

# 山形鋼筋かい端接合部の並列付加材による乾式補強 Seismic Retrofit of Angle Brace Connection by using High Strength Bolt

○ 梶間 夏美\* 吉敷 祥一\*\* 薩川 恵一\*\*\*

Natsumi KAJIMA , Shoichi KISHIKI and Keiichi SATSUKAWA

**ABSTRACT** Angle brace is one of the important components for resisting earthquake in low-rise steel structure building. However, some fractures at the pre-1981 bolted connection have been observed even in the recent earthquake. Seismic retrofiting method for the existing brace connection should be developed with not only effective but also easy applications. In this paper, bolted seismic retrofiting method is proposed and experiments were carried out to investigate its ultimate strength. From the test results, evaluation method for ultimate strength was established with the critical section change due to the position of the reinforcement.

**Keywords:** 筋かい, 山形鋼, 耐震補強, 高力ボルト, 構造実験  
*Brace, Angle, Seismic retrofit, High strength bolts, Structural test*

## 1. はじめに

屋内運動場のような低層建築物は、災害時に避難所として使用されるため、高い耐震性能を確保する必要がある。筋かいは主要な耐震要素の一つであり、特に山形鋼筋かいはこの種の建築物に広く使用されている。筋かいの耐震性能を確保するためには軸部降伏耐力を発揮するまで接合部を破断させない保有耐力接合を施す必要がある<sup>1)</sup>。しかし、新耐震設計法以前の山形鋼筋かいは無効突出脚部分を有効断面積に算入しているため、接合部の耐力が不足しており、近年の地震被害調査では山形鋼筋かい端接合部の破断被害が多く報告されている<sup>2)</sup>。したがって、耐震補強の早急な実施普及が必要であり、その促進には簡便かつ効果的な補強方法が求められている。

## 2. 補強概要

これまでに隅肉溶接の付加による補強<sup>3)</sup>において、突出脚側に溶接補強を行うことで十分な耐力上昇(補強効果)が得られることが分かっている。しかし、溶

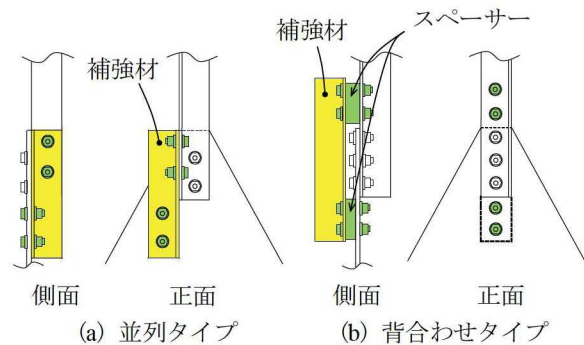


図1 提案する補強方法

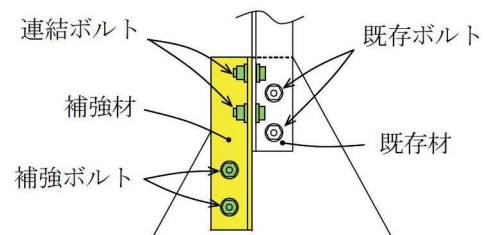


図2 接合部各部の名称の定義

\* 学部(工学) 東京工業大学大学院 環境社会理工学院建築学系建築学コース  
(〒 226-8503 神奈川県横浜市緑区長津田町 4259) 準会員(学生)

\*\* 博士(工学) 東京工業大学 未来産業技術研究所 准教授  
(〒 226-8503 神奈川県横浜市緑区長津田町 4259) 第2種正会員

\*\*\* 博士(工学) 愛知工業大学 工学部建築学科 教授  
(〒 470-0392 愛知県豊田市八草町八千草 1274) 非会員

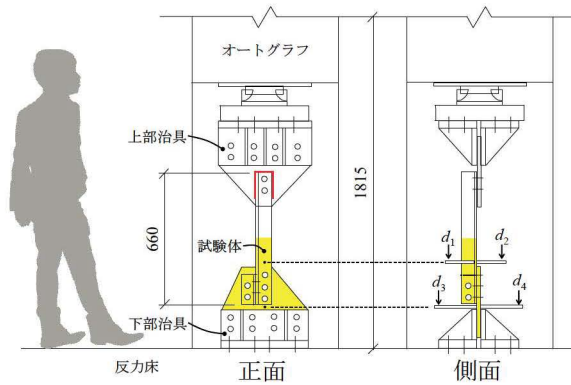


図3 セットアップ

表1 材料試験結果

	鋼種	$\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	YR [%]	$\epsilon_u$ [%]
L75x6	SS400	316	440	72	36
PL-9		284	422	67	45

使用試験片:JIS-5号試験片

$\sigma_y$ :降伏点,  $\sigma_u$ :引張強さ, YR:降伏比,  $\epsilon_u$ :破断伸び

接補強は火気の使用による危険性に加え、施工品質の確保が難しいといった問題がある。本研究では溶接を使用せずに、高力ボルト接合のみを用いた乾式の補強方法を提案し、その効果と設計法を検討する。

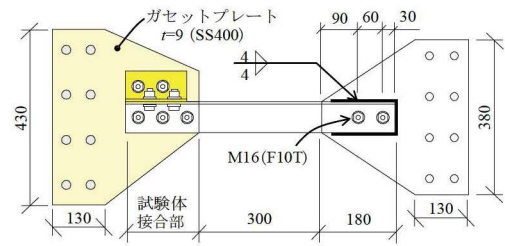
本研究で提案する2種類の補強法を図1に、接合部各部の名称の定義を図2に示す。図1(a)に示す並列タイプは、補強材と既存材の突出脚側を接合することで突出脚の拘束による有効突出脚部の増大を図るとともに、突出脚部から補強材に応力を伝達することで既存材の応力負担を低減して耐力上昇を図る。図1(b)に示す背合わせタイプは、文献<sup>4)</sup>を援用し、既存材の背面にスペーサーを介して補強材を取り付けて2面摩擦とする。こちらも背面から補強材に応力を伝達することで既存材の応力負担を低減して耐力上昇を図る。本論では、まず並列タイプの補強方法を対象とした実験を行い、その効果を把握するとともに耐力評価法を構築する。

### 3. 実験計画

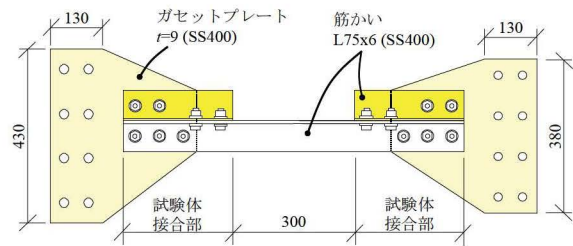
#### 3.1 荷重計画

試験体のセットアップを図3に示す。試験体はブレース材軸方向を縦向きに設置し、試験機とは上部治具と下部治具を介して接続する。荷重は試験体の上部に引張力を与える単調荷重とし、接合部に破断が確認できるまで荷重を行った。

荷重中、荷重 $P$ はオートグラフに内蔵されたロー



(a) I期試験体



(b) II期試験体

図4 試験体の概要

ドセルにより計測した。また、接合部変形 $\delta$ は、反力床から接合部とガセットプレートの絶対変位を計測し、両者の差分から算出した。

#### 3.2 試験体

試験体の概要を図4に、山形鋼とガセットプレートのJIS-5号試験片による材料試験結果を表1に示す。なお、試験体は形状の違いと実施時期の違いによりI期とII期に大別される。

試験体は山形鋼(L75x6)の両端部にガセットプレート(SS400  $t=9$ )を高力ボルト摩擦接合したもので、ボルトはナット回転法によって締め付け、摩擦面は黒皮のままとした。また、いずれの試験体も補強材と既存材には同一ロットの山形鋼を使用している。接合部のボルトピッチは60mmとし、端あき距離 $e$ は30mmを基本とし、II75-2シリーズのみ40mmとした。また、I期はガセットプレート間の距離を300mm、下部接合部を試験対象とし、II期は補強材間の距離を300mm、上下部接合部をともに試験対象とした。なお、I期の試験対象としない上部接合部は、高力ボルトを2本用いてガセットプレートと接合し、全周に隅肉溶接を施すことで保有耐力接合を満たすように設計した<sup>3)</sup>。ただし、溶接は高力ボルトの締め付けを行った後に施工している。

#### 3.3 試験体の選定

次に、試験体の選定方法について説明する。無補強山形鋼における有効断面を図5に示し、補強後の

有効断面を図6に示す。一般に山形鋼には図5に示すように突出脚に耐力算定上の無効部分(無効突出脚部)が生じる。これに対して、本補強では突出脚に連結ボルトを介して補強材を取り付けるため、連結ボルト孔による有効断面Aと、連結ボルト孔と既存ボルト孔による有効断面Bが考えられる(図6)。

ここで、等辺山形鋼における板厚 $t$ 、辺の長さ $d$ 、ボルト孔欠損 $\phi$ 、使用鋼材の引張強さ $\sigma_u$ 、および第一既存ボルトから連結ボルトまでの距離 $x$ を用いれば、有効断面A、Bにおける破断耐力 ${}_A P_u$ 、 ${}_B P_u$ は、それぞれ次式で表せる。

[有効断面A]  
 ${}_A P_u = t \cdot (2d - t - \phi) \cdot \sigma_u \quad \dots (1)$

[有効断面B]  
 ${}_B P_u = t \cdot (l_1 \cdot \sigma_u^* + 2 \cdot l_2 \cdot \sigma_u) \quad \dots (2)$

有効断面破断耐力 $P_u$ は、補強後の(1)式と(2)式いづれか小さい方で決定する。

$$P_u = \min \{ {}_A P_u, {}_B P_u \} \quad \dots (3)$$

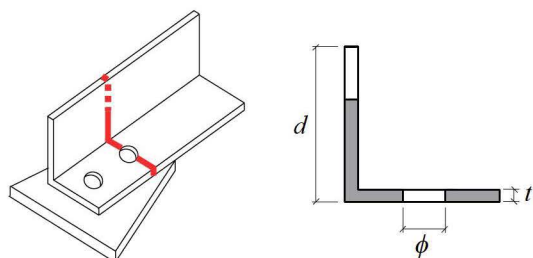


図5 無補強山形鋼における有効断面

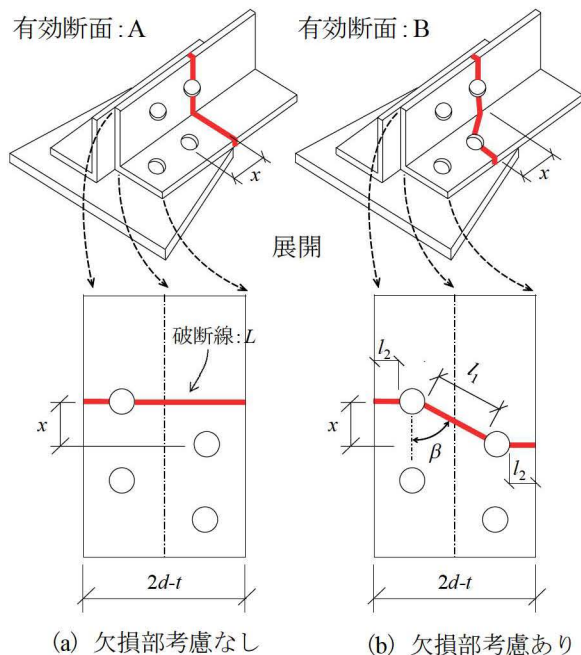


図6 補強後の有効断面

なお、破断線と荷重軸が $\beta$ の角度をもつ斜方線については、組み合わせ応力を考慮した引張強さ $\sigma_u^*$ を用いる。

$$\sigma_u^* = \sqrt{1 + \sin^2 \beta} \cdot \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \quad \dots (4)$$

算出した有効断面破断耐力 ${}_A P_u$ 、 ${}_B P_u$ および $P_u$ と、第一既存ボルトと第一連結ボルトの距離 $x$ との関係を図7に示す。(1)式と(2)式の交点が有効断面が変化する境界であり、連結ボルトが境界より前方のときはA断面にて、後方のときはB断面にて耐力が決定する。本実験では異なる有効断面破断が生じるよう、境界を跨ぐ範囲で $x=30$ 、 $90\text{mm}$ の試験体を選定した。また、後方においても式の適用を確認するため $x=-30$ の試験体も用意した。

### 3.4 試験体とパラメーター

試験体接合部の詳細を図8に、試験体一覧と接合部耐力の計算値を表2に示す。表2の補強ありのはしめけ破断とボルト破壊耐力計算値は、既存ボルトと補強ボルトの合計本数に基づいて算出した。試験体は、既存ボルトの本数と位置、連結ボルトと補強ボルトの位置、補強材の長さを変化させた。

試験体は、 $x=30$ になるよう既存ボルトの第1ボルトの半ピッチ前方に連結ボルトを配置し、かつ既存ボルトの第2ボルトと同じ位置に第一補強ボルトを配置したものを標準型(図8(e)、(h))とする。また、補強ボルトを2ピッチ後方に配置したものをロング型(図8(c))、既存ボルトと補強ボルトの位置と本数が同じものを対称型(図8(i))と呼び、いずれも $x=30$ となる。その反対に、 $x=-30$ になるよう連結ボルトを1ピッチ後方に配置したものをコンパクト型(図8(f))、さらに、 $x=90$ になるよう連結ボルトを1ピッチ前方に配置したものを前方型(図8(d)、(g))と呼ぶ。試験体は3体を含む14体を用意した。

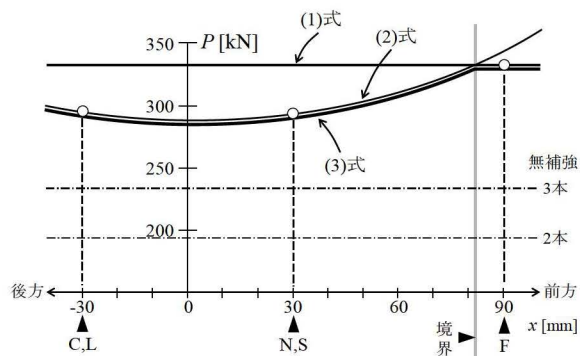


図7 試験体の選定

表2 試験体一覧と接合部耐力の計算値

試験体	既存の接合部構成			補強の接合部構成			x [mm]	cal $P_u$ [kN]					
	断面	ボルト	e [mm]	断面	ボルト	e [mm]		筋かい有効断面	はしめけ	ボルト破壊			
I75-3	L75x6	3-M16	30	-	-	30	0	237	238	454			
I75-3C				-	-		-30	293					
I75-3N				L75x6	2-M16		30	30	293				
I75-3F*				L75x6	2-M16		30	90	333				
I75-3L*				L75x6	2-M16		30	-30	293				
I75-2	L75x6	2-M16	30	-	-	30	0	198	158	363			
I75-2N				L75x6	2-M16		30	30	293				
I75-2F				L75x6	2-M16		30	90	333				
II75-3	L75x6	3-M16	30	-	-	30	0	237	238	454			
II75-3F				L75x6	2-M16		30	90	333				
II75-3L				L75x6	2-M16		30	-30	293				
II75-2S	L75x6	2-M16	40	L75x6	2-M16	30	30	293	422	363			
II75-2N							L75x6	2-M16			30	30	293
II75-2F							L75x6	2-M16			30	90	333

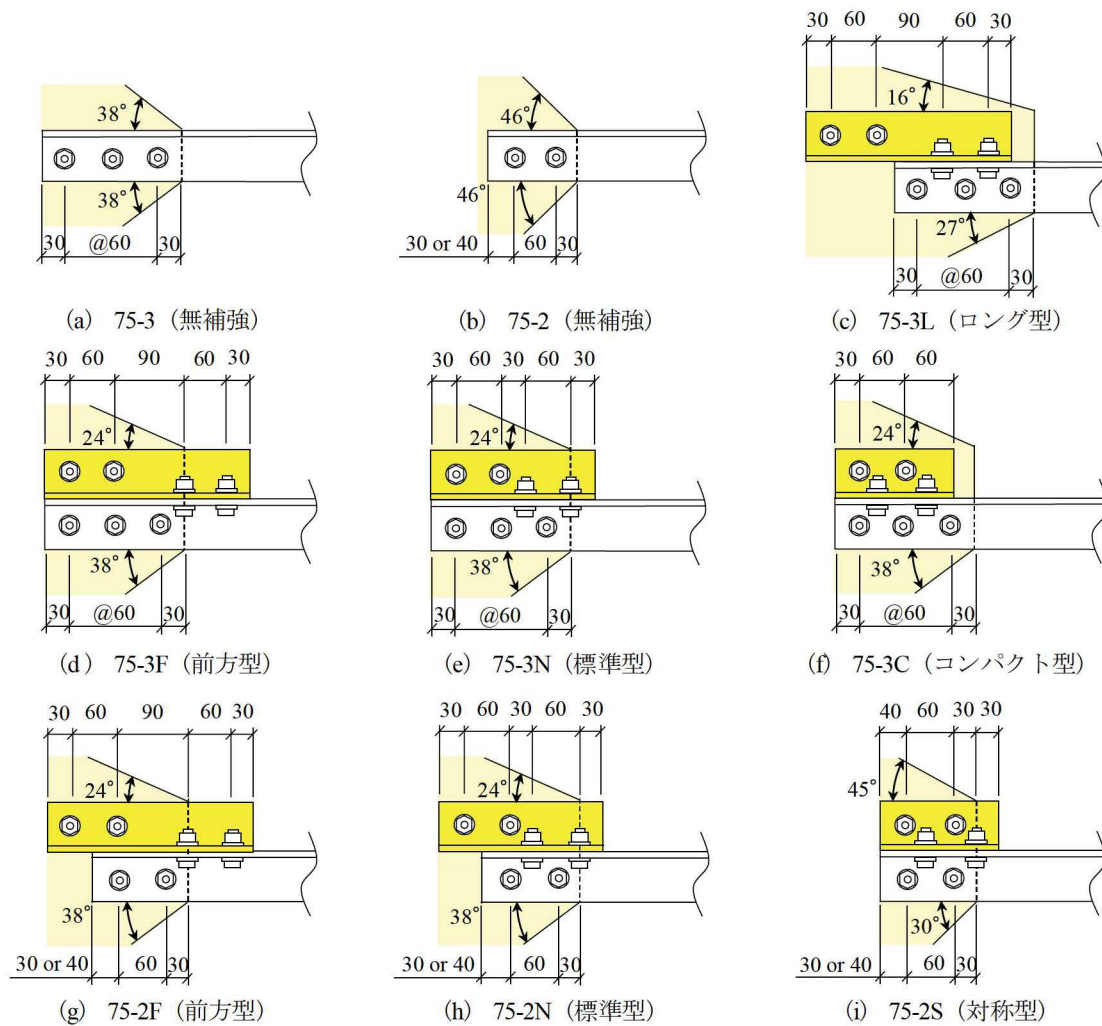


図8 試験体接合部の詳細

## 4. 実験結果と考察

### 4.1 荷重-変形関係と破断状況

実験より得られた接合部の荷重-変形関係を図9に、破壊形式を図10に示し、これら実験結果を表3にまとめる。図9中、第一既存ボルトにおける有効断面破断を●、第一連結ボルトにおける有効断面破断を●、既存材のはしめけ破断を□にて示す。また、試験対象でない上側の接合部の溶接部分周辺から破断したために、途中で荷重を中断した時点は×にて示している。なお、高力ボルトのすべりが発生した部分を図から削除し、初期すべり発生点を○で示している。また、図中の灰色線は無補強の試験体であり、既存ボルトの本数ごとに比較する。

#### 【ボルト3本シリーズ（I期、II期）】

途中で荷重を中断した試験体を除いた既存ボルト3本シリーズは、無補強は第一既存ボルト近傍に亀裂が発生して、有効断面破断に至っている（図10

(a)）。一方、補強を施すと第一既存ボルトに亀裂が発生して破断に至る場合（図10(a)）と、第一連結ボルトに亀裂が発生し破断に至る場合（図10(b)）とがあった。

最大耐力については、無補強では225、220kNであったのに対して、標準型で251kN、コンパクト型で257kN、前方型で293kN、ロング型で268kNとなった。それぞれ無補強からの耐力上昇は、26～68kN（11.5～30.2%）である。この中で連結ボルトを前方に配置させた前方型の耐力上昇がもっとも大きく、破壊状況も第一連結ボルトから亀裂が生じており、既存ボルト孔に関係なく、破壊面が決まっているものと考えられる。

#### 【ボルト2本シリーズ（I期）】

既存ボルト2本のI期では、はしめき距離を30mmとしており、無補強の場合にはしめけ破断に至っている（図10(c)）。また、補強後についても、既存材の

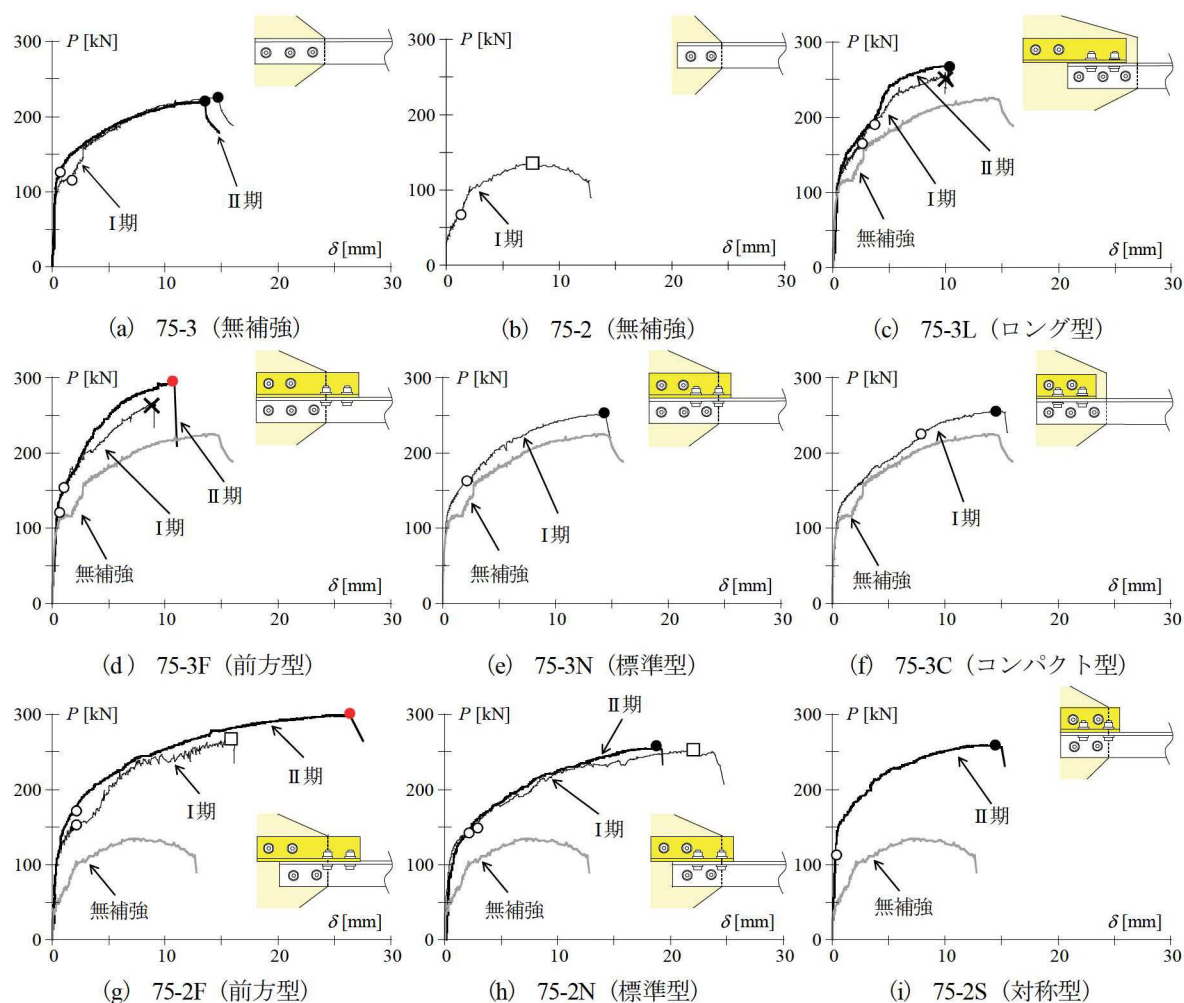


図9 接合部の荷重-変形関係

はしめけ破断(図10(c))に至った。

最大耐力については、標準型で251kN、前方型で270kNとなり、それぞれ無補強(135kN)に対して116kN、135kNの耐力上昇がみられた。最終的な破壊は補強前後で変化なく、既存材のはしめけ破断であったため、耐力上昇は主として補強材の応力負担によるものと言える。

【ボルト2本シリーズ(Ⅱ期)】

既存ボルト2本のⅡ期では、はしあき距離を40mmとすることにより、すべて有効断面破断に至った。ただし、前方型は第一連結ボルトに亀裂が発生して破断に至り、その他は第一既存ボルト近傍に亀裂が発生して破断に至っている。

最大耐力については、標準型で255kN、前方型で299kN、対称型で260kNとなり、それぞれI75-2の無補強(135kN)に対して125、164、120kNの耐力上昇がみられた。無補強の2倍近くまで耐力が上昇しているが、最終的な最大耐力は75-3シリーズと同程度であった。

4.2 補強後の有効断面破断耐力の評価式

3.3節にて想定した有効断面における破断耐力と実験結果を比較し、耐力評価式を検討する。(3)式と実験における最大耐力との比較を図11に示す。図中の実験結果は破断位置によってプロットの種類を変え、第一既存ボルトにおける有効断面破断を●、第一連結ボルトにおける有効断面破断を●、はしめけ破断を□、载荷を途中で中断したものを×で表している。

実験結果は、いずれも(3)式と傾向は一致するものの、計算値をおおよそ41kN程下回っている。既往の実験<sup>9)</sup>においても有効断面破断時の突出脚有効率は、

最大でも0.8~0.9程度であり、突出脚の1~2割は最大耐力時の有効断面に算入できないことが分かる。したがって、(3)式との差は、この不可避な無効突出脚長さの影響であると考えられる。そこで、ここでは不可避な無効突出脚長さとして0.2dを考慮し、補強後の有効断面破断耐力の評価式として、次式を提案する。

$$P_u = \min \{ {}_A P_u, {}_B P_u \} - 0.2 \cdot d \cdot t \cdot \sigma_u \quad \dots (5)$$

(5)式による計算結果を破線にて図11中に示す。有効断面破断に至った試験体については、いずれの実験結果も概ね(5)式と対応しており、補強後の有効断面破断耐力の評価方法として妥当であると言える。また、第一連結ボルトが後方30mmの位置に配置されていても、本評価式との対応は良好である。ただし、xが-30~+90mmを超える範囲や断面が異なる場合の適用については追加検証が必要である。

4.3 突出脚有効率による保有耐力接合の検討

最後に、保有耐力接合の条件について検討する。実験より得られた突出脚有効率を、その必要値と併

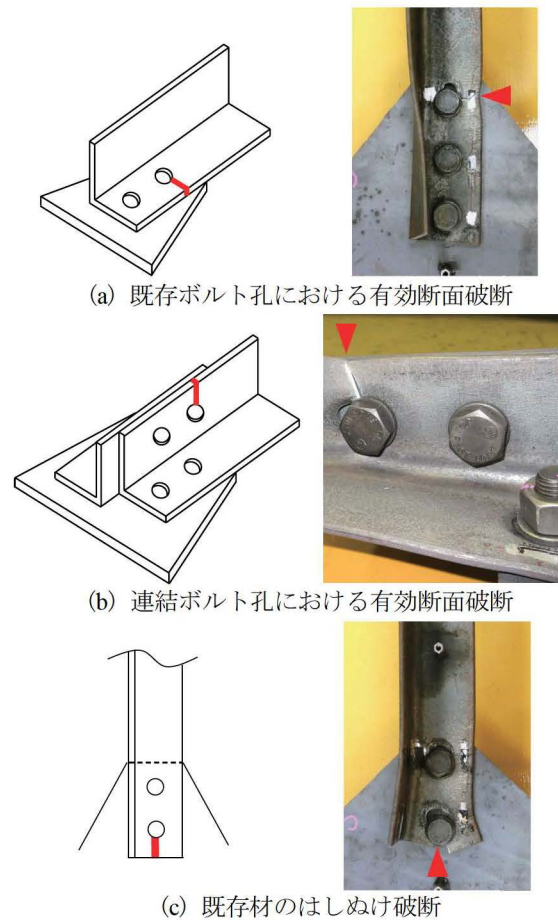


図10 破壊形式

表3 実験結果一覧

試験体	cal $P_u$ [kN]			exp $P_u$ [kN]	$\gamma_{exp}$ [-]	破壊形式
	筋かい有効断面	はしめけ	ボルト破断			
I75-3	237	238	272	225	0.46	(a)
I75-3C	293	396	454	257	0.62	
I75-3N	293			251	0.59	
I75-3F*	333			267	0.67	
I75-3L*	293			260	0.63	中断
I75-2	198	158	182	135	0.003	(c)
I75-2N	293	317	363	252	0.59	
I75-2F	333	317		271	0.69	
II75-3	237	238	272	220	0.43	(a)
II75-3F	333	528	454	293	0.80	(b)
II75-3L	293			268	0.68	(a)
II75-2S	293			422	363	260
II75-2N	293	255	0.61			(a)
II75-2F	333	299	0.83			(b)

せて図12に示す。図中の実験結果に対する表現は図11と同様である。また、鋼構造接合部設計指針りのボルト本数で規定される突出脚有効率を破線で示す。

ここで保有耐力接合を満たすのに必要な突出脚有効率は、保有耐力接合の条件式を突出脚有効率について整理することで得られる<sup>3)</sup>。

$$\gamma \geq (\alpha \cdot YR_F - 1) \cdot (2 - \frac{t}{d}) + (1 - \frac{\phi}{d}) \quad \dots (6)$$

ここで、 $YR_F$ : 鋼材の基準強度の降伏比  
 $\alpha$ : 接合部係数(1.2)

また、突出脚有効率の実験値  $\gamma_{exp}$  は、最大耐力  $P_u$  を次式を用いて変換することで得られる。

$$\gamma_{exp} = \frac{P_u \cdot 10^3}{\sigma_u \cdot t \cdot d} - (1 - \frac{\phi}{d} - \frac{t}{d}) \quad \dots (5)$$

本実験結果では、試験体 75-2F、75-3F、すなわち前方型と称した第一既存ボルトから第一連結ボルトまでの距離  $x$  を 90mm とした場合のみ、保有耐力接合を満たしていることが分かる。したがって、保有耐力接合の条件を満たすためには、(5)式において破

断耐力が第一連結ボルトの有効断面(図6(a))で決まるように補強材を取り付ける必要がある。

## 5. まとめ

本研究では山形鋼筋かいに対して乾式の補強方法を提案し、補強効果を載荷実験により確認した。本実験で得られた結果を以下にまとめる。

[1]補強材を連結ボルトを介して既存材に取り付けることにより、いずれの試験体においても耐力上昇(補強効果)が得られた。

[2]連結ボルトを第一既存ボルトより前方に配置するほど、補強後の耐力上昇が得られた。

[3]第一既存ボルトと第一連結ボルトの距離  $x$  によって決まる有効断面破断耐力を導き、実験結果に基づく不可避な無効突出脚部を考慮した耐力評価式((5)式)を提案した。

[4]保有耐力接合の条件を満たすためには、(5)式において破断耐力が第一連結ボルトの有効断面(図6(a))で決まるように補強材の位置を決める必要がある。

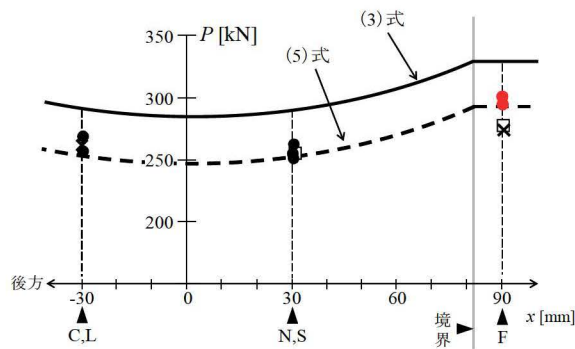


図11 実験値と計算値の比較

## 謝辞

本研究は日本鋼構造協会 平成28年度 鋼構造研究助成事業による成果です。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2012
- 2) 伊山潤ほか：東北太平洋沖地震等による鉄骨造文教施設鉛直ブレースの震動被害，日本建築学会技術報告集，第19巻，第41号，pp.153-158，2013.2
- 3) 吉敷祥一，河野由佳：山形鋼高力ボルト接合部

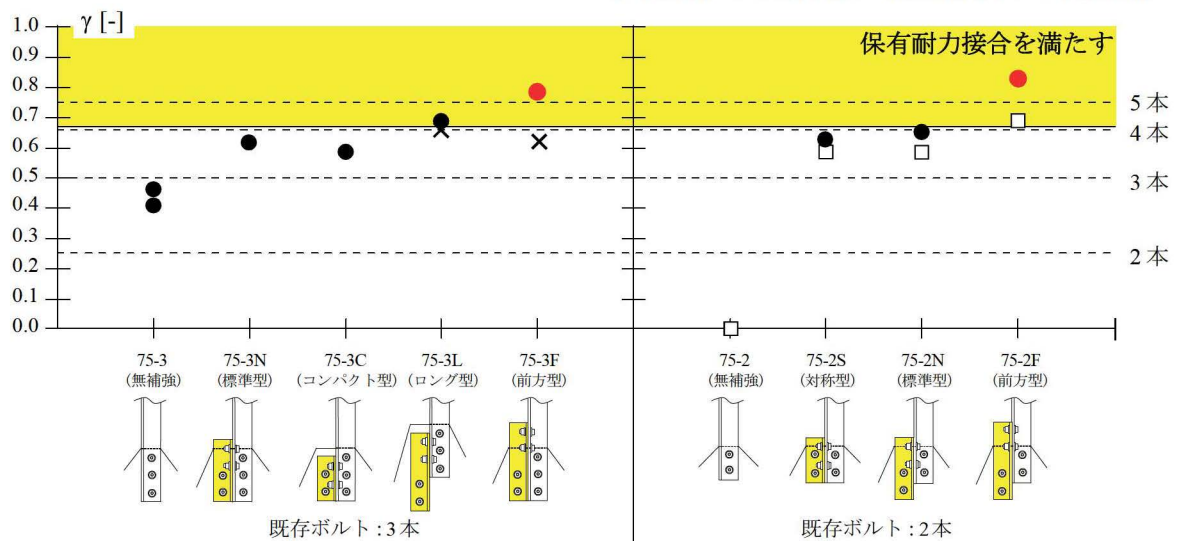


図12 突出脚有効率とその必要値の比較

に対する隅肉溶接の付加による補強, 日本建築学会構造系論文集, 第719号, pp.111-121, 2016.1

4) 石井大吾ほか: 引張ブレース接合部の火無し耐震補強工法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.743-744, 2016.8

5) 吹田啓一郎, 李相周, 井上一朗: 有孔鋼板の引張強さと変形能力(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.977-978, 2001.9

6) 田沼吉伸, 橋本健一, 森田耕次, 加藤勉: 山形鋼筋違溶接接合部の耐力に関する研究, 構造工学論文集, Vol.35B, pp.361-372, 1989.3