

山形鋼筋違接合部に対して方杖を
付加する耐震補強構法の性能確認STUDY ON THE SEISMIC RETROFIT OF ANGLE BRACE JOINT
USING KNEE MEMBERS前澤将男*¹, 桑田涼平*¹, 石田孝徳*²,
吉敷祥一*³, 薩川恵一*⁴, 山田 哲*⁵Masao MAEZAWA, Ryohei KUWADA, Takanori ISHIDA,
Shoichi KISHIKI, Keichi SATSUKAWA and Satoshi YAMADA

Seismic retrofit method with the knee members for preventing the joint fracture of the angle brace was proposed. A series of loading test and analysis have been carried out to investigate validity of this method. The joint fracture prevention was confirmed by installing the knee members. The load sharing ratio could be expressed by the proposed model. Consideration is needed by the load sharing ratio changed by holding angle of the knee members, the installed height of the knee members, stiffness of the knee members and holding angle of a brace to make this method reach the reinforcement target.

Keywords : Angle brace joint, Fireless seismic retrofit method, Knee members

山形鋼筋違接合部, 無火気耐震補強構法, 方杖

1.はじめに

鋼構造の生産施設などの比較的大空間を必要とする建築物では、張間ラーメン、桁筋違構造が多用される。筋違構造における筋違は地震力に対する架構の耐力・靱性を決定する主要素であり、大地震時に筋違の母材鉄骨の塑性化により地震エネルギーを吸収することを志向した設計が多い。この設計の前提条件は、筋違の母材鉄骨が十分に塑性化するまで接合部が破断しないことであり、1981年施行の新耐震設計基準により設計された建築物(以下、新耐震建築物と記す)では筋違接合部の保有耐力接合の検討が法的に義務付けられている。

一方で、新耐震設計基準の施行前に設計された、いわゆる旧耐震設計の建築物(以下、旧耐震建築物と記す)では筋違接合部の保有耐力接合の検討がなされていない。1995年兵庫県南部地震¹⁾および2011年東北地方太平洋沖地震²⁾等の被害調査結果では、新耐震建築物の筋違接合部における保有耐力接合の有効性が証明されると共に、旧耐震建築物の筋違接合部における破断被害が報告されている。今後、南海トラフ地震や首都圏直下型地震といった巨大地震の発生が懸念される状況下では、旧耐震建築物の筋違接合部の早期破断防止に向けた補強部材の新設、既存接合部の補強および既存部材の取替等の耐震

改修の促進が課題である。

実際の耐震改修推進における阻害要因は、施工中の室内空間の使用制約であり、部材の新設によるスペース制約、施工に伴う安全対策および施工に伴う振動・騒音である。特に鋼構造建築物の耐震改修工事では溶接・ガス切断が多用されるため、火花・有毒ガスの発生に対する火気養生、換気対策および現場溶接の品質確保といった問題がある。生産施設などのように建築物内の補強スペースが狭隘で引火物が多い場合には、補強スペースがコンパクトで溶接・ガス切断などの火気が不要(以下、無火気と記す)な構法のニーズが高い。既存鋼構造建築物の無火気補強構法に関する研究として柱、梁、トラスおよび筋違といった既存部材の耐力向上や補強部材の新設を狙い、摩擦接合金物、エポキシ系接着剤およびビスなどを用いて補強部材を接合する研究^{3)~6)}が行われている。

鋼構造の旧耐震建築物における筋違接合部の補強や耐震性評価に関する研究^{7)~8)}は、体育館等の公共建築に多用されている山形鋼筋違の接合部を対象に精力的に行われ、その成果は広く耐震改修設計に活用されているが、無火気補強構法を対象とした研究は少ない。

本研究では旧耐震建築物の山形鋼筋違の接合部を対象に無火気で

*¹ 日本製鉄(株) 修士(工学)*² 東京工業大学科学技術創成研究院未来産業技術研究所 助教・博士(工学)*³ 東京工業大学科学技術創成研究院未来産業技術研究所 准教授・博士(工学)*⁴ 愛知工業大学工学部建築学科 教授・博士(工学)*⁵ 東京工業大学科学技術創成研究院未来産業技術研究所 教授・博士(工学)

Nippon Steel Corporation, M.Eng.

Assist. Prof., FIRST, IIR, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Assoc. Prof., FIRST, IIR, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Aichi Institute of Technology, Dr.Eng.

Prof., FIRST, IIR, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

の補強を狙い、筋違の接合部近傍に設置した鋼製方杖(以下、方杖と記す)を高力ボルトにより接合する構法(以下、本構法と記す)について提案した。本構法は筋違の接合部における、筋違のファスナー孔欠損部、筋違のはしあき部、ファスナー、ガセットプレートおよびガセットプレート溶接部で不足する荷重伝達量を方杖により付加される新たな荷重伝達経路により補い、筋違の接合部の早期破断を防止することを意図した。そして、本構法の補強部を構成する方杖の取付角度を実験因子とした載荷実験および解析を行い、本構法の有効性について検討した。なお、本論文は 2017 年日本建築学会大会学術講演⁹⁾で発表した内容に加筆したものである。

2. 本構法の概要

Table1 に本構法の概要を示す。本構法の対象は、H 形鋼柱のフランジにガセットプレートを溶接し、その片側に山形鋼筋違がファスナーで接合された接合部であり、柱・梁接合部は剛接合である。

本構法では、柱・梁および筋違端部の接合部が集中する範囲の補強を回避して施工を簡易化することを狙った。

Fig.1 に本構法の施工手順を示す。まず、Fig.1(a)に示すように筋違、柱および梁にファスナー孔を設ける。次に、Fig.1(b)に示すように柱側・梁側の方杖の位置決めをする。なお、鋼板を用いた方杖の中間部には 2 箇所の高力ボルト接合部を設けて方杖の位置調整を可能とした。最後に、Fig.1(c)に示すように方杖と筋違、柱および梁を高力ボルトで接合することで無火気での現場施工を可能とした。

この構成により、Table1 に示すように筋違の引張荷重の一部は、筋違の突出脚から高力ボルト摩擦接合部、方杖を介して、柱および梁に伝達される。その結果、方杖を設置する前の筋違接合部の破断耐力が、筋違のファスナー孔欠損部の破断、ファスナーの破断、筋違のはしあき破断、ガセットプレートの破断およびガセットプレート溶接部破断のいずれかで決まる場合においても、方杖を設置した後は筋違と方杖からなる部分(以下、補強部と記す)の耐力は、方杖を設置する前の筋違接合部の破断耐力より増加する。従って、筋違が軸部降伏耐力(筋違母材の全断面積に降伏応力度を乗じた値)に達する前の補強部内部にある筋違接合部の破断防止が可能となる。(以下、筋違について、補強部内部を補強筋違、補強部外部を既存筋違と記し、両者を合わせて筋違と記す)。

Fig.2 に本構法の施工における利点である方杖の取付パターンを示す。まず、Fig.2(a)は方杖設置に伴う障害物が無く、柱・梁側の方杖を同じ取付角度で設置する場合である。次に、Fig.2(b)は柱・梁側の方杖と柱・梁の接合部近傍に障害物があり、柱・梁側の方杖の取付角度を別々にした場合である。最後に、Fig.2(c)は方杖と筋違の接合部近傍に障害物があり、方杖の取付位置 r を上に移動した場合である。

本構法では方杖の取付角度や取付位置の設定により、障害物の回避できる施工を可能とする。

3. 載荷実験

3.1 実験概要

Fig.3(a) に試験体のモデル化範囲を、Fig.3(b)に試験体のセットアップを示す。試験体は実在の旧耐震建築物の筋違と柱梁接合部周辺を実大サイズでモデル化した。筋違の取付角度 $\theta=55^\circ$ 、補強筋違の接合部①および既存筋違の接合部②の第 1 ファスナー孔の中心間

距離 $L_b=4,200$ mm、方杖の取付位置 $r=970$ mm であり、2,000kN アクチュエーターを用いて正負交番漸増繰返載荷を行った。

Fig.4(a)に標準試験体(後述する Table3 の No.3 specimen)の全体図を示す。筋違には L-75×75×6(SS400)を用いた。接合部①は実在の非保有耐力接合を再現しており、高力ボルトの径、本数、配置およびガセットプレート形状の組み合わせにより、補強筋違のファスナー孔欠損部の有効断面破断にて耐力が決定している。なお、既存のガセットプレートと柱の接合について、実際は溶接であるが、実験では試験体の取替を考慮して高力ボルト摩擦接合とし、高力ボルトのすべり耐力を筋違の基準強度 F に基づく軸部降伏耐力の 1.2 倍より大きくした。接合部②は実在の接合部とは異なり、試験用に保有耐力接

Table1 Proposed retrofitting method

	Existing	Retrofitted(New method)
(1) Outline		
(2) a-a Section		

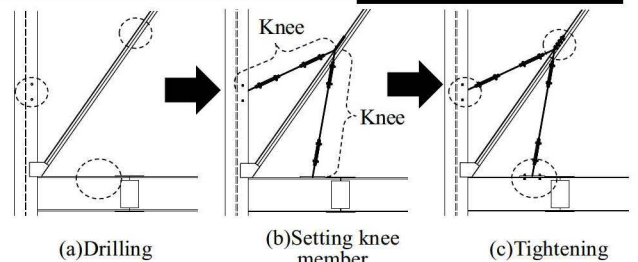


Fig.1 Construction procedure

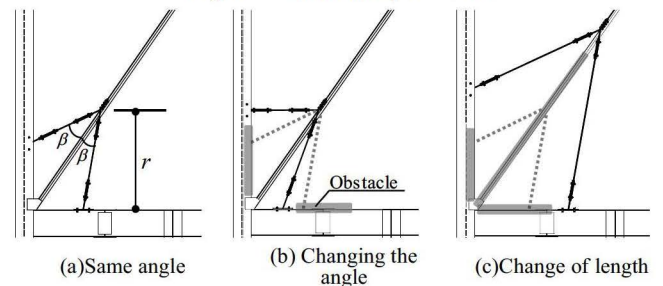


Fig.2 Pattern of reinforcement

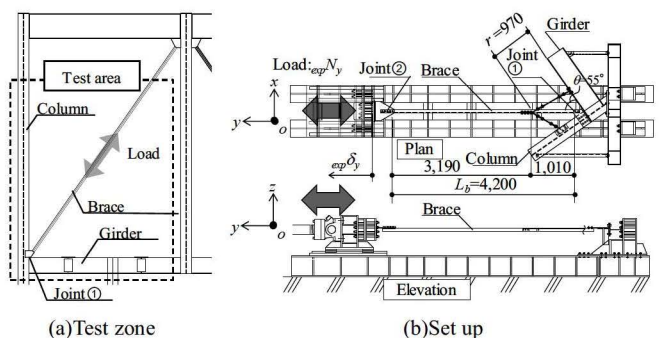


Fig.3 The outline of a loading test

合の高力ボルト摩擦接合とし、耐力決定要因となる既存筋違のファスナー孔欠損部の破断耐力は筋違の基準強度 F に基づく軸部降伏耐力の 1.2 倍の値より大きくした。

Fig.4(b)に柱・梁接合部の詳細を示す。梁は実在同様の H-450×200×9×14(SS400)とし、柱との接合部は実在同様に剛接合とした。柱は試験体設置の都合上、実在(H形鋼)の 1/2 断面を CT-396×300×14×22(SS400)により再現した。なお、Fig.4(a)に示すように実在の梁・柱に取付く床板、間柱、胴縁などによる変形抑制効果を模擬するため、柱・梁端部と試験治具の H 形鋼 H-300×300×10×15(SS400)の端部に試験治具の山形鋼 L-75×75×6(SS400)を架け渡し、高力ボルト 1 本で接合して、ピン接合と仮定した。

Fig.4(c)に柱・梁側の方杖の詳細を示す。方杖は PL-12×60(SS400)を用いて、中間に 2 箇所の高力ボルト摩擦接合部を設けて現場施工における位置調整を、ボルト孔のクリアランスでできるようにした。方杖と筋違の接合は高力ボルト摩擦接合として、接合部①、②の突出脚側に設け、接合部①側の高力ボルト 1 本は方杖と補強筋違の離間防止用と考え、残る接合部②側の高力ボルトのすべり耐力は、筋違の基準強度 F に基づく軸部降伏耐力の 1.2 倍となる前提で算出した方杖の存在応力(以下、設計応力と記す)を上回るように設計した。梁側方杖と梁フランジの接合部は Fig.4 (c)の【C element】に示すスプリットティー形式として、スプリットティーの弾性限耐力は、梁側の方杖の設計応力を上回るように設計した。柱側方杖と柱フランジとの接合は Fig.4 (c)の【D element】に示す接合部プレート(PL-9)の面内曲げによる荷重伝達の形式として、接合部プレートの弾性限耐力は、柱側の方杖の設計応力を上回るように設計した。方杖と筋違、柱、梁との接合は高力ボルト摩擦接合とし、実施工と同様に筋違、柱、梁の摩擦処理(赤錆処理等)は省略し、すべり係数は鋼構造接合部設計指針¹⁰⁾の黒皮同士のすべり係数 0.23 を用いた。

Table2 に試験体の筋違および方杖に用いた鋼材から切り出した JIS5 号試験片の引張試験結果を示す。

Fig.5 に計測計画を示す。荷重 $exp N_y$ はアクチュエーターに取り付けたロードセルによって計測した。変位計は筋違の材軸変形の計測用に加力側には δ_1, δ_2 、反力側には δ_3 の計 3 箇所を設置した。なお、後述の載荷実験結果の筋違の材軸方向変形 $exp \delta_y$ は $(\delta_1 + \delta_2) / 2 - \delta_3$ とした。歪は Fig.4(a)の筋違の【a-a section】および方杖の【b-b section】に示した▽位置に取付けた一軸ゲージで計測した。

Fig.6 に載荷履歴を示す。載荷は筋違の材軸方向変形 $exp \delta_y$ を前述の L_b で除した平均歪 ϵ (Fig.5 の y 軸正方向が引張側)で制御し、歪 2.0% で破断に至らない場合は、破断に至るまで引張側に歪を増加させた。

3.2 実験パラメーター

Table3 に試験体リストを示す。本実験におけるパラメーターは方杖の取付角度である。各試験体の確認項目は以下の通りである。

No.1 試験体は既存の無補強試験体であり、筋違の耐力および変形性能を確認するための試験体とした。No.2~5 試験体は柱・梁両側に方杖を設置し、補強部を模擬した試験体である。このうち、No.2~4 試験体は柱・梁側の方杖の取付角度は等しくし、その取付角度を 15° ~ 45° に変化させて、取付角度による影響を確認するための試験体である。一方、No.5 試験体は柱・梁側の方杖の取付角度が異なる場合の影響を確認するための試験体である。

Table3 には試験体の降伏点、引張強さに基づく計算値の筋違の軸

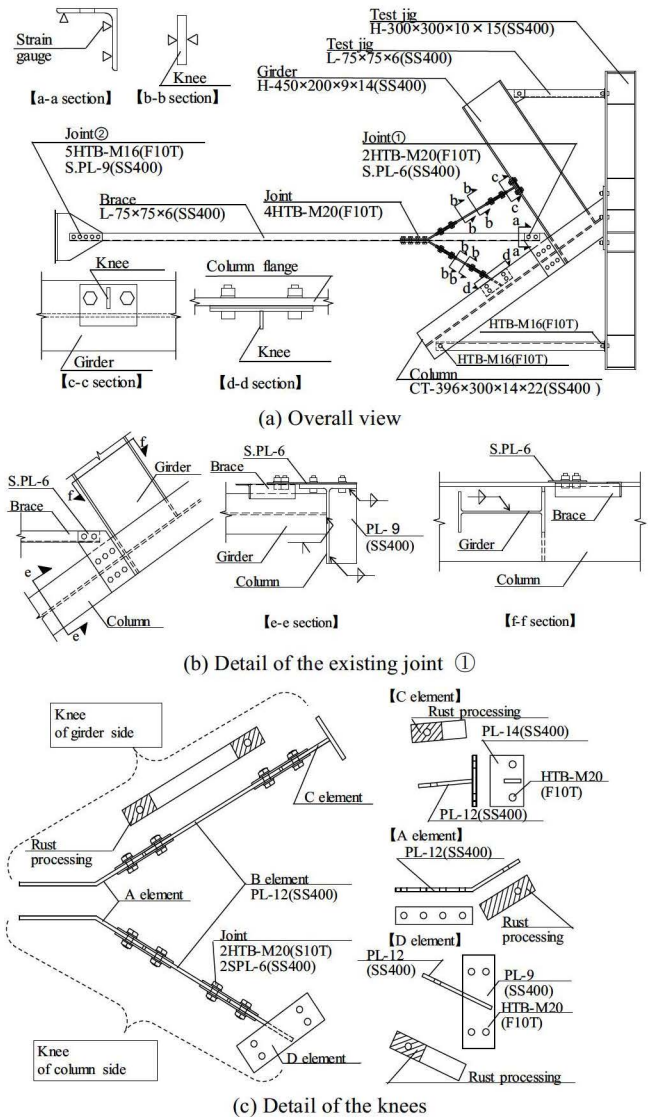


Fig.4 Standard specimen(No.3 specimen)

Table2 Mechanical property

Part	Steel grade	Yield strength [N/mm ²]	Tensile strength [N/mm ²]	Elongation [%]	
Brace	No.2~5 Specimen	SS400	319	460	36
	No.1 Specimen	SS400	307	445	35
Knee	No.2~5 Specimen	SS400	307	452	45

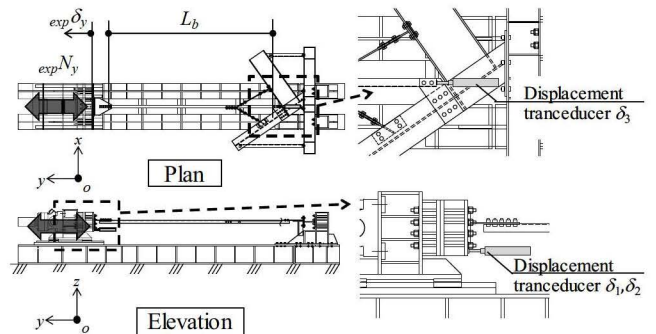


Fig.5 Measurement plan

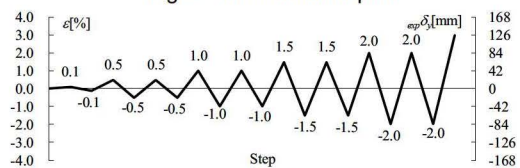


Fig.6 Loading history

部降伏耐力 $calN_{yield}$, 接合部①の破断耐力 $calN_{J①,u}$, 接合部②の破断耐力 $calN_{J②,u}$ および補強部の耐力の予測値 $calN_R$ も示した。なお, 各々の耐力は以下の通り算出した。

接合部の破断耐力の算定において, 山形鋼の突出脚の無効長さは鋼構造接合部設計指針¹⁰⁾を参考に, 接合部①は $0.7 \times 75\text{mm}$, 接合部②は $0.25 \times 75\text{mm}$ とする。ファスナー孔による筋違の断面欠損は(高力ボルト径+2mm)×板厚であり, 接合部①は $22 \times 6\text{mm}^2$, 接合部②は $18 \times 6\text{mm}^2$ である。その結果, 突出脚の無効部分とファスナー孔による断面欠損を除いた筋違の有効断面積は接合部①は 425mm^2 , 接合部②は 650mm^2 となり, No.1 試験体は接合部①の筋違のファスナー孔欠損部の破断, No.2~5 試験体は接合部②の既存筋違のファスナー孔欠損部の破断で耐力が決まることになる。また, 筋違と方杖の接合部のファスナー孔による筋違の断面欠損は $22 \times 6\text{mm}^2$ であり, 有効断面積は 740mm^2 となった。

No.2~5 試験体の補強部の耐力は, 簡易的に既存筋違と柱・梁側の方杖の3本の並列バネと仮定し, 4.2.2 項で後述する補強筋違母材の軸方向剛性 $K_{A,M}$, 柱・梁側の方杖母材の軸方向剛性 $K_{B,M}$, $K_{C,M}$ に柱・梁側の方杖の取付角度 β_0, γ_0 の余弦の2乗を乗じて筋違の材軸方向に置換した剛性の比より求めた柱・梁側の方杖の荷重分担量の y 方向分力を用いて, 接合部①が破断する際の, 接合部①の破断耐力および柱・梁側の方杖の荷重分担量の y 方向分力を合算した。その結果, 補強部の耐力は筋違の軸部降伏耐力を上回る予測となっている。

3.3 実験結果

Fig.7 に全試験体の荷重-変形関係を示す。縦軸は筋違に作用する軸力 $expN_y$, 横軸は筋違の材軸方向変形 $exp\delta_y$ である。図中には, 接合部①の破断耐力の計算値 $calN_{J①,u}$ および接合部②の破断耐力の計算値 $calN_{J②,u}$ を破線で示し, 筋違の軸部降伏耐力の実験値 $expN_{yield}$ を▽, 接合部①, ②の破断耐力の実験値 $expN_{J①,u}$, $expN_{J②,u}$ を▼で示した。なお, 本実験では明確な降伏点が見られなかったため, 筋違の軸部降伏耐力の実験値は全体の実験データを確認した上で, 降伏棚が現れ始める時点と概ね対応する, 接線剛性が初期剛性の1/10まで低下した時点での荷重と定義した。また, No.2~5 試験体の結果には比較のために No.1 試験体の荷重-変形関係を灰色線で示した。

無補強の No.1 試験体は筋違の降伏前の 200kN 付近で Photo1 に示すように接合部①の筋違のファスナー孔より破断に至った。方杖を取り付けた No.2~5 試験体は既存筋違の軸部降伏後も耐力を保持し, 載荷プログラムにおける全サイクルを経て, 単調引張載荷時に歪硬化に伴い引張耐力が上昇し, 最終的に Photo2 に示すように接合部②の既存筋違の第一ファスナー孔位置で全断面破断に至った。

筋違両側に方杖を取り付けることで既存筋違の降伏前における, 補強筋違の接合部の破断防止効果を得られることが確認された。

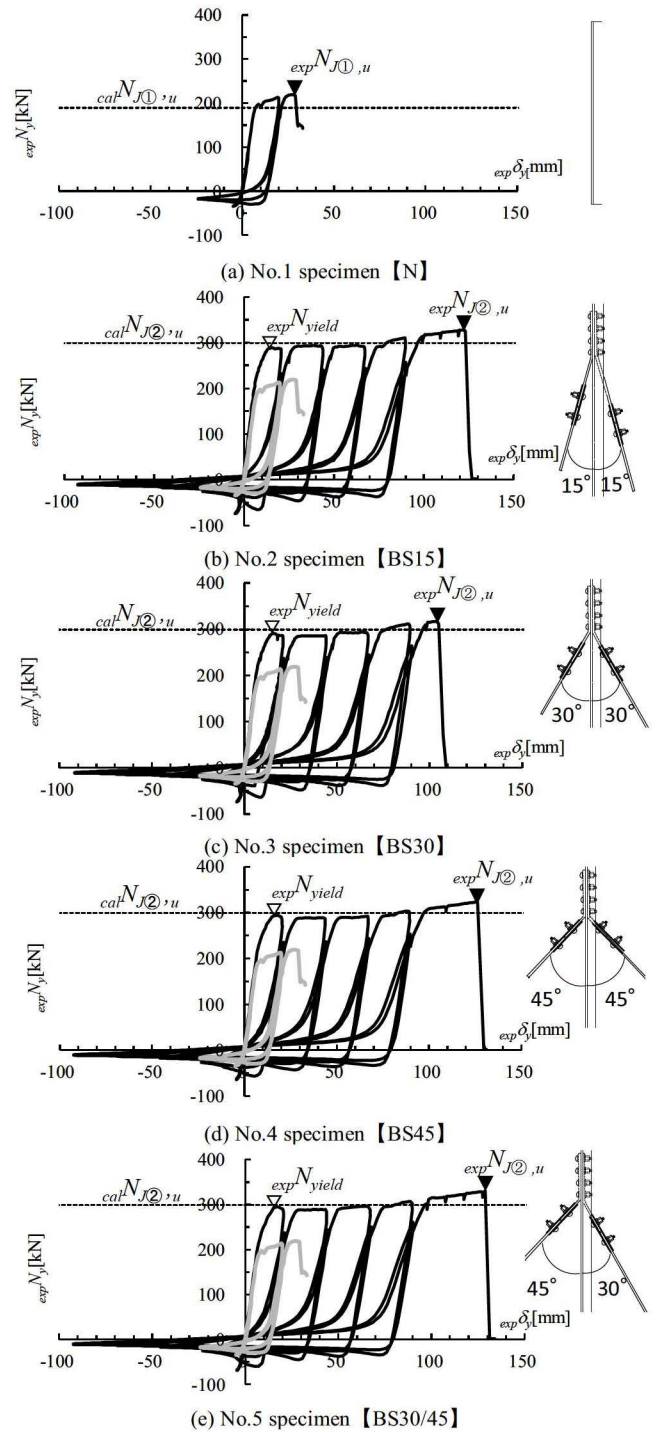


Fig.7 Load – deformation relation

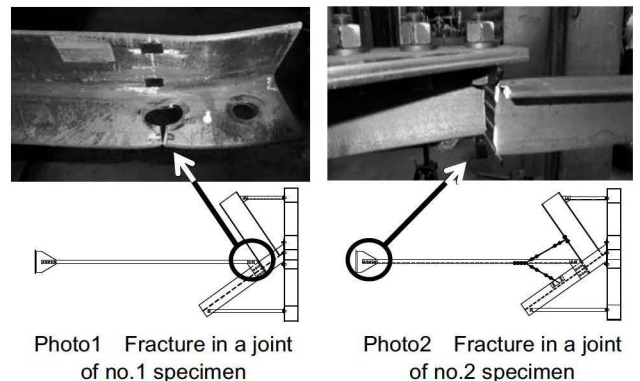


Photo1 Fracture in a joint of no.1 specimen

Photo2 Fracture in a joint of no.2 specimen

Table3 List of specimen

No. [Type]	1[N]	2[BS15]	3[BS30]	4[BS45]	5[BS30/45]
Outline					
Calculated strength [kN]	Ultimate	189	299	299	299
	Failure mode	Joint① fracture	Joint② fracture	Joint② fracture	Joint② fracture
	Brace yield	268	278		
	Reinforcement	—	528	494	401

また、2 本の方杖の取付角度による耐力の有意な差は確認できなかったため、方杖の取付角度の影響については、次章で考察する。

4. 解析モデルを用いた実験結果の考察

4. 1 解析モデル

本章では、載荷実験における方杖の剛性、取付角度が耐力に及ぼす影響について解析モデルを用いて考察する。Fig.8 に試験体の解析モデル(以下、試験体モデルと記す)を示す。本構法における荷重伝達は補強筋違、既存筋違および柱・梁側の方杖ともに軸力が支配的になるため、耐力評価には接合部をピン支点としたトラスモデルを採用した。Fig.8(b) に示す補強部における力の釣合は、補強部の荷重 $calN_y$ 、補強筋違の荷重分担量 $calN_A$ 、梁側の方杖の荷重分担量 $calN_B$ および柱側の方杖の荷重分担量 $calN_C$ の x, y 方向分力を用いて下式で表される。

$$calN_{A,y} + calN_{B,y} + calN_{C,y} = calN_y \quad \dots (1)$$

$$calN_{A,x} + calN_{C,x} = calN_{B,x} \quad \dots (2)$$

$calN_y$ により補強部に変形 $cal\delta_{rx}, cal\delta_{ry}$ が生じた場合、各部材の軸方向変形 $\Delta_A, \Delta_B, \Delta_C$ 下は下式で表される。

$$\Delta_A = cal\delta_{ry} \cos\alpha + cal\delta_{rx} \sin\alpha \quad \dots (3)$$

$$\Delta_B = cal\delta_{ry} \cos\beta - cal\delta_{rx} \sin\beta \quad \dots (4)$$

$$\Delta_C = cal\delta_{ry} \cos\gamma + cal\delta_{rx} \sin\gamma \quad \dots (5)$$

α, β, γ : 補強筋違および梁・柱側の方杖と y 軸の載荷時の角度
 β_0, γ_0 : 梁・柱側の方杖と y 軸の載荷前の角度(取付角度)

$calN_A, calN_B$ および $calN_C$ の x, y 方向分力は下式で表される。

$$calN_{A,y} = K_A \cos^2\alpha \cdot cal\delta_{ry} + K_A \sin\alpha \cos\alpha \cdot cal\delta_{rx} \quad \dots (6)$$

$$calN_{A,x} = K_A \sin\alpha \cos\alpha \cdot cal\delta_{ry} + K_A \sin^2\alpha \cdot cal\delta_{rx} \quad \dots (7)$$

$$calN_{B,y} = K_B \cos^2\beta \cdot cal\delta_{ry} - K_B \sin\beta \cos\beta \cdot cal\delta_{rx} \quad \dots (8)$$

$$calN_{B,x} = K_B \sin\beta \cos\beta \cdot cal\delta_{ry} - K_B \sin^2\beta \cdot cal\delta_{rx} \quad \dots (9)$$

$$calN_{C,y} = K_C \cos^2\gamma \cdot cal\delta_{ry} + K_C \sin\gamma \cos\gamma \cdot cal\delta_{rx} \quad \dots (10)$$

$$calN_{C,x} = K_C \sin\gamma \cos\gamma \cdot cal\delta_{ry} + K_C \sin^2\gamma \cdot cal\delta_{rx} \quad \dots (11)$$

K_A, K_B, K_C : 補強筋違および梁・柱側の方杖の材軸方向の剛性

(6),(8),(10)式の第1項は y 方向変形 $cal\delta_{ry}$ に伴う補強筋違・方杖の伸びによる補強筋違・方杖の荷重分担量を示している。一方で、第2項は x 方向変形 $cal\delta_{rx}$ に伴う補強筋違・方杖の伸縮により付加・削減される荷重分担量を示している。そして、(6),(8),(10)式より、補強筋違・方杖の y 方向の荷重分担量は、各々の部材の剛性、角度および補強筋違の変形量により決まることを示している。

(6)~(11)式を(1),(2)式に代入し、 $cal\delta_{rx}, cal\delta_{ry}$ は下式で表される。

$$cal\delta_{ry} = calN_y \{ K_A \sin^2\alpha + K_C \sin^2\gamma + K_B \sin^2\beta \} / \{ K_A K_C (\sin\alpha \cos\gamma - \cos\alpha \sin\gamma)^2 + K_A K_B (\sin\alpha \cos\beta + \cos\alpha \sin\beta)^2 + K_C K_B (\sin\gamma \cos\beta + \cos\gamma \sin\beta)^2 \} \quad \dots (12)$$

$$cal\delta_{rx} = calN_y \{ -K_A \sin\alpha \cos\alpha - K_C \sin\gamma \cos\gamma + K_B \sin\beta \cos\beta \} / \{ K_A K_C (\sin\alpha \cos\gamma - \cos\alpha \sin\gamma)^2 + K_A K_B (\sin\alpha \cos\beta + \cos\alpha \sin\beta)^2 + K_C K_B (\sin\gamma \cos\beta + \cos\gamma \sin\beta)^2 \} \quad \dots (13)$$

筋違の変形 $cal\delta_y$ は補強部の変形 $cal\delta_{ry}$ および既存筋違の変形 $cal\delta_{ey}$ 用いて下式で表される。

$$cal\delta_y = cal\delta_{ry} + cal\delta_{ey} \quad \dots (14)$$

既存筋違と y 軸の角度 ω を0と仮定し、 $cal\delta_{ey}$ は下式で表される。

$$cal\delta_{ey} = calN_y / K_D \quad \dots (15)$$

K_D : 既存筋違の材軸方向の剛性

4. 2 各部材の剛性

4. 2. 1 剛性のモデル化

Fig.9 に示すように補強筋違および梁・柱側の方杖の材軸方向剛性は鉄骨母材、接合部および梁・柱の直列バネと仮定し、下式で表した。

$$K_A = 1 / (1/K_{A,M} + 1/K_{A,J}) \quad \dots (16)$$

$$K_B = 1 / (1/K_{B,M} + 1/K_{B,J} + 1/K_{B,F}) \quad \dots (17)$$

$$K_C = 1 / (1/K_{C,M} + 1/K_{C,J} + 1/K_{C,F}) \quad \dots (18)$$

$$K_D = 1 / (1/K_{D,M} + 1/K_{D,J}) \quad \dots (19)$$

$K_{A,M}, K_{B,M}, K_{C,M}, K_{D,M}$: 補強筋違、梁・柱側の方杖および既存筋違における、鉄骨母材の作用軸方向の剛性

$K_{A,J}$: 接合部①の剛性の筋違作用軸方向置換値

$K_{B,J}$: 梁側方杖・梁の接合部剛性の方杖作用軸方向置換値

$K_{C,J}$: 柱側方杖・柱の接合部剛性の方杖作用軸方向置換値

$K_{D,J}$: 接合部②の剛性の筋違作用軸方向置換値

$K_{B,F}$: 梁剛性の方杖作用軸方向置換値

$K_{C,F}$: 柱剛性の方杖作用軸方向置換値

以下ではそれぞれの剛性の算出について述べる。

4. 2. 2 補強部の鉄骨母材の剛性

Fig.10 に $K_{A,M}, K_{B,M}$ および $K_{C,M}$ の算出の諸元を示す。なお、 l_A は補強筋違における、鉄骨母材の接合部ファスナー孔の中心間距離である。 l_B は梁側の方杖における、鉄骨母材の補強筋違近傍の屈曲点から梁との接合部プレートまでの長さである。 l_C は柱側の方杖における、鉄骨母材の補強筋違近傍の屈曲点から柱との接合部プレートまでの長さである。 $K_{A,M}, K_{B,M}$ および $K_{C,M}$ は下式で表した。

$$K_{A,M} = A_A E / l_A \quad \dots (20)$$

$$K_{B,M} = A_B E / l_B \quad \dots (21)$$

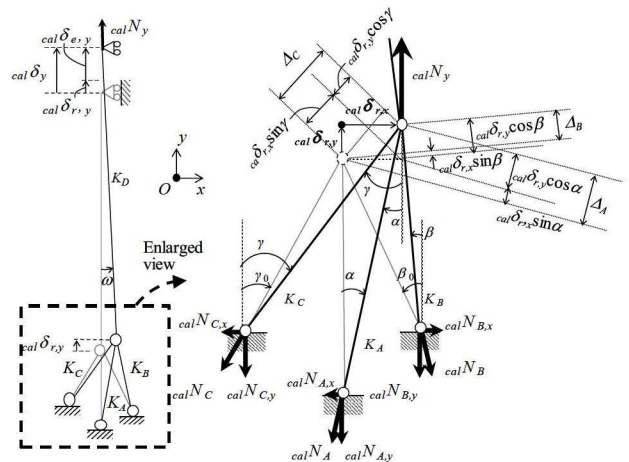
$$K_{C,M} = A_C E / l_C \quad \dots (22)$$

A_A, A_B, A_C : 補強筋違および梁・柱側の方杖の全断面積

E : 鋼材のヤング係数

4. 2. 3 補強部の接合部の剛性

Fig.11(a)~(c) に $K_{A,J}, K_{B,J}$ および $K_{C,J}$ 算出における諸元を示す。モデル化は以下のように仮定した。接合部①のガセットプレートは片持梁として、その長さは補強筋違の加力側ファスナー孔と柱の筋違側ファスナー孔の中心間距離 $l_{A,J}$ とし、幅は柱の筋違側ファスナー列の最外縁孔の中心間距離 $B_{A,J}$ とした。梁側方杖の接合部のプレートは



(a) Overall view (b) Enlarged view of the reinforcing part

Fig.8 The balance of force of experimental model

両端固定梁として、長さは方杖両側のファスナー孔の中心間距離 $l_{B,J}$ とし、幅は方杖の幅 $B_{B,J}$ と同等とした。柱側方杖の接合部のプレートは両端固定梁として、長さは方杖両側の柱のファスナー孔の中心間距離 $l_{C,J}$ とし、幅は方杖片側にある 2 つのファスナー孔の中心間距離 $B_{C,J}$ とした。 $K_{A,J}, K_{B,J}$ および $K_{C,J}$ は下式で表した。

$$K_{A,J} = t_{A,J} B_{A,J}^3 E / (4 I_{A,J} \cos^2 \theta) \quad \dots (23)$$

$$K_{B,J} = 16 I_{B,J}^3 B_{B,J} E / (I_{B,J}^3 \cos^2 \eta) \quad \dots (24)$$

$$K_{C,J} = 16 t_{C,J} B_{C,J}^3 E / (I_{C,J}^3 \cos^2 \phi) \quad \dots (25)$$

θ, η, ϕ : 筋違および梁・柱側の方杖と梁・柱の取付角度

4. 2. 4 補強部の梁・柱の剛性

梁・柱については Fig.12 の捩じり、Fig.13 の曲げ、Fig.14 の治具の軸伸び、曲げ変形を考慮し、 $K_{B,F}$ および $K_{C,F}$ は下式で表した。なお、本研究では、梁の長さ l_B は柱フェイスからの張出長さ、柱の長さ l_C は梁フェイスからの張出長さとして定義した。

$$K_{B,F} = 1 / (1/K_{B,F1} + 1/K_{B,F2} + 1/K_{B,F3}) \quad \dots (26)$$

$$K_{C,F} = 1 / (1/K_{C,F1} + 1/K_{C,F2} + 1/K_{C,F3}) \quad \dots (27)$$

$K_{B,F1}, K_{C,F1}$: 梁・柱の捩じり剛性の方杖作用軸方向置換値

$K_{B,F2}, K_{C,F2}$: 梁・柱の曲げ剛性の方杖作用軸方向置換値

$K_{B,F3}, K_{C,F3}$: 梁・柱側治具の軸剛性・曲げ剛性の

方杖作用軸方向置換値

柱・梁の捩じりは方杖と柱・梁の偏心により生じ、 $K_{B,F1}$ および $K_{C,F1}$ は下式で表した。なお、実験では柱に CT 鋼を用いたので Fig.12 (b) の灰色部分を除いて捩じり定数および偏心距離 e_c を算出した。

$$K_{B,F1} = GJ_B l_B / (e_B^2 a_B b_B \cos \eta) \quad \dots (28)$$

$$K_{C,F1} = GJ_C l_C / (e_C^2 a_C b_C \cos \phi) \quad \dots (29)$$

J_B, J_C : 梁、柱の捩じり定数

G : 鋼材のせん断弾性係数

実験では Fig. 13 に示すように一端固定・他端ピンローラーの梁の曲げとしたため、 $K_{B,F2}$ および $K_{C,F2}$ は下式で表した。

$$K_{B,F2} = 12EI_B l_B^3 / \{a_B^2 b_B^3 (4a_B + 3b_B) \cos^2 \eta\} \quad \dots (30)$$

$$K_{C,F2} = 12EI_C l_C^3 / \{a_C^2 b_C^3 (4a_C + 3b_C) \cos^2 \phi\} \quad \dots (31)$$

I_B : 梁の断面 2 次モーメント

I_C : 柱の断面 2 次モーメント

治具の剛性評価は実際の架構では不要である。しかし、実験では Fig. 14 に示すように柱・梁の端部反力により治具山形鋼の軸伸び、治具 H 形鋼の曲げが生じた。 $K_{B,F3}$ および $K_{C,F3}$ は下式で表した。なお、 l_{B3}, l_{C3} は反力フレームからの治具 H 形鋼の張出長さであり、剛性を簡易に算出するため、柱・梁接合部の境界条件はピン接合とした。

$$K_{B,F3} = 2I_B^2 \cos^2 \theta / \{ \cos^2 \eta b_B^3 (a_B + 2l_B) (l_{B2}/A_2 E + I_{B3}^3 / 3EI_3) \} \quad \dots (32)$$

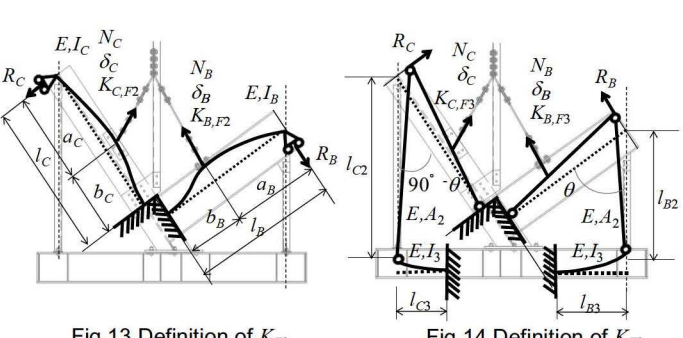
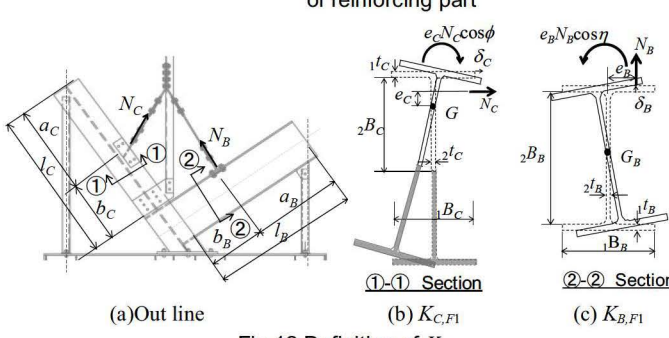
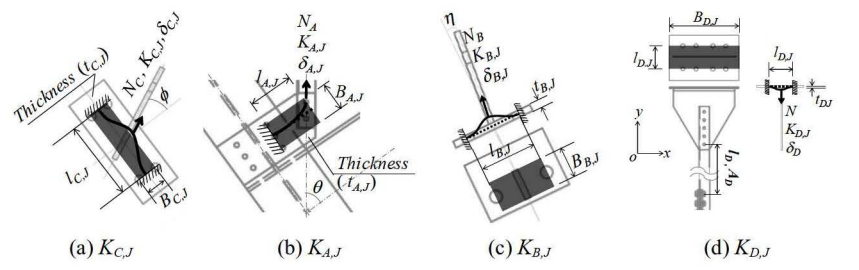
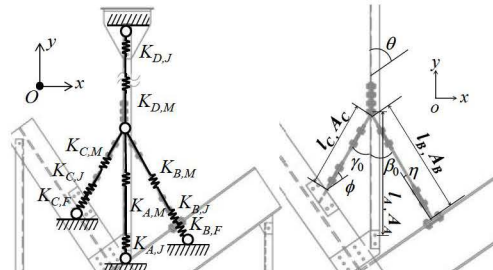
$$K_{C,F3} = 2I_C^2 \sin^2 \theta / \{ \cos^2 \phi b_C^3 (a_C + 2l_C) (l_{C2}/A_2 E + I_{C3}^3 / 3EI_3) \} \quad \dots (33)$$

A_2 : 治具山形鋼の断面積

I_3 : 治具 H 形鋼の断面 2 次モーメント

Table4 Calculation result of stiffness of each part

(a) K_M				
angle	$K_{A,M}$ [kN/mm]	$K_{B,M}$ [kN/mm]	$K_{C,M}$ [kN/mm]	$K_{D,M}$ [kN/mm]
15°	183	149	185	62
30°		157	215	
45°		153	232	
(b) K_J				
angle	$K_{A,J}$ [kN/mm]	$K_{B,J}$ [kN/mm]	$K_{C,J}$ [kN/mm]	$K_{D,J}$ [kN/mm]
15°	181	474	805	118
30°		419	575	
45°		429	487	
(c-1) K_{F1}				
angle	$K_{A,F1}$ [kN/mm]	$K_{B,F1}$ [kN/mm]	$K_{C,F1}$ [kN/mm]	$K_{D,F1}$ [kN/mm]
15°	-	73	286	-
30°		47	189	
45°		48	173	
(c-2) K_{F2}				
angle	$K_{A,F2}$ [kN/mm]	$K_{B,F2}$ [kN/mm]	$K_{C,F2}$ [kN/mm]	$K_{D,F2}$ [kN/mm]
15°	-	6,100	276	-
30°		2,370	152	
45°		2,230	134	
(c-3) K_{F3}				
angle	$K_{A,F3}$ [kN/mm]	$K_{B,F3}$ [kN/mm]	$K_{C,F3}$ [kN/mm]	$K_{D,F3}$ [kN/mm]
15°	-	2,900	640	-
30°		635	212	
45°		274	113	
(c-4) K_F				
angle	$K_{A,F}$ [kN/mm]	$K_{B,F}$ [kN/mm]	$K_{C,F}$ [kN/mm]	$K_{D,F}$ [kN/mm]
15°	-	70	115	-
30°		43	60	
45°		40	45	
(d) K				
angle	K_A [kN/mm]	K_B [kN/mm]	K_C [kN/mm]	K_D [kN/mm]
15°	91	43	66	41
30°		31	43	
45°		30	35	



上記(30)~(33)式は本研究の載荷実験における柱、梁の剛性であり、実在の鋼構造建屋では小梁、床版、胴縁、外装材の影響を加味して剛性を算出する必要がある。

4. 2. 5 既存筋違の剛性

Fig.11(d)に $K_{D,M}$ および $K_{D,J}$ の算出の諸元を示す。なお、 l_D は既存筋違の接合部②と方杖取付部のファスナー孔の中心間距離である。また、既存筋違の接合部②はエンドプレートが卓越するため両端固定梁と仮定した。 $K_{D,M}$ および $K_{D,J}$ は下式で表した。

$$K_{D,M} = A_D E / l_D \quad \dots (34)$$

$$K_{D,J} = 16 t_{D,J} B^3 E / l_{D,J}^3 \quad \dots (35)$$

A_D : 既存筋違母材の断面積

Table4 に No.1~5 試験体の剛性を算出した結果を示す。

4. 3 実験結果の考察

本研究では、筋違の軸部降伏耐力 N_{yield} に対する補強筋違の荷重分担量 $N_{A,y}$ 、梁側の方杖の荷重分担量 N_B の y 方向分力 $N_{B,y}$ および柱側の方杖の荷重分担量 N_C の y 方向分力 $N_{C,y}$ の割合 $N_{A,y}/N_{yield}$ 、 $N_{B,y}/N_{yield}$ 、 $N_{C,y}/N_{yield}$ を各部材の耐力分担率と定義した。

実験結果の筋違の軸部降伏耐力は Fig7 の▽で示した $expN_{yield}$ を用いており、梁側の方杖の荷重分担量 $expN_B$ および柱側の方杖の荷重分担量 $expN_C$ は至ゲージによる歪計測値より算出し、 y 方向分力の $expN_{B,y}$ および $expN_{C,y}$ は柱・梁側の方杖の取付角度の余弦を乗じて算出した。そして、補強筋違の荷重分担量 $expN_{A,y}$ は $expN_y$ から $expN_{B,y}$ および $expN_{C,y}$ を減じて算出した。試験体モデルの計算値による筋違の軸部降伏耐力は前述の $calN_{yield}$ を用いた。

耐力分担率について、実験結果は $expN_{A,y}/expN_{yield}$ 、 $expN_{B,y}/expN_{yield}$ 、 $expN_{C,y}/expN_{yield}$ であり、試験体モデルの計算値は $calN_{A,y}/calN_{yield}$ 、 $calN_{B,y}/calN_{yield}$ 、 $calN_{C,y}/calN_{yield}$ である。

Fig.15 に柱側・梁側の方杖の取付角度が等しい No.3 試験体、取付角度が異なる No.5 試験体の骨格曲線での耐力分担率-筋違の材軸方向変形関係の実験結果と試験体モデルの計算値による比較結果を示す。なお、試験体モデルの計算値は、まず、(12)・(13)式で補強筋違、柱・梁側の方杖と y 軸の載荷時の角度を各々の部材の取付角度と等しいとおき ($\alpha=0, \beta=\beta_0, \gamma=\gamma_0$)、 $calN_y$ の増分荷重 $cal\Delta N_y$ により生じる補強部の増分変形 $cal\Delta\delta_{r,y}$ 、 $cal\Delta\delta_{r,x}$ を求める。次に、(6)~(11)式で補強筋違、柱・梁側の方杖の増分荷重 $cal\Delta N_{A,y}$ 、 $cal\Delta N_{A,x}$ 、 $cal\Delta N_{B,y}$ 、 $cal\Delta N_{B,x}$ 、 $cal\Delta N_{C,y}$ 、 $cal\Delta N_{C,x}$ を求める。更に、増分変形により生じた補強筋違、柱・梁側の方杖の載荷時の角度 α, β, γ を求める。この荷重増分計算を繰り返した結果の試験体モデルの計算値を、Fig.15 に記号(×, ○, △, ◇)で示した。

実験結果と試験体モデルの計算値の比較結果より、両試験体において初期剛性、耐力分担率ともに試験体モデルによる評価で実験結果を概ね再現できていることが分かる。また、柱・梁側の方杖の取付角度の耐力分担率への影響については、No.3 試験体のように取付角度が等しい場合は梁側方杖と柱側方杖の耐力分担率がほぼ同等になること、No.5 試験体のように取付角度が異なる場合は耐力分担率に差が生じることが確認された。

この現象を分析するために、Table5 に、No.3 と No5 の試験体モデルを用いて、前述の $cal N_y$ が増分荷重 $cal\Delta N_y$ による繰り返し計算の結果、 $cal N_y = cal N_{yield}$ に達した際の補強部の変形 $cal\delta_{r,y}$ 、 $cal\delta_{r,x}$ および補強筋違、柱・梁側の角度 α, β, γ を初期条件として、(6)~(11)式で補強筋違、柱・梁側の方杖の荷重分担量および耐力分担率を算出した結果を示す。なお、荷重分担量(6)~(11)式の第1項、第2項の計算結果も示した。

Table5(b),(c)の変形について、No.3,5 試験体ともに y 方向変形 $cal\delta_{r,y}$ が正側に生じ、 x 方向変形 $cal\delta_{r,x}$ は柱側の方杖の剛性が梁側より高いため負側に生じる。そして、 $cal\delta_{r,y}$ 、 $cal\delta_{r,x}$ が極めて小さいため、各部材の載荷時の角度 α, β, γ は取付角度とほぼ等しく $\alpha \approx 0, \beta \approx \beta_0, \gamma \approx \gamma_0$ となる。

Table5(b),(c)の柱・梁側の方杖の荷重分担量については、No.3,5 試験体ともに以下のようになる。柱・梁側の方杖の x 方向の荷重分担量 $cal N_{B,x}$ 、 $cal N_{C,x}$ はほぼ等しくなる。これは補強筋違の載荷時の角度 $\alpha \approx$

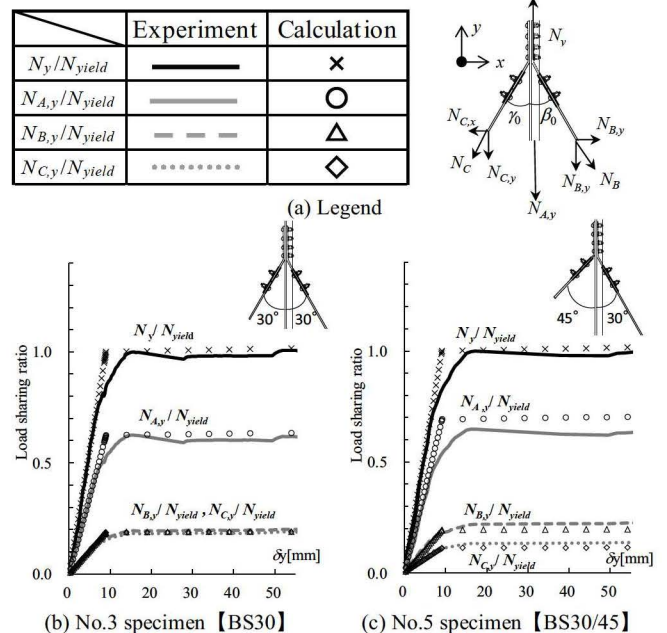


Fig.15 Comparison of the skeleton curve

Table5 Calculation result

(a) Legend		(b) No.3 specimen		(c) No.5 specimen			
$cal N = cal N_{yield}$ [kN]	278	$cal N_{A,y}$ [kN]	$174.13 + (-0.03) = 174.10$	$cal N = cal N_{yield}$ [kN]	278	$cal N_{A,y}$ [kN]	$192.91 + (-0.01) = 192.90$
K_A [kN/mm]	91	$cal N_{A,x}$ [kN]	$0.10 + (0.00) = 0.10$	K_A [kN/mm]	91	$cal N_{A,x}$ [kN]	$0.07 + (0.00) = 0.07$
K_B [kN/mm]	31	$cal N_{B,y}$ [kN]	$44.70 - (-7.41) = 52.11$	K_B [kN/mm]	31	$cal N_{B,y}$ [kN]	$49.53 - (-4.62) = 54.16$
K_C [kN/mm]	43	$cal N_{B,x}$ [kN]	$25.78 - (-4.27) = 30.05$	K_C [kN/mm]	35	$cal N_{B,x}$ [kN]	$28.55 - (-2.66) = 31.21$
$cal \delta_{r,y}$ [mm]	1.95	$cal N_{C,y}$ [kN]	$62.52 + (-10.33) = 52.20$	$cal \delta_{r,y}$ [mm]	2.16	$cal N_{C,y}$ [kN]	$37.40 + (-6.02) = 31.38$
$cal \delta_{r,x}$ [mm]	-0.56	$cal N_{C,x}$ [kN]	$35.93 + (-5.93) = 29.99$	$cal \delta_{r,x}$ [mm]	-0.35	$cal N_{C,x}$ [kN]	$37.20 + (-5.99) = 31.21$
α [degree]	0.03	$cal N_{A,y}/cal N_{yield}$ [%]	62.6	α [degree]	0.02	$cal N_{A,y}/cal N_{yield}$ [%]	69.3
β [degree]	29.97	$cal N_{B,y}/cal N_{yield}$ [%]	18.7	β [degree]	29.95	$cal N_{B,y}/cal N_{yield}$ [%]	19.5
γ [degree]	29.88	$cal N_{C,y}/cal N_{yield}$ [%]	18.8	γ [degree]	44.85	$cal N_{C,y}/cal N_{yield}$ [%]	11.3

0のため、 x 方向分力 $cal N_{A,x}$ が極めて小さいためである。一方、柱・梁側の方杖の y 方向の荷重分担量 $cal N_{B,y}, cal N_{C,y}$ の $cal \delta_{r,y}$ に伴う量((8),(10)式の第1項)は正值となり、 $cal \delta_{r,x}$ に伴う量((8),(10)式の第2項)は、柱側の方杖は縮むため負値となり、梁側の方杖は伸びるため正值となる。そして、第1項と第2項の合計値 $cal N_{B,y}, cal N_{C,y}$ は、 $cal N_{B,y}, cal N_{C,x}$ を方杖の載荷時の角度 β, γ の正接で除した値と等しくなる。そのため、上述の通り柱・梁側の方杖の載荷時の角度は取付角度とほぼ等しく $\beta \approx \beta_0, \gamma \approx \gamma_0$ となることより、取付角度 β_0, γ_0 が等しい場合は $cal N_{B,y}, cal N_{C,y}$ はほぼ等しくなり、取付角度 β_0, γ_0 が異なる場合は $cal N_{B,y}, cal N_{C,y}$ に差が生じることになる。

Fig.16にNo.2~5試験体の耐力分担率の実験結果と試験体モデルの計算値の比較結果を示す。補強筋違の耐力分担率の誤差(試験体モデルの計算値/実験結果)は-10~+7%である。この結果より、提案した試験体モデルによる耐力評価は概ね妥当であると言える。

モデルが平行四辺形に変形できるようにして、左上柱頭部に強制変位を与えて層間変形角 1/100 まで変位増分解析を行った。

この実在モデルを用いることで方杖の軸方向の伸び量、荷重分担率は実際の架構より小さく評価される。検討では、この簡易な実在モデルを用いた略算により、方杖の耐力分担率を安全側に評価した。

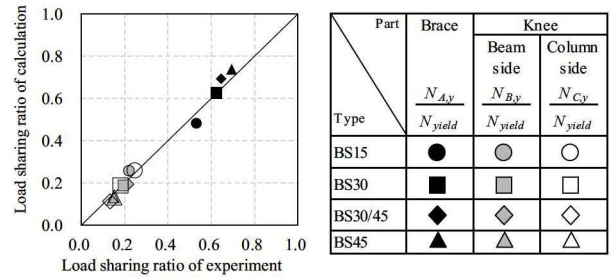


Fig.16 Comparison of load sharing ratio in the case of $N = N_{yield}$

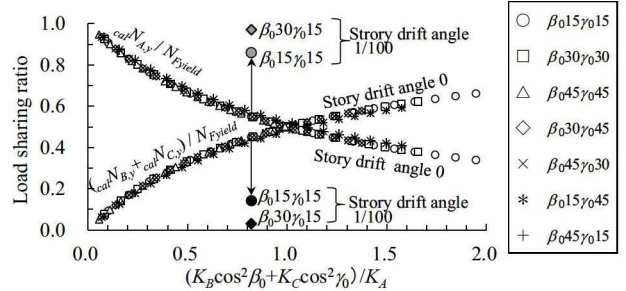


Fig.17 Analysis result of load sharing ratio in the case of $N = N_{Fyield}$

5. 解析モデルを用いた検討

5.1 検討の方針

本研究では、4.2節で述べた補強筋違の材軸方向の剛性 K_A に対する柱・梁側の方杖の材軸方向の剛性の y 方向成分の合算値の割合 $(K_B \cos^2 \beta_0 + K_C \cos^2 \gamma_0) / K_A$ を補強剛性比と定義した。そして、補強剛性比と補強筋違の耐力分担率および柱・梁側の方杖の耐力分担率の合算値(以下、方杖の耐力分担率と記す)の関係について検討した。なお、以下では既存筋違の軸部降伏耐力 N_{Fyield} は鋼材の基準強度 F に基づき算出した値を用いた。

5.2 試験体モデルを用いた耐力分担率の確認

Fig.17に試験体モデルを用いた検討結果を示す。縦軸は補強筋違の耐力分担率および方杖の耐力分担率であり、横軸は補強剛性比である。検討は、柱・梁側の方杖の取付角度が同一の場合と異なる場合について行い、結果を白抜きの記号(○, □, △等)で示した。この結果より、柱・梁側の方杖の軸剛性や取付角度が異なる場合でも、方杖の耐力分担率は補強剛性比により決定されることが分かる。なお、黒, 灰色の記号(●, ◆, ●, ◆)にて示した結果は5.3節で後述する。

5.3 実在モデルを用いた層間変形角の耐力分担率への影響確認

地震時における架構の変形を考慮した解析モデル(以下、実在モデルと記す)を用いて、層間変形角が方杖の耐力分担率に及ぼす影響を検討した。Fig.18にモデル図, Table6に解析条件を示す。

Fig.18(a)に示すように実在モデルの筋違は載荷実験と同じ取付角度 $\theta = 55^\circ$ とし、柱・梁側の方杖の取付位置も載荷実験と同じ位置 $r = 970\text{mm}$ とした。また、高さ $H = 5,600\text{mm}$ 、幅 $L = 3,950\text{mm}$ とした。

実在モデルでは、筋違, 方杖には Table6 に示す軸剛性となるように断面積を設定し、柱・梁は、両端ピンの剛体とした。Fig.18(b)の灰色線で示したのは柱 $H-792 \times 300 \times 14 \times 22$, 梁 $H-300 \times 300 \times 10 \times 15$, 柱・梁は剛接合の弾塑性解析モデルで既存筋違が層間変形角 1/408 で軸部降伏した時点での補強筋違周辺の変形図(変形倍率 100)であり、実際の架構に層間変形角が生じた場合の柱・梁の曲げ・せん断変形を模擬している。一方、Fig.18(b)の黒点線で示したのは実在モデルの層間変形角 1/408 における補強筋違周辺の変形図(変形倍率 100)であり、実際の架構より、実在モデルの柱・梁は筋違に近づくことを示している。なお、Fig.18(b)に示すように柱・梁の両端部とピン支点の間に極めて短いバネを設けて Fig.18(a)の点線で示すように実在

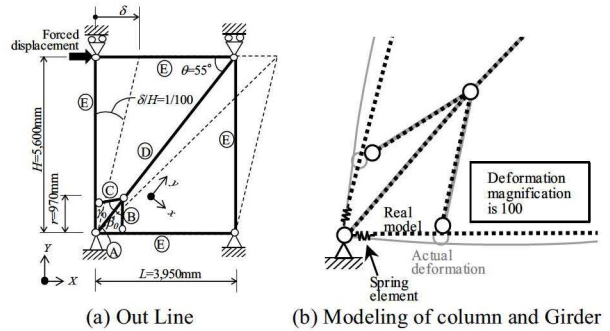


Fig.18 Analysis model(Real model)

Table6 Analysis conditions

(a) Condition of each part				
Member	Analysis element	K :Axial stiffness [kN/mm]	Material property	
A	L-75x75x6	Truss	$K_A = 91$	Elastic
B	PL	Truss	Parameter	Elastic
C	PL	Truss	Parameter	Elastic
D	L-75x75x6	Truss	$K_D = 32$	Elastic-Plastic
E	Rigid body	—	Rigid	—

(b) Parameter					
Case	β_0 [deg]	γ_0 [deg]	K :Axial stiffness [kN/mm]		$K_B \cos^2 \beta_0 + K_C \cos^2 \gamma_0$
			K_B	K_C	K_A
Same angle	15	15	40	40	0.82
Different angle	30	15	50	40	0.82

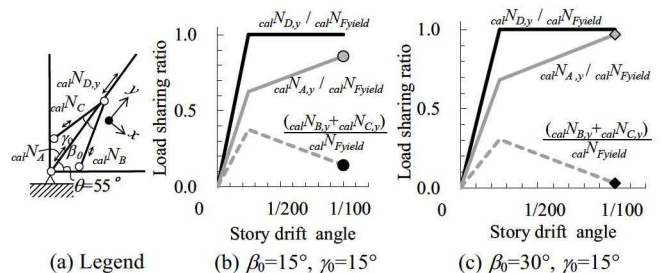


Fig.19 Analysis result

Table6 に示すように各部材の復元力は、既存筋違は軸部降伏耐力 N_{Fyield} に達すると二次剛性が初期剛性の 1/100 に低下する弾塑性とした。補強筋違、柱・梁側の方杖は弾性として、補強部が弾性範囲の耐力分担率を検討した。パラメータは柱・梁側の方杖の取付角度および剛性であり、両側の取付角度が同一のケース ($\beta_0 = \gamma_0 = 15^\circ$,以下、同一ケースと記す)および異なるケース ($\beta_0 = 30^\circ$, $\gamma_0 = 15^\circ$,以下異なるケースと記す)としたが、両ケースとも補強剛性比は 0.82 とした。

Fig.19 に解析結果を示す。縦軸は耐力分担率であり、横軸は層間変形角である。図中には、補強筋違の耐力分担率を灰色実線で、方杖の耐力分担率を灰色破線で、既存筋違の耐力分担率を黒実線で示した。同一ケース、異なるケース共に既存筋違の降伏後に方杖の耐力分担率は低下した。異なるケースは同一ケースよりも方杖の耐力分担率の低下が著しく、補強剛性比よりも方杖の取付角度の影響が大きいことが分かる。実在モデルの両ケースの層間変形角 1/100 時点における補強筋違・方杖の耐力分担率を Fig.17 に黒・灰色の記号 (●, ◆, ●, ◆)にて示しており、地震時における架構の層間変形角により方杖の耐力分担率が試験体モデルより低下することが分かる。

この結果より、方杖の耐力分担率は補強剛性比に加えて、筋違の取付角度 θ 、方杖の取付位置 r 、方杖の取付角度 β_0, γ_0 の影響を受け、補強に必要な耐力分担率を得られる範囲が存在することを示唆している。

5.4 実在モデルを用いた適用範囲の検討

本構法の適用範囲を検討するための前提として、補強筋違の接合部の破断耐力 $N_{J,u}$ は下式を満足できているものとした。

$$0.8 \times 1.1 N_{Fyield} \leq N_{J,u} \quad \dots (36)$$

この前提において、耐震診断および耐震改修指針¹¹⁾を参考に、方杖の耐力分担率 $(N_{B,y} + N_{C,y}) / N_{Fyield}$ の目標値を補強筋違の接合部が筋違の軸部降伏耐力 N_{Fyield} に達する前に破断することを防止し、筋違の靱性指標 F_i が 2.0 以上になるように下式で設定した。

$$1 - N_{J,u} / 1.1 N_{Fyield} \leq 0.2 \leq (N_{B,y} + N_{C,y}) / N_{Fyield} \quad \dots (37)$$

解析モデルは Fig.18 と同等とし、検討のパラメータを Table7 に示す。モデルの高さ $H = 5,600\text{mm}$ は一定として、筋違の取付角度 θ は現実的に存在する範囲として $30^\circ \sim 60^\circ$ とした。方杖の取付位置 r は施工性を考慮して $500 \sim 1,500\text{mm}$ とした。取付角度 β_0, γ_0 は $15^\circ \sim 45^\circ$ とし、補強剛性比は $0.25 \sim 4.0$ とした。方杖の耐力分担率は Fig.19 と同様に層間変形角 1/100 での値を採用した。

Fig.20 に解析結果を示す。縦軸は方杖の耐力分担率を示し、横軸は補強剛性比を示す。

Table7 Parameter

H [mm]	5,600(constant)
θ [deg]	30・35・45・60
r [mm]	500・1,000・1,500
$\beta_0 = \gamma_0$ [deg]	15・20・25・30・45
$\frac{K_B \cos^2 \beta_0 + K_C \cos^2 \gamma_0}{K_A}$	0.25 ~ 4.0

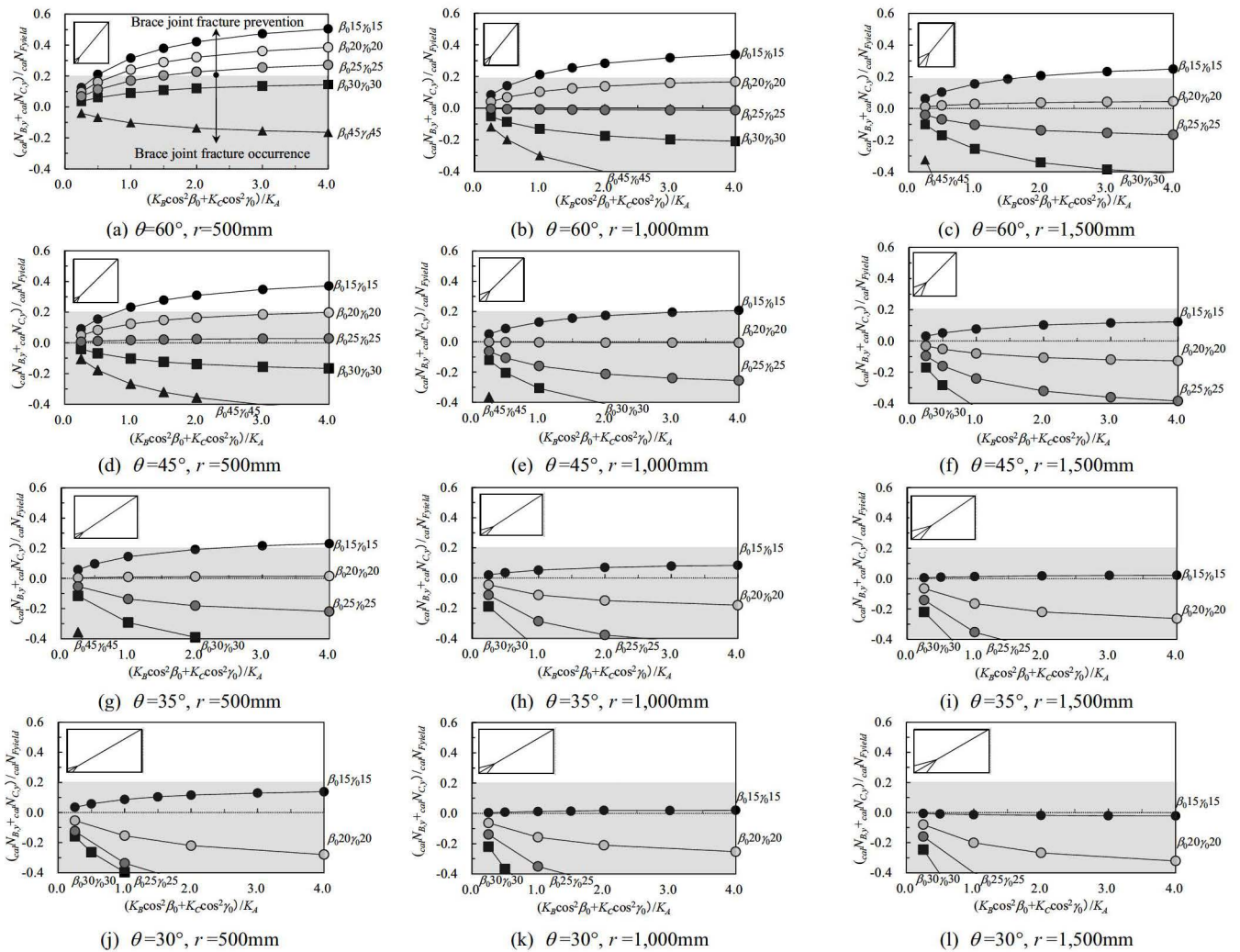


Fig.20 Load sharing ratio of knee member

なお、方杖の耐力分担率が負の場合は方杖が圧縮応力になっていることを示している。図中、白色部分は耐力分担率が目標値に達している範囲を示しており、灰色部分は耐力分担率が目標値に達していない範囲を示している。この結果より、筋違の取付角度 θ が大きくなるほど、また、方杖の取付位置 r が低くなるほど方杖の耐力分担率が高く、補強効果が大きくなることを示している。そして、方杖の設置により目標を達成できるのは筋違の取付角度が 35° 以上、方杖の取付位置が $1,500\text{mm}$ 以下で方杖の取付角度が 25° 以下のケースに存在しており、方杖と柱・梁との接合位置を柱・梁接合部に近づけることで、地震時の層間変形角の影響を受けながらも比較的大きな補強効果を得られることを示している。なお、柱・梁側の方杖の取付角度が異なる場合については、個別に検討が必要である。

6. まとめ

本研究では旧耐震建築物の筋違の接合部を対象に、無火気補強構法および耐力評価のための解析モデルを提案した。提案した構法の目的は、接合部で不足する荷重伝達量を方杖により付加される新たな荷重伝達経路により補い、筋違の接合部が筋違の降伏前に破断することを防止するためである。この構法の有効性、解析モデルの妥当性および適用範囲を検討するために、方杖の取付角度を試験因子とした載荷実験および方杖の取付位置、取付角度、補強剛性比ならびに筋違の取付角度を解析因子とした解析を行った。

以下に得られた知見をまとめて記す。

- [1] 載荷実験の結果、筋違の両側の柱・梁側に方杖を取り付けることで、地震時における柱・梁架構の層間変形を考慮しない条件下において、筋違の降伏前の接合部の破断防止効果が得られた。
- [2] 載荷実験および解析の結果、提案する解析モデルにより、地震時における柱・梁架構の層間変形を考慮しない条件下において、筋違が弾性の範囲内の耐力分担率を概ね再現できた。
- [3] 解析の結果、地震時における柱・梁架構の層間変形を考慮した条件下において、柱・梁側の方杖の耐力分担率を目標値に到達させるには、柱・梁側の方杖の取付角度、位置、補強剛性比および筋違の設置角度に適用範囲(限界)が存在することを確認した。

謝 辞

本研究は元東京工業大学院生/西崎禎希さんにご協力を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Editorial Committee for the Report on the Hanshin-Awaji Earthquake Disaster : Report on the Hanshin-Awaji Earthquake Disaster, Maruzen, 2000(in Japanese)
阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，丸善，2000
- 2) Yamada, S. , Matsumoto, Y. , Iyama, J. , Ikago, K. , Kishiki, S. , Ikenaga, M. , Shimada, Y. , Koyama, T. , Minami, S. and Asada, H. : Reconnaissance of Damaged Steel School Buildings due to the 2011 Tohoku Earthquake Outline of the Reconnaissance, AIJ Journal of Technology and Design, Vol18, No40, pp. 935-940, 2012.10(in Japanese)
山田哲，松本由香，伊山潤，五十子幸樹，吉敷祥一，池永昌容，島田侑子，小山毅，見波進，浅田勇人，：東北地方太平洋沖地震等で被災した鉄骨造文教施設の調査-調査の概要- . 日本建築学会技術報告集 第 18 巻 第 40 号，pp.935-940, 2012.10

- 3) Hara, S. , Tamai, H. , Takamatsu, T. , Haitani, T. , Hattori, A. and Kobata, H. : Life Prolongation of Steel buildings Using Carbon Fiber Reinforced Plate Part1, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C-1 structure III, pp.601-608, 2005.7
原伸幸，玉井宏章，高松隆夫，灰谷徳治，服部明生，小畑寛行：炭素繊維プレートによる鋼構造建物の長寿命化に関する研究その 1. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造, pp.601-602, 2005.7
- 4) Akiyama, S. , Asano, T. , Sasaki, S. , Sasaki, Y. and Katsura, D. : Seismic Retrofit Method for Steel Members with Steel Plate and Self-drilling Tapping Screws Part1, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C-1 structure III, pp.929-930, 2007.7
秋山茂雄，浅野孝，佐々木聡，佐々木康人，桂大輔：ドリルタッピングねじ接合を用いた鋼構造部材の耐震補強工法に関する研究その 1. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造, pp.929-930, 2007.7
- 5) Soda, S. , Hanai, T. , Minagawa, T. , Miyazu, Y. and Maruno, S. : Development of DIY Seismic Retrofit of Low-rise Steel Structures Part1, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, structure III, pp.1003-1004, 2012.7
曾田五月也，花井勉，皆川隆之，宮津裕次，丸野悟司：低層鉄骨造の損傷制御用 DIY 制震補強に関する技術開発その 1. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1003-1004, 2012.7
- 6) Ueki, R. , Tomatsuri, H. and Hirai, K. : Experimental Study on the Seismic Retrofit of Steel Structures by Non Welding Joint Method, Summary of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, structure III, pp.723-724, 2013.8
植木理枝子，都祭弘幸，平井敬二：無溶接接合工法による鋼構造物の耐震補強に関する実験研究. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III , pp.723-724, 2013.8
- 7) Asada, H. , Yamada, S. , Kishiki, S. and Minowada, S. : Investigation of Tension Brace Connections in Existing Steel Gymnasium and Evaluation on Ultimate Strength of Fillet Welded Gusset Plate Connection, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.76, No659, pp.185-193, 2011.1(in Japanese)
浅田勇人，山田哲，吉敷祥一，箕輪田翔：既存屋内運動場における引張ブレース接合部の調査とそれに基づいたガセットプレート隅肉溶接部の破断耐力評価. 日本建築学会構造系論文集 第 76 巻 第 659 号，pp.185-193, 2011.1
- 8) Kishiki, S. , Kajima, N. and Satsukawa, K. : Seismic Retrofit for Bolted Angle Connections using Additional Member on the Leg Plate , Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.84, No757, pp.447-457, 2019.3(in Japanese)
吉敷祥一，梶間夏美，薩川恵一：山形鋼高力ボルト接合部の突出脚への並列材付加による乾式補強. 日本建築学会構造系論文集 第 84 巻 第 757 号，pp.447-457, 2019.3
- 9) Maezawa, M. , Nishizaki, Y. , Ishida, T. and Yamada, S. : Experimental Study on Seismic Rehabilitation Method for Existing Braces with Knee Members , Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan ,structure III, pp.1315-1318, 2017.7
前澤将男，西崎禎希，石田孝徳，山田哲：既存ブレースの方杖型補強法に関する実験的研究. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1315-1318, 2017.7
- 10) Architectural Institute of Japan: Recommendation for Design of Connections in Steel Structures, Maruzen, 2012(in Japanese)
日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，丸善，2012
- 11) Japan Building Disaster Prevention Association : 2011 revised edition Guidelines and the commentary of earthquake-resistant diagnosis and seismic renovation of Existing Steel Frame Buildings for Earthquake-resistant Repair Promotion Law, Japan Building Disaster Prevention Association, 2011(in Japanese)
日本建築防災協会：2011 年改訂版 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説，日本建築防災協会，2011

STUDY ON THE SEISMIC RETROFIT OF ANGLE BRACE JOINT USING KNEE MEMBERS

Masao MAEZAWA ^{*1}, *Ryohei KUWADA* ^{*1}, *Takanori ISHIDA* ^{*2},
Shoichi KISHIKI ^{*3}, *Keiichi SATSUKAWA* ^{*4} and *Satoshi YAMADA* ^{*5}

^{*1} Nippon Steel Corporation, M.Eng.

^{*2} Assist. Prof., FIRST, IIR, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*3} Assoc. Prof., FIRST, IIR, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*4} Prof., Dept. of Architecture, Aichi Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*5} Prof., FIRST, IIR, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

The brace joint fracture was observed in several severe earthquakes which occurred in the past. That's because fracture prevention of a brace joint wasn't considered by old seismic design code. The important problem to promote seismic retrofit works of a brace joint in the future is fire-less and compact seismic retrofit method which doesn't use a welding and gas-cutting.

In this paper, the seismic retrofit method with the knee members for preventing the joint fracture of the angle brace was proposed. This method joins a brace, a column and a girder using the knee members and high tension bolt. Therefore it became possible to build this method without using fire at a site of retrofit works. And an obstacle in retrofit works could be avoided by adjusting the location and holding angle of the knee members. This method aims at fracture prevention of a brace joint by adding a load transfer routes of the knee members.

A series of loading test and a series of analysis have been carried out to investigate strength improvement effect of this method. The strength and stiffness evaluation model of each part in this method were proposed. And a relation between story drift angle of the frame which occurred by the seismic force and the load sharing ratio of the knee members was investigated analytically.

As a result, the following knowledge was obtained.

- [1] The joint fracture prevention before a brace yielding was confirmed by installing the knee members in both sides of the brace. However, story drift angle of the frame which occurred by the seismic force wasn't considered by this result.
- [2] The load sharing ratio could be expressed by an evaluation model proposed by this paper. However, story drift angle of the frame which occurred by the seismic force wasn't considered by this result.
- [3] Consideration is needed by the load sharing ratio changed by holding angle of the knee members, the installed height of the knee members, stiffness of the knee members and holding angle of a brace to make this method reach the reinforcement target. And it's necessary to consider story drift angle of the frame which occurred by the seismic force.

(2019年3月8日原稿受理, 2019年8月19日採用決定)