

腐食したカバークレートの急速取替工法の開発とその簡易設計法の提案

DEVELOPMENT OF RAPID COVER-PLATE REPLACEMENT AND ITS SIMPLE DESIGN METHOD FOR RIVETED STEEL RAILWAY BRIDGES

橋梁工学分野 馬場 幸志
Bridge Engineering Koji BABA

カバークレートの急速取替工法として、下横構を用いた補強構造を提案している。本研究では、下横構を実橋梁で導入し、カバークレートの取替試験を実施することで、その有効性を検証した。また、設計上では、考慮していない軌道の剛性や支承の摩擦係数が、橋梁の経年劣化により、橋梁の力学的挙動にどの程度影響しているのか解析的に明らかにし、さらに、施工時間の短縮化を考慮し、下横構の本数が削減した簡易的な配置パターンを提案した。

In this study, installation of laterals into an old railway bridge in order to accomplish replacement of cover-plate rapidly has been proposed. Experiments of this replacement with laterals showed its effectiveness. And, it was clarified analytically that, although rails' rigidity and friction between a bearing and a soleplate don't be considered in the design, getting bridges older and these existence actually makes influences their structural behavior to some extent. Moreover, the simple design method with the minimum number of laterals has been proposed.

1. はじめに

近年、鋼鉄道橋では腐食損傷に関する事例が報告されている。中でも、飛来塩分や湿潤環境などの影響により、図-1.1に示すようなプレートガーダー橋のカバークレートの顕著な腐食が発生している事例がある。カバークレートの主桁の曲げモーメント分布に従って取り付けられる主桁を構成する重要な部材の一つであり、複数枚取り付けられている場合が多い。片側の主桁を新規カバークレートの取替える場合、両主桁間での断面の剛性が異なるため、応力差およびたわみ差が生じる。そのため、取替時の安全性照査において、カバークレートの取替前後での橋梁の力学的挙動を詳細に把握しておく必要がある。また取替施工に先駆け、補強部材の付加について検討することも重要である。

本研究は、著しく腐食したカバークレートを有する桁長 13.4mの直橋および連結板を有する斜橋を対象に、取替の施工ステップを再現した FEM 解析を実施し、ステップ毎の応力やたわみの変化を把握する。また、施工時間の短縮化や列車が通過する状態下での施工の観点や橋梁下の状況により仮支柱などを設置できない場合にも考慮し、仮支柱を用いることなく、橋梁全体のねじり剛性向上を目的に閉断面を模擬した、主桁間を繋ぐ部材を付加することで着目部の発生応力を抑制できる補強構造を提案することを目的とする。さらに、



図-1.1 カバークレートの

カバークレートの取替実験により、提案した補強方法を実在する橋梁に適用し、実測値と解析値を比較することで、設計上、考慮されていない軌道の剛性（レール・マクラギ）や支承の摩擦係数といった不確定要素が、着目部の発生応力にどの程度影響するのかを明らかにすると同時に、提案した補強構造の実用性を示す。また、著しく腐食し、撤去された支承およびソールプレートから試験片を製作・加工し、すべり試験を実施する。これにより、経年劣化した橋梁の支承が有する支承がどの程度、摩擦係数を有するのかを明らかにする。

また、カバークレートの取替工法において、施工時間の短縮化の観点から、用いる補強部材を最少本数に抑えることができる簡易的な設計法を提案する。

2. 下横構を用いた急速取替工法の解析的検討

2.1 対象橋梁

本研究の対象橋梁の概要および鳥瞰図を表-2.1, 図-2.1に示す。レールには50Nレールが使われ、バラストはない。

A橋は、海側に面した主桁のカバープレートが飛来塩分によって著しく腐食している。また、防塵板があり、両側に橋側歩道を有する。B橋は、平地にある川を跨ぐように架けられ、カバープレートが雨水の滞水によって著しく腐食している。また、直橋のA橋とは異なり、斜角50度の斜橋である。両橋梁ともにリベット橋梁であるが、一部補修を行ったため、ボルト接合が存在する。カバープレートは、下アングルのフランジ面とリベットによって接合しており、その部材取替が予定されている。これらの腐食状況の一部を図-2.2に示す。

2.2 解析モデル

解析ソフトAbaqus/Standard 2016を用いて、弾性有限変位解析を行った。両橋梁のオリジナル構造を図-2.3に示す。補強構造として、箱型断面を模擬するためオリジナル構造に下横構を付加する。下横構は、まず、上横構11本となる同数の部材を同じ配置で取り付け

2.3 荷重条件

荷重載荷位置を図-2.4に示す。A橋の死荷重は、橋側歩道や防塵板、レール、マクラギなどを含めた合計186.3kNをウェブ直上に分布荷重として与えている。同様に、B橋の死荷重においても、113.6kNをウェブ

上に与えている。A橋およびB橋の活荷重は設計書¹⁾に基づき、衝撃を考慮し、それぞれ $p1=122kN$, $p1=113kN$ の連行集中荷重を与えている

2.4 解析ステップ

解析ステップを図-2.5に示す。ステップIは、橋梁に死荷重のみが作用している状態、ステップIIはステップIの状態から片側主桁のカバープレートを取外した状態、ステップII-LはステップIIの状態に活荷重が作用する状態である。このステップはカバープレートの交換作業中に、取り外した状態で列車が通過することを想定している。また、ステップIIIはステップIIから新たにカバープレートを取付け、活荷重が作用する状態である。ここで、許容応力度140MPaおよび乗り心地に対する照査のためのたわみ差の限界値3mmを評価の指標とする。この時、A橋の場合、着目する応力およびたわみ差は、支間中央断面における、対象部材の板厚中心位置とし、橋軸方向の直応力を全幅に積分した後、板幅で平均した値で評価する。対象部材は、

表-2.1 対象橋梁の概要

	A橋	B橋
設計荷重	KS-12	E-33(KS-15)
斜角 [°C]	0	50
支間 [mm]	12900	12900
桁重量 [t]	7.936	7.801
使用材料	S39	S39
支承形式	線支承	平板支承
使用レール	50N	50N
軌道支持方式	橋マクラギ	橋マクラギ
付帯物	橋側歩道・防塵板	橋側歩道
付帯物重量 [t]	11.07	3.791
桁仮設年	1938	1917



図-2.1 対象橋梁

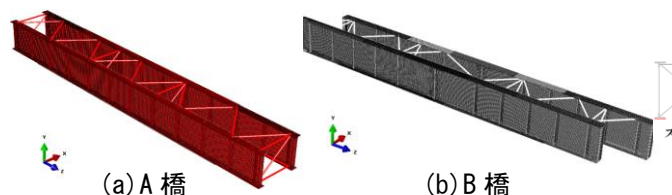
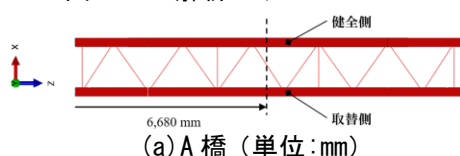


図-2.3 解析モデル



(a) A橋 (単位:mm)

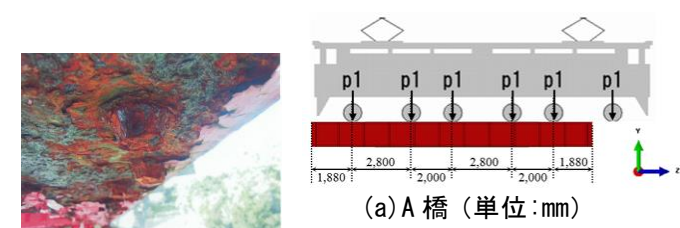


図-2.2 腐食状況

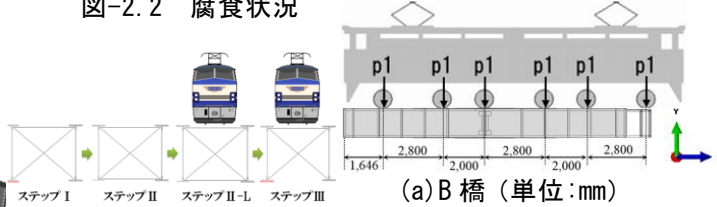


図-2.5 施工ステップ

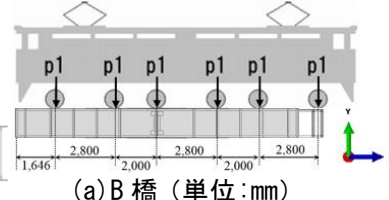
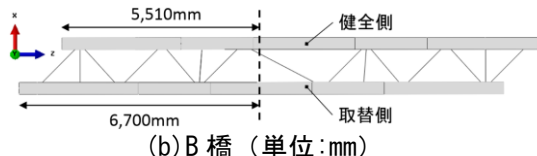


図-2.4 輪荷重載荷位置



(b) B橋 (単位:mm)

図-2.6 解析モデル

表-2.X 解析結果 (A 橋)

(a) オリジナル構造

	ステップ	応力 [MPa]		たわみ [mm]		たわみ差 [mm]
		取替側	健全側	取替側	健全側	
	I	10.7	10.7	1.8	1.8	0.0
	II	17.2	11.7	2.3(0.5)	1.9(0.1)	0.4
	II-L	145.9	98.6	19.2(17.4)	15.9(14.1)	3.3
	III	80.2	91.7	15.5	15.1	0.4

(b) 補強構造

	ステップ	応力 [MPa]		たわみ [mm]		たわみ差 [mm]
		取替側	健全側	取替側	健全側	
	I	10.7	10.7	1.8	1.8	0.0
	II	15.7	12.5	2.1(0.3)	2.0(0.2)	0.1
	II-L	133.2	106.1	17.6(15.8)	17.0(15.2)	0.6
	III	80.2	92.9	15.3	15.2	0.1

表-2.X 解析結果 (B 橋)

(a) オリジナル構造

	ステップ	応力 [MPa]				たわみ [mm]		たわみ差 [mm]
		ウェブ面		フランジ面		取替側	健全側	
		取替側	健全側	取替側	健全側			
	I	4.7	4.5	4.2	4.0	0.7	0.7	0
	II	10.9	4.9	6.0	4.4	0.9(0.2)	0.7(0)	0.2
	II-L	143.4	54.8	78.4	49.2	11.6(10.9)	8(7.3)	3.6
	III	67.9	49.7	56.8	44.6	8.9	7.4	2.5

(b) 補強構造

	ステップ	応力 [MPa]				たわみ [mm]		たわみ差 [mm]
		ウェブ面		フランジ面		取替側	健全側	
		取替側	健全側	取替側	健全側			
	I	4.7	4.5	4.2	4.0	0.7	0.7	0
	II	9.7	5.2	5.3	4.6	0.8(0.1)	0.7(0)	0.1
	II-L	107.9	57.1	58.9	51.2	9(8.3)	8.2(7.5)	0.8
	III	57.0	49.6	47.5	44.5	7.7	7.4	0.3

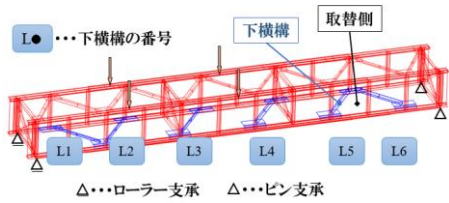


図-3.1 下横構配置 (A 橋)

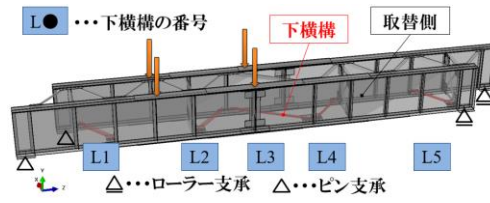


図-3.2 下横構配置 (B 橋)

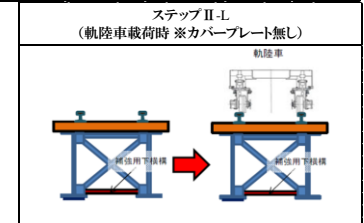


図-3.5 A 橋の着目ステップ

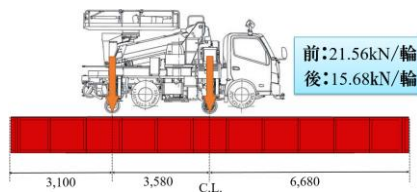


図-3.3 A 橋の車軸位置 (単位:mm)

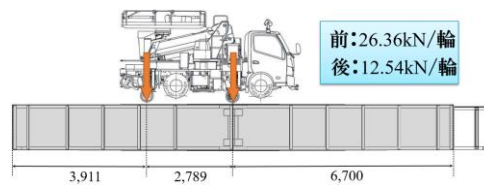


図-3.4 B 橋の車軸位置 (単位:mm)

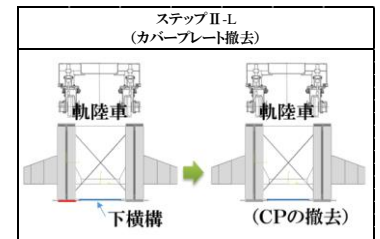


図-3.6 B 橋の着目ステップ

下端のカバープレートまたは、カバープレートを取り外している場合、これに接する下フランジとする。B 橋においては、支間中央部に連結部があるため、連結部の遊間の発生応力が最も大きくなることが予測されることから、応力の着目要素は遊間部としている。また、主桁間のたわみ差を評価するため、図-2.6 の点線に示すように、取替側の主桁は支間中央断面、健全側の主桁では取替側主桁の支間中央から橋軸直角方向に位置する断面で、それぞれ生じるたわみに着目する。

2.5 解析結果および考察

各橋梁の解析結果を表-2.2, 表-2.3 に示す。両橋梁ともに、オリジナル構造のステップII-Lにおいて、最大応力度は許容応力度である 140MPa を超過し、左右主桁間のたわみ差は限界値である 3mm よりも大きい結果となった。従って、オリジナル構造では、列車が通らない状態下での施工は可能であるが、昼間のような列車が通る状態下での施工は困難であるといえる。列車が通過する環境下では、何らかの対策が必要となる。

次に、下横構を付加した補強構造のステップII-Lにおいて、これら最大応力およびたわみ差は低減・緩和され、許容応力度およびたわみ差の限界値以下の値が得られた。これにより、カバープレートを取り外した状態での列車の通過が可能となり交換作業の省力化・

簡略化ができる。

3. 補強部材を付加した実橋の部材取替実験

3.1 補強部材

実橋梁を対象に下横構を付加した下で、カバープレートの取替を行い、下横構の効果を検証する。この実験に先駆けて、下横構の本数を削減した配置パターンを解析的に検討した。その結果、各橋梁に付加する下横構の配置パターンおよび実験の活荷重位置を図-3.1, 図-3.2 示す。オレンジ色着色矢印は活荷重位置である。

3.2 荷重条件

活荷重は、8t 程度の軌陸車とし、その車軸位置をそれぞれ図-3.3, 図-3.4 に示す。図-3.5, 図-3.6 に示すように、特定の施工ステップに移る際の下横構に発生する応力の変化に着目する。

3.3 解析結果および考察

一例として、A 橋および B 橋における下横構の発生応力を図-3.7, 図-3.8 に示す。両橋梁ともに、カバープレートを取り外し、軌陸車が載荷されている時、下横構には、A 橋では最大 1.6MPa 程度、B 橋では最大 2.8 程度の発生応力が生じたことから、斜角に問わず、下横構が機能していることが確認できた。

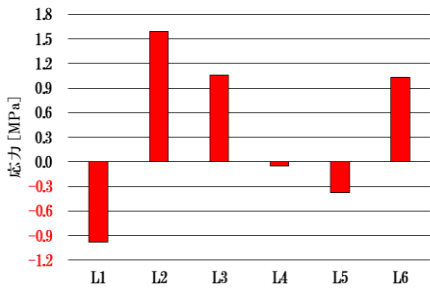


図-3.7 下横構の応力 (A橋)

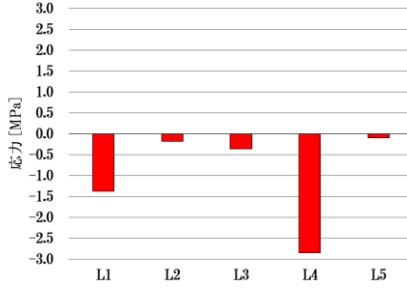


図-3.8 下横構の応力 (B橋)

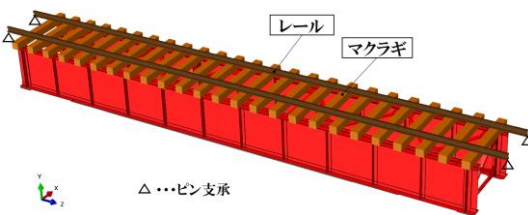
表-4.1 解析ケースの概要

ケース名	モデル化ポイント					備考欄	材料特性	
	主桁	横構	ガセット	支承	レール		ヤング率 [MPa]	ポアソン比
Model-A	シェル	ビーム	シェル	pin-roller		基本モデル	200,000	0.3
Model-B	シェル	シェル		pin-roller		全モデルをシェル化		
Model-C()	シェル	ビーム	シェル	pin-roller	○	マクラギと主桁間を剛結		
Model-D()	シェル	ビーム	シェル	pin-roller	○	マクラギと主桁間にズレを再現	8,100	0.4
Model-E()	シェル	ビーム	シェル	摩擦係数		支承の摩擦を再現($\mu=0.25, 0.5, 0.7, 0.9$)		

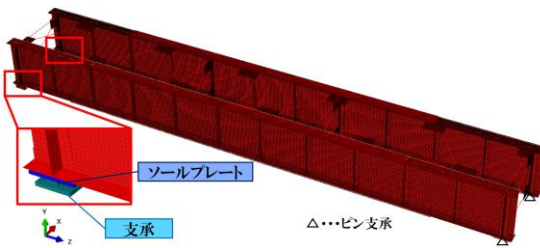
表-4.2 摩擦係数

ケース名	摩擦係数
Model-E(0.25)	0.25
Model-E(0.5)	0.5
Model-E(0.7)	0.7
Model-E(0.9)	0.9

表-4.3 材料特性



(a) 軌道モデル



(b) 支承モデル

図-4.1 解析モデル

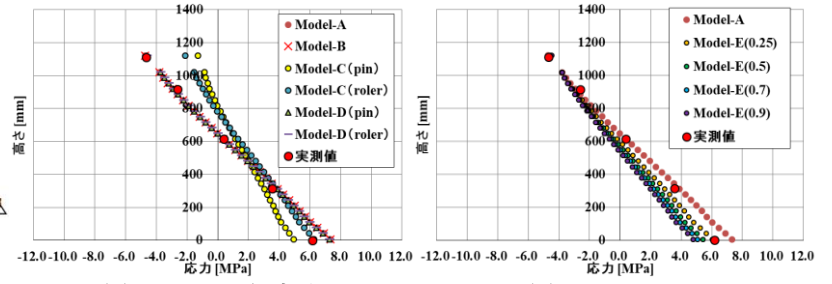


図-4.2 A橋ステップII-Lにおける健全側主桁の応力分布

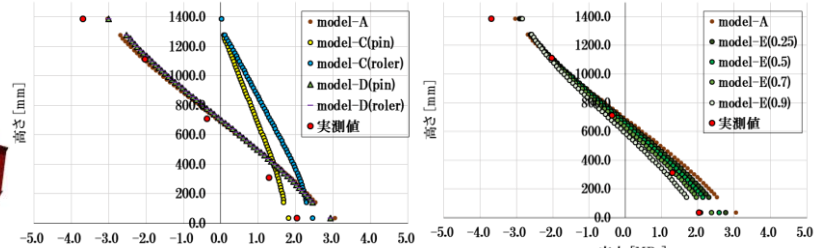


図-4.3 B橋ステップI-Lにおける健全側主桁の応力分布

4. 経年劣化による不確定要素が橋梁全体の解析モデルに与える影響

4.1 解析モデル

設計書¹⁾では、「铸铁および鋼」, 「鋼および鋼」の摩擦係数は0.25としているが, 文献²⁾では, 铸铁 (FC15) と鋼 (SS41) の間の摩擦係数が0.4~0.75, 铸铁 (FC25) と鋼 (SS41) の摩擦係数が0.5~0.9となることが述べられている。また, かじりが発生した場合, 錆が生じていない時の摩擦係数は極めて大きく, その最大値は0.9に達するところがあるが, 摩擦面に赤錆が形成される場合, 摩擦抵抗を減じるような影響を与えて, 0.2~0.5程度の値になると報告されている。

ここでは, 経年劣化によって, 支承とソールプレート間の摩擦係数の変化および設計上考慮していない軌道の剛性の影響が, 着目部にどの程度影響しているのかを明らかにし, 実測値と比較する。解析モデルの概要および解析モデルの一例を表-4.1に示す。但し, 表-4.2に示すように, 摩擦係数は0.25, 0.5, 0.7, 0.9と

する。軌道を再現した Model-C および model-D では, レール端部の境界条件をピンやローラーにして比較する。

材料特性を表-4.3に示す。また, 荷重条件については, 実測値と比較するため部材取替実験と同様とする。B橋の応力については, 主桁中央に連結板があるため, カバープレート取替側の主桁端部から4500mm離れた断面とそれに対応する健全側の主桁断面を着目する。

4.2 解析結果

各橋梁の健全側の主桁腹板に発生する応力について, 解析結果の一例をそれぞれ図-4.2, 図-4.3に示す。

A橋の主桁下端の発生応力について, model-Aと比較して, model-C(pin)では引張応力が49%程度, model-C(roller)では17%程度低下し, 上端では, 圧縮応力がそれぞれ3.4MPa, 2.6MPa程度低下し, 中立軸は上昇している。同様に, B橋では, 引張応力がmodel-C(pin)では69%程度, model-C(roller)では25%程

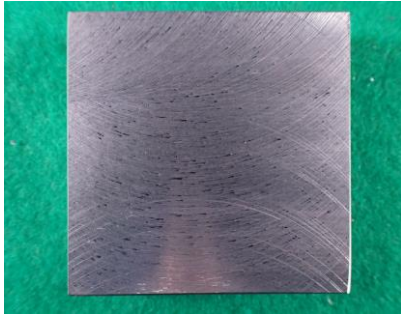


図-5.1 試験片一例

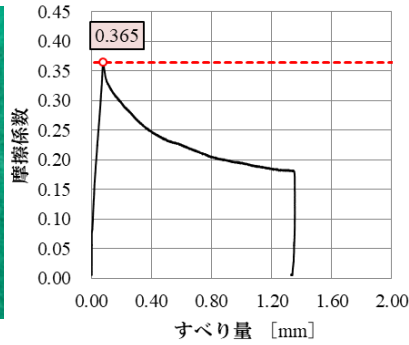


図-5.2 撤去支承①

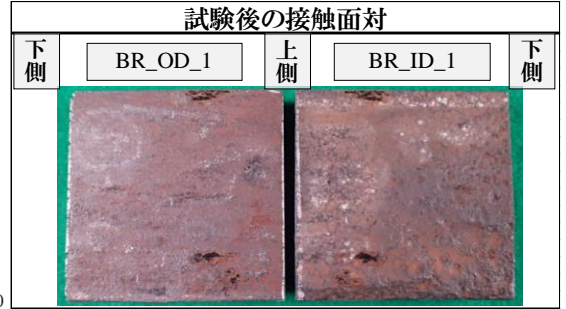


図-5.3 撤去支承①接触面

表-5.1 試験ケース

試験ケース	部材名	材質	試験片名	接触面の仕様	
撤去支承①	支承	FC250	RB_OJ_1	さび	
	ソールプレート	SS400	RS_ID_1		
	ソールプレート	SS400	RS_ID_1		
撤去支承②	支承	FC250	RB_OD_1		
	ソールプレート	SS400	RS_ID_2		
	ソールプレート	SS400	RS_ID_2		
撤去支承③	支承	FC250	RB_OD_2		
	ソールプレート	SS400	RS_ID_3		
	ソールプレート	SS400	RS_ID_3		
SC-SS	支承	SC450	SC_OJ_1		機械切削面
	ソールプレート	SS400	SS_ID_1		プラスト処理を想定したディスクグラインダーによる加工
	ソールプレート	SS400	SS_ID_1		機械切削面
SS-SS	支承	SS400	SS_OJ_2	機械切削面	
	ソールプレート	SS400	SS_ID_2	プラスト処理を想定したディスクグラインダーによる加工	
	ソールプレート	SS400	SS_ID_2	機械切削面	
	支承	SS400	SS_OD_2		

表-5.2 摩擦係数

試験ケース	摩擦係数
撤去支承①	0.365
撤去支承②	0.349
撤去支承③	0.437
SC-SS	0.287
SS-SS	0.347

度低下し、上端では、圧縮応力がそれぞれ 3.0MPa 程度低下し、中立軸は上昇している。したがって、マクラギと主桁上フランジが完全に拘束されている場合、レール端部の境界条件によって、橋梁の力学的挙動に影響するといえる。一方、マクラギと主桁上フランジの拘束が弱く、橋軸方向にずれる場合、レールの境界条件に関わらず、model-A の解析結果と変化がないことから、軌道の剛性が橋梁の力学的挙動に殆ど影響しないことがわかった。

また、支承の摩擦係数を再現した場合、A 橋の主桁下端の発生応力について model-A と比較して、model-E(0.25), model-E(0.5), model-E(0.7), model-E(0.9) は、引張応力が 22%, 35%, 44%, 53% 程度低下し、中立軸は低下しているものの、主桁上部の発生応力に大きな変化はみられない。同様に、B 橋の場合、model-E(0.25), model-E(0.5), model-E(0.7), model-E(0.9) の主桁下端では、引張応力が 10%, 18%, 28%, 68% 程度減少している。これより両橋梁ともに、摩擦係数が増加するに従い、主桁下端の引張応力は低下し、上端は殆ど変化がない傾向を示した。また、B 橋の実測値は、解析値に近いが、実橋梁の偵察の際に、マクラギがバタつきが確認できたことから、軌道の影響は小さいといえる。

以上の結果より、斜角に関わらず、着目部の発生応力は、マクラギと主桁の上フランジとの拘束状態が強い程変化し、レールの境界条件がピンになるとさらに大きな影響を与える。さらに、支承とソールプレート間の摩擦係数が大きくなるほど、主桁下端の引張応力は低下し、中立軸が低下する。

5. 実橋梁で用いた支承の摩擦すべり試験

5.1 実験試験片

支承とソールプレート間の摩擦係数が増えることで、橋梁の力学的挙動に影響を与えることから、実在する鉄道橋から撤去した支承とソールプレートから 50×50mm の試験片を製作し、すべり試験を実施し、摩擦係数を明らかにする。また、撤去後に新しく取り付けられる支承と比較を行う。試験片の一例および試験ケースをそれぞれ図-5.1、表-5.1 に示す。

SC-SS は、線支承を有する古い橋梁の支承を撤去した後に新しく取り付けられる線支承を想定して行われるケースである。SS-SS は、面支承を有する古い橋梁の支承を撤去した後に、新しく取り付けられる面支承を想定して行われるケースである。

試験片同士を接触させ、それらに対してジャッキを使用して、軸力を人力で導入することにより、所定の面圧を作用させ、万能試験機により内板上面に荷重を作用させる。なお、試験装置は PC 鋼棒によって自己釣合系としている。ジャッキの軸力は、A 橋の死荷重および衝撃を含む活荷重により、式(5.1)から面圧 5MPa となるように、12.5kN とした。

$$N = \sigma \cdot S \quad (5.2)$$

ここで、

- N : 軸力 [kN]
- σ : 面圧 [MPa]
- S : 試験片の接触面積 [mm²]

とする。

5.2 試験結果

試験結果を表-5.2 に示す。また、すべり量および摩擦係数の関係、その試験片の一例を図-5.2 に示す。

撤去支承①および撤去支承③は、明確な主すべりが確認できた。その時の摩擦係数がそれぞれ 0.365, 0.437 である。両試験ケースともに、摩擦係数が低下し、一定の値を保つような傾向となった。すべり後における接触面を示す図-5.3 より、すべり跡が確認できた。一方、撤去支承②では、明確な主すべりは確認できず、すべり量 0.40mm (摩擦係数 0.315) の際、摩擦係数が急激に低下し、その後、徐々に上昇したが、すべり量

3.0mm の時をすべり判定とみなし、摩擦係数は 0.349 である。また、新設の支承を想定した、SC-SS および SS-SS について、摩擦係数はそれぞれ 0.287 および 0.347 であった。SC-SS と比較した場合、SS-SS の摩擦係数は約 21% 大きい。SC の接触面は、機械切削であるのに対し、SS はブラスト処理を想定した加工をしているため、表面粗さが粗くなるほど摩擦係数の上昇に影響していることが考えられる。腐食がない支承を想定した場合の摩擦係数より、著しく腐食した撤去支承の摩擦係数が高いことから、腐食することによって摩擦係数が上昇する傾向があるといえる。

6. 補強部材を用いた最適な取替工法の提案および設計法の提案

6.1 はじめに

カバープレート取替工法において、施工時間の短縮化の観点から、用いる補強部材を最少本数に抑えることができる簡易的な設計法を提案する。そこで、図-6.1 に示すような、実験で導入した配置パターンから下横構を減らした pattern 1~7 について検討する。

6.2 解析モデル

橋梁のねじり剛性を求めるため、下横構を板部材として仮定し、その換算板厚を解析的に求める。この時の荷重は図-2.4 に従う。

6.3 設計法の提案

それぞれの pattern の換算板厚とねじり剛性の関係を図-6.2 に示す。たわみ差が 2mm となる換算板厚が 0.26mm となることから、その時のねじり剛性 $G_s J$ は、 $1.14 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ 程度となる。従って、これを満足するときの下横構の数は、最少で 4 本となる。しかし、pattern 2 のみたわみ差が 3mm を超過する。2 章および本章の下横構の配置パターンより、桁端部に近い領域に下横構を付加することで、橋梁のねじり剛性が向上する傾向にあることがわかった。

以上の結果より、12.9mm 級の橋梁に関する補強部材の付加について、列車が通過するような供用時を考慮した急速なカバープレートの取替施工は、図-6.3 に

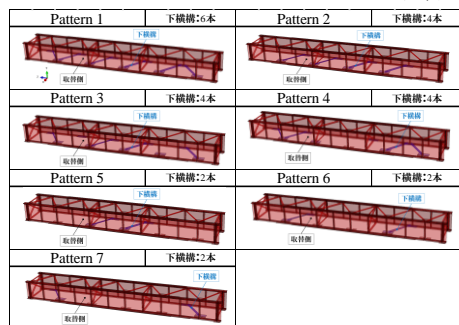


図-6.1 配置パターン

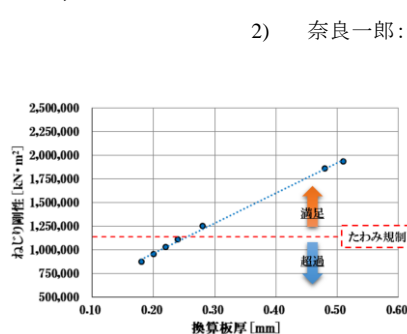


図-6.2 換算板厚-ねじり剛性関係

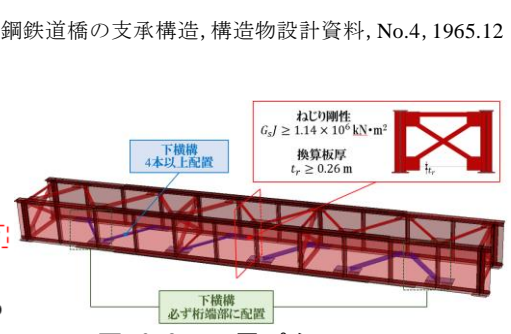


図-6.3 配置パターン

示すような、必要事項を満足することで可能となると考えられる。

7. まとめ

本研究では、著しく腐食したカバープレートをも有する橋梁を対象に、取替えの施工ステップを再現した FEM 解析を実施し、提案した補強構造を導入した実験を行った。さらに、設計では考慮しない軌道の剛性および支承の摩擦係数の影響を解析的に明らかにし、さらに、撤去した支承とソールプレートから摩擦係数を定量的に求めた。最後に、下横構を用いた簡易設計法を提案した。得られた結論を以下に示す。

- 1) 両橋梁共にカバープレート取替施工は、列車が通過する環境かでは、何らかの対策が必要であることが解析的に明らかとなった。その際、解析および実験より、下横構の有効性が確認できた。
- 2) 両橋梁ともに、解析および実験を通し、設計で考慮していないレールやマクラギといった軌道の剛性や支承の摩擦係数は橋梁の発生応力や中立軸の位置等に影響を与えることがわかった。
- 3) 撤去した支承およびソールプレートのすべり試験より、摩擦係数は 0.35~0.44 程度であることがわかった。錆厚より断面欠損による凹凸の噛み合わせによる摩擦係数の上昇が確認できた。
- 4) 新設の線支承を想定した試験片は摩擦係数が 0.29 程度であり、腐食した支承の方が 20~52% 程度大きく、経年劣化した支承の摩擦係数は大きくなる。
- 5) 鋼鉄道橋では、標準的な支間および断面である A 橋において、必要とする下横構の最少本数は、4 本となった。但し、桁端部に付加する条件を満足することが必ず必要である。たわみ差の限界値を満足するためには、橋梁のねじり剛性を $1.14 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$ 程度以上確保する必要がある。この時の換算板厚は、0.26mm 程度以上を必要とする。

参考文献

- 1) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説-鋼・合成構造物，丸善，2009
- 2) 奈良一郎：鋼鉄道橋の支承構造，構造物設計資料，No.4，1965.12