1. 腐食部材の補修方法検討WG

腐食部材の補修方法検討WGメンバー

W G 長	佐々木	栄一	東京工業大学
幹 事	臼倉	誠	東京コンサルタンツ 株式会社
部 会 員	宮下	岡山	長岡技術科学大学
]]	石井	孝明	三井造船鉄構エンジニアリング 株式会社
11	門田	峰典	株式会社 オリエンタルコンサルタンツ
]]	田中	裕之	川田テクノシステム 株式会社
]]	濱本	壮太	コスモ技研 株式会社
]]	久保	典之	伊藤忠テクノソリューションズ 株式会社
11	牧	渓太	株式会社 川金コアテック
]]	北村	直哉	株式会社 平設計
]]	金銅	晃久	株式会社 綜合技術コンサルタント
オブザーハー	三ツ木	幸子	i エンジニアリング 株式会社
旧部会員	田島	文彦	伊藤忠テクノソリューションズ 株式会社
11	幸田	真基夫	株式会社 川金コアテック

第1編 鋼橋の損傷に対する多視点

1. まえが	き	I –	1
2. 鋼橋に	おける損傷と補修補強設計法の現状と課題・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	3
2-1. 補償	修設計における課題の抽出と取り組み方針・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	3
2-2. 鋼材	喬の腐食ケースの実態・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	7
2-3. 補修	哆・補強設計計画時の実態調査⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯	I –	10
2-4. 当つ	て板補修・補強の設計の実態調査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	11
2-4-1.	設計荷重	I –	11
2-4-2.	設計法 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	I –	12
2-4-3.	設計部位とその設計の考え方・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	15
2-4-4.	高カボルト当て板補修設計における課題・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	18
3. 高力ボ	ルトによる当て板補修設計法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	21
3-1. 対策	策レベル(補修の必要性の判断)·····	I –	21
3-2. 高ス	カボルト摩擦接合を準用した設計・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	22
3-2-1.	摩擦接合接手の規定を準用した設計について・・・・・・・・・・・・・・・	I –	22
3-2-2.	表面処理法とすべり係数・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	23
3-2-3.	すべり係数が 0.4 を確保できない場合の対処方法	I –	25
3-2-4.	摩擦接合を準用して設計した当て板補修部の		
	耐荷性能についての解析的な研究	I –	26
3-3. 各方	施工段階における力学的状態の変化・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	28
3-3-1.	ボルトの締め付けと有効断面・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	29
3-3-2.	仮設材を用いずに当て板補修を行う場合・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	29
3-3-3.	当て板補修を行う前の仮設材の設置・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	35
3-4. 補償	修における孔明けと切断に対する注意・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	37
3-4-1.	死荷重下における孔明け・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	37
3-4-2.	引張部の面外塑性変形部の切除・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	37
3-5. 圧約	縮応力部と引張応力部での当て板補修の効果の違い	I –	37
3-5-1.	道路橋示方書······	I –	39
3-5-2.	限界状態と限界値(材料強度、部材耐力)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	43
3-5-3.	局部座屈と支圧耐力・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	48
3-5-4.	桁端部の腐食損傷の補修効果に関する研究事例を用いた検討・・・・・・・	I –	51
3–5–5.	面外塑性変形に対する当て板補修	I –	58
3-6. 当つ	て板補修の様々な効果と当て板補修の技術の応用・・・・・・・・・・・・・・	I –	59
3-6-1.	耐疲労性能の向上・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –	59

3-6-2. 剛性増加(圧縮耐力の向上)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ I- 59
3-6-3. 連結機能······ I-60
3-6-4. リベット、圧縮下での拘束効果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ I- 60
3-7. 当て板補修における素地調整と塗装································· I- 60
3-7-1. 当て板補修における素地調整と塗装に用いる規定類・・・・・・・・・ I- 60
3-7-2. 表面処理方法の合理化の事例を用いた説明・・・・・・・・・・・・・・・ I- 61
3-8. 試算による当て板補修効果の定量的な一検討 I- 62
3-8-1. 当て板補修による補強効果への定量的なアプローチ・・・・・・・・ I- 62
3-8-2. 剛性比による当て板分担力の概算による検討・・・・・・・・・・・・ I- 63
3-9.簡易な高カボルトによる当て板補修設計法の提案・・・・・・・・・・・・・・ Ⅰ- 65
3-10. これからの設計法······ I -66
4. 事例による比較設計······ I-69
4-1. 検討ケース ······ I-69
4-2. 比較設計 ······ I - 69
4-2-1. 補修工法の比較(事例 1 一般部による基本的な考え方の検討)・・・・ Ⅰ- 69
4-2-2. 補修工法の比較(事例 2 ボルト穿孔の影響に着目した検討)・・・・・ I-72
4-2-3. 補修工法の比較(事例3 件数が多い桁端部損傷に対する検討)・・・・ Ⅰ- 77
4−3. まとめ · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·

5.	全橋レベルでの腐	食損傷に伴う	死荷重応力再分配
----	----------	--------	----------

	および当て板補強効果の検討・・・・ I-8	32
5-1. はじめに	8 – I	32
5-2. 既往の研究 ·····	8 – I	32
5-3. 解析対象 ·····	8 – I	33
5-4. 解析手法 ······	8 – I	34
5-5. 解析モデル	8 – I	34
5-5-1. モデル化方針・・・・・	8 – I	34
5-5-2. 解析モデル図	8 – I	35
5-5-3. 桁断面諸元	8 – I	39
5-6. 解析条件 ·····	····· I - 9) 0
5-6-1. 解析ケース・・・・・・・・・・・・・・	····· I - 9) 0
5-6-2. シェルーソリッド界面剛体要素・・・・	····· I - 9)3
5-6-3. 材料条件	····· I - 9)3
5-6-4. 境界条件·····	····· I - 9) 4
5-6-5. 荷重条件	····· I - 9) 5

5-7. 解析結果 ····································	I - 96
5-7-1. 荷重一変位関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I - 96
5-7-2. 腐食進行に伴う死荷重分担率の変化・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I - 98
5-7-3. 活荷重分担率に対する補強効果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I – 98
5-7-4. 結果コンター図	I –101
5-8. まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I -108
5-9. WG1 内の意見(参考) ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I -108
6. 圧縮荷重を受ける高カボルト継手の耐荷性能に関する検討	I –110
6-1. はじめに ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –110
6-2. 既往の研究 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –110
6-3. 検討内容	I –111
6-4. すべり先行型を想定したパイロット検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –111
6-4-1. 解析的検討	I –111
6-4-2. 実験的検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I -123
6-5. 母材の板厚や強度、添接板との強度の違いなどを考慮した	
パラメトリックな検討・・・・・	I -140
6-5-1. 鋼材強度の違いの影響に関する実験的検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I -140
6-5-2. 荷重伝達機構に関する FEM 解析・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –161
6-6. まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I -165
6-7. WG1 内の意見(参考)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –165
 高カボルト継手の当て板補強以外の工法の検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –167
7-1. 当て板補強以外の腐食対策の材料の調査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –167
7-1-1. 材料の特性調査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –167
7−1−2. FRP の調査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I -168
7–1–3. まとめ · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	I –170
7-2. CFRP による補修設計 ······	I –172
7-2-1. CFRP の性能・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –172
7-2-2. CFRP の施工実績······	I –179
7-2-3. CFRP の近年の動向······	I –186
7-2-4. 様々な腐食部材への適用性の検討····································	I –192
7-2-5. 当て板補修工法と比較・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –195
7-2-6. まとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –201
8. まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I -201

付録 2-1. 当て	こ板補修の比較設計・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –206
付録 2-1-1	一般部による基本的な考え方の検討(事例1)	I –206
付録 2-1-2	ボルト穿孔の影響に着目した検討(事例2) ・・・・・・・・・・・・・・	I -214
付録 2-1-3	件数が多い桁端部損傷に対する検討(事例3)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I -232
付録 2-2. H29	道路橋示方書による試設計・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –243
付録 2-2-1.	部分係数設計法の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –243
付録 2-2-2.	試設計の対象構造・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –244
付録 2-2-3.	H29 道示による支点上補剛材の設計方針・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –245
付録 2-2-4.	新旧基準による試設計結果の比較・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –247
付録 2-2-5.	H29 道示による試設計(詳細計算)	I –214
付録 2-3. 全格	喬レベルでの腐食進行再現 FEM 解析結果コンター図 · · · · · · · · ·	I –250
付録 2-3-1.	CaseO 腐食なし・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I –250
付録 2-3-2.	Case1-1 Web1 ·····	I –258
付録 2-3-3.	Case1-2 Web1 ·····	I –276
付録 2-3-4.	Case1-3 Web ·····	I –294
付録 2-3-5.	Case2-1 Stf1·····	I -312
付録 2-3-6.	Case2-2 Stf2·····	I –330
付録 2-3-7.	Case3-1 Stf1Web ·····	I –348
付録 2-3-8.	Case3-2 Stf2Web ·····	I –366
付録 2-3-9.	Case4 Tri ·····	I –384
付録 2-4. CFR	P 補修の H29 道示による試設計 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	I -402
付録 2-4-1.	曲げ卓越部(下フランジ損傷)に対する試設計	I -402
付録 2-4-2.	当て板工法との比較・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I -408
付録 2-4-3.	欠損量による CFRP 接着工法の比較 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	I -409
付録 2-4-4.	曲げ卓越部(下フランジ損傷)に対する	

完全合成断面としての試設計····· I-411

第1編 鋼橋の損傷に対する多視点

1. まえがき

近年、構造物における損傷あるいは劣化が顕在化しており、維持管理の重要性が多方面で指摘されている。鋼橋 においては、腐食及び疲労などが発生し、そのような損傷に対する対応方法の検討が課題となっている。鋼橋技術研 究会「多視点からの補修補強設計法に関する研究部会」は、鋼橋におけるある損傷または劣化に対する補修補強に 対し、適用可能な補修補強工法や性能照査の方法について多視点から検討することにより、力学的根拠や比較検討 結果を含めた補修補強設計事例を提供することを目的とした活動を実施してきた。当該研究部会は、「腐食部材の補 修方法検討 WG(WG1)」及び「鋼製ブラケット設計法の検討 WG(WG2)」の2つの WG により活動を行ったが、第1 編は、WG1 の活動成果について取りまとめたものである。

WG1では、鋼橋における損傷として、腐食損傷を取り上げ、腐食損傷を有する部材(腐食部材)に適用可能な補修 補強方法、性能照査について、多視点から検討を実施した。

鋼橋における腐食損傷に対する補修補強の考え方は、これまで統一的なものが確立しているわけではなく、実際 には、設計者により様々に異なる可能性があり、また、実際に適用される補修補強方法として複数の方法が候補とし て挙がり得る。どのような損傷の場合にどのような対策が最善であるかといった形での整理がなされている状況ではな く、複数の設計者といった複数の視点から具体の損傷事例に対する対策について議論し、検討をすることは有益な 情報となり得る。また、補修補強方法には、それぞれメリット、デメリットがあるとも考えられ、補修補強方法について、 比較検討することも重要である。主な対策方法として、当て板補強が考えられるが、これまで高力ボルト接合部として の設計の考え方が十分整理されてきていないほか、支点近傍など圧縮を受ける領域での適用の場合にどのような効 果が得られる可能性があるのかといった面で明らかにするべき点が残されている。さらには、これまで、腐食損傷につ いては、板厚減少という面から耐荷力に関する議論がなされてきたが、死荷重応力が再分配されることや補強部材が 主に活荷重応力に対応したものであることを考えると、応力再分配の面での腐食損傷の影響を把握し、さらに、そのう えで補修補強方法の効果について考察することが重要であると考えられる。 加えて、補修補強方法としては、近年、 新しい材料を適用した方法などの検討も進められており、その特徴などについても情報共有することは有益であると 考えられる。

これらの点を踏まえ、WG1 では、特に以下の点に着目した活動を実施した。以下にそれぞれについて、概説する。 ①補修補強設計方法に関するケーススタディー

②当て板補強に用いられる高力ボルト接合部の設計方法

③腐食に伴う鋼橋の死荷重応力分担の変化と全橋の耐荷力への影響

④当て板補強に用いられる高力ボルト接合部の耐荷機構(特に圧縮荷重)

⑤当て板補強以外の補修補強方法

これらの点について検討を行うため、WG1 では、3 つのサブ WG を設置した。すなわち、WG1 は、当て板補強サブ WG(テーマ①、②)、実験解析サブ WG(テーマ③、④)、新技術サブ WG(テーマ⑤)により、検討を行った。当て板 補強サブ WG では、鋼橋における腐食ケースの実態を整理し、技術者へのヒアリング調査により、補修補強設計計画 時の課題などを明らかにするとともに、実際にどのような補修補強設計を実施しているのかの実態調査に取り組んだ。 そのうえで、幾つかの腐食ケースを対象として、当て板補強工法やバイパス工法など複数の対策案について、構造性、 経済性、維持管理の面から多視点により、その適用性を評価し、当て板補強工法が基本的に有利であること等を明ら かにしている。それを受けて、高力ボルトによる当て板補修の設計方法について、すべり係数やボルトの本数など考 え方を取りまとめ、その中で、鋼桁支点部付近など、圧縮を受ける領域への高力ボルトによる当て板補修のケースが 多く存在することを指摘するなどしている。また、これまで、圧縮を受ける場合の高力ボルト接合部の耐荷機構につい ては十分解明されていないことから、少数ボルトによる圧縮領域での高力ボルト接合部のすべり耐力、すべり後の挙 動を明らかとするため、実験解析サブWGでは、実験及び解析により検討を行ったことからその結果について取りまと めている。加えて、実験解析WGでは、複数の桁を有する実橋梁における腐食による死荷重応力再分配などの橋梁 全体の耐荷力への影響を解析により検討している。新技術サブWG(テーマ⑤)は、近年注目を集めている CFRP (Carbon Fiber Reinforced Plastic)の適用など当て板以外の補修補強工法について、新しい材料の調査、設計方法 について議論している。一方、道路橋示方書は、平成29年(2017年)12月より、限界状態設計法へ移行されている ことを踏まえ、WG1およびWG3では、その移行が補修補強の設計方法へ与える効果や影響について試設計による 検討を試みている。

本報告書は、以上の検討内容について、全8章として構成しとりまとめ、今後の腐食部材の補修補強対策の策定な どの際、参考となる情報を提供することを目指したものである。

2. 鋼橋における損傷と補修補強設計法の現状と課題

2-1. 補修設計における課題の抽出と取り組み方針

本章では、鋼部材の主な損傷のうち、主として「腐食」の損傷に着目し、適用可能な補修補強工法や性能 照査の方法について多視点から検討し、課題を整理する。

補修補強設計を多視点で検討する必要性は、先行して実施された研究部会「補修補強設計部会」¹⁾や維持管理に関する技術基準等の改訂、補修補強設計を実施している実務者からの声から求められている。とりわけ、

「補修補強設計部会」報告書では、ある特定の損傷や劣化に対して様々な検討がされており、今後の課題が 整理されており、多視点で検討する必要性のもととなっている部分がある。実際に本部会の中で「補修補強 設計部会」の内容を初期段階でレビューしている。

1) 先行部会 補修補強設計部会の概要

先行部会の報告書は、本部会の検討内容と関連性が高い部分もあることから、まずは、「補修補強設計部会」 の報告書の成果と今後の課題を整理する。

「補修補強設計部会」で挙げられる主な成果は以下の通りであり、その内容を表 2-1-1 に示す。

- ・桁端部の損傷に対する補修設計
- ・高力ボルトによる補修補強設計法
- ・性能照査をベースとした補修補強設計
- ・落橋防止システムの高力ボルト継手の合理化

内容	主な検討内容		
性能照査をベースと した補修補強設計	・補修補強設計における性能照査型設計	 ・補修設計への性能照査型設計の適用 ・補強設計への性能照査型設計の適用 ・改築への性能照査型設計の適用 	・照査方法を新設橋設計時と必ずしも同じに
	・確率論的アプローチ(信頼性理論)による性能照 査型設計法に基づく橋の部材断面決定	 ・荷重の設定値の設定 ・構造材料強度の設定値の設定 ・構造解析手法、耐荷力解析手法の選定 ・応答値と限界値の算定 ・設計終了段階での保有性能の評価 	<今後>想定できる検討項目を抽出 ・材料強度から橋あるいは構造部材の限界値 できるかどうか ・橋の点検やモニタリングに関する技術レへ ・応急補修と恒久的補修をする場合の違いを ・補修方法や補強方法の効果を今後確認して 数の値を低減していくのが妥当か ・ $p_0 \ \epsilon \ p_0 = p_{0,1} \times p_{0,2} \times \cdots \times p_{0,n}$ ・ヒューマンエラーを見込むかどうか ・補修することが構造系全体としての性能を
高力ボルトによる補 修補強設計法	・せん断型の高力ボルト継手の設計法	 ・国内外の基準類の比較 ・すべりを許さない設計、すべりを許した設計 ・高力ボルト継手の性能 ・軸力を導入した高力ボルト継手のすべり後性能の適用可能性 	 ・支圧による孔辺の局部的な塑性変形による ・すべり荷重より大きい耐力が期待できない ・すべり後の継手の終局耐力と継手の各部位
	・高力ボルトによる補修補強設計法	 ・高力ボルトによる対策の種類 ・高力ボルトによる対策の制約条件 ・当て板を用いた高力ボルトによる対策に期待できる性能向上効果 ・高力ボルト継手と高力ボルトによる対策の違い ・研究対策 	などの提案を行っているが、実験や解析なと ると考えている。
桁端部の損傷に対す る補修設計	・腐食損傷した桁端の耐力(文献調査)	 ・耐食対象、心志対象 ・桁端部に関する設計基準(国内・海外) ・腐食の傾向と損傷形態 ・腐食した桁端部の耐力評価および耐力評価式 ・腐食形態と耐力評価 	 ・拘束効果の耐力への影響などを考慮する。 ・鉛直荷重に対する終局耐力以外に桁端の補 ローチする必要があるものと考えている。 ・補修時期の判断や補修レベルの決定につい コージョンのためのであります。
	・腐食損傷した桁端の耐力の推定方法と対策の判断	・恒久補修時と応急補修時の判断(ヒアリング)・桁端部の耐力評価の試行	・耐力はかりでなく変形性能や壊れ方などの
	・鉛直荷重に対する補修方法	・高力ボルトによる補修方法(当て板補強、簡易当て板補強)の概要 ・CFRPによる桁端補強に関する国内文献(3事例)	
落橋防止システムの 高力ボルト継手の合 理化	 ・耐震補強に求められる性能 ・試算:落橋防止構造、変位制限構造(全4ケース) 	【背景】既設橋梁に用いられる落橋防止システムにおいて、高力ボルト本数が多い事例が見られる。 【検討】ボルト本数の合理的な低減化の試算 ※「高力ボルト継手において適切に形状を決定すればすべりを起こした後に高い	落橋防止システムの継手は引張接合と摩擦接 らに検討する必要がある。
		耐力が期待できる」ことに着眼し、摩擦接合として設計された落橋防止システムのボルトの許容値を、支圧接合で許されている「摩擦接合の許容値の1.5倍」にして試算を行い、ボルト本数がどの程度低減できるか検討をおこなった。	

表 2-1-1 「補修補強設計部会」での主な検討内容と今後の課題¹⁾

今後の課題

こする必要はなく、慎重な検討は必要である。

直を算出するための関数 R(・) を時間の関数として定義

ベルおよび精度の向上を γο にどのように組み込むか を、予算という制約条件下で如何に考慮するか ていく必要があるが、これらが確認された場合、どの係

の形にしておく方がのぞましいかどうか

を低下させることに至る可能性はないか

るボルトの均等分担の保証 い事例 立の終局耐力

べり後耐力の活用や添接板でのエネルギー吸収能の活用 どのバックデータを基に資料を充実させていく必要があ

補修では、地震時の横荷重、疲労などの視点からもアプ

いては、今後も検討を行っていく必要がある。 の視点から総合的に検討する必要がある。

接合を併用しているものも多く、この妥当性を含めてさ

2) 補修補強設計部会と本部会との関係

「補修補強設計部会」の報告書のレビュー時に実際に部会で議論された内容を抽出し、本部会の取り組み方 針を設定する。

①性能照査をベースとした補修補強設計

補修補強設計への性能照査型設計における必要な設定事項と今後の課題を示されている。今後の課題では、 「照査方法を新設橋設計時と必ずしも同じにする必要はなく、慎重な検討は必要である。」とされているもの の、実際に補修補強設計として必要な検討項目(例えば、時間の関数やヒューマンエラーなど)を反映する には、多くの議論の余地がある。本WGでは、議論の中で、従来、許容応力度設計法で設計されてきた部材 を対象とする橋梁の補修設計では、当面、許容応力度設計法を採用した方がよいのではとの方向性を議 論したこともあり、許容応力度設計法で整理する。ただし、今後求められると思われる部分係数設計法 については、付録という形で道路橋示方書・同解説(平成 29 年 11 月)の式を準用した試設計を載せる。ま た、FRP接着による構造物の補修・補強指針(案)では、既往研究成果をもとに照査式が提案されている ため、その式で試算した結果を付録に載せる。

②高力ボルトによる補修補強設計法

「高力ボルトによる補修補強設計法」は、補修設計で適用されている高力ボルト摩擦整合に関して、国内外 の基準を比較し、実際の保有する性能を参考に、すべり後耐力の活用や添接板でのエネルギー吸収能の活用 などの提案を行われてる。また、高力ボルトによる補修補強設計法による対策の種類と対策と対策の制約条 件が述べられている。本部会では、より現場を意識して、実務者の意見を交えて、高力ボルトによる当て板 補修設計法を中心に当て板に関連する内容を盛り込んでいる。また、実験や解析などで得られた最新の知見 も反映している。

③桁端部の損傷に対する補修設計を踏まえて

先行部会では、「国総研資料第748号」²⁾を受けて桁端部の損傷が多いことから桁端部に着目して、耐荷力 に関するデータを整理し、既往の耐荷力評価式を用いて耐力評価を試行されていた。また、高力ボルトによ る補修方法(当て板補強、簡易当て板補強)の概要について文献収集まで実施されていた。本部会では、鋼 橋の損傷の実態を「国総研資料第748号」より改めて調査して整理し、損傷が多い桁端部の損傷を改めてブ ラシュアップするとともに、その他の部位の損傷にも着目して整理する。そして、多視点で当て板補修を捉 える。

④落橋防止システムの高力ボルト継手の合理化

先行部会では、ボルト1本あたりの許容値を上げて試算を行い、ボルト本数の合理的な低減化の試算が実施されていた。鋼製ブラケット孔の精度に対する規定の緩和に対する要求性能に対して、別の鋼製ブラケット設計法検討WGで検討されているので割愛する。

さらに、先行部会は平成26年までの活動であり、本部会の活動期間内に技術基準、点検要領、学会図書が 改訂している。改訂している基準類を以下に主として挙げられる。

3) 本部会中の基準類の改訂

①道路橋示方書・同解説(平成 29 年 11 月)³⁾

「道路橋の技術基準の体系」から「橋の性能の定義」、「橋の耐荷性能の検証のための部分係数設計法の導入」、「橋の耐荷性能検証のための限界状態設計法の導入」や鋼橋や鋼部材の性能に関する最新の知見が反映 されている。

②道路橋定期点検要領、平成31年2月4)

平成 31 年 2 月に定期点検要領の見直しが行われ、定期点検要領(技術的助言)の位置付け・構成の見直し が実施されている。

そのうち、補修補強に関わる部分として、措置の定義が修正されている。具体的には、「補修補強のほか、 要因の除去、監視等も含め措置の一部であることを強調」されている。また、その要領(案)の中で「措置」 および「監視」の用語は以下のように記載されている。

「措置」定期点検結果や必要に応じて措置の検討のために追加で実施する各種の調査結果に基づいて、道路 管理者が、道路橋の機能や耐久性等の維持や回復を目的に、監視、対策を行うことをいう。具体的には、定 期的あるいは常時の監視、対策(補修・補強)、撤去などが例として挙げられる。また、緊急に対策を講じ ることができない場合などの対応として、通行規制・通行止めなどがある。

「監視」対策を実施するまでの期間、道路橋の管理への活用を予定し、予め決めた箇所の挙動等を追跡的 に把握することをいう。

③FRP接着による構造物の補修・補強指針(案)⁵⁾

コンクリートおよび鋼とを含めた構造物に対して、FRPの材料特性を正しく評価するとともに、FRP との接合強度を評価した上で、補修・補強部材の力学的性能や耐久性について精度よく予測できる設計手法、 および、施工や維持管理の手法を整理し、指針としている。また、FRP接着により補修・補強した構造物 の性能照査例や実際の補修・補強事例が記されている。

4) 上記文献の取り扱い

本部会では、これらの文献に対して、以下のような取り扱いを行う。

①道路橋示方書・同解説(平成 29 年 11 月)³⁾

道路橋示方書が平成 29 年 11 月に部会期間中に改訂された。度々、議論の中で新道示として挙がったもの の、平成 31 年 3 月段階では、補修補強設計としては適用された実績は確認できなかったため、本部会の本論 における<u>設計計算例は、参考扱い</u>とする。ただし、平成 29 年 道路橋示方書を適用した設計が今後、求めら れることを踏まえて、試設計事例を付録に添付するとともに、報告書内(とりわけ**第 3 章**)にコメントとし て記載している。

②道路橋定期点検要領、平成 31 年 2 月⁴⁾

定期点検要領が部会期間中の終盤の平成31年2月に改訂された。省力化と重点化のメリハリをつけること を目的に改訂された要領は、補修補強対策を議論している本WGには大きく影響はない。ただし、この要領 には、以下に示すように「監視」の措置に対する位置付けが明確になったことが記載されている。

「監視は、対策を実施するまでの期間、その適切性を確認した上で、変状の挙動を追跡的に把握し、以て道 路橋の管理に反映するために行われるものであり、これも措置の一つであると位置づけられる」

一方で、当て板補修後による当て板の劣化の情報はWGで情報提供されており、回復レベルを検討するに あたっては経過観測でもよいのではないかとの議論がされていた。度々、報告書で「監視」を取り上げてい ることから、「監視」という行為に該当する箇所のみ、報告書に反映する。

③FRP接着による構造物の補修・補強指針(案)⁵⁾

FRP接着による構造物の補修・補強は、終盤の平成30年7月に改訂された。内容は、平成29年 道路橋 示方書に準拠して整理されている。そのため、平成29年 道路橋示方書の取り扱い同様に、<u>FRP接着によ</u> る構造物の補修・補強に関わる箇所の設計計算例は参考扱いとし、付録に添付する。

2-2. 鋼橋の腐食ケースの実態

部材単独の損傷や複合的な損傷がある。表 2-1-2 は、国総研資料第 748 号²⁾から「1.1 鋼部材の損傷 ①腐食」に着目して、腐食箇所の写真数を抽出し整理したものである。なお、付属物及び溶融亜鉛メッ キの腐食は除外している。

損傷事例として多い部位は以下の箇所であり、□は5事例以上あるものである。

• 桁端部

・添接部

		腐食箇所			腐食箇所
		伸縮装置下側の上フランジ			鋼床版の溶接部(上面)
		下フランジ上面			鋼床版の貫通ボルト部
	お年が半	下フランジ、支点上補剛材			鋼床版の縦リブ下面
	ጠገታጠ	ウェブ、下フランジ			トラスの上弦材、斜材の外側
		ウェブ、下フランジ、支点上補剛材			トラスの上弦材の内側
		支点上補剛材の下端	~ 全壮	支間部	トラスの上弦材の継手部
		全体的	坐表		トラスの格点部
		角部			上路アーチの支柱下端部
		添接部、ボルト部			上路アーチのアーチリブ(排水流末不良)
		下フランジ、垂直補剛材			コンクリート埋込部
		ウェブと下フランジの境界部			汽水域の主桁
-لا جز		主桁ウェブの外側面(塩分の多い環境)		その他	汽水域のパイルベント
尘茨		桁間の主桁(塩分の多い環境)			ウェブ、下フランジ、支点上補剛材
		主桁の上フランジ (床版からの漏水)		桁端	上フランジ
	士胆如	主桁の下フランジ			ウェブ
	又间即	主桁各部 (排水流末不良)			全体的
		対傾構の上フランジ(床版からの漏水)			上フランジ
		横桁の上フランジ(床版からの漏水)	耐候性		下フランジ全体
		下横構		士胆如	下フランジ上面
		横構の格点部(ガセット)		又间即	下フランジ下面
		箱桁ウェブの排水管取り込み部			ウェブと下フランジの境界部
		箱桁内部の下フランジ			主桁ウェブ
		箱内排水のための排水管と下フランジ			連結部の下面
		鋼床版の縦リブ溶接部			

表 2-2-1 鋼橋の腐食ケースの整理

出典:国総研資料第748号 道路橋の定期点検に関する参考資料(2013年版) ※□:5事例以上

損傷パターンは表 2-2-3 に示す通りである。



表 2-2-3 代表的な腐食のパターン

一方で、桁端部の腐食損傷パターンについて、整理している文献がある。桁端部全体の腐食形態の表は**表** 2-2-4 の以下の通りである。この整理結果では、支点上補剛材の下端部、ウェブの下端部と下フランジに腐食 が多い。





ただし、これらの傾向は、過去の定期点検結果2年分(平成16年度および平成17年度)を整理したもの であり、桁端部だけでもその他に様々な腐食損傷の形態がある。

2-3. 補修・補強設計計画時の実態調査

技術者に補修設計に関わる実態をWG内へのヒアリングにより調査した。結果として、腐食程度によって 概ね工法が決まっており、これまで当て板補修がされていた程度の損傷では、発注形態、技術者の技術不足、 施工業者の技術者不足など各々の補修段階で、当て板補修工法採用前提で設計計画が進む場合が多い。

		内容	備考
発注	主形態	 ・発注時に工法が特定され、工法検討までの設計費が含まれていない場合がある。 ・診断により、対策区分が確定した場合、要対策から対策不要に覆ることはほとんどない。 	・当て板補修工法が前提
様々	な腐食形態	 ・様々な腐食形態があり、同程度の損傷や範囲が同じものはない。 ・比較的多く扱う腐食部材の多くは、桁端部の部材である。桁端部は、支承部にまで腐食が進展している場合がある。 	腐食形態が画一的でない ものの、損傷の傾向はあ る。
設計技	工法検討	 ・腐食程度が大きく、補修補強対策の実施が決定した場合、当て板補修工法が選定されることが多い。 それは、以下の理由からもある。 ①同材料で欠損を補えば、構造上は大きな問題は無いからであること、 ②他案を提示できる技術者が少ないこと ③代替案を設計段階で提示できた場合でも、施工業者は地元の業者になることが多く、一般工法に戻る場合がある。 	・当て板補修工法が前提
術者関連	設計検討 時間の不足	 ・様々な腐食形態に対して短時間で設計している。詳細な図を 作成しないと検討しにくい。 ・実際の現場では、腐食部材に対して、終局耐力まで検討する 場面はほとんどない。または、それを検討するまでの必要性が ない。 	 ・当て板補修工法が前提の環境
	設計時の 情報量不足	 ・橋梁点検結果では損傷箇所、損傷程度の情報 (損傷範囲、減肉量)が不足している場合が多い。 	 ・当て板補修工法が前提。 の環境
	近年の状況	 ・定期点検が3巡目に入り、腐食の損傷程度が小規模になりつつある。 ・過年度でB判定となった対策区分でも、腐食が進展し、C1判定になった損傷がある。 ・一方で、近年、シール材の劣化等により、当て板補修部材が腐食しているなど、再劣化が目立ち始めている。 	

表 2-3-1 鋼橋の腐食対策の実態

2-4. 当て板補修・補強の設計の実態調査

高力ボルトによる当て板補修・補強設計の実態について、設計事例の調査と設計経験をヒアリングする形 で調査を行った。この結果を本項ではまとめる。

設計事例について、WGメンバーから収集した図面をもとに検討を行った。実設計の資料は公開しないこと を前提に持ち寄ったため、収集された図面をそのまま報告書に掲載することはせずに、実態をまとめること を基本とした。

また、設計事例の数が多いことは、必ずしも設計法の妥当性を意味するわけではない。特に、補修補強で は補修固有のデータを基に設計法が確立していないため、いくつかの設計事例を多視点から議論することの 意味は大きいものと考えられる。

設計は実施工に移され、その後を実証する実績は、その設計法の妥当性を検討する場合に意味を持つ。補 修設計はすでに数多く行われてきているが、補修設計によって、その性能が改善されていることを現場計測 などで定量的に実証した事例は、設計事例数に対して少ない。特に、一般に行われる補修設計でも、応力計 算を行う場合、骨組み(棒部材)として梁理論、あるいは柱としてモデル化して公称応力を計算するので、 局部的な損傷を有する当て板補修では実際の挙動からは離れた結果を導くこともある。

補修設計では、構造諸元などが分からない場合は安全側の設計が行われてきている。新設橋梁の設計でも この考えは採用されてきているが、補修設計の場合は、設計に費用と時間を新設橋梁ほどかけることができ ないこともあり、その度合いは大きくなる。そのため、疲労耐久性を除けば、限界値に対する余裕は大きい 場合が多い。これまで、損傷が確認されて初めて、各補修設計の限界値が把握されてきたことが多かったも のと考えられる。その意味でも、施工実績とその供用後問題なく使用されていることで補修設計の良否が判 断されてきたものと考えられる。

従って、ここでは、まず、収集した設計事例の図面を基に多視点からWGメンバーで意見交換を行った。また、その過程で実務者へのヒアリングも部会の内外で実施し、文献調査も行い、補修設計の実態を把握して、 その成果として、設計の考え方、現状の問題点、改良案、注意事項などをまとめることにした。

2-4-1. 設計荷重

損傷した部材の当て板補修設計では、まず、補修によってどのレベルに状態を回復するかを決める必要が ある。大きく分けて、以下の二つの考え方で設計する場合が多いと考えられる。

・元の状態に戻すという考えから当て板を行って元の断面を確保する場合(全強による設計)

・設計荷重を決定して、その荷重で設計して必要な断面を確保する場合

ここで、設計荷重は、建設時の設計で用いられた設計荷重とすることが基本と考えられるが、この他にも、 実測値や将来予測を用いて設計荷重を設定する場合も考えられる。また、元の断面に戻すという考えは、全 強を設計荷重として見ているという考え方もできると考えられる。

以下に上記の設計における決定法および建設時の設計荷重とは別の設計荷重で設計等について述べる。

1) 全強による設計

全強による設計とは、建設時の断面が保有していた強度を確保する設計、すなわち、建設時の断面を確保 するという考え方である。本設計法は、当て板補修では、数多く行われてきている。特に、設計計算書など がなく、設計荷重が分からない場合に、この方法が採用される。また、簡易に設計が可能という点からこの 方法が採用されることも多い。設計荷重として、全強すなわち、許容応力度法では建設時の断面が許容する 荷重を採用している。

2) 建設時の設計荷重による設計

設計計算書がある場合、建設時の設計荷重の他に、それぞれの部材の断面を決定する時に用いられた断面 力も容易に分かるので、この断面力を用いて補修設計を行うことができる。

設計計算書がない場合でも、橋歴板からも設計荷重が分かる場合があるので、復元設計により設計断面力 も推定可能である。しかしながら、復元設計をせずに、簡易的に前述の全強で行うこともある。

部材の断面形状は、応力照査で決定されていない場合も多く、設計荷重は、全強に対応する荷重より、か なり小さい場合がある。すなわち、建設時の断面によって抵抗可能な断面力は、設計上必要な断面力よりか なり大きく、限界値に対する余裕も大きい場合がある。

こうしたケースでは、腐食損傷によって断面欠損を起こした場合でも、その欠損量が小さい場合は、補修 を行わなくても、欠損断面の状態で、照査を満足できる場合もある。また、補修を行う場合も、全強で求め たボルト本数が既存構造の制約から配置できない時に、設計荷重で必要ボルト本数を算出すると配置可能に なることもある。

なお、橋歴板の荷重が現行の設計荷重より小さい場合には、現場で通行制限が行われているか確認する必要がある。すなわち、通常より小さい設計荷重で設計した補修工事を行う場合、標識等の設置によって通行 制限を行う必要があるので、現場で荷重条件を確認する必要がある。

3) 建設時の設計荷重とは別の設計荷重で設計している事例

多くの補修設計では、全強あるいは設計荷重で設計計算されているものと考えられるが、このほかに、車 両交通による実測値から設計荷重を決定した事例、活荷重 25 t に対応した設計荷重で設計した補強事例もあ る。しかしながら、今回の調査では、通常行われている設計を対象としたこともあり、本設計事例の調査で は例えば事例の少ない 25 t 対応などのケースについては収集されていない。すなわち、本 WG では通常よく 行われている全強ないし設計荷重を用いた設計について、多視点から検討して、報告書をまとめている。

4) その他(許容応力度の割り増し)

設計荷重の決定とともに設計の基本事項として、補修設計に対する許容応力度の割り増しの設定がある。 昭和54年2月に出版された道路橋補修便覧⁶⁾に、鋼材に対しては20%の割り増しについての記述がある。平 成31年3月現在、この便覧は改訂されていないので、補修設計にあたって許容応力度の割り増しとして用い ることのできる一般に知られた値である。しかしながら、H29道示は限界状態設計法に移行しているので、そ こでは、許容応力度に対する割り増し規定をそのまま採用することはできない。この便覧に対応するも便覧 を含む規定類については改訂中なので、今後はこの新たな規定類を参照することができるものと考えられる。

なお、許容応力度の割り増しについては、上述の他、架設時荷重に割り増しを適用している場合もある。

2-4-2. 設計法

1) 道路橋示方書の摩擦接合を準用した設計

高力ボルトによる当て板補修の設計において応力計算を行って設計を行う場合、すなわち、当て板形状、 ボルトの種類、ボルト本数およびボルト配置などの詳細構造を決める場合に、設計荷重を設定し、力の伝達 状態をモデル化して設計を行う。この時、既存構造と当て板の力の伝達については、道路橋示方書の摩擦接 合で設計される。この摩擦接合の考えは、次に述べるように全強で設計する場合にも採用されている。

前項の「設計荷重」でも述べたように、応力計算を行うことなく、建設時の断面を確保するという考えで、 当て板の詳細を決めることがある。応力計算は行なわないことが多いが、この場合の設計荷重は、全強すな わち建設時の断面で抵抗できる荷重である。一見、応力計算を行わないように見えるこのケースでも、欠損 断面に対する必要ボルト本数を決定する場合に摩擦接合の考えを準用して設計が行われる場合が多い。

一方、孔を塞ぐ(覆う)当て板が高力ボルトで取り付けられることもある。ボルト本数は、摩擦接合で決められている縁端距離などの細部条件を守って配置されることが多い。水密性を確保する点では、この考え方は意味を持っていると考えられるが、当て板補修の目的が異なるので、摩擦接合の詳細規定をすべて守る 必要性があるか、検討の余地はあるものと考えられる。

2) 補修固有の設計法の確立の必要性

補修は個々の条件が際立って異なる。すなわち、構造および損傷、さらに、その施工現場の環境も異なる。 また、新設橋梁の建設が多かった時代には、補修にかかるコストは、新設に比べて小さいため、補修の研究 にはそれほど目を向けられてこなかったことも考えられる。このため、高力ボルトによる当て板補修につい て力学的な性能が分かっていない中で、部分的に道路橋示方書を準用して補修が行われてきているのが現状 と考えられる。そして、その多くは、最適設計ではなく安全側の設計で実施され、その度合いは新設橋梁よ り大きくなることが多かったものと考えられる。なお、補修設計に対する道路橋示方書は、上述のように、 補修設計の条件が個々で異なるので盛り込まれなかったとも聞いている。

維持管理の問題と課題が意識され、新設橋梁の建設工事に対して補修工事の割合が多くなってきている昨 今、この分野の研究を進めて、より必要な損傷に合理的な対策を実施していくことは、限られた財政の中で 安全安心な環境を整備していくために、必要不可欠と考えられる。

損傷していても補修の必要のないケースを判断するためのデータを整備すると同時に、どのような補修を すると、実際に、どのような効果がどの程度期待できるかが解明されて、高力ボルトを用いた補修設計の合 理的な設計法を確立していく必要がある。また、これに関連して、制約の多い補修現場では、新設橋梁のた めに整備されてきた道路橋示方書の規定を逸脱した対策でも、どのような効果が期待できるかが解明されて、 高力ボルトを用いた補修を各現場の実情に合わせて採用することができるようにすることも、意味あること と考えられる。

これまで、当て板補修の設計法は道路橋示方書では定められてはいないため、その設計法は、各管理者で、 そして設計者でも異なり、既設構造の制約条件もあり、個々の状況によって、その時代の技術水準で行われ てきている。この場合の設計法は、発注者との打ち合わせによって確認され、承諾(承認)されて、議事録 に残され、施工に移されてきている。その設計および施工は、部分的に採用されたケースも含めると、かな り多くのケースで摩擦接合の考えが準用されている。

摩擦接合を準用した設計では、損傷を起こした断面を補って、発生応力を所定の応力、例えば許容応力度 以下になるよう設計する。摩擦接合を準用した設計では、この考えが基本になっていると考えられるが、高 力ボルト当て板補修にはそのほかの効果がある。この効果について、表 2-4-1 に、上述した当て板補修に用 いられている設計の考え方とともにまとめた。

表 2-4-1 高力ボルト当て板補修による設計の考え方

設計の考え方	
ケース1	応力計算を行って設計を行う場合、摩擦接合の考えで設計を行うことが多い。高力
摩擦接合に準じて	ボルトによる当て板補修は、一般に摩擦接合に準じて、すべりを起こさないことを
建設時の設計荷重	前提に設計が行われる。すなわち、当て板と既存構造を一体化することにより断面
で設計	を大きくして発生応力を低減して、許容応力度を満足することを基本に設計が行わ
	れてきている。この場合、すべりを起こさないために必要なボルト本数を配置し、
	すべり係数を確保するための接合面の表面処理を行う必要がある。
ケース2	建設時の断面を確保する、すなわち、全強で設計を行う。欠損断面を補充するとい
建設時の断面確保	う考えで設計を行う。したがって、設計荷重以上の荷重で設計され、安全側の設計
(全強で設計)	を行っていることが基本になっている。
	当て板と既存構造の連結はケース1と同様に摩擦接合の考えを準用して行う。した
	がって、ボルト本数と接合面の処理は、摩擦接合の規定に従って施工する必要があ
	る。
その他の効果を期	上述の2つのケースでは、摩擦接合を準用して当て板を既存構造と一体化させ、断
待した当て板補修	面減少を補って、損傷で増大した発生応力を小さくして、限界値、例えば、許容応
	力度以下にすることが行われている。摩擦接合では「すべらないこと」を前提とし
	て設計されるが、当て板を高力ボルトで締め付けて既存構造に固定する当て板補修
	では、すべりを起こしても、以下の効果が期待できる。
	1) すべり後のボルトの軸や当て板下面での支圧による力の伝達も行われ向上する
	耐力
	2) 圧縮を受ける部分で外側から板で拘束し剛性が増すことによる圧縮耐力の向上
	3)外からの水の浸入の防止
	4) 溶接接合を摩擦接合にして応力集中を解消して疲労耐久性の改善あるいは確保
	(溶接による当て板補修禁止がこれに対応)
	これらの設計法を採用する場合は、必要に応じて、各業務の打ち合わせで資料など
	を基に提案し、その効果(性能)を証明し、承認されてから実施される。

2-4-3. 設計部位とその設計の考え方

1) 高力ボルトによる当て板補修が用いられる部位

高力ボルトによる当て板補修は、鋼橋のどの部位にも使用されている。基本は、既存構造を構成する板部 材の欠損部を補う形で両側から当て板が行われ、高力ボルト摩擦接合の考えを準用して当て板補修の設計が 行われる。

また、高力ボルトを用いた補修には、ベントなど仮設材を必要とする大掛かりな工事もある。損傷部を含 む部分を切除して、切除した部分を新たに製作して交換して、新旧部材を高力ボルト接合で連結する方法は、 ほとんどあらゆる損傷に対応可能である。この場合、切除する範囲の決定は、損傷部を除くことが前提とな るが、切除によって残る部分と新しく製作する部材の接続を考えて行われる。その接続部は摩擦接合で設計 されることが多い。このケースが当て板補修・補強の範疇に入るかについては異論があることも考えられる が、大きい意味で当て板補修・補強として考えられる。少なくとも、この場合も、当て板補修で整備された 技術が使用される。あるいは、その逆に部材交換で開発された技術が当て板補修で使われることが考えられ る。

本WG では腐食損傷を中心に事例調査を行っているが、高力ボルト当て板補修は、このほか、疲労損傷に 対しても用いられる。

今回行った設計事例調査では、部位という視点から見ると、腐食損傷の多い桁端についての事例が多く収 集された。そこで、WG での議論を基に、桁端の補修事例で採用されてきた設計の考え方を本項でまとめる とともに、次項の2.4.4 で、当て板補修で多く採用されている摩擦接合を準用した設計法を中心に、高力ボ ルト当て板補修における課題についてまとめる。

2) 桁端部の高カボルトによる当て板補修の設計の考え方

桁端部の腐食損傷は、支承の上のウェブないし支点上補剛材の下端に見つかることが多く、この損傷は、 橋全体の常時の耐力に直接影響を及ぼす支点部の鉛直に作用する力(反力)に対する耐力を低下させる。こ の損傷部とその周辺を構成する部材として、ウェブ、下フランジ、ソールプレート、支点上補剛材、支承、 ガセット、横構、対傾構があり、これらが、立体的に組まれて、溶接および高力ボルトあるいはリベットで 連結されているため、各部材のよる組み合わせ効果で桁単体の耐力より大きくなる可能性もある。一方、施 工にあたっての制約条件も多い。

新設橋梁では、この部分では支点上補剛材が、ウェブと協働して鉛直荷重に対して柱として耐えることが できるように設計される。さらに、支点上補剛材の下端の支圧面積は、スカラップを設ける場合あるいは、 下フランジ幅が小さい場合に、支圧応力が照査されてきた。支圧状態による許容応力度は、柱としての圧縮 応力度より大きいので、下端で支点上補剛材の断面積が小さくならない場合はふつう省略される。

腐食で支点上補剛材の下端の断面あるいはウェブの下端の断面積が小さくなる場合、柱としての圧縮耐力 と同時に、支圧耐力の低下が問題となる。この部分の腐食による断面欠損の対策は、このことを考慮して設 計を行う必要がある。なお、支圧耐力は、第3章でも述べるように、未解明のことが多い。また、支圧はメ タルタッチ部で照査されてきている経緯もあり、今後の研究が期待される。

柱として設計する場合、柱の上下端、すなわち、ウェブの上端と下端はヒンジで支持されることが仮定さ れているため、剛性は必要ではなく、つながって鉛直荷重に対して水平方向の変位が固定されていることが 必要である。一方、支圧に対しては、断面が小さくなるとそのまま耐力低下につながる。したがって、この 部分の腐食による欠損がある場合、この部分の耐力低下の検討においては、支圧耐力の視点からも検討する ことが重要になってくる。一方、柱としての耐力低下は、下端以外が健全であっても、下端が欠損して下端 の支持条件が自由になると、現在の設計で仮定されている柱の支持条件が変わるってしまうので、この点か ら検討する必要がある。

この部分の補修設計は、過去に、あまり研究が行われていなかったが、現場では、鉛直荷重に対して様々 な補修構造が考えられ、実施されてきた。特に、上述のように、ウェブ、下フランジ、ソールプレート、支点 上補剛材、支承、ガセット、横構、対傾構の部材が組み合わされている部分であるため、補修で用いること のできる空間には制約があり、当て板を固定するボルトの配置空間が小さく、かつ、ボルトを締めつける施 工空間も小さい。この個々の構造制約と欠損状況からも、補修構造として様々な構造が採用されてきた。

曲げ部材の支点という設計上の仮定から、支点上補剛材に当て板をして補修するという考え方で設計が行われる一方、支点での応力集中をソールプレートによって分散させて、桁からの大きな反力を支承に伝達することを考えて、ソールプレート上の一定範囲のウェブに当て板を行って補修する事例もある。

また、ウェブの面外剛性を高めるために、板厚分の剛性増加ばかりでなく、L 字部材によって面外剛性を高 めている場合もある。なお、L 字部材は、形鋼を用いることによって、溶接を回避できるため、疲労の問題を 回避できるばかりでなくコスト増の抑制、下端の支圧面の確保などの役割も期待している場合もある。

以上、鉛直荷重に対する耐力を確保する視点から補修の考え方を述べてきたが、この部分の機能として、 桁にかかる地震や風荷重などの水平荷重を支承に伝達する役割がある。この水平力については、支点上補剛 材とその隣接部すなわち支承上で対処することだけを考えるのではなく、設置・施工空間のある例えば中央 径間側の下フランジを利用することも考えられる。

落橋防止システムと合わせて総合的な視点で検討すると合理的な構造が見つかる場合もあると考えられる。 特に支点上補剛材の下端を下フランジと連結する場合、下に支承があるため、ほとんど高力ボルトによる連 結を行うことができないため、溶接での連結が考えられるが、溶接は疲労の問題があるため、採用すること ができない。したがって、設計荷重としての水平力が大きい場合、下部構造への力の伝達を、下フランジか ら支承という伝達経路ではなく、チェーンやケーブルを用いて、ウェブから直接下部構造に力を伝達させる ことを考える方が合理的な場合もある。

このほか、この部分の下端の腐食によって、支点上補剛材ないしウェブと下フランジの連結能力が低下し、 水平荷重の伝達能力が低下している場合、その機能を離れた部分、例えば、径間側のウェブと下フランジの 連結に期待し、この部分のウェブとフランジの連結をL字部材で補強することも考えられる。

3) 桁端の当て板補修における注意点

① 中央径間側のウェブ下端の腐食

径間側のウェブ下端の腐食損傷程度が桁端側の 腐食損傷程度より軽く、鉛直荷重に対する耐力を桁 端側の補修で十分満足する場合でも、中央径間側に ついても、特に、ソールプレートの端部(前面)を 跨いだウェブ部で腐食損傷を起こしている場合、こ の部分の当て板補修は疲労の視点から必要である。

また、ソールプレート上あるいはその近接部で、 中央径間側のウェブ下端を当て板で補修する場合、 この疲労の視点からこの部分の局部的な曲げ剛性 の変化を緩和するため、図 2-4-1 に補修例のように ソールプレートの端部(前面)を跨いだ構造とする 必要がある。



②支点から桁端側の部分の役割

桁の支点から端部までの区間は、骨組み構造の梁理論からは、断面力としての曲げモーメントおよびせん 断力はゼロとなる領域である。しかしながら、この部分の支点上補剛材に隣接するウェブは、支点上補剛材 と十字の柱を構成し、圧縮力に抵抗する構造として設計される。

したがって、支点上の鉛直に働く軸圧縮力に対して、この部分の役割は大きい。このことは、解析結果からも証明されている。この部分を当て板で補剛して、軸圧縮に対する耐力を改善することができ、この部分 に流れる軸圧縮力について、ソールプレートや当て板(新たに設置される部材)でスムーズに支承に力を伝 達することは可能である。したがって、支点上補剛材およびその付近のウェブが損傷で断面欠損を生じた場 合、この部分を使って鉛直方向の軸圧縮耐力を改善することも考えられる。特に、支承上は、ボルト孔が下 フランジにあけられないなど支承による施工の制限があること、支承より少し上方にある横構や対傾構およ びその取り付けのためのガセットなどがあり、設計施工の制約を受けるので、力の流れを考えて、この部分 を利用することで、解決できる制約もあると考えられる。

2-4-4. 高力ボルト当て板補修設計における課題

高力ボルト当て板補修設計の実態調査を行い、収集した資料についてWGで意見交換するとともに、現場 で困っていること、中でも、十分な技術データがない中で設計を進めなければならない実務の現状について 意見交換し、調査検討を繰り返した。本WGで話題に挙がった以下の項目について、検討過程も含めて第3 章に報告する。なお、多視点から検討ということで、必ずしもまとまった意見ではなく、様々な考え方を示 して、各状況に応じて、参考になるよう報告書を作成した。

- 補修の必要性の判断
- ・摩擦接合を準用した当て板補修
- ・施工時の抵抗断面の変化
- ・当て板補修施工時の問題
- 補修効果を示す研究
- ・圧縮と引張における補修効果の違い
- ・当て板補修の様々な効果
- ・当て板補修部の素地調整と塗装
- ・剛性比による断面力の試算による検討 各項目で検討している内容について簡単に説明する。

1) 補修の必要性の判断

損傷がどの程度になったら、当て板補修を行う必要があるか。この判断材料として考え方の基本をまとめ る。なお、個々の検討は別の項でも取り扱っている。

2) 摩擦接合を準用した当て板補修

高力ボルト当て板補修の設計の多くは、摩擦接合を準用して設計が行われている。そのため、この摩擦接 合として設計・施工することに関しての問題点や課題についてまとめる。

3) 施工時の抵抗断面の変化

補修断面が有効になるのはボルトを締め付けた後で、このボルト締め付け時に、荷重に対する有効断面は 補修前の断面から補修後の断面に変化する。この基本的な考えを基に、交通規制の視点から、およびバイパ スを含む補修前に設置される仮設材の視点から検討を行う。

4) 当て板補修施工時の問題

補修設計において、現況の損傷断面に対しては照査が行われ、欠損断面を考慮して照査される。しかし、 補修を行う場合、最も断面が小さくなるのは、補修を行うためのボルト孔加工後の断面である。また、補修 を行う必要のある変状が、断面欠損を起こさずに面外変形を起こしている場合も、面外変形部は力に抵抗で きない。そのため同じ断面の面外変形を起こしていない領域の応力は、設計時より大きくなっており、設計 荷重に対して許容応力度を超えている可能性がある。これらのことを注意喚起する。

さらに、面外変形は当て板設置のため、必要に応じて切断する必要があるのでこの時の注意点を検討した。

5) 補修効果を示す研究

損傷を有する構造の耐荷性能の研究は多く行われている。しかしながら、補修の効果を研究したものは少ない。今後、補修効果を示す研究も増えていくものと考えられる。ここでは、現場でこれらの研究成果を参考に性能を示して補修設計を行う手法について、事例を用いて検討する。

これに関連して、補修効果を研究するために用いられる FEM 解析は様々な形で用いられるので、事例を挙 げてその違いを述べるとともに、本研究部会で取り組んだ課題について述べる。

6) 圧縮と引張における補修効果の違い

圧縮応力を発生している部分の補修と引張応力を発生している部分の補修では、当て板補修の効果は、異 なる部分もある。特に、圧縮では、剛性が上がることで座屈耐力が上がる効果があり、単に断面増加による 応力低下を期待するばかりでなく、耐力自体の向上効果もある。こうした違いに着目し、その違いの整理を 試みる。

また、継手に圧縮荷重を載荷した場合の高力ボルト継手の研究は、引張荷重を載荷した場合に対して少な かった。すなわち、本研究部会を開始した時点では、高力ボルト継手の摩擦接合継手が用いられるようにな った初期のころに行われた耐荷性能に関する実験、接触式支圧接合の研究で行われている実験およびすべり に関する多列ボルト継手に関するものに限られていた。そこで、本研究部会で、圧縮載荷が行われる場合の 高力ボルト継手の実験を行って、その耐荷性能を明らかにすることにした。この成果は**第6章**で扱っている。

7) 当て板補修の様々な効果

高力ボルトによる当て板補修は、摩擦接合に準じて設計することで、高力ボルトで当て板を一体化し、応 力低減を図る他に、前述のように剛性を増加して、耐力を上げる効果など様々な効果が期待できる。この効 果についてここでまとめる。

8) 当て板補修部の素地調整と塗装

当て板補修の接合面の表面処理については、「2)摩擦接合を準用した当て板補修」で述べているが、素地調整は塗装においても行われる。当て板補修を行う場合の素地調整と塗装に関して、一般に、補修塗装では塗り替え塗装が対象とされているため、このことについて、当て板補修部の接触面の表面処理方法の合理化事例を用いて説明を試みる。

9) 剛性比による断面力の試算による検討

施工時の抵抗断面の変化の項で、補修断面が有効になるのはボルトが締め付けられた後であることは述べた。この視点から、当て板をした場合に、当て板で負担する荷重分担を考慮して、当て板補修を行う場合の 必要ボルト本数について複数の考えで試算して検討を行う。

参考文献

- 1) 鋼橋技術研究会:補修補強設計部会 報告書, 2016.3
- 2) 国土技術政策総合研究所:国総研資料第748号,2014.3
- 3) 公益社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編,2017.11
- 4) 国土交通省 道路局: シェッド、大型カルバート等定期点検要領, 2019.2

- 5) 公益社団法人 土木学会:FRP 接着による構造物の補修・補強指針(案),2018.7
- 6) 社団法人日本道路協会:道路橋補修便覧, 1979.2

3. 高力ボルトによる当て板補修設計法

本章では 2.4 であげた高力ボルトによる当て板補修についての問題点ないし課題について詳述するととも に、さらに調査検討した結果についてまとめる。

3-1. 対策レベル(補修の必要性の判断)

対策レベルという用語を、2-4-1 で述べた設計荷重とほぼ同義で用いている。ここでは、補修の必要性の判断という視点から、新設橋梁のように決められた設計荷重で設計する場合とは区別して対策レベルという用語を用いる。

制約条件の多い補修設計では、決められた設計荷重で設計を行うことができない場合が多い。そのため、 補修設計の中で、個々の状態および制約条件などを考慮して、以下のような対策レベルを決定することが必 要になる。

- (1) 建設時構造の健全断面(全強)
- (2) 建設時の設計荷重
- (3) 交通量実態調査による荷重の設定
- (4) 将来予測に基づく荷重の設定

以上 4 つの対策レベル(要求性能)を満足できる補修構造を設計できることを前提にして設計荷重が設定 される場合を基本としている。

今後、損傷した構造の状態から、この設計荷重を満足できる補修構造が設計できない、あるいは、莫大な コストがかかる場合もある。

すなわち、損傷した構造の状態から決定される回復の限界で、補修後の構造の耐荷性能が決まってくる場 合も出てくると考えられる。

この回復の限界は、補修を局部的なもの(比較的低コスト)とするか、大規模なもの(比較的高コスト)にするかでも補修構造は変わる。

なお、現行の設計荷重より小さい荷重で設計されている場合、通行可能荷重を表示する必要があるので、 通行規制用の標識設置を管理者に確認ないし、成果図面等には標識設置の義務などを明記する必要がある。

以下のような状況が今後想定される。

・予算上、要求性能を満足させる工事が実施できない

・維持管理等の研究や設計経験が蓄積され、対象部を補修しても他の部分で耐力が決定されるなど、当初 計画したほど補修する必要が無くなる

こうした視点から、設計の中で、対策レベルを検討して設定していくケース(必要性)は、今後、様々な 形で出てくることが考えられる。

3-2. 高力ボルト摩擦接合を準用した設計

摩擦接合の考えを準用して行う当て板補修の設計法について、基本的な考え方と、実業務での問題等を述べる。

3-2-1. 摩擦接合継手の規定を準用した設計について

1) 当て板補修時の設計の基本

高力ボルトによる当て板補修は、摩擦接合の設計法を準用して設計が行われる。したがって、すべり係数 を保証するため、設計計算で求めた必要ボルト本数を既設部材の健全部に配置する必要がある。さらに、一 面摩擦では以下の現象が起こるため、二面摩擦とすることが望ましい。

- ・表面に凹凸のある既存部材とボルト頭部や座金が直接接触するため大きい応力が発生する
- ・偏心により付加曲げが生じ、付加応力が発生する
- ・圧縮部では偏心載荷により座屈耐力が低下する

2) 補修設計のための環境整備

道路橋示方書(以下、道示と略す)¹は、新設橋梁を設計するために整備されている。新設橋梁の設計におい ては、継手部の要求性能を満足する必要ボルト本数を配置できる部材断面を変更できある自由度がある。こ れに対して、補修設計では既設断面に必要ボルト本数を配置すること難しいケースもある。しかし、個々の 事例で異なり、ボルトが配置できないから当て板補修を採用できないと一概に結論付けるのでは、その可能 性を活かすことができない。当て板補修には、断面増による応力低減の他にも様々な効果があるので、その 効果を示すとともに、確実に効果を得るための設計施工方法を、開発整備していく必要がある。

本報告書では基本的に二面摩擦を対象とするが、一面(片面)の当て板補修もこの中に含まれ、使えない のではなく、どのように使えば、どういう効果が得られるかを、今後より合理的な裏付けを持って注意点な どとともに示して、個々の制約から必要な時に使える環境を整備していくことが望まれる。

3) 当て板で伝達される荷重

継手は、継手部で母材が分離しているため、継手部で一旦全荷重が母材から連結板(添接板)に移り、そ の後再び、連結板から反対側の母材に移る。

これに対して、当て板補修は、損傷部の板厚が残っている場合、いくらかは既存構造部(母材)を通り力 は伝達される。また、損傷部の板厚が部分的にゼロになっている場合でも、構造及び損傷の状況によっては、 板厚ゼロの欠損部の脇の残存部を通って力が伝達されるケースもある。

したがって、接合面を介して当て板に伝達される荷重は、損傷を受けた既存構造と当て板の状態(主とし て形状)によって変わり、当て板によって伝達される荷重が全荷重に対してどの程度の荷重分担になるかは 個々により異なる。これに関する研究および設計事例が十分蓄積されていないため、この荷重分担について は解明されていないことも多い。

この構造から決まる当て板による荷重分担の他にも、補修後の断面はボルトを締めつけて初めて有効にな る場合の耐力への影響、すなわち、死荷重に対しては補修前の断面で抵抗させることが多いのでその影響の 把握など、設計で設定していること実際の差異に対して検討し、設計手法を整備していく必要があると考え られる。

4) ボルト配置に対する制約

補修では、以下の制約などの理由から、必要ボルト本数を配置することが難しくなる場合があるので、事 前に検討しておく必要がある。

・既存構造物を対象としているため断面が決まる

・必要ボルト本数を既存構造の健全部に配置する必要がある

・ボルト孔明けやボルト締め付けなどの施工が可能か事前に検討して設計する必要がある

5) 接合面の表面処理

摩擦接合を準用して設計を行う場合、すべり係数を確保できるよう当て板の接触面の表面処理を行う必要 がある。既設部材側の表面処理は、現場で行うことから、適切に行えない場合もあるため、すべり係数を確 保して品質を保証できる手法で、かつ、施工性のよい施工方法を確立する必要がある。

次の項で、この表面処置方法とすべり係数についての問題等について述べる。

3-2-2. 表面処理法とすべり係数

鋼道路橋の摩擦接合の接合面の表面処理方法は道示に定められている。鋼道路橋防食便覧²においても、 接合面の処理方法は、道示を引用する形で記述されている。

1) 道路橋示方書

道示では、摩擦接合で設計される継手の接触面について、両面を鋼材粗面とするか、両面を無機ジンクリ ッチペイント(以下、無機ジンクと略す)にすることが示されている。¹⁾

当て板補修において、

現場で表面処理を行う既設側の接触面には無機ジンクを採用できないため、両面を無機ジンクとすること はできない。一方、両面を鋼材粗面とする場合、その方法はブラスト、ディスクサンダーなどあるが、方法 によって表面状態(すべり係数)も変わり、すべり係数 0.4 を確保できない場合がある。

ディスクサンダーは動力工具の一つであるが、サンダーの種類、その使い方でも表面状態は変わる。

ブラストも研磨材の種類で表面状態は変化するが、動力工具より表面粗さなどの管理はしやすい。しかし、 研磨材が摩耗してくると、すべり係数0.4 を確保できない場合もあるので注意を要する。

このほか、さびがある場合にすべり係数は比較的大きくなるが、防食の問題から、鋼橋ではこれまで使われてこなかった。なお、建築では、屋内で使用されることも多く、発錆させてすべり係数を確保する方法が 一般に使われている。

また、橋梁の現場では塗料の付着性の確保の視点から有機ジンクリッチペイント(以下、有機ジンクと略 す)が使われ、当て板補修に対するすべり係数に関する実験も行われているが、有機ジンクの種類は多く、 一般に使用できる状態ではないと考えられる。

当て板は、工場製作のため、ブラスト処理は容易であり、無機ジンクとすることが可能である。一方、既 設部材は、現場施工となるため、無機ジンクは採用できない。鋼材粗面とする場合も、施工性からブラスト より動力工具で処理できることが望ましい。

この点に着目し、品質確保と現場での実用性を考慮して、既存構造は動力工具による鋼材粗面、当て板(工 場製作)は無機ジンク、という組み合わせについて資料調査を行った(次項で後述)。なお、この組み合わせ は、現行道示の仕様規定では許されていない。

2) 当て板補修部の表面処理の研究

当て板補修の表面処理の研究に、既設の現場作業は動力工具で、新しく製作する当て板は無機ジンクという組み合わせについて検討したものがある。³⁾⁴⁾

この論文では、既設側の表面処理を変化させて研究を行い、粗さで評価をすることを提案している。ただ し、データの蓄積は少ないこと、また、当て板側の無機ジンクの膜厚として標準的に塗布される片側膜厚の 75µm が採用され、道示に示されている摩擦接合の施工条件として定められている接触面の合計乾燥塗膜厚 100µmを満足していないため、この組み合わせの評価は、さらに検討する余地があるものと考えられる。

ここで、この表面処理の条件によるすべり係数の違いの一例を表 3-2-1 に示す。この表で上 2 段のデータは文献 4)、最下段は文献 5)のデータである。

既設部材	当て板	すべり係数
В	無機ジンク	0.63
D	無機ジンク	0.30
D	D	0.31

表 3-2-1 表面処理の条件によるすべり係数の違い一例^{4),5)}

この表に示す値で、表面処理の違いによるすべり係数の違いを把握すると、当て板(連結板)を膜厚 75µmの無機ジンクとした場合、既設部材(母材)の鋼材粗面をブラストで施工した場合のすべり係数は0.63 を確保できるが、ディスクサンダーで施工するとすべり係数は0.30となる。⁴⁾一方、他の研究⁵⁾で、両面を ディスクサンダーで施工した場合でも0.31というデータがある。

このデータから、既設側をブラストで鋼材粗面とすれば、無機ジンクと鋼材粗面の組み合わせは採用可能 と考えられる。しかしながら、既設側の鋼材粗面を動力工具で施工する場合については、無機ジンクの膜厚 と動力工具の粗さ管理の面から、さらに検討する意味があると考えられる。

なお、このデータが示すように、道示のみなし規定(仕様規定)では、鋼材粗面同士が許されているが、 ディスクサンダーで処理した場合、すべり係数 0.4 を確保できないこともある。このことからも、確実にす べり係数を確保できる施工条件を提示することの意味は大きいと考えられる。

土木学会から出されている指針(案)⁶⁾では、すべり係数の推奨値として、ディスクサンダーで粗面とし錆 がないものに対して 0.25、ショットブラストまたはグリッドブラストによって粗面とし錆がないもので表面 粗さを指定しない場合 0.35 を示している。

上述の研究 3)では、まず、ブラスト処理後、ディスクサンダーのかけ方を変化させて条件を変えている。 粗さ計測は行っているものの、動力工具で表面処理を行う前の処理状況として一部有機ジンクを使っている という記述もあり、表面処理について確認できない部分もある。一方、両面がディスクサンダーの研究⁵⁰は、 ウォッシュプライマーを施工後、ディスクサンダーの処理を行ってウォッシュプライマーの着色が消えるこ とで除去したと判断している。現場での表面処理は、表面処理を行う前の状態とその除去程度にも依存する ので、こうしたことも考慮して実験データを見ていく必要がある。

3) 当て板補修部の接触面の表面処理方法の合理化

品質確保と現場での実用性の視点から、既設の現場作業は動力工具で、新しく工場で製作する当て板は無 機ジンクという組み合わせは、合理的な組み合わせであり、採用可能にすることが望まれる。

摩擦接合の接触面の無機ジンクの規定は、実験データから塗装の施工条件が定められ⁷⁰、安定した品質を 確保する上で、意味ある規定と考えられる。この場合、鋼材の間にほぼ亜鉛の粒だけがあるシンプルな構造 で、鋼材表面の凹凸とその間の亜鉛の条件で、すべり係数が決まってくるため、比較的安定したすべり係数 が得られている可能性がある。

このことを当て板補修に応用することができると考え、上述のように既設の現場作業は動力工具で鋼材粗 面とし、新しく製作する当て板は無機ジンクとする組み合わせを考える。

当て板の無機ジンク側は、ブラストで鋼材粗面とすることができ、現在通常粗さにおける最大高 50S 程度 で施工されているものと考えられる。既設部材の動力工具によって鋼材粗面とする場合、入手できる動力工 具で得られる表面状態をパラメータとしてすべり係数への影響を検討する必要があると考えられる。この時、 鋼材表面の粗さの他に、当て板側に塗布する無機ジンクの厚さについて摩擦接合の道示の規定に準じて、接 触面の合計乾燥塗膜厚の 100 µm を確保する必要があるものと考えている。

3-2-3. すべり係数 0.4 を確保できない場合の対処方法

施工において、すべり係数0.4 を確保できない場合、設計方法すなわち必要ボルト本数の決定方法として、 以下の方法が考えられる。

施工で採用したい接触面の組み合わせと同じ条件で製作した継手による施工試験(すべり試験)ですべり 係数を決定し、そのすべり係数を用いて設計する方法が考えられる。

なお、凹凸面があると、その状態によっては、ボルト軸力が摩擦に効果的に使われないことは、目違いが すべり荷重に与える影響の研究から確かめられている。注意こそ要するものの、上述のように、摩擦接合を 準用した当て板補修では、必要ボルト本数を健全部に設置することから、凹凸のある腐食部とは異なり、こ の問題は回避できると考えられる。

3-2-4. 摩擦接合を準用して設計した当て板補修部の耐荷性能についての解析的な研究

摩擦接合を準用して設計した当て板補修部の耐荷性能についての解析的な研究は、いろいろな視点から行われ始めている。ここでは、桁端の腐食事例に対する当て板補修について FEM を用いて解析している研究について、どのような視点で行われているか、気が付いた点をまとめる。

本WGでは、補修後の構造は、死荷重に対する補修効果について解析を行っている。この視点も入れてま とめてみた。

また、摩擦接合ではすべりが限界荷重とされているが、道示はこれまでの許容応力度設計法に対して、平 成29年度から限界状態設計法に変わり、すべり後の終局強度に対する理解も必要になっている。そこで、す べり後についても検討している研究も調査した。その研究の一事例について本報告書に引用して、今後増え るであろう、すべり後の状態を考慮した解析についての理解の助けになればと、一論文をもとに当て板補修 によって得られる性能回復について触れている。この引用した研究も含めて、それぞれの研究、どのような 視点で行われているか、本項で概観する。

また、当て板補修の設計は摩擦接合継手を準用して設計されるため、すべり後も対象としている摩擦接合 継手の研究も調査の対象とした。

摩擦接合を準用して設計した当て板補修部の耐荷性能を FEM 解析で検討する場合、以下の二つの考え方が 考えられる。

・すべらないことを前提として行う解析で、既設部材と当て板を連続体として補修後の耐荷性能を解析する。

・補修後を対象とするが、当て板と既設部材の相対変位で発生する摩擦抵抗がすべり荷重に達してすべり を起こすことを考慮できるモデルによる解析で、すべり後の耐荷性能も検討できる解析である。

ここで、すべり前後の力の流れの変化について桁端部の腐食損傷に対して当て板補修を行った事例を対象 に考えてみる。この桁端下部の補修の当て板は、当て板の下面とフランジ上面が接した段階で、初めて支圧 によって当て板から既設部材の下フランジへの力の伝達が始まると同時に、既設部材のウェブから当て板へ、 接触面の摩擦によって力が伝達される。この力で、ウェブと当て板間に相対変位が発生し、その変位が大き くなると、摩擦によって伝達される力は、徐々に増えて、すべり荷重に達してすべりを起こすことで、ボル ト部での摩擦抵抗による既設部材のウェブから当て板へ伝達される力は制限される。

検討に用いる解析で、このすべりをモデル化するか、また、接触すると働く支圧力を考慮できるようなモ デルとするか、そしてこの支圧伝達をどの部分(面)で考慮するかは、その解析の目的によって重要度は変 わる。この FEM 解析では、実験をせずに、局部座屈、降伏、支圧および各構造における拘束を総合的に把握 できるため、合理的な補修方法を検討するには、この手法を効果的に用いていく必要があると考えられる。

許容応力度設計法の体系の中で、摩擦接合継手は、すべらないことを前提として設計・施工されてきたた め、すべり荷重が重要視され、すべり試験によって、すべり係数の把握が中心に研究されてきた。また、降 伏をさせないことを前提に設計されてきた。しかしながら、H29 道示で、限界状態設計法に変わり、すべり後 の耐荷性能に対する検討も徐々に増えてきている。補修設計、特に人命確保に関する安全性の確保では、こ のすべらないことを前提とするのではなく、すべりを起こすこともあることを考慮して、最大荷重(耐力) を把握することは重要である。

ここでは、表 3-2-2 に、桁端部の補修効果を把握するための基本モデルとして橋梁全体をモデル化した場

合と桁1本をモデル化した場合を、また、継手部単体を縦軸に、以下の4つの視点からの違いをまとめている。

- ・すべりを考慮できる
- ・メタルタッチによる支圧伝達を考慮できる(できる場合どの部分で)
- ・用いた主な要素モデル

・補修前後の構造の違いを考慮して荷重(例えば補修前死荷重だけ、補修後死荷重+活荷重)を載荷

基本モデル		すべりの考慮	メタルタッ チによる支 圧力の 伝達の考慮	主な要素 モデル	補修前後の 構造の違い を考慮して 荷重を載荷	事例
当	橋全体	考慮せず	考慮せず	シェル	考慮	佐々木、田島ら(本報告書)
て	モデル				考慮せず	有山、山口(隆)ら
板						奥井、宮下ら
補	桁モデル	考慮	当て板下端	シェル	考慮せず	井比、北根ら(報告書で引用)
修			と下フラン			
			ジ上面			
継手		考慮	ボルトと軸	ソリッド	考慮せず	佐々木、平尾ら(本報告書)
						森山、山口(隆)ら

表 3-2-2 解析的研究でのモデルの違い

以下、各耐荷性能の検討における着目点を含めて各モデルによる解析目的について述べる。

1) 橋全体モデル

橋全体をモデル化して、その耐荷性能を検討し、当て板補修の効果を検討している。これは、損傷のある 桁以外の桁によって、損傷を受けた桁が本来負担すべき荷重に抵抗するため、橋全体としての耐力すなわち 最大荷重は、損傷していない桁で損傷している桁の分も荷重を分担するため、それほど低下しない。橋全体 モデルの解析は、この影響を把握する目的で行われるが、橋としてのリダンダンシーも検討して Rating (橋 梁の現時点での状況に基づいて、活荷重に対する耐荷力を評価するプロセス)と関連させて研究しているグ ループもある。

本 WG では、この橋の全体の耐力について、補修の前後で補修によって変わる構造を考慮して解析をし、死 荷重は補修前の構造で抵抗し、活荷重は補修後の構造で抵抗することを考慮して解析を行っている。すなわ ち、死荷重を損傷した構造で抵抗することで、その影響の把握を試みている。この結果については、第5章 を参照されたい。なお、この場合の補修後の構造は、損傷部に当て板をはめ込んで連続体として解析を行っ ている。

2) 桁モデル

本報告書で取り上げた桁の当て板補修についての研究⁸⁰では、基本モデルの対象として、橋全体に対して、 その橋の主桁1本でなく、対傾構間隔を支間として桁端部の損傷を考慮して桁の耐荷性能を検討している。 桁端部の腐食損傷を対象とした解析による検討は、損傷モデルに対する研究は多いが、補修モデルに対する 研究は少ない。特に、ボルト部での摩擦によるウェブから当て板への力の伝達、すべり、および、当て板の 下端と下フランジが接触して発生する支圧によって伝達される力を考慮して、補修効果すなわち耐荷性能を 検討した研究はほとんど行われていない。この効果については、論文を引用して 3.5.4 にその成果の一部を 紹介しているので、参照されたい。

なお、この解析では、ボルトとボルト孔の支圧は考慮していない。ボルトとボルト孔の支圧による力の伝 達は、ボルトのクリアランス分すなわち約 2.5 mmすべりを起こしてから初めて行われる。当て板の下端と下 フランジのメタルタッチで支圧によって力が伝達することを基本にこの解析は行われている。それに対して、 施工上、メタルタッチが確保できない場合のことを考え、当て板をL字部材としたモデルを基本に解析を行 った。さらに、比較として板状の当て板のケースの解析も行い、板状の当て板ケースでは、当て板下端と下 フランジ上面のギャップ1 mmと 2mm にした場合の解析も行ってその影響も検討している。なお、すべりを起 こした後、相対変位が大きくなると、ボルト部での支圧伝達による伝達が行われる。しかしながら、これを 考慮すると、ボルト部で摩擦と支圧の双方でウェブから当て板に力が伝達されるので当て板に流れる力は大 きくなり、その分、既存部材の負担は小さくなる。このことから、ボルトによる支圧伝達を考慮しない解析 で、安全側の結果が得られると考えられるため、摩擦接合を準用して設計された当て板のすべり後の挙動を 把握するには、ボルト部での支圧伝達を考慮しなくても、実用性のある解析と考えられる。

この解析では、当て板の下面と下フランジ上面の支圧力による摩擦による水平方向(接触面内方向)の抵 抗の検討が行われている。この部分での拘束効果を、すべり係数を変化させることで、その拘束の影響を示 している。こうした検討も可能で、今後、すべり係数の変動も考慮して、その性状を把握していくで、この 部分の耐荷性能をより詳しく把握することができるものと考えられる。

3) 継手

高力ボルト当て板補修部は、摩擦接合継手を準用して設計されているので、摩擦接合継手のすべり後の耐 荷性能を解析で検討した事例について述べる。すべりも考慮できる継手を対象とした解析では、ソリッドモ デルを用いて、ボルト軸とボルト孔の支圧による力の伝達についても解析できるモデルが検討されている。 引張荷重を受ける継手については、すべり後の耐荷性能についても、最近、実験的な研究を中心に解析も増 えてきている。これに対して、圧縮載荷での研究は少なく、本 WG で、実験と解析を行って、この耐荷性能を 検討した。これについては、**第6章**を参照されたい。

本報告書では、補修事例として、損傷事例の多い桁端部の補修を取り上げている。この桁端部の当て板補 修部には圧縮が卓越した荷重が働いている。このことからも、本 WG として圧縮下における継手の耐荷性能を 把握することが重要であった。

3-3. 各施工段階における力学的状態の変化

H29 道示では、作用の種類の条文で、「施工の過程に対して、橋の完成時に所要の性能が得られるよう、施 工時に対して設計で考慮する状況を適切な荷重又は影響により考慮しなければならない。」としている。また、 作用の組み合わせの解説で、「一部を供用しながら架設を行う場合などには、利用状況に応じて別途組み合わ せを検討するのがよい」と施工過程を考慮した照査を行うことが促されている。

このことにも配慮して、当て板補修の各施工段階での力学的状態について、設計における対象荷重とこれ に対応する有効断面の視点から検討を行う。特に、高力ボルト当て板補修では、施工の最初の段階でボルト 孔を明けること、そして、補修後の断面が有効になるのは、ボルトの締め付け完了時であることに留意して、 その力学的性状についてまとめる。

3-3-1 ボルトの締め付けと有効断面

摩擦接合の考えで設計した当て板で補修する場合、補修後の断面で抵抗するのは、高力ボルトを締め付け た後に載荷される荷重あるいは除荷される荷重に対してである。すなわち、ボルトの締め付けの前後で有効 (抵抗)断面が変わる。

締め付けた後の荷重ということは、供用下で締め付けた場合、荷重状態は常に変化しているので、締め付けの交通状態に応じて、活荷重の部分的な載荷時に補修後の断面になり、その補修後の断面で、その部分的な活荷重の除荷、ないし、設計荷重としての残りの活荷重の載荷に抵抗する。しかしながら、照査では、 補修前の断面、しかも、補修のためのボルト孔を明けた断面に、最も不利な状態で活荷重を載荷することに なると考えられる。

補修後の断面は、ベントなどの仮設材を用いて補修部の応力状態をゼロにしない限り、死荷重に対しては 有効ではないという考えは、周知されてきているものと考えられる。

以上、最も不利に載荷という活荷重の載荷の基本とボルトの締め付けで初めて補修後の断面は有効になる ことを述べてきた。これに対して、2019年3月現在、補修後の断面で抵抗するのは、ボルト締め付け後とい うことが意識されて施工計画が行われる事例はそれほど多くはないものと思われる。そして、規定が整備さ れていない中でのこれまでの補修設計では、補修前の損傷断面と補修後の断面で、2つの照査が行われるこ とが多かったのはないかと考えられる。

大規模な補修工事では、施工段階毎の状態の照査が行われることもあったが、この場合も、ボルト締め付 け時を意識して検討するというより、施工時に、切断や取り外しで部材を撤去する場合など最も不安定にな る場合の照査を行うことが多かったものと考えられる。

高力ボルトによる補修では、ボルトの締め付け時を境に、それ以降の荷重の増減に対して、補修後の断面 で抵抗する。これを意識して応力状態について検討する。

すなわち、交通規制などで橋の利用状況が変わるので、この締め付ける時の状況の違いによる応力状態の 違いについて述べる。

3-3-2. 仮設材を用いずに当て板補修を行う場合

仮設材を設置せずに施工を行う場合について、各施工段階と、次の3つの交通規制の視点から、各施工段 階の応力計算に用いる断面および荷重との関係を述べる。

・全止め ・供用下(交通規制せず) ・片交(片側通行)

1) ボルトを締め付ける時に一時的に全止めを行って施工する場合

交通規制として全止めの採用を避けることが、特にう回路がない場合、基本となる。しかしながら、ボルトを締め付ける時だけ一時的に全止めを行うことができれば、橋梁の応力状態は比較的明確になる。この全止めはボルトを締め付ける時だけ行えばよいので、1回に連続して規制する時間は、事前の段取りや1回に 締め付ける本数を制限することで短縮が可能である。

この場合の応力照査では、死荷重に対しては、ボルトを締め付ける前のボルトの孔を明けた状態の断面で 応力計算を行う必要がある。これに加えて活荷重に対しては補修後の断面で求めた応力を加算して補修後の 応力状態を照査することになる。

2) 交通規制を全く行わずにボルトの締め付けを行う場合

交通規制を全く行わずに施工し、供用下でボルトを締め付けると、活荷重に対しても、死荷重と同様に、 補修前の断面、すなわち、補修のためのボルト孔を明けた断面で、応力を求めて照査を行う必要がある。こ れは、道示に従うと、活荷重に対しても補修前の断面に対して設計部材に最も不利に活荷重を載荷して設計 することになるためである。なお、この場合、疲労照査は、活荷重に対してボルトを締め付けた後の補修断 面で求まる応力範囲で行われること、繰り返し数は、実質、締め付け後の繰り返し数と考えることができる ため、補修後の断面で照査を行うことが妥当と考える。

したがって、このケースでは、当て板補修を行わなくても、静的荷重に対しては、応力上は満足している ことになる。しかも、当て板補修のためのボルト孔を明けても問題ないということが照査で証明されている。 しかしながら、疲労に対しては、補修後の断面が意味を持つことが考えられる。

許容応力度設計法では、架設時荷重に対する割り増しの規定もあったため、許容されている事例もあった 可能性がある。また、応力に余裕がある部分の補修のため、応力照査を満足していることも考えられる。

ボルト孔を明けた状態では、孔の周辺での応力集中があり、その部分から疲労き裂が発生する恐れがある ので、ボルト孔を明けた状態で、供用下で長い間放置することは問題である。したがって、速やかに当て板 補修の高力ボルトを締め付けて当て板補修を完了する必要がある。

一方、補修は行わずに、補修前の損傷したままの状態で使うことが考えられる。この判断が対策レベル(補 修レベル)の設定と関係する。すなわち、損傷状態を反映した応力照査(現況照査)で、許容応力度を満足 する場合に補修は必要としないと判断する。この場合、損傷をどのようにモデル化するかが課題となる。損 傷を大きめに設定して、安全側の照査を行うことができるが、力学的に誤ったモデル化をしないよう留意す る必要がある。

腐食部では腐食によって凹凸ができているので、滞水して腐食に対して悪い状態が続くことや、凹凸で応 力集中部が形成されていることも考えられる。

こうした場合、当て板補修を行わない場合も、パテ剤などによる滞水対策やグラインダーによる切削加工 で応力集中部を消失させるなど対策を行って、塗装を行う必要がある。

損傷断面でギリギリ許容値を満足する場合、対象橋梁の現在の設置環境や今後の使用状況なども考慮して 補修の必要性を判断する必要がある。また、補修ではボルト孔を明けるので、この断面で抵抗できる断面力 と、損傷部の断面で抵抗できる断面力を比較して、補修の必要性を判断することも考えられる。

3) 交通規制として片交(片側通行)を採用して施工(ボルト締め付け)を行う場合

全載では照査を満足しない場合も、片交(片側通行、半載)とすることで、補修前の断面での照査を満足 することができる場合がある。補修前の断面に対して片交(半載)の条件で最も不利に載荷して応力を求め る。補修後に載荷ないし除荷される荷重に対する応力の変化は補修後の断面で計算する必要がある。したが って、片交(半載)の状態から全載状態への増分の計算は、補修後の断面で片交の荷重を除荷して、全載の 条件で載荷することが考えられる。

4) 各交通規制における各荷重段階での応力

損傷部材が引張を受ける場合について、高力ボルトを締め付ける時に有効断面が変わることに着目して、 各施工段階の応力を道示のL荷重による主桁の設計に従って着目部材に最も不利に活荷重を載荷することに 留意して整理する。すなわち、各交通規制における各荷重段階での応力の算出方法について、施工の各段階
における有効断面とその有効断面で載荷ないし除荷される荷重に着目して整理することを試みる。

照査は、健全部と損傷部で行う必要がある。図 3-3-1 にその各位置のイメージを示す。すなわち、高力ボルト当て板補修では定着の必要性より健全部の断面にボルト孔を明ける必要がある。引張部では、その耐力はボルト孔が明けられる縦断面で決まるため、この部分の断面の照査を行う必要がある。

健全部は、ボルト孔が明けられる純断面を照査することになるが、交通規制の違いによって、対象荷重と 有効断面が異なる。

損傷部の照査は、損傷部に高力ボルトを配置する必要がないほど損傷範囲が小さい場合は、損傷による断 面欠損が最も大きい最小断面で照査を行う必要がある。これに対して、損傷部にボルトを配置しなければな らないほど損傷範囲が大きい場合は、ボルト孔を設置する損傷部の純断面と損傷による断面欠損が最も大き い最小断面のうち、小さい方の断面で照査を行う必要がある。損傷部の照査も、健全部と同様に、交通規制 の違いによって、対象荷重と有効断面が異なる。

まず、全止め、規制なし、片交の3つの交通規制に対して、死荷重と活荷重の各荷重に対する抵抗断面を 表 3-3-1 および表 3-3-2 にまとめる。片交については、半載から全載で抵抗断面が変わるため、また、活荷 重の載荷方法、照査部材に最も不利に載荷ということから、半載からいったん除荷して、全載することに注 意したい。



図 3-3-1 健全部(定着部)および損傷部のイメージ



表 3-3-1 当て板補修時の照査断面一覧

表 3-3-2 抵抗断面(静的載荷)

招復签用	芬香	昭大熊田		交通	規制	
揁 汤軋齿	们里	照直倒闻	全止め	規制なし	片交	
<u>را</u> ر	死荷重	健全部	P孔	P孔	P孔	P孔
		損傷部	F	F	F	F
	活荷重		全載	全載	半載	全載
		健全部	RP 孔	P孔	P 孔	RP 孔
		損傷部	RF	F	F	RF
大	死荷重	健全部	P 孔	P孔	P 孔	P 孔
		損傷部	F孔	F孔	F孔	F孔
	活荷重		全載	全載	半載	全載
		健全部	RP 孔	P孔	P 孔	RP 孔
		損傷部	RF 孔	F孔	F孔	RF 孔

P孔:健全部のボルト孔のある純断面(補修前)

RF 孔:損傷部のボルト孔のある純断面(補修後)

F:損傷部の最小断面(補修前)

RF:損傷部の最小断面(補修後)

F孔:損傷部のボルト孔のある純断面(補修前)

RF 孔:損傷部のボルト孔のある純断面(補修後)

損傷範囲が大きいケースについては、損傷部のボルト孔を設置する純断面の損傷が大きい最小断面より小 さい場合を表にまとめた。

表の抵抗断面を用いて、死荷重と活荷重(L荷重)に対する照査応力σは次の各式で求めることができる。 「全止め」と「交通規制なし」と「片交の全載を除く片交」の各荷重に対する応力:

 $\sigma = \sigma$ (死荷重) + σ (活荷重)

「片交」の全載に対する応力:

補修前の断面で抵抗している半載の応力状態から、全載の状態になる間で抵抗断面が変わるので、補修後の抵抗断面で半載荷重を除荷してから、全載荷重を載荷する必要があるので以下の式で求める必要がある。

 $\sigma = \sigma$ (死荷重) + σ (活荷重半載荷:補修前) - σ (活荷重半載:補修後) + σ (活荷重全載)

これに対して、疲労照査に対する照査応力σ_rは、補修後断面(RP 孔(健全部)、RF(損傷部にボルトを配置しない場合)、RF 孔(損傷部にボルトを配置する場合))を用いて T 荷重で応力を算出することができる。

σ_r=σ(活荷重:補修後)

疲労は活荷重による変動によって生じ、照査も応力範囲で行われ、補修後の断面で照査することが妥当で ある。その応力伝達機構からも、当て板補修は効果が期待できる手法である。

なお、当て板補修の効果については、3.8 も参照されたい。補修設計では、応力低減効果を示すことになる が、当て板補修では、準用している継手とは異なり、既存構造は完全に不連続ではなく残存部があるため、 この残存部と当て板の分担力の問題がある。3.8 に試算を行って、この問題を示している。

5) L 荷重によって発生する応力

H29 道示共通編 3章 設計の状況(3)で、「施工の過程に対して、橋の完成時に所要の性能が得られるよう (1)及び(2)に関わらず以下に従い、施工時に対して設計で考慮する状況を適切な荷重または影響により考慮 しなければならない」と記載されている。

前項までに、施工過程とL荷重に対する最も不利な活荷重の載荷方法、設計方法を述べた。新設橋梁の完 成時と補修完了時とは、求められる性能も変わってくると考えられる。今後、「施工時に対して設計で考慮す る状況を適切な荷重または影響により考慮する」ため、この荷重をどのように評価するか、補修で得られる 効果とその効果の限界(制約)も考慮して決定していく必要がある。

一般に補修では、現状照査(損傷断面での照査)で、補修の必要性を確認し、補修後に許容応力度を満足 することを照査している。

引張部材では、補修のために既設部材に新たに明けられるボルト孔を考慮した純断面までの耐力までしか 戻せないことに注意が必要である。そして、引張部材だけでなく、当て板補修では、ボルト孔が必要であり、 ボルト孔を明けた断面が最小断面となる可能性があるので、ボルト孔が明けられる純断面での照査を行う必 要がある。

ここで、損傷を起こした段階で、降伏している場合も多く、これに、活荷重としてのL荷重を最も不利に 載荷して、降伏させないよう設計すること自体が、無理なことと考えられる。そのため、補修設計では、新 設橋梁の設計で用いられる道示の考えを満足する設計が必要かという疑問が生じる。許容応力度設計法では、 降伏させないという原則の中で、設計が行われてきており、弾性設計を基本としてきている設計体系では、 また、様々なことが解明されない中で、構造物を建設する必要がある時代には必要な考えであったと考えら れる。しかしながら、H29 道示で、限界状態設計法に移行し、降伏をどういう形で許して、合理的な設計法を 確立していくかについて、検討していくことは、特に、常時荷重に対しても対応する必要がある補修設計で は、必要不可欠なことと考えられる。

ここでは、ボルト孔を必要とすることから、当て板補修では、補修後には、確実に建設時の全強(全断面 から求まる耐力)より小さくなることから、実際の状況を考えてみる。

高力ボルト当て板補修では、全断面の耐力まで戻せないという視点から、実構造の補修について考える。

まず、主桁などの曲げ部材の引張側フランジでは、ウェブを利用しフランジ断面を増やすことで、曲げ耐 力を確保できる可能性がある。

一方、軸力部材は、補修のためのボルト孔によって断面減少するため、全強まで戻すことはできないと考 えられる。しかし、例えばトラス部材の引張軸力部材はボルト連結であり、この連結部のボルト配置に準じ たボルト配置で補修を行えば、問題ないと考えられる。

全溶接による引張部材は、建設時代によって許容値が異なる。現場溶接に対して許容応力度を低減してい た時代の構造では、現場溶接部で全強が決まるため、設計荷重まで当て板補修により回復することも可能で ある。しかし、現道示のように完全溶け込み開先溶接を鋼材の許容値としている構造では、当初の設計荷重 まで戻せない可能性がある。

全強は、設計を簡単にかつ安全側に行えるため便利である。一方、全強まで戻す必要がないケースもあり、 限られた予算で必要な補修を確実に行っていくためには、補修要否と補修レベルを解明していくことが必要 である。

6) 当て板補修の効果の一考察

本項での活荷重を L 荷重とした照査と疲労耐久性の視点から高力ボルト当て板補修の効果について、引張 部の補修について考えてみる。

ここで述べる考えは、多視点という観点から、あくまでも一つの考え方として示す。

当て板補修によって疲労耐久性は向上する。特に、損傷断面で断面の減少による応力増と構造的な応力集 中の双方が考えられる場合に、当て板補修の効果が大きいと考えられる。き裂がある場合は、き裂先端にス トップホールを明けて高力ボルトを締め付ける。腐食の場合は、さびを除去し、表面を滑らかにして、パテ 材を充てんして、損傷部の範囲が大きい場合、損傷部にも最大ボルト間隔でボルトを配置して、当て板補修 を行う必要があると考える。

一方、許容応力度法では、L 荷重で照査される耐荷力については、降伏をさせないことを基本に、降伏応力 度を限界値として設計されてきているが、既存の構造物では部分的な降伏は、例えば、溶接部では起きてい る。また、損傷部は断面欠損によって応力が増加しているので、降伏が起きている可能性は十分考えられる。 こうした対象では、降伏を起こさないことを照査するより、降伏してもその範囲が断面のどの程度か、ある いは、変形がどの程度になるか、あるいは、どこまで耐えることができるかを照査することで、今後の構造 への影響を考えることが、より重要になる。すなわち、設計荷重時の補修断面の塑性範囲、変形量および終 局耐力の把握が重要になる。特に、損傷による欠損が激しい場合、残存断面を考慮せずに、当て板だけで耐 えることができる補修、すなわち、継手として設計することが、簡単で、かつ安全側の設計と考えられる。

この時、損傷部を切断して行うか、残すかという議論がある。残す場合、損傷部の応力集中部から予期し ない疲労き裂が発生する可能性も考えられるが、上述の応力集中部の対処を行えば、残しても問題ないと考 えられる。

7)対策の判断

損傷が比較的小さい場合の疲労対策として当て板補修を採用する場合と、損傷が比較的大きい場合の終局 耐力と一定の降伏を許して常時にも使うために当て板補修を採用する場合の判断方法を示す必要があると考 えている。

3-3-2.4) 述べているが、当て板補修では、ボルト孔を明けるので、健全部のボルト孔が明けられた純断面 部のボルト孔による断面欠損程度の損傷であれば、当て板補修の効果はほとんど得られない。したがって、 これが一つの目安になると考えられる。ただ、その欠損によって面外変形が大きくなってそれによる応力増 が大きい場合や、剛性が急激に変わる変化部の断面欠損は疲労き裂が発生する可能性があるので、対象の損 傷が、損傷部のある部分の応力集中(応力変化)に関わるかも検討して、判断する必要がある。特に、連結 部で連結板の端部での面外変形による板曲げ応力への影響に損傷部が意味を持つかは、検討しておく必要が ある。

終局耐力は、リダンダンシーがある構造かどうかでも異なるので、そうした視点からも検討する必要がある。

3-3-3. 当て板補修を行う前の仮設材の設置

仮設材は、以下の目的のために設置される。

- ・施工中の安全確保
- ・応力開放により、補修部材を死荷重に対しても有効とする

仮設材は、以下の3つが考えられる。

- ・ベント支持
- ・バイパス材による支持
- ・座屈防止用補剛材の設置

1) ベント支持

ベント支持は、安全確保のほか、補修部を無応力状態にすることで、死荷重に対しても補修後の断面を有 効にするという利点がある。しかし、施工場所によっては、ベント設置が困難な場合や不経済となる場合も 多いため、ベント設置が必要不可欠な場合に用いられる。なお、比較的容易な下部工天端で仮支持できない 場合に、ベントなどの方法が検討されることが多い。

2) バイパス材を用いる場合

バイパス材は基本的には、損傷部の切断あるいは連結部の一時的な解放のために採用される。バイパス材 を設置し、損傷部を切断ないし連結部の解放を行い、伝達していた力をバイパス材に流す。新設部材を設置 後、バイパス材を撤去し、バイパス材で一時的に受けていた力を補修後の構造に戻す。

この新設部材に力を戻すという考えは、危険側の設計になることが考えられる。すなわち、バイパス材は、 補修部の前後で連結され、補修部の断面では既設構造と合体してはいない。したがって、補修部の剛性を考 えると、切除部ないし一時的に解放される連結部の力がすべてバイパス材に移るとは考えない方が安全と考 えられる。バイパス材は、その構造から重ね梁に近く、平面保持の仮定は採用することができないと考えら れる。バイパス材が受け持つ力はバイパス材の剛性でも変わることに注意が必要である。

また、切断あるいは連結部で解放された力の一部は、その他の既設部材で分担していることが考えられる。 すなわち、切断ないし損傷部を除く既設部材の応力増加を招いている。 さらに、補修後、バイパス部材を取り外すと、バイパス材の高力ボルトを緩めた直前にバイパス材で受け ていた力は、補修後の断面で受け持たれる。したがって、バイパス材で受け持っていた力は、補修で取り付 けられた新部材にすべて戻るわけではなく、既設部材の応力増につながる。

しかしながら、補修後の有効断面に対する効果はそれほど期待できなくとも、施工時の安全確保のために は必要不可欠な部材である。

バイパス部材、既存部材、新設部材の応力の状態について、損傷部の切断と連結部材の解放に分けて 表 3-3-3 にまとめた。連結部の解放は、連結部が損傷しているため解放する場合もあるが、ボルト交換をす るなど損傷以外の目的で、連結部材を一時的に外すこともある。ここでは、比較のため、このケースで、損 傷部の切断と健全な連結部の取り外しと再設置の違いを把握する。

切断する場合の既存部材に対して、連結板が一組の場合、既存構造部はないことも考えられるが、連結部 がフランジとウェブなど複数の連結で構成される場合もあるので、一ヵ所ずつ交換することを想定して、既 存構造物は、外さない連結板を想定している。新設部材は、外された連結部材を戻すので、この戻す連結板 を意味する。なお、ここでも、ボルトを締め付ける段階で、有効断面は変わることを意識するため、有効断 面が変わる時点も表 3-3-3 にまとめた。そのため、表 3-3-3 には、ボルトの締め付け直前に受け持っていた 力という表現を使用した。活荷重は変動も考慮すると分かりにくくなる死荷重だけを対象に、既存部材の応 力が、施工の各段階で、増加することを整理する目的で使用されるように整理している。

連結部の解放は、比較的明確な応力移行がある。一方、損傷部を切断する場合、切断前に損傷部でどの程 度受け持っているか分からないことに注意が必要である。損傷によっては、損傷部が力を受け持っていない 状態で耐えている場合、バイパス材設置はあまり意味がない。

バイパス材で受け持つ力は、曲げ部材の場合、平面保持を仮定して求めた大きさより小さくなることが考 えられる。このことは、連結部の解放にも、損傷部の切断にも共通する。

	損傷部の切断	連結部の解放
バイパス材設置前	損傷による既存部材の応力増	連結部が損傷していない場合は基
		本的に既存部材に応力増はない。
バイパス材の分担力	平面保持の考えで分担される力より小さ	同左
	いことが考えられる。また、バイパス材	
	のボルト締め付け直後に、バイパス材は	
	有効になる。	
切断ないし解放による	切断前に、損傷部で受け持っていた力は、	切断前に連結部材で伝達していた
力の移動	バイパス材と切断後に残った既存部材で	力は、バイパス材とボルト解放後
	分担する。	の既存部材で分担する。
補修後の断面	補修後の断面は、補修による新設部材の	同左
	高力ボルト締め付け後に有効になる。	
バイパス材の解放	バイパス材のボルト解放直前に受け持っ	バイパス材のボルト解放直前に受
	ていた力は、補修後断面すなわち切断後	け持っていた力は、連結部材を戻
	の既存部材と補修によって新規に取り付	した断面すなわち再設置する連結
	けられた部材で分担される。	部材と再設置する連結部材を除く
		既存部材で分担する。

表 3-3-3 各施工段階での応力

3) 座屈防止用補剛材の設置

圧縮部において、腐食による断面欠損で断面減少を起こしている、あるいは、異常荷重によって面外変形 を起こしていると、応力増加の他に、圧縮耐力の減少の問題が起きていることが考えられる。

特に、圧縮耐力については、それ以上の荷重に対しては座屈などを起こして、構造の不安定を起こす場合 が多い。これに対して、引張側では、道示の許容力度設計法で耐力(限界値)として設定されている降伏応 力に達しても、それ以上の荷重に対して塑性変形を起こすものの変形をしてエネルギーを吸収しながら引張 強度まで抵抗する。

そのため、圧縮部で補修する際に、切断、連結部の解放、付属物の撤去などで応力開放を伴う構造変更を 行う場合、事前に補修対象部の周辺で剛性を増加して、耐力を確保しておく必要がある。

この事例として、3.6 でも述べるように、補修前に、座屈に対する安全性を確保するために、補剛材を増 設する方法がある。

3-4. 補修における孔明けと切断に対する注意

3-4-1. 死荷重下における孔明け

高力ボルト当て板補修では、最初にボルト孔を明ける必要がある。一般には、この状態が最も断面が小さ くなる。簡易な補修では仮設材を設置することはないため、死荷重に対してはこの状態が、荷重に抵抗する 断面は最も小さくなるため、この状態に対して照査を行う必要がある。

また、ボルト孔を明けるため、この孔の周辺での応力集中が問題とならないか、検討しておく必要がある。

3-4-2. 引張部の面外塑性変形部の切除

引張部において異常な打撃を受けて面外塑性変形が残っている場合の補修方法として、この損傷部に両側 から当て板を行う方法が考えられる。しかしながら、この面外変形が大きい場合、すでに塑性変形によって、 変形性能が小さくなっている上に、さらに、それを冷間で矯正して戻すとさらに変形性能が低下し、割れを 起こしやすくなる。したがって、小さい領域で、しかも面外への変形量が大きい場合、切断する必要が出て くる。

この場合、面外変形部は、引張剛性が小さいため、健全時にこの部分で分担していた力は、同じ断面内の 面外変形を起こしていない部分で分担することになり、健全時より大きい応力を発生している可能性がある。 しかしながら、この面外変形を発生している部分にどの程度の応力を分担しているかは、分からない。した がって、切断した段階で、この部分で分担していた力は、完全に切断して残った既設部材で分担することに なる。

面外変形部で分担する力が比較的大きいケースでは、**3-3-3**. で述べたバイパス材が有効になる場合がある と考えられる。

面外変形量が小さい場合、当て板を両側に設置して、ボルトを締め付けて変形を戻すことも考えられるが、 変形領域が大きく、かつ、面外変形量が比較的小さい、比較的簡単に平面に戻る場合に採用可能である。

この判断基準などは今後の研究に期待したい。

3-5. 圧縮応力部と引張応力部での当て板補修の効果の違い

当て板補修によって期待できる耐力改善効果は圧縮部と引張部で異なるのでこの違いの説明を試みる。

既に述べているように、圧縮部と引張部に共通の当て板補修の効果として、損傷による断面欠損を補って応力を低減する効果がある。

これに対して、圧縮部では、剛性を上げることによって、座屈耐力を増加させる効果がある。一方、引張 部では、応力集中部の解消、あるいは、偏心の緩和で、疲労強度を改善することができる。なお、以下に述 べるように、当て板補修は、疲労き裂対策として圧縮部でも採用される。

当て板補修は、まず、安全確保のために実施される。一方、効果的な維持管理を行うため、予防保全、お よび、効果的に補修を行うということからも高力ボルトによる構造改良は行われる。目的、目標改善レベル などによってその補修方法は変わる。この目的にあった目標改善レベルを検討するためにも、圧縮部と引張 部での効果の違いを理解することは意味あることと考える。

まず、圧縮部と引張部の違いによる腐食損傷の問題の違いと当て板補修の効果の違いについて、それぞれ、 表にまとめて概観する。

	圧縮部(せん断部含む)	引張部	
断面積減少に よる応力増加	応力増加は共通(応力範囲の増加を含む)		
座屈耐力の低下	 ・剛性低下による座屈耐力の低下 ・支持部の腐食による支持条件の変化 (主として自由になる)による座屈耐力低下 		
疲労強度の低下	欠損による応力集中部が形成さ ・ボルトによる連結部の連結板の端部の断面 変化部で断面積が小さい方が腐食した場合 に、面外変形により繰り返し付加曲げが発生 し疲労き裂が発生する。(桁端の床版支持部ブ ラケット) ・腐食損傷による極端なねじり剛性の低下	れ、疲労き裂が発生する ・重ね継手の面外曲げ、斜角部の曲げ部 材の曲げ加工部の曲げなどによる付加 曲げによる応力増	

表 3-5-1 腐食損傷の問題

表 3-5-2 当て板補修の効果

	圧縮部	引張部	
断面積	断面増加による応力低減(応力範囲の低減を含む)		
座屈耐力の向上	・剛性増加による座屈耐力の増加		
	・連結による文持部の回復による順力改善		
疲労強度の改善	 ・面外剛性を増加させることによる付加曲げ 	・面外の付加曲げの解消ないし低減	
	応力の解消ないし低減		
	・ねじり剛性の回復によるねじり応力の解消		
	摩擦による力の伝達で応力集中の解消		

以下に表 3-5-1 の補足説明について述べる。

表 3-5-1 に示すように、疲労は引張部ばかりでなく、圧縮部でも発生するため留意したい。また、圧縮部の座屈については、支持条件、すなわち、柱では上下端部、板では板の周辺(一般には溶接部)、曲げ部材の 横倒れ座屈では圧縮フランジの固定点(対傾構との連結、床版による拘束)が腐食で拘束度が変わるので、 これを確認し、判断する必要がある。また、対策では、この部分が腐食で自由になっている場合、これを連 結して拘束することによって、効果を確実にすることも忘れてはならない。

ねじりについては、断面欠損形状とその大きさから極端なねじり剛性の低下をきたしている場合、無視す ることができていたねじり応力が、無視できなくなる大きさになることにも留意したい。

補修設計にあたってこの違いの理解を深めるための知識と考え方を以下の視点でまとめる。

- 道路橋示方書
- ・限界状態と限界値(材料強度、部材耐力)
- ・支圧耐力と局部座屈
- ・桁端部の損傷事例に対する検討
- ・面外塑性変形に対する当て板補修

3-5-1. 道路橋示方書^{1)8)~10)}

道示を部分的に参照しながら、降伏、部材照査を中心とした設計体系、そしてリダンダンシーという視点 から、補修のための基本的な知識を整理した。

1) 規定の大きな変化

道路橋示方書は、表 3-5-2 のとおり、平成 14 年から 29 年にかけて規定や設計法が改定されている。

ここでは、その時代の技術水準や社会的な要請から改定していく示方書を引用しながら、当て板補修の圧 縮部と引張部での効果の違いを理解するための基礎知識について述べる。

H14 年道路橋示方書より前		仕様規定
H14年道路橋示方書以降	許容応力度設計法	
H29 年道路橋示方書より前		性能規定
H29年道路橋示方書以降	限界状態設計法	

表 3-5-2 道路橋示方書の分類

2) 限界値としての降伏と降伏した構造の耐荷性能

H14 道示で性能規定になり、耐震性能では損傷しても人命は確保するというレベルが周知されている。し かし、常時に対する損傷を起こした場合の性能規定は、許容応力度設計法で作られている H24 道示にはない。 実際には、損傷を起こした部材には、許容応力度を超えている部材も、さらに、降伏応力度を超えて塑性変 形を起こしている部材もある。これに対して、降伏を起こさないことを前提とした道示の規定を考えると、 この規定で損傷を起こした部材の補修設計を行うことで、問題が出てきても不思議ではない。損傷を起こし ていても、それまでの交通に対してその損傷は特に支障を起こしていないことが多く、対策(補修)時期の 設定が、この部会の発足時の課題でもあった。

上述のように、H24 道示Ⅱは、降伏させないことを前提に規定が作られてきている。

このことは、高力ボルト継手の設計に対する支圧応力に関する条文の解説にも見ることができる。当て板 補修では摩擦接合が準用されている。摩擦接合継手のすべり後の耐荷性能を考える場合に、支圧接合の支圧 応力に対する許容値を制定した背景についてここで述べておく。この道示の条文の解説に、支圧応力度の許 容値として、疲労試験結果から、引張に対する許容応力度(降伏応力/1.7)の2倍は取れると考えられるが、 降伏応力に抑えたと書かれている。一方、この支圧応力(制限値)は、DINでは、降伏応力の2倍が採用され ている。このように、支圧応力に対する制限値の考え方は色々あり、降伏を制限値とすべきか、今後、議論 されていくものと考えられる。

H24 道示の鋼橋編は、許容応力度設計法の体系で降伏させないことを前提に整備されてきた道路橋示方書の鋼橋編の最終版である。

これに対して、損傷部材では、その大小はあるとしても、すでに降伏が起きていることが十分考えられ、 鋼橋を安全に使用するには、まず、橋上の通行に支障を起こす崩壊に至らないように対策を実施していく必 要がある。安全に使用するには、このほか、第3者の安全を確保する必要がある。橋の崩壊、座屈破断など による橋の部分的な分離(不安定化)を防ぐためには、終局耐力の把握、さらに、桁などの部材の耐力から 橋としての全耐力の把握が意味をもってくる。しかしながら、H24道示は、基本規定が降伏を起こさないこと を前提に部材照査で体系が整備されてきているので、この最終耐力については、部分的に採用されているに 過ぎない。なお、H24道示では、疲労設計が示方書の中に取り込まれたので、局所の微小な塑性を考える準備 段階として限界状態設計法の準備がされてきているとも解釈できる。健全な構造でも、溶接部周辺には溶接 残留応力があり、さらに、構造的な応力集中も多く、常時荷重で降伏することは知られている。なお、この 微小な部分の塑性が繰り返されて、塑性変形が限界値に達することで疲労き裂が発生する。実務設計でも、 こうしたことを踏まえて、降伏、塑性変形、そしてその広がりも考慮した設計について、多くの設計者が考 える時代になってきているものと考えられる。

H29 道示では、降伏も考慮する限界状態設計法が採用されたが、今後どのように整備されていくかは今後 に期待したい。

3) 限界状態と限界値

分かりやすい限界状態のイメージとして、圧縮側は座屈と降伏、引張側は降伏と破断が思い浮かぶ。

まず、この限界状態を表す定量的な値である限界値として、以下の性質(設計上の意味)の異なる3つが ある。

- ・材料の限界値
- ・部材の限界値
- ・橋全体の限界値

4) 材料の限界値

材料の限界値は、引張試験で得られる降伏応力と引張強度で表現されると考える。そして、この降伏応力 は、部材の大きさと形状、そして圧縮と引張に関係なく共通の値が用いられてきている。

5) 部材の限界値

これに対して、部材の限界値として、圧縮側は降伏耐力、座屈耐力など、引張側は降伏耐力、最大耐力な どが用いられる。これらの耐力の値は、部材の大きさ、形状、支持条件そして、耐荷性能(性状:最大荷重、 座屈、破断など)の定義で変わる。

部材として、棒状(骨組み)部材と板状(面状)部材があり、その部材にかかる力(断面力)によって、軸 力部材、曲げ部材および曲げと軸力が同時に載荷される曲げ軸力部材がある。これを圧縮部材と引張部材の 視点から表 3-5-3 および表 3-5-4 にして概観する。なお、引張と圧縮の違いを理解するため、ここでは、せ ん断力を除いて述べる。また、棒状部材と面状部材を別々の表にまとめた。ここでは、まず、棒状部材に、 軸力、曲げ、軸力と曲げがそれぞれ載荷される時に、軸圧縮部材(純圧縮 or ほぼ純圧縮)ないし軸引張部材 (純引張 or ほぼ純引張)となる代表的な部材について事例を挙げてみた。また、板状部材については、軸力、 曲げ、軸力と曲げがそれぞれ載荷される板部材の代表的な事例を示した。

単純桁のウェブは、面内曲げを受ける板部材のため、棒状部材の軸圧縮部材でも軸引張部材でもないため 表 3-5-3 の棒状部材の項目には入ってこない。一方、板部材については、部材力が軸力の場合にだけ、軸力 部材となり、曲げおよび軸力と曲げは、軸力部材ではなく、応力勾配をもつ。すなわち、断面の応力は一定 ではない。

板状部材の表 3-5-4 の項目では、棒状部材の項目で、せん断力を除いたことと同じ理由で、荷重を鉛直面 内の荷重による軸力および曲げモーメントだけが働く構造を対象としてまとめている。ただし、軸力と曲げ の事例については地震荷重(水平荷重)に対する設計で、かなり前から多く行われているので、荷重は鉛直 荷重のほかに水平荷重の載荷の代表事例も表 3-5-3 および表 3-5-4 に反映した。

部材力	軸圧縮部材(ほぼ純圧縮 or 純圧縮)	軸引張部材(ほぼ純引張 or 純引張)
軸力	柱部材、トラスの圧縮斜材	ケーブル、吊材、
	鋼桁の支点上補剛材(十字部材)	トラスの引張斜材
曲げ(単純桁:橋軸方向	単純桁の圧縮フランジ(板部材)	単純桁の引張フランジ(板部材)
の軸力を無視できる)		
軸力と曲げ	アーチ補剛桁の圧縮フランジ(板部材)	アーチ補剛桁の引張フランジ(板部材)
(ex. アーチ補剛桁)		

表 3-5-3 棒状(骨組み)部材の純圧縮部材と純引張部材の代表事例

部材力	代表事例
軸力	圧縮フランジ、引張フランジ
	軸引張部材を構成する板部材
	軸圧縮部材を構成する板部材
曲げ	単純桁のウェブ
軸力と曲げ	アーチ補剛桁のウェブ
	鋼製橋脚のウェブ
	(鋼製橋脚のフランジ)

表 3-5-4 板状(面状)部材(補剛板を含む)の代表事例

6)橋全体の限界値

部材照査が中心の設計体系で設計を行ってきているため、橋全体の限界値を把握するのは重要なことであるが難しい。橋全体の照査に近い事例として、横倒れ座屈(曲げ圧縮応力度)の照査とたわみの照査が挙げられる。

曲げ圧縮の部材の照査は、曲げを受ける部材の圧縮側フランジの面内、水平方向への軸圧縮部材として座 屈から桁の横倒れ座屈が起きるのを防止するための照査であるが、この照査は、橋全体の崩壊の照査に近い。 対傾構で主桁の圧縮フランジ(軸圧縮部材)が支持されると考え、この対傾構間隔を固定点間距離として、 軸圧縮部材としての面内の座屈を防いで、横倒れ座屈が起きないように行う照査である。

これは、コンクリートが固まるなどで、桁の上フランジが床版で固定されると問題がなくなるが、新設橋 の床版コンクリートの打設時や、補修工事で床版を撤去する場合には、安全を確認しておく必要がある限界 状態である。実際、過去において、2 主桁橋梁である側道橋のコンクリート床版打設に落橋事故が起きてい る。2 主桁で細長いという構造上の問題もあるが、リダンダンシーのない構造における全体崩壊の事例とし て、限界状態を学ぶに良い事例と考える。H24 道示では、許容曲げ圧縮応力度の解説で、条文に規定した部材 としての横倒れ座屈のほかに、橋全体としての横倒れ座屈を照査することが必要となる場合があると書かれ、 断面全体の水平方向の断面二次モーメントが鉛直方向の断面二次モーメントより小さく、更に支間長が腹板 間隔のおよそ 18 倍より大きい 2 主桁の橋等では橋全体の横倒れ座屈の照査を行う必要があるとなっている。 部材照査による設計体系の中で、全体構造の限界状態を照査する必要が出てくる事例としてよい事例と考え る。なお、崩壊の危険に対する安定性の照査とは異なるが、橋全体の照査に近いものとして、道示ではたわ みの照査がよく知られている。

座屈は安定問題として研究され、圧縮を受ける部分の代表的な不安定現象として把握されている。一方、 引張を受ける部分の代表的な不安定現象は破断が考えられる。この不安定現象が起きても、全体構造として 安定が保たれる場合がある。このため、全体構造(橋梁全体)としての安全性を検討する意味がある。多主 桁橋、不静定構造など、リダンダンシーのある構造は、部材の破断ないし座屈による急激な耐力低下が、そ のまま、全体の耐力低下につながらない。

7) リダンダンシーのある座屈と安全率

不静定構造物ではリダンダンシーがあることはよく知られているが、ここでは、補剛板の座屈について、 リダンダンシーの視点から、その耐荷性能を検討することを試みている。

座屈を起こしても不安定にはならないことがあることは以前から知られており、後座屈強度として知られ ている。この後座屈強度があることも、リダンダンシーがある、あるいは、増加すると考えてよいのではと 考えてみた。例えば、鋼桁のウェブがせん断座屈を起こしても、その後、上下フランジ、垂直補剛材、ウェ ブ(斜材)でトラス構造が形成され、荷重に耐えることができる。そのため、垂直補剛材間のウェブは垂直 補剛材部の鉛直断面に載荷されるせん断力に対してリダンダンシーがあるとして、H24 道示では、鋼材に対 する純圧縮に対する安全率は1.7 であるが、ウェブのせん断座屈に対する安全率は1.25 が採用されている。 H24 道示では、ウェブのせん断座屈に対する規定は、10 章の鋼桁の構造詳細規定(形状規定)に書かれてい る。一方、純圧縮、曲げおよび曲げ圧縮座屈に対する基本規定は、3 章の許容応力度ないし4 章の部材の設計 に書かれている。この基本規定では部材形状に依存する座屈耐力を応力表示して、応力照査をする形で書か れている。なお、S55 道示では、降伏応力まで使えるように板厚を決める板厚照査規定になっている。この規 定では、設計応力が小さい場合に、板厚の緩和規定が使える形になっている。

以上、限界状態について、材料、部材、橋梁全体でみてきた。

次に、耐荷性能(耐荷力)の照査に対して、H24 道示とH29 道示で、規定の表現の方法(構成)の違いを 表 3-5-5 にした。H24 道示では、この座屈規定が、3 章の許容応力度と4 章の部材の設計の2 章分に分かれて 規定されているが、H29 道示では、座屈に対する規定は、耐荷性能に関する部材の設計という形でまとめら れ、材料の特性値は、別の章を設けて規定している。H24 道示では、材料の許容応力度は、座屈も考慮した軸 圧縮部材と曲げ圧縮部材の許容応力度とを一緒に許容応力度のところで規定されている。なお、この表では、 材料の限界値としては、降伏応力だけを取り上げている。

	想定した限界状態	H24 道示		H29 道示	
		3章 許容応力度	4章 部材の設計	4 章材料の 特性値	5 章 耐荷性能に 関する部材の設計
材料	降伏	0		0	
	軸圧縮部材の座屈	〇(応力規定)	○(細長比の規定)		0
	曲げ圧縮部材の座屈	〇(応力規定)			0
部材	板(補剛版含む)の座屈	軸圧縮部材で4章 の許容値を引用	○(応力規定) (寸法、剛性規定)		○(応力、寸法、 剛性規定)
	鋼桁ウェブの座屋	第11章 鋼桁 (~	寸法、剛性規定)	第13章 鋼桁	· (寸法、剛性規定)
		(ex. せん断に対っ	する安全率 1.25)	(ex. せん断に	対する安全率1.00)

表 3-5-5 H24 道示と H29 道示の規定の構成等の違い

設計で使用される照査は、主に応力照査が多いが、それも、部材に対する照査が多い。部材の限界状態は、 部材形状に依存するので耐力として把握するのが分かりやすいが、H24 道示では、応力で規定されるものが 多い。

これに対して、H29 道示は、部材の照査として章にまとめられているが、応力を照査する形の規定が多くある。

3-5-2. 限界状態と限界値 (材料強度、部材耐力)

腐食損傷の問題と当て板補修の効果は、圧縮部と引張部では、違う部分があることを前項で概観した。また、損傷を起こして降伏している可能性がある部材を降伏させないことを前提に整備されてきた道示で設計すれば、おのずと問題が出てきても不思議ではないことも述べた。さらに、H29 道示では限界状態設計法に移行したこの時点で、補修設計を合理的に行うには、この降伏応力という基準値と座屈や引張破断などの不安定現象の関係を理解することは意味あることと考えられる。

H29 道示の共通編では、表のように「部材などの限界状態」として3つ定義している。

部材の限界状態1	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態
部材の限界状態2	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲に
	ある限界の状態
部材の限界状態3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態

表 3-5-6. 部材の限界状態

これまで、限界状態設計法では、使用限界状態と終局限界状態を設定して、使用限界状態については、死 荷重や活荷重の常時荷重に対して照査を行い、終局限界状態については、地震などの異常時荷重に対して照 査を行うと把握することが多いのではないかと考える。

大まかに、部材の限界状態1が使用限界状態に対応し、限界状態3が終局限界状態に対応するものと考え られる。しかしながら、これまでの終局限界状態に対する設計では、ふつう、降伏を超え塑性変形の領域も 考慮して、引張側では引張強度を限界値として降伏耐力より大きな耐力を期待し、また、終局状態に至る過 程での塑性変形能によるエネルギー吸収能を期待して設計を行うことが合理的な設計につながることと考え たのではなかったかと思われる。しかしながら、H29道示IIでは、5.4 鋼部材の限界状態3の5.4.5 軸方向引 張力を受ける部材の制限値は降伏点(H29道示での用語は降伏強度)が採用されている。 ここでは、純圧縮部材(軸圧縮部材)、純引張部材(軸引張部材)、曲げ部材に分けて、この降伏と座屈、破 断について概観する。

1) 純圧縮部材(軸圧縮部材)

鋼構造の圧縮部では、座屈による安定性が問題となり、降伏応力度ばかりでなく座屈で耐力が決定される ケースも多い。耐力が座屈で決定される場合、これを超えると不安定になり、不安定になる終局耐力に対す る余裕がない。一方、剛性が大きく座屈が起きずに降伏で耐力が決まる場合、降伏耐力で設計は行われる。 したがって、降伏で耐力が決まる場合も、座屈で耐力が決まる場合も、道示では、安全率は1.7が用いられ、 安全に対する余裕は同じになっている。

ただし、補剛版の座屈では、降伏で決まる場合でも座屈パラメータ R が小さい領域では、耐力が降伏耐力 より若干大きくなる場合もあることは実験結果から知られている。この領域の圧縮試験で、繰り返し載荷を した場合、最大荷重に達した後の繰り返し載荷で、最大荷重がすぐには低下せずに耐力が保持され、R が大き い場合に比べ、エネルギーを吸収できることが知られている。この現象は、板の厚み、補剛材(補剛リブ) などによって降伏を起こしている部分が拘束される効果で、ひずみ硬化の現象も加わって、降伏応力度以上 の応力が発生しても抵抗しているものと考えられる。こうした効果も考慮して、今後、設計することが合理 的なあるいは効果的な設計につながっていくことと考えられる。損傷部材や大規模な地震に対する対策では、 意味がでてくるものと考えられる。しかしながら、この領域の実験データは少なく、研究はあっても、これ までに作られてきた構造物の維持管理において、今後考えられる大規模地震に効果的に対応していくには不 足していると考えられる。



図 3-5-1 補剛版の耐荷力曲線

2) 純引張部材(軸引張部材)

引張側では、降伏応力を超えると塑性変形を起こすが、塑性変形の増大とともに、引張強度まで抵抗しな がら耐力は増加する。そして、引張強度に対応する最大荷重に至ってから不安定現象の引張破断が起きる。 なお、この引張強度に達成する過程の塑性変形でエネルギー吸収が行われる。

この引張強度と降伏応力の比率は、普通鋼は大きく、高強度鋼は普通鋼より小さい。この比率について、 普通鋼は約1.7、SBHS500では約1.1とすると、その余裕の違いが分かる。 ただ、本項では、あえてタイトルを純引張部材としたが、部材の設計に着目すると、この材料強度の比率 が耐力の比率にダイレクトに影響するのは純引張部材だけの可能性が考えられる。この問題は、今後検討し ていく必要があると考えられる。

降伏に対して安全率 1.7 で設計された軸引張部材は、終局耐力に対する安全率は、普通鋼では、 2.9(=1.7*1.7)、SBHS500 では 1.9 (=1.7*1.1) になる。

3) 曲げ部材

曲げ部材は、3.5.1 で述べたようにフランジが圧縮部材と引張部材になる。この曲げ耐力は、最大応力の発 生する最外縁を含む圧縮フランジと引張フランジが部材として設計される。H29 道示では、H24 道示と同様に、 曲げモーメントを受ける部材の設計法が規定されているが、最大応力部を持つ、フランジの照査方法が示さ れている。曲げを受ける桁のウェブは、鋼桁の設計でその設計法が示されている。

引張フランジは、純引張部材と同じように照査することが示されている。

一方、圧縮フランジは、純圧縮(軸圧縮)部材の場合は柱としての座屈を照査するのに対して、曲げモー メントを受ける部材の圧縮フランジは横倒れ座屈に対して照査することが規定されている。圧縮フランジは、 ウェブによって連続的に拘束されているので柱とは異なる。荷重によっても圧縮フランジは外側から拘束さ れている。しかしながら、桁単体では水平方向は自由であるが、橋として組まれると、架設時(例えばコン クリート床版が固まっていない時)は対傾構で、コンクリート床版を有する桁では、コンクリートが固まっ た段階では桁全長にわたって、圧縮フランジは拘束ないし固定される。

これらの照査は、降伏させないという条件で行うが、ここで、降伏後の桁の抵抗を終局状態も考慮に入れ て考えてみる。

コンクリート床版で固定されていると横倒れは起こることはほとんど考えられないので、引張フランジが 降伏しても抵抗し、耐力は下がらずに、維持あるいは圧縮側の分担が増えて耐力は、降伏しない時に比べれ ば小さいが、増加することも考えられる。引張フランジは降伏しても、引張フランジはウェブと連続してお り、圧縮フランジ、ウェブそして引張フランジの降伏していない部分の断面は弾性域にあり、この部分で平 面保持を仮定できる。この弾性領域で、引張フランジの降伏を起こした部分が拘束され、降伏した部分のひ ずみも、平面保持の仮定で求めた値とそれほど違いはないことが考えられる。しかしながら、応力分担の割 合は、圧縮側の方が大きくなり、コンクリートの圧壊で、急激な耐力低下が起こる。

このコンクリートの圧壊までの引張側の塑性ひずみおよびひずみ硬化の量がどの程度になるかは、今後の 研究の進展を待つしかないが、引張側の塑性ひずみが小さい段階で圧壊が起きる場合、ひずみ硬化による耐 力増加も期待できない。これを考えると、純引張部材では終局耐力に影響を及ぼす、降伏後の変形性能やひ ずみ硬化による耐力増加の影響は、受けないことが考えられる。

PC 橋では、圧縮側コンクリートの圧壊を引張側の PC 鋼材の降伏より先行しないように設計するが、これ は、PC 鋼材を先に降伏させて、圧壊が生じることを予知できるよう、設計方法を定めているようである。こ のことを考えると、コンクリート床版を有する鋼桁の設計も、圧壊が生じる前に、鋼桁の引張フランジが降 伏し、異常な変形が生じることで、圧壊を防ぐという設計法を考えると、純引張材で期待できる降伏した後 の変形性能や耐力増加は、重要ではないとも考えられる。

しかしながら、曲げを受ける部材でも、塔の基部のように鋼部材の破壊で全体崩壊が起こる場合、この部 材の降伏に達した後の伸びによるエネルギー吸収能やひずみ硬化による耐力増加は意味をもってくる可能性 が考えられる。 また、純圧縮部材でみた、降伏領域での拘束から降伏後に期待できる耐荷性能の増加もあるので、今後、 多視点から検討を行う必要があると考えられる。

なお、道示の座屈規定では、軸圧縮部材では、柱と板の座屈耐力を掛け合わせているが、曲げ部材は、横 倒れ座屈耐力だけで、板の座屈耐力を掛け合わせていない。一方、板の座屈規定には、応力勾配を考慮し、 面内曲げがかかる状態も照査できるようになっている。

このほか、耐震設計で、橋脚や塔の曲げに対する照査で、安全に使用していくには、降伏領域をどの程度 許容できるかなど、今後の課題と考えられる。

したがって、終局状態に対する安全率は、今後の研究と設計法が定まって、初めて把握できるものと考えられる。

4) 使用限界状態と終局限界状態

前述の軸圧縮部材、軸引張部材、曲げ部材について、降伏、座屈、破断の視点から、特に、降伏以降の耐荷性能に着目して**表 3-5-7**をまとめる。この表では、圧縮部材で問題となる座屈については、耐力を急激に失う全体座屈と、座屈パラメータRで変わる補剛板のような座屈があることもまとめた。

この表には、圧縮側で期待できる、支圧耐力については除いている。次の項では、この支圧耐力と板状部 材の座屈について述べる。

この表で、圧縮側の全体座屈で耐力が急激に低下する座屈に対しても、拘束状態によっては、耐力が維持 される降伏耐力に対しても、同じ安全率1.7を確保している。座屈耐力も、拘束状態も、部材の形状(構造 詳細)によってその耐力は変わるので、今後、部材の形状の視点から検討する必要があると考えられる。

また、引張側では、降伏耐力後、引張強さが期待できる。しかしながら、これは材料によって異なる。普 通鋼では、降伏耐力後、大まかに1.7倍の引張耐力が期待でき、その後、最大荷重に到達後、破断に至る。 これに対して、SBHS500は、降伏の1.1倍の耐力で破断する。表 3-5-7 でもまとめたように、高い応力状態 で破断すると、拘束で部材が突出するがある。そのため、破壊順序を考え、引張破断を先行さないように設 計をするのが合理的と考えられる。この限界値に対しては、大きい安全率を確保しておく必要があると考え られる。

なお、表 3-5-7 の欄外に、「コンクリート床版の圧壊が引張フランジの降伏より先行して起こる場合」と 注記したが、過去の実験から道示に準拠した断面設計がなされていれば引張フランジの降伏が先行するよう である。しかし、ここでは、適用範囲(条件)を意識することと、設計における破壊順序を考慮することの 重要性を述べるため、このような注記を行った。

I -46

部	限界状態	限界値	限界状態(各限界耐力に至った状態)	H2	4 道示	推奨
材			以降の耐荷性能	安全率	対象荷重	対象荷重
軸圧縮部材	圧縮降伏	降伏耐力	 ・除荷しても戻らない塑性変形が発生 する。 ・座屈が生じない領域では、拘束状態 によっては、降伏後も耐力が比較的 維持される。耐力も降伏耐力より若 干大きくなることもある。 	1.7	常時 異常時	
	座屈	座屈耐力	・柱としての全体座屈の場合、耐力は 急激に低下する。座屈パラメータが 大きい板状部材の座屈も比較的急激 に耐力が低下する。座屈パラメータ が小さい補剛版では耐力が維持され る、すなわち、急激な耐力低下は起 こらないことが確認されている	1.7	常時 異常時	
軸引張部材	引張降伏	降伏耐力	 ・除荷しても戻らない塑性変形が発生 する。 ・材料の違いによる大きさの違いはあ るが、降伏耐力より大きい引張強さ に対応した引張耐力があり、破断す るまでの変形性能も期待できる。引 張強さに達した後、耐力は低下し、 破断する。 	1.7	常時 異常時	
	破断	引張耐力	・破断し、分離し、破断荷重が大きい と、部材は高速で飛ぶ。この部材が 高速で飛ぶ現象は、PC 鋼棒や高力ボ ルトが突出することで知られてい る。なお、破断は、ふつう引張耐力 (最大荷重)到達後起こる。	2.9 普通鋼		異常時
曲	圧壊	曲げ耐力	・コンクリート床版が圧壊すると、急 激に 網接の曲ば話ままでてがこ			
り 立P	司 距欧 仏					
部 材*	51 饭 阵 (仄		・圧縮側のコンクリートが圧壊するよ で、耐力は維持され、変形が進む。			

表 3-5-7 各部材の降伏後の耐荷性能

* コンクリート床版を有する鋼桁を例に記入、そのため、横倒れ座屈は起こさないものとして作成した。コンクリート床版の圧壊が、引張フランジの降伏より先行して起こる場合。

3-5-3. 局部座屈と支圧耐力

補剛板の座屈では座屈パラメータ R が小さい領域では、降伏後も耐力が維持されることを述べた。板厚が 厚くなると隣接部および補剛材による拘束から、最大荷重到達後、変形が進んでも耐力は維持される。耐力 が降伏耐力より少し大きくなるデータもあることが知られている。

この圧縮域の降伏耐力は、局部座屈現象とともに支圧耐力とも関係する。板状部材の座屈現象をさらに検討した支圧耐力について、いくつかの視点から検討する。

1) 局部座屈

局部座屈について、H24 道示では、4 章の部材の設計で補剛板と両縁支持板そして自由突出板に対して規定 している。この規定は、最小板厚、許容応力そして必要に応じて補剛材の剛度が規定されている。補剛板に 対しては、実験値を基に規定値(許容応力度の基準線)を定められている。補剛板は、補剛材が解説で耐震 設計上、変形性能の確保が要求される部位の補剛板は、R≦0.5 の部材寸法を設計することが書かれている。 実験で規定をつくった理由として、以下のように書かれている。

『補剛板に使用される板要素は一般に板厚が小さく溶接による初期変形、残留応力等の初期不整の影響が 大きいこと、また補剛板は板の両縁支持条件を満たすほど十分に剛ではないこと等から、補剛板を両縁支持 板と同じように扱うのは必ずしも妥当でない』となっている。

また、この部材の設計での規定の対象として、鋼桁のウェブおよび鋼床版を除いている。

この実験データとして示される耐力が、補剛材間の板の面外座屈に対するものか、補剛材と一体となった 板全体の面外座屈に対するものか記載されていないが、板状部材が、最大荷重に達した後の耐荷性状につい て、R が小さい領域では、耐力は比較的保持されることが実験で示されている。

こうしたことも含めて、実験結果を見ていくことで、実橋梁での、損傷した構造の耐力の判断などにも役 立つものと考えられる。

2) 支圧耐力

補剛板の R が小さい時の耐力が、降伏耐力以上になる場合、考え方によっては支圧耐力とも関係する。道 路橋示方書、研究論文、実設計や現実の構造を参考に、この支圧耐力を考える場合の視点を多視点から検討 する。

すなわち、材料の降伏が局部座屈を誘発するので、これを支圧耐力とするか、局部座屈とするか、考え方 は様々あるが、これらが影響しあう領域で、定義次第で変わるものという考えで、理解を膨らますという視 点で述べたいと思う。

3) H24 道示の許容支圧応力度

H24 道示では以下のように規定されている。

■3.2.1 鋼材の許容応力度

支圧に対する許容応力度は、鋼板と鋼板との間の支圧応力度とヘルツ公式で算出する場合とが示されている。

■3.2.2 鋳鍛造品の許容応力度

支圧応力度に対して、すべりのない平面接触、すべりのある平面接触、ヘルツ公式で計算する場合の 支圧に対する許容応力度が示されており、ヘルツ公式で計算する場合は支圧応力度の他に硬さ必要値 も規定されている。

■3.2.3 溶接部及び接合用鋼材の許容応力度

支圧接合用高力ボルトの許容支圧応力度が接合される鋼板の材質ごとに示されており、この許容支 圧応力度はボルトではなく、鋼材のボルト孔壁に対するものと考えられる。

4) 支圧照査を行う対象

支圧照査の対象は、一般的に、鋼桁の支点上補剛材、支承、高力ボルト支圧接合におけるボルト軸と鋼板のボルト孔との支圧部がある。

鋼桁の端部の腐食損傷部の耐力を考える上で腐食損傷の状態および補修後の支圧耐力について、多視点から考察することは意味あることと考える。

5) 支点上補剛材の支圧応力度照査

新設橋梁では、支点上補剛材の支圧応力度の照査は、支点反力に対して、以下のような補剛材下端の断面 が一般部より小さくなる場合に行っている。

・支点上補剛材の幅が下フランジ幅より大きい場合(補剛材溶接のため下端をカットする場合)

・スカラップを設ける場合

なお、一般部と下端が同断面であれば、許容値の大きい支圧応力度の照査は省略され、柱としての許容軸 圧縮応力度の照査のみ行えば良い。

ここで、下端断面が小さくなると圧縮応力度は大きくなるが、柱としての照査では、柱としての座屈に対 する許容値(軸圧縮許容応力度)は上下端の支持条件はヒンジで定められているので、この下端の小さい断 面を用いる必要はない。

一方、支圧応力の照査では、最小断面を用いる必要がある。但し、溶接構造の支圧応力の照査では、腹板 の有効幅に対して、柱として照査する場合に用いられる 12t ではなく、ソールプレート範囲を採用できる場 合もあることも考慮して、合理的な設計法を確立していく必要があると考えられる。

この支点上補剛材の設計については、S48 道示までリベット構造に対する照査方法が示されていた。リベ ット構造では、支点上補剛材だけで、下フランジに力が伝達されることを想定して設計が行われている。こ の場合、支点上補剛材の下端ではメタルタッチとし、支圧で力は伝達される。支点上補剛材と下フランジは、 溶接で連結されているような連続構造ではない。溶接構造では、ウェブも有効と考えるが、リベット構造で はウェブ下端と下フランジ上面の支圧伝達は考慮せず、この部分には隙間があり、鉄道橋では、この隙間分 ウェブが沈下し、フランジの山形鋼が損傷している事例がある。 また、道示の鋼材に対する許容応力度の規定も、鋼板と鋼板との間の支圧応力度に対する許容値を規定し ている。そして解説では、平面と平面が接触している場合については、鋼鉄道橋の設計標準や AASHTO の基準 値を参考にして、許容引張応力度の 50%増しを許容支圧応力度としている。これに対して、支点上補剛材下 面と下フランジの上面の支圧は、上で想定されている平面と平面の接触というより、下フランジ上面と支点 上補剛材の下端のコバ面(板厚分の断面)の接触で力が伝わる状態になっている。

一方、溶接部材では、この部分は溶接されるため、この施工精度によっては、力の伝達経路は異なる。す なわち、すみ肉溶接で回し溶接が行われている場合、溶接部で力が伝達されることも考えられる。この場合、 溶接ビードに疲労き裂が発生する可能性がある。現在は、開先をとって完全溶け込みとしている場合が多い と考えられる。この場合は、溶接断面で若干大きい断面になることも考えられるが、支点上補剛材の下端の 最小断面を用いて支圧を照査すれば問題ない。

道示では、鋼板の表面と鋼板の表面が支圧状態を想定した規定としているが、実務の照査では、下フラン ジ上面の平面と支点上補剛材のコバ面の接触し、支圧伝達する構造を照査している。また、溶接構造では、 この支圧伝達を想定している部分は、溶接で連続構造になっている。このように想定しているモデルと実際 の構造は異なる。この支圧耐力を考える場合、面と面の支圧の安定性についての想像は容易と考えられる。 また、溶接による連続は拘束度を高める。そのため、降伏応力度に達しても、この拘束性や安定性で、耐力 は維持される。

本 WG で実施した板厚面(コバ面)で支持されたボルト継手の実験で、圧縮載荷した場合、降伏応力度を超 えた耐力に抵抗することが確認された。この実験結果からも、何らかの拘束によって座屈が生じにくい構造 (部材)であれば、降伏を超えても比較的安定な状態が維持されることが分かる。

なお、この降伏後も耐力が維持されることに対して、支圧の許容値を柱の50%増しとしていることを考えると、降伏耐力に対して安全率を1.1確保していることになる。

この支圧耐力については、3-5-4でも考察しているので参考として頂きたい。

6) 高力ボルト支圧接合のボルト孔の支圧に対する照査

高力ボルト継手は、道示では、支圧接合も摩擦接合も軸力を入れて使用する。降伏しても、この大きな軸 力による拘束で、支圧に対する安定性が増加し、より大きな支圧耐力を期待することができる。

H24 道示では、高力ボルト継手の支圧に対する許容応力度は、疲労試験から軸圧縮に対する許容応力度の 2 倍は取れると考えられるが、降伏させないという基本的な考え方から降伏応力に抑えたという記述がある。 なお、DIN では、降伏応力度の2 倍が用いられている。

こうしたことから、構造安定性の視点、また、耐疲労性能など設計で要求される性能を考慮して、軸力を 与えることによる性能の向上を考慮した設計体系を構築することで、合理的な設計が可能となる。

7) ヘルツ公式で計算する場合の支圧応力の照査

ヘルツ公式で計算する場合の支圧応力の照査は、支承部の支圧に対する照査、あるいは、ピン構造での支 圧に対する照査を対象として規定が作られてきた。この場合、ローラー支承などを考えると、支圧応力が働 く接触面が球面、円筒面であるため、比較的容易にヘルツ公式を用いることの妥当性はイメージできる。

一方、鋼材と鋼材の接触機構は、平面と平面(平面に近い円筒面や曲面も含む)とが接触するものとして 照査もされてきている。これらは、リベット構造時代に作られた考えを、今でもそのまま用いていることが 考えられる。

一方、支圧による伝達は、支承やピンばかりでなく、支点上補剛材の下端部のような一般部でも行われて いる。この部分は、圧縮を受ける部分で、座屈を起こさずに降伏に達し、設計対象部分の拘束性から、降伏 後に維持される耐荷性能を期待して、支圧を照査して設計することが合理的な設計につながることと考えら れる。特に、高力ボルトによる当て板補修では、その意味は大きいと考えられる。この支圧耐力は、支承や ピンの支圧照査で整備されてきている規定ではなく、各部材の拘束について評価をして、合理的な照査方法 を検討し、整備していく必要があるものと考えられる。すなわち、我が国の鋼橋はリベット構造から溶接構 造や高力ボルト構造に変わってきている。溶接構造では溶接接合される鋼板が互いに拘束されているのでそ の効果も期待できる。また、高力ボルト構造でボルト軸部とボルト孔が支圧状態にあるとき、大きな軸力に より鋼板の支圧部が拘束され、塑性変形を抑制することで耐力が上がる。これらの耐力増加あるいは耐力が 急激に低下せずに維持されることを考慮して耐力を評価し、この耐力を用いて設計を行うことで、合理的な 構造を検討していくことが望まれる。

3-5-4. 桁端部の腐食損傷の補修効果に関する研究事例¹²⁾を用いた検討

鋼桁端部の下端部の腐食損傷は圧縮を受ける部分の損傷である。桁端部の腐食損傷に対する補修について 扱ったこの研究事例で、補修効果について概要をまとめるとともに、支圧、座屈(全体座屈、局部座屈)、拘 束効果などの視点から検討してみる。

ここで引用する文献は、土木構造物標準設計に示された 支間長 30mの主要幹線道路の単純プレートガーダー橋に対 して、桁端部の腐食損傷として図 3-5-2 の損傷モデルを設 定して、その損傷の影響、そして、その対策としての高力ボ ルトによる当て板補修の効果について解析的に検討した事 例である。すでに述べたように、当て板補修の実務では摩 擦接合に準じて設計することが多いので、この構造、すな わち、摩擦接合と同様にすべり荷重までボルトを介して摩 擦で力が伝達される構造を対象としている。主桁ウェブか ら当て板に高力ボルトで伝達される力について、各ボルト で伝達される力がすべり限界に達するとすべって、そのボ





ルトで伝達される力はそれ以上増加しないよう解析を行っている。一方、当て板下面と下フランジ上面が接触すれば、当て板の力は当て板下面から下フランジ上面へ支圧で伝達されるよう解析している。基本モデル では、当て板下面と下フランジ上面はメタルタッチしている構造を対象としている。現場では、メタルタッ チさせることが難しいことを考え、L字の当て板を基本モデルとして解析している。L字の当て板は、L字の 当て板下面と下フランジ上面はメタルタッチしている状態を対象としているが、桁端部のウェブ下端の橋軸 直角方向の固定を考え、下フランジ側もウェブの両側でそれぞれボルト1本を用いて固定している。

ウェブ面との接触面も、下フランジ上面との接触面も、基本モデルでは、摩擦抵抗はすべり係数 0.4 を用 いて、摩擦で伝達される力を制限している。この摩擦で伝達される荷重の限界値(すべり荷重)は、すべり 係数 0.4 に、ウェブ面ではボルト軸力を乗じて、下フランジ上面では伝達される支圧力を乗じて求められる。 ここで、ボルト軸力はほぼ一定で、支圧力は当て板下面から下フランジ上面へ伝達される力なので、当て板 で伝達される力が増加するとともに支圧力は増加する。なお、すべり係数については、当て板下端の摩擦抵 抗の影響を検討するため、残存板厚ゼロのケースで、当て板下面のすべり係数をゼロとした場合の解析を行っている。

当て板下面のメタルタッチを確実にするため、L 字部材を基本モデルとしたが、実用性を考慮に入れて設計施工の合理化を考え、単純な板部材のモデルでも解析を行っている。この場合の当て板の下面は、コバ面すなわち板厚部で下フランジ上面へ力が伝達される。この単純な板部材のケースで、メタルタッチしていない場合の耐荷性能を把握するため、損傷モデル(b)ウェブ両側(桁端側全領域)の残存板厚がゼロの場合についてギャップを1mmと2mmのケースを解析している。

なお、この解析において、メタルタッチ(支圧)による力の伝達は、当て板下面の支圧伝達だけを評価し ており、すべり後にボルト軸が支圧状態になる時のボルト軸による支圧伝達を考慮して解析を行っているわ けではない。なお、このボルト軸による支圧伝達を考慮すると当て板への力の伝達はさらに大きくなること を考えると当て板の力の分担は大きくなり、損傷を有する既存構造の応力分担は軽くなるので、これを考慮 しない本解析結果で評価すれば既存構造部の耐力は考慮した場合より小さくなるので、安全側の評価となる と考えられる。本解析では欠損部にフィラーを挿入するケースを考えている。しかしながら、このフィラー に対しては支圧による伝達は考慮していない。すなわち、鉛直方向の力は、フィラーを介してウェブから下 フランジに力が伝達されることは考えていない。

以下、論文の解析結果で定量的な把握を試みる。

1) 補修レベルとしての健全時構造の終局状態

補修設計では、補修後の耐荷性能をどのレベルまで回復 するかという課題があるが、健全時の耐力に回復すること が一つのレベルと考えられる。

そこで、まず、健全時の最大荷重時の状態についてみる。 ウェブのせん断座屈後にウェブが引張斜材(図 3-5-3 のウ ェブの相当塑性ひずみ部)として機能して、垂直補剛材と上 下フランジないし水平補剛材などとともにトラスとして耐 力が維持されることは知られているが、せん断座屈後の最 大荷重時の解析結果から健全時の相当塑性ひずみ分布は図 のようになり、トラスの耐荷機構でウェブに形成される 引張斜材が降伏して最大耐力に達することがこの図か ら推測できる。支点上補剛材に隣接する垂直補剛材にも



図 3-5-3 最大荷重時の相当塑性ひずみ

降伏が発生し、トラスの垂直材としての圧縮耐力の低下も始まっていることが伺われる。この健全モデルで は、支点上補剛材の柱としての座屈は起きていないことがわかる。したがって、このモードの発生とこの時 の耐力まで回復していることを確認することが、健全時の耐荷性能を回復していることを確認する手法の一 つであると考えられる。

2) 損傷が耐荷性能に与える影響

耐荷性能は最大荷重と荷重変位曲線で検討されることが多く、この論文でも、この2視点で説明されている。最大荷重(耐力)については、荷重変位曲線図から読み取れる他、損傷タイプの最大荷重は、健全時の 最大荷重と比較した最大荷重比で示されている。





図 3-5-4 は欠損タイプがウェブ両側(a)と補剛材両側(b)についての荷重変位曲線を健全モデル(黒)と比較 して示したものである。損傷モデルについては、残存板厚 50%(ピンク)と0%(オレンジ)の2つのケ ースが示されている。最大荷重については、図 3-5-5 に各損傷タイプの残存板厚と耐力低下の関係が示され ている。これらの関係を概略的に把握していると現場での判断に役に立つと考えられる。

この図から、損傷した状態での最大荷重(耐力)として、ウェブの損傷については、ウェブ両側(桁端側 全領域)のように桁端側の全領域が欠損していなければ、残存板厚がゼロであっても最大荷重は健全時の65% ある。また、補剛材両側欠損タイプでは、残存板厚がゼロの最大荷重は、健全時の70%程度である。

臼倉らの文献¹³⁾では、補剛材両側欠損タイプの残存板厚ゼロの損傷した状態の最大荷重は、健全時の約50%に低下するという結果がでている。そのため、補剛材両側欠損タイプの残存板厚ゼロについては、この 解析では70%程度あるが、現段階では、安全を見て50%と把握しておくと安全と考えられる。一方、ウェブ の桁端側全領域欠損タイプ(オレンジ)において、端部が一部ついているタイプ(ピンク)に対して最大荷

重が大きく低下する傾向については、双方の論文で、 ウェブの欠損領域として支点から径間側の領域の有 無の違いはあるが、同様な結果となっている。したが って、ウェブの桁端側全領域が欠損すると耐荷性能は 極端に低下するという理解は重要と考えられる。

3) 補修効果

補修効果についても、健全時、損傷時、補修後の最 大荷重と荷重変位曲線について、目的に応じた基準 値(例えば健全時)との比較で示している。



図 3-5-5 各腐食モデルの最大荷重と残存板厚の関係

損傷タイプがウェブ両側と補剛材両側に対してこの解析で用いている補修形状を図 3-5-6 に示す。また、 この研究では、現場でのメタルタッチを確保する視点から、当て板は L 字形状を基本に解析を行い、実用性 などを考慮して板状形状の当て板の場合について検討を行っている。

最大荷重(耐力)については、図 3-5-7には、L 字形状の当て板を用いた場合の耐力回復について、各損傷 タイプについて健全時と補修後の比較(補修時/健全時)で示している。図 3-5-8には、板状で得られた最 大荷重をL字で得られた値を基準として(板状/L字)示している。そのため、板状の当て板で補修した場合 の効果(補修時/健全時)は、図 3-5-7と図 3-5-8の結果を乗じ



図 3-5-7 各補修モデルの最大荷重と残存板厚の関係



当て板補修を行うと、25%でも残存板厚があると補修後の最大荷重は、ほぼ健全時の最大荷重まで回復する。一方、残存板厚がゼロの場合で、ウェブ両側(桁端側全領域)欠損タイプで、他のタイプより低下が明確に出ている。しかしながら、健全時に対する最大荷重の低下は、板状の当て板でも7%(0.94×0.99=0.93)であるので、ほぼ健全時と同じレベルに回復できるという結果になっている。

荷重変位曲線については、損傷タイプがウェブ両側と補剛材両側について、当て板形状をL字で補修 を行った場合について健全時と比較したものが図 3-5-9 である。さらに、ウェブ両側については、板状の 当て板で補修の場合をL字当て板と比較したものが図 3-5-10 である。



図 3-5-10 当て板形状が異なるウェブ両側腐食を考慮した補修モデル各補修モデルの荷重と変位の関係

損傷タイプがウェブ両側の場合の補修時の荷重変位曲線を比較すると、残存板厚がゼロの場合、最大 荷重は健全時に対して2%ほど低下し、最大荷重に達した後、耐力はなだらかに低下しているが、変位 が15mm程度になるとほぼ重なっている。一方、損傷タイプが補剛材の場合、補修後の荷重変位曲線は健 全時とほぼ重なっている。最大荷重の低下もほとんどない。(図 3-5-9)

損傷タイプがウェブ両側について、板状当て板による補修後の荷重変位曲線をL字当て板を用いた場合と比較するとほぼ重なっており、補修後の構造はほぼ同じような耐荷性能を示す結果となっている。 (図 3-5-10)

4) 当て板下端のメタルタッチの影響

この研究では当て板下端のメタルタッチの影響も検討している。すなわち、ウェブ両側欠損、残存板厚が ゼロ、当て板形状板のケースについて、当て板下端と下フランジ上面の Gap を 1 mm と 2mm とした場合につい ても解析を行っている。

結果は図 3-5-11 に示す荷重変位曲線で示されている。Gap を設けたタイプは1 mmの場合も 2mm の場合も、 荷重変位曲線の初期の勾配について検討すると、荷重が 1,000 kN までは、Gap を設けないタイプとほぼ同じ で、1,500 kN でわずかにずれているもののほぼ等しい。1,500 kN からずれが大きくなり、同じ荷重で比べる と、Gap1 mmの場合で約 1 mm、Gap2mm の場合で約 2mm、Gap なしに対して変位は大きいという結果になってい る。一方、最大荷重は、Gap が有る場合も、ない場合も、Gap が 2mm 程度であれば同じという結果が得られて いる。

以下、対象の構造について設計の視点から考察する。柱としての許容荷重を全強の視点から求めると、

必要ボルト本数:408,240 N/(48×2×1,000) =4.3 本 必要ボルト本数:607,600 N/(48×2×1,000) =6.3 本

ウェブ $2 \times 9 \times 12 \times 9 \times 210 = 408,240$ N 支点上補剛材 2×155×14×140=607,600 N 合計 1,015,840 N

全強を伝達するための必要ボルト本数は、ウェブは 4.3本、支点上補剛材は6.3本であるが、この補修で は、各損傷タイプに対して8本ずつを原則として配置 している。なお、ウェブ両側(桁端側全領域)では、 健全部に配置しているボルト本数は7本になり、損傷 より上側に配置されているボルト本数は6本である。 この研究では、ボルト本数は、道示のボルト間隔と縁 端距離を考慮して配置できる本数で決めている。

ても板状当て板で補修を行えば、1,500kN程度の荷重

このウェブ欠損タイプでは、2mmのGap(板)があっ の荷重と変位の関係に及ぼす影響 までは、Gap なしの補修タイプおよび健全時タイプに対して、荷重変位曲線の勾配はほぼ同じになっている。 すなわち、全強で求めた許容荷重1,015,840kNに対して約1.5倍程度まで、ほぼ健全時と同じ挙動をする結

果となっている。全強の約 1,000kN までは、損傷(腐食)モデルもほぼ同じ勾配を示しているため、Gap があ っても同じになることは当然とも考えられる。

一方、最大荷重は、Gap が 2mm あったとしても、Gap なし補修タイプとほぼ同じ結果、健全時に対しても約 98%に回復する結果となっている。なお、次に示す桁端全領域欠損では、板状当て板で、当て板下端の摩擦 を考慮しない場合、最大 89%までしか回復できない結果も得られているので、桁端全領域欠損では注意を要 する。

5) 桁端全領域欠損タイプのウェブ下端での橋軸直角方向の拘束

すでに述べたように、桁端全領域欠損タイプで、残存板厚がゼロの場合、端部が一部残っているタイプに 対して明確な耐力低下があり、L 字の当て板で補修した場合の最大荷重は、健全時に対して 6%程度小さい。 このタイプでは、桁端部のウェブの下端をL字の当て板で下フランジ固定することの意味を、板状当て板を 用いた場合の解析で、当て板下端のすべり係数をゼロとすることで検討を行っている。

桁端側全領域欠損のタイプでは、桁端側ウェブの下 端は自由になる。この下端の橋軸直角方向の動きを拘 束するものとして、L 字当て板では L 字の当て板の剛 性と下フランジとの1本の固定ボルトがある。一方、 板状当て板は、下端の支圧力で発生する摩擦抵抗が考 えられ、本解析では支圧力にすべり係数0.4を乗じて この影響を考慮している。そのため、このすべり係数 をゼロとして解析を行って荷重変位曲線で比較した ものが、図 3-5-11 である。



図 3-5-11 摩擦係数が異なる補修鈑桁の荷重変位曲線



図 3-5-11 当て板と下フランジの隙間が補修鋼板

最大荷重で比較すると、健全時に対して、L字当て 板で補修した場合は6%低下し、板状当て板では7% 低下、そして、下端の支圧力による摩擦が期待できな いとすると11%低下するという結果が得られてい る。この下端の支圧力による摩擦抵抗は、この解析の 基本モデルでは、すべり係数0.4 で考慮している。

文献では、図 3-5-12 で桁端側のウェブ下端の面外 変形がすべり係数をゼロとした場合に大きくなるこ とを示して、当て板下端の摩擦抵抗の耐荷性能に与 える影響を示している。

桁端側全領域の欠損の残存板厚がゼロの場合は、 安全を見てL字部材によるボルトによる下フランジ との固定をする方法が一案と考えられ、施工時のメ タルタッチの問題も考えるとL字とすることが妥当 と考えられる。

支圧、座屈(全体座屈、局部座屈)、拘束効果からの検討

支点上の桁端部の下端部が腐食損傷によって断面 欠損を起こす場合、断面が小さくなること、また、応 力集中部が形成されることにより、健全時より応力



(a) 摩擦係数=0: Disp.=12.15(最大荷重)



 (b) #####数=04 : Disp=12.15
 図 3-5-12 摩擦係数が異なる補修鈑桁の 支点付近の面外変形図(変形倍率=5 倍)

が大きくなり、この部分のウェブや支点上補剛材に降伏や局部座屈が健全時に対して早期に発生する。この 降伏や局部座屈で、支点上補剛材とウェブで形成されている柱の下端の拘束が弱まり、その結果、支点上補 剛材とウェブで構成される柱としての耐力が低下し、最大荷重も低下する。

これに対して、当て板補修を行うことで、力の流れを変え、荷重分担を変わることを、対象の解析では、 すべりと当て板下端部での支圧による力の伝達を考慮して把握し、耐荷性能を回復について示している。

一方、支点上補剛材の断面は柱としての設計で決まることが多い。そのため、支点上補剛材の支圧応力照 査は、支点上補剛材の下端の断面積が、下フランジ幅が小さい場合やスカラップが大きい時に行われる。し かしながら、この部分は現在溶接で、しかも、疲労の問題から完全溶け込みとする場合が多いものと考えら れる。そのため、メタルタッチの状態ではない。したがって、支承やピンで照査される支圧とは異なるもの と考えられるが、現在の規定は、支承の規定を参考に決められていることが考えられ、確かな考え方は示さ れていない。(3.5.3参照)しかしながら、当て板の下端はメタルタッチとなるため、この視点からこの照査 方法が検討されることが、その手法の整備とともに望まれる。

この論文に示されているように、溶接で接合されていなくても、摩擦による伝達で、接触面に沿った方向 に拘束を受け、この効果も考えられ、特に支圧で伝達される力が大きくなると無視できない大きさになる。 この部分のすべり係数は変動することが考えられるため、安全側の設計を行う場合無視する必要がある。一 方、これが溶接で連結される、あるいは、この部分が何らかの形でつながっていることが、耐力に影響する ことにも留意する必要があることを示している。

このように、この部分は、健全時は、ウェブ、下フランジ、支点上補剛材が溶接による拘束関係にあるこ

と、その他、この論文では考慮されていないが、対傾構、横構、およびその連結のためのガセットが存在し、 これによって拘束されている。こうした拘束が、この部分の耐力に少なからず関係しているため、この部分 の合理的な補修構造を検討する場合は、これを考慮して設計を行うことが望ましい。そのためには、さらに いろいろな検討を行って、その効果を示していく必要があるものと考えられる。

局部座屈に対しても支圧に対してもこれまで、降伏応力で制限されてきている。降伏応力を目安とするこ とはよいとしても、その応力に達した後の安定性について、この拘束による効果も踏まえて、検討していく 必要があるものと考えられる。

すなわち、この降伏応力に達すると、急に不安定になるのか、耐力は維持されて安定な状態を保てるのか、 徐々に耐力は低下するが、その低下は徐々に進行するのか、反対に、耐力が降伏耐力以上に上がるのか、こ うしたことが、様々なケースで検討されることで、個々の構造と損傷形態に適切な補修が行えるものと考え られる。

7) すべり後の摩擦係数

ここで引用した論文では、すべり後の摩擦係数として、すべり前と同じ 0.4 を用いて解析を行っている。 すべり後の摩擦係数は下がることが知られているが、繰り返しすべりを起こしても、最初のすべり係数の 6 割程度に安定するという結果がある。¹⁴⁾また、この論文では、各解析におけるすべりの有無、すべりを起こし た場合、荷重変位曲線におけるどの時点ですべりを起こしているかは示されていない。すべりを起こしてい る場合、その時点が荷重変位曲線に示されれば、そのすべりが、荷重変位曲線における勾配に影響するかど うかを知ることができるものと考えられる。今後の研究に期待したい。

今後検討することはいろいろあるが、本手法で、当て板補修を行うことで、力の流れを変え、荷重分担を 変わることを、対象の解析では、すべりと当て板下端部での支圧による力の伝達を考慮して把握し、当て板 補修の効果、すなわち、補修による耐荷性能の回復について把握できるため、本報告書で取り上げた。

3-5-5 面外塑性変形に対する当て板補修

圧縮部に損傷によって面外変形を起こしている場合、3-3-3.3)でも述べているが、損傷による断面減少ば かりでなく、面外変形による座屈耐力低下が考えられるので、単に断面積を元に戻すための断面増加を図る のではなく、剛性を増やして、座屈耐力の視点からも耐力を確保する必要がある。

これは、供用時の常時荷重に対してはもちろんであるが、補修工事の切断や撤去で剛性が低下するので、 これを考慮して、事前対策を検討する必要がある。特に、補剛材の切断や、落橋防止システムなどバランス を崩すような大きいあるいは重い付属物の撤去などでは注意を要する。

一方、引張部の損傷に対しては、終局耐力に対する耐力低下は、圧縮部のような心配はないが、面外変形 部には力が流れにくくなっている。すなわち、この部分の引張剛性は小さく、その分、面外変形を起こして いない部分で力を分担し、この部分の応力は大きくなっていることが考えられる。この応力増は、変形量(領 域と面外突出高さ)と損傷を起こした断面の役割にもよるので一概に言えない。応力増が応力集中部で起き る場合、疲労の問題が出てくる。

引張部の面外変形は、終局耐力の低下が心配されないこともあり、放置されているケースも見受けられる。 これを補修する場合、すでに降伏を起こしているので変形性能が低下している。そのため、これを冷間で再 度降伏させて、一定量の塑性変形を起こして戻すことは、さらに変形性能が低下し、割れや疲労き裂の問題 につながるので注意を要する。熱矯正は、変形量にもよるが、技能者の確保の問題から実際には採用できな い場合が多い。

したがって、当て板ができるように面外変形部を切断除去する必要がでてくる。切断量が大きくなると、 場合、施工中の安全確保のためにバイパス材の設置が必要になる。この場合、損傷によって、すでに、面外 変形部では力を分担していない可能性があるので、この切断部で分担している力をバイパスで分担すると考 えると危険側の解釈になる可能性がある。あくまでも、施工中の安全性を確保する視点で使う必要があると 考えられる。

3-6. 当て板補修の様々な効果と当て板補修の技術の応用

3-2. では高力ボルト摩擦接合を準用した設計について述べた。摩擦接合で設計する場合の効果として、まず、既存構造と当て板の一体化によって断面増加を行い、応力低下を行うことが挙げられる。高力ボルト当て板補修には、この他の効果として、疲労強度、剛性など視点から効果が期待できるので、これについて、 本項では述べる。

補修補強で求められる既存構造における部材交換ならびに部材の設置(付加)で用いられる高力ボルト継 手は、欠損部に当て板を行う当て板補修とはイメージが異なるが、高力ボルトによる当て板補修の連結機能 とも考えられる。特に部材交換は、高力ボルト摩擦接合継手と考えた方が分かりやすいが、施工にあたって の既存構造の表面処理など、当て板補修の技術を採用しなければならない部分もあるため、本項で言及する ことにする。

3-6-1. 耐疲労性能の向上

疲労き裂部の高力ボルト当て板補修では、当て板補修により、疲労耐久性を健全時の状態と同等に戻すの ではなく、疲労性能の改善が期待できる。

高力ボルト摩擦接合接手は、その力の伝達機構から溶接のような応力集中が発生しないため疲労強度が高い。このことは実験でも証明されている。このため、摩擦接合に準じて高力ボルト当て板補修が行われれば、 疲労強度上問題ない補修が行われると考えられる。

かつて、当て板補修が溶接で行われていたことがあるが、当て板で断面を大きくして応力を下げても、溶 接で当て板が接合されるため、応力集中部が形成され、疲労強度は改善されない事例が多く、疲労き裂が再 発生する事例を経験した。このことから、現在では、鋼材による当て板補修は、高力ボルトによる摩擦接合 が基本になっている。

3-6-2. 剛性増加(圧縮耐力の向上)

3-5. でも述べたように、高力ボルトによる当て板補修の効果として、圧縮では応力低下の他に、耐力の増加が期待できる。すなわち、腐食による断面欠損で応力が増大するばかりでなく、剛性低下で圧縮耐力が低下する。

板部材を両側から当て板を行うと面外変形の剛性は増大する。この場合、偏心を避けるため、原則両面か ら行う必要がある。さらに、板をL字部材として補剛材を設置すると、剛性は大きく増大する。

支点近傍など圧縮応力が卓越する場所で、以下に述べるケースでは施工中に不安定になることが危惧される場合、の安全確保のため、事前に補剛材を増設する方法が考えられる。

- ・腐食による断面欠損で圧縮耐力が低下している
- ・補修のために部分的に切断を行う必要がある。特に、支点上補剛材を切断する場合。
- ・落橋防止構造などを撤去する場合

3-6-3. 連結機能

鋼橋の補修補強では、高力ボルト摩擦接合の連結機能を用いて、部材交換および部材(付加物)の設置が 行われる。

腐食ないし疲労による損傷が、ボルト配置などの関係で当て板による補修を行うことができない場合、コ ストを問題しなければ、ほとんどの場合ボルト配置ができるところで切断して部材交換で対処できる。この 場合、連結部は摩擦接合接手として設計を行う。しかしながら、既設部と新設部材を連結するため、既設部 の連結板の設置される部分の表面処理など当て板補修の技術を採用することになる。

また、性能の改良として落橋防止システムの設置が数多く行われてきているが、これも、連結機能を利用 して、落橋防止のための部材が設置される。この場合も、既設部と新設される付加部材を連結するため、新 設時の摩擦接合を準用する場合、当て板補修の技術も使用する必要がある。

このように、高力ボルトと鋼部材を用いた補修・補強の連結機能によって、高力ボルトによる補修補強の 自由度(可能性)を格段に大きく広げることができる。

3-6-4. リベット、圧縮下での拘束効果

リベット橋が多く建設された時代では、厚い鋼板を圧延することができなかったため、薄い鋼板を複数枚 重ねてリベットで締め上げて集成部材(組み立て部材)として部材を構成してリベット橋梁が建設された。 圧縮部ではポアッソン比分の変形で力が発生し、板を分離させる方向(板厚の方向)で働くが、リベットの 頭で分離を起こさずに一体化は保たれている。しかしながら、リベットの頭が腐食して欠損した場合、リベ ットにより拘束することができなくなるため、板が分離する。板が分離すると板厚が薄くなり、座屈荷重が 小さくなり、集成材の圧縮耐力が低下する。これに対して、外側から当て板をして、ボルトで拘束すること で、集成部材の一体化が確保され、圧縮耐力を確保することが可能になる。

リベットの軸部のせん断力については、頭部が欠損してもせん断耐力が維持されることは知られている。 しかしながら、上述の面内に圧縮応力が発生する場合のようにリベット軸に引張力が発生する場合には頭部 での拘束が期待できなくなるので耐力低下の問題が生じる。

3-7. 当て板補修における素地調整と塗装

3-7-1. 当て板補修における素地調整と塗装に用いる規定類

高力ボルト当て板補修では、まず損傷部の当て板補修を行って、最後に塗装を行うことが、その仕上がり を考えると妥当と考えられる。

摩擦接合を準用した当て板補修では、接合面の素地調整をすべり係数を確保できるよう行う必要がある。 一方、最後に行われる補修塗装でも、既設部材の素地調整が行われる。この時、補修で新たに使用される当 て板は、新設部材のため、工場で素地調整が行われ、塗装も工場で行うことができる

当て板の接合面の処理は、当て板側も既設部材側も、道示に従って行われる。一方、外側の空気に触れる 面は、防食の視点から、鋼道路橋防食便覧に従って処理される。補修と言っても、当て板は新設部材で、高 カボルト継手と同じ扱いを受けるため、新設部材のしかも連結部の仕様が用いられる。一方、当て板が設置 される周囲の既設部材は、塗り替え塗装の規定に従って処理される。したがって、当て板補修部およびその 周辺の表面処理、すなわち、素地調整と塗装は、単純ではなく、特に、日常、計算処理を行っている技術者 にとって、慣れないと分かりにくいものになっている。

ここで、H24 道示とH26 鋼道路橋防食便覧の表面処理の仕様について記載されている箇所を表にまとめる。

なお、鋼道路橋防食便覧には、新設塗装という5章があるが、当て板すなわち連結部の外面の表面処理の仕様はここには書かれておらず、表に示すように、4章の製作上の留意点4.6.3連結部に示されている。

部位(面)	規定	章、節、項	掲載ページ
当て板接合面	道路橋示方書	18章 施工	p. 486~p. 488
既設部材接合面		18.5 高力ボルト	
		18.5.3 接合面の処理	
当て板外面	鋼道路橋防錆便覧	第4章 製作上の留意点	
	第Ⅱ編 塗装編	4.6 輸送・架設	
		4.6.3 連結部	
当て板周囲の既設部材外面		第7章 塗り替え塗装	

表 3-6-1 各部位の表面処理の仕様の各規定における記載箇所

3-7-2. 表面処理方法の合理化の事例を用いた説明

塗り替え塗装仕様としてRc-Iを採用した場合の表面処理の区分の一事例について、具体的に示すことで、 この規定との関係を示す。

ただし、ここでは、外面の塗装仕様は、H26 鋼道路橋防食便覧に従って決定し、接合面については 3.2.2-3)で述べている合理的な表面処理の組み合わせを用いた場合を用いて説明する。したがって、ここで 示す当て板の接合面は、前述の道示の仕様規定では許されていない。

3.2.2 では、品質確保と現場での実用性の視点から、既設の現場作業は動力工具で、新しく製作する当て板 は無機ジンクという組み合わせを検討している。しかしながら、現時点で得られている実験データから、事 例では既設の現場作業は動力工具ではなくブラストで処理して鋼材粗面とすることを考えている。ブラスト することで、性能規定を基に、現時点でも採用可能な仕様と考えられる。

すなわち、現行の道示では、両面が鋼材粗面ないし無機ジンクに対してだけ許されているが、無機ジンク とブラストの条件ですべり係数 0.4 を確保できることが実験的な研究で示されている。そのため、鋼材粗面 をブラストで行えば、こうした研究成果を用いて、この組み合わせの妥当性を示すことができる。したがっ て、性能照査型に移行した現行の道示では、鋼材粗面をブラストで処理すれば、現時点でも採用可能な組み 合わせと考えられる。

規定

・道路橋示方書(平成29年11月)

当て板補修の接触面(接合面):両面が鋼材粗面か無機ジンクが「仕様規定」として許されている。 ・鋼道路橋防食便覧(平成26年3月)

空気中に露出している面(外面と内面:ボルト締め付け後に塗装可能な面)の防食についての規定・合理的な接合面処理(図3-6-1参照)

既設構造の当て板との接触面:鋼材粗面、

当て板の既設構造との接触面:無機ジンク

当て板周囲の既設構造部の塗り替え塗装仕様(外面):Rc-I(鋼道路橋防食便覧)

当て板外面(連結板の空気中に露出している外面):F-11(鋼道路橋防食便覧) 道路橋示方書の性能規定で許されるための条件:

無機ジンク当て板の既設部との接合面(接触面)100µm

鋼材粗面:既設構造の当て板との接合部(面)、ブラストで素地調整

なお、論文によれば、既設側の素地調整がブラストで行われれば、塗膜厚は75μmでもすべり係数は確保 できるという結果が示されるが、道示の最小合計膜厚の条件を考え、かつ、塗膜厚100μmは現在の技術で塗 布可能であるため、100μmとした。



図 3-6-1 合理的な接合面処理

3-8. 試算による当て板補修効果の定量的な一検討

3.8.1 当て板補修による補強効果への定量的なアプローチ

腐食損傷に対する高力ボルトによる当て板補修について、全強設計の考えで設計する場合、断面欠損を当 て板で補うという考え、減少板厚分の当て板を設置し、その断面の全強に対応した必要ボルト本数を健全部 に設置し、健全時の断面と同じ耐力に回復すると考えて設計が行われることもあると考えられる。

しかしながら、当て板に伝達される荷重は、各断面の剛性などで決まり、すべりを起こして、さらに、既 存構造の損傷断面で降伏を起こさなければ、当て板の全断面が降伏しないと考えられる。また、その荷重に 達する前に、当て板を固定するためのボルト配置部の純断面で降伏耐力は決定され、健全時の全強までは、 当て板補修では耐力を回復することはできないと考えられる。

このことから、引張部材では、健全な断面に補修のために明けるボルト孔を控除した純断面の耐力までし か耐力を回復できないことに留意したい。この照査は、通常の設計の引張部材でのボルト継手において純断 面照査を行われている。

すなわち、引張部での腐食損傷による高力ボルトによる当て板による補修では、健全部にボルト孔を明け る必要があるので、耐力回復は、補修用のボルト部における純断面の耐力までで、全強まで回復することは できないことに留意したい。

これは、引張部では、腐食によってボルト孔と同量の欠損があった場合、補修を行っても耐力が向上したことにはならないので、この程度までは、当て板補修しても、その補修効果には疑問が残るので、当て板補

修を行う場合の損傷度の判断基準の一つになると考えられる。この場合、欠損量が同じでも欠損形状によって、問題にならないか検討する必要がある。特に、腐食損傷形状によって疲労が問題となる応力集中や応力 勾配が発生しないか確認する必要がある。

なお、圧縮部では、剛性が増加して、座屈耐力が増加するので、当て板による補修効果を、引張とは区別 して考える必要がある。

ここで、当て板にどの程度の荷重が流れるか、当て板による力の分担について、検討する。ここでは、既 存構造の残存板厚と当て板の剛性比で力の分担が決まると仮定して、この当て板で分担する力を基に必要ボ ルト本数を算出した結果と、当て板の全強で求めた必要ボルト本数と比較検討する。

この時、施工時にベントなどで仮支持しない場合は、3-3 で述べたように補修断面は活荷重に対してしか 有効にならないということを考慮した場合についても、この必要本数を求めて比較検討する。

なお、この健全部でのボルト孔による耐力の低下は、損傷部の応力余裕、曲げに対してはウェブでの当て 板、引張材は、部材両端の連結部でのボルト孔などを考えると実際には問題ならないことが考えられる。

3.8.2 剛性比による当て板分担力の概算による検討

引張軸力を受ける板厚 36 mm、幅 200mm の板の両面から 9 mm ずつ腐食損傷した場合について検討を行う。死 荷重と活荷重の分担は 50% ずつとする。

当て板は欠損分を補うため、既存部の減肉した鋼板の両側から、9 mmの当て板を設置する補修構造を考える。

ボルト配置は、幅方向に縁端距離50mm、ボルト間隔100mm、すなわち、50mm、100mm、50mmとする。

許容応力度設計法では許容応力度で全強を求めていたが、限界状態設計法を意識してここでは、降伏応力 度を用いて全強を求める。 SS400 降伏応力度 235N/mm²

すべり耐力: すべり係数 0.4 で計算 M22 (F10T) 許容力 48kN すべり耐力 48×1.7=81.6kN

既設構造物(板厚 36 mm)の健全部のボルト孔部の純断面の全強は、

 $(200-(25\times2))\times36\times235=1,269,000N$

損傷位置での当て板(1枚分板厚9mm)の全強は、

 $200 \times 9 \times 235 = 423,000 \text{N} = 423 \text{kN}$

必要ボルト本数

423000/81600=5.18 →6本

損傷部 既存部板厚 (36 mm-2×9 mm=18mm) 剛性比 9:18:9=1:2:1 当て板一枚分の力の分担:1/4

1枚に伝わる力

純断面の全強×1/4 1,269,000×0.25=317,250N=317.25kN 必要ボルト本数 317,250/81,600=3.89 →4本 活荷重 (50%) に対してだけ伝達すると考えると 純断面の全強×1/4×0.5 1,269,000×0.25×0.5=158,625N=158.625kN 158,625/81,600=1.94 → 2本

	設計荷重(kN)	必要ボルト本数
当て板全強	423	6本 (5.18)
純断面考慮	317	4本 (3.89)
純断面、活荷重考慮	159	2本 (1.94)

表 3-6-1 剛性比による設計荷重と必要ボルト本数



図 3-6-2 剛性比による必要ボルト本数

3-9. 簡易な高力ボルトによる当て板補修設計法の提案

以上で述べてきたように、高力ボルト当て板補修は、例えば以下に箇条書きにしている状況で実施されて きているため、例えば、活荷重のL荷重を載荷する場合、部材に最も不利に載荷するという考えを採用して、 厳密に、道示に従って設計すると、著しく安全側の設計になり、不経済になる場合が考えられる。

- ・当て板を行う前に施工されるボルト孔
- ・補修断面は、ボルトを締め付ける時に有効になること
- ・供用下で行われることが多いこと
- ・損傷で既存構造は部分的に降伏を起こしている
- ・交通規制を実施、あるいは、バイパスを設置した場合でも、死荷重については、当て板を行う前に施工 されるボルト孔を施工した状態で受けもつ
- ・供用下で行う場合は、活荷重についても、このボルト孔が空いた状態で受け持つ

など

したがって、交通状況など個々の現場の状況にもよるが、損傷状態ですでに長い間使用し、これまでの使 用状況や研究成果から、「個々の損傷状態で補修のためのボルト孔を事前に施工しても不安全にならないこと が分かる状態の損傷ケース」では、これまで通り、損傷状態での応力照査で補修が必要であることを確認し、 補修後の断面で照査すればよいと考えられる。そして、後者の<u>補修後の断面に対する照査</u>は、当て板補修に よる効果を考えると、以下の二つのケースを照査することが望ましいと考えられる。

ケース1:活荷重(T荷重)に対して、疲労照査を行う。

ケース2:全荷重(死荷重+活荷重(L荷重))に対して、降伏することを前提とした終局耐力(最大荷重) に対してある程度の安全率を確保して、設計を行う。

なお、この全荷重に対して、対象によっては、常時荷重と異常時荷重が考えられる。これらは、今後、限 界状態設計法の設計体系の中で、対象荷重の組み合わせを考慮して、適正な安全率が部分安全係数で設定さ れていく必要があると考えられる。

ここで、「個々の損傷状態で補修のためのボルト孔を事前に施工しても不安全にならないことが分かる状態 の損傷ケース」については、今後検討していく必要があると考えているが、これに対するイメージとしては、 次の考え方を参考に、技術的な経験を中で身に着けることができると考えられる。

基本的には局部的な補修を行う場合で、主桁については、L 荷重で断面が決まる主桁は、施工期間中の活荷 重による疲労は、その累積頻度から考えて、まず問題ないと考えられる。一方、異常時などの終局状態に対 しても、多主桁橋ではそのリダンダンシーから、問題ないと考えられる。

以上述べてきたように、局部的な補修に関しては、この二つのケースで照査を行って補修設計を行えば、 以下の2つの危険に対する対策を行うことができる。

・疲労き裂が発生進展し、部材の破断から、落橋など致命的な事故を防ぐことができる。疲労き裂発生進 展を防止することで、疲労き裂の補修を行わずに済むため、維持管理費を抑えることができる。

・腐食による著しい耐力低下に事前に対処することで、落橋など致命的な事故を防ぐことができる。さら に、腐食の進行による大掛かりな仮設機材を必要とする補修工事を行うことを事前に回避できるため、維持 管理費を抑制することができる。 以上のように一般的な補修設計は、従来の設計法に対応する形で、限界状態設計法を取り入れて実施する 一方、損傷が大きい場合、特異な損傷ケースでは、まず、個々の事例の中で、今回定義した様々な問題を検 討して、限界状態設計法の体系の中でその設計手法を確立していく必要があると考えられる。

さらに、今後の検討の中で、これまで補修設計で準用している継手の設計では、継手部は壊さないという 考えが根強く、継手部の設計は、継手部の剛性の極端な変化を避けることから全強の75%以上で設計すると いう規定がある。そのため、継手部を壊して、ここでエネルギーを吸収し、終局耐力に至る前のエネルギー 吸収量を大きくコントロールする考えは、受け入れられないことが多い。しかしながら、今後は補修設計特 有の要求性能について議論する中で、こうしたこれまでの設計の考え方も検討に入れて、自由度をもって設 計を行っていく必要があると考える。

補修設計法の整備にあたっては、こうしたことも課題となることが考えられる。

3-10. これからの設計法

高力ボルト当て板補修は、高力ボルト摩擦接合の考えを準用して設計が行われることが多い。今回、対象 としている腐食損傷の事例が多い桁端部の補修は、圧縮領域にある。そのため、補修方法を合理的に検討す るためには、高力ボルト継手の圧縮側の耐荷性能をまず把握する必要があると考えられる。しかしながら、 圧縮に対する耐荷性能は、継手に対しても実験的な研究はほとんど行われてきていない。そのため、本部会 で基礎的な実験的研究を行い、**第6章**でその結果について述べている。

これからの設計法を考える場合、性能照査型設計法と限界状態設計法の視点から述べる必要がある。しか しながら、かなり前から海外では限界状態設計法で設計が行われてきたが、我が国の道路橋示方書では H29 道示で初めて導入され、それも、鋼橋編は降伏応力度を基準に書かれている。こうした状況の中、体系的な アプローチは難しく、個々に必要と思われる内容を記載することで、これからの設計の参考にしていただけ ればという思いで以下に述べる。

1) 性能照査設計法と限界状態設計法

H14 道示で性能照査型設計法に移行して、設計者に自由度に与えられた。しかし実務では、コストの視点から採算に合わないことは、あまり発展しない。このような状況であるものの、その妥当性をなんらかの方法で示せば、色々な方法が使える環境になっている。

限界状態設計法は、H29 道示では、限界状態が3つ設定されているので、許容応力度設計法に慣れ親しんで きた設計者には、この設計法は分かりにくくなっているのではないかと危惧している。特に、限界状態2に ついては、補修用(維持管理用)と言われれば、何となく分かりやすいと思うが、荷重は耐震設計編を見る こともあり、これが分かりにくくしているものと思っている。

これに対して、補修設計でも限界状態を3つ設定する必要があるという意見もある。

2) 限界状態 2 について

限界状態2については、1)の最後に書いているように、考え方がまだ決まっていないようである。ここで は、前者の考えで、一つの考えを述べておく。

限界状態2は、維持管理において、ある程度損傷しても、そのまま使用する、あるいは、限界状態1を超 えてしまう構造を使い続けるための照査に用いることのできる限界状態と考えて見て、理解を深めていくと 分かりやすいのではと考えている。
補修では、これを用いることが今後多くなることが考えられる。この規定はこれから充実され、確立され ていくものと考えられるが、その整備される過程を見ながら理解を深めていくのが現実的な対処かと考えて いる。

荷重について耐震設計編を見るように書かれているが、常時で適用することを基本に作られた限界状態と 考えられる。これを基本に、この規定を育てていく必要があるものと考えている。

3) 性能についての一考察

性能について、荷重(耐荷性能など)に対して、そして荷重以外のことに対して求められる構造物の性能 を分けて考えてみる。

荷重に対しての性能は、荷重の大きさだけでなく、荷重の性質によっても求められる構造性能が異なる。 すなわち、静的な耐荷性能、耐震性能、耐疲労性能は構造に求められる性能であるが、対象としている荷重 は、常時荷重、地震荷重、頻度の多い変動荷重と異なり、それぞれの荷重の性質があり、個々の構造物で、 その荷重の特性を把握する必要がある。ここで、活荷重は、常時荷重には含まれるとともに、疲労を起こす 荷重でもある。そのため、耐疲労性能に対しての荷重は、頻度の多い変動荷重と表現してみた。

これらの荷重について、対象物を橋に固定せずに考えることで性能に対する理解も深まっていくことになると思う。こうした視点からも補修レベルを考えていくことができるものと考える。

4) 監視による実構造における限界状態の把握

点検における診断で、監視という項目が新たにできた。これまでに用いていた経過観察を、監視というこ とで、責任が、また、どのように監視していくかが問われ、具体的な監視方法もこれから検討されていくこ とと考える。

この手法で、補修しなくてもよいケース、また、完璧でなくても、部分的な補修を行ってその効果をみる ことで、それぞれの効果を確認していくことができると思う。

これによって、より合理的に、かつ効果的な対策を行うことで、安心安全なまちづくりのために、大切な 税金を有効に使っていけることと思う。

5) 補修部の機能と破壊順序を考えた設計

本章では、当て板補修で期待できる効果が、引張部と圧縮部で異なるため、まず、損傷部材に求められる 性能や機能を把握する必要を述べた。そして、補修対象となる部材の性能は、単純に圧縮、引張で決まらず、 破壊順序を決めることで初めて得られる性能もあることを示してきた。

以上のように、補修部、補修部材の求められる性能を把握し、構造全体の中での破壊順序、あるいは、部 材の断面内のどこから壊れるかで損傷の意味は変わって来るので、その損傷の意味をこうした視点から把握 し、適切な判断をして設計を行っていく必要がある。

6) 耐荷力線に隠れているリダンダンシー

補剛板の耐荷力線は、実験による最大荷重の下限で評価して決めている。この線に示されていない、座屈 パラメータ R の小さい領域では、降伏荷重より大きい耐力が実験値と示され、降伏荷重では、必ずしも決ま らないことが示されている。

このほかに、Rが小さい領域では、繰り返し載荷した場合、最大荷重の急激な低下は起こらないことが知ら

れている。この R が小さい領域の性能をリダンダンシーとして考えていくことが、合理的な設計につながる ものと考えられる。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 2012.3
- 2) 公益社団法人日本道路協会:鋼道路橋防食便覧, 2014.3
- 3) 丹波寛夫,木村聡,杉山裕樹,山口隆司:無機ジンクリッチペイント面とそれと異なる接合処理がなされ た高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力試験,構造工学論文集 Vol. 58A, 2012.3
- 4) 丹波寛夫, 行藤晋也, 木村聡, 山口隆司, 杉浦邦征: 接合面が鋼材粗面と無機ジンクリッチペイント面の 高力ボルト摩擦接合継手のすべり係数の提案, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 70, No. 1, 2014
- 5) 村松正義,三ツ木幸子:摩擦接合のプライマー除去範囲の検討,構造工学論文集, Vol. 42A, 1996.3
- 6) 土木学会鋼構造委員会:高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針(案),鋼構造シリーズ15, 丸善,2006
- 7)藤原,村越,田中ほか:高力ボルト摩擦接合継手に関する試験調査-接触面に無機ジンクリッチペイント を塗布した継手のすべり耐力等(その2)-,土木研究所資料 第2796号,1989.8
- 8) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編,2002.3
- 9) 公益社団法人日本道路協会:道路橋示方書·同解説Ⅱ鋼橋編, 2017.11
- 10) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書·同解説Ⅱ鋼橋編, 1980.2
- 11) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 2012.3
- 12) 井比亨,北根安雄,三ツ木幸子:腐食した鋼桁端部に対する当て板補修の性能回復機構に関する研究,構造工学論文集 Vol. 65A, 2019.3
- 13) 臼倉誠,山口隆司,豊田雄介,三ツ木幸子,金銅晃久: 鈑桁端部の支点上のウェブと補剛材の下端腐食範囲の違いがその耐力特性に及ぼす影響,構造工学論文集 A, Vol. 57A, pp. 724-734, 2011.
- 14) 社団法人 鋼材倶楽部 日本鋼構造協会 接合小委員会:鋼構造資料集成 リベット接合 高力ボルト 接合,技法堂出版, 1977

4. 事例による比較設計

減肉を伴う鋼橋の損傷に対し一般的に用いられる補修方法として、鋼板を用いた当て板補修工法があげられるが、各工事においてその施工条件、設計方法は様々である。

また、実際の補修工事業務においては、設計対象となる橋梁が数橋あり、損傷箇所、程度も多様であるため、個別の損傷について設計方法の比較が行われることはあまりない。

ここでは、一つの損傷に対し異なる当て板補修方法を用いて詳細設計を行い、これに対し構造性、経済性、 施工性、維持管理性の観点から複数の技術者が評価を行った。また、その結果を踏まえ補修工法の選定方法 について検討する。

なお、ここでは工法による設計の違いに着目するため、補修における設計手法が広く認知されている H24 道路橋示方書(以下、道示と称する。)による許容応力度法を用いて設計比較を行う。また、H29 道示による 補修設計方法については、付録 2-2 にて別途設計比較を行っている。

4-1. 検討ケース

比較設計による検討ケースは以下の3ケースとした。

事例1 活荷重の影響に着目した工法比較:曲げ卓越部(ウェブ・下フランジ損傷)

事例2 ボルト穿孔による影響に着目した工法比較:曲げ卓越部(下フランジ損傷)

事例3 件数が多い桁端部損傷に対する検討:端支点部付近(片側補剛材欠損)

4-2. 比較設計

通常、当て板補修における設計方法としては建設時の断面がもっていた強度を確保する全強による設計と 既設設計計算書をもとにした建設時の設計荷重による設計の二つの方法が考えられる。

前者の設計方法は竣工時の断面を回復することを目的とするが、当て板による断面補修は施工後に載荷さ れる荷重、主に活荷重にのみに対して有効となるため、実際には竣工時とは条件が異なる。本検討では、後 者の建設時の設計荷重による設計の観点から応力照査を行い、死荷重、活荷重の影響を考慮して設計を行っ た。

4-2-1. 補修工法の比較(事例1 一般部による基本的な考え方の検討)

事例1では、I桁ウェブとフランジに腐食による減肉が生じている場合を想定し、死荷重、活荷重に対する抵抗断面の変化に着目し当て板工法(1-①)、割込みフランジ工法(1-②)、バイパス工法(1-③)について検討する。

設計対象は桁高1200mm、上下フランジ300×16、使用鋼材SM400の桁に対し、死荷重曲げモーメント500kNm、 活荷重最大曲げモーメント500kNmが作用する場合を想定し、ウェブ下端100mmの範囲と下フランジにそれぞ れ断面欠損があるものとして計算した。

1) 当て板工法(1-①)

当て板工法では、死荷重に対しては腐食による減肉断面にて抵抗し、補修後に載荷される活荷重に対してのみ補修部材断面が有効になるものとし、応力度の足し合わせ結果により断面決定を行う。



図 4-2-1 当て板工法(1-①)

2) 割込みフランジエ法(1-2)

割込みフランジ工法では、補修部材設置後に損傷箇所を切除することにより、死荷重応力の再分配が起こ るものと考える。補修部材、部材切除を考慮した完成系断面にて死荷重断面力、活荷重断面力に抵抗するも のとして設計を行う。



図 4-2-2 割込みフランジエ法(1-2)

3) バイパス工法(1-3)

バイパス工法では、仮設部材であるバイパス材を設置したのち、損傷箇所を切除することにより一時的に バイパス材に応力を負担させる。この間に竣工時断面相当の補修部材を設置しバイパス材を撤去することに より割込みフランジ工法(1-2)同様に死荷重、活荷重に抵抗する。



図 4-2-3 バイパス工法 (1-③)

なお、割込みフランジ工法、バイパス工法による死荷重応力の再分配では、損傷により応力超過となる部 位に作用している死荷重応力度を同一断面内の健全部位、および新設部材にて受けかえることを期待する。 このとき、損傷のある状態で高力ボルトによる拘束を行うことにより上フランジ、ウェブ等、他の健全部で 作用している死荷重応力度には損傷による影響が残るため、竣工設計時の応力状態とは異なることに注意が 必要である。

4) 設計比較(事例1)

前述の3工法の補修設計に対し、4名の実務技術者が構造性、経済性、施工性、維持管理性の観点から評価を行った結果を下記の表 4-2-1 に示す。なお、設計計算は付録 2-1 に記載する。

			臼倉 金銅		北村	北村			その他意見・工費比較			
			コメント	評価	コメント	評価	コメント	評価	コメント	評価	コメント	評価
		構造性	既設主桁への負荷が小 さい(重量,ボルト孔 明数) 腐食程度が大きいの で,既設部材に期待で きない。	0	欠損断面を補っている ため問題ない	0	補強工法が簡素で汎用 性が高い。損傷部に孔 明けするため孔引き照 査に留意が必要。	0	欠損位置に補強するた め構造は分かりやすい	0	既設フランジを直接補強する方法であり、補強板は腐 食による減肉、ボルト孔引き分をカバーすれば良く補 修設計は明瞭である。	0
	①当て板工法	経済性	鋼重最小・施工ステッ ブ少	0	鋼重最小	0	損傷箇所に対する補強 のみのため鋼重最小、 施工量も少なく最も経 済的。	0	鋼重最小	0	部材取付部塗膜研削工 ¥17,000 補修工事部材孔明工 ¥46,000 補修工事高力ボルト本緒工 ¥35,000 小規模塗装工 ¥2,000 材料 ¥72,000 点型 ¥17,000	
	(活荷重補強)	施工性	重量も小ボルト孔明数 も少ない 不陸が大きいので,不 陸調整材の調整が重要 である。			(1.00) 日前 取場施工はボルト孔の削孔程度であり、当て板の取付 も簡単である。	0					
		維持 管理性	不陸調整材の劣化に対 する点検が必要であ る。 接続部の劣化に注意が 必要である。	Δ	補強範囲が小さく、腐 食しやすいボルト本数 が少ない	0	損傷部を当板補強で覆 うため、その後に腐食 進行した場合に経過観 察が困難となる。	Δ	不陸が残ると滞水し再 劣化の原因となる	Δ	減肉部に注入するエポキシ樹脂の施工を確実に行う事 で接合部に雨水の進入は防止出きる。	0
т		構造性	桁高変化により応力集 中に配慮が必要 下フランジに孔明しな い。	0	桁高変化により応力集 中に配慮が必要	0	 割込Flgをv.stiffを跨 ぎ挟み込む引張接合と なる。Flg力の応力伝 違は非効率だが、死活 に対する補修が可能。 析高変化部の応力集中 に配慮が必要(析連結 を参考にするか) △ 主桁下フランジ位置が上方に移動する る。又、フランジ応力伝達は不確実で 長くする必要がある。 			主桁下フランジ位置が上方に移動する為断面効率は劣 る。又、フランジ応力伝達は不確実であり補強範囲を 長くする必要がある。	0	
-桁支間部 ウェブ	② 割込フラ:	経済性	鋼重は①より若干増加 する	0	①よりは鋼重大	0	引張接合による増厚、 有部の応力集中係数を 考慮した設計となり、 断面力に見合った板厚 以上が必要。	Δ	桁高が低くなり、補強 断面大	Δ	部材取付部塗膜研削工 ¥35,000 補修工事部材孔明工 ¥35,000 補修工事高力ボルト本締工 ¥26,000 ガス切断切削仕上工 ¥99,000 小規模塗装工 ¥4,000 材料 ¥130,000 会計 ¥1329,000 (1,91)	- 0
・下フランジ捕	ノジエ法	施工性	重量も小ボルト孔明数 も①案と大きく変わら ない。 不陸の少ない箇所に部 材を取付るので不陸調 整材の効果が期待でき る。	0	 仮設材はない ①より補強部材数が多く、重量は大 ボルト孔明数も①より 多い 	0	損傷部を避けて補強が 行えるため、損傷部孔 明けの懸念、腐食の不 陸対策が不要。補強範 囲は広範囲。	0	切断時の応力伝達を想 定しているためひずみ に注意が必要	0	損傷部の切断は割り込みフランジを設置後行う必要が ある。垂直補剛材を挟み込む事が必要があり施工上煩 雑となる。	
☆ 「「「」」 「「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 」 「」 」		維持 管理性	劣化部を完全に撤去で きる。 接続部の劣化への注意 は従来通りである。	0	補強範囲が①より大き くボルト本数も多い	0	既設L.Flgと補強割込 Flgとの狭隘部に埃堆 積、湿潤環境になる懸 念がある。塗替塗装も しづらい。	Δ	損傷部は完全に撤去で きる	0	補強部材数が多い分接合面も多くなりその密着性に留 意する必要がある。補強後の外観が良くない。	Δ
		構造性	損傷部は当初断面を復 元しており問題ない 架設材設置時に健全部 を孔明する。	0	損傷部は当初断面を復 元しており問題ない (仮設材取付け部の孔 引き照査が必要)	0	②案同様に、死活に対 する補修が可能とな る。	0	竣工断面の復元が可能	0	バイパス材を設置する事により施工時の安全性が高ま る。但し、バイパス材設置時のボルト孔が残置される ためその対策が必要である。	0
	③バイパス	経済性	架設材が多く、撤去部 材の処分費がかかる。	Δ	仮設費が大	Δ	当板補強は小規模でも 架設部材の総重量は、 最も重く経済性に劣 る。	Δ	架設材が多い	Δ	部材取付部塗膜研削工 ¥44,000 補強材取付工(バイバス) ¥59,000 補修工事部材孔明工 ¥60,000 補修工事高力ボルト本締工 ¥45,000 ガス切断切削仕上工 ¥99,000 小規模塗装工 ¥6,000 材料 ¥346,000 合計 ¥659,000 (3.83)	
	エ法	施工性	重量も小ボルト孔明数 も多い。 不陸調整材が適用でき る範囲での取付であ る。		仮設材があり、重量も 大 仮設材含めボルト孔明 数は多い	Δ	バイバス材を桁下設置 が必要のため桁下空間 に制約がある場合は適 用不可。架設部材も大 がかりとなる。	Δ	施工ステップが多い、 架設材設置部も前処理 が必要	Δ	バイパス材 (仮設材扱い)の製作及び取付施工分作業 量は多くなる。高力ボルト締め付け部のケレン範囲も 多くなる。	0
		維持 管理性	劣化部を完全に撤去で きる。 接続部の劣化に注意が 必要である。	0	仮設時の補強部材やボ ルトが残置される?		腐食環境、塗替塗装等 に対する懸念部位は特 に無し。①案より補強 範囲が広いため若干不 利となる。	0	損傷部は完全に撤去で きる	0	残置されたボルト孔の腐食対策として空ボルトなどが 必要である。	0

表 4-2-1 支間部補修工法の評価比較 1

評価比較の結果より、経済性、施工性についてはいずれの技術者も当て板工法(1-①)が優れると評価しているが、構造性、維持管理性については各技術者によってばらつきがあった。ここで、経済性・施工性は短期的評価項目、構造性・維持管理性は長期的評価項目とも考えられ、配慮が必要である。また、比較検討を実施した条件では当て板工法が最も経済的となっているが、死荷重による作用応力が大きい場合、補修効果が薄くなり、他工法の方がより経済的となることも考えられる。

その他、WG内では以下の意見があがった。

- ボルト接合による当て板工法では、施工時のボルト穿孔が問題となる。フランジへの穿孔を行う当て 板工法(1-①)よりも、ウェブ面のみを穿孔する割込みフランジ工法の方が施工上安全ではないか。
- バイパス工法(1-③)の設計について、バイパス材は母材と一体ではなく重ね梁となっているため、 設計方法の再考が必要ではないか。
- 割込みフランジ工法(1-②)は設計計算上では腐食部を切り欠くこととしていても、施工上は切り欠 かなくても良いのではないか。

4-2-2. 補修工法の比較(事例2 ボルト穿孔の影響に着目した検討)

事例1では、損傷部の欠損断面にのみ着目し各補修工法における必要断面の算出を行った。しかし、当て 板補修設計においては腐食損傷における断面欠損とともに施工におけるボルト穿孔に対して配慮が必要であ ることがWG内で議論された。これを踏まえ、事例2ではボルト穿孔による欠損に着目し、当て板工法の取 り付け位置を変えた場合について3パターンの検討を行った。

ここでは、I桁フランジのみに腐食による減肉が生じている場合を想定し、フランジ両面当て板工法(2-①)、フランジ下面当て板工法(2-②)、L形鋼を用いたウェブ面当て板工法(2-③)、バイパス工法(2-④)について検討した。また、各工法の特色を捉えるため、腐食範囲の取り合い部材として垂直補剛材があ る場合について検討する。

設計対象は事例1と同じく桁高1200mm、上下フランジ300×16、使用鋼材SM400の桁に対し、死荷重曲げ モーメント500kNm、活荷重最大曲げモーメント500kNmが作用する場合を想定し、下フランジに50%の断面 欠損があるものとして計算した。

1) フランジ両面当て板工法(2-①)

事例1での当て板工法(1-①)同様、死荷重に対しては減肉断面、活荷重に対しては補修後断面にて抵抗 するものと考える。フランジ上下面に当て板を設置することにより補修部材の定着ボルトは2面摩擦接合と なり、定着部のボルト本数を抑えることができる。



図 4-2-4 フランジ両面当て板工法(2-①)

2) フランジ下面当て板工法(2-2)

死荷重に対しては減肉断面、活荷重に対しては補修後断面にて抵抗するものと考える。フランジ下面のみ への当て板となるため、ウェブ面に取り付けられた補剛材、仕口部材等との干渉を避けた構造となる。



図 4-2-5 フランジ下面当て板工法(2-2)

3) L 形鋼を用いたウェブ面当て板工法(2-③)

死荷重に対しては減肉断面、活荷重に対しては補修後断面にて抵抗するものと考える。L形鋼を用いるこ とにより、ウェブ面に追加のフランジを設置する構造となる。フランジへの穿孔を避けることにより施工時 の安全性に配慮し、またボルト連結部への滞水を抑えた構造としている。



図 4-2-6 L 形鋼を用いたウェブ面当て板工法(2-3)

4) バイパス工法(2-④)

事例1でのバイパス工法(1-③)同様にバイパス材により一時的に応力を負担させ竣工時断面を復旧する。 当て板工法では対策不可能な死荷重応力に対しても有効な補修方法である。

なお、WG内の議論において、仮設バイパス材はあくまで重ね梁として抵抗するため部材取替え時、およ びバイパス材撤去時に残存既設断面への応力増となるとの指摘があった。実設計での採用においては、施工 ステップ、バイパス材の取り付け支間、母材の剛比等を踏まえ、計算方法の決定、および部材の選定をされ たい。本検討においては事例1における検討方法を踏襲し母材と一体化し平面保持がなされているものと仮 定し計算を行った。



図 4-2-7 バイパス工法 (2-④)

5) 設計比較(事例2)

上記4工法の補修設計結果を下記表 4-2-2 に示す。なお、設計計算は付録 2-1 に記載する。

				健全時	欠損時	2-① FLG上下当板	2-② FLG下のみ当板	2-③ ウェブL形当板	2-④ バイパス	
死荷重による曲げモーメント MD (kNm)				500	500	500	500	500	500	А
活荷重による	曲げモーメント	ML	(kNm)	500	500	500	500	500	500	В
・母材(下フ)	ランジ着目)									
死荷重抵抗	断面係数(LFLG下端)	ZØf	(mm3)	7600000	5322000	5322000	5322000	5322000	7600000	C 詳細計算参照
(補修前)	死荷重曲げ応力度	σDθ	(N/mm2)	65.8	93.9	93. 9	93.9	93.9	65.8	D = A/C
活荷重抵抗	断面係数(LFLG下端)	ZØf	(mm3)	7600000	5322000	11434000	10876000	11189000	7600000	E 詳細計算参照
(補修後)	活荷重曲げ応力度	σLQ	(N/mm2)	65.8	93.9	43.7	46.0	44.7	65.8	F = B/E
死+活 作用曲	け応力度	σℓ	(N/mm2)	131.6	187.8	137.6	139.9	138.6	131.6	G = D+F
・補修部材										
	取付部材			/	/	2-120×12		2-175×175×15	$1 - 300 \times 16$	
					/	$1-290 \times 12$	$1-290 \times 19$		$2-120 \times 12$	
補修部材									$1-290 \times 9$	
断面	断面積	A補	(mm2)	/	/	6360	5510	10042	4800	Н
	断面係数(補修部材)	Z補	(mm3)	/	/	11167000	10490000	14077000	7600000	I詳細計算参照
	曲げ応力度	σ 補	(N/mm2)			44.8	47.7	35.5	131.6	J = B/H
	摩擦面数		(面)			2面	1面	2面	2面	К
	設計軸力(作用力)		(kN)			284.8	262.6	356.7	631.7	$L = H \times J$
定着ボルト	設計軸力(全強75%)		(kN)			667.8	578.6	1054.4	504.0	$M = H \times \sigma a \times 75\%$
	必要本数(作用力)		(本)	/		3	6	4	7	$N = L/(K \times \rho a)$
	必要本数(全強75%)		(本)	/	/	7	13	11	6	$0 = M/(K \times \rho a)$
・仮設部材										
仮設部材	取付部材								1-H 200×200	
断面	断面積		(mm2)						6353	
・供用下(交通規制なし)での施工						不可	不可	不可	可能	※施工時25%割増

表 4-2-2 事例 2 フランジ欠損時の補修設計計算結果

計算結果より、当て板補修工法のなかでもより中立軸から離れた位置に当て板を行うフランジ下面当て板 工法(2-2)が最も補修部材断面が小さいが、一面摩擦接合となることから定着ボルト本数が多く必要にな ることがわかる。一方、L形鋼を用いたウェブ面当て板工法(2-3)では2面摩擦接合を用いているものの、 補修部材断面が大きくなることにより定着ボルト本数が多くなっている。

また、供用下での施工についてバイパス工法以外は全て施工不可の判定となっているが、これはボルト穿

孔による欠損を見込んだ応力度が許容応力度の1.25倍以内に収まっていることを確認したものである。本検 討での設計条件では、欠損時の作用応力度がすでに187.8N/mm2(許容応力度の1.34倍)となっており穿孔が 許容されない状況となっていた。なお、施工時の許容応力度の割増については供用時には考慮すべきではな いという考え方もある。施工の可否については交通規制のほか、ジャッキアップによる作用断面力低減等も 含めた施工計画を踏まえて判定する必要がある。

なお、本検討ではボルト穿孔に対する配慮として、損傷時、施工時、補修後において最も断面の小さくな る施工時に対する照査を行った。ボルト穿孔の影響は施工時のみでなく補修後にも残るため、割増係数、作 用荷重も含め最も条件の厳しい状況に対して照査を行う必要がある。引張部材においては添接部同様、孔引 きにより当て板が厚板となる場合があるが、構造の決定においては条件設定が過大でないか、ボルト配置は 適切か、等の配慮が必要である。

今回取り上げた事例では大きな損傷が生じている引張部材に着目し試設計を行っている。しかしながらこ れとは逆に損傷の小さな引張部材や、圧縮部材に対しても適切な当て板補修の補修量をどのようにすべきか についての議論が残されている。当初断面の板厚を使用した補修設計や添接設計で用いられる全強の75%耐 力を適用することが過大とならないか等、当て板補修の設計にあたっての設計条件付与について留意が必要 と考える。

これらの設計結果に対し、構造性、経済性、施工性、維持管理性の観点から評価を行った。結果を 表 4-2-3 に示す。

表 4-2-3 支間部補修工法の評価比較 2

			臼倉		金銅		北村		濱本		
			コメント	評価	コメント	評価	コメント	評価	コメント	評価	工費比較
		構造性	補剛材の切り欠きにより,中 開補剛材があるウェブ下端部 に応力集中する可能性があ る。		両面補強であり、補強量が過 度になる可能性がある。(最 低でも18mmの補強)	0	孔引き影響(引張部材補強の 場合)に配慮が必要。	0	欠損位置に補強するため、応 力集中の心配がない。	0	
	①当て板工法(フ	経済性	経済性に優れる	0	③楽と同等で経済性に優れ る。	0	損傷周囲に集中した補強工法 のため、重量は最小となる。 また、形鋼による補強部材の 構成が可能であれば、さらに 工費削減が可能。	0	顚重最小	0	試材取付部塗膜研削工 ¥11,312 ガス切断切削仕上工 ¥13,142 補修工事部材孔明工 ¥51,180 補修工事高力ボルト本総工 ¥38,400 小規模塗装工 ¥1,352 材料 ¥48,360 合計 ¥163,746 (1.01)
	ランジ両面	施工性	下フランジを孔明するため、 注意が必要である。損傷部は ケレンするため、不陸が大き くなる可能性がある。	Δ	補強範囲が小さく、ボルト本 数が少ない。 補剛材のガス切断が必要。	0	補強範囲が最小のため施工性 に優れる。ただし、格点部や 添接に対する補強適用には不 向き。	0	フランジのみへの部材取付だ が、補剛材下端と干渉するた め、現場加工が必要となる。	0	(うち施工費のみ ¥115,386)
)	維持 管理性	Fi11遊問に塩水が滞水する可 能性があり再劣化の要因とな る。 再劣化による部材交換は他③ ④楽よりしにくい。	Δ	補強範囲が小さく、腐食しや すいボルト本数が少ない。 ウェブと上側当て板との間に 埃堆積、湿潤環境になる懸念 あり。	0	損傷部を当板補強で覆うた め、その後に腐食進行した場 合に経過観察が困難となる。	Δ	不陸が残ると滞水し再劣化の 原因となる	Δ	
		構造性	応力集中の懸念はない。	0	片面補強のため、最適板厚で	0	①に同じ。	0	①に同じ	0	
	②当て板工法(経済性	ポルト本数が多いため①楽よ り 経済性に劣る	0	 一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一	0	①楽の伝達部を1面摩擦構造 とするため、施工範囲は広く なる。また、補強部材も長く なるため経済性に劣る。	0	頻重は①と同程度となる。 部材設置範囲は大きくなる。	0	部材取付部塗膜研削工 ¥14,435 ガス切断切削仕上工 ¥0 縮修工事部材孔明工 ¥71,652 補修工事部材孔明工 ¥73,760 小規模塗装工 ¥1,726 材料 ¥48,360 合計 ¥18,933 (1,17)
	フランジ下面の	施工性	ドフランジを孔明するため、 注意が必要である。 損傷部はケレンするため、不 陸が大きくなる可能性があ る。	Δ	補強範囲が大きく、ボルト本 数が多い(①の1.4倍)。 補剛材のガス切断が不要。	0	補強部材の取付周囲にある構 造との干渉を最も避けること が可能。損傷部の直接ボルト 締めについて議論必要有り。	0	 ①と比べ部材取付範囲が大き くなるが、干渉物となる中間 補剛材を避けられる。 	0	(うち施工費のみ ¥141,573)
I 桁支間	いみ)	維持 管理性	上面不陸部に塩水が滞水する 可能性があり再劣化の要因と なる。 再劣化による部材交換は他③ ④案よりしにくい。	Δ	補強範囲が大きく、腐食しや すいボルト本数が多い。 上面不陸部が残った場合、埃 堆積、湿潤環境になる懸念あ り。	Δ	①に同じ。	Δ	損傷部に直接ボルトを締め付 けるため、不陸が残りやす い。	Δ	
部 下フラン		構造性	ボルト孔明による既設主桁へ の負荷が最も小さい。補強に よりウェブの剛性が上げるた め、補剛材の切り欠きによる 影響はないと判断する。	0	新設と既設フランジは塗替え 空間確保のため中立輪側の補 強となり、他案と比較して補 強効果が下がる。	0	中立輪側へ補強部材を配置す るため、他案と比較して補強 効果が下がる。補強効率が落 ちるため、部材断面、重量増 となる。	Δ	取付部材が中立軸に近く応力 度低減効果が小さい。部材設 置位置が高く、横桁・対傾構 と干渉する恐れがある。	Δ	
ジ補修工法	③当て板工法(ウェブL形当板)	経済性	最も経済的である。	0	最も経済的である。	Ø	形鋼を使用した補強部材で構 成することが容易なため、比 教業中で、最も経済的とな る。ただし、損傷部に対する 補修の要否により異なる。	Ø	最も経済的である。	Ø	部材取付部塗膜研削工 ¥11,728 ガス切断切削仕上工 ¥29,571 捕修工事部材孔明工 ¥64,828 捕修工事高力ボルト本総工 ¥48,640 小規模塗装工 ¥1,402 材料 ¥6,080 合計 ¥162,249 (1.00)
		施工性	損傷部の部材厚を見込まない ため、ケレンによる影響がな い	0	補強範囲がやや大きく、ボル ト本数は多い(①の約1.3) 補剛材のガス切断が必要。	Δ	孔引き影響(引張部材補強の 場合)は小さく、健全部に補 強部材を配置するため施工性 は高い。ただし、構造取り合 いが多く配置困難な場合も有 り得る。	Δ	フランジへの穿孔が不要なた め、施工時の耐力低下が小さ い。補剛材との干渉幅が最も 大きく、切断長が大きくな る。	Δ	(うち施工費のみ ¥156,169)
		維持 管理性	フランジ面のボルト添接を避 けられる 再劣化による部材交換はしや すい。	0	補強範囲がやや大きく、腐食 しやすいボルト本数が多い。 上面不陸部が残った場合、埃 堆積、湿潤環境になる懸念あ り。	Δ	損傷部の視認性を確保可能で あるが、既設L.Flgとの狭隘 部に埃堆積、湿潤環境になる 懸念、塗替塗装等の難有り。	0	滞水の一因となるフランジ面 のボルト添接を避けられる。 損傷部を覆わないため再劣化 の点検が可能。	0	
		構造性	損傷部は当初断面を復元して おり問題ない	0	最適板厚で補強可能。	0	損傷部および近傍を無応力状 態に出来るため、補強困難な 箇所(例えば添按部)にも適 用可能で、補強構造の自由度 が高い。	0	損傷により死荷重に対して許 容値を超えていた場合でも対 策可能	0	
	④バイパス工法(フロ	経済性	架設材が多く、撤去部材の処 分費がかかる。	Δ	最も経済性に劣る。	Δ	補強部材の他、仮設材(パイ パス材)の製作 (加工・酸五 が必要。また、施工範囲が広 いこともあり、経済性に劣 る。	Δ	施工費大となる。	Δ	部材原付部塗膜研削工 ¥41,640 補強状節状口工 ¥58,228 補修工事能材孔明工 ¥95,536 補修工事能材孔明工 ¥112,640 ガス切断切削仕上工 ¥111,713 小規模塗装工 ¥4,980 材料 ¥312,000 合計 ¥736,737 (4.54)
	ランジ取替し	施工性	重量も小ボルト孔明数も多い	Δ	仮設材の設置・撤去が必要。 施工範囲が大きく、ボルト本 数が多い。	Δ	損傷部の補修範囲を超えてバ イバス材を設置する必要があ るため、施工範囲が最も広範 囲、また、仮設材の厳去工も 発生するため施工手間が多 い。	Δ	仮設部材大、施工ステップが 多くなる。	Δ	(うち施工費のみ ¥424,737)
		維持 管理性	上面不陸部に塩水が滞水する 可能性があり再劣化の要因と なる。 再劣化による部材交換は他① ~③案よりしにくい。	Δ	腐食しやすいボルト本数が多 い。	Δ	多列ボルトの凹凸部に埃体積 が起こり易い。Fill遊問の止 木、仮設材の撤去後のボルト 孔に対する腐食対策も必要。	Δ	健全部材のみとなるが、ボル ト本数が最大となる。	Δ	

評価比較の結果より、経済性についてはフランジ両面当て板工法(2-①)、L形鋼を用いたウェブ面当て 板工法(2-③)が高いことが分かる。ただし、L形鋼を用いたウェブ面当て板工法については他の工法に対 し材料費が小さくなっていることに注意されたい。これは形鋼を用いたことによるメリットであり、製作部 材となった場合には結果が異なる。施工費のみで比較するとフランジ両面当て板工法(2-①)の次にフラン ジ下面当て板工法(2-②)が経済的な結果となる。

また、構造性において評価の高いバイパス工法(2-④)では、経済性、施工性、維持管理性における評価 が低い、ただし表 4-2-2 に示した通り、作用力が大きく損傷断面への穿孔が許容されない場合においても施 工可能となる。本検討条件において交通規制が不可能という条件が加わった場合、4工法中で唯一施工可能 な工法となる。

4-2-3. 補修工法の比較(事例3 件数が多い桁端部損傷に対する検討)

事例3では、腐食損傷事例の多い端支点部についての当て板補修検討を行った。断面欠損ケースは 表 2-2-4 に示すように、いずれの腐食パターンにも該当し、WGメンバーが実際の現場においても見ること の多い支点上補剛材の下端部に着目して設定した。支点上補剛材下端の腐食は、損傷が進展した場合の影響 が大きいと考えられる。なお、参考文献「腐食した桁端部の耐力特性を踏まえた崩壊プロセスからの分類と その分析」¹⁾によると支点上補剛材下端の腐食損傷による崩壊モードは、柱の全体座屈により崩壊すると位 置づけられている。

I 桁端支点上のウェブ両面に設置される支点上補剛材の片側下端部に断面欠損が生じている場合について 2 通りの設計思想により検討を行った。



図 4-2-8 端支点部の損傷

1) 既設材への活荷重応力低減を目的とした当て板補修設計(3-①)

支点上補剛材の設計は、下フランジ-支点上補剛材境界部の支圧応力度の照査と、主桁ウェブ-支点上補剛 材により構成される十字柱に対する軸圧縮応力度の照査からなる。ここでは、死荷重反力に対しては断面欠 損を考慮した既設断面のみ、活荷重反力に対しては当て板を考慮した補修後断面にて抵抗するものと考え、 応力度の足し合わせ結果により断面決定を行う。図4-2-9に本検討における補修構造案を示す。



図 4-2-9 端支点部の当て板補修(3-①)

2) フェールセーフ機能としての新設補剛材の設計(3-2)

現状供用下においては健全側の補剛材のみで死荷重反力、活荷重反力を負担していると考えられる。 応力度低減を目的とした当て板設計(3-①)では死荷重、活荷重反力分担を考慮して設計を行ったが、供用 下の施工においては活荷重の実作用力が想定できず、設計想定値と異なる応力状態となることが考えられる。

フェールセーフ機能としての新設補剛材の設計(3-②)では、残存補剛材が応力超過し、塑性化したとしても支点上補剛材の機能を保持できることを目的とし、既設補剛材の抵抗を無視した補修部材の設計を行った。

ここで、同設計方法においても、基部の欠損部のみを補修対象とする場合と、支点上補剛材の機能を別途 設ける場合とで違った構造が考えられる。支点部は端支点上横桁、端対傾構、横構仕口、支承セットボルト 等との取り合いにより設置方法が限定されるため、構造条件、施工条件に適した部材形状の選定が求められ る。図 4-2-10、および図 4-2-11 に本検討における補修構造案を示す。



図 4-2-10 端支点部フェールセーフ設計(3-2)構造案1



図 4-2-11 端支点部フェールセーフ設計(3-2)構造案2

構造案1は応力度低減を目的とした当て板設計(3-①)同様に下端が不連続となっている支点上補剛材に 当て板補修を行い、支点上補剛材を延長する構造としている。これに対し、構造案2では、支点上補剛材と しての支圧抵抗、補剛効果の失われている下端部に別の支点上補剛材を新設するという考えをとっている。 ここで、桁高中間部では既設支点上補剛材により全体座屈に対する耐力が確保されているため、新設補剛材 による補剛は桁高の1/2までとした。道示には"支点上の垂直補剛材はフランジの両縁に達するまで延ばす のを原則とする。"とあるが、これは主桁ウェブに円滑に応力伝達を行うためであり、摩擦接合により応力伝 達を行う本構造においては、応力集中は避けられるものと考えた。また、あくまで支点上補剛材としての作 用を期待するため、部材はソールプレート上に配置することを基本とし、できるだけ支承中央に配置するこ とが望ましい。

3) 設計比較(事例3)

事例3の設計において、応力度低減を目的とした当て板設計(3-①)とフェールセーフ機能としての設計 (3-②)構造案1については、設計方法は異なるものの設置ずる当て板補修部材は似通ったものとなった。 また、フェールセーフ機能としての設計(3-②)において構造案1と構造案2とでは、設計手法は同じもの であっても全く違う構造となる。

また、本検討では"応力低減"、"フェールセーフ"の2通りの設計方針により比較を行ったが、事例1、 事例2のバイパス工法のように"交換"を行うという方法も考えられる。支点部における部材交換の方法と してはジャッキアップによる仮受中の施工が考えられるが、構造が煩雑となるためここでの検討は割愛した。 支承取替を伴う補修設計や補修対象が下フランジにまで及ぶ場合にはジャッキアップによる部材交換工法が 候補にあがる。

4-3. まとめ

事例1、事例2において支間部の補修設計を行い、構造性、経済性、施工性、維持管理性の観点から評価、 比較を行った。

補修設計においては竣工時性能の回復が第一の目的であり、構造性の観点からは損傷部材の交換を行うバイパス工法、および損傷部を直接補修する当て板工法の評価が高かった。

経済性のうち、材料費に関しては形鋼の使用により費用を抑えることができるが、不用意に大きな断面の

鋼材を用いることは死荷重増となるだけでなく、定着ボルト本数増にも繋がる。

施工費および施工性に関してはケレンエ、孔明工、高力ボルト本締め工が当て板補修工の主な工種となる ため、取付ボルト本数がそのまま施工性、施工費に直結していることが分かる。

維持管理性についての主な着目点は再劣化に対する懸念であった。防錆上の弱点となる取付ボルト本数が 少ない工法が評価されたほか、特に滞水しやすい下フランジへのボルト配置の有無と、損傷部材残置の有無、 再劣化に対する点検性が評価対象となった。

以上の評価結果より、当て板補修工法に要求される構造条件として、基本的には当て板補修工法が望まし く、取付ボルト本数最小、下フランジへの穿孔を避ける構造が求められると判断される。

これらを踏まえ、当て板補修工法における選定フロー案を図 4-3-1 にまとめた。



図 4-3-1 鋼桁支間部の補修工法選定フロー(案)

フロー案のうち、当て板補修工法の3種について、下フランジへの穿孔を避けたL形鋼によるウェブ面当 て板工法を優先して検討するべきと考えられるが、補剛材、横桁の仕口部材等との干渉が起こりやすいとい う難点もある。実務上では設計条件、構造条件を踏まえての工法選定が必要となる。

事例3においては支点上補剛材の補修工法に対し、応力低減とフェールセーフの観点より2通りの当て板 補修設計を行ったが、構造に大きな違いは見られなかった。また、同じ設計計算方法を用いても、異なる構 造となることも考えられる。

端支点部のように狭隘な部位においては、損傷状況、現場の取り合い部材等により施工可能な補修構造は 限定され、構造解説としての設計計算は後付けになる場合が多い。また、その補修構造の選定は設計者の知 識、技量に委ねられる。

ここまで複数の工法による補修構造比較を行ってきた。しかしながら、補修構造に違いが出る要因は設計 手法ではなく損傷状況、現場状況であるべきであり、個別の損傷事例に対し構造性、経済性、施工性、維持 管理性等あらゆる視点から設計者が議論し、視野を広げれば最適な補修方法は自ずと一つの工法にたどり着 くものと考えられる。補修設計においては緊急性が高いものもあり、多くの場合議論、検討を行なう時間が あまりにも少なく、また新設橋梁のような基準類も少ない。短い時間で適切な補修方法を選定し、計画する ことが求められる補修設計技術者には、幅広い知識の蓄積と多角的な視点が求められる。

参考文献

1) 臼倉誠、鈴木康夫、山口隆司、三ツ木幸子:腐食した桁端部の耐力特性を踏まえた崩壊プロセスからの分類とその分析、土木学会論文集 A1(構造・地震工学)、Vol. 73、No. 2、pp. 443-455、2017.

5. 全橋レベルでの腐食損傷に伴う死荷重応力再分配および当て板補強効果の検討

5-1. はじめに

前章までにおいて、鋼部材の腐食損傷に対して適用可能な補修補強工法や性能照査の方法について多視点 から検討し、当て板補強で対応する場合が多く想定されることが示された。腐食損傷を有する鋼部材に対す る当て板補強については、補強された部材の耐荷性能あるいは補強による効果について、幾つか明らかにす るべき点が残されている。例えば、腐食損傷を有する鋼部材においては、板厚減少に伴い、残留応力及び死 荷重応力の再分配が生じ、腐食損傷を受けた部位以外で応力負担が増えるなどで、腐食部位を補強してもそ の効果が十分に得られないのではないかといった懸念があると考えられる。これまでこのような観点での検 討は十分に検討されていない。そのため、本章では、腐食損傷に伴う応力再分配挙動および応力再分配後に 当て板補強した場合の耐荷性能等への効果について、全橋モデルを用いた解析的検討を行うこととした。

5-2.既往の研究

鋼構造物の耐荷力等の力学的性能には、溶接による残留応力が影響を与えることが知られている。加えて、 鋼橋梁を考えた場合には、自重を支えるため、死荷重応力が各部材には作用している。死荷重応力のレベル は、鋼橋梁のスパンによっては許容応力度の50%を超えることもあるとされる。腐食損傷によって、鋼部材 には体積欠損が生じ、幾何学的な形状変化をもたらすほか、応力再分配により残留応力や残留たわみといっ た不整量への影響も生じる。さらに死荷重応力分も考えると、その分が周りに再分配され、鋼構造物の力学 的性能に影響を与えることも考えられる。

腐食損傷を有する鋼構造物の耐荷力に関する検討の多くは、これまで幾何的な形状変化を主に考慮してお り、応力再分配については、あまり検討されてきていなかった。この点について、後藤ら¹⁾⁻³⁾は、腐食損傷 に伴う体積欠損による応力やたわみへの影響を考慮できる解析方法を提案し、はり要素やソリッド要素を用 いて耐荷力等への影響について検討を実施している。加えて、玉川ら⁴⁾⁻⁵⁾は、シェル要素を用いた腐食損傷 に伴う応力再分配挙動を考慮した解析方法の提案を行い、その方法を用いて既設プレートガーダー橋につい て腐食損傷の進行過程が耐荷力にどのような影響を与えるかについて検討している。玉川ら⁵⁾は、検討の結 果から、腐食損傷の進行過程を再現した場合、終局に至るまでの応力履歴は異なるものの桁の変形挙動や耐 荷力への影響は小さいため、幾何学的な形状変化のみを考慮した簡易的な解析手法でも評価が可能であるこ とを指摘している。後藤ら³⁾も、塑性化が生じるなどの経路依存性の問題がなければ、簡易的な解析方法も 可能であるとしている。死荷重応力が大きくなる場合などは、その再配分によるまわりの部位での塑性化の 可能性も考慮する必要がある場合もあると考えられ、体積欠損による応力再分配の影響を考慮することは重 要であると考えられる。

近年では、実橋梁における腐食損傷の影響を検討するため、複数の桁を有する全橋モデルでの検討も進め されている⁶。そこでは、腐食損傷進行に伴い、腐食損傷を有する桁から健全な桁への荷重分担が進むなど の挙動が示されている。腐食損傷に伴う応力再分配やこのような耐荷機構の変化を考慮したうえで、補修対 策として、当て板補強がどのような効果を有しているのかといった点については、実験的な検討⁷¹もなされ ているものの、検討の余地が残されていると考えられる。そのため、本章では、全橋モデルを用いて、腐食 損傷に伴う応力再分配挙動・耐荷力への影響を、主に死荷重応力の再分配に注目しながら、検討することと した。 5-3. 解析対象

解析対象は、4 主桁の鋼単純合成鈑桁橋とした。後々に対比できることを想定し、設計計算結果が公表されている「日本道路協会:平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例,2018.6.」の諸元を参照している。解析対象とした橋梁図面を図 5-3-1 から図 5-3-3 に示す。



図 5-3-3 側面図

5-4. 解析手法

本解析は、桁端部における腐食損傷に伴う死荷重応力分担率変化および補強有無による活荷重作用時の挙動把握を目的とする。解析は、幾何学非線形および鋼材の材料非線形を考慮した非線形静的3次元有限要素 解析である。解析は、汎用有限要素解析コード【Abaqus v2018】で実施した。

腐食は、対象箇所を板厚方向に 1mm 分割したソリッド要素でモデル化し、死荷重作用下において要素を 次節以降に示すように段階的に削除することにより表現した。当て板補強は、当て板の範囲および形状の差 異による全橋の耐荷性能への影響は小さいものと考え、Abaqus の機能を用いて腐食損傷ステップで削除し た要素をひずみ0の状態でモデルに復元することにより表現した。

5-5. 解析モデル

5-5-1. モデル化方針

解析モデルは、トラス要素・梁要素・シェル要素・ソリッド要素を用いてモデル化した。各部材と要素の 対応を表 5-5-1 に示す。腐食を表現する桁端部は G4 桁固定支承側のウェブおよび補剛材とし、腐食考慮対 象箇所はソリッド要素でモデル化した。床版鉄筋は、床版コンクリートとのすべりは考慮せず、Abaqus の 機能を用いた床版ソリッド内への埋め込みトラス要素とした。また、主桁上フランジ上面と床版下面の境界 条件は剛結とした。メッシュサイズは、腐食表現範囲で 1mm、最大で 150mm 程度とし、要素数が合計約 21 万要素、節点数が合計約 22 万節点のモデル規模となった。

部材	使用要素
桁	シェル要素・ソリッド要素(腐食部)
床版・舗装	ソリッド要素
下横構・中間対傾構	ビーム要素
床版鉄筋	トラス要素

表 5-5-1 部材と使用要素

5-5-2 解析モデル図

1) 全体図

モデル全体図を図 5-5-1 から図 5-5-5 に示す。



図 5-5-2 全体 下面



図 5-5-5 全体 下部

2) 詳細図(腐食対象箇所 G4 桁端部 固定支承側)

モデル詳細図を図 5-5-6 から図 5-5-9 に示す。「厚さ表示」では、シェル要素の板厚を表現する図となる。





図 5-5-8 詳細図 俯瞰 支間側 厚さ表示なし



5-5-3. 桁断面諸元

図 5-5-10 に桁端部における部材位置を示し、表 5-5-2 に対応する各部材の板厚を示す。⑤ソールプレートのモデル化は、下フランジ要素と同一位置に重複要素として作成した。



図 5-5-10 桁端部 部材位置

番号	部材	板厚[mm]
1	ウェブ	9
2	上フランジ	22
3	下フランジ(G1、G4)	32
4	下フランジ(G2、G3)	29
5	ソールプレート	22
6	水平補剛材	9
\bigcirc	垂直補剛材	9
8	支点上補剛材	11
9	端横桁	9

表 5-5-2 桁端部部材 部材板厚

5-6. 解析条件

5-6-1. 解析ケース

解析ケースは、死荷重作用時では腐食範囲に対する8パターン、活荷重作用時での補強有無の2パターンの掛け合わせによる計16ケースを実施した。各解析ケースにおいては、腐食範囲の残存板厚が0mmとなるまで、要素をスパン中央または中桁に向かう方向に1mmずつ削除し、その後ひずみ0とした要素を元の板厚に復元することで補強を表現した。したがって、『補強あり』の解析ケースは、死荷重のみが作用している状態で全欠損した部材を、死荷重作用下で補強しており、活荷重は補強前の腐食進行中・補強時のいずれの場合においても作用しない。図5-6-1から図5-6-4には、モデル上の腐食範囲および腐食の進行方向を示し、表5-6-1に解析ケース名と腐食範囲を示す。

解析ケース名	腐食範囲
CaseO 腐食なし	腐食無し
Case1-1 Web1	ウェブ1
Case1-2 Web2	ウェブ2
Case1-3 Web	ウェブ1,ウェブ2
Case2-1 Stf1	補剛材 1
Case2-2 Stf2	補剛材 2
Case3-1 Stf1Web	補剛材1,ウェブ1,ウェブ2
Case3-2 Stf2Web	補剛材 2, ウェブ 1, ウェブ 2
Case4 Tri	三角形分布

表 5-6-1 解析ケース名と腐食範囲







図 5-6-2 腐食範囲 俯瞰 支点側



5-6-2 シェルーソリッド界面剛体要素

腐食範囲をモデル化したソリッド要素と連続するシェル要素の界面において、シェル要素の面外曲げ成分 をソリッド要素に伝達させるため、剛体要素を設定した。図 5-6-5 に設定した剛体要素を示す。



図 5-6-5 シェルーソリッド界面剛体要素

5-6-3. 材料条件

材料は、着目部材である鋼材を降伏後剛性低下率 1/100 のバイリニアの非線形材料とし、コンクリートと 鉄筋は線形材料とした。表 5-6-2 に設定した材料および部材と特性値を示す。

++121	☆ 7++	ヤング率	密度	ポマンレント	十七岁白田公太子	降伏点	降伏後
竹科	前内	[N/mm2]	[g/cm3]	ホノソン比	开旅ന习生	[N/mm2]	剛性低下率
コンクリート	床板	18600	2.45	0.20	線形		
アスファルト	舗装	3500	2.25	0.35	線形		
SS400	横桁 水平補剛材 中間部対傾構 横構	200000	7.85	0. 30	非線形	245.0	0. 01
SM490Y	主桁 垂直補剛材 端対傾構	210000	7.85	0. 30	非線形	355.0	0. 01
鉄	筋	200000		0.30	線形		

表 5-6-2 材料設定値

5-6-4. 境界条件

線支承によるピン支持を表現するため、図 5-6-6 に示すように、支承位置の橋軸直角方向1列の節点列に 対して境界条件を設定した。図 5-6-7 に示す、固定支承位置の節点に「TX,TY,TZ,RX,RZ」、可動支承位置の 節点に「TY,TZ,RX,RZ」の拘束を設定した。







5-6-5. 荷重条件

死荷重は、モデル化した部材に対して単位体積質量に重力加速度 9.80665[m/sec²]を作用させ、モデル化範 囲外の高欄・付加重量は節点荷重を作用させて載荷した。活荷重は、B 活荷重として、着目箇所である G4 桁固定支承が最も厳しい条件となるよう、図 5-6-8 および図 5-6-9 に示す範囲に載荷した。荷重値は、それ ぞれ P1=10.00E-3[N/mm²]、P1'=5.00E-3[N/mm²]、P2=3.50E-3[N/mm²]、P2'=1.75E-3[N/mm²]を 1G での 荷重値として、死荷重作用下において、0G から 5G まで漸増載荷した。



図 5-6-9 活荷重載荷範囲 P2, P2'

5-7. 解析結果

以下に、解析により得られた荷重-変位関係、荷重分担率、結果コンター図を示す。付録に、全ケースに 対する結果コンター図を示す。

荷重-変位関係は、モデルに作用させた活荷重倍率を荷重、図 5-7-1 に示す G4 桁ウェブ上端節点の鉛直 方向下向き変位を変位として集計した。

荷重分担率は、支承反力を各支承における境界条件を設定した節点の鉛直反力の合計とし、固定支承側の 全支承反力合計に対する割合として集計した。したがって、集計された荷重分担率は、もう一方の可動支承 側へと移行した反力は考慮されず、分担率の合計は常に100%となる。



図 5-7-1 変位抽出節点位置

5-7-1. 荷重-変位関係

図 5-7-2 に、各ケースにおいて集計した荷重-変位関係を示す。荷重-変位関係より、全欠損後に補強し た『補強あり』のケースでは、死荷重作用下での全欠損による塑性変形量は固定されるものの、補強後剛性 は『腐食なし』レベルにまで回復することが確認される。また、ウェブや支点上補剛材のみが欠損したケー ス(Case1,Case2)と比較し、欠損する面積以上に、複数個所が欠損したケース(Case3,Case4)の方が、 塑性変形量・剛性低下も大きいことが確認される。



図 5-7-2 荷重変位関係

5-7-2 腐食進行に伴う死荷重分担率の変化

図 5-7-3 に、腐食進行に伴う死荷重作用下での板厚欠損比と死荷重分担率の関係を示す。図より、端横桁 を有する4 主桁の本解析モデルでは、腐食進行し板厚欠損比が大きくなるにつれ、G4 桁の分担率が減少し、 隣接桁である G3 桁への分担量が増加していることが確認できる。これにより、腐食の進行により構造体で は応力再分配が行われ、桁の荷重分担率が変化することが確認された。また、本解析モデルでは、腐食箇所 である G4 桁から最も遠い G1 桁における分担率変化量が G2 桁の分担率変化量よりも大きいことが確認でき る。

5-7-3.活荷重分担率に対する補強効果

図 5-7-4 に、補強有無による活荷重分担率への効果を示す。図より、補強による効果として G4 桁の活荷 重分担率は『腐食なし』のケースとほぼ同等の挙動を示すことが確認できる。また『Case4 Tri』のケースの ような、全欠損により腐食桁の死荷重分担率が著しく小さくなった場合においても、補強により活荷重分は 荷重を分担することが確認できる。



図 5-7-3 腐食進行に伴う死荷重分担率の変化



図 5-7-4 活荷重分担率に対する補強効果

5-7-4. 結果コンター図

結果コンター図は、各解析ケースにおいて、活荷重 1.0G 載荷時での補強有無の結果を示す。図 5-7-5 から 図 5-7-7 に各解析ケースにおける変形図を、図 5-7-8 から図 5-7-10 に各解析ケースにおける VonMises 応力 コンター図を示す。変形図は、表示倍率を 10 倍とした。図より、死荷重作用下における補強により、活荷重 分の応力を分担し、変形を小さくする効果が確認される。加えて、VonMises 応力図より、全欠損により再分 配された応力分は、補強後でも補強部材には分配されないことが確認される。



図 5-7-5 変形図 Case1


図 5-7-6 変形図 Case2



図 5-7-7 変形図 Case3、Case4

2) VonMises 応力コンター図[N/mm²] (活荷重 1.0G 載荷時)



図 5-7-8 VonMises 応力コンター図 Case1



図 5-7-9 VonMises 応力コンター図 Case2



図 5-7-10 VonMises 応力コンター図 Case3、Case4

5-8. まとめ

本解析により得られた知見を以下に示す。

- 死荷重応力下で欠損・補強した場合、補強部は活荷重分のみを負担していることが確認された
- 塑性変形分は残るものの、欠損した部材厚を元の部材厚に補修することにより、剛性を回復すること
 が可能である(死荷重応力下で欠損・補強した場合)
- 対象構造系により分配機構は異なるが、欠損した桁の負担していた荷重は、別の桁に再分配されるため、欠損した桁以外の桁に損傷が生じていないか確認することは有効である

本章の解析対象とした桁橋構造でなく、桁数が異なるなど、ほかの桁構造系においても、欠損した桁が負 担していた荷重がほかの桁に再分配される挙動は同様であると予想されることから、腐食による欠損が生じ ていない桁の負担増に留意する必要がある。

5-9. WG1 内の意見(参考)

当て板補強サブWGより、以下の意見があったので参考意見として紹介する。

(意見1)

本解析により、損傷部位、損傷程度にもよるが、腐食損傷により断面欠損が生じている支点以外への荷重 の再分配が確認された。特にウェブ、補剛材が共に欠損している Case2 においては腐食桁の変位が大きくな るとともに荷重分担率が低下する。また同時に、隣接桁の荷重分担率が増加していることが確認できる。

また、活荷重に対しては当て板による断面復旧にて竣工時の断面を確保することにより、上記のような荷 重分配傾向や変形が改善されることが確認された。

通常、補修設計においては補修対象となる損傷桁については断面欠損による死荷重応力の増加を考慮して 設計を行なうが、健全な隣接桁に対しては補修を行なうことはない。しかし、本検討で示されたように、損 傷程度が著しい場合などは荷重の分担率の変化により、腐食を伴わないながらも竣工時に想定されていなか った応力状態となっている可能性がある。点検、調査において、腐食損傷がウェブ、補剛材等複数の部材に 見受けられる場合や腐食による断面欠損が著しい場合などは、伸縮装置の段差、隣接桁の損傷に注意を払う ほか、補修時のジャッキアップによる死荷重分担の復旧も念頭において補修設計を行なうことが望ましい。

(意見2)

図 5-7-2 に示す本解析結果により、腐食損傷が生じている箇所が1 主桁であれば、中央径間側ウェブと垂 直補剛材が完全に欠損しても大きな影響はなく、さらには、通常の設計時の活荷重(1G 程度)であれば、ウ ェブ桁端側およびウェブ両側が完全欠損しても、健全時の状態と大きな差が生じていないことが示された。

ただし、解析検討の支点部の部材構成がウェブと垂直補剛材の部材厚が同じであり、支点上補剛材の長さ が短い本橋梁の特徴を理解した方がよいと思われる。支点上補剛材厚はウェブより厚い場合が多いため、こ れらの結果から、垂直補剛材がウェブに対して厚い橋梁では、ウェブの欠損は影響が小さいことが言える。 一方で、支点上補剛材が厚い場合にはこの結果をそのまま適用することには留意が必要である。

ウェブと支点上補剛材の両方が欠損している場合には、「補強なし」の変位が著しいことからも、注意が必要である。

【参考文献】

- 1)後藤芳顯,川西直樹:腐食や補修の影響を考慮した長期間の力学性能評価のための構造解析法の開発, 土木学会論文集,No.689/I-57, pp.85-100, 2001.
- 2)後藤芳顯,川西直樹:腐食と補修履歴を考慮した鋼構造物の耐震性能評価のための解析手法,土木学会 論文集,No.738/I-64, pp.233-244, 2003.
- 3)後藤芳顯,川西直樹:腐食などの体積欠損による鋼構造物の残留応力・残留たわみの変化の解析と圧縮 板の残存耐荷力評価,構造工学論文集,Vol.51A, pp.127-138, 2005.
- 4)玉川新悟,三好崇夫,奈良敬:鋼板腐食に伴う応力再配分を考慮した減る要素による解析法と実用問題 への適用,応用力学論文集,Vol.11, pp.979-989, 2008.
- 5)玉川新悟,金裕哲:既設プレートガーダー橋主桁の耐荷力に及ぼす腐食過程の影響,鋼構造論文集, Vol.18, No.69, pp.41-49, 2011.
- 6)有村健太郎,有山大地,船越博行,山口隆司:桁端部に腐食劣化の生じた鋼 I 桁橋の耐荷性能評価に関する解析的検討,土木学会論文集,A1, Vol.73, No.1, 232-247, 2017.
- 7) 丹波寛夫,橋本国太郎,田中大介,杉浦邦征:腐食した鋼桁端部の当て板補修に関する実験的検討,構造工学論文集 Vol.60A, pp.94-104, 2014.3.

6. 圧縮荷重を受ける高力ボルト継手の耐荷性能に関する検討

6-1. はじめに

本報告書において、鋼部材の腐食損傷に対する補修・補強対策として、当て板補強が選定される場合が多 いことを示されているが、当て板により補強された部材の耐荷性能あるいは補強による効果については、未 だ明らかにすべき点が残されている。特に、当て板補強は、橋梁桁端部などのように圧縮を受ける部位に適 用されることも想定される。高力ボルトを用いた継手の耐荷性能に関する検討は、通常引張荷重下で実施さ れることから、圧縮荷重下での検討はこれまであまり実施されていない。そのため、本章では、圧縮荷重を 受ける場合の高力ボルト当て板補強部の耐荷性能に関する実験および解析による検討を実施することとした。

6-2. 既往の研究

ここでは、本章の課題である「圧縮荷重を受ける高力ボルト継手の耐荷性能に関する検討」について、関 連する既往の研究について概説する。

高力ボルト継手に関しては、これまで引張荷重を受ける場合の検討は多くなされているが、圧縮荷重を対 象とした場合の検討は、あまり実施されてきていないのが現状である。これまで圧縮荷重を受ける継手を対 象とした研究としては、例えば、久保¹⁾が、ボルトの列数がすべり係数等に及ぼす影響について検討するた め、実験的な検討を行っている。接触面の条件としては、ブラスト処理のみを対象としており、ボルト3~14 列継手の圧縮載荷実験を実施し、圧縮を受ける場合でも引張を受ける場合と同様、明瞭なすべり挙動を示す ことを示した。また、ボルト3列の場合に継手の引張と圧縮を比較すると、圧縮を受ける場合のほうが引張 を受ける場合よりも、すべり係数が9%ほど大きくなることなどを示している。一方、木村ら²は、腐食した リベット接合部を高力ボルトで置換した場合を想定し、その接合強度に関する基礎的研究の1つのケースと して、1本の高力ボルトを有する継手供試体の圧縮実験を行っている。その結果から、圧縮を受ける場合、引 張を受ける場合と比べてすべり荷重が全体的に大きくなる傾向にあるが、腐食の程度によって鋼材表面の粗 度が変化することから、接合強度にばらつきが生じる可能性があることを示している。海外においては、Frank ら³が、AISC示方書の試験法に基づいた圧縮実験を数多く実施し、高力ボルト継手のすべり係数に与える要 因について検討している例がある。

圧縮荷重を受ける高力ボルト継手の力学的挙動に関する解析的検討も行われており、山口ら 4は、圧縮荷 重が作用する場合について、F18T と F10T の高力ボルトを対象に検討を行っている。検討の結果、F10T で は、圧縮荷重を受ける場合、板厚の増加によりボルト軸力の低下は見られないが、F18T では局所降伏の発生 によりボルト軸力は低下し、すべり耐力が低下する可能性があること、どちらのボルトの場合でも添接板の 座屈が発生する座屈限界中心間隔は、規定される最大中心間隔よりも大きい値となること等を示している。

なお、高力ボルト継手の耐荷性能という意味では、地震などにより構造物に設計荷重を超えた力が作用す る場合などを考え、すべり後の挙動についても把握することが重要であると考えられる。すべりの発生によ って荷重伝達能力が一旦は減少するものの、その後、ボルト軸部とボルト孔壁が接触し、支圧状態となるこ とで荷重伝達力の向上が期待されている^{5,77}。すべり後の挙動については、これまで引張荷重を受ける場合の 検討が幾つかなされている^{8,10} が、圧縮を受ける場合の検討はあまり実施されていないことから、本章で実 施する検討においてはすべり発生後、支圧状態になるまでを検討のターゲットとして設定することとした。

I -110

6-3. 検討内容

前項までの背景から、高力ボルト継手が圧縮を受ける場合の耐荷性能について検討の余地が残されている と考えられる。ここでは、圧縮を受ける高力ボルト継手の耐荷性能について基礎的な検討を行うため、腐食 損傷のない、母材と添接板で構成される高力ボルト継手について、ボルト列数や板厚などの構造諸元がすべ り挙動、あるいは支圧状態に移行するプロセスに与える影響を明らかにすることを目的として、解析および 実験により検討を行った。

まず、母材の板厚が比較的大きいケースを対象にすべり先行型の条件で実験方法などの検討も含めたパイ ロット検討を実施したうえで、母材の板厚や強度、添接板との強度の違いなどを考慮したパラメトリックな 検討を実施した。その結果についてここでは述べる。

6-4. すべり先行型を想定したパイロット検討

ここでは、圧縮を受ける場合の高力ボルト継手の耐荷性能を明らかにするため、まず、すべり先行型を想 定し供試体を作製し、実験手法などを確立するために行ったパイロット的な検討(パイロット検討)の内容 について示す。実験に先立っては、ボルトの列数や板厚の影響を予め把握するため、FEM 解析による詳細なソ リッドモデルによる検討を行った。

6-4-1. 解析的検討

実験の実施に先駆けて、供試体の形状・寸法の決定の参考とするとともに、圧縮を受ける場合の高力ボル ト摩擦接合継手のすべり発生までのプロセスと耐荷性能について、構造諸元が与える影響について検討する ことを目的として、鋼材の板厚とボルト列数に着目した FEM 解析による検討を行った。解析に用いた有限要 素コードは Abaqus/Standard である。

1)解析モデル

図 6-4-1、図 6-4-2 に、解析モデルのモデル化範囲と形状および要素分割の一例を示す。解析モデルは、図 に示すように対称性を考慮して、実際の継手の 1/8 モデルとした。母材、添接板、ボルト、座金のモデル化 は、本解析に類似且つ実験との比較においても良好な結果を示している文献¹¹⁾を参考として、8 節点ソリッ ド低減積分要素を使用して行った。要素分割は、添接板、母材、ボルト及び座金は 2mm を基本とし、軸力の 影響が小さい継手の外側付近では 3mm 程度による要素分割とした。母材と添接板との相対変位は、図 6-4-2 中の赤線の部分での母材と添接板の相対変位を取ることとした。メッシュサイズは、ボルト 3 列の継手モデ ルを対象として、メッシュサイズを 0.5mm ずつ変化させた解析を行い、すべり荷重の安定したメッシュサイ ズとして決定した。



図 6-4-1 解析のモデル化範囲



図 6-4-2 解析モデルと要素分割の例

2) 解析方法

解析は図 6-4-3 に示すように、設計ボルト軸力を導入する「ステップ1」と、母材上面に強制変位を与えて 荷重を作用させる「ステップ2」を連続的に解析する方法で行った。ここでは、継手軸直角方向がX軸方向、 継手軸方向がY軸方向、ボルト軸方向がZ軸方向を表している。

ステップ1では、ボルトに設計ボルト軸力を導入するために Abaqus の荷重タイプ「ボルト荷重」を用いて ボルト要素に設計軸力を与え、ステップ2では、添接板下面を固定する境界条件を設定したうえで母材上面 全体に強制変位を与え、解析を行った。

立にたたみていく図チ毛	ヤング率	ポアソンド	降伏応力	
前外及い動性	(N/mm ²)	ホノノンに	(N/mm ²)	
母材・添接板(SM490Y)	210,000	0.3	355	
ボルト M22(F10T)	210,000	0.3	900	

表 6-4-1 解析で用いた材料特性



3) 解析ケース

表 6-4-2 に設定した解析ケースと構造諸元を示す。ここで、高力ボルトは F10T, 呼び径 M22 を仮定し、 ボルト孔は、径 24.5 mmとして 75mmピッチで配置した。ボルト軸力としては、M22 の設計ボルト軸力であ る 205 kN を導入している。ここでは、継手の板厚と列数をパラメータとしており、圧縮を受ける場合と引張 を受ける場合の両方を対象として解析を行い、その結果を比較する。ここで、表 6-4-2 中の供試体名称は、 頭文字の英字(C:圧縮、T:引張)と母材の板厚(19mm、28 mm、32 mm)、ボルト列数(2 列~7 列)を表している。 なお、表 6-4-2 中の設計すべり耐力と設計降伏耐力、すべり/降伏耐力比β、すべり係数は以下に示す式より 求めている。

$$N_{sl} = \mu_d \cdot m \cdot n \cdot N_0 \tag{5.1}$$

$$P_{Fy} = (W - d) \cdot t \cdot \sigma_y \tag{5.2}$$

$$\beta = \frac{N_{sl}}{P_{Fy}} \tag{5.3}$$

$$\mu = \frac{P_{sl}}{m \cdot n \cdot N_0} \tag{5.4}$$

ここで、 N_{sl} : 設計すべり耐力、 μ_{d} : 設計すべり係数 (=0.5)、m: 接合面の数 (=2)、n: ボルト列数、 N_{0} : 設計 ボルト軸力、 P_{Fy} : 純断面降伏耐力、W: 板幅、d: 孔径、t: 母材板厚、 σ_{y} : 降伏応力、 β : すべり/降伏耐力比、 μ : すべり係数、 P_{sl} : すべり荷重、である。なお、文献²⁾では、圧縮力を受ける継手のすべり/降伏耐力比 β は 純断面ではなく総断面で照査することとされているが、本章では引張側との比較検討のため、純断面からす べり/降伏耐力比を求めている。

4) 解析結果

①すべり発生までの挙動

まず、ボルト3列の解析ケースの結果を例に、すべり発生までの挙動について述べる。図6-4-4にボルト 軸力導入時の母材と添接板表面の接触圧の分布を示す。図6-4-4より、ボルト軸力を導入した際に、接触圧 は主にボルト孔周辺にのみ発生しており、この領域で荷重伝達がなされるものと考えられる。図6-4-5、図6-4-6は、板厚19mm、ボルト3列のケースの荷重一相対変位関係、および、すべりまでのボルト軸力の変化を 示したものである。荷重-相対変位を見ると、載荷の初期段階では線形に荷重が増加するが、途中から傾き が変化し、すべり荷重(最大荷重)に達する様子が見られる。図6-4-6からわかるように、ボルト軸力は外 側ボルトを除いて、すべりが生じる前に減少する傾向が確認できる。ここで、荷重-相対変位の傾きが変化 する点をA点、さらに変化する点をB点、すべり荷重に達した点をCとして、それぞれの時点での母材と添 接板接触面の継手軸方向のすべり量をコンターとして表した図が図6-4-7である。A点ではボルト孔周辺の すべり量は均等ではなく、内側と外側ボルトの外側部分のすべり量が大きい。B点では内側ボルトに続き、 外側ボルトの大部分がすべりを呈している。C点では、すべてのボルト孔周辺にすべりが生じすべり荷重に 達するというプロセスとなっている。局所的なすべりは、ボルト列数が増加するにつれてより明瞭に見られ、 荷重の増加に伴い荷重-変位曲線の傾きが緩やかになる傾向があることが確認できる。

公 「 」 所 所) べ こ こ の 府 進 間 の	表 6-4-2	解析ケースとその構造諸元
-----------------------------	---------	--------------

		板厚	(mm)	+	設計すべり	設計降伏		すべり	+ 3 10																
名称	列数	P-++	沃埣垢	板幅 (mm)	耐力	耐力	β	荷重	うへり																
		山小	称近女似	(mm)	(kN)	(kN)		(kN)	休奴																
C19-2	2			133	410	732		421.78	0.52																
C19-3	3	10	12	188	615	1103		632.86	0.52																
C19-5	5	19	12	296	1025	1831		1056.96	0.52																
C19-7	7			404	1435	2560		1484.59	0.52																
C28-2	2			98	410	731		422.08	0.52																
C28-3	3	•	16	135	615	1098	0.56	633.54	0.52																
C28-5	5	28	16	208	1025	1824	0.56	1058.03	0.52																
C28-7	7			282	1435	2560		1484.82	0.52																
C32-2	2			89	410	733		422.40	0.52																
C32-3	3		19	121	615	1096		632.92	0.52																
C32-5	5	32		185	1025	1823		1059.54	0.52																
C32-7	7			250	1435	2562		1488.98	0.52																
T19-2	2			133	410	731		394.00	0.48																
T19-3	3			188	615	1102		589.71	0.48																
T19-5	5	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	12	12	12	296	1025	1831		980.76	0.48
T19-7	7			404	1435	2559		1370.36	0.48																
T28-2	2			98	410	730		394.96	0.48																
T28-3	3	•		135	615	1098		593.16	0.48																
T28-5	5	28	16	208	1025	1823	0.56	984.08	0.48																
T28-7	7]		282	1435	2559		1382.01	0.48																
Т32-2	2			89	410	732		399.56	0.49																
Т32-3	3			121	615	1096		595.03	0.48																
T32-5	5	32	32	32	32	32	32 19	185	1025	1823		987.91	0.48												
Т32-7	7]		250	1435	2561		1387.03	0.48																



図 6-4-4 母材の添接板接触面における接触圧分布



図 6-4-5 C19-3 の荷重-相対変位関係







図 6-4-7 継手軸方向のすべり量のコンター図

②すべり荷重

表 6-4-2 には、実施した全ての解析ケースで得られたすべり荷重を示している。図 6-4-8、図 6-4-9 にそ れぞれ圧縮を受ける場合と引張を受ける場合の各ケースの荷重-相対変位関係を示す。これらの結果から、す べり荷重について、パラメータとした板厚、ボルト列数、荷重方向の影響について比較検討を行う。

まず、圧縮と引張で比較すると、圧縮を受ける場合にはすべり荷重の向上、引張を受ける場合にはその低 下が確認できる。またボルト列数に着目すると、図 6-4-8、図 6-4-9より、引張でも圧縮でも、列数の増加に よりすべり荷重に達する際の相対変位が大きくなっている。また、圧縮・引張いずれにおいても、ボルト5列 と7列のケースではすべり荷重の約 60%で荷重-相対変位関係の傾きが変化する。これは、局所的なすべりの 発生に起因していると考えられる。一方、列数が同じであれば、荷重-相対変位関係は板厚に依存せず、同様 の傾向を示している。

③ボルト軸力の変化

図 6-4-10 にすべり荷重時のボルト軸力の変化率を示す。ボルト軸力はボルトのモデルの対称面における反 力の積分値である。図 6-4-10 より、圧縮を受ける場合には外側(モデルでは一番上)と内側(モデルでは一 番下)のボルトを除き、板厚が大きいほどすべり荷重時のボルト軸力の増加率は大きいことがわかる。また、 ボルトの列数が増加するにつれ、継手の内側・外側のボルトと真ん中のボルト列の軸力増加率の差は大きく なる傾向となっている。引張を受ける場合にも、内側・外側のボルトは、板厚が小さいほど、ボルト軸力の 変化率は高かったが、真ん中のボルト列では明確な差が見られない。同じ列数で見ると、どちらの載荷方向 でも、最も内側ボルトと外側ボルトのボルト軸力の変化が大きくなっている。圧縮の場合、真ん中のボルト 列はポアソン効果の影響のみを受けると考えられるが、内側および外側ボルトは添接板の面外変形の影響も 受けると考えられる。また、引張の場合、内側と外側の摩擦分担率が高いため、真ん中のボルト列よりもポ アソン効果の影響が強く表れたのではないかと考えられる。摩擦接合継手の場合、最も内側と外側のボルト の荷重分担率が高いことが知られており、内外のボルト軸力の変化率が大きいことが引張と圧縮で大きなす べり荷重の差を生んでいると考えられる。

以上のように、ここではソリッド要素を用いた詳細 FEM モデルの解析により、ボルト継手が圧縮を受ける 場合の特徴について、引張を受ける場合との違いを比較しながら確認を行った。すべりが発生するまでにボ ルト軸力の変化などが生じる可能性があり、特に圧縮を受ける場合はボルト軸力が増加する傾向があること が明らかとなった。ただし、この結果は、母材の降伏などがあまり影響しないすべり先行型の場合の特徴で あると考えられる。



図 6-4-8 各解析ケースの荷重相対変位関係







軸力変化率(%)





0

-2

-4

-6

-8

軸力変化率(%)



■ C19-7 ■ C28-7 ■ C32-7

6 7

3

(d) 圧縮7列









図 6-4-10 すべり荷重時の軸力変化率

6-4-2. 実験的検討

ここでは、圧縮を受ける継手の限界状態に至るまでのメカニズムを把握するために実験的な検討を行った 結果を示す。ここでは、上述の解析対象となったケースから、試験機の載荷能力やセット時の安定性などを 考慮して、1行2列の高力ボルト摩擦接合継手を対象とした検討を行った。まず、供試体の形状および載荷方 法について予備実験により検討した後に、その他の実験(パイロット実験と呼ぶ)を実施することとした。 パイロット実験は、後述する板厚、鋼種などの影響に関するパラメトリックな検討に向けて実験方法等の確 認を行う目的で、板厚を大きくしてすべり先行型の条件とするために母材板厚を 28 mmで固定し、軸力あり、 軸力なしをパラメータとしてパイロット的に行った実験である。

1) 予備実験

圧縮を受ける場合のボルト継手の載荷実験はこれまであまり行われていないことから、本実験に先立って 供試体形状や載荷方法について検討するために、予備実験を実施することとした。なお、予備実験では本試 験と縁端距離の異なる供試体を使用している。

①供試体の準備及び載荷方法

供試体としては、母材板厚 28mm の供試体 2 体(うち 1 体は軸力を導入しない条件)を対象とした。 図 6-4-11 に供試体の形状、各部名称を示す。表 6-4-3 には、予備実験で使用した供試体の構造諸元を示して いる。供試体は端面が水平に保たれるようにディスクグラインダーで仕上げを行い作製した。ボルトの締め 付けは、道路橋示方書の規定を参考に、図中の下側のボルト、上側のボルトの順に目標導入軸力の 10%増し で実施した。また、予備実験ではリラクゼーション期間を取らず、締め付けた 6 時間後に載荷実験を行う形 とした。載荷は、図 6-4-12 に示すように、アムスラー試験機(載荷能力:1000kN)を用いて行い、1~2kN/秒を 目安に載荷を行うこととした。継手の載荷側の冶具には球座式圧盤を用いた。ボルトの破断が起きた場合に ボルトが飛翔してしまうことなどが予想されるため、安全のためにボルトを気泡緩衝材で覆うとともに、供 試体のまわりを板厚 15mm のアクリルパイプで囲ったうえで載荷を行った。予備実験での載荷中の様子を 図 6-4-13 に示す。

②予備実験結果

表 6-4-4 と図 6-4-14 に各供試体の実験結果をまとめたもの、および荷重-載荷点変位曲線をそれぞれ示 す。軸力ありのケースでは、終局荷重まで達することなく載荷装置の載荷能力に達して終了したが、軸力な しのケースでは 1007kN でボルトの破断が生じ、終局荷重を確認した。また、軸力ありのタイプでも、支圧後 の荷重-変位曲線は軸力なしのケースと近い傾きを示している。なお、各耐力は表 6-4-5 に示す材料試験結 果を用いて、次の式(5.5)から(5.8)により計算している。

$$P_s = \mu_d \cdot m \cdot n \cdot N_0 \tag{5.5}$$

$$P_{Fy} = (W - d) \cdot t \cdot \sigma_y \tag{5.6}$$

$$\mu = \frac{P_{sl}}{m \cdot n \cdot N_0} \tag{5.7}$$

$$P_{bod} = \frac{2\sigma_{tb}A_b}{\sqrt{3}} \cdot n \tag{5.8}$$

ここに、 μ_d : 設計すべり係数 (=0.5)、m: 接合面の数 (=2)、n: ボルト列数、N₀: 設計ボルト軸力、W: 板幅、 d: 孔径、t: 母材板厚、 σ_y : 降伏応力、 P_{bod} :ボルトのせん断耐力、 σ_{tb} :ボルトの引張強度、 A_b :ボルト軸部の断 面積、である。 予備実験の結果、予備実験で用いた供試体の形状・寸法、実験方法により、安定した実験が実施できることを確認されたことから、本実験においても同様な方法で実施することとした。





供試体名	e40-t28-1	e40-t28-NT							
ボルトの等級	F10T								
ボルト呼び径	Ν	122							
導入ボルト軸力(kN)	205	0							
孔径 d (mm)	24.5								
母材板厚 tb (mm)	28 28								
添接板厚 t _s (mm)	16	16							
板幅 W (mm)	120								
ボルトピッチ p(mm)	75								
添接板縁端距離 e1 (mm)	70	70							
母材縁端距離 e_2 (mm)	40	40							

表 6-4-3 予備実験の供試体概要



図 6-4-12 アムスラー試験機(載荷能力:1,000kN)



図 6-4-13 載荷時の様子

供試体名	e40-t28	e40-t28-NT	
すべり/降伏耐力比β	0.58		
母材/添接板耐力比 γ _d	1.14 1.14		
設計ボルト軸力 N ₀ (kN)	205	0	
設計すべり耐力 $P_d(kN)$	410		
母材純断面降伏耐力 PFyn(kN)	,	701	
ボルトせん断耐力 Pbod(kN)	8	878	
すべり荷重 P _{slip} (kN)	501		
終局荷重 P _u (kN)	1020以上	1007	

表 6-4-4 各供試体の各設計耐力と実験結果





		板厚	降伏点	引張強さ
	鋼種	t	σ_y	σ_u
			(N/mm^2)	(N/mm^2)
母材	SM400	28	262	416
添接板	SS400	16	274	438

表 6-4-5 各鋼材の材料特性

2) パイロット実験

予備実験の結果、予備実験で用いた供試体の形状・寸法、実験方法により、安定した実験が実施できるこ とが確認できたことから、パイロット実験においても同様な方法で実施することとした。先述のように、パ イロット実験は後述する板厚や鋼種などをパラメータとしたパラメトリックな実験に向けた実験であり、全 6体、軸力あり(3体)、軸力なし(3体)で実施することとした。軸力なしのケースは、すべり挙動がない場 合の挙動と比較するために実施したものである。

①供試体の準備及び作製、計測

予備実験で用いたものに基づき、供試体の構造諸元を表 6-4-6 に示すように決定した。供試体は予備実験の時と同様の手法で組み立てなど行い作製した。上述のように、パイロット実験では、軸力の影響を確認するために、6 体の供試体のうち 3 体を、軸力の導入ありのケースとし、残りの 3 体を軸力なしのケースとして耐力実験を行うこととした。使用した鋼材の材料特性は、予備実験で示したものと同じである (表 6-4-5)。なお、供試体名は、軸力ありのケースは e60-t28-供試体番号 (1~3)、軸力なしのケースは e60-t28-NT-供試体番号 (1~3)を用いた。ここで、e60 は母材縁端距離 60 mmを意味しており、t28 は母材の板厚が 28 mmであることを示している。

供試体の組み立てを行う前に、供試体に用いる鋼板について、表面粗さと膜厚計測、鋼板形状計測を行った。表面粗さはRzjis(10点平均粗さ)で評価しているが、Ra(算術平均粗さ)とRsm(要素平均長さ)、Rz(最大高さ)も併せて計測を行っている。表面粗さの計測個所は図 6-4-15 に示すように、ボルト孔周辺 4 か所、軸力を導入する供試体(w120-e60-t28)のすべての鋼板の裏表、合計 48 か所を 1 回ずつ計測した。表 6-4-7 に計測した結果、得られた平均値を示す。各供試体の母材と添接板の塗膜厚は、電磁式膜厚計を用いて計測した。計測は、図 6-4-15 に示す a と c について各点 5 回ずつ計測行い、その平均を用いて評価を行った。図 6-4-16 に、計測の結果得られた各供試体の接触面の合計乾燥膜厚を示している。合計塗膜厚は最大 264.8µm、最小146.8µm であり、道示に定められた目標合計膜厚を超えた値となっている。さらに、供試体の形状として、高さと幅、板厚、各ボルト孔径の計測をそれぞれ違う箇所で 3 回ずつ計測した。計測の結果を表 6-4-8 にまとめている。

ボルトの締め付けは、ラチェット付きプレセット型トルクレンチを用いて、道示に従ってボルト1(下段)、 ボルト2(上段)の順に行った。1次締めと本締めに分けて実施し、1次締めでは設計ボルト軸力の約60%を 目標に軸力を導入、部材同士を密着させたのち、設計ボルト軸力の110%を導入する本締めを実施した。軸力 は、ボルト側面に貼ったひずみゲージにより管理し、予め確認している図6-4-17に示すようなボルト軸力と ボルト軸部のひずみの関係を用いて軸力に換算している。ここで、ゲージの値は、ボルト軸部の張り付けた 2つのゲージの平均値を用いている。一方、軸力なしのケースでは、ボルト軸部をボルト孔に接触させた状態 で、部材同士が離れない程度に手締めにより組み立てている。軸力ありの供試体については、12日間を目安 にリラクゼーション試験として、ひずみ計測を行った。ひずみ計測は、締付初日は10秒おきに、それ以降は 1時間おきに行った。リラクゼーション試験に際しては、温度の影響を考慮して、直射日光の当たらない場所 に温度補正用のボルトを設置して、同時に計測を行うこととした。リラクゼーション結果、計測ひずみ値か ら得られたボルト軸力の変化を時系列で表したものを図6-4-18として示す。この図より、12日間経過後、い ずれの供試体でも1割ほど軸力が減少した状態で軸力が安定していることが確認できる。表 6-4-9に締め付 け時の軸力とリラクゼーション後の軸力を示す。

供試体名	e60-t28	t_h	
ボルトの等級	F10T		†
ボルト呼び径	M22	t_s	20mm
孔径 d (mm)	24.5		
すべり/降伏耐力比β	0.56		e_1
母材/添接板耐力比 yd	0.57	mAl	
設計ボルト軸力 N _θ (kN)	205	ЩЦ	
設計すべり耐力 $P_d(kN)$	410		
設計降伏耐力 P _{Fyn} (kN)	701		
母材板厚 tb (mm)	28		Ь
添接板厚 t _s (mm)	16	UF-1 1	
板幅 W(mm)	120	41	$ $ $ $ $ $ $ $ e_2
添接板縁端距離 e1 (mm)	70		*
母材縁端距離 e_2 (mm)	60		20mm
ボルト中心間隔 <i>p</i> (mm)	75		L

表 6-4-6 供試体の構造諸元

機拖縋





図 6-4-15 粗度・膜厚測定位置(ボルト1:下段、ボルト2:上段)

	Rz(µm)	Rsm(µm)	RzJis(µm)	Ra(µm)
e40-t28-1	24.94	244.85	16.26	4.51
e40-t28-2	25.44	268.02	16.59	4.59
e40-t28-3	23.60	258.24	15.46	4.26

表 6-4-7 粗度計測結果



図 6-4-16 塗膜同士の接触面における合計膜厚

	立77キナ ク	高さ	板幅	板厚	ボルト 1	ボルト 2
	前村名	h (mm)	w (mm)	t (mm)	d ₁ (mm)	d ₂ (mm)
	母材	226.34	120.92	27.65	24.21	24.27
e60-t28-1	添接板1	223.57	120.93	15.17	24.85	24.89
	添接板 2	223.90	120.96	15.70	24.98	24.95
	母材	225.84	121.02	27.66	23.82	24.72
e60-t28-2	添接板1	224.85	120.78	15.71	24.40	24.79
	添接板 2	226.00	120.36	15.78	24.89	24.83
	母材	226.00	121.90	27.64	23.91	24.49
e60-t28-3	添接板1	224.89	121.00	15.76	24.82	24.67
	添接板 2	225.34	120.70	15.71	24.86	24.80
	母材	225.07	120.92	27.78	24.57	24.64
e60-t28-NT-1	添接板1	225.85	120.78	15.78	24.96	24.93
	添接板 2	225.26	121.08	15.81	24.93	25.00
	母材	227.37	120.85	27.68	24.94	25.02
e60-t28-NT-2	添接板1	225.11	120.54	15.80	24.91	25.02
	添接板 2	225.56	120.68	15.79	24.91	25.00
	母材	226.18	120.92	27.80	25.08	24.96
e60-t28-NT-3	添接板1	225.70	121.00	15.76	24.99	25.00
	添接板2	226.10	120.86	15.80	25.03	25.08

表 6-4-8 供試体寸法 計測結果



図 6-4-17 ボルト軸カとボルト軸部のひずみの関係



図 6-4-18 リラクゼーション結果

a60 +28	1		2		3	
e60-t28-	Bolt1	Bolt2	Bolt1	Bolt2	Bolt1	Bolt2
締め付け直後	219.79	224.76	223.71	222.55	229.23	226.61
リラクゼーション後	199.06	203.20	202.76	200.04	204.90	203.31

表 6-4-9 締付直後とリラクゼーション後の軸力

②載荷方法及び計測項目

載荷方法は予備実験と同様とし、アクリルパイプで覆ったうえで球座ヘッドを用いて、1~2kN/秒を目安に 行った。

載荷中は、試験機変位および荷重を計測しているほか、ボルトの軸に張り付けたひずみゲージにより軸力 の変化を計測することとした。載荷途中のひずみ特性を把握するために、軸力を導入するケースとしないケ ース、それぞれ1体ずつの供試体にひずみゲージを図 6-4-19 の位置に貼り付け、100Hz で計測を行うことと した。高力ボルト摩擦接合継手は、すべり発生前後で荷重伝達のメカニズムが異なり、すべり後はボルト孔 壁とボルト軸部の支圧によっても荷重伝達がなされるため、ボルト孔付近のひずみ特性にも違いが表れると 考え、ワッシャーの下 5mm の位置のひずみも確認のために計測することとした。さらに、内側相対変位を計 測するために、ひずみゲージを貼った側面とは反対側の側面に、図 6-4-20 に示すように、2 か所にクリップ ゲージを取りつけることとした。下段ボルトのボルトヘッド側の添接板(SU 位置と呼ぶ)、ナット側の添接 板 (SD 位置と呼ぶ) と母材との相対変位を計測している。



図 6-4-19 ひずみゲージ貼り付け位置



図 6-4-20 内側相対変位の計測位置及び方法

③実験結果

6体の供試体を対象として行った載荷実験から得られた結果を、表 6-4-10として示す。表中のすべり係数 は以下の式を用いて計算している。

$$\mu = \frac{P_{slip}}{m \cdot n \cdot N} \tag{5.9}$$

ここで、μ:すべり係数、*P_{slip}*:すべり荷重(kN)、m:摩擦面数、n:ボルト本数、N:導入軸力(kN)である。ここで のすべり荷重は、複数回生じたすべりのうち、最も早いすべりが生じるまでの荷重を意味している。

表 6-4-10 からわかるように、実験では、軸力を導入した3つの供試体について、すべり係数に大きな差異 は見られない。これは、3 ケースのリラクゼーション後のボルト導入軸力が同様であったことに加えて、ボル トの挿入位置や角度などの初期条件の差が小さかったことが要因として考えられる。なお、実験では、軸力 ありの3 ケースと軸力なしの1 ケースで、荷重が試験機の載荷能力を超過したため、最終的な終局耐力に至 っていない(表 6-4-10 では 1,020kN 以上と示している)。また、残りの軸力なしの2 ケースでは、最終的に ボルトの破断が生じ、終局耐力が得られている。

図 6-4-20 および図 6-4-21 に、実験により得られた、軸力ありのケースと軸力なしのケースの荷重-載荷 点変位関係を示す。これらの図には、それぞれ設計すべり耐力、母材純断面降伏耐力、ボルト破断耐力を示 しており、加えて、軸力なしのケースを示している図 6-4-21 には比較のために軸力ありの1ケースも併せて 示している。図 6-4-20 中の e60-t28-2 のケースでは、一部端子の接触不良によりデータが欠損している。図 6-4-22 には、軸力ありのケースでクリップゲージから得られた相対変位を用いた荷重一相対変位関係を示す。 図中、凡例では試験体番号—計測値で表している。SU をボルトヘッド側、SD をナット側として表記してい る。さらに、図 6-4-23 では、軸力ありのケースでのすべり発生時までの軸力の変化を示す。ボルト軸部に張 り付けたゲージ値から換算した値である。なお、図中の軸力変化率は載荷中の軸力を載荷前の軸力で除した 値、荷重/すべり荷重は荷重を主すべり荷重で除した値を表している。

図 6-4-20 の荷重-載荷点変位関係より、500kN を超えたあたりですべりが発生し、一旦荷重が低下するも のの度々荷重の上昇・下降を繰り返している。図 6-4-22 の荷重-相対変位関係からもわかるように、500kN を超えたあたりですべりが発生していることがわかるが、その後も何度かの音を伴うすべりを伴ったあと、 最終的に支圧状態へと移行した。図 6-4-20 からわかるように、支圧状態に移行する際の荷重、図中では、荷 重が再び上昇に転じる載荷点変位 5 mm付近では、どのケースでも 320kN 程度とほぼ同様の値となっている。 その後、700kN 程度で荷重-載荷点変位曲線の傾きが変化しており、母材純断面が降伏したことがわかる。 文献 ³では、圧縮を受ける継手のすべり/降伏耐力比は総断面積を用いて照査することとされているが、今回 の実験では、圧縮側においても純断面降伏耐力で降伏が生じている。また、図 6-4-23 からわかるように、ボ ルト軸力は載荷に伴い 1%程度増加する挙動を呈するが、すべり荷重の約 60%程度でその傾向が変化し、減 少に転じている。こうした軸力の変化が、荷重-相対変位曲線(図 6-4-22)の勾配の変化にも表れていると 考えられる。一方、図 6-4-21 より、軸力なしのケースと、軸力ありのケースと比較すると、軸力なしのケー スではすべりがなく、直接支圧状態になると考えられることから異なる形状を呈しているが、最終的にはす べり後に支圧状態となった軸力ありのケースと同様の傾向となっている。

e60-t28-	1	2	3	NT-1	NT-2	NT-3
ボルト軸力平均	201.13	201.40	204.10			
すべり荷重	536.37	518.18	551.00			
十二万万米	0.67	0.64	0.67			
9~91米数		0.66				
ボルト破断耐力			878	3.00		
終局荷重	1020 以上	1020以上	1020 以上	996.01	1019.50	1020 以上

表 6-4-10 各供試体の載荷実験結果



図 6-4-20 軸力ありケースの荷重-載荷点変位曲線



図 6-4-21 軸力なしケースの荷重-載荷点変位曲線



図 6-4-22 軸力ありのケースでの荷重-相対変位関係



図 6-4-23 すべり荷重までのボルト軸力の変化率

実験後の摩擦面状態の観察

図 6-4-24 に実験後の摩擦面の一例を示すが、同図中に赤枠の領域したような表面がすれているような領域 を、ここでは摩耗領域と呼ぶこととする。図 6-4-25 に軸力ありのケース、図 6-4-26 に軸力なしのケースを 示すが、いずれも図 6-4-24 に示したような摩耗領域が確認できる。軸力ありのケースではボルト孔周辺に円 形の摩耗領域が確認でき、軸力による影響と考えることができる。一方で、ボルト孔周辺だけでなく、板の 縁端部分にも摩耗領域がみられた。図 6-4-26 のように軸力のないケースでは、支圧によるボルトの曲げ変形 によってボルト孔の上側のみ摩擦力が作用すると考えられ、したがって摩擦領域は、ボルト孔の上側と支圧 側のボルト孔近傍のみ見られた。

また、ボルト軸力が導入された場合にはボルトの破断が生じていないが、これはボルト軸力が導入される ことにより、ボルト軸部が軸力と支圧により多軸応力場となるため、破断しにくい状況になっているとも考 えられる。その点では、ボルト軸力は終局耐力の増加に貢献しているとも考えられる。

本節では、圧縮を受ける場合の高力ボルト継手の耐荷性能について、解析および実験により、試験的にパ イロット実験を行った結果を示した。初期軸力の影響や載荷による軸力の変動などが確認されたが、実構造 物においては、母材の板厚がより小さい場合など降伏先行型の場合や母材が高強度鋼材だった場合に添接板 としてより低い強度の鋼材を適用するハイブリッドのケースなど、母材と添接板の強度や板厚に関する検討 がさらに必要である。パイロット実験の結果から、安定な実験方法を確立できたと考えられることから、ほ かのパラメータについても検討を継続した。その結果を次節に示す。



図 6-4-24 摩耗領域の一例



母板

添接板2





図 6-4-25 軸力ありのケースでの載荷後の供試体の状態(e60-t28-1)


図 6-4-26 軸力なしのケースでの載荷後の供試体の状態(e60-t28-NT-2)

6-5. 母材の板厚や強度、添接板との強度の違いなどを考慮したパラメトリックな検討

前節では、圧縮を受ける場合の高力ボルト継手を対象として、ボルト列数や板厚を考慮した FEM 解析によ り、圧縮を受ける場合にはボアソン比の効果による母材の厚さ方向の変形によりボルト軸力が上昇する傾向 があること、1 行 2 列の高力ボルト継手を対象として、圧縮実験を行うための方法や供試体について検討し て安定な実験ができる手順を整理した。そのうえで、圧縮を受ける場合もすべりが確認できるが、繰り返し 荷重の増減があるすべりが徐々に進行する現象や、すべりが進み、ボルトの軸と鋼板との支圧状態となり終 局に向けて荷重が増加していく傾向などが確認された。しかしながらこれらは、母材の板厚が 28 mmと比較的 大きく、すべり先行型の構造諸元である場合の挙動であると考えられ、実際の鋼構造物での高力ボルトを用 いた当て板補強では、母材板厚がより小さく、降伏先行型となっているケースも想定される。加えて、高強 度鋼材が母材として用いられている際に、当て板補強で用いる添接板は母材より強度の小さい鋼材とするこ とができればより安価な補強方法となり、特にすべりを終局と考えた場合には、このような選択肢も設定で きる可能性がある。いわゆる、鋼材の強度面でハイブリッドな高力ボルト継手である。新設構造物の通常の ボルト継手では、母材と同程度の強度の添接板を用いることとなっているが、当て板補強で用いる添接板は、 補強するという目的が重要であることから、強度面や補強効果の面から検討しておくことは選択肢を広げる 意味で重要であると考えられる。

したがって、本節では、前節で構築した FEM 解析モデルや圧縮実験方法、計測方法を引き継ぎつつ、母材の板厚や強度、添接板との強度の違いなどを考慮した、圧縮を受ける場合の高力ボルト継手の耐荷性能に関するパラメトリックな検討を行う。まず、母材の板厚や強度について、降伏先行型のケースを含めた様々な供試体を準備し、その圧縮実験を行う。そのうえで、幾つかのケースにおける荷重伝達機構について考察するため、FEM 解析モデルを用いた解析的検討を行う。

6-5-1. 鋼材強度の違いの影響に関する実験的検討

ここでは、前節で構築した実験方法を適用して、1行2列の高力ボルト摩擦接合継手を対象に圧縮載荷実 験を行い、鋼材強度、すなわち、母材および添接板の強度や板厚構成の影響を明らかにすることを目的とし て検討を行った。母材と添接板の強度が異なる場合の、いわゆる、ハイブリッド継手も実験対象として加え、 その耐荷性能について考察を加えることとする。

1) 使用鋼材の特性

ここでは、高力ボルト継手の圧縮実験において、母材あるいは添接板として使用する鋼材の引張試験を実施した結果を示す。対象とする鋼材は表 6-5-1 に示すものであり、JIA-1A 試験体による引張試験の結果得られた、公称応力—公称ひずみ関係を図 6-5-1 に示す。また、引張試験から得られた、降伏強度および引張強度(実験での最大公称応力)を表 6-5-2 に示す。

板厚 [mm]	材質
0	SS400
7	SM490YA
11	SS400
12	SS400
12	SM490YA
19	SS400
22	SS400
22	SM490YB

表 6-5-1 対象鋼材



図 6-5-1 各対象鋼材の公称応カー公称ひずみ関係

厚さ [mm]	鋼種	降伏応力 [N/mm²]	最大応力 [N/mm²]
0	SS400	258.5	410.9
9	SM490YA	383.9	514
11	SS400	285.4	418
12	SS400	291.6	427.3
	SM490YA	395	536
19	SS400	272.4	422.4
22	SS400	262.7	410.1
22	SM490YB	410.5	497

表 6-5-2 各対象鋼材の引張試験結果

2)実験供試体の準備、計測等

実験供試体は、前節と同じく1行2列の高力ボルト継手供試体であり、本節では、すべり先行型と降伏先 行型の供試体について検討するため、表 6-5-2に示す使用鋼材の引張試験の結果から、すべり/降伏耐力比β が1.0より小さい供試体をすべり先行型、βが1.0より大きい供試体を降伏先行型と考え、供試体の母材及 び添接板の組み合わせを決定し、パラメトリックな検討を行うこととした。実験の対象とする供試体を 表 6-5-3 としてまとめる。供試体名は、板厚-鋼材組み合わせ番号を基本として、鋼材組み合わせが1ケース の場合は板厚のみで供試体名を付けている。また、N は軸力なしであることを示している。

実験供試体の形状および寸法を図 6-5-2 に示す。なお、供試体の表面処理には、無機ジンクリッチペイン トを採用することとした。表面処理状態を表す指標として、主に膜厚と粗度があると考えられるが、供試体 における表面処理状態を把握するため、膜厚計測および粗度計測を実施することとした。計測位置は、前節 のパイロット実験での供試体の計測と同様の位置とする。計測結果を表 6-5-4 に示す。

実験供試体は、膜厚、粗度等の計測後、ボルト軸力のリラクゼーションを考慮して、前節と同様、組み立 てから約12日後に実験に供した。ボルト軸力のリラクゼーションについては、ボルト軸部にひずみゲージを 張り付け、その計測により軸力の変化を把握し、実験時の各ボルトのボルト軸力を算定した。

供試体名	母材厚さ [mm]	添接板厚さ [mm]	鋼材組み合わせ (母材-添接板)	すべり/降伏耐力比 β	No.
					1
t9-1			SS400-SS400	1.85	2
					3
					1
t9-2	9	9	SM490YA-SS400	1.24	2
					3
					\bigcirc
t9-3			SM490YA-SM490YA	1.24	2
					3
					1
t19	19	11	SS400-SS400	0.83	2
					3
t19-N	19	11	SS400-SS400		2
	17	11	55100 55100		3
t22-1			SS400-SS400	0 74	\bigcirc
					2
t22-2	22	12	SM490YB-SS400	0.48	1
				00	2
t22-3			SM490YB-SM490YA	0.48	1
					2
t22-1-N	22	12	SS400-SS400		1
					2

表 6-5-3 実験対象供試体



図 6-5-2 実験供試体の形状および寸法

供試体名	No.	合計平均膜厚 [µm]	Rz [µm]	RSm [μm]	RzJIS [μm]	Ra [µm]
	1	588.60	30.77	251.72	19.75	5.33
t9-1	2	549.70	22.47	263.02	14.37	3.86
0-1	3	569.45	19.59	234.41	12.36	3.37
	1	559.00	26.68	261.38	17.43	4.84
t9-2	2	559.80	19.55	243.64	12.41	3.35
	3	527.85	21.03	260.00	13.46	3.65
	1	529.20	26.56	261.04	16.96	4.80
t9-3	2	561.15	19.57	251.70	12.53	3.36
	3	551.40	20.78	250.13	13.32	3.62
	1	544.35	19.75	237.22	12.27	3.35
t-19	2	556.20	25.01	264.74	16.19	4.44
	3	569.15	19.75	247.29	12.28	3.33
+19-N	2	521.40	22.95	257.14	14.70	3.97
119-11	3	594.80	26.26	282.74	17.14	4.83
+22_1	1	573.65	23.84	249.47	15.41	4.24
122-1	2	588.65	24.23	266.60	15.84	4.36
+22.2	1	596.50	25.08	268.19	16.52	4.57
122-2	2	586.35	25.47	276.32	16.57	4.61
+22.3	1	576.80	19.14	235.84	12.22	3.33
122-3	2	551.75	22.09	275.33	14.36	3.99
+22 1 N	1	542.15	19.10	235.66	12.07	3.25
122-1-IN	2	559.30	19.46	253.08	12.47	3.34

表 6-5-4 実験供試体に対する膜厚および粗度の計測結果

3) 載荷方法及び計測項目

載荷方法は、前節で構築した実験方法と同様とし、アクリルパイプで覆ったうえで球座ヘッドを用いて、1 ~2kN/秒を目安に行った。また、載荷中は試験機変位および荷重を計測しているほか、クリップゲージによ る母材と補剛材との相対変位を計測した。ボルト軸力の変化は、ボルトの軸部あるいは頭部に張り付けたひ ずみゲージにより検知することとした。クリップゲージおよびひずみゲージの設置位置を図 6-5-3 に示す。 図 6-5-3 に示す①から③の番号は、表 6-5-3 および表 6-5-4 中の供試体番号①、②、③を示しており、同じ 種類の供試体で異なる計測位置を取り、今後の計測方法の検討などに用いるためのデータとして取得した。 図 6-5-3 中の表記であるが、以下のような意味となっている。

B-R:母材右側、B-L:母材左側

C-H(N): クリップゲージヘッド側(ナット側)

B1:ボルト1、B2:ボルト2

SH-B1(2): ボルトヘッド側添接板のボルト 1(2)

SN-B1(2): ナット側添接板のボルト 1(2)

SH-C:ボルトヘッド側添接板の中央下

SN-C:ナット側添接板の中央下

なお、載荷実験の終了判定は、以下のいずれかが発生した時点に行った。

- i. 添接板上部に試験機の上部球座ヘッドが接触
- ii. 荷重のピークに到達
- iii. 試験機能力 1,000 [kN]到達
- iv. ボルト破断

4)実験結果

圧縮を受ける高力ボルト継手の耐荷性能について、鋼材の種類や板厚、母材と添接板の強度構成などを考 慮して、実験供試体を準備し、圧縮実験を実施した。ここでは、その結果について述べる。

表 6-5-5 に実験の結果得られたすべり荷重、最大荷重等を示す。同表には、リラクゼーション試験から得られた試験前ボルト軸力も記載している。すべり/降伏耐力比βが1.0を超えている母材板厚が9mmのケース (t9-1、t9-2、t9-3)においても、降伏先行型ではあるが、降伏後生じたすべり発生時の荷重を示している。

以下、実験の結果得られた荷重-変位関係などについて例を示し、その特徴を述べる。



出き休友	母材厚さ	添接板厚さ	鋼材組み合わせ	すべり/降伏耐力比	No	試験前車	曲力 [kN]	すべり荷重	最大荷重
供政仲名	[mm]	[mm]	(母材-添接板)	β	NO.	Bolt1	Bolt2	[kN]	[kN]
					1	202.9	192.7	394.8	585.9
t9-1			SS400-SS400	1.85	2	210.2	200.1	419.9	601
					3	175.3	174.1	415.4	609.1
					1	206.4	209.3	419	674.4
t9-2	9	9	SM490YA-SS400	1.24	2	182.5	203.8	413.4	626.6
					3	191.3	172.2	423.6	675.3
					1	228.3	202	412.2	728.7
t9-3			SM490YA-SM490YA	1.24	2	200.5	196.7	419.6	714.9
					3	249.4	197.9	455	722.8
		11	SS400-SS400	0.83	1	296.5	225.1	485.7	>1000
t19	19				2	180	150.6	473.4	>1000
					3	167.9	195.2	523.5	>1000
+10 N	10	11	55400 55400		2	8.4	4.1		>1000
119-11	19	11	55400-55400		3	0.2	0		>1000
+22 1			55400 55400	0.74	1	186.5	249.4	495.2	>1000
122-1			33400-33400	0.74	2	165.9	182.6	417.3	>1000
+ 1 2_2	22	12	SM400VD SS400	0.48	1	240.6	248.9	500.8	>1000
122-2	22 12		SIM4901D-SS400	0.48	2	186.1	143.4	409.3	>1000
+22.2			SM400VD SM400VA	0.48	1	252.2	246.7	506.1	>1000
122-3			51014901 D-51014901 A	0.48	2	224.7	180.3	430.6	>1000
+22 1 N	22	12	55400 55400		1	2.8	3.1		>1000
122-1-IN	22	12	33400-33400		2	6.5	5.8		>1000

表 6-5-5 実験結果のまとめ



4) 鋼材の組み合わせを考慮した実験ケース(母材厚さ9mm)の結果

図 6-5-4 に母材板厚が 9 mmの場合の荷重一載荷点変位関係を示す。同図には、母材の降伏荷重も参考のため、点線で示している。また、図 6-5-5 に供試体の実験終了時の変形状況を示す。図 6-5-5 の右の段には、 側方から撮影した変形状況を示しているが、同図中の赤い線は、試験開始前に母材と添接板のずれを目視により確認できるように母材と添接板に印として付したものであり、同図から、実験の結果中央の母材と添接板にずれが生じたことを確認できる。さらに、図 6-5-6 には図 6-5-3 中の③のクリップゲージ設置方法で実施した実験(t9-1③、t9-2③、t9-3④)で得られた荷重一クリップゲージ値(母材添接板間相対変位)関係を示す。図中の C-H1、C-H2 は、図 6-5-3 にクリップゲージ位置を示すように、C-H1 が下段ボルト位置での母材添接板間相対変位、C-H2 が上段ボルト位置での母材添接板間相対変位である。

まず、母材および添接板がいずれも SS400 で構成された t9-1 供試体に注目すると、図 6-5-4 より、この供 試体においては、母材(SS400)の断面降伏荷重を超えたあとも荷重が上昇し、その後、300kN を超えたあた りで変位が大きくなる挙動を示している。これは上段ボルト付近の変形によるものである(図 6-5-6)。その 後、荷重が上昇し、400kN付近で一旦荷重が低下しながら変位が進み、その後再び荷重の上昇が生じている。 これは、400kN 付近で下段ボルトにおける母材、添接板間のすべりが生じ、支圧状態に移行したことによる 挙動であると考えられる(図 6−5−6)。図 6−5−5 に示される供試体の実験終了時の変形状況からわかるように、 実験終了時には、載荷点となる供試体上端部の母材が塑性変形およびすべりにより添接板上端部付近まで迫 っており、試験機が添接板上端部にも載荷する状況となったため、実験を終了している。図 6-5-4 の荷重--変位関係で最後の段階で荷重の上昇が生じているのこのためである。また、図 6-5-5 に示す変形状況から、 母材が塑性変形によりつぶされる形で、横方向にはらみ出ていることが確認できる。前節では、母材の板厚 が28mmの場合を対象とした検討をしているが、その場合は、圧縮変形によるポアソン効果で軸力の上昇が確 認された。しかしながら、供試体 t9-1②においては**図 6-5-7** に示すように荷重上昇に伴う軸力の上昇は確認 されず、供試体 t9-1 では圧縮により側方にはらみだすような塑性変形が卓越し、ボルト軸方向に膨らみ、ボ ルト軸力を上昇させるような挙動は見られない。なお、本検討の検討対象は、1 行 2 列のボルト構成であり、 行数が増え側方への変形が自由に生じることに拘束が生じる可能性がある場合等については今後解析等で検 討する確認を進める必要があると考えられる。

次に、母材および添接板がいずれも SM490YA で構成された t9-3 供試体について考える。図 6-5-4 に示し た荷重一変位関係から、母材 (SM490YA)の断面降伏荷重を超えても荷重上昇を続け、400kN を超えたあた りで荷重の低減と変位の上昇が確認される。これは、母材、添接板間のすべりによるものであり、支圧状態 への移行により再び荷重の上昇を確認できる。図 6-5-6 により、上段ボルト付近での母材添接板間相対変位 が先行し、400kN を超えたあたりで下段ボルト付近においても母材添接板間相対変位が生じ、全体的なすべ りが生じたことが確認できる。上段ボルト付近での相対変位が先行しているのは、供試体上部の母材の圧縮 塑性変形に伴うものと考えられるが、図 6-5-7 に示すように、ポアソン効果に伴うボルト軸力変動は確認さ れていないため、図 6-5-5 の変形状況で確認できるように側方へのはらみだしが支配的となっていたことを 考えると、どのような要因で上段ボルト付近に相対変位が生じたのかは十分に解明できていない状況である。 解析等で今後検討する余地があると考えられる。

最後に、母材に SM490YA、添接板を SS400 とした t9-2 供試体の場合について考える。図 6-5-4 から、荷重 一変位関係に着目すると、当該供試体においては、母材(SM490YA)の降伏荷重を超えたあとも、線形に近 い状況で荷重は上昇し、400kN を超えたあたりで荷重が減少している。これは、すべりの発生によるもので あり、このことは、荷重一母材添接板間相対変位関係を示す図 6-5-6 からも確認できる。降伏先行型の諸元 であり、降伏が先行するが、その後すべりが生じ、これが変位上昇における支配的要因となっている。この 供試体においても、圧縮変形に伴うポアソン効果によるボルト軸力の上昇は確認できない(図 6-5-7)。 図 6-5-5 に示す変形状況からすべりによる母材添接板間相対変位を赤線のずれから確認できるほか、母材の 側方へのはらみだしがあり、母材の塑性変形が生じていることが確認できる。供試体 t9-3 と比べると、母材 が同じ SM490YA で、添接板の強度が異なる供試体となるが、母材の降伏後、すべりが生じる荷重はほぼ同等 レベル(表 6-5-5)であり、すべりが生じる荷重(すべり荷重)には、鋼材の組み合わせはあまり影響してい ないと考えられる。







図 6-5-6 荷重-母材添接板間相対変位関係(母材板厚 9 mm)



5)鋼材の組み合わせを考慮した実験ケース(母材厚さ22mm)の結果

図 6-5-8 に母材板厚を 22 mmとした供試体の荷重一載荷点変位関係を示す。凡例は図 6-5-4 と同様である。 また、図 6-5-9 に供試体の実験終了時の変形状況を示す。

母材厚さが22 mとなる供試体シリーズ(t22-1、t22-2、t22-3)は、すべり先行型であり、いずれも同様の荷 重ですべりが生じている。すべり荷重でばらつきがみられるのは、導入した軸力のばらつきに伴うものであ ると考えられる。すべり発生後、一旦荷重が低下し、その後支圧状態となり再び荷重が上昇するという挙動 は全ての供試体で確認された。最大荷重は、試験機の載荷限度でピークを得られていないものの、母材、添 接板がともに SM490YA で構成された t22-3 供試体、t22-2 供試体、t22-1 供試体の順に大きくなっていると考 えられ、支圧が生じている箇所の材料の強度が影響していると考えられる。図 6-5-10 に載荷中の軸力の変化 を示す。ポアソン効果とみられる若干の軸力上昇が見受けられるが、軸力はほぼ変わらず、すべりに至って いることがわかる。また、図 6-5-9 の変形状況から母材厚さ 9 mmの際に見られたような母材のはらみだしが 生じていないことが確認でき、これはすべり先行型であるためと考えられる。さらに、母材および添接板に 使用されている鋼材の組み合わせについては、最大荷重には影響があるものの、すべり荷重には影響がほぼ ないものと考えられる。すなわち、母材と異なる強度の添接板を使用しても、すべりを終局と考えるような 場合には、同種鋼材で構成した場合とほぼ変わらない耐荷性能となるとも推察できる。





図 6-5-9 載荷終了後の供試体(母材板厚 22 mm)



6) 母材厚さの違いを比較するための実験ケース(母材厚さ19mm)の結果

本検討では、母材の板厚が19mmの実験ケース(t19)も含めており、母材厚さの影響を比較検討することとした。母材、添接板ともにSS400を用いている。T19供試体は、βが0.83であり、すべり先行型を想定したものとなっている。図 6-5-11に母材板厚を19mmとした供試体の荷重一載荷点変位関係を、母材板厚が9mm、22mmの場合と合わせて示す。いずれも材料はSS400で構成されているケースで比較をしたものである。また、図 6-5-9に供試体の実験終了時の変形状況を示す。

図 6-5-11 に青線で示された 19 mmのケースは、22 mmの場合と同様、すべりが先行し、支圧状態への移行後 荷重上昇に再び転ずるという挙動となっている。22 mmの場合とすべり荷重に違いがあるのは導入軸力の違い が影響しているものと考えられ、挙動としては同様であると考えられる。同図中の母材板厚 9 mmのケースは 降伏先行型であり、異なる挙動となっている。また実験終了時の変形の様子(図 6-5-11)から、母材の塑性 変形による側方向へのはらみだしのように見られるものが、これは主に母材と添接板の横方向のずれによる ものであり、すべりによる載荷軸方向の変位が卓越した挙動であったと考えられる。また、図 6-5-12 に示す ように、載荷中のボルト軸力の変化は、上段ボルト(Bolt2)でボルト軸力上昇の傾向が見られ、前節の板厚 28 mmの場合と近い傾向もみられるが、下段ボルト(Bolt1)では若干減少傾向になるなど、全体としては大き な変化は生じていないと考えられる。





図 6-5-12 載荷終了後の供試体(母材板厚 19 mm)



図 6-5-13 軸力変化率-荷重関係(供試体 t192)

以上より、実験から得られた知見としては、以下のようにまとめられる。

- 降伏先行型を想定した母材板厚9mmの場合、材料強度が小さい鋼板で構成する(βが大きい)と母材断 面降伏による変形が著しく、特に側方にはらみ出るような変形を呈する。この際、ポアソン効果による ボルト軸力の変化は殆ど見られず側方への変形が卓越する。一方、材料強度を変えた場合βが低減され、 母材が断面降伏するものの、母材添接板間相対変位は主にすべりにより生じる。このような挙動では、 添接板が母材より強度の低い、いわゆるハイブリッド継手においても同様の挙動が生じると考えられる。
- 2) すべり先行型を想定した母材板厚 22 mmの場合、いずれも同様の荷重ですべりが発生し、母材、添接板の 鋼材構成の影響はあまり見られない。鋼材構成の違いは、すべり発生後支圧状態となったあとに見られ る。母材板厚が 22 mmの場合は、圧縮に伴うポアソン効果によるボルト軸力のわずかな上昇が確認され、 前節で確認された傾向がわずかながら見られた。圧縮に伴うポアソン効果は、降伏先行型で母材の板厚 がより大きい場合に見られる傾向があると考えることができる。

3) 母材板厚 19 mmの場合を加え、母材板厚の影響について比較検討を行った結果、すべり先行型であるか降 伏先行型であるかで母材添接板間相対変位の生じる要因が異なるものの、すべり先行型であれば同様の 荷重ですべりが生じること、板厚の影響があまり見られないことが確認された。

なお、降伏先行型の場合は、母材降伏後母材の側方へのはらみだしが生じているが、これは、ボルト配列 で複数の行がある場合は、はらみだしが拘束される場合も想定され、耐荷挙動に違いが生じる可能性も考え られ、今後、実験あるいは解析による検討が必要であることも示唆される。

以下、参考まで、実験後解体し、供試体の母材の表面、添接板の摩擦面の状況について確認を行った結果 を図 6-5-14 から図 6-5-16 に示す。

供試体名	母材表面	添接板摩擦面
t9-1	07-10 0 1 0	
t9-2	D7-2.0	
t9-3	D7-30	

図 6-5-14 解体後の状況(母材厚9mm)

供試体名	母材表面	添接板摩擦面
t22-1		
t22-2		
t22-3	P22-3 @	

図 6-5-15 解体後の状況(母材厚 22 mm)



図 6-5-16 解体後の状況(母材厚 19 mm)

6-5-2. 荷重伝達機構に関する FEM 解析

ここでは、6-5-1において実験により得られた知見のうち、特に、すべり先行型では、母材と添接板で材料 強度が異なる場合でもすべりまでの挙動が同様であったことについて考察するため、解析的な面から検討を 行うこととした。既に 6-4-1において、解析的な検討の方法について示しているが、改めてモデルを構築し たことから、解析モデルおよび用いた材料特性等について述べたうえで、解析結果を示す。ここでは、すべ り先行型におけるすべり発生までの荷重伝達機構という観点から検討するため、応力分布に注目し結果を示 す。また、t9-1供試体(母材、添接板ともSS400)の場合には、ほかの供試体と異なり、すべり発生より降 伏による変形が先行したことから、すべり発生までの応力状態について解析結果を示し、考察することとす る。

1) 解析方法

6-4-1 において既に解析モデルおよび解析方法等については示しているが、ここでは、鋼材構成の違いの 影響をみるため、材料特性などについて示す。改めて構築した FEM モデルは図 6-5-17 のようである。母材と 添接板の接触面は接触条件となっている。解析に用いた材料特性として、図 6-5-18 に、SS400、SM490YA の真 応力-真ひずみ関係を示す。図 6-5-1 に示す、使用鋼材の公称応力—公称ひずみ関係を得た引張試験結果か ら得られたものである。



図 6-5-17 FEM モデルの構成とメッシュ分割の例



2) 解析ケースおよび解析結果得られた応力分布

表 6-5-5 に示す実験ケースのうち、ここでは鋼材の組み合わせについて比較するため、母材が SM490 で降 伏先行型である t9-2、t9-3、およびすべり先行型である t22-2、t22-3 について、すべり発生直前における応力 分布について示すこととする。また、母材も添接板も板厚 9 mmで SS400 の場合には、すべりが生じる前に母 材の降伏が支配的であったため、その状況についても加えて考察する。

・母材板厚9mmのケース(t9-2、t9-3)の比較

降伏先行型である母材板厚9mmのケースについて、すべり直前の応力分布を図6-5-19に示す。実験においては、母材上部の載荷点付近で母材降伏が生じた後、すべり荷重まで荷重が上昇し、すべりが生じるという挙動であった。解析はすべり直前まで実施できることから、すべり直前での応力分布の違いについて示す。 母材板厚9mmのケースでは、添接板2枚もそれぞれ9mmの板厚であることから、母材が断面で最も応力が高くなると考えられる。図6-5-19より、すべり直前の時点で、母材上部で降伏(灰色部分は、降伏応力3.839×10⁸N/m²以上の領域を表す)領域が広がっていることが確認できる。また、同図より、すべり直前において、添接板がSM490YA(t9-2供試体)、SS400(t9-3供試体)と異なるものの、応力分布が同様であることから、実験においても同様な挙動となったものと考えられる。



(a) t9-2(母材:SM490YA、添接板:SS400)
 (b) t9-3(母材:SM490YA、添接板:SM490YA)
 図 6-5-19 すべり直前の母材および添接板における応力分布

・母材板厚 22 mmのケース(t22-2、t22-3)の比較

すべり先行型である母材板厚 22 mmのケースについて、すべり直前の応力分布を図 6-5-20 に示す。実験に おいては、すべり荷重が先行して生じており、添接板の鋼材強度が異なるケースでも同様な挙動となってい た。母材板厚 22 mmのケースでは、添接板板厚は 12 mmである。解析結果は図 6-5-20 より、母材上部で降伏 (降伏応力 4.105×10⁸N/m²以上)に至っていないことから、すべり先行であることが確認できる。また、添 接板が SM490YA (t22-2 供試体)、SS400 (t22-3 供試体)と異なるものの、すべり直前の応力分布が同様であ ることが確認され、このため、実験においても同様な挙動となったものと考えられる。



(a) t22-2(母材:SM490YA、添接板:SS400)
 (b) t22-3(母材:SM490YA、添接板:SM490YA)
 図 6-5-20 すべり直前の母材および添接板における応力分布

・母材降伏が卓越した母材板厚9mmのケース(t9-1)

母材降伏が先行することを想定した実験ケースのうち、母材および添接板がともに板厚 9 mm、SS400 である t9-1 供試体においては、すべり発生に至る前に載荷軸方向の変位が著しく、塑性変形の影響が大きいこと が確認された。図 6-5-21 に、t9-1 供試体における母材降伏発生時からすべり発生直前までの応力分布の変化 を示す。母材が降伏する荷重時点より、母材上部で降伏領域(灰色の部分)が広がっていく様子が確認できる。降伏領域(灰色の部分)は、実験において母材が側方にはらみだす変形をしていた上部領域に広がって いる。最終的にすべりが生じるが、この時点に至るまで、母材の塑性変形の影響が大きいことが確認できる。

3)解析結果のまとめ

ここでは、実験において、母材および添接板に用いられる鋼材の強度が異なる場合について、応力分布の 観点から考察し、降伏先行型、すべり先行型におけるすべりまでの挙動の違いについて示した。降伏先行型 では、降伏応力を超える応力を呈する領域が生じていること、すべり先行型においてはすべりまでには降伏 応力を超える応力が生じていないことを確認した。また、添接板の材料が異なる場合も、すべり直前での応 力分布が同様であったことから、実験において同様の結果があったことについて考察された。さらに、塑性 変形が支配的となっていた t9-1 (母材、添接板とも SS400)のケースについて、母材上部の降伏領域の広がり が、すべり前に顕著となっていることを確認した。



図 6-5-21 t9-1 供試体(母材、添接板とも板厚 9 mm、SS400)

6-6. まとめ

本章では、腐食損傷を有する鋼構造物の補修・補強対策として高力ボルト継手に着目し、適用領域として、 橋梁端部領域など圧縮を受ける領域への適用も想定されることから、圧縮を受ける場合の高力ボルト継手に 関する実験および解析により、基礎的な検討を行った。

本章では、母材の板厚が比較的大きいケースを対象にすべり先行型の条件で実験方法などの検討も含めた パイロット検討を実施したうえで、母材の板厚や強度、添接板との強度の違いなどを考慮したパラメトリッ クな検討を実施した。

パイロット検討においては、供試体の形状や配列について解析的な検討を行ったほか、これまであまり実施されていない圧縮を受けるボルトの実験方法等について、アクリル板を用いた安全な実験観察など新しい工夫も施しながら検討を行った。ここでは母材板厚28mm、すべり先行型のケースを対象として、圧縮を受ける場合のポアソン効果などについて言及した。

パラメトリックな検討においては、ウェブに対する当て板補強を想定して、より板厚の小さい場合や実部 材の鋼材強度と異なる強度を有する添接板を用いた場合の影響等について考察した。より板厚の小さく降伏 が先行するケース、すべりが先行するケースについて検討した結果、著しくβの大きい条件となった板厚 9 mmケースですべり発生前に母材の塑性変形の影響が顕著となり、ポアソン効果も明確に示されない可能性 があること、板厚が大きくなるにつれてポアソン効果によるボルト軸力が変化するケースがあることなどが 確認された。また降伏先行型においても、βがより小さい場合には母材の塑性変形が顕著でなく、降伏後の すべり発生が母材添接板間相対変位の支配的要因となること、添接板の材料が母材の材料強度より低い場合 も同様な挙動となる可能性があることを実験、解析により確認した。さらに、すべり先行型の場合は母材、 添接板の材料に依らず同様の挙動を示しており、母材と異なる強度の材料を添接板に用いた場合でもすべり までの補強効果には大きな差がない可能性があることを確認した。

以上のように、本検討では実験および解析により、圧縮を受ける場合の高力ボルト継手の耐荷性能にどの ようなパラメータが影響を及ぼしているのかを明らかにし、鋼材の組み合わせ等、補修・補強の際に適用可 能な選択肢の検討に資する結果を示したと考えられる。

しかしながら、本検討の検討対象は1行2列の配列であったため、複数の行を持った場合に降伏が先行す る場合などの挙動の解明については、別途実験あるいは解析により検討する必要があると考えられる。

6-7.WG1内の意見(参考)

当て板補強サブWGより、以下の意見があったので参考意見として紹介する。

(意見1)

・すべり先行型の設計の採用をした方がよいと思った。

(意見2)

・すべり先行型と降伏先行型の違いは興味深い。母材を塑性変形させないようにするためには、圧縮部は、 塑性変形が生じないようにβ値が 1.0以上になるように設計する必要がある。ある程度の板厚を有する添接 板もしくは材種を用いることで、すべり先行型にさせないような設計思想が必要かと思われる。ただ、設計 者の視点としては、すべり/降伏耐力比の 1.0 が、どの構造諸元(鋼材の組み合わせ)になるかが興味をもつ ところである。昭和 32 年の標準設計では、母材のウェブに SS400 材 (9mm、10mm)が用いられており、得ら れた実験・解析データから鋼種と板厚をどのように設定するかを決めるには非常に悩むところである。 【参考文献】

- 久保 全弘: 圧縮力を受ける高力ボルト摩擦接合継手のすべり挙動と耐力,鋼構造論文集,第 21 巻,第 84 号, pp.47-56,2014.
- 木村 元哉,中山 太士,松井 繁之:腐食桁におけるリベットの継手強度と高力ボルト置換に関する基礎 的研究,構造工学論文集,Vol.55A, pp.880-888, 2009.
- Frank, K. H., Yura, J. A. and Fouad, F. H.: Bolted shear connections with painted surfaces, Engineering Journal, AISC, Vol.21, No.3, pp.171-184, 1984.
- 山口隆司,北田俊行,池田敬之,吉岡夏樹: 圧縮力を受けるF18T級超高力ボルト摩擦接合継手の力 学的挙動に関する解析的研究,構造工学論文集, Vol.55A, pp.1005-1013, 2009.
- 5) 戸田 圭彦,山口 隆司, 岑山 友紀, 直江 康司:高力ボルト摩擦接合継手の孔変形に基づいた支圧耐力 に関する実験的研究,土木学会論文集 A1, Vol.70, No.3, pp.333-345, 2014.
- 6) 舟山 耕平,高井 俊和,三ツ木 幸子:ボルト破断が生じる高力ボルト継手の終局挙動に関する実験的研究,石川工業高等専門学校紀要,第48号,2016.
- 7) 松並 貴志,三ツ木 幸子,西川 真未,山口 隆司:軸力を入れない高力ボルト継手の終局挙動に関する 基礎的研究,鋼構造年次論文報告集,第20巻,pp.357-364,2012.
- 8) 佐藤 篤司, 吹田 啓一郎, 多田 祐一: 支圧を考慮した高力ボルト接合部の最大耐力評価, 日本建築学会 構造系論文集, 第 76 巻, 第 662 号, pp.845-853, 2011.
- 9) 高井 俊和,山口 隆司,三ツ木 幸子,西川 真美:高力ボルト継手の終局挙動における穴変形に着目した2,3の考察,構造工学論文集,Vol.60A, pp.694-702, 2014.
- 10) 舟山 耕平,高井 俊和,三ツ木 幸子,山口 隆司:片側2本ボルトの高力ボルト継手の終局挙動,鋼構造論文集,第23巻,第89号,2016.
- 11) 彭 雪,山口 隆司,高井 俊和,村越 潤,澤田 守:厚板多列高力ボルト摩擦接合継手の構造諸元がす べり挙動に与える影響に関する解析的研究,土木学会論文集 A1, Vol. 69, No. 3, pp. 452-466, 2013.
- 12) 土木学会鋼構造委員会:高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針(案),鋼構造シリーズ 15,丸善,2006

7. 高力ボルト継手の当て板補修以外の工法の検討

補修において、当て板補修が主流となっている。しかしながら、FRP接着による構造物の補修・補強指針 (案)¹(以下、指針(案))や炭素繊維シートによる鋼構造物の補修・補強工法設計・施工マニュアル²(以下、マニュ アル)に示すように、鋼材による当て板補修以外の方法も指針として整理されてきている。ここでは、当て板補修 以外の対策として、考えられる材料を模索するとともに、近年の橋梁分野において、確立されつつある炭素繊維強 化プラスチック(以下、CFRP)を用いた補修工法についてまとめることとする。CFRPについては、指針(案)や マニュアルにも記載されている基本的な性能から CFRP の補修事例や第4章の当て板補修工法との比較を記載す る。また、指針(案)やマニュアルに記載されていない部材への適用検討や補修事例についても述べることとする。

7-1. 当て板補修以外の腐食対策の材料の調査

7-1-1. 材料の特性調査

当て板補修以外の腐食対策に利用された材料の調査を行った。調査方法は文献およびインターネットより調査 した。その結果、新しい材料に用いられた腐食対策は見受けられなかった。

一方、新設橋梁に対して、材料の特性を把握するための調査は進められている。景観デザイン研究会では、「100 年後の橋梁デザイン」³⁾の中で、材料の特性を比較し、新設橋梁に対して適用可能である材料の調査をしている。 その文献の中で整理された鋼やコンクリートの従来材料と各種新素材の特性比較を**表 7-1-1** に示す。

	力学特性				素材特性(5段階相対評価)		
材料名	比重	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	線膨張係数 (/℃)	コスト	製作性 造形性	耐候性 耐久性
鉄(SS400)	7.90	400	206	12	5	4	2
ステンレス	7.80	580	197	16.5	2	3	3
アルミニウム	2.70	345	72	23	2	3	3
チタン合金	4.40	980	106	9	1	3	4
FRP (CFRP)	1.60	1073	87	7	2	4	5
繊維(アラミド)	1.39	3500	74	6	3	4	5

表 7-1-1 材料の特性 3)

出典:100年後の橋梁デザイン、 景観デザイン研究会、 2005年

(黄色)は特徴ある評価を示す。

上記の表の鋼部材の中で、鉄(鋼)が最も多く使用されており、補強部材としても製作性・コスト面で優位である。鋼部材は、腐食部への当て板工法や部材交換などに用いられることが主で、補修・補強規模としては大がかり となることがほとんどである。一方でFRPと繊維(アラミド)は、コスト面は劣るものの、力学特性・素材特性と もにバランスのとれた材料であることが読み取れる。

7-1-2 FRP の調査

当て板補修以外の腐食対策として、FRP 材を用いた補修方法が着目されている。FRP 材はプラスチックに繊維を 混入し強度を向上させた複合材料であり、土木分野に限らず、様々な分野で用いられている。主な原材料を以下に 示す。

1. 強化繊維

・・・ガラス繊維、カーボン繊維、アラミド繊維、ポリエチレン繊維、ザイロン繊維、ボロン繊維等 2. 樹脂

・・・不飽和ポリエステル樹脂、ビニルエステル樹脂、熱可塑性樹脂、エポキシ樹脂、フェノール樹脂等 3. 添加剤

・・硬化剤、高価促進剤、顔料(着色)、充填剤

上記の通り FRP は母材となる樹脂(マトリックス)と、強化を目的として混合される繊維からなる。繊維の混合 方法は大きく分けて以下の二種類の方法が有る。

1. 細かく切断した繊維を均一に混合する方法

2. 連続繊維に方向性を持たせたまま樹脂に浸潤させる方法

前者は、ガラス繊維強化プラスチック(GFRP)が一般的となっており、後者は炭素繊維強化プラスチックで用いられる。連続繊維を用いる場合、繊維に対して平行方向と直角方向では物性が異なることから、製品で要求される性能を得るためには、繊維層の並べ方、重ね方、異方性を解消する必要がある。また、複数の繊維層を重ね合わせる場合には繊維層同士の接着強度の検討が必要となる。

FRP では、強化される側を母材(マトリックス)と呼び、マトリックスには合成樹脂が用いられる。マトリックスは FRP に求められる特性に合わせて選択される。合成樹脂は、熱硬化性樹脂と熱可塑性樹脂に大別され、補強材である繊維との組み合わせ次第で多種多様のものが考えられる。マトリックス(樹脂)の種類と特徴を表 7-1-2 に示す。(https://minsaku.com/category01/post210/より抜粋)

マトリックス樹脂			特徴	用途	
	フェノール、エポキシ		衝撃後圧縮強度や靭性、成	車両、建材、船舶	
	メラミン、ユリア		型に時間を要することから	航空機、風力発電、産	
熱硬化性樹脂	不飽和ポリエステル		生産性に劣る一方、硬度、絶	業用ロボット	
	アルキド、ポリウレタン	等	縁性、耐電圧、耐熱性、溶剤		
			耐性を有する。		
	ポリエチレン、ポリプロピレ	く	靭性に優れ、リサイクルも	自動車部品、航空機	
	ポリアミド、ポリアセタール	/	比較的容易である。	各種筺体、摺動材	
熱可塑性樹脂	ポリフェニレスルファイド				
	ポリテトラフロロエチレ				
	(テフロン)	等			

表 7-1-2 マトリックス樹脂の種類と特徴

熱可塑性樹脂は、鎖状分子構造であり主鎖となる高分子(ポリマー)によって、以下の三種類に分類される。

・汎用プラスチック:主鎖が炭素Cだけのポリマー

・・ポリエチレン、ポリプロピレン等

・エンジニアリング・プラスチック:主鎖が炭素C以外の元素を含むポリマー

・・ポリアミド、ポリアセタール等

・スーパーエンジニアリングプラスチック:主鎖にベンゼン環を含むポリマー

・・・ポリフェニレスルファイド、ポリテトラフロロエチレ (テフロン)等

近年、橋梁分野においても FRP 材を用いた補修・補強事例が報告されている。

・FRP のメリット

比強度が大きく、<u>軽量化が可能であることから、施工性の容易化</u>が期待できる。また、シートを接着する 工法により、局部的な補強が期待できる。

・FRP のデメリット

FRP 素材の変位追従の性能については、実験により補強部材としての効果が得られることが報告されているが、<u>高応力下や座屈による大変形時において、接着層の付着切れ</u>などによる FRP シートの剥離が課題とされている。

FRP 材の中でも、近年需要が高まりつつある CFRP(炭素繊維強化プラスチック)と従来より各分野で使用されている GFRP(ガラス繊維強化プラスチック)が主流となっている。さらには、近年では新素材である AFRP(ア ラミド繊維強化プラスチック)や BFRP(バサルト繊維複合材)が着目されている。FRP 材の種類と特性比較を 表 7-1-3 に示す。

r		1		1	1
FR	P材	CFRP	GFRP	AFRP	BFRP
		(炭素繊維強化	(ガラス繊維強化	(アラミド繊維強	(バサルト繊維
		プラスチック)	プラスチック)	化プラスチック)	複合材)
					原材料:玄武岩
		2M			
	用途	産業機械、航空技術 医療機器	自動車、船舶 鉄道車両	建材、補強材	ロケット技術 航空技術
	密度 (g/cm ³)	1.6	2.0	1.4	2.6~32.8
	引張強さ (N/mm ²)	1,760	1, 117	1, 470	2,000~3,000
	比強度 (10 ⁴ m)	11.2	6.0	11.5	_
特性	引張弾性率 (kN/mm ²)	125	41	78	70~100
	比弾性率 (10 ⁵ m)	8.0	2.1	5.7	_
	熱伝導率 (W/mk)	50	5.8	_	-
	線膨張率 (10⁻⁵/℃)	-0.07	0.8	_	_
メリット	メリット	比強度・比弾性率が 優れおり、軽量かつ 高強度な特性を有す る。	FRP 材の中では、最も 安価で市場性が高 い。	アラミド繊維 (ケブ ラー)による強化で 耐衝撃性・強度に優 れる。	耐熱性・引張強度に 優れている。天然素 材から作られるた め、環境親和性に優 れる。
	デメリット	GFRP 材に比べ、高価。	CFRP 材に比べ、機械 的特性は劣る。	切れにくい特性により、成形が困難。	繊維の製造方法が未 確立である。 コスト高

表 7-1-3 各 FRP 材の特性比較

樹脂プラスチック材料協会(http://www.jushiplastic.com/fiber-reinforced-plastics)によると、その他に

- ・ZFRP(ザイロン強化プラスチック) : ザイロン繊維を複合させて、強度性が非常に高く、難燃性を有して
- いる。ZFRP は、Zylon Fiber Reinforced Plastics の略語である。
- ・GMT (ガラス長繊維強化プラスチック): 車載部品に使用され、強度性が高い
- ・BFRP(ボロン繊維強化プラスチック):対弾丸性に優れており、強度も良い。軍事兵器関係に度々使用される ケースがある。
- ・DFRP(ダイニーマ繊維強化プラスチック):ダイニーマ繊維 (ポリエチレン繊維)の繊維強化プラスチックであり、強度性・熱伝導性が良好である。DFRP は、Dyneema Fiber Reinforced Plastics の略語である。

7-1-3 まとめ

当て板補修以外の腐食対策工法を模索するため、補修・補強用材料の調査を行った結果、以下の知見が得られた。

1. 鋼部材(鉄・鋼)は、製作性・コスト面で優位であることから、当て板工法や部材交換など多くの補修・補強 実績があり、現在でも主流とされている。一方で FRP 材(繊維強化プラスチック)や繊維材料が着目されてお り、コスト面や市場性は劣るものの、優れた力学特性・素材特性を有しており、補修・補強材料として期待 されている。

- 2. FRP 材は、樹脂に繊維を入れ強度を向上させた複合材料であり、様々な分野で用いられている。樹脂・強化 繊維・添加剤の各特性に基づき、材料特性が異なるため、用途や使用環境に合わせた様々な FRP 材が開発さ れている。
- 3. FRP 材は比強度が大きく、軽量化が可能であることから、橋梁分野において、施工の容易化を図ることが期待されている。また、鋼部材を用いた補修・補強工法に比べ、小規模かつ局部的な補修・補強が期待できる。
- 4. FRP 材は、炭素繊維からなる CFRP (炭素繊維強化プラスチック)とガラス繊維からなる GFRP (ガラス繊維強化 プラスチック)が主流となっており、その他に、新素材として AFRP (アラミド繊維強化プラスチック)や BFRP (バサルト繊維複合材)などが着目されている。

7-2. CFRP による補修設計

7-2-1. CFRP の性能

腐食による部材の減肉や欠損している橋梁に対して、一般的には当て板補修で対策されている。一方で、当て板 補修に対して実績こそ少ないものの、施工性等の条件から、炭素繊維強化プラスチック(以下、CFRP)が採用さ れている事例がある。そこで、炭素繊維強化プラスチック(以下、CFRP)の補修補強の実態および性能をブラシ ュアップする。

1) CFRP の材料 (マニュアル²⁾ より)

一般的に CFRP の種類として、高強度型、中弾性型、高弾性型の3種類に大きく分類できる。その材料特性を表 7-2-1 に示す。高強度型は材料特性からも見て取れるように、主に高い引張耐力を要求される場合に使用され、こ れまでに RC 橋脚の耐震補強や RC 橋で設計荷重が変更された際の曲げ補強などに用いられてきた。一方、高弾性 型は、常時荷重に対する既設鉄筋の応力度低減やたわみ低減が要求される場合に使用されている。これは弾性係数 が高い方が炭素繊維シートの積層数を少なくすることが可能で、工費削減や工期短縮の面で優位となるためであ る。これまでに鋼橋の腐食による断面欠損補修や、疲労耐久性向上のために床版下面に貼り付けて曲げ補強などで 用いられてきた。このことから鋼橋腐食部の当て板補修の代わりに使用される場合、高弾性型が一般的に使用され ることとなる。

分類	引張強度 (N/mm²)	弹性係数 (kN/mm ²)	繊維目付量 (g/m ²)	密度 (g/cm²)	適用事例
高強度型	3400	245	200~600	1.8	RC 橋脚の耐震補強 etc
中部州市	2900	390		1.82	网络小府杂签武法族
中理注望	2400	450	200	1.84	動間の腐良固川補修、 虚労耐力 州 向 ト を 日 的 レ し た
1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	1900	540	500	2.1	波力耐久住向上を自的とした
同评性空	1900	640		2.1	

表 7-2-1 炭素繊維シートの材料特性について(マニュアル²⁾より)

※炭素繊維シートは、強度、弾性係数、繊維目付量によりグレード別に分類されている。

2) CFRP の種類

これまでに開発されてきたシートの種類として、①炭素繊維シート、②炭素繊維ストランドシート、③炭素繊維 プレートの3種類が存在する。その材料特性を表7-2-2に示す。

分類		特徴等	主な適用箇所	
① 炭素繊維 シート	7	炭素繊維を一方向もしくは二方向に配列し たものであり、現場で液状の常温硬化型・含 浸接着樹脂を含浸・硬化させることによって 既定構造物と一体化をはかるものである。	主桁桁端、主桁下フ ランジ・ウェブ、ト ラス弦材、ガセッ ト、橋脚巻立て等	
② 炭素繊 ストラン ドシート		繊維束に工場で樹脂を含浸・硬化させた直径 1mm~2mm 程度の炭素繊維ストランドを横 糸で連結したものである。特徴して、施工現 場では繊維への含浸工程が不要となり、不陸 修正材兼用のペースト状の接着剤でコンク リート表面や鋼材面に接着する。これによ り、炭素繊維シートと比較して、経済的に有 利となる場合がある。	 主桁桁端、主桁下フ ランジ・ウェブ、ト ラス弦材、ガセッ ト、橋脚巻立て等 ※炭素繊維シートの 適用箇所で曲線部の 貼り付けが必要ない 場合に適用可能 	
③ 炭素繊維 プレート		引き抜き成形法と呼ばれる製法にて、炭素繊 維を熱硬化型樹脂で含浸させて硬化させた 帯板状の成形板であり、ペースト状の接着剤 でコンクリート表面や鋼材表面に接着する ものである。施工現場で含浸用の含浸・接着 剤を使用しないため、上向き施工での作業が 容易となる。	コンクリート構造物 のスラブ・梁、橋梁 の桁等	

表 7-2-2 炭素繊維シートの種類について(指針(案) ''、E	日鉄ケミカル&マテリアル株式会社 HP4)	より)
------------------------------------	-----------------------	-----

①が一般的な CFRP となり、②、③は用途に合わせて改良されたもので、炭素繊維に工場で樹脂を含侵・硬化させている。③は帯板状の成形板となっており、①よりも高い剛性をもつことが特徴である。②はすだれ状となっており、③よりも現場施工で臨機応変に対応が可能である。また、高い繊維目付量を持つため、①と比べて積層数を減らすことが可能となり、工程短縮・工費削減となる場合がある。

マニュアル²⁾によると、補強層の標準構成として、下地処理⇒プライマー⇒不陸修正野⇒高伸度弾性パテ材用プ ライマー⇒CFRP⇒アラミド繊維シート⇒仕上げ塗装としている。

強度として必要な材料は CFRP のみであり、アラミド繊維シートは保護シートとして担っている。その他の施工時に必要な材料については、指針¹⁾およびマニュアル²⁾を参照すること。

3) CFRP の適用部材 (マニュアル¹⁾より)

マニュアル¹⁾によると、CFRP は以下の部材に適用できるとされている

- ・鋼桁橋の主桁・横桁・縦桁のフランジ等の曲げ(引張・圧縮)による鉛直応力を受ける部材
- ・対傾構・横構、トラス橋の弦材やアーチリブ等の軸方向力を受ける部材
- ・鋼桁ウェブ等のせん断を受ける部材

※炭素繊維の特性として、引張強度が高いということは知られているが、圧縮やせん断力の特性は、あまり周知 されていないため、マニュアル¹⁾の記載内容を以下に示す。

「炭素繊維シートの繊維単体では、フィラメント(長繊維)の直径が極めて細いため、圧縮力が作用するとすぐ に座屈し、圧縮側の強度や剛性は期待できない。しかし、炭素繊維シートを樹脂で含浸することで CFRP を形成し 鋼部材に接着することで一体化を図ると、樹脂や鋼部材の拘束により鋼材の剛性を有する材料特性を得られるこ とが、これまでの実験^{4~9)}で確認されている。さらに、支点上補剛材の局部座屈やウェブのせん断座屈のような終 局時に大変形が生じる部材についても CFRP を適切に貼り付けることで、変形に追従して補修・補強効果を得られ ることがこれまでの実験^{10~12)}により確認されている。」

4) CFRP の適用可否の判定¹³⁾

若林によると、CFRPによる本工法の適用可否の判定が以下のようにとりまとめられている。 a)適用可能で有利なケース

- ・腐食状況として、比較的軽微な断面欠損が点在している場合(塗替え塗装時の前処理に特に適する)
- ・腐食箇所が桁端部や排水管漏水箇所などの局所的な場合
- b) 適用不可または不利なケース
- ・設計上必要な炭素繊維シートの積層数が、適用範囲を超えるような重大な断面欠損が生じている場合
- ・ボルト部が腐食している場合や腐食部が複雑な形状で炭素繊維シートの定着長が確保できない場合
- ・疲労き裂が生じている部位

5) CFRP の耐用年数

指針(案)によると、うき、ふくれ、層間はく離や樹脂やせなど、様々な要因に対して留意し、施工・管理する必要があると示されているが、これらは素地調整や表面保護を適切に行えば、基本的に劣化しないとされている。実績としては、指針(案)に明確な年数の記載はされていないものの、国内で12年前に施工された橋梁が現在も健全であることやコンクリート構造物に対して行われた促進暴露で20年相当でも問題ないという結果はある。

CFRP 自体からの劣化はないと言えるものの、素地調整により腐食要因が確実に除去できているか、定期的な塗装塗り替えが可能かなど、メンテナンスにおける様々な必須要件があるため、供用期間内の取替は不要とは言い切れない。そのため、定期的に点検する必要がある。

6) 定着長について

定着長は、鋼部材・FRPの剛性、接着用樹脂材料の厚さ・せん断弾性係数、および作用力により変化するため、 それらの影響を適切に考慮して設計する必要がある。また、定着部は断面力の低い箇所に設置することとなってい る。

鋼材の腐食箇所に対する CFRP 接着補修において、設計断面力が大きい箇所では、定着部の破壊に対する照査で 許容値を満足しない場合が多い。この場合、CFRP シートを階段状ずらして接着する方法や高伸度弾性樹脂を使用
することとしている。高伸度弾性樹脂を使用した場合、定着部が破壊しないことは既往の研究により解明されてい るが、樹脂のヤング係数が小さいため、荷重伝達効率が低減するという問題がある。しかし、定着部からの破壊が ないことから設計断面力が大きい箇所にも定着することができるため、設計断面力が大きい箇所にも適用可能と されている。

上記内容を踏まえた上で、CFRP により補修・補強された鋼部材の設計手法の考え方が指針(案)とマニュアルで 大きく異なっている。指針(案)では、CFRP 接着後の鋼材部とCFRP の断面を完全合成断面として評価しており(設 計上は99%)、十分な荷重伝達を行うために必要な定着長を算出する必要がある。計算方法は付録2-4のとおりで ある。ここで、多層にCFRP が積層される場合の必要定着長は、多層のCFRPを1層に置き換え、接着層の合計厚さ を鋼部材との接合面に考慮してモデル化することで求めている。さらに高伸度弾性樹脂を使用した場合、樹脂のヤ ング係数も考慮する必要がある。一方、マニュアルは、高伸度弾性樹脂を使用することを標準とし、定着部の不完 全合成断面を許容しており、定着長もシートの繊維目付量に応じて定められている(表7-2-3)。定着部を完全合成 断面として評価しない理由は、指針(案)の計算では定着長が非常に長くなり、実施工上、定着長が確保できないケ ースが多くなるためである。代わりに応力低減係数をCFRPの鋼換算断面積に乗じることで積層数を増やすことと している。応力低減係数は、定着長、CFRP の繊維目付量、積層数及びずらし量をパラメータとした実験と数値解 析に基づき設定している。表7-2-4 に各繊維目付量に対する応力低減係数を示す。

表 7-2-3 繊維目付量に対する定着長とずらし長

繊維目付量 (g/m ²)	定着長 (mm)	ずらし長 (mm)
300	200	25
600	225	50
900	250	75

表 7-2-4 各繊維目付量に対する応力低減係数

繊維目付量 300g/m ²		繊維目付量 600g/m ²		繊維目付量 900g/m ²	
積層数	応力低減係数	積層数	応力低減係数	積層数	応力低減係数
n	Cn	n	Cn	n	Cn
1	0.93	1	0.86	1	0.82
2	0.86	2	0.79	2~7	0.74
3	0.82	3~10	0.74	-	-
4	0.79	-	-	-	-
5	0.77	-	-	-	-
6~20	0.74	-	-	-	-

7) 電蝕問題について

CFRP を用いた鋼材への補修において、電蝕の留意が必要となる。中井、北田らの研究¹³⁾によると、CFRP と鋼板 とが水分を介して接触する場合に、鋼板が腐食する可能性があるとされている。しかし、指針(案)¹⁾にも記載され ているように一般的な施工方法では、CFRP と鋼材の間に所定の厚さの接着用樹脂材料やガラス繊維を用いており、 それにより絶縁しているとみなしてよいこととなっている。一般的な施工手順について図**7-2-1**に示す。

一般的な施工方法の手順

鋼板⇒プライマー(エポキシ樹脂)⇒高伸縮弾性パテ(ポリウレア樹脂)or パテ(ウレタン樹脂)⇒CFRP



図 7-2-1 炭素繊維シートの種類について(指針(案)、新日鐵より)

8)塗装について

CFRP 施工後に、塗装で表面保護を行うようにと指針¹⁾およびマニュアル²に記載されており、塗装仕様について はマニュアル²⁾で表7-2-5 と定められている。しかし、塗り替え塗装の際、指針¹⁾には、ケレン等により施工箇所 を傷つけないように行うとしか記載がされていない。そこで、日鉄ケミカル&マテリアル株式会社(旧:新日鉄住金 マテリアル株式会社)にヒアリングを実施した。炭素繊維の施工箇所からは浮き錆は発生しないとされているため、 塗装の活膜を残した状態で、表面の汚れ等のみを除去し、再度、中塗り・上塗りを行えば維持管理上問題ないと回 答を得ている。これらの内容が指針¹⁾に明確な記載がない理由は、ケレンの目安が鋼材部を対象として定められて いるため、指針として示すことが出来ないためであるという。

塗装系	工程	塗料又は 素地調整程度	標準 使用量 (g/m)	標準 膜厚 (µm)	塗装間隔	摘要
	素地調整	 1 種又は2 種 	-	-	4h 以内	補修範囲全面
	タッチアップ (1回目)	有機ジンク リッチペイント	ハケ 240	30	1~10日	
	タッチアップ(2回目)	有機ジンク リッチペイント	ハケ 240	30	1~10 日	
	タッチアップ (3回目)	変性エポキシ 樹脂塗料下塗り	ハケ 200	60	1~10日	シート接着端部 付近の鋼材面
c-3 系	下途 第1層	変性エポキシ 樹脂塗料下塗り	ハケ 200	60	1~10日	
	下塗 第2層	変性エポキシ 樹脂塗料下塗り	ハケ 200	60	1~10日	
	中塗	ふっ素 樹脂塗料用中塗	ハケ 140	30	1~10日	シート上を含む
	上塗	ふっ素 樹脂塗料上塗	ハケ 120	25	1~10日	全面
	素地調整	2種	-	-	4h 以内	補修範囲全面
	タッチアップ (1回目)	有機ジンク リッチペイント	ハケ 240	30	1~10 日	
i-1 系	タッチアップ (2回目)	有機ジンク リッチペイント	ハケ 240	30	1~10 日	シート接着端部 付近の鋼材面
	下途 第1層	変性エポキシ 樹脂塗料下塗り	ハケ 200	60	1~10日	
	中塗	ポリウレタン 樹脂塗料用中塗	ハケ 140	30	1~10 日	シート上を含む
	上塗	ポリウレタン 樹脂塗料上塗	ハケ 120	25	1~10 日	全面

表 7-2-5 塗装仕様 (マニュアル²⁾より)

※c-3 系と i-1 系は塗装仕様の状況で判断

9) 当て板工法との対比について

日鉄ケミカル&マテリアル株式会社の情報提供をもとに、当て板工法と炭素繊維シート補強工法(FORCA PL-CF 工法)の比較を実施した。表 7-2-6 に示す。

		当て板工法(従来工法)	FORCA PL-CF 工法
概要		 ・腐食部位に、鋼板を高力ボルトにて設置する方法 ・摩擦接合面は、金属パテやエポキシ樹脂で不陸修正を行う。 ・構造上の隙間は、シールで処置を行う。 ・最も一般的に適用されている工法であり、実績が多い。 	 ・腐食部位に、炭素繊維シートをエポキシ樹脂にて接着する方法 ・弾性率の高い炭素繊維シートと鋼材の剥離を防ぐため、ポリウレアパテを塗布している。 ・最上層はアラミド繊維シートの巻き立て、外因による炭素繊維シートの傷つきを防ぐ。 ・炭素繊維シート工法自体は、RC構造、PC構造での適用事例は多い。 ・桁端部は滑らかに不陸修正することにより、
			水はけをよくすることも可能。
禾 月	演員会当時中心人	_	1748.8 (2008 849.00) 1748.8 (2009 849.0
	長所	 ・適用可能な部材が多い。 ・溶接金属の腐食などにも対応することが可能。 ・疲労き裂等の他の劣化対策と併用することが可能 	 ・炭素繊維補修が鋼材への外的因子を遮断するため、防食性が高い。 ・補修により防食上の弱点(ボルト、隙間等)が生じない。 ・素材が軽量であるため、死荷重を増加させない。 ・母材の断面欠損を生じさせない。
構造性	短所	 ・狭隘な箇所ではボルト配置、現場孔明け、ボルトの差し込みができず、補修不可能な場合がある。また、隙間やボルトにより滞水しやすい構造となり、周辺部材の腐食要因になる可能性がある。 ・腐食による不陸がある場合は、摩擦接合による適切な効果が得られないため、当て板範囲が広くなる。 ・施工時、ボルト孔による断面欠損が生じるため、施工時の安全性照査が必要である。 	 ・部材添接部など、構造が複雑で定着が確保できない箇所には適用できない。(設計的な断面復旧にならない) ・炭素繊維シート貼り付け総数が36層以上になる箇所は適用できない(※1)。 ・疲労き裂が生じている部材には適用できない。
施	長所	・特殊な管理が必要なく、施工品質が安定している。	 ・補修による弱点(ボルト孔、溶接による残留応力)が生じない。 ・素地調整が可能な作業空間が確保されていれば、狭隘箇所でも施工性がよい。 ・現場加工が可能である。
工性	短所	 ・狭隘箇所では作業効率が落ちる。また、締結器具や孔明 け器具等の使用が難しい場所もある。 ・現地で部材を修正するのが難しいため、実測精度が要求 される。 ・当て板部材を運搬するのに重機が必要である。 	・施工品質を確保するために、作業員に一定の技量が求められる。
維持管理	長所	・目視点検で劣化を確認できる。	 ・材料自体の恒久性が高く(30年~50年想定で強度低下はほぼみられない)、腐食による経年劣化の心配がない。 ・補修箇所は炭素繊維シートで密閉するため、以後防食性が高い。 ・部分的な補修が可能である。 ・塗膜の劣化による構造上の支障が少ない。
埋	短所	 ・補修部の腐食環境が改善出来ない場合、再腐食する可能 性が高い。 ・隙間養生のシール材は落下しやすい。 	 ・経年劣化意外の要因での補修が発生することがある。 ・施工不良による剥離の場合は全面貼替えが必要になる。 ・打音検査が必要となる。

表 7-2-6 当て板工法との比較表

※1. マニュアルの最大積層数は20層までとしているが、近年の研究により最大積層数は35層まで適用可能とされている®。

7-2-2. CFRP の施工実績

1) 施工実績

日鉄ケミカル&マテリアル株式会社の 2013 年 6 月~2019 年 3 月までの CFRP 出荷実績(調査件数 52 件) により、図 7-2-2 発注者毎による施工(出荷)実績、図 7-2-3 補修箇所、図 7-2-4 使用材料、図 7-2-5 出荷件数についてまとめた。

図7-2-2の発注者毎による施工(出荷)実績より、NEXCOや首都高速道路といった高速道路会社の施工実績が多い ことがわかる。NEXCOの場合、設計・施工マニュアル²がすでに発刊されていることもあり、CFRPを用いた補修工 法が積極的に採用されている。首都高速道路は、コンクリートが充填された鋼製橋脚の基部でストランドシートを 用いた腐食部補修の社内マニュアルが出ており、これが施工実績の多い理由であると考える。次に施工実績で多い のは、県や市が管理する橋梁である。これは、小規模補修の橋を対象としているケースであり、桁下空間が狭隘で あることが CFRPを選定した理由である。一方、本調査では国が管轄している橋梁の適用実績は3件のみだった。 これは FRP の補修工法について、各地整の要領等の基準類に記載されていないことや NETIS 登録ができていない ことが要因であると考える。

図 7-2-3 の補修箇所について、一番多いケースは主桁の桁端である。腐食自体の対象数が多いことに加えて、腐 食が局部的であることや作業空間の制約が理由である。次に主桁下フランジや主桁ウェブが多い。これは、腐食状 況が比較的軽微な断面欠損が点在している場合や腐食が局部的となっている場合であると思われる。他にもトラ ス橋の弦材やガセットなどに使用されている。

図 7-2-4 の使用材料は前述したように、積層数を少なくできる高弾性型炭素繊維シートの使用実績が殆どだった。一部、ストランド型炭素繊維シートを使用しているケースもあるが、こちらは1層当りの繊維目付量を多く、 積層数の削減・工程の短縮が可能となり、経済性・施工性の面で有利になったためと考えられる。

図 7-2-5 の年度毎の出荷件数について、2014 年度が0件であるが、おおよそ右肩上がりに伸びていることが分かる。また、2018 年度の出荷件数は例年に比べて倍増している。これは2020 年に開催される東京オリンピックや 大型再開発など、建築分野の需要が旺盛となったことから、高力ボルトが不足する事態となり、当て板工法に変わ る補修方法として CFRP が適用されたことが理由である。





2) CFRP の施工実例

日鉄ケミカル&マテリアル株式会社の情報提供をもとに、CFRP を用いた補修・補強実例4ケースを表 7-2-7 に 整理する。

補修事例	補修を行う部材	補修目的	補修前	補修後
1	端支点上補剛材	腐食部補修		
2	桁端部ウェブ	せん断補修		
3	鋼製橋脚基部	腐食部補修		
4	トラス橋ガセット部	腐食部補修		

表 7-2-7 CFRP の施工実例

※補修事例2、3、4の補修前写真はケレン後の写真である。

補修実例1 鋼鈑桁桁支

鋼鈑桁 桁支点上補剛材 腐食部補修



1.腐食状況



3.不陸調整



2.ケレン



4.高弾性パテ用プライマー



5.シート施工



6.施工完了(塗装)

○特徴等

本施工は、鋼鈑桁の端支点上補剛材の補修である。腐食により母材が減肉されている場合、通常、減肉箇所 を切断し鋼板を溶接接合するか、母材にボルト孔空けを行い、当て板補修を行う場合が多い。いずれの場合も 一時的に断面を欠損させるため、施工前に橋梁部材に対する応力状態の照査が必要となる。

CFRP を用いることにより、現状以上に母材を欠損させる必要がないため、施工前に橋梁部材に対する照査が不要となる。また、端支点部のみの補修となる場合、補修箇所が小規模となるため、当て板補修よりも安価になる場合がある。



(せん断補強のため、CFRPの設置方向は先のシートとクロスするように貼り付ける)

6.施工完了

○特徴等

本施工は、鋼鈑桁の桁端部ウェブに対する、せん断補修である。狭隘部の補修では、鋼板の搬入が非常に困 難であることや溶接接合やボルト孔空けを出来ないことが多い。CFRPを用いることで、狭隘部でも安全に施 工ができ、また補修箇所が小規模となる場合、当て板補修と比較して安価になる場合がある。

補修実例3

歩道橋鋼製橋脚基部 腐食部補修



1.腐食状況



2.ケレン



3.不陸調整



4.高弾性パテ用プライマー



5.シート施工

○特徴等

本施工は、炭素繊維ストランドシートを用いた鋼製橋脚の腐食部補修である。通常、鋼製橋脚を鋼板当て板 補修する場合、鋼製橋脚本体にスタッドを設置して、鋼板をボルト接合するケースが多いが、その際、鋼板の 運搬・仮設用にユニック車やクレーンが必要となり、交通規制や作業員が多くなる場合がある。CFRP による 補修を行うことにより、本事例に示すように小規模に施工を行うことが可能であり、かつ輸送・施工時に大が かかりな重機等を必要としないメリットがある。また、本施工では、炭素繊維ストランドシートを用いること で、施工現場での含浸工程が不要となり、工程を短縮することが可能であると考える。



○特徴等

本施工は、炭素繊維シートを用いたトラス橋ガセット部の腐食部補修である。ガセット部を補修する場合、 鋼板当て板補修を行うこととなるが、高力ボルトを内側に挿入することが出来ないため、溶接接合となる場合 が多い。しかし、現場溶接の場合、シート養生が必要になることや狭隘部で溶接不良が発生しやすいこと、ガ セットという複雑な形状に鋼板を合わさないといけないため、精度の高い現地計測が必要となることなど、手 間や段取りが必要となる。CFRP の場合、シート養生などの前準備が不要となることや現地でシート加工がで きるため、現地施工時に既設部材と取り合わないという不具合が生じない。また、鋼板などの重量物を運搬す る必要がないため、安全面においてもメリットがある。

7-2-3. CFRP の近年の動向

表 7-2-8 にCFRPによる桁端補強に関する国内文献調査リストを整理する。No. 1~3 については、前部会である補修補強設計部会の報告書にとりまとめられている。

No.	文献題名	著者	雑誌名	号巻 (発行年)
1	高伸度弾性パテ材を挿入した炭素繊維シート接着鋼板の 一軸引張試験	宮下剛,若林大,秀熊佑哉,小林朗, 小出宜央, 堀本歴,長井正嗣	第5回 FRP 複合構造, 橋梁に関するシンポジ ウム論文報告集	(2014)
2	CFRP 接着鋼板の欠損端のテーパ形状および低弾性パテ が応力低減効果および剥離に及ぼす影響	秀熊佑哉, 宮下剛, Pham Ngoc Vinh, 濱達矢, 小林朗	第5回 FRP 複合構造, 橋梁に関するシンポジ ウム論文報告集	(2014)
3	CFRP を用いた腐食した鋼桁端部の補修に関する実験的 検討	田中大介,丹波寛夫,橋本国太郎,杉 浦邦征	第5回 FRP 複合構造, 橋梁に関するシンポジ ウム論文報告集	(2014)
4	STUDY ON REPAIR METHOD FOR CORRODED GUSSET PLATE CONNECTION BY BONDING CFRP SHEET (FRPシート接着工法による腐食したガセットプレートの 補修方法に関する研究)	Ngoc Vinh PHAM, Takeshi MIYASHITA , Kazuo OHGAKI , Yusuke OKUYAMA , Akira KOBAYASHI , Yuya HIDEKUMA , Takeshi HIROSE , and Takuya HARADA	第9回 土木工学分野で のFRP複合構造にお ける国際会議 (CICE 2018)	(2018)
5	高伸度弾性パテ材を用いた炭素繊維シート接着による鋼 桁補修設計法の提案	若林大,宮下剛,奧山雄介,秀熊佑 哉,小林朗,小出宜央,堀本歴,長 井正嗣	土木学会論文集 F4 2015 年 71 巻 1 号 p.44-63	(2015)
6	真空含浸工法を応用したCFRP接着による鋼桁端腐食部 の補修に関する実験的検討	小林 洸貴,近藤 諒翼,中村 一史,松本 幸大,松井 孝洋,越智 寛	土木学会論文集 A1 2017 年 73 巻 5 号 p.II_20-II_31	(2017)
7	腐食損傷した鋼構造物連結部の炭素繊維シートによる補 修-不陸修正材のテーパー長の影響-	宮下剛, Pham Ngoc Vinh, Daniel Medina Contreras,奥山雄介, 大垣賀津雄,小林朗,秀熊佑哉	第73回土木学会年次学 術講演会概要集 73巻 1号 1頁	(2018)
8	腐食損傷した鋼構造物連結部の炭素繊維シートによる補 修一高伸度弾性パテ材の配置位置の影響ー	宮下剛, Pham Ngoc Vinh, Daniel Medina Contreras,奥山雄介, 大垣賀津雄,小林朝,秀熊佑哉	第73回土木学会年次学 術講演会概要集 73巻 1号 1頁	(2018)

表 7-2-8 CFRPによる桁端補強に関する国内文献調査リスト

CFRP シート接着工法による腐食したガセットプレートの補修方法に関する研究

国内-4

1. 目的

本研究では、応力が集中する鋼トラス橋のガセットプレートの付け根部での腐食損傷を対象に CFRP 接着工法 を用いた補修方法を提案し、FEM解析および実物大サイズの 50%のモデルで腐食を模擬した供試体の載荷実 験を実施し、提案工法の補修効果を確認する。

2. 概要

本研究で対象とする腐食損傷は、実トラス橋梁における腐食損傷事例を参考に、ガセットプレートの付け根部 とした。腐食の程度は、ガセットプレート厚の約 50%と 75%とした。これらの腐食に対して、図-1 に示すよう に 2 つの CFRP 接着工法を提案した。1 つは外側接着方法によるCFRP接着処理である。2 つ目は腐食した断 面による偏心を改善した両側接着方法である。実験のパラメータは表-1 に示す通りである。これらを載荷試験お よびFEM解析で再現し、性能を確認することで補修効果を確認した。

3. 結論

図-2に示すように、ガセットプレートの腐食により、初期剛性の大幅な低下と面外変形の増大が確認された。 CFRP接着方法を適用した場合、腐食したガセットプレート付け根部の初期剛性は健全時とほぼ同等に回復 し、さらには面外変形を防止することも確認した。また、ガセットプレートの腐食が要因となる耐荷力の低下を 明らかにした。CFRPを用いた二つの補修方法を提案したものの、腐食が大きい場合には耐荷力は大幅に改善 されたが、小さな腐食ケースの場合はほとんど改善されなかった。実験結果では、二つの提案した補修方法がガ セットプレートの腐食断面における降伏点荷重を越えることができたことを示した。FEM解析により図-3 に 示すように崩壊挙動と実験結果の再現性を明らかにした。



高伸度弾性パテ材を用いた炭素繊維シート接着による鋼桁補修設計法の提案

国内-5

1. 目的

CFRP を用いた鋼構造物の腐食補修工法は、高応力下や座屈変形時の剥離が懸念されていたため、その適用条件が限定的であり、様々な腐食形態に対して対応が困難となるケースが多かったが、CFRP の剥離抑制対策として低弾性かつ高伸度のパテ材を接着層に塗布する仕様を用い、各種鋼部材の特性に応じた補修量算定法や構造細目を提案する。

2. 概要

CFRP 接着工法の現状と課題を整理し、適用対象部材と設計法を分類した。また、設計・施工及び材料に関する一般事項を整理した上で、以下の設計法を解析および実験で検討し、設計方法の妥当性を検証した。

・軸方向力及び曲げによる垂直応力を受ける部材の設計法に関する検討

- ・支点反力を受ける部材の設計法に関する検討
- ・せん断力を受ける部材の設計法に関する検討



図-3 補修モデルの CFRP 貼付け方法

3. 結論

腐食事例の多い鋼桁端部を含む各種鋼部材に提供できる実用的な補修・補強工法を提案した。

- ・CFRP 接着鋼板の一軸圧縮試験を実施した結果を踏まえて、接着着目点からの定着長を200mm、CFRP 各層の端部ずらし量を25mm 確保することで、実用上問題ないことを確認した。
- ・高伸度弾性パテ材の挿入により荷重伝達効率が減少する影響は、一軸引張試験及び数理解析の結果より、 炭素繊維シートの鋼換算断面積に乗じることにより設計において考慮することが可能である。
- ・CFRP 接着鋼板の繰返し引張載荷試験を実施した結果、懸念された接着層の剥離が生じる前に CFRP 接着 範囲外の鋼材が破断する事象が確認され、接着層は繰返し引張荷重に対して 疲労耐久性を有する。
- ・定着長の確保が困難な支点下端部の腐食に対しては、支点上十字柱の欠損断面積に相当する量の CFRP 繊 維方向の鉛直方向として接着することで、断面欠損が生じた部材の曲げ剛性を回復させる手法を実験で確 認。
- ・せん断を受ける部材に対しては、せん断座屈試験を実施し確認した結果、ウェブの最大欠損に相当する量の CFRP を貼付ける「部分貼り工法」とウェブパネル全面に CFRP を貼付けてせん断強度の増加を図る「全面張り工法」の設計手法の妥当性を検証した。

キーワ	ワード Carbon Fiber Reinforced Plastic (CFRP), steel truss bridge, corrosion, buckling, repair design method		
出	典	若林大,宮下剛,奥山雄介,秀熊佑哉,小林朗,小出宜央,堀本歴,長井正嗣:高伸度弾性パテ材を用いた炭素繊 維シート接着による鋼桁補修設計法の提案,土木学会論文集 F4 2015 年 71 巻 1 号 p. 44-63	

真空含浸工法を応用した CFRP 接着による鋼桁端腐食部の補修に関する実験的検 討

国内-6

1. 目的

本研究では、大型 FRP 構造物の製造方法の一つで、図-1 に示す真空含侵工法(VaRTM;Vaccum assisted Resin Transfer Molding)と呼ばれる成形技術を用いて、CFRP と鋼構造物を一体化させる補修工法の開発を目的とする。

2. 概要

鋼鈑桁橋の桁端腐食部を対象に、図-2に示す「積層モデル」と「立体補剛材モデル」で真空含侵工法による補 修効果について、実験的な検討を行った。双方のモデルとも補修方法の作業工程は、下地処理、プライマー塗布、 不陸修正、CF シートの仮止め、副資材の設置、真空含侵の手順である。なお、立体補剛材モデルでは立体補剛材 の硬質発砲ウレタンの型を試験体からとっている。



積層モデルにおける荷重とひずみの関係(右)

3. 結論

・炭素繊維シートの最大積層数13層に対して、短時間(約20分)で真空含侵が可能であること、また複雑な立体形状に対しても炭素繊維シートの含侵接着が可能である。

・最大欠損率75%の断面欠損に対して、積層モデル、立体補剛材モデルとともに、健全体と同等以上の耐荷力が 得られたことから、性能回復の効果が十分にある図-3(左)。

・図-3(右)に示すように、積層モデルでは、荷重の増加とともに断面欠損部で塑性化が進展するものの、断面 欠損部の軸ひずみ、曲げひずみが CFRP により効果的に抑制されるため、最大荷重時には垂直補剛材の全体座屈 となる。

・支点近傍に中弾性タイプの炭素繊維シートを集中的に配置して、その数量を 40%低減した立体補剛材モデル は、柱部材としての耐荷力は、積層モデルと同程度であった。

鋼鈑桁橋の桁端腐食部のように、狭隘な環境下で、立体的な形状に対しても、真空含侵工法を応用した CFRP 部材の接着により、短期的で効果的な補修が可能であることが確認できた。

キーワ	フード	steel member, repair and strengthening, VaRTM, CFRP, bonded joint		
出	典	小林 洸貴, 近藤 諒翼, 中村 一史, 松本 幸大, 松井 孝洋, 越智 寛 : 真空含浸工法を応用したCFRP接着による 鋼桁端腐食部の補修に関する実験的検討, 土木学会論文集 Al 2017 年 73 巻 5 号 p. II_20-II_31		

腐食損傷した鋼構造物連結部の炭素繊維シートによる補修 -不陸修正材のテーパー長の影響-

国内-7

1. 目的

炭素繊維シートを用いた添接板の補修・補強方法は、すでにマニュアル化されているものの、実験データが少 なく、ボルトの腐食損傷状況に左右されることから適用事例が少ない。本研究では、基礎実験によるバックデー タの取得と課題の抽出を目的とする。

2. 概要

現行設計法のパラメータの中から、「不陸修正材のテーパー長」に着目し、図-1 に示すテーパー長を「10:1」 と「5:1」の供試体を作成し、実験的に比較した。また、FEA を用いて、テーパー長が応力分布に与える影響を検 証した。次いで、腐食を模擬した欠損部を設け、欠損の有無による挙動を確認した(図-2~図-4)。



図-1 供試体概要



図-2 応力-ひずみ関係(テーパー長の影響)



3. 結論

鋼材と不陸修正材との間でひずみが大きく生じ、剥離が発生した。テーパー長を10:1 から5:1 とすることで、 剥離発生の応力レベルは低下する。また、どちらのテーパー長でもSM490Yの公称降伏点まで応力低減効果が得 られた。FEAの応力分布図より、テーパーの始点部と終点部に応力集中が生じていることが確認でき、テーパー 長を短くした場合、テーパーの勾配が大きくなるため、応力が増大することが確認できた。断面欠損がある場合、 添接板の角部で剥離が生じ、その後テーパー全体で剥離した。断面欠損があることで、最大荷重が低下するもの の、断面欠損の有無に関わらず、剥離発生の応力レベルは、SM490Yの降伏点を上回った。

		宮下剛, Pham Ngoc Vinh, Daniel Medina Contreras,奥山雄介,大垣賀津雄,小林朗,秀熊佑哉: 腐食損傷した鋼構造
出	典	物連結部の炭素繊維シートによる補修 - 不陸修正材のテーパー長の影響
		概要集 73巻 1号 1頁

腐食損傷した鋼構造物連結部の炭素繊維シートによる補修 ー高伸度弾性パテ材の配置位置の影響-

国内-8

1. 目的

炭素繊維シートを用いた鋼構造物の補修・補強方法は、腐食損傷部を不陸修正材で断面整形した後、パテ材(高 伸度弾性パテ材)を塗布し、炭素繊維シートを貼付する方法が標準とされている。しかし、連結部(添接板)を対象 とした検証は十分とはいえない。本研究では、高伸度弾性パテ材の配置位置が剥離挙動に与える影響を確認した。

2. 概要

添接板近傍に断面欠損がある場合を想定し、図-1の供試体を作成した。実験パラメータは、パテ材の配置位置 と断面欠損の有無とした。パテ材の配置位置は、「不陸修正材の上」と「不陸修正材の下」の2ケースとして検 討した。また、FEAを用いて、パテ材の配置位置が応力分布に与える影響を検証した(図-2~図-5)。



3. 結論

図2より、パテ材を不陸修正材の下に配置した場合は、最大荷重が増加することがわかる。また、断面欠損 の有無に関わらず、剥離発生の応力レベルはSM570の公称降伏点を上回っている。各配置における破壊形態 は、パテ材を不陸修正材の上に配置した場合は、添接板の角部で剥離した。パテ材を不陸修正材の下に配置し た場合は、添接板の角部で剥離し、その後、添接板のすべりが発生した。FEAの応力分布図より、パテ材の配 置に関わらず、テーパーの始点部と終点部に応力が集中しているが、パテ材を不陸修正材の下に配置した場合 に応力集中が緩和されていることが分かる。

		宮下剛, Pham Ngoc Vinh, Daniel Medina Contreras,奥山雄介,大垣賀津雄,小林朗,秀熊佑哉: 腐食損傷した鋼構造
出	典	物連結部の炭素繊維シートによる補修 ー高伸度弾性パテ材の配置位置の影響ー,第73回土木学会年次学術
		講演会概要集 73巻 1号 1頁

7-2-4. 様々な腐食部材への適用性の検討

当て板補修では設置しにくい箇所の事例を挙げる。また、CFRP で補修するにあたり優位性がありそうな箇所を 数案示す。

事例 1) 添接部の補修事例(金沢高架橋 NEXCO 管理)

以下に示す写真は、添接部および下フランジの腐食に対して CFRP で補修された事例である。ただし、どのよう な背景でこの工法が検討され、採用されたかは不明である。



図 7-2-6 事例 (金沢高架橋)



図 7-2-7 添接部への CFRP 補強事例 (その1)



図 7-2-8 添接部への CFRP 補強事例 (その2)

以下は、当WG が考えた本工法のメリットおよびデメリットである。

	コメント
メリット	・当て板補修部材が適用しにくい、曲げ対策としては有効である。
	・動力工具は不要である。
	・施工時に母材に孔を空けないことは有効である。
	・狭隘部で施工可能である。
デメリット	・繊維補強の耐用年数を判断することが困難であり、交換が必要である。
	・同色にしているため、一見、CFRP で補強したかがわからない。
	・最大荷重後に急激な剥離低下する。
	・コスト高が懸念される。

事例2)支承ソールプレート近接部補修

支承ソールプレート近接部に当て板補修を行う際、急激な断面変化や回転機能を阻害する可能性があることか ら、ソールプレート溶接部にき裂が発生しやすいことが懸念されている(図 7-2-9)。NEXCO 発刊のマニュアル¹⁾に はすでに対策案が記載されており、斜張力場領域は図 7-2-10 に示すよう、支点部近傍では発生していないため、 ウェブのせん断強度卓越部のみに CFRP を張り付けることを推奨している。支点部近傍に CFRP を接着せずとも せん断強度の回復効果を得られることは過去の研究¹⁰⁾より確認されている。また、当 WG では支点部近傍の下フ ランジ部の腐食に対しても、CFRP はずらしながら積層させるため、急激な断面変化を避けることが可能であると 考える。



図解4.6.5 ソールプレート溶接部の疲労き裂事例



図 7-2-9 ソールプレート溶接部の点検箇所を確保した CFRP の接着範囲(マニュアル¹⁾抜粋)



図 7-2-10 せん断強度に影響する腐食領域(マニュアル¹⁾抜粋)

事例3) コンクリートが充填された鋼製橋脚の腐食部補修

コンクリートが充填された鋼製橋脚の場合、高力ボルトを用いた当て板補修ができない。コンクリートアンカー やスタッド溶接を用いて当て板補修を行うことも可能であるが、当WGは、CFRPでの施工にメリットがあるのでは ないかと考えた(表 7-2-10)。また、首都高速道路ではすでに、数件実例があり、橋脚基部のみを対象としたスト ランドシートを用いた補修が施工されている(図 7-2-11~13)。

表 7-2-10 コンクリートが充填された鋼製橋脚の CFRP による腐食部補修のメリット

	コメント
メリット	 ・母材に断面を欠損させることなく、施工が可能。 ・CFRPの材料を備蓄することで、早急な現場施工が可能(当て板の場合、鋼板加工等が必要となる)。 ・鋼製橋脚の主な腐食箇所は滞水がしやすい橋脚基部であり、部分的な補修となることから工費も割高にならない。



図 7-2-11 橋脚基部はつり出し後



図 7-2-12 ストランドシート施工後



図 7-2-13 完成

事例 4) 箱桁下面補修や上フランジの補修

当 WG では、人が侵入できない箱桁断面などの狭隘部や、上フランジなどの床板をはつらないと高力ボルトが設置できない箇所での施工にメリットが存在すると考えた。ただし、ワンサイドボルトやスタッドなどの施工例も見られるため、比較検討を十分に行う必要がある。

7-2-5. 当て板補修工法と比較

第4章に示す比較設計を用いて試設計をした場合の比較を行う。本節では許容応力度法による設計を行う。 FRP 接着による構造物の補修・補強指針(案)の部分係数設計法による式を許容応力度法に置き換えて試算した。 なお、部分係数設計法による試算、当て板工法との比較、欠損量による CFRP 接着工法の比較は、付録 2-4 に載せ ているため、合わせて参考にされたい。

1)曲げ卓越部(下フランジ損傷)に対する試設計

下フランジ損傷箇所を、CFRP(炭素繊維シート)を用いて補修を行う。設計、補修材および材料特性値は、「炭 素繊維シートによる鋼構造物の補修・補強工法 設計・施工マニュアル」(株)高速道路総合技術研究所に準拠 して行う。構造諸元、設計条件は、4-2-2.補修工法の比較(事例2曲げ卓越部:下フランジ損傷)と同条件と する。

2) 設計条件

①鋼材諸元

表 7-2-11 鋼材諸元

項目	記号	単位	数値
鋼種	-	-	SM400
ヤング係数	Es	N/mm^2	200,000
許容応力度	σsa	N/mm^2	140

②欠損前断面積

表 7-2-12 欠損前断面積

項目	記号	単位	数值
フランジ幅	Bfu (Bfl)	mm	300
フランジ厚	tfu (tfl)	mm	16
ウェブ厚	tw	mm	9
ウェブ高	hw	mm	1,168
桁高	h	mm	1,200
断面積	As	mm^2	20, 112

③欠損後断面積

最大欠損深さ×欠損幅

=欠損断面積とする。

項目	記号	単位	数值
最大欠損深さ	tfld	mm	8
欠損幅	bfld	mm	300
欠損断面積	Afld	mm^2	2,400
欠損長	Lfld	mm	1,000

表 7-2-13 欠損後断面積

④断面力

4-2-2. 補修工法の比較(事例2 曲げ卓越部:下フランジ損傷)より

表 7-2-14 断面力

項目	記号	単位	数值
死荷重モーメント	Md	kN•m	500
活荷重モーメント	M1	kN•m	500
合計モーメント	Md + M1	kN•m	1,000

3) 欠損後の断面性能

ウェブの中心を原点として、各部材の距離を計算し、断面欠損が生じた、補修前の桁に対する中立軸の偏心量 を次式より算出する。

〈補修前〉

断面欠損後の中立軸の偏心量 es1es1 = $\Sigma (A \cdot y) / \Sigma A$ 断面欠損を考慮した下フランジ下端からの中立軸 y1y1 = h/2 + es1欠損を考慮した中立軸回りの断面 2 次モーメント I1I1 = $\Sigma (A \cdot y2) + \Sigma I - \Sigma A \cdot es12$ 下フランジ下端からの断面係数 Z1Z1 = I1/y1下フランジ下面に作用する応力度 $\sigma 1$ $\sigma 1 = (Md + M1)/Z1$

項目	記号	断面積 A(mm²)	図心位置 y(mm)	A•y A (mm ³)	$\begin{array}{c} \mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \\ \mathbf{A} \ (\mathbf{mm}^4) \end{array}$	各図心回りの I I (mm ⁴)
上フランジ	U-F1g.	4,800	592	2, 841, 600	1, 682, 227, 200	102, 400
ウェブ	Web.	10, 512	0	0	0	1, 195, 060, 224
下フランジ	L-Flg.	4,800	-592	-2,841,600	1, 682, 227, 200	102, 400
フランジ欠損 断面積	Afld	-2, 400	-588	1, 411, 200	-829, 785, 600	-12, 800
合計	Σ	17, 712	-	1, 411, 200	2, 534, 668, 800	1, 195, 252, 224

表 7-2-15 補強前偏心量の算出

上記、算定式を用いて算出した欠損後の断面性能を以下に示す。

項目	記号	単位	数值
中立軸の偏心量	es1	mm	79.7
中立軸位置	y1	mm	680
断面二次モーメント	I1	mm^4	3.617E+09
断面係数	Z1	mm ³	5. 322E+06

下フランジ下面に作用する応力度 σ1の計算

 σ 1 = (Md + M1)/Z1 = 187.9 N/mm2 > σ sa NG

許容応力度を超過する。よって、補修が必要である。

4) 炭素繊維シートの必要層数

補強必要断面積 Asl の計算

① 許容応力度を満足するための補強必要断面係数 Zr の計算

死荷重は補強前断面、活荷重は補強後の合成断面で抵抗するため、

 σ sa = Md / Z1 + M1 / Zr

となる。よって、

 $Zr = M1 / (\sigma sa - Md / Z1) = 10,856,120 mm3 \cdot \cdot \cdot (1)$

となる。これを満足するための必要断面積 Asr を求める。

② 補強後の下フランジ下端からの中立軸位置 y2 の計算

 $y2 = \{(As - Afld) \cdot y1 + Asr \cdot tfl\} / (As - Afld + Asr) \cdot \cdot (2)$

③ 補強後の断面 2 次モーメント 12 の計算

補強前の中立軸位置回りで計算し、平行軸の定理で補強後の中立軸回りに変換する。

I2 = I1 + Bcf (Asr / Bcf)3 / 12 + Asr (y1 - tf1)2 - (As-Afld + Asr) (y1 - y2)2 · · · (3)

ここで、シート貼付幅 Bcf は、フランジ縁端から 5mm 以上控えた幅とする。Bcf = 290 mm

④ Asr の計算

補強後の断面係数は、

Zr (4) = I2 / y2

ここに、式(1)(2)(3)を代入し、Zr(1) = Zr(4) となる時のAsr を算出する。

表 7-2-17 補強必要断面積 Asr の算出

項目	記号	単位	数値
補強必要断面係数	Zr(1)	mm^3	10, 856, 120
補強後の中立軸	y2	mm	513
シート貼付幅	Bcf	mm	290
補強後の断面2次モーメント	I2	mm^4	5, 572, 917, 195
補強後の断面係数	Zr(4)	mm^3	10, 856, 120
補強必要断面積	Asr	mm^2	5, 924

⑤ Asl の決定

AfldとAsr のうち大きい方をAslとする。

項目	記号	単位	数値
最大欠損深さ	tfld	mm	8
欠損幅	bfld	mm	300
補強必要断面積	Asr	mm^2	5,924
欠損断面積	Afld	mm^2	2,400
補強必要断面積	Asl	mm^2	5,924

表 7-2-18 補強必要断面積 Asl の算出

シートの必要積層数 n の計算

① 炭素繊維シートの諸元

炭素繊維シートは、繊維目付量 w=900g/m2 の高弾性型炭素繊維シートを使用する。 炭素繊維シートの諸元を以下に示す。

項目	記号	単位	数值
種 類	_	-	高弾性型目付け量 900
ヤング係数	Ecf	kN/mm^2	640
設 計 厚	tcf	mm	0. 429

表 7-2-19 炭素繊維シートの諸元

② 必要最低鋼換算面積 Acf, s' を計算

下記の式にて、Asl を満たす積層数 n'を求める。

n' = Asl / { Bcf
$$\cdot$$
 tcf \cdot (Ecf / Es) }

n'により応力低減係数 Cn'を仮決定し、必要最低鋼換算面積 Acf, s'を求める。 補正係数 Cn'は下記表の通りである。

積層数	Cn'
1	0.93
2	0.86
3	0.82
4	0.79
5	0.77
6以上	0.74

表 7-2-20 高伸度弾性樹脂による補正係数

③ シートの必要積層数 n の決定

下記の式にて、積層数 n を求める。

$$n = Acf, s' / \{ tcf \cdot Bcf \cdot (Ecf / Es) \}$$

CFRP を貼付けた鋼部材の断面は、不完全合成断面とする。このため、シートの必要積層数 n に低減係数 Cn を考慮する。

ここで、n層での応力低減係数 Cn を決定し、Cn = Cn'であれば計算は終了。Cn \neq Cn'であれば、Cn'に Cn を 代入して、②から Acf, s'を再計算する。以上を Cn = Cn'になるまで繰り返す。

項目	記号	単位	数值
Asl 満たす積屑数	n'	-	14.9
加引向に「頂相外	11		15 層
仮定の低減係数	Cn'	-	0.74
必要最低鋼換算面積	Acf,s'	mm^2	8,005
心田往四米	-		20.1
心安惧唐剱	n	-	21 層
低減係数の決定	Cn	-	0.74
判 定			Cn=Cn'
補強後の鋼換算断面積	Acf,s	mm^2	8,360
低減係数を考慮	Cn• Acf,s	mm^2	6, 187

表 7-2-21 シートの必要層数

補強後の応力度照査

補強後の鋼換算面積 Acf, sは、Acf, s = n・tcf・Bcf・(Ecf / Es) となる。 腹板の中心を原点として、各距離を計算し、補強後の中立軸の偏心量を算出する。

表 7-2-22 補強後偏心量の算出

項目	記号	断面積 A(mm²)	図心位置 y(mm)	$\begin{array}{c} A \cdot y \\ A (mm^3) \end{array}$	$\begin{array}{c} A \cdot \ y^2 \\ A \ (mm^4) \end{array}$	各図心回りの I I (mm ⁴)
上フランジ	U-F1g.	4,800	592	2, 841, 600	1, 682, 227, 200	102, 400
腹板	Web.	10, 512	0	0	0	1, 195, 060, 224
下フランジ	L-Flg.	4,800	-592	-2, 841, 600	1, 682, 227, 200	102, 400
フランジ欠損断面積	Afld	-2, 400	-588	1, 411, 200	-829, 785, 600	-12, 800
シート	_	6, 187	-584	-3, 613, 033	2, 110, 011, 155	234, 639
合計	Σ	23, 899	_	-2, 201, 833	4, 644, 679, 955	1, 195, 486, 863

<補強後>

補強後の中立軸の偏心量 ep	$ep = \Sigma (A \cdot y) / \Sigma A$
補強後の下フランジ下端からの中立軸 y2	y2 = h/2 + ep
補強後の中立軸回りの断面 2 次モーメント I2	$I2 = \Sigma (A \cdot y2) + \Sigma I - \Sigma A \cdot ep2$
補強後の下フランジ下端からの断面係数 Z2 の計算	Z2 = I2/y2
補強後の下フランジ下面に作用する応力度σ2の計算	$\sigma 2$ = Md / Z1 + M1 / Z2

上記、算定式を使って応力度照査した結果を以下に示す。

及7225 ml度00加以及然且									
項目	記号	単位	数值						
中立軸の偏心量	ер	mm	-92						
中立軸位置	y2	mm	508						
シート貼付幅	Bcf	mm	290						
断面2次モーメント	12	mm^4	5, 637, 307, 353						
断面係数	Z2	mm^3	11, 099, 247						
下フランジ下面の応力度	σ2	N/mm^2	139						
判定	_	140	$\leq \sigma$ sa OK						

表 7-2-23 補強後の応力度照査

よって、高弾性型炭素繊維シート 21 層で補修することによって、許容応力度を満足する。

5) 構造概要図

試設計で用いた、構造および算出された定着範囲(腐食部範囲を含めた)を下図に示す。



損傷部を含めた、全長 4,500 (mm)の範囲に補修用 CFRP を接着する必要がある。

7-2-6. まとめ

本検討より得られた結果を以下に示す。

- ・CFRPの性能(材料、種類、適用、耐用年数、定着長などの特徴)を示し、当て板工法と比較した。耐用年数は当て板補修より短いものの、CFRP工法では、素材が軽量であることや母材の断面欠損が生じさせないなどの構造性・施工性にメリットがあることを示した。
- ・施工実績より、高力ボルトが不足した場合など当て板補修工法で不測の事態が生じた場合にはCFRP工法で 代用できる場合があることがわかった。
- ・CFRP工法に関する最新の既往研究を収集し、CFRP工法の最新の動向を把握した。特にVaRTM(真空含 侵工法)を用いたCFRP工法、ガセットプレートの腐食対策、および添接部などの当て板補修ができない箇 所などの性能を研究した事例をレビューした。
- ・歩道橋鋼製橋脚基部およびトラス橋ガセット部の腐食部に適用できることを実績より示せた。さらには、当て 板補修ができにくく、CFRP工法で補修するにあたり優位性がありそうな箇所として、添接部、支承ソール プレート近接部、コンクリートで充填された鋼製橋脚の腐食部補修、箱桁下面補修や上フランジの補修などを 挙げて、その優位性を示した。
- ・7-2-5 に当て板補修工法と比較するために、曲げ卓越部(下フランジ損傷)に対する許容応力度設計法で試設 計を行い、必要な定着範囲を示した。
- ・付録 2-4 に部分係数設計法で曲げ卓越部(下フランジ損傷)に対して試設計を行い、必要な定着範囲を示した。さらには、構造性、経済性、施工性、維持管理性に着目して参考に当て板補修工法と比較した。欠損まで 生じた損傷の場合は「当て板補修工法」の方が優位であった。
- ・許容応力度設計法と部分係数設計法では、必要な定着範囲にほとんど差がないことがわかった。
- ・付録 2-4 にCFRPを接着した鋼部材とCFRPの断面を完全合成断面として評価した場合の必要な定着範囲も示した。積層数は3/4 程度となるが、定着長が5 倍程度必要となり、実施工上、完全合成断面として評価することが難しいということがわかった。

・欠損幅、欠損深さによって必要な積層数(層)を示し、その工法比較を行った。工費と欠損断面積を比較した 結果、欠損断面積が減少していくと、工費は、徐々に変わらなくなり、シート数が少ないほど、材料費が少なく なり安価となることを示した。

参考文献

- 1) 公益社団法人 土木学会: FRP 接着による構造物の補修・補強指針(案)、2018.7
- 2)株式会社 高速道路総合技術研究所:炭素繊維シートによる鋼構造物の補修・補強工法設計・施工マニュアル、 2013.10
- 3) 景観デザイン研究会:100 年後の橋梁デザイン、2005.6
- 4) 日鉄ケミカル&マテリアル株式会社 HP「https://www.nscm.nipponsteel.com/index.html」
- 5) 杉浦江、大垣賀津雄、稲葉尚文、本間淳史、大垣賀津雄、長井正嗣:鋼部材腐食損傷部の炭素繊維シートによる補修技術に関する設計・施工法の提案、土木学会論文集 F、Vol. 65、No. 1、pp. 106-111、2009.
- 6) 冨田芳男、稲葉尚文、大垣賀津雄、杉浦江、長井正嗣、小林朗:炭素繊維シートにより補強された鋼製梁の強度特性に関する実験研究、第61回年次学術講演会公演概要集、CD-ROM, I-659、2006.9
- 7) 奥山雄介、宮下剛、緒方辰男、藤野和雄、大垣賀津雄、秀熊佑哉、堀本歴、長井正嗣:鋼桁腹板の合理的な補 修・補強方法の確立に向けた FRP 接着鋼板の一軸圧縮試験、土木学会構造工学論文集、Vol. 57A、pp. 735-746、

2011.

- 8) 奥山雄介、宮下剛、若林大、小出宜央、小林朗、秀熊佑哉、堀本歴、長井正嗣:鋼橋桁端部腹板の腐食に対する CFRP を用いた補修工法の実験的研究、土木学会構造工学論文集、Vol. 58A、pp. 710-720、2012.
- 9) 奥山雄介、宮下剛、大垣賀津雄、広瀬剛、秀熊佑哉:炭素繊維シート接着工法における最大積層数に関する一 考察、鋼構造年次論文報告集 Vol. 25、pp. 55-62、2017.11.
- 10) 奥山雄介、宮下剛、若林大、小出宜央、小林朗、秀熊佑哉、堀本歴、長井正嗣:腹板を CFRP 補強した鋼桁の せん断座屈試験と強度評価法、土木学会論文集 A1、Vol. 68、No. 3、pp. 635-654、2012.
- 奥山雄介、宮下剛、長井正嗣、若林大、小出宜央、秀熊佑哉、小林朗、秀熊佑哉、堀本歴:炭素繊維を用いた 支点部垂直補剛材の腐食部補修法に関する実験的研究,第 30 回土木学会関東支部新潟会研調査発表会論文集 pp.60-6.3、2012.
- 12) 若林大、宮下剛、奥山雄介、秀熊佑哉、小林朗、小出宜央、堀本歴、長井正嗣:高伸度弾性パテ材を用いた炭 素繊維シート接着による鋼桁補修設計法の提案、土木学会論文集 F4 2015 年 71 巻 1 号 pp.44-63
- 13) 中井章人、北田俊行、松村政秀: 炭素繊維接着による鋼板の電食に関する一考察、第6回複合構造の活用に関 するシンポジウム講演論文集、pp.46-1~46-4、2005.1

8. まとめ

本報告書では、主として鋼橋における損傷として、腐食損傷を取り上げ、腐食損傷を有する部材(腐食部材)に 適用可能な補修補強方法、性能照査について、多視点から検討を実施したものをとりまとめたものである。

このWGは、学術委員、点検・診断・補修設計を行うコンサルタント、解析を得意とするシステムエンジニア、支承 メーカー、ファブリケーターなど様々な分野のメンバーで構成されていた。このことから、各々のメンバーが日常的に 関わる分野もしくは関わりやすい分野により3つのサブWG(当て板補強サブWG、実験解析サブWG、新技術サブ WG)に分かれて検討し、最終的に以下の5項目を中心にまとめることとなった。

- 1. 高力ボルトによる当て板補修設計法
- 2. 事例による比較設計
- 3. 全橋レベルでの腐食損傷に伴う死荷重応力再分配および当て板補強効果の検討
- 4. 圧縮荷重を受ける高力ボルト継手の耐荷性能に関する検討
- 5. 高力ボルト継手の当て板補修以外の工法の検討
- 1) まとめ

「高力ボルトによる当て板補修設計法」については、診断者や設計者を中心とした立場より「高力ボルトによる当て板補修設計」の現状を様々な視点で着目し整理したものである。以下に示す目次の内容がそのまま着目点となっている。様々な視点の内容を盛り込んで整理したため、実務のヒントとなりそうな情報があるが、情報量が多いため、必要な項目に絞って参考にされてもよいと思われる。特にこの部会の活動期間中、道路橋示方書が改訂され、新設橋梁としては性能照査型への移行する時期にあったため、新旧の道路橋示方書改訂に関わる内容も記述しているので参考にして頂ければ幸いである。

- ・対策レベル(補修の必要性の判断)
- ・高力ボルト摩擦接合を準用した設計
- ・各施工段階における力学的状態の変化
- ・補修における孔明けと切断に対する注意
- ・圧縮応力部と引張応力部での当て板補修の効果の違い
- ・当て板補修の様々な効果と当て板補修の技術の応用
- ・当て板補修における素地調整と塗装
- ・試算による当て板補修効果の定量的な一検討
- ・簡易な高力ボルトによる当て板補修設計法の提案

「事例による比較設計」については、「曲げ卓越部(ウェブ・下フランジ損傷)」、「曲げ卓越部(下フラ ンジ損傷)」、「端支点部付近(片側補剛材欠損)」の損傷に着目して、複数の設計者が当て板補強工法やバイ パス工法など複数の対策案を抽出し、項目毎に、その適用性を評価した。「経済性」や「施工性」はいずれの技術 者も当て板補強工法が優れると判断したが、「構造性」、「維持管理」などの項目は設計者によってばらつく評価とな った。評価が分かれた項目があることに対して、WG内の議論では以下の意見があった。

・多視点とはそもそも技術者が所有する「情報量」の違いが大きいのではないか

・ある特定の損傷に対して、決まった条件であれば工法が集約されるのではないか

一つの補修工法に対して、様々な設計者が評価したものがないため、興味深いと思われる。また、実務によって 異なる条件がある場合には、この様々な考え方の違いをヒントに実務に役に立てられると思われる。

「全橋レベルでの腐食損傷に伴う死荷重応力再分配および当て板補強効果の検討」は、複数の桁を有する 実橋梁における腐食による死荷重応力再分配などの橋梁全体の耐荷力への影響を解析により検討したものである。 耐荷性能の把握を目的とした研究的要素以外に、腐食・欠損した桁を補う形で、別の健全な桁に応力が再分配さ れる現象は、点検者・診断者を行う実務者の視点からも非常に有用なデータと思われる。付録には、様々な 腐食ケースにおける全橋レベルでの腐食進行再現 FEM 解析結果コンター図を整理している。是非参考にさ れたい。

「圧縮荷重を受ける高力ボルト継手の耐荷性能に関する検討」は、実験および解析により、パラメータ 毎の圧縮を受ける場合の高力ボルト継手の耐荷性能への影響を整理し、鋼材の組み合わせ等、補修・補強 の際に適用可能な選択肢で参考となる結果について取りまとめている。降伏先行型、すべり先行型におけるす べりまでの挙動の違いについて示したことは設計する上でも有用なデータである。また、実験で用いたアクリ ルパイプは、実験の安全性を考慮して、今回のWG内で初めて採用したものである。解析、実験結果が把握しやす いように、極力多くの図表を報告書に整理したので、解析・実験結果の傾向もさることながら、これらの取り組みも参 考にして頂ければ幸いである。

「高力ボルト継手の当て板補修以外の工法の検討」は、新しい材料の調査および近年注目を集めているCF RP工法に関する補修補強工法を整理したものである。特にWGで力を入れたのが、従来工法である鋼材による当 て板補強との対比である。CFRP工法の特性が活かせるように、WGで議論し、度々、メーカーにヒアリングしている。 近年発行された炭素繊維シートによる鋼構造物の補修・補強工法設計・施工マニュアルに記載されていない 内容も整理しているので参考にして頂ければ幸いである。

2) 夢を抱ける鋼構造の世界に

高度成長期の橋梁の長大化、地震対策などで整備されてきた橋梁技術は我々の財産である。しかしなが ら、新設橋梁は少なくなり、橋梁技術者にとって維持管理業務が多くなりつつある今日、鋼構造技術者が 鋼構造の世界に夢を持つ方法として2つの道が考えられる。

一つは、橋梁資産の整備にあたって、時代の要求に合わせて、新設、架け替え、補修を如何に合理的に 行っていくか、このための技術を常に追求していくことかと思う。

もう一つは、これまでの経験を橋梁ばかりでなく、多分野の構造に活かしていくことと考えられる。

ここ数年、甚大災害の報告は増える傾向にある。鋼構造が使われる分野として、建築があるが、建築は 建築の分野で開発研究が行われている。

これに対して、治水砂防の分野の構造物は、公共構造物である。これらの構造物に多くの土木技術者が 関わってきているものと考えられるが、砂防技術者は、農学部林業科の出身者が多い。また、研究も防衛 大学を中心に行われている。

道路橋示方書は平成29年に限界状態設計法が導入された。求められる性能も、これからの経験で変わっていく可能性もある。また、荷重特性、それに対する要求性能という視点から、砂防構造物を見ることで、 橋梁に対する要求性能、それに対して、どのように対処していくのかという視点から、橋梁技術を見てい くと、また違った視点で橋梁を見ることができ、面白さを見出すこともあるかと思う。

砂防構造物の一つの砂防堰堤は、生態系を復活、あるいは守るという視点から、通常流は流すという考 えから、透過型堰堤の採用が増えつつある。この透過型堰堤は、新設ばかりでなく、維持管理でこれに変 える工事も行われている。この透過型堰堤は、鋼構造物が多く使われている。また、設計法と設計荷重の 変更から、新しい規定に耐えられない構造の経済性を考えた改良構造の研究もおこなわれている。

鋼橋で整備されてきた技術をこうした分野も含めて活かし、新しい技術を生み出すことで、この分野を これからも夢の抱ける世界にしていくことが個々の技術者の役割と思う。

付録 2-1 当て板補修の比較設計

付録 2-1-1 一般部による基本的な考え方の検討(事例1)

曲げモーメント卓越部(支間部)のウェブ、および下フランジに減肉が見られる I 桁断面の補修工法について比較、検討を行う。

・補修レベルの設定

当て板補修工法は、減肉により剛性の低下した既設断面に当て板を設置することにより、その性能を回復することを目的とするが、補修施工前に作用している死荷重応力度を低減することはできない。

ここでは、補修施工前に既に作用している死荷重応力度、補修後に作用する活荷重応力度を足し合わせた作用応力度が許容応力度以下となるような当て板断面を算出する。

・検討ケース

以下の3ケースの補修方法について比較を行う。

1-① 当て板工法

→ 欠損箇所周辺に直接当て板補修部材を追加し、断面を補う工法

1-② 割込みフランジエ法

→ 損傷を避けた箇所に新設フランジを設置し、損傷箇所は切除する。

これにより、死荷重応力の再分配が起こるものと考える。

1-③ バイパス工法

→ 部材を取替えることにより、死荷重に対しても抵抗を期待できる工法

竣工時設計条件

許容応力度に5%~10%程度の余裕をみて設計された断面として、以下の通りとした。なお、死荷重、活荷 重の作用比率は1:1とする。

設計断面力	死荷重による 活荷重による	5 曲け 5 曲け	F MD = F ML = ΣM =	5 5 10	500 kNm 500 kNm 000 kNm	
断面	使用鋼材 上フランジ ^{腹 振}	: :	$SM400$ 300×16 1168×0	(σa= (σu=	140.0 -131.6	N/mm2) N/mm2)
	履板 下フランジ	:	300×16	(σ@=	131.6 ※詳細計	N/mm2) 算参照



・損傷レベル

部材取替えが必要ではない程度の腐食(損傷断面が降伏しない程度)として、下図斜線範囲の減肉を想定する。

降伏点 : σy= 235.0 N/mm2 損傷時応力度 : σ0= 191.6 N/mm2 ※詳細計算参照



事例1 一般部による基本的な考え方の検討

I断面桁の補修	(桁高	1200 mm)			
仮定断面力	死荷重に 活荷重に	よるせん断 よるせん断	SD = SL =	200 kN 200 kN	
			$\Sigma S =$	400 kN	168
	死荷重に 活荷重に	よる曲げ よる曲げ	MD = ML = ΣM =	500 kNm 500 kNm 1000 kNm	

(1)健全時の計算

断面諸量

,	使用鋼材	: SM4	00			A mm	2	Y mm		AY mm3		I mm4	ł
1 -U.Flg	3	000	\times	16	=	4800)	-592	-	2841600		168	2329600
1 -Web	1	168	\times	9	=	10512	2					119	5060224
1 -L.Flg	3	00	\times	16	=	4800)	592	4 2	2841600		168	2329600
						20112	2			0		455	9719424
e =	0.0	mm								$-\Sigma A \times e^2 =$			0
										_		455	9719424
YUF0	=	-600.	0 m	m	ZUF0	=		-7600000	mm3				
YUWO	=	-584.	0 m	m	ZUWO	=		-7808000	mm3				
YLWO	=	584.	0 m	m	ZLWO	=		7808000	mm3				
YLFO	=	600.	0 m	m	ZLF0	=		7600000	mm3				
せん断応力度	度												
τ =	S/Aw =		38.1	N/m	nm2	<	80	N/mm2		(作用/許容	=	0.48)
曲げ応力度													
σ UF =	M/ZUF =	= -1	31.6	N/m	nm2	<	140	N/mm2					
σ UW =	M/ZUW =	= -1	28.1	N/m	nm2	<	140	N/mm2					
σ LW =	M/ZLW =	= 1	28.1	N/m	nm2	<	140	N/mm2					
σ LF =	M/ZLF =	= 1	31.6	N/m	nm2	<	140	N/mm2		(作用/許容	=	0.94)
合成応力度													
К =	(12	28.1	/	140) ² +	(3	8.1 /	80)2	$^{2} = 1.06$	<	1.20	0

(2) 断面欠損時の計算

現地調査により見つかった断面欠損を控除し、残存断面による 応力度照査を行う。



断面諸量

	使用鋼材:	SM400		A mm2	2 Y 1	mm AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16]				
1 -Web	1168	3 ×	9 -	20112	2 0.0	0 0	4559719424
1 -L.Flg	300	×	16				
1 -Web欠損	100	×	-4 =	-400	¦ 53	-213600	-114395733
1 -Flg欠損	270	×	-8 =	-2160) 58	-1270080	-746818560
				17552	2	-1483680	3698505131
e =	-84.5	mm				$-\Sigma A \times e^2 =$	-125416268
							3573088863
YUF	= YUF0	-е =	-515.	5 mm	ZUF	= -6932000 mm	i3
YUW	= YUWO	-е =	-499.	5 mm	ZUW	= -7154000 mm	i3
YLW	= YLWO	-е =	668.	5 mm	ZLW	= 5345000 mm	(3
YLF	= YLF0	-е =	684.	5 mm	ZLF	= 5220000 mm	13
井 / 断古市	ŧ						
	S/Aw =	39 6	N/mm9	/	80 N/m	m9 <i>(北田)</i> 新久	- 040)
ι –	5/ AW -	00.0	11/111112		00 N/ III	III2 (作用/計)	≩ =
曲げ広力度							
$\sigma UF =$	M/ZUF =	-144.3	N/mm2	>	140 N/m	m2	
$\sigma UW =$	M/ZUW =	-139.8	N/mm2	<	140 N/m	m2	
σLW =	M/ZLW =	187.1	N/mm2	>	140 N/m	m2	
$\sigma LF =$	M/ZLF =	191.6	N/mm2	>	140 N/m	m2 (作用/許2	蓉 = 1.37)
合成応力度							
К =	(187.	1 /	140) ² -	+ (39.6	$(80)^2 = 2.03$	$3 \rightarrow 1.20$
・死荷重によ	くる応力度	(当て板袖	甫修後も攅	員傷断面	にて抵抗)		
せん断応力度	吏						
τ =	SD/Aw =		19.8	N/mm2 <	< 80	N/mm2 (作用/許纲	容 = 0.25)
曲げ応力度							
σ UFD =	MD/ZUF =	-7	2.1 N/m	m $2 <$	140 N/m	m2	
σ UWD =	MD/ZUW =	-6	9.9 N/m	m $2 <$	140 N/m	m2	
σ LWD =	MD/ZLW =	9	3.5 N/m	m $2 <$	140 N/m	m2	
σ LFD =	MD/ZLF =	9	5.8 N/m	m $2 <$	140 N/m	m2 (作用/許領	容 = 0.68)

(3) 補修工法の検討

1-①当て板工法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するため、 当て板補修を行う。ただし、補修後断面は活荷重に対して のみ有効と考える。



・活荷重による応力度(補修断面にて抵抗)

断面諸量

1	吏用鋼材:	SM400		A mm2	Ymm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16]				
1 -Web	1168	3 ×	9				
1 -L.Flg	300	×	16	17552	-84.5	-1483680	3698505131
1-Web欠損	100	×	-4				
1 -Flg欠損	270	×	-8 _				
1-Web補修	100	×	9 =	900	534	480600	257390400
2 -F1g補修	120	×	12 =	2880	578	1664640	962196480
1 -Flg補修	290	×	12 =	3480	606	2108880	1278023040
				24812		2770440	6196115051
e =	111.7	mm				$-\Sigma A \times e^2 =$	-309339747
							5886775304
YUF	= YUF0	-е =	-711.7	mm	ZUF =	-8272000 mm3	
YUW	= YUWO	-е =	-695.7	mm	ZUW =	-8462000 mm3	
YLW	= YLWO	-е =	472.3	mm	ZLW =	12463000 mm3	
YLF	= YLF0	-е =	488.3	mm	ZLF =	12055000 mm3	
YF補	=		500.3	mm	ZF補 =	11765000 mm3	
せん断応力度	È						
τ =	S/Aw =	18.2	N/mm2	<	80 N/mm2	(作用/許容 =	0.23)
曲げ応力度							
σ UFL =	ML/ZUF =	-60.4	N/mm2	<	140 N/mm2		
σ UWL =	ML/ZUW =	-59.1	N/mm2	<	140 N/mm2		
σ LWL =	ML/ZLW =	40.1	N/mm2	<	140 N/mm2		
σ LFL =	ML/ZLF =	41.5	N/mm2	<	140 N/mm2	(作用/許容 =	0.43)
σ補 =	ML/Z補 =	42.5	N/mm2	<	140 N/mm2		
・補修後の死荷重+活荷重応力度

せん断応力度

τ	=	τ (D+L) =	37.9	N/mm2	<	80	N/mm2	(作用/許容 =	0.47)
曲げ応え	力度								
σUF		σ (D+L) =	-132.6	N/mm2	<	140	N/mm2		
σUW	/ =	σ (D+L) =	-129.0	N/mm2	<	140	N/mm2		
σLW	/ =	σ (D+L) =	133.7	N/mm2	<	140	N/mm2		
σLF		σ (D+L) =	137.3	N/mm2	<	140	N/mm2	(作用/許容 =	0.98)
σ 補	j =		42.5	N/mm2	<	140	N/mm2		
合成応知	力度								
Κ	=	(133.	7 / 1	40) ² +	- (37	7.9 /	$80)^2 = 1.14 <$	1.20

1-② 割込みフランジエ法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するた め、フランジの取替えを行う。補修部材取付後、損傷部 のウェブを切断、撤去する。このとき、荷重の再分配に より全断面力を補修後断面にて負担するものと考える。



佞	使用鋼材∶SM	M400		A mm2	2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16					
1 -Web	1168	×	9 -	20112	2	0.0	0	4559719424
1 -L.Flg	300	Х	16					
1-Web切除	120	×	-9 =	-1080)	524	-565920	-297838080
1-F1g切除	300	× -	-16 =	-4800)	592	-2841600	-1682329600
2 -Web新設	120	×	12 =	2880		412	1186560	492318720
2 -F1g新設	220	×	22 =	9680		461	4462480	2057593707
				26792	2		2241520	5129464171
e =	83.7 m	n					$-\Sigma A \times e^2 =$	-187534037
								4941930134
YUF	= YUF0 -e	e =	-683.7	mm	ZU	F =	-7229000 mm3	
YUW	= YUWO -e	e =	-667.7	mm	ZU	W =	-7402000 mm3	
YW補	=		388.3	mm	ZL	W =	12726000 mm3	
YF補	=		388.3	mm	ZL	F =	12726000 mm3	
せん断応力度	Ē							
τ =	S/Aw =	32.5	N/mm2	<	80	N/mm2	(作用/許容 =	0.41)
曲げ応力度								
σ UF =	M/ZUF =	-138.3	N/mm2	<	140	N/mm2		
σ UW =	M/ZUW =	-135.1	N/mm2	<	140	N/mm2		
σ LW =	M/ZLW =	78.6	N/mm2	<	140	N/mm2		
σ LF =	M/ZLF =	78.6	N/mm2	<	140	N/mm2	(作用/許容 =	0.99)
合成応力度								
К =	(135.1	/	140) ² +	(32	2.5 /	$80)^2 = 1.10$	< 1.20

1-③バイパス工法

断面諸量

_

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するた め、フランジの取替えを行う。

バイパス材設置後、損傷部のウェブを切断、撤去し、 竣工時断面を復元する。このとき、荷重の再分配により 全断面力を復元断面にて負担するものと考える。



传	€用鋼材: SM4	00		A mm2		Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	\times 16	٦					
1 -Web	1168	\times 9	┝	20112		0.0	0	4559719424
1 -L.Flg	300	× 16						
1-Web切除	120	× -9	=	-1080		524	-565920	-297838080
1-F1g切除	300	× -16	=	-4800		592	-2841600	-1682329600
1 - バ イパ スH	200×	< 200	=	6353		850	5400050	4637242500
				20585			1992530	7216794244
e =	96.8 mm						$-\Sigma A \times e^2 =$	-192867418
								7023926826
YUF	= YUF0 -e	= -	-696.8	mm	ZU	F =	-10080000 mm3	
YUW	= $YUWO$ -e	= -	-680.8	mm	ZU	W =	-10317000 mm3	
YH	=		853.2	mm	ZH	=	8232000 mm3	
社ん版広力庫	=							
τ =	S/Aw =	42.4 N/	′mm2	<	80	N/mm2	(作用/許容 =	0.53)
曲げ応力度								
σ UF =	M/ZUF = -	-99.2 N/	′mm2	<	140	N/mm2		
σ UW =	M/ZUW = -	-96.9 N/	′mm2	<	140	N/mm2		
σ H =	M/ZH 1	121.5 N/	′mm2	<	140	N/mm2	(作用/許容 =	0.87)
合成応力度								
K =	(96.9	/ 140) ² +	(42	2.4 /	$(80)^2 = 0.76$	< 1.20

付録 2-1-2 ボルト穿孔の影響に着目した検討(事例2)

曲げモーメント卓越部(支間部)の下フランジに減肉が見られる I 桁断面の補修工法について比較、検討 を行う。

・補修レベルの設定

当て板補修工法は、減肉により剛性の低下した既設断面に当て板を設置することにより、その性能を回復 することを目的とするが、補修施工前に作用している死荷重応力度を低減することはできない。 ここでは、補修施工前に既に作用している死荷重応力度、補修後に作用する活荷重応力度を足し合わせた作 用応力度が許容応力度以下となるような当て板断面を算出する。

・検討ケース

以下の3ケースの当て板補修方法と、他の補修方法としてバイパス工法を加えた4ケースについて比較を 行う。

2-① フランジ両面当て板工法

→ 2面摩擦接合となることから、健全部への定着長を②より短くできる工法

2-② フランジ下面当て板工法

→ 干渉部材がなく、連続性を確保しやすい工法

2-③ L形鋼を用いたウェブ面当て板工法

→ 施工時の耐力低下要因となる下フランジへの穴あけを避けた、安全性が高い工法

2-④ バイパス工法

→ 部材を取替えることにより、死荷重に対しても抵抗を期待できる工法

竣工時設計条件

許容応力度に5%~10%程度の余裕をみて設計された断面として、以下の通りとした。なお、死荷重、活荷 重の作用比率は1:1とする。

設計断面力	死荷重によ	る曲げ	MD	=	Ę	500 kNm	
	活荷重によ	る曲げ	ML	=	Ę	500 kNm	
			Σ M	=	10)00 kNm	
断面	使用鋼材	:	SM400		(σa=	140.0	N/mm2)
	上フランジ	: :	300×16		(σu=	-131.6	N/mm2)
	ウェブ	:	1168×9				
	下フランジ	: :	300×16		($\sigma \ \ell =$	131.6	N/mm2)
						※詳細計	算参照



・損傷レベル

部材取替えが必要ではない程度の腐食(ここでは、損傷断面が降伏しない程度とした。)として、下フランジ板厚の 50%が減肉している場合(残存板厚 50%)を想定する。





また、橋軸方向の補修幅は 1m として構造検討を行うが、各工法の特徴を捉えるため補修範囲には中間補剛 材が設置されていることを想定する。

・補修部材の定着

補修部材の定着は母材健全部において高力ボルト摩擦接合にて行うものとする。定着ボルトの必要本数は 補修部材に作用する断面力にて算出する。なお、参考値として補修部材の全強75%の本数算出を記載する。

				健全時	欠損時	2-① FLG上下当板	2-② FLG下のみ当板	2-③ ウェブL形当板	2 -④ バイ パス	
死荷重によ	、る曲げモーメント	MD	(kNm)	500	500	500	500	500	500	Ð
活荷重によ	、る曲げモーメント	ML	(kNm)	500	500	500	500	500	500	0
・母材(下フ)	ランジ着日)									
死荷重抵抗	断面係数(LFLG下端)	ZØf	(mm3)	7600000	5322000	5322000	5322000	5322000	7600000	③ 詳細計算参照
^{网 因} (補修前)	死荷重曲げ応力度	σDℓ	(N/mm2)	65.8	93.9	93.9	93.9	93.9	65.8	(1) (3)
活荷重抵抗) 制 面 係 数 (LFLG 下 端)	ZØF	(mm3)	7600000	5322000	11434000	10876000	11189000	7600000	⑤ 詳細計算参照
^{哟山} 山 (補修後)	活荷重曲げ応力度	σLθ	(N/mm2)	65.8	93.9	43.7	46.0	44.7	65.8	6 = 2/6
死+活 作用	1 曲げ応力度	σ ℓ	(N/mm2)	131.6	187.8	137.6	139.9	138.6	131.6	() () () () () () () () () () () () () (
・補修部材										
						$2 - 120 \times 12$			1-300 imes 16	
	取付部材					1-290 imes 12	$1-290 \times 19$	$2-175 \times 175 \times 15$	2-120 imes 12	
補修部材									$1-290 \times 9$	
断面	断面積	A補	(mm2)			6360	5510	10042	4800	8
	断面係数(補修部材)	Z補	(mm3)			11167000	10490000	14077000	7600000	③ 詳細計算参照
	曲げ応力度	σ補	(N/mm2)			44.8	47.7	35.5	131.6	0 = 2/0
	摩擦面数		(厘)			2面	1面	2面	2面	(
	設計軸力(作用力)		(kN)			284.8	262.6	356.7	631.7	$(12) = (8) \times (10)$
定着ボルト	設計軸力(全強75%)		(kN)			667.8	578.6	1054.4	504.0	$(13) = (8) \times \sigma a \times 75\%$
	必要本数(作用力)		(本)			3	Q	4	7	$(10) = (10)/((10) \times \rho a)$
	必要本数(全強75%)		(本)	/		7	13	11	6	$(1) = (1)/(1) \times \rho a)$
 仮設部材 										
仮設部材	取付部材								$1\text{-H}\ 200\times200$	
断面	断面積		(mm2)						6353	
・供用下(交)	通規制なし) での施工					不可	不可	不可	可能	
	SM400村 の許容応力度	σa =	140	N/mm2						
高カオ	ミルト M22 の許容摩擦力	ρa =	48	kN/面						

詳細計算結果一覧

I -216

補修構造一覧

2-① フランジ両面当て板工法



2-② フランジ下面当て板工法



2-③ L形鋼を用いたウェブ面当て板工法



2-④ バイパス工法



付録 2-1-2 ボルト穿孔の影響に着目した検討(事例2)

I桁断面の補修 (桁高 1200 mm)

設計断面力	死荷重によるせん断 活荷重によるせん断	SD = SL = ΣS =	200 kN 200 kN 400 kN	
	死荷重による曲げ	MD =	500 kNm	
	活荷重による曲げ	ML =	500 kNm	
		Σ M =	1000 kNm	v

(1)健全時の計算

	使用鋼材	: SM4	00			A mm2		Y mm		AY mm3		I mm4
1 -U.Flg	3	00	\times	16	5 =	4800		-592	-	2841600		1682329600
1 -Web	11	68	\times	9	=	10512						1195060224
1 -L.Flg	3	00	×	16	3 =	4800		592		2841600		1682329600
						20112				0		4559719424
е =	0.0	mm								$-\Sigma A \times e^2 =$		0
										_		4559719424
YUF0	=	-600.	0	mm	ZUF0	=		-7600000	mm3			
YUWO	=	-584.	0	mm	ZUWO	=		-7808000	mm3			
YLWO	=	584.	0	mm	ZLWO	=		7808000	mm3			
YLF0	=	600.	0	mm	ZLF0	=		7600000	mm3			
せん断応力 <u>)</u> τ =	度 S/Aw =		38.	1]	N/mm2	<	80	N/mm2		(作用/許容	=	0.48)
曲げ応力度												
σ UF =	M/ZUF =	-1	31.	6	N/mm2	<	140	N/mm2				
σ UW =	M/ZUW =	-1	28.	1]	N/mm2	<	140	N/mm2				
σ LW =	M/ZLW =	1	28.	1]	N/mm2	<	140	N/mm2				
σ LF =	M/ZLF =	1	31.	6]	N/mm2	<	140	N/mm2		(作用/許容	=	0.94)
合成応力度												
К =	(12	28.1	/	14	0) ² +	(3	8.1 /	80)	$^{2} = 1.06$	<	1.20

(2) 断面欠損時の計算

現地調査により見つかった断面欠損を控除し、残存断面による応力 度照査を行う。



	使用鋼材:	SM400	A	mm2		Y mm	AY mm3		I mm4
1 -U.Flg	300	\times 16	٦						
1 -Web	1168	8×9	- 2	20112		0.0	0		4559719424
1 -L.Flg	300	\times 16							
1 -F1g欠措	<u>∄</u> 300	× -8	= -	2400		588	-1411200		-829798400
			1	7712			-1411200		3729921024
е =	-79.7	mm					$-\Sigma A \times e$	2=	-112437073
									3617483951
YUF	= YUF0	-e =	-520.3	mm	ZU	F =	-6952000	mm3	
YUW	= YUWO	-e =	-504.3	mm	ZU	W =	-7173000	mm3	
YLW	= YLWO	-e =	663.7	mm	ZL	W =	5451000	mm3	
YLF	= YLF0	-e =	679.7	mm	ZL	F =	5322000	mm3	
せん断応力	度								
τ =	S/Aw =	38.1 N	/mm2	<	80	N/mm2	(作用/	許容 =	0.48)
							(11)13/	нт	
曲げ応力度									
σ UF =	M/ZUF =	-143.8 N	/mm2	>	140	N/mm2	OUT		
σ UW =	M/ZUW =	-139.4 N	/mm2	<	140	N/mm2			
σ LW =	M/ZLW =	183.5 N	/mm2	>	140	N/mm2	OUT		
σ LF =	M/ZLF =	187.9 N	/mm2	>	140	N/mm2	0UT (作用/	許容 =	1.34)
合成応力度									
К =	(183	.5 / 140) ² +	(38	8.1 /	$80)^2 = 1$	1.94 >	1.20
・死荷重に。	よる応力度	(当て板補修	後も損傷	断面	にて持	氐抗)			
せん断応力	度								
τ =	SD/Aw =	19.0) N/mm2	<	80	N/mm2	(作用/	許容 =	0.24)
曲げ応力度									
σ UFD =	MD/ZUF =	-71.9	N/mm2	<	140	N/mm2			
σ UWD =	MD/ZUW =	-69.7	′N/mm2	<	140	N/mm2			
σ LWD =	MD/ZLW =	91.7	′N/mm2	<	140	N/mm2			
σ LFD =	MD/ZLF =	93.9	N/mm2	<	140	N/mm2	(作用/	許容 =	0.67)

(3) 補修工法の検討

2-①フランジ両面当て板工法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するため、当 て板補修を行う。

ただし、補修後断面は活荷重に対してのみ有効と考える。



・活荷重による応力度(補修断面にて抵抗)

	使人	用鋼材	才:	SM4	400			А	mm2		Y r	nm	AY mm3	3		Ι	mm4		
1 -U.Flg			300)	\times	16	٦												
1 -Web			1168	8	×	9													
1 -L.Flg			300)	\times	16		17	7712		-79.	. 7	-141120	00			3729	921	024
1 -Flg欠	損		300)	×	-8	J												
2 -F1g補	修		120)	\times	12	=	2	880		57	8	166464	0			962	196	480
1 -Flg補	修		290)	\times	12	=	3	480		60	6	210888	0			1278	023	040
								24	4072				236232	0			5970	140	544
е =		98.1	L	mm									$-\Sigma$ A ×	e^2=			-231	827	675
																	5738	312	869
YUF	=	YU:	F0	-e	=		-698.	1	mm	ZU	F	=	-821900) mm	3				
YUW	=	YU	WO	-e	=		-682.	1	mm	ZU	W	=	-8412000) mm	3				
YLW	=	YL	WO	-e	=		485.	9	mm	ZL	W	=	1181100) mm	3				
YLF	=	YL	F0	-e	=		501.	9	mm	ZL	F	=	1143400) mm	3				
YF裤	育 =	:					513.	9	mm	ZF	補	=	1116700) mm	3				
せん断応力	力度																		
τ	= S	S/Aw =	=		19.0) N/	$^{\prime}$ mm 2		<	80	N/m	m2	(作用	/許羽	字 =	0	. 24)	
曲げ応力度	Ŧ																		
σ UFL	= M	IL/ZU	F =		-60.8	B N/	mm2		<	140	N/m	m2							
σ UWL	= M	IL/ZU	W =		-59.4	N/	mm2		<	140	N/m	m2							
σLWL	= M	IL/ZL	W =		42.3	S N/	mm2		<	140	N/m	m2							
σ LFL	= M	IL/ZL	F =		43.7	N/	mm2		<	140	N/m	m2	(作用	/許衮	= 苓	0	. 43)	
σ 補	= M	IL/Z補	育 =		44.8	8 N/	mm2		<	140	N/m	m2							

・補修後の死荷重+活荷重応力度

せん断	忘力度	F										
τ	=	τ	(D+F) =	38.1	N/mm2	<	80	N/mm2		(作用	/許容 =	0.48)
曲げ応	力度											
σΰ	JF =	σ	$(D+\Gamma) =$	-132.8	N/mm2	<	140	N/mm2				
σί	JW =	σ	$(D+\Gamma) =$	-129.1	N/mm2	<	140	N/mm2				
σL	.W =	σ	$(D+\Gamma) =$	134.1	N/mm2	<	140	N/mm2				
σL	.F =	σ	$(D+\Gamma) =$	137.7	N/mm2	<	140	N/mm2		(作用	/許容 =	0.98)
σ衤	甫 =			44.8	N/mm2	<	140	N/mm2				
合成応	力度											
К	=	(134.	1 / 1	40) ² +	(38	3.1 /	80) ² =	1.14	< 1.20
・補修	部材取	付	ボルト本	数の計算	I							
	使用	高	カボルト	M22	ρa =	48	kN/摩	擦面				
作用	軸力に	て言	受計する	湯合								
σ 補	×Ag =		44.8	× 636	0 /10^3				=	284.	8 kN	
1	Nreq =		284.8	/ 48	/ 2面				=	2.97	\rightarrow	3 本以上
補修	部材全	強 <i>0</i>	D 75%と	した場合								
σε	$_{ m a} imes m Ag$	=	140.0	× 63	60 /10^3	3	\times	0.75	=	667	.8 kN	
	Nreq	=	667.8	/ 4	8 / 2 直	ĵ			=	6.96	\rightarrow	7 本以上

・供用下での施工時照査

補修部材取付のためのボルト穿孔により、施工時は一次的に耐力が低下する。この耐力低下を考慮した場合に供用下での施工が可能か判定を行う。施工時の照査には 25% の割増係数を考慮する。 ※損傷部への穿孔は最小限とし、1 孔引きにて照査する。

断面諸量

使	5用鋼材: \$	SM400		A mm2	2	Y mm	AY mm3			I mm4
1 -U.Flg	300	\times	16							
1 -Web	1168	×	9							
1 -L.Flg	300	\times	16	17712	2 -	-79.7	-1411200			3729921024
1 -F1g欠損	300	\times	-8 _							
1 -Flg穿孔	-25	×	8 =	-200		588	-117600			-69161600
				17512	2		-1528800			3660759424
e =	-87.3 n	nm					$-\Sigma A \times e$	2=		-133464450
										3527294974
YUF	= YUF0 -	-е =	-512.7	mm	ZUF	=	-6880000	mm3		
YUW	= YUWO -	-е =	-496.7	mm	ZUW	=	-7101000	mm3		
YLW	= YLWO -	-е =	671.3	mm	ZLW	=	5254000	mm3		
YLF	= YLF0 -	-е =	687.3	mm	ZLF	=	5132000	mm3		
せん断広力度	:									
τ =	$\Sigma S/Aw =$	38.1	N/mm2	<	100	N/mm2	(作用/	許容	=	0.38)
曲げ応力度										
σ UFL =	Σ M/ZUF =	-145.3	N/mm2	<	175	N/mm2				
σ UWL =	$\Sigma M/ZUW =$	-140.8	N/mm2	<	175	N/mm2				
σ LWL =	$\Sigma M/ZLW =$	190.3	N/mm2	>	175	N/mm2	OUT			
σ LFL =	Σ M/ZLF =	194.9	N/mm2	>	175	N/mm2	OUT (作用/	許容	=	1.11)
合成応力度										
K =	(194.9	9 / 3	175) ² +	(38.	1 /	$(100)^2 = 3$	1.38	>	1.20
	-		,				,			
: 供用下での	の施工 不可									

採用には交通規制による活荷重の制限や、ジャッキアップ等による施工時断面力の低減も視野に入れた計 画が必要となる。

2-②フランジ下面当て板工法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するため、当 て板補修を行う。

ただし、補修後断面は活荷重に対してのみ有効と考える。



・活荷重による応力度(補修断面にて抵抗)

ſ	吏用鋼材:	SM400		A mm2	2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300	×	16]					
1 -Web	1168	8 ×	9					
1 -L.Flg	300	×	16	17712	2	-79.7	-1411200	3729921024
1 -Flg欠損	300	×	-8]					
1-F1g補修	290	×	19 =	5510		609.5	3358345	2047077037
				23222	2		1947145	5776998061
e =	83.8	mm					$-\Sigma A \times e^2 =$	-163266456
								5613731605
YUF	= YUF0	-е =	-683.8	mm	ZU	F =	-8209000 mm3	
YUW	= YUWO	-е =	-667.8	mm	ZU	W =	-8406000 mm3	
YLW	= YLWO	-е =	500.2	mm	ZL	W =	11224000 mm3	
YLF	= YLF0	-е =	516.2	mm	ZL	F =	10876000 mm3	
YF補	=		535.2	mm	ZF	補 =	10490000 mm3	
せん断応力度	吏							
τ =	S/Aw =	19.0	N/mm2	<	80	N/mm2	(作用/許容 =	= 0.24)
曲げ応力度								
σ UFL =	ML/ZUF =	-60.9	N/mm2	<	140	N/mm2		
σ UWL =	ML/ZUW =	-59.5	N/mm2	<	140	N/mm2		
σ LWL =	ML/ZLW =	44.5	N/mm2	<	140	N/mm2		
σ LFL =	ML/ZLF =	46.0	N/mm2	<	140	N/mm2	(作用/許容 =	= 0.44)
σ補 =	ML/Z補 =	47.7	N/mm2	<	140	N/mm2		

・補修後の死荷重+活荷重応力度

せん断応	力度	ź								
τ	=	τ	(D+L) =	38.1	N/mm2	<	80	N/mm2	(作用/許容 = 0.48	;)
曲げ応力	度									
σUF	=	σ	$(D+\Gamma) =$	-132.8	N/mm2	<	140	N/mm2		
σUW	=	σ	(D+Γ)=	-129.2	N/mm2	<	140	N/mm2		
σLW	=	σ	(D+Γ)=	136.3	N/mm2	<	140	N/mm2		
σLF	=	σ	$(D+\Gamma) =$	139.9	N/mm2	<	140	N/mm2	(作用/許容 = 1.00))
σ 補	=			47.7	N/mm2	<	140	N/mm2		
合成応力]度									
К	=	(136.	3 / 1	40) ² +	(38	3.1 /	$80)^2 = 1.17 < 1.2$	20
・補修部	材取	付	ボルト本	数の計算	[
	使用	高ス	カボルト	M22	ρa =	48	kN/摩	擦面		
作用軸	力に	て影	設計する場	豊 合						
σ 補	imesAg	=	47.7	\times 5	510 /10)^3			= 262.6 kN	
	Nreq	=	262.	6 /	48 / 1	面			$= 5.47 \rightarrow 6 \bigstar$	以上
補修部	材全	強 ∉	つ 75% と	した場合						
σa×	Ag =	1	40.0	× 551	0 /10^3	3	×	0.75	= 578.6 kN	
Nr	eq =		578.6	/ 48	/ 1面	ĺ			= 12.05 → 13本以	Ŀ

・供用下での施工時照査

補修部材取付のためのボルト穿孔により、施工時は一次的に耐力が低下する。この耐力低下を考慮した場合に供用下での施工が可能か判定を行う。施工時の照査には 25% の割増係数を考慮する。 ※損傷部への穿孔は最小限とし、1 孔引きにて照査する。

断面諸量

何	 月鋼材: \$	SM400		A mm2	2	Y mm	AY mm3			I mm4	
1 -U.Flg	300	\times	16								
1 -Web	1168	×	9								
1 -L.Flg	300	×	16	17712	2	-79.7	-1411200			3729921024	1
1 -F1g欠損	300	×	-8 _								
1 -Flg穿孔	-25	×	8 =	-200		588	-117600			-69161600)
				17512	2		-1528800			3660759424	1
e =	-87.3 r	mm					$-\Sigma A \times e$	^2=_		-133464450)
										3527294974	1
YUF	= YUF0 -	-е =	-512.7	mm	ZUF	= ?	-6880000	mm3			
YUW	= YUW0 -	-е =	-496.7	mm	ZUW	=	-7101000	mm3			
YLW	= YLW0 -	-е =	671.3	mm	ZLW	/ =	5254000	mm3			
YLF	= YLF0 -	-е =	687.3	mm	ZLF	=	5132000	mm3			
井ノ紙内中度	=										
	$\Sigma S / Aw =$	38 1	N/mm9	1	100	N/mm9		すっ	_	0.20)	
ι –	2 07 11W	00.1	N/ IIIII2		100	11/ 111112	(『F用/	計谷	-	0.38)	
曲げ応力度											
σ UFL =	Σ M/ZUF =	-145.3	N/mm2	<	175	N/mm2					
σ UWL =	Σ M/ZUW =	-140.8	N/mm2	<	175	N/mm2					
σ LWL =	Σ M/ZLW =	190.3	N/mm2	>	175	N/mm2	OUT				
σ LFL =	Σ M/ZLF =	194.9	N/mm2	>	175	N/mm2	OUT (作用/	許容	=	1.11)	
会成成力度											
	(194	q / 1	$175)^{2}$	(38	1 /	$100)^2 -$	1 38	\ \	1 20	
N –	(104.			(50.	· · /	100) =	1.00	/	1.20	
: 供用下で	の施工 不可										

採用には交通規制による活荷重の制限や、ジャッキアップ等による施工時断面力の低減も視野に入れた計 画が必要となる。

2-③L形鋼を用いたウェブ面当て板工法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過するため、ウ ェブに設置するL形鋼による当て板補修を行う。ただし、補 修後断面は活荷重に対してのみ有効と考える。



・活荷重による応力度(補修断面にて抵抗)

断	面諸量								
	传	 東周鋼材:	SM400		A mm2	2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -	-U.Flg	300) ×	16					
1 -	Web	116	8 ×	9					
1 -	L.Flg	300) ×	16 -	17712	2	-79.7	-1411200	3729921024
1 -	-Flg欠損	300) × ·	-8 _]		· .			
2 -	L鋼補修	175	$5 \times 175 \times 1$	5 =	10042	2	451.5	4533963	2075884295
					27754	1		3122763	5805805319
	e =	112.5	mm					$-\Sigma A \times e^2 =$	-351360119
									5454445200
	YUF	= YUF0	-e =	-712.5	mm	ZUI		-7655000 mm3	
	YUW	= YUWO	-e =	-696.5	mm	ZUV	V =	-7831000 mm3	
	Y補	=		387.5	mm	Z補	j =	14077000 mm3	
	YLW	= YLWO	-е =	471.5	mm	ZLV	V =	11569000 mm3	
	YLF	= YLF0	-e =	487.5	mm	ZLI	<u> </u>	11189000 mm3	
せん	断応力度	Ē							
	τ =	S/Aw =	19.0	N/mm2	<	80	N/mm2	(作用/許容:	= 0.24)
曲げ	応力度								
	σUFL =	ML/ZUF =	-65.3	N/mm2	<	140	N/mm2		
	σUWL =	ML/ZUW =	-63.8	N/mm2	<	140	N/mm2		
	σ補 =	ML/Z補 =	35.5	N/mm2	<	140	N/mm2		
	σLWL =	ML/ZLW =	43.2	N/mm2	<	140	N/mm2		
	σLFL =	ML/ZLF =	44.7	N/mm2	<	140	N/mm2	(作用/許容:	= 0.47)
									·· · · /

・補修後の死荷重+活荷重応力度

せん	ノ断応	力度													
	τ	=	τ	(D+L) =	38.1	N/mm2	<	80	N/mm2		(作用	/許容	=	0.48)
曲に	『応力	度													
	σUF	=	σ	$(D+\Gamma) =$	-137.2	N/mm2	<	140	N/mm2						
	σUW	=	σ	$(D+\Gamma) =$	-133.6	N/mm2	<	140	N/mm2						
	σ補	=			35.5	N/mm2	<	140	N/mm2						
	σLW	=	σ	$(D+\Gamma) =$	134.9	N/mm2	<	140	N/mm2						
	σLF	=	σ	$(D+\Gamma) =$	138.6	N/mm2	<	140	N/mm2		(作用	/許容	=	0.99)
合成	成応力	度													
	K	=	(134.9	9 / 1	40) ² +	(38	.1 /	80) ² =	1.16	<	1.20	
・補	修部林	才取(使用]	寸才 高)	ドルト本数 カボルト	牧の計算 M22	ρa =	48	kN/摩	擦面						
作	用軸	カに~	て言	受計する場	易合										
σ	補×A	g =		35.5	× 1004	42 /10 ³				=	356.	7 kN			
	Nre	eq =		356.7 /	48	/ 2面				=	3.72	\rightarrow	4	本以上	
補	修部林	才全引	 鱼 <i>0</i>	り75%と	した場合										
(o a×A	.g =	1	40.0	× 1004	42 /10 ³		\times	0.75	=	1054.	4 kN			
	Nre	eq =		1054.4 /	48	/ 2面				=	10.98	\rightarrow	11	本以上	

・供用下での施工時照査

補修部材取付のためのボルト穿孔により、施工時は一次的に耐力が低下する。この耐力低下を考慮した場合に供用下での施工が可能か判定を行う。施工時の照査には 25% の割増係数を考慮する。

断面諸量

使	ミ用鋼材: 5	SM400		A mm2	2	Y mm	AY mm3			I mm4	
1 -U.Flg	300	×	16]								
1 -Web	1168	×	9								
1 -L.Flg	300	×	16 -	17712	2	-79.7	-1411200)		372992102	4
1 -F1g欠損	300	×	-8 J								
1 -Web穿孔	-25	×	9 =	-225		365	-82125			-2999385	0
				17487	7		-1493325	i		369992717	4
е =	-85.4 r	nm					$-\Sigma A \times \epsilon$	e^2=_		-12752442	1
										357240275	3
YUF	= YUF0 -	-е =	-514.6	mm	ZUF	<u> </u>	-6942000	mm3			
YUW	= YUW0 -	-е =	-498.6	mm	ZUW	W =	-7165000	mm3			
YLW	= YLWO -	-е =	669.4	mm	ZLV	W =	5337000	mm3			
YLF	= YLF0 -	-е =	685.4	mm	ZLF		5212000	mm3			
and the start of											
せん断応力度					100						
τ =	$\Sigma S/Aw =$	38.9	N/mm2	<	100	N/mm2	(作用/	′許容	=	0.39)	
曲け応力度				,	1.7.5						
σ UFL =	$\Sigma M/ZUF =$	-144.1	N/mm2	<	175	N/mm2					
$\sigma \cup WL =$	$\Sigma M/ZUW =$	-139.6	N/mm2	<	175	N/mm2					
σ LWL =	$\Sigma M/ZLW =$	187.4	N/mm2	>	175	N/mm2	OUT				
σ LFL =	$\Sigma M/ZLF =$	191.9	N/mm2	>	175	N/mm2	0UT (作用/	許容	=	1.10)	
合成心力度	(9	,							
К =	(191.	9 / 1	(15) +	(38.	.9 /	$100)^2 =$	1.35	>	1.20	
: 供用下での	の施工 不可										

採用には交通規制による活荷重の制限や、ジャッキアップ等による施工時断面力の低減も視野に入れた計 画が必要となる。

2-④バイパス工法

残存断面時による作用応力度が許容値を超過する ため、フランジの取替えを行う。

バイパス材設置後、損傷部のウェブを切断、撤去し、 竣工時断面を復元する。このとき、荷重の再分配によ り全断面力を復元断面にて負担するものと考える。



・バイパス材の照査

使	ϵ用鋼材: SM40	0	A mm2	Y mm	AY mm3	I mm4
1 -U.Flg	300 >	< 16]				
1 -Web	1168 >	< 9 -	20112	0.0	0	4559719424
1 -L.Flg	300 >	< 16]				
1-F1g切除	300 >	< -16 =	-4800	592	-2841600	-1682329600
1 - バ イパ スH	200×2	200 =	6353	900	5717700	5193130000
			21665		2876100	8070519824
е =	132.8 mm				$-\Sigma A \times e^2 =$	-381811734
						7688708090
YUF	= YUF0 -е =	-732.8	mm	ZUF =	-10493000 mm3	
YUW	= YUWO -е =	-716.8	mm	ZUW =	-10727000 mm3	
YH	=	867.2	mm	ZH =	8866000 mm3	
せん新広力庫	F					
τ =	S/Aw = 3	38.1 N/mm2	<	80 N/mm2	(作用/許容 =	0.48)
曲げ応力度						
σ UF =	M/ZUF = -9	95.3 N/mm2	< 1	140 N/mm2		
σ UW =	M/ZUW = -9	93.2 N/mm2	< 1	140 N/mm2		
σ H =	M/ZH 11	2.8 N/mm2	< .	140 N/mm2	(作用/許容 =	0.81)
合成応力度						
К =	(93.2	/ 140) ² +	(38.1 /	$(80)^2 = 0.67$	< 1.20

・交換部材

部材交換後は健全時の断面を復旧する。 … L. Flg 300 × 16

・添接部材の設計

母材	1 - Flg	300	×	16	Ag =	4800 mm2		
					An =	4800 - 2 \times	$27 \times$	16
					=	3936 mm2		
添接板	2 - Spl	120	Х	12	Asg =	2880 mm2 >	Ag/2	OK
					Asn =	2880 - 2 \times	$27 \times$	12
					=	2232 mm2 >	An/2	OK
	1 - Spl	290	\times	9	Asg =	2610 mm 2 $>$	Ag/2	OK
					Asn =	2610 - 2 $ imes$	$27 \times$	9
					=	2124 mm2 >	An/2	OK

・添接板取付ボルト本数の計算

使用高力ボルト M22 $\rho a = 48 \text{ kN/摩擦面}$

作用軸力にて設計する場合

σ 補 × Ag =	131.6 \times	4800 /10 ³	= 631.7 kN
Nreq =	631.7 /	48 / 2 面	= 6.58 → 7本以上

補修部材全強の75%とした場合

σ a \times Ag =	140.0	\times	4800	/10^3	×	0.75	=	50	4 kN	
Nreq =	504	/	48 /	2 面			=	5.25	\rightarrow	6 本以上

・供用下での施工時照査

補修部材取付のためのボルト穿孔により、施工時は一次的に耐力が低下する。この耐力低下を考慮した場 合に供用下での施工が可能か判定を行う。施工時の照査には 25% の割増係数を考慮する。

※バイパス材取付位置(健全部への穿孔)について照査

	断	面	諸	量
--	---	---	---	---

传	吏用鋼材:	SM400		A mm	2	Y mm	AY mm3		I mm4	
1 -U.Flg	300	×	16]							
1 -Web	1168	×	9 -	2011	2	0.0	0		45597194	24
1 -L.Flg	300	×	16							
1-Web穿孔	-25	×	9 =	-225		484	-108900		-527258	25
2 -F1g穿孔	-25	×	16 =	-800		592	-473600		-2808712	00
				1908	7		-582500		42261223	99
e =	-30.5	mm					$-\Sigma A \times \epsilon$	e^2=	-177768	25
									42083455	74
YUF	= YUF0	-е =	-569.	5 mm	ZU	F =	-7390000	mm3		
YUW	= YUWO	-е =	-553.	5 mm	ZU	W =	-7603000	mm3		
YLW	= YLWO	-е =	614.	5 mm	ZL	W =	6848000	mm3		
YLF	= YLF0	-е =	630.	5 mm	ZL	F =	6674000	mm3		
	-									
せん断応力度		00.0	N / 0	,	100	N. (<i></i>			
τ =	$\Sigma S/AW =$	38.9	N/mm2	<	100	N/mm2	(作用/	'許容 =	0.39)	
曲け応力度						,				
σ UFL =	$\Sigma M/ZUF =$	-135.3	N/mm2	<	175	N/mm2				
σ UWL =	$\Sigma M/ZUW =$	-131.5	N/mm2	<	175	N/mm2				
σ LWL =	$\Sigma M/ZLW =$	146.0	N/mm2	<	175	N/mm2				
σ LFL =	Σ M/ZLF =	149.8	N/mm2	<	175	N/mm2	(作用/	'許容 =	0.86)	
合成応力度										
К =	(149.	8 /	175) ²	+ (38	.9 /	100) ² =	0.88	< 1.20	

: 供用下での施工 可能

付録 2-1-3 件数が多い桁端部損傷に対する検討(事例3)

事例1,事例2ではI桁支間部での損傷を想定し補修工法の検討を行ったが、腐食ケースとしてはあまり 多いものではない。ここでは、実際に損傷、腐食事例の多い桁端部の補修方法について検討する。

(1) 健全時の計算



a) 支圧応力度の照査

支圧にはソールプレート直上の支点上補剛材とウェブにて抵抗するものとする。

	SM400	0					$A(mm^2)$	ン	ノール幅	7	一径打	空除				
	1 -	既設WEB		208	\times	9	1872	_ ←	260	-	52			=		208 mm
	2 -	既設STII	FF	103	\times	22	4532	\leftarrow	125	-	22			=		103 mm
						Σ	6404	有	餇材幅							
支圧応	力度															
σb	=	900.0	\times	10^{3}	/	6404	=	140.5	5 N/mm ²		<	σba	=	210.	. 0	N/mm^2
										(作月	用∕許	容 =		0.67)	OK

b) 軸圧縮応力度の照査

ウェブの有効幅は補剛材設置位置から両側に12tとする。

主桁ウェ	ブ高 H	: 1	500.0 mm				
SM400			$A(mm^2)$	y (mm)	$Ay (mm^3)$	$Ay^2 (mm^4)$	$Iy_0 (mm^4)$
1 - 支点STIFF	125	\times 22	2750	67.0	184250	12344750	3580729
1 - 既設WEB	216	\times 9	1944	0.0	-	-	-
<u>1 - 支点STIFF</u>	125	\times 22	2750	-67.0	-184250	12344750	3580729
		Σ	7444		0	24689500	7161458
						$\Sigma Ay^2 + \Sigma Iy_0$	= 31850958
e = 0.	0 mm				_	$-\Sigma \mathrm{Ae}^2$	= 0
							31850958
有効断面積	1.7 ×	A.Stiff =	= 9350	${ m mm}^2$ >	7444 mm ²	故に, A	Ae = 7444 mm ²
許容応力度 g cao =	40.0 N/	mm ²					
$r = \sqrt{2}$ $L = 15$	(I /	Ae) = 0.5	(= 750	31850958 mm	/ 7444) =	65.4 mm
L/r =	750 /	65.4	= 11.	47 <	18		
$\sigma cag =$	40.0 N/	mm^2					
b∕t = 1	25.0 /	22 =	5.68	< 12	. 8		
σ cal =	40.0 N/	mm^2					
σ ca = σ c	$ag \times \sigma$	cal / σ	cao =	140.0 N/mr	n^2		
軸圧縮応力度							

σ = 900.0 × 10³ ∕ 7444 = 120.9 N/mm² ≤ σ ca = 140.0 N/mm²(作用/許容 = 0.86) OK

c) 溶接の計算

ウェブと補剛材の溶接

支点上補剛材から全反力を主桁ウェブに伝えるものとして計算する。また、せん断力の三角形分布を考慮 し基部では2倍の溶接サイズを必要とするものとして計算する。

溶接長 L = 1500.0 - 35.0 = 1465.0 mm 必要溶接サイズSreq = 2 × 900.0 × 10³ / 4 / 1465.0 / 80.0 × $\sqrt{2}$ = 5.43 → 6 mm 作用応力度 τ = 2 × 900.0 × 10³ / 4 / 1465.0 / 6.0 × $\sqrt{2}$ = 72.4 N/mm² ≤ τ a = 80.0 N/mm² (作用/許容 = 0.91) 0K

また、荷重集中点となるため補剛材下端は完全溶け込み溶接とする。

(2) 断面欠損時の計算

死荷重反力	RD =	450 kN
活荷重反力	RL =	450 kN
	$\Sigma R =$	900 kN

支点上補剛材の下端(100mm)の欠損を考慮する。このとき"b部"座屈の照査に関して、

両端固定柱として欠損のある補剛材は考慮しな いものとする。

300

22

260



a) 支圧応力度の照査

6

支圧にはソールプレート直上の支点上補剛材とウェブにて抵抗するものとする。

SM400				$A(mm^2)$	ン	ノール幅		+-径控除		
1 - 既設WEB	208	\times	9	1872	\leftarrow	260	-	52	=	208 mm
1 - 既設STIFF	103	\times	22	2266	\leftarrow	125	-	22	=	103 mm
			Σ	4138	袹	削材幅				

支圧応力度

σb = 900.0 × 10³ / 4138 = 217.5 N/mm² < σba = 210.0 N/mm² (作用/許容 = 1.04) OUT (うち、死荷重による応力度 σbd = 108.8 N/mm²)

b) 軸圧縮応力度の照査

ウェブの有効幅は補剛材設置位置から両側に12tとする。

主桁ウェブ高 H: 1500.0 mm

SM400	$A (mm^2)$	y (mm)	Ay (mm^3)	$Ay^2 (mm^4)$	$Iy_0(mm^4)$
健全時断面	7444	0.0	0	24689500	7161458
<u>1 - 補剛材欠損 -125 × 22</u>	-2750	-67.0	184250	-12344750	-3580729
Σ	4694		184250	12344750	3580729
				$\Sigma Ay^2 + \Sigma Iy_0 =$	15925479
e = 39.3 mm				$-\Sigma Ae^2 =$	-7232225
					8693255
有効断面積 1.7 × (5500	-2750) = <	$\begin{array}{rr} 4675 & \text{mm}^2 \\ 4694 & \text{mm}^2 \end{array}$	故に, Ae =	4675 mm ²
許容応力度					
σ cao = 140.0 N/mm ²					
r = $$ (I \nearrow Ae) =	√ (8693255	/ 469	(4) = 43	0 mm
$L = 1500.0 \times 0.5$	= 750) mm			
L/r = 750 / 43.0	= 17.	43 <	18		
σ cag = 140.0 N/mm ²					
b/t = 125.0 / 22 =	5.68	< 1	12.8		
$\sigma \text{ cal} = 140.0 \text{ N/mm}^2$					
σ ca = σ cag × σ cal / σ	cao =	140.0 N/m	mm^2		
軸圧縮応力度					

σ = 900.0 × 10³ / 4675 = 192.5 N/mm² > σca = 140.0 N/mm² (作用/許容 = 1.38) OUT (うち、死荷重による応力度 σd = 96.3 N/mm²)

c) 溶接の計算

ウェブと補剛材の溶接

支点上補剛材から全反力をウェブに伝えるものとして計算する。また、せん断力の三角形分布を考慮し基 部では2倍の溶接サイズを必要とするものとして計算する。

溶接長 L = 1500.0 - 35.0 = 1465.0 mm 作用応力度 $\tau = 2 \times 900.0 \times 10^3 / 2 / 1465.0 / 6.0 \times \sqrt{2}$ = 144.8 N/mm² > $\tau a = 80.0$ N/mm² (作用/許容 = 1.81) OUT (うち、死荷重による応力度 $\tau d = 72.4$ N/mm²) (3)補修設計

3-①既設材への活荷重応力低減を目的とした設計

断面欠損により活荷重時に応力超過が見られる。当て板補修により既設断面の作用応力低減を図るものと する。

※当て板による補修は活荷重にのみ抵抗するものと考える。





活荷重反力 RL = 450 kN

a) 支圧応力度の照査(A-A 断面)

支圧にはソールプレート直上の支点上補剛材とウェブにて抵抗するものとする。

_	SM40	00				$A(mm^2)$	ソー	ール幅		キー径 持	空除				
	1 -	- 既設WEB	208	×	9	1872	\leftarrow	260	-	52			=	208 r	nm
_	1 -	- 既設STIFF	103	×	22	2266		125	-	22			=	103 r	nm
_	2 -	- L130×130×12	122	×	12	2928	<i>—</i>	130	-	8			=	122 r	nm
					Σ	7066	補降	剛材幅							
支圧応	、力度	Ë.													
σbd	=	"(2)断面;	欠損時	「の計算	〕。より	=	108.8	N/mm^2							
σbL	=	450.0 ×	10	3 /	7066	=	63.7	N/mm^2		<	σba	=	210.0	N/1	mm^2
σb	=	$\sigma bd + 0$ 108.8 +	σbL	63.7		=	172.5	$\mathrm{N/mm}^2$		<	σba	=	210.0	N/1	mm^2
									(作	≤用/許	·容 =	(0.82)	OK	
b) 軸	圧縮	応力度の照査	≦ (C-	C 断面	は健全部	、B-B 73	は連結部	のため	照査	不要、	A-A	新面の	の照査を	と行う)
ウェ	ブの	の有効幅は補岡	則材設	置位置	から両側	Jに 12t	とする。								
	-	E桁ウェブ高	Η:		1500.0	mm									
SM400					Δ(m	m^2)	v (mm)	Δ		n ³)	Δv^2	(mm ⁴)		Τvo	(mm ⁴)

SM400				A (mm ⁻)	y (mm)	Ay(mm ⁻)	Ay ⁻ (mm ⁻)	1 y ₀ (mm)
健全時断面				7444	0.0	0	24689500	7161458
<u>1 - 補剛材欠打</u>	員 -12	$25 \times$	22	-2750	-67.0	184250	-12344750	-3580729
FILL PL		t =	9					
2 - L-130×13	30×12			5952	-49.9	-297005	14820540	9340000
			Σ	10646		-112755	27165290	12920729
							$\Sigma Ay^2 + \Sigma Iy_0 =$	40086019
e = -	-10.6	mm					$-\Sigma \operatorname{Ae}^2$ =	-1194218
								38891801
有効断面積	1.7	× (5500	-2750	+ 5952) = 14	793.4 mm^2	
					> 1	0646 mm ²	故に, Ae =	10646 mm ²

許容応力度

 $\sigma \operatorname{cao} = 140.0 \text{ N/mm}^2$ $\mathbf{r} = \sqrt{(1 / Ae)} = \sqrt{(38891801 / 10646)} = 60.4 \text{ mm}$ $\mathbf{L} = 1500.0 \times 0.5 = 750 \text{ mm}$ $\mathbf{L/r} = 750 / 60.4 = 12.41 < 18$ $\sigma \operatorname{cag} = 140.0 \text{ N/mm}^2$ $\mathbf{b/t} = 125.0 / 22 = 5.68 < 12.8$ $\sigma \operatorname{cal} = 140.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma \operatorname{ca} = \sigma \operatorname{cag} \times \sigma \operatorname{cal} / \sigma \operatorname{cao} = 140.0 \text{ N/mm}^2$

軸圧縮応力度

c) 添接の計算

既設補剛材の負担反力、補償	疹部材の負 折	旦反力に	は基部にお	ける断面積比にて	分配され	れるも	のと考え	る。
既設補剛材断面積	As =	2750	mm^2	活荷重分担反力	RsL =		142.2	kN
補修材断面積	Af = $\Sigma A =$	<u>5952</u> 8702	mm ²		RfL =		450	kN kN
	2 II	0102			RL			
・補修部材の取付ボルトの計算								
使用高力ボルト M2	22 ра	= 4	18 kN/摩擦	面				
Nreq = 307.8 /	48 /	1 面	摩擦	= 6	5.41	\rightarrow	7 面	i以上
・ウェブと既設補剛材の溶接開	<u>飛査</u>							

せん断力の三角形分布を考慮し基部では2倍の溶接サイズを必要とするものとして計算する。

溶接長	L =	1500.0 -	35.0
	=	1465.0 mm	
作用応力度	τ d =	72.4 N/mm^2	"(2)断面欠損時の計算"より
	τL =	2×142.2	\times 10 ³ / 2 / 1465.0 / 6.0 \times $\sqrt{2}$
	=	22.9 N/mm^2	
	τ =	τ d + τ L	
	=	95.3 N/mm^2	$> \tau a = 80.0 \text{ N/mm}^2$
			(作用/許容 = 1.19) OUT

・既設補剛材のボルト添接の計算

既設補剛材の溶接部は全死荷重反力の負担により応力余裕がない。ここでは、活荷重反力に対しては高力ボ ルト接合にてウェブと接合するものと考える。

使用高力ボルト M22 $\rho a = 48 \text{ kN/摩擦面}$ Nreq = 142.2 / 48 / 1 面摩擦 = 2.96 → 3 面以上

3-②既設材との分担を考慮しない設計(フェイルセーフ機能)

現状供用下において、健全側の補剛材にて反力を負担していると考えられる。

実構造において応力余裕の想定は困難であるため、ここでは補剛材の残存断面が応力超過し、塑性化したとしても支点上補剛材としての機能を保持できることを目的とした補修部材を設計する。

※健全側も損傷した場合を想定し、全反力に対し補修部材のみ抵抗するものとして設計を行う。

死荷重反力	RD =	450	kN
活荷重反力	RL =	450	kN
	$\Sigma R =$	900	kN

3-2 - (構造案1) 補剛材と接続する場合

※基部断面のみ補修するものと考える

応力超過が起きるものと想定





a) 支圧応力度の照査(A-A 断面)

新設部材のみで抵抗するものと考える。

	SM400	1					$A(mm^2)$	_			キー径 打	空除			
_	4 - L	$-130 \times 130 \times 12$		122	×	12	5856	\leftarrow	130	-	8			=	122 mm
-						Σ	5856	補	剛材幅						
支圧応	力度														
σb	=	900.0	\times	10^{3}	/	5856	=	153.7	$\mathrm{N/mm}^2$		<	σba	=	210.0	$\mathrm{N/mm}^2$
										(作	≤用/許	「容 =		0.73)	OK

b) 軸圧縮応力度の照査(C-C 断面は健全部、B-B は連結部のため照査不要、A-A 断面の照査を行う) 新設部材のみで抵抗するものと考える。

主桁ウェブ高 H : 1500.0 mm

SM400			$A(mm^2)$	y (mm)	$Ay(mm^3)$	$Ay^2 (mm^4)$	$Iy_0 (mm^4)$
$2 - L - 130 \times 130 \times 12$			5952	49.9	297005	14820540	9340000
FILL PL	t =	9					
既設WEB	t =	9					
FILL PL	t =	9					
2 - L-130×130×12			5952	-49.9	-297005	14820540	9340000
		Σ	11904		0	29641079	18680000
						$\Sigma Ay^2 + \Sigma Iy_0 =$	48321079
e = 0.0	mm				_	$-\Sigma Ae^2 =$	0
ymax = 143.5	mm						48321079
Ae = 119	004 mm^2						

許容応力度

 $\sigma \operatorname{cao} = 140.0 \text{ N/mm}^2$ $r = \sqrt{(I / Ae)} = \sqrt{(48321079 / 11904)} = 63.7 \text{ mm}$ $L = 1500.0 \times 0.5 = 750 \text{ mm}$ L/r = 750 / 63.7 = 11.77 < 18 $\sigma \operatorname{cag} = 140.0 \text{ N/mm}^2$ b/t = 125.0 / 22 = 5.68 < 12.8 $\sigma \operatorname{cal} = 140.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma \operatorname{ca} = \sigma \operatorname{cag} \times \sigma \operatorname{cal} / \sigma \operatorname{cao} = 140.0 \text{ N/mm}^2$

$$σ = 900.0 \times 10^3 / 11904 = 75.6 \text{ N/mm}^2 \leq σ \text{ ca} = 140.0 \text{ N/mm}^2$$

$$(作 Π/許容 = 0.54) OK$$

c)曲げと軸圧縮力を受ける部材の安定の照査

現況断面と新設断面では中立軸位置にずれが生じている。現況部材の損傷が進展した場合、死荷重応力負 担断面の移行により偏心曲げモーメントが作用すると考えられる。

現況断面での中立軸 e = 39.3 mm 死荷重反力 Rd = 450 kN 偏心曲げモーメント $M = Rd \times e =$ $450 \times 39.3 / 1000$ = 17.7 kNm 軸方向圧縮応力度 σc = 900.00 ×10³ / 11904 = 75.6 N/mm² 曲げ圧縮応力度 σbc= 17.70×10^{6} / 48321079×143.5 52.6 N/mm^2 = 安定照查 $\sigma ey = \pi 2E/(L/r)^2$ = 14244 N/mm² 11395 N/mm^2 $0.8 \sigma ey =$ 式 (4.3.4) 75.6 / 140 + 52.6 / (140 × (1-75.6 / 11395)) = 0.92 1.00 < 式 (4.3.5) 75.6 + 52.6 / (1-75.6 / 11395) = 128.5 < 140.0 N/mm²

d) 添接の計算

・補修部材の取付ボルトの計算

使用高力ボルト M22 ρa = 48 kN/摩擦面 Nreq = 900.0 / 48 / 2 面摩擦 = 9.38 → 10 面以上

3-②-(構造案2) 既設補剛材と接続しない場合

※既設補剛材との連続性が確保できないため、単体で機能する補剛材を新設する。 設計計算は(構造案1)と同じ



参考文献

1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編, 2012.3

付録 2-2. 平成 29 年 道路橋示方書による試設計

付録 2-2-1. 部分係数設計法の概要

第4章 事例による比較設計では、補修における設計手法が広く認知されている H24 道路橋示方書(H24 道示)による許容応力度法を用いて設計比較を実施していた。この付録では、平成29年の道路橋示方書(H29 道示)で設計比較を行う。H29道示では、橋の長寿命化を実現するために、設計供用期間100年を標準とす ることが定められ、橋の要求性能として耐荷性能、耐久性能、その他性能(橋の使用目的との整合性を満 足するために必要なその他検討)に大別された。また、多様な構造形式や新材料の導入などにより、柔軟 に対応できる技術基準を目指して、H24 道示は抵抗側だけに安全率を考慮していたが、H29 道示は、抵抗側 と荷重側に分離する部分係数設計法が導入された。

また、耐荷性能の照査については、荷重や抵抗の ばらつきを考慮しても、それを確実に実現できる よう限界状態設計方法の概念も導入された。

橋の設計にあたっては、済切な維持管理が行われることを前提に強か性能を 効率することを明得する明確として設定測用提問を定めることとし、Ro 年を 標準とする

部分係数設計法

許容応力度設計法は、作用(S)や抵抗(R)のばらつきなどの不確定要素を、すべて抵抗側の材料強度を安 全率(f)で除することにより評価をしていた。一方、部分係数設計法は、その安全率を確率的な考えにより 作用側と抵抗側に分離することにより安全性を評価する方法である。荷重の組み合わせや頻度による作用 側のばらつきは、作用の特性値に荷重組合せ係数・荷重係数を乗じることで考慮する。また、材料強度な どの抵抗側のばらつきは、材料の特性値に抵抗係数、調査・解析係数、部材・構造係数を乗じることで考 慮する。ここで、作用の特性値とは荷重による応答値のことであり、抵抗の特性値とは、材料の降伏強度 や終局強度のことである。

許容応力度設計法では、荷重の組合せに応じて許容応力度を割り増すことによって安全率を低減してい たが、部分係数設計法にはそのような概念はない。また、地震の影響を考慮する作用の組み合わせの場合 を除き、抵抗側に考慮する抵抗係数はほぼ一律である。そのため、従来は常時(死荷重+活荷重)で断面 が決定していた場合でも、部分係数設計法では、前述の永続作用支配状況では断面が決まらず、温度や風 等を考慮した変動作用支配状況や、地震時等の偶発作用支配状況により断面が決まる場合もある。

(2) 耐荷性能の照査

今回の改訂により、橋の耐荷性能として、耐荷 性能1と耐荷性能2が定義されているが、重要度 の高い橋は耐荷性能2に該当し、限界状態1及び 3に対する照査が必要となる。以下に、I 共通編、 Ⅱ鋼橋・鋼部材編の抜粋を示す。

2.3 **橋の**耐荷性能

- 1 換の動作性能は、通路ネットワークにおける路線の氏御目けや代替性、対 給量業や交差物体との実施等を勘案し、1 及び15 に規定する橋の耐着性性 1.2622344.2
- 2. 協の転募性能は、耐害設計主の層が重要度を考慮して、V編ま1.2にて成
- 送する配要設計上の重要型が入 極の際には橋の転荷啓能 上を、創業設計上
- の素変度が移動の接ては痛の耐荷性能ととすることを標準とする



(3) 限界状態1および限界状態3

限界状態1は、荷重を支持する能力が損なわれない限界の状態とし、限界状態3は、これを超えると構 造安全性が失われる限界の状態と定義されている。限界状態1と限界状態3では、作用側に考慮する荷重 組合せ係数と荷重係数は同じであるが、抵抗側は、調査・解析係数、抵抗係数の他に、部材・構造係数が 加えられている。耐荷性能の照査は、限界状態1と限界状態3の2つの状態に対して照査を行うことで、 設計時に想定していない作用を受け、限界状態1を超える状況が生じても、致命的な損傷状態にならない よう復旧可能な範囲にとどめることが可能となる。引張部材の限界状態3は、降伏後の最大強度と考えら れるが、材料のばらつきや安全側を考慮し下限値として降伏強度とするため、限界状態1・3とで抵抗側 が同一強度となる。また、曲げ・圧縮部材の限界状態については、座屈が支配的なことから限界状態1と 限界状態3の判断が難しいことから、限界状態3を満足すれば限界状態1を超えないとみなして良い。

3.4.3 部材等の限界状態

	/BC/1 0/00
限界状態 1	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態 (鋼橋・鋼部材編項目例:板の引張降伏、圧縮降伏)
限界状態2	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもの あらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態 (耐雲編にて規定)
限界状態3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が 完全に失われる限界の状態 (鋼橋・鋼部材編項目例:板の局部座屈、全体座屈)

3.5 耐荷性能の照査

限界状態1又は限界状態2									
ΣSi (γpi γqi Pi) ≦ €1·ΦRS·Rs(3.5.1)									
限界状態3									
ΣSi (γpi γqi Pi) ≦ ξ1·ξ2·ΦRU·RU(3.5.2)									
Pi :作用の特性値									
Si : 作用効果であり、作用の特性値に対して算出される部材等の応答値									
R。 · 部材等の限界状態1.又は限界状能2に対する部材等の抵抗に係る特性値									
いる、・ロバオラックは2月12日、人口のは2月12日になり、ションパイラックになっていていていていた。									
RU:: 部内寺の販売保護のに対する部内寺の抵抗になる特性地									
Ypi:何重組合せ係数									
γqi : 荷重係数									
€1 :調査・解析係数									
€2 :部材・構造係数									
ΦRS:部材等の限界状態1叉は限界状態2に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数									
のBLI:部材等の限界状態3に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数									

^{3.5 (2)3)} I 編3.3 に規定する以下の組み合せ(⑩,⑪)を考慮する場合は本規定によらず、Ⅴ編2.5の規定による。

	作用の組合せ		死	活	<u>フ</u> <u>ク</u>	゜レスト	いブ		土田水田		温度	温度差	雪	地盤	移動	遠	പ് ക	風	風,	波圧	地震	衝突	
		設計状況の区分	D	L	PS ₽	/深北 CR	ितीई SH	E	<u>)学归</u> HP	<u>-</u> ט	TH	TF	SW	GD	19990 SD	CF	BK	WS	WL	WP	EQ	CO	1
0	D+EQ	変動作用支配状況	0	-	0	0	0	0	0	(0)	-	(0)	-	0	0	-	-	-	-	0	0	-	+ (ER
0	D+EQ	偶発作用支配状況	0	-	0	0	0	0	0	(0)	-	-	-	0	0	-	-	-	-	-	0	-	+ (ER

付録 2-2-2. 試設計の対象構造

本報告書の「3. 事例による比較設計」において、3つの事例について比較設計を行った。本章において H29 道示による試設計は、特に損傷件数が多い端支点部付近の構造(支点上補剛材)を対象に実施する。なお、 検討ケースは、比較設計と同様に以下の4ケースについて行うこととする。

- 健全時の計算
- 断面欠損時の計算
- ③ 補修設計1:既設部材の荷重分担を考慮する設計

残存する補剛材と当板部材が共同して抵抗する設計方針とする。当板は活荷重にのみ抵抗する。

③ 補修設計2:既設部材の荷重分担を考慮しない設計

残存する補剛材が機能喪失後に、当板部材が支点上補剛材として機能する設計方針とする。

付録 2-2-3. H29 道示による支点上補剛材の設計方針

(1) 耐荷性能に関する限界状態

(a)支圧力を受ける部材としては、限界状態1で照査し、限界状態3は超えないものとみなす。

····「H29 道示 II 5.3.11、5.4.11」

(b)軸方向圧縮力を受ける部材としては、限界状態3で照査し、限界状態1は超えないものとみなす。 ・・・「H29 道示 II 5.3.4、5.4.4」

(c)せん断力を受ける溶接継手としては、限界状態1と限界状態3の両方を照査する基準であるが、 下記の表からもわかるように限界状態3と限界状態1の応力度の制限値が同じになることから、 限界状態1は省略し限界状態3のみで照査する。

表 – せん断を受ける溶接継手の各限界状態での係数

···「H29道示Ⅱ表9.3.1、表9.4.1」

	調査・解析	斤係数、部材	・構造係数、	抵抗係数	
	限界状態1			限界状態3	
ξ1	-	ΦMmn	ξ1	$\xi \ 2$	$\Phi\mathrm{Mmn}$
0.90	-	0.85	0.90	1.00	0.85

注) SBHS500 材は除く。

応力度の制限値								
限界状態1 限界状態3								
τ yd = $\xi 1 * \Phi$ Mmn * τ yk	$\tau \text{ ud} = \xi 1 * \xi 2 * \Phi \text{Mmn} * \tau \text{ yk}$							

(2) 耐荷性能の照査

(a) 支圧力を受	ける部	材の照査(限界状態1)	・・・「H29 道示 II 5.3.11」
$\sigma b \leq \sigma b y$	d		
ここに、	σ b	= Nb / As	
	σ byd	= $\xi 1 * \Phi b * \alpha * \sigma bk$	・・・「H29 道示 II 式(5.3.9)」
記号の説明	σ b	:支圧応力度 (N/mm2)	
	Nb	:支圧力 (N)	
	As	:有効断面積(全断面有効) (mm2)	
	σ byd	:支圧応力度の制限値 (N/mm2)	
	α	:支圧強度の特性値の補正係数(=1.5)	・・・「H29 道示 Ⅱ 表─5.3.2」
	σ bk	:鋼材の支圧強度の特性値 (N/mm2)	・・・「H29 道示 Ⅱ 表−4.1.1」
	表・調	調査・解析係数、抵抗係数	・・・「H29 道示 II 表 5.3.3」
	$\xi 1$	$\Phi\mathrm{b}$	注) SBHS500 材は除く。
	0.90	鋼板と鋼板との間の支圧:0.85	

···「H29 道示 Ⅱ 5.4.4」 (b) 軸方向圧縮力を受ける部材の照査(限界状態3) $\sigma \mathbf{c} \leq \sigma \mathbf{cud}$ ここに、 $\sigma c = Nc / A$ σ cud = ξ 1 * ξ 2 * Φ u * ρ crg * ρ crl * σ yk ···· **[H29 道示 I 式 (5.4.17)]** 記号の説明 σc : 軸方向力による圧縮応力度 (N/mm2) Nc : 軸方向力 (N) As : 有効断面積(全断面有効) (mm2) σ cud:軸方向圧縮応力度の制限値 (N/mm2) ρ crg: 柱としての全体座屈の補正係数 ···「H29 道示 II 式 (5.4.18)」 ···「H29 道示 Ⅱ 式 (5.4.6)」 ρ crl:自由突出板における局部座屈の補正係数 σvk :鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm2) ···「H29 道示 Ⅱ 表-4.1.1」 表 · 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数 ····「H29 道示Ⅱ表5.4.7」 注) SBHS500 材は除く。 $\xi 2$ Φu $\xi 1$ 0.90 1.00 0.85···「H29 道示 II 9.4.1」 (c) せん断力を受ける溶接継手の照査(限界状態3) ···「H29 道示 Ⅱ 式 (9.4.2)」 $\tau b \leq \tau ud$ $\Box \subseteq \mathcal{U}$, $\tau b = P / \Sigma(a * L)$ ···「H29 道示 II 式 (9.4.4)」 τ ud = $\xi 1 * \xi 2 * \Phi Mmn * \tau yk$ 記号の説明 τb : 継手に生じるせん断応力度 (N/mm2) P : 継手に作用する力 (N) a : 溶接の有効のど厚 (mm) = 溶接数 * 溶接サイズ * 0.707 L : 溶接の有効長 (mm) = 主桁腹板高 / 2 τud: せん断応力度の制限値 (N/mm2) τ : 溶接部のせん断降伏強度の特性値 (N/mm2) 表 · 調查·解析係数、部材·構造係数、抵抗係数 ····「H29 道示 I 表 9.4.1」 注) SBHS500 材は除く。 $\xi 1$ $\xi 2$ Φ Mmn 0.90 1.00 0.85

(3) 設計断面力(荷重組合せ係数、荷重係数の考慮)

各照査項目で用いる設計断面力は、下表の係数を考慮した断面力を用いるものとする。

 $N = \gamma p \times \gamma q \times D + \gamma p \times \gamma q \times L = 1.00 \times 1.05 \times D + 1.00 \times 1.25 \times L$

表 - 作用の組合せに対する荷重組合せ係数及び荷重	直係数 ・・・ 「H29 道示 I 表 3.3.1」
---------------------------	----------------------------

	D(死	荷重)	L(活 [;]	荷重)
	γp	γq	γp	γq
②D+L	1.00	1.05	1.00	1.25
付録 2-2-4. 新旧基準による試設計結果の比較

H24 道示とH29 道示それぞれについて試設計を行い照査結果の比較を行う。許容応力度法による設計から、 部分係数法に仕様が変更されたことで、照査結果にどのような影響があるか、確認を行い従来設計からの 定量的な影響程度を把握する。比較する照査項目は、反力、軸方向圧縮応力度の照査、支圧応力度の照査、 せん断応力度の照査(溶接)に着目する。

(1) 設計思想

支点上補剛材の設計思想は、新旧基準ともに「荷重集 中点の垂直補剛材は、軸方向圧縮応力度を受ける柱とし て設計する」ことに変更は無い。許容応力度法の許容値、 部分係数法の制限値を算出する補剛材の有効座屈長は、 桁高の 1/2、応力度分布は荷重作用点で最大となる三角 形分布と仮定する。また、腹板も柱として有効に働くと 考え、腹板厚の 24 倍とする。ただし、全有効断面積は、 補剛材の断面の 1.7 倍を超えてはならない。示方書の該 当項目の抜粋を右に示す。(内容は新旧同一のため、H24 道示を代表表示とする。H29 道示は 13.7.2、図-13.7.1。)

目 5.2 荷風暑中点の補増材

「「「創所の主要の支点などに座街」私内及び対検媒等の取得部等のような奇」
不明ら りには重直 顧醒せを 定ける
この生き、愛力補適目の設計にあたっては、11.1 という良い 11.1 しょう
の規定を満たさなければならない。
約市北の方の花卉新観料は、次により幅方向に総力を受ける住としてな
a 4 Q
長としての自然性の構成。領領対象面交や幾夜の少な映画材取目成が、
の決防に行れ行われ取取なの () 信までとする。ただし、全有効料面積は
論調性の判論権の言、特を構えてはならない。
2) 是在最大地力算法证据和必要行。改作评估数数力中已经定分不需求的。
るべのたち、自動産業長は軟合の、ことする。
u n r * 3
ting the star of the second
1 k E _ 1
_12_1_12_212_11212_1_2_12_12_12_12_12_12_12_12_12_12_1
Dept 1
the second se

(2) 新旧余裕量の比較

反力と応答値を比較すると、H24 道示は反力値そのものに対し、H29 道示は荷重組合せ係数と荷重係数を 考慮して乗じて算出したものが作用力となる。新旧比率で比較すると、従来よりも1.15 倍に作用力が増加 することになる。また、許容値と制限値を比較すると、H24 道示の許容値は降伏強度を1.7 で除した値、H29 道示の制限値は降伏強度に、調査・解析係数、および、抵抗係数を乗じて算出した値が作用に対する比較 基準値となる。新旧比率で比較すると従来よりも1.30 倍となり、作用に対する余裕量が増える。

従って、部分係数設計法を適用すると、H24 道示よりも H29 道示の方が 1.13 倍 (1.30/1.15) の余裕がと なるため、従来の設計よりも部材断面を小さくすることが可能となる。ただし、今回は常時による試設計 比較のため、温度、風、地震等を考慮した組合せケースにおいては、H29 道示による設計の方が厳しくなる ことも考えられる。

	H24 道示	H29 道示	新旧比率
反力と 応答値	P = D+L = 900. 0kN	$S = \gamma p \times \gamma q \times D + \gamma p \times \gamma q \times L$ = 1.00 × 1.05 × D+1.00 × 1.25 × L = 1035.0kN	S/P = 1.15
許容値と 制限値	σa = σy/1.7 = 0.588σy	σcud = ξ1×ξ2×Φu×ρcrg×ρcrl×σyk = 0.9×1.0×0.85×1.0×1.0×σy = 0.765σy	σcud/σa = 1.30

(3) 試設計比較

付録 2-2-2 (H24 道示)、付録 2-2-5 (H29 道示)の各試設計結果を、反力、支圧応力度、軸方向圧縮応 力度、せん断応力度(溶接)に着目し比較を行う。発生応力度を許容値で除した各応力比に着目し、H24 道示と H29 道示の応力比を除算することで、前項で示した新旧の余裕量を確認する。①、②、④の新旧応 力比の比率は、前項で示した余裕量 1.13 倍となり概ね一致する結果となる。③については、支圧応力度、 軸方向圧縮応力度は余裕量1.13倍に概ね一致するが、せん断応力度の余裕量が若干大きくなる結果となる。 その理由は、活荷重の分担率を、残存部材と補強部材に断面積比率で分けたことで余裕量に隔たりが生じ ている。以下、計算結果一覧を示す。

	H24(反力・許容値)		H29(応答値・制限値)		想定構造
反力(kN)	$\Sigma R (D+L)$	900.0	$\Sigma { m Si} ({ m D+L})$	1035.0	
****	σb	140.5	σb	161.6	
又庄応刀度 (N/mm ²)	σ ba	210.0	σ byd	269.7	
	σ b/ σ ba	0.67	σ b/ σ byd	0.60	
軸方向圧縮	σс	120.9	σс	139.0	
応力度	σса	140.0	σ cud	179.8	
(N/mm^2)	σc/σca	0.86	σ c/ σ cud	0.77	
せん断	τ	72.4	τb	83.3	│ 腹板厚 tw= 9 mm 捕朙材厚 ts= 22 mm
応力度	τa	80.0	τud	103.3	補削材幅 bs= 125 mm
(N/mm^2)	τ/τα	0. 91	τ b/ τ ud	0.81	

健全時の計算

支圧応力度 0.67/0.60=1.12、軸方向圧縮応力度 0.86/0.77=1.12、せん断応力度 0.91/0.81=1.12

② 断面欠損時の計算

	H24(反力・許容値)		H29(応答値・制限値)		損傷状況
反力(kN)	$\Sigma R (D+L)$	900.0	ΣSi(D+L)	1035.0	
士口公士座	σb	217.5	σb	250.1	<u>欠損のある補削材</u> / を素慮しない。
义庄応力度 (N/mm ²)	σ ba	210.0	σbyd	269.7	
(1\/ mm)	σ b/ σ ba	1.04	σ b/ σ byd	0. 93	
軸方向圧縮	σс	192.5	σс	221.4	00m
応力度	σса	140.0	σ cud	179.8	
(N/mm^2)	σc/σca	1.38	σ c/ σ cud	1.23	
せん断	τ	144.8	τb	166.5	↑ 腹板厚 tw= 9 mm
応力度	τa	80.0	τ ud	103.3	補刷材厚 ts= 22 mm 補刷材幅 bs= 125 mm
(N/mm^2)	τ/τα	1.81	τ b/ τ ud	1.61	

支圧応力度 1.04/0.93=1.12、軸方向圧縮応力度 1.38/1.23=1.12、せん断応力度 1.81/1.61=1.12

③ 補修設計1:既設材への活荷重負担低減を目的とした設計

	H24(反力・許容値)		H29(応答値・制限値)		補強構造1
反力(kN)	$\Sigma R(D+L)$	900.0	Σ Si(D+L)	1035.0	
十一十十年	σb	172.5	σb	193.8	
义庄心力度 (N/mm ²)	σ ba	210.0	σ byd	269.7	(二) (12年) (24年)
(N/ mm ⁻)	σ b/ σ ba	0.82	σ b/ σ byd	0.72	
軸方向圧縮	σс	138.6	σс	153.9	
応力度	σca	140.0	σ cud	179.8	
(N/mm^2)	σc/σca	0.99	σ c/ σ cud	0.86	
せん断	τ	95.3	τb	104.6	21,130,130,12 篇至前機時付57
応力度	τa	80.0	τud	103.3	
(N/mm^2)	τ/τα	1. 19	τ b/ τ ud	1. 01	

支圧応力度 0.82/0.72=1.14、軸方向圧縮応力度 0.99/0.86=1.15、せん断応力度 1.19/1.01=1.18

④ 補修設計2:既設材との分担を考慮しない設計

	H24(反力・許容値)		H29(応答値・制限値)		補強構造2
反力(kN)	D+L	900.0	ΣSi(D+L)	1035.0	
支圧応力度 (N/mm ²)	σb	153.7	σb	176.7	様全型 久損型 4-L130x120x12 健全型補削材基部に 応力超過が起きるものと思定
	σ ba	210.0	σbyd	269.7	
	σ b/ σ ba	0.73	σ b∕σ byd	0.66	
軸方向圧縮	σс	75.6	σс	86.9	
応力度	σса	140.0	σ cud	179.8	
(N/mm^2)	σc/σca	0.54	σ c/ σ cud	0. 48	

支圧応力度 0.73/0.66=1.11、軸方向圧縮応力度 0.54/0.48=1.13

(4) 留意点

許容応力度法で設計された腐食損傷した橋梁の部材を補修する際には、適用する道路橋示方書の特性を踏 まえて検討する必要がある。特に、当て板補修設計方法が一つではないため、求めるべき性能と設計方法の 関係性を明らかにした上で、設計方法を選定することが望ましい。

しかしながら、顧客要望や設計者の所有するプログラムの環境によって許容応力度法(H24道示)で照査で きず、否応なく部分係数設計法を使用して部材を照査する場合が発生することが予想される。そのため、部 分係数設計法で設計することを予め想定しておく必要がある。

例えば、H29道示における応答値は死荷重5%増加した計算である。部材の照査には適用可能であるが、その応答値は支承交換の検討に適用はできない。

前項に示す「活荷重の分担率」は、母材と当て板材にどのように荷重が分担されているか。など

そのような補修設計時の部材の性能に関する理解が深まるまでは、補修設計では、竣工時と同じ許容応力度法で照査することが望ましい。

2. 付録

付録2-3. 全橋レベルでの腐食進行再現 FEM 解析結果コンター図

付録2-3-1 CaseO 腐食なし





図 2-3-1-1 CaseO 腐食なし 死荷重 変形[mm]



図 2-3-1-2 CaseO 腐食なし 死荷重 VonMises 応力[N/mm²]

2) 活荷重





図 2-3-1-3 CaseO 腐食なし 活荷重 1G 変形[mm]



図 2-3-1-4 CaseO 腐食なし 活荷重 1G VonMises 応力[N/mm²]



図 2-3-1-5 CaseO 腐食なし 活荷重 2G 変形[mm]



図 2-3-1-6 CaseO 腐食なし 活荷重 2G VonMises 応力[N/mm²]



図 2-3-1-7 CaseO 腐食なし 活荷重 5G 変形[mm]



図 2-3-1-8 CaseO 腐食なし 活荷重 5G VonMises 応力[N/mm²]

1) 死荷重

①板厚半欠損



図 2-3-2-1 Case1-1 Web1 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



図 2-3-2-2 Case1-1 Web1 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm²]





図 2-3-2-3 Case1-1 Web1 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



図 2-3-2-4 Case1-1 Web1 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm²]



図 2-3-2-5 Case1-1 Web1 死荷重 補強後 変形[mm]



図 2-3-2-6 Case1-1 Web1 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm^2]

2) 活荷重



図 2-3-2-7 Case1-1 Web1 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-2-8 Case1-1 Web1 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

② 1G 補強あり



図 2-3-2-9 Case1-1 Web1 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-2-10 Case1-1 Web1 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]

③2G 補強なし



図 2-3-2-11 Case1-1 Web1 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-2-12 Case1-1 Web1 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm²]

④ 2G 補強あり



図 2-3-2-13 Case1-1 Web1 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-2-14 Case1-1 Web1 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]

⑤ 5G 補強なし



図 2-3-2-15 Case1-1 Web1 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-2-16 Case1-1 Web1 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm²]

⑥ 5G 補強あり



図 2-3-2-17 Case1-1 Web1 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-2-18 Case1-1 Web1 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]

1) 死荷重

①板厚半欠損



図 2-3-3-1 Case1-2 Web2 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



図 2-3-3-2 Case1-2 Web2 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm²]





図 2-3-3-3 Case1-2 Web2 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



図 2-3-3-4 Case1-2 Web2 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm²]



図 2-3-3-5 Case1-2 Web2 死荷重 補強後 変形[mm]



図 2-3-3-6 Case1-2 Web2 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm²]

2) 活荷重



図 2-3-3-7 Case1-2 Web2 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]


図 2-3-3-8 Case1-2 Web2 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]





図 2-3-3-9 Case1-2 Web2 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-3-10 Case1-2 Web2 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]

③2G 補強なし



図 2-3-3-11 Case1-2 Web2 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-3-12 Case1-2 Web2 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm²]

④ 2G 補強あり



図 2-3-3-13 Case1-2 Web2 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-3-14 Case1-2 Web2 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]

⑤ 5G 補強なし



図 2-3-3-15 Case1-2 Web2 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-3-16 Case1-2 Web2 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm²]

⑥ 5G 補強あり



図 2-3-3-17 Case1-2 Web2 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-3-18 Case1-2 Web2 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]

1) 死荷重

①板厚半欠損



図 2-3-4-1 Case1-3 Web 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



図 2-3-4-2 Case1-3 Web 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm²]





図 2-3-4-3 Case1-3 Web 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



図 2-3-4-4 Case1-3 Web 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm^2]



図 2-3-4-5 Case1-3 Web 死荷重 補強後 変形[mm]



図 2-3-4-6 Case1-3 Web 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm^2]

2) 活荷重



図 2-3-4-7 Case1-3 Web 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-4-8 Case1-3 Web 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm²]

② 1G 補強あり



図 2-3-4-9 Case1-3 Web 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-4-10 Case1-3 Web 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

③2G 補強なし



図 2-3-4-11 Case1-3 Web 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-4-12 Case1-3 Web 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

④ 2G 補強あり



図 2-3-4-13 Case1-3 Web 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-4-14 Case1-3 Web 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

⑤ 5G 補強なし



図 2-3-4-15 Case1-3 Web 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-4-16 Case1-3 Web 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

⑥ 5G 補強あり



図 2-3-4-17 Case1-3 Web 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-4-18 Case1-3 Web 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

1) 死荷重

①板厚半欠損



図 2-3-5-1 Case2-1 Stf1 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



図 2-3-5-2 Case2-1 Stf1 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm²]





図 2-3-5-3 Case2-1 Stf1 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



図 2-3-5-4 Case2-1 Stf1 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm²]



図 2-3-5-5 Case2-1 Stf1 死荷重 補強後 変形[mm]



図 2-3-5-6 Case2-1 Stf1 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm²]

2) 活荷重



図 2-3-5-7 Case2-1 Stf1 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]


図 2-3-5-8 Case2-1 Stf1 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]





図 2-3-5-9 Case2-1 Stf1 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-5-10 Case2-1 Stf1 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]

③2G 補強なし



図 2-3-5-11 Case2-1 Stf1 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-5-12 Case2-1 Stf1 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm²]

④ 2G 補強あり



図 2-3-5-13 Case2-1 Stf1 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-5-14 Case2-1 Stf1 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]





図 2-3-5-15 Case2-1 Stf1 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-5-16 Case2-1 Stf1 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm²]

⑥ 5G 補強あり



図 2-3-5-17 Case2-1 Stf1 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-5-18 Case2-1 Stf1 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]

1) 死荷重

①板厚半欠損



図 2-3-6-1 Case2-2 Stf2 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



図 2-3-6-2 Case2-2 Stf2 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm²]





図 2-3-6-3 Case2-2 Stf2 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



図 2-3-6-4 Case2-2 Stf2 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm²]



図 2-3-6-5 Case2-2 Stf2 死荷重 補強後 変形[mm]



図 2-3-6-6 Case2-2 Stf2 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm²]

2) 活荷重



図 2-3-6-7 Case2-2 Stf2 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]







図 2-3-6-9 Case2-2 Stf2 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



③2G 補強なし



図 2-3-6-11 Case2-2 Stf2 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-6-12 Case2-2 Stf2 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm²]

④ 2G 補強あり



図 2-3-6-13 Case2-2 Stf2 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-6-14 Case2-2 Stf2 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]





図 2-3-6-15 Case2-2 Stf2 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-6-16 Case2-2 Stf2 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm²]

⑥ 5G 補強あり



図 2-3-6-17 Case2-2 Stf2 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-6-18 Case2-2 Stf2 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]

付録2-3-7. Case3-1 Stf1Web

1) 死荷重

①板厚半欠損



図 2-3-7-1 Case3-1 Stf1Web 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



図 2-3-7-2 Case3-1 Stf1Web 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm²]





図 2-3-7-3 Case3-1 Stf1Web 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



図 2-3-7-4 Case3-1 Stf1Web 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm²]



図 2-3-7-5 Case3-1 Stf1Web 死荷重 補強後 変形[mm]



図 2-3-7-6 Case3-1 Stf1Web 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm²]

2) 活荷重



図 2-3-7-7 Case3-1 Stf1Web 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]


図 2-3-7-8 Case3-1 Stf1Web 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]





図 2-3-7-9 Case3-1 Stf1Web 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-7-10 Case3-1 Stf1Web 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

③2G 補強なし



図 2-3-7-11 Case3-1 Stf1Web 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-7-12 Case3-1 Stf1Web 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

④ 2G 補強あり



図 2-3-7-13 Case3-1 Stf1Web 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-7-14 Case3-1 Stf1Web 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]

⑤ 5G 補強なし



図 2-3-7-15 Case3-1 Stf1Web 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-7-16 Case3-1 Stf1Web 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

⑥ 5G 補強あり



図 2-3-7-17 Case3-1 Stf1Web 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-7-18 Case3-1 Stf1Web 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

付録2-3-8 Case3-2 Stf2Web

1) 死荷重

①板厚半欠損



図 2-3-8-1 Case3-2 Stf2Web 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



図 2-3-8-2 Case3-2 Stf2Web 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm²]





図 2-3-8-3 Case3-2 Stf2Web 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



図 2-3-8-4 Case3-2 Stf2Web 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm²]



図 2-3-8-5 Case3-2 Stf2Web 死荷重 補強後 変形[mm]



図 2-3-8-6 Case3-2 Stf2Web 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm²]

2) 活荷重



図 2-3-8-7 Case3-2 Stf2Web 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-8-8 Case3-2 Stf2Web 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]





図 2-3-8-9 Case3-2 Stf2Web 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-8-10 Case3-2 Stf2Web 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm²]

③2G 補強なし



図 2-3-8-11 Case3-2 Stf2Web 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-8-12 Case3-2 Stf2Web 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

④ 2G 補強あり



図 2-3-8-13 Case3-2 Stf2Web 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-8-14 Case3-2 Stf2Web 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

⑤ 5G 補強なし



図 2-3-8-15 Case3-2 Stf2Web 活荷重 5G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-8-16 Case3-2 Stf2Web 活荷重 5G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

⑥ 5G 補強あり



図 2-3-8-17 Case3-2 Stf2Web 活荷重 5G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-8-18 Case3-2 Stf2Web 活荷重 5G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

1) 死荷重

①板厚半欠損



図 2-3-9-1 Case4 Tri 死荷重 板厚半欠損 変形[mm]



図 2-3-9-2 Case4 Tri 死荷重 板厚半欠損 VonMises 応力[N/mm²]

```
② 板厚全欠損
```



図 2-3-9-3 Case4 Tri 死荷重 板厚全欠損 変形[mm]



図 2-3-9-4 Case4 Tri 死荷重 板厚全欠損 VonMises 応力[N/mm²]



図 2-3-9-5 Case4 Tri 死荷重 補強後 変形[mm]



図 2-3-9-6 Case4 Tri 死荷重 補強後 VonMises 応力[N/mm^2]

2) 活荷重



図 2-3-9-7 Case4 Tri 活荷重 1G 補強なし 変形[mm]


図 2-3-9-8 Case4 Tri 活荷重 1G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

② 1G 補強あり



図 2-3-9-9 Case4 Tri 活荷重 1G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-9-10 Case4 Tri 活荷重 1G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

③2G 補強なし



図 2-3-9-11 Case4 Tri 活荷重 2G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-9-12 Case4 Tri 活荷重 2G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

④ 2G 補強あり



図 2-3-9-13 Case4 Tri 活荷重 2G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-9-14 Case4 Tri 活荷重 2G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]





図 2-3-9-15 Case4 Tri 活荷重 4G 補強なし 変形[mm]



図 2-3-9-16 Case4 Tri 活荷重 4G 補強なし VonMises 応力[N/mm^2]

⑥4G 補強あり



図 2-3-9-17 Case4 Tri 活荷重 4G 補強あり 変形[mm]



図 2-3-9-18 Case4 Tri 活荷重 4G 補強あり VonMises 応力[N/mm^2]

付録 2-4. CFRP 補修の H29 道示による試設計

付録 2-4-1. 曲げ卓越部(下フランジ損傷)に対する試設計

7章に示す試設計の条件を用いて、H29道示で不完全合成断面として試設計を行った場合の比較を行う。

1)曲げ卓越部:下フランジ損傷

下フランジ損傷箇所を、CFRP(炭素繊維シート)を用いて補修を行う。設計、補修材および材料特性値は、土 木学会「FRP 接着による構造物の補修・補強指針(案)」に準じて行う。構造諸元、設計条件は、**4-2-2**.補修工 法の比較(事例2 曲げ卓越部:下フランジ損傷)と同条件とする。

2) 設計条件

①鋼材諸元

表 2-4-1 鋼材諸元

項目	記号	単位	数値
鋼種	Ι	-	SM400
ヤング係数	Es	$\mathrm{N/mm}^2$	200,000
降伏強度の特性値	fyk	N/mm^2	245

②欠損前断面積

表 2-4-2 欠損前断面積						
項目	記号	単位	数値			
フランジ幅	Bfu (Bfl)	mm	300			
フランジ厚	tfu (tfl)	mm	16			
腹板厚	tw	mm	9			
腹板高	hw	mm	1,168			
桁高	h	mm	1,200			
断面積	As	mm^2	20, 112			

表 2-4-3 欠損後断面積

③欠損後断面積

最大欠損深さ×欠損幅	項目	記号	単位	数值
=欠損断面積とする。	最大欠損深さ	tfld	mm	8
	欠損幅	bfld	mm	300
	欠損断面積	Afld	mm^2	2,400
	欠損長	Lf1d	mm	1,000

④断面力 4-2-2.

補修工法の比較

(事例2 曲げ卓越部 :下フランジ損傷)より

表 2-4-4 断面力

項目	記号	単位	数值
死荷重モーメント	Md	kN•m	500
活荷重モーメント	M1	kN•m	500
合計モーメント	Md + M1	kN•m	1,000

⑤部分安全係数

表 2-4-5 部分安全係数

		材料係数					
	鋼材	補強用	接着用 樹脂材料	部材係数	構造物 係数	作用係数	作用修正 係数
	γms	γmf	γmn	γb	γi	γf	ρf
死荷重時	1 05	1 20	1 20	1 20	1 10	1.10	1.00
活荷重時	1.05	1.20	1.30	1.30	1.10	1.20	1.65

3) 欠損後の断面性能

ウェブの中心を原点として、各部材の距離を計算し、断面欠損が生じた、補修前の桁に対する中立軸の偏心量 を次式より算出する。

〈補修前〉

断面欠損後の中立軸の偏心量 es1es1 = $\Sigma (A \cdot y) / \Sigma A$ 断面欠損を考慮した下フランジ下端からの中立軸 y1y1 = h/2 + es1欠損を考慮した中立軸回りの断面 2 次モーメント I1I1 = $\Sigma (A \cdot y2) + \Sigma I - \Sigma A \cdot es12$ 下フランジ下端からの断面係数 Z1Z1 = I1/y1下フランジ下面に作用する応力度 $\sigma 1$ $\sigma 1 = (Md + M1)/Z1$

	÷1 B	断面積	図心位置	А•у	$A \cdot y^2$	各図心回りのI
項日	記方	A (mm ²)	y (mm)	$A (mm^3)$	$A (mm^4)$	I (mm ⁴)
上フランジ	U-Flg.	4, 800	-592	-2, 841, 600	1, 682, 227, 200	102, 400
ウェブ	Web.	10, 512	0	0	0	1, 195, 060, 224
下フランジ	L-Flg.	4,800	592	2, 841, 600	1, 682, 227, 200	102, 400
フランジ欠損断面積	Afld	-2, 400	588	-1, 411, 200	-829, 785, 600	-12, 800
合計	Σ	17, 712	-	-1, 411, 200	2, 534, 668, 800	1, 195, 252, 224

表 2-4-6 偏心量の算出

上記、算定式を用いて算出した欠損後の断面性能を以下に示す。

項目	記号	単位	数値
中立軸の偏心量	es1	mm	-79.7
中立軸位置	y1	mm	680
断面二次モーメント	I1	mm^4	3.617E+09
断面係数	Z1	mm^3	5.322E+06

表 2-4-7 欠損後の断面性能

4) 補修前の断面欠損した桁の断面破壊(降伏曲げモーメント)に対する照査

下フランジの断面欠損により断面性能が低下した桁を対象に、断面破壊(降伏曲げモーメント)に対する照査 を行う。設計断面力 Mr、断面破壊に対する設計断面耐力 Mud とすれば、照査式は次式となる。

$$\gamma$$
i \times Mr / Mud \leq 1

設計断面力 Mr は、部分安全係数より、死荷重時 (Mrd)と活荷重 (Mrl)の設計断面力の和として、次式で計算 される。

 $\mathrm{Mr} = \mathrm{Mrd} + \mathrm{Mrl} = \gamma \, \mathrm{fd} \, \times \, \rho \, \mathrm{fd} \, \times \, \mathrm{Md} + \gamma \, \mathrm{fl} \, \times \, \rho \, \mathrm{fl} \, \times \, \mathrm{Ml}$

項目	記号	単位	数值
死荷重モーメント	Mrd	kN • m	550
活荷重モーメント	Mrl	kN • m	990
合計モーメント	Mr	kN•m	1, 540

表 2-4-8 設計断面力

断面破壊(降伏曲げモーメント)に対する設計断面耐力 Mud は、3)の最小断面に対する断面係数 Z1 を用いて、次式より算定する。

Mud = (fyk / γ ms \times Z1) / γ b = 955 (kN.m)

これらの設計断面力 Mr、設計断面耐力 Mud を用いて照査する。

 γ i \times Mr / Mud = 1.77 > 1 $\cdot \cdot \cdot$ NG

断面破壊(降伏曲げモーメント)に対する安全性の照査を満足しない。よって、補修が必要である。

5) 補修用 FRP 断面諸元

降伏曲げモーメントの性能回復には、炭素繊維の CFRP を使用する。CFRP の断面諸元を以下に示す。貼り付け 位置は、補修用 CFRP による補強効果を大きくするために、下フランジ下面の最外縁に配置することとした。

CFRP を貼付けた鋼部材の断面は、不完全合成断面とする。このため、シートの必要積層数 n に低減係数 Cn を 考慮する。

① 補修材諸元

項目	記号	単位	数值
種類	-	-	高弾性型目付け量 900
弹性係数	Ef	N/mm2	640, 000
引張強度(特性値)	σf	N/mm2	1,900
限界ひずみ(特性値)	εf	$ imes 10^{-6}$	2,969
設計厚(1 層当り)	tf	mm	0.429
貼付幅	bf	mm	290
断面積(1 層当り)	Af	mm^2	124
低減係数	Cn	-	0.74
積層数	n	層	23
鋼換算厚さ(1 層当り)	tf,s	mm	1. 37
鋼換算厚さ (n 層)	tf, Cnns	mm	23. 37

表 2-4-9 補修用の FRP 断面諸元

6) 補修用 FRP 接着による補修後の桁の断面性能

補修用 CFRP の設計厚 tf を、鋼材の弾性係数で換算した厚さ(鋼換算厚さ tf,s) に変換して、補修用 CFRP の 鋼換算面積 Af,sを算定すれば、Af,s = Cn × n × tf × bf × (Ef / Es)となる。ウェブの中心を原点 として、各部材の距離を計算し、補修用 CFRP の設置による、補修後の中立軸の偏心量を次式より算出する。

〈補修後〉

補修後の中立軸の偏心量 es2	es2 = $\Sigma (\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}) / \Sigma \mathbf{A}$
補修後の下フランジ下端からの中立軸 y2	y2 = h/2 + es2
補修後の中立軸回りの断面2次モーメント I2	$I2 = \Sigma (A \cdot y2) + \Sigma I - \Sigma A \cdot es2^{2}$
補修後の下フランジ下端からの断面係数 Z2	Z2 = I2/y2
補修後の下フランジ下面に作用する応力度 σ2	$\sigma 2 = Mrd / Z1 + Mrl / Z2$

	÷1 B	断面積	図心位置	А•у	$A \cdot y^2$	各図心回りのI
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	記兮	$A (mm^2)$	y (mm)	$A (mm^3)$	$A (mm^4)$	I (mm ⁴)
上フランジ	U-Flg.	4,800	-592	-2, 841, 600	1, 682, 227, 200	102, 400
腹板	Web.	10, 512	0	0	0	1, 195, 060, 224
下フランジ	L-Flg.	4,800	592	2, 841, 600	1, 682, 227, 200	102, 400
フランジ欠損断面積	Afld	-2, 400	588	-1, 411, 200	-829, 785, 600	-12, 800
補強用 CFRP	Af, s	6, 776	612	4, 144, 679	2, 535, 227, 723	308, 260
合計	Σ	24, 488	_	2, 733, 479	5, 069, 896, 523	1, 195, 560, 484

表 2-4-10 補修用の桁の断面性能

上記、算定式を用いて算出した欠損後の断面性能を以下に示す。

項目	記号	単位	数値
中立軸の偏心量	es2	mm	111.6
中立軸位置	y2	mm	488
シート貼付幅	bf	mm	290
断面二次モーメント	12	mm^4	5.960E+09
断面係数	Z2	mm^3	1.220E+07

表 2-4-11 欠損後の断面性能

7) 補修前の断面欠損した桁の断面破壊(降伏曲げモーメント)に対する照査

補修用 CFRP は、活荷重による設計断面力 Nrlのみ負担するものとして、以下の式にて照査する。

$$\gamma$$
 i \times Mr / M' ud ≤ 1

ここに、M'ud は、断面欠損した鋼桁が負担する死荷重の設計断面力 Mrd を除いて、補修後に CFRP と鋼桁が負担できる設計断面耐力であり、各断面諸元を用いて、次式より算定される。

 $M'ud = \{ Mrd + (fyk / \gamma ms - Mrd / Z1) \times (y2/ (y2 - Cn \times n \times tf, s)) \times Z2) \} / \gamma b = 1,705 \quad (kN.m)$

これらの設計断面力 Mr、設計断面耐力 Mud を用いて照査する。

 γ i \times Mr / M'ud = 0.99 < 1 $\cdot \cdot \cdot$ OK

よって、炭素繊維の CFRP を、下フランジ下面に、23 層 貼り付けることにより、断面破壊(降伏曲げモーメント)に対する安全性の照査を満足する。

8) 構造概要図

試設計で用いた、構造および算出された定着範囲(腐食部範囲を含めた)を下図に示す。



図 2-4-1 概要図

Lfld(欠損長)	=	1,000	(mm)		
Lb(定着長)	=	250	(mm)		
ずらし長	=	1,650	(mm)	: 75 •	(n-1)

損傷部を含めた、全長 4,800(mm)の範囲に補修用 CFRP を接着する必要がある。

付録 2-4-2. 当て板工法との比較

比較項目:構造性、経済性、施工性、維持管理性で当て板工法を比較した。 尚、比較結果は、比較的当て板工法が適用しやすい箇所であるための部位であるため、参考とする。

			Q,工費比較		
		282	/ h	評価	模要的
	横道性	戦設フランジを直接補強する: による減肉、ポルトれ引き分 計は明確である。	ち法であり、補強板は腐食 をカパーずれば良く補修設	0	
÷.	-	部材取付都連鎖材利工	¥17,000	_	
2		辅爆工事部材孔明工	¥46,000		
ñ		補母工事高力ポルト本純工	¥35.000	-	Receive Canada
Ŧ	10.14.08	小規模塗装工	¥2,000	0	COLOR C BURGH CONCERNED.
-		AC 85	¥72,000		
2		0.27	¥172.000 (1.00)		and the second sec
「荷里補強」	海工性	損爆跑工はボルト孔の耐れ程 簡単である。	まであり、当て板の面付ら	0	
	維持管理性	減肉部に注入するエポキシ毎1 後合部に両水の満入は防止品	目の第工を確実に行う事で きる。	0	
	H i 11	通用箇所が凝定的となる(新) 備和圏は広く定希を確保でき	■大損が大きい場合や、損 ない場合には適用不可)	۵	
		NACES IN CONTRACT OF CONTRACT.	X17 000		キフランジ農業部務局(FWE)
		ブライマー連布	¥8.000		
	102023200	7.010	¥17.000	103	
æ	経済性	構成シート本体総付(22届)	¥50.000	4	
ř.		AR #6 (20.00 10 10 10 10 10 10 10 10 10	¥1.328.250		
R		\$H	¥1, 420, 250 (8, 26)		68288 888 68288
P 案	施工性	材料の簡構加工が可能であり、 地実測の機度を要求されない。 り合いや他都材との干渉などの	使来工法と比較して、現 重機が不要。施工時の取 D不具合がない。	0	
	維持管理性	補厚和より防食性能が向上す 耐食性に使わいて、維持管理:	5。 (容易である。	0	

表 2-4-12 当て板工法との比較

CFRP と当て板補修工法とを比較した結果、CFRP が「構造性」および「経済性」に劣る結果となった。

「構造性」 ⇒FRP 補修は適用範囲が限られる。

「経済性」 ⇒当て板補修工法の方が安価である。

一般部では当て板補修工法が全体的に優れる結果となった。しかし、WG の意見では、以下に示す当て板補修の問題がある。よって、部材位置によっては、適用性が高い箇所があると思われる。

近年の橋梁点検にて、当て板補修をした橋梁の当て板鋼板部が腐食しているという事例が発生(シール材の劣化、腐食要因の未改善などが原因)。
 ②実務者の声として、FRP 材料は資材管理が容易、輸送・架設までにクレーン等の重機が不要、現地加工が可能なため不具合が発生しにくいなどが挙がっている。

付録 2-4-3. 欠損量による CFRP 接着工法の比較

当て板補修工法との比較では、同条件で行ったことにより、CFRP 適用が実用的でない結果となった。このこと より当て板工法の構造諸元、設計断面力を用いて、母材の欠損量を比較することで、CFRP 接着工法の適用範囲の 検証を行った結果を以下に示す。尚、比較結果は、参考とする。

・共通条件

CFRP (炭素繊維シート)

種類	:	高弾性型目付け量 900
フランジ幅	:	300 (mm)
板厚	:	16 (mm)
フランジ材質	:	SM400A
シート貼付幅	:	290 (mm)
欠損長	:	1,000 (mm)

表 2-4-13 比較条件および結果						
				結果	Ę	
	欠損幅	欠損深さ	欠損断面積	積層数(層)	定着範囲	
CASE1	300 (フランジ幅/1.0)	8.0 (板厚/2.0)	2400	23	4800	
CASE2	200 (フランジ幅/1.5)	8.0 (板厚/2.0)	1600	18	4050	
CASE3	150 (フランジ幅/2.0)	8.0 (板厚/2.0)	1200	16	3750	
CASE4	100 (フランジ幅/3.0)	8.0 (板厚/2.0)	800	13	3300	
CASE5	100 (フランジ幅/3.0)	5.3 (板厚/3.0)	533	12	3150	
CASE6	100 (フランジ幅/3.0)	4.0 (板厚/4.0)	400	11	3000	
CASE7	75 (フランジ幅/4.0)	4.0 (板厚/4.0)	300	11	3000	
CASE8	75 (フランジ幅/4.0)	3.2 (板厚/5.0)	240	10	2850	
CASE9	60 (フランジ幅/5.0)	3.2 (板厚/5.0)	192	10	2850	

※定着範囲には、欠損長:1,000 (mm) を含む。

※CASE1は、当て板補修と同じ欠損量の条件時を示す。

以上の結果より、欠損量が、欠損幅、欠損深さ共に、母材の1/2を越えると、シート積層数、定着範囲が増加 する。CFRPの適用範囲は、欠損量が1/2以下が望ましいと考える。

・工費比較

CASE1~CASE9 に対して工費比較を行った結果を以下に示す。

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	$CASE6 \sim 7$	$CASE8 \sim 9$
積層数	23	18	16	13	12	11	10
定着範囲 (mm)	4800	4050	3750	3300	3150	3000	2850
部材取付部塗膜研削工	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000
プライマー塗布	¥8,000	¥8,000	¥8,000	¥8,000	¥8,000	¥8,000	¥8,000
不陸調整	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000	¥17,000
繊維シート本体貼付	¥50,000	¥50,000	¥50,000	¥50,000	¥50,000	¥50,000	¥50,000
材料	¥1,328,250	¥915,750	¥770,000	¥572,000	¥511,500	¥453,750	¥398,750
	1.00	0.69	0.58	0.43	0.39	0.34	0.30

表 2-4-14 工費比較





工費と欠損断面積を比較した結果、欠損断面積が減少していくと、工費は、徐々に変わらなくなることが 分かる。また、シート数が少ないほど、材料費が少なくなり安価となる。

付録 2-4-4. 曲げ卓越部(下フランジ損傷)に対する完全合成断面としての試設計

付録 2-4-1. に示す試設計の条件を用いて、H29 道示で完全合成断面として試設計を行った結果を示す。

1)曲げ卓越部:下フランジ損傷

下フランジ損傷箇所を、CFRP(炭素繊維シート)を用いて補修を行う。設計、補修材および材料特性値は、土 木学会「FRP 接着による構造物の補修・補強指針(案)」に準じて行う。構造諸元、設計条件は、**4-2-2**.補修工 法の比較(事例2 曲げ卓越部:下フランジ損傷)と同条件とする。

2) 設計条件

①鋼材諸元

表 2-4-15 鋼材諸元

項目	記号	単位	数値
鋼種	-	-	SM400
ヤング係数	Es	$\mathrm{N/mm}^2$	200,000
降伏強度の特性値	fyk	N/mm^2	245

② 欠損前断面積

表	2-4-16 欠損	前断面積	
項目	記号	単位	数値
フランジ幅	Bfu (Bfl)	mm	300
フランジ厚	tfu (tfl)	mm	16
腹板厚	tw	mm	9
腹板高	hw	mm	1,168
桁高	h	mm	1,200
断面積	As	mm^2	20, 112

③ 欠損後断面積

最大欠損深さ×欠損幅
=欠損断面積とする。

表 2-4-17 欠損後断面積

項目	記号	単位	数值
最大欠損深さ	tfld	mm	8
欠損幅	bfld	mm	300
欠損断面積	Afld	mm^2	2,400
欠損長	Lfld	mm	1,000

④ 断面力 4-2-2.補修工法の比較

(事例2 曲げ卓越部 :下フランジ損傷)より

項目	記号	単位	数值
死荷重モーメント	Md	kN•m	500
活荷重モーメント	M1	kN•m	500
合計モーメント	Md + M1	kN•m	1,000

表 2-4-18 断面力

⑤ 部分安全係数

表 2-4-19 部分安全係数

	材料係数						
	鋼材	補強用	接着用 樹脂材料	部材係数	構造物 係数	作用係数	作用修正 係数
	γms	γmf	γmn	γb	γi	γf	ρ f
死荷重時	1 05	1 20	1 20	1 20	1 10	1.10	1.00
活荷重時	1.05	1.20	1.30	1.30	1.10	1.20	1.65

3) 欠損後の断面性能

ウェブの中心を原点として、各部材の距離を計算し、断面欠損が生じた、補修前の桁に対する中立軸の偏心量 を次式より算出する。

〈補修前〉

断面欠損後の中立軸の偏心量 es1	$es1 = \Sigma (A \cdot y) / \Sigma A$
断面欠損を考慮した下フランジ下端からの中立軸 y1	y1 = h/2 + es1
欠損を考慮した中立軸回りの断面2次モーメント I1	$I1 = \Sigma (A \cdot y2) + \Sigma I - \Sigma A \cdot es12$
下フランジ下端からの断面係数 Z1	Z1 = I1/y1
下フランジ下面に作用する応力度 σ1	$\sigma 1 = (Md + M1)/Z1$

百日	計旦	断面積	図心位置	А•у	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2$	各図心回りのI		
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	記万	$A (mm^2)$	y (mm)	$A(mm^3)$	A (mm ⁴)	I (mm ⁴)		
上フランジ	U-Flg.	4,800	-592	-2, 841, 600	1, 682, 227, 200	102, 400		
ウェブ	Web.	10, 512	0	0	0	1, 195, 060, 224		
下フランジ	L-Flg.	4,800	592	2, 841, 600	1, 682, 227, 200	102, 400		
フランジ欠損断面積	Afld	-2, 400	588	-1, 411, 200	-829, 785, 600	-12, 800		
合計	Σ	17, 712	_	-1, 411, 200	2, 534, 668, 800	1, 195, 252, 224		

表 2-4-20 偏心量の算出

上記、算定式を用いて算出した欠損後の断面性能を以下に示す。

項目	記号	単位	数値
中立軸の偏心量	es1	mm	-79.7
中立軸位置	y1	mm	680
断面二次モーメント	I1	mm^4	3.617E+09
断面係数	Z1	mm^3	5.322E+06

表 2-4-21 欠損後の断面性能

4) 補修前の断面欠損した桁の断面破壊(降伏曲げモーメント)に対する照査

下フランジの断面欠損により断面性能が低下した桁を対象に、断面破壊(降伏曲げモーメント)に対する照査 を行う。設計断面力 Mr、断面破壊に対する設計断面耐力 Mud とすれば、照査式は次式となる。

$$\gamma$$
i \times Mr / Mud \leq 1

設計断面力 Mr は、部分安全係数より、死荷重時 (Mrd)と活荷重 (Mrl)の設計断面力の和として、次式で計算 される。

 $\mathrm{Mr} = \mathrm{Mrd} + \mathrm{Mrl} = \gamma \, \mathrm{fd} \, \times \, \rho \, \mathrm{fd} \, \times \, \mathrm{Md} + \gamma \, \mathrm{fl} \, \times \, \rho \, \mathrm{fl} \, \times \, \mathrm{Ml}$

項目	記号	単位	数値
死荷重モーメント	Mrd	kN • m	550
活荷重モーメント	Mrl	kN • m	990
合計モーメント	Mr	kN • m	1, 540

表 2-4-22 設計断面力

断面破壊(降伏曲げモーメント)に対する設計断面耐力 Mud は、3)の最小断面に対する断面係数 Z1 を用いて、次式より算定する。

Mud = (fyk / γ ms \times Z1) / γ b = 955 (kN.m)

これらの設計断面力 Mr、設計断面耐力 Mud を用いて照査する。

 γ i \times Mr / Mud = 1.77 > 1 $\cdot \cdot \cdot$ NG

断面破壊(降伏曲げモーメント)に対する安全性の照査を満足しない。よって、補修が必要である。

5) 補修用 FRP 断面諸元

降伏曲げモーメントの性能回復には、炭素繊維の CFRP を使用する。CFRP の断面諸元を以下に示す。貼り付け 位置は、補修用 CFRP による補強効果を大きくするために、下フランジ下面の最外縁に配置することとした。

① 補修材諸元

項目	記号	単位	数值
種類	_	_	高弾性型目付け量 900
弹性係数	Ef	N/mm2	640, 000
引張強度(特性値)	σf	N/mm2	1,900
限界ひずみ(特性値)	εf	×10-6	2,969
設計厚(1 層当り)	tf	mm	0.429
貼付幅	bf	mm	290
断面積(1 層当り)	Af	mm2	124
積層数	n	層	17
鋼換算厚さ(1 層当り)	tf,s	mm	1. 37
鋼換算厚さ (n層)	tf,ns	mm	23.34

表 2-4-23 補修用の FRP 断面諸元

6) 補修用 FRP 接着による補修後の桁の断面性能

補修用 CFRP の設計厚 tf を、鋼材の弾性係数で換算した厚さ(鋼換算厚さ tf,s) に変換して、補修用 CFRP の 鋼換算面積 Af,sを算定すれば、Af,s = n × tf × bf × (Ef / Es) となる。ウェブの中心を原点として、 各部材の距離を計算し、補修用 CFRP の設置による、補修後の中立軸の偏心量を次式より算出する。

〈補修後〉

補修後の中立軸の偏心量 es2	es2 = $\Sigma (A \cdot y) / \Sigma A$
補修後の下フランジ下端からの中立軸 y2	y2 = h/2 + es2
補修後の中立軸回りの断面2次モーメント I2	$I2 = \Sigma (A \cdot y2) + \Sigma I - \Sigma A \cdot es2^{2}$
補修後の下フランジ下端からの断面係数 Z2	Z2 = I2/y2
補修後の下フランジ下面に作用する応力度 σ2	σ 2 = Mrd / Z1 + Mrl / Z2

1 <u>7</u> . L	<u>⇒</u> ⊐ ⊟	断面積	図心位置	А•у	$A \cdot y^2$	各図心回りのI
	記方	$A(mm^2)$	y (mm)	$A (mm^3)$	$A (mm^4)$	I (mm ⁴)
上フランジ	U-Flg.	4, 800	-592	-2, 841, 600	1, 682, 227, 200	102, 400
ウェブ	Web.	10, 512	0	0	0	1, 195, 060, 224
下フランジ	L-Flg.	4,800	592	2, 841, 600	1, 682, 227, 200	102, 400
フランジ欠損断面積	Afld	-2, 400	588	-1, 411, 200	-829, 785, 600	-12, 800
補修用 CFRP	Af,s	6, 768	612	4, 139, 716	2, 532, 134, 946	307, 175
合計	Σ	24, 480	_	2, 728, 516	5, 066, 803, 746	1, 195, 559, 399

表 2-4-24 補修用の桁の断面性能

上記、算定式を用いて算出した欠損後の断面性能を以下に示す。

項目	記号	単位	数值
中立軸の偏心量	es2	mm	111.5
中立軸位置	y2	mm	489
シート貼付幅	bf	mm	290
断面二次モーメント	12	mm^4	5.958E+09
断面係数	Z2	mm ³	1.220E+07

表 2-4-25 欠損後の断面性能

7) 補修前の断面欠損した桁の断面破壊(降伏曲げモーメント)に対する照査

補修用 CFRP は、活荷重による設計断面力 Nr1のみ負担するものとして、以下の式にて照査する。

 γ i \times Mr / M' ud ≤ 1

ここに、M'udは、断面欠損した鋼桁が負担する死荷重の設計断面力 Mrd を除いて、補修後に CFRP と鋼桁が負担できる設計断面耐力であり、各断面諸元を用いて、次式より算定される。

 $\begin{array}{rcl} M'\,ud &=& \{ \ Mrd \ + \ (fyk \ / \ \gamma \,ms \ -Mrd \ / \ Z1) \ \times \ (y2/ \ (y2-n \ \times \ tf, s) \) \ \times \ Z2 \) \} \ / \ \gamma \,b \\ &=& 1,\,704 \quad (kN.\,m) \end{array}$

これらの設計断面力 Mr、設計断面耐力 Mud を用いて照査する。

 γ i \times Mr / M'ud = 0.99 < 1 $\cdot \cdot \cdot$ OK

よって、炭素繊維の CFRP を、下フランジ下面に、<u>17 層</u>貼り付けることにより、断面破壊(降伏曲げモーメント)に対する安全性の照査を満足する。

8) 補修用 CFRP の必要定着長

必要定着長を算出するために、17層をまとめて1層のCFRP層とし、17層分の接着樹脂剤がCFRP層と鋼の間に あるものとしてモデル化する。エポキシ樹脂接着剤の物性値を以下に示す。 必要定着長 lb を用いて次式より算出する。

- $1b \geq 1 / Cb \times \cosh^{-1} \times (1 / (1 \eta N))$
- Cb = $\sqrt{(bf \times Ge/h) \times ((1/(Es \times As)+1/(Ef \times Af)+\alpha/(Es \times Is+Ef \times If)))}$ ここに、 ηN :曲げモーメントを受ける部材における鋼部材の発生応力に対する 収束度合い。 $\eta N < 1$ で、0.99とした。

Is, If : それぞれ、鋼桁および補修用 CFRP の断面二次モーメント (mm4) Is=I1、If=bf×tf³/12 とした。 α :鋼部材の図心から補修用 CFRP の図心までの距離 (mm) $\alpha = y2$ とした Cb = 0.0098 lb \geq 541 (mm)

よって、定着長を 600 (mm) とする。

なお、CFRP は、断面欠損がない部位に定着するが、定着長の計算では、欠損部に近いため、鋼桁の断面諸元は、 欠損した最小断面を用いた。

項目	記号	単位	数値
弹性係数	Ee	N/mm2	3, 500
ポアソン比	νe	—	0.4
せん断弾性係数	Ge	N/mm2	1,250
接着厚※	h	mm	5.1

表 2-4-26 エポキシ樹脂接着剤の物性値

※1 層当り 0.3 mmの 17 層分

9) 補修用 CFRP の定着部の破壊に対する照査

17 層分を1層のCFRPとし、補修用CFRPの端部で照査する。補修用CFRPは活荷重による設計断面力Nrlのみ 負担することを考慮し、定着端部の設計断面耐力Mudとすれば、次式となる。

 $\gamma~{
m i}~ imes~{
m Mr}~/{
m Mud}~\leq~1$

定着端部の設計断面耐力(曲げ耐力)Mudは、欠損した鋼桁の断面二次モーメント(I1)、17層の補修用CFRP が接着された鋼桁の断面二次モーメント(I2)を用い、次式より算出する。

Mud = $1/\gamma b \times \sqrt{(2 \times b \times Es \times Gu/\gamma mm/(1/I1-1/I2))}$ Mud = 311.8 (kN.m)

ここで、Gu:接着用樹脂材料エネルギー解放率の特性値(N/mm)。
 実験により算出し、0.2 N/mm とした。
 ymm:接着用樹脂材料の材料係数。

γmm=1.3 とした。

 γ i \times Mr / Mud = 3.49 > 1 \cdot MG

I -416

よって、定着部の破壊に対する安全性の照査を満足しない。

そこで、端部を階段状にずらして接着する。ずらし長は、各層 75 mm とする。階段上に配置するため、1 層目 端部で再度照査する。1 層の補修用 CFRP が接着された鋼桁(公称断面)の断面二次モーメント(I3)を算出し、 Mud を算出し、Mud を再算出後、照査を行う。ここで、h=0.3 (mm)、I3=3,797,715,560 (mm4) とする。

Mud = $1/\gamma b \times \sqrt{(2 \times b \times Es \times Gu/\gamma mm/(1/I1-1/I2))}$ Mud = 897.2 (kN. m)

 γ i \times Mr / Mud = 1.21 > 1 $\cdot \cdot \cdot$ NG

段上にずらして設置しても、定着長の破壊に対する照査を満足しない。そこで、CFRP と鋼桁の間に高伸度弾性 樹脂を使用し、はく離しないことを前提に設計するものとする。高伸度弾性樹脂を使用した場合、定着長が変化 するため、再計算を行う。なお、エポキシ樹脂接着剤に対する定着長は適用せず、高伸度弾性樹脂に対する定着 長のみを考慮する。

10) 高伸度弾性樹脂に対する補修用 CFRP の必要定着長

下記の高伸度弾性樹脂の物性値を使用し、高伸度弾性樹脂に対する必要定着長の再計算を行う。

- $Cb = \sqrt{(bf \times Ge/h) \times ((1/(Es \times As) + 1/(Ef \times Af) + \alpha/(Es \times Is + Ef \times If))}$
 - = 0.0034
- lb \geqq 1 / Cb \times cosh $^{-1}$ \times (1 / (1- $\eta\,\mathrm{N}$))
 - \geq 1,579 (mm)

よって、定着長を 1,600 (mm) とする。 また、ずらし長は、各層 75mm とし、片側当り 75 (mm) × (n-1) = 1,200 (mm) 必要である。

表 2-4-27 高伸度弾性樹脂の物性値

高伸度弾性樹脂の物性値

項目	記号	単位	数値
弾性係数	Ee	N/mm2	70
ポアソン比	νe	—	0.49
せん断弾性係数	Ge	N/mm2	23
接着厚(1層目)	h	mm	0.8

11) 構造概要図

試設計で用いた、構造および算出された定着範囲(腐食部範囲を含めた)を下図に示す。



図 2-4-3 概要図

Lfld(欠損長)	=	1,000	(mm)		
Lb(定着長)	=	1,600	(mm)		
ずらし長	=	1,200	(mm)	: 75 •	(n-1)

損傷部を含めた、全長 6,600(mm)の範囲に補修用 CFRP を接着する必要がある。