

鉄骨梁を高強度異形鉄筋で鉄筋コンクリート柱に接合した 混合構造の研究

Study on Steel Beam to Reinforced Concrete Column Joint using High Strength Deformed Bar

| | | |
|------------|--------|------------------|
| | 江頭 寛 | HIROSHI EGASHIRA |
| | 小坂 英之 | HIDEYUKI KOSAKA |
| 構造設計ディビジョン | 小林 知己 | TOMOMI KOBAYASHI |
| 構造設計ディビジョン | 土居 和雅 | KAZUMASA DOI |
| 建築生産計画部 | 松井 幸一郎 | KOICHIRO MATSUI |

鉄骨梁を高強度異形鉄筋で鉄筋コンクリート柱に接合した混合構造の研究に当たり、以下の2種類の構造実験を実施した。十字形架構の加力実験では、良好な履歴性状を有する荷重-変形曲線が得られたが、高強度異形鉄筋をナット定着する固定プレートの強度不足が判明した。一方、柱梁接合部内の高強度異形鉄筋は、最大荷重に至るまでコンクリートとの付着を保持した。固定プレートの補強方法を実験要因とした片持ち形鉄骨梁の加力実験では、補強方法の違いによって固定プレートの変形量に差異が生じたものの、すべての試験体の最大荷重は鉄骨梁の全塑性曲げ強度の1.13~1.37倍となり、固定プレートの補強方法としての妥当性を確認した。
キーワード：混合構造、鉄筋コンクリート柱、鉄骨梁、高強度異形鉄筋、固定プレート

In this paper, structural behaviors of steel beam to reinforced concrete column joint using high strength deformed bars are discussed based on the following two cases of structural tests.

In case of loading tests on beam-column joint, shear-displacement relations showed fuller hysteresis curve, but bending capacity of anchor plates were lower than expected. High strength deformed bars in the joint maintained its bond performance up to the maximum load. In another case of loading tests on cantilever beams whose end was jointed with high strength deformed bars, the observed maximum loads were 1.13 to 1.37 times greater than full plastic moment capacity, and the performance of the fixing method for the anchor plates was demonstrated.

Key Words: Mixed Construction, R/C Column, Steel Beam, High Strength Deformed Bar, Anchor Plate

1. はじめに

物流施設等の大スパンを有する建物に適した構造として、鉄筋コンクリート（以下、RCと呼ぶ）柱と鉄骨（以下、Sと呼ぶ）梁を高強度異形鉄筋で接合する混合構造の研究開発を行っている。本構法は、柱梁接合部にS梁を貫通させて接合する従来型の柱RC梁S構造^{1)~4)}（以下、梁貫通型構造と呼ぶ）と比べて、柱梁接合部内のディテールを簡略化できるため、施工性および経済性の両面で優れた建物の構築が期待できる。

本研究では、架構の耐力・変形性能の確認を目的とした十字形架構の加力実験、および高強度異形鉄筋を定着する鉄骨梁仕口部の強度と破壊性状の確認を目的とした

片持ち形鉄骨梁の加力実験を実施し、構造性能の検証を行った。以下、実験の概要と結果について報告する。

2. 構法概要

図-1に構法の概要図を示す。本構法は、柱梁接合部内にS梁を貫通させず、代わりに十字形の鋼板（以下、十字形ウェブプレートと呼ぶ）と高強度異形鉄筋を貫通させ、これらとS梁を連結した柱RC梁S構造である。同図に示すように、本構法のS梁のRC柱への接合方法は、梁端部の上下フランジに設けた固定プレートに高強度異形鉄筋をナットで定着し、梁のウェブと十字形ウェブプレートを高力ボルトで摩擦接合する方法となってい

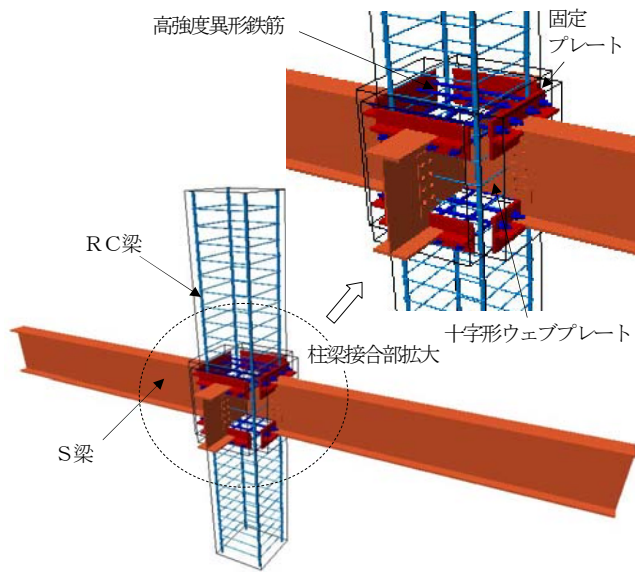


図-1 構法の概要図

る。よって、本構法の柱梁接合部は、従来の梁貫通型構造と比べると、比較的 RC 造に近い構造であり、以下に示すような施工的、経済的および構造的な利点を有しているものと考えられる。①柱梁接合部内で S 梁 (H 形鋼) が交差しなため、鋼材量や溶接加工手間を低減できる。②柱梁接合部内に梁フランジが存在しないため、当該部のコンクリートの充填性が向上する。③直交梁を有する柱梁接合部において、柱主筋位置が柱の四隅に制約されることがない。したがって、柱主筋を効率良く配筋することが可能である。

3. 十字形架構の加力実験

(1) 試験体

表-1 に試験体一覧を、図-2 に試験体図を示す。試験体は、柱を RC 造、梁を S 造とした混合構造の十字形架構試験体の 3 体である。試験体の縮尺は 1/2.5 程度を想定し、3 体とも梁の加力点間距離 L と柱の支持点間距離 H および S 梁断面 (BH-350×117×6×12) を同一とした。

同図(1)に示す NF60 は、柱梁接合部を梁貫通型構造とした従来型の比較用試験体である。同図 A 矢視に示すように、直交梁は両側に設け、柱形が外壁面になる場合を想定し、片側の直交梁は柱梁接合部から外側に突出させていない。S 梁端部の柱面に設けた支圧板 (PL-6, SM490A) は、S 梁のフランジ幅と同じとした。柱梁接合部のせん断補強筋は□-D6 (せん断補強筋比 $p_w=0.27\%$) とし、同図 B 断面に示すように、L 形および U 形の補強筋を、ウェブに $\phi 16\text{mm}$ の孔を開けて重ね継手とする配筋方法とした。NF60 の RC 柱は、せい D×幅 B=400×400mm とし、コンクリート強度は Fc60 とした。柱の

表-1 試験体一覧

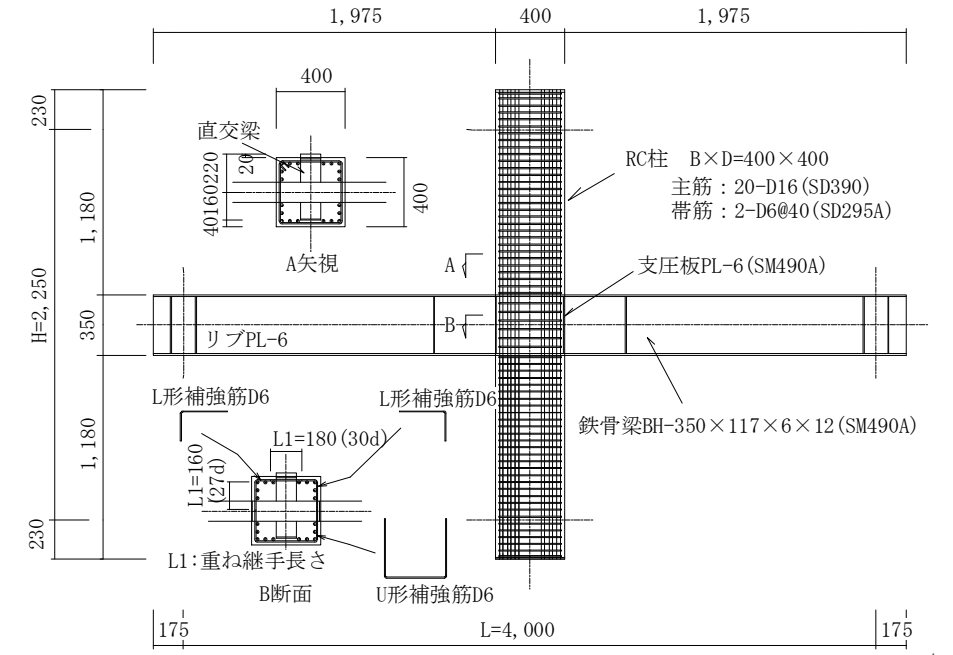
| 試験体 | 柱 | | 梁 | 柱梁接合部 |
|------|-------------|--------|--------------------------|---|
| | せい×幅 (mm) | 設計基準強度 | | |
| NF60 | D×B=400×400 | Fc60 | BH-350x117x6x12 (SM490A) | 【S梁貫通タイプ】 支圧板：PL-6 (SM490A) せん断補強筋比 $p_w=0.27\%$ |
| F60 | D×B=350×350 | Fc60 | | 【高強度異形鉄筋接合タイプ】 高強度異形鉄筋：4-D19(USD685A) ウェブプレート：PL-6 (SM490A) 固定プレート：PL-9 (SM490A) せん断補強筋比 $p_w=0.26\%$ |
| S36 | | Fc36 | | |

主筋は 20-D16、せん断補強筋は□-D6@40mm ($p_w=0.40\%$)とした。

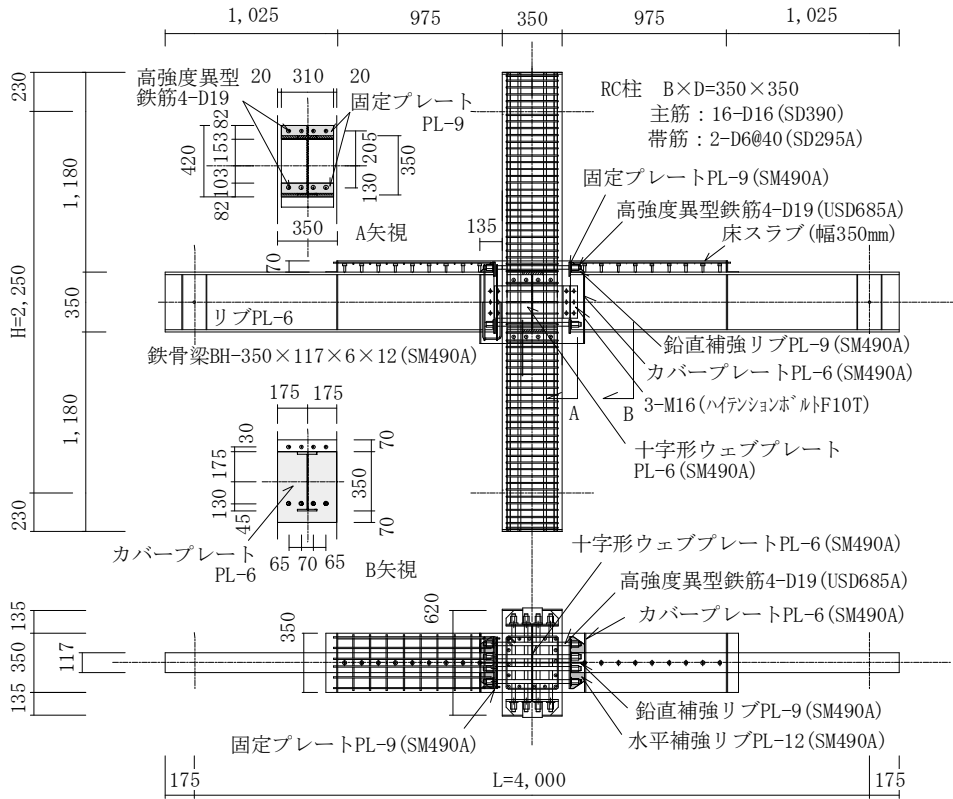
同図(2)に示す F60 と S36 は、柱梁接合部に S 梁を貫通させない代わりに、PL-6 (SM490A) を十字形に溶接した十字形ウェブプレートと高強度異形鉄筋 (4-D19, USD685A) を貫通させ、これらと S 梁を連結させた試験体である。同図(3)に示すように、S 梁端の上下フランジには、梁フランジ厚の 0.75 倍の厚さの固定プレート (PL-9, SM490A) を溶接接合し、これに高強度異形鉄筋を通してナットで定着した。この固定プレートは、長辺が梁フランジ幅の 2.6 倍、短辺が梁せいの 0.23 倍の長方形の形状をしており、水平補強リブ (PL-12, SM490A) および鉛直補強リブ (PL-9, SM490A) で補強されている。十字形ウェブプレートは、柱梁接合部内の高強度異形鉄筋と干渉しないように、そのウェブせいを梁せいの 0.54 倍とした。

直交する 2 方向の同一断面梁が、同じ高さで柱梁接合部に取付く場合を想定し、高強度異形鉄筋の取付け高さは、加力する側の S 梁では上・下フランジの上方とし、直交梁では逆に下方とした。S 梁のウェブは、高力ボルトで十字形ウェブプレートに摩擦接合した。したがって、S 梁フランジに作用する材軸方向の圧縮・引張力は固定プレートの曲げ抵抗を介して、柱梁接合部のコンクリートおよび高強度異形鉄筋に、S 梁ウェブに作用するせん断力は、主として十字形ウェブプレートのせん断抵抗を介して、柱梁接合部のコンクリートに伝達される抵抗機構となっている。

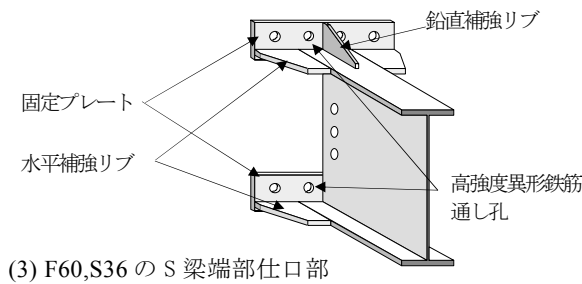
柱梁接合部のせん断補強筋は、□-D6 ($p_w=0.26\%$) とし、L 形状に分割したせん断補強筋を十字形ウェブプレートにフレア溶接した。施工時の S 梁の取付けや精度確保を考慮して、柱面と S 梁接合面との間にはクリアランスを設け、柱面から 135mm の位置の S 梁に、柱と同一幅のカバープレート (PL-6, SM490A) を設けて、この範囲まで柱と同強度のコンクリートを打設した。RC 柱はせい D×幅 B=350×350mm とし、柱の主筋は 16-D16、帯筋は□-D6@40mm ($p_w=0.46\%$) とした。S 梁の上フランジには、頭付スタッド $\phi 13\text{mm}$ を溶接し、



(1) NF60



(2) F60, S36



(3) F60,S36のS梁端部仕口部

図-2 試験体図

表-2 コンクリートの材料試験結果

| 試験体 | 部位 | 圧縮強度 | ヤング係数 | ポアソン | 割裂強度 |
|------|----------|-------------------|------------------------------------|------|-------------------|
| | | N/mm ² | ×10 ³ N/mm ² | 比 | N/mm ² |
| NF60 | 柱, 柱梁接合部 | 63.9 | 3.47 | 0.21 | 4.56 |
| F60 | 柱, 柱梁接合部 | 68.3 | 3.56 | 0.20 | 3.70 |
| | 床スラブ | | | | |
| S36 | 柱, 柱梁接合部 | 37.3 | 2.79 | 0.17 | 3.02 |
| | 床スラブ | | | | |

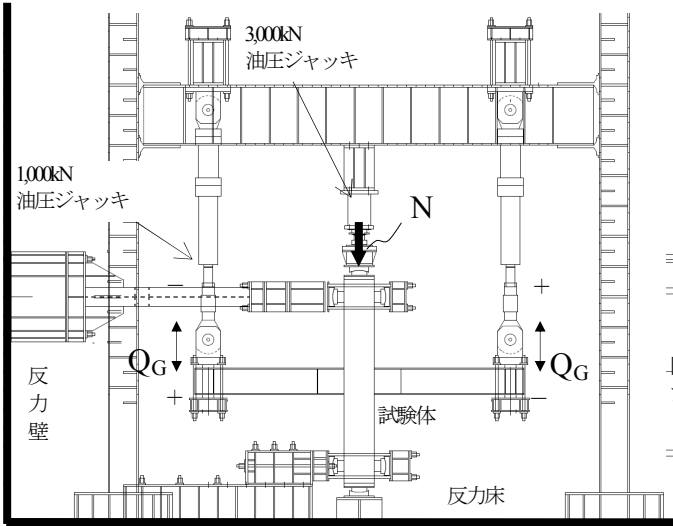


図-3 加力装置図

梁端から梁せいの3倍の位置まで厚さ70mmの床スラブを設けた。床スラブのコンクリート強度はFc36とした。

F60はS梁の曲げ降伏を想定しており、RC柱のコンクリート強度はFc60である。柱面からカバープレートまでのRC部分を柱梁接合部とみなすと、柱梁接合部は、せい620mm、幅350mmとなる。一方、S36は、柱梁接合部のせん断破壊を想定し、柱および柱梁接合部のコンクリート強度を床スラブと同じFc36とした。その他の仕様はF60と共通である。

表-2、表-3にコンクリートと鋼材の材料試験結果をそれぞれ示す。

(2) 加力および計測方法

図-3に加力装置図を示す。柱上部の油圧ジャッキにより一定軸力N(1,000kN)を作用させ、左右の油圧ジャッキの変位制御により梁に逆対称の荷重Q_Gを載荷した。加力ルールは、折返し変形角Rを±2.5, 5, 10(2回), 13.3(2回), 20, 40, 50[×10⁻³rad]とした正負漸増繰返し加力とした。

図-4に柱梁接合部周辺のひずみゲージの配置図を示す。各部に配置した変位計、および各部の鋼材に貼付けたひずみゲージにより、変形とひずみを計測した。

表-3 鋼材の材料試験結果

| 種類 | 部位 | 降伏点 | 降伏ひずみ | 引張強度 | ヤング係数 |
|----------------|-----------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------------------------|
| | | N/mm ² | ×10 ⁻⁶ | N/mm ² | ×10 ³ N/mm ² |
| D19 (USD685A) | S梁接合用 高強度異形鉄筋 | 705 | 3,990 | 890 | 1.92 |
| D16 (SD390) | 柱主筋 | 395 | 2,206 | 567 | 1.87 |
| D6 (SD295A) | せん断補強筋 | 357* | 3,900 | 519 | 1.88 |
| PL-12 (SM490A) | 梁フランジ | 409 | 2,090 | 531 | 2.02 |
| PL-9 (SM490A) | 固定プレート | 412 | 2,508 | 536 | 1.99 |
| PL-6 (SM490A) | 梁ウェブ 十字形ウェブプレート 支圧板 カバープレート | 371 | 2,728 | 519 | 2.05 |

*0.2%ひずみのオフセット値

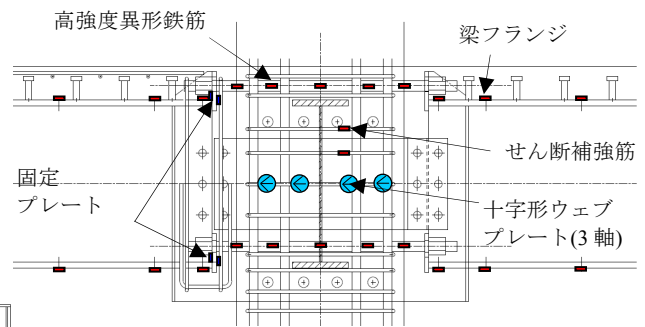


図-4 柱梁接合部周辺のひずみゲージの配置図

(3) 実験結果

a) 破壊状況および荷重-変形角関係

図-5～図-7にそれぞれNF60, F60, S36の荷重-変形角関係を、写真-1～写真-3にそれぞれNF60, F60, S36の部材変形角R=+20×10⁻³rad時のひび割れ状況を示す。

NF60は、R=+3.7×10⁻³radで柱梁接合部にせん断ひび割れが確認された。R=+7.6×10⁻³radでは、柱梁接合部内のウェブが部分的に降伏ひずみに達し、その後R=+10×10⁻³radで梁端のフランジ部が降伏ひずみに達した。

R=+15.6×10⁻³radではウェブが全面的に降伏ひずみに達し、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになりR=+40×10⁻³radで最大荷重を示した。最大荷重Q_Gmaxは152kN、材料試験値による降伏点を用いた梁の全塑性曲げ強度Q_MPは143kNであり、Q_GmaxはQ_MPを上回っている。

Q_GmaxのQ_MPに対する余裕率Q_Gmax/Q_MPは1.07となった。荷重-変形角曲線は良好な復元力特性を示している。NF60の残留ひび割れ幅はR=±10×10⁻³rad経験後で0～0.05mm、R=±13.3×10⁻³rad経験後で0.05～0.1mm、R=±20×10⁻³rad経験後(写真-1)で0.1～0.25mmであった。

F60は、R=+1.0×10⁻³rad程度で床スラブに曲げひび割れが確認され、その後S梁とRC柱との連結部分の曲げひび割れが顕著に伸展する破壊経過(写真-2)を示した。R=+12.0×10⁻³radで固定プレートが先行して降伏

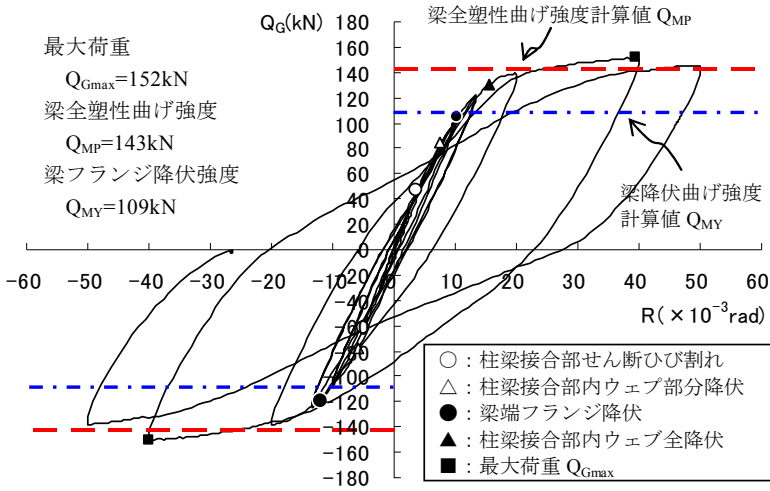


図-5 荷重-変形角関係 (NF60)

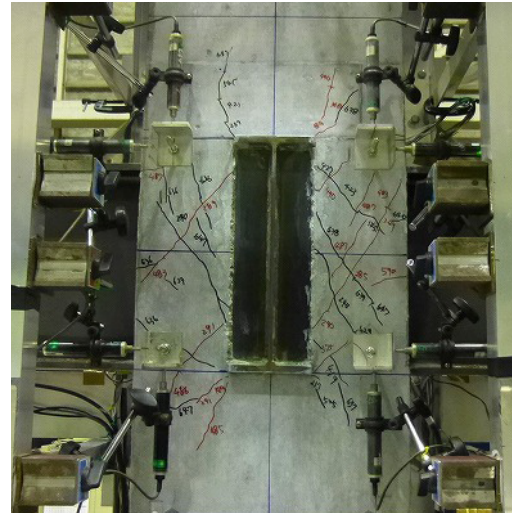


写真-1 ひび割れ発生状況 (NF60:R=+20×10⁻³rad)

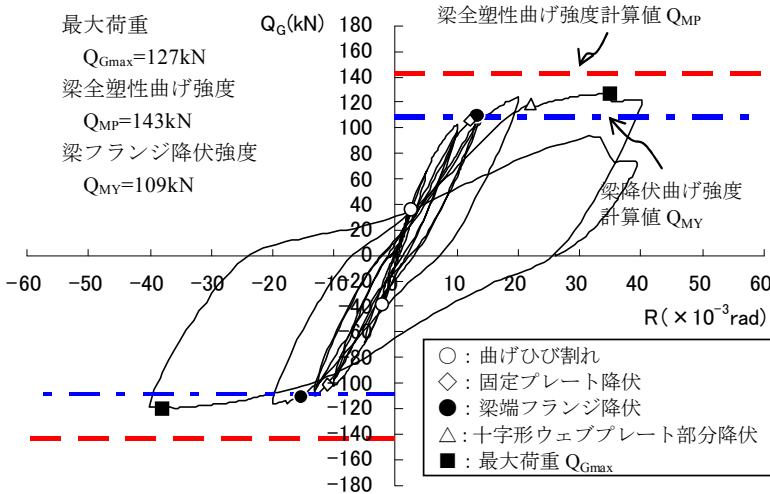


図-6 荷重-変形角関係 (F60)

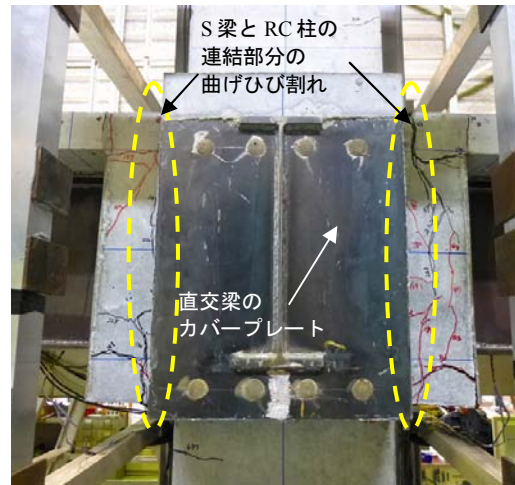


写真-2 ひび割れ発生状況 (F60:R=+20×10⁻³rad)

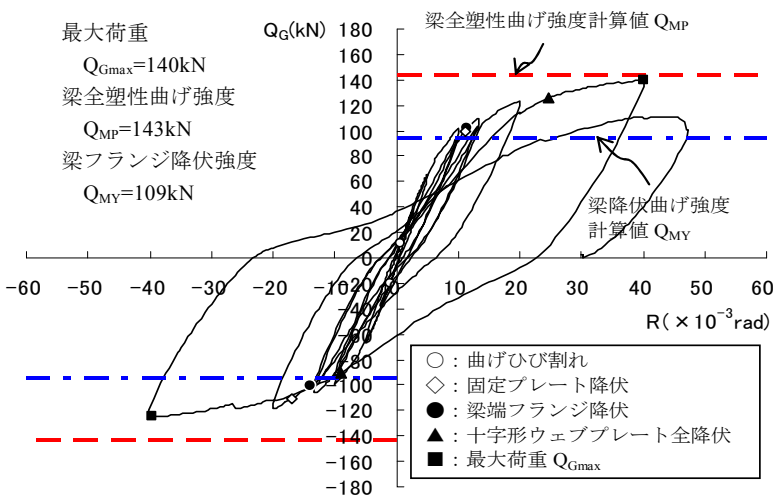


図-7 荷重-変形角関係 (S36)

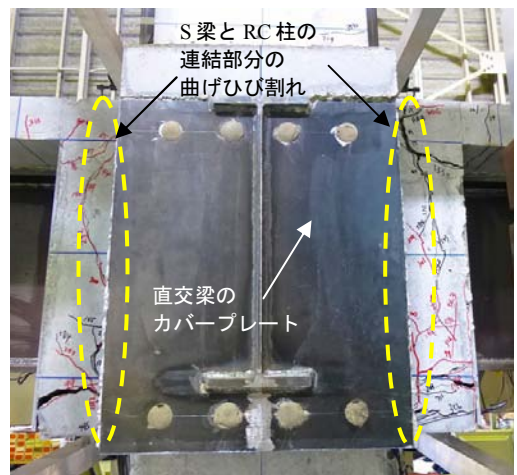


写真-3 ひび割れ発生状況 (S36:R=+20×10⁻³rad)

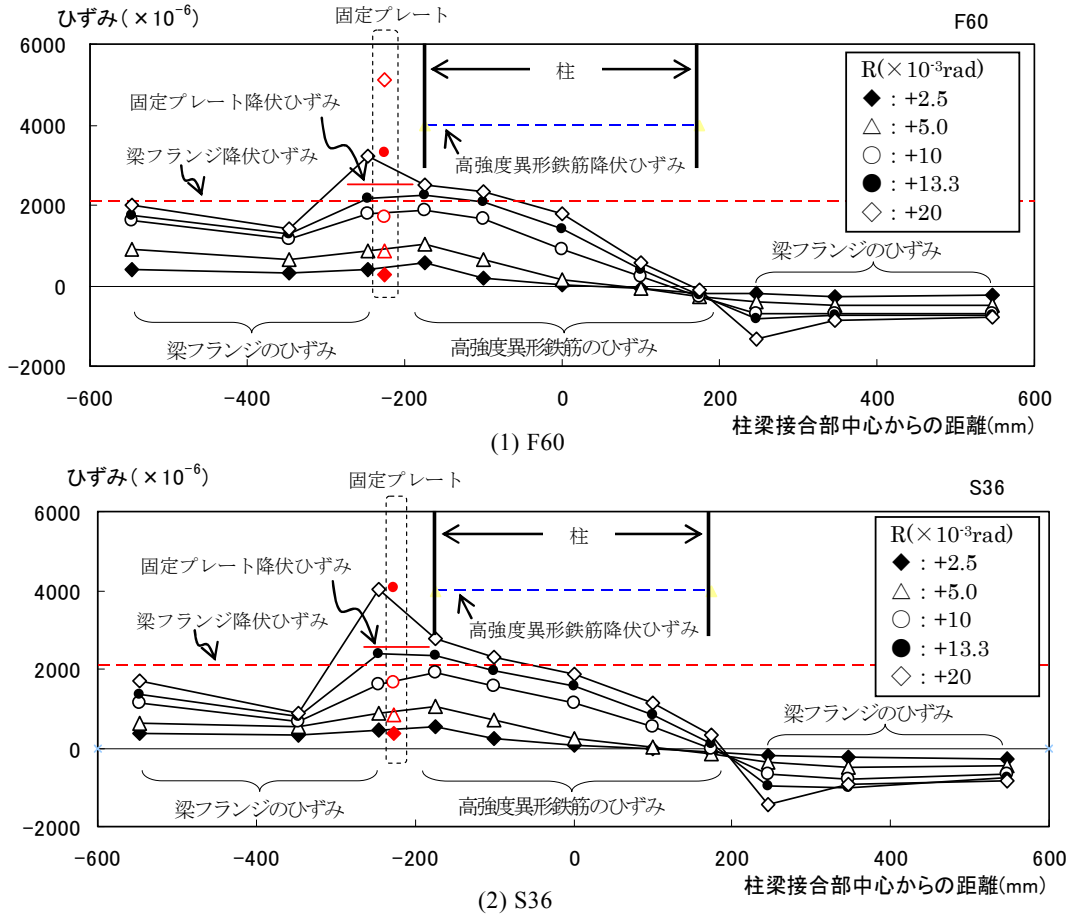


図-8 高強度异形鉄筋，固定プレートおよび梁フランジのひずみ分布

ひずみに達し，その後 $R=+13.2 \times 10^{-3} \text{rad}$ で梁端のフランジ部が降伏ひずみに達した。 $R=+34.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重 127kN を示し，次の加力サイクルで固定プレートが破断して荷重が低下した。本試験体は梁曲げ降伏破壊を想定した試験体であるが，梁フランジが降伏する降伏曲げ強度 ($Q_{MY}=109\text{kN}$) を上回ったものの，梁の全塑性曲げ強度 ($Q_{MP}=143\text{kN}$) には至らず，余裕率 Q_{Gmax}/Q_{MP} は 0.89 となった。したがって，梁の全塑性曲げ強度を發揮させるためには，固定プレートの強度をより大きくする必要がある。

S36 も F60 と同様，S 梁と RC 柱の連結部分の曲げひび割れが顕著に伸展する破壊経過 (写真-3) を示した。

$R=+11.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ で固定プレートが先行して降伏ひずみに達し，その直後の $R=+11.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で梁端のフランジ部が降伏ひずみに達した。 $R=+24.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ では，十字型ウェブプレートが全面的に降伏ひずみに達した。

$R=+40 \times 10^{-3} \text{rad}$ に最大荷重 140kN を示し，次の加力サイクルの $R=+50 \times 10^{-3} \text{rad}$ に向かう途中の変形角で固定プレートが破断して荷重が低下した。余裕率 Q_{Gmax}/Q_{MP} は，0.98 となった。S36 は柱梁接合部破壊を

想定した試験体であり，F60 とは異なり十字形ウェブプレートの全面的な降伏を確認した。

図-6,図-7 に示したように，F60, S36 の荷重-変形角曲線は，おおむね良好な復元力特性を示している。よって，固定プレートを適切に補強することで NF60 と同等な耐力と変形性能が期待できると考えられる。

b) 柱梁接合部内の高強度异形鉄筋のひずみ分布

図-8(1),(2)に，F60, S36 の高強度异形鉄筋，固定プレートおよび梁フランジの $R=+2.5$ から $+20 \times 10^{-3} \text{rad}$ にかけての各加力サイクルのピーク時におけるひずみ分布をそれぞれ示す。高強度异形鉄筋のひずみ分布は，柱梁接合部内において傾きを有する直線状の分布を示しており，コンクリートとの付着を保持し，鉄骨梁の連結機構として機能していることが分かる。 $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$ における F60,S36 の高強度异形鉄筋のひずみ値は，引張応力側の柱面で最大となり，降伏ひずみの 0.6~0.7 倍となっている。一方，これに近接する固定プレートのひずみ値は，降伏ひずみの 1.6~1.9 倍，梁フランジのひずみ値は 2.2 倍以上となっている。

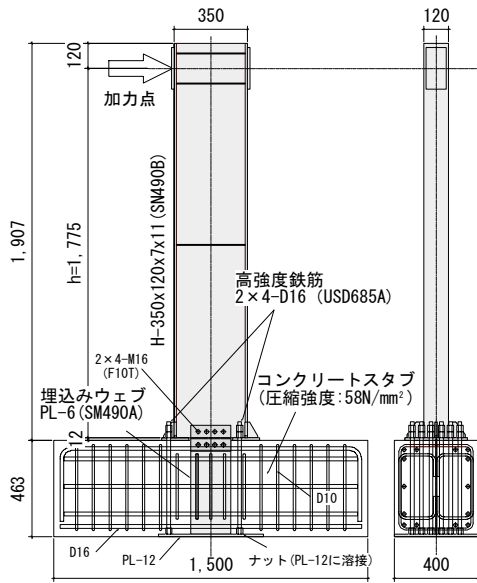
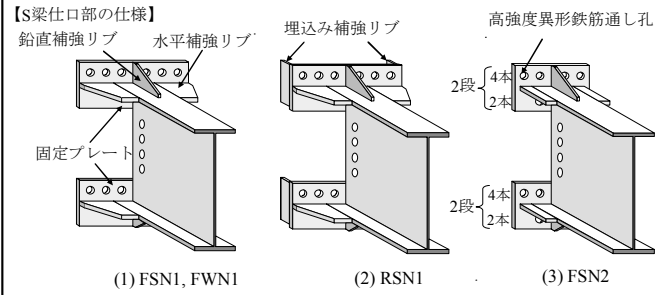


図-9 試験体全体図 (FSN1)

表-4 試験体一覧

| 試験体 | S梁 | 固定プレートの形状 (長辺×短辺×厚さ) | 高強度異形鉄筋の配置 | 備考 |
|------|--------------------------|----------------------|------------|---------------------------|
| FSN1 | H-350x120x7x11※ (SM490A) | 300×125×12mm | | 基本試験体 |
| FWN1 | | | | 裏当てでナット付 |
| RSN1 | | | | 埋込み補強リブ付 |
| FSN2 | | 210×125×12mm | | 高強度異形鉄筋 2段配筋 (上段4本, 下段2本) |



※H-350x175x7x11のフランジを切断して使用

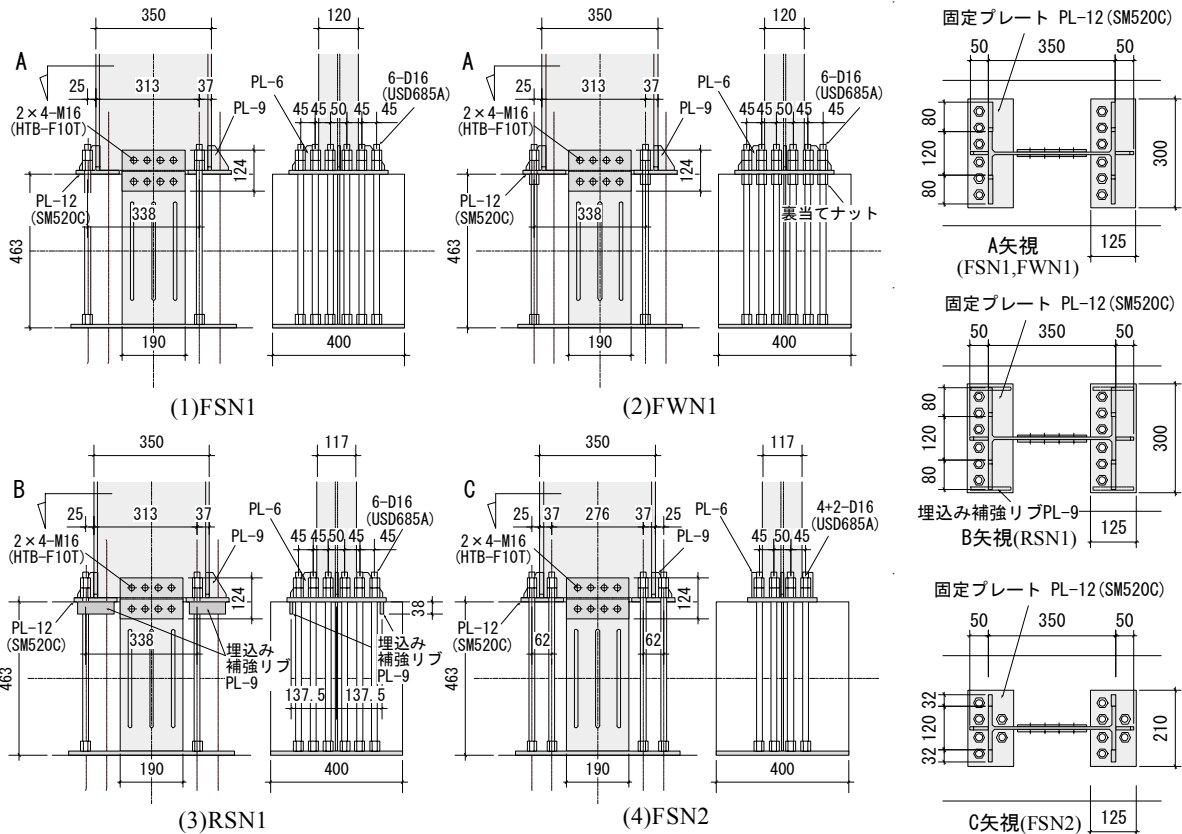


図-10 試験体詳細図

4. 片持ち形鉄骨梁の加力実験

本章では、十字形架構実験の結果を受けて、固定プレートの強度確保を目的として行った片持ち形鉄骨梁の加力実験の結果について述べる。

(1) 試験体

表-4 に試験体一覧を、図-9、図-10 に試験体全体図、

試験体詳細図をそれぞれ示す。実験要因は、高強度異形鉄筋を S 梁フランジに接合する固定プレートの補強方法である。試験体は、RC 柱を模擬した、せい×幅 = 463×400mm のコンクリートスタブに S 梁を接合した逆 T 形の片持ち梁の形状となっている。S 梁の固定プレートから加力点までの距離 h、S 梁の断面 (H-350x120x7x11) および S 梁仕口部の仕様は、十字形架構試験体のもとのほぼ同一となっているが、固定プレー

表-5 鋼材の材料試験結果

| 呼び | 強度種別 | 対象 | 降伏点 | 降伏ひずみ | 引張強度 | ヤング係数 |
|-------|---------|----------|-------------------|------------------|-------------------|------------------------------------|
| | | | N/mm ² | ×10 ⁶ | N/mm ² | ×10 ⁵ N/mm ² |
| D16 | USD685A | 高強度異形鉄筋 | 739 | 3,837 | 952 | 1.93 |
| PL-12 | SM520C | 固定プレート | 417 | 2,272 | 561 | 2.04 |
| PL-12 | SS400 | 水平補強リブ | 318 | 1,726 | 455 | 1.95 |
| PL-11 | SN490B | H形鋼梁ウェブ | 396 | 1,936 | 539 | 2.05 |
| PL-9 | SS400 | 鉛直補強リブ | 411 | 2,705 | 550 | 2.03 |
| PL-7 | SN490B | H形鋼梁フランジ | 441 | 2,310 | 561 | 2.01 |
| PL-6 | SM490A | 埋込み補強リブ | 374 | 2,178 | 522 | 2.08 |

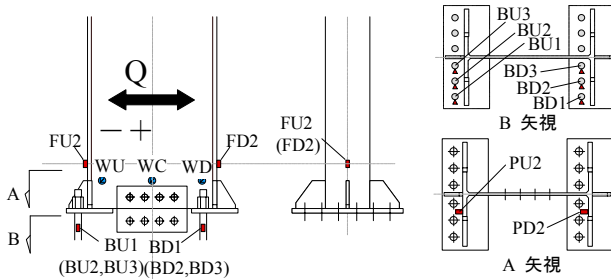


図-12 ひずみゲージ配置図

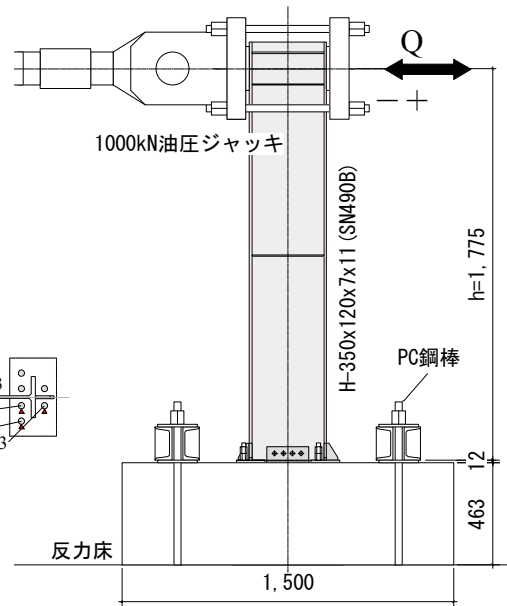


図-11 加力概要図

トに関しては、厚さを梁フランジ厚の 1.1 倍 (PL-12, SM520C)、短辺の長さを梁せいひの 0.36 倍に変更した。コンクリートスタブには、高強度異形鉄筋 (2x6-D16, USD685A) と十字形ウェブプレートを模擬した PL-6 (SM490A) の鋼板 (以下、埋込み鋼板と呼ぶ) が埋込まれており、前者は固定プレートに、後者は梁ウェブにそれぞれ接合されている。本実験では S 梁端部のカバープレートを省略したため、固定プレートとこれに定着した高強度異形鉄筋のナット部分は、コンクリートスタブから露出した状態となっている。当該部のナット定着は、緩み防止と強度確保のためダブルナットとした。

試験体は、表-4、図-10 に記した FSN1、FWN1、RSN1、FSN2 の 4 体である。FSN1 は基本試験体であり、6-D16 の高強度異形鉄筋を固定プレートの片側に一段配筋した接合方法となっている。FWN1 は FSN1 に対し、高強度異形鉄筋と固定プレートをより強固に接合するために、固定プレートのコンクリート側にもナット (以下、裏当てナットと呼ぶ) を付加した試験体である。

RSN1 は FSN1 に対し、固定プレートの強度と剛性を向上させる目的で、固定プレートのコンクリート側の両縁に PL-9 (SS400) の補強リブ (以下、埋込み補強リブと呼ぶ) を溶接した試験体である。FSN2 は 6-D16 の高強度異形鉄筋を、梁フランジの両側に 2 段配筋した試験体である。これは、直交方向の S 梁を柱梁接合部貫通型とした場合を想定した接合方法である。

表-5 に鋼材の材料試験結果を示す。

(2) 加力および計測方法

図-11 に加力概要図を示す。コンクリートスタブを反力床に PC 鋼棒で固定し、水平方向に設置した油圧ジャッキで鉄骨梁上部の加力点を静的に加力した。加力ルールは、折返し変形角 R を ±2.5, 5, 10, 13.3, 20, 40, 50, 100 [×10⁻³rad] (各々 1 回) とした正負漸増繰返し加力である。

図-12 にひずみゲージの配置図を示す。各部に配置した変位計および鋼材に貼付けたひずみゲージにより、各部の変形とひずみを計測した。

(3) 実験結果

a) S 梁仕口部の最終破壊状況

写真-4(1)~(4)に各試験体の S 梁仕口部の最終破壊状況を示す。写真(1)の FSN1 は、最大荷重時に水平補強リブと梁フランジの溶接部が破断した。当該部位が先行破壊し、荷重が低下したために、周辺部位の大きな変形等は見られない。写真(2)の FWN1 は、高強度異形鉄筋で定着されていない側の固定プレートが、大きく曲げ変形した状態となった。固定プレートは、S 梁の正負交番加力により繰返しの曲げ応力を受け、最大荷重時に固定プレートと梁フランジの溶接部が破断した。写真(3)の RSN1 も FWN1 と同様な固定プレートの変形が見られるが、埋込み補強リブによって固定プレートの曲げ変形が拘束されているために、変形量は FWN1 ほど大きくはない。その一方で、埋込み補強リブの抜け出しに伴って生じたスタブ表面のコンクリートの損傷が顕著となった。また、梁フランジ・ウェブともに大きな座屈

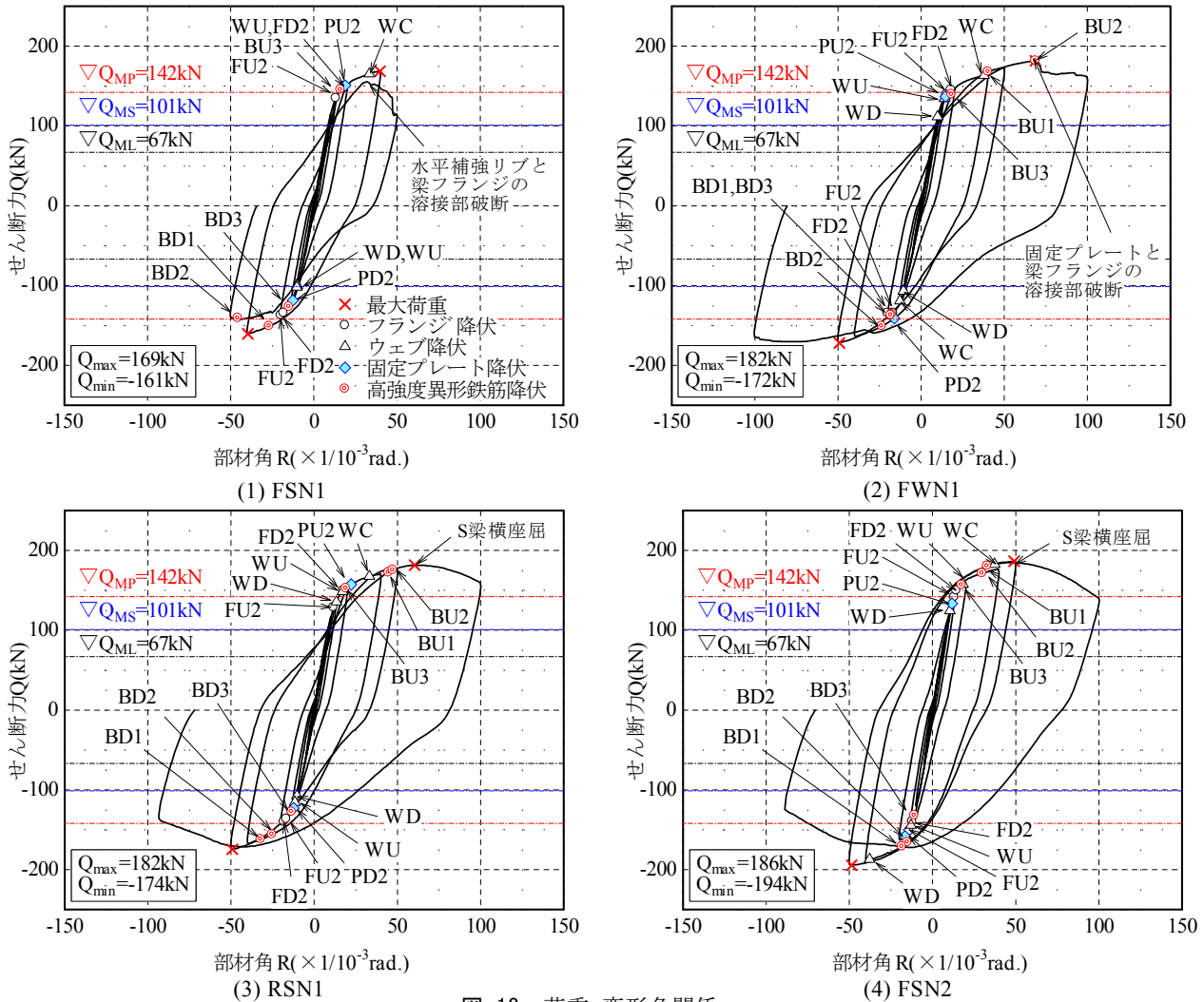


図-13 荷重-変形角関係

を生じた。写真(4)の FSN2 は、高強度異形鉄筋を、梁フランジを挟んで二段配筋した接合方法となっているため、固定プレートの変形量は微小である。梁フランジ・ウェブに関しては、RSN1 と同様に大きな座屈が生じた。

b) 荷重と変形角の関係

図-13 に、それぞれの試験体の荷重-変形角関係を示す。同図には材料試験による降伏点を用いて計算した S 梁の全塑性曲げ強度 Q_{MP} ($=142\text{kN}$)、S 梁フランジの繰応力度がそれぞれ長期および短期許容応力度に達したときの許容曲げ荷重 Q_{ML} ($=67\text{kN}$)、 Q_{MS} ($=101\text{kN}$) をそ

れぞれ併記した。

各試験体の最大荷重は、正および負加力ともに梁の全塑性曲げ強度 Q_{MP} を上回る値となった。各試験体の鋼材のひずみは、正および負加力ともに短期許容曲げ荷重 Q_{MS} を超えた辺りから連続的に降伏に至っており、鋼材の降伏ひずみの発生傾向に関しては、試験体ごとの大きな差異はないといえる。各試験体の固定プレートの降伏ひずみ(◇印)に関しては、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになる Q_{MP} 近傍での発生傾向が伺える。各試験体の荷重-変形角曲線は、RC 部材に類似した復元力特性と

表-6 最大荷重と全塑性曲げ強度の比較

| 試験体 | 加力方向 | 最大荷重 | 最大荷重時部材角 ^{※1} | 全塑性曲げ強度 ^{※2} | 余裕率 | |
|------|------|---------------------------|--------------------------|-----------------------|------|---------------------------------------|
| | | Q _{max,min} (kN) | R(×10 ⁻³ rad) | Q _{MP} (kN) | | Q _{max,min} /Q _{MP} |
| FSN1 | 正 | 169 | +40 | 142 | 1.19 | |
| | 負 | -161 | -40 | | 1.13 | |
| FWN1 | 正 | 182 | +67 | | 1.28 | |
| | 負 | -172 | -50 | | 1.21 | |
| RSN1 | 正 | 182 | +59 | | 1.28 | |
| | 負 | -174 | -50 | | 1.23 | |
| FSN2 | 正 | 186 | +50 | | 1.31 | |
| | 負 | -194 | -50 | | 1.37 | |
| | | | | | 平均 | 1.25 |

※1)加力点の水平変形を加力点高さで除した値(R=δ/h)
 ※2)材料試験による降伏点を用いて計算

なった。以下、荷重-変形角曲線の正加力側についてその傾向を述べる。

FSN1 は、Q_{MP} 近傍で引張側の梁フランジ (FU2) が降伏し、次いで高強度異形鉄筋 (BU3)、梁ウェブ (WU)、圧縮側の梁フランジ (FD2)、固定プレート (PU2) の順に降伏が生じた。その後、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになり、R=+40×10⁻³rad で最大荷重 169kN に達した。次サイクルの R=+32.3×10⁻³rad で、水平補強リブと梁フランジの溶接部が破断し、荷重が低下した。

FWN1 は、Q_{MS} を超えた辺りで梁ウェブ (WD) が降伏し、Q_{MP} 近傍で固定プレート (PU2)、高強度異形鉄筋 (BU3) および梁フランジ (FU2, FD2) が降伏した。その後荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになり、R=+40×10⁻³rad 辺りから、固定プレートの曲げ変形が大きく進行した。R=+66.7×10⁻³rad で最大荷重 182kN に達し、固定プレートと梁フランジの溶接部が破断した。

FWN1 の R=±40×10⁻³rad に至るまでの荷重-変形角曲線は、FSN1 のそれとほぼ同様な曲線となっている。

RSN1 は Q_{MP} 近傍で引張側の梁フランジ (FU2)、梁ウェブ (WD, WU)、圧縮側の梁フランジ (FD2)、高強度異形鉄筋 (BU3)、固定プレート (PU2) が続けて降伏し、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになった。R=+58.8×10⁻³rad で最大荷重 182kN に達し、梁が横座屈した。埋込み補強リブの抜け出しは R=±13.3×10⁻³rad 辺りから顕著となった。

FSN2 は Q_{MP} 近傍で梁ウェブ (WD)、固定プレート (PU2)、引張・圧縮の梁フランジ (FU2, FD2)、高強度異形鉄筋 (BU3) が続けて降伏し、荷重-変形角曲線の勾配が緩やかになった。R=+50×10⁻³rad で最大荷重 182kN に達し、S 梁が横座屈した。固定プレートの変形量は、全加力サイクルを通して微小であった。

c) 固定プレートの補強方法と最大荷重

表-6 に実験値の最大荷重 Q_{max} と S 梁の全塑性曲げ強度 Q_{MP} の比較を示す。各試験体の最大荷重 Q_{max} は 161～

194kN、Q_{max} 時の部材変形角 R は 40～67×10⁻³rad となっている。正加力時の Q_{max} の Q_{MP} に対する余裕率 Q_{max} / Q_{MP} は、基本試験体である FSN1 で 1.19、これに裏ナットを付加した FWN1 で 1.28、固定プレートを埋込みリブで補強した RSN1 で 1.28、高強度異形鉄筋を二段配筋した FSN2 で 1.37 となり、いずれの試験体の Q_{max} も Q_{MP} を上回った。固定プレートの補強方法の違いにより、最大荷重や固定プレートの変形状態、およびスタブコンクリートの損傷状況に差異が生じたが、試験体ごとに、それぞれの固定プレートの補強効果を確認できた。

5. まとめ

S 梁を高強度異形鉄筋で RC 柱に接合した混合構造の、十字形架構および片持ち形鉄骨梁の加力実験を行った。その結果、以下の知見を得た。

- ① 十字形架構試験体の F60,S36 の荷重-変形角曲線は、おおむね良好な復元力特性を示した。固定プレートを適切に補強することで、NF60 と同等な耐力と変形性能が期待できるものと考えられる。
- ② F60,S36 の高強度異形鉄筋のひずみ分布は、柱梁接合部内において傾きを有する直線状の分布をしており、コンクリートとの付着を保持していることを確認した。
- ③ 片持ち形鉄骨梁試験体は、4 体とも S 梁の全塑性曲げ強度を上回った。最大荷重の全塑性曲げ強度に対する余裕率は 1.13～1.37 となり、固定プレートの補強方法としての妥当性を検証した。

今後は、片持ち形鉄骨梁の加力実験の結果をもとに、要求性能に応じた固定プレートの補強方法の選定を行い、十字形架構の加力実験により、本構法の総合的な構造性能を再検証する所存である。

参考文献

- 1) 谷垣正治ほか：柱 RC 梁 S 構造の接合部性能に関する研究その 1～その 3、日本建築学会大会学術講演梗概集 C、pp.1657-1662、1994 年
- 2) 小林知己ほか：柱 RC 梁 S 構造の接合部性能に関する研究その 4～その 5、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、pp.909-912、1995 年
- 3) 山中久幸ほか：柱 RC 梁 S 接合部の破壊形式と耐力に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17、No.2、pp.1083-1088、1995 年
- 4) 南圭祐ほか：ブレース付き柱 RC 梁 S 構造の十字形架構実験その 1、その 2、日本建築学会大会学術講演梗概集 C、pp.1287-1290、2000 年