqrt{\left(\frac{D_w}{8}\right)^2 + \left(\frac{h_0}{8}\right)^2} \quad (\text{斜め材 2})$$

(3.1.26)

ここで、 t_w : CLT 袖壁の厚さ、 D_w : CLT 袖壁のせい、 h_0 : CLT 袖壁の内法高さ、 F_{st} : CLT の面内せん断の基準強度である。

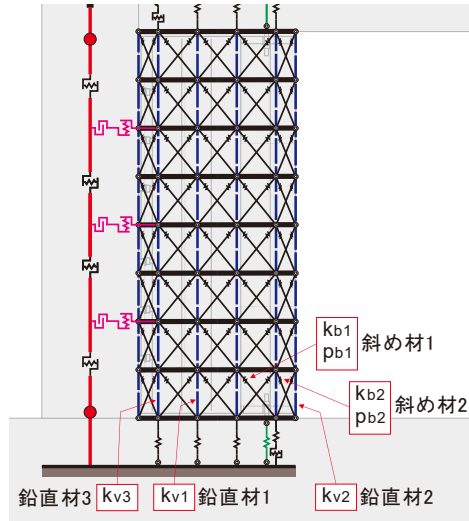


図 3.1.38 CLT 袖壁のブレース置換時の斜め材、鉛直材の位置

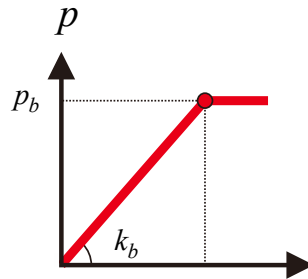


図 3.1.39 CLT 袖壁のブレース要素の復元力特性

(e) 水平接合部

CLT 袖壁の上下端の仕口面には、軸力および曲げモーメントに対応する支圧特性とせん断伝達を再現するための要素を設ける。また、A タイプでは、CLT 袖壁端に設けるアンカーボルトのモデル化も行う必要がある。

簡易モデルでは、支圧特性を再現するためのファイバー要素を設けた。一般的な CLT 部材では、軸力比が高い状況で使用されることが殆どないため、CLT マニュアル^[3.1.7]では、CLT 壁のせいを 4 分割した範囲のうち、材端に近い部分を有効支圧面と仮定し、材端の 2 箇所のみ CLT の支圧挙動を模擬した軸ばねを設けることとしている。本マニュアルでは、CLT 袖壁が圧縮耐力に近い軸力を受けて全断面が支圧面となるようなケースも含めて検討を行う必要があることから、ファイバー要素の数を増やすこととした。簡易モデルにおける断面の分割数は RC 柱と同じ 10 とした。なお、詳細モデルでは

B.構造分野

RCはりとの接続を考慮し、逆に分割数を4に減らしているが、特に評価精度に支障がないことから、断面の分割数は4以上とすれば問題ないものと判断できる。

軸ばねの剛性には、CLT マニュアル^[3.1.7]に記載のある壁パネル基礎間の支圧剛性 k_e の実験値 (15.6N/mm^3) を用いた。また、本マニュアルでは、CLT 袖壁を高軸力下で用いることを踏まえ、CLT 袖壁の内法高さ h_0 に対して壁厚 (t_w) が小さい場合には、面外方向への座屈が発生する可能性があるため、支圧耐力には座屈強度を用いることとし、CLT の座屈強度に到達した後は、一定の荷重を保持するものと仮定した。なお、架構実験に使用した3層4プライのCLT 袖壁の有効細長比 λ は23.1であり、座屈強度の低減が掛からない範囲 ($\lambda \leq 30$) での検証しか行えていないため、現状では、架構実験における有効細長比 λ の範囲を大きく逸脱しない範囲で使用することが望ましい。

(ファイバー要素1本あたりの支圧耐力)

$${}_w p_u = \frac{1}{n_s} t_w \cdot D_w \cdot {}_w F_k \quad (3.1.27)$$

ここで、 n_s : CLT 袖壁におけるモデル化の際の断面の分割数、 t_w : CLT 袖壁の厚さ、 D_w : CLT 袖壁のせい、 ${}_w F_k$: CLT の圧縮の基準強度を用いた座屈強度 (鉛直方向) である。

(ファイバー要素1本あたりの支圧剛性)

$$k_w = \frac{1}{n_s} t_w \cdot D_w \cdot k_e \quad (3.1.28)$$

ここで、 n_s : CLT 袖壁におけるモデル化の際の断面の分割数、 t_w : CLT 袖壁の厚さ、 D_w : CLT 袖壁のせい、 k_e : CLT の支圧剛性である。

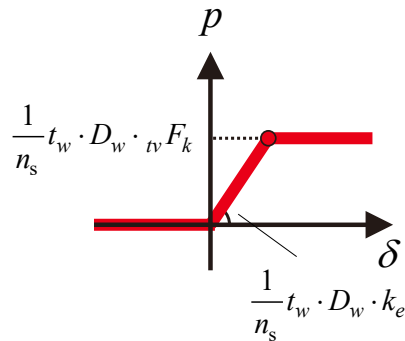


図 3.1.40 水平接合面におけるファイバー要素
もしくは軸ばね1本あたりの支圧ばねの復元力特性 (圧縮が正)

また、Aタイプでは、アンカーボルトの引張負担を再現するための軸ばねを設ける。ここでは、ドリフトピン接合を行う場合を対象とし、アンカーボルトの復元力特性から求められる変形量と、ドリフトピンの復元力特性から求められる変形量を累加することで軸ばね全体の復元力特性を求めた。

アンカーボルトの復元力特性のモデル化では初期引張力 T_1 を考慮し、初期引張力 T_1 に達するまでは引張変形が生じないものとした。また、アンカーボルトの軸部の断面積を用いて算定される降伏耐力に到達した後は、ひずみ硬化の影響を考慮し、材料試験の結果を基に、アンカーボルトの材料特性から求められる初期剛性 ${}_a K_1$ の0.015倍の剛性 ${}_a K_2$ を与え、アンカーボルトのねじ部の断面積を用いて算

定される引張耐力まで強度上昇することとした。

ドリフトピンの復元力特性に関しては、数値解析で求めたドリフトピン単体の荷重変形関係の変形と荷重を用いて、バイリニアでモデル化した。ここでは、5%オフセット値により求められる点を降伏強度点 (${}_{dv}\delta_y$ 、 ${}_{dv}P_y$)、20mm 変位時を終局強度点 (${}_{dv}\delta_u$ 、 ${}_{dv}P_u$) とした。なお、初期剛性は終局強度 ${}_{dv}P_u$ の 0.1 倍の点と 0.4 倍の点を結んだ直線の傾きとした。

(アンカーボルトの降伏耐力)

$${}_{ha}P_y = {}_h n_a \cdot {}_a a_s \cdot {}_a \sigma_y \tag{3.1.29}$$

ここで、 ${}_h n_a$ ：水平接合部におけるアンカーボルトの本数、 ${}_a a_s$ ：アンカーボルトの軸部の断面積、 ${}_a \sigma_y$ ：アンカーボルトの降伏強度である。

(アンカーボルトの引張耐力)

$${}_{ha}P_u = {}_h n_a \cdot {}_a a_{es} \cdot {}_a \sigma_u \tag{3.1.30}$$

ここで、 ${}_h n_a$ ：水平接合部におけるアンカーボルトの本数、 ${}_a a_{es}$ ：アンカーボルトのねじ部の断面積、 ${}_a \sigma_u$ ：アンカーボルトの引張強度である。

(アンカーボルトの初期剛性)

$${}_a K_1 = \frac{{}_h n_a \cdot {}_a a_s \cdot {}_a E_s}{L_a} \tag{3.1.31}$$

ここで、 ${}_h n_a$ ：水平接合部におけるアンカーボルトの本数、 ${}_a a_s$ ：アンカーボルトの軸部の断面積、 ${}_a E_s$ ：アンカーボルトのヤング係数、 L_a ：アンカーボルトの引張長さ（ナット間の距離）である。

(ドリフトピンの降伏耐力)

$${}_{hdv}P_y = {}_h n_d \cdot {}_{dv}P_y \tag{3.1.32}$$

ここで、 ${}_h n_d$ ：水平接合部におけるドリフトピンの本数、 ${}_{dv}P_y$ ：ドリフトピン 1 本あたりの鉛直方向の降伏強度である。

(ドリフトピンの終局耐力)

$${}_{hdv}P_u = {}_h n_d \cdot {}_{dv}P_u \tag{3.1.33}$$

ここで、 ${}_h n_d$ ：水平接合部におけるドリフトピンの本数、 ${}_{dv}P_u$ ：ドリフトピン 1 本あたりの鉛直方向の終局強度である。

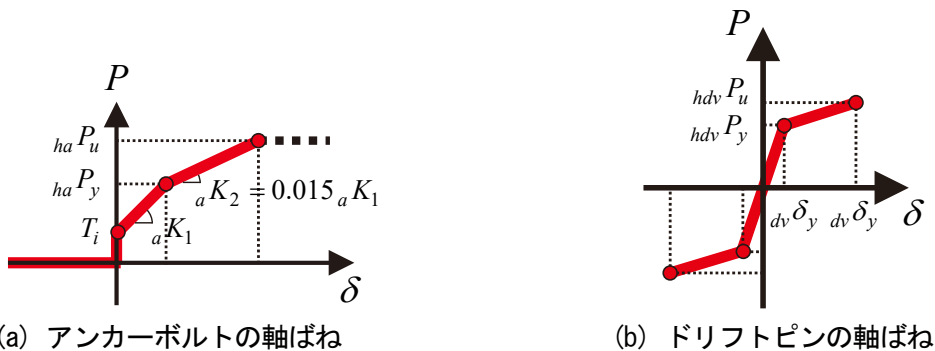


図 3.1.41 水平接合面の軸ばねの復元力特性（引張を正）

水平接合部におけるせん断伝達は、実験結果との整合性も踏まえ、Aタイプ、Bタイプのいずれについても、CLT 袖壁に作用する水平せん断力を RC はりに直接伝達する形とした。このうち、Bタイプに関しては、前述の 3.1.3 において、CLT 袖壁の寸法比 (D_w/h_0) に配慮することで、摩擦による水平せん断力の伝達が行えることを確認しており、小変形時（一次設計）には特別な検討を行う必要はない。また、大変形時（二次設計）についても、滑り止めを用いた水平せん断力の伝達に関する保証設計を行うことから、RC はりに直接伝達する形でモデル化を行っても問題ないものと判断できる。

一方、Aタイプに関しては、アンカーボルトによる引張力や鉛直接合部から伝達される鉛直せん断力が作用するため、Bタイプと異なり、摩擦のみで全ての水平せん断力を伝達できない可能性がある。本来であれば、RC はりへの伝達分に摩擦係数による上限を設け、残りの水平せん断力は鉛直接合部を介して RC 柱に伝達するようにモデル化を行うことが望ましいが、このようなモデル化を行うことは難しいため、本マニュアルでは、保証設計において、鉛直接合部が水平せん断力を伝達する上で十分なせん断耐力を有している場合には、CLT 袖壁に作用する水平せん断力を全て RC はりに伝達してもよいものとした。

なお、いずれの場合も、摩擦により水平せん断力の大部分を伝達することを想定し、水平接合部にはせん断変形が生じないものと仮定している。

（詳細モデルの場合）

詳細モデルでは、CLT 袖壁の断面の分割数は、RC はりとの接続を考慮し、簡易モデルよりも少ない 4 としている。詳細モデルの軸ばね（支圧特性、アンカーボルト）の復元力特性は、簡易モデルにおけるファイバー要素の復元力特性と同様に設定する。なお、水平接合部のせん断ばねに関しては、CLT 袖壁内に圧縮ストラットが形成される状況を想定し、図 3.1.24、図 3.1.25 に示すように、加力方向を考慮して、上下の仕口面で異なる水平位置に設置した。CLT 袖壁の断面中心にせん断ばねを取り付けた場合の解析結果と比較すると、せん断ばねの取り付け位置を断面端部に移動することで、実験の水平荷重－全体変形角関係の評価精度が向上することが確認されている。

(f) 鉛直接合部

Bタイプでは RC 柱－CLT 袖壁間における応力伝達はないものと仮定するため、鉛直接合部のモデル化を行う必要はないが、Aタイプではせん断ばねによるモデル化が必要となる。ここでは、鉛直接合部におけるドリフトピン以外の構成要素（接合金物や寸切りボルト、CLT 袖壁等）に関しては、変形が十分に小さいものと考え、せん断ばねの復元力特性としてドリフトピンの変形のみを考慮することとした。

図 3.1.42 に鉛直接合部のせん断ばねの復元力特性を示す。ドリフトピンの復元力特性に関しては、数値解析で求めたドリフトピン単体の荷重変形関係の変形と荷重を用いて、バイリニアでモデル化した。ここでは、5%オフセット値により求められる点を降伏強度点 ($\Delta_v \delta_y$ 、 $\Delta_v p_y$)、20mm 変位時を終局強度点 ($\Delta_v \delta_u$ 、 $\Delta_v p_u$) とした。なお、初期剛性は終局強度 $\Delta_v p_u$ の 0.1 倍の点と 0.4 倍の点を結んだ直線の傾きとした。なお、ドリフトピンの降伏耐力や終局耐力が、CLT 袖壁の鉛直断面のせん断耐力を上回る場合には、その時点で耐力を頭打ちとし、一定の耐力を保持するものとした。

Aタイプでは、鉛直接合部を介した水平せん断力の伝達を行わない（鉛直接合部の軸ばねの剛性はゼロとする）ようにモデル化を行う。これにより、RC 柱、CLT 袖壁に作用する水平せん断力が各階で

一定となるため、各部材のモデル化や実験結果の検定の負担が軽減される。一方で、3.1.3 で述べたように、A タイプの水平接合部では摩擦のみで水平せん断力の全てを伝達することができないので、3.1.8 で後述する保証設計により、鉛直接合部のドリフトピンやウェブ材、寸切りボルトの耐力から算定する式(3.1.79)の鉛直接合部の水平せん断耐力 $v_d Q_u$ が、式(3.1.78)に示す設計用せん断力を上回ることを別途確認する必要がある。なお、本マニュアルでは、式(3.1.36)に示す CLT 袖壁のせん断耐力の算定では、CLT の面内せん断の基準強度をそのまま用いる方針とした。その理由については、後述の 3.1.8 における保証設計の記述を参照されたい。

(ドリフトピンの降伏耐力)

$$v_{dv} Q_y = v_{nd} \cdot dv P_y \tag{3.1.34}$$

ここで、 v_{nd} ：鉛直接合部におけるドリフトピンの本数、 $dv P_y$ ：ドリフトピン 1 本あたりの鉛直方向の降伏強度である。

(ドリフトピンの終局耐力)

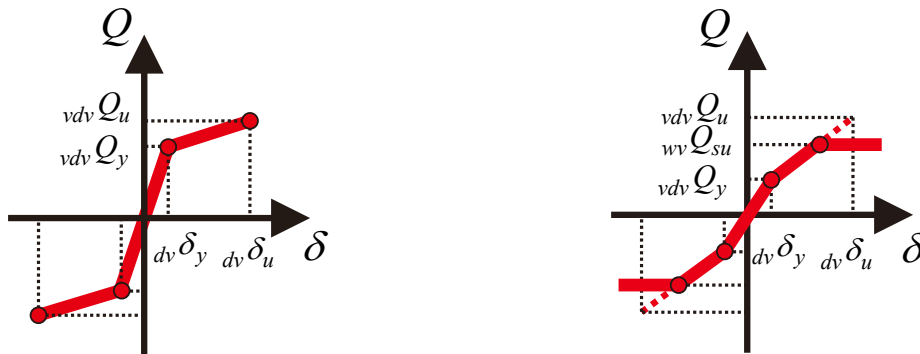
$$v_{dv} Q_u = v_{nd} \cdot dv P_u \tag{3.1.35}$$

ここで、 v_{nd} ：鉛直接合部におけるドリフトピンの本数、 $dv P_u$ ：ドリフトピン 1 本あたりの鉛直方向の終局強度である。

(CLT 袖壁の鉛直断面のせん断耐力)

$$w_v Q_{su} = t_w \cdot h_0 \cdot F_{sl} \tag{3.1.36}$$

ここで、 t_w ：CLT 袖壁の厚さ、 h_0 ：CLT 袖壁の内法高さ、 F_{sl} ：CLT の面内せん断の基準強度である。



(a) ドリフトピンの終局耐力が CLT 袖壁の鉛直断面のせん断耐力を下回る場合

(b) ドリフトピンの終局耐力が CLT 袖壁の鉛直断面のせん断耐力を上回る場合

図 3.1.42 鉛直接合面のせん断ばねの復元力特性（ドリフトピン接合の場合）

(詳細モデルの場合)

詳細モデルでは、鉛直接合部を 3 分割しており、計 3 本のせん断ばねが必要となるため、図 3.1.42 に示すドリフトピンの復元力特性のせん断力を 3 で割った復元力特性を使用する。また、簡易モデルでは、図 3.1.42(b)に示すように、鉛直接合部のせん断ばねのせん断力に、CLT 袖壁の鉛直断面のせん断耐力による上限を設けているが、詳細モデルでは、CLT 袖壁のブレース要素により、CLT 袖壁のせん断降伏が自動的に考慮されるため、このような上限は設けていない。

3.1.5 保有水平耐力計算を行う場合の考え方1（構造計算フロー）

図 3.1.43 に、本マニュアルにおいて、RC ラーメンに CLT 袖壁を挿入する場合の保有水平耐力計算における構造計算フローを示す。ここでは、図 3.1.12 で示した災害拠点総合プロジェクトにおける構造計算フロー^[3.1.4]を参考にした。

本マニュアルでは、CLT 袖壁付き RC ラーメンの主たる構造要素は RC ラーメンと考えている。そのため、混構造建築物としての構造計算を行う場合は、RC 構造に関する規定を読み替えて、耐震性能の評価を行うことを原則とする。この構造形式では、RC と CLT という特性の異なる材料を組み合わせることになるため、通常の RC 構造と比較して、設計上のばらつきや想定外の挙動が生じやすいものと推測される。したがって、現状では、より安全側の仮定に基づいて、各部材に作用する応力を適切に評価した上で保証設計を実施し、目標とする全体崩壊形が確実に形成されるように十分な配慮を行う必要がある。そこで、当面はルート 3 による検討を行うことを原則とし、ルート 1 やルート 2 による検討を行うことは想定しない。

図 3.1.43 に示すように、本マニュアルでは、後述する部材種別判定、構造特性係数、保証設計を参考に、CLT 袖壁付きの RC ラーメンについて、通常の RC 造建築物と同様に、許容応力度設計、保有水平耐力計算を満足することを求めている。また、現状では、CLT 袖壁付き RC ラーメンの地震時挙動の解明が必ずしも十分に進んでいないことを鑑み、災害拠点総プロの構造計算フローを参考に、ルート 2 において採用されている剛性率や偏心率に関する条件を付与し、平面的、立面的にバランスのよい建築物への適用に限定することとした。これと合わせて、保有水平耐力計算において、全体崩壊形が形成されることの確認も同時に行うこととしている。一方で、本構造形式については、災害拠点として使用されるようなより高い耐震性能が求められる建築物ではなく、一般的な共同住宅への適用を想定していることから、災害拠点総合プロジェクトで求めている層間変形角や塑性率の制限に関する規定は設けていない。

また、災害拠点総合プロジェクトでは、建築基準法に基づき大地震時に対する安全性が確保されている靱性型架構に、袖壁、腰壁、垂壁を付帯させることで大地震時における損傷を低減することを目的としていることから、壁を取り除いた RC ラーメンについても、保有水平耐力計算を満足することを求めている。上述したように、本マニュアルでは、CLT 袖壁付き RC ラーメンの主たる構造要素は RC ラーメンと考えており、CLT 袖壁と比較して、RC はりや柱の断面が極端に小さくなった場合には、十分な耐震安全性の確保が困難となる可能性がある。また、後述する部材種別の判定方法として、CLT 袖壁を RC 耐力壁とみなす方法を示しているが、CLT 袖壁は政令 78 条の 2 に示す RC 耐力壁の構造規定を満足していないため、構造部材として RC 耐力壁と同等の扱いを行ってよいかも現状では明確でない。そこで、本マニュアルでは、安全側の配慮として、災害拠点総合プロジェクトと同様に、CLT 袖壁を取り除いた RC ラーメンについても二次設計における保有水平耐力計算の一連の検討を満足する（少なくとも $D_s=0.3$ 相当の保有水平耐力を有している）ことを求めることとした。なお、災害拠点総合プロジェクトと同様に、本マニュアルにおいても、袖壁を取り除いた RC ラーメンについて、一次設計における許容応力度計算までは求めていないが、CLT 袖壁の設置が RC ラーメンの建設と同時期に行われ（RC ラーメンの建設後に行われる）ことも想定されるため、状況に応じて検討の必要性を判断することが望ましい。

また、本マニュアルでは詳細については割愛するが、一次設計の許容応力度計算に関しては、3.1.4 に示す解析モデルによる応力解析を実施した上で、RC 及び CLT の準拠する規基準にしたがって、せん断、曲げ、付着、定着等に関する検討を行うことになる。

B. 構造分野

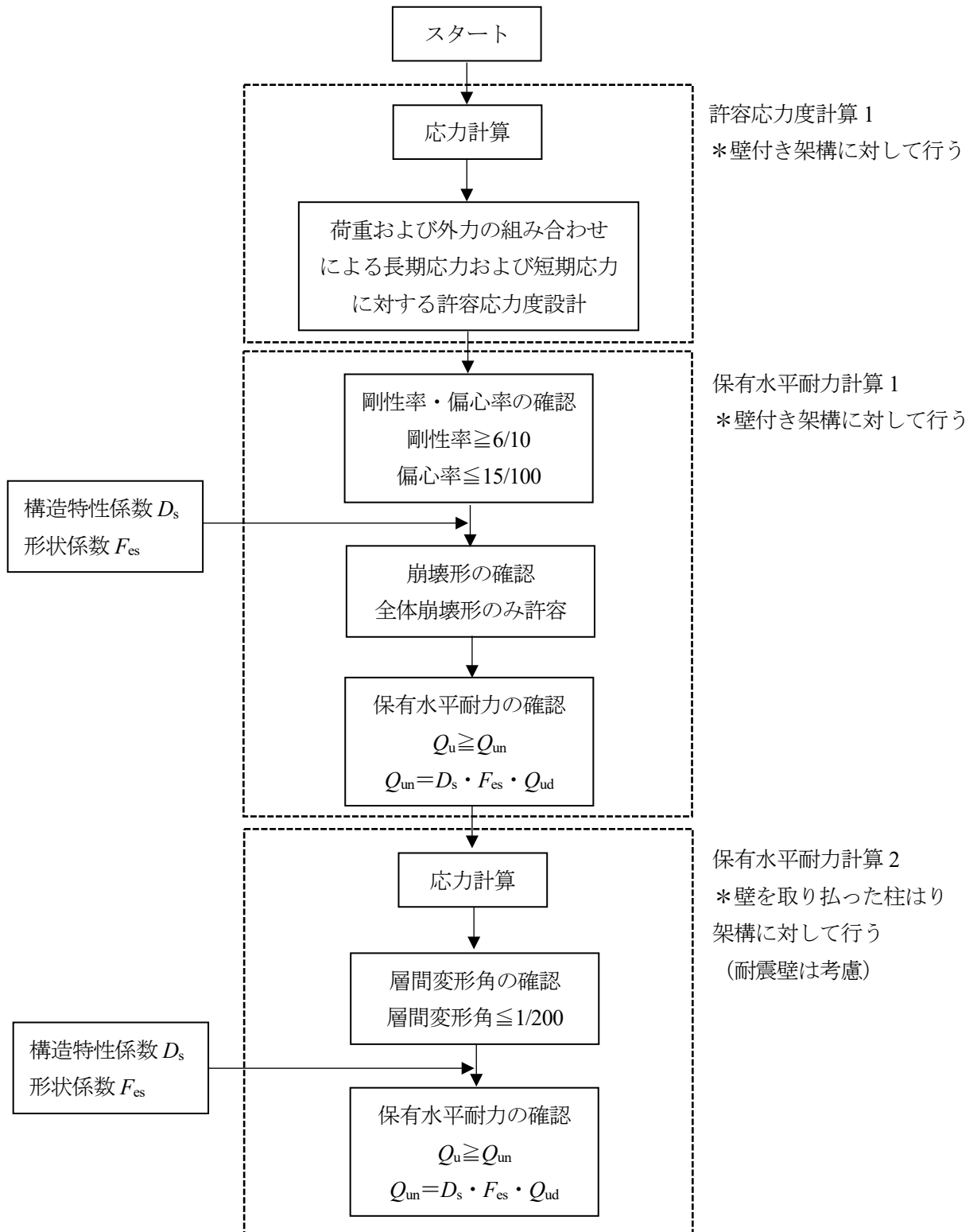


図 3.1.43 本マニュアルにおける保有水平耐力計算における構造計算フロー

3.1.6 保有水平耐力計算を行う場合の考え方2 (CLT 袖壁の部材種別の判定)

ここでは、RC ラーメンに CLT 袖壁を挿入する場合の CLT 袖壁の部材種別判定として、CLT 袖壁を RC 袖壁付き柱の一部とみなして部材種別の判定を行う方法と、CLT 袖壁を RC 耐力壁とみなして部材種別の判定を行う方法を示す。

(a) CLT 袖壁を RC 袖壁付き柱の一部とみなして部材種別の判定を行う場合

RC 柱と CLT 袖壁を接合材を介して緊結する A タイプの場合、両者はある程度一体となって挙動するため、部材種別の判定は RC 造の袖壁付き柱に準じて行うのが妥当である。また、B タイプに関しては、RC 柱と CLT 袖壁の緊結は行われていないが、RC 柱に取り付く RC はりの応力や変形は A タイプに近い状態になるため、A タイプと同様に取り扱うことができるものと推測される。なお、本マニュアルでは、骨組解析において、RC 柱と CLT 袖壁を別々の部材（線材）としてモデル化を行うため、袖壁付き柱としての評価を行う場合には、各部材に作用する応力の集約が必要となる。

表 3.1.3 に今回の検討で提案した CLT 袖壁付き RC 柱の部材種別判定方法の提案を示す。また、表 3.1.4 に RC 造のルート 3 の構造計算に関する告示（昭和 55 建告第 1792 号第 1・第 4）における柱の部材種別の区分^[3.1.4]を、表 3.1.5 に RC 造の袖壁付き柱の部材種別判定に関する文献^[3.1.4]の解説を示す。RC 造の袖壁付き柱の部材種別判定では、袖壁付き柱としての耐力（曲げ終局モーメント、せん断終局耐力）は、柱と袖壁が一体で挙動するものとして計算を行い、 h_0/D の算定に用いる D の値や τ_u/F_c の算定に用いる τ_u の値は袖壁の影響を考慮して算定する。一方で、 σ_0/F_c の算定に用いる σ_0 の値や p_t の値は柱のみで検討するものとしている。

以下に、CLT 袖壁付き RC 柱の部材種別判定方法の提案に関する考え方を示す。なお、表 3.1.3、表 3.1.4 に記載があるように、本提案を適用する際には、「せん断破壊、付着割裂破壊及び圧縮破壊その他の構造耐力上支障のある急激な耐力の低下のおそれのある破壊を生じないこと」を確認する必要がある。CLT 袖壁に関しても、後述する保証設計を行う必要がある。また、 D_s 算定時に RC 柱に塑性ヒンジが形成されず、RC 柱や CLT 袖壁で脆性破壊が生じないことが確認できた場合には、表 3.1.4 に示す第 4 の規定の第一号に従い、CLT 袖壁付き RC 柱に取り付く RC はりの種別を部材種別に用いてよいが、3.1.4 で示したように、骨組解析におけるモデル化では、RC はり端に二つの塑性ヒンジを設けることになり、断面の位置によって、RC はりに作用するせん断力の大きさが異なるため、より厳しい条件で部材種別の判定を行う必要がある。詳しくは、後述の保証設計において解説する。

・ h_0/D について

CLT 袖壁付き RC 柱でも、 h_0/D の値が小さくなるにつれ、CLT 袖壁端に生じる圧縮ひずみが大きくなり、脆性的な破壊が生じやすくなるものと考えられるため、RC 造の袖壁付き柱に準じて、 D の値に圧縮側の CLT 袖壁の全せいを考慮することとした。参考に架構実験の試験体について、 h_0/D の値を計算すると、 $1600\text{mm}/(400\text{mm}+650\text{mm})=1.52$ となり、部材種別としては FC 相当となる。なお、RC 造の袖壁付き柱に準じて、 h_0/D の $2M/(Q \cdot d)$ への置き換えは行わないものとする。

・ σ_0/F_c について

一般的な袖壁付き柱では、変形角の増大に伴って、袖壁に作用する圧縮軸力は大きく、柱に作用する圧縮軸力は小さくなる。RC 造の袖壁付き柱では、袖壁のコンクリートが曲げ圧縮力を受け、一部のコンクリートの剥落等が生じた場合でも必要な軸耐力を保持できるように、 σ_0 の算定の際に袖壁の影

B.構造分野

響を無視し、 D_s 算定時の軸力を柱の断面積で除した値で求めている。CLT 袖壁付き RC 柱に関しても、RC 柱のみで必要な耐震性能を確保することを求めているので、RC 柱、CLT 袖壁に作用する軸力を加算して求めた袖壁付き柱の軸力と RC 柱に作用する軸力の大きい方を、RC 造の袖壁付き柱に準じて、柱の断面積で除した値で求めることとした。

・ p_t について

RC 柱の付着割裂破壊が生じると、CLT 袖壁付き RC 柱としても、必要な構造性能を確保することが難しくなるため、RC 造の袖壁付き柱に準じて、同様の検討を行うこととした。

・ τ_u/F_c について

RC 造の袖壁付き柱では、 τ_u の値を D_s 算定時のせん断力を柱と壁の断面積の和で除して計算した数値としており、袖壁によるせん断伝達を考慮して、部材種別の判定を行っている。CLT 袖壁付き RC 柱では、RC 柱と CLT 袖壁を別々にモデル化しており、それぞれに作用するせん断力を算定することは可能であるが、A タイプの場合、材端において、CLT 袖壁に作用する水平せん断力を RC 柱を介して上下階に伝達する形を想定していること、また、CLT 袖壁部分については、靱性を確保するために必要となる τ_u/F_c の値（ここで、 F_c はコンクリートではなく、CLT の圧縮強度を想定している）が不明であること、CLT 袖壁が負担する水平せん断力に見合った耐力を RC 柱にも付与することを意図し、部材種別判定においては、CLT 袖壁の寄与分を無視し、RC 柱の断面積のみを用いて、 τ_u の算定を行うこととした。なお、RC 造の腰壁、垂れ壁付きはりに関しては、RC 造の袖壁付き柱とは異なり、RC はりの断面積のみを用いて、 τ_u の算定を行っており、本提案と同じ手法となっている。

表 3.1.3 CLT 袖壁付き RC 柱の種別の提案

	破壊の形式	h_0/D の 数値	σ_0/F_c の 数値	p_t の 数値	τ_u/F_c の 数値	種別
条件	せん断破壊、付着割裂破壊 及び圧縮破壊その他の構 造耐力上支障のある急激 な耐力の低下のおそれの ある破壊を生じないこと。	2.5 以上	0.35 以下	0.8 以下	0.1 以下	FA
		2.0 以上	0.45 以下	1.0 以下	0.125 以下	FB
		—	0.55 以下	—	0.15 以下	FC
	FA、FB 又は FC のいずれにも該当しない場合					FD

ここで、 h_0 ：柱の内り高さ、 D ：圧縮側の CLT 袖壁の全せいと RC 柱のせいの和、 σ_0 ： D_s 算定時の軸力（RC 柱単独が負担する軸力と CLT 袖壁付き RC 柱が負担する軸力の大きい方）を柱の断面積で除した値、 F_c ：コンクリートの設計基準強度、 p_t ：柱部分の引張主筋断面積を柱の断面積で除した値、 τ_u ： D_s 算定時のせん断力を柱の断面積で除して計算した数値である。

B.構造分野

表 3.1.4 柱及びはりの種別（鉄筋コンクリート造）^[3.1.4]

第4 柱及びはりの大部分が鉄筋コンクリート造である階について D_s を算出する方法

柱及びはりの大部分が鉄筋コンクリート造である階にあつては、次に定める方法により D_s を算出するものとする。

一 柱及びはりの種別を、次の表に従い、柱及びはりの区分に応じて定めること。ただし、崩壊形に達する場合に塑性ヒンジを生じないことが明らかな柱の種別は、表によらずはりの種別によることとし、種別の異なる柱及びはりが接合されている場合における柱の種別（崩壊形に達する場合に塑性ヒンジを生じないことが明らかな柱の種別を含む。）は、当該柱及びはりの接合部において接合される部材（崩壊形に達する場合に塑性ヒンジが生じる部材に限る。）の種別に応じ、次に定めるところによること。

- (1) FC 及び FD の種別が存在しない場合にあつては FB とする。
- (2) FD の種別が存在せず、FC の種別が存在する場合にあつては FC とする。
- (3) FD の種別が存在する場合にあつては FD とする。

柱及びはりの区分							柱及びはりの種別
部材	柱及びはり	柱				はり	
条件	破壊の形式	h_0/D の 数値	σ/F_c の 数値	p_t の 数値	τ_u/F_c の 数値	τ_u/F_c の 数値	
	せん断破壊、付着割裂破壊及び圧縮破壊その他の構造耐力上支障のある急激な耐力の低下のおそれのある破壊を生じないこと。	2.5以上	0.35以下	0.8以下	0.1以下	0.15以下	FA
		2.0以上	0.45以下	1.0以下	0.125以下	0.2以下	FB
		—	0.55以下	—	0.15以下	—	FC
	FA, FB 又は FC のいずれにも該当しない場合						FD
<p>一 この表において、h_0、D、σ、F_c、p_t 及び τ_u は、それぞれ次の数値を表すものとする。</p> <p>h_0 柱の内のり高さ（単位 センチメートル）</p> <p>D 柱の幅（単位 センチメートル）</p> <p>σ D_s を算定しようとする階が崩壊形に達する場合の柱の断面に生ずる軸方向応力度（単位 1 平方ミリメートルにつきニュートン）</p> <p>p_t 引張り鉄筋比（単位 パーセント）</p> <p>F_c コンクリートの設計基準強度（単位 1 平方ミリメートルにつきニュートン）</p> <p>τ_u D_s を算定しようとする階が崩壊形に達する場合の柱又ははりの断面に生ずる平均せん断応力度（単位 1 平方ミリメートルにつきニュートン）</p> <p>二 柱の上端又は下端に接着するはりについて、崩壊形に達する場合に塑性ヒンジが生ずることが明らかな場合にあつては、表中の h_0/D に替えて $2M/(Q \cdot D)$ を用いることができるものとする。この場合において、M は崩壊形に達する場合の当該柱の最大曲げモーメントを、Q は崩壊形に達する場合の当該柱の最大せん断力を表すものとする。</p>							

表 3.1.5 袖壁付き柱の部材種別判定に関する解説（鉄筋コンクリート造）^[3.1.4]

f) 構造耐力上主要なそで壁が取り付く柱及び腰壁、垂れ壁が取り付くはりについては、これらの壁が取り付くことによって塑性変形能力、脆性破壊現象に影響を及ぼすが、現状の知見では正確な評価が困難である。そこで、柱、はりの指標を基本として部材種別を安全側に評価することを考えると、そで壁付き柱の場合、 D は柱せいにて圧縮側となるそで壁の長さを加えた数値、 τ_u は D_s 算定時のせん断力を柱と壁の断面積の和で除して計算した数値⁵⁾、 σ は D_s 算定時の軸力を柱の断面積で除した数値、 p_t は柱部分の引張主筋断面積を柱の断面積で除した数値とし、柱と同様に判定すればよい。このとき、 h_0/D を $2M/(Q \cdot d)$ に替えないこととする。また、腰壁、垂れ壁付きはりの場合、 τ_u は D_s 算定時のせん断力をはりの断面積で除して計算した数値^{5, 6)} とし、はりと同様に判定すればよい。

(b) CLT 袖壁を RC 耐力壁とみなして部材種別の判定を行う場合

RC 柱と CLT 袖壁を緊結しない B タイプでは、RC 柱と CLT 袖壁を別々の部材としてモデル化を行っており、両者の緊結も行っていないことから、CLT 袖壁を RC 耐力壁に準じて、部材種別の判定を行うことも考えられる。表 3.1.6 に鉄筋コンクリート造のルート 3 の構造計算に係る告示 昭和 55 建告第 1792 号第 1・第 4 における耐力壁の部材種別の区分^[3.1.4]を示す。脆性的な破壊が生じないことを保証設計で確認している場合、RC 耐力壁の部材種別判定は τ_u/F_c の値によって判定され、WA～WD に分類される。

一方、文献[3.1.7]を参照すると、令第 82 条の 3 第二号における CLT 建築物におけるルート 3 の構造計算では、仕様によって D_s の値が 0.40～0.55（仕様を満足しない場合には 0.75）に変動するが、終局時の検討としては、以下の式(3.1.37)～式(3.1.39)示すような検定を一律に求めており、応力レベルの違いを考慮した部材種別の判別は行われていない。

表 3.1.6 耐力壁の種別 (RC 造) ^[3.1.4]

二 耐力壁の種別を、次の表に従い、耐力壁の区分に応じて定めること。

耐力壁の区分				耐力壁の種別
部材	耐力壁	壁式構造以外の構造の耐力壁	壁式構造の耐力壁	
条件	破壊の形式	τ_u/F_c の数値	τ_u/F_c の数値	
	せん断破壊その他の構造耐力上支障のある急激な耐力の低下のおそれのある破壊を生じないこと。	0.2以下	0.1以下	WA
		0.25以下	0.125以下	WB
		—	0.15以下	WC
	WA, WB 又は WC のいずれにも該当しない場合			WD
この表において、 τ_u 及び F_c は、それぞれ前号の表に規定する τ_u 及び F_c の数値を表すものとする。				

- ・ 曲げ応力、圧縮応力に関する検定

$$\frac{w\sigma_c}{tF_c} + \frac{w\sigma_t}{tF_t} + \frac{w\sigma_h}{tF_{bl}} \leq 1.0 \quad \text{かつ} \quad \frac{w\sigma_c}{tF_k} \leq 1.0 \quad (3.1.37)$$

$$\text{もしくは} \quad \frac{D_w - 0.85w x_n}{2} \cdot C_w + \frac{D_w + 2w x_n}{6} \cdot T_w \geq M_w$$

$$\text{ただし、} \quad w x_n = \frac{N_w + w F_{bl} \cdot t_w \cdot D_w / 2}{(0.85^2 + 1/2) \cdot w F_{bl} \cdot t_w} < D_w, \quad T_w = w F_{bl} \cdot t_w \cdot (D_w - w x_n) / 2, \quad C_w = 0.85^2 \cdot w F_c \cdot t_w \cdot w x_n \quad (3.1.38)$$

- ・ せん断応力に関する検定

$$\frac{w\tau_t}{tF_{st}} \leq 1.0 \quad (3.1.39)$$

ここで、 $w\sigma_c$ 、 $w\sigma_t$ 、 $w\sigma_h$ 、 $w\tau_t$: CLT パネルに作用する圧縮応力度、引張応力度、曲げ応力度、せん断応力度、 tF_c 、 tF_t 、 tF_{bl} 、 tF_{st} : CLT の圧縮、引張、面内曲げ、面内せん断の基準強度、 tF_k : CLT の圧縮の基準強度から算定される座屈強度、 D_w 、 t_w : CLT パネルのせい、厚さ、 N_w : CLT パネルの軸力である。

B. 構造分野

ここで、単独の構造部材として、CLT 袖壁を部材種別に関する検討を行うために、本検討で実施した部材実験及び架構実験の実験試験体を対象とした簡易モデルを用いた骨組解析の結果を図 3.1.44、図 3.1.45 に示す。図中には、RC ラーメン内に設置された CLT 袖壁の軸耐力比（曲げ圧縮合力／軸耐力、ここでは部材種別判定等に用いられる軸力比とは異なり、断面に作用する軸力ではなく、曲げ圧縮合力を用いた算定を行っているため、区別した記載としている）、せん断耐力比（せん断力／せん断耐力）の推移を示しており、試験体 AS、BS、A、B は曲げ圧縮による CLT 袖壁端部の損傷が確認された試験体、試験体 AD は CLT 袖壁のせん断降伏に伴うラミナ間のずれが確認された試験体である。

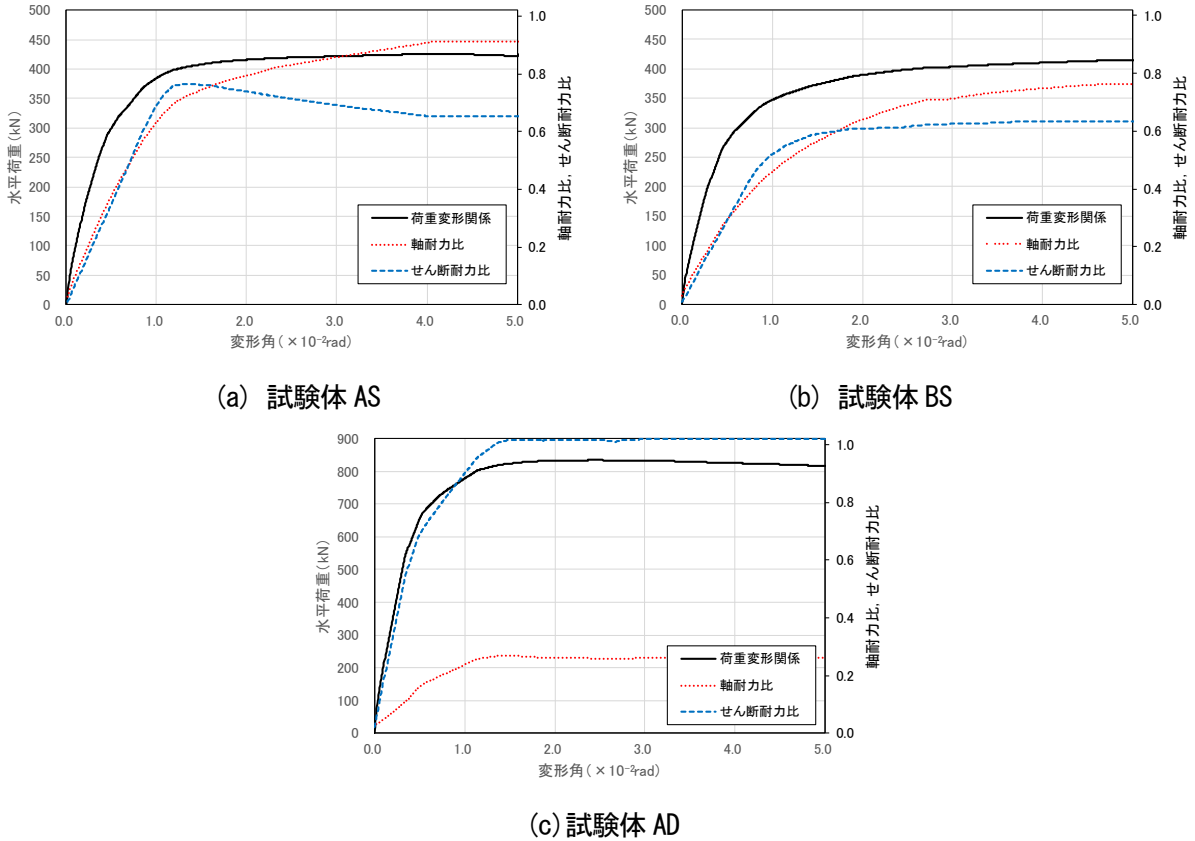


図 3.1.44 部材実験を対象とした簡易モデルによる骨組解析の一例

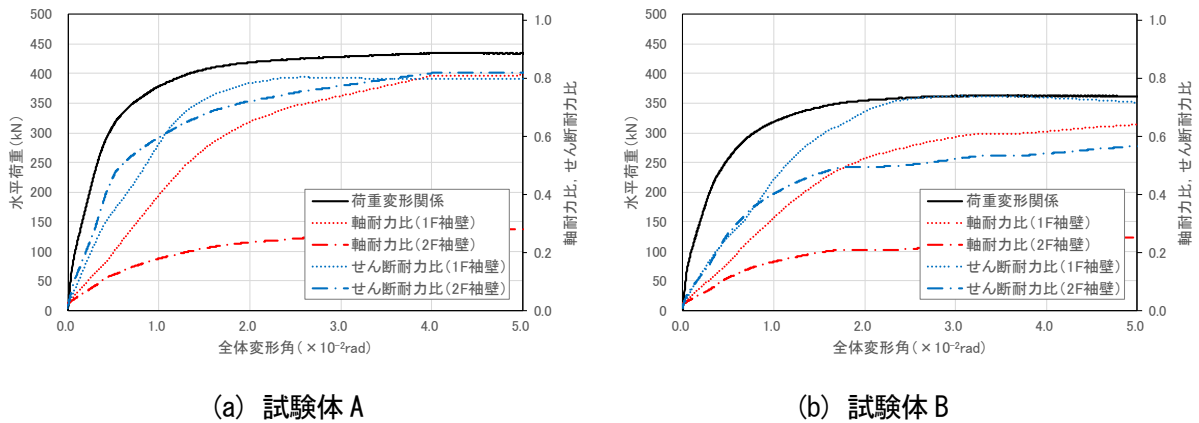


図 3.1.45 架構実験を対象とした簡易モデルによる骨組解析の結果の一例

B.構造分野

部材試験体 AS では、軸耐力比が 9 割程度、また、架構試験体 A、B でも、作用する圧縮軸力が大きい 1 階袖壁において、軸耐力比が 7~8 割程度となっており、通常の RC 耐力壁や CLT 部材と比較して、軸力比が高い状態にあることが分かる。なお、現行の RC 耐力壁の部材種別判定では軸力比が検討項目に入っていないが、これは通常の RC 耐力壁は軸力比が比較的小さい状況で使用されることを想定しているものと考えられ、RC 柱や RC 袖壁付き柱では、軸力比が 0.55 を上回ると FD の判定となることから、CLT 袖壁を耐力壁とみなして部材種別判定を行う場合には、軸力比の影響を評価する必要があるものと考えられる。一方で、高軸力下における CLT 耐力壁の変形性能に関する知見は現状では十分でなく、靱性を確保するための軸力比の閾値を設定するのは難しい状況にあることを踏まえると、現状では、RC 耐力壁の部材種別に当てはめると、CLT 耐力壁の部材種別は WD に相当するものとして、構造計算を行うのが妥当と考えられる。

ただし、図 3.1.44、図 3.1.45 に示すように、本検討で実施した部材実験の試験体 AS、BS 及び架構実験の試験体 A、B では、CLT 袖壁が大きい圧縮軸力を受けた状態であったにも関わらず、変形角 $R=1/50\text{rad}$ 付近まで、CLT 袖壁に目立った損傷は見られず、耐力低下も生じていない。また、部材実験の試験体 AD では、CLT 袖壁がせん断耐力に到達し、ラミナ間のずれ変形が生じるモードⅢの破壊性状を示したが、 $R=1/20\text{rad}$ まで耐力低下がほとんど確認されていないことから、実質的には WC 相当以上の耐震性能を有しており、本マニュアルに示す手法は安全側の評価となるものと考えられる。なお、構造実験で確認された CLT 袖壁の変形性能を陽な形で評価する場合は、後述する限界耐力計算を行うことが望ましい。

一方で、表 3.1.7 の政令第 78 条の 2 に示すように、RC 耐力壁では、厚さや配筋、開口部補強等に関する規定があるが、CLT 袖壁を RC 耐力壁と同等に構造部材として取り扱う際に、どのような規定を満足する必要があるかは明らかにされていない。そのため、本マニュアルでは、図 3.1.43 で示した構造計算フローを参考に、CLT 袖壁を取り除いた RC ラーメンについても二次設計における保有水平耐力計算の一連の検討を満足することを求めている。

表 3.1.7 耐力壁の構造規定（鉄筋コンクリート造）^[3.1.4]

<p>(耐力壁)</p> <p>第78条の2 耐力壁は、次に定める構造としなければならない。</p> <ul style="list-style-type: none">一 厚さは、12センチメートル以上とすること。二 開口部周囲に径12ミリメートル以上の補強筋を配置すること。三 径9ミリメートル以上の鉄筋を縦横に30センチメートル（複配筋として配置する場合には、45センチメートル）以下の間隔で配置すること。ただし、平家建ての建築物にあつては、その間隔を35センチメートル（複配筋として配置する場合には、50センチメートル）以下とすることができる。四 周囲の柱及びはりとの接合部は、その部分の存在応力を伝えることができるものとする。 <p>2 壁式構造の耐力壁は、前項の規定によるほか、次に定める構造としなければならない。</p> <ul style="list-style-type: none">一 長さは、45センチメートル以上とすること。二 その端部及び隅角部に径12ミリメートル以上の鉄筋を縦に配置すること。三 各階の耐力壁は、その頂部及び脚部を当該耐力壁の厚さ以上の幅の壁ばり（最下階の耐力壁の脚部にあつては、布基礎又は基礎ばり）に緊結し、耐力壁の存在応力を相互に伝えることができるようにすること。
--

B. 構造分野

3.1.7 保有水平耐力計算を行う場合の考え方3（構造特性係数の設定）

表 3.1.8、表 3.1.9 に鉄筋コンクリート造のルート 3 の構造計算に係る告示 昭和 55 建告第 1792 号第 1・第 4 における剛節架構の場合と剛節架構と耐力壁を併用した場合の構造特性係数の値^[3.1.4]を示す。CLT 袖壁付き RC 柱を RC 袖壁付き柱に置き換えて部材種別の判定を行う場合には表 3.1.8 に従って、CLT 袖壁を独立した RC 耐力壁に置き換えて部材種別の判定を行う場合には表 3.1.9 に従って、構造特性係数の算定を行えば良い。

表 3.1.8 に示すように、CLT 袖壁付き RC 柱を RC 袖壁付き柱に置き換える場合は、柱及びはりの部材群としての種別に応じて、 D_s の値が 0.30~0.45 の間で推移することになるが、柱脚に塑性ヒンジが形成される 1 階では、 h_0/D の制限によって CLT 袖壁付き RC 柱を上位のランクとすることは難しいため、 D_s の値は 0.4 前後の値となることが推測される。また、表 3.1.9 に示すように、CLT 袖壁を RC 耐力壁に置き換える場合は、部材種別を WD として構造計算を行うため、 D_s の値は、柱及びはりの部材群としての種別や、耐力壁における水平耐力の分担比率 β_u に応じて 0.40~0.55 の間で推移するため、CLT 袖壁付き RC 柱を RC 袖壁付き柱に置き換える場合と比較すると、 D_s の値はやや大きくなる傾向がある。

表 3.1.8 剛節架構の場合の部材群と構造特性係数の関係（RC 造の場合）^[3.1.4]

- 四 各階の D_s は、次のイからハまでのいずれかによって定める数値とすること。
- イ 耐力壁を設けない剛節架構とした場合にあっては、前号の規定により定めた当該階の柱及びはりの部材群としての種別に応じ、次の表に掲げる数値以上の数値とする。

柱及びはりの部材群としての種別	D_s の数値
A	0.3
B	0.35
C	0.4
D	0.45

表 3.1.9 剛節架構と耐力壁を併用した場合の部材群と構造特性係数の関係（RC 造の場合）^[3.1.4]

- ハ 剛節架構と耐力壁を併用した場合にあっては、前号の規定により定めた当該階の柱及びはり並びに筋かいの部材群としての種別に応じ、次の表に掲げる数値以上の数値とする。

			柱及びはりの部材群としての種別			
			A	B	C	D
耐力壁の部材群としての種別	A	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.3	0.35	0.4	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.35	0.4	0.45	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.4	0.45	0.45	0.55
	B	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.4	0.4	0.45	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.45	0.45	0.5	0.55
	C	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.4	0.45	0.45	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.5	0.5	0.5	0.55
	D	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.4	0.4	0.45	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.45	0.5	0.5	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.55	0.55	0.55	0.55

この表において、 β_u は、耐力壁（筋かいを含む。）の水平耐力の和を保有水平耐力の数値で除した数値を表すものとする。

なお、保有水平耐力計算における D_s は、減衰性及び変形能力による地震エネルギー吸収能力に応じた低減係数である。本マニュアルでは、CLT 袖壁が大変形時まで弾性的な挙動を示すため、CLT 袖壁を取り付ける前の RC ラーメンと比較すると CLT 袖壁付き RC ラーメンでは減衰性能が低下するものと推測されるが、3.1.10 で後述するように、告示で定められた等価粘性減衰定数は概ね満足できるものと考えられること、部材実験や架構実験において、層間変形角 $1/50\text{rad}$ に到達するまで耐力低下が殆ど見られない安定した挙動を示していること、図 3.1.43 の構造計算フローで示したように、崩壊形として全体崩壊形のみを許容し、剛性率や偏心率の制限も合わせて付与することで、局所的な変形の集中も防止していることから、表 3.1.8 や表 3.1.9 で示した D_s を用いることで、十分に構造安全性を確保できるものと考えられる。なお、CLT 袖壁付き RC ラーメンでは、CLT 袖壁が相応の応力負担をするまでに、相応の層間変形が必要となるため、早期にせん断破壊を起こす可能性がある RC 耐力壁との併用については、現状では想定していない。

3.1.8 保有水平耐力計算を行う場合の考え方 4（保証設計の考え方）

3.1.7 で示した構造特性係数のうち、最大 D_s （耐力壁を設けない剛節架構の場合は 0.45、その他の場合は 0.55）以外の D_s を採用するためには、「せん断破壊、付着割裂破壊及び圧縮破壊その他の構造耐力上支障のある急激な耐力の低下のおそれのある破壊を生じないこと」を確認する必要がある。また、図 3.1.43 の構造計算フローに示したように、崩壊形として全体崩壊形のみを許容していることから、保証設計の一環として、別途、その確認を行うことも必要となる。

ここでは、架構試験体を対象とした解析事例を紹介した上で、各部材のせん断設計を行う際に必要となる設計用せん断力の算定方法と設計上の留意点を後述する。

(a) 解析事例によって求めた各部の応力状態

図 3.1.46 に架構試験体 A を対象に行った骨組解析（簡易モデル）で得られた水平荷重—全体変形角関係、RC はりのせん断力、RC 柱、CLT 袖壁の軸力、せん断力と全体変形角の関係を示す。ここでは比較のため、図 3.1.47 に架構試験体 A の 1 階の CLT 袖壁を省略し、2 階のみに CLT 袖壁を設置した場合の例も示しているが、3.1.3 で示したように、このような CLT 袖壁の配置は、本マニュアルでは対象外としているので注意されたい。以下に、解析結果に基づく留意事項を示す。

崩壊機構形成後の応力増加

図 3.1.46(b) に示すように、架構試験体 A を対象とした骨組解析では、1 階柱脚および各階のはり端に塑性ヒンジが形成された後（全体変形角 $1/100\text{rad}$ 以降）も水平荷重が増加を続ける特徴がある。これは、図 3.1.46(f) に示すように、加力方向に対して引張側の RC 柱に取り付く 1、2 階の CLT 袖壁において、崩壊機構形成後も圧縮軸力（図中の $1N_{w1}$ 、 $1N_{w3}$ 、 $2N_{w3}$ 、 $2N_{w3}$ ）が増加するためである。また、CLT 袖壁に作用する圧縮軸力のみでなく、図 3.1.46(c) に示す CLT 袖壁と接する部分の RC はりのせん断力（図中の $2Q_{b1}$ 、 $2Q_{b2}$ 、 $3Q_{b1}$ ）、図 3.1.46(d) に示す RC 柱の引張軸力（図中の $1N_{c1}$ 、 $1N_{c3}$ 、 $2N_{c1}$ 、 $2N_{c3}$ ）、図 3.1.46(h) に示す CLT 袖壁の鉛直せん断力（図中の $1Q_{wv1}$ 、 $2Q_{wv1}$ ）も増加している。

架構試験体 A から 1 階の CLT 袖壁を取り除いた図 3.1.47 の解析結果からも明らかなように、図 3.1.47(b) に示すように、CLT 袖壁の設置による水平剛性や水平耐力の増大効果は小さいが、1 階柱脚および各階のはり端に塑性ヒンジが形成された後（全体変形角 $1/100\text{rad}$ 以降）は、荷重変形関係の水平荷重がほぼ頭打ちとなる傾向が見られ、また、図 3.1.47(c)～(i) に示す各部の応力も崩壊機構形成後は

B.構造分野

ほぼ頭打ちとなっている。これは、1階のCLT袖壁において、上端は塑性ヒンジが形成されるRCはりとは接しているのに対し、下端は殆ど変形しない剛なスタブと接しているため、水平変形の増大に伴って、CLT袖壁に強制される軸縮みが大きくなるのが原因である。したがって、図3.1.13、図3.1.14、図3.1.15で示したように、CLT袖壁を各階に連続的に配置する場合で、最下層のCLT袖壁が剛強な基礎梁（スタブ）に支持される場合には、崩壊機構形成後も、各部に作用する応力が増大することを前提として保証設計を行う必要がある。

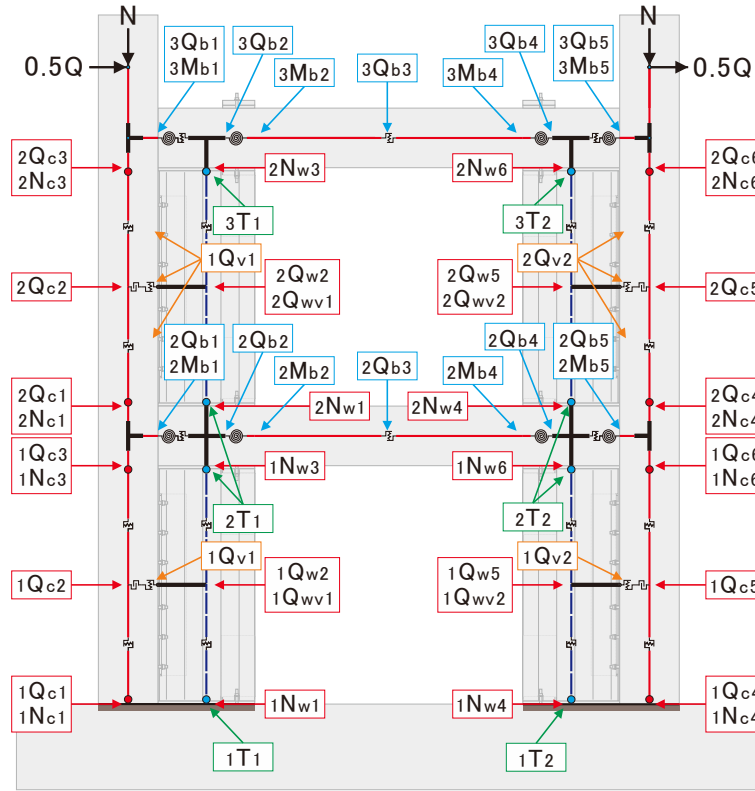
CLT袖壁の圧縮軸力の負担によるRC柱の曲げ耐力の低下

架構試験体Aを対象とした骨組解析では、1階柱脚および各階のはり端に塑性ヒンジが形成された後（全体変形角 $1/100\text{rad}$ 以降）も、図3.1.46(d)で示したように、RC柱に作用する引張軸力（図中の ${}_1N_{c1}$ 、 ${}_1N_{c3}$ 、 ${}_2N_{c1}$ 、 ${}_2N_{c3}$ ）が増加し続けている。これは、図3.1.46(f)で示したように、隣接するCLT袖壁に作用する圧縮軸力（図中の ${}_1N_{w1}$ 、 ${}_1N_{w3}$ 、 ${}_2N_{w3}$ 、 ${}_2N_{w3}$ ）が増大していることが原因であるが、断面に作用する圧縮軸力が小さくなると、RC柱の曲げ終局モーメントも小さくなるため、全体崩壊形の形成を保证するために、柱梁曲げ耐力比を確保する上で支障が出る恐れがある。架構実験では、柱梁接合部の形状がト形もしくはL形であり、RCはりに塑性ヒンジが形成されやすい状況となっているのに対し、RC柱の両側にRCはりが取り付く十字形接合部を含む形での加力が行っていないため、実際の適用時には、十分な注意が必要である。

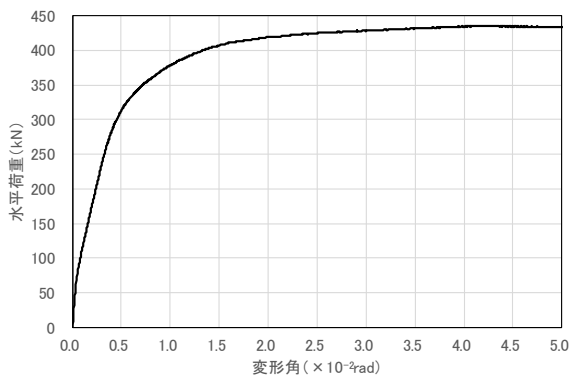
CLT袖壁の鉛直断面におけるせん断検定

架構試験体Aを対象とした骨組解析では、図3.1.46(h)に示すCLT袖壁の鉛直断面に作用するせん断力（図中の ${}_1Q_{wv1}$ 、 ${}_2Q_{wv1}$ ）が、CLT袖壁の鉛直断面のせん断耐力（図中の ${}_{wv}Q_{su}$ ）を上回っている。ここで示した簡易モデルでは、支圧特性を模したCLT袖壁端部のファイバー要素において、軸ばねの変形が線形に分布する（平面保持仮定が成立する）ため、CLT袖壁の鉛直断面に作用するせん断力を制限することができず、CLT袖壁の鉛直断面のせん断耐力（図中の ${}_{wv}Q_{su}$ ）を上回る鉛直せん断力が作用している。実験結果や詳細モデルによる解析結果との比較により、CLT袖壁に作用する鉛直せん断力がせん断耐力を上回ったとしても、直ちに脆性的な破壊や解析精度の低下が生じる訳ではないが、保証設計は満足しないことになるため、注意が必要である。

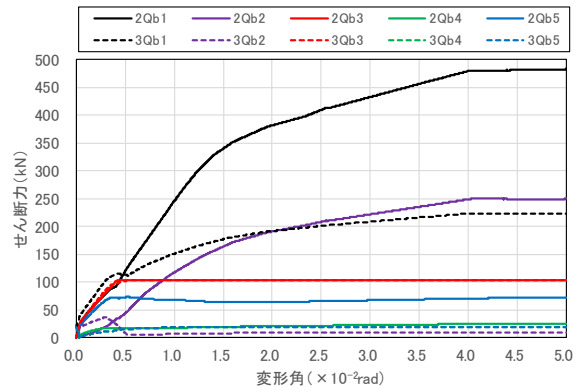
B. 構造分野



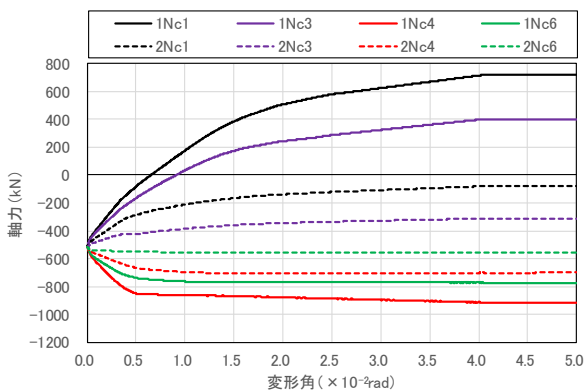
(a) 軸力、せん断力、曲げモーメントの算定位置



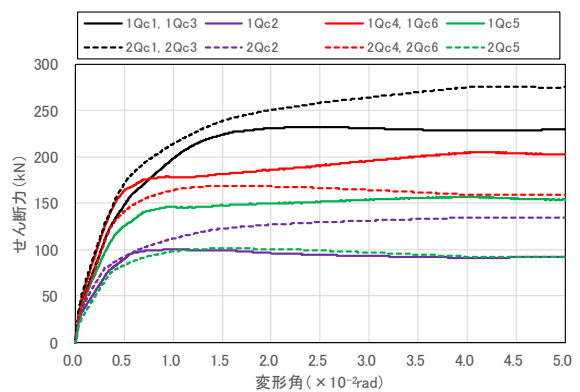
(b) 水平荷重—全体変形角関係



(c) RC はりのせん断力



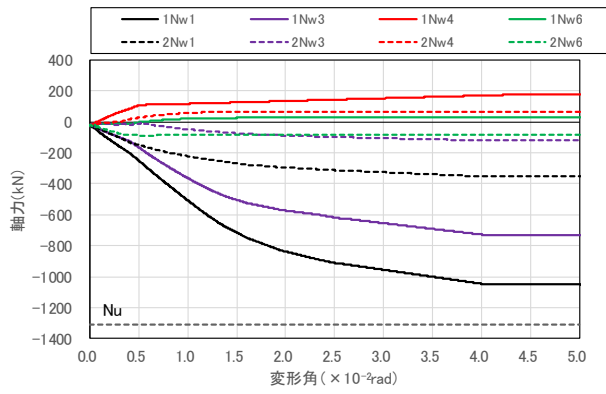
(d) RC 柱の軸力



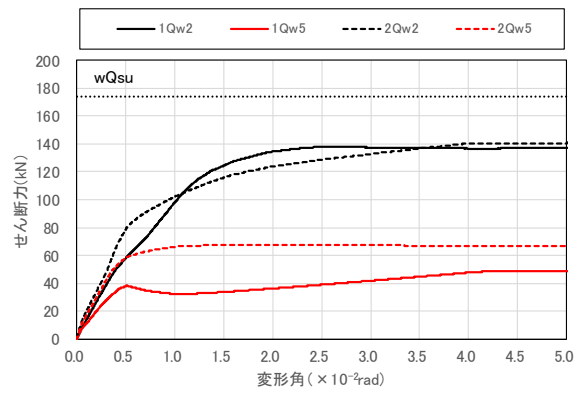
(e) RC 柱のせん断力

図 3. 1. 46 架構実験を対象とした簡易モデルによる解析結果の一例 (試験体 A)

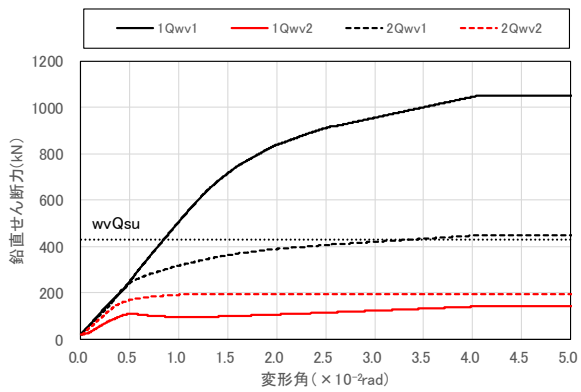
B. 構造分野



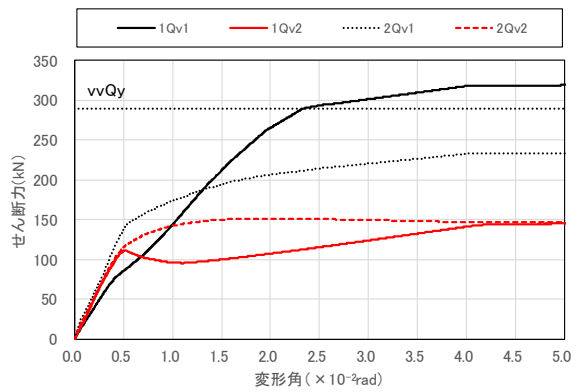
(f) CLT 袖壁の軸力



(g) CLT 袖壁の水平せん断力



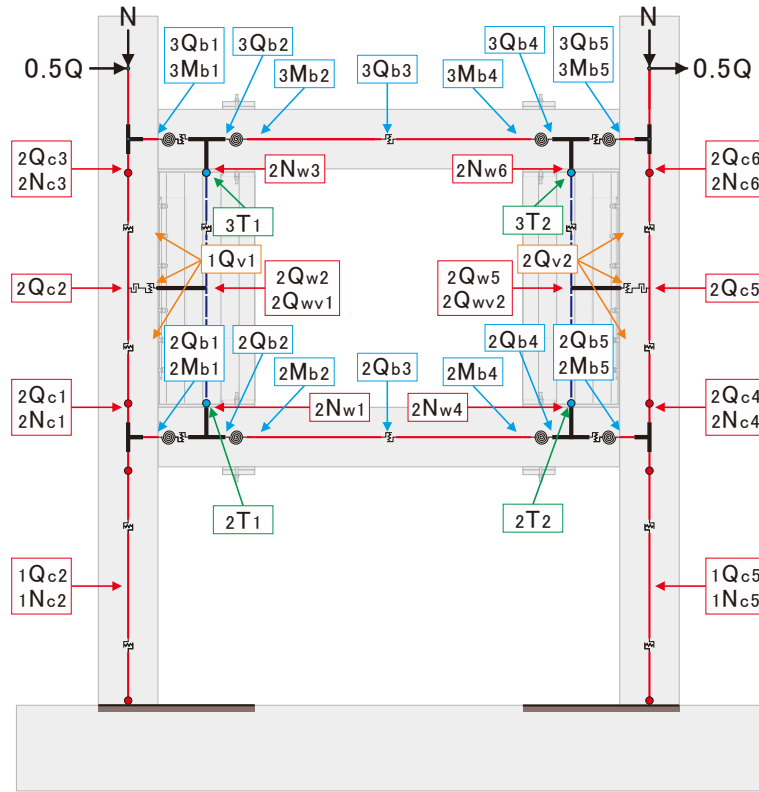
(h) CLT 袖壁の鉛直せん断力



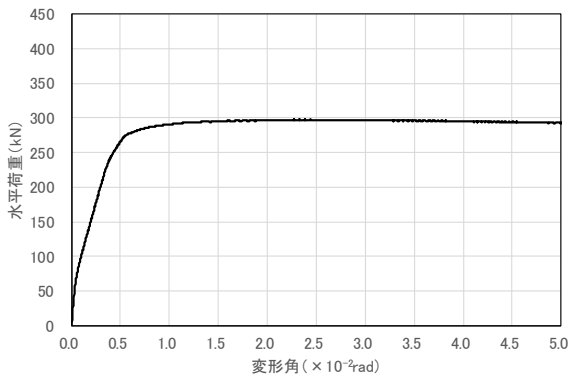
(i) 鉛直接合部のせん断力

図 3. 1. 46 架構実験を対象とした簡易モデルによる解析結果の一例 (試験体 A)

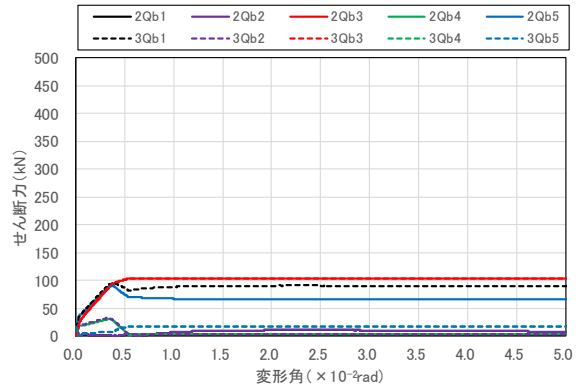
B. 構造分野



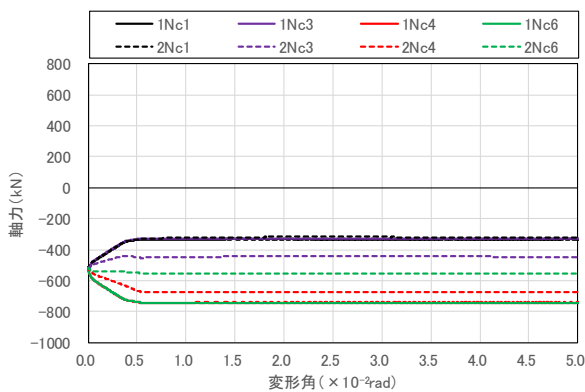
(a) 軸力、せん断力、曲げモーメントの算定位置



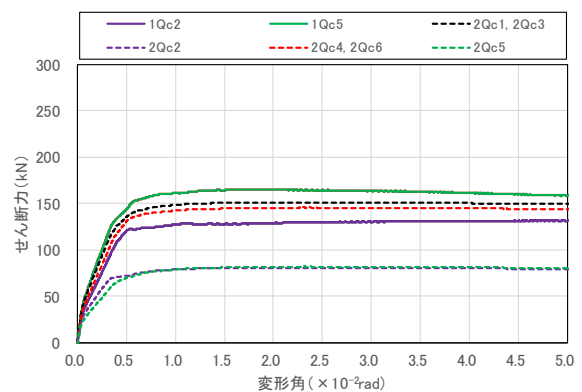
(b) 水平荷重—全体変形角関係



(c) RC はりのせん断力



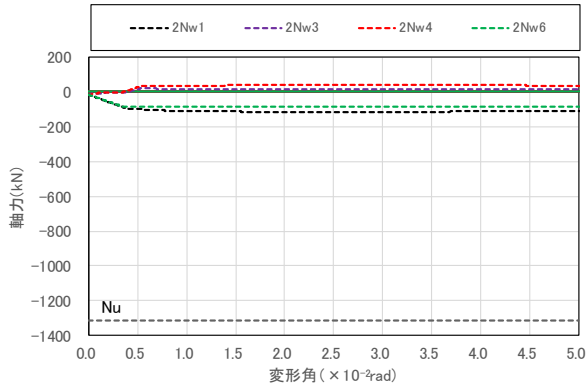
(d) RC 柱の軸力



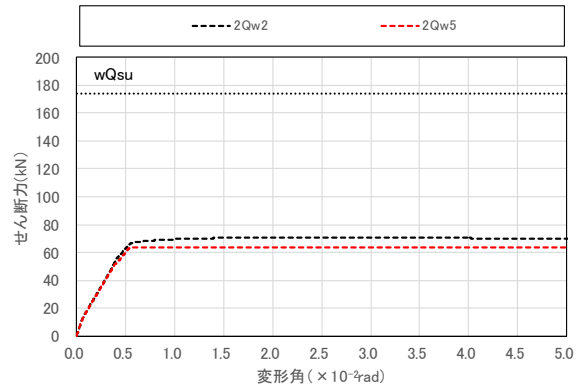
(e) RC 柱のせん断力

図 3.1.47 架構実験を対象とした簡易モデルによる解析結果の一例 (試験体 A、1 階の袖壁を省略)

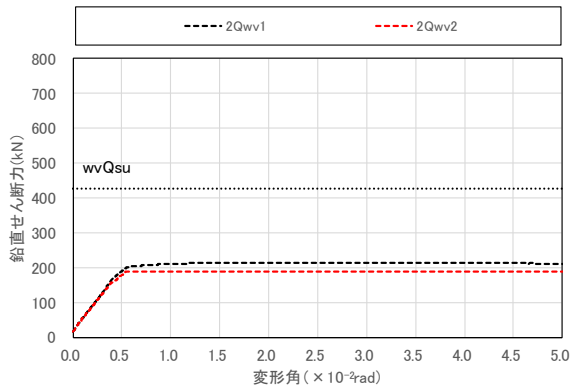
B. 構造分野



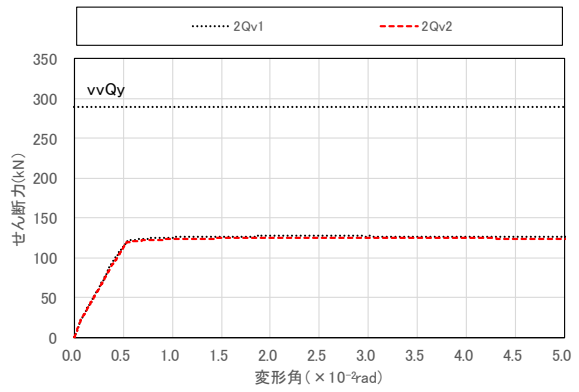
(f) CLT 袖壁の軸力



(g) CLT 袖壁の水平せん断力



(h) CLT 袖壁の鉛直せん断力



(i) 鉛直接合部のせん断力

図 3.1.47 架構実験を対象とした簡易モデルによる解析結果の一例 (試験体 A、1 階の袖壁を省略)

(b) 設計用せん断力の算定

以下に本マニュアルにおける各部材（CLT 袖壁含む）の保証設計時の設計用せん断力の算定方法を示す。設計用せん断力の算定は、告示平 19 国交告第 594 号第 4 にしたがって、RC 造のはり、柱、耐力壁における評価方法に準じて行うこととした。

はりの場合

$${}_bQ_D = Q_0 + n \cdot Q_{M0} \quad (3.1.40)$$

ここで、 ${}_bQ_D$ ：はりの設計用せん断力、 Q_0 ：単純支持とした時の常時荷重によるせん断力、 Q_{M0} ： D_s 算定時のせん断力、 n ：割増係数で、部材の両端にヒンジが生ずる状態では 1.1、それ以外の状態の場合には 1.2 とする。

柱の場合

$${}_cQ_D = n \cdot Q_{M0} \quad (3.1.41)$$

ここで、 ${}_cQ_D$ ：柱の設計用せん断力、 Q_{M0} ： D_s 算定時のせん断力、 n ：割増係数で、部材の両端にヒンジが生ずる状態では 1.1、それ以外の状態の場合には 1.25 とする。

耐力壁の場合

$${}_wQ_D = n \cdot Q_{M0} \quad (3.1.42)$$

ここで、 ${}_wQ_D$ ：耐力壁の設計用せん断力、 Q_{M0} ： D_s 算定時のせん断力、 n ：割増係数で 1.25 とする。

なお、RC はりでは、部材内に最大 4 個の塑性ヒンジが形成される可能性があり、割増係数の値をどのように設定するか判断が必要になる。RC 柱フェイス位置では RC はりに作用するせん断力が CLT 袖壁に作用する軸力や鉛直接合部に作用する鉛直せん断力に依存するため、変動要因が大きいのにに対し、CLT 袖壁の端部近傍では塑性ヒンジの形成位置が概ね評価できれば RC はりに作用するせん断力はある程度頭打ちとなるものと考えられる。そこで、RC はりの保証設計に用いる割増係数は、RC 柱フェイス位置では安全側の配慮として 1.2、CLT 袖壁の端部近傍では RC はりの両端に塑性ヒンジが形成されている場合は 1.1 とする。

CLT 袖壁に関しては、保証設計として割増係数 1.25 を乗じた設計用せん断力に対して、せん断破壊が生じないことを確認することになるが、CLT パネルの幅方向のせん断の基準強度は、モード I（直交集成板が一体となってせん断変形することにより生じるせん断応力度によるせん断破壊）もしくはモード III（2 つの直交するラミナの交差面がずれ変形やねじり変形することで交差面に生じるせん断力や回転力によるせん断破壊）のいずれかによって決まる^[3.1.7]。直交接着層数や幅方向の枚数が少ない場合はモード III による破壊が支配的となるが、モード III によるせん断強度には 95% 下側許容限界値算出係数として 3/4 が乗じられるため、実際には 1.33 倍の平均強度が期待できることになる。RC 柱、RC はり、RC 耐力壁のせん断強度式として用いられる式(3.1.4)、式(3.1.14)、式(3.1.43)については、実験データベースを用いた検証により、実験値／計算値の平均値が 1.32、1.37、1.34 となることが報告されている^[3.1.4]。したがって、CLT 袖壁のせん断の基準強度は、一般的な RC 部材と同等の評価精度を有しているものと考えられることから、RC 部材で用いられる割増係数 1.25 を用いたせん断設計を行うことで十分な余裕度が確保されることになる。

B. 構造分野

なお、3.1.2 で示した架構試験体 A、B の検証では、載荷実験において全体変形角 1/25rad 付近まで靱性に富む挙動を示したことに加え、材料試験の結果を基に、CLT のせん断強度を面内せん断力の基準強度の 1.28 倍に割り増した値で数値解析を行ったところ、最大耐力に関する実験値／計算値の比率が 1.1 を上回る値を示すことが確認されており、安全側の評価となっている。また、3.1.2 で示した CLT 袖壁においてラミナ間のずれ変形が生じた部材試験体 AD の検証では、CLT の面内せん断の基準強度を用いた数値解析を行ったところ、最大耐力に関する実験値／計算値の比率が 1.0 に近い値を示したことから、耐力としての余裕度は小さい。しかしながら、層間変形角 1/20rad 付近まで靱性に富む挙動を示し、脆性的な破壊が生じなかったことも踏まえ、本マニュアルでは、CLT の面内せん断の基準強度を用いた検討を行った場合でも、構造安全性が確保できるものと判断したが、CLT のラミナがせん断破壊するモード I の場合にも靱性に富む挙動が期待できるかどうかは検証できていないため、当面は必要に応じて、面内せん断の基準強度を低減して用いる等、十分に余裕を持った設計を行うことが望ましい。

(RC 耐力壁のせん断耐力^[3.1.4])

$${}_w Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M / (Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j$$

(3.1.43)

また、後述する「設計上の留意点」の概要も示す。

設計上の留意点 1：崩壊機構形成後の応力増加

崩壊機構形成後も応力変動が大きい部材があり、十分なせん断余裕度を確保することが難しい場合には、設計用せん断力の設定が困難となるため、当該部材の部材種別を FD もしくは WD として取り扱う。この際、本マニュアルにおける安全側の配慮として、保有水平耐力の算定時以降も荷重増分解析を継続し、崩壊機構形成後、ある程度の大きさの変形まで、脆性的な破壊が生じないことを確認することとする。

設計上の留意点 2：CLT 袖壁の鉛直断面におけるせん断余裕度の確認

CLT 袖壁に作用する圧縮軸力が大きい場合、鉛直断面には水平断面よりも大きなせん断力が作用する可能性があるため、式(3.1.42)に示す CLT 袖壁のせん断余裕度の確認は、水平断面のみでなく、鉛直断面に対しても実施する。

設計上の留意点 3：CLT の材料強度のばらつきの影響

本マニュアルでは、保証設計において、CLT の材料強度のばらつきの影響を考慮することを必須とはしないこととした。但し、CLT の実強度を把握することは、架構内の応力状態を正しく評価する上で重要であるため、必要に応じて何らかの検討を行うことが望ましい。

設計上の留意点 4：全体崩壊形の確認

本マニュアルでは、CLT 袖壁を挿入した RC ラーメンにおいて、全体崩壊形が形成されることを確認することとしているが、CLT 袖壁に圧縮ストラットが形成されることで、RC 柱が負担する圧縮軸力が小さくなるため、柱はり曲げ耐力比を確保する上で注意が必要となる。

(c) 設計上の留意点 1 (崩壊機構形成後の応力増加)

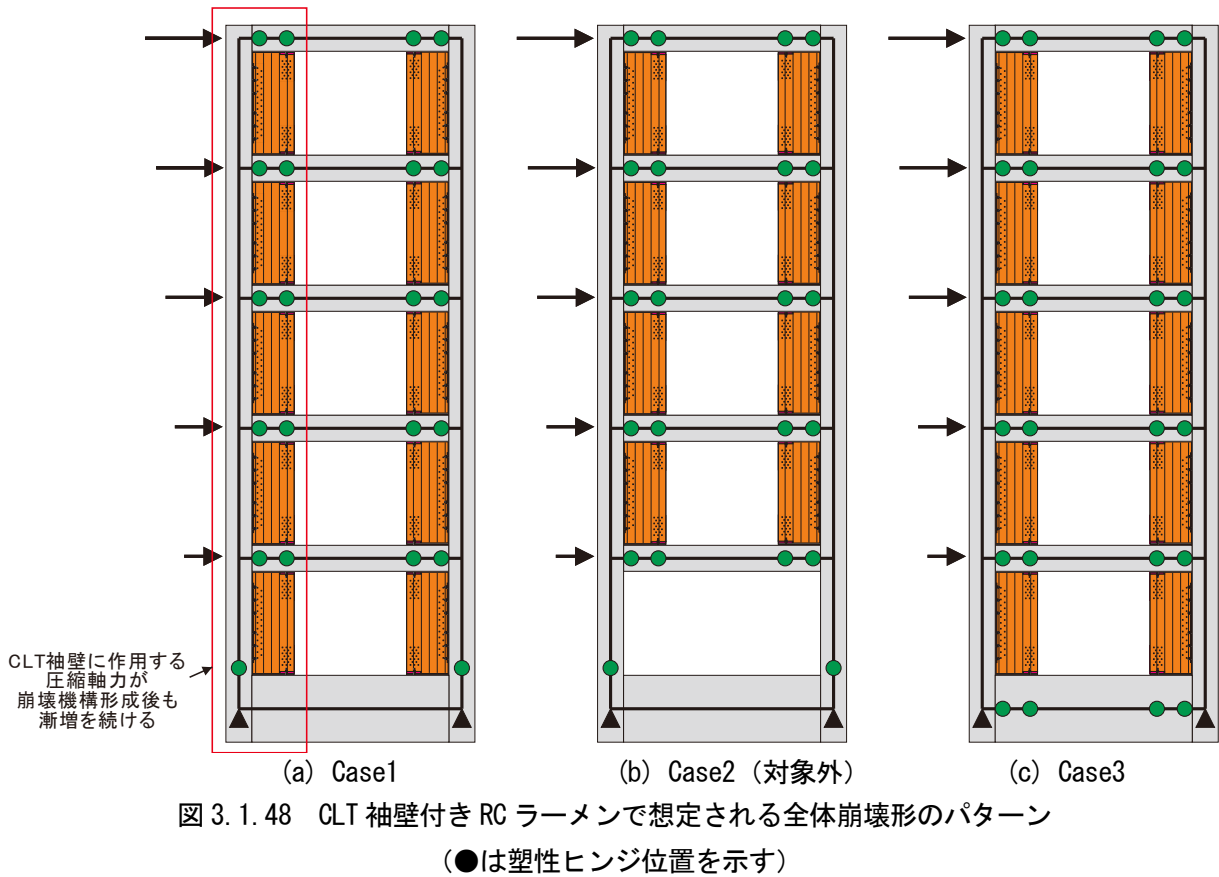
図 3.1.48 に CLT 袖壁付き RC ラーメンで想定される全体崩壊形のパターンを示す。図 3.1.48(a)に示すように全層に CLT 袖壁を設け、1 階柱脚および各階の梁端に塑性ヒンジを計画する Case1 の場合、図 3.1.46 で示した数値解析のように、崩壊機構の形成後も RC はりや RC 柱、CLT 袖壁に作用するせん断力が増大を続けることになる。したがって、保有水平耐力計算では、通常、荷重増分解析において、崩壊機構の形成後に変形増分に対する荷重増分が十分に小さくなり、各部材に作用する応力が概ね一定となった段階で保証設計を行うことになるが、Case1 の場合は崩壊機構の形成後も変形増分に対する荷重増分が大きく、各部材に作用する応力も変動を続けることから、荷重増分解析におけるどの段階の応力を用いて、保証設計を行うかが問題となる。一方で、保有水平耐力計算では、地震時の最大変形が陽に現れる設計手法ではないことに加え、水平変形の増大に伴って、P- Δ 効果の影響等も無視できなくなることから、解析精度自体の信頼性も低下するものと考えられる。

以上を踏まえ、本マニュアルにおいては、保証設計におけるせん断余裕度が十分に大きいと判断される場合を除き、崩壊機構形成後も応力変動が大きい部材については、設計用せん断力の算定が難しいことから、当該部材の部材種別を FD もしくは WD として取り扱うものとする。この際、保有水平耐力の算定時に、各部材にせん断破壊、付着割裂破壊および圧縮破壊等の構造耐力上支障がある急激な耐力の低下のおそれのある破壊が生じていないことを確認するのは通常の保有水平耐力計算と同様であるが、本マニュアルでは、安全側の配慮として、保有水平耐力の算定時以降も荷重増分解析を継続し、崩壊機構形成後、ある程度の大きさの変形まで、脆性的な破壊が生じないことを確認することを追加の検討として求めることとした。脆性的な破壊が生じないことを確認するための変形に関しては、保有水平耐力計算では地震時の変形量が陽な形では求められないことから、例えば、限界耐力計算における保証設計に準じて、等価線形化法等を援用して大地震時の水平変形量を推定し、少なくともその 1.5 倍の水平変形量まで、各部材に脆性的な破壊が生じないように保証設計を行うことなどが考えられる。

なお、本マニュアルでは十分な検討が行えていないことから、図 3.1.48(b)に示すように 1 階以外の全層に CLT 袖壁を設け、1 階柱脚および各階の梁端に塑性ヒンジを計画する Case2 は対象外としているが、図 3.1.47 で示した数値解析のように、崩壊機構の形成後は、各部材に作用する応力が頭打ちとなることから、通常の保有水平耐力計算と同様の方法で、保証設計を行うことは可能と考えられる。

また、図 3.1.48(c)に示すように全層に CLT 袖壁を設け、基礎梁および各階の梁端に塑性ヒンジを計画する Case3 は、本マニュアルの適用対象となるが、図 3.1.48(b)と同様に、崩壊機構の形成後は、各部材に作用する応力が頭打ちとなり、崩壊機構形成後に CLT 袖壁や周辺部材に作用する応力の増加を抑制することができるものと考えられる。一方で、文献[3.1.9]では、基礎部材は断面が大きく、通常の配筋では上部構造の部材と比べて、曲げ破壊後の十分な変形性能を確保することが難しいこと、また、基礎部材は地中に設けられるため、地震後の損傷調査や補修には上部構造と比較して多くの期間・費用を要することから、基礎部材に塑性ヒンジを計画する崩壊形はできるだけ避けることが望ましいものとされており、Case3 の採用には十分な注意が必要である。

B. 構造分野



(d) 設計上の留意点 2 (CLT 袖壁の鉛直断面におけるせん断余裕度の確認)

CLT 袖壁に作用する圧縮軸力が大きい場合、鉛直断面には水平断面よりも大きなせん断力が作用する可能性がある。本検討で載荷実験を行った CLT 袖壁を設置した全ての試験体（部材実験の AS、BS、AD 試験体、架構実験の A、B 試験体）について、実務での使用を想定した簡易モデル（詳細は 3.1.4 を参照されたい）を用いた数値解析を行ったところ、図 3.1.46(h) で一例を示したように、CLT 袖壁の鉛直断面に作用するせん断力が設定したせん断耐力を上回る結果が得られている。逆対称載荷を行った試験体 AD では、図 3.1.4 で示したように、CLT 袖壁のラミナ間でずれが生じるせん断降伏が確認されたが、急激な耐力低下は確認されておらず、また、その他の試験体でも、鉛直せん断力が原因と考えられるような脆性的な破壊は確認されていない。実験時の挙動の推定に用いた詳細モデル（詳細は 3.1.4 を参照されたい）では、CLT 袖壁を模したブレース材の軸耐力を頭打ちとする復元力特性を付与することで、実験結果を精度良く評価できることを確認している。一方、上述した簡易モデルでは、詳細モデルとは異なり、CLT 袖壁に作用する鉛直せん断力によるせん断変形を再現することはできないが、平面保持仮定に基づいた通常のモデル化でも、実験結果を十分な精度で評価できることを確認している。

本マニュアルでは、上述したように、実験において、鉛直せん断力が原因と考えられるような脆性的な破壊は確認されていないこと、鉛直断面に作用するせん断力がどの時点でせん断耐力に到達したかを正確に判断することは難しいことなどを踏まえ、簡易モデルを用いた骨組解析では、CLT 袖壁の鉛直断面に作用するせん断力がせん断耐力を超えた場合でもその時点が崩壊メカニズムの形成点とは考えず、解析を続行してもよいこととした。一方で、部材種別判定では、後述する式(3.1.44)、(3.1.45)を用いて、CLT 袖壁の鉛直断面におけるせん断力を推定し、所定のせん断余裕度が確保できない場合

B.構造分野

には、当該部材についてFDもしくはWDの判定を行うこととした。なお、ここで示した手法は、CLT袖壁の鉛直断面のみに適用するものとし、水平断面に作用するせん断力がせん断耐力に達する場合には、通常の耐力壁の取り扱いと同じように、せん断破壊が生じた時点で保有水平耐力に達したものと判断する必要がある。

CLT袖壁の鉛直断面に作用するせん断力は、CLT袖壁の上下の仕口面に作用する軸方向力の差分を累加する等の計算を行えば算定可能であるが、複数の水平位置において計算を行う必要がある等、計算過程がやや煩雑であるため、ここでは、簡易モデルの解析結果から得られるCLT袖壁の曲げ圧縮力、水平接合部に取り付けられたアンカーボルトの引張力、鉛直接合部の鉛直せん断力を用いて、CLT袖壁の鉛直断面に作用する鉛直せん断力を推定する方法を示す。図3.1.49に示す架構試験体を例に挙げると、CLTの曲げ圧縮力は上下の仕口面に分布して作用するため、CLT袖壁の鉛直断面に作用する鉛直せん断力は、CLT袖壁の水平位置によって変動するが、ここでは略算的に図3.1.49(a)に示す式(3.1.44)もしくは図3.1.49(b)に示す式(3.1.45)のいずれかにより、鉛直せん断力を推定することとした。いずれの式を用いた場合にも、鉛直せん断力は同じ値となる。上下の仕口面に作用する曲げ圧縮力の合計がCLT袖壁の軸耐力($t_w \cdot D_w \cdot t_h F_k$)を上回る場合には、図3.1.49(c)に示すように、全ての曲げ圧縮力が鉛直せん断力として断面内に作用しないので、式(3.1.44)、(3.1.45)において、鉛直せん断力を低減している。

(スパン内側の応力を用いて算定する場合)

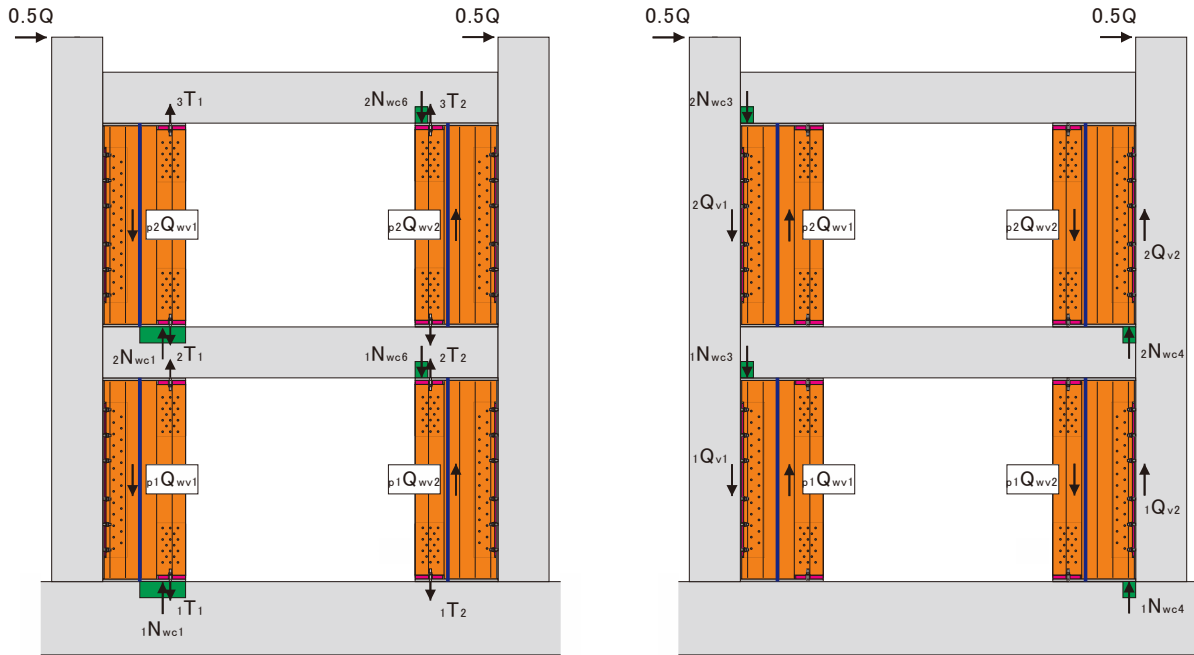
$$\begin{aligned}
 p1Q_{wv1} &= \max(1Q_{v1}, 1N_{wc1} + 2T_1 - 1T_1 - \max(0, 1N_{wc1} + 1N_{wc3} - t_w \cdot D_w \cdot t_h F_k)) \\
 p1Q_{wv2} &= \max(1Q_{v2}, 1N_{wc6} + 1T_2 - 2T_2 - \max(0, 1N_{wc4} + 1N_{wc6} - t_w \cdot D_w \cdot t_h F_k)) \\
 p2Q_{wv1} &= \max(2Q_{v1}, 2N_{wc1} + 3T_1 - 2T_1 - \max(0, 2N_{wc1} + 2N_{wc3} - t_w \cdot D_w \cdot t_h F_k)) \\
 p2Q_{wv2} &= \max(2Q_{v2}, 2N_{wc6} + 2T_2 - 3T_2 - \max(0, 2N_{wc4} + 2N_{wc6} - t_w \cdot D_w \cdot t_h F_k))
 \end{aligned}
 \tag{3.1.44}$$

(スパン外側の応力を用いて算定する場合)

$$\begin{aligned}
 p1Q_{wv1} &= 1Q_{v1} + \max(0, 1N_{wc3} - \max(0, 1N_{wc1} + 1N_{wc3} - t_w \cdot D_w \cdot t_h F_k)) \\
 p1Q_{wv2} &= 1Q_{v2} + \max(0, 1N_{wc4} - \max(0, 1N_{wc4} + 1N_{wc6} - t_w \cdot D_w \cdot t_h F_k)) \\
 p2Q_{wv1} &= 2Q_{v1} + \max(0, 2N_{wc3} - \max(0, 2N_{wc1} + 2N_{wc3} - t_w \cdot D_w \cdot t_h F_k)) \\
 p2Q_{wv2} &= 2Q_{v2} + \max(0, 2N_{wc4} - \max(0, 2N_{wc4} + 2N_{wc6} - t_w \cdot D_w \cdot t_h F_k))
 \end{aligned}
 \tag{3.1.45}$$

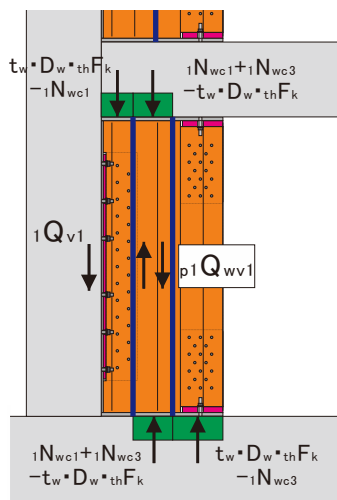
但し、 $1N_{wc1}$ 、 $1N_{wc3}$ 、 $1N_{wc4}$ 、 $1N_{wc6}$ 、 $2N_{wc1}$ 、 $2N_{wc3}$ 、 $2N_{wc4}$ 、 $2N_{wc6}$ ：1FのCLT袖壁に作用する曲げ圧縮力、 $2N_{wc1}$ 、 $2N_{wc3}$ 、 $2N_{wc4}$ 、 $2N_{wc6}$ ：2FのCLT袖壁に作用する曲げ圧縮力、 $1T_1$ 、 $2T_1$ 、 $3T_1$ 、 $1T_1$ 、 $2T_1$ 、 $3T_1$ ：アンカーボルトに作用する引張力、 $1Q_{v1}$ 、 $1Q_{v2}$ 、 $2Q_{v1}$ 、 $2Q_{v2}$ ：RC柱-CLT袖壁間の鉛直接合部に作用する鉛直せん断力である。

B. 構造分野



(a) スパン内側の応力を用いる場合

(b) スパン外側の応力を用いる場合



(c) 算定式における鉛直せん断力の低減に関する考え方

図 3.1.49 CLT 袖壁の鉛直断面に作用する鉛直せん断力の最大値の推定

ここで、架構試験体の CLT 袖壁（3 層 4 プライ、120mm）より、CLT 袖壁の寸法比 (D_w/h_0) を 0.4、CLT の圧縮の基準強度を用いた座屈強度（鉛直方向）を 8.1N/mm^2 と実強度を想定した 16.2N/mm^2 の 2 通りし、B タイプを想定して、アンカーボルト等による引張力 T_{wb} 、 T_{wt} や鉛直接合材から伝達される鉛直せん断力 Q_w を無視すると、CLT 袖壁の鉛直断面に作用するせん断応力と CLT 袖壁に作用する曲げ圧縮力の関係が図 3.1.50 のように求められる。CLT の座屈強度を 8.1N/mm^2 とした場合の鉛直断面の最大せん断応力は圧縮耐力に対する曲げ圧縮力の割合が 0.5 の時に最大となり、 1.7N/mm^2 に到達する。したがって、この場合には、文献[3.1.7]に示されている 3 層 4 プライのせん断の基準強度の範囲 ($1.75\text{N/mm}^2 \sim 2.04\text{N/mm}^2$) に凡そ収まるものと考えられるが、CLT の座屈強度を 16.2N/mm^2 とした場合には、鉛直断面の最大せん断応力は 3.3N/mm^2 と、せん断の基準強度を大きく上回る値となる。

B. 構造分野

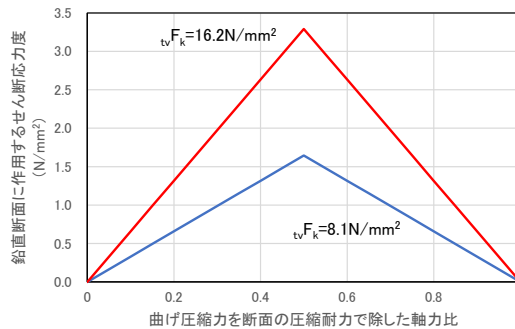


図 3.1.50 架構試験体の CLT 袖壁を対象とした鉛直断面のせん断応力の試算

(e) 設計上の留意点 3 (CLT の材料強度のばらつきの影響)

式(3.1.40)、(3.1.41)、(3.1.42)で示した設計用せん断力の算定に用いられる割増係数 n は、RC 部材に用いられる一般的な材料の使用を前提としたものであり、袖壁に用いる CLT の材料強度のばらつきに対応したものではない点に注意が必要であるが、以下の理由から、本マニュアルに基づいて耐震計算を行う場合には、CLT の材料強度のばらつきの影響は限定的となるものと推測される。

「設計上の留意点 1」で示した、CLT 袖壁の設置によって崩壊機構形成後も応力変動が大きい部材が存在する場合には、CLT の材料強度のばらつき（基準強度と実強度の差）が周辺部材の応力状態に及ぼす影響は大きいですが、当該部材の部材種別を FD もしくは WD とする強度型の設計となるため、基準強度を用いた評価を行っておけば、保有水平耐力を評価する上では安全側となる。また、CLT 袖壁の設置後も崩壊機構形成後の応力変動が小さく抑えられる場合には、RC ラーメンを構成する柱、はりのみで架構全体の水平耐力が決定するものと考えられるため、CLT の材料強度のばらつきが周辺部材の応力状態に及ぼす影響は限定的である。以上の理由より、本マニュアルでは、保証設計において、CLT の材料強度のばらつきの影響を考慮することを必須とはしないこととした。但し、CLT の実強度を把握することは、架構内の応力状態を正しく評価する上で重要であるため、必要に応じて何らかの検討を行うことが望ましい。

基準強度に対する実強度の比率については、例えば、圧縮強度に関しては、5 層 5 プライ、7 層 7 プライの CLT パネルについて、圧縮の基準強度の 2 倍を超える強度が得られることが報告されている [3.1.10]、[3.1.11]。一方、せん断強度に関しては、3 層 3 プライ、3 層 4 プライ、5 層 5 プライ等の報告結果 [3.1.10]、[3.1.12]、[3.1.13]、[3.1.14]、[3.1.15]があり、縦継ぎの有無、幅はぎの有無、ラミナの交差面でのずれ変形やせん断変形の防止の有無等が関係するが、実大試験体では 3.0N/mm^2 前後の平均せん断強度が得られる場合が多く、せん断の基準強度との差があまり大きくないことが報告されている。

(f) 設計上の留意点 4 (全体崩壊形の確認)

図 3.1.43 の構造計算フローで示したように、本マニュアルでは、CLT 袖壁を挿入した RC ラーメンにおいて、全体崩壊形が形成されることを確認することとしているが、この際、RC ラーメンの柱梁接合部における曲げ耐力比が問題となる。図 3.1.51 に CLT 袖壁によってヒンジリロケーションが生じた RC はりの曲げモーメント分布と塑性ヒンジ位置を示す。地震力の作用により、CLT 袖壁に圧縮ストラットが形成されることで、CLT 袖壁フェイス位置近傍及び RC 柱フェイス位置の 2 か所に塑性ヒンジが形成されるが、図 3.1.46 で示した数値解析のように、両側の CLT 袖壁が圧縮軸力を負担するため、RC 柱が負担する圧縮軸力は小さくなる。全体崩壊形を確実に形成するためには、節点位置におけ

B.構造分野

る柱はり曲げ耐力比をできるだけ大きく設定する必要があるが、RC 柱に作用する軸力が小さくなると RC 柱の曲げ終局モーメントが低下し、柱はり曲げ耐力比も小さくなる。したがって、通常の RC ラーメンに特段の配慮を行わずに CLT 袖壁を挿入した場合、層崩壊形が形成される恐れがあるため、十分な注意が必要である。対策としては、RC 柱の断面寸法や主筋量を増やすこと、部材試験体 BS で用いたテンションロッドを CLT 袖壁端に設置する等して、RC 柱に作用する変動軸力を抑制することなどが考えられる。

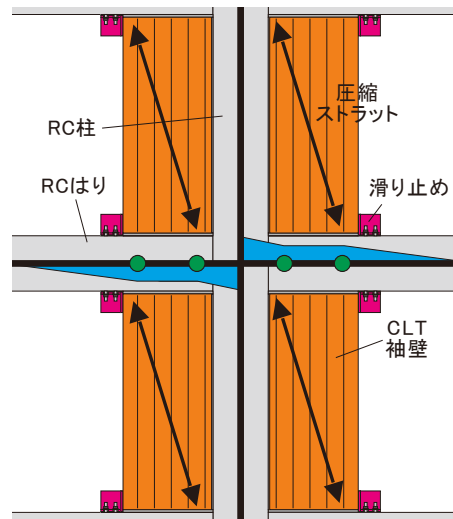


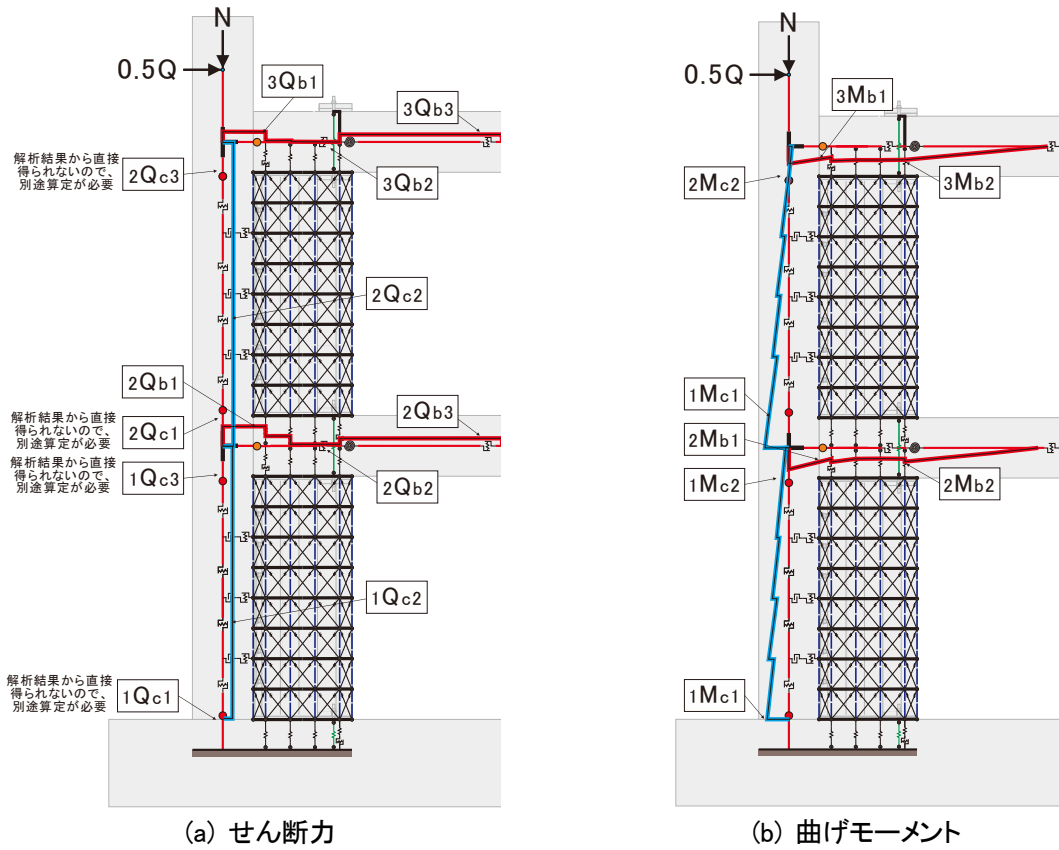
図 3.1.51 CLT 袖壁によるヒンジリロケーション効果の概要
(左側から地震力が作用する場合、●は塑性ヒンジ位置を示す)

3.1.9 保有水平耐力計算を行う場合の考え方5（保証設計の具体的な方法）

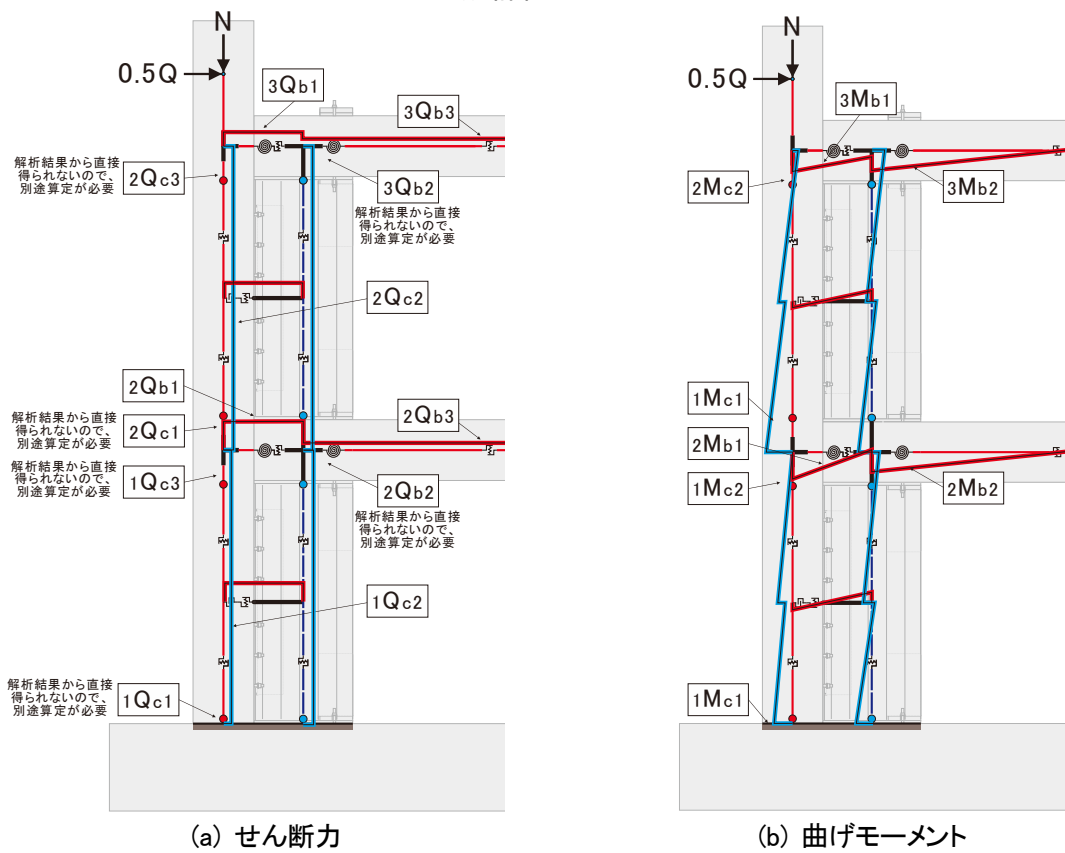
図 3.1.52、図 3.1.53 に、架構試験体 A、B を対象に行った骨組解析における崩壊形形成時 ($R=1/50\text{rad}$) のせん断力、曲げモーメント分布を示す。ここでは、簡易モデル、詳細モデルの両方の結果を比較する形で示している。例えば、RC はりのせん断力、曲げモーメント分布を見ると、詳細モデルでは CLT 袖壁内でせん断力が分散して作用するため、ほぼ均一な曲げモーメントを受けているのに対し、簡易モデルでは CLT 袖壁内の一つの節点を介して、軸力、せん断力、曲げモーメントの伝達が行われるため、詳細モデルとは曲げモーメントが異なっており、モデル化を行う上での配慮が必要となる (3.1.4 参照)。

ここでは、RC 造における保証設計の方法を準用し、RC 柱、RC はり、CLT 袖壁 (RC 耐力壁に準じた扱いとする場合も含む)、RC はり (基礎はり) - CLT 袖壁間の水平接合部、RC 柱 - CLT 袖壁間の鉛直接合部に関する保証設計の方法を具体的に示す。

B. 構造分野



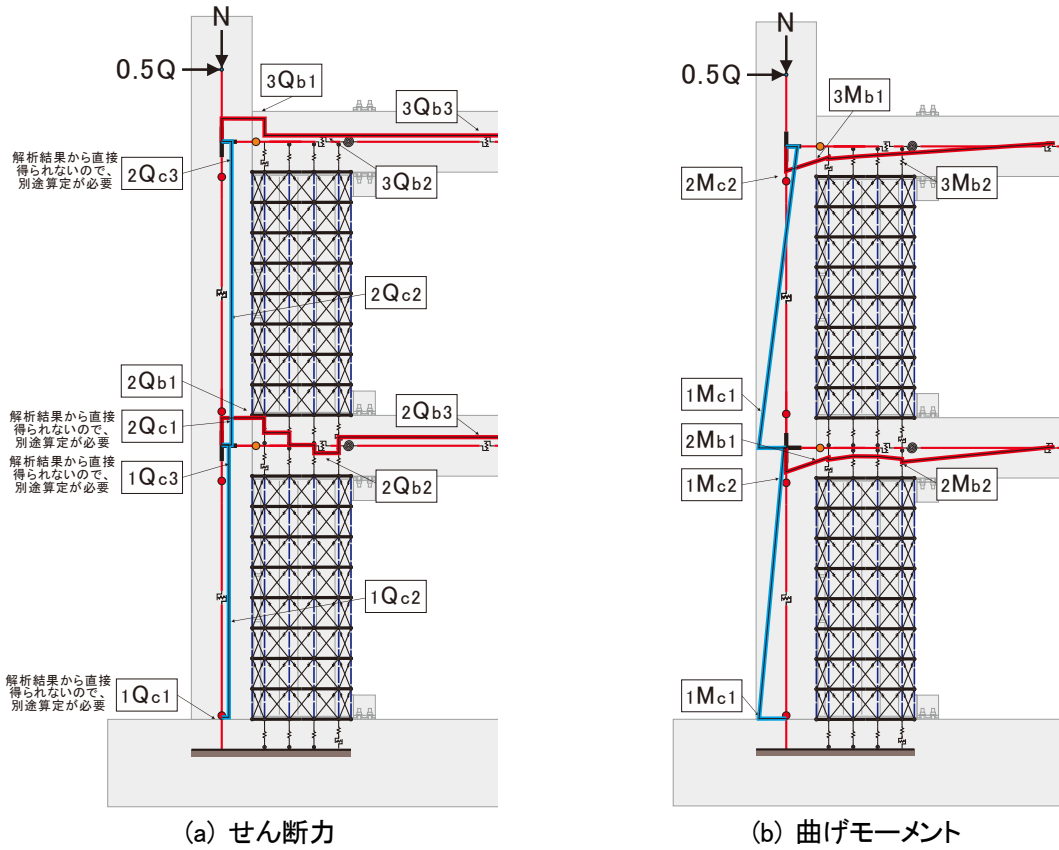
(i) 詳細モデル



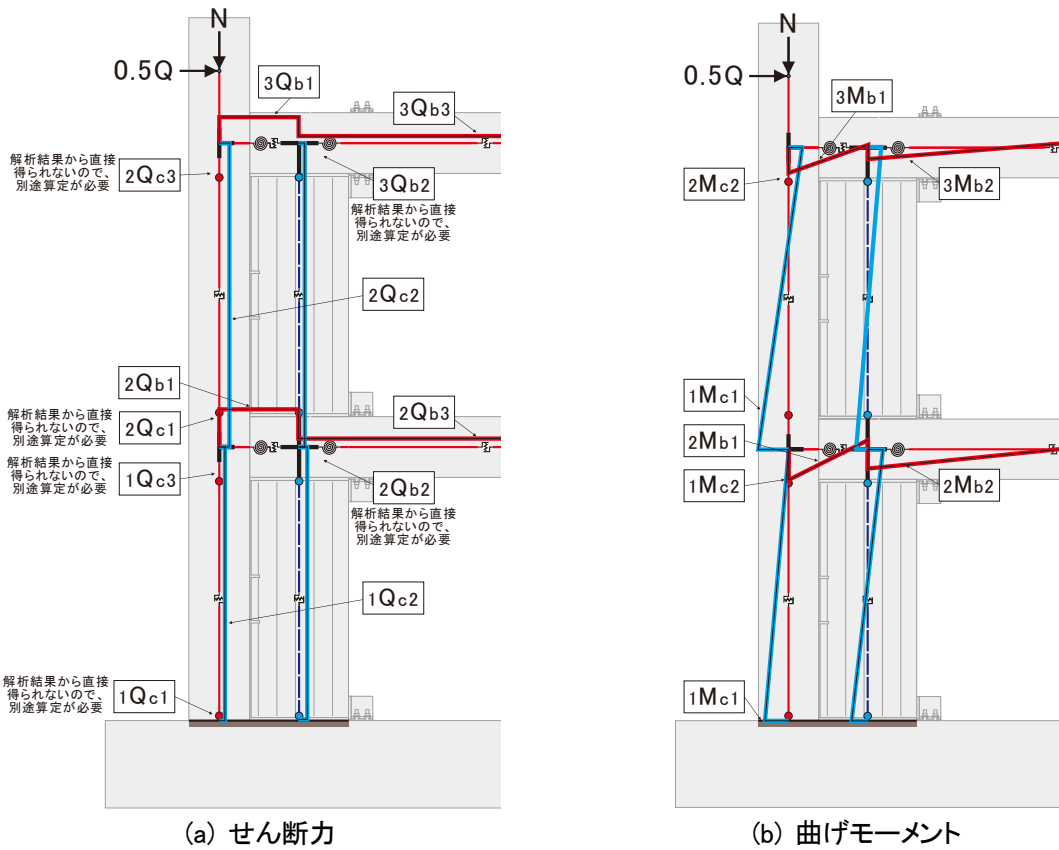
(ii) 簡易モデル

図 3.1.52 架構試験体のせん断力、曲げモーメント分布の一例 (Aモデル)

B. 構造分野



(i) 詳細モデル



(ii) 簡易モデル

図 3.1.53 架構試験体のせん断力、曲げモーメント分布の一例 (Bモデル)

(a) RC 柱

CLT 袖壁に隣接する RC 柱に作用する水平せん断力は、図 3.1.52、図 3.1.53 に示すように、脚部（図中の ${}_1Q_{c1}$ 、 ${}_2Q_{c1}$ ）、中央（図中の ${}_1Q_{c2}$ 、 ${}_2Q_{c2}$ ）、頂部（図中の ${}_1Q_{c3}$ 、 ${}_2Q_{c3}$ ）の 3 箇所に分類して考える。骨組解析では、A、B タイプのいずれについても、CLT 袖壁に作用する水平せん断力の伝達を RC はりや RC 基礎はりに直接行うものと仮定しているため、RC 柱に作用するこれらの水平せん断力は同じ値となるが、A タイプでは CLT 袖壁に作用する水平せん断力を摩擦力のみでは伝達しきれないため、水平せん断力の一部を鉛直接合部を介して RC 柱に伝達するものと考えている。また、B タイプでは CLT 袖壁に作用する水平せん断力を摩擦力のみで伝達できるものと考えているが、3.1.3 で示したように、大変形時（二次設計）には CLT 袖壁に接する RC はりの変形が大きくなること、これに伴い、水平目地に充填した無収縮モルタルの剥落が生じる恐れがあること等を踏まえ、鉛直目地に充填したモルタルを介して、RC 柱の側面に CLT 袖壁のせん断力が直接伝達される場合も想定される。

したがって、本マニュアルでは、A、B タイプのいずれについても、RC 柱の中心高さに作用する水平せん断力 ${}_1Q_{c2}$ 、 ${}_2Q_{c2}$ から求められる設計用せん断力に対して、通常の RC 柱部材と同じように、式(3.1.4)に基づいて RC 柱のせん断耐力^[3.1.4]を算定し、設計用せん断力を上回ることを確認すると共に、安全側の仮定になるが、式(3.1.46)に基づいて RC 柱の脚部及び頂部に作用する可能性がある水平せん断力 ${}_1Q_{c1}$ 、 ${}_2Q_{c1}$ 、 ${}_1Q_{c3}$ 、 ${}_2Q_{c3}$ を算定し、これらを割り増した設計用せん断力に対して、保証設計を行うこととした。なお、検討に用いる耐力式としては、式(3.1.4)に基づいて RC 柱のせん断耐力を算定してもよいが、CLT 袖壁から伝達される水平せん断力の作用位置は、RC 柱の脚部や頂部に近く、せん断スパン比が非常に小さい状況にあるものと想定されるため、文献[3.1.6]に記載されている式(3.1.47)のパンチングシア耐力式を用いてせん断耐力を算定し、設計用せん断力を上回ることを確認してもよいこととした。ここで、式(3.1.47)に関しては、設計用せん断力の割り増しを行うこと、水平せん断力 ${}_1Q_{c1}$ 、 ${}_2Q_{c1}$ 、 ${}_1Q_{c3}$ 、 ${}_2Q_{c3}$ の算定において、利便性に配慮して、摩擦力によって RC はりや RC 基礎はりに直接伝達される水平せん断力を無視している（せん断力を大きく見積もっていること）こと、式(3.1.4)がせん断耐力を平均的に評価する式であることを踏まえ、本文に記載された式(3.1.48)の下限式 K_{\min} ではなく、付録に記載された式(3.1.49)の平均式 K_{av} を用いてもよいこととした。

$$\begin{aligned} {}_1Q_{c1} &= {}_1Q_{c3} = {}_1Q_{c2} + {}_1Q_{w2} \\ {}_2Q_{c1} &= {}_2Q_{c3} = {}_2Q_{c2} + {}_2Q_{w2} \end{aligned} \tag{3.1.46}$$

ここで、 ${}_1Q_{c1}$ 、 ${}_1Q_{c3}$ 、 ${}_2Q_{c1}$ 、 ${}_2Q_{c3}$ ：図 3.1.52、図 3.1.53 に示す 1、2 階の RC 柱の脚部及び頂部に作用するせん断力、 ${}_1Q_{c2}$ 、 ${}_2Q_{c2}$ ：図 3.1.52、図 3.1.53 に示す 1、2 階の RC 柱の中心高さに作用するせん断力、 ${}_1Q_{w2}$ 、 ${}_2Q_{w2}$ ：RC 柱に隣接する 1、2 階の CLT 袖壁に作用する水平せん断力とする。

$${}_cQ_{pu} = K_{av} \cdot {}_c\tau_0 \cdot {}_c b_e \cdot D_c \tag{3.1.47}$$

$$K_{\min} = 0.34 / (0.52 + a_c / D_c) \tag{3.1.48}$$

$$K_{av} = 0.58 / (0.76 + a_c / D_c) \tag{3.1.49}$$

$$\begin{aligned} {}_c\tau_0 &= 0.98 + 0.1 {}_cF_c + 0.85 \sigma_c && (0 \leq \sigma_c \leq 0.33 {}_cF_c - 2.75 \text{ の時}) \\ {}_c\tau_0 &= 0.22 {}_cF_c + 0.49 \min(0.66 {}_cF_c, \sigma_c) && (0.33 {}_cF_c - 2.75 < \sigma_c \text{ の時}) \end{aligned} \tag{3.1.50}$$

ここで、 ${}_cQ_{pu}$ ：RC 柱のパンチングシア耐力、 ${}_c b_e$ ：パンチングを受ける RC 柱の直交材を考慮した有

B. 構造分野

効幅で RC 柱の幅としてよい (mm)、 D_c : パンチングを受ける RC 柱のせい (mm)、 a_c : CLT 袖壁から RC 柱に伝達される水平せん断力が集中的に作用すると仮定した場合の作用点から水平断面までの距離で $a_c/D_c=1/3$ としてよい、 f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 σ_c : $\rho_{gc}\sigma_y+c\sigma_0$ 、 ρ_g : $b_e D_c$ に対する RC 柱の全主筋断面積の比、 σ_y : RC 柱主筋の降伏強度 (N/mm²)、 $c\sigma_0$: $N_c/(b_e D_c)$ 、 N_c : メカニズム時における RC 柱軸方向力で圧縮を正とする (N) である。

(b) RC はり

図 3.1.52、図 3.1.53 に示すように、RC はりに作用するせん断力は、RC 柱フェイス位置や CLT 袖壁内、スパン中央で異なる値を取るため、それぞれのせん断力に対して、設計用せん断力を算定し、保証設計を行う必要がある。2 階はりを例に挙げると、詳細モデルでは、はり端の 2 箇所 (${}_2Q_{b1}$ 、 ${}_2Q_{b2}$)、スパン中央の 1 箇所 (${}_2Q_{b3}$) に対して、設計用せん断力を算定する必要がある、1 スパンでは計 5 箇所の保証設計を行う必要がある。簡易モデルでは、CLT 袖壁を 1 本の線材としてモデル化を行っているため、CLT 袖壁のフェイス位置近傍に作用するせん断力を解析結果から直接得ることができない。そこで、簡易モデルでは、図 3.1.54 に示すように、CLT 袖壁端に全ての曲げ圧縮力が作用するものと仮定して、以下の算定式によって、必要なせん断力を計算することとした。

$$\begin{aligned} {}_2Q_{b2} &= {}_2N_{w1} + {}_1T_1 - {}_2Q_{b3} \\ {}_2Q_{b4} &= {}_1N_{w2} + {}_2T_2 - {}_2Q_{b3} \\ {}_3Q_{b2} &= {}_2T_1 - {}_3Q_{b3} \\ {}_3Q_{b4} &= {}_2N_{w2} - {}_2Q_{b3} \end{aligned}$$

(3.1.51)

ここで、 ${}_2Q_{b2}$ 、 ${}_3Q_{b2}$: 加力方向に対して引張側の RC 柱に取り付く CLT 袖壁のフェイス位置近傍における 2、3 階の RC はりのせん断力、 ${}_2Q_{b4}$ 、 ${}_3Q_{b4}$: 加力方向に対して圧縮側の RC 柱に取り付く CLT 袖壁のフェイス位置近傍における 2、3 階の RC はりのせん断力、 ${}_2Q_{b3}$ 、 ${}_3Q_{b3}$: スパン中央に作用する 2、3 階の RC はりのせん断力、 ${}_2N_{w1}$: 加力方向に対して引張側の RC 柱に取り付く CLT 袖壁の 1 階脚部に作用する圧縮軸力、 ${}_1N_{w2}$ 、 ${}_2N_{w2}$: 加力方向に対して圧縮側の RC 柱に取り付く CLT 袖壁の 1、2 階頂部に作用する圧縮軸力、 ${}_1T_1$ 、 ${}_2T_1$: 加力方向に対して引張側の RC 柱に取り付く CLT 袖壁の 1、2 階頂部に取り付くアンカーボルトの引張力、 ${}_2T_2$: 加力方向に対して圧縮側の RC 柱に取り付く CLT 袖壁の 2 階脚部に取り付くアンカーボルトの引張力とする。

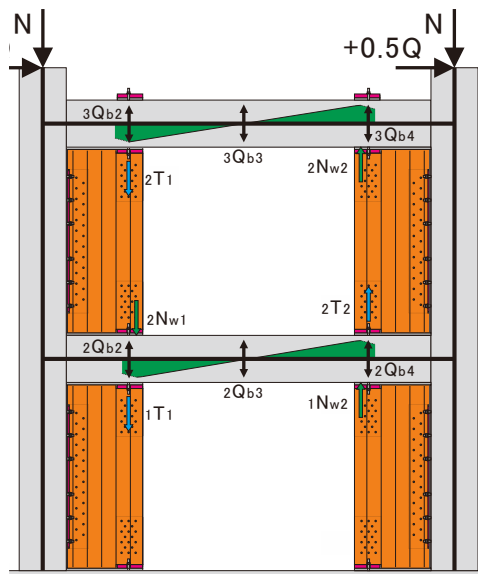


図 3.1.54 CLT 袖壁のフェイス位置近傍のせん断力の推定 (試験体 A の場合)

B.構造分野

CLT 袖壁のフェイス位置近傍に作用するせん断力 ${}_2Q_{b2}$ およびスパン中央に作用するせん断力 ${}_1Q_{b3}$ から求められる設計用せん断力に対しては、通常の RC はり部材と同じように、式(3.1.14)に基づいて RC はりのせん断耐力 $B_{3.1.4}$ を算定し、設計用せん断力を上回ることを確認すればよい。部材端に作用するせん断力 ${}_2Q_{b1}$ から求められる設計用せん断力に対しても同様に、式(3.1.14)に基づいて RC はりのせん断耐力を算定してもよいが、鉛直せん断力が作用する位置ではせん断スパン比が非常に小さい状況にあるため、RC 柱と同じように、文献[3.1.6]に記載されている式(3.1.15)のパンチングシア耐力式を用いてせん断耐力を算定し、設計用せん断力を上回ることを確認してもよい。ここで、式(3.1.15)に関しては、設計用せん断力の割り増しを行うこと、式(3.1.14)がせん断耐力を平均的に評価する式であることを踏まえ、本文に記載された式(3.1.16)の下限式 K_{\min} ではなく、付録に記載された式(3.1.17)の平均式 K_{av} を用いてもよいこととした。なお、RC はり端に作用するせん断力は、RC 柱フェイス位置近傍において下階の CLT 袖壁端から伝達されるせん断力とスパン中央の方から RC はりを介して伝達されるせん断力を足し合わせたものであり、本来であればこれらを区別して取り扱うべきであるが、本マニュアルでは、骨組解析の結果や利便性も踏まえ、RC 柱フェイス位置のせん断力 ${}_2Q_{b1}$ を用いて安全性の確認を行ってよいものとした。

RC はりでは、CLT 袖壁フェイス位置近傍に塑性ヒンジが形成されることになるため、CLT 袖壁間をクリアスパンとした付着割裂破壊防止のための検討を別途行う必要がある。また、RC はりの塑性ヒンジは、RC 柱フェイス位置にも形成される場合があるため、RC はりの主筋を通し配筋とする場合の定着長さは、CLT 袖壁内は考慮せず、RC 柱はり接合部内のみで確保する必要がある。

(c) CLT 袖壁

CLT 袖壁に関しては、文献[3.1.7]に記載された令第 82 条の 3 第二号における CLT 建築物におけるルート 3 の構造計算における終局時の検討 (3.1.8 で示した式(3.1.37)～式(3.1.39)による検定)を参考に、これと同等以上の検討を行うこととする。

(曲げ、圧縮応力に関する検討)

本マニュアルでは、3.1.4 で示したモデルを用いて構造計算を行うことを想定しており、CLT 袖壁に関しては、上下端の水平接合部に、簡易モデルでは MS モデルやファイバー要素を、詳細モデルでは軸ばねを設けることを前提としているため、終局時における軸力と曲げの相関関係は自動的に満足される。但し、通常の CLT パネルでは軸力比 0.2 未満が対象となっているのに対し、本マニュアルでは、これを大きく上回る圧縮軸力が作用する状態を対象とするため、MS モデルやファイバーモデルの復元力特性には CLT の圧縮の基準強度の代わりに細長比を考慮した座屈強度を用いることを原則とする。

(水平方向のせん断応力に関する検討)

文献[3.1.7]では、CLT パネルに作用するせん断応力がせん断の基準強度を下回ることを検討するが、本マニュアルでは、式(3.1.41)に示す RC 柱を対象とした算定式に基づき、設計用せん断力の算定を行うこととした。ここで、CLT 袖壁に関しては、袖壁に作用する圧縮軸力の大きさによって、せん断力の大きさが異なること、また、水平接合部にアンカーボルト等の金物を設置していない場合には、曲げ降伏の判定が難しいことから、安全側の配慮として、部材の両端に塑性ヒンジが発生しない場合に用いられる割増係数 n として 1.25 を用いることとした。

(鉛直方向のせん断応力に関する検討)

3.1.8 で示したように、CLT 袖壁を 1 階に設けるケースや、RC 柱-CLT 袖壁間の鉛直接合部を比較的剛強に設計する場合には、CLT 袖壁の鉛直断面に作用するせん断力が大きくなり、せん断耐力に到達する可能性がある。そこで、本マニュアルでは、簡易モデルを用いる場合、図 3.1.49(a)に示す式(3.1.44)もしくは図 3.1.49(b)に示す式(3.1.45)のいずれかにより、CLT 袖壁の鉛直断面に作用する鉛直せん断力を推定し、式(3.1.41)に示す RC 柱を対象とした算定式に基づいて、割増係数 n (1.25) を乗じた値を設計用せん断力とすることとした。

(鉛直断面のせん断耐力)

$${}_{wv}Q_{su} = t_w h_0 f_{st} \quad (3.1.52)$$

ここで、 t_w : CLT 袖壁の厚さ、 h_0 : CLT 袖壁の内法高さ、 f_{st} : CLT の面内せん断の基準強度である。

なお、詳細モデルでは、図 3.1.39 で示したように、CLT 袖壁のブレース要素が軸耐力に到達し、一定の耐力を保持することで、CLT 袖壁の鉛直断面に作用するせん断力が、せん断耐力で頭打ちとなる挙動を再現することができるが、簡易モデルでは、CLT 袖壁を 1 本の線材としてモデル化しており、CLT 袖壁の鉛直断面に作用する鉛直せん断力の制限を行っていないため、式(3.1.44)や式(3.1.45)によって算定される鉛直せん断力の最大値がせん断耐力を上回ることがあり得る。このような場合には、CLT 袖壁の保証設計を満足できないものと考え、袖壁付き柱として取り扱う場合でも、部材種別は FD と見なすこととする。但し、数値解析の結果から、CLT 袖壁に作用する鉛直せん断力がせん断耐力を上回ったものと推測される部材試験体 AS、BS、AD、架構試験体 A、B のいずれについても、鉛直せん断力に起因するような破壊モードは確認されておらず、靱性に富む挙動を示したことから、CLT 袖壁の鉛直断面に作用する鉛直せん断力がせん断耐力に到達した場合でも、その時点を崩壊メカニズムの形成点とは考えずに、解析を続行してもよいものとする。

(d) RC はり (基礎はり) -CLT 袖壁間の水平接合部 (A タイプ)

RC ラーメンと CLT 袖壁の接合方法として、3.1.3 で示した A タイプを採用した場合の水平接合部の設計手法を以下に示す。

(水平せん断力に対する検討)

A タイプでは、CLT 袖壁のフェイス位置近傍に RC はりの塑性ヒンジを形成するためのアンカーボルトを設置することとしている。アンカーボルトが引張力を負担することで、CLT 袖壁に作用する曲げ圧縮力が増大し、仕口面における摩擦耐力が増大する効果はあるが、曲げ終局モーメントの増大に伴い、CLT 袖壁に作用する水平せん断力も増大すること、また、鉛直接合部を設けることにより、CLT 袖壁の仕口面に作用する圧縮軸力が低減される場合もあることから、式(3.1.2)で示した CLT 袖壁の形状のみでは必要な摩擦耐力を確保する方法が適用できない。そこで、後述の鉛直接合部の保証設計では、鉛直接合部を介した水平せん断力の伝達が可能かどうかを確認することとしている。

(鉛直せん断力に対する検討)

A タイプでは、全ての RC はりの塑性ヒンジの形成位置を RC 柱フェイスから CLT 袖壁端に移動さ

B.構造分野

せることを目標としている。RC はりの最大曲げモーメント点を CLT 袖壁端とするためには、CLT 袖壁端において、RC はりのスパン中央に作用する鉛直せん断力よりも大きな力を RC はりに伝達する必要があり、CLT 袖壁端の支圧力と CLT 袖壁端に設置するアンカーボルトの引張力を想定している。

簡易モデルでは、RC はりの塑性ヒンジ位置を 3.1.4 で示した式(3.1.6)によって決めるため、CLT 袖壁に十分な支圧強度が確保できなければ、RC はりの塑性ヒンジ位置が CLT 袖壁の内部に入り込み、十分な補強効果が得られなくなることになる。なお、式(3.1.6)による CLT 袖壁端から危険断面位置までの距離 L_b が CLT 袖壁せいの半分を超えると、モデル化を行う上での不整合が出てくるため、これが実質的な上限となる。

一方、アンカーボルトに関しては、CLT 袖壁の脚部や頂部に設ける水平接合部の支圧特性を反映したファイバーモデルもしくは MS モデル中の 1 本の線材としてモデル化されるため、詳細モデルのように、アンカーボルトから伝達される引張力によって、RC はりの曲げモーメント分布の勾配が変化し、最大モーメント点が CLT 袖壁端に移動するかどうかを一見では確認できない。そこで、式(3.1.53)によるアンカーボルトの降伏耐力が、式(3.1.54)による設計用せん断力を上回ることに加え、アンカーボルトが確実に引張降伏し、接合部として脆性的な破壊が生じないことを確認するために、文献[3.1.7]にしたがって、式(3.1.55)を満足することを確認することとした。特にアンカーボルトを 1 階脚部に設置する場合には、アンカーボルトの伸びが増大し、ひずみ硬化により、ドリフトピンや CLT 接合部に作用する引張力が増大する可能性があるため、注意が必要である。

$${}_{hva}Q_y = {}_h n_a \cdot {}_a a_s \cdot {}_a \sigma_y \quad (3.1.53)$$

$${}_{hv}Q_D = {}_b Q_{M0} \quad (3.1.54)$$

ここで、 ${}_{hva}Q_y$ ：水平接合部におけるアンカーボルトの降伏耐力、 ${}_h n_a$ ：水平接合部におけるアンカーボルトの本数、 ${}_a a_s$ ：アンカーボルトの軸部の断面積、 ${}_a \sigma_y$ ：アンカーボルトの降伏強度、 ${}_b Q_{M0}$ ：Ds 時に RC はりのスパン中央に作用するせん断力である。

$${}_{hvt}Q_u = \min({}_{hvd}Q_y, {}_{hvs}Q_u, {}_{hvw}Q_y, {}_{hvf}Q_y) \geq {}_{hva}Q_u (= {}_h n_a \cdot {}_a P_{ub}) \quad (3.1.55)$$

ここで、 ${}_{hvt}Q_u$ ：水平接合部におけるアンカーボルト周辺部位の耐力、 ${}_{hvd}Q_u$ ：水平接合部におけるドリフトピンの降伏耐力、 ${}_{hvs}Q_u$ ：水平接合部における CLT 接合部の集合型破壊時の終局耐力、 ${}_{hvw}Q_y$ ：水平接合部におけるウェブの降伏耐力、 ${}_{hvf}Q_y$ ：水平接合部におけるフランジ（底板）の曲げ耐力時引張力、 ${}_{hva}Q_u$ ：水平接合部におけるアンカーボルトの終局耐力、 ${}_h n_a$ ：水平接合部におけるアンカーボルトの本数、 ${}_a P_{ub}$ ：アンカーボルトの判定用終局耐力（文献[3.1.7]の表 10.6.2-1 参照）である。

$${}_{hva}Q_y = {}_h n_d \cdot {}_{dv}P_y \quad (3.1.56)$$

ここで、 ${}_h n_d$ ：水平接合部におけるドリフトピンの本数、 ${}_{dv}P_y$ ：ドリフトピン 1 本あたりの鉛直方向の降伏強度（ここでは、アンカーボルトに変形を集中させるため、ドリフトピンに関しては降伏強度を用いた）である。

$${}_{hvs}Q_u = 2 \cdot \text{Min}(P_{R1}, P_{R2}) \quad (3.1.57)$$

$$P_{R1} = P_{f1} + P_{g1} \quad (3.1.58)$$

B.構造分野

$$P_{t1} = (W_L - m_d \cdot d_d) \cdot t_{l1} \cdot F_t \quad (3.1.59)$$

$$P_{g1} = W_L \cdot L_d \cdot t_{l1} \cdot F_{ge} \quad (3.1.60)$$

$$P_{R2} = P_{t2} + P_{g2} + P_s \quad (3.1.61)$$

$$P_{t2} = (W_b - (m_d - 1) \cdot d) \cdot t_{l1} \cdot F_t \quad (3.1.62)$$

$$P_{g2} = W_b \cdot L_d \cdot t_{l1} \cdot F_{ge} \quad (3.1.63)$$

$$P_s = 2 \cdot (L_d - (s_n d - \frac{1}{2}) \cdot d) \cdot t_{l1} \cdot F_s \quad (3.1.64)$$

ここで、 P_{R1} ：幅はぎ接着していない CLT パネルのラミナ境界部分が影響する壊れ方の場合の最大耐力、 P_{R2} ：幅はぎ接着していない CLT パネルのラミナ境界部分が影響しない壊れ方の場合の最大耐力、 W_L ：ドリフトピン接合に掛かるラミナ幅の合計、 t_{l1} ：ラミナの引張強度（=12N/mm²）、 F_{ge} ：CLT の接着積層面のせん断強度（=1.15N/mm²）、 m_d ：最上段の列のドリフトピンの本数、 d ：ドリフトピンの直径、 t_1 ：最外層ラミナの厚み、 L_d ：CLT 木口面から最上段ドリフトピン位置までの長さ、 W_d ：ドリフトピンの右端から左端までの距離、 F_s ：ラミナのせん断強度（=1.8N/mm²）、 $s_n d$ ：加力方向のドリフトピンの本数である。

$$h_w Q_y = h t_w (h L_w - \sum d_h) h \sigma_{wy} \quad (3.1.65)$$

ここで、 $h t_w$ ：水平接合材のウェブの厚さ、 $h L_w$ ：水平接合材のウェブの長さ、 d_h ：鋼材に設けた孔（ウェブに設けたドリフトピン設置用の孔）の直径、 $h \sigma_{wy}$ ：水平接合材のウェブの降伏強度である。

$$h_f Q_u = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} h L_f \cdot h t_f^2 \cdot h \sigma_{fy}}{h L_h} \quad (3.1.66)$$

ここで、 $h L_f$ ：水平接合材のフランジの長さ、 $h t_f$ ：水平接合材のフランジの厚さ、 $h \sigma_{fy}$ ：水平接合材のフランジの降伏強度、 $h L_h$ ：水平接合材のフランジに設けたアンカーボルトの重心位置からウェブ端部までの長さである。なお、本式には、フランジの全塑性モーメントを用いているが、アンカーボルトに変形を集中させる観点では、フランジの曲げ降伏モーメントを用いる（1.5 で除した値を用いる）ことが望ましい。

なお、詳細モデルを用いる場合には、CLT 袖壁の断面を四分割し、支圧特性を反映した軸ばねをそれぞれの断面の図心に設置する。RC はりの塑性ヒンジは、式(3.1.6)によって求められる CLT 袖壁フェイス位置から曲げばねまでの距離 L_b を参考に、CLT 袖壁フェイス位置から内側に袖壁せいの 1/8 倍、3/8 倍、5/8 倍、7/8 倍のいずれか（以降、この長さを L_b' と称する）だけ入り込んだ位置に設けるため、袖壁せいの 7/8 倍が L_b' の実質的な上限となる。

また、アンカーボルトに関しては、詳細モデルでは 1 本の線材としてモデル化しており、RC はりのスパン中央に作用するせん断力に対して、アンカーボルトの耐力が不足する場合には、CLT 袖壁端の曲げモーメントが最大とならず、RC 柱フェイス位置に塑性ヒンジが形成されるため、その影響が自動的に反映される。そのため、簡易モデルの場合に検討した接合部として脆性的な破壊が生じないことを確認するための式(3.1.55)による検討のみを行うこととした。

(e) RC はり（基礎はり）－CLT 袖壁間の水平接合部（B タイプ）

RC ラーメンと CLT 袖壁の接合方法として、3.1.3 で示した B タイプを採用した場合の水平接合部の設計手法を以下に示す。

（水平せん断力に対する検討）

B タイプでは、小変形時（一次設計）には CLT 袖壁の上下の仕口面に生じる摩擦力によるせん断伝達を、大変形時（二次設計）には滑り止めを介した支圧力によるせん断伝達を行うことを想定している。このうち、前者に関しては、3.1.3 の式(3.1.2)で示した CLT 袖壁の形状に関する条件 ($D_w/h_0 \leq 0.4$ 、 D_w ：全せい、 h_0 ：内法高さ) を満足すればよいが、ここではその根拠となった摩擦係数に関する既往の知見について述べる。

摩擦係数 μ に関しては、文献[3.1.7]では壁パネルに期待できる摩擦係数として 0.3 が、また、文献[3.1.16]では、プレキャスト部材の間にモルタルを充填し、圧着接合する場合の摩擦係数として 0.5 が与えられている。前者に関しては、地震上下動の影響も踏まえた振動台実験結果等に基づく安全側の判断による値、後者に関しては、実験の下限値を地震時の繰り返し荷重の影響を考慮して低減した値とされている。CLT 袖壁－RC はり、RC 基礎はり間に関しては、目地部分に無収縮モルタルやエポキシ樹脂を充填する点においては、後者に近い接合状況となっているものと考えられることから、本マニュアルでは、摩擦係数 μ として 0.5 を採用する。一方で、文献[3.1.16]では、地震時の繰り返しによるせん断力の増減は考慮しているものの、圧着面に作用する軸力の増減は考慮されておらず、その点では危険側の評価となること等を踏まえ、設計用せん断力を 1.25 倍することとした。これにより、設計に用いる実質的な摩擦係数は $0.5/1.25=0.4$ となる。

滑り止めのせん断設計に関しては、式(3.1.67)で求められる設計用せん断力を、式(3.1.68)で求められる滑り止めの水平せん断耐力が上回ることを確認することとした。式(3.1.67)に関して、割増係数 n は RC 柱の塑性ヒンジが形成されない場合の割増係数に準じて 1.25 とした。

式(3.1.68)に示す滑り止めの水平せん断耐力のうち、CLT の木口面の支圧耐力は式(3.1.69)で、ウェブのせん断降伏耐力は式(3.1.70)で、曲げ降伏時せん断力は式(3.1.71)で、寸切りボルトのせん断耐力は式(3.1.72)で、底面における寸切りボルトの引張降伏時せん断力は式(3.1.73)で、支圧板（フランジ）の曲げ耐力時せん断力は式(3.1.74)で、滑り止め底板の曲げ耐力時せん断力は式(3.1.75)によって求める。なお、式(3.1.72)は、文献[3.1.6]のあと施工アンカー（金属系、定着長がアンカー径の 7 倍以上）のせん断耐力式を用いて算定している。また、式(3.1.74)、式(3.1.75)では、滑り止めのウェブが中央に 1 箇所設置されている場合を想定し、崩壊線理論に基づいて、図 3.1.55 に示す破壊線を想定しており、式(3.1.74)では文献[3.1.17]における等分布荷重を受ける外壁の限界土圧の計算式を、式(3.1.75)では文献[3.1.18]における集中荷重を受ける 2 辺固定支持 2 辺自由長方形板の事例を参考に、式(3.1.73)のボルトの降伏強度 ($\Sigma a_t \cdot \sigma_y$) を崩壊荷重に置き換えている。また、式(3.1.76)、式(3.1.77)では、滑り止めのウェブが両側に 2 箇所設置されている場合を想定し、崩壊線理論に基づいて、図 3.1.56 に示す破壊線を想定しており、式(3.1.76)では式(3.1.74)と同様に等分布荷重を受ける外壁の限界土圧の計算式を、式(3.1.77)では文献[3.1.18]における集中荷重を受ける 3 辺固定支持 1 辺自由長方形板の事例を参考に計算している。

$$h_h Q_D = n \cdot w Q_{M0} \quad (3.1.67)$$

B. 構造分野

$$hh Q_u = \min(hhb Q_u, hhw Q_y, hhf Q_y, hhs Q_u, hht Q_u, hhl Q_{u1} \text{ or } hhl Q_{u2}, hhp Q_{u1} \text{ or } hhp Q_{u2}) \quad (3.1.68)$$

ここで、 $hh Q_D$ ：水平接合部の設計用水平せん断力、 $w Q_{M0}$ ：Ds 時に CLT 袖壁に作用する水平せん断力、 n ：保証設計のための割り増し係数、 $hh Q_u$ ：滑り止めの水平せん断耐力、 $hhb Q_u$ ：滑り止めにおける CLT の木口面の支圧耐力、 $hhw Q_y$ ：滑り止めにおけるウェブのせん断降伏耐力、 $hhf Q_y$ ：滑り止めにおける曲げ降伏時せん断力、 $hhs Q_u$ ：滑り止めにおける寸切りボルトのせん断耐力、 $hht Q_u$ ：滑り止め底面における寸切りボルトの引張降伏時せん断力、 $hhl Q_{u1}$ 、 $hhl Q_{u2}$ ：滑り止めの支圧板（フランジ）における崩壊線理論による曲げ耐力時せん断力、 $hhp Q_{u1}$ 、 $hhp Q_{u2}$ ：滑り止め底板における崩壊線理論による曲げ耐力時せん断力である。

$$hhb Q_u = t_w \cdot h_s \cdot t_h F_k \quad (3.1.69)$$

$$hhw Q_y = {}_s t_w \cdot D_s \cdot \frac{{}_s \sigma_{wy}}{\sqrt{3}} \quad (3.1.70)$$

$$hhf Q_y = \frac{Z_s \cdot {}_s \sigma_{fy}}{0.5 h_s} \quad (3.1.71)$$

$$hhs Q_u = \text{Min}(0.7 {}_t \sigma_y, 0.4 \sqrt{{}_c E_c \cdot {}_c F_c}) \cdot \sum {}_t a_t \quad (3.1.72)$$

$$hht Q_u = \frac{0.9 \sum {}_t a_t \cdot {}_t \sigma_y \cdot d_s}{0.5 h_s} \quad (3.1.73)$$

$$hhl Q_{u1} = \frac{(4 \frac{h'_s}{b'_{s1}} + 2 + 2) \cdot {}_l M_0}{(\frac{h'_s}{2} - \frac{1}{12} b'_{s1}) b'_{s1}} \cdot h_s \cdot b_s$$

(${}_l M_0 = \frac{1}{4} ({}_s t_f)^2 {}_s \sigma_{fy}$ 、また、上式を用いる場合には、 $h'_s \geq 0.5 b'_{s1}$ となることを確認する)

$$(3.1.74)$$

$$hhp Q_{u1} = \frac{0.9 d_s}{0.5 h_s} \cdot {}_p M_0 \cdot \min(4\pi, \frac{4(D_s - {}_s t_f)}{0.5 b'_{s1}} + \frac{4(0.5 b'_{s1})}{D_s - {}_s t_f})$$

(但し、 ${}_p M_0 = \frac{1}{4} ({}_s t_p)^2 {}_s \sigma_{py}$)

$$(3.1.75)$$

$$hhl Q_{u2} = \frac{(4 \frac{h'_s}{b'_{s2}} + 2 + 4 \frac{h'_s - 0.5 b'_{s2}}{b'_{s2}} + 2) \cdot {}_l M_0}{(\frac{h'_s}{2} - \frac{1}{12} b'_{s2}) b'_{s2}} \cdot h_s \cdot b_s$$

(${}_l M_0 = \frac{1}{4} ({}_s t_f)^2 {}_s \sigma_{fy}$ 、また、上式を用いる場合には、 $h'_s \geq 0.5 b'_{s2}$ となることを確認する)

$$(3.1.76)$$

$$hhp Q_{u2} = \frac{0.9 d_s}{0.5 h_s} \cdot {}_p M_0 \cdot \min(4\pi, \frac{4(D_s - {}_s t_f)}{b'_{s2}} + \frac{6 b'_{s2}}{D_s - {}_s t_f})$$

(但し、 ${}_p M_0 = \frac{1}{4} ({}_s t_p)^2 {}_s \sigma_{py}$)

$$(3.1.77)$$

ここで、 t_w ：CLT 袖壁の壁厚、 h_s ：滑り止めの高さ、 $t_h F_k$ ：CLT の圧縮の基準強度を用いた座屈強度

B. 構造分野

(水平方向)、 s_{tw} : 滑り止めのウェブの厚さ、 D_s : 滑り止めの全せい、 $s\sigma_{wy}$: 滑り止めのウェブの降伏強度、 $s\sigma_{fy}$: 滑り止めのフランジの降伏強度、 Z_s : 滑り止めの断面係数、 σ_y : 寸切りボルトの降伏強度、 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)、 F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 a_t : 寸切りボルトの断面積、 d_s : 寸切りボルトの重心位置から滑り止め端部までの距離、 s_{tf} : 滑り止めの支圧板 (フランジ) の厚さ、 s_{sf} : 滑り止めの支圧板 (フランジ) の厚さ、 b_s : 滑り止めの支圧板 (フランジ) の幅、 h'_s : 滑り止めの高さから底板の厚さを差し引いた値、 b'_{s1} : 滑り止めの支圧板 (フランジ) の幅からウェブの厚さを差し引いた値 (ウェブが中央にある場合)、 s_{tp} : 滑り止めの底板の厚さ、 $s\sigma_{py}$: 滑り止めの底板の降伏強度、 s_b : 滑り止めの底板の幅、 b'_{s2} : 滑り止めのウェブ間の内法長さ (ウェブが両側にある場合) とする。

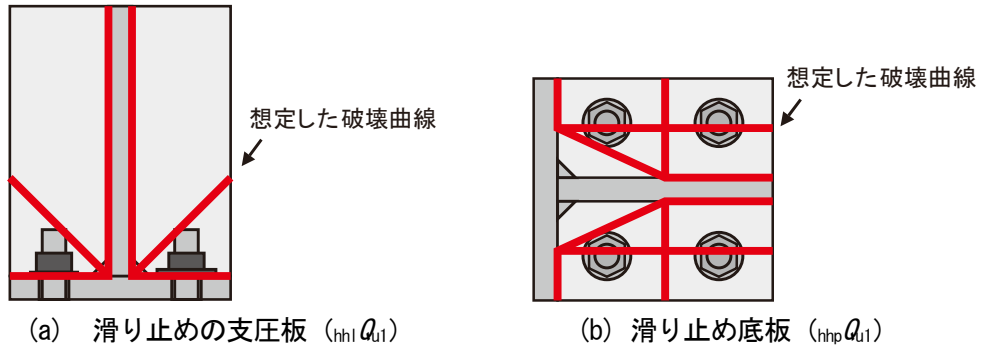


図 3.1.55 滑り止めにおける崩壊線理論で仮定した破壊線 (ウェブが中央にある場合)

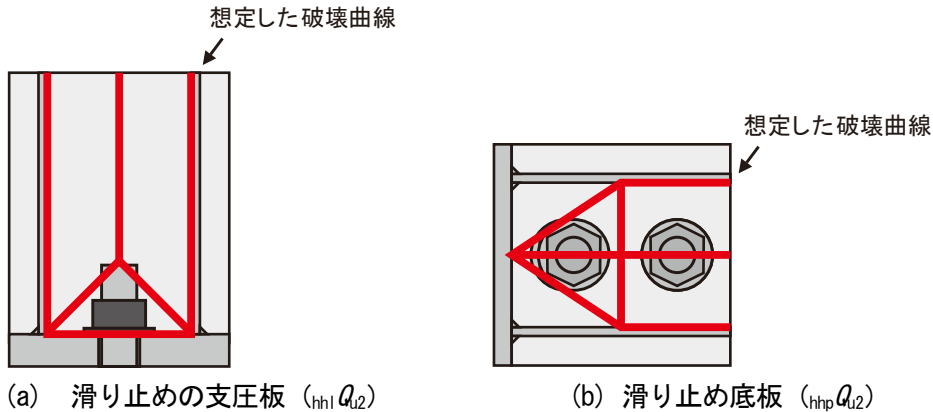


図 3.1.56 滑り止めにおける崩壊線理論で仮定した破壊線 (ウェブが両側にある場合)

(鉛直せん断力に対する検討)

B タイプでは、CLT 袖壁端からの支圧力の伝達が期待できる箇所では、RC はりの塑性ヒンジの形成位置を RC 柱フェイスから CLT 袖壁端に移動させることを目標としている。RC はりの最大曲げモーメント点を CLT 袖壁端とするためには、CLT 袖壁端において、RC はりのスパン中央に作用する鉛直せん断力よりも大きな力を RC はりに伝達する必要がある。以下に、簡易モデルを用いる場合の保証設計の方法を示す。A タイプと同様に、簡易モデルでは、RC はりの塑性ヒンジ位置を 3.1.4 で示した式(3.1.6)によって決めるため、CLT 袖壁に十分な支圧強度が確保できなければ、RC はりの塑性ヒンジ位置が CLT 袖壁の内部に入り込み、十分な補強効果が得られなくなることになる。なお、式(3.1.6)による CLT 袖壁端から危険断面位置までの距離 L_b が CLT 袖壁せいの半分を超えると、モデル化を行う上での不整合が出てくるため、これが実質的な上限となる。

また、詳細モデルを用いる場合についても、A タイプと同様に、CLT 袖壁の断面を四分割し、支圧特性を反映した軸ばねをそれぞれの断面の図心に設置することになるが、RC はりの塑性ヒンジは、

式(3.1.6)によって求められる CLT 袖壁フェイス位置から曲げばねまでの距離 L_b を参考に、CLT 袖壁フェイス位置から内側に袖壁せいの 1/8 倍、3/8 倍、5/8 倍、7/8 倍のいずれか（以降、この長さを L_b' と称する）だけ入り込んだ位置に設けるため、袖壁せいの 7/8 倍が L_b' の実質的な上限となる。

(f) RC 柱—CLT 袖壁間の鉛直接合部 (A タイプ)

RC ラーメンと CLT 袖壁の接合方法として、3.1.3 で示した A タイプを採用した場合の鉛直接合部の設計手法を以下に示す。ここでは、簡略化のため、RC 柱内における寸切りボルトの引き抜けや鉛直接合材自体の破壊は生じず、RC 柱—鉛直接合材間の寸切りボルト、鉛直接合材—CLT 袖壁間のドリフトピン、CLT 袖壁のドリフトピン接合部のいずれかでせん断耐力が決まる場合のみを対象とする。

(水平せん断力に対する検討)

A タイプでは、3.1.4 のモデル化において、安全側の配慮として、CLT 袖壁に作用する水平せん断力を鉛直接合部を介して、隣接する RC 柱部材に伝達することとしている。そのため、鉛直接合部を介した水平せん断力の伝達が可能かどうかを確認する必要がある。本マニュアルでは、式(3.1.78)で求められる設計用せん断力を、式(3.1.79)で求められる鉛直接合部の水平せん断耐力が上回ることを確認することとした。式(3.1.78)に関して、割増係数 n は RC 柱の塑性ヒンジが形成されない場合の割増係数に準じて 1.25 とした。なお、図 3.1.57 に示すように、本検討を行う必要があるのは、CLT 袖壁に形成される圧縮ストラットの向きを考えた場合に、引張力による引き戻しが必要となる一端（図中では脚部）のみとなる。図中の頂部については、摩擦によるせん断伝達が行えない場合でも、RC 柱の側面に CLT 袖壁の側面から支圧力が直接作用するので、ここで示すような検討を行う必要はない。また、式(3.1.78)では、CLT 袖壁に曲げ圧縮力が作用する場合には、設計用せん断力から摩擦係数を差し引いてもよいものとしているが、以下のような理由により、安全側の配慮として、当面は摩擦係数 μ を 0 とし、鉛直接合部の水平せん断耐力の検討を行うこととする。

- ・大変形時の応力伝達に配慮し、B タイプの水平接合部のせん断設計において、滑り止め等の水平せん断伝達要素の設置を別途求めている。
- ・B タイプでは RC—無収縮モルタル—CLT 間で水平せん断力の伝達が行われるのに対し、A タイプでは RC—無収縮モルタル—鋼材—CLT 間と、CLT 袖壁端にある水平接合部の接合金物を介した水平せん断力の伝達が行われるものと考えられるため、3.1.3 の B タイプにおける水平接合部のせん断設計で仮定した値 ($\mu=0.5$) よりも摩擦係数が低減される可能性がある。

一方で、本マニュアルでは、鉛直接合部における水平せん断力に対する検討と鉛直せん断力に対する検討を独立して行っているが、これらのせん断力が実際には同時に作用するため、その点では危険側の評価となる。しかしながら、A タイプの接合を行った架構試験体 A では、RC はりの塑性ヒンジが CLT 袖壁端に形成されたため、B タイプの接合を行った架構試験体 B と比較すると、CLT 袖壁の上下の仕口面における無収縮モルタルの損傷が抑制されており、大変形時にも摩擦接合によるせん断伝達にある程度期待できるものと考えられる。しかしながら、上述したように、式(3.1.78)では、摩擦係数 μ を 0 とする安全側の配慮を行っていることから、設計における簡便性も踏まえ、ここでは鉛直接合部における水平せん断力に対する検討と鉛直せん断力に対する検討を独立して行っても良いものとした。後述する鉛直接合部のせん断耐力の算定方法と共に、今後の検証によって、より合理的な設

計手法が提案されることに期待したい。

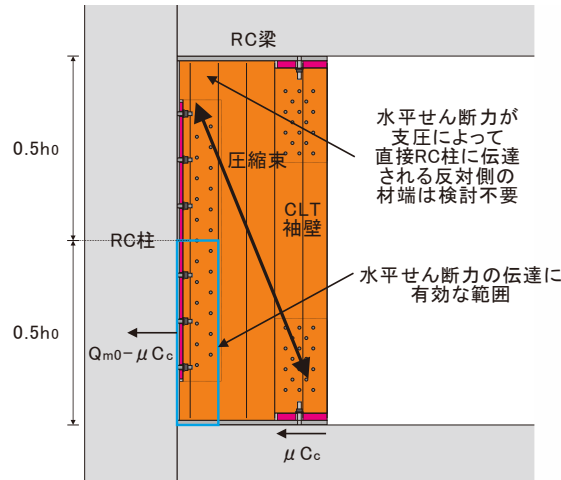


図 3.1.57 Aタイプにおける水平せん断耐力の確認方法

式(3.1.79)に示す鉛直接合部の水平せん断耐力のうち、ドリフトピンの降伏耐力は式(3.1.80)で、寸切りボルトの降伏耐力は式(3.1.81)で、CLT 接合部の集合型破壊時の終局耐力は式(3.1.82)で、鉛直接合材のウェブの降伏耐力は式(3.1.90)で、鉛直接合材のフランジの曲げ耐力時引張力は式(3.1.91)によって求める。式(3.1.80)では、水平せん断力を伝達する上で、過度な変形が生じることを避けるために、ドリフトピンの荷重として降伏耐力を採用したが、水平接合部におけるせん断変形をある程度許容できるのであれば、数値解析によって求めた降伏点以降の荷重を採用する方法も考えられる。

水平せん断耐力として考慮する「寸切りボルト、フランジ、ウェブ、ドリフトピン、CLT 接合部」の範囲に関しては現状では十分な知見がないため、今後の検証が必要であるが、図 3.1.57 に示すように、CLT 袖壁の内法高さの 0.50 倍を目安とすることにした。

$${}_{vh}Q_D = n \cdot \max(0, {}_wQ_{M0} - \mu {}_wC_c) \quad (3.1.78)$$

$${}_{vh}Q_u = \min({}_{vhd}Q_y, {}_{vht}Q_y, {}_{vhs}Q_u, {}_{vhw}Q_y, {}_{vhf}Q_u) \quad (3.1.79)$$

ここで、 ${}_{vh}Q_D$ ：鉛直接合部の設計用水平せん断耐力、 ${}_wQ_{M0}$ ：Ds 時に CLT 袖壁に作用する水平せん断力、 n ：保証設計のための割り増し係数、 μ ：摩擦係数（当面は $\mu=0$ として設計を行う）、 ${}_wC_c$ ：CLT 袖壁の水平接合部に作用する曲げ圧縮力、 ${}_{vh}Q_u$ ：鉛直接合部の水平せん断耐力、 ${}_{vhd}Q_y$ ：鉛直接合部のドリフトピンの降伏耐力、 ${}_{vht}Q_y$ ：鉛直接合部の寸切りボルトの降伏耐力、 ${}_{vhs}Q_u$ ：鉛直接合部の CLT 接合部の集合型破壊時の終局耐力、 ${}_{vhw}Q_y$ ：鉛直接合材のウェブの降伏耐力、 ${}_{vhf}Q_u$ ：鉛直接合材のフランジの曲げ耐力時引張力である。

$${}_{vhd}Q_y = 0.5 {}_v n_d \cdot {}_{dv}P_y \quad (3.1.80)$$

ここで、 $0.5 {}_v n_d$ ：図 3.1.57 に示す範囲の鉛直接合部におけるドリフトピンの本数、 ${}_{dv}P_y$ ：ドリフトピン 1 本あたりの鉛直方向の降伏強度である。

$${}_{vht}Q_y = {}_v n_t \cdot {}_t a_s \cdot {}_t \sigma_y \quad (3.1.81)$$

ここで、 $0.5 {}_v n_t$ ：図 3.1.57 に示す範囲の鉛直接合部における寸切りボルトの本数、 ${}_t a_s$ ：寸切りボルト

の断面積、 $t_{\sigma y}$ ：寸切りボルトの降伏強度である。

$$v_{hs} Q_u = 2 \cdot \text{Min}(P_{R1}, P_{R2}) \quad (3.1.82)$$

$$P_{R1} = P_{t1} + P_{g1} \quad (3.1.83)$$

$$P_{t1} = (W_L - m_d \cdot d) \cdot t_l \cdot F_t \quad (3.1.84)$$

$$P_{g1} = W_L \cdot L_d \cdot t \cdot F_{ge} \quad (3.1.85)$$

$$P_{R2} = P_{t2} + P_{g2} + P_s \quad (3.1.86)$$

$$P_{t2} = (W_b - (m_d - 1) \cdot d) \cdot t_l \cdot F_t \quad (3.1.87)$$

$$P_{g2} = W_b \cdot L_d \cdot t \cdot F_{ge} \quad (3.1.88)$$

$$P_s = 2 \cdot (L_d - (n_d - \frac{1}{2}) \cdot d) \cdot t_l \cdot F_s \quad (3.1.89)$$

ここで、 P_{R1} ：幅はぎ接着していない CLT パネルのラミナ境界部分が影響する壊れ方の場合の最大耐力、 P_{R2} ：幅はぎ接着していない CLT パネルのラミナ境界部分が影響しない壊れ方の場合の最大耐力、 W_L ：ドリフトピン接合に掛かるラミナ幅の合計、 t_l ：ラミナの引張強度（=12N/mm²）、 F_{ge} ：CLT の接着積層面のせん断強度（=1.15N/mm²）、 m_d ：最上段の列のドリフトピンの本数、 d ：ドリフトピンの直径、 t_l ：最外層ラミナの厚み、 L_d ：CLT 木口面から最上段ドリフトピン位置までの長さ、 W_d ：ドリフトピンの右端から左端までの距離、 F_s ：ラミナのせん断強度（=1.8N/mm²）、 n_d ：加力方向のドリフトピンの本数である。なお、 P_{R1} 、 P_{R2} に関しては、図 3.1.57 に示す範囲を対象とし、1層分の最大耐力の半分とする。

$$v_{hw} Q_y = v_{tw} \cdot (0.5 v_{Lw} - \sum d_h) \cdot v_w \sigma_y \quad (3.1.90)$$

ここで、 v_{tw} ：鉛直接合材のウェブの厚さ、 $0.5 v_{Lw}$ ：図 3.1.57 に示す範囲の鉛直接合材のウェブの長さ、 d_h ：鋼材に設けた孔（図 3.1.57 に示す範囲の鉛直接合材のウェブに設けたドリフトピン設置用の孔）の直径、 $v_w \sigma_y$ ：鉛直接合材のウェブの降伏強度である。

$$v_{hf} Q_u = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} (0.5 v_{L_f}) \cdot v_{t_f}^2 \cdot v_f \sigma_y}{v_{L_h}} \quad (3.1.91)$$

ここで、 $0.5 v_{L_f}$ ：図 3.1.57 に示す範囲の鉛直接合材のフランジの長さ、 v_{t_f} ：鉛直接合材のフランジの厚さ、 $v_f \sigma_y$ ：鉛直接合材のフランジの降伏強度、 v_{L_h} ：鉛直接合材のフランジに設けた寸切りボルトの重心位置からウェブ端部までの長さである。

(鉛直せん断力に対する検討)

骨組解析では、鉛直接合部にせん断ばねを設けており、作用するせん断力を直接評価することが可能である。本マニュアルでは、式(3.1.92)で求められる設計用せん断力を、式(3.1.93)で求められる鉛直接合部の鉛直せん断耐力が上回ることを確認することとした。なお、鉛直接合部には、前述した水平せん断力と鉛直せん断力が同時に作用することもあり得るが、ここでは簡略化のため、それぞれの検討を独立に行ってよいものとした。式(3.1.92)に関して、割増係数 n は RC 柱の塑性ヒンジが形成されない場合の割増係数に準じて 1.25 とした。

B. 構造分野

式(3.1.93)に示す鉛直接合部の鉛直せん断耐力のうち、ドリフトピンの終局耐力は式(3.1.94)で、寸切りボルトのせん断耐力は式(3.1.95)で、CLT 接合部の集合型破壊時の終局耐力は式(3.1.96)で、鉛直接合部のウェブのせん断耐力は式(3.1.104)によって求める。式(3.1.94)に関しては、鉛直接合部のせん断ばねの復元力特性にドリフトピンの荷重-変形関係を採用しており、その剛性や耐力が解析結果に直接反映されていることから、ここでは n による割り増しを行った設計用せん断力に対して、必要な終局耐力が確保できることを確認することとした。また、式(3.1.95)は文献[3.1.6]を、式(3.1.96)は文献[3.1.7]の鋼板添え板ビス接合の計算例（強軸試験体の場合）を参考としているが、CLT の片面をビス接合した場合の評価式であるため、本検討では、両面接合に対応するように、式(3.1.96)において、式(3.1.97)、(3.1.100)の値を2倍している。また、前述した鉛直接合部の水平せん断力に対する検討とはCLT の繊維の向きが異なるため、注意が必要である。

なお、式(3.1.93)で求められる鉛直接合部の鉛直せん断耐力には、CLT 袖壁の鉛直断面のせん断耐力が含まれていないが、鉛直接合部から伝達される鉛直せん断力によって、CLT 袖壁がせん断耐力に到達するケースについては、3.1.8(e)で示した式(3.1.44)もしくは式(3.1.41)による検討で確認される。

$${}_v Q_D = n \cdot {}_v Q_{M0} \quad (3.1.92)$$

$${}_v Q_u = \min({}_{vd} Q_u, {}_{vt} Q_u, {}_{vs} Q_u, {}_{vw} Q_y) \quad (3.1.93)$$

ここで、 ${}_v Q_D$ ：鉛直接合部の設計用鉛直せん断力、 ${}_v Q_{M0}$ ： D_s 時に鉛直接合部に作用する鉛直せん断力、 n ：保証設計のための割り増し係数、 ${}_v Q_u$ ：鉛直接合部の鉛直せん断耐力、 ${}_{vd} Q_u$ ：鉛直接合部のドリフトピンの終局耐力、 ${}_{vt} Q_u$ ：鉛直接合部の寸切りボルトのせん断耐力、 ${}_{vs} Q_u$ ：鉛直接合部のCLT接合部の集合型破壊時の終局耐力、 ${}_{vw} Q_y$ ：鉛直接合部のウェブのせん断耐力である。

$${}_{vd} Q_u = {}_v n_d \cdot {}_{dv} P_u \quad (3.1.94)$$

ここで、 ${}_v n_d$ ：鉛直接合部におけるドリフトピンの本数、 ${}_{dv} P_u$ ：ドリフトピン1本あたりの鉛直方向の終局強度（ここでは、数値解析における20mm変形時の荷重としてよい）である。

$${}_{vt} Q_u = \text{Min}(0.7 {}_t \sigma_y, 0.4 \sqrt{{}_c E_c \cdot {}_c F_c}) \cdot \sum a_t \quad (3.1.95)$$

ここで、 ${}_t \sigma_y$ ：寸切りボルトの降伏強度、 ${}_c E_c$ ：コンクリートのヤング係数 (N/mm²)、 ${}_c F_c$ ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 a_t ：寸切りボルトの断面積とする。

$${}_{vs} Q_u = 2 \cdot \text{Min}(P_{R1}, P_{R2}) \quad (3.1.96)$$

$$P_{R1} = P_{t1} + P_{g1} \quad (3.1.97)$$

$$P_{t1} = (W_L - m_d \cdot d) \cdot t_l \cdot F_t \quad (3.1.98)$$

$$P_{g1} = W_L \cdot L_d \cdot t \cdot F_{ge} \quad (3.1.99)$$

$$P_{R2} = P_{t2} + P_{g2} + P_s \quad (3.1.100)$$

$$P_{t2} = (W_b - (m_d - 1) \cdot d) \cdot t_l \cdot F_t \quad (3.1.101)$$

B. 構造分野

$$P_{g2} = W_b \cdot L_d \cdot t_l \cdot F_{ge} \quad (3.1.102)$$

$$P_s = 2 \cdot (L_d - (s_n d - \frac{1}{2}) \cdot d) \cdot t_l \cdot F_s \quad (3.1.103)$$

ここで、 P_{R1} ：幅はぎ接着していない CLT パネルのラミナ境界部分が影響する壊れ方の場合の最大耐力、 P_{R2} ：幅はぎ接着していない CLT パネルのラミナ境界部分が影響しない壊れ方の場合の最大耐力、 W_L ：ドリフトピン接合に掛かるラミナ幅の合計、 f_t ：ラミナの引張強度（=12N/mm²）、 f_{ge} ：CLT の接着積層面のせん断強度（=1.15N/mm²）、 m_d ：最上段の列のドリフトピンの本数、 d ：ドリフトピンの直径、 t_l ：最外層ラミナの厚み、 L_d ：CLT 木口面から最上段ドリフトピン位置までの長さ、 W_d ：ドリフトピンの右端から左端までの距離、 f_s ：ラミナのせん断強度（=1.8N/mm²）、 $s_n d$ ：加力方向のドリフトピンの本数である。

$${}_{vw}Q_y = {}_v t_w \cdot ({}_v L_w - \sum d_h) \cdot \frac{{}_{vw} \sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (3.1.104)$$

ここで、 ${}_v t_w$ ：鉛直接合材のウェブの厚さ、 ${}_v L_w$ ：鉛直接合材のウェブの長さ、 d_h ：鋼材に設けた孔（鉛直接合材のウェブに設けたドリフトピン設置用の孔）の直径、 ${}_{vw} \sigma_y$ ：鉛直接合材のウェブの降伏強度である。

3.1.10 限界耐力計算を行う場合の考え方

(a) 基本的な考え方

本マニュアルでは、3.1.5 から 3.1.9 において、保有水平耐力計算を行う場合の考え方を示したが、より安全側の判断となるように、部材種別判定、構造特性係数の設定や保証設計の方法を整理したため、不合理な設計となっている部分があるものと考えられる。一方、限界耐力計算では、積雪、暴風、地震の全てに対し直接的な検討を行っていること、建築物に作用する地震力を建築物の変形を算出することにより、仕様規定に基づく推定によらず算出していることから、耐久性等の関係規定を除き、建築基準法施行令第3章第2節から第7節の2までに規定する仕様規定を適用しない選択が可能となるため、RC ラーメンに挿入する CLT 袖壁を構造部材とみなした検討が行いやすいものと考えられる。また、保有水平耐力計算で問題となった「設計上の留意点 1」における崩壊機構形成後の応力増加についても、地震時における建築物の変形が陽に示されることにより、保証設計を行う上での支障も小さくなるものと考えられる。

一方で、現在、RC 造建築物を対象とした構造計算の大部分は保有水平耐力計算によって行われており、限界耐力計算については普及が十分に進んでいないことから、本マニュアルに掲載されている設計例も、保有水平耐力計算に基づいて構造計算を行ったものである。ここでは、CLT 袖壁付き RC ラーメンに限界耐力計算を適用する場合に問題となるものと考えられる CLT 袖壁の変形性能、等価粘性減衰定数の評価方法および保証設計の考え方のみを示す。

(b) CLT 袖壁の変形性能の評価方法

限界耐力計算では、建築物の安全限界時における代表変位の 1.5 倍の変形状態まで安定して変形できることが要求されるため、部材や架構の変形性能を検証し、確保する必要がある。このうち、A タイプにおいてアンカーボルトを設置するための鋼板挿入ドリフトピン接合部など、引張力を受ける接合部が破壊する場合の変形に関しては、CLT マニュアル^{3.1.7}等の知見を活用すれば良いが、今回実施した部材実験や架構実験では、CLT 袖壁の曲げ圧壊やせん断降伏が生じているため、これらの破壊を防止するための検討が別途必要になる。

(CLT 袖壁の曲げ圧壊について)

A、B タイプのいずれについても、骨組解析において、水平接合部の支圧特性の再現に用いた軸ばねの軸縮みが 6mm に達した時点を超えて限界変形とする。但し、この 6mm という制限値については、S60-3-3 (厚さ 90mm) 及び S60-3-4 (厚さ 120mm) の CLT 袖壁を用いた載荷実験及び骨組解析の結果から得られたものであるため、異なる仕様の CLT 袖壁を用いる場合には、別途検討を行い、適切な値を用いてよい。以下に、水平接合部の軸ばねを用いた CLT 袖壁の変形性能の評価手法の考え方を示す。

部材実験の試験体 AS、BS では、 $R=1/50$ rad サイクルにおいて、CLT 袖壁の曲げ圧縮縁におけるラミナ間の接着面の破壊を伴う耐力低下が生じている。これらの試験体を対象とした簡易モデルによる骨組解析では、図 3.1.58 に示すように、CLT 袖壁-RC スタブ間の水平接合部の支圧特性を反映した軸ばねの軸縮みが 6mm 程度まで到達していることから、本マニュアルでは、水平接合部の軸ばねの軸縮みを一定値以下に抑えることで、ラミナの破断や接着面の破壊を伴う耐力低下を防止することとする。本検討で対象とした CLT 袖壁は、S60-3-3 (試験体 AS、厚さ 90mm)、S60-3-4 (試験体 BS、厚さ 120mm) のみであり、試験体数も限られていることから、今後の検証が必要であるが、軸縮みの制限

B. 構造分野

値の目安とした 6mm という数値は、試験体 AS、BS に用いた CLT 袖壁の厚さ (S60-3-3 : 90mm、S60-3-4 : 120mm) の厚さの袖壁厚さの 5.0~6.7%、ラミナの厚さ (30mm) の 20% に相当している。

また、詳細モデルを用いた場合の軸ばねの軸縮みの推移も図 3.1.58 に示すが、ブレース置換した CLT 袖壁にせん断変形が生じたことにより、簡易モデルと比較して、全体的に軸縮みの値が小さくなっている。したがって、詳細モデルを用いる場合には、軸縮みの制限値を 6mm よりも小さい値に再設定する必要がある。

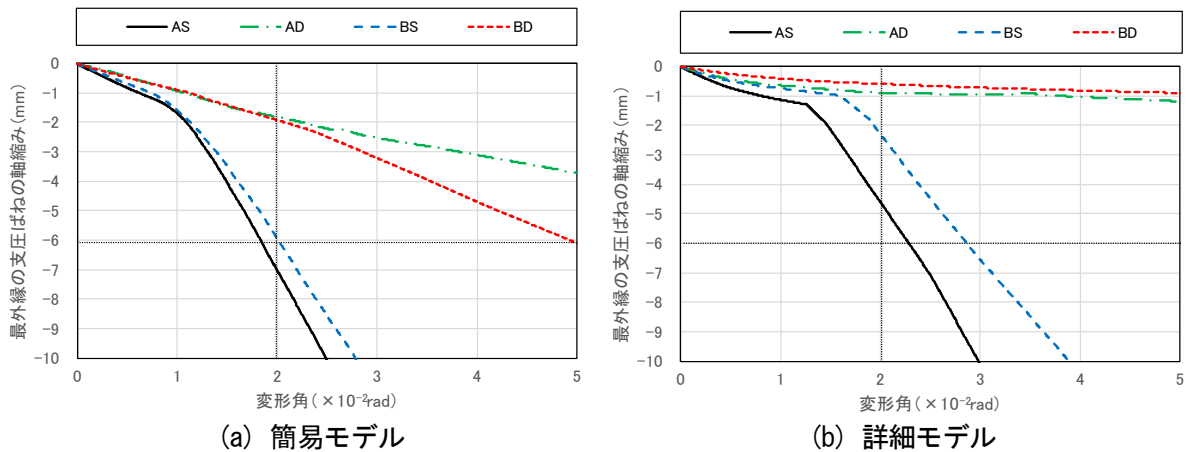


図 3.1.58 曲げ圧縮力を受ける CLT 袖壁の最外縁の支圧ばねの軸縮み-変形角関係

架構実験の試験体 A では、 $R=1/25$ rad サイクルにおいて、CLT 袖壁の曲げ圧縮縁におけるラミナの破断に伴う耐力低下が生じているが、簡易モデルを用いた場合の CLT 袖壁-RC スタブ間の水平接合部の支圧特性を反映した軸ばねの軸縮みは、図 3.1.59(a)、図 3.1.61(a)に示すように 16mm 程度と部材実験よりも大きい値となった。試験体 A では、部材実験の試験体 BS と同じ袖壁 S60-3-4 (厚さ 120mm) を用いており、本来であれば軸縮みが 6mm に到達した段階で CLT 袖壁の破壊が生じてもおかしくないが、CLT 袖壁端の水平接合部にアンカーボルトを接合するためのドリフトピン接合部を設けていたことで、曲げ圧縮領域において、仕口面のみでなくドリフトピンを介した圧縮力の伝達が段階的に行われた可能性がある。その結果、実際には仕口面における軸ばねの軸縮みが低減され、部材実験よりも高い変形性能を示したものと考えられる。

また、架構実験の試験体 B では、CLT 袖壁の曲げ圧縮縁における損傷は軽微に抑えられ、実験終了時まで耐力低下もほとんど生じなかったが、骨組解析における CLT 袖壁-RC スタブ間の水平接合部の支圧特性を反映した軸ばねの軸縮みについて、試験体 A と同じ $R=1/25$ rad における値を比較すると、図 3.1.60(a)、図 3.1.61(a)に示すように、13mm 程度とこちらも部材実験よりも大きい値を示している。試験体 B では、試験体 A や部材実験の試験体 BS と同じ袖壁 S60-3-4 (厚さ 120mm) を用いているが、CLT 袖壁端にはドリフトピン接合部は設けておらず、損傷が見られなかったことについて試験体 A と同じ理由での説明はできない。試験体 B では、水平接合部に無収縮モルタルを充填しているが、図 3.1.21 で示したように、繰り返し荷重によって水平接合部の目地部分の開閉が生じ、また、CLT 袖壁と接する部分でも RC はりの曲げ変形が大きくなったため、層間変形角の増大に伴って無収縮モルタルの剥離、剥落が生じている。そのため、CLT 袖壁の軸縮みが軽減され、CLT 袖壁の損傷が軽微に抑えられた可能性がある。一方で、部材実験の試験体 AS、BS では、水平接合部にエポキシ樹脂を充填していたため、試験体 B のような目地部分の剥離、剥離は生じず、このような挙動が確認されなかつ

B. 構造分野

たものと考えられる。なお、架構実験の試験体 A では、試験体 B と同様に水平接合部に無収縮モルタルを充填していたものの、アンカーボルトや鉛直接合部を設けたこと、CLT 袖壁と接する部分では RC はりの曲げ変形が小さく抑えられたことから、水平接合部の目地部分の開閉が抑制され、無収縮モルタルの剥離や剥落が軽微に抑えられた。そのため、CLT 袖壁の軸縮みが軽減されず、最終的に CLT 袖壁の曲げ圧縮破壊に至ったものと考えられる。

また、詳細モデルを用いた場合の軸ばねの軸縮みの推移を、図 3.1.59(b)、図 3.1.60(b)に示すが、部材実験と同様に、ブレース置換した CLT 袖壁にせん断変形が生じたことにより、簡易モデルと比較して、全体的に軸縮みの値が小さくなっている。

本マニュアルでは、3.1.3 で示したように、架構実験の試験体 A、B の接合方法を採用することとしている。そのため、上記の評価方法では、CLT 袖壁の変形性能を過小評価する可能性があるが、試験体 A においては、ドリフトピン接合部を含めた CLT 袖壁端の変形性能の評価が難しいこと、試験体 B においては、載荷実験と異なり、地震時に一方に変形が集中するようなケースでは、水平接合部の無収縮モルタルの剥落があまり生じず、CLT 袖壁の軸縮みが軽減されない可能性があることから、部材実験の結果を基にした評価方法を採用している。なお、架構実験の試験体を対象とした簡易モデルを用いた骨組解析の結果に軸縮みの制限値 (6mm) を適用した場合でも、算出される限界変形角の値は、試験体 A で $R=1/46$ rad、試験体 B で $R=1/41$ rad なり、安全側ではあるが、いずれも $R=1/50$ rad 以上の変形性能は確保されることになる。

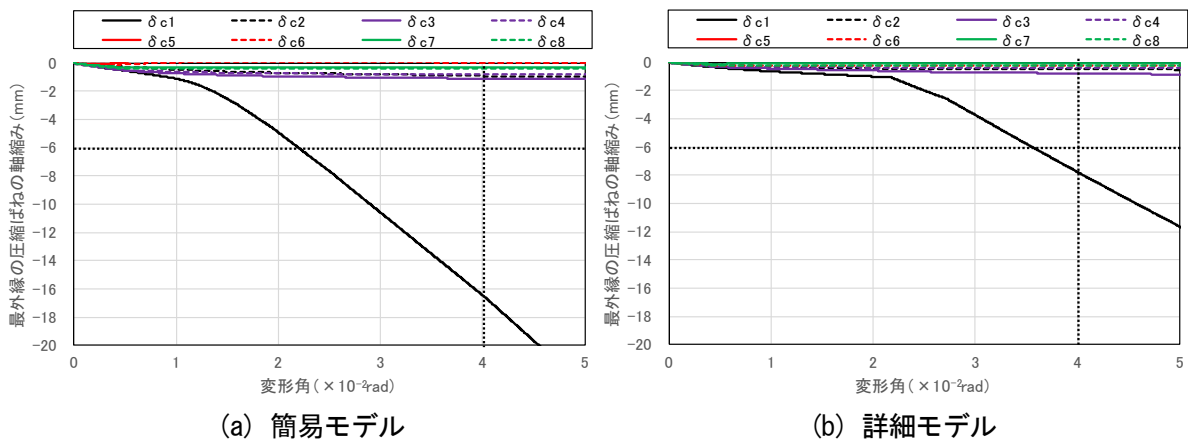


図 3.1.59 曲げ圧縮力を受ける CLT 袖壁の最外縁の支圧ばねの軸縮み—変形角関係 (試験体 A)

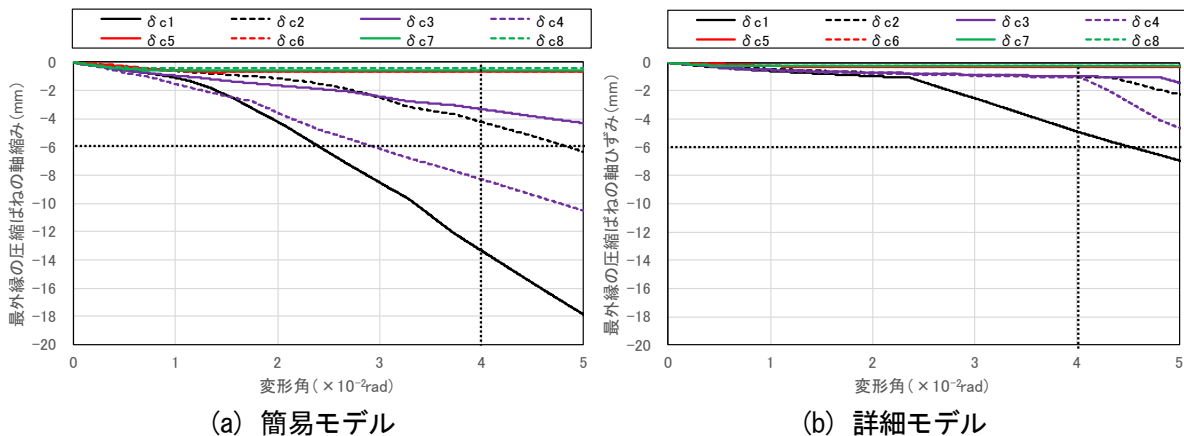


図 3.1.60 曲げ圧縮力を受ける CLT 袖壁の最外縁の支圧ばねの軸縮み—変形角関係 (試験体 B)

B. 構造分野

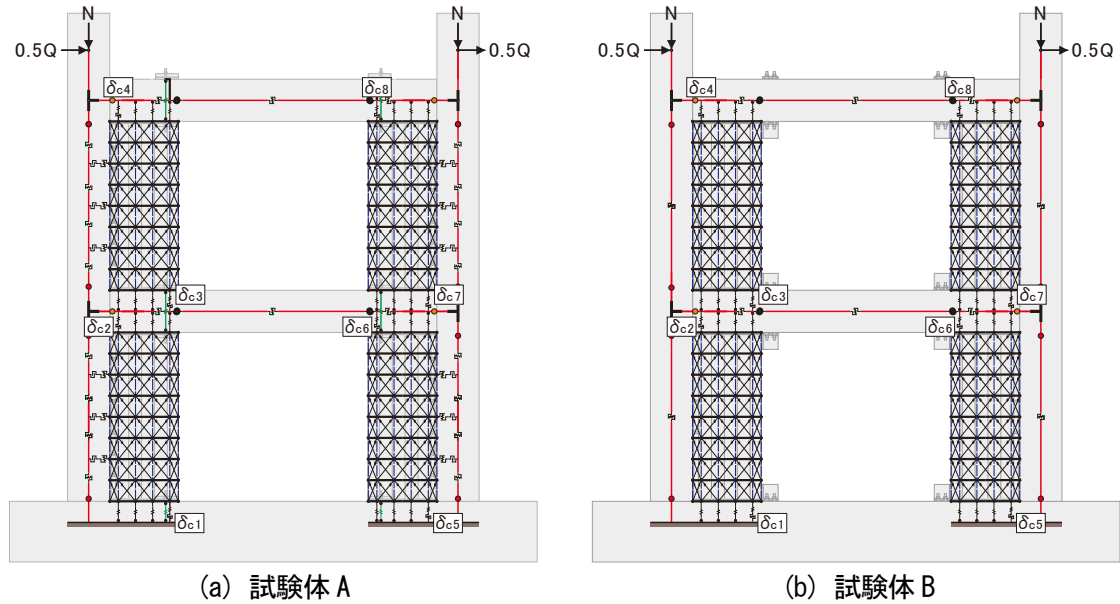


図 3.1.61 支圧ばねの位置 (詳細モデルの場合)

(CLT 袖壁のせん断降伏について)

CLT 袖壁に作用する水平せん断力に対しては、保有水平耐力計算と同様に、3.1.8(b)で示した設計用せん断力を用いて、必要な水平せん断力が確保されていることを確認することで、必要な変形性能が確保されるものと考えられる。

一方、CLT 袖壁に作用する鉛直せん断力に対しては、3.1.8 で示した保有水平耐力計算における部材種別判定において、CLT 袖壁に作用する水平、鉛直方向の設計用せん断力が、水平、鉛直断面のせん断耐力を上回る場合、保証設計を満足できないものとして、CLT 袖壁付き RC 柱とみなす場合は FD、CLT 耐力壁とみなす場合は WD と判定することとしたが、3.1.4 で示したモデル化では、CLT 袖壁の鉛直断面におけるせん断降伏を許容する（鉛直断面に作用するせん断力がせん断耐力に到達したとしても、その時点を崩壊メカニズムの形成点とは考えない）こととしている。

本来であれば、CLT 袖壁に生じるせん断変形を定量的に評価して、限界変形を設定することが望ましいが、簡易モデルでは、鉛直せん断力によって生じるせん断変形は再現できない。そこで、当面は部材実験、架構実験によって、変形性能が検証された層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ を上限とすることで、CLT 袖壁に対する鉛直せん断力の検討に替えるものとする。

(c) 等価粘性減衰定数の評価方法

RC ラーメンに CLT 袖壁を挿入することで、RC はりのヒンジリロケーション効果に加え、RC 柱の曲げ耐力の増大が生じることで、水平剛性や水平耐力の増大が見られる。前者に関しては、主に RC はりの主筋がエネルギー消費を行う点は変わらないため、等価粘性減衰定数に及ぼす影響は小さいものと考えられるが、後者に関しては、エネルギー消費を行わない圧縮軸力が CLT 袖壁付き RC 柱の曲げ耐力に占める寄与分が増大するため、等価粘性減衰定数の低下が懸念される。

図 3.1.62 に部材実験の荷重変形関係から求めた式(3.1.105)による等価粘性減衰定数の実験値と、式(3.1.106)による等価粘性減衰定数の計算値の比較を示す。式(3.1.106)は載荷実験と同じく定常ループを想定した場合の等価粘性減衰定数に相当し、 $R=1/50\text{rad}$ を終点とする面積等価なバイリニア置換によって求めた降伏点変形を基準に塑性率を算定した。部材実験では、片持ち柱形式の試験体 AS、BS で

は、同一変形角における2回目のサイクルにおいて、式(3.1.105)による実験値が式(3.1.106)による計算値を下回るケースが見られた。

図 3.1.63 に部材実験と同じ手法で架構実験の荷重変形関係から求めた等価粘性減衰定数の実験値と計算値の比較を示す。架構実験では、RC ラーメンである試験体 C と比較すると、RC ラーメンに CLT 袖壁を挿入した試験体 A、B では、式(3.1.105)による等価粘性減衰定数の実験値が小さくなる傾向が見られるが、いずれの試験体でも式(3.1.106)による等価粘性減衰定数の計算値は上回った。これは、架構実験では、RC 柱のみでなく、RC はりによるエネルギー吸収も行われるため、部材実験と比較して等価粘性減衰定数が大きな値を示したものと考えられる。架構試験体は層数が2層と少ないが、建物の層数が増えれば、CLT 袖壁付き RC 柱に対する RC はりのポテンシャルエネルギーの割合が増加し、等価粘性減衰定数に及ぼす影響を小さくできるものと考えられることから、層数が2層以上の建物を対象とする場合には、限界耐力計算で一般的に用いられる非定常応答に対応した式(3.1.107)に基づいて等価粘性減衰定数の算定を行って問題ないものと考えられる。また、1階を除く上層のみに CLT 袖壁を挿入する場合には、等価粘性減衰定数に及ぼす影響はさらに小さくなるものと考えられる。

$$\exp h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (3.1.105)$$

ここで、 ΔW ：履歴吸収エネルギー、 W ：ポテンシャルエネルギーとする。

$$\text{cal} h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_y}}\right) \quad (3.1.106)$$

ここで、 μ_y ： $R=1/50\text{rad}$ を終点とする面積等価なバイリニア置換によって求めた塑性率とする。

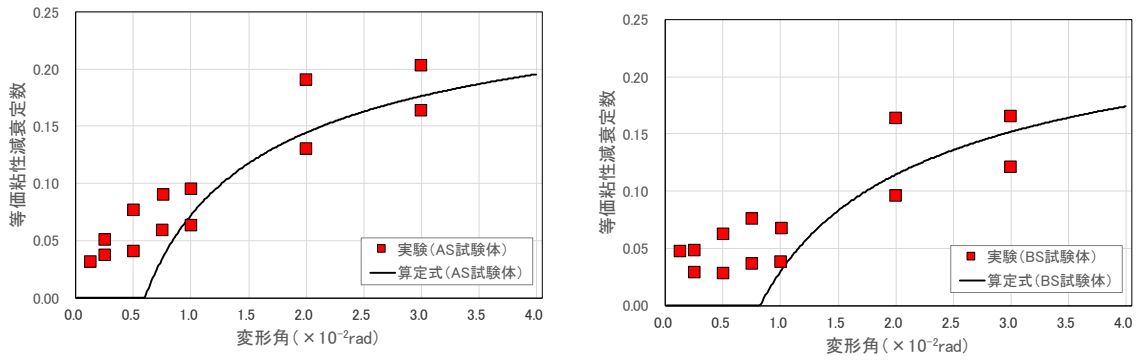
$$\text{cal} h_{eq} = 0.25 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_y}}\right) \quad (3.1.107)$$

ここで、 μ_y ： $R=1/50\text{rad}$ を終点とする面積等価なバイリニア置換によって求めた塑性率とする。

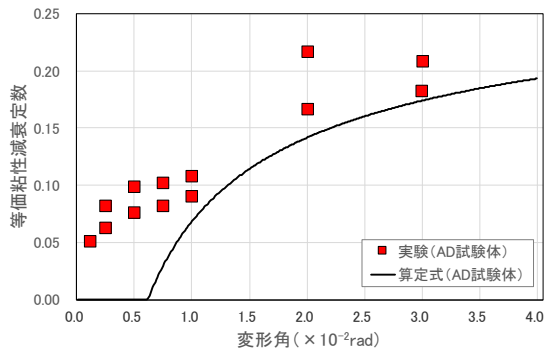
(d) 保証設計の方法

限界耐力計算では、建築物の安全限界時における代表変位の 1.5 倍の変形状態まで安定して変形できることを確認すれば良い。RC 部材に関しては、安全限界変位が 1/75 以下の場合には、保有水平耐力計算において、設計用せん断力の算定に用いた D_s 算定時のせん断力を、建築物の安全限界時における代表変位の 1.5 倍の変形状態におけるせん断力に読み替えて、保証設計を行う。

B. 構造分野

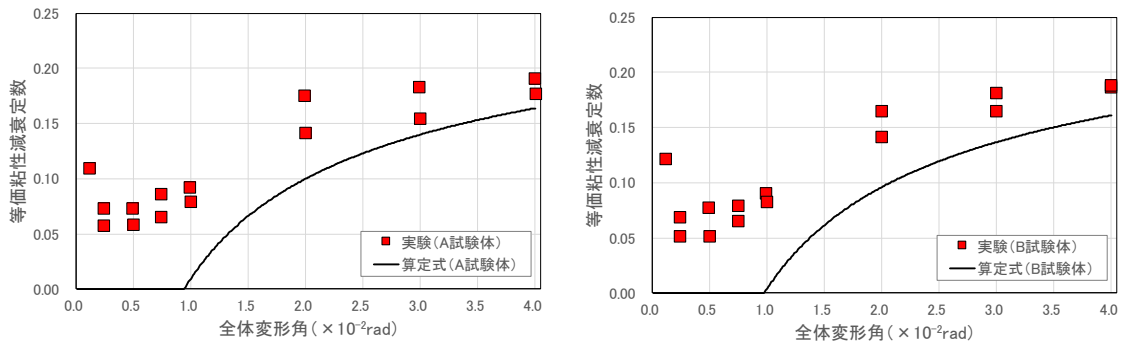


(a) 片持ち柱形式

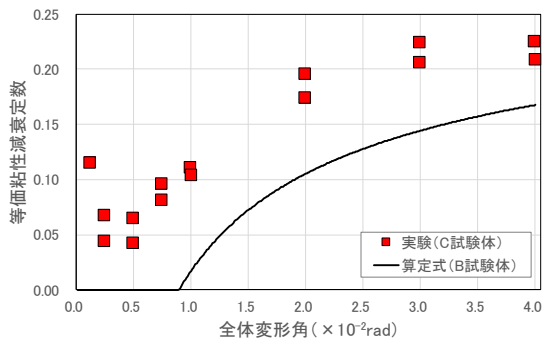


(b) 逆対称形式

図 3.1.62 部材実験における等価粘性減衰定数の推移



(a) CLT 袖壁を挿入した試験体



(b) RC ラーメン試験体

図 3.1.63 架構実験における等価粘性減衰定数の推移

3.1.11 RC-CLT 間の接合方法

本マニュアルでは、3.1.3 で示した A タイプおよび B タイプの接合方法を、RC-CLT間の水平接合部及び鉛直接合部に採用しているが、その他の接合方法についても、本マニュアルに示す構造設計法に基づいた検討を行えば、本構造形式にも適用可能であるが、構造実験等を行い、必要な構造性能を有していること、想定外の破壊性状を示さないことを確認することが望ましい。ここでは、水平接合部、鉛直接合部等に関して、想定される接合方法とそれぞれの利点および欠点を整理する。

(a) 水平接合部の設計（金物-CLT 袖壁間）

RCはり（基礎はり）-CLT袖壁間の水平接合部では、図 3.1.64 に示すように、軸方向力（圧縮・引張）、水平せん断力についての検討が必要になる。水平接合部には、RC柱に作用する軸力やRC柱主筋が負担する引張力による曲げ圧縮合力が作用する。3.1.3 で示した A タイプの接合方法のように、アンカーボルトの引張力の伝達を想定して設置した鋼板挿入ドリフトピン接合部が、曲げ圧縮合力の一部を伝達することはあり得るが、CLT袖壁端では作用する軸力が大きく、接合材を介した伝達が不合理であるため、通常はCLT袖壁の仕口面を介して、RC躯体に伝達するものとする。

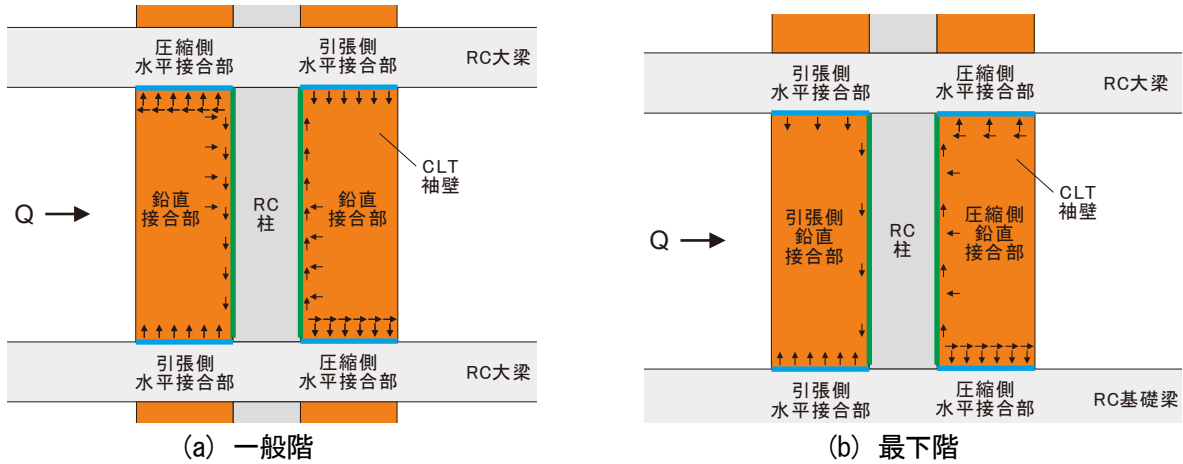


図 3.1.64 CLT 袖壁付き RC 構造の水平接合部と鉛直接合部に作用する応力の組み合わせ

また、RC はりの塑性ヒンジの位置を CLT 袖壁端に効率的に移動させるためには、CLT 袖壁端において、CLT 袖壁-RC はり間で引張力の伝達を行う必要がある。引張力の伝達方法としては、表 3.1.10 に示すように、「ドリフトピン」、「ビス」、「通しボルト」、「接着」等が考えられるが、RC 躯体への適用に際して、それぞれメリット、デメリットがある。これらのうち、「ドリフトピン」、「接着」による接合方法については、部材実験、架構実験で検討を行っているので、参考にされたい。特に CLT 袖壁の側面に接合金物を接着接合する場合には、接合材に引張力が作用する際に CLT の繊維直交方向の破壊が生じる可能性があるため、注意が必要である。

3.1.3 で示した B タイプのように、CLT 袖壁の端部に引張力を伝達するアンカーボルトを設けない場合については、CLT 袖壁の形状に配慮すれば、摩擦力によって、CLT 袖壁に作用する水平せん断力の大部分を上下の RC はり（基礎はり）に伝達することが可能と考えられるが、本検討では、摩擦のみに期待する条件での载荷実験は実施していないことや、RC 躯体と CLT 袖壁の一体性を確保する観点から、鉛直接合面に応力伝達用の金物を設けない場合には、せん断伝達用の金物として滑り止めやコッター等を設けることとしている。

表 3.1.10 水平接合部における引張力の伝達方法（金物—CLT 袖壁間）

接合方法	メリット	デメリット
ドリフトピン	<ul style="list-style-type: none"> ドリフトピンを用いることで、厚さ方向の全層のラミナに引張力を伝達できるため、CLT 袖壁の層数が多い（厚みが大きい）場合に適している。 	<ul style="list-style-type: none"> 施工前に CLT 袖壁を加工しておく必要がある。 CLT 袖壁内に鋼板を挿入する場合、引張力と平行な繊維方向のラミナに切り欠きを設けると、断面欠損となり、圧縮耐力に影響を及ぼす可能性がある。
ビス	<ul style="list-style-type: none"> 施工前に CLT 袖壁の加工を行う必要がなく、施工時の位置合わせが容易である。 	<ul style="list-style-type: none"> ビス 1 本で伝達できる引張力が小さいため、多数のビス打ちを行う必要がある。 ビスが届くラミナにしか引張力を伝達できないため、CLT 袖壁の層数が少ない（厚みが小さい）場合にしか適用できない。
通しボルト	<ul style="list-style-type: none"> 通しボルトの取り外しが容易であり、可変性が高い。 	<ul style="list-style-type: none"> 通しボルトを定着するための孔が断面欠損となり、圧縮力、引張力の伝達に影響を及ぼす可能性がある。そのため、壁端からやや離れた位置に孔を設けることが望ましく、効果が得られにくい。
接着	<ul style="list-style-type: none"> 施工前に CLT 袖壁の加工を行う必要がなく、施工時の位置合わせが容易である。 接着面を大きく取ることで、せん断力を分散して伝達することができ、局所的な破壊が防止される。 	<ul style="list-style-type: none"> 接着剤は新築向けの材料ではないため、接着面が破壊するようなケースでは、構造設計上の取り扱いが難しい。 山形鋼等の金物を介して引張力を伝達する際に、接着面に平行なせん断力だけでなく、接着面の直交方向に引張力が作用すると、CLT が繊維直交方向に引張破壊するため、十分な耐力が得られない。 接着されるラミナにしか引張力を伝達できないため、CLT 袖壁の層数が少ない（厚みが小さい）場合にしか適用できない。

(b) 鉛直接合部の設計（金物—CLT 袖壁間）

RC 柱—CLT 袖壁間の鉛直接合部では、主に鉛直せん断力の伝達についての検討が必要になる。CLT パネルを耐震要素として活用することを目的とした既往の研究では、CLT パネルを独立した耐震要素として考え、パネルの上下に水平接合部を付与するタイプが多く、A タイプのように、RC 柱と一体で挙動することを想定し、パネルの上下だけでなく、パネルの側面にも鉛直接合部を付与するタイプの検討は限られている。このような形式とする場合、水平接合部と鉛直接合部に重なり合う部分が出てくるため、取り合い部分の納まりが重要になる。鉛直せん断力の伝達方法としては、水平接合部と同様に、「ドリフトピン」、「ビス」、「接着」、「コッター」等が考えられる。

鉛直接合部においては、図 3.1.64 に示すように、水平接合面に作用する曲げ圧縮合力の一部（もしくは全て）や、曲げ引張合力の一部（もしくは全て）が、鉛直方向のせん断力として作用する。水平接合面に作用する水平せん断力の一部（もしくは全て）が圧縮力として鉛直接合部の境界面に作用することになるが、鉛直方向のせん断の伝達を行う上では、むしろ有利な方向に働くものと考えられるため、鉛直接合部の設計上は無視しても差し障りない。一方で、RC 柱の曲げ変形が大きくなり、塑性ヒンジが形成されると、塑性ヒンジの周辺部では、CLT 袖壁が RC 柱の変形に追随することができず、鉛直接合面において部分的な離間が生じることが部材実験において確認されていることから、後述するように、鉛直接合面では、モルタルやエポキシ樹脂による RC 躯体と CLT 袖壁の直接的な鉛直せん断力の伝達には期待しないものとしている。また、鉛直接合部に金物を設けない場合には、RC 躯体の変形に伴う CLT 袖壁の脱落防止を目的とした水平接合部に滑り止め等の金物を設置することとした。

(c) 金物—RC 躯体間の接合

ここでは、金物と RC 躯体をボルト締めにより接合する方法について考える。具体的な方法としては、①RC 躯体内にシース管等で設けた孔の中にボルトを通す方法、②RC 躯体内に埋め込んだ高ナットにボルト締めする方法、③RC 躯体内に埋め込んだボルトをナット締めする方法が考えられる。表 3.1.11 に各方法のメリット、デメリットを示す。塑性ヒンジの形成が想定され、引張力が作用する箇所では、①孔の中にボルトを通す方法が、引張力が作用するものの弾性の範囲内であり、主にせん断伝達に期待する場合には、②高ナットにボルト締めする方法や③ボルトをナット締めする方法の適用が考えられる。

表 3.1.11 金物と RC 躯体の接合方法

	①孔を設ける方法	②高ナットを埋め込む方法	③ボルトを埋め込む方法
引張	ボルトのアンボンド区間を比較的長く設定できるため、塑性変形能力は高い。反面、初期緊張を行わないと効きが悪い。ボルトの交換が容易に行え、可変性が高い。	塑性変形能力が必要な場合は、高ナットに取り付けるボルト側である程度の変形能力を持たせる必要がある（RC 躯体から高ナットが抜け出す状況は通常想定しない）。	ボルトの交換ができないため、塑性化させる部位への適用は適切ではない。
圧縮	シース管内で座屈する可能性があるため、一般に圧縮力には抵抗させない。	抵抗可能	
せん断	初期緊張力による摩擦抵抗となるため、ボルトが塑性化し、伸びが生じるとせん断伝達には期待できない。	高ナット側面の支圧による伝達が期待できる。	ボルト側面の支圧による伝達が期待できる。
可変性・施工性	RC 躯体からの飛び出しがないため、間取の変更等に対応しやすい。また、シース管内の遊びがあるので、微調整はしやすいが、上下階の締め付けを同時に行う必要がある。また、RC はりのせいよりも長いボルトが必要となり、金物を CLT 袖壁の断面内に収めることが難しい。	RC 躯体からの飛び出しがないため、CLT 袖壁の設置時にも邪魔になりにくく、間取の変更等に対応しやすい。	RC 躯体からボルトが飛び出しているため、CLT 袖壁の設置時に邪魔になる可能性があり、間取の変更を行う際には、切断等の対策が必要になる。
その他	シース管が断面欠損となるので、シース管の幅を減らして、RC はりのせん断耐力を計算するなどの配慮が必要となる。	RC はり断面の中心寄りに定着できない場合、コーン破壊に対する耐力が取りにくくなる可能性がある。	

(d) モルタルやエポキシ樹脂を用いた接合の考え方

CLT 袖壁を RC 躯体の施工時に予め設置する場合を除くと、CLT 袖壁と RC 躯体の間には、施工誤差を飲み込み、両者の間の応力伝達を滞りなく行うための目地部分が必要となる。目地部分の充填材料としては、モルタルやエポキシ樹脂が考えられる。本マニュアルでは、エポキシ樹脂を充填する場合でも、水平目地や鉛直目地におけるせん断伝達には期待しない。これは、部材実験において、CLT 袖壁が周辺の RC 部材の変形に追随できず、接着面近傍のコンクリートに引張破壊が生じ、最終的に離間やずれが生じたためである。一方で、繰り返し载荷によって、水平目地の離間や接触が生じた場合にも、目地部分のエポキシ樹脂自体の損傷は軽微に抑えられ、剥落や剥離が生じにくいいため、エポキシ樹脂を用いた場合の方が、大変形時まで CLT 袖壁と RC 躯体の隙間が埋められ、効率的な応力伝達に寄与するものと考えられる。実際に、エポキシ樹脂を用いた部材実験では、無収縮モルタルを用いた架構実験と比較して、CLT 袖壁の曲げ圧縮破壊時の変形角が小さくなっているが、その一因として、架構実験では水平目地の無収縮モルタルが損傷を受け、剥落したことで、CLT 袖壁に強制される変形が小さくなり、大変形時まで破壊しなかった可能性が考えられる。

表 3.1.12 エポキシやモルタルを用いた充填の特徴

充填材の種類		エポキシ樹脂（湿式）	無収縮モルタル（乾式）
RC 骨組 - CLT 袖壁間の応力伝達	圧縮応力	十分な応力伝達が期待できる	
	引張応力	コンクリートの引張強度分のみ伝達可能	応力伝達は期待できない
	せん断応力	摩擦によるせん断伝達を基本とするが、離間が生じなければ、コンクリートのせん断強度分は伝達可能	摩擦によるせん断伝達を基本とする
	繰り返し応力	エポキシ樹脂自体が損傷する恐れは小さい	モルタルに亀裂が入り、剥落すると十分な応力伝達が行えなくなる可能性があるため、メッシュ筋の挿入などの配慮が必要となる
目地厚	5mm 程度の目地厚でも充填可能であるが、10～20mm 程度の目地厚を確保することが望ましい	10mm 程度の目地厚でも充填可能であるが、20mm 程度の目地厚を確保することが望ましい	
施工方法の違い	注射器状の小型のポンプを用いて、複数箇所から圧入	やや大型のポンプを用いて、一箇所から圧入	
注意点	エポキシ樹脂自体は損傷を受けず、周辺のコンクリート部分の破壊によって耐力が決まる	充填時に、CLT 袖壁に水分が吸われないような配慮（プライマーの塗布など）が必要	

3.1.12 設計例

(a) 建物概要

本設計例では、図 3.1.18 で示した B タイプの接合方法を採用した設計例を示す。表 3.1.13 に対象とした建築物モデル (RC モデル、RC+CLT モデル) の概要を、RC モデルの基礎床伏図、各階床伏図、Y1、Y3 通り軸組図、X1、X8 通り軸組図、X2～X7 通り軸組図を図 3.1.65、図 3.1.66、図 3.1.67、図 3.1.68 に、RC+CLT モデルの基礎床伏図、各階床伏図、Y1、Y3 通り軸組図、X1、X8 通り軸組図、X2～X7 通り軸組図を図 3.1.69、図 3.1.70、図 3.1.71、図 3.1.72 に示す。

RC モデルは、6 階建ての RC 造共同住宅を想定したものであるが、後述する RC+CLT モデルにおいて、X 方向だけでなく、Y 方向にも CLT 袖壁を挿入するプランとしているため、板状住宅において住戸間に設置される Y 方向の連層耐力壁を取りやめ、Y2 構面に間柱を設置するプランとしている。Y2 構面の柱 C3、C4 は、Y 方向のみが大はりに接続されることになり、X 方向の地震力に対しては抵抗しないものと仮定する。また、各階の階高は 2800～3000mm となっており、共同住宅で通常想定される値 (2800mm 程度) よりも高くなっているが、これは後述する RC+CLT モデルにおいて、RC と CLT の複合床を用いる計画となっており、そちらと階高を揃えたためである。

RC+CLT モデルは、RC モデルの X 方向、Y 方向の柱際に CLT 袖壁を挿入したものである。3.1.3 (b) で示したように、各階の水平剛性のバランスにも配慮し、構面内の全てのスパンにおいて、全ての層に CLT 袖壁が設置される構造的に明解な架構形式を対象とした。X 方向では、意匠的な要求 (共同住宅として必要な開口の確保の観点) から、CLT 袖壁のせいと CLT 袖壁の端部に設置する滑り止めのせい (1～3F : 200mm、4～6F : 160mm) の和が 800mm 以下となるように、CLT 袖壁のせい (600mm) を決定した。Y 方向の CLT 袖壁の設置箇所は住戸間となるため、CLT 袖壁のせいに制限はないが、CLT 袖壁せいが長くなると RC はりのスパンが短くなり、RC 部材の保証設計を満足することが難しくなることに加え、3.1.3(c) で示したように、水平せん断力の伝達において必要な摩擦抵抗を確保することを想定しているため、CLT 袖壁の寸法比 (D_w/h_0) が 0.40 以下となるように、CLT 袖壁のせい (750mm) を決定している (X 方向 : 0.295～0.302、Y 方向 : 0.341～0.349)。また、RC+CLT モデルでは、CLT 袖壁に加え、居室 (2～6F) の床スラブを RC (厚さ 200mm) から CLT (厚さ 210mm) に変更している。但し、RC+CLT モデルでは、遮音性の問題等を踏まえ、CLT の上にトップコンとして厚さ 120mm の RC 床を設けており、構面間の剛性、耐力差も小さいことから、以降の構造設計では、剛床仮定が成立するものとしている。なお、本設計例では、RC と CLT の複合床に関する検討は行っていないため、構造、防火、耐久性、遮音等の観点での別途検討が必要となる点に留意されたい。また、後述するように、本設計例では、CLT 床の上にトップコンを設けたこと等の理由により、建築物の地震層せん断力算定用の重量に、RC モデル (44243kN) と RC+CLT モデル (43387kN) の重量には (2%程度) の差しかみられないことから、RC と CLT の複合床を通常の RC 床に置き換えた場合でも、構造計算の結果に及ぼす影響は小さいことを補足する。

本設計例では、3.1.5 で示した構造計算フローにしたがって、CLT 袖壁が設置された RC 架構を対象とした一次設計 (許容応力度設計) と二次設計 (保有水平耐力計算) を行った上で、CLT 袖壁を取り外した RC 架構のみを対象とした二次設計を実施する。厳密には、RC モデルは、RC+CLT モデルから CLT 袖壁を取り除いたモデルではない (RC+CLT モデルでは、RC と CLT の複合床を用いている) が、RC+CLT モデルの地震層せん断力算定用の重量を安全側に評価していることから、ここでは RC モデルの二次設計を行うことで、CLT 袖壁を取り外した RC 架構のみを対象とした検討に代えることとした。

B. 構造分野

表 3.1.13 建築物モデルの概要
(a) 共通事項

建物用途	共同住宅
階数	地上 6 階、地下なし、塔屋なし
基礎工法	直接基礎
地盤種別	第二種
スパン数	X 方向：7 スパン、Y 方向：2 スパン
スパン長さ	X 方向：6500mm、Y 方向：5000mm
階高、 h	1F：3000mm、2F：3000mm、3F：2950mm 4F：2900mm、5F：2850mm、6F：2800mm
内法高さ、 h_0	1F：2200mm、2F：2200mm、3F：2200mm 4F：2200mm、2150mm、5F：2200mm、6F：2200mm

(b) 相違点

建物名	RC モデル	RC+CLT モデル
構造種別	RC 構造	RC 構造+CLT 構造
袖壁長さ、 D_w	—	X 方向：600mm、Y 方向：750mm
袖壁厚さ、 t_w	—	1～3F：210mm (S60-5-5) 4～6F：150mm (S60-7-7)
水平接合部	—	鋼製滑り止め (SS400)
鉛直接合部	—	なし
目地	—	無収縮モルタル (厚さ 30mm 程度)
床スラブ	最上階： RC (厚さ 200mm) 廊下、バルコニー： RC (厚さ 180mm) 居室床： RC (厚さ 200mm)	最上階： RC (厚さ 180mm) 廊下、バルコニー： RC (厚さ 150mm) 居室床： CLT (厚さ 210mm) +RC (厚さ 120mm)

表 3.1.14 に RC モデル、RC+CLT モデルの一般事項を示す。コンクリートの設計基準強度は、CLT 袖壁の圧縮強度 (3.1.8 を参考に CLT の圧縮の基準強度の 2 倍程度を想定) を十分に上回る水準としたが、RC+CLT モデルでは、CLT 袖壁が負担することで RC 柱に作用する圧縮軸力はむしろ低下するので、RC モデルから変更は行っていない。

RC+CLT モデルでは、柱脚と各階の大はりが曲げ降伏する全体崩壊形が形成されるように、大はりには細径 (D25) で強度が低い (SD345) 主筋を、柱には太径 (D29) で高強度 (SD390) の主筋を用いた。また、RC+CLT モデルにおける D_s 算定時応力を用いた保証設計において、せん断余裕度を十分に確保する必要があったことから、下階の柱や大はりの一部に高強度せん断補強筋 (KSS785) を用いている。高強度せん断補強筋を用いた部材では、評定条件にしたがって、部材耐力の算定を行っている。また、RC+CLT モデルでは、CLT 袖壁の端部に鋼製の滑り止め (SS400) を設けるが、滑り止めは RC 基礎はりや RC はりに埋め込んだ寸切りボルトを用いて固定することを想定している。この

B.構造分野

際、寸切りボルトは、RC 部材のコア内に定着し、且つ、へりあき（寸切りボルトから部材側面までの長さ）を十分に確保する必要がある。図 3.1.69、図 3.1.70 の床伏図の X2～X7 構面のように、CLT 袖壁が RC 基礎はりや RC はりの中央に設置される場合（MC1、MC2）と、Y1、Y3 構面や X1、X8 構面のように、CLT 袖壁が RC 基礎はりや RC はりの端部に設置される場合（ME1、ME2）では、滑り止めの形状や寸切りボルトの径、本数が変わってくるため、ここではそれぞれに対応する設計例を示すこととした。

袖壁はいずれもスギの CLT とし、1～3 階は S60-5-5、4～6 階は S60-7-7 とした。CLT を S60 とした理由は、CLT 袖壁端に設ける鋼製の滑り止めにおいて、CLT 袖壁の木口面における支圧耐力を十分に確保するために、材軸方向だけでなく、材軸直交方向についても一定以上の圧縮強度が得られるように配慮したためである。

RC+CLT モデルでは、RC ラーメンと CLT 袖壁を一体で施工するのではなく、RC ラーメンの施工後に、CLT 袖壁を挿入する形を想定している。そのため、RC ラーメンと CLT 袖壁の間に無収縮モルタルを充填することで、両者の一体性を確保する必要がある。無収縮モルタルの圧縮強度は、摩擦力による応力伝達に支障が出ないように、隣接する CLT 袖壁や RC 部材の圧縮強度を十分に上回る水準とする。なお、3.1.2 で示した架構実験では、縮尺 2/3 の試験体において目地厚を 20mm としていることから、目地厚は 20～30mm 程度が目安となる。目地厚が小さすぎると無収縮モルタルの充填が難しくなるが、目地厚が大きすぎると剥落が生じやすくなり、RC ラーメンと CLT 袖壁の間の応力伝達に支障が出るため、ワイヤーメッシュや曲げ補強筋による補強が必要となる。

表 3.1.14 一般事項

1. コンクリート	基礎、1 階床～3 階床 3 階柱～5 階床 5 階柱～R 階床 階段室デッキ上コンクリート	: 普通コンクリート $F_c=36\text{N/mm}^2$: 普通コンクリート $F_c=33\text{N/mm}^2$: 普通コンクリート $F_c=30\text{N/mm}^2$: 普通コンクリート $F_c=21\text{N/mm}^2$
2. 鉄筋	D10～D16 せん断補強筋・床・壁 D19～D25 はり主筋 D29 柱主筋 S13、S16 せん断補強筋	: SD295A : SD345 : SD390 : KSS785
3. 基礎	独立基礎（仮定）	
4. 鋼材	H 形鋼 滑り止め（MC1、MC2、ME1、ME2） M16、M20 ボルト（MC1、MC2） M24、M30 ボルト（ME1、ME2）	: SN400B : SS400 : 強度区分 5.6 : 強度区分 5.6
5. CLT	袖壁	: スギ S60-7-7（1～3 階） : スギ S60-5-5（4～6 階）
6. モルタル	RC 柱－CLT 袖壁間 RC はり、基礎はり－CLT 袖壁間	: 無収縮モルタル *隣接部材のコンクリートの設計基準強度を十分に上回る（例えば、1.5 倍以上）圧縮強度を有することを確認する。

B. 構造分野

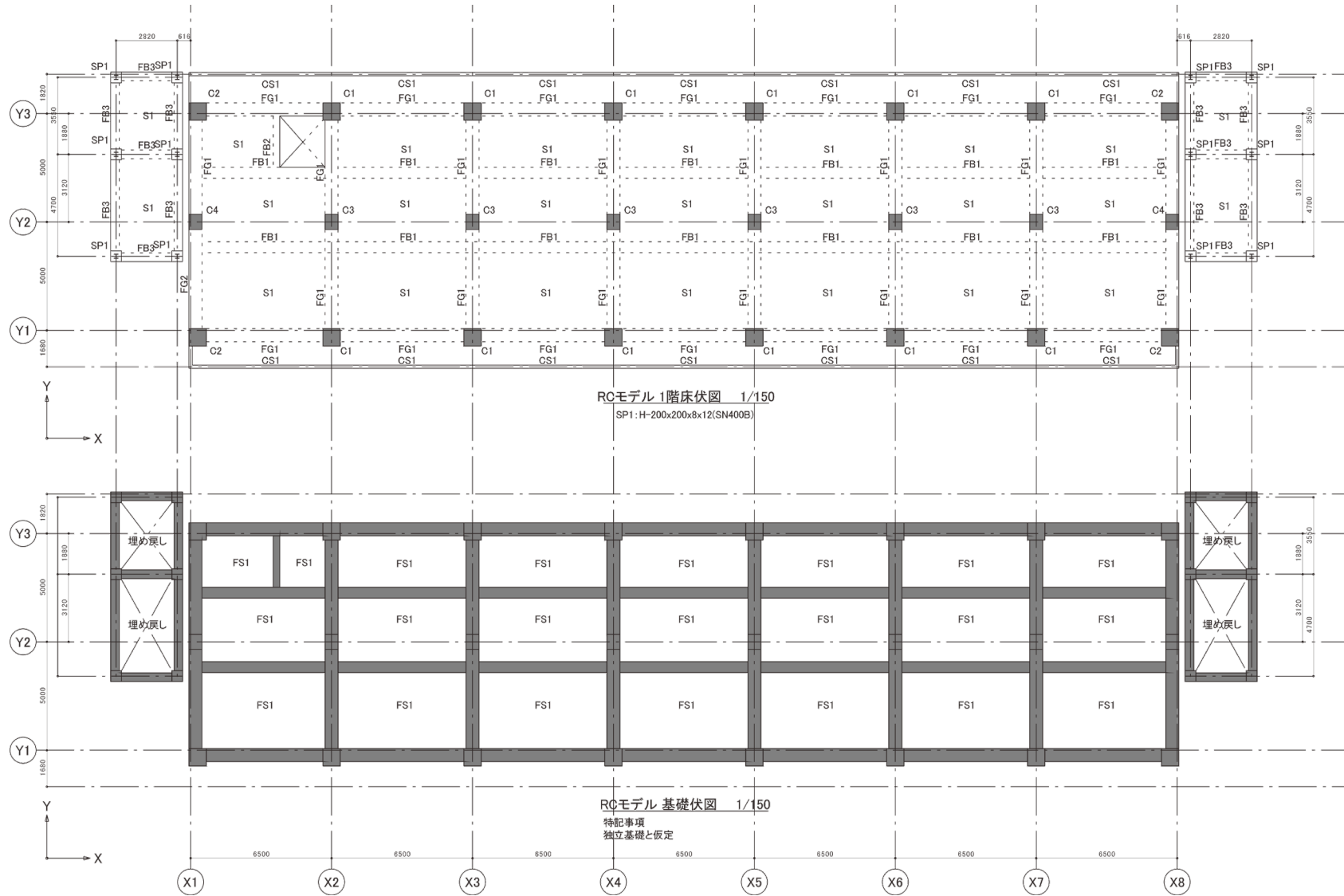


図 3. 1. 65 基礎床伏図、1階床伏図 (RCモデル)

B. 構造分野

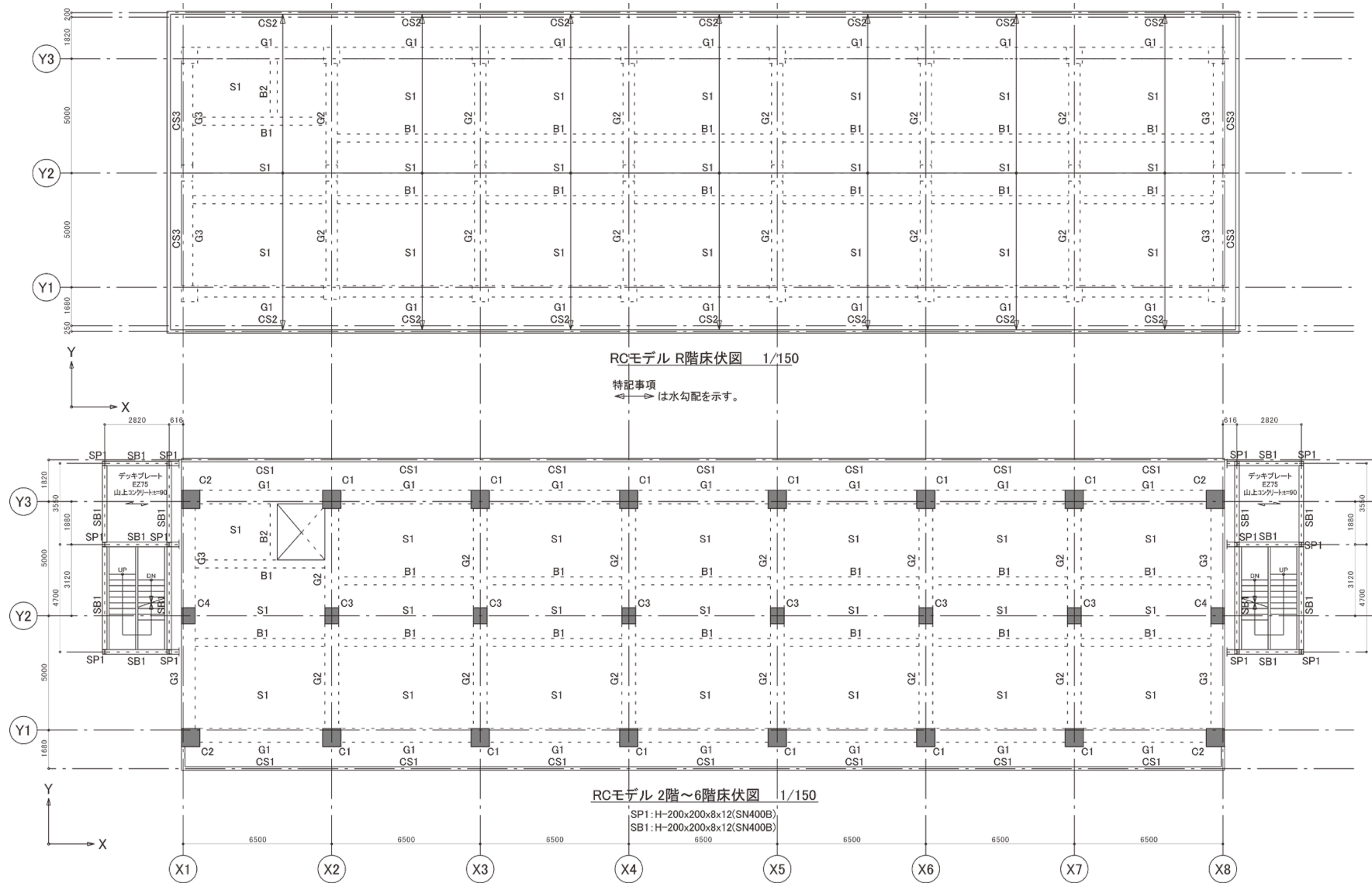


図 3.1.66 2～6階床伏図、R階床伏図 (RCモデル)

B.構造分野

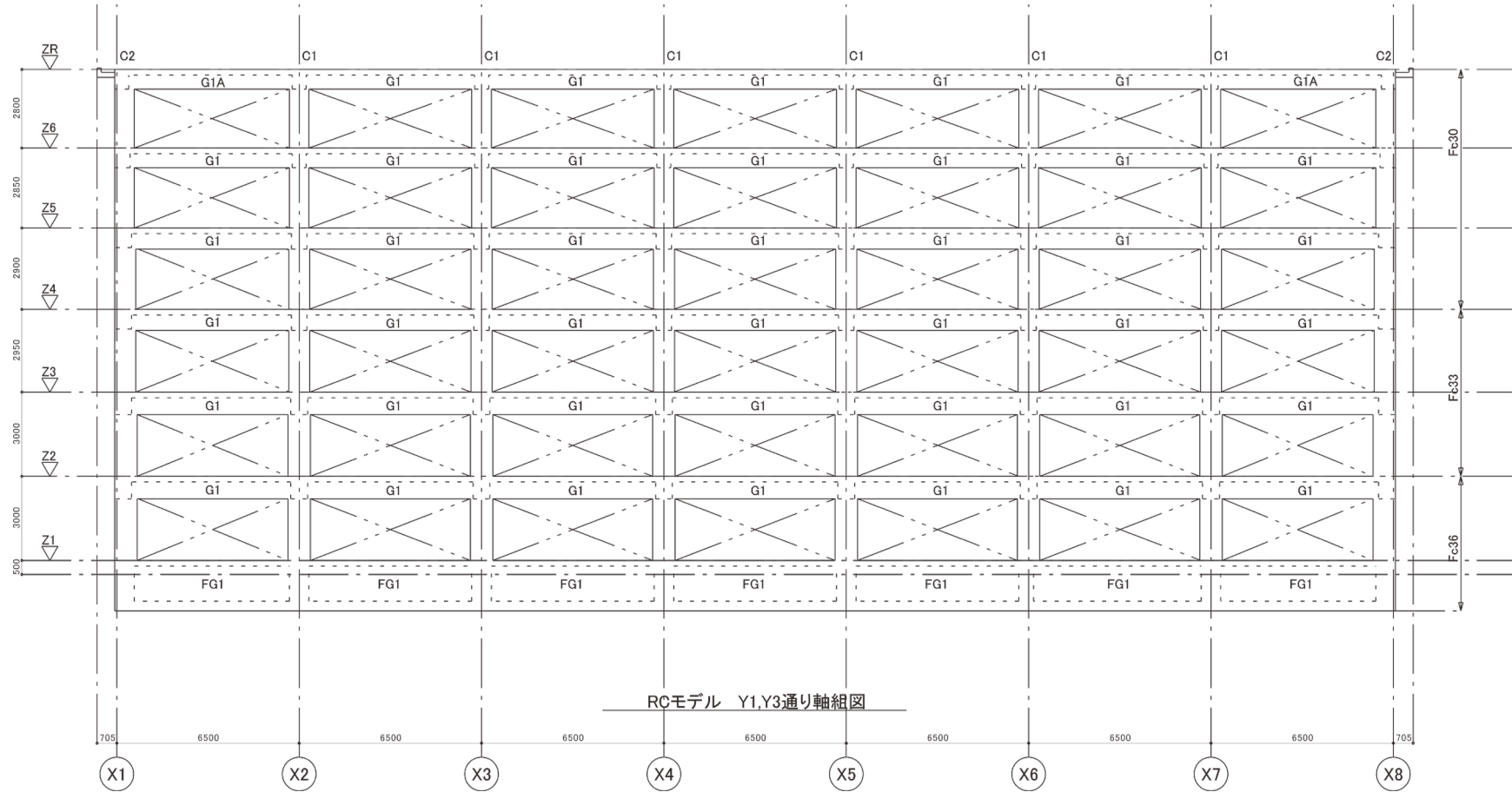


図 3.1.67 Y1、Y3 通り軸組図 (RC モデル)

B.構造分野

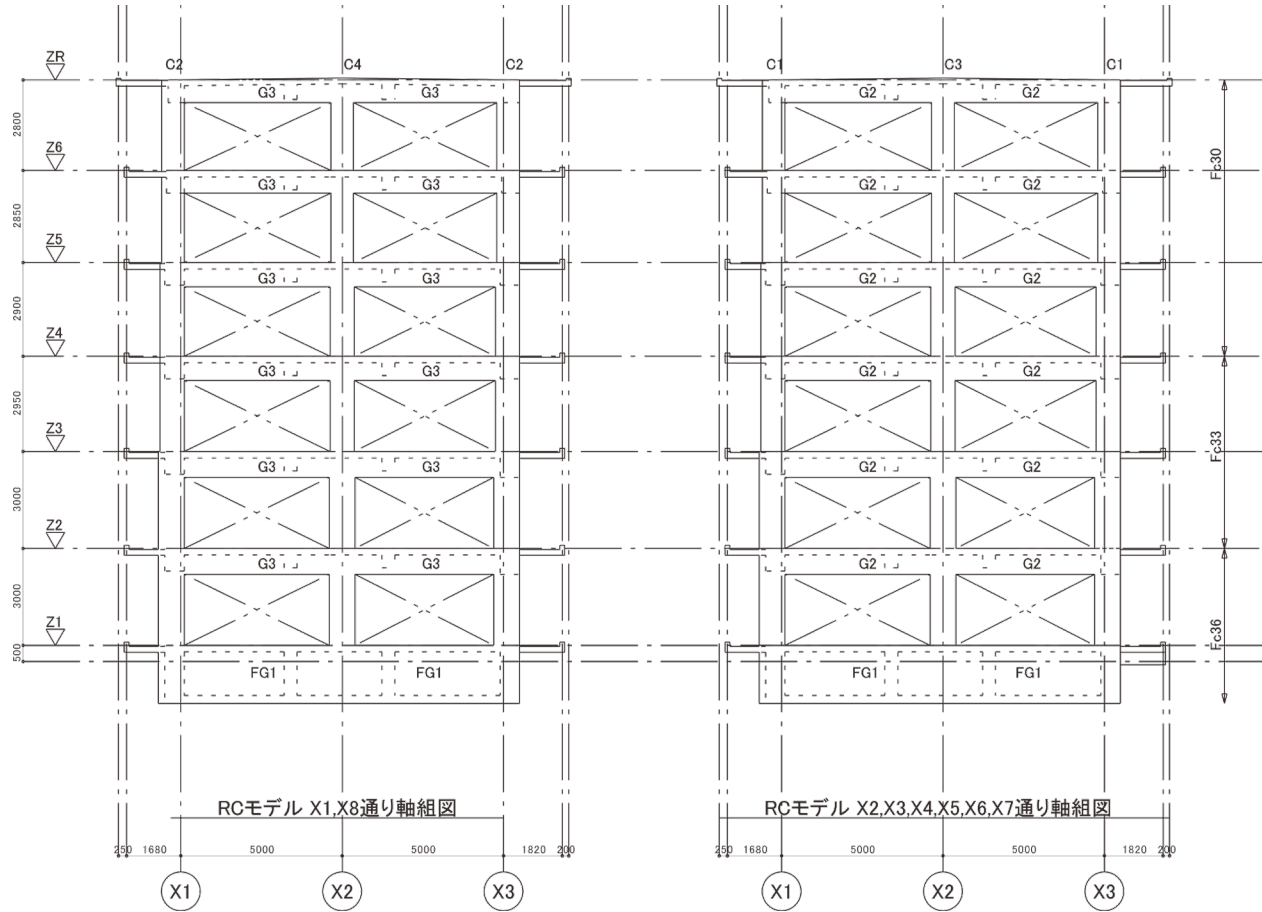


図 3. 1. 68 X1~X8 通り軸組図 (RC モデル)

B. 構造分野

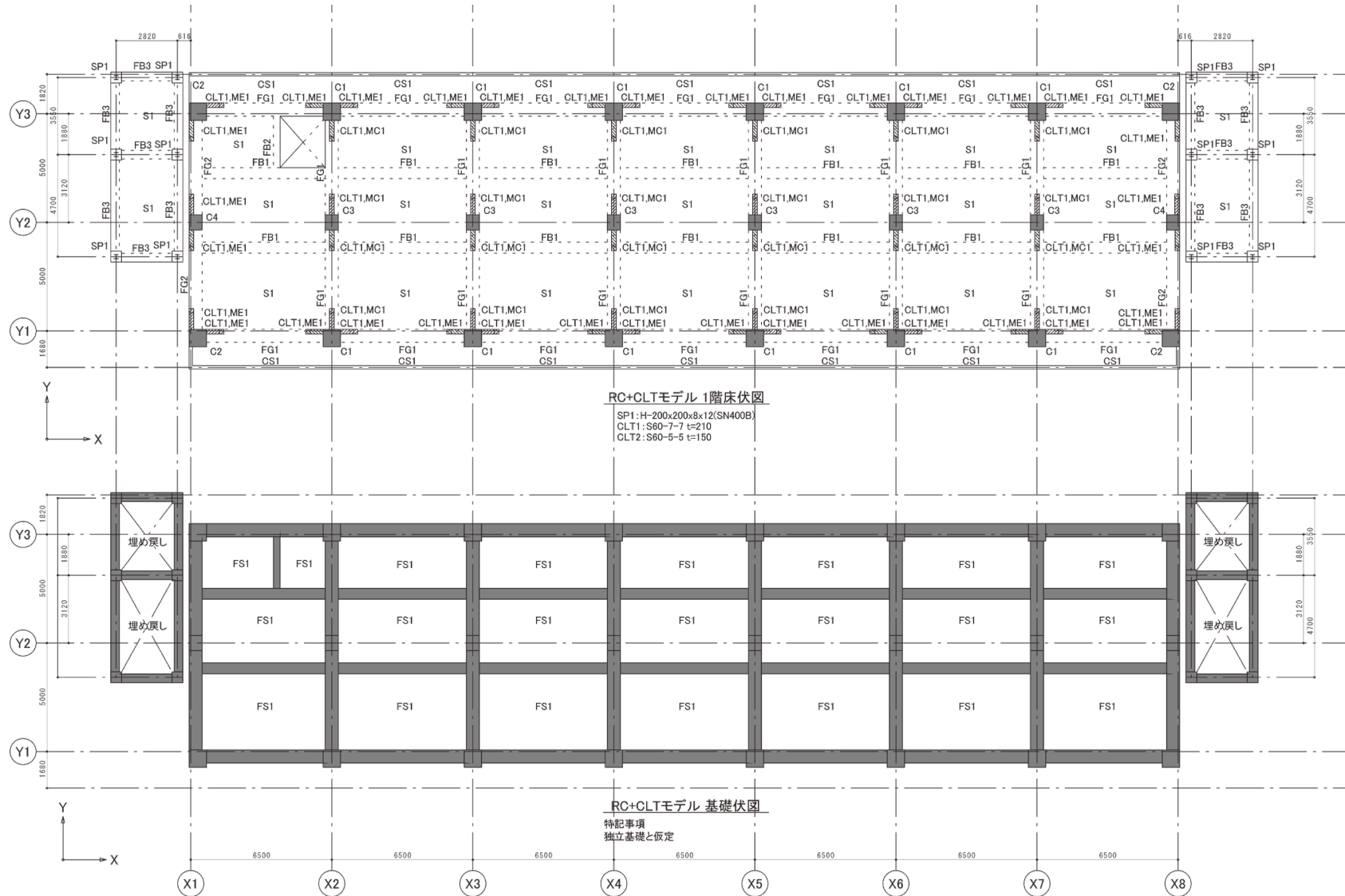


図 3. 1. 69 基礎床伏図、1階床伏図 (RC+CLT モデル)

B.構造分野

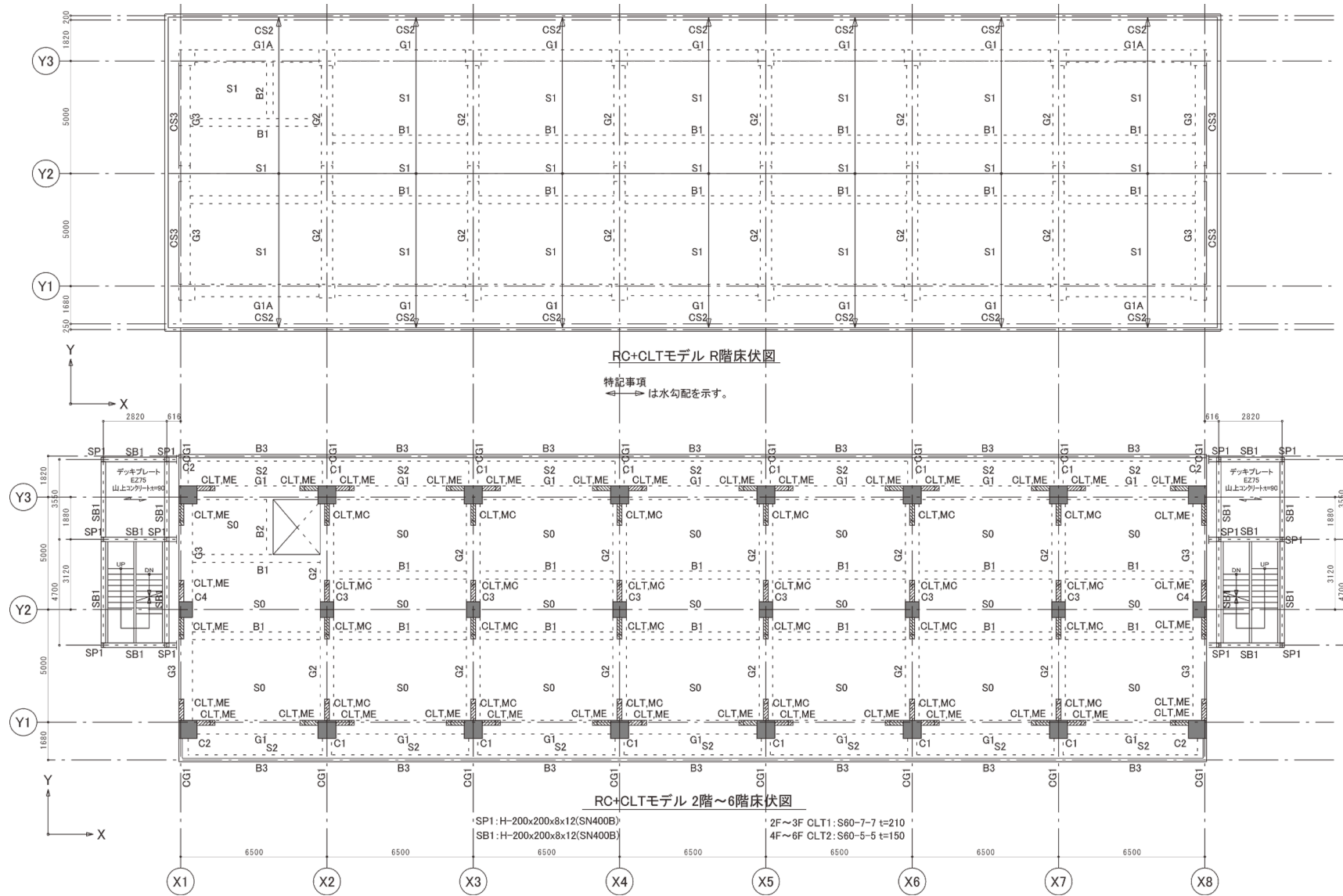


図 3.1.70 2～6階床伏図、R階床伏図 (RC+CLTモデル)

B.構造分野

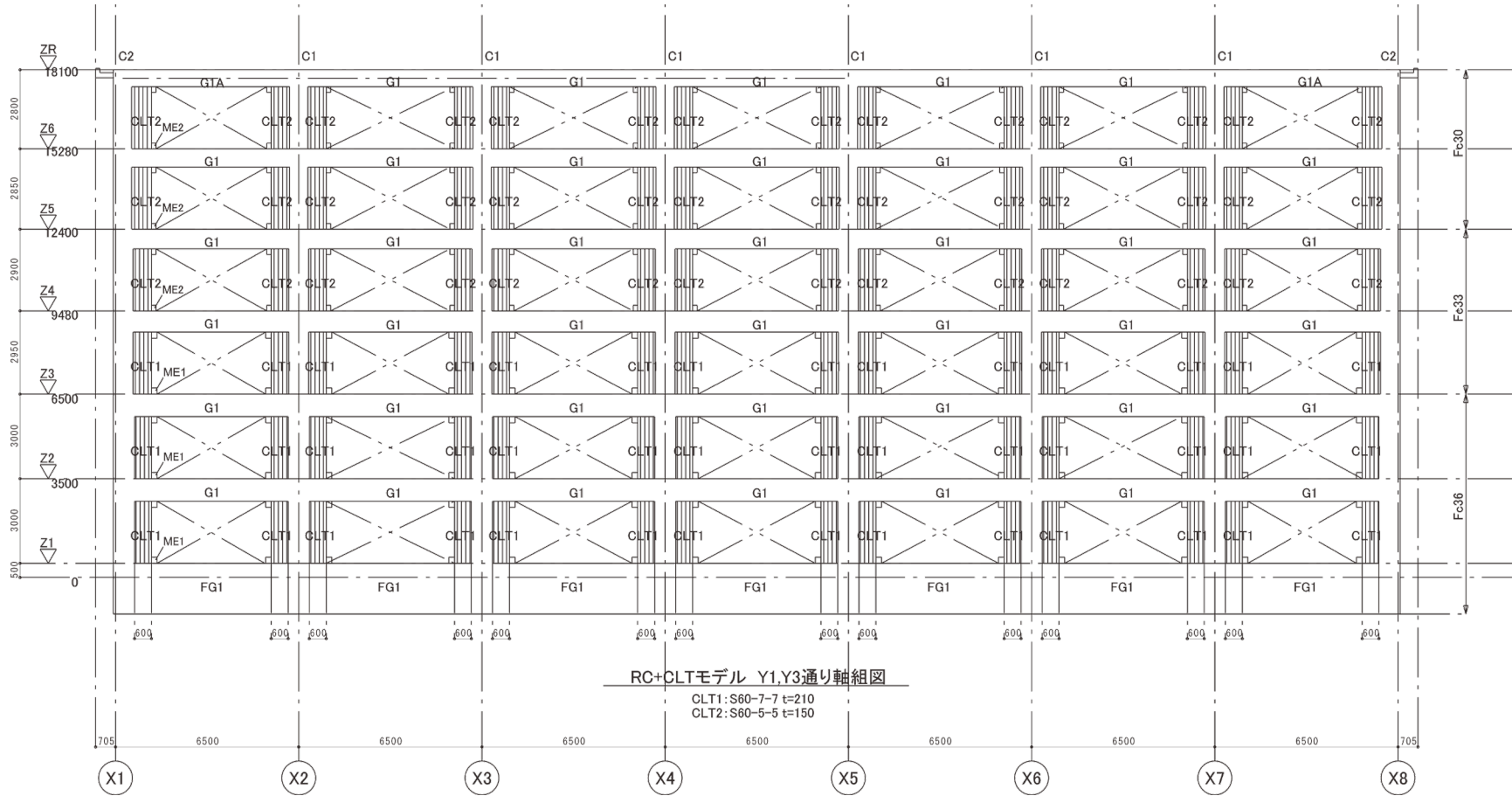


図 3.1.71 Y1、Y3 通り軸組図 (RC+CLT モデル)

B. 構造分野

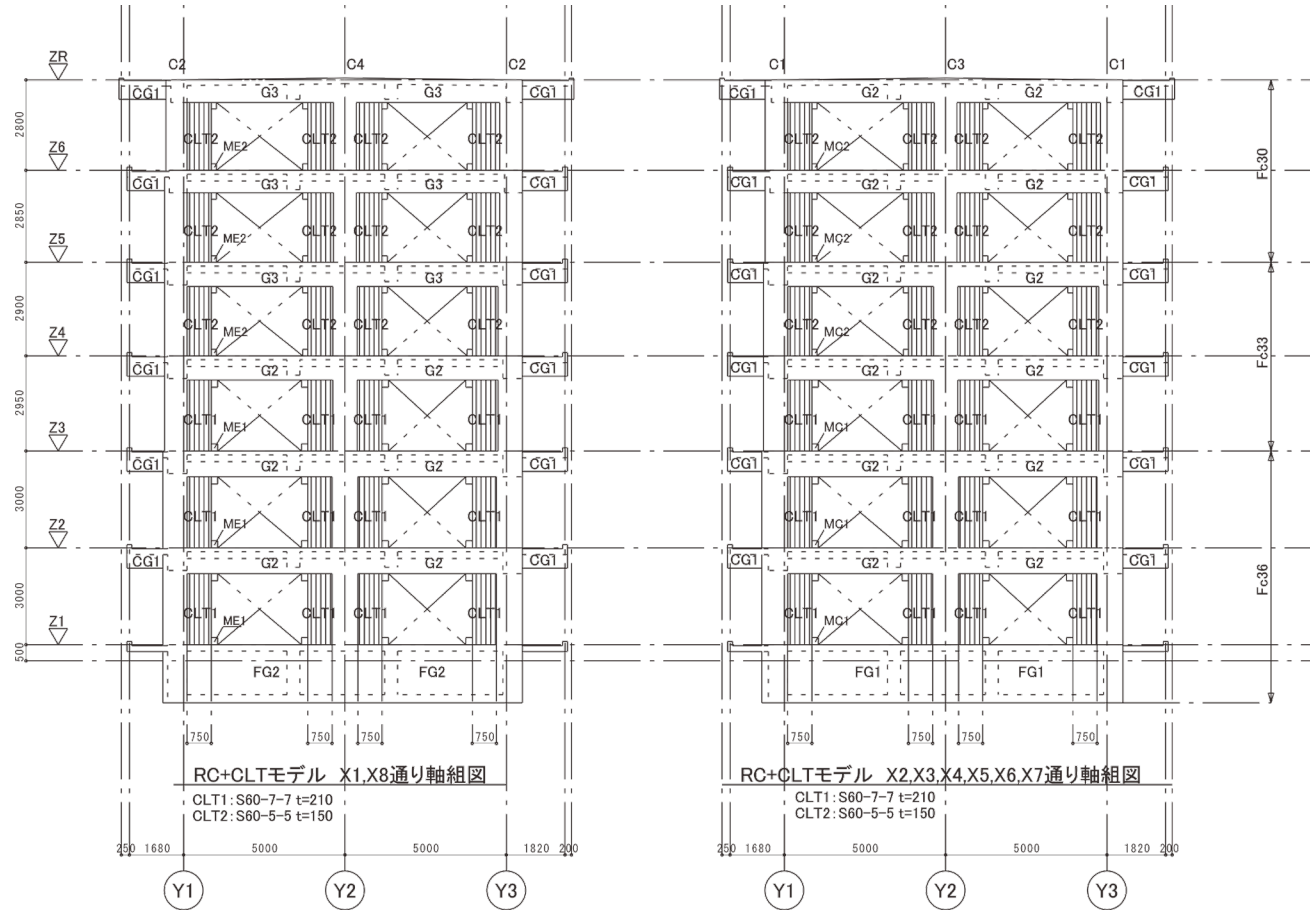


図 3. 1. 72 X1～X8 通り軸組図 (RC+CLT モデル)

B.構造分野

(b) 断面リスト

図 3.1.73、図 3.1.74、図 3.1.75 に地中はり、小はりの断面リストを示す。

地中梁断面リスト 特記なき限り 1.巾止筋:D10-@1000 2.2段筋受け筋:D10-@1000

符号	FG1		FG2	
	端部	中央	端部	中央
位置	1SL			
断面	600 x 1800		600 x 1800	
上筋	(6+2)-D25	6-D25	(6+6)-D25	6-D25
下筋	(6+2)-D25	6-D25	(6+6)-D25	6-D25
S T	□-D13-@100		□-D13-@100	
腹筋	10-D10		10-D10	

図 3.1.73 地中はり断面リスト (RCモデル、RC+CLTモデル)

地中小梁断面リスト 特記なき限り 1.巾止筋:D10-@1000 2.2段筋受け筋:D10-@1000

符号	FB1	FB2	FB3
位置	全断面		
断面	400 x 1800	300 x 1800	300 x 1400
上筋	3-D22	3-D25	3-D25
下筋	3-D22	3-D25	3-D25
S T	□-D10-@150	□-D13-@200	□-D13-@200
腹筋	10-D10	10-D10	6-D10

図 3.1.74 地中小はり断面リスト (RCモデル、RC+CLTモデル)

小梁梁断面リスト 特記なき限り 1.巾止筋:D10-@1000 2.2段筋受け筋:D10-@1000

符号	B1		B2	B3		CG1
	端部	中央	全断面	端部	中央	全断面
断面	350 x 600		300 x 500	300 x 600		400 x 600
上筋	5-D25	3-D25	3-D25	4-D25	3-D25	5-D25
下筋	3-D25	4-D25	3-D25	3-D25	4-D25	4-D25
S T	□-D10-@150		□-D10-@200	□-D10-@200		□-D10-@150
腹筋	2-D10		-	2-D10		2-D10

図 3.1.75 小はり断面リスト (RCモデル、RC+CLTモデル)

B.構造分野

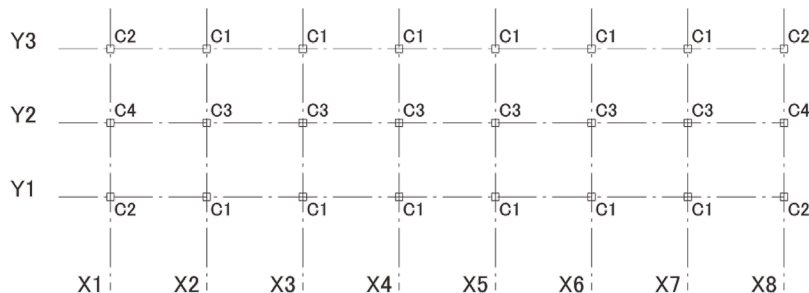
図 3.1.76 に柱断面のリストを、図 3.1.77 に大はり断面のリストを示す。RC モデル、RC+CLT モデルのいずれについても、柱脚と各階の大はりが曲げ降伏する全体崩壊形が形成されるように断面を設定しているため、RC モデルでは、柱断面の主筋量や帯筋量がやや過大となっている。一方、RC+CLT モデルでは、全体崩壊形が形成されやすいように、RC モデルにおいて短期許容応力度設計を満足できる範囲で大はりの主筋量を減らしている。1～4 階の柱及び 2 階の大はりでは、RC+CLT モデルの D_s 算定時応力を用いた保証設計において、せん断余裕度を十分に確保する必要があったことから、高強度せん断補強筋 (KSS785) を用いている。また、RC 大はりのカットオフ位置では、文献[3.1.2]による必要定着長さを満足できるようにカットオフ長さを決定している。

図 3.1.78 にスラブリストを、図 3.1.79、図 3.1.80 に壁リストを、図 3.1.81、図 3.1.82 に滑り止めリストを示す。スラブリストでは、構造的な検証を行っていない RC+CLT モデルの CLT スラブに関する記載を割愛している。滑り止めリストでは、構面ごとに 2 種類 (MC、ME) の滑り止めを設計しており、滑り止めの固定に用いるために、予め基礎はりや大はりに埋め込んで打設を行う寸切りボルトの配置によって、ウェブの枚数と厚さを調整している。なお、寸切りボルトの配置は、文献[3.1.6]のあと施工アンカーに関する構造規定を参考に決めているが、へりあきの条件 (ボルト径の 2.5 倍以上かつ主筋の内側) は満足できるものの、意匠上の理由により、滑り止めのせいを一定以下 (200mm 以下) に抑える必要があることから、ピッチの条件 (ボルト径の 7.5 倍以上かつ 300mm 以下) は満足できなかった。寸切りボルトには、せん断力だけでなく、引張力も作用するため、例えば、3.1.2 で示した架構試験体 B のように、大はりを貫通するように寸切りボルトを配置する等、十分な定着が取れるように配慮することが望ましい。

B. 構造分野

柱断面リスト 特記なき限り 1.巾止筋:D10-@500 2.D29:SD390 D13~D16:SD295A

階	符号	C1	C2	C3	C4	
6階	柱頭側柱梁接合部内横補強筋	□-D13-@120	□-D13-@120	▨-D13-@150	□-D13-@120	
	断面	650 x 650	650 x 650	650 x 650	650 x 650	
	主筋	14-D29	12-D29	14-D29	14-D29	
5階	柱頭側柱梁接合部内横補強筋	□-D13-@100	□-D13-@100	▨-D13-@100	□-D13-@100	
	断面	700 x 700	700 x 700	700 x 750	700 x 700	
	主筋	16-D29	14-D29	16-D29	16-D29	
4階	柱頭側柱梁接合部内横補強筋	□-D13-@120	□-D13-@120	□-D13-@120	□-D13-@120	
	断面	700 x 700	700 x 700	700 x 800	700 x 700	
	主筋	16-D29	14-D29	18-D29	16-D29	
3階	柱頭側柱梁接合部内横補強筋	□-S13-@100(KSS785)	□-D13-@100	□-S13-@100(KSS785)	□-S13-@100(KSS785)	
	断面	700 x 700	700 x 700	700 x 800	700 x 700	
	主筋	18-D29	14-D29	18-D29	16-D29	
2階	柱頭側柱梁接合部内横補強筋	□-S13-@120(KSS785)	□-S13-@100(KSS785)	□-S13-@120(KSS785)	□-S13-@120(KSS785)	
	断面	750 x 750	750 x 750	700 x 800	700 x 700	
	主筋	18-D29	14-D29	18-D29	16-D29	
1階	柱頭側柱梁接合部内横補強筋	▨-S16-@150(KSS785)	▨-S13-@150(KSS785)	▨-S16-@150(KSS785)	▨-S16-@150(KSS785)	
	断面	750 x 750	750 x 750	700 x 800	700 x 700	
	主筋	20-D29	16-D29	18-D29	16-D29	
		HOOP	▨-S16-@100(KSS785)	▨-S13-@100(KSS785)	▨-S16-@100(KSS785)	▨-S16-@100(KSS785)



KEYPLAN

図 3. 1. 76 柱断面リスト (RC モデル、RC+CLT モデル)

B. 構造分野

大梁断面リスト 特記なき限り 1.巾止筋:D10@1000 2.2段筋受け筋:D10@1000 3.D25:SD345 4.D13:SD295A

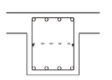
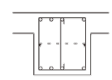
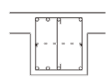
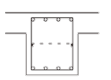
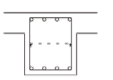
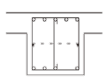
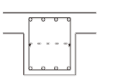
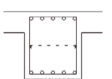
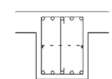
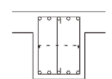
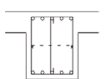
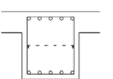
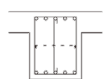
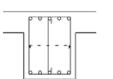
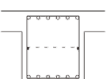
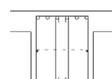
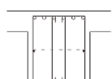
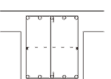
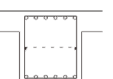
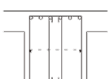
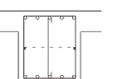
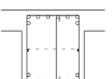
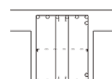
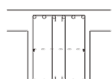
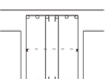
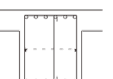
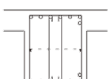
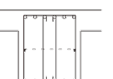
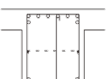
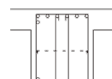
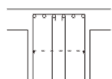
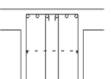
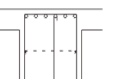
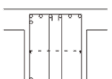
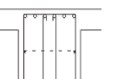
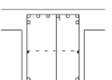
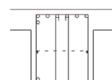
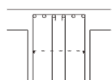
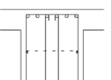
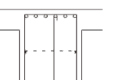
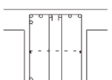
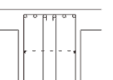
符号	G1(A)		G2			G3		
	端部	中央	外端	中央	内端	端部	中央	
R階								
								
	※()内の数値はG1Aを示す。							※RG2外端部の梁主筋の柱内への水平 敷込み長さは柱せいの0.85倍以上とする。
	※RG3外端部の梁主筋の柱内への水平 敷込み長さは柱せいの0.85倍以上とする。							
	断面	(550)500 x 600		550 x 600			550 x 600	
	上筋	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	5-D25	4-D25	4-D25
下筋	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	
S T	□-D13@200		□□-D13@100			□-D13@200		
腹筋	2-D10		2-D10			2-D10		
カットオフ長	-	-	-	-	1200	-	-	
6階								
								
	断面	550 x 650		600 x 650			500 x 650	
	上筋	5-D25	5-D25	5-D25	5-D25	5-D25	5-D25	5-D25
	下筋	5-D25	5-D25	5-D25	5-D25	5-D25	5-D25	5-D25
	S T	□-D13@100		□□-D13@100			□-D13@100	
腹筋	2-D10		2-D10			2-D10		
カットオフ長	-	-	-	-	-	-	-	
5階								
								
	断面	600 x 700		600 x 750			600 x 700	
	上筋	6-D25	6-D25	6-D25	6-D25	6-D25	5-D25	5-D25
	下筋	6-D25	6-D25	6-D25	6-D25	6-D25	5-D25	5-D25
	S T	□-D13@100		□□-D13@100			□-D13@100	
腹筋	2-D10		2-D10			2-D10		
カットオフ長	-	-	-	-	-	-	-	
4階								
								
	断面	600 x 750		600 x 750			600 x 750	
	上筋	(6+2)-D25	6-D25	(6+1)-D25	6-D25	(6+1)-D25	6-D25	6-D25
	下筋	(6+2)-D25	6-D25	(6+1)-D25	6-D25	(6+1)-D25	6-D25	6-D25
	S T	□□-D13@100		□□□-D13@100			□□-D13@100	
腹筋	2-D10		2-D10			2-D10		
カットオフ長	1200	-	1000	-	1000	-	-	
3階								
								
	断面	600 x 800		600 x 800			600 x 800	
	上筋	(6+2)-D25	6-D25	(6+1)-D25	6-D25	(6+1)-D25	6-D25	6-D25
	下筋	(6+2)-D25	6-D25	(6+1)-D25	6-D25	(6+1)-D25	6-D25	6-D25
	S T	□□-D13@100		□□□-D13@100			□□-D13@100	
腹筋	2-D10		2-D10			2-D10		
カットオフ長	1200	-	1000	-	1000	-	-	
2階								
								
	断面	600 x 800		600 x 800			600 x 800	
	上筋	(6+2)-D25	6-D25	(6+1)-D25	6-D25	(6+1)-D25	6-D25	6-D25
	下筋	(6+2)-D25	6-D25	(6+1)-D25	6-D25	(6+1)-D25	6-D25	6-D25
	S T	□□-S13@100(KSS785)		□□□-S13@100(KSS785)			□□-D13@100	
腹筋	2-D10		2-D10			2-D10		
カットオフ長	1200	-	1000	-	1000	-	-	

図 3.1.77 大はり断面リスト (RCモデル、RC+CLTモデル)

B. 構造分野

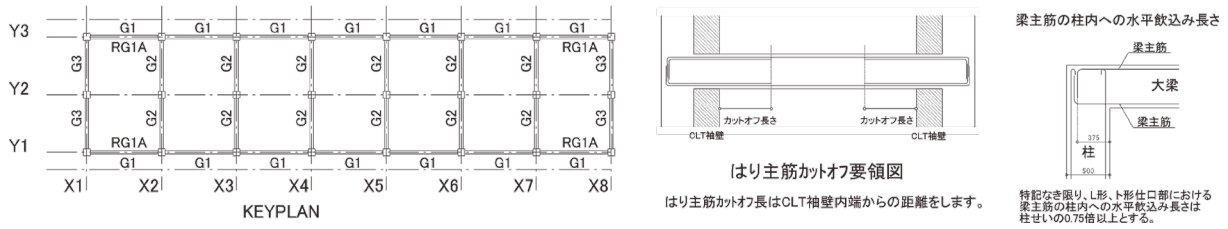


図 3.1.77 大はり断面リスト (RC モデル、RC+CLT モデル)

スラブリスト

符号	タイプ	スラブ厚	位置	短辺方向	長辺方向	備考
				全断面	全断面	
S0	A	120		D10, D13-@200	D10-@200	シングルメッシュ
S1	A	200	上筋	D10, D13-@200	D10-@200	ダブルメッシュ
			下筋	D10-@200	D10-@200	
S2	A	150	上筋	D10, D13-@200	D10-@200	ダブルメッシュ
			下筋	D10-@200	D10-@200	
CS1	A	180	上筋	D13-@150	D10-@200	ダブルメッシュ
			下筋	D10, D13-@150	D10-@200	
CS2	A	200	上筋	D13-@100	D10-@200	ダブルメッシュ
			下筋	D10, D13-@100	D10-@200	
CS3	A	200	上筋	D10-@150	D10-@200	ダブルメッシュ
			下筋	D10-@150	D10-@200	

ピットスラブリスト

符号	タイプ	スラブ厚	位置	短辺方向	長辺方向	備考
				全断面	全断面	
FS1	A	250	上筋	D13 -@200	D13 -@200	モチアミ
			下筋	D13 -@200	D13 -@200	

*RC+CLT モデルの CLT スラブに関しては構造的な検証を行っていないので割愛している

図 3.1.78 スラブリスト (RC モデル、RC+CLT モデル)

壁リスト 特記なき限り 1. 巾止筋 D10-@1000以内とする。

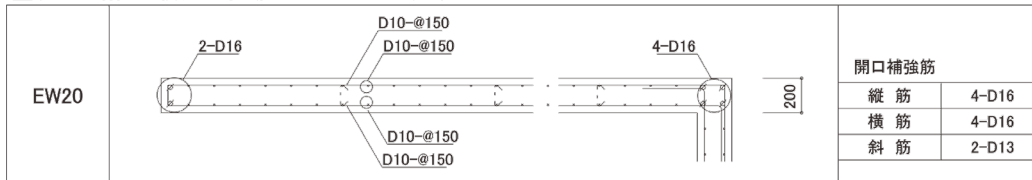


図 3.1.79 壁リスト (RC モデル、RC+CLT モデル)

壁リスト

符号	強度等級	樹種	壁厚	ラミナ幅
CLT1	S60-7-7	スギ	210	122
CLT2	S60-5-5	スギ	150	122

図 3.1.80 壁リスト (RC+CLT モデル)

B.構造分野

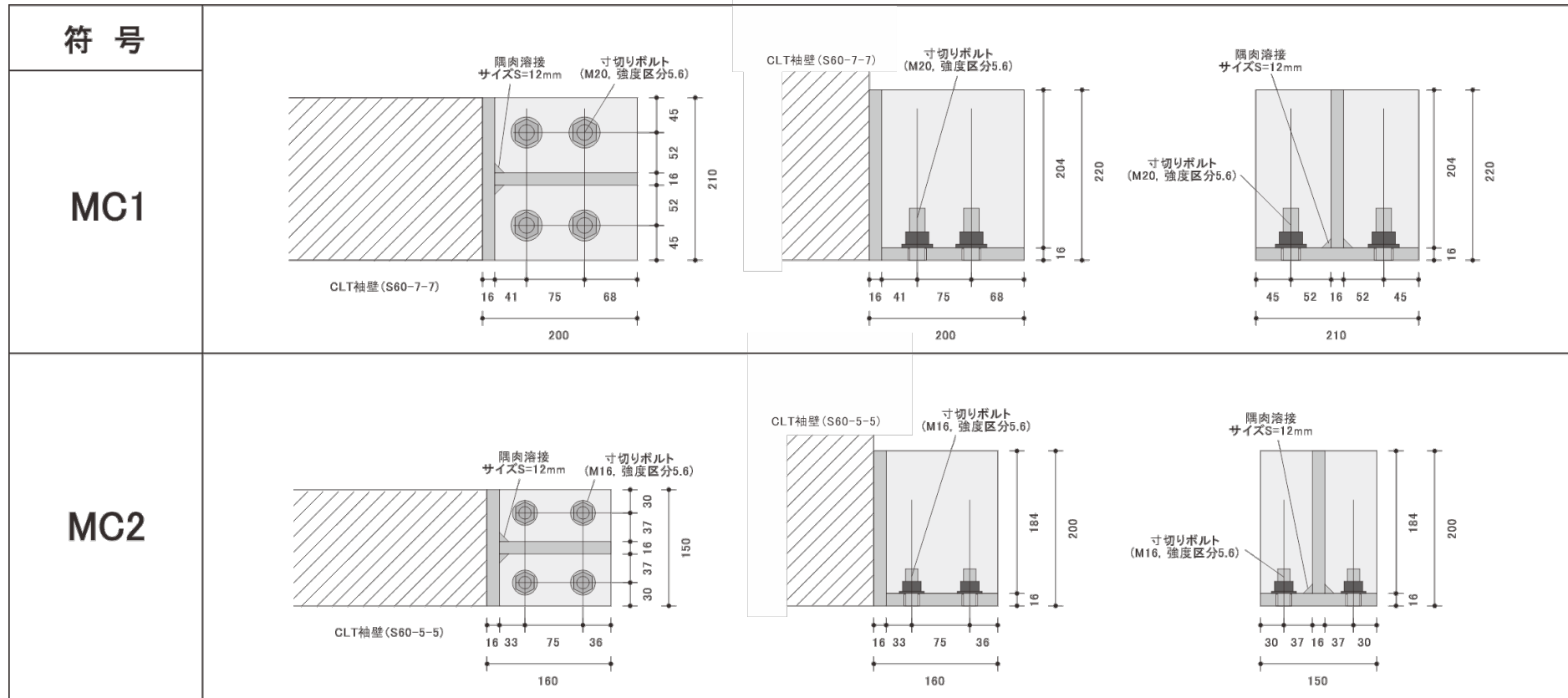


図 3.1.81 滑り止めリスト (RC+CLT モデル、X2~X7 構面)

B.構造分野

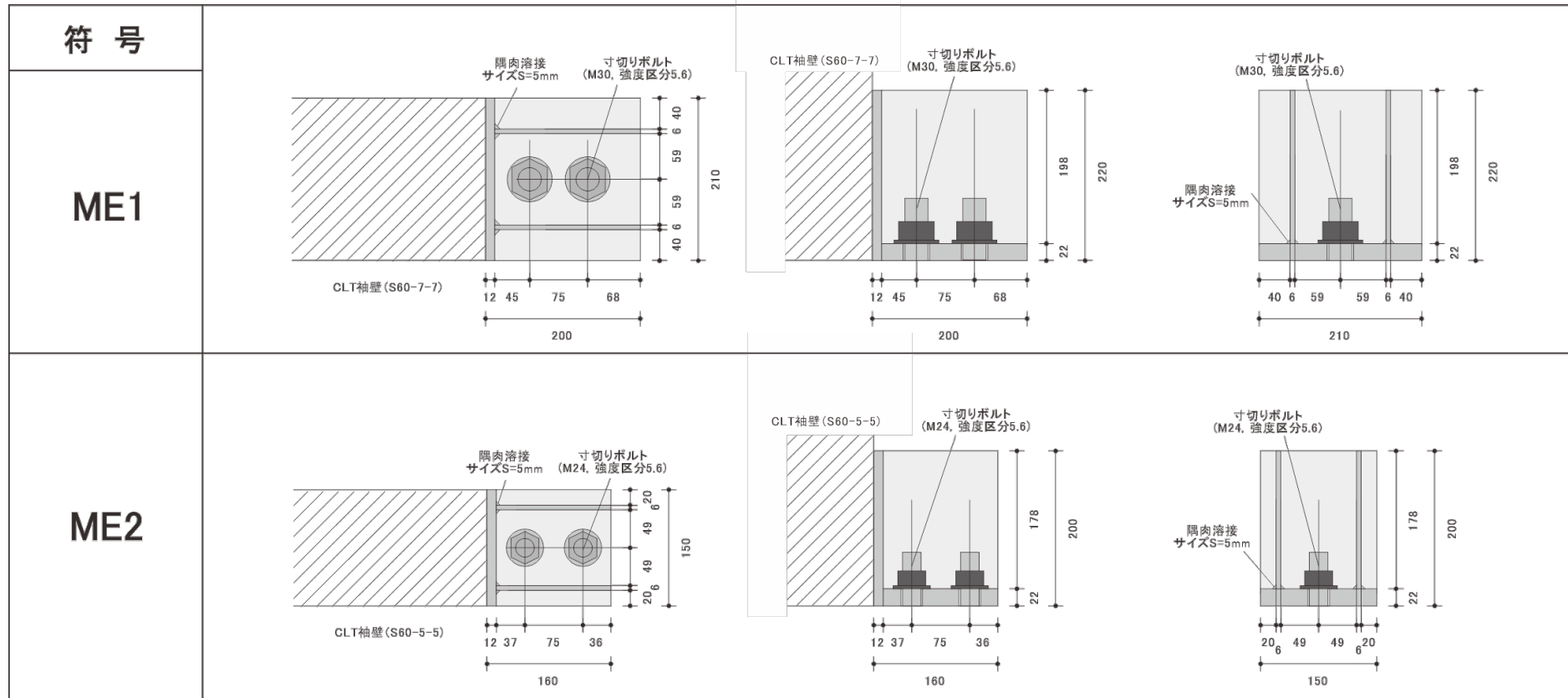


図 3.1.82 滑り止めリスト (RC+CLT モデル、X1、X8、Y1、Y3 構面)

(c) 構造設計の方針

本検討では、3.1.4 を参考に、RC 柱と CLT 袖壁の軸剛性を適切に評価するために、MS 要素が使用可能な SNAP（構造システム社）による数値解析を行った。以下に、構造設計における留意事項を示す。

- ・ RC モデル、RC+CLT モデルのいずれについても、各部材は立体でモデル化した。RC+CLT モデルでは、CLT 袖壁が圧縮軸力を負担するため、RC モデルと比較して、RC 柱に作用する軸力が低下する傾向があるため、全体崩壊形の形成やせん断の保証設計に配慮する必要があるが、本設計例では、RC 柱に MS モデルを用いた立体モデルとすることで、X 方向の加力時に Y 方向の大はりによる抑え効果が働いたため、Y1、Y3 構面の RC 柱に作用する軸力の低減が抑えられている。
- ・ RC+CLT モデルでは、RC ラーメンの施工後に CLT 袖壁を挿入することを想定しているため、CLT 袖壁には建築物の自重による長期荷重は作用しないが、今回の検討ではプログラムの制約から長期荷重による応力が CLT 袖壁に作用している。その結果、本設計事例では、地震時に CLT 袖壁が負担するせん断力や曲げモーメントが増大している可能性があるが、本検討では、長期荷重による影響が建築物全体の挙動に及ぼす影響が十分に小さいことを確認した上で、CLT 袖壁への長期荷重の作用を許容することとした。
- ・ RC+CLT モデルでは、RC と CLT の複合床が採用されているが、RC 部分にはトッピングコンクリートだけでなく、床スラブとしての最低限の配筋もなされているものと考え、十分な面内剛性が確保され、剛床仮定が成立するものと仮定した。
- ・ RC+CLT モデルでは、X、Y 方向のいずれについても、崩壊機構が形成された後も、変形の増大に伴って水平荷重が増加する傾向が見られた。そこで、RC+CLT モデルについては、いずれかの階の層間変形角が $1/33\text{rad}$ と十分に大きな変形に到達するまで押切載荷を行い、その時点の応力を D_s 算定時の応力として、保証設計を行うこととした。なお、RC モデルについては、全体崩壊形の形成が確認されたため、いずれかの階の層間変形角が $1/50\text{rad}$ に到達した時点で、その時点の応力を D_s 算定時の応力として、保証設計を行っている。

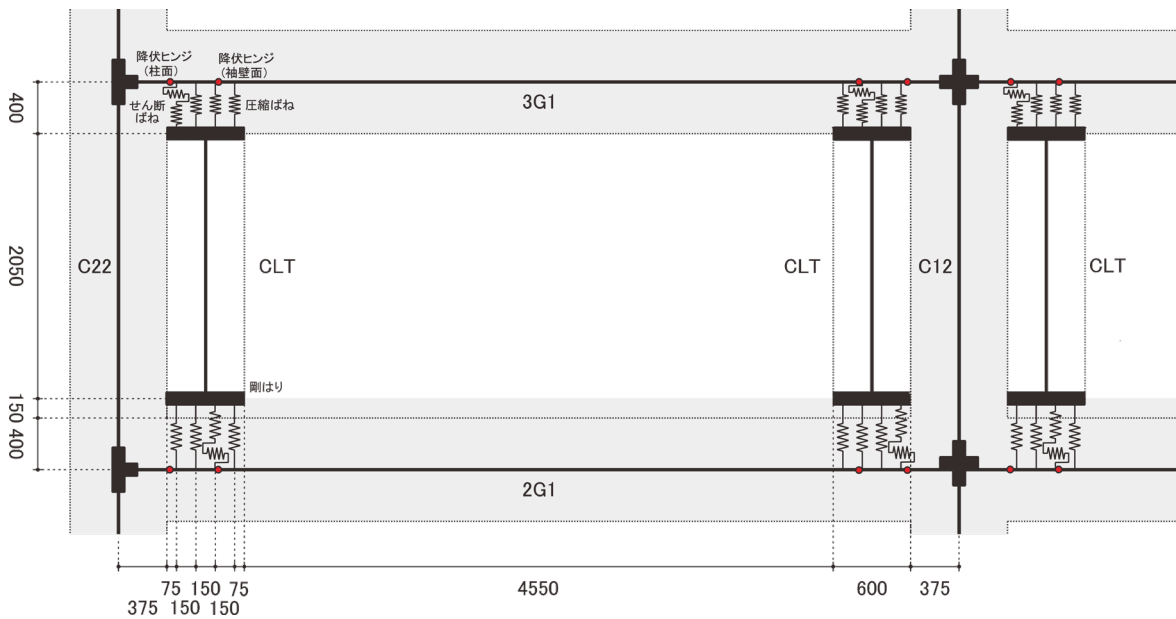
(その他の留意事項)

- ・ 本設計例では、基礎形式を直接基礎と仮定している。モデル化では、柱脚下の支点をピン支持とし、浮き上がりは考慮していない。なお、仮定した断面を用いて基礎はりのモデル化は行っているものの、本来は必要な接地圧を考慮した応力算定等は実施していないため、詳細な検討が別途必要となる。
- ・ 屋外の鉄骨階段に作用する地震力は、建築物本体が負担するものと仮定している。

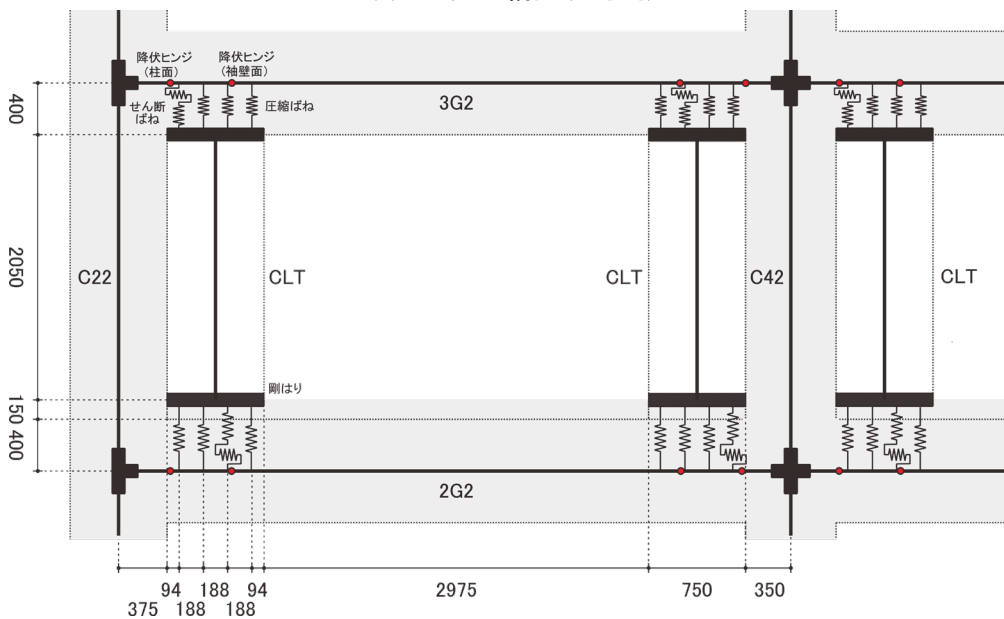
B. 構造分野

(d) モデル化の方法

図 3.1.83 に RC+CLT モデルにおける大はり と CLT 袖壁の解析モデルの概要を示す。CLT 袖壁は 1 本の線材としてモデル化した が、CLT 袖壁-RC 基礎はり、大はり間の水平接合部は、支圧特性を模 擬した 4 本の軸ばねと 1 本のせん断ばねでモデル化した。これは、3.1.4 で示した図 3.1.23 の簡易モデル と図 3.1.25 の詳細モデルの中間的な手法によるモデル化 (混合モデル) による。軸ばねの位置は CLT 袖壁の水平断面を 4 分割した重心位置とし、はり材に節点を設けて接続した。CLT 袖壁-RC 間の鉛 直接合部については、本設計例では接合金物は設置しておらず、特別なモデル化も行っていない。な お、RC 柱はり接合部に関しては、剛域を設定し、その長さはフェイスから部材せい の 1/4 だけ内側に入 った位置までとした。



(a) Y1、Y3 構面 (X 方向)



(b) X1、X8 構面 (Y 方向)

図 3.1.83 各部材のモデル化 (RC+CLT モデル)

B. 構造分野

軸ばね 1 本あたりの支圧耐力と支圧剛性は、3.1.4 (e)に記載の B タイプの接合方法の記載を参考に、表 3.1.15 に示すように計算した。なお、ここでは安全側の配慮として、CLT 袖壁の座屈長さ l_b を各階の内法高さ h_0 と等しいものとしているが、3.1.2 で示した架構実験と同様に、両端固定の状態を想定して、各階の内法高さの半分 ($0.5h_0$) としても問題ないものと考えられる。

表 3.1.15 CLT 袖壁の水平接合部の軸ばねの支圧耐力と支圧剛性 (RC+CLT モデル)
(a) X 方向

階	板厚 t_w mm	せい D_w mm	階高 h mm	はりせい D_b mm	座屈長さ l_b mm	i	$\lambda = l_b/i$	低減率	圧縮強度 tF_c N/mm ²	座屈強度 t_vF_c N/mm ²	軸ばね1本あたりの 支圧耐力 $w_p u$ kN	CLTの 支圧剛性 k_e N/mm ³	軸ばね1本あたりの 支圧剛性 k_w kN/mm
6	150	600	2800	600	2050	43.4	47.3	0.827	9.72	8.04	181	15.6	351
5	150	600	2850	650									
4	150	600	2900	700									
3	210	600	2950	750									
2	210	600	3000	800									
1	210	600	3000	800									

(b) Y 方向

階	板厚 t_w mm	せい D_w mm	階高 h mm	はりせい D_b mm	座屈長さ l_b mm	i	$\lambda = l_b/i$	低減率	圧縮強度 tF_c N/mm ²	座屈強度 t_vF_c N/mm ²	軸ばね1本あたりの 支圧耐力 $w_p u$ kN	CLTの 支圧剛性 k_e N/mm ³	軸ばね1本あたりの 支圧剛性 k_w kN/mm
6	150	750	2800	600	2050	43.4	47.3	0.827	9.72	8.04	226	15.6	439
5	150	750	2850	650									
4	150	750	2900	700									
3	210	750	2950	750									
2	210	750	3000	800									
1	210	750	3000	800									

t_w : CLT 袖壁の壁厚、 D_w : 袖壁のせい、 h : 階高、 D_b : 大はりのせい、 l_b : 座屈長さ、 i : 断面二次半径、 λ 有効細長比、 tF_c : CLT の圧縮に関する基準強度、 t_vF_c : CLT の圧縮の基準強度を用いた座屈強度 (鉛直方向)、 $w_p u$: ばね 1 本あたりの支圧耐力、 k_e : CLT の支圧剛性、 k_w : ばね 1 本あたりの支圧剛性

せん断ばねは、水平接合部ごとに 4 本の軸ばねのいずれかと直列する形で、表 3.1.16 に示すルールに基づいて、CLT 袖壁に斜め方向の圧縮ストラットが形成されることを想定して、ばねの位置を決めている。なお、CLT 袖壁の端部に設ける滑り止めに関しては、後述の保証設計において、CLT 袖壁が負担する水平せん断力の伝達に必要な耐力が確保されているかどうか確認するが、モデル化においては、摩擦力による水平せん断力の伝達が支配的なものと考え、せん断ばねにはせん断変形が生じないものと仮定している。

表 3.1.16 CLT 袖壁の水平接合部のせん断ばねの取り付け位置 (RC+CLT モデル)

	加力方向に対して引張側の CLT 袖壁	加力方向に対して圧縮側の CLT 袖壁
上端	CLT 袖壁側の塑性ヒンジに最も近い 軸ばねに設置	RC 柱フェイスに最も近い 軸ばねに設置
下端	RC 柱フェイスに最も近い 軸ばねに設置	CLT 袖壁側の塑性ヒンジに最も近い 軸ばねに設置

RC モデルでは、RC 柱フェイス位置に RC はりの塑性ヒンジを設けたが、RC+CLT モデルでは、3.1.4 (b) で示したモデル化の手法にしたがい、RC 柱フェイス位置に加え、CLT 袖壁フェイスに近い位置にも塑性ヒンジを設けた。なお、表 3.1.17 に式(3.1.6)に基づいて算定した CLT 袖壁フェイス位置から RC はりの塑性ヒンジまでの距離 L_b を示すが、袖壁せい D_w に対する比率を平均値で示すと、X 方向では 1~3 階で 0.38 (227mm)、4~6 階で 0.27 (163mm)、Y 方向では 1~3 階で 0.42 (312mm)、4~

B. 構造分野

6階で0.37 (276mm) とほぼ一定の値を示したことから、モデルの簡略化も踏まえて、CLT 袖壁フェイス側 (スパン内側) から数えて二つ目の軸ばね (袖壁全せいの $3/8 (=0.375)$ の位置にある軸ばね) の近傍に塑性ヒンジを設けることとした。3.1.2 で示した架構実験を対象とした解析事例 (詳細モデル) では、CLT 袖壁フェイス側 (スパン内側) から数えて一つ目の軸ばね (袖壁全せいの $1/8 (=0.125)$ の位置にある軸ばね) の近傍に塑性ヒンジを設けていることから、架構実験の場合よりも、CLT 袖壁の支圧抵抗に対する RC はりの曲げ終局モーメントが大きく、CLT 袖壁内への RC はりの塑性ヒンジ位置の入り込みが大きい。

表 3.1.17 CLT 袖壁フェイス位置から RC はりの塑性ヒンジまでの距離 L_b の算定 (RC+CLT モデル)
(a) X 方向 (Y1、Y3 構面)

階	L (mm)	D_c (左側) (mm)	D_c (右側) (mm)	D_w (mm)	${}_bL_0$ (mm)	${}_bM_u$ (G1: 上端引張) (kNm)	${}_{tv}F_k$ (N/mm ²)	t_w (mm)	L_b (mm)
R	6500	650	650	600	4650	422	9.72	150	121
6	6500	700	700	600	4600	562	9.72	150	162
5	6500	700	700	600	4600	719	9.72	150	205
4	6500	700	700	600	4600	1012	9.27	210	216
3	6500	750	750	600	4550	1086	9.27	210	233
2	6500	750	750	600	4550	1086	9.27	210	233
								平均	195

(b) Y 方向 (X2~X7 構面)

階	L (mm)	D_c (左側) (mm)	D_c (右側) (mm)	D_w (mm)	${}_bL_0$ (mm)	${}_bM_u$ (G2: 上端引張) (kNm)	${}_{tv}F_k$ (N/mm ²)	t_w (mm)	L_b (mm)
R	5210	650	600	750	3100	569	9.72	150	234
6	5210	700	600	750	3100	623	9.72	150	255
5	5210	700	650	750	3100	848	9.72	150	338
4	5210	700	650	750	3100	965	9.27	210	292
3	5210	750	700	750	2985	1036	9.27	210	322
2	5210	750	700	750	2985	1036	9.27	210	322
								平均	294

L_b : CLT 袖壁端から RC はりの危険断面位置までの距離、 L : 対象構面の柱芯々間距離、 D_c : 柱せい、 D_w : 袖壁せい、 ${}_bL_0$: CLT 袖壁のフェイス間の内法スパン、 ${}_bM_u$: RC はりの曲げ終局モーメント、 ${}_{tv}F_k$: CLT の圧縮の基準強度を用いた座屈強度 (鉛直方向)、 t_w : CLT 袖壁の壁厚

RC はりの曲げモーメントー回転角関係は、3.1.4 (c) の図 3.1.32 における曲げばねが近接する場合に基づいて計算した。これは、本設計例では、RC はりの回転角の大部分が、CLT 袖壁フェイス側の塑性ヒンジではなく、RC 柱フェイス側の塑性ヒンジに集中しており、ヒンジリロケーションの効果が十分でないと判断したためである。RC 柱フェイス位置における曲げばねの復元力特性は、図 3.1.32(a) に示すように、曲げひび割れ発生後に塑性変形が生じるトリリニアとし、曲げ降伏時回転角は、RC はりのヒンジリロケーションの効果を無視し、RC はりの内法スパンの半分を RC はりのせいで除した値をせん断スパン比として剛性低下率を計算した。また、CLT 袖壁フェイス近傍における曲げばねの復元力特性は、図 3.1.32(b) に示す剛塑性モデルとし、ヒンジリロケーションによる剛性増大効果は見込まないものの、RC はりに作用する曲げモーメントが曲げ終局モーメントで頭打ちとなるように配慮した。いずれも曲げ終局モーメントの算定においては、幅 1m の範囲のスラブ筋を考慮している。

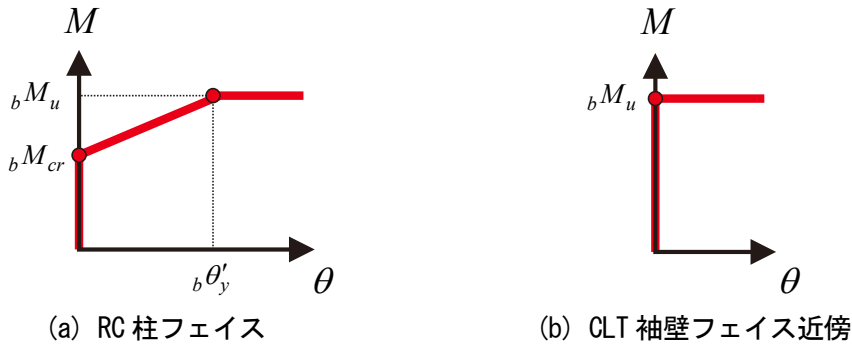
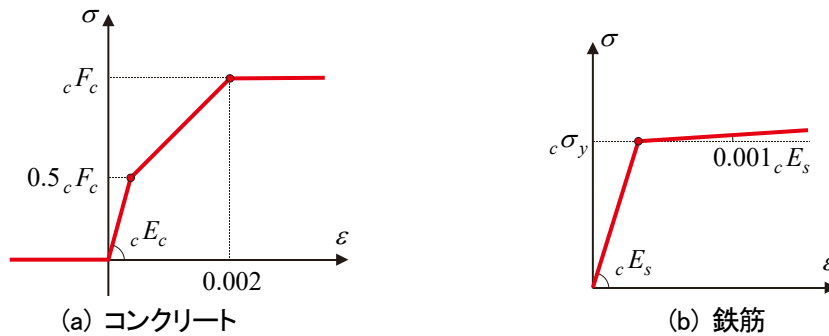


図 3.1.32 RC はりの曲げばねの復元力特性（曲げばねが近接する場合）[再掲]

RC 柱の MS モデルに用いたコンクリート、鉄筋の応力-ひずみ関係を図 3.1.84 に示す。本設計例でコンクリートに用いた応力-ひずみ関係は、バイリニアによるモデル化を行った簡略なものであるが、本来であれば、断面内においてカバーコンクリートやコアコンクリートの区別を行い、NewRC モデル等の帯筋による拘束効果を考慮できるモデルを用いて、応力-ひずみ関係における剛性変化をより詳細に再現することが望ましい。なお、本設計例では、圧縮強度到達後の強度低下を考慮していないため、保有水平耐力を計算する上では危険側の評価、保証設計用の応力を算定する上では安全側の評価となるが、前者については、保有水平耐力として層間変形角 $1/100\text{rad}$ 時点での水平荷重を採用しているため、後者の影響の方が大きいものと推測される。

なお、本設計例では、RC 柱に MS モデルを採用しているため、本来であれば、3.1.4 (b)に基づき、せん断ひび割れ発生後のせん断剛性の低下を考慮するべきであるが、せん断の復元力特性を弾性としたため、せん断剛性を過大評価している。そのため、層間変形角 $1/100\text{rad}$ 時点での水平荷重を採用した保有水平耐力の評価がやや危険側となっている可能性がある点に注意されたい。また、本設計例では、MS モデルにおける RC 柱端の塑性域の長さを内法高さの 0.1 倍 (220mm) としているが、柱せい (650~800mm) と比較すると、一般的な長さよりも短い設定となっている。



(a) コンクリート
 cFc : コンクリートの設計基準強度、 cEc : コンクリートのヤング係数、
 $c\sigma_y$: RC 柱主筋の主筋の降伏強度、 cEs : RC 柱主筋の主筋のヤング係数
 図 3.1.84 MS モデルに用いたコンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係 (RC 柱)

B.構造分野

(e) 仮定荷重、地震層せん断力

表 3.1.18 に床の仕上げ荷重と積載荷重を、表 3.1.19 に壁の仕上げ荷重を、表 3.1.20 に地震層せん断力を示す。RC モデルと RC+CLT モデルで地震力算定用の重量 (W_i) に大きな差はない。

表 3.1.18 床の仕上げ荷重と積載荷重 (N/m²)

(a) RC モデル										(b) RC+CLT モデル									
名称	仕上げ	(t) (mm)	(γ)	w	DL (仕上)	LL (N/m ²)	TL (N/m ²)			名称	仕上げ	(t) (mm)	(γ)	w	DL (仕上)	LL (N/m ²)	TL (N/m ²)		
陸屋根1 (在来型) (非歩行)	押えコン	平均 30	24.0	1200	7090	1000	8100	S	1000	陸屋根1	押えコン	平均 30	24.0	1200	6610	1000	7700	S	1000
	断熱材				↓	R	600	7700	断熱材	↓	R				600	7300			
	アスファルト防水				100	7100	E	400	7500	アスファルト防水	100				6700	E	400	7100	
	勾配増し打ち コンクリートスラブ 天井				690 4800 200					勾配増し打ち コンクリートスラブ 天井	690 4320 200								
L1				(2290)					L1				(2290)						
居室 (在来型) (非歩行)	フローリング	200	24.0	200	5800	1800	7600	S	1800	居室	フローリング	200	24.0	200	4930	1800	6800	S	1800
	パーティクルボード				↓	R	1300	7100	パーティクルボード	↓	R				1300	6300			
	乾式2重床下地				500	6000	E	600	6400	乾式2重床下地	500				5000	E	600	5600	
	コンクリートスラブ 天井				4800 100				(1000)	コンクリート CLT床 天井	2880 1050 100								(2050)
L2								L2											
1階居室 (在来型)	フローリング	200	24	200	5700	1800	7500	S	1800	1階居室	フローリング	200	24	200	5700	1800	7500	S	1800
	パーティクルボード				↓	R	1300	7000	パーティクルボード	↓	R				1300	7000			
	乾式2重床下地				500	5700	E	600	6300	乾式2重床下地	500				5700	E	600	6300	
	コンクリート				4800				(900)	コンクリート	4800								(900)
L3								L3											
廊下 バルコニー (在来型)	モルタル	20	23.0	600	5380	1800	7200	S	1800	廊下	モルタル	20	23.0	600	4660	1800	6500	S	1800
	コンクリートスラブ				↓	R	1300	6700	コンクリートスラブ	↓	R				1300	6000			
	軒裏増し打ち				460	5400	E	600	6000	軒裏増し打ち	460				4700	E	600	5300	
					0				(1060)		0								(1060)
L4								L4											
廊下 バルコニー (在来型)	モルタル	20	23.0	600	5380	1800	7200	S	1800	廊下	モルタル	20	23.0	600	5380	1800	7200	S	1800
	コンクリートスラブ				↓	R	1300	6700	コンクリートスラブ	↓	R				1300	6700			
	軒裏増し打ち				460	5400	E	600	6000	軒裏増し打ち	460				5400	E	600	6000	
					0				(1060)		0								(1060)
L5								L5											
FS	勾配増し打ち	250	24.0	2300	8300	0	8300	S	0	FS	勾配増し打ち	250	24.0	2300	8300	0	8300	S	0
	コンクリートスラブ				↓	R	0	8300	コンクリートスラブ	↓	R				0	8300			
					8300				(2300)		8300								(2300)
					0				0	8300					0				0
L11								L11											
屋根庇 (在来型)	押えコン	平均 30	24.0	1200	6555	1000	7600	S	1000	屋根庇	押えコン	平均 30	24.0	1200	6555	1000	7600	S	1000
	勾配増し打ち				↓	R	600	7200	勾配増し打ち	↓	R				600	7200			
	コンクリートスラブ				690	6600	E	400	7000	コンクリートスラブ	690				6600	E	400	7000	
	軒裏増し打ち				4320 345				(2235)	軒裏増し打ち	4320 345								(2235)
L12								L12											

表 3.1.19 壁の仕上げ荷重 (N/m², RC モデル, RC+CLT モデル)

名称	仕上げ	(t) mm	(γ)	w	Σw
外壁 (妻壁)	窯業サイディング	210	5.0	250	1300
	CLT板			1050	↓ 1500
内壁	石膏ボード t=21×2	210	5.0	330	1380
	CLT板			1050	↓ 1500

表 3.1.20 各階の地震層せん断力

(a) RC モデル								(b) RC+CLT モデル									
Z=	1.0							Z=	1.0								
C ₀ =	0.2							C ₀ =	0.2								
		2T/(1+3T)=	0.340							2T/(1+3T)=	0.341						
階	W _i (kN)	ΣW _i (kN)	α _i	A _i	C _i	Q _i (kN)	P _i	階	W _i (kN)	ΣW _i (kN)	α _i	A _i	C _i	Q _i (kN)	P _i		
6	6686	6686	0.151	1.827	0.365	2443	2443	6	6684	6684	0.154	1.819	0.364	2431	2431		
5	7121	13807	0.312	1.505	0.301	4155	1712	5	6946	13630	0.314	1.502	0.300	4095	1664		
4	7440	21247	0.480	1.329	0.266	5647	1492	4	7272	20902	0.482	1.328	0.266	5550	1455		
3	7540	28787	0.651	1.201	0.240	6915	1269	3	7370	28272	0.652	1.201	0.240	6789	1239		
2	7702	36489	0.825	1.094	0.219	7987	1072	2	7532	35804	0.825	1.094	0.219	7836	1046		
1	7753	44243	1.000	1.000	0.200	8849	862	1	7583	43387	1.000	1.000	0.200	8677	842		

B.構造分野

(f) 剛性率、偏心率

表 3.1.21、表 3.1.22 に $C_0=0.2$ の際の地震層せん断力を用いて算定した各階の層間変形角から求めた剛性率、偏心率を示す。いずれの階、方向でも、剛性率 R_s は 0.6 以上、偏心率 R_e は 0.15 以下に留まっており、 F_{es} による必要保有水平耐力の割り増しは必要なく、3.1.5 の構造計算フロー (図 3.1.43 参照) で示した本マニュアルの適用条件を満足している。

表 3.1.21 剛性率

(a) RC モデル (X 方向)						(b) RC+CLT モデル (X 方向)					
	層間変形角		平均	R_s	F_s		層間変形角		平均	R_s	F_s
	Y1	Y3					Y1	Y3			
R	-	-		-	-	R	-	-		-	-
6	1/ 1155	1/ 1151	949	1.21	1.00	6	1/ 1211	1/ 1206	893	1.35	1.00
5	1/ 945	1/ 942		0.99	1.00	5	1/ 911	1/ 905		1.01	1.00
4	1/ 831	1/ 828		0.87	1.00	4	1/ 762	1/ 762		0.85	1.00
3	1/ 795	1/ 793		0.83	1.00	3	1/ 707	1/ 703		0.79	1.00
2	1/ 841	1/ 838		0.88	1.00	2	1/ 762	1/ 760		0.85	1.00
1	1/ 1138	1/ 1134		1.19	1.00	1	1/ 1018	1/ 1014		1.14	1.00

(c) RC モデル (Y 方向)											
	層間変形角								平均	R_s	F_s
	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8			
R	-	-	-	-	-	-	-	-		-	-
6	1/ 1503	1/ 1503	1/ 1511	1/ 1511	1/ 1511	1/ 1511	1/ 1511	1/ 1519	1327	1.14	1.00
5	1/ 1322	1/ 1322	1/ 1329	1/ 1329	1/ 1329	1/ 1329	1/ 1335	1/ 1335		1.00	1.00
4	1/ 1201	1/ 1201	1/ 1201	1/ 1201	1/ 1211	1/ 1211	1/ 1211	1/ 1211		0.91	1.00
3	1/ 1113	1/ 1113	1/ 1118	1/ 1122	1/ 1118	1/ 1118	1/ 1122	1/ 1122		0.85	1.00
2	1/ 1176	1/ 1176	1/ 1181	1/ 1172	1/ 1181	1/ 1186	1/ 1186	1/ 1186		0.88	1.00
1	1/ 1609	1/ 1609	1/ 1609	1/ 1628	1/ 1618	1/ 1618	1/ 1618	1/ 1628		1.23	1.00

(d) RC+CLT モデル (Y 方向)											
	層間変形角								平均	R_s	F_s
	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8			
R	-	-	-	-	-	-	-	-		-	-
6	1/ 1608	1/ 1608	1/ 1608	1/ 1375	1/ 1618	1/ 1618	1/ 1618	1/ 1618	1248	1.29	1.00
5	1/ 1285	1/ 1291	1/ 1291	1/ 1503	1/ 1291	1/ 1297	1/ 1297	1/ 1297		1.03	1.00
4	1/ 1122	1/ 1122	1/ 1127	1/ 1127	1/ 1127	1/ 1127	1/ 1132	1/ 1132		0.90	1.00
3	1/ 1011	1/ 1011	1/ 1015	1/ 1015	1/ 1019	1/ 1019	1/ 1022	1/ 1022		0.81	1.00
2	1/ 1046	1/ 1050	1/ 1046	1/ 1050	1/ 1054	1/ 1054	1/ 1054	1/ 1058		0.84	1.00
1	1/ 1410	1/ 1410	1/ 1418	1/ 1418	1/ 1418	1/ 1425	1/ 1425	1/ 1425		1.13	1.00

B.構造分野

表 3.1.22 偏心率

(a) RC モデル

階	e (mm)		r (mm)		Re		Fe	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
6	36	141	17555	15328	0.0080	0.0024	1.00	1.00
5	44	116	17973	15169	0.0065	0.0029	1.00	1.00
4	46	106	18236	15120	0.0059	0.0031	1.00	1.00
3	47	94	18091	15219	0.0052	0.0031	1.00	1.00
2	47	93	17949	15149	0.0052	0.0032	1.00	1.00
1	48	117	18049	15121	0.0065	0.0032	1.00	1.00

(b) RC+CLT モデル

階	e (mm)		r (mm)		Re		Fe	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
6	36	141	17957	15266	0.0079	0.0023	1.00	1.00
5	47	121	18384	15102	0.0066	0.0031	1.00	1.00
4	47	112	18638	15054	0.0060	0.0031	1.00	1.00
3	34	102	18526	15156	0.0055	0.0023	1.00	1.00
2	50	100	18257	15151	0.0055	0.0033	1.00	1.00
1	54	124	18306	15124	0.0068	0.0035	1.00	1.00

(g) 荷重変形関係

図 3.1.85 に RC モデル、RC+CLT モデルにおける各階の層せん断力-層間変形角関係を示す。図中には、短期荷重時、保有水平耐力時、 D_s 算定時のプロットを示している。ここで、短期荷重時は $C_0=0.2$ に相当する地震荷重が作用した時点、保有水平耐力時はいずれ階の層間変形角が $1/100\text{rad}$ に到達した時点、 D_s 算定時はいずれかの階の層間変形角が、RC モデルの場合は $1/50\text{rad}$ 、RC+CLT モデルの場合は $1/33\text{rad}$ に到達した時点の層せん断力と層間変形角の関係を示している。

RC モデルと比較すると、RC+CLT モデルでは、短期荷重時の各階における層間変形角の平均値が X 方向で 16% (RC モデル : $0.25 \times 10^{-2}\text{rad}$ 、RC+CLT モデル : $0.21 \times 10^{-2}\text{rad}$)、Y 方向で 23% (RC モデル : $0.17 \times 10^{-2}\text{rad}$ 、RC+CLT モデル : $0.13 \times 10^{-2}\text{rad}$) に低減しており、CLT 袖壁による変形の抑制効果が確認できる。また、RC+CLT モデルの保有水平耐力は、RC モデルと比較して、X 方向で 1.22 倍、Y 方向で 1.24 倍大きく、剛性、耐力とも 2 割近い増大効果が見られた。なお、RC モデルでは、保有水平耐力 ($1/100\text{rad}$) 時と保証設計 ($1/50\text{rad}$) 時の層せん断力の差が X、Y 方向でそれぞれ 2、3%に留まっており、崩壊機構の形成後は耐力がほぼ頭打ちとなっていることが確認できるが、RC+CLT モデルでは、保有水平耐力 ($1/100\text{rad}$) 時と保証設計 ($1/33\text{rad}$) 時の層せん断力の差が X、Y 方向でそれぞれ 11、12%に及ぶことから、崩壊機構の形成後も耐力が頭打ちとならず、耐力上昇を続けることが分かる。この原因としては、本設計例では、RC 柱の MS モデルのコンクリートや CLT 袖壁の軸ばねの復元力特性の設定時に強度低下を再現したモデル化を行っていないことに加え、3.1.8 (a)で示したように、RC 柱と CLT 袖壁を別の部材としてモデル化したことにより、RC はりの RC 柱フェイス位置における回転変形の増大に伴い、崩壊機構の形成後も CLT 袖壁の負担する圧縮軸力が増大したことが挙げられる。限界耐力計算であれば、崩壊機構形成後の耐力上昇を地震時の応答変位の低減といった形で評価することが可能であるが、地震時の応答変位が陽な形で表れない保有水平耐力計算では、崩壊機構形

B. 構造分野

成後の耐力増加を踏まえた保証設計を行う必要がある。そこで、本設計例では、RC+CLT モデルにおける保証設計を RC モデルよりも大きい変形状態で行うこととしている。

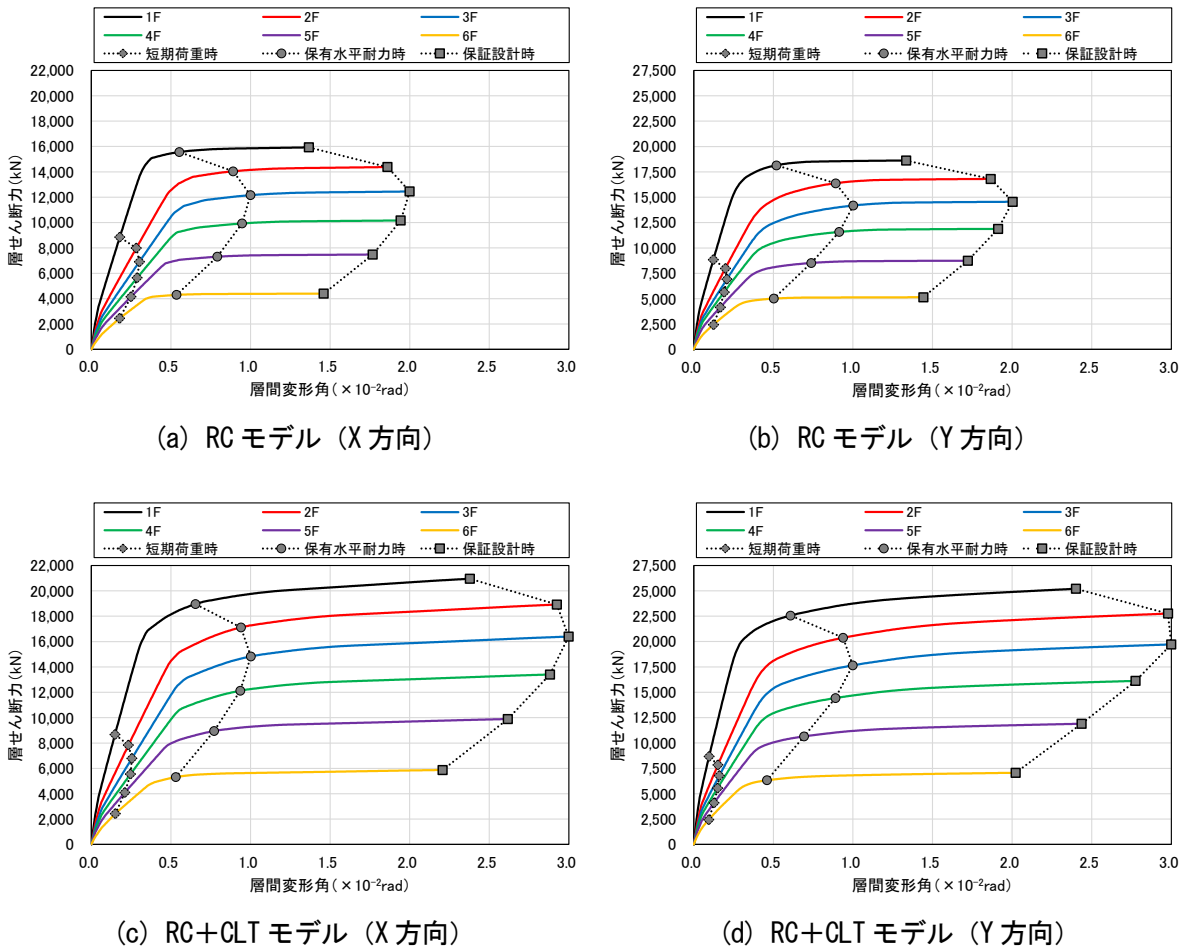


図 3.1.85 層せん断力－層間変形角関係

B.構造分野

(h) 長期荷重時、短期荷重時の応力状態

以下に、RC+CLTモデルにおける長期荷重時、長期荷重時+短期荷重時の応力状態を示す。表3.1.23、表3.1.24に長期荷重時にRC+CLTモデルのRC柱とCLT袖壁が負担する圧縮軸力を示す。ここでは比較がしやすいように、X、Y方向の構面ごとに結果を示している。また、Y方向については、平面形状が対称であるため、X1~X4構面の結果のみを示している。(c)構造設計の方針で説明したように、今回使用した解析プログラムでは、RCラーメンの施工後にCLT袖壁を挿入する施工の手順が再現できなかったため、長期荷重の一部がCLT袖壁に作用している。但し、CLT袖壁に作用する長期軸力は、軸力全体の4~9%に留まっており、影響は比較的軽微である。

表 3. 1. 23 長期荷重時の RC 柱、CLT 袖壁の軸力 (X 方向、単位 : kN)

(a) RC 柱

Y1	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	Y2	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
6F	172	306	313	307	306	306	404	170	6F	329	462	502	461	469	457	498	318
5F	383	611	626	618	618	616	609	380	5F	585	792	839	788	800	782	843	565
4F	580	903	932	919	918	916	903	575	4F	839	1119	1175	1112	1127	1104	1180	812
3F	767	1165	1210	1188	1187	1184	1166	761	3F	1071	1411	1491	1402	1420	1392	1484	1038
2F	975	1479	1534	1508	1507	1503	1480	968	2F	1326	1746	1839	1733	1755	1721	1832	1286
1F	1167	1764	1828	1796	1795	1791	1765	1159	1F	1572	2060	2175	2043	2069	2030	2161	1526

Y3	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
6F	263	308	323	307	308	307	311	253
5F	554	630	646	624	628	625	631	531
4F	828	940	960	930	934	930	939	793
3F	1087	1218	1245	1204	1209	1204	1213	1043
2F	1377	1548	1578	1528	1534	1528	1539	1321
1F	1646	1840	1873	1814	1821	1814	1826	1581

(b) CLT 袖壁

Y1	X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F	18	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	18
5F	10	17	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	17	10
4F	18	26	26	27	27	27	27	27	27	27	27	26	26	18
3F	31	45	46	48	48	47	47	47	47	47	47	47	45	31
2F	36	51	52	53	53	53	53	53	53	53	53	52	51	36
1F	46	67	70	72	71	70	70	70	70	70	70	70	67	46

Y3	X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F	19	13	14	14	14	14	13	14	14	14	14	14	14	20
5F	15	18	18	18	18	18	17	18	18	18	18	18	17	14
4F	24	26	27	27	27	27	26	26	26	26	26	26	27	23
3F	42	48	47	48	48	46	46	46	46	46	46	47	46	40
2F	48	52	52	53	53	52	52	52	52	52	52	52	52	46
1F	64	71	73	74	73	71	71	71	71	71	71	72	70	62

B.構造分野

表 3.1.24 長期荷重時の RC 柱、CLT 袖壁の軸力 (Y 方向、単位 : kN)

(a) RC 柱

X1	Y1	Y2	Y3	X2	Y1	Y2	Y3	X3	Y1	Y2	Y3	X4	Y1	Y2	Y3
6F	172	329	263	6F	306	462	308	6F	313	502	323	6F	307	461	307
5F	383	585	554	5F	611	792	630	5F	626	839	646	5F	618	788	624
4F	580	839	828	4F	903	1119	940	4F	932	1175	980	4F	919	1112	930
3F	767	1071	1087	3F	1165	1411	1218	3F	1210	1491	1245	3F	1188	1402	1204
2F	975	1326	1377	2F	1479	1746	1548	2F	1534	1839	1578	2F	1508	1733	1528
1F	1167	1572	1646	1F	1764	2060	1840	1F	1828	2175	1873	1F	1796	2043	1814

(b) CLT 袖壁

X1	Y1	Y2	Y2	Y3	X2	Y1	Y2	Y2	Y3	X3	Y1	Y2	Y2	Y3	X4	Y1	Y2	Y2	Y3
6F	17	18	22	25	6F	28	36	28	30	6F	19	18	26	19	6F	27	32	31	29
5F	14	23	23	21	5F	23	32	31	24	5F	15	20	21	15	5F	24	31	31	24
4F	23	32	33	32	4F	36	40	40	36	4F	23	26	26	23	4F	36	40	40	35
3F	41	55	56	55	3F	61	69	69	62	3F	40	45	45	39	3F	62	63	68	61
2F	48	68	70	64	2F	71	80	81	72	2F	46	53	53	45	2F	72	80	80	71
1F	61	90	93	85	1F	36	106	104	93	1F	59	69	72	60	1F	91	104	105	92

表 3.1.25、表 3.1.26 に RC+CLT モデルの RC 柱と CLT 袖壁が負担する長期荷重時と短期荷重時の軸力の和 (正 : 圧縮、負 : 引張) を示す。CLT 袖壁はいずれも圧縮軸力を負担しており、水平せん断力の伝達時に摩擦抵抗に期待できる状態であること、水平加力の方向に対して、RC 柱の圧縮側に取り付く CLT 袖壁 (右側) の方が、RC 柱の引張側に取り付く CLT 袖壁 (左側) よりも圧縮軸力が大きいこと等が確認できる。CLT 袖壁に作用する圧縮軸力は、X 方向では軸力全体の 7~10%、Y 方向では軸力全体の 9~16%に留まっており、CLT 袖壁の軸力負担は RC 柱と比較して小さい。

表 3.1.25 長期荷重時+短期荷重時の RC 柱、CLT 袖壁の軸力

(X 方向 (加力方向 : X1→X8)、単位 : kN)

(a) RC 柱

Y1	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	Y3	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
6F	129	273	281	274	273	271	372	185	6F	220	276	291	274	275	275	277	268
5F	248	571	585	576	577	573	567	474	5F	420	593	607	583	586	582	586	623
4F	299	863	883	868	869	865	844	802	4F	550	905	914	881	884	876	882	1009
3F	280	1113	1131	1108	1109	1104	1059	1158	3F	603	1175	1171	1126	1128	1120	1105	1428
2F	247	1459	1459	1433	1435	1429	1350	1601	2F	653	1540	1510	1455	1458	1448	1403	1942
1F	167	1745	1759	1728	1731	1728	1610	2063	1F	653	1805	1814	1750	1753	1742	1662	2468

(b) CLT 袖壁

Y1	X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F	25	39	24	40	24	39	24	40	24	40	25	39	24	40
5F	25	43	39	44	39	44	39	44	39	44	40	44	38	37
4F	39	56	55	57	56	57	56	57	56	57	56	56	55	50
3F	65	92	93	94	94	93	93	93	93	93	93	92	92	79
2F	68	96	99	96	99	96	99	96	99	96	99	94	97	85
1F	99	79	145	81	143	79	143	79	143	79	142	78	138	64

Y3	X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F	26	38	24	40	24	40	23	40	24	40	23	40	24	42
5F	30	44	39	45	39	44	38	44	39	45	38	45	37	42
4F	46	56	56	57	56	57	55	55	55	57	54	56	57	56
3F	77	95	94	94	94	92	92	92	92	93	90	92	93	89
2F	80	97	99	96	99	95	98	95	98	95	98	94	98	94
1F	117	83	149	83	146	80	144	80	144	80	144	79	141	79

B.構造分野

表 3.1.26 長期荷重時+短期荷重時の RC 柱、CLT 袖壁の軸力
(Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)、単位 : kN)

(a) RC 柱

X1	Y1	Y2	Y3	X2	Y1	Y2	Y3	X3	Y1	Y2	Y3	X4	Y1	Y2	Y3
6F	117	290	285	6F	251	422	332	6F	257	463	348	6F	251	422	332
5F	228	536	660	5F	442	741	751	5F	455	788	769	5F	447	737	747
4F	277	780	1065	4F	556	1058	1218	4F	581	1114	1261	4F	569	1051	1211
3F	260	973	1486	3F	592	1310	1671	3F	631	1390	1703	3F	610	1301	1661
2F	237	1227	2002	2F	646	1644	2251	2F	694	1737	2286	2F	669	1631	2235
1F	195	1491	2512	1F	663	1972	2803	1F	720	2087	2842	1F	690	1955	2781

(b) CLT 袖壁

X1	Y1	Y2	Y2	Y3	X2	Y1	Y2	Y2	Y3	X3	Y1	Y2	Y2	Y3	X4	Y1	Y2	Y2	Y3
6F	29	43	36	47	6F	40	60	44	51	6F	31	41	42	40	6F	39	55	47	50
5F	34	49	49	48	5F	44	59	57	50	5F	35	47	47	41	5F	44	58	57	50
4F	46	64	65	66	4F	58	74	70	72	4F	45	60	56	59	4F	58	74	70	71
3F	77	104	110	110	3F	97	118	122	118	3F	75	94	98	95	3F	97	112	121	117
2F	82	116	125	118	2F	104	128	135	129	2F	79	101	107	102	2F	105	127	134	128
1F	105	113	155	112	1F	76	125	170	124	1F	99	88	138	91	1F	131	123	171	123

表 3.1.27、表 3.1.28 に RC+CLT モデルの RC 柱と CLT 袖壁が負担する長期荷重時と短期荷重時の水平せん断力の和を示す。CLT 袖壁が負担する水平せん断力は、X 方向では層せん断力の 4~8%、Y 方向では層せん断力の 4~5%程度であり、層せん断力の大部分は RC 柱によって負担されている。また、CLT 袖壁の水平せん断力を、表 3.1.25、表 3.1.26 で示した CLT 袖壁の圧縮軸力で除した値は、X 方向では最大で 0.21、Y 方向では最大で 0.22 に留まり、3.1.3(c)で想定した摩擦係数 (0.4~0.5) を十分に下回っていることから、せん断伝達に支障がないことが確認できる。

表 3.1.27 長期荷重時+短期荷重時の RC 柱、CLT 袖壁のせん断力
(X 方向 (加力方向 : X1→X8)、単位 : kN)

(a) RC 柱

Y1	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	Y3	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
6F	18	153	167	166	166	168	174	137	6F	31	157	167	166	166	167	167	129
5F	116	263	276	275	275	277	287	179	5F	126	276	281	280	281	280	281	164
4F	174	364	372	371	371	372	386	241	4F	186	377	378	378	378	377	382	224
3F	228	444	446	446	446	446	464	291	3F	238	457	453	452	452	452	465	290
2F	262	523	519	519	519	519	541	328	2F	272	539	528	528	528	528	546	326
1F	362	581	562	564	564	563	582	436	1F	365	683	664	664	664	663	680	433

(b) CLT 袖壁

Y1	X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F	0	7	1	7	2	7	2	7	2	6	4	5	2	7
5F	3	7	5	8	5	8	5	8	5	7	6	7	6	8
4F	5	8	6	9	6	9	6	9	6	9	7	8	7	9
3F	8	11	10	12	10	12	10	12	10	12	10	12	11	13
2F	7	11	10	11	10	11	10	11	10	11	9	12	11	13
1F	10	4	13	4	13	4	13	4	13	4	2	15	14	6

Y3	X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F	0	7	2	7	2	7	2	6	2	8	1	7	4	7
5F	3	8	5	8	5	8	5	7	5	9	4	8	4	8
4F	5	9	6	9	6	9	6	8	6	10	5	8	7	9
3F	8	12	10	12	10	12	10	12	10	14	9	12	10	13
2F	7	12	10	11	10	11	10	11	10	11	10	11	10	12
1F	10	5	13	4	13	4	13	4	13	4	13	4	13	6

B.構造分野

表 3.1.28 長期荷重時+短期荷重時の RC 柱、CLT 袖壁のせん断力
(Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)、単位 : kN)

(a) RC 柱

X1	Y1	Y2	Y3	X2	Y1	Y2	Y3	X3	Y1	Y2	Y3	X4	Y1	Y2	Y3
6F	70	124	57	6F	80	142	68	6F	80	141	67	6F	80	141	67
5F	109	197	106	5F	136	234	134	5F	136	233	133	5F	136	233	133
4F	149	264	142	4F	181	337	174	4F	180	336	173	4F	180	336	173
3F	195	348	189	3F	214	389	209	3F	214	388	209	3F	214	388	208
2F	221	366	222	2F	251	459	254	2F	250	458	253	2F	250	457	253
1F	277	378	282	1F	301	471	306	1F	301	470	306	1F	300	469	305

(b) CLT 袖壁

X1	Y1	Y2	Y2	Y3	X2	Y1	Y2	Y2	Y3	X3	Y1	Y2	Y2	Y3	X4	Y1	Y2	Y2	Y3
6F	4	8	5	7	6F	4	7	6	7	6F	4	7	6	7	6F	4	7	6	7
5F	7	8	8	8	5F	7	9	8	6	5F	7	9	8	8	5F	7	9	8	8
4F	8	10	10	10	4F	7	11	9	11	4F	7	10	9	11	4F	7	10	9	11
3F	11	15	16	16	3F	11	15	16	16	3F	11	15	16	16	3F	11	15	16	16
2F	10	14	16	16	2F	10	14	16	17	2F	10	14	16	17	2F	10	14	16	17
1F	12	8	16	9	1F	12	7	17	10	1F	12	7	17	10	1F	12	7	17	10

表 3.1.29 に RC+CLT モデルの CLT 袖壁が負担する長期荷重時と短期荷重時の平均せん断応力の和を示す。CLT 袖壁の平均せん断応力の和の最大値は、X 方向では 1~3 階 (厚さ 210mm) で 0.11N/mm²、4~6 階 (厚さ 150mm) で 0.12N/mm²、Y 方向では 1~3 階 (厚さ 210mm) で 0.10N/mm²、4~6 階 (厚さ 150mm) で 0.11N/mm² となり、せん断の基準強度 (2.7N/mm²) に対して小さい。

表 3.1.29 長期荷重時+短期荷重時の CLT 袖壁の平均せん断応力 (単位 : N/mm²)

(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1	X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F	0.00	0.08	0.01	0.08	0.02	0.08	0.02	0.08	0.02	0.07	0.04	0.06	0.02	0.08
5F	0.03	0.08	0.06	0.09	0.06	0.09	0.06	0.09	0.06	0.08	0.07	0.08	0.07	0.09
4F	0.06	0.09	0.07	0.10	0.07	0.10	0.07	0.10	0.07	0.10	0.08	0.09	0.08	0.10
3F	0.06	0.09	0.08	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.09	0.10
2F	0.06	0.09	0.08	0.09	0.08	0.09	0.08	0.09	0.08	0.09	0.07	0.10	0.09	0.10
1F	0.08	0.03	0.10	0.03	0.10	0.03	0.10	0.03	0.10	0.03	0.02	0.12	0.11	0.05

Y3	X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F	0.00	0.08	0.02	0.08	0.02	0.08	0.02	0.07	0.02	0.09	0.01	0.08	0.04	0.08
5F	0.03	0.09	0.06	0.09	0.06	0.09	0.06	0.08	0.06	0.10	0.04	0.09	0.04	0.09
4F	0.06	0.10	0.07	0.10	0.07	0.10	0.07	0.09	0.07	0.11	0.06	0.09	0.08	0.10
3F	0.06	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.08	0.11	0.07	0.10	0.08	0.10
2F	0.06	0.10	0.08	0.09	0.08	0.09	0.08	0.09	0.08	0.09	0.08	0.09	0.08	0.10
1F	0.08	0.04	0.10	0.03	0.10	0.03	0.10	0.03	0.10	0.03	0.10	0.03	0.10	0.05

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1	Y1	Y2	Y2	Y3	X2	Y1	Y2	Y2	Y3	X3	Y1	Y2	Y2	Y3	X4	Y1	Y2	Y2	Y3
6F	0.04	0.07	0.04	0.06	6F	0.04	0.06	0.05	0.06	6F	0.04	0.06	0.05	0.06	6F	0.04	0.06	0.05	0.06
5F	0.06	0.07	0.07	0.07	5F	0.06	0.08	0.07	0.05	5F	0.06	0.08	0.07	0.07	5F	0.06	0.08	0.07	0.07
4F	0.07	0.09	0.09	0.09	4F	0.06	0.10	0.08	0.10	4F	0.06	0.09	0.08	0.10	4F	0.06	0.09	0.08	0.10
3F	0.07	0.10	0.10	0.10	3F	0.07	0.10	0.10	0.10	3F	0.07	0.10	0.10	0.10	3F	0.07	0.10	0.10	0.10
2F	0.06	0.09	0.10	0.10	2F	0.06	0.09	0.10	0.11	2F	0.06	0.09	0.10	0.11	2F	0.06	0.09	0.10	0.11
1F	0.08	0.05	0.10	0.06	1F	0.08	0.04	0.11	0.06	1F	0.08	0.04	0.11	0.06	1F	0.08	0.04	0.11	0.06

B.構造分野

表 3.1.30、表 3.1.31、表 3.1.32、表 3.1.33 に RC+CLT モデルの RC はりが負担する長期荷重時、長期荷重時+短期荷重時のせん断力、曲げモーメントを示す。表中の C は RC 柱フェイスに設けた曲げばね位置を、W は CLT 袖壁フェイスに近い曲げばね位置を、M は内法スパンの中央を示している。

表 3.1.30 長期荷重時の RC はりのせん断力 (単位 : kN)

(a) X 方向

Y1	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	93	91	-94	-100	105	99	-99	-105	105	99	-99	-106	106	99	-99	-106
6F	89	67	-50	-60	73	63	-67	72	72	62	-63	-73	72	63	-63	-72
5F	77	70	-54	-60	72	66	-66	-72	72	66	-67	-72	72	66	-66	-72
4F	72	71	-56	-51	62	68	-68	-61	61	68	-69	-62	62	68	-68	-62
3F	81	71	-60	-69	80	70	-70	-79	79	70	-70	-80	79	70	-70	-79
2F	72	68	-62	-61	66	70	-70	-66	66	70	-70	-67	67	70	-70	-67
1F	165	17	-152	-256	238	230	-131	-233	235	133	-135	-235	235	134	-134	-235

Y1	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	105	99	-99	-106	106	98	-98	-105	100	93	-91	-93
6F	72	63	-63	-72	72	63	-62	-72	60	50	-67	-89
5F	72	66	-66	-72	72	66	-66	-71	59	54	-70	-77
4F	62	68	-68	-62	62	69	-67	-61	51	56	-71	-72
3F	79	70	-70	-79	80	71	-69	-79	69	60	-71	-81
2F	67	70	-70	-67	67	71	-69	-66	61	62	-68	-73
1F	235	134	-133	-234	224	131	-137	-237	250	152	-97	-173

Y3	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	79	78	-90	-97	101	95	-95	-101	101	94	-95	-102	102	95	-95	-101
6F	76	58	-57	-66	71	61	-60	-70	69	60	-62	-71	71	61	-61	-70
5F	65	60	-61	-67	70	65	-64	-69	69	63	-65	-71	70	65	-64	-69
4F	58	62	-63	-57	60	67	-66	-59	58	65	-67	-61	60	66	-66	-60
3F	71	62	-66	-75	78	68	-67	-77	76	67	-69	-78	78	68	-68	-77
2F	61	62	-66	-62	62	68	-68	-62	62	67	-68	-63	63	68	-68	-63
1F	181	87	-143	-245	229	125	-118	-223	225	121	-122	-224	223	122	-122	-224

Y3	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	101	95	-93	-102	102	95	-94	-101	99	93	-84	-84
6F	70	61	-60	-70	71	62	-60	-69	65	54	-59	-79
5F	70	64	-63	-70	71	65	-64	-69	65	60	-60	-66
4F	60	66	-65	-60	61	67	-65	-59	55	60	-63	-60
3F	77	68	-68	-77	78	69	-67	-77	73	64	-63	-72
2F	63	68	-68	-63	63	69	-67	-61	60	64	-63	-62
1F	224	122	-121	-223	221	119	-125	-227	242	141	-86	-178

(b) Y 方向

X1	Y1-Y2				Y2-Y3				X2	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C		C	W	W	C	C	W	W	C
RF	57	61	-108	-101	94	96	-76	-65	RF	79	91	-23	-251	162	168	-103	-89
6F	62	49	-53	-56	66	56	-54	-66	6F	86	69	-12	-166	110	98	-81	-98
5F	55	54	-56	-55	62	59	-57	-57	5F	70	70	-16	-158	108	102	-82	-83
4F	49	55	-57	-44	50	59	-60	-48	4F	57	68	-17	-141	91	103	-81	-69
3F	58	54	-60	-56	61	61	-60	-62	3F	71	67	-20	-160	111	107	-79	-83
2F	48	49	-65	-54	54	62	-59	-49	2F	60	66	-22	-149	101	108	-78	-70
1F	133	55	-150	-252	238	124	-57	-158	1F	193	84	-80	-448	374	240	-117	-229

X3	Y1-Y2				Y2-Y3				X4	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C		C	W	W	C	C	W	W	C
RF	81	84	-30	-232	223	233	-104	-100	RF	74	85	-29	-228	185	200	-94	-81
6F	82	67	-14	-138	143	126	-81	-97	6F	80	65	-16	-149	124	112	-72	-89
5F	73	68	-18	-140	138	130	-81	-86	5F	66	65	-20	-145	119	115	-73	-74
4F	63	67	-19	-128	127	133	-79	-75	4F	52	64	-21	-127	102	116	-72	-61
3F	72	65	-22	-143	142	136	-78	-86	3F	67	63	-24	-147	122	120	-71	-74
2F	63	63	-24	-137	135	139	-75	-73	2F	57	63	-25	-135	111	122	-69	-62
1F	162	82	-81	-383	313	210	-112	-193	1F	192	82	-82	-424	356	222	-107	-218

B.構造分野

表 3. 1. 31 長期荷重時の RC はりの曲げモーメント (単位 : kNm)

(a) X 方向

Y1	X1-X2					X2-X3					X3-X4					X4-X5				
	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C
RF	111	35	-69	40	124	141	53	-70	53	142	141	53	-69	55	143	142	54	-69	54	142
6F	116	46	-40	9	58	92	33	-44	33	92	91	32	-43	35	95	93	34	-43	34	93
5F	106	44	-44	10	59	94	35	-47	34	94	94	34	-46	37	97	96	36	-46	36	95
4F	104	44	-45	11	56	88	35	-48	35	89	88	36	-47	38	92	91	37	-47	37	90
3F	105	39	-48	15	73	101	36	-49	36	102	101	36	-48	38	104	103	38	-48	37	103
2F	96	36	-45	23	76	93	36	-49	37	94	94	37	-47	39	96	95	38	-48	38	95
1F	74	-64	-147	56	256	256	68	-103	54	237	238	53	-110	55	241	241	55	-109	55	241

Y1	X5-X6					X6-X7					X7-X8				
	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C
RF	142	54	-69	54	143	143	50	-70	52	139	123	40	-69	35	112
6F	93	34	-43	34	93	94	23	-44	32	90	57	9	-40	46	116
5F	95	36	-46	36	96	96	33	-47	33	92	59	9	-44	44	107
4F	90	37	-46	37	91	92	37	-48	33	86	55	11	-45	44	104
3F	103	37	-48	38	103	104	38	-49	34	95	72	15	-48	38	105
2F	95	38	-47	38	96	96	38	-49	36	92	75	23	-45	36	96
1F	242	55	-110	53	237	236	54	-103	68	256	256	56	-147	-64	71

Y3	X1-X2					X2-X3					X3-X4					X4-X5				
	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C
RF	88	23	-62	45	126	135	51	-65	50	134	134	50	-65	52	137	137	52	-65	50	135
6F	90	31	-40	24	71	91	33	-41	31	88	87	31	-41	34	92	91	34	-41	32	89
5F	81	28	-44	26	81	93	35	-44	33	90	89	32	-44	36	95	93	35	-43	34	91
4F	78	29	-44	27	76	88	36	-45	34	85	84	33	-44	38	90	88	36	-44	35	86
3F	83	25	-47	29	91	101	37	-46	34	98	97	34	-46	38	102	101	37	-46	35	99
2F	80	28	-44	31	85	90	36	-46	36	89	89	36	-45	38	92	92	37	-45	36	90
1F	66	-72	-140	51	245	241	62	-91	46	219	221	45	-99	48	223	223	48	-97	48	223

Y3	X5-X6					X6-X7					X7-X8				
	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C
RF	136	51	-65	47	136	137	52	-65	49	134	129	46	-65	25	95
6F	90	33	-41	30	90	92	34	-42	30	86	73	21	-38	31	93
5F	92	34	-44	31	92	94	36	-44	32	89	78	24	-44	25	78
4F	87	35	-44	32	87	89	37	-45	33	83	71	24	-43	29	80
3F	100	36	-46	36	100	102	37	-47	34	97	86	26	-46	26	85
2F	91	37	-45	37	91	92	37	-46	34	88	81	30	-43	28	80
1F	223	48	-98	45	219	219	47	-91	61	239	242	50	-137	-71	65

(b) Y 方向

X1	Y1-Y2					Y2-Y3				
	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C
RF	76	19	-40	-20	87	111	14	-78	12	81
6F	89	31	-22	-26	38	77	5	-45	20	87
5F	84	31	-26	-28	33	72	3	-49	19	79
4F	85	33	-26	-29	25	62	1	-49	22	78
3F	87	29	-28	-27	36	69	1	-52	19	85
2F	73	23	-26	-16	46	72	7	-49	19	75
1F	53	-64	-98	-20	222	232	4	-126	-83	57

X2	Y1-Y2					Y2-Y3				
	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C
RF	107	22	-71	-65	209	198	16	-99	18	125
6F	116	34	-41	-47	134	130	-1	-63	35	134
5F	10	29	-45	-46	129	130	-1	-67	32	121
4F	98	31	-42	-46	116	116	-2	-64	33	116
3F	102	26	-46	-45	134	135	0.1	-68	27	120
2F	93	25	-42	-36	135	139	10	-63	28	111
1F	74	-96	-159	-75	392	398	-1	-248	-126	90

X3	Y1-Y2					Y2-Y3				
	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C
RF	103	16	-62	-47	210	230	-15	-93	18	130
6F	114	30	-38	-40	117	140	-22	-53	37	136
5F	101	26	-42	-39	119	136	-20	-58	32	122
4F	100	28	-39	-41	110	126	-21	-54	32	121
3F	102	23	-42	-38	125	142	-19	-58	28	122
2F	92	22	-38	-30	130	147	-8	-54	25	109
1F	69	-67	-157	-64	329	336	4	-222	-95	77

X4	Y1-Y2					Y2-Y3				
	C	W	M	W	C	C	W	M	W	C
RF	96	16	-66	-49	200	200	-4	-80	18	105
6F	104	28	-39	-36	125	123	-13	-47	31	115
5F	90	24	-43	-36	123	119	-12	-51	28	102
4F	87	25	-40	-37	111	107	-15	-48	30	99
3F	92	20	-43	-35	128	125	-11	-52	24	102
2F	86	22	-40	-29	127	127	-2	-48	24	93
1F	71	-98	-157	-73	365	367	3	-228	-118	79

B.構造分野

表 3.1.32 長期荷重時+短期荷重時の RC はりのせん断力 (単位 : kN)

(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	40	45	-140	-121	50	54	-144	-125	51	55	-143	-125	52	55	-143	-125
6F	-21	-35	-152	-161	-36	-34	-164	-25	-35	-34	-159	-169	-35	-33	-159	-168
5F	-89	-90	-214	-215	-85	-81	-213	-215	-82	-80	-213	-214	226	-80	-212	-214
4F	-154	-143	-270	-248	-146	-122	-258	-236	-146	-122	-259	-236	-145	-122	-258	-236
3F	-178	-191	-322	-333	-148	-158	-298	-310	-149	-158	-298	-311	-149	-158	-298	-310
2F	-210	-193	-323	-355	-185	-152	-292	-322	-184	-153	-293	-324	-183	-153	-293	-324
1F	-77	-277	-446	-562	114	31	-330	-441	95	-80	-348	-456	98	-76	-344	-454

Y1	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	51	55	-143	-125	50	53	-143	-125	44	47	-137	-117
6F	-35	-33	-159	-168	-37	-35	-160	-169	-52	-51	-168	-185
5F	-82	-80	-212	-214	-82	-81	-213	-214	-108	-105	-229	-231
4F	-145	-122	-258	-236	-146	-121	-257	-236	-181	-158	-285	-269
3F	-149	-158	-298	-310	-148	-157	-297	-311	-193	-201	-332	-342
2F	-183	-153	-293	-324	-182	-151	-291	-323	-225	-200	-330	-366
1F	95	-78	-345	-455	97	-69	-337	-444	33	-136	-385	-479

Y3	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	26	32	-136	-118	46	50	-140	-120	47	50	-139	-121	48	50	-140	-120
6F	-35	-45	-160	-168	-39	-37	-158	-168	-40	-37	-159	-168	-37	-36	-158	-167
5F	-103	-102	-223	-225	-87	-84	-213	-214	-87	-85	-213	-215	-86	-83	-212	-214
4F	-171	-154	-279	-257	-151	-126	-259	-237	-152	-128	-260	-238	-150	-127	-259	-236
3F	-192	-203	-331	-342	-154	-164	-299	-312	-155	-165	-301	-313	-153	-164	-300	-312
2F	-224	-201	-329	-358	-191	-157	-293	-320	-191	-158	-293	-322	-190	-157	-293	-322
1F	-61	-208	-438	-552	106	-74	-317	-431	85	-92	-335	-446	86	-88	-332	-443

Y3	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	47	50	-138	-121	48	50	-139	-121	43	46	-131	-109
6F	-39	-37	-158	-166	-39	-36	-158	-166	-47	-48	-161	-175
5F	-86	-84	-211	-214	-86	-85	-214	-215	-97	-92	-212	-213
4F	-150	-127	-258	-237	-149	-126	-258	-236	-178	-156	-279	-260
3F	-154	-164	-300	-313	-155	-162	-298	-312	-191	-201	-328	-337
2F	-190	-157	-293	-322	-188	-155	-291	-356	-228	-200	-327	-357
1F	84	-91	-334	-444	94	-81	-325	-434	24	-148	-375	-484

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1	Y1-Y2				Y2-Y3				X2	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C		C	W	W	C	C	W	W	C
RF	1	16	-153	-120	36	52	-120	-87	RF	19	43	-71	-276	98	120	-151	-116
6F	-38	-43	-145	-147	-35	-33	-143	-151	6F	-34	-42	-123	-274	-9	-11	-190	-202
5F	-91	-89	-199	-192	-85	-82	-198	-191	5F	-110	-108	-194	-330	-74	-75	-259	-251
4F	-153	-135	-247	-217	-162	-131	-250	-217	4F	-172	-147	-232	-341	-149	-114	-298	-266
3F	-171	-177	-291	-288	-171	-170	-291	-293	3F	-191	-197	-284	-426	-156	-159	-345	-348
2F	-186	-175	-289	-303	-177	-162	-283	-300	2F	-209	-196	-284	-439	-175	-156	-342	-359
1F	-52	-174	-379	-504	79	-97	-278	-406	1F	-26	-175	-339	-726	188	-12	-369	-512

X3	Y1-Y2				Y2-Y3				X4	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C		C	W	W	C	C	W	W	C
RF	21	36	-78	-256	159	185	-152	-126	RF	14	37	-77	-252	121	152	-142	-107
6F	-37	-44	-125	-245	24	17	-190	-201	6F	-39	-46	-127	-256	5	3	-181	-193
5F	-106	-110	-196	-311	-43	-47	-258	-255	5F	-113	-113	-198	-316	-62	-62	-250	-241
4F	-165	-148	-234	-328	-113	-84	-296	-271	4F	-176	-150	-235	-326	-137	-100	-288	-257
3F	-189	-199	-286	-408	-125	-130	-345	-350	3F	-194	-200	-287	-412	-144	-145	-336	-338
2F	-205	-198	-285	-427	-140	-124	-338	-362	2F	-211	-198	-286	-424	-164	-141	-332	-350
1F	-57	-177	-340	-661	127	-42	-364	-476	1F	-27	-176	-340	-701	71	-29	-358	-501

B.構造分野

表 3.1.33 長期荷重時+短期荷重時のRC はりの曲げモーメント (単位 : kNm)

(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-23	-72	136	232	8	-53	160	260	270	-50	160	259	12	-49	159	258
6F	-172	-187	224	320	-188	-196	262	365	-186	-194	262	365	-184	-192	261	363
5F	-348	-324	345	472	-327	-310	380	510	-324	-309	381	510	-322	-307	380	508
4F	-509	-452	456	602	-458	-411	484	626	-457	-409	485	627	-455	-408	484	625
3F	-639	-569	558	748	-545	-499	574	753	-547	-501	575	754	-545	-499	573	753
2F	-654	-572	565	769	-545	-486	560	747	-548	-489	563	750	-547	-488	562	749
1F	-873	-849	567	967	-279	-382	540	858	-366	-455	546	877	-350	-442	544	872

Y1	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	13	-49	159	258	11	-52	160	258	3	-53	147	237
6F	-184	-192	261	362	-185	-201	262	364	-208	-203	278	393
5F	-323	-307	379	507	-324	-305	379	509	-356	-323	412	552
4F	-456	-408	484	626	-456	-410	480	622	-501	-431	544	705
3F	-545	-500	574	753	-545	-500	569	743	-600	-527	646	843
2F	-547	-488	562	749	-546	-488	555	741	-607	-519	642	851
1F	-354	-445	551	880	-346	-441	512	836	-410	-462	686	1018

Y3	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-47	-85	141	234	2	-55	157	252	4	-59	158	253	7	-51	156	251
6F	-201	-204	242	336	-192	-198	263	364	-193	-197	264	365	-189	-194	261	361
5F	-379	-345	366	500	-334	-315	384	512	513	-316	385	515	-331	-313	382	509
4F	-542	-472	478	630	-457	-416	421	630	-470	-419	492	633	-466	-416	488	536
3F	-670	-590	579	775	-555	-526	580	759	-561	-511	582	762	-552	-508	589	759
2F	-676	-584	578	684	-554	-491	564	748	-559	-495	566	752	-556	-494	564	750
1F	-883	-859	563	957	-294	-388	533	841	-383	-464	540	860	-369	-450	538	855

Y3	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	6	-53	151	251	6	-53	157	253	7	-48	138	222
6F	-190	-196	255	362	-189	-196	262	362	-195	-193	264	371
5F	-333	-314	372	510	-332	-314	385	514	-331	-306	365	490
4F	-467	-417	477	628	-464	-416	486	626	-492	-424	533	689
3F	-553	-509	590	759	-557	-508	576	755	-597	-524	642	833
2F	-593	-494	565	751	-555	-493	576	743	-607	-519	639	840
1F	-373	-453	544	863	-364	-449	506	819	-425	-469	680	1014

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-29	-54	46	166	19	-45	90	174
6F	-117	-119	110	223	-108	-125	168	281
5F	-241	-206	179	322	-215	-198	256	394
4F	-354	-284	245	404	-327	-266	346	502
3F	-452	-369	294	497	-387	-318	419	617
2F	-462	-372	285	500	-367	-297	412	614
1F	-602	-573	183	614	-111	-211	389	710

X2	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-7	-57	3	294	99	-45	104	228
6F	-140	-152	108	354	-91	-151	220	379
5F	-401	-268	203	488	-229	-245	331	524
4F	-396	-322	261	549	-331	-304	396	598
3F	-503	-414	324	668	-398	-369	473	729
2F	-517	-418	323	678	-391	-354	471	726
1F	-618	-615	199	887	-48	-291	355	779

X3	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-10	-63	21	295	131	-76	103	233
6F	-141	-155	115	336	-80	-171	221	380
5F	-309	-270	209	477	-222	-263	330	524
4F	-393	-324	265	542	-320	-322	394	602
3F	-502	-416	330	658	-389	-387	473	721
2F	-517	-420	328	672	-382	-371	467	723
1F	-622	-585	210	823	-110	-286	386	764

X4	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-17	-63	19	285	101	-65	103	208
6F	-151	-157	119	344	-97	-162	215	359
5F	-319	-272	212	480	-239	-255	326	503
4F	-342	-326	268	543	-338	-315	391	579
3F	-511	-419	332	660	-406	-379	468	700
2F	-522	-419	329	668	-401	-365	466	706
1F	-619	-615	200	858	-78	-286	362	765

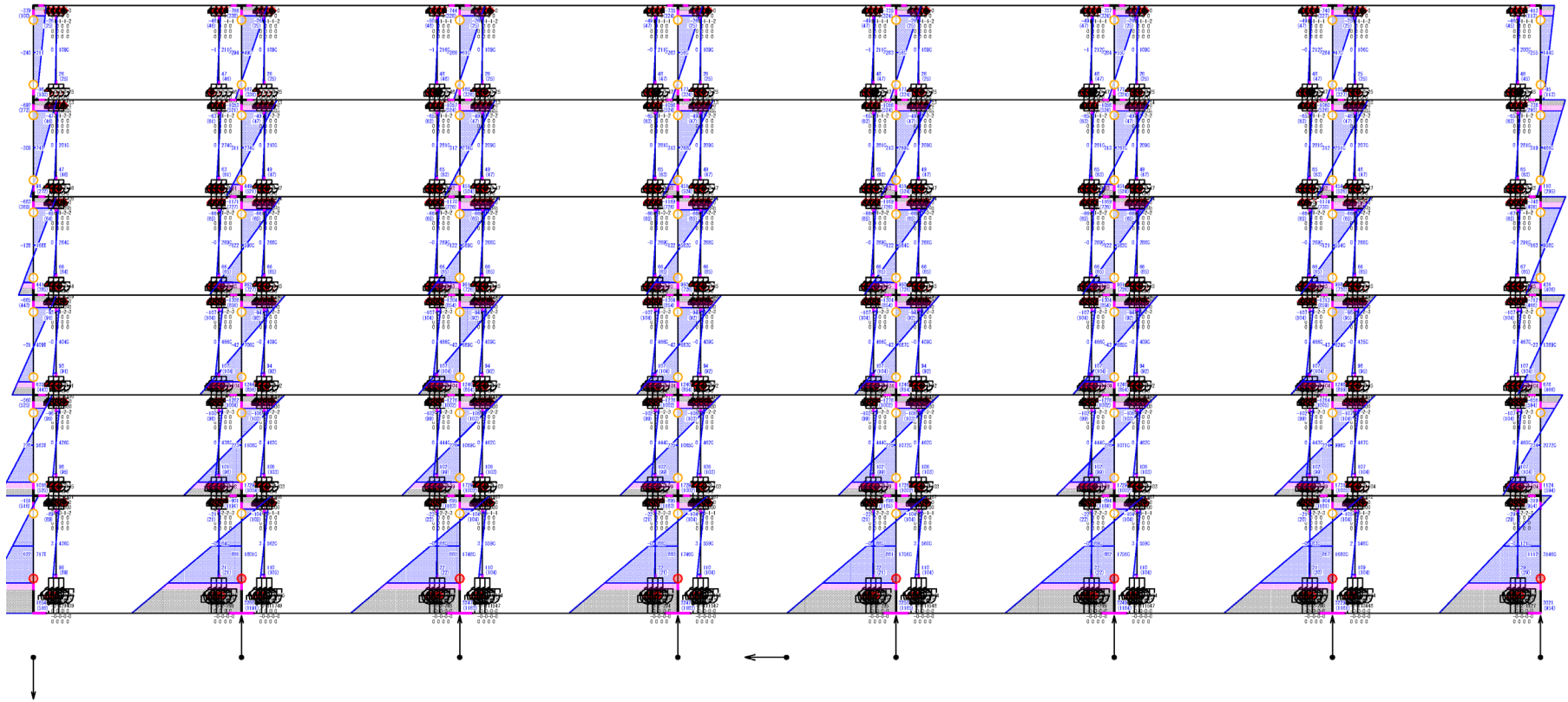
(i) 保有水平耐力時の応力状態

以下に、RC+CLTモデルにおける保有水平耐力時の応力状態を示す。

図 3.1.86、図 3.1.87 に、保有水平耐力時の各構面における曲げモーメント分布を示す。図中の RC 柱、RC はりの端部における白丸は曲げひび割れが生じた箇所を、赤丸は曲げ降伏が生じた箇所（RC 柱では断面内の 50%以上の主筋が引張降伏した時点を、RC はりでは曲げ終局モーメントに到達した時点を曲げ降伏と判定している）を示している。

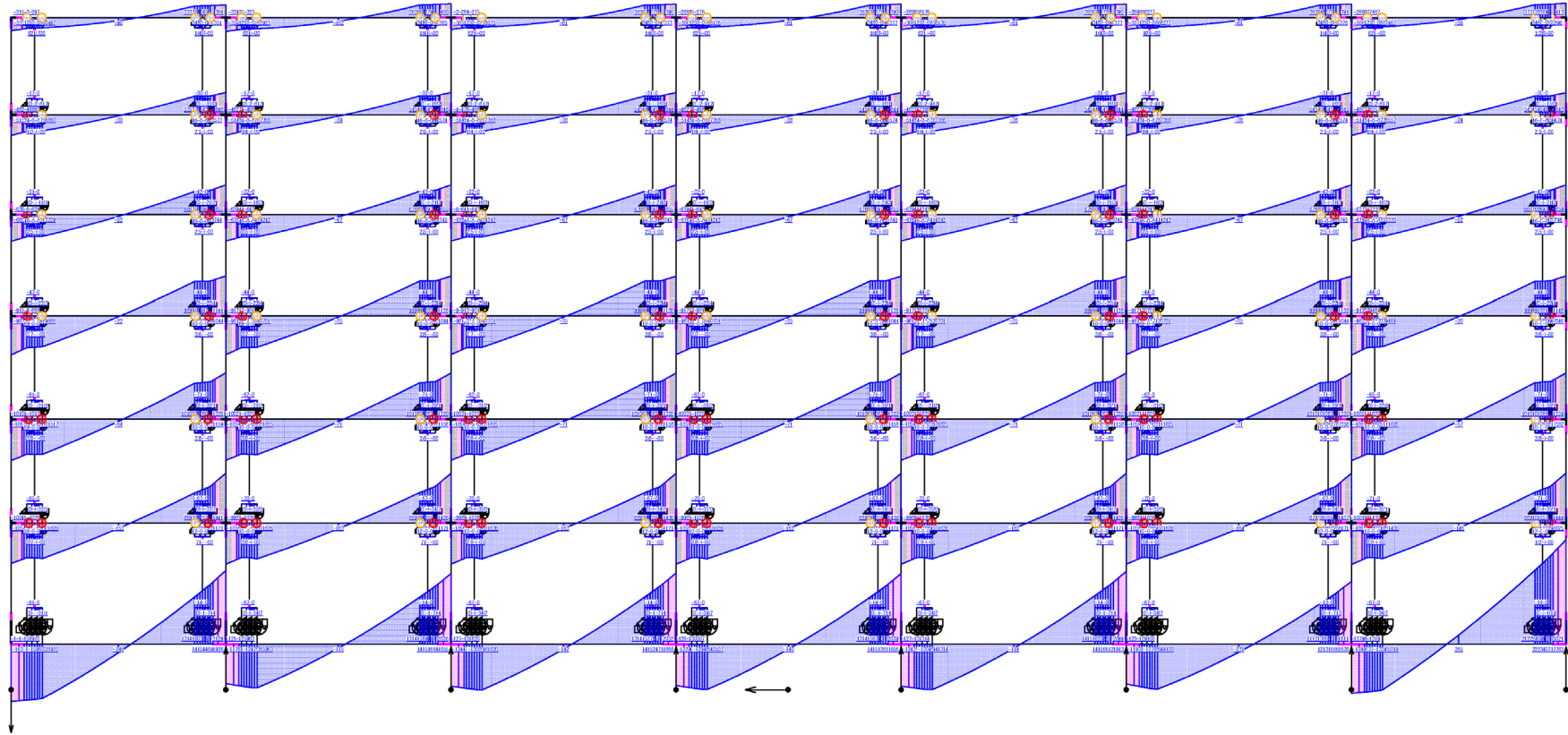
X、Y 方向のいずれについても、RC はりの曲げモーメントが CLT 袖壁と接する端部でほぼ一定となっている箇所が多数確認でき、CLT 袖壁の設置によって、RC 大ばりに作用するせん断力が増大していることが確認できる。また、RC 柱では 1 階柱脚以外は曲げ降伏は生じておらず、RC はりでも R 階を除く 2～6 階の RC 柱フェイス位置で曲げ降伏が生じていることから、保有水平耐力時の段階で全体崩壊形が形成されつつあることが確認できる。一方で、RC はりがスパン内側（CLT 袖壁フェイス近傍）で曲げ降伏している箇所は下層階の一部のはり端に限られることから、B タイプの接合を採用した本設計例では、CLT 袖壁による RC はりのヒンジリロケーション効果は限定的であったものと推測される。

B.構造分野



(a) Y1 構面、RC 柱・CLT 袖壁（モーメント：kNm、せん断力：kN、軸力：kN）
 図 3. 1. 86 保有水平耐力時の応力状態（X 方向（加力方向：X1→X8））

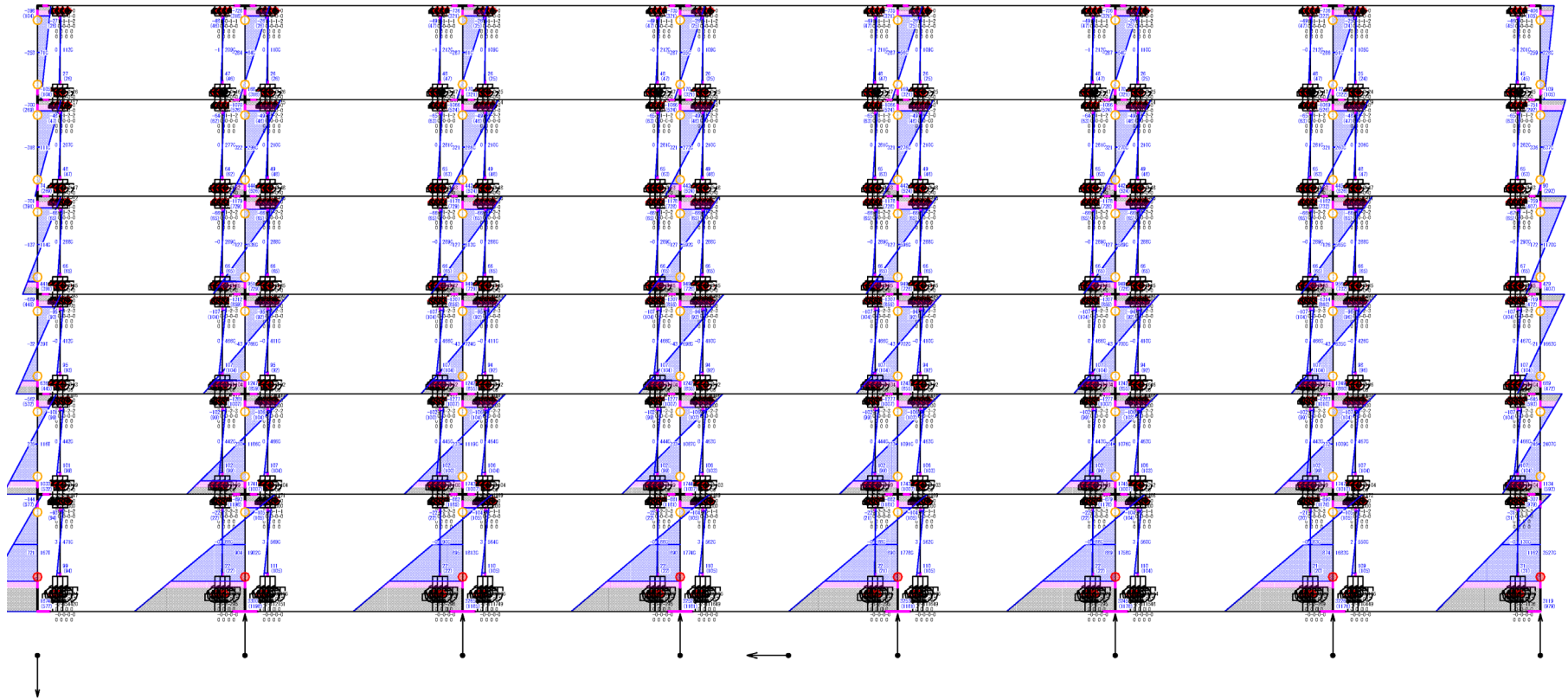
B.構造分野



(b) Y1 構面、RC はり (モーメント : kNm)

図 3.1.86 保有水平耐力時の応力状態 (X 方向 (加力方向 : X1→X8))

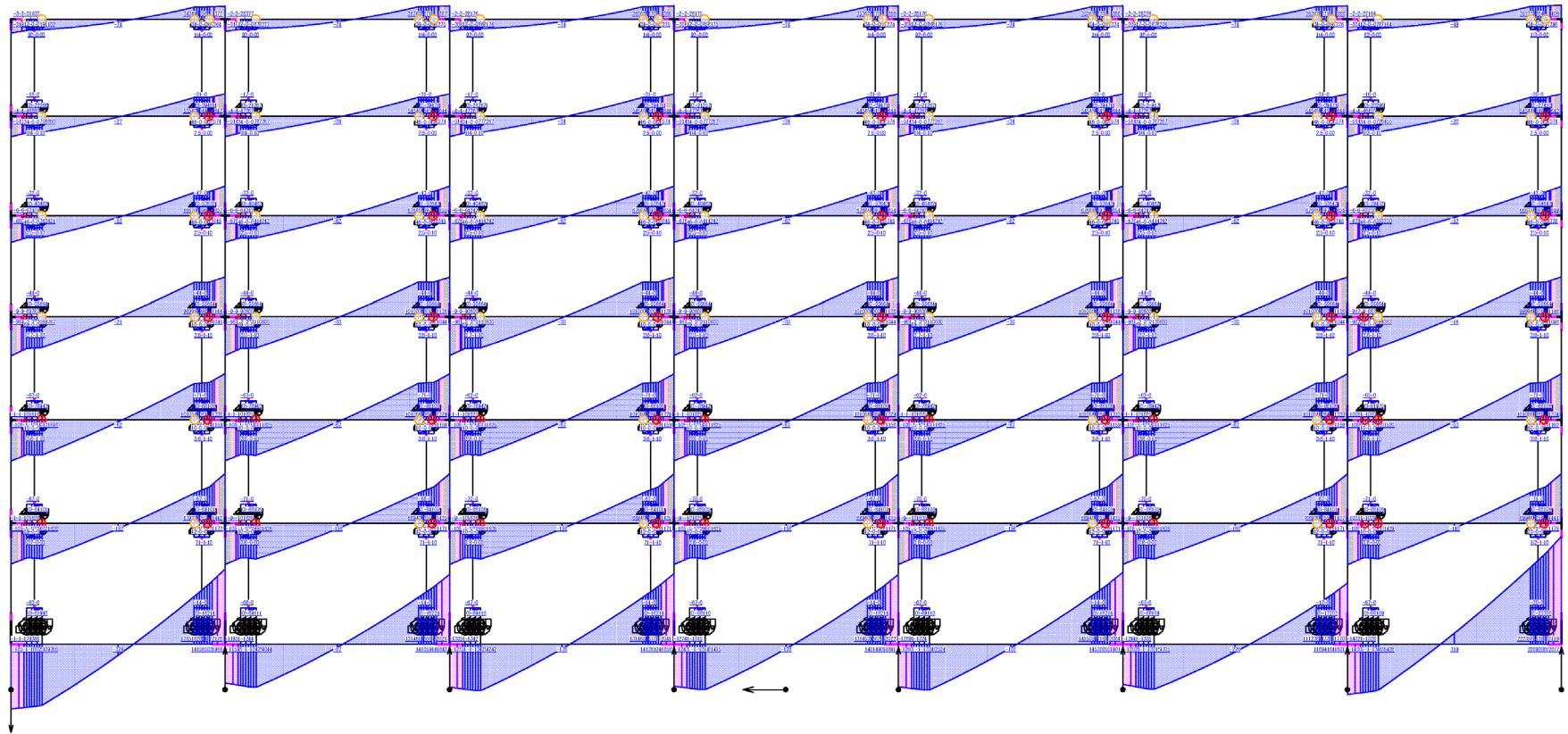
B.構造分野



(c) Y3 構面、RC 柱・CLT 袖壁（モーメント：kNm、せん断力：kN、軸力：kN）

図 3.1.86 保有水平耐力時の応力状態（X 方向（加力方向：X1→X8））

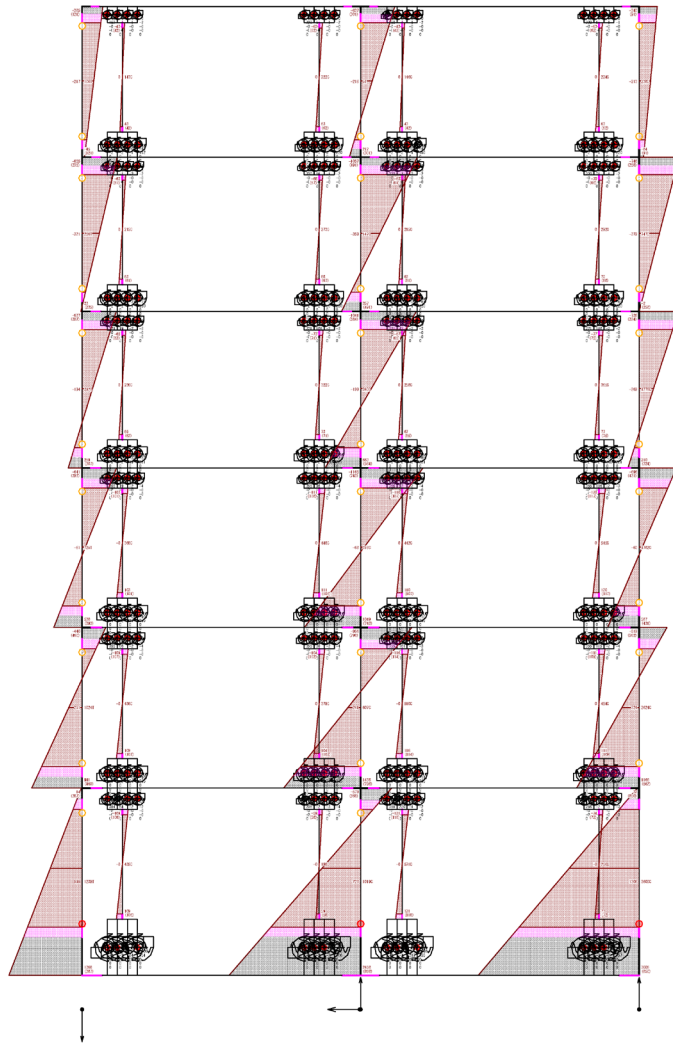
B.構造分野



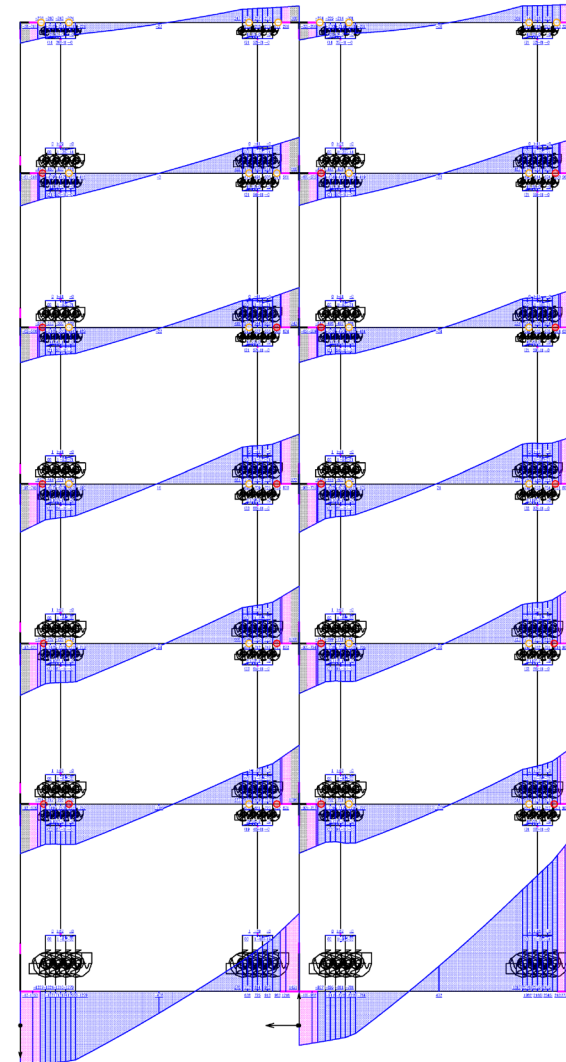
(d) Y3 構面、RC はり (モーメント : kNm)

図 3.1.86 保有水平耐力時の応力状態 (X 方向 (加力方向 : X1→X8))

B.構造分野



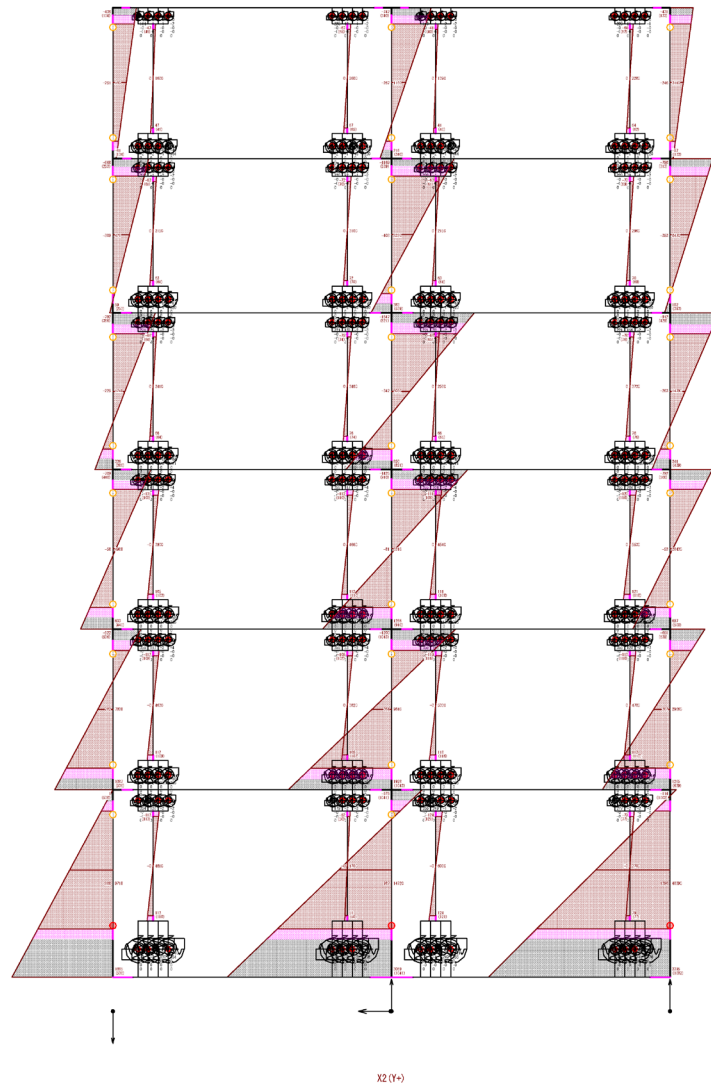
(a) X1 構面、RC 柱・CLT 袖壁 (モーメント : kNm、せん断力 : kN、軸力 : kN)



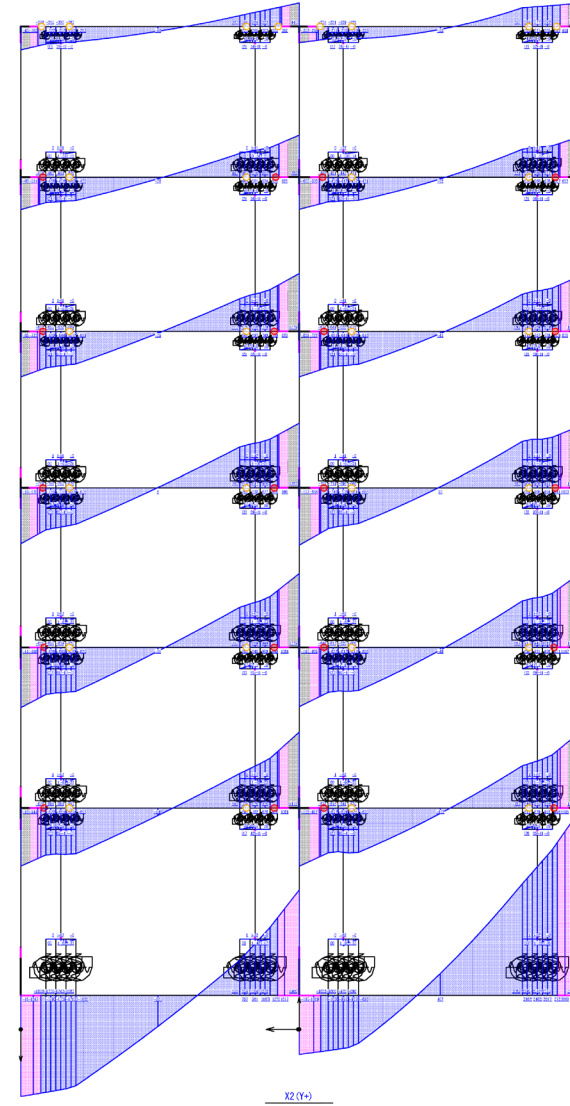
(b) X1 構面、RC はり (モーメント : kNm)

図 3.1.87 保有水平耐力時の応力状態 (Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3))

B.構造分野



(c) X2 構面、RC 柱・CLT 袖壁 (モーメント : kNm、せん断力 : kN、軸力 : kN)



(d) X2 構面、RC はり (モーメント : kNm)

図 3.1.87 保有水平耐力時の応力状態 (Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3))

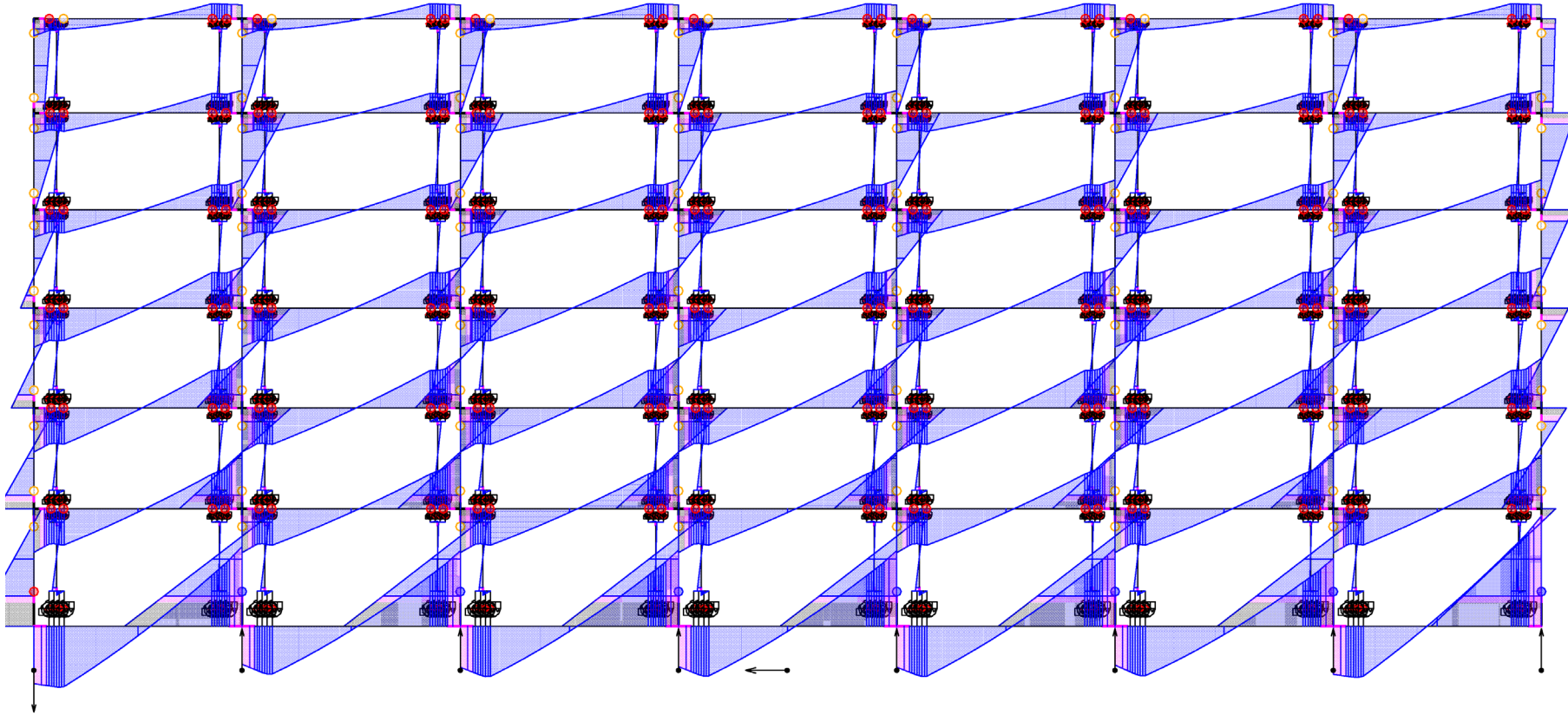
(j) D_s 算定時の応力状態

以下に、RC+CLTモデルにおける D_s 算定時の応力状態を示す。

図3.1.88、図3.1.89に、 D_s 算定時の各構面における曲げモーメント分布を示す。図中のRC柱、RCはりの端部における白丸は曲げひび割れが生じた箇所を、赤丸（もしくは青丸）は曲げ降伏が生じた箇所（RC柱では断面内の50%以上の主筋が引張降伏した時点を、RCはりでは曲げ終局モーメントに到達した時点を曲げ降伏と判定している）を示している。

保有水平耐力時と比較すると、R階のRCはりでもRC柱フェイス位置における曲げ降伏が確認でき、1階柱脚、各階はり端の曲げ降伏による全体崩壊形が形成されていることが分かる。また、多くのRCはり端で、RC柱フェイス位置だけでなく、スパン内側（CLT袖壁フェイス近傍）においても、曲げ降伏が生じている様子が確認できる。なお、柱芯々間距離の短いY方向では、X2～X7構面の中柱の最上階の柱頭において、RCはりだけでなく、RC柱にも曲げ降伏が見られることから、後述する部材種別判定では、安全側の配慮として、より下位のランクとなるように部材種別の判定を行っている。

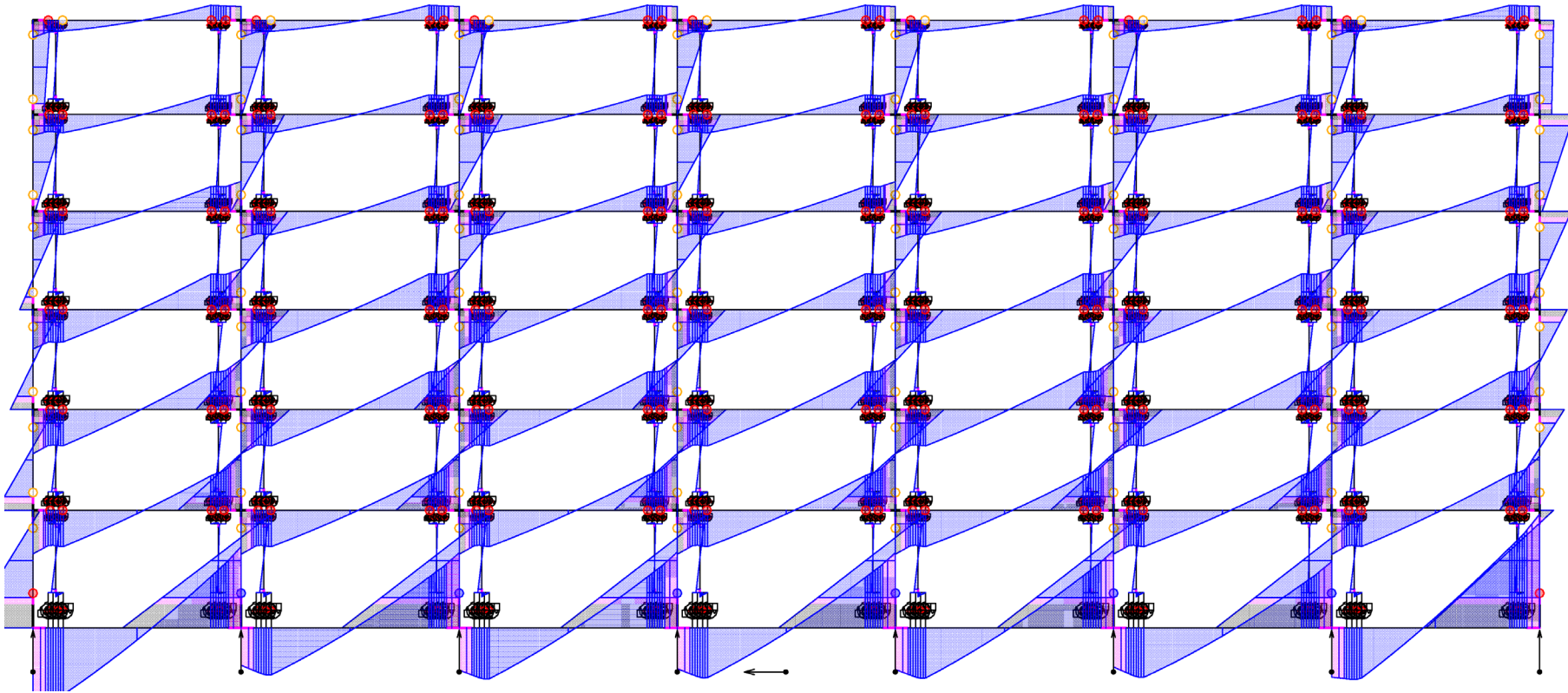
B.構造分野



(a) Y1 構面

図 3.1.88 D_s 算定時の応力状態 (X 方向 (加力方向 : X1→X8))

B.構造分野



(c) Y3 構面

図 3. 1. 88 D_s 算定時の応力状態 (X 方向 (加力方向 : X1→X8))

B. 構造分野

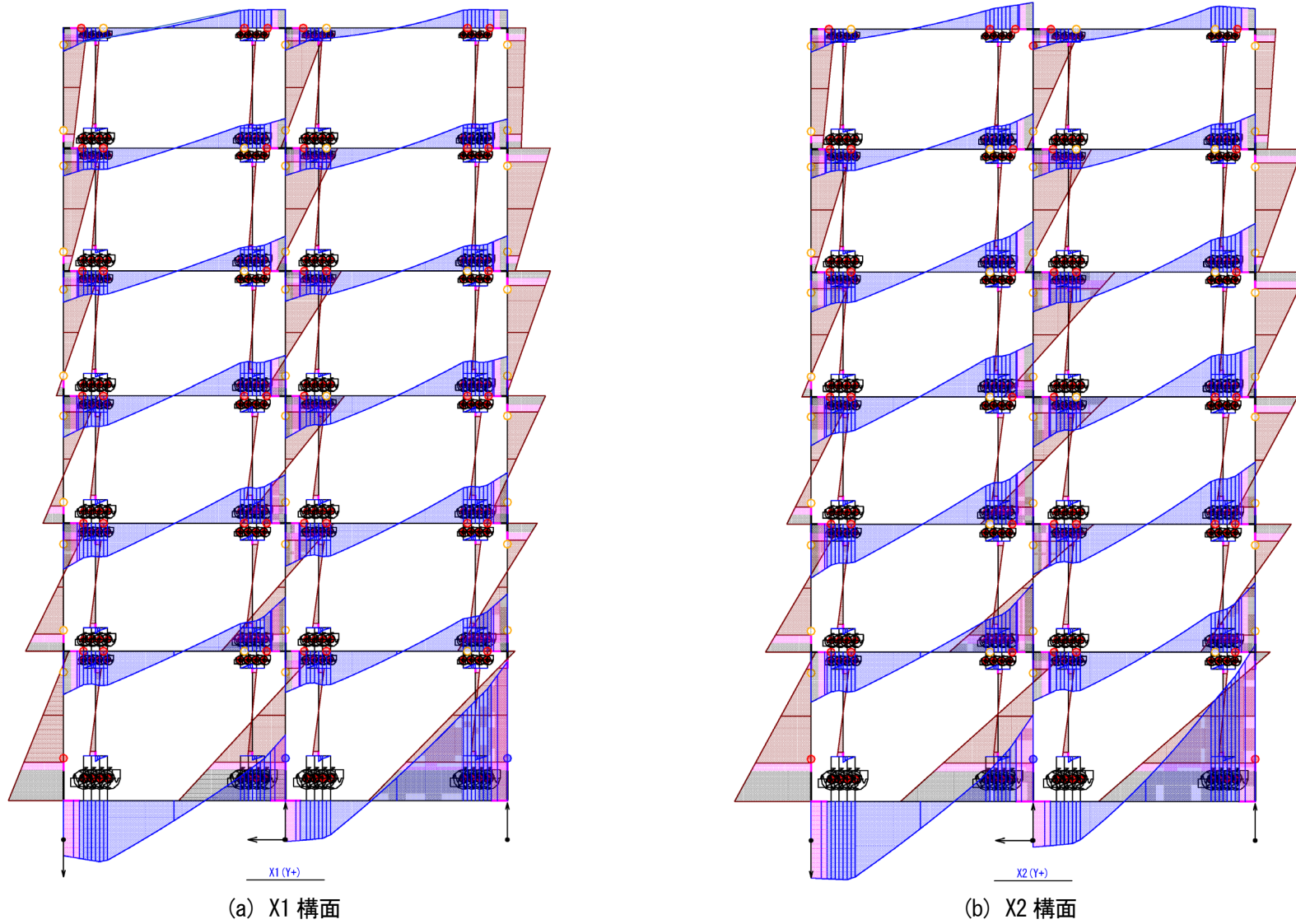


図 3.1.89 D_s 算定時の応力状態 (Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3))

B.構造分野

表 3.1.34、表 3.1.35 に RC+CLT モデルの RC 柱と CLT 袖壁が負担する D_s 算定時の軸力（正：圧縮軸力、負：引張軸力）を示す。

短期荷重時と同様に、CLT 袖壁はいずれも圧縮軸力を負担しており、RC 柱の圧縮側に取り付く CLT 袖壁（右側）の方が、RC 柱の引張側に取り付く CLT 袖壁（左側）よりも圧縮軸力大きい、CLT 袖壁が負担する圧縮軸力の比率が大幅に増大しており、CLT 袖壁が負担する圧縮軸力は、X 方向では軸力全体の 35%（1 階）～117%（6 階）、Y 方向では軸力全体の 28%（1 階）～107%（6 階）に及んでおり、いずれの方向でも 6 階では当該階の長期荷重以上の圧縮軸力を CLT 袖壁が負担している。なお、X 方向の Y2 構面では RC 柱はせん断力は負担しないが、CLT 袖壁の軸力負担に伴い、表 3.1.23 で示した長期荷重時の圧縮軸力の一部が、直交方向の RC はりを介して Y1、Y3 構面に伝達されており、柱に MS モデルを用いた立体解析によるモデル化の影響が伺える。なお、本設計例では、CLT 袖壁が圧縮軸力を負担することで剛性や耐力が増大する反面、RC 柱に作用する圧縮軸力が低下することで、RC 柱の曲げ終局モーメントやせん断耐力が低下するため、全体崩壊形の形成やせん断余裕度の確保といった保証設計にも影響が出てくる。そのため、周囲からの軸力が集まりやすい構面に CLT 袖壁を挿入するのが効率的であると考えられる。

表 3.1.34 D_s 算定時の RC 柱、CLT 袖壁の負担軸力（X 方向（加力方向：X1→X8）、単位：kN）

(a) RC 柱

Y1		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	Y2		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
6F	-213	-189	-196	-195	-196	-197	-208	91		6F	77	251	266	246	254	242	280	218	
5F	-198	129	111	113	114	112	85	506		5F	95	349	370	337	350	330	391	356	
4F	-246	478	446	449	452	451	405	1037		4F	81	396	421	376	394	369	448	454	
3F	-395	715	671	676	680	679	617	1577		3F	-41	368	397	341	363	337	429	492	
2F	-586	1256	1193	1200	1206	1206	1127	2527		2F	-151	339	372	305	332	299	411	517	
1F	-766	2058	1974	1985	1994	1997	1911	3778		1F	-142	414	454	374	406	365	502	602	

Y3		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
6F	-110	-183	-184	-192	-189	-191	-199	187	
5F	-4	143	137	119	124	119	97	686	
4F	42	506	482	457	463	455	413	1267	
3F	-16	759	721	690	696	724	626	1866	
2F	-106	1320	1258	1219	1225	1204	1132	2882	
1F	-154	2146	2059	2010	2015	1988	1907	4210	

(b) CLT 袖壁

Y1		X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F	284	317	284	318	284	318	284	318	284	318	284	318	284	313	
5F	337	407	340	406	340	406	340	406	340	406	340	406	345	409	
4F	408	470	420	470	419	470	419	470	419	470	419	470	429	471	
3F	477	647	515	637	513	637	514	637	514	637	514	636	518	665	
2F	603	494	684	482	682	482	682	482	682	482	682	480	679	537	
1F	753	120	882	104	878	104	878	105	879	105	879	101	583	210	

Y3		X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F	284	311	284	315	284	315	284	315	284	315	284	315	284	307	
5F	341	405	341	404	340	404	340	404	340	404	340	404	345	393	
4F	414	470	421	470	420	470	419	470	420	470	419	470	430	471	
3F	487	648	417	637	515	636	514	636	514	636	514	635	518	667	
2F	612	495	688	481	685	480	683	480	683	480	682	478	679	542	
1F	754	123	887	105	882	103	880	103	880	103	878	98	853	219	

B. 構造分野

表 3.1.35 D_s 算定時の RC 柱、CLT 袖壁の負担軸力 (Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)、単位 : kN)

(a) RC 柱

X1		Y1	Y2	Y3
6F	-349	-300	216	
5F	-500	-190	717	
4F	-694	45	1364	
3F	-1022	-78	1871	
2F	-1408	138	2754	
1F	-1709	760	4006	

X2		Y1	Y2	Y3
6F	-205	-100	171	
5F	-346	11	780	
4F	-530	326	1493	
3F	-883	214	2001	
2F	-1300	593	2874	
1F	-1566	1226	4321	

X3		Y1	Y2	Y3
6F	-202	-66	189	
5F	-322	56	825	
4F	-480	359	1564	
3F	-808	278	2107	
2F	-1194	584	3025	
1F	-1437	1284	4527	

X4		Y1	Y2	Y3
6F	-214	-85	178	
5F	-327	14	810	
4F	-480	318	1548	
3F	-806	211	2089	
2F	-1192	517	3004	
1F	-1435	1205	4500	

(b) CLT 袖壁

X1		Y1	Y2	Y2	Y3
6F	352	327	343	308	
5F	380	442	396	441	
4F	441	445	442	448	
3F	524	682	631	695	
2F	637	697	695	656	
1F	707	332	709	334	

X2		Y1	Y2	Y2	Y3
6F	326	377	232	372	
5F	417	443	408	442	
4F	442	442	442	445	
3F	539	698	668	700	
2F	664	698	698	696	
1F	707	330	707	336	

X3		Y1	Y2	Y2	Y3
6F	332	338	251	442	
5F	418	443	385	442	
4F	442	442	442	445	
3F	540	698	643	700	
2F	666	698	697	696	
1F	707	330	710	336	

X4		Y1	Y2	Y2	Y3
6F	346	346	240	442	
5F	422	443	399	442	
4F	442	442	442	445	
3F	540	698	658	700	
2F	666	698	698	696	
1F	707	330	708	336	

表 3.1.36 に RC+CLT モデルの D_s 算定時における CLT 袖壁の軸力比を示す。軸力比は、表 3.1.34、表 3.1.35 で示した CLT 袖壁に作用する圧縮軸力を、CLT 袖壁の断面積と表 3.1.15 で示した CLT の座屈強度で除すことで求めた。軸力比の最大値は、X 方向で 0.79、Y 方向で 0.51 と大きく、特に X 方向では CLT 袖壁が軸耐力に近い軸力を負担している。

表 3.1.36 D_s 算定時の CLT 袖壁の軸力比

(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1		X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F	0.39	0.44	0.39	0.44	0.39	0.44	0.39	0.44	0.39	0.44	0.39	0.44	0.39	0.44	0.39
5F	0.47	0.56	0.47	0.56	0.47	0.56	0.47	0.56	0.47	0.56	0.47	0.56	0.48	0.57	0.57
4F	0.56	0.65	0.58	0.65	0.58	0.65	0.58	0.65	0.58	0.65	0.58	0.65	0.59	0.65	0.65
3F	0.42	0.58	0.46	0.57	0.46	0.57	0.46	0.57	0.46	0.57	0.46	0.57	0.46	0.59	0.59
2F	0.54	0.44	0.61	0.43	0.61	0.43	0.61	0.43	0.61	0.43	0.61	0.43	0.6	0.48	0.48
1F	0.67	0.11	0.78	0.09	0.78	0.09	0.78	0.09	0.78	0.09	0.78	0.09	0.52	0.19	0.19

Y3		X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F	0.39	0.43	0.39	0.44	0.39	0.44	0.39	0.44	0.39	0.44	0.39	0.44	0.39	0.42	0.42
5F	0.47	0.56	0.47	0.56	0.47	0.56	0.47	0.56	0.47	0.56	0.47	0.56	0.48	0.54	0.54
4F	0.57	0.65	0.58	0.65	0.58	0.65	0.58	0.65	0.58	0.65	0.58	0.65	0.59	0.65	0.65
3F	0.43	0.58	0.37	0.57	0.46	0.57	0.46	0.57	0.46	0.57	0.46	0.56	0.46	0.59	0.59
2F	0.54	0.44	0.61	0.43	0.61	0.43	0.61	0.43	0.61	0.43	0.61	0.43	0.6	0.48	0.48
1F	0.67	0.11	0.79	0.09	0.78	0.09	0.78	0.09	0.78	0.09	0.78	0.09	0.76	0.19	0.19

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1		Y1	Y2	Y2	Y3
6F	0.39	0.36	0.38	0.34	
5F	0.42	0.49	0.44	0.49	
4F	0.49	0.49	0.49	0.50	
3F	0.37	0.49	0.45	0.49	
2F	0.45	0.50	0.49	0.47	
1F	0.50	0.24	0.50	0.24	

X2		Y1	Y2	Y2	Y3
6F	0.36	0.42	0.26	0.41	
5F	0.46	0.49	0.45	0.49	
4F	0.49	0.49	0.49	0.49	
3F	0.38	0.50	0.48	0.50	
2F	0.47	0.50	0.50	0.50	
1F	0.50	0.23	0.50	0.24	

X3		Y1	Y2	Y2	Y3
6F	0.37	0.37	0.28	0.49	
5F	0.46	0.49	0.43	0.49	
4F	0.49	0.49	0.49	0.49	
3F	0.38	0.50	0.46	0.50	
2F	0.47	0.50	0.50	0.50	
1F	0.50	0.23	0.51	0.24	

X4		Y1	Y2	Y2	Y3
6F	0.38	0.38	0.27	0.49	
5F	0.47	0.49	0.44	0.49	
4F	0.49	0.49	0.49	0.49	
3F	0.38	0.50	0.47	0.50	
2F	0.47	0.50	0.50	0.50	
1F	0.50	0.23	0.50	0.24	

表 3.1.37、表 3.1.38 に RC+CLT モデルの RC 柱と CLT 袖壁が負担する D_s 算定時の水平せん断力を示す。CLT 袖壁が負担する水平せん断力は、X 方向では層せん断力の 10% (1 階) ~32% (6 階)、Y 方向では層せん断力の 15% (1 階) ~34% (6 階) となり、上階ほど CLT 袖壁のせん断負担が大きい結果となった。また、CLT 袖壁の水平せん断力を、表 3.1.34、表 3.1.35 で示した CLT 袖壁の圧縮軸力

B.構造分野

で除した値は、X 方向では最大で 0.29、Y 方向では最大で 0.31 と、3.1.3 (c)で想定した摩擦係数 (0.4 ~0.5) を十分に下回っていることが分かるが、後述する保証設計では摩擦抵抗は考慮せず、滑り止めのみでせん断力の伝達が行えることを確かめている。

表 3.1.37 D_s 算定時の RC 柱、CLT 袖壁の負担せん断力 (X 方向 (加力方向 : X1→X8)、単位 : kN)

(a) RC 柱

Y1	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
6F	70	320	319	319	319	319	325	26
5F	302	553	551	551	551	551	554	335
4F	432	789	787	787	787	787	791	450
3F	485	935	931	932	932	931	937	518
2F	569	1109	1106	1106	1106	1106	1110	642
1F	555	1307	1294	1295	1297	1296	1291	1060

Y3	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
6F	66	316	315	316	316	316	321	21
5F	301	552	549	549	549	549	552	330
4F	439	794	791	791	791	791	790	450
3F	488	937	933	933	933	934	939	525
2F	575	1113	1111	1111	1111	1112	1116	640
1F	619	1311	1297	1292	1293	1289	1284	1085

(b) CLT 袖壁

Y1	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
6F	65	67	65	67	65	67	65	67
5F	69	74	69	74	69	74	69	74
4F	74	79	75	79	75	79	75	79
3F	106	119	109	118	109	118	109	120
2F	115	108	121	107	121	107	121	111
1F	126	32	116	29	117	29	117	28

Y3	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
6F	65	67	65	67	65	67	65	67
5F	69	74	69	74	69	74	69	74
4F	75	79	75	79	75	79	75	79
3F	107	119	109	118	109	118	109	120
2F	116	108	122	107	121	107	121	111
1F	126	33	116	29	117	29	116	28

表 3.1.38 D_s 算定時の RC 柱、CLT 袖壁の負担せん断力 (Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)、単位 : kN)

(a) RC 柱

X1	Y1	Y2	Y3
6F	117	379	37
5F	259	500	286
4F	349	637	355
3F	430	805	462
2F	495	878	622
1F	405	923	979

X2	Y1	Y2	Y3
6F	100	442	70
5F	300	543	358
4F	422	894	479
3F	501	997	538
2F	588	1130	706
1F	543	1113	1147

X3	Y1	Y2	Y3
6F	101	423	70
5F	299	536	358
4F	423	890	479
3F	503	990	539
2F	589	1122	706
1F	557	1115	1154

X4	Y1	Y2	Y3
6F	102	433	67
5F	298	539	358
4F	423	890	477
3F	503	993	538
2F	589	1127	705
1F	556	1107	1152

(b) CLT 袖壁

X1	Y1	Y2	Y3
6F	76	73	75
5F	78	84	80
4F	84	84	84
3F	118	133	128
2F	128	135	134
1F	133	101	133

X2	Y1	Y2	Y3
6F	73	78	64
5F	82	84	81
4F	84	85	84
3F	120	135	132
2F	131	135	134
1F	133	101	133

X3	Y1	Y2	Y3
6F	74	74	66
5F	82	84	79
4F	84	85	84
3F	120	134	129
2F	131	135	134
1F	133	101	133

X4	Y1	Y2	Y3
6F	87	75	65
5F	82	84	80
4F	84	85	84
3F	120	134	131
2F	131	135	134
1F	133	101	133

表 3.1.39 に RC+CLT モデルの CLT 袖壁が負担する D_s 算定時の平均せん断応力の和を示す。CLT 袖壁の平均せん断応力の最大値は、X 方向では 1~3 階 (厚さ 210mm) で 1.00N/mm²、4~6 階 (厚さ 150mm) で 0.88N/mm²、Y 方向では 1~3 階 (厚さ 210mm) で 0.86N/mm²、4~6 階 (厚さ 150mm) で 0.77N/mm² となり、せん断の基準強度 (2.7N/mm²) に対して 3~4 割程度の負担に留まっている。

B.構造分野

表 3.1.39 D_s 算定時の CLT 袖壁の平均せん断応力 (単位 : N/mm²)

(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1		X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
	6F	0.72	0.74	0.72	0.74	0.72	0.74	0.72	0.74	0.72	0.74	0.72	0.74	0.72	0.74
	5F	0.77	0.82	0.77	0.82	0.77	0.82	0.77	0.82	0.77	0.82	0.77	0.82	0.78	0.82
	4F	0.82	0.88	0.83	0.88	0.83	0.88	0.83	0.88	0.83	0.88	0.83	0.88	0.84	0.88
	3F	0.84	0.94	0.87	0.94	0.87	0.94	0.87	0.94	0.87	0.94	0.87	0.94	0.87	0.95
	2F	0.91	0.86	0.96	0.85	0.96	0.85	0.96	0.85	0.96	0.85	0.96	0.85	0.96	0.88
	1F	1.00	0.25	0.92	0.23	0.93	0.23	0.93	0.23	0.93	0.23	0.93	0.22	0.94	0.41

Y3		X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
	6F	0.72	0.74	0.72	0.74	0.72	0.74	0.72	0.74	0.72	0.74	0.72	0.74	0.72	0.74
	5F	0.77	0.82	0.77	0.82	0.77	0.82	0.77	0.82	0.77	0.82	0.77	0.82	0.78	0.81
	4F	0.83	0.88	0.83	0.88	0.83	0.88	0.83	0.88	0.83	0.88	0.83	0.88	0.84	0.88
	3F	0.85	0.94	0.87	0.94	0.87	0.94	0.87	0.94	0.87	0.94	0.87	0.94	0.87	0.95
	2F	0.92	0.86	0.97	0.85	0.96	0.85	0.96	0.85	0.96	0.85	0.96	0.85	0.96	0.88
	1F	1.00	0.26	0.92	0.23	0.92	0.23	0.93	0.23	0.92	0.23	0.93	0.22	0.94	0.43

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1		Y1	Y2	Y2	Y3
	6F	0.68	0.65	0.67	0.63
	5F	0.69	0.75	0.71	0.75
	4F	0.75	0.75	0.75	0.75
	3F	0.75	0.84	0.81	0.84
	2F	0.81	0.86	0.85	0.83
	1F	0.84	0.64	0.84	0.64

X2		Y1	Y2	Y2	Y3
	6F	0.65	0.69	0.57	0.74
	5F	0.73	0.75	0.72	0.75
	4F	0.75	0.76	0.75	0.75
	3F	0.76	0.86	0.84	0.85
	2F	0.83	0.86	0.85	0.85
	1F	0.84	0.64	0.84	0.64

X3		Y1	Y2	Y2	Y3
	6F	0.66	0.66	0.59	0.74
	5F	0.73	0.75	0.7	0.75
	4F	0.75	0.76	0.75	0.75
	3F	0.76	0.85	0.82	0.85
	2F	0.83	0.86	0.85	0.85
	1F	0.84	0.64	0.84	0.64

X4		Y1	Y2	Y2	Y3
	6F	0.77	0.67	0.58	0.74
	5F	0.73	0.75	0.71	0.75
	4F	0.75	0.76	0.75	0.75
	3F	0.76	0.85	0.83	0.85
	2F	0.83	0.86	0.85	0.85
	1F	0.84	0.64	0.84	0.64

表 3.1.40 に RC+CLT モデルの RC はりが負担する D_s 算定時のせん断力を示す。なお、表中の C は RC 柱フェイスに設けた曲げばね位置におけるせん断力を、W は CLT 袖壁フェイスに近い曲げばね位置におけるせん断力を示している。RC はりに作用するせん断力は、同じスパン内でもヒンジ位置によって異なる値となるため、それぞれの断面における保証設計が必要となる。

表 3.1.41 に RC+CLT モデルの RC はりが負担する D_s 算定時の曲げモーメントを示す。なお、表中の C は RC 柱フェイスに設けた曲げばね位置における曲げモーメントを、W は CLT 袖壁フェイスに近い曲げばね位置における曲げモーメントを示している。加力方向に対して圧縮側に CLT 袖壁が取り付け最上階と加力方向に対して引張側に CLT 袖壁が取り付け最下階を除くと、CLT 袖壁フェイスに近い曲げばね位置では、RC 柱フェイスに設けた曲げばね位置における曲げモーメントとほぼ同等かそれ以上の曲げモーメントが作用しており、CLT 袖壁が RC はりの曲げモーメント分布に大きな影響を及ぼしていることが分かる。

B.構造分野

表 3.1.40 D_s 算定時のRCはりの負担せん断力 (単位: kN)

(a) X方向 (加力方向: X1→X8)

Y1	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-353	-82	-266	38	-337	-66	-264	41	-337	-66	-264	41	-337	-66	-264	41
6F	-241	-197	-314	-233	-226	-178	-304	-235	-226	-178	-304	-235	-226	-178	-304	-235
5F	-317	-261	-385	-332	-309	-238	-371	-317	-309	-238	-371	-317	-309	-238	-371	-317
4F	-452	-393	-520	-353	-447	-362	-498	-341	-447	-362	-498	-341	-447	-362	-498	-341
3F	-547	-431	-562	-726	-557	-398	-538	-704	-557	-398	-538	-704	-557	-398	-538	-704
2F	-554	-414	-544	-829	-567	-380	-520	-907	-567	-380	-520	-907	-567	-380	-520	-907
1F	116	-608	-858	-938	312	-458	-726	-815	293	-477	-745	-834	299	-472	-740	-829

Y1	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-337	-66	-264	41	-337	-66	-264	41	-355	-81	-266	34
6F	-226	-178	-304	-235	-226	-178	-304	-235	-249	-197	-314	-228
5F	-309	-238	-371	-317	-309	-238	-371	-317	-335	-261	-385	-333
4F	-447	-362	-498	-341	-447	-362	-498	-341	-472	-393	-521	-336
3F	-557	-398	-538	-704	-557	-398	-538	-704	-583	-432	-563	-701
2F	-567	-380	-520	-907	-567	-380	-520	-907	-582	-418	-548	-886
1F	287	-484	-752	-841	339	-431	-699	-762	75	-695	-944	-1109

Y3	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-362	-90	-258	40	-341	-70	-260	43	-341	-70	-260	43	-341	-70	-260	43
6F	-247	-199	-314	-229	-228	-180	-302	-222	-228	-180	-302	-222	-228	-180	-302	-222
5F	-327	-263	-385	-330	-311	-241	-369	-313	-311	-241	-369	-313	-311	-241	-369	-313
4F	-458	-395	-520	-352	-450	-364	-498	-339	-450	-364	-498	-339	-450	-364	-498	-339
3F	-548	-434	-562	-725	-561	-400	-536	-701	-561	-400	-536	-701	-561	-400	-536	-701
2F	-549	-417	-545	-928	-571	-382	-518	-905	-571	-382	-518	-905	-571	-382	-518	-905
1F	99	-665	-895	-981	305	-466	-709	-800	305	-466	-709	-800	305	-466	-709	-800

Y3	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-341	-70	-260	43	-341	-70	-260	43	-350	-85	-262	32
6F	-228	-180	-302	-222	-228	-180	-302	-222	-250	-198	-312	-236
5F	-311	-241	-369	-313	-311	-241	-369	-313	-337	-261	-381	-312
4F	-450	-364	-498	-339	-450	-364	-498	-339	-473	-395	-519	-332
3F	-561	-400	-536	-701	-561	-400	-536	-701	-585	-434	-561	-696
2F	-571	-382	-518	-905	-571	-382	-518	-905	-584	-420	-547	-881
1F	305	-466	-709	-800	305	-466	-709	-800	45	-724	-952	-1128

(b) Y方向 (加力方向: Y1→Y3)

X1	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-491	-152	-323	-5	-440	-116	-290	9
6F	-312	-293	-396	-288	-312	-270	-379	-255
5F	-363	-312	-421	-427	-328	-295	-411	-413
4F	-502	-429	-541	-314	-574	-399	-518	-280
3F	-570	-468	-582	-577	-500	-448	-569	-623
2F	-486	-426	-540	-914	-431	-431	-552	-885
1F	161	-561	-766	-1117	-47	-777	-958	-1315

X2	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-462	-151	-266	-152	-301	-90	-362	66
6F	-356	-277	-358	-442	-388	-225	-404	-416
5F	-407	-394	-480	-631	-376	-358	-542	-551
4F	-579	-495	-581	-475	-651	-440	-623	-381
3F	-646	-534	-622	-774	-519	-505	-691	-707
2F	-523	-492	-580	-1099	-471	-477	-663	-1036
1F	27	-698	-862	-1409	-73	-809	-1166	-1528

X3	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-470	-152	-268	-149	-263	-26	-365	-14
6F	-359	-285	-365	-388	-322	-200	-407	-354
5F	-409	-398	-484	-611	-369	-325	-537	-546
4F	-585	-499	-584	-456	-600	-412	-623	-381
3F	-651	-538	-626	-754	-512	-471	-685	-702
2F	-525	-496	-584	-1080	-445	-445	-659	-1032
1F	11	-714	-878	-1371	-98	-836	-1157	-1520

X4	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	-482	-151	-266	-150	-282	-58	-354	73
6F	-354	-290	-370	-406	-362	-214	-397	-409
5F	-404	-398	-483	-616	-373	-344	-532	-542
4F	-584	-498	-583	-460	-630	-427	-615	-374
3F	-650	-537	-625	-759	-518	-490	-680	-697
2F	-524	-495	-583	-1084	-460	-463	-654	-1026
1F	17	-709	-872	-1392	-88	-826	-1156	-1519

B.構造分野

表 3.1.41 D_0 算定時の RC はりの負担モーメント (単位 : kNm)

(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	F	H	H	F	F	H	H	F	F	H	H	F	F	H	H	F
RF	-350	-320	446	429	-353	-329	447	429	-353	-329	447	429	-353	-329	447	429
6F	-502	-542	584	562	-500	-547	587	561	-500	-547	587	561	-500	-547	587	561
5F	-672	-688	733	737	-669	-695	728	736	-669	-695	728	736	-669	-695	728	736
4F	-968	-963	1045	1039	-963	-971	1051	1038	-963	-971	1051	1038	-963	-971	1051	1038
3F	-1067	-1074	1110	1167	-1060	-1082	1116	1165	-1060	-1082	1116	1165	-1060	-1082	1116	1165
2F	-1052	-1081	1028	1215	-1053	-1084	1032	1213	-1053	-1084	1032	1213	-1053	-1084	1032	1213
1F	-1779	-1765	1461	2059	-1272	-1272	1445	1956	-1361	-1420	1453	1977	-1275	-1404	1444	1964

Y1	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	F	H	H	F	F	H	H	F	F	H	H	F
RF	-353	-329	447	429	-353	-329	447	429	-349	-318	446	430
6F	-500	-547	587	561	-500	-547	587	561	-502	-540	585	562
5F	-669	-695	728	736	-669	-695	728	736	-672	-687	733	738
4F	-963	-971	1051	1038	-963	-971	1051	1038	-966	-962	1049	1038
3F	-1060	-1082	1116	1165	-1060	-1082	1116	1165	-1065	-1073	1115	1163
2F	-1053	-1084	1032	1213	-1053	-1084	1032	1213	-1056	-1076	1050	1205
1F	-1291	-1412	1491	2020	-1241	-1241	1260	1752	-1437	-1415	2191	2867

Y3	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	F	H	H	F	F	H	H	F	F	H	H	F	F	H	H	F
RF	-350	-315	448	429	-351	-326	448	423	-351	-326	448	423	-351	-326	448	423
6F	-503	-541	584	562	-500	-546	588	561	-500	-546	588	561	-500	-546	588	561
5F	-673	-688	734	737	-670	-694	739	736	-670	-694	739	736	-670	-694	739	736
4F	-968	-963	1046	1039	-964	-970	1052	1038	-964	-970	1052	1038	-964	-970	1052	1038
3F	-1067	-1075	1110	1167	-1061	-1081	1117	1165	-1061	-1081	1117	1165	-1061	-1081	1117	1165
2F	-1051	-1082	1029	1215	-1054	-1083	1032	1212	-1054	-1083	1032	1212	-1054	-1083	1032	1212
1F	-1962	-1957	1417	2095	-1184	-1317	1445	1945	-1184	-1317	1445	1945	-1184	-1317	1445	1945

Y3	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	F	H	H	F	F	H	H	F	F	H	H	F
RF	-351	-326	448	423	-351	-326	448	423	-348	-316	446	430
6F	-500	-546	588	561	-500	-546	588	561	-502	-540	583	563
5F	-670	-694	739	736	-670	-694	739	736	-671	-686	727	727
4F	-964	-970	1052	1038	-964	-970	1052	1038	-966	-961	1050	1038
3F	-1061	-1081	1117	1165	-1061	-1081	1117	1165	-1065	-1072	1116	1162
2F	-1054	-1083	1032	1212	-1054	-1083	1032	1212	-1057	-1076	1052	1204
1F	-1184	-1317	1445	1945	-1184	-1317	1445	1945	-1464	-1422	2266	2950

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1	Y1-Y2				Y2-Y3			
	F	H	H	F	F	H	H	F
RF	-321	-217	411	429	-312	-231	421	430
6F	-503	-490	519	551	-488	-483	540	560
5F	-562	-538	540	606	-547	-540	571	632
4F	-735	-681	767	786	-710	-655	785	789
3F	-813	-772	800	852	-767	-768	827	892
2F	-786	-795	646	814	-755	-784	759	926
1F	-1338	-1398	563	1269	-897	-789	1922	2770

X2	Y1-Y2				Y2-Y3			
	F	H	H	F	F	H	H	F
RF	-331	-234	434	541	-315	-270	512	511
6F	-515	-496	490	587	-475	-451	567	627
5F	-745	-689	663	841	-726	-689	744	880
4F	-872	-779	882	994	-829	-743	940	1001
3F	-962	-886	897	1053	-904	-886	1000	1121
2F	-932	-915	740	1009	-894	-900	900	1131
1F	-1838	-1790	626	1632	-1018	-885	2195	3212

X3	Y1-Y2				Y2-Y3			
	F	H	H	F	F	H	H	F
RF	-330	-230	442	541	-323	-309	510	510
6F	-516	-494	515	597	-486	-488	565	626
5F	-745	-688	676	844	-725	-697	748	880
4F	-872	-777	896	996	-836	-770	940	1000
3F	-963	-885	911	1056	-902	-894	1002	1119
2F	-632	-914	753	1012	-891	-912	903	1139
1F	-1889	-1826	640	1626	-1041	-887	2120	3219

X4	Y1-Y2				Y2-Y3			
	F	H	H	F	F	H	H	F
RF	-328	-227	440	541	-319	-289	517	511
6F	-514	-519	505	594	-479	-466	571	627
5F	-744	-689	673	843	-726	-692	750	881
4F	-872	-777	892	996	-832	-754	943	999
3F	-963	-885	907	1055	-903	-889	1003	1111
2F	-932	-914	750	1011	-893	-905	906	1131
1F	-1888	-1832	618	1612	-1015	-869	2213	3221

(k) 許容応力度の確認1 (RC 柱)

ここでは、RC+CLT モデルについて、許容応力度の確認を行った結果を示す。長期荷重時と短期荷重 ($C_0=0.2$) 時に RC 柱に作用するせん断力の和を、文献[3.1.19]による RC 柱の損傷制御のための許容せん断力 (高強度せん断補強筋を用いている場合は評定の設計式によった) が上回ることを確認している。なお、X 方向では 1.53 倍以上、Y 方向では 1.94 倍以上の余裕度を確保している。また、長期荷重時と短期荷重 ($C_0=0.2$) 時に RC 柱に作用する軸力と曲げモーメントの組み合わせに対して、文献[3.1.19]の付録9による RC 柱の許容曲げモーメントの条件を満足することを確認している。

(l) 許容応力度の確認2 (CLT 袖壁)

長期荷重時と短期荷重 ($C_0=0.2$) 時に CLT 袖壁に作用するせん断力の和を、CLT 袖壁の断面積に文献[3.1.7]による CLT のせん断の基準強度 (S60-5-5、S60-5-7 のいずれの場合も 2.7N/mm^2) の $2/3$ 倍 (1.8N/mm^2) を乗じた値が上回ることを確認している。なお、X、Y 方向のいずれについても 15 倍以上の余裕度を確保している。また、長期荷重時と短期荷重 ($C_0=0.2$) 時に CLT 袖壁に作用する軸力と曲げモーメントから求められる軸応力度と曲げ応力度の和に対して、文献[3.1.7]による CLT の曲げの基準強度 (S60-5-5 で 9.7N/mm^2 、S60-5-7 で 9.3N/mm^2) の $2/3$ 倍を乗じた値が上回ることを確認している。なお、X 方向では 1.64 倍以上、Y 方向では 2.75 倍以上の余裕度を確保している。

(m) 許容応力度の確認3 (RC はり)

長期荷重時に RC はりに作用するせん断力を、文献[3.1.19]による RC はりの使用性確保のための許容せん断力 (せん断ひび割れを許容しない場合) が上回ることを確認している。なお、X 方向では 2.03 倍以上、Y 方向では 1.28 倍以上の余裕度が確保されていた。また、長期荷重時に RC はりに作用する曲げモーメントに対して、文献[3.1.19]による RC はりの許容曲げモーメントが上回ることを確認している。なお、X 方向では、はり端で 1.41 倍以上、スパン中央で 2.89 倍以上、Y 方向では、はり端で 1.10 倍以上、スパン中央で 2.04 倍以上の余裕度を確保している。

長期荷重時と短期荷重 ($C_0=0.2$) 時に RC はりに作用するせん断力を、文献[3.1.19]による RC はりの損傷制御のための許容せん断力 (高強度せん断補強筋を用いている場合は評定の設計式によった) が上回ることを確認している。なお、X 方向では 1.60 倍以上、Y 方向では 1.66 倍以上の余裕度を確保している。また、長期荷重時と短期荷重 ($C_0=0.2$) 時に RC はりに作用する曲げモーメントに対して、文献[3.1.19]による RC はりの許容曲げモーメントが上回ることを確認している。なお、X 方向では 1.05 倍以上、Y 方向では 1.07 倍以上の余裕度を確保している。

RC はりについては、長期、短期とも曲げモーメントに対する余裕度が小さいが、これは全体崩壊形が形成されやすいように、本設計例では RC はりの主筋量を少なく設定しているためである。

(n) 部材種別の判定1 (RC 柱、CLT 袖壁を RC 袖壁付き柱の一部とみなす場合)

ここでは、RC+CLT モデルについて、部材種別の判定を行った結果を示す。3.1.6(a)で示した表 3.1.3 に基づいて、部材種別判定を行うと、塑性ヒンジが形成される CLT 袖壁付きの RC 柱の部材種別は、以下の検討より FC と判定できる。

・ h_0/D について

h_0/D の値は、RC 柱の断面が最も小さい 6 階でも、X 方向で $2200\text{mm} / (650\text{mm} + 600\text{mm}) = 1.76$ 、

B. 構造分野

Y 方向で $2200\text{mm} / (650\text{mm} + 750\text{mm}) = 1.57$ となる。RC 造の袖壁付き柱に準じて、 h_0/D の $2M/(Q \cdot d)$ への置き換えは行わないため、部材種別は FC に相当するものと判断する。

・ σ_0/F_c について

表 3.1.34、表 3.1.35 で示した RC+CLT モデルの RC 柱と CLT 袖壁が負担する D_s 算定時の軸力について、CLT 袖壁に作用する軸力はいずれも圧縮となるため、ここでは、RC 柱に作用する軸力に (RC 柱に接する) CLT 袖壁の軸力を累加した値を用いて、 σ_0/F_c を計算した。表 3.1.42 に計算結果を示すが、いずれの RC 柱についても、 σ_0/F_c の値は 0.35 未満に収まっており、部材種別は FA に相当するものと判断する。

表 3.1.42 D_s 算定時の RC 柱の σ_0/F_c

(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	Y3		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
	6F	0.01	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03		6F	0.01	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04
	5F	0.01	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06		5F	0.02	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07
	4F	0.01	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.10		4F	0.03	0.10	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.12
	3F	0.01	0.12	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.14		3F	0.03	0.11	0.12	0.11	0.11	0.12	0.11	0.16
	2F	0.00	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.12	0.17		2F	0.03	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.12	0.18
	1F	0.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.13	0.20		1F	0.03	0.16	0.15	0.15	0.15	0.15	0.14	0.22

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1		Y1	Y2	Y3	X2		Y1	Y2	Y3	X3		Y1	Y2	Y3	X4		Y1	Y2	Y3
	6F	0.00	0.03	0.04		6F	0.01	0.04	0.04		6F	0.01	0.04	0.05		6F	0.01	0.04	0.05
	5F	-0.01	0.04	0.08		5F	0.00	0.05	0.08		5F	0.01	0.06	0.09		5F	0.01	0.05	0.09
	4F	-0.02	0.06	0.12		4F	-0.01	0.07	0.13		4F	0.00	0.07	0.14		4F	0.00	0.07	0.14
	3F	-0.03	0.08	0.16		3F	-0.02	0.09	0.17		3F	-0.02	0.09	0.17		3F	-0.02	0.08	0.17
	2F	-0.04	0.09	0.18		2F	-0.03	0.11	0.19		2F	-0.03	0.11	0.20		2F	-0.03	0.10	0.20
	1F	-0.05	0.10	0.21		1F	-0.04	0.11	0.23		1F	-0.04	0.12	0.24		1F	-0.04	0.11	0.24

・ p_t について

本設計例では、一部の RC 柱の引張鉄筋比 p_t が 0.8% を上回っているが、後述する保証設計において、荒川 mean 式によるせん断余裕度の確認を行い、付着割裂破壊に対する安全性の検討を行っていることから、部材種別は FA に相当するものと判断する。

なお、図 3.1.85 で示したように、本設計例では、層間変形角 $1/33\text{rad}$ と比較的大きい変形状態で D_s 算定用の応力を求めていることから、安全側の配慮として、 D_s 算定時に RC 柱の一端に塑性ヒンジが形成される 1 階の C1~C4 柱、6 階の C3 柱については、文献[3.1.2]による付着信頼強度が設計用付着応力度を上回ることを確認している。この際、主筋の応力度の差 $\Delta\sigma$ には $\sigma_y + \sigma_{yu}$ (σ_y : 主筋の信頼強度算定用強度、 σ_{yu} : 主筋の上限強度算定用強度) を用いた。

・ τ_u/F_c について

表 3.1.37、表 3.1.38 で示した RC+CLT モデルの RC 柱と CLT 袖壁が負担する D_s 算定時の水平せん断力について、RC 柱に作用する水平せん断力に (RC 柱に接する) CLT 袖壁の水平せん断力を累加した値を用いて、 τ_u/F_c を計算した。表 3.1.42 に計算結果を示すが、いずれの RC 柱についても、 τ_u/F_c の値は 0.10 未満に収まっており、部材種別は FA に相当するものと判断する。

表 3.1.43 D_s 算定時の RC 柱の τ_u/F_c

(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	Y3		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
	6F	0.01	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.01		6F	0.01	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.01
	5F	0.03	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.04		5F	0.03	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.03
	4F	0.04	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.05		4F	0.04	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.05
	3F	0.05	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.05		3F	0.05	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.05
	2F	0.05	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.05		2F	0.05	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.05
	1F	0.04	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.07		1F	0.05	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.07

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1		Y1	Y2	Y3	X2		Y1	Y2	Y3	X3		Y1	Y2	Y3	X4		Y1	Y2	Y3
	6F	0.02	0.05	0.01		6F	0.02	0.06	0.02		6F	0.02	0.06	0.02		6F	0.02	0.06	0.02
	5F	0.03	0.06	0.03		5F	0.03	0.06	0.04		5F	0.03	0.06	0.04		5F	0.03	0.06	0.04
	4F	0.04	0.07	0.04		4F	0.04	0.08	0.05		4F	0.04	0.08	0.05		4F	0.04	0.08	0.05
	3F	0.04	0.08	0.05		3F	0.05	0.09	0.05		3F	0.05	0.08	0.05		3F	0.05	0.09	0.05
	2F	0.04	0.09	0.05		2F	0.05	0.09	0.06		2F	0.05	0.09	0.06		2F	0.05	0.09	0.06
	1F	0.03	0.08	0.07		1F	0.04	0.08	0.08		1F	0.04	0.08	0.08		1F	0.04	0.08	0.08

(o) 部材種別の判定 2 (RC 柱、CLT 袖壁を RC 耐力壁とみなす場合)

3.1.6(b)で示した判定方法に基づいて、部材種別判定を行うと、以下の検討より、塑性ヒンジが形成される RC 柱の部材種別は FA、CLT 袖壁の部材種別は WD と判定できる。

・ h_0/D について

h_0/D の値は、RC 柱の断面が最も大きい 1 階でも、X 方向で $2200\text{mm}/750\text{mm}=2.93$ 、Y 方向で $2200\text{mm}/800\text{mm}=2.75$ となり、2.5 を上回ることから、部材種別は FA と判定できる。

・ σ_0/F_c について

CLT 袖壁に作用する圧縮軸力は考慮しないため、表 3.1.42 で示した CLT 袖壁付き RC 柱として部材種別を判定する場合よりも、 σ_0/F_c の値が小さくなるため、部材種別は FA と判定できる。

・ p_t について

CLT 袖壁付き RC 柱として部材種別を判定する場合と同じ確認を行うことになるため、部材種別は FA と判定できる。

・ τ_u/F_c について

CLT 袖壁に作用する水平せん断力は考慮しないため、表 3.1.43 で示した CLT 袖壁付き RC 柱として部材種別を判定する場合よりも、 τ_u/F_c の値が小さくなるため、部材種別は FA と判定できる。

(p) 部材種別の判定 3 (RC はり)

表 3.1.44 に、表 3.1.40 で示した D_s 算定時の RC はりのせん断力を用いて、RC 柱フェイスに設けた曲げばね位置 (表中の C) と、CLT 袖壁フェイスに近い曲げばね位置 (表中の W) における τ_u/F_c を計算した結果を示す。いずれの曲げばね位置においても、 τ_u/F_c の値は 0.15 を十分に下回っており、RC はりの部材種別は FA と判定できる。

B.構造分野

表 3.1.44 D_s 算定時のRCはりの τ_w/F_c

(a) X方向 (加力方向: X1→X8)

Y1	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	0.05	0.01	0.04	0.01	0.05	0.01	0.04	0.01	0.05	0.01	0.04	0.01	0.05	0.01	0.04	0.01
6F	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03
5F	0.03	0.03	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03
4F	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03
3F	0.04	0.03	0.04	0.06	0.04	0.03	0.04	0.06	0.04	0.03	0.04	0.06	0.04	0.03	0.04	0.06
2F	0.04	0.03	0.04	0.06	0.04	0.03	0.04	0.07	0.04	0.03	0.04	0.07	0.04	0.03	0.04	0.07

Y1	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	0.05	0.01	0.04	0.01	0.05	0.01	0.04	0.01	0.05	0.01	0.03	0.00
6F	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03
5F	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03
4F	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03
3F	0.04	0.03	0.04	0.06	0.04	0.03	0.04	0.06	0.05	0.03	0.04	0.06
2F	0.04	0.03	0.04	0.07	0.04	0.03	0.04	0.07	0.04	0.03	0.04	0.06

Y3	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	0.05	0.01	0.04	0.01	0.05	0.01	0.04	0.01	0.05	0.01	0.04	0.01	0.05	0.01	0.04	0.01
6F	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03
5F	0.03	0.03	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03
4F	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03
3F	0.04	0.03	0.04	0.06	0.04	0.03	0.04	0.06	0.04	0.03	0.04	0.06	0.04	0.03	0.04	0.06
2F	0.04	0.03	0.04	0.07	0.04	0.03	0.04	0.07	0.04	0.03	0.04	0.07	0.04	0.03	0.04	0.07

Y3	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	0.05	0.01	0.04	0.01	0.05	0.01	0.04	0.01	0.05	0.01	0.03	0.00
6F	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03
5F	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03	0.03	0.02	0.04	0.03
4F	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03
3F	0.04	0.03	0.04	0.06	0.04	0.03	0.04	0.06	0.05	0.03	0.04	0.06
2F	0.04	0.03	0.04	0.07	0.04	0.03	0.04	0.07	0.04	0.03	0.04	0.06

(b) Y方向 (加力方向: Y1→Y3)

X1	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	0.06	0.02	0.04	0.00	0.06	0.02	0.04	0.00
6F	0.04	0.04	0.05	0.04	0.04	0.04	0.05	0.03
5F	0.04	0.03	0.04	0.04	0.03	0.03	0.04	0.04
4F	0.04	0.04	0.05	0.03	0.05	0.03	0.04	0.02
3F	0.05	0.04	0.05	0.05	0.04	0.04	0.04	0.05
2F	0.04	0.03	0.04	0.07	0.03	0.03	0.04	0.06

X2	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	0.06	0.02	0.03	0.02	0.04	0.01	0.05	0.01
6F	0.04	0.03	0.04	0.05	0.04	0.02	0.04	0.05
5F	0.04	0.04	0.04	0.06	0.04	0.03	0.05	0.05
4F	0.05	0.04	0.05	0.04	0.06	0.04	0.05	0.03
3F	0.05	0.04	0.05	0.06	0.04	0.04	0.05	0.06
2F	0.04	0.04	0.04	0.08	0.03	0.03	0.05	0.08

X3	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	0.06	0.02	0.04	0.02	0.03	0.00	0.05	0.00
6F	0.04	0.03	0.04	0.04	0.04	0.02	0.04	0.04
5F	0.04	0.04	0.05	0.06	0.03	0.03	0.05	0.05
4F	0.05	0.04	0.05	0.04	0.05	0.03	0.05	0.03
3F	0.05	0.04	0.05	0.06	0.04	0.04	0.05	0.06
2F	0.04	0.04	0.04	0.08	0.03	0.03	0.05	0.07

X4	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	0.06	0.02	0.03	0.02	0.04	0.01	0.05	0.01
6F	0.04	0.03	0.04	0.04	0.04	0.02	0.04	0.04
5F	0.04	0.04	0.05	0.06	0.03	0.03	0.05	0.05
4F	0.05	0.04	0.05	0.04	0.05	0.04	0.05	0.03
3F	0.05	0.04	0.05	0.06	0.04	0.04	0.05	0.06
2F	0.04	0.04	0.04	0.08	0.03	0.03	0.05	0.07

B.構造分野

(q) 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

表 3.1.45、表 3.1.46 に RC モデル、RC+CLT モデルの保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較を示す。なお、各モデルの保有水平耐力は、図 3.1.85 で示したように、いずれかの階の層間変形角が 1/100rad に到達した時点の層せん断力とした。

RC モデルでは、塑性ヒンジが形成された RC 柱、RC はりの部材種別はいずれも FA と判定されたため、各階、各方向の D_s は 0.30 となる。RC モデルの Q_u/Q_{um} は X 方向で 1.17、Y 方向で 1.37 と十分な余裕があることから、RC+CLT モデルから CLT 袖壁を取り除いたモデル (RC モデルの床スラブを RC から CLT+RC に置き換えたモデル) においても、3.1.5 の図 3.1.43 で示した構造計算フローの適用条件を十分に満足するものと考えられる。

表 3.1.45 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較 (RC モデル)

(a) X 方向

階	構造	F_{es}	柱及びはりの部材群の種別	D_s	Q_{ud}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}	判定
6	RC	1.00	A	0.30	12214	3664	4295	1.17	OK
5	RC	1.00	A	0.30	20776	6233	7305	1.17	OK
4	RC	1.00	A	0.30	28233	8470	9927	1.17	OK
3	RC	1.00	A	0.30	34576	10373	12159	1.17	OK
2	RC	1.00	A	0.30	39934	11980	14042	1.17	OK
1	RC	1.00	A	0.30	44243	13273	15557	1.17	OK

(b) Y 方向

階	構造	F_{es}	柱及びはりの部材群の種別	D_s	Q_{ud}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}	判定
6	RC	1.00	A	0.30	12214	3664	5010	1.37	OK
5	RC	1.00	A	0.30	20776	6233	8522	1.37	OK
4	RC	1.00	A	0.30	28233	8470	11581	1.37	OK
3	RC	1.00	A	0.30	34576	10373	14183	1.37	OK
2	RC	1.00	A	0.30	39934	11980	16380	1.37	OK
1	RC	1.00	A	0.30	44243	13273	18148	1.37	OK

RC+CLT モデルでは、3.1.6 で示した CLT 袖壁を RC 袖壁付き柱の一部とみなした場合と、CLT 袖壁を RC 耐力壁の一部とみなした場合の二通りの評価結果を示しているが、いずれの場合も Q_u/Q_{um} は X、Y 方向とも 1.0 を上回っており、3.1.5 の図 3.1.43 で示した構造計算フローの適用条件を満足している。CLT 袖壁を RC 袖壁付き柱の一部とみなした場合には、RC はりに塑性ヒンジが形成される 2～5 階、X 方向の 6 階では、柱及びはりの部材群の種別が A と判定されるが、全ての RC 柱に塑性ヒンジが形成される 1 階では $\gamma_e=1.0$ となるため、柱及びはりの部材群の種別は C、一部の RC 柱に塑性ヒンジが形成される Y 方向の 6 階では $\gamma_e=0.37$ となるため、柱及びはりの部材群の種別は B と判定され、1 階における Q_u/Q_{um} の値が最も小さくなる (X 方向 : 1.09、Y 方向 : 1.30)。一方、CLT 袖壁を RC 耐力壁の一部とみなした場合については、CLT 袖壁の耐力壁としての部材群の種別を D としているが、耐力壁の水平荷重の分担率を示す β_u の値が 0.3 を下回るため、 D_s の値は CLT 袖壁を RC 袖壁付き柱の一部とみなした場合と同じ 0.4 に留まる。その結果、いずれの判定法を用いた場合でも、1 階における Q_u/Q_{um} の値が等しくなっている。なお、 β_u の値が大きくなるにつれ、CLT 袖壁を RC 袖壁付き柱の一部とみなした場合よりも、CLT 袖壁を RC 耐力壁の一部とみなした場合の方が D_s の値が大きくなり、

B. 構造分野

両者に乖離が生じることになるが、本設計マニュアルでは、RC 構造が主体と考え、CLT 袖壁を取り除いたモデルについても $D_s=0.3$ 相当の水平耐力を求めていること、水平接合部において摩擦抵抗による水平せん断力の伝達に期待するため、CLT 袖壁の寸法比 (D_w/h_0) に実質的な上限を設けていること等を踏まえると、 β_u の値があまり大きくならない範囲で適用されることが望ましい。

表 3.1.46 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較 (RC+CLT モデル)

(a) X 方向 (CLT 袖壁を RC 袖壁付き柱の一部とみなした場合)

階	構造	F_{es}	柱及びはりの部材群の種別	耐力壁の部材群の種別	β_u	D_s	Q_{ud}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}	判定
6	RC	1.00	A	-	-	0.30	12156	3647	5314	1.46	OK
5	RC	1.00	A	-	-	0.30	20477	6143	8949	1.46	OK
4	RC	1.00	A	-	-	0.30	27752	8326	12126	1.46	OK
3	RC	1.00	A	-	-	0.30	33947	10184	14832	1.46	OK
2	RC	1.00	A	-	-	0.30	39179	11754	17117	1.46	OK
1	RC	1.00	C	-	-	0.40	43387	17355	18958	1.09	OK

(b) X 方向 (CLT 袖壁を RC 耐力壁の一部とみなした場合)

階	構造	F_{es}	柱及びはりの部材群の種別	耐力壁の部材群の種別	β_u	D_s	Q_{ud}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}	判定
6	RC	1.00	A	D	0.19	0.40	12156	4862	5314	1.09	OK
5	RC	1.00	A	D	0.17	0.40	20477	8191	8949	1.09	OK
4	RC	1.00	A	D	0.15	0.40	27752	11101	12126	1.09	OK
3	RC	1.00	A	D	0.19	0.40	33947	13579	14832	1.09	OK
2	RC	1.00	A	D	0.17	0.40	39179	15672	17117	1.09	OK
1	RC	1.00	A	D	0.09	0.40	43387	17355	18958	1.09	OK

(c) Y 方向 (CLT 袖壁を RC 袖壁付き柱の一部とみなした場合)

階	構造	F_{es}	柱及びはりの部材群の種別	耐力壁の部材群の種別	β_u	D_s	Q_{ud}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}	判定
6	RC	1.00	B	-	-	0.35	12156	4255	6324	1.49	OK
5	RC	1.00	A	-	-	0.30	20477	6143	10651	1.73	OK
4	RC	1.00	A	-	-	0.30	27752	8326	14432	1.73	OK
3	RC	1.00	A	-	-	0.30	33947	10184	17653	1.73	OK
2	RC	1.00	A	-	-	0.30	39179	11754	20373	1.73	OK
1	RC	1.00	C	-	-	0.40	43387	17355	22564	1.30	OK

(d) Y 方向 (CLT 袖壁を RC 耐力壁の一部とみなした場合)

階	構造	F_{es}	柱及びはりの部材群の種別	耐力壁の部材群の種別	β_u	D_s	Q_{ud}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}	判定
6	RC	1.00	A	D	0.27	0.40	12156	4862	6324	1.30	OK
5	RC	1.00	A	D	0.20	0.40	20477	8191	10651	1.30	OK
4	RC	1.00	A	D	0.16	0.40	27752	11101	14432	1.30	OK
3	RC	1.00	A	D	0.20	0.40	33947	13579	17653	1.30	OK
2	RC	1.00	A	D	0.17	0.40	39179	15672	20373	1.30	OK
1	RC	1.00	A	D	0.13	0.40	43387	17355	22564	1.30	OK

B.構造分野

(f) 保証設計 1 (RC 柱)

ここでは、RC+CLT モデルについて、3.1.8、3.1.9 に基づいて、保証設計を行った結果を示す。表 3.1.47 に、表 3.1.37、表 3.1.38 で示した D_s 算定時の RC 柱のせん断力 cQ_{M0} に対する、3.1.4 で示した式 (3.1.4) による RC 柱のせん断耐力 cQ_{su} (高強度せん断補強筋を用いている場合は評定の設計式によった) の比率を示す。両者の比率は、RC 柱の場合に求められる割り増し係数 (1.25) を上回っていることから、保証設計の条件を満足していることが確認できる。また、表 3.1.48 に RC 柱のパンチングシアに対する余裕度を示す。ここでは、3.1.9 で示したように、式(3.1.46)で求められる RC 柱の脚部及び頂部に作用する可能性がある水平せん断力 (表 3.1.37、表 3.1.38 で示した、RC 柱に作用する D_s 算定時の水平せん断力 cQ_{M0} に、RC 柱と接するどちらか一方の CLT 袖壁に作用する D_s 算定時の水平せん断力 wQ_{M0} を足し合わせたもの) に対して、式(3.1.47)で求められる RC 柱のパンチングシア耐力 cQ_{pu} が十分な余裕があることを確認している。両者の比率は、RC 柱の場合に求められる割り増し係数 (1.25) を上回っていることから、保証設計の条件を満足していることが確認できる。

なお、RC 柱の付着割裂破壊に対しては、(n) 部材種別の判定 1 (RC 柱、CLT 袖壁を RC 袖壁付き柱の一部とみなす場合) において確認を行っているため、ここでは割愛する。

表 3.1.47 RC 柱のせん断余裕度 cQ_{su}/cQ_{M0}

(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	Y3		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
	6F	8.57	1.93	1.94	1.94	1.94	1.94	1.90	23.99		6F	9.21	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.92	30.06
	5F	2.31	1.34	1.34	1.34	1.34	1.34	1.33	2.25		5F	2.37	1.34	1.35	1.35	1.35	1.35	1.34	2.33
	4F	1.73	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.38	1.84		4F	1.74	1.38	1.39	1.38	1.38	1.38	1.37	1.87
	3F	1.88	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.37	2.09		3F	1.93	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.37	2.10
	2F	2.65	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.56	2.64		2F	2.72	1.57	1.58	1.57	1.57	1.57	1.56	2.73
	1F	3.62	2.05	2.06	2.06	2.06	2.06	2.07	2.24		1F	3.33	2.05	2.07	2.07	2.07	2.07	2.08	2.22

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1		Y1	Y2	Y3	X2		Y1	Y2	Y3	X3		Y1	Y2	Y3	X4		Y1	Y2	Y3
	6F	5.04	1.61	17.1		6F	6.01	1.42	9.00		6F	5.95	1.49	9.02		6F	5.88	1.45	9.41
	5F	2.53	1.43	2.63		5F	2.23	1.44	2.11		5F	2.24	1.47	2.12		5F	2.25	1.45	2.12
	4F	1.84	1.53	2.26		4F	2.03	1.35	2.12		4F	2.03	1.35	2.13		4F	2.03	1.35	2.14
	3F	1.71	1.42	2.04		3F	1.92	1.42	2.21		3F	1.93	1.43	2.22		3F	1.93	1.42	2.23
	2F	2.58	1.64	2.75		2F	2.64	1.63	2.65		2F	2.66	1.64	2.68		2F	2.66	1.63	2.68
	1F	4.78	2.50	2.44		1F	4.21	2.39	2.40		1F	4.12	2.39	2.40		1F	4.13	2.40	2.40

表 3.1.48 RC 柱のパンチングシアに対する余裕度 $cQ_{pu}/(cQ_{M0}+wQ_{M0})$

(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	Y3		X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
	6F	16.92	6.29	6.30	6.30	6.30	6.30	6.19	25.40		6F	17.64	6.36	6.37	6.35	6.35	6.35	6.26	27.13
	5F	7.19	4.39	4.40	4.40	4.40	4.40	4.36	6.97		5F	7.34	4.40	4.42	4.41	4.42	4.41	4.38	7.19
	4F	5.25	3.44	3.44	3.44	3.44	3.44	3.41	5.65		4F	5.31	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.40	5.76
	3F	4.52	3.19	3.19	3.19	3.19	3.20	3.16	5.17		3F	4.78	3.19	3.20	3.19	3.19	3.20	3.16	5.23
	2F	4.02	3.08	3.07	3.07	3.07	3.07	3.05	5.08		2F	4.30	3.08	3.07	3.06	3.06	3.06	3.03	5.22
	1F	4.42	3.04	3.05	3.05	3.05	3.05	3.05	4.04		1F	4.41	3.05	3.07	3.06	3.07	3.07	3.06	4.04

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1		Y1	Y2	Y3	X2		Y1	Y2	Y3	X3		Y1	Y2	Y3	X4		Y1	Y2	Y3
	6F	11.53	5.30	22.18		6F	14.04	4.72	16.51		6F	13.88	4.96	16.54		6F	12.84	4.84	16.86
	5F	7.56	4.82	7.85		5F	7.26	4.76	6.93		5F	7.29	4.84	6.96		5F	7.31	4.80	6.95
	4F	5.68	3.99	7.00		4F	5.38	3.41	5.77		4F	5.40	3.43	5.81		4F	5.40	3.42	5.82
	3F	4.36	3.21	5.67		3F	4.75	3.09	5.50		3F	4.76	3.13	5.53		3F	4.76	3.11	5.54
	2F	3.82	3.03	5.16		2F	4.07	2.85	5.00		2F	4.13	2.86	5.05		2F	4.13	2.84	5.05
	1F	4.80	3.22	4.21		1F	4.65	3.18	3.94		1F	4.64	3.19	3.96		1F	4.65	3.19	3.96

B.構造分野

(s) 保証設計 2 (CLT 袖壁)

3.1.8、3.1.9 に基づいて、CLT 袖壁の保証設計を行った結果を示す。表 3.1.49 に、表 3.1.37、表 3.1.38 で示した D_s 算定時の CLT 袖壁の水平せん断力 ${}_wQ_{M0}$ に対する、3.1.4 で示した式(3.1.22)による CLT 袖壁のせん断耐力 ${}_wQ_{su}$ の比率を示す。両者の比率は、CLT 袖壁に求められる割り増し係数 (1.25) を上回っていることから、保証設計の条件を満足していることが確認できる。

表 3.1.49 CLT 袖壁の水平せん断力に対するせん断余裕度 ${}_wQ_{su}/{}_wQ_{M0}$

(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1		X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
	6F	3.71	3.60	3.71	3.60	3.71	3.60	3.71	3.60	3.71	3.60	3.71	3.60	3.71	3.60
	5F	3.49	3.26	3.49	3.26	3.49	3.26	3.49	3.26	3.49	3.26	3.49	3.26	3.44	3.26
	4F	3.26	3.05	3.21	3.05	3.21	3.05	3.21	3.05	3.21	3.05	3.21	3.05	3.17	3.05
	3F	3.21	2.86	3.12	2.88	3.12	2.88	3.12	2.88	3.12	2.88	3.12	2.88	3.12	2.84
	2F	2.96	3.15	2.81	3.18	2.81	3.18	2.81	3.18	2.81	3.18	2.81	3.18	2.81	3.06
	1F	2.70	10.63	2.93	11.73	2.91	11.73	2.91	11.73	2.91	11.73	2.91	12.15	2.88	6.54

Y3		X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
	6F	3.71	3.60	3.71	3.60	3.71	3.60	3.71	3.60	3.71	3.60	3.71	3.60	3.71	3.60
	5F	3.49	3.26	3.49	3.26	3.49	3.26	3.49	3.26	3.49	3.26	3.49	3.26	3.44	3.30
	4F	3.21	3.05	3.21	3.05	3.21	3.05	3.21	3.05	3.21	3.05	3.21	3.05	3.17	3.05
	3F	3.18	2.86	3.12	2.88	3.12	2.88	3.12	2.88	3.12	2.88	3.12	2.88	3.12	2.84
	2F	2.93	3.15	2.79	3.18	2.81	3.18	2.81	3.18	2.81	3.18	2.81	3.18	2.81	3.06
	1F	2.70	10.31	2.93	11.73	2.93	11.73	2.91	11.73	2.93	11.73	2.91	12.15	2.88	6.30

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1		Y1	Y2	Y2	Y3
	6F	4.00	4.16	4.05	4.28
	5F	3.89	3.62	3.80	3.62
	4F	3.62	3.62	3.62	3.62
	3F	3.60	3.20	3.32	3.20
	2F	3.32	3.15	3.17	3.25
	1F	3.20	4.21	3.20	4.21

X2		Y1	Y2	Y2	Y3
	6F	4.16	3.89	4.75	3.66
	5F	3.70	3.62	3.75	3.62
	4F	3.62	3.57	3.62	3.62
	3F	3.54	3.15	3.22	3.17
	2F	3.25	3.15	3.17	3.17
	1F	3.20	4.21	3.20	4.21

X3		Y1	Y2	Y2	Y3
	6F	4.10	4.10	4.60	3.66
	5F	3.70	3.62	3.84	3.62
	4F	3.62	3.57	3.62	3.62
	3F	3.54	3.17	3.30	3.17
	2F	3.25	3.15	3.17	3.17
	1F	3.20	4.21	3.20	4.21

X4		Y1	Y2	Y2	Y3
	6F	3.49	4.05	4.67	3.66
	5F	3.70	3.62	3.80	3.62
	4F	3.62	3.57	3.62	3.62
	3F	3.54	3.17	3.25	3.17
	2F	3.25	3.15	3.17	3.17
	1F	3.20	4.21	3.20	4.21

表 3.1.50 に、3.1.8 で示した式(3.1.44)、式(3.1.45)に、表 3.1.34、表 3.1.35 で示した D_s 算定時の CLT 袖壁の圧縮軸力を代入して求めた鉛直せん断力 ${}_{wv}Q_{M0}$ に対する、3.1.9 で示した式(3.1.52)による CLT 袖壁の鉛直断面のせん断耐力 ${}_{wv}Q_{su}$ の比率を示す。両者の比率は、CLT 袖壁に求められる割り増し係数 (1.25) を上回っていることから、保証設計の条件を満足していることが確認できる。

B.構造分野

表 3.1.50 CLT 袖壁の鉛直せん断力に対するせん断余裕度 $w_v Q_{su} / w_v Q_{M0}$

(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1		X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F		2.90	2.60	2.90	2.59	2.90	2.59	2.90	2.59	2.90	2.59	2.90	2.59	2.90	2.63
5F		2.44	2.28	2.42	2.28	2.42	2.28	2.42	2.28	2.42	2.28	2.42	2.28	2.39	2.28
4F		2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28
3F		2.44	2.07	2.26	2.07	2.27	2.07	2.26	2.07	2.26	2.07	2.26	2.07	2.24	2.07
2F		2.07	2.35	2.07	2.41	2.07	2.41	2.07	2.41	2.07	2.41	2.07	2.42	2.07	2.16
1F		2.07	9.69	2.07	11.18	2.07	11.18	2.07	11.07	2.07	11.07	2.07	11.51	2.07	5.54

Y3		X1	X2	X2	X3	X3	X4	X4	X5	X5	X6	X6	X7	X7	X8
6F		2.90	2.65	2.90	2.61	2.90	2.61	2.90	2.61	2.90	2.61	2.90	2.61	2.90	2.68
5F		2.41	2.28	2.41	2.28	2.42	2.28	2.42	2.28	2.42	2.28	2.42	2.28	2.39	2.28
4F		2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28
3F		2.39	2.07	2.79	2.07	2.26	2.07	2.26	2.07	2.26	2.07	2.26	2.07	2.24	2.07
2F		2.07	2.35	2.07	2.42	2.07	2.42	2.07	2.42	2.07	2.42	2.07	2.43	2.07	2.14
1F		2.07	9.45	2.07	11.07	2.07	11.28	2.07	11.28	2.07	11.28	2.07	11.86	2.07	5.31

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1		Y1	Y2	Y2	Y3	X2		Y1	Y2	Y2	Y3	X3		Y1	Y2	Y2	Y3	X4		Y1	Y2	Y2	Y3
6F		2.36	2.54	2.42	2.70	6F		2.55	2.20	3.58	2.23	6F		2.50	2.46	3.31	1.88	6F		2.40	2.40	3.46	1.88
5F		2.18	1.88	2.10	1.88	5F		1.99	1.87	2.03	1.88	5F		1.99	1.87	2.16	1.88	5F		1.97	1.87	2.08	1.88
4F		1.88	1.87	1.88	1.85	4F		1.88	1.88	1.88	1.87	4F		1.88	1.88	1.88	1.87	4F		1.88	1.88	1.88	1.87
3F		2.22	1.70	1.84	1.67	3F		2.16	1.67	1.74	1.66	3F		2.15	1.67	1.81	1.66	3F		2.15	1.67	1.77	1.66
2F		1.82	1.67	1.67	1.77	2F		1.75	1.67	1.67	1.67	2F		1.75	1.67	1.67	1.67	2F		1.75	1.67	1.67	1.67
1F		1.65	3.50	1.65	3.48	1F		1.65	3.52	1.65	3.46	1F		1.65	3.52	1.65	3.46	1F		1.65	3.52	1.65	3.46

(t) 保証設計 3 (RC はり)

3.1.8、3.1.9 に基づいて、RC はりの保証設計を行った結果を示す。表 3.1.51 に、表 3.1.30 で示した長期荷重時の RC はりのせん断力 bQ_0 、表 3.1.37、表 3.1.38 で示した D_s 算定時の RC 柱のせん断力 cQ_{M0} 、3.1.4 で示した式(3.1.14)による RC はりのせん断耐力 bQ_{su} (高強度せん断補強筋を用いている場合は評定の設計式によった) を用いて計算した設計の余裕度 $(bQ_{su} - bQ_0) / cQ_{M0}$ を示す。表中に示す余裕度の最低値は、X 方向で 1.24、Y 方向で 1.25 である。3.1.8 (b) で示したように、本設計例では、RC はりの両端に塑性ヒンジが形成されるため、割り増し係数は 1.1 以上を確保すれば良いが、CLT 袖壁の設置に伴う不確実性を考慮して、安全側の配慮として、割り増し係数を 1.2 以上とした場合でも、保証設計の条件を満足していることが確認できる。なお、RC 柱フェイスに作用するせん断力に関しては、3.1.9 (b) RC はりで示したように、3.1.4 (c) RC はりの式(3.1.14)によるせん断耐力 bQ_{su} ではなく、式(3.1.15)によるパンチングシア耐力 pQ_{su} を用いても良いが、ここでは式(3.1.14)によるせん断耐力で十分な余裕があることが確認できたため、パンチングシア耐力を用いた検討は省略している。

なお、通し配筋とした RC はりについては、RC 柱と同様に、上記のように、荒川 mean 式によるせん断余裕度の確認を行い、付着割裂破壊に対する安全性の検討を行っていることから、部材種別は FA に相当するものと判断する。但し、図 3.1.85 で示したように、本設計例では、層間変形角 $1/33\text{rad}$ と比較的大きい変形状態で D_s 算定用の応力を求めていることから、カットオフ筋を有する RC はりに加え、安全側の配慮として、通し配筋とした RC はりについても、文献[3.1.2]による付着信頼強度が設計用付着応力度を上回ることを確認している。この際、主筋の応力度の差 $\Delta\sigma$ には $2\sigma_{yu}$ (σ_{yu} : 主筋の上限強度算定用強度) を、部材のクリアスパン長さ L には CLT 袖壁フェイス間の距離を用いた。図 3.1.77 の断面リストで示したように、RC 大ばりのカットオフ位置では、文献[3.1.2]による必要定着長さを満足できるように、はり主筋の上限強度算定用強度 σ_{yu} を用いた設計用付着応力度から求められる必要

B.構造分野

付着長さに、はりの有効せいを累加した値を必要カットオフ長さとし、CLT 袖壁のフェイス位置から、必要カットオフ長さ以上の定着長を確保している。

表 3.1.51 RC はりのせん断余裕度 ($Q_{su}-Q$) / Q_0
(a) X 方向 (加力方向 : X1→X8)

Y1	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	2.07	7.19	1.41	9.71	2.03	8.61	1.40	8.88	2.03	8.61	1.40	8.86	2.04	8.61	1.40	8.86
6F	2.67	3.15	1.60	2.12	2.77	3.46	1.60	2.66	2.77	3.46	1.61	2.04	2.77	3.46	1.61	2.05
5F	2.27	2.73	1.53	1.76	2.31	2.98	1.56	1.80	2.31	2.98	1.55	1.80	2.31	2.98	1.56	1.80
4F	1.90	2.18	1.41	2.08	1.90	2.36	1.44	2.13	1.89	2.36	1.44	2.12	1.90	2.36	1.44	2.12
3F	1.76	2.11	1.46	1.24	1.75	2.28	1.46	1.25	1.75	2.28	1.46	1.25	1.75	2.28	1.46	1.25
2F	2.30	2.92	2.10	1.54	2.25	3.19	2.14	1.46	2.25	3.19	2.14	1.46	2.26	3.19	2.14	1.46

Y1	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	2.03	8.61	1.40	8.86	2.04	8.59	1.41	8.88	1.98	6.94	2.22	11.9
6F	2.77	3.46	1.61	2.05	2.77	3.46	1.62	2.05	2.46	3.06	1.92	2.04
5F	2.31	2.98	1.56	1.80	2.31	2.98	1.56	1.80	2.10	2.67	1.81	1.70
4F	1.90	2.36	1.44	2.12	1.90	2.36	1.44	2.13	1.77	2.14	1.62	2.12
3F	1.75	2.28	1.46	1.25	1.75	2.28	1.47	1.25	1.68	2.08	1.66	1.25
2F	2.26	3.19	2.14	1.46	2.26	3.19	2.14	1.46	2.21	2.88	2.30	1.47

Y3	X1-X2				X2-X3				X3-X4				X4-X5			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	2.00	6.40	1.47	9.30	2.01	8.06	1.44	8.56	2.01	8.04	1.44	8.54	2.02	8.06	1.44	8.56
6F	2.55	3.07	1.58	2.13	2.74	3.41	1.63	2.18	2.73	3.41	1.63	2.17	2.74	3.41	1.63	2.18
5F	2.16	2.67	1.51	1.75	2.29	2.94	1.57	1.83	2.29	2.93	1.57	1.83	2.29	2.94	1.57	1.83
4F	1.84	2.15	1.40	2.07	1.88	2.34	1.45	2.14	1.87	2.34	1.44	2.14	1.88	2.34	1.45	2.14
3F	1.74	2.07	1.44	1.24	1.74	2.26	1.47	1.25	1.73	2.26	1.47	1.25	1.74	2.26	1.47	1.25
2F	2.29	2.89	2.09	1.44	2.24	3.17	2.15	1.47	2.24	3.16	2.15	1.46	2.24	3.17	2.15	1.46

Y3	X5-X6				X6-X7				X7-X8			
	C	W	W	C	C	W	W	C	C	W	W	C
RF	2.01	8.06	1.45	8.54	2.02	8.06	1.44	8.56	1.99	6.61	1.58	12.9
6F	2.73	3.41	1.63	2.18	2.74	3.42	1.63	2.18	2.47	3.07	1.59	2.01
5F	2.29	2.93	1.57	1.83	2.30	2.94	1.57	1.83	2.10	2.69	1.53	1.85
4F	1.88	2.34	1.45	2.14	1.88	2.34	1.45	2.14	1.78	2.14	1.40	2.19
3F	1.73	2.26	1.47	1.25	1.74	2.27	1.47	1.25	1.69	2.08	1.45	1.27
2F	2.24	3.17	2.15	1.46	2.24	3.17	2.15	1.47	2.20	2.87	2.07	1.49

(b) Y 方向 (加力方向 : Y1→Y3)

X1	Y1-Y2				Y2-Y3				X2	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C		C	W	W	C	C	W	W	C
RF	1.78	3.85	1.39	79.4	1.98	5.12	1.5	48.1	RF	1.97	4.32	2.00	2.00	2.78	8.03	1.33	7.1
6F	2.12	2.18	1.53	1.82	2.16	2.36	1.53	2.02	6F	2.23	2.60	2.00	1.29	2.26	3.32	1.58	1.43
5F	2.26	2.51	1.86	1.74	2.45	2.61	1.83	1.73	5F	2.26	2.38	1.98	1.30	2.50	2.61	1.63	1.49
4F	2.07	2.34	1.75	2.57	1.96	2.49	1.76	2.86	4F	1.78	2.07	1.64	1.49	1.77	2.33	1.43	2.05
3F	2.04	2.31	1.83	1.78	2.25	2.39	1.82	1.67	3F	1.78	2.04	1.73	1.25	2.14	2.19	1.47	1.36
2F	2.30	2.46	2.19	1.56	2.51	2.49	1.99	1.47	2F	2.68	2.82	2.60	1.48	3.01	2.99	2.13	1.52

X3	Y1-Y2				Y2-Y3				X4	Y1-Y2				Y2-Y3			
	C	W	W	C	C	W	W	C		C	W	W	C	C	W	W	C
RF	1.96	4.28	1.96	2.17	3.22	30.3	1.32	32.5	RF	1.93	4.33	1.98	2.18	3.0	13.0	1.36	6.5
6F	2.20	2.52	1.92	1.42	2.60	3.88	1.57	1.56	6F	2.22	2.47	1.92	1.37	2.38	3.56	1.61	1.47
5F	2.26	2.36	1.94	1.35	2.61	2.90	1.64	1.49	5F	2.26	2.35	1.95	1.34	2.54	2.71	1.66	1.51
4F	1.78	2.06	1.62	1.58	1.90	2.46	1.44	2.03	4F	1.76	2.05	1.62	1.57	1.81	2.39	1.45	2.11
3F	1.78	2.03	1.71	1.29	2.22	2.33	1.48	1.37	3F	1.77	2.03	1.71	1.28	2.17	2.25	1.49	1.39
2F	3.11	2.80	2.57	1.50	3.20	3.19	2.14	1.51	2F	2.68	2.81	2.58	1.50	3.08	3.07	2.16	1.53

B.構造分野

(u) 保証設計 4 (RC 柱はり接合部)

RC 柱はり接合部に関しては、通常の RC 架構と同じように、文献[3.1.2]の 8.3.2 節のせん断耐力式による接合部せん断耐力 jQ_{su} が、文献[3.1.4]の 6.4 節に示された設計用せん断力 jQ_{M0} を上回ることを確認している。表 3.1.52 に、RC 柱はり接合部の余裕度 jQ_{su}/jQ_{M0} を示す。いずれの箇所でも、余裕度は 1.0 を上回っており、保証設計の条件を満足している。なお、文献[3.1.2]の 8.3.2 節のせん断耐力式の採用にあたって、以下の規定を満足することを別途確認している。

- ・文献[3.1.2]の 8.4 節にしたがい、RC はりの通し配筋について、付着強度に対する設計用付着応力度の比率を 1.25 未満とする。
- ・文献[3.1.2]の 8.5 節にしたがい、柱はり接合部内の RC はり主筋の柱内への定着投影長さを柱せい の 2/3 以上（実際には 0.75 倍以上）とする。
- ・文献[3.1.2]の 8.6 節にしたがい、柱はり接合部の横補強筋比は 0.3%以上とする。

表 3.1.52 RC 柱はり接合部のせん断余裕度 jQ_{su}/jQ_{M0}

(a) X 方向（加力方向：X1→X8）

Y1	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	Y3	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
RF	1.27	1.31	1.31	1.31	1.31	1.31	1.32	1.03	RF	1.26	1.31	1.31	1.31	1.31	1.31	1.31	1.03
6F	1.98	1.83	1.82	1.82	1.82	1.82	1.83	1.71	6F	1.97	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.83	1.70
5F	2.03	1.74	1.73	1.73	1.73	1.73	1.74	1.82	5F	2.04	1.74	1.73	1.73	1.73	1.73	1.74	1.82
4F	1.58	1.40	1.39	1.39	1.39	1.39	1.40	1.46	4F	1.59	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.46
3F	1.88	1.67	1.66	1.66	1.66	1.66	1.67	1.77	3F	1.89	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.77
2F	2.07	1.94	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93	2.51	2F	2.14	1.94	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93	2.55

(b) Y 方向（加力方向：Y1→Y3）

X1	Y1	Y2	Y3	X2	Y1	Y2	Y3	X3	Y1	Y2	Y3	X4	Y1	Y2	Y3
RF	1.36	1.43	1.05	RF	1.56	1.41	1.12	RF	1.56	1.40	1.12	RF	1.56	1.40	1.12
6F	1.91	1.76	1.61	6F	2.47	2.31	1.92	6F	2.47	2.29	1.92	6F	2.47	2.30	1.92
5F	2.43	2.07	2.11	5F	2.37	2.25	1.94	5F	2.37	2.24	1.94	5F	2.37	2.24	1.94
4F	2.23	1.91	1.98	4F	2.27	2.21	1.88	4F	2.27	2.20	1.88	4F	2.27	2.21	1.88
3F	2.75	2.06	2.61	3F	2.79	2.35	2.34	3F	2.79	2.34	2.34	3F	2.79	2.35	2.34
2F	2.87	2.27	4.30	2F	3.04	2.58	3.65	2F	3.07	2.57	3.67	2F	3.07	2.57	3.66

(v) 保証設計 5 (滑り止め)

CLT 袖壁端に設置する滑り止めが十分なせん断耐力を保有しているかどうかを検証する。ここでは、摩擦抵抗は無視し、式(3.1.67)によって求められる D_s 算定時に CLT 袖壁に作用する水平せん断力に割り増し係数 1.25 を乗じた設計用せん断力に対して、式(3.1.68)で示す滑り止めの水平せん断耐力が上回ることを確認する。なお、滑り止めの水平せん断耐力は、式(3.1.69)から式(3.1.75)に示す CLT の木口面の支圧耐力、ウェブのせん断降伏耐力、曲げ耐力時せん断力、寸切りボルトのせん断耐力、底面における寸切りボルトの引張降伏時せん断力、支圧板（フランジ）の崩壊線理論による曲げ耐力時せん断力、滑り止め底板における崩壊線理論による曲げ耐力時せん断力のうちの最も小さいものとする。

表 3.1.53 に滑り止めの保証設計の結果を示す。ここでは、図 3.1.81、図 3.1.82 のリストに示したように、X2～X7 構面用（CLT 袖壁、滑り止めを RC はりの中央付近に配置する場合）、X1、X8、Y1、Y3 構面用（CLT 袖壁、滑り止めを RC はりの端部に揃えて配置する場合）に区別して、滑り止めの試設計を行っている。滑り止めの材種は SS400、滑り止めの固定に用いた寸切りボルトの強度区分は 5.6 と仮定している。いずれの場合も、設計用せん断力に対して十分なせん断耐力が確保されていることが確認できる。

B. 構造分野

表 3.1.53 滑り止めの試設計の結果

(a) X2~X7 構面用 (CLT 袖壁、滑り止めを RC はりの中央付近に配置する場合)

			1~3階	4~6階	備考
CLTの支圧耐力	hhb Q_u	kN	321	194	=210mm×220mm×6.94N/mm ² (1~3F) =150mm×200mm×6.48N/mm ² (4~6F)
鋼板のせん断耐力	hhw Q_u	kN	434	347	=19mm×200mm×235N/mm ² /√3 (1~3F) =16mm×160mm×235N/mm ² /√3 (4~6F)
鋼板の曲げ耐力時せん断力	hht Q_u	kN	354	241	=165651mm ³ (断面係数) × 235N/mm ² / (0.5×220mm) (1~3F) =102430mm ³ (断面係数) × 235N/mm ² / (0.5×200mm) (4~6F)
底面の寸切りボルトのせん断耐力	hhs Q_u	kN	206	132	=4本×245mm ² × min(0.7×300N/mm ² , 0.4×(33N/mm ² ×26.7kN/mm ²) ^{0.5}) (1~3F) =4本×157mm ² × min(0.7×300N/mm ² , 0.4×(30N/mm ² ×25.5kN/mm ²) ^{0.5}) (4~6F)
底面の寸切りボルトの曲げ耐力時せん断力	hht Q_u	kN	254	125	=0.9×105.5mm×4本×245mm ² ×300N/mm ² (設計時) / (0.5×220mm) (1~3F) =0.9×73.5mm×4本×157mm ² ×300N/mm ² (設計時) / (0.5×200mm) (4~6F)
滑り止めの支圧板 (フランジ) における 崩壊線理論による曲げ耐力時せん断力	hht Q_{u1}	kN	342	395	=(4×204mm/194mm+2+2) × (1/4×235N/mm ² × (16mm) ²) /(204mm/2-1/12×194mm)/194mm×220mm×210mm (1~3F) =(4×184mm/134mm+2+2) × (1/4×235N/mm ² × (16mm) ²) /(184mm/2-1/12×134mm)/134mm×200mm×150mm (4~6F)
滑り止め底板における 崩壊線理論による曲げ耐力時せん断力	hhp Q_{u1}	kN	252	208	=0.9×105.5mm×2×(1/4×235N/mm ² × (16mm) ²) × MIN(4π, 4×(200mm-16mm)/(0.5×194mm) +(0.5×194mm)/(200mm-16mm)))/(0.5×220mm) (1~3F) =0.9×73.5mm×2×(1/4×235N/mm ² × (16mm) ²) × MIN(4π, 4×(160mm-16mm)/(0.5×134mm) +(0.5×134mm)/(160mm-16mm)))/(0.5×200mm) (4~6F)
滑り止めの水平せん断耐力	hh Q_u	kN	206	125	
設計用せん断力 (最大せん断力×1.25倍)		kN	169	109	
余裕度			1.22	1.15	

(b) Y1、Y3 構面用 (CLT 袖壁、滑り止めを RC はりの端部に揃えて配置する場合)

			1~3階	4~6階	備考
CLTの支圧耐力	hhb Q_u	kN	321	194	=210mm×220mm×6.94N/mm ² (1~3F) =150mm×200mm×6.48N/mm ² (4~6F)
鋼板のせん断耐力	hhw Q_u	kN	326	261	=19mm×200mm×235N/mm ² /√3 (1~3F) =16mm×160mm×235N/mm ² /√3 (4~6F)
鋼板の曲げ耐力時せん断力	hht Q_u	kN	270	185	=126587mm ³ (断面係数) × 235N/mm ² / (0.5×220mm) (1~3F) =78628mm ³ (断面係数) × 235N/mm ² / (0.5×200mm) (4~6F)
底面の寸切りボルトのせん断耐力	hhs Q_u	kN	236	148	=2本×561mm ² × min(0.7×300N/mm ² , 0.4×(33N/mm ² ×26.7kN/mm ²) ^{0.5}) (1~3F) =2本×353mm ² × min(0.7×300N/mm ² , 0.4×(30N/mm ² ×25.5kN/mm ²) ^{0.5}) (4~6F)
底面の寸切りボルトの曲げ耐力時せん断力	hht Q_u	kN	291	140	=0.9×105.5mm×2本×567mm ² ×300N/mm ² (設計時) / (0.5×220mm) (1~3F) =0.9×73.5mm×2本×353mm ² ×300N/mm ² (設計時) / (0.5×200mm) (4~6F)
滑り止めの支圧板 (フランジ) における 崩壊線理論による曲げ耐力時せん断力	hht Q_{u2}	kN	573	530	=(4×198mm/118mm+2+4×(198mm-0.5×118mm)/118mm+2) ×(1/4×235N/mm ² × (12mm) ²) /(198mm/2-1/12×118mm)/118mm×220mm×210mm (1~3F) =(4×178mm/98mm+2+4×(178mm-0.5×98mm)/98mm+2) ×(1/4×235N/mm ² × (12mm) ²) /(178mm/2-1/12×98mm)/98mm×200mm×150mm (4~6F)
滑り止め底板における 崩壊線理論による曲げ耐力時せん断力	hhp Q_{u2}	kN	249	188	=0.9×105.5mm×(1/4×235N/mm ² × (22mm) ²) × MIN(4π, 4×(200mm-12mm)/118mm+6×118mm/(200mm-12mm)) /(0.5×220mm) (1~3F) =0.9×73.5mm×(1/4×235N/mm ² × (22mm) ²) × MIN(4π, 4×(160mm-12mm)/98mm+6×98mm/160mm-12mm)) /(0.5×200mm) (4~6F)
滑り止めの水平せん断耐力	hh Q_u	kN	236	140	
設計用せん断力 (最大せん断力×1.25倍)		kN	169	109	
余裕度			1.40	1.29	

B.構造分野

[参考文献]

- [3.1.1] 国土技術政策総合研究所：災害拠点建築物の設計ガイドライン（案）、
<http://www.nilim.go.jp/lab/hbg/saigai/saigaikyotenn.htm>、2017.3
- [3.1.2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999
- [3.1.3] Saatcioglu、 M、 and Razvi、 S. R、 “Strength and Ductility of Confined Concrete、” Journal of Structural Engineering、 ASCE、 V. 118、 No. 6、 pp. 1590-1607、 1992
- [3.1.4] 建築行政情報センター、日本建築防災協会：2020 年度版建築物の構造関係技術基準解説書、2021.7
- [3.1.5] 今阪剛、中村聡宏、勅使川原正臣：鉄筋コンクリート造二次壁付き架構の耐力と復元力特性の評価、コンクリート工学年次論文集、Vol.36、No.2、pp.289-294、2014
- [3.1.6] 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説、2017.7
- [3.1.7] 日本住宅・木材技術センター：2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル、2016.10
- [3.1.8] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・解説、2015.12
- [3.1.9] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説、2021
- [3.1.10] 宮武敦ほか：スギを用いて製造したクロスラミネイティド・ティンバー（CLT）の強度性能 その1 試験の概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.115-116、2013.8
- [3.1.11] 井道裕史ほか：スギを用いて製造したクロスラミネイティド・ティンバー（CLT）の強度性能 その6 縦圧縮およびめり込みに対する性能、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.125-126、2013.8
- [3.1.12] 荒木康弘ほか：スギを用いて製造したクロスラミネイティド・ティンバー（CLT）の強度性能 その8（実大）面内せん断性能、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.129-130、2013.8
- [3.1.13] 渡部博ほか：スギを用いて製造したクロスラミネイティド・ティンバー（CLT）の強度性能 その9（小型）面内せん断性能、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.131-132、2013.8
- [3.1.14] 中島昌一ほか：CLT の面内せん断性能に層構成とラミナ等級が与える影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.25-26、2015.9
- [3.1.15] 槌本敬大ほか：CLT の面内せん断強度・弾性係数の試験法に関する考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.111-112、2017.8
- [3.1.16] 日本建築センター：2009 年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例、2009
- [3.1.17] 日本建築防災協会：土砂災害特別警戒区域内の建築物に係る構造設計・計算マニュアル、2019
- [3.1.18] 井上一朗：建築鋼構造の理論と設計、京都大学学術出版会、2003
- [3.1.19] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2018）、2018.12

3.2 S+CLT架構

3.2.1 構造設計

構造解析モデル

① はじめに

本資料で扱う CLT 耐震壁の構造システムは、鉄骨造による柱梁のフレームに対して、CLT の上下端の四隅に軸接合部、上下端に中央にせん断接合部を設けて接続し、水平力に対してのみ抵抗させることを企図したものである。鉄骨造による柱梁のフレームは、柱梁接合部を剛接合とするラーメンフレームの場合と、ピン接合するピンフレームの場合のいずれに対する適用も想定している。CLT 耐震壁の破壊モードは、CLT の軸接合部およびせん断接合部を弾性相当に留めて鉄骨梁を塑性化させるモードと、CLT の軸接合部の塑性化を許容するモードを想定している。

本資料で次に示す構造解析モデルの設定方法は、後述する実大実験との比較によって実態の荷重変形挙動を概ね推定できることが確認されたものである。但し、ここで示す方法はあくまでも一例であり、類似の構造システムであったとしても多種多様なモデル化の設定方法が存在するはずなので、構造システムの抵抗メカニズムに応じて適切に荷重変形挙動を再現するものであれば、その他の方法でも構わない。

② 構造解析モデルの設定方法

ここでは、CLT 耐震壁まわりの構造解析モデルの設定方法についてのみ示す。その他の部位のモデル化は他の図書を参照されたい。図 3.2.1 に構造解析モデルの概念図を示す。

- 鉄骨の柱梁部材は、一般的な梁要素として線材置換してモデル化する。鉄骨の柱梁接合部は、塑性ヒンジの位置や変形が実状を模擬する、あるいは、安全側に評価できるような適切なモデル化を行う。
- CLT は、その材心位置において、一般的な梁要素として線材置換してモデル化する。梁要素の上下端は CLT のせん断接合部の剛心位置とし、梁要素と直交する剛梁を設ける。
- CLT の軸接合部およびせん断接合部はそれぞれの剛心位置においてバネ要素を設けて、CLT の上下端の剛梁と接続し、鉄骨梁の梁要素までは接続部位の変形を適切に考慮して接続する。CLT の木口面の支圧によって圧縮抵抗させる場合には、支圧特性を持つバネ要素を連続的に設ける。

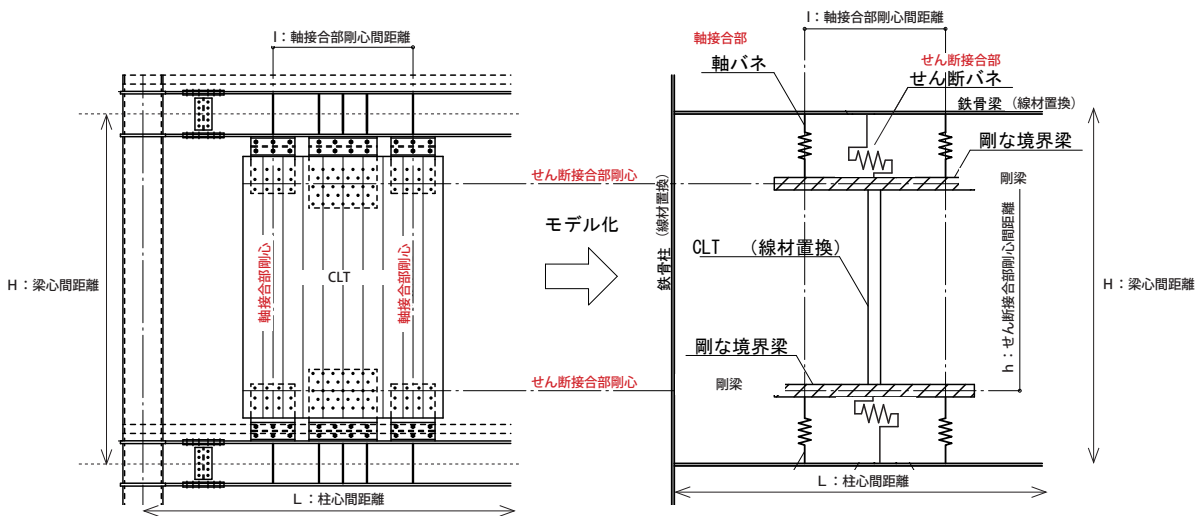


図 3.2.1 構造解析モデルの概念図

③ 実験値との比較による構造解析モデルの妥当性検証

設定方法を前述した構造解析モデルの妥当性を検証するため、ロの字の鉄骨フレームに CLT 耐震壁を組み込んだ部分架構に対して行った水平加力実験を取り上げて、構造解析モデルによる解析値と実験値との比較を行った。比較に用いた水平加力実験の方法や結果の詳細は「実験資料」に示す。なお、これらの成果は文献 1 と文献 2 において公表されている。

先述した通り、本資料内で扱う CLT 耐震壁の破壊モードは 2 種類あり、CLT の軸接合部およびせん断接合部を弾性相当に留めて鉄骨梁を塑性化させるモードと、CLT の軸接合部の塑性化を許容するモードである。後者のモードは鉄骨梁が塑性化する場合も含まれるが、解析値との比較に用いる水平加力実験では、図 3.2.2 に示すように [a] 鉄骨梁降伏 (S 降伏) と [b] CLT 軸接合部降伏 (S-CLT の接合部降伏) に塑性化部位が限定される場合の挙動を再現している。以下では、[b] の場合を部分架構実験①¹⁾、[a] の場合を部分架構実験②²⁾ と称す。

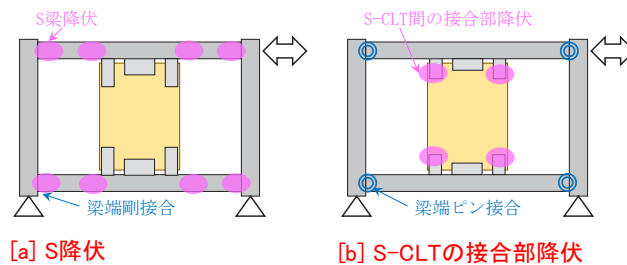


図 3.2.2 比較に用いる水平耐力実験における試験体と再現した 2 種類の破壊モード

まず、解析値と実験値の比較に先立ち、試験の位置づけや試験体の概要について説明しておく。

部分架構実験①¹⁾については、主として軸接合部の仕様が異なる計 3 種類の試験体に関する比較を示している。軸接合部を鋼板挿入ドリフトピン接合部とし鋼板挿入ドリフトピン接合部において降伏する仕様、軸接合部を引きボルト接合部とし引きボルト接合部において降伏する仕様、軸接合部の鋼板挿入ドリフトピン接合部とし鉄骨フレームとの接続部の鋼材において降伏する仕様、の 3 種類である。1 つ目と 2 つ目の鋼板挿入ドリフトピン接合や引きボルト接合は、CLT の軸接合部において標準的な接合法であり、構造性能に関する知見も蓄積されているものであるが^{例えば 3), 4)}、その荷重変形特性は他の木質構造の接合部と同様にスリップ形の復元力特性を持つことが知られており、エネルギー吸収性能は鉄骨梁降伏の場合よりも小さくなるものである。一方で、3 つ目の仕様は、鉄骨梁との接続部の鋼材を先行降伏させて履歴特性を紡錘形の復元力特性とすることで、従来のように鋼板挿入ドリフトピン接合や引きボルト接合で降伏する場合よりもエネルギー吸収性能を向上させることを企図したものである。

部分架構実験②²⁾については、鉄骨フレームが曲げ降伏する仕様と鉄骨フレームがせん断降伏する仕様の計 2 種類の試験体に関する比較を示している。CLT 耐震壁が片方の柱に寄って配置されたり、CLT が幅広になったりした場合に、鉄骨梁が短スパンとなってせん断降伏することが想定されるが、その場合に曲げ降伏する場合と比較して、塑性変形領域における履歴曲線の違いを把握することを目的のひとつとしている。CLT の軸接合部およびせん断接合部には、木質構造において汎用的な接合法である鋼板挿入ドリフトピン接合を用いており、軸接合部は応力方向によらず引張側・圧縮側ともに鋼板挿入ドリフトピン接合で抵抗させる仕様としており、比較的単純な抵抗メカニズムとなるようにしたものである。

B. 構造分野

a. 試験体の仕様

1) 部分架構実験①¹⁾

- 図 3.2.3 に試験体の概形、図 3.2.4 にせん断接合部の仕様、表 3.2.1 に試験体一覧、図 3.2.5 に軸接合部の仕様を示す。梁端は所謂ピン接合である。
- 軸接合部の仕様が異なる下記の -1 ~ -3 の 3 種類の試験体が検討対象である。
 - 1. 呼称：DP …ドリフトピン接合部で降伏する仕様
 - 2. 呼称：16R …ドリフトピン接合部と鉄骨フレームの接続部の鋼材で降伏する仕様
 - 3. 呼称：引きボルト …引きボルト接合部で降伏する仕様

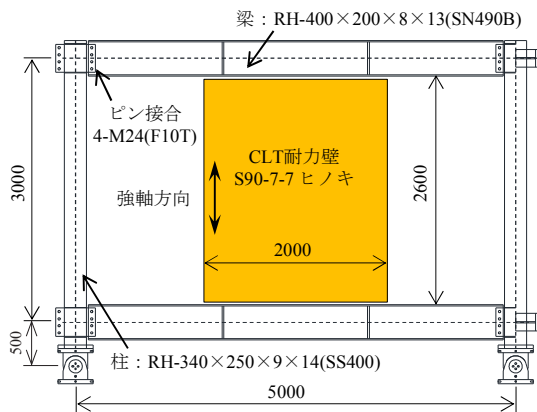


図 3.2.3 試験体の概形

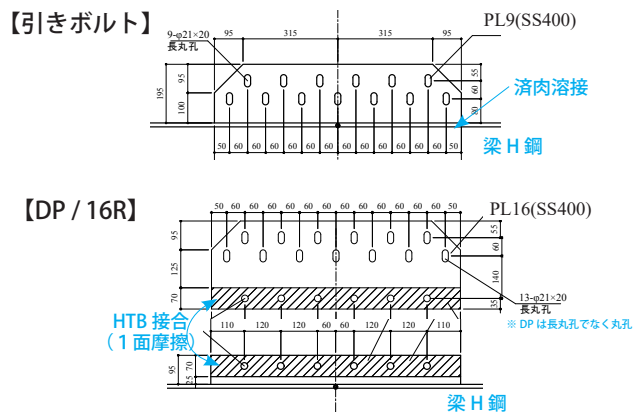


図 3.2.4 せん断接合部の仕様

表 3.2.1 試験体一覧

	梁	柱	水平抵抗部材	水平抵抗部材と鉄骨の接合
16R	H-400×200×8×13 (SN490B)	H-340×250×9×14 (SS400)	CLT (S90-7-7 : A種構成) 幅2000mm	ドリフトピンφ20(SS400)
DP				ドリフトピンφ20(SS400)
引きボルト				引きボルトM30(ABR400)

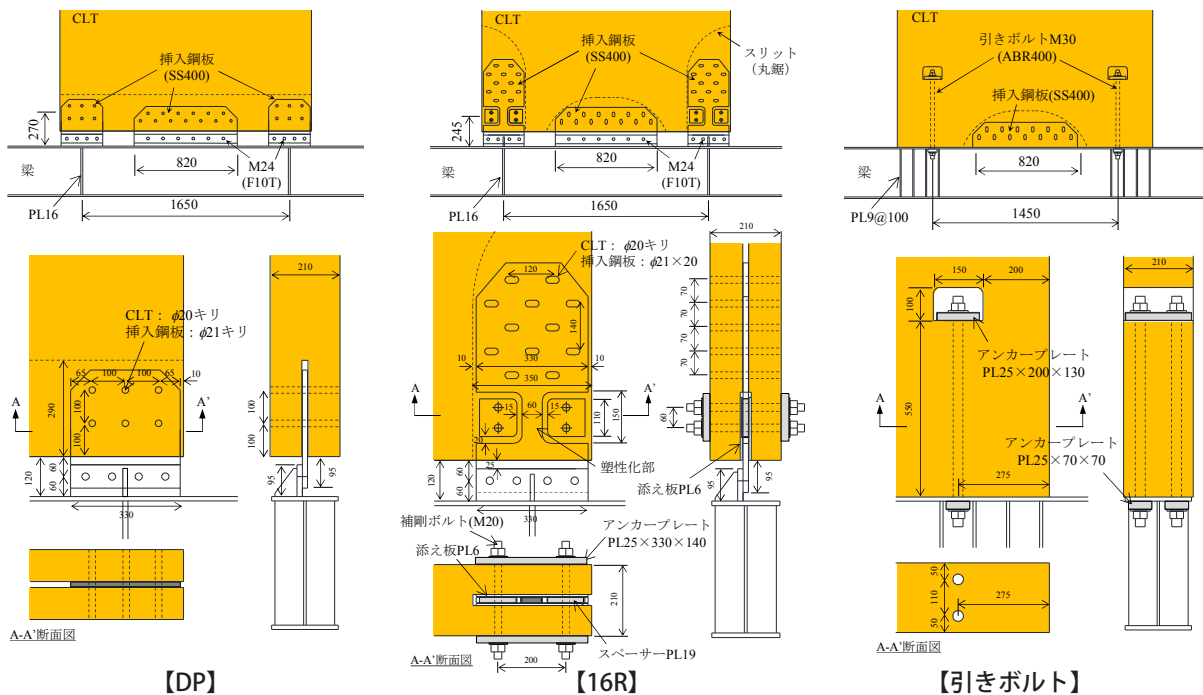


図 3.2.5 軸接合部の仕様

B. 構造分野

2) 部分架構実験②²⁾

- 図 3.2.6 に試験体の概形、表 3.2.2 に試験体一覧、図 3.2.7 に軸接合部の仕様、図 3.2.8 に共通のせん断接合部の仕様を示す。梁端は剛接合である。
- 接合部の仕様が異なる下記の -1 ~ -3 の 3 種類の試験体が検討対象である。
 - 1. 呼称：曲げ…鉄骨フレームが曲げ降伏する仕様
 - 2. 呼称：せん断…鉄骨フレームがせん断降伏する仕様

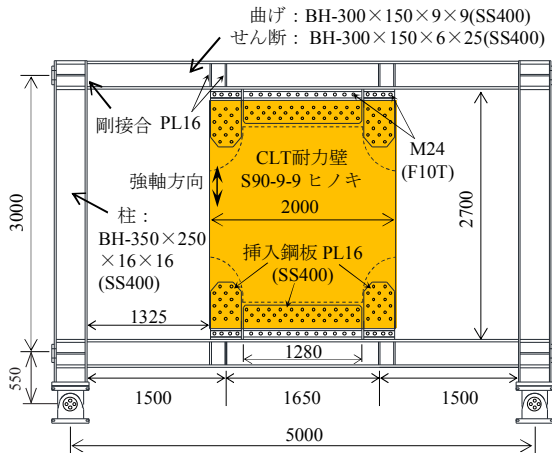


図 3.2.6 試験体の概形

表 3.2.2 試験体一覧

	梁	柱	耐力壁	耐力壁と鉄骨梁の接合
曲げ	H-300×150×9×9 (SS400)	H-350×250×16×16 (SS400)	CLT (S90-9-9: A種構成)	ドリフトピンφ20(SS400) 高力ボルト摩擦接合
せん断	H-300×150×6×25 (SS400)	H-350×250×16×16 (SS400)	CLT (S90-9-9: A種構成) 厚さ270mm、幅2000mm	高力ボルト摩擦接合 M24(F10T)

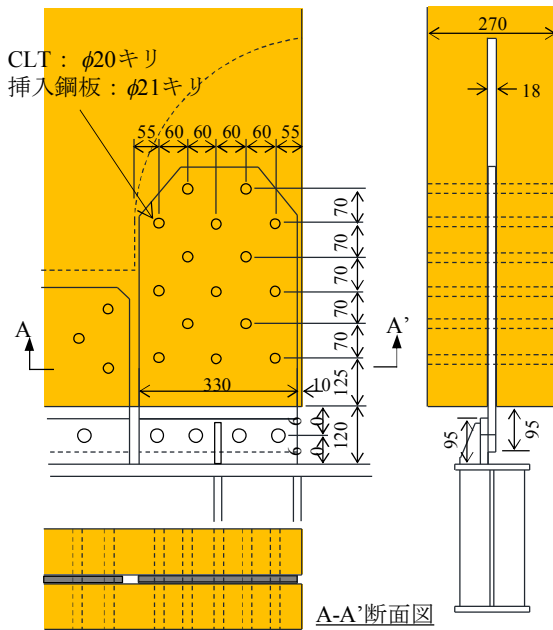


図 3.2.7 軸接合部の仕様

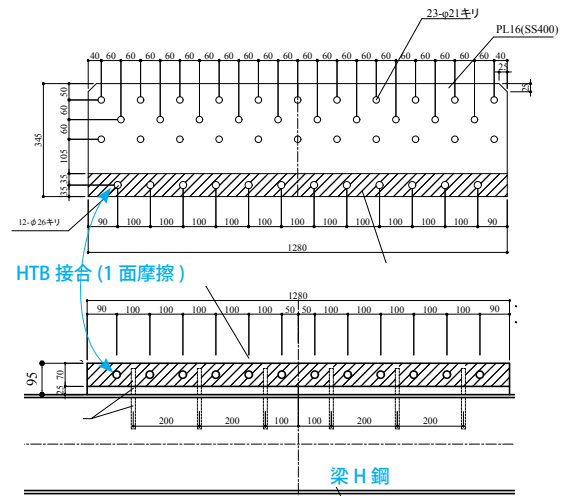


図 3.2.8 せん断接合部の挿入鋼板まわりの仕様

B. 構造分野

b. 各要素の特性値

1) 鋼材

- 表 3.2.3 と表 3.2.4 に素材試験の結果を示す。これらを用いて鉄骨フレームの荷重変形特性のモデル化を行った。

表 3.2.3 鋼材の素材試験結果（部分架構実験①）

鋼種	板厚、径	実測板厚、径 (mm)	降伏耐力 (N/mm ²)	引張耐力 (N/mm ²)	破断伸び (%)
SS400	9	8.9	314	460	29
	16	15.7	282	450	29
	φ20	19.9	310	450	31
ABR400	M30	27.5	292	424	35
SN490B	H400フランジ	13.3	405	527	26
	H400ウェブ	7.9	477	565	22
SS400	H340フランジ	14.1	295	449	31
	H340ウェブ	8.7	334	462	29

表 3.2.4 鋼材の素材試験結果（部分架構実験②）

鋼種	板厚、径	実測板厚、径 (mm)	降伏耐力 (N/mm ²)	引張耐力 (N/mm ²)	破断伸び (%)
SS400	6	6.0	358	472	28
	9	9.0	279	430	29
	16	16.0	276	422	32
	25	24.5	263	430	33
	φ20	19.9	315	463	31

2) CLT母材

- 表 3.2.5 に CLT を置換した線材に入力する特性値を示す。弾性部材としてモデル化した。
- ヤング係数は、試験体から切り出したラミナに対する曲げ実験の結果から得た曲げヤング係数を用いて、2016年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル³⁾ に示される方法により算出した値である。
- せん断弾性係数は、架構実験の結果から求めた値である。

表 3.2.5 CLT を置換した線材に入力する特性値

	ヤング係数 [kN/mm ²]	せん断弾性係数 [kN/mm ²]
部分架構実験①	S90-7-7 7.4	0.84
部分架構実験②	S90-9-9 6.1	0.81

3) CLT 接合部

- ドリフトピン接合部の 1 本あたりの特性値を表 3.2.6 に、荷重変形関係の骨格曲線を図 3.2.9 に示す。これを基準にして強度を本数倍して接合部をモデル化した。鋼板先孔のクリアランスによるすべり 0.5mm 分を分離して設定して比較した。
- 引きボルト接合部の特性値を表 3.2.7 に、荷重変形関係の骨格曲線を図 3.2.10 に示す。圧縮側は CLT 木口面を 10 分割して、各分割要素の中央に負担長さ 200mm の圧縮バネを連続的に配置してモデル化する。このモデル化は文献 5 が参考とした。
- ドリフトピン接合部の特性値の算出に用いたドリフトピンの降伏強さ（表中、”降伏耐力”）は表 3.2.3 と表 3.2.4 に示す素材試験から得た値を用いた。ヤング係数は公称値である 205kN/mm² を用いた。
- ドリフトピン接合部の特性値の算出に用いた CLT ラミナの支圧剛性および支圧強度は、表 3.2.8 に示す要素実験より得た繊維平行方向の値を基準にして算出した。
- ドリフトピン接合部の荷重変形特性の骨格曲線は 2 次元 FEM 解析より得た荷重変形関係をマルチリニア置換して求めた。荷重変形関係の算出方法は、文献 6 と基本的には同様であるため、詳細はここでは割愛する。

B. 構造分野

表 3.2.6 1本あたりのドリフトピン接合部の荷重変形関係の特性値

CLT	ドリフトピン径 [mm]	挿入鋼板 [mm]	部位	特性値				
				1	2	3	4	
部分架構実験① S90-7-7	20	16	軸接合部	p_i [kN]	50.75	62.91	73.31	77.73
				δ_i [mm]	1.17	3.75	17.53	30.50
	20	16	せん断接合部	p_i [kN]	33.44	52.42	71.23	77.24
				δ_i [mm]	1.05	3.25	18.44	30.50
部分架構実験② S90-9-9	20	16	軸接合部	p_i [kN]	37.70	66.84	74.48	87.10
				δ_i [mm]	1.20	2.94	12.97	30.50
	20	16	せん断接合部	p_i [kN]	58.90	80.57	83.92	85.49
				δ_i [mm]	1.33	3.45	20.44	30.50

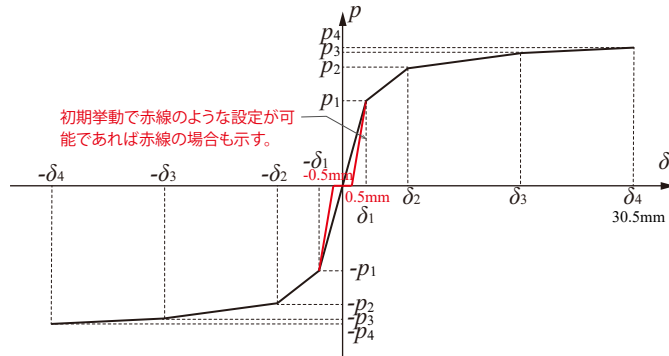


図 3.2.9 1本あたりのドリフトピン接合部の荷重変形関係の骨格曲線

表 3.2.7 引きボルト接合部の荷重変形関係の特性値

荷重方向	抵抗要素	k [kN/mm]	k_{bt} [kN/mm]	k_{ew} [kN/mm]	p_1 [kN]	p_2 [kN]
引張側	ボルト	239	387	624	328	347
圧縮側	支圧	960	-	-	984	984

* k_{bt} : ボルト伸び分の剛性, k_{ew} : アンカープレートのCLT定着部の支圧変形分の剛性

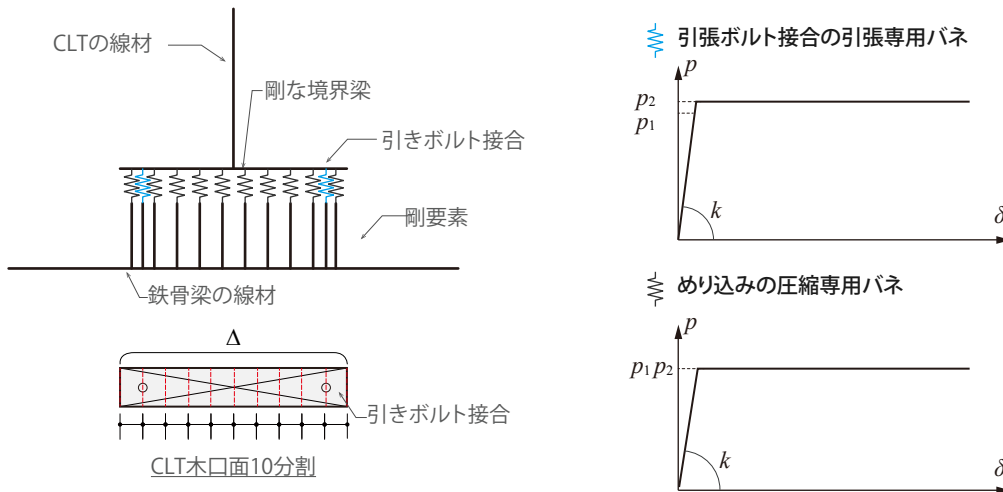


図 3.2.10 引きボルト接合部の骨格曲線

表 3.2.8 ドリフトピン接合部の特性値の算出に用いた CLT ラミナの繊維方向ヤング係数と支圧強度

	CLT	ラミナの繊維方向ヤング係数	ラミナの繊維方向支圧強度
		[kN/mm ²]	[N/mm ²]
部分架構実験①	S90-7-7	13.0	42.0
部分架構実験②	S90-9-9	11.0	51.0

B. 構造分野

c. 比較する実験値

- 比較する実験値を得た実験方法と荷重・変位の定義と载荷スケジュールを図 3.2.11 と図 3.2.12 に示す。加力方法が、部分架構実験①と部分架構実験②で多少異なることに注意されたい。
- 図 3.2.13 と図 3.2.14 に比較する実験値を示す。

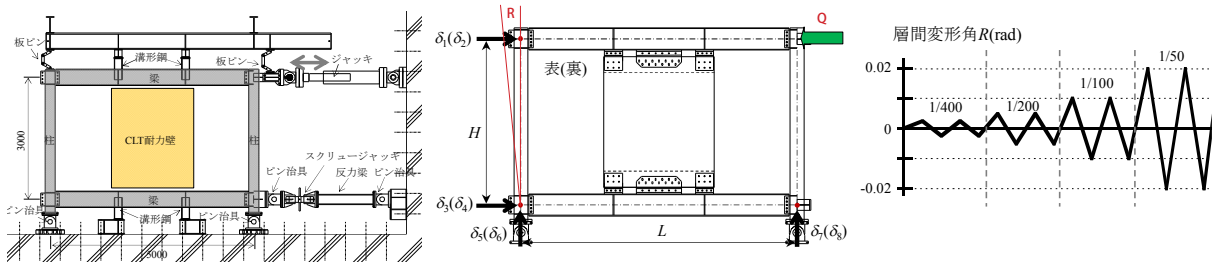


図 3.2.11 実験方法と荷重・変位の定義と载荷スケジュール（部分架構実験①）

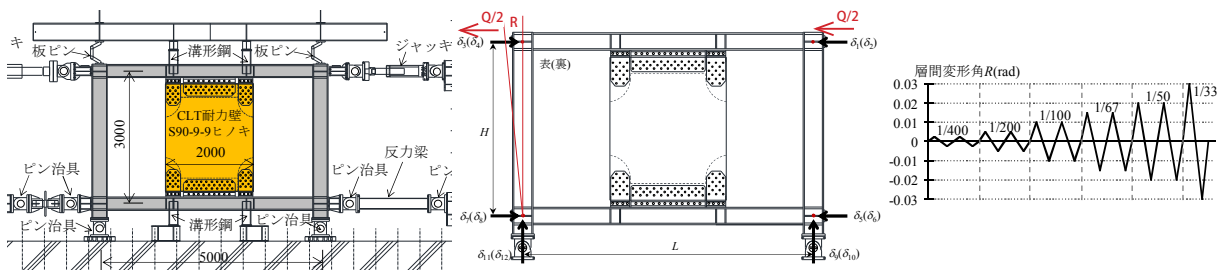


図 3.2.12 実験方法と荷重・変位の定義と载荷スケジュール（部分架構実験②）

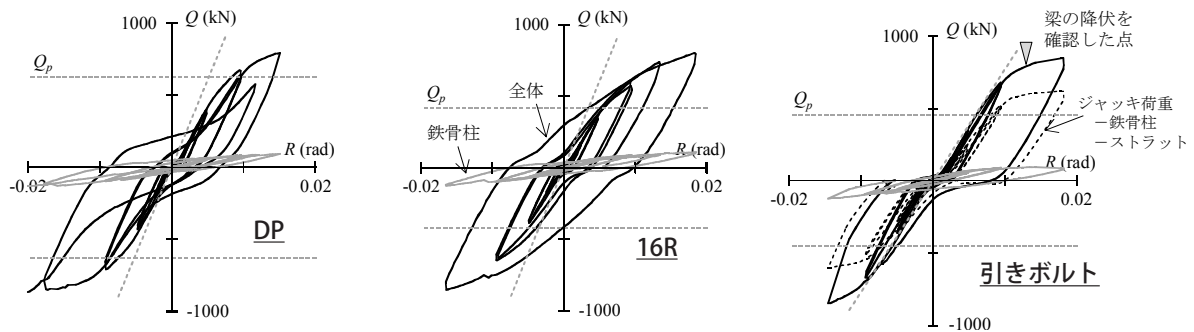


図 3.2.13 荷重変位関係（部分架構実験①）

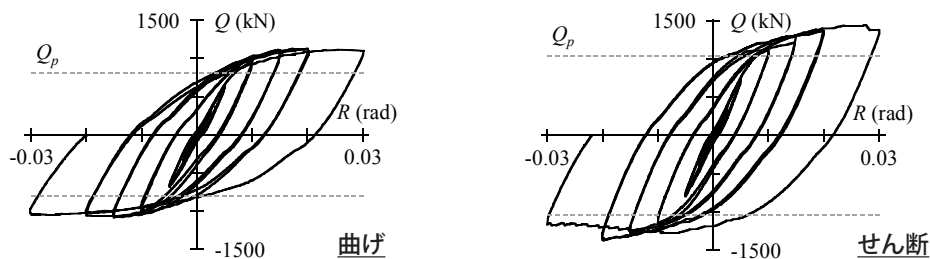


図 3.2.14 荷重変位関係（部分架構実験②）

[参考文献]

- 1) 三木徳人他：履歴特性の改善を目指した接合部を有する CLT- 鉄骨混構造架構の繰り返し載荷実験、日本建築学会技術報告集、第 65 号、pp.213-218、2021.2
- 2) 三木徳人他：鉄骨梁降伏型の CLT-S 混構造架構の繰り返し載荷実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.139-140、2021.9
- 3) 清水 庸介他：CLT パネル工法における鋼板挿入ドリフトピン接合の集合型破壊についての検討 その 1 ドリフトピンのピッチと端距離等の影響を確認するための試験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.197-198、2020.9
- 4) CLT 設計施工マニュアル編集委員会：2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル、公益財団法人日本住宅・木材技術センター、2016. 10
- 5) 安曇良治他：CLT パネル工法の構造設計法拡充・合理化に関する検討 その 2 MS 要素を用いた構造モデル簡略化、構造Ⅲ、2019.9
- 6) グナワンインドラ他：鋼板挿入ドリフトピン接合部のせん断性能に関する検討 その 1 ドリフトピン長さ と 偏りに着目した弾塑性床 上 の 梁モデルによる性能比較、構造Ⅲ、2019.9

d. 適合性の検証

1) はじめに

ここでは、鉄骨フレームと CLT 耐震壁を組み合わせた部分架構を対象として、水平加力実験における実態の荷重変形挙動に対する適合性の高い解析モデルの検討を行い、作成したモデル及び解析結果について示す。

なお、モデル作成・解析には、SNAP ver.8.0.0.6【任意系立体フレーム弾塑性解析ソフト】を用いた。

B.構造分野

2) 実験 1-1 (試験体呼称 : DP)

ア) モデル図

図3.2.15にモデル図を示す。梁・柱間は半剛接合とし、剛域は設定していない。半剛接合の回転剛性は『履歴特性の改善を目指した接合部を有するCLT-鉄骨混構造架構の繰返し載荷実験(日本建築学会技術報告集)』の実験結果のモーメント図と解析結果を比較し、回転剛性を調整していき7000kNm/radと設定した。

CLTの壁と鉄骨梁の接合であるドリフトピン接合部分は、ドリフトピン自体の挙動を表現したスプリング1・2と、鋼板先孔のクリアランスによる初期すべりを考慮するため、すべりを表現したスプリング3・4を直列に配置している。

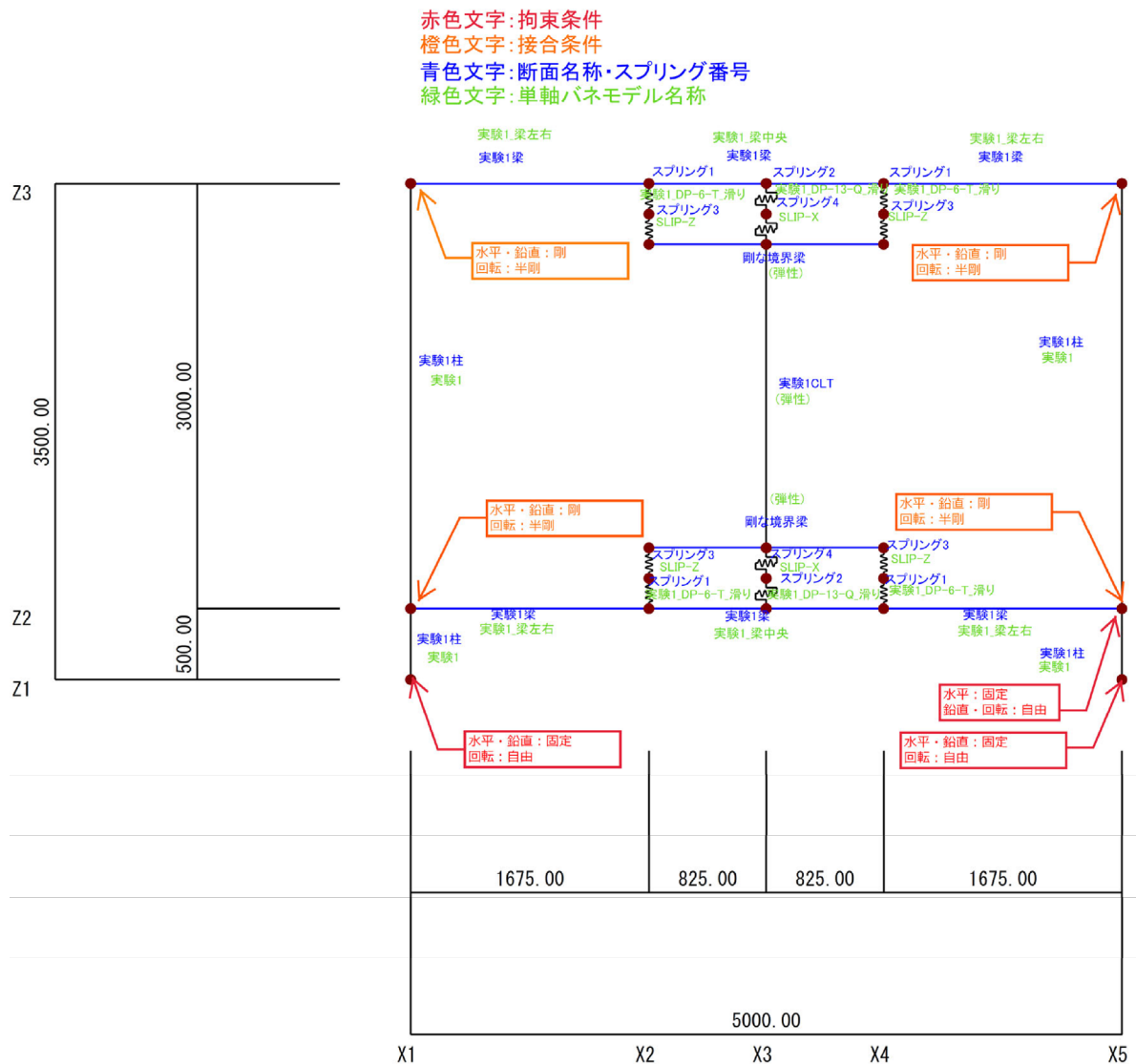


図3.2.15 モデル図



B.構造分野

イ) 部材断面及びスプリング


表 3.2.9 に部材断面及びスプリングのリストを示す。鋼材のヤング係数は 205kN/mm^2 、せん断弾性係数は 79kN/mm^2 とし、公称値を採用した。CLT のヤング係数は 7.4kN/mm^2 、せん断弾性係数は 0.84kN/mm^2 とし、表 3.2.5 記載の値とした。またスプリングについて、スプリング 1・2 は表 3.2.6 のドリフトピン 1 本の剛性にそれぞれ 6 本・13 本を乗じて算出した。スプリング 3・4 は、滑り部分で直列にバネを足し合わせた時に、滑りの部分の変形が卓越するように、任意のなるべく大きな値を入れている。

表 3.2.9 部材断面及びスプリング

はり


名称	実験1梁	剛な境界梁
形状	H形強軸	箱形
端部	全断面	全断面
断面		
寸法 (mm)	400x200x8.0x13.0 (13.00)	200x200x50.0x50.0
材質	SN490	SN490

柱

名称	実験1柱
形状	H形弱軸
端部	両端
断面	
寸法 (mm)	340x250x9.0x14.0
鉄骨	SS400

木部材断面リスト

柱

名称	実験1CLT
端部	両端
断面	
Dz × Dy (mm)	2000x210
強軸方向	z方向
強軸方向の向き	左向き
材質	木
使用環境	Ⅲ (通常)

スプリングリスト

番号	剛性 (kN/mm, kN. m/rad)			座標系	
	TX	TZ	RY	種別	局部座標
1	0.00	454.48	0.00	基準座標系	—
2	790.40	0.00	0.00	基準座標系	—
3	0.00	20000.00	0.00	基準座標系	—
4	20000.00	0.00	0.00	基準座標系	—

ウ) 弾塑性モデルの設定

表3.2.10に鉄骨の梁・柱（フレーム）の弾塑性モデルの設定、表3.2.11に単軸バネモデルの設定値について示す。また、図3.2.16に復元力特性の概要図を示す。

梁について、単軸バネモデルとし、復元力特性は曲げ・せん断ともに、RO3モデルとした。梁の降伏モーメントは、表3.2.3に示すフランジ(13mmSN490)の材料実験値に断面係数を乗じた値に座屈低減係数をかけている。座屈による低減については、SNAP Ver8テクニカルマニュアルp.6-112・113に示す。梁の降伏せん断力は、表3.2.3に示すウェブ(8mmSN490)の材料実験値を $\sqrt{3}$ で除した値に、ウェブの断面積を乗じて算出した。2次剛性比等その他のパラメータは、『5.3弾塑性モデルの設定』(p.28)に示す、実験2で設定した値と同様とした。

柱について、曲げはMSモデルとし、鉄骨の復元力特性はSS3とし、せん断は単軸バネモデルとし、復元力特性はBL2とした。

前述した通り、CLTの壁と鉄骨梁の接合であるドリフトピン接合部分は、ドリフトピン自体の挙動を表現したスプリングと、鋼板先孔のクリアランスによる初期すべりを考慮するため、すべりを表現したスプリングを直列に配置している。

表3.2.12にスプリングの単軸バネモデルの設定値について示す。また、図3.2.17に復元力特性の概要図を示す。

ドリフトピン部分は、復元力特性をWS4とし、滑り部分は、復元力特性をEM0とした。ドリフトピン部分の骨格曲線部分（剛性変化点の耐力及び剛性比等）は、表3.2.6のドリフトピン1本の値に試験体の本数を乗じて算出した。滑り部分（EM0）の滑りの値は表3.2.6に記載の0.5mmとした。2次剛性比等その他のスプリングのパラメータは、実験値を参照して設定した。

復元力特性モデルの詳細については、SNAP Ver8テクニカルマニュアルに記載している。

B.構造分野

表3.2.10 フレームの弾塑性モデルの設定

	名称	構造	曲げ			せん断			軸
			モデル	復元力	降伏応力度(N/m ²)	モデル	復元力	降伏応力度(N/m ²)	
梁	実験1_梁左右	S	単軸バネ	RO3	405※	単軸バネ	RO3	477/√3	-
	実験1_梁中央	S	単軸バネ	RO3	405※	単軸バネ	RO3	477/√3	-
柱	実験1	S	MSモデル	鉄骨/鉄筋 SS3	フランジ：295 ウェブ：334	単軸バネ	BL2	295/√3	弾性

※単軸バネモデルの降伏モーメントは、座屈を考慮し、この値に断面係数を乗じた値に座屈低減をしている

表3.2.11 フレームの単軸バネモデルの設定

(※表中“名称”は、図3.2.16モデル図中の緑色文字：単軸バネモデル名称と対応)

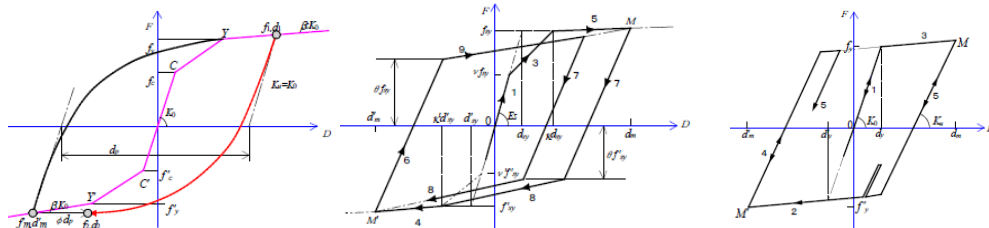
単軸バネモデルは

	名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)			
			F _c	F _y	α	β	F _{c'}	F _{y'}	α'	β'
My _i	実験1_梁左右	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	521.81	1.000	0.005	0.00	521.81	1.000	0.005
My _j		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	521.81	1.000	0.005	0.00	521.81	1.000	0.005
Qz _i		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	823.99	1.000	0.005	0.00	823.99	1.000	0.005
Qz _j		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	823.99	1.000	0.005	0.00	823.99	1.000	0.005
N		弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-
My _i	実験1_梁中央	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	513.63	1.000	0.005	0.00	513.63	1.000	0.005
My _j		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	513.63	1.000	0.005	0.00	513.63	1.000	0.005
Qz _i		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	823.99	1.000	0.005	0.00	823.99	1.000	0.005
Qz _j		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	823.99	1.000	0.005	0.00	823.99	1.000	0.005
N		弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-

	名称	モーメント係数								
		p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)	
My _i	実験1_梁左右	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-	-
My _j		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-	-
Qz _i		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-	-
Qz _j		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-	-
N		-	-	-	-	-	-	-	-	-
My _i	実験1_梁中央	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-	-
My _j		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-	-
Qz _i		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-	-
Qz _j		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-	-
N		-	-	-	-	-	-	-	-	-

単軸バネモデル-柱

	名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)				モーメント係数								
			F _c	F _y	α	β	F _{c'}	F _{y'}	α'	β'	p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)	
My _i	実験1	弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
My _j		弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Qz _i		剛性低減型A (BL2)	-	794.82	-	0.005	-	794.82	-	0.005	0.000	-	-	-	-	-	-	-	
Qz _j		剛性低減型A (BL2)	-	794.82	-	0.005	-	794.82	-	0.005	0.000	-	-	-	-	-	-	-	
N		弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	



単軸バネモデル：R03

MSモデル：SS3

単軸バネモデル：BL2

図3.2.16 復元力特性モデル

B.構造分野

表3.2.12 スプリングの単軸バネモデルの設定

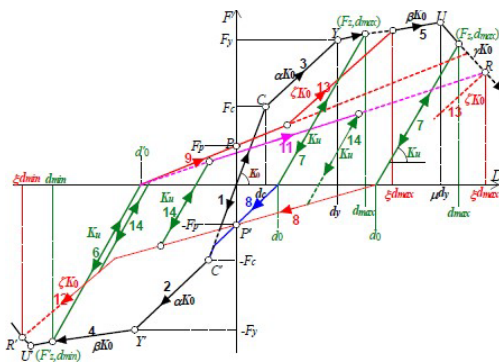
(※表中“名称”は、図3.2.17モデル図中の緑色文字：単軸バネモデル名称と対応)

単軸バネモデルスプリング

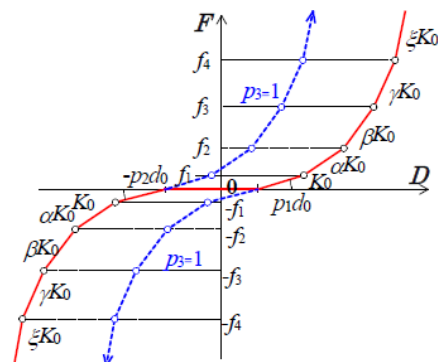
	名称	種別	正側 (kN, kN. m)				負側 (kN, kN. m)			
			Fc	Fy	α	β	Fc'	Fy'	α'	β'
TX		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ	実験1_DP-6-T_滑り	木造用強度低下折線モデル(WS4)	304.50	377.46	0.062	0.010	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験1_DP-13-Q_滑り	木造用強度低下折線モデル(WS4)	434.72	681.46	0.142	0.020	—	—	—	—
TZ		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	
TX	SLIP-X	マルチニア弾性型 (EMO)	1000.00	0.00	1.000	1.000	0.00	0.00	1.000	1.000
TZ		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—

	名称	種別	正側 (kN, kN. m)				負側 (kN, kN. m)			
			Fc	Fy	α	β	Fc'	Fy'	α'	β'
TX	SLIP-Z	弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		マルチニア弾性型 (EMO)	1000.00	0.00	1.000	1.000	0.00	0.00	1.000	1.000
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—

	名称	モデルパラメータ							
		p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)
TX	実験1_DP-6-T_滑り	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		4.675	0.004	0.200	1.100	1.000	0.000	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験1_DP-13-Q_滑り	5.674	0.008	0.250	1.000	1.000	0.142	—	—
TZ		—	—	—	—	—	—	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	SLIP-X	1.000	1.000	0.000	—	—	—	—	0.50
TZ		—	—	—	—	—	—	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	SLIP-Z	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		1.000	1.000	0.000	—	—	—	—	0.50
RY		—	—	—	—	—	—	—	—



単軸バネモデル：WS4



単軸バネモデル：EMO

図3.2.17 復元力特性モデル

エ) 解析結果 (荷重変形角関係)

図3.2.18及び図3.2.19にSNAPの計算値と実験値の荷重変形角関係を示す。また図3.2.20にループごとの計算値と実験値の荷重変形角関係を示す。

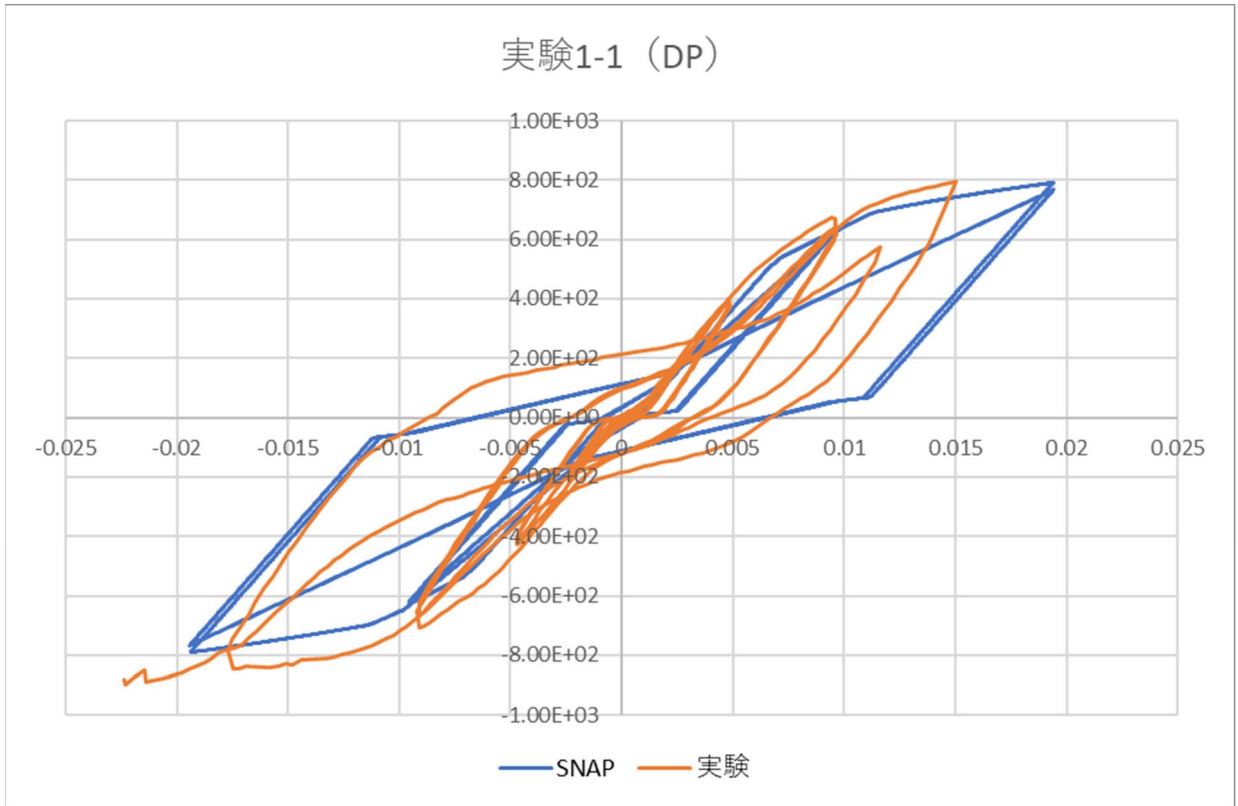


図3.2.18 荷重変形角関係

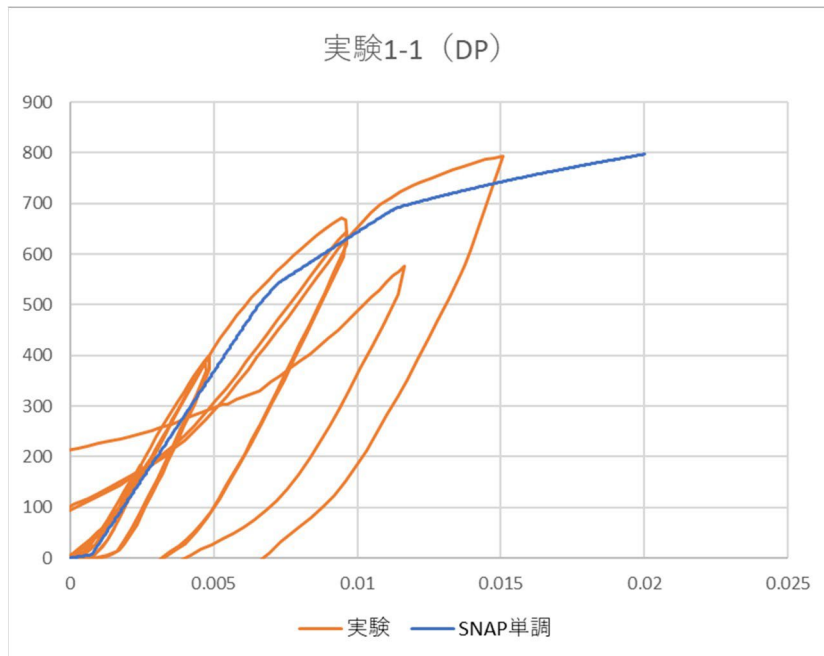


図3.2.19 荷重変形角関係 (第1象限)

B. 構造分野

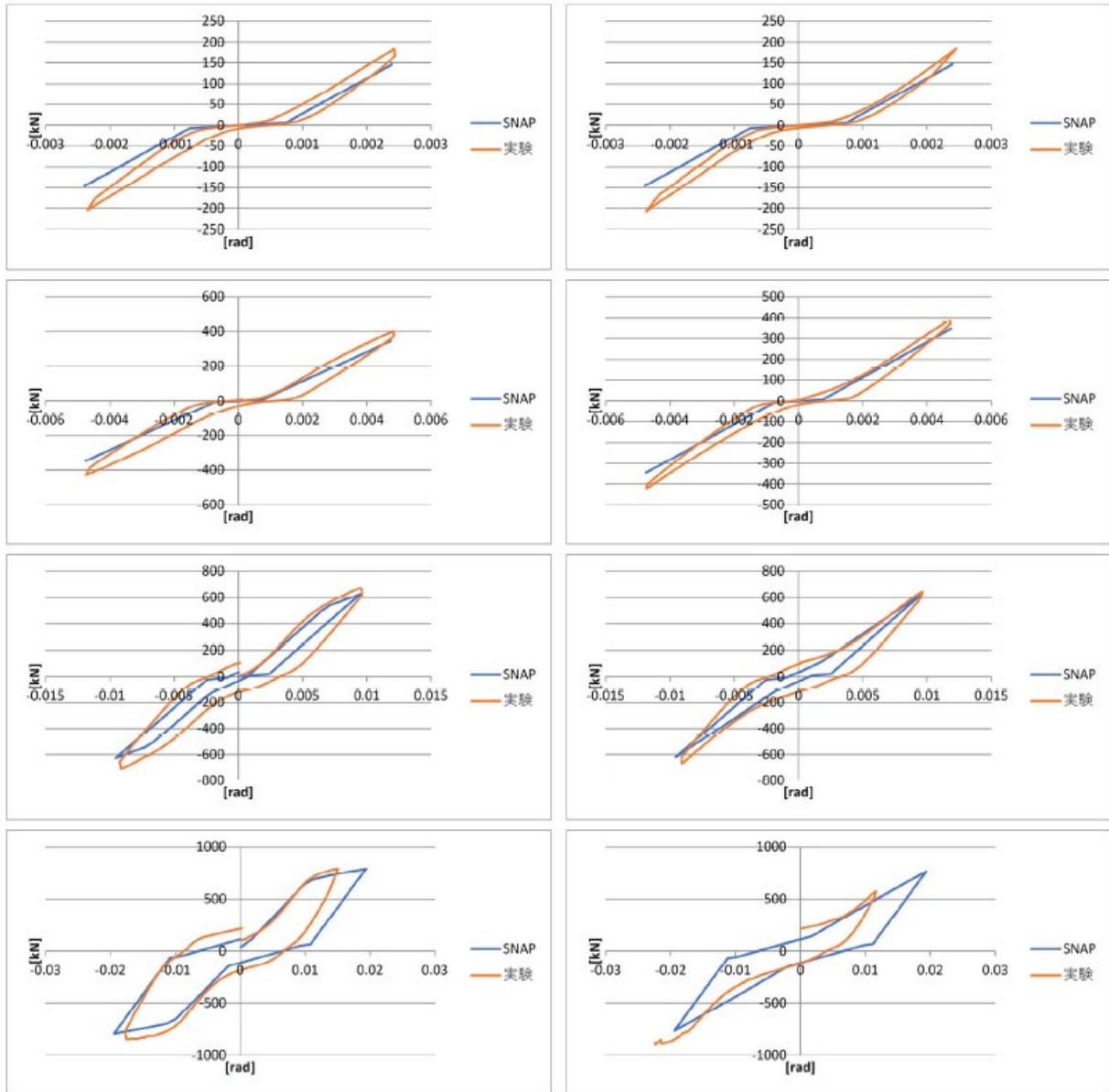


図3.2.20 ループごとの荷重変形角関係

B.構造分野

オ) 解析結果 (ヒンジ図・応力図)

図3.2.21にヒンジ図 (塑性率図) を、図3.2.22に応力図を示す。図は、静的増分解析の最終ループの最大変位時のものである。なお、鉄骨の場合は、ヒンジ図△のマークはせん断降伏、○は曲げ降伏、◇はスプリングの並進方向(TX・TY・TZ)の降伏を示している。なお、梁に黄色のマークがあるが、復元力特性の設定上 $F_c=0$ としているため、黄色の○・△のマークが発生しているが、ソフト上の表現であり、これらは、降伏していない。図3.2.22より、ドリフトピンの引張接合部で降伏している。

塑性率 [ヒンジ発生ステップ]

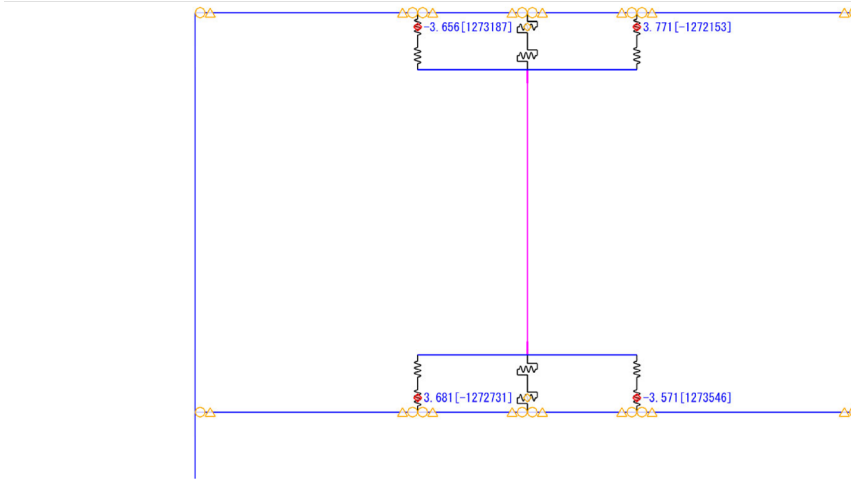


図3.2.21 ヒンジ図 (塑性率図)

モーメント : kN.m
せん断力 : kN
軸力 : kN
主応力度 : N/mm²

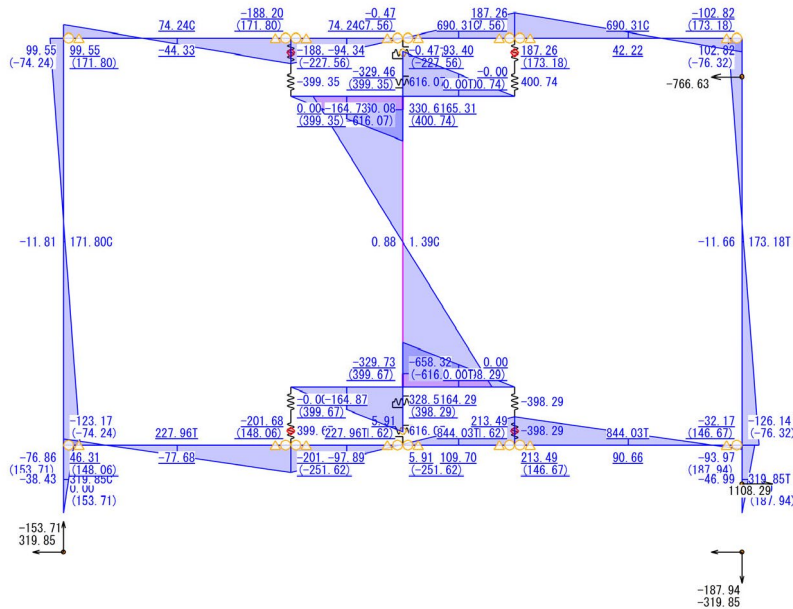


図3.2.22 応力図

B.構造分野

3) 実験 1-2 (試験体呼称 : 16R)

ア) モデル図

図3.2.23にモデル図を示す。鉄骨の柱・梁（フレーム）の接合条件・仕様等は実験1-1と同様とした。

CLTの壁と鉄骨梁の接合部分は、鉄骨フレームの接続部の鋼材の塑性化部を表現したスプリング1と、ドリフトピン自体の挙動を表現したスプリング2・3と、鋼板先孔のクリアランスによる初期すべりを考慮するため、すべりを表現したスプリング4・5を直列に配置している。

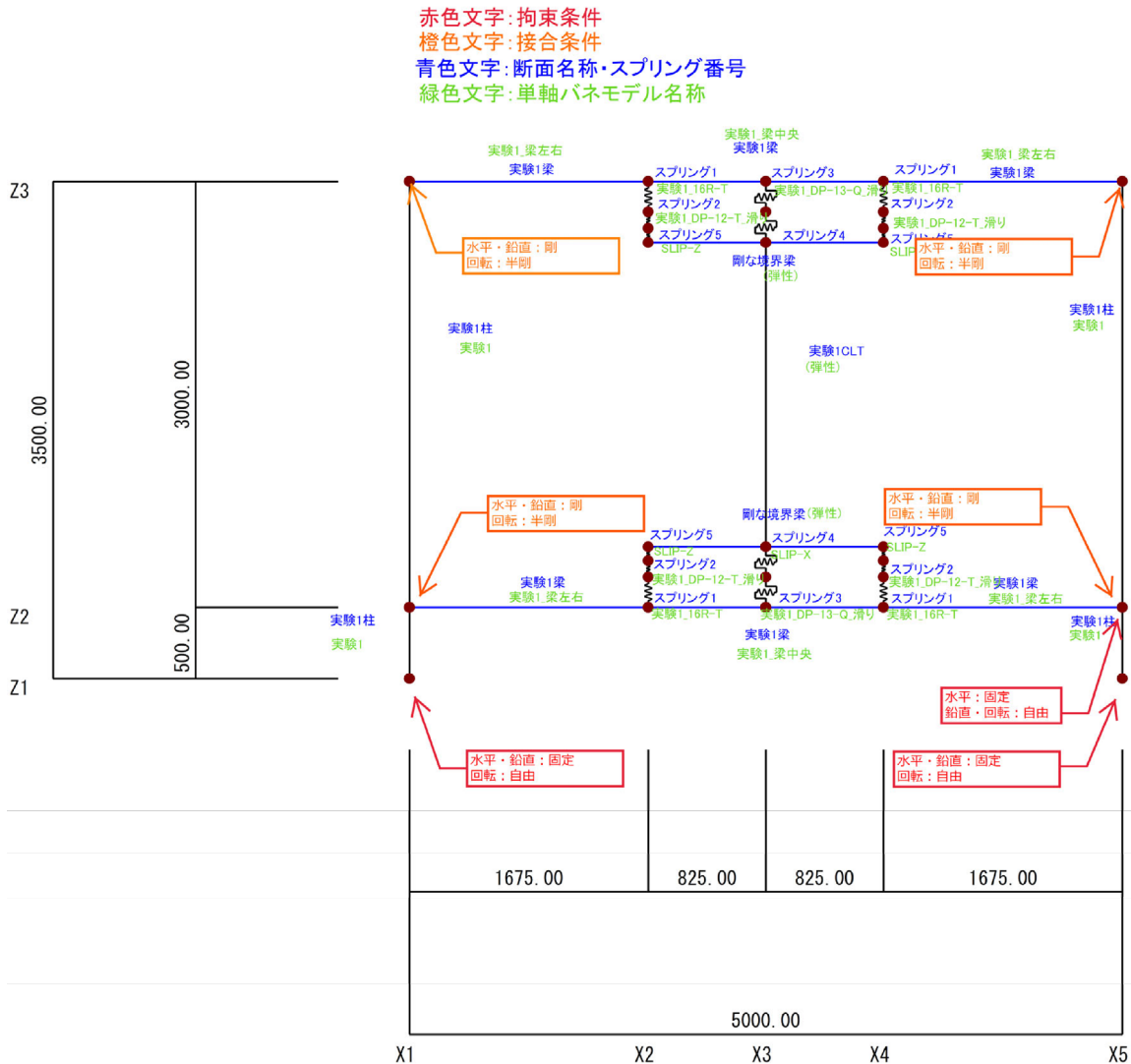


図3.2.23 モデル図



B.構造分野

イ) 部材断面及びスプリング


表3.2.13に部材断面リスト及びスプリングのリストを示す。鋼材、CLTのヤング係数及びせん断弾性係数は実験1-1と同様とした。また、スプリングについて、スプリング1の剛性は、塑性化部の断面積を 960mm^2 (厚み $16\text{mm}\times$ 幅 60mm)、長さ L を 110mm とし、 $k=AE/L=960*205/110=1789.09\text{kN/mm}$ とした。スプリング2・3は表3.2.6のドリフトピン11本の剛性にそれぞれ12本・13本を乗じて算出した。スプリング4・5は、滑り部分で直列にバネを足し合わせた時に、滑りの部分の変形が卓越するように、任意のなるべく大きな値を入れている。

表3.2.13 部材断面及びスプリング

はり

名称	実験1梁	剛な境界梁
形状	H形強軸	箱形
端部	全断面	全断面
断面		
寸法 (mm)	400x200x8.0x13.0 (13.00)	200x200x50.0x50.0
材質	SN490	SN490

柱

名称	実験1柱
形状	H形弱軸
端部	両端
断面	
寸法 (mm)	340x250x9.0x14.0
鉄骨	SS400

木部材断面リスト

柱

名称	実験1CLT
端部	両端
断面	
Dz × Dy (mm)	2000x210
強軸方向	z方向
強軸方向の向き	左向き
材質	木
使用環境	Ⅲ(通常)

スプリングリスト

番号	剛性 (kN/mm, kN.m/rad)			座標系	
	TX	TZ	RY	種別	局部座標
1	0.00	239.00	0.00	基準座標系	—
2	790.40	0.00	0.00	基準座標系	—
3	20000.00	0.00	0.00	基準座標系	—
4	0.00	960.00	0.00	基準座標系	—

ウ) 弾塑性モデルの設定

表3.2.14に鉄骨の梁・柱（フレーム）の弾塑性モデルの設定、表3.2.15に単軸バネモデルの設定値について示す。また、図3.2.24に復元力特性の概要図を示す。

梁・柱については、実験1-1と同様の設定とした。

表3.2.16にスプリングの単軸バネモデルの設定値について示す。また、図3.2.25に復元力特性の概要図を示す。

鋼材の塑性化部について、単軸バネモデルとし、復元力特性はBL2とした。スプリングの降伏耐力は、表3.2.3の鋼材の降伏耐力(282kN/mm²)に断面積960mm²を乗じて算出した。2次剛性等は、実験結果を参照して設定した。

ドリフトピン部分と、滑り部分の設定は、実験1-1と同様の設定とした。本数に関しては、それぞれ12本・13本としている。

復元力モデルの詳細については、SNAP Ver8テクニカルマニュアルに記載している。

B.構造分野

表3.2.14 フレームの弾塑性モデルの設定

	名称	構造	曲げ		降伏応力 (N/mm ²)	せん断		降伏応力 (N/mm ²)	軸
			モデル	復元力		モデル	復元力		
梁	実験1_梁左右	S	単軸バネ	R03	405※	単軸バネ	R03	477/√3	-
	実験1_梁中央	S	単軸バネ	R03	405※	単軸バネ	R03	477/√3	-
柱	実験1	S	MSモデル	鉄骨/鉄筋 SS3	フランジ：295 ウェブ：334	単軸バネ	BL2	295/√3	弾性

※単軸バネモデルの降伏モーメントは、座屈を考慮し、この値に断面係数を乗じた値に座屈低減をしている

表3.2.15 フレームの単軸バネモデルの設定

(※表中“名称”は、図3.1-1モデル図中の緑色文字：単軸バネモデル名称と対応)

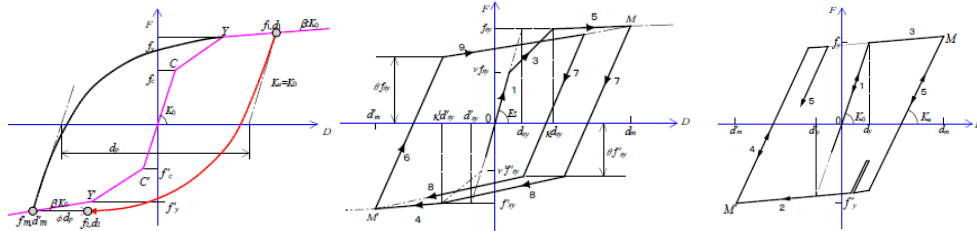
単軸バネモデルは

名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)			
		Fc	Fy	α	β	Fc'	Fy'	α'	β'
Myi	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	521.81	1.000	0.005	0.00	521.81	1.000	0.005
Myj	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	521.81	1.000	0.005	0.00	521.81	1.000	0.005
Qzi	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	823.99	1.000	0.005	0.00	823.99	1.000	0.005
Qzj	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	823.99	1.000	0.005	0.00	823.99	1.000	0.005
N	弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-
Myi	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	513.63	1.000	0.005	0.00	513.63	1.000	0.005
Myj	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	513.63	1.000	0.005	0.00	513.63	1.000	0.005
Qzi	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	823.99	1.000	0.005	0.00	823.99	1.000	0.005
Qzj	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	823.99	1.000	0.005	0.00	823.99	1.000	0.005
N	弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-

名称	モジュールパラメータ							
	p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)
Myi	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
Myj	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
Qzi	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
Qzj	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
N	-	-	-	-	-	-	-	-
Myi	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
Myj	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
Qzi	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
Qzj	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
N	-	-	-	-	-	-	-	-

単軸バネモデル-柱

名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)				モジュールパラメータ								
		Fc	Fy	α	β	Fc'	Fy'	α'	β'	p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)	
Myi	弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Myj	弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Qzi	剛性低減型A (BL2)	-	794.82	-	0.005	-	794.82	-	0.005	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-
Qzj	剛性低減型A (BL2)	-	794.82	-	0.005	-	794.82	-	0.005	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-
N	弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



単軸バネモデル：R03

MSモデル：SS3

単軸バネモデル：BL2

図3.2.24 復元力特性モデル

B.構造分野

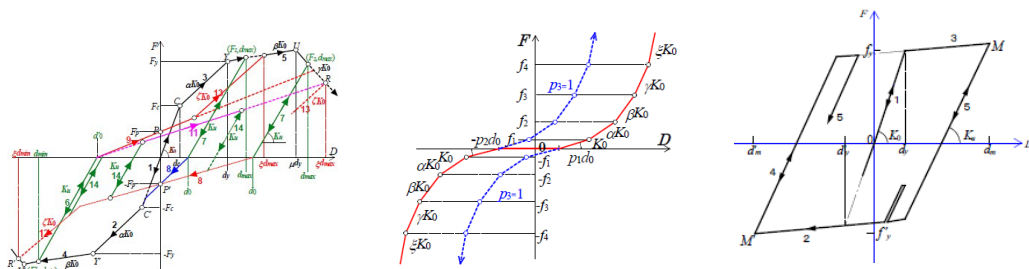
表3.2.16 スプリングの単軸バネモデルの設定

(※表中“名称”は、図3.2.25モデル図中の緑色文字:単軸バネモデル名称と対応)
 単軸バネモデル=スプリング

	名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)			
			Fc	Fy	α	β	Fc'	Fy'	α'	β'
TX	実験1_16R-T	弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		剛性低減型A (BL2)	—	270.72	—	0.010	—	270.72	—	0.010
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験1_DP-13-Q_滑り	木造用強度低下4折線モデル (WS4)	434.72	681.46	0.142	0.020	—	—	—	—
TZ		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験1_DP-12-T_滑り	弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		木造用強度低下4折線モデル (WS4)	609.00	754.92	0.062	0.010	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—

	名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)			
			Fc	Fy	α	β	Fc'	Fy'	α'	β'
TX	SLIP-X	マルチニア弾性型 (EMO)	1000.00	0.00	1.000	1.000	0.00	0.00	1.000	1.000
TZ		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TX	SLIP-Z	弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		マルチニア弾性型 (EMO)	1000.00	0.00	1.000	1.000	0.00	0.00	1.000	1.000
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—

	名称	モデルパラメータ							
		p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)
TX	実験1_16R-T	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		0.000	—	—	—	—	—	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験1_DP-13-Q_滑り	5.674	0.008	0.250	1.000	1.000	0.142	—	—
TZ		—	—	—	—	—	—	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験1_DP-12-T_滑り	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		4.675	0.004	0.200	1.100	1.000	0.000	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	SLIP-X	1.000	1.000	0.000	—	—	—	—	0.50
TZ		—	—	—	—	—	—	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	SLIP-Z	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		1.000	1.000	0.000	—	—	—	—	0.50
RY		—	—	—	—	—	—	—	—



単軸バネモデル : WS4 単軸バネモデル : EMO 単軸バネモデル : BL2

図3.2.25 復元力特性モデル

エ) 解析結果 (荷重変形角関係)

図3.2.26及び図3.2.27にSNAPの計算値と実験値の荷重変形角関係を示す。また、図3.2.28にループごとの計算値と実験値の荷重変形角関係を示す。

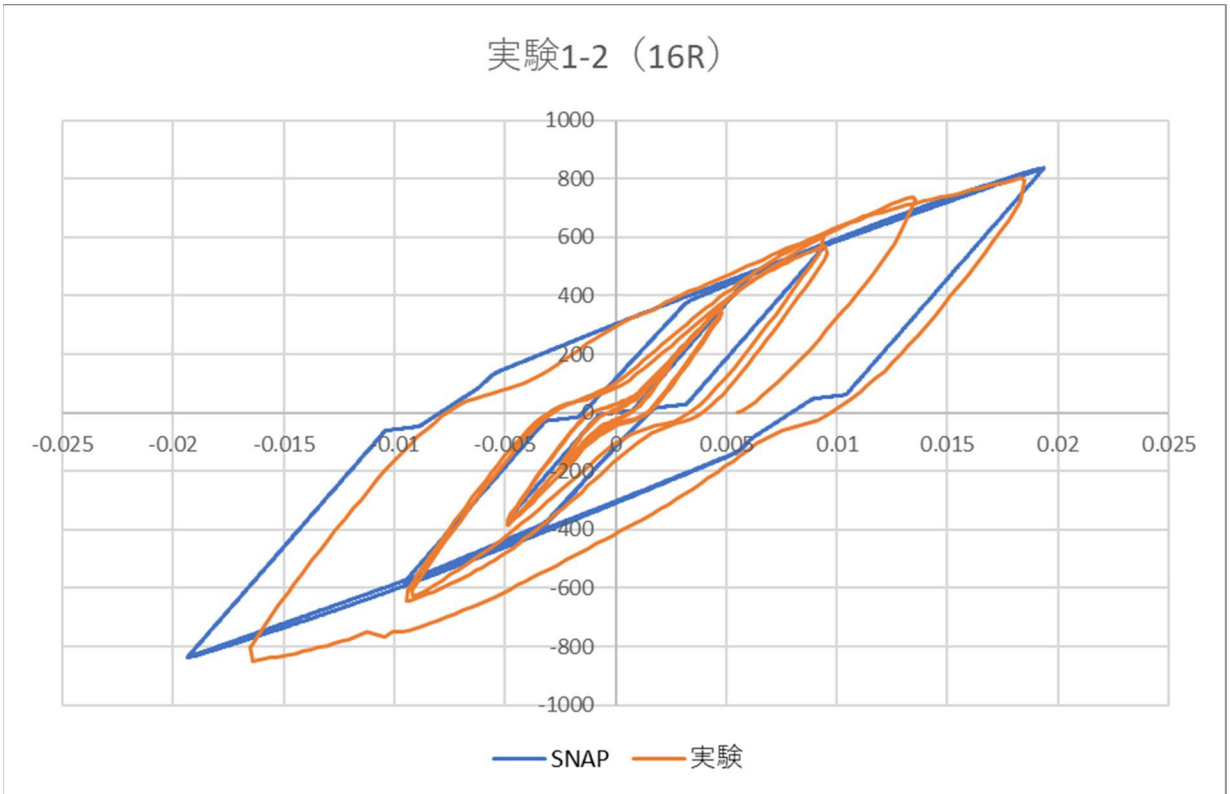


図3. 2. 26 荷重変形角関係

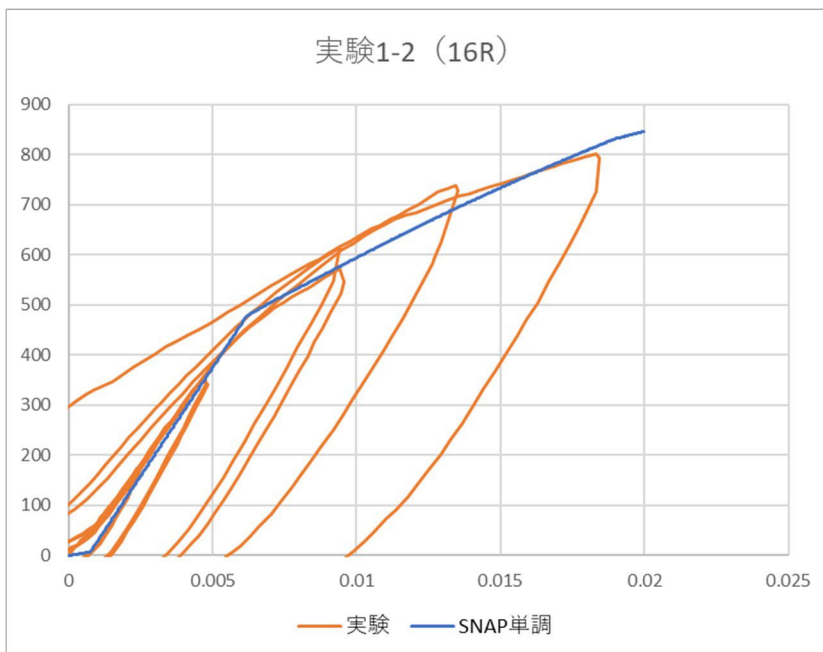


図3. 2. 27 荷重変形角関係 (第 1 象限)

B.構造分野

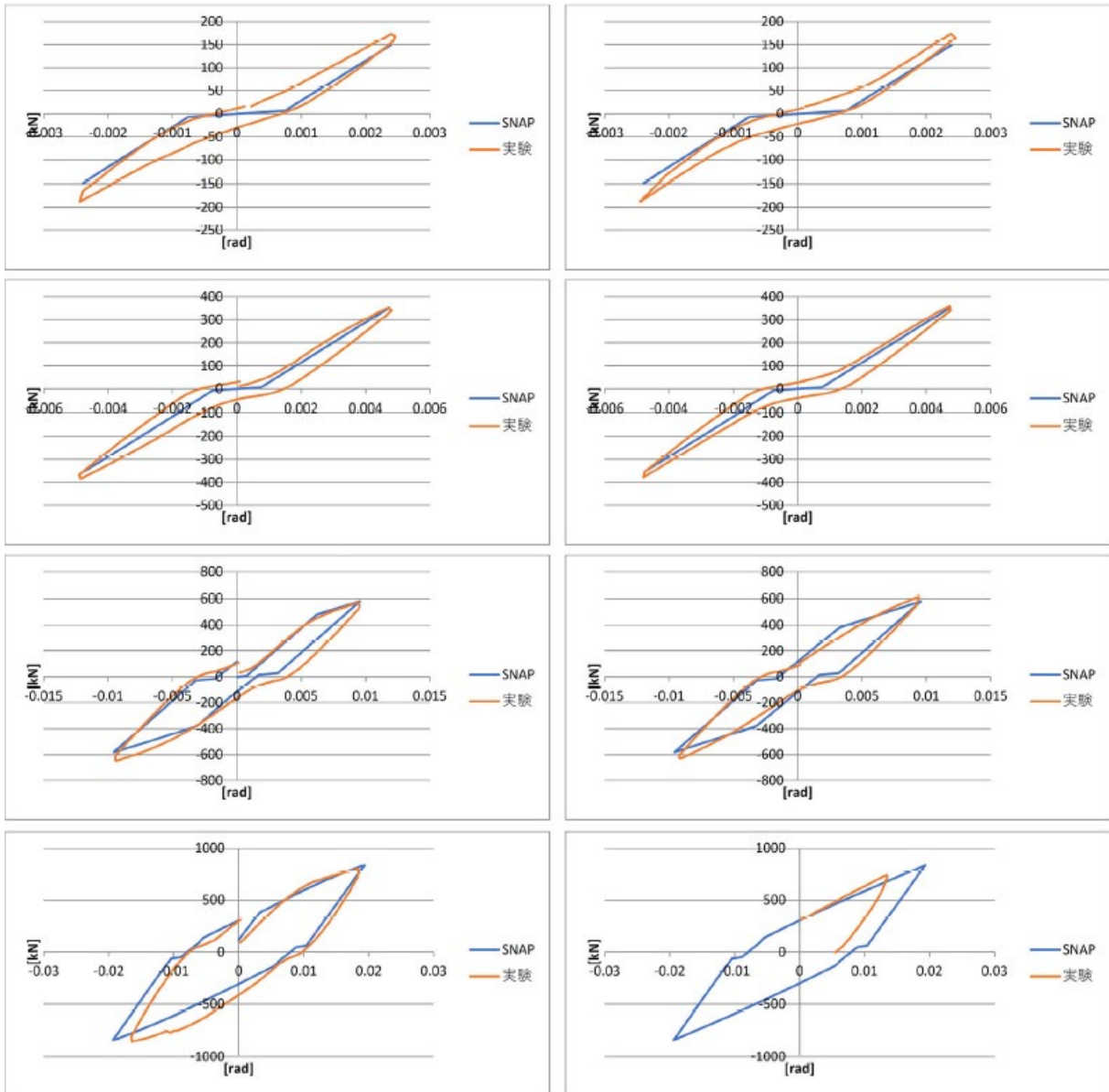


図3.2.28 ループごとの荷重変形角関係

B.構造分野

オ) 解析結果 (ヒンジ図・応力図)

図 3.2.29 にヒンジ図 (塑性率図) を、図 3.2.30 に応力図を示す。図は、静的増分解析の最終ループの最大変位時のものである。なお、鉄骨の場合は、ヒンジ図△のマークはせん断降伏、○は曲げ降伏、◇はスプリングの並進方向(TX・TY・TZ)の降伏を示している。なお、梁に黄色のマークがあるが、復元力特性の設定上 $F_c=0$ としているため、黄色の○・△のマークが発生しているが、ソフト上の表現であり、これらは、降伏していない。図 3.2.30 より、鋼材の塑性化部が降伏しその後、ドリフトピンのせん断接合部が降伏していることがわかる。

塑性率[ヒンジ発生ステップ]

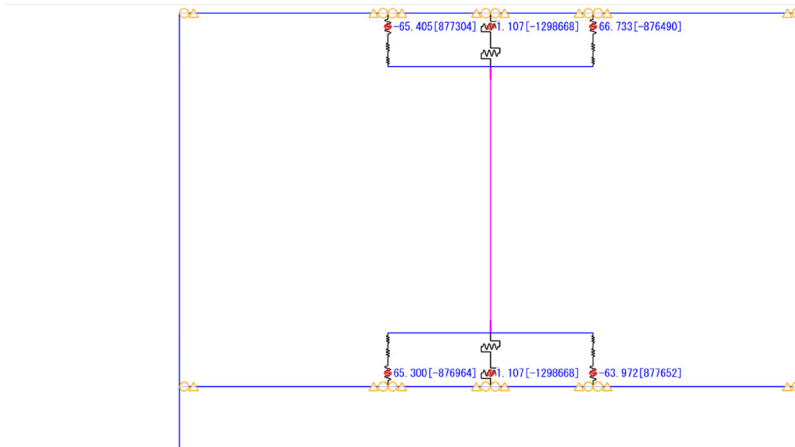


図3.2.29 ヒンジ図 (塑性率図)

モーメント : kN.m
せん断力 : kN
軸力 : kN
主応力度 : N/mm²

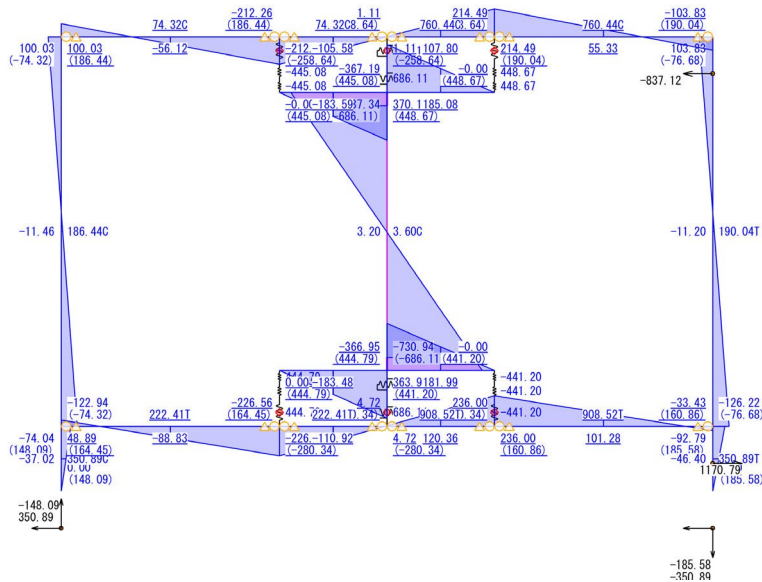


図3.2.30 応力図

B.構造分野

4) 実験 1-3 (試験体呼称：引きボルト)

ア) モデル図

図 3.2.31 にモデル図を示す。鉄骨の柱・梁（フレーム）の接合条件・仕様等は実験 1-1 と同様とした。

CLTの壁と鉄骨梁の接合部分は、引きボルトを表現したスプリング 1 と、木材の支圧を表現したスプリング 4 と、ドリフトピン自体の挙動を表現したスプリング 2 と、鋼板先孔のクリアランスによる初期すべりを考慮するため、すべりを表現したスプリング 3 から成る。スプリング 1 と、スプリング 2・3 を直列につないだものと、スプリング 4 を並列につないでいる。

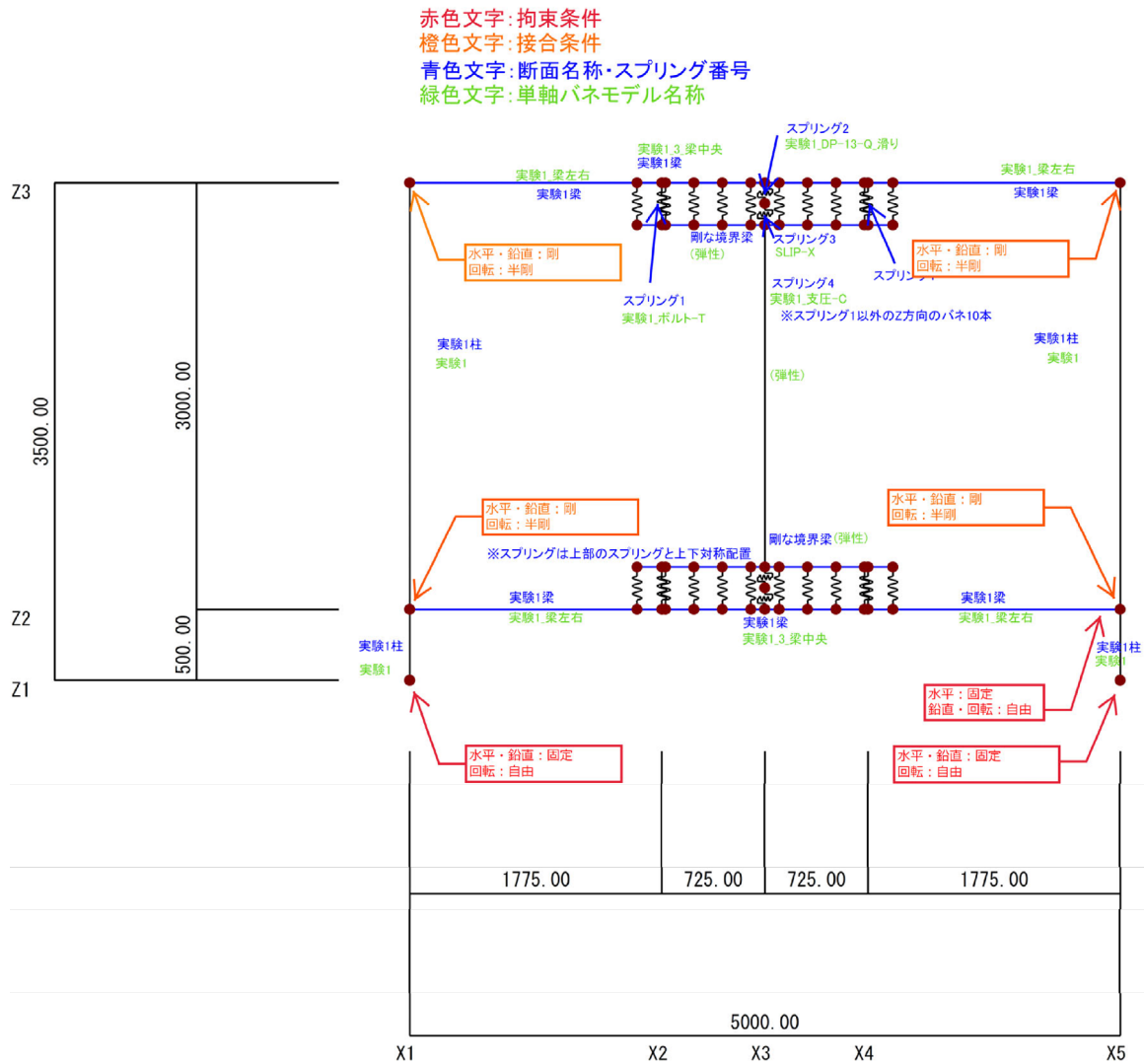


図3.2.31 モデル図

B.構造分野



イ) 部材断面及びスプリング

表3.2.17に部材断面リスト及びスプリングのリストを示す。鋼材、CLTのヤング係数及びせん断弾性係数は実験1-1と同様とした。また、スプリングについて、引きボルトと木材の支圧をスプリング1・4の剛性は、表3.2.7の剛性を用いている。


スプリング2は表3.2.6のドリフトピン1本の剛性にそれぞれ13本を乗じて算出した。スプリング3は、滑り部分で直列にバネを足し合わせた時に、滑りの部分の変形が卓越するように、任意のなるべく大きな値を入れている。

表3.2.17 部材断面及びスプリング

はり


名称	実験1梁	剛な境界梁
形状	H形強軸	箱形
端部	全断面	全断面
断面		
寸法 (mm)	400x200x8.0x13.0 (13.00)	200x200x50.0x50.0
材質	SN490	SN490

柱

名称	実験1柱
形状	H形弱軸
端部	両端
断面	
寸法 (mm)	340x250x9.0x14.0
鉄骨	SS400

木部材断面リスト

柱

名称	実験1CLT
端部	両端
断面	
Dz × Dy (mm)	2000x210
強軸方向	z方向
強軸方向の向き	左向き
材質	木
使用環境	Ⅲ (通常)

スプリングリスト

番号	剛性 (kN/mm, kN. m/rad)			座標系	
	TX	TZ	RY	種別	局部座標
1	0.00	239.00	0.00	基準座標系	—
2	790.40	0.00	0.00	基準座標系	—
3	20000.00	0.00	0.00	基準座標系	—
4	0.00	960.00	0.00	基準座標系	—

ウ) 弾塑性モデルの設定

表3.2.18に鉄骨の梁・柱（フレーム）の弾塑性モデルの設定、表3.2.19に単軸バネモデルの設定値について示す。また、図3.2.32に復元力特性の概要図を示す。

梁・柱については、実験1-1と同様の設定とした。ただし、中央の梁に関しては、実験1-1・1-2とスチフナの位置が異なるため、座屈低減の値を変更し、曲げ降伏モーメントの値を変更している。

表3.2.20にスプリングの単軸バネモデルの設定値について示す。また、図3.2.33に復元力特性の概要図を示す。

引きボルト部分は、復元力特性をSL2とし、引張のみ耐力をもつものとし、木材の支圧部分は、復元力特性をSL2とし、圧縮のみ耐力をもつものとした。引きボルト及び木材の支圧部分の骨格曲線部分は、表3.2.7記載の値とした。

ドリフトピン部分と滑り部分の設定は、実験1-1と同様の設定とした。

復元力特性モデルの詳細については、SNAP Ver8テクニカルマニュアルに記載している。

B.構造分野

表3.2.18 フレームの弾塑性モデルの設定

	名称	構造	曲げ		降伏応力度 (N/m ²)	せん断		降伏応力度 (N/m ²)	軸
			モデル	復元力		モデル	復元力		
梁	実験1_梁左右	S	単軸バネ	R03	405※	単軸バネ	R03	477/√3	-
	実験1_3_梁中央	S	単軸バネ	R03	405※	単軸バネ	R03	477/√3	-
柱	実験1	S	MSモデル	鉄骨/鉄筋 SS3	フランジ：295 ウェブ：334	単軸バネ	BL2	295/√3	弾性

※単軸バネモデルの降伏モーメントは、座屈を考慮し、この値に断面係数を乗じた値に座屈低減をしている

表3.2.19 フレームの単軸バネモデルの設定

(※表中“名称”は、図3.2.31モデル図中の緑色文字:単軸バネモデル名称と対応)

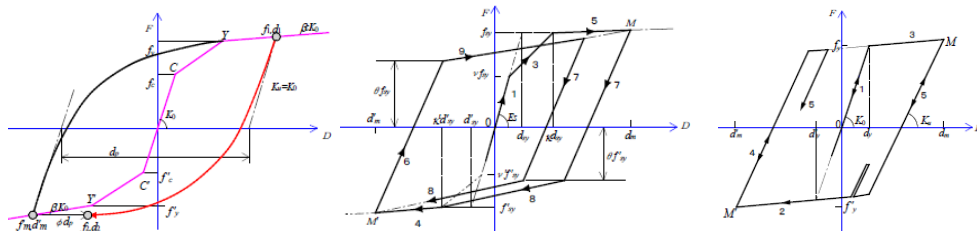
単軸バネモデル-はり

名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)				
		F _c	F _y	α	β	F _{c'}	F _{y'}	α'	β'	
実験1_梁左右	My _i	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	521.81	1.000	0.005	0.00	521.81	1.000	0.005
	My _j	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	521.81	1.000	0.005	0.00	521.81	1.000	0.005
	Qz _i	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	823.99	1.000	0.005	0.00	823.99	1.000	0.005
	Qz _j	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	823.99	1.000	0.005	0.00	823.99	1.000	0.005
	N	弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-
実験1_3_梁中央	My _i	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	531.63	1.000	0.005	0.00	531.63	1.000	0.005
	My _j	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	531.63	1.000	0.005	0.00	531.63	1.000	0.005
	Qz _i	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	531.63	1.000	0.005	0.00	531.63	1.000	0.005
	Qz _j	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	531.63	1.000	0.005	0.00	531.63	1.000	0.005
	N	弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-

名称	モーメントパラメータ							d (mm, rad)
	p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	
実験1_梁左右	My _i	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-
	My _j	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-
	Qz _i	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-
	Qz _j	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-
	N	-	-	-	-	-	-	-
実験1_3_梁中央	My _i	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-
	My _j	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-
	Qz _i	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-
	Qz _j	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-
	N	-	-	-	-	-	-	-

単軸バネモデル-柱

名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)				モーメントパラメータ								
		F _c	F _y	α	β	F _{c'}	F _{y'}	α'	β'	p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)	
実験1	My _i	弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	My _j	弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Qz _i	剛性低減型A (BL2)	-	794.82	-	0.005	-	794.82	-	0.005	0.000	-	-	-	-	-	-	-
	Qz _j	剛性低減型A (BL2)	-	794.82	-	0.005	-	794.82	-	0.005	0.000	-	-	-	-	-	-	-
	N	弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



単軸バネモデル：R03

MSモデル：SS3

単軸バネモデル：BL2

図3.2.32 復元力特性モデル

B.構造分野

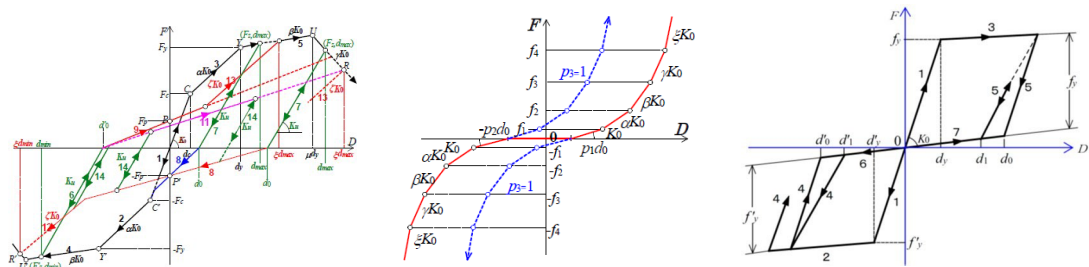
表3.2.20 スプリングの単軸バネモデルの設定

(※表中“名称”は、図3.2.32モデル図中の緑色文字:単軸バネモデル名称と対応)
 単軸バネモデル:スプリング

	名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)			
			Fc	Fy	α	β	Fc'	Fy'	α'	β'
TX	実験1_ボルト-T	弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		ハニースリップ型 (SL2)	—	1.00	—	0.000	—	347.00	—	0.001
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験1_支圧-C	弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		ハニースリップ型 (SL2)	—	984.00	—	0.001	—	1.00	—	0.001
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験1_DP-13-Q_滑り	木造用強度低下4折線モデル (WS4)	434.72	681.46	0.142	0.020	—	—	—	—
TZ		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—

	名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)			
			Fc	Fy	α	β	Fc'	Fy'	α'	β'
TX	SLIP-Z	弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		マルチア弾性型 (EM0)	1000.00	0.00	1.000	1.000	0.00	0.00	1.000	1.000
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—

	名称	モデルパラメータ							
		p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)
TX	実験1_ボルト-T	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		0.000	—	0.500	—	—	0.000	0.000	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験1_支圧-C	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		0.000	—	0.800	—	—	0.000	0.000	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験1_DP-13-Q_滑り	5.674	0.008	0.250	1.000	1.000	0.142	—	—
TZ		—	—	—	—	—	—	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	SLIP-Z	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		1.000	1.000	0.000	—	—	—	—	0.50
RY		—	—	—	—	—	—	—	—



単軸バネモデル: WS4 単軸バネモデル: EM0 単軸バネモデル: SL2

図3.2.33 復元力特性モデル

エ) 解析結果 (荷重変形角関係)

図3.2.34及び図3.2.35にSNAPの計算値と実験値の荷重変形角関係を示す。また、図3.2.36にループごとの計算値と実験値の荷重変形角関係を示す。

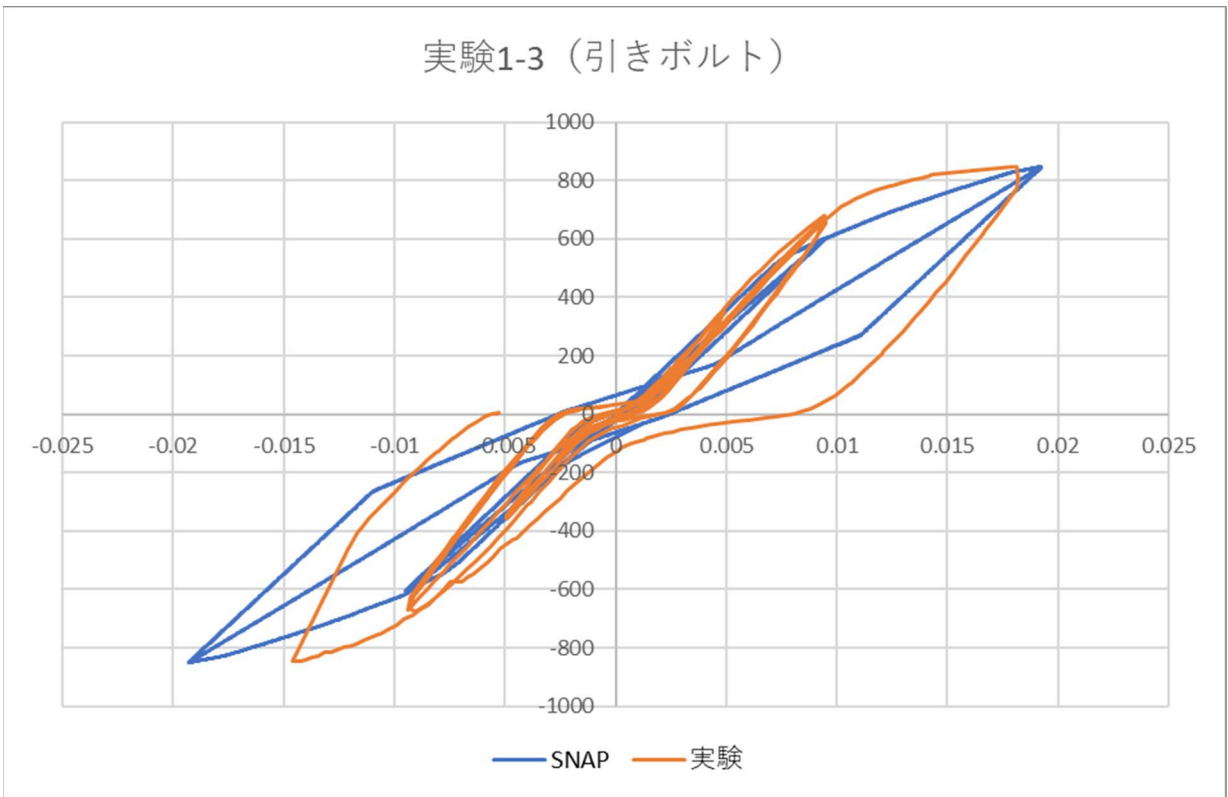


図3.2.34 荷重変形角関係

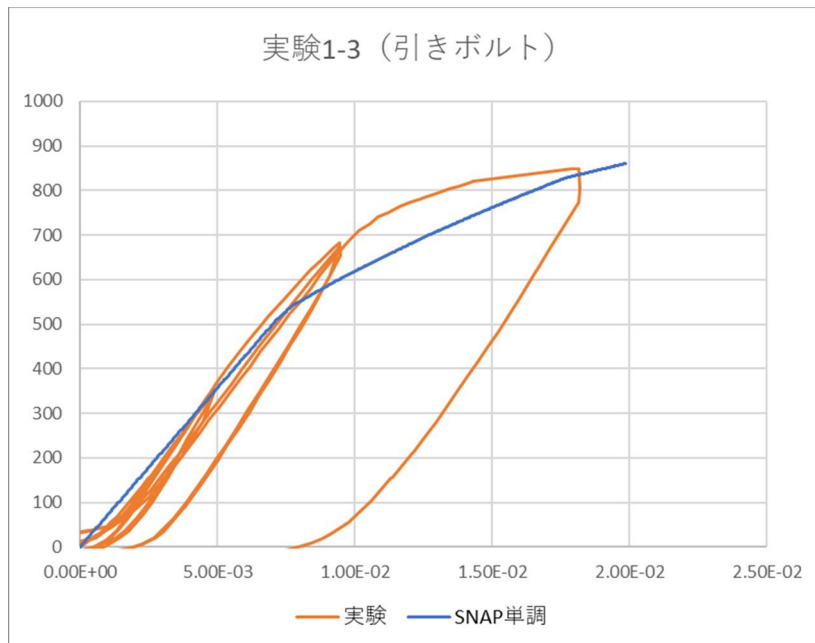


図3.2.35 荷重変形角関係 (第1象限)

B. 構造分野



図3.2.36 ループごとの荷重変形角関係

B.構造分野

オ) 解析結果 (ヒンジ図・応力図)

図3.2.37にヒンジ図 (塑性率図) を、図3.2.38に応力図を示す。図は、静的増分解析の最終ループの最大変位時のものである。なお、鉄骨の場合は、ヒンジ図△のマークはせん断降伏、○は曲げ降伏、◇はスプリングの並進方向(TX・TY・TZ)の降伏を示している。なお、梁に黄色のマークがあるが、復元力特性の設定上Fc=0としているため、黄色の○・△のマークが発生しているが、ソフト上の表現であり、これらは、降伏していない。図3.2.39より、木材の支圧→引きボルト→ドリフトピンのせん断降伏の順番となっている。

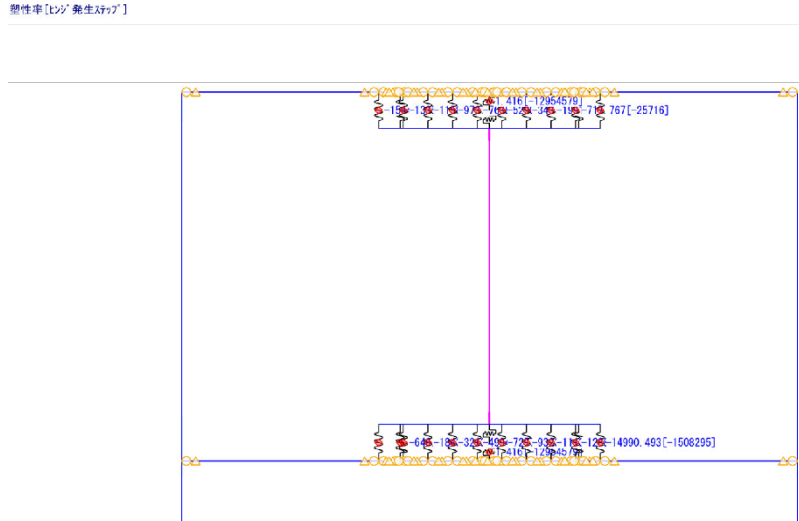


図3.2.37 ヒンジ図 (塑性率図)

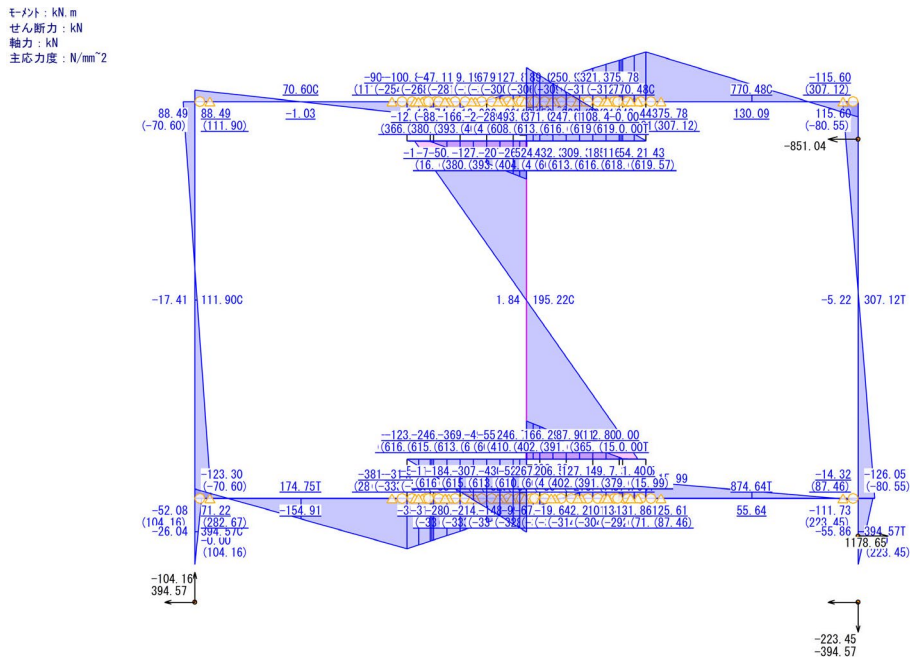


図3.2.38 応力図

B.構造分野

5) 実験 2-1 (試験体呼称 : 曲げ)

ア) モデル図

図3.2.39にモデル図を示す。梁・柱間は剛接合とし、剛域は設定していない。CLTの壁と鉄骨梁の接合であるドリフトピン接合部分は、ドリフトピン自体の挙動を表現したスプリング1・2と、鋼板先孔のクリアランスによる初期すべりを考慮するため、すべりを表現したスプリング3・4を直列に配置している。この設定は実験1-1と同様である。

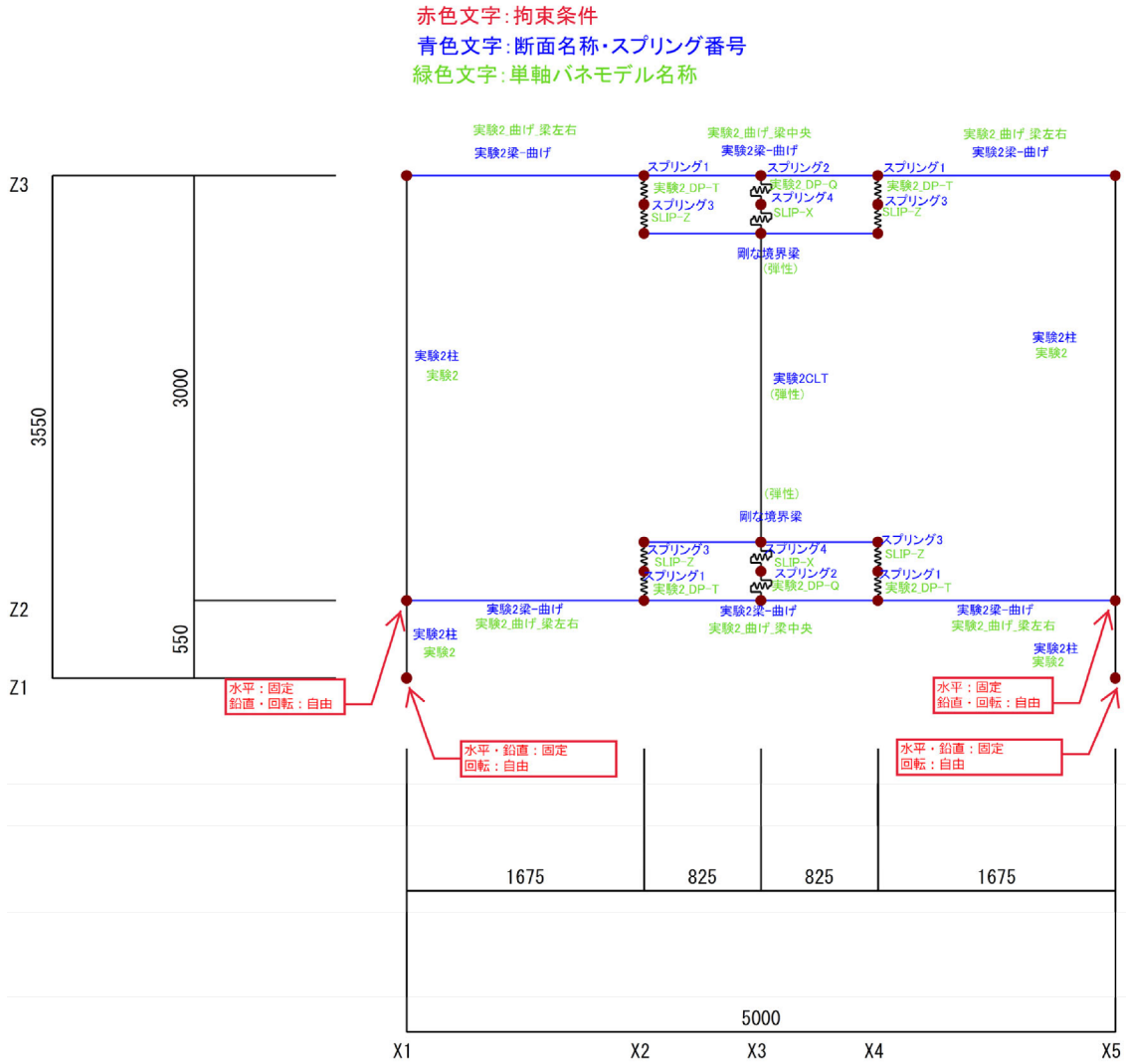


図3.2.39 モデル図

B.構造分野



イ) 部材断面及びスプリング

表3.2.21に部材断面リスト及びスプリングのリストを示す。鋼材のヤング係数は、 205kN/mm^2 ・せん断弾性係数 79kN/mm^2 とし、公称値を採用した。CLTのヤング係数は 6.1kN/mm^2 、せん断弾性係数 0.81kN/mm^2 とし表3.2.5記載の値とした。また、スプリングについて、スプリング1・2は表3.2.6のドリフトピン1本の剛性にそれぞれ15本・32本を乗じて算出した。スプリング3・4は、滑り部分で直列にバネを足し合わせた時に、滑りの部分の変形が卓越するように、任意のなるべく大きな値を入れている。

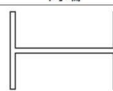
表3.2.21 材断面及びスプリング

部材断面リスト

はり

名称	剛な境界梁	実験2梁-曲げ
形状	箱形	H形強軸
端部	全断面	全断面
断面		
寸法 (mm)	200x200x50.0x50.0	300x150x9.0x9.0 (0.00)
材質	SN490	SS400

柱

名称	実験2柱
形状	H形強軸
端部	両端
断面	
寸法 (mm)	350x250x16.0x16.0
鉄骨	SS400

木部材断面リスト

柱

名称	実験2CLT
端部	両端
断面	
Dz × Dy (mm)	2000x270
強軸方向	z方向
強軸方向の向き	左向き
材質	木
使用環境	Ⅲ (通常)

番号	剛性 (kN/mm, kN.m/rad)			座標系	
	TX	TZ	RY	種別	局部座標
1	0.00	807.86	0.00	基準座標系	—
2	2270.84	0.00	0.00	基準座標系	—
3	0.00	20000.00	0.00	基準座標系	—
4	20000.00	0.00	0.00	基準座標系	—

ウ) 弾塑性モデルの設定

表 3.2.22 に鉄骨の梁・柱（フレーム）の弾塑性モデルの設定、表 3.2.23 に単軸バネモデルの設定値について示す。また、図 3.2.40 に復元力特性の概要図を示す。

梁について、単軸バネモデルとし、復元力特性は曲げ・せん断ともに、RO3モデルとした。梁の降伏モーメントは、表3.2.4に示す材料実験値に断面係数を乗じて算出した。梁の降伏せん断力は、表3.2.4に示す材料実験値を $\sqrt{3}$ で除した値に、ウェブの断面積を乗じて算出した。2次剛性比等その他のパラメータは、実験結果を参照して決めた。

柱について、軸、曲げはMSモデルとし、鉄骨の復元力特性はSS3とした。せん断は単軸バネモデルとし、復元力特性はBL2とした。

表3.2.24にスプリングの単軸バネモデルの設定値について示す。また、図3.2.41に復元力特性の概要図を示す。これらの設定は、実験1-1と同様である。本数に関しては、15本・32本を乗じて算出した。復元力特性モデルの詳細については、SNAP Ver8テクニカルマニュアルに記載している。

B.構造分野

表3.2.22 フレームの弾塑性モデルの設定

	名称	構造	曲げ		降伏応力度 (N/m ²)	せん断		降伏応力度 (N/m ²)	軸
			モデル	復元力		モデル	復元力		
梁	実験2_曲げ_梁左右	S	単軸バネ	R03	279	単軸バネ	R03	279/√3	-
	実験2_曲げ_梁中央	S	単軸バネ	R03	279	単軸バネ	R03	279/√3	-
柱	実験2	S	MSモデル	鉄骨/鉄筋 SS3	276	単軸バネ	BL2	276/√3	弾性

表3.2.23 フレームの単軸バネモデルの設定

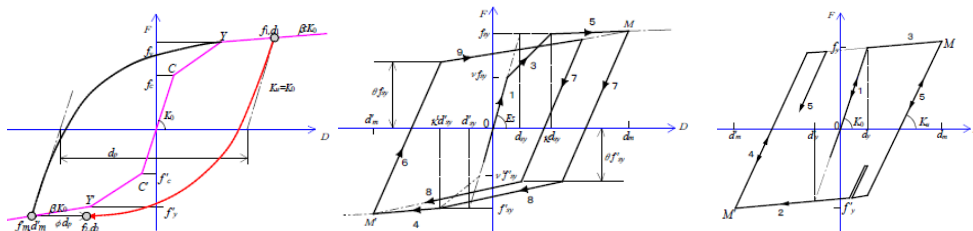
(※表中“名称”は、図3.2.40モデル図中の緑色文字:単軸バネモデル名称と対応)
単軸バネモデルは

	名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)			
			Fc	Fy	α	β	Fc'	Fy'	α'	β'
My i	実験2_曲げ_梁左右	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	159.53	1.000	0.005	0.00	159.53	1.000	0.005
My j		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	159.53	1.000	0.005	0.00	159.53	1.000	0.005
Qz i		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	408.82	1.000	0.005	0.00	408.82	1.000	0.005
Qz j		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	408.82	1.000	0.005	0.00	408.82	1.000	0.005
N		弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-
My i	実験2_曲げ_梁中央	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	159.53	1.000	0.005	0.00	159.53	1.000	0.005
My j		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	159.53	1.000	0.005	0.00	159.53	1.000	0.005
Qz i		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	408.82	1.000	0.005	0.00	408.82	1.000	0.005
Qz j		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	408.82	1.000	0.005	0.00	408.82	1.000	0.005
N		弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-

	名称	モーメント係数							
		p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)
My i	実験2_曲げ_梁左右	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
My j		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
Qz i		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
Qz j		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
N		-	-	-	-	-	-	-	-
My i	実験2_曲げ_梁中央	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
My j		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
Qz i		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
Qz j		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
N		-	-	-	-	-	-	-	-

単軸バネモデル-柱

	名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)				モーメント係数							
			Fc	Fy	α	β	Fc'	Fy'	α'	β'	p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)
My i	実験2	弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
My j		弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Qz i		剛性低減型A (BL2)	-	810.77	-	0.005	-	810.77	-	0.005	0.000	-	-	-	-	-	-	-
Qz j		剛性低減型A (BL2)	-	810.77	-	0.005	-	810.77	-	0.005	0.000	-	-	-	-	-	-	-
N		弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



単軸バネモデル : R03

MSモデル : SS3

単軸バネモデル : BL2

図3.2.40 復元力特性モデル

B.構造分野

表3.2.24 スプリングの単軸バネモデルの設定

(※表中“名称”は、図3.2.41モデル図中の緑色文字:単軸バネモデル名称と対応)
 単軸バネモデル=スプリング

	名称	種別	正側 (kN, kN. m)				負側 (kN, kN. m)			
			Fc	Fy	α	β	Fc'	Fy'	α'	β'
TX		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ	実験2_DP-T_滑り	木造用強度低下4折線モデル (WS4)	565.50	1002.60	0.311	0.014	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験2_DP-Q_滑り	木造用強度低下4折線モデル (WS4)	1884.80	2578.24	0.144	0.003	—	—	—	—
TZ		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	
TX	SLIP-X	マルチリニア弾性型 (EMO)	1000.00	0.00	1.000	1.000	0.00	0.00	1.000	1.000
TZ		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	
TX	SLIP-Z	弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		マルチリニア弾性型 (EMO)	1000.00	0.00	1.000	1.000	0.00	0.00	1.000	1.000
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	

	名称	モデルパラメータ							
		p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)
TX		—	—	—	—	—	—	—	—
TZ	実験2_DP-T_滑り	4.412	0.013	0.250	1.000	1.000	0.311	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験2_DP-Q_滑り	5.925	0.002	0.250	1.000	1.000	0.144	—	—
TZ		—	—	—	—	—	—	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	
TX	SLIP-X	1.000	1.000	0.000	—	—	—	—	0.50
TZ		—	—	—	—	—	—	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	
TX	SLIP-Z	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		1.000	1.000	0.000	—	—	—	—	0.50
RY		—	—	—	—	—	—	—	

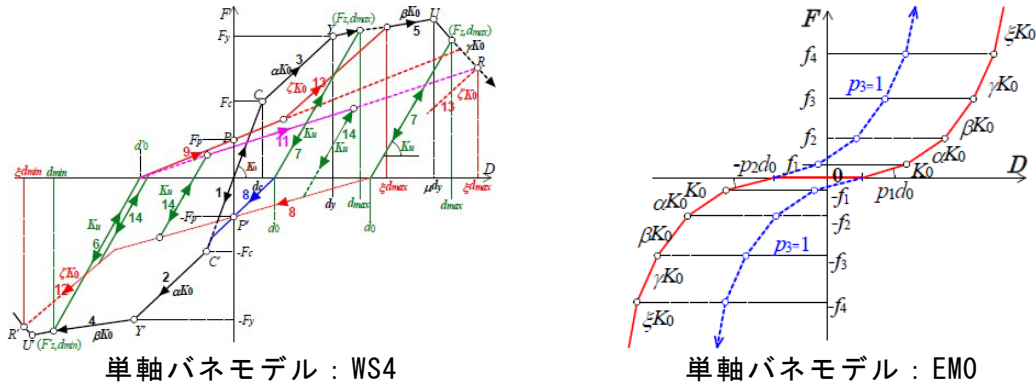


図3.2.41 復元力特性モデル

エ) 解析結果 (荷重変形角関係)

図3.2.42及び図3.2.43にSNAPの計算値と実験値の荷重変形角関係を示す。また、図3.2.44にループごとの計算値と実験値の荷重変形角関係を示す。

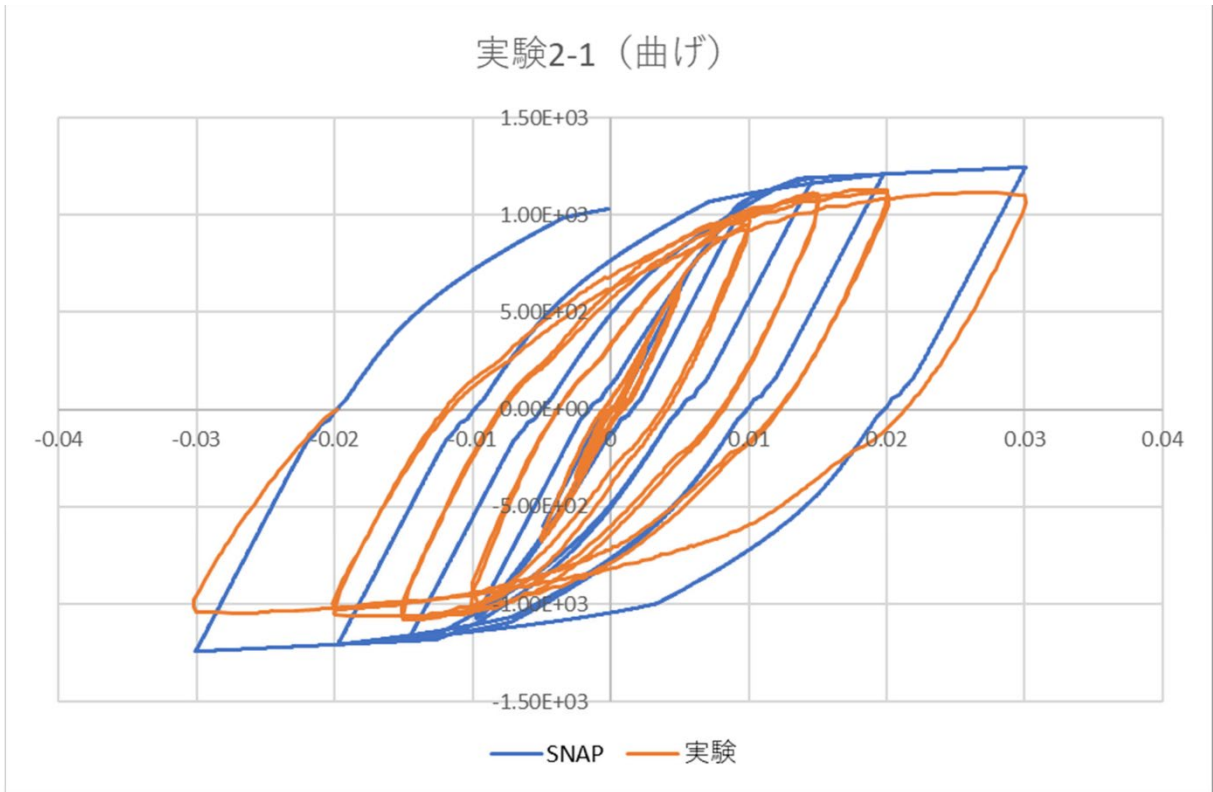


図3. 2. 42 荷重変形角関係

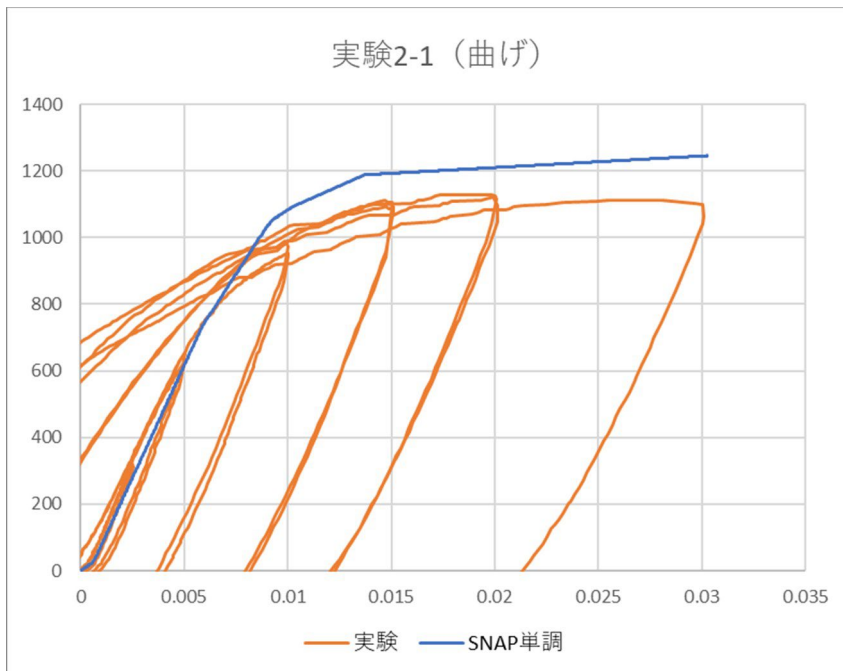


図3. 2. 43 荷重変形角係 (第1象限)

B. 構造分野

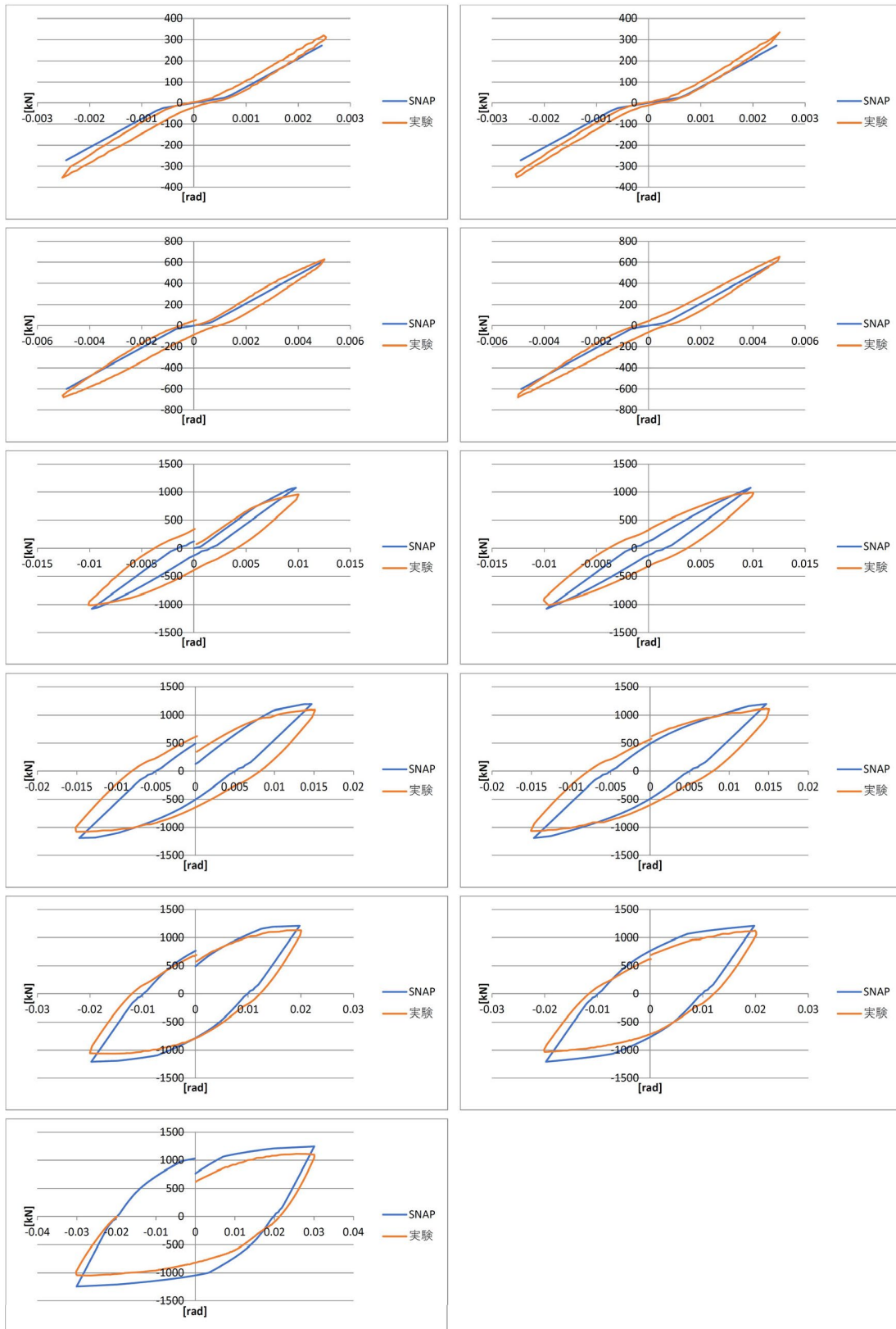


図3.2.44 ループごとの荷重変形角関係

B.構造分野

オ) 解析結果 (ヒンジ図・応力図)

図3.2.45にヒンジ図 (塑性率図) を、図3.2.46に応力図を示す。図は、静的増分解析の最終ステップ時のものである。なお、鉄骨の場合は、ヒンジ図△のマークはせん断降伏、○は曲げ降伏、◇はスプリングの並進方向(TX・TY・TZ)の降伏を示している。図3.2.46より、梁の端部で曲げ降伏しており、その後フレーム下部の短柱でせん断降伏している。

塑性率(ヒンジ発生率) |

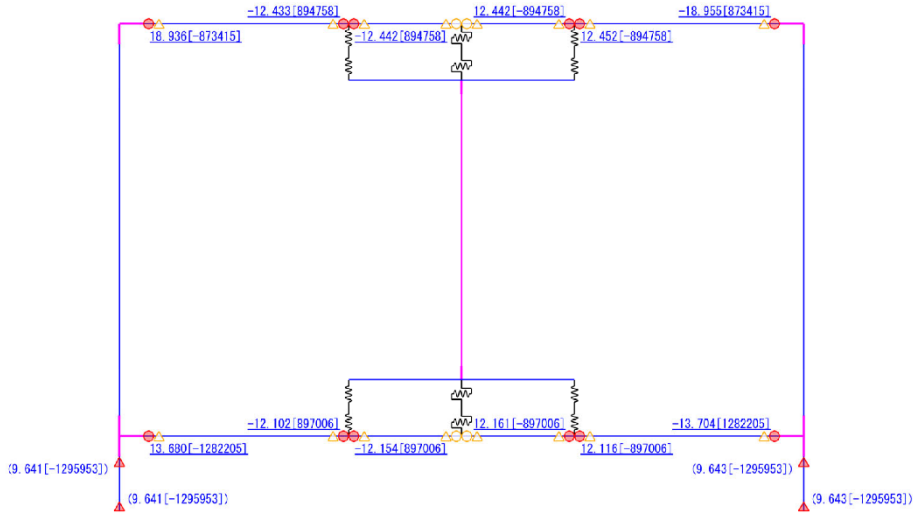


図3.2.45 ヒンジ図 (塑性率図)

モーメント : kN.m
せん断力 : kN
軸力 : kN
主応力度 : N/mm²

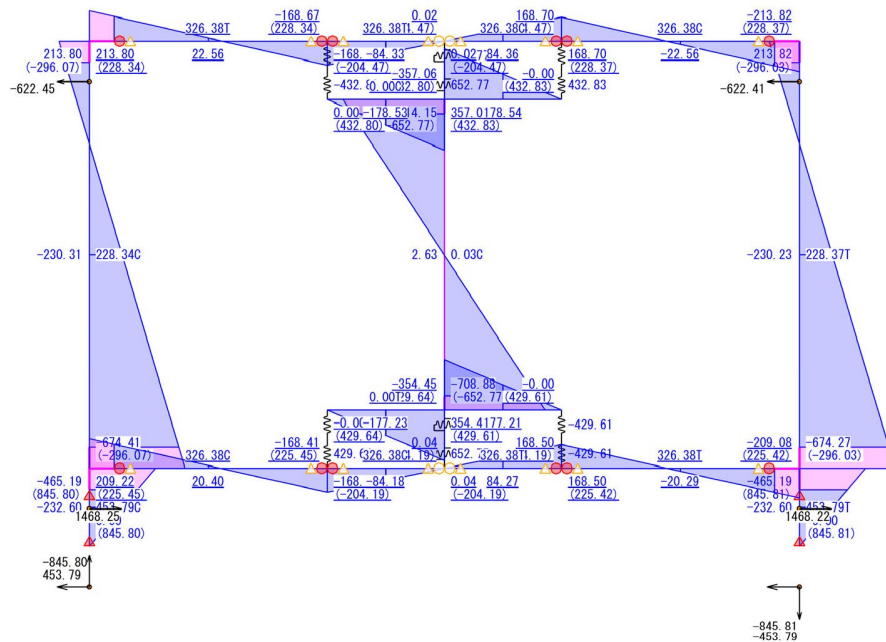


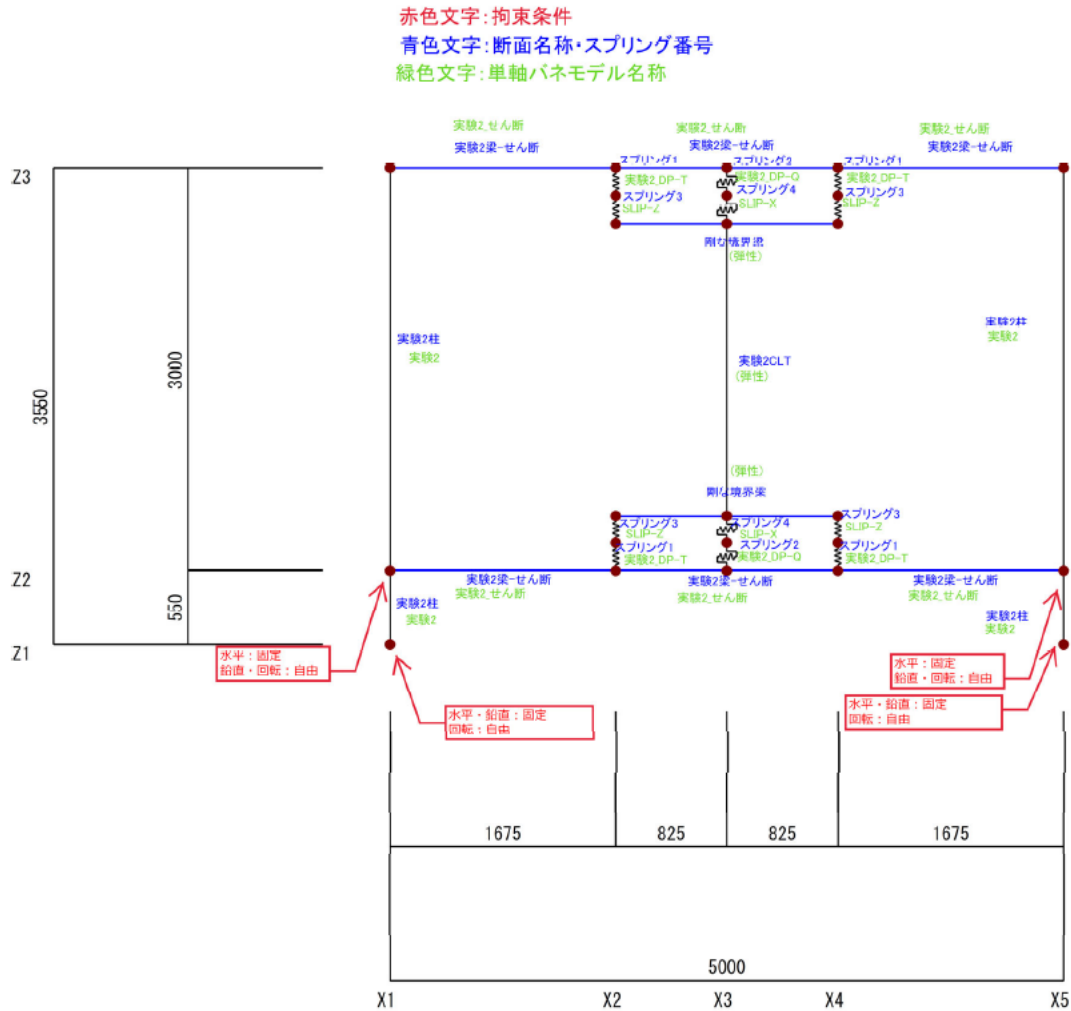
図3.2.46 応力図

B.構造分野

6) 実験 2-2 (試験体呼称：せん断)

ア) モデル図

図3.2.47にモデル図を示す。寸法・接合条件・スプリングの配置等は、実験2-1と同様で梁の断面寸法のみ異なる。





B.構造分野

イ) 部材断面及びスプリング


表3.2.25に部材断面リスト及びスプリングのリストを示す。鋼材のヤング係数、スプリングの設定等は、実験2-1と同様で梁の断面寸法のみ異なる。

表3.2.25 部材断面及びスプリング

部材断面リスト


名称	剛な境界梁	実験2梁-せん断
形状	箱形	H形強軸
端部	全断面	全断面
断面		
寸法(mm)	200x200x50.0x50.0	300x150x6.0x25.0(0.00)
材質	SN490	SS400

柱

名称	実験2柱
形状	H形強軸
端部	両端
断面	
寸法(mm)	350x250x16.0x16.0
鉄骨	SS400

木部材断面リスト

柱

名称	実験2CLT
端部	両端
断面	
Dz × Dy (mm)	2000x270
強軸方向	z方向
強軸方向の向き	左向き
材質	木
使用環境	Ⅲ(通常)

スプリングリスト

番号	剛性 (kN/mm, kN. m/rad)			座標系	
	TX	TZ	RY	種別	局部座標
1	0.00	807.86	0.00	基準座標系	—
2	2270.84	0.00	0.00	基準座標系	—
3	0.00	20000.00	0.00	基準座標系	—
4	20000.00	0.00	0.00	基準座標系	—

ウ) 弾塑性モデルの設定

表3.2.26に鉄骨の梁・柱（フレーム）の弾塑性モデルの設定、表3.2.27に単軸バネモデルの設定値について示す。また、図3.2.49に復元力特性の概要図を示す。

梁について、単軸バネモデルとし、復元力特性は曲げ・せん断ともに、RO3モデルとした。梁の降伏モーメントは、表3.2.3に示すフランジ(25mmSS400)の材料実験値に断面係数を乗じた値とした。

梁の降伏せん断力は、表3.2.3に示すウェブ(6mmSS400)の材料実験値(358kN/mm²)を√3で除した値に、ウェブの断面積を乗じて算出した。また、ウェブ材の局部座屈について、図3.2.48に示す式より、k=5.34にて算出し、適用外であったため考慮していない。2次剛性比等その他のパラメータは、実験結果を参照して決めた。

表3.2.28にスプリングの単軸バネモデルの設定値について示す。また、図3.2.50に復元力特性の概要図を示す。柱・スプリングの設定については、実験2-1と同様である。

復元力特性モデルの詳細については、SNAP Ver8テクニカルマニュアルに記載している。

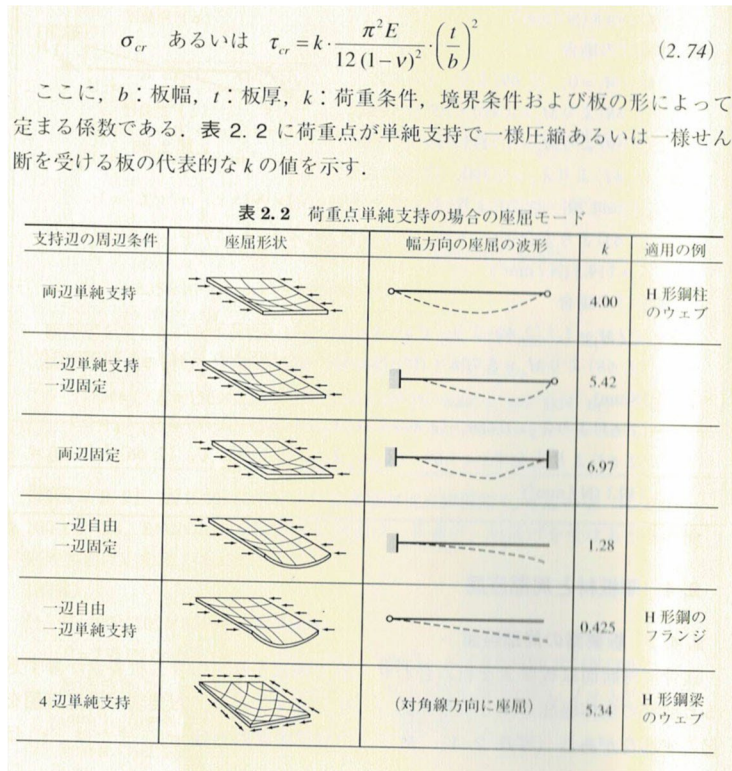


図3.2.48 局部座屈

B.構造分野

表3.2.26 フレームの弾塑性モデルの設定

	名称	構造	曲げ		降伏応力度 (N/mm ²)	せん断		降伏応力度 (N/mm ²)	軸
			モデル	復元力		モデル	復元力		
梁	実験2_せん断	S	単軸バネ	R03	263※	単軸バネ	R03	358/√3	-
柱	実験2	S	MSモデル	鉄骨/鉄筋 SS3	276	単軸バネ	BL2	276/√3	弾性

※フランジの材料実験値

表3.2.27 フレームの単軸バネモデルの設定

(※表中“名称”は、図3.2.49モデル図中の緑色文字:単軸バネモデル名称と対応)

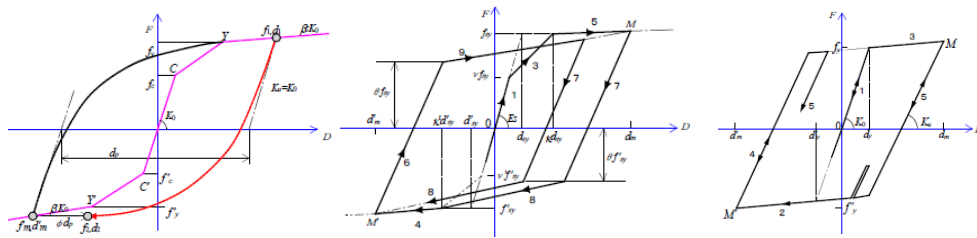
単軸バネモデルは

	名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)			
			F _c	F _y	α	β	F _{c'}	F _{y'}	α'	β'
My _i		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	295.88	1.000	0.005	0.00	295.88	1.000	0.005
My _j		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	295.88	1.000	0.005	0.00	295.88	1.000	0.005
Qz _i	実験2_せん断	修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	310.04	1.000	0.005	0.00	310.04	1.000	0.005
Qz _j		修正Ramberg-Osgood型 (R03)	0.00	310.04	1.000	0.005	0.00	310.04	1.000	0.005
N		弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-

	名称	モデルパラメータ							
		p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)
My _i		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
My _j		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
Qz _i	実験2_せん断	0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
Qz _j		0.000	11.000	0.000	-	-	-	-	-
N		-	-	-	-	-	-	-	-

単軸バネモデル-柱

	名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)				モデルパラメータ							
			F _c	F _y	α	β	F _{c'}	F _{y'}	α'	β'	p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)
My _i		弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
My _j		弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Qz _i	実験2	剛性低減型A (BL2)	-	810.77	-	0.005	-	810.77	-	0.005	0.000	-	-	-	-	-	-	-
Qz _j		剛性低減型A (BL2)	-	810.77	-	0.005	-	810.77	-	0.005	0.000	-	-	-	-	-	-	-
N		弾性 (EL1)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



単軸バネモデル : R03

MSモデル : SS3

単軸バネモデル : BL2

図3.2.49 復元力特性モデル

表3.2.28 スプリングの単軸バネモデルの設定

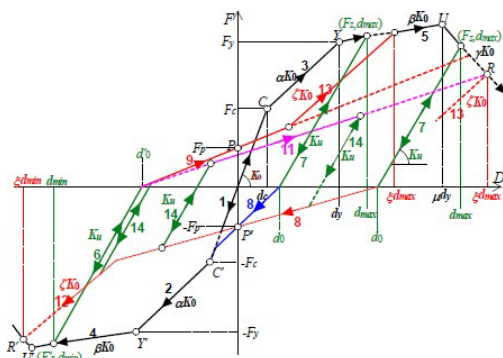
(※表中“名称”は、図3.2.50モデル図中の緑色文字:単軸バネモデル名称と対応)

単軸バネモデルスプリング

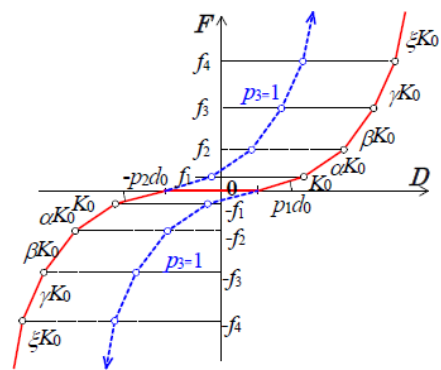
	名称	種別	正側 (kN, kN.m)				負側 (kN, kN.m)			
			F _c	F _y	α	β	F _{c'}	F _{y'}	α'	β'
TX	実験2_DP-T_滑り	弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		木造用強度低下4折線モデル (WS4)	565.50	1002.60	0.311	0.014	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TX	実験2_DP-Q_滑り	木造用強度低下4折線モデル (WS4)	1884.80	2578.24	0.144	0.003	—	—	—	—
TZ		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TX	SLIP-X	マルチリニア弾性型 (EMO)	1000.00	0.00	1.000	1.000	0.00	0.00	1.000	1.000
TZ		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TX	SLIP-Z	弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		マルチリニア弾性型 (EMO)	1000.00	0.00	1.000	1.000	0.00	0.00	1.000	1.000
RY		弾性 (EL1)	—	—	—	—	—	—	—	—

	名称	モジュールパラメータ							
		p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)
TX	実験2_DP-T_滑り	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		4.412	0.013	0.250	1.000	1.000	0.311	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—

	名称	モジュールパラメータ							
		p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	d (mm, rad)
TX	実験2_DP-Q_滑り	5.925	0.002	0.250	1.000	1.000	0.144	—	—
TZ		—	—	—	—	—	—	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	SLIP-X	1.000	1.000	0.000	—	—	—	—	0.50
TZ		—	—	—	—	—	—	—	—
RY		—	—	—	—	—	—	—	—
TX	SLIP-Z	—	—	—	—	—	—	—	—
TZ		1.000	1.000	0.000	—	—	—	—	0.50
RY		—	—	—	—	—	—	—	—



単軸バネモデル : WS4



単軸バネモデル : EMO

図3.2.50 復元力特性モデル

エ) 解析結果 (荷重変形角関係)

図3.2.51及び図3.2.52にSNAPの計算値と実験値の荷重変形角関係を示す。また、図3.2.53にループごとの計算値と実験値の荷重変形角関係を示す。

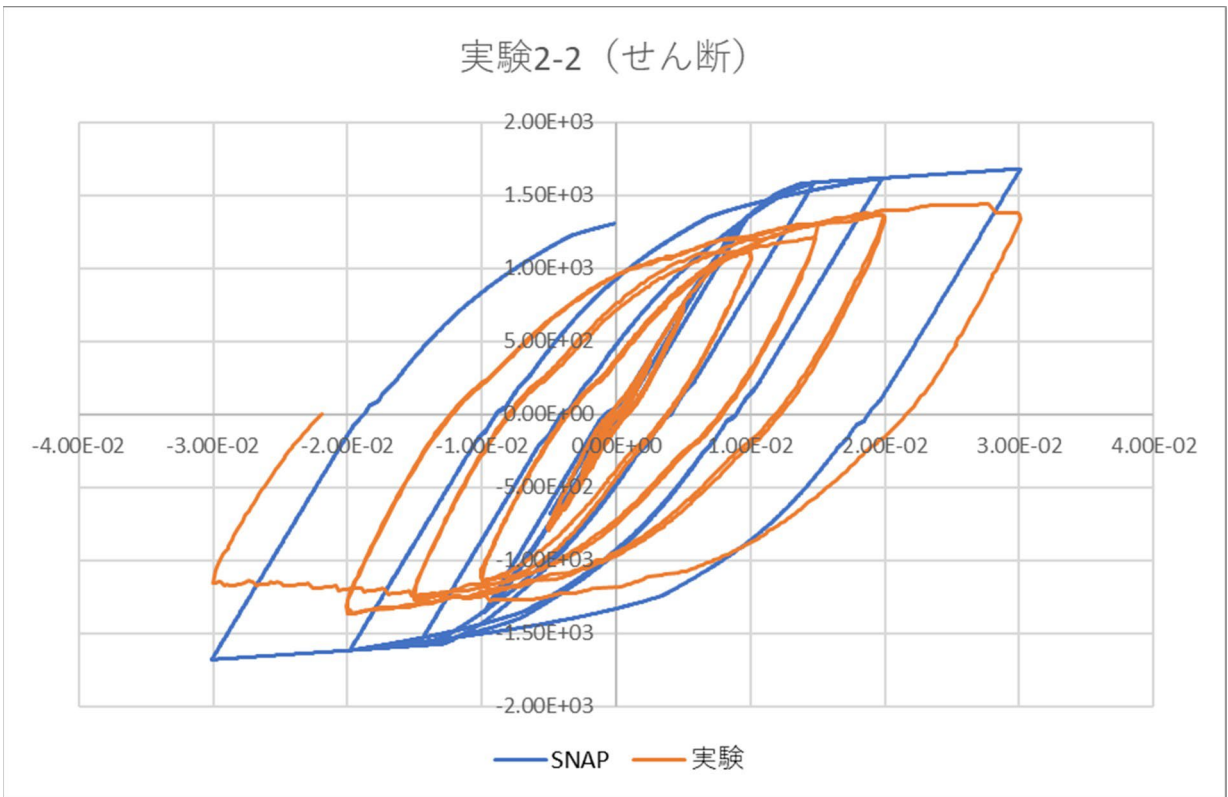


図3.2.51 荷重変形角関係

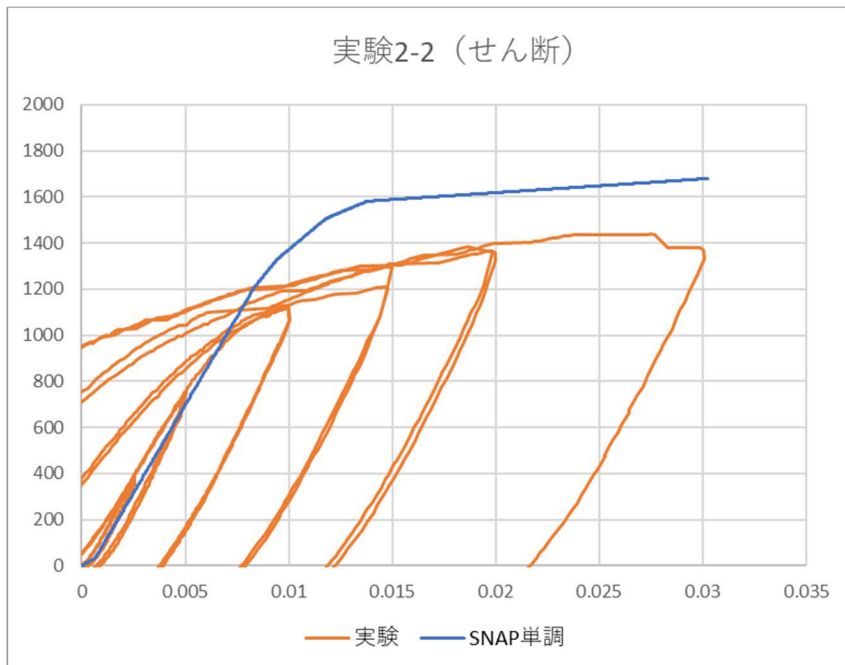


図3.2.52 荷重変形角関係 (第1象限)

B.構造分野

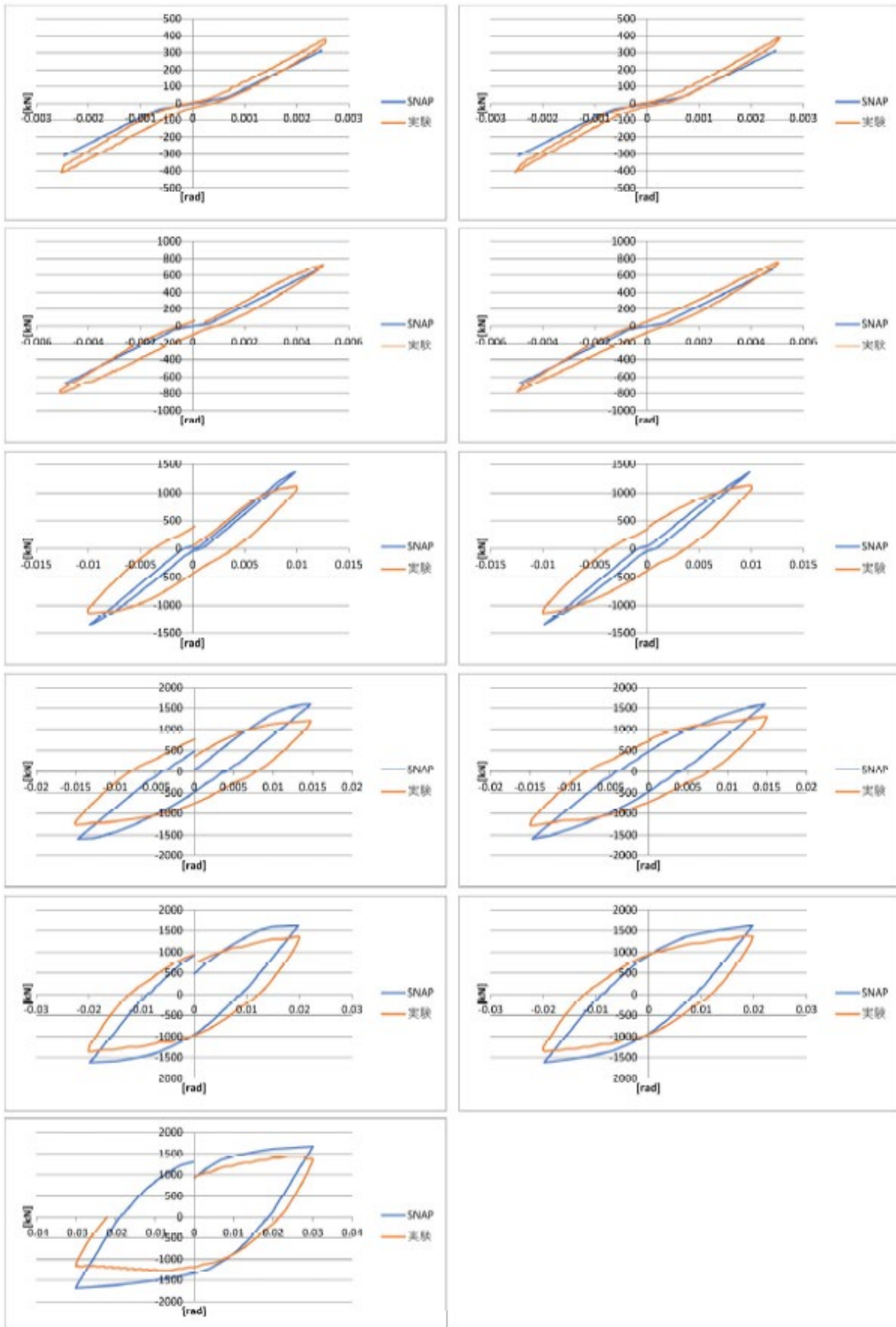


図3.2.53 ループごとの荷重変形角関係

B.構造分野

オ) 解析結果 (ヒンジ図・応力図)

図3.2.54にヒンジ図 (塑性率図) を、図3.2.55に応力図を示す。図は、静的増分解析の最終ステップ時のものである。なお、鉄骨の場合は、ヒンジ図△のマークはせん断降伏、○は曲げ降伏、◇はスプリングの並進方向(TX・TY・TZ)の降伏を示している。図3.2.55より、梁が曲げ降伏後せん断降伏しており、その後フレーム下部の短柱でせん断降伏している。

塑性率 [ヒンジ発生ステップ]

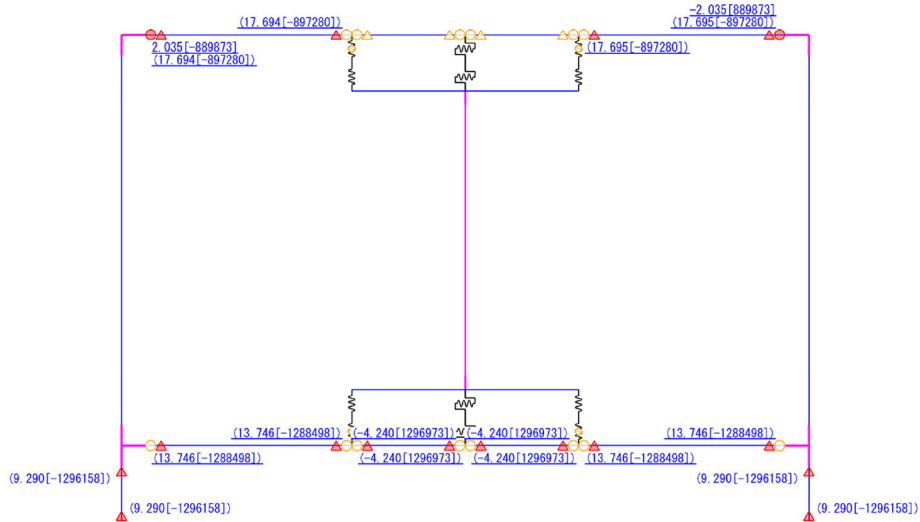


図3.2.54 ヒンジ図 (塑性率図)

モーメント : KN.m
せん断力 : KN
軸力 : KN
主応力度 : N/mm²

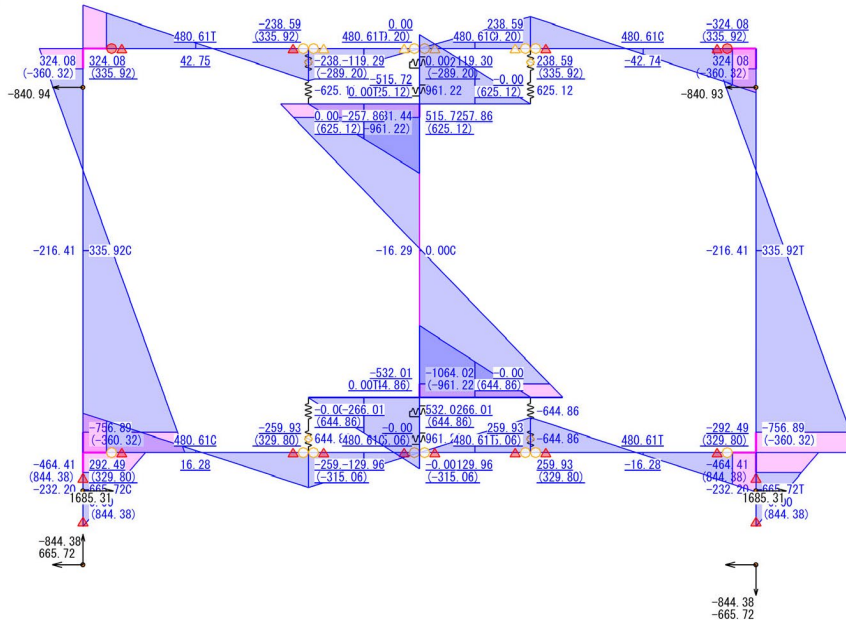


図3.2.55 応力図

7) フレーム両側下端の短柱の有無の影響

ア) モデル図及び計算条件

鉄骨の柱・梁（フレーム）について、フレーム両側下端の短柱は無いものとして、解析を行った結果を以下に示す。固定条件は、図3.2.56に示すように、両側下端をピン接合としている。短柱部分を無くしたことと、固定条件以外は、前ページに示した、各実験の条件から変更していない。

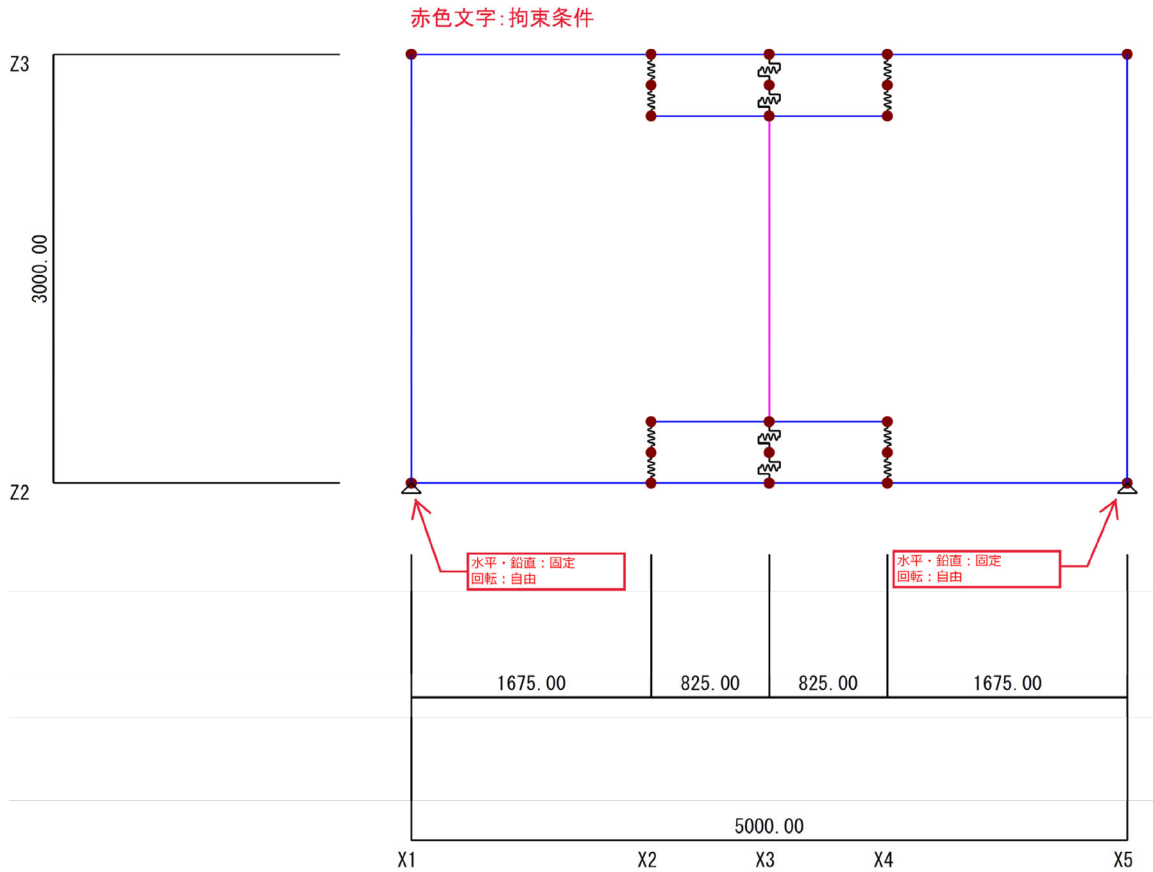


図3.2.56 モデル図

イ) 実験1解析結果(荷重変形角関係)

図3.2.57～図3.2.59に実験1のSNAPの計算値(短柱あり)、計算値(短柱なし)、実験値の荷重変形角関係を示す。実験1は短柱の有無の影響が少ないため、ヒンジ図及び応力図については省略する。

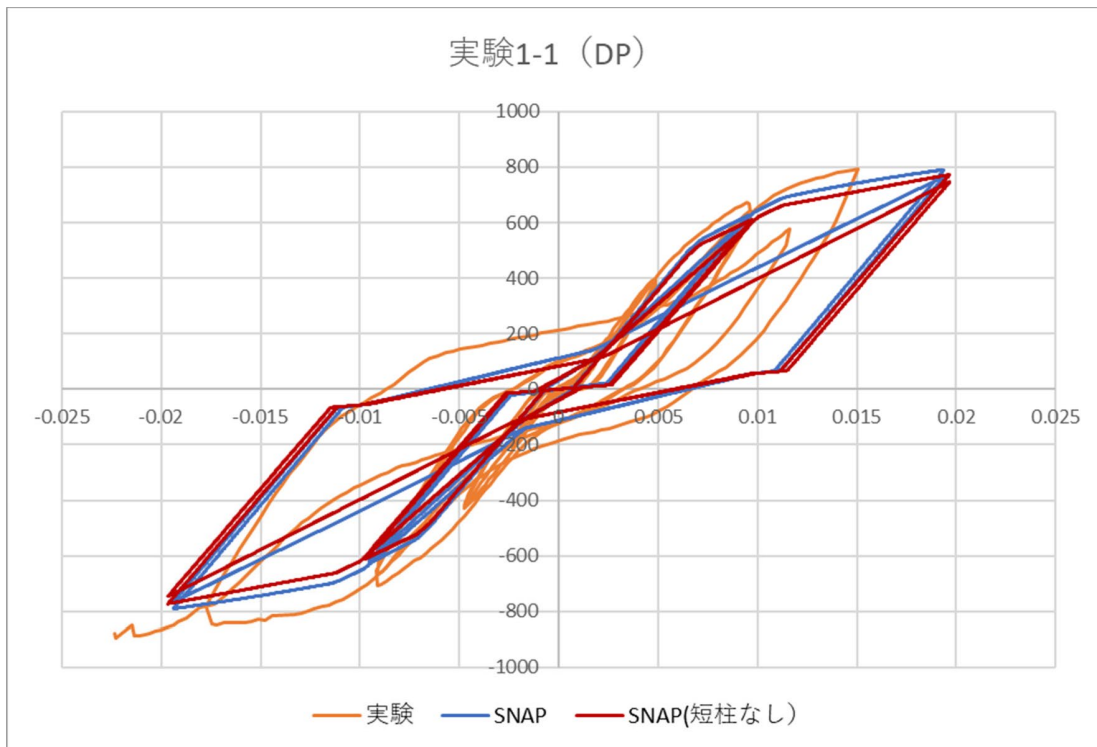


図3.2.57 荷重変形角関係(実験1-1)

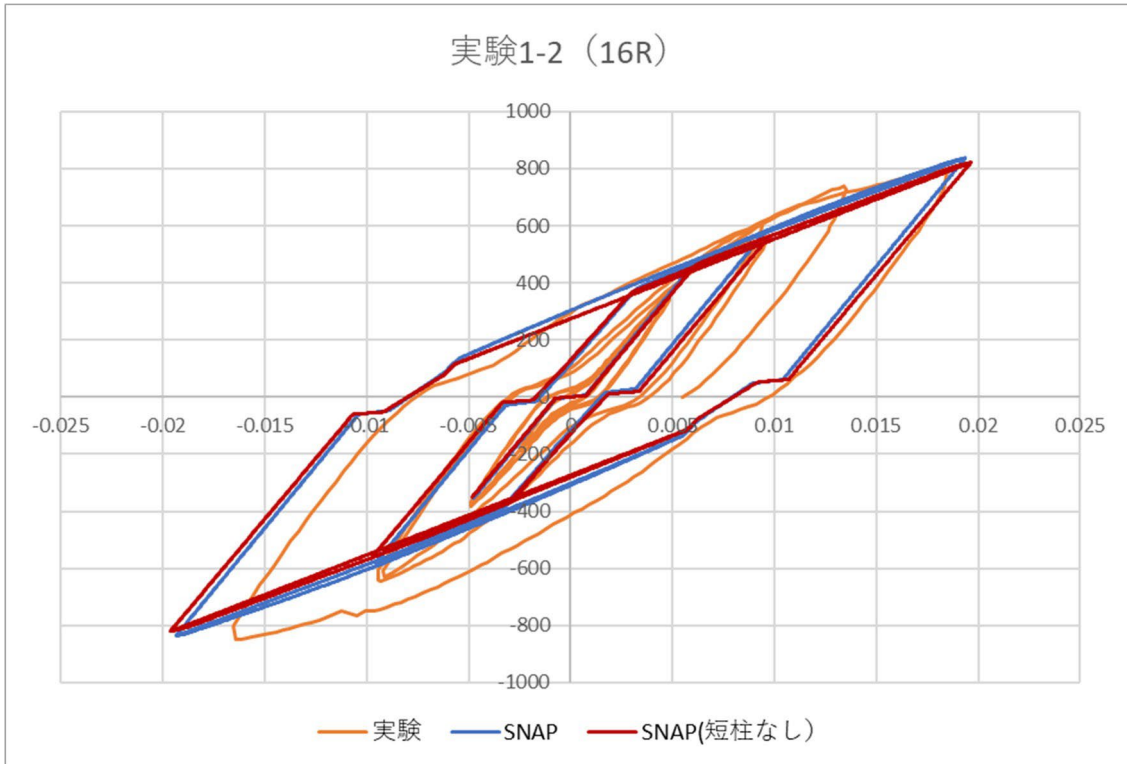


図3.2.58 荷重変形角関係(実験1-2)

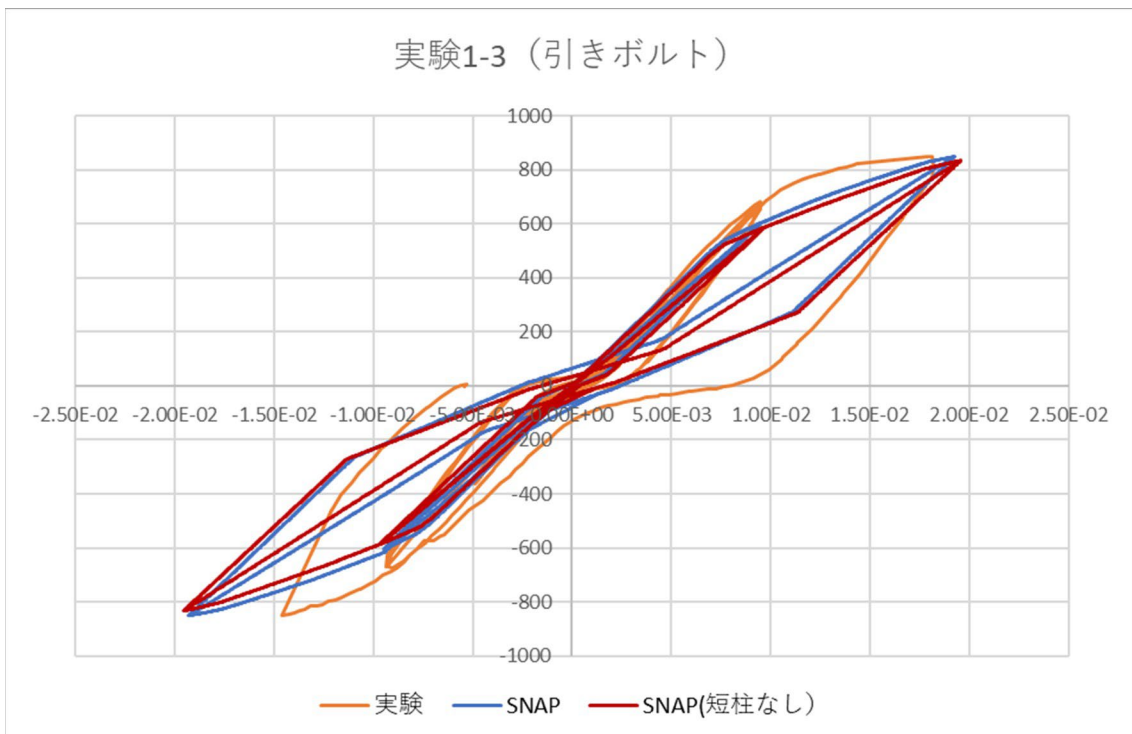


図3.2.59 荷重変形角関係(実験1-3)

ウ) 実験2 解析結果 (荷重変形角関係)

図 3.2.60～図 3.2.63 に実験 1 の SNAP の計算値(短柱あり)、計算値(短柱なし)、実験値の荷重変形角関係を示す。

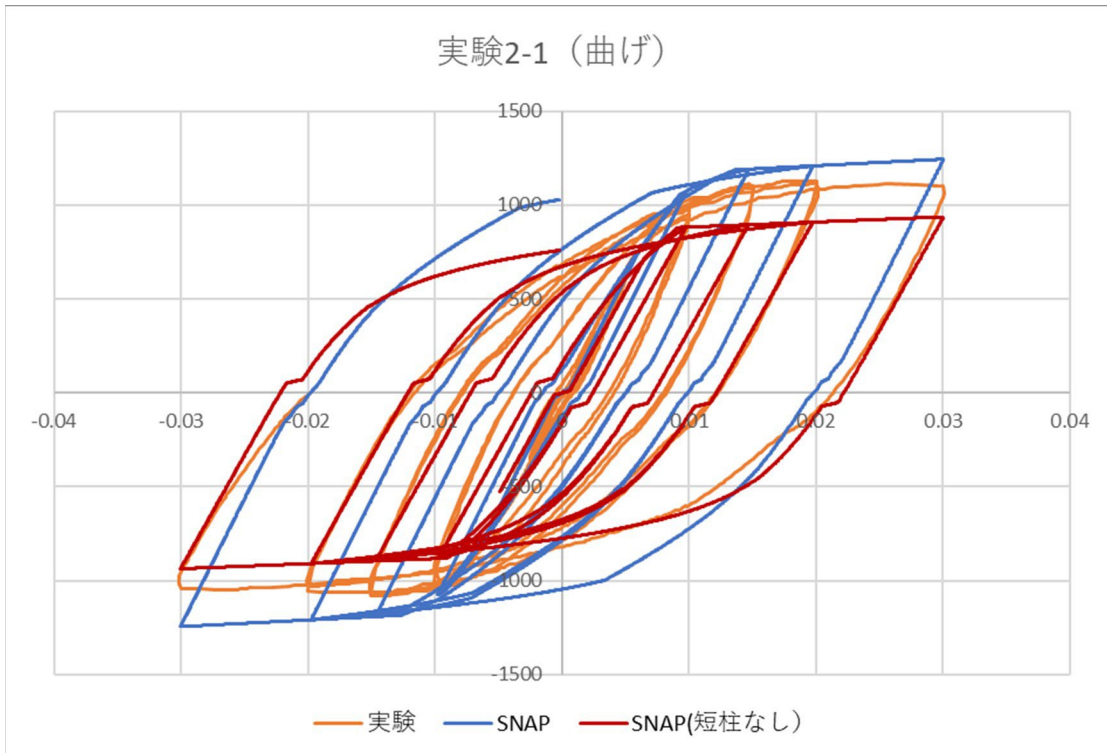


図3.2.60 荷重変形角関係 (実験2-1)

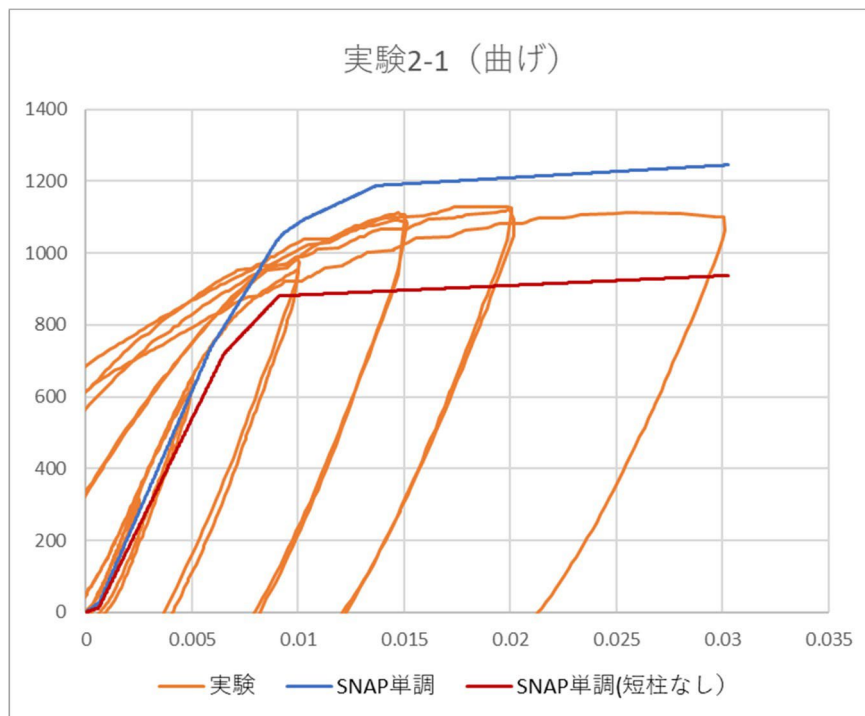


図3.2.61 荷重変形角関係 (第1象限) (実験2-1)

B.構造分野

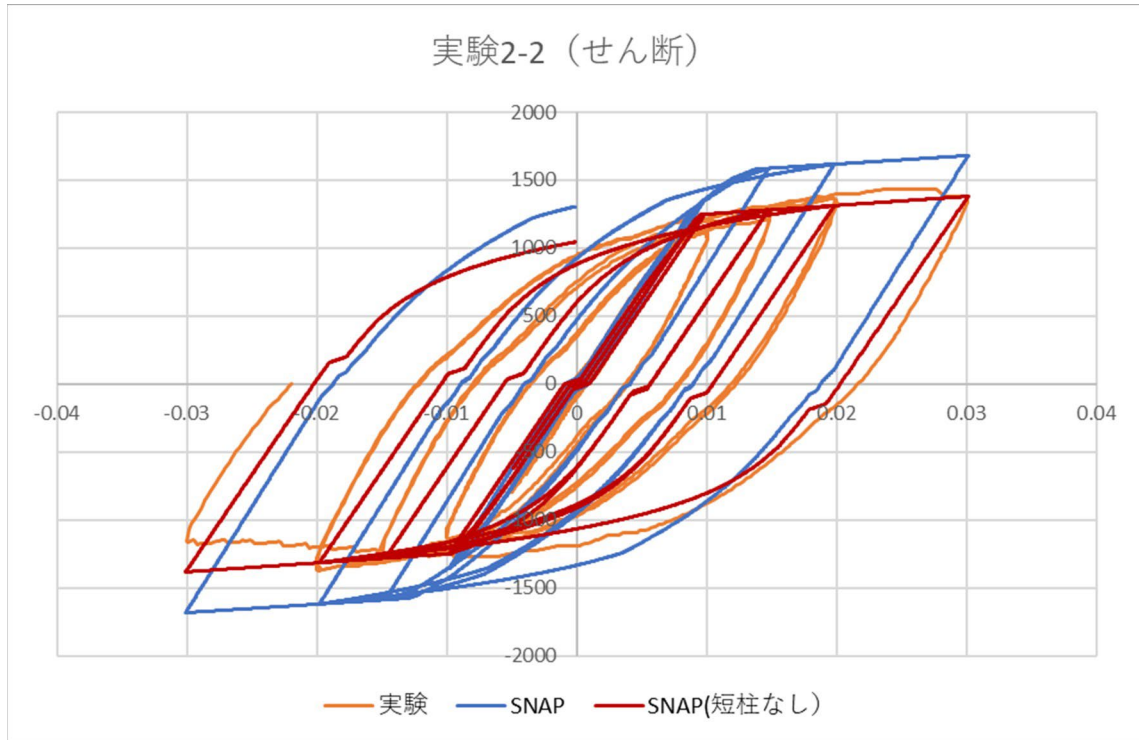


図3.2.62 荷重変形角関係(実験2-2)

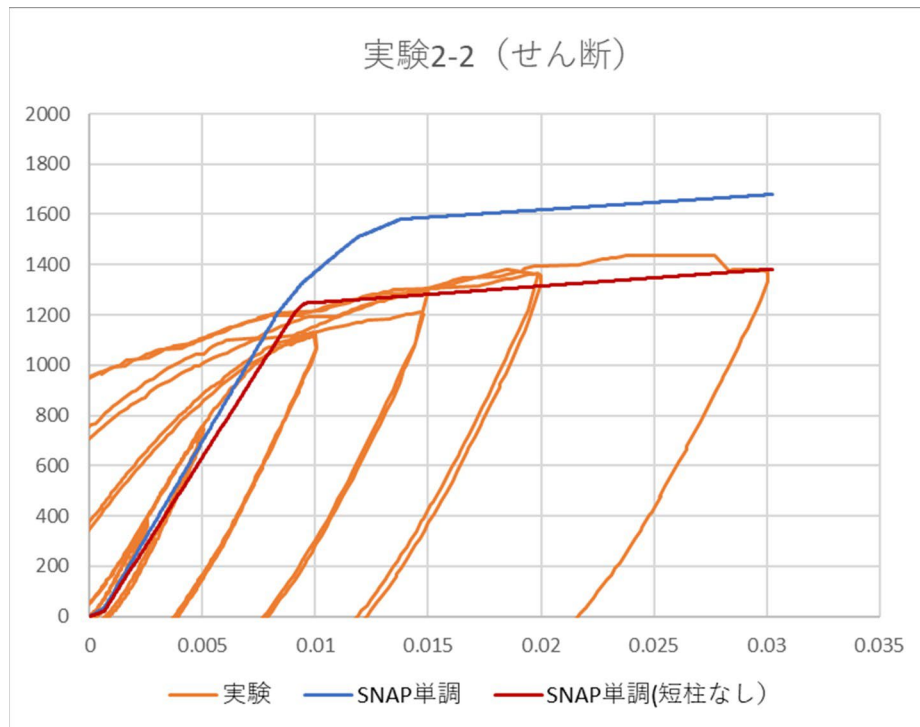


図3.2.63 荷重変形角関係 (第1象限) (実験2-2)

B.構造分野

エ) 実験 2 解析結果 (ヒンジ図・応力図)

図3.2.64及び図3.2.65にヒンジ図(塑性率図)を、図3.2.66及び図3.2.67に応力図を示す。図3.2.65より、実験2-1では、梁が曲げ降伏している。図3.2.67より、実験2-2では、梁が曲げ降伏後せん断降伏している。

塑性率 [ヒンジ発生ステップ]

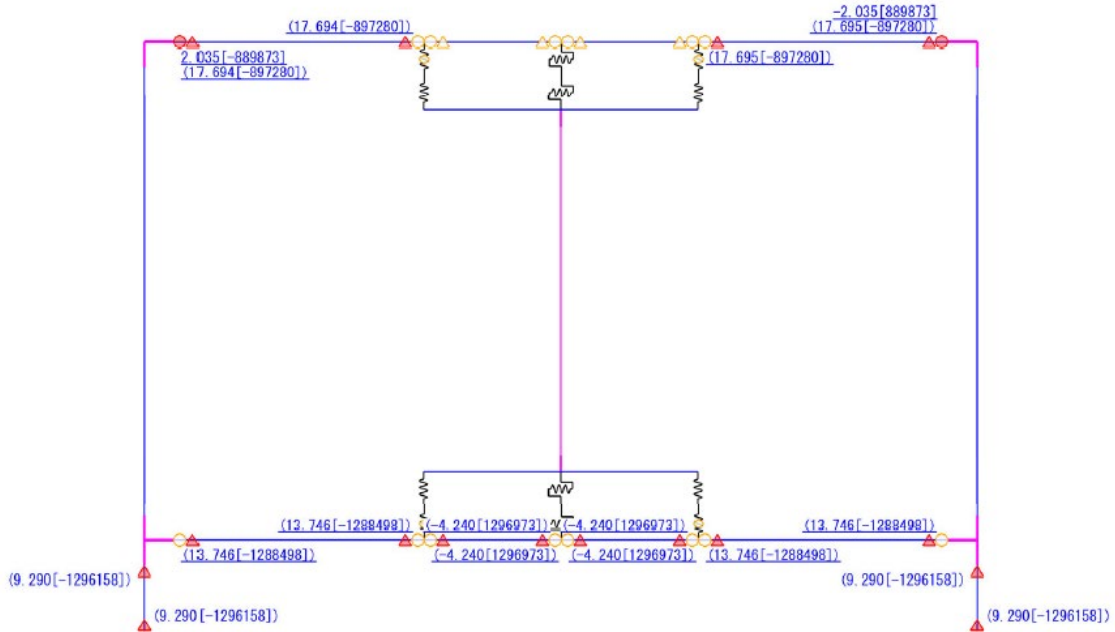


図3.2.64 ヒンジ図 (塑性率図) (実験2-1)

モーメント: kN.m
せん断力: kN
軸力: kN
主応力度: N/mm²

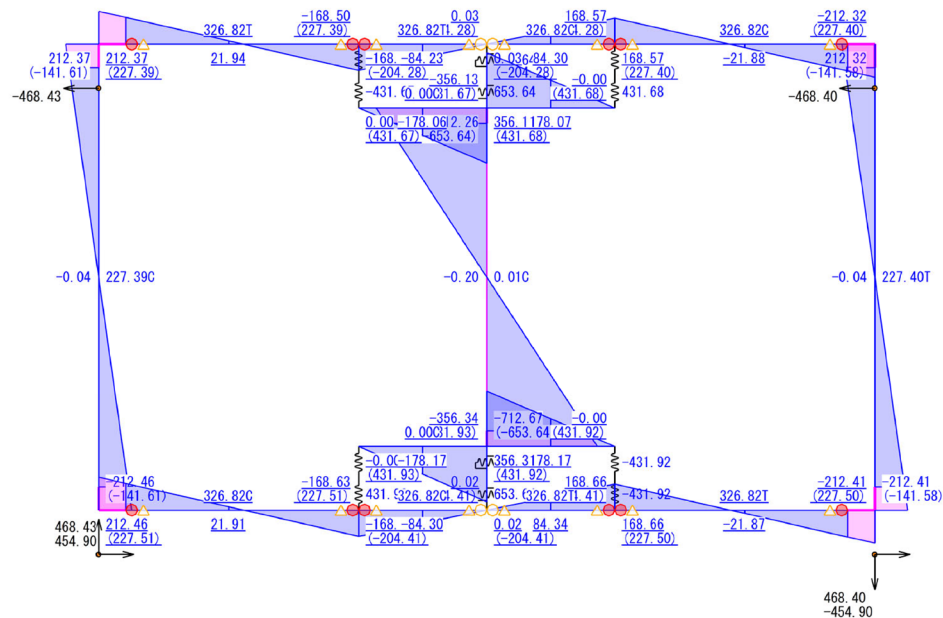


図3.2.65 応力図 (実験2-1)

B. 構造分野

塑性率 [ヒンジ発生ステップ]

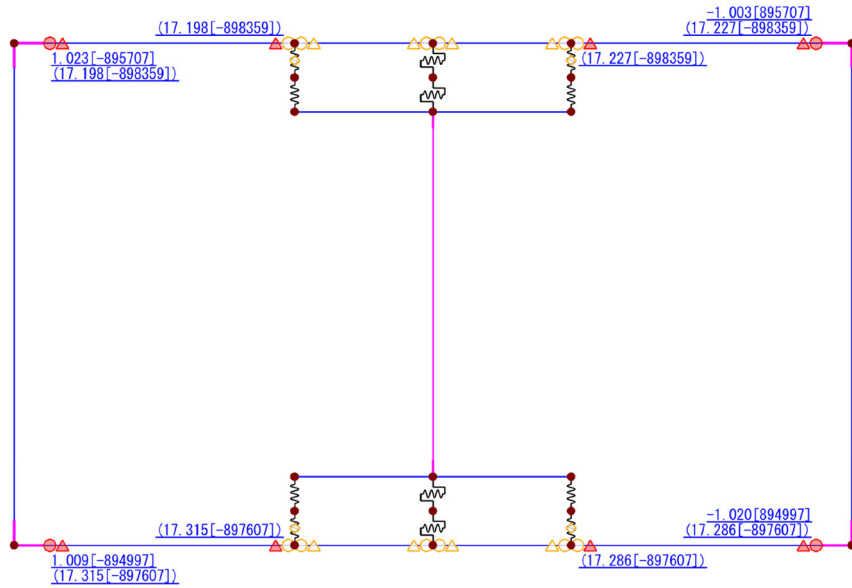


図 3. 2. 66 ヒンジ図 (塑性率図) (実験 2-2)

モーメント : kN.m
せん断力 : kN
軸力 : kN
主応力度 : N/mm²

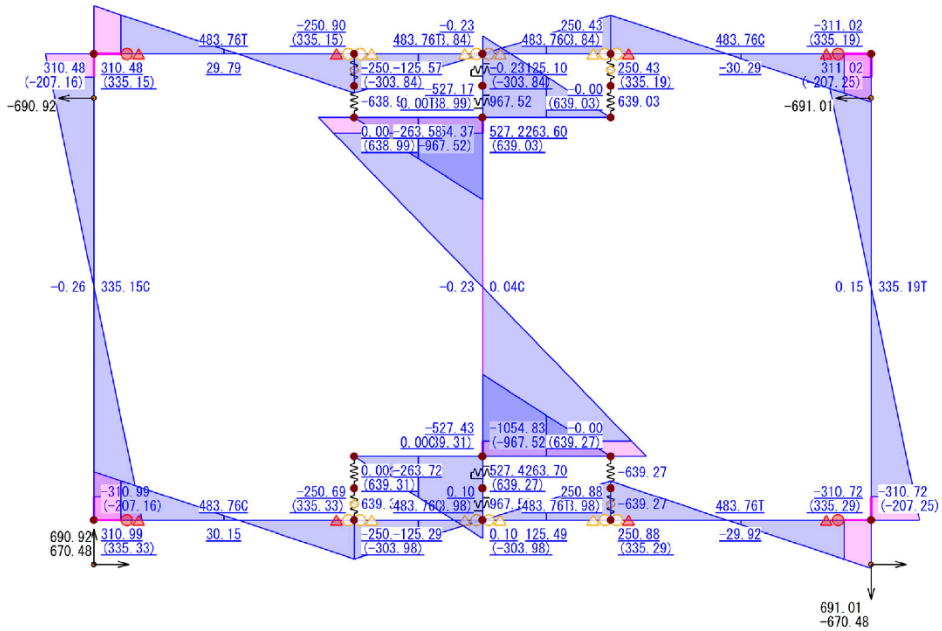


図 3. 2. 67 応力図 (実験 2-2)

(2) Ds 値の設定方針 (案)

CLT 壁を有する鉄骨造の保有水平耐力計算を行う際に必要となる Ds 値の設定方針の案を示す。

まず、本総プロの実験で扱った主な崩壊形として、[a] S 部材降伏、[b] S-CLT 接合部降伏、の 2 種類に大きく分類する (図 3.2.68)。

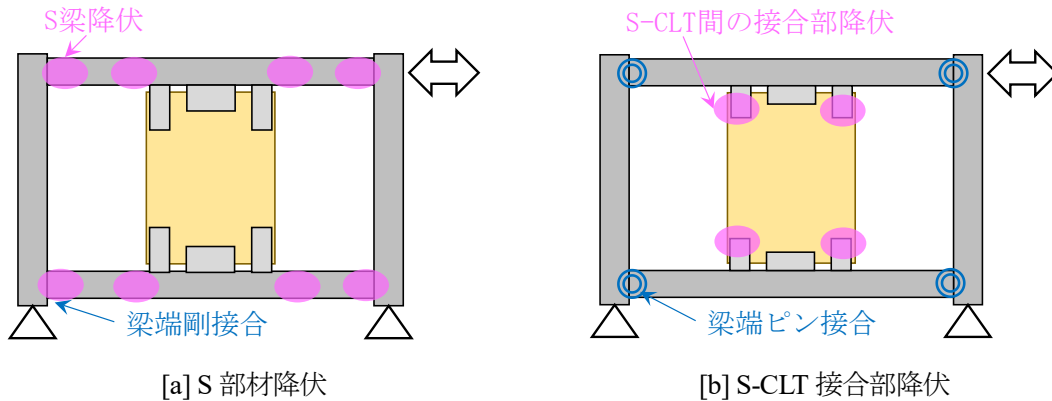


図 3.2.68 崩壊形

CLT 壁に関しては筋かいの種別及び部材群の考え方を適用することで、通常の鉄骨造の Ds 値 (昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 3) から選択することを考える。図 3.2.69 に告示の適用方法(案)を示す。左側に筋かい、右側に柱梁に関する事項を示している。

まず左上の「筋かいの種別」では、[a]S 降伏の場合に BB、[b]接合部降伏の場合に BC とする。ここで、[a]の場合に復元力特性は柱梁の鉄骨部材の特性が反映されるため柱梁部材のみから Ds 値を決定することも考えられる。また、[b]の場合には履歴特性がスリップ型になる場合が多いので引張り筋かい (細長比が大きい筋かい) に相当するとして BB と考えることもできる。しかし、新しい混構造の構造形式であることや、[a]では相応のせん断力を CLT 壁も負担することから、Ds 値を少し高めに設定することを意図して、[a]で BB、[b]で BC、とした。

次に、「筋かいの部材群の種別」は、BC の負担割合から部材群としての種別は B 又は C となる。ここで、筋かいの場合に端部接合部の保有耐力接合が求められることに対応させて、[a]では塑性化後の耐力上昇を考慮しても崩壊形が変わらないことを確認するために、柱梁の全塑性耐力又はメカニズム時耐力を割り増した応力に対して接合部が降伏しないことを確かめる。[b]ではメカニズム時の接合部の変形が限界変形以内であることを確認する。

右上の「柱梁の種別」は、通常通り、柱と梁の幅厚比から部材種別を決定する。なお、CLT 壁を入れる場合、梁が短スパンとなって曲げ降伏よりもせん断降伏が先行する場合も見られるが、鉄骨梁部材ではせん断降伏先行でも耐力を維持し塑性変形能力を期待できる。そのため、せん断降伏が先行するか否かに関わらず、種別は単純に幅厚比から判断する。

「柱梁の部材群の種別」は、通常通りの判定となる。また、柱梁接合部の保有耐力接合や梁の保有耐力横補剛についても通常の鉄骨造と同様である。なお、CLT 壁を入れる場合、梁の中間で CLT 壁からの応力を受けることになるため、梁に対して十分な横補剛を設けることが必要である。

最終的に CLT 壁 (筋かい) の負担割合 β_u に応じて、表 3.2.69 に示す表 (昭 55 建告第 1792 号第 3 第四号) から Ds を決定する。

B. 構造分野

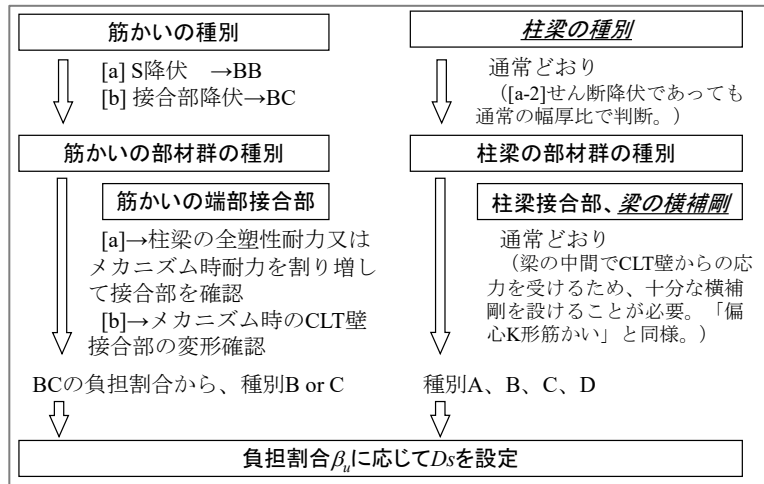


図 3. 2. 69 告示（昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 3）の適用方法(案)

表 3. 2. 29 鉄骨造の D_s 値（昭 55 建告第 1792 号第 3 第四号）

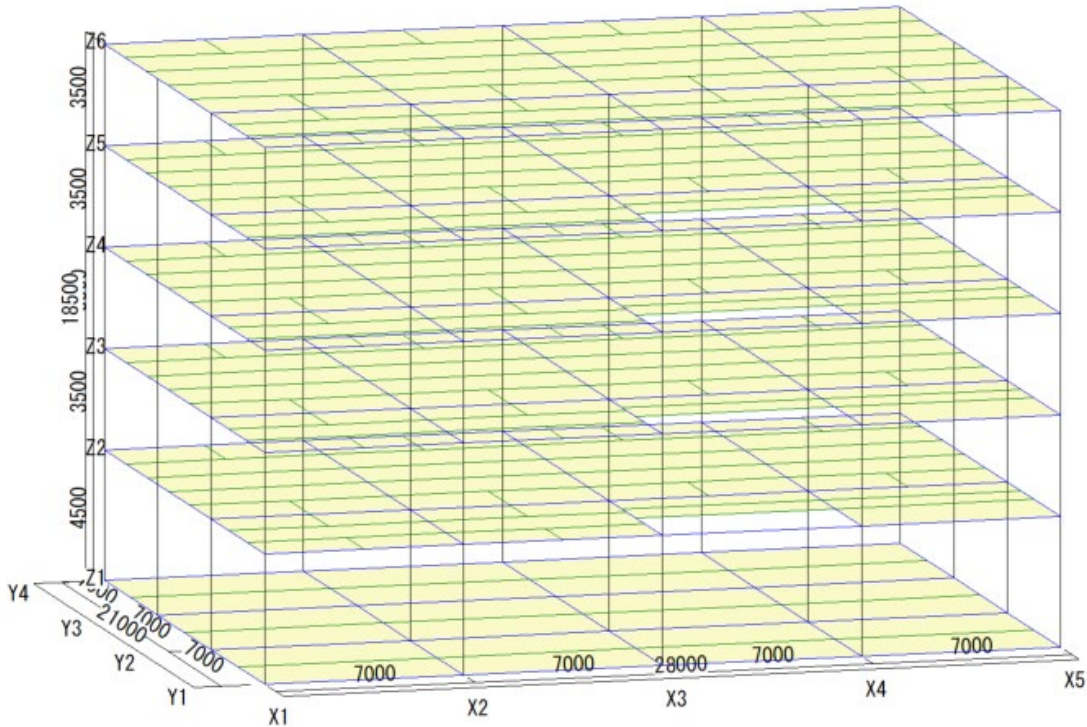
		柱及びはりの部材群としての種別				
		A	B	C	D	
筋かいの部材群としての種別	A又は $\beta_u=0$ の場合	0.25	0.3	0.35	0.4	
	B	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.25	0.3	0.35	0.4
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.3	0.3	0.35	0.45
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.5
	C	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.3	0.3	0.35	0.4
		$0.3 < \beta_u \leq 0.5$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.45
$\beta_u > 0.5$ の場合		0.4	0.4	0.45	0.5	

この表において、 β_u は、筋かい（耐力壁を含む。）の水平耐力の和を保有水平耐力の数値で除した数値を表すものとする。

(3) 構造解析モデルを用いた時刻歴応答解析

参考資料で示す試設計を対象として時刻歴応答解析を行い、CLT 耐力壁を有する混構造の地震時の最大層間変形角を比較用の純鉄骨造と比較する。

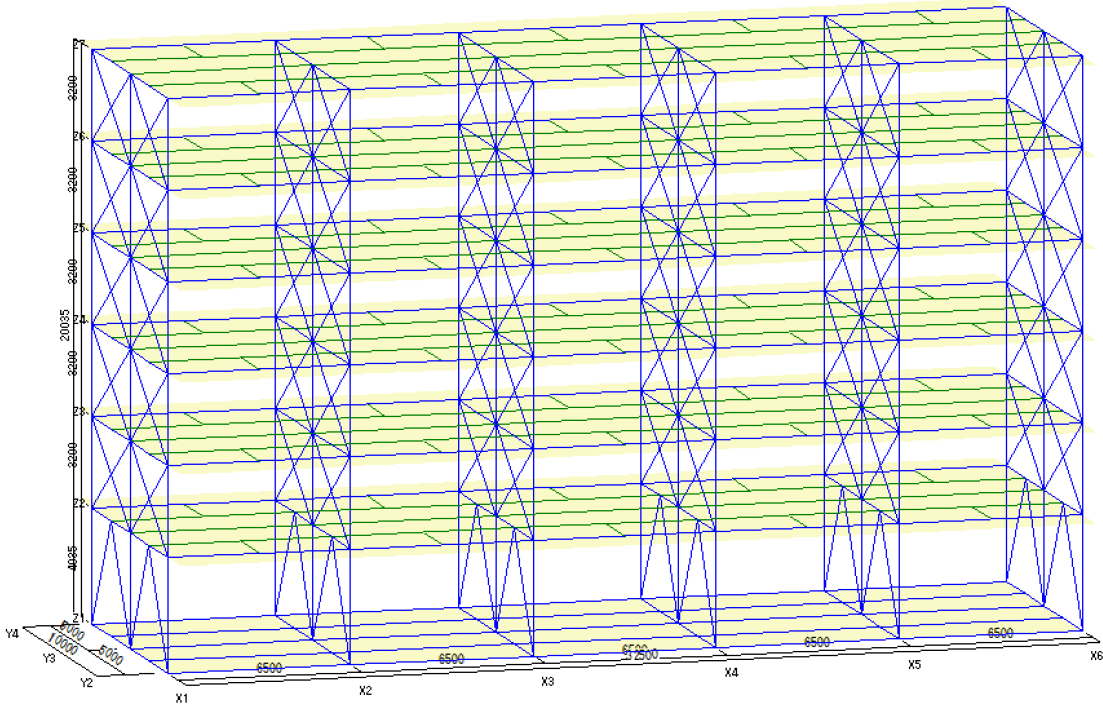
用途と階数は、事務所・5階建て、集合住宅・6階建ての2種類であり、それぞれ CLT 耐力壁を有する試設計建物と比較用の純鉄骨造のものがあり、計4棟の建物を対象とする。図3.2.70～3.2.73に4棟の全体図を示す。



〔固有周期 1次： $T1=0.942s$ （桁行方向）、2次： $T2=0.896s$ （張間方向）〕

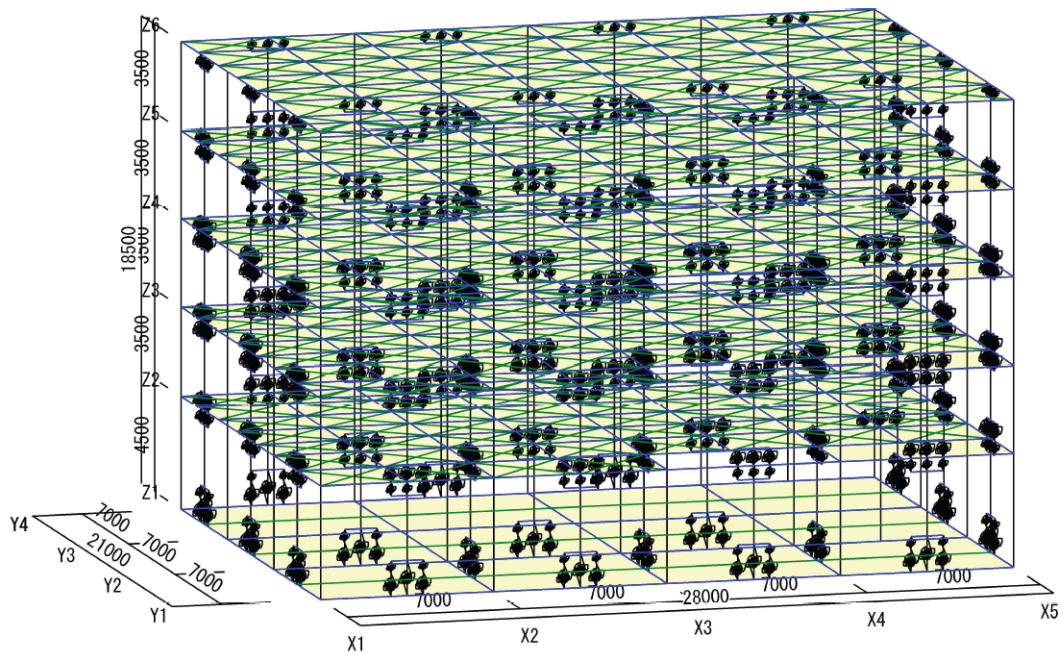
図3.2.70 事務所、5階建て、比較用鉄骨造

B.構造分野



〔固有周期 1次： $T_1=0.816s$ （桁行方向）、2次： $T_2=0.379s$ （張間方向）〕

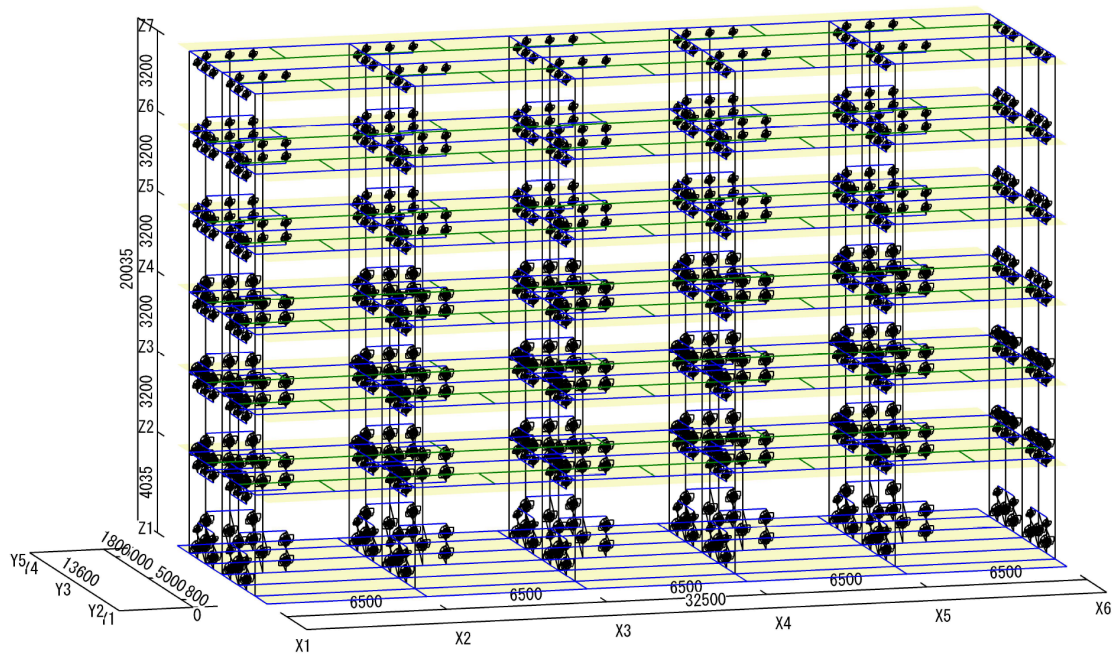
図 3.2.71 集合住宅、6階建て、比較用鉄骨造



〔固有周期 1次： $T_1=0.771s$ （桁行方向）、2次： $T_2=0.753s$ （張間方向）〕

図 3.2.72 事務所、5階建て、CLT耐力壁付き

B.構造分野

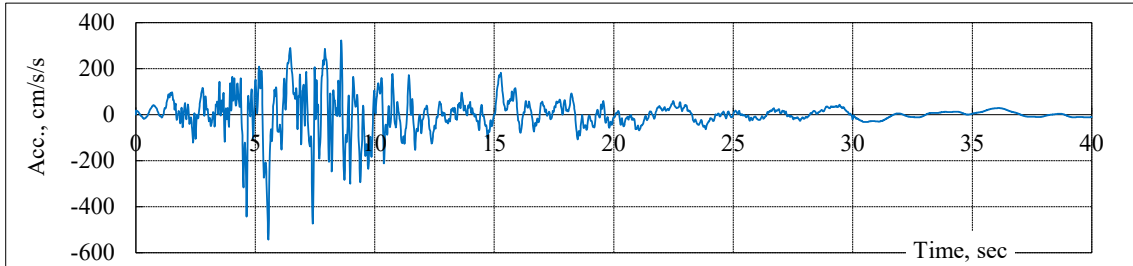


〔固有周期 1次： $T_1=0.664s$ （桁行方向）、2次： $T_2=0.620s$ （張間方向）〕

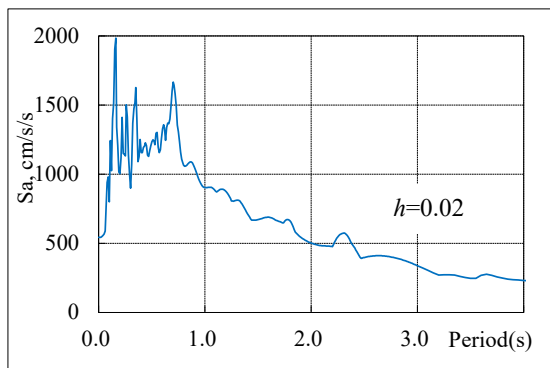
図 3. 2. 73 集合住宅、6階建て、CLT 耐力壁付き

B.構造分野

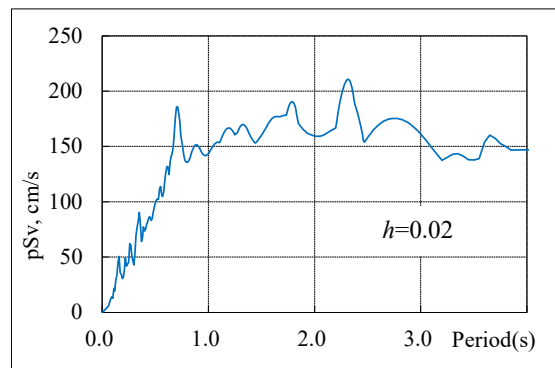
入力地震動は水平1軸とし、対象建物の桁行方向（X方向）又は張間方向（Y方向）に入力する。地震波は、位相をJMA KOBE NS波に設定した模擬地震動1波とする。時刻歴波形及び応答スペクトル（減衰定数 $h=0.02$ ）を図3.2.74に示す。



(a) 入力地震動 時刻歴



(b) 加速度応答スペクトル ($h=0.02$)



(c) 擬似速度応答スペクトル ($h=0.02$)

図 3.2.74 入力地震動

応答解析の解析時間は40(秒)とし、減衰定数は、瞬間剛性比例型として減衰定数を2%とした。P- Δ 効果については、考慮していない。

図3.2.75に最大層間変形角を示す。凡例の”S”は比較用鉄骨造、”CLT+S”はCLT耐力壁付きを示し、”X”と”Y”はそれぞれ桁行方向と張間方向に入力した結果である。

図3.2.75(a)に示す事務所では、2階で0.02(=1/50)前後の大きめの応答となっている。桁行・張間ともラーメン構造の比較用鉄骨造に比べて、CLT耐力壁付きの方が変形は抑えられている。

図3.2.75(b)に示す集合住宅では、比較用鉄骨造の桁行方向(S,X)はラーメン架構であり、事務所と同様に0.02(=1/50)程度の変形が生じている。一方、比較用鉄骨造の張間方向(S,Y)はブレース付きで、最大でも2階の0.0067(=1/150)である。桁行、張間の両方向にCLT耐力壁を有する建物では、最大応答は0.01(=1/100)程度であり、鉄骨造のラーメン構造とブレース構造との間にある。

B.構造分野

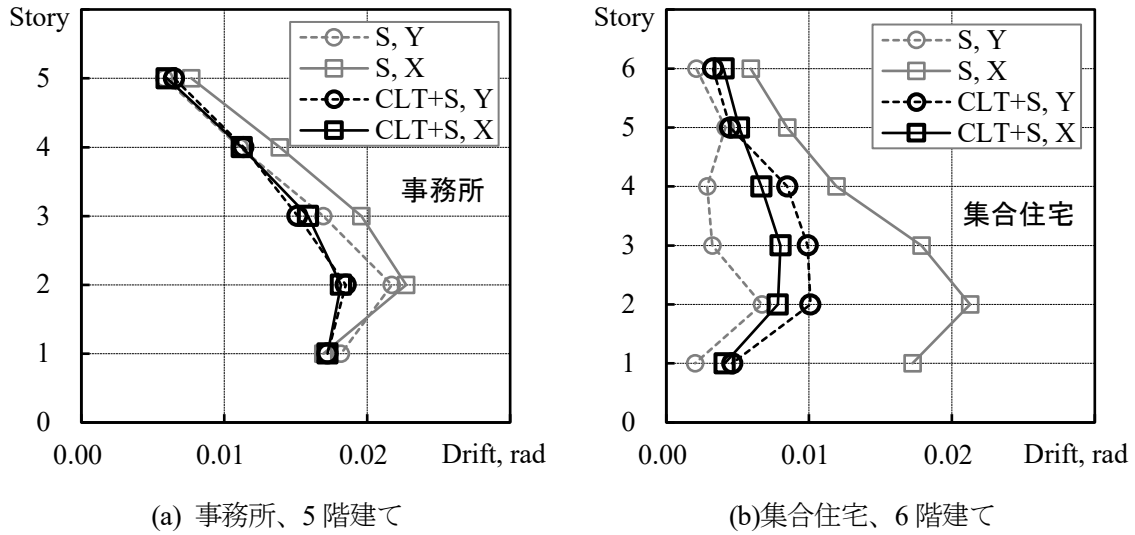


図 3.2.75 最大層間変形角

以上の結果から、Ds の設定方針（案）で示した考え方に基づいて試設計された CLT 耐力壁付き混構造建築物の地震時の層間変形は、比較用の純鉄骨造と概ね同等の値になることが確かめられた。なお、鉄骨造の筋かい付き架構に比べると CLT 耐力壁付き架構の方が変形は大きくなることに留意する。

B. 構造分野

4. プロトタイプⅢ関連の構造設計に関する技術資料

4.1 CLT 柱-集成材合わせ梁モーメント抵抗接合部の設計方法に関する技術資料

4.1.1 はじめに

CLT 壁勝ち工法の一つに集成材合わせ梁を用いたモーメント抵抗接合部を用いる方法がある。この接合方法を用いた CLT 壁勝ち工法は、壁脚接合部に加えて、壁梁接合部のモーメント抵抗接合により、建物により高い耐震性能を付与することができる。そこで、本資料では CLT 壁勝ち工法に集成材合わせ梁を用いたモーメント抵抗接合部の設計方法を以下に示す。

4.1.2 柱梁接合部の荷重変形関係の設定

(1) 仕様

一例として表 4.1.1 および図 4.1.1 に示す仕様について設計方法を示す。

表 4.1.1 接合部仕様の例

部位	仕様	樹種・材料	寸法(mm)
CLT 壁パネル	S60-3-3(t=90mm)	スギ	90×1,000
合せ梁	E120-F330 対称異等級構成集成材	オウシュウアカマツ	2-90×500
接合具	2面せん断ビス接合	32-PS8×260	—
せん断キー受け	鋼板添え板1面 せん断ビス接合	2-40-TBA65	—
せん断キーピン	丸鋼	SS400	φ40

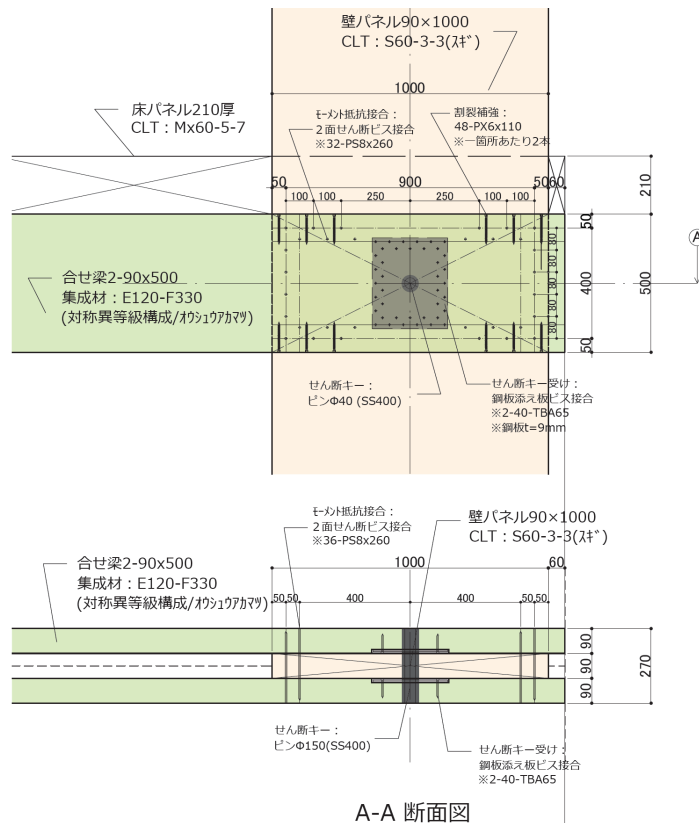


図 4.1.1 接合部仕様の例

(2) モーメント抵抗接合の荷重変形関係の設定方法

① 各特性値の算出方法

a 初期剛性

初期剛性は下式のように算出される。

$$K_{\theta} = k \cdot \sum r_i^2 \quad (4.1.1) \quad r_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2} \quad (4.1.1A)$$

ここで、 K_{θ} ：初期剛性、 k ：単位接合部の初期剛性、 r_i ： i 番接合具の接合具配列図図芯からの距離、 $(x_i + y_i)$ ： i 番接合具の位置座標（接合具配列図心を原点）

b 降伏耐力

最初の1本が降伏変位 δ_p (単位接合部の終局耐力到達時変位) に到達する次点として、下式のように算出される。

$$M_y = K_{\theta} \cdot \theta_y \quad (4.1.2) \quad \theta_y = \frac{\delta_p}{\max[\dots, r_i, \dots]} \quad (4.1.2A)$$

ここで、 M_y ：降伏耐力、 K_{θ} ：初期剛性、 θ_y ：降伏回転角、 δ_p ：単位接合部の降伏変位（完全弾塑性近似評価における終局耐力到達時変位）、 r_i ： i 番接合具の接合具配列図の図芯からの距離

c 終局耐力

全ての接合具が降伏耐力 P_u (単位接合具の終局耐力) に到達する次点として、下式のように算出される。

$$M_u = P_u \cdot \sum r_i \quad (4.1.3)$$

ここで、 M_u ：終局耐力、 p_u ：単位接合部の降伏耐力（完全弾塑性近似評価における終局耐力）、 r_i ： i 番接合具の接合具配列図の図芯からの距離

d 終局変形角

最初の1本が終局変位 $\mu\delta_p$ に到達する時点として、下式のように算出される。

$$\theta_u = \mu \cdot \theta_y \quad (4.1.4)$$

ここで、 θ_u ：終局耐力、単位接合部の塑性率（完全弾塑性近似評価における塑性率）、 θ_y ：降伏回転角

e 靱性を確保できるかどうかの確認

柱フェイス位置での終局耐力が寸法効果係数を考慮した曲げ耐力を下回っているかを確認する下式で算出される。

$$\beta \cdot M_{uu} \leq Z_e \cdot K_Z \cdot F_b \quad (4.1.5)$$

B. 構造分野

ここで、 β : 柱フェイス位置への換算スパン比 ($2/2.5=0.8$) M_{uu} : 終局耐力 (上限強度)、 Z_e : 正味断面係数、 K_z : 寸法効果係数 ($=0.93$)、 F_b : 曲げの基準強度

② 各特性値の算出結果

図 4.1.1 に示した接合部仕様について、表 4.1.2 に、前項で示した算出方法により求めた接合部の曲げ特性値一覧を示す。なお、表中の (*) は参考文献 1 の実験値を用いた。

表 4.1.2 接合部の曲げ特性値

項目	項目	記号	単位	値	備考	
単位 接合部 設計用 特性値	単位接合部初期剛性	k	kN/mm	2.19	実験値* ¹	
	単位接合部 降伏変位	下限値	δ_{pL}	mm	8.33	p_{uL}/k
		平均値	δ_{pm}	mm	9.13	実験値* ¹
		上限値	δ_{pu}	mm	9.93	p_{uu}/k
	単位接合部 降伏耐力	下限値	p_{uL}	kN	18.24	$p_{um} \times 0.8355$
		平均値	p_{um}	kN	19.99	実験値* ¹
		上限値	p_{uu}	kN	21.75	$p_{um} \times 1.1645$
	塑性率	μ	-	2.14	実験値* ¹	
		Σr^2	mm ²	5,181,200		
		Σr	mm	12,641		
	$\max(r_i)$	mm	492.4			
靱性 確保 の確認	柱フェイス位置への換算スパン比	β		0.8		
	正味断面係数	Z_e	mm ³	7,500,000		
	寸法効果係数	K_z		0.93		
	梁材の曲げ基準強度	F_b	N/mm ²	33		
		$Z_e \cdot K_z \cdot F_b$	kNm	230.175		
		$\beta \cdot M_{uu}$	kNm	219.9		
	靱性確保の判定	$Z_e \cdot K_z \cdot F_b > \beta \cdot M_{uu}$		OK		
接合部 設計値	接合部初期剛性	K_θ	kNm/rad	11347		
	降伏回転角	下限値	θ_{yL}	rad	0.017	
		平均値	θ_{ym}	rad	0.019	
		上限値	θ_{yu}	rad	0.020	
	降伏モーメント	下限値	M_{yL}	kNm	191.9	
		平均値	M_{ym}	kNm	210.3	
		上限値	M_{yu}	kNm	228.8	
	終局モーメント	下限値	M_{uL}	kNm	230.6	
		平均値	M_{um}	kNm	252.7	
		上限値	M_{uu}	kNm	274.9	
	終局回転角	下限値	θ_{uL}	rad	0.036	
		平均値	θ_{um}	rad	0.040	
上限値		θ_{uu}	rad	0.043		

参考文献 1: 荒木、中島、秋山、CLT 壁-集成材合わせ梁モーメント抵抗部の曲げ性能に関する実験的

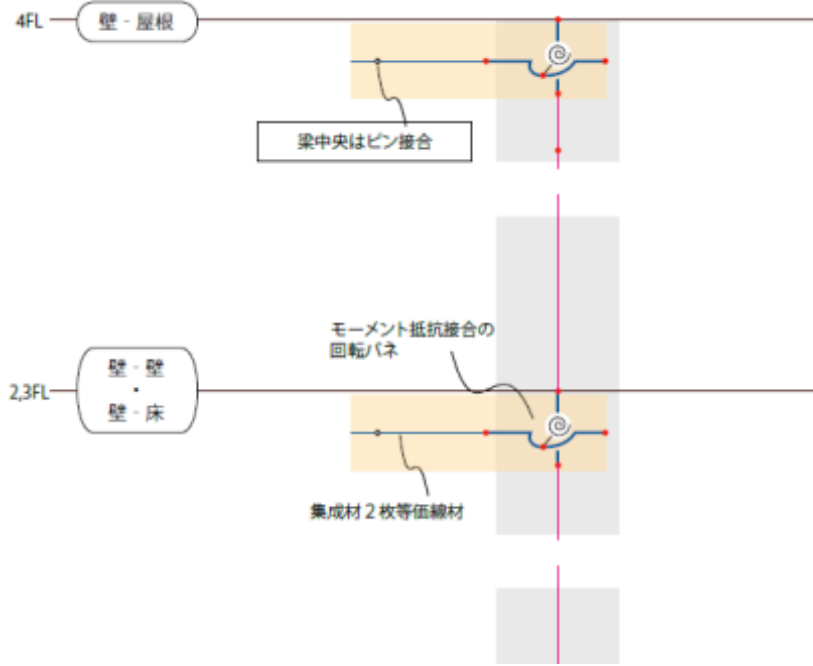
研究、日本建築学会技術報告集、2021年2月

(3) CLT 壁-集成材合わせ梁の解析モデルの設定方法

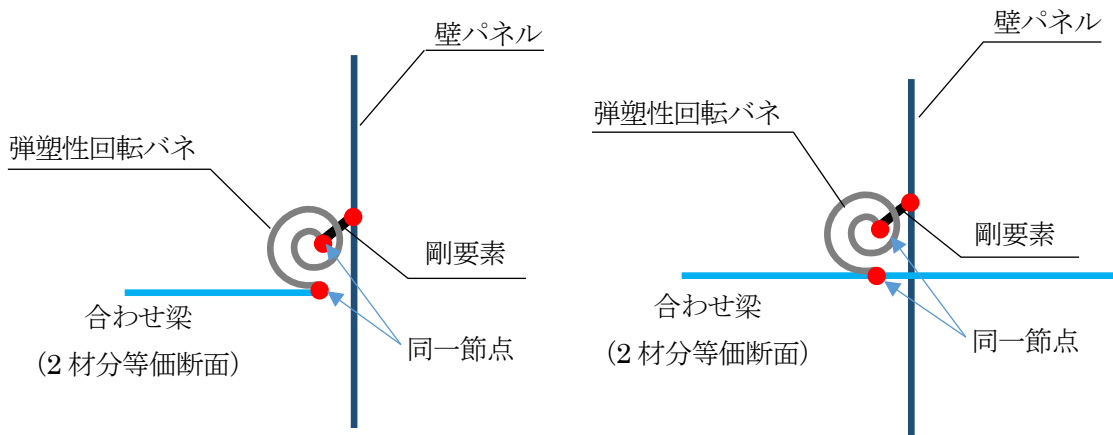
図 4.1.2 に、CLT 壁-集成材合わせ梁の解析モデルの設定方法を示す。

2次元モデルで T 形接合部の場合は、梁端に回転ばねを設け、回転ばねに 2.2 の $M-\theta$ 関係を設定する。

十字接合部の場合は、柱の等価線材に柱梁接合部の交点位置（節点①）から少し下に節点を設け（節点②）、節点①-②間に微小な剛はり要素を設け、節点②に回転ばねを設け、回転ばねに 2.2 の $M-\theta$ 関係を設定する。



(1) 解析モデル（全体図）



(2) T形接合部

(3) 十字接合部

図 4.1.2 CLT 壁-集成材合わせ梁の解析モデルの設定方法

4.1.3 CLT柱-集成材合わせ梁モーメント抵抗接合部の設計における留意点

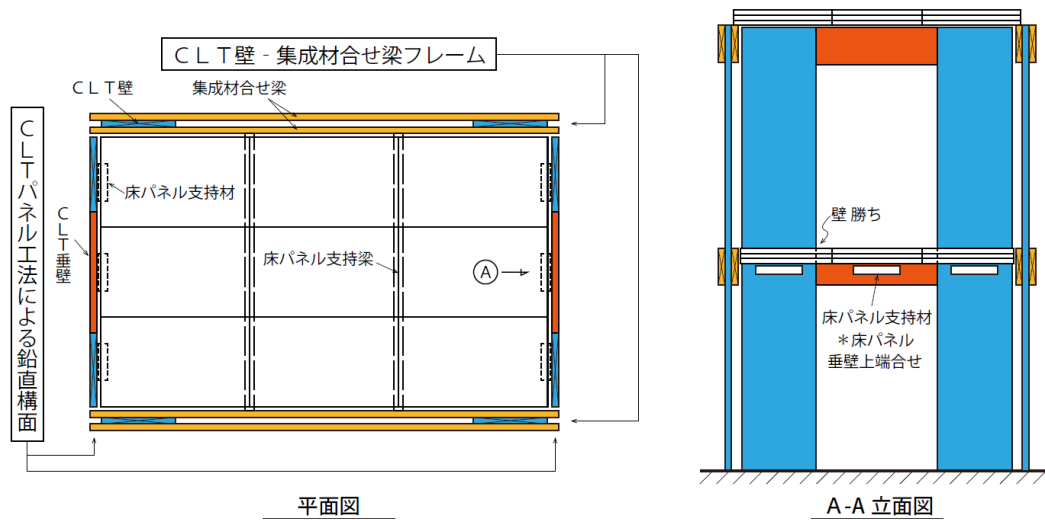
(1) 合わせ梁の継手および2材の合わせ方について

継手を設ける場合は、設計者の判断により、継手接合部の応力を適切に伝達できる接合仕様とする。

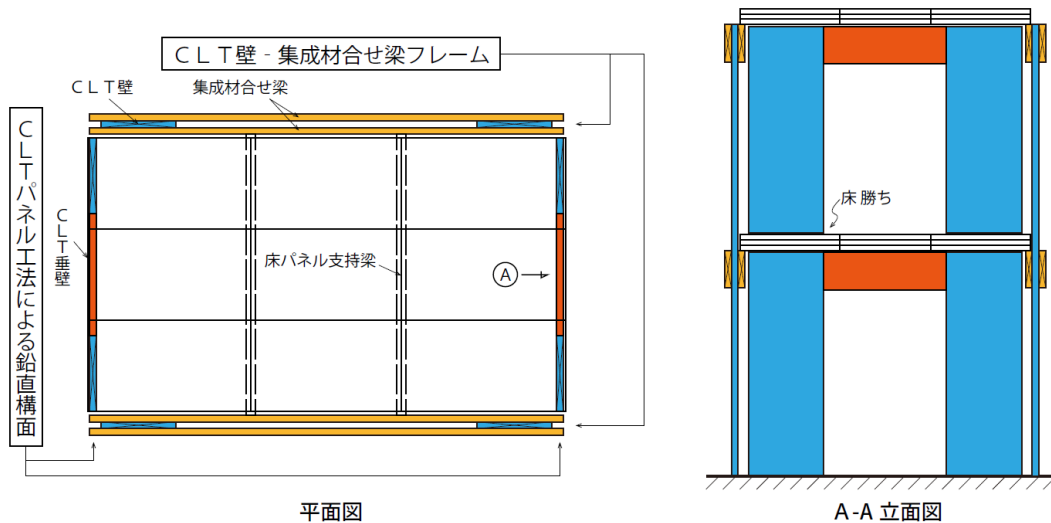
また、合わせ梁の2材の間隔を適切に保つために合わせ梁間にスペーサーを配置する場合、直交方向から取り付く小梁等と干渉しない位置に適切な間隔（1m程度）に配置する。

(2) 直交方向耐震要素の配置方法について

CLT壁-集成材合わせ梁モーメント抵抗接合を用いた構面と直交する構面は、耐震要素が互いに干渉しないようにCLT壁および梁を配置する。従って、一方向をCLT柱-集成材合わせ梁モーメント抵抗接合を用いた構面とする場合、直交方向の鉛直構面は、CLT壁-合わせ梁接合以外の耐震要素となる。配置例を図4.1.3に示す。



(1) 直交方向：壁勝ち工法の場合



(2) 直交方向：床勝ち工法の場合

図 4.1.3 直交方向耐震要素の配置方法の例

(3) CLT 柱-集成材合わせ梁モーメント抵抗接合部のせん断接合の設計方法

① 要求性能

図 4.1.1 に示す仕様について検討する。まず長期分のせん断力を考える。1 層あたりの建築面積当りの均し重量をやや重めの仕様を想定して 5.5kN/m^2 と仮定すると、スパン 6m で長期荷重の負担幅 2.5m とすれば、片側の接合部が負担するせん断力 Q_L は下式の通り求まる。

$$Q_L = 5.5\text{kN/m} \times 6\text{m} \times 2.5\text{m} / 2 \text{ 箇所} \doteq 42\text{kN} \quad (4.1.6)$$

次に、地震時作用分のせん断力を考える。終局時に両端の接合部が全塑性曲げモーメントに到達した状態を想定して必要性能を求める。このとき、特性値のバラツキや荷重上昇についても考慮したものとする。柱心間スパンは、壁幅が 1m、柱の外間間で 6m とすると、 $6\text{m}-1\text{m}=5\text{m}$ となる。また、別資料で示した接合部の全塑性曲げモーメントの上限値は 225kNm である。これより、終局時に梁の負担するせん断力 Q_u は下式の通り求まる。

$$Q_u = 2 \text{ 箇所} \times 225\text{kNm} / 5\text{m} = 90\text{kN} \quad (4.1.7)$$

以上より、終局時に接合部に要求されるせん断耐力は長期分と地震時作用分を合わせて下式の通り求まる。

$$Q_j = Q_L + Q_u = 42\text{kN} + 90\text{kN} = 135\text{kN} \quad (4.1.8)$$

② 各部に対する検討

下記の項目を検討する。

- 1) 梁部材のせん断
- 2) 梁部材の横引張
- 3) CLT 及び梁部材の鋼板添え板スクリュー接合のせん断
- 4) 鋼板に対するピンの支圧
- 5) ピンのせん断

1) 梁部材のせん断

「木質構造設計規準・同解説」((一社)日本建築学会)では、接合部におけるせん断力に抵抗できる有効範囲として、片側の母材縁から最遠方接合具までの範囲と規定している。そして、設計用外力をこの有効断面により割ることで計算される平均せん断応力度に対して、せん断応力集中係数として 1.5 を考慮して、設計用せん断応力度を計算している。

検討対象の接合仕様では、梁せいに対して 8 割の範囲を有効範囲として確保しているため、上述の方法により求まる設計用せん断応力度は下式の通りである。なお、有効範囲において、欠きこみ等の断面欠損率を 8 割程度考慮することとする。

$$\tau_j = 135\text{kN} / (2 \text{ 材} \times \text{幅 } 90\text{mm} \times \text{せい } 500\text{mm} \times 0.8 \times 0.8) \times \text{応力集中係数 } 1.5 \doteq 2.35\text{N/mm} \quad (4.1.9)$$

B.構造分野

梁部材は樹種がオウシュウアカマツの構造用集成材であり、せん断の基準強度（国告 1024 号）は 3.0N/mm^2 であり、終局時の検討なのでこれが許容せん断応力度となる。これより、下式の通り設計用せん断応力度は許容せん断応力度を下回っている。

$$\text{設計用せん断応力度} : 2.35\text{N/mm}^2 / 3.0\text{N/mm}^2 = 0.78 \leq 1.0 \Rightarrow \text{OK} \quad (4.1.10)$$

2) 梁部材の横引張

「木質構造設計規準・同解説」では、せん断力の作用により母材が横引張による割裂破壊する場合に対して、終局耐力の評価式を示している。計算に要する各変数として、割裂破壊定数 C_r / 梁幅 l / 梁せい h / 加力材縁から最も遠い接合具までの距離 h_e がある。

まず、割裂破壊定数 C_r は、比重によりランク分けされた樹種群に応じた値をとるが、梁部材のオウシュウアカマツの場合、数多くの実験による知見において、比重が 0.50 程度で J1 ランクに相当し、 $C_r=12.0\text{N/mm}^{1.5}$ の値をとる。

次に、梁幅 l と梁せい h はそれぞれ接合仕様より欠きこみの 8 割を考慮して、 $l=90\text{mm} \times 2 \text{材} \times 0.8 = 144\text{mm}$ 、 $h=500\text{mm}$ の値をとる。

そして、加力材縁から最も遠い接合具までの距離 h_e は、前の検討において梁せいの 8 割としているため、 $h_e=500\text{mm} \times 0.8 = 400\text{mm}$ の値をとる。

以上より、横引張による割裂破壊の終局耐力 P_{uw1} は下式の通り求まる。

$$P_{uw1} = 2 \times C_r : 12.0\text{N/mm}^{1.5} \times l : 144\text{mm} \times \{h_e : 400\text{mm} / (1 - h_e / h : 0.8)\}^{0.5} \doteq 154\text{kN} \quad (4.1.11)$$

設計用せん断力は 135kN であり下式の通り終局耐力を下回っている。

$$\text{設計用せん断力 (135kN)} / \text{終局耐力 (154kN)} = 0.88 \leq 1.0 \Rightarrow \text{OK} \quad (4.1.12)$$

3) CLT 及び梁部材の鋼板添え板スクリュー接合のせん断

CLT と梁部材のせん断力のやり取りは、せん断キーとなるピンに対して、各部材に対してスクリューにより留め付けられた添え板鋼板の支圧によって行われることを想定している。鋼板を留めつけるスクリューは（株）タナカのホールダウン用のビス TBA-65D とする（ネジ山径：6mm、首下長さ 65mm、ビス頭高さ 3.7mm）。せん断特性値に関しては、スギの L50 と L80 のラミナから作成した同一等級集成材を用いて繊維平行方向と繊維直交方向のせん断試験を行った結果から評価した知見があり、荷重方向やラミナ等級に依らず、1 本当りのせん断特性値として、剛性は 1.79kN/mm 、終局耐力 3.06kN （<最大耐力）が設計用として評価されたものがある。ここでは、これを用いて設計する。柱材はスギ CLT、梁材はオウシュウアカマツ集成材であり、接合部のせん断性能は支圧強度に応じて決まり、支圧強度は比重に正の相関があり、比重はオウシュウアカマツの方が高く、且つ、CLT については主に抵抗するラミナが L60 なので、この試験結果を用いておけば安全側の設計となる。

梁材 2 本で必要せん断耐力は 135kN なので梁片側の 1 せん断面当りに換算すると、せん断性能は 67.5kN が設計用せん断耐力となる。接合部の仕様において、スクリューの本数は 40 本であり、複数本打たれることにより想定される低減として「木質構造設計規準・同解説」で釘に対して与えられて

B.構造分野

いる $n=20$ 以上に与えられている 0.8 を考慮して、終局せん断耐力は $3.06\text{kN}\times 40 \text{本}\times 0.8\cong 97.9\text{kN}$ であり、下式の通り設計用せん断耐力を上回っている。

$$\text{設計用せん断耐力 } 67.5\text{kN} / \text{終局せん断耐力 } 97.9\text{kN} = 0.69 \leq 1.0 \quad \Rightarrow \text{OK} \quad (4.1.13)$$

4) 鋼板に対するピンの支圧

ピンおよび添え板鋼板の材質はともに SS400 材であるため、F 値は $235\text{N}/\text{mm}^2$ である。この接触部におけるピンの短期許容支圧応力度は $235\text{N}/\text{mm}^2 / 1.1 \times 1.5 = 320\text{N}/\text{mm}^2$ となり、板側の短期許容支圧応力度は $235\text{N}/\text{mm}^2 \times 1.25 \times 1.5 = 440\text{N}/\text{mm}^2$ となるので、ピン側を検討する。

ピン径は 40mm とすると、片側せん断面当りの設計用支圧応力度は、 $76.5\text{kN} / (9\text{mm} \times 40\text{mm}) \cong 212\text{N}/\text{mm}^2$ となる。許容支圧応力度を安全側として短期レベルとすると $320\text{N}/\text{mm}^2$ なので下式の通り、設計用支圧応力度を上回っている。

$$\text{設計用支圧応力度 } 212\text{N}/\text{mm}^2 / \text{許容支圧応力度 } 320\text{N}/\text{mm}^2 \cong 0.67 \leq 1.0 \Rightarrow \text{OK} \quad (4.1.14)$$

5) ピンのせん断

ピンの材質は SS400 材であるため、ピンの短期許容せん断応力度は $135\text{N}/\text{mm}^2$ である。ピンの負担するせん断力は設計用として 67.5kN であり、せん断応力度係数 $4/3$ を考慮すると、設計用せん断応力度は、 $67.5\text{kN} / \{(40\text{mm} / 2)^2 \times 3.14\} \times 4/3 = 71.7\text{N}/\text{mm}^2$ となる。

許容せん断応力度を安全側として短期レベルとすると $135\text{N}/\text{mm}^2$ なので、下式の通り設計用せん断応力度を上回っている。

$$\text{設計用せん断応力度 } 71.7\text{N}/\text{mm}^2 / \text{許容せん断応力度 } 135\text{N}/\text{mm}^2 \cong 0.53 \leq 1.0 \Rightarrow \text{OK} \quad (4.1.15)$$

B. 構造分野

(4) 合せ梁接合部の割裂補強の考え方

① はじめに

CLT 壁勝ち工法の一つである集成材合せ梁を用いたモーメント抵抗接合による柱梁接合部について、集成材側の急激な耐力低下を招く割裂破壊を防止することは、終局時の耐力および変形能を確保するために必要である。このため、縁に近い接合具列の割裂想定線に全ねじスクリーを打ち込み補強する方法を採用した。本章では、割裂補強ビスの仕様を決定するための検討結果を示す。

② 割裂補強ビスの仕様検討

1) 打込み本数について

割裂は縁距離が小さいほど起りやすいことは既往研究より知られており、図 4.1.4 に示す CLT 壁-梁接合部の集成材梁において割裂が想定されるのは、縁に最も近い繊維平行方向に並ぶ接合具群であり、この位置を全ねじスクリーを打ち込むことにより割裂補強することとする。

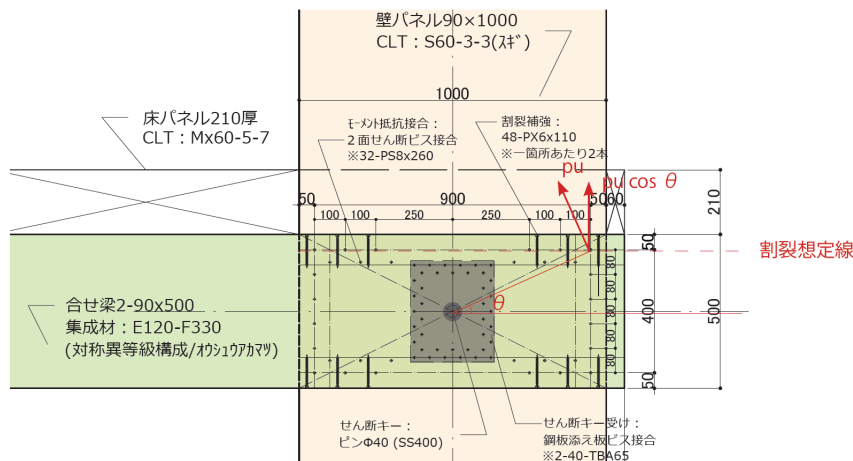


図 4.1.4 想定する CLT 壁-梁接合部

モーメント抵抗用の2面せん断ビス接合 (ビス: PS8×260) の設計用せん断特性値を表 4.1.3 に示す。設計用応力は、終局耐力 p_u 発揮時にその繊維直交方向成分の横引張応力が割裂を生じさせると考えられ、その応力が最大となるのは図 4.1.4 に示すように最も外側の位置であり、合せ梁の集成材1枚あたりが負担する応力は下式で求められる。

$$\begin{aligned}
 P_{\text{uwd}} &= p_u \cdot \cos\theta/2 \\
 &= 16.70\text{kN} \times (250\text{mm} + 100\text{mm} \times 2) / \{(80\text{mm} \times 2.5)^2 + (250\text{mm} + 100\text{mm} \times 2)^2\}^{0.5/2} \\
 &= 16.70\text{kN} \times 0.914/2 = 7.6\text{kN}
 \end{aligned}
 \tag{4.1.16}$$

表 4.1.3 2面せん断ビス接合の設計用せん断特性値

		k(kN/mm)	p_u (kN)	δ_p (mm)	μ (-)
PS8-260	下限値	2.19	16.70	7.625	2.14
	平均値		19.99	9.18	
	上限値	-	23.28	-	-

k: 初期剛性、 p_u : 終局耐力、 δ_p : 終局耐力変形時変位、 μ : 塑性率

B.構造分野

今回用いる仕様の割裂補強ビスに関して、頭部および先端部のそれぞれについて、埋込深さと径をパラメータとして予備的に行った引抜性能を調べる要素実験では、参考値として 55.0N/mm^2 (AIJでは 38.1N/mm^2)が得られた。この要素試験では、頭部および先端部の性能差はほぼなく、径の細かい方が若干ではあるが同じ埋込深さにおいて高い性能を持つ。

これより、本接合部では、径が最も細い 6mm を用いることし、長さは割裂想定線の縁距離が 50mm のため頭部の埋込深さが 50mm となり、それと同程度を先端部で確保しておけばよいので 110mm の長さとなる PX6-110 を選定した。

設計用耐力として、合せ梁の1枚あたりの集成材梁に対して、割裂補強ビスは1箇所あたり2本打込んであるので、その引抜性能は、埋込深さ 50mm で、オウシュウアカマツの基準比重 $r=0.42$ を用いて、下式のように求められる。

$$P_{ua}=55.0\text{N/mm}^2 \times 0.421.5 \times 6\text{mm} \times 50\text{mm} \times 2 \text{本}=8.98\text{kN} \quad (4.1.17)$$

以上から、設計用応力と設計用耐力を比較して下記の通り検定比が1を上回ることを確認した。

$$P_{ud} / P_{ua} = 7.6\text{kN} / 8.98\text{kN} = 0.846 \leq 1 \rightarrow \text{OK} \quad (4.1.18)$$

なお、本検討では、横引張に対する木材自身の割裂抵抗分を無視しており安全側の検討であるため、下限値同士の比較とした。

また、今回の検討は、割裂想定線に並ぶ接合具群のうち、横引張応力が最大となる最も外側についてのものであり、内側の接合具では応力が小さくなるので、本数を間引くなど仕様の合理化を図る可能性があるが、安全側として全て同じ補強仕様を適用した。

2) 幅打込み位置について

モーメント抵抗用の2面せん断ビス接合（ビス：PS8×260）は、図4.1.5に示すヨーロッパ型降伏理論より下記の通りモードIVが耐力の最小値となり、降伏モードとなる。

p_y ：単位接合部の降伏せん断耐力（ $C \cdot Fe \cdot d \cdot l$ ）

C：接合形式係数（下記の最小値）

C_{Ia}	=	$2\alpha\beta$	2.63
C_{Ib}	=	1	1.00
C_{III}	=	$[\{8\alpha^2\beta^2(1+\beta)\}/(2\beta+1)^2 + \{8\beta\gamma(d/l)^2\}/\{3(2\beta+1)\}]^{0.5} - 2\alpha\beta/(2\beta+1)$	0.88
C_{IV}	=	$(d/l)[\{8\beta\gamma\}/\{3(1+\beta)\}]^{0.5}$	0.49

l：主材厚 90mm

l'：側材厚 90mm

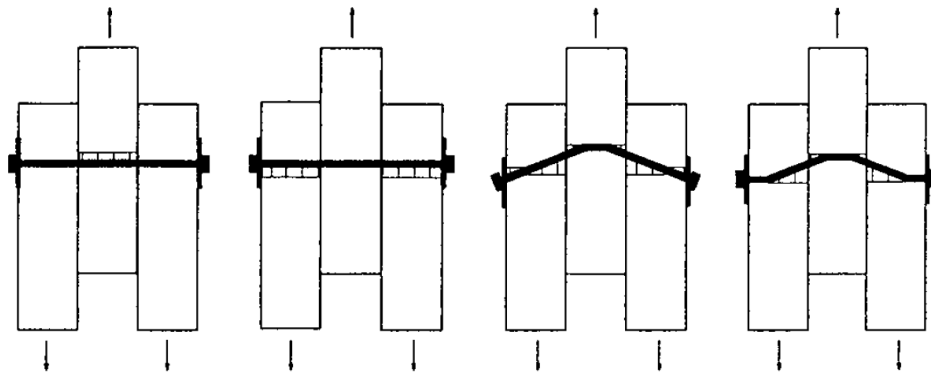
d：接合具径 8mm

α ：l'/l 1.0

β ：Fe'/Fe 1.3

γ ：F/Fe 20.3

F：接合具基準材料強度（AIJ規準を準用して $5.5 < d_0$ より 490N/mm^2 とする）



[モード Ia][モード Ia][モード III][モード IV]

図 4.1.5 2面せん断接合の降伏モード

モードIVの降伏モードを見ると、合せ梁の集成材のめり込み降伏は、せん断面に近い位置で発生していることが分かる。このめり込み応力が集成材に対して割裂を誘発する横引張応力となっているため、割裂補強の位置はこのめり込み応力が発生している位置の近傍に打込む方が有効である。

よって、今回は図4.1.6に示すように幅方向のせん断面に近い縁から、縁距離および接合具間隔を $3d$ （ d は割裂補強ビスの径）以上確保した、20mmピッチで配置した。

B.構造分野

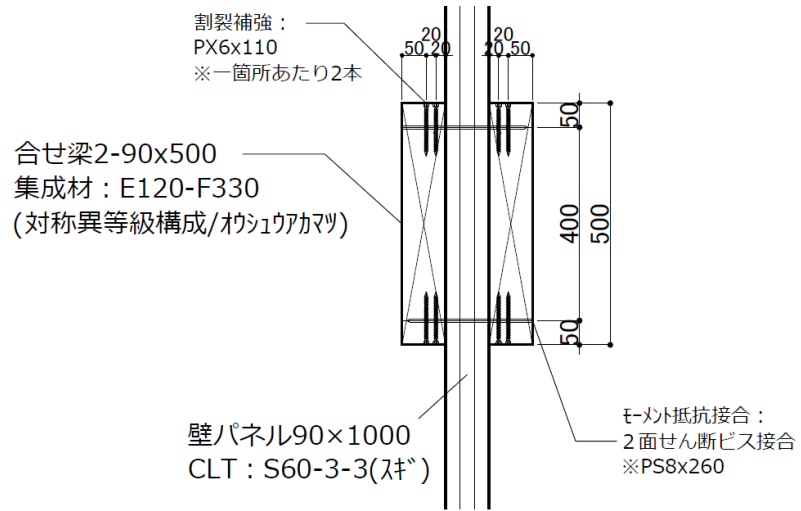


図 4.1.6 割裂補強ビスの打込み位置

4.2 木質工法間混構造の構造計算のための技術資料

4.2.1 目的

2016年にCLTパネル工法の技術基準が制定されたが、許容応力度計算および許容応力度等計算を行うための規定は床勝ち架構のみ整備されている。

そこで、本技術資料は小幅パネル架構の壁勝ち架構（①垂れ壁 CLT、②集成材合わせ梁併用）を対象として、CLTの構造設計に必要な壁脚部の転倒モーメントの許容値 M_{Ta} 、構造特性係数 D_s 、応力割増し係数 R_f を算出することを目的とする。

4.2.2 評価方法

(1) 許容耐力時・終局時の定義

文献 1 を参考に、荷重増分解析による各層の層せん断力一層間変位関係に基づいて Q_a 、 M_{Tn} 、 D_s 、 R_f を算出する。このとき、許容水平耐力時および終局時を次のように定義する。

許容水平耐力時： 下記の 1)～3)のいずれかに最も早く到達する解析ステップ。

- 1)CLT 壁パネル等木質部材が短期許容耐力に達する。
- 2)いずれかの接合部の応力が短期許容耐力に達する。
- 3)いずれかの階の層間変形角が 1/150rad に達する。

終局時： 下記の 1)～3)のいずれかに最も早く到達する解析ステップ。

- 1)CLT 壁パネルの面内曲げ応力が下記の M に達する。

$$M = \min(M_{a1}, M_{a2}) \quad (4.2.1)$$

ここで、

$$M_{a1} = \frac{D - 0.85x_n}{2} \cdot C + \frac{D + 2x_n}{6} \cdot T \quad (4.2.2)$$

$$M_{a2} = \left(1 - \frac{N}{D \cdot t \cdot F_c}\right) \cdot Z \cdot F_b \quad (4.2.3)$$

$$x_n = \frac{N + F_b \cdot t \cdot D/2}{(0.85^2 \cdot F_c + 1/2 \cdot F_b) \cdot t} \quad (4.2.4)$$

$$T = F_b \cdot t \cdot (D - x_n)/2 \quad (4.2.5)$$

$$C = 0.85^2 F_c \cdot t \cdot x_n \quad (4.2.6)$$

N : 壁パネルの軸力

F_c : 面内圧縮の基準強度

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 パネル以外の木質部材の応力度が基準強度に達する。

- 3)接合部の変形が終局変形に達する。

(2) 等価一自由度系に関する諸量

荷重増分解析による各層の層せん断力一層間変位関係をもとに、限界耐力計算告示（平 12 建告第 1457 号）第 3 を準用して等価一自由度系に関する諸量を（4.2.7）～（4.2.9）式によって求める。

$$A = Q_B \cdot \frac{\sum m_i \cdot d_i^2}{(\sum m_i \cdot d_i)^2} \quad : \text{ 加速度 (4.2.7)}$$

$$\Delta = \frac{\sum m_i \cdot d_i^2}{\sum m_i \cdot d_i} \quad : \text{ 代表変位 (4.2.8)}$$

$$M_u = \frac{(\sum m_i \cdot d_i)^2}{\sum m_i \cdot d_i^2} \quad : \text{ 有効質量 (4.2.9)}$$

ここで、 Q_B : 1 階の層せん断力

m_i : i 階の質量

d_i : i 階の基礎からの水平変位

(3) D_s の評価方法

終局時に至るまでの加速度 A —代表変位 Δ 関係に対応するエネルギー的に等価な完全弾塑性バイリニア関係から計算される塑性率 μ を用いて（4.2.10）式により D_s を計算する。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad : (4.2.10)$$

(4) R_f の評価方法

部材・接合部を塑性化要素と弾性要素に区分し、それらの R_f を (4.2.11) 式、(4.2.12) 式によって算出する。塑性化要素とは終局時に塑性化（非線形化）を許容する部材・接合部であり、弾性要素とは終局時においても弾性範囲（終局耐力以下）に留める部材・接合部である。

$$\text{塑性化要素} \quad R_f = \max(R_{f1}, 1.0) \quad (4.2.11)$$

$$\text{弾性要素} \quad R_f = \max(R_{f1}, R_{f2} / \gamma_a, 1.0) \quad (4.2.12)$$

ここで、

$$R_{f1} = \frac{Q_a}{Q_u} \cdot \frac{D_s}{0.2} \quad (4.2.13)$$

$$R_{f2} = \frac{f}{F} \cdot \frac{S_u}{S_a} \quad (4.2.14)$$

γ_a : 1 次設計時水平耐力検定比

Q_a : 許容耐力時ベースシア

Q_u : 終局時ベースシア

f : 短期許容応力度または短期許容耐力

F : 基準強度または終局耐力

s_a : 許容耐力時応力

s_u : 終局時応力

(5) 耐力壁の許容水平耐力算出方法

文献 2 を参考に、上下に連層する耐力壁（壁列）ごとに*i* 階壁脚部の転倒モーメントの許容値 $M_{Ta,i}$ を規定することを考える。運用上は、 A_i 分布に基づくベースシア係数 $C_0=0.2$ の層せん断力をもとに、層ごとに耐力壁の水平剛性 K_h に比例するものとして耐力壁の負担水平力 Q_i を求め、それらをもとに各壁列の *i* 階壁脚部の転倒モーメント M_{Ti} を次のように算出し、 $M_{Ti} \leq M_{Ta,i}$ であることを検定する。

$$3 \text{ 層壁列 } M_{T1} = (Q_1 - Q_2) \cdot H_1 + (Q_2 - Q_3) \cdot H_2 + Q_3 \cdot H_3 \quad (4.2.15)$$

$$M_{T2} = (Q_2 - Q_3) \cdot H_2 + Q_3 \cdot H_3$$

$$M_{T3} = Q_3 \cdot H_3$$

$$2 \text{ 層壁列 } M_{T1} = (Q_1 - Q_2) \cdot H_1 + Q_2 \cdot H_2 \quad (4.2.16)$$

$$M_{T2} = Q_2 \cdot H_2$$

$$1 \text{ 層壁列 } M_{T1} = Q_1 \cdot H_1 \quad (4.2.17)$$

ここで、 H_i : *i* 階床レベルの基礎からの高さ

許容転倒モーメント $M_{Ta,i}$ および耐力壁の水平剛性 K_h は現行の耐力壁の許容水平耐力と同様に、壁列に取付く垂壁・腰壁枚数に応じて算出するものとし、その算出式は壁構面に対応する平面モデルを用いた増分解析パラスタに基づいて設定する。

また、終局耐力時換算転倒モーメント M_{Td} を次式で定義する。

$$M_{Td} = M_{Tu} \frac{0.2}{D_s} \quad (4.2.18)$$

ここで、

M_{Td} : 保有耐力時の点とモーメント

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}}$$

μ : 保有耐力時の等価一自由度系の塑性率

許容転倒モーメント $M_{Ta,i}$ は、 $M_{Ta,i} = \text{Min}(M_{Ti}, M_{Td,i})$ で定義し、許容水平耐力 Q_{ai} は、 Q_{ai}/H_i で定義する。

(6) 解析的検討モデル

① 構造モデルの種類と構成

許容水平耐力 Q_a 、壁脚部の転倒モーメントの許容値 M_{Ta} 、構造特性係数 D_s 、応力割増し係数 R_f 等の算出式導出のためのパラスタを行う。

- ・対象架構は2つの壁列と垂壁・腰壁で構成される「1 スパン架構」、3つの壁列と垂壁・腰壁で構成される「2 スパン架構」、および水平方向に壁パネルが連続する「連続壁架構」とする。
- ・それらに対応する構造モデルを図4.2.1のように設定して、 A_i 分布に従う地震水平力に対する荷重増分解析を行う。
- ・壁勝ち架構については「腰壁なし」、「1 階腰壁無し」、「腰壁あり」の3種類について1 スパン架構と2 スパン架構を対象に検討する。
- ・壁勝ち架構との比較のため、床勝ち架構についても「腰壁なし」、「1 階腰壁無し」、「腰壁あり」の3種類について1 スパン架構と2 スパン架構について検討する。
- ・集成材合わせ梁接合部を有する壁勝ち架構については「腰壁無し」について、1 スパン架構と2 スパン架構を対象に検討する。
- ・各架構共通の設定条件を次のように設定する。
 - 階高は3.0m、垂壁高さは0.5m、腰壁高さは0.9m とする。
 - CLT パネルはS60-3-3 (90mm 厚)とする。
 - 圧縮バネはCLT パネル断面を10分割するように配置する、引張バネは壁端から100mm の位置に配置する。
 - 構面の左右両端に長さ1m の直交耐力壁があるものとして、それに対応する軸要素を配置し、材端には引張接合部2か所存在するものとして、それに対応する引張バネ要素と著効壁の断面に相当する圧縮バネ要素を配置する。
 - 床パネルの面外剛性は0 とする。
 - 固定荷重及び積載荷重として、各床レベル耐力壁頭部の左右両端節点に鉛直荷重 $10L_w$ (kN)、屋根レベルでは $7.5L_w$ (kN)を与える。ここで、 L_w は耐力壁長さ(m)である。解析の初ステップでこれらの鉛直荷重に対する応力・変位を求め、以降は A_i 分布に従う地震水平力に対する荷重増分解析を行う。また、 A_i は階ごとに鉛直荷重の合計を階の重量として算定する。

上記以外の検討パラメータを次のように設定する。

- 層数 : 2, 3
- 壁長さ L_w : 1.0, 1.5, 2.0 (m)
- 開口長さ L_0 : 1.0, 2.0, 4.0 (m)

B.構造分野

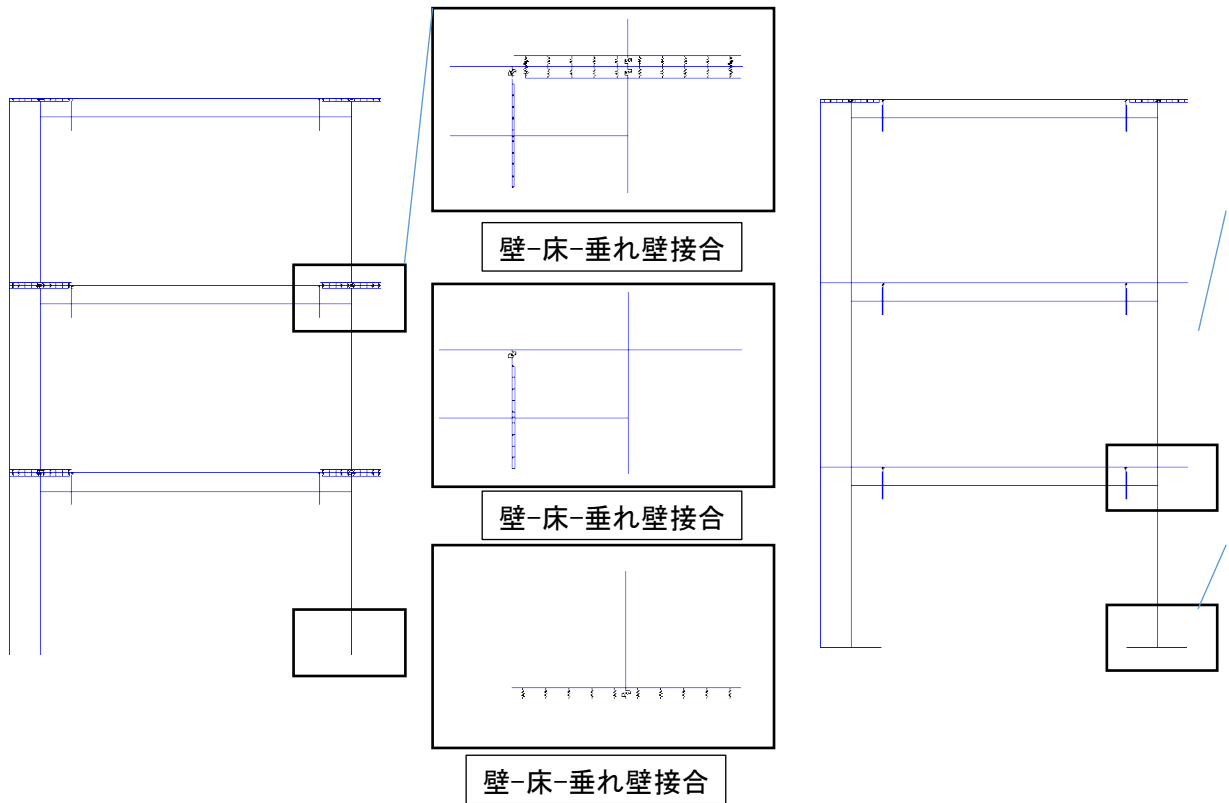


図 4.2.1 解析モデルの例（左：床勝ちモデル、右：壁勝ちモデル）

② 接合部の応力変形特性

文献 3 を参考に、接合部の応力変形関係を表 4.2.1～4.2.2、図 4.2.2～4.2.3 のように設定する。

○せん断バネのうち「壁-基礎(水平)」と「壁-床(水平)」については摩擦抵抗として、それらの接合部に存在する引張バネの終局耐力の 0.3 倍を考慮できるものとして、せん断バネの耐力にその摩擦力を加算し、さら弾性剛性を剛にしている。

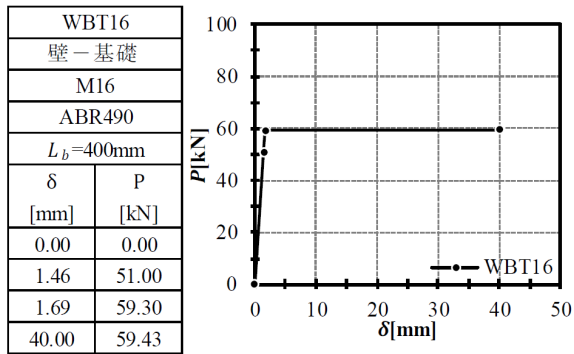
○CLT パネルの剛性は、「CLT 設計施工マニュアル」⁴⁾ (以下「施工マニュアル」と記載) 第 III 部 3.3.1 項に準拠して公称値を設定する。

B. 構造分野

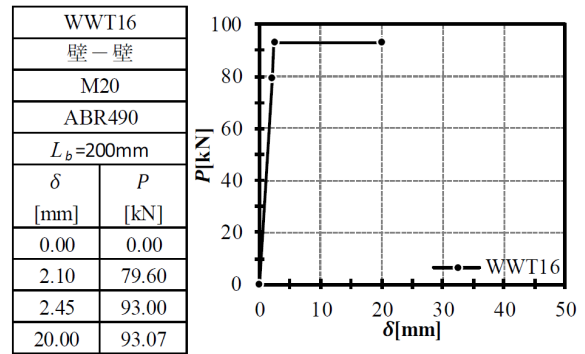
表 4.2.1 鉛直構面引張接合部バネの構造性能

接合箇所	χ マーク 符号	バネ 名称	ボルト径 [mm]	規格	L_b [mm]	k_1 [kN/mm]	k_2 [kN/mm]	k_3 [kN/mm]	${}_L P_a$ [kN]	${}_s P_a$ [kN]	P_u [kN]	$P_{u'}$ [kN]	δ_y [mm]	δ_v [mm]	δ_u [mm]
壁-基礎	TB-90	WBT16	M16	ABR490	400	35.00	35.00	0.004	28.05	51.00	59.30	59.43	1.46	1.69	40.00
壁-壁	TC-90	WWT16	M20	ABR490	200	37.97	37.97	0.004	43.78	79.60	93.00	93.07	2.10	2.45	20.00
壁-屋根	TC-90	WRT16	M20	ABR490	200	65.97	65.97	0.007	43.78	79.60	93.00	93.12	1.21	1.41	20.00

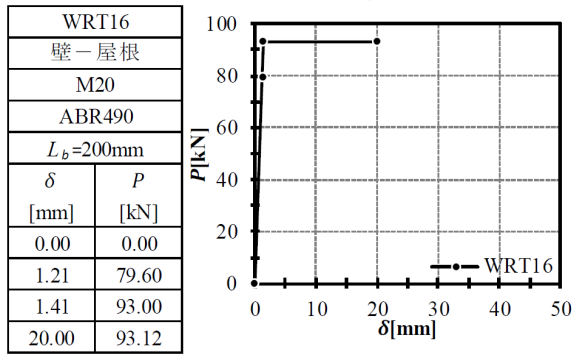
L_b : ボルト有効長さ、 k_1 : 初期剛性、 k_2 : 二次剛性、 k_3 : 三次剛性、 ${}_L P_a$: 長期許容耐力、 ${}_s P_a$: 短期許容耐力、 P_u : 終局耐力、 $P_{u'}$: 終局変形時の荷重、 δ_y : 短期許容耐力時の変形、 δ_v : 終局耐力時の変形、 δ_u : 終局変形



(a) 壁-基礎



(b) 壁-壁



(c) 壁-屋根

図 4.2.2 鉛直構面引張接合部バネの荷重-変形関係

B. 構造分野

表 4.2.2 鉛直構面せん断接合部バネの構造性能

接合箇所	χ マーク 符号	バネ 名称	k_1 [kN/mm]	k_2 [kN/mm]	k_3 [kN/mm]	${}_L P_a$ [kN]	${}_S P_a$ [kN]	P_u [kN]	$P_{u'}$ [kN]	δ_y [mm]	δ_v [mm]	δ_u [mm]
壁-基礎	SB90	US14X	1000	3.11	0.008	41.15	62.30	100.49	100.50	0.06	12.34	13.78
壁-基礎	SB90×2	US28X,US28Y	1000	6.04	0.016	67.00	109.30	183.19	183.21	0.11	12.34	13.78
壁-床	LST×2	LS18X	1000	3.97	0.012	53.58	77.88	117.9	118.06	0.08	10.17	23.86
壁-床	LST×4	LS36X,LS36Y	1000	7.57	0.024	82.28	131.88	207.9	208.23	0.13	10.17	23.86
床-垂れ壁	LST×2	LS18TFX	11.90	6.39	0.012	29.70	54.00	90.00	90.16	4.54	10.17	23.86
壁-垂れ壁	SP×2	PS18X	20.00	12.75	0.020	28.60	52.00	109.50	109.77	2.60	7.11	20.65

k_1 : 初期剛性、 k_2 : 二次剛性、 k_3 : 三次剛性、 ${}_L P_a$: 長期許容耐力、 ${}_S P_a$: 短期許容耐力、 P_u : 終局耐力、 $P_{u'}$: 終局変形時の荷重、 δ_y : 短期許容耐力時の変形、 δ_v : 終局耐力時の変形、 δ_u : 終局変形

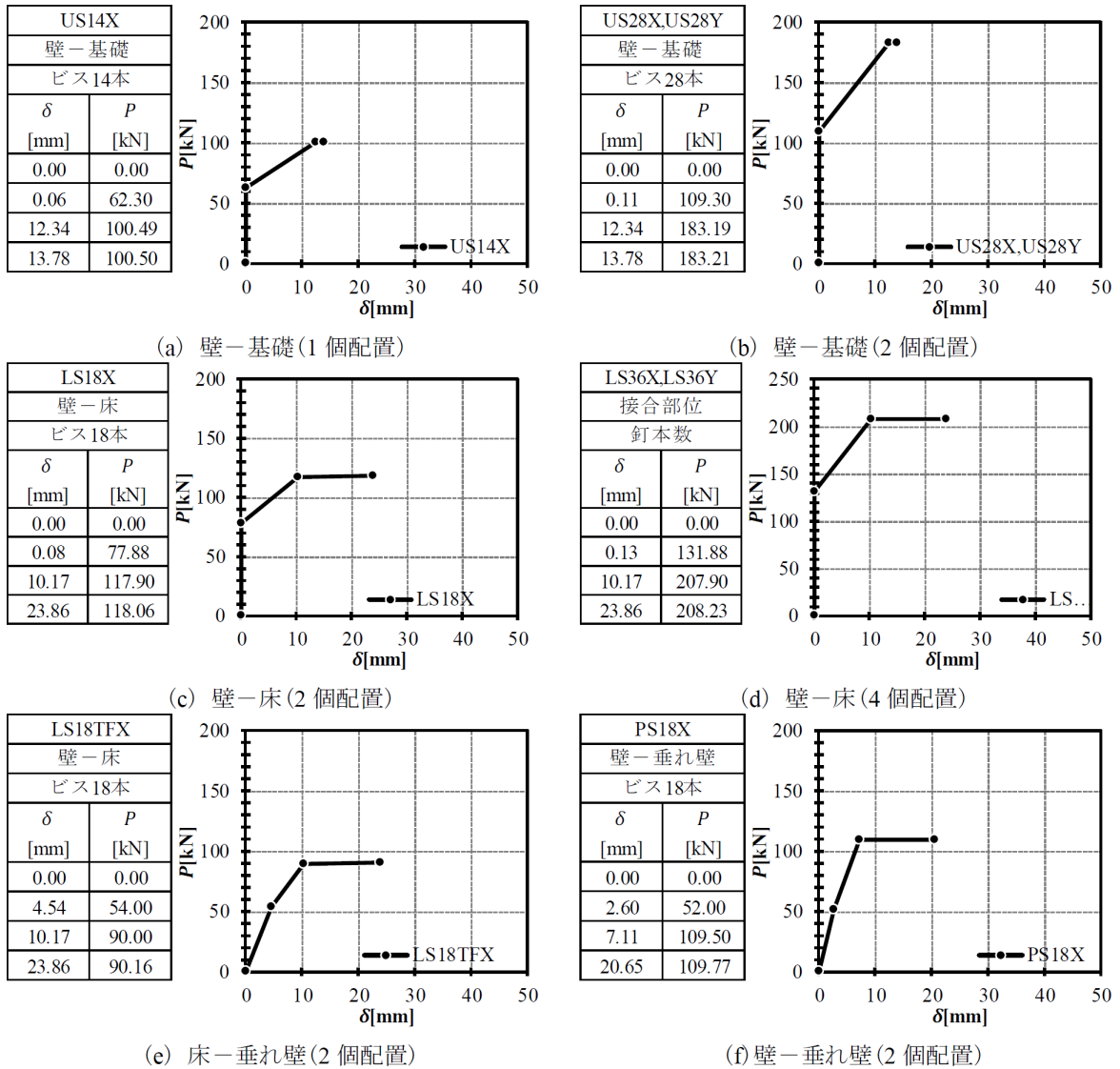


図 4.2.3 鉛直構面引張接合部バネの荷重-変形関係

B. 構造分野

各圧縮バネの降伏耐力 P_y 、終局耐力 P_u 、弾性剛性 k_1 及び降伏後剛性 k_2, k_3 は(4.2.19)～(4.2.31)式のように設定する。圧縮バネについては、MS モデルにおいて、断面分割数を10(等間隔)として、負担面積に応じた圧縮バネを等間隔に配置する。図4.2.4 に圧縮バネの応力変形関係を示す。

壁パネルー基礎(支圧型)

$$P_u = F_c \cdot A_e \quad (4.2.19)$$

$$k_1 = k_e \cdot A_e \quad (4.2.20)$$

$$k_2 = k_1 / 10000 \quad (4.2.21)$$

壁パネルー床(めり込み型)

$$P_y = F_{cv} \cdot A_e \quad (4.2.22)$$

$$P_u = F_c \cdot A_e \quad (4.2.23)$$

$$k_1 = \frac{E_{90} \cdot A_e}{Z_0} \quad (4.2.24)$$

$$k_2 = k_1 / 8 \quad (4.2.25)$$

$$k_3 = k_1 / 10000 \quad (4.2.26)$$

壁パネルー垂れ壁パネル(めり込み型)

$$P_y = F_{cv} \cdot A_e \quad (4.2.27)$$

$$P_u = F_c \cdot A_e \quad (4.2.28)$$

$$k_1 = \frac{1.5E_{90} \cdot A_e}{Z_0} \quad (4.2.29)$$

$$k_2 = k_1 / 8 \quad (4.2.30)$$

$$k_3 = k_1 / 10000 \quad (4.2.31)$$

ここで、 F_c : 壁パネルの圧縮基準強度($F_c = 10.8\text{N/mm}^2$)

A_e : MS モデルにおける負担面積

k_e : 壁パネルの支圧剛性($k_e = 15.6\text{N/mm}^3$)

F_{cv} : 壁パネルのめり込み基準強度($F_{cv} = 6.0\text{N/mm}^2$)

E_{90} : 壁パネルのラミナ繊維直交方向のヤング係数

(= 繊維平行方向のヤング係数 6000N/mm^2 の $1/30=200\text{N/mm}^2$)

Z_0 : 壁パネルのラミナ幅($Z_0 = 120\text{mm}$)

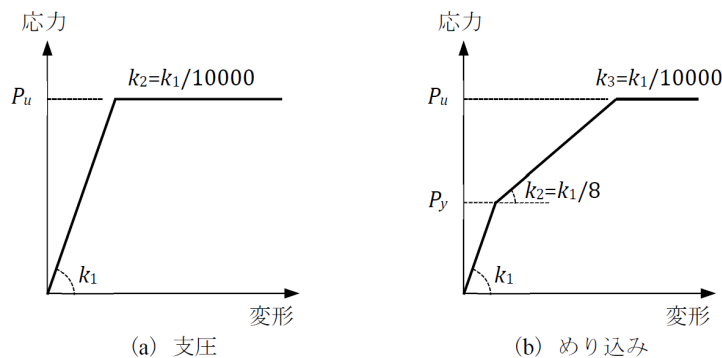


図 4.2.4 圧縮バネの応力変形関係

B. 構造分野

(3) CLT 柱-集成材合わせ梁モーメント抵抗接合部のモデル化方法

CLT 柱-集成材合わせ梁モーメント抵抗接合部の仕様を表 4.2.3 に、仕様の一例（壁幅 1000mm）を図 4.2.5 に示す。

表 4.2.3 CLT 柱-集成材合わせ梁モーメント抵抗接合部の仕様

部位	仕様	樹種・材料	寸法(mm)
CLT 壁パネル	S60-3-3(t=90mm)	スギ	90×1,000
合せ梁	E120-F330 対称異等級構成集成材	オウシュウアカマツ	2 - 90×500
接合具	2面せん断ビス接合	32-PS8×260	—
せん断キー受け	鋼板添え板1面 せん断ビス接合	2-40-TBA65	—
せん断キーピン	丸鋼	SS400	φ40

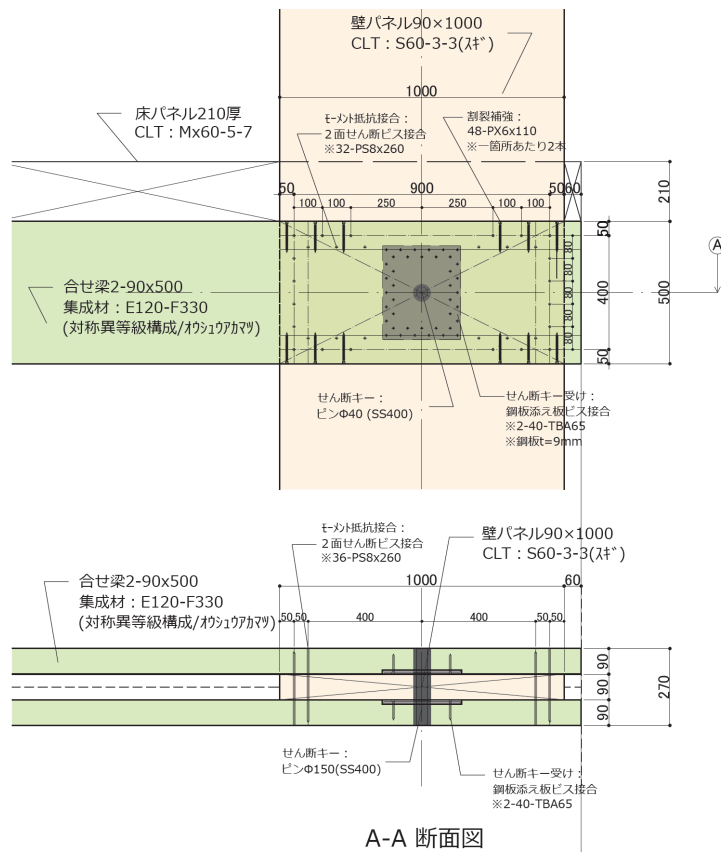


図 4.2.5 接合部仕様の例（壁幅 1000mm）

B. 構造分野

構造解析モデルは、図 4.2.6 に示すように CLT 壁-合わせ梁接合部の交点に回転ばねを有するモデルとなる。接合部の M- θ 関係は表 4.2.4 に示す計算値を用いる。計算値と実験値の関係を図 4.2.7 に示す。

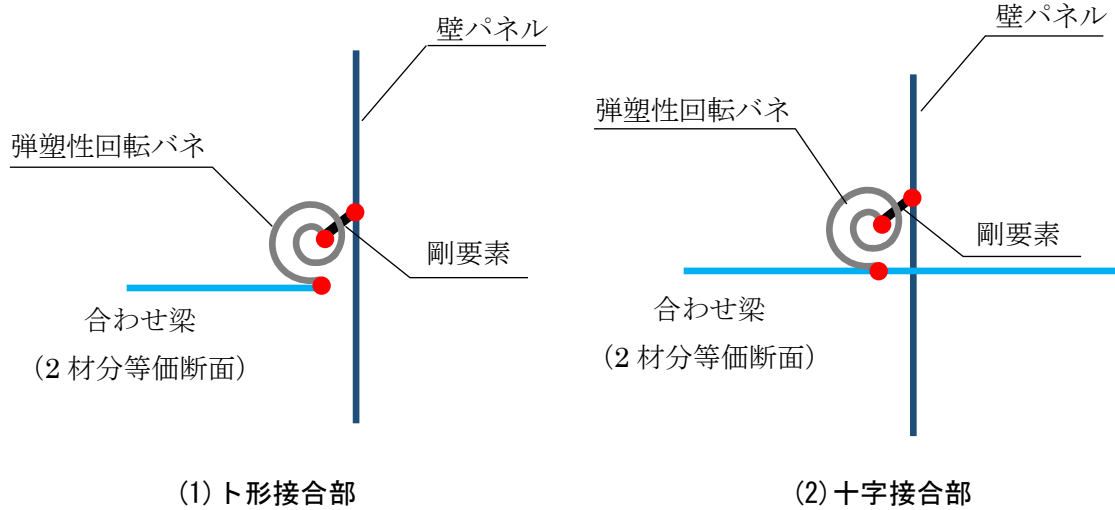


図 4.2.6 合わせ梁接合部のモデル化の方法

表 4.2.4 合わせ梁接合部の性能値 (計算値)

降伏モーメント(kNm) M_y	211.5
降伏回転角(rad) θ_y	0.015
終局モーメント(kNm) M_u	211.1
終局回転角(rad) θ_u	0.033
初期剛性(kN/mm) K	11347

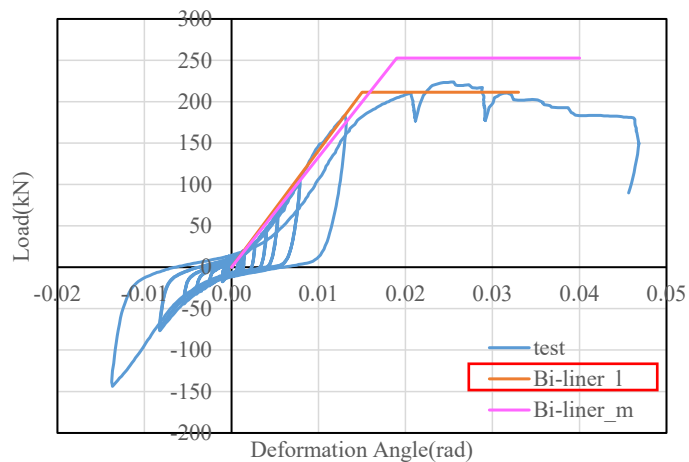


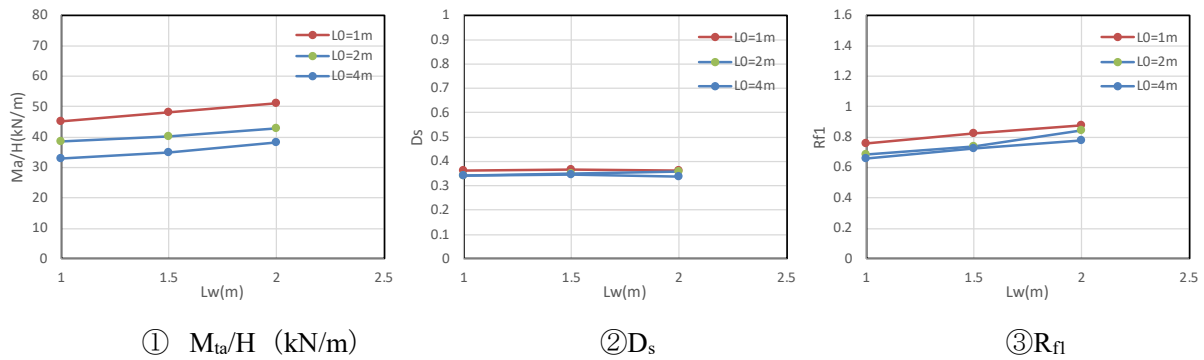
図 4.2.7 CLT 壁-合わせ梁接合部の荷重変形関係 (計算値と実験値)

B. 構造分野

4.2.3 計算結果

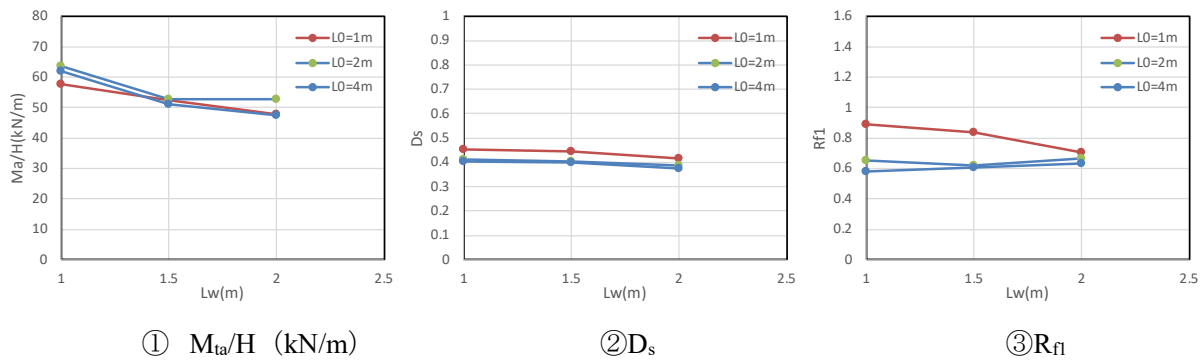
(1) 3層架構の解析結果

図 4.2.8～4.2.13 に、3層床勝ち架構および壁勝ち架構の① M_{ta}/H (kN/m: 左図)、② D_s (中央図)、③ R_{fl} (右図) の計算結果を示す。また各解析モデルの短期許容耐力および終局耐力を決定する因子を表に示す。表中の「1F 接合部」は1階壁脚部の引張接合部が決定因子、「2F_1/150」は2層の層間変形角 1/150rad が決定因子、「2F 接合部」は2階壁脚部の引張接合部が決定因子、「CLT 破壊」は CLT 壁の曲げ圧縮破壊または曲げ引張破壊が決定因子、「壁脚圧縮」は1階壁脚部の圧縮強度が決定因子である。



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	2F_1/150	2F_1/150	2F_1/150	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(1)床勝ち

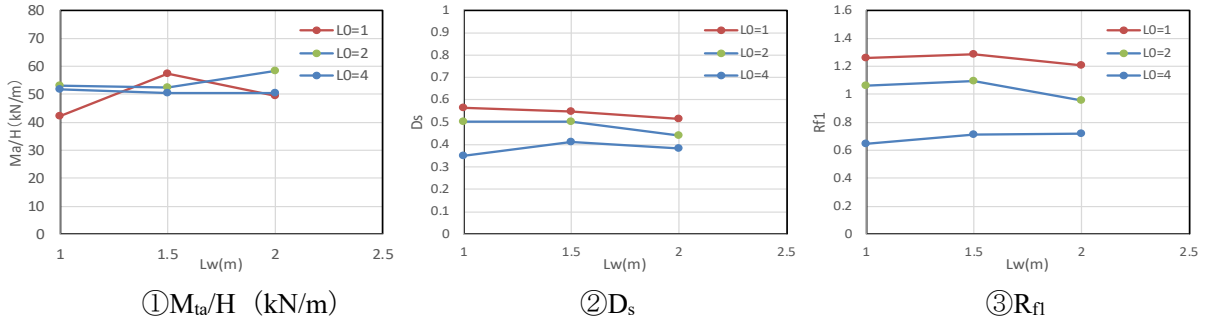


壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(2)壁勝ち

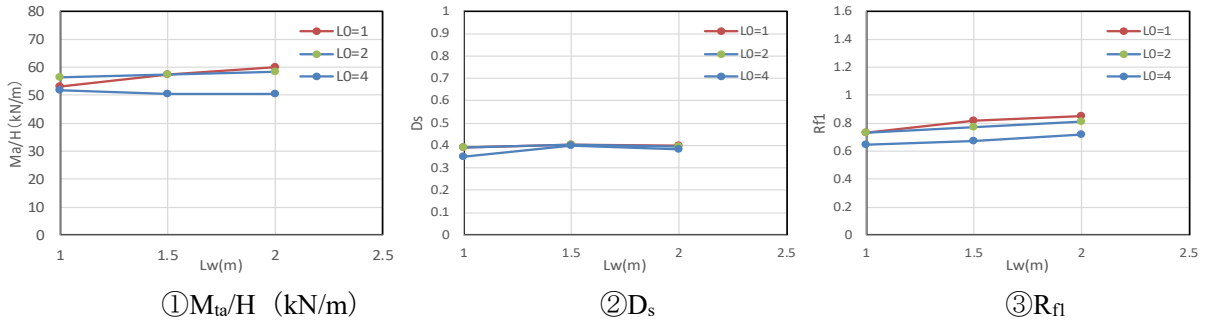
図 4.2.8 3層_腰壁なし(1スパン)

B. 構造分野



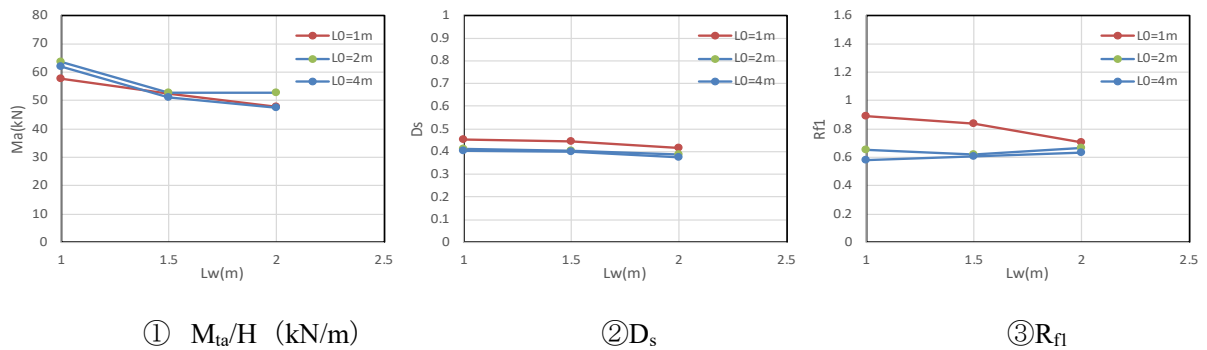
壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	2F 接合部	2F 接合部	1F 接合部	2F 接合部	2F 接合部	2.3F 接合部	2F 接合部	2F 接合部	1F 接合部

(1)床勝ち(2F 壁脚接合部の塑性化を許容しない)



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(2)床勝ち(2F 壁脚接合部の塑性化を 20mm 許容する)

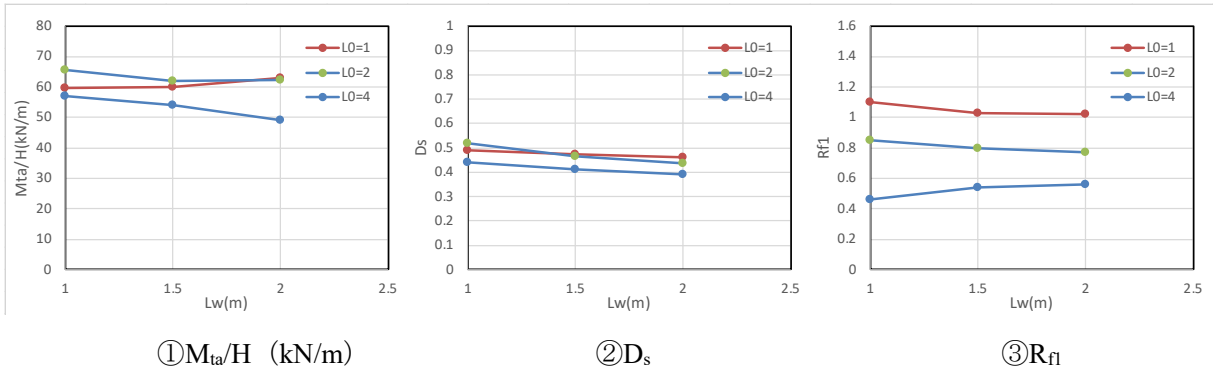


壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(3)壁勝ち

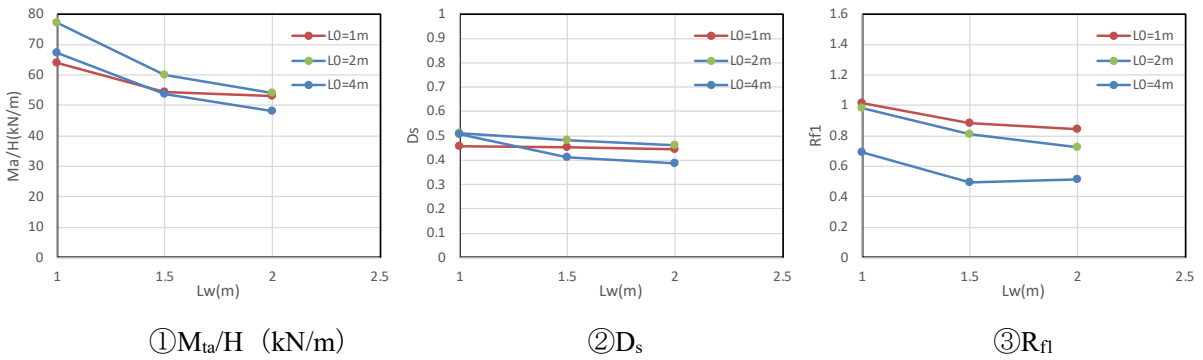
図 4.2.9 3層_1階腰壁なし (1 スパン)

B. 構造分野



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(1)床勝ち

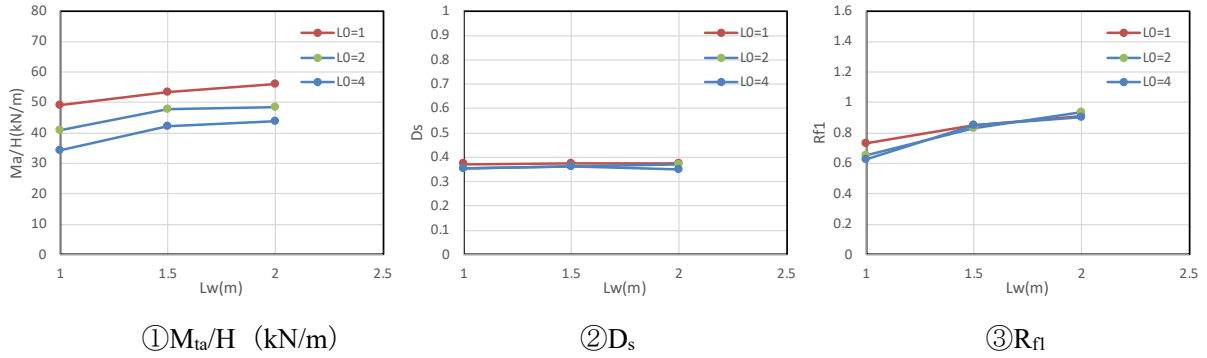


壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	CLT 破壊	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(2)壁勝ち

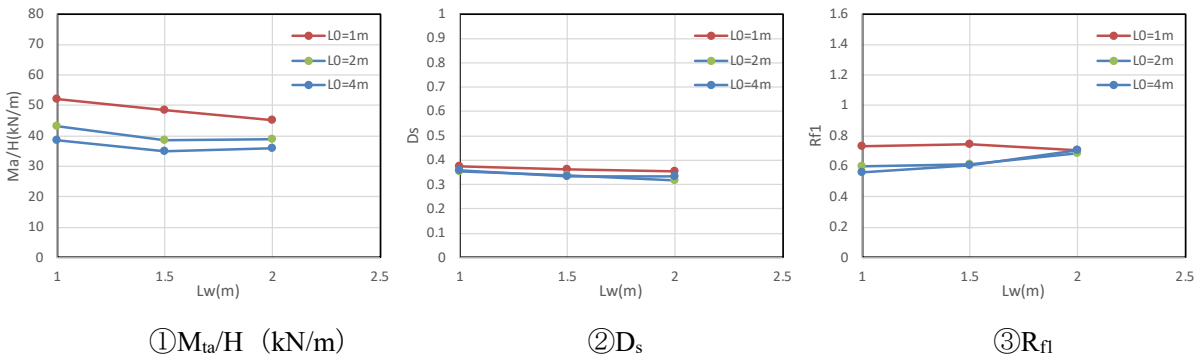
図 4.2.10 3層_腰壁あり(1スパン)

B. 構造分野



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	2F_1/150	2F_1/150	2F_1/150	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(1)床勝ち

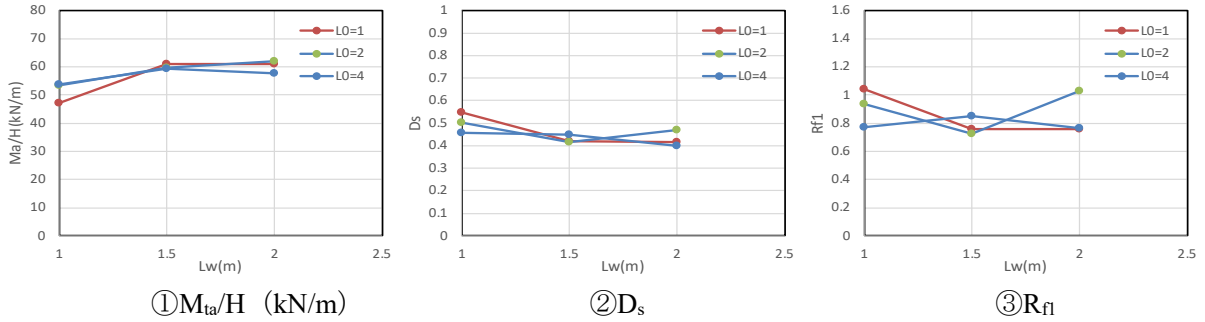


(2)壁勝ち

壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

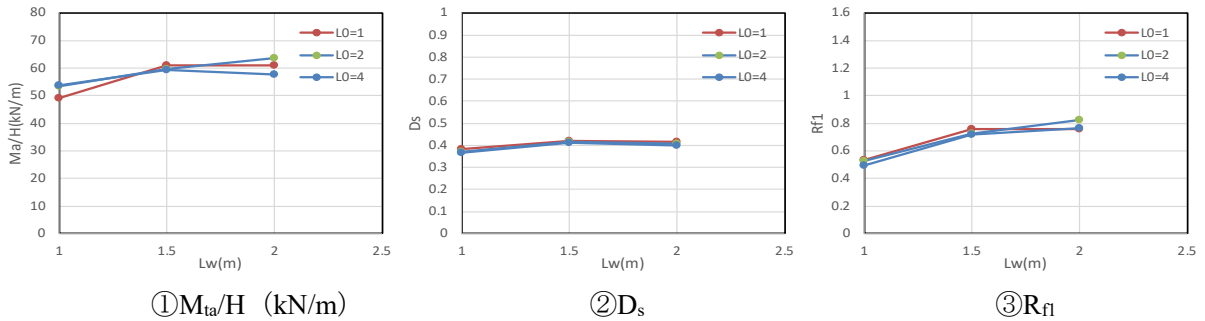
図 4.2.11 3層_腰壁なし(2スパン)

B. 構造分野



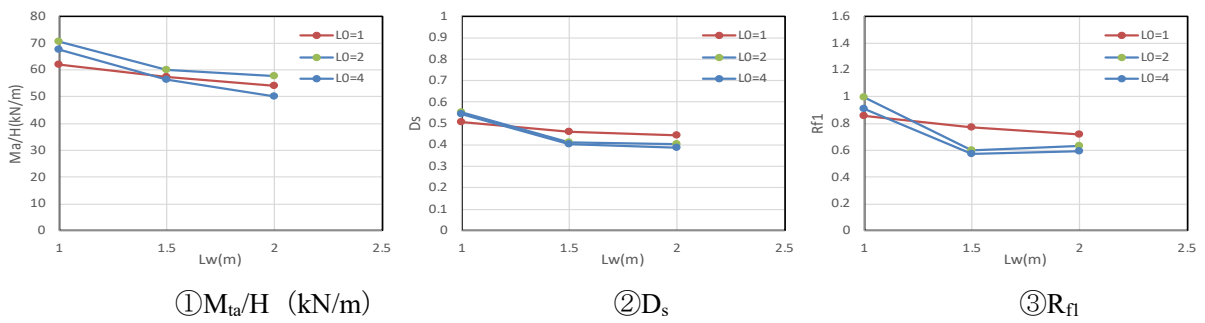
壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	2F 接合部	2F 接合部	2F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	2F 接合部	1F 接合部	2F 接合部	1F 接合部

(1)床勝ち(2F 壁脚接合部の塑性化を許容しない)



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	CLT 破壊	2,3F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(2)床勝ち(2F 壁脚接合部の塑性化を 20mm 許容する)

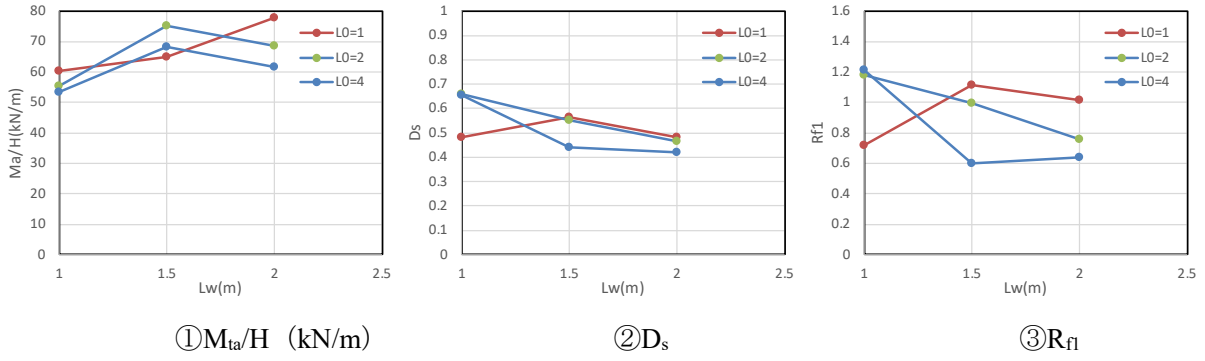


壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	壁脚圧縮	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	CLT 破壊	CLT 破壊	CLT 破壊	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(3)壁勝ち

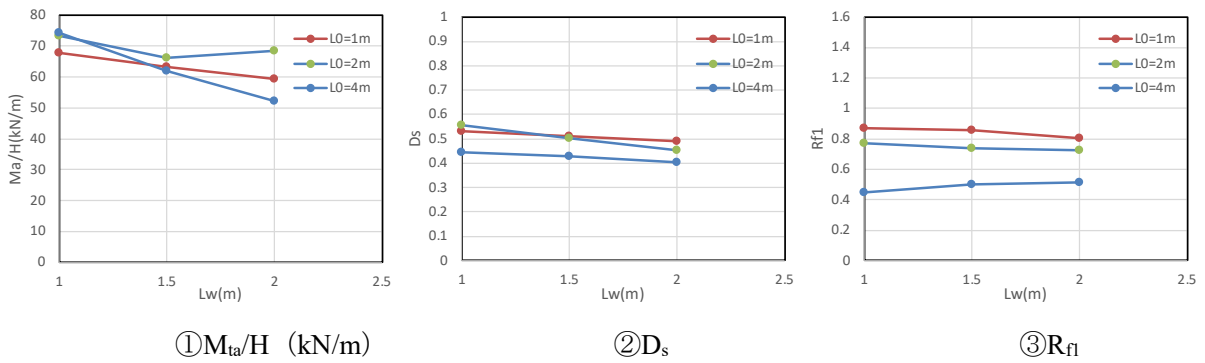
図 4.2.12 3層_1階腰壁なし (2 スパン)

B. 構造分野



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	壁脚圧縮	壁脚圧縮	壁脚圧縮	壁脚圧縮	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	CLT 破壊	CLT 破壊	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(1)床勝ち



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	壁脚圧縮	壁脚圧縮	壁脚圧縮	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

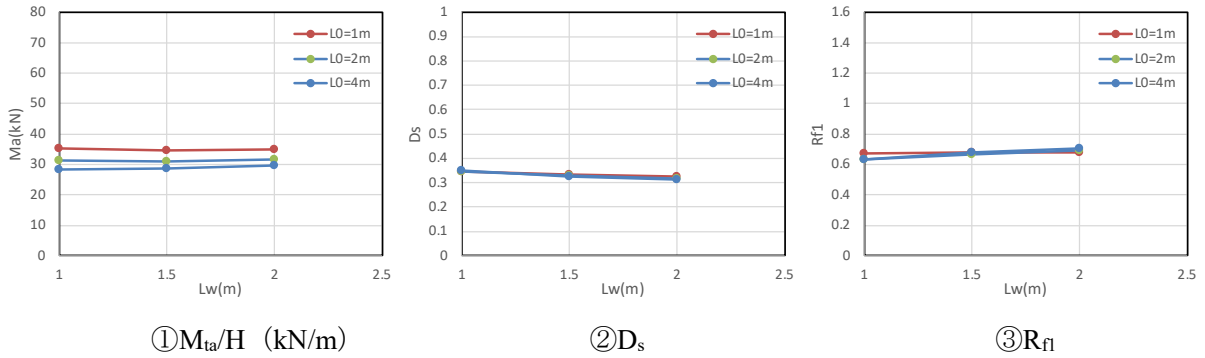
(2)壁勝ち

図 4.2.13 3層_腰壁あり(2スパン)

B.構造分野

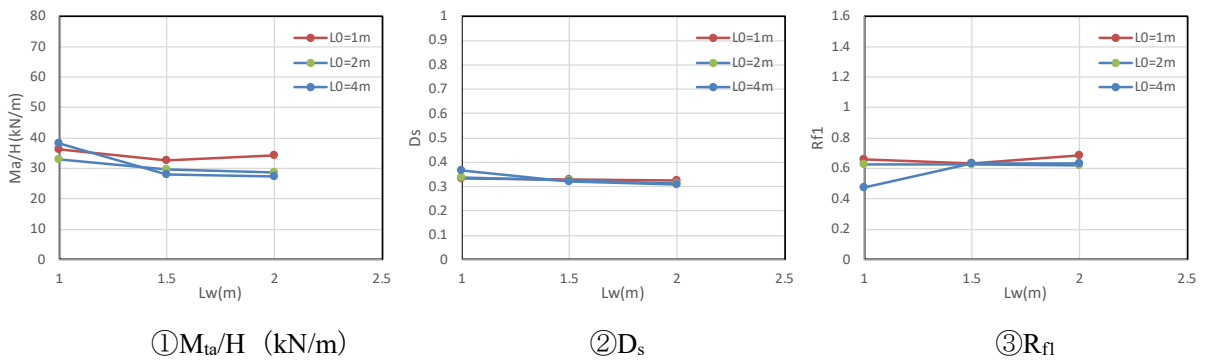
(2) 2層架構の解析結果

図 4.2.14~4.2.19 に、2層床勝ち架構および壁勝ち架構の①Ma/H (kN/m : 左図)、②Ds (中央図)、③Rf1 (右図) の計算結果を示す。また各解析モデルの短期許容耐力および終局耐力を決定する因子を表に示す。



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(1)床勝ち

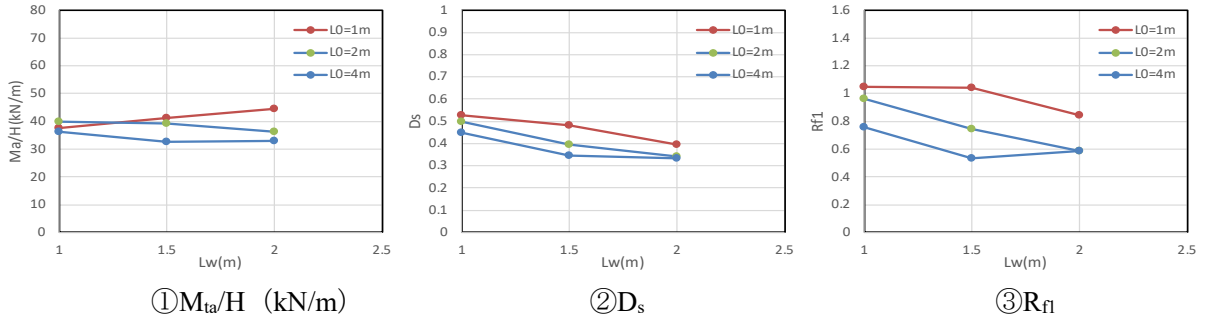


壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(2)壁勝ち

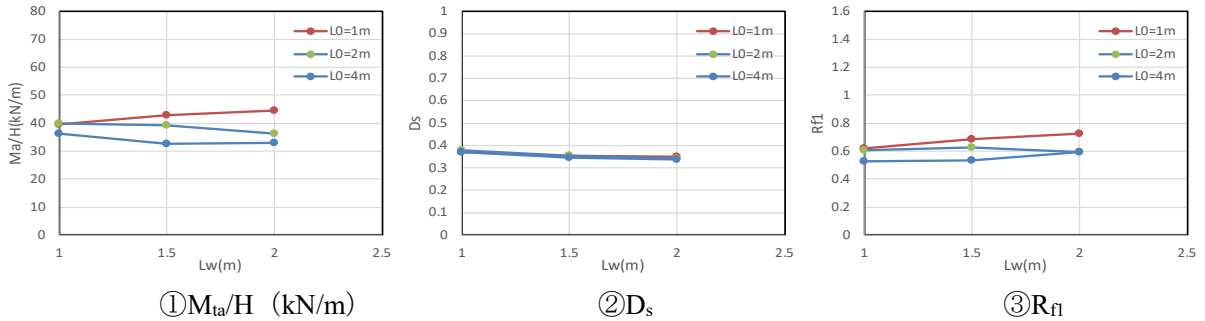
図 4.2.14 2層_腰壁なし(1スパン)

B. 構造分野



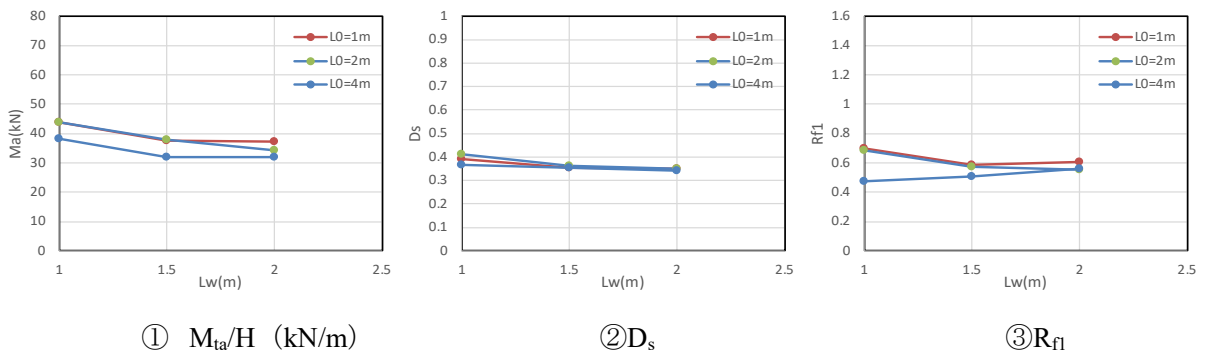
壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	2F 接合部	2F 接合部	2F 接合部	2F 接合部	2F 接合部	1F 接合部	2F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(1)床勝ち(2F 壁脚接合部の塑性化を許容しない)



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(2)床勝ち(2F 壁脚接合部の塑性化を 20mm 許容する)

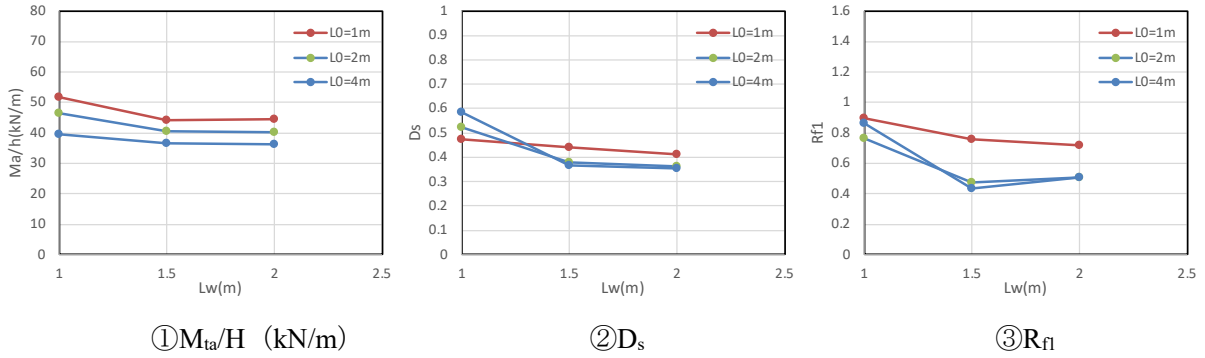


壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	CLT 破壊	CLT 破壊	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(3)壁勝ち

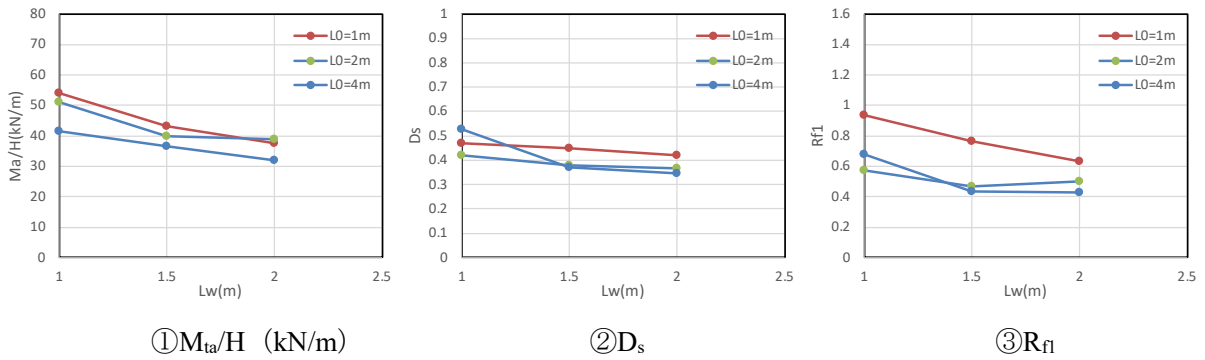
図 4.2.15 2層_1階腰壁なし (1スパン)

B. 構造分野



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	CLT 破壊	CLT 破壊	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(1)床勝ち

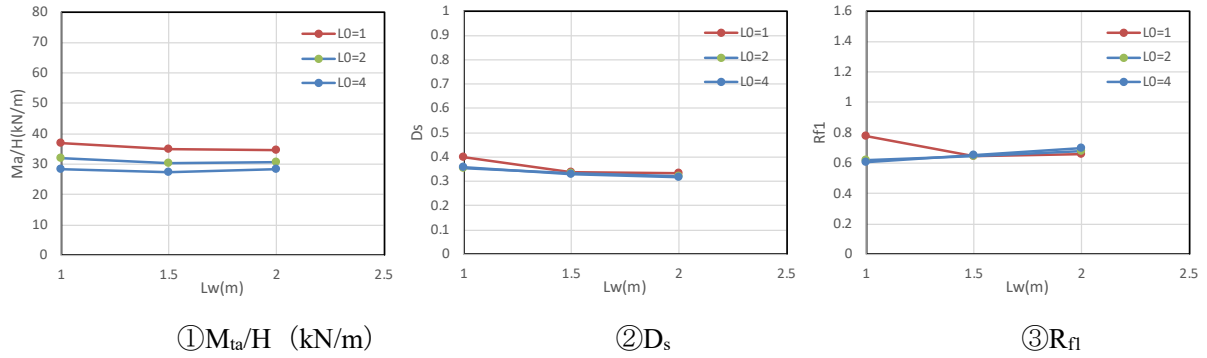


壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	CLT 破壊	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(2)壁勝ち

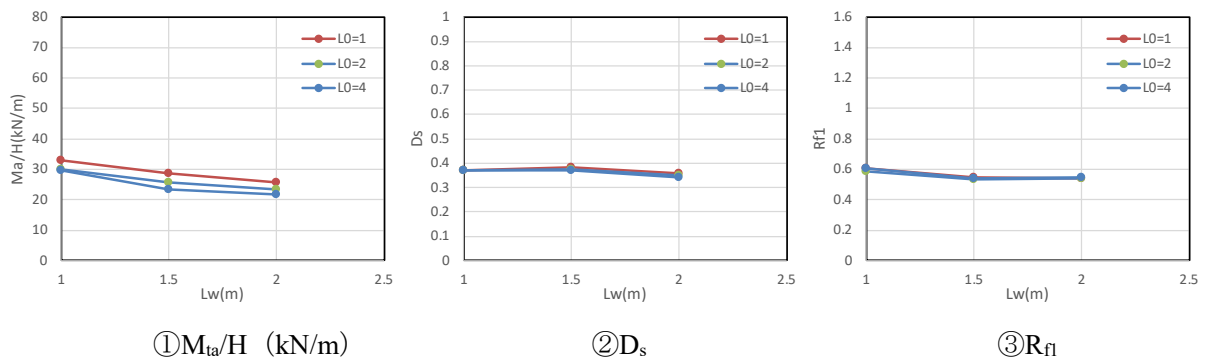
図 4.2.16 2層_腰壁あり (1スパン)

B. 構造分野



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(1) 床勝ち

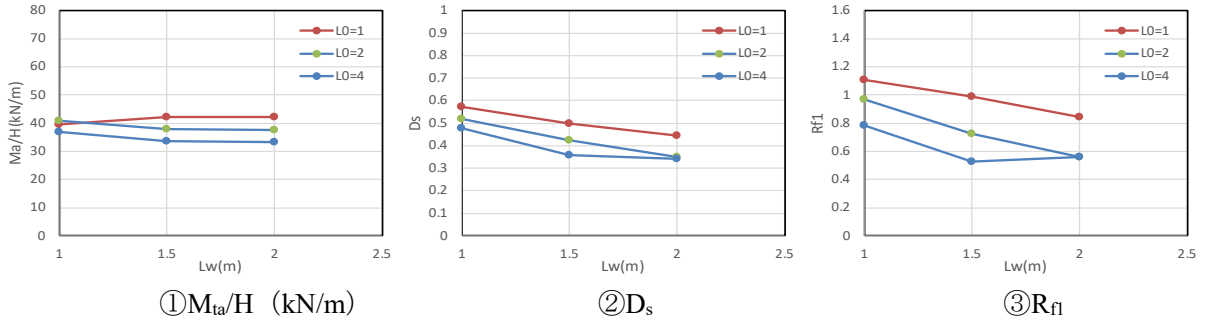


壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(2) 壁勝ち

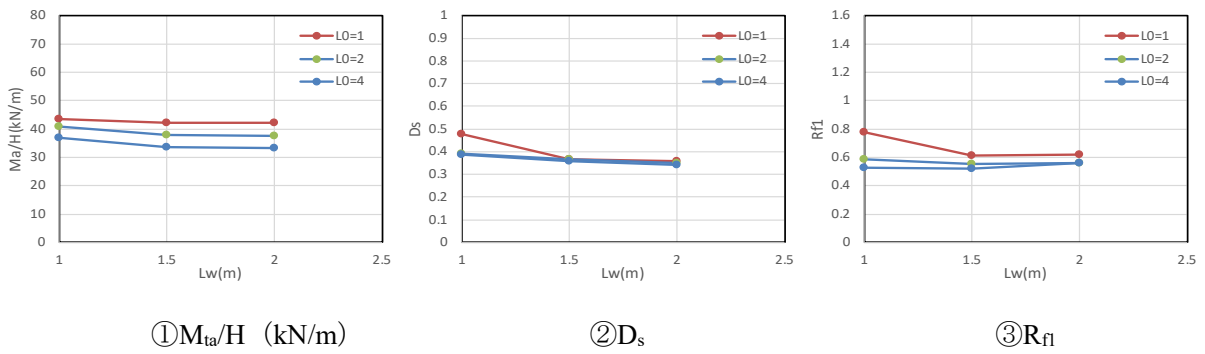
図 4.2.17 2層_腰壁なし (2スパン)

B. 構造分野



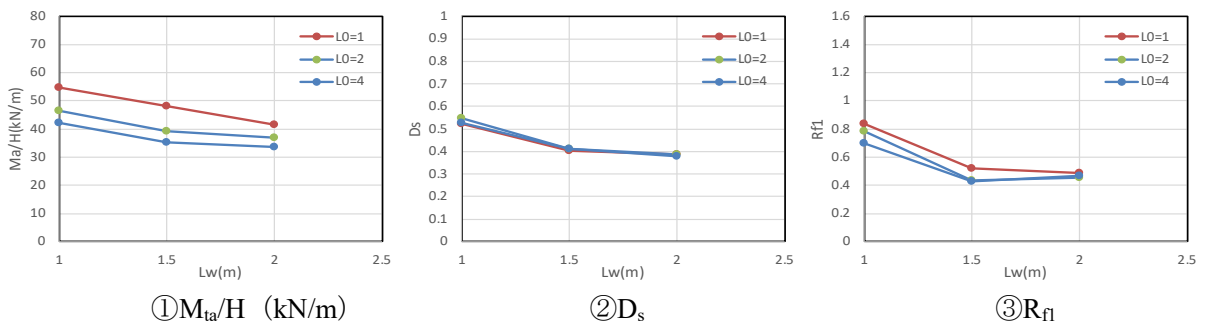
壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	2F 接合部	2F 接合部	2F 接合部	2F 接合部	2F 接合部	2F 接合部	2F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(1)床勝ち(2F 壁脚接合部の塑性化を許容しない)



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	壁脚圧縮	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	CLT 破壊	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(2)床勝ち(2F 壁脚接合部の塑性化を 20mm 許容する)

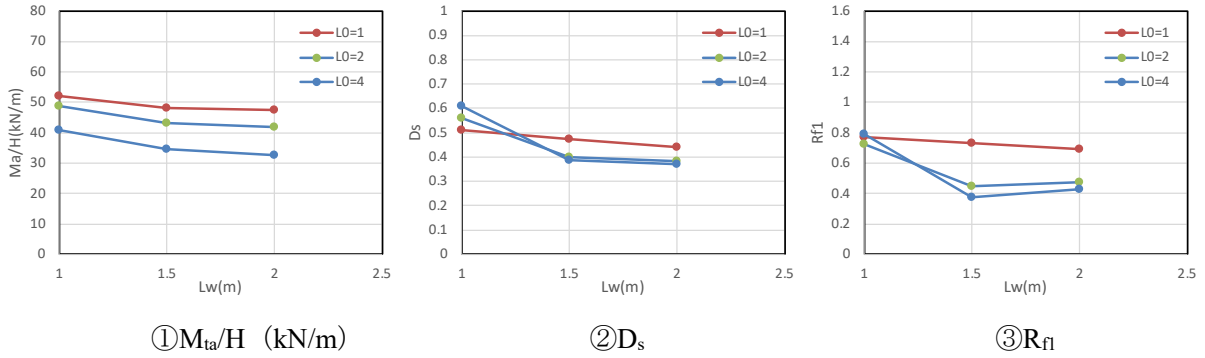


壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	CLT 破壊	CLT 破壊	CLT 破壊	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(3)壁勝ち

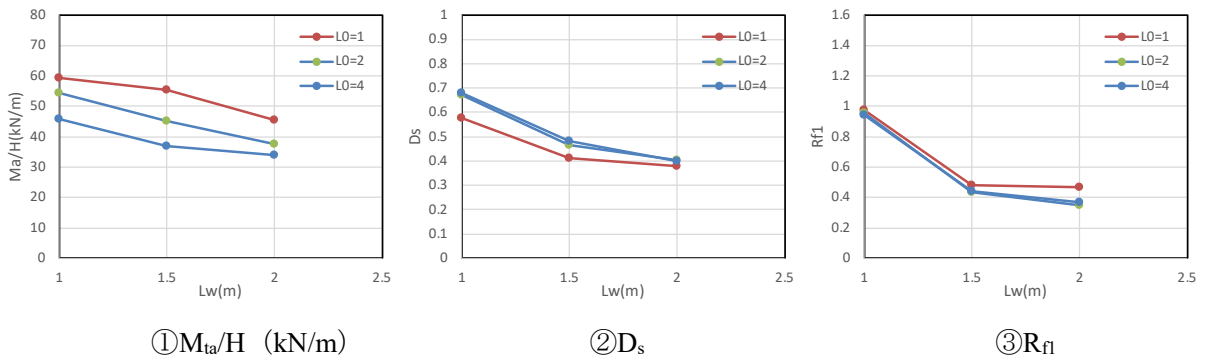
図 4.2.18 2層_1階腰壁なし(2スパン)

B. 構造分野



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	壁脚圧縮	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	CLT 破壊	CLT 破壊	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

(1) 床勝ち



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	CLT 破壊	CLT 破壊	CLT 破壊	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

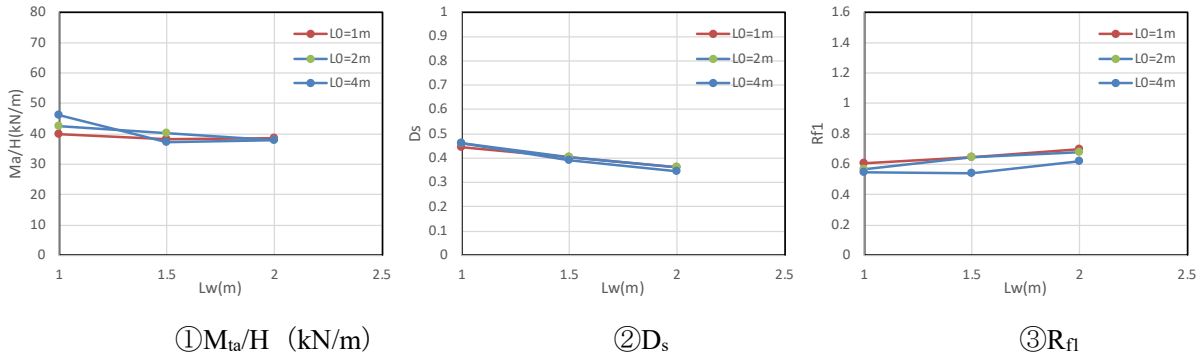
(3) 壁勝ち

図 4.2.19 2層_腰壁あり(2スパン)

B. 構造分野

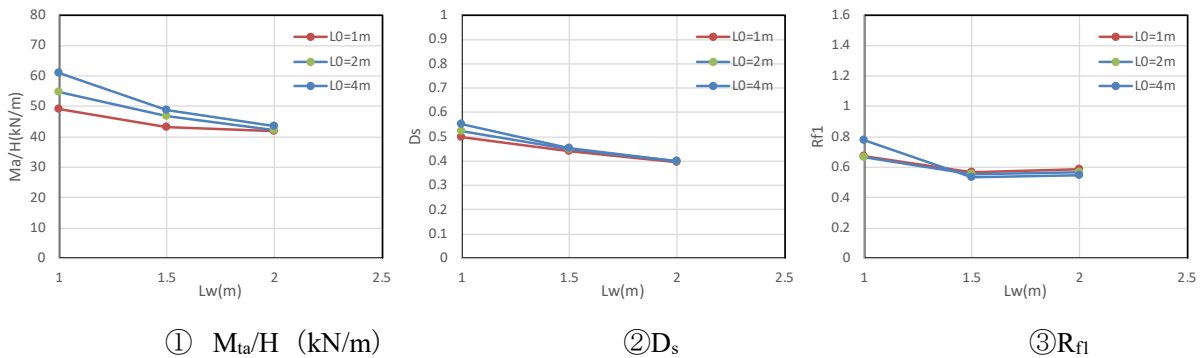
(3) CLT 壁-集成材合わせ梁架構の解析結果

図 4.2.20～4.2.23 に、3 層および 2 層の CLT 壁-集成材合わせ梁架構の① M_{ta}/H (kN/m : 左図)、② D_s (中央図)、③ R_{fl} (右図) の計算結果を示す。また各解析モデルの短期許容耐力および終局耐力を決定する因子を表に示す。



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

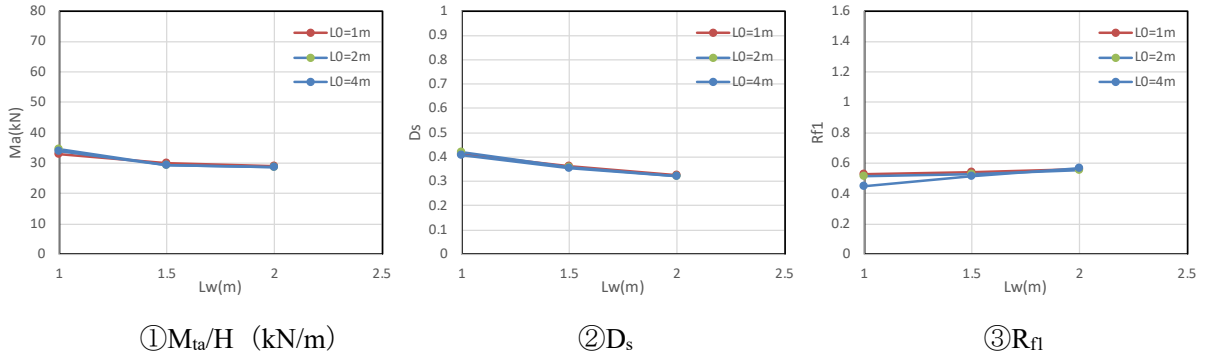
図 4.2.20 3 層 CLT 壁-集成材合わせ梁架構 1 スパン



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	CLT 破壊	CLT 破壊	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

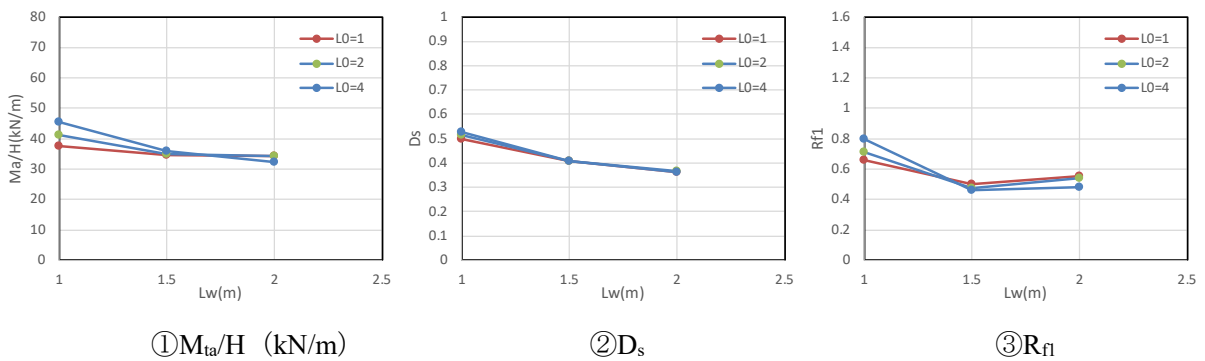
図 4.2.21 3 層 CLT 壁-集成材合わせ梁架構 2 スパン

B. 構造分野



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

図 4.2.22 2層_CLT 壁-集成材合わせ梁架構 1 スパン



壁長	1m			1.5m			2m		
開口長	1m	2m	4m	1m	2m	4m	1m	2m	4m
短期	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部
終局	CLT 破壊	CLT 破壊	CLT 破壊	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部	1F 接合部

図 4.2.23 2層_CLT 壁-集成材合わせ梁架構 2 スパン

4.2.4 構造計算に必要な係数

(1) CLT 壁勝ち工法の構造計算に必要な係数

4.2.3(1)節と(2)節で壁勝ち架構の許容応力度計算に必要な係数 (M_{ta}/H) と、比較のために床勝ち架構の係数を計算した。結果は架構形状 (腰壁・垂れ壁の有無) や開口長さの影響を受けるものであるが、現行規定では壁長さのみがパラメータとなっている。そのため、表 4.2.5 に壁勝ち架構の無開口壁パネル長さのみをパラメータとした算定結果を、表 4.2.6 に、床勝ち架構の無開口壁パネル長さをパラメータとした算定結果を、表 4.2.7、表 4.2.8 に壁勝ち架構で層数、架構形状 (腰壁・垂れ壁の有無) と無開口壁パネル長さを考慮した係数の案を示す。

表 4.2.5 壁勝ち架構の許容応力度等に必要な係数 M_{ta}/H (kNm/m)

耐力壁の構造	無開口壁パネル等の長さ L_w		
	$0.9m \leq L_w \leq 1.5m$	$1.5m < L_w \leq 2.0m$	$2.0m < L_w$
小幅パネル架構 大版パネル架構①	30	25	20

表 4.2.6 床勝ち架構の許容応力度等に必要な係数 M_{ta}/H (kNm/m)

耐力壁の構造	無開口壁パネル等の長さ L_w		
	$0.9m \leq L_w \leq 1.5m$	$1.5m < L_w \leq 2.0m$	$2.0m < L_w$
小幅パネル架構 大版パネル架構①	25	25	25

表 4.2.7 壁勝ち架構の許容応力度等に必要な係数 M_{ta}/H (kNm/m) :3 層

耐力壁の構造	架構形状	無開口壁パネル等の長さ L_w		
		$0.9m \leq L_w \leq 1.5m$	$1.5m < L_w \leq 2.0m$	$2.0m < L_w$
小幅パネル架構 大版パネル架構①	腰壁なし	40	35	35
	1層腰壁	55	50	45
	全層腰壁	65	50	45

表 4.2.8 壁勝ち架構の許容応力度等に必要な係数 M_{ta}/H (kNm/m) :2 層

耐力壁の構造	架構形状	無開口壁パネル等の長さ L_w		
		$0.9m \leq L_w \leq 1.5m$	$1.5m < L_w \leq 2.0m$	$2.0m < L_w$
小幅パネル架構 大版パネル架構①	腰壁なし	30	25	20
	1層腰壁	35	30	30
	全層腰壁	40	35	30

B.構造分野

4.2.3(1)節と(2)節で壁勝ち架構の許容応力度等計算、保有水平耐力計算に必要な係数と比較のために床勝ち架構の係数を計算した結果、壁勝ち架構の係数は、床勝ち架構の係数と同程度か下回る結果であった。そのため、表 4.2.9 のように、壁勝ち架構の許容応力度等計算、保有水平耐力計算に床勝ち架構の構造計算に用いる値を用いることができると考えられる。

表 4.2.9 壁勝ち架構の許容応力度等計算、保有水平耐力計算に必要な係数

耐力壁の構造	無開口壁パネル等の長さ L_w (上段 : D_s , 下段 : R_{fl})		
	$0.9m \leq L_w \leq 1.5m$	$1.5m < L_w \leq 2.0m$	$2.0m < L_w$
小幅パネル架構	0.4	0.5	0.55
大版パネル架構①	1.3	1.6	1.8

一方、表 4.2.9 は壁長が長くなると数値が大きくなるが、4.2.3(1)節と(2)節の検討結果からは壁長が大きくなっても数値は変わらないか、低くなる傾向となるため、表 4.2.10 のように緩和することも考えられる。

ただし、「1層腰壁無し」・「腰壁有」では D_s が大きくなるケースがあり、それについては仕様を規定する必要がある。

表 4.2.10 壁勝ち架構の許容応力度等計算、保有水平耐力計算に必要な係数 (緩和案)

耐力壁の構造	無開口壁パネル等の長さ L_w (上段 : D_s , 下段 : R_{fl})		
	$0.9m \leq L_w \leq 1.5m$	$1.5m < L_w \leq 2.0m$	$2.0m < L_w$
小幅パネル架構	0.35~0.4		
大版パネル架構①	1.0		

(2) CLT 壁-集成材合わせ梁架構の構造計算に必要な係数

4.2.3(3)節で集成材合わせ梁架構の構造計算に必要な係数を検討した。表 4.2.11、表 4.2.12 に、集成材合わせ梁架構の許容応力度計算に必要な係数を、表 4.2.13 に許容応力度等計算、保有水平耐力計算に必要な係数を示す。

表 4.2.11 CLT 壁-集成材合わせ梁架構の許容応力度計算に必要な係数 M_{ta}/H (kN/m) : 3 層架構

耐力壁の構造	無開口壁パネル等の長さ L_w		
	$0.9m \leq L_w \leq 1.5m$	$1.5m < L_w \leq 2.0m$	$2.0m < L_w$
集成材 合わせ梁架構	40	35	35

表 4.2.12 CLT 壁-集成材合わせ梁架構の許容応力度計算に必要な係数 M_{ta}/H (kN/m) : 2 層架構

耐力壁の構造	無開口壁パネル等の長さ L_w		
	$0.9m \leq L_w \leq 1.5m$	$1.5m < L_w \leq 2.0m$	$2.0m < L_w$
集成材 合わせ梁架構	30	30	25

表 4.2.13 CLT 壁-集成材合わせ梁架構の許容応力度等計算、保有水平耐力計算に必要な係数

耐力壁の構造	無開口壁パネル等の長さ L_w (上段 : D_s , 下段 : R_{fl})		
	$0.9m \leq L_w \leq 1.5m$	$1.5m < L_w \leq 2.0m$	$2.0m < L_w$
集成材	0.55	0.45	0.4
合わせ梁架構	1.0	1.0	1.0

B.構造分野

[参考文献]

文献 1: 2019 年 林野庁補助・技術開発支援事業「CLT パネル工法の構造計算方法の拡充検討事業」
報告書

https://6da70c9a-7b50-48ff-864d-b09aeb852b80.filesusr.com/ugd/79e72d_8fec771e9c47483f849dec6ee288b6ee.pdf

文献 2: 2018 年 林野庁委託事業「CLT パネル工法の構造計算関係規定の拡充・合理化検討事業」
報告書

https://6da70c9a-7b50-48ff-864d-b09aeb852b80.filesusr.com/ugd/79e72d_ea1102cd132849fb89efa47d0c7e4eb9.pdf

文献 3: CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル(改訂原稿案)

文献 4: 2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル 増補版, 日本住宅・木材技術センター

4.3 木質復興住宅の構造設計事例及び設計の留意点

4.3.1 検討概要

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

4.3.2 建築物概要

表 4.3.1 に建物概要を示す。本設計例で対象とした建築物は、東京都区部に建つ耐火構造の CLT パネル工法による地上 5 階最高高さ 16.72m、平面寸法は長辺方向 43.0m×短辺方向 9.9m、各階床面積約 425.7m²、延べ面積 2,200.56m² の共同住宅である。住宅部分は 1LDK,3DK,3LDK を各通りに界壁を設け 6.25～8.0m×9.9m の居住空間としている。構造形式は長辺方向（以下、X 方向）及び、短辺方向（以下、Y 方向）ともに外壁や界壁部分に CLT 壁パネルを配置した CLT パネル工法である。X 方向外壁（Y2,Y5 通り）は鉛直構面勝ちとして開口部に垂れ壁パネルを取付けている。

表 4.3.1 建築物概要

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

B. 構造分野

4. 3. 3 設計図書

図 4. 3. 1 に 1 階平面図、図 4. 3. 2 に基準階平面図、図 4. 3. 3~4. 3. 4 に立面図、図 4. 3. 5 に矩形図を示す。

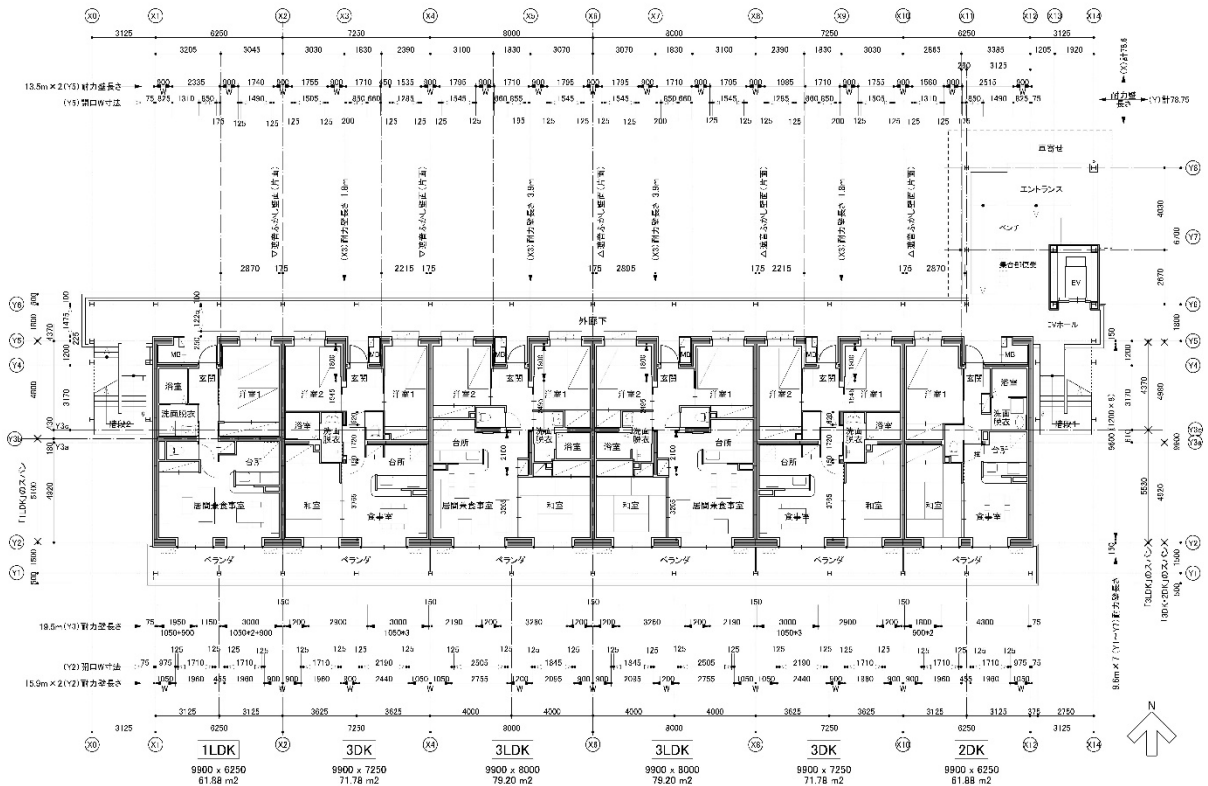


図 4. 3. 1 1 階平面図

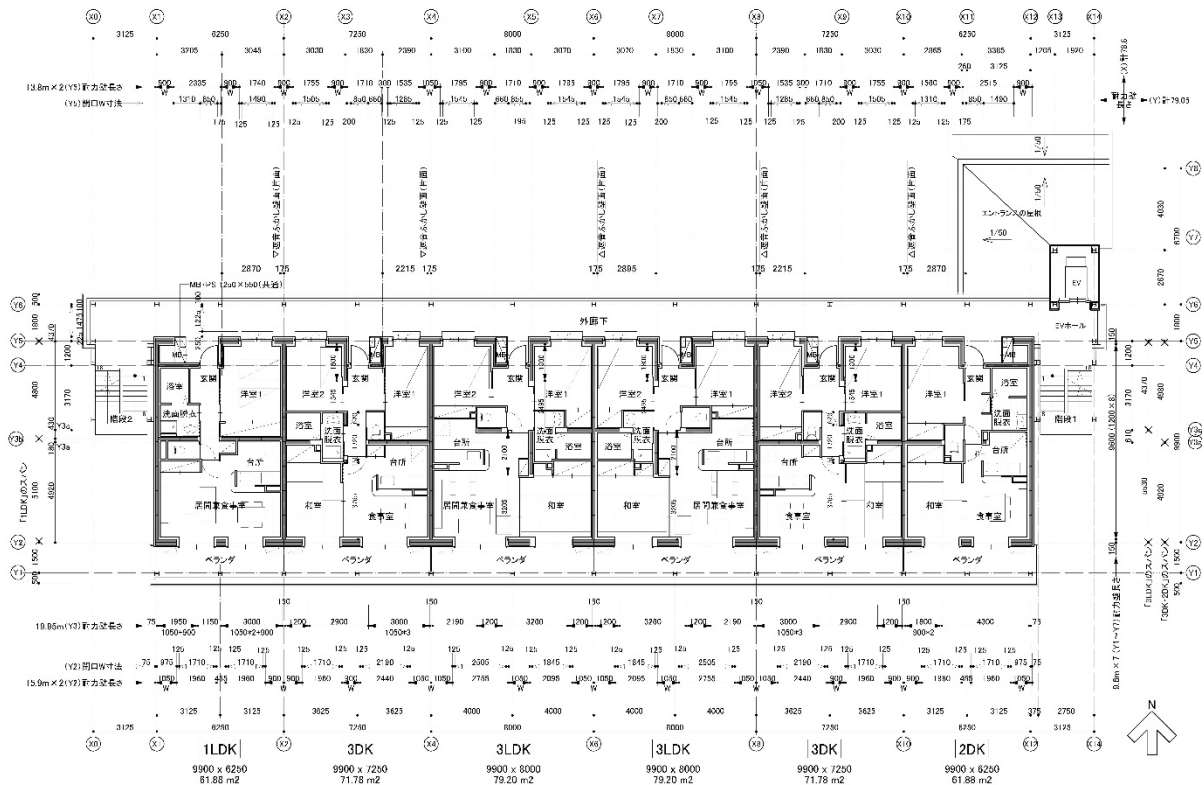


図 4. 3. 2 基準階平面図

B. 構造分野

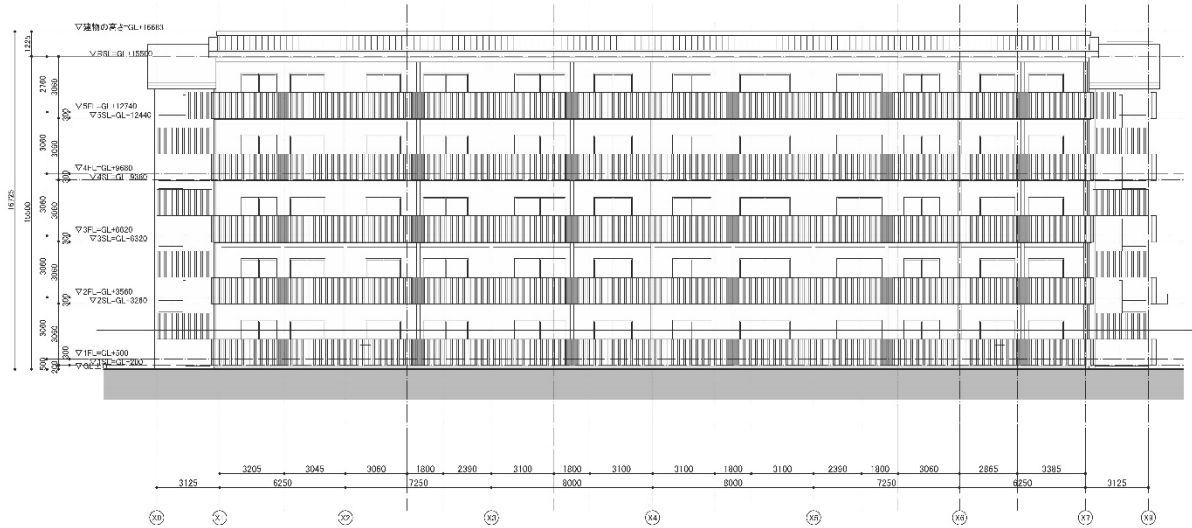


図 4.3.3 南立面図

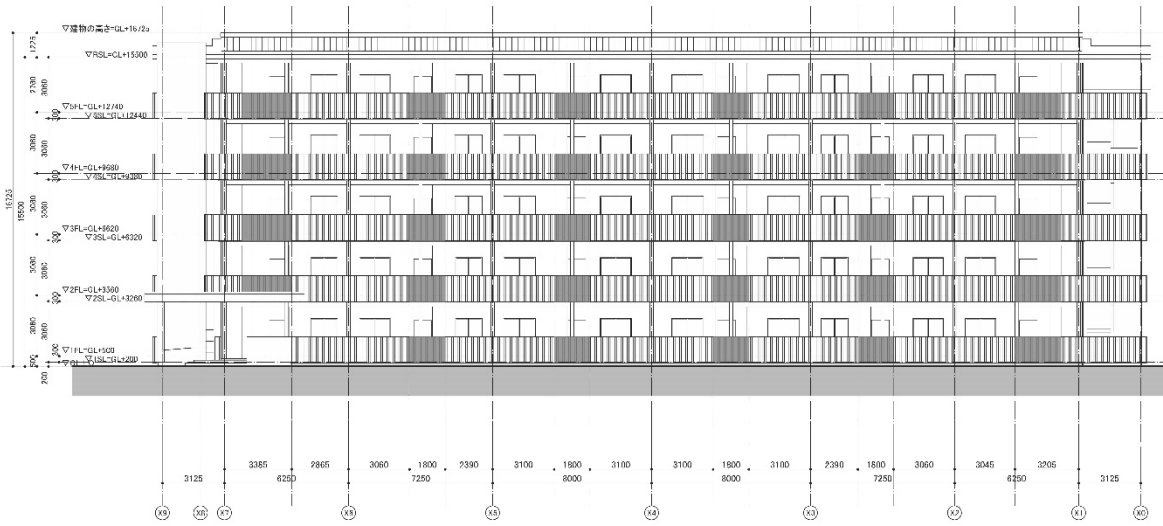


図 4.3.4 北立面図

B. 構造分野

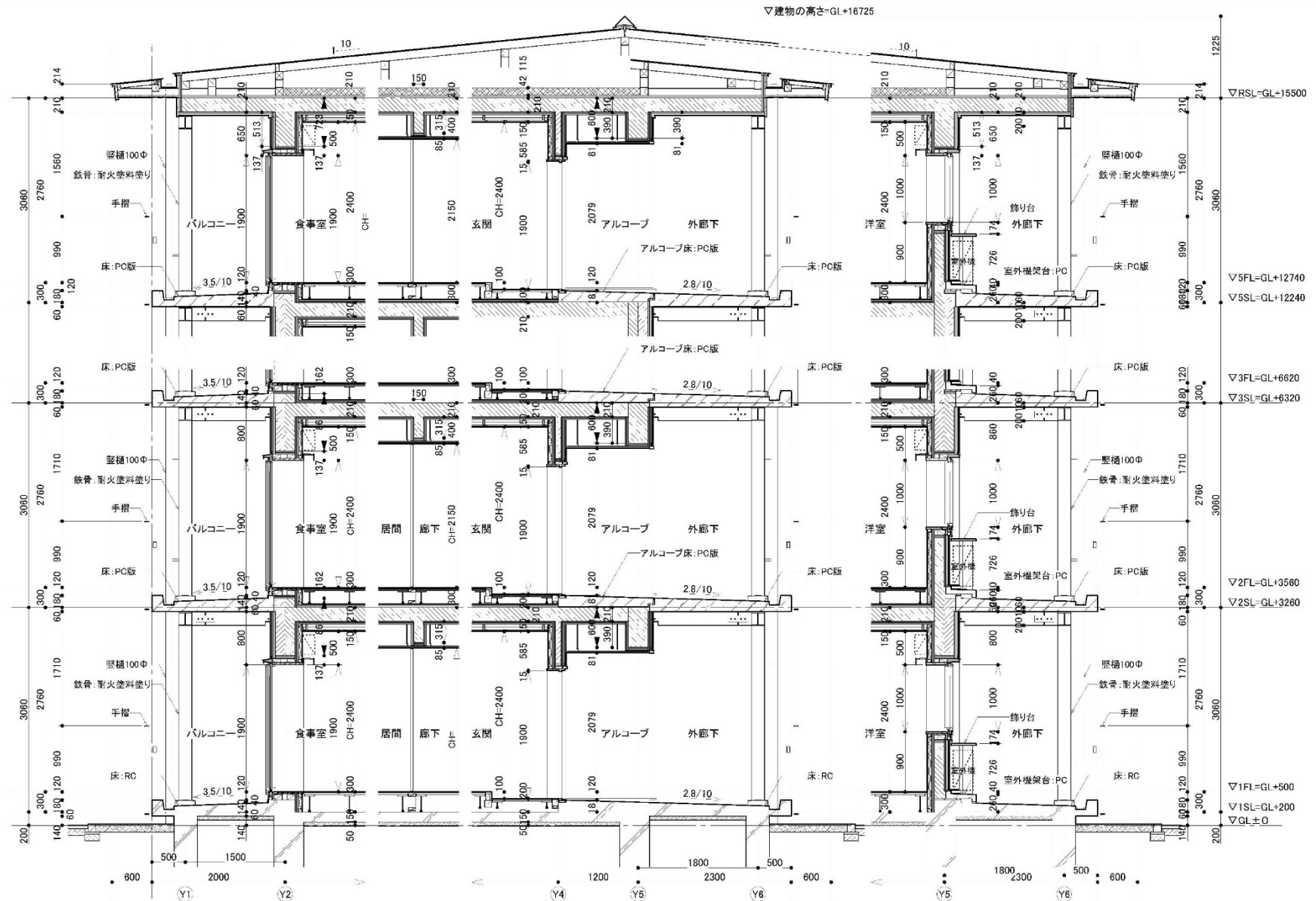


図 4.3.5 矩形図

4.3.4 構造設計上の留意点

以下に CLT パネル工法による 5 階建て共同住宅（災害公営住宅）建築物を対象に、「平 28 国交告第 611 号第八（保有水平耐力計算と同等以上に安全性を確かめることができる構造計算）」に準拠し、構造設計を実施する際の留意点を記す。

(1) 材端弾塑性回転ばねを設けたモデルの採用

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

(2) ダミー層の設定

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

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

(3) 壁柱－垂れ壁間パネルゾーンの応力検定の方法

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

(4) 短期と終局時の CLT パネル接合部の検定方法

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

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

(5) 回転剛性の算出方法や、圧縮ばねの設定方法

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