

説明資料(6) 開口を有する複合ブレース架構の実験

1. 実験目的

本実験の目的は、開口を有する場合の枠鉄骨および開口部補強材（ゾロプレートおよびゾロアンカー）の力学的性能、上下梁が通常断面である場合の複合ブレース架構の破壊メカニズムおよび終局耐力、変形性能を確認することである。

2. 実験計画

2.1 実験因子および試験体

実験計画を表 1.1、既存 RC 架構の形状寸法および配筋を図 1.1、補強詳細を図 1.2.1～1.2.3 に示す。既存 RC 架構の形状寸法は、標準的な RC 造建物の桁行架構を想定した縮小率 1/2.5 の 1 層 1 スパン架構である。開口幅は 400mm で共通とし、実験因子は開口位置（中央、片側）およびブレース形状（K 型、マンサード型、片流れ型）である。

上下梁で補強架構の耐力が決定される場合の試験体の破壊状況を確認するため、また開口部まわりの補強詳細が梁に及ぼす影響を確認するため、説明資料(4)で実施された実験とは異なり、上下梁の断面および配筋を、実建物を想定した形状とした。

表 1.1 実験計画

試験体	開口部		補強 ^ブ レース		既存RC部			
	幅 (mm)	位置	形状	断面	上下梁		柱	
					断面	配筋	断面	配筋
No. 1	400	中央	K型	BH- 80x80 x6x6 SS400	180 × 300 (mm)	(主筋) 2-D16 pt=0.84%	240 × 240 (mm)	(主筋) 12-D13 pg=2.64%
No. 2		中央	マンサード ^ト 型			(肋筋) 2-D6@100 pw=0.35%		(帯筋)
No. 3		片側	片流れ 型					

(共通事項)

- 1) 内法スパンLo=1560mm、内法高さHo=1200mm
- 2) 柱軸力比：0.15
- 3) 既存RC部配筋、鋼種：SD295A

2.2 開口部の補強仕様

(1) 開口部

補強架構における開口部および開口部周りの補強仕様は、本設計指針に基づいて計画しており、以下は各試験体とも共通の仕様である。

ゾロプレートは幅 120mm、厚さ 12mm とし、エポキシ樹脂との接着面はショットブラスト処理とした。開口部のアンカー筋は、開口中央部ではゾロアンカー、開口端部では在来型のあと施工アンカーとした。ゾロアンカーはエポキシ樹脂系の注入式接着アンカーであり、エポキシ樹脂は、ゾロプレートー既存 RC 部間接着部とを同時に充填した。ゾロアンカーはφ18(SS400)の丸鋼から切削加工にて皿部およびネジ部を製作し、80mm ピッチでダブル配置とした。

(2) 開口部周り下枠部

通常の間接接合部と同様の仕様とするが、接合鋼板を幅 80mm 厚さ 12mm とした。本工法設計施工指針では、開口部のアンカー併用接着接合部せん断力を期待するときには、ゾロプレートと接合鋼板とを一体化するが、本実験ではゾロプレートと同じ板から加工して製作した。

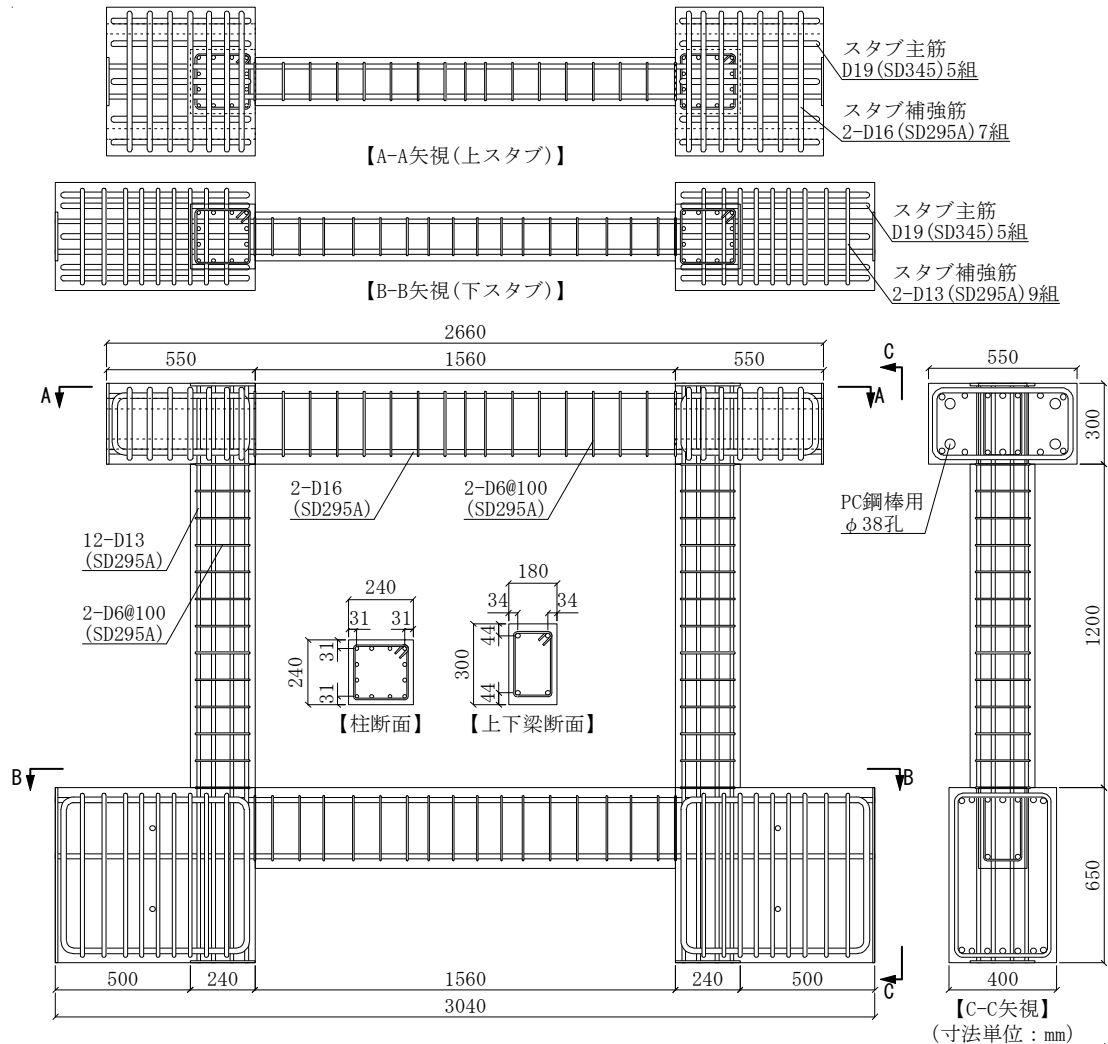
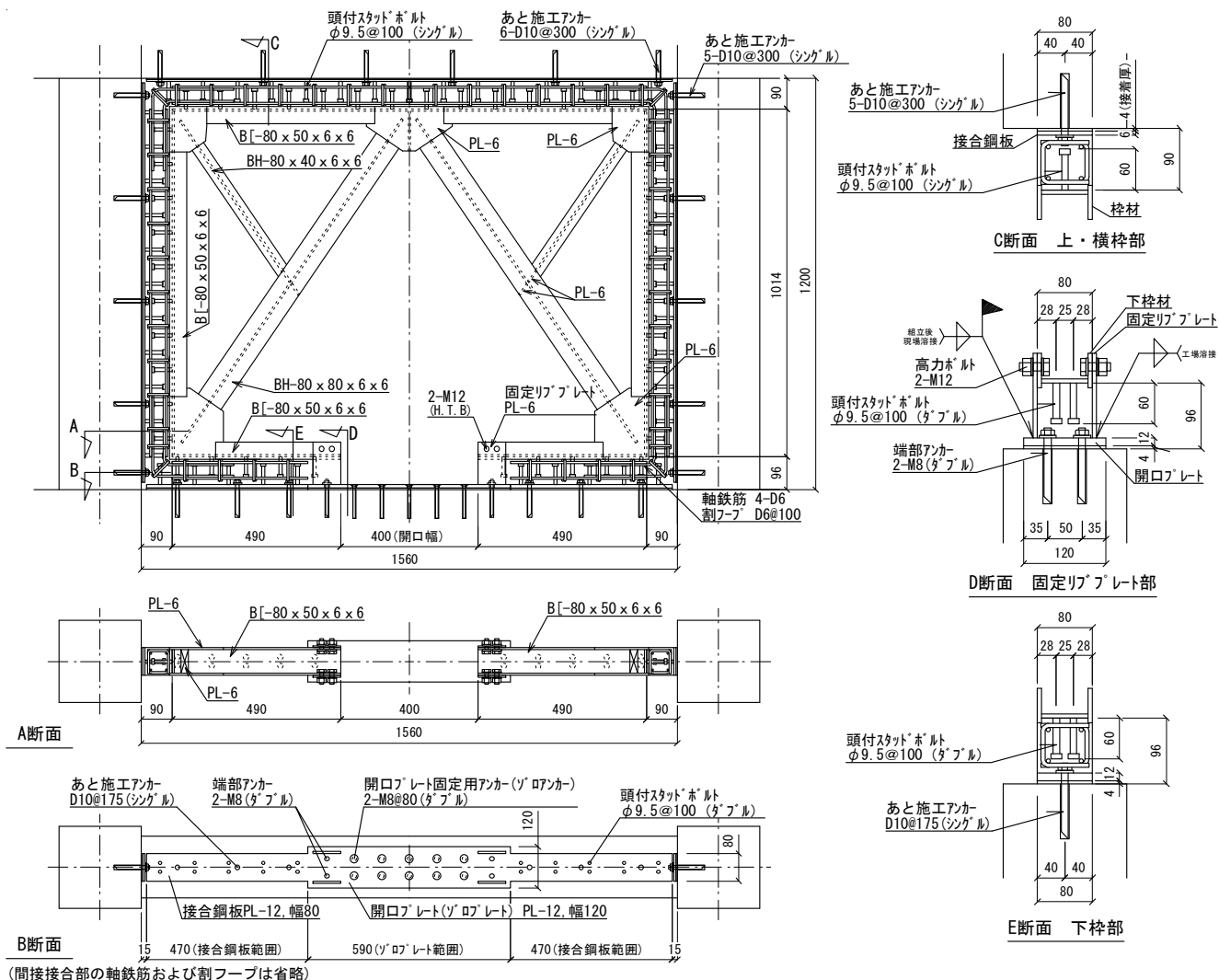


図 1.1 既存 RC 架構の形状寸法および配筋



(a) 補強部の形状寸法および配筋

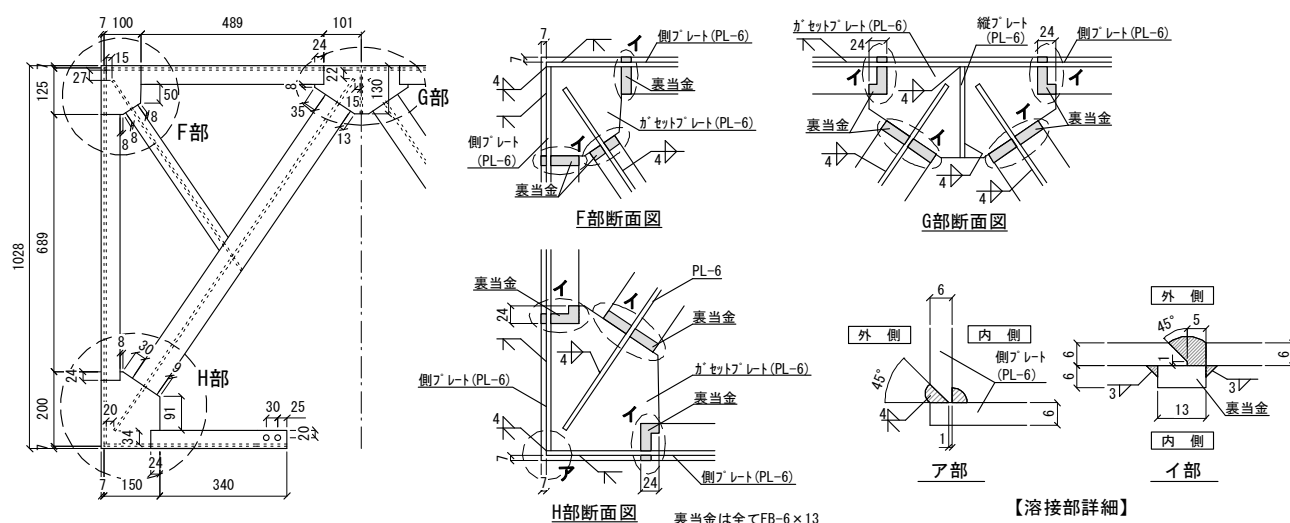


図 1.2.1 補強ブレース、杵材詳細(試験体 No. 1 : K 型ブレース)

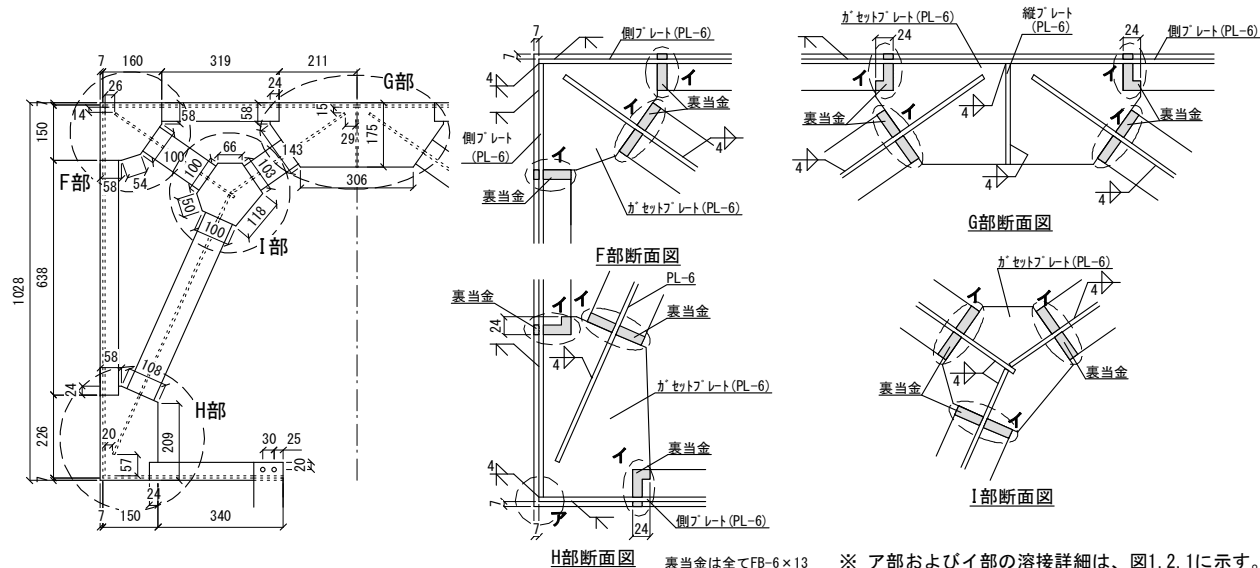
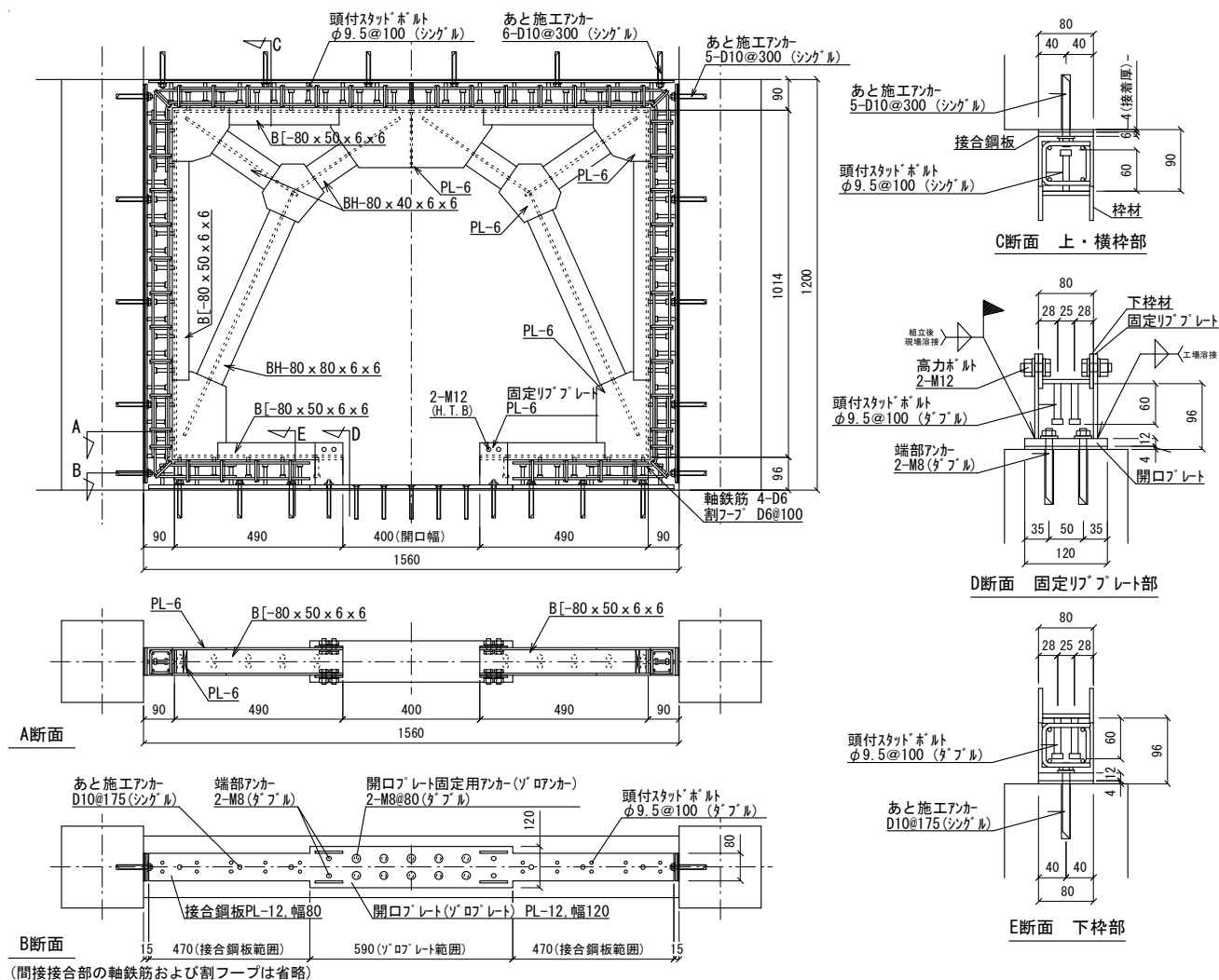
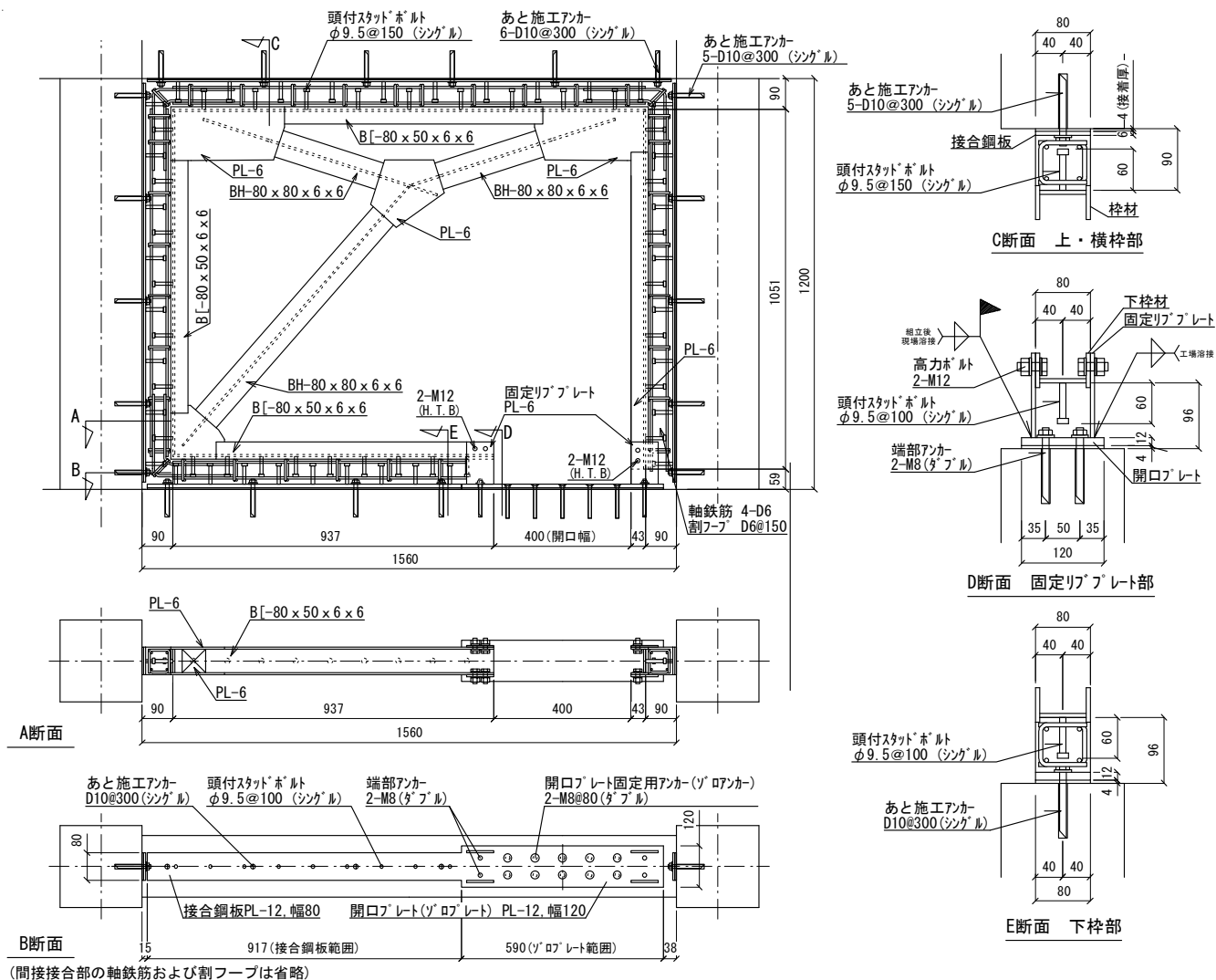
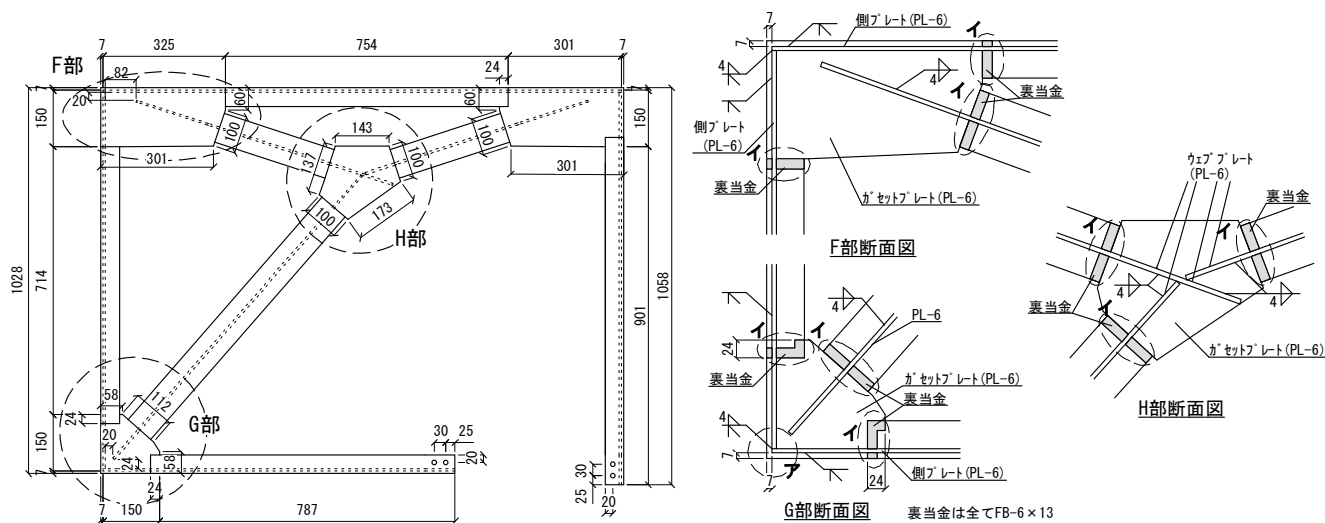


図 1.2.2 補強ブレース、杵材詳細(試験体 No. 2: マンサード型ブレース)



(a) 補強部の形状寸法および配筋



(b) 鉄骨ブレースの詳細

図 1.2.3 補強ブレース、枠材詳細(試験体 No. 3 : 片流れ型ブレース)

2.3 使用材料

コンクリート、グラウト、棒鋼および鋼板の材料試験結果を表 1.2 に示す。

表 1.2 材料試験結果

(a) コンクリート						(b) グラウト				
打設箇所	使用試験体	σ_B (N/mm ²)	ε_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	打設箇所	σ_B (N/mm ²)	ε_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm ²)	σ_t (N/mm ²)
既存 RC 架構	No. 1	27.0	1.86	28.2	2.55	接合部	72.4	4.27	26.0	3.24
	No. 2	28.3	1.85	29.7	—					
	No. 3	26.6	2.02	25.6	2.16					

1) σ_B : 圧縮強度、 ε_{co} : σ_B 時ひずみ

E_c : ヤング係数、 σ_t : 割裂強度

2) 試験値は、各3本の平均値を示す。

1) σ_B : 圧縮強度、 ε_{co} : σ_B 時ひずみ

E_c : ヤング係数、 σ_t : 割裂強度

2) 試験値は、各6本の平均値を示す。

(c) 棒鋼(鉄筋、アンカー筋、ねじ、頭付きスタッド)

呼び名	鋼種	使用試験体	使用部位	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
D6	SD 295A	全試験体	柱帯筋, 梁肋筋	415	528	28
D6			割フープ	470	549	21
D10			アンカー筋	351	484	30
D13			柱主筋	349	496	30
D16			梁主筋	354	515	28
φ 9.5	SS	400 相当	頭付きスタッド	399	460	—
φ 18	ゾロアンカー母材		351	481	32	
M8	端部アンカー筋		460	539	—	

1) σ_y : 降伏点、 σ_u : 引張強度

2) 試験値は、各3本の平均値を示す。

3) — は、測定していないことを示す。

(d) 鋼板

公称厚さ	材質	使用試験体	使用部位	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
PL-6	SS 400	全試験体	枠材、ブレース材 上部接合鋼板 柱側面接合鋼板	348	456	24
PL-12			ゾロプレート 下部接合鋼板	288	426	32

1) σ_y : 降伏点、 σ_u : 引張強度

2) 試験値は、各3本の平均値を示す。

3. 実験方法

本実験では、図 2.1 に示すように、油圧ジャッキを用いて両側柱に一定軸力 N_c ($N_c = 0.15 \cdot \sigma_B \cdot A_c \times 2$ (kN))、 σ_B : 既存 RC 部コンクリート実圧縮強度、 A_c : 柱 1 本の断面積) を加えた状態で、押し引き型油圧ジャッキを用いて、上梁の中心軸に水平力を加力した。その際、上梁両端より水平方向の圧縮力と引張力を両側の油圧ジャッキを用いて同時に加え、試験体頂部の水平変形に追従できるように、軸力載荷用ジャッキの底部にニードルローラーを挿入した。下梁部では、水平方向への移動を拘束するため、試験体固定用油圧ジャッキを用いて支持するが、下梁に軸力を与えないよう、加力前に予め圧縮力は加えないこととした。

載荷履歴は、目標層間変形角が (2、4、6.7、13.3、20) $\times 10^{-3}$ rad. で 2 サイクル、 33.3×10^{-3} rad. で 1 サイクルの正負繰り返し載荷およびその後の正加力方向へ単調載荷した。層間変形角算定時に

おける階高は、柱脚から加力点までの高さ（=1350mm）とした。

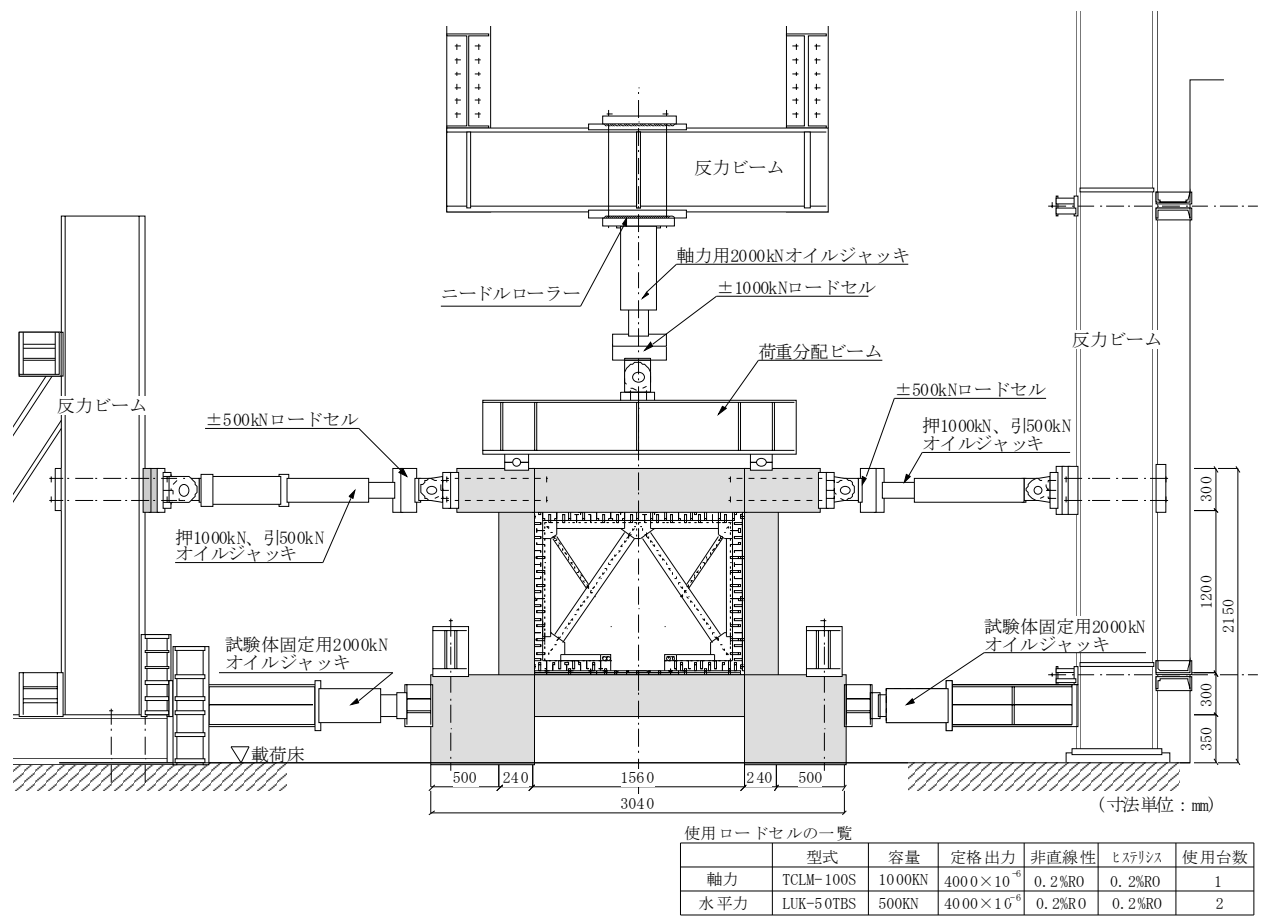


図 2.1 実験装置

3. 実験結果および考察

3.1 荷重－変形関係および破壊状況

各試験体の $Q-R$ 関係および正加力時包絡線を図 3.1、 $R=13.3 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時のひび割れ状況を写真 3.1 に示す。 Q はせん断力、 R は層間変形角を示す。図 3.1(a)～(c) 中には、最大耐力 $Q_{\max}$ 、最大耐力時層間変形角 $R_{\max}$ 、限界層間変形角 R_{80} および主な発生現象を示した。 R_{80} は耐力が最大耐力の 80% に低下した時の層間変形角である。

(a) 試験体 No. 1, 試験体 No. 2

試験体 No. 1, No. 2 とともに、 $R=0.6 \sim 1.5 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時に上梁と上枠間の接合鋼板－グラウト界面にひび割れが発生し、層間変形角の増大に伴い、ずれ変形が顕著となった。 $R=2 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 付近に引張側柱脚部、 $R=3 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 付近に上梁材端部にせん断ひび割れが発生した後、両試験体ともに $R=13 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時に圧縮側ブレースに局部座屈が発生し、No. 1 では $R=13.1 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時、No. 2 では $R=20.1 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時に最大耐力に達した。最大耐力以降、圧縮側柱脚部および上梁材端部のせん断ひび割れが拡大するとともに、圧縮側ブレースの面外座屈が進展した。

$R=13.3 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時のひび割れ状況は、写真 3.1 に示すように、上梁材端部、西側柱脚のせん断ひび割れ幅および上梁底面－接合鋼板間のずれの進展が見られる。一方、下梁の開口部直下には、せん断ひび割れは生じなかった。

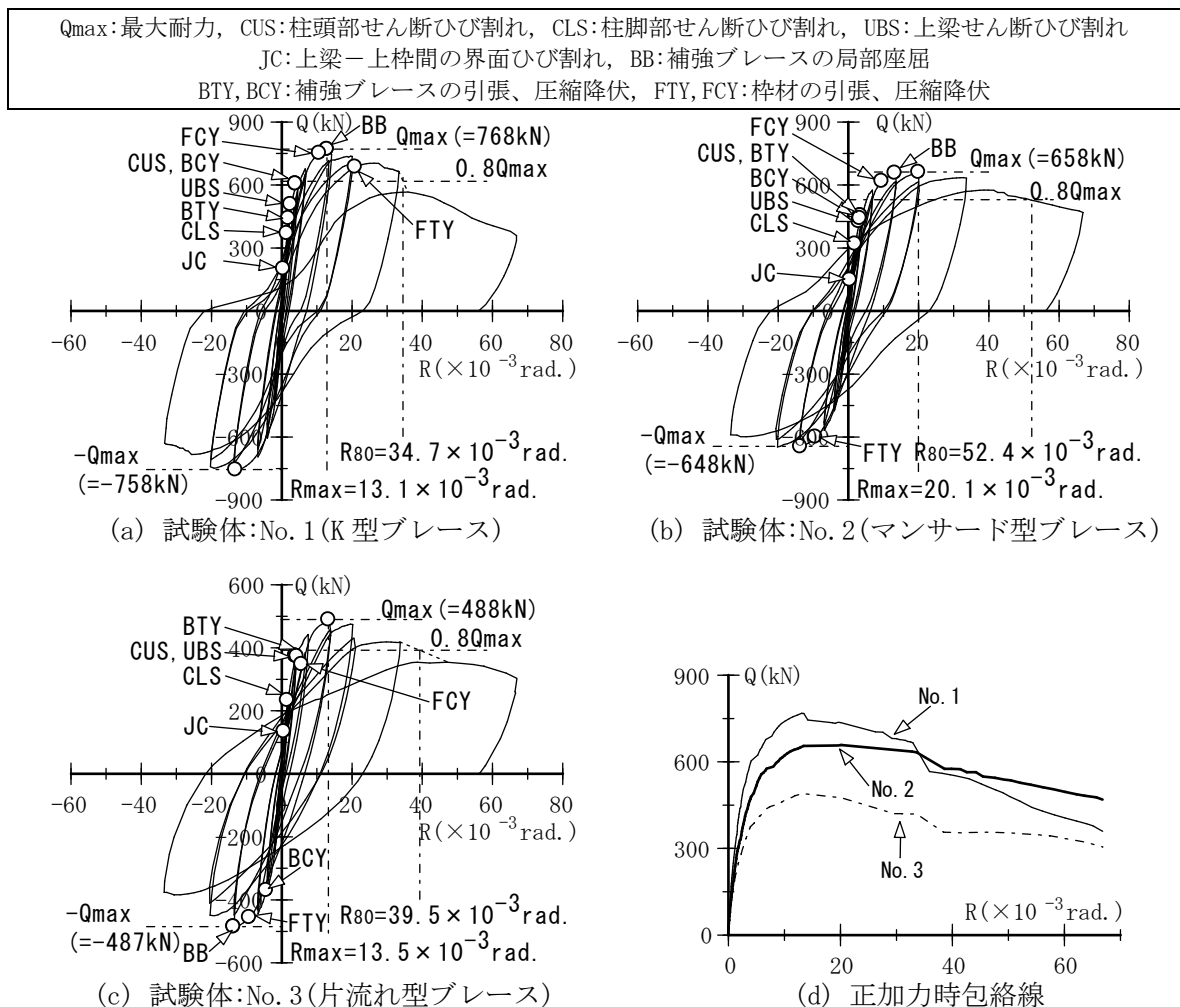


図 3.1 $Q-R$ 関係

図 3.1(a), (b), (d)に示すように、No. 1 では $R=33 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時以降に耐力の低下が顕著であったため、 R_{80} は $34.7 \times 10^{-3} \text{rad.}$ となった。一方、No. 2 の耐力低下は緩やかであり、 R_{80} は $52.4 \times 10^{-3} \text{rad.}$ であった。

(b) 試験体 No. 3

試験体 No. 1, No. 2 と同様に、上梁と枠材間および柱と枠材間の界面(接合鋼板－グラウト)にひび割れが発生し、層間変形角の増大に伴い、ずれ変形が顕著となった。 $R=1.6 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時に引張側柱脚部、 $R=2.7 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時に上梁材端部にせん断ひび割れが発生した後、 $R=13.1 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時に最大耐力に達した。最大耐力時、下梁の開口部直下には、せん断ひび割れは生じなかった。

最大耐力以降、 $R=33.3 \times 10^{-3} \text{rad.}$ までは上枠フランジが局部座屈し、圧縮側柱脚部および上梁材端部のせん断ひび割れが拡大するとともに、上枠フランジの局部座屈が進展した。

図 3.1(c), (d)に示すように、耐力の低下は緩やかであり、 R_{80} は $39.5 \times 10^{-3} \text{rad.}$ であった。

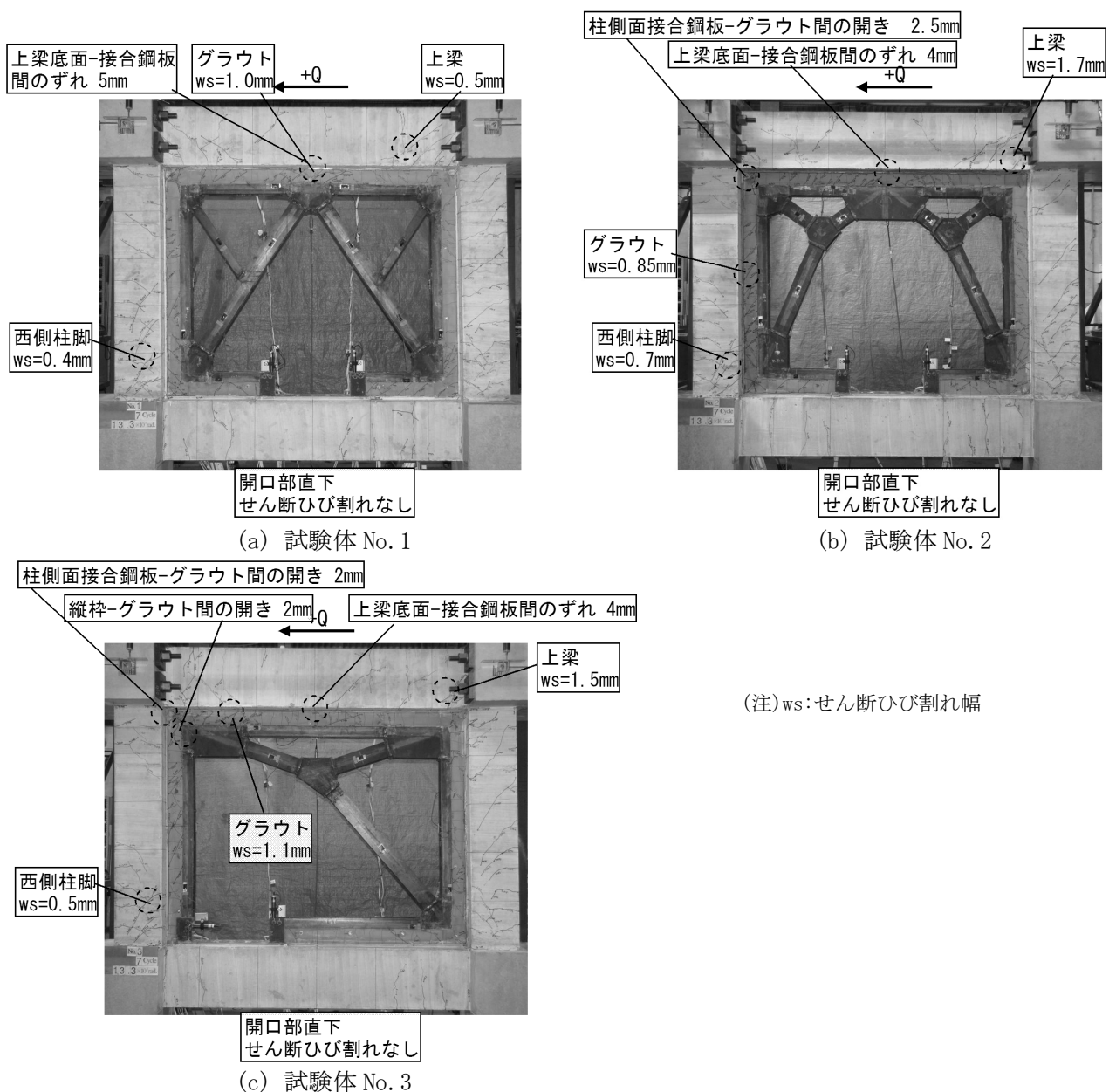


写真 3.1 $R=13.3 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時のひび割れ状況

3.2 開口部近傍の各鋼材ひずみについて

ここでは、図 3.2 に示す、開口部近傍の各鋼材ひずみについて述べる。

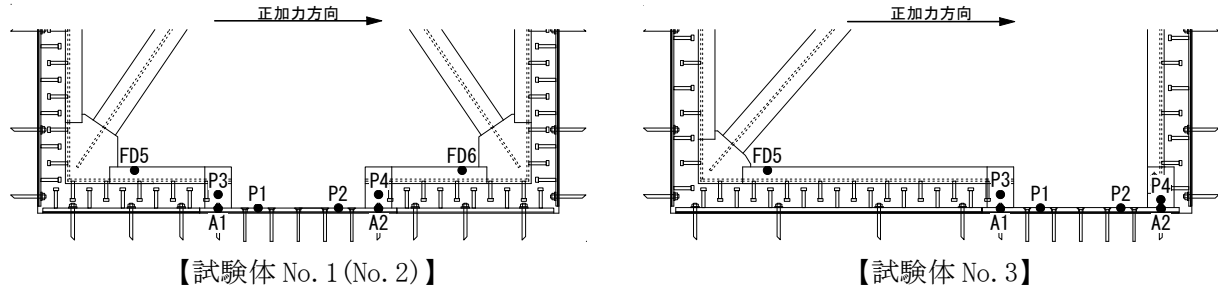


図 3.2 各試験体の開口部近傍のひずみ測定位置

3.2.1 下枠ひずみ ε_{FDi} の推移

正加力時における各試験体のガセットプレート近傍の下枠ひずみ ε_{FDi} の推移を図 3.3 に示す。

- ・各試験体ともに、降伏ひずみまで達しなかった。

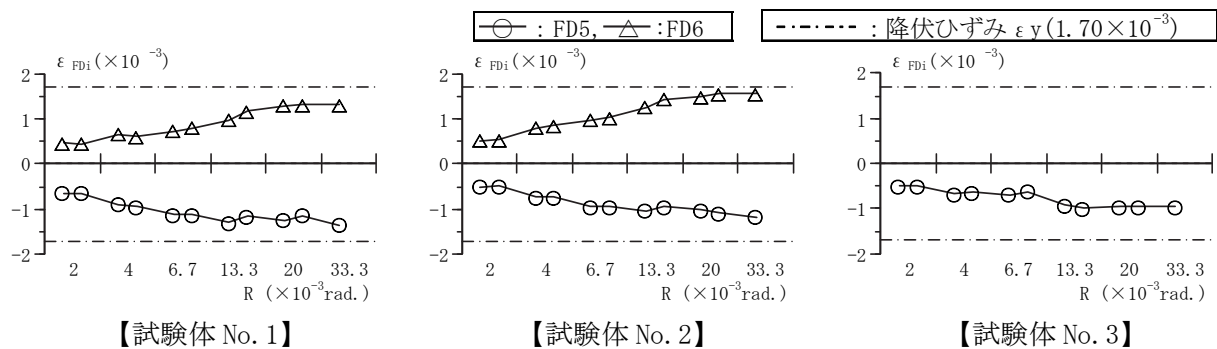


図 3.3 下枠材ひずみの推移（正加力時）

3.2.2 端部アンカー筋ひずみ ε_{A1} , ε_{A2} の推移

正加力時における各試験体の開口部・端部アンカー筋ひずみ ε_{A1} , ε_{A2} の推移を図 3.4 に示す。端部アンカー筋ひずみは、同アンカー筋に取り付けた簡易ロードセルのひずみから求めた。

- ・各試験体ともに、弾性範囲に留まった。

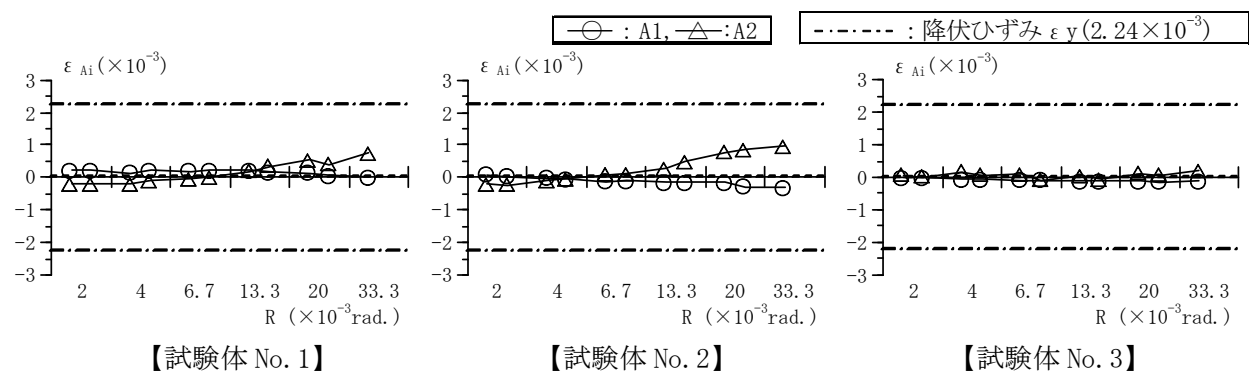


図 3.4 端部アンカー筋ひずみの推移（正加力時）

3.2.3 端部アンカー筋に生じる引き抜き力 T_p の検討

ここでは、端部アンカー筋に生じる上向きの引き抜き力 T_p を検討する。図 3.5 に示すように、ガセットプレート近傍の下枠に生じるモーメントが端部アンカー筋に引き抜き力 T_p を与えると仮定した。検討結果を表 2 に示す。ここに、 M_p は下枠の全塑性モーメント、 $(T_p)_{cal}$ は下枠が M_p に達したときに端部アンカー筋に生じる引き抜き力、 M_{test} は最大耐力時に下枠に生じる軸ひずみ (ε_{FDi}) の差から算定されるモーメント、 $(T_p)_A$ は最大耐力時の端部アンカー筋ひずみから算出した引き抜き力実験値である。 M_p を算出する際の下枠の材料強度は、規格最小降伏点とした。また、引き抜き力を算出するにあたり、間接接合部、接合鋼板および固定リブプレートなどの剛性は、考慮していない。

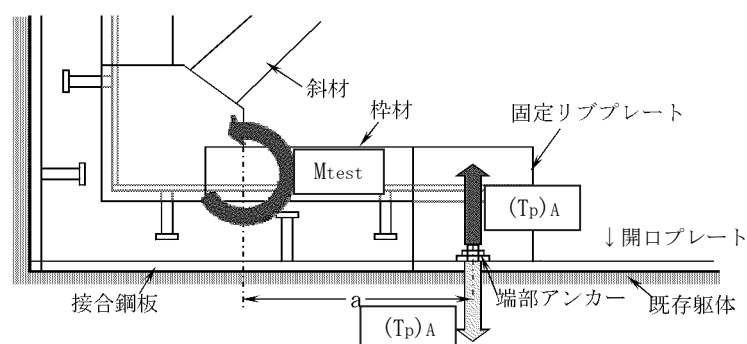


図 3.5 枠材のモーメントによって端部アンカー筋に生じる引き抜き力 T_p の検討方法

表 2 検討結果

試験体	計算値		実験値	
	M_p ($\text{kN}\cdot\text{cm}$)	$(T_p)_{cal}$ (kN)	M_{test} ($\text{kN}\cdot\text{cm}$)	$(T_p)_A$ (kN)
No. 1	194	6.5	66	1.5
No. 2		6.5	109	5.8
No. 3		2.6	133	0.5

(注) 試験体 No. 3 の実験値は、負加力の最大耐力時とした。

表 2 によると、最大耐力時に下枠に生じたモーメント M_{test} は、全塑性モーメント M_p よりも小さく、また、端部アンカー筋に生じた引き抜き力 $(T_p)_A$ は、全塑性モーメント時引き抜き力 $(T_p)_{cal}$ よりも小さい。

3.2.4 ゾロプレートひずみ ε_{P1} , ε_{P2} の推移

正加力時における各試験体のゾロプレートひずみ ε_{P1} , ε_{P2} の推移を図 3.6 に示す。

- 各試験体ともに、最大で -0.5×10^{-3} 程度となり、弾性範囲に留まった。

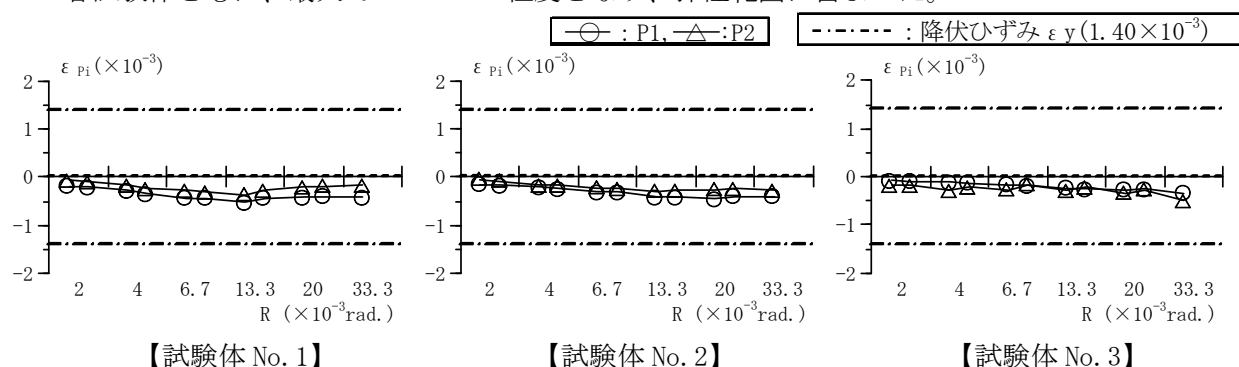


図 3.6 ゾロプレートひずみの推移（正加力時）

3.2.5 固定リブプレート相当応力 σ_{oP3} , σ_{oP4} の推移

正加力時における各試験体の固定リブプレートの正加力時相当応力 σ_{oP3} , σ_{oP4} の推移を図 3.7 に示す。相当応力 σ_{oPi} は、固定リブプレートに貼付した 3 軸ひずみゲージの値より求めた主応力 σ_{1Pi} , σ_{2Pi} を用いて、下式により算定した。同図中には、降伏応力 σ_y を示した。

$$\sigma_{oPi} = \sqrt{(\sigma_{1Pi}^2 - \sigma_{1Pi} \cdot \sigma_{2Pi} + \sigma_{2Pi}^2)} \quad \text{式(1)}$$

- 試験体 No. 1、No. 2 では、最大で 250 N/mm^2 程度、No. 3 では、最大で 100 N/mm^2 程度までに留まり、降伏応力には達しなかった。

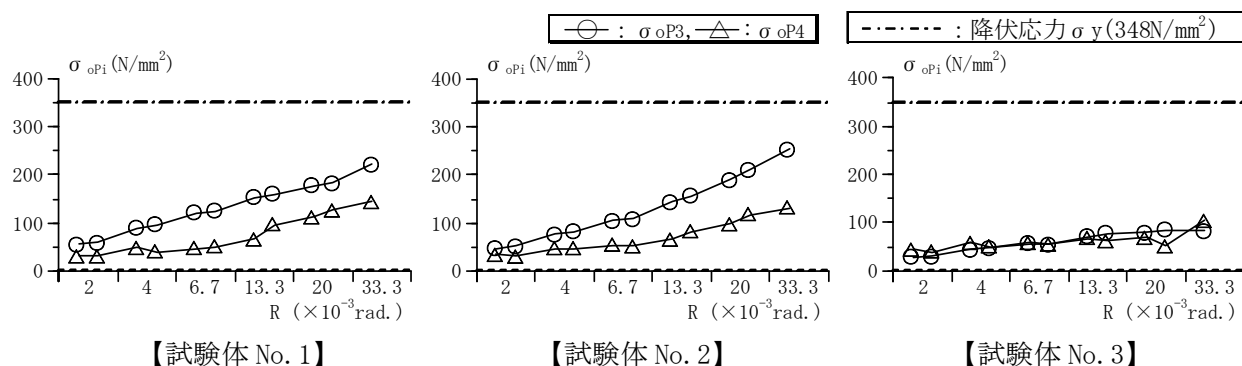


図 3.7 固定リブプレート相当応力の推移（正加力時）

4. 構造特性の評価

4.1 終局耐力の評価

本実験の終局耐力の検討結果を表3に示す。試験体 No. 3 については、ブレース材が引張を受ける方向を正方向とし、正加力時および負加力時を個別に評価した。

同表によると、本設計指針によって算定される補強架構の終局せん断耐力 BQ_{su} は、No. 1 および No. 3 では上下梁の終局耐力によって決まる水平せん断力 GQ_{su1} で決定し、No. 2 ではモード 1 での終局耐力 BQ_{su1} でそれぞれ決定された。なお、各試験体とも、水平方向および鉛直方向ともに、補強架構の終局せん断耐力はモード 1 で決定されている。また、接合部耐力は No. 1 および No. 2 ではアンカー併用接着接合部で、No. 3 では間接接合部でそれぞれ決定する結果となった。

各試験体の最大耐力は、上下梁によって決定される耐力 GQ_{su1} およびモード 1 の耐力 BQ_{su1} を上回った。また設計値 BQ_{su} に対する実験耐力の比は 1.52~1.69 となり、安全側の評価となった。

表 3 終局耐力の検討結果

試験体 名	設計値 (kN)													実験値		
	各部終局耐力(水平方向)				各部終局耐力(鉛直方向)				補強架構終局せん断耐力					Q _{max} (kN)	Q _{max} /BQ _{su}	
	柱	パンチング ^o	ブレース	接合部	梁	パンチング ^o	ブレース	接合部	BQ _{mu} (曲げ)	水平方向		鉛直方向(上下梁)				BQ _{su}
										BQ _{su1} (モード1)	BQ _{su2} (モード2)	GQ _{su1} (モード1)	GQ _{su2} (モード2)			
Q _{cu}	Q _{pc}	Q _{su}	Q _{ju}	Q _{gu}	gQ _{pc}	vQ _{su}	vQ _{ju}									
No. 1	82	296	389	302	35	181	279	237	788	552	680	453	588	453	768	1.69
No. 2	82	296	269	302	35	181	294	237	788	433	680	473	588	433	658	1.52
No. 3正	82	296	148	214	35	181	170	165	788	312	591	311	494	311	488	1.57
No. 3負	82	296	135	214	35	181	155	165	788	298	591	291	494	291	487	1.67

(注) 1) 各部終局耐力(鉛直方向)は、鉛直方向せん断力で表記し、他は水平方向せん断力で表記した。

2) 補強架構終局せん断耐力：(水平方向) $BQ_{su1} = Q_{su} + 2Q_{cu}$ 、 $BQ_{su2} = Q_{ju} + Q_{cu} + Q_{pc}$

(鉛直方向) $GQ_{su1} = (vQ_{su} + 2Q_{gu}) \cdot L_o/h_o$ 、 $GQ_{su2} = (vQ_{ju} + Q_{gu} + gQ_{pc}) \cdot L_o/h_o$

3) 設計値算定時の材料強度は設計強度を用いた。

4.2 靱性指標の評価

本実験結果の層せん断力 Q を実験時最大耐力 $Q_{\max}$ で無次元化した包絡線を図 4 に示す。同図中には、耐震改修指針で示されている次式による F 値を併示している。

$$F = \sqrt{2\mu - 1} / \{0.75 \cdot (1 + 0.05\mu)\}$$

ここに、 $\mu = R_u/R_y$ ：終局塑性率、 R_u ：限界層間変形角実験値

R_y ：降伏層間変形角、 $R_y = 1/150 \text{ rad.}$ とした。

本実験結果における最大耐力時層間変形角は、No. 1 および No. 3 では $R = 1/75 \text{ rad.}$ 、No. 2 では $R = 1/50 \text{ rad.}$ であり、上下梁を剛として実験を行った説明資料(4)の実験結果よりも大きな値を示した。最大耐力後の耐力低下も緩やかであり、最大耐力の 80% まで耐力が低下した時点の層間変形角は、 $R = 35 \sim 52 (\times 10^{-3} \text{ rad.})$ である。

各試験体の靱性指標一覧を表 4 に示す。No. 1 では、既存架構の破壊形式が上下既存梁の終局耐力によって支配されているが、本設計指針では柱破壊型と同様に靱性指標を評価することとしている。実験結果によると最大耐力が 80% まで低下した時点の層間変形角、限界層間変形角 R_{80} を靱性指標に換算すると、各試験体ともに設計値を上回っており、本設計指針に基づく靱性指標は、実験結果を妥当に評価している。

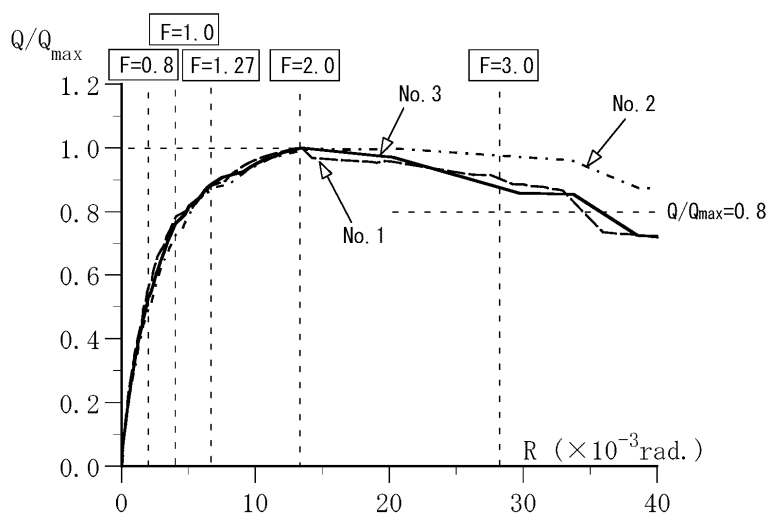


図 4 $Q/Q_{\max}$ — R 関係

表 4 靱性指標一覧

試験体名	設計値			実験値	
	ブレース材細長比 λ	既存架構破壊形式	靱性指標 F	R_{80} ($\times 10^{-3} \text{ rad.}$)	R_{80} F 値換算
No. 1	37	上下既存梁 モード 1	2.64	34.7	3.25
No. 2	44	モード 1	2.22	52.4	3.67
No. 3	54	上下既存梁 モード 1	1.38	39.5	3.39

4.3 複合ブレース架構の強度寄与係数

本実験結果の層せん断力 Q を終局せん断耐力設計値 BQ_{su} で無次元化した包絡線を図 5 に示す。同図中には、耐震診断基準で想定している極脆性柱およびせん断壁の部材角または層間変形角 R ($1/500$, $1/250\text{rad.}$) を破線で示し、説明資料(4)においてアンカー筋比が本実験と同程度であった試験体 B8-BA1 を併示している。本実験結果は、上下梁が通常断面であるため、上下梁が剛であった B8-BA1 と比較して、各試験体とも剛性が低く現れる傾向が見られた。

各主要変形時における Q/BQ_{su} の一覧を表 5 に示す。同表によると、各試験体とも、 $R=1/500$ 時 ($F=0.8$ 時) には 0.75 以上、 $R=1/250$ 時 ($F=1.0$ 時) には 1.10 以上となる。このことから、本工法に基づいて設計された補強架構の強度寄与係数 α_s は、耐震改修指針に示される枠付き鉄骨系補強部材の強度寄与係数に準じて、 $F=0.8$ 時において $\alpha_s=0.65$ 、 $F=1.0$ 時において $\alpha_s=1.0$ の値を採用することができると考えられる。

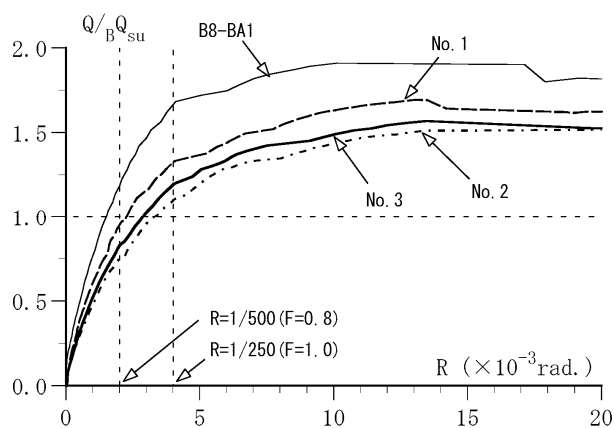


図 5 $Q/BQ_{su}-R$ 関係

表 5 主要変形段階における Q/BQ_{su} の一覧

試験体名	設計値 BQ_{su} (kN)	実験値					
		Q_{max} (kN)	Q_{max}/BQ_{su}	R_{max} ($\times 10^{-3}\text{rad.}$)	Q/BQ_{su}		
					$R=1/500$	$R=1/250$	$R=1/150$
No. 1	453	768	1.69	13.1	0.97	1.33	1.49
No. 2	433	658	1.52	20.1	0.76	1.11	1.33
No. 3	311	488	1.57	13.5	0.83	1.20	1.39

(注) Q_{max} : 最大耐力実験値、 R_{max} : 最大耐力時の層間変形角

4.4 杵材に作用する圧縮軸力の評価

本節では、各杵材に作用する圧縮軸力の評価を行う。検討結果を表 6 に示す。ここで、圧縮軸力計算値は、本設計指針 4.2.1(2)の(b)に示される式(2.9)～式(2.13)を用いて算出した。その際、材料強度は設計強度をそれぞれ用いた。また、圧縮軸力実験値は、本説明資料 4.1 節の表 3 で示す BQ_{su1} (モード 1)に層せん断力 Q が達した時点で測定された杵材のひずみから求めた。

同表によると、上杵に作用する圧縮軸力実験値は、各試験体とも計算値を下回り、杵材自身の圧縮耐力 N_{fcu} には達しなかった。また、層せん断力が BQ_{su1} を超え、最大耐力に達した時点でも各杵材に顕著な座屈等の変状は見られなかった。

以上より、開口部分を有しマンサード型ブレースを採用した場合でも、既往実験と同様に、杵材に作用する圧縮軸力は本設計指針によって評価できると考えられる。

表 6 杵材に作用する圧縮軸力の検討結果

試験体	BQ_{su1} (kN)	実験値 (kN)			計算値 (kN)				
		上杵 uN_{fc}	下杵 ℓN_{fc}	縦杵 vN_{fc}	上杵 uN_{fc}	下杵 ℓN_{fc}	縦杵 vN_{fc}	N_{fc}	N_{fcu} / N_{fc}
No. 1	552	84	67	109	217	130	221	221	1.18
No. 2	433	95	56	111	266	70	215	266	0.98
No. 3	312	138	93	85	264	103	124	264	0.99

【凡例】 $N_{fc} = \max(uN_{fc}, \ell N_{fc}, vN_{fc})$: 上杵、下杵および縦杵に作用する圧縮軸力

$N_{fcu} = \sigma_{fy} \cdot A_f$: 杵材自身の圧縮耐力

σ_{fy} , A_f : 杵材の降伏強度および断面積

5. まとめ

本設計指針に基づき、開口を有する複合ブレース架構の実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) 開口を有する場合の開口部補強材（ゾロプレートおよびゾロアンカー）に生じる応力は、設計指針にて想定した応力以下に留まり、開口を設けたことに起因する顕著な損傷は見られなかった。
- 2) 上下既存梁が通常断面である場合の複合ブレース架構の終局耐力および変形性能は、上下梁が剛である実験結果と同様に、本設計指針で安全側に評価できる。
- 3) 複合ブレース架構の強度寄与係数は、耐震改修指針に準じて評価することができる。
- 4) マンサード型ブレースを用いた場合でも、杵材に作用する圧縮軸力は、既往実験と同様に、本設計指針で評価することができる。