

R C造柱梁接合部のブレース型ダンパーの鋼製定着部性能実験

Loading Test on Steel Anchorage of Brace-Type Damper into RC Beam-Column Connection

平田 裕一 YUICHI HIRATA

鈴木 利哉 TOSHIYA SUZUKI

谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

構造設計部 野口 恭司 YASUSHI NOGUCHI

ブレース型ダンパーをR C造柱梁接合部に定着させる方法について、その鋼制定着部の剛性・耐力等の性能を確認するために静的加力実験を行った。定着方法は、スタッド定着とプレート定着の2種類である。実験の結果、2つの定着形式とも、大地震経験後の柱梁接合部剛性の変化が小さいこと、および接合部変形全体に占める柱梁接合部内の変形量の割合が小さいことが確認された。

キーワード：ブレース型ダンパー，R C造，スタッド定着，プレート定着，柱梁接合部

Static loading tests have been carried out to investigate characteristics such as stiffness and the capacities of the steel anchorages, which connect the damper to RC beam-columns, of brace-type dampers. There are two types of anchorages, which are Stud type and Plate type. Loading tests were undertaken on both types. The test results indicated that variation of beam-column connection stiffness after a large earthquake was small, and the ratio of deformation of concrete covered steel plate to total deformation of the beam-column connection was fairly small.

Key Words: Brace-Type Damper, RC structures, Stud Anchorage, Plate Anchorage, Beam-Column Connection

1. はじめに

近年R C建物の高層化に伴い、風に対する居住性や地震に対する安全性の向上を目的として、粘性・粘弾性ダンパーが用いられるようになってきた。ダンパーは各種のものがあるが、ブレース型ダンパーをR C構造物に設置する場合、柱梁接合部に鋼板を定着し、その鋼板とブレース型ダンパー本体をジョイントする方法が考えられる。一般に、ダンパー本体の変形(実効変形)が大きい程ダンパーの効率が上がるので、取り付け部の剛性は、高いことが望ましい。

ブレース型ダンパー取り付け部の変形は、1)柱梁接合部内のコンクリートに覆われた鋼板の定着部の変形、2)柱梁接合部より突出した鋼板の変形、3)ダンパー本体を構成する鋼板の変形、4)突出した鋼板とダンパーのジョイント部の変形より構成される。これらの中で、2)、3)、4)は、主に鋼板によるもので、剛性、耐力の評価は比較的容易であるが、1)は、コンクリート、鋼板、定着スタッドからなる複合構造であるため、その剛性評価は、容易ではない。

本実験は、ダンパーの効率に影響を与える取り付け部の変形の中で、主として1)と2)を対象に、鋼板が埋め込まれた柱梁接合部の静的漸増繰り返し加力実験を行い、その力学的な特性を評価するものである。

2. 実験方法

(1) 試験体

R C構造物へのブレース型ダンパーの取り付け図を図-1に示す。図は、板状集合住宅の張間方向にダンパーを設置した状態を表している。実験対象は、図中の破線で示した柱梁接合部と埋め込み鋼板である。

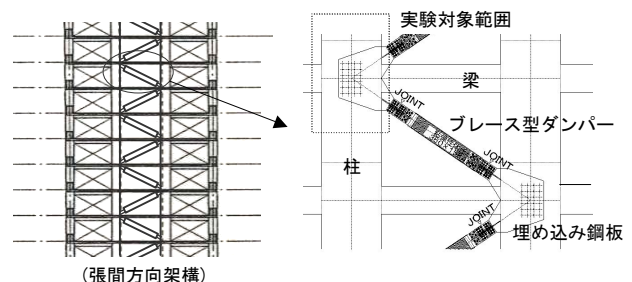


図-1 ブレース型ダンパー設置図

試験体は、スタッド定着方式を用いた板状集合住宅の柱梁接合部の設計(以下、原設計)を基に、縮尺 S=1/2.5 とした。なお、この建物におけるダンパーの設置量は、主体フレーム全耐力の約 14%、ダンパーを設置する構面のフレーム耐力の約 40%である。試験体は、柱耐力に対するスタッド耐力の比が、原設計のものと同じように設定した。原設計で用いているスタッドの設計式¹⁾は、次式で表される。

$$q_c = 0.5_{sc} a \sqrt{F_c E_c} \quad (1)$$

- 記号 $_{sc} a$: スタッドコネクタの軸部断面積 (cm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (kg/cm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)
 q_c : スタッドコネクタのせん断耐力 (kg)

上式より、原設計での定着部 1 箇所当たり (φ19, 48 本)のスタッド耐力は、Ns=6,012kN である。これに対して、試験体は、1 箇所当たり (φ13, 16 本)、 $_{m}N_s=938kN$ である。試験体と原設計の耐力比は、0.156 であり、スタッド耐力の相似率 $S^2=(1/2.5)^2=0.16$ とほぼ対応している。

試験体一覧を表-1 に示す。試験体は 3 体である。試験体 SG, ST は、定着方法として、スタッド定着を用いている。試験体 SP は、埋め込み鋼板に十字型にプレートを溶接し、支圧抵抗を利用する定着方式である。SG, SP は、埋め込み鋼板の突出部で降伏する試験体であり、ST は、スタッドボルト定着部の耐力を確認するために、埋め込み鋼板の厚さを大きくしたものである。代表的な試験体として、SG を図-2 に示す。

なお、本実験の試験体は、柱梁接合部に繋がる梁を模擬していないが、梁の影響は、定着耐力に対して、安全側の要因と考えられるため、これを省略して試験体の簡略化を図った。

図-3a), b) に埋め込み鋼板の詳細図を示す。使用したスタッドは、φ13, l=80mm で、100mm ピッチで配置されている。試験体 SP の定着用プレートの大きさは、235×55×9 であり、柱材軸方向の支圧耐力が、スタッド耐力と一致するように設計されている。

表-1 試験体一覧

| 試験体名 | 定着方法 | 鋼板厚さ (mm) |
|------|--------|-----------|
| SG | スタッド定着 | t=9 |
| SP | プレート定着 | t=9 |
| ST | スタッド定着 | t=19 |

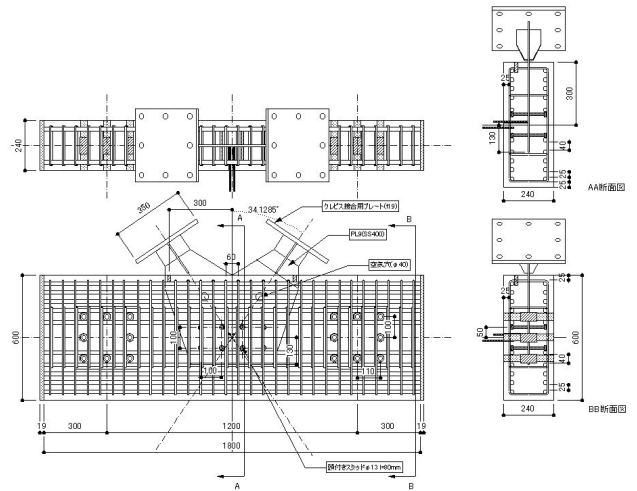


図-2 試験体図 (SG)

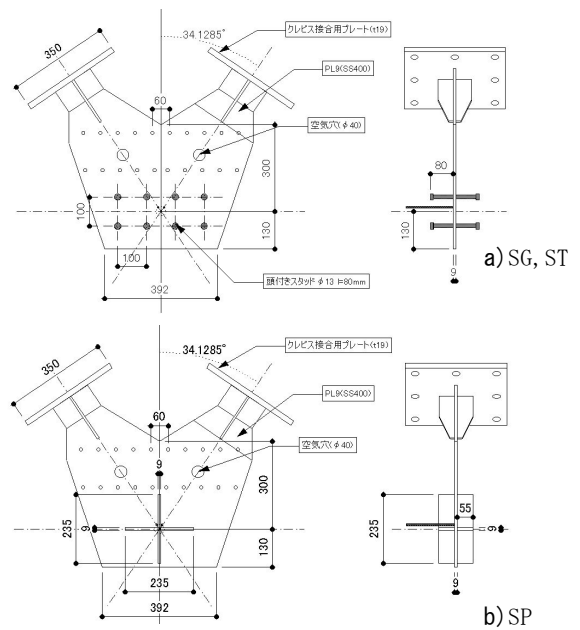


図-3 埋め込み鋼板

表-2 使用材料

| | | |
|-----------|--------|--|
| 鉄筋 | 主筋 | 24-D16 (SD490) |
| | せん断補強筋 | D6@60 (SD295A) |
| コンクリート | | Fc36 |
| 埋め込み鋼板 | SG, SP | SS400 |
| | ST | SM490 |
| スタッドコネクタ | | φ13, l=80mm, 耐力235N/mm ² 以上 |
| 定着用支圧プレート | | SS400 |

使用材料を表-2 に示す。コンクリート強度は Fc36 で、柱主筋は、D16 (SD490)、せん断補強筋は、D10 (SD295A) である。

(2) 加力方法

加力装置を図-4 に示す。試験体は、リニアガイド上の加力ビームに、柱両端をピン支持として取り付けられており、ブレース部は、反力ブロックに接合されている。

加力ビームに接合された油圧ジャッキ(3,000kN)を用いて静的漸増加力を行った。

図-5 に加力ルール、表-3 に加力レベルを示す。実験の制御は、ブレース軸力(LC1, LC2)を用いて行う。原設計の弾塑性解析結果から、各層間変形角(R)に対応するブレース軸力を求め、これを基に加力に用いる実験用制御軸力とした。なお、実際の加力では、ブレース軸力の値に差が生じたため、軸力の大きい値によって折り返しレベルを定めた。

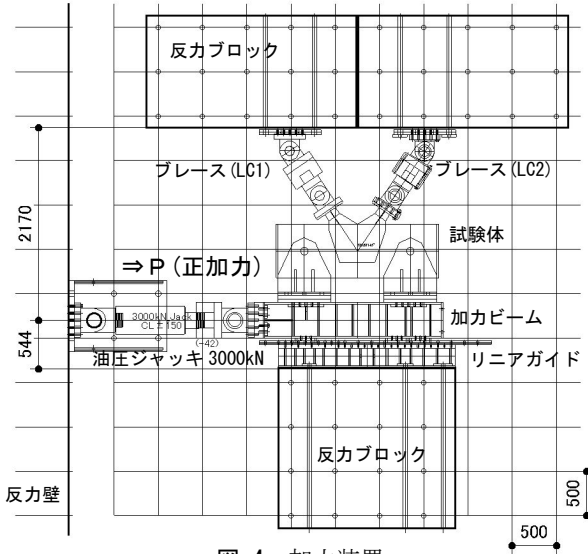


図-4 加力装置

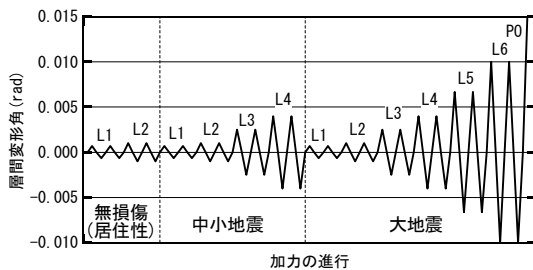


図-5 加力ルール

表-3 加力レベル

| 折り返しレベル | 想定層間変形角 (R) | (実験)制御用ブレース軸力 (kN) | ジャッキ荷重 P (kN) | |
|---------|-------------|--------------------|---------------|-----|
| L1 | 無損傷時 | 1/1500 | 77 | 86 |
| L2 | | 1/1000 | 120 | 135 |
| L3 | 中小地震時 | 1/400 | 196 | 220 |
| L4 | | 1/250 | 221 | 248 |
| L5 | 大地震時 | 1/150 | 261 | 293 |
| L6 | | 1/100 | 309 | 347 |
| P0 | 押し切り | | | |

加力ルールは、3セットの漸増载荷と押し切り载荷である。3つのセットは、居住性レベルの無損傷時、中小地震時、大地震時の特性を把握するために設定している。各セットで、各振幅レベルを2サイクル加力する。なお、試験体 ST は、主に耐力を確認するためのものであるので、居住性レベルの加力セットを省略している。

(3) 計測方法

本実験の主な計測項目を図-6 に示す。変位計 D1, D2 は、ブレース型ダンパー取り付け部の材軸方向変形の計測用である。変位計 D3 は、埋め込み鋼板の抜け出し量を測定した。変位計 D4, D5 は埋め込み鋼板突出部の変形量を、図に示したコンクリート基準点から、それぞれ柱材軸方向、柱材軸直交方向の変位について測定した。ひずみゲージは、同図に示した埋め込み鋼板の各位置およびスタッドボルト、十字型定着プレート、柱主筋、せん断補強筋に取り付けた。

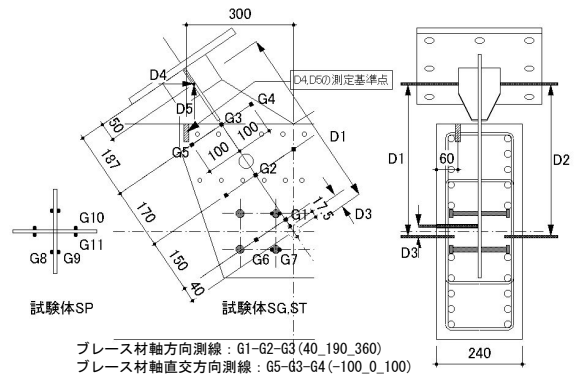


図-6 計測位置図

3. 実験結果

(1) 材料試験結果

コンクリート試験結果、鉄筋および埋め込み鋼板の引張試験結果を表-4a), b), c) に示す。コンクリートの材齢は、実験開始時が材齢 21 日、終了時が材齢 39 日であった。コンクリート圧縮強度は 33.2N/mm²~37.5N/mm²、引張強度は 3.1 N/mm²~3.2 N/mm² である。

表-4a) コンクリート試験結果

| | 材齢 (日) | 圧縮強度 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | ヤング率 (kN/mm ²) |
|------|--------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 実験開始 | 21 | 33.2 | 3.1 | 27.4 |
| 実験終了 | 39 | 37.5 | 3.2 | 28.8 |

表-4b) 鉄筋引張試験結果

| | 降伏応力 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | ヤング率 (×10 ⁴ N/mm ²) |
|-------------|---------------------------|---------------------------|--|
| D16 (SD490) | 536.6 | 758.7 | 17.39 |
| D6 (SD295A) | 346.7 | 522.0 | 17.46 |

表-4c) 埋め込み鋼板引張試験結果

| | 降伏応力 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | ヤング率 (×10 ⁴ N/mm ²) |
|-------|---------------------------|---------------------------|--|
| SS400 | 420.8 | 571.6 | 21.21 |
| SM490 | 344.4 | 534.9 | 21.10 |

(2) 荷重変形曲線と柱梁接合部剛性

無損傷時(R=1/1,000まで)、中小地震時(R=1/250まで)、大地震時(R=1/100まで)のブレース軸力と軸方向変位の関係を、図-7a), b)に試験体 SG, 図-8a), b)に試験体 SP について示す。各図の a)は、ブレース LC1に、b)は LC2 に対応している。なお、図のブレース軸力は引張力を正として表示している。

図より、試験体 SG, SP ともに各加力セットの荷重変形曲線はほぼ直線形状を示しており、層間変形角 R=1/100 まで、著しい剛性劣化を生じていない。柱梁接合部剛性の変化を表-5 にまとめる。接合部剛性は、各加力レベルの荷重変形関係から最小自乗法により計算したものである。なお表には、試験体 ST の値も参考値として示した。

無損傷時の試験体 SG の両ブレースの平均剛性は、1,131kN/mm、試験体 SP は、1,238kN/mm であり、両者の値はほぼ同等で、定着方式の相違による影響は小さい。また、無損傷時の剛性と大変形時の剛性の低下率は、試験体 SG が 0.86、試験体 SP が 0.94 と小さい。これは、

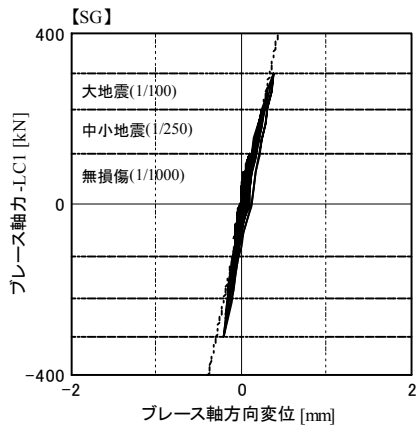


図-7a) 試験体 SG の荷重変形曲線 (LC1)

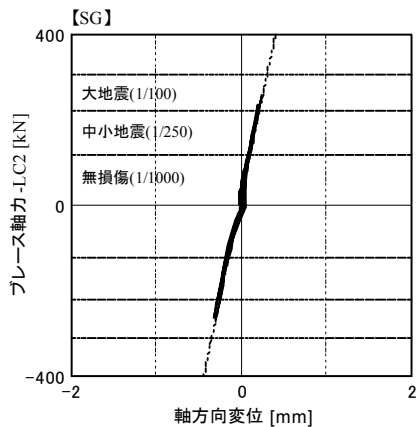


図-7b) 試験体 SG の荷重変形曲線 (LC2)

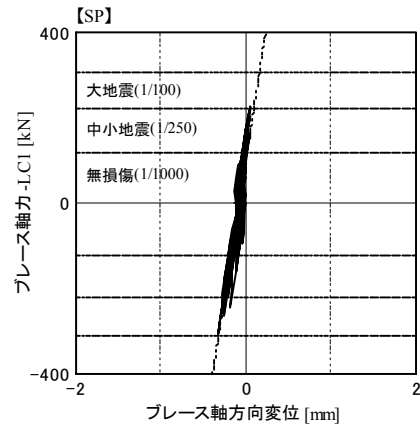


図-8a) 試験体 SP の荷重変形曲線 (LC1)

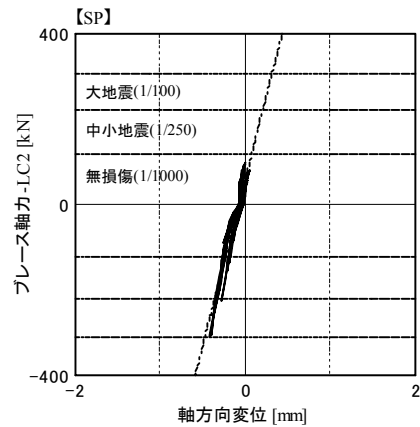


図-8b) 試験体 SP の荷重変形曲線 (LC2)

表-5 実験結果

| 試験体名 | | 柱梁接合部剛性 (kN/mm) | | | ブレース軸力 (kN) | | ジャッキ荷重 (kN) | 破壊形式 |
|------|------|-----------------|--------|--------|-------------|--------|-------------|------|
| | | 無損傷 | 中小地震 | 大地震 | 計算耐力 | 実験耐力 | | |
| SG | LC1 | 1123 | 1115 | 1025 | 927 | (632) | 904 | 鋼板降伏 |
| | LC2 | 1138 | 944 | 930 | | 885 | | |
| | ave. | 1131 | 1030 | 978 | - | - | | |
| SP | LC1 | 1635 | 1616 | 1486 | 927 | (777) | 996 | 鋼板降伏 |
| | LC2 | 841 | 829 | 847 | | 905 | | |
| | ave. | 1238 | 1222 | 1167 | - | - | | |
| ST | LC1 | - | (2782) | (1991) | 1601 | (1010) | 1568 | 鋼板降伏 |
| | LC2 | - | (1680) | (1776) | | 1589 | | |
| | ave. | | (2231) | (1884) | - | - | | |

柱梁接合部のコンクリートに、損傷があまり生じておらず、埋め込み鋼板とのコンクリートとの付着が保持され、コンクリートと一体となって挙動しているためと考えられる。

(3) ひずみモード

試験体 SG の埋め込み鋼板のひずみモードを図-9a), b)に、試験体 SP を図-10a), b)に示す。表示したモードは、各加力レベルにおける最初の加力サイクルの正負のピーク値を取り出している。ゲージ位置は、図-6 に示したものである。

図より、ブレース材軸方向のひずみモードは、埋め込み鋼板がコンクリートから露出する位置の値が最も大きくなり、鋼板の中心に向かって小さくなる傾向が見られる。この傾向は、試験体 SG, SP ともに同様である。これは、埋め込み鋼板の形状がコンクリート表面より内側に向けて広がっていること、および埋め込み鋼板の応力が付着応力によってコンクリートに伝達されていることのためである。

ブレース材軸直交方向のひずみモードは、ブレース軸上の測点の値が最も大きくなり、その両側が小さくなる山形の形状を示している。両側のひずみ値の比較より、コンクリート内にある測点のひずみが小さく、コンクリ

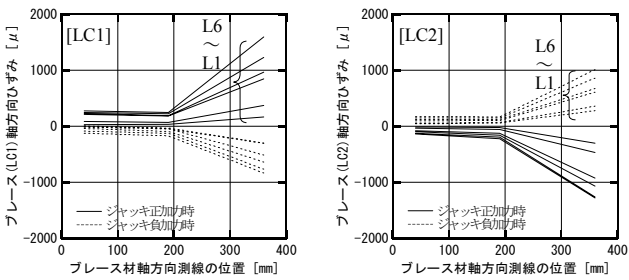


図-9a) 試験体 SG の材軸方向ひずみモード

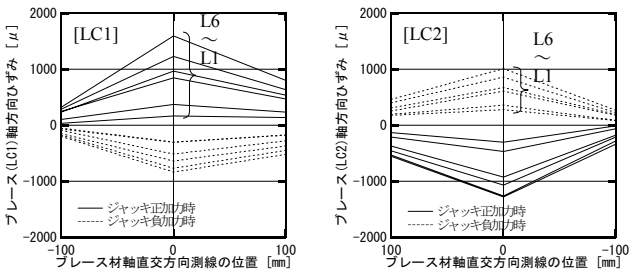


図-9b) 試験体 SG の材軸直交方向ひずみモード

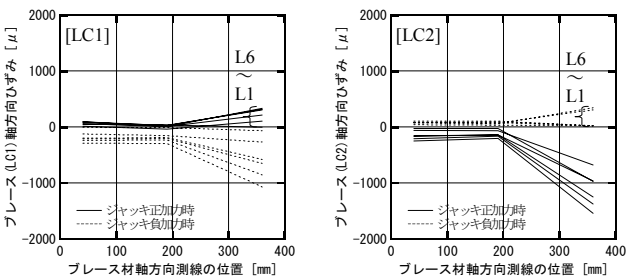


図-10a) 試験体 SP の材軸方向ひずみモード

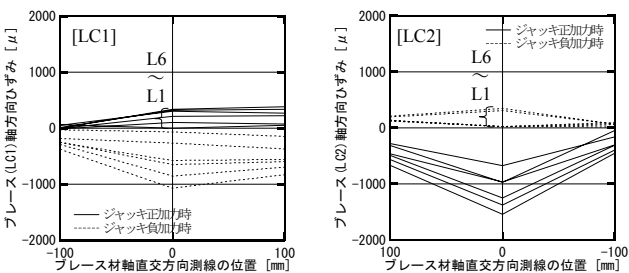


図-10b) 試験体 SP の材軸直交方向ひずみモード

ートによる埋め込み鋼板の変形拘束が現れている。このモードの傾向も、試験体 SG, SP でほぼ同様である。なお、大地震時(R=1/100)までにおいて測定された埋め込み鋼板のひずみ値は、最大でも $\epsilon=1,800 \mu$ 程度であり、弾性範囲内であった。

(4) 押し切り加力と柱梁接合部の変形分担

押し切り加力の場合のブレース軸力と軸方向変形の関係を、図-11a), b)に試験体 SG, SP, ST を重ねて示す。また、実験結果を表-5 にまとめる。

表より、試験体 SG の最大耐力は LC2 で生じ、値は 885kN で、その時の LC1 は 632kN である。試験体 SP も同様に、LC2 が 905kN で、LC1 が 777kN である。計算耐力は 927kN であり、LC2 とよく対応している。

図-11a), b)より、LC2 の荷重変形曲線が試験体 SG と SP とでよい対応を示しているのに対して、LC1 については、荷重の増加に伴い、値の差が大きくなっている。また、全試験体ともに、押し切り加力に対して圧縮側となる LC2 の耐力が、LC1 に対して大きい。これらは、埋め込み鋼板の降伏により、ブレース加力軸の方向に偏心が生じたことと、試験体の計測区間外における取り付け部の引張、圧縮剛性の違いが影響したためと思われる。

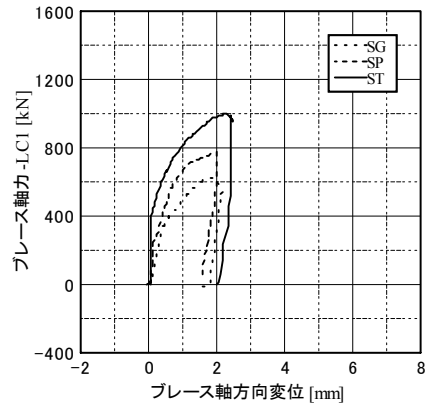


図-11a) 押し切り載荷の荷重変形曲線(LC1)

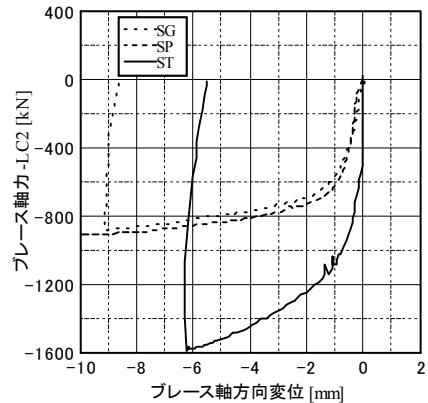


図-11b) 押し切り載荷の荷重変形曲線(LC2)

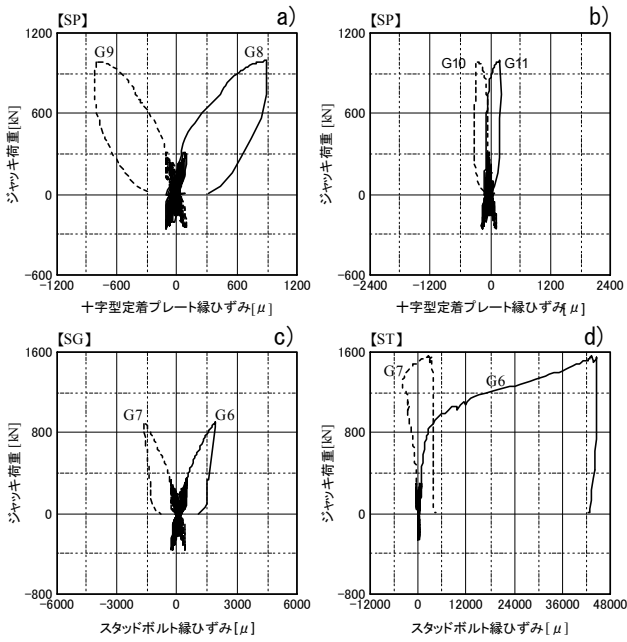


図-12 定着部の荷重ひずみ曲線

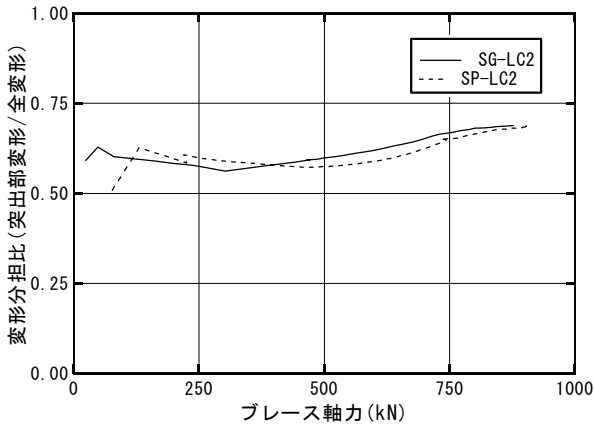


図-13 接合部の変形分担比

図-12a)～d)に、スタッドボルトと十字型プレートの荷重ひずみ関係を示す。図のジャッキ荷重は、正加力時の圧縮力を正として示している。

図-12a), c)より、試験体 SG のスタッドボルトのひずみ(G6, G7)、試験体 SP の十字型プレートのひずみ(G8, G9)はともに左右対称な履歴を示しており、柱材軸方向に曲げられている。図-12a), b)より、十字型プレートの柱材軸に平行なプレートのひずみ(G10, G11)は、材軸直交方向のもの(G8, G9)と比較して小さい。これより、定着部へのせん断力は、柱材軸方向が支配的であることが確認できる。

図-12d)より、試験体 ST のスタッドボルトのひずみ(G6, G7)は、加力レベルが小さい範囲では弾性範囲にあり、曲げ変形を受けているが、最大耐力近傍で降伏ひずみを超えており、全断面が引張状態に入っている。この時の最大ジャッキ荷重は、1,568kNであり、式(1)より求まる計算耐力より大きく、式(1)は安全側の評価を与える

る設計式と考えられる。

図-13に、特性が安定していると考えられる LC2 に対して、柱梁接合部の全体変形に占める鋼板の突出部の変形比を示す。図より、微小な荷重レベルでは、突出部の変形が 50～60%程度であるが、荷重の増加により徐々に増加し、終局状態で 70%を超えている。これは、鋼板とコンクリートとの境界部での塑性変形が増加したためであり、終局状態においても、柱梁接合部内での著しい変形の増大は生じていないことを示している。

図-14に、コンクリート被覆部の軸剛性評価のための柱梁接合部の略図を示す。図より、柱梁接合部の全長に対する鋼板突出部の長さ比は、 $L_b/L_a=0.275$ である。柱梁接合部の鋼板突出部の軸剛性は、突出部断面積(A)が全長で同様と考えた場合は $K_p=EA/L_b$ (E:鋼板ヤング率)、コンクリート被覆部は $K_{cp}=\alpha EA/(L_a-L_b)$ (E:鋼板ヤング率, α :コンクリート被覆を考慮した割増係数)である。

弾性時の柱梁接合部の全体変形に占める鋼板の突出部の変形比が 0.5、終局時で 0.7 であることより、コンクリート被覆による割増係数は、弾性時約 2.6、終局時約 6.0 であると考えられる。

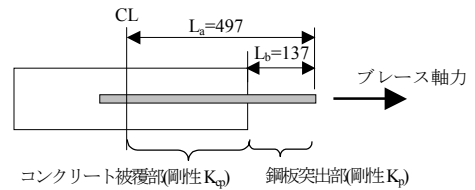


図-14 剛性評価のための柱梁接合部略図

4. まとめ

ブレース型ダンパーの柱梁接合部定着実験より得られた結果を以下にまとめる。

- 1)大地震時(層間変形角 $R=1/100$)まで、柱梁接合部はほぼ弾性的な挙動を示し、繰返し加力による剛性劣化は見られない。
- 2)スタッド定着、プレート定着の違いは、あまり大きくない。
- 3)スタッドボルトの設計耐力式(1)は、実験値に対して安全側の評価を与える。
- 4)本定着方式の場合、柱梁接合部の変形に占める鋼板突出部の変形の割合は、弾性時約 50%、終局時約 70%である。

以上の結果より、スタッド定着、プレート定着ともに十分な剛性と耐力を保持し、柱梁接合部での定着方法として有効であることが確認された。

参考文献

- 1)日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説,1985