

山形鋼筋かい端接合部に対する乾式補強法 その3 耐力評価式に関する追加実験

正会員 ○ 梶間夏美*1 正会員 吉敷祥一*2
同 薩川恵一*3

山形鋼 保有力接合 筋かい
突出脚 高力ボルト摩擦接合

1. はじめに

本報(その3)では、前報(その2)¹⁾の実験結果に引き続き、補強効果に及ぼす連結ボルトの位置の影響に着目した追加実験を行う。また、以降は前報(その2)の載荷実験をI期、本報の追加実験をII、III期と表記する。

2. 試験体の選定

試験体の選定方法について説明する。補強後に想定される有効断面を図1に示す。連結ボルト孔欠損による有効断面Aと、連結ボルト孔と既存ボルト孔欠損による有効断面Bが考えられる(図1)。

有効断面A、Bにおける破断耐力 P_u 、 P_u は、それぞれ次式で表せる。

$${}_A P_u = t \cdot (2d - t - \phi) \cdot \sigma_u \quad \dots (1)$$

$${}_B P_u = t \cdot (l_1 \cdot \sigma_u^* + 2 \cdot l_2 \cdot \sigma_u) \quad \dots (2)$$

有効断面破断耐力 P_u は、(1)式と(2)式のいずれか小さい方で決定する。

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

なお、破断線と荷重軸が β の角度をもつ斜方線については、組合わせ応力を考慮した引張強さ σ_u^* を用いる²⁾。

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

算出した有効断面破断耐力 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3に示す。(1)式と(2)式の交点がある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、境界を跨ぐ範囲で試験体の選定を行った。さらに、他断面における式の適用の確認のため、L65x6(M16)とL90x7(M20)の断面の試験体も選定し、試験体は無補強の6体を含む計18体を用意した。

3. 実験結果と考察

3.1 荷重 - 変形関係

代表的な試験体の接合部の荷重 - 変形関係を図2に示す。図2中、第一既存ボルト孔欠損の有効断面破断を●、第一連結ボルト孔欠損の有効断面破断を○で、高力ボ

ルトの初期すべり発生点を△で示している。

いずれの試験体も補強材を取り付けることで耐力が上昇し、また連結ボルトを第一既存ボルトより前方に配置するほど、補強後に大きな耐力上昇が得られた。

3.2 補強後の有効断面破断耐力の評価式

2章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。ただし、材料強度の影響を考慮し、耐力は突出脚有効率に変換して検討する。(3)式と実験における最大耐力との比較を図3に、破壊形式を図4に、また実験結果一覧を表1に示す。

75-3、75-2シリーズでは(3)式を下回る実験結果が、特に $x=90\text{mm}$ 以下の試験体で多く見られる。そこで、有効断面Bについては、不可避な無効長さとして $0.2d$ 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3中に示す。有効断面破断に至った試験体については、(5)式によって実験結果の下限値をおおよそ捉えており、補強後の有効断面破断耐力の評価方法として有用であると言える。

t : 板厚 d : 辺の長さ ϕ : ボルト孔欠損 σ_u : 使用鋼材の引張強さ
 x : 第一既存ボルトから第一連結ボルトまでの距離

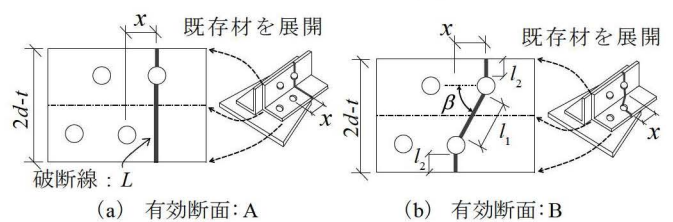


図1 補強後の有効断面

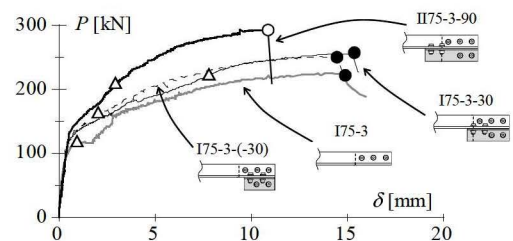


図2 接合部の荷重 - 変形関係

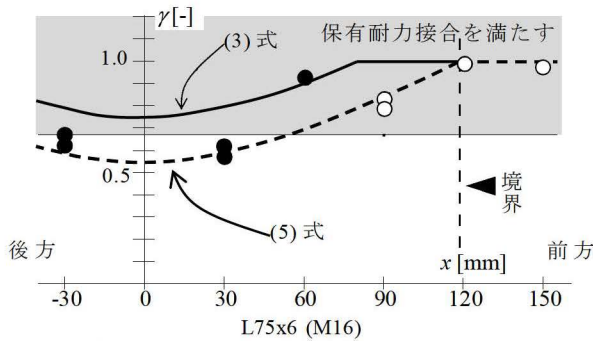


図3 突出脚有効率と評価式との比較

表1 実験結果一覧

試験体	x [mm]	exp P_u [kN]	γ^{exp} [-]	破壊形式
I75-3		225	0.44	(a)
I75-3-(-30)	-30	257	0.60	
I75-3L-(-30)*	-30	260	0.61	
I75-3-30	30	251	0.57	(a)
I75-3-90*	90	267	0.65	中断
I75-2		135	0.07	(c)
I75-2-30	30	252	0.57	
I75-2-90	90	271	0.67	
II75-3		220	0.41	(a)
II75-3L-(-30)	-30	268	0.65	
II75-3-90	90	293	0.78	
II75-2		157	0.10	ボルト破壊
II75-2-30	30	255	0.59	(a)
II75-2S-30	30	260	0.61	
II75-2-90	90	299	0.81	
III75-2		221	0.39	ボルト破壊
III75-3		279	0.67	
III75-3-60	60	332	0.93	
III75-3-120	120	345	0.99	(b)
III75-3-150	150	342	0.98	
III65-3		243	0.67	
III65-3-30	30	255	0.73	(a)
III65-3-120	120	282	0.88	
III90-3		406	0.69	
III90-3-35	35	467	0.90	(a)
III90-3-140	140	522	1.09	

*は途中で載荷を中断した試験体

図4 破壊形式

次いで、保有耐力接合の条件を満たすのに必要な距離 x を検討する。本実験結果により得られた突出脚有効率をみると、第一連結ボルト孔周辺に亀裂が発生して破断に至った試験体については、基準強度の降伏比に基づいた保有耐力接合の条件を満足している。よって、保有耐力接合の条件を満たすには、第一連結ボルト孔欠損部における有効断面破断 A に至る距離 x より前方から補強材を取り付ける必要がある。

3.3 ひずみ分布

次いで、ボルト孔周辺のひずみについてみる。既存ボルト孔と連結ボルト孔周辺のひずみ分布を図5に示す。

なお、ひずみ分布は、荷重レベルごとに最も大きいひずみ ϵ_{max} によって無次元化して示している。ひずみ分布をみると、III75-3、III75-3-60は第一既存ボルト孔周辺にひ

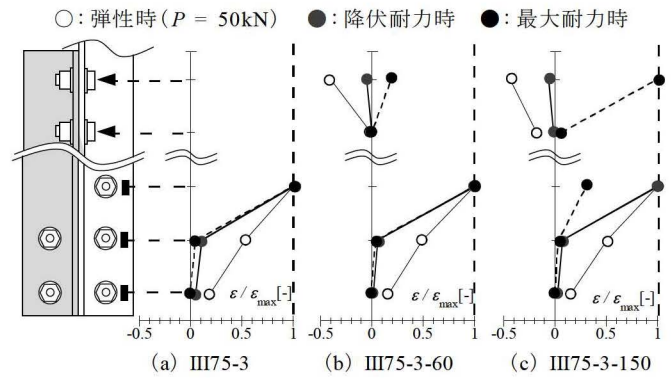


図5 既存ボルト孔と連結ボルト孔周辺のひずみ分布

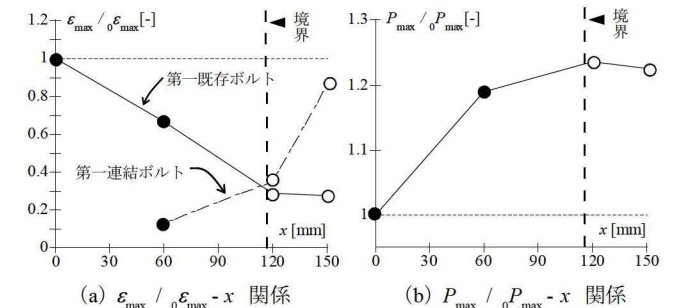


図6 ひずみ低減率と最大耐力増加率の相対関係

ずみが集中しているのに対し、補強材をより前方から取り付けたIII75-3-150では、最大耐力時に第一連結ボルト孔周辺にひずみが集中している。

次いで、両者のボルト孔周辺における最大ひずみ ϵ_{max} と最大荷重 P_{max} を x との関係として図6に示す。図6中の表現は図3中と同じである。ここでは、最大耐力に達した時のひずみを ϵ_{max} とし、最大耐力に達した時の無補強のひずみ ϵ_{max0} と比較する。 $\epsilon_{max} / \epsilon_{max0} - x$ 関係をみると、図3における破壊モードの変化点(図6中の縦破線)である $x=120$ 程度では既存・連結の第一ボルト孔周辺のひずみはほぼ同等であり、評価式の妥当性も確認できる。さらに、 $\epsilon_{max} / \epsilon_{max0} - x$ 関係と $P_{max} / P_{max0} - x$ 関係を比較してみると、の第一既存ボルト孔周辺のひずみが低減するに伴って、連結ボルトが伝達する応力も大きくなる。

4. まとめ

本研究では山形鋼筋かいに対する乾式の補強方法を提案し、実験により耐力評価式の妥当性を確認した。

参考文献

- 1) 梶間夏美ほか：山形鋼筋かい端接合部に対する乾式補強法(その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1157-1158，2017.7
- 2) 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

*1 元東京工業大学大学院

*2 東京工業大学 准教授・博士(工学)

*3 愛知工業大学 教授・博士(工学)

Former Graduate Student, Tokyo Institute of Technology

Associate Professor, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Professor, Aichi Institute of Technology, Dr.Eng.