

第5章

建築物Cに関する調査分析

5.1 検討目的と方法

5.1.1 検討目的

現行の建築基準法では、大地震時に建物の倒壊を防ぎ人命を確保するための規定が設けられている。しかし、熊本地震では、地震後の建物の機能停止による生活困窮がみられたことから、大地震時の人命確保に加え、地震後も建物の機能を維持し、生活基盤を喪失させない継続使用性の確保が必要である。その実現に向け、建物の継続使用性を確保するための設計法が求められる。この実施のために、実建物の地震後の被害を再現できるモデルの構築を行い、部材の損傷度合を把握することがまず必要と考えられる。

そこで本検討では、熊本地震で被災した4階建てピロティ形式のRC造建物を対象として、部材の損傷を再現できるモデルの構築を行う。構築したモデルを用いて、部材のモデル化の違いが応答に与える影響を検討し、応答の観点からモデルと実被害の比較検討を行い、モデルの妥当性を示す。

また、建物の継続使用性を確保するための設計法を提案するうえで課題となる問題点等の基礎的検討を行う。

5.1.2 検討方法

1998年に新耐震基準で建設され、熊本地震にて1層崩壊を起こした4層鉄筋コンクリート造のピロティ形式の共同住宅を対象に、建物のモデル化を行う。本建物は、耐震スリットが一部設けられているが、建設当初の計算書からはスリットの情報が読み取れなかった。そこで壁のモデル化の違いによる建物応答への影響の検討を行うため、ラーメン架構モデルと2方スリット想定モデルおよび3方スリット想定モデルを構築する。さらに、この建物は5つの棟が、梁が付随しないスラブのみ(1階は基礎梁)により連結されており、梁が付随しないスラブのモデル化の違いによる建物応答への影響の検討を行うため、5つの棟を別々にモデル化したものと、5つの棟をピン梁および梁が付随しないスラブで繋いだ連棟モデルを構築する。

構築したモデルを用いて静的増分解析および動的応答解析を行う。動的応答解析では、近隣地域で観測された地震波を用いた解析を行う。応答の観点から壁や梁が付随しないスラブのモデル化の違いによる建物応答への影響の検討を行い、抽出したモデルの解析結果から推定した部材損傷度合を実被害と比較することで耐震スリットの設計条件を推察し、構築したモデルの妥当性を示す。

また、対象建物のピロティ階に対して、現在推奨されているピロティの設計方法に基づきピロティ柱の部材断面を算定し、建物応答へ与える影響を検討する。

5.2 建物概要

5.2.1 所在地と構造形式

熊本県宇土市入地町にある地上4階鉄筋コンクリート造の共同住宅を対象として解析を行う。本建物は1998年に新耐震基準にて建設された建物である。平面形状は長方形であり、桁行方向は北西-南東方向である。桁行方向10スパン、梁間方向1スパンであり、桁行方向に対称な平面プランである。桁行方向1スパン、梁間方向1スパンの4つの建物と桁行方向2スパン、梁間方向1スパンの1つの建物の計5つの建物が基礎梁で連結されており、2階以上は梁が付随しないスラブにより連結されている。構造形式は桁行方向が純ラーメン架構、梁間方向が連層耐震壁付きラーメン架構、基礎形式は杭基礎である。また、本検討建物は桁行方向両端(X0,X12構面)、階段室(Y8構面)に壁厚180mmの連層耐力壁が複数枚配置されている。それらの壁を除き、1階は柱のみで構成されているピロティ構造となっている。

5.2.2 構造計画の特徴

構造計算書での各層の建物重量・形状係数・構造特性係数を表5.2.1に示す。構造計算書によれば、本建物は耐震計算ルート3を適用した保有水平耐力計算による検定が行われている。桁行方向は、純ラーメン構造でありDs値は0.30、梁間方向は、連層耐震壁付きラーメンのピロティ構造であり、第1層Ds値は0.30、第2層から第4層は0.40としている。各階の形状係数Fesのうち、梁間方向の第1層が1.21と算定されていた。これは、ピロティ形式の建物であり剛性が急変しているためと考えられる。なお、地盤特性係数Rtは1.0、地域係数Zは0.8が用いられている。

表 5.2.1 構造計算書の建物重量・形状係数・構造特性係数

階	建物重量 (単位 kN)		形状係数 Fes		構造特性係数 Ds	
	Wi	Σ Wi	桁行方向	梁間方向	桁行方向	梁間方向
4	4866	4866	1.00	1.00	0.30	0.40
3	7095	11962	1.00	1.00	0.30	0.40
2	7076	19038	1.00	1.00	0.30	0.40
1	6897	25934	1.00	1.21	0.30	0.30

5.2.3 構造体と使用材料

設計図書に基づいて作成した建物の伏図を図5.2.1～図5.2.5に、軸組図を図5.2.6～図5.2.20にそれぞれ示す。また、使用材料は、コンクリート強度が210kgf/cm²で、鉄筋の鋼種は、呼び名D16以下がSD295、D19以上がSD345である(表5.2.1)。

各部材の断面リストを表5.2.2～表5.2.7に示す。

表 5.2.2 使用材料

コンクリート	種類	Fc (kgf/cm ²)	使用する場所
	普通コンクリート	210	全て
鉄筋	種類	材種	使用する場所
	異形鉄筋	SD295	D16以下(下記以外)
		SD345	D19以上(柱・梁主筋)
	圧縮継手の有無	有(その径：D19以上)	

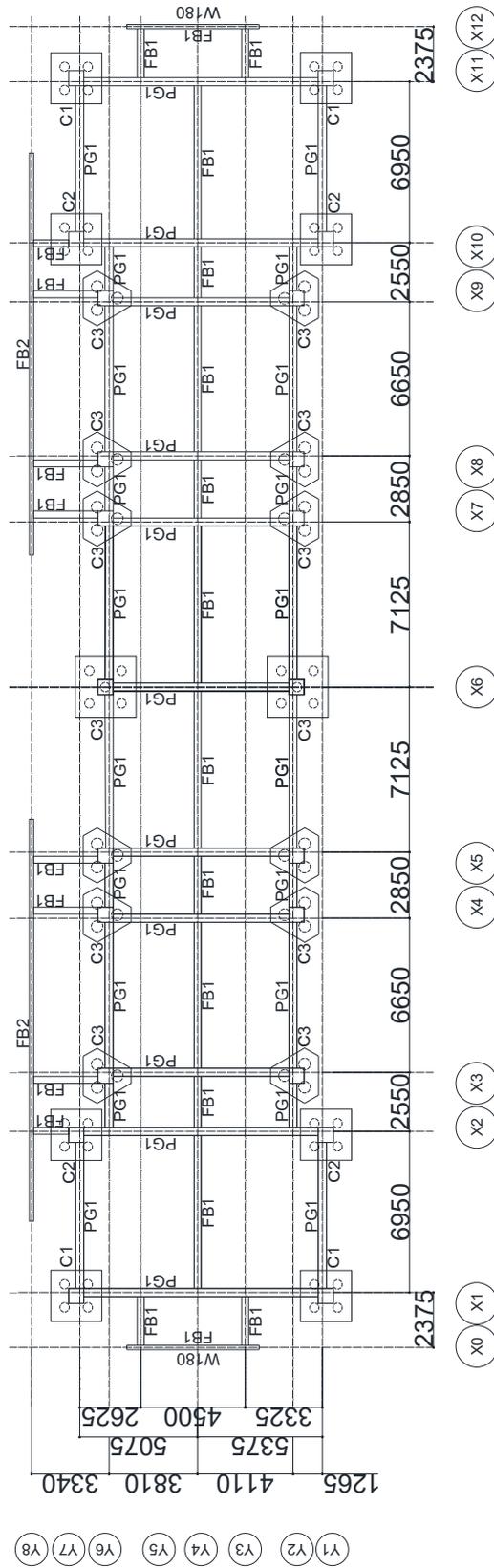


図 5.2.1 1階 伏図

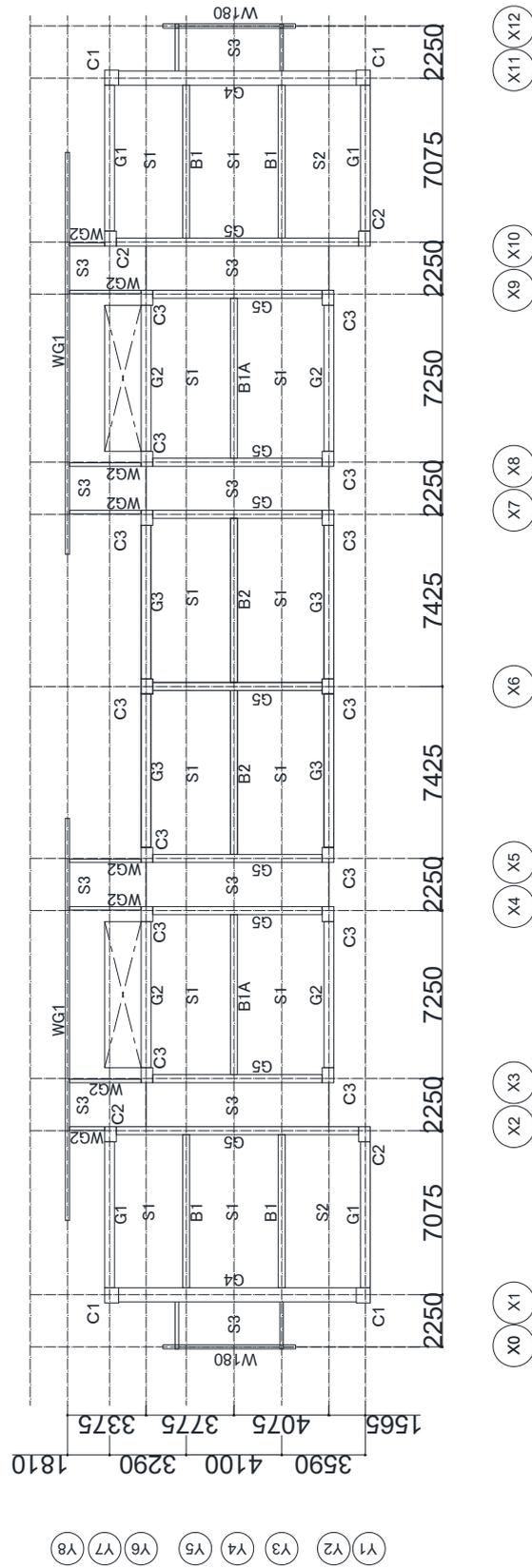


図 5.2.2 2階 伏図

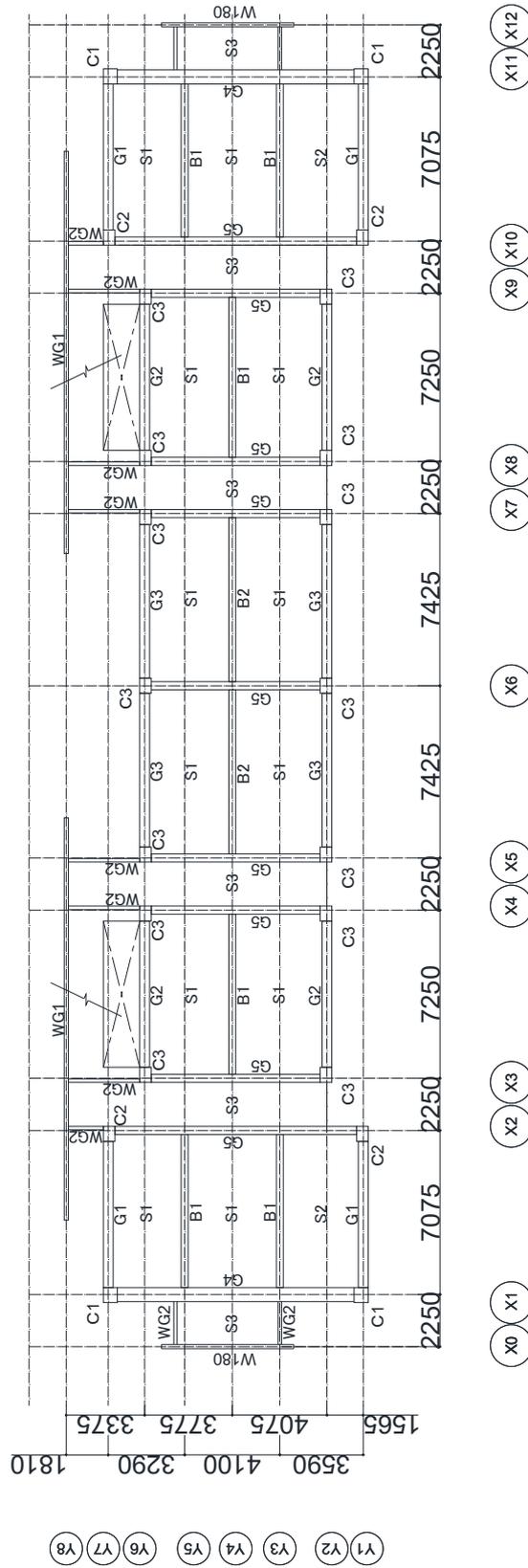


図 5.2.3 3階 伏図

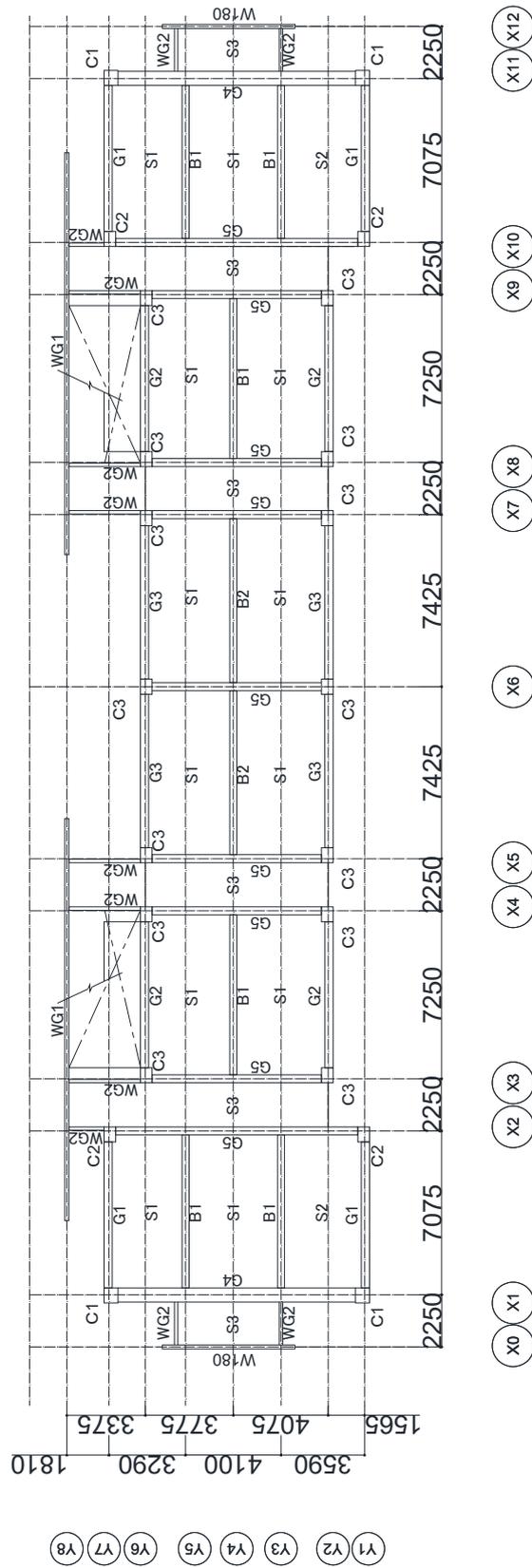


図 5.2.4 4階 伏図

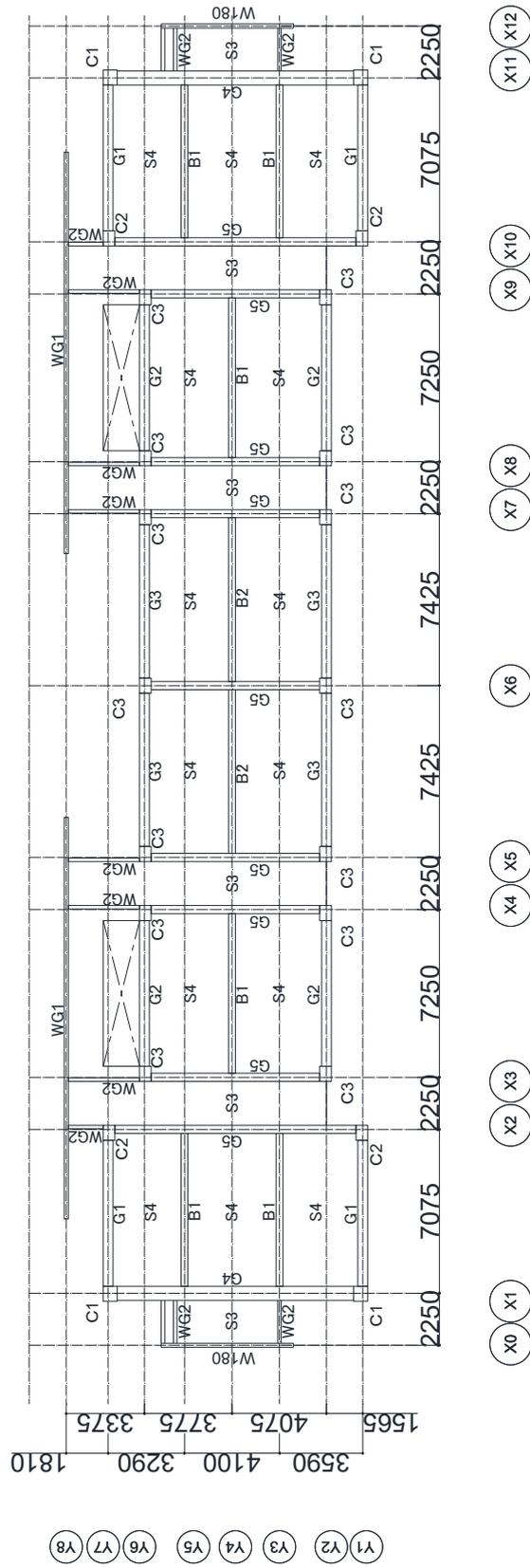


図 5.2.5 R階 伏図

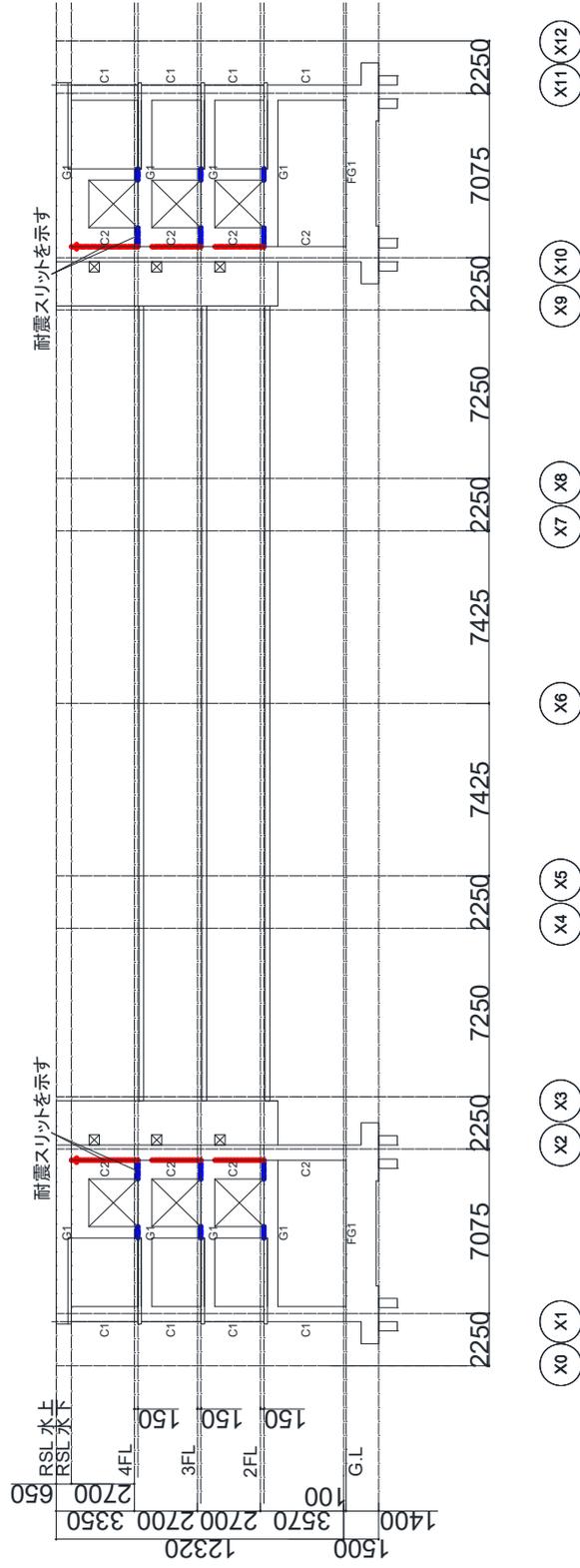


図 5.2.5 Y1 構面 軸組図

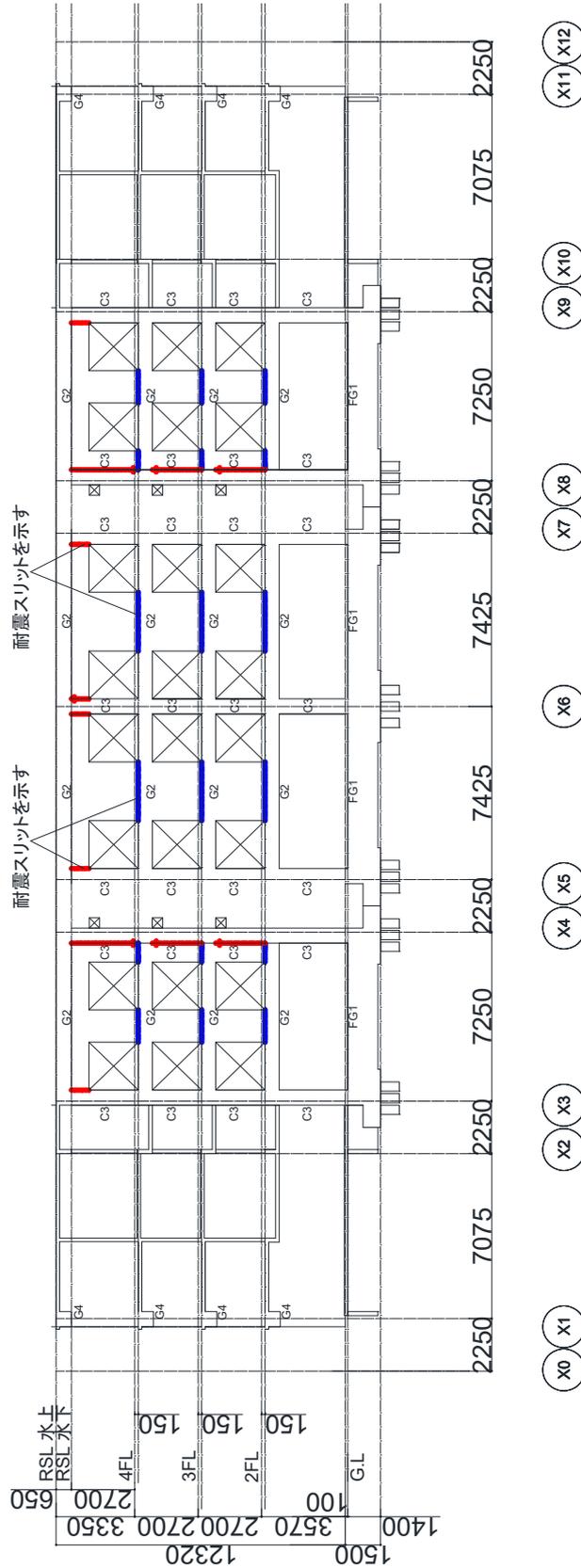


図 5.2.7 Y2 構面 軸組図

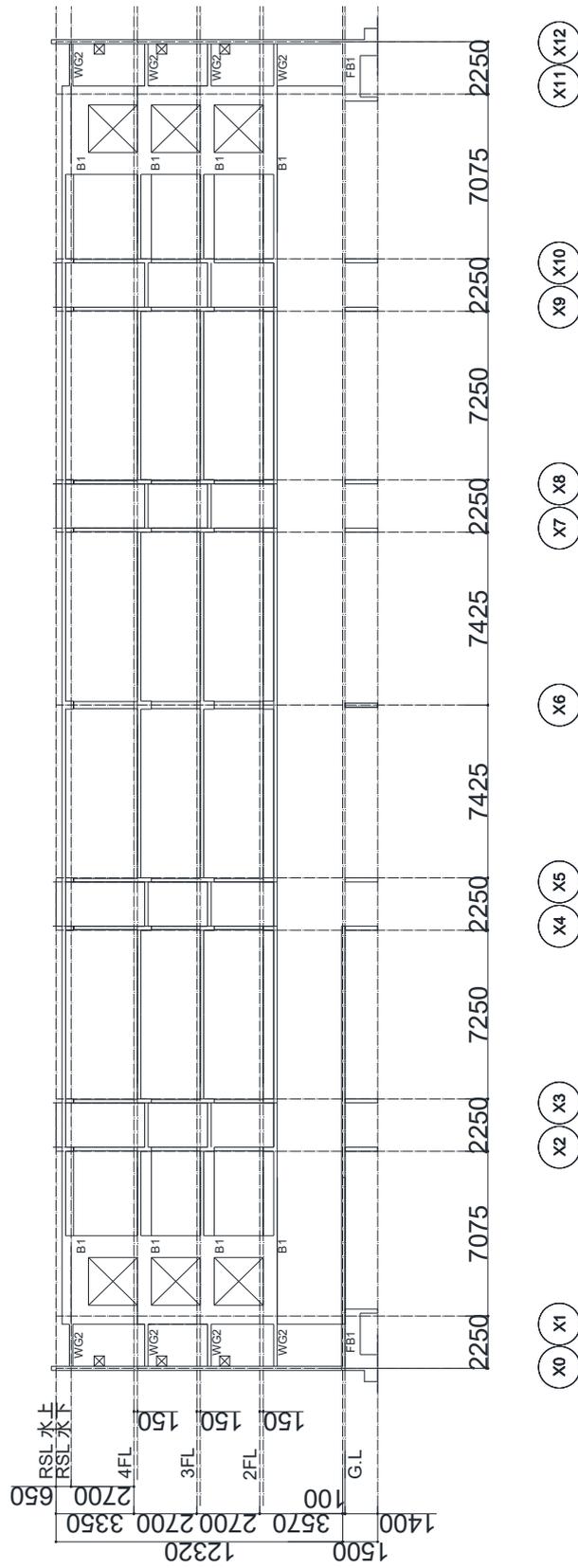


図 5.2.8 Y3 構面 軸組図

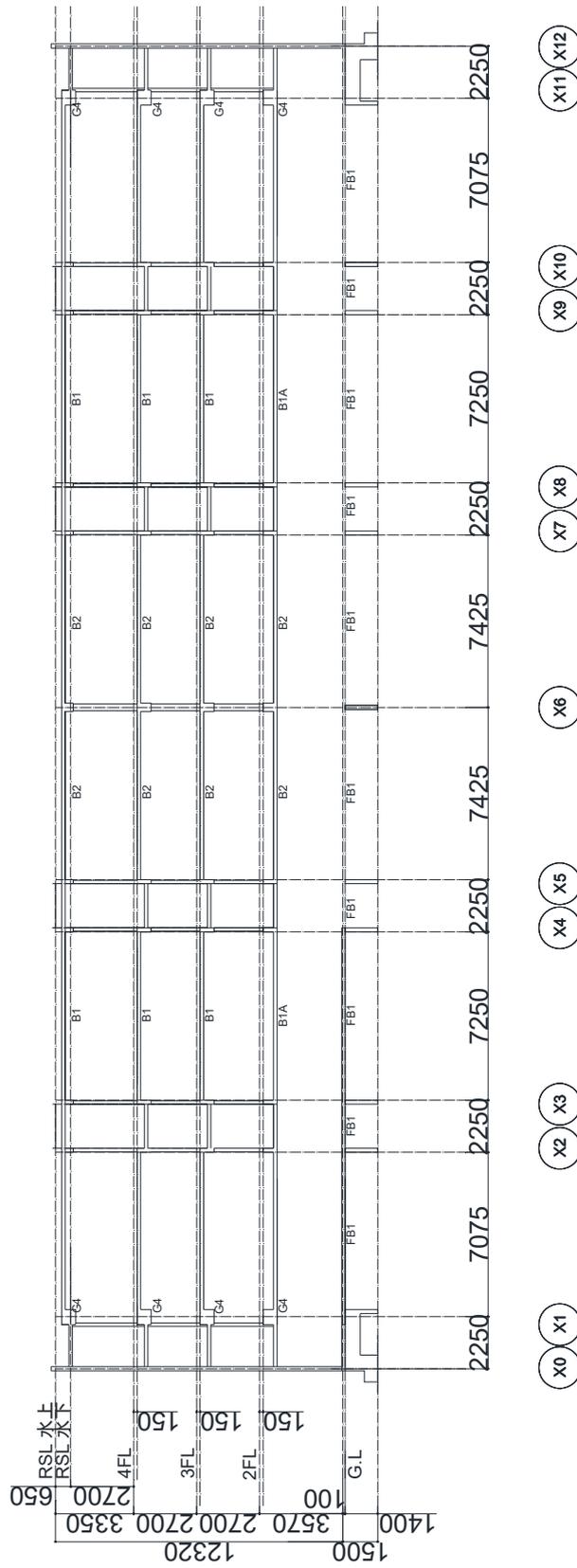


図 5.2.9 Y4 構面 軸組図

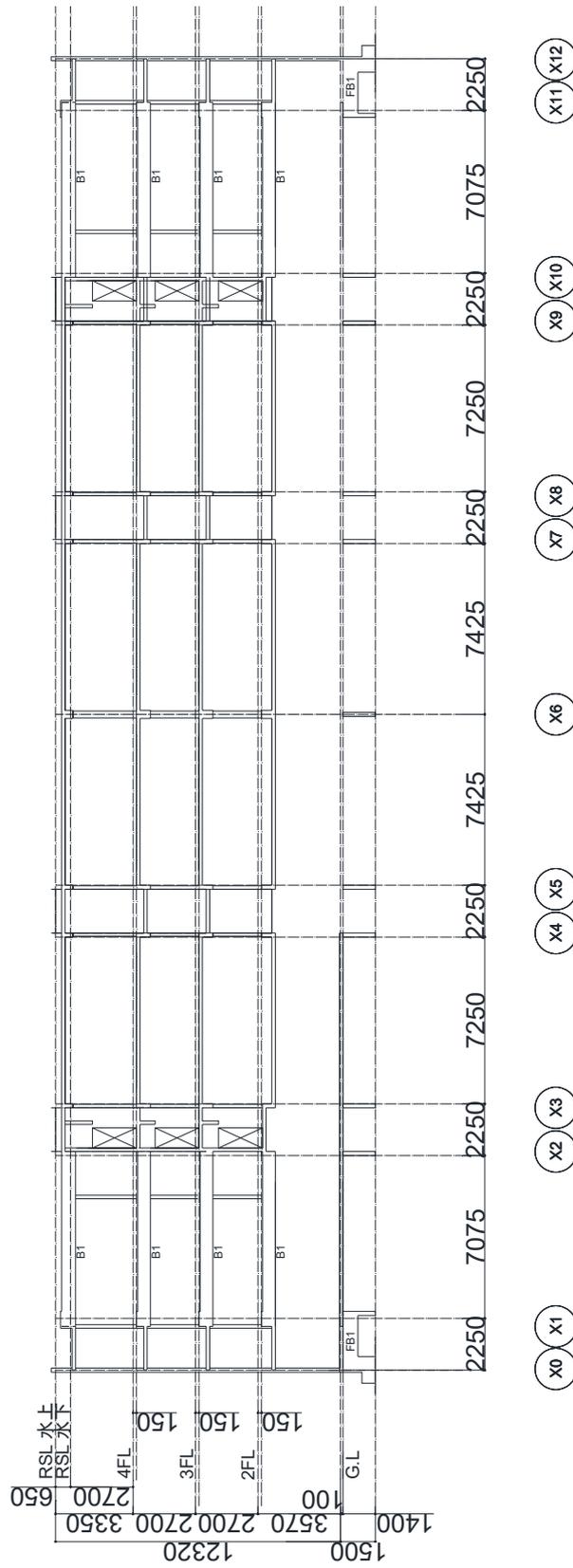


図 5.2.10 Y5構面 軸組図

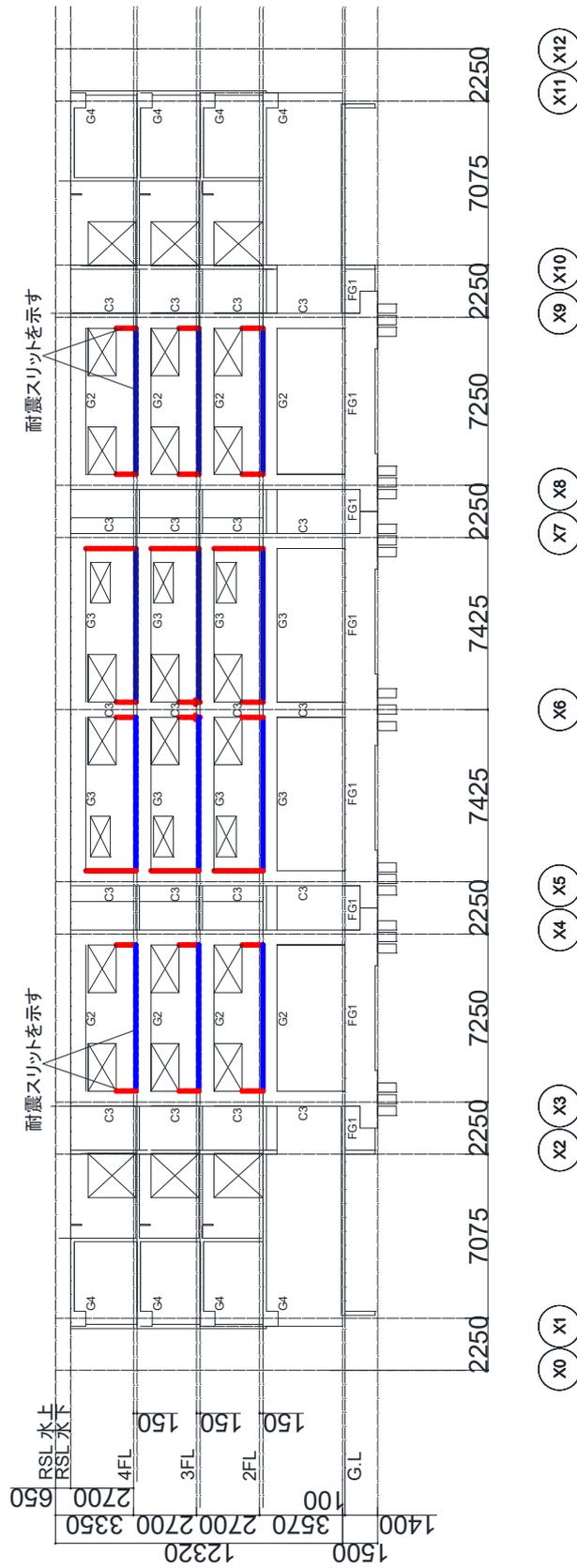


図 5.2.11 Y6 構面 軸組図

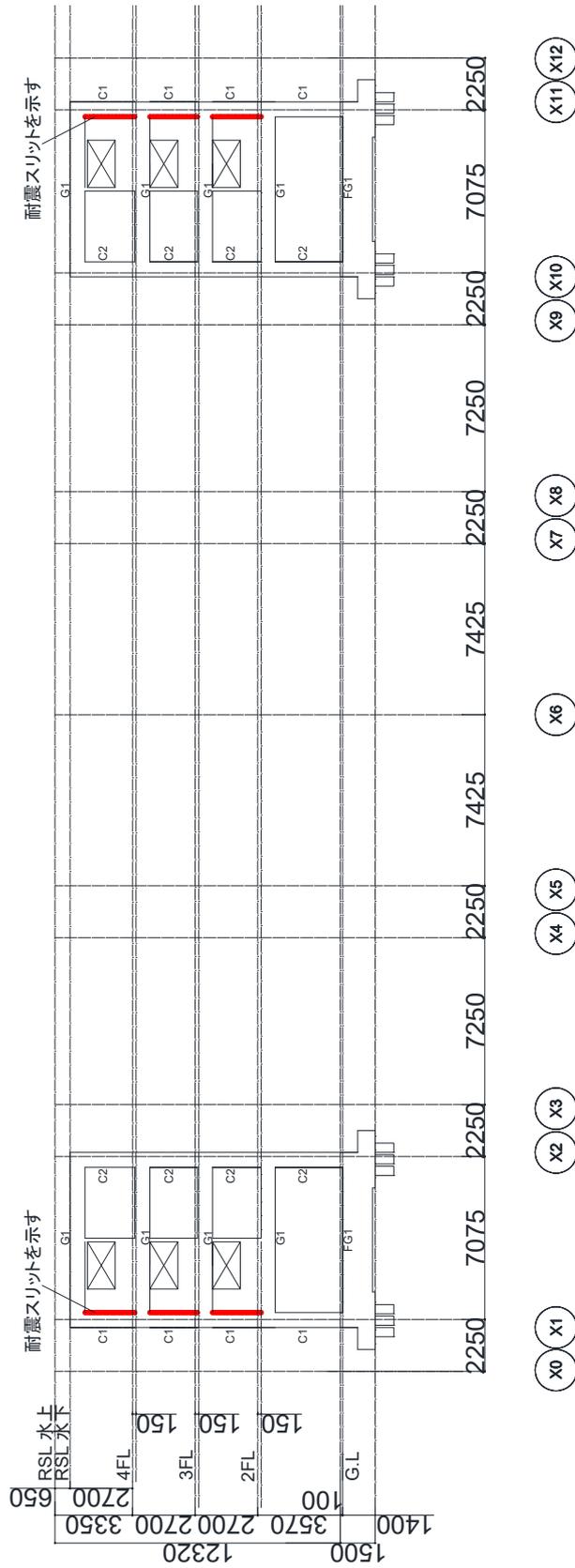


図 5.2.12 Y7 構面 軸組図

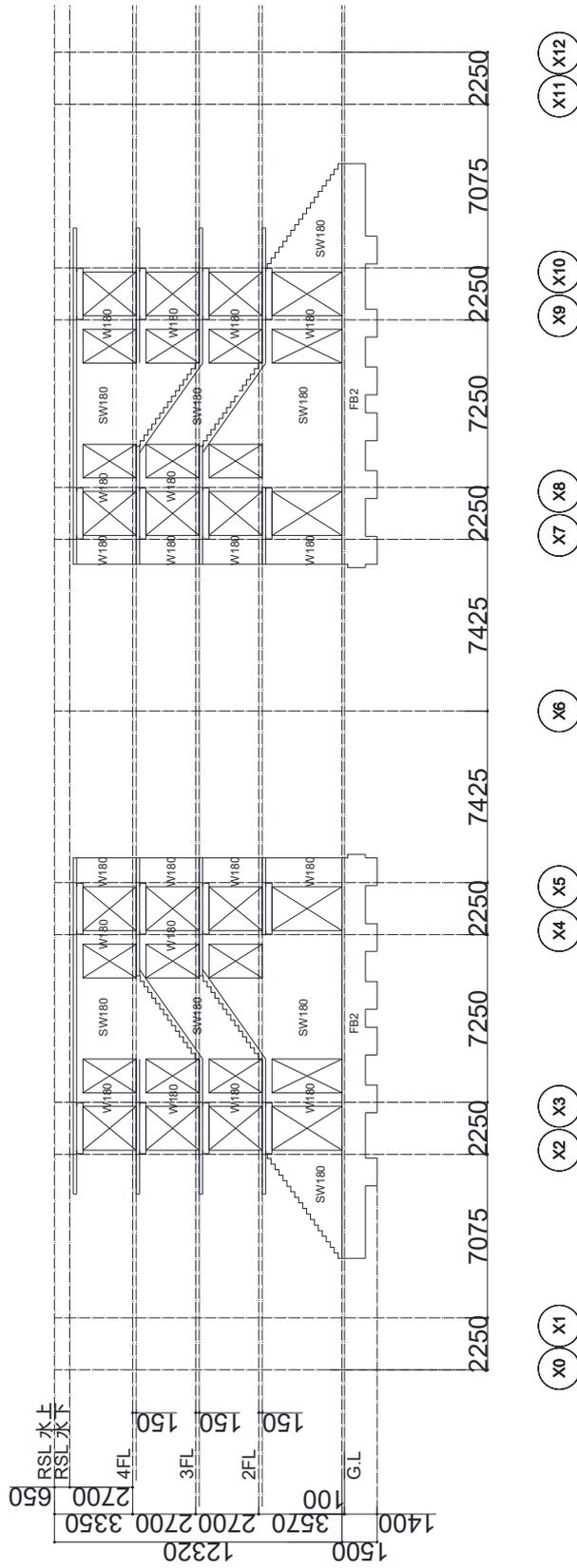
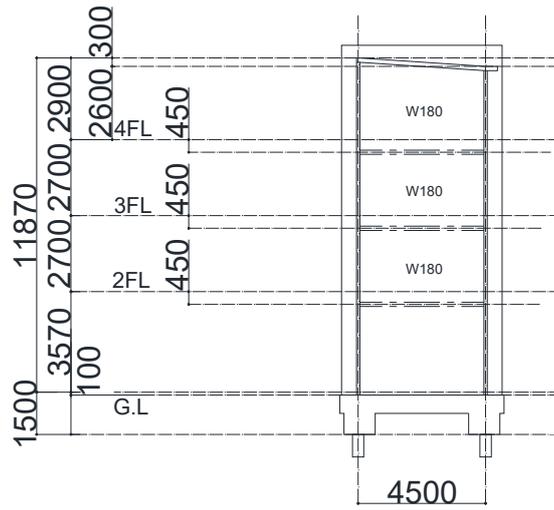
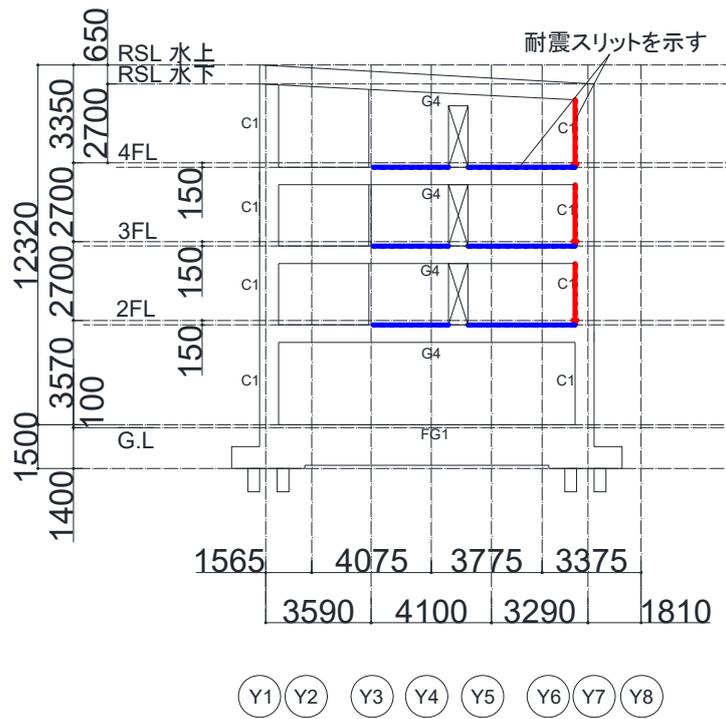


図 5.2.13 Y8 構面 軸組図



Y3

図 5.2.14 X0・X12 構面 軸組図



Y1 Y2 Y3 Y4 Y5 Y6 Y7 Y8

図 5.2.15 X1・X11 構面 軸組図

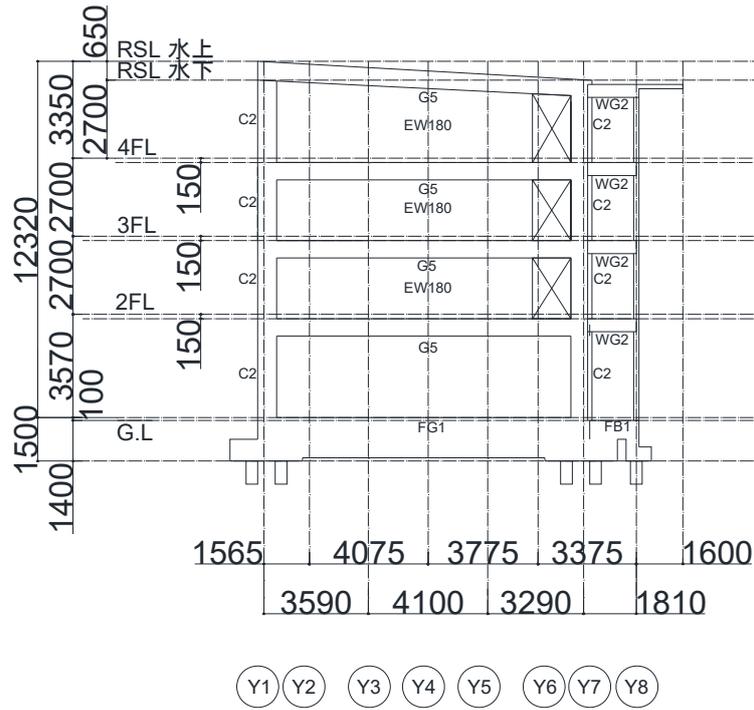


図 5.2.16 X2・X10 構面 軸組図

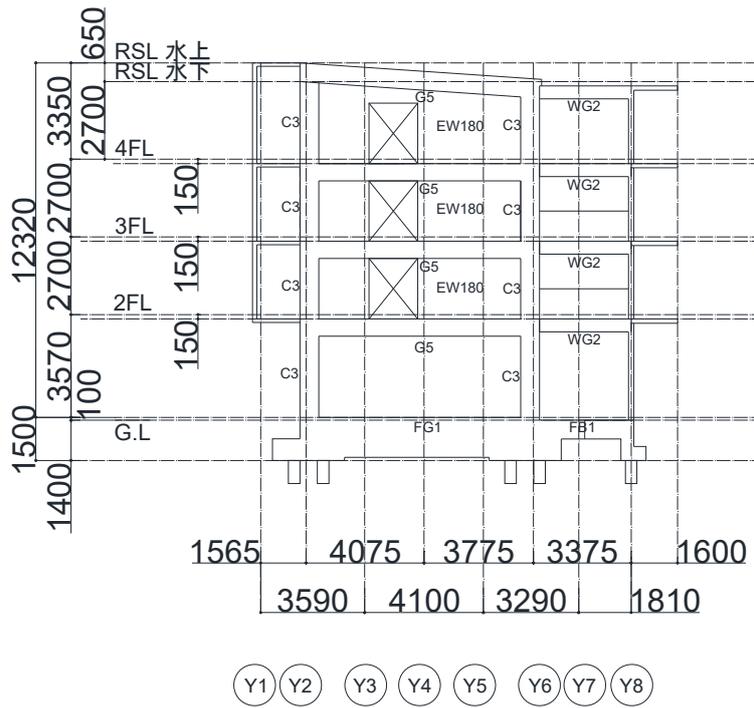


図 5.2.17 X3・X9 構面 軸組図

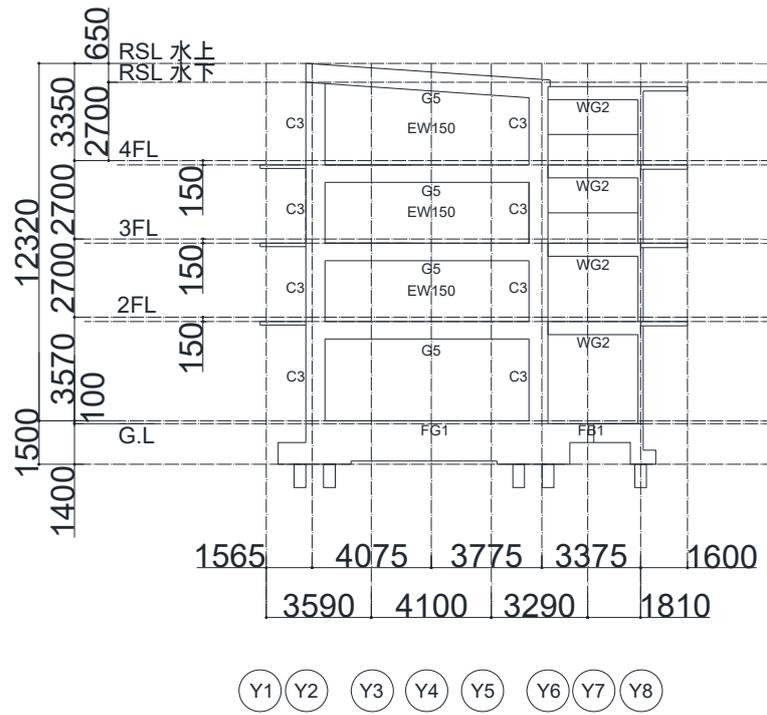


図 5.2.18 X4・X8 構面 軸組図

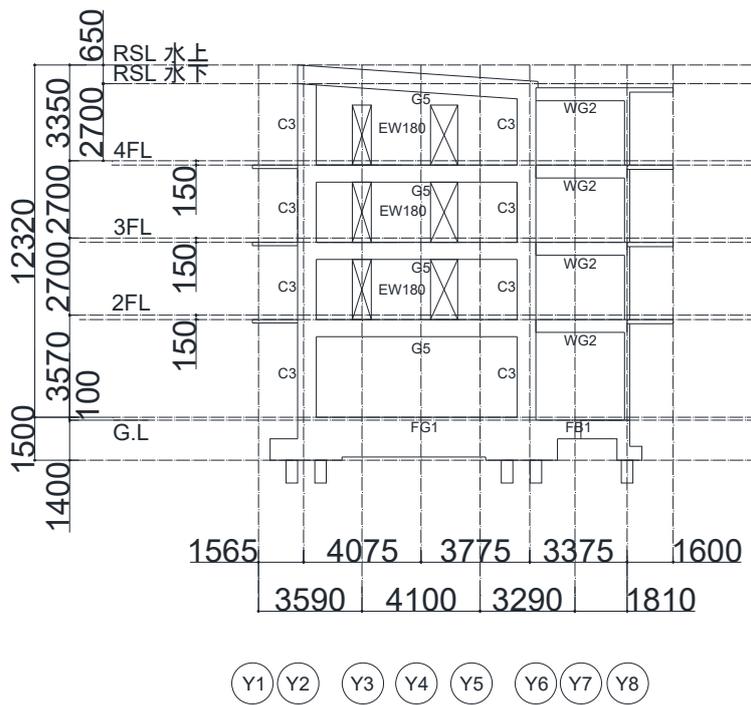
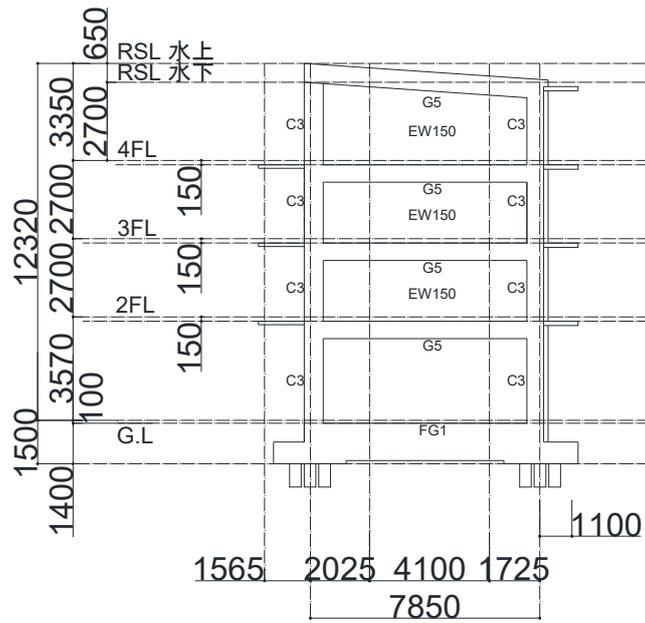


図 5.2.19 X5・X7 構面 軸組図



○Y1 ○Y2 ○Y3 ○Y4 ○Y5 ○Y6

図 5.2.20 X6 構面 軸組図

表 5.2.3 柱断面リスト (単位 mm)

符号	C1	C2	C3
4 階			
B×D	650×600	650×500	650×500
主筋	16-D22	8-D22	8-D22
フープ筋	□-D10-@100	□-D10-@100	□-D10-@100
3 階			
B×D	650×600	650×500	650×500
主筋	16-D22	8-D22	8-D22
フープ筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100

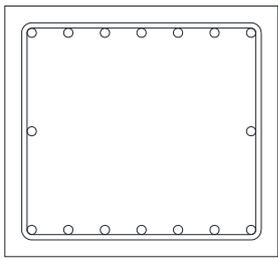
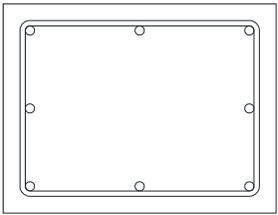
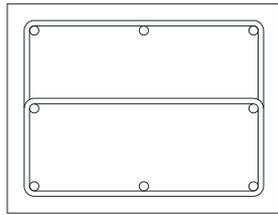
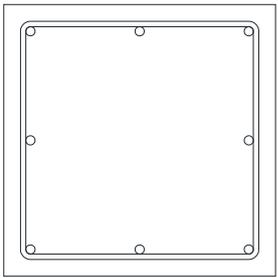
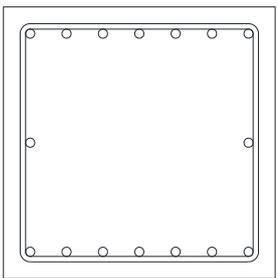
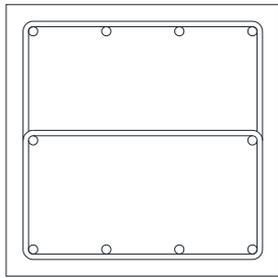
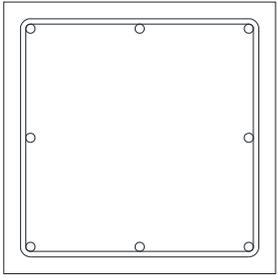
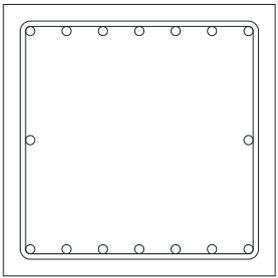
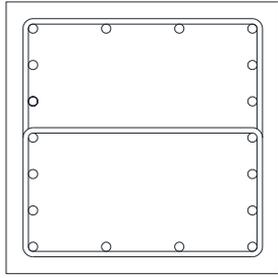
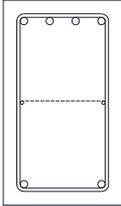
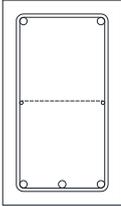
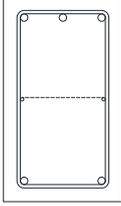
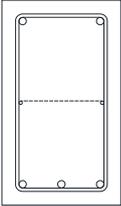
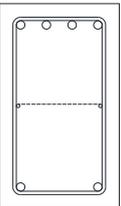
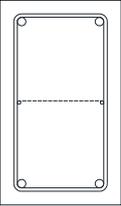
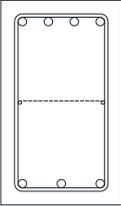
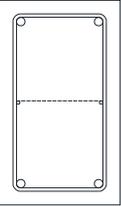
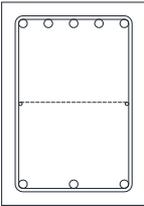
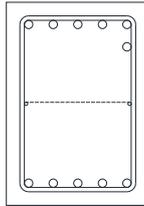
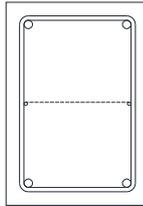
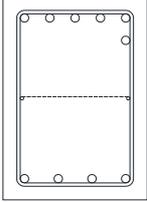
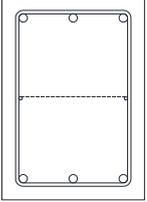
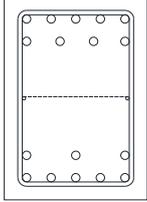
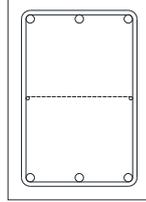
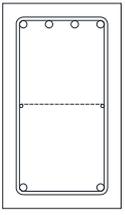
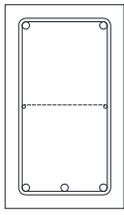
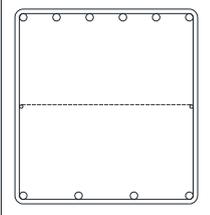
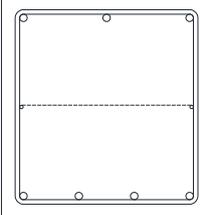
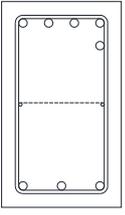
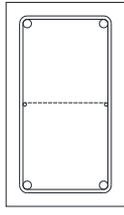
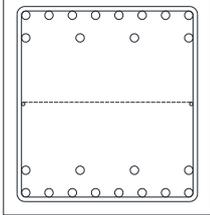
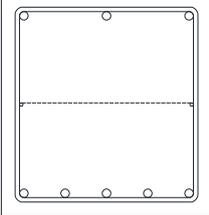
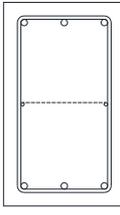
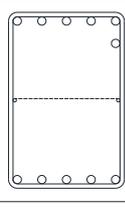
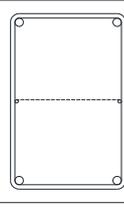
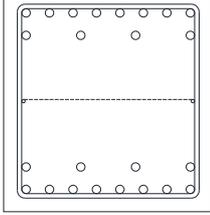
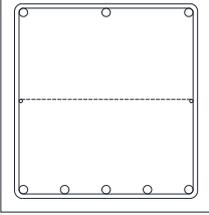
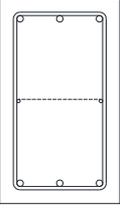
2階			
B×D	650×600	650×500	650×500
主筋	16-D22	8-D22	8-D22
フープ筋	□-D13-@100	□-D13-@100	⊔-D13-@95
1階柱頭			
B×D	650×650	650×650	650×650
主筋	8-D22	16-D22	10-D22
フープ筋	□-D13-@100	□-D13-@100	⊔-D13-@100
1階柱脚			
B×D	650×650	650×650	650×650
主筋	8-D22	16-D22	18-D22
フープ筋	□-D13-@100	□-D13-@100	⊔-D13-@100

表 5.2.4 梁断面リスト (単位 mm)

符号	G1		G2	
位置	端部	中央	端部	中央
R 階				
寸法	350×600		350×600	
上端筋	4-D22	4-D22	3-D22	2-D22
下端筋	2-D22	2-D22	2-D22	3-D22
あばら筋	□-D10-@200		□-D10-@200	
腹筋	2-D10		2-D10	
4 階				
寸法	350×600		350×600	
上端筋	4-D25	2-D25	4-D25	2-D25
下端筋	2-D25	2-D25	2-D25	2-D25
あばら筋	□-D10-@200		□-D10-@100	□-D10-@200
腹筋	2-D10		2-D10	
3 階				
寸法	420×600		420×600	
上端筋	5-D25	3-D25	6-D25	2-D25
下端筋	3-D25	3-D25	5-D25	2-D25
あばら筋	□-D10-@150		□-D13-@150	□-D13-@250
腹筋	2-D10		2-D10	

2階				
寸法	420×600		420×600	
上端筋	6-D25	3-D25	9-D25	3-D25
下端筋	4-D25	3-D25	8-D25	3-D25
あばら筋	□-D10-@100	□-D10-@150	□-D13-@100	□-D13-@250
腹筋	2-D10		2-D10	

符号	G3		G4		G5
位置	端部	中央	端部	中央	全断面
R 階					
寸法	350×600		610×650		350×600
上端筋	4-D22	2-D22	6-D22	3-D22	3-D19
下端筋	2-D22	3-D22	4-D22	4-D22	3-D19
あばら筋	□-D10-@200		□-D13-@200		□-D10-@200
腹筋	2-D10		2-D10		2-D10
4 階					
寸法	350×600		610×650		350×600
上端筋	5-D25	2-D25	12-D25	3-D25	3-D19
下端筋	3-D25	2-D25	12-D25	5-D25	3-D19
あばら筋	□-D10-@100	□-D10-@200	□-D13-@150	□-D13-@200	□-D10-@200
腹筋	2-D10		2-D10		2-D10
3 階					
寸法	420×600		610×650		350×600
上端筋	6-D25	2-D25	12-D25	3-D25	3-D19
下端筋	5-D25	2-D25	12-D25	5-D25	3-D19
あばら筋	□-D13-@150	□-D13-@250	□-D13-@150	□-D13-@200	□-D10-@200
腹筋	2-D10		2-D10		2-D10

2階					
寸法	420×600		610×650		350×600
上端筋	9-D25	3-D25	10-D25	3-D25	3-D22
下端筋	7-D25	3-D25	10-D25	4-D25	4-D22
あばら筋	□-D13- @100	□-D13- @250	□-D13-@200		□-D10- @200
腹筋	2-D10		2-D10		2-D10

表 5.2.5 基礎梁断面 (単位 mm)

符号	FG1
位置	全断面
断面	
寸法	350×1200
上端筋	4-D25
下端筋	4-D25
あばら筋	□-D13-@250
腹筋	6-D10

表 5.2.6 小梁断面リスト (単位 mm)

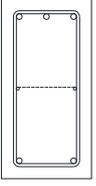
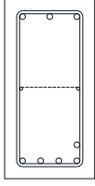
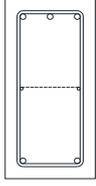
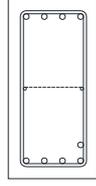
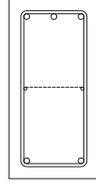
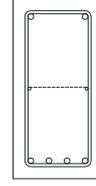
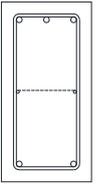
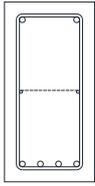
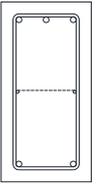
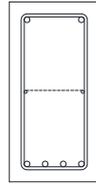
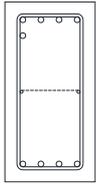
符号	B1		B1A		B2		
	両端	中央	両端	中央	他端	中央	X6 端
断面							
寸法	300×600		300×600		300×600		
上筋	3-D19	3-D19	3-D19	4-D19	3-D19	2-D19	6-D19
下筋	2-D19	5-D19	2-D19	5-D19	2-D19	4-D19	6-D19
あばら筋	D10-@200		D10-@200		D10-@200		
腹筋	2-D10		2-D10		2-D10		
符号	B3		B4				
位置	両端	中央	他端	中央	X6 端		
断面							
寸法	300×600		300×600				
上筋	3-D19	3-D19	3-D19	2-D19	5-D19		
下筋	2-D19	5-D19	2-D19	4-D19	4-D19		
あばら筋	D10-@200		D10-@200				
腹筋	2-D10		2-D10				

表 5.2.7 壁断面リスト (単位 mm)

符号		W120	W150	EW150	W180・EW180	SW180
縦筋		D10-@200 S	D10-@200 S	D10-@150 S	D10-@200 D	D13-@200 D
横筋		D10-@200 S	D10-@200 S	D10-@150 S	D10-@200 D	D10-@200 D
幅止筋					D10-@1000	D10-@1000
補強筋	縦筋	1-D13	2-D13	2-D13	2-D16	2-D16
	横筋	1-D13	2-D13	2-D13	2-D16	2-D16
	斜め筋	1-D13	1-D13	2-D13	2-D16	2-D13

表 5.2.8 スラブ断面リスト (単位 mm)

符号	厚さ	位置	長辺方向			短辺方向		
			柱間帯		柱列帯	柱間帯		柱列帯
			端部	中央		端部	中央	
S1	150	上端筋	D10・ D13- @200		D10- @250	D10- @200		D10- @250
		下端筋	D10- @400	D10- @200	D10- @250	D10- @400	D10- @200	D10- @250
S2	150	上端筋	D10・D13-@200			D10-@200		
		下端筋	D10-@200			D10-@200		
S3	150	全断面	D10-@200(D)			D10-@200(D)		
S4	150	上端筋	D10- @200	D10- @400	D10- @250	D10- @250	D10- @500	D10- @250
		下端筋	D10- @400	D10- @200	D10- @250	D10- @500	D10- @250	D10- @250

5.3 被害概要

以下に平成28年度(2006年)熊本地震建築物被害調査報告(速報)^[5-1]より、対象建物の被害調査結果を示す。

5.3.1 被害状況

1階柱は、主筋の座屈が多数見られ、一部の主筋は破断していることも確認された。このような被害は主に柱頭部で確認されたが(写真5.3.1, 写真5.3.2)、一部の柱では柱脚部でも同様の被害が生じている。なお、外周部の壁部材には、写真5.3.4に示すようにひび割れや圧潰が生じているが、柱に比べて被害程度が小さく、柱と連動して耐震要素として効いていたとは考えづらいため、本検討では、外周部の壁部材を考慮していない。また、同団地内に同時期に建設された3階建てないし4階建ての壁式RC造共同住宅15棟の外部からの調査では、構造部材に対する被害は見られない。



(a) 東側から見た柱全景



(b) 柱頭部の拡大

写真 5.3.1 X11-Y1 柱 (柱頭崩壊, 軸支持能力低下, 損傷度 V)



(a) 東側から見た柱全景



(b) 柱頭部の拡大

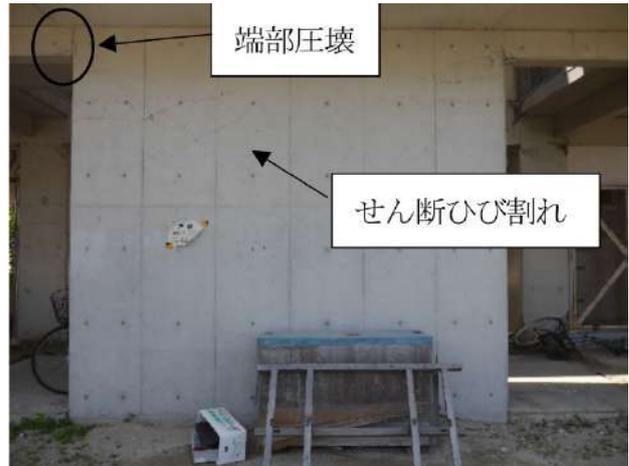
写真 5.3.2 X5-Y2 柱 (柱頭崩壊, 主筋の座屈・破壊, 損傷度 IV)



写真 5.3.3 X5-Y3 柱 (曲げ降伏, 損傷度Ⅲ)



(a) 桁行外柱連層耐力壁 (水平ひび割れ)



(b) 階段室下の壁柱 (せん断ひび割れ, 端部圧壊)

写真 5.3.4 壁部材の損傷状況

5.3.2 被災度区分判定結果

被災度区分判定基準^[5-2](表 5.3.1)に従い, 部材損傷度を判定した結果を図 5.3.1 に示す。

表 5.3.1 被災度区分判定基準^[5-2]

損傷度	損傷内容
I	近寄らないと見えにくい程度のひび割れ (ひび割れ幅 0.2mm 以下)。
II	肉眼ではっきり見える程度のひび割れ (ひび割れ幅 0.2~1 mm 程度)。
III	比較的大きなひび割れが生じているが, コンクリートの剥落は, 極わずかである (ひび割れ幅 1~2mm 程度)。
IV	大きなひび割れ が多数生じ, コンクリートの剥落も激しく鉄筋がかなり露出している。
V	鉄筋が曲がり, 内部のコンクリートも崩れ落ち, 一見して柱(耐力壁)の 高さ方向の変形 が生じていることがわかるもの。沈下や傾斜が見られるのが特色。鉄筋の破断が生じている場合もある。

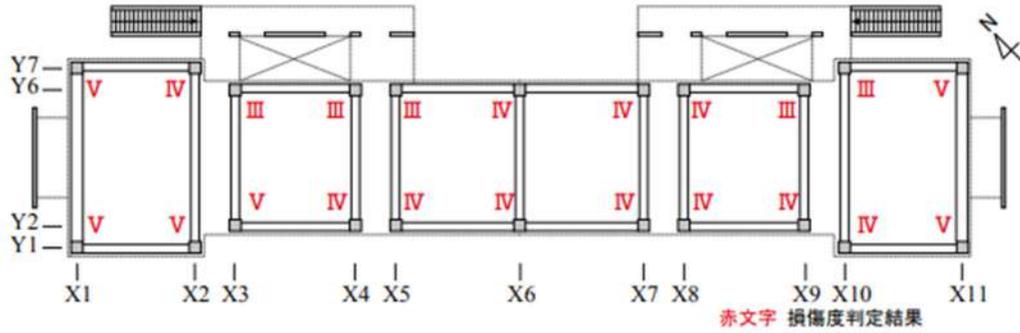


図 5.3.1 部材損傷度判定結果

部材損傷度の判定結果に従い、被災度区分判定をした結果を表 5.3.2 に示す。部材損傷度の判定結果はいずれの方向でも同一となったため、代表して NE-SW 方向（梁間方向）の結果を示す。本対象建築物においては、耐震性能残存率 $R=21(\%)$ となり、「大破」の判定となった。

表 5.3.2 判定結果

損傷度	本数	残余性能(曲げ柱)	本数×残余性能
損傷度 V	6	0	0
損傷度 IV	11	0.2	2.2
損傷度 III	5	0.5	2.5
損傷度 II	0	0.75	0
損傷度 I	0	0.95	0
		合計	4.7
		耐震性能残存率	21%[大破]

5.4 分析概要と結果

5.4.1 骨組解析モデルによる被害分析

解析には任意形状フレームの弾塑性解析プログラム SNAPver.7 を使用する。本検討では静的増分解析および動的応答解析を行う。以下に解析の条件を示す。

(1) 建物のモデル化概要

本建物は、耐震スリットが一部設けられているが、建設当初の設計図書が不鮮明であったため2方スリットか3方スリットかの判断ができなかった。壁による建物応答への影響の検討を行うため、ラーメン架構モデルと2方スリット想定モデルおよび3方スリット想定モデルを構築する。さらに、この建物は5つの棟は、梁が付随しないスラブのみ(1階は基礎梁)により連結されており、そのスラブが建物応答に与える影響が定かでないため、5つの棟を別々にモデル化したものと、5つの棟をピン梁および梁が付随しないスラブで繋いだ連棟モデルを構築する。なお、本検討では、スラブ・小梁・階段についてはモデル化を省略し、梁およびスラブは、軸方向変形が生じないようにすべて剛床と仮定する。

① 壁のモデル化方法

- 1) 桁行方向は壁を無視した純ラーメン架構、梁間方向は一部耐震壁付きラーメン架構としてモデル化
(X2, X4, X6, X8, X10 構面の壁を耐震壁としてモデル化しその他の構面はラーメン架構)
- 2) 桁行方向はスリットのない壁は壁付き架構として、スリットを有する壁は2方スリット(柱際に耐震スリット)を反映してモデル化
- 3) 桁行方向はスリットのない壁は壁付き架構として、スリットを有する壁は3方スリット(柱際と梁に耐震スリット)を反映してモデル化

なお、桁行方向に関して、スリットのない壁はY7構面に設けられている。(図5.4.4)

② 建物全体のモデル化方法

- 1) 建物を5棟の別々の建物とみなしてばらばらにモデル化(分棟モデル)
- 2) 5棟をピン梁で繋いでモデル化(連棟Aモデル)
- 3) 5棟を梁が付随しないスラブで繋いでモデル化(連棟Bモデル)

以上のモデル化方法を組み合わせて、モデルを以下の5種類構築する。

- モデル1：① 1)と② 2)を組み合わせたモデル、すなわち純ラーメン+連棟Aモデル
 モデル2：① 2)と② 2)を組み合わせたモデル、すなわち2方スリット+連棟Aモデル
 モデル3：① 3)と② 2)を組み合わせたモデル、すなわち3方スリット+連棟Aモデル
 モデル4-1,2,3：① 2)と② 1)を組み合わせたモデル、すなわち2方スリット+分棟モデル
 モデル5：① 2)と② 3)を組み合わせたモデル、すなわち2方スリット+連棟Bモデル

以上のモデルを用いて、以下のような比較検討を行う。

- (1) モデル1, 2, 3 壁のモデル化の違いによる応答への影響
- (2) モデル2, 4 建物全体のモデル化の違いによる応答への影響
- (3) モデル2, 5 梁が付随しないスラブのモデル化の違いによる応答への影響

モデル一覧を表5.4.1に示す。

表 5.4.1 モデル一覧

モデル名	種類	剛域設定	危険断面位置	梁が付随しないスラブのモデル化
モデル 1	ラーメン 連棟 A	壁フェイス-D/4	剛域端	ピン梁
モデル 2	2 方スリット 連棟 A	壁フェイス-D/4	剛域端	ピン梁
モデル 3	3 方スリット 連棟 A	壁フェイス-D/4	剛域端	ピン梁
モデル 4-1	2 方スリット-分棟 (X1-2 構面)	壁フェイス-D/4	剛域端	
モデル 4-2	2 方スリット-分棟 (X3-4 構面)	壁フェイス-D/4	剛域端	
モデル 4-3	2 方スリット-分棟 (X5-7 構面)	壁フェイス-D/4	剛域端	
モデル 5	2 方スリット 連棟 B	壁フェイス-D/4	剛域端	スラブ

■ 節点の設定

柱・梁・方立壁をそれぞれの構造芯（壁付き部材の場合も柱・梁芯位置）で線材化し、部材同士および部材と地面の接合部に、それぞれ節点を設定する。1 階柱脚・壁脚の節点は、移動・回転に関する自由度を拘束し、そのほかの節点はいずれの自由度も非拘束とする。

■ 剛域の設定

壁フェイス位置-D/4（柱・梁・壁フェイスより接合部側へは入らない）

剛域端をフェイス位置から D/4 接合部側へと入った位置としたモデルである（ここで、D は壁を含む部材せい）。

■ 危険断面位置の設定

危険断面位置は剛域端に設けて検討を行う。

壁の分類は図 5.4.1～図 5.4.10 のとおりである。

ここで、黄色は 2 方スリットとしてモデル化する場合は方立壁，3 方スリットとしてモデル化する場合は垂壁とする。緑色は方立壁，青色は袖壁，そして赤色は耐震壁を示す。

図 5.4.11～図 5.4.20 に耐震スリットを 2 方スリットとしてモデル化するモデル 2，4-1,2,3，5 の線材置換後のモデル図を，図 5.4.21～図 5.4.30 に耐震スリットを 3 方スリットとしてモデル化するモデル 3 の線材置換後のモデル図を示す。オレンジの点が節点，ピンクの線は剛域部分を表している。ここで、Y 通りは X6 を軸に対称なので X7～X12 通りの図は省略する。また，ラーメン架構としてモデル化するモデル 1 については柱梁接合部に節点があり，剛域は柱・梁フェイス位置とし，モデル図は省略する。1 スパンの梁に複数の垂れ壁が設けられている場合は図 5.4.1 に示すようにそれぞれの壁端部に節点を設け，梁を壁の有無を含め，垂れ壁の種類ごとに節点で分割し，それぞれでモデル化を行うものとする。

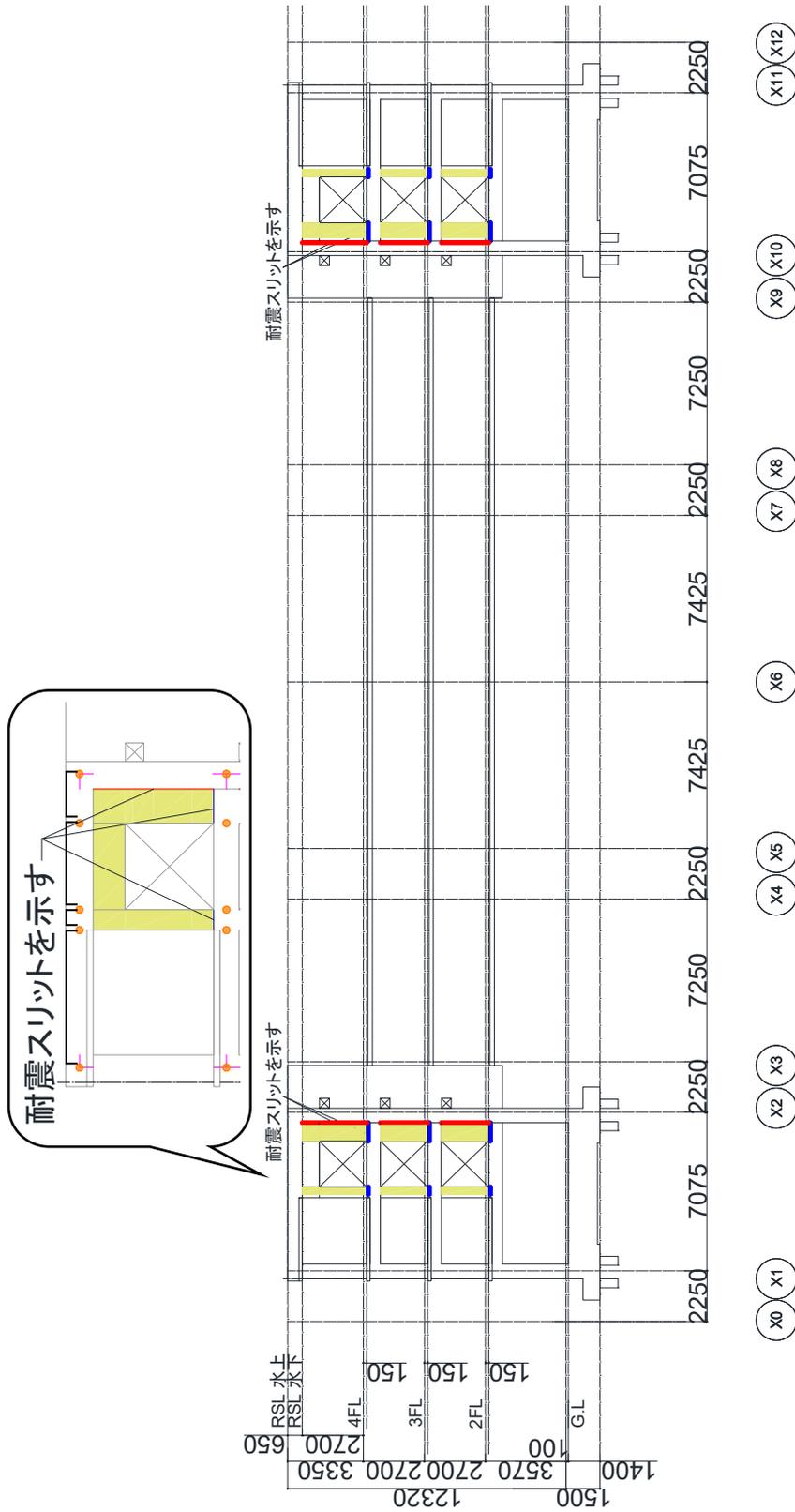


図 5.4.1 Y1 構面壁分類図

黄色：2方スリットとしてモデル化する場合の方立壁
 3方スリットとしてモデル化する場合の垂壁

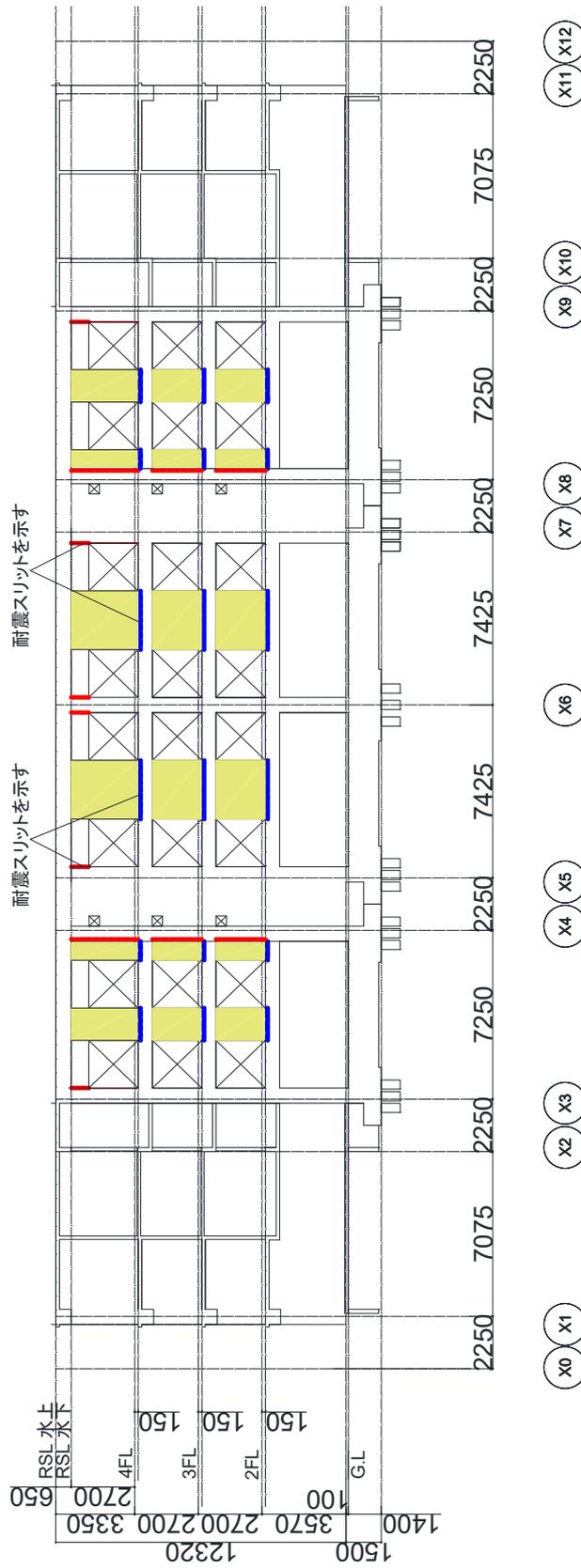


図 5.4.2 Y2 構面壁分類図

黄色：2方スリットとしてモデル化する場合
3方スリットとしてモデル化する場合

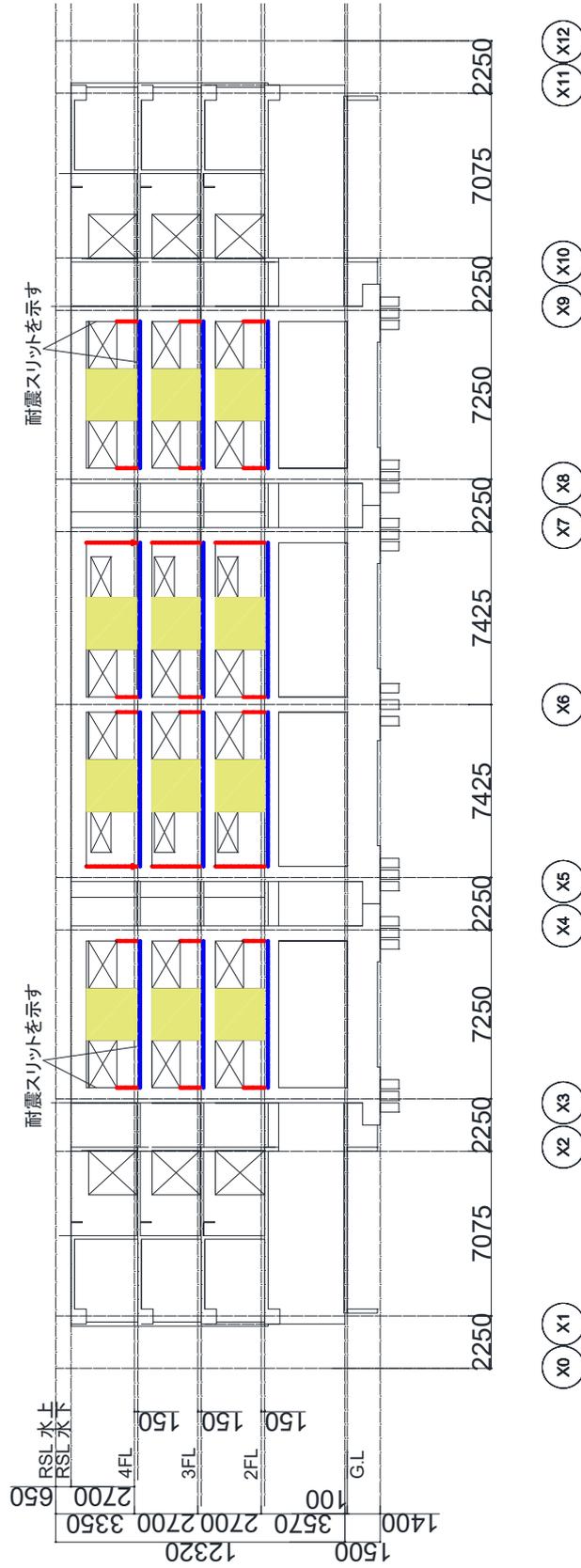


図 5.4.3 Y6 構面壁分類図

黄色：2方スリットとしてモデル化する場合は方立壁
3方スリットとしてモデル化する場合は垂壁

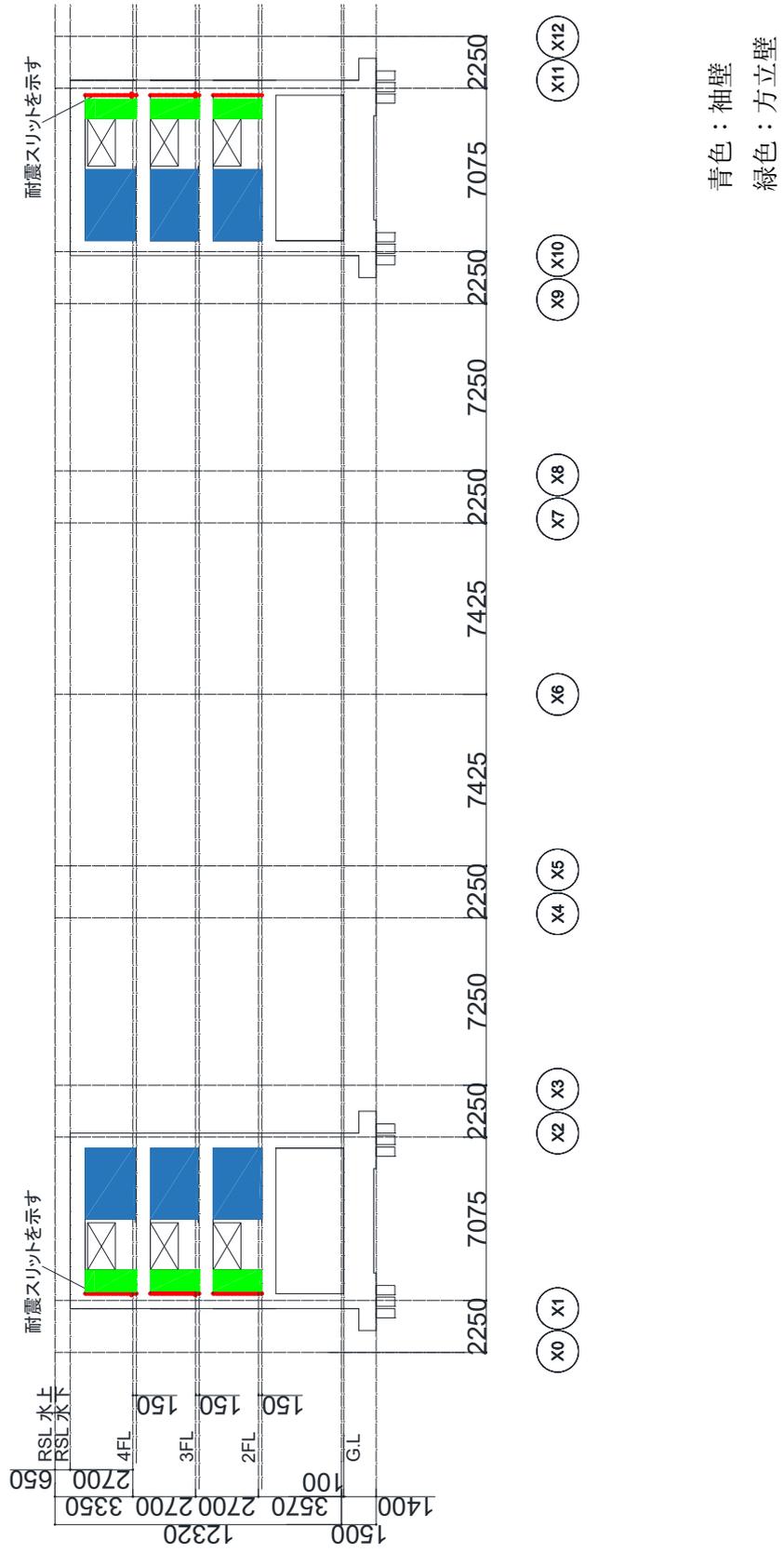
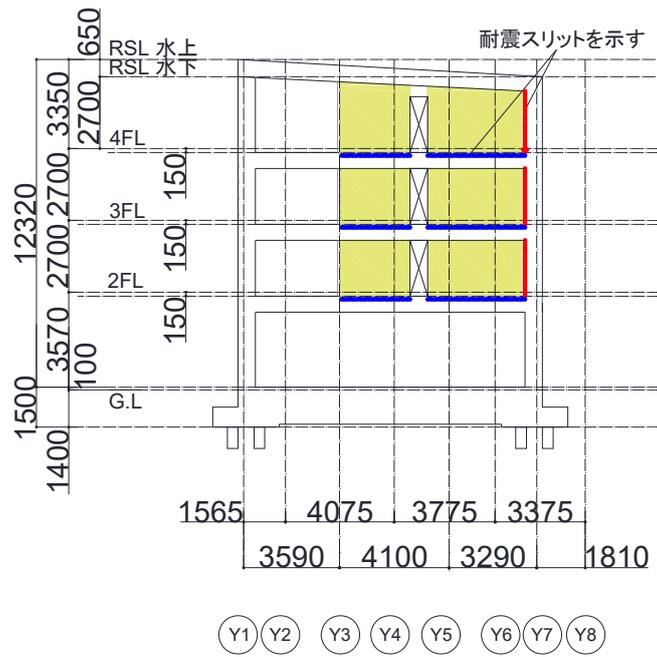


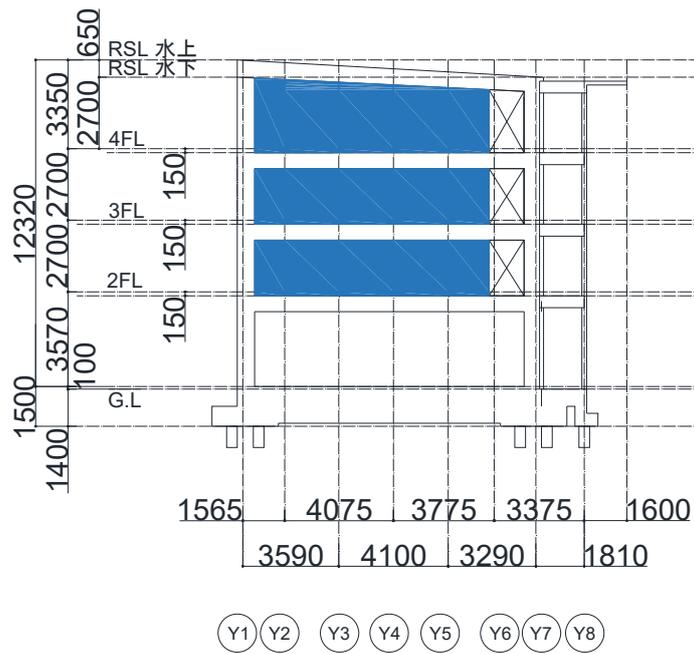
図 5.4.4 Y7 構面壁分類図



黄色：2方スリットとしてモデル化する場合は方立壁

3方スリットとしてモデル化する場合は垂壁

図 5.4.5 X1・X11 構面壁分類図



青色：袖壁

図 5.4.6 X2・X10 構面壁分類図

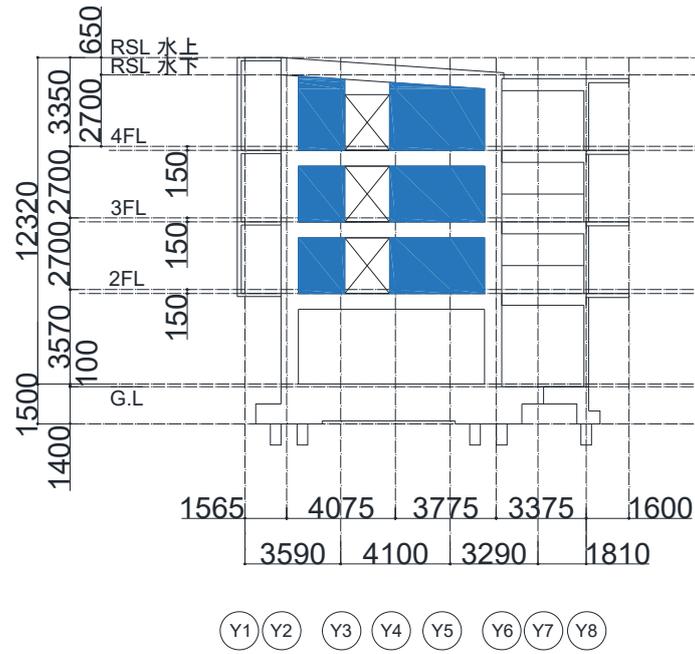


図 5.4.7 X3・X9 構面壁分類図

青色：袖壁

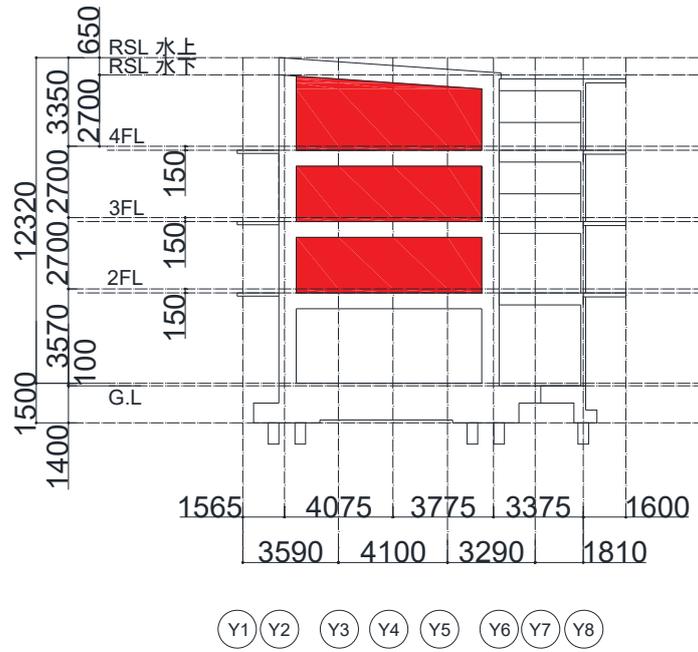


図 5.4.8 X4・X8 構面壁分類図

赤色：耐力壁

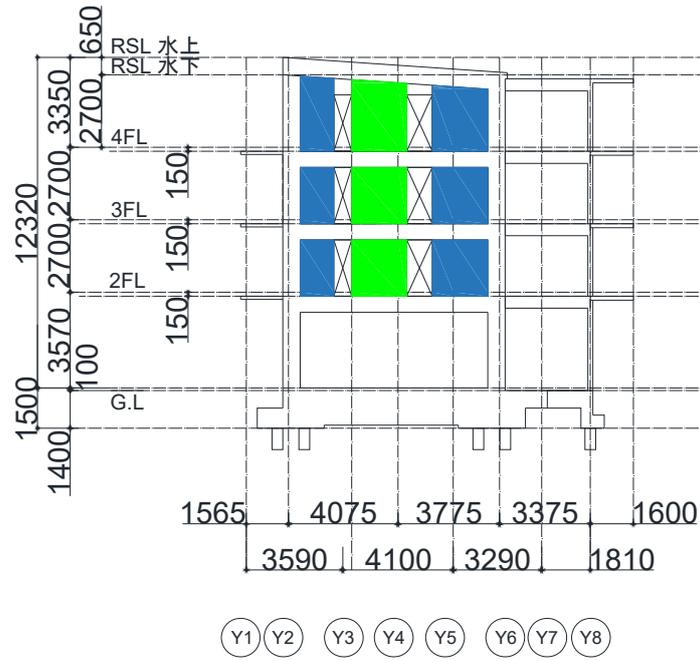


図 5.4.9 X5・X7 構面壁分類図

青色：袖壁
 緑色：方立壁

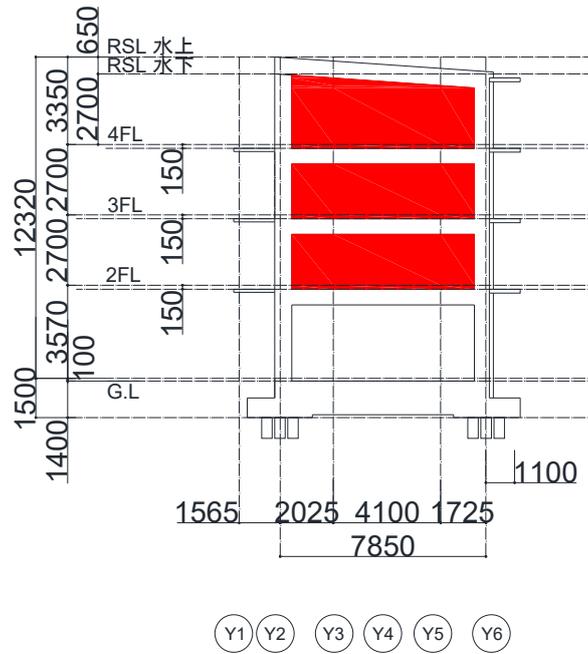


図 5.4.10 X6 構面壁分類図

赤色：耐力壁

1) モデル2, 4-1,2,3, 5

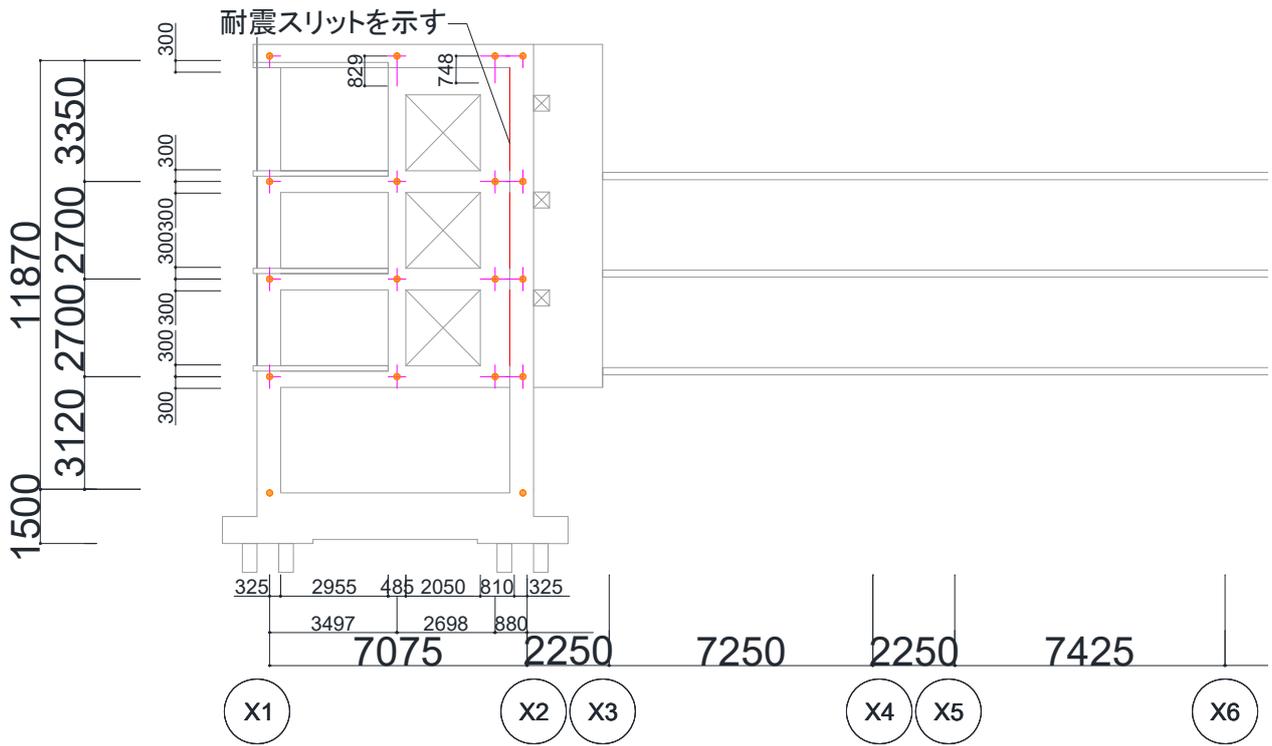


図 5.4.11 Y1 構面線材置換後モデル図

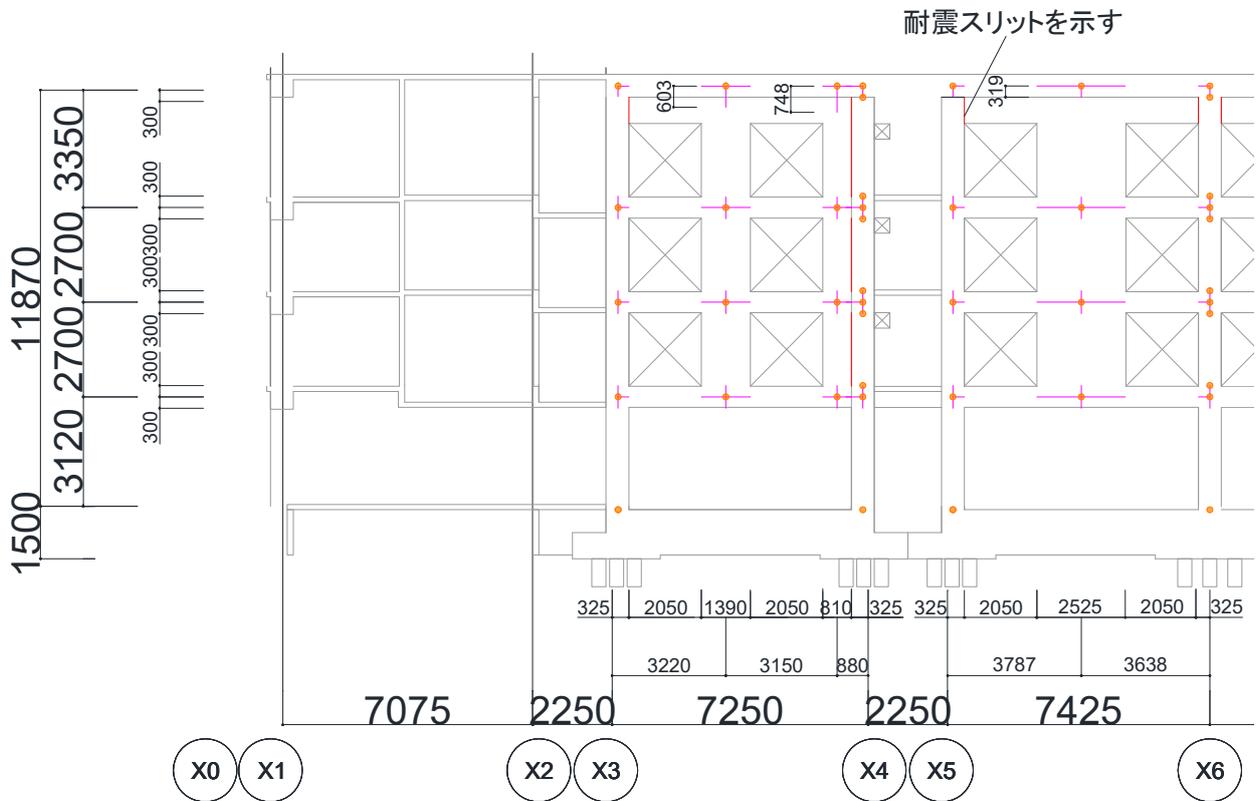


図 5.4.12 Y2 構面線材置換後モデル図

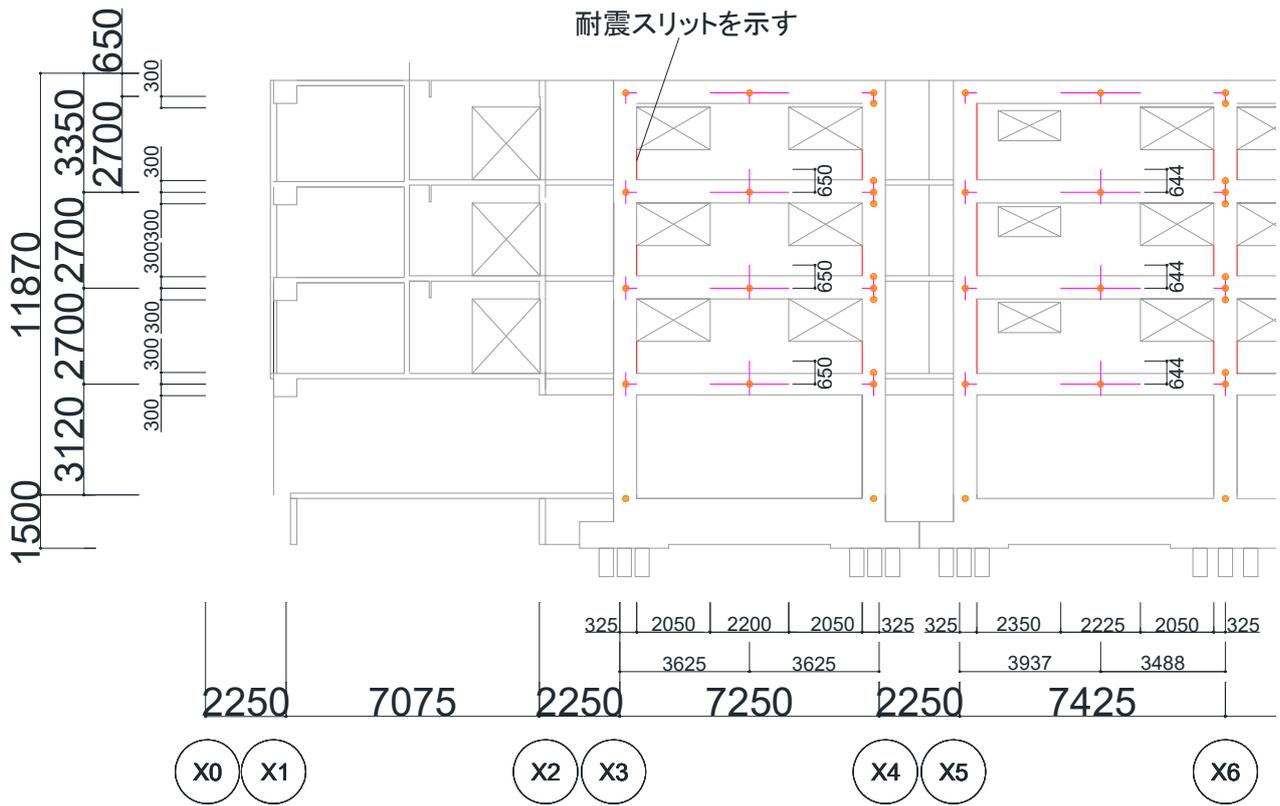


図 5.4.13 Y6 構面線材置換後モデル図

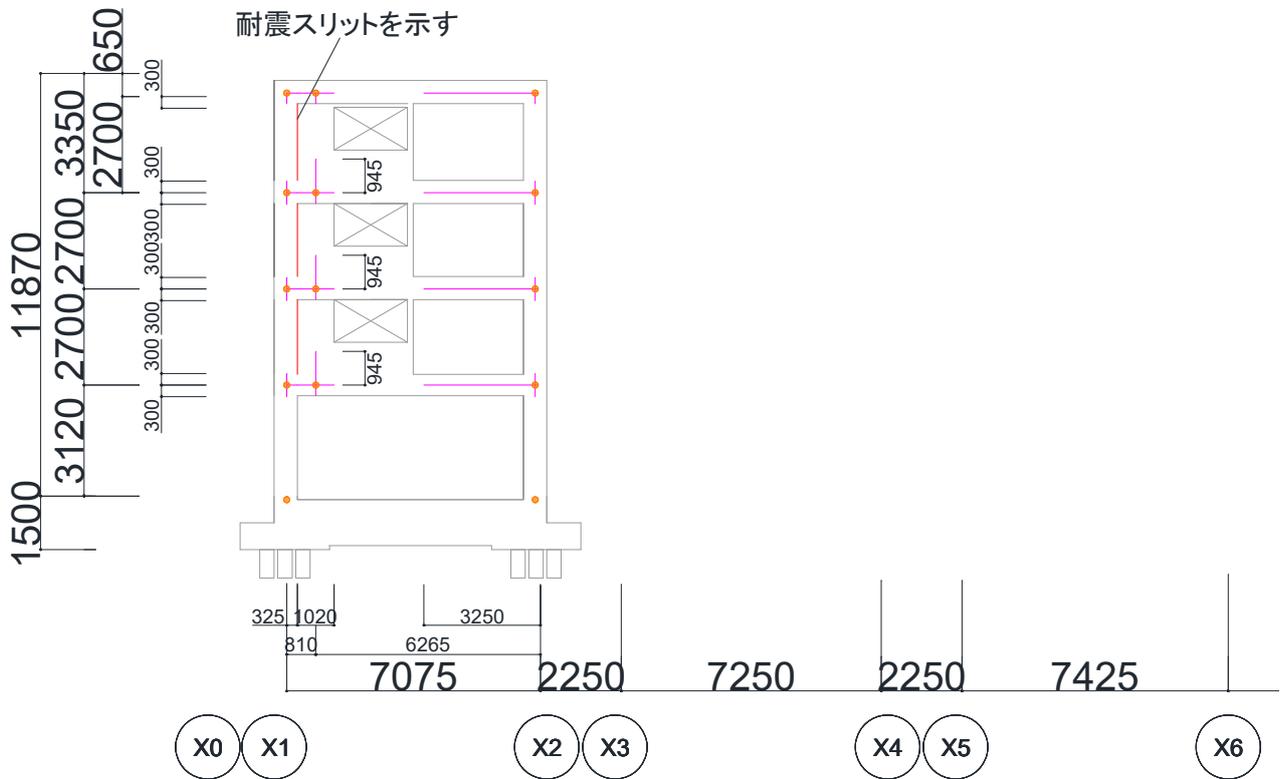


図 5.4.14 Y7 構面線材置換後モデル図

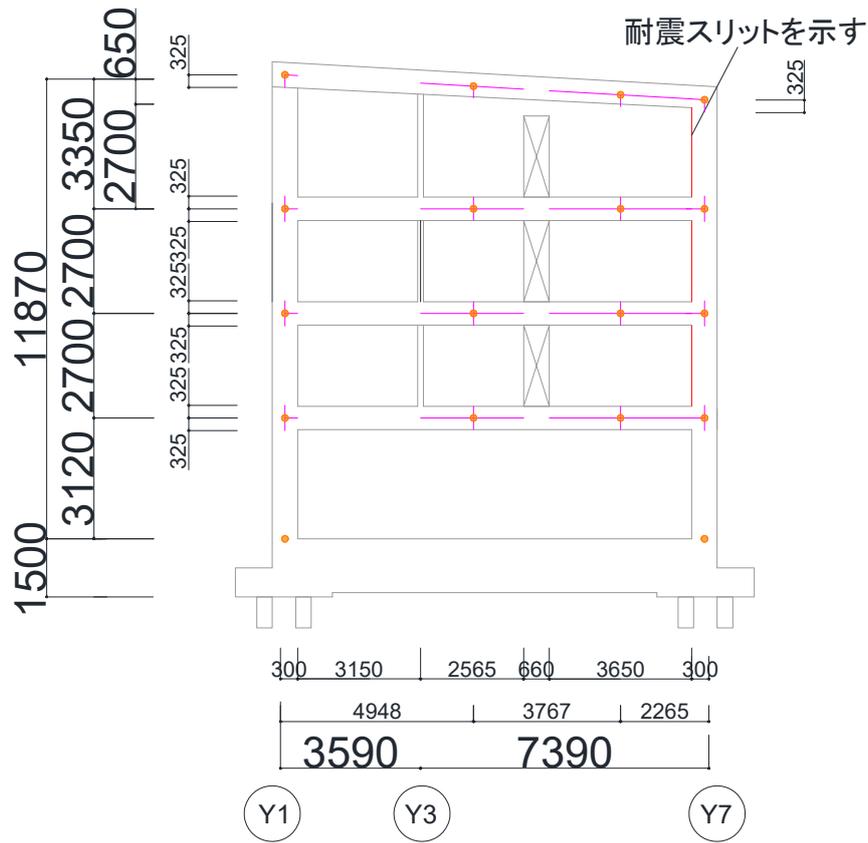


図 5.4.15 X1・X11 構面線材置換後モデル図

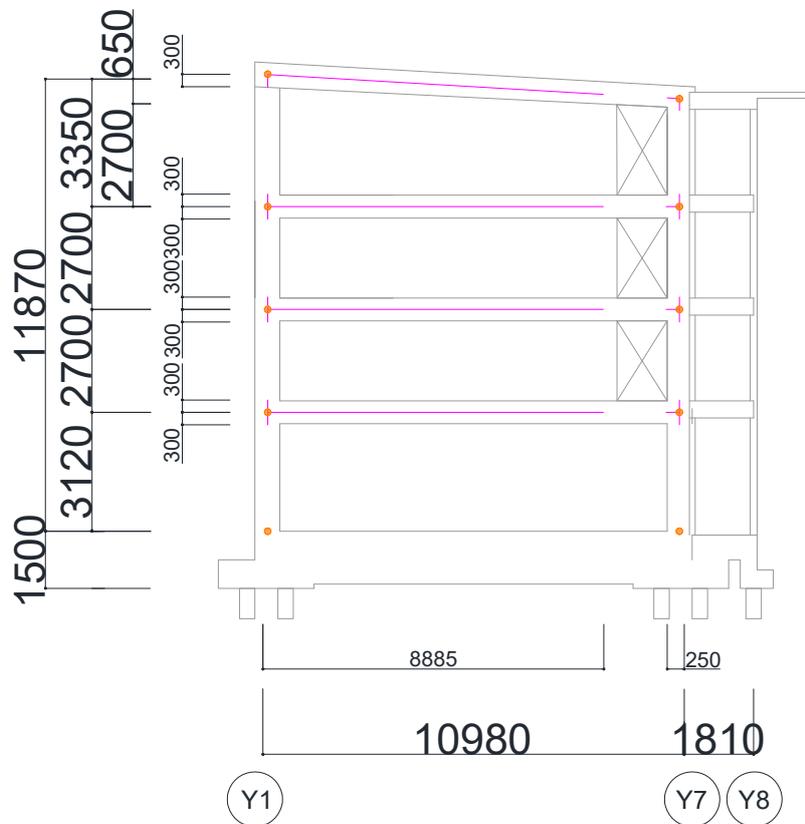


図 5.4.16 X2・X10 構面線材置換後モデル図

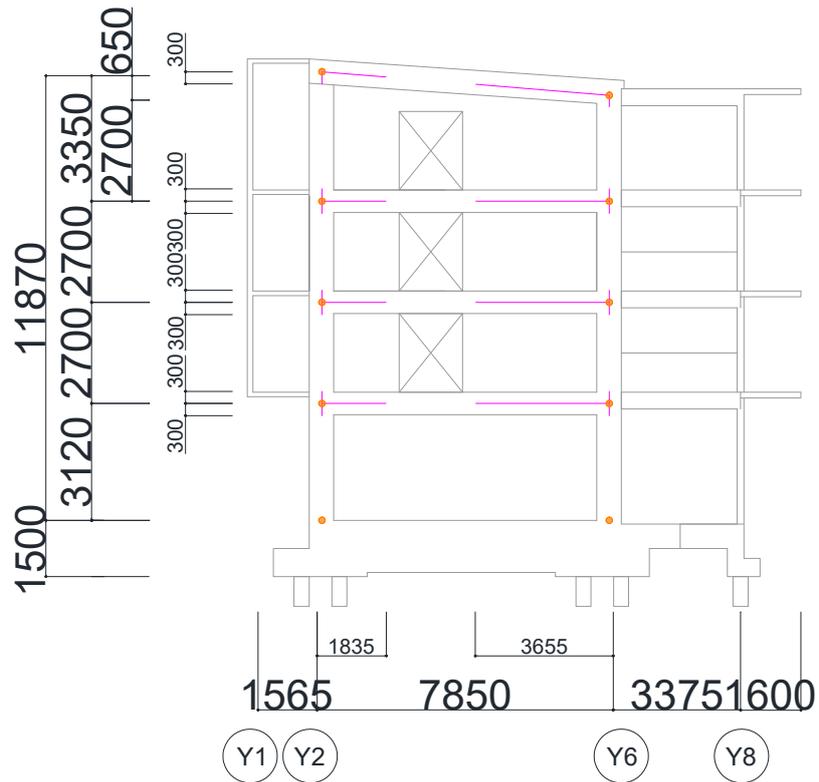


図 5.4.17 X3・X9 構面線材置換後モデル図

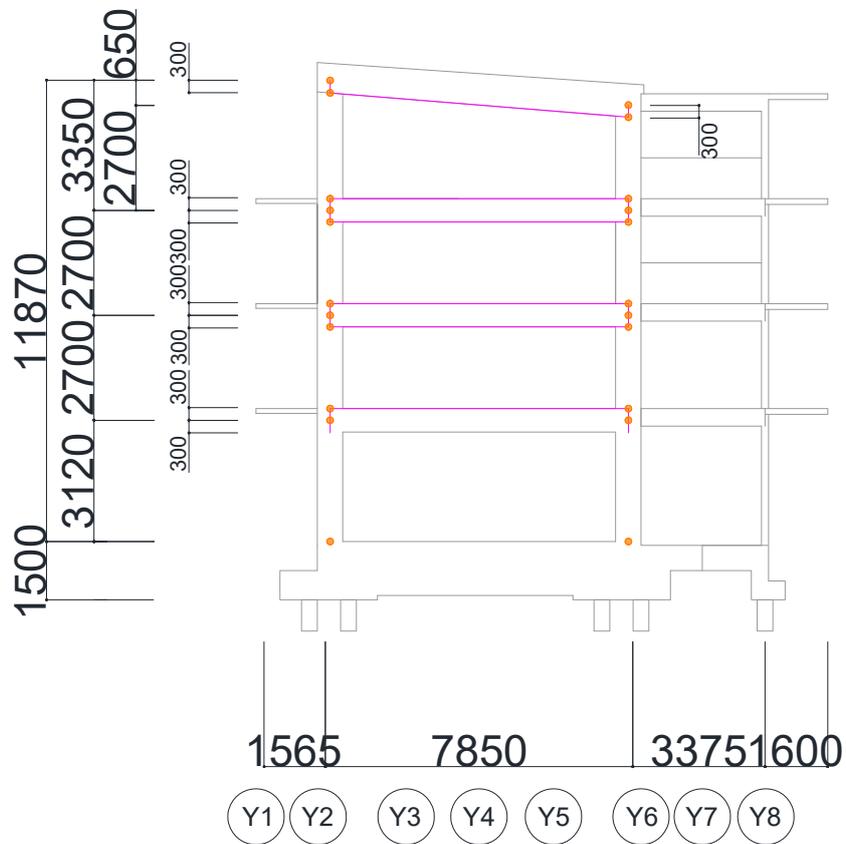


図 5.4.18 X4・X8 構面線材置換後モデル図

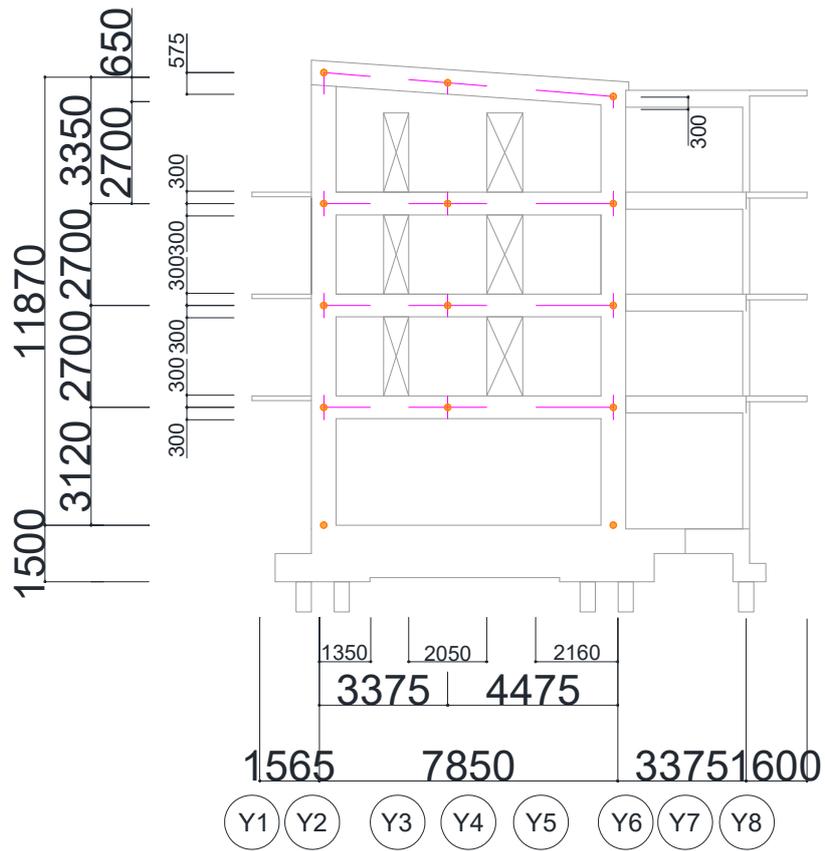


図 5.4.19 X5・X7 構面線材置換後モデル図

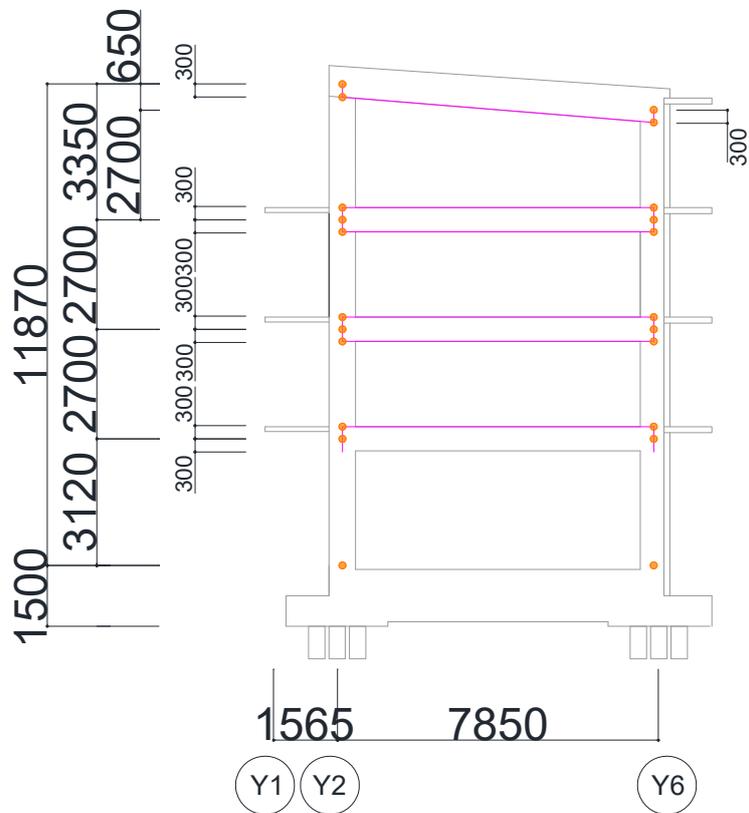


図 5.4.20 X6 構面線材置換後モデル図

1) モデル 3

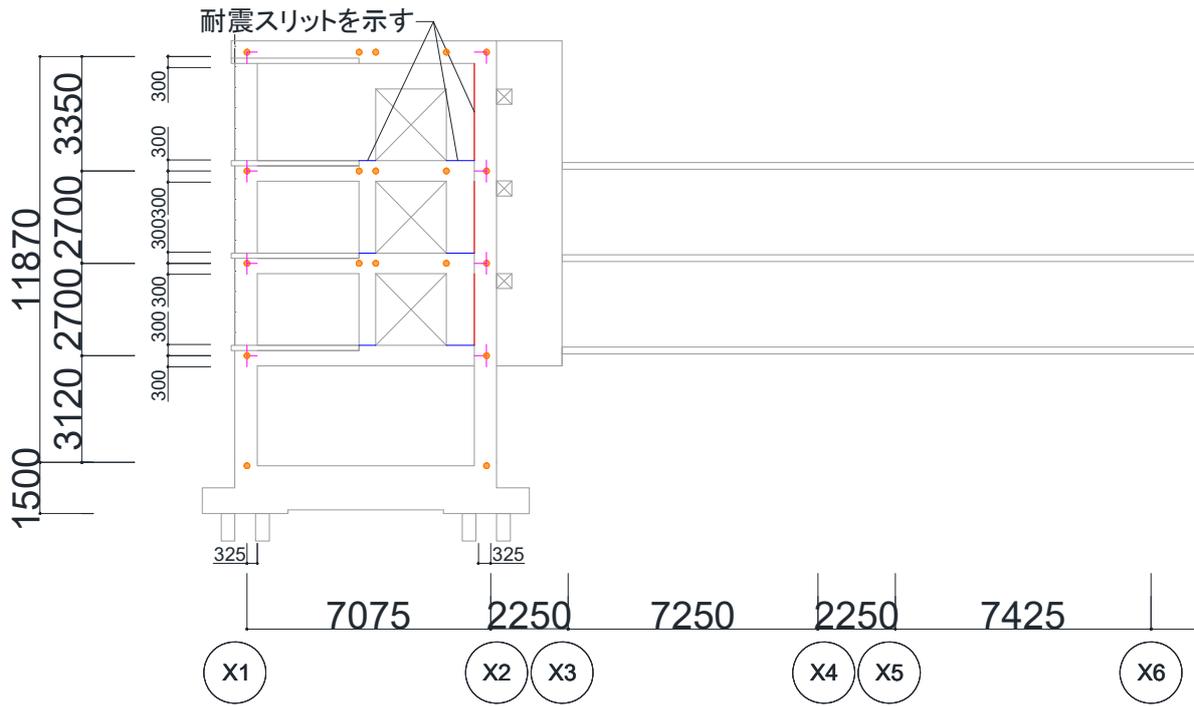


図 5.4.21 Y1 構面線材置換後モデル図

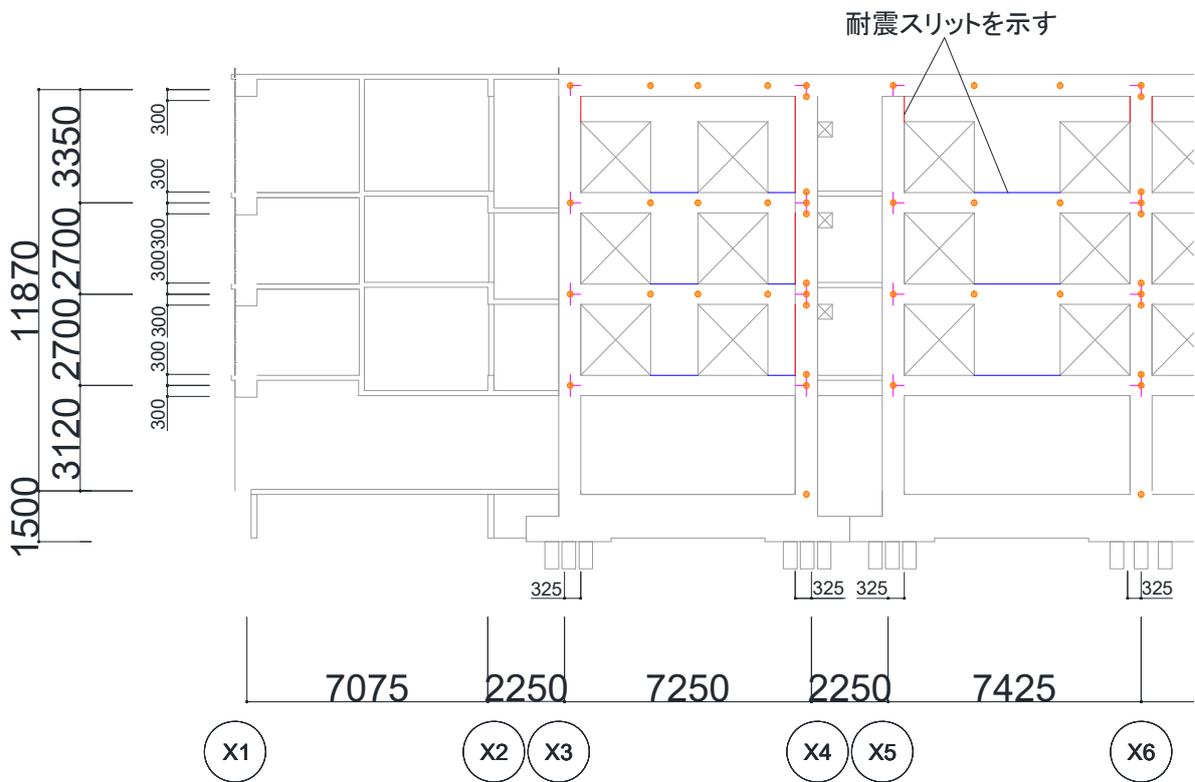


図 5.4.22 Y2 構面線材置換後モデル図

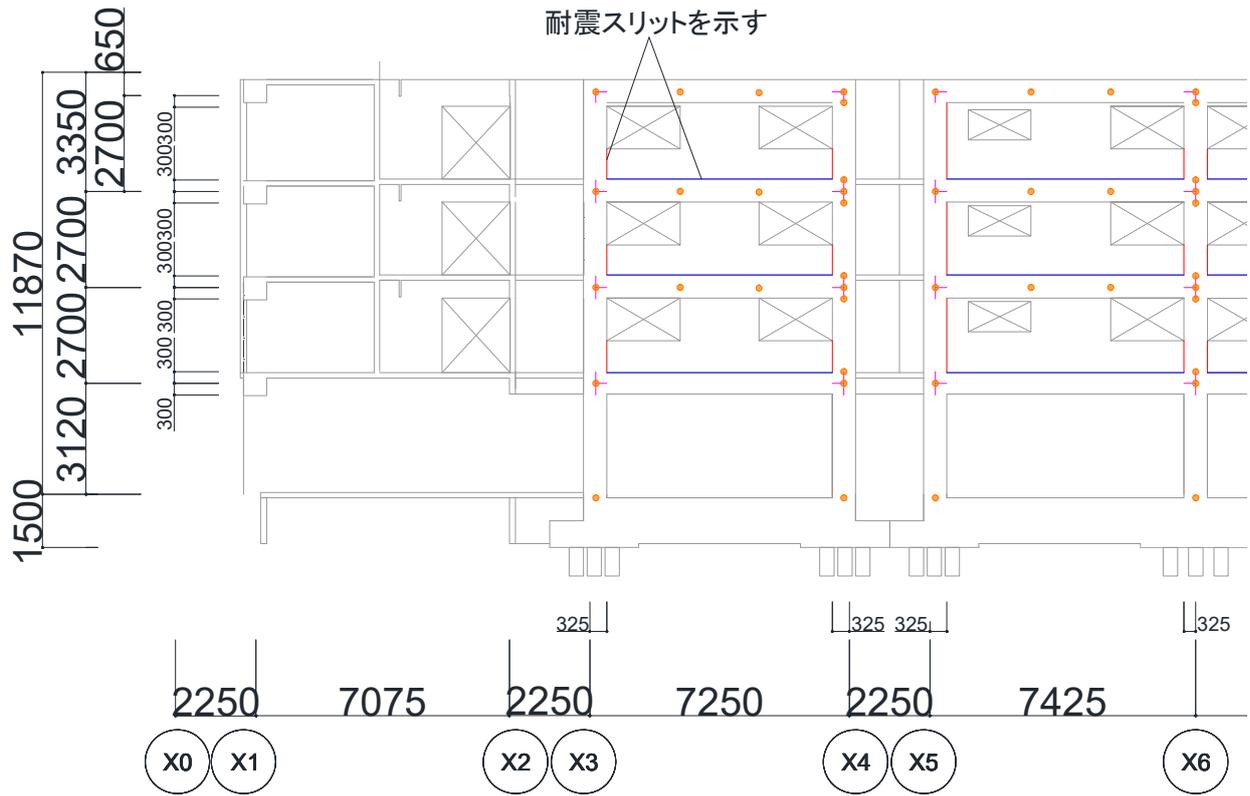


図 5.4.23 Y6 構面線材置換後モデル図

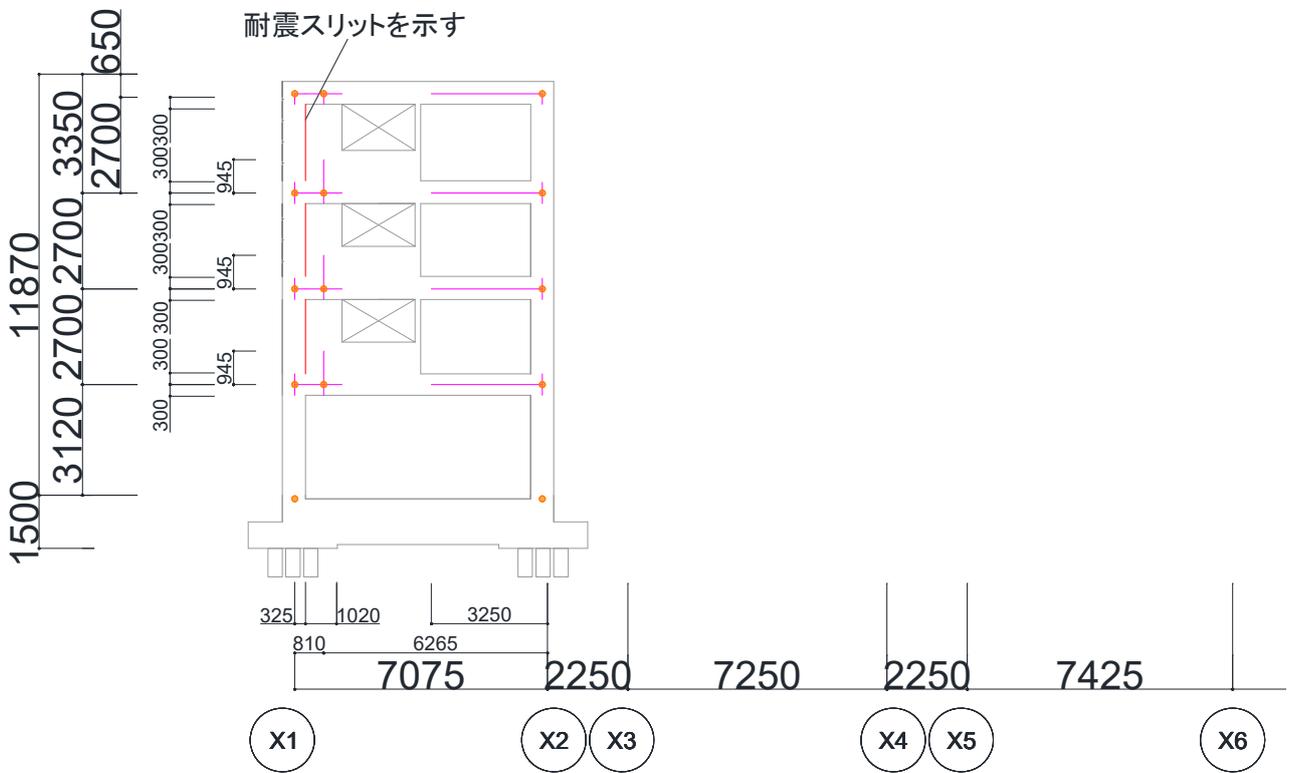


図 5.4.24 Y7 構面線材置換後モデル図

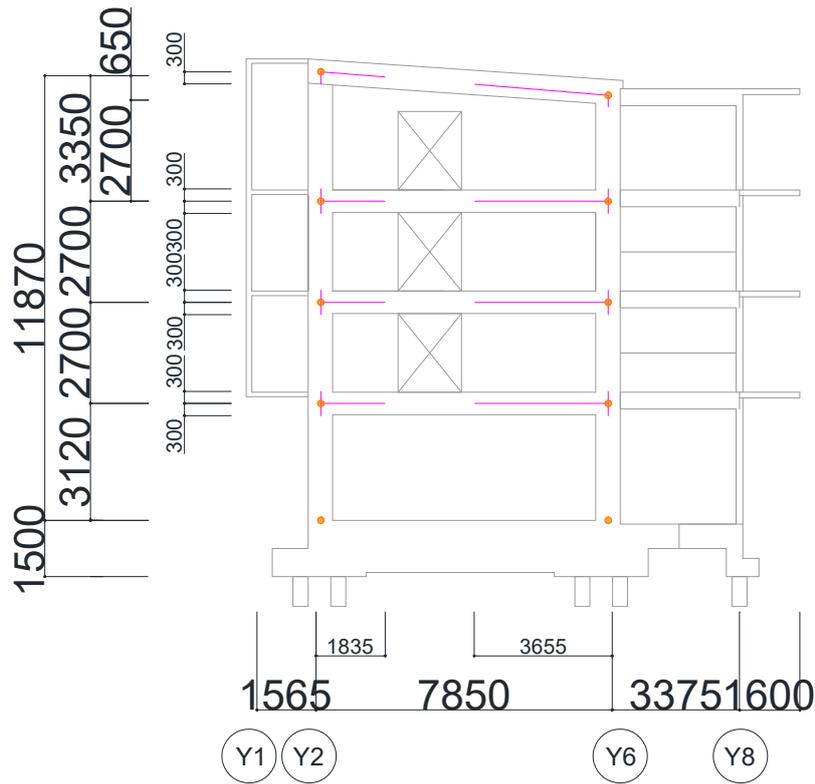


図 5.4.27 X3・X9 構面線材置換後モデル図

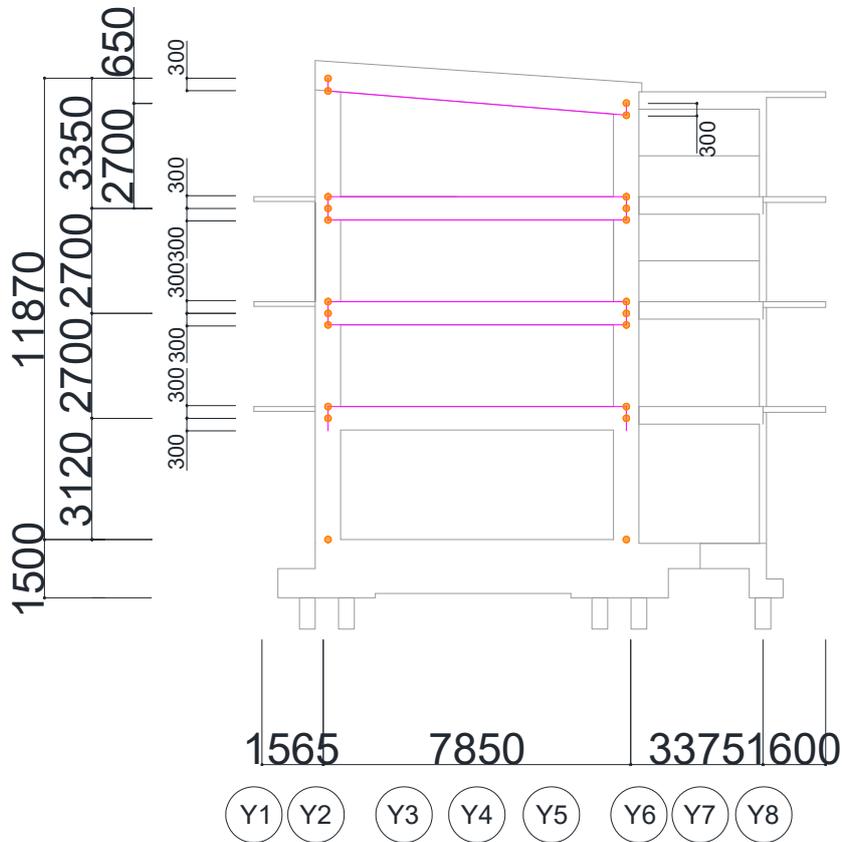


図 5.4.28 X4・X8 構面線材置換後モデル図

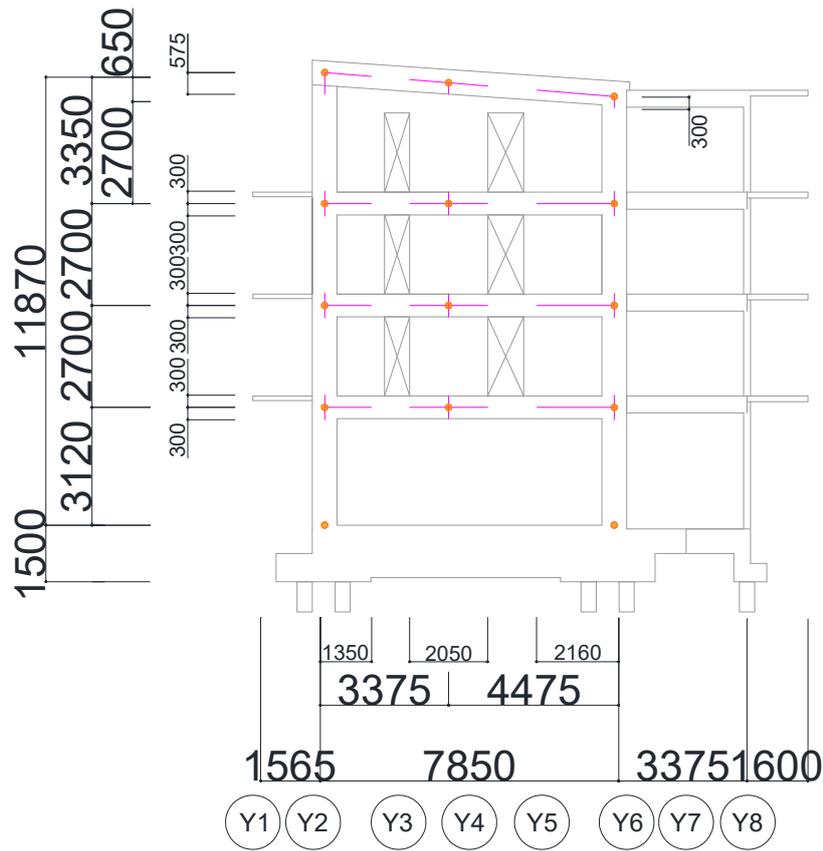


図 5.4.29 X5・X7 構面線材置換後モデル図

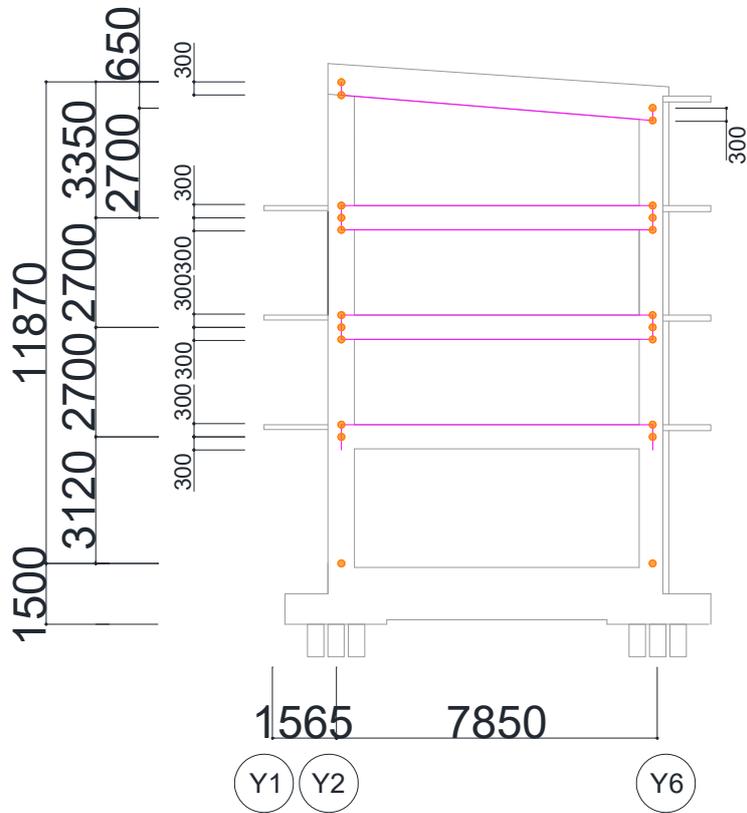


図 5.4.30 X6 構面線材置換後モデル図

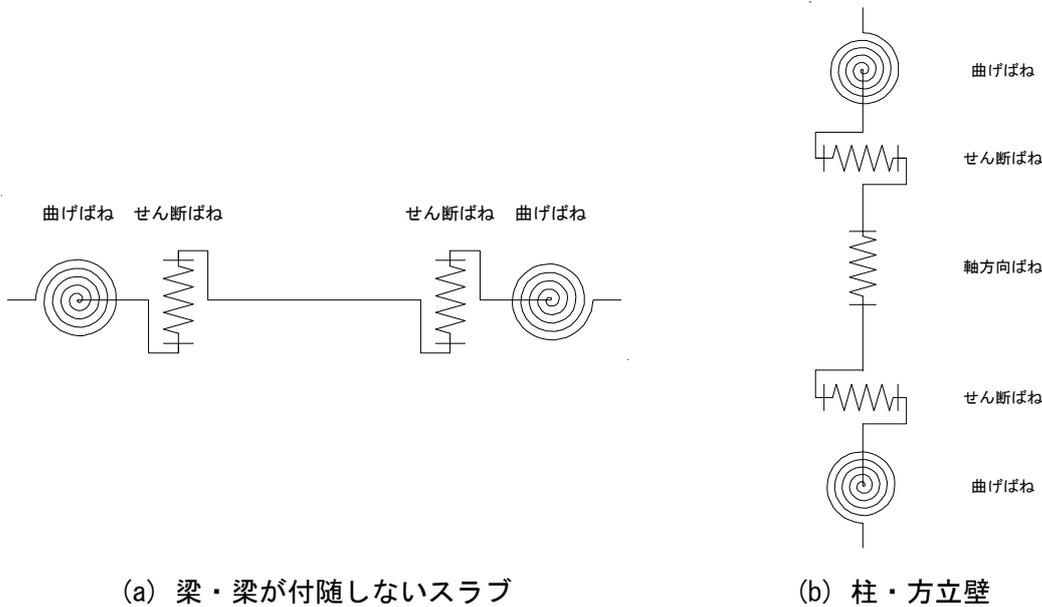
(2) 部材のモデル化

1) ばねのモデルの設定

各部材のモデル化を行った際の単軸ばねモデル図を図5.4.31に示す。

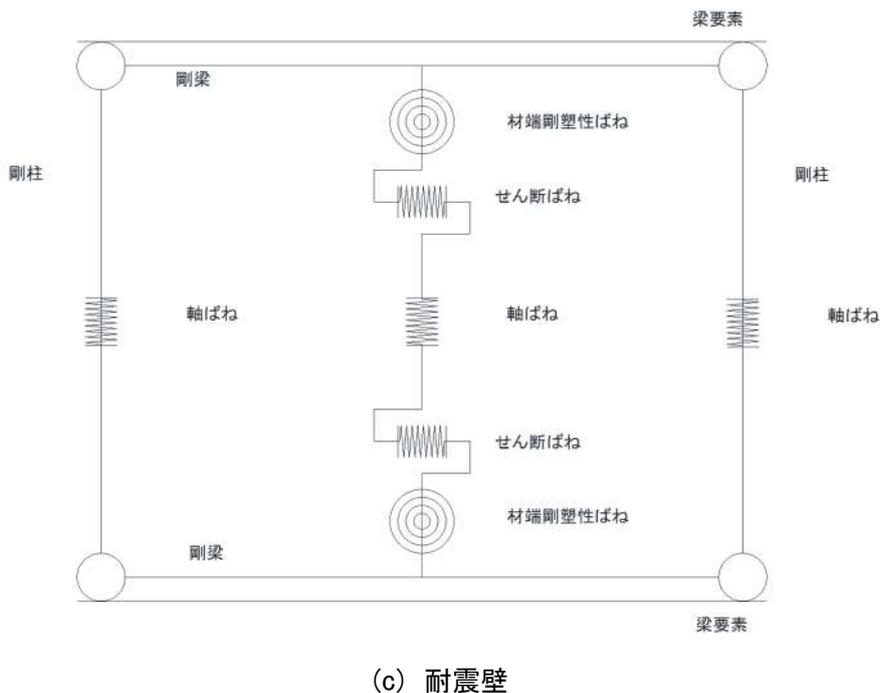
柱・梁・方立壁・耐震壁・梁が付随しないスラブを、ひび割れおよび降伏を考慮した弾塑性部材としてモデル化する。柱・方立壁は曲げ・せん断・軸方向のばねを危険断面位置（軸方向ばねは部材可とう長さの中央）に有し、梁・梁が付随しないスラブは曲げ・せん断のばねを危険断面位置に有している。耐震壁を3本柱置換によりモデル化する場合、耐震壁の長さを剛域とする梁、耐震壁両脇の両端ピンで接続される軸ばねのみを有する鉛直材、耐震壁中央の上下端に曲げばね、せん断ばね、軸ばねを有する鉛直材により構成される。

曲げばねおよびせん断ばねは、ひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデルとし（図5.4.32）、軸方向ばねは圧縮側は弾性、引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている（図5.4.33）。



(a) 梁・梁が付随しないスラブ

(b) 柱・方立壁



(c) 耐震壁

図5.4.31 単軸ばねモデルにおける弾塑性ばねの概念図

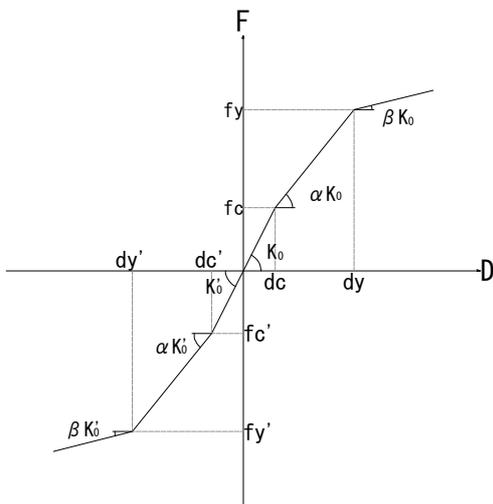


図 5.4.32 曲げ・せん断ばね骨格曲線

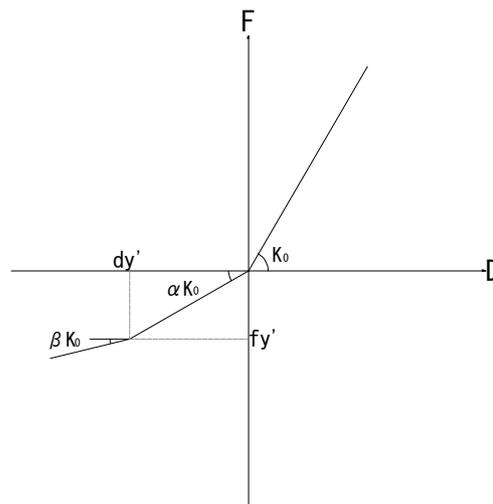


図 5.4.33 軸方向ばね骨格曲線

ここで、図 5.4.32、図 5.4.33 の骨格曲線の符号は表 5.4.2 のように定義している。

表 5.4.2 骨格曲線の符号の定義

ばね	柱	梁
曲げ	断面の左側が引張となる場合を正	断面の上端が引張となる場合を正
せん断	柱頭に荷重を加えたとき、 柱脚の反力となる状態を正	左端：部材端反力が上向きとなるものを正 右端：部材端反力が下向きとなるものを正
軸方向	圧縮力を正	—

2) 剛性・耐力の算定

部材の剛性・耐力の算出は以下の仮定に従う。

- (a) 反曲点高さ比は、片持ち部材以外は逆対称曲げを仮定する。
- (b) 柱の曲げ耐力算定時の軸力は建物重量まとめに示した軸力とし、方立壁の耐力算定時の軸力は軸力比 0.2 とする。また、変動軸力を考慮するため、長期軸力時の耐力を入力し静的増分解析を行った際のピロティ階の柱に作用する圧縮軸力および引張軸力から再度耐力計算を行い、さらに解析を行う。
- (c) 降伏後の剛性低下率は初期剛性の 0.001 倍とする。
- (d) 材料強度は、実際の構造設計概要書に基づく値を用いる。
- (e) 梁が付随しないスラブ（スラブ厚さ 150mm）は、スラブ端部にスラブの配筋に準じた仮の梁（寸法 150mm×150mm）を想定し、RC 規準の有効幅を採用しスラブを考慮した、スラブ付き梁として剛性・耐力を算定しモデル化を行う。
- (f) 検討結果より 3 方スリット部分の垂れ壁の剛性増大率は 1.5 とする。以下に検討内容について示す。

■ 3 方スリット部分の垂れ壁付き梁の剛性増大率の確認

既往文献^[5-4]ではスリットを有する垂れ壁・腰壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究が行われており、それらの考察では、壁長さの違いによる初期剛性の増減は見られず、スリット試験体では壁を長くしても剛性は単調増加しないと述べている。

スリットが設けられた垂れ壁付き梁の場合の剛性増大率の算定法の検討にあたり、既往文献^[5-4]における実験値と構造スリット設計指針^[5-3]に基づく計算値の比較を行う。

構造スリット設計指針^[5-3]に基づく剛性増大率 G/G_0 は以下の式により算定する。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{(0.17l + 0.51)h_w}{D} + (1 - h_w) \quad \text{式(5.4.1)}$$

ここで、

$\frac{G}{G_0}$: 剛性増大率 (ただし, $\frac{G}{G_0} > 1$)

l : 内法スパン (mm)

h_w : 壁高さ (mm)

D : 梁せい (mm)

以下に既往文献^[5-4]の実験で使用された試験体の概要として、表 5.4.3 に試験体情報を、表 5.4.4 に材料特性を示し、図 5.4.34 に例として試験体 SP-S1 の配筋図を示す。

表 5.4.3 試験体情報^[5-4]

	既往試験体 ¹⁾		試験体		
	SP-B1	SP-S1	SP-S2	SP-S3	SP-S4
梁幅 (mm)	200				
梁せい (mm)	300				
梁主筋	3-D13 [SD345]				
引張鉄筋比 p_t	0.63%				
あばら筋	2-D6@100 [SD295]				
あばら筋比 p_w	0.32%				
壁幅 (mm)	-	80	-	-	-
壁長さ (mm)	-	350	650	350	1400
壁	-	両側		片側	
スリット幅 (mm)	-	15	30	15	60
壁横筋	-	2-D4@150 [SD295]			
壁横筋比	-	0.23%			
壁縦筋	-	2-D4@150 [SD295]			
壁縦筋比	-	0.23%			
壁端部筋	-	4-D6 [SD345]			
コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	21				
部材スパン (mm)	2500				
せん断スパン比	4.17				

表 5.4.4 材料特性一覧^[5-4]

鉄筋種類	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏時歪 (%)	引張強度 (N/mm ²)
D4 (SD295)	1.94×10^5	347 ※	0.385	526
D6 (SD295)	1.85×10^5	328 ※	0.413	480
D6 (SD345)	1.91×10^5	379 ※	0.445	537
D13 (SD345)	1.88×10^5	370	0.215	530

※印は0.2%オフセット強度を表す

コンクリート				
試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時歪 (%)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
SP-S2	28.9	0.196	2.55×10^4	2.29
SP-S3	30.9	0.217	2.63×10^4	2.10
SP-S4	31.4	0.207	2.48×10^4	2.06

コンクリートのヤング係数は最大圧縮強度の1/3と原点を結んだ傾きとした。

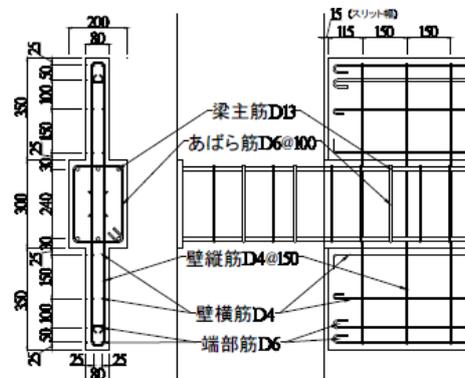


図 5.4.34 試験体 SP-S1 配筋図^[5-4]

既往文献^[5-4]の実験で得られた結果を表 5.4.5 に示す。

表 5.4.5 実験結果一覧

		既往試験体 ¹⁾		試験体		
		SP-B1	SP-S1	SP-S2	SP-S3	SP-S4
50% Q_u 剛性	剛性 (kN/mm)	6.71	13.9	11.3	11.1	10.4
	曲げひび割れ	剛性 (kN/mm)	5.77	14.0	14.2	10.7
使用限界	せん断力 (kN)	10.1	4.99	6.22	9.76	8.54
	正載荷	+1/100	+1/100	+1/200	+1/200	+1/100
梁主筋降伏	負載荷	-1/100	-1/200	-1/200	-1/200	-1/100
	せん断力 (kN)	30.3	30.9	31.1	31.8	30.6
最大せん断力	変形角 (rad.)	1/166	1/242	1/270	1/211	1/206
	せん断力 (kN)	31.7	33.1	32.6	32.7	32.2
壁接触	τ_u / F_c	0.0172	0.0155	0.0177	0.0178	0.0175
	変形角 (rad.)	-	+1/26	+1/19	+1/19	+1/21

●各数値の算出方法

計算値は式(5.4-1)を用いて算出した。実験値に関しては、表 5.4.5 の 50% Q_{cr} 剛性を初期剛性とし、そこから剛性増大率を算出した。SP-S1～SP-S4 の初期剛性を K_{Sn} ，SP-B1 の初期剛性を K_{B1} ，剛性増大率を $(G/G_0)_{Sn}$ とすると、剛性増大率の実験値は以下の式で表される。

$$(G/G_0)_{Sn} = \frac{K_{Sn}}{K_{B1}} \tag{5.4.2}$$

●計算値と実験値の比較

上記の算出方法によって出た各試験体の値を比較した図を以下に示す。

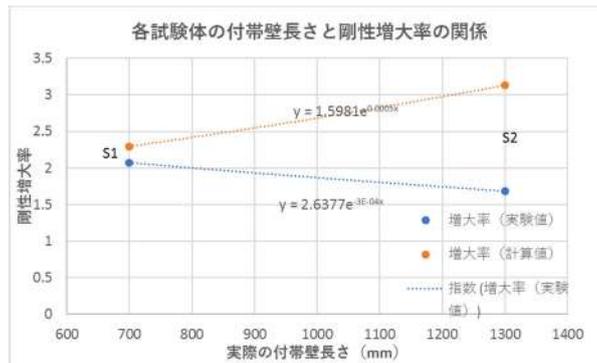


図 5.4.35 壁長さと剛性増大率関係(壁両側付帯)

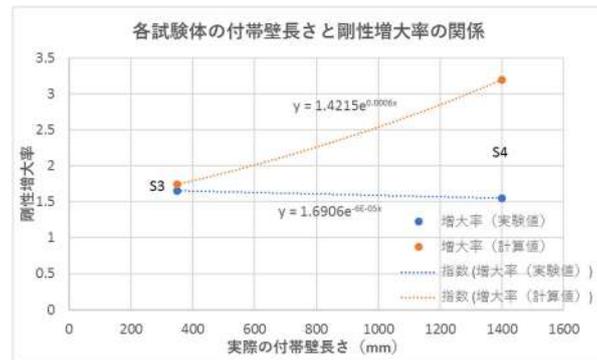


図 5.4.36 壁長さと剛性増大率関係(壁片側付帯)

計算値では付帯壁の長さが長くなるにつれて、剛性増大率が大きくなるように評価されているが、実験値では既往文献^[5-4]の考察通り、壁長さの違いによる初期剛性の増減は見られなかった。これより、式(5.4-1)の評価式を用いての3方スリット部分の梁の剛性評価には課題があるといえる。

今回の検討では実験値による剛性増大率の指数が 1.5～2.0 に属することから、

$$\frac{G}{G_0} = 1.5 \text{ として解析を行う。}$$

(3) 解析条件

1) 固有値解析条件

解析方向は平面 X 方向（桁行方向）および平面 Y 方向（梁間方向）とし、複数の平面フレームを同時に平面解析する。

連棟モデルの 1 次固有周期を表 5.4.6 に示す。

表 5.4.6 各方向の 1 次固有周期（単位 sec）

モデル名	桁行方向	梁間方向
モデル 1	0.527	0.215
モデル 2	0.275	0.228
モデル 3	0.343	0.234
モデル 5	0.265	0.224

2) 静的増分解析条件

荷重増分による静的解析を行い、荷重分布は A_i 分布（表 5.4.7）に基づく外力分布を使用して行う。解析は桁行方向と梁間方向それぞれ行う。建物の重量は、表 5.2.1 に示された構造計算書の値とする。

表 5.4.7 A_i 分布

階	A_i
4	1.59
3	1.28
2	1.12
1	1.00

3) 動的解析条件

解析では、熊本地震の前震と本震の地震波を使用する。前震、本震のデータは K-NET 宇土^[5]のデータを使用する。南北方向、東西方向の 2 方向から地震波を入力した場合について検討を行う。減衰の種別は瞬間剛性比例型を用い、減衰定数は 5% とする。2 方向(NS, EW 成分)の加速度記録波形を図 5.4.37, 図 5.4.38（前震）および図 5.4.40, 図 5.4.41（本震）に示し、さらに、それぞれの減衰率 5% の応答スペクトルを図 3.4.39 および図 3.4.42 に示す。

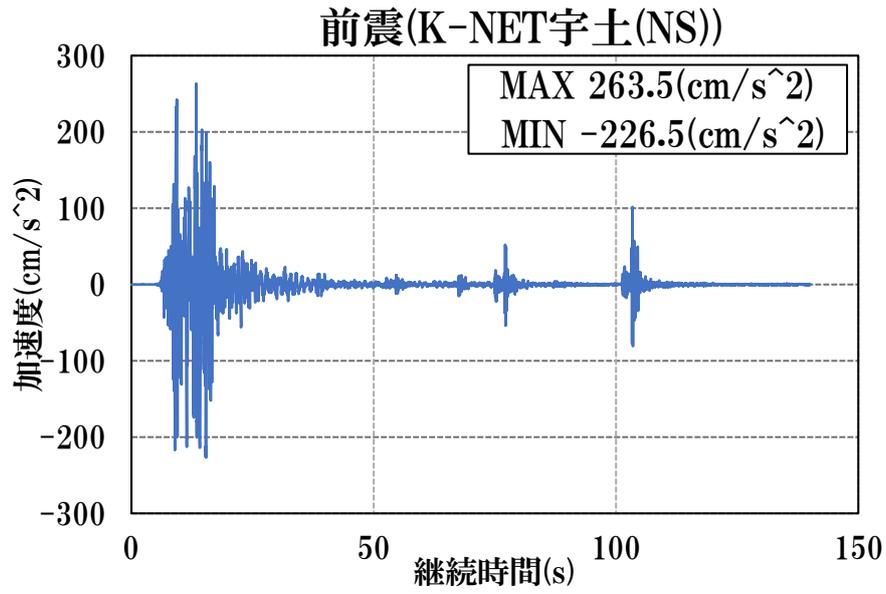


図 5. 4. 37 K-NET 宇土前震 (NS 成分) の加速度記録

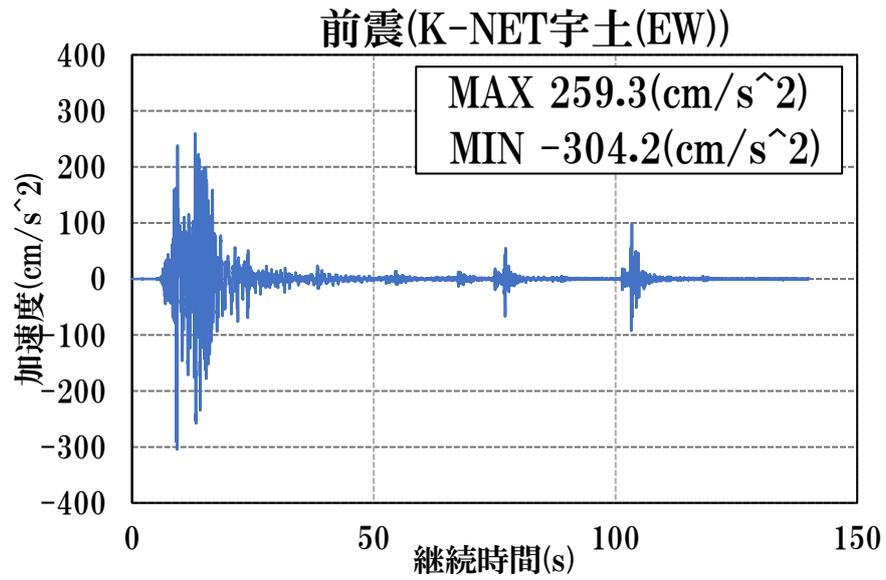


図 5. 4. 38 K-NET 宇土前震 (EW 成分) の加速度記録

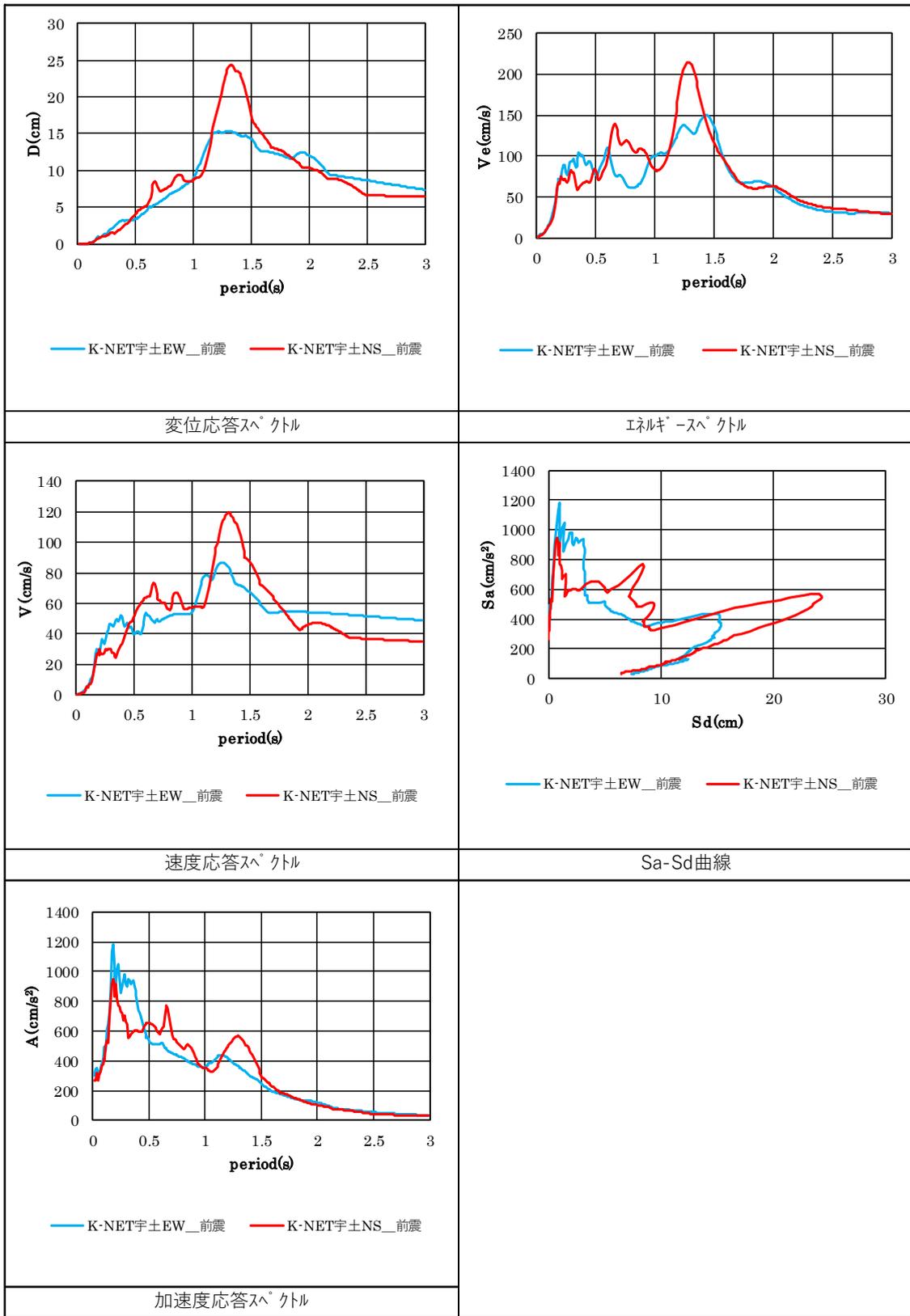


図 5.4.39 K-NET 宇土前震の最大応答スペクトル

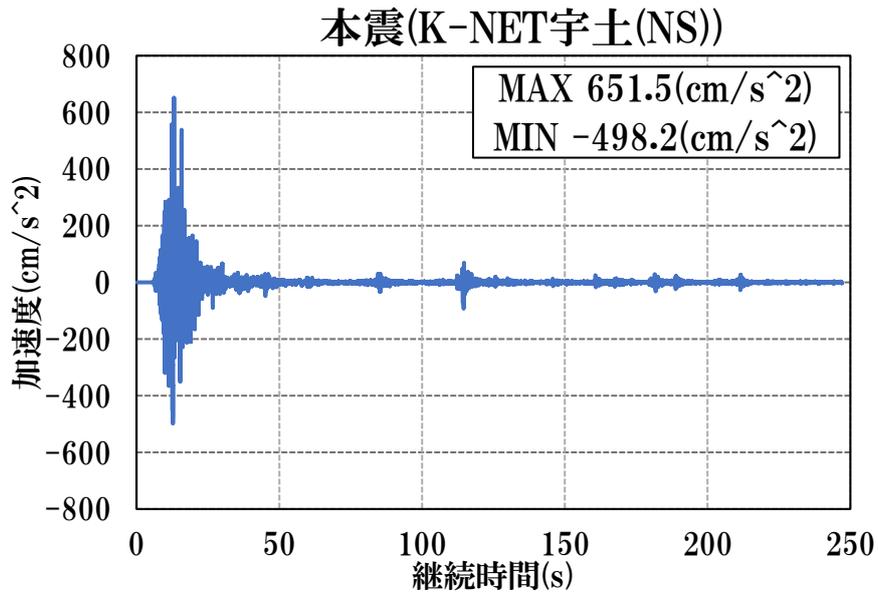


図 5. 4. 40 K-NET 宇土本震 (NS 成分) の加速度記録

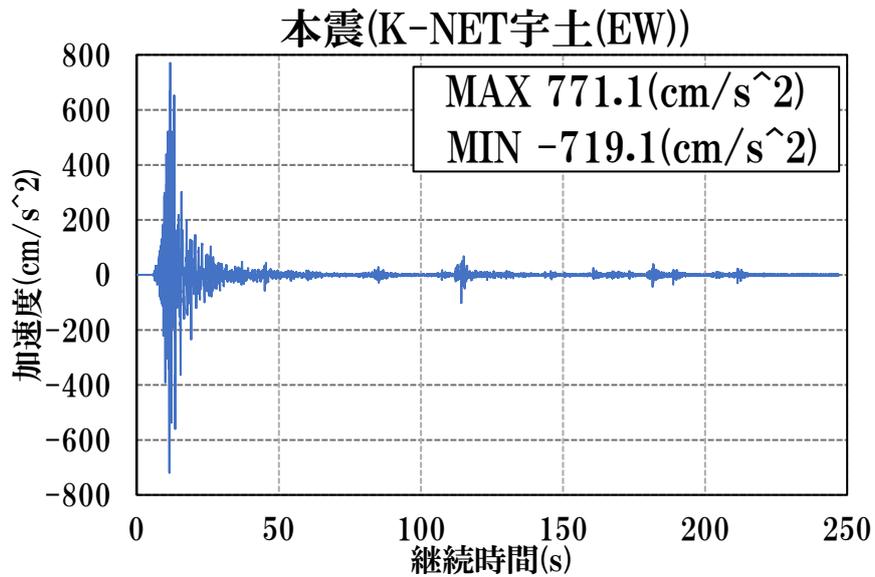


図 5. 4. 41 K-NET 宇土本震 (EW 成分) の加速度記録

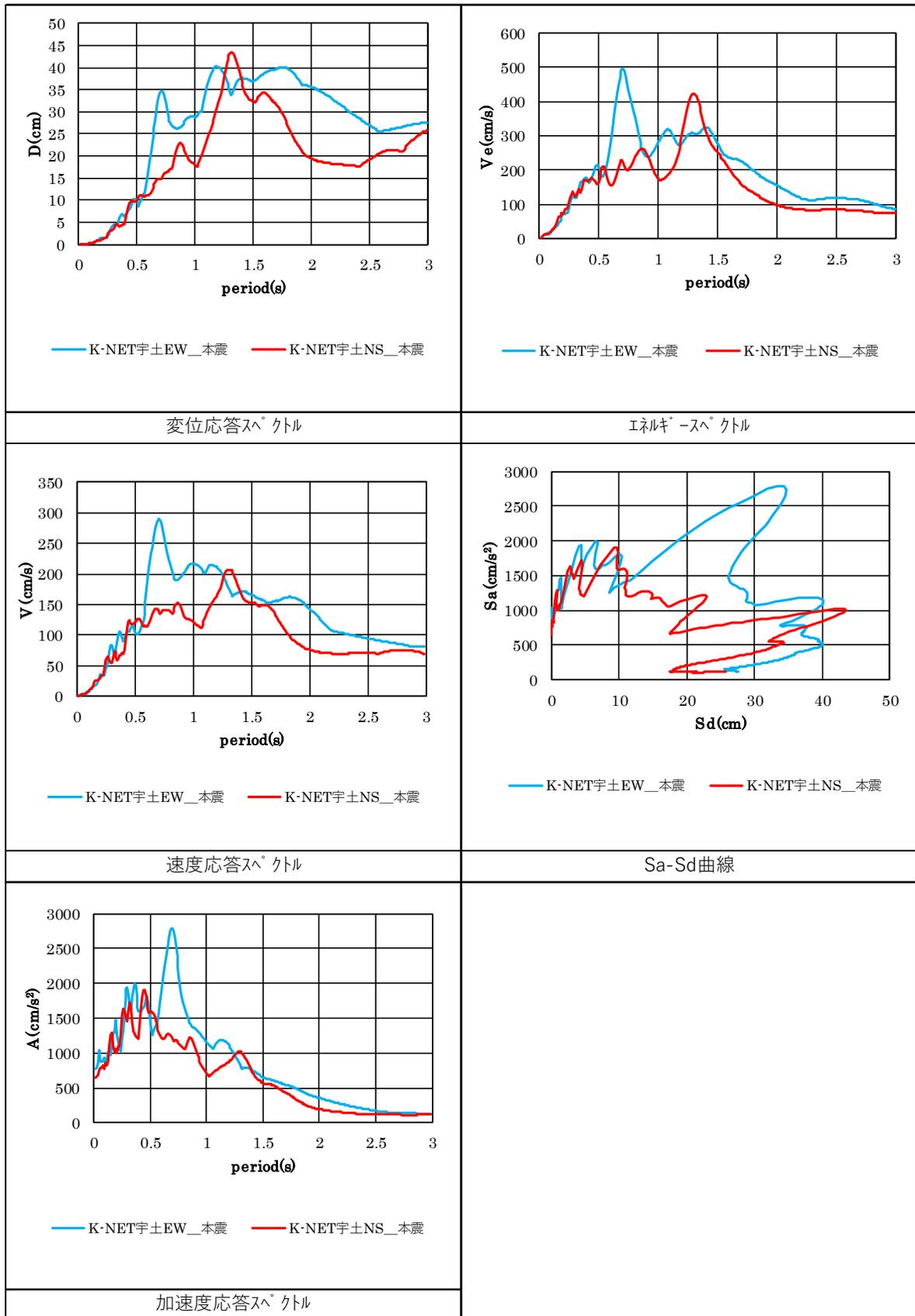


図 5.4.42 K-NET 宇土本震の最大応答スペクトル

5.4.2 各モデルの解析結果

まず、桁行方向を純ラーメン架構、梁間方向を一部耐震壁付きラーメン架構としたモデル1における長期軸力入力時と変動軸力を考慮した場合の1層の層せん断力-変形角関係の解析結果を図5.4.43に示す。変動軸力を考慮した場合の1層の層せん断力が長期軸力入力時の1層の層せん断力と比べて桁行方向載荷ではおよそ1.01倍、梁間方向載荷ではおよそ1.04倍大きくなった。以上から、変動軸力の効果は限定的であることから、動的応答解析においては変動軸力を考慮しないこととする。

各モデルの静的増分解析で得られた桁行方向と梁間方向の層せん断力-変形角関係を図5.4.44と図5.4.45にそれぞれ示す。また、K-NET宇土^[5]で観測された前震、本震の地震波を入力し動的応答解析を行い得られた、各モデルの桁行方向と梁間方向の各層の最大層間変形角を表したグラフを図5.4.46と図5.4.47にそれぞれ示す。なお、対象建物がピロティ構造建物であり、被害がピロティ階に集中していたことから、本検討では主にピロティ階に着目して検討を行った。

(1) 壁のモデル化の違いが応答に与える影響

連棟モデルを対象とした静的増分解析より、桁行方向を純ラーメン架構、梁間方向を一部耐震壁付きラーメン架構としたモデル1と桁行方向の構面に3方スリットを有する壁を反映したモデル3の1層の層せん断力を比較すると、図5.4.44より、桁行方向では、モデル1は10000kNとなっているのに対し、モデル3は11000kNであり、モデル3の1層のせん断力がモデル1に比べて1.1倍大きく、1層の変形集中は確認できなかった。また、その他の層の層せん断力も同様にモデル3の方がモデル1よりおよそ1.1倍大きくなった。モデル3のせん断力が大きくなった要因としては、p.30に示すように桁行方向について、モデル1は壁を無視した純ラーメン架構としてモデル化し、モデル3はY7構面の方立壁および袖壁付き柱のモデル化をしていることが考えられる。

桁行方向の構面に2方スリットを有する壁を反映したモデル2では、図5.4.44より、桁行方向では、1層のせん断力がモデル1に比べて1.15倍大きく、1層の変形集中が確認できた。2方スリットで壁を考慮したことで、壁がある2階以上の水平剛性が高くなり、1層に変形が集中したと考えられる。

また、梁間方向では、図5.4.45より、建物全体ではモデル1, 2, 3の1層の層せん断力に大きな違いは見られなかった。しかし、実被害では妻構面(X1構面)の被害が大きかった。そこで、妻構面(X1構面)の1層の最大層間変形角(0.04rad.)時の1階柱のせん断力・軸力の比較を行うと、せん断力は、表5.4.8より、モデル1がモデル2, 3と比べると20kN程度小さくなっているものの、モデル2とモデル3は同値であり、大きな違いは見られなかった。一方で、軸力は、表5.4.9より、妻構面の壁を考慮していないモデル1の軸力が小さく、壁をより反映しているモデル2の軸力が最も大きかった。主筋に引張力と圧縮力が交互に作用する際、引張軸力作用時に主筋が伸び、この状態で圧縮軸力が作用したことで、主筋が座屈したと予想される。実際の該当箇所の被害においても、主筋の座屈、軸支持能力低下が見受けられており、後述する検討で、対象建物のスリット条件はおそらく2方スリットであると推察できている。

動的応答解析結果より、桁行方向を純ラーメン架構、梁間方向を一部耐震壁付きラーメン架構としたモデル1と桁行方向の構面に3方スリットを有する壁を反映したモデル3を比較すると、図5.4.46より、桁行方向では、前震の地震波においてはモデル3の方が全ての層において変形を抑えられている。しかし、本震の地震波においては、1層ではモデル1よりもモデル3の変形が大きくなった。壁を考慮しているため2階以上の剛性率が大きくなり、1階の変形が大きくなっている。桁行方向の構

面に2方スリットを有する壁を反映したモデル2に関しては、壁をより反映しており、2階以上の剛性率が非常に大きくなり、1階の変形が極端に大きくなっている。

また、梁間方向では、図5.4.47よりモデル1, 2, 3の層間変形角に大きな違いは見られず、モデル1の1層の変形角が僅かに大きい程度だった。モデル1, 2, 3の梁間方向のモデル化の違いは妻構面(X1構面)のスリット条件のみであり、モデル1では妻構面(X1構面)の壁を考慮していないため、X1-2棟の偏心率が大きくなり、変形が大きくなったと考えられる。

(2) 梁が付随しないスラブのモデル化の違いが応答に与える影響

1) 建物全体のモデル化の違い

5つの棟をピン梁で繋いだモデル2と別々の建物とみなした分棟モデル4-1,2,3を用いて、棟の負担せん断力の分布性状に基づき、各棟の建物応答の建物全体の被害に与える影響について検討した。

静的増分解析結果より、モデル2の解析で得られた1層の各柱のせん断力を足し合わせることで、棟ごとの1層のせん断力を算定した。算定値を図5.4.44と図5.4.45のモデル4-1, 4-2, 4-3のグラフに点線で示す。図5.4.44と図5.4.45より、桁行方向・梁間方向のどちらにおいても、1層の層せん断力が全ての棟で算定値とおよそ一致したことから、負担せん断力に偏りはなかったことが分かる。

動的応答解析結果では、図5.4.46より、桁行方向では、変形に偏りはみられなかった。一方で、梁間方向の1層は、図5.4.47より、分棟モデル4-1(X1-2構面)、4-2(X3-4構面)、4-3(X5-7構面)の最大応答変形角がそれぞれ0.04(rad.)、0.05(rad.)、0.08(rad.)で、連棟モデル2が0.07(rad.)であった。この結果より、モデル4-3(X5-7棟)の最大応答が建物全体の最大応答に与えた影響があると推察できる。

2) 連棟モデルにおけるモデル化の違い

5棟をピン梁で繋いだモデル2と5棟を梁が付随しないスラブで繋いだモデル5を比較すると、静的増分解析では、図5.4.44, 図5.4.45より、桁行方向・梁間方向のいずれにおいても層せん断力に大きな違いは見られなかった。動的応答解析では、図5.4.46, 図5.4.47より、桁行方向・梁間方向のいずれにおいても層間変形角に大きな違いはなくおよそ一致していた。以上の結果から、梁が付随しないスラブが建物応答に与える影響は極僅かであり、連棟モデルにおけるモデル化の違いが応答に与える影響は小さいと考えられる。

(3) 実被害と連棟モデルとの比較

実際に設けられていたと考えられるスリット的设计条件を、実被害とモデル2(桁行方向の構面に2方スリットを有する壁を反映)、モデル3(桁行方向の構面に3方スリットを有する壁を反映)を比較して確認する。

1階の柱部分の被害調査による部材損傷度判定結果^[5-1]とモデル2,モデル3の動的応答解析による破壊状況を比較する。

本検討における被害調査による部材損傷度判定結果^[5-1]との比較は、動的応答解析により得られた部材の塑性率を適当な値でランクに分類することで行う。本検討では、塑性率から解析上での破壊状況を以下のように3ランクに分類した。

$\mu < 5.0$: 1 (損傷度Ⅲ相当), $5.0 < \mu < 9.0$: 2 (損傷度Ⅳ相当), $9.0 < \mu$: 3 (損傷度Ⅴ相当)

各柱の塑性率は入力した地震波それぞれで得られる上端・下端での塑性率のうち大きい方を採用する。図5.4.48に各モデルの1階柱の塑性率の一覧を示す。ここで、図において上記の3ランクを1が

黄色，2 がオレンジ色，3 が赤色として色分けした。また，部材損傷度判定結果^[5-1]についても，損傷度Ⅲを黄色，損傷度Ⅳをオレンジ色，損傷度Ⅴを赤色として色分けした。(図 5. 4. 49) 各モデルの破壊状況を比較すると，モデル 2 の部材ごとの破壊の大小関係が損傷度判定結果^[5-1]と概ね一致しており，耐震スリットが設置されていたとすれば，2 方スリット相当であったものと推察できる。

図 5. 4. 48(a) と図 5. 4. 49 より，桁行方向の損傷度合は比較的精度が良かった。梁間方向は，被害調査による判定結果では，Y6-7 通りに比べ Y1-2 通りに被害が集中している。一方，解析では損傷が基本的に対称に現れた。これは解析の対象外である Y6-7 通りの北東にある階段部分が構造的に耐力を持っていたことが原因として考えられる。以上から，モデルの妥当性は概ね確認できたが，損傷をより精度よく再現できるモデルを構築する必要がある際には，階段部分をモデル化の対象にする必要があると思われる。また，損傷度は塑性率により定められているわけではないが，被災度区分判定基準^[5-2]では，曲げ部材では塑性率 1 前後が損傷度Ⅱ，最大耐力までが損傷度Ⅲ，最大耐力の 2 割減程度までが損傷度Ⅳ，それ以降がⅤとしており，本検討では部材ごとの破壊の大小関係に関しては，実被害と概ね一致したが，塑性率における損傷度の定義は，今後さらに検討する必要がある。

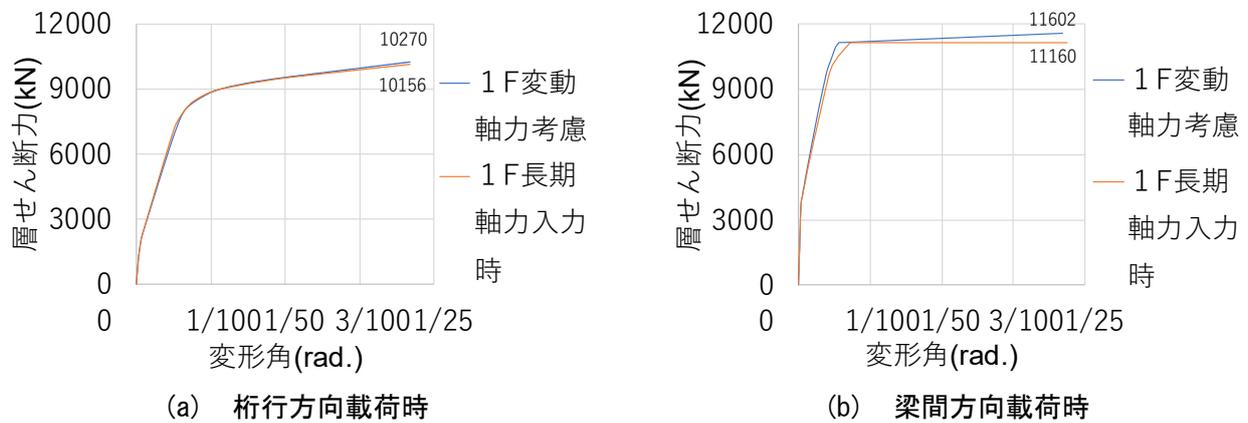
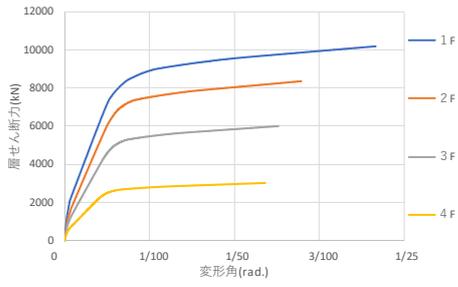
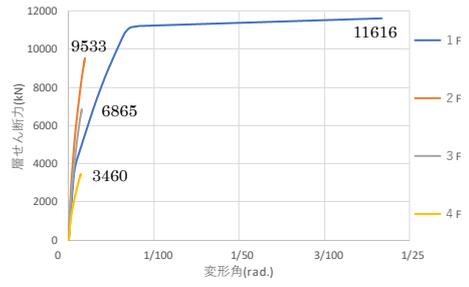


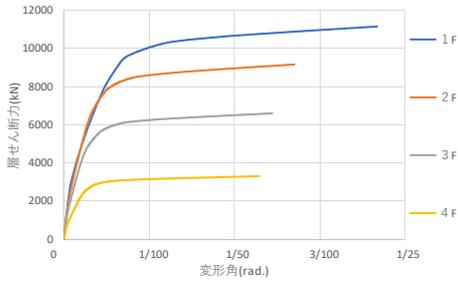
図 5. 4. 43 層せん断力-層間変形角 (変動軸力考慮による影響)



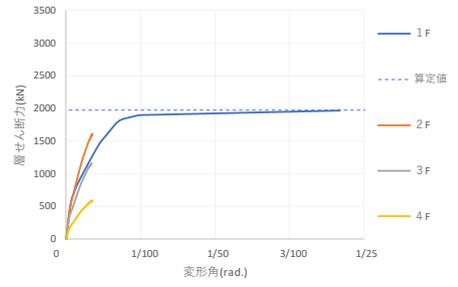
(a) モデル 1



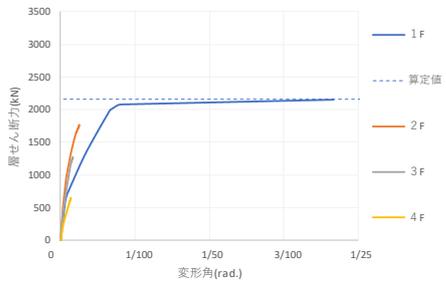
(b) モデル 2



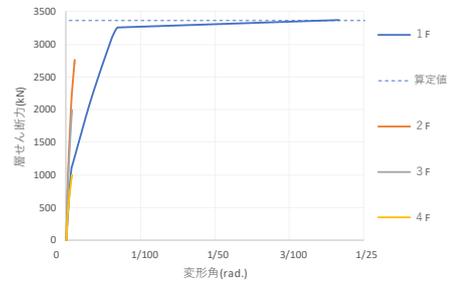
(c) モデル 3



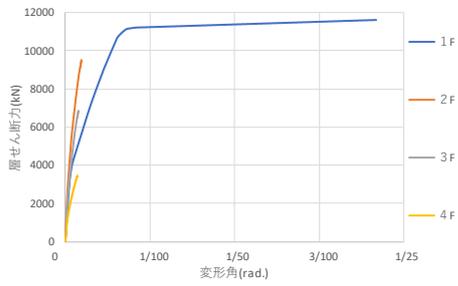
(d) モデル 4-1 X1-2 構面



(e) モデル 4-2 X3-4 構面

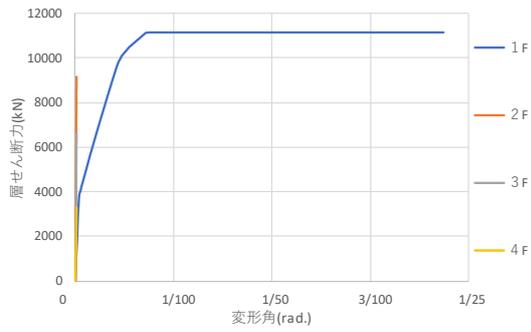


(f) モデル 4-3 X5-7 構面

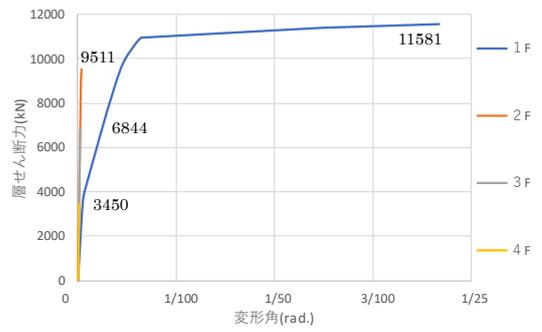


(g) モデル 5

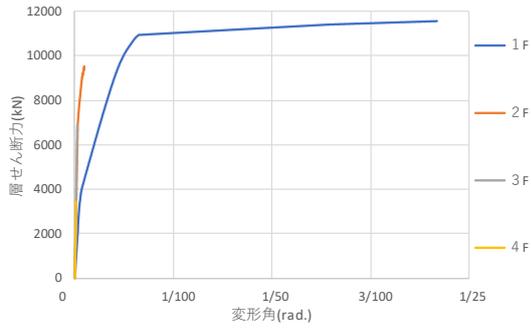
図 5. 4. 44 層せん断力-層間変形角 (桁行方向載荷時)



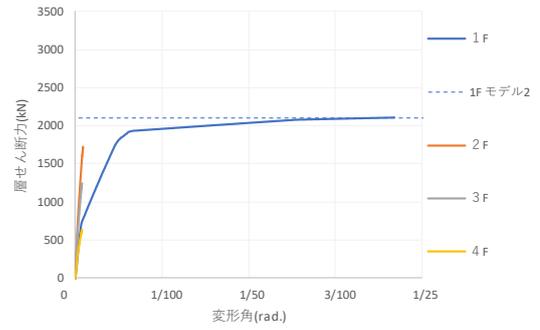
(a) モデル 1



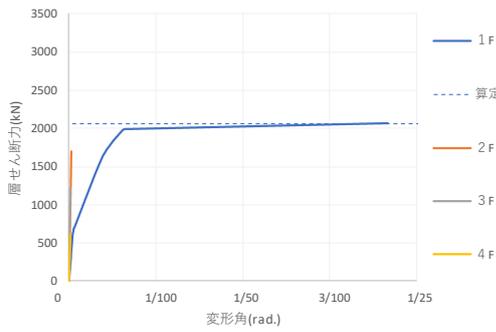
(b) モデル 2



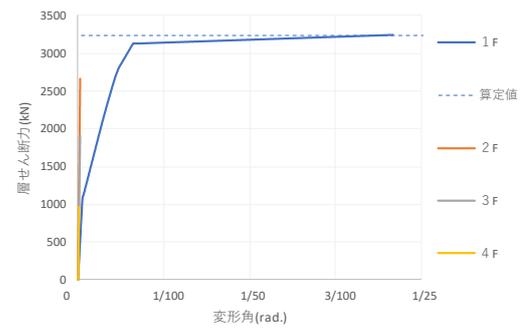
(c) モデル 3



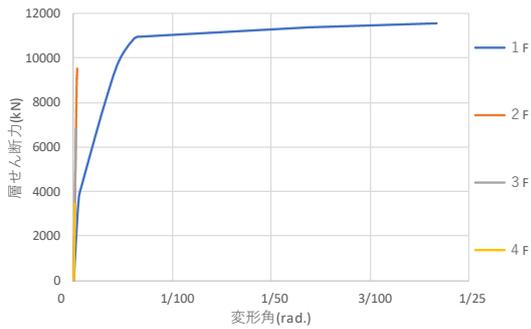
(d) モデル 4-1 X1-2 構面



(e) モデル 4-2 X3-4 構面



(f) モデル 4-3 X5-7 構面



(g) モデル 5

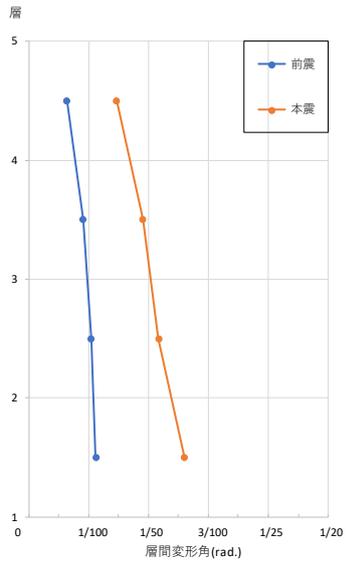
図 5. 4. 45 層せん断力-層間変形角 (梁間方向載荷時)

表 5.4.8 各モデル妻構面のピロティ階の柱のせん断力
(梁間方向載荷時)

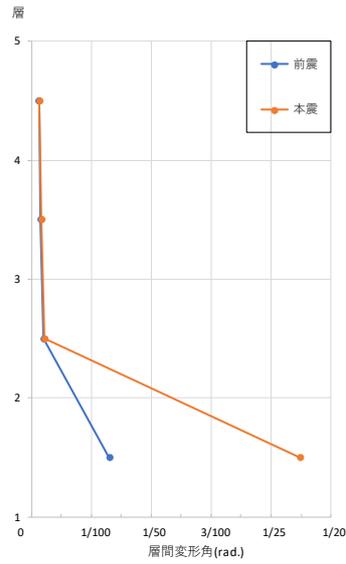
部材	せん断力 (単位 kN)		
	モデル 1	モデル 2	モデル 3
X1-Y1 柱	399	418	418
X1-Y7 柱	410	429	429

表 5.4.9 各モデル妻構面のピロティ階の柱の圧縮軸力 (長期軸力+短期軸力)
(梁間方向載荷時)

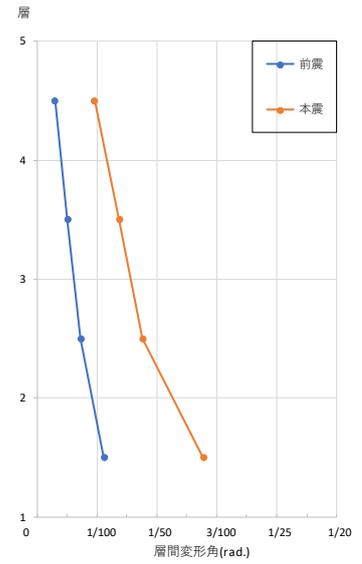
部材	圧縮軸力 (単位 kN) / 軸力比		
	モデル 1	モデル 2	モデル 3
X1-Y1 柱	1080 / 0.122	1420 / 0.160	1132 / 0.128
X1-Y7 柱	1156 / 0.130	1497 / 0.169	1228 / 0.138



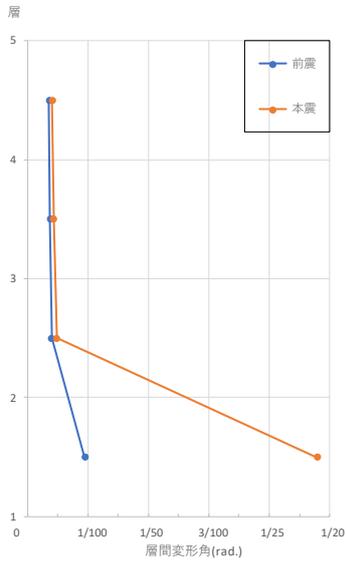
(a) モデル 1



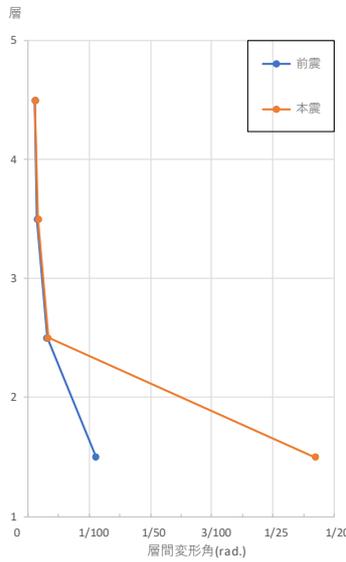
(b) モデル 2



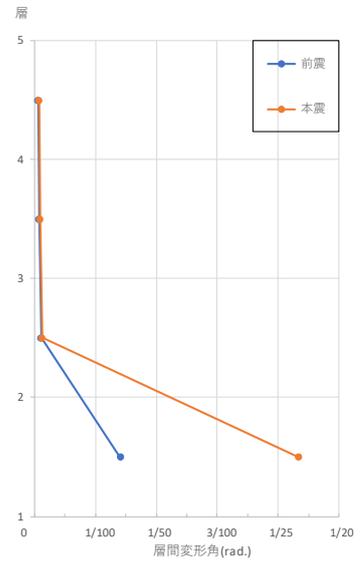
(c) モデル 3



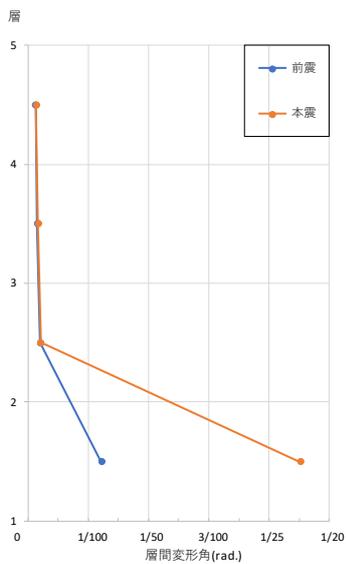
(d) モデル 4-1 X1-2 構面



(e) モデル 4-2 X3-4 構面

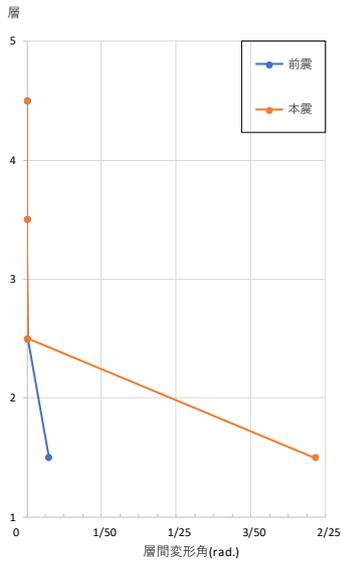


(f) モデル 4-3 X5-7 構面

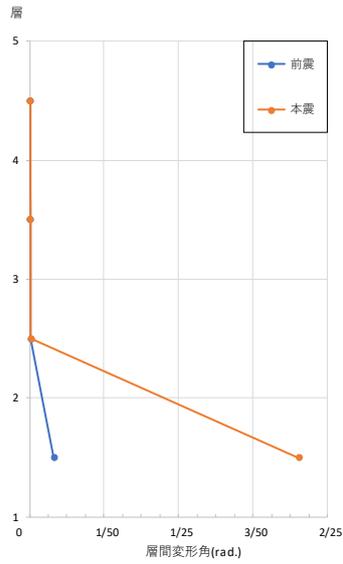


(g) モデル 5

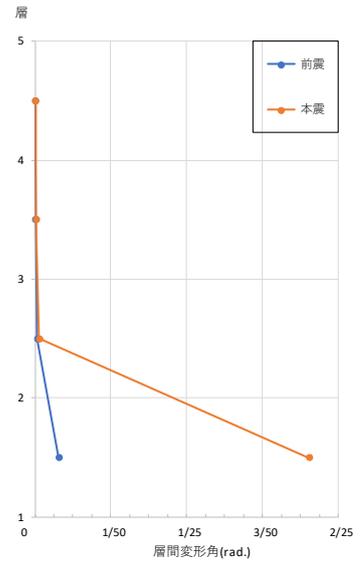
図 5. 4. 46 最大層間変形角分布 (桁行方向)



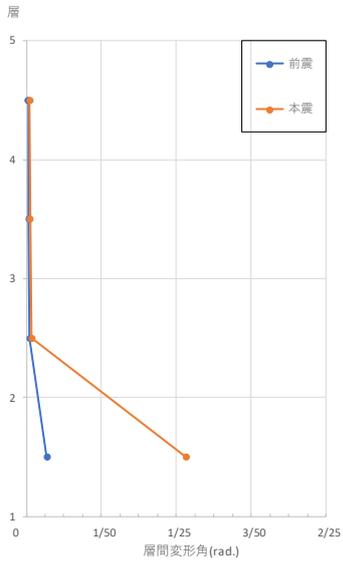
(a) モデル 1



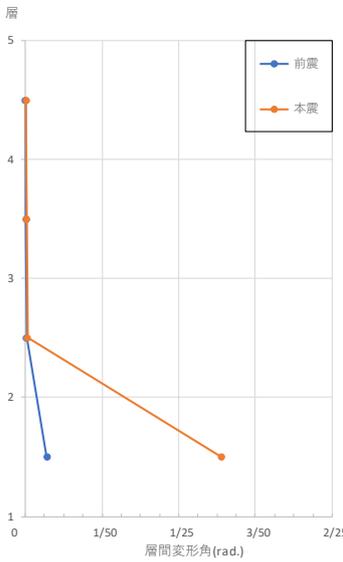
(b) モデル 2



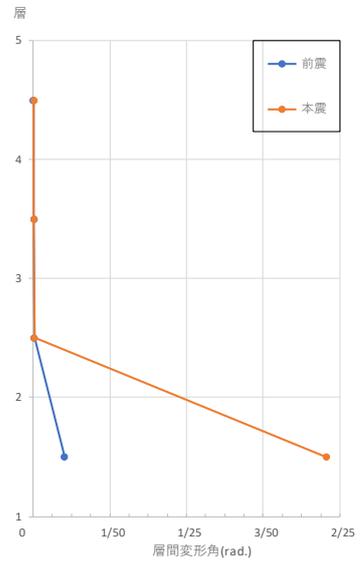
(c) モデル 3



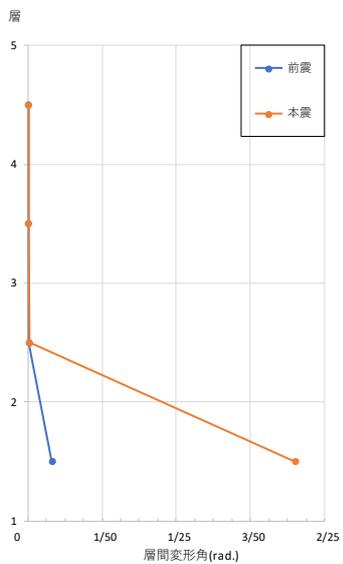
(d) モデル 4-1 X1-2 構面



(e) モデル 4-2 X3-4 構面

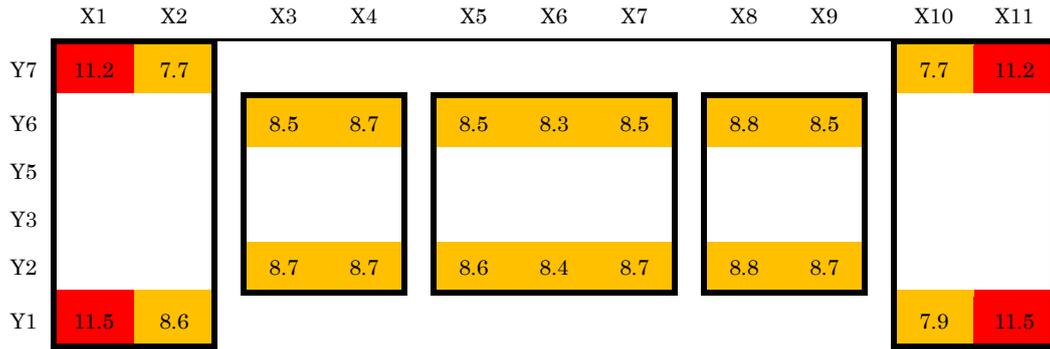


(f) モデル 4-3 X5-7 構面

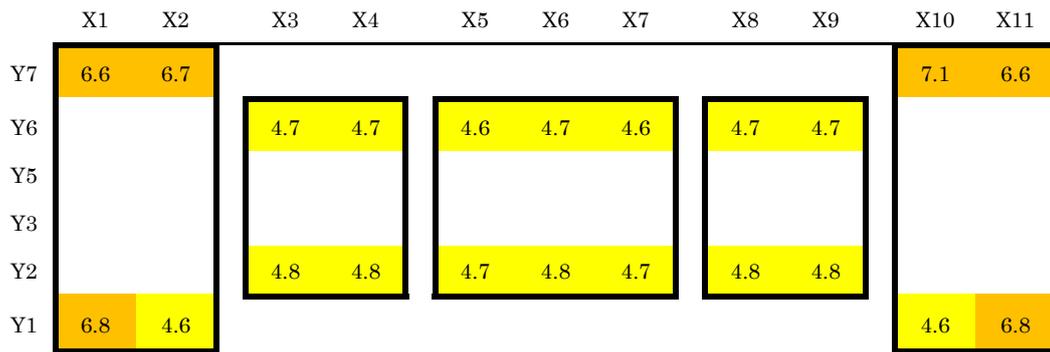


(g) モデル 5

図 5.4.47 最大層間変形角分布（梁間方向）



(a) モデル 2



(b) モデル 3

図 5.4.48 塑性率一覧

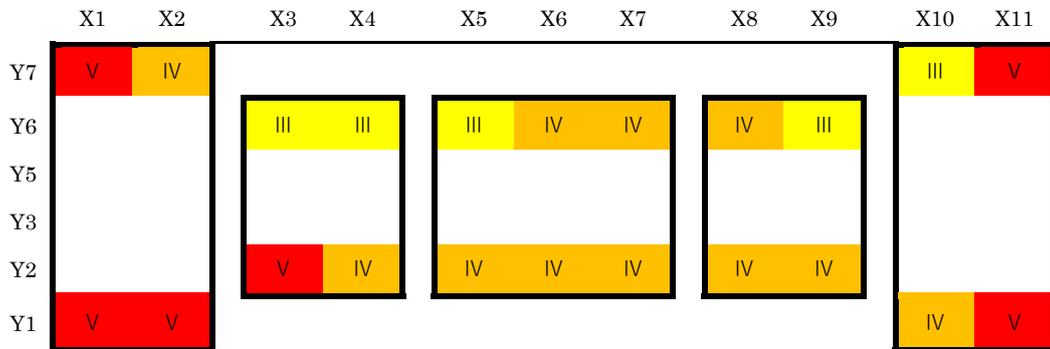


図 5.4.49 部材損傷度判定結果

5.4.3 現在推奨されているピロティの設計方法に基づく検討

(1) ピロティ階の検討概要

建設当初の設計法で設計した建物をモデル化し、解析を行ったところ、モデル2においてピロティ階に変形が集中し、ピロティ階の破壊が見受けられ、実被害においてもピロティ階の損傷が著しかった。そこで、現在推奨されているピロティの設計方法の一つである構造関係技術基準解説書^[5・6]「ピロティ階の層崩壊形式および全体崩壊形式を許容する設計法」を基にピロティ階の柱の検討を行う。ここで、その他の部分は、桁行方向を純ラーメン架構、梁間方向を一部耐震壁付きラーメン架構（X2, X4, X6, X8, X10 構面の壁を耐震壁）としてモデル化を行う。

現在扱われているピロティの設計方法の条件に関してまとめたものを以下に記載し、対象建物が条件を満たしているか否か、さらには設計法に沿った解析条件を項目ごとに示す。

■構造関係技術基準解説書^[5・6]「ピロティ階の層崩壊形式および全体崩壊形式を許容する設計法」

この設計法は、令第82条の3に規定する保有水平耐力の検討において、ピロティ階の必要保有水平耐力の算出に用いる F_s を適切に設定することで、ピロティ階を有する建築物を安全に設計するために用いる。

1) 適用範囲

(a) 本設計法は、高さが45m以下の鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造あるいはこれらの混合構造のうちピロティ階を有する建築物(純ピロティ型建築物および一部耐力壁付きピロティ型建築物)で、1階での層崩壊あるいは全体曲げ崩壊形を形成する建築物に適用する。ここで、ピロティ階とは、建築物の低層部分の階で構面内の耐力壁が抜けることにより、その保有水平耐力あるいは水平剛性が直上階のそれらより極端に小さい階をいう。

対象建物は高さ12.32mのピロティ形式の鉄筋コンクリート造であり、1階での層崩壊形を形成しているため、上記適用範囲を満たしていることを確認した。

(b) 本設計法に定められていない事項は、関連諸基・規準による。

5.2.3 構造体と使用材料の表5.2.3 柱断面リストにおけるC1柱（妻構面の柱）の主筋比が0.73であり、現在の関連諸基・規準を満たしていないことを確認した。

2) 設計の基本方針

(a) 想定する崩壊形はピロティ階の単独柱の曲げ降伏による層崩壊か、引張側柱の全引張降伏による全体曲げ破壊とする。(図5.4.50)

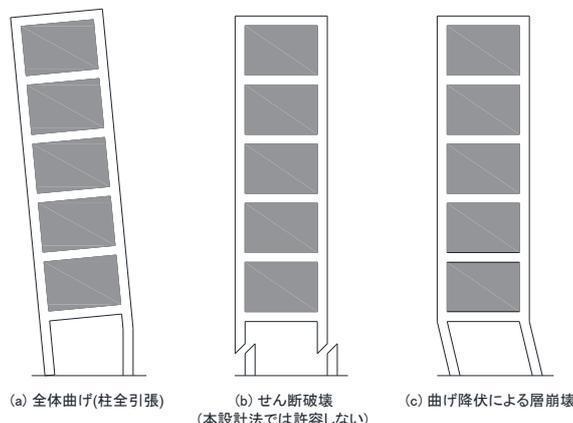


図 5.4.50 ピロティ構面の崩壊形式

本検討においては、想定する崩壊形はピロティ階の単独柱の曲げ降伏による層崩壊とする。

(b) 層崩壊するものは、特定層にエネルギーが集中する影響を考慮するために、(3.3)に規定する強度割増し係数 α_p により必要強度を割り増す。

対象建物は4階建てであるので強度割増し係数 $\alpha_p=1.5$ として必要強度を割り増すこととする。

3) 必要保有水平耐力の計算

(a) 必要保有水平耐力

a) 各階の必要保有水平耐力 Q_{un} は、次式を用いて計算する。

$$Q_{un} = D_s F_e F_s Z R_t A_i C_o W \tag{式 5.4.1}$$

D_s : 構造特性係数

F_e : 偏心率による割増し係数 (※1)

F_s : 剛性率による割増し係数 (※2)

Z : 地震地域係数

R_t : 振動特性係数

A_i : 層せん断力分布係数

C_o : 標準せん断力係数

W : 当該階が支える固定荷重と積載荷重の和 (kN)

ここで、 F_e は偏心率 R_e に応じた割増し係数で、図 5.4.51 に示す値となる。偏心率とは、建物の平面的な耐震要素の偏りを表すもので、階ごとに次式で計算される。

$$R_e = e/r_e$$

e : 偏心距離, r_e : 弾力半径

F_s は剛性率 R_s に応じた割増し係数で、図 5.4.52 に示す値となる。剛性率とは、建物の立面的な耐震要素の偏りを表すもので、許容応力度計算で用いる地震力が作用する際に生じる各階の層間変形角の逆数 r_s を用いて、次式で計算される。

$$R_s = r_s/\bar{r}_s$$

\bar{r}_s : 全階の r_s の平均値

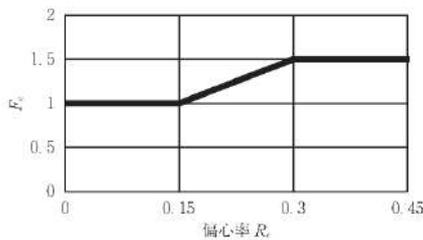


図 5.4.51 偏心率による割増し係数 F_e

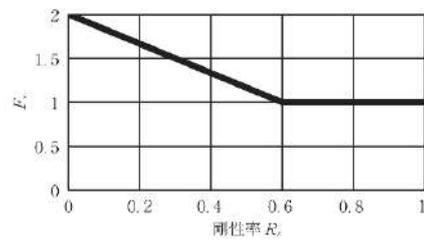


図 5.4.52 剛性率による割増し係数 F_s

ここで、対象建物における各係数の数値および計算結果を示す。なお、対象建物の設計図書より、地震地域係数 $Z = 0.8$ 、振動特性係数 $R_t = 1.0$ 、標準せん断力係数 $C_o = 1.0$ とし、構造特性係数 D_s 、層せん断力分布係数 A_i は表5.4.10に示す値を用いて計算を行った。また、 F_s は(3.3)より、剛性率による割増し係数を用いており、保有水平耐力はモデル2の解析結果を用いている。(図5.4.44(b)、図5.4.45(b))

表 5.4.10 構造特性係数・形状係数・層せん断力分布係数・建物重量

階	構造特性係数 D_s		形状係数 $F_e \cdot F_s$		A_i	建物重量 W
	桁行方向	梁間方向	桁行方向	梁間方向		
4	0.30	0.40	1.00	1.00	1.586	4866
3	0.30	0.40	1.00	1.00	1.279	11962
2	0.30	0.40	1.00	1.00	1.120	19038
1	0.30	0.30	1.89	1.95	1.000	25934

表 5.4.11 必要保有水平耐力と保有水平耐力

階	Q_{un}		Q_u	
	桁行方向	梁間方向	桁行方向	梁間方向
4	1852	2470	3460	3450
3	3672	4896	6865	6844
2	5118	6823	9533	9511
1	11764	12137	11616	11581

モデル2の静的増分解析結果より計算したところ、元の柱断面では桁行方向・梁間方向のいずれにおいても1階の保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回っていなかった。

(b) 構造特性係数 D_s の設定

- a) ピロティ階を有する建築物で、崩壊形がピロティ階での層崩壊となることが予想される場合のピロティ階の構造特性係数は0.3以上とする。ただし、ピロティ階の柱は表5.4.12を満足すること。

表 5.4.12 ピロティ階の柱部材の性能

	柱	耐力壁
破壊形式	曲げ破壊	
h_0/D	2.5 以上	—
σ_0/F_c	0.35 以下	—
P_t	0.8%以下	—
τ_u	0.10 以下	0.20 以下

ここで、 h_0 ：柱の内法高さ(mm)
 D ：柱せい(mm)
 σ_0 ：崩壊メカニズム時の軸方向応力度(N/(b×D)) (N/mm²)
 b ：柱の幅(mm)
 F_c ：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)
 P_t ：引張鉄筋比
 τ_u ：崩壊メカニズム時の平均せん断応力度(N/mm²)

対象建物の設計では、ピロティ階の構造特性係数は 0.3 としており、ピロティ階の柱部材の性能に関する規定に関しても満足していることを示した。

(c) F_s の算定

- a) ピロティ階で層崩壊するピロティ型建築物の F_s は、剛性率による割増し係数とピロティ階の強度割増し係数 α_p のうち大きい方の値を用いる。
- b) α_p は、階数に応じて表 5.4.13 の値を用いる。

表 5.4.13 階数に応じた α_p および階数と $\alpha_p \cdot D_s$ の関係

階数	2	3	4	5	6以上
α_p	1.17	1.33	1.50	1.67	1.83
$\alpha_p \cdot D_s$	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55

ここで、表 5.4.10 より剛性率による割増し係数は桁行方向が 1.89、梁間方向が 1.95 であり、表 5.4.13 よりピロティ階の強度割増し係数 α_p は 1.50 であるので、 F_s は剛性率による割増し係数を用いることとする。

4) せん断設計

- (a) ピロティの柱の設計用せん断力の余裕率は 1.4 以上とする。

5.2.3 構造体と使用材料の表 5.2.3 柱断面リストにおける C1 柱（妻構面の柱）の余裕率は 1.6 で満たしているが、その他のピロティ階の柱は余裕率が 1.0~1.1 と下回っていることを確認した。

5) 軸方向力に対する設計

- (a) 過大な引張変形を防止すること。
- (b) 柱・耐力壁ともに支配面積分に相当する荷重による変動軸力を考慮する。

6) 構造規定

- (a) 層崩壊を想定するピロティ階の単独柱においては、すべての主筋を中子筋などで拘束する。ただし、断面内で隣り合う横補強筋の間隔がいずれも 200mm 以内となるように中子筋によって拘束する場合はこの限りではない。
- (b) 上記の拘束を行った場合は、FA 部材判定における軸力比の制限を 0.35 以下とあるのを 0.55 以下と読み替える。

全てのピロティ階の柱において、1)の規定を満たしていないため、軸力比の制限は 0.35 とする。

これまでに示した、現在推奨されているピロティの設計方法を全て満たすようにピロティ階の柱部材を変更した。ここで、ピロティ階の柱の検討手順を記す。

まず、柱寸法を決め、鉄筋を関連諸基・規準を満足するように配筋し、設計した柱で建物のモデルを作成し、静的増分解析および動的応答解析を行う。静的増分解析において、ベースシア係数が0.50を超えて曲げ破壊となることを確認する。さらに、ピロティ階の柱で変動軸力を考慮するため、静的増分解析で加力した際の引張側最大柱頭モーメント M_1 と、解析での柱が負担する最大引張軸力および最大圧縮軸力を勘案し算定した柱の終局曲げモーメント M_u を比較し、 M_u が上回ることを確認する。

これを繰り返し行い、部材の大きさを可能な限り抑えるように設計する。

検討を行った結果を以下に示す。表 5.4.14 に変更前、表 5.4.15 に変更後の使用材料を示し、表 5.4.16 に変更前、表 5.4.17 に変更後のピロティ階の柱部材情報を示す。

表 5.4.14 使用材料(変更前)

コンクリート	種類	Fc (kgf/cm ²)	使用する場所
	普通コンクリート	210	全て
鉄筋	種類	材種	使用する場所
	異形鉄筋	SD295	D13(せん断補強筋)
		SD345	D22(主筋)

表 5.4.15 使用材料(変更後)

コンクリート	種類	Fc (kgf/cm ²)	使用する場所
	普通コンクリート	210	全て
鉄筋	種類	材種	使用する場所
	高強度鉄筋	SBPD1275	U12.6(柱のせん断補強筋)
	異形鉄筋	SD490	D25(主筋)

表 5.4.16 1階柱部材(変更前)(単位 mm)

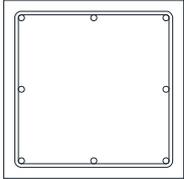
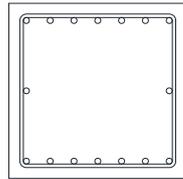
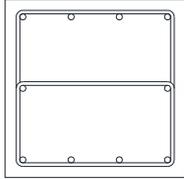
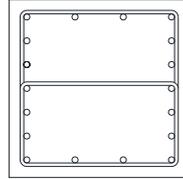
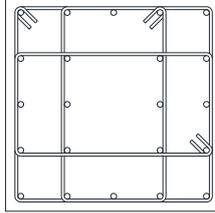
符号	C1	C2	C3	
1階			 柱頭	 柱脚
B×D	650×650	650×650	650×650	
主筋	8-D22	16-D22	10-D22	18-D22
フープ筋	□-D13-@100	□-D13-@100	日-D13-@100	

表 5.4.17 1階柱部材(変更後)(単位 mm)

1階	
B×D	925×925
主筋	22-D25
フープ筋	 -U12.6-@50
主筋比	1.30%
せん断補強筋比	1.08%
余裕率	1.54

(2) ピロティ階柱の検討結果

ここでは、耐震壁が設けられている梁間方向についての静的増分解析および動的応答解析の結果を示す。

静的増分解析を行ったところ、ベースシア係数が 0.50 を超えて柱の破壊モードが曲げ破壊先行となった。また、梁間方向正載荷で最大引張軸力 1218kN、圧縮軸力は 1245kN で、梁間方向負載荷で最大引張軸力 1229kN、圧縮軸力は 1257kN で引張側最大柱頭モーメントが 2365kN・m であった。当該軸力を勘案し算定した柱の終局曲げモーメントは 2516kN・m となった。図 5.4.53 より、1階柱部材以外のモデル化条件が同じモデル 1 と比較すると、1階の層せん断力はピロティ柱検討モデルがモデル 1 の 3.7 倍となり耐力が大きく向上したことが分かる。

動的応答解析を行ったところ、図 5.4.54 より、1層の最大層間変形角が、前震では、ピロティ柱検討モデルは 1階柱部材以外のモデル化条件が同じモデル 1 の 0.5 倍、本震では、ピロティ柱検討モデルはモデル 1 の 0.15 倍と大きく変形を抑えられていることが分かる。

現在推奨されているピロティの設計方法を基にピロティ階の部材の検討を行った結果、主筋は SD345-D22 から SD490-D25、せん断補強筋は SD295-D13 から SBPD1275-U12.6 となり、寸法は 650×650 から 925×925 となり、部材が極めて過大となるという結果になった。耐力が向上し変形を大きく抑えられた一方で、現在推奨されているピロティの設計方法を満たす場合、部材が過大となり、実施工においては

実現が困難であるという問題点を示した。しかし、日本においてピロティ形式の建物は需要が高く、今後もピロティ形式の建物は数多く建てられることは明らかである。そのため、今後の課題として、部材の大きさを可能な限り抑えて継続使用性を確保できる設計法の検討が必要と考えられる。

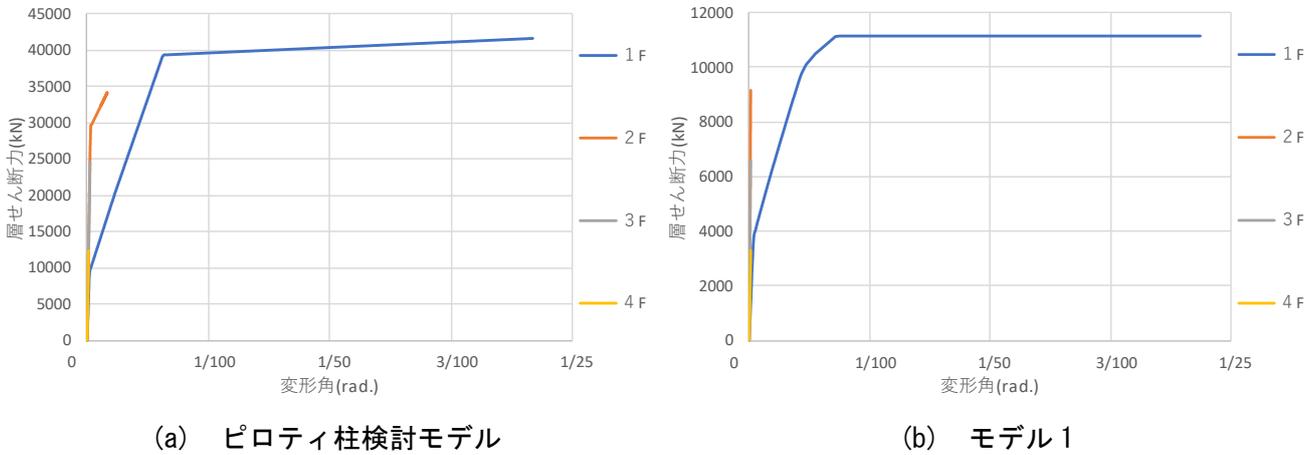


図 5. 4. 53 層せん断力-層間変形角（梁間方向載荷時）

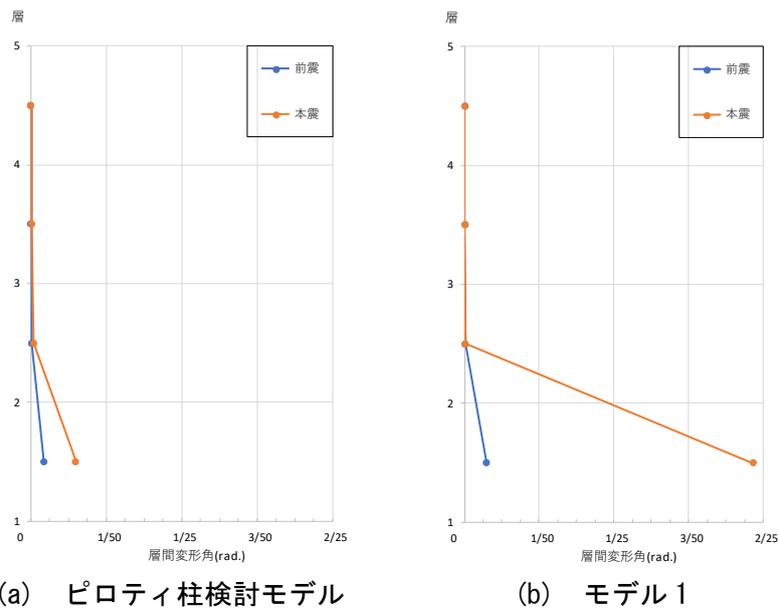


図 5. 4. 54 最大層間変形角分布（梁間方向）

また、ここで最終的に決定した柱部材におよぶまでに行った検討で、設計方法を満たさなかった柱部材の1例を示す。結果を以下に示す。表 5.4.18 に変更後の使用材料を示し、表 5.4.19 に変更後のピロティ階の柱部材情報を示す。

表 5.4.18 使用材料(変更後)

コンクリート	種類	Fe(Kg/cm ²)	使用する場所
	普通コンクリート	210	全て
鉄筋	種類	材種	使用する場所
	高強度鉄筋	SBPD1275	U12.6(柱のせん断補強筋)
	異形鉄筋	SD490	D25(主筋)

表 5.4.19 1階柱部材(変更後)(単位 mm)

1階	
B×D	900×900
主筋	24-D25
フープ筋	-U12.6@50
主筋比	1.38%
せん断補強筋比	1.11%
余裕率	1.70

静的増分解析を行ったところ、ベースシア係数が 0.50 を超えて柱の破壊モードが曲げ破壊先行となった。また、梁間方向正載荷で最大引張軸力 1117kN、圧縮軸力は 1125kN で、梁間方向負載荷で最大引張軸力 1128kN、最大圧縮軸力は 1137kN で引張側最大柱頭モーメントが 2362kN・m であった。当該軸力を勘案し算定した柱の終局曲げモーメントは 2283kN・m となり、引張側最大柱頭モーメントを下回った。上記に示した部材では変動軸力を考慮した場合に規定を満足しなかった。

5.5 まとめと今後の課題

本章では、1998年に新耐震基準で建設され、熊本地震にて1層崩壊を起こした4層鉄筋コンクリート造ピロティ形式の共同住宅を対象に部材の損傷を再現できるモデル化を行った。具体的には、壁のモデル化の違いによる影響、梁が付随しないスラブのモデル化の違いによる影響を検討した。対象建物の耐震スリットの情報が設計図書からは十分に読み取れなかったことから、2方スリットと3方スリットのそれぞれで壁のモデルを構築した。さらに、この建物は5つの棟が2階以上で梁が付随しないスラブのみにより連結されており、そのスラブが建物応答に与える影響が定かでないため、5つの棟をピン梁および梁が付随しないスラブで繋いだ連棟モデルを構築した。

また、ピロティ階に対して、現在推奨されているピロティの設計方法に基づく検討も行った。

以上の検討を行い、以下の結論を得た。

(1) 壁のモデル化の違いが応答に与える影響

連棟モデルを対象とした静的増分解析より、桁行方向を純ラーメン架構、梁間方向を一部耐震壁付きラーメン架構としたモデル1と桁行方向の構面に3方スリットを有する壁を反映したモデル3とを比較すると、モデル3の1層のせん断力がモデル1に比べて1.1倍大きく、1層の変形集中は確認できない。また、桁行方向の構面に2方スリットを有する壁を反映したモデル2では、1層のせん断力がモデル1に比べて1.15倍大きく、壁がある2階以上の水平剛性が高いことで1層に変形が集中する結果が得られた。

(2) 梁が付随しないスラブのモデル化の違いが応答に与える影響

(a) 建物全体のモデル化の違い

連棟モデルおよび分棟モデルを対象とした静的増分解析では、桁行方向の構面に2方スリットを有し、かつ各棟をピン梁で接合したモデル2の解析で得られたせん断力を基に、棟ごとのせん断力を算定する。一方で、建物を5棟の別々の建物とみなした分棟モデル4-1、4-2、4-3の各せん断力と比較した結果、1層の層せん断力がいずれの棟においても算定値とおよそ一致したことから、建物全体のモデル化の違いの影響はほぼ見られていない。

連棟モデルおよび分棟モデルを対象とした動的応答解析では、連棟モデルに対して各分棟モデルの桁行方向の変形はほぼ同じ程度であった。梁間方向の1層は、分棟モデル4-1 (X1-2構面)、4-2 (X3-4構面)、4-3 (X5-7構面)の最大応答変形角がそれぞれ0.04(rad.)、0.05(rad.)、0.08(rad.)で、連棟モデルが0.07(rad.)であったことから、モデル4-3の最大応答が建物全体の最大応答に与えた影響があると推察できる。

(b) 連棟モデルにおけるモデル化の違い

5棟をピン梁または梁が付随しないスラブで繋いだモデルの静的増分解析結果では、各層の層せん断力がおおそ同じであったという結果が得られたことから、梁が付随しないスラブが建物応答に与える影響は極僅かであることを示した。動的応答解析結果では、層間変形角がおおそ同じであったという結果が得られたことから、梁が付随しないスラブが建物応答に与える影響は極僅かであることを示した。以上のことから、連棟モデルにおけるモデル化の違いが応答に与える影響は小さいと考えられる。

(3) 実被害と連棟モデルとの比較

(a) モデルの妥当性の確認および耐震スリットの設計条件の推定

本検討における被害調査による部材損傷度判定結果^[5-1]との比較は、動的応答解析により得られた部材の塑性率を適当な値でランクに分類することで行った。その結果、モデル2の部材ごとの破壊の大小関係が損傷度判定結果^[5-1]と概ね一致しており、耐震スリットが設置されていたとすれば、2方スリット

相当であったものと推察でき、モデル2は部材の損傷を再現するモデルとして概ね妥当であることを確認した。ここで、損傷度は塑性率により定められているわけではないが、被災度区分判定基準⁵⁻²⁾によると、曲げ部材では塑性率1前後が損傷度Ⅱ，最大耐力までが損傷度Ⅲ，最大耐力の2割減程度までが損傷度Ⅳ，それ以降がⅤとしており、本検討では部材ごとの破壊の大小関係に関しては実被害と概ね一致したが、塑性率における損傷度の定義は、今後さらに検討する必要がある。

(b) 階段が応答に与える影響

本建物は被害状況から階段部分が地震の際に水平力を負担していたことが推測されるが、本検討におけるモデル化では当該階段部分を考慮していない。結果として、本検討で構築したモデル2の妥当性は概ね確認できたが、損傷をより精度よく再現できるモデルを構築するためには、階段部分の適切な考慮が必要と考えられる。

(4) 現行基準におけるピロティ構造に求められる耐震性能

静的増分解析を行ったところ、ベースシア係数が0.50を超えて柱の破壊モードが曲げ破壊先行となった。また、梁間方向正載荷で最大引張軸力1218kN，圧縮軸力は1245kNで、梁間方向負載荷で最大引張軸力1229kN，圧縮軸力は1257kNで引張側最大柱頭モーメントが2365kN・mであった。当該軸力を勘案し算定した柱の終局曲げモーメントは2516kN・mとなった。1階柱部材以外のモデル化条件が同じモデル1と比較すると、1階の層せん断力はピロティ柱検討モデルがモデル1の3.7倍となり耐力が大きく向上したことが分かる。

動的応答解析を行ったところ、1層の最大層間変形角が、前震では、ピロティ柱検討モデルは1階柱部材以外のモデル化条件が同じモデル1の0.5倍、本震では、ピロティ柱検討モデルはモデル1の0.15倍と大きく変形を抑えられていることが分かる。

現在推奨されているピロティの設計方法を基にピロティ階の部材の検討を行った結果、主筋はSD345-D22からSD490-D25，せん断補強筋はSD295-D13からSBPD1275-U12.6となり、寸法は650×650から925×925となり、部材が極めて過大となるという結果になった。耐力が向上し変形を大きく抑えられた一方で、現在推奨されているピロティの設計方法を満たす場合、部材が過大となり、実施工においては実現が困難であるという問題点を示した。しかし、日本においてピロティ形式の建物は需要が高く、今後もピロティ形式の建物は数多く建てられることは明らかである。そのため、今後の課題として、部材の大きさを可能な限り抑えて継続使用性を確保できる設計法の検討が必要と考えられる。

謝辞

本研究で用いた地震動の観測データには防災科学研究所の運用する地震動観測システム（K-NET, KiK-NET）において観測された時刻歴加速度データを使用させて頂きました。ここに感謝の意を申し上げます。

参考文献

- [5-1] 平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報）
国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所
(<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/173/index.html>)
- [5-2] 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針：2005
- [5-3] 日本建築構造技術者協会：鉄筋コンクリート造建築物における構造スリット設計指針：2009
- [5-4] 鈴木淳史ほか：構造スリットを有する垂れ壁・腰壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究：コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，2010
- [5-5] NIED 国立研究開発法人防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET, KiK-NET)
(<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
- [5-6] 国土政策技術総合研究所ほか監修：2015 年度版建築物の構造関係技術基準解説書：2015