

格子ブレースを用いた鉄骨系補強架構による耐震補強工法の開発 —シースルー耐震補強工法—

Development of Seismic Reinforcement by Steel Frame formed Diagonal Grid —“See Through” Seismic Reinforcement Method—

志摩 好宣*1 片岡 隆広*2 成尾 建治*1
Yoshinobu Shima Takahiro Kataoka Kenji Naruo

要旨

RC 造または SRC 造の既存建築物に対する耐震補強工法において、一般的な鉄骨ブレース補強では、鉄骨の重厚さから建物のファサードや室内において透過性や軽快感が失われる。本工法(シースルー耐震補強工法)ではこれを解消するため、斜め格子状に補強部材を配置することにより、同じ開口率でもより高い開放性、透過性、軽快感がある印象を得られる形状とした。また、既製品である H 形鋼を薄くスライスした部材を補強部材として採用することで、鉄骨加工手間をできる限り省略し、部材同士を高力ボルトにて接合することにより、各部材寸法を小さく抑えることで従来に比べ、現場での施工性の向上も実現した。

補強部材の組立てにおいて、フランジ同士を接合する箇所は、いわゆる「スプリットティ接合」となり、補強部材が薄く、ボルト 1 本での接合となる可能性が大きくなる。このため、ボルト本数、フランジ厚さなどをパラメータにした引張試験を行い、スプリットティ接合の性能を確認した。

本報告では、本工法の設計方針と施工要領、スプリットティ接合の引張試験および架構実験の概要と結果について報告する。

キーワード：耐震補強 スプリットティ接合 格子ブレース

1. はじめに

本工法は、H 形鋼を組み合わせた斜め格子状の補強部材によって、既存建物を耐震補強する工法である。また、以下の特徴も有する。

- ・意匠上の選択肢を増やす意図で開発された工法であり、同じ開口率でも視認性・開放感・軽快感等の印象が従来工法の枠付き鉄骨ブレース工法と異なる。
- ・従来工法の枠付き鉄骨ブレース工法と比べて補強部材を構成する各部品は小型であるため、現場への資材運搬・搬入が容易である。
- ・RC 耐震壁の増設による補強と異なり、換気や照明等の建築・設備計画への影響が少ない。



図 1 工法イメージパース

2. 工法概要

RC 造または SRC 造の既存躯体架構に H 形鋼 (H-900×300×19×28) を組み合わせた格子ブレースおよび格子ブレース末端部、枠鉄骨で構成される補強架構をあと施工アンカーおよび無収縮モルタル、頭付きスタッド、割裂防止筋で接合した工法である。

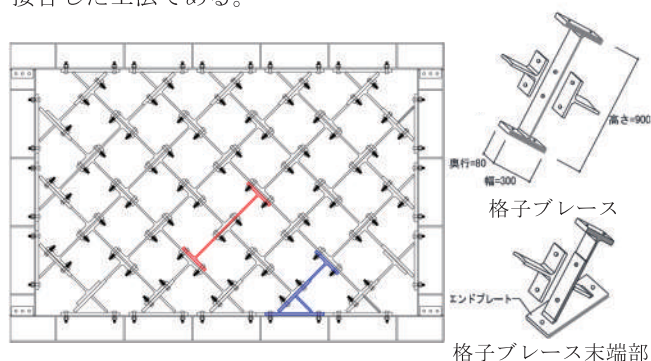


図 2 格子ブレース (赤) と格子ブレース末端部 (青)

また、本工法を他の補強工法と組み合わせて使用することは可とし、既存建物のコンクリート強度の下限値は推定強度 13.5N/mm^2 以上かつ設計基準強度 $\times 3/4$ 以上とし、上限値は設計基準強度の 1.25 倍程度かつ 30.0N/mm^2 を超えない範囲とする。

*1 設計本部建築設計第 1 部

*2 技術研究所つくばテクノセンター

3. 設計方針

3.1 補強部材の破壊形式

補強部材（格子ブレース）の破壊形式としては、表 1、図 3 に示すように圧縮側と引張側で各 2 つの破壊形式を想定している。圧縮側は、「格子ブレースウェブの圧縮降伏 N_1 」と「格子ブレースウェブの座屈 N_2 」のうち、小さい方を破壊形式とする。引張側は、「格子ブレースウェブの引張降伏 T_1 」と「ボルト引張接合部の引張降伏 T_2 」のうち、小さい方を破壊形式とする。

表 1 補強部材（格子ブレース）の破壊形式

破壊形式	符号
(1) 格子ブレースの圧縮限界	$N_y = \min(N_1, N_2)$
a) 格子ブレースウェブの圧縮降伏	N_1
b) 格子ブレースウェブの座屈	N_2
(2) 格子ブレースの引張限界	$T_y = \min(T_1, T_2)$
a) 格子ブレースウェブの引張降伏	T_1
b) ボルト引張接合部の引張降伏	T_2

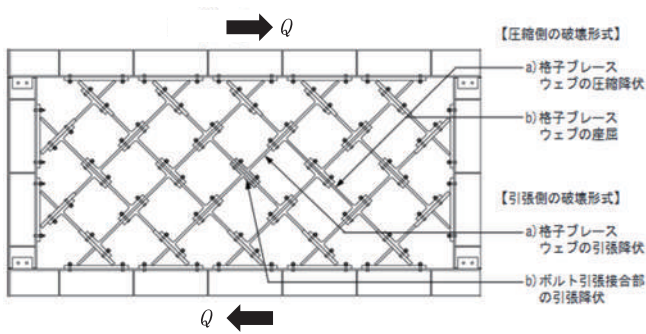


図 3 補強部材（格子ブレース）の破壊形式

3.2 補強部材の終局耐力

補強部材の終局耐力 HQ_u は、すべての格子ブレースが圧縮限界 N_y もしくは引張限界 T_y に至ったものとして、次式で算定する。また、FEM 解析で終局耐力を算定してもよいこととする。

$$HQ_u = {}_{sb}n \times N_y \cos \theta + {}_{sb}n \times T_y \cos \theta \quad (1)$$

ここで、

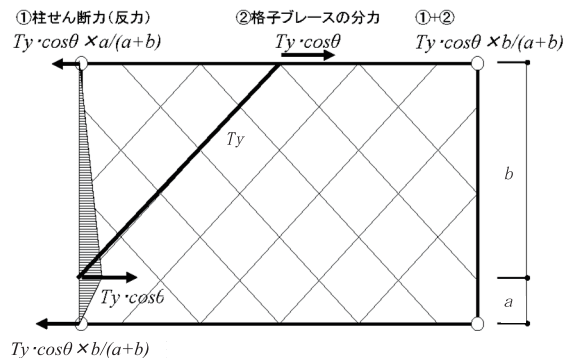
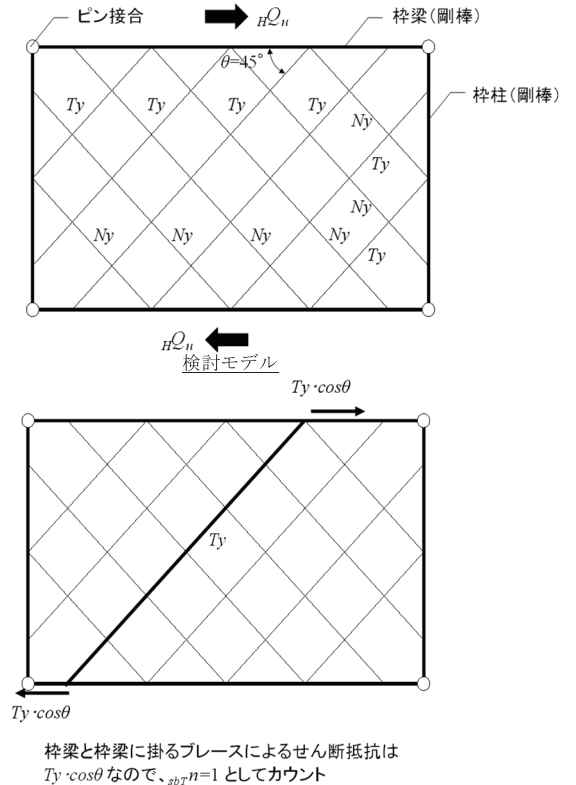
θ : 格子ブレースの水平面からの角度 ($\theta = 45^\circ$)

${}_{sb}n$: 圧縮側の格子ブレースの本数

${}_{sb}n$: 引張側の格子ブレースの本数

3.2.1 格子ブレースの本数カウント方法

引張側の格子ブレースの本数カウント方法については、上下桢梁に掛るブレースは ${}_{sb}n=1$ とカウントし、桢梁と桢柱に掛るブレースは ${}_{sb}n=b/(a+b)$ とカウントする。ここで、a は下桢梁部材芯からブレース芯と桢柱芯の交点までの距離、



桢梁と桢柱に掛るブレースのせん断抵抗は $T_y \cdot \cos \theta \times b/(a+b)$ なので、 ${}_{sb}n=b/(a+b)$ としてカウント

図 4 ${}_{sb}n$ のカウント方法

b は上下桢梁部材芯間距離から a を減じた値とする。なお、圧縮側の格子ブレースの本数カウント方法も同様とする。図 4 の例の場合、引張側の格子ブレースの本数は、 ${}_{sb}n=2+2 \times 5/(1+5)+2 \times 3/(3+3)=14/3 \approx 4.66$ となる。

3.2.2 格子ブレースの引張限界

格子ブレースの引張限界 T_y は、原則、ボルト引張接合部（スプリッティ接合）の引張降伏 T_2 にて決定する。

ボルト引張接合部の引張降伏 T_2 は、図 5 に示す 3 つの破壊機構を想定し、各機構の耐力の最小値として、次式で算定する。

$$T_2 = \min(T_{21}, T_{22}, T_{23}) \quad (2)$$

但し、 $T_y=T_2$ で決定される場合は、安全面においてボルト

負担が大きい機構を避けるため、破壊機構3で決定される $T_2 = T_{23}$ ($<T_{21}$ および T_{22}) とする。

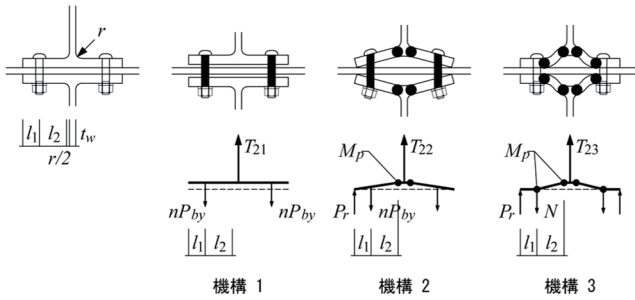


図5 ボルト引張接合部の引張降伏で想定している破壊機構

表2 試験体リスト

試験体	H形鋼					高力ボルト				
	鋼種	H形鋼幅	フランジ幅	板厚		ボルトゲージ	片側本数	サイズ	首下長さ	
		B mm	W mm	tf mm	tw mm	Lt mm	n 本	M- mm	L mm	
J01	SS400	300	80	22	19	200	1	M24	100	
J02						120				
J03						200				
J04				28						
J05				22						
J06				120						
J07		150	28	22	19	200	2	M30	130	
J08						120				
J09						200				
J10		200	60	17	11	140	200	1	M16	70
J11							120			
J12							200			
J13							120			

表3 使用材料の機械的性質(鋼材)

部材	原材H900x300	板厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏比 (%)	破断伸び (%)	弾性率 (N/mm ²)	ポアソン比
ウェブ部	x19x22 (SS400)	19	320	469	68.2	28.3	186700	0.273
	x19x28 (SS400)	19	321	469	68.3	27.5	176100	0.268
フランジ部	x19x22 (SS400)	22	283	448	63.3	32.2	180700	0.301
	x19x28 (SS400)	28	292	442	66.0	33.1	205000	0.282

4. スプリットティ接合の引張試験

4.1 試験目的

スプリットティ接合は、鋼構造接合部設計指針(日本建築学会)にその機構などが示されているが、本工法ではフランジ幅方向のボルト本数が最少1本であること、ボルトゲージを通常よりも拡大/縮小(圧縮側斜材の座屈防止/引張時のフランジ板曲げ剛性確保)して使用している。このため、H形鋼幅、フランジ幅、板厚、ボルトゲージ、高力ボルト本数、高力ボルトサイズをパラメータとした引張試験を行い、スプリットティ接合の性能を確認することとした。

4.2 試験概要

図6に試験体形状・寸法、表2に試験体リスト、表3、4に鋼材およびボルトの機械的性質を示す。

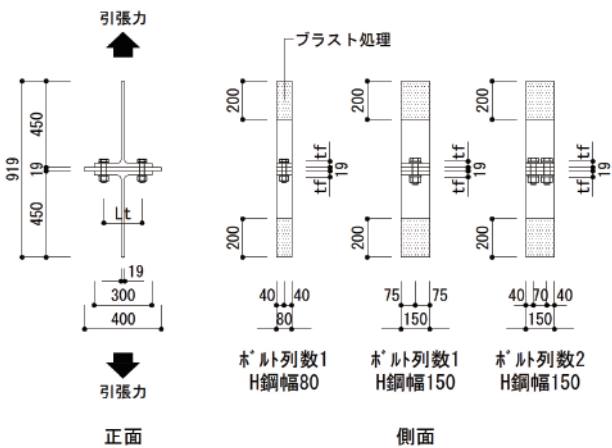


図6 試験体形状・寸法

試験体中間に挟むプレート(ウェブ)を含め、H形鋼(H-900×300, H-600×200)を原材として切り出し、加工・組立して製作した。ボルト締め作業は、増幅機構付きのパワーレンチ(最大トルク 3000N・m)を用い、ボルトの軸力を監視しながら所定の軸力に調整した。ボルト締めの作業状況を

表4 使用材料の機械的性質(高力ボルト)

高力ボルト (F10T)	規格値	サイズ	耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)	製品引張荷重 (%)	製品硬さ HRC
		—	—	≥900	1000-1200	≥14	≥40	27-38
ミルシート値		M24x100	—	—	—	—	—	—
		M30x100	1008	1080	19	66	597≥561	34
		M16x70	1036	1091	21	71	169≥157	34



ゲージ付きボルト

パワーレンチによるボルト締め状況

写真1 ボルト組立状況

写真1に示す。なお、縮小試験体J13については、トルクレンチを用いてボルト締めを行っている。

4.3 試験方法

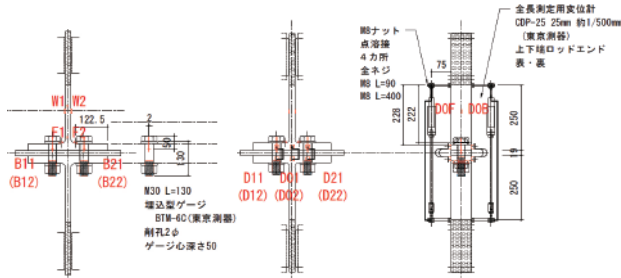
プラス処理した試験体ウェブ両端を写真2に示す試験機の平チャックで掴み、変位制御にて低めの一定速度(0.2mm/min. : ウェブ断面引張応力速度は、およそ 1~1.5N/mm²/sec)で引張荷重を加え、所定変形あるいは所定ひずみまで载荷を持続し、その後、手動にて除荷した。

測定は、引張荷重 T , ボルト張力 N , 上下チャック間相当の全長伸び δ_A , フランジの中央の離間変位 δ , 左右ボルト部の離間変位 δ_B , ウェブひずみ ϵ_w , フランジフィレット部

ひずみ ε_f とした。図7に測定位置の例を示す。ボルト張力の測定にはボルト軸への埋め込み型ひずみゲージを、全長変位の測定にはひずみ式の変位計を、離間変位の測定にはパイ型ゲージを使用した。



写真2 試験装置



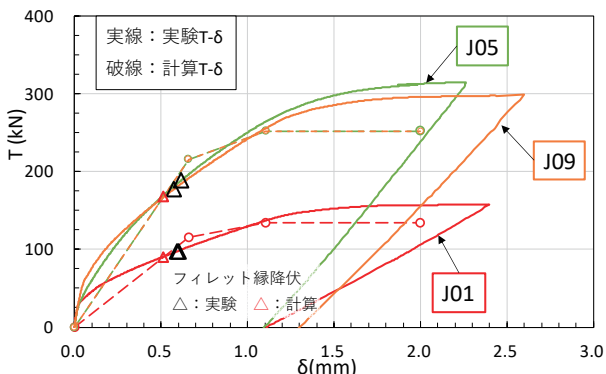
ボルト張力 ボルト離間距離 全長変位
図7 測定位置 (試験体: J08, J12)

4.4 試験結果

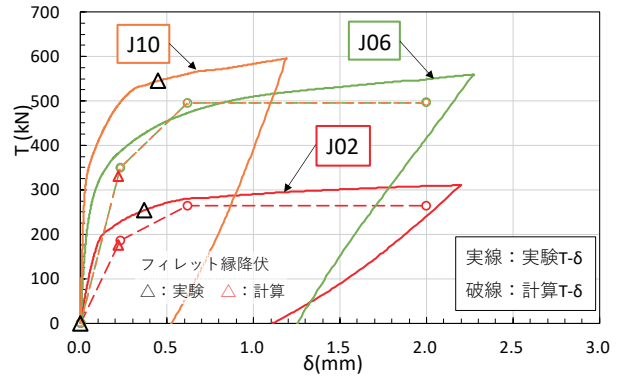
弾性剛性、降伏耐力の計算値は、「鋼構造接合部設計指針(日本建築学会)」に準拠して求めた。

図8に各試験体の引張荷重 T と中央離間距離変形 δ の関係を示し、フランジ板厚 t_f とボルトゲージ L_i を共通とする試験体ごとにまとめて整理した。

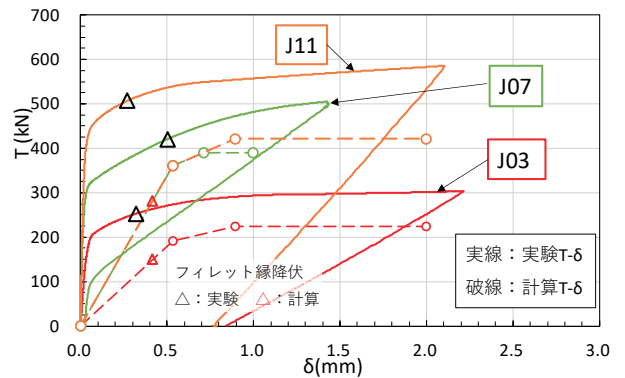
引張荷重 T と中央離間距離変位 δ の関係は、計算値(破線)とおおむね整合していることが確認できた。



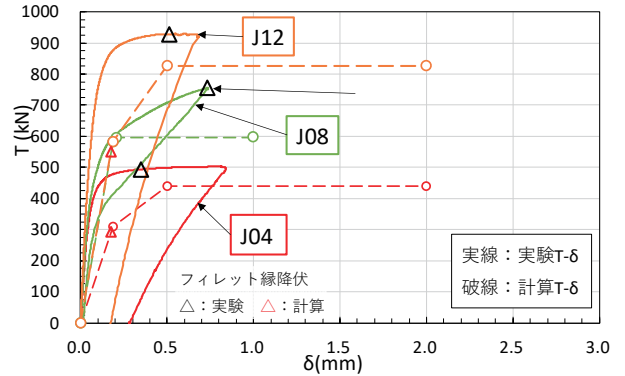
(1) 01 J05 J09 (共通: $t_f=22, L_i=200$)



(2) 試験体 J02 J06 J10 (共通: $t_f=22, L_i=120$)



(3) 試験体 J03, J07, J11 (共通: $t_f=28, L_i=200$)



(4) 試験体 J04, J08, J12 (共通: $t_f=28, L_i=120$)

図8 引張荷重 T と中央離間距離変位 δ の関係

5. 架構実験

5.1 実験目的

本工法では、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」に示されている枠付き鉄骨ブレース工法と同様の設計方法を採用することを目標にしている。そこで、以下の内容を確認することを目的に縮小試験体を用いた架構実験を実施した。

- ① 補強部材の終局耐力と変形性能の確認 (試験体 S3)
- ② 補強架構としての保有耐力と変形性能 (試験体 R3)

5.2 実験概要

試験体は実大の約 2/3 スケールとし、格子ブレースのボルト引張接合部が破壊機構 3（フランジ曲げ）で耐力が決るように計画した。試験体は補強部材のみの試験体 S3 と補強架構の試験体 R3 の 2 体とし、以下に試験体の概要と各種材料試験結果を示す。

- 格子ブレース

H-600×200×11×17 (SS400)

- 既存 RC 柱

断面寸法: $D_x \times D_y = 400 \times 400$ コンクリート: $F_c = 15 \text{ N/mm}^2$

主筋: 20-16φ (SR295)

せん断補強筋: □-9φ @200 (SR235)

- 既存 RC 梁

断面寸法: $B \times D = 300 \times 400$ コンクリート: $F_c = 15 \text{ N/mm}^2$

主筋: 上下共 4/4-16φ (SR295)

せん断補強筋: □-9φ @200 (SR235)

- 間接接合部 耐震補強指針による

表 5 鋼材材料試験結果

部位		降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	破断伸び (%)	ポアソン比	ヤング係数 (N/mm^2)
格子ブレース H-600x200x11x17 (SS400)	ウェブ t11	389	479	23.2	0.257	195300
	フランジ t17	332	455	28.3	0.284	186800
格子ブレース 端末部 (SS400)	PL-19	269	449	29.3	0.268	191000
	PL-12	292	449	28.0	0.279	196800
枠柱・枠梁 H-200x200x8x12 (SS400)	ウェブ t8	313	422	29.1	0.281	173400
	フランジ t12	290	413	30.9	0.278	189100
既存RC柱 既存RC梁	主筋 16φ (SR295)	340	470	20.2	—	207700
	せん断補強筋 9φ (SR295)	384	514	22.6	—	198400

表 6 コンクリート材料試験結果

部位	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	ポアソン比	割裂強度 (N/mm^2)
既存RC柱 既存RC梁	19.9	27.5	0.17	1.77

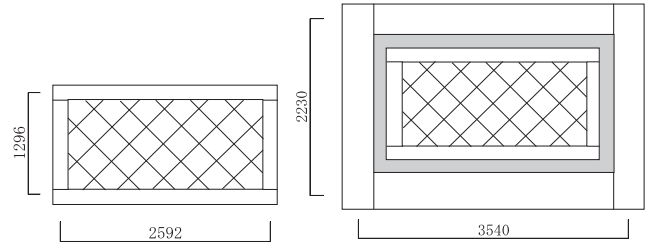
表 7 無収縮モルタル材料試験結果

部位	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	ポアソン比	割裂強度 (N/mm^2)
補強接合部	70.9	26.2	0.24	2.91

5.3 実験方法

荷重方法は、建研式逆対称モーメント形式で、正負交番繰り返し荷重とした。導入軸力は、補強部材のみの試験体で 30~50kN 程度、補強架構の試験体では、両端の柱に一定軸力（軸力比 0.1）を加えた。

荷重履歴は、層間変形角 $R=1/500\text{rad}$ で 1 回、 $1/250$ 、 $1/150$ 、 $1/125\text{rad}$ で各 2 回、 $1/82\text{rad}$ で 1 回繰り返した後、正荷重方向への一方向荷重とした。なお、層間変形角 R は、補強部材のみの試験体では枠鉄骨芯、補強架構の試験体では既存躯体芯で算定した。試験体の部材寸法を図 9 に示す。



試験体 S3

試験体 R3

図 9 試験体の部材寸法

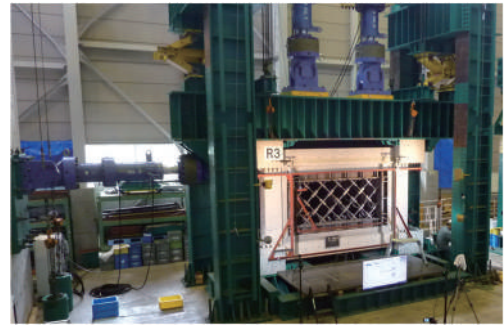


写真 3 実験状況

5.4 実験結果

図 10 に各試験体の荷重-変形曲線を、写真 4 には、最終破壊状況を示す。

最大耐力の実験値は計算値を上回ることを確認した。

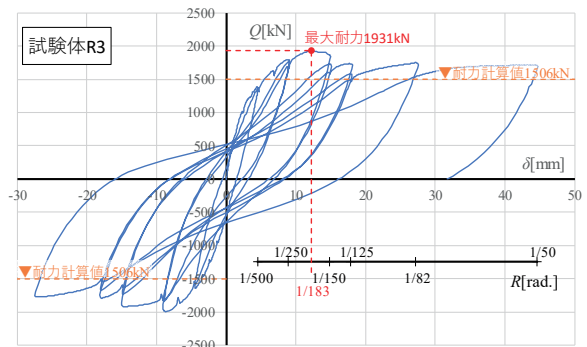
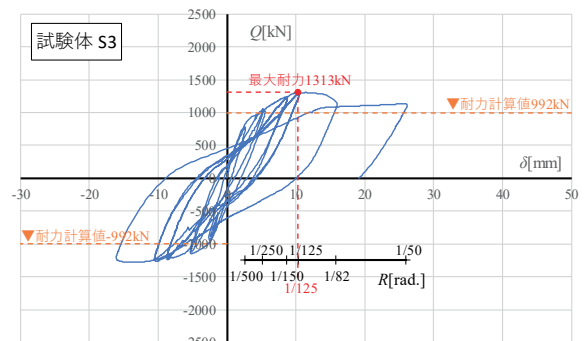


図 10 荷重-変形曲線

試験体 S3 および R3 において枠鉄骨および端末部要素に大きな損傷がないことを目視にて確認した。また、各変形時における試験体の状況を以下に示す。

・補強部材のみの試験体 S3

- R=1/500 : 引張側格子ブレースのフランジの曲げ変形
- R=1/150 : 格子ブレース末端部の座屈
- R=1/125 : 圧縮側格子ブレースのウェブの座屈
- R=1/50 : 大きな耐力低下なし



(1) 試験体 S3 (2) 試験体 R3
写真 4 最終破壊状況 (R=1/50rad. 時)

・補強架構の試験体 R3

- R=1/500 : 既存 RC 柱・梁に曲げひび割れの発生
- R=1/250 : 既存 RC 柱端部にせん断ひび割れ、間接接合部の無収縮モルタルにひび割れの発生、引張側格子ブレースのフランジの曲げ変形、格子ブレース末端部の座屈
- R=1/150 : 圧縮側格子ブレースのウェブの座屈
- R=1/50 : 大きな耐力低下なし

6. 施工要領

6.1 製作手順 (工場)

以下の手順にて工場製作を行うこととする。

- ① 格子ブレース同士を中央から隅部に向かってボルト仮止め
- ② 枠鉄骨と格子ブレースをボルト仮止め
- ③ 枠柱寸法調整部(図 11)にボルト孔をマーキング
- ④ ③のマーキング部穿孔
- ⑤ 寸法調整部をボルト仮止め

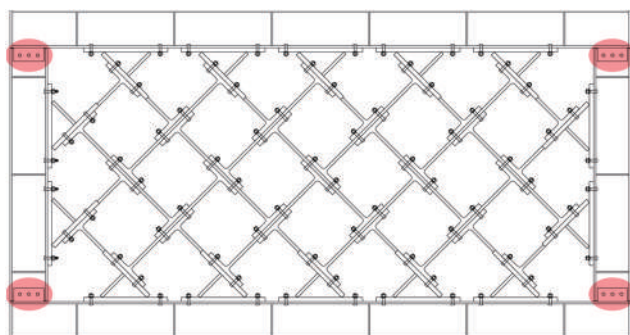


図 11 枠柱寸法調整部(赤丸：寸法調整部)

6.2 組立手順 (現場)

以下の手順にて現場組立を行うこととする。

- ① 格子ブレース同士を中央から隅部に向かってボルト仮止め
- ② 枠鉄骨と格子ブレースをボルト仮止め
- ③ 枠鉄骨同士をボルト仮止め
- ④ 格子ブレース同士を中央から隅部に向かってボルト 1 次締め
- ⑤ 枠鉄骨と格子ブレースをボルト 1 次締め
- ⑥ 枠鉄骨同士をボルト 1 次締め
- ⑦ 各ボルトにマーキング
- ⑧ 格子ブレース同士を中央から隅部に向かってボルト本締め
- ⑨ 枠鉄骨と格子ブレースをボルト本締め
- ⑩ 枠鉄骨同士をボルト本締め

6.3 製作留意点

以下に製作時の留意点を示す。

- ・ 鉄骨製作工場は M グレード以上とする。
- ・ 鉄骨製作および施工会社は同一業者とする。
- ・ 鉄骨製作工場での仮組および施工現場での本組は地組を原則とする。
- ・ 高力ボルトの本締めは、フレームの歪みを端部に集中させるよう、補強フレームの中央部より順次行う。
- ・ 高力ボルトの締め付けコントロールはトルクコントロール法を原則とし、JASS6 に依る。

7. まとめ

スプリットティ接合の引張試験では実験値と計算値がおおむね整合していることを確認した。また、架構試験では靱性指標 (F 値) が 2.0 相当となる部材角 1/82rad. 時においても、実験値は計算値を上回ることを確認した。

2022 年に GBRC の建築技術性能証明 (GBRC 性能証明第 22-03 号) を取得した。

本工法は室内の明るさや見通しを確保することが出来ることから、ホテルや店舗、事務所の補強に適しており、今後実物件に対する適用を目指したい。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説、2017
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2018
- 3) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針、2021