

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	鋼道路橋における腐食事例の分析と腐食部材の補強法に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	名取暢
Author(English)	
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第3575号, 授与年月日:2002年1月31日, 学位の種別:論文博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第3575号, Conferred date:2002/1/31, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

鋼道路橋における腐食事例の分析と 腐食部材の補強法に関する研究

平成13年11月

名取 暢

鋼道路橋における腐食事例の分析と腐食部材の補強法に関する研究

名取 暢

Study on Characteristics of Corrosion Damage and Strengthening Methods for Corroded Steel Members in Highway Bridges

Toru NATORI

Bridges, as well as other structures in nature, deteriorate over time. So, building durable bridges and expanding lives of existing bridges are most important subjects for bridge engineers.

Corrosion is the major cause of deterioration of steel bridges, and corrosion damage seriously affects on the durability of steel bridges. According to the survey of steel bridges replaced during recent ten years, more than 70% have been replaced because of road functional problem or insufficient load carrying capacity, so far. The cause of defects of superstructures had less than 20%. And among this fraction, half of the causes are corrosion. So, corrosion damage must be carefully evaluated. In spite of such importance, few researchers of civil engineering are interested in this problem and there are no established means of evaluating the extent and effects of bridge corrosion.

Against such a background, this study aims to develop practical guidelines for assessment of the effect of corrosion on structural details in steel highway bridges. The first objective is to obtain the information about corrosion characteristics in steel bridge members. The types of corrosion, locations of corrosion on bridge elements, and environmental effects on the structure in existing steel bridges are examined. The second objective is to evaluate of corrosion effects on remaining load capacity. The bending capacity and the bearing capacity of supporting point of corroded members is evaluated by loading tests using corroded stringer-members and plate-girders from replaced old bridges. The third objective is to develop repairing methods for corroded portions in steel members. The effectiveness of the

repairing method by attaching cover plates connected with both using of high-strength bolts and adhesives is discussed.

This paper, entitled the “Study on Characteristics of Corrosion Damage and Repairing Methods for corroded Steel Members in Highway Bridges” , has the following six chapters.

In Chapter 1, “Introduction”, the research thus far performed on this subject will be summarized and the background, objective and composition of the research is described.

In Chapter 2, “Characteristics of Corrosion Damage in Steel Bridge Members”, corrosion characteristics in steel bridge members will be described. At first, amount of corrosion information concerned with the types of corrosion found, locations of corrosion on bridge elements, and environmental effects on the structure in existing steel bridges were gathered and estimated. From this investigation, we attempted to make, so to say, corrosion maps of each type of steel bridges in order to clarify where in the bridge and how corrosion occurs. And then they were classified into several patterns. Secondly, non-destructive techniques of adequate corrosion inspection are examined. Among many possible techniques, two were tested. One is ultrasonic technique, and the other is technique using the infrared ray detection. The accuracy of these techniques is confirmed.

In Chapter 3, “Load-carrying Capacity of Corroded Members”, evaluation of corrosion effects on remaining load carrying capacity will be described. The steel bridges undergoing corrosion may be replaced including the cases they may still service as safely as the new ones do. Hence, it is very important to evaluate the load capacity of corroded steel members by adequate estimation and treatment for their corrosion level. In this chapter, the bending capacity of corroded members is evaluated by loading tests using corroded stringer-members from replaced old bridges. And the bearing capacity of supporting point is also evaluated by loading tests using corroded plate-girders from replaced old bridges.

In Chapter 4, “Strengthening Method for Corroded Steel Bridge Members”, the strengthening method for corroded parts in steel members will be described. In many ways, strengthening by cover plates is often selected because of its simplicity and effectiveness. This chapter describes an investigation of strengthening by cover plates that are connected with high-strength bolts and both using of high-strength bolts and adhesives. Tensile tests using corroded plates and bending tests using corroded stringer-members were conducted for making clear the composite effect of shear connections between cover plates and corroded

members. By comparing and investigating of various methods of connecting cover plates, the composite action in the case of connecting with both using of high-strength bolts and adhesives is confirmed.

In Chapter 5, "Strengthening of Corroded Steel Deck Plates", an example of practical strengthening by cover plates will be provided. The applicability of the method of attaching cover plates connected with both using of high-strength bolts and adhesives for corrosive deterioration on steel deck plates of the box girder are described. Corrosive deterioration treated in this chapter occurred at surfaces of steel deck plates under asphalt-pavement. Based on the results of investigations on the degree of deterioration, attaching cover plates on corroded portions by bolting and bonding is chosen for the strengthening method. The composite action between cover plates and deck plates is examined by loading tests using large-scale models. Also, it is found that stresses on deck plates decrease, and it is confirmed that this method is effective by a finite element analysis and the loading test in the field.

In Chapter 6, "Conclusion", the results obtained in each chapter will be summarized.

目 次

1 序 論

1. 1 研究の背景と目的	1
1. 2 腐食に対する維持管理の重要性と鋼部材の腐食	3
1. 2. 1 腐食に対する維持管理の重要性	3
1. 2. 2 鋼部材の腐食	3
1. 3 既往の研究	6
1. 3. 1 腐食の実態調査	6
1. 3. 2 腐食の検出手法とその定量的評価	7
1. 3. 3 腐食材の強度とその評価	8
1. 3. 4 腐食に対する補強方法	10
1. 4 本研究の構成	12

2 鋼橋の腐食事例調査と腐食の検出手法に関する 1, 2 の検討

2. 1 はじめに	17
2. 2 腐食事例調査およびデータベース化	18
2. 2. 1 腐食事例の調査方法	18
2. 2. 2 腐食事例のデータベース化	18
2. 3 腐食事例と点検上の留意点	19
2. 3. 1 桁端部における腐食	19
2. 3. 2 床版, 舗装の損傷部からの漏水による腐食	20
2. 3. 3 滞水, 土砂の堆積し易い構造部位における腐食	21
2. 3. 4 塗装の品質が確保しにくい部位における腐食	22
2. 3. 5 その他特殊部位における腐食	24
2. 4 腐食事例の整理分析	26
2. 4. 1 腐食の発生部位とその原因	26
2. 4. 2 塩分の付着による腐食の特徴	28

2. 5	腐食の検出手法に関する検討	28
2. 5. 1	箱桁内部における滞水の検出手法	29
2. 5. 2	裏面側における腐食の検出手法	30
2. 6	まとめ	33
3	腐食部材の強度とその評価に関する検討	
3. 1	はじめに	77
3. 2	腐食部位と検討内容	78
3. 3	腐食したI形鋼の曲げ試験	78
3. 3. 1	橋梁の概要と腐食状況	78
3. 3. 2	曲げ試験桁の形状寸法と試験内容	79
3. 3. 3	試験桁の断面形状の計測結果	80
3. 3. 4	曲げ試験結果	80
3. 4	腐食した桁支点部の圧縮試験	81
3. 4. 1	橋梁の概要と腐食状況	81
3. 4. 2	載荷実験	83
3. 4. 3	実験供試体の弾塑性有限変位解析	85
3. 4. 4	腐食が進行した場合の耐荷力の検討	87
3. 5	まとめ	88
4	腐食部材の当板添接補強法の検討	
4. 1	はじめに	105
4. 2	腐食材のすべり特性	106
4. 2. 1	腐食材の腐食状況および機械的性質	106
4. 2. 2	すべり試験体	107
4. 2. 3	ボルト締付け軸力の変化	108
4. 2. 4	すべり試験結果	109
4. 3	添接補強試験体の引張試験	110
4. 3. 1	当板添接補強試験体	110
4. 3. 2	静的引張試験結果	111
4. 3. 3	疲労試験結果	114

4. 4	添接補強した I 形鋼の曲げ試験	114
4. 4. 1	曲げ試験桁の形状寸法と試験内容	115
4. 4. 2	弾性範囲内の挙動	116
4. 4. 3	繰返し載荷試験結果	117
4. 4. 4	耐荷力試験結果	117
4. 5	まとめ	118
5	実橋の腐食減厚に対する当板添接補強の適用	
5. 1	はじめに	142
5. 2	適用橋梁の概要と腐食状況	143
5. 2. 1	適用橋梁の概要	143
5. 2. 2	腐食状況と原因	143
5. 3	腐食減厚部の応力性状	144
5. 3. 1	F. E. M. 解析モデル	145
5. 3. 2	デッキプレートの応力・変形性状	145
5. 4	腐食減厚部の補強法とその効果に関する実験的検討	146
5. 4. 1	腐食減厚部の補強法の検討	146
5. 4. 2	併用接合における合成効果の検討	147
5. 5	実橋における当板補強効果の確認	150
5. 5. 1	F. E. M. 解析による効果の確認	150
5. 5. 2	実橋載荷試験による効果の確認	151
5. 6	まとめ	153
6	結 論	174
	謝 辞	182
	参考文献	183
	発表論文一覧	197

表目次

1. 1	腐食の種類	15
2. 1	橋梁形式別の腐食事例数	36
2. 2	代表的な腐食事例	37
2. 3	腐食原因の分類	41
2. 4	各種ブラスト処理による塩分の除去程度	43
2. 5	赤外線センサーの仕様	44
2. 6	レーザー式変位計の性能	47
2. 7	超音波厚さ計の測定精度に及ぼす測定表裏面の凹凸の影響	49
2. 8	超音波厚さ計の測定精度に及ぼす錆の付着の影響	51
3. 1	I 形鋼試験桁の材料試験結果	90
3. 2	I 形鋼の腐食フランジの断面積計測結果	91
3. 3	曲げ載荷試験における降伏荷重	92
3. 4	桁端部における部材ごとの板厚測定結果	96
3. 5	桁試験体各部の材料試験結果	96
3. 6	腐食の進行にともなう最大荷重および座屈荷重の変化	99
4. 1	腐食材の引張試験結果	121
4. 2	すべり試験ケース	122
4. 3	使用接着剤の物性	122
4. 4	接着継手のせん断試験結果	122
4. 5	すべり試験結果	124
4. 6	当板添接補強の静的試験ケース	126
4. 7	当板添接補強試験の降伏荷重および最大荷重	128
4. 8	当板添接補強した I 形鋼の腐食フランジの断面積測定結果	132

4.9	曲げ試験桁の補強試験ケースと試験内容	132
5.1	当板補強の効果に関する解析結果	162
5.2	コーナープレート上の曲率半径に関する解析結果	163

図目次

1.1	架け替え橋梁数の推移	14
1.2	鋼道路橋の架け替え理由	14
1.3	腐食形態の分類	15
1.4	腐食防止対策の分類	16
2.1	腐食状況の分類	36
2.2	鋼製フィンガージョイントの非排水装置	36
2.3	ボルト頭の減肉量と残存軸力の関係	40
2.4	ナットの減肉量と締付け軸力の変化	40
2.5	腐食原因の割合	41
2.6	橋梁形式別の腐食の原因と腐食発生部位 ^{25), 26)}	42
2.7	腐食発見までの供用年数	43
2.8	赤外線センサーによる箱内部の滞水の検出手法	44
2.9	滞水部と一般部の鋼材の温度計測結果	45
2.10	滞水部の赤外線センサーによる撮影結果	45
2.11	滞水①に対する撮影結果と滞水の状況との対比	46
2.12	レーザー式変位計による腐食材表面の形状計測例	47
2.13	腐食面の凹凸の状況	48
2.14	レーザー式変位計を用いた板厚測定の様式図	48
2.15	超音波厚さ計とレーザー式変位計による計測結果の比較	
	（凹凸小の面から探傷した場合 A-1）	49
2.16	超音波厚さ計とレーザー式変位計による計測結果の比較	
	（凹凸大の面から探傷した場合 A-2）	49
2.17	腐食深さと超音波厚さ計による計測可能点数の割合	50
2.18	探触子と腐食面との接触状況	50
2.19	測定密度と平均板厚との関係	51

3.1	腐食の発生部位と検討項目	90
3.2	I 形鋼試験桁の形状寸法と載荷方法	90
3.3	I 形鋼の断面形状のモデル化と測定結果	91
3.4	曲げ試験における荷重とたわみの関係	92
3.5	腐食の生じたプレートガーダー橋の一般図	93
3.6	採取した供試体の形状・寸法	93
3.7	レーザー式変位計を用いた板厚測定装置	94
3.8	供試体の腐食マップ	94
3.9	供試体の初期不整	95
3.10	圧縮試験要領	95
3.11	圧縮試験における荷重と鉛直変位との関係	96
3.12	解析に用いた応力—ひずみ関係	97
3.13	残留応力のモデル	97
3.14	補剛材取り付け部の残留応力分布	97
3.15	弾塑性有限変位解析による座屈状況	98
3.16	解析による荷重—鉛直たわみの関係	98
3.17	最大荷重と残存断面積比率との関係	99
4.1	レーザー式変位計による腐食材表面形状の計測例	120
4.2	腐食深さの頻度分布	120
4.3	腐食材の板厚計測結果	121
4.4	すべり試験体の形状寸法	122
4.5	ボルト軸力の経時変化	123
4.6	代表的な荷重—ずれ線図	124
4.7	すべり係数の比較	125
4.8	接合面における接触状況	125
4.9	当板添接補強試験体の形状・寸法	126
4.10	当板添接補強の疲労試験体の形状・寸法	127
4.11	主材と補強板とのずれ挙動	128
4.12	主材および補強板のひずみ分布（載荷荷重 200kN 時）	129
4.13	主材および補強板のひずみ分布（載荷荷重 400kN 時）	129

4.14 主材の荷重分担比率（計測ライン2）	130
4.15 主材の荷重分担比率（計測ライン4）	130
4.16 降伏荷重の実験値と計算値との比較	131
4.17 当板添接補強試験体の疲労試験結果	131
4.18 当板添接補強したI形鋼曲げ試験体の形状・寸法と載荷方法	132
4.19 補強における接合方法と桁のたわみ挙動	133
4.20 下フランジと補強板とのずれ挙動	133
4.21 桁断面におけるひずみ分布	134
4.22 繰り返し載荷に伴うひずみ変化	134
4.23 耐力試験における荷重—たわみ線図	135
5.1 デッキプレートに腐食が生じた橋梁の断面図	155
5.2 デッキプレートの腐食状況	155
5.3 実橋鋼床版部のF.E.M.解析モデル	156
5.4 解析における鋼床版デッキプレートの応力性状	157
5.5 解析によるデッキプレートのたわみ性状	158
5.6 実橋における当板添接補強要領	158
5.7 小型面外曲げ供試体の形状・寸法	159
5.8 皿頭高力ボルトの形状・寸法	159
5.9 供試体の中間支点上におけるひずみ挙動	159
5.10 模型供試体の形状・寸法	160
5.11 供試体における当板添接要領	160
5.12 供試体デッキプレートのひずみ分布	161
5.13 荷重の繰り返し載荷後のひずみ分布	162
5.14 当板添接補強によるデッキプレートの局部たわみ性状の変化	163
5.15 実橋における当板添接補強施工の流れ	164
5.16 補強前後におけるデッキプレートの応力変化	164
5.17 デッキプレートの累積損傷度の変化	165

写真目次

2.1	伸縮装置からの漏水による桁端部における腐食事例	52
2.2	ソールプレート溶接部からの疲労亀裂の発生	53
2.3	桁端の床版損傷部からの漏水による腐食事例	54
2.4	コンクリート床版部からの漏水による腐食事例	55
2.5	下路アーチ橋の床版部からの漏水による腐食事例	56
2.6	鋼床版デッキプレート上面の腐食事例（舗装上のひび割れ）	57
2.7	鋼床版デッキプレート上面の腐食事例（発錆・腐食状況）	58
2.8	下路トラス橋格点部の腐食事例	59
2.9	箱桁内部における下フランジの腐食事例	60
2.10	箱内部における糞の堆積状況	61
2.11	滞水による縦桁下フランジ部の腐食事例	62
2.12	高力ボルト継手部およびリベット継手部の腐食事例	63
2.13	腐食した高力ボルトの外観	64
2.14	高力ボルトの頭側の腐食状況	65
2.15	I 桁下フランジの溶接部における腐食事例	66
2.16	下路トラス橋斜材の歩道埋め込み部における腐食事例	67
2.17	埋め込み内部における腐食の進行状況	68
2.18	鋼製橋脚柱部のコンクリート巻き立て部における腐食事例	68
2.19	ケーブルにおける発錆・腐食事例	69
2.20	高欄取付けボルトの腐食事例	70
2.21	上下水道管からの漏水による腐食事例	70
2.22	耐候性鋼材を使用した鋼部材の異常腐食の発生例	71
2.23	弦材の高力ボルト継手部内での塩分の付着による腐食例	72
2.24	添接板表面の腐食状況	73
2.25	箱内部の滞水状況	74
2.26	赤外線センサーによる撮影状況	75

2.27	超音波厚さ計による板厚計測状況	76
2.28	レーザー式変位計を用いた板厚計測装置	76
3.1	主桁下フランジに腐食の生じた事例	100
3.2	縦桁に腐食が生じたトラス橋の解体状況	101
3.3	縦桁 I 形鋼の上フランジの腐食状況	101
3.4	I 形鋼試験桁のフランジ部の腐食状況	102
3.5	I 形鋼の曲げ載荷試験状況	102
3.6	主桁に腐食の確認されたプレートガーダー橋の外観	103
3.7	主桁上フランジおよびウェブ（内面）の腐食状況	103
3.8	主桁下フランジ下面に発生した層状錆	103
3.9	供試体の座屈状況（下フランジ側補剛材）	104
4.1	実橋における当板補強の事例	136
4.2	腐食材の代表的な腐食状況	137
4.3	すべり試験体の組立て前の状況	138
4.4	ワイヤホイールブラシによるケレン状況	138
4.5	当板添接補強試験体の静的引張試験状況	139
4.6	当板添接補強試験体の疲労試験状況	139
4.7	当板添接補強供試体における疲労亀裂の発生状況	140
4.8	添接補強した I 形鋼の腐食状況	141
4.9	添接補強した I 形鋼試験桁の繰返し載荷試験状況	141
5.1	鋼床版デッキプレートに腐食が生じた橋梁の全景	166
5.2	輪荷重走行位置と舗装のひび割れ状況	166
5.3	舗装撤去後に確認されたデッキプレート表面の腐食	167
5.4	模型供試体の載荷試験状況	167
5.5	実橋における当板添接補強の施工状況	168
5.6	実橋載荷試験状況	173

第1章 序 論

1. 1 研究の背景と目的

国内の道路は昭和30年代から東京オリンピック、万国博覧会などを契機としてその整備が計られ、全国に網目状に高速道路、高規格道路が建設されてきた。それに伴い、既設橋梁のストック数も膨大なものとなってきており、現在、橋長15m以上の橋梁で13万橋、延長にすると約7000kmにおよんでいる¹⁾。これら橋梁の多くは、昭和30年代後半の高度経済成長期から50年代前半に建設されたものであり、高度経済成長を支えるための重要な社会基盤設備として活用されてきた。しかし、近年、これら橋梁において、経年劣化に伴う鋼材の腐食や重交通下での自動車荷重の繰り返しに伴う疲労損傷が生じてきている²⁾。また、これら橋梁は2010年以降、供用年数が50年を超え急激に高齢化が進むこととなり、今後益々、各種の損傷が増加することが危惧されている³⁾。このようなことから、現在の膨大な橋梁ストックを如何に適切に維持管理し、将来にわたる維持管理費の負担を最小にするかが重要な課題となってきている^{3)~10)}。

鋼道路橋における主な損傷は、床版の損傷や伸縮装置、支承などにおける損傷、および地震、火災、衝突などの外的な荷重作用による損傷を除けば鋼材の腐食と疲労損傷であるといえる²⁾。疲労については、近年、損傷事例やその対策について種々の報告がなされており^{11)~16)}、また、既設橋の疲労耐久性を評価する手法についても検討がなされている¹⁷⁾。さらに、鋼道路橋の設計に疲労設計を導入することも検討されている^{18), 19)}。一方、腐食については、既設橋の維持管理においてその重要性の指摘はなされているものの^{20), 21)}、これまで、塗膜の劣化に対する点検と再塗装による防錆対策に頼ってきた面があり、腐食に対しての点検調査から、腐食部材の強度評価、補修補強に至る一連の維持管理の流れが確立されているとはいいがたい状況にある。腐食は鋼構造物にとっては避けられない問題であり、特に橋梁については、数十年、場合によっては数百年という非常に長い間、自然環境中において野外で風雨にさらされ、防錆塗装は施してあるものの常時乾湿状態を繰り返し受けることから、腐食に対する維持管理は必要不可欠であるといえる。

このようなことから、本研究では、鋼道路橋を対象として腐食による損傷の実態を調査

し、腐食の特徴を明かにすることで効果的な点検を行うための資料を提供するとともに、腐食の生じた部材の強度とその評価法および著しい強度低下の生じた場合の補強方法を提示し、それらの結果を既設橋の維持管理に反映させることにより既設橋の健全性の確保を図ろうとするものである。

そのために、まず、鋼橋において、これまでに報告されている腐食事例や実橋調査結果を収集・整理し、鋼道路橋における腐食の特徴について整理分析するとともに、その結果から、橋梁形式別や環境別に重点的に点検を実施すべき部位および点検における留意点について検討する。また、通常の見視点検では直接に確認できない部位における腐食の発生、進行を早期に発見するための非破壊検査手法に関して、赤外線センサーを用いた箱桁内部の滞水状況の検知方法と超音波厚さ計を用いた板裏面側での腐食状況の検知方法について検討を加える。

次に、腐食事例の調査結果から比較的に事例の多いプレートガーダーのフランジ部の腐食および桁端部での腐食を対象として、実橋において腐食の生じた I 形鋼の縦桁部材を用いた曲げ載荷試験、および腐食の生じた I 断面プレートガーダーの主桁端部を用いた圧縮載荷試験を行い、腐食の生じた部材の曲げ耐力と圧縮耐力を明らかにするとともにその評価手法について検討を加える。

さらに、局所的で著しい腐食の生じた場合の補強方法として当板添接補強を取り上げ、高力ボルト摩擦接合のみで補強当板を接合した場合の問題点を明らかにするとともに、高力ボルト摩擦接合と接着接合との併用接合による当板添接補強工法を提示し、併用接合における力の伝達性状、疲労強度特性および補強した部材の強度向上を明らかにするために、実腐食材を用いた引張試験および I 形鋼の曲げ載荷試験を行い、補強当板の接合方法としての併用接合の有効性を検証する。

最後に、高力ボルト摩擦接合と接着接合との併用接合による当板添接補強を鋼床版箱桁橋のデッキプレート上面に生じた腐食部位の補強に適用するに際して補強要領を立案し、その効果について、小型供試体による接合方法に関する実験、模型供試体による載荷実験、実橋鋼床版部の F.E.M. 解析により確認する。また、実橋の補強前後における載荷実験および継続的な応力頻度計測を実施し、本補強法の有用性について検証する。

1. 2 腐食に対する維持管理の重要性と鋼部材の腐食

1.2.1 腐食に対する維持管理の重要性

過去において架け替え工事を実施した鋼道路橋について、その理由を調査した結果²¹⁾によると「鋼材の腐食」を理由としている事例は多い。図-1.1は昭和61年から平成8年までの10年間に撤去または架け替え工事に着手した橋長15m以上の橋梁数を年度別に整理した結果である。この10年間に架け替えられた鋼橋の橋梁数は603橋であり、全体架け替え橋梁数(1923橋)の約30%となっている。図-1.2は架け替えられた鋼橋について架け替えの理由を調査した結果である。架け替え理由の大半は線形の改良や幅員不足などの機能上の問題であるが、続いて上部構造の損傷による場合(12.1%)、耐荷力不足(4.5%)となっている。この上部構造の損傷が原因とされた橋梁についてその内容をみると床版の破損(67.2%)と鋼材の腐食(26.0%)がほとんどを占めている。したがって、再塗装や床版の補修の維持管理が大きな負担となっていることは明かである。したがって、これらの維持管理を如何に効率よく行うかが重要な課題であり、とりわけ鋼材の腐食に対して適切で効果的な維持管理を実施することは橋梁の供用年数を増大させる上で必要不可欠な要因であるといえる。

1.2.2 鋼部材の腐食

(1) 腐食の形態とその定義

鉄はその化合物である鉄鉱石として自然に存在していたものを相当なエネルギーをかけて還元したものであり、このことは元素として存在するよりも化合物として存在する方が安定であることを示している。すなわち、鉄は環境中の物質と反応して安定な化合物に戻ろうとする性質を有しており、このような熱力学的な作用により酸化され錆びが生じることとなる。錆びた結果として腐食が生じ板厚が減少したりすることとなるが、この錆びる現象(“発錆”)と“腐食”との使い分けについては明確なものはない²²⁾。したがって、本研究においては、錆びの進行により板厚の減少をきたしたものを便宜的に腐食と定義し、単に鋼材表面に錆の発生した状態あるいは塗膜の劣化した状態とは区別することとした。また、錆びの発生を防止する行為を防錆、腐食を防ぐ行為を防食と呼ぶこととした。

鉄の腐食は湿食(wet corrosion)と乾食(dry corrosion)とに分けられる。湿食は常温状態において水と酸素の存在下で起こる腐食であり、鋼道路橋に発生する腐食はこれにあたる。乾食は高温状態で環境中の物質と反応して生じる高温酸化現象であり、鋼橋のお

かれる環境状況を考慮した場合、その発生はほとんどないことから本研究では対象としないこととした。

腐食に対するいま一つ分類法として、均一腐食 (uniform corrosion) と局部腐食 (localized corrosion) とに分けて考える場合がある。腐食の形態はその環境条件や力学的な条件 (応力の作用の有無) によってさまざまな形態を呈する。Fontana は腐食現象を表-1.1 に示すように均一腐食と 7 種の局部腐食とに分類整理している²³⁾。これら分類のうち、鋼橋では、全面一様腐食あるいは局部腐食の中の電池作用腐食、隙間腐食、孔食などが主要の腐食形態と考えられ、その他の腐食形態については、本研究では対象としないこととした。また、Champion は図-1.3 に示すように腐食をその様式、形態、腐食部位の数、程度などにより分類整理しており、平坦、凹凸程度を区分し、また孔食については、開孔部の広さと深さの比で区分している²⁴⁾。一方、的場らは船舶における腐食状態調査をもとに全面一様腐食は、局部腐食の一種である孔食がほぼ同時に数多く進行した結果として生じるものとしている²⁵⁾。鋼橋の腐食においても、船舶における腐食形態と同様に塗膜下に生じた微細な局部腐食が徐々に進行して、環境により程度の差はあるものの孔食が生じ^{26), 27)}、それらが面的な広がりをもって全面腐食に至るものと考えられる。このようなことから、本研究では局部腐食を全面一様腐食の一進行段階と捉え、これら腐食形態については明確に区分しないこととした。

(2) 腐食の防止対策とその問題点

鋼部材の腐食を防ぐには、以下のような対策がある²⁸⁾ (図-1.4 参照)。

- ①鋼材の表面を被覆し、水や酸素に触れないようにする
- ②適当な合金成分の添加により鋼材自体を腐食に対して強くする
- ③電氣的に腐食の進行を止める
- ④腐食の環境を改善する

腐食環境との遮断については、鋼部材をさまざまな材料で被覆することにより行われ、有機溶剤あるいは高分子材料を用いた塗装^{29), 30)}、めっきや溶射による金属的な被覆^{31), 32)}、ゴムやプラスチックあるいはコンクリートなどによるライニング^{33), 34)}などの方法がある。

使用鋼材自体の改質については、耐候性鋼材、ステンレス鋼やチタンの使用などがある。耐候性鋼材は鋼材に Cu, Cr, Ni などを添加して大気暴露中において鋼材表面に緻密なさび (安定さびと呼ぶ) を形成させ、これが地金部分への水や酸素の供給を防ぎ、腐食の進行を抑制するものである³⁵⁾。

電気防食は、鋼材表面に発生する腐食電位をコントロールすることにより腐食を防ぐ方

法である。電気防食法は、その原理からカソード防食法とアノード防食法に分けられるが、一般に広く用いられているのはカソード防食法であり、金属から海水などの電解質へ流れ出ようとする電流を打ち消すことにより金属イオンの流出を防ぎ腐食を防止する³⁶⁾。

構造物の腐食環境を改善することにより腐食を防止する方法もある。具体的な方法としては、除湿や酸素除去などの方法である。また、部材各部の構造詳細を改良することで滞水を防止したりするような対策も広い意味での腐食環境の改善といえる。

鋼橋における防食対策についても前述したような各種の方法がとられており、塗装によるほか、亜鉛めっきや溶射などの金属材料による被覆^{31), 37), 38)}や、耐候性鋼材^{39), 40)}、ステンレスクラッド鋼⁴¹⁾あるいはチタンクラッド鋼⁴²⁾などのように構造物そのものに耐食性の高い材料を使用する方法、閉断面部材内部やケーブル内部を換気し湿気を制御する方法^{43)~45)}などがある。しかし、経済性と景観、施工性から塗装による防食が最も一般的に用いられている。塗装された構造物では塗膜が健全に保たれている間は腐食が生じないが、塗膜自身も経年劣化するため、ある周期で塗り替えを実施することが必要となる。過去、橋梁塗装には鉛丹さび止めペイントー長油性フタル酸系塗装が一般的に用いられてきたが、海上や沿岸部等において早期に塗膜が劣化し、このような環境での使用では5~10年で塗り替えが実施されてきた^{46), 47)}。最近では、塗料の開発に伴い、腐食環境の厳しい地域には重防食塗装系や高耐候性塗装系が使用されるようになり^{48), 49)}、再塗装までの期間が延びつつある。

ところで、鋼橋における腐食の進行の程度は使用環境や部材の形状、部位などに大きく左右される。桁端部などの湿気がこもりやすい部位、あるいは滞水が生じやすい部位などは他の部位と比較して塗膜が早期に劣化し、全体的な塗膜状況はまだ十分に健全ではあるものの、局所的には腐食が進行しているようなことがある。また、腐食は大気中に存在する種々の物質の影響を受ける。とくに、海塩粒子や亜硫酸ガスなどは腐食を促進する。塩分とくに塩化ナトリウム (NaCl) は主に海からの風により鋼材表面に付着する。また、冬期の路面の凍結防止や融雪のために散布される塩化カルシウム (CaCl_2) や塩化ナトリウムも塩分の供給源となる。塩類はその吸湿性により大気中からの水分を取り込むように作用するため、その結果、塩分の付着した部位ではとくに腐食が進行する⁵⁰⁾。このような環境におかれた橋梁では塗膜の劣化が予想以上に早期に生じるようなことがあり、部材全体に腐食が進行しているような事例もある⁵¹⁾。しかし、この場合においても腐食の程度は橋梁の各部位で異なり付着塩分が雨水で十分に洗い流されにくく堆積するような部位、例えば桁の内側、下フランジ部、あるいは床組部材などにおいて腐食の発生が著しい。

このように、鋼橋の防食は塗装により行われるのが通常であるが、塗膜の劣化が局所的である場合が多く、劣化部位において適切な塗り替えが実施されないまま放置されることにより腐食が局所的に進行してしまうことが多い。したがって、鋼橋のどのような部位にどのようなことが原因で腐食が生じるのかを明らかにすることは、効率的な点検を行う上で重要な課題であるといえる。また、腐食部位が局所的で、かつ腐食状況の面的な広がりが一様でない場合が多いことから、腐食状態を正確に把握し、部材の耐荷性能や健全性に及ぼす影響を適切に評価することが困難なことが多く、ややもすると管理者の主観的な判断でその対処が決定されているような場合もあるといえる。

1. 3 既往の研究

1.3.1 腐食の実態調査

鋼構造物において、どのような環境において、どのような部位に、どのようなことが原因で腐食が生じるのかを理解することは既設橋の維持管理を行うことで重要なことである。

船舶の分野では、実船調査により構造部材の腐食・磨耗の実態を明かにするとともに従来の防食手法の有効性を検討し効果的な防食対策を行う上での指針を作成している⁵²⁾。この指針では、膨大な実態調査、資料の収集に基づき実例写真を豊富に掲載することで、船舶のどのような個所にどのような腐食が生じる可能性があるのかをわかりやすく実務者に提示している。湯浅、有馬ら^{53), 54)}は、バラストタンクの適切な防食管理を提案する目的で腐食・衰耗の広範囲な実例調査と腐食試験を実施している。的場ら⁵⁵⁾は船体の腐食の形態と進行性状について理論を構築するとともに腐食表面の凹凸特性を明かにしている。また、日本海事協会ではガイダンス⁵⁶⁾として部材の種類に応じ限界となる腐食の程度を示し取替えの基準を定めている。

港湾鋼構造物に関しては、石渡ら⁵⁷⁾は鋼杭や鋼矢板式構造物を対象として、鋼材の腐食調査方法、健全度の評価および対策工の検討に関する基本的な考え方を示している。また、横井ら⁵⁸⁾は栈橋や矢板式係船岸などの鋼材を用いた港湾構造物を対象として、300件程度の構造物について目視観察により腐食発生の有無、腐食部位の肉厚計測を実施し、腐食の形態や腐食速度などに関する傾向を明かにしている。

米国では、J. M. KULICKI ら⁵⁹⁾により、鋼道路橋の腐食による影響評価に関するガイドライン (Guidelines for evaluating corrosion effects in existing steel bridges) が作成されている。現場における点検調査、腐食の影響評価手法とそのための評価基準および

腐食に関する各種の研究報告など広範囲な内容を含んだものであり、点検マニュアル（AASHTO bridge maintenance inspection manual）や設計基準（AASHTO standard specifications for design）を補足し、腐食の生じた構造物の健全度を評価するに際してのガイドラインとして位置付けられている。また、現場における点検調査においては、鋼材の腐食、鋼橋における腐食形態および腐食発生部位とその原因が多岐にわたり詳細に記述されており、点検実務者により具体的な情報を提供している。

一方、国内の鋼橋に関しては、これまで塗装による防錆対策が一般的に用いられてきたことから、塗膜劣化に関する実態調査やその評価基準について種々の検討が実施されてきている^{60)~66)}。しかしながら、塗膜劣化の評価基準が、目視点検に基づいた橋梁全体における平均的な劣化程度を評価することに主眼を置いたものであったことから、局所的な部位での塗膜劣化およびそれに伴う腐食の発生については十分な検討がなされていない。また、腐食を対象とした実態調査については、これまでにいくつかの報告^{67)~75)}がなされているが、前述した船舶、港湾構造物、あるいは米国でのガイドラインなどと比較すると、種々の環境条件や構造形式、あるいは防錆防食対策に対して十分な調査が実施されているとは言いがたい。さらに、腐食実態に基づいた損傷度の評価法に関する研究^{76), 77)}も行われているが、限られた腐食の形態や腐食の発生部位を対象としたものであり、その適用の可否に関する検証も十分にはなされていない。このようなことから、鋼橋における腐食の形態やその発生部位と原因を明かにし点検要領にフィードバックさせることが、より効率的な維持管理を図る上で重要な課題であるといえる。

1.3.2 腐食の検出手法とその定量的評価

腐食の検出手法や腐食の定量的な評価手法については、プラント設備の配管やタンクなどを対象として種々の手法が検討されている^{78)~80)}。最近では、赤外線カメラを利用して配管外面から内面側の腐食状況を診断する手法^{81), 82)}やレーザー式変位測定による腐食表面形状や板厚の測定システム⁸³⁾、炭素鋼などの磁性材料に対して過流探傷法を適用した熱交換設備の診断システム⁸⁴⁾なども開発されてきている。

一方、鋼橋においては、目視点検による腐食発生の確認⁸⁵⁾とノギス、キャリパー、マイクロメータなどの機械的な方法⁷⁵⁾あるいは超音波探傷による残存板厚の計測が行われている。鋼橋の各部材は鋼板を立体的に組み立て製作されているため閉断面部材などでは内部を直接的に観察することが困難であったり、コンクリートやアスファルトなどとの接触面、ケーブル材などのように特殊な被覆が施された部材^{86), 87)}などにおいては目視点検によ

る腐食の確認が不可能となる。また、鋼部材は面的な広がりをもっており、かつ腐食の発生状況は一様ではない。このような特徴を有する部材面を対象として腐食の発生状況を把握するためには、効率的でかつ客観性を有した自動計測システムが必要である。これまで、塗膜劣化を対象としてカメラを用いて塗膜の劣化程度を観察しそのデータを画像処理するシステムについての研究⁸⁸⁾はあるが、腐食を対象とした研究⁸⁹⁾はほとんどない。したがって、橋梁構造に適した検出手法を開発することが必要であり、その際には他分野で開発された新しい検出手法の適用、改良を検討することが課題である。なお、腐食材の板厚計測として最も一般的に用いられている非破壊検査法として超音波厚さ計による計測があるが、腐食面の凹凸や錆びの付着、除錆の程度などが計測精度に影響を及ぼすことが考えられるため⁹⁰⁾、その適用の可否や計測精度の把握が重要な課題の一つといえる。

1.3.3 腐食部材の強度とその評価

腐食が鋼部材の強度に及ぼす影響として2つが考えられる。一つは腐食が鋼材の降伏点、引張強さや伸び性能などの機械的特性値に及ぼす影響であり、もう一つは、腐食減厚に伴う断面性能の低下としての影響および腐食に伴う表面形状の変化が疲労強度に及ぼす影響である。

機械的特性値に及ぼす影響については、船体における腐食を対象として岡ら⁹¹⁾により検討が行われており、軟鋼材は海水腐食すると、機械的特性のうち、降伏点や引張強さの変化はほとんどないが伸び性能が著しく低下することがあるとしている。腐食層近傍における金属組織的な変化は確認されなかったことから、腐食による表面形状、すなわち孔食の存在とその分布状況、密集度に関連したものと指摘している。腐食材の伸び性能の問題については、村中ら⁹²⁾によっても確認されており、腐食材と平滑材の伸びの比を塑性変形能力と定義して、凹凸をともなう腐食材の板厚の変動係数を用いて塑性変形能力を整理することを提案している。

一方、腐食減厚に伴う断面性能の低下は、部材の引張耐力、曲げ耐力および座屈耐力に影響を及ぼす。

腐食減厚に伴う引張耐力の変化に関しては、腐食鋼材から作製した小型試験片の引張試験を基に残存引張強度を推定するための板厚評価を試みた研究^{93)~95)}がある。松本ら⁹⁵⁾は腐食したゲート材より引張試験片を採取し、その引張試験結果と測定板厚との関係から、腐食鋼材の有効板厚を測定板厚から算出する方法の提案を行っている。村中ら⁹²⁾は、平均板厚と板厚の標準偏差を用いて作用応力算定用の有効板厚を求める方法を提案している。

いずれにしても、腐食部材の引張耐力の評価については、残存断面性能による評価が可能であることが示されている。しかしながら、これらの結果はいずれもある限られた腐食状態に対してのものであり、提案された評価手法を一般化するためには、より多くの腐食状態に対しての適合性に関して検討することが課題として残されている。

腐食部材の曲げ耐力に関しての検討事例は少ない。清宮ら⁹⁶⁾は、栈橋に用いられている鋼管杭を対象として、その腐食状況を調査するとともに腐食した鋼管の残存強度の評価法について検討するため鋼管より切り出したリングの曲げ試験を実施し、リングの曲げ剛性は、鋼管杭の平均残存板厚を用いて評価できることを示した。また、腐食鋼管杭の曲げ試験を行った結果、弾性的挙動を示す範囲においては、円筒シェル理論の適用は可能であるが、終局の残存強度については円筒シェルとしての曲げ耐力からの推定は困難であったとしている。

腐食鋼板の圧縮耐力に関しても、やはり小型試験片を用いた圧縮試験により等価板厚の評価が試みられている⁹⁷⁾。また、解析的に鋼板の圧縮強度に及ぼす腐食の影響の解明を試みた研究も行われている^{98)~100)}。村上ら¹⁰⁰⁾は、腐食形態を変厚鋼板としてモデル化した周辺支持板、自由突出板について弾塑性有限変位解析を実施し、腐食波形、最大腐食量、幅厚比パラメータを考慮した等価板厚を用いて腐食鋼板の残存座屈強度を評価する方法を提案している。また、腐食した合成桁の残存耐力を解析的に求める研究^{101), 102)}や腐食速度のモデルを設定し、部材の曲げ耐力や座屈耐荷性能の経時変化を解析的に求めた研究^{103)~105)}もなされているが、解析結果の妥当性を検証するための実験的な検討は行われていない。腐食の進行は構成板の全域において均等に進行することは少なく、むしろ構成板内の各部位で減厚状況が異なる性状を示すことが多い。また、板の表裏面において腐食の状況が異なり、それに伴う材片の偏心が考えられる場合や腐食による支持条件や残留応力の変化が考えられる場合など様々な要因があり、今後、実腐食部材を用いた実験により評価手法の有効性を検証するなどの課題が残されている。

腐食した鋼材および各種継手の疲労強度については、これまで種々の研究^{106)~113)}が行われており、それらの結果については日本鋼構造協会「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」¹¹⁴⁾にまとめられている。大気暴露した平滑材の疲労強度については、腐食により鋼材表面に凹凸やピットが形成され、これが応力集中源となり低下する。疲労強度は腐食量が増すにつれて低下していくが、腐食のない平滑材の疲労強度と比較して最大で 40%程度の低下量であり、腐食がかなり進行し断面積が減少した場合でも腐食後の残存断面積で評価すれば疲労強度の低下率は同程度であることが示されている。また、リベット孔を有する切り

欠き部ではさほど疲労強度は低下しないとしている。溶接継手の疲労強度については、突合せ溶接継手のように平滑性があり疲労強度の高い継手では腐食による切り欠き効果により疲労強度が低下するが、すみ肉溶接継手のようにもともと疲労強度の低い継手では、継手自身のもつ切り欠き効果の方が大きく作用するため腐食による疲労強度の低下はほとんどないとしている。なお、陸上で使用され塗装などの防錆処理が施され適切に維持されている構造物においては、特に腐食による疲労強度の低下を考慮する必要はないとしている。

以上述べたように、腐食の形態は多種多様であり、また局部的に進行することが多いために、部材の耐荷性能に及ぼす影響を適切に評価する手法は、現時点では十分に確立されているとは言い難い。このようなことから、ややもすると腐食がそれ程進んでいない鋼橋あるいはその構成部材に対しても取り替えが行われることがあった。取り替えるかどうかの判断は、例えば、道路橋では腐食減厚時の断面積を用いた計算応力度が許容応力度を超えるかどうかを指標にすることが多い。一方、鉄道橋では、設計時の許容応力度を割り増した保守限応力度と呼ばれる許容応力度と実際に走行する最大の列車による計算応力度との比（現有応力比率）を指標に用いている¹¹⁵⁾。しかしながら、設計計算における仮定には種々の余裕が見込まれていることが多く、計算上、許容応力度を超過したからといって必ずしも所要の安全性が損なわれるものではない。また、計算応力度を算出するための断面性能の評価手法や不均一な板厚や局所的な凹凸を有する板、部材の強度評価手法が十分に明かにされているとは言えない。したがって、腐食が部材の耐荷性能に及ぼす影響や腐食部材の強度評価の手法を確立することが重要な課題となっている。なお、鋼橋は種々の部材が立体的に組合された3次元の構造物であることから、一部の部材に腐食が生じた場合には、一般的に隣接する健全な部材が腐食部材を補うように各部材間で内力の再分配が行われ直ちに危険な状態になるとは言えない。このような橋梁全体システムとしての評価に関してもまだ十分な検討がなされておらず今後の検討課題と考えられる。

1.3.4 腐食に対する補強方法

腐食の生じた部材に対しては何らかの対策を講じることが必要となってくる。これまでに実施された補強施工例をとりまとめた報告^{73), 74)}によると、耐荷性能上特に問題がなく、かつ使用性に支障をきたさないような場合には、腐食のさらなる進行を防止するために再塗装する、構造的な改良などにより漏水や滞水、湿気のこもりなどの腐食原因を除去する、送気設備や換気設備などを設置し空気乾燥を促進することで腐食環境を改善する¹¹⁶⁾、増塗りや重防食塗装、金属溶射の採用など、より防食性に優れた処置を実施する^{50), 117)}などの

防錆・防食対策がとられることが多く、これに対して、断面の欠損が著しく、耐荷力不足を生じているような場合には、上記の各種の防錆・防食対策に加え、断面性能の回復のための補強として以下のような対策が取られることが報告されている。

① 腐食部材を新しい部材に交換する、腐食部材の近傍に補強部材を添加する¹¹⁸⁾、あるいは橋梁全体の構造を改造して補強する^{119), 120)}

② 腐食部分を部分的に切断撤去し新規材を挿入する^{121)~123)}

③ 腐食部に当板を添接する^{75), 121), 122), 124)}、その他材料を被覆する¹²⁵⁾

これら方法のうち、①については、腐食の範囲が広範囲であり、かつ腐食の程度が著しく、②、③の対策では耐荷性能の十分な回復が望めないような場合についてのみ実施する対策である。しかし、鋼橋における大部分の腐食事例は局所的であり、②、③の方法で部材の耐荷性能を回復することが可能である²⁾。また、トラス橋やアーチ橋などの立体骨組み構造では、一部の部材の補強や補強部材の添加に伴い各部材間における荷重の分担性状が変化し局所的に作用力が増加することが考えられる。佐藤ら^{126), 127)}は腐食が生じたトラス橋の床組部材を対象に補強前後における作用力の変化を立体解析により明かにし、補強に伴う部材剛性の変化に伴い断面力の増加や二次的な局部応力の生じる危険性があることを指摘しており、①の対策を検討するに際しての一つの問題点であるといえる。

②の方法については、腐食部分を一次的に撤去することから、断面欠損時の耐荷性能上の問題が生じる。撤去時に部材の借り受けを実施することが可能であれば問題がないが、実際には困難な場合が多い。このような場合の対処方法として、堀川ら^{128)~130)}は一時的に荷重を伝達する部材（バイパス部材）を添加する方法を提案している。腐食部の切断時および新規材の接合時における荷重伝達性状、新規材の溶接收縮に伴う応力性状の変化や溶接部の品質、補強後の耐荷力性状について種々の実験を行った結果、供用中の振動下での溶接施工では割れ生じる可能性があることを指摘している。また、新規材と既設材との溶接接合部が疲労強度上の弱点になることも考えられ、疲労耐久性の検証も必要である。

③の方法は、腐食減厚相当分を補強当板の添接により補おうとする方法である。当板の接合方法としては、溶接と高力ボルト接合が考えられる。溶接については、現場における供用下での施工となることから、工場内での溶接とは異なり、気象の影響を受けやすい、応力作用下・振動下での施工となる、取付け部材の精度確保が困難である、予熱・後熱処理の困難さ、溶接姿勢が限定されるなどといった種々の問題が生じることが指摘されており¹³¹⁾、その施工要領や溶接品質、疲労強度、古材への溶接の適用性などに関してこれまで多くの研究^{132)~135)}が行われている。また、現場溶接を対象として日本構造協会では指針案

¹³⁶⁾を作成しているが、現場溶接の適用に際しては、使用されている鋼材の化学成分や振動時の溶接開先面の振動周波数、開口変位振幅などに関する調査を行うことが必要としており、実構造物への適用を考えた場合、限定された条件での使用にならざるを得ない。また、腐食による凹凸を有する面への溶接については、凹凸が溶接の溶け込み量やルート部の品質、すみ肉溶接止端部の形状に及ぼす影響について明かにすることも必要である。これに対して、高力ボルト接合による方法は、力の伝達性状の明確さ、施工の容易さ、高い疲労強度の面から溶接と比較して優位と考えられるが、腐食面を対象とした摩擦接合においては、材片間の十分な接触圧が得られず、その結果として十分な力の伝達となされないことが指摘されている^{137), 138)}。そのような場合の対処として、高力ボルト摩擦接合と接着剤を用いた接着接合とを併用する工法について研究^{139), 140)}がなされている。また、腐食を対象としたものではないが疲労損傷対策や床版への鋼板接着による補強、あるいは鋼桁と床版との合成化における併用接合の有効性などに関して研究^{141), 142)}がなされている。しかしながら、併用接合における力の伝達性状や腐食部材と補強板との合成効果、疲労耐久性、実橋に適用した場合の補強効果などに関しては不明な点が多く、併用接合における力学的性状および実施工への適用性を検証することが重要な課題である。

1. 4 本研究の構成

本論文は、鋼道路橋の腐食を対象として、その点検から補修補強に至る一連の維持管理手法の流れを確立することを目的として、実橋に関しての腐食の実態調査や腐食部材の強度とその補強法に関する実験的研究および解析的検討を行い、さらに、実橋の腐食部の補強対策について種々検討し、その効果を確認した事例について述べるものである。以下に本研究の構成を示す。

第1章「序論」では、鋼道路橋の維持管理の重要性が益々増加する環境にある中で、腐食に対する維持管理手法の整備が必ずしも十分でないことを述べ、点検から補強に至る一連の流れに関して、既往の研究を整理する中で課題点を抽出し本研究の目的および位置付けを明かにした。

第2章「鋼橋の腐食事例調査と腐食の検出手法に関する1, 2の検討」では、鋼橋において、これまでに報告されている腐食事例や実橋調査結果を収集・整理し、鋼道路橋における腐食の特徴について整理分析するとともに、その結果から、橋梁形式別や環境別に重点的に点検を実施すべき部位および点検における留意点について検討した。また、通常の

目視点検では直接に確認できない部位における腐食の発生、進行を早期に発見するための非破壊検査手法に関して、赤外線センサーを用いた箱桁内部の滞水状況の検知方法と超音波厚さ計を用いた板裏面側での腐食状況の検知方法の有効性を検証した。

第3章「腐食部材の強度とその評価」においては、腐食事例の調査結果から比較的に事例の多いプレートガーダーのフランジ部の腐食および桁端部での腐食を対象として、実橋において腐食の生じたI形鋼の縦桁部材を用いた曲げ載荷試験、および腐食の生じたI断面プレートガーダーの主桁端部を用いた圧縮載荷試験を行い、部材の曲げ耐力と圧縮耐力に及ぼす腐食の影響を明らかにし、また、その評価手法について検討を加えた。

第4章「腐食部材の当板添接補強法の検討」では、引張部材あるいは曲げ部材において局所的な腐食の生じた場合の補強方法として当板添接補強を取り上げ、高力ボルト摩擦接合のみで当板を接合した場合の問題点を明かにするとともに、高力ボルト摩擦接合と接着接合との併用接合による当板添接補強を提案した。また、実腐食材を用いた載荷試験を実施し、その結果から併用接合における力の伝達性状や疲労性状を明らかにし、併用接合による当板添接補強の有効性を示した。

第5章「実橋の腐食減厚に対する当板添接補強の適用例」では、高力ボルト摩擦接合と接着接合との併用接合による当板添接補強を鋼床版箱桁橋のデッキプレート上面に生じた腐食部位の補強に適用した事例について示した。実橋への適用に先立ち、小型供試体による接合方法に関する実験、模型供試体による載荷実験、実橋鋼床版部のF.E.M.解析を実施し、本補強法の効果について評価した。さらに、実橋の補強前後における載荷実験および継続的な応力頻度計測を実施し、本補強法の有用性について検証した。

第6章「結論」では、本研究で得られた結論をとりまとめた。

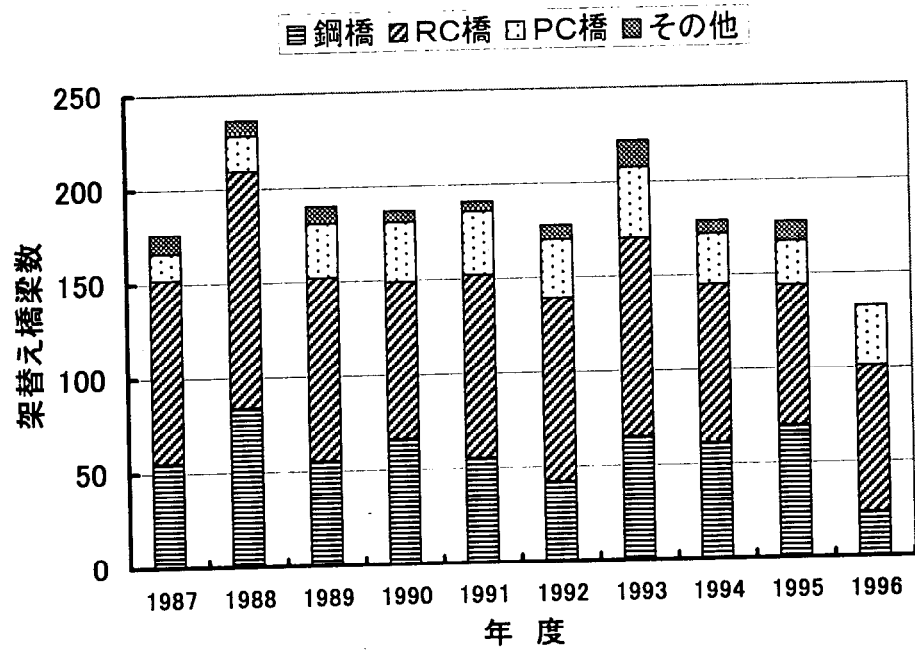


図-1.1 架け替え橋梁数の推移 ²¹⁾

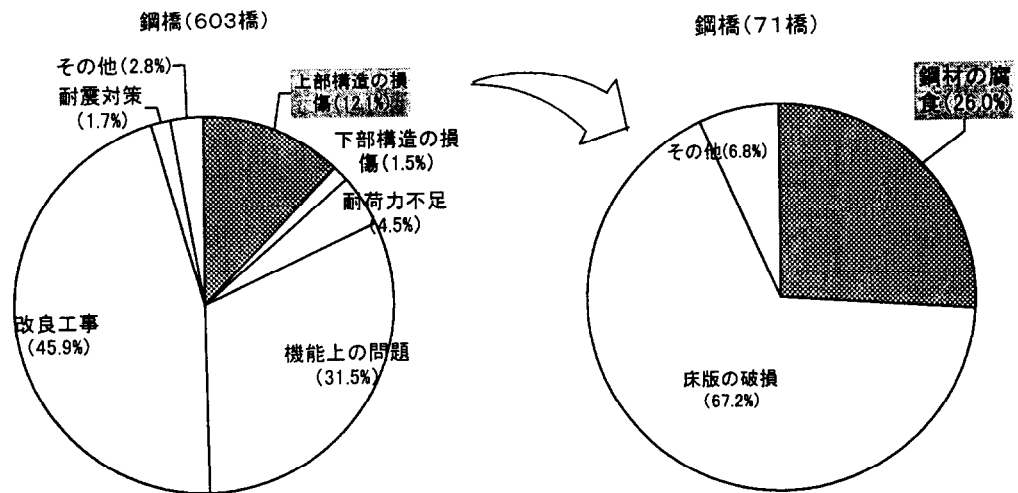


図-1.2 鋼道路橋の架け替え理由 ²¹⁾

表-1.1 腐食の種類²³⁾

均一腐食	uniform corrosion	(全面腐食 general corrosion)
局部腐食	localized corrosion	
(巨視的損傷)		
電池作用腐食	galvanic corrosion	
隙間腐食	crevice corrosion, filiform corrosion	
孔食	pitting	
選択腐食	selective leaching	
磨耗腐食	erosion corrosion, cavitation damage	
(微視的損傷)		
粒界腐食	intergranular corrosion, weld decay	
応力腐食割れ	stress corrosion cracking, corrosion fatigue	

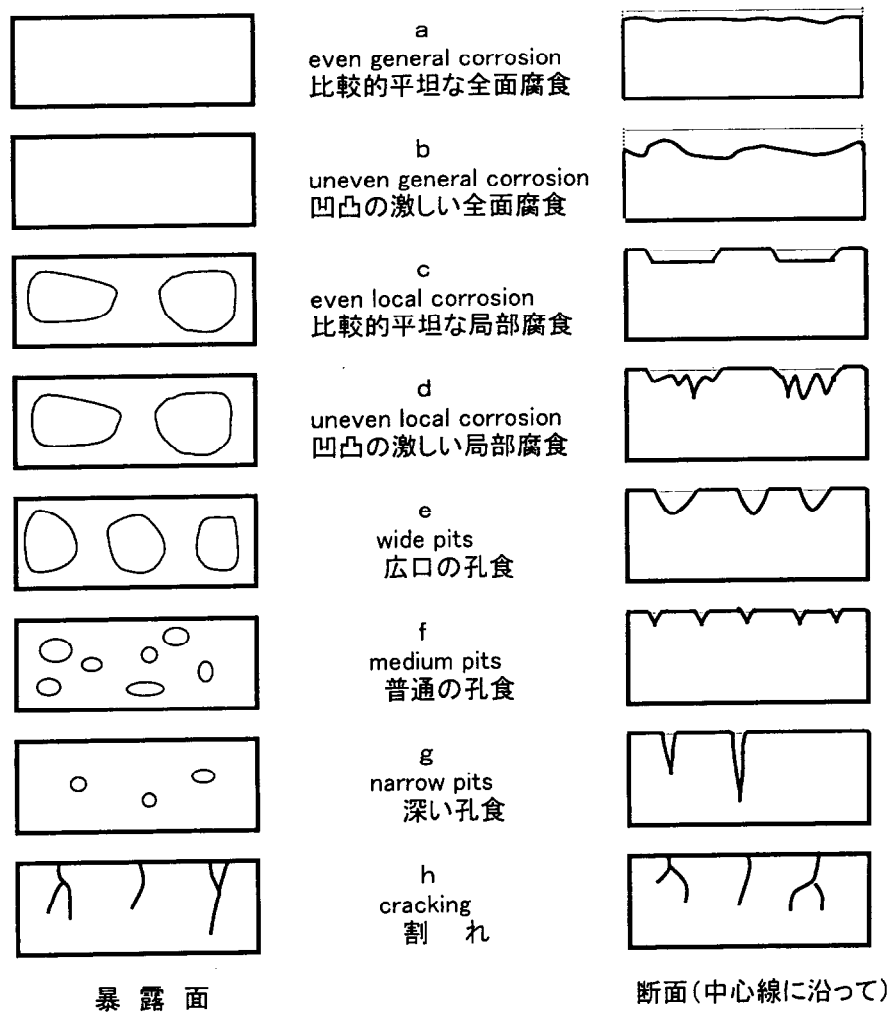
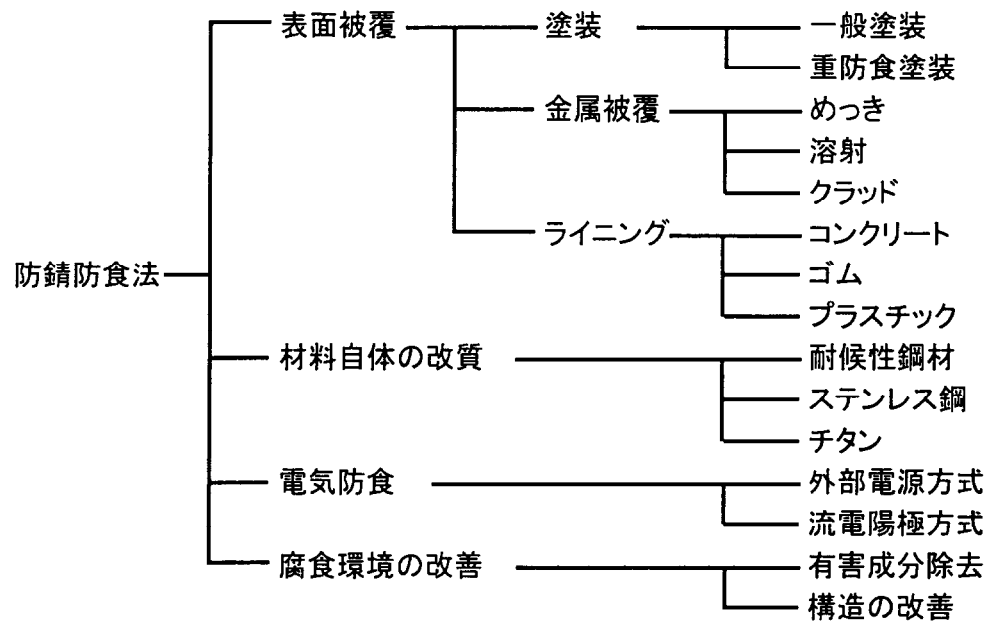


図-1.3 腐食形態の分類²⁴⁾



図－1.4 腐食防止対策の分類²⁸⁾

第2章 鋼橋の腐食事例調査と腐食の検出手法に関する

1, 2の検討

2. 1 はじめに

鋼橋の防錆対策として塗装が一般的に行われているが、経年による塗膜の劣化は避けられない問題であり、雨水の滞水や塩分の付着などにより塗膜が早期に劣化し、局所的な腐食の発生、進行により部材板厚が減少するような場合もある。また、海塩粒子（塩化ナトリウム）や凍結防止剤（塩化ナトリウム、塩化カルシウム）などの塩分が付着するような環境や結露の生じやすい、あるいは風通しが悪く、湿気のこもりやすい環境などに置かれた鋼橋では、部材全体に腐食が進行するような場合もある。局所的な腐食については、腐食部分を修復し、耐荷性能を回復させることが可能である。しかし、全体的に腐食が進行し、特に主要部材の腐食が著しい場合には、供用の安全性の確保が困難な場合も想定され、交通規制や使用停止などの対策を実施しなければならなくなる。したがって、腐食の進行が軽微な内に早期に発見し、適切な対策を講じることが肝要であり、そのための点検・検査は重要であると言える。

点検・検査において、腐食の発生を的確に把握するためには、鋼道路橋における腐食の特徴について熟知していることが必要であり、このことが効率的な点検を行う上で最も重要な要因であるといえる。しかしながら、これまで特定の橋梁における個々の腐食事例やその対策について述べられた報告^{1)~9)}はあるものの、それらの事例を取りまとめることにより、腐食の形態と発生部位との関連性や腐食の原因などの鋼道路橋における腐食の特徴について整理分析した報告¹⁰⁾は少ない。

このようなことから、本章では、鋼道路橋における腐食に対して適切かつ効率的な維持管理手法を確立するための第一ステップとして、維持管理に従事する技術者に、鋼部材の腐食に関する情報をわかり形で提供することを意図として、過去における腐食事例を収集整理し、データベース化するとともに、その特徴について分析を行った。とりわけ、鋼橋の「どのような部位」に「どのようなことが原因」で腐食が生じるかを明らかにすること

で、橋梁形式別や環境別に重点的に点検を実施すべき部位や点検における留意点を提示する^{11)~13)}とともに、目視点検における外観調査では発見しにく部位における腐食の発生を効率的に検出するための非破壊的な手法についても1, 2の提案を行った^{14), 15)}。

2. 2 腐食事例調査およびデータベース化

2.2.1 腐食事例の調査方法

多くの腐食事例を収集するため、既存の文献調査の他に実橋点検結果に関する調査、橋梁の管理機関および橋梁製作会社へのアンケート調査、さらには腐食が著しい橋梁についての実橋調査を実施した。塗装橋梁における腐食事例を調査の対象としたが、無塗装耐候性鋼材使用橋梁についても既存の調査結果の内容を再検討し、腐食原因が塗装橋梁にも適用し得る場合については事例に含めることとした。

各調査により収集した事例数を構造形式別に表-2.1に示す。全数で182の腐食事例を収集した。橋梁形式別にはI断面プレートガーダー橋における事例が最も多く全体の半数を占めている。また、箱断面プレートガーダー橋、トラス橋、アーチ橋についても30橋程度の事例が収集されている。

腐食の程度に関しては、各事例毎にまちまちであるが、ここでは塗膜が劣化し錆の発生が認められる場合は事例に含めることとし、単に塗膜劣化の場合とは区別した。無塗装耐候性鋼材使用橋梁に関しては、層状の剥離錆が発生している場合には、安定錆の形成が期待できず、腐食が進行するものと考え事例に含めることとした。また、支承、伸縮装置、耐震連結装置の腐食、あるいは高欄、排水管などの付属物の腐食に関しても腐食による付属物の機能低下により主桁に変状を招くことや主桁の腐食を助長させる要因となるようなことがあることから事例に含めることとした。

2.2.2 腐食事例のデータベース化

収集した腐食事例についてデータベースを作成した。その際に当該橋梁の完成年、橋梁形式、橋梁の位置する地域・周辺環境、腐食の発見時期と腐食発生部位および腐食状況と原因について区分した。

地域に関しては、飛来塩分量調査に関する既存の文献¹⁶⁾を参考に全国を6地域に区分した。周辺環境に関しては、海岸線からの距離が概ね3km程度の地域を海岸・河口地域(B

地域と呼ぶ)とし、それ以外の地域を山間・田園、都市・工業地域(A地域と呼ぶ)とした。さらに凍結防止剤の散布実態に関する既存の調査結果¹⁷⁾を参考に散布量が0.2t/km・year以上の地域を凍結防止剤の散布地域(C地域と呼ぶ)と便宜的に定義し環境区分に併記することとした。また、腐食の発生位置がどのような部材のどの位置、部位であるのかを示すために、部材の種類別に、中間部、桁端部、箱内部など発生位置を区分するとともに、部材中の腐食部位を上下フランジ、ウェブ、あるいは溶接部、リベット継手部、高力ボルト継手部などの部位毎に分類して整理した。なお、腐食の程度については、図-2.1に示すように板厚減少の生じている場合を「減厚」として、さらに部材断面の一部に欠損が生じている場合を「断面欠損」、局所的な腐食により孔の開いた状態を「孔食」として整理した。また、溶接部については、溶着金属およびその周辺母材部の減肉状態を「腐食」として整理した。

2. 3 腐食事例と点検上の留意点

作成したデータベースの一部を構造形式別、腐食の発生部材・部位別に表-2.2に示す。表中の腐食位置に関して、データベースの作成では、同一橋梁において複数の位置において腐食の生じている場合には、それぞれの位置毎に一事例として整理した。

以下に鋼道路橋における代表的な腐食事例とその特徴、およびこれら腐食に対しての点検上の留意点を示す。

2.3.1 桁端部における腐食

(1) 伸縮装置からの漏水による腐食

桁端部には、桁の温度変化や活荷重の载荷に伴う移動や回転変形を吸収するとともに路面の連続性を確保するために伸縮装置が設けられる。この部位からの雨水の漏水により腐食が発生する。また、桁端部は下部構造との十分なクリアランスがない場合が多く、風通しの悪い部位であり、湿気のこもりが生じそれが腐食を助長している。写真-2.1にその事例を示す。腐食部位は、伸縮装置周辺、主桁の下フランジやその近傍のウェブ、端補剛材の下端部、支承部などである。鋼製フィンガージョイントを用いた桁端部に多く見受けられる事例であり、フィンガープレート下面に排水樋が設置されてはいるものの樋内に土砂が堆積し、その機能を発揮していない場合や排水樋が設置されていないような場合に腐

食の生じることが多い。図-2.2の(c)に示すようにフィンガープレートの直下にシール材を充填した非排水装置を設置し、雨水を路面排水する構造を採用している場合には腐食の発生することは少ない。なお、桁端部における主桁下フランジの腐食減厚は、支承部における移動、回転変形などの機能の低下とあいまって、この部位に二次的な応力集中をまねき疲労損傷の発生要因ともなる。写真-2.2に示した事例では、疲労亀裂がソールプレートの前面溶接部から発生し、下フランジ部を貫通した後にウェブにまで進展している。

(2) 床版端部からの漏水による腐食

前述と同様の桁端部における腐食であるが、漏水の経路が異なる場合の事例を写真-2.3に示す。伸縮装置上を車両が通過するときの衝撃により鉄筋コンクリート床版の端部が損傷し、この部位からの遊離石灰を含んだ雨水の漏水により端対傾構の上弦材や主桁端部が腐食する事例である。伸縮装置と舗装材あるいは後打ちコンクリートの境界部には段が生じやすく、これが衝撃の主原因となっている。

2.3.2 床版、舗装の損傷部からの漏水による腐食

(1) 鉄筋コンクリート床版からの漏水による腐食

コンクリート床版の防水が十分に施されていない場合、床版コンクリートの打継ぎ部やひび割れ発生部から雨水が漏水し主桁を腐食させる事例も多い。写真-2.4の(a)はコンクリート床版ひび割れ部からの漏水により主桁の塗膜が著しく劣化した事例を示したものである。床版内を伝わった雨水にはアルカリ成分が含まれており、このアルカリ成分に弱い油性フタル酸系塗装を使用している場合には、塗膜が早期に劣化する。写真-2.4の(b)は、床版からの漏水により主桁下フランジに腐食の生じた事例であり、支間中央部における腐食の形態として最も多い事例である。

写真-2.5は下路アーチ橋における腐食事例を示したものである。アーチ橋、トラス橋の床組に活荷重や舗装、壁高欄などの後死荷重が載荷されると主構と縦桁とのたわみ差によって橋軸方向に変位差が発生する。この変位差により縦桁部材やRC床版には引張力が作用し、それが顕著な場合にはRC床版の幅員方向にひび割れが生ずることがある。写真に示した事例は、このような床版ひび割れ部からの漏水により発生した腐食である。点検において舗装に幅員方向のひび割れ(写真-2.5の(b)参照)が確認されるような場合には、桁下点検を実施し、床版からの漏水の有無を確認することが必要である。

なお、コンクリート床版に接している主桁上フランジ表面での腐食については、直接観

察することが不可能であることから、床版との境界部からの錆汁の発生の有無などを確認するとともに、錆汁が確認されるような場合にはフランジ裏面から超音波探傷などの非破壊検査を実施することも必要である。

（２）鋼床版デッキプレートの腐食

鋼床版デッキプレートの舗装接触面における腐食事例も報告されている³⁾。輪荷重の通過位置に近接した鋼床版の主桁ウェブ上や縦リブ上では、舗装の橋軸方向ひび割れが発生しやすく、このひび割れ部からの雨水の侵入により、その直下のデッキプレート表面に腐食が発生する事例である。写真－2.6 および 写真－2.7 にその事例を示す。舗装に顕著なひび割れが生じているような場合あるいはデッキプレートの防水が不十分であるような場合には、舗装打換え時にデッキプレート上面を点検することが必要であるとともに、舗装ひび割れの発生程度が著しいような場合には、デッキプレート下面から超音波探傷を実施し腐食減厚の有無を確認することも必要である。

2.3.3 滞水、土砂の堆積し易い構造部位における腐食

（１）トラス、アーチ橋の格点部における腐食

構造的に雨水の滞水や土砂の堆積し易い部位での腐食事例も多い。写真－2.8 は下路トラス橋における主構と横桁・横構取合部のガセットプレートの腐食を示したものである。部材の格点部は雨水、結露水が集る部位であり、また、車両の通過に伴う雨水や泥の跳ねかえりを受ける部位でもある。特に水平面は水はけが悪く、かつ日射による乾燥が行われにくいことから腐食が進行する。なお、沿岸地域、あるいは融雪・凍結防止剤の散布地域の橋梁においては、このような部位に塩分が付着、堆積することから、さらに腐食の進行が加速されることになる。

（２）箱断面部材内部の滞水による腐食

箱桁内部や鋼製橋脚内部も雨水が侵入した場合には滞水が生じ易い部位である^{4),5)}。写真－2.9 は、この部位における腐食事例を示したものである。湿気のこもりや結露などが補助的な原因として考えられるが、その主原因は、高力ボルト継手部における過度な隙間からの雨水の侵入あるいは桁端ダイヤフラムの開口部やスカラップ部からの雨水の侵入である。高力ボルト継手部の近傍に床版損傷部からの漏水が確認されるような場合、端ダイヤフラムに開口部が設けられているような構造の場合で、かつ適切な排水孔が設けられていないような構造においては注意が必要である。

なお、動物の糞の堆積が腐食の原因となるような場合もある。箱桁内部に鳩が生息し、下フランジ部に糞が堆積しているような場合にも腐食が生じる。写真－2.10 は箱桁内部における糞の堆積状況を示したものである。電纜管や排水管などの取り付け用孔の隙間から鳩が箱内部に侵入するような場合もあり、このような開口部についてはネットを設置し鳩の侵入を防止するような配慮も必要である。

（３）部材勾配の影響により滞水し易い部位における腐食

写真－2.11 は、鋼床版張り出し部における縦桁のウェブと下フランジとのすみ肉溶接部近傍に発生した腐食を示したものである。ブラケットとの取り付け構造との関係から縦桁の下フランジはウェブに対して斜めに取り付けられており、この部分に雨水が滞水し腐食が生じたものと考えられる。

2.3.4 塗膜の品質が確保しにくい部位における腐食

（１）高力ボルトおよびリベット継手部における腐食

塗装の品質、特に塗膜厚についての一定品質が確保できない部位として、現場継手部や部材のコバ面などが挙げられる。現場継手部はボルト頭やナット、リベット頭などの突出により形状が複雑であり、一定品質の塗装が行いにくい部位である。また、部材の角部がガス切断や切削仕上げにより鋭いエッジになっていると、塗料が十分に付着せず塗膜が薄くなる傾向にある。そのため、一般部に比べ塗膜の劣化が生じやすく、適切な塗り替えや増し塗りが実施されない場合、早期に腐食が進行する¹⁸⁾。写真－2.12 は高力ボルトおよびリベットを用いた現場継手部の腐食事例を示したものである。リベット頭の腐食に関しては、リベット継手における力の伝達機構上、それほど問題は生じない。

（２）高力ボルトの腐食による軸力低下

写真－2.13 は腐食したボルトの状況を示したものである。一般的にボルト頭、ナットおよび座金の外気に面した部分に腐食減厚が生じ、座金とボルト頭およびナットとの接触面、座金と添接板との接触面、あるいは締め付け部材内のボルト軸部に関しては健全な状態である場合が多い。このように高力ボルトの一部が減肉した場合には、局所的な塑性変形の発生により締め付け軸力の低下が考えられ継手のすべり耐力の減少につながる。そこで実際に腐食減肉した高力ボルトを対象に残存軸力を測定するとともに、新規ボルトに腐食を模擬した切削加工を施し、高力ボルトの腐食減肉が締め付け軸力に及ぼす影響について検討した¹⁹⁾。

残存軸力測定には、継手の暴露試験体の添接部に使用されていたボルト（M22, F10T）を使用した。海岸から約 0.2km 程度離れた日本海沿岸に 8 年間暴露されたいたものであり、写真－2.14 に示すようにボルト頭側において特に腐食の進行が著しい状況であった。残存軸力の測定では、まず、継手試験体に締付けられた状態でボルト頭にひずみゲージを貼付し、ボルトを緩めることにより発生するひずみ量を測定した。次に、油圧式軸力計に測定されたひずみ量が発生するまでボルトを締付け、その時の締付け軸力を残存軸力として計測した。また、測定を実施したボルトに関しては、ボルト頭部の形状計測を実施し、腐食による減肉量を計測した。なお、ここでは、ボルト頭の幅の減少量を減肉量と定義した。腐食程度の最も著しいボルトでのボルト頭の減肉量は 8mm 程度であり、これはボルト頭の所定寸法幅（36mm）の 20%程度に達している。図－2.3 は計測された減肉量と残存軸力との関係を示したものである。減肉量が大きくなるに従い残存軸力は減少する傾向が認められる。

ここで、測定データのばらつきに関して初期導入軸力自体のばらつきの影響が考えられたため、新規ボルト（M22, F10T）を用い、道路橋示方書・同解説に示されている所定軸力（221kN）²⁰⁾に締付けた後、腐食を模擬した切削加工を施し、締付け軸力の変化についても計測を行った。なお、軸力の測定は、ボルト軸部にひずみゲージを貼付し、予め軸部に発生するひずみ値と軸力との関連を較正しておき、切削により開放されるひずみ量を計測することにより行った。測定結果（○印）を図－2.3 中に併記した。減肉量が 2mm 程度までは軸力低下はほとんどきたさないが、その後は徐々に減少し減肉量が 8mm 程度になると初期軸力の 75%程度まで低下する結果となっている。また、新規ボルトを切削加工した場合の軸力減少の傾向と腐食ボルトにおける傾向とは良く一致しており、ボルト頭の減肉量は残存軸力推定のパラメータに成り得ると考えられる。

ところで、実橋の高力ボルトにおいては、写真－2.13 の(c)に示したようにナット側の腐食減肉が顕著であるような場合もある。図－2.4 は高力ボルトのナット部が腐食減肉した場合、どの程度締付け軸力が低下するのかを前述した切削加工試験により測定した結果である。高力ボルト（M22, F10T）を所定軸力（221kN）に締め付けた後にナットおよびボルト頭の肉厚を機械加工により減厚させながら、ボルト軸部に貼付したひずみゲージのひずみ値の変化を計測し、締付け軸力の低下割合を測定した。肉厚が半分程度に減厚した時点から軸力が急激に低下していることがわかる。また、図－2.3 と図－2.4 との比較より、ナット側の減肉が軸力低下に及ぼす影響は、ボルト頭側のそれより大きく、ナット側の腐食に

対してはより点検上の注意が必要である。なお、通常的环境下では、腐食により肉厚が半分になるまでにはかなりの時間が必要と考えられるが、塩分の付着が顕著であるような环境下では、建設後、十数年と言った比較的早期にこの程度の腐食減肉に達することがある。

(3) 溶接部における腐食

溶接部についても塗膜の一定品質の確保が困難な部位であり、比較的早期に塗膜劣化が生じ腐食に至る事例がある。写真-2.15 にその事例を示す。プレートガーダー橋の主桁下フランジの突合せ溶接部および下フランジとウェブとのすみ肉溶接部に腐食が生じている。溶接部については、塗膜品質の他にも溶接ヒュームの付着の影響や形状的に滞水の生じやすい部位であること、残留応力の電気化学的な腐食反応への影響などが重複し腐食の発生原因となっている場合もある。

2.3.5 その他特殊部位における腐食

(1) コンクリートへの埋め込み部材の腐食

コンクリートへの埋め込み部材において腐食の生じる事例がある。写真-2.16 は下路トラス橋の斜材が歩道床版部を貫通している部位に発生した腐食を示したものである。歩道表面部において斜材断面が減少しているのが判るが、床版内部ではどのようなになっているのか不明である。しかし、このような場合には、写真-2.16 の(b)に示すように床版下面より検査を実施し斜材の埋め込み部からの錆汁流出の有無を確認することで腐食の生じていることが推測できる。写真-2.17 は同様部位において床版コンクリートをはつり撤去し腐食の発生状況を調査した結果である。トラス斜材に著しい断面欠損の発生していることがわかる。また、鋼製橋脚をコンクリートで巻き立てた構造においても同様の損傷の生じることがある。写真-2.18 にその事例を示す。コンクリート表面位置近傍において局所的に腐食が生じている。

(2) ケーブルの腐食

斜張橋や吊橋のケーブルに発錆・腐食の生じた事例も報告されている^{6), 7), 21)~24)}。斜張橋や吊橋のケーブルは主部材であることからその腐食は橋梁の安全性を左右する重要な損傷である。ケーブルの防錆方法として亜鉛めっき素線を用いるとともに、塗装、テープ被覆、プラスチック被覆などが施されることが多いが、ケーブルにおける防錆防食上の弱点部はケーブルバンド部、サドル部、ソケット部およびラッピング継手部などである。これ

らの部位からしみ込んだ水蒸気や水分、凍結防止剤、あるいは建設時にケーブル内に残置された水分などにより発錆・腐食が生じる。写真－2.19 の(a)は斜張橋（自転車専用橋）のメインケーブル（平行線ケーブル、PWS-127）が全長にわたり素線の一部に腐食の生じた事例である。架橋地点が海岸であり潮風の影響を受けて腐食が進行したものと考えられるが、桁との取り付け点付近やワイヤーラッピング上方で著しい腐食が発生している。写真－2.19 の(b)は吊橋主ケーブルの一部において確認された素線の発錆・腐食状況である。

（３）付属物における腐食

付属物における腐食事例として高欄あるいはその取り付け部の腐食がある。鋼床版橋梁では高欄を直接鋼床版に定着する構造が用いられる。その際、高欄あるいはその取り付けボルトに鋼材以外の材料（ステンレス材やアルミニウム合金）を使用した場合に隙間腐食や鋼材との接触腐食を生じることがある。また、アルミニウム合金は、コンクリートのようなアルカリ性の強い材料との接触においても腐食が生じやすいので、絶縁材料を挿入するあるいは陽極酸化表面処理が行われることもある。写真－2.20 は高欄取り付けボルトに異常な腐食の生じた事例を示したものである。

（４）排水管などからの漏水による腐食

橋梁に取り付けられた排水管や上下水道管などの継手部からの漏水により、局所的な腐食が発生した事例がある。写真－2.21 はこれらの事例である。排水管の継手部の施工不良や地震による破損などにより継手部から漏水し、その直下の橋梁本体部材に腐食が生じている。

（５）無塗装耐候性鋼材使用橋梁の腐食

耐候性鋼材の無塗装使用の成否は、架橋地点の環境条件に左右される。安定した錆の生成に影響を及ぼす因子として海からの飛来塩分や凍結防止剤の影響があげられる。塩分が鋼材表面に常時付着するような環境下では、層状剥離錆と呼ばれる不安定な進行性の錆が生じ腐食減厚に至ることがある¹⁴⁾。写真－2.22 の(a)はその事例を示したものである。プレートガーダーの下フランジ下面に層状の剥離錆が生じた事例であるが、剥離錆の下面には進行性の新たな層状錆が生じることとなり、錆の安定化が期待できない状態となっている。

また、供用の初期段階における錆び汁の発生防止を主な目的として、さび安定化処理を行うことがあるが、この場合においても塩分が付着するような環境では安定錆が形成され

ない。写真－2.22 の(b), (c)はその事例である。写真－2.22 の(b)に示すように塩分が水分を吸収しさび安定化処理被膜下において腐食が進行する。写真－2.22 の(c)は被膜のふくれ部を除去し下面の状況を示したものである。被膜下において腐食が進行していることがわかる。

2. 4 腐食事例の整理分析

2.4.1 腐食の発生部位とその原因

(1) 腐食原因の分類

腐食の原因について、表－2.3 に示すように構造的な要因と環境的要因とに大別して分類整理した。構造的な要因とは、雨水の漏水や滞水を生じさせる構造的な原因について分類整理したものである。それ以外には風通しが悪く湿気のこもり、結露の生じやすい構造や塗膜の早期劣化が生じやすい構造部位などによるものも構造的要因に含めた。環境的要因とは架橋地点の環境条件の特殊性に原因したものである。腐食に影響する環境因子としては、構造的な要因として取り上げた風通し不良や結露、湿気のこもりなどの他に塩分や硫化物の付着が考えられる。硫化物の付着の影響については、都市内や工業地域に位置する橋梁においてその影響が考えられるが、今回の事例調査においては、その影響の把握が困難であったことから、ここでの環境的要因としては塩分の付着のみを取り上げた。塩分の発生源としては、海岸からの飛来塩と路面凍結防止用の散布剤などが考えられる。なお、温度、湿度、降雨量、風向き、日射などと言った架橋地点周辺の気象的な要因についても環境的要因として考えられるが、今回の調査において、これら気象的要因に関して情報を得ることが困難であった。

このような分類に従い各腐食事例における原因を整理したが、複数の原因が重複して考えられる場合には主な原因について二つを列挙することとした。また、塗装橋梁においては、環境条件と塗装系の選定や塗り替え塗装の実施状況などが塗膜の劣化、錆あるいは腐食の発生に大きく影響を及ぼす要因として考えられるが、今回の調査においては、建設当初の塗装仕様や塗り替え履歴などに関する情報が得られない場合が多く、これらの要因については十分に検討することが困難であった。なお、塗装仕様の明らかな橋梁では、鉛系さび止めペイントを下塗りとして、中塗り、上塗りに油性フタル酸樹脂塗料を使用したものが最も多かった。

（２）腐食の原因と橋梁形式別の発生部位

図－2.5 は腐食の原因を整理した結果である。また、図－2.6 には橋梁形式別に腐食の原因とその発生部位をまとめたものを示す^{25), 26)}。一般的な環境下での腐食については、前述したように構造的な要因から漏水、滞水が生じ局所的に腐食が生じている場合が多い。その代表例として、床版ひび割れ損傷部や打継ぎ不良部等からの雨水の漏水（Ⅰ）による腐食や、伸縮装置部あるいは床版端部からの雨水の落下・漏水（Ⅱ）による腐食などがある。特に、桁端部においては下部構造とのクリアランスが少ない場合が多く、伸縮装置部からの漏水と風通し不良・湿気のこもり（Ⅴ）が重複して腐食の生じやすい部位となっている。この

ような腐食は橋梁形式を問わず発生しており、腐食原因全体の半数程度を占めている。箱桁やトラス弦材などの閉断面部材においては、高力ボルト継手部からの漏水（Ⅶ）により内部に滞水（Ⅲ）が生じ腐食の発生する事例が多い。下路のアーチやトラス橋においては、路面からの雨水や泥の跳ね返り（Ⅵ）により主構や弦材あるいは格点部に滞水、ごみの堆積（Ⅲ）が生じて腐食している事例が多い結果となっている。これらの腐食事例はいずれも局所的なものであり、このことは鋼道路橋における腐食の特徴として第一にあげることができる。このような腐食については、限定された部位での局所的な腐食であり、構造詳細を改良する、増塗り塗装を実施する、あるいは床版防水層を設けるなどの局所的な対策により腐食の進行を防止することが可能である。また、腐食が既に相当進行し、板厚や断面減少をきたしているような場合においても、局所的な断面補強により対応が可能なものと考えられる。

橋梁の周辺環境からの影響としては、海塩粒子の付着（Ⅳ）があげられる。海岸に面した位置あるいは河口部に設けられた橋梁においては、海塩粒子の付着が腐食を促進し、全体的に腐食が進行している事例が多い。しかし、この場合においても、腐食の程度は橋梁の各部位で異なり付着塩分が雨水で洗い流されにくく堆積するような部位、例えば主桁・主構の内側ウェブ面、下フランジ下面、床版下の床組部材、部材の格点部などにおいて腐食の発生が特に著しいものとなっており、外主桁の外側ウェブ面や主構の上面などにおいては、前述した部位に比較し腐食の程度が軽微であることが多い。なお、桁の内側や床版下の床組部材などは、風通しが悪く、湿気のこもりや結露（Ⅴ）の影響を受けやすい部位であり、架橋地点の周辺環境によっては、塩分の付着とこれらの要因が重複して著しい腐食を生じていることもある。

図-2.7 は海塩粒子の付着が主な原因と考えられる事例とそうでない事例について、腐食が確認されるまでの供用年数を整理したものである。海塩粒子の付着が原因の場合は、それ以外の場合と比較して、発見までの供用年数が少ない傾向にあり、供用開始後 10～15 年程度で腐食の発見された事例もある²⁷⁾。維持管理の状況や塗装仕様の違いなど種々の要因の影響が考えられるものの、塩分の付着が腐食を助長する重要な要因となっているといえる。なお、海岸からの距離が数 km 離れた位置の橋梁においても塩分が付着し、後述するように鋼材表面に著しい凹凸やピットを伴った腐食が生じている事例があり、架橋地域によっては、かなり内陸部の橋梁においても飛来塩分の影響を考慮することが必要である。このような塩分の付着が主原因である腐食については、より防錆効果の高い塗装系や他の防錆方法を採用し防錆の強化を施すことが腐食の進行を防止するために必要である。また、既に著しい腐食の生じているような場合には、腐食部材の新規部材への取替えや補強部材の添加、広範囲な断面補強を行なうことが必要となるが、その際には腐食面の凹凸が補強効果に及ぼす影響などについて検討することが必要となる。

2.4.2 塩分の付着による腐食の特徴

塩分の付着が主な原因として考えられる事例として写真-2.23 にトラス橋の下弦材高力ボルト継手部における腐食事例を示す。弦材には箱断面部材が用いられており、その現場継手部にはボルト締付けのためのハンドホールが設けられている。ハンドホールより海塩粒子が箱内部に侵入し、箱内部の添接板に著しい腐食が発生した事例である。このような部位は雨水による洗浄を受けないので、塩分が徐々に堆積し腐食を助長したものと考えられる。写真-2.24 は、実橋より撤去した添接板について、表面の錆層をブラスト処理（スチールグリッドブラスト、サンドブラスト）により除去し腐食面を露呈したものである。ピットを伴った凹凸の激しい腐食状況を呈しているのがわかる。また、ピットの底部にはブラスト処理により除去しきれない塩分が残留し、ブラスト処理後、直ちに水分を吸収し錆が再発生している。表-2.4 はブラスト処理前および各種ブラスト処理後の残存塩分量を測定した結果を示したものである。塩分量の測定は、10%クエン酸アンモニウムで除錆した水溶液中の塩素イオン濃度を計量することにより求めた。塩素イオンの化合物として種々考えられるが、この事例の場合はその周辺環境からその大部分が塩化ナトリウムであると考えられる。いずれのブラスト処理においても処理前と比較して塩分量が減少しているが、その程度はブラスト処理方法によりかなり異なったものとなっている。また、一般

に下塗り塗膜面上に上塗り塗装を実施する場合の許容付着塩分量として $100\text{mg}/\text{m}^2$ (NaCl 換算値) 程度の値が推奨されているが^{28), 29)}, このような値と比較してもブラスト処理の方法によっては, かなりの塩分が残留してしまうことがわかる. このように, 錆層に侵入した塩分の完全除去はかなり困難な作業であり, 再塗装に際しての素地調整の良否が, その後の塗膜寿命および腐食の再発に重大な影響を及ぼしているものと考えられる.

2. 5 腐食の検出手法に関する検討

腐食は鋼材の表面に現れる劣化現象であることから, その検出には目視による点検が主としたものとなる. しかし, 事例調査の整理分析において示したように, 直接に目に見えない部位における腐食の発生, 進行事例も多い. ここでは, このような腐食あるいは腐食要因を早期に発見するための非破壊検査の利用方法に関して, 赤外線センサーを用いた箱桁内部の滞水状況の検知方法と超音波厚さ計を用いた板裏面側での腐食状況の検知方法について検討した結果^{14), 15)}について述べる.

2.5.1 箱桁内部における滞水の検出手法

箱桁内部での腐食の発生については, 桁下からや検査路からの外観目視検査では発見しにくく, 詳細調査やその他の機会にその発生が確認された段階では, 腐食がかなり進行していることが多い. このようなことから, ここでは箱桁内の腐食の主因である滞水を桁の外側から比較的容易に検知する手法として赤外線センサーによる温度計測を取り上げ, その適用性について検討した. なお, 赤外線センサーを用いた非破壊検査手法に関しては, コンクリート構造物における損傷の検出手法や鋼材内の欠陥や腐食減厚部の検出手法として各種検討が実施されている^{30)~32)}. 図-2.8は, 赤外線センサーにより箱桁内部における滞水を検出するシステムを模式的に示したものである. 鋼桁下フランジにおける滞水部と滞水を生じていない部位との温度差を, それら部位から放射される赤外線をセンサーにより捉え画像処理するものである.

(1) 試験方法

試験は実際に滞水の生じている箱桁橋を対象として実施した. 滞水状況を写真-2.25に示す. 明らかに滞水している個所は1箇所(①部位)であり, 下フランジの縦リブ間にお

いて橋軸方向に長さ 3 m 程度にわたり滞水が生じている。滞水の深さは最大 15mm 程度であった。これ以外として、滞水は生じていないものの下フランジ上面が濡れている状況の部位 2 箇所（②, ③部位）についても計測対象とした。濡れの範囲は最小のもので 100mm×100mm 程度である。また、いずれの部位においても少量ではあるが雨水が断続的に供給されている状態であった。なお、下フランジの板厚は 16mm～19mm である。

使用した赤外線センサーの仕様を表-2.5 に示す。電子冷却方式のセンサーであり、温度分解能は 0.1℃、装置作動温度は-15℃～55℃である。このセンサーを桁下に設置し下フランジ下面を撮影した。写真-2.26 に撮影状況を示す。撮影距離は 15m 程度である。赤外線センサーによる撮影は 3 日間にわたり断続的に実施した。また、滞水部と滞水の生じていない一般部での下フランジの温度および外気温について熱伝対を用いて連続計測した。

（２）試験結果

滞水部と滞水の生じていない一般部における下フランジの温度計測結果を図-2.9 に示す。計測日の天候は晴れであり、下フランジ部の最高温度は約 20℃（日中 12:00～16:00）、最低温度は約 14℃（早朝 6:00～8:00）となっている。滞水部と滞水の生じていない部位との温度差は 0.5～1℃程度であり、12:00～14:00 ころにかけて最大の温度差が生じている。

図-2.10 は、赤外線センサーによる撮影結果を温度解析したものである。図中の①, ②, ③は写真-2.25 に示した滞水部位の番号である。また、図-2.11 に滞水①の部分についての解析結果の詳細を示す。なお、この解析結果は図-2.9 に示す 12:00 の温度計測に対応したものである。①の滞水に関しては、下フランジ部の縦リブ間に相当する部位において明らかに温度分布の異なる領域が認められ、箱桁内に滞水が生じているかどうかの点検としては十分な精度で判定が可能であることがわかる。②, ③は、滞水は生じていないものの常時濡れた状態の部位に関しての計測結果を示したものである。これらの部位に関して明らかに温度分布の異なる領域が認められる結果となっている。また、温度分布の異なる領域は、実際の濡れの生じている領域とほぼ対応した結果となっており、このような小規模な漏水個所に対しても検出が可能であるといえる。

2.5.2 裏面側における腐食の検出手法

超音波探傷による板厚測定は、部材の片側からの作業で測定が可能であることから、実橋部材の板厚測定に適し³³⁾、特に目視で直接的に確認できない板の裏面側での腐食による板厚減少を検知する場合に適した方法と言える。しかし、腐食面には錆が付着しているの

が一般的であり、また、孔食による凹凸を伴った場合も多い。このような腐食面を対象として超音波を実施する場合には、表面の凹凸、測定密度あるいは錆の付着の影響を明らかにしておくことが必要である。

(1) 試験方法

試験には、実腐食部材から切り出した表面の凹凸程度の異なる試験片を用いた。また、試験片はその表面の凹凸の程度により便宜的に凹凸大と凹凸小の2種類に大別した。腐食面の凹凸形状の計測にはレーザー式変位計を使用した。表-2.6 に使用したレーザー式変位計の性能を、図-2.12 にレーザー式変位計による腐食材表面の形状計測結果例を示す。凹凸大の腐食面については、3mm~5mm 程度の間隔で凸部が生じる表面形状となっているのに対して、凹凸小の場合には1mm~2mm 程度の感覚で凸部の生じる表面形状を呈している。図-2.13 はレーザー式変位計による表面形状の計測結果から凹凸の谷から山までの深さ ($\delta = \delta_1 + \delta_2$) を整理したものである。凹凸小の試験片については深さ δ が 0.1mm~0.5mm 程度(平均腐食深さ 0.25mm)となっているのに対し、凹凸大の試験片では δ が 1.1mm~2.1mm 程度(平均腐食深さ 1.7mm) と大きなものとなっている。

板厚測定に使用した超音波厚さ計は一般的に用いられている市販の探傷器(パルス反射式垂直探傷, 分割型探触子: T528B 5Z10NDT, 標準周波数 5MHz, 探触子径 10mm ϕ) である。試験ではこの厚さ計を用い試験片表面に 5 mm 間隔で野書いた縦横線の交点を測定した。写真-2.27 に計測状況を示す。

試験シリーズは表面の凹凸の影響を検討するための A シリーズと錆びの付着の影響を検討するための B シリーズからなる。A シリーズでは、探傷面あるいは探傷裏面の凹凸の影響を検討するため、片側のみを機械加工により平滑に仕上げた場合について測定を実施した。なお、凹凸面に関してはブラスト処理により錆びを除去している。また、超音波厚さ計の精度を確認するため、前述したレーザー式変位計を用いて超音波厚さ計の測定位置と同一位置の厚さを計測した。図-2.14 にレーザー式変位計を用いた板厚測定の概要を、また、写真-2.28 には測定装置の概要を示す。腐食材をはさんで一定間隔に保持した2台のレーザーセンサーを同一線上に対峙させ、それぞれのレーザーセンサーと試験片表面との距離を計測することにより板厚を計測した。なお、レーザー式変位計により凹凸の程度が大きい腐食材の板厚を計測し、その実厚計測値と比較した結果、レーザー式変位計の測定精度は ± 0.1 mm 程度であった。

B シリーズについては、探傷裏面における錆びの除去が不可能な場合を想定し、裏面に

おける錆びの付着の有無に関して測定を実施した。

(2) 試験結果

表-2.7 はAシリーズにおいて腐食材表面の凹凸が平均板厚評価に及ぼす影響を検討した結果である。ここで、表中に示した換算板厚とは、試験片の重量測定を実施し、表面積と鋼材の単位重量 (7.85g/cm^2) から平均板厚を算出した結果を示したものである。今回、この重量法による平均板厚を正として超音波探傷結果を評価することとした。表より、探傷裏面の凹凸が平均板厚評価に及ぼす影響は少なく、凹凸大の場合についてもせいぜい3%程度であることがわかる。また、探傷面の凹凸に関しては、凹凸小の場合には、その影響がほとんど認められないのに対し、凹凸大では測定不可能な点数が極端に増加し、測定可能点より算出した平均板厚評価は実厚より大き目の値を与える傾向を示している。表面の凹凸の存在により探触子と非測定物との間が十分に接触しなかったことが測定精度に影響を及ぼしたものと考えられる。ここで、凹凸面から超音波厚さ計により板厚を計測した場合の個々の測定点における計測精度を確認するため、レーザー式変位計を用いた場合と比較検討した。図-2.15、図-2.16 は超音波厚さ計による板厚計測結果とレーザー式変位計を用いた計測結果との関係を示したものである。図-2.15 は腐食による凹凸の程度が小さい場合 (平均腐食深さ 0.25mm) における計測結果を示したものであるが、超音波厚さ計による計測値はレーザー式変位計による計測値と比較して多少大き目の傾向はあるものの $\pm 5\%$ の範囲となっており比較的良い相関を示しているといえる。これに対して、図-2.16 に示す凹凸の程度が大きい場合 (平均腐食深さ 1.7mm) には、超音波厚さ計による計測値とレーザー式変位計による計測値には相違が認められる。レーザー式変位計の測定精度 ($\pm 0.1\text{mm}$) を考慮しても実板厚を大き目に評価する結果となっており、最大10%程度の違いが生じている。また、腐食による減厚が大きい個所については、腐食深さも大きい傾向にあり、そのような個所における超音波厚さ計による計測では計測値が安定せず計測不可能な個所が多かった。図-2.17 は腐食深さと測定可能割合との関係を示したものである。ここで、測定可能割合とは、ある腐食深さの全測定点数に対して測定が可能であった点数の割合を示したものであり、腐食深さが 0.5mm 以上となると測定が不可能となる場合が生じ、腐食深さが 1.5mm 以上となると、そのほとんどが測定不可能な結果となっている。図-2.18 は、凹凸程度が大の場合と小の場合について、超音波厚さ計の探触子と腐食面との接触状況を模式的に示したものである。図-2.12 に示したように凹凸程度が大きい場合には、探触子 ($10\text{mm}\phi$) と腐食面との接触点が極端に少数の凸部に限定され、さらに凹凸部

での板厚差が大きいことから実板厚を大き目に評価する傾向にあるものと考えられる。

図-2.19 はAシリーズにおいて測定密度と平均板厚の関係を示したものである。5mm 間隔で測定した場合の平均と 5mm 間隔のデータから 10mm, 20mm 間隔でデータを抜き出して平均板厚を求めた結果とを比較したものである。凹凸大の面から測定した場合（A-2 凹凸面から測定）のみ測定密度が粗くなるに従い平均板厚を大きく評価する傾向にあるが、その場合でも 5mm 間隔と 20mm 間隔で測定した場合の差は 4%程度である。また、その他の場合においては測定密度が変化しても平均板厚はほぼ一定となっており、今回の測定密度の範囲では、測定点の粗密が平均板厚評価に及ぼす影響は少ないといえる。

表-2.8 はBシリーズにおいて探傷裏面における錆びの付着の有無に関して検討した結果を示したものである。探傷裏面の錆びの除去はサンドブラスト処理により行った。また、いずれの試験片も探傷裏面の表面状態は凹凸大である。表より裏面における錆びの付着の有無による有意な差は認められず、平均板厚の評価においては裏面の錆びの付着の有無はほとんど影響を及ぼさないといえる。

以上のことより、超音波探傷による板厚評価においては、腐食面の凹凸の程度や錆びの付着状況と測定精度との関連を十分に把握しておくことが必要であるが、探傷面の平滑性を確保すれば、平均的な板厚を評価するに際しては、裏面側での凹凸や錆付着の有無にかかわらず、ある程度の精度での評価が可能と考えられる。したがって、直接的に目視により確認できない裏面側での腐食を探知する方法として超音波探傷が有効であるといえる。

2. 6 まとめ

鋼道路橋を管理する技術者に鋼道路橋における腐食に関する情報をわかりやすい形で提供することを目的として、これまでに報告されている腐食事例を收集整理し、腐食の特徴について整理分析した。また、通常の日視点検では発見しにくい部位における腐食の発生を検出するための非破壊検査手法に関して検討を実施した。以下に得られた結果をまとめて示す。

まず、腐食事例調査により以下の結果を得た。

- (1) 橋梁形式を問わず、伸縮装置部や床版端部からの雨水の漏水および風通し不良による湿気のこもりなどが原因による桁端部の腐食事例が多い結果となった。腐食の確認された部位の伸縮装置は下面に排水樋を設けた形式である場合が多く、これに対

- して、非排水装置を設置した伸縮装置を使用した場合の腐食事例は少ない結果であった。
- (2) 鉄筋コンクリート床版の損傷部や打ち継ぎ不良部からの雨水の漏水による腐食事例も橋梁形式を問わず多い。コンクリート床版の防水層の施工が行われていない場合には、雨水が床版ひび割れ部などから床版内に浸入することとなるが、コンクリート床版内を伝わった雨水にはアルカリ成分が含まれており、このアルカリ成分に弱いフタル酸系塗料を使用している場合には、塗膜が早期に劣化し局所的な腐食を生じやすい。なお、この場合の腐食部位は支間中央部の主桁下フランジ部であることが多く、下フランジの局所的な腐食減厚に対する注意が必要である。
 - (3) 鋼床版デッキプレートの舗装との接触面における腐食は、鋼床版の主桁ウェブ上や縦リブ上などの舗装のひび割れ部から雨水が浸入することが主要因で生じているが、鋼床版の防水層が十分に施工されていないことが腐食を助長する要因となっている。舗装に顕著なひび割れが生じているような場合、あるいはデッキプレートの防水が不十分であるような場合には、舗装打換え時にデッキプレート上面を点検することが必要である。
 - (4) 箱断面プレートガーダー橋においては、桁端部の開口部や高力ボルト継手部における過度な継手の隙間部からの雨水の浸入により桁内部に滞水が生じ腐食の発生する事例が多い。
 - (5) 下路のアーチ橋やトラス橋においては、路面からの雨水や泥の跳ね返りにより主構や弦材あるいは格点部に滞水、あるいはごみが堆積して腐食の生じる事例が多い。また、アーチ橋の吊材あるいはトラス橋の斜材や垂直材が歩道床版内を貫通しているような場合には歩道との境界部において腐食の生じていることがある。
 - (6) 高力ボルトやリベットを使用した現場継手部については、塗装の品質が確保しにくい部位であり、一般部に比べ腐食が生じやすい。
 - (7) 高力ボルトの腐食は、ボルト頭やナット部などに生じ、これら部位において腐食による減肉が著しい場合には、締付け軸力が低下する。軸力の低下割合は腐食減肉量が大きいほど著しく、M22 ボルトの場合でボルト頭やナットの幅が 8mm 程度に減肉した場合で初期締付け軸力の 75%程度まで低下する。なお、ナット側の減肉が軸力低下に及ぼす影響はボルト頭側のそれより大きい傾向にある。
 - (8) 海岸に面した位置あるいは河口部に設けられた橋梁においては、橋梁の全体に腐食

が進行している事例が多い。海塩粒子の付着が危惧される環境下での橋梁では、それ以外の環境下での橋梁と比較して、腐食発生までの供用年数が少なく、海塩粒子の付着は腐食を助長する大きな要因と考えられる。

- (9) この場合においても腐食の程度は橋梁の各部位で異なり、付着塩分が雨水で洗い流されにくく堆積するような部位、例えば、主桁、主構の内側ウェブ面、下フランジ下面、床版下の床組部材などにおいて腐食の発生が著しいものとなっている。
- (10) 海塩粒子の付着が原因で腐食した板の表面はピットを伴った凹凸の激しい腐食性状を呈しており、ピットの底部やその周辺の錆層には相当の塩分が浸入している。
- (11) 錆層に浸入した塩分の除去程度は、使用するブラスト材の種類、処理時間および水洗いの有無などにより異なる。許容付着塩分量として $100\text{mg}/\text{m}^2$ (NaCl 換算値) 程度を確保するためには、サンドブラスト処理 (5 号サンドを使用) により処理時間を $175\text{min}/\text{m}^2$ 以上とするか、サンドブラスト処理後に水洗いを実施することが必要である。

次に、腐食の検出手法に関する検討において以下の結論を得た。

- (12) 箱内部の腐食の原因となる雨水の滞水状況を桁下から簡易に推定する検査手法として、赤外線を用いた方法についてその適用性を検討した結果、滞水の程度によっては、明確にその有無を確認することが可能であることがわかった。
- (13) 部材の片側から裏面の腐食を検知する非破壊検査手法として、超音波厚さ計による板厚計測について検討した。その結果、腐食に伴う凹凸面から探傷した場合には、凹凸の程度により計測精度が異なり、凹凸が大きい場合 (平均腐食深さが 1mm 程度) の場合には、計測不可能となる可能性が高いとともに、計測可能な場合でも実板厚を大きく評価することが明らかとなった。凹凸が比較的に軽微な場合 (腐食深さが 0.25mm 程度の場合) には、凹凸面から探傷した場合でも $\pm 5\%$ 程度の精度で計測が可能である。また、探傷面の平滑性を確保すれば、裏面側における錆層の付着の有無および腐食による凹凸の有無にかかわらず、平均的な板厚を推定することが可能であり、腐食の発生の有無を確認するに有効な手法であることが確認できた。

表-2.1 橋梁形式別の腐食事例数

橋 梁 形 式	事例数
I 断面プレートガーダー	84
箱断面プレートガーダー	32
トラス	26
アーチ	24
鋼床版	6
吊 橋	4
鋼製橋脚	3
その他	3
事例数合計	182件

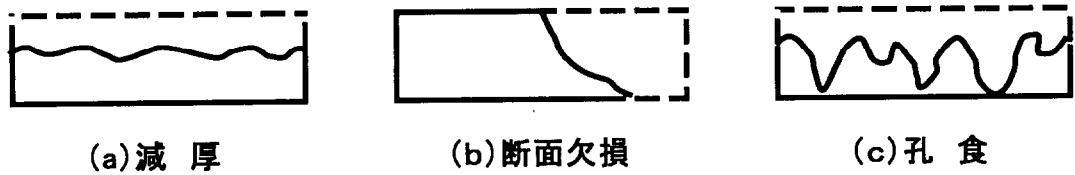


図-2.1 腐食状況の分類

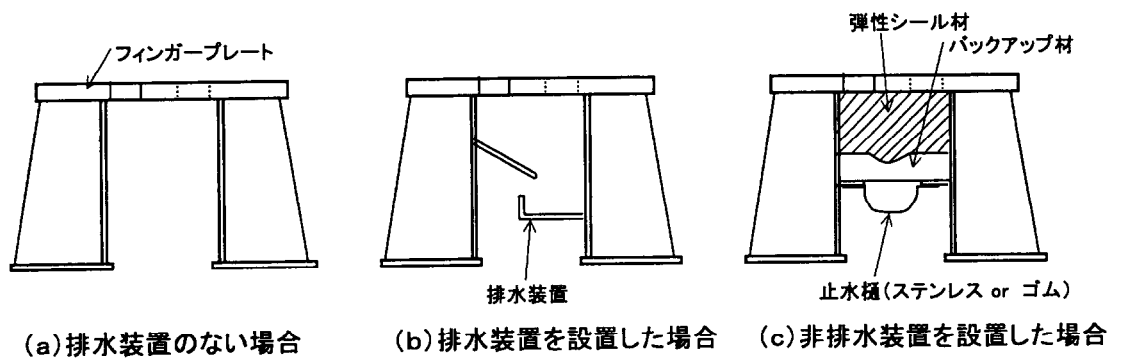


図-2.2 鋼製フィンガージョイントの非排水装置

表-2.2 代表的な腐食事例（その1）

構造形式	発生部位	発生部位	腐食位置とその状況	供用年数	地域区分	環境区分	海岸までの距離(km)	腐食の原因
断面桁	主桁	支間中間部	ウェブと下フランジとのすみ肉溶接部の腐食	28	日本海側	B,C	1.5	溶接部における塗膜の早期劣化、海塩粒子の付着
			下フランジ突合せ溶接部の溝状腐食					
			下フランジ、ウェブの減厚	23	日本海側	A,C		湿気のこもり、結露
			下フランジ、ウェブ面での層状剥離の発生	39	日本海側	B,C	0.5	湿気のこもり、結露、海塩粒子の付着
			下フランジ、ウェブの減厚	21	日本海側	B,C	0.5	湿気のこもり、結露、海塩粒子の付着
			高力ボルト継手部の添接板、ボルトの減厚	21	東海太平洋側	A		高力ボルト継手部直上の床版デッキプレートからの漏水
			上下フランジ、ウェブの減厚	37	日本海側	A,C		側道橋との隙間部およびRC床版損傷部からの漏水
			ウェブと下フランジとのすみ肉溶接部の腐食	23	東北太平洋側	A		湿気のこもり、結露、塗膜の早期劣化
			ウェブ、フランジ部の発錆・減厚	39	四国九州太平洋側	A,C		RC床版損傷部からの漏水
			高力ボルト継手部の添接板、ボルトの減厚	22	東海太平洋側	A		塗膜の早期劣化
			下フランジ、ウェブの孔食	23	東海太平洋側	B		海塩粒子の付着
			リベット継手部の断面欠損		九州東シナ海側	B	0.2	床版打継部からの漏水、海塩粒子の付着
			下フランジ、ウェブ部の断面欠損	68	四国九州太平洋側	B	2	満潮時における海水の付着
			下フランジ下面からの層状剥離の発生	21	日本海側	B,C	3	海塩粒子の付着
			高力ボルト継手部の添接板、ボルトの減厚	18	沖縄	B	0.3	海塩粒子の付着、RC床版損傷部からの漏水
			上下フランジの減厚	20	日本海側	A,C		RC床版損傷部からの漏水、排水管取付部からの漏水
			上下フランジの減厚	16	日本海側	A		RC床版損傷部からの漏水
			上下フランジの発錆・減厚	29	日本海側	A,C		RC床版損傷部からの漏水
			上下フランジの減厚	65	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			上フランジの発錆・減厚	24	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			上フランジの発錆・減厚	35	東海太平洋側	A,C		RC床版損傷部からの漏水
			上フランジの減厚	62	東海太平洋側	A		新旧桁の床版継目地部からの漏水
			上フランジの減厚	23	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			上フランジの発錆・減厚	38	日本海側	A,C		RC床版損傷部からの漏水
			上フランジの発錆・減厚	19	東北太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			下フランジ、ウェブの孔食、現場継手部の断面欠損	26	東海太平洋側	B	0	海塩粒子の付着
			ウェブ、フランジ部の発錆・減厚	40	東海太平洋側	A,C		床版打継部からの漏水、下水道管継手部からの漏水
			上下フランジ、ウェブの減厚		東海太平洋側	B		海塩粒子の付着、湿気のこもり
			下フランジ、ウェブの孔食		東海太平洋側	B,C	0	海塩粒子の付着
			ウェブ、下フランジの断面欠損	59	日本海側	B,C	5	海塩粒子の付着
			下フランジ、ウェブの減厚		四国九州太平洋側	A,C		RC床版損傷部からの漏水
			上フランジの発錆・減厚	24	東海太平洋側	A,C		RC床版打継部からの漏水
			下フランジの層状剥離の発生	14	東北・北海道太平洋側	B	0.4	海塩粒子の付着
			ウェブ、下フランジの断面欠損	7	東海太平洋側	B	1	海塩粒子の付着、湿気のこもり
			高力ボルト継手部の添接板、ボルトの減厚	11	東海太平洋側	B	0.7	海塩粒子の付着、湿気のこもり
		桁端部	下フランジ、ウェブの孔食	38	東海太平洋側	B	0.5	伸縮装置部からの漏水、海塩粒子の付着
			下フランジ、ウェブ面での層状剥離の発生	23	日本海側	A,C		湿気のこもり、結露
			下フランジとウェブのすみ肉溶接部の腐食	20	日本海側	A,C		湿気のこもり、結露および溶接部の塗膜早期劣化
			下フランジ、ウェブの減厚	40	東北太平洋側	A	10	伸縮装置部からの漏水、土砂の堆積
			下フランジ、ウェブの孔食	36	日本海側	B,C	3	湿気のこもり、結露、海塩粒子の付着
			下フランジ、ウェブの減厚	39	日本海側	B,C	0.5	伸縮装置部からの漏水、海塩粒子の付着
			下フランジ、ウェブの減厚	14	東海太平洋側	A,C		床版端部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	36	東海太平洋側	A		伸縮装置部からの漏水
			下フランジとウェブのすみ肉溶接部の腐食	27	東北太平洋側	A		下フランジ端部での漏水
			下フランジの減厚、ウェブの孔食	12	東海太平洋側	A		伸縮装置部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	18	東海太平洋側	A		伸縮装置部からの漏水
			下フランジ、ウェブの断面欠損	68	四国九州太平洋	A,C		床版端部からの漏水
			下フランジ、ウェブの断面欠損	68	四国九州太平洋	A,C		床版端部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚		四国九州太平洋	A		床版端部、伸縮装置部からの漏水
			下フランジの発錆・減厚	25	日本海側	A,C	5	伸縮装置部からの漏水、海塩粒子の付着
			下フランジの発錆・減厚	19	東北太平洋側	A		伸縮装置部からの漏水
			下フランジの減厚	34	日本海側	A,C		伸縮装置部からの漏水
			下フランジの発錆・減厚	14	日本海側	A,C		床版端部の排水孔からの漏水
			下フランジの発錆・減厚	25	四国九州太平洋	A,C		床版端部からの漏水
			下フランジの発錆・減厚	29	日本海側	A,C		RC床版損傷部からの漏水
			上下フランジの減厚	65	東海太平洋側	A		ゲルバー架け違い部からの漏水
			上フランジ、垂直補剛材の減厚	24	東海太平洋側	A,C		床版端部からの遊離石灰を伴う漏水
			下フランジ、ウェブの断面欠損	26	東海太平洋側	B	0	海塩粒子の付着、伸縮装置部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	40	東海太平洋側	A,C		伸縮装置部からの漏水
			下フランジの断面欠損		東海太平洋側	A,C		伸縮装置部からの漏水
			ウェブ、下フランジの断面欠損	59	日本海側	B,C	5	海塩粒子の付着、伸縮装置部からの漏水
			ウェブ、下フランジの断面欠損	25	東海太平洋側	A,C		伸縮装置部からの漏水
			ウェブ、下フランジの断面欠損		四国九州太平洋	A,C		伸縮装置部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚		四国九州太平洋	A,C		床版端部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	30	東北・北海道太平洋側	A		伸縮装置部からの漏水
			下フランジの減厚	30	東北・北海道太平洋側	A		ゲルバー架け違い部からの漏水
			下フランジ、ウェブの錆の層状剥離	13	日本海側	A		伸縮装置部からの漏水
			下フランジ、ウェブの断面欠損	15	東北・北海道太平洋側	B		床版端部、伸縮装置部からの漏水
		中間支点部	下フランジの発錆・減厚	24	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			下フランジの発錆・減厚	5	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
	横桁	支間中間部	上フランジの減厚	37	日本海側	A,C		RC床版損傷部からの漏水
			下フランジの減厚		九州東シナ海側	B	0.2	床版打継部からの漏水、海塩粒子の付着
			ウェブ、下フランジの断面欠損	59	日本海側	B,C	5	海塩粒子の付着
			下フランジ、ウェブの層状剥離の発生	14	東北・北海道太平洋側	B	0.4	海塩粒子の付着
			上フランジ、ウェブの層状剥離の発生	14	東海太平洋側	A,C		床版端部からの漏水
		桁端部	ウェブ、下フランジの断面欠損	39	日本海側	B,C	0.5	伸縮装置部からの漏水、海塩粒子の付着
			フランジ、ウェブの減厚	23	東海太平洋側	A		ゲルバー架け違い部からの漏水
			主桁連結部の腐食	25	四国九州太平洋	A,C		床版端部からの漏水
			フランジ、ウェブの減厚	29	日本海側	A,C		RC床版損傷部からの漏水
			下フランジ、ウェブの断面欠損	26	東海太平洋側	B	0	海塩粒子の付着、伸縮装置部からの漏水
			ウェブの断面欠損		東海太平洋側	A		伸縮装置部からの漏水
			ウェブ、下フランジの断面欠損	59	日本海側	B,C	5	海塩粒子の付着、伸縮装置部からの漏水
			下フランジの減厚	30	東北・北海道太平洋側	A		ゲルバー架け違い部からの漏水
			下フランジの減厚	15	日本海側	A		伸縮装置部からの漏水

表-2.2 代表的な腐食事例 (その2)

構造形式	発生部位	発生部位	腐食位置とその状況	供用年数	地域	区分	海抜(μm)	腐食原因
箱折	対縁構	支間中間部	対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損	23	東海太平洋側	B		海塩粒子の付着
			対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損		東海太平洋側	B		海塩粒子の付着、湿気のこもり
			対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損		東海太平洋側	B.C	0	海塩粒子の付着
			対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損	7	東海太平洋側	B	1	海塩粒子の付着、湿気のこもり
			対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損	38	東海太平洋側	B	0.5	伸縮装置部からの漏水、海塩粒子の付着
			対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損	36	日本海側	B.C	3	湿気のこもり・結露、海塩粒子の付着
			対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損	39	日本海側	B.C	0.5	湿気のこもり・結露、海塩粒子の付着
			対縁構部材、ガセットプレートの減厚	14	東海太平洋側	A.C		床版端部からの漏水
			対縁構部材、ガセットプレートの減厚	14	東海太平洋側	A		伸縮装置部からの漏水
			対縁構部材、ガセットプレートの減厚	5	東海太平洋側	A		伸縮装置部からの漏水
		桁端部	対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損	68	四国九州太平洋	A.C		床版端部からの漏水
			対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損	59	東海太平洋側	A.C		床版端部からの漏水
			対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損	40	東海太平洋側	A.C	4.5	床版端部、伸縮装置部からの漏水
			対縁構部材、ガセットプレートの減厚	63	東海太平洋側	A		伸縮装置部からの漏水
			対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損	40	東海太平洋側	A.C		伸縮装置部からの漏水
			対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損	63	東海太平洋側	A		伸縮装置部からの漏水
			対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損	15	東北・北海道太平洋側	A.C		床版端部からの漏水
			対縁構部材、ガセットプレートの断面欠損	23	日本海側	B		床版端部、伸縮装置部からの漏水
			対縁構部材、ガセットの減厚	39	日本海側	B.C		湿気のこもり・結露
			対縁構部材、ガセットの減厚	37	日本海側	A.C		湿気のこもり・結露、海塩粒子の付着
			対縁構部材、ガセットの断面欠損	26	東海太平洋側	B	0	側道橋との隙間部およびRC床版損傷部からの漏水
	横構	支間中間部	横構部材、ガセットの断面欠損	26	東海太平洋側	B	0	海塩粒子の付着
			横構部材、ガセットの断面欠損		東海太平洋側	B		海塩粒子の付着、湿気のこもり
			横構部材、ガセットの断面欠損		東海太平洋側	B.C	0	海塩粒子の付着
			横構部材、ガセットの断面欠損	59	日本海側	B.C	5	海塩粒子の付着
			横構部材、ガセットの断面欠損	7	東海太平洋側	B	1	海塩粒子の付着、湿気のこもり
			横構部材、ガセットの断面欠損	36	日本海側	B.C	3	湿気のこもり・結露、海塩粒子の付着
			横構部材、ガセットの断面欠損	21	日本海側	B.C	0.5	湿気のこもり・結露、海塩粒子の付着
			横構部材、ガセットの断面欠損	27	東北太平洋側	A		下水管継手部からの漏水
			横構部材、ガセットの断面欠損	23	東海太平洋側	B		海塩粒子の付着
			横構部材、ガセットの断面欠損	59	東海太平洋側	A.C	4.5	床版端部、伸縮装置部からの漏水
		桁端部	横構部材、ガセットの断面欠損	40	東海太平洋側	A.C		伸縮装置部からの漏水
			横構部材、ガセットの断面欠損	59	日本海側	B.C	5	海塩粒子の付着、伸縮装置部からの漏水
			横構部材、ガセットの断面欠損	24	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			横構部材、ガセットの断面欠損	39	四国九州太平洋側	A.C		RC床版損傷部からの漏水
			横構部材、ガセットの断面欠損	39	日本海側	B.C	0.5	湿気のこもり・結露、海塩粒子の付着
			横構部材、ガセットの断面欠損	37	日本海側	A.C		側道橋との隙間部およびRC床版損傷部からの漏水
			横構部材、ガセットの断面欠損	59	日本海側	B.C	5	海塩粒子の付着
			横構部材、ガセットの断面欠損	36	東海太平洋側	A		排水管取付部からの漏水
			横構部材、ガセットの断面欠損	23	東海太平洋側	A		鋼床版デッキプレート継手部からの漏水
			横構部材、ガセットの断面欠損	21	日本海側	B.C	3	塩分の付着、リベット継手部における塗膜早期劣化
			横構部材、ガセットの断面欠損	18	沖縄	B		海塩粒子の付着
箱折	主桁	支間中間部	下フランジ、リベット継手部の断面欠損	18	沖縄	B		RC床版損傷部からの漏水
			下フランジの減厚	36	東海太平洋側	A		リベット継手部から箱内部への雨水の浸入と漏水
			下フランジの減厚	21	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			リベット継手部の断面欠損	21	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			上フランジの発錆・減厚	21	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			上フランジの発錆・減厚	20	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			ウェブ、下フランジの発錆・減厚	14	日本海側	A.C		RC床版打ち継ぎ部からの漏水
			ウェブ、下フランジの発錆・減厚	19	日本海側	B.C	2	海塩粒子の付着
			ウェブ、下フランジの発錆・減厚	19	日本海側	B	0.4	海塩粒子の付着
			ウェブ、下フランジの発錆・減厚	8	東海太平洋側	B		伸縮装置部からの漏水
		桁端部	下フランジ、ウェブの減厚	21	東海太平洋側	A		床版端部の損傷部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	23	東海太平洋側	A.C		伸縮装置部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	21	東海太平洋側	A		伸縮装置部からの漏水
			ウェブ、端ダイヤフラムの減厚	19	日本海側	B.C	2	伸縮装置部からの漏水、海塩粒子の付着
			ウェブ、端ダイヤフラムの減厚	32	東海太平洋側	A		湿気のこもり・結露による箱折内部の漏水
			ウェブ、端ダイヤフラムの減厚	27	東海太平洋側	A		桁端部からの雨水の浸入と箱内部の漏水
			ウェブ、端ダイヤフラムの減厚	25	東海太平洋側	A		床版端部からの漏水
			ウェブ、端ダイヤフラムの減厚	20	東海太平洋側	A		高力ボルト継手部からの雨水の浸入と漏水
			ウェブ、端ダイヤフラムの減厚	21	東海太平洋側	A		箱折上フランジ縦方向継手部からの雨水の浸入と漏水
			ウェブ、端ダイヤフラムの減厚	16	日本海側	A.C		高力ボルト継手部からの雨水の浸入と漏水
			ウェブ、端ダイヤフラムの減厚	16	日本海側	A		鳥の糞の堆積
	箱折内部	主桁	下フランジ、ウェブの減厚	16	東海太平洋側	A		端ダイヤフラム開口部からの雨水の浸入と漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	四国九州太平洋側	A			端ダイヤフラム開口部からの雨水の浸入と漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	東海太平洋側	A.C			端ダイヤフラム開口部からの雨水の浸入と漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	23	四国九州太平洋側	A.C		高力ボルト継手部からの雨水の浸入と漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	22	東海太平洋側	A.C		開断面箱折のRC床版損傷部からの漏水と漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	16	東北・北海道太平洋側	B		高力ボルト継手部からの雨水の浸入と漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	15	東北・北海道太平洋側	B		高力ボルト継手部からの雨水の浸入と漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	36	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	14	東海太平洋側	A		床版デッキプレート切り欠き部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	14	日本海側	A.C		RC床版打ち継ぎ部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	8	東海太平洋側	B	0.4	海塩粒子の付着
		桁端部	下フランジ、ウェブの減厚	25	四国九州太平洋側	A		伸縮装置部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	21	東海太平洋側	A		RC床版打ち継ぎ部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	23	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	21	東海太平洋側	A		RC床版打ち継ぎ部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	23	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	23	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	25	東海太平洋側	A		錆びひび割れ部からの雨水の浸入
			下フランジ、ウェブの減厚	18	沖縄	B		海塩粒子の付着
			下フランジ、ウェブの減厚	四国九州太平洋側	A.C			排水管取付部からの漏水
			下フランジ、ウェブの減厚	79	東海太平洋側	A		車道からの雨水の落下、漏水、土砂の堆積
トラス	弦材	支間中間部	下弦材内面の減厚、格点部材の減厚	35	東海太平洋側	A.C		RC床版損傷部からの漏水
			下弦材内面の減厚、格点部材の減厚	71	東海太平洋側	A	5	路面からの雨水、泥の跳ね返り
			下弦材内面の減厚、格点部材の減厚	34	日本海側	A.C		路面からの雨水、泥の跳ね返り、漏水、土砂の堆積
			下弦材内面の減厚、格点部材の減厚	34	日本海側	A.C		路面からの雨水、泥の跳ね返り、漏水、土砂の堆積
			下弦材内面の減厚、格点部材の減厚	34	日本海側	A.C		路面からの雨水、泥の跳ね返り、漏水、土砂の堆積
			下弦材内面の減厚、格点部材の減厚	27	日本海側	B.C	1	雨水の暴水・漏水および凍結防止剤の影響
			下弦材内面の減厚、格点部材の減厚	34	日本海側	B.C	3	路面からの雨水、泥の跳ね返りおよび漏水
			下弦材内面の減厚、格点部材の減厚	62	日本海側	B.C		路面からの雨水、泥の跳ね返りおよび漏水
			下弦材内面の減厚、格点部材の減厚					
			下弦材内面の減厚、格点部材の減厚					

表-2.2 代表的な腐食事例 (その3)

構造形式	発生部材	発生部位	腐食位置とその状況	供用年数	地区	域分	環境区分	海岸まで距離(km)	腐食の要因
橋桁	主桁	支間中間部	弦材および格点部の高力ボルト継手内部の減厚、下弦材角溶接部の減厚、垂直材の断面欠損	16	沖縄	B	2	海塩粒子の付着、高力ボルト継手部の早期塗膜劣化	
			下弦材ウェブ面の発錆および減厚	28	東海太平洋側	A		路面からの泥の跳ね返り	
			上弦材の発錆と減厚	35	日本海側	A.C		RC床版打継ぎ部からの漏水	
			上弦材上フランジの減厚	25	東北・北海道太平洋側	A		路面からの雨水、泥の跳ね返り、潜水、土砂の堆積	
			床版貫通部の斜材および垂直材の減厚	68	日本海側	A.C		雨水の集水・潜水および凍結防止剤の影響	
			下弦材内面側の減厚	56	東海太平洋側	A		路面からの雨水、泥の跳ね返り、潜水、土砂の堆積	
			下弦材、上弦材、斜材の減厚	30	東海太平洋側	B	1	海塩粒子の付着	
			下弦材の減厚	30	日本海側	A.C		路面からの潜水、ごみの堆積、凍結防止剤の影響	
			弦材および格点部の高力ボルト継手部の減厚、下弦材角溶接部の減厚、垂直材の断面欠損	30	東海太平洋側	A.C		湿気のもこり、凍結防止剤の影響	
			下弦材内面側の減厚		東海太平洋側	A.C		潜水、ごみの堆積	
		弦材、垂直材、斜材の減厚	59	日本海側	B.C	5	海塩粒子の付着、潜水構造、ごみの堆積		
		下弦材格点部の内側、レーシングバーの断面欠損	56	日本海側	A.C		路面からの雨水の跳ね返り		
		桁端部	上下フランジの減厚	34	日本海側	A.C		RC床版損傷部からの漏水	
			下フランジの減厚	34	日本海側	A.C		湿気のもこり、結露	
			フランジおよび縦桁接合部の減厚	28	東海太平洋側	A		床版目地部からの漏水	
			下フランジ、ウェブの減厚	35	日本海側	A.C		RC床版打継ぎ部からの漏水	
			下フランジ、ウェブの減厚	35	日本海側	A.C		RC床版損傷部からの漏水	
			下フランジ、ウェブの減厚	30	東海太平洋側	B	1	海塩粒子の付着、湿気のもこり	
			下フランジ、ウェブの減厚	30	東海太平洋側	A.C		湿気のもこり、凍結防止剤の影響	
			下フランジ、ウェブの減厚	59	日本海側	A.C		RC床版損傷部からの漏水	
	下フランジ、ウェブの減厚		59	日本海側	B.C	5	海塩粒子の付着、潜水構造、ごみの堆積		
	横桁と縦桁接合部の減厚		56	日本海側	A.C		路面からの雨水、泥の跳ね返りおよび潜水		
	縦桁	支間中間部	上下フランジの減厚	53	四国九州太平洋側	A.C		床版端部損傷部からの漏水	
			上下フランジ、ウェブの減厚	59	日本海側	A.C		伸縮装置部および床版端部からの漏水	
			上下フランジ、ウェブの断面欠損	59	日本海側	B.C	5	海塩粒子の付着、伸縮装置部からの漏水	
			上下フランジの減厚	35	東海太平洋側	A.C		RC床版損傷部からの漏水	
			上下フランジの減厚	34	日本海側	A.C		RC床版損傷部からの漏水	
			下フランジの減厚	34	日本海側	A.C		湿気のもこり、結露	
			下フランジ、ウェブの減厚	35	日本海側	A.C		RC床版打継ぎ部からの漏水	
			下フランジ、ウェブの減厚	35	日本海側	A.C		RC床版損傷部からの漏水	
			上フランジの減厚	53	四国九州太平洋側	A.C		歩車道境界部からの漏水	
			下フランジ、ウェブの減厚	68	日本海側	A.C		路面からの雨水、泥の跳ね返り	
		桁端部	上下フランジの断面欠損	66	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水、路面からの雨水の浸入	
			下フランジ、ウェブの減厚	30	東海太平洋側	B	1	海塩粒子の付着、湿気のもこり	
			下フランジ、ウェブの減厚	30	東海太平洋側	A.C		RC床版損傷部からの漏水	
			下フランジ、ウェブの減厚	20	日本海側	B.C	1.5	海塩粒子の付着	
			下フランジ、ウェブの減厚		日本海側	A.C		伸縮装置部および床版端部からの漏水	
			横桁および取付けガセットの断面欠損	71	東海太平洋側	A	5	路面からの雨水、泥の跳ね返り	
			横桁および取付けガセットの減圧	34	日本海側	A.C		RC床版損傷部からの漏水	
			横桁取付けガセットの減厚	34	日本海側	A.C		路面からの雨水、泥の跳ね返り、潜水、土砂の堆積	
横桁取付けガセットの断面欠損			62	日本海側	B.C	3	路面からの雨水、泥の跳ね返りおよび潜水		
横桁および取付けガセットの断面欠損			16	沖縄	B	2	海塩粒子の付着、雨水の潜水		
アーチ	主桁	横桁および取付けガセットの断面欠損	35	日本海側	A.C		RC床版損傷部からの漏水		
		横桁および取付けガセットの断面欠損	30	東海太平洋側	A.C		路面からの潜水、ごみの堆積、凍結防止剤の影響		
		横桁および取付けガセットの減厚	59	日本海側	B.C	5	湿気のもこり、凍結防止剤の影響		
		横桁および取付けガセットの減厚	56	日本海側	A.C		海塩粒子の付着、潜水構造、ごみの堆積		
		横桁取付けガセットの断面欠損	25	東北・北海道太平洋側	A		路面からの雨水、泥の跳ね返りおよび潜水		
		横桁取付けガセットの断面欠損	53	四国九州太平洋側	A.C		床版端部損傷部からの漏水		
		桁端部	主桁ウェブ、格点部の減厚	56	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水	
			上フランジ部の発錆および減厚	34	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水	
			下フランジ部の減厚	37	東北・北海道太平洋側	A		路面からの泥の跳ね返り、堆積	
			下フランジ部の減厚	24	東海太平洋側	A.C		伸縮装置部からの漏水、路面からの土砂の堆積	
	上フランジ部の発錆・減厚		26	東海太平洋側	A.C		床版端部からの漏水		
	下フランジ部の減厚		32	東海太平洋側	A		隣接桁との隙間部からの漏水		
	リベット継手部の断面欠損		24	東海太平洋側	A		リベット継手部における塗膜早期劣化		
	上フランジ、ウェブの発錆、減厚		8	東海太平洋側	A.C		排水管貫通床版部からの漏水		
	上フランジ、ウェブの発錆、減厚		9	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水		
	上フランジ、ウェブの減厚			東海太平洋側	B	0.8	海塩粒子の付着		
	垂直材	高力ボルト継手部の減厚	30	日本海側	A		RC床版損傷部からの漏水		
		歩道接触部における垂直材の減厚	56	東海太平洋側	A		路面からの雨水、泥の跳ね返り、集水・潜水構造		
		歩道接触部における垂直材の減厚	24	東海太平洋側	A		路面からの雨水、泥の跳ね返り、集水・潜水構造		
		上フランジ、ウェブの減厚		東海太平洋側	B	0.8	海塩粒子の付着		
上フランジ、ウェブの減厚			九州東シナ海側	B		海塩粒子の付着			
横桁		取付けガセットプレートの減厚	24	東海太平洋側	A.C		伸縮装置部からの漏水、路面からの土砂の堆積		
		横桁と縦桁との結合部における減厚	56	東海太平洋側	A		路面からの雨水、泥の跳ね返り、集水・潜水構造		
		主桁との結合部における減厚	34	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水		
		下フランジ、ウェブの孔食	29	沖縄	B	1	海塩粒子の付着		
		下フランジ、ウェブの減厚	33	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水		
	上下フランジの断面欠損および縦桁結合部の減厚	37	東北・北海道太平洋側	A		RC床版打継ぎ部からの漏水			
	下フランジ、ウェブの減厚	29	日本海側	A.C		湿気のもこり、結露			
	下フランジ、ウェブの減厚	28	日本海側	B.C	0.3	海塩粒子の付着			
	フランジ、ウェブの減厚	56	東海太平洋側	A		ゲルバー架け違い部からの漏水			
	フランジ、ウェブの減厚		東海太平洋側	A		ゲルバー架け違い部からの漏水			
縦桁	支間中間部	下フランジ、ウェブの孔食	59	東海太平洋側	A.C		伸縮装置部からの漏水		
		下フランジ、ウェブの減厚	29	沖縄	B	1	海塩粒子の付着		
		下フランジ、ウェブの減厚	33	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水		
		下フランジ、ウェブの減厚	37	東北・北海道太平洋側	A		RC床版打継ぎ部からの漏水		
		下フランジ、ウェブの減厚	29	日本海側	A.C		湿気のもこり、結露		
	桁端部	横桁および取付けガセットの減厚	56	東海太平洋側	A		路面からの雨水、泥の跳ね返り、集水・潜水構造		
		横桁および取付けガセットの減厚	34	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水		
		横桁および取付けガセットの断面欠損	29	沖縄	B	1	海塩粒子の付着		
		取付けガセットの減厚	33	東海太平洋側	A		RC床版損傷部からの漏水		
		取付けガセットの減厚	29	日本海側	A.C		湿気のもこり、結露		
対傾構	支間中間部	対傾構部材の断面欠損	28	日本海側	B.C	0.3	海塩粒子の付着		
		対傾構部材の断面欠損		九州東シナ海側	B	0.8	海塩粒子の付着		

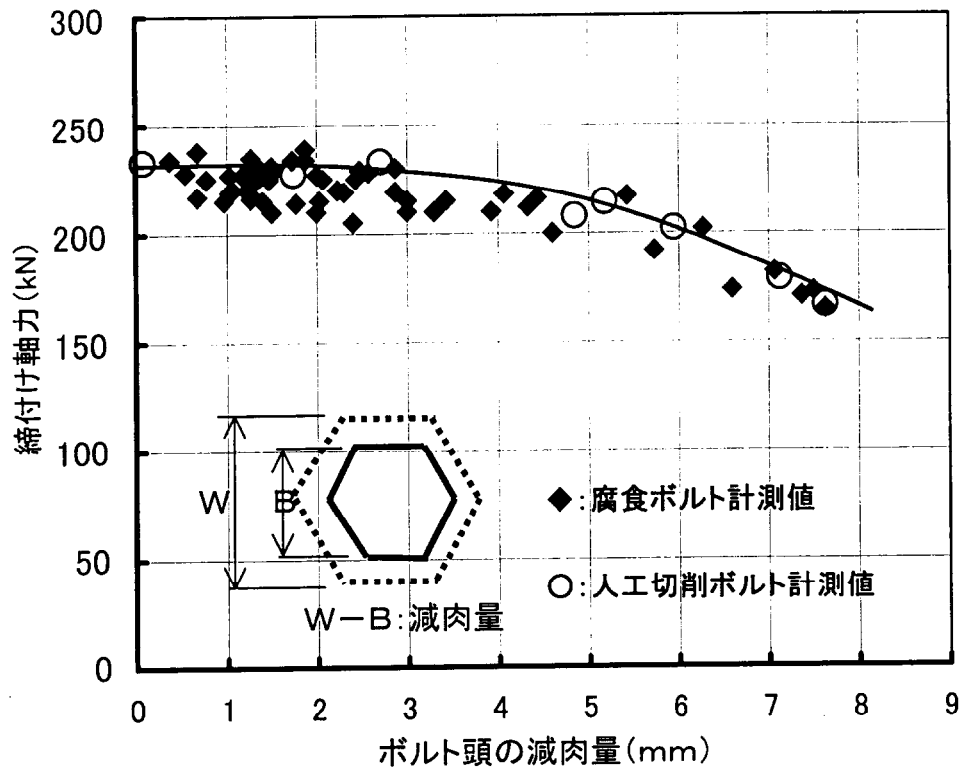


図-2.3 ボルト頭の減肉量と残存軸力の関係

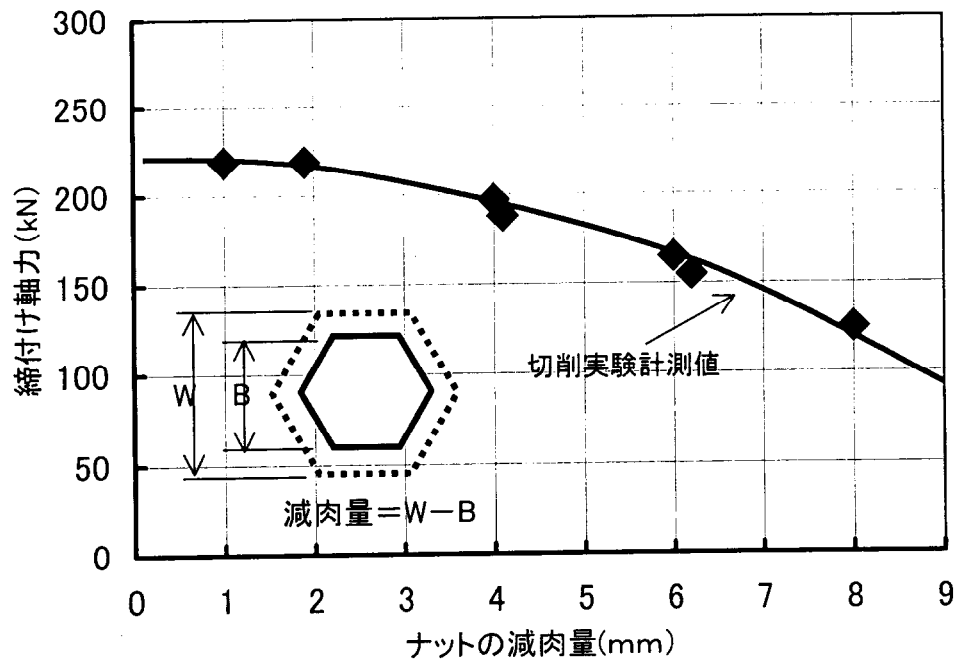
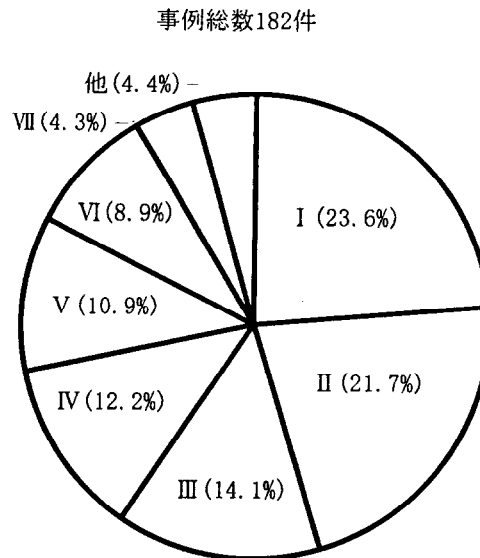


図-2.4 ナットの減肉量と締付け軸力の変化

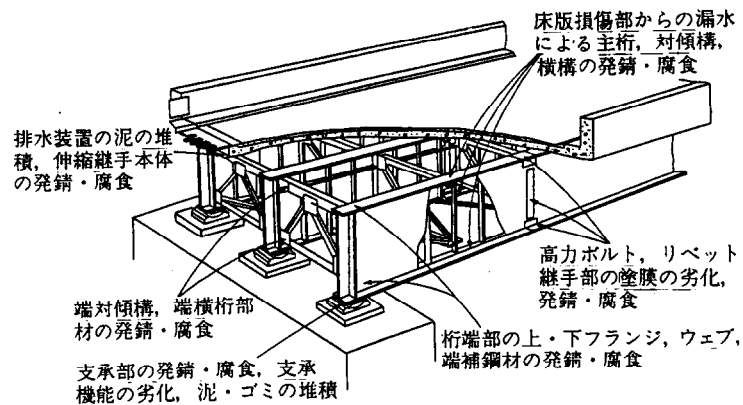
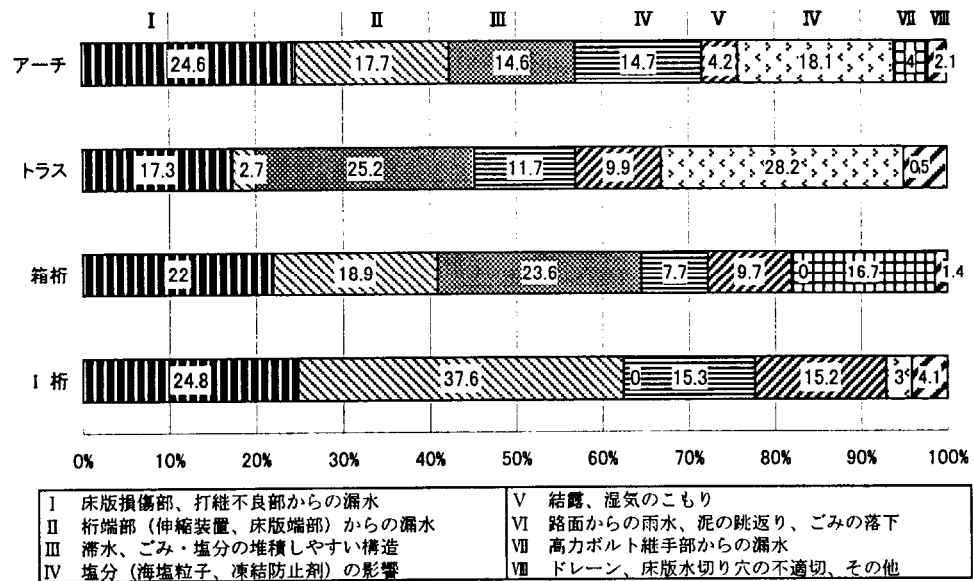
表-2.3 腐食原因の分類

構造的な要因	① 構造的な要因による湿気のこもり、結露、風通し不良など
	② 伸縮装置や床版端部などの桁端部における漏水 ・床版損傷部、打継ぎ不良部、目地部などからの漏水
	③ ・舗装のひび割れ部、目地部などからの漏水 ・波型デッキプレートの切り欠き部からの漏水
	④ 集水および滞水、土砂・ごみ・塩分の堆積しやすい構造詳細
	⑤ 路面からの雨水、泥の跳ね返り、ごみ・土砂の落下
	⑥ 高力ボルト継手部、リベット継手部からの雨水の浸入・漏水
	⑦ 排水ドレーン位置、床版水抜き穴位置の不適切
	⑧ 塗膜不良（高力ボルト継手部、部材こぼ部など）
環境的な要因	⑩ 塩分（海塩粒子、凍結防止剤）の付着



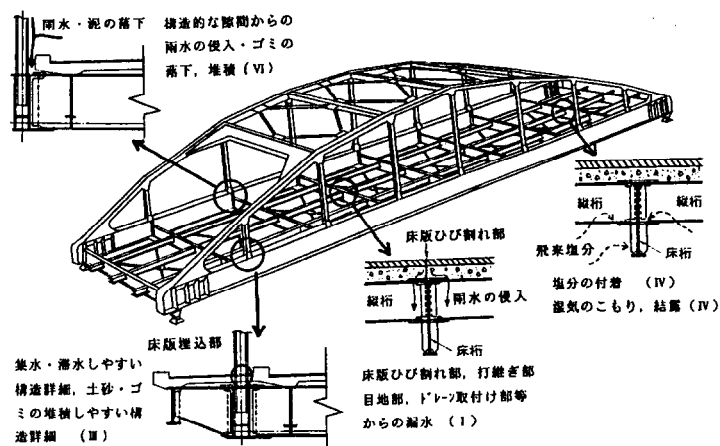
I	床版損傷部、打継不良部からの漏水
II	桁端部（伸縮装置、床版端部）からの漏水
III	滞水、ごみの堆積、塩分の堆積しやすい構造
IV	塩分（海塩粒子、凍結防止剤）の影響
V	結露、湿気のこもり、風通し不良
VI	路面からの雨水、泥の跳ね返り、ごみの落下
VII	高力ボルト継手部からの漏水
VIII	排水ドレーン、床版水切り穴の不適切、その他

図-2.5 腐食原因の割合



(注) 海岸地域に位置する橋梁に関しては、主桁内側面、対傾構、横桁、横構部材の発錆・腐食をチェックすること。

プレートガーダー橋における代表的な腐食部位



アーチ橋（トラス橋）における代表的な腐食部位

図-2.6 橋梁形式別の腐食の原因と腐食発生部位 ^{25), 26)}

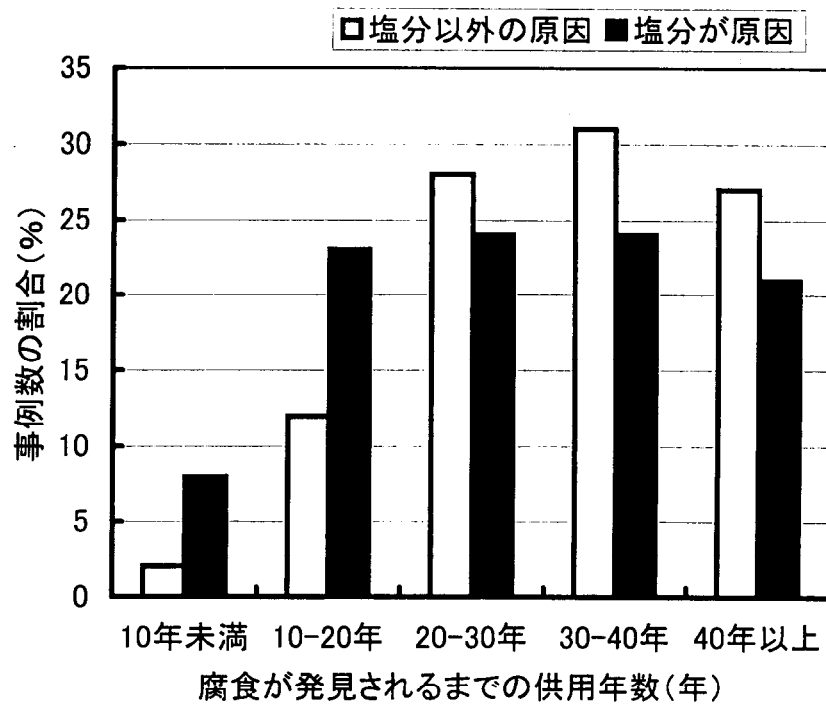


図-2.7 腐食発見までの供用年数

表-2.4 各種ブラスト処理による塩分の除去程度

ブラスト 処 理 方 法	処理時間 (min./m ²)	残存塩分量 (mg/m ²)
無処理(錆付着状態)	—	12,850
サンドブラスト処理 (5号サンド使用)	35	640
	175	104
サンドブラスト(5号)+水洗い	35	97
スチールグリッドブラスト (#30・50混合)	35	3,490
	175	1,030

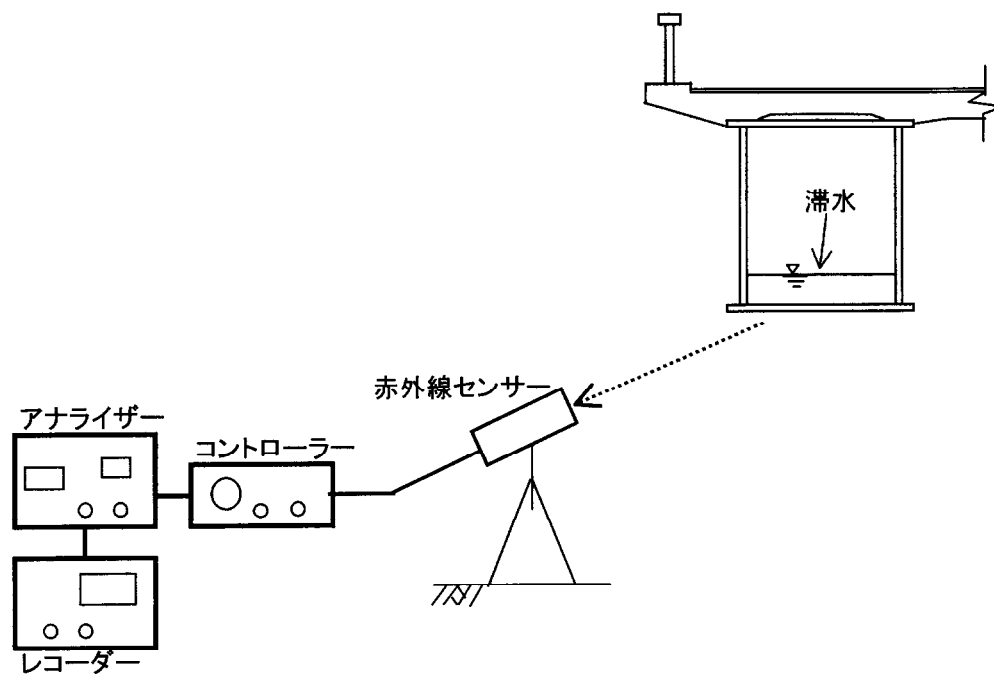


図-2.8 赤外線センサーによる箱内部の滞水の検出手法

表-2.5 赤外線センサーの仕様

赤外線検知方式	電子冷却方式
応答波長帯域	2 ~ 5 μm
測定温度範囲	-20°C ~ 500°C
映像周波数	20 Hz
感度 (30°C 黒体)	0.1°C

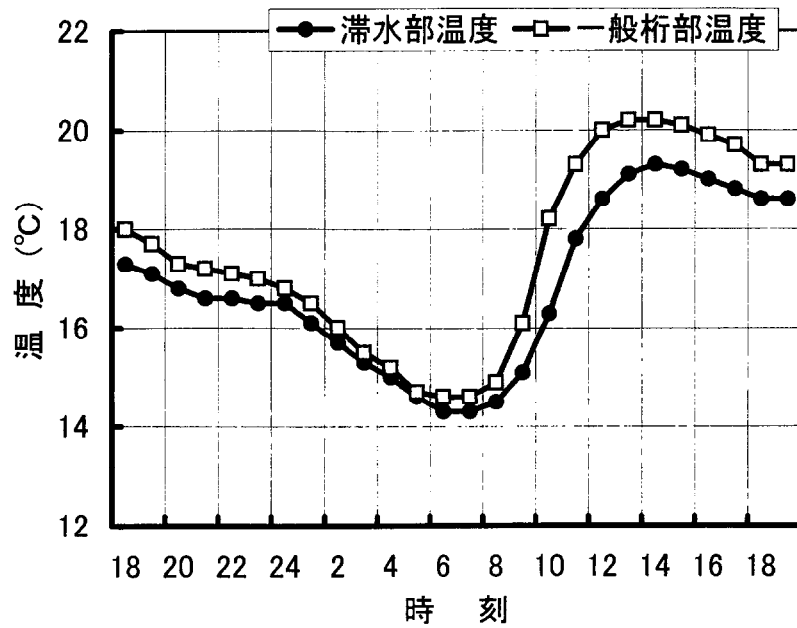


図-2.9 滞水部と一般部の鋼材の温度計測結果

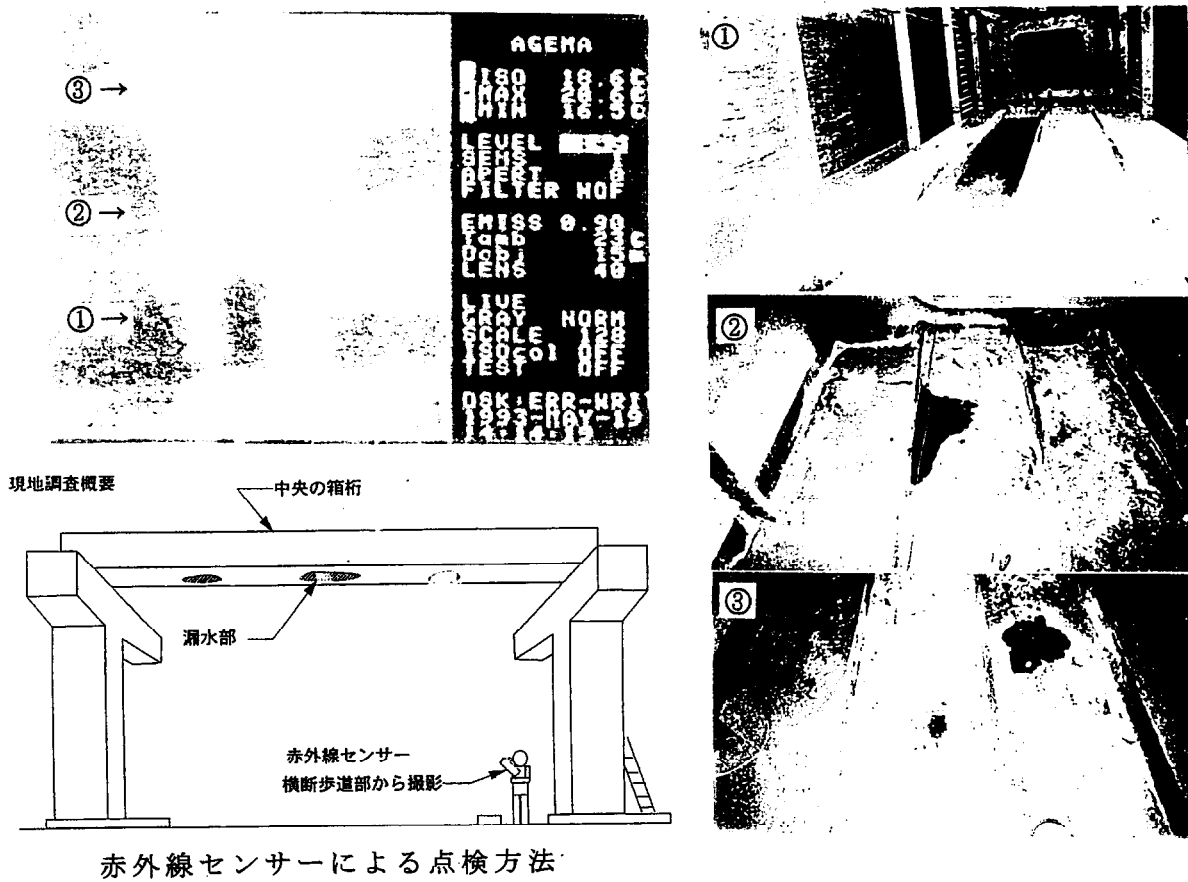
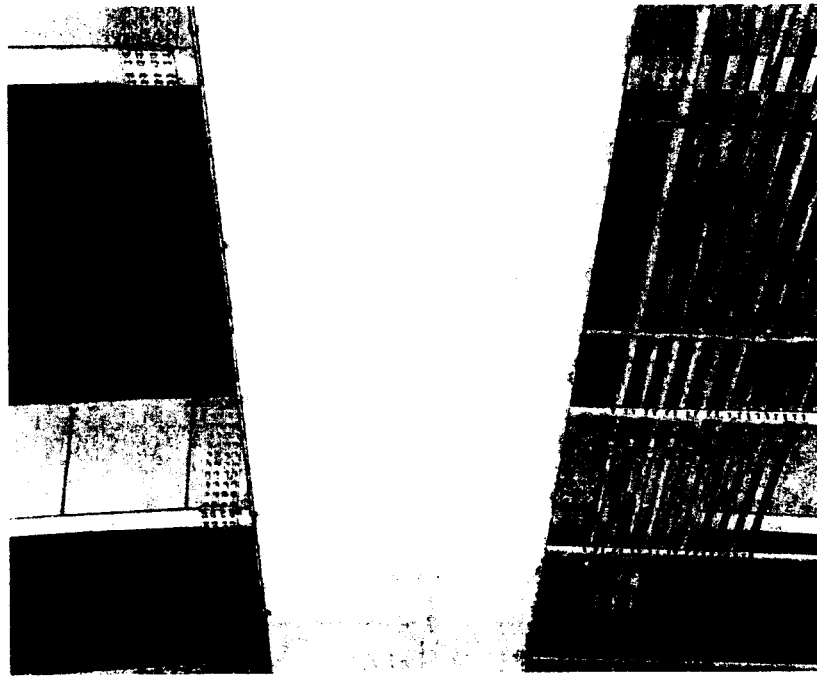


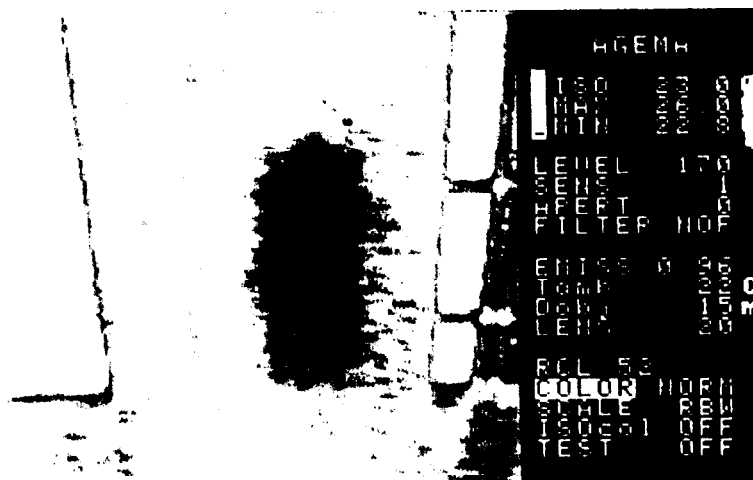
図-2.10 滞水部の赤外線センサーによる撮影結果



(a) 橋梁下面の状況



(b) ①部の滞水状況



(c) 赤外線センサーによる撮影結果

図-2.11 滞水①に対する撮影結果と滞水の状況との対比

表-2.6 レーザー式変位計の性能

レーザーセンサー	ANL3330C1(松下電工社製)
使用光源	レーザーダイオード 波長780nm
表示単位	0.01mm(分解能±0.03mm)
測定精度	0.1mm(孔径2mmφ、深さ2mmの場合)
測定板厚範囲	6mm~20mm
測定間隔	0.2mm~2mm

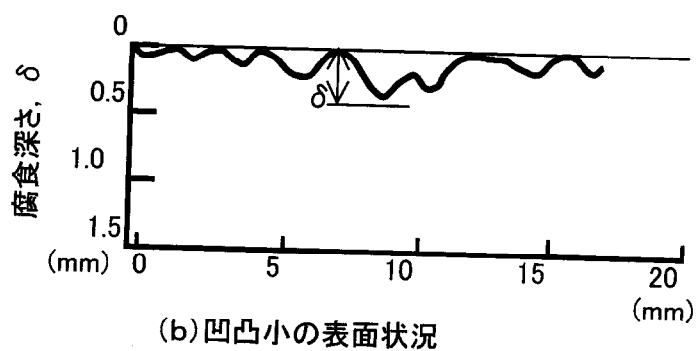
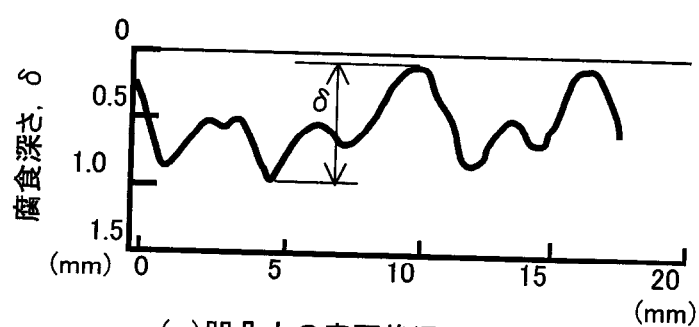


図-2.12 レーザー式変位計による腐食材表面の形状計測例

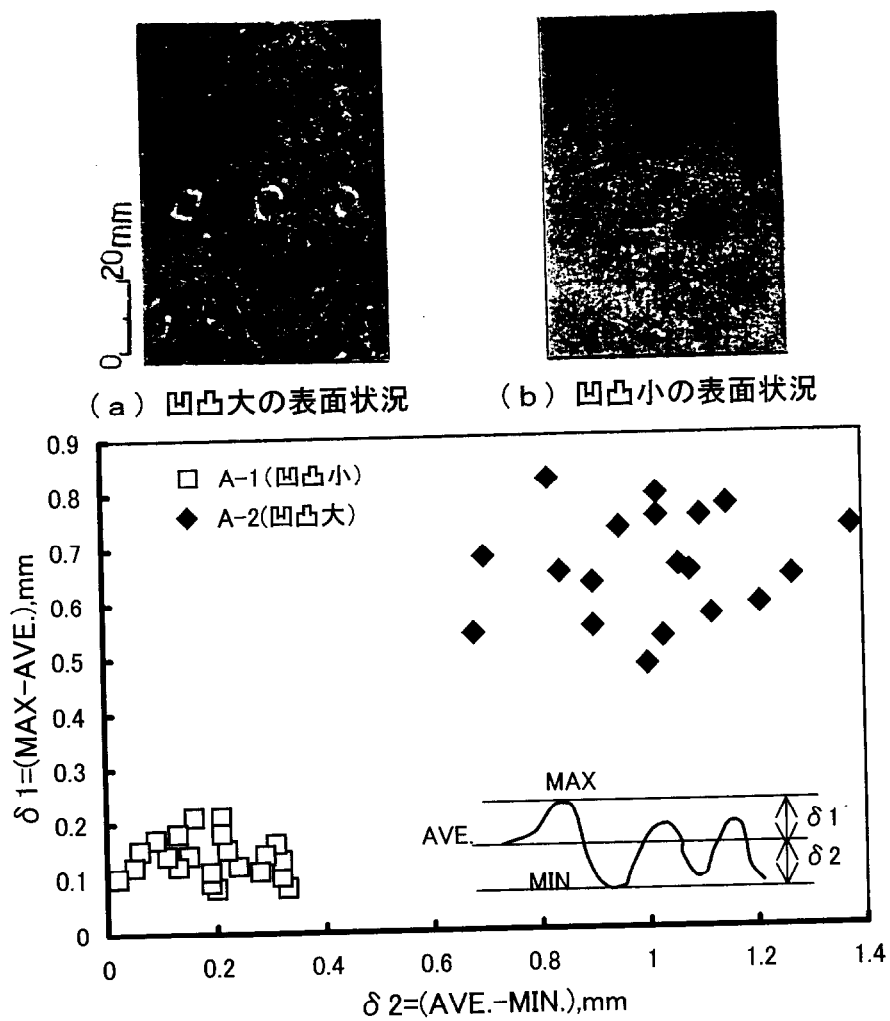


図-2.13 腐食面の凹凸の状況

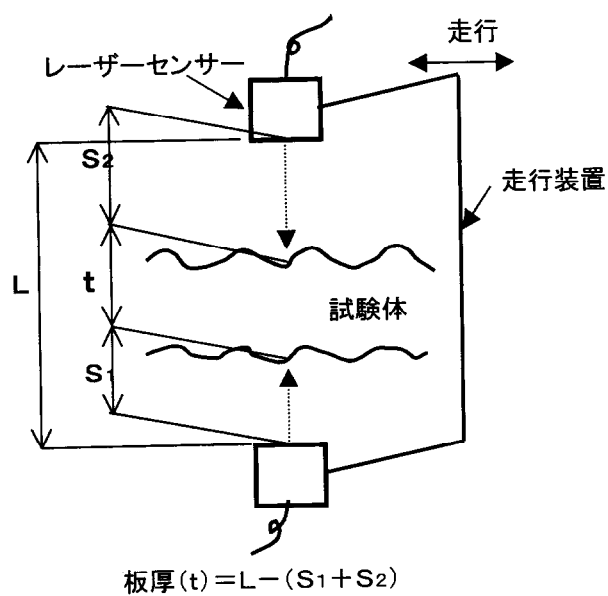


図-2.14 レーザー式変位計を用いた板厚測定の様式図

表-2.7 超音波厚さ計の測定精度に及ぼす測定表裏面の凹凸の影響

試験片 No.	測定裏面の凹凸の影響			測定面の凹凸の影響			換算板厚 (重量法) (mm)
	試験片の 表面状態	超音波計測結果		試験片の 表面状態	超音波計測結果		
		平均板厚 (mm)	測定可能点 /全測定点		平均板厚 (mm)	測定可能点 /全測定点	
A-1	測定面：平滑状態	7.34	702/702	測定面：凹凸小	7.49	702/702	7.36
	測定裏面：凹凸小	(-0.3%)	(100%)	測定裏面：平滑状態	(1.8%)	(100%)	
A-2	測定面：平滑状態	8.21	702/702	測定面：凹凸大	8.98	124/702	8.49
	測定裏面：凹凸大	(-3.3%)	(100%)	測定裏面：平滑状態	(5.8%)	(17.7%)	
A-3	測定面：平滑状態	8.23	715/715	測定面：凹凸大	9.13	194/715	8.49
	測定裏面：凹凸大	(-3.1%)	(100%)	測定裏面：平滑状態	(7.5%)	(27.1%)	

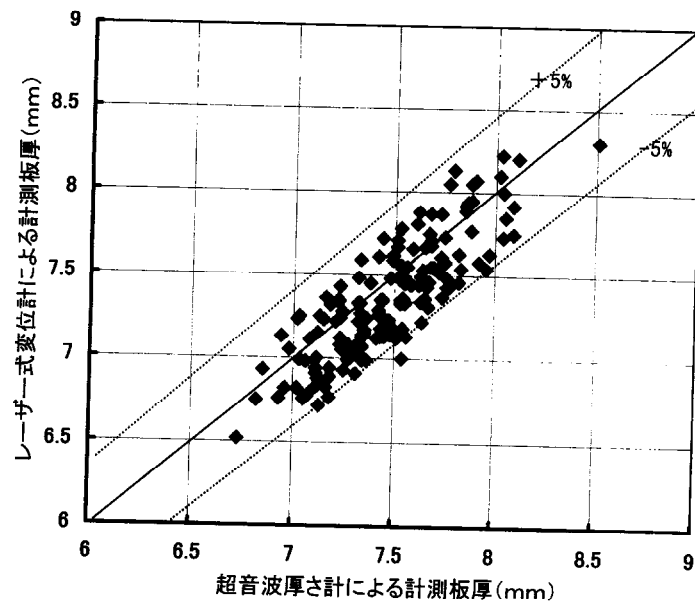


図-2.15 超音波厚さ計とレーザー式変位計による計測結果の比較
(凹凸小の腐食面から探傷した場合 A-1)

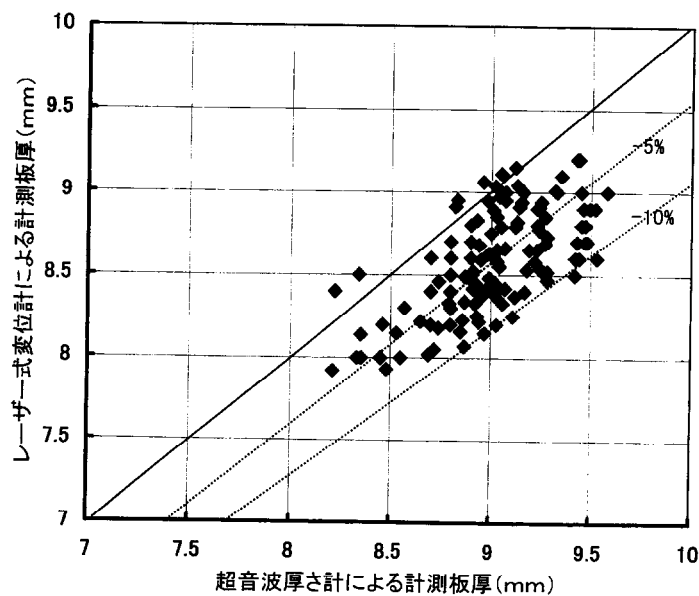


図-2.16 超音波厚さ計とレーザー式変位計による計測結果の比較
(凹凸大の腐食面から探傷した場合 A-2)

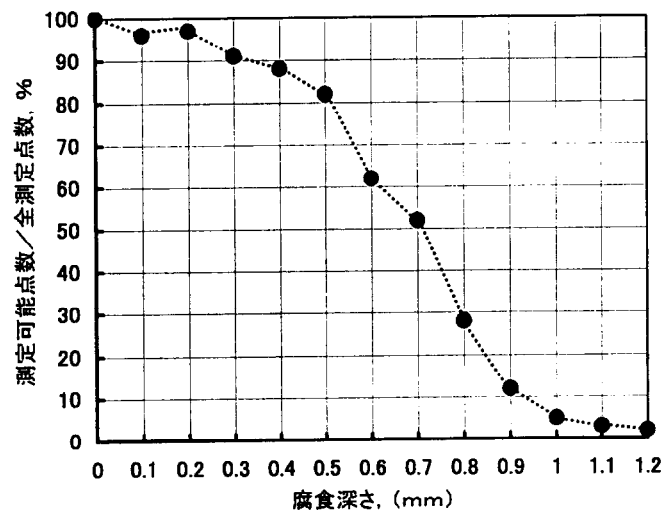


図-2.17 腐食深さと超音波厚さ計による計測可能点数の割合

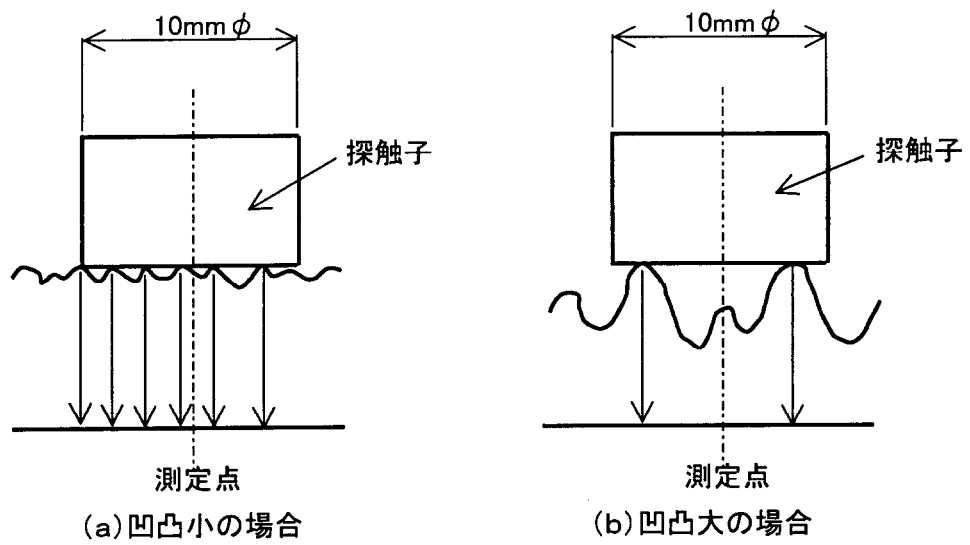


図-2.18 探触子と腐食面との接触状況

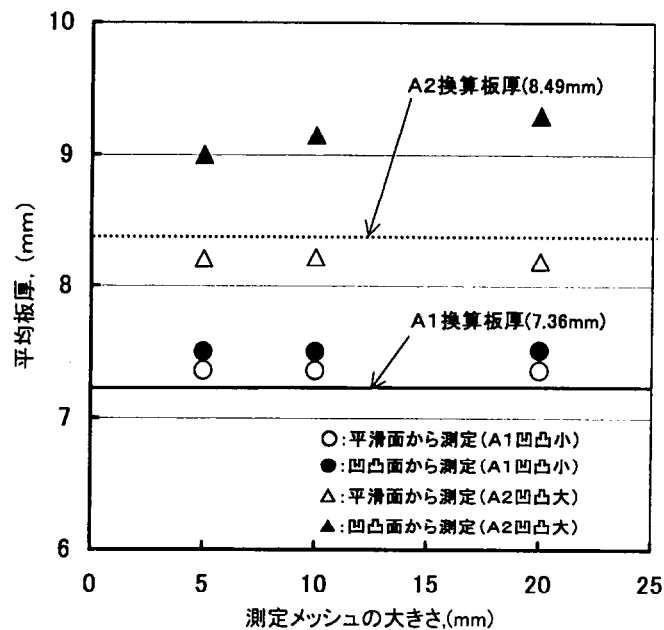
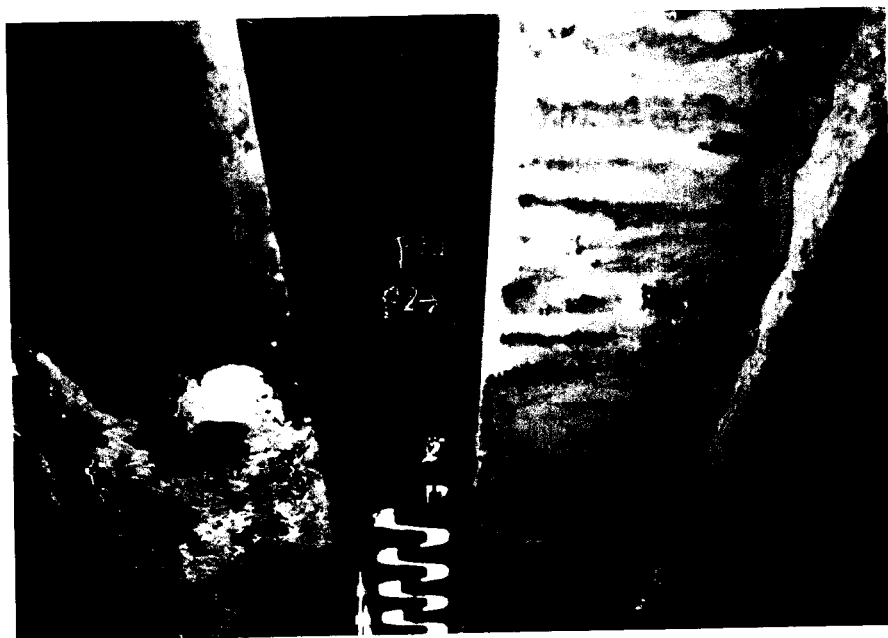


図-2.19 測定密度と平均板厚との関係

表-2.8 超音波厚さ計の測定精度に及ぼす錆の付着の影響

試験片 No.	測定裏面に錆の付着有り			測定裏面に錆の付着無し			換算板厚 (重量法) (mm)
	試験片の 表面状態	超音波計測結果 平均板厚 (mm)	測定可能点 /全測定点	試験片の 表面状態	超音波計測結果 平均板厚 (mm)	測定可能点 /全測定点	
B-1	測定面: 平滑状態	8.66	40/54	測定面: 平滑状態	8.76	43/54	9.28
	測定裏面: 錆付着	(-6.7%)	(74.1%)	測定裏面: プラスト処理	(-5.6%)	(79.6%)	
B-2	測定面: 平滑状態	8.65	53/54	測定面: 平滑状態	8.7	53/54	8.70
	測定裏面: 錆付着	(-0.6%)	(98.1%)	測定裏面: プラスト処理	(0%)	(98.1%)	
B-3	測定面: 平滑状態	8.56	53/54	測定面: 平滑状態	8.46	54/54	8.46
	測定裏面: 錆付着	(1.2%)	(98.1%)	測定裏面: プラスト処理	(0%)	(100%)	

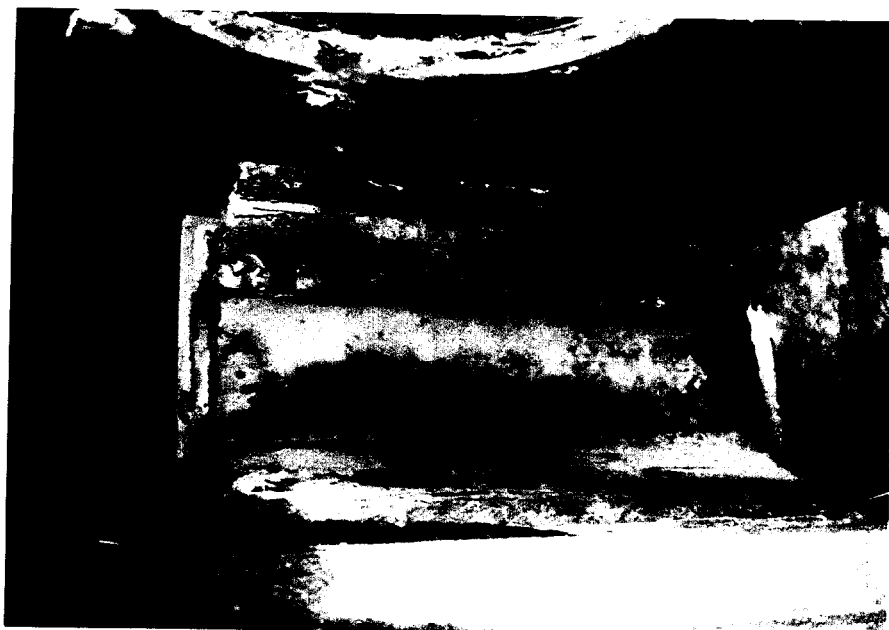


(a) 伸縮継手からの漏水と伸縮装置近傍の腐食



(b) 主桁端部の腐食

写真-2.1 伸縮装置からの漏水による桁端部における腐食事例



支承部（ローラー支承）の腐食



写真-2.2 ソールプレート溶接部からの疲労亀裂の発生
(下フランジと破断とウェブへの亀裂の進展)



(a) プレートガーダーの桁端部



(b) 上路アーチ橋の端部

写真-2.3 桁端の床版損傷部からの漏水による腐食事例

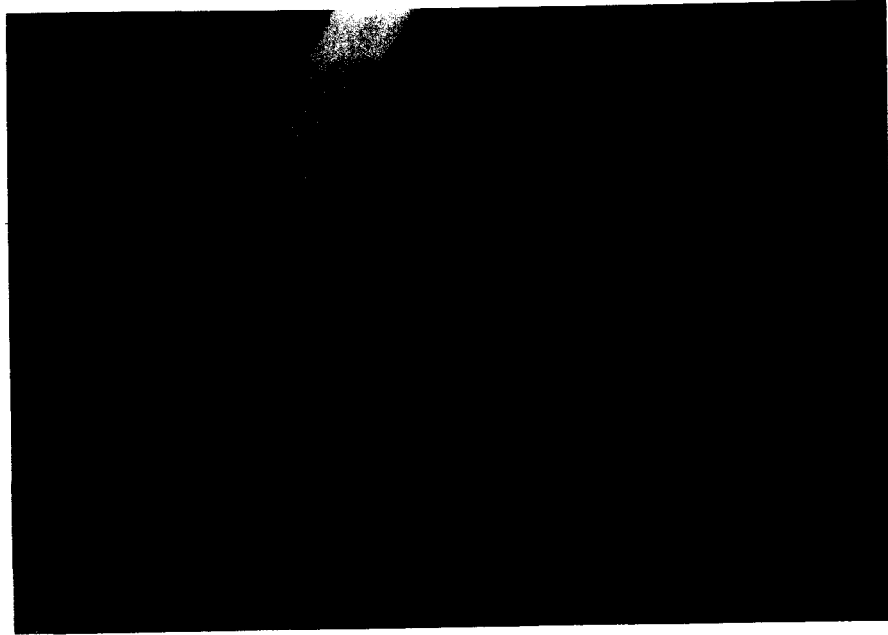


(a) 遊離石灰を伴う漏水による塗膜劣化

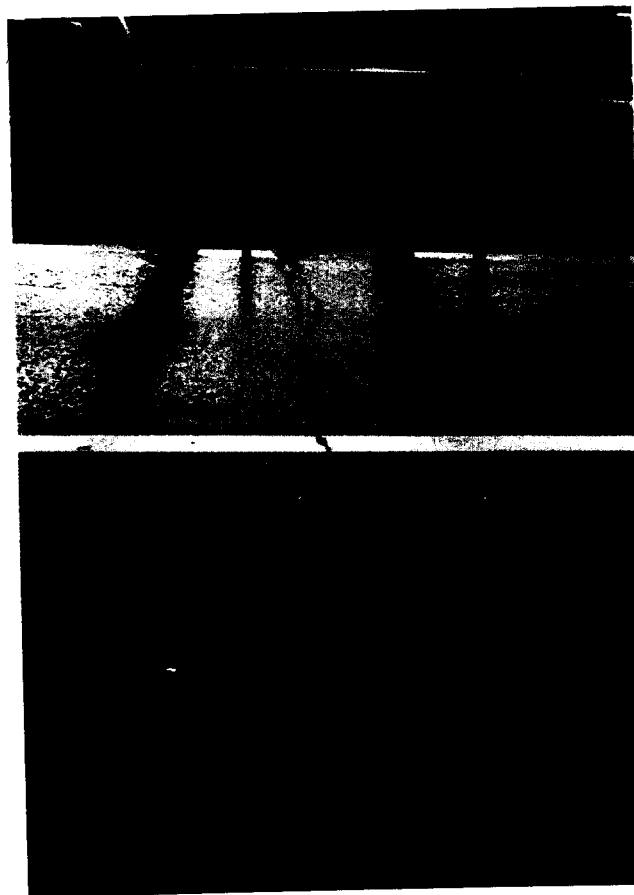


(b) 垂直補剛材および主桁下フランジ近傍の腐食

写真-2.4 コンクリート床版部からの漏水による腐食事例



(a) 下路アーチ橋の床組（床桁・縦桁）の腐食

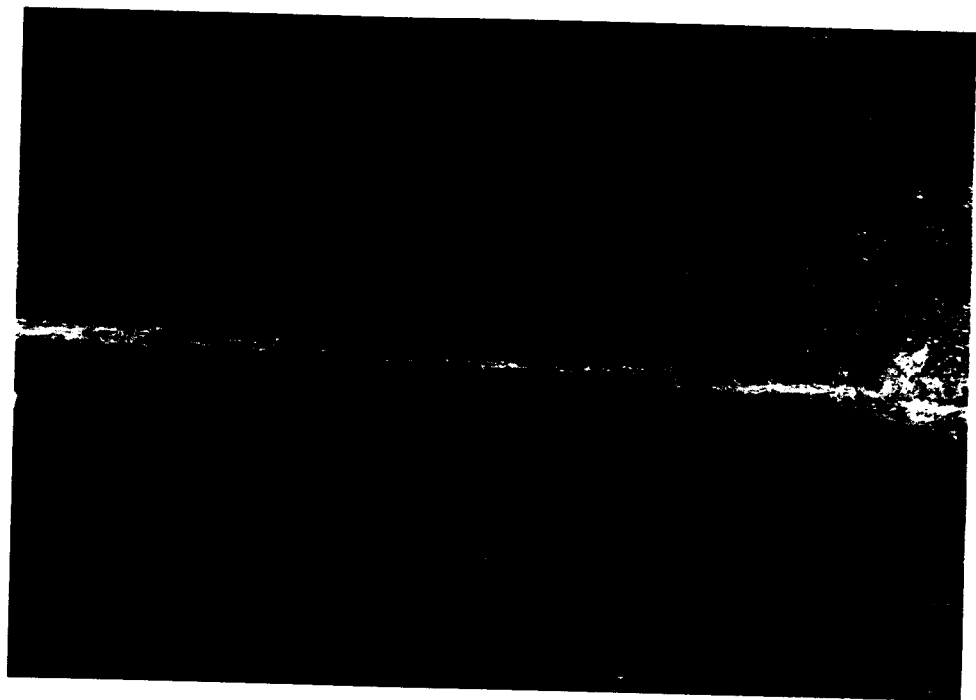


(b) 下路アーチ橋の舗装ひび割れ状況

写真-2.5 下路アーチ橋の床版部からの漏水による腐食事例

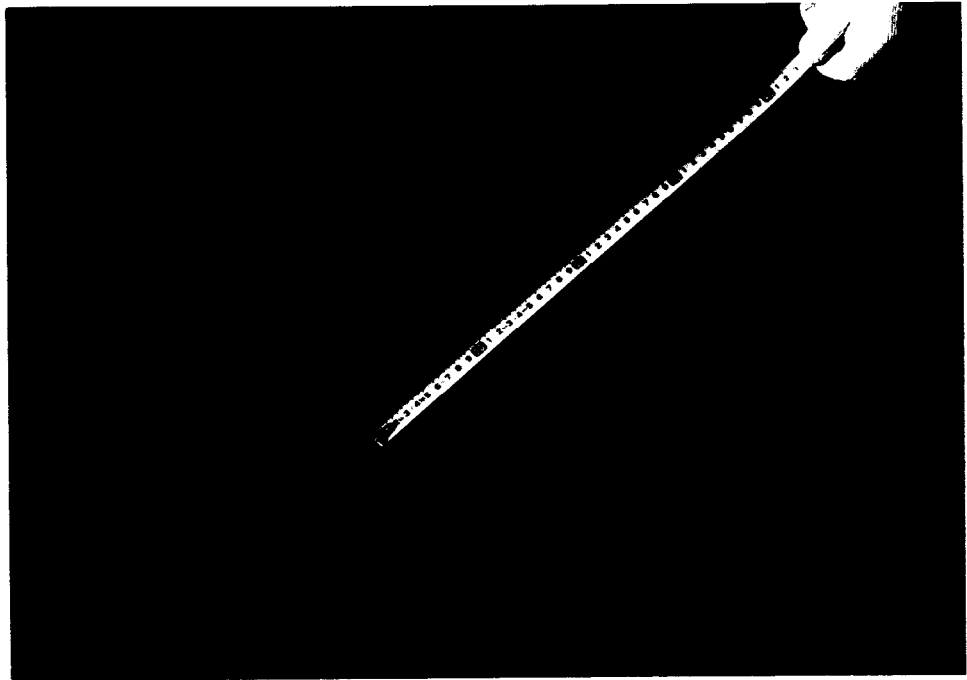


(a) 舗装の撤去状況

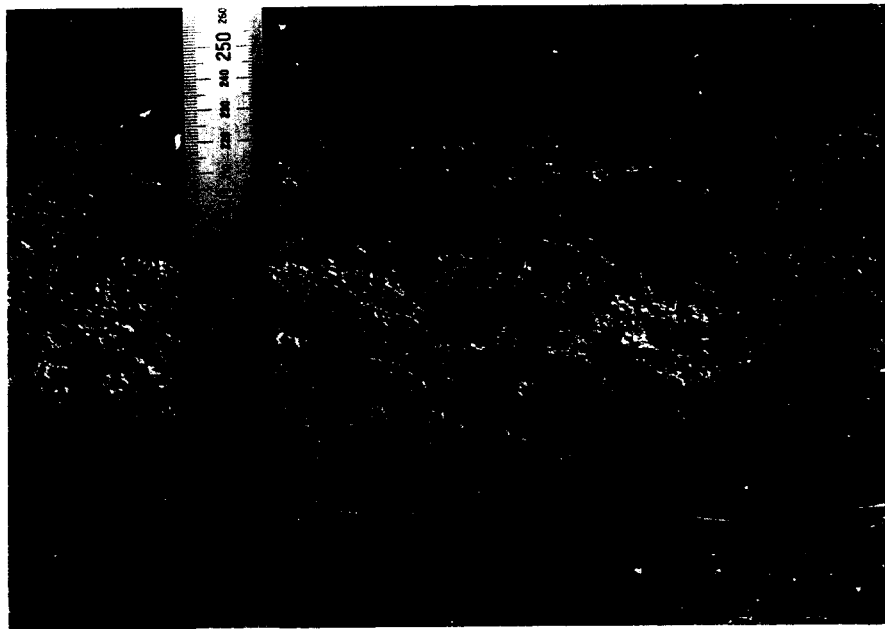


(b) 舗装のひび割れとデッキプレートの腐食

写真-2.6 鋼床版デッキプレート上面の腐食事例（舗装上のひび割れ）



(a) 鋼床版デッキプレートの発錆状況

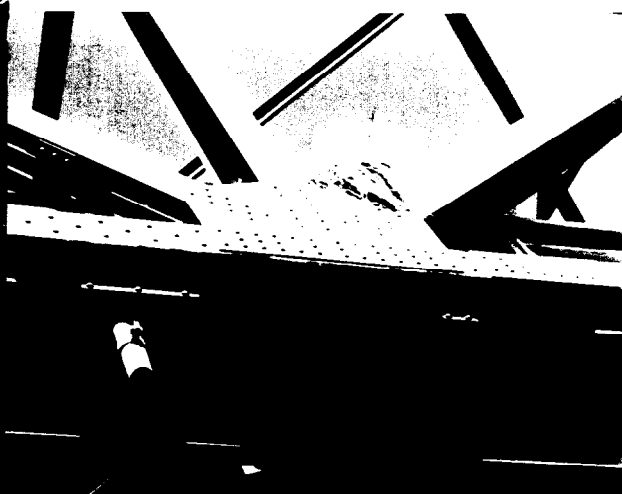


(b) 鋼床版デッキプレートの腐食状況

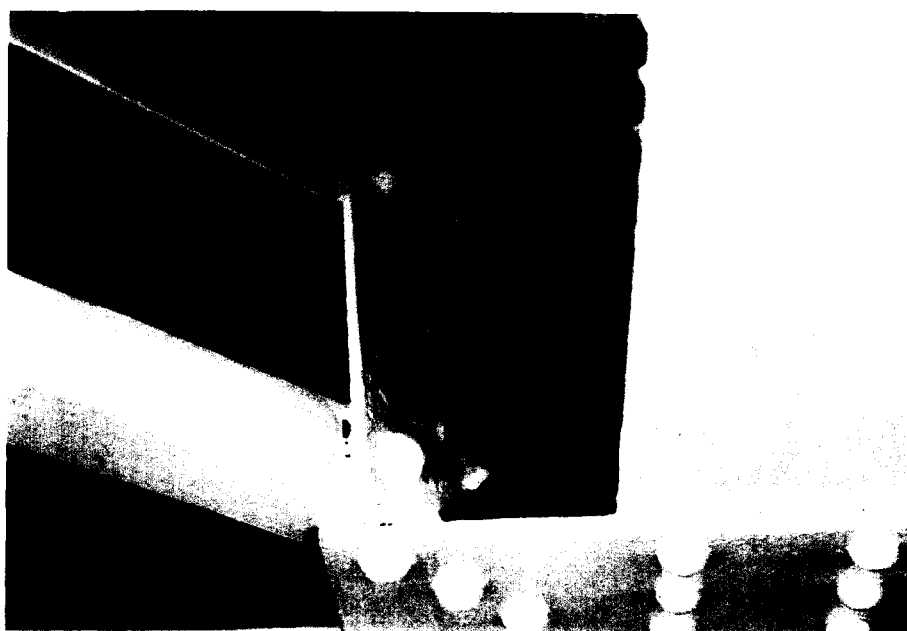
写真-2.7 鋼床版デッキプレート上面の腐食事例（発錆・腐食状況）



(a) 路面からの雨水の跳ね返り状況



(b) 格点部における土砂の堆積



(c) 格点部の腐食状況

写真-2.8 下路トラス橋格点部の腐食事例

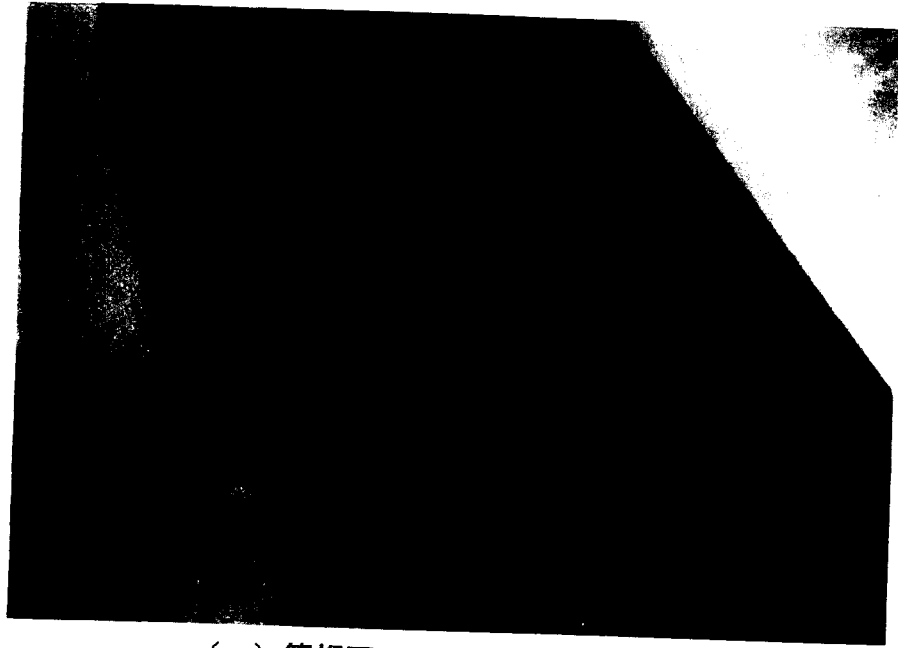


(a) 現場継手部における箱桁内部の滞水と腐食



(b) 箱桁上フランジからの漏水状況

写真-2.9 (その1) 箱桁内部における下フランジの腐食事例

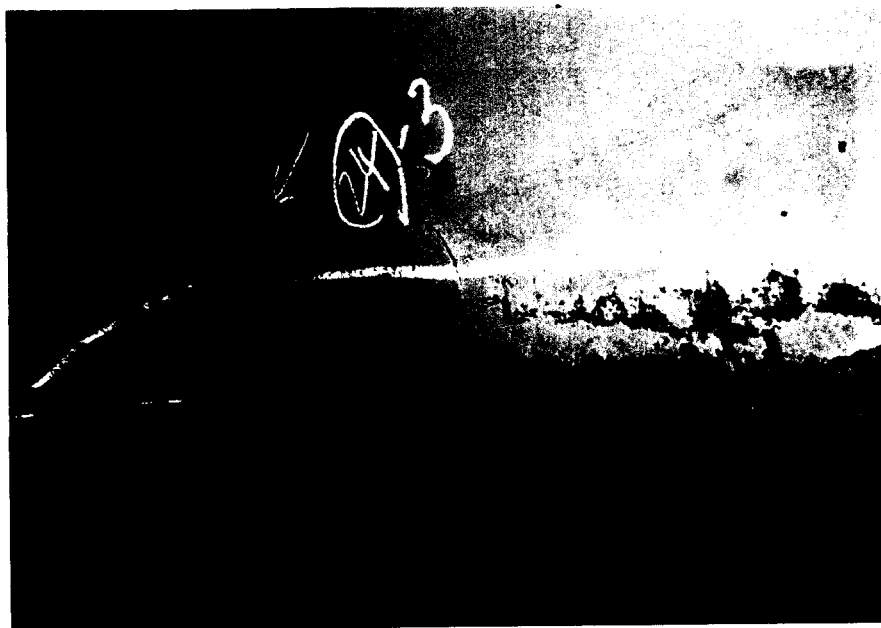


(c) 箱桁下フランジの腐食状況

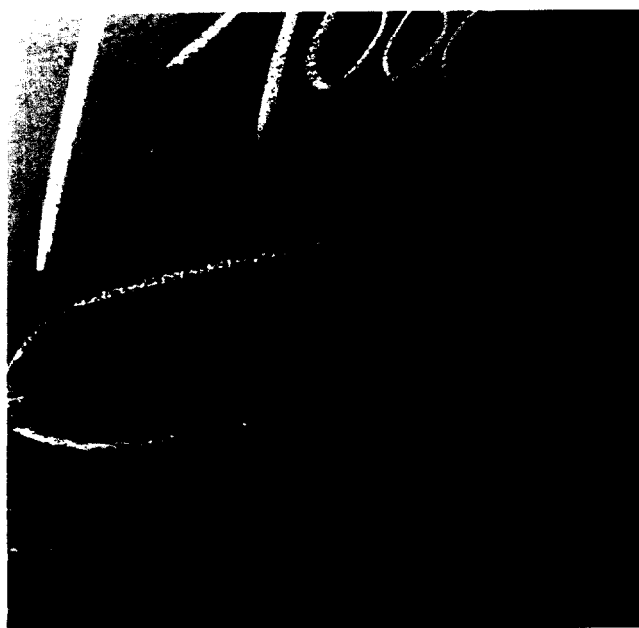
写真-2.9 (その2) 箱桁内部における下フランジの腐食事例



写真-2.10 箱内部における糞の堆積状況



(a) 縦桁下フランジの勾配状況



(b) 下フランジとウェブとのすみ肉溶接部の腐食

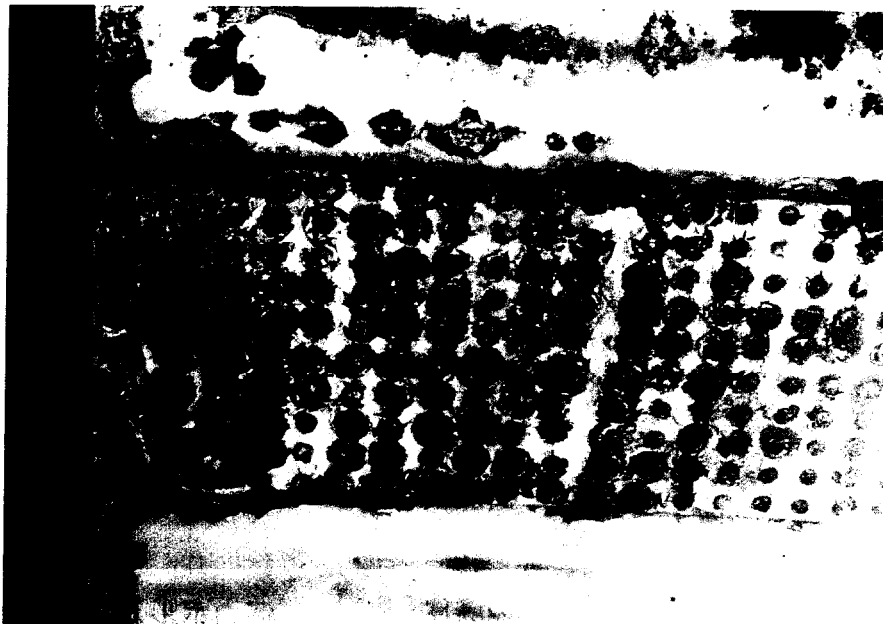


(c) 高力ボルト継手部近傍の腐食

写真-2.11 滞水による縦桁下フランジ部の腐食事例



(a) 高力ボルト継手部の腐食状況

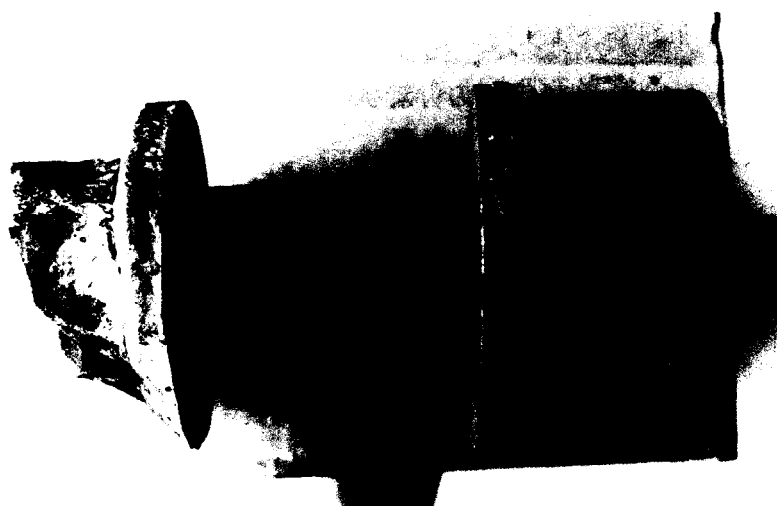


(b) リベット継手部の腐食状況

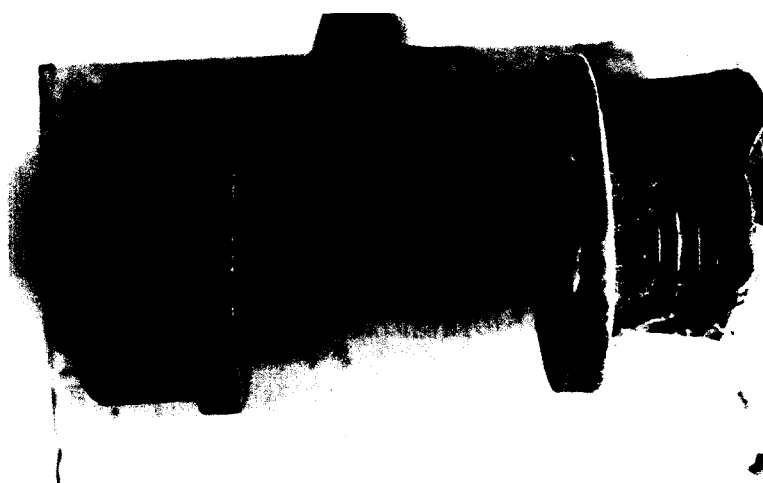
写真-2.12 高力ボルト継手部およびリベット継手部の腐食事例



(a) 高力ボルトの腐食状況



(b) 高力ボルト頭部の腐食事例



(c) 高力ボルトナット部の腐食事例

写真-2.13 腐食した高力ボルトの外観

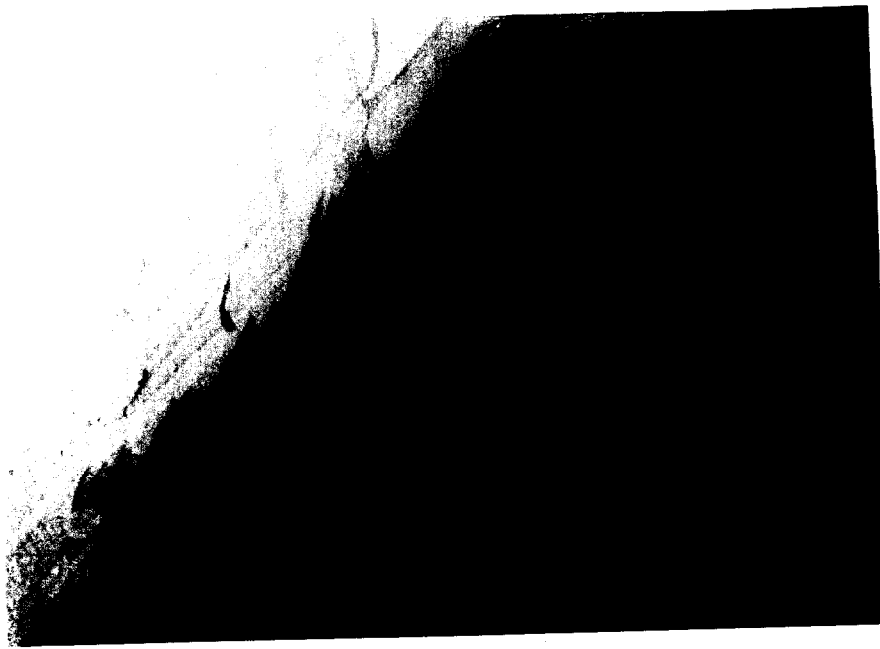


(a) 剥離錆びの付着状況

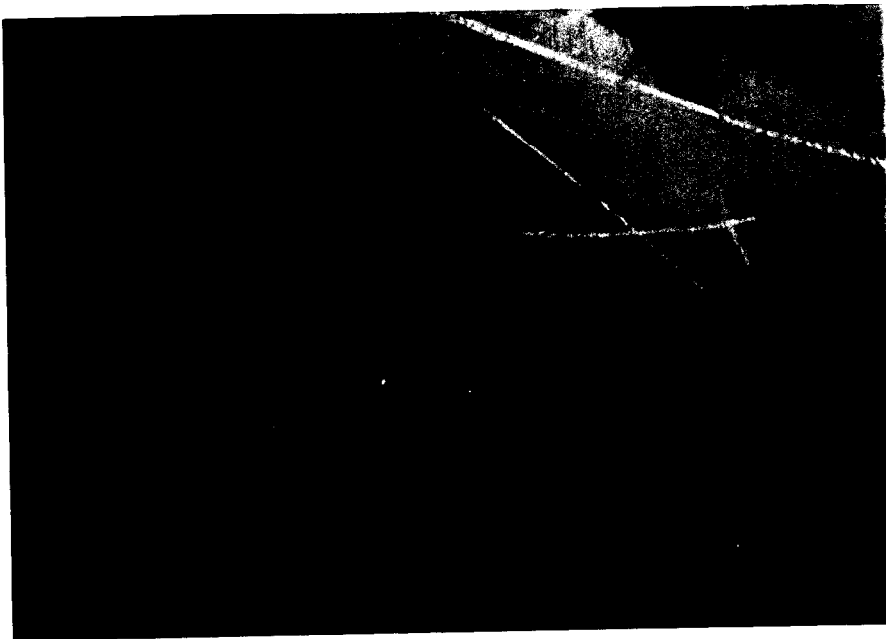


(b) 付着錆びを除去した状況

写真-2.14 高力ボルトの頭側の腐食状況

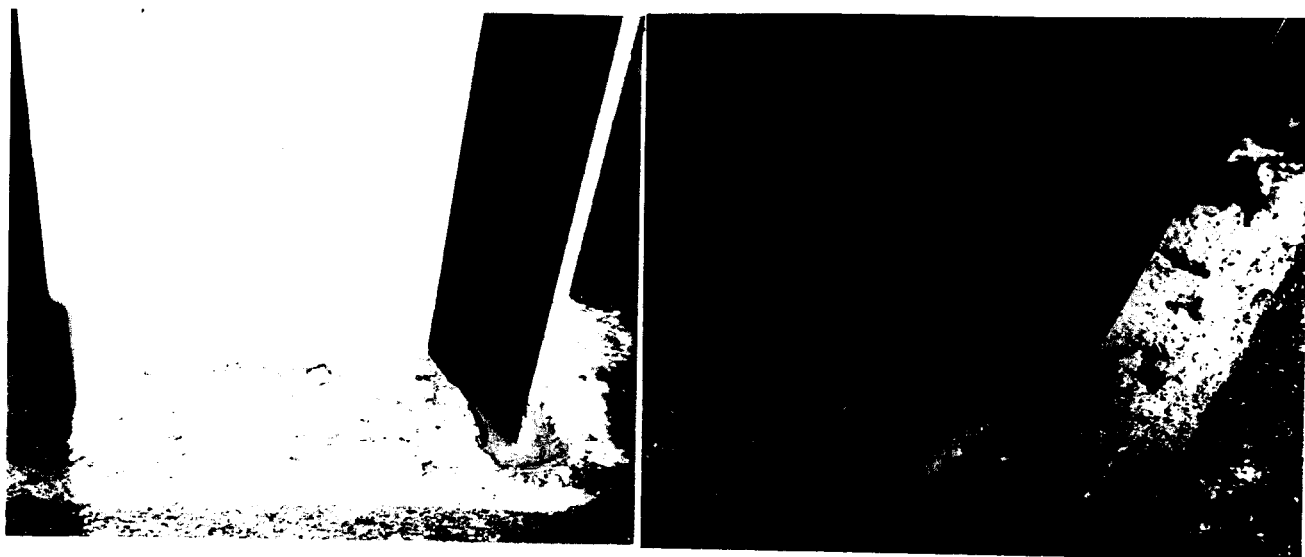


(a) 下フランジ突合せ溶接部の腐食



(b) 下フランジとウェブとのすみ肉溶接部の腐食

写真-2.15 I 桁下フランジの溶接部における腐食事例



(a) トラス橋斜材の歩道床版埋め込み部の腐食



(b) 床版下面における錆汁流出状況

写真-2.16 下路トラス橋斜材の歩道埋め込み部における腐食事例



写真-2.17 埋め込み内部における腐食の進行状況



写真-2.18 鋼製橋脚柱部のコンクリート巻き立て部における腐食事例

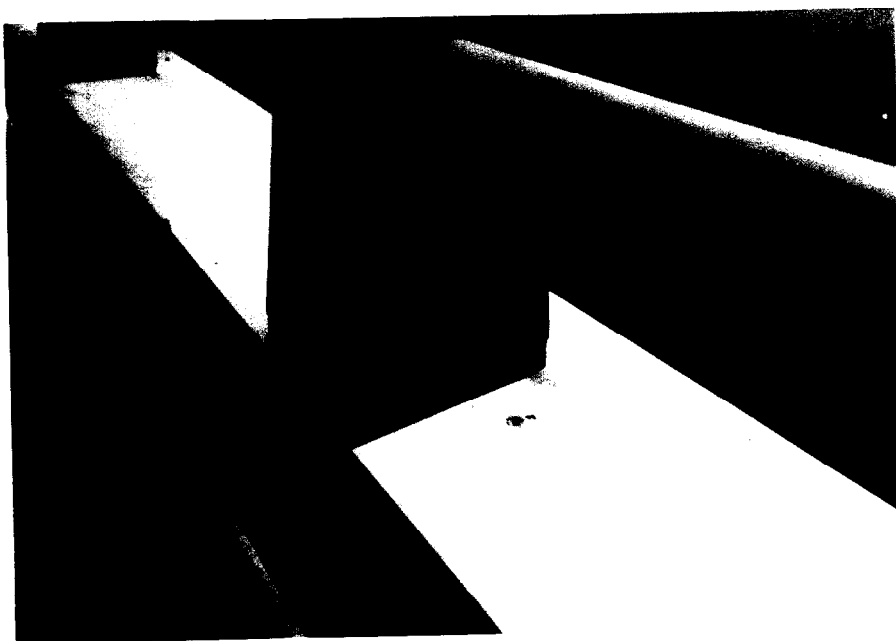


(a) 斜張橋（自転車専用橋）のケーブルの腐食

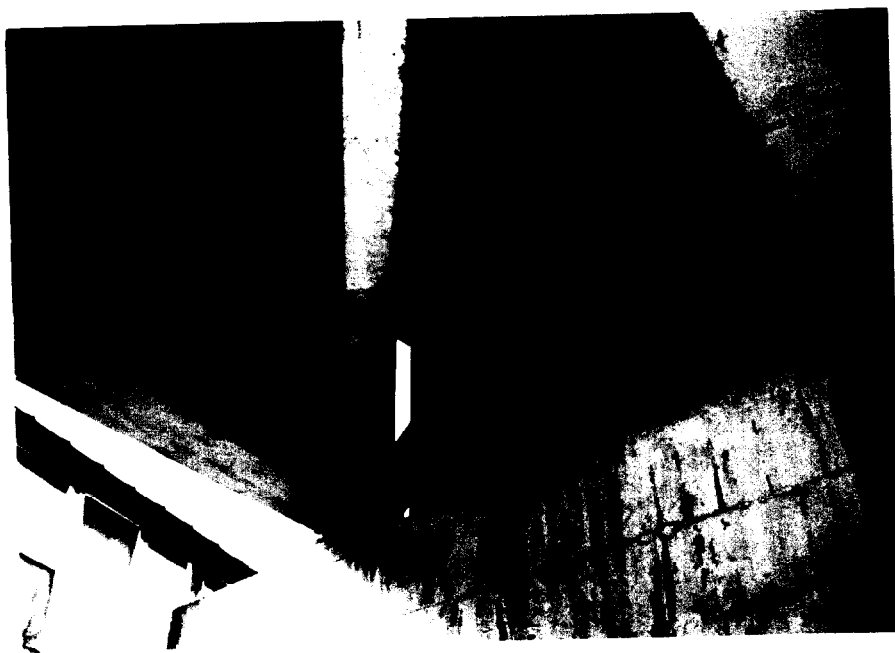


(b) 吊橋の主ケーブルにおける発錆・腐食状況

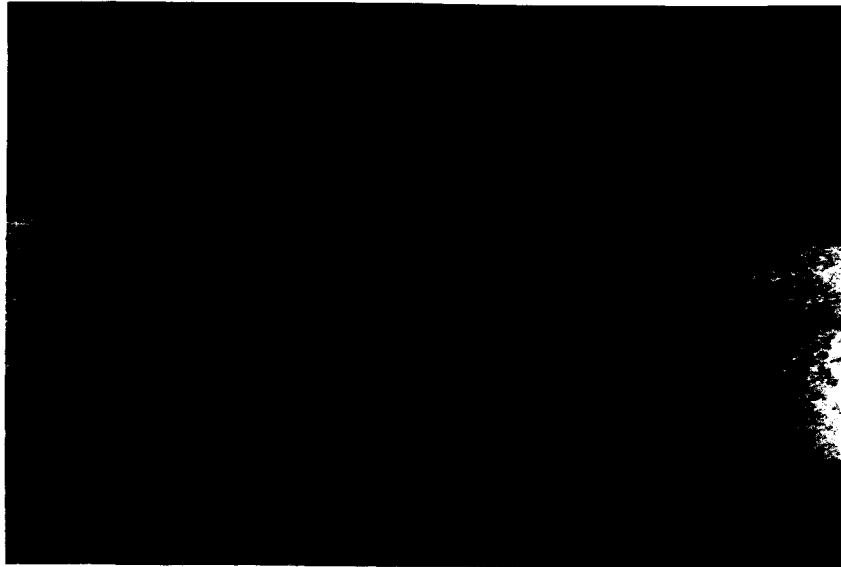
写真-2.19 ケーブルにおける発錆・腐食事例



写真－2.20 高欄取付けボルトの腐食事例



写真－2.21 上下水道管からの漏水による腐食事例



(a) 下フランジ下面の層状剥離錆の発生



(b) 鋅安定化処理被膜の異常（塩分の付着と吸水）



(c) 鋅安定化被膜のふくれ部下面における腐食

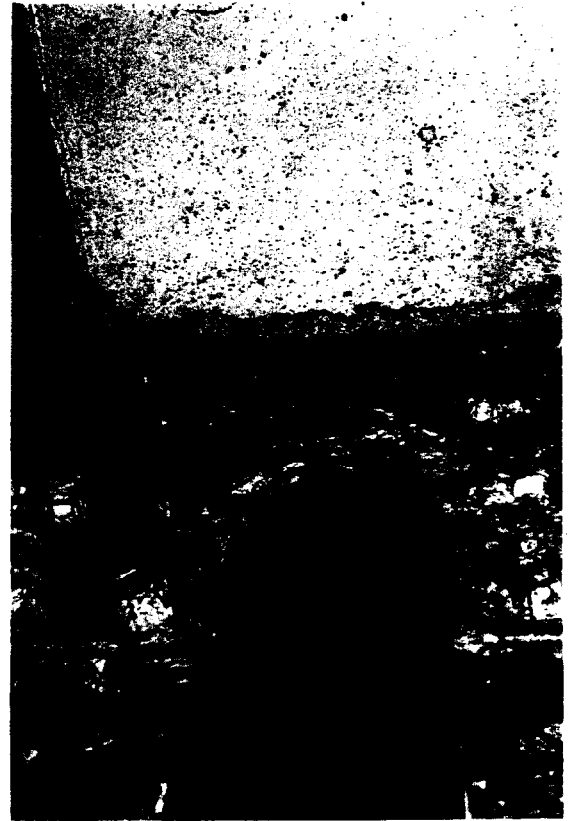
写真-2.22 耐候性鋼材を使用した鋼部材の異常腐食の発生例



(a) 腐食の生じた上路トラス橋の外観

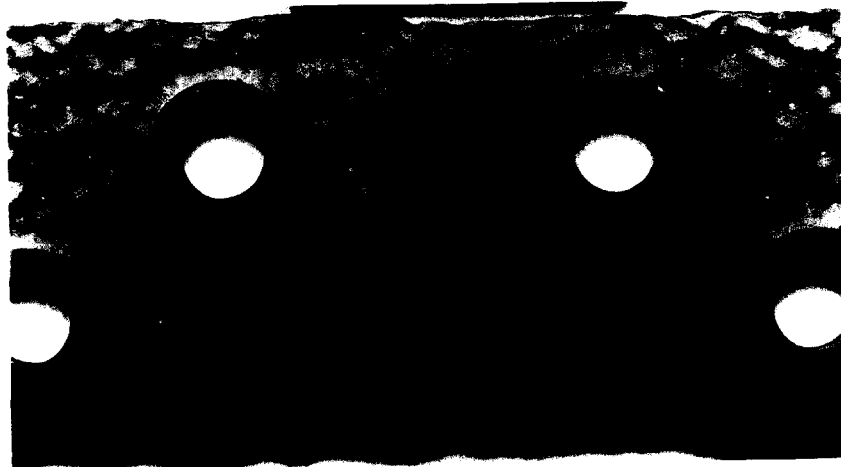


(b) 下弦材高力ボルト継手部の下面状況

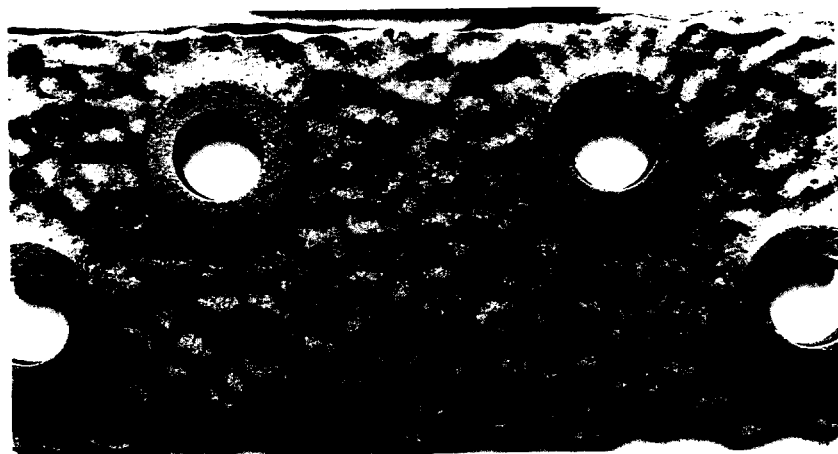


(c) 下弦材高力ボルト継手部の内部状況

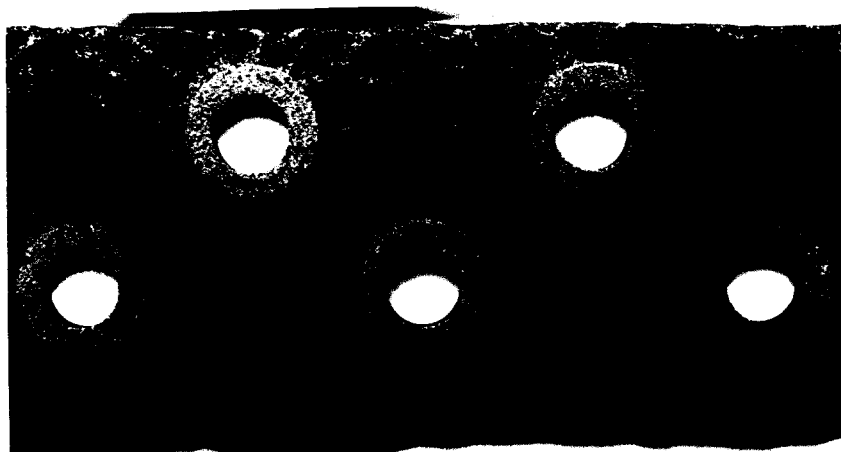
写真-2.23 弦材の高力ボルト継手部内での塩分の付着による腐食例



(a) サンドブラスト処理後の表面状況

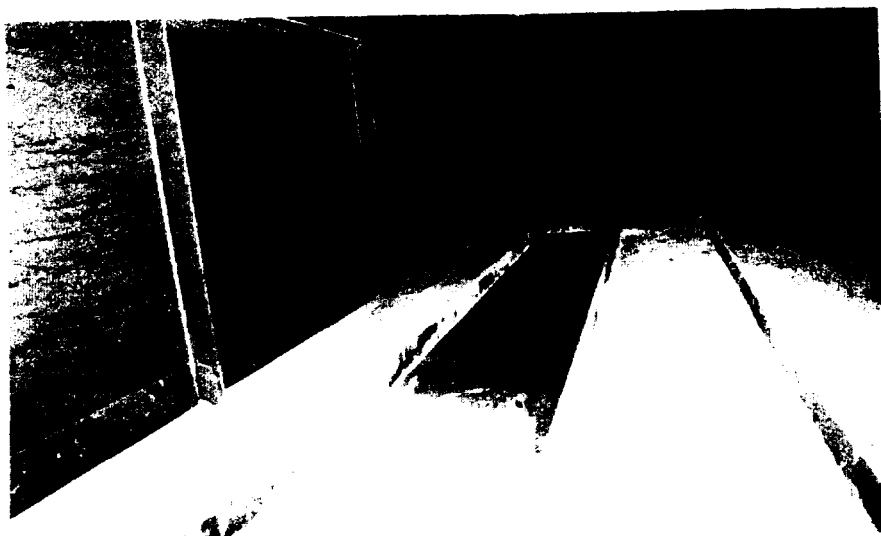


(b) スチールグリッドブラスト処理後の表面状況



(c) スチールグリッドブラスト処理 1日経過後の表面状況

写真-2.24 添接板表面の腐食状況



①部

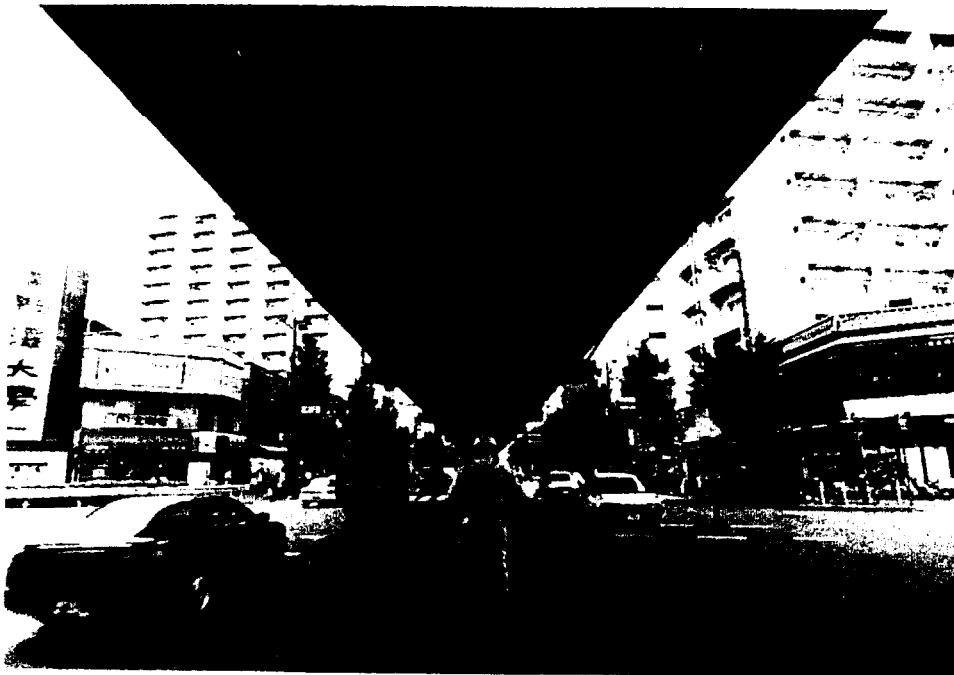


②部



③部

写真-2.25 箱内部の滞水状況



(a) 箱桁下フランジの外観と撮影状況



(b) 赤外線カメラによる撮影状況

写真-2.26 赤外線センサーによる撮影状況

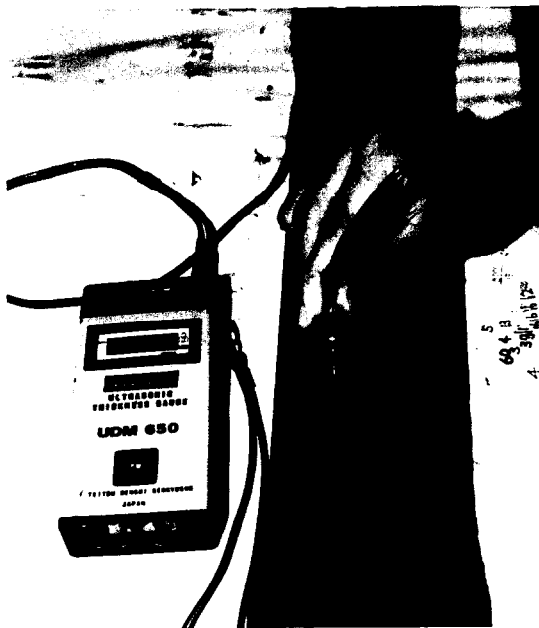


写真-2.27 超音波厚さ計による板厚計測状況

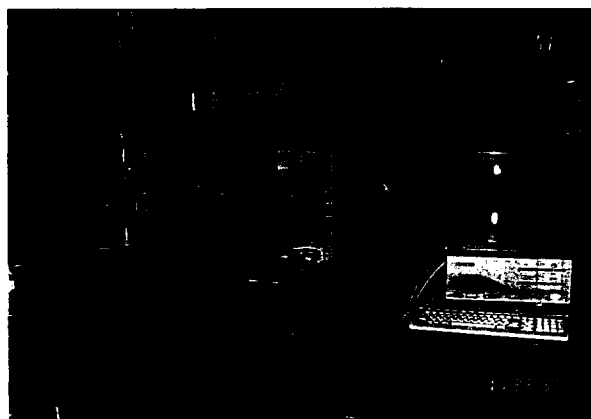


写真-2.28 レーザー式変位計を用いた板厚計測装置

3 章 腐食部材の強度とその評価に関する検討

3. 1 はじめに

鋼橋では腐食が局部的に進行し、かつ腐食程度も部材を構成する材片間で様でないことから、腐食が部材の耐力や健全性に及ぼす影響を把握することが難しく、現状では、耐力性能や健全性を評価する手法が十分に確立されているとは言い難い。

腐食した鋼部材の残存耐力を定量的に把握しようとする研究は少ない。これまでに行われている研究には、腐食鋼材から製作した小型試験片の引張試験を基に、残存引張強度を推定するための有効板厚や等価板厚の評価を試みた研究^{1)~5)}がある。腐食鋼板の残存圧縮強度に関しても、やはり小型試験片を用いた圧縮試験により等価板厚の評価が試みられている⁶⁾。また、鋼板の圧縮強度に及ぼす腐食の影響を解析的に検討した研究^{7)~10)}も行われている。しかし、これらの研究は、部材を構成する板要素を対象として実施されたものであり、様々な腐食形態を有する複数の板要素が組合された部材あるいは桁としての強度については不明な点が残されている。部材レベルの検討としては、腐食を想定した合成桁の残存耐力を解析的に求める研究も行われているが^{11), 12)}、実験による検証は行われていない。

このようなことから本章では、腐食が鋼部材の耐力性能に及ぼす影響を検討することを目的に、耐力不足が原因で架替えられた実橋より採取した2種類の実腐食部材を用いて載荷実験および解析を実施した。一つは、下路トラス橋床組の縦桁部材として約60年間にわたり使用されたきたI形鋼であり、フランジ部に著しい腐食が生じている部材である。床版損傷部からの漏水による桁下フランジの腐食事例を想定してI形鋼の曲げ載荷実験を行い、下フランジの腐食が曲げ耐力に及ぼす影響について検討した。他の一つは、架設されてから25年間供用された後に腐食が原因で架替えとなったプレートガーダーの主桁部材である。腐食が進んでいる桁支点部の圧縮耐力に着目し、主桁の支点付近から供試体を採取し載荷実験を行った。また、弾塑性有限変位解析を実施し解析手法の妥当性を検証するとともに、腐食がさらに進んだ場合を想定した解析を行い、腐食した場合の耐力の評価法について検討した。

3. 2 腐食部位と検討内容

鋼橋における代表的な腐食部位について第2章で述べたが、最も腐食しやすい部位は桁端部と主桁下フランジおよびその近傍の腹板や垂直補剛材である。桁端部については風通しの悪く湿気のこもり易い構造部位であり、伸縮継手からの漏水などとあいまって腐食が生じやすい。支間一般部での下フランジ部については、床版からの漏水などで腐食の生じた事例は多い（写真－3.1 参照）。これを単純桁について模式的に示すと図－3.1 のようになる。このように腐食が進行した桁の耐荷力を検討する場合、一般には下記の観点での検討が必要と考えられる。

- ・ 桁の曲げ耐力
- ・ 桁端部における支点上の座屈耐力
- ・ 桁端に近い腹板のせん断座屈耐力

また、桁端部については、支承各部の腐食や発錆により、移動や回転機能が低下し、主桁に二次的な応力を導入することになり、桁端部近傍の主桁に疲労損傷や座屈が生じることもある（写真－2.2 参照）。

これらのうち、本章では、桁の曲げ耐力および桁端部における支点上の座屈耐力に着目し、フランジ部に腐食による板厚減少および断面欠損の生じた I 形鋼の縦桁部材を用いた曲げ載荷試験および桁端部に腐食の生じたプレートガーダーを用いた支点部の圧縮載荷試験を実施した。

3. 3 腐食した I 形鋼の曲げ試験

3.3.1 橋梁の概要と腐食状況

試験に用いた腐食部材は、下路トラス橋（橋長 130m，3 径間ゲルバー式変断面下路トラス橋，昭和 3 年供用開始）の床組の縦桁部材（部材長 3.2m）として使用されていた I 形鋼である。供用後約 60 年を経て解体時に RC 床版を撤去したところ外縦桁の上フランジに腐食の発生が確認された。写真－3.2 に解体時の状況を、また、写真－3.3 に I 形鋼の上フランジの腐食状況を示す。内縦桁にはほとんど腐食が生じていないこと、縦桁上フランジ上面より RC 床版のハンチ部が立ちあがっており、床版によるフランジコバ部の保護がないことなどから、地覆部から RC 床版下面を伝わってきた雨水により外縦桁の上フランジ部およびその近傍のみに腐食が生じたものと考えられる。フランジ上面はほぼ全面にわたり腐

食が生じて板厚減少しており、また、フランジ幅については公称幅 130mm から 80mm 程度に欠損している部分も見られた。

3.3.2 曲げ試験桁の形状寸法と試験内容

試験には上フランジ部に腐食の生じている外縦桁およびほとんど腐食の生じていない内縦桁を使用した。試験桁の形状寸法および載荷方法を図-3.2 に示す。実橋の縦桁部材（部材長 3200mm）から全長 2600mm の試験桁を切り出した。試験桁の支間は 2500mm であり、中央区間 800mm を等曲げ区間として載荷梁を介して荷重を 2 点に載荷した。

表-3.1 に試験桁各部についての材料試験結果を示す。材料試験片については腐食による凹凸の影響を除去するために板表面を平滑に仕上げた。上下フランジ部に比較してウェブ部の強度が多少高い I 形鋼であり、降伏点が約 200MPa、引張強さが約 300MPa と現行 JIS 規格で定められた一般構造用鋼材（SS400 材）の規格値¹³⁾に比較して低い強度を有した材料である。

試験桁は 2 体製作した。フランジに著しい腐食の生じている試験桁 1 体（腐食桁：A1）と腐食のない健全な状態の試験桁 1 体（健全桁：B1）である。腐食桁 A1 については、引張フランジに腐食の生じた場合の部材耐力への影響を検討するため、腐食したフランジを下フランジとして使用して曲げ耐荷力試験を実施し、健全桁 B1 の試験結果と比較検討した。写真-3.4 に試験桁をブラスト処理しフランジ表面の付着錆を除去した後の腐食状況を健全桁の場合と比較して示す。フランジ上面には腐食により著しい凹凸が発生している。

曲げ試験には 2000kN 静的載荷試験機を用い、試験桁の横倒れ座屈を防止するために支点位置および載荷点位置において横倒れ防止装置を設置した。

試験における計測内容は試験桁各部におけるひずみと桁中央におけるたわみである。計測位置を図-3.2 に併記する。また、試験状況を写真-3.5 に示す。

3.3.3 試験桁の断面形状の計測結果

試験桁として用いた I 形鋼が現行 JIS 規格¹⁴⁾に規定されていない材料であったことから、その断面形状について健全桁を用いて計測した。また、腐食の生じているフランジについて、マイクロメータを用いて 5mm×5mm のメッシュ間隔で板厚計測を実施するとともに試験桁の長さ方向に 5mm 間隔でフランジ幅の計測を実施した。

試験桁の断面形状の計測結果とそのモデル化を図-3.3 に示す。図-3.2 の（a）は健全桁の両端部における断面形状の測定結果を示したものである。試験桁はフランジ板厚にテ

ーパーを有する I 形鋼である。JIS 規格外の材料であり断面特性値の算出に際しては図に示すようにフランジ部を断面積が等価な矩形断面にモデル化した。腐食桁については、図-3.3 の (b) に示すように、腐食したフランジ部について、板厚およびフランジ幅の測定結果から試験桁の長さ方向に 5mm 間隔でフランジ断面積を算出して健全桁の場合と同様に断面積が等価な矩形断面に置換した。腐食フランジの断面積測定結果を健全桁 B1 と比較して表-3.2 にまとめて示す。表中の最小断面積、最大断面積は桁の長さ方向に 5mm 間隔で計測した各断面の断面積においての最大、最小を示しており、平均値は測定全断面の平均を示している。また、平均板厚およびフランジ幅は図-3.3 中に示すように、最小、最大断面積を有する断面での平均板厚およびフランジ幅を示している。腐食桁の平均板厚は健全桁の 60%~80%の範囲であり、フランジ断面積は最大で 50%程度に、平均的には 70%程度に減少している。なお、腐食桁における最小断面積部は試験体の等曲げ作用区間内に位置している。

3.3.4 曲げ試験結果

腐食桁(A1)および健全桁(B1)のいずれともフランジ部が降伏に達した後に横方向固定点間において横倒れ座屈が発生し、その進行とともにたわみが増加する崩壊性状を示した。試験では、載荷装置の能力からたわみが約 40mm に達するまで載荷を継続したが、その時点で明確な荷重の低下は認められず試験を終了した。なお、実橋においては、RC床版の拘束効果により正曲げ区間の支間中央部において桁の横倒れ座屈の生じることはほとんど考えられないことから、ここでは、弾性範囲内での挙動および降伏挙動についてのみ検討することとした。

図-3.4 に健全桁(B1)、腐食桁(A1)の支間中央のたわみと荷重の関係を示す。図中には、腐食桁に対しての弾性たわみの計算値を示す。ここで、計算値については、表-3.2 に示した腐食フランジの平均断面積を用いて算出した計算値と最小断面積を用いて算出した計算値（弾性係数は $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ と仮定）を併記している。腐食桁の剛性は、腐食による断面性能の低下により健全桁と比較して小さなものとなっている。また、初期剛性に関して実験値と計算値を比較するとフランジの断面積として平均断面積を用いた計算値は実験値とほぼ一致しており、弾性挙動の範囲内においてそのたわみ性状を評価するには、部材の平均的な断面性能を用いて評価が可能なものとする。

表-3.3 に降伏荷重についての実験値と計算値を示す。ここで、実験値については、下フランジでのひずみ計測結果から等曲げ区間の全ての測定点においてひずみが降伏ひずみ

に達した荷重を降伏荷重と定義した。また、計算値の算出に際しては、表－3.1 に示すフランジ材の降伏点を用いるとともに、腐食フランジの断面積については、表－3.2 に示した平均断面積を使用した。腐食桁の降伏荷重は健全桁の場合の 83%程度、最大荷重は 86%程度であり、腐食フランジ部の平均断面積を用いて算出した降伏荷重の計算値は実験値と比較的に良く一致している。また、降伏荷重の実験値は、図－3.4 に示した荷重－たわみ関係が非線形的な挙動に移行する荷重とほぼ一致したものとなっており、たわみの非線形性をもって部材全体としての降伏荷重と考えるならば、平均的な断面性能を用いることにより、降伏荷重の推定は可能なものとする。なお、等曲げ区間における下フランジの局所的なひずみ性状については、腐食に伴う局所的な断面欠損や応力集中の影響を受け、計測位置によっては荷重が 100kN 程度と比較的に初期段階から降伏ひずみに達することが確認され、応力集中の程度によっては、さらに初期段階において降伏領域に達していることが予想される。このような局所的な応力性状については疲労のような破壊現象には影響を及ぼすものの部材全体としての降伏耐力に及ぼす影響は少ないものとする。

3. 4 腐食した桁支点部の圧縮試験

3.4.1 橋梁の概要と腐食状況

(1) 橋梁の概要

試験で対象とした橋梁は、25 年供用後腐食による耐荷力不足が原因で取り替えとなった道路橋で、支間 32.5m の単純活荷重合成桁橋である。図－3.5 に橋梁の一般図を示す。使用鋼材には塗装仕様の耐候性鋼材が用いられている。

本橋梁は、日本海の海岸線からわずか 100m 程度の常に海風に曝される非常に激しい腐食環境下にあり、その上、竣工後に塗装の塗り替えなどの適切なメンテナンスが施されてこなかったため、海塩粒子の付着により腐食が進行し、架け替えに至ったものである。写真－3.6 に撤去前の当該橋梁の状況を示す。

本橋梁の諸元を、以下に示す。

橋梁形式：単純活荷重合成鉄桁橋，3 主桁

橋長（支間長）：32.5m（31.8m）

幅員：8.9m（有効幅員：8.0m）

使用鋼材：SMA490BP（主桁），SS400（補剛材）

(2) 腐食状況調査

供試体の採取に先立って腐食状況の調査を行った。その結果、本橋の腐食状況には下記のような特徴があった。

- ①腐食は、海に近い主桁ほど進行していた。これは、海塩粒子が海側の桁に多く付着すること起因していると考えられる。
- ②海側の桁（G1 桁）および山側の桁（G3 桁）における内面と外面では、内面の方が腐食が進行していた。これは、桁の外面が風雨によりゴミや海塩粒子が洗い流され、乾燥しやすく水切れの良いのに対し、堆積物が溜まりやすく乾燥しにくい内面の方が腐食環境が厳しいためと考えられる。
- ③どの桁も支間中央部に比べて桁端部の腐食が進行していた。これは、桁端部では空気の流れが滞留し易くゴミの溜まりやすい部位であり、さらに伸縮装置からの漏水などにより、他の部位に比べて環境的に最も厳しい部位であるためと考えられる。
- ④部材に関しては、下フランジ、腹板、垂直補剛材および水平補剛材のどの部材にも腐食が見られたが、これらの部材は前述したように桁端に近いほど、また腹板および垂直補剛材は下側の部位ほど腐食が進行していた。

コンクリート床版に接する上フランジには、腐食はほとんど発生していなかった（写真－3.7 参照）。これに対して下フランジ下面には、層状錆の発生が見られた（写真－3.8 参照）。これらの差異は主桁の構造的要因に起因するものと考えられ、下フランジおよび水平補剛材などのゴミ、海塩粒子などの堆積しやすい部位ほど腐食が著しい。

また、下フランジ下面の層状錆は、他のいくつかの無塗装橋梁にも見られるが、フランジ下面は雨水に曝されないため、付着した海塩粒子が濃縮され、その影響で層状錆の発生に至るものと推測される^{15)～17)}。上フランジの腐食が進んでいないのは、堆積物が溜まりにくく付着する海塩粒子の量も少なく、更に上面をRC床板に覆われているためと考えられる。

3.4.2 載荷実験

（１）供試体の形状および寸法

1) 供試体の形状および寸法

供試体は、3 主桁のうち、最も腐食が進んでいる海側の主桁（G1 桁）および最も腐食の少ない山側の主桁（G3 桁）からそれぞれ 1 体ずつ桁端部（長さ 1.9m）を採取した。採取した桁の形状・寸法を図－3.6 に示す。以後、それぞれ G1A 供試体および G3A 供試体と呼ぶこととする。

2) 残存板厚および初期不整の測定

採取した2体の供試体の初期状態を把握するため、それぞれの供試体についてブラスト処理して塗膜および錆を除去した後に残存板厚および初期不整の測定を行った。残存板厚の測定では、補剛材についてはキャリパーを用いたが、腹板については図-3.7に示すように平行な2本のリニアレール上に取付けたレーザー式変位センサーで測定した。すなわち、それぞれのセンサーから腹板表面までの距離を計測することにより、腹板表面の位置(座標)を求め、それをもとに板厚および板厚中心線を求めた。測定ピッチは、載荷点および支点部近傍の腹板で10mm、中間部で20mmとした。なお、レーザー式変位センサーの測定精度は0.1mmである。

図-3.8にそのようにして作成したそれぞれの供試体の腐食マップを、また表-3.4にそれぞれの供試体の部材ごとに設計板厚、平均板厚、最小板厚、および平均板厚を設計板厚で除した残存板厚比率を示す。これらの図および表から、前述したように、G3A 供試体に比べてG1A 供試体の方が板厚減量が多いこと、支点近傍の下フランジ、腹板および補剛材の腐食減量が多いことがわかる。最も板厚減量の激しい部材・部位は、両供試体とも下フランジ近傍の端補剛材、ついで層状錆の発生していた下フランジの支点近傍で、その量はG1A 供試体でそれぞれ11.2mm、9.0mm、G3A 供試体で6.5mm、6.0mmであった。

また、初期不整は、上記の方法により求めた板厚中心線から算出した。したがって、鋼材表面の腐食量の差に起因する偏心量を含んだものとなっている。図-3.9にそれぞれの供試体支点側端部の初期不整を示す。両供試体とも現行の設計基準に規定されている制限値(主桁の鉛直度： $3+H/\delta$ mm, 板の平面度： $H/250$ mm, H は腹板高さ)以内に収まっている。

(2) 実験方法

鋼材の機械的性質を把握するため、載荷実験に先立って各部材ごとに腐食による凹凸面を平滑仕上げて作製した供試体の引張試験を行った。表-3.5に試験結果を示す。

実験では、供試体の支点部下フランジおよび支点上の上フランジ面に球座を置いてピン支持とし、5000kN 油圧式万能試験機を使用して静的な圧縮力を加えた。ただし、下フランジ面および上フランジ面には、それぞれソールプレートおよび載荷板があり、載荷はこれらの鋼板を介して行っている。また、載荷点より離れた側の上フランジ上はローラーを用いて単純支持とした。実橋では床版や端横桁などによる拘束効果が作用するが、これらによる拘束効果がどの程度のものであるか不明であったため、実験では前述したような明確な支持条件とした。したがって、実験での耐荷性能は実橋における性能とは異なり、実橋の耐荷性能を過小に評価することが考えられる。なお、載荷は支点部での力の伝達を再現

するために上下フランジを逆にして実施した。図-3.10 に試験の载荷要領を示す。

測定は、腹板と端補剛材の表裏に三軸ゲージおよび単軸ゲージを貼り付けてひずみを計測した。また、桁の変形状態を把握するため、サーボ型変位計により計7箇所の変位を計測した。変位計 No. 1 によりジャッキ位置での鉛直方向変位を、No. 2 および No. 6 により供試体の载荷軸に対して直角方向の横変位を、そのほかの変位計により腹板の局部座屈による面外変位を測定した。図-3.10 中に計測内容を併記する。

(3) 実験結果

1) 終局状態に至るまでの挙動

両供試体とも、板厚減少が大きい個所に最初に局部座屈が発生した。その後荷重の増加とともに変形が進行し最大荷重に達し、最大荷重がしばらく持続した後に荷重が低下した。また、局部座屈とともに、初期不整がそのまま大きくなるモードでの腹板全体の面外方向への変形も見られた。ただし、その変形はそれほど大きくはなかった。局部座屈は、桁端に近い側の下フランジ近傍の腐食による断面減少が最も大きい腹板および端補剛材に発生し、他の部位には発生しなかった。写真-3.9 に各供試体の腹板および端補剛材に発生した局部座屈の実験終了時の状況を示す。

鋼部材における腐食形態が様々であることから、一般論として述べることはできないが、本橋のように腐食が進行した場合には、最も腐食が激しく板厚減少の大きな個所において、幅厚比の増大に伴い局所的に座屈が発生しやすくなるものと考えられ、このような局部座屈が部材全体座屈に及ぼす影響について留意することが必要と思われる。

2) 座屈強度および最大強度

図-3.11 に実験結果より得られた荷重と鉛直変位の関係を示す。最大荷重は、G1A 供試体で 2042kN, G3A 供試体で 2465kN であり、腐食の著しい G1A 供試体の最大荷重は G3A 供試体に比べて 16%程度小さいものであった。

また、実験では、前述したように両供試体とも最大荷重に達する以前に断面減少の最も大きな部位に局部座屈が発生した。そこで、腹板および端補剛材の変位およびひずみ測定点のうち、最初に局部変形が発生した部位近傍の変位およびひずみが急激に変化する時の荷重を文献 18) で述べる方法により座屈荷重として算出した。このように求めた座屈荷重を図中に示すが、座屈荷重は、G1A 供試体で 1090kN, G3A 供試体で 1500kN であった。座屈荷重についても、G1A 供試体は G3A 供試体に比べて、最大荷重と同程度に約 17%低下した。

以上のように、G1A 供試体は G3A 供試体に比べて、最大荷重も座屈荷重も低かったが、このような低下は、両供試体の初期不整量にほとんど差がないことから、腐食の進行に伴

う断面減少に起因するものと考えられる。

また、図中に、道路橋示方書・同解説¹⁹⁾に基づいて算出した設計耐力、すなわち端補剛材と腹板の有効幅から構成される座屈長が桁高の 1/2 の柱として、「全有効断幅(補剛材幅+腹板有効断幅)×設計板厚×許容圧縮応力度」により算出した設計耐力(910kN)を示す。また、設計で考慮している柱が短柱領域にあることから、同図には、上記の設計断面における公称応力が JIS に規定される保証降伏点強度に達するときの荷重(以下、設計降伏荷重と呼ぶ)を併せて示す。両供試体とも最大荷重が設計耐力および設計降伏荷重を大幅に上回っているのに対して、座屈荷重に関しては、設計降伏荷重を下回り、腐食の進んでいる G1A 供試体の方が設計耐力に対する余裕が少ない。G3A 供試体で設計耐力の約 40%増であるのに対し、G1A 供試体では約 20%増であった。支点部などの荷重集中点については、通常、補剛材および有効幅を考慮した腹板から構成される柱部材として設計されるが、その際、補剛材については局部座屈が保証降伏点まで生じない範囲の幅厚比により設計される。また、腹板についても幅厚比の制限を考慮してその有効幅を設定している。しかしながら、今回の実験結果で見られたように、腐食に伴う板厚減少により幅厚比が大きくなり、設計降伏荷重より低い荷重段階において局部座屈が生じるようなことがあり、その点に関しての留意が必要であるといえる。ただし、G3A 供試体はもちろんのこと G1A 供試体の腐食程度でも、設計耐力に対する安全性は確保されていることから、たとえ設計荷重が作用したとしても直ちに局部座屈が生じるようなことはない。なお、さらに腐食が進行すると設計荷重より低い荷重段階において局部座屈が生じることも考えられ、そのような場合には、局部座屈の発生、進行と連成して柱としての座屈強度や最大荷重が低下する恐れもある。この点については後述する。

3.4.3 実験供試体の弾塑性有限変位解析

(1) 解析目的と解析方法

前述した桁端部の支点部座屈耐力の実験結果を、解析的にどの程度評価できるかを検証することを目的に弾塑性有限変位解析を行った。

解析には、汎用プログラム ABAQUS を用いた。要素には正方形シェル要素を用い、供試体の初期不整、残存板厚および材料特性値を用いて解析を行った。要素の大きさは、腹板と端補剛材の載荷点および球座支点の近傍を 10mm×10mm に、それ以外を 20mm×20mm とした。なお、腹板と端補剛材が交差する溶接個所については腐食がほとんど見られなかったため、溶接ビード(脚長 7mm)もその断面積と等価になる板厚に換算することにより考慮した。

また、板厚については、レーザー式変位センサー（測定精度 0.1mm）を用いて各要素毎に測定した板厚計測値を用いるとともに、初期不整については、鋼材表裏面の腐食量の差に起因する偏心量を材片の初期不整量に加味したものをを用いた。境界条件は、実験の条件に基づいてヒンジおよびローラーとした。また、材料特性は、各部材ごとに行った引張試験のデータから得られた応力-ひずみ関係より、図-3.12 に示すように多曲線で近似したものをを用いた。

本橋のような溶接桁の場合、残留応力もその耐荷力に影響を及ぼす。そのため、解析では、残留応力を考慮しない場合のほか、考慮する場合についても解析を行った。今回のような圧縮を受ける部材の残留応力の影響としては、鉛直方向取付け部材の溶接による残留応力のみを考慮すれば十分であると考えられることから、解析では、文献 20) に記載されている実測例をもとに、図-3.13 に示す残留応力を入れることを目標にした。残留応力を解析に組み込む方法としては、予備解析によって端補剛材および腹板に適当な温度分布を与え、それによる温度応力が目標とする残留応力に出来る限り近づくようにトライアルを繰り返し、温度分布を選定し、その結果を解析に組み込んだ。図-3.14 にトライアルより得られた中央部の断面における解析残留応力分布を示す。

（２）解析結果

図-3.15 に供試体 G1A について残留応力を考慮した場合の解析による座屈状況を示す。これを写真-3.9 に示した実験での座屈状況と比較すると、最初に板厚減少の最も激しい腹板および端補剛材に局部座屈が発生すること、また、初期不整がそのまま大きくなるモードで腹板全体の面外方向の変位が進行すること等、解析は実験での座屈の状況をよく再現できているといえる。また、図-3.16 に G1A 供試体および G3A 供試体において残留応力を考慮しない場合と考慮した場合の解析結果を載荷実験結果と対比して示す。残留応力を考慮した場合の $P-\delta$ 曲線と残留応力を考慮しない場合の $P-\delta$ 曲線を比較すると、最大荷重はほとんど変わらないが、載荷の比較的初期の段階での勾配が緩く、また、最大荷重時の変位量が前者の方が実験値に近い傾向にある。しかし、実験での勾配はさらに緩く、最大荷重時の変形量も大きい。特に腐食量の大きな G3 供試体において、その傾向が顕著である。載荷の比較的初期段階での勾配の違いや最大荷重時の変形量の違いについては、解析において仮定した残留応力分布が実際とはかなり異なることが主な原因と考えられる。とりわけ腐食の著しい G3 供試体においては、溶接部近傍における材片の板厚減少に伴い残留応力の再分配が生じていることが予想されることから、再分配後における残留応力性状を考慮することが必要と考えられる。一方、最大荷重については、実験値と解析値で後者の方が

多少小さい傾向にあるものの比較的良好一致している。また、前述した実験結果から座屈荷重を求める方法と同様な方法により算出した座屈荷重は、G1A 供試体の場合で 950kN、G3A 供試体では 1530kN と、実験値に近い値を示した（表－3.6 参照）。

以上のように、シェル要素を用いて、残存板厚、残留応力および板表裏面の腐食量の差に起因する偏心量も加味した材片の初期不整を考慮した解析によって、最大荷重時における変形量については実験値と差があるものの、変形性状を良好に再現でき、また、最大荷重および座屈荷重に関しても多少小さ目の値を与えるものの比較的良好評価できるものと考えられる。

3.4.4 腐食が進行した場合の耐荷力の検討

（１）解析内容

前節で述べたように、弾塑性有限変位解析により、最大荷重および座屈荷重を比較的良好に評価することが可能と考えられる。そこで、G1A 供試体を対象に、腐食していない場合、および腐食がさらに進んだ場合において座屈荷重および最大荷重がどのように低下するかについて検討した。

（２）解析ケース

解析は、以下に示す 4 ケースについて行った。

Case1：G1A 供試体の解析。

Case2：設計板厚を有する時（腐食無し）の解析。

Case3：腐食による板厚減少量を Case1 の 1.2 倍に増加させた時の解析

Case4：腐食による板厚減少量を Case1 の 1.5 倍に増加させた時の解析

なお、腐食による板厚減少量を Case1 の α 倍に増加した時の残存板厚は式（1）により算出した。このとき、全ての測定点における板厚を α 倍減少させた。ただし、この時、板厚中心線は変化させていない。

$$t_{(\alpha)} = t_0 - \alpha \times (t_0 - t_1) \quad \dots\dots (1)$$

ここで、

$t_{(\alpha)}$ ：腐食による板厚減少量をケース 1 の α 倍増加させた時の残存板厚（mm）

t_0 ：設計時の板厚（mm）

t_1 ：G1A 供試体の板厚測定値（mm）

(3) 各解析ケースの比較

各ケースの解析結果を表-3.6に示す。座屈荷重については、腐食の無い Case1 と他のケースでは、局部座屈のモードが異なることから、表には腐食がある場合のケースのみを示した。表から腐食の進行とともに最大荷重および座屈荷重が低下していくこと、特に最大荷重が後述するように残存断面積の減少率にほぼ比例して低下しているのに対して、座屈荷重の低下の割合は残存断面積の減少割合より大きいことがわかる。局部座屈は局所的な板厚の減少に左右されることから、腐食の進行に伴い局部座屈の発生が早まるものと考えられる。また、局部座屈が腐食の著しい狭い領域にのみに集中して発生するため、局部座屈の発生は、最大荷重の低下にはさほど大きな影響を及ぼしていないものと考えられる。

上述したように最大荷重および座屈荷重の低下は残存断面積と関連性があることが予測されたため、その関係について検討した。図-3.17は、腐食のないモデルである Case1 に対する最大荷重の減少率（以下、最大荷重減少率と呼ぶ）と、設計で考慮する柱としての最小断面における残存断面積と設計断面積との比（以下、残存断面積比率と呼ぶ）との関係を示したものである。最大荷重と残存断面積比率は密接な関係があり、残存断面積比率が小さくなるとともにほぼ直線的に最大荷重も低下しており、このような関係を利用することにより、腐食した実橋の支点部の耐荷性能を評価することが可能なものとする。すなわち、腐食がない状態（設計時）の耐荷力を弾塑性有限変位解析により求め、それに実橋の腐食調査の結果から求めた柱としての残存断面積比率を乗ずることにより、腐食部材の残存最大荷重を推定することができるといえる。なお、ここでの検討は、今回実験を実施した供試体をもとにしたものであり、種々の腐食形態に対して同様な傾向にあるかどうかについてはさらに検討が必要である。

3. 5 まとめ

腐食が鋼部材の強度に及ぼす影響を検討するため、腐食の生じた2種類の実橋部材を用いて載荷実験を行った。一つはトラス橋の縦桁部材に用いられていたI形鋼であり、フランジに腐食の生じた場合の曲げ耐力について載荷実験を行い検討した。他の一つは、プレートガーダー橋より採取した主桁部材であり、桁端部において著しい腐食が生じていたことから、支点部について圧縮載荷実験を行うとともに弾塑性有限変位解析を行い、腐食した桁支点部の耐荷性能について検討した。結果を要約すると以下のようである。

まず、I形鋼の曲げ載荷試験より以下の結果を得た。

- (1) 腐食の発生がほとんど認められなかった同一形鋼の実験結果との対比から、腐食に伴う断面欠損により桁の曲げ剛性および降伏荷重の低下が認められた。
- (2) 線形挙動の範囲内において、腐食桁の曲げ剛性について実験値と計算値を比較した結果、腐食フランジの平均断面積を用いて算出した断面剛性は実験結果と良く一致したことから腐食部材の曲げ剛性については平均的な断面性能を考慮することで評価は可能なものと考ええる。
- (3) 腐食フランジ部の平均断面積を用いて算出した降伏荷重の計算値は、荷重－たわみ関係が非線形的な挙動に移行する荷重とほぼ一致し、たわみの非線形性をもって部材全体としての降伏荷重と考えるならば、平均的な断面性能を用いることにより、降伏荷重の推定は可能である。

次に、腐食した主桁の桁端部を用いて圧縮載荷試験を行い、さらに、腐食が進行した場合の耐荷力に関して弾塑性有限変位解析を行い、以下の結論を得た。

- (4) 荷重の増加に伴い、比較的その初期段階で板厚減少の大きな部位に最初に局部座屈が発生した。また、腹板全体が面外方向に初期不整がそのまま大きくなるモードの変形も生じたが、その変形はそれ程大きくない。
- (5) 腐食による板厚減少が大きくなるにしたがい、最大荷重および上記の局部座屈荷重は低下する。
- (6) 最大荷重は設計耐力と比較してかなり余裕のあるものであった。一方、座屈荷重は、その余裕が比較的小さく、腐食が進むと設計荷重より低い荷重段階で局部座屈が生じることが考えられる。
- (7) シェル要素を用いて残存板厚、残留応力および初期不整を考慮した弾塑性有限変位解析を実施することにより、変形状況を良く再現でき、また、最大荷重および座屈荷重に関しても比較的に良好に評価できることが確認できた。
- (8) 腐食状況を変化させたモデルについて弾塑性有限変位解析を行った結果、最大荷重と残存断面積比率（最小断面における残存断面積と設計断面積との比）とは密接な関係があり、残存断面積比率の低下に比例して最大荷重も低下する。このことから、実橋での残存断面積比率を腐食調査により求めることにより、腐食した桁端部の残存最大荷重を推定することが可能なものと考えられる。
- (9) 座屈荷重に関しては、断面減少が進むとその低下が大きい。ただし、局部座屈が腐食の著しい比較的狭い領域にのみ発生することから、最大荷重に及ぼす影響は小さいと考えられる。

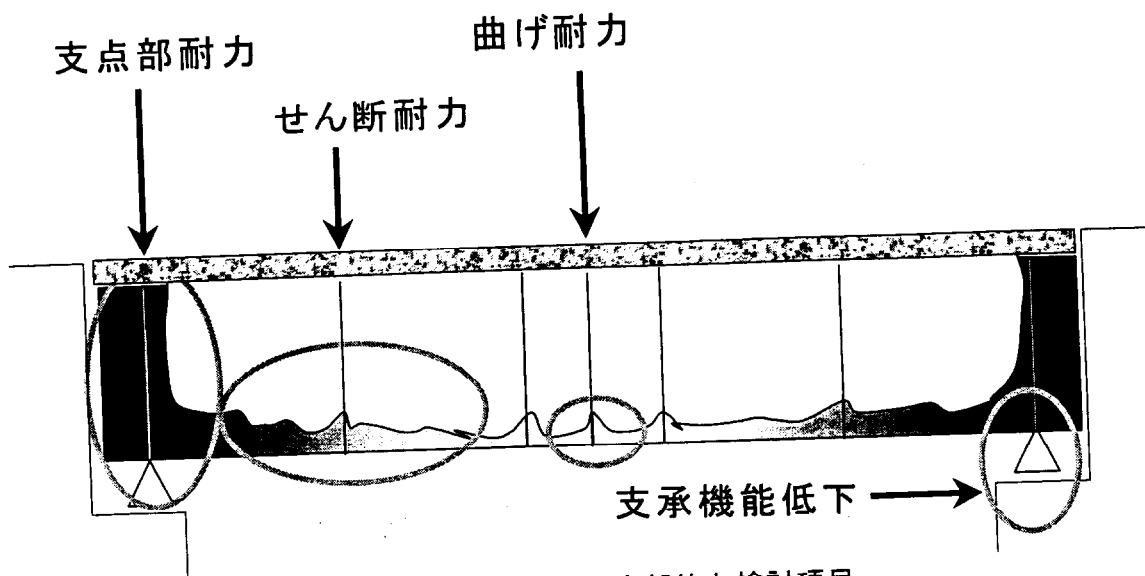


図-3.1 腐食の発生部位と検討項目

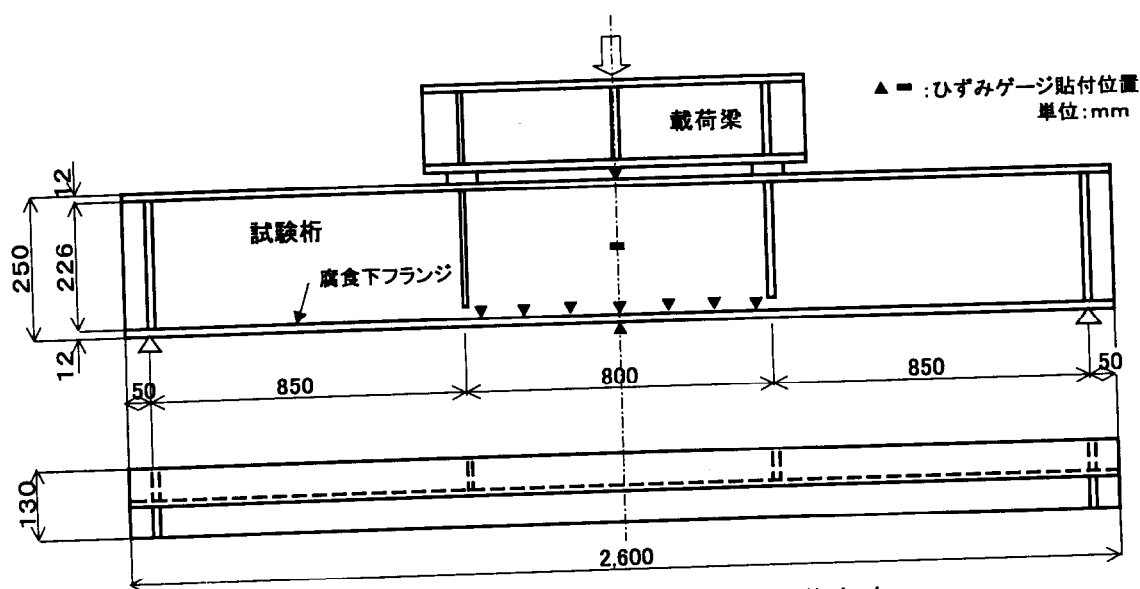


図-3.2 I形鋼試験桁の形状寸法と載荷方法

表-3.1 I形鋼試験桁の材料試験結果

採取位置	試験片 No.	降伏点 σ_y (MPa)	引張強さ σ_u (MPa)
下フランジ	JIS 1A号	198	295
上フランジ	JIS 1A号	198	293
ウェブ	JIS 1A号	221	328

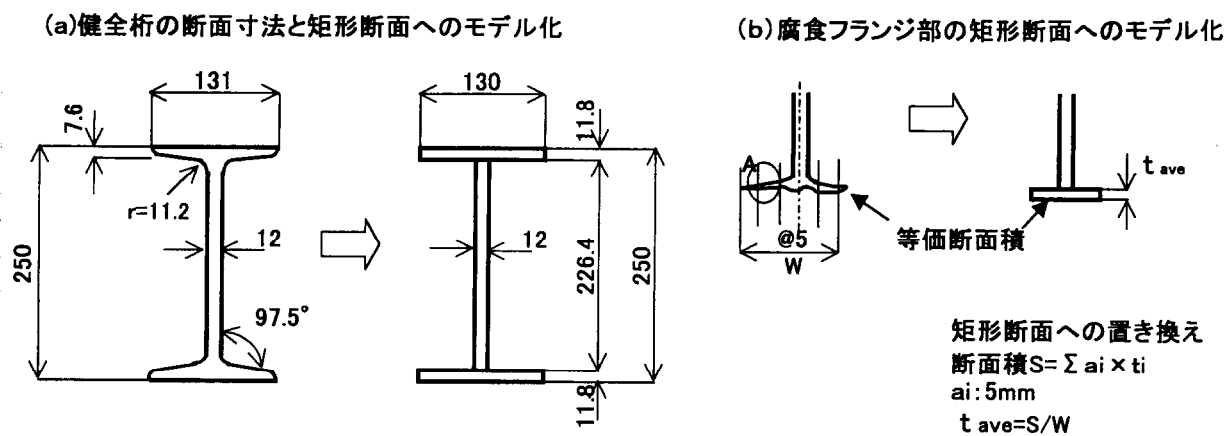
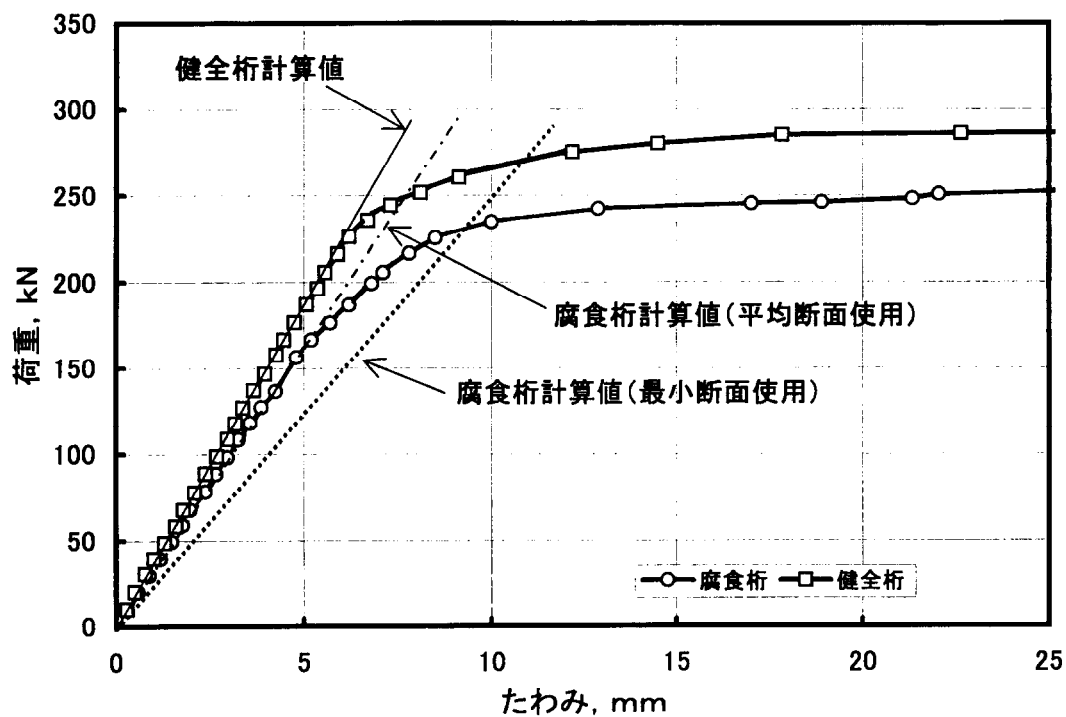


図-3.3 I形鋼の断面形状のモデル化と測定結果

表-3.2 I形鋼の腐食フランジの断面積計測結果

試験桁 の種類			断面積 (cm ²)	平均板厚 (cm)	フランジ幅 (cm)
腐食桁	A1	最小断面	792	7.6	104.2
		最大断面	1260	9.7	129.5
		平均値	1092	—	—
健全桁 B1			1534	11.8	130



図－3.4 曲げ試験における荷重とたわみの関係

表－3.3 曲げ載荷試験における降伏荷重

		降伏荷重 (k N)
腐食桁 (A 1)	実験値	170
	計算値	172
健全桁 (B 1)	実験値	205
	計算値	209

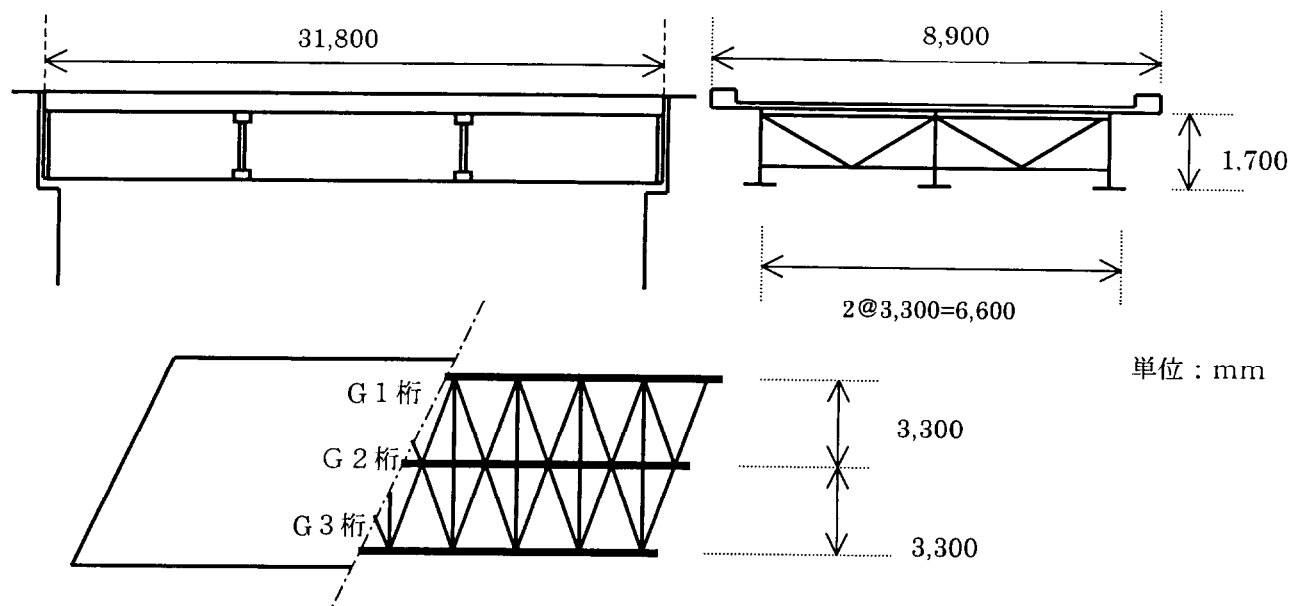


図-3.5 腐食の生じたプレートガーダー橋の一般図

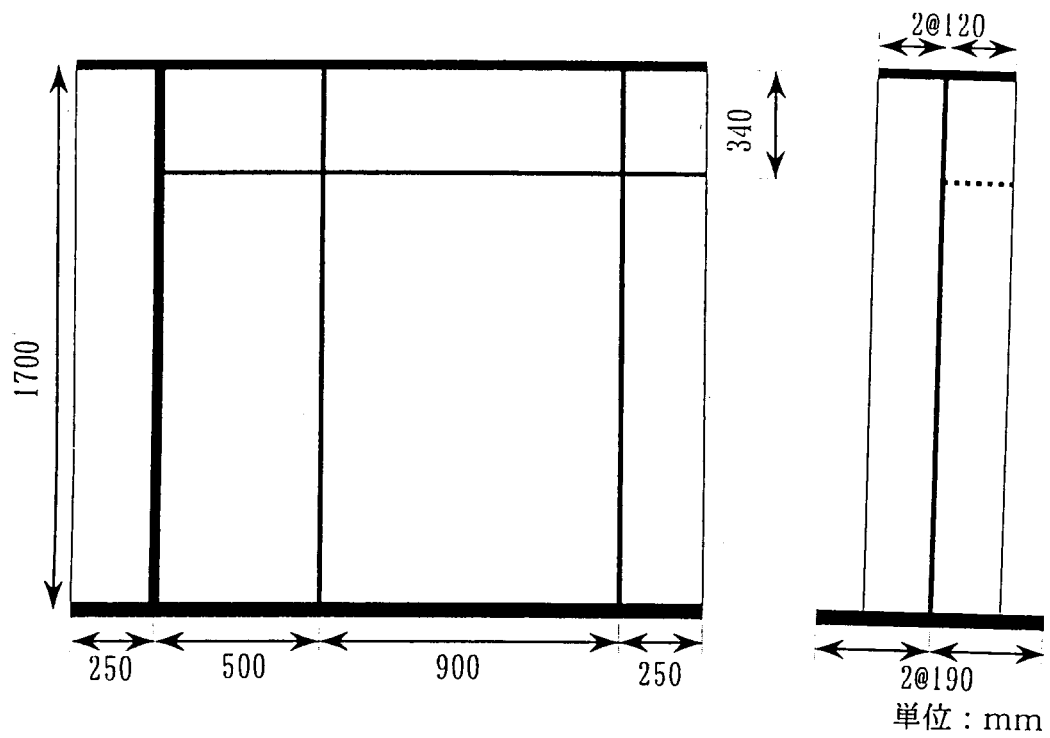


図-3.6 採取した桁の形状・寸法

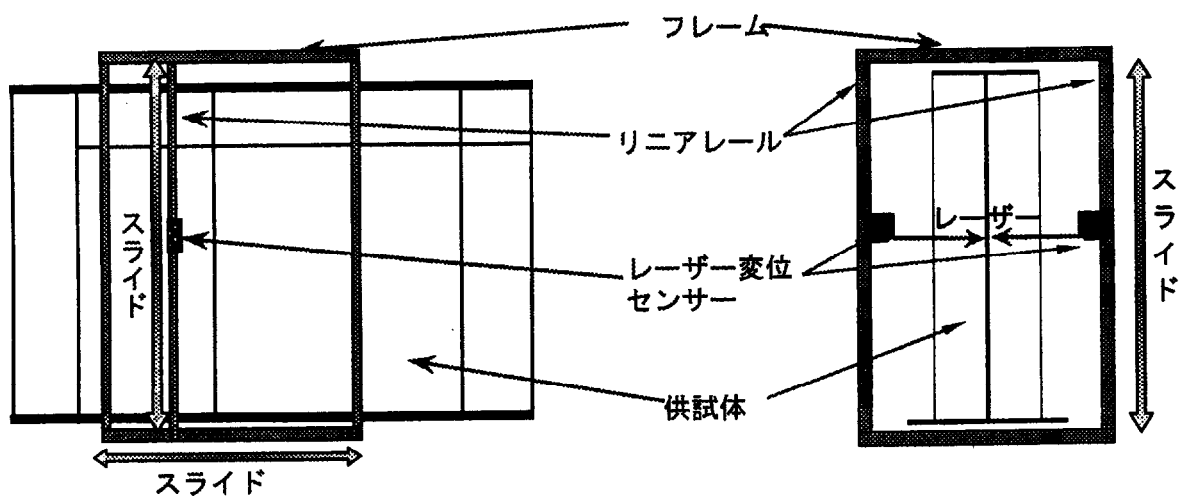


図-3.7 レーザー式変位計を用いた板厚測定装置

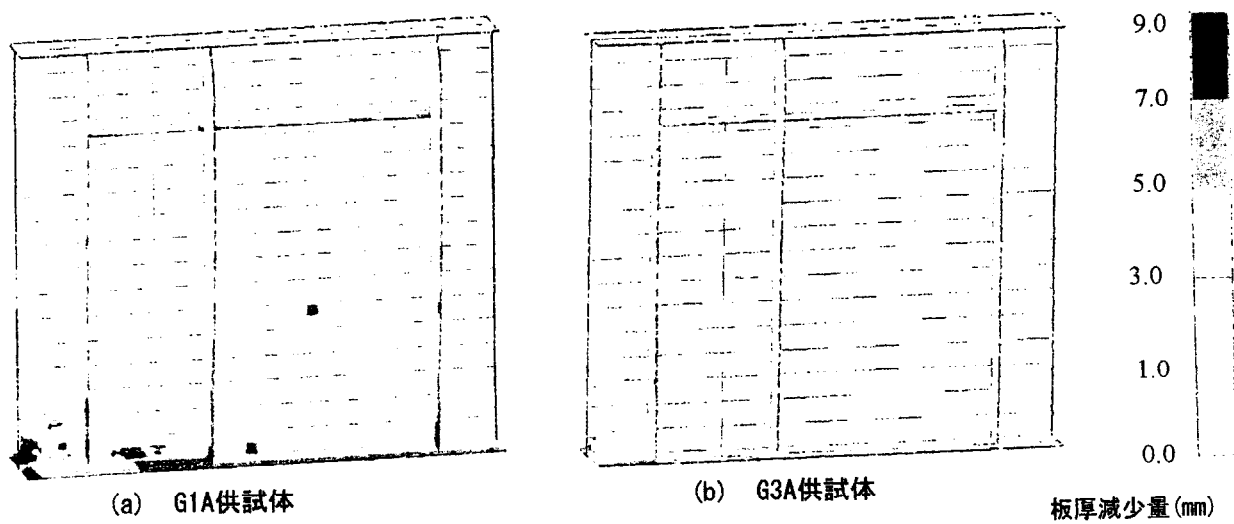


図-3.8 供試体の腐食マップ

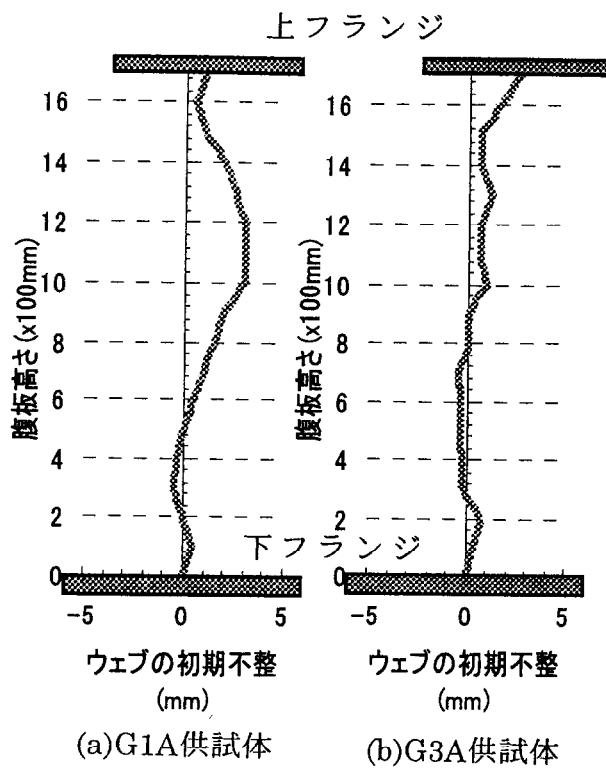


図-3.9 供試体の初期不整

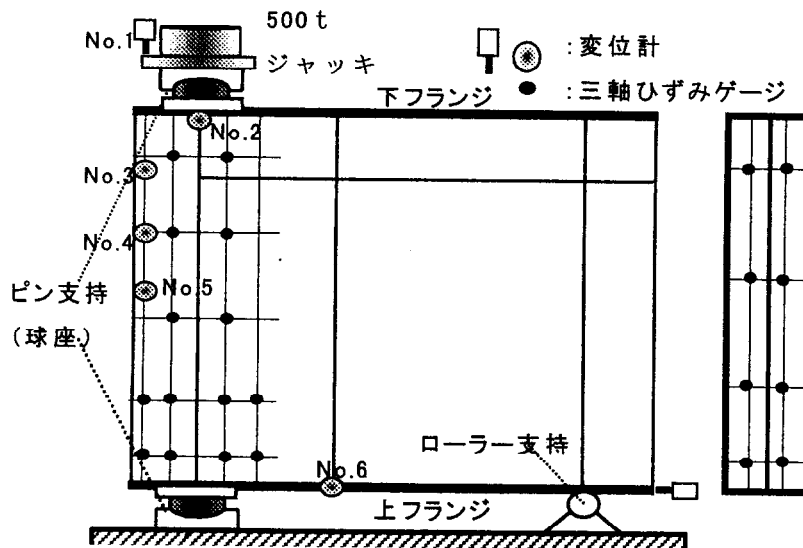


図-3.10 圧縮試験要領

表-3.4 桁端部における部材ごとの板厚測定結果

供試体	部材	上フランジ厚 (mm)	下フランジ厚 (mm)	腹板厚 (mm)	端補剛材厚 (mm)	垂直・水平補剛材厚 (mm)
	設計板厚	16.0	21.0	9.0	19.0	9.0
G1A	平均板厚	15.5 (96.9)	17.2 (81.9)	7.1 (78.9)	16.2 (85.3)	6.2 (68.9)
	板厚減量	0.5	9.0	6.9	11.2	6.9
G3A	平均板厚	16.0 (100.0)	19.5 (92.9)	7.6 (84.4)	17.6 (92.6)	8.0 (88.9)
	板厚減量	0.0	6.0	6.2	6.5	4.0

注1：平均板厚の（ ）内は、残存断面比率（平均板厚/設計板厚）、（%）を示す。

注2：板厚減量は、それぞれの最大値を示す。

表-3.5 桁試験体各部の材料試験結果

	上フランジ (MPa)	下フランジ (MPa)	腹板 (MPa)	端補剛材 (MPa)
降伏点	395	451	396	286
引張強度	572	640	561	481

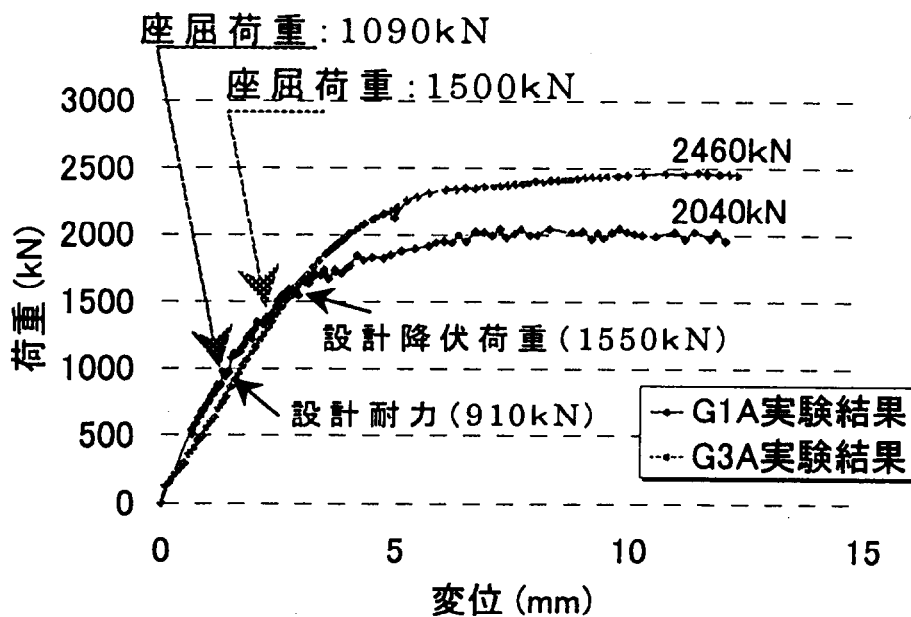


図-3.11 圧縮試験における荷重と鉛直変位との関係

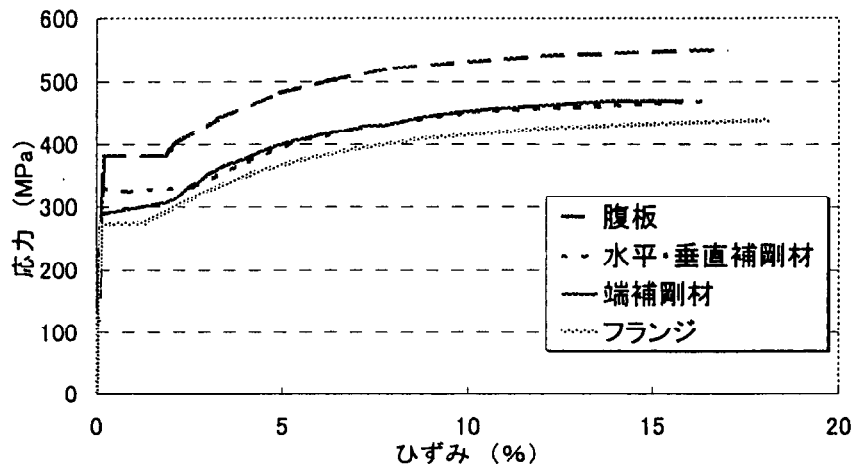


図-3.12 解析で用いた応力—ひずみ関係

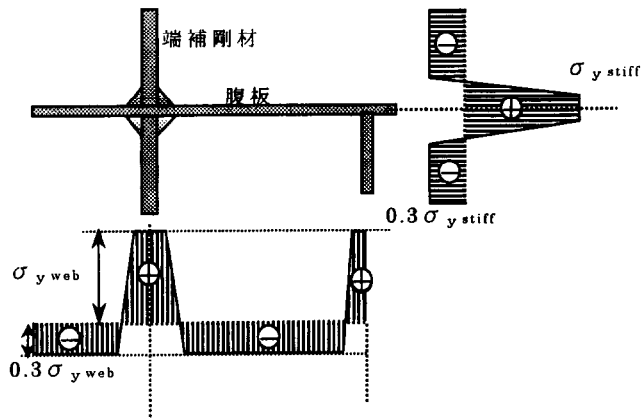


図-3.13 残留応力のモデル

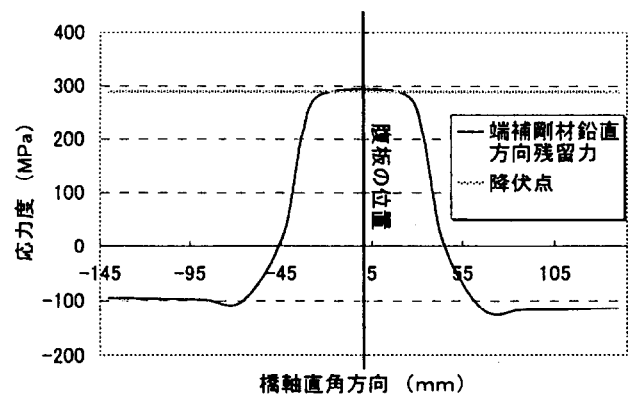
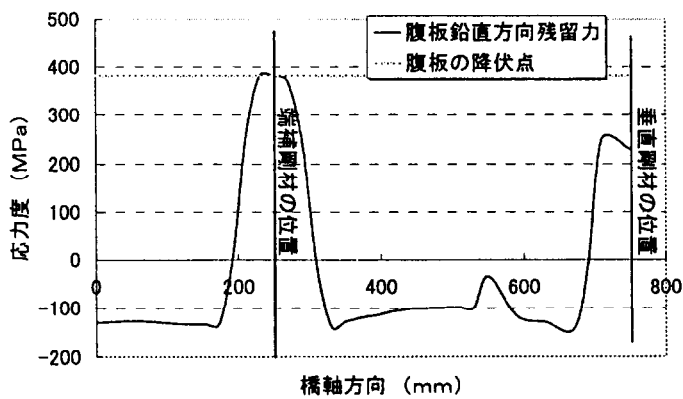


図-3.14 補剛材取り付け部の残留応力分布

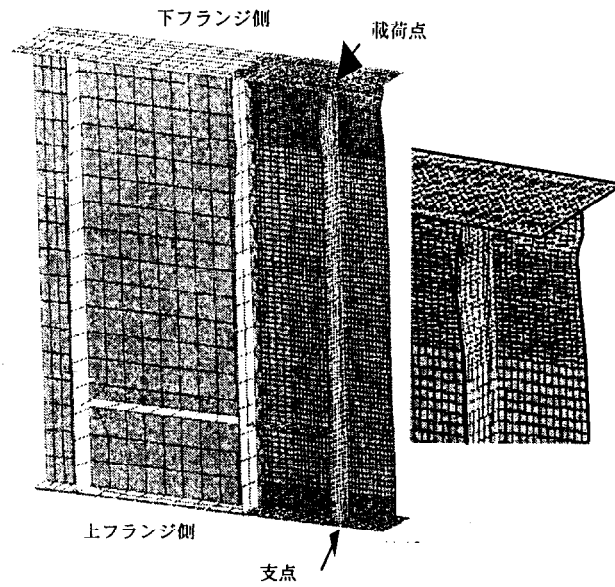


図-3.15 弾塑性有限変位解析による座屈状況

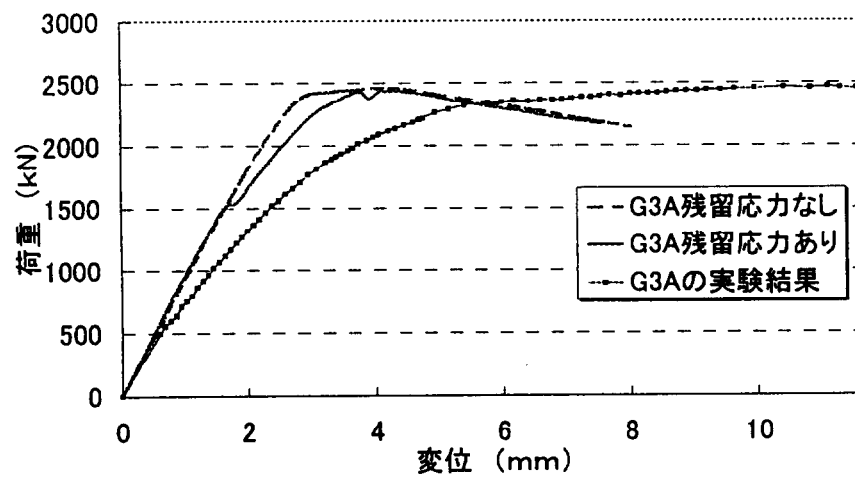
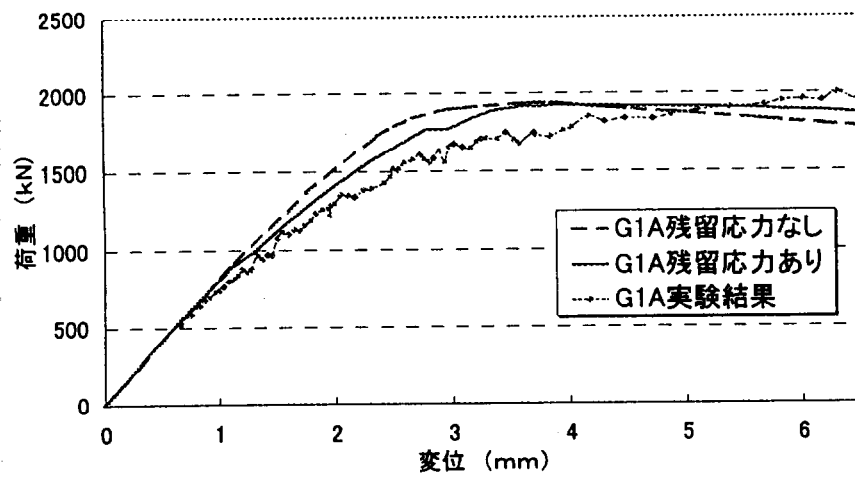


図-3.16 解析による荷重—鉛直たわみの関係

表-3.6 腐食の進行にともなう最大荷重および座屈荷重の変化

	G1A供試体				G3A供試体			
	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
最大荷重 (k N)	2720	1920 (2040)	1740	1480	3190	2430 (2460)	2320	2080
座屈荷重 (k N)	—	940 (1090)	780	490	—	1430 (1500)	1000	390
最小断面での 残存断面比率	1.0	0.693	0.630	0.541	1.0	0.762	0.729	0.652

注：() 内は実験結果を示す。

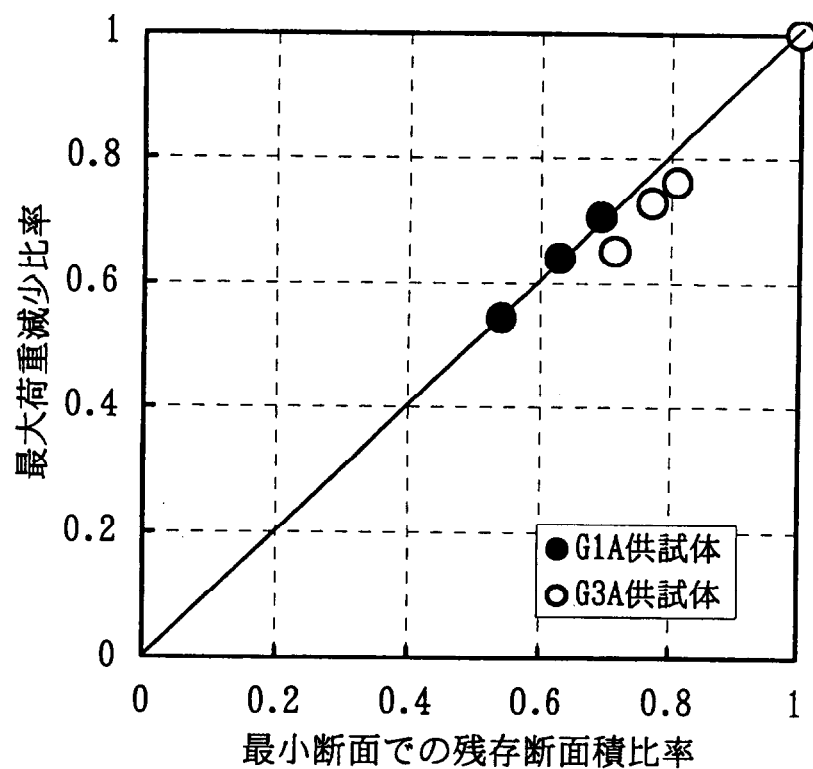
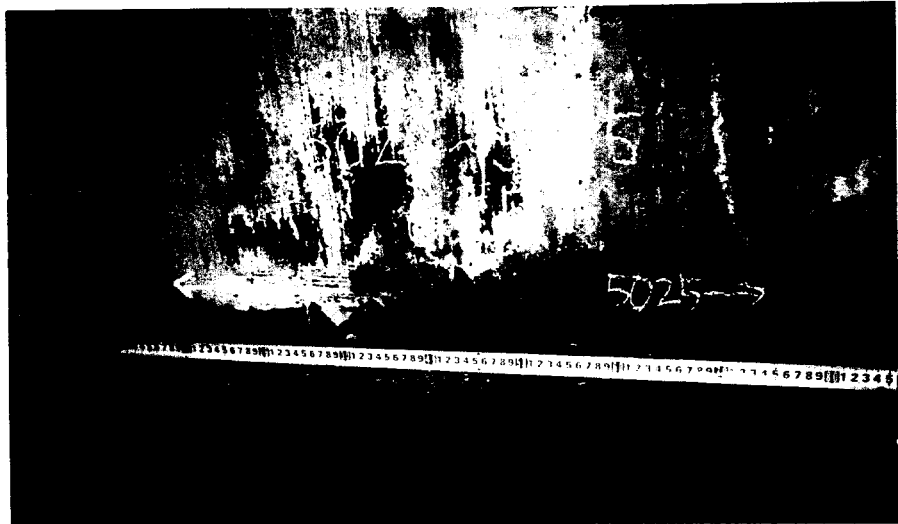


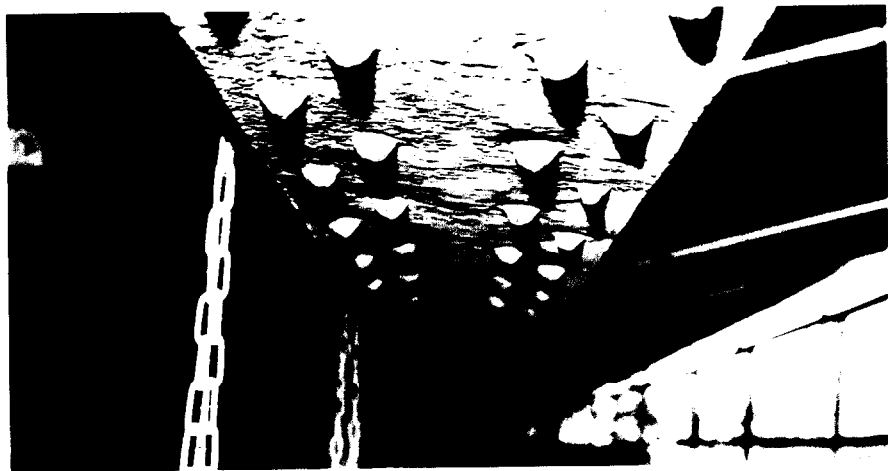
図-3.17 最大荷重と残存断面積比率との関係



(a) プレートガーダーの主桁下フランジの腐食



(b) 縦桁下フランジの腐食



(c) リベット桁下フランジの腐食

写真-3.1 主桁下フランジに腐食の生じた事例



写真－3.2 縦桁に腐食が生じたトラス橋の解体状況



写真－3.3 縦桁 I 形鋼の上フランジの腐食状況

(a)健全桁のフランジ表面の状況（ブラスト処理後）



(b)腐食桁のフランジ表面の状況（ブラスト処理後）



(c)腐食桁のフランジ表面の状況（錆び付着状態）



(d)腐食桁のフランジ裏面の状況



写真-3.4 I 形鋼試験桁のフランジ部の腐食状況

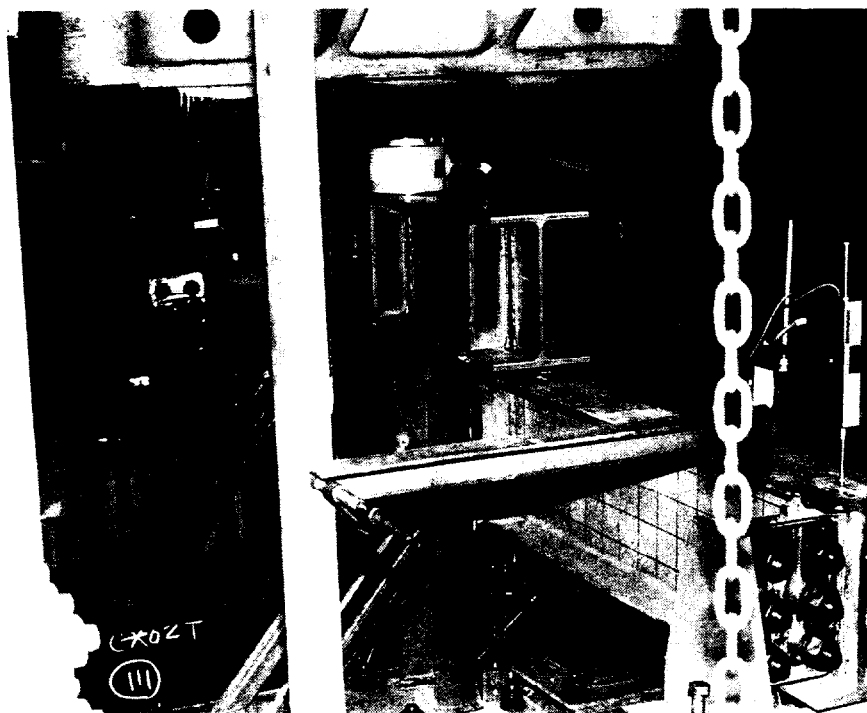


写真-3.5 I 形鋼の曲げ載荷試験状況



写真-3.6 主桁に腐食の確認されたプレートガーダー橋の外観



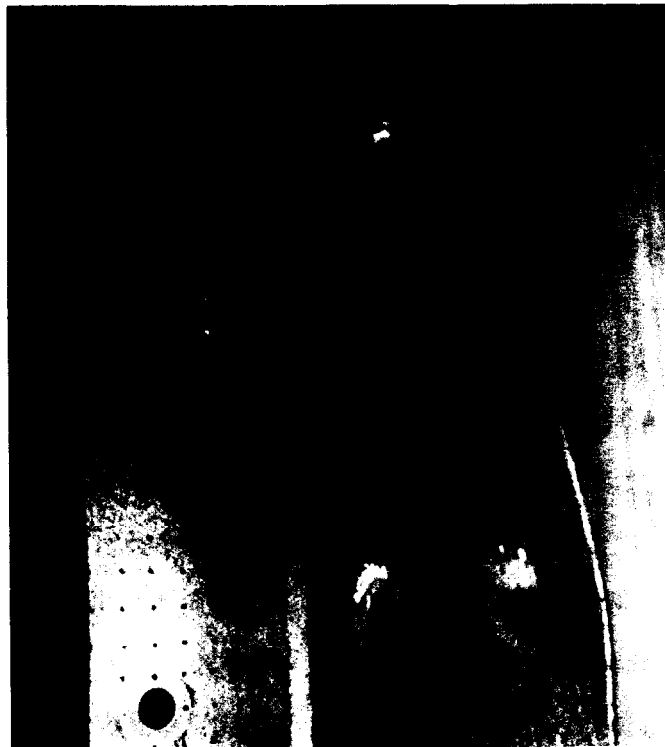
写真-3.7 主桁上フランジおよびウェブ（内面）の腐食状況



写真-3.8 主桁下フランジ下面に発生した層状錆



(a) G1A供試体



(b) G3A供試体

写真-3.9 供試体の座屈状況（下フランジ側補剛材）

第4章 腐食部材の当板添接補強法の検討

4. 1 はじめに

腐食により部材の耐荷性能の低下が確認された場合には、腐食の原因を除去するための構造の改良や腐食のさらなる進行を防止するための防錆の強化などの対策を講じるとともに、腐食部材の耐荷性能を回復、向上するための補強対策を実施する必要性が生じる。補強方法として、補強板の当板添接補強、腐食部の部分的な取り替えや補強部材の添加などの各種の対策が用いられている^{1)~3)}。対策工法の選定に際しては極力簡易な施工で、かつ補強効果のある対策を選定することが望ましく、腐食部分を対象として補強板を当板添接することが実施されることが多い。

添接板の接合方法としては、高力ボルト接合による方法と溶接による方法とがある。これらを腐食材の補強に適用する場合、それぞれに問題点が考えられる。溶接の場合には、凹凸を有する面への補強板の溶接においては、部材間での密着性を確保することが困難となり、溶接部に新たな応力集中点が生じ疲労上の配慮が必要となる。また、供用下の既設橋梁に対する現場溶接となり、その施工性および品質を確保することが困難な場合がある。一方、高力ボルト接合では、腐食による板表面の凹凸が著しい場合、腐食材と補強板間における十分な接触が確保できず、力の伝達が期待どおりなされないことが危惧される。また、補強板と腐食材間には局所的な隙間が生じることとなり、防錆上の配慮も必要となる(写真-4.1 参照)。これら方法以外に、高力ボルト接合と接着接合とを併用する方法が考えられる。この方法は腐食材と添接板間に接着剤を塗布することにより、接触面の確保を図り確実な力の伝達を期待するものであり、さらに腐食材と補強板間には接着剤が充填されることとなり、隙間部の防錆をも確保することが可能である。しかしながら、接着剤を鋼部材の接合に用いることの検討に関しては、これまでに種々の検討がなされているものの腐食材の補強への適用についての検討事例は少ない^{4)~10)}。

そこで、本章では、腐食材への当板の添接方法として高力ボルト接合と接着接合とを併用した接合方法を取り上げ、その効果について実験的な検討を行った。実験では、最初に、腐食材を用いた継手のすべり試験を実施し、高力ボルト接合および高力ボルト接合と接着

接合の併用接合のそれぞれについて基本的なすべり性状を確認した。次に、実腐食材に補強板を当板添接補強した試験体の引張試験を実施して併用接合における力の伝達性状、引張強度特性および疲労強度特性について検討した。さらに、フランジ部に腐食による断面欠損の生じた縦桁部材を用いて曲げ載荷試験を行い梁部材における腐食の補強法としての併用接合による効果を確認した^{11)~13)}。

4. 2 腐食材のすべり特性

腐食材に当板をボルト接合した場合のすべり特性について検討するため、実際に腐食した部材から添接試験体を製作しすべり試験を行った。また、接合面に接着剤を塗布した場合の効果について塗布しない場合と比較検討した。

4.2.1 腐食材の腐食状況および機械的性質

(1) 供試材の腐食状況

試験体に用いた腐食材の表面状況について調査した。使用した腐食材は、日本海沿岸に8年間暴露した箱断面部材（無塗装）から採取した耐候性鋼材（SMA50W、公称板厚 10mm）である。写真-4.2 に代表的な腐食状況についてケレン処理後およびブラスト処理後の表面状況を示す。腐食は板全面にわたり発生しており、板表面は著しい凹凸状態となっている。暴露した環境が海岸に面した腐食に対して厳しい環境であり塩分の付着が腐食を促進したものと考えられる。

図-4.1 はレーザー式変位計を用いて腐食材の表面形状を計測した一例である。使用したレーザー式変位計は第2章「2.5.2 裏面側における腐食の検出手法」の検討において使用したのと同じである（表-2.7 参照）。腐食材をはさんで一定間隔に保持した2台のレーザーセンサーを同一線上に対峙させ、それぞれのレーザーセンサーと腐食材表面との距離を計測することにより、腐食材の表面形状および板厚を計測した。なお、腐食材の表面についてはスチールグリッドブラスト処理し錆を除去している。図-4.1 に示す表面形状は0.2mm 間隔で計測した値を1mm 間隔毎に平均して示したものであるが、板表面では、10mm ~30mm 程度の間隔で大きな凹部が生じている。また、隣り合う大きな凹部間には小さな凹凸の生じた腐食状況であり、塩分の付着が原因の一般鋼材における代表的な腐食状況と良く一致したものとなっている。図-4.2 は表面形状の測定結果から凹部における腐食深さについてその頻度分布を整理したものである。ここで、腐食深さについては、一測定線内

における凸部の高さの上位2点を抽出し、それを結ぶ基準線から凹底部までの距離を腐食深さと定義した。腐食深さの最大は2.6mmであり、0.2mm～0.8mmの腐食深さの部位が全体の半分を占めている。また、平均深さは0.7mm程度となっている。

腐食材の板厚計測結果を図-4.3に示す。使用材料の公称板厚10mmに対して、平均板厚は9.65mm、最小板厚は7.9mm、最大板厚10.3mmとなっており、その分布性状は図-4.2に示した腐食深さの分布性状と近似したものとなっている。

(2) 腐食材の機械的性質

表-4.1に腐食材の引張試験結果を示す。試験片はJIS 1A号であり、腐食による凹凸を有する試験片の表面を平滑に仕上げ、腐食表面および凹凸の影響をなくした場合（平滑材と呼ぶ）と腐食材のままの場合（腐食材と呼ぶ）について試験を実施した。ここで、降伏点および引張強さの算出に際して腐食材の板厚については、図-4.3に示す平均板厚を用いた。平滑材による試験結果より降伏点が390MPa程度、引張強度が480MPa程度の鋼材である。なお、平滑材と腐食材の試験結果との対比から、平均板厚を用い算出した腐食材の降伏点および引張強度は、平滑に仕上げた場合と比較して多少低めの強度を与える結果となっているが、その強度差は数%であり、平均板厚を用いた腐食材の引張特性の評価は可能なものとする。

4.2.2 すべり試験体

すべり試験体の形状寸法を図-4.4に示す。片側1列の両面添接試験体である。主材に腐食材を用い、添接材には補強当板材を想定して新規材（SM490材、 $t=9\text{mm}$ ）を使用した。使用した高力ボルトはM22, F10Tである。写真-4.3に組立て前の試験体状況を示す。

試験ケースを表-4.2に示す。試験でのパラメータは、接合面の表面処理状況、高力ボルトの締付け軸力、接合面への接着剤塗布の有無である。接合面の表面処理については、当板材側の接合面についてはスチールグリッドブラスト処理（使用グリッド：#30, #50の混合）を行い、腐食材である主材側については、2種ケレン（使用工具：ワイヤホイールブラシ）により表面錆層を除去した場合とスチールグリッドブラスト処理を行った場合の2つの方法について検討した。写真-4.4にワイヤホイールブラシによる錆面のケレン状況を示す。高力ボルトの締付け軸力については、道路橋示方書・同解説で規定されているM22, F10Tの標準ボルト軸力(221kN)¹⁴⁾を導入した場合と接着剤のせん断強度を期待して導入軸力を約半分に低減した場合(118kN)の2ケースを設定した。また、表面処理方法および締付け軸力の組み合わせに対して、接着剤を塗布した場合としない場合について試験を

行った。使用した接着剤の物性を表-4.3 に示す。2液混合タイプエポキシ樹脂系の室温硬化型接着剤（住友スリーエム社製，商品名：DP460，主剤：エポキシ樹脂，硬化剤：ポリアミン）である。施工性を考慮して可使時間が1時間程度で，また，供用下での補修工事における使用に配慮して，強度の発揮するまでの養生期間が比較的短い接着剤を選定した。表-4.4 は板厚 9mm の両面添接試験体（接着面積：50mm×50mm，接合面の処理：ブラスト処理）を用いて接着接合継手のせん断強度試験を行った結果である。養生期間については，接着剤塗布から6時間経過した場合と，後述する種々の試験での養生期間を想定して7日とした場合の2ケースとしている。接着接合継手のせん断強度は26～27MPa 程度であり，また，養生期間が6時間の場合と7日の場合とでその強度に大きな違いがないことから，接着剤塗布後，6時間程度で十分な強度を発揮しているといえる。なお，破断形態については，すべての場合とも接着剤層内での凝集破断となっている。

すべり試験体の組立は，主材および添接板接合部について表面処理を行った後に接着剤を常温で塗布し，引き続き高力ボルトを所定軸力まで締め付けた。また，すべり試験は，後述する各種試験の工程上の制約から，全ての試験において接着剤を塗布して約1週間の養生を行いその後に実施した。

試験では引張試験機を用いて，荷重を一定速度で増加させ継手のすべり荷重を計測した。すべり荷重の確認は図-4.4 に示す各位置において，主材と添接板間とのずれを計測することによりおこなった。

4.2.3 ボルト締め付け軸力の変化

すべり試験に先立ち，接着剤を併用した場合のボルト軸力の経時変化について図-4.4 の試験体を用いて測定した。試験では比較検討用として接着剤を塗布しない場合，および主材，添接板とも新規材を用い接着剤を塗布しない場合についても軸力の変化を計測した。軸力の計測はボルト軸部に貼り付けたひずみゲージのひずみ値を計測することにより行った。なお，いずれのケースとも2体（No. 1, No. 2）ずつ計測を実施した。

図-4.5 はボルト軸部のひずみ値の経時変化を締め付け直後を100として示したものである。腐食材において接着剤を塗布した場合および高力ボルトのみとした場合，また，新規材を用いた場合ともひずみの変化性状に大きな差異はなく，ひずみの低下量は初期締め付け値に対して4～6%程度となっている。また，その低下のほとんどは締め付け後30分程度で生じ，その後は安定した性状を示しており，接着剤を塗布したことによるボルト軸力のリラクゼーションへの影響は認められない。なお，いずれの場合においても締め付け後3

日を経過した時点においてひずみは安定したものであったことから、その時点で計測を終了した。

4.2.4 すべり試験結果

すべり荷重を表-4.5 にまとめて示す。表中の（ ）内値は、接着剤を塗布した場合において、明瞭なすべり現象が確認されなかったケースについての結果である。他のケースにおいては、すべりの発生は音をともない急激にずれが増加する明瞭なものであった。図-4.6 に両者の場合の代表的な荷重-ずれ線図を示す。すべり音が確認された A2-1 の場合には、ピーク荷重到達後に荷重の低下とともにずれ量が急激に増加している。これに対して、明瞭なすべり現象が確認できなかった A1-1 の場合にはピーク荷重到達後に荷重の低下は認められるもののずれ量がほとんど増加しておらず、その後の荷重の増加過程においてすべりが生じずれが増加している。表-4.5 中の（ ）内のすべり荷重については、図-4.6 中のピーク荷重を示したものであるが、これらのケースについてはすべりに先行して主材の降伏が生じたものと考えられる。ここで、前述した腐食材の引張試験結果および接着接合継手のせん断試験結果を用いて主材の降伏荷重および継手のせん断耐力を計算した結果を表中に併記したが、主材および添接板ともブラスト処理して接着剤を塗布したケース（B1-1～4）については、締付け軸力の大小にかかわらず、主材の総断面積で評価した場合の降伏荷重にほぼ等しい荷重まですべりは生じておらず、接着剤を塗布しなかったケース（B2-1, 2）と比較して高いすべり強度を有しているといえる。添接板を 2 種ケレン処理したケースについても接着剤を塗布した場合は塗布しない場合と比較して高いすべり強度が得られているが、ブラスト処理の場合と比較して、その効果は小さい。これは、接合面の表面処理の程度により接着接合継手のせん断強度が異なるためと考えられる。図-4.7 は、各試験ケースについて、継手のすべり強度（ P_s ）とボルトの初期締付け軸力（ N ）を用いてすべり係数（ μ ）を算出した結果を整理したものである。ここで、すべり係数の算出については、高力ボルト摩擦接合継手における算出法¹⁵⁾（ $\mu = P_s / (N \cdot n)$ 、 n は接合面の数）に従った。また、図中の（ ）で示したすべり係数は、表-4.5 中の（ ）内で示した降伏荷重からすべり係数を算出したものである。2 種ケレン処理、ブラスト処理の双方とも高力ボルト接合のみの場合において低いすべり係数となっており、道路橋示方書・同解説で規定されている設計値 0.4¹⁶⁾を満足しない場合も認められる。図-4.8 は高力ボルト接合のみの場合について接合面に感圧紙をはさみボルトを所定軸力（221kN）に締付け面圧分布を計測した結果である。図中の黒い部分が主材と添接板との接触部である。新規材

の場合と比較して、腐食材の接合面では、接触部が局所的で、かつ孔周辺に散在している。このような不均一な面圧分布が継手のすべり挙動に影響を及ぼしているものと考えられ、板表面に極端な凹凸を有するような腐食材においては、添接板への十分な荷重伝達が期待できない場合がある。これに対して接着剤を塗布したケースについては、いずれのケースにおいても 0.4 以上のすべり係数が得られており、接着接合を併用することにより高いすべり係数を確保することが可能であるといえる。また、接合面の表面処理の程度に関しては、ブラスト処理した場合の方が、より高い効果が期待できるといえる。

4. 3 添接補強試験体の引張試験

腐食材に当板を添接補強した場合の荷重伝達性能、引張強度特性および疲労特性を検討するため、4.2「腐食材のすべり特性」の検討で用いた腐食材と同一の材片を用いた当板添接補強試験体を製作し、静的引張試験および疲労試験を行った。

4.3.1 当板添接補強試験体

(1) 静的引張試験体

当板添接補強試験体の形状寸法を図-4.9 に示す。主材に前述したすべり試験で用いた腐食材と同一の材料を使用し、当板補強材（新規材 SM490 材， $t=9\text{mm}$ ）を主材の両側から高力ボルト（M22, F10T），あるいは高力ボルトと接着剤で接合した試験体である。

試験ケースを表-4.6 に示す。すべり試験と同様に接合面の処理方法，接着剤の塗布の有無およびボルトの締付け軸力を試験におけるパラメータとした。使用した接着剤はすべり試験で用いた材料と同じであり，主材および補強板接合部について表面処理を行った後に接着剤を常温で塗布し，引き続き高力ボルトを所定軸力まで締付けた。また，引張試験は，試験体の組立て完了後，約 1 週間の養生を行った後に実施した。また，図-4.9 に示す位置において主材および補強板のひずみ，ずれを計測した。試験状況を写真-4.5 に示す。

(2) 疲労試験体

疲労試験体の形状寸法を図-4.10 に示す。主材，補強板とも静的引張試験で使用した材料と同様である。

F1 試験体は，補強を施さないものであり，実腐食材単体の試験体とした。F2 試験体は，主材に実腐食材を，当板補強板に新規部材を用い，高力ボルトを用いて接合したものであ

る。主材と補強板の接合面についてはブラスト処理し、M22、F10T 高力ボルトを用いて、221kN の締付け軸力を導入した。F3 試験体は、主材と補強板の接合面に接着剤を塗布し、高力ボルトと接着剤の併用接合としたものである。使用接着剤はすべり試験において用いた材料と同一である。F4、F5 は比較検討用として、主材と補強板の接合をすみ肉溶接で行った試験体であり、F4 試験体については、主材に実腐食材を用い、F5 試験体では主材に新規材を使用した。これは腐食による板表面の凹凸がすみ肉溶接の脚長やルート部の溶込みなどの品質に影響を及ぼすことが考えられるため、比較検討用として実施したものである。なお、溶接は脚長 6mm の全周すみ肉溶接とし被覆アーク溶接で行った。疲労試験は、500kN サーボ型疲労試験機を用いて行った。繰返し速度は 8Hz であり、下限荷重を 10kN とした完全片振りの応力条件で試験した。写真-4.6 に試験状況を示す。

4.3.2 静的引張試験結果

降伏荷重および最大荷重を表-4.7 にまとめて示す。試験体の破断位置はいずれの場合も継手端部の第一ボルト列断面（図-4.10 に示す計測ライン 2 または 8 の断面）である。また、いずれの試験体とも第一ボルト列断面において主材の降伏が生じそれに伴い荷重が一旦低下した。その後、荷重の増加とともに主材と補強板とのずれが顕著に増大し最大荷重に達した。ここで、表-4.7 に示す降伏荷重は主材の降伏が生じた荷重を示している。最大荷重に関しては、接着剤を塗布した場合において多少高めの値を示しているものの、接合面の表面処理方法の違いや締付け軸力の違いによる顕著な差異は認められない。降伏荷重については、接着剤の塗布の有無により明らかな違いが認められ、2 種ケレン処理した場合、ブラスト処理した場合とも接着剤を塗布したケースが塗布しなかったケースより高い強度が得られている。この傾向はブラスト処理した場合において顕著であり、接着剤を塗布した場合の降伏荷重は、塗布しない場合の 1.3 倍程度となっている。なお、ブラスト処理した場合、ケレン処理した場合とも締付け軸力の影響については、ほとんど認められない。

図-4.11 は、ケレン処理、ブラスト処理した場合について、荷重の増加に伴う主材と補強板とのずれ量の変化を示したものである。いずれの場合においても接着剤を塗布したケースの方が高い荷重領域まで線形関係を保っており、また接合剛性も高く、前述したすべり試験の結果と同様に接着接合を併用することにより優れた荷重伝達性能を有することがわかる。図-4.12、4.13 は、載荷荷重がそれぞれ 200kN および 400kN 時における主材と補強板のひずみ分布を示したものである。図中の計測ライン番号は試験体軸方向の計測断面

位置を示したものであり、計測ライン番号 5 が継手中央断面にあたる。主材、補強板のひずみ値については、それぞれの断面位置における継手中心線上および板側面において計測されたひずみの平均値を用いている。載荷荷重 200kN 時のひずみ分布に着目すると、接着剤を併用した場合と同一の締付け軸力で高力ボルトのみの場合とでは第一ボルト列位置（計測ライン 2, 8）のひずみ分布性状に大きな差異が生じている。接着剤を併用した場合には主材と補強板とのひずみに大きな差がなく主材と補強板とはずれを生じることなく一体として挙動していることがわかる。一方、高力ボルトのみの場合には、主材と補強板のひずみに大きな差が生じており、この部位においては主材と補強板間において既にずれが生じていることがわかる。また、接着剤を併用した場合について、ブラスト処理した場合と 2 種ケレン処理した場合を比較するとブラスト処理した場合の方が主材と補強板間でのひずみ差が小さいことがわかる。載荷荷重 400kN 時のひずみ分布においては、接着剤を併用した場合には主材と補強板とのひずみ差は少なく依然として一体とした挙動を呈しているのに対し、高力ボルトのみの場合には、継手のほぼ全域において主材と補強板間にはひずみ差が生じており、十分な荷重伝達がなされていないことがわかる。なお、接着剤の塗布の有無に関してのこのような相違については、締付け軸力が 98kN の場合において顕著であり、接着剤を併用した場合には、締付け軸力が 221kN の場合とほぼ同様なひずみ分布を呈しているのに対して高力ボルトのみの場合には、主材と補強板間のひずみ差は、締付け軸力が 221kN の場合よりさらに大きなものとなっている。

図-4.14 は第一ボルト列（計測ライン 2）における各荷重段階での主材と補強板との荷重分担について示したものである。図の縦軸は、主材に作用する力が継手の全作用力に占める割合を主材の荷重分担率と定義し示したものである。なお、主材、補強材での各作用力はひずみの計測値から算出した。ここで、主材と補強板とが一体となって挙動し、それぞれに生じるひずみが同一である場合には、各断面積比に応じて荷重分担がなされることとなり、この場合の主材の荷重分担率は 0.35 となる。高力ボルトのみの場合と接着剤を併用した場合について荷重分担率を比較すると、低荷重領域において顕著な差異が生じている。高力ボルトのみの場合には、主材での荷重分担率が大きく補強材への荷重伝達の程度が少ないのに対して、接着剤を併用することにより主材の荷重分担率は補強材の断面積比にほぼ応じたものとなっており、補強板へのスムーズな荷重伝達が行なわれているといえる。また、高力ボルトのみの場合も接着材を併用した場合も、荷重の増加にともない荷重の伝達性能が低下する傾向にあるが、接合面をブラスト処理して接着剤を併用した場合には比較的高い荷重領域まで荷重伝達性能が保持されている。締付け軸力の大きさが荷重伝達

性能に及ぼす影響については、締付け軸力が大きいほど主材の荷重分担率は小さく、したがって補強板への荷重伝達性能は優位な結果となっている。しかし、その影響の度合いは接着剤併用の有無の場合と比較して小さく、締付け軸力が 98kN の場合でも接合面をブラスト処理して接着剤を併用した場合には高い荷重伝達性能を有している。

図-4.15 は第二ボルト列(計測ライン 4)における主材の荷重分担率を締付け軸力が 98kN の場合について示したものである。第二ボルト列においては、高力ボルトのみの場合でも低荷重領域では十分な荷重伝達性能を有しているが、荷重の増加にともないその性能は低下し 400kN 時には第一ボルト列と同程度の荷重分担率となっている。接着剤の併用の効果については、第二ボルト列においても明らかであり、2 種ケレン処理して接着剤を塗布した場合でもブラスト処理した場合と同等の荷重伝達性能を有している。

以上のように、接着剤の併用により荷重の伝達性能は向上し、特に、腐食により表面に凹凸が生じているような場合の補強材の接合方法として有用であると考えることができる。また、第一ボルト列における主材の荷重分担を低減させる効果が大きく、このことは道路橋示方書・同解説で規定されている引張材の孔引きによる断面控除¹⁷⁾に対して有効に作用することが考えられる。たとえば、プレートガーダー橋の引張フランジの腐食部分に当板をボルト添接補強しようとした場合、第一ボルト列断面における孔引きを考慮して応力的に問題とならない断面位置まで補強板を延長することとなり、添接領域が必要以上に長くなってしまふことがある。図-4.16 は、主材の第一ボルト列断面における降伏荷重の計算値と実験値との比（以下、降伏荷重比と呼ぶ）について孔引きを考慮した場合（純断面積で評価した場合）と考慮しない場合（総断面積で評価した場合）について示したものである。ここで、計算値は、表-4.1 に示す腐食材の降伏点と主材の平均板厚を用いて算出した値であり、断面積の算出に際しては、孔引きを考慮しない場合には、試験体の全幅に平均板厚を乗じて断面積を算出し、孔引きを考慮する場合には、試験体の全幅から孔断面積分（ $24.5\phi \times 2$ 個）を減じて断面積を算出している。また、実験値は表-4.7 に示す降伏荷重であり、継手端部の第一ボルト列断面において主材が降伏した荷重を示している。なお、試験における破断位置はすべてのケースにおいて第一ボルト孔断面である。高力ボルトのみの場合には、孔引きを考慮し純断面積で評価した場合で降伏荷重比は 1.1 倍程度、孔引きを考慮しない総断面積で評価した場合で 0.75 倍程度となっており、総断面積での評価は主材の降伏に関して危険側の評価を与え、孔引きによる影響を考慮する必要があることを示している。これに対して、接着剤を併用した場合には、孔引きを考慮した場合で 1.2 ～1.4 倍程度、総断面積で評価した場合で 0.8～1.0 倍程度となっている。特に接合面をブ

ラスト処理して接着剤を塗布した場合の降伏荷重比は大きなものとなっている。

4.3.3 疲労試験結果

各試験体について主材の応力範囲と破断までの繰返し数との関係を図-4.17に示す。応力範囲は孔引きを考慮しない主材の総断面積を用いて算出したものであり、主材の板厚については平均板厚を用いた。また、図中には日本鋼構造協会疲労設計指針・同解説（以下JSSC疲労設計指針と呼ぶ）に示されているB等級からE等級までの疲労設計曲線¹⁸⁾を併記した。

腐食材単体（F1）、高力ボルト接合のみで添接補強した場合（F2）および高力ボルトと接着剤を併用して添接補強した場合（F3）の疲労強度については、いずれの場合もJSSC疲労設計指針のC等級を満足する結果となっており、ボルト添接補強にともなう疲労強度の変化は特に認められない。また、接着剤併用の有無による差異も認められない。これに対し補強板をすみ肉溶接した場合（F4、F5）には、D等級を満足しない結果となっており、腐食材単体に比べて疲労強度が低下することがわかる。なお、腐食材にすみ肉溶接した場合も新規材にすみ肉溶接した場合もその強度に大きな違いは認められない。

腐食材単体における亀裂の発生点は腐食板表面の凹部である。高力ボルトのみの場合および接着剤を併用した場合には第一ボルト孔縁から発生する場合と、ボルト孔位置から少し離れた主材表面から発生する場合とがあった。後者については、高力ボルトのみの場合の試験体において多く確認された亀裂であるが、図-4.8に示したような腐食による板表面の凸部と補強板との局所的な接触部位が起点となって、この部位でフィレッシングにより亀裂が生じたものと考えられる。これらに対して、すみ肉溶接した場合には、前面すみ肉溶接の止端部から亀裂が発生した。この場合の疲労強度は腐食材単体および高力ボルトのみの場合より低く、止端部での局所的な形状に起因する応力集中の影響が孔縁部や腐食凹凸部での応力集中より厳しいといえる。なお、腐食材にすみ肉溶接した場合と新規材にすみ肉溶接した場合とでその強度に大きな違いがなかったことから、今回試験体に用いた程度の凹凸を有する腐食材への溶接に関しては、疲労強度の低下を招くような溶接品質への影響は少ないと考える。写真-4.7に孔縁部および板表面から発生した亀裂および前面すみ肉溶接部から発生した亀裂の外観を示す。

4. 4 添接補強したI形鋼の曲げ試験

第3章において検討したフランジ部に腐食による板厚減少および断面欠損の生じた I 形鋼の実部材を用いて曲げ試験を実施し、腐食フランジに当板添接補強した場合の曲げ耐力の向上効果について検討した。

4.4.1 曲げ試験桁の形状寸法と試験内容

試験桁の形状寸法および載荷方法を図-4.18 に示す。第3章「3.2 腐食した I 形鋼の曲げ試験」で使用した形状・寸法および載荷方法と同一であり、上フランジが腐食した I 形鋼より当板添接補強試験体(A2)を製作した。なお、引張フランジに腐食の生じた場合の当板添接補強の効果について検討するため、第3章での検討と同様に腐食したフランジを下フランジとして使用した。腐食フランジの断面積測定結果を表-4.8 に示す。表中の最小断面積、最大断面積は桁の長さ方向に 5mm 間隔で計測した各断面の断面積においての最大、最小を示しており、平均値は測定全断面の平均を示している。表中には第3章で実施した腐食桁(A1)の断面積計測結果および健全桁(B1)の断面形状計測結果(表-3.2 参照)を併記した。当板添接補強桁(A2)と腐食桁(A1)では腐食の程度に大差はなく、腐食フランジの最小、最大断面積および平均断面積ともほぼ同等の値となっている。また、健全桁に比較して、フランジ断面積が最大で 50%程度に、平均的には 70%程度に減少している。腐食状況を写真-4.8 に示す。

当板添接については、下フランジに板厚 12mm の当板補強材をボルト添接した。補強材の長さについては、第一ボルト列の孔引き断面において試験桁の強度が決定されることのないように補強材端部が支点部から 430mm となるような長さとした。なお、ボルトピッチは 120mm であり、すべり係数を 0.4 と仮定して、等曲げ区間外のせん断力の作用区間において桁の降伏荷重以上の荷重作用に対して十分なせん断力の伝達が可能な本数の M22, F10T 高力ボルトを配置した。

試験内容を表-4.9 に示す。補強材の接合方法の違いによる影響を検討するための弾性範囲内試験と接着剤を併用した場合を対象とした繰り返し載荷試験および耐力試験である。弾性範囲内試験については、高力ボルトのみで接合した場合として締付け軸力を M22, F10T 高力ボルトの標準締付け軸力 176kN としたケース(A2-1)と接着剤による高い荷重伝達性能を期待して締付け軸力を手締め程度の 20kN とし接着剤を併用したケース(A2-2)の2ケースについて同一の試験桁を用いて試験を行った。最初に高力ボルトのみで補強板を添接した場合の試験を行い、その後、接着剤を併用した場合について試験した。試験における接合面の処理はブラスト処理である。また、使用した接着剤は前述したすべり試

験において使用した接着剤と同じであり、フランジおよび補強材の接合面に接着剤を塗布し高力ボルトで締付けた後、1週間の養生を行い試験した。これら一連の弾性範囲内の試験を終了した後に接着剤を併用したケースについて荷重の繰り返し作用にともなう補強効果の変化を確認するための繰り返し載荷試験を行い、最後に耐力試験を実施した。

弾性範囲内試験および耐力試験には2000kN静的載荷試験機を用いた。また、繰り返し載荷試験には、500kNサーボ型疲労試験機を用いた。試験における荷重条件については弾性範囲内の試験結果を参考として上限荷重を200kN、下限荷重を10kNとした。また、繰り返し速度を1Hzとして、200万回まで繰り返し載荷した。写真-4.9に繰り返し載荷試験状況を示す。

試験における計測内容は試験桁各部におけるひずみ、補強材端部における補強材と下フランジとのずれおよび桁のたわみである。計測位置を図-4.18に併記する。

4.4.2 弾性範囲内の挙動

支間中央のたわみの挙動について、当板補強材を高力ボルトのみで接合した場合(A2-1)と高力ボルトと接着剤を併用した場合(A2-2)について、第3章で試験を行った無補強(腐食桁のまま)の場合(A1)と対比して図-4.19に示す。図中の計算値は、表-4.8に示した腐食フランジの断面積測定結果における平均断面を用いて算出した梁理論値であり、当板補強した場合の計算値については、腐食フランジと当板補強材とが完全に合成されているものと仮定して算出した。

当板補強した場合には無補強の場合と比較して、いずれの接合方法においても剛性が向上しているが、その程度は接合方法によって異なったものとなっている。高力ボルトのみで接合した場合(A2-1)には荷重が100kN程度までは線形的な挙動を示しているが、それ以降については非線形的な挙動を呈し、荷重の増加にともない無補強の場合のたわみに近づく傾向にある。それに対して、高力ボルトと接着剤を併用した場合(A2-2)には、締付け軸力が20kNであっても高力ボルトのみの場合と比較して高い剛性を有しており、また、実験値はフランジと当板補強材とが完全合成されていると仮定した計算値とよく一致し補強材と下フランジとが一体となって挙動しているといえる。

図-4.20は当板補強材の端部における補強材とフランジ間とのずれとこの部分に作用するせん断力との関係を示したものである。ずれ挙動はたわみの場合と同様な性状を示しており、高力ボルトのみの場合(A2-1)には、作用せん断力が50kN程度から非線形的な挙動を呈しずれ量の増加が顕著なものとなっている。ここで、すべり係数を0.4と仮定した

場合の補強材と下フランジ間でのすべり荷重に相当するせん断力は 563kN であり、高力ボルトのみの実験結果はこの計算値に比較して相当に低い荷重段階ですべりの生じていることを示している。

図-4.21 は、支間中央断面（断面 1）および補強材端近傍断面（断面 2）におけるひずみ分布を示したものである。図中の計算値は図-4.19 に示した計算値と同様の仮定により算出したものである。荷重 100kN 時のひずみ分布については、中央断面位置および端部断面位置ともフランジと補強材とが完全合成していると仮定した場合の計算値によく一致した分布となっており、また、接合方法の違いによる差異はほとんど認められない。これに対して、荷重 200kN 時には、高力ボルトのみで接合した場合（A2-1）において補強材と下フランジ間でのひずみの不連続性が確認され、その程度は補強材端部位置において顕著なものとなっている。下フランジと補強板間とのずれの増加により補強材への荷重伝達性能が低下したためと考えられる。接着剤を併用した場合（A2-2）には、補強板とフランジ間でのひずみに連続性が確認され補強板において十分な荷重分担がなされており、接着剤が有効に作用しているものと考えられる。

4.4.3 繰返し載荷試験結果

接着剤を併用し補強材を添接したケース（A2-2）について、荷重振幅 190kN（補強板の最大応力振幅 124MPa）の条件で 200 万回の繰返し載荷試験を行った。また、繰返し数 50 万回毎に静的載荷試験を実施して桁各部のひずみの変化について計測した。図-4.22 に支間中央の下フランジおよび補強板のひずみと載荷回数との関係を示す。載荷回数が増加してもひずみはほぼ一定の値を示しており、今回の繰返し回数の範囲では、高力ボルト接合と接着接合とを併用した場合の効果に変化がないことが確認できた。

4.4.4 耐荷力試験結果

耐荷力試験における支間中央のたわみと荷重の関係を腐食桁（A1）および健全桁（B1）の結果と対比して図-4.23 に示す。図中には、それぞれの桁に関してフランジ部でのひずみ計測結果から求めた降伏荷重とその計算値を併記した。なお、補強桁の計算値は補強材と下フランジが完全合成されているものと仮定し、主材の総断面について算出したものである。

補強桁においても第 3 章で述べた腐食桁および健全桁の場合と同様にフランジ部が降伏に達した後に横方向固定点間において横倒れ座屈が発生し、その進行とともにたわみが増加する崩壊性状を示した。腐食桁および健全桁の試験結果との比較から補強桁においては、

桁の剛性が明らかに増加しており当板添接補強の効果が認められ、補強により健全桁の場合の剛性を確保していることがわかる。また、降伏荷重は補強材とフランジが完全合成していると仮定し、主材の総断面積が有効として算出した計算値にほぼ等しい荷重となっており、高力ボルトの締付け軸力が 20kN と手締め程度であっても接着接合を併用することで十分な曲げ耐力を確保することが可能であるといえる。

4. 5 まとめ

腐食部材の補強方法として当板添接補強を取り上げ、実際に腐食減厚した部材の材片および I 形鋼を用いて、腐食材に当板を高力ボルト接合のみで添接した場合と高力ボルト接合と接着接合（2 液混合タイプエポキシ樹脂系の室温硬化型接着剤使用）を併用した場合について実験を行い、それぞれの補強効果について検討した。結果を要約すると以下のようである。

まず、引張継手のすべり試験を行い、以下の結論を得た。

- (1) 最大腐食深さ 2.6mm 程度、平均腐食深さ 0.7mm 程度の凹凸を有する腐食材を用いて腐食材に添接板をボルト接合した場合のすべり特性について検討した結果、凹凸を有する腐食面を接合面として使用した場合、すべり係数は 0.25～0.4 程度となり、十分なすべり強度を確保することが困難な場合のあることが確認できた。
- (2) 腐食材と添接板との接合面に接着剤を塗布し高力ボルトで締付けることにより、継手のすべり特性は改善され、道路橋示方書で規定されているすべり係数 0.4 を十分に満足するすべり強度の得られることが確認できた。また、接合面の表面処理法についてブラスト処理の場合と 2 種ケレン処理の場合とを比較した結果、ブラスト処理の方がより接着接合の併用効果が高いことが確認できた。
- (3) 高力ボルト接合と接着接合との併用接合により腐食材に添接板を接合した場合のボルト軸力の変化について計測した結果、軸力の低減量は 5%程度であり、接着剤を塗布したことによるボルト軸力のリラクセーションへの影響は認められなかった。

次に、腐食材に当板補強材を添接し引張試験を行い、以下の結論を得た。

- (4) 腐食材に補強板をボルト接合し引張試験を行った結果、高力ボルト接合と接着接合とを併用することにより腐食材と補強材との完全合成化が期待でき補強材への荷重の伝達性能が向上することが確認できた。また、荷重の伝達性能については、腐食材接合面の表面処理をブラスト処理した場合ほど、あるいは締付け軸力を大きくし

た場合ほど荷重伝達性能の向上効果は大きい。

- (5) 高力ボルト接合と接着接合との併用は第一ボルト列位置における腐食材への荷重分担を低減させる効果が大きく、高力ボルト接合のみの場合と比較して第一ボルト孔断面における降伏強度を向上させることが可能である。また、使用する接着剤の接合強度や接合面の表面処理方法、締付け軸力の大きさによっては、孔引きを考慮した純断面積で評価した場合の降伏荷重以上の耐力が得られることが確認できた。

また、引張試験体による疲労試験を行い、以下の結論を得た。

- (6) 腐食材に補強材を接合した場合の疲労強度について検討した結果、腐食材単体、高力ボルト接合のみの場合、高力ボルト接合と接着接合とを併用した場合ともその疲労強度に大きな違いは認められず、JSSC 疲労設計指針におけるC等級強度を満足する結果であった。また、腐食材に補強材をすみ肉溶接した場合の疲労強度はD等級強度を満足しない結果であり、高力ボルト接合あるいは高力ボルト接合と接着接合との併用は疲労強度の面で優位であることが確認できた。

さらに、第3章で試験を行ったフランジ部に腐食による板厚減少および断面欠損が生じたI形鋼の縦桁部材(最大フランジ断面減少量50%程度, 平均フランジ断面減少量30%程度)を用いて桁の曲げ試験を行い腐食したI形鋼のフランジを当板添接補強し、曲げ載荷試験を行い、以下の結論を得た。

- (7) 補強当板の接合方法として高力ボルト接合と接着接合とを併用した場合には、高力ボルトの締付け軸力が20kNと手締め程度であっても高力ボルト接合のみの場合と比較して桁の剛性向上効果が大きく、降伏荷重に近い荷重段階まで補強材がフランジ材と完全合成されていることが確認できた。
- (8) I形鋼の曲げ試験桁を用いて、繰り返し載荷試験により併用接合した場合の合成挙動の変化について検討した結果、フランジ応力が120MPa程度の条件で200万回の繰り返し載荷後も合成効果の変化は認められず、荷重の繰り返し作用に対して耐久性を有していることが確認できた。

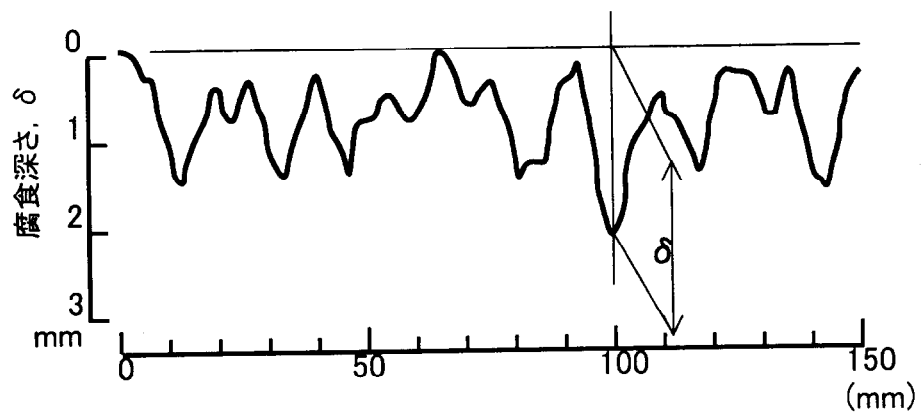


図-4.1 レーザー式変位計による腐食材表面形状の計測例

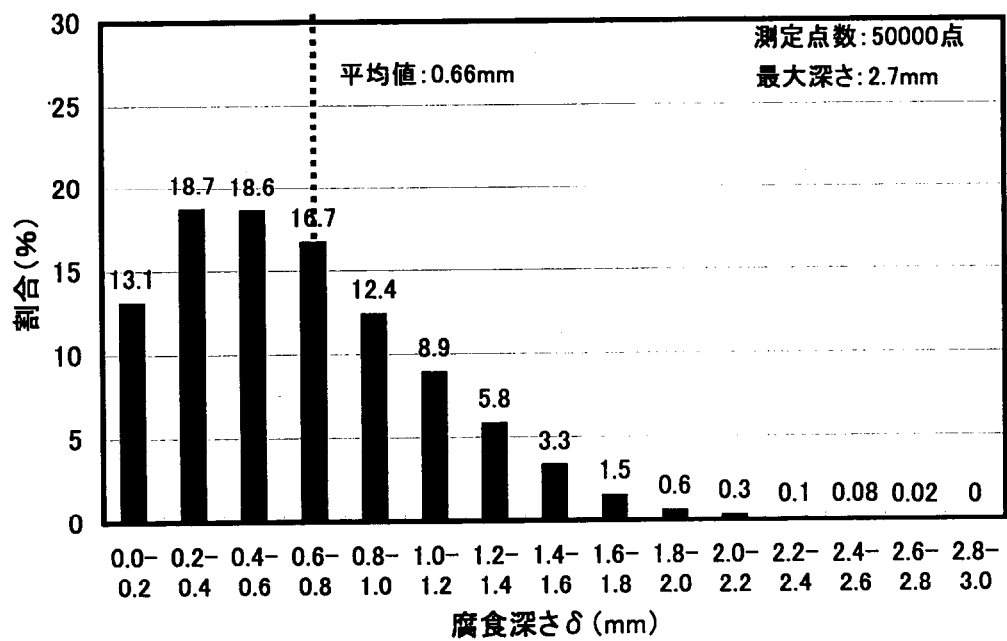


図-4.2 腐食深さの頻度分布

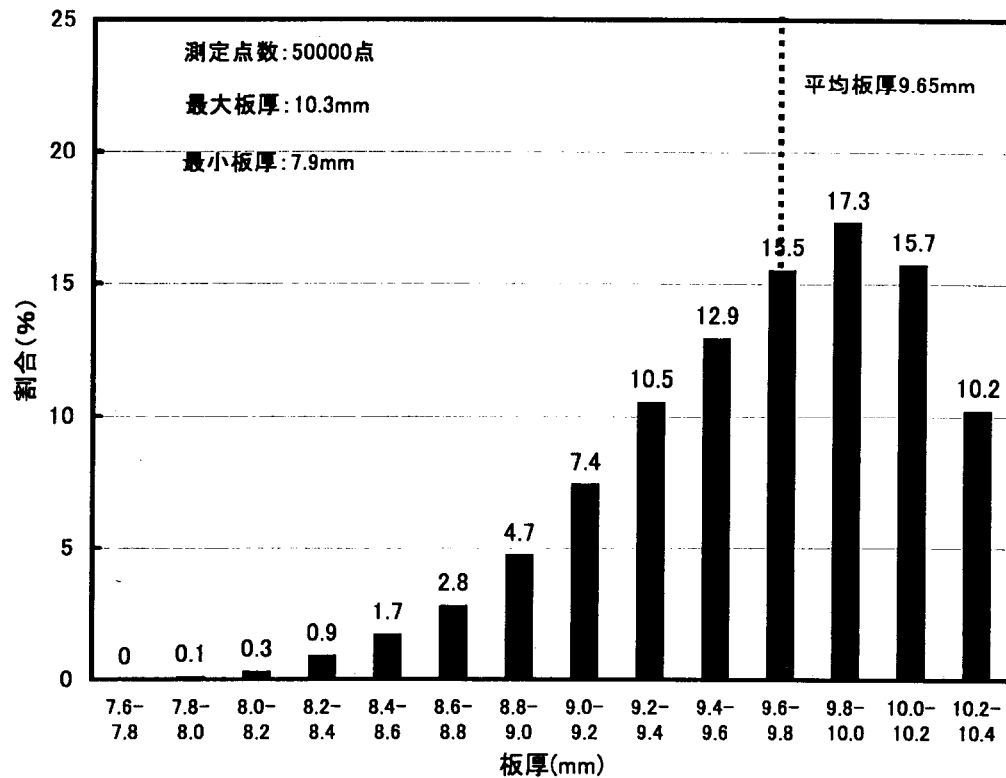


図-4.3 腐食材の板厚計測結果

表-4.1 腐食材の引張試験結果

板表面 の状況	使用 材 質	板 厚 (mm)	降伏荷重 Py(kN)	降伏点 σ_y (MPa)	最大荷重 Pu(kN)	引張強度 σ_u (MPa)
平滑材	SMA50W	7.30	113	387	141	483
腐食材	SMA50W	9.65	143	370	183	475

引張試験片: JIS 1A号試験片
平滑材、腐食材とも3本の平均値

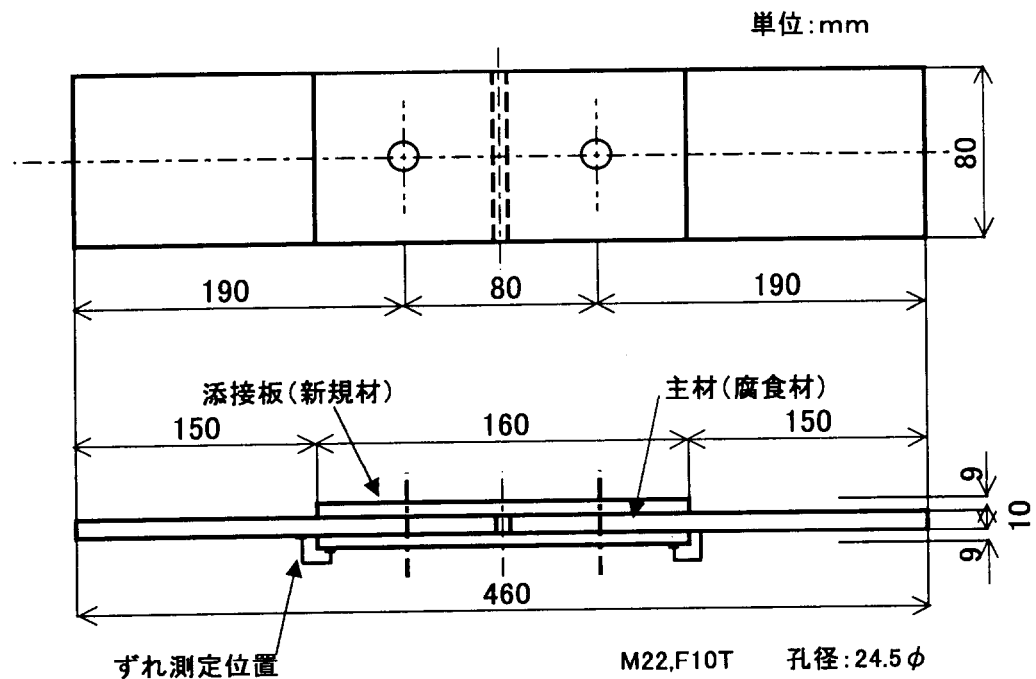


表-4.2 すべり試験ケース

試験体 No.	接合面の表面処理		接着剤 の有無	締付軸力 (kN)
	主材(腐食材)側	添接板側		
A1-1, 2	2種ケレン処理	スチールグリッド	有り	221
A1-3, 4		ブラスト処理	有り	118
A2-1, 2			無し	118
B1-1~4	スチールグリッド	スチールグリッド	有り	221
B2-1, 2	ブラスト処理	ブラスト処理	無し	118

表-4.3 使用接着剤の物性

主 材	エポキシ樹脂
硬化剤	変性脂肪族ポリアミンポリチオール
混合比	主材：硬化剤＝2：1
混合粘度	600±150 mPa・s (25℃)
可使時間	55±10分 (500g、20℃)
強度性能	引張強度：30MPa、引張せん断強度：10MPa
備 考	JIS A 6024 (建築補修用注入エポキシ樹脂) 適合品

表-4.4 接着継手のせん断試験結果

試験片 No.	最大荷重 (kN)		せん断強度 (MPa)		破 壊 形 態
	6h養生	7日養生	6h養生	7日養生	
1	132	124	26	25	凝集破断
2	126	146	25	29	凝集破断
3	134	129	27	26	凝集破断
平 均	131	133	26.0	26.6	—

養生温度:15℃～20℃

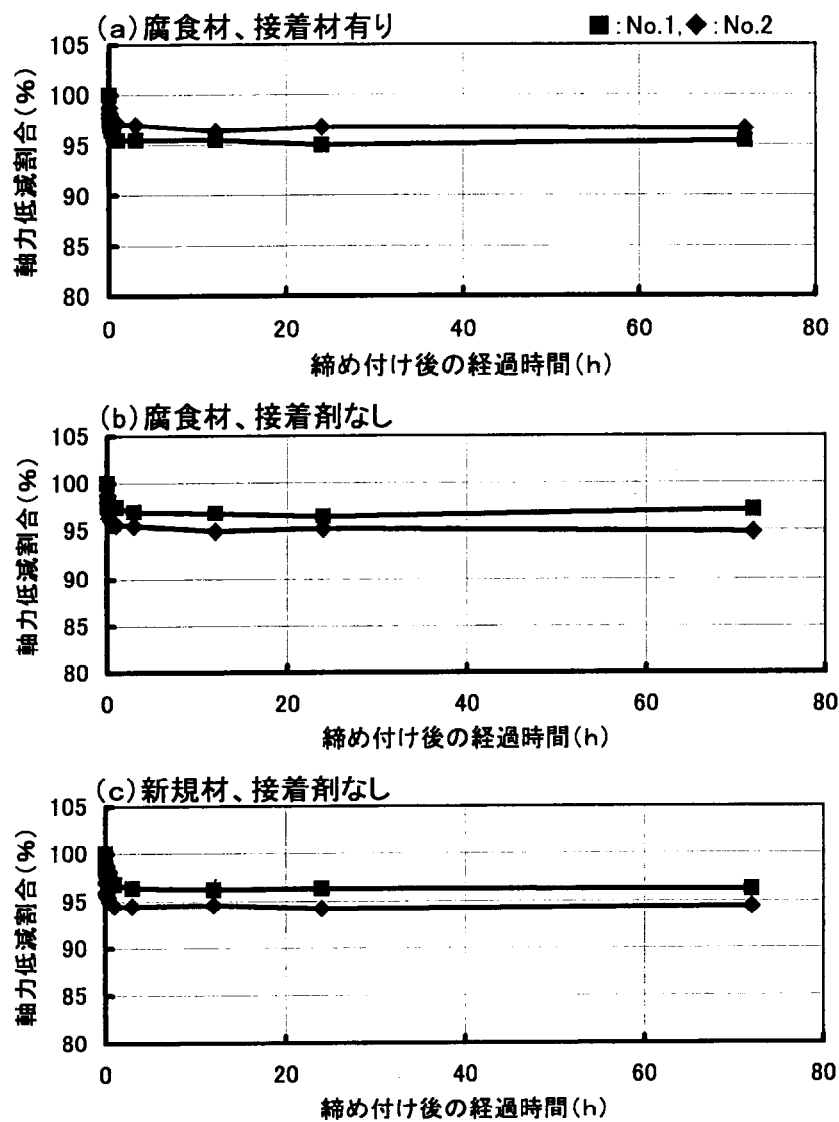


図-4.5 ボルト軸力の経時変化

表-4.5 すべり試験結果

試験体 No.	接合面の表面処理		接着剤 の有無	締付軸力 N(kN)	すべり荷重 Ps (kN)
	主材側	添接板側			
A1-1	2種ケレン (腐食材)	ブラスト (新規材)	有り	221	(218)
A1-2				221	(212)
A1-3				118	139
A1-4				118	167
A2-1	ブラスト (腐食材)	ブラスト (新規材)	無し	118	100
A2-2				118	74
B1-1			有り	221	(278)
B1-2				221	(269)
B1-3				118	(253)
B1-4				118	(258)
B2-1			無し	118	62
B2-2				118	65
備 考	主材の降伏荷重 純断面積を用いた場合				196kN
	総断面積を用いた場合				282kN
	接着接合継手としてのせん断耐力				309kN

() 内数値は、すべりに先行して主材に降伏が発生

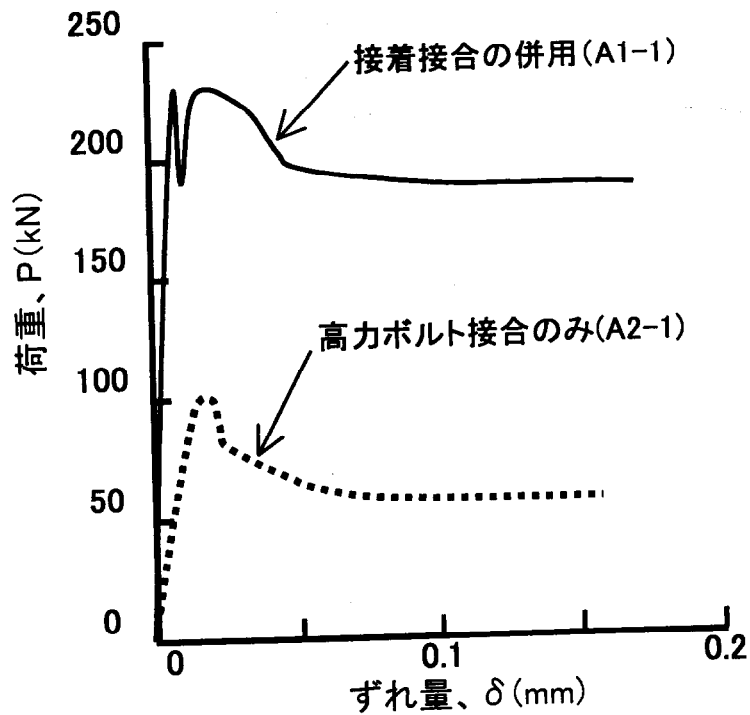


図-4.6 代表的な荷重-ずれ線図

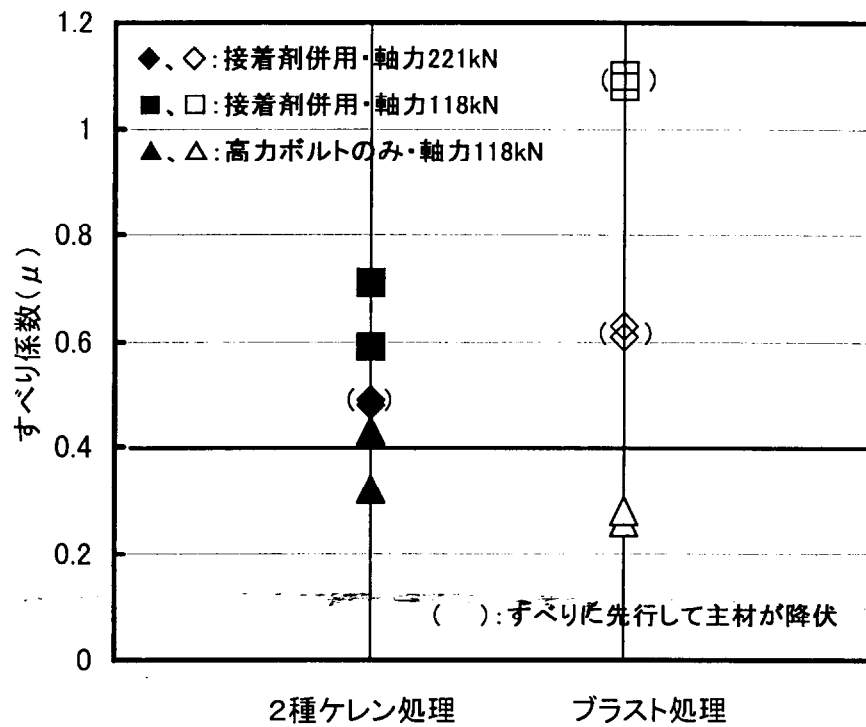


図-4.7 すべり係数の比較



(a)腐食材の場合



(b)新規材の場合

図-4.8 接合面における接触状況

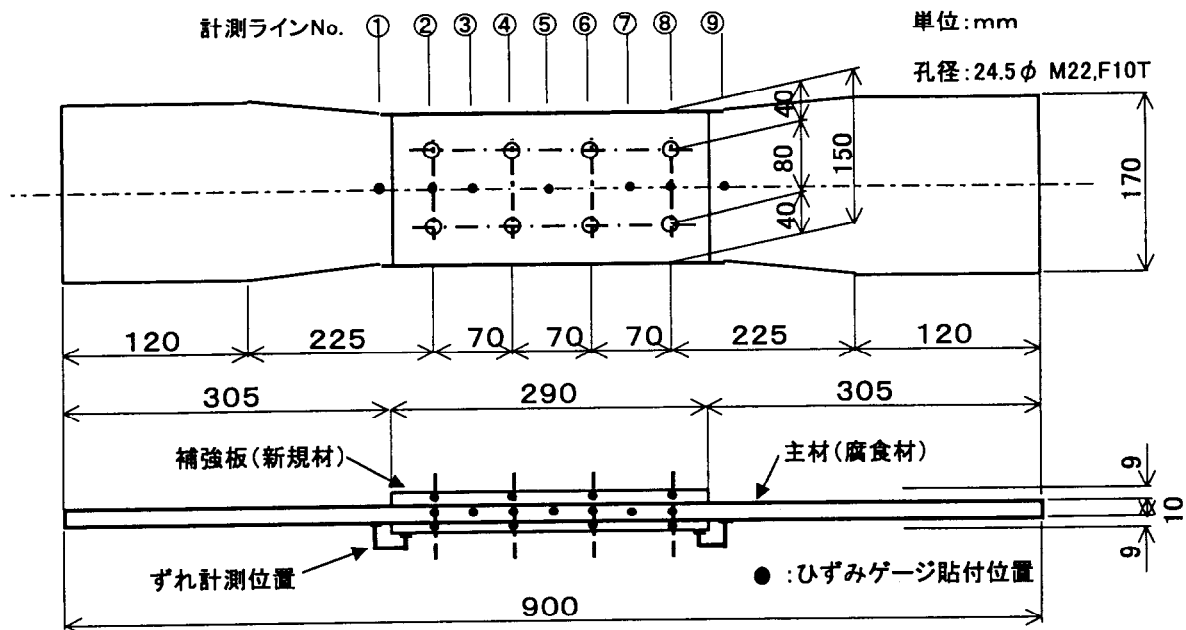


図-4.9 当板添接補強試験体の形状・寸法

表-4.6 当板添接補強の静的試験ケース

試験体 No.	接合面の表面処理		接着剤 の有無	締付軸力 (kN)
	主材(腐食材)側	補強板側		
A1-1, 2, 3	2種ケレン処理	スチールグリッド ブラスト処理	有り	221
A1-4, 5			有り	98
A2-1			無し	221
A2-2, 3			無し	98
B1-1, 2, 3	スチールグリッド ブラスト処理	スチールグリッド ブラスト処理	有り	221
B1-4, 5			有り	98
B2-1, 2			無し	221
B2-3, 4			無し	98

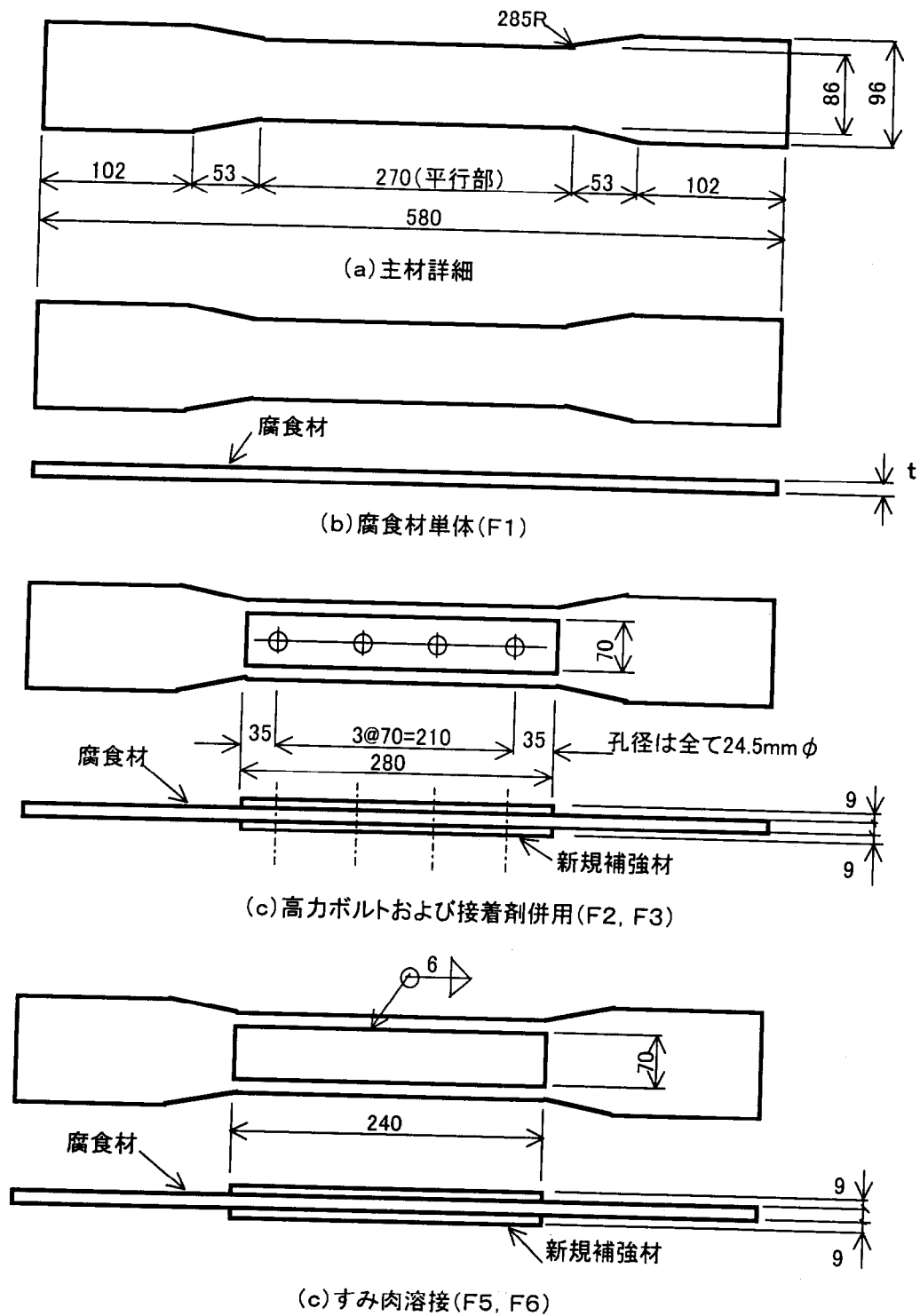
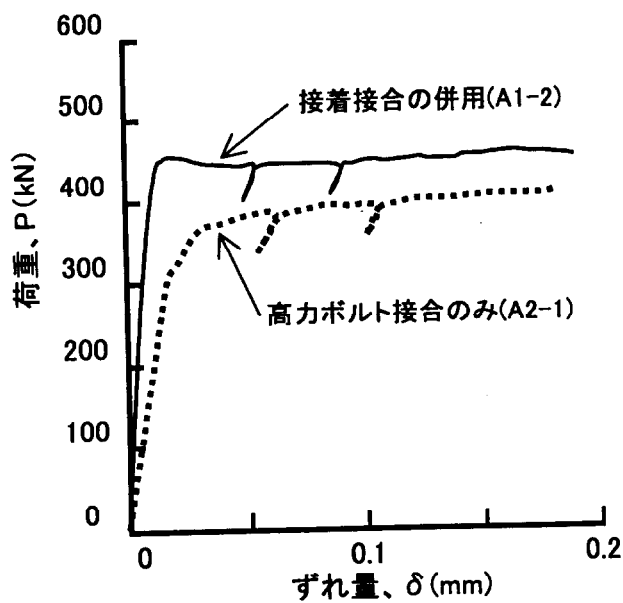


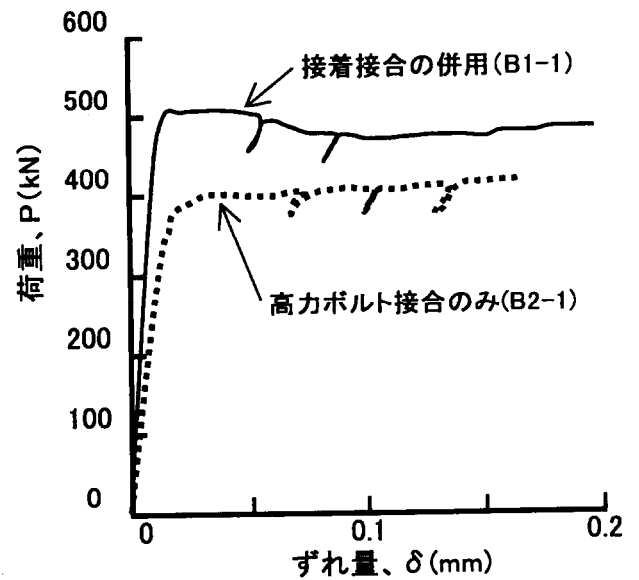
図-4.10 当板添接補強の疲労試験体の形状・寸法

表-4.7 当板添接補強試験の降伏荷重および最大荷重

試験体 No.	接合面の表面処理		接着剤 の有無	締付軸力 N (kN)	降伏荷重 Py (kN)	最大荷重 Pu (kN)
	主材側	補強板側				
A1-1	2種ケレン (腐食材)	ブラスト (新規材)	有り	221	435	503
A1-2				221	439	508
A1-3				221	438	516
A1-4				98	433	509
A1-5				98	413	510
A2-1	2種ケレン (腐食材)	ブラスト (新規材)	無し	221	389	479
A2-2				98	390	467
A2-3				98	382	475
B1-1	ブラスト (腐食材)	ブラスト (新規材)	有り	221	500	507
B1-2				221	505	505
B1-3				221	490	505
B1-4				98	515	520
B1-5				98	524	524
B2-1	ブラスト (腐食材)	ブラスト (新規材)	無し	221	409	478
B2-2				221	403	483
B2-3				98	370	472
B2-4				98	395	475



(a) 2種ケレン処理の場合



(b) ブラスト処理の場合

図-4.11 主材と補強板とのずれ挙動

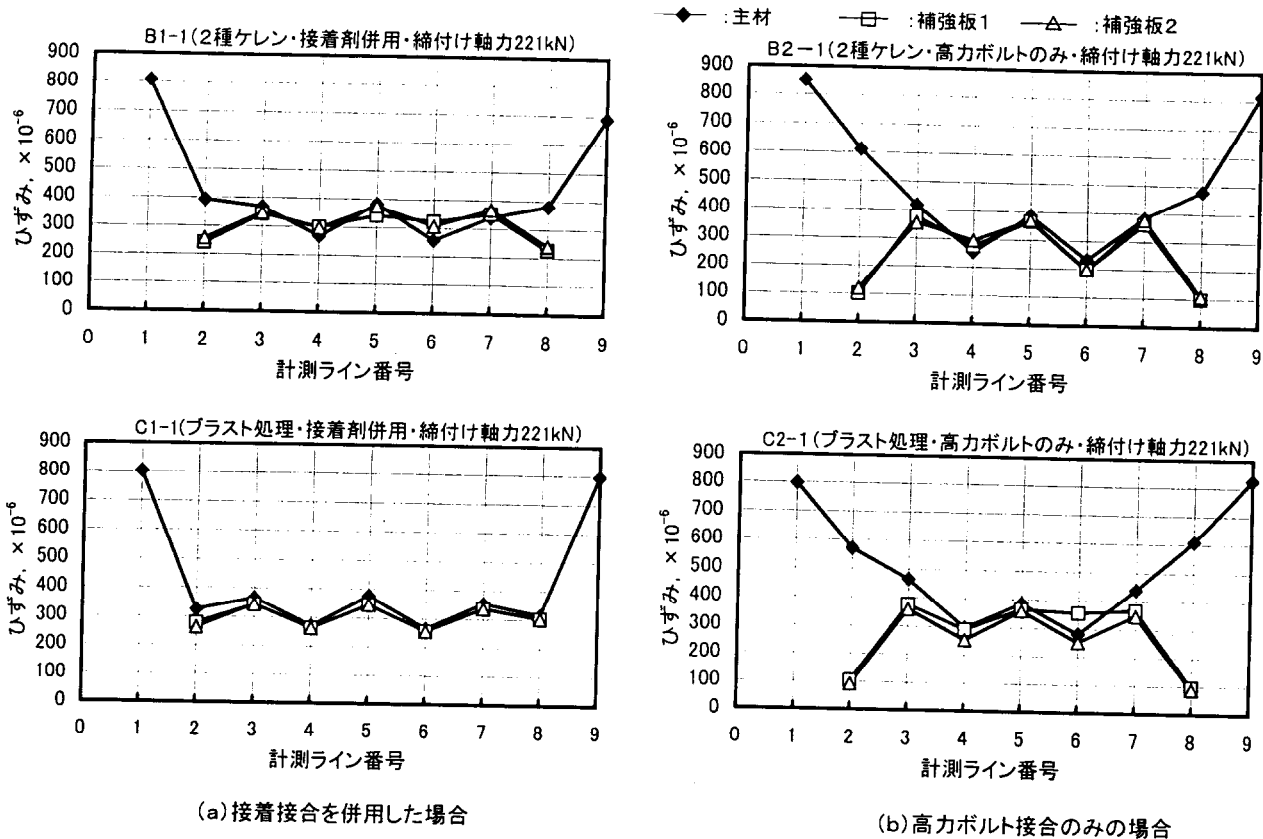


図-4.12 主材および補強板のひずみ分布 (載荷荷重 200kN 時)

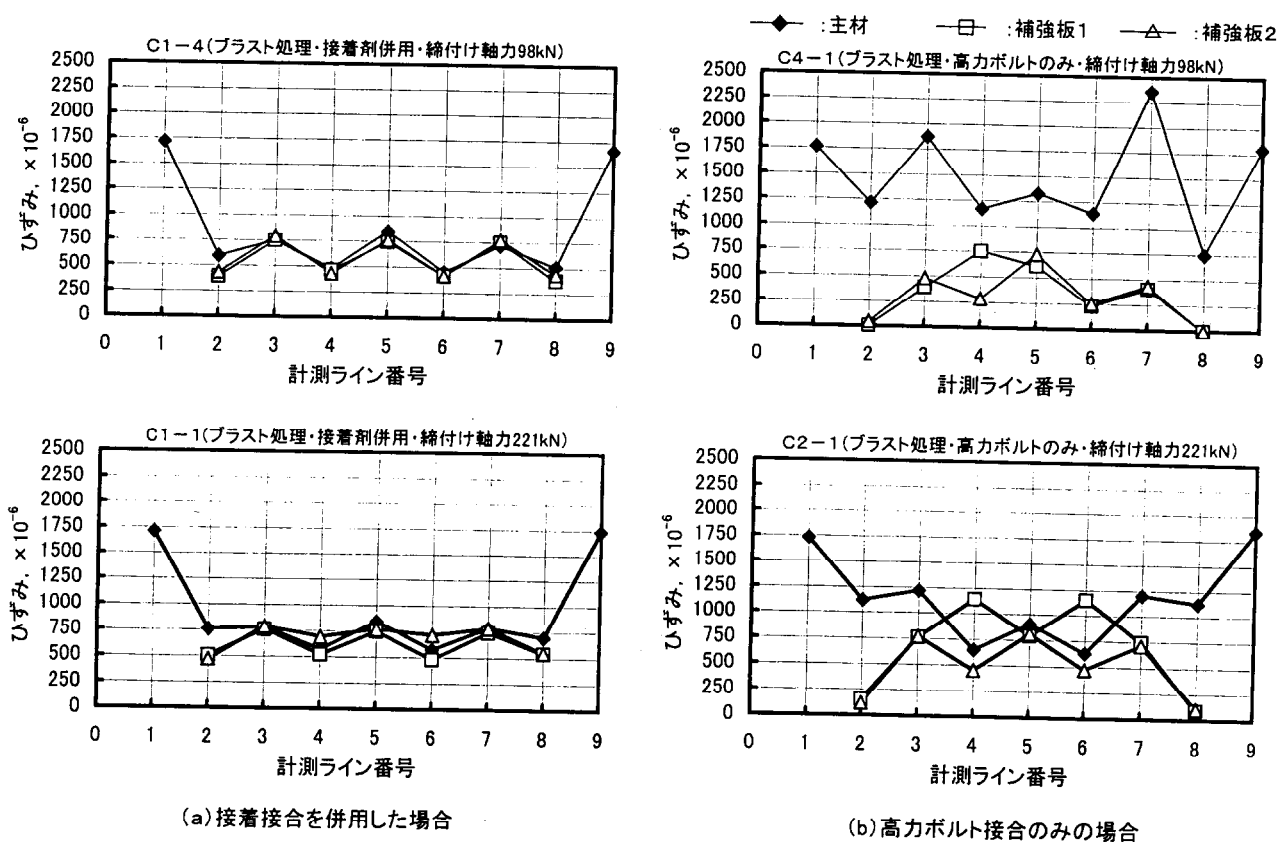


図-4.13 主材および補強板のひずみ分布 (載荷荷重 400kN 時)

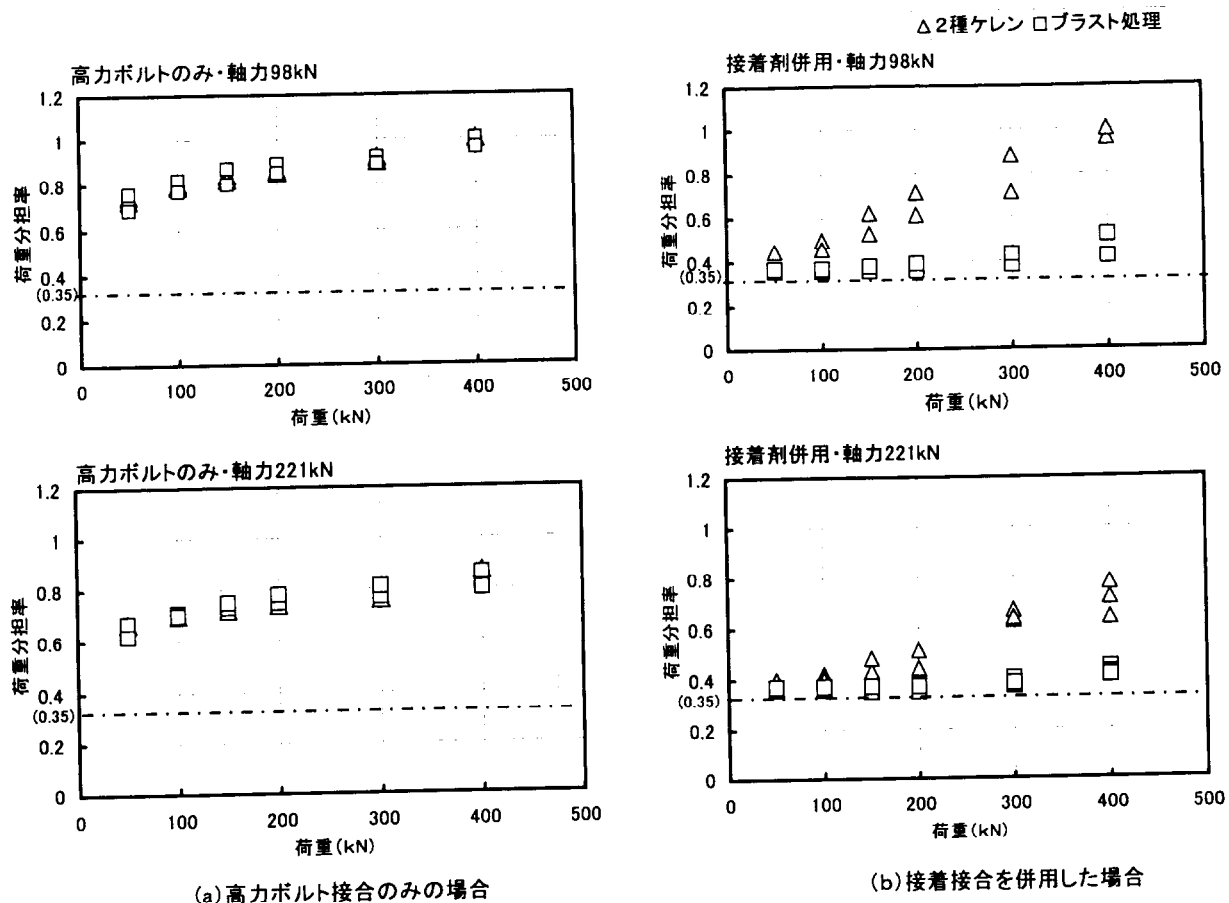


図-4.14 主材の荷重分担比率（計測ライン2）

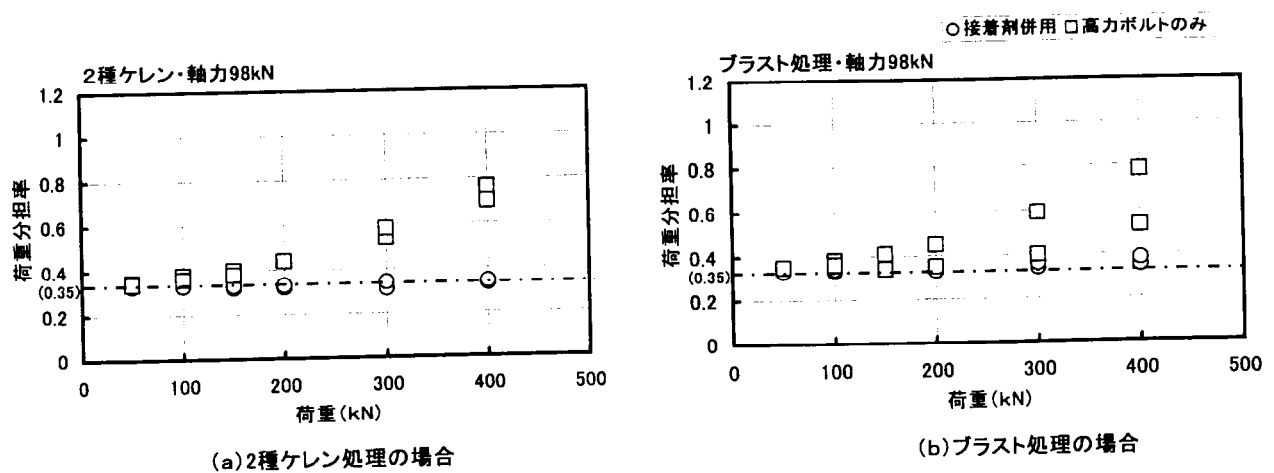


図-4.15 主材の荷重分担比率（計測ライン4）

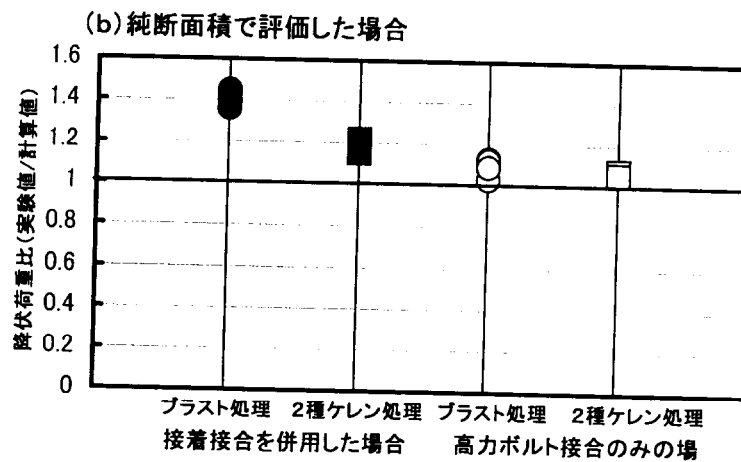
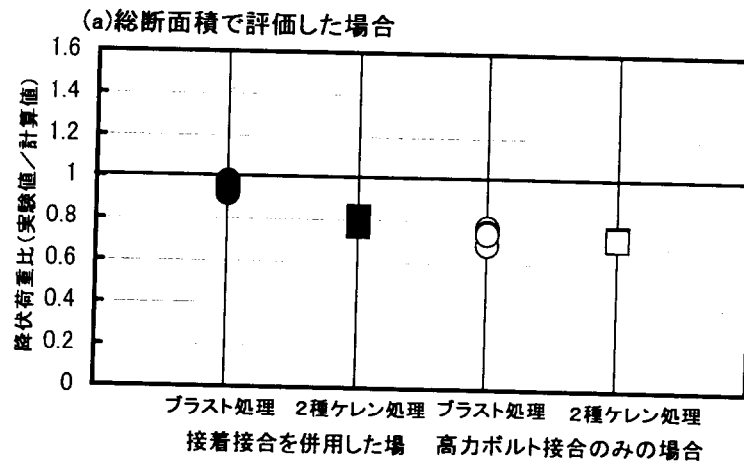


図-4.16 降伏荷重の実験値と計算値との比較

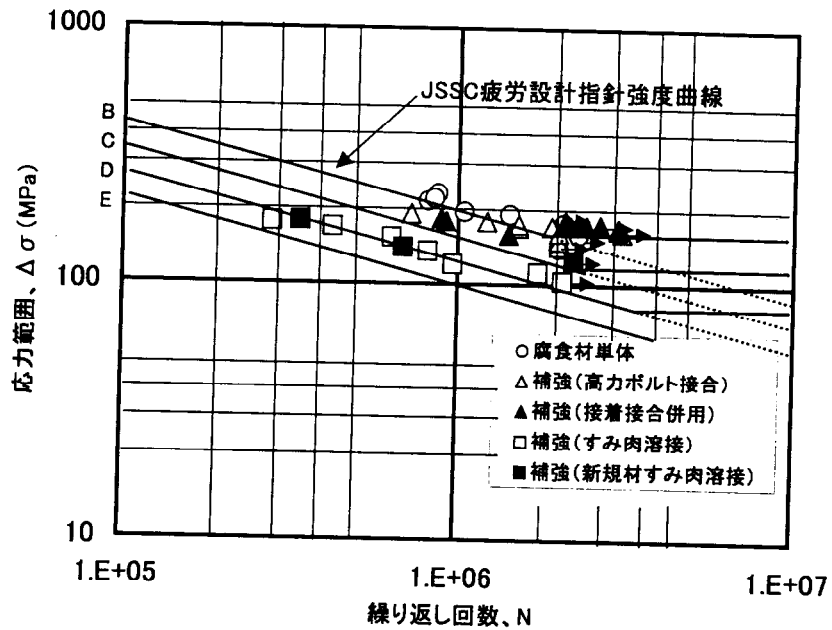


図-4.17 当板添接補強試験体の疲労試験結果

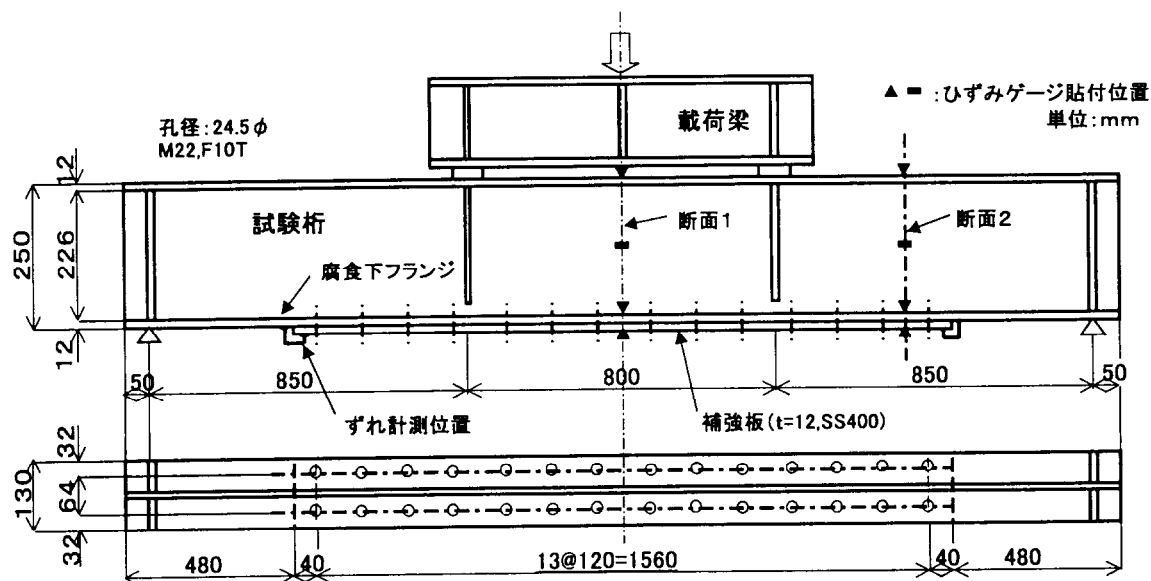


図-4.18 当板添接補強した I 形鋼曲げ試験体の形状・寸法と载荷方法

表-4.8 I 形鋼の腐食フランジの断面積測定結果

試験桁の種類				断面積 (cm ²)	平均板厚 (cm)	フランジ幅 (cm)
腐食桁	補強有	A2	最小断面	814	7.4	110.1
			最大断面	1213	9.4	129.2
			平均値	1118	—	—
	無補強*	A1	最小断面	792	7.6	104.2
			最大断面	1260	9.7	129.5
			平均値	1092	—	—
健全桁*				1534	11.8	130

無補強(A2)、健全桁の計測結果は3章での結果を示す。

表-4.9 曲げ試験桁の試験ケースと試験内容

試験ケースNo.	補強板の接合方法		試験内容
A2	A2-1	高力ボルト接合 (締付け軸力176kN)	弾性範囲内試験
	A2-2	高力ボルト接合 (締付け軸力20kN) + 接着剤接合の併用	弾性範囲内試験, 繰返し载荷試験, 耐荷力試験

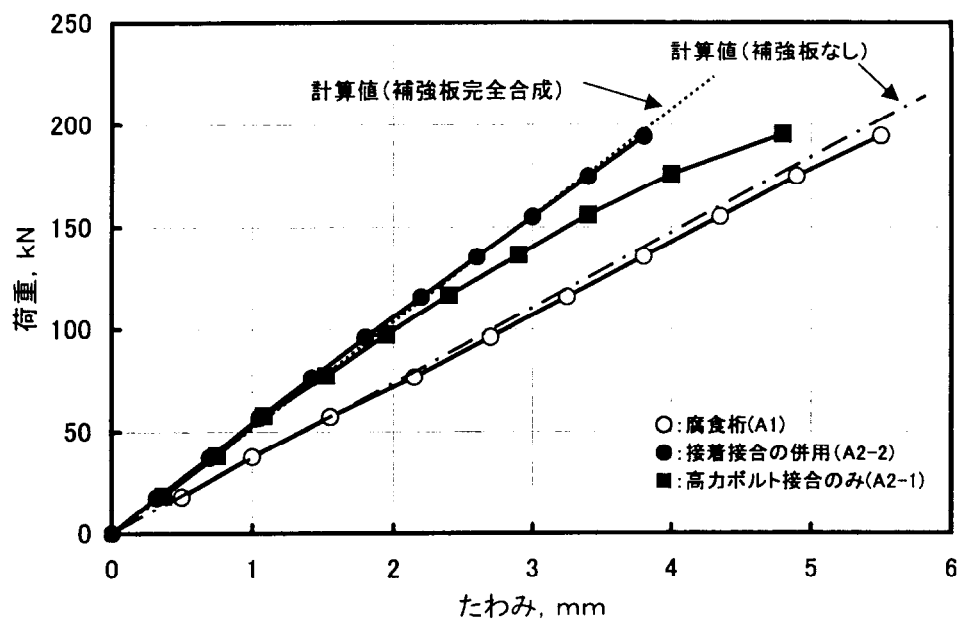


図-4.19 補強における接合方法と桁のたわみ挙動

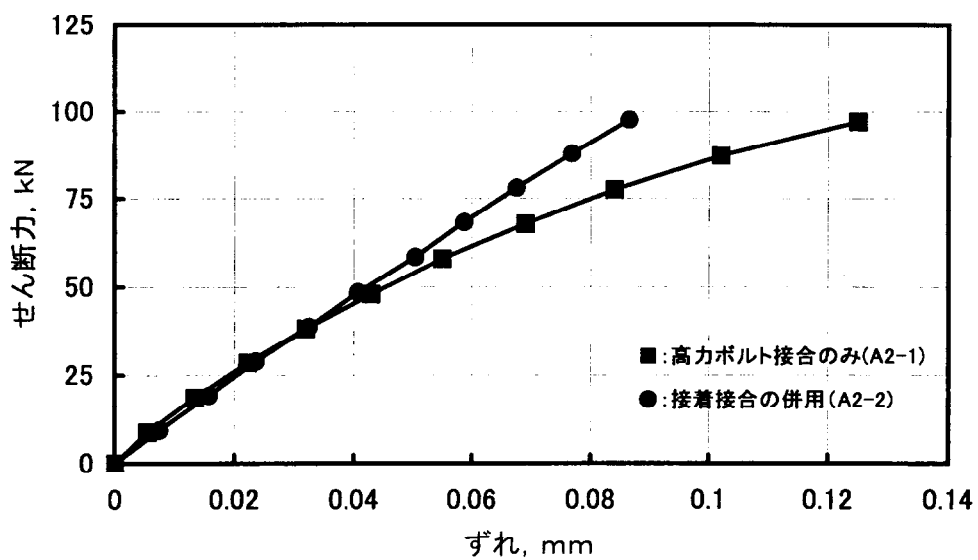


図-4.20 下フランジと補強板とのずれ挙動

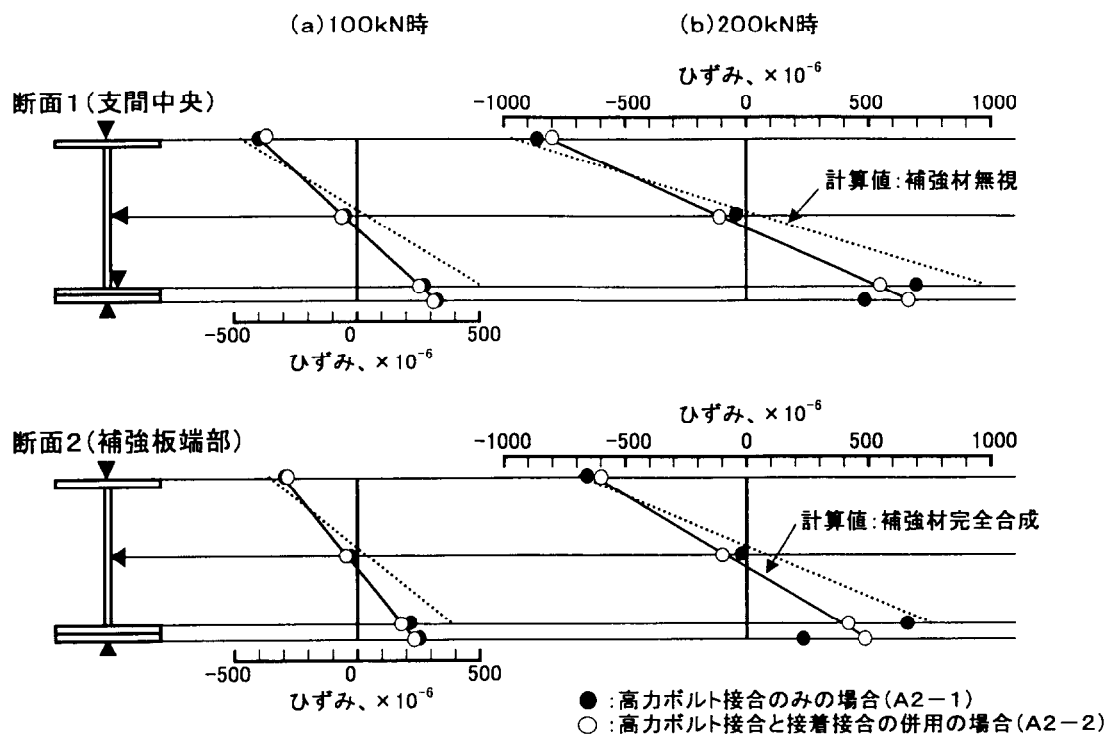


図-4.21 桁断面におけるひずみ分布

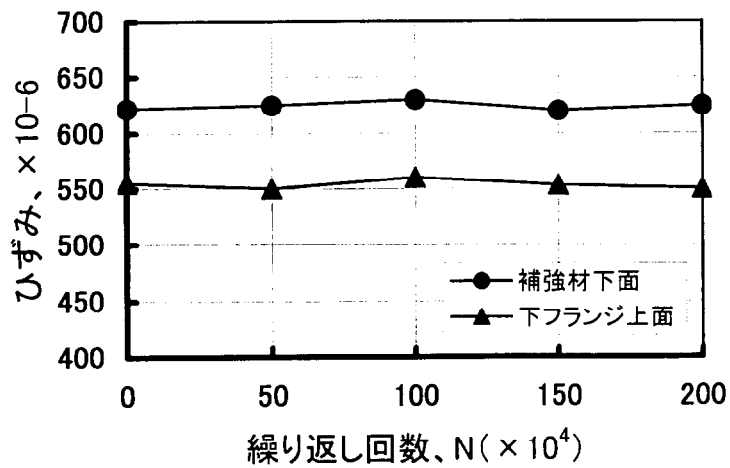


図-4.22 繰返し载荷に伴うひずみ変化

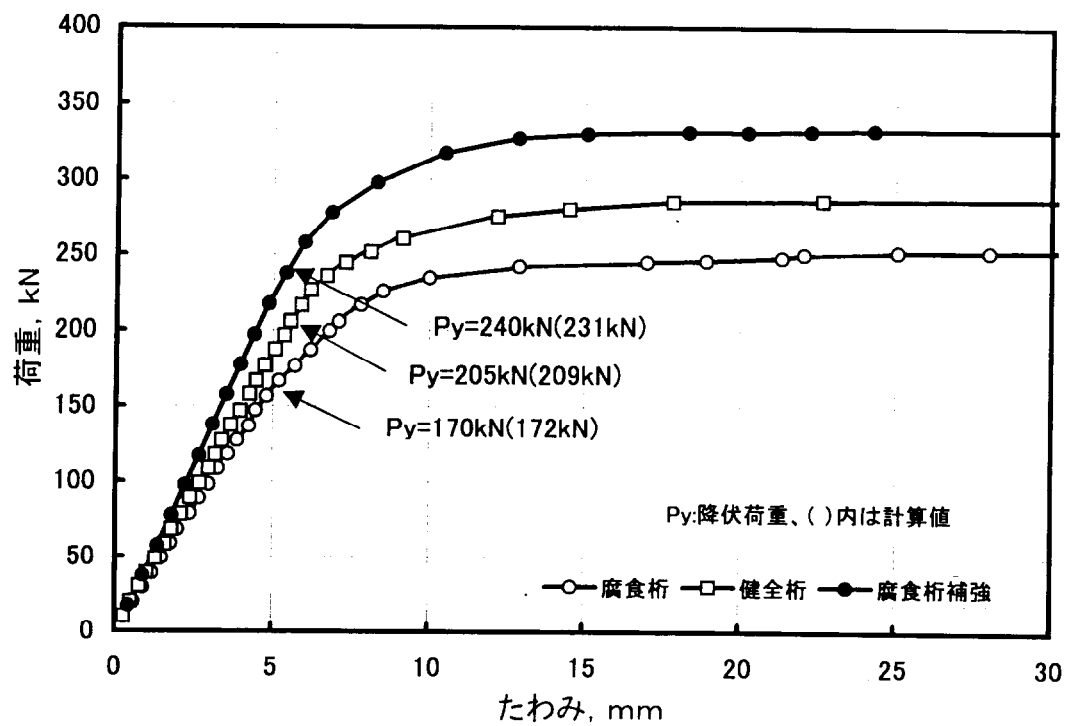
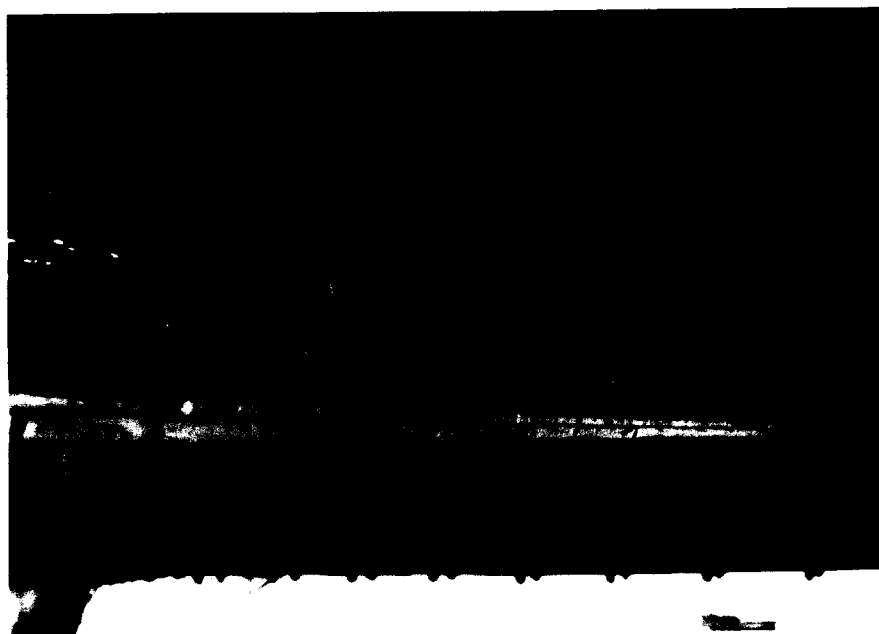


図-4.23 耐荷力試験における荷重—たわみ線図

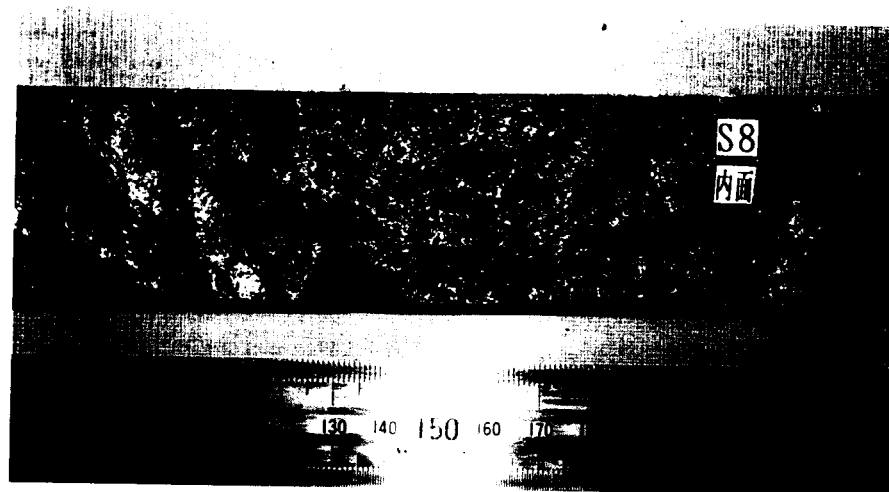


(a) トラス橋縦桁下フランジ腐食部の当板添接補強

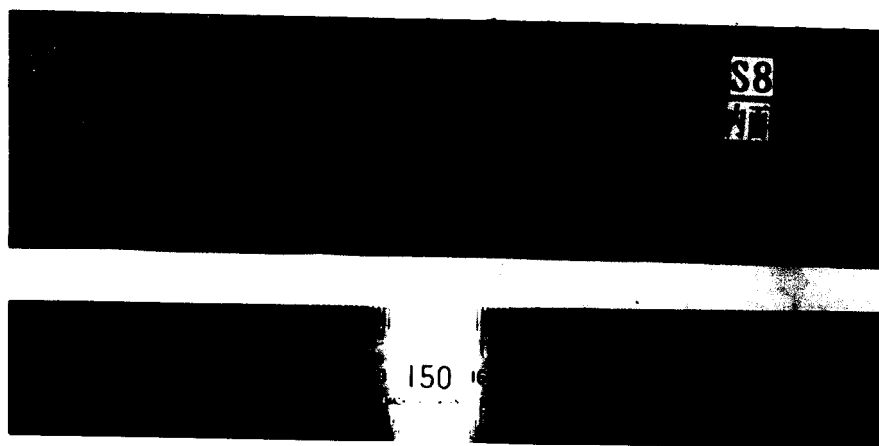


(b) リベット桁下フランジ腐食部の当板添接補強

写真-4.1 実橋における当板補強の事例

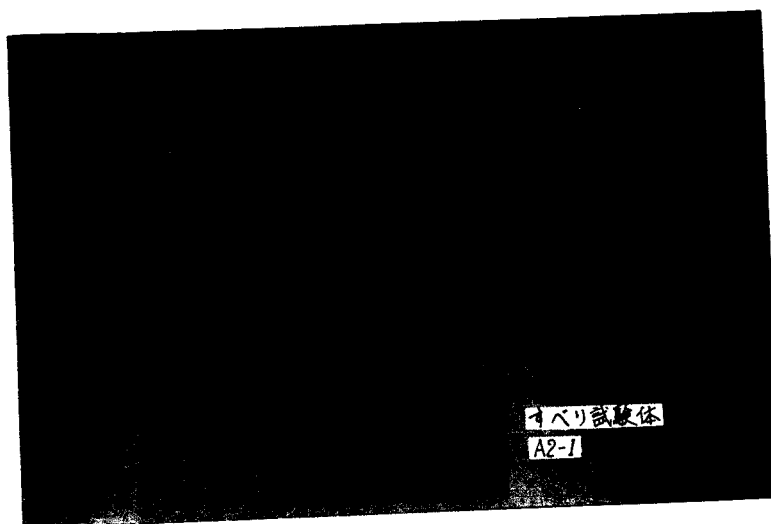


(a) ケレン処理後の状況

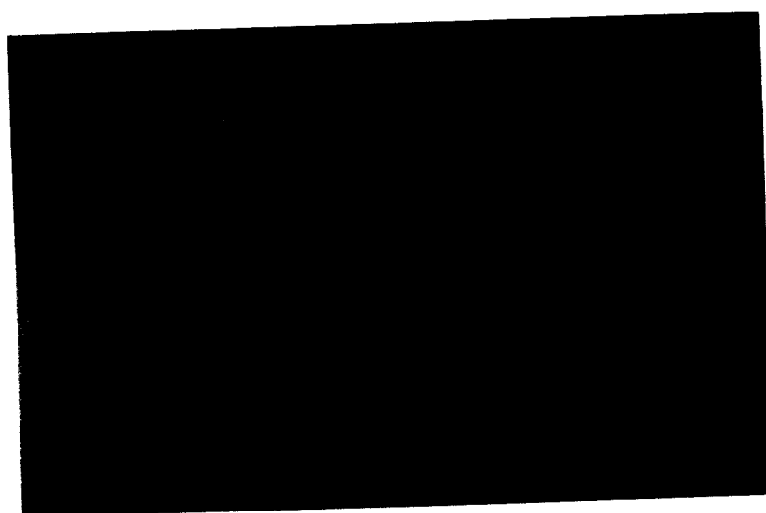


(b) ブラスト処理後の状況

写真-4.2 腐食材の代表的な腐食状況



(a) ケレン処理試験体



(b) ブラスト処理試験体

写真-4.3 すべり試験体の組立て前の状況



写真-4.4 ワイヤホリルブラシによるケレン状況

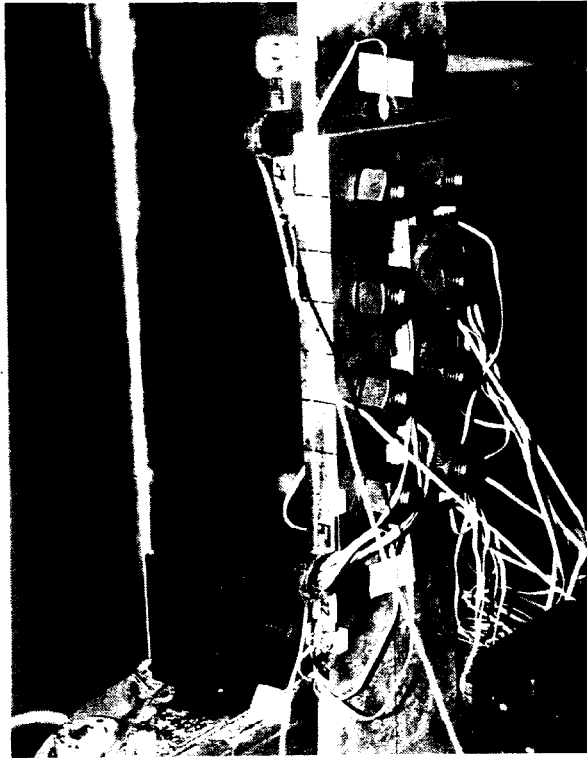
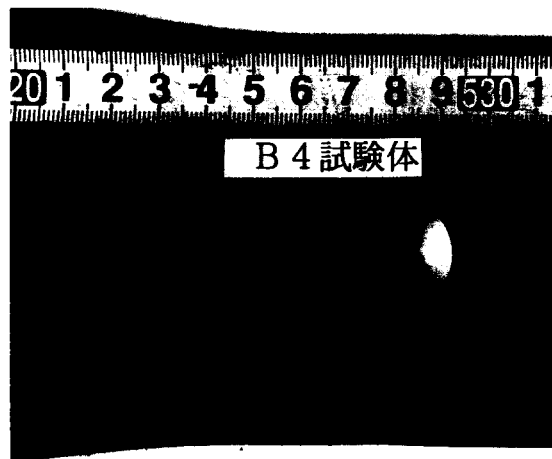


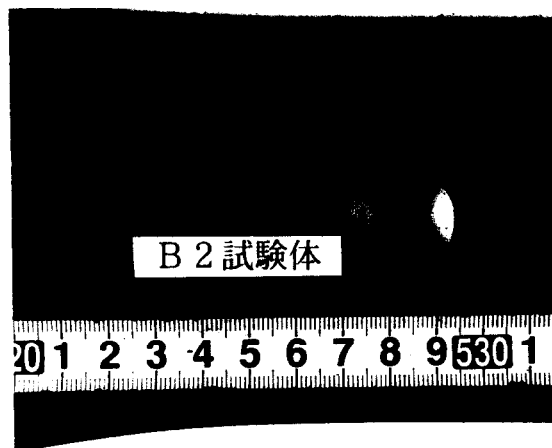
写真-4.5 当板添接補強試験体の静的引張試験状況



写真-4.6 当板添接補強試験体の疲労試験状況



(a) 孔縁から発生した亀裂



(b) フィレッシング部より発生した亀裂



(c) 前面すみ肉溶接止端部から発生した亀裂

写真-4.7 当板補強供試体における疲労亀裂の発生状況

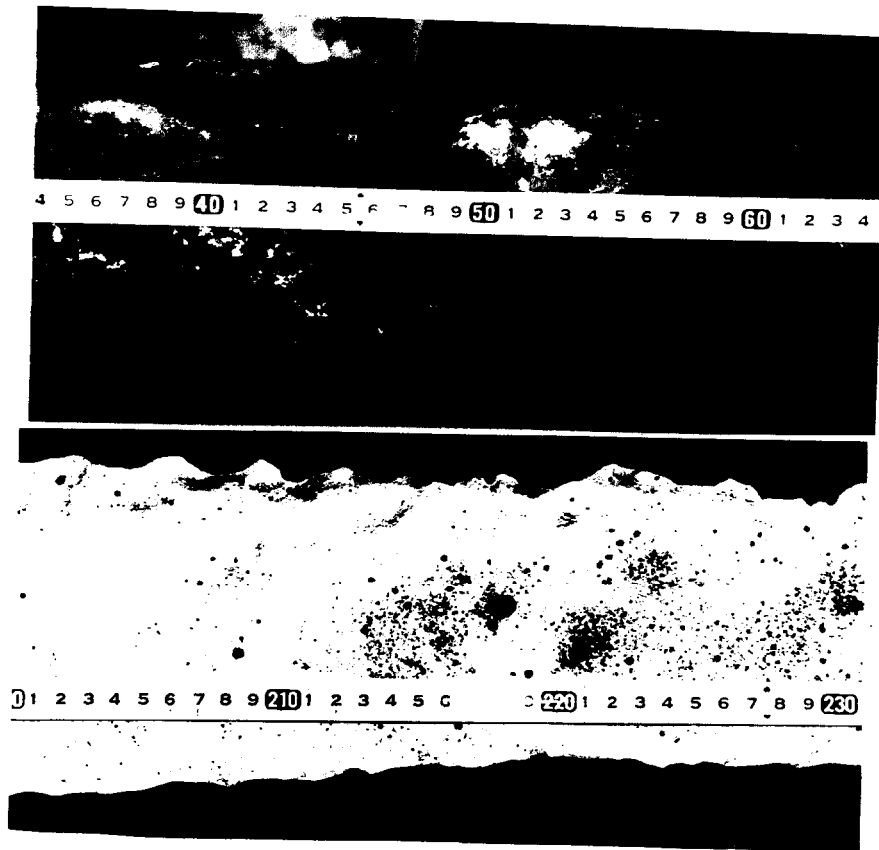


写真-4.8 添接補強した I 形鋼の腐食状況



写真-4.9 添接補した I 形鋼試験桁の繰返し载荷試験状況

第5章 実橋の腐食減厚に対する当板添接補強の適用

5. 1 はじめに

本章では、第4章で検討した当板添接補強工法について、実橋の腐食部位の補強に適用し、その効果を確認した結果について述べる。当板添接補強を適用した橋梁は、供用開始後20数年を経た都市内高架橋の3径間連続鋼床版箱桁である。鋼床版デッキプレート上面のアスファルト舗装との接触面に腐食が発生し、その腐食減厚部の補強として、高力ボルト摩擦接合と接着接合とを併用した当板添接補強を実施したものである^{1)~4)}。

一般に鋼床版の上面には、その保護と車両の安全な走行を確保するためアスファルト舗装が施されるが、重交通下にあつては、鋼床版上のアスファルト舗装には、流動、わだち掘れ、亀裂などの損傷事例が生じることがある^{5)~9)}。舗装にひび割れが発生し、かつデッキプレートとの付着が不十分になると、舗装はデッキプレートの防食機能を果さなくなり、この部位より雨水がデッキプレート上面に侵入することにより、デッキプレート上面に腐食が生じる。舗装下のこのような箇所に腐食が発生した場合には、その確認が困難であり、発見が遅れた場合にはデッキプレートの減厚損傷に至ることもある。本橋では、点検業務の一環として実施されたデッキプレート下面からの板厚測定調査により、舗装ひび割れ発生部に対応する部位のデッキプレートに腐食が原因と考えられる減厚が確認された。デッキプレートの減厚は、輪荷重を直接支持する床組部材としての応力増加を招くこととなり、耐荷性能上の問題が生ずるとともに、腐食減厚部およびその近傍のリブ溶接部における輪荷重の繰返し作用による疲労上の問題が懸念された^{10), 11)}。

このようなことから、腐食減厚に対する断面補強として、腐食発生部位のデッキプレート上面に当板を添接し補強を行うこととなった。当板の接合方法については、施工の容易さや接合強度の確実性の面などから高力ボルト摩擦接合による方法を基本としたが、鋼床版の構造上の制約から高力ボルトの締付けが不可能な領域があること、腐食部位においてはデッキプレートと当板との十分な接触が得られないことなどを考慮して、第4章において検討した併用接合を採用することとし、当板接合面全域に接着剤を塗布し、接着接合を併用することで接合強度を確保することとした。

実橋での施工に先立ち、輪荷重の走行時におけるデッキプレートの面外曲げ挙動に対して、当板とデッキプレートとの合成効果がどの程度期待できるのか不明であったため、小型供試体および実橋の部分模型供試体を製作し、載荷実験により当板の合成効果について検討した。また、実橋鋼床版部の F.E.M. 解析を実施し、実橋における当板補強の効果について確認した。さらに、デッキプレートの腐食の直接的な原因となった舗装のひび割れ発生をなくし、腐食の進行、再発を防止する観点から、当板補強による鋼床版の局部変形性状の改善効果についても検討を加えた。最後に、実橋の補強前後において載荷試験を行い補強効果を確認するとともに補強効果の経時変化についても調査を行なった。

5. 2 適用橋梁の概要と腐食状況

5.2.1 適用橋梁の概要

デッキプレートに腐食が確認された橋梁の断面図を図-5.1 に、橋梁の全景を写真-5.1 に示す。3 径間連続鋼床版箱桁であり、12mm 厚のデッキプレートの上に 60mm 厚のアスファルト舗装が施されている。鋼床版の縦リブには Y 型リブが用いられており、また、箱桁腹板とデッキプレートとの取合部にはコーナープレートが設置されている。なお、横リブ間隔については約 5m となっている。

主な橋梁緒元を以下に示す。

橋 長：289.5m（支間長：78.5m+132m+79m，幅 員：16.4m）

橋 格：1 等橋（TL-20）〔昭和 39 年道路橋示方書適用〕

形 式：3 径間連続鋼床版箱桁

特 徴：上下線一体，2 箱桁，鋼床版リブに Y 型リブを使用

5.2.2 腐食状況と原因

供用後、20 年以上経過した本橋において、舗装打換え時に鋼床版デッキプレート上面に腐食が確認された。本橋においては、供用開始後数年で輪荷重通過位置である箱桁腹板コーナープレート直上部に舗装のひび割れが確認された。その後、種々の舗装材および舗装構成について試験施工が実施されてきたが、同部位におけるひび割れを完全に防止するまでには至っていない。鋼床版デッキプレートの腐食はこの舗装のひび割れ直下である箱桁腹板コーナープレート上において発生している。写真-5.2 に舗装のひび割れ状況を写真-5.3 にデッキプレートの腐食状況を示す。また、腐食状況について舗装の打換え時に調

査した結果を図-5.2 に示す。デッキプレートの腐食は舗装のひび割れに沿って橋軸方向に帯状に発生している。腐食幅は 100mm 程度であり、腐食深さについては 1mm 程度の軽微な部分から最大 5mm 程度の減厚を生じている部分までである。腐食部の表面状態に関しては、多少の凹凸は確認されるものの、その凹凸部における曲率半径は 1mm 以上となっており、ピット状の著しい孔食の発生は確認されていない。

デッキプレートの腐食原因としては、舗装のひび割れ部より雨水が侵入し、さらにこの部位における舗装とデッキプレートとの剥離によりデッキプレート上面が湿潤状態に置かれていたことによるものと考えられる。腐食を招いた主桁上における舗装のひび割れに関しては、輪荷重による鋼床版の局部変形が影響を及ぼしているものと考えられる。既存の研究によると輪荷重通過位置近傍の主桁や縦リブ上のデッキプレートには幅員方向に版の面外曲げによる負曲げ（主桁上においてデッキプレート上面が凸となる変形状）が作用し、これによる舗装材表面での引張ひずみの発生がひび割れ原因の一つであることが指摘されている^{8), 12) ~ 14)}。腐食が確認された橋梁においても、大型車の輪荷重通過位置が箱桁腹板コーナープレート上となっていることから、この部位においてひずみ集中が生じていることが予想され、このことがひび割れの主原因と考えられる。なお、この橋梁の縦リブ支間は 5.0m と現状の標準構造の場合（支間 1.5m~2.5m）と比較して大きなものとなっている。そのため、箱桁腹板に隣接する縦リブのたわみが大きく、このことも比較的剛な支持点であるコーナープレート上にひずみ集中を発生させる要因となっていると思われる¹⁾。

5. 3 腐食減厚部の応力性状

デッキプレートの腐食については発生部位が限られており、また腐食による減厚領域も局所的であることから腐食減厚が橋梁全体挙動へ及ぼす影響はほとんどないものと考えられる。しかし、床組み部材としての鋼床版においては、減厚により局部的な応力、変形の増大が考えられた。そこで、実橋鋼床版部を対象とした F.E.M. 解析を実施し、デッキプレートの応力分布性状およびたわみ性状を定性的に把握するとともに、腐食減厚の有り、無しのそれぞれの場合の解析結果を比較し腐食減厚の影響について定性的な検討を加えた。なお、解析における局所的な応力値については、使用する要素の種類や要素分割の詳細、解析モデルの境界条件などにより異なったものとなることから、ここでは応力およびたわみの分布性状やその特徴について定性的な検討を行うこととした。

5.3.1 F.E.M. 解析モデル

解析モデルにおける要素分割図を図-5.3 に示す。幅員方向に関して上下線の片側を取り出し、橋軸方向の横リブ間隔3パネル分（実際のモデルの作成は橋軸方向に関する対称性を利用し、横リブ間隔3パネルの1/2についてモデル化している）について箱桁を含み3次元立体モデル化したものである。モデルにおける使用要素はシェル要素と棒要素であるが、解析での着目部位であるデッキプレートおよびY型縦リブの斜材、腹板コーナープレートについてはシェル要素を用いモデル化している。解析での荷重作用位置は、橋軸方向に関しては中間パネルの中央断面である。幅員方向については、実橋の輪荷重通過位置に関する調査結果を参考に数ケースの載荷位置について予備解析を実施し、それら解析ケースの内、腹板コーナープレート上における応力の発生が最も顕著である解析ケースの載荷位置とした。輪荷重は旧道路橋示方書・同解説(1990年)に示されているT-20後輪荷重とし、後輪設置幅および長さについても同示方書に示されている寸法と同一とした¹⁵⁾。腐食減厚に関しては、実橋における調査結果から、その形状を図-5.3中に示すように減厚量を最大腐食量の5mmと仮定し、橋軸方向全線についてデッキプレートの板厚を12mmから7mmに減厚した。また、その幅については、この部位における要素の寸法をも考慮し77.5mmとした。なお、実橋における腐食面に極端な凹凸が発生していないこと、解析における微細な凹凸形状に対するモデル化は困難であることなどの理由から、腐食面については平滑な面と仮定し、腐食部を一様に減厚させた。

5.3.2 デッキプレートの応力・変形性状

デッキプレートの応力分布を図-5.4に示す。図中にはコーナープレート上のデッキプレートに腐食減厚が有る場合と無い場合の2ケースについての解析結果を示した。これらの図より橋軸方向応力および幅員方向応力とも版の面外曲げ作用が卓越した分布性状を呈していることが判る。また、箱桁腹板、コーナープレートおよびY型縦リブ斜材の取り付け部を支持点とした連続版的な性状を示しており、これら支持点上のデッキプレート上面には負曲げ作用による引張応力が発生している。なお、発生する応力は幅員方向応力が橋軸方向応力に比較して大きな値となっており、箱桁コーナープレート上の幅員方向には橋軸方向応力と比較して3倍～5倍程度の応力が発生している。また、コーナープレート上を減厚した場合、減厚部およびそのごく近辺において応力の増加が認められる。今回の解析では実橋の腐食状況調査から減厚量を5mmと仮定したが、この場合、発生する応力が大きい幅員方向に関し、減厚部での応力は減厚のない場合における応力の1.6倍程度に増加

することとなる。

幅員方向断面におけるデッキプレートのたわみ分布を図-5.5 に示す。縦リブ系のたわみと版系のたわみが重複したたわみ性状となっており、輪荷重載荷位置近傍の縦リブのたわみおよび輪荷重直下におけるデッキプレートのたわみが顕著に発生していることが判る。また、減厚の影響については、減厚部周辺領域においてのみ現れており、減厚損傷が鋼床版の全体剛性に及ぼす影響はほとんどないと言える。

5. 4 腐食減厚部の補強法とその効果に関する実験的検討

前述したように腐食減厚部においてはデッキプレートの幅員方向に大きな応力が発生し、これが車両の通過に伴い繰返し作用した場合には腐食部あるいはその周辺の溶接部に疲労損傷の発生が懸念された。また、この部位に損傷が発生した場合、その検出および補強はデッキプレート下面からの作業となり非常に困難となる。このようなことから、腐食減厚部およびその周辺を対象としてデッキプレート上面に当板を添接し減厚部の断面を回復させることとした。なお、当板の添接は舗装の打換え時に合せ実施することとした。

5. 4. 1 腐食減厚部の補強法の検討

当板添接補強要領を図-5.6 に示す。当板の添接範囲は、腐食発生部である箱桁腹板コーナープレート取り付け点を中心として隣接するY形縦リブの斜材先端までとした。この範囲は、ほぼ輪荷重の通過する範囲に相当している。当板の板厚については、腐食減厚量に多少の安全を加味し、デッキプレート板厚と同厚の12mmとした。当板の接合方法については、溶接による接合と高力ボルトによる接合の二つの方法が考えられたが、溶接による接合については、当板溶接部における疲労強度上の問題、供用下での溶接施工の問題、溶接によるデッキプレートの変形・ひずみの問題などが考えられたため、高力ボルト摩擦接合を基本に考えることとした。しかし、鋼床版箱桁の腹板上部にはコーナープレートが設置されており、このコーナープレート間に関しては、デッキプレートの表裏両面からの作業を必要とする通常ボルトによる締付けは不可能であった。また、腐食部位ではデッキプレートと当板間に隙間が生じ力の伝達がなされないことが予想された。そこで、ボルト接合が不可能な領域を含め当板接合面全域に接着剤を塗布し、高力ボルト摩擦接合と接着接合との併用接合により接合強度を確保することとした。なお、この接着剤については、当板とデッキプレート腐食部間に発生する隙間の充填材としての機能についても期待してい

る^{16), 17)}。また、高力ボルト接合においては、当板添接上面におけるボルト頭の突出が舗装に悪影響を及ぼすことが考えられたため、当板材上方へ突出物を残さない配慮から皿頭ボルトを使用することとした。皿頭高力ボルトとしては支圧接合タイプである打込式高力ボルトと摩擦接合タイプの高力グリップ形式のボルトがあるが、前者については打込時の騒音の問題、孔精度の問題および皿加工部における疲労強度の問題などがあることから、今回は後者の高力グリップ形式のボルトを使用することとした¹⁸⁾。

5.4.2 併用接合における合成効果の検討

面外曲げが主として作用する場合の高力ボルト摩擦接合と接着接合との併用接合における合成効果について、接合方法を種々変えた小型供試体による載荷実験および実橋鋼床版部の部分模型供試体を用いた載荷実験を行い検討した。

(1) 小型供試体による接合方法の検討

1) 供試体の形状、寸法

実橋を対象とした FEM 解析結果から、腐食の生じた箱桁腹板直上のデッキプレートには、板の幅員方向に顕著な面外曲げ応力が発生すること、また、箱桁腹板やコーナープレートおよび縦リブの取り付け部を支持点とした連続版的な性状を示し、これら支持点上のデッキプレート上面には負曲げ作用による引張応力が生じることが明らかとなった。そこで、図-5.7 に示すような 3 点支持の面外曲げ載荷試験体を用い当板添接の効果を検討した。当板の接合方法としては、高力ボルトのみによる接合、高力ボルト接合と接着接合との併用接合の 2 種類について検討を行っている。試験体のボルト締付け位置については、実橋における締付け可能な領域を考慮し、その配置を決定している。そのため、通常の摩擦接合継手におけるボルト配置に比べかなりピッチの大きなものとなっている。なお、中間支持点上近傍の負曲げ領域には図中に示すような形状の減厚部を設け、減厚の影響についても加味した。

2) 摩擦接合用皿頭高力ボルトの特徴

当板上面におけるボルト頭の突出が舗装に悪影響を及ぼすことが考えられたため、皿頭のボルトを使用することにより当板材上方へ突出物を残さないようにした。

使用した皿頭高力ボルトの形状を図-5.8 に示す。このボルトでは、高力六角ボルトのナットに相当するカラーと呼ばれる円筒形の部品を塑性形成させボルト軸部にくい込ませることにより締付け軸力を得るため、締付け時における共回りの心配はない。なお、締付け軸力の最小保証値は 172kN である¹⁸⁾。

3) 接着剤の特性

接着剤には、4章で使用したものと同一の2液混合タイプエポキシ樹脂系の室温硬化型接着剤（住友スリーエム社製、商品名：DP460、主剤：エポキシ樹脂、硬化剤：ポリアミン）を用いた。実施工における作業時間を考慮し、可使時間1時間程度の接着剤を選定している（表-4.3、表-4.4参照）。また、せん断強度が27MPa程度の接着剤であり、施工時間を考慮して塗布から6時間養生後にはほぼ所定強度の得られる材料を選定した。

4) 実験結果

図-5.9に中間支点上の当板添接板上面に発生するひずみと荷重との関係を示す。図中には当板を重ね梁と仮定した場合あるいは合成梁と仮定した場合の計算値を併記した。図より明らかなように当板の接合方法により面外曲げ剛性の程度が異なったものとなっている。すなわち、高力ボルトのみにより接合した場合には、重ね梁と仮定した計算値に近い挙動を示している。これに対し、高力ボルトと接着剤とを併用した接合においては、合成仮定とした計算値にほぼ等しい挙動を呈しており、より剛性の高い接合が得られている。このように、接着剤の併用は接合部の剛性向上に有効であり、十分な本数の高力ボルトの締付けが不可能な場合における対処として有用な接合方法であると言える。

(2) 模型供試体による補強効果の検討

実橋鋼床版部の部分模型供試体を用いた載荷実験により補強効果を検討した。載荷試験では、まず当板補強のない構造に対しての静的載荷実験を行い現橋状態における応力性状の確認を行った。次に当板補強構造についての静的載荷試験を実施し、当板材の合成効果について検討した。その際、箱桁腹板コーナプレート上には減厚損傷を模擬した切削溝を付与し、減厚損傷の影響についても検討した。さらに、当板補強構造に関して疲労試験を実施し、荷重の繰返し載荷に伴う合成効果の変化についても検討を加えた。なお、合成効果の評価については、模型供試体のF.E.M.解析において、当板とデッキプレートとの接合を完全合成（以下単に合成と呼ぶ）と仮定した場合と完全非合成（以下単に重ね版と呼ぶ）と仮定した場合の2ケースについて解析を実施し、実験結果と解析結果とを比較検討することにより行った。

1) 模型供試体の形状・寸法

模型供試体の形状・寸法を図-5.10に示す。実橋の箱桁腹板近傍部を取り出した部分模型供試体である。鋼床版の板厚、Y形縦リブの寸法およびY形縦リブ間隔については実橋と同一寸法としたが、橋軸方向については、横リブ間隔を2.5m（実橋横リブ間隔：約5.0m）とし、横リブ間隔1パネル分を取り出した構造とするとともに、幅員方向に関しては、箱

桁腹板に相当する主桁と 3 本の Y 形縦リブおよび両端における耳桁から構成される構造とした。

2) 試験方法

荷重の載荷断面は横リブ間の中央断面とした。幅員方向の載荷位置については、実橋の現橋状態を対象とした前述の F. E. M. 解析と同一の載荷位置とした。また、荷重載荷点における載荷幅、長さについても実橋 F. E. M. 解析と同一としている。供試体の支持については、両端の横リブ断面における主桁下フランジと耳桁下フランジとをローラーを介して支持する方法とした。なお、静的載荷試験における最大荷重は、道路橋示方書・同解説に規定されている T-20 後輪荷重と同一の 78kN とした⁶⁾。疲労試験については静的載荷試験と同一の載荷位置において荷重振幅 78kN にて繰返し数 400 万回まで実施した。また、繰返し数 100 万回毎に静的載荷試験を実施し、デッキプレートの応力性状の変化について確認した。写真-5.4 に載荷試験状況を示す。

3) 当板補強要領

供試体の当板補強要領を図-5.11 に示す。実橋において想定される補強作業に従って当板の添接を実施した。作業では、まず孔加工が完了した当板材、デッキプレートについて接合面の表面処理を実施した。当板側の接合面については工場ブラスト処理、デッキプレートの接合面については現場グラインダー処理を想定した表面処理としている。次に、2 液混合タイプのエポキシ樹脂系接着剤を所定量混合（主剤と硬化剤の重量比、2 : 1）した後、当板、デッキプレートの接合両面にこてを用いて均等に塗布した。接着剤の使用量は、腐食減厚部を充填するに必要な量とし、腐食部以外の部分においては、接着剤の厚みが 0.1mm~0.2mm 程度となるように設定した。接着剤の塗布後に当板をデッキプレートに設置し皿頭高力ボルトにより締付けた。

4) 併用接合における合成効果

当板補強前後におけるデッキプレートの幅員方向ひずみの分布を図-5.12 に示す。補強前におけるデッキプレートのひずみ分布に関しては、前述した実橋 F. E. M. 解析結果と同様の性状を示している。すなわち、載荷領域において面外曲げ作用の卓越したひずみ分布となっており、コーナプレート上および Y リブ斜材上のデッキプレート上面には引張ひずみが生じている。また、図中に供試体の F. E. M. 解析結果を示したが、解析値は実験値と良く一致しており、今回の F. E. M. 解析モデルの妥当性が確認できる。なお、コーナプレート上に減厚損傷を付与した場合の結果についても付記したが、減厚部においては引張ひずみの増加が著しいことが判る。当板補強後に関しては、デッキプレートの面外曲げ作用は

認められるものの、減厚により増加したひずみは減厚前におけるひずみ値を下回る程度にまで低減されている。当板の端部およびその近傍のコーナープレートとデッキプレートとの溶接部およびYリブ斜材とデッキプレートとの溶接部においても特異な応力集中は認められない。なお、F.E.M.解析値との比較において、当板の接合を合成と仮定した解析値は実験値と良く一致していることから、高力ボルトと接着剤とを併用した今回の接合においては合成に近い接合挙動が期待できるものと考ええる。

次に当板補強構造について疲労試験を実施し、その後に静的載荷試験を行った結果を図-5.13に示す。荷重振幅 78kN にて 400 万回繰返し載荷した後においてもデッキプレートに発生するひずみおよびその分布性状に大きな変化は認められず、この程度の載荷重および載荷回数においては、荷重の繰返し載荷に伴う合成効果の変化はほとんどないことが判る。また、疲労試験終了後、当板材の皿加工部およびYリブ斜材とデッキプレートあるいはコーナープレートとデッキプレートとの溶接部について疲労亀裂の発生を磁粉探傷試験および溶接部の破壊試験により調査したが、これら部位からの疲労亀裂の発生は認められなかった。これらのことから、今回の当て板接合方法に関しては、荷重の繰返し作用に対して耐久性のある接合方法と言える。

5. 5 実橋における当板補強効果の確認

実橋における当板補強の応力低減効果および腐食原因となった舗装のひび割れ防止効果について、前述した実橋鋼床版部の F.E.M. 解析モデルを用いて検討するとともに、実橋の補強施工前後に試験車を用いた載荷試験を行いその効果を確認した。また、補強施工後、数年にわたり応力計測を実施し、補強効果の経時変化についても調査した。

5.5.1 F.E.M. 解析による効果の確認

実橋における当板補強の効果について、実橋鋼床版部の F.E.M. 解析モデルを用いて検討した。また、当板補強部における鋼床版の変形性状に着目し、その改善による舗装のひび割れ防止効果についても検討を加えた。なお、当板補修構造の解析に際しては、前項の実験結果より当て板とデッキプレートとが合成されているものと仮定したが、接着剤の経年に伴う物性の変化に関して不明な点もあるため、ボルト接合のみの場合を想定した解析として、一部、重ね梁と仮定した場合についても検討を加えた。また、鋼床版に発生する応力、変形に関しては舗装と鋼床版との合成効果により異なることが考えられたため、舗装材の

面外曲げ剛性を鋼換算し、デッキプレートの板厚増加として考慮した場合についても解析を実施した。

(1) 当板補強による応力低減効果

箱桁腹板コーナープレート上のデッキプレート上面における幅員方向応力度について解析結果をまとめたものを表-5.1 に示す。表中、比較検討のため前述した当板補強前の構造に対する解析結果についても併記している。当板の接合仮定にかかわらず当板補強後における減厚部での応力は減厚のない初期状態における応力度以下にまで低減されていることが判る。また、合成仮定においてはその低減量が大きなものとなっている。前述した模型供試体による実験において、当板とデッキプレートとの合成効果が確認されていることから、今回提案した当板補強はデッキプレートの応力低減に関し十分効果のある対策であると言える。舗装の剛性を考慮した場合の当板補強の効果に関しては、当板補強による応力度の低減割合が舗装を考慮しない場合を下回る結果となっている。これは、舗装剛性の考慮により当板材の剛性向上への寄与が相対的に少なくなったためと考えられるが、この場合においても当板補強により減厚の無い現橋状態における応力度まで低減される結果となっている。

(2) 変形性状の改善効果

デッキプレートの腐食の原因となった舗装のひび割れ防止に対する当板補強の効果を確認するためデッキプレートの変形性状について検討した。箱桁腹板コーナープレート近傍におけるデッキプレートのたわみ性状を図-5.14 に示す。現橋構造においてはコーナープレートとYリブ斜材間におけるたわみが顕著に発生している。当板補強構造ではこのたわみ変形が減少しており、とりわけ合成仮定の当板補強構造においては現橋構造の1/7程度に低減している。また、当板添接よりYリブ斜材取り付け点におけるたわみも多少減少しており、当板が縦リブの断面剛性にも寄与していることが判る。このようなデッキプレートにおける変形性状の改善は、コーナープレート上における引張ひずみの集中を低減させる効果があるものと思われる。表-5.2 はコーナープレート上におけるデッキプレートの曲率半径を示したものである。既存の研究によると舗装のひび割れ防止を図るためにはこの曲率半径を大きくすることが有効であることが述べられている²⁾。表より明らかなように、当板の接合を重ね梁と仮定した場合においてもこの部位での曲率半径は2倍程度に改善されることとなり、舗装のひび割れ防止の観点からも今回の当板補強は効果的な対策であると言える。

5.5.2 実橋載荷試験による効果の確認

(1) 実橋における補強施工

補強施工は交通規制下において夜間に実施した。補強当板については、現場での施工性を考慮して、1 パネルの大きさを幅 1000mm、橋軸方向長さ 2500mm とした。皿頭高力ボルトの取付けピッチ、孔径については図-5.11 に示す要領と同一であり、製作工場で予め所定位置に孔明けを実施した鋼板を現場に搬入した。また、鋼板の接合面については、工場においてスチールグリッドブラスト処理を施した。

施工は夜間の限られた時間内で行う必要があったことから、1 夜間での当板の施工パネル数は 20 枚程度とした。また、アスファルト舗装については、橋軸方向全長に渡って予め撤去し仮舗装の状態としておいた。

実橋における補強施工の流れを図-5.15 に示す。また、施工状況を写真-5.5 に示す。仮舗装材を撤去した後に鋼床版デッキプレートの表面をディスクグラインダーにより表面処理し、表面に付着した舗装材および錆を除去した。デッキプレートへの孔明けは所定位置に設置された当板を型板としてコアドリルを使用して実施した。孔明けの完了後にデッキプレートおよび当板の接合面について溶材を用いて脱脂処理し十分に乾燥させた。接着剤はデッキプレート側、当板側の双方の接合面にこてを用いて塗布した。また、腐食減厚した凹部については、他の部位とレベルとなるように接着剤を十分に充填した。標準的な接着剤の塗布量は $1000\text{cm}^3/\text{m}^2$ である。接着剤を塗布した後に当板をデッキプレートに添接し、当板の中央から両端部に向かって皿頭高力ボルトを締付けた。

(2) 補強前後における載荷試験

実橋の当板補強の前後において総重量 196kN の試験車による載荷試験を行い、当板添接補強の効果を確認した。写真-5.6 に載荷試験状況を示す。図-5.16 は、当板添接部のデッキプレート裏面における実測応力度と前述した実橋を対象とした 3 次元モデルによる F.E.M. 解析結果とを比較検討した結果である。図中に示した解析値については、当板添接前の構造を対象とした場合と当板添接後について当板が合成していると仮定した場合および重ね版と仮定した場合の 3 種類についての結果を示している。

当板補強前について実測値と解析値とを比較すると概ね一致した傾向にあり、解析モデルは実橋挙動を比較的良く再現していると言える。なお、腐食減厚（実測板厚 8.5mm）が確認された箱桁腹板近傍部に関しては、減厚（設計厚 12mm、超音波板厚計による実測板厚 8.5mm）の影響により実測値は解析値をかなり上回った値を示している。当板補強後の実測値については、合成仮定の解析値と良く一致しており、箱桁腹板近傍の応力度に関しても

応力の十分な低減がなされている。実橋におけるこのような挙動は、小型試験体および実橋模型供試体での実験結果を裏付けるものであり、高力ボルトと接着剤との併用接合の有効性が確認できたものとする。

(3) 補強効果の経時変化

補強実施後約3年間にわたり一般車走行時の応力頻度計測を実施し、補強効果の経時変化について調査した。図-5.17にデッキプレート下面のリブ取り付け部近傍における1日当たりの累積損傷度の経時変化を示す。応力頻度計測は1週間の内の代表的な交通状態と考えられる3日間について実施した。図中の累積損傷度は、計測部位を日本鋼構造協会疲労設計指針・同解説に示されているE等級強度の継手（荷重非伝達型のすみ肉溶接継手）と仮定して、3日間の日累積損傷度を平均したものである。

累積損傷度の変化を見ると季節による変動が認められ夏季と冬季において損傷度が異なったものとなっている。夏季における損傷度が大きく、冬季に損傷度が小さくなる傾向にある。これは気温による舗装材の剛性の変化がデッキプレートの発生ひずみに大きく関与しているものと考えられるが、補強直後の同一季節における損傷度に大きな違いはなく、周期的な変動はあるものの、その傾向に変化は認められず、初期の補強効果を保持しているものと考えられる。

5. 6 まとめ

鋼床版デッキプレートの腐食損傷に対する補強対策として、高力ボルト摩擦接合と接着接合（2液混合タイプエポキシ樹脂系接着剤使用）の併用による当板添接補強を提案し、その効果について検討した。

実橋の腐食状況調査および室内における小型供試体および実橋鋼床版部の模型供試体による載荷実験、実橋鋼床版部のF.E.M.解析より以下の結論を得た。

- (1) デッキプレートの腐食は輪荷重直下である箱桁腹板コーナープレート上に発生している。この部位の舗装には橋軸方向のひび割れが発生していることから、この舗装の損傷が腐食の原因であると考えらる。
- (2) 実橋のF.E.M.解析により腐食減厚の影響を検討した結果、腐食発生部位である箱桁腹板コーナープレート上のデッキプレートには版の面外曲げ作用による負曲げが作用し、減厚局部では高い引張応力が発生することが明らかとなった。また、デッキプレートの幅員方向のたわみは縦リブ系のたわみと版系のたわみが重複した性

状を示しており、輪荷重載荷位置近傍において局所的に大きなたわみが生じていることが明かとなった。なお、デッキプレートの腐食減厚の影響は、減厚部周辺においてのみ現れており、鋼床版の全体剛性に及ぼす影響はほとんどないことが判った。

- (3) 実橋の腐食発生部位をモデル化した小型供試体による面外曲げ試験により接合方法の違いによる当板補強の効果について検討した結果、高力ボルト摩擦接合のみの場合には重ね梁的な挙動を呈するのに対して、接着接合を併用することによりデッキプレートと当板との合成作用が期待できることが確認された。
- (4) 実橋鋼床版部を模擬した部分模型供試体により当板補強の効果について検討した結果、当板添接補強を実施することにより、腐食減厚部の発生ひずみを減厚前のひずみ値以下に低減できることが確認できた。また、高力ボルトと接着剤との併用により合成に近い接合挙動が得られることが確認できた。
- (5) 部分模型供試体を用いて、T-20 荷重（荷重振幅 78kN）の繰返し載荷を実施した結果、400 万回の繰返し載荷後においても合成効果の変化は認められず、今回の併用接合は耐久性においても問題がないことを確認した。また、繰返し載荷試験後において腐食部近傍の溶接部について非破壊検査および破壊検査を実施し、疲労亀裂の発生の有無を調査したところ、亀裂の発生は確認されなかった。
- (6) 実橋における当板補強の効果について F. E. M. 解析により検討した結果、腐食減厚部での応力は腐食発生前の初期状態における応力にまで低減されることとなり、その効果が確認できた。また、当板補強により輪荷重直下におけるデッキプレートのたわみが低減されるとともに舗装のひび割れ発生部におけるデッキプレートの曲率半径が改善されることとなり、当板補修はデッキプレートの腐食原因である舗装のひび割れ防止に対しても効果的な対策であることが確認された。

次に、実橋における試験車を用いた載荷実験および供用時における応力頻度計測により、以下の結論を得た。

- (7) 実橋の当板添接補強前後において載荷実験を行い補強効果を確認した結果、当板とデッキプレートとの合成効果により腐食発生部位近傍のデッキプレートの応力は約 70MPa（補強前）から 10MPa 程度（補強後）に低減していることが確認できた。
- (8) 補強後、約 3 年間にわたり応力頻度計測を実施し、補強効果の経時変化について調査した結果、気温による舗装材の剛性の変化によりデッキプレートの発生ひずみに周期的な変動は認められるものの、ひずみ変動の傾向に変化は認められず、初期の補強効果を保持していることが確認できた。

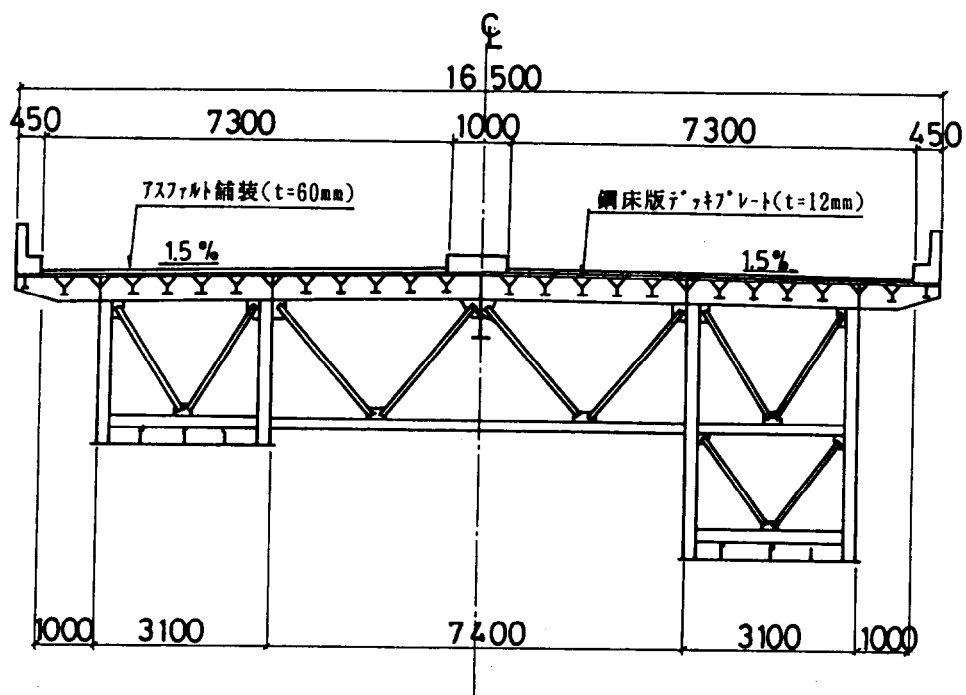


図-5.1 デッキプレートに腐食が生じた橋梁の断面図

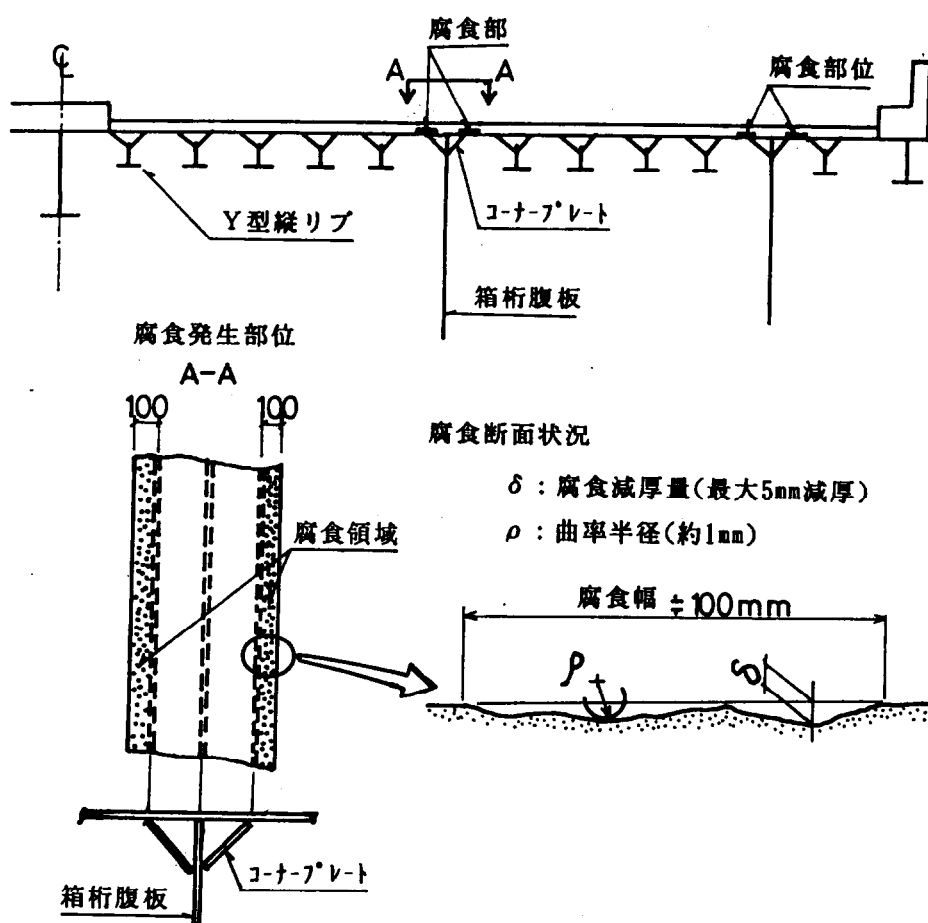


図-5.2 デッキプレートの腐食状況

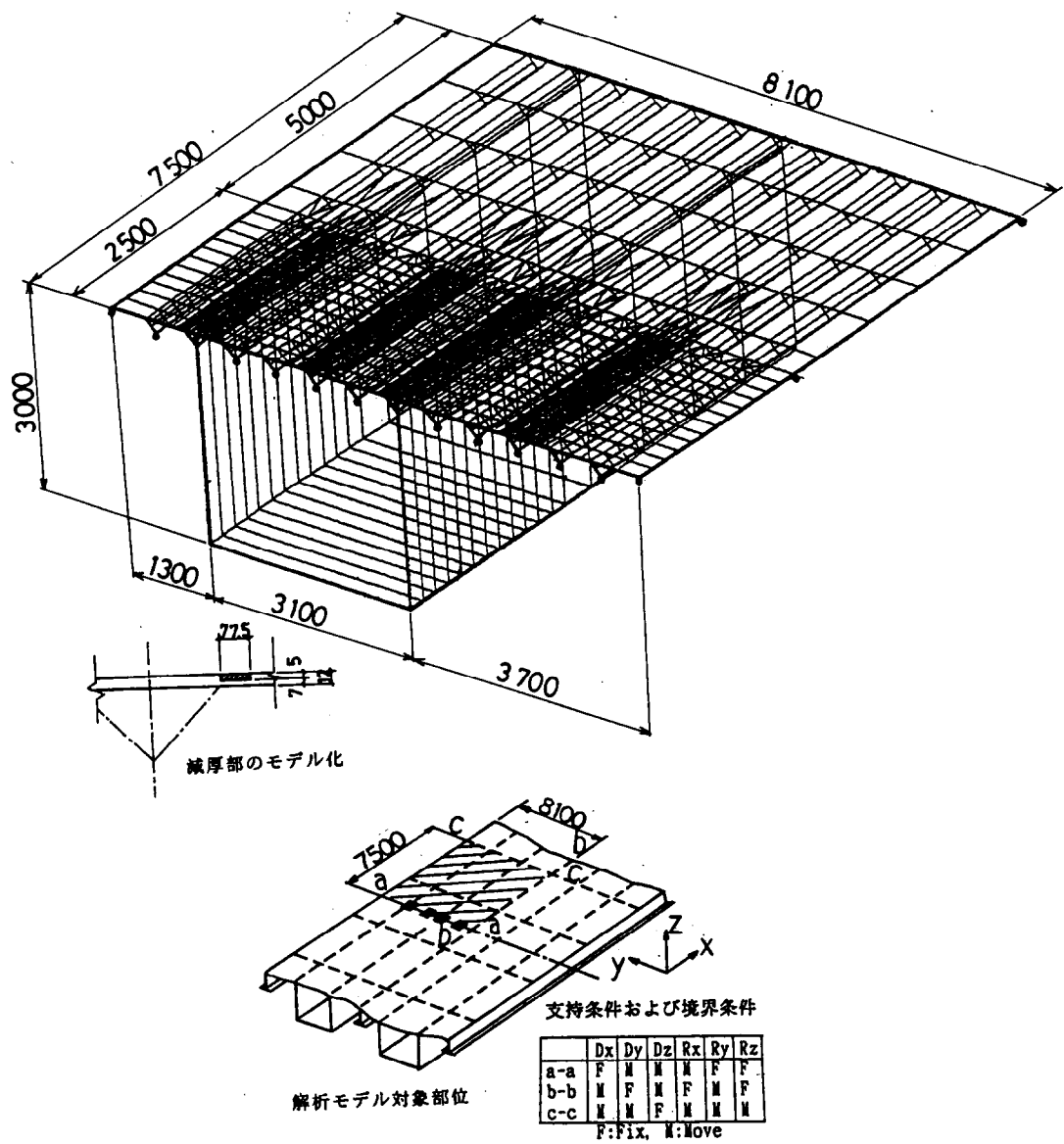
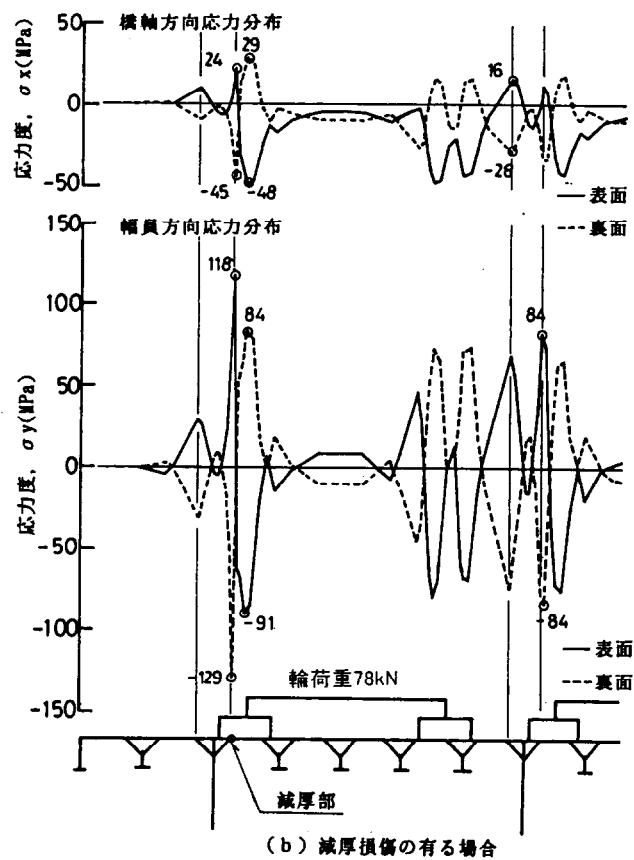
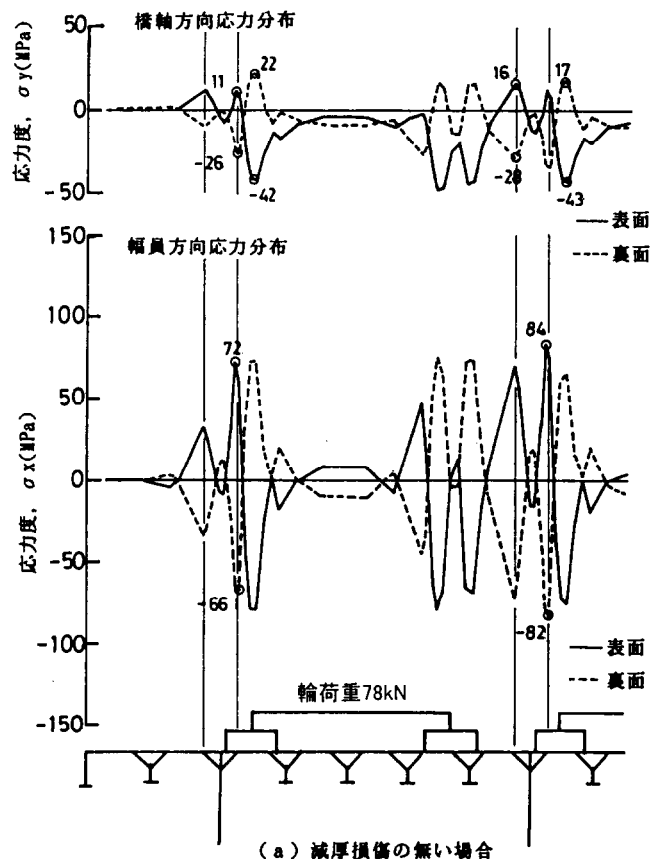


図-5.3 実橋鋼床版部の F. E. M. 解析モデル



注：図中の○印および数値は解析値を示す。

図-5.4 解析における鋼床版デッキプレートの応力性状

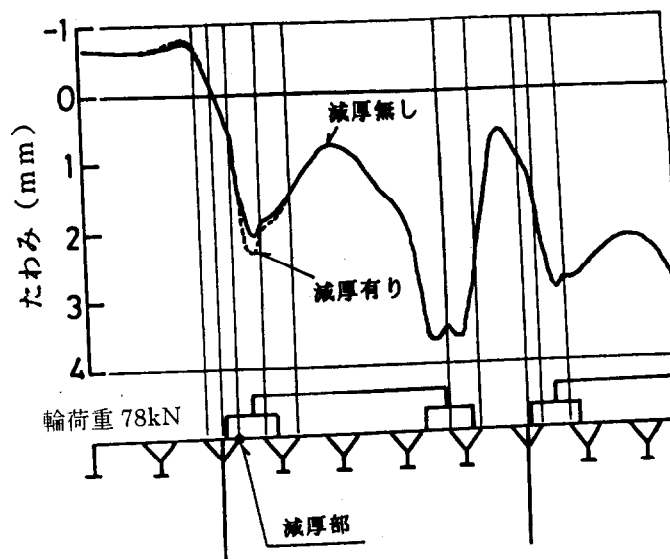


図-5.5 解析によるデッキプレートのたわみ性状

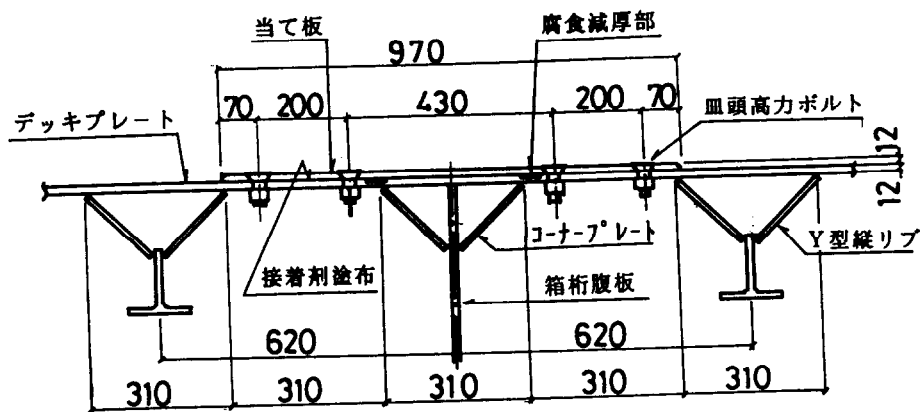


図-5.6 実橋における当板添接補強要領

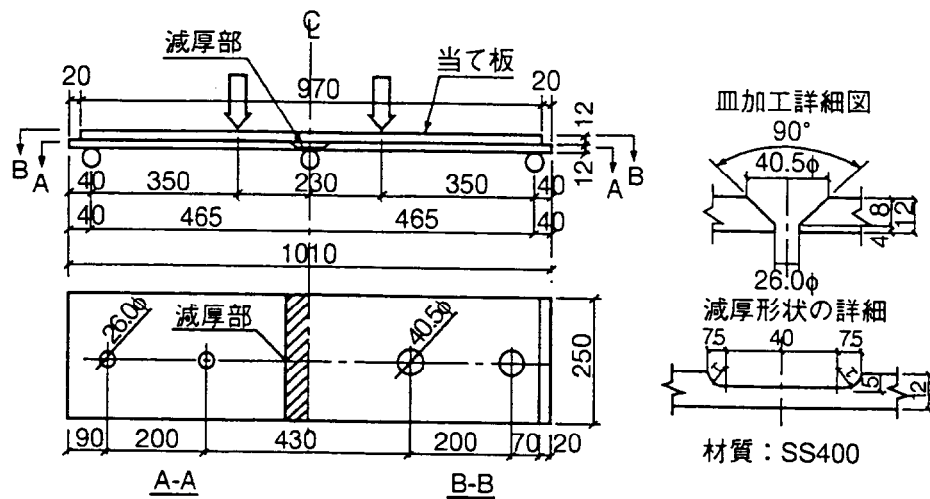


図-5.7 小型面外曲げ供試体の形状・寸法

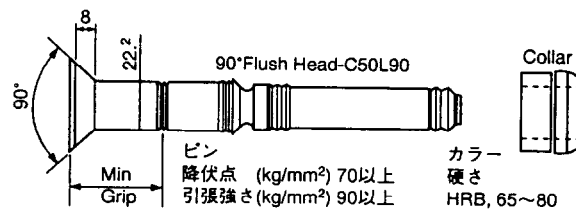


図-5.8 皿頭高力ボルトの形状・寸法

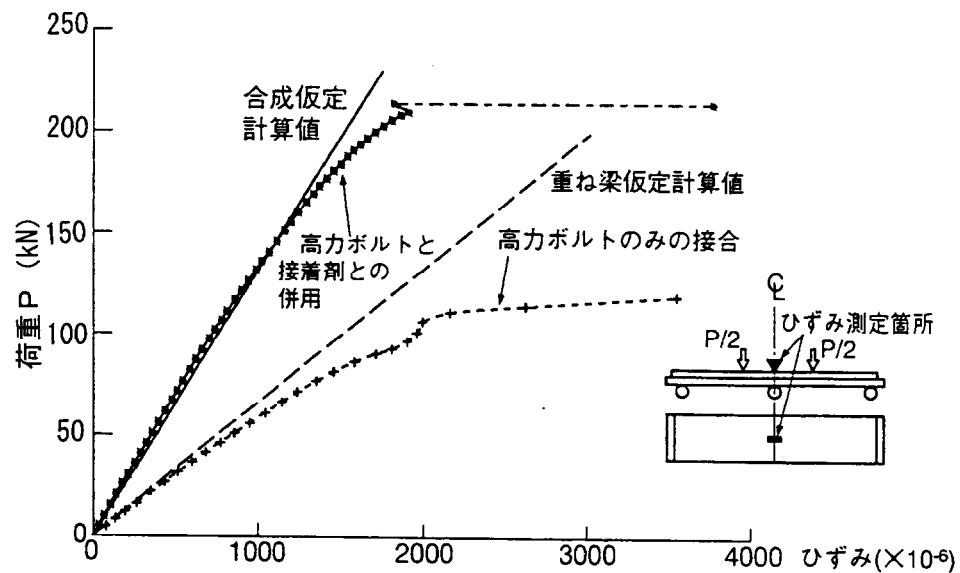


図-5.9 供試体の中間支点上におけるひずみ挙動

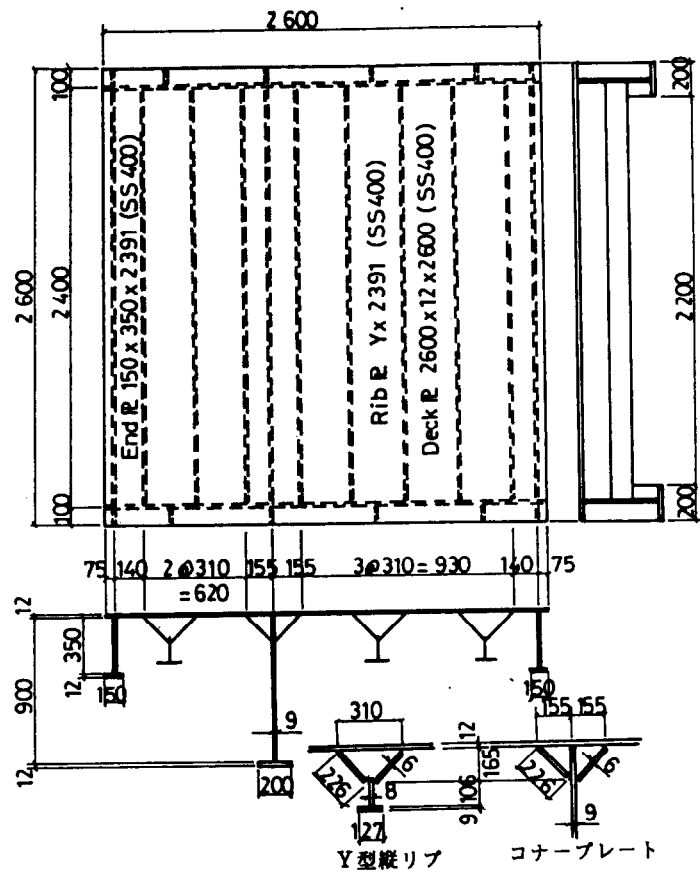


図-5.10 模型供試体の形状・寸法

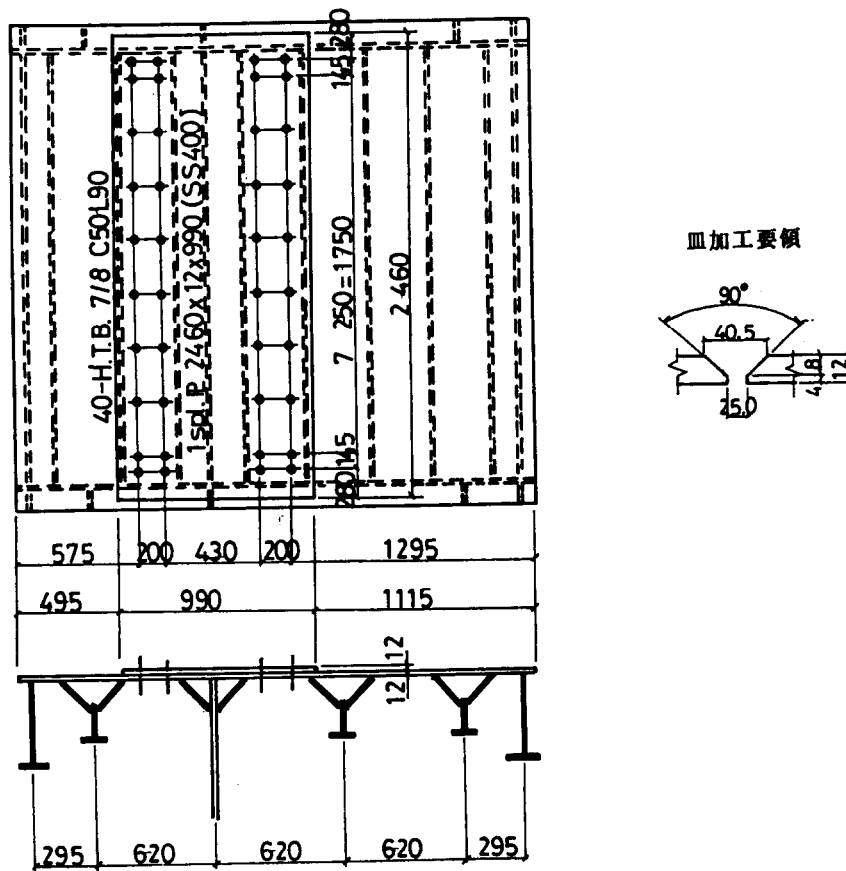


図-5.11 供試体における当板添接要領

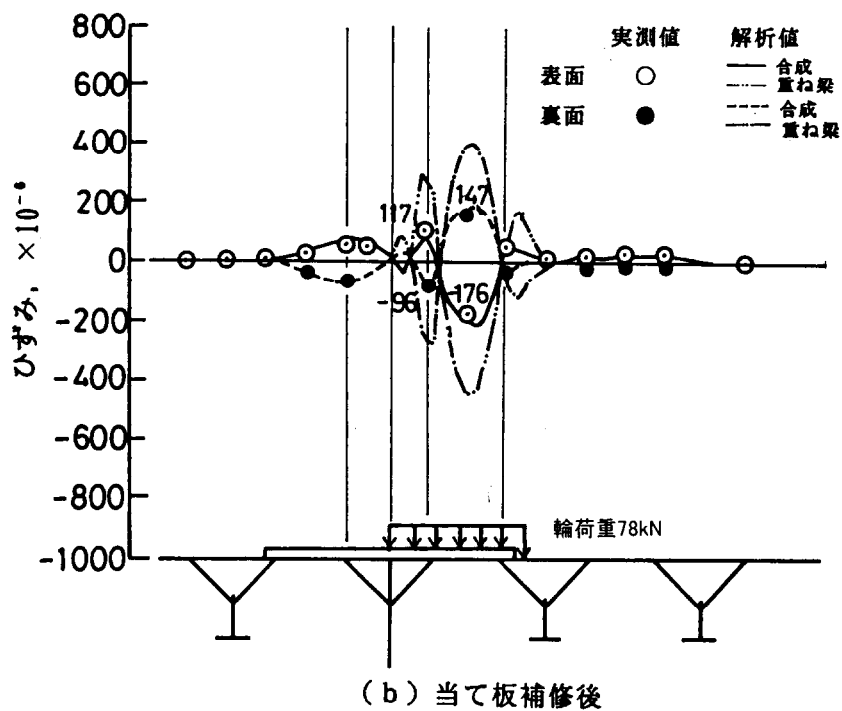
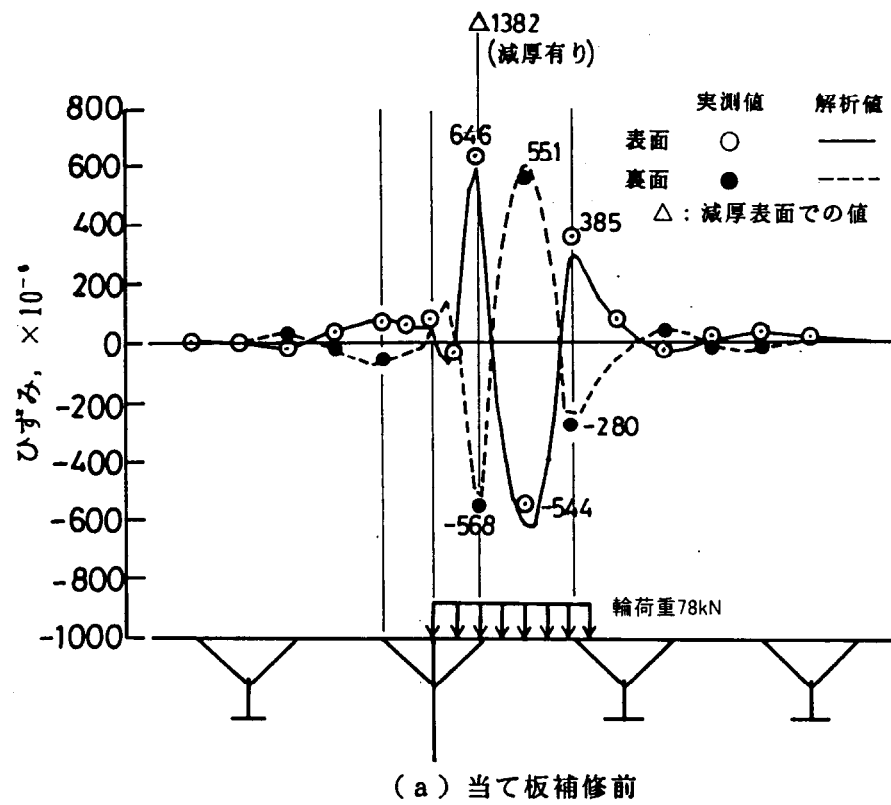


図-5.12 供試体デッキプレートのひずみ分布

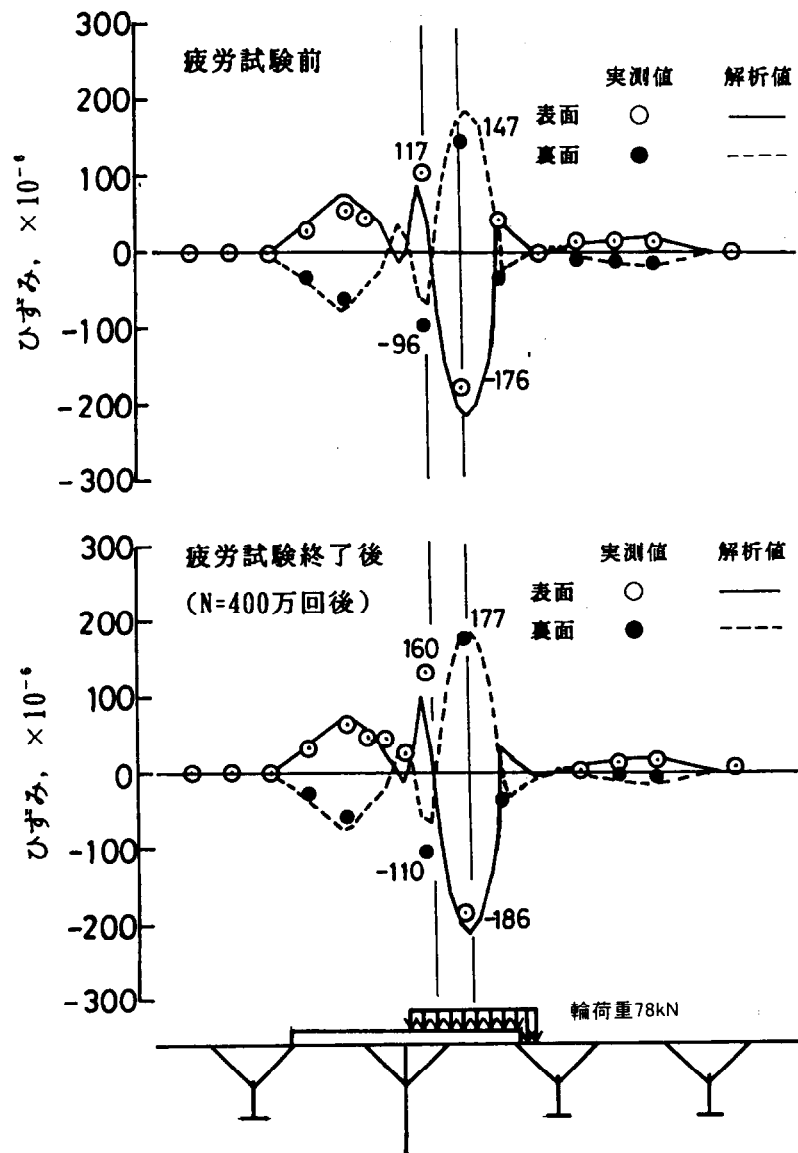
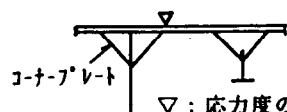


図-5.13 荷重の繰り返し載荷後のひずみ分布

表-5.1 当板補強の効果に関する解析結果 (単位: MPa)

対象構造		舗装考慮無し	舗装考慮有り	
			舗装合成	舗装非合成
現橋構造	減厚損傷無し	72(1.00)	27(1.00)	54(1.00)
	減厚損傷有り	118(1.64)	—	—
当て板補修構造	当て板合成	23(0.33)	12(0.44)	—
	当て板重ね梁	49(0.69)	—	41(0.76)



注1: 舗装の変形係数として9800MPaを仮定

注2: ()内値は減厚損傷の無い現橋構造との比

▽: 応力度の着目部位

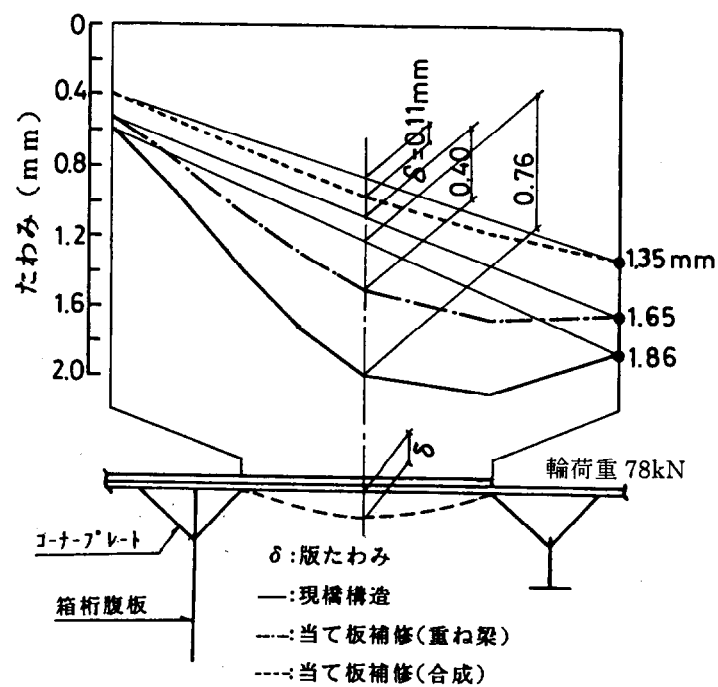
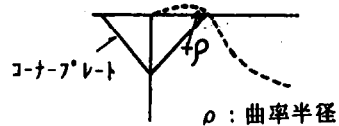


図-5.14 当板添接補強によるデッキプレートの局部たわみ性状の変化

表-5.2 コーナープレート上の曲率半径に関する解析結果

	曲率半径(ρ)
現橋構造(減厚無)	20m
当板構造(合成)	149m
当板構造(重ね梁)	39m



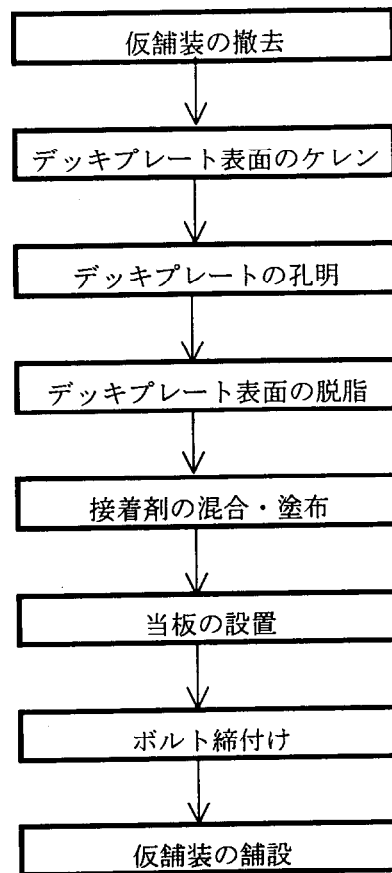


図-5.15 実橋における当板添接補強施工の流れ

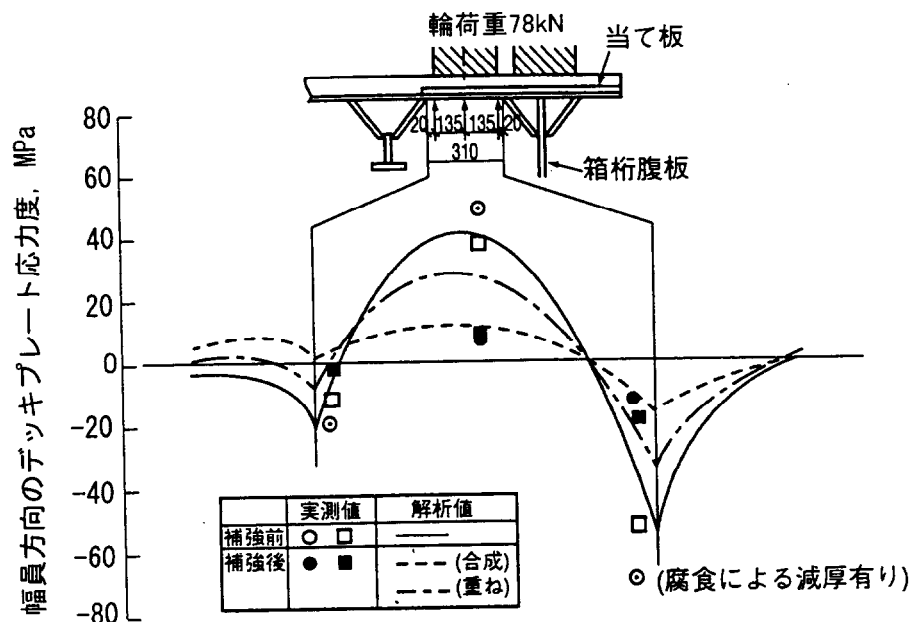


図-5.16 補強前後におけるデッキプレートの応力変化

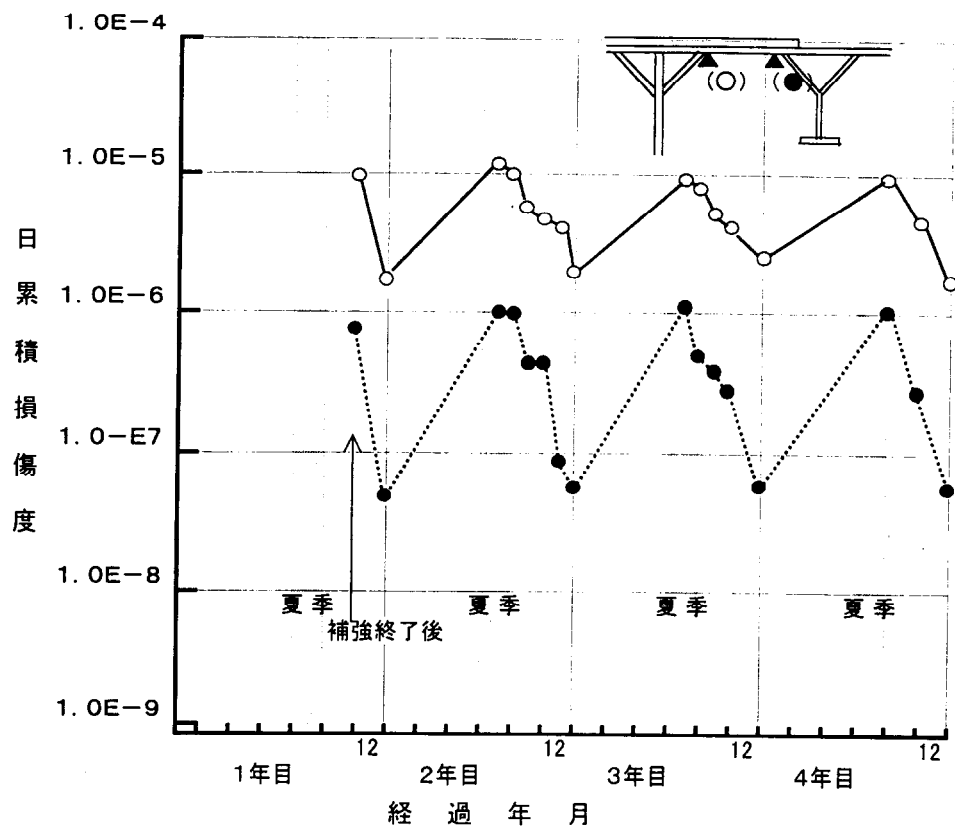


図-5.17 デッキプレートの累積損傷度の変化

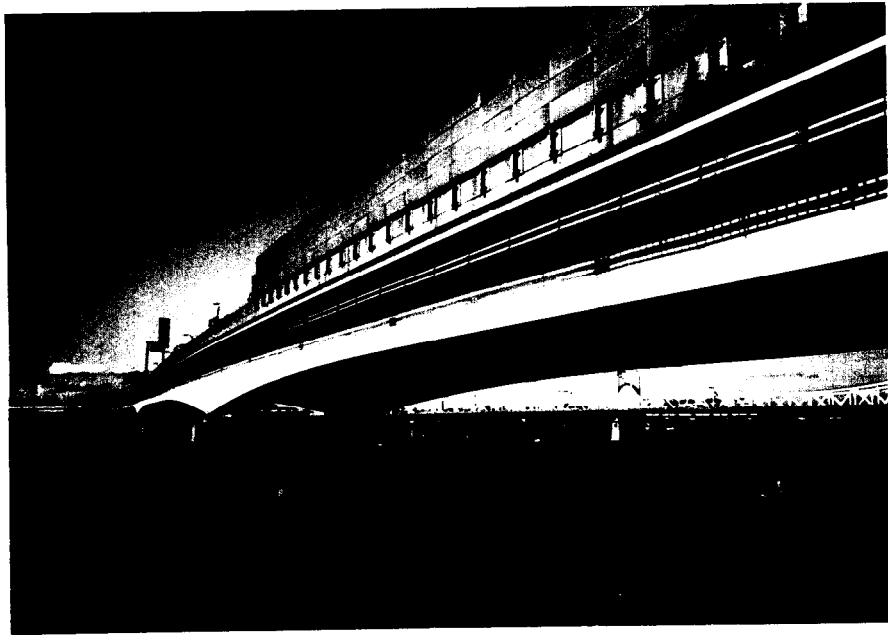


写真-5.1 鋼床版デッキプレートに腐食が生じた橋梁の全景

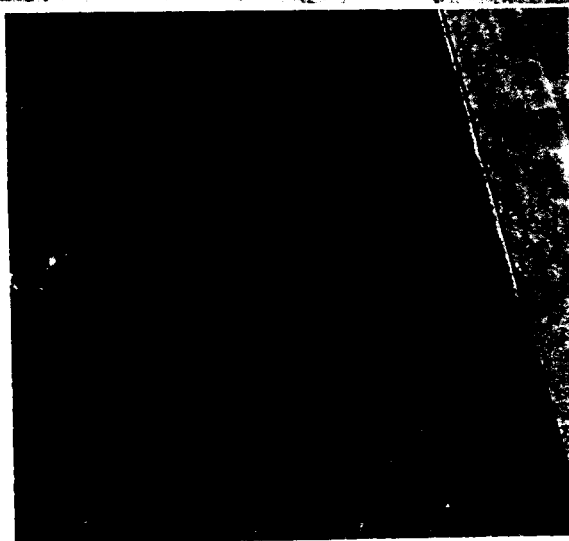
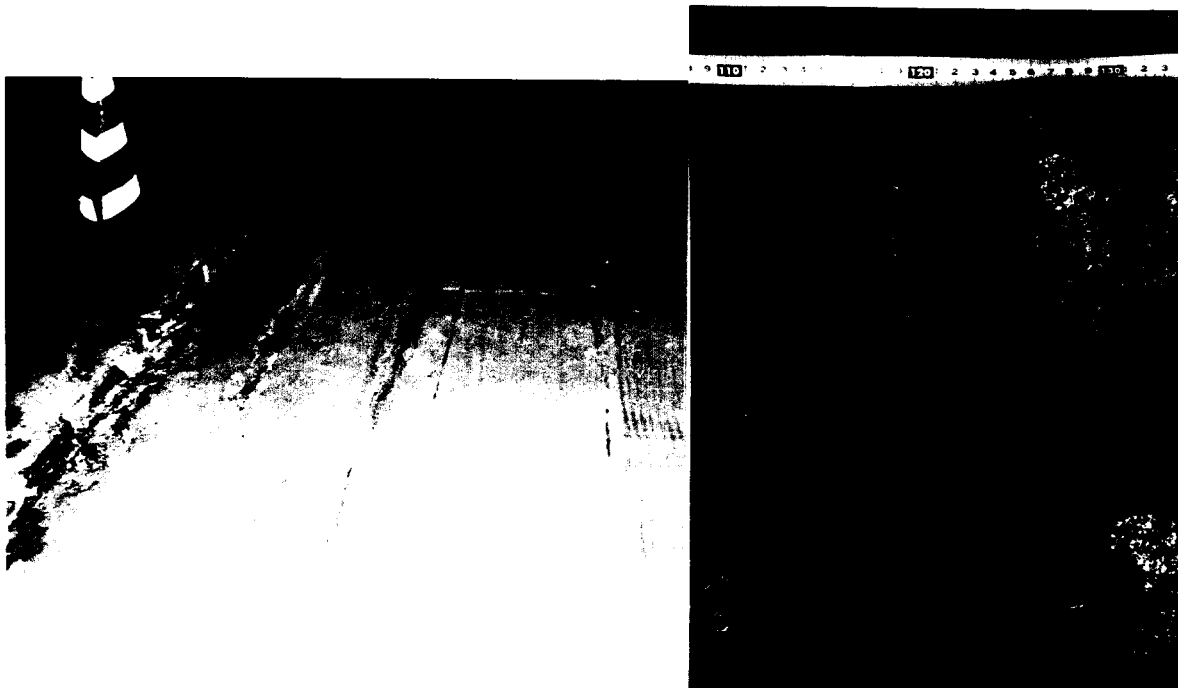
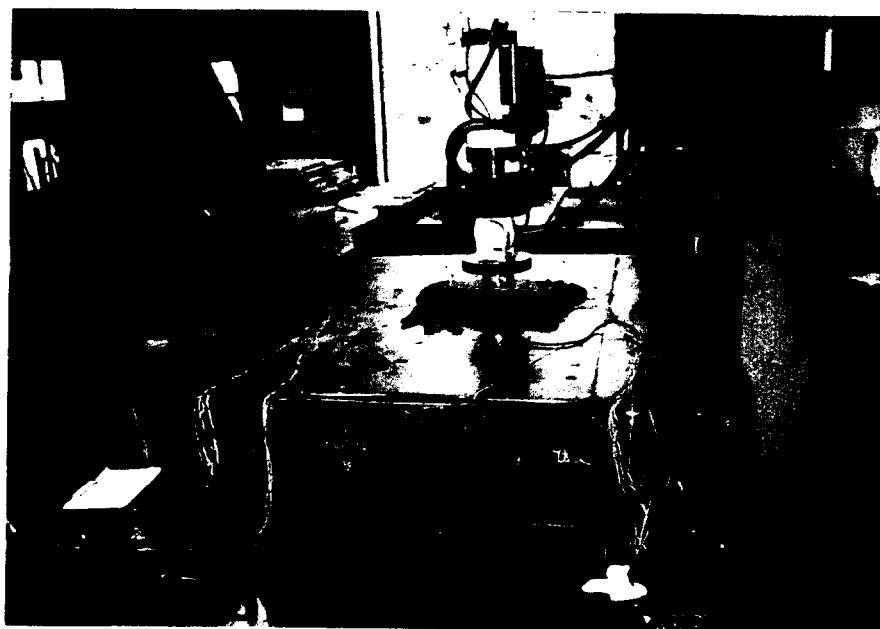


写真-5.2 輪荷重走行位置と舗装のひび割れ状況



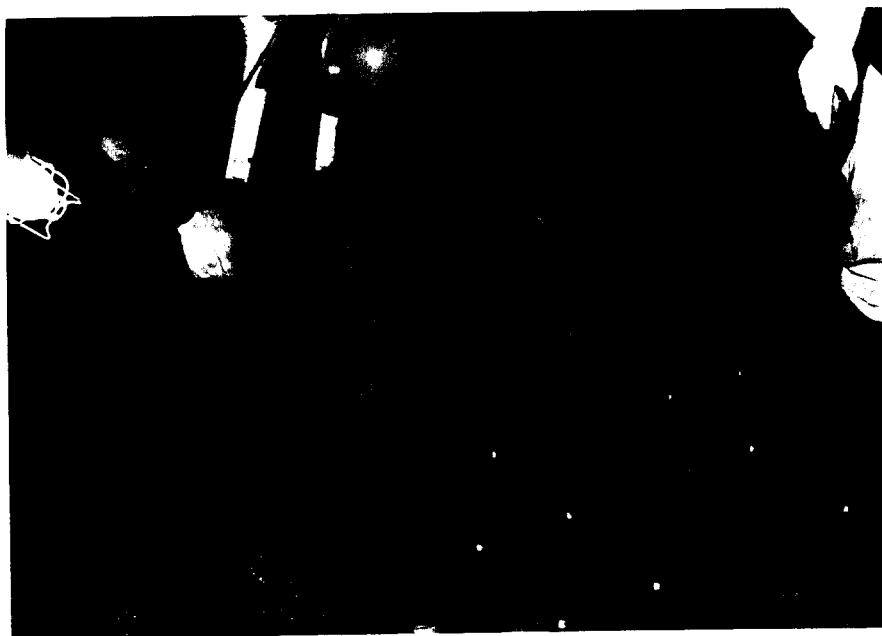
写真－5.3 舗装撤去後に確認されたデッキプレート表面の腐食



写真－5.4 模型供試体の載荷試験状況

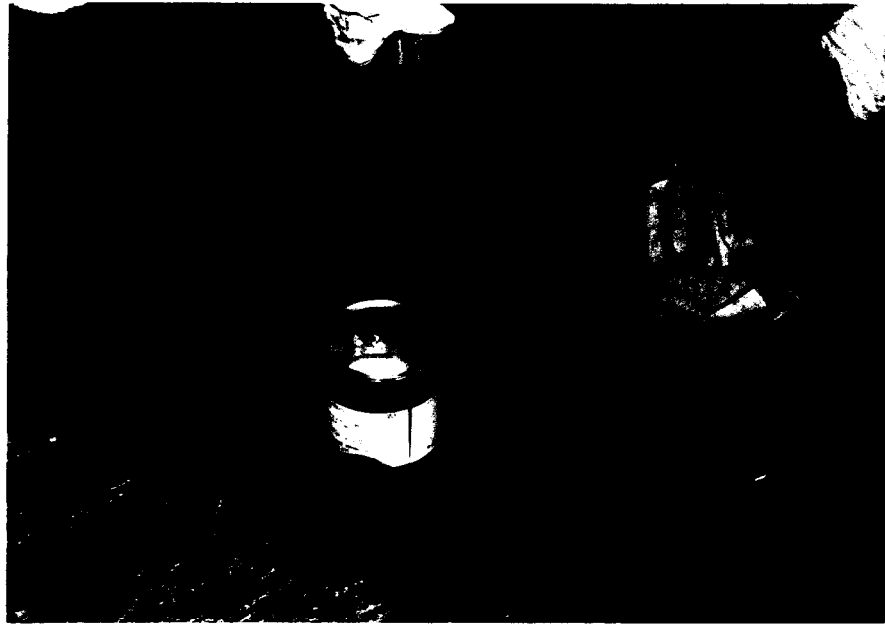


(a) 鋼床版デッキプレート表面のケレン処理



(b) デッキプレートの孔明け状況

写真-5.5 実橋における当板添接補強の施工状況（その1）



(c) 接着剤の混合・攪拌状況



(d) 接着剤の塗布状況（デッキプレート側）

写真-5.5 実橋における当板添接補強の施工状況（その2）



(e) 接着剤の塗布状況（補強当板側）

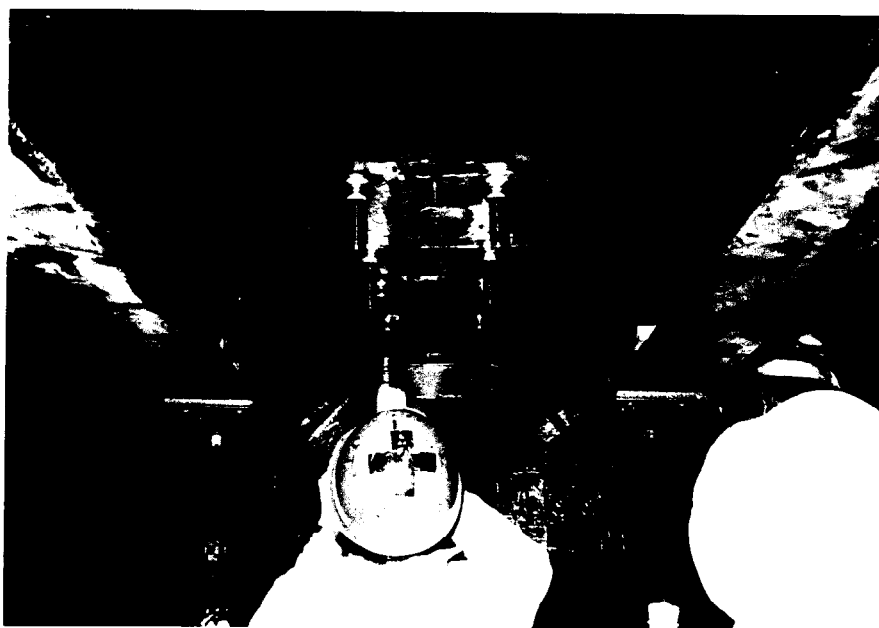


(f) 補強当板の設置状況

写真-5.5 実橋における当板添接補強の施工状況（その3）



(g) 皿頭高力ボルトの設置状況

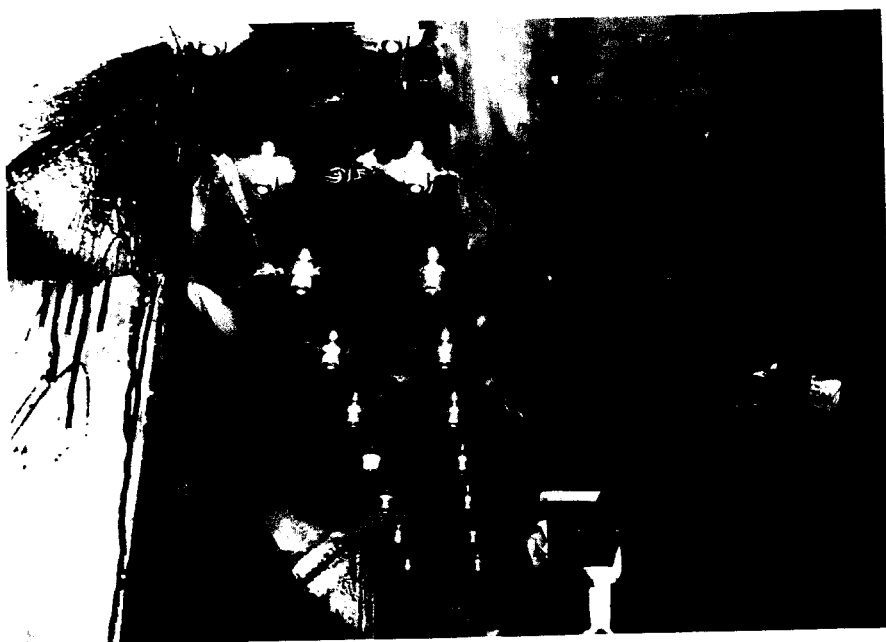


(h) 皿頭高力ボルトの締付け状況

写真－5.5 実橋における当板添接補強の施工状況（その4）

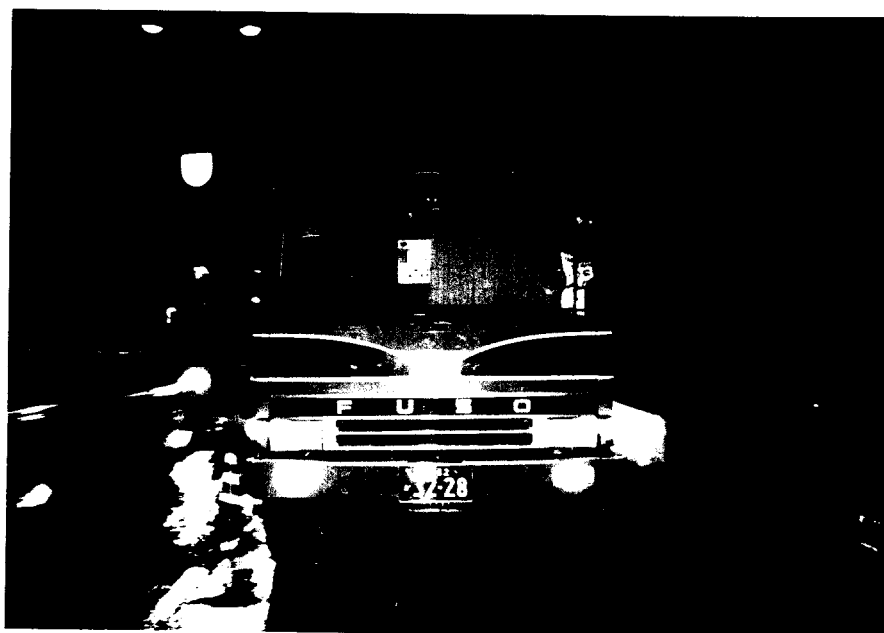


(i) 当板添接完了後の状況（デッキプレート表面側）

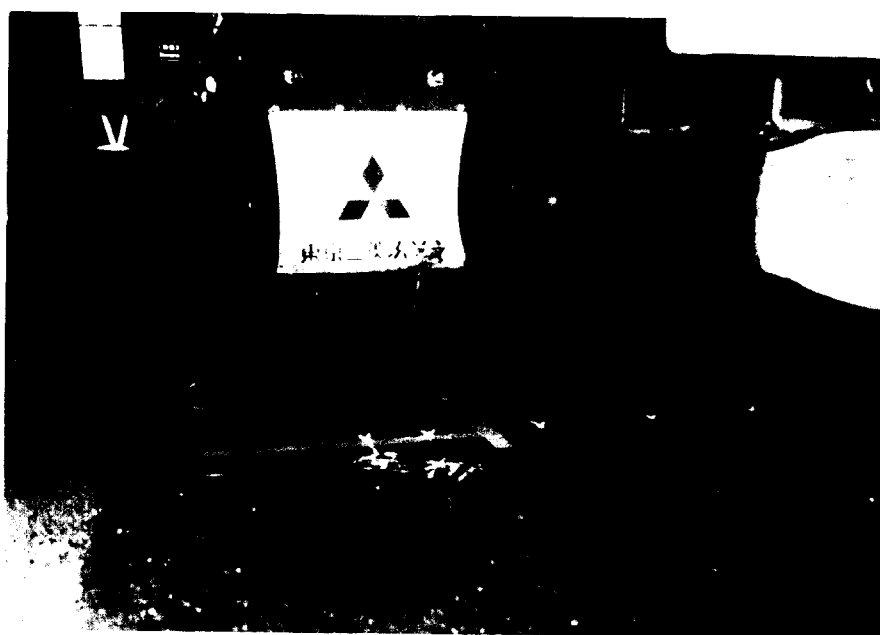


(j) 当板添接完了後の状況（デッキプレート裏面側）

写真-5.5 実橋における当板添接補強の施工状況（その5）



(a) 試験車 (総重量 20tf トラック車)



(b) 後輪荷重の載荷状況

写真-5.5 実橋載荷試験状況

第6章 結 論

本研究は、鋼道路橋における鋼部材の腐食を対象として、腐食の発生部位とその原因を整理分析することにより点検における留意点を明かにするとともに、腐食部材の強度の評価を行い、さらにその補強法を提案することで、点検から補強に至るまでの一連の流れを確立し、効率的に既設橋の健全性の確保を図ることを目的としたものである。

最初に、これまでに報告されている腐食事例や実橋調査結果を収集・整理し、鋼道路橋における腐食の特徴について整理分析するとともに、その結果から、橋梁形式別に重点的に点検を実施すべき部位を腐食マップとして図示するとともに点検における留意点を示した。また、直接に外観点検では確認できない部位における腐食の発生、進行を早期に発見するための非破壊検査手法に関して、赤外線センサーを用いた箱桁内部の滞水状況の検知方法と超音波厚さ計を用いた板裏面側での腐食状況の検知方法の有効性および利用に際しての留意点を示した。

つぎに、比較的腐食事例の多い、桁下フランジ部の腐食および桁端支点部での腐食を対象として、これら部位において腐食が生じた場合の部材強度の評価法に関連して、実橋部材として用いられていた腐食した I 形鋼の曲げ載荷試験および I 断面プレートガーダーの桁端部の圧縮載荷試験を実施し、腐食が部材強度に及ぼす影響や腐食部材の強度とその評価法について考察を加えた。

さらに、引張部材あるいは曲げ部材における局所的な腐食を対象とした場合の補強方法として当板添接補強を取り上げ、高力ボルト摩擦接合のみで当板を接合した場合の問題点を明かにするとともに、高力ボルト摩擦接合と接着接合との併用接合による当板添接補強を提案した。また、実腐食材を用いた載荷試験を実施し、併用接合における力の伝達性状や疲労性状を明らかにし、併用接合による当板添接補強の有効性を示した。

最後に、高力ボルト摩擦接合と接着接合との併用接合による当板添接補強を鋼床版箱桁橋のデッキプレート上面に生じた腐食部位の補強に適用した事例について報告し、本補強法が実橋の補強方法として十分に適用可能な方法であることを明かにした。

本研究で得られた結論を以下にまとめて示す。

第2章「鋼橋の腐食事例調査と腐食の検出手法に関する1，2の検討」

鋼道路橋の点検において、橋梁形式別や環境別に重点的に点検を実施すべき部位や点検における留意点を提示することを目的として、これまでに報告されている腐食事例を収集整理し、腐食の特徴について整理分析した。また、通常の見視点検では発見しにくい部位における腐食の発生を検出するための非破壊検査手法に関して、赤外線センサーを用いた箱桁内部の滞水状況の検知方法と超音波探傷装置を用いた板裏面側での腐食状況の検知方法の適用性について検討した。以下に得られた結果をまとめて示す。

まず、腐食事例調査により以下の内容の結論を得た。

- (1) 橋梁形式を問わず、伸縮装置部や床版端部からの雨水の漏水および風通し不良による湿気のこもりなどが原因による桁端部の腐食事例が多い結果となった。腐食の確認された部位の伸縮装置は下面に排水樋を設けた形式である場合が多く、これに対して、非排水装置を設置した伸縮装置を使用した場合の腐食事例は少ない結果であった。
- (2) 鉄筋コンクリート床版の損傷部や打ち継ぎ不良部からの雨水の漏水による腐食事例も橋梁形式を問わず多い。コンクリート床版の防水層の施工が行われていない場合には、雨水が床版ひび割れ部などから床版内に浸入することとなるが、コンクリート床版内を伝わった雨水にはアルカリ成分が含まれており、このアルカリ成分に弱いフタル酸系塗料を使用している場合には、塗膜が早期に劣化し局所的な腐食を生じやすい。なお、この場合の腐食発生部位は支間中央部の主桁下フランジ部であることが多く、下フランジの局所的な腐食減厚に対する注意が必要である。
- (3) 鋼床版デッキプレートの舗装との接触面における腐食は、鋼床版の主桁ウェブ上や縦リブ上などの舗装のひび割れ部から雨水が浸入することが主要因で生じているが、鋼床版の防水層が十分に施工されていないことが腐食を助長する要因となっている。舗装に顕著なひび割れが生じているような場合、あるいはデッキプレートの防水が不十分であるような場合には、舗装打換え時にデッキプレート上面を点検することが必要である。
- (4) 箱断面プレートガーダー橋においては、桁端部の開口部や高力ボルト継手部における過度な継手の隙間部からの雨水の浸入により桁内部に滞水が生じ腐食の発生する事例が多い。

- (5) 下路のアーチ橋やトラス橋においては、路面からの雨水や泥の跳ね返りにより主構や弦材あるいは格点部に滞水、あるいはごみが堆積して腐食の生じる事例が多い。
また、アーチ橋の吊材あるいはトラス橋の斜材や垂直材が歩道床版内を貫通しているような場合には歩道との境界部において腐食の生じていることがある。
- (6) 高力ボルトやリベットを使用した現場継手部については、塗装の品質が確保しにくい部位であり、一般部に比べ腐食が生じやすい。
- (7) 高力ボルトの腐食は、ボルト頭やナット部に生じ、これら部位において腐食による減肉が著しい場合には、締付け軸力が低下する。軸力の低下割合は腐食減肉量が大きいほど著しく、M22 ボルトの場合でボルト頭やナットの幅が 8mm 程度に減肉した場合で初期締付け軸力の 75%程度まで低下する。なお、ナット側の減肉が軸力低下に及ぼす影響はボルト頭側のそれより大きい傾向にある。
- (8) 海岸に面した位置あるいは河口部に設けられた橋梁においては、橋梁の全体に腐食が進行している事例が多い。海塩粒子の付着が危惧される環境下での橋梁では、それ以外の環境下での橋梁と比較して、腐食発生までの供用年数が少なく、海塩粒子の付着は腐食を助長する大きな要因と考えられる。
- (9) この場合においても腐食の程度は橋梁の各部位で異なり、付着塩分が雨水で洗い流されにくく堆積するような部位、例えば、主桁、主構の内側ウェブ面、下フランジ下面、床版下の床組部材などにおいて腐食の発生が著しいものとなっている。
- (10) 海塩粒子の付着が原因で腐食した板の表面はピットを伴った凹凸の激しい腐食性状を呈しており、ピットの底部やその周辺の錆層には相当の塩分が浸入している。
- (11) 錆層に浸入した塩分の除去程度は、使用するブラスト材の種類、処理時間および水洗いの有無などにより異なる。許容付着塩分量として 100mg/m² (NaCl 換算値) 程度を確保するためには、サンドブラスト処理 (5 号サンドを使用) により処理時間を 175min/m² 以上とするか、サンドブラスト処理後に水洗いを実施することが必要である。

次に、腐食の検出手法に関して、赤外線センサーを用いた手法および超音波探傷による手法について検討し以下の結論を得た。

- (12) 箱内部の腐食の原因となる雨水の滞水状況を桁下から簡易に推定する検査手法として、赤外線を用いた方法についてその適用性を検討した結果、滞水の程度によっては、明確にその有無を確認することが可能であることがわかった。
- (13) 部材の片側から裏面の腐食を検知する非破壊検査手法として、超音波厚さ計による

板厚計測について検討した。その結果、腐食に伴う凹凸面から探傷した場合には、凹凸の程度により計測精度が異なり、凹凸が大きい場合（平均腐食深さが 1mm 程度）の場合）には、計測不可能となる可能性が高いとともに、計測可能な場合でも実板厚を大きく評価することが明らかとなった。凹凸が比較的に軽微な場合（腐食深さが 0.25mm 程度の場合）には、凹凸面から探傷した場合でも $\pm 5\%$ 程度の精度で計測が可能である。また、探傷面の平滑性を確保すれば、裏面側における錆層の付着の有無および腐食による凹凸の有無にかかわらず、平均的な板厚を推定することが可能であり、腐食の発生の有無を確認するに有効な手法であることが確認できた。

第 3 章「腐食部材の強度とその評価に関する検討」

腐食が鋼部材の強度に及ぼす影響を検討するため、腐食の生じた 2 種類の実橋部材を用いて載荷実験を行った。実験を行った部材の一つはトラス橋の縦桁部材に用いられていた I 形鋼であり、フランジに腐食の生じた場合の曲げ耐力について載荷実験を行い検討した。他の一つは、プレートガーダー橋より採取した主桁部材であり、桁端部において著しい腐食が生じていたことから、支点部について圧縮載荷実験を行うとともに弾塑性有限変位解析を行い、腐食した桁支点部の耐荷性能について検討した。結果を要約すると以下のようである。

まず、I 形鋼の曲げ載荷試験より以下の結果を得た。

- (1) 腐食の発生がほとんど認められなかった同一形鋼の実験結果との対比から、腐食に伴う断面欠損により降伏荷重の低下が認められた。
- (2) 弾性挙動の範囲内において、腐食桁の曲げ剛性について実験値と計算値を比較した結果、腐食フランジの平均断面積を用いて算出した断面剛性は実験結果と良く一致したことから腐食部材の曲げ剛性については平均的な断面性能を考慮することで評価は可能なものとする。
- (3) 腐食フランジ部の平均断面積を用いて算出した降伏荷重の計算値は、荷重－たわみ関係が非線形的な挙動に移行する荷重とほぼ一致し、たわみの非線形性をもって部材全体としての降伏荷重と考えるならば、平均的な断面性能を用いることにより、降伏荷重の推定は可能であり、今回の試験においては腐食に伴う局所的な応力集中が降伏荷重に及ぼす影響は認められなかった。

次に、腐食した主桁の桁端部を用いて圧縮載荷試験を行い、以下の結論を得た。

- (4) 荷重の増加に伴い、比較的荷重の初期段階で板厚減少の大きな部位に局部座屈が発生した。また、腹板全体が面外方向に初期不整がそのまま大きくなるモードの変形も生じたが、その変形はそれ程大きくない。
- (5) 腐食による板厚減少が大きくなるにしたがい、最大荷重および上記の局部座屈荷重は低下する。
- (6) 最大荷重は設計耐力と比較してかなり余裕のあるものであった。一方、座屈荷重については、その余裕が比較的小さく、腐食が進むと設計荷重より低い荷重段階で局部座屈が生じることが考えられる。
- (7) シェル要素を用いて残存板厚、残留応力および初期不整を考慮した弾塑性有限変位解析を実施することにより、変形状況を良く再現でき、また、最大荷重および座屈荷重に関しても比較的良好的に評価できることが確認できた。

さらに、腐食がより進行した場合の耐荷力に関して、弾塑性有限変位解析を行い検討した結果、以下の結論を得た。

- (8) 腐食状況を変化させたモデルについて弾塑性有限変位解析を行った結果、最大荷重と残存断面積比率（最小断面における残存断面積と設計断面積との比）とは密接な関係があり、残存断面積比率の低下に比例して最大荷重も低下する。このことから、実橋での残存断面積比率を腐食調査により求めることにより、腐食した桁端部の残存最大荷重を推定することが可能なものと考えられる。
- (9) 座屈荷重に関しては、断面減少が進むとその低下が大きい。ただし、局部座屈は腐食の著しい比較的狭い領域にのみ発生することから、最大荷重に及ぼす影響は小さいと考えられる。

第4章「腐食部材の添接板補強法の検討」

腐食部材の補強方法として当板添接補強を取り上げ、実際に腐食減厚した部材の材片およびI形鋼を用いて、腐食材に当板を高力ボルト接合のみで添接した場合と高力ボルト接合と接着接合を併用した場合について引張試験および曲げ載荷試験を実施し、当板添接補強の接合方法とその効果について検討を加えた。以下に得られた結果をまとめて示す。

まず、引張継手のすべり試験を行い以下の結論を得た。

- (1) 最大深さ 2.6mm 程度、平均深さ 0.7mm 程度の凹凸を有する腐食材を用いて腐食材に添接板をボルト接合した場合のすべり特性について検討した結果、凹凸を有する腐

食面を接合面として使用した場合、すべり係数は0.25～0.4程度となり、十分なすべり強度を確保することが困難な場合のあることが確認できた。

- (2) 腐食材と添接板との接合面に接着剤を塗布し高力ボルトで締付けることにより、継手のすべり特性は改善され、道路橋示方書で規定されているすべり係数0.4を十分に満足するすべり強度の得られることが確認できた。また、接合面の表面処理法についてブラスト処理の場合と2種ケレン処理の場合とを比較した結果、ブラスト処理の方がより接着接合の併用効果が高いことが確認できた。

- (3) 高力ボルト接合と接着接合との併用接合により腐食材に添接板を接合した場合のボルト軸力の変化について計測した結果、軸力の低減量は5%程度であり、接着剤を塗布したことによるボルト軸力のリラクセーションへの影響は認められなかった。

次に、腐食材に当板補強材を添接し引張試験を行い以下の結論を得た。

- (4) 腐食材に補強板をボルト接合し引張試験を行った結果、高力ボルト接合と接着接合とを併用することにより腐食材と補強材との完全合成化が期待でき補強材への荷重の伝達性能が向上することが確認できた。また、腐食材接合面の表面処理をブラスト処理した場合ほど、あるいは締付け軸力を大きくした場合ほど荷重伝達性能の向上効果は大きい。

- (5) 高力ボルト接合と接着接合との併用は第一ボルト列位置における腐食材への荷重負担を低減させる効果が大きく、高力ボルト接合のみの場合と比較して第一ボルト孔断面における降伏強度を向上させることが可能である。また、使用する接着剤の接合強度や接合面の表面処理方法、締付け軸力の大きさによっては、孔引きを考慮した純断面積で評価した場合の降伏荷重以上の強度が得られることが確認できた。

また、引張試験体による疲労試験を実施し以下の結論を得た。

- (6) 腐食材に補強材を接合した場合の疲労強度について検討した結果、腐食材単体、高力ボルト接合のみの場合、高力ボルト接合と接着接合とを併用した場合ともその疲労強度に大きな違いは認められず、JSSC 疲労設計指針におけるC等級強度を満足する結果であった。また、腐食材に補強材をすみ肉溶接した場合の疲労強度はD等級強度を満足しない結果であり、高力ボルト接合あるいは高力ボルト接合と接着接合との併用は疲労強度の面で優位であることが確認できた。

さらに、第3章で試験を行ったフランジ部に腐食による板厚減少および断面欠損が生じたI形鋼の縦桁部材(最大フランジ断面減少量50%程度、平均フランジ断面減少量30%程度)を用いて桁の曲げ試験を行い、以下の結論を得た。

- (7) 補強当板の接合方法として高力ボルト接合と接着接合とを併用した場合には、高力ボルトの締付け軸力が 20kN と手締め程度であっても高力ボルト接合のみの場合と比較して桁の剛性向上効果が大きく、降伏荷重に近い荷重段階まで補強材がフランジ材と完全合成されていることが確認できた。
- (8) I 形鋼の曲げ試験桁を用いて、繰り返し載荷試験により併用接合した場合の合成挙動の変化について検討した結果、フランジ応力が 120MPa 程度の条件で 200 万回の繰り返し載荷後も合成効果の変化は認められず、荷重の繰り返し作用に対して耐久性を有していることが確認できた。

第5章「実橋の腐食減厚に対する当板添接板補強の適用例」

第4章で検討した腐食に対する当板添接補強法について、実橋の腐食部位の補強に適用した。適用した部位は鋼床版箱桁橋の鋼床版デッキプレート上面での腐食部位である。小型供試体による接合方法に関する実験、模型供試体による載荷実験、実橋鋼床版部の F. E. M. 解析および補強前後における実橋における載荷実験を実施し補強効果を確認し、本補強法の実橋へ適用性について明らかにした。以下に実橋の腐食状況調査およびこれらの実験、解析より得られた結果を要約して示す。

まず、実橋の腐食状況調査および室内における供試体を用いた実験および F. E. M. 解析により以下の結論を得た。

- (1) デッキプレートの腐食は輪荷重直下である箱桁腹板コーナープレート上に発生している。この部位の舗装には橋軸方向のひび割れが発生していることから、この舗装の損傷が腐食の原因であると考えらる。
- (2) 実橋の F. E. M. 解析により腐食減厚による影響を検討した結果、腐食発生部位である箱桁腹板コーナープレート上のデッキプレートには版の面外曲げ作用による負曲げが作用し、減厚局部では高い引張応力が発生することが明らかとなった。また、デッキプレートの幅員方向のたわみは縦リブ系のたわみと版系のたわみが重複した性状を示しており、輪荷重載荷位置近傍において局所的に大きなたわみが生じていることが明かとなった。なお、デッキプレートの腐食による減厚の影響は、減厚部周辺においてのみ現れており、鋼床版の全体剛性に及ぼす影響はほとんどないことがわかった。
- (3) 実橋の腐食発生部位をモデル化した小型供試体による面外曲げ試験により接合方法

の違いによる当板補強の効果について検討した結果、高力ボルト摩擦接合のみの場合には重ね梁的な挙動を呈するのに対して、接着接合を併用することによりデッキプレートと当板との合成作用が期待できることが確認された。

- (4) 実橋鋼床版部を模擬した部分模型供試体により当板補強の効果について検討した結果、当板添接補強を実施することにより、腐食減厚部の発生ひずみを減厚前のひずみ値以下に低減できることが確認できた。また、高力ボルトと接着剤との併用により合成に近い接合挙動が得られることが確認できた。
- (5) 部分模型供試体を用いて、T-20 荷重（荷重振幅 78kN）の繰返し載荷を実施した結果、400 万回の繰返し載荷後においても合成効果の変化は認められず、今回の併用接合は耐久性においても問題がないことを確認した。また、繰返し載荷試験後において腐食部近傍の溶接部について非破壊検査および破壊検査を実施し、疲労亀裂の発生の有無を調査したところ、亀裂の発生は確認されなかった。
- (6) 実橋における当板補強の効果について F.E.M. 解析により検討した結果、腐食減厚部での応力は腐食発生前の初期状態における応力にまで低減されることとなり、その効果が確認できた。また、当板補強により輪荷重直下におけるデッキプレートのたわみが低減されるとともに舗装のひび割れ発生部におけるデッキプレートの曲率半径が改善されることとなり、当て板補修はデッキプレートの腐食原因である舗装のひび割れ防止に対しても効果的な対策であることが確認された。

次に、実橋において試験車を用いた載荷試験を行い、また、供用下において応力頻度計測を行い以下の結論を得た。

- (7) 実橋の当板添接補強前後において載荷実験を行い補強効果を確認した結果、当板とデッキプレートとの合成効果により腐食発生部位近傍のデッキプレートの応力は約 70MPa（補強前）から 10MPa 程度（補強後）に低減していることが確認できた。
- (8) 補強後、約 3 年間にわたり応力頻度計測を実施し、補強効果の経時変化について調査した結果、気温による舗装材の剛性の変化によりデッキプレートの発生ひずみに周期的な変動は認められるものの、ひずみ変動の傾向に変化は認められず、初期の補強効果を保持していることが確認できた。

謝 辞

本論文をまとめるに当たっては、多数の方々からのご指導、ご助力をいただきました。

主査の労をとっていただいた東京工業大学工学部土木工学科・三木千壽教授には、今日に至るまで懇切丁寧なご指導と終始変わらぬ暖かいご激励をいただきました。また、市川篤司教授には、終始一貫して懇切なご指導をいただくとともに、種々の便宜をはかってくれました。さらに、大即信明教授、日下部治教授、二羽淳一郎教授、廣瀬壮一教授には論文の審査において、貴重な時間を割いていただき不備な点について適切なご助言をいただきました。

本論文のうち、第2章、第3章、第4章の各章の一部については、建設省土木研究所（現、国土交通省国土技術政策総合研究所）と日本橋梁建設協会との共同研究として行ったものです。研究を進めるにあたっては、国土交通省国土技術政策総合研究所企画部・西川和廣評価研究官、国土交通省国土技術政策総合研究所地震防災研究室・村越潤室長、独立法人土木研究所構造物研究グループ・高橋実研究員および日本橋梁建設協会・野田清人氏（株式会社横河メンテック常務取締役）にご指導を賜るとともに、種々の便宜を図っていただきました。また、第3章の桁支点部の載荷実験においては、東京工業大学工学部土木工学科・佐々木栄一助手、永澤洋君、Vo Thanh Hung 君から多大なご助力をいただきました。

著者の勤務する株式会社横河ブリッジ社内にあつては、取締役・深沢誠博士には入社以来今日まで、格別のご指導と高配を賜りました。また、大野崇君には、筆者の研究仲間として協同して調査・研究を遂行していただき、多大なご助力、ご尽力をいただきました。さらに、徳田浩一君、鈴木克弥君からは実験に際して多大なご協力をいただきました。

株式会社横河メンテックにおいては、第5章の実橋への適用に際して、松本好生理事より全面的な協力と丁寧なご指導を頂きました。また、寺尾圭史氏（現、横河ブリッジ研究所課長）、稲田育郎氏には、貴重なご助言とご協力をいただきました。

本論文は上に述べた緒先生、緒先輩および同僚の暖かいご指導とご助力があつて、始めて完成したものです。ここに記して深く感謝の意を表します。

なお、本研究の多くは、株式会社横河ブリッジ研究所在籍中に実施したものです。当時、取締役研究所長でありました故寺田博昌博士には、本研究を始める機会を与えていただき、また、終始変わらぬご指導とご激励を賜りました。敬愛する故人のご霊前に本論文の一冊を捧げ、種々ご迷惑をおかけしたお詫びと感謝のしるしにしたいと思います。

参考文献

[第1章]

- 1) 建設省道路局：道路統計年報（平成9年度），平成12年 2000年度版，2000. 8.
- 2) 土木学会鋼構造委員会鋼橋の余寿命評価小委員会：鋼橋における劣化現象と損傷の評価，鋼構造シリーズ⑦，1996.
- 3) 西川和廣：道路橋の寿命と維持管理，土木学会論文集，No. 501/I-29, pp. 1-10, 1994. 10.
- 4) 佐藤弘史，萩原勝也：橋梁マネジメントシステム，土木技術資料，38-1, pp. 38-43, 1996.
- 5) 菊地春海：橋梁補強技術の現況，土木施工，Vol. 37, No. 5, pp. 4-6, 1996. 5
- 6) 藤原稔：21世紀に向けた道路橋の維持管理，土木技術資料，34-8, pp. 34-35, 1992.
- 7) 三木千壽：橋梁の維持管理の技術について，道路，No. 6, pp. 24-28, 1989. 8.
- 8) 長沼敏彦，北田俊行，他：阪神高速道路における鋼構造物の維持管理の現状と展望，橋梁と基礎，No. 3, pp. 27-33, 1993. 3
- 9) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究（Ⅰ），土木研究所資料 第2420号，1986. 12.
- 10) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究（Ⅲ），土木研究所資料 第2682号，1988. 12.
- 11) (社)日本道路協会：鋼橋の疲労，1997. 5.
- 12) 西川和廣：道路橋における疲労問題と補修補強，橋梁と基礎，Vol. 83, No. 8, pp. 19-23, 1983. 8.
- 13) 土木学会鋼構造委員会疲労変状調査小委員会：鋼橋の疲労変状調査，土木学会論文集，No. 368/I-5, pp. 1-12, 1986. 4.
- 14) 岩崎雅紀，名取暢，深沢誠，寺田博昌：鋼橋の疲労損傷事例と補修・補強対策，横河橋梁技報，No. 18, pp. 36-52, 1989. 1.
- 15) 三木千壽，坂野昌弘，舘石和雄，福岡良典：鋼橋の疲労損傷事例のデータベースの構築とその分析，土木学会論文集，No. 392/I-9, pp. 403-410, 1988.
- 16) 西川和廣，村越潤，山本悟司，杉山純：活荷重による橋梁上部構造の損傷と対策，土木技術資料，34-8, pp. 58-65, 1992.
- 17) 西川和廣，村越潤，松木考之：鋼道路橋の現状と疲労に対する耐久性評価の試み，溶接学会全国大会講演概要，第54集，pp. 19-22, 1994. 4.
- 18) 西川和廣：鋼道路橋の性能照査規定化とこれからの橋—耐久性・維持管理関連規定を中

- 心として，土木学会第2回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp. 44-48，1999. 8
- 19) 名取暢：鋼道路橋の疲労設計，土木学会第2回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp. 49-62，1999. 8
- 20) 上仙靖：橋梁の架替実態に関する調査，月間建設，No. 7，pp. 48-49，1999. 7.
- 21) 西川和廣，村越潤，上仙靖，中嶋浩之：橋梁の架替に関する調査結果(Ⅲ)，土木研究所資料 第3512号，1997. 10.
- 22) 三木千壽：鋼構造，p. 293，共立出版株式会社，2000. 7.
- 23) 日根文男：腐食工学の概要，化学同人，pp. 7-8，1980.
- 24) 日根文男：腐食工学の概要，化学同人，pp. 10-12，1980.
- 25) 的場正明，山本規雄，渡辺富雄，海野昌俊：船体の腐食・防食とその強度への影響に関する研究(第1報)，日本造船学会論文集，第175号，pp. 271-280，1994.
- 26) 藤原博，菅野照造：鋼橋の塗膜劣化と塗膜下腐食との相関関係に関する研究，土木学会論文集，No. 537/I-35，pp. 167-181，1996. 4.
- 27) 中元雄治：長期防錆型塗装の塗膜劣化メカニズム解明へのアプローチ，本四技報，Vol. 18，No. 72，pp. 6-14，1994. 10.
- 28) 片脇清士：大型土木構造物の防錆と塗装，防錆管理，pp. 1-8，1989. 12.
- 29) 西村田人：鋼構造物の防錆防食塗装(1)，JSSC レポート，No. 20，pp. 22-34，1996.
- 30) 西村田人：鋼構造物の防錆防食塗装(2)，JSSC レポート，No. 21，pp. 37-44，1996.
- 31) (社)日本鋼構造協会：溶融亜鉛めっき橋の設計・施工指針，1996. 1.
- 32) 石川量大：亜鉛，アルミニウムおよびその合金の防錆溶射，溶接技術，No. 8，pp. 66-77，1994. 8.
- 33) 福手勤，阿部正美，真鍋昌司，栗栖孝雄：海岸鋼構造物の被覆防食工法に関する長期試験，土木学会論文集，No. 623/VI-43，pp. 97-108，1999. 6.
- 34) 保田雅彦，鈴木周一，木村一也：吊橋ケーブルの防食方法の検討，本四技報，Vol. 16，No. 61，pp. 10-20，1992. 7.
- 35) 土木学会鋼構造委員会鋼材規格小委員会：耐候性鋼を用いた無塗装橋梁に関する調査研究，土木学会誌，pp. 51-62，1980. 4.
- 36) 蜂谷実，内堀利也，田村祐一：電気防食，防錆管理，No. 12，pp. 19-29，1991. 12.
- 37) めっき橋懇談会調査グループ：溶融亜鉛めっき橋梁の追跡調査，橋梁と基礎，No. 3，pp. 31-38，1991. 3.

- 38) 宮川等, 安田扶律, 植野軍一: 鋼構造物へのアルミニウム溶射施工事例について, 防錆管理, pp. 7-21, 1988. 5.
- 39) 建設省土木研究所, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 無塗装耐候性橋梁の設計施工要領(改定案), 1993. 5.
- 40) 村田清満, 田中誠, 加藤博之, 川井浩: 無塗装耐候性鋼鉄道橋の適用に関する調査, 鉄道総研報告, Vol. 19, No. 4, pp. 43-48, 1995. 4.
- 41) 藤井堅, 三木千壽, 木村秀途, 中川茂, 安波博道: ステンレスクラッド鋼を用いた箱桁の曲げ疲労試験, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 1041-1050, 1997. 3.
- 42) 香川祐次, 中村俊一, 長谷泰治, 山本章夫: 鋼製橋脚飛沫帯干満部防食用チタンクラッド鋼板の基本特性と溶接加工法について, 土木学会論文集, No. 435/VI, pp. 69-77, 1991. 6.
- 43) 藤野陽三, 上田雅俊, 延藤遵: 鋼ボックス内部の腐食環境と防錆について, 構造工学論文集, Vol. 36A, pp. 1021-1033, 1990. 3.
- 44) 松井繁憲, 寺西功, 三田哲也, 藤野陽三: 鋼箱桁内部防錆実験の報告, 鋼構造論文集, Vol. 2, No. 7, pp. 63-71, 1995. 9.
- 45) 下村稔, 杉山剛史, 花井拓: 明石海峡大橋のケーブル防食システム, 本四技報, Vol. 22, No. 86, pp. 63-71, 1998. 4.
- 46) (社)日本鋼構造協会: 海域環境における各種鋼構造物の腐食(錆)とその対策-沿岸橋梁(篠原洋司)-創立 20 周年記念大会研究集会, pp. 17-18, 1985. 7.
- 47) 桐村勝也, 町田洋人: 鋼構造物における防食塗装の開発経緯とその標準化, 鉄道総研報告, Vol. 8, No. 8, pp. 37-42, 1994. 8.
- 48) 糸日谷淑光: 鋼橋等塗装基準の改定, 本四技報, Vol. 16, No. 62, pp. 2-10, 1992. 4.
- 49) 犬束洋志, 高橋和雄, 川村昭宣, 大東章司: 長大トラス橋生月大橋へのふっ素樹脂塗装全面採用の考察, 土木学会論文集, No. 522/VI-28, pp. 69-76, 1995. 9.
- 50) 清水俊彦, 石塚喬康, 白井健二: 強腐食橋梁の補修塗装施工例, 日本鋼構造協会第 18 回鉄構塗装技術討論会発表予稿集, pp. 25-30, 1995. 9.
- 51) T. Natori and H. Terada: Surveys and Repairs of a Truss Bridge Damaged by Corrosion, The Second Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges, pp. 33-40, 1992. 7.
- 52) (財)日本海事協会: 船舶の腐食防止対策指針, 1986.
- 53) 湯浅通史, 渡辺富雄, 有馬俊朗, 海野昌俊: 船体防食管理法—その重要性と適切な防食管理法—日本海事協会技術研究所メンテナンスエンジニアリングのためのセミナー研

- 究発表講演集, pp. 65-87, 1993.
- 54) 有馬俊朗：船舶・海洋構造物の腐食の実態と防食管理法, 日本造船学会誌, 第 767 号, pp. 9-12, 1993. 5.
- 55) 的場正明, 山本規雄, 渡辺富雄, 海野昌俊：船舶の腐食・防食とその強度への影響に関する研究（第一報）-強度評価のための腐食の進行シュミレーションと表面凹凸特性-, 日本造船学会論文集, 第 175 号, pp. 271-280, 1995.
- 56) NIPPON KAIJI KYOKAI : Guidance for Corrosion Protection System of Hull Structures -For Water Ballast Tanks and Cargo Oil Tanks-, 1994.
- 57) 石渡友夫, 横井聡之, 清宮理, 他：港湾鋼構造物腐食評価手法について, 港湾技研資料, No. 501, 1984. 12.
- 58) 横井聡之, 阿部正美：港湾鋼構造物の腐食の実態について, 土木学会論文集, No. 403 /VI-10, pp. 85-92, 1989. 3.
- 59) J. M. Kulicki, Z. Prucz, D. F. Sorgenfrei, D. R. Mertz and W. T. Young : Guidelines for Evaluating Corrosion Effects in Existing Steel Bridges, NCHRP Report 333, 1990. 12.
- 60) (社) 日本橋梁建設協会：鋼橋塗膜の評価技術（その 1 塗膜劣化の判定基準の検討）, 1995. 9.
- 61) 安井敏之, 高久達将, 藤本勝武, 堀博信：長期防錆塗装の 20 年経過実橋調査, NKK 技報, No. 150, pp. 35-39, 1995.
- 62) (社) 日本鋼構造協会：重防食塗膜経年変化調査報告, Vol. 18, No. 190, 1982. 4.
- 63) (社) 日本鋼構造協会：重防食塗膜経年変化調査報告(その 2), Vol. 18, No. 197, 1982. 12.
- 64) (社) 日本鋼構造協会：重防食塗膜経年変化調査報告(その 3), Vol. 20, No. 212, 1984. 4.
- 65) 守屋進, 片脇清士：鋼橋塗膜の実態調査, 土木技術資料, 32-7, pp. 33-39, 1990. 告, Vol. 29, pp. 47-60, 1992.
- 66) 桐村勝也, 町田洋人, 江成孝文, 田中誠：鋼構造物における特殊環境用塗装系の耐久性, 鉄道総研報告, Vol. 7, No. 12, pp. 51-58, 1993. 2.
- 67) (社) 日本鋼構造協会：鋼構造物の耐久性調査報告, JSSC, Vol. 8, No. 84, pp. 6-26, 1972. 12.
- 68) (社) 日本鋼構造協会：公共構造物（特に鋼橋）における材料の使用環境及び損傷, 創立 20 周年記念大会研究集会資料, pp. 73-96, 1985. 7.
- 69) (社) 土木学会関西支部：橋梁構造物の総合健全性評価に関する調査研究報告書, pp. 238-241, 1990. 6.
- 70) 西川和廣, 河野巖, 池田一男, 村井教夫：20 年を経過した溶融亜鉛めっき橋梁の現況,

- 橋梁と基礎, No. 1, pp. 31-40, 1988. 1.
- 71) J H試験研究所, (社)鋼材倶楽部, (社)日本橋梁建設協会: 無塗装耐候性鋼使用橋梁
現地調査報告, 1998. 10.
- 72) 建設省土木研究所, (社)鋼材倶楽部, (社)日本橋梁建設協会: 耐候性鋼材の橋梁への
適用に関する共同研究報告書(VIII), 1991. 3.
- 73) 古閑俊之, 福田芳夫: 鋼橋の腐食部補修事例, 横河ブリッジ技報, No. 25. pp. 181-190,
1996. 1.
- 74) 名取暢, 浅岡敏郎, 稲田育朗: 鋼橋の補修・補強, 横河ブリッジ技報, No. 21, pp. 63-90,
1992, 1,
- 75) (財)鉄道総合技術研究所: 鋼構造物の補修・補強・改造の手引き, (財)研友社, 1992.
- 76) 松本勝, 白石成人, 三宅広昭: 鋼橋の腐食劣化の評価に関する研究, 構造工学論文集,
Vol. 38A, pp. 1097-1102, 1992. 3.
- 77) 松本勝, 岡村敬: 鋼橋の腐食劣化に関する研究, 防錆管理, No. 7, pp. 1-7, 1990. 7.
- 78) 向井則光: 設備配管の診断手法の現状と自動診断システム, 防錆管理, No. 12, pp. 14-23,
1990. 12.
- 79) (社)日本材料工業連合会, (財)エンジニアリング振興協会: 稼動中設備の健全性診
断システムの研究開発調査研究報告書, 1991. 3.
- 80) 小柳猷爾: 非破壊検査によるタンクの劣化測定例, プラントエンジニア, pp. 33-37,
1984. 7.
- 81) 丸山良明: 赤外線カメラによる配管診断システム, 防錆管理, No. 10, pp. 1-7, 1989. 10.
- 82) 阪上隆英, 小倉敬二: 赤外線サーモグラフィを用いた非破壊欠陥計測技術の動向, 非破
壊検査, 第 45 巻, 11 号, pp. 788-797, 1996.
- 83) 生賀祐志, 池田誠, 松岡敬, 東森充: 腐食を受けた構造用鋼材の表面形状認識システム
および有効板厚評価, 土木学会第 52 回年次学術講演概要集第 6 部, pp. 548-549, 1997. 9.
- 84) 安斉利男, 山本洋信, 分部恵生: 過流探傷法と極値解析を組合せた熱交診断システム,
防錆管理, No. 4, pp. 15-19, 1990. 4.
- 85) 建設省土木研究所: 橋梁点検要領(案), 土木研究所資料第 2651 号, 1988. 7.
- 86) 塚田和彦, 花崎紘一, 藤中雄三: 腐食した吊ケーブル用鋼線材の磁氣的断面積測定, 非
破壊検査第 37 巻, 第 9 号 昭和 63 年度秋季大会講演概要, pp. 827-828, 1988. 9.
- 87) 山内幸裕, 吉川紀, 岩崎雅紀: 橋梁用ケーブルの損傷検出手法と定着部構造の一提案,
土木学会第 42 回年次学術講演概要集第 6 部, pp. 64-65, 1987. 9.

- 88) 藤原博, 三宅将, 堀江啓夫: 鋼橋の塗膜劣化と塗膜下腐食との相関性に関する研究, 日本道路公団試験研究所報告, Vol. 33, pp. 88-101, 1996. 11.
- 89) 佐藤幸弘, 森脇耕介: 画像処理による簡易腐食評価方法の検討, 防錆管理, No. 3, pp. 12-15, 1991. 3.
- 90) 屋敷孝志: コーティング上からのタンク底部の板厚測定について, 防錆管理, No. 3, pp. 1-7, 1989. 3.
- 91) 岡実, 北田博重, 渡辺富雄: 腐食材の静的強度に関する実験的考察, 日本造船学会論文集, 第 167 号, pp. 229-236, 1990.
- 92) 村中昭典, 皆田理, 藤井堅: 腐食鋼板の表面形状と残存耐荷力, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1063-1071, 1998. 3.
- 93) 西川和廣, 村越潤, 松木和之, 名取暢, 照山修, 橋本和夫, 奥嶋猛: 腐食部材の板厚測定法と静的強度の評価に関する検討, 土木学会第 49 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 522-523, 1994. 9.
- 94) 大野崇, 名取暢, 稲田育朗: 腐食部材の健全性評価に関する研究, 横河ブリッジグループ技報, No. 27, pp. 82-94, 1998. 1.
- 95) 松本勝, 白井義朗, 中村幾雄, 白石成人: 腐食鋼材の有効板厚評価法の一提案, 橋梁と基礎, No. 12, pp. 19-25, 1989. 12.
- 96) 清宮理, 千葉照男, 横田弘, 阿部正美: 栈橋に用いられた鋼管杭の腐食状況と残存強度, 港湾技研資料, No. 593, 1987. 9.
- 97) 羽島克利, 藤井堅: 腐食した鋼材の残存耐荷力評価, 土木学会第 49 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 524-525, 1994. 9.
- 98) 西村宣男, 亀井義典, 村上茂之: 板厚減少に伴う初期不整量の変化を考慮した圧縮板の強度, 土木学会第 46 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 160-162, 1991. 9.
- 99) 村上茂之, 西村宣男, 亀井義典: 腐食被害を受けた周辺支持板および自由突出板の圧縮強度特性, 土木学会第 47 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 232-233, 1992. 9.
- 100) 村上茂之, 西村宣男, 亀井義典: 腐食鋼板の等価板厚算定に関する一考察, 土木学会第 48 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 220-221, 1993. 9.
- 101) 加藤美幸, 野上邦栄, 山沢哲也: 腐食減厚に伴う合成桁の残存耐力の評価法に関する基礎的研究, 土木学会第 55 回年次学術講演会概要集, CS-88, 2000. 9.
- 102) 小栗友紀, 山沢哲也, 野上邦栄: 腐食した柱部材の残存耐力評価について, 土木学会第 55 回年次学術講演会概要集, CS-87, 2000. 9.

- 103) 松本勝, 白石成人, ソムキョットルントンハイサー, 岡村敬: 鋼橋の腐食に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 36A, pp. 1015-1020, 1990. 3.
- 104) Jack R Kayser and Andrzej S. Nowak: Capacity Loss to Corrosion in Steel-Girder Bridges, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 6, pp. 1525-1537, 1989. 6.
- 105) 山本規雄, 熊野厚, 的場正明: 船体の腐食・防食とその強度への影響に関する研究 (第2報), 日本造船学会論文集, 第176号, pp. 282-289, 1994.
- 106) 阿部英彦, 稲葉紀昭, 江口保平: 腐食鋼材の疲労強度, 構造物設計資料, No. 34, pp. 4-6, 1973. 6.
- 107) 西川和廣, 村越潤, 田中良樹, 佐々木靖雄: 8年間暴露した耐候性鋼の疲労強度, 土木技術資料 34-10, pp. 48-55, 1992.
- 108) 大塚久哲, 彦坂熙, 宮沢洋之, 中村聖三: 90余年供用されたリベット鉄道桁の静的載荷実験および疲労試験, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 1133-1139, 1991. 3.
- 109) 三木千壽, 森猛, 坂野昌弘: 70年間供用された鋼鉄道橋縦桁の疲れ強さ, 東京工業大学土木工学科研究報告, No. 37, pp. 17-33, 1987.
- 110) 竹名興英, 川上博道, 谷藤精一, 三木千壽: 経年劣化リベットプレートガーダーの疲労強度, 構造工学論文集, Vol. 34A, pp. 525-534, 1988.
- 111) 西村昭, 皆田理: 腐食環境下でのガセット継手の表面形状と疲労強度, 土木学会論文集, 第380号/I-7, pp. 401-409, 1987.
- 112) 山田健太郎, 馬場千尋, 田垣徳幸, 菊池洋一: 耐候性鋼無塗装橋梁部材の疲れ強さ, 土木学会論文集, No. 338, pp. 225-228, 1983. 10.
- 113) 湯浅通史, 渡辺富雄: 腐食した溶接継手の疲労強度について, 日本造船学会論文集, 第176号, pp. 481-490, 1994.
- 114) (社)日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, pp. 228-231, 技報堂, 1993. 4.
- 115) 市川篤司: 鋼鉄道橋の補修・補強の概要, 橋梁と基礎, Vol. 28, No. 8, pp. 17-21, 1994. 8.
- 116) 道路橋補修・補強編集委員会: 道路橋補修・補強事例集, pp. 80-85, 114-119, 山海堂, 2000. 2.
- 117) 平井陽一, 高垣孟, 杉崎守, 杉本和夫, 吉田敏雄: 防錆キャップによるボルト部の防食, 防錆管理, No. 6, pp. 2-6, 1990. 6.
- 118) 原忠彦, 岡林隆俊, 村岡和彦, 村里明宣: アーチ橋における補修前後の振動特性の変化について, 土木構造・材料論文集, No. 10, pp. 83-91, 1994. 11.
- 119) 藤澤政夫, 丸山忠明: 昭和初期に架けられた橋の改築, 橋梁と基礎, No. 8, pp. 133-

- 134, 1992. 8.
- 120) 中野滋, 中内雅三, 遠藤港, 福神正俊: 吊橋からアーチ橋への改造-三好橋修繕工事-, 日本鋼構造協会第1回鋼構造物の補修・補強技術報告会論文集, pp. 19-28, 1990. 6.
- 121) 明田啓史, 西宮剛志, 中野健治: 小鳴門橋の補修計画と施工, 技報まつお, No. 4, pp. 50-59, 1992. 10.
- 122) 菱沼健一郎, 笹井知弘: 供用橋梁の下フランジ取り替えと補強, 技報まつお, No. 21, pp. 65-77, 1991. 4.
- 123) 河野紀利, 中村一平, 藤井靖男: 補助部材を用いたバイパス工法による鋼 I 主桁補強, 阪神公団技報, No. 7, pp. 198-213, 1988. 3.
- 124) 梅津省吾, 宮沢智明, 長堀正幸: 腐食の進んだトラス橋床組の補修, 宮地技報, No. 6, pp. 62-66, 1990.
- 125) 清宮理, 横井聡之: 腐食鋼管杭の鉄筋コンクリート被覆による補修対策工の耐力, 土木学会論文集, 第 410 号/I-12, pp. 305-314, 1989. 10.
- 126) 佐藤恒明, 倉西茂: 床組が補強された鋼トラス橋の応力・変位挙動, 構造工学論文集, Vol. 39A, pp. 981-988, 1993. 3.
- 127) 佐藤恒明, 倉西茂: 鋼トラス橋の床組ウェブに生じる面外二次応力の数値的原因分析, 土木学会論文集, No. 492/VI-23, pp. 87-95, 1994. 6.
- 128) 堀川浩甫, 鈴木博之, 池田圭一, 中野正義: 荷重作用下におけるプレートガーダーの改造に関する実験, 橋梁と基礎, Vol. 20, No. 4, pp. 7-12, 1986. 4.
- 129) 池田圭一, 堀川浩甫, 中本寛: 供用下における鋼桁腐食部の溶接による補修, 土木学会第 41 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 575-576, 1986. 11.
- 130) 中村毅, 堀川浩甫: 静的荷重下にある鋼橋のバイパス材を用いた溶接補修, 土木学会第 42 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 498-499, 1987. 9.
- 131) 深沢誠: 補修・補強における接合方法, 橋梁と基礎, No. 8, pp. 22-27, 1994. 8.
- 132) 三木千壽, 中村賢造, 田中雅人: 既設鋼桁下フランジ補強ディテールの疲労強度, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 1123-1132, 1991. 3.
- 133) 古閑俊之, 名取暢: 供用下における鋼橋の溶接補修に関する実験, 横河橋梁技報, No. 20, pp. 152-165, 1991. 1.
- 134) 中西保正, 中村義隆, 他: 変動応力載荷中の溶接施工に関する研究—第 1 報変動応力下の溶接割れ試験—, 溶接学会論文集, 第 3 巻, 第 1 号, pp. 60-68, 1985. 1.
- 135) 中西保正, 中村義隆, 他: 供用中の補修溶接施工に関する研究—第 2 報変動応力下の

- 補修溶接棒の開発一，石川島播磨技報，第 27 巻，第 4 号，pp. 207-211, 1987. 7.
- 136) (社) 日本鋼構造協会：供用下にある鋼構造物の溶接施工指針（案），JSSC レポート，No. 22, 1993.
- 137) 阿部允，小芝明弘，杉本一朗，杉舘政雄：鋼橋の補修・補強に用いる古材の継手試験，鉄道総研報告，Vol. 5, No. 12, pp. 65-71, 1991. 12.
- 138) 名取暢，寺尾圭史：接着剤を併用した腐食部の当て板補強について，土木学会第 46 回年次学術講演会概要集第 1 部，pp. 848-849, 1991. 9.
- 139) 茂手木博，島辺政秀，北野勇一：鋼橋腐食部の断面補修工法，川田技報，Vol. 16, pp. 105-107, 1997.
- 140) 皆田理，村中昭典，勝野壽男，山口錦訓，梶本勝也：高力ボルトと接着剤の併用継手に関する実験的研究，三菱重工工事技報，Vol. 4, pp. 47-53, 2000.
- 141) 一宮充，岩崎雅紀，村中昭典，皆田理：接着剤と高力ボルトを併用した疲労損傷部の添接補強実験，構造工学論文集，Vol. 46A, pp. 1139-1146, 2000. 3.
- 142) 山下清，杉崎守，喜多惇：ボルト・接着剤併用せん断継手の研究，橋梁と基礎，No. 6, pp. 29-32, 1999. 6.

[第 2 章]

- 1) 古閑俊之，福田芳夫：鋼橋の腐食部補修事例，横河ブリッジ技報，No. 25, pp. 181-190, 1996. 1.
- 2) 松本勝，白石成人，三宅広昭：鋼橋の腐食劣化の評価に関する研究，構造工学論文集，Vol. 38A, pp. 1097-1102, 1992. 3.
- 3) 結城正洋，新田興吉，松本好生，名取暢：鋼床版デッキプレートの腐食減厚に対する補修方法の検討，構造工学論文集，Vol. 39A, pp. 971-980, 1993. 3.
- 4) 藤野陽三，上田雅俊，延藤遵：鋼ボックス内部の腐食環境と防錆について，構造工学論文集，Vol. 36A, pp. 1021-1033, 1990. 3.
- 5) 菱田健一郎，笹井知弘：供用橋梁の下フランジ取り換えと補強，技報まつお，No. 21, pp. 65-77, 1991. 4.
- 6) 明田哲史，西宮剛史，中野建治：小鳴門橋の補修計画と施工，技報まつお，No. 24, pp. 50-61, 1992. 10.
- 7) 中野滋，中内雅三，遠藤港，福神正俊：吊橋からアーチ橋への改造—三好橋修繕工事—，日本鋼構造協会第 1 回鋼構造物の補修・補強技術報告会論文集，pp. 19-28, 1990. 6.

- 8) 堀川浩甫, 池田圭一, 鈴木博之, 中野正義: 荷重作用下にあるプレートガーダーの改造に関する実験, 橋梁と基礎, Vol. 20, No. 4, pp. 7-12, 1986. 4.
- 9) 茂手木博, 島辺政秀, 北野勇一: 鋼橋腐食部の断面補修工法, 川田技報, Vol. 16, pp. 105-107, 1997. 1.
- 10) 名取暢, 浅岡敏郎, 稲田育郎: 鋼橋の補修・補強, 横河ブリッジ技報, No. 21, pp. 63-90, 1992. 1.
- 11) 名取暢, 西川和廣, 村越潤, 大野崇: 鋼橋の腐食事例調査とその分析, 土木学会論文集, No. 668/I-54, pp. 299-311, 2001. 1.
- 12) 名取暢, 村越潤: 鋼橋の腐食とその原因, 橋梁と基礎, Vol. 27, No. 6, pp. 39-44, 1993. 6.
- 13) 名取暢: 鋼橋の腐食事例とその対策, 土木学会第1回鋼構造物の維持管理に関するシンポジウム資料集, pp. 63-73, 1999. 7.
- 14) Nishikawa. K and Natori. T :An Attempt on Evaluation of Corroded Steel Bridge Members, Review of Progress in Quantitative Nondestructive Evaluation, Vol. 13, pp. 2091-2098, 1994.
- 15) 大野崇, 名取暢, 稲田育郎: 腐食部材の健全性評価に関する研究, 横河ブリッジグループ技報, No. 27, pp. 82-94, 1998. 1.
- 16) 建設省土木研究所, (社)鋼材倶楽部, (社)日本橋梁建設協会: 耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(XX), 1993. 3.
- 17) 下村忠一, 酒井洋一, 中島久男: 凍結防止剤の散布実態調査, 土木技術資料 31-5, pp. 50-55, 1989.
- 18) 平井陽一, 高垣孟, 杉崎守, 橋本和夫, 吉田敏雄: 防錆キャップによるボルト部の防食, 防錆管理, No. 6, pp. 2-6, 1990. 6.
- 19) 大野崇, 名取暢, 村越潤: 腐食減肉した高力ボルトの残存軸力測定, 土木学会第50回年次学術講演会概要集第1部, pp. 694-695, 1995. 9.
- 20) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 丸善, pp. 423-427, 1996. 12.
- 21) 岩屋勝司, 松本毅: 長大橋の管理技術, 橋梁と基礎, Vol. 32, No. 8, pp. 155-161, 1998. 8.
- 22) 保田雅彦, 鈴木周一, 木村一也: 吊橋ケーブルの防食方法の検討, 本四技報, Vol. 16, No. 61, 1992. 1.
- 23) Kenneth P. Serzan :Rehabilitation of the Broocklyn bridge, Structural Engineering International, No. 4, pp. 244-246, 1995. 4.
- 24) Maroia Grazia Bruschi :Main Cable Preservation for the Williamsburg Bridge,

- Structural Engineering International, No. 2, pp. 122-124, 1994. 2.
- 25) Nishikawa, K. and Natori, T. : An Attempt on Evaluation of Corroded Steel Bridge Members, Review of Progress in Quantitative Nondestructive Evaluation, Vol. 13, pp. 2091-2098, 1994.
- 26) 名取暢, 西川和廣, 村越潤, 大野崇 : 鋼橋の腐食事例調査とその分析, 土木学会論文集, No. 668/I-54, pp. 299-311, 2001. 1.
- 27) Natori, T. and Terada, H. : Surveys and repairs of a truss bridge damaged by corrosion, The Second Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges, pp. 33-40, July, 1992.
- 28) (社) 日本道路協会 : 鋼道路橋塗装便覧, pp. 133-135, 1990. 6.
- 29) 吉田真一 : 海上橋の塗装—塩害とその対策—, 橋梁, pp. 56-63, 1979. 7.
- 30) 吉沢勝, 魚本健人 : RC 床版の損傷検出における非破壊試験の適用に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 1, pp. 1297-1302, 1997.
- 31) 石坂利一 : 赤外線画像によるトンネル検査システムの開発, 日本鉄道施設協会誌, pp. 109-111, 1998. 2.
- 32) 丸山良明 : 赤外線カメラによる配管診断システム, 防錆管理, pp. 1-7, 1989. 10.
- 33) 屋敷孝志 : コーティング上からのタンク底板の板厚測定について, 防錆管理, pp. 1-7, 1989. 3.

[第3章]

- 1) 松本勝, 白井義朗, 中村幾男, 白石成人 : 腐食鋼材の有効板厚評価法の一提案, 橋梁と基礎, Vol. 23, No. 12, pp. 19-25, 1989. 12.
- 2) 大野崇, 名取暢 : 腐食部材の板厚評価に関する基礎的研究, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, pp. 576-577, 1993. 9.
- 3) 西川和廣, 村越潤, 松木孝之, 照山修, 奥嶋猛 : 腐食部材の板厚測定法と静的強度の評価に関する検討, 土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, pp. 522-523, 1994. 9.
- 4) 村中昭典, 皆田理, 藤井堅 : 腐食鋼板の表面性状と残存耐荷力, 構造工学論文集 Vol. 44A, pp. 1063-1071, 1998. 4
- 5) 大野崇, 名取暢, 稲田育朗 : 腐食部材の健全性評価に関する研究, 横河ブリッジグループ技報, No. 27, pp. 82-94, 1998. 1.

- 6) 羽島克利, 藤井堅: 腐食した鋼板の残存耐力評価, 土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, pp. 524-525, 1994. 9.
- 7) 西村宣男, 亀井義典, 村上茂之: 板厚減少に伴う初期不整量の変化を考慮した圧縮板の強度, 土木学会第 46 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, pp. 212-213, 1991. 9.
- 8) 村上茂之, 西村宣夫, 亀井義典: 腐食被害を受けた周辺支持板および自由突出板の圧縮強度特性, 土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, pp. 232-233, 1992. 9.
- 9) 村上茂之, 西村宣男, 亀井義典: 腐食鋼板の等価板厚算定に関する一考察, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, pp. 220-221, 1993. 9.
- 10) 中沢正利: 腐食鋼板の圧縮耐力特性, 土木学会第 55 回年次学術講演会, CS-86, 2000. 9
- 11) 加藤美幸, 野上邦栄, 山沢哲也: 腐食減厚に伴う合成桁の残存耐力の評価法に関する基礎的研究, 土木学会第 55 回年次学術講演会, CS-88, 2000. 9.
- 12) 小栗友紀, 山沢哲也, 野上邦栄: 腐食した柱部材の残存耐力評価について, 土木学会第 55 回年次学術講演会, CS-87, 2000. 9.
- 13) 日本規格協会: JIS G3101 一般構造用圧延鋼材の形状, 寸法, 質量およびその許容差, 1994.
- 14) 日本規格協会: JIS G 3192 熱間圧延形鋼の形状, 寸法, 質量およびその許容差, 1994.
- 15) 市川篤司, 加藤健二, 川原田亨, 宇佐見明, 田辺康児: 海岸近くに架設された鉄道無塗装橋梁の調査, 鉄道総研報告, Vol. 12, No. 9, pp. 45-50, 1998. 9.
- 16) J H試験研究所, (社)鋼材倶楽部, (社)日本橋梁建設協会: 無塗装耐候性鋼使用橋梁現地調査報告, 1998. 10.
- 17) 建設省土木研究所, (社)鋼材倶楽部, (社)日本橋梁建設協会: 耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(VIII), 1991. 3.
- 18) 中井博, 総田完治, 阪野雅則: プレートガーダー端支点上補剛材の耐力の実験と解析, 構造工学論文集, Vol. 32A, pp. 339-410, 1986. 3.
- 19) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説・I 共通編II 鋼橋編, p. 270, 1996. 12.
- 20) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, pp. 60-74, 1987. 10

[第 4 章]

- 1) 菱田健一郎, 笹井知弘: 供用橋梁の下フランジ取り替えと補強, 技報まつお, No. 21, pp. 65-77, 1991. 7.

- 2) 堀川浩甫, 池田圭一, 鈴木博之, 中野正義: 荷重作用下にあるプレートガーダーの改造に関する実験, 橋梁と基礎, Vol. 20, No. 4, pp. 7-12, 1986. 4.
- 3) 梅津省吾, 宮沢智明, 長堀正幸: 腐食の進んだトラス橋床組の補修, 宮地技報, No. 6, pp. 62-66, 1990.
- 4) 日本鋼構造協会: 鋼構造物への接着接合の適用—接着接合研究小委員会報告—, JSSC テクニカルレポート, No. 26, 1993. 5.
- 5) 一宮充, 岩崎雅紀, 村中昭典, 皆田理: 接着剤と高力ボルトを併用した疲労損傷部の添接補強実験, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 1139-1146, 2000. 3.
- 6) 山下清, 杉崎守, 喜多惇: ボルト・接着剤併用せん断継手の研究, 橋梁と基礎, Vol. 133, No. 6, pp. 29-32, 1999. 6.
- 7) 茂手木茂, 島辺政秀, 北野勇一: 鋼橋腐食部の断面補修工法, 川田技報, Vol. 16, pp. 105-107, 1997. 1.
- 8) 結城正洋, 新田與吉, 松本好生, 名取暢: 鋼床版デッキプレートの腐食減厚に対する補修方法の検討, 構造工学論文集, Vol. 39A, pp. 971-980, 1993. 3.
- 9) 皆田理, 村中昭典, 勝野壽男, 山口錦訓, 梶本勝也: 高力ボルトと接着剤の併用継手に関する実験的研究, 三菱重工工事技報, Vol. 4, pp. 47-53, 2000.
- 10) 村中昭典, 皆田理: 腐食部材を用いた樹脂併用高力ボルト接合の静的強度, 土木学会第46回年次学術講演会概要集第1部, pp. 594-595, 1991. 9.
- 11) 名取暢, 寺尾圭史: 接着剤を併用した腐食材の当て板補強について, 土木学会第46回年次学術講演会概要集第1部, pp. 848-849, 1991. 9.
- 12) 大野崇, 名取暢, 松本好生: 接着剤を併用した当板補強について (続報), 土木学会第50回年次学術講演会概要集第1部, pp. 694-695, 1995. 9.
- 13) 名取暢, 西川和廣, 村越潤, 大野崇: 腐食部材の添接板補強に関する研究, 土木学会論文集, No. 682/I-56, pp. 207-224, 2001. 7.
- 14) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 丸善, pp. 423-427, 1996. 12.
- 15) 田島二郎: 高力ボルト摩擦接合概説, 技報堂出版, pp. 48-69, 1966.
- 16) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 丸善, pp. 133-136, 1996. 12.
- 17) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 丸善, pp. 196-197, 1996. 12.
- 18) (社) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版, pp. 51-57, 1993. 4.

[第5章]

- 1) 結城正洋, 新田與吉, 松本好生, 名取暢: 鋼床版デッキプレートの腐食減厚に対する補修方法の検討, 構造工学論文集 Vol. 39A, pp. 971-980, 1993. 3.
- 2) 山田実, 小林文男, 森清, 松本好生: 鋼床版箱桁橋のデッキプレートの補修・補強, 橋梁と基礎, Vol. 28, No. 8, pp. 34-36, 1994. 8.
- 3) 重並弘道, 小林文男: 高速大師橋鋼床版補強方法の検討, 第20回日本道路会議論文集, pp. 1114-1115, 1993. 10.
- 4) 松本好生, 小田裕英, 徳田浩一, 鈴木克也: 皿頭高力ボルトと接着剤を併用した当板接合による補修工法, 横河ブリッジ技報, No. 23, pp. 184-187, 1994. 1.
- 5) 南雲貞夫, 小島逸平, 坪内昭雄: 鋼床版舗装の実態, 土木技術資料, 17-3, p. 42, 1975. 3.
- 6) 建設省土木研究所: 鋼床版舗装の現況調査, 土木研究所資料, 第1792号, 1982. 3.
- 7) 飯島尚, 小島逸平, 岩崎尚義: 鋼床版舗装の全国現況調査, 土木技術資料, 25-3, pp. 15-20, 1983.
- 8) 多田宏行: 鋼床版舗装の設計と施工, pp. 11-22, 鹿島出版社, 1990.
- 9) 窪田昭夫, 小島逸平, 加藤朝雄: 橋面薄層舗装に関する長浦試験舗装, 土木技術資料, 20-7, pp. 44-49, 1978.
- 10) (社)日本道路協会: 鋼道路橋の疲労, 1997. 5
- 11) 土木学会鋼構造委員会鋼床版の疲労小委員会: 鋼床版の疲労, 鋼構造シリーズ②, 1990. 9.
- 12) 荏澤憲吉, 芳村仁: 鋼床版舗装の局所曲げと内部応力, 構造工学論文集, Vol. 33A, pp. 351-359, 1987. 3.
- 13) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋橋面舗装基準(案), pp. 4-5, 1983. 4.
- 14) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (I 共通編, II 鋼橋編), p. 238, 丸善, 1996. 12.
- 15) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (I 共通編, II 鋼橋編), p. 11, 丸善, 1990. 2.
- 16) 名取暢, 寺尾圭史: 接着剤を併用した腐食材の当て板補強について, 土木学会第46回年次学術講演会概要集第1部, pp. 848-849, 1991. 9.
- 17) 大野崇, 名取暢, 松本好生: 接着剤を併用した当板補強について (続報), 土木学会第50回年次学術講演会概要集第1部, pp. 694-695, 1995. 9.
- 18) 名取暢, 寺田博昌: 皿頭高力ボルトを用いた鋼床版現場接合方法, 横河橋梁技報, No. 20, pp. 168-170, 1991. 1.

発表論文一覧

1. 発表論文（本研究に関連した論文）

（1）土木学会（審査付論文）

- 1) 名取暢, 西川和廣, 村越潤, 大野崇: 腐食部材の添接板補強に関する研究, 土木学会論文集, No. 682/I-56, pp. 207-224, 2001. 7.
- 2) 名取暢, 西川和廣, 村越潤, 大野崇: 鋼橋の腐食事例調査とその分析, 土木学会論文集, No. 668/I-54, pp. 299-311, 2001. 1.
- 3) 結城正洋, 新田與吉, 松本好生, 名取暢: 鋼床版デッキプレートの腐食減厚に対する補修方法の検討, 構造工学論文集 Vol. 39A, pp. 971-980, 1993. 3.
- 4) Von Thanh Hung, 永澤洋, 佐々木栄一, 市川篤司, 名取暢: 腐食が原因で取り替えられた実鋼橋支点部の載荷実験および解析, 土木学会論文集（投稿中）

（2）シンポジウム, 技報, 雑誌等

- 5) 名取暢: 鋼橋の腐食事例とその対策, 土木学会 第1回鋼構造物の維持管理に関するシンポジウム資料集, pp. 63-73, 1999. 7.
- 6) 大野崇, 名取暢, 稲田育朗: 腐食部材の健全性評価に関する研究, 横河ブリッジグループ技報, No. 27, pp. 82-94, 1998. 1.
- 7) Nishikawa.K and Natori.T : An Attempt on Evaluation of Corroded Steel Bridge Members, Review of Progress in Quantitative Nondestructive Evaluation, Vol. 13, pp. 2091-2098, 1994.
- 8) 名取暢, 村越潤: 亜鉛めっきとその他の防錆防食技術, 橋梁と基礎, Vol. 28, No. 2, pp. 45-52, 1994. 2.
- 9) 名取暢, 村越潤: 耐候性鋼材, 橋梁と基礎, Vol. 28, No. 1, pp. 51-59, 1994. 1.
- 10) 名取暢, 村越潤: 塗替え塗装, 橋梁と基礎, Vol. 27, No. 12, pp. 41-46, 1993. 12.
- 11) 名取暢, 村越潤: 重防食塗装と塗装の多機能化, 橋梁と基礎, Vol. 27, No. 11, pp. 49-54, 1993. 11.
- 12) 名取暢, 村越潤: 鋼橋の腐食とその原因, 橋梁と基礎, Vol. 27, No. 6, pp. 39-44, 1993. 6.
- 13) T.Natori and H.Terada : Surveys and Repairs of a Truss Bridge Damaged by

Corrosion, The Second Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges, pp.33-40, 1992. 7.

- 14) 名取暢, 浅岡敏郎, 稲田育朗: 鋼橋の補修・補強, 横河ブリッジ技報, No. 21, pp. 63-90, 1992. 1.
- 15) 有原隆雄, 名取暢: 無塗装耐候性橋梁のさび安定化について, 横河橋梁技報, No. 17, pp. 35-51, 1988. 1.

(3) 土木学会年次学術講演会

- 16) 大野崇, 名取暢, 松本好生: 接着剤を併用した当板補強について (続報), 土木学会第 50 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 694-695, 1995. 9.
- 17) 大野崇, 名取暢, 村越潤: 腐食減肉した高力ボルトの残存軸力測定, 土木学会第 49 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 518-519, 1994. 9.
- 18) 西川和廣, 村越潤, 松木孝之, 名取暢, 照山修, 橋本和夫, 奥嶋猛: 腐食部材の板厚計測法と静的強度の評価に関する検討, 土木学会第 49 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 522-523, 1994. 9.
- 19) 名取暢, 照山修, 橋本和夫, 奥嶋猛, 西川和廣, 村越潤: 鋼橋の腐食事例とその分析, 土木学会第 48 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 574-575, 1993. 9.
- 20) 大野崇, 名取暢: 腐食部材の板厚評価に関する基礎的研究, 土木学会第 48 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 576-577, 1993. 9.
- 21) 名取暢, 寺尾圭史: 接着剤を併用した腐食材の当て板補強について, 土木学会第 46 回年次学術講演会概要集第 1 部, pp. 848-849, 1991. 9.

2. 発表論文 (本研究に直接関係しない論文)

(1) 土木学会 (審査付論文)

- 22) 佐々木栄一, 高橋和也, 市川篤司, 三木千壽, 名取暢: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛構造がその弾塑性挙動に及ぼす影響, 土木学会論文集, No. 689/I-57, pp. 201-214, 2001. 10.
- 23) 安波博道, 名取暢, 村越潤: 動的応答解析に用いる鋼管柱の復元力モデルについての検討, 土木学会論文集, No. 612/I-46, pp. 379-384, 1999. 1.
- 24) 安波博道, 寺田昌弘, 名取暢, 寺尾圭史, 西川和廣: 変断面鋼管柱およびその補強構造の変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1259-1270, 1998. 3.

- 25) 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 975-986, 1996. 3.
- 26) 舘石和雄, 名取暢, 三木千壽: プレートガーダー支承部の疲労損傷とそのディテール改良に関する研究, 土木学会論文集, No. 489/I-27, pp. 167-176, 1994. 4.
- 27) T. Natori, M. Fukazawa and H. Terada : Fatigue Cracking of Fillet Welding Joint on Attachment under Compressive Cyclic Stresses , Proc. of JSCE, No. 374/I-6, pp. 151-160, 1986. 10.
- 28) H. Terada and T. Natori: An Experimental Study on Shearing Stress Concentration at The Corner Weld in Truss Chords , Proc. of JSCE, No. 356/I-3, pp. 59-67, 1985. 4.
- 29) M. Fukazawa, T. Natori, H. Terada and S. Akashi : Effect of Stress Relief on Fatigue Strength for High Strength Steel Corner Joint with Blowhole , Proc. of JSCE, No. 356/I-3, pp. 153-162, 1985. 4.

(2) 溶接学会 (審査付論文)

- 30) 明石重雄, 名取暢, 深沢誠: 箱断面かど継手部の残留応力低減と疲労強度に及ぼす効果, 溶接学会論文集, 第4巻, 第1号, pp. 159-165, 1986. 2.

(3) 日本鋼構造協会 (審査付論文)

- 31) 安波博道, 寺田昌弘, 名取暢, 村越潤: 鋼管柱の耐震補強構造に関する数値シミュレーション, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol. 5, No. 19, pp. 85-96, 1998. 9.
- 32) 安波博道, 寺田昌弘, 名取暢, 寺尾圭史, 西川和廣: 弾塑性FEM解析による鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol. 3, No. 9, pp. 1-10, 1996. 3.
- 33) 名取暢, 大野崇, 寺田博昌, 五条孝次郎: 片面施工用高力ボルトの既設橋の補強への適用, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol. 1, No. 4, pp. 95-103, 1994. 12.

(4) シンポジウム, 技報, 雑誌等

- 34) 名取暢: 鋼道路橋の疲労設計, 土木学会第2回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp. 49-62, 1999. 8.
- 35) K. Nishikawa, T. Natori, H. Yasumami and T. Terada : Retrofitting for seismic upgrading of steel bridge columns, Engineering Structures, Vol. 20, No. 4-6,

pp. 540-551, 1998.

- 36) M. Terada, Y. Yasunami, K. Nishikawa, T. Natori and K. Terao : Pseudo-Dynamic testing of Steel Bridge Piers, Proc. of 5th International Colloquim on Stability and Ductility of Steel Structures, pp. 297-302, 1997. 7.
- 37) 吉崎信之, 村山隆之, 安波博道, 辻治生, 名取暢 : 鋼製R付箱形断面橋脚柱の耐震性に関する実験, 土木学会鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp. 339-346, 1997. 5.
- 38) 名取暢 : 鋼橋の疲労損傷とその点検・検査, 溶接学会誌, Vol. 65, No. 2, pp. 25-28, 1996. 3.
- 39) 八塚博, 山田金喜, 渡辺泰行, 名取暢, 柏木亮二 : 既設鋼板桁橋のプレストレス導入による補強, 橋梁と基礎, Vol. 30, No. 3, pp. 15-24, 1996. 3.
- 40) 名取暢, 村越潤 : コンクリート橋の防錆防食対策, 橋梁と基礎, Vol. 28, No. 3, pp. 41-46, 1994. 3.
- 41) 名取暢, 村越潤 : 塗装の品質確保と塗膜欠陥, 橋梁と基礎, Vol. 27, No. 10, pp. 37-41, 1993. 10.
- 42) 名取暢, 村越潤 : 鋼橋における塗装系と塗装工程, 橋梁と基礎, Vol. 27, No. 9, pp. 37-43, 1993. 9.
- 43) 名取暢, 村越潤 : 塗料の役割と種類, 橋梁と基礎, Vol. 27, No. 7, pp. 47-51, 1993. 7.
- 44) 名取暢, 村越潤 : 防錆防食ことはじめ, 橋梁と基礎, Vol. 27, No. 4, pp. 37-41, 1993. 4.
- 45) T. Natori, M. Fukazawa and H. Terada : Method of Repair for Fatigue Damage in Steel Bridges, IABSE SYMPOSIUM LISBON REPORT, pp. 901-906, 1989. Sept.
- 46) M. Fukazawa, T. Natori and S. Akashi : Stress Relief and its Effect on Fatigue Strength, Proc. of International Conference on Steel Structure at Budva, pp. 667-685, 1986. 10.
- 47) 高田和彦, 名取暢, 清田鍊次, 館哲 : 開断面箱桁の現場組立工法, 横河ブリッジグループ技報, No. 28, pp. 179-182, 1999. 1.
- 48) 高田和彦, 永田淳, 名取暢, 清田鍊次 : 合成床版底板の架設時補強材としての有効性に関する検討, 横河ブリッジグループ技報, No. 28, pp. 62-71, 1999. 1.
- 49) 寺尾圭史, 名取暢 : フィラーを用いた高力ボルト摩擦接合継手に関する検討, 横河ブリッジ技報, No. 26, pp. 66-72, 1997. 1.
- 50) 大野崇, 名取暢, 松本好生 : トルクコントロール型片面施工用高力ボルトを用いた摩擦接合工法, 横河ブリッジ技報, No. 26, pp. 236-240, 1997. 1.

- 51) 石井博典, 柏木亮二, 檜原正樹, 名取暢: ケーブルを用いた既設橋の鋼桁補強工法, 横河ブリッジ技報, No. 26, pp. 192-206, 1997. 1.
- 52) 大野崇, 名取暢: 現場溶接スカラップ部の疲労強度に関する研究, 横河ブリッジグループ技報, No. 24, pp. 35-43, 1995. 1.
- 53) 寺尾圭史, 石井博典, 名取暢, 松本好生: 単せん断継手構造の補強工法の検討, 横河ブリッジ技報, No. 24, pp. 147-155, 1995. 1.
- 54) 今田安男, 名取暢, 掘井滋則: 鋼床版橋梁へのプレキャスト壁高欄の適用, 横河ブリッジ技報, No. 24, pp. 177-181, 1995. 1.
- 55) 鈴木克也, 名取暢, 清田鍊次: 送出し工法における塗装面を用いた摺動方法に関する検討, 横河ブリッジ技報, No. 23, pp. 76-82, 1994. 1.
- 56) 名取暢, 明橋克良, 尾下里治: 鋼 I 桁橋における構造形式の簡略化に関する検討, 横河ブリッジ技報, No. 21, pp. 13-30, 1992. 1.
- 57) 名取暢, 寺田博昌: 皿頭高力ボルトを用いた鋼床版現場接合方法, 横河橋梁技報, No. 20, pp. 168-170, 1991. 1.
- 58) 古閑俊之, 名取暢: 供用下における鋼橋の溶接補修に関する実験, 横河橋梁技報, No. 20, pp. 152-165, 1991. 1.
- 59) 名取暢, 古閑俊之, 寺田博昌: 片面施工用高力ボルトを用いた継手性能に関する研究, 横河橋梁技報, No. 20, pp. 31-37, 1991. 1.
- 60) 名取暢, 深沢誠: 面外曲げを受けるすみ肉回し溶接部の疲労強度, 横河橋梁技報, No. 19, pp. 37-45, 1990. 1.
- 61) 佐々木保隆, 名取暢, 清田鍊次: ゴム支承を用いた 5 径間連続鋼箱桁の振動特性, 横河橋梁技報, No. 19, pp. 21-36, 1990. 1.
- 62) 岩崎雅紀, 名取暢, 深沢誠, 寺田博昌: 鋼橋の疲労損傷事例と補修・補強対策, 横河橋梁技報, No. 18, pp. 36-52, 1989. 1.
- 63) 名取暢, 深沢誠, 寺田博昌, 明石重雄: 残留応力低減処理における角継手の疲労強度改善の研究, 横河橋梁技報, No. 15, pp. 26-33, 1985. 1.
- 64) 寺田博昌, 名取暢: トラス弦材角継手部を対象としたねじり問題の電氣的アナロジー, 横河橋梁技報, No. 14, pp. 29-33, 1984. 1.
- 65) 清田鍊次, 名取暢, 上岡正明: 双索吊橋の力学特性について, 横河橋梁技報, No. 11, pp. 21-30, 1981. 1.

3 受賞，著作等

- 1) 日本鋼構造協会奨励賞（論文部門），1997. 6.

論文名「弾塑性 F E M 解析による鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析」

- 2) 共著：道路橋補修・補強事例集，山海堂，2000 年 2 月