

第3章

建築物 A に関する調査分析

3.1 検討目的と方法

3.1.1 検討目的

1995年兵庫県南部地震では、新耐震基準の鉄筋コンクリート造建物で柱梁接合部が大破した例が報告されている^[3.1-1]。柱梁接合部入力せん断力の制限など、当時の建築学会の終局強度型耐震指針に適合する柱梁接合部であったにも関わらず大きく損傷したことが報告されている。一方、今回の熊本地震では、柱梁接合部が大きく損傷しただけでなく、中間層で大きな残留変形が生じた被害例が報告されている建物がある^[3.1-2]。本報告では、そのうち1998年に竣工した熊本県内の5階建て鉄筋コンクリート造庁舎建物（写真3.1.1）1棟を取り上げる。大地震における大破被害を抑制し地震後継続使用を確保するためには、本建物の被害要因を分析することが必要である。

3.1.2 検討方法

この建物の被害を対象として、現行の柱梁接合部の耐震設計規定の妥当性、現行設計で使われている非線形静的増分解析手法、非線形時刻歴応答解析法におけるモデル化手法などの合理性を検討する。本建物は、3階から上が1×1スパンの搭状のラーメン構造であり、柱梁接合部の構造性能や柱に作用する変動軸力が建物全体の挙動に与える影響が大きい構造形式であるという特徴を有している。本検討では、柱梁接合部の既存の耐震設計規定への適合性を確認し、変動軸力や接合部耐力を考慮したモデルを用いた静的増分解析を実施し、それぞれのモデルが保有する耐震強度を検討する。さらに、構造システムの地震応答が大きくなった要因を検討するために、(1) 変動軸力の影響、および、(2) 柱梁接合部耐力の影響を反映させた骨組の地震応答解析モデルを作成し、近隣地域で観測された地震波を用いた動的地震応答解析を行い、それぞれの要因が地震応答に及ぼした可能性を検討する。



写真 3.1.1 建築物 A

3.2 建物概要

3.2.1 所在地と構造形式

1998年に竣工した建築物Aは、所在地が熊本県上益城郡益城町(図3.2.1)の鉄筋コンクリート造の5階建て訓練棟である。被災のため本震直後に取り壊し済みである。同じ敷地にある一群の庁舎建物の中の1棟であるが、他の棟には目立った地震被害は見られなかった。

建築物Aは、新耐震基準で設計されたものである。図3.2.2にその構造概要を示す。梁間方向の長さは5.4m、桁行方向の長さは1層と2層が11.7m、3層から5層までが5.4mであり、3層から5層までがセットバックしている。つまり、1層と2層は耐震壁付きラーメンで、3層から5層までが4本柱で構成された塔状の二方向ラーメンである。

3.2.2 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3.2.1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。第1層と第2層は、耐震壁付きラーメンでありDs値は0.4、第3層から第5層は純ラーメン構造でありDs値は0.30としている。各階の形状係数Fesのうち、X方向の第2層が1.50、X方向の第3層が1.38と大きく算定されていた。これは、2層では平面形状が矩形ではないことと耐震壁の配置の影響し偏心率が0.437、3層ではセットバックしていることと耐震壁の配置から剛性が急変している影響で剛性率が0.371であったことが原因である。

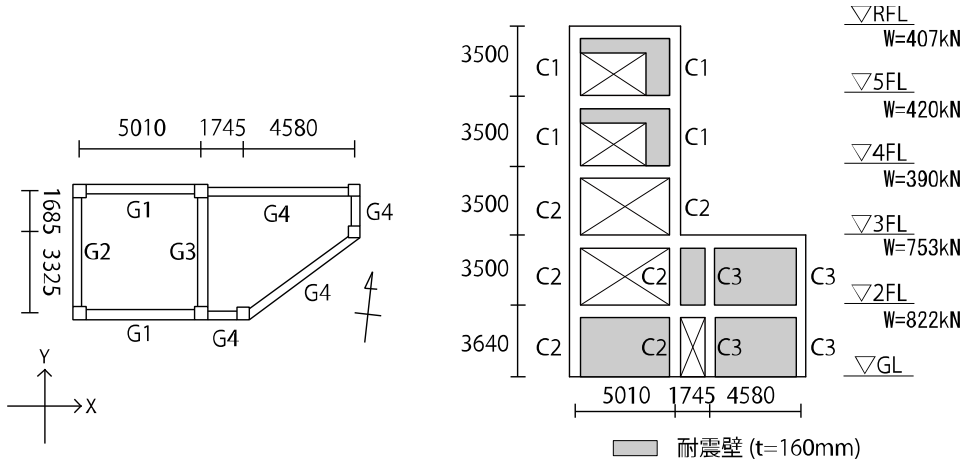
3.2.3 構造体と使用材料

設計図書に基づいて作成した建物の伏図を図3.2.3に、軸組を図3.2.4に、柱梁接合部の配筋を図3.2.5にそれぞれ示す。また、各部材の断面リストを表3.2.2に示す。2~5階のY方向の梁(G₂, G₃)は、配筋量は同じで、幅が350mmとされており、X方向の梁幅400mmと比較すると若干小さい。設計図書によれば、基礎形式は独立基礎での杭支持である。地盤種別は第2種地盤である。

使用材料は、コンクリートの設計基準強度が210kgf/cm²で、鉄筋の鋼種は、呼び名D19以上がSD345、D16以下がSD295A、D10-D19である。



図3.2.1 建築物Aの所在地(国土地理院より引用)



(a) 2F 床伏図

(b) x 方向軸組図

位置	梁				柱		
	G1		G4		C1	C2	
	RF	5F	4F	2,3F	2,3F	4~5F	
断面							
b×D	350×650	400×650	400×650	400×650	350×650	550×550	550×550
帯筋	D10@200	D13@100	D13@100	D10@150	D10@150	D10@100	D10@100

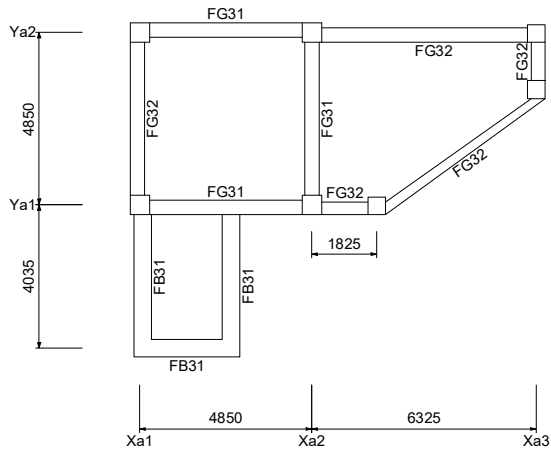
● D22 ○ D19 (単位 mm)

(c) 柱梁の断面

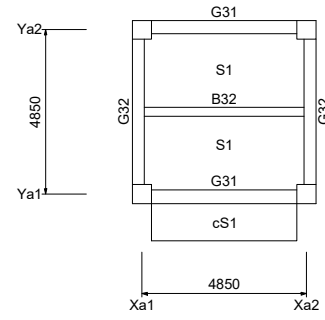
図 3.2.2 建築物 A の構造概要

表 3.2.1 構造計算書の建物重量・形状係数・構造特性係数

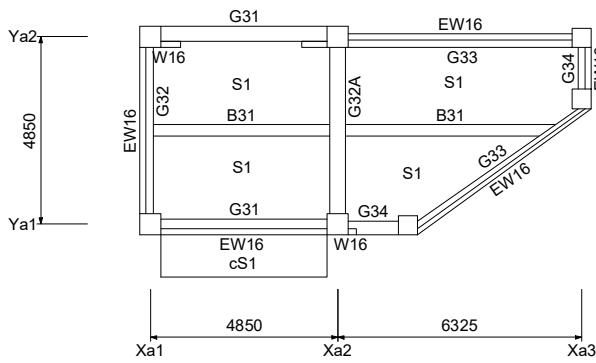
層	建物重量 (単位: kN)		形状係数 F_{es}		構造特性係数 D_s
	計算書	倍率	X方向	Y方向	
5	577	1.42	1.00	1.04	0.30
4	548	1.33	1.06	1.18	0.30
3	509	1.31	1.38	1.06	0.30
2	902	1.20	1.50	1.18	0.40
1	1042	1.27	1.00	1.07	0.40



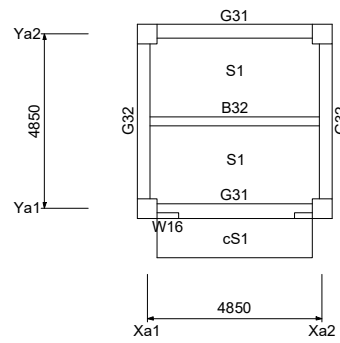
(a) Z₁ 伏図



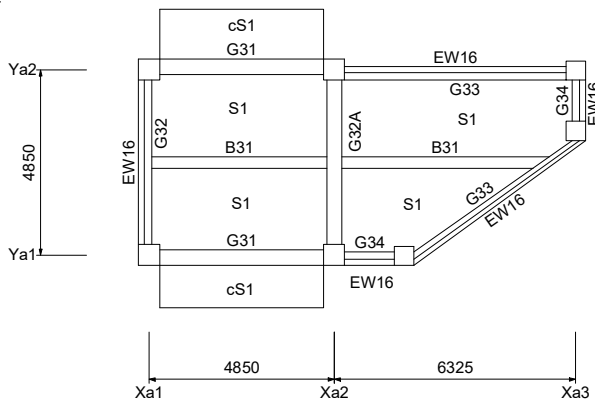
(d) Z₄ 伏図



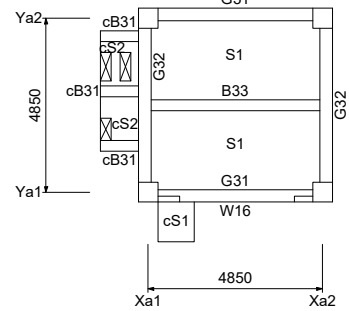
(b) Z₂ 伏図



(e) Z₅ 伏図



(c) Z₃ 伏図



(f) Z₆ 伏図

図 3.2.3 建築物 A の各階の伏図 (単位 mm)

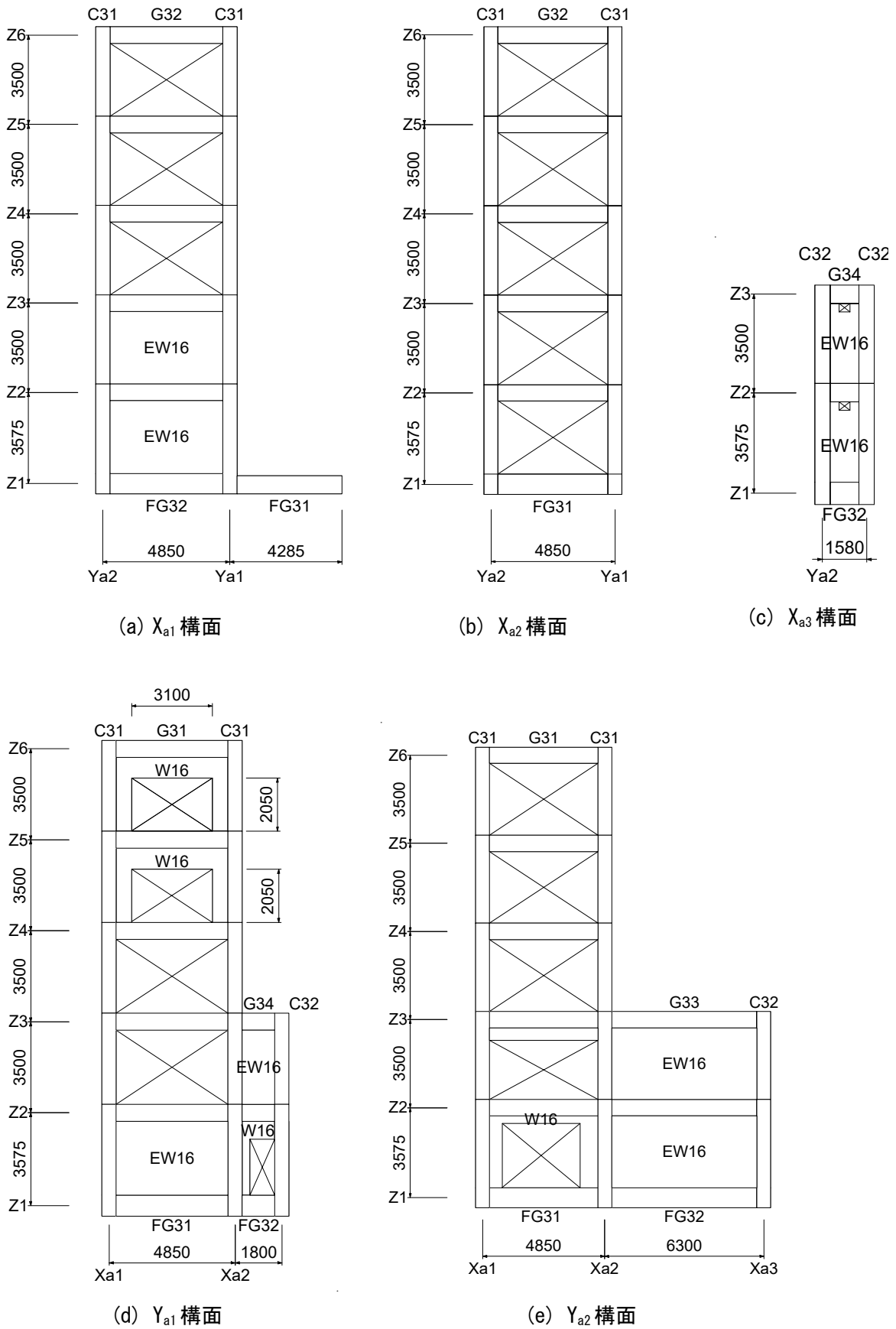


図 3.2.4 建築物 A の軸組図 (単位 mm)

表 3.2.2 部材断面リスト (続く)

(a) 柱断面リスト (単位 mm)

		C31	C32
5階	断面		
	b×D	550×550	
	主筋	12-D19	
4階	断面		
	b×D	550×550	
	主筋	12-D19	
3階	断面		
	b×D	550×550	
	主筋	16-D19	
2階	断面		
	b×D	550×550	500×500
	主筋	16-D19	8-D19
1階	断面		
	b×D	550×550	500×500
	主筋	16-D19	8-D19
共通事項		帯筋は一般部分でD10@100 仕口部分でD10@150	

(b) 壁断面リスト (単位 mm)

		EW16	W16
壁厚		160mm	160mm
断面			
	縦筋		D10-@200ダブル
	横筋		D10-@200ダブル
	幅止筋		D10-@1000
開口補強筋	縦筋	4-D13	2-D13
	横筋	4-D13	2-D13
	斜筋	4-D13	2-D13

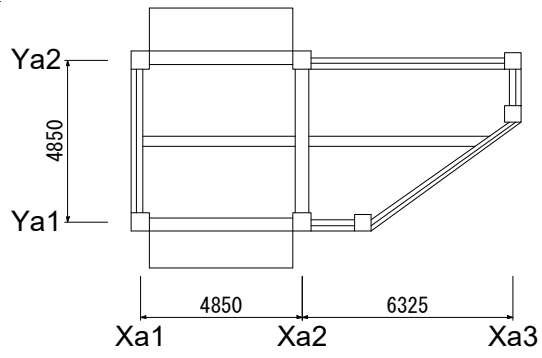
(c) 壁断面リスト (単位 mm)

	版厚(mm)	短辺方向配筋	長辺方向配筋
S1	150	D10,D13@200ダブル	D10@200ダブル

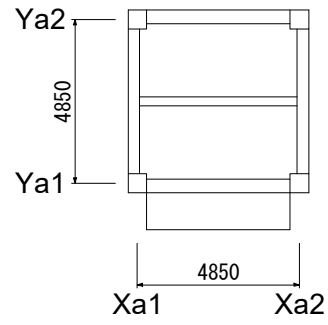
表 3.2.2 部材断面リスト

(d) 梁断面リスト (単位 mm)

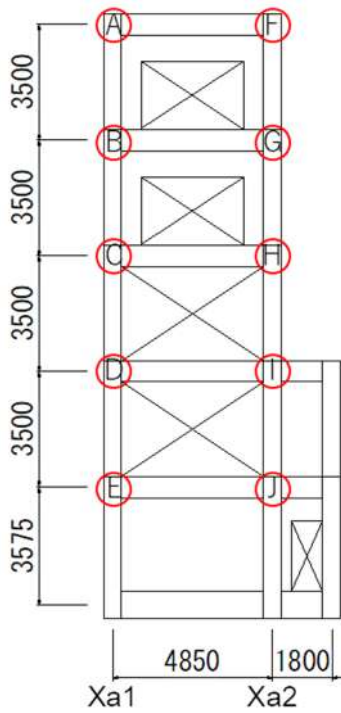
	G31		G32(G32A)		G33		G34
	端部	中央	端部	中央	端部	中央	全断面
Z6	断面						
	b×D	350×650		350×650			
	上端筋	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22		
	下端筋	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22		
	あばら筋	D10@200		D13@150			
備考							
Z5	断面						
	b×D	400×650		350×650			
	上端筋	5-D22	3-D22	5-D22	3-D22		
	下端筋	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22		
	あばら筋	III-D13@200		D10@100			
備考							
Z4	断面						
	b×D	400×650		350×650			
	上端筋	6-D22	3-D22	6-D22	3-D22		
	下端筋	4-D22	3-D22	4-D22	3-D22		
	あばら筋	III-D13@200		D13@100			
備考							
Z3	断面						
	b×D	400×650		350×650		350×650	
	上端筋	3-D22	3-D22	(5)3-D22	3-D22	3-D22	3-D22
	下端筋	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22
	あばら筋	D13@150		D10@150(D10@100)		D13@150	
備考			()内はG32Aを示す				
Z2	断面						
	b×D	400×650		350×650		350×650	
	上端筋	3-D22	3-D22	(5)3-D22	3-D22	3-D22	3-D22
	下端筋	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22
	あばら筋	D13@150		D10@150(D10@100)		D13@150	
備考			()内はG32Aを示す				
共通事項							腹筋は全て2-D13



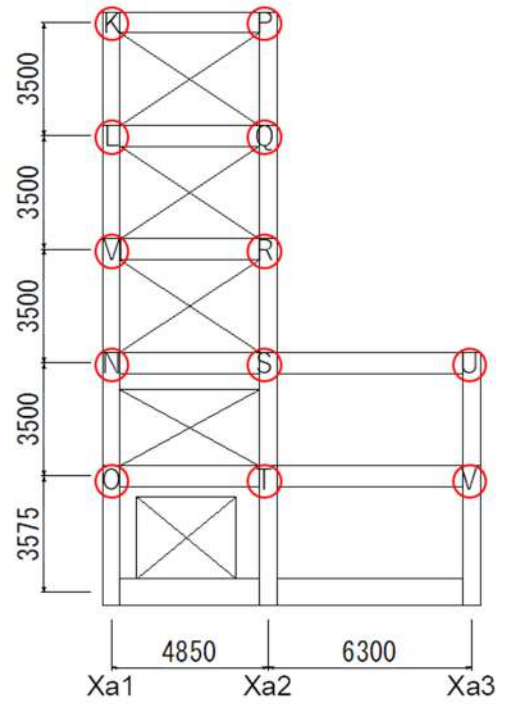
(a) 1~3階伏図



(b) 4,5階伏図



(c) Ya1階伏図



(d) Ya2階伏図

図 3.2.5 柱梁接合部の配筋 (続く)

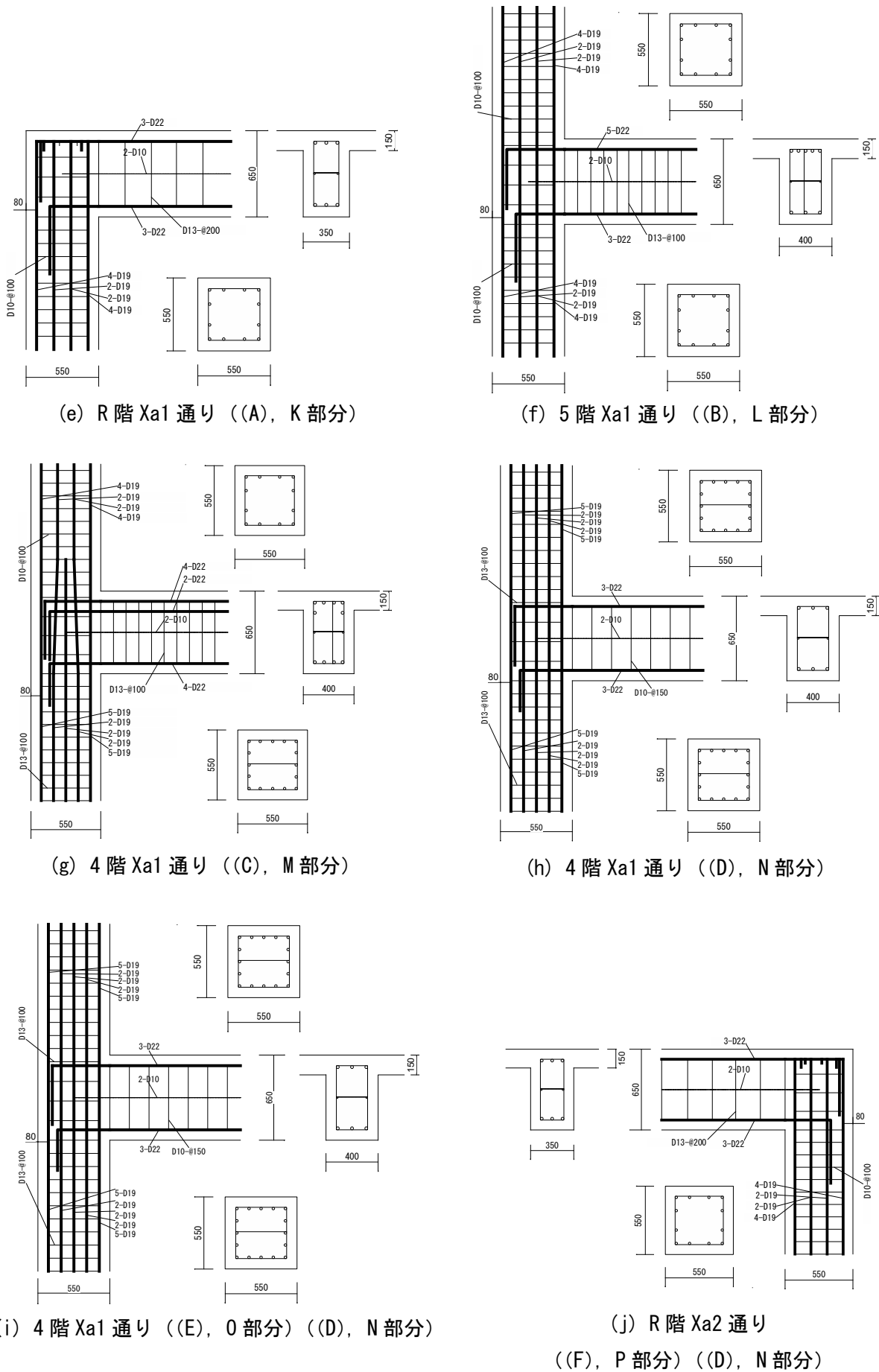
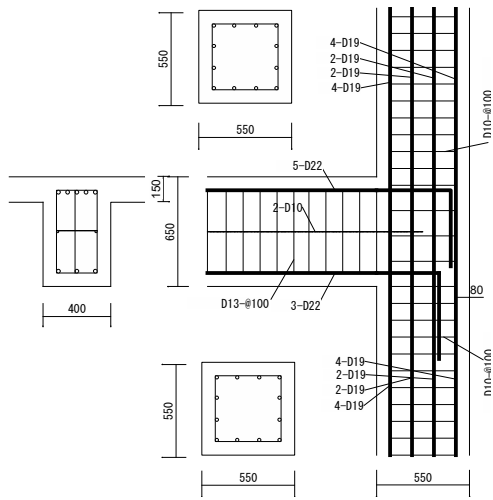
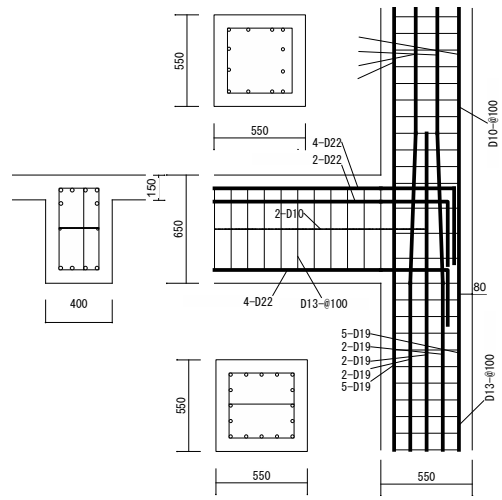


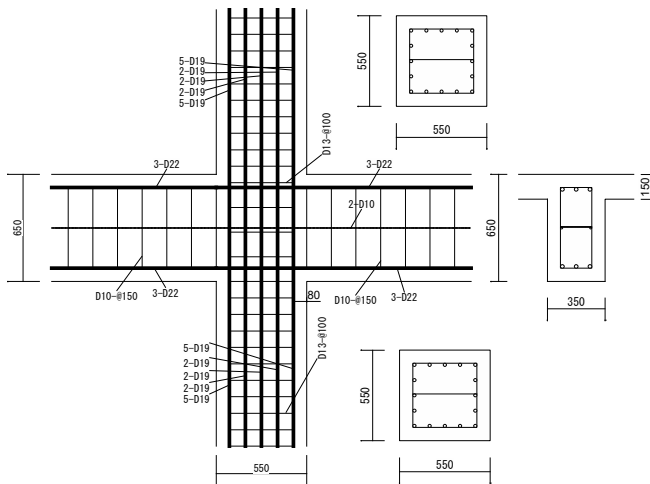
図 3.2.5 柱梁接合部の配筋 (続く)



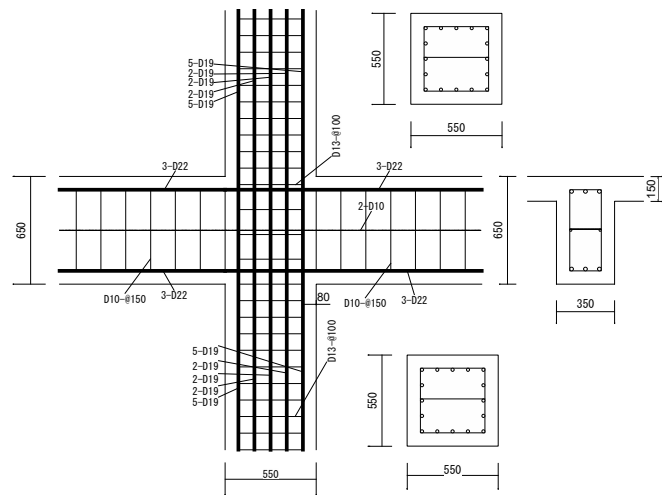
(k) 5階 Xa2 通り ((G), Q 部分)



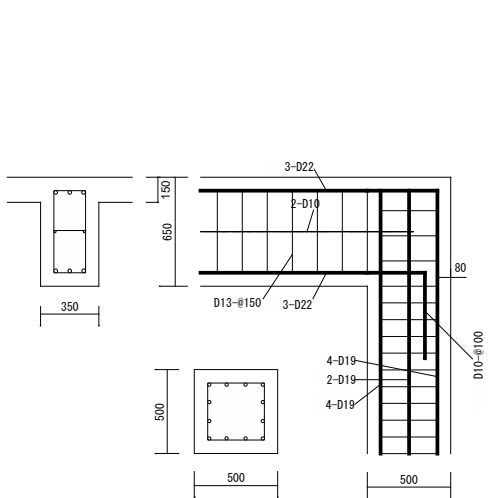
(l) 4階 Xa2 通り ((H), R 部分)



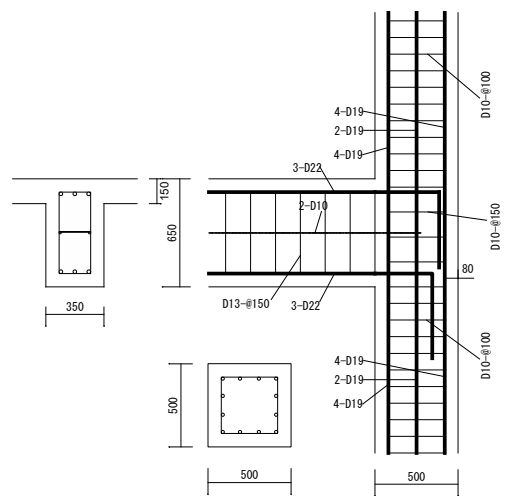
(m) 3階 Xa2 通り ((I), S 部分)



(n) 2階 Xa2 通り ((J), T 部分)



(o) 3階 Xa3 通り (U 部分)



(p) 2階 Xa3 通り (V 部分)

図 3.2.5 柱梁接合部の配筋

3.3 被害概要

3.3.1 被害状況

建築物Aは、2016年熊本地震で4月14日に前震を4月16日に本震を経験し、4月19日に解体されている。前震後の被災写真を**写真3.3.1**に、本震後の損傷状況を**写真3.3.2**にそれぞれ示す。前震直後の調査では、**写真3.3.1**から確認できるように柱梁接合部のコンクリートが3階柱脚側で剥落し、内部鉄筋が露出し一部の柱主筋で座屈が確認されている。3階の柱脚や柱頭4階の大梁ではコンクリートの剥落が見られたが鉄筋が露出する程ではなかった。

本震後は、当該建物が道路側である西方向に大きく傾き、その後、余震により残留変形がさらに増大した。変形が目視で分かる程度に大きくなり、特に3層の層間変形角が大きく中間層で部分崩壊形が形成したものと考えられた。3階だけでなく4階の柱梁接合部には多数のひび割れが発生していた。被害写真からカメラレンズの歪を除き、1階と2階の残留変形を0とみなして遠近法を修正して求めた柱の残留傾きは、3~4層でX方向に約5%、Y方向に約1%であった。

3.3.2 被災度区分判定結果

現行の被災度区分判定基準^[3.3-1]に従い、被害が最も大きく、本震時に大きな残留変形が生じた3階の東西方向（以下、X方向）について、**図3.3.1**と**図3.3.2**に前震後に判定した柱の損傷度を示す。なお、上下の柱梁接合部や大梁の損傷が大きい場合には、これらの損傷度を柱の損傷度に置き換えた。前震後の観察では、 $X_{a1}Y_{a2}$ 柱では3階柱梁接合部の破壊により、柱主筋の座屈が見られたため、損傷度をV(**写真3.3.1**)とした。 $X_{a2}Y_{a2}$ 柱では柱脚においてコンクリートの剥落は見られるものの、鉄筋の破断や座屈は確認できないため、損傷度をIV(**写真3.3.1**)とした。 $X_{a1}Y_{a1}$ 柱、 $X_{a2}Y_{a1}$ 柱は、柱頭や柱に取り付く4階の大梁においてカバーコンクリートの剥落が見られたが、剥落の範囲が限定的であるため、損傷度をIII(**写真3.3.1**)とした。

写真を元に作成した部材の被災状況を**図3.3.3**に示す。本震後には、損傷程度はさらに進行して、全ての3階柱に柱梁接合部の破壊によるコンクリートの剥落と柱主筋の座屈が見られたため、損傷度をVとした。

表3.3.1に前震後と本震後とそれぞれの被災度区分判定の結果を示す。前震後の状態では、3階の各柱を被災度区分判定の「曲げ柱」に分類したところ、耐震性能残存率Rは0.30（大破）となった。また、本震後の耐震性能残存率Rは0.0（倒壊）となった。

表 3.3.1 被災度判定結果 (X方向)

損傷度	前震後			本震後		
	本数	残余性能	本数× 残余性能	本数	残余性能	本数× 残余性能
V	1	0.00	0.00	4	0.00	0.00
IV	1	0.20	0.20	0	0.20	0.00
III	2	0.50	1.00	0	0.50	0.00
II	0	0.75	0.00	0	0.75	0.00
I	0	0.95	0.00	0	0.95	0.00
計	4		1.20	4		0.00
耐震性能残存率			30% (大破)	0% (倒壊)		

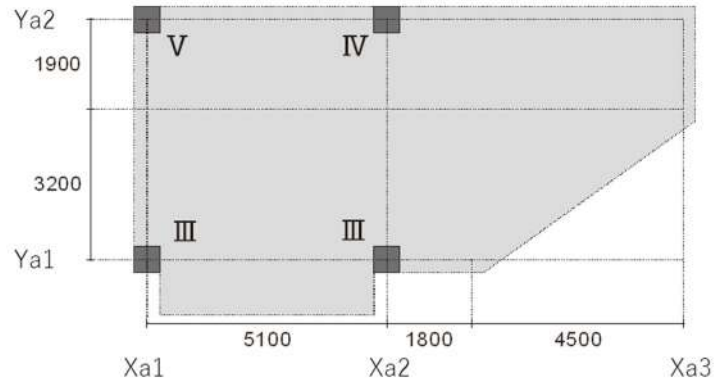


図 3.3.1 前震後の部材損傷度判定結果 (3階)

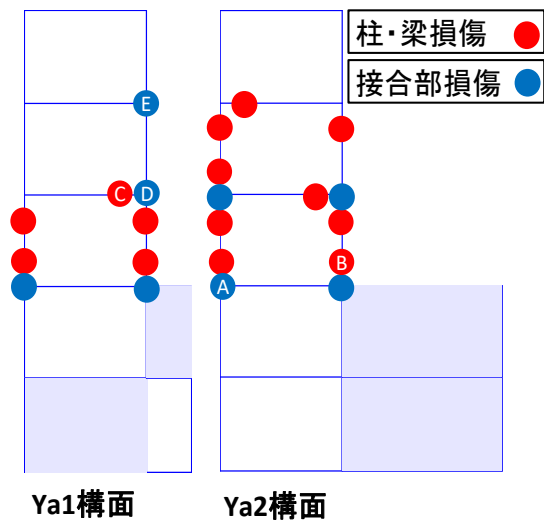


図 3.3.2 前震後の部材損傷度判定結果 (3階)

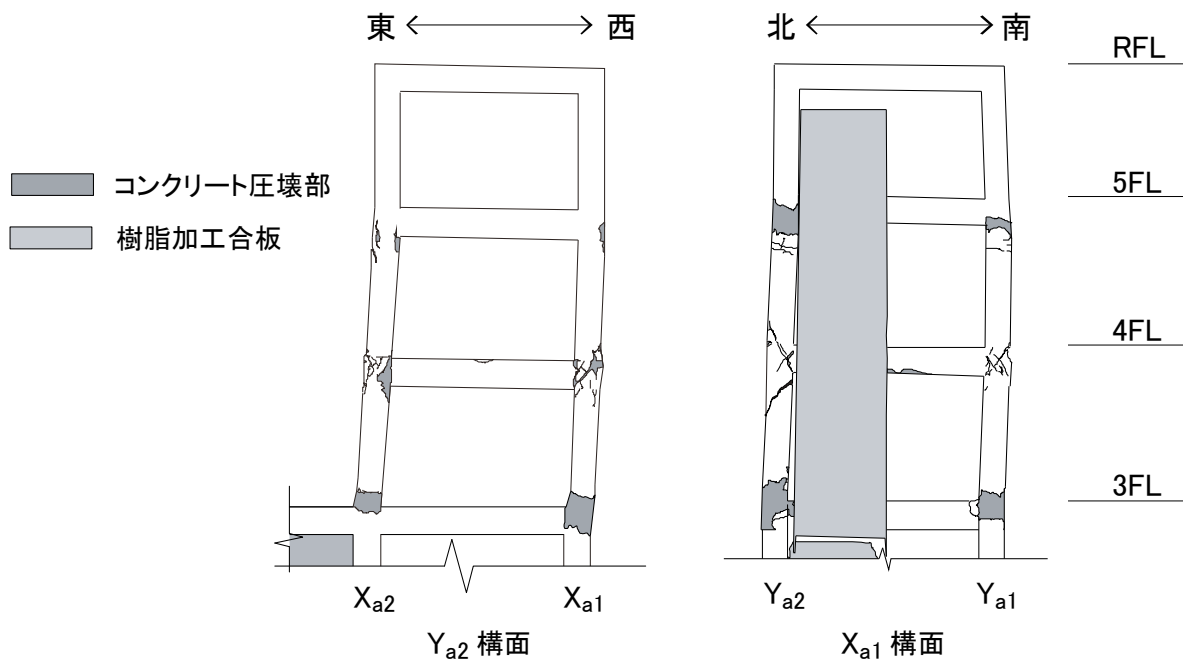


図3.3.3 本震後の部材の損傷状況 (3階～R階)



(a) 前震後の被害 (Ya2 構面)



(b) 前震後の3階柱脚接合部周辺の損傷 (Ya2 構面, 図 3.2.4 における A 部分)



(c) 前震後の3階柱脚の損傷 (Ya2 構面, 図 3.2.4 における B 部分)



(d) 前震後の4階大梁の損傷 (Ya2 構面, 図 3.2.4 における A 部分)

写真 3.3.1 前震後の被害状況



(a) 本震後の被害 (Ya2 構面)



(b) 本震後の被害 (Ya2 構面)

写真 3.3.2 本震後の被害状況 (続く)



(c) 本震後の被害 (Ya1 構面)



(d) 本震後の3階柱脚部の損傷 (Ya2 構面)



(e) 本震後の3階部分の損傷 (Ya2 構面)



(f) 4階柱梁接合部の損傷 (Ya1 構面, 図 3.2.4 における H 部分)



(g) 本震後の5階柱梁接合部の損傷 (Ya1 構面, 図 3.2.4 における G 部分)



(i) 本震後の3階柱脚部の柱梁接合部の損傷 (Ya1 構面, 図 3.2.4 における D 部分)

写真 3.3.2 本震後の被害状況

3.4 分析概要と結果

3.4.1 柱梁接合部の構造性能指標と算出手法

鉄筋コンクリート建物の耐震設計規定は、柱や梁が曲げ降伏しても柱梁接合部の破壊は防ぐことを目標性能としている。そのために、a) 柱梁接合部のせん断入力制限、b) 梁主筋の定着強度の確保、c) 通し主筋の付着入力制限、d) 接合部横補強筋量、e) 柱梁強度比などの規定によりを間接的に目標性能が得られるものとしている。そこで柱梁接合部に大きな損傷が生じた建築物Aの柱梁接合部の設計がこれらの柱梁接合部の耐震設計規定に適合していることを確認する。

柱梁接合部の入力せん断力

柱梁接合部のせん断入力制限について、靱性保証型指針^[3.4-1]に適合していたかを検討する。せん断余裕度を柱梁接合部せん断強度 V_{ju} と接合部入力せん断力 V_j の比として求める。せん断余裕度が 1.0 より大きければ規定に適合していたことになる。ここに、接合部入力せん断力 V_j は、

$$V_j = T - V_c \quad (\text{式 3.4.1})$$

で求める。ここに、 T は、梁の引張り主筋の降伏時の合力（規格降伏点に公称断面積を乗じる）とする。また、柱せん断力 V_c の値は、梁曲げ終局モーメントにより求めた節点モーメントに基づき、上下の柱の平均モーメント勾配から求める。なお、曲げモーメントの反曲点は階高の半分とする。接合部のせん断強度 V_{ju} は靱性保証型指針に基づき、

$$V_{ju} = 0.8\kappa\phi\sigma_B^{0.7}b_jD_j \quad (\text{式 3.4.2})$$

で求める。ここに、 κ ：接合部の形状による係数（0.7）、 ϕ ：直交梁の有無による補正係数（0.85）、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度（設計基準強度とする）、 b_j ：接合部の有効幅（梁幅と柱幅の平均値とする）、 D_j ：接合部の有効せい（柱せいから 100mm を引いた値とする）とする。

柱梁接合部の折り曲げ定着強度

梁主筋の折曲げ定着の適合性については、梁主筋の定着強度 f_u が靱性保証型指針に適合していたかを検討する。定着筋の規格降伏点の 1.1 倍に公称断面積を乗じた値と定着強度 f_u の比を定着余裕度とすれば、定着余裕度が 1.0 より大きい場合に規定に適合していることになる。

定着強度 f_u は靱性保証型指針^[3.4-1]に基づき、

$$f_u = 210 \cdot k_c \cdot k_j \cdot k_d \cdot k_s \cdot \sigma_B^{0.4} \quad (\text{単位：N/mm}^2) \quad (\text{式 3.4.3})$$

で求める。ここに、 f_u ：折り曲げ定着強度、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度（設計基準強度とする。）、係数 $k_c k_j k_d k_s$ は下式による。

$$k_c = 0.4 + \frac{0.1 \cdot C_0}{d_b} \quad (\text{式 3.4.4}) \quad k_j = 0.6 + \frac{0.4 \cdot l_{dh}}{j} \quad (\text{式 3.4.5})$$

$$k_d = 0.5 + \frac{l_{dh}}{30d_b} \quad (\text{式 3.4.6}) \quad k_s = 0.7 + \frac{0.5 \cdot d_s^2}{d_b^2} \quad (\text{式 3.4.7})$$

ここに、 d_b ：定着筋の公称径、 C_0 ：定着鉄筋芯までの側面被り厚さ、 l_{dh} ：定着投影長さ（柱せいから 100mm を引いた値とする）、 j ：梁危険断面の応力中心間距離（はり有効せいの 7/8 倍とする）、 d_s ：定着部に配される横補強筋径。

柱梁接合部の折り曲げ定着の構造規定

また、それ以外に、投影定着長さが靱性保証型指針の規定である、1) 定着投影長さ l_{dh} が鉄筋径 d_B

の8倍以上かつ15cmを上回る、2) 折り曲げ部、余長さが接合部コア内に配されていること、3) 定着折り曲げ長さが柱せいの2/3より短くしないことを確かめる。

柱梁接合部の通し主筋の定着

通し主筋の付着入力制限については、柱主筋について通し定着の必要部材せいの判定式である下式における、右辺/左辺値を付着余裕度とする。付着余裕度が1.0より大きい場合に規定に適合していることになる。

$$\frac{d_b}{D} \leq \frac{6}{1+\gamma} \left(1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \frac{\sigma_B^{2/3}}{\sigma_{yu}} \tag{式 3.4.8}$$

ここに、 d_b ：通し主筋の公称径、 D ：通し主筋のための必要部材せい（梁せいとする）、 γ ：引張り鉄筋と圧縮鉄筋の応力比（=1.0）、 σ_0 ：圧縮軸応力度（=0.0）、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度（設計基準強度）、 σ_{yu} ：主筋の規格降伏点。

柱梁接合部の横補強筋比

接合部横補強筋比 p_{jw} は、靱性保証型指針では、0.003以上と定められており、次式で算定する。

$$p_{jw} = \frac{\Sigma A_{jw}}{(b_c \cdot j)} \tag{式 3.4.9}$$

ここに、 b_c ：柱幅、 j ：梁の上下の主筋の重心間距離、 ΣA_{jw} ：この区間の横補強筋断面積の総和。

柱梁強度比

建築学会の保有水平耐力規準（案）^[3.4-2]では、柱梁強度比が1.0に近い場合に、梁曲げ強度に到達しない原因となる接合部降伏が起こるとされている。ここでは、柱梁強度比を柱の曲げ終局モーメントの和と梁の曲げ終局モーメントの和の比として算出する。スラブ付きT形梁について、片側1.0メートルの範囲のスラブ筋を引張り主筋として考慮する。柱については、増分解析で崩壊機構が形成された時点での軸力を用いる。断面解析によるフェイス面での終局曲げモーメントを節点モーメントに置き換え、柱梁強度比を求める。曲げ終局モーメントは、断面の寸法と配筋及び材料強度に基づく曲げ理論に基づき清算で求める。材料強度には、規格降伏点と設計基準強度を用いる。

柱梁接合部強度低下率

柱梁接合部強度低下率 β_j は、建築学会の保有水平耐力規準（案）^[3.4-2]で提案された係数であり、接合降伏する柱梁接合部の終局モーメントに影響する、a) 梁主筋比、b) 柱梁強度比、c) 梁主筋の定着長さ、d) 柱梁強度比、e) 接合部横補強筋の影響を定量化したものである。この提案式を用いて、柱梁接合部が梁曲げ強度を発揮できたのかを検討する。

検討を行う柱梁接合部について、十字形接合部の場合（式 3.4.10）を、ト型接合部の場合（式 3.4.11）を用いて、節点モーメントの強度低下率 β_j を算出する。

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\Sigma A_l f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4} \left(\frac{M_{cu}}{M_{bu} + M'_{bu}} \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\Sigma A_{jw} f_{jy}}{\Sigma A_l f_y} \right) \right\} \xi_r \tag{式 3.4.10}$$

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\Sigma A_l f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4} \left(\frac{M_{cu}}{M_{bu} + M'_{bu}} \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\Sigma A_{jw} f_{jy}}{\Sigma A_l f_y} \right) \right\} \xi_r \tag{式 3.4.11}$$

ここに、

ξ ：柱梁接合部の有効アスペクト比（= Djb/Djc ）,

ξ_r : 柱梁接合部の有効アスペクト比による接合部降伏強度の補正係数(次式より算出)

$$\xi_r = 1 - 0.5 \left\{ 1 - 2 \left(\xi + (1/\xi) \right)^{-1} \right\},$$

ξ_a : 柱の有効せい比 ($= D_{jc} / D_c$),

b_j : 柱梁接合部の有効幅 ($= b_b + b_{a1} + b_{a2}$),

D_{jc} : 柱梁接合部の有効せい(水平方向),

D_{jb} : 柱梁接合部の有効せい(鉛直方向),

D_c : 柱せい,

M_{cu}, M'_{cu} : 上柱(下柱)の梁フェイスでの曲げ終局時の節点モーメント(軸力は長期で算出)で、柱の曲げ強度は、接合部有効幅 b_j (図 3.4.1) 内にある柱主筋のみを考慮して計算した値,

M_{bu}, M'_{bu} : 左梁(右梁)の柱フェイスでの曲げ終局時の節点モーメントで、T 型梁の場合の曲げ強度に考慮するスラブ筋は、保有水平耐力算定に梁曲げ強度に参入したものと同一とする,

D_b : 梁せい,

$\sum A_{jw}$: 柱梁接合部内の梁の上端筋と下端筋の間に配置された横補強筋の断面積の総和,

f_{jv} : 柱梁接合部の横補強筋の降伏点,

$\sum A_t$: 有効な引張主筋の断面積,

f_y : 有効な引張主筋の降伏点,

F_c : コンクリートの設計基準強度.

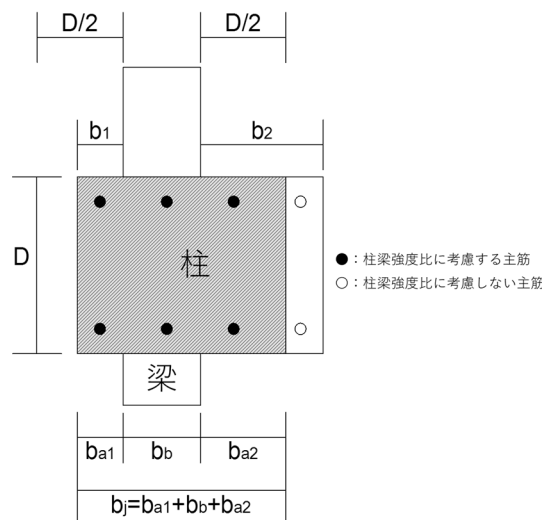


図 3.4.1 柱梁強度比算定のための柱梁接合部の有効幅

柱梁接合部を通過する柱主筋の軸力負担率

柱梁接合部で接合部降伏が起り過大な層間変形が生じると、柱梁接合部に変形が集中する。柱主筋数が少なかったり、拘束鉄筋が少ないと、柱梁接合部内のコアコンクリートが脱落して、コンクリートが柱の軸力を保持できなくなる。その結果、接合部を通過する柱主筋だけが軸力を負担することとなる。柱主筋の軸力比が大きい場合には、主筋が座屈することになり、柱部材の脱落による層支持力の喪失につながり兼ねない。そこで、上柱の長期軸力を柱主筋の全断面積と主筋の降伏強度の積で割った値を軸力比として定義しその目安として検討する。

$$\eta = \frac{N}{A_g \cdot f_y} \quad (\text{式 3.4.12})$$

ここに、 η ：柱主筋の軸力負担率， N ：柱軸力， A_g ：柱梁接合部を通過する柱主筋の断面積の総和，

f_y ：柱主筋の降伏点。

3.4.2 柱梁接合部の構造性能指標による被害要因の分析

3.4.1 節の方法により材料の設計基準強度と設計図書に示された配筋から、柱梁接合部の構造性能指標を算定した。図 3.4.2 は、 X_1 構面と Y_1 構面の 3 階床より上の、a) 柱梁接合部のせん断余裕度、b) 梁主筋の定着余裕度、c) 柱通し主筋の付着余裕度、d) 柱梁強度比、e) 接合部横補強筋比を示している。その値は、左から右の方向に加力した場合のものである。なお、接合部の入力せん断力の算定や柱梁強度比の計算にスラブの協力幅内のスラブ筋を梁上端主筋に参入している。

柱梁接合部のせん断余裕度は、スラブ筋がせん断入力を上昇させない側の柱梁接合部では 1.5 から 2.0 程度、スラブ筋がせん断入力を上昇させる柱梁接合部では 0.8 から 0.9 と 1 を若干下回っていた。靱性保証指針では、スラブ筋が考慮されなければならないかが明記されていないため、靱性保証指針の規定を満たしたかの明確な判定はできないが、概ね満たすレベルであったと言える。

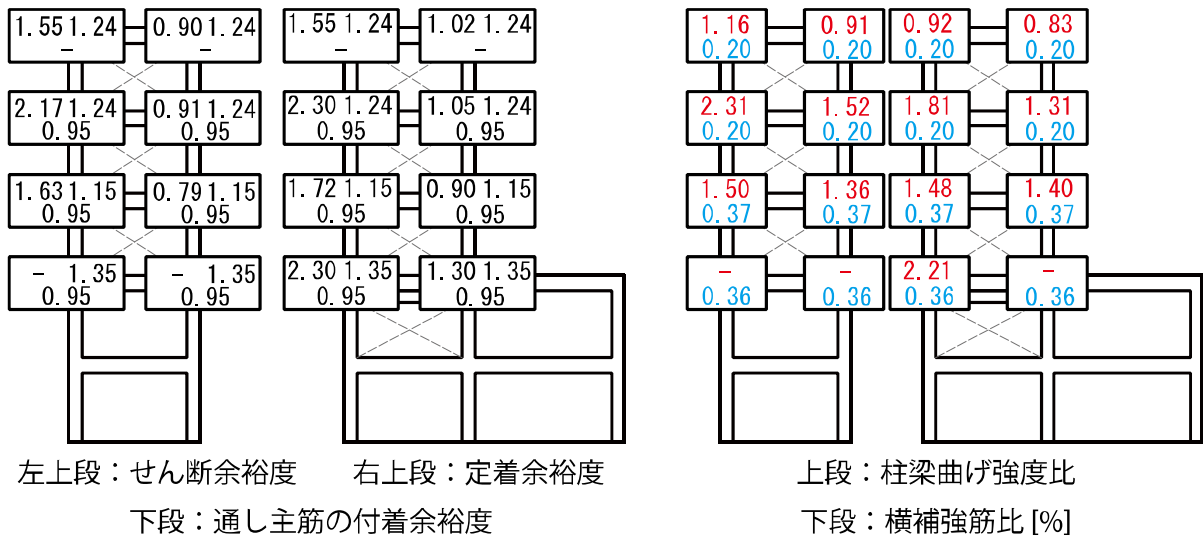
柱梁接合部の折り曲げ定着は、梁主筋の定着余裕度はすべて 1.0 以上あり、靱性保証指針の規定を満たしていた。

柱通し主筋の付着は、付着余裕度が 1.0 を若干下回り 0.95 となったが、大破した 3 階と 4 階の柱梁接合部では、梁曲げ降伏型であるため、柱主筋は降伏に至らないと考えれば、付着応力度は付着強度を概ね下回っていたと考えられる。

接合部横補強筋比は、大破した 3 階と 4 階の接合部で 0.36%ほどあり、4 階と 5 階でも終局強度型指針の最低規定の 0.20%は上回っていた。

柱梁強度比は、スラブ筋により梁曲げ終局モーメントが増大する接合部で、1.3 から 1.5 程度、スラブ筋が梁曲げ終局モーメントが増大させない接合部では 1.5 から 2.3 程度となった。このレベルの柱梁強度比では、過去の実験において接合部降伏が生じている。

大破した 3 階と 4 階ではこれらの柱梁接合部のコアコンクリートが脱落して、主筋の座屈が見られ大きな残留層間変形角が生じたが、支持する軸力を失う倒壊にはいたらなかった。これは、当該柱梁接合部が軸力支持できるかどうかは、コンクリートが脱落した後、主に柱の軸力を負担する柱主筋が座屈するかどうか依存し、柱主筋の断面積、座屈長さを決める拘束筋の間隔、および軸力レベルが関係しているものと考えられる。柱梁接合部における本建物の軸力の目安を検討するため、上柱の長期軸力を柱主筋の全断面積と主筋の降伏強度の積で割った値として表 3.4.1 に軸力比を算出した。建築物 A の Y_1 、 Y_2 通りの 3 階ト形接合部ではそれぞれ 0.18、0.21 であった。したがって、建築物 A では、軸力比が小さく、一部の主筋では座屈も見られたが、柱梁接合部の横補強筋が座屈の進行を妨げて、かろうじて主筋が軸力支持能力を保持したと考えられる。



柱梁接合部強度低下率の値

図 3. 4. 2 建物 A の柱梁接合部の耐震性能

表 3. 4. 1 建築物 A の柱梁接合部における軸力

	3階 (X ₁ Y ₁)	3階 (X ₂ Y ₁)	4階 (X ₁ Y ₁)	3階 (X ₂ Y ₁)
柱幅 b mm	550	550	550	550
柱せい D mm	550	550	550	550
柱主筋の断面積の総和 A_g mm ²	4592	4592	4592	4592
主筋比 ($=A_g/bD$)	0.0152	0.0152	0.0152	0.0152
コンクリート圧縮強度 F_c N/mm ²	20.7	20.7	20.7	20.7
柱主筋の降伏点 f_y N/mm ²	380	380	380	380
長期軸力 N kN	305	364	206	246
軸力比 ($=N/(bDF_c)$)	0.05	0.06	0.03	0.04
軸力比 (鉄筋のみ) ($=N/(A_g f_y)$)	0.18	0.21	0.12	0.14

3.4.3 骨組解析モデルによる被害分析

非線形三次元骨組解析プログラム SNAP ver.7 を用い、X 方向と Y 方向について骨組の弾塑性増分解析を行い対象建物強度と崩壊機構を確認する。また、同じモデルと履歴復元力モデルを用いて、建築物 A の近くで計測された強振観測記録を用いた非線形時刻歴地震応答解析を行い崩壊機構や応答変形を被害と比較する。解析は、三次元骨組モデルによる。柱と梁は材端弾塑性バネモデルによる。耐震壁は 3 本柱置換モデルとする。柱梁接合部は剛としたモデルを用いる。床は剛床を仮定し、基礎固定とする。ただし、本建物は塔状であることから、水平力作用時の柱の変動軸力がその強度と剛性に及ぼす影響が大きいと考え、柱に変動軸力を考慮した復元力特性を設定する MS モデルを採用した。さらに、本建物の柱梁接合部は柱梁強度比が 1.0 に近く接合部横補強筋量が少ないため、接合部降伏により梁端部のモーメントが梁の曲げ強度に達していない可能性があるため、接合部降伏に対応した強度を採用したモデルでの検討も行う。本建物の鉄筋コンクリート壁のモデル化については次の方針による。開口周比が 0.4 以上の開口を持つ壁は袖壁等の非耐力壁としてモデル化し、開口がないまたは開口周比が 0.4 以下の壁については無開口または有開口耐力壁としてモデル化を行うとする。

図 3.4.3 に、ここで採用した鉄筋コンクリート壁のモデル化の図を示す。非耐力壁としてモデル化を行う壁を黄緑色で、耐力壁としてモデル化を行う壁を橙色で表す。この方針に基づいて、以下の 4 種類の構造骨組モデルを設定する。

基本モデル 01 :

部材を全て材端弾塑性バネモデルおよび 3 本柱置換モデルでモデル化し、接合部耐力・変動軸力は考慮していない構造骨組モデル。

基本モデル 02 :

基本モデル 01 のうち柱に MS モデルを適用して静的漸増載荷解析（水平力は A_i 分布に基づく分布）を行い、最大層間変形角 1/25 時点の柱軸力を算定し、その柱軸力を考慮した柱部材の耐力を決定した構造骨組モデル。

接合部耐力考慮モデル 01 :

基本モデル 01 のうち、地震被害で柱梁接合部の損傷が激しい箇所に接続する柱と梁の一部について、材端弾塑性モデルの強度を、(式 3.4.10)、(式 3.4.11) の β_j を用いて算出した柱梁接合部の強度と等しくなるよう終局曲げ強度を低減したモデル。具体的には、図 3.4.4 に示すように静的増分解析において最大変形時点での節点モーメントと危険断面位置モーメントの比率を用いて、接合部耐力 M_j から危険断面位置での値 (M_j') を求める。時刻歴応答解析では、履歴復元力特性モデルを「Degrading Trilinear 型」から「Slip 型」に変更する。

接合部耐力考慮モデル 02 :

基本モデル 02 のうち、地震被害で柱梁接合部の損傷が激しい箇所に接続する柱と梁の一部について、材端弾塑性モデルの強度を、(式 3.4.10)、(式 3.4.11) の β_j を用いて算出した柱梁接合部の強度と等しくなるよう終局曲げ強度を低減したモデル。なお、ここでは、 β_j は短期軸力を用いて算出した。詳細は、接合部耐力考慮モデル 01 と同様である。時刻歴応答解析では、履歴復元力特性モデルを「Degrading Trilinear 型」から「Slip 型」に変更する。

接合部耐力考慮モデル 01 および接合部耐力考慮モデル 02 では、図 3.4.5 において赤丸で囲まれた 12 箇所の柱梁接合部を検討対象とする。実際に耐力低下させた部材の端部を青点にて示す。なお、壁が付帯する部分は柱梁接合部の耐力低下を考慮しない。これらの点で考慮した強度低下率を表 3.4.2 に示す。

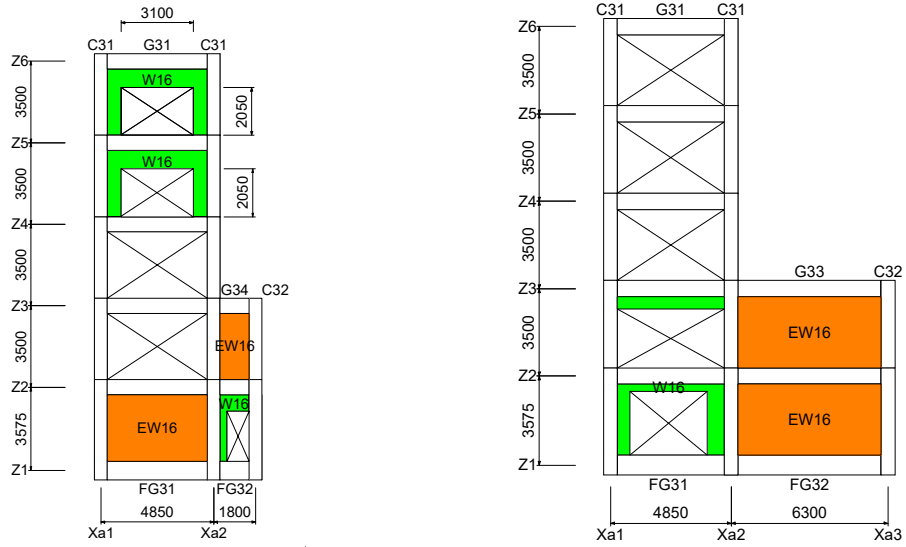


図 3.4.3 Ya2 構面モデル図

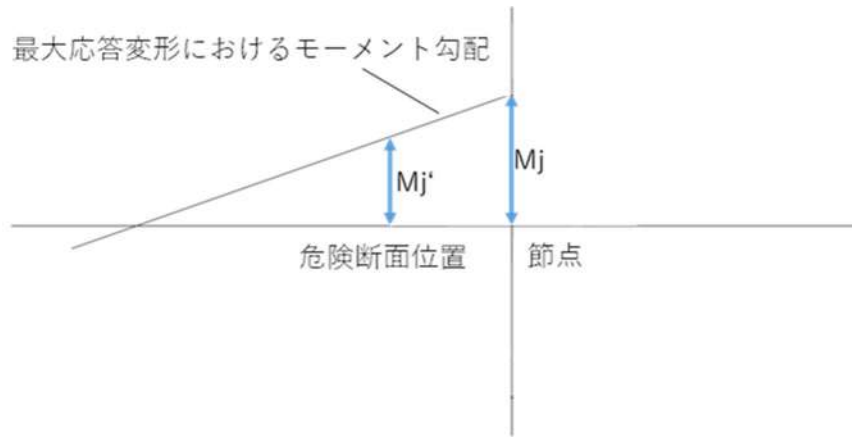


図 3.4.4 M_j と M_j' の関係

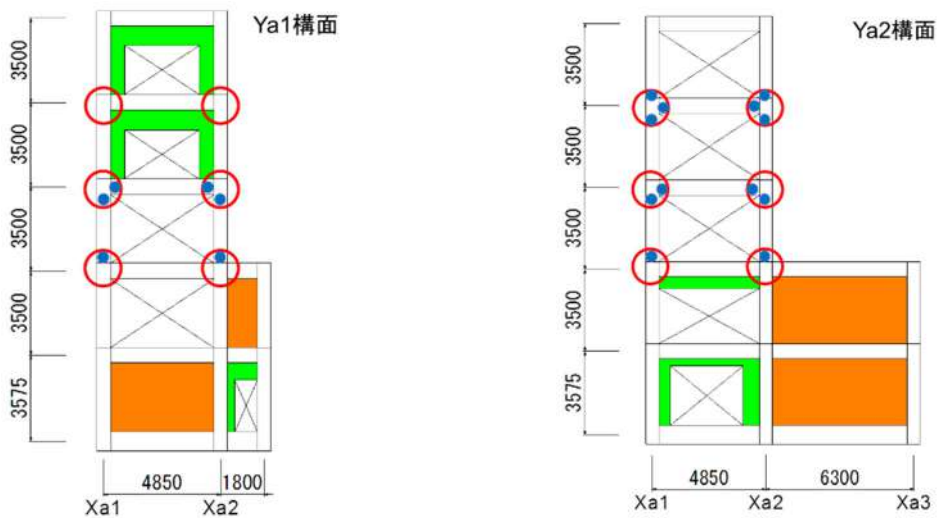


図 3.4.5 接合部耐力検討箇所

表 3.4.2 柱梁接合部の強度低下率

(a) 接合部耐力考慮モデル 01

			上端引張	下端引張
Ya1構面	Xa1	5F	1.000	0.814
		4F	1.000	1.000
		3F	1.000	1.000
	Xa2	5F	0.704	0.954
		4F	1.000	1.000
		3F	1.000	1.000
Ya2構面	Xa1	5F	0.749	1.000
		4F	0.782	0.867
		3F	1.000	1.000
	Xa2	5F	0.901	0.926
		4F	0.744	0.965
		3F	1.000	1.000

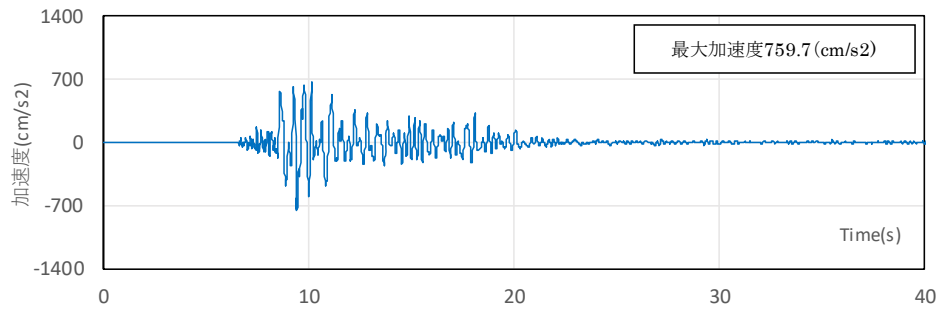
(b) 接合部耐力考慮モデル 02

			上端引張	下端引張
Ya1構面	Xa1	5F	1.000	0.839
		4F	1.000	1.000
		3F	1.000	1.000
	Xa2	5F	0.748	0.924
		4F	1.000	0.758
		3F	1.000	0.917
Ya2構面	Xa1	5F	0.803	1.000
		4F	0.872	1.000
		3F	1.000	1.000
	Xa2	5F	1.000	1.000
		4F	0.850	0.934
		3F	1.000	1.000

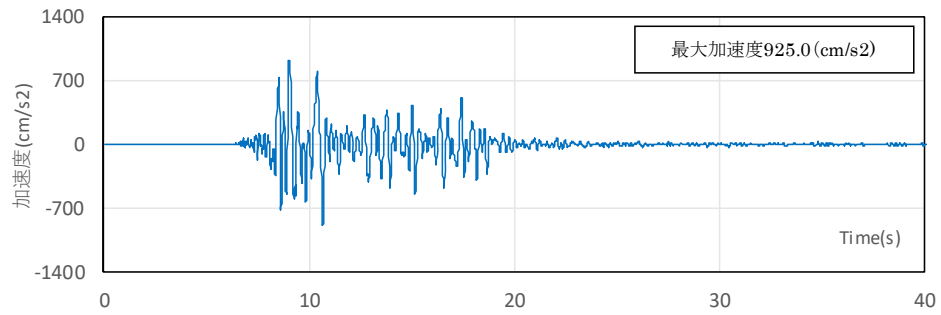
静的解析では、三次元骨組の解析を行う。層せん断力分布はAi分布に基づく分布を仮定する。水平力はX方向とY方向について、それぞれ行う。建物の重量は、表3.2.1に示された構造計算書の値とする。

動的解析は、三次元動的解析とする。2016年熊本地震の前震、本震および2波連続の3つの地震波を使用する。減衰は、剛性比例型で一次固有周期に対する減衰率を2%とする。

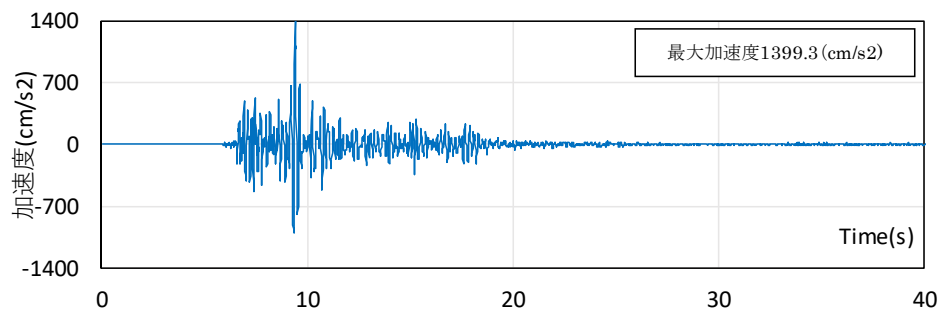
前震、本震のデータはKiK-NET 益城^[3.4.3]のデータを使用する。3方向(NS, EW, UD成分)の時刻40秒までの加速度記録波形を図3.4.6(前震)および図3.4.7(本震)に示し、さらに、減衰率5%の弾性応答スペクトルを図3.4.8および図3.4.9に示す。



(a) NS 成分

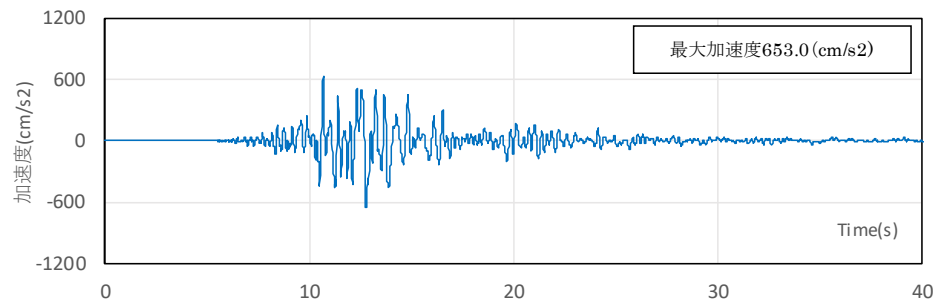


(b) EW 成分

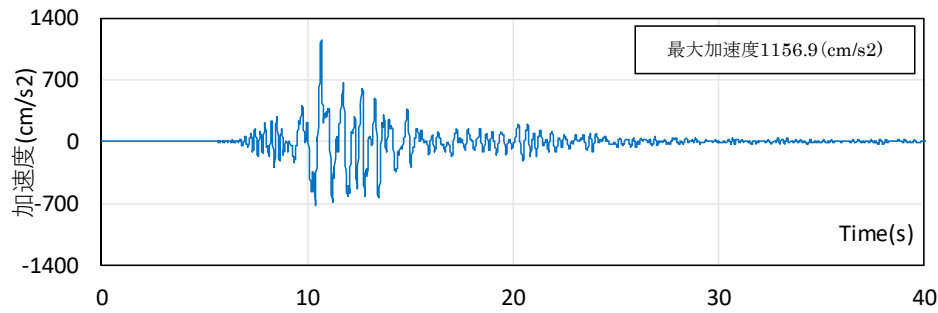


(b) UD 成分

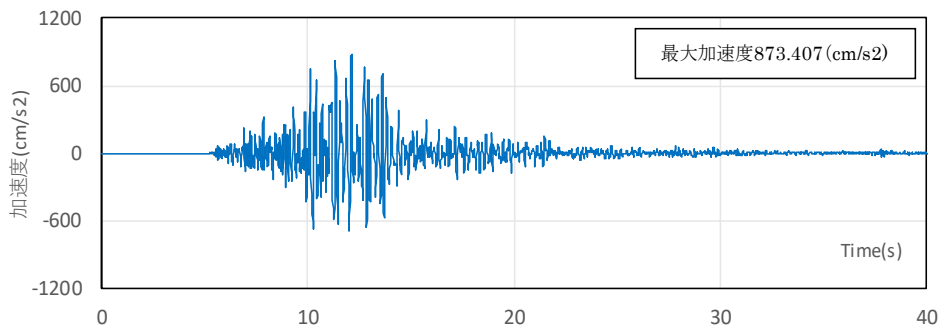
図 3.4.6 KiK-net 益城前震の加速度記録



(a) NS 成分



(b) EW 成分



(c) UD 成分

図 3.4.7 KiK-net 益城本震の加速度記録

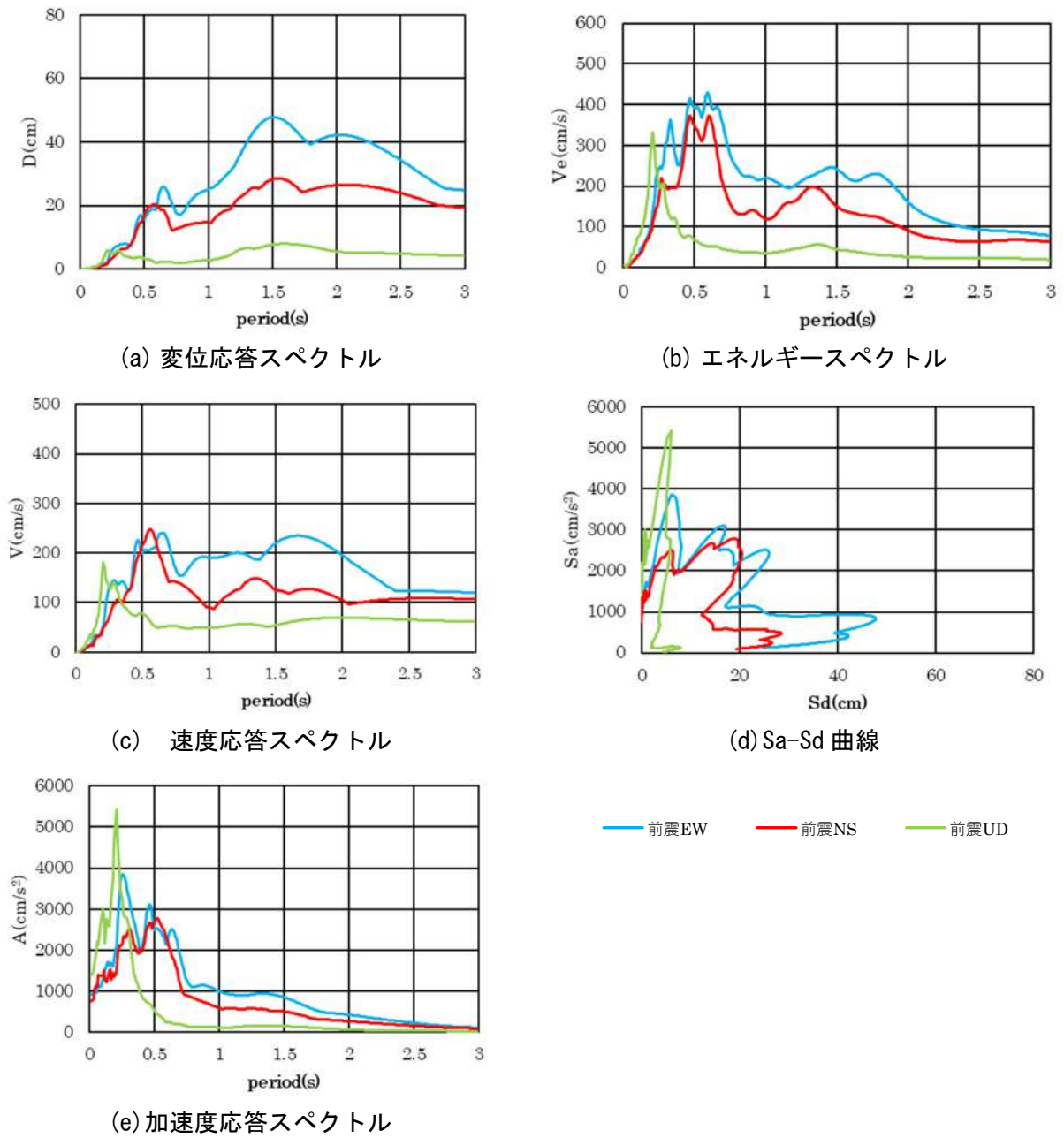
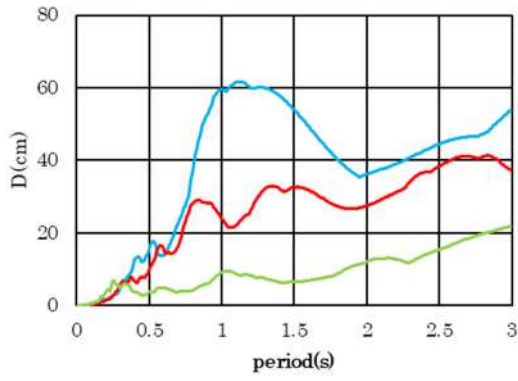
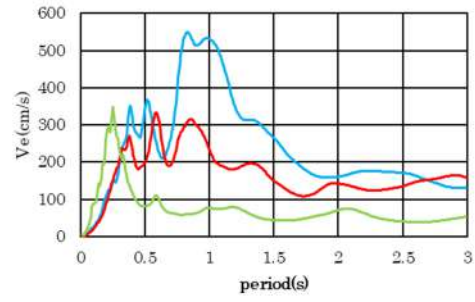


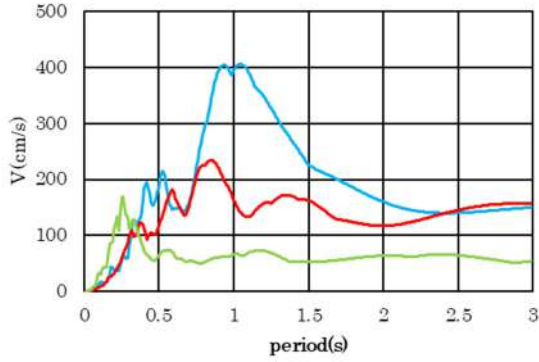
図 3.4.8 KiK-net 益城前震の最大応答スペクトル



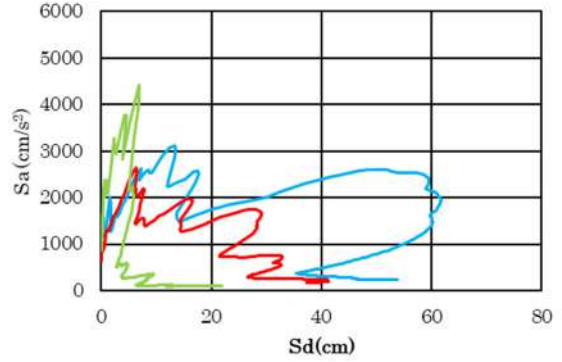
(a) 変位応答スペクトル



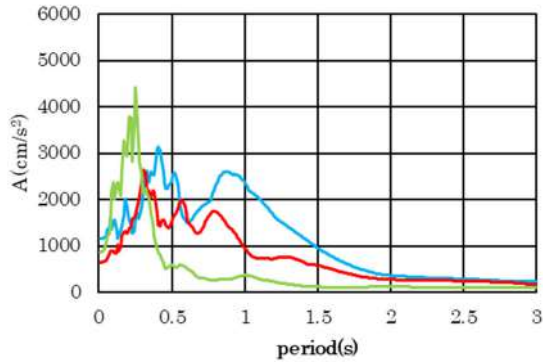
(b) エネルギースペクトル



(c) 速度応答スペクトル



(d) Sa-Sd 曲線



(e) 加速度応答スペクトル

— 本震EW — 本震NS — 本震UD

図 3.4.9 KiK-net 益城本震の最大応答スペクトル

3.4.4 各モデルの解析結果

(1) 固有値解析結果

建物の1次固有周期は全モデルにおいて、X方向は0.138(s)、Y方向は0.210(s)であった。建物の1次固有周期を各地震波の変位応答スペクトルと比較したものを図3.4.10、加速度応答スペクトルと比較したものを図3.4.11に示す。変位応答スペクトルではX方向に比べY方向がやや卓越しているのに対し、加速度応答スペクトルでは両者に差は見られなかった。

(2) 静的増分解析結果

静的増分解析によって得られたX方向とY方向の荷重変形関係を図3.4.12と図3.4.13にそれぞれ示す。

柱梁接合部を考慮しないモデルでは、X方向における3層の層せん断力が1200kNとなっている。これに対し、X方向で柱梁接合部の接合部降伏を考慮して設定したモデルでは、層せん断力が800kNと小さくなっている。さらに、4層目5層目も同様に接合部降伏を考慮して設定したモデルでも層せん断力が同じ割合で低下している。

また、それぞれの層間変形分布を図3.4.14と図3.4.15に示す。なお層間変形分布の凡例は建物の全体変形角がある値に達した時点の結果である。

3層と4層目の層間変形が特に大きくなっている。接合部降伏を考慮して設定したモデルでは、特に3層目の層間変形の割合が大きく4層目の割合は小さくなっている。

Ya1構面及びYa2構面の柱について、変動軸力を図3.4.16に示す。大きな変動軸力が見られるが、図3.4.12(c)、(d)の比較より、層せん断力の値に及ぼす影響は、先に述べた接合部降伏の影響に比べてはるかに小さいことがわかる。

(3) 動的解析結果

動的解析結果として、図3.4.17に最大層間変形分布を示す。なおここで層間変形分布とは、ある層が最大の層間変形角に達した時点の結果である。

基本モデル01、基本モデル02の最大応答変形角分布から1,2層の応答が極めて小さく、特に3,4層において応答変形が大きいことが確認できる。一方で、被害写真の情報に基づいて算出された3~4層の柱の残留変形角はX方向において約5%と考察されている。したがって、基本モデル01と基本モデル02の3層における最大応答変形角は実被害と比べ大きく下回っていることが推測される。

そこで、基本モデル01と接合部耐力考慮モデル01の最大応答変形分布の比較から接合部耐力の影響を分析する。接合部耐力を考慮した接合部耐力考慮モデル01の3層の最大応答変形が基本モデル01の5倍近くとなっており、接合部耐力の影響が大きいことが考察できる。次に、接合部耐力考慮モデル01と変動軸力を考慮した接合部耐力考慮モデル02の比較から変動軸力の影響を分析する。接合部耐力考慮モデル02の3層の最大応答変形は1/25(rad.)で接合部耐力考慮モデル01の1.6倍以上となっており変動軸力の影響が確認できる。また、実被害における柱の残留変形角が約5%であることから、接合部耐力考慮モデル02の応答は概ね妥当であると考察できる。

さらに、図3.4.18にYa1構面とYa2構面の2波連続地震動における最終ヒンジ状態図を示す。図3.3.2と比較すると、Ya1構面の4層に損傷が見られるものの、Ya2構面では実損傷との概ねの整合性が確認でき、最大応答及び建物の損傷の観点から、モデル化が妥当であると言える。

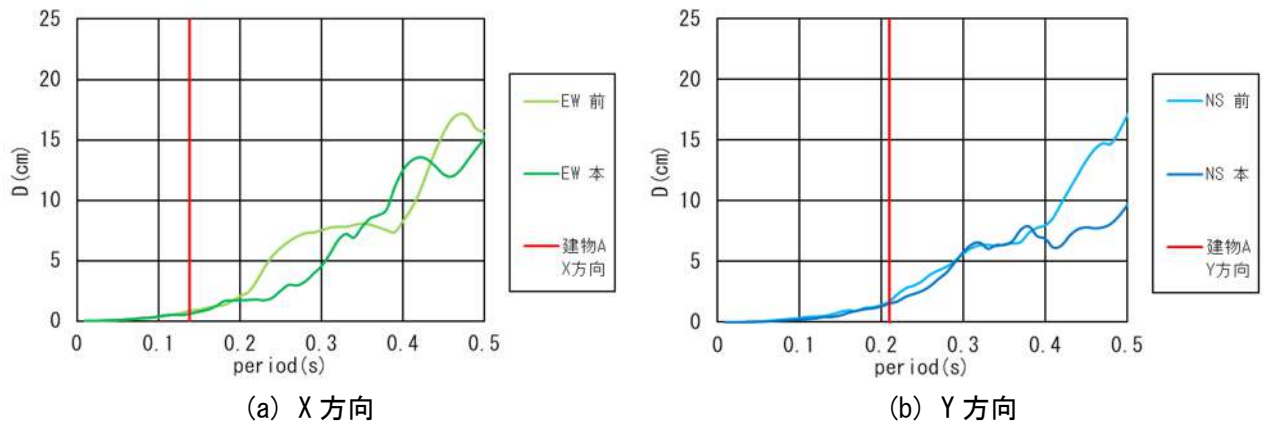


図 3.4.10 変位応答スペクトル比較

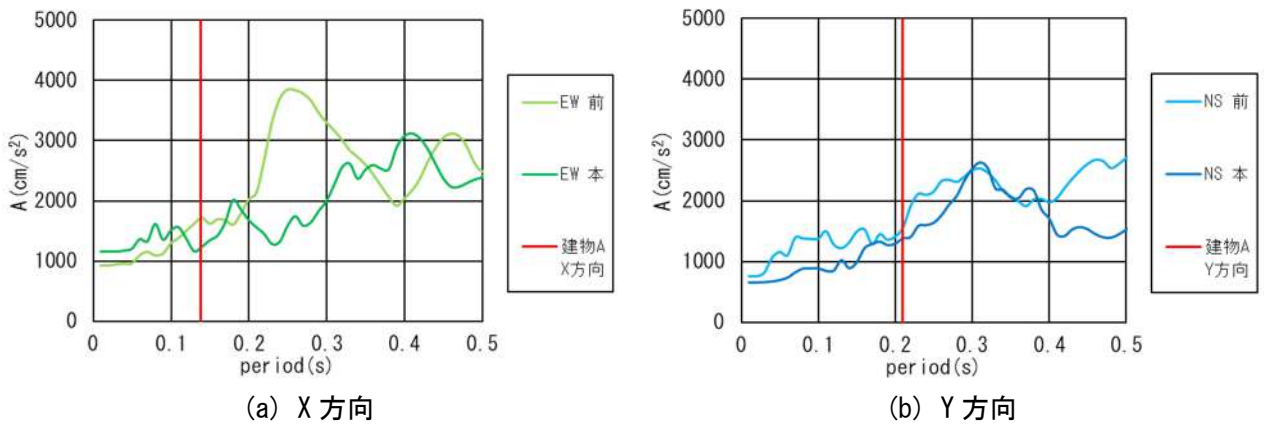


図 3.4.11 加速度応答スペクトル比較

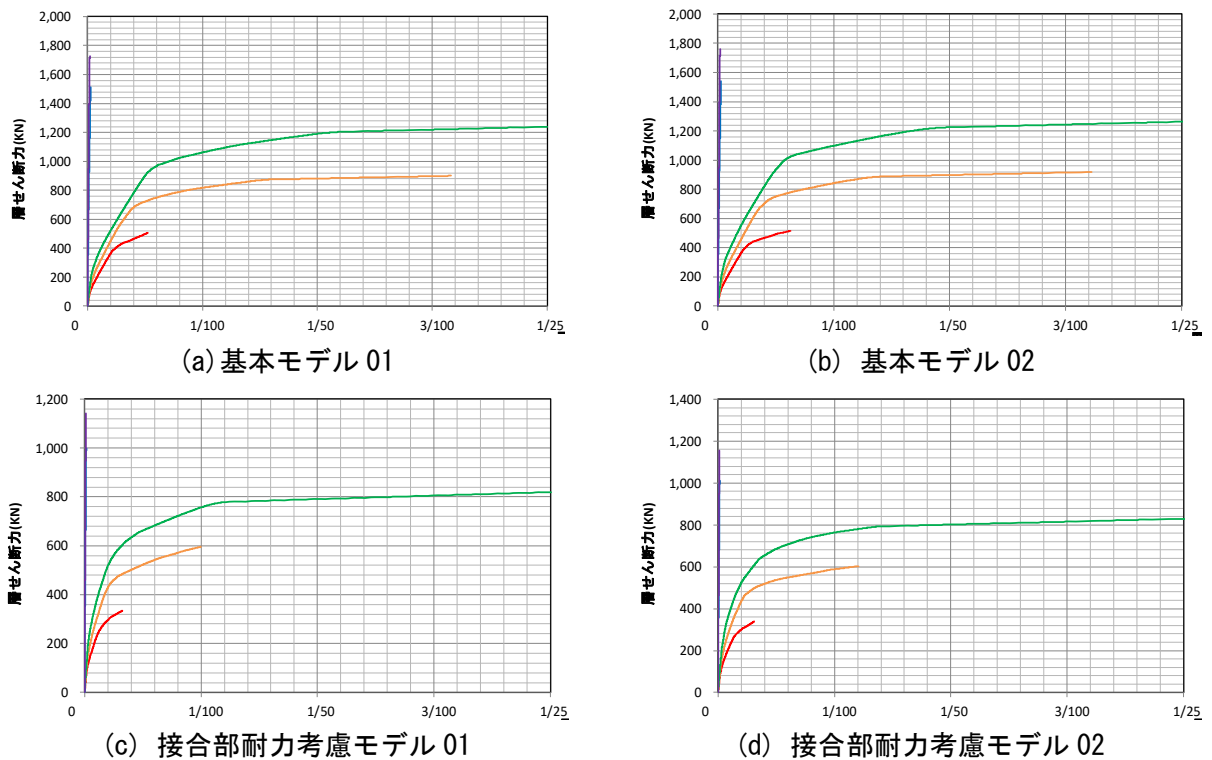
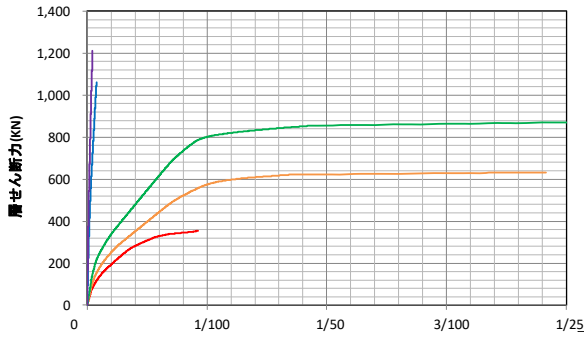
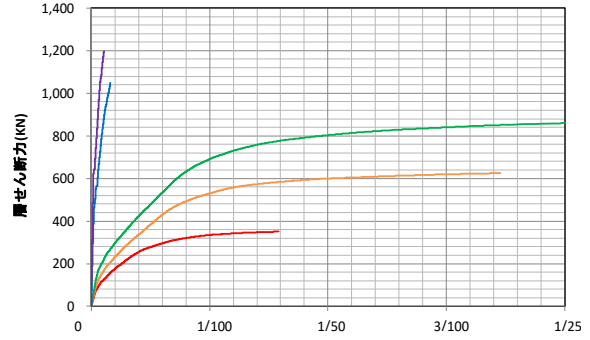


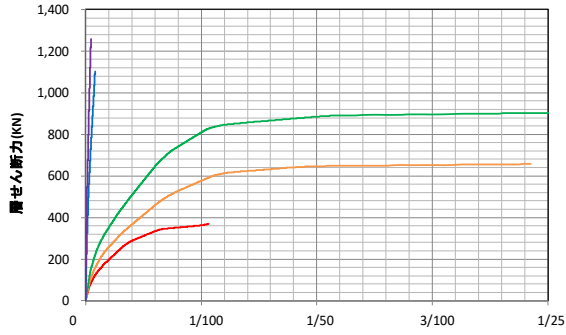
図 3.4.12 層せん断力-層間変形角 (X 方向載荷)



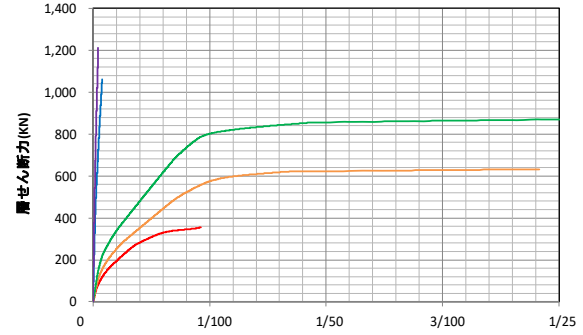
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

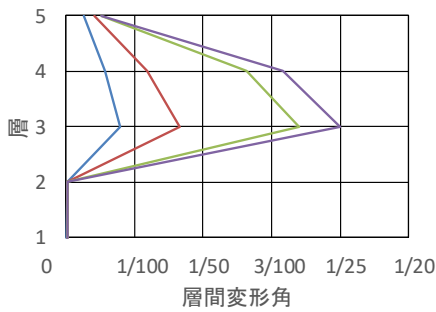


(c) 接合部耐力考慮モデル 01

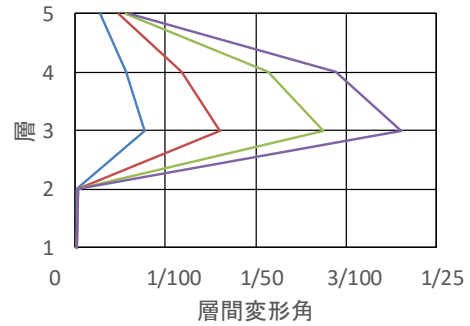


(d) 接合部耐力考慮モデル 02

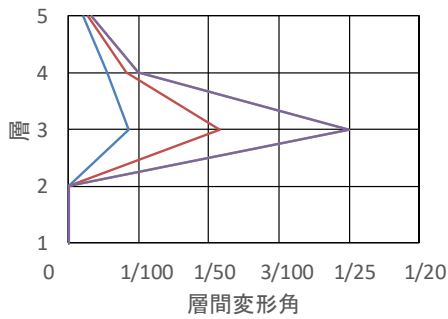
図 3.4.13 層せん断力-層間変形角 (Y 方向載荷)



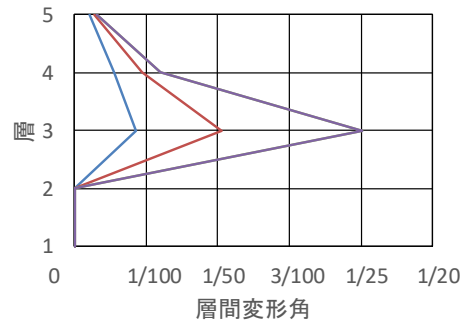
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

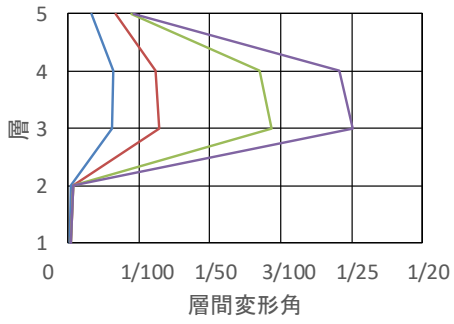


(d) 接合部耐力考慮モデル 01

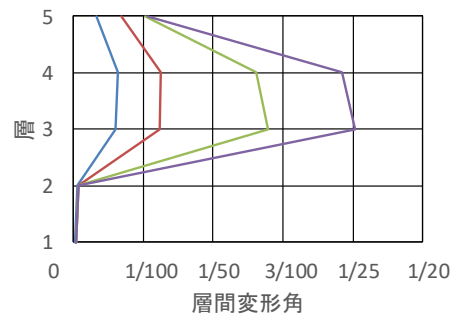


(e) 接合部耐力考慮モデル 02

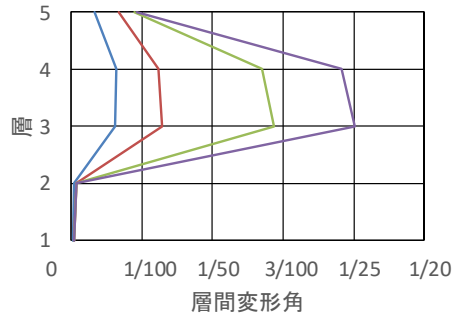
図 3.4.14 層間変形角分布の推移 (X 方向載荷)



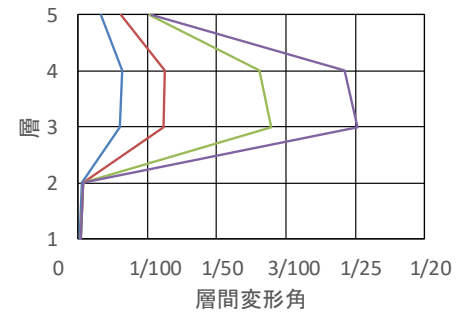
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

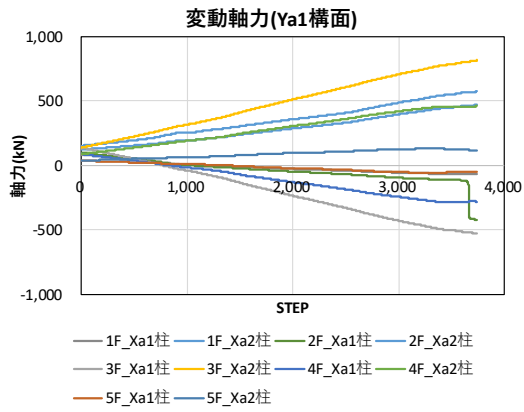


(d) 接合部耐力考慮モデル 01

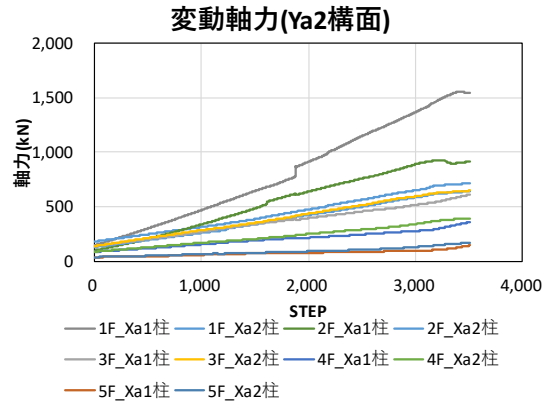


(e) 接合部耐力考慮モデル 02

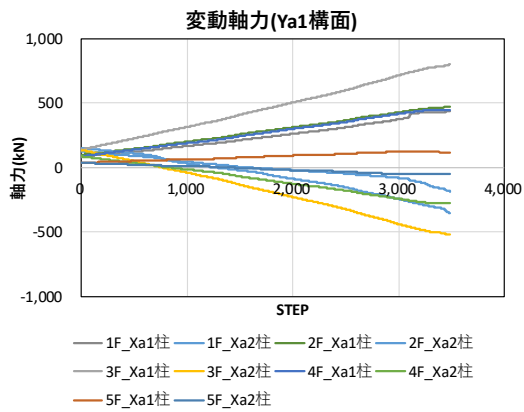
図 3.4.15 層間変形角分布の推移 (Y方向載荷)



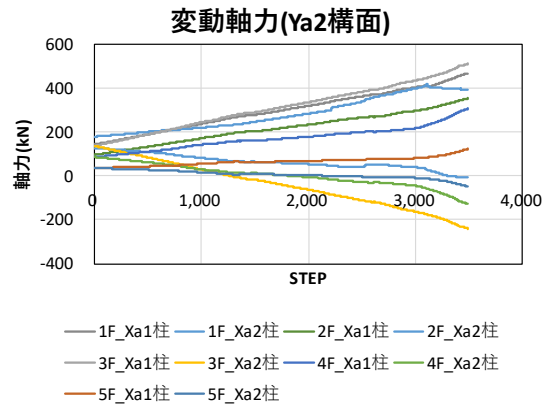
(a) Ya1 構面・正載荷



(b) Ya2 構面・正載荷

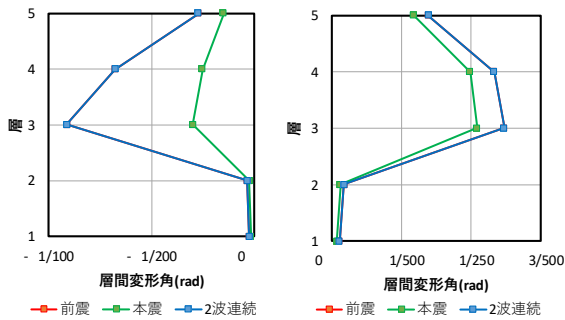


(c) Ya1 構面・負載荷

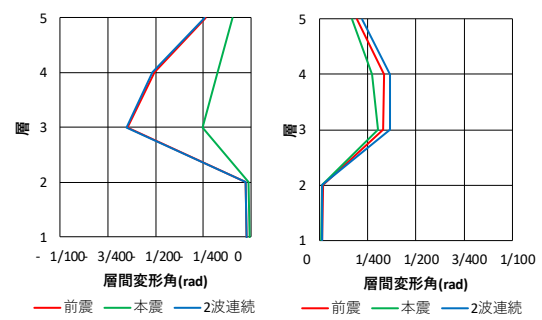


(d) Ya2 構面・負載荷

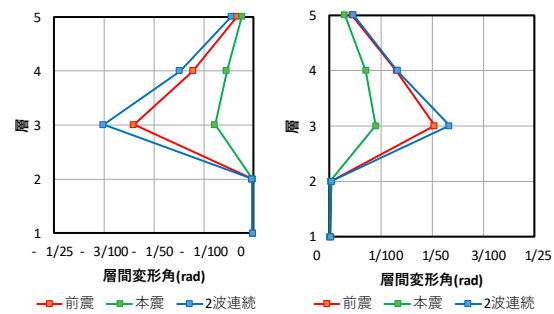
図 3.4.16 変動軸力



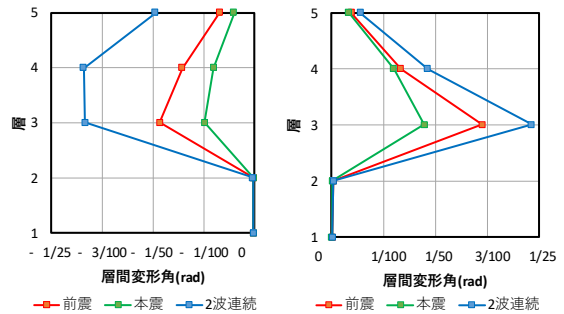
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02



(d) 接合部耐力考慮モデル 01



(e) 接合部耐力考慮モデル 02

図 3.4.17 最大層間変形角分布

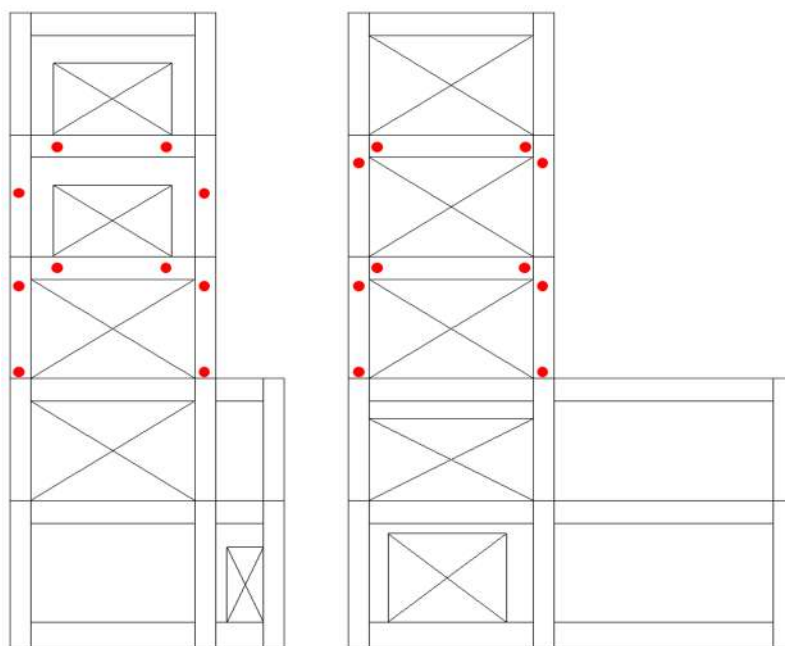


図 3.4.18 接合部耐力考慮モデル 02 ヒンジ状態図(2 波連続における最終状態)

3.5 まとめと今後の課題

熊本県益城町にある RC 造 5 階建て庁舎建物を対象に、柱梁接合部の構造性能指標を適用し検討した結果は次のとおり。

柱梁接合部で接合部破壊した 3 階と 4 階では、靱性保証型指針による、折り曲げ定着、梁主筋の定着の規定を満たしており、柱通し主筋の付着応力度は付着強度を概ね上回っていた。接合部横補強筋比は、靱性保証型指針の最小規定の 0.30% を若干上回っていた。柱梁強度比は、1.3 から 2.3 程度であり過去の実験において接合部降伏が生じるレベルであった。

柱梁接合部の一部の柱主筋に座屈が見られた 3 階と 4 階では、第 9 章の建物 G のように支持する軸力を失う落階は免れた。建物 A では、軸力比が小さく、柱梁接合部の横補強筋が座屈の進行を妨げて、コンクリートの脱落后もかろうじて主筋が軸力支持能力を保持したものと考えられる。

つまり、今後の課題として、現行耐震規定においては、接合部降伏に関する耐震規定のさらなる合理化、倒壊余裕度に影響を及ぼす柱梁接合部の軸力の影響についての検討が重要であることが確かめられた。

また、本研究では、熊本県益城町にある RC 造 5 階建て庁舎建物を対象に、建物のモデル化を行い、解析結果と実被害の比較を行い、以下の結論を得た。

- ・基本モデルと接合部耐力考慮モデル 01 の比較から、接合部耐力を考慮したモデルの最大応答は基本モデルに対して 5 倍程度大きく、特に 3 層でその影響が大きいことから、本建築物における接合部耐力が最大応答に与える影響の大きさを確認できる。
- ・接合部耐力考慮モデル 01 と 02 の比較から、変動軸力を考慮したモデル 02 の応答が大幅に増加し、特に 3 層では 1.6 倍以上増加していることから、本建築物における変動軸力が最大応答に与える影響の大きさを確認できる。
- ・動的解析結果と実被害状況との比較より、接合部耐力考慮モデル 02 の各層最大層間変形角を見ると損傷の激しい 3 層で 1/25 を近く応答が確認できる。実被害においても目視で確認できる程度の大きな応答があり、3 層部分が大きく変形する傾向を捉えられている。また、ヒンジ状態図の比較より、被害

の大きかった Ya2 構面は実損傷との概ねの整合性が確認でき、本モデルが実被害の特徴を概ね捉えているものと思われる。

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

- [3.1-1] 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計, 1998
- [3.1-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針, 1991
- [3.1-3] 建築研究所：建築研究所熊本地震被災報告書（5.5.2）, 2016
- [3.3-1] 日本建築防災協会『再使用の可能性を判定し復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針』, 2015
- [3.4-1] 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
- [3.4-2] 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(案)・同解説, 2016
- [3.4-3] 国立研究開発法人防災科学技術研究所（NIED）強震観測網（K-NET, KiK-NET）
(<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)