

論文 摩擦を利用した鉄骨ブレース補強架構の性能評価

金田 和浩*¹・前澤 澄夫*²・菊地 憲一*²・藤村 太史郎*²

要旨：既存架構の構面内に鉄骨ブレースを組込んで補強する場合に、躯体と面内強軸方向に配した枠鉄骨との間に生じる摩擦と、目地に施した簡易な変位拘束によるせん断伝達を評価することで、従来必須のあと施工アンカーを不要にする補強法を開発した。この補強を適用した架構の耐力と変形性能を調べるために、1/2に縮小した1層1スパンRC架構のせん断載荷実験を行うと共に、目地の変位拘束手段も含めて梁下の水平接合部をモデル化した試験体による一面せん断実験を実施し、これらの結果から、摩擦による躯体と鉄骨との結合強度を規定した設計式を提案した。

キーワード：せん断圧縮域、摩擦係数、目地拘束、パンチングシア

1. はじめに

著者らはあと施工アンカーを用いない耐震補強法を開発するために、補強架構に作用する水平せん断力で一方の柱の頭部がパンチングシア破壊することに着目し、この時の目地における摩擦に基づくせん断伝達を評価して補強耐力を求める方法を提案してきた^{1)・2)}。

本報では本補強を適用した架構の地震時抵抗機構と耐力評価法について説明し、これを検証するために実施した梁-枠鉄骨接合部の一面せん断実験と、1層1スパンにモデル化した架構の載荷実験について述べる。

2. 設計方針

2.1 構法の概要

本補強法は在来鉄骨ブレース補強と同様に、 I_s 値の小さい層に適用して剛性と保有水平耐力を増大させ、既存建物の耐震性能を改善することを目的としている。

しかし在来補強の様に、躯体と補強鉄骨を間接的に繋ぐあと施工アンカーやスタッドボルトを用いないため、地震力に対して終局時の性能や安全性をいかに確保するかがポイントとなる。

本補強では既存架構の構面内に面内強軸に配した補強鉄骨と、躯体との間に設けた目地に高強度グラウト材を充填して一体化することで、地震時

に目地と躯体面との間に生じる摩擦により、躯体と鉄骨間での応力伝達を行うと仮定している。

2.2 接合部の特徴

本補強の梁下の水平接合部の断面を在来補強と併せて図-1に示すが、左端の在来補強と比較すると以下に示すような特徴がある。

1. 補強鉄骨の枠組を面内強軸方向に配し、目地の厚みを50mm程度に抑える。
2. 枠鉄骨に固定したボルトを躯体に穿孔した空洞に挿入し、目地と一緒にグラウトを充填する。または梁下や床面上に変位拘束用のコッターを形成するための凹部を設け、同様にグラウト充填する。
3. 枠鉄骨のフランジ表面に鉄筋をフレア溶接し、フランジ面での滑りを防止する。
4. 高耐力が必要な場合には、上下階の鉄骨を鋼棒で緊結し、目地の硬化後に緊張力を導入することで鉄骨を梁に圧着する。

従ってフランジ幅の1/2に施工時の隙間を加えた目地に充填したグラウトとダボ筋で応力伝達する在来補強と比べると、接合部自体の剛性は高くなると考えられる。

ただし、接合部には躯体と枠鉄骨との相対的な変位の発生を許容しているため、その量を抑制するために上記2, 3に示すような変位拘束を水平接合部にのみ付与する。

*1 大成建設(株) 技術センター (正会員)

*2 大成建設(株) 設計本部構造設計部

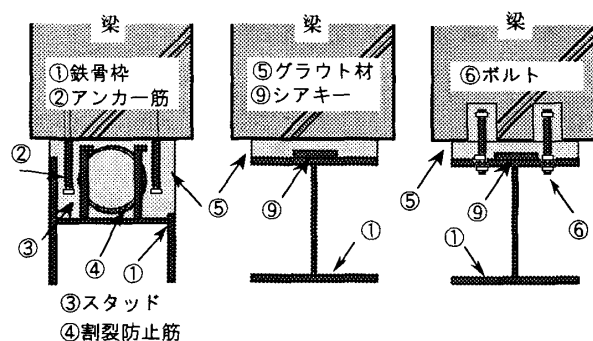


図-1 梁下水平接合部の比較

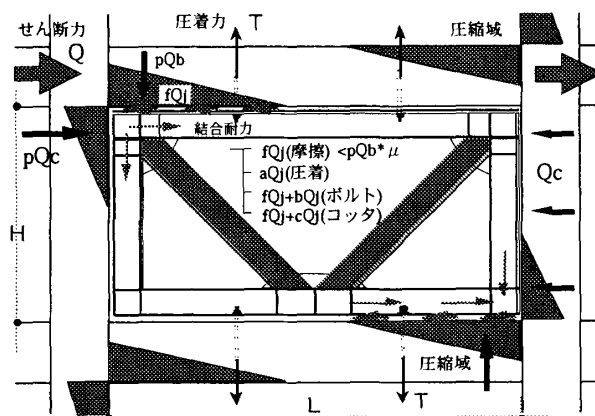


図-2 セン断抵抗機構

2.3 セン断抵抗機構

本補強架構では、一方の柱から入力するせん断力で柱頭部がパンチングシア耐力に達した後、梁と鉄骨との相対変位が顕著になって他方の柱も破壊に至るモードを想定する。

図-2 に抵抗機構の模式図を示す。梁と枠鉄骨との応力伝達を、一方の柱がパンチングシア耐力に達するまで水平目地に生じている摩擦を考慮して両者を結合する耐力を定める。この機構が成立するためには、既存架構が鉄骨から反力として作用する鉛直及び水平せん断力に釣合う強度を保持する必要があるが、ここではその上限を柱頭または梁端部のパンチングシア耐力で規定する。

よって一方の柱のパンチングシア耐力に、梁下の水平接合部における摩擦による結合耐力と、他方の柱の耐力を加えた値を基本の補強耐力とする。また鋼棒による圧着力¹⁾や、埋込ボルトまたは躯体に彫ったコッター²⁾による目地拘束を与えた場合には、各々の効果を個別に評価して基本の耐力に累加する。

但し、摩擦による圧縮域と鉄骨を圧着する領域が重なるため、この場合は摩擦による結合耐力を0として圧着力のみで結合耐力を求める。

なお、終局時における摩擦の存在と層崩壊に対する安全性を確保するために、柱頭のパンチングシアと梁下の各結合耐力を加算した力に対して、鉄骨は弾性範囲に留まるよう設計する。

2.4 耐力算定式

上記の機構に基づいた補強架構の終局耐力設計式を、水平接合部に施す各拘束手段に応じて示す。

- ① 接合部をグラウトする場合

$$\bullet Q_u = pQ_c + fQ_j + \alpha Q_c \quad (1)$$

- ② 水平接合部に圧着力を与える場合

$$\bullet Q_u = pQ_c + aQ_j + \alpha Q_c \quad (2)$$

- ③ 水平接合部に埋込ボルトを設ける場合

$$\bullet Q_u = pQ_c + fQ_j + bQ_j + \alpha Q_c \quad (3)$$

- ④ 水平接合部に彫込コッターを設ける場合

$$\bullet Q_u = pQ_c + fQ_j + cQ_j + \alpha Q_c \quad (4)$$

pQ_c : 一方の柱のパンチングシア耐力 (kN)

Q_c : 他方柱の曲げ又はせん断耐力の小さい方

α : 変形の状態を考慮した低減係数

fQ_j : 摩擦による結合耐力 (kN)

$$= pQ_c \times H / L \times \mu \leq pQ_b \times \mu$$

pQ_b : 梁のパンチングシア耐力 (kN)

μ : 目地の滑りが生じる面における摩擦係数¹⁾

グラウトと躯体との間で滑る場合 : 1.0

フランジ面で滑る場合 : 0.8

aQ_j : 圧着結合耐力 = 導入力 $\times$ 摩擦係数 μ (kN)

bQ_j : 埋込ボルトによる結合耐力 (kN)

= ボルト1本のせん断耐力 $\times$ 本数 (上限8)

cQ_j : コッターによる結合耐力 (上限5)²⁾ (kN)

$$= A_{co} / \cos \theta \times 0.38 \sqrt{g \sigma b} \times \text{個数}$$

A_{co} : コッターの水平断面積 (cm²)

θ : 目地グラウトの割裂面のなす角度で

目地厚 / コッター長さ と定義する³⁾。

$g \sigma b$: グラウト材の圧縮強度 (N/mm²)

L, H : 補強構面の内法スパン, 内法階高 (m)

ただし、柱のせん断及びパンチングシア耐力は、基準の式³⁾に従って計算する。

3. 補強架構の性能

3.1 梁-鉄骨接合部のモデル化

上記の評価式の検証に際して、梁下の水平接合部を図-3に示すようにモデル化した一面せん断実験を実施し、繰返し荷重下における埋込ボルトのせん断伝達強度を調査した。

梁幅が 35cm、鉄骨は H-300 を用いた実物大接合部で、梁とフランジが接する長さは 5 cm とした。梁下面の軸方向に 20cm、幅方向には中心からは 45mm 離れた位置に直径 55mm の孔を 2 ヶ所設けた。この孔にボルト径 ($\phi 22, 24, 27\text{mm}$) の 3 倍を定着長さとし、これに 10mm の隙間を加えた 3 種類の深さを設定することで、ボルトの定着条件を一定とした時のせん断伝達強度と破壊モードに及ぼす径の影響を調べた。

5 cm の目地厚を確保してフランジと平行に梁を配し、仮固定した全ネジの中ボルトを回して孔の中に径の 3 倍挿入した後に、フランジを挟んでナットで固定した。またボルトが単純にフランジ面で曲げ降伏しないように、先端にもナットを付けて回転を拘束することで曲げ戻しを与えた。

図-3に示す様に押抜き型の一面せん断で水平力を正負に载荷したが、目地変位の拘束力は与えないで、摩擦の影響を除去した純粋なボルトのせん断伝達性能を調べた。

3.2 埋込ボルトの耐力

図-4に、M22 と M27 試験体のせん断力-目地滑り変位関係を示す。いずれの試験体も滑り

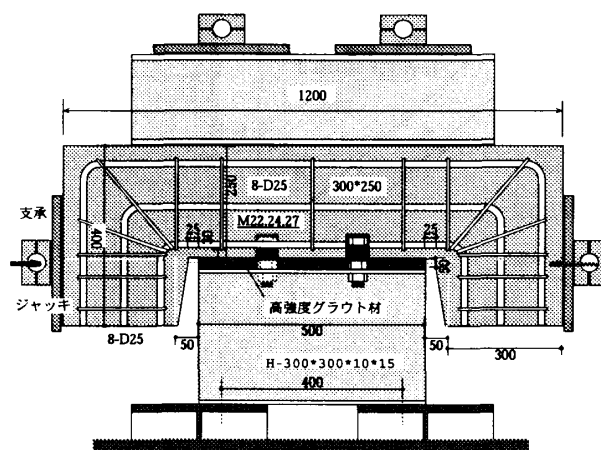


図-3 接合部試験体

はフランジ面に沿って生じたが、最初に滑りが生じた時の荷重はM27 が約 50kN で最も低く、最大のM22 の約半分しかなかったが、これをフランジとの接触面積で割って付着強度を求めると、応力は約 0.3N/mm² となった。

付着喪失後はボルトのせん断及び引張抵抗によって荷重は増大したが、履歴は途中で剛性が急変するダボ筋特有のスリップ性状を示した。

M22 ではボルトが2本とも降伏したのが確認され、その内の1本は最大耐力時にせん断で破断した。この時の値はせん断降伏時の応力に断面積を掛けた値を 50%以上も上回っていたが、定着部のコンクリートは破壊しなかった。

一方、M24 の最大耐力はM22 を若干下回り、M27 と共にボルトの能力に比例した耐力は得られなかった。この原因は梁の材軸方向に作用するせん断力によって梁を側面の方向に割裂く力が生じ、ボルトの定着部を拘束するコンクリートが破壊することにより、耐力が決定したためと推定される。しかしいずれも計算上のボルトのせん断耐力を越えたことから、M22 も含めて、拘束力がなくてもボルトは滑り面において曲げ降伏しなかったと考えられる。

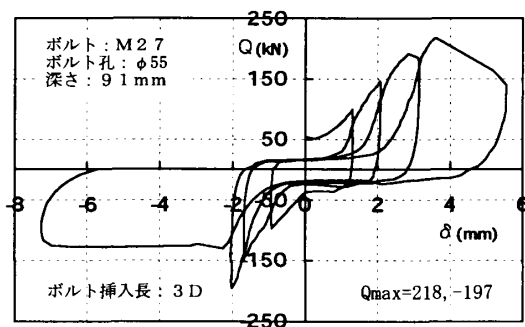
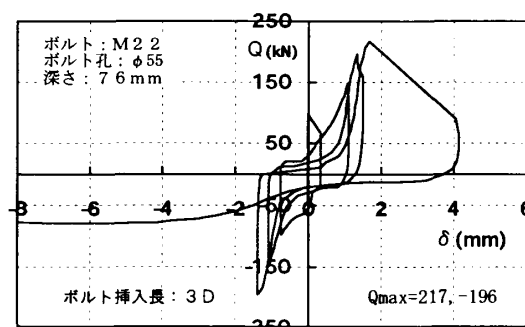


図-4 せん断力-滑り変位関係

梁下面を調査した結果、ボルト位置から梁側面に向かう斜めひびわれが生じていたが、ボルト定着部のグラウトが破壊した様子は見られなかった。また目地の開き変位を比較すると、3体とも最大耐力の直前まで2～4mm程度に抑えられていたことから、目地厚の1/20程度の滑りが生じた後でも、ボルトのせん断強度を保証できる定着性能を有していたと考えられる。

3.3 架構実験の概要

図-5に試験体の形状および配筋図を示す。試験体数は3体で、1/2に縮小したRC架構の構面内に枠付鉄骨ブレースを面内強軸方向に配し、目地を高強度グラウト材で充填した。比較のために、既報¹⁾、²⁾に示した試験体と形状・寸法と共に柱の主筋比($P_g=1.59\%$)も合せている。

水平目地に上記の埋込ボルト(M20)を設けたのは共通である。試験体S20では既報と同じH-175*175*7.5*11を使用し、既報に示した同一配筋のS10に対して埋込ボルトの本数を4本から8本に倍増し、その効果を調べた。

埋込ボルトが4-M20であるS21、S22では、鉄骨をH-150*150*7*10に変更し(断面積比で約78%)、補強耐力に対する鉄骨の余裕度を落してその影響

を調べたが、弾性範囲に留めたのはこれまでと同じである。S20、S21では既報と同様に柱に終始一定の軸力($N=300\text{kN}$, $\sigma_0=2.5\text{ N/mm}^2$)を作用させるせん断型で載荷したが、S22では最上階の架構を想定し、柱軸力や載荷モードの影響を調べるために軸力は0とした。

主筋は柱にD19とD16、梁にはD13を用いたが、降伏点は各々395、395、397 N/mm²だった。

3.4 補強架構の耐力と変形状

各試験体の層せん断力-層間変形関係とその包絡線を、各々図-6、図-7に示す。

ボルト本数を倍増したS20が、 $R=1/200$ までは最も高い剛性を保持しながら推移したが、 $R=1/140$ 付近で梁下のボルト定着部の損傷が水平せん断力によって顕著になったためにボルトの耐力能力が失われ、これによって柱頭部の負荷が増えることでパンチングシア破壊が起こった。その結果、最大耐力は既報³⁾に示したS10(4-M20, $\sigma_b=28.6\text{ N/mm}^2$)の97%に留まったが、コンクリート強度がS10の75%しかないことを考慮すると、ボルトの本数に応じて水平接合部のせん断伝達性能が向上する傾向が見られる。

S21の最大耐力時の変形はS20を越えたが、

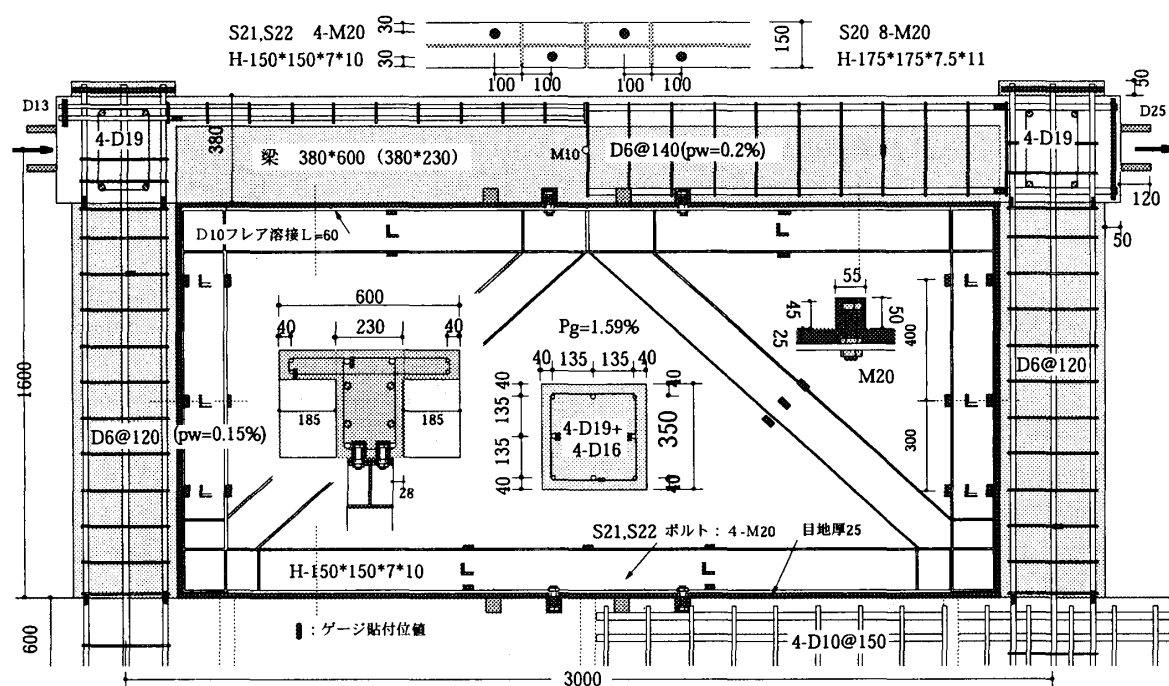


図-5 試験体配筋図

鉄骨を 150 角に縮小した影響もあって剛性・耐力とも S20 を下回った。コンクリート強度も異なるので一概に比較はできないが、S20 とは 160kN の耐力差があり、ボルト 1 本当り 40kN の差になってほぼボルトのせん断耐力に相当する。しかし履歴ループの形状や繰返し载荷による荷重低下等については、顕著な差はない。

コンクリート強度の高い既報の S10 との比較では、最大耐力やその時の変形角以外に $R=1/100$ 以降の性状にも差が見られた。これは主として埋込ボルトの定着部が破壊した時期に起因しており、それまでは埋込ボルトが水平接合部の滑り変位を拘束し、柱と共にせん断力を伝達していたと推定される。従って梁の断面や強度に応じてボルトの径や本数を制限して定着部の破壊を抑制すれば、

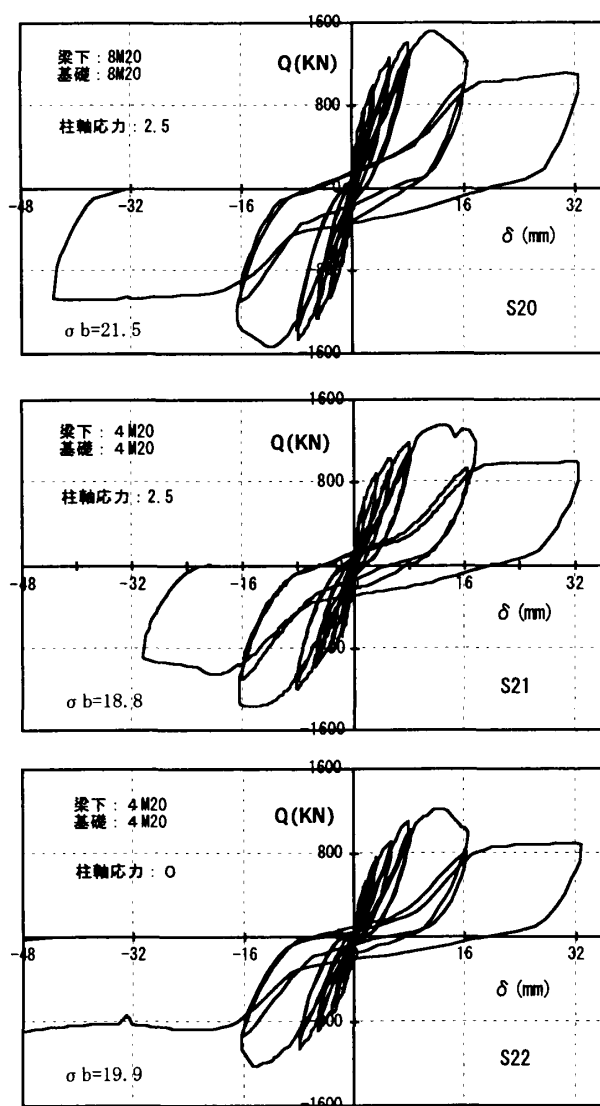


図-6 層せん断力-層間変形関係

耐力と共に変形性能も改善できると考えられる。

一方、軸力を与えずに载荷した S22 では、初期载荷時から剛性は S21 に比べて低く、徐々に引張側の柱の伸びが増加する傾向が見られた。また軸力が無いために柱のパンチングシアとせん断耐力が共に低下したが、最終サイクルで $R=1/30$ 以上まで強制変形を加えても、依然として最大耐力の約 70% を保持していた。

これ以外は上記の試験体とほぼ同様の性状を示し、最大耐力時の変形や耐力低下傾向、履歴性状などについても大差はなかった。

4. 設計法の適合性

水平接合部における変位拘束が荷重-変形性能に及ぼす影響を知るために、既報のデータを比較して図-8 に示す。

S11 は彫込コッタ (5 箇所)、S12 は梁下の摩擦を 0 にした試験体である。同図より、埋込ボルトやコッタによる拘束が剛性、耐力とも大幅に改善できる様子が明かであり、S10 では埋込ボルトのじん性によって変形性能も向上している。

いずれも最大耐力は設計値を約 40% 上回ると共に、その時の層間変形角も $1/125$ を越えており、F 値 1.5 の条件を満たす結果を示した。

また $4 \times 135\text{kN}$ の拘束力を与えた S2 と摩擦だけの S1 を比較すると、圧着力と摩擦係数 (フランジ面で滑らせたので 0.8) の積にほぼ相当する耐力の上昇が目地の付着喪失以降に見られ、設計値もほぼこれを適確に評価している。

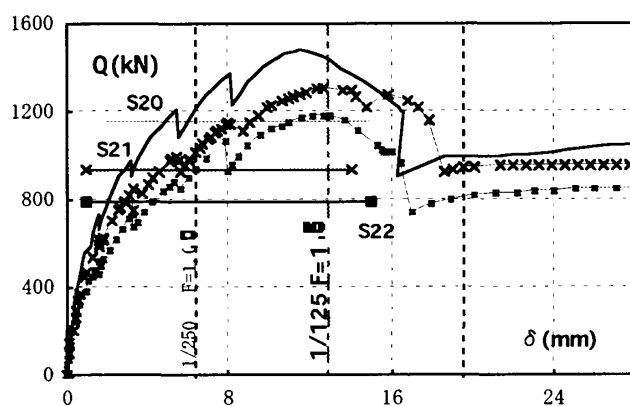


図-7 包絡線の比較

表-1 実験結果の比較

試験体	柱パンチング pQc ① (kN)	柱せん断 Qc ② (kN)	目地拘束 a, b, c Qj ③ (kN)	摩擦結合 f Qj ④ (kN)	最大耐力 Qu (kN)	計算値 ①+②+③+④ C (kN)	実/計 Qu/C	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	柱主筋比 Pg (%)	目地拘束	鉄骨軸力 (N/mm ²)
S1	484	168	0	206	1089	858	1.27	18.2	3.35	摩擦のみ	H175, 2.5
S2	484	168	424	0	1345	1076	1.25	18.2	3.35	圧着	H175, 2.5
S3	392	158	0	167	965	717	1.35	19.4	1.68	摩擦のみ	H175, 2.5
S10	510	164	166	271	1566	1111	1.41	28.6	1.59	4-M20	H175, 2.5
S11	456	154	130	243	1419	983	1.44	23.6	1.59	コッタ×5	H175, 2.5
S12	470	157	0	0	1086	627	1.73	24.9	1.59	摩擦=0	H175, 2.5
S13	443	160	130	236	1360	969	1.40	28.2	0.98	コッタ×5	H175, 2.5
S20	439	151	332	234	1520	1156	1.31	21.5	1.59	8-M20	H175, 2.5
S21	411	145	166	219	1359	941	1.44	18.8	1.59	4-M20	H150, 2.5
S22	364	124	166	194	1215	848	1.43	19.9	1.59	4-M20	H150, 0

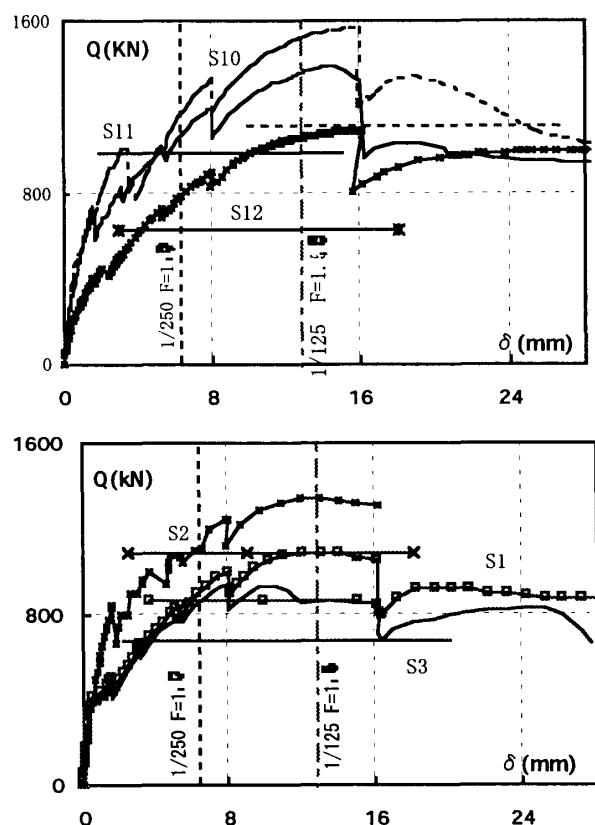


図-8 設計値との対比

またいずれも柱頭がパンチングシア破壊した $R=1/100$ 以降も、最大耐力の 60~70%を保持しながら $R=1/50$ まで至っている。更に F 値 1 に相当する変形で設計値を超えており、摩擦を利用した本補強が高い剛性と変形性能を有しているのが分かる。

最大耐力の実験値を各抵抗要因に分類して表-1に記す。柱主筋量が多く、軽量コンクリートを用いた S1, S2 の耐力は、計算値に対して 25%程度の余裕度であったが、この 2 体以外は計算値を 30~40%上回る安全率を有している。これより、上述の

機構に基づく設計式が全ての試験体に対して安全側の評価となっているのが理解できる。

5. まとめ

本補強を適用した架構の性能とその評価法を検討し、以下の結論を得た。

- (1) 躯体と鉄骨との結合耐力を水平接合部における終局時の摩擦と変位拘束で規定し、これに柱の耐力を累加して補強耐力を求める設計法は、実験値を 25~40%安全側で評価できる。
- (2) 埋込ボルトによる水平接合部の変位拘束は、補強架構の剛性、耐力、変形性能を改善できる十分なせん断伝達性能を有している。
- (3) 本実験範囲では、埋込ボルトの本数に応じて補強耐力が上昇する傾向が見られた。
- (4) 柱軸力が小さい最上階においても、本補強は適用可能と考えられる。

【参考文献】

- 1) 金田, 菊地: 鋼-コンクリート接合の摩擦特性を利用した耐震補強法, JCI, 耐震補強の評価に関する研究委員会論文集, pp553~560, 2000. 6
- 2) 前澤, 菊地, 藤村, 金田: 摩擦によるせん断伝達を評価した耐震補強 (その 4~6), 日本建築学会大会梗概集, C-2, 2002. 8
- 3) 日本建築防災協会: 改訂版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