

# 鋼板を接着補強した送電用山形鋼鉄塔腹材の接合部載荷実験と有限要素法解析

## FUNDAMENTAL STUDY ON SEISMIC RETROFIT FOR ANGLE BRACE CONNECTIONS OF TRANSMISSION TOWER USING STEEL PLATE ADHESIVE BONDING

中村 毅<sup>\*1</sup>, 寺澤友貴<sup>\*2</sup>, 竹内 徹<sup>\*3</sup>

Takeshi NAKAMURA, Yuki TERAZAWA and Toru TAKEUCHI

To reinforce the connections of angle diagonal braces of power transmission towers, retrofit methods attaching the additional steel plates including adhesive bonding are proposed. Comparing to the bolt attachment, adhesive bonding attachment can add the additional plates without the loss of sectional area. In this paper, real-size mock-up tests and finite element analysis for the reinforced connections are carried out and it is confirmed that adhesive reinforcement reduces the damage concentration around the existing bolt holes of angle member and improves deformation performance of brace and ultimate strength of connections.

**Keywords :** Transmission tower, Angle, Adhesive, Bearing bolt connection, Net section fracture

送電用鉄塔, 山形鋼, 接着剤, 支圧ボルト接合部, 有効断面破断

### 1. 序

電気事業法管轄の送電用鉄塔は、通常地震荷重に対する設計は省略されているが、近年では極大地震に対する耐震性能を把握することが求められている<sup>1)</sup>。送電用鉄塔は全国に約 25 万基存在しており、極大地震に対して強度不足となる鉄塔の補強対策はもとより、近い将来耐用年数を超える鉄塔の建替対応などが急がれている。しかしながら、膨大な基数の既存鉄塔全てを直ちに補強や建替等を実施することは現実的に困難であり、様々な観点から合理的かつ簡便にその構造安全性をスクリーニングする必要がある。そのような課題に対し、筆者らは、送電用山形鋼鉄塔の保有耐震性能に着目したスクリーニング実施に向け、被災後の腹材（ブレース）補修によって対応可能な鉄塔の選別や鉄塔どうしの耐震余裕度を同一尺度で相対比較し対策優先順位付けの一指標としての活用を目的とした耐震診断手法を提案している<sup>2)</sup>。同手法は腹材の座屈や引張降伏といった一部の部材損傷を考慮して鉄塔架構の耐震性能を評価する手法である。しかしながら、同手法は接合部の早期破壊は補強等で防止された条件下での評価を前提としている。送電用鉄塔の接合部は普通ボルト支圧接合であり<sup>3)</sup>、また設計時に保有耐力接合は要求されないため、既存鉄塔では軸部に塑性変形する前に接合部が先行破壊する恐れがあり、送変電鋼構造物の特異な接合仕様に対して適用可能な山形鋼接合部の補強法を確立する必要がある。

送電用鉄塔の山形鋼腹材接合部と類似の構造としては、建築分野の体育館等で多用される偏心接合された等辺山形鋼ブレース接合部が該当し、その補強に関する研究は活発に行われている。藤本、難波ら<sup>4)</sup>は、ボルト孔欠損のある断面に鋼板を溶接して貼り付け、有

効断面を直接的に増大させることで鋼板の断面積に応じた最大耐力の上昇が期待できることを示している。吉敷、薩川らは突出脚への応力伝達促進を目的に、隅肉溶接を付加する方法<sup>5)</sup>やボルト接合で並列材を付加する方法<sup>6)</sup>によって、無効突出脚長さを低減させ有効断面破断耐力を向上させる補強法を提案し、その設計法を整備している。しかしながら、送電用鉄塔は、山岳部や住宅街に建造されていることが多く、大掛かりな養生が必要な火気を使用する溶接工事が嫌厭される点や、図 1 に示すように部材同士が直付けされた接合形式が多用され、新たな補強材を追加するためのガセットプレート

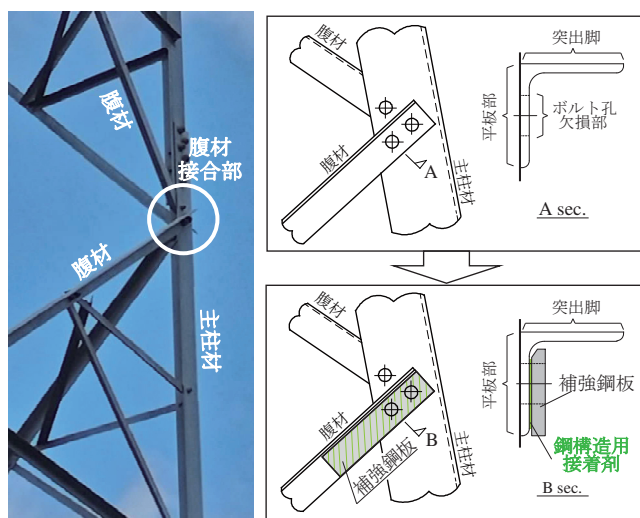


図 1 送電用鉄塔腹材接合部と補強概要

\*1 巴コーポレーション鉄塔技術部 修士 (工学)

\*2 東京工業大学建築学系 助教・博士 (工学)

\*3 東京工業大学建築学系 教授・博士 (工学)

Steel Tower Engineering Division, TOMOE Corporation, M.Eng.  
Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.  
Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

などのスペースが十分確保できない場合がある点など、既往研究で提案された補強方法は送電用鉄塔に対しては汎用性が低い。

ところで、鋼部材の補修では溶接やボルト接合による補強材付加工法の他にも、橋梁分野では鋼製橋脚の耐震補強や腐食した鋼桁の剛性改善を目的に、母材に熱や孔等の損傷を与えないメリットがある鋼板やFRPを用いた接着補強が近年適用され始めている<sup>8)</sup>。山形鋼ブレース接合部においてはCFRP付加補強が検討されており、松本らはVaRTM形成接着工法を用いることで接合部破断を防止し母材軸部の塑性変形性能を改善できることを実証している<sup>9)10)</sup>。しかしながら、山形鋼腹材を模擬した接合部に補強鋼板を接着付加した場合の実験的研究やその特性分析は筆者らの知る限りこれまで実施されてきておらず、総じて部材の変形性能向上を目的とした接合部の接着補強における知見は十分蓄積されているとは言い難い。

そのような課題に対し、本研究は、送電用鉄塔等の接合仕様に対しても適用可能な山形鋼腹材接合部補強の一工法として、鋼構造用接着剤を用いた山形鋼接合部補強（以降、接着補強）の可能性に着目し、図1に示すように山形鋼接合部の平板部に鋼板を接着する補強工法に関して、限られた山形鋼断面・材料特性においての一検討ではあるものの、同工法の基礎的な知見収集を目的とする。以降では、最初に2章で接着補強の接合部引張試験を実施する。続く3章では接着補強試験体を対象とした有限要素法解析を実施し、歪分布性状や特性分析を示す。最後に4章では本形式の補強効果を向上させるための手段を解析的に検証し、今後の改善方針を示す。

## 2. 平板部に鋼板を接着補強した接合部引張実験

### 2.1 実験概要

#### 2.1.1 本実験での補強対象接合部

最初に補強対象である山形鋼腹材接合部の既存性能を整理する。類似構造である建築分野の山形鋼ブレースの高力ボルト接合部の最大耐力は、鋼構造接合部設計指針<sup>11)</sup>によれば、式(1)~(3)のそれぞれの破壊形式の最小値として評価される。

$$\text{ボルト最大せん断耐力: } jP_{u1} = n \cdot q_{bu} \quad (1)$$

$$\text{有効断面破断耐力: } jP_{u2} = A_e \cdot F_u \quad (2)$$

$$\text{局所的なちぎれ破断耐力: } jP_{u3} = (A_u + 0.5A_{us}) F_u \quad (3)$$

ここに、 $n$ : ボルト総数、 $q_{bu}$ : ボルト1本当たりの最大せん断耐力、 $A_e$ : ボルト孔欠損部と応力方向のボルト列数に応じた無効突出脚面積を控除した有効断面積、 $A_u$ : 局所的なちぎれ破断を想定した場合の引張応力の作用する部分の有効断面積、 $A_{us}$ : 局所的なちぎれ破断を想定した場合のせん断応力の作用する部分の有効断面積、 $F_u$ : 山形鋼の引張強さである。

鋼構造物の耐震性能を確保する上では、ブレースは母材軸部が降伏するまでに接合部が先行破壊しないことが求められ、その条件として現行設計では接合部最大耐力を $1.2AF$  ( $A$ : 山形鋼全面積、 $F$ : 鋼材規格降伏強度)以上確保する保有耐力接合が推奨されている<sup>12)</sup>。高力ボルト接合ではないものの、既存の送電用山形鋼鉄塔腹材に多用されている代表例として、等辺山形鋼L45x4(SS400)・普通ボルトM16(強度区分5.8)-2本を対象に、ボルト孔径や縁端距離などの細部

寸法を日本鉄塔協会の送電用山形鋼鉄塔製作基準<sup>4)</sup>に準拠し、かつ鋼材規格強度で、接合部耐力を式(1)~(3)を準用し試算した結果を表1に示す。同表に示すように、有効断面破断耐力不足で保有耐力接合の条件耐力 $1.2AF$ は満足されておらず、接合部のボルト孔周辺部のみに損傷集中が生じ、軸部の塑性変形能力は期待できないことが想定される。本実験では、表1に示す有効断面破断耐力不足のL45x4(SS400)M16-2接合部を対象とし、図1で示したように平板部に補強材を接着付加した際の補強効果と特性を実験的に検証する。

### 2.1.2 試験体概要

表2に試験体パラメータの概念図を、図2に試験体一覧と名称を示す。本実験では無補強と接着補強試験体とは別に、支圧ボルト接合によって補強材を付加した試験体（以降、ボルト補強）も用意し、両者を比較しながら接着補強の特性分析を進める。補強材はPL-6(SS400)とし、パラメータとして山形鋼平板部に接着する補強材の材軸方向の補強長さ $L=100\sim 335\text{mm}$ とした。ボルト補強は補強材を長くしボルト本数を増やしても、母材側のボルト孔欠損部に損傷集中

表1 補強対象接合部の概要


補強対象	接合部最大耐力(kN)				全断面降伏AF ×1.2	
	$jP_{u1}$ ボルト せん断	$jP_{u2}$ 有効 断面	$jP_{u3}$ はし ぬけ	と ぬけ		
L45x4(SS400) M16(5.8)-2	94.3	61.3	120.0	82.0	97.0	

表2 試験体パラメータの概念図

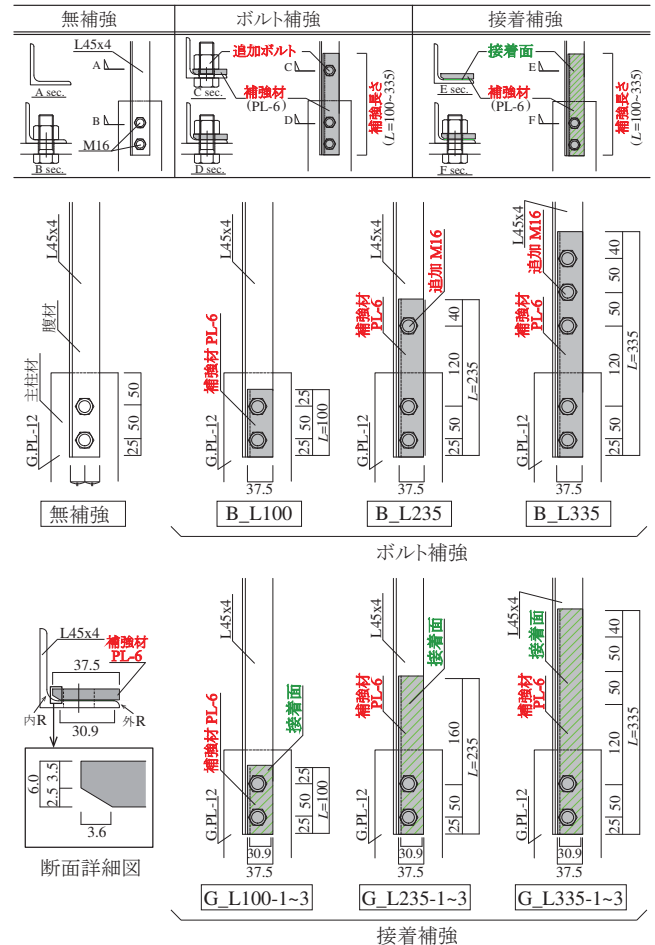


図2 試験体一覧と名称

が想定されるのに対し、接着補強では母材側にボルト孔欠損を生じさせないため、補強材付加による新たな弱点部発生を回避しつつ、既存ボルト孔縁の損傷集中破壊を緩和できると想定される。補強後の試験体名称は「G\_L235」のように、「補強形式（ボルト補強：B、接着補強：G）\_補強長」で表記する。試験体は山形鋼の両端に支柱材を模擬したガセットプレート G.PL (12mm (SM490A)) を接合して構成されている。なお、本研究では腹材の補強による強度上昇に対して、支柱材は十分な強度を有していることを前提とする。補強時には高強度ボルトへの差し替えを想定し、試験体使用する普通ボルトは強度区分 9.8 を用いる。その結果、表 1 中のボルトせん断破壊耐力は 163kN に向上する。補強材のボルト孔は山形鋼の既存孔径と同径である。また、断面詳細図に示すように、補強材は内 R 部分への干渉を考慮して角部に面取り加工を施した。また、接着補強試験体は性能のばらつきを想定し、同一試験体をそれぞれ 3 体ずつ用意した。

試験体は送電用鉄塔の実情を可能な限り再現するため、普通ボルトには座金を用いず、締め付けトルクは一般的な送電用鉄塔の規定値 (M16: 4500N・cm) とし、鋼材はすべて溶融亜鉛めっき処理を施した。ただし、試験体材長は既往の接合部引張実験<sup>7)9)13)</sup>を参考に、接合部の破壊耐力や歪分布性状は試験体材長の影響は小さいと考え、実際の腹材部材長よりも短いものとした。本実験での使用鋼材の素材試験結果は表 3 に示す通りである。

### 2.1.3 計測計画と実験方法

図 3 に計測計画の概略を示す。本研究では荷重変化に伴う既設第一ボルト孔間の変位を計測するため、ガセットプレート側面に計測用治具の高ナットを点付け溶接した。このボルト孔間の変位を左右 2 本の LVDT 変位計で計測し、その平均値の変位を荷重-変形関係に使用した。軸方向荷重  $P$  は試験機に組み込まれたロードセルから得る。また、荷重作用下の山形鋼平行部と補強材の材軸方向の応力分布を把握するために、ボルト補強ではボルト孔へりあき部、接着補強では山形鋼平板部と補強材の中央部に歪ゲージを貼付した。

実験は 1000kN アムスラー型万能試験機に G.PL のつかみ部分をはさみこんで固定し強制変位を与えた。載荷は準静的一方向単調引張載荷とし、試験体接合部の破壊が確認されるまで載荷した。

### 2.2 鋼構造用接着剤の概要

補強材の接着に使用する鋼構造用接着剤は、入手も容易で常温硬化型で接着強さが大きく、塗布作業が容易であるという理由で既往研究<sup>例えば 14)15)</sup>などで多く使用されている二液混合型金属接着用エポキシ樹脂系接着剤 (コニシ株式会社製ボンド E258R) とした。表 4 に同接着剤の基本的性質を示す。

図 4 に試験体の接着施工状況を示す。まず、サンドペーパー #120 を用いて山形鋼平板部および補強材の接着面の亜鉛めっきをはがして金属素地が露出したことを目視で確認し、市販のアルコール消毒液で表面のほこりや油分を除去した。続いて、接着剤の主剤と硬化剤を混合した後、接着剤はヘラを用いて塗布し、最後に万力にて圧着した。この時、側面から接着剤が少しはみ出ることを確認し、接着面に空隙ができないように注意した。その後、1 週間養生 (平均温度約 20℃, 平均湿度約 50%) した。参考までに、今回の試験体の接着作業は、試験体 6 体分 (接合部 12ヶ所分) あたり 1 時間程度で施工できた。また、実基での施工では接着剤硬化前にボルト締め付け

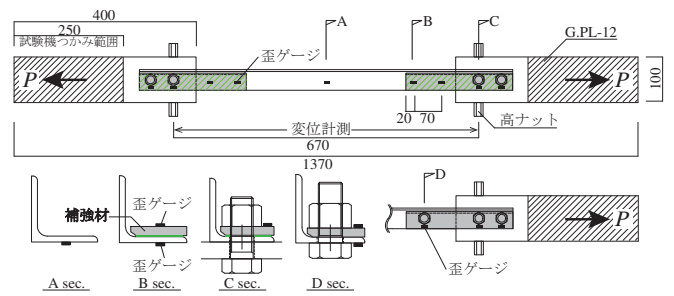


図 3 計測計画の概略

表 3 使用鋼材の素材試験結果一覧

部位	材質	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)	降伏比 (%)
L45x4	SS400	301	431	38	70
PL6	SS400	362	455	38	80
PL12	SM490A	411	524	39	78
M16	9.8	-	977	-	-

\*M16はミルシート値

表 4 使用接着剤の基本的性質

主剤	エポキシ樹脂
硬化剤	ポリマイン類
混合比 (質量比)	2 : 1 (主剤 : 硬化剤)
混合粘土	約 105Pa・s(23°C, 20r/min)
可使時間	約 85分(23°C, 300g)
硬化時間	約 6時間(23°C)

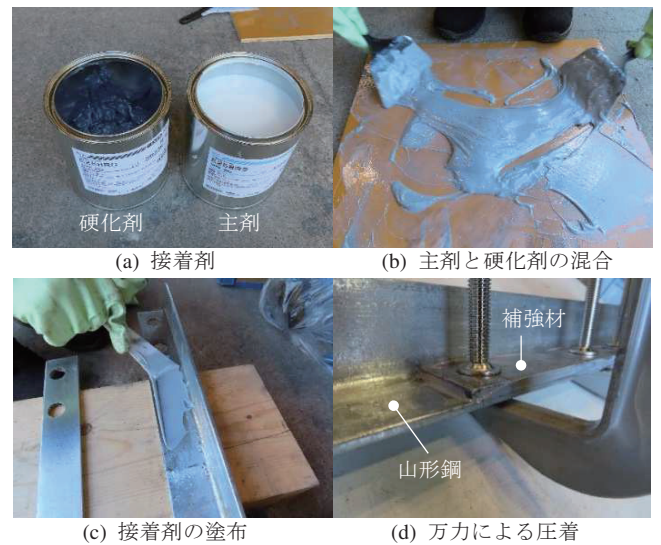


図 4 接着剤の施工状況

ることとすると、ボルト孔内に接着剤が充填されボルト軸部が孔側面に固着する可能性があるが、本実験では山形鋼と補強材のみを接着した状態下での基礎的な効果検証を主眼とするため、ボルトの締め付け作業は接着剤硬化後に実施した。

### 2.3 実験結果と考察

図 5 に荷重-変形関係の実験結果を、表 5 に各種荷重値結果と破壊性状を整理して示す。同表中の剥離荷重は接着面が剥離したことで急激な荷重低下を経験した時点の荷重である。また、図 6 に試験体の破壊状況を示す。補強対象である無補強試験体は、第一ボルト部で有効断面破断・最大耐力 69.0kN で、その破壊形式および最大耐力は使用鋼材実強度を加味した鋼構造接合部設計指針<sup>11)</sup>の計算値 66.0kN と対応する結果であることが確認された。なお、図 5(a)に示す無補強試験体の軸変位量には、第 1 ボルト孔周りの有効断面積部での局所的な伸びおよび同孔端部で卓越した支圧変形量が含まれており、これが同図(b)~(c)の接着補強試験体と軸変形量が同等に見える要因となっている。その多くは接合部の局所的な塑性変形で占められており、軸部が長くなった場合には引張プレースとしてのエネルギー吸収の期待できない軸変形といえる。



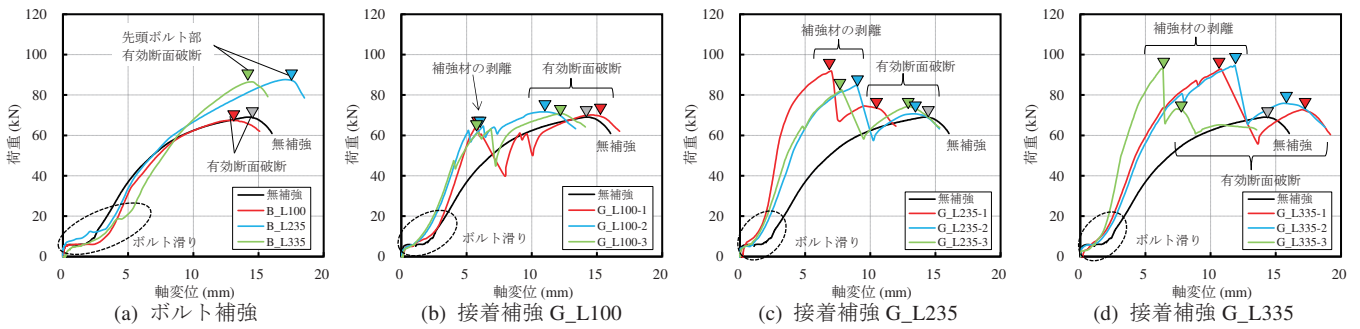


図5 荷重—変形関係

表5 実験結果一覧

補強形式	試験体名	最大荷重 (kN)	剥離荷重 (kN)	破壊性状	
無補強					
ボルト補強	B_L100	67.4	-	LY1	
	B_L235	87.6	-	LY2	
	B_L335	86.5	-	LY2	
接着補強	G_L100	-1	70.2	61.1	H→LY1
		-2	71.6	62.3	H→LY1
		-3	70.7	61.3	H→LY1
	G_L235	-1	91.7	-	H→LY1
		-2	84.8	-	H→LY1
		-3	82.6	-	H→LY1
	G_L335	-1	92.6	-	H→LY1
		-2	94.5	-	H→LY1
		-3	93.6	-	H→LY1

\*破壊性状の記号  
 LY1: 既設第一ボルト部での有効断面破断  
 LY2: 補強材先頭ボルト部での有効断面破断  
 H: 補強材の剥離による大きな荷重低下

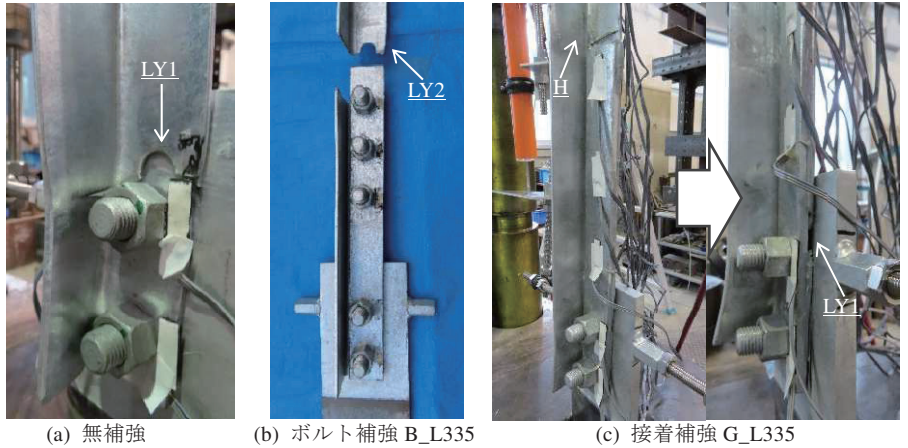


図6 試験体の破壊状況

### 2.3.1 荷重—変形関係と破壊性状

最初にボルト補強の結果を分析する。図5(a)のボルト補強の荷重—変形関係に着目すると、いずれのボルト補強試験体も10kN程度で剛性が一度緩やかになった後、20kN程度以降で剛性が再上昇し、その後は最大耐力まで達する曲線を描いている。上記の荷重範囲ではボルトが支圧状態に移行する過程で滑り変形が生じていると考えられる。最大耐力に着目すると、B\_L100は補強効果が全く発揮されず無補強と差はみられないが、材軸上に補強材を延長付加したB\_L235とB\_L335は無補強と比べ最大耐力が上昇している。図6(b)に示すように、B\_L235とB\_L335はどちらも補強材を付加した先頭ボルト孔欠損部を起点とした山形鋼断面での有効断面破断を生じており、先頭ボルトの山形鋼断面部において偏心引張が低減され、引張力を負担する有効突出脚長さが増加したことで剛性および最大耐力が上昇したと考えられる。一方で、その上昇度合はB\_L235とB\_L335では同程度であり、本実験で扱った補強長さ(ボルト本数)では、偏心緩和の影響に大きな差は生じない結果であったと言える。

次に、接着補強の結果を分析する。図5(b)~(d)の荷重—変形関係に着目すると、ボルト補強と同様に、20kN程度に至る過程ですべり変形を生じ、その後はボルトが支圧状態に移行し剛性再上昇が生じたとみられる。いずれの試験体も山形鋼平板部と補強材の軸部側の接着面が全面剥離した時に荷重が大きく低下し、その後は無補強と変形曲線と概ね重なるような履歴を描いている。最終的には無補強と同様に既設第一ボルト断面で山形鋼が有効断面破断を生じた。ボルト孔周辺のみしか補強材を接着付加していないG\_L100は、無補強の最大耐力よりも低い荷重で接着面が全面剥離したのに対し、軸部側に接着長さを確保したG\_L235およびG\_L335では剥離荷重が最

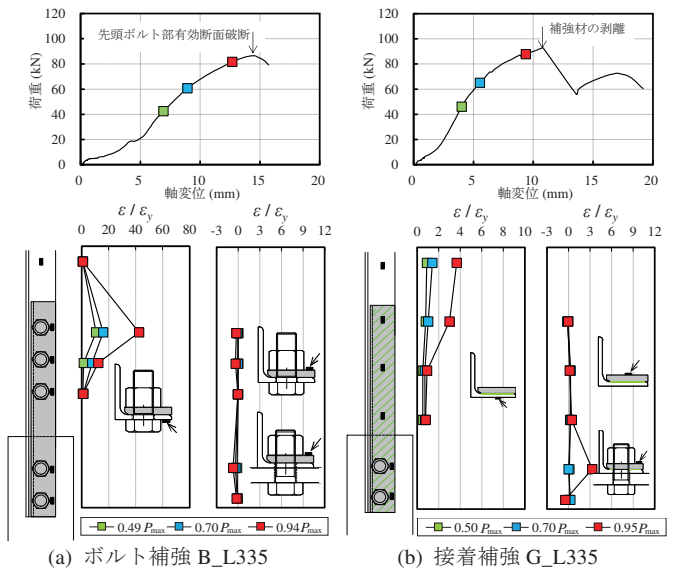


図7 山形鋼平板部と補強材の歪推移

大耐力に対応し、剥離荷重は無補強の最大荷重を上回り、補強により最大耐力の向上がみられた。G\_L235およびG\_L335は、今回の実験の補強長さにおいては、ボルト補強による耐力上昇と同等以上の効果が確認された。ボルト支圧直後の剛性をみると、いずれも無補強よりもやや高くなっており、補強材が接着され断面性能が向上していると考えられる。また、剥離荷重に至るまでの剛性は、G\_L235およびG\_L335には試料ごとにバラつきがみられ、それぞれ試料3体の内2体は低くなっていた。この要因は、3章の有限要素法解析

において解析的に分析している。

### 2.3.2 材軸方向の歪推移

試験体に添付した歪ゲージの計測値から、山形鋼および補強材の損傷傾向を分析する。図7には最大荷重または剥離荷重を発生するまでの山形鋼と補強材の歪ゲージ計測値を荷重毎3段階で示している。それぞれ左側が山形鋼平板部、右側が補強材の歪で、横軸は歪計測値  $\varepsilon(\mu)$  を、鋼材降伏歪  $\varepsilon_y(\mu)$  で除した無次元化歪（塑性率）を示し、上側の荷重-変形関係図には該当荷重の位置を示す。同図(a)に示すように、ボルト補強 B\_L335 では、最大耐力に達するまで補強材先端ボルト孔縁の山形鋼側の歪のみが徐々に増加している。補強材は先端部のみならずガセットプレートと接続されている既設第一ボルト孔付近においても塑性変形は観測されず、補強材はほとんど応力を分担せず、山形鋼の先頭ボルト孔縁のみに損傷が集中している。一方で、同図(b)に接着補強 G\_L335 の歪分布を示す。最大耐力に達する過程で、山形鋼軸部および既設第一ボルト孔縁の補強材が塑性化している様相がみられる。なお、同図に示す塑性化部（非補強部の軸部）の歪ゲージによる塑性率が後述する図18に示す FEM 解析結果より過小になっているが、同試験体では接着が健全とみられる試料3の剥離時の軸伸びが実験・解析ともに4~5mm程度であったことから、塑性化部の塑性率は図18に示す値程度に達していたと考えられる。降伏後の降伏棚に相当する歪硬化前の0.2~3%程度の歪領域では軸部の塑性化が均等に進展せず、歪ゲージ貼付位置の数値が塑性化部全域の平均塑性歪と一致しない現象も良く見られることから、図7(b)の歪ゲージ計測値は部分的な過小値を示している可能性がある。それでも図7(b)では G\_L335 において非補強部の軸部が明確な塑性化を示している点で有用なデータを与えているといえる。よって、補強長さを一定程度確保すれば、軸部側の接着面が全面剥離するまでの間は、第一ボルト孔周辺の山形鋼有効断面部の局所的な損傷集中破壊を回避し、軸部の塑性変形性能を向上させることができると考えられる。また、補強材先端部の山形鋼平板部の歪も増加していることから、断面急変部となる同箇所近傍の接着剤が鋼材の塑性変形に追従できなくなったことが要因で接着面が全面剥離を生じたと推定される。

### 2.3.3 接着面の剥離状況

図8に接着補強試験体の実験後の接着面の剥離状況を示す。同図に示すように、山形鋼側には接着剤が残存して付着していない状態や山形鋼側および補強材側の両面に接着剤が残存して付着している状態が観測できる。それらの接着部の破壊形式は、前者は「山形鋼と接着層の界面はく離」、後者は「接着剤の凝集破壊」といえる<sup>16)</sup>。G\_L100 は試料すべて界面はく離が観測され、山形鋼素地の露出が特に著しかった。G\_L235 や G\_L335 において、両者が混在する場合には、軸部側補強材先端付近に界面はく離が観測された。

## 3. 接着補強試験体の有限要素法解析による検証

本章では2章の接合部実験における接着補強試験体の詳細な歪分布性状の傾向分析を目的に、汎用有限要素法プログラム Adina ver.9.6 を用いた数値解析（以降、FEM 解析）を実施する。

### 3.1 FEM 解析モデル概要

接着補強試験体の再現解析モデル構築に際し、最初に無補強試験体の再現解析モデルを構築し、そのモデル化方法の妥当性を検証す

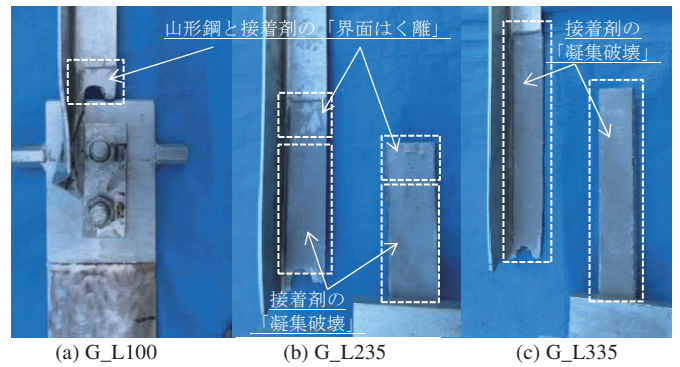


図8 接着面の剥離状況

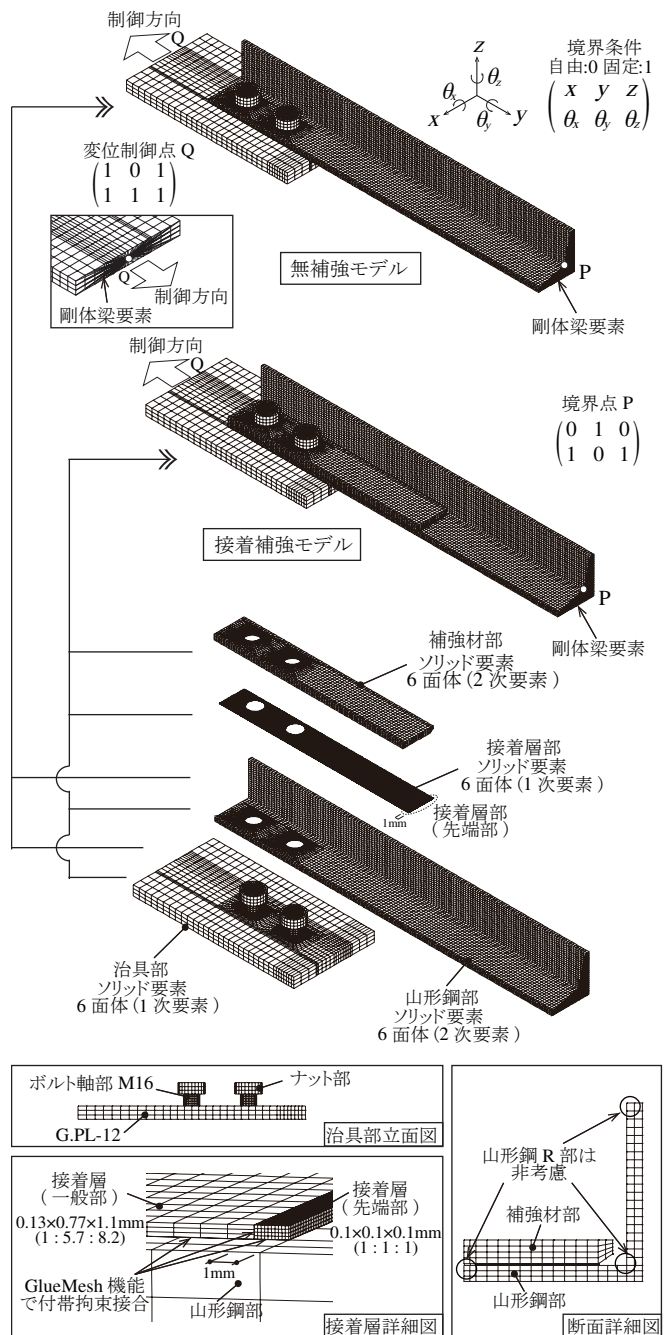


図9 有限要素法解析モデルの概要図

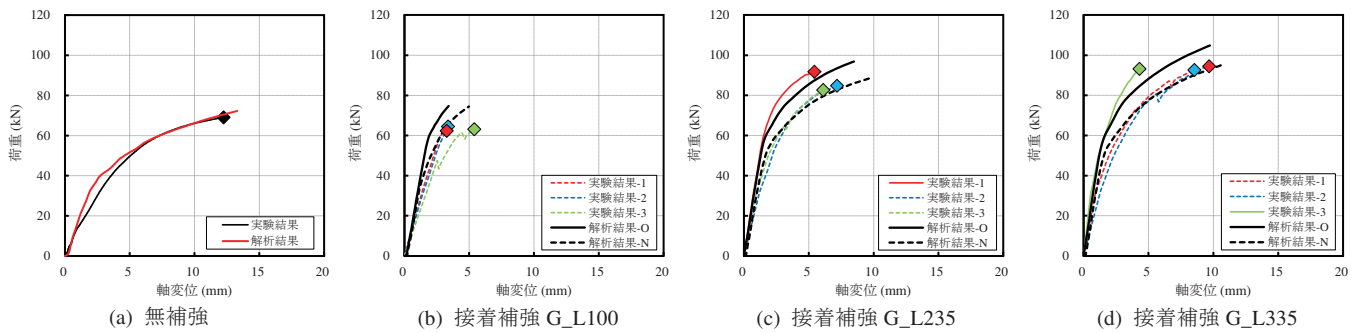


図 10 解析結果と実験結果の比較（荷重-変位関係）

る。図 9 に FEM 解析モデルの概要図を示す。試験体の対称性を考慮し、本研究では試験体全長の半分をモデル化したハーフモデルとし、G.PL およびボルトナット部分はそれらを一体化したモデル（以降、治具部）化する。解析モデルは 3 次元ソリッド要素により構成され、山形鋼部は 20 節点 6 面体要素とし、材料特性は本研究で使用した素材引張試験結果を新応力-新歪関係に変換し、それを多項式近似したものを用い、材料の降伏条件は Mises 降伏条件および等方硬化則に従うものとした。治具部は 8 節点 6 面体要素の弾性要素としてモデル化した。山形鋼部と治具部の間では、摩擦およびボルト導入張力は考慮せず、接触のみを考慮する。無補強試験体の有効断面破断時および接着補強試験体の接着面剥離時には、ボルト軸部は支圧状態となっていたため、本解析では支圧状態に移行する過程のすべり変形は再現せず、初期段階から支圧状態とする。境界条件は図 9 中に示すように、試験体中央部の断面はその重心位置に配置された節点 P に剛体要素を介して接合されている。また、治具部の端部はその断面の重心位置に配置された節点 Q に剛体要素を介して接続され、節点 Q に強制変位を与えることで载荷を行った。図 10(a) に解析結果と実験結果を比較して示す。実験結果の荷重-変形関係は、滑り変形が終了したと推定される 20kN 時と 30kN 時を結んだ直線と横軸の交点の軸変位量分をオフセットし、滑り変形を除いており、最大耐力時を◇印で示している。同図に示すように、最大耐力に至るまでの荷重-変形関係が概ね対応しており、解析モデルの妥当性が確認できる。

続いて、上述した無補強モデルに、補強材部および接着層部を追加したモデル化を施し、接着補強試験体の再現解析モデルの構築を進める。補強材部は 20 節点 6 面体要素とし、本実験の使用鋼材の材料非線形を考慮したモデル化とした。接着層部は、文献 16) を参考に、8 節点 6 面体要素の弾性要素としてモデル化し、ヤング率 1500N/mm<sup>2</sup>、ポアソン比 0.34 とした。接着層の厚さは、実験後に保管していた G\_L335-3 の、接着破壊を生じた側の接合部の山形鋼側および補強材側の接着面に残存していた接着剤厚みを膜厚計で計測した結果が 0.3mm 程度、接着破壊を生じなかった側の接合部の接着層を金尺で目視確認した結果が 0.5mm 程度であったことを鑑み、本研究の解析では全てのモデルで 0.4mm が接着面全面に均一に塗布されていることを仮定した。また、接着層はその応力状態の再現性を考慮し、鋼材部分と比べて細かいメッシュサイズ（補強材の材軸方向先端部は最小で 0.1mm 角）でモデル化し<sup>10)</sup>、メッシュパターンの異なるボリューム間の接触面に該当するサーフェスを Adina に実

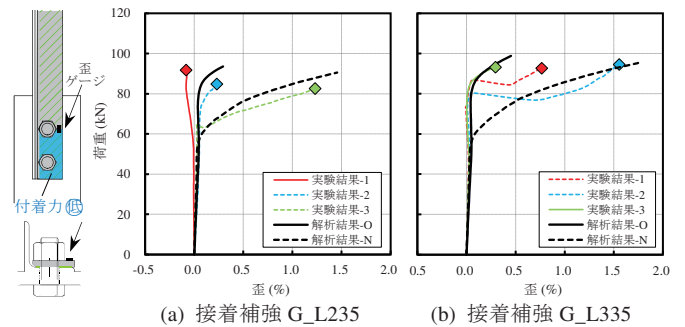


図 11 解析結果と実験結果の比較（補強材ボルト孔縁の歪推移）

装されている Glue Mesh 機能を用いて付帯拘束接合した。荷重-変形関係について、図 10(b)~(c)に接着補強モデルの解析結果と最大耐力 (= 剥離荷重, ◇印) に至るまでの実験結果をそれぞれ実線として比較して示す。同図に示すように、実線で示した解析結果-O は、実験値の中で実線にて示した試料 G\_L235-1 および G\_L335-3 と概ね対応しており、その妥当性が確認できる。

一方で、実験値の中で点線にて示した G\_L100-1~3 の試料 3 体、G\_L235-2,3 と G\_L335-1,2 の試料それぞれ 2 体は、最大荷重に至るまでの剛性が実線で示した解析結果-O よりもやや低い。これを踏まえて、実験において剛性のバラつきが生じた要因を解析的に検討した結果を同図中に点線で解析結果-N として示している。解析結果-N は、図 11 左（青色着色部）に示すようにボルト孔周辺部の接着層部の構成要素のヤング係数を微小 (1N/mm<sup>2</sup>) とすることで、同箇所での接着剤の付着が良好でなかった状態を便宜的に再現した解析モデルの結果である。同図に示すように、点線で示す解析値は点線の実験値とよく対応していることが確認できる。また、G\_L235 と G\_L335 に関して、補強材の第一ボルト孔縁の実験での歪履歴計測値と解析値をそれぞれ比較したものを図 11 に示す。同図に示すように、ボルト孔周辺部を接着不良としたモデルでは、計測値にばらつきはあるものの、同箇所の塑性化がより進行する場合はみられる実験結果の傾向とも概ね対応することも確認できる。以上から、実験時の剥離荷重に達するまでの剛性のばらつきは、ボルト孔周辺部の接着剤の付着品質のばらつき（接着層に空隙を含んでいたことによる接着不良、主剤と硬化剤の練り混ぜ不足等による品質不良）が主な要因と推定される。

### 3.2 FEM 解析結果に基づく分析

前節で構築した FEM 解析モデルに基づき、歪分布性状や塑性変



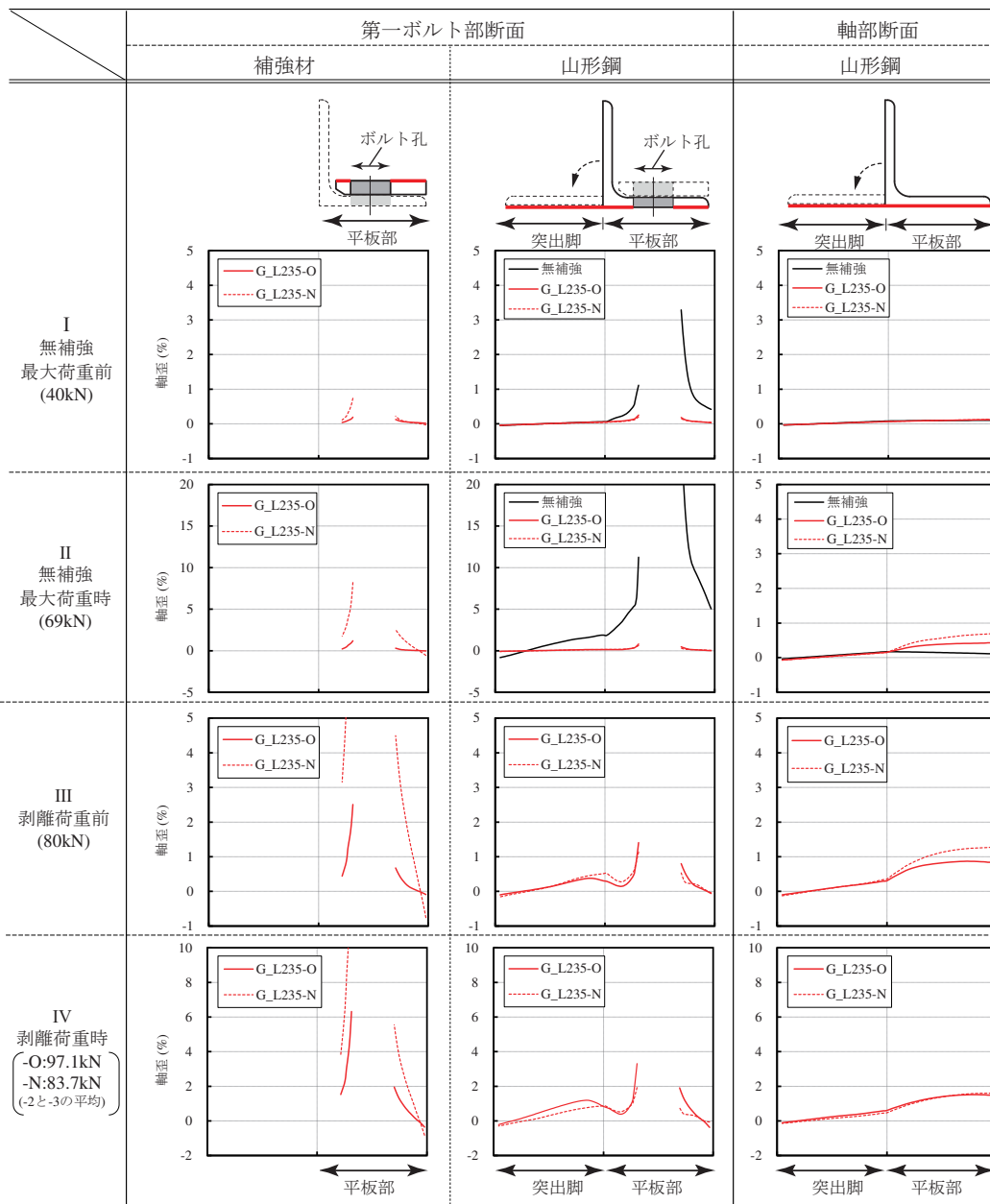
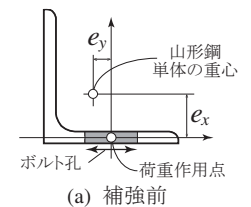
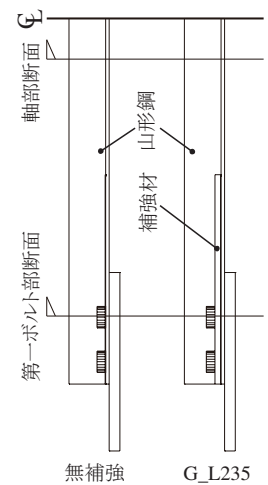
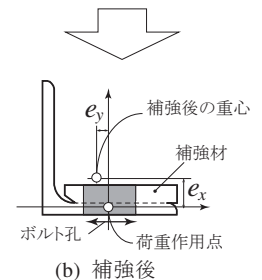


図 12 主要断面内の材軸方向歪分布



(a) 補強前



(b) 補強後

図 13 偏心量の概念図

形性能の評価，接着剤に作用していた応力分布傾向を検証し，接着補強の特性分析を進める。

### 3.2.1 歪分布性状に着目した補強効果の分析

接着補強有無での主要断面の載荷軸方向の歪分布を比較検証する。図 12 に，第一ボルト位置の山形鋼断面および補強材断面，軸部の山形鋼断面の軸歪分布を，I：無補強最大荷重前，II：無補強最大荷重時，III：剥離荷重前，IV：剥離荷重時の段階毎に，無補強と G\_L235-O を比較して示す。同図では山形鋼断面は突出脚の部分を展開して示している。また，同図中には上述したボルト孔周辺部が接着不良モデル G\_L235-N の結果も参考として併せて示している。無補強の場合，I：無補強最大荷重前に既に平板部の孔縁のみに歪集中の兆しがみられ，II：無補強最大荷重時には軸部は弾性状態のままボルト孔縁が局部的に塑性化し，変形の大部分がボルト孔縁部に集中している様相がみられる。一方で，接着補強 G\_L235-O では，II：無補強最

大荷重時において山形鋼軸部が塑性化し始めている様子がみられ，IV：剥離荷重に至る過程で孔縁部の山形鋼，補強材および山形鋼軸部は，同程度塑性化が進展している。第一ボルト部断面の山形鋼断面に着目すると，無補強と比べて平板部と突出脚との引張歪分布の偏りが小さく，平板部のボルト孔縁のみの損傷集中が緩和していると言える。これは，突出脚の有効部長さが無補強よりも相対的に増加していると解釈でき，材軸上に補強材が接着付加されたことで，図 13 に示すように面外偏心  $e_x$  および面内偏心  $e_y$  が低減された効果と考えられる。また，補強材のボルト孔縁も山形鋼平板部の孔縁と同程度塑性化していることから，ボルト支圧力の一部が補強材に分散していると考えられる。また，ボルト孔周辺接着不良モデル G\_L235-N においても，軸部側で補強材が接着されていれば，ボルトの支圧状態は維持され補強材への応力分散効果は機能し，山形鋼のボルト孔縁部の応力集中は緩和されている様子が同様にみられる。

なお、G\_L100のようにボルト孔周辺の接着のみでは、山形鋼平板部のボルト孔周辺の塑性化進行に伴って早期に全面が剥離し、ボルト補強 B\_L100と同じ状態になる恐れがあるため、本補強形式では軸部側にある程度の接着長さを確保する必要があると考えられる。

図14に、G\_L235-Oの第一ボルト前方の接着面中央の山形鋼と補強材の軸方向歪分布を抽出して示す。同図(a)に示すように、山形鋼軸部が弾性範囲内の荷重段階の状況を見ると、接着範囲内では山形鋼の軸歪は軸部歪より低下する一方で、補強材の軸歪は先端部から約25mmにかけて徐々に増加し、25~125mmの範囲でほぼ一定値に収束する傾向がみられる。試験体の面外たわみによる曲げ歪の影響を含むため、山形鋼と補強材の軸歪が同一値に収束はしていないとみられるが、その範囲では補強材が山形鋼に定着し、合成断面として一体的に変形しているとみられる。また、同図(b)に示すように、山形鋼軸部の塑性化が進行する荷重段階では、断面急変部となる接着面先端部の山形鋼の塑性化も進行しており、同箇所から接着面が全面剥離したと推察される。接着面の破壊に関しては次項において接着層に作用した応力に着目して別途検証する。

以上までから、軸部側に補強長さを確保すれば、軸部側接着面が全面剥離するまでは、偏心引張の緩和および補強材の応力分担により山形鋼の第一ボルト孔縁の損傷集中破壊が改善され、山形鋼軸部の変形性能を改善できる傾向を確認できたが、その補強効果を最大耐力値や局所的な変形量ではなく、山形鋼軸部の塑性変形性能として式(4)で定義する塑性率 $\mu$ <sup>9)</sup>として定量的に検証する。軸部の代表軸変形量は、図15中に示す平板部中央点の载荷軸方向変位とし、実験での剥離荷重値までの変位量の解析値を参照する。

$$\mu = \left( \frac{\Delta L_b}{L_b} \right) / \left( \frac{\sigma_y}{E} \right) \quad (4)$$

ここに、 $\Delta L_b$ : 接着範囲を除いた軸部の平均軸変形量、 $L_b$ : 接着範囲を除いた軸部の初期長さ、 $\sigma_y$ : 山形鋼の降伏応力度、 $E$ : 鋼材のヤング率である。

図15に無補強および実験で補強効果が確認されたG\_L235およびG\_L335の塑性率の評価結果を、終局時の材軸方向歪のカウンター図と併せて示す。無補強では、第一ボルト断面周辺部だけに塑性変形が集中し、軸部は塑性変形していないため塑性率は1以下となっている。それに対して、G\_L235-1とG\_L335-3では、第一ボルト断面部の損傷集中が緩和された一方で、軸部の塑性変形が進行しており、接着範囲を除いた部材長さにおける塑性率が12以上となり、軸部の塑性変形能力が大幅に改善していることが確認できる。また、同図中には、ボルト孔周辺の接着不良を再現した解析モデル(-N)から評価したG\_L235-2,3とG\_L335-1,2の結果も併せて示しているように、ボルト孔周辺が接着不良の場合でも、軸部の変形性能の改善効果が大きく低下することはない結果であった。

### 3.2.2 接着層の応力分布

補強効果を決定づける軸部側の接着面剥離について、接着剤に作用する応力からその性状を検証する。土木学会のFRP接着による構造物の補修・補強指針(案)<sup>17)</sup>では、接着剤の最大主応力に着目した接着部の破壊予測手法として式(5)が示されている。同式は、接着剤に作用する主応力がある値に達した時に接着部が破壊することを判定する評価手法であり、本実験で観測された接着部の破壊形式が

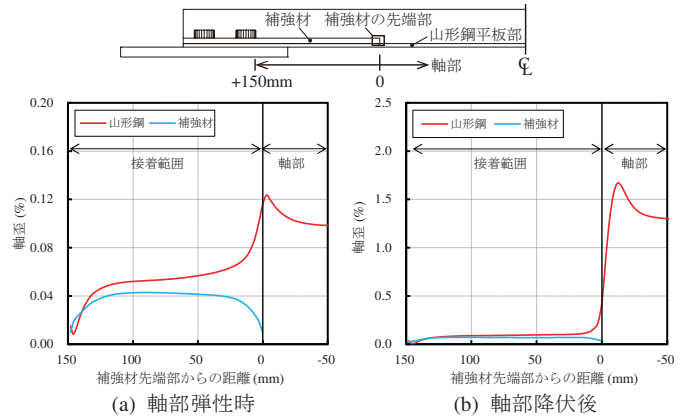


図14 山形鋼平板部と補強材の軸方向歪分布

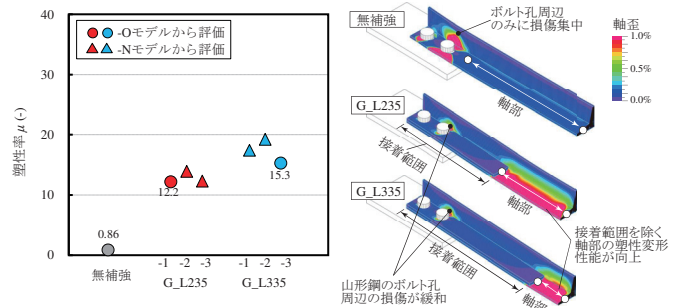


図15 塑性変形能力の評価結果

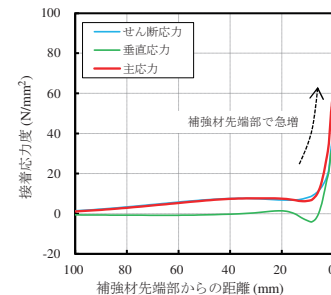


図16 剥離荷重時の接着応力状態 (G\_L235)

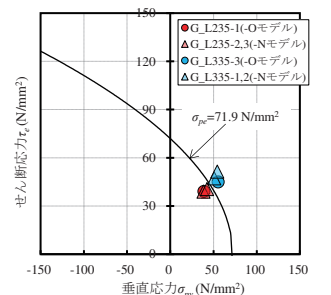


図17 接着剤の破壊主応力の評価結果

「鋼材と接着剤の界面はく離」や「接着剤の凝集破壊」のような接着剤に生じる応力が関係する場合において適用可能とされている<sup>16)</sup>。

$$\sigma_{pe} = \frac{\sigma_{py}}{2} + \sqrt{\left( \frac{\sigma_{py}}{2} \right)^2 + \tau_e^2} = \sigma_{pcr} \quad (5)$$

ここに、 $\sigma_{pe}$ : 接着剤に生じる主応力、 $\sigma_{py}$ : 接着剤に生じる垂直応力、 $\tau_e$ : 接着剤に生じるせん断応力、 $\sigma_{pcr}$ : 接着剤の破壊主応力である。

解析結果から実験での剥離荷重に達した時点の補強材接着面中央位置の接着層部に生じるせん断応力および垂直応力を材軸方向に渡って抽出し、式(5)より主応力の軸方向分布を確認することで接着破壊の起点を検証する。図16に接着剤に生じる各応力の抽出結果を示す。なお、接着剤に生じる応力は、図9に示す接着層先端部は全4層の内の補強材側から2層目、一般部は全3層の内の中央の層の要素から抽出した。以降の検討でも同様である。同図に示すように、接着剤に生じるせん断応力および垂直応力分布は補強材の先端部で急激に増加しており、それに伴い主応力も先端部で急増している。これは、図14(b)に示したように、接着面先端部の山形鋼の塑性変形



進行に起因していると言える。ボルト孔周辺の接着不良モデル(-N)でも同様の傾向であった。よって、補強材の先端部の接着破壊が、同材の軸部側接着面の全面剥離の起点になったと考えられる。

#### 4. 補強効果向上手段の解析的検討

本章では、本補強形式の基礎データ拡充を目的に、前章までで確認できた補強効果をさらに向上させる手段を解析的に検討する。なお、以降の各検討のパラメトリックスタディー解析では、前章で述べたボルト孔周辺の付着状態は、適当な管理のもと良好に施工された状態を想定したモデル(-O)での検討を進める。

##### 4.1 補強長を長くした場合の効果

補強効果が確認された G\_L235-1 (最大耐力 91.7kN, 塑性率 12.2) と G\_L335-3 (最大耐力 93.6kN, 塑性率 15.3) を比べると、補強長さの長い G\_L335-3 の方が接着破壊に伴う最大耐力および塑性率がわずかに大きい結果であったものの、補強長さが補強効果に与える影響の傾向は明瞭でない。そこで、2章の実験よりも補強長さを延長した場合の補強効果に与える影響検証を目的に、補強材長さを 385~535mm とした場合のパラメトリックスタディー解析を実施する。なお、補強範囲を除いた山形鋼軸部長さは G\_L335 と同様 75mm で一定とする。各モデルの終局判定は、補強材先端部の接着破壊に起因する剥離と仮定し、接着剤に生じる主応力に着目して、式(5)を用いて判定する。同式中の接着剤の破壊主応力  $\sigma_{per}$  の指標値は、3章の再現解析モデルにおいて、実験での剥離荷重値時の補強材先端部に生じる最大主応力を基に設定する。図 17 に再現解析モデルから抽出した補強材先端部の剥離荷重時の最大接着応力を示す。各モデルの最大主応力は概ね同等の数値であり、本検討ではそれらの平均値  $71.9\text{N/mm}^2$  を接着剤の破壊主応力  $\sigma_{per}$  と定める。なお、同製品の鋼構造用接着剤を使用している鋼板接着に関する既往研究<sup>14)15)</sup>とは、接着作業の熟練度、接着面の仕上げ管理方法などは本実験と同一条件ではないものの、同文献に示されている破壊主応力のバラツキの範囲に含まれる値であり、同数値は概ね妥当なものと判断できる。

図 18 に補強長さとの補強効果の関係の解析結果を示す。同図(a)に示す塑性率は式(4)より評価した結果である。同図に示すように、補強長さを実験最大長さ 335mm より長くしても、補強材先端部で接着破壊に至るまでの塑性率および最大耐力に顕著な向上はみられない。軸部の山形鋼平板部がある程度まで塑性化した段階で接着剤が塑性変形に追従できなくなり接着破壊に至るが、その過程において補強長さ 335mm 以上では偏心引張の緩和に伴う軸部の山形鋼断面の引張力を負担する有効突出脚の増加は頭打ちとなり、その変化は小さかったことが要因で、補強効果に明瞭な差は生じなかったと考えられる。また、通常の鉄塔腹材は細長比  $L_k/r=200\sim 250$  ( $L_k$ : 部材長,  $r$ : 弱軸周りの断面二次半径) が多用されていて、断面サイズが本試験体の L45x4 であると部材長  $L_k$  は 2000mm 程度になることを鑑みると、保有耐力接合の条件耐力値を満足させる性能を追求する場合には、補強長さを長くすることでは対応が困難であると言える。

##### 4.2 補強材先端部をテーパ形状とした場合の効果

FRP 接着接合に関する文献<sup>16)</sup>では、補強材である FRP 先端部にテーパや段差を設ける等の手段により、被接着鋼材の応力の変化がスムーズになることで接着剤に作用する応力が低減され、結果として FRP の剥離荷重を改善可能であることが示されている。そこで、

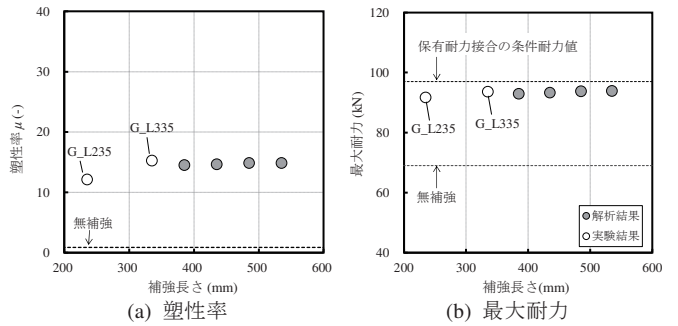
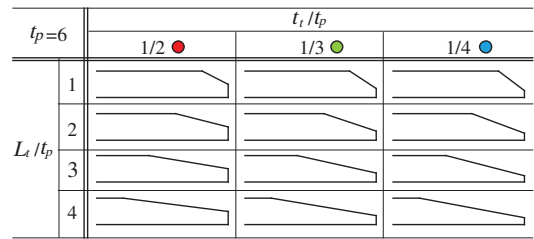
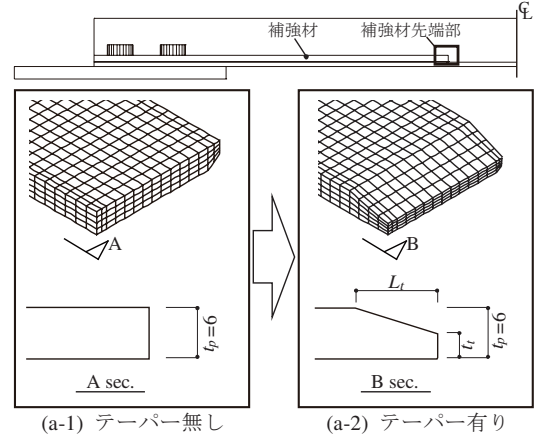


図 18 補強長さとの補強効果の関係



(b) テーパー寸法の解析パラメーター一覧

図 19 補強材先端部の形状概要

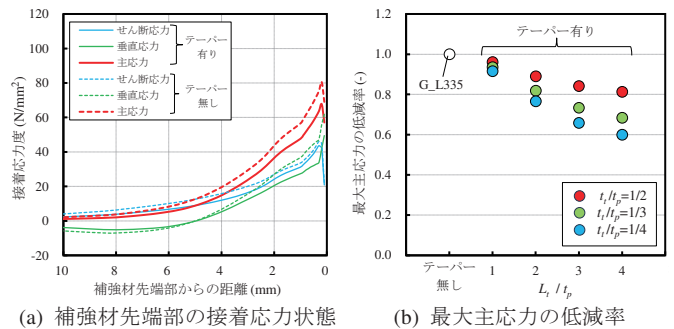


図 20 テーパー有無による接着応力度の比較

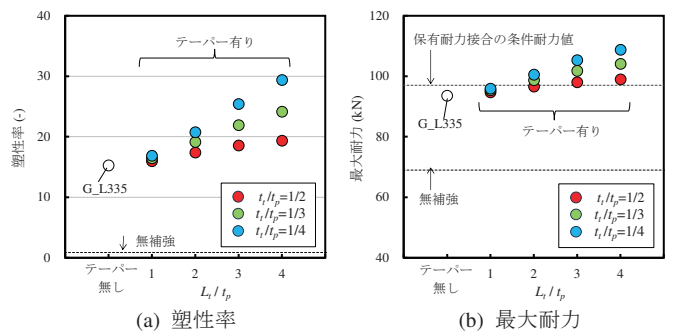


図 21 テーパー寸法と補強効果の関係

図 19(a)に示すように、本補強形式においても同様に補強材先端部にテーパ形状を設けた場合の効果を、試験体 G\_L335 を対象に解析的に検証する。また、本検討では補強材が鋼板である場合のテーパ形状の寸法に応じた傾向分析も併せて検証することを目的に、同図(b)に示すように、仮に補強材板厚  $t_p = 6\text{mm}$  を基準に垂直寸法  $t_v$  は  $t_v/t_p = 1/2, 1/3, 1/4$ , 水平寸法  $L_h$  は  $L_h/t_p = 1, 2, 3, 4$  として、テーパ寸法をパラメータとして解析を実施する。

図 20(a)に実験での剥離荷重値時の接着先端部近傍の接着応力度分布を、テーパ有無で比較した結果の一例 ( $t_v/t_p = 1/2, L_h/t_p = 3$ ) を示す。同図に示すように、テーパ有りの場合には無しの場合と比較して、補強材先端部のせん断応力と垂直応力が低下しており、最大主応力も低下している。つまり、接着破壊に至るまでの耐荷重が向上し、最大荷重および変形性能が改善されることを意味する。また、同図(b)にはテーパ有りに関する補強材先端部近傍の最大主応力に関して、テーパ無しに対する最大主応力の低減率を、テーパ寸法のパラメータごとに整理して示す。同図に示すように、垂直寸法  $t_v$  が短いほど、水平寸法  $L_h$  が長くテーパ勾配が緩やかなほど、低減効果がより発揮されることが確認できる。

図 21 に、接着剤の破壊主応力をテーパ無しモデルの再現解析値と同一値とした場合の、接着破壊時のテーパ有りモデルの塑性率および最大耐力の補強効果の評価結果を示す。先端部の接着剤の最大主応力低減効果の傾向に準じ、垂直寸法  $t_v$  が短いほど、水平寸法  $L_h$  が長くテーパ勾配が小さいほど補強効果が向上する傾向がみられる。また、本研究の範囲では、水平寸法  $L_h/t_p$  を 3 以上確保すれば、補強材先端部の接着破壊に起因する最大荷重が保有耐力接合の条件耐力値を満足できる性能まで向上し、塑性率は 20 程度期待できる結果となっている。

以上の検討から、補強材先端部をテーパ形状とすることで補強効果をより向上でき、本補強形式の今後のさらなる改善方針として有効であると考えられる。

## 5. 結

本研究では、送電用鉄塔等の接合仕様に対しても適用可能な山形鋼腹材接合部補強の一工法として、偏心接合された山形鋼 L45x4(SS400) M16-2 接合部を対象に、平板部に補強材 PL6(SS400)を接着補強した場合の基礎的な知見収集を目的に、接合部を模擬した載荷実験および有限要素法解析を実施した。本研究で得られた範囲の知見を示す。

- (1) ボルト補強の場合には補強材を留めた先頭の追加ボルトの山形鋼のボルト孔縁のみに損傷が集中するのに対して、補強によるボルト孔欠損を伴わない接着補強の場合では、補強材長 235mm 以上において、軸部側の接着面が全面剥離するまでは、偏心引張の緩和および補強材のボルト支圧力分担により第一ボルトの山形鋼断面ボルト孔縁の損傷集中破壊を改善でき、接着範囲を除いた軸部の変形性能向上を期待できる傾向がみられた。
- (2) ボルト孔周辺部の接着剤の付着が良好でない場合には、孔周辺の鋼材の局所変形がやや生じやすくなるため、剥離荷重に達するまでの剛性が低くなる可能性があるものの、軸部の塑性変形性能の改善効果が大きく低下することはない結果となった。

- (3) 補強材の軸部側接着面の全面剥離の起点は、軸部の塑性化進展に伴う接着剤に生じる主応力増加に起因する補強材先端部の接着破壊であると考えられる。
- (4) 補強効果向上手段をパラメトリック解析で検討した所、今回の接合部形状では補強材長を 235mm 以上としても補強材先端部の接着破壊で決定づけられる補強効果に顕著な向上は期待できない。
- (5) 上記(4)に関し、補強材先端部をテーパ形状とすることで、補強材先端部の接着破壊に起因する最大耐力ならびに変形性能の向上が期待できることが確認され、本補強形式の今後のさらなる改善方針として有効であると考えられる。また、テーパ形状は、垂直寸法  $t_v$  が短いほど、水平寸法  $L_h$  が長くテーパ勾配が緩やかなほど、より補強効果を向上させることができる傾向も確認された。

本論中で示した接着補強の最大耐力や塑性率の値そのものは、使用鋼材の実強度や降伏比、接着剤の性能に依存するものであるが、本研究において平板部に鋼板を接着付加する本形式の一定の有効性および特性を示す基礎的データを収集することができたと考えている。今後、種々の山形鋼サイズに適した補強材サイズの検討を含め、実際に補強材先端にテーパを設けた場合や実大スケールでの性能確認実験を実施予定であり、稿を改めて報告したいと考えている。

## 謝辞

本研究において、巴コーポレーション 石田交広博士には研究のご助言を戴きました。また、巴技研 井川直大氏には実験作業を協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) Cabimet Office, Disaster prevention response examination based on earthquake observation and evaluation along the Nankai Trough Working Group: Evaluation of Disaster Prevention Based on Earthquake Observation and Evaluation along the Nankai Trough Direction of Working Group Together (Proposal), 2016. 7 (in Japanese)  
内閣府：南海トラフ沿いの地震観測・評価に基づく防災対応検討ワーキンググループとりまとめ方向性(案) 2016. 7  
(内閣府 HP : [https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taio\\_wg/taio\\_wg.html](https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taio_wg/taio_wg.html))
- 2) ETRA: Seismic Design of Transmission Towers and Issues, Vol.73, No.3, 2018.3 (in Japanese)  
電気協同研究会：送電用鉄塔耐震設計とその課題，第 73 巻，第 3 号，2018. 3
- 3) Nakamura, T., Terazawa, Y., and Takeuchi, T. : Simple Seismic Damage Evaluation of Transmission Tower considering Post Brace-Buckling Behavior, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.87, No.799, pp.932-943, 2022. 9 (in Japanese)  
中村毅，寺澤友貴，竹内徹：腹材の座屈を考慮した送電用山形鋼鉄塔の耐震診断手法，日本建築学会構造系論文集，第 87 巻，第 799 号，pp.932-943，2022. 9 (DOI:<https://doi.org/10.3130/aajs.87.932>)
- 4) JASTA: Manufacturing Standards of Angle Steel Tower for Power Transmission, 2019. 8 (in Japanese)  
日本鉄塔協会：送電用山形鋼鉄塔製作基準，2019. 8
- 5) Fujimoto, M., Nanba, T., Ookuma, T., Wada, A., Nakagome, T., Sasaki, S. and Ono, J. ; The Experimental Research Concern with Fracture and Deformation of Steel Brace under Dynamic Loading : Part 3 Study of Fracture and Deformation on Angle Brace Reinforced at Connecting Parts, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure-II, pp.795-796, 1987. 8 (in Japanese)

藤本盛久, 難波恒夫, 大熊武司, 和田章, 中込忠男, 佐々木聡, 小野潤一郎: 衝撃的過荷重による鋼構造筋かいの破断と変形能力に関する実験的研究その3 接合部補強型山形鋼筋かいの破断と変形能力について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.795-796, 1987. 8

6) Kishiki, S. and Kawano, Y.: Seismic Retrofit of Bolted Angle Connections using Additional Fillet Welding, Journal of Structural and Construction Engineering, Vol.81, No.719, pp.111-121, 2016. 1 (in Japanese)  
吉敷祥一, 河野由佳: 山形鋼高力ボルト接合部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81巻, 第719号, pp.111-121, 2016. 1 (DOI:http://doi.org/10.3130/aijs.81.111)

7) Kishiki, S., Kajima, N. and Satsukawa, K.: Seismic Retrofit for Bolted Angle Connection using Additional Member on the Leg Plate, Journal of Structural and Construction Engineering, Vol.84, No.757, 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 (DOI:http://doi.org/10.3130/aijs.84.447)

8) JSCE: Design methods and examples for repair and rehabilitation of corrosion-damaged steel structures, 2014.8 (in Japanese)  
土木学会: 腐食した鋼構造物の性能回復事例と性能回復設計法, 鋼構造シリーズ 23, 2014.8

9) Matsui, T., Suzuki, K., Sato, S., Kubokawa, Y., Nakamoto, D. and Matsumoto, Y.: Strengthening Method for Connection of Steel Braces by Carbon Fiber Sheet bonded and Molded by VaRTM, AIJ Journal of Technology and Design, Vol.27, No.67, pp.1279-1284, 2021. 10 (in Japanese)  
松井孝洋, 鈴木公平, 佐藤壮大, 久保川祐喜, 中本大暉, 松本幸大: 炭素繊維シート VaRTM 成形接着法による鋼構造ブレース接合部の補強法, 日本建築学会技術報告集, 第27巻, 第67号, pp.1279-1284, 2021. 10 (DOI:https://doi.org/10.3130/aijt.27.1279)

10) Miyasaka, Y., Hamasaki, M., Matsui, T., Sato, S., Kashimura, D., Terashima, Y., Suzuki, K. and Matsumoto, Y.: CFRP strengthening method for steel brace connections using vacuum - assisted resin transfer molding Part3 Performance evaluation by the full-scale test, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure-III, pp.1037-1038, 2022. 9 (in Japanese)  
宮坂裕一, 濱崎瑞生, 松井孝洋, 佐藤壮大, 櫻村啓, 寺島辰郁, 鈴木公平, 松本幸大: 鉄骨造ブレース接合部の VaRTM 成形接着 CFRP による補強法その3 実大実験による性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1037-1038, 2022. 9

11) AIJ: Recommendations for Design of Connections in Steel Structures, 2021. 2 (in Japanese)  
日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2021. 2

12) MLIT: Commentary on Structural Regulations of the Building Standard Law of Japan (2020), 2020.9 (in Japanese)  
国土交通省: 2020 年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 2020. 9

13) Nagasato, K., Igarashi, K. and Mitsui, K.: Strength of Bolted Steel Structural Members under Eccentric Tension, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.86, No.789, pp.1570-1580, 2021. 11 (in Japanese)  
永里和真, 五十嵐規矩夫, 三井和也: 引張力を受ける偏心接合された薄板鋼構造部材のボルト接合部耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第86巻, 第789号, pp.1570-1580, 2021. 11 (DOI:https://doi.org/10.3130/aijs.86.1570)

14) Thay, V., Nakamura, H., Lin, F. and Horii, H.: Evaluation of Fatigue Strength of Adhesively Bonded Joints between Steel Plates and Patch Plates using Epoxy Resin Adhesive, Journal of Japan Society of Civil Engineering, Vol.74, No.5, pp.56-66, 2018. 5 (in Japanese)  
タイウイサル, 中村一史, 林帆, 堀井久一: 当て板がエポキシ樹脂で接着された鋼板の接着接合部の疲労強度の評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.5, pp.56-66, 2018. 5 (DOI:https://doi.org/10.2208/jscejsee.74.II\_56)

15) Mizutani, M., Sakamoto, T., Ishikawa, T. and Horii, H.: Mechanical Properties of Patch Plate Bonded Steel Plate in One Side under Axial Loading, Journal of Structural Engineering A, Vol.65A, pp.755-768, 2019.3 (in Japanese)  
水谷壮志, 坂本貴大, 石川敏之, 堀井久一: 一軸引張を受ける片面当て板接着鋼板の力学特性, 構造工学論文集 A, Vol.65A, pp.755-768, 2019.3 (DOI:https://doi.org/10.11532/structcivil.65A.755)

16) JSCE: Advanced Technologies of Joining for FRP Structures and FRP Bonding

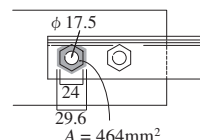
for Steel Structures, Hybrid Structure Report 09, 2013. 11 (in Japanese)  
土木学会: FRP 部材の接合および鋼と FRP の接着接合に関する先端技術複合構造レポート 09, 2013. 11

17) JSCE: Formulation of Guidelines for Repair and Strengthening of Structure using Externally Bonded FRP, Hybrid Structure Report 09, 2018. 7 (in Japanese)  
土木学会: FRP 接着による構造物の補修・補強指針 (案) 複合構造レポート 09, 2018. 7

#### 附録 A ボルト締め付け時の孔周辺の接着層への作用応力

2.2 節で述べたように, 接着補強試験体の製作において, ボルトの締め付け作業は接着剤硬化後に実施したが, 3.1 節述べたボルト孔周辺部の付着具合の要因が, 同施工手順によりナット直下の接着層が圧壊したことによるものかどうかの考察を附記する。

締め付けトルク  $T = 4600N \cdot cm$ , ボルト径  $d = 1.6cm$ , トルク係数  $k = 0.15$  とすると, ボルト導入張力  $N$  は約  $18.8kN$  になる。また, ボルトが緊結することでナット接触面から鋼材面を介して作用する接着層への有効圧縮面積  $A$  は, ナット接触面から鋼材厚方向へ  $45^\circ$  方向に広がる領域として附図 A の着色部を仮定すると,  $A = 464mm^2$  程度となる。この場合, 接着層に作用する垂直応力  $\sigma_{py}$  は  $\sigma_{py} = N/A = 40.5N/mm^2$  と試算される。せん断力  $\tau_e = 0$  の場合, 主応力  $\sigma_{pe}$  と垂直応力  $\sigma_{py}$  が同値となり,  $40.5N/mm^2$  は 4.1 節で示した接着剤の破壊主応力の指標値  $71.8N/mm^2$  の 6 割程度であるため, ボルト締め付け時にナット直下の接着層が圧壊した可能性は低いとみられる。ただし, 締め付けトルクが今回よりも大きかった場合には圧壊していた可能性もあるため, 施工手順等は品質に差が生じる要因となりえると考えられ, 接着補強の実用化に向けた重要な要点と考えられる。

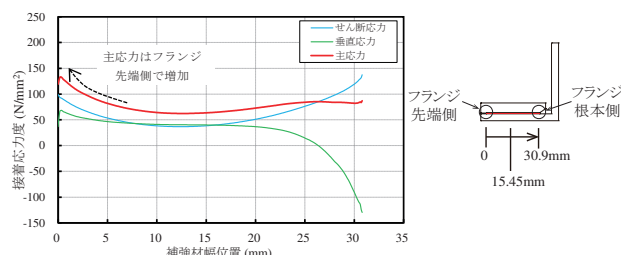


附図 A ボルト締め付けによる有効圧縮面積

#### 附録 B 補強材先端部幅方向の接着応力状態

本論では接着破壊を決定する指標値として補強材先端部の接着面中央位置を用いることとしているが, 補強材先端部幅方向の接着応力状態を附記する。

附図 B に G\_L235-1 (接着剥離  $91.7kN$  時) の補強材先端部幅方向の接着応力状態を例として示す。同図に示すように, せん断応力は端部ほど高く, 垂直応力はフランジ先端側から中央にかけてはほぼ一定で推移しながらフランジ根本側に向かって低下し圧縮力が作用しており, これは Z 軸周 (解析モデル図 9 参照) の偏心曲げによる影響と考えられる。また, 主応力はフランジ根本側から中央付近にかけては概ね一定値となる一方で, フランジ先端側で高くなっており, 補強材の剥離は補強材先端部の中でも幅方向のフランジ先端側の角が先行剥離した可能性がある。偏心曲げによる接着応力状態の特性分析および剥離改善手法への展開は今後の課題と考えている。



附図 B 補強材先端部幅方向の接着応力状態

(2023 年 10 月 6 日原稿受理, 2024 年 1 月 15 日採用決定)