

軽量引張鋼棒と鋼板を組み合わせた低負荷な鋼骨組耐震補強機構の提案

SEISMIC REHABILITATION OF STEEL FRAMES WITH MINIMAL-DISTURBANCE USING TENSION-RODS AND STEEL BENDING PLATES

倉田真宏*, 佐藤美帆**, 張 雷**, 中島正愛***
Masahiro KURATA, Miho SATO, Lei ZHANG
and Masayoshi NAKASHIMA

The objective of this research is to develop a rehabilitation technique which can be easily installed to existing steel frames with minimal-disturbance. An unique approach to design a supplemental load-resisting system using light tension-only rods is adopted. Key structural features of the proposed technique are to reduce tensile stress at critical sections as bottom flange near beam-column connection and to add supplemental stiffness, strength and damping without significantly changing the properties of a original framing. Numerical simulations and experimental tests were conducted to verify the behavior of the developed technique.

Keywords: Seismic rehabilitation, Steel frames, Minimal disturbance, Hysteretic damper, Tension-only mechanism

耐震補強, 鋼骨組, 低負荷, 履歴型ダンパー, 引張抵抗機構

1. はじめに

近年その発生が危惧されている首都直下型地震や南海トラフ巨大地震への備えとして、耐震性能が十分でない建物の変形能力や耐力の向上は必須の課題である。東日本大震災の被害を受けて、2011年に建築基準法が改訂され、天井等の非構造部材に関する規制が追加される¹⁾とともに、2013年には「建築物の耐震改修の促進に関する法律」の一部が改訂され、地震に対する安全性が明らかでない不特定かつ多数の者が利用する大規模な建築物等の耐震診断の実施が義務付けられた。このように、既存建物の耐震補強に対する需要はますます高まっている。

耐震補強工法は、ブレース、耐震壁、アウトフレームなど補強部材を増設する工法と、既存の部材を補強する工法の2種類に大きく分類される。文部科学省のまとめた学校施設での耐震補強工法事例集²⁾によれば、ほぼRC造への適用に限られるが、工法選択の主な理由として、1) 建物を使用しながらの工事が可能、2) 工事中の騒音・振動・粉じんの発生を低減、3) 既存建物の建築計画の尊重、4) 溶接やコンクリート養生を必要としないため工事期間の短縮、5) 採光・通風の確保、などが挙げられている。学校施設の場合は夏休み期間を利用できることもあり、比較的大きな工事車両や重機を必要とするが補強箇所が少なくできる外付けフレームの選択事例が多く、文献³⁾では、補強例30件中約半数が外付け補強である。

既存する鋼骨組の耐震性能を左右する要因のひとつとして、柱梁接合部の変形能力が挙げられる。変形能力が欠如する理由として、溶接部の施工不良や不適切なディテール、また設計上の耐力不足な

どが考えられる。特に床スラブと一体化された完全合成梁では、床スラブが圧縮力を負担し断面中立軸が上フランジ近くに位置する正曲げ時において、引張歪が大きくなる梁下フランジのスカラップ底付近から破断が生じ、それがウェブに進展して柱梁接合部の耐力喪失につながる^{4), 5)}。柱梁接合部の塑性変形性能を向上する手法の例として、梁端部のフランジ増厚とスチフナを用いて塑性化開始位置を梁端溶接部から離れた位置とする手法⁶⁾や、H形鋼梁ウェブに鋼板を添接しフランジ局部座屈に連動して発生するウェブ局部座屈を抑制する手法⁷⁾が提案されている。また、座屈拘束された方杖ダンパーを柱梁接合部に組み込むことで、正曲げモーメントを除去する手法⁸⁾に関しては、実大骨組実験⁹⁾によりその効果が確認されている。しかし、これらの手法はいずれも、現場での溶接や梁下フランジのガス切断を要するため、事業継続性が低くなり、内部テナントの移転費等の二次費用が発生する¹⁰⁾。

中低層建物の耐震補強における簡易施工を命題として、引張軸力にのみ抵抗する小断面ブレースがいくつか提案されている。文献¹⁰⁻¹⁴⁾では、ブレース材への圧縮力の入力を除くことで、軽量部材の利用および既存骨組への取り付けの簡素化を実現するとともに、地震時の繰返し変形に対して安定したエネルギー消費が期待できる工夫を凝らしている。しかしながら、これまでに提案された方法は壁面全体へX型やK型にブレースが配置されるため、開口部における視野が妨げられ建物の建築計画の変更等が必要となることや、ブレースの下側接合部において梁上面の床スラブとの干渉があり施工が難しいこと、などの課題が挙げられる。

* 京都大学防災研究所 准教授・Ph. D.

** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生

*** 京都大学防災研究所 教授・Ph. D.

Assoc. Prof., DPRI, Kyoto University, Ph. D.

Grad. Student, Grad. School of Eng., Kyoto University

Prof., DPRI, Kyoto University, Ph. D.

そこで本研究では、引張鋼棒と鋼板等の軽量鋼部材を組み合わせることにより重機や溶接の使用を避け、建物を使用しながらの工事を可能にするとともに補強前の建築計画を尊重した、低負荷な鋼骨組の耐震補強機構を提案する。提案機構は柱梁接合部の変形能力を向上することに主眼を置いており、梁端部下フランジが引張を受ける正曲げ時の曲げモーメントを低減し、床スラブと一体となった完全合成梁において下フランジから生じる破断を遅らせる。同時に接合部自体の耐力や剛性も上昇するが、その増分は限定的にとどめ、耐震補強の対象とならない柱脚や基礎への入力増分を抑える。また、ボルト接合した鋼板の塑性変形により地震エネルギーを消費することとし、塑性化が集中した鋼板の取り換えにより、被災後の早期復旧を図る。加えて、機構の取り付けは骨組開口部の上部 1/4 程度に限定し人の往来や視野への負担を軽減する。本論では、提案機構の概略を示したのち、有限要素法解析と要素実験によりプロトタイプとなる基準試験体の性能および設計パラメータを検証する。続いて、十字型柱梁接合部に基準試験体を取り付けた場合の挙動を確認する。

2. 低負荷耐震補強機構の提案

2.1 補強機構の概要

提案する耐震補強機構を鋼骨組の柱梁接合部に取り付けた様子を図 1 に示す。角形鋼管柱の上部と H 形鋼梁の中央部を引張軸力

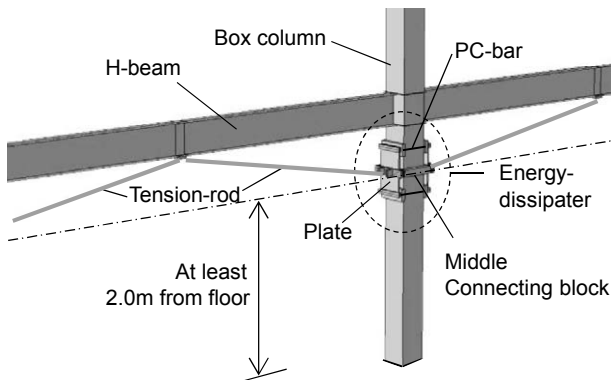


Fig. 1 Schematic of the rehabilitation system.

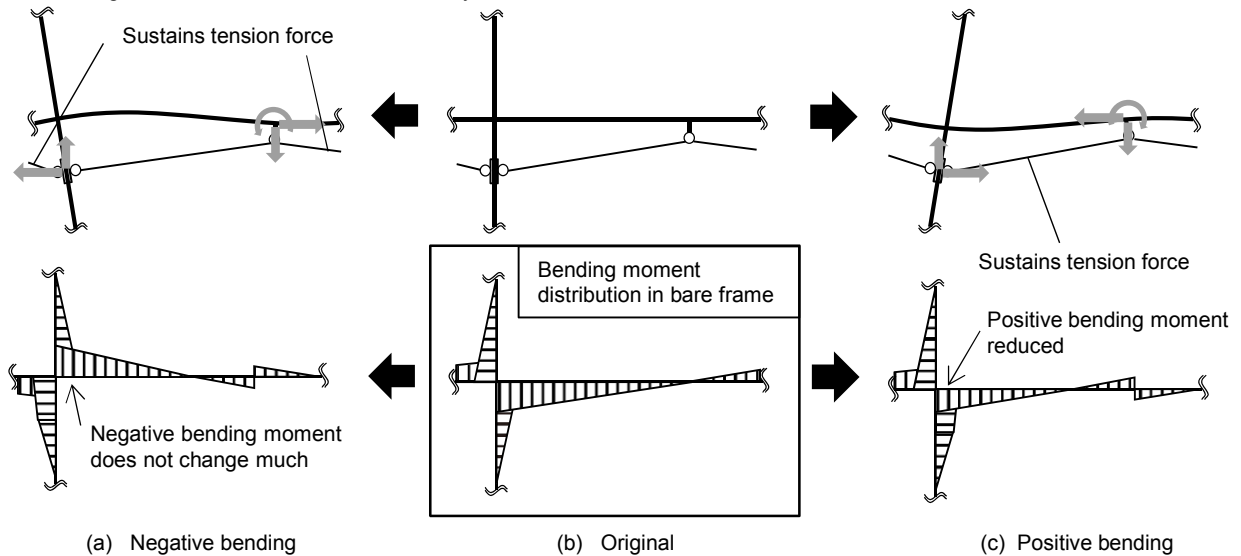


Fig. 2 Reduction in demand to beam end.

のみに抵抗する小断面の引張鋼棒で結び、地震力下で大きな層間変形を受けたときに正曲げを受ける梁端部での柱梁回転角の増加を抑制する。図 2 に示すように、引張鋼棒は梁中央に鉛直下向きのせん断力を加え、梁端に負の曲げモーメントを発生させる。したがって、正の曲げモーメントが低減されるが、これは床スラブと一体となった合成梁の梁端部下フランジの引張応力を軽減することによる変形能力の確保を意図している。ここで引張鋼棒は直接柱に取り付けられておらず、プレストレスをかけて柱の両面に摩擦接合した 2 枚の連結された曲げ鋼板に接合されている (図 3(a))。このような機構を採用した理由は、1) 大地震時に曲げ鋼板が降伏することで、周辺部材への過大な荷重の作用を防ぐ、2) 連結された曲げ鋼板が両側の引張鋼棒により互いに引っ張られて、ピンチングのない安定したエネルギー消費を確保する、3) 地震後に塑性化した曲げ鋼板を取り換えることで性能の回復を図る、の 3 点である。

図 3(b)~(e)に安定してエネルギーを消費する仕組みを説明する。柱に作用した水平力に対して柱梁接合部が曲げにより抵抗すると、正曲げを受ける梁下フランジの部材軸中央と柱上部の鋼板取り付け位置との距離が長くなり、負曲げを受ける側の距離は短くなる。距離が長くなる側では、引張鋼棒が張力を負担し、柱に両端を固定した曲げ鋼板の中央部が張力を受ける。図 3(b)のように中央部を連結部材 (以下、中央連結部材と称する) でつないだ 2 枚の鋼板は同方向に同じ量だけ変形し、荷重—変形関係は図 3(e)の経路 a—c を辿る。このとき梁中央と柱上部の距離が短くなる側においても鋼板が変形するため、引張鋼棒の両端間距離は僅かにしか縮まらない。この機構により、鋼板が塑性変形した後に柱に作用する水平力の向きが逆になった図 3(e)経路 c—d において、距離が長くなった側の引張鋼棒が張力を失うと同時に、他方の引張鋼棒が張力を負担して水平力に抵抗し始める。続いて図 3(e)の経路 d—f の領域では、鋼板は逆方向に塑性変形する。図 3(e)に示す本機構の履歴曲線はスリップやラチェッティングなどの挙動がない紡錘形となり、地震時の繰返し変形下で安定したエネルギー消費が期待できる。さらに、引張鋼棒には圧縮力を作用させない機構により、柱梁の横座屈等の構面外方向耐震性能に影響を及ぼさない。なお、以上の記述は内柱に

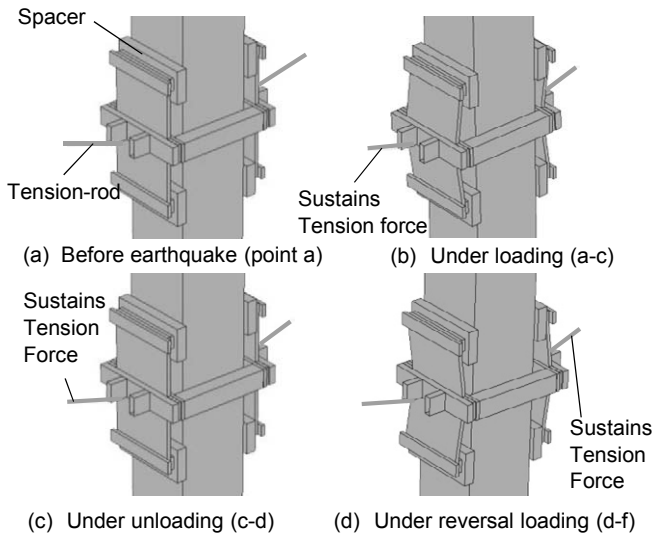


Fig. 3 The mechanism of proposed rehabilitation system.

設置した場合の挙動を説明している。側柱に設置した場合においては、一対となって機能する鋼板のうち片方しか取り付けることができず、鋼板の塑性化後に残留変形が残るためラチェット挙動を呈する。この場合でも、変形が最大になる点では内柱に設置した機構と同等の耐力を保持し、梁端正曲げモーメントは内柱に適用した場合と同様に低減されるが、大きなエネルギー消費能力は期待できない。

2.2 建物骨組の負担低減効果

図4に示す鋼骨組の柱梁接合部を含む1層2スパンの部分架構を用いて、提案機構の効果を検討した。部分架構の柱の頂部と下部は元の骨組の柱中央にあたり、その位置を柱の反曲点と仮定してピン支持とした。また元の骨組では床スラブ等の存在で剛床仮定が成立するとし、同一層の柱が被る層間変形角を一定とするために、柱の頂部を剛なトラス材でつないだ。

頂部に一定の水平力を加えた場合を対象に、提案機構の付加によるH形鋼梁端曲げモーメントの削減割合を算出した。一例として、スパン長さ7200mm、H・400×200×9×16、階高3600mm、□・350×350×19の寸法をもつ部分架構を取りあげる。開口部確保のため、鋼板は天井より階高の1/4の高さに配置した。マトリクス変位法¹⁵⁾を適用した弾性解析の結果を図5に示す。図の横軸は、機構を付加したことによる部分骨組の剛性の変化を示し、元の骨組では1である。部分架構の剛性は、部材座標系における要素剛性行列を、マトリクス変位法により求めた運動行列を用いて基準座標系に変換し、得られた基準座標での剛性行列を静的縮合することにより求めた。なお引張鋼棒は引張力のみ抵抗するものとして剛性を計算した。

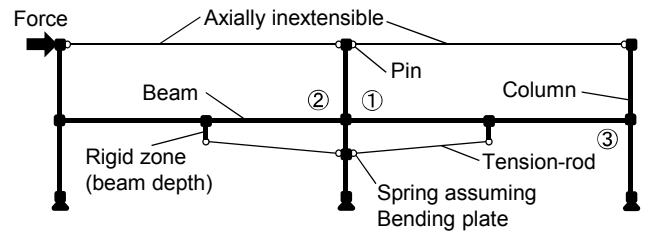


Fig. 4 Substructure model.

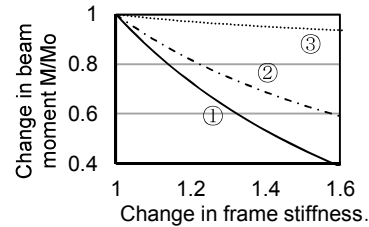


Fig. 5 Changes in bending moment at beam ends.

図中の丸数字は、図4中の梁端部の位置を示している。図の縦軸は、各梁端における曲げモーメントの低下率を示しており、こちらも元の骨組では1である。本機構の付加によって、梁端部3箇所(図4の①~③)すべてで曲げモーメントが低下しているが、特に①で示した右側梁左端に作用する正曲げのモーメントが顕著に減少しており、正曲げを受けるH形梁下フランジの引張歪の低下を意図する提案機構の効果が確認できた。具体例として、鉛直長さ272mm、水平幅362mm、板厚16mmの鋼板と直径45mmの引張鋼棒を用いた場合、等水平力で比較して、右側梁左端における20%の正曲げモーメントの削減を達成した。なお、鋼板の寸法を調整することで40~50%まで正曲げモーメントを削減でき、この場合でも負曲げモーメントがほとんど変化しないことを解析で確認している。

3. 基準試験体の事前解析

3.1 設計要件

本論では、提案機構の性能を検証する基準試験体の諸元を決定するために、次の設計要件を設けた。1) 機構の設置により柱に付加されるせん断力を、柱の降伏せん断耐力の10%程度とする。2) 鋼部材のみで構成した2.2節の部分架構で、柱梁の変形を加味した層間変形角が1.0%で、機構の曲げ鋼板が初期降伏するように目標剛性を決定する。なお、機構の降伏する層間変形角については、後述するように曲げ鋼板の寸法を変更することで自由に調整することができる。4章に記述する荷重装置の寸法上の制約により、基準試験体の縮尺を1/2として、その諸元を求めた。この結果、曲げ鋼板の寸法は板厚9mm、長さ225mm、幅175mmとなり、引張鋼棒の寸法は直径22mm、長さ1390mmとなった。

3.2 有限要素法解析

汎用有限要素法解析コードABAQUS¹⁶⁾を使用して、繰返し荷重下での基準試験体の履歴挙動や曲げ鋼板を柱に圧着するために必要なプレストレスを事前に確認した。ここでは、提案機構の挙動を検証するため、図6に示すように柱梁接合部を曲げモーメントに抵抗しないピンに置き換え、同機構のみが水平荷重に抵抗する要素試験モデルを構築した。図中の柱上部はピン支持とし、柱下部に水平変位を加えた。梁はモデル化せず、引張鋼棒を接合する梁中央位

置に鋼棒端部を固定した。このモデルでは、図1や図3に示すように、曲げ鋼板の両端部はスペーサーを介して柱表面と緊結し、2枚の曲げ鋼板を一体として挙動させる中央連結部材に角材を用いた。柱と梁にシェル要素（4角形1次の低減積分要素）、曲げ鋼板、スペーサーおよび中央連結部材にソリッド要素（8節点低減積分要素）、引張鋼棒にトラス要素を用いた。基準試験体では、曲げ鋼板に通常軟鋼を用いて応力-歪関係はバイリニア型とした。材料特性は、鋼板に用いた通常軟鋼の降伏応力を 300N/mm^2 、2次勾配は初期剛性の0.5%とした。引張鋼棒は引張力のみ抵抗する弾性材とした。大きな塑性変形を被る鋼板に関しては、十分に細かくメッシュを切り、板厚方向は6分割した。

柱梁回転角3%まで増分1%、各1サイクルの正負交番漸増荷重を行った。ここで、柱梁回転角は曲げ鋼板の取り付け位置中央高さにおける柱の梁に対する変形角と定義し、柱や梁を剛とみなしたときに機構が被る変形角に相当する。図7(a)に解析で得られた水平荷重-柱梁回転角関係を示す。履歴曲線は紡錘形となることが確認でき、本機構は期待通りに挙動していた。柱梁回転角が0.8%のときに曲げ鋼板端部の応力の最大点が降伏応力に達し、そのときの鋼棒軸力

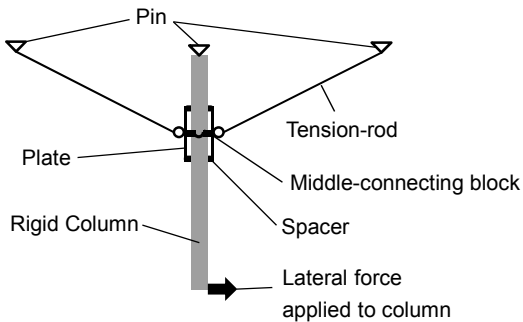


Fig. 6 Analysis model for baseline specimen.

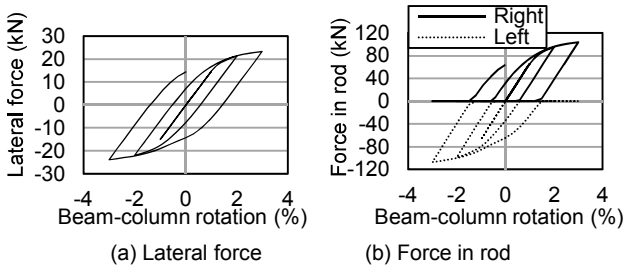


Fig. 7 Result of FEM analysis.

は引張降伏軸力の40%にあたる 52kN であった。1%時点で履歴曲線に鋼板の降伏による剛性の低下が確認できた。柱梁回転角が3%の時点での引張鋼棒の軸力は降伏軸力の80%である 105kN で（図7(b)）、曲げ鋼板が全塑性状態に至ったときに鋼棒が弾性に留まることを確認した。このとき引張鋼棒から曲げ鋼板に作用する鉛直方向の力は 19kN で、曲げ鋼板の上下端を固定するスペーサー（通常軟鋼）と柱表面の間の摩擦係数を約0.1と仮定すると、1枚の両側に合計4枚あるスペーサーを圧着するために必要なプレストレスが計算できる。引張鋼棒軸力の水平成分による圧着力の減少も考慮して、1枚あたり 35kN 以上とした。また、柱梁回転角3%時に曲げ鋼板と柱の接触を避けるためには、少なくとも 15mm のスペーサー一厚が必要であることがわかった。

4. 準静的荷重実験

提案機構の挙動を準静的荷重実験により検証した。同機構の基本特性、中央連結部材、鋼板材料、鋼板位置の4項目を主な実験変数として、図6のモデルを用いた要素実験を実施した後、柱梁接合部に対する補強実験を実施した。

4.1 荷重装置

本実験では、(A)要素実験用、(B)補強実験用の2種類の荷重装置を用意した（図8）。(A)は図6のモデルを上下反転したもので、柱下部はピン支持、梁は固定として、油圧ジャッキを用いて柱頂部に水平力を作用させた。解析と同様に、機構が被る変形角は曲げ鋼板の取り付け位置中央高さでの柱の梁に対する回転角（柱梁回転角）とした。一方で(B)の補強実験では、設計に用いた1層2スパンの部分架構から中央柱と両側梁の1/2ずつを取り出し、柱と梁の変形を考慮した場合の挙動を確認した。柱梁接合部の柱下部をピン支持、上部を(A)と同様に油圧ジャッキに接続し、梁両端はローラー支持とした。この試験体では、柱頂部の変位を柱の長さで除した変形角を層間変形角として定義した。柱長は(A)要素実験で 1913mm 、(B)補強実験で 1800mm 、梁長は両実験ともに 3600mm を用いた。実際の骨組では同機構を梁下方に取り付けるが、本実験では荷重装置の都合上試験体の上下を反転している。提案する機構では、引張鋼棒の両端間距離は基本的に狭まらないが、安全のため引張鋼棒端部のピン支持部に 10mm の間隙を設けた。

4.2 計測計画

図8に、計測に用いた変位計(DT)と歪ゲージ(S)の位置を示す。(A)の要素実験では、曲げ鋼板位置の柱の水平変位(DT5, DT6)、

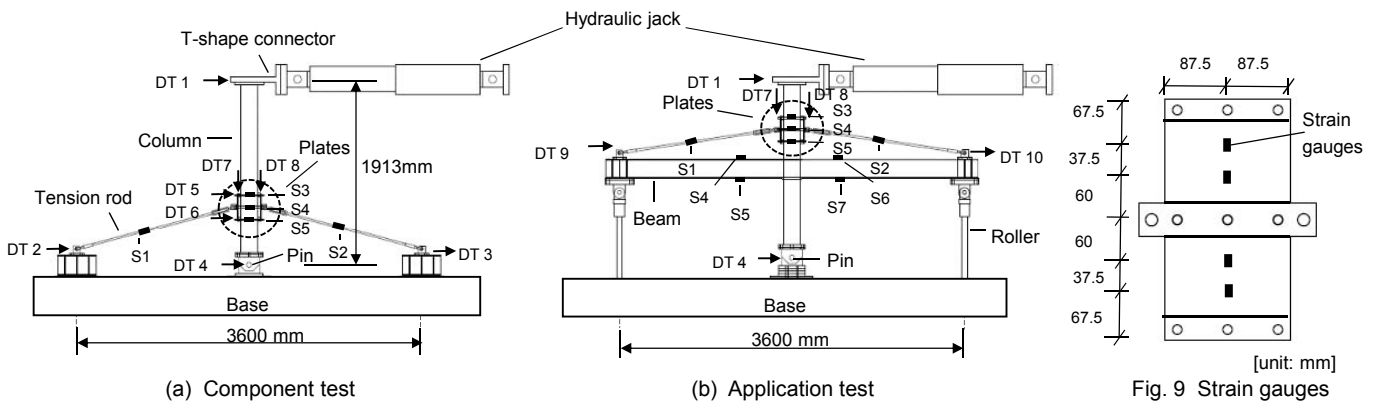


Fig. 8 Loading system.

Fig. 9 Strain gauges placed on plate.

Table 1 Specimens list

試験体	実験種別	鋼板種類	鋼板位置 [mm]	鋼板幅 [mm]	鋼板厚 [mm]	中央連結部材	PC鋼棒初期導入張力 [kN]
1	要素実験	SS400	400	175	9	角材	35
2		SS400	400	175	9	PC鋼棒	35
3		SS400	600	175	9	角材	35
4		LY100	400	175	9	角材	35
5		SS400	400	175	9	角材	50
6	補強実験	SS400	400	175	9	角材	35

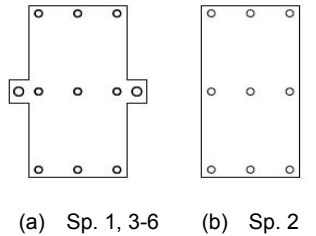


Fig. 10 Shape of bending plate.

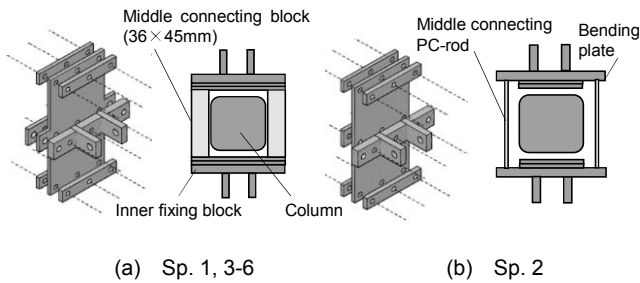


Fig. 11 Detail of specimen assembly.

引張鋼棒端部の水平変位 (DT2, DT3) を計測し、柱梁回転角を算定した。(B)の補強実験では、柱頂部の水平変位 (D1) を計測し、層間変形角を算定した。さらに、梁端の水平変位 (DT9, DT10) を計測した。また、柱に対する曲げ鋼板の鉛直方向相対変位 (DT7, DT8) を計測し、鉛直方向の滑り量を注視した。また、引張鋼棒の軸力は軸方向歪 (S1, S2) で確認し、曲げ鋼板を柱に摩擦接合する PC 鋼棒に導入するプレストレス力は、軸方向歪 (S3) を計測して制御した。さらに(B)の補強実験では、柱梁接合部から梁長の 1/3 の位置において梁の上下フランジの軸方向歪 (S4~S7) から、梁の負担する曲げモーメント量の分布を確認した。曲げ鋼板については、1枚の鋼板に表裏それぞれに4個、計8個の歪ゲージを用いて鋼板の負担する曲げモーメントを計測し、機構の降伏変形角を推定した (図9)。

4.3 試験体

試験体一覧を表1に、各試験体で用いた鋼板形状を図10に示す。要素実験では、5つの試験体を用意した。試験体1は基準となる試験体で、柱梁接合部を想定した柱下部ピンの中心から曲げ鋼板の中心までの距離を400mmに設定し、鋼板に通常軟鋼 SS400 を用いた。また、中央連結部材は 36mm×45mm の断面をもつ剛な角材とした (図11(a))。試験体2では、試験体1の中央連結部材に直径13mmの剛性の低い軽量鋼棒を使用するとともに、図10(b)のように長方形の曲げ鋼板を使用し、これにより失われる鋼板間連結部分の剛性低下が提案機構の挙動に及ぼす影響を検証した。試験体3では柱梁接合部から鋼板の中心までの距離を400mmから600mmに

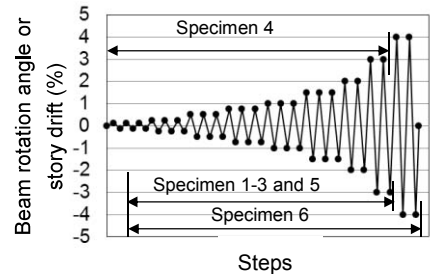


Fig. 12 Loading protocol.

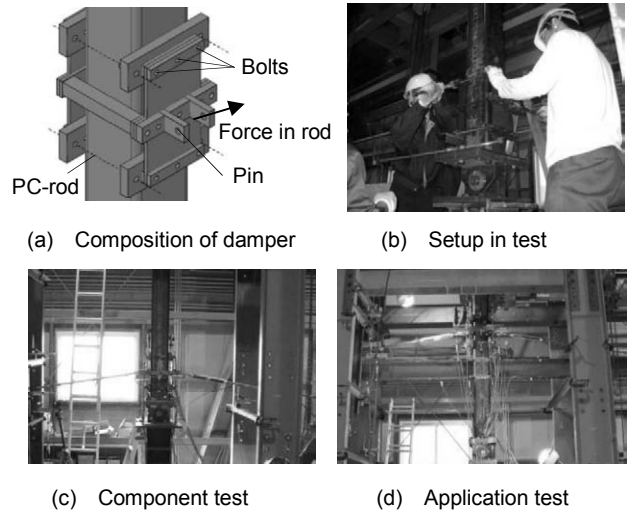


Fig. 13 Installation of specimens.

変え、鋼板の取り付け位置による降伏柱梁回転角や耐力への影響を検証した。試験体4では極低降伏点鋼 LY100 を用いて早期に鋼板を降伏させ、小変形からエネルギーを消費することを意図した。試験体5では PC 鋼棒に導入するプレストレス力を試験体1の1.6倍とし、鋼板と柱の間の摩擦力を大きくした場合の挙動を確認した。最後に試験体6では試験体1と同じ基準試験体を用いて、剛接合柱梁を補強し、その耐力や剛性を補強前の柱梁接合部と比較した。

4.4 荷履歴

図12に荷履歴を示す。所定の変形角 (要素実験では柱梁回転角、補強実験では層間変形角) を0.25%から1%まで0.25%ずつ漸増させ、1%以後は増分を大きくした。柱梁回転角1.0%までは3回ずつ、1.5%を超える大変形領域で2回ずつ荷履歴を繰り返した。要素実験では柱梁回転角3%まで、補強実験では層間変形角4%まで荷履歴した。これは、要素実験における柱梁回転角は、柱や梁の柔性や塑性変形を含む柱梁接合部試験体での層間変形角の約2倍に相当するためである。低降伏点鋼を用いた試験体4と5については、極小変形において低降伏点鋼が降伏するため、小変形での挙動を細かく調べる目的で柱梁回転角0.125%の荷履歴を加えた。

4.5 提案機構の設置

各部材の構成は図13(a)に示す通りである。試験体1から4、6では約35kN、試験体5では50kNのプレストレス力を PC 鋼棒に導入した。実際の施工における補強部材の最大重量は約30kgで、2名の作業員により3時間程度での取り付けが可能である (図13(b))。また、引張鋼棒と梁中央の連結にあたって、現時点では梁フランジ中央にボルト穴を空けているが、将来的には梁フランジに圧着接合する方法も検討する。取り付け後の試験体の様子を図13(c),(d)に示

す。

4.6 材料試験結果

曲げ鋼板 (SS400, LY100), 梁フランジ, 梁ウェブ, 引張鋼棒について材料試験を行い, 降伏応力, 引張応力を測定した。試験結果は表 2 の通りである。LY100 材の降伏応力度は付属のミルシートによれば 96N/mm^2 であるが, 筆者らが行った材料試験 (JIS-1A 号) では, 0.2% オフセット降伏点が 58.7N/mm^2 となり, 規格値を下回った。以降本論の解析では, 材料試験から求めた降伏応力度を用いる。

4.7 要素実験結果

基準試験体の実験結果を図 14 に, 比較のための他試験体については図 15 に示す。図中の実線は実験結果を, 点線は解析結果を表している。横一点鎖線は, 降伏耐力の計算値である。また, 初期剛性や耐力は表 3 にまとめる。実験結果の降伏耐力は水平荷重—柱梁回転角関係より, 剛性が顕著に低下し始めた点を読み取った。

4.7.1 基準試験体の挙動

基準となる試験体 1 の実験結果について詳記する。初期剛性の実験値と解析値の差は約 10% であった。降伏耐力は実験値 16.0kN に対して解析値 17.0kN , 最大耐力は実験値 23.4kN に対して解析値 23.3kN とそれぞれ良好な相関を示した。柱梁回転角 1% 前後でピンチング挙動が確認されたが, これは鋼板の鉛直方向すべりが大きくなり, それに伴い一方の鋼棒が張力を失った後に他方の鋼棒が張力を負担し始めるまでに間隙が生じたためである (図 14(b))。柱に使

用した角形鋼管は表面が平らでなく, 角部に対して腹部が凹んでいたため, スペーサーと柱の間で十分な摩擦力が確保できなかった。両者の密着度を向上させる仕組みについては, 今後検討したい。鋼板中央上部の歪ゲージにより計測した, 鋼板表面の歪量を図 14(c) に示す。正負荷荷間で値に違いがみられるのは, 正側では曲げ歪に加えて, 引張鋼棒張力の鉛直成分による軸方向歪が生じるためである。左右の鋼板は連動して動いており, 上で述べたスペーサーの鉛直すべりを除けば期待通りの挙動を示した。

4.7.2 中央連結部材の剛性

中央連結部材に軽量 PC 鋼棒を用いた試験体 2 では, 中央連結部材の弾性伸びが試験体 1 の 10 倍となり, 左右鋼板の変形量が異なることによる顕著なピンチング挙動を確認した (図 15(a))。これは, 中央連結部材の設計には耐力だけでなく剛性への配慮が不可欠であることを示唆している。この結果も参照し, 試験体 3 以降では基準試験体と同様に中央連結部材に剛性の高い角材を用いた。

4.7.3 鋼板の設置位置

基準試験体では柱梁接合部と鋼板の中心間距離を 1/2 縮尺で階高の約 1/4 である 400mm と設定したが, 試験体 3 では距離を 600mm に変更した。鋼棒の取り付け水平角が大きくなったことで, 同じ変形角における鋼棒軸力が 1.5 倍となり, 鋼板が早期に降伏した (図 15(b))。また, 鋼棒の軸力が作用する点が柱梁接合部から離れたため, 部分架構の初期剛性は約 2.2 倍, 耐力は約 1.5 倍となった。初期剛性, 耐力, エネルギー消費性能ともに基準試験体よりも大きい。当試験体の短所としては, 鋼板位置を下げることで開口部が減少するという計画上の問題に加えて, 鋼棒から鋼板に作用する鉛直力が基準試験体と比較して 40% 大きくなり, 鋼板の鉛直すべりが増大したことによるピンチング挙動がみられたことが挙げられる。

4.7.4 極低降伏点鋼の使用

極低降伏点鋼板を用いた試験体 4 では, 曲げ鋼板が柱梁回転角 0.12% で降伏し, 等方硬化則により耐力が増加しながら安定してエネルギーを消費した (図 15(c))。曲げ鋼板の寸法を通常軟鋼と同等としたため最大耐力は基準試験体よりも小さくなったが, 補強の対象とする建物に先行して降伏し, 小変形からエネルギー消費性能が期待できることが示された。

4.7.5 エネルギー消費性能

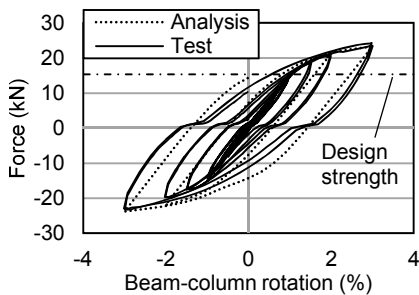
図 15(d) に等価粘性減衰係数を指標として試験体 1, 2, 4 のエネルギー消費性能を比較した。試験体 1 では小変形でのエネルギー消費が少ないが, 鋼板降伏後の柱梁回転角 1% 以降は漸増する。ピン

Table 2 Results of coupon test

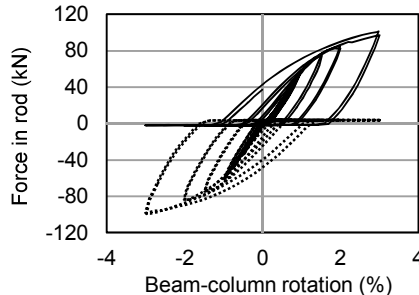
	材質	降伏応力 [N/mm ²]	引張応力 [N/mm ²]	降伏比
鋼板	SS400	290	440	0.66
	LY100	59	236	0.24
梁フランジ	SS400	326	448	0.73
梁ウェブ	SS400	335	455	0.74
引張鋼棒	SS400	350	548	0.64

Table 3 Comparison to analysis

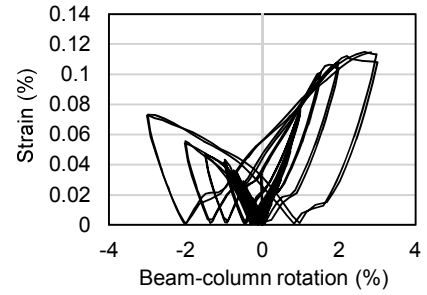
試験体	k [$\times 10^2$ kN/rad] 初期剛性		Q_y [kN] 降伏耐力		Q_u [kN] 最大変形角での耐力	
	解析値	実験値	解析値	実験値	解析値	実験値
1	14.8	16.8	17.0	16.0	23.3	23.4
2	11.3	10.6	12.0	10.5	18.4	15.1
3	30.8	28.0	24.0	24.5	36.9	38.0
4	11.7	14.1	2.5	3.0	11.5	13.4
5	14.8	14.2	17.0	16.0	23.3	24.6
6	67.1	58.1	50.0	55.6	109.8	116.6



(a) Force-rotation relationship



(b) Force in tension rods



(c) Strain in plate

Fig. 14 Test result for Specimen 1.

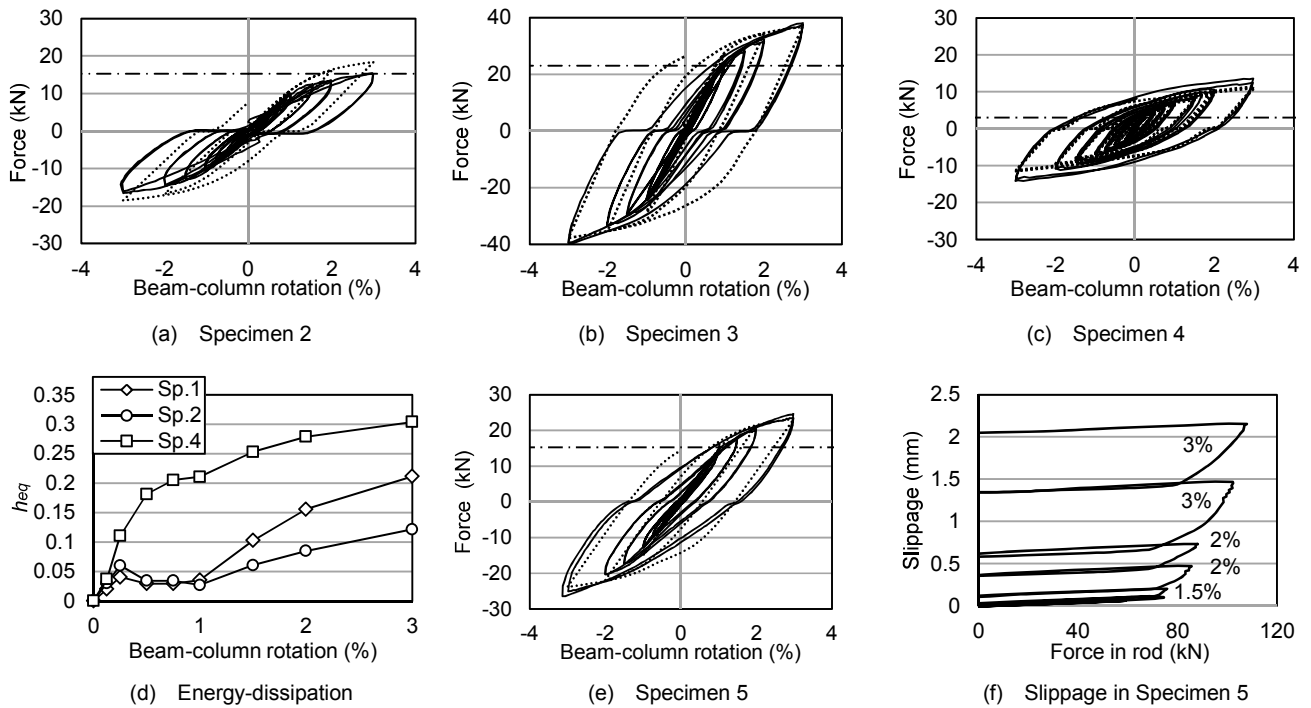


Fig. 15 Component test results.

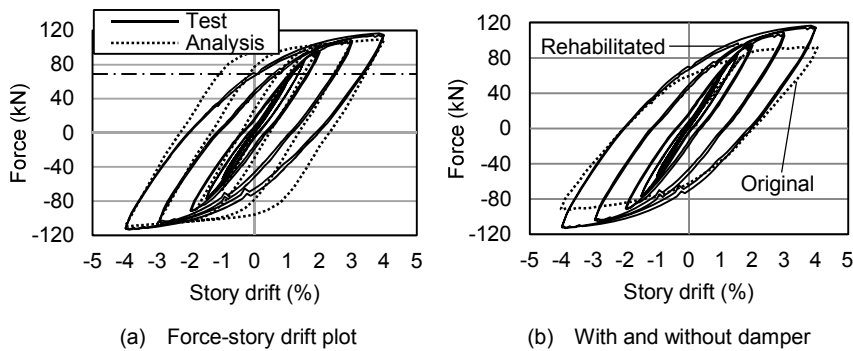


Fig. 16 Result of retrofitting test.

チング挙動がみられた試験体 2 では、大変形に至ってもエネルギー消費性能が低い。試験体 4 では、鋼板が柱梁回転角 0.12% で降伏してエネルギー消費を開始し、1% の時点で通常軟鋼と比較して 4 倍のエネルギー消費性能を保持した。さらに 2% 以降の大変形においても、安定して通常軟鋼の 1.5 倍以上のエネルギーを消費した。

4.7.6 鉛直すべりの効果

プレストレスを基準試験体の 1.6 倍の 50kN に変えて载荷を行った試験体 5 では、柱梁回転角 1.5% において鋼板の僅かな鉛直すべりを確認したが (図 15(f))、柱梁回転角 3% に至るまでピンチング挙動は顕著ならなかった。3% 時には鋼板の鉛直すべり量は 2mm に達し、履歴曲線の荷重ゼロ付近で柱梁回転角にして 0.15% 程度のピンチング挙動を引き起こした。少量であれば、鉛直すべりは履歴挙動に影響しないと考えられる (本試験体では 2mm 以下)。またこの結果より、载荷後に鋼板の滑り量が 5mm を超過した試験体 1 と 3 で発生したピンチング挙動の原因が鋼板の鉛直すべりであることを確認した。

4.8 補強実験結果

図 16(a) に補強した柱梁接合部の荷重—層間変形角関係を示す。

Table 4 Effect of proposed system

	機構付加前	機構付加後	増加分
初期剛性 [$\times 10^2$ kN/rad]	45.9	57.9	26.1%
層間変形角 4% 時点での耐力 [kN]	91.5	116.6	27.4%

主たる結果は以下の通りである。初期剛性は解析値の約 90% 程度で、降伏耐力は実験値が僅かに解析値を上回った。曲げ降板は層間変形角 1% 前後で初期降伏し、1.2% で試験体の剛性が顕著に低下し始めた。歪ゲージの値から算定した梁端部の曲げモーメントによれば、1.5% 前後で梁フランジが降伏したと推定された。提案機構取り付け前後での初期剛性と耐力の比較を図 16(b) と表 4 に示す。初期剛性、耐力のいずれも解析値と良好に対応して 30% 弱の向上がみられ、耐震補強の有効性を確認した。また柱梁の柔性を考慮した場合においても、耐震機構が期待する挙動を示した。ただし、本実験では実験装置の制約上、対象試験体では梁の部材軸中央をピン支点としており、図 2(c) の状態と異なり、図 2(b) のような曲げモーメント分布となるため、梁端部曲げモーメントの低減は検証の対象外となっている。

5. まとめ

本研究では、曲げ鋼板と引張鋼棒を組み合わせ、(1) 梁端下フランジの引張歪の低減による変形性能の向上、(2) 安定したエネルギー消費性能、(3) 補強工事による負荷の低減、を同時に満足する

耐震補強機構を提案し、有限要素法解析と実験でその挙動を検証した。以下に得られた知見をまとめる。

- (1) 1層2スパンの部分架構について、マトリクス変位法を適用して提案機構の効果を検証した。正曲げを受ける梁端部での曲げモーメントを大幅に削減することが可能であることを確認した。
- (2) 有限要素法解析を用いて、基準試験体の弾塑性繰返し挙動を検証した。変形角0.8%でエネルギーを消費する曲げ鋼板が降伏し、大変形に至るまで安定した紡錘形の荷重-変形関係を示した。
- (3) 要素試験体5体と柱梁接合部補強試験体1体に対して、準静的繰返し載荷実験を実施した。基準試験体では曲げ鋼板の鉛直すべりにより僅かなピンチング挙動が発生したが、大変形まで耐力は低下せず安定した荷重-変形関係が得られた。極低降伏点鋼を鋼板に使用した場合、通常軟鋼の場合と比較して変形角1%の時点で4倍のエネルギー消費性能を保持した。鋼板を柱に圧着するPC鋼棒のプレストレス力を35kNに設定した場合、スペーサーと柱の間で当初推定した摩擦力が確保できず、鋼板の鉛直方向すべりが顕著であった。プレストレス力を50kNにした場合、鋼板の鉛直すべり量が低減され、履歴挙動に顕著なピンチング挙動が現れないことを確認した。さらに柱梁接合部補強実験では、柱梁の剛性を考慮した場合でも、本機構が安定した性能を発揮することを確認した。
- (4) 引張鋼棒の柱への取り付け位置を柱上端部から1/4程度とすることで、一般的な階高をもつ建物において、床から機構取り付け位置まで2m以上の高さを確保した。柱上端部から800mm程度は天井板の上側に隠れることが多いことを考慮すると、本機構の設置による建物使用者の往来や視野への負担はほとんどなく、全開口部を覆うK型ブレース配置の場合と比較して、補強前の建築計画への影響が抑えられている。作業時間に関しては、実際の建物でも補強1箇所あたり2名の作業員により3時間程度で取り付けが可能であると考えられる。溶接接合を用いる鉄骨ブレースを用いた耐震補強工事と比較すると、床面のはつり出しや目荒らしが必要ないため、1週間程度の作業が1~2日で完了すると予想される。また、施工に溶接を用いないため、耐震改修中も通常通りに建物を使用できる。

6. 今後の展望

本研究の今後の課題は以下に挙げる通りである。これらについては継続して取り組んでおり、次報以降で詳細に報告したい。

- (1) 設計法の構築: 梁端曲げモーメントの削減と鋼板の早期降伏の2点を設計目標とした曲げ鋼板・引張鋼棒寸法の設計法を考案している。実際に補強機構に求められる耐力や剛性などの設計パラメータは、耐震補強の対象とする骨組の諸元および補強機構の効果を十分に見極めて設定する必要があり、現在検討を進めている。
- (2) 補強効果の検証: 本報で行った十字型柱梁接合部補強実験では検証できなかった、引張鋼棒の軸力鉛直成分による梁中央のたわみの影響や、梁端部曲げモーメントの低減効果を確認するため、2.2節で示した1層2スパン部分架構を用いた実験を計画している。

- (3) 施工性の向上: 引張鋼棒端部の梁中央部への取り付けにあたって、圧着接合等の梁フランジにボルト穴を空けない工法の利用が望まれる。また、4.7.1節に述べた通り、柱に使用した角形鋼管は角部に対して腹部が凹んでいたため、スペーサーと柱の間で十分な摩擦力が確保できなかった。両者の密着度を向上させる仕組みについての検討が必要である。
- (4) 時刻歴応答解析: 鋼骨組の各層に提案機構を設置した解析モデルを構築し、複数の地震動を入力して、提案機構が建物の最大変形、加速度、梁端曲げモーメント、梁端塑性回転角等の応答に与える影響を検証する。

参考文献

- 1) 国土交通省: <http://www.mlit.go.jp/common/000220327.pdf>, 建築被害を踏まえた建築基準の検証・見直しへの対応, 2011 (参照 2014.12.23)
- 2) 文部科学省: 耐震補強工法事例集, 2008-03
- 3) 松宮智央, 吹田啓一郎, 中島正愛, 劉大偉, 周鋒, 溝淵裕也: 大変形繰返し載荷下における鋼梁の履歴特性に及ぼすRC床スラブの影響, RC床スラブ付き鋼構造部分構造実大実験, 日本建築学会構造系論文集, 第598号, pp.141-147, 2005-12
- 4) 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田郁子, 多田元英, 笠井和彦: 振動台実験の概要と弾性応答特性 - 実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その1 -, 日本建築学会構造系論文集, 第635号, pp.157-166, 2009-1
- 5) 伊中泰徳, 豊島憲太, 多賀謙蔵, 浅田勇人, 田邊義和: 既存超高層建築物の梁端溶接接合部の補強方法に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第21号, pp559-566, 2013-11
- 6) 鈴木敏郎, 五十嵐規矩夫, 薩川恵一, 堤康一郎, 橋本幸治: 中立軸補強によるH形鋼梁の塑性変形能力改善に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第574号, pp219-225, 2003-12
- 7) 吹田啓一郎, 井上一朗, 竹内一郎, 宇野暢芳: 座屈拘束された方杖ダンパーによる柱梁高力ボルト接合構造の力学挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第571号, pp153-160, 2003-09
- 8) 髯高裕治, 安藤正和, 百野泰樹, 吹田啓一郎, 井上一朗: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験, 日本建築学会構造系論文集, 第595号, pp109-116, 2005-09
- 9) 橋本真一: 耐震改修工事費のマクロ的価格傾向に関する研究, 財団法人建設物価調査会総合研究所, 2005-03
- 10) 玉井宏章, 近藤一夫, 花井正実: X型制振ブレース付剛節架構の機構と弾塑性形状について, その1, 引張接合型ブレース架構, 日本建築学会構造系論文集, 第515号, pp139-146, 1999-01
- 11) 高松隆夫, 山西央朗, 玉井宏章, 中村友一, 露出柱脚付きノンコンプレッションブレース架構の復元力特性, 鋼構造年次論文報告集, 第19巻, pp749-754, 2011-11
- 12) Kurata M., Leon R.T., DesRoches R.: Rapid Seismic Rehabilitation Strategy, Concept and Testing of Cable Bracing with Couples Resisting Damper, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 138(3), pp354-362, 2012-03.
- 13) Anagnostides, G., Hargreaves, A. C., Wyatt, T. A.: Development and Applications of Energy Absorption Devices Based on Friction, J. Constr. Steel Res., Vol. 13(4), pp317-336, 1989.
- 14) Tremblay R., Filiatrault A.: Seismic Impact Loading in Inelastic Tension-Only Concentrically Braced Steel Frames, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25(12), pp1373-1389, 1996-12.
- 15) McGuire W., Gallagher H. R., Ziemian D. R.: Matrix structural analysis, second edition, John Wiley & Sons, Inc., 2000.
- 16) SIMULIA Inc.: ABAQUS Version 6.9 User's Manual, <http://www.abaqus.com>. (Ref. 2014.12.23)
- 17) 平井敬二, 加藤政利, 植木理枝子: 無溶接工法による鋼構造物の耐震補強に関する実験的研究, その1 要素実験, 日本建築学会九州支部研究報告, 第48号, pp341-344, 2009-03

SEISMIC REHABILITATION OF STEEL FRAMES WITH MINIMAL-DISTURBANCE USING TENSION-RODS AND STEEL BENDING PLATES

*Masahiro KURATA**, *Miho SATO***, *Lei ZHANG***
and *Masayoshi NAKASHIMA****

* Assoc. Prof., DPRI, Kyoto University, Ph. D.

** Grad. Student, Grad. School of Eng., Kyoto University

*** Prof., DPRI, Kyoto University, Ph. D.

Preparedness greatly reduce losses due to large earthquakes, and in the long-term it is an investment well worth making. A large building stock of seismically-deficient is yet most vulnerable factor in our community. Rehabilitating such building stock enhances earthquake preparedness by reducing direct casualty and increasing the number of operable buildings after events. However, seismic rehabilitation is costly and disturbing to occupants. Thus, the development of rehabilitation techniques that allow occupants to resume normal operations during construction and to keep as-is usage plan are highly desirable.

This research presents a seismic rehabilitation technique developed under the scheme of *minimal-disturbance*. More specifically, the scheme allows the continuous usage of buildings, keeps existing openings and sight, and restrains increase of force demand to original framing. In steel buildings, one of the most vulnerable parts identified in past earthquakes is the bottom flanges of beam near beam-column connection which sustain large tensile stress during severe earthquake events due to composite actions by floor slab. To rehabilitate bottom flanges with *minimal-disturbance*, a rehabilitation system which connects the mid-span of beams and the upper part of a column with two tension rods and an energy dissipater comprised of steel bending plates is developed. The bending plates are attached to the two facing surfaces of the column and are connected by middle connecting blocks. This system adds supplemental strength and stiffness to beam-column connections, but also provides an alternative loading path to the frame for reducing bending moment at beam ends which are subjected to positive bending. In addition, an innovative geometric configuration in the energy dissipater achieves stable energy dissipation with bilinear restoring force characteristics.

Two levels of tests, component test and application test, were conducted. The component test had three parameters: the section of middle connecting blocks, the material and the location of the steel bending plates. Specimens were designed with matrix structural analysis in which the elastic behavior of the system was estimated with finite element analysis code for details. Major findings in numerical simulations and tests are summarized as follows: (1) the baseline specimen successfully presented bilinear restoring force characteristics; (2) the flexibility of middle connecting blocks resulted in severe pinching behavior in the force-drift relationship; (3) the use of low yielding point steel provided four times larger energy dissipation than the baseline specimen with conventional steel at beam-column rotation angle of 1%; (4) both the initial stiffness and strength of the rehabilitation system increased when the plates were located farther from the beam-column connection. In the application test, the system was used to rehabilitate a steel beam-column connection. The test successfully showed the increase of the initial stiffness and the maximum strength by 25% and 32%, respectively. The steel bending plates yielded at story drift of 1.0%, prior to the beam ends of 1.5%.

The accurate evaluation for reduce in bending-moment at beam ends required further testing with a specimen of two or more beam spans. To investigate the effectiveness of the proposed system, numerical simulations with multi-span and story building models are planned in the next research phase.

(2014年9月5日原稿受理, 2014年12月18日採用決定)