建築デザインに配慮した鉄骨系耐震補強工法の開発

佐藤 英佑[*1]・成原 弘之[*1]・藤村 太史郎[*2]・佐伯 正尚[*2]・鈴木 裕美[*2]・早部 安弘[*3]

Keywords : seismic strengthening, structural experiment, shear panel, brace, glass, buckling
耐震補強，構造実験，せん断パネル，ブレース，ガラス，座屈

1. はじめに

当社では，既存RC建物に適用する独自の鉄骨系耐震補強工法「T-Grid,クロスウォールメタル,T.G-Wall,T.T-Wall」を開発し，実際の耐震補強降工事に適用している(写真－１)。これらの補強工法は優れた耐震性能を有するとともに，建物外観および内観への意匠性に優れ，架構を書架として利用できるなど，これまでの耐震補強架構には見られない機能性を付加することにより，従来の耐震補強技術との差別化を図っている。

これまで当工法を用いた改修は，数値解析を基に耐力を算定し，設計を行ってきたが，今後幅広く展開していくためにはそれぞれの工法に対し，RC構面を含めた構造実験による性能の検証が品質保証上不可欠である。

本研究では，各耐震補強工法の変形能力，剛性，耐力等の構造性能および終局時の破壊性状を明らかにし，合理的な設計手法の提案を行うため，RC柱梁構面内に当工法を適用した試験体を対象とした構造実験を行った。

a)　T-Grid

b)　クロスウォールメタル

c)　T.G-Wall (試験体写真)

d)　T.T-Wall

写真－１　実施適用例
Photo 1　Proper example

＊１　技術センター 建築技術研究所 建築構工法研究室
＊２　設計本部 耐震計画グループ
＊３　設計本部 構造グループ

また,強化ガラスをブレース材の座屈補剛材として用いる「T.G-Wall」工法において，強化ガラスによるブレース材の座屈補剛効果を確認することを目的とした要素実験を行った。

2.　実験計画

2.1　要素実験

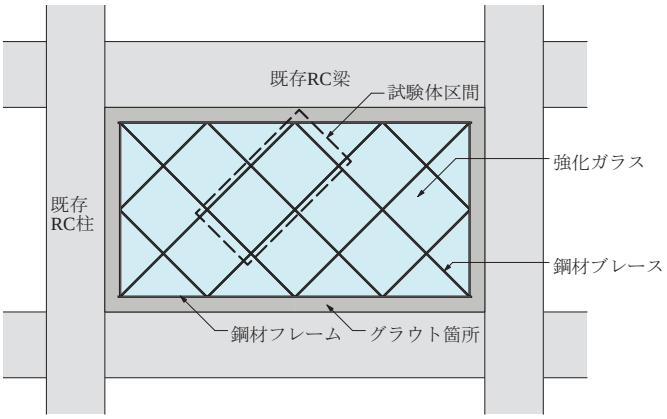
図－１にT.G-Wall工法の概要を示す。T.G-Wall工法は,細長比の大きなブレース材により斜め格子枠を形成しており,枠内に鋼材の座屈変形を拘束するための強化ガラスを配置することにより,透過性の高い耐震補強架構を可能としている。

表－１に要素実験の試験体一覧を示し,図－２に試験体形状・寸法を示す。試験体は図－１中，点線部分を想定した試験体で,試験区間となる中央の圧縮ブレースおよび枠材で構成された日の字形の試験体2体である。枠材の中に座屈補剛材となる厚さ15㎜の強化ガラスを配置した。圧縮ブレースおよび枠材はPL-16×120(SS400)とし，材長 l=600㎜とした。鋼材の溶接は，開先角度45度，開先深さ7㎜の部分溶込み溶接とした。図－３に座屈補剛材となる強化ガラスの納まりを示す。局所的な応力集中によるガラスの破損を防ぐため,強化ガラス外周にゴムシート（厚さ t=1㎜）を貼付した。また，座屈補剛力によるガラスへの応力集中を緩衝するため,強化ガラスと鋼材との間に塩ビ板を配置した。ガラスは,サッシを想定したアルミアングルと,シーリング材を想定したゴム板を用いて，面外方向へのずれを拘束した。鋼材の軸方向への弾性変形により鋼材とガラスが接触し，ガラスに軸力が発生するのを防ぐため，強化ガラスと鋼材の間に空隙(ガラスクリアランス)を設けた。実験変数はガラスクリアランスとした。圧縮ブレースと直交方向に取付けられた枠材は,架構適用時において引張ブレースとして機能するが,要素実験時において引張ブレース材軸方向の変形の影響は考慮せず,引張ブレースの変形を考慮したガラスクリアランスをあらかじめ設け，実験を行った。ガラス上部，横架材との間のクリアランスは，E-1試験体は座屈補剛効果によるガラスの損傷を把握するため,左右のクリアランスに比べて十分に大きい8㎜とした。E-2試験体はガラスに軸力が加わる場合を想定し，左右のクリアランスと同寸法の4㎜とした。

加力方法は，圧縮ブレース材の上下をピン支持とし，圧縮力を与える単調載荷とした。ブレース材の材軸方向の変位およびブレース材の座屈変形による面外変位を計測した。

2.2　架構実験

表－２に架構実験の試験体一覧を,図－４に試験体形状・寸法を示す。試験体は階高1800㎜(柱脚部フェイスから梁芯：1600㎜)，梁スパン2950㎜，約60%縮尺の

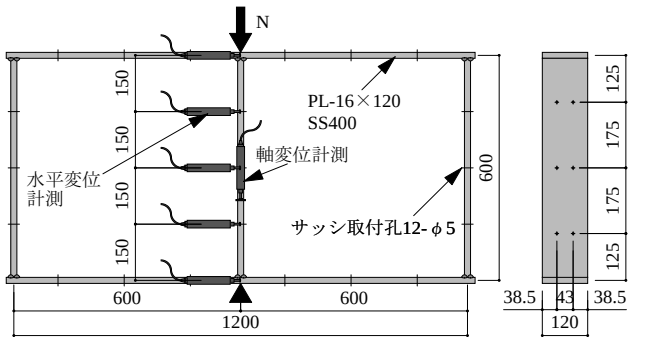


図－１　T.G-Wall概要
Fig.1　Outline of“T.G-Wall”

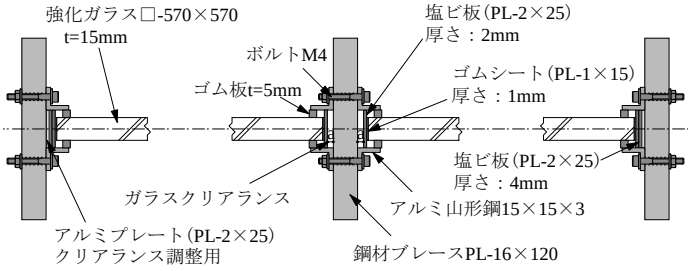
表－１　試験体一覧
Table 1　List of specimens

試験体	ブレース断面 (mm)	ガラス板厚 (mm)	ｶﾞﾗｽｸﾘｱﾗﾝｽ a (mm)	鋼材試験結果※
E-1	PL-16×120 l=600 SS400	15	2 (上部：8mm)	降伏点 $_{s}\sigma_{y}$：298N/mm^2 引張強さ：435N/mm^2 伸び：30.0%
E-2			4 (上部：4mm)	

※試験片３本平均



図－２　試験体形状・寸法
Fig.2　Dimensions of specimens



図－３　ガラス取付状況
Fig.3　Attachment of glass

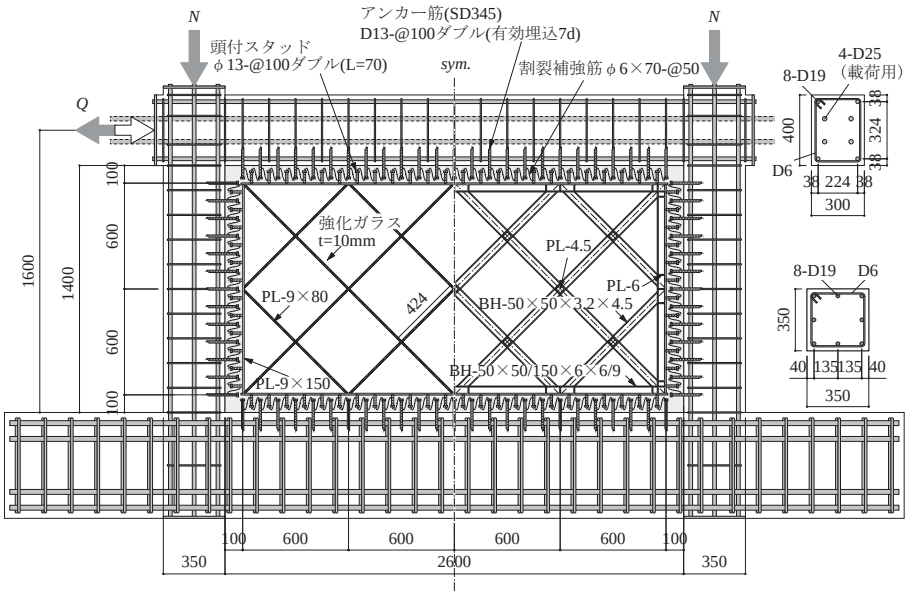
柱梁構面試験体4体である。柱断面は□-350×350とし，柱主筋：4-D19-SD345(p_t=0.702%)，柱帯筋：□-D6-SD295A@140(p_w=0.129%)とした。梁断面は□-300×400とし，梁主筋：4-D19-SD345(p_t=0.478%)，梁肋筋：□-D6-SD295A@150(p_w=0.141%)とした。

B-1試験体およびB-2試験体は鋼材ブレースを耐震要素とし，2400mm×1200mmの架構内に斜め格子状に配置した。各試験体のブレース断面形状は，B-1試験体：PL-9×80(弱軸方向：構面内)，B-2試験体：H-50×50×3.2×4.5(弱軸方向：構面外)とし，いずれの試験体もブレースの材長lは424mmとした。B-1試験体は，ブレースの座屈補剛材として，格子枠内に厚さ10mmの強化ガラスを配置した。ブレースの弾性変形によりガラスに軸力が発生するのを防ぐため，鋼材とガラスの間にクリア

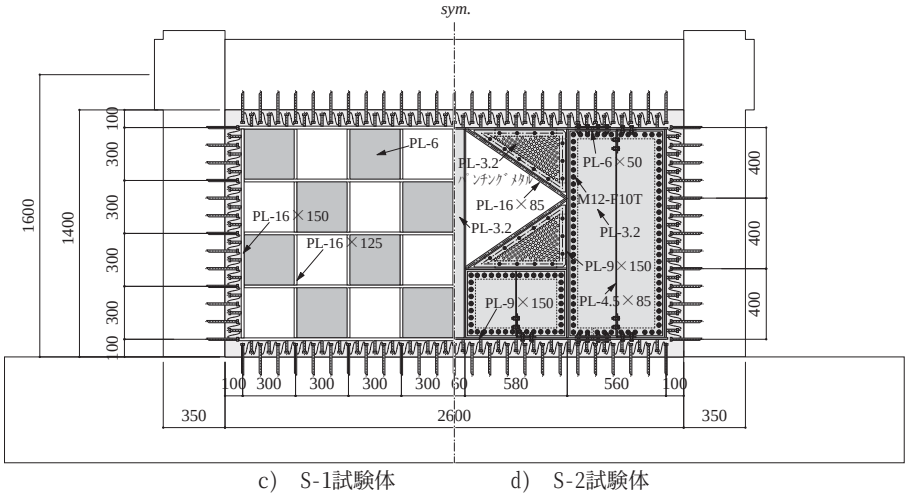
表－2　試験体一覧
Table 2　List of specimens

試験体	耐震補強架構	柱	梁	接合部	ｺﾝｸﾘｰﾄ強度 F_c(N/mm^2)	導入軸力 N/N_0
B-1 T.G-Wall	ブレース：PL-9×80 強化ガラス：t=10mm	断面：□-350×350(mm) 主筋：8-D19-SD345 (p_t=0.702%) 帯筋：□-D6-SD295A@140 (p_w=0.129%)	断面：□-300×400(mm) 主筋：4-D19-SD345 (p_t=0.478%) 肋筋：□-D6-SD295A@150 (p_w=0.141%)	グラウト材：耐震補強用無収縮グラウト アンカー筋：D13-SD345-@100ダブル （挿し筋，有効埋め込み7d） スタッド：φ13-@100ダブル 割裂補強筋：φ6×70-@50	柱，梁：18 基礎：30	0.2 (560kN)
B-2 ｸﾛｽｳｫｰﾙ ﾒﾀﾙ	ブレース： H50×50×3.2×4.5					
S-1 T-Grid	せん断パネル：PL-6 格子フレーム：PL-16×125					
S-2 T.T-Wall	せん断パネル：PL-3.2 開口部ブレース：PL-16×85					

$N_0=F_c\cdot{}_cA$　（F_c:コンクリート圧縮強度，${}_cA$:コンクリート断面積）



a)　B-1試験体　　b)　B-2試験体



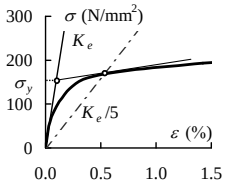
c)　S-1試験体　　d)　S-2試験体

図－4　試験体形状・寸法
Fig.4　Dimensions of specimens

表－3　鋼材引張試験結果
Table 3　Mechanical properties of steel

種別	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)	使用箇所
D6(SD295A)	347※1	515	25.3	柱帯筋,梁肋筋
D13(SD345)	395	572	19.5	アンカー筋
D19(SD345)	364	578	17.6	柱梁主筋
PL-3.2(SPCC)	150※2	306	47.7	B-2ウェブ
PL-4.5(SS400)	334	470	34.1	B-2フランジ
PL-9(SS400)	295	441	28.1	B-1ブレース
PL-3.2(SPCC)	150※2	306	47.7	S-2せん断パネル
PL-6(SS400)	294	427	26.8	S-1せん断パネル
PL-16(SS400)	287	425	32.8	S-2ブレース

試験片3本平均
※1は0.2%オフセット耐力
※2は弾性剛性K_eおよび弾性剛性の1/5剛性よりGYP法を用いて求めた。（右図参照）



表－4　コンクリート試験結果
Table 4　Test results of concrete

材齢 (日)	圧縮強度 ${}_c\sigma_b$ (N/mm^2)	ヤング率 ${}_cE$ (×10^{4}N/mm^2)	ポアソン比	備考
34	22.7	2.43	0.22	S-1加力
56	24.4	—	—	B-1加力
69	25.6	2.61	0.19	B-2加力

φ100×200現場封緘養生供試体3本平均
※S-2試験体加力時（材齢49日）の${}_c\sigma_b$はS-1試験体加力時およびB-1試験体加力時の${}_c\sigma_b$より線形補完して求めた。
S-2試験体：${}_c\sigma_b$=23.9N/mm^2

ランスを設けた。クリアランスは架構を平置きした状態でガラス全周に1㎜となるように調整した(ガラスの納まり詳細は図－３参照)。

S-1試験体およびS-2試験体はせん断パネルを耐震要素とし，B-1，2試験体と同様の2400㎜×1200㎜の架構とした。S-1試験体はPL-16の縦横格子内に千鳥状にせん断パネルPL-6(SS400，幅厚比47)を配置した。S-2試験体のせん断パネルは，PL-3.2(SPCC，幅厚比85および88)とし，リブプレートPL-4.5(SS400)を千鳥溶接にて配置した。S-2試験体は，手作業による運搬および施工を可能とするため，架構の枠材とせん断パネルを高力ボルトで接合した。開口部にはブレース材PL-9×85を配置し，ブレース材の座屈補剛材として，PL-3.2のパンチングメタル(SPCC)を配置した。

耐震補強架構とRC部材との接合部は，アンカー筋：D13-@100ダブル(SD345)，頭付スタッド：φ13-@100ダブル，割裂補強筋：φ6×70@50(SD295A)とし，耐震補強用無収縮グラウト材を充填した。アンカー筋は挿し筋として製作した。いずれの試験体も，接合部の耐力は柱および耐震補強架構と比較して十分な耐力を有するように設計した。

表－３，４に鋼材引張試験結果およびコンクリートの圧縮試験結果を示す。

加力方法は，柱スタブを固定し，梁加力点に正負逆対称の水平荷重を作用させる正負交番の繰返し加力とした。柱には軸力比N/N_0=0.2に相当する一定の圧縮軸力N(560kN：柱１本当たり，全試験体共通)を作用させた。加力サイクルは，柱スタブを変位測定の不動点とした梁スパン中央における水平変位δを基準とし，層間変形角R(=δ/1600)で制御し，R=±1/1600～±1/50の各変位レベルで繰返し載荷した。

3.　要素実験結果

写真－２に各試験体の最終破壊状況を示す。いずれの試験体も圧縮部材が3次の座屈モード形状を示した。圧縮材の座屈により，圧縮材と強化ガラスが接触したが，強化ガラスに破損は生じなかった。

図－５に荷重－変位関係を示し，表－５に実験結果一覧を示す。図中には試験区間となる圧縮材の弾性軸剛性計算値K_{cal}，座屈耐力計算値P_bおよび降伏耐力計算値P_yをあわせて示す。P_bは文献1)に従い式(1)より求め，P_yは式(2)より求めた。

$$P_b = {}_sA \cdot {}_s\sigma_{cr} \qquad (1)$$

$${}_s\sigma_{cr} = \left\{1 - 0.4\left(\lambda / \Lambda\right)^2\right\} {}_s\sigma_y$$

$$\lambda = l_k / i \qquad i = \sqrt{I / {}_sA}$$

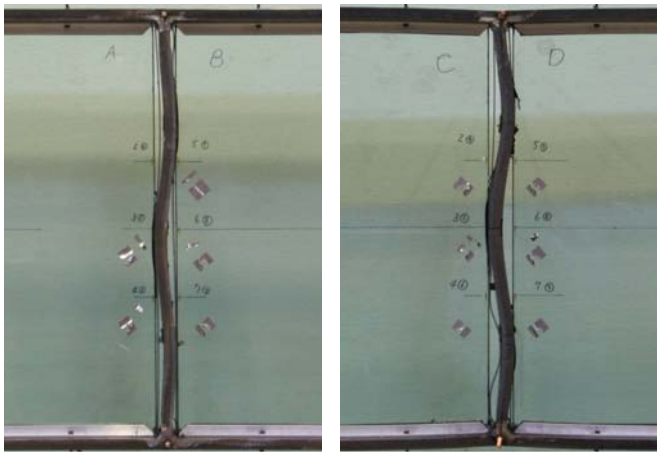
$$P_y = {}_sA \cdot {}_s\sigma_y \qquad (2)$$

ここで，

${}_sA$：鋼材断面積，${}_s\sigma_{cr}$：座屈応力度

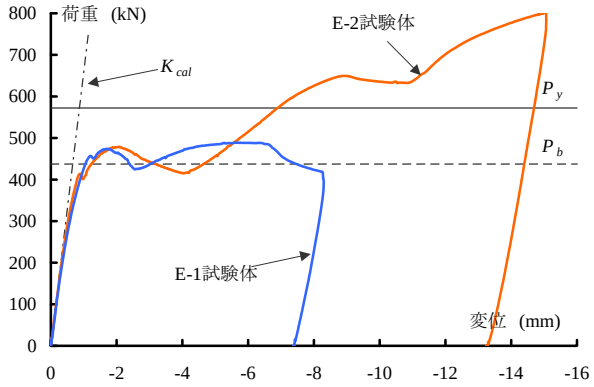
${}_s\sigma_y$：降伏点，λ：細長比（=81.8）

Λ：限界細長比（=106.6）



a)　E-1試験体　　b)　E-2試験体

写真－２　最終破壊状況(要素試験体)
Photo 2　Final failure pattern



$K_{cal}={}_sA \cdot {}_sE/l$　(${}_sA$：ブレース断面積，${}_sE$：ヤング率，l：ブレース材長)

図－５　荷重－変位関係
Fig.5　Load-displacement relationships

表－５　実験結果一覧
Table 5　Test ressults

試験体		実験値極大，極小荷重			耐力計算値	
		1回目 kN	2回目 kN	3回目 kN	座屈耐力 P_b(kN)	降伏耐力 P_y(kN)
E-1	極大点	457.0	474.0	489.0	437.2	572.2
	極小点	450.5	424.6	—		
E-2	極大点	413.8	478.6	649.5		
	極小点	401.1	415.2	631.9		

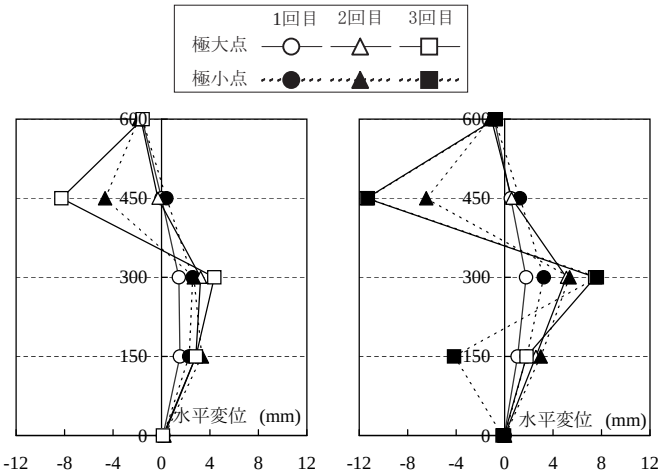
P_b：座屈長さl_k=0.63lとして算定。(細長比λ=81.8，限界細長比Λ=106.6)
P_y：$P_y={}_sA \times {}_s\sigma_y$　(${}_sA$：ブレース断面積，${}_s\sigma_y$：降伏点)

i：断面二次半径，I：断面二次モーメント
である。

座屈長さl_kは，予備解析の結果より，枠材による圧縮部材両端部の固定度を考慮して求め，l_k=0.63l(l：材長600㎜)とした。

実験時初期剛性は弾性軸剛性計算値とよい対応を示す。いずれの試験体も座屈耐力P_b近傍で極大荷重を示し，座屈による面外変形の進行とともに荷重が低下した。その後，圧縮部材中央が強化ガラスに接触し，面外変形が拘束されることにより荷重は再び増加した。極大，極小荷重の推移とともに座屈モードが2次，3次の座屈モードへと推移した。ガラスクリアランスの大きなE-2試験体では，極大荷重到達から極小荷重到達までに進行する材軸変位が大きく，極大荷重から極小荷重までの荷重低下も大きい。また，E-2試験体において，材軸変位6㎜(ガラスクリアランス：4㎜+ゴムシート厚：上下計2㎜)到達以降，ガラスと上下の枠材が接触し，ガラスに軸力負担が生じたため，荷重が増加した。

図－6に極大，極小荷重時における圧縮部材の水平変位（面外変形）の分布を示す。極大，極小荷重の繰返しとともにモード形状が変化し，極小荷重時にそれぞれ1～3次の座屈モード形状が顕著となった。



a)　E-1試験体　　b)　E-2試験体

図－6　水平変位分布
Fig.6　Horizontal displacement distribution

4.　架構実験結果

4.1 最終破壊状況および荷重‐変位関係

写真－3に各試験体の最終破壊状況を示す。最終的な破壊は試験体によらず耐震補強架構の降伏および柱せん断破壊であった。B-1試験体隅角部のガラスに破損が生じた(写真－3 a右上部)。B-2試験体において，圧縮ブレースの座屈発生以降，梁の下端主筋位置に沿って亀裂が生じた。B-1試験体ブレース材は，強化ガラスにより座屈変形が拘束され，要素実験時と同様，構面内で2，3次の座屈モードを示した。B-2試験体ブレース材は構面外に1次の座屈モードを示した。S-1試験体はせん断パネルが降伏ひずみに到達し，わずかなせん断座屈が発生したが，耐震補強架構に目視上の大きな損傷は見られなかった。S-2試験体において，せん断パネルの座屈変形が生じ，せん断パネルとリブプレートの溶接箇所(千鳥断続隅肉溶接)に一部破断が生じた。S-2試験体開口部ブレースのひずみは開口部下部のせん断パネルに座屈変形

a)　B-1試験体　　b)　B-2試験体　　c)　ブレース変形状況(B-2試験体)

d)　S-1試験体　　e)　S-2試験体　　f)　せん断パネル変形状況(S-2試験体)

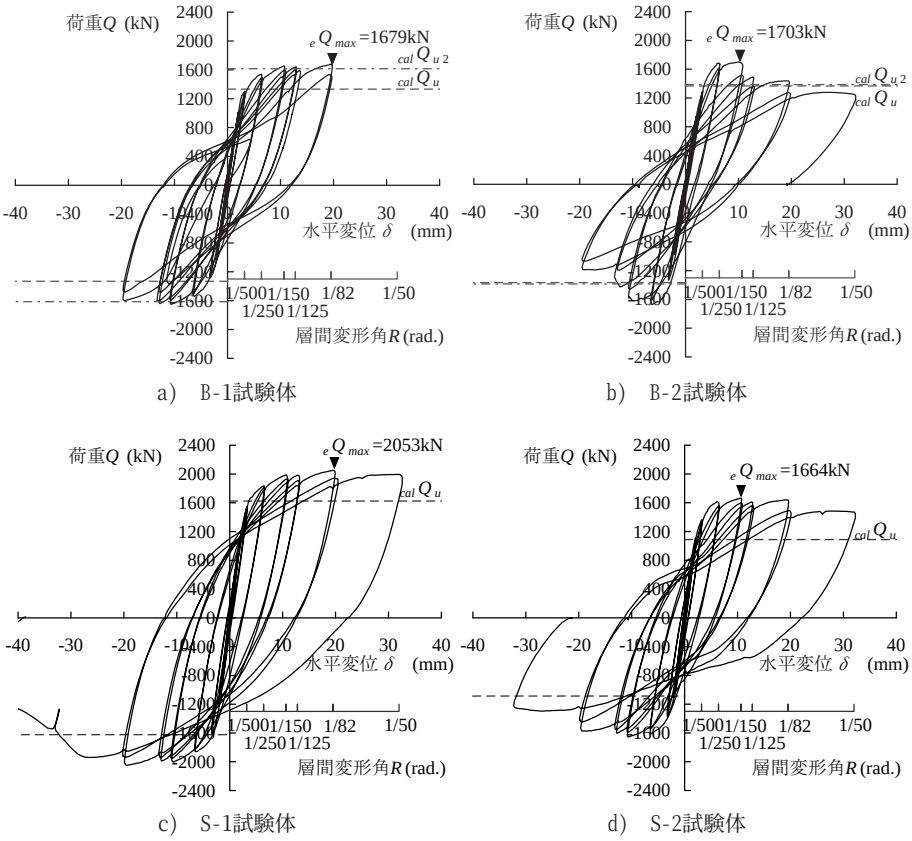
写真－3　最終破壊状況(架構試験体)
Photo 3　Final failure pattern

が確認された後，降伏ひずみに到達したが，パンチングメタルの座屈補剛効果により，弱軸方向への座屈変形は見られなかった。S-2試験体の耐震補強架構において，鉄骨架構接合部の枠材継手部分(高力ボルト接合)にずれが生じた。

図－７に各試験体の荷重Q-変位δ関係を示す。荷重Qは，加力点の載荷荷重を示し，変位δは梁スパン中央の変位である。図中には▼印で示す最大耐力実験値${}_eQ_{max}$のほか，後述する終局耐力計算値${}_{cal}Q_u$をあわせて示す。いずれの試験体も層間変形角R=1/500程度までほぼ弾性の挙動を示し，紡錘形の履歴性状を示す。

鋼材ブレースを耐震補強要素とするB-1，2試験体は，ブレース材の座屈が発生するにつれて剛性が低下した。B-1試験体は，R=1/82加力中，R=1/125付近および負側R=-1/82加力中，R=-1/125付近で鉄骨架構の角部(柱梁接合部付近，写真－３ａ右上部)に配置したガラスが破損し，破損箇所のブレースの座屈変形が進行した。ガラスの破損およびガラス破損箇所のブレースの座屈変形の増大による大きな荷重の低下は見られず，R=1/82で最大荷重1679kNを示した。その後，R=1/82繰返しにおいて，柱に顕著なせん断ひび割れが発生し，荷重が低下したため，加力を終了した。B-2試験体は，R=1/160で最大荷重1703kNを示し，ブレースの座屈変形の増大とともに荷重が大きく低下した。その後，繰返しとともに荷重が徐々に低下した。

せん断パネルを耐震要素とするS-1,2試験体の初期剛性は，せん断パネルのひずみ計測値が降伏ひずみに到達するとともに低下した。S-1試験体はR=1/82で最大荷重2053kNを示した。その後，R=1/50加力中に徐々に荷重低下が見られ，負側R=-1/50加力中に柱に顕著なせん断ひび割れが発生し，荷重が大きく低下したため，加力を終了した。S-2試験体は，R=1/500で柱せん断ひび割れが生じ，耐震補強架構のせん断パネルに座屈が発生した。R=1/150で最大荷重1664kNを示し，加力の繰返しとともに荷重が徐々に低下した。S-2試験体において，せん断パネルリブプレート溶接部の破断により，せん断パネルの座屈変形は大きく進行したが，座屈変形の進行による大きな荷重低下は見られなかった。



図－７　荷重－変位関係
Fig.7　Load-displacement relationships

4.2 耐力評価

表－６に耐力算定結果を示す。表中に示す終局耐力計算値${}_{cal}Q_u$は，柱せん断破壊形式，接合部パンチングシア破壊形式(接合部アンカーにより決まる耐力またはスタッドにより決まる耐力)それぞれの破壊形式に応じた終局耐力算定値の小さい値として求めた。本試験体の範囲では，すべての試験体において柱せん断破壊形式の耐力算定値(耐震補強架構の降伏耐力${}_SQ_y$およびRC柱の終局せん断耐力${}_CQ_u$の累加)として求めた。

B-1，2試験体の耐力算定において，耐震補強架構の降伏耐力${}_SQ_y$時における引張ブレースの負担軸力は降伏耐力とし，圧縮ブレースの負担軸力は1次の座屈耐力として文献1)に従い求めた。圧縮ブレースの座屈耐力算定に用いる座屈長さl_kは，ブレース節点の固定条件を考慮し，B-1試験体：l_k=0.7l(細長比λ=114)，B-2試験体：l_k=l(λ=33)とした。

S-1,2試験体の耐力算定において耐震補強架構の降伏耐力${}_SQ_y$はともにせん断パネルの降伏せん断耐力として求めた。S-2試験体の開口部においては，ブレース材の降伏耐力と開口部下部に設けたせん断パネルの降伏耐力のうち小さいほうの値とし，本試験体はせん断パネルの降伏せん断耐力を用いて${}_SQ_y$の算定を行った。

RC 柱の終局せん断耐力 $_{C}Q_{u}$ は，降伏ヒンジを計画しない柱のせん断強度として文献2)中，柱のせん断強度A法に従い求めた。

最大耐力実験値 $_{e}Q_{max}$ と終局耐力計算値 $_{cal}Q_{u}$ の比率 $_{e}Q_{max}/_{cal}Q_{u}$ はB-1試験体：1.26，B-2試験体：1.25，S-1試験体：1.26，S-2試験体：1.53であった。S-2試験体の最大耐力実験値が終局耐力計算値を大きく上回る要因として，S-2試験体のせん断パネルが降伏せん断耐力に到達したのちにパネル内に張力場が形成されることによる耐力上昇が考えられる。

なお，$_{S}Q_{y}$ 時におけるブレース材の負担軸力を，引張ブレース，圧縮ブレースともに降伏耐力とした $_{cal}Q_{u2}$ との比率 $_{e}Q_{max}/_{cal}Q_{u2}$ は，B-1試験体：1.04($_{cal}Q_{u2}$=1615kN)，B-2試験体：1.23(1386kN)であった。

5.　まとめ

鉄骨系架構により耐震補強を行ったRC柱梁架構を対象とし，構造性能を把握することを目的とした構造実験を行った。実験より得られた結論を以下に示す。

・強化ガラスにより座屈補剛された圧縮部材の1次座屈モードの荷重は，枠材による材端の固定度を考慮した座屈耐力計算値により適切に評価できる。

・強化ガラスにより鋼材の座屈変形が拘束されることにより座屈荷重近傍で極大，極小荷重の推移を繰り返し，荷重の推移とともに座屈モードが進行し，1次モードの形状から2次，3次の形状に推移する。

・鋼材ブレースを耐震要素とする補強を行ったRC柱梁架構の終局耐力は引張ブレースの負担軸力を降伏耐力とし，圧縮ブレースの負担軸力を座屈耐力とした鉄骨架構の耐力とRC柱の終局せん断耐力を累加することにより概ね評価可能である。

・せん断パネルを耐震要素とする補強を行ったRC柱梁架構の終局耐力は耐震補強架構のせん断降伏耐力とRC柱の終局せん断耐力を累加することにより概ね評価可能である。

表－6　耐力算定結果
Table 6　Results of evaluation of the ultimate strength

試験体名			B-1	B-2	S-1	S-2
実験値	$_{e}Q_{max}$	kN	1679	1703	2053	1664
計算値	$_{cal}Q_{u}=min(Q_{u1},Q_{u2},Q_{u3})$	kN	1332	1367	1624	1088
	耐震架構降伏+既存RC柱　Q_{u1}	kN	1332	1367	1624	1088
	耐震補強架構降伏耐力　$_{S}Q_{y}$	kN	918	945	1222	678
	既存RC柱（1本あたり）　$_{C}Q_{u}$	kN	207	211	201	205
	接合部+パンチング+既存RC柱　Q_{u2}	kN	2621	2625	2615	2619
	接合部（アンカー）　$_{J}Q_{a}$	kN	1752			
	パンチング（アンカー）　$_{D}Q_{a}$	kN	662			
	接合部+パンチング+既存RC柱　Q_{u3}	kN	2193	2197	2187	2191
	接合部（スタッド）　$_{J}Q_{s}$	kN	1631			
	パンチング（スタッド）　$_{D}Q_{s}$	kN	355			
実験値/計算値	$_{e}Q_{max}/_{cal}Q_{u}$		1.26	1.25	1.26	1.53

$_{cal}Q_{u}=min(Q_{u1}, Q_{u2}, Q_{u3})$

Q_{u1}：耐震補強架構の破壊により決まる耐力

$Q_{u1}=_{S}Q_{y}+2\cdot{}_{C}Q_{u}$

$_{S}Q_{y}$：耐震補強架構終局耐力

$_{C}Q_{u}$：RC柱終局せん断耐力

$$_{C}Q_{u}=V_{u}$$
$$=b\cdot j_{t}\cdot p_{w}\cdot\sigma_{wy}\cdot\cot\phi+\tan\theta(1-\beta)b\cdot D\cdot\nu_{0}\cdot\sigma_{B}/2\ ※1$$

Q_{u2}：アンカーにより決まる耐力

$Q_{u2}=_{J}Q_{a}+_{D}Q_{a}+_{C}Q_{u}$

$_{J}Q_{a}$：アンカーのせん断耐力

$_{J}Q_{a}=q_{a}\cdot n_{a}$

$_{J}Q_{a}$：アンカーのパンチングシア耐力

$_{D}Q_{a}=K_{min}\cdot\tau_{0}\cdot be\cdot D$ ※2

Q_{u3}：スタッドにより決まる耐力

$Q_{u3}=_{J}Q_{s}+_{D}Q_{s}+_{C}Q_{u}$

$_{J}Q_{s}$：スタッドのせん断耐力

$_{J}Q_{s}=q_{s}\cdot n_{s}$

$_{J}Q_{s}$：スタッドのパンチングシア耐力

$_{D}Q_{a}=K_{min}\cdot\tau_{0}\cdot be\cdot D$ ※2

※1：式中各記号は文献2)を参照のこと

※2：式中各記号は文献3)を参照のこと

参考文献

1) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，2009

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，1990

3) 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改修設計指針　同解説，2001