

鋼とコンクリートを用いた鉄道用複合桁橋の  
設計法および環境対策に関する研究

2021年3月

久保 武明

# 目 次

## 1 章 序論

1. 1	研究の背景	1
1. 2	既往の研究	5
(1)	鉄道用合成桁における設計基準の変遷	5
(2)	新しい設計法	7
(3)	鋼とコンクリートの合成床版	8
(4)	鋼鉄道橋における騒音対策	10
(5)	ポリマーセメントモルタル(PCM)	11
1. 3	研究の目的	13
(1)	新しい設計法の導入による設計の合理化	13
(2)	従来使用している部位部品の効果を検証した設計の合理化	13
(3)	的確な測定および評価手法と経済性に優れる制振材の提案	14
(4)	防錆対策および複合構造化に用いる材料の提案	14
1. 4	本研究の構成	15

## 2 章 塑性化を考慮した限界状態設計法に関する提案

2. 1	はじめに	24
2. 2	各設計法の概要	25
(1)	許容応力度設計法	25
(2)	限界状態設計法	25
(3)	コンパクト断面設計法	27
2. 3	各設計法における断面の照査方法	29
(1)	設計荷重と組合せ	29
(2)	曲げモーメントに対する照査方法	30
2. 4	単純合成桁を用いた試設計	32
(1)	A 橋の計算結果	32
(2)	B 橋の計算結果	33
2. 5	連続合成桁を用いた試設計	36
(1)	C 橋の計算結果	36
(2)	D 橋の計算結果	38
(3)	E 橋の計算結果	39
2. 6	合理的な断面構成の試設計	41
(1)	腹板高をパラメータとした試設計	42

(2) コンクリート強度をパラメータとした試設計	43
2. 7 有限要素法解析	47
2. 8 まとめ	56
<b>3章 鉄道用合成床版の有効幅に関する提案</b>	
3. 1 はじめに	59
3. 2 合成床版の非線形挙動の再現解析	61
(1) 合成床版試験体および載荷試験の概要	61
(2) 解析モデルの概要	62
(3) 試験結果と解析結果の比較	65
3. 3 合成床版を用いた合成桁の有限要素法解析	67
(1) 解析対象の概要	67
(2) 解析モデルの概要	67
(3) 解析結果	71
(4) 設計上の有効幅との比較	74
3. 4 試設計による合理化の検証	76
3. 5 まとめ	78
<b>4章 騒音振動対策法に関する提案</b>	
4. 1 はじめに	81
4. 2 試験概要	83
(1) 粒子速度計	83
(2) 基礎試験	84
(3) 実橋試験	86
4. 3 対策工概要	87
(1) 磁性式制振材	87
(2) ポリマーセメントモルタル(PCM)	87
4. 4 評価手順	89
4. 5 試験結果	91
(1) 基礎試験における磁性式制振材の結果	91
(2) 実橋試験における磁性式制振材の結果	93
(3) 基礎試験におけるPCMの結果	95
(4) 基礎試験における磁性式制振材とPCMの比較	97
4. 6 時刻歴応答解析	99
4. 7 まとめ	106

<b>5章</b>	<b>速硬ポリマーセメントモルタルの長期海岸線曝露試験</b>	
5. 1	はじめに .....	108
5. 2	曝露試験 .....	109
	(1) 使用材料 .....	109
	(2) 試験項目および試験方法 .....	109
5. 3	試験結果と考察 .....	112
	(1) 外観調査 .....	112
	(2) 圧縮強度 .....	112
	(3) 塩化物イオン浸透深さ .....	112
	(4) 中性化深さ .....	114
	(5) 付着強度 .....	114
5. 4	まとめ .....	116
<b>6章</b>	<b>ポリマーセメントモルタルを用いた既設鋼製柱の補修補強に関する提案</b>	
6. 1	はじめに .....	118
6. 2	複合構造化手法 .....	119
6. 3	載荷試験 .....	120
	(1) 供試体および複合構造化概要 .....	120
	(2) 載荷試験 .....	122
6. 4	有限要素法解析 .....	123
6. 5	載荷試験結果および解析結果 .....	125
6. 6	まとめ .....	128
<b>7章</b>	<b>結論</b>	
7. 1	まとめ .....	130
7. 2	今後の課題と展望 .....	132

# 1章 序論

## 1. 1 研究の背景

鉄道橋において、鋼橋は軽量であるため架設工事の安全性が高く、下部構造に与える影響が軽減される等の利点を持つが、一方でコンクリート橋に比べて建設費が高価である、軽量ゆえに騒音振動レベルが高い、さらに塗替塗装といった維持管理を要するため生涯費用（life cycle cost : LCC）が高価になると言われている。そのため、鉄道における橋梁および高架橋には、コンクリート橋、プレストレストコンクリート橋、コンクリート高架橋など、コンクリート系の橋梁および高架橋が採用される事例が圧倒的に多い。鋼橋が採用されるのは、コンクリート橋等の採用が難しい限られた特殊な環境、例えば長大スパンを要求される箇所、交差条件から桁下制限が非常に厳しく桁高を抑制する必要がある箇所、夜間施工等の短時間施工を要求される箇所、周辺条件から施工ヤードに制約を受けた狭隘な箇所、工期が短く現場における急速施工が求められる箇所、軟弱地盤や河積阻害率などから軽量で靱性構造が求められる箇所、などであることが現状である<sup>1-1)</sup>。

また、東海道新幹線開業以来、鉄道橋の建設に対しては周辺環境への影響に配慮する必要がある、特に鋼橋においては騒音振動対策が重要な事項となっている<sup>1-2) 1-3)</sup>。そのため、鋼橋を採用する場合においては転動音や車両音に対して遮音効果の高いコンクリート床版の採用が必須であり、そのコンクリート床版を構造部材として有効に活用した合成桁を採用する事例が非常に多い<sup>1-4) 1-5)</sup>。鉄道橋における合成桁は大垣駅構内の高屋川橋梁（支間長10.6m, 1954年架設）で初めて採用され<sup>1-6)</sup>、その後、日本国有鉄道では支間長12mから40mにおいて標準設計を行い<sup>1-7)</sup>、山陽新幹線<sup>1-8)</sup>、東北新幹線<sup>1-9)</sup>においても標準化が進み、現在に至るまでには数多くの合成桁が建設されている。しかし、コンクリート床版を用いるだけでは、騒音振動性能の要求には不足するとして、鋼材の騒音振動を抑制することを目的とした図-1.1に示す対策工を合わせて実施する必要がある<sup>1-2) 1-3)</sup>ため、これがコンクリー

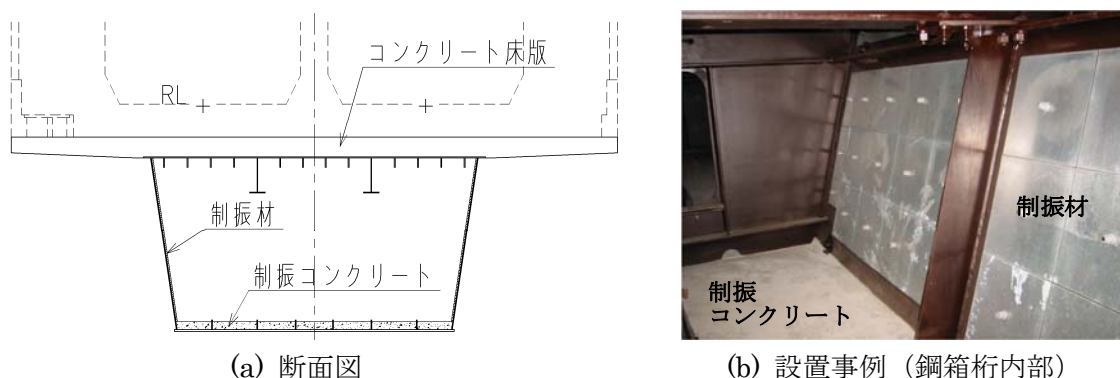


図-1.1 騒音振動対策工の事例

ト橋に比べて高価となる要因のひとつであるとも言える。

さらに、鋼橋において必須である防錆対策は、建設後の維持管理において大変重要な課題である。現在、「鋼構造物塗装設計施工指針」<sup>1-10)</sup>においては、長期耐久性塗装に対して15年以上の耐久性を要求しているが、この15年をひとつの目安として鋼橋の全面塗替周期を考えた場合、設計耐用期間を100年とすれば6回の全面塗替が必要になる。全面塗替に伴う足場工の設置費は非常に高価であり、維持管理費の縮小を図るためには耐久性の長い防錆対策が望まれている。

このような背景のもと、鋼鉄道橋には建設費および維持管理費の軽減、騒音振動対策の効果向上、維持管理対策における耐久性向上が必要とされており、騒音振動対策に必要なコンクリート床版を構造部材とした合成桁を代表とする複合桁橋の採用が今後も進むことが予想され、その採用の促進を図るためには、建設費に対するコスト削減を図るための設計の合理化と、騒音振動対策を代表とする環境性および維持管理性の合理化が必要であると考えられる。そこで、本研究ではこれらの鉄道用複合桁橋に関わる課題解消を目的として下記の研究に取り組んだ。

#### (1) 新しい設計法の導入による設計の合理化

現在の鋼・合成鉄道橋における設計基準「鉄道構造物等設計標準（鋼・合成構造物）」<sup>1-11)</sup>は【性能照査体系】を導入し、部材の照査法には【限界状態設計法】を用いているが、部材等の照査に用いる制限値には、大地震に対して耐震性能を要求される柱部材を除き、降伏耐力値を用いている。一方で、コンクリート鉄道橋および鋼とコンクリートの複合鉄道橋における設計基準<sup>1-12) 1-13)</sup>においては、同様な設計手法を採用しているが、常時状態における最大作用に対する安全性の照査に用いる制限値には、降伏以後の塑性域を考慮した最大耐力値を用いている。そこで、鋼・合成鉄道橋においても塑性域を考慮した最大耐力値を用いることで設計の合理化に優位性があるものと考えた。

#### (2) 従来使用している部位部品の効果を検証した設計の合理化

橋梁は床版、主桁、横桁、対傾構、腕材、縦桁、横構、支承等の各種部材で構成されている。一般にこれらの設計を行う場合、各部材の役割を明確にして各部材ごとに要求性能を照査する。例えば、床版は鉄道が走行するために必要な施設や列車を支持する版としての役割を担うため、主桁または腹板間を支間とした橋軸直角方向の1方向版して必要となる照査を行う。さらに合成桁の場合は、床版は橋軸方向に対して圧縮力に抵抗する主桁の上フランジとしての役割も担っているが、ここで、鋼とコンクリートの合成床版を用いた合成桁の場合、橋軸直角方向の照査においては鋼とコンクリートの合成床版として設計を行うが、橋軸方向の照査においてはコンクリートのみ有効とした設計を行っているのが一般である。このように、実際用いている材料でありながら、設計では有効としていない場合、その効果を考慮することで合理化に優位性があるものと考えた。

### (3) 的確な測定および評価手法と経済性に優れた制振材の提案

近年、列車の高速化に伴い騒音振動対策の重要性が増している。鉄道騒音の主な発生源<sup>1-14) 1-15)</sup>は表-1.1, 表-1.2 に示すとおり複数あり、それらが周辺の地域に対して複合的に伝播するが、周辺の地形・車両の形式・列車速度・構造物の形式等が箇所ごとに異なることから、定量的に適正に評価や予測を行うことは困難である。また、現在採用されている制振材は、構造物音の低減を目的に鋼桁の振動を抑制することで騒音振動の低減を図るための対策工であるが、鋼桁の振動とその振動による放射音の低減効果が乖離する事例も多く、対策による低減効果が正確に把握できていない。さらに、製品の形状寸法が決まっていることや平坦な箇所にしか設置出来ないため使用範囲に制限を受けること、設置箇所の塗装塗替えが困難であること、材料が高価であること、といった複数の課題を抱えている。ここに、新たな評価手法および新しい材料を用いることで合理化に優位性があるものと考えた。

表-1.1 新幹線鉄道における主な騒音の発生源

名称	概要
車両下部騒音	車輪がレール上を転がることにより発生する転動騒音, 主電動機の回転を車軸に伝える歯車装置から発生するギヤ騒音, 車両下部が風を切る車両下部空力騒音等
集電系騒音	パンタグラフやパンタカバーが引き起こす空気流の乱れから発生する空力音, パンタグラフが架線をこすときに発生する摺動音, パンタグラフがトロリ線から離れるときに発生するスパーク音等
車両上部騒音	車両上部表面や車両先頭部から発生する空力騒音
構造物騒音	構造物にレールからの振動が伝わって放射される騒音

表-1.2 在来線鉄道における主な騒音の発生源

名称	概要
転動騒音	車輪がレール上を転がることにより発生する騒音
モーターファン騒音	主電動機の冷却ファンから発生する空力騒音
構造物騒音	構造物にレールからの振動が伝わって放射される騒音

### (4) 防錆対策および複合構造化に用いる材料の提案

鋼鉄道橋では古くから供用されているものも多く、今後設計耐用年数を超えるものも増加していくため、維持管理を考えた場合、耐久性向上を望むことの出来る防錆対策や、腐食や亀裂等による剛性低下に対する延命化および耐荷力向上、大地震に対する耐震性向上等が必要とされている。

これらの課題に対する改善対策手法として、ゴムラテックスを混入した速硬型のポリマ

ーセメントモルタル（以下、PCM）を用いることを考えた。PCMの基礎的な特性として、付着性能、耐塩化物性能、耐衝撃性能に優れていることが挙げられる<sup>1-16) 1-17)</sup>。その特性を利用して、高い付着性能から鋼材の表面に設置することで長期耐久性を有した防錆対策手法となり、複合構造物の鋼材とコンクリートの上に設置することでずれ止めを配置しないで合成効果が得られるものと考えた。



## 1. 2 既往の研究

### (1) 鉄道用合成桁における設計基準の変遷

鋼桁とコンクリート床版が一体となって働く合成桁橋は、戦後我国で大いに普及した橋桁構造のひとつであり、我国における合成桁の技術開発はドイツを中心とする欧米の文献を研究することから進められた<sup>1-18) 1-19)</sup>。我国最初の合成桁は昭和 26 年 (1951 年) に大阪市で建設された鈴橋と言われている。鈴橋は設計計算上合成効果を積極的に期待したものではなかったが、チャンネル断面のジベルが取り付けられ、供用 15 年後の昭和 41 年 (1966 年) の架け替えの際に、撤去された桁を用いて破壊実験が実施され、鋼とコンクリートの合成効果が確認されている<sup>1-20)</sup>。

鉄道橋においては昭和 29 年 (1954 年) に大垣駅構内の高屋川橋梁 (支間長 10.6m) で初めて合成桁が採用された<sup>1-6)</sup>。この高屋川橋梁は鋼桁をコンクリートで巻き立てていることから、断面形状は鉄骨鉄筋コンクリート構造に近いが、鋼桁の上フランジ上にずれ止めを配置していることから鉄道橋初の合成桁と言われている<sup>1-21)</sup>。その後、大阪駅構内<sup>1-22) 1-23)</sup>、京浜東北線<sup>1-24)</sup>、大阪環状線、根岸線などに合成桁の適用が進んでいった<sup>1-25)</sup>。

当初の合成桁の設計にはドイツの基準 DIN1078 が用いられていたが<sup>1-26)</sup>、大阪環状線設計当時に設計方針が定まり<sup>1-27)</sup>、昭和 36 年 (1961 年) から 2 ヶ年にわたり土木学会に沼田政矩教授を委員長とする「合成桁鉄道橋設計示方書委員会」が設けられ、前記の設計方針を原案として検討を行い、昭和 38 年 (1963 年) 3 月に「合成桁鉄道橋設計示方書 (案)」<sup>1-28)</sup>が作成された。採用された設計法は、昭和 38 年 (1963 年) 以前に作成された「鋼鉄道橋設計示方書 (昭和 31 年総裁達第 630 号)」「高張力鋼鉄道橋設計示方書案 (昭和 34 年 3 月)」「溶接工鉄道橋設計示方書案 (昭和 35 年 7 月)」等と同様に【許容応力度設計法】である。この「合成桁鉄道橋設計示方書 (案)」により、設計活荷重に KS-18 を用いた支間長 12m から 40m についての標準設計が行われ<sup>1-7)</sup>、東海道新幹線<sup>1-25)</sup>および山陽新幹線<sup>1-8)</sup>の合成桁が設計された。

その後、昭和 46 年 (1971 年) に日本国有鉄道は土木学会に設計標準を作成する研究を委託した。土木学会は沼田政矩教授を委員長とする「合成桁鉄道橋の設計標準に関する研究委員会」を設置し、2 ヶ年間の調査研究を行い昭和 48 年 (1973 年) 3 月にその報告書を取りまとめた<sup>1-29)</sup>。昭和 38 年 (1963 年) 3 月に作成された「合成桁鉄道橋設計示方書 (案)」に対する改正点は、①様式を設計標準形式に変更、②建造物設計標準の制定に伴う内容の改訂、③その後の技術の発展などのために生じた改訂または補足、④支間長の長大化による高強度材料 (SM570 材、 $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ ) の採用などが挙げられる。この報告書を受けて日本国有鉄道は昭和 49 年 (1974 年) 3 月に「建造物設計標準 (鋼とコンクリートとの合成鉄道橋)」を制定し、昭和 58 年 (1983 年) 4 月に一部改正<sup>1-30)</sup>を行っているが、設計法に関しては引き続き【許容応力度設計法】が採用され、東北新幹線および上越新幹線の合成桁が設計された<sup>1-9)</sup>。

昭和 62 年（1987 年）の国鉄改革に伴い鉄道事業に関する法制度が再編され、鉄道構造物の設計に関連する省令<sup>1-31)</sup>および告示<sup>1-32)</sup>が新たに定められた。これらの法令に基づき、各鉄道事業者は鉄道構造物の設計に関する実施細目等を定めることになり、JR 各社はもちろんのこと民鉄や地下鉄各社も適用出来る設計標準が必要となった。そのため、昭和 63 年（1988 年）1 月に、財団法人鉄道総合技術研究所を事務局とし、田島二郎教授を委員長とする「鋼・合成構造物設計標準に関する委員会」が設けられ、平成 3 年（1991 年）3 月に「鉄道建造物設計標準（鋼・合成構造物）（案）」がまとめられた。この案の最大の特徴は【限界状態設計法】の採用であり、合わせて主な改正点は、①各種の列車荷重の適用を考慮した、②終局、使用、疲労の各限界状態の照査方法を深度化した、③特に疲労限界状態の照査については、最近の長寿命域での試験結果等に基づき、設計方法を大幅に変更した、④使用限界状態の照査のうち橋桁のたわみの照査に関して、電車・内燃動車荷重体系への適用を考慮し、限度値を細かく定めた、⑤鋼構造物の工場製作に関する規定を新たに設けた、ことが挙げられる<sup>1-33)</sup>。この案を基に「鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）」<sup>1-34)</sup>が平成 4 年（1992 年）10 月に刊行された。

平成 13 年（2001 年）に、国の技術基準である「鉄道に関する技術上の基準を定める省令」<sup>1-35)</sup>の中で従来の仕様規定型から性能規定型への改正が謳われた。これを受けて平成 16 年（2004 年）には「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）」<sup>1-12)</sup>が性能規定型の設計標準に改められ、平成 19 年（2007 年）には「土木学会 鋼・合成構造物標準方書」<sup>1-36)</sup>に性能照査型設計が導入された。このような背景から、平成 16 年（2004 年）4 月に財団法人鉄道総合技術研究所を事務局とし、依田照彦教授を委員長とする「鉄道鋼・合成構造物設計標準に関する委員会」が設けられ、平成 20 年（2008 年）3 月に「鉄道構造物等設計標準（鋼・合成構造物）」<sup>1-11)</sup>がまとめられ、平成 21 年（2009 年）7 月に刊行された。主な改正点は①【性能照査体系】の構築、②多種多様化する構造物への適用性拡大、③照査法の精度向上、④耐久性の明確化、⑤大規模地震対応の照査法の導入、が挙げられる<sup>1-37)</sup>。表-1.3 に前記の鉄道用合成桁における設計基準の変遷をまとめる。

表-1.3 鉄道用合成桁における設計基準の変遷

制定年月	設計基準の名称	採用された設計法
設計基準制定以前	DIN1078	許容応力度設計法
昭和 38 年 3 月	合成桁鉄道橋設計示方書（案）	許容応力度設計法
昭和 49 年 3 月 昭和 58 年 4 月一部改正	建造物設計標準 （鋼とコンクリートとの合成鉄道橋）	許容応力度設計法
平成 4 年 10 月	鉄道構造物等設計標準・同解説 （鋼・合成構造物）	限界状態設計法
平成 21 年 7 月	鉄道構造物等設計標準・同解説 （鋼・合成構造物）	限界状態設計法 性能照査型設計法

現在の鋼鉄道橋の設計基準は文献 1-11)であり、部材の照査法には改定前の文献 1-34)と同じ【限界状態設計法】を用いている。しかし、供用期間中における稀であるが最大の作用に対する安全性（耐荷性）の照査に用いる制限値は、大地震に対して耐震性能を要求される柱部材を除き、部材の降伏強度を基本とした弾性範囲内の耐力値を用いることとしている。

## (2) 新しい設計法

我国においては、土木と建築、土木の中でも道路橋と鉄道橋、これら全てにおいて長らく【許容応力度設計法】が採用されてきた。許容応力度設計法は、各種の不確定要素をひとつの安全率として制限値側（許容値側）に考慮した設計法で、非常に簡便であり汎用性の高い設計手法であるが、経験的に定められたひとつの安全率により制限値（許容応力度）が定められるため、荷重・材料・構造計算の精度・施工誤差・社会的重要度など、個々の不確定要素が安全率に対してどの程度の影響を及ぼしているのかが不明であり、新しい知見や技術などを採用し難しくしていると言った特色を有している。

一方で、近年【性能照査型設計法】が導入され始めている。この背景としては、1990 年に経済活動の国際化の傾向が強まり、1995 年には「貿易の技術的障害に関する協定」（WTO/TBT）の締結、1996 年には日米包括経済協議における規制緩和要求、国際標準化機構（International Organization for Standardization : ISO）による国際規格等の性能規定化の促進等により国際市場の開放に伴い国際規格との整合が求められたことが挙げられる。

国土交通省においてはこれらの情勢を受け、分野や構造種別を超えた広範囲な視点から設計の基本的な考え方と手順を取りまとめるために、土木・建築の各分野の学識者等から成る委員会および幹事会を平成 10 年（1998 年）12 月に設立し、「土木・建築にかかる設計の基本」<sup>1-38)</sup>を平成 14 年（2002 年）10 月に示した。

土木学会コンクリート委員会では、平成 7 年に示方書小委員会において、2005 年を目途に土木学会コンクリート標準示方書の大改訂するための中期ビジョンを討議し、そのための研究開発の方向を提案することを目的として幹事会が設置された。以後、性能照査型設計に基づく全面改訂に向けた活動<sup>1-39)</sup>がなされ、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」<sup>1-40)1-41)</sup>が発刊されている。

土木学会鋼構造委員会では、鋼構造物の耐震検討小委員会において、性能照査型耐震設計・構造安全性・地震後の使用性・構造物の重要度・許容安全性水準・安全係数と言ったキーワードに基づいた鋼構造物の性能照査型耐震設計についての調査研究活動<sup>1-42)</sup>や、鋼構造物の性能照査型設計法に関する調査特別小委員会における「性能を基盤とする鋼構造物の設計体系の考え方」および「性能照査型設計体系に基づく設計指針（案）」の作成を試みた活動<sup>1-43)</sup>が行われ、その後、鋼・合成構造標準示方書小委員会設計部会にて調査研究が進められ、現在では AASHTO<sup>1-44)</sup>や Eurocode<sup>1-45)~1-47)</sup>による断面分類（コンパクト断面、ノンコンパクト断面、スレンダー断面）を行い、断面強度を算定する設計手法（以下、コン

コンパクト断面とする)が「鋼・合成構造標準示方書」<sup>1-48)</sup>に採用されている。

コンパクト断面は全塑性に到達することが出来る断面であり、その耐力値は部材断面が全塑性に至る曲げモーメントである。図-1.2にコンパクト断面における全塑性モーメント時の応力分布図を示す。ここで、 $b_w$ 、 $t_w$ は各々鋼げた腹板の純高さと板厚、 $f'_{cd}$ はコンクリートの設計圧縮強度、 $\alpha$ は合成桁断面の塑性中立軸の位置を定義するパラメータ、 $M_{pl}$ は全塑性曲げモーメント、 $f_y$ は鋼材の降伏強度の規格値である。

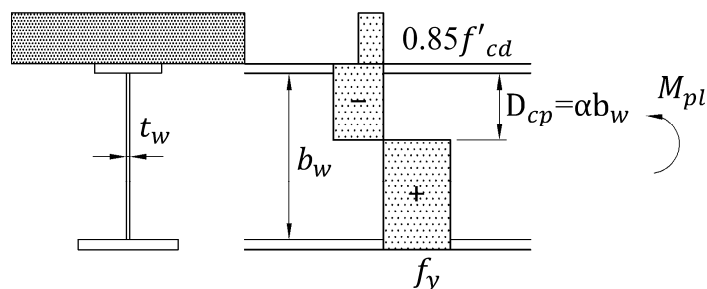


図-1.2 コンパクト断面における全塑性モーメント時の応力分布図

このコンパクト断面を用いた実橋への適用事例は道路橋において1橋<sup>1-49)</sup>あるが、この設計にあたりいくつかの研究が行われている<sup>1-50)</sup>。文献1-50)によれば、コンパクト断面設計における、①断面区分<sup>1-51)</sup>、②終局曲げ強度と安全性能照査<sup>1-52)</sup>、③終局せん断強度と安全性能照査<sup>1-53)</sup>、④曲げとせん断の相関強度照査<sup>1-54)</sup><sup>1-55)</sup>に関する研究が行われ、これらの成果が「合成桁の限界状態設計法試案」<sup>1-56)</sup>や「鋼・合成構造標準示方書」<sup>1-36)</sup>にまとめられている。また、これらの研究結果とAASHTO<sup>1-44)</sup>やEurocode<sup>1-45)~1-47)</sup>との比較については、文献1-56)~1-58)にまとめられている。

しかし、鋼鉄道橋において現行の基準では、部材の降伏強度を基本とした弾性範囲内の耐力値を用いており、残念ながらこの新しい設計手法の検討も、実橋梁への適用も行われていないのが現状である。

### (3) 鋼とコンクリートの合成床版

鋼とコンクリートの合成床版は高耐久性であり、安全性や施工性に優れていることから近年道路橋において広く採用されている。鉄道橋では、北陸新幹線が北陸自動車道と交差する北陸道架道橋で合成床版が初めて採用され、その後北陸新幹線や九州新幹線においても施工的制約が厳しい在来線や高速道路上空部において採用事例がある<sup>1-59)~1-61)</sup>。写真1-1に鉄道橋において鋼とコンクリートの合成床版を採用した事例を示す。

鋼とコンクリートの合成床版の採用事例はここ最近急増しているため新技術と捉えられているが、広義として鋼とコンクリートを組合せた床版と捉えればその歴史は古い。明治35年(1902年)に大分県臼杵市の旧国道10号線・津野川に建設された明治橋は、支間16.25m、総幅員5.48m、主桁中心間隔4.88m、主桁高1.38mの単純2主I桁橋であり、床版は波型ト

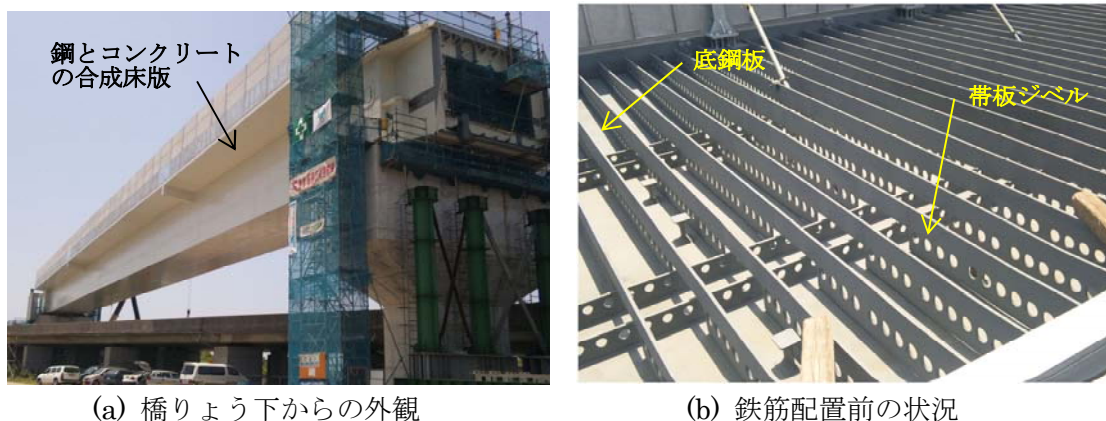


写真-1.1 鋼とコンクリートの合成床版の採用事例

ラフ鋼版（板厚は水平部 8mm，傾斜部 5mm）と無筋コンクリートで構成されるトラフ床版である<sup>1-62)</sup>。

近年採用が進んでいる鋼とコンクリートの合成効果を積極的に利用した床版は，1950 年代に長大橋の床版重量を低減するために開発されたロビンソン型合成床版である<sup>1-63)</sup>。このタイプの合成床版は，我国でも鋼製型枠を用いた合成床版として試験研究が行われ<sup>1-64)</sup>，昭和 54 年（1979 年）に首都高速道路・枝川ランプ橋に初めて採用されている<sup>1-65)</sup>。

1980 年頃からは大阪大学で輪荷重走行試験機を用いた床版の疲労耐久性に関する研究が行われるようになり，合成床版についてもロビンソン型やトラスジベル型合成床版の輪荷重走行試験が実施され，トラスジベル型は平成 3 年（1991 年）に阪神高速湾岸線・脇浜工区で採用された<sup>1-66)</sup>。

その後もずれ止め形式の異なる様々なタイプの合成床版の研究開発が行われ，それらの研究成果を取り込んで平成 9 年（1997 年）に土木学会より「鋼構造物設計指針 PARTB」<sup>1-67)</sup>が刊行されており，その中で合成床版の最小床版厚，設計曲げモーメント式やずれ止めの設計方法などが規定された。また，建設省（現国土交通省）から提唱された「公共工事コスト縮減のための新行動計画」<sup>1-68)</sup>を契機として，長支間の高耐久性床版と合理化橋梁の採用が進められるようになり，土木研究所との共同研究<sup>1-69)</sup>の成果によって，合成床版はプレストレストコンクリート床版と同様に，長支間化が可能な高耐久性床版と位置づけられ注目されるようになった<sup>1-70)</sup>。

その後，設計から施工，維持管理における統一的な基準の策定が強く望まれたため，日本橋梁建設協会から土木学会複合構造委員会に合成床版の設計・施工に関する技術基準の作成および発刊が委託された。そこで，杉浦邦征教授を委員長とした小委員会が設立され，2016 年 1 月に「鋼コンクリート合成床版設計・施工指針（案）」<sup>1-71)</sup>が発刊された。この指針には近年の研究動向から，合成床版の性能評価や維持管理の観点からの研究成果が取り込まれている<sup>1-72)</sup>。

合成床版の性能評価に関しては，従来の合成床版の性能評価は輪荷重走行試験を用いた

疲労破壊に対する照査によって行われてきた<sup>1-69)</sup>が、次の段階として合成床版の終局状態の定義や破壊モードの特定が注目され、コンクリートの疲労に着目した研究として、有限要素法解析（弾性解析）によりコンクリート要素の剛性を逐次変化させてコンクリートの疲労を簡易的に再現する手法の研究<sup>1-73)</sup>や非線形解析を用いてコンクリートの構成則に疲労の効果を導入する研究<sup>1-74)</sup>や3次元非線形有限要素法解析を用いて輪荷重走行試験の再現解析を行うことで破壊過程を推定する研究<sup>1-75)</sup><sup>1-76)</sup>が行われている。ずれ止めの損傷に着目した研究としては、ロビンソン型合成床版における頭付きスタッドの疲労に関する実験および解析による研究<sup>1-77)</sup><sup>1-78)</sup>が行われている。

維持管理に関しては、維持管理性の向上に向けた研究として、RC床版のように床版下面からの点検が出来ないと言った短所に対して、防水および排水対策の推進、モニタリング孔や導水管の設置、非破壊検査方法などの研究<sup>1-70)</sup>が行われ、合成床版内部における底鋼板の防食の研究<sup>1-79)</sup>も行われている。

これらの研究は橋軸直角方向を支間とした橋面を支持する床版としての研究であり、合成床版の底鋼板を主桁方向の部材として捉えた研究としては、合成床版橋の研究がある<sup>1-80)</sup>~<sup>1-82)</sup>。床版橋は中小支間において桁高を抑制する必要性が生じた場合に多く用いられる形式で、一般の合成桁とは異なり、低桁高とするため主桁中心間隔あるいは腹板中心間隔は1.5~2.0m程度と非常に狭いことから、合成床版に生じる主たる応力は橋軸直角方向ではなく橋軸方向となる形式である。文献1-80)~1-82)は孔あき鋼板ジベルに代表される帯板タイプの合成床版を用いた研究で、帯板を配置する方向は合成床版として用いる場合とは異なり橋軸方向に配置している。これは、帯板を橋軸方向（主桁方向）に対するずれ止めとして用いるためである。床版のコンクリートと底鋼板は帯板で、底鋼板と主桁は高力ボルトで結合することで、スタッドジベル等のずれ止めは省略されている。

鉄道用合成桁に鋼とコンクリートの合成床版を用いる場合、橋軸直角方向を支間とした橋面を支持する床版としては鋼とコンクリートの合成床版として設計するが、橋軸方向にはコンクリートのみ主桁に有効としているため、合成床版の底鋼板を主桁作用に考慮することで合理化効果が得られるものと考えられる。

#### (4) 鋼鉄道橋における騒音振動対策

鉄道による騒音や振動の公害問題は、鉄道開業当時からあったようであるが、それが注目されるようになったのは東海道新幹線の開通後とされている<sup>1-2)</sup><sup>1-3)</sup>。1964年に開業した東海道新幹線は、当時の世界最速を誇る最高速度210km/hで営業を開始したが、開業当初の騒音レベルは近接側軌道から25m離れ、地上高さ1.2mの観測点において90dBに近い値を示していた<sup>1-83)</sup>。特に、転動音（車輪とレールの表面に存在する微小な凹凸によって、列車走行時に車輪とレールの両方から周期的かつ衝撃的に発生する放射音のこと）と開床式の鉄桁橋には問題がある<sup>1-84)</sup>として、転動音に対しては1966~1967年に新幹線沿線全域に防音壁の設置が行われた<sup>1-83)</sup>。開床式の鉄桁橋に対しては、音の原因となる橋梁部材の振

動を抑制する直接対策としての制振および防振，放射された音を処理する間接対策としての遮音および吸音について各種の試験研究<sup>1-85) 1-86)</sup>が行われ，東海道新幹線においては側面および下面の遮音工が順次設置された．このような状況を踏まえ，昭和50年（1975年）に「新幹線鉄道騒音に係る環境基準」<sup>1-87)</sup>が制定され，Ⅰ類型地域（主として住居の用に供される地域）で70dB以下，Ⅱ類型地域（商工業の用に供される地域等Ⅰ以外の地域であって通常の生活を保全する必要がある地域）で75dB以下を基準値としている．在来線鉄道においては「在来鉄道の新設又は大規模改良に際しての騒音対策の指針」<sup>1-88)</sup>が平成7年（1995年）に制定されているが，新幹線鉄道騒音に対するような明確な環境基準値は設けられていない<sup>1-89)</sup>．

山陽新幹線以降は，開床式あるいは無道床式の鋼橋は用いないことになり，閉床式あるいはコンクリート床版を有する鋼橋を採用することになっていった<sup>1-3)</sup>．その中でもコンクリート床版を有する合成桁は数多く建設されたが，コンクリート床版のみでは十分でない場合もあるとして，図-1.1に示した通り，鋼桁部の振動抑制を目的として腹板にはゴムアスファルト系の制振材をエポキシ樹脂接着剤で貼り，箱桁の下フランジ上面には経済性から厚さ150mmのコンクリートを打設することが標準化された<sup>1-3)</sup>．その後，日本国有鉄道においてはさらなる騒音振動抑制対策として，消音鋼板（2枚の鋼板の間に特殊な合成樹脂を挟んだ鋼板）を用いた橋梁の研究<sup>1-90) 1-91)</sup>，軌道と鋼桁を一体化した場合における騒音対策実験<sup>1-92)</sup>，防錆効果を有する制振材（制振モルタル，制振塗料）の研究<sup>1-93)</sup>が行われた．

列車走行速度の高速化に伴い騒音振動対策の重要性が増大するなか，財団法人鉄道総合技術研究所においては，従来のゴムアスファルト系の制振材より制振機能に優れた制振材の開発を目的として，拘束型制振材<sup>1-94) 1-95)</sup>を改良した磁性複合型制振材<sup>1-96)~1-99)</sup>の開発研究が進められた．現在，この磁性複合型制振材が多く使用されているが，この制振材は鋼材の振動とその振動による放射音の低減効果が乖離する事例も多く<sup>1-96) 1-100) 1-101)</sup>，対策による低減効果が正確に把握できていない．そのため，例えばJR東日本においては，鋼鉄道橋を対象にした騒音に対する定量的な予測および評価手法の研究として，時間領域有限差分法を用いた予測手法の研究<sup>1-102) 1-103)</sup>や，総合損失係数による予測手法の研究<sup>1-104)</sup>などが行われている．

さらに，この制振材は製品の形状寸法が決まっていることや平坦な箇所にはしか設置出来ないため使用範囲に制限を受けること，設置箇所の塗装塗替えが困難であること，材料が高価であること，といった複数の課題を抱えている．ここに騒音振動対策を代表とする環境性および維持管理性の合理化に優位性があると考えた．

##### (5) ポリマーセメントモルタル(PCM)

ポリマーセメントモルタル（以下，PCM）はスチレンブタジエンゴムラテックス（SBR）を主成分とした混和液とセメントと細骨材および混和剤からなるパウダーを混練したモルタルである<sup>1-105)~1-107)</sup>．従来，PCMは屋内外を問わずタイルの接着材，作業通路や道路など

の舗装材，屋上や貯水タンクの防水材などに用いられてきたが，その特性として，付着力が大きく薄く打設しても剥落や割れの心配が少ない，耐疲労性・耐候性・耐衝撃性・耐水性が高いことが挙げられる．そこで，近年，PCM を橋梁等の構造物へ適用する研究等が行われている．

道路橋においては，鋼とコンクリートの合成床版の底鋼板上面に PCM を用いて鋼とコンクリートの付着性能を向上させ，底鋼板の防食性能向上を図った研究が行われている<sup>1-108)</sup>．また，鋼床版上面に PCM を施工し，鋼板と PCM との複合板として用いる手法の研究が行われている<sup>1-109)~1-111)</sup>．さらに，道路コンクリート床版の上面増厚材および床版損傷部の補修材として PCM を用いる研究も行われている<sup>1-112)</sup>．

鉄道橋においては，PCM を被覆した低騒音鋼橋の開発研究が行われている<sup>1-113)</sup>．また，PCM を鋼とコンクリートの一体化の促進に用いた既設鋼鉄道橋の複合化に関する研究が行われている<sup>1-114) 1-115)</sup>．この研究は，狭隘かつ複雑な形状の場合の鋼構造物にも対応できる補修補強手法であるとともに，供用中の構造物にも適用可能であることが最大の特徴で，実構造物への適用<sup>1-116)</sup>も行われている．これら従来の研究は，疲労損傷への予防保全対策や，騒音振動低減を目的とした弾性範囲内での剛性向上であった．しかし，これらの検討の過程で，PCM と鋼材の付着力は，鋼材が降伏した状態においても良好な結果を示しており，耐荷性の向上に対しても十分な効果が期待できる結果となっていた<sup>1-115)</sup>．

そこで，PCM を鋼部材の騒音振動対策工や鋼材の防錆対策および鋼とコンクリートの複合構造化における新材料として用いることが出来ると考えた．



### 1. 3 研究の目的

本研究では「1. 2 既往の研究」を踏まえ「1. 1 研究の背景」で述べた通り、鋼鉄道橋には建設費および維持管理費の軽減，騒音振動対策の効果向上，維持管理対策の耐久性向上が必要とされており，これらの課題に対しては，建設費に対するコスト縮減を図るための設計の合理化と，騒音振動対策を代表とする環境性および維持管理性における合理化が必要であると考え，以下に示す検討を行った。

#### (1) 新しい設計法の導入による設計の合理化

土木学会では鋼・合成構造標準示方書<sup>1-48)</sup>や複合構造標準示方書<sup>1-117)</sup>において，AASHTO<sup>1-44)</sup>や Eurocode<sup>1-45)~1-47)</sup>による断面分類（コンパクト断面，ノンコンパクト断面，スレンダー断面）を用いて断面強度を算定する設計手法（以下，コンパクト断面設計法とする）が採用されている。

コンパクト断面設計法を用いた設計の特徴としては，鋼部材に塑性化を許容している点であり，従来の合成桁鋼部材に対して弾性範囲のみを用いる設計法<sup>1-11)</sup>よりも経済性に優れていると考えられる。

そこで，この新しい設計法を鉄道用合成桁に適用した場合について，許容することになる塑性化の程度と，合理化の効果について検証することを目的として，試設計および有限要素法解析による検討を行うものとした。

#### (2) 従来使用している部位部品の効果を検証した設計の合理化

鋼とコンクリートの合成床版は鋼製型枠を用いた複合構造とも言える形状であるが，鉄道用合成桁で使用された事例では，合成床版の底鋼板を橋軸方向の断面剛性には考慮していない。一方，合成床版の RC 部は，合成桁の鋼桁とずれ止めを介して一体で剛結されており，底鋼板と RC 部も合成床版のずれ止めで剛結されていることから考えれば，底鋼板が RC 床版を介して橋軸方向の断面剛性へ寄与することは十分に考えられる。

しかし，連続合成桁では，中間支点付近において RC 床版が引張応力を受ける場合，コンクリートにひび割れを許容するひび割れ制御設計が用いられており，RC 床版を介して完全に連結できているとする考え方には不安が残る。また，合成桁の設計では，突出フランジ部に対してせん断遅れの影響を考慮するために有効幅を用いているが，この有効幅の考慮手法と，この合成床版を用いた際の有効幅の関連性も明確になっていない。

そこで，3次元の非線形有限要素法解析を用いて，実際に採用された鉄道用合成桁と同等な構造を対象に，鋼桁上フランジと合成床版の底鋼板の接合部をパラメータとした検討を行うものとした。

### (3) 的確な測定および評価手法と経済性に優れた制振材の提案

鋼鉄道橋においては、騒音振動対策として、構造物から生じる音が最も生じやすい腹板に対し、制振材を用いた対策工法<sup>1-118)</sup>を併用している。しかし、この制振材は鋼材の振動とその振動による放射音の低減効果が乖離する事例も多く<sup>1-96) 1-100) 1-101)</sup>、対策による低減効果が正確に把握できていない。さらに、製品の形状寸法が決まっていることや平坦な箇所にはしか設置出来ないため使用範囲に制限を受けること、設置箇所の塗装塗替えが困難であること、材料が高価であること、と言った複数の課題を抱えている。

そこで、騒音振動の伝搬を空気粒子の移動ととらえ、これを測定できる粒子速度計を用い、振動部位近傍で直接計測した音の粒子速度をもとに対策効果を評価する新しい手法を提案し、その妥当性の検証を行うものとした。また、平坦な面以外にも設置可能であり、塗替え塗装等の維持管理が不要で、従来工法に比べて安価と考えられるポリマーセメントモルタルを用いた新しい対策工法<sup>1-113) 1-116)</sup>を提案し、その性能検証を行うものとした。さらに、時刻歴応答解析により得られる振動加速度から振動速度の低減効果を算出し、提案工法の効果が解析的に把握出来るかの検証を行うものとした。

### (4) 防錆対策および複合構造化に用いる材料の提案

ゴムラテックスを混入した速硬型のポリマーセメントモルタル（以下、PCM）は鋼材との付着力が高いことが確認されている<sup>1-114) 1-115)</sup>。その特性を利用して、複合構造物の鋼材とコンクリートの間に塗布することで両者の付着切れを防止し、劣化因子の侵入を遮断する目的で合成床版などに使用されている<sup>1-108)</sup>。その硬化体は基本的に無機セメントモルタルの特性を示し、紫外線劣化することなく耐候性に優れる<sup>1-107)</sup>。そこで、このPCMを鋼部材の被覆による防錆対策として適用することを提案し、曝露試験により耐久性等の検証を行うものとした。

また、従来の研究においては疲労損傷への予防保全対策や、騒音振動低減を目的とした弾性範囲内での剛性向上および一体化促進であったが、鋼構造物の複合構造化による長期耐久性の改善に用いることを提案し、その実証を行うものとした。耐荷性を向上する必要がある構造物の代表例として鋼製柱に着目することとし、鋼製柱を想定した単柱模型の水平載荷試験により複合構造化前後の耐荷性を検証する。試験結果は材料非線形性を考慮した有限要素法解析と比較し、試験の妥当性を検証するとともに、耐荷性向上効果の確認や、鋼材とPCMの付着モデルに関する検討を行うものとした。

## 1. 4 本研究の構成

本研究では、鉄道用複合桁橋を対象に、新しい設計手法、合成床版の有効性、新しい騒音対策および評価方法の提案、新しい防錆対策の提案および複合化材料の提案を行い、鉄道橋における複合桁橋の合理化の推進を目標としており、以下のように構成される。

1章：「序論」では、鉄道橋において複合桁橋の採用を図るためには、経済性および環境性の向上が重要であることを述べ、塑性化を考慮した新しい設計手法、合成床版の主桁剛性に対する効果、新しい騒音対策および測定法、新しい防錆対策および複合化における新材料の提案について、関連する既往の研究を整理した上で、本研究の目的を明確にする。さらに各章の概要とそれらの位置付けを明確にする。

2章：「塑性化を考慮した限界状態設計法に関する提案」では、塑性化を考慮した新しい設計法（コンパクト断面設計法）を鉄道用合成桁に適用した場合について、許容する塑性化の程度と合理化の効果を試設計および有限要素法解析を用いて検証する。

3章：「鉄道用合成床版の有効幅に関する提案」では、従来設計においては主桁の断面剛性に考慮していない合成床版の底鋼板について、3次元非線形有限要素法解析を用いて鋼桁上フランジと合成床版の底鋼板の接合部をパラメータとした検討を行い、主桁への剛性寄与を検証し、試設計により合理化の効果について検証する。

4章：「騒音振動対策法に関する提案」では、粒子速度を用いた対策効果を評価する新しい手法を提案し、その妥当性を検証する。また、従来工法に替わる新しい対策工法としてポリマーセメントモルタルを用いた工法を提案し、その性能を従来工法と比較検証する。さらに、時刻歴応答解析を用いて、提案工法の効果解析的に把握出来るかを検証する。

5章：「速硬ポリマーセメントモルタルの長期海岸線曝露試験」では、長期耐久性等に優れるポリマーセメントモルタルを防錆対策として用いることを提案し、その効果を把握するために基礎的試験として曝露試験を行い、ポリマーセメントモルタルの防錆対策として必要な性能を検証する。

6章：「ポリマーセメントモルタルを用いた既設鋼製柱の補修補強に関する提案」では、従来からの複合構造化手法を鋼構造物の耐荷性向上にも適用することを提案し、水平載荷試験を実施することでその効果を検証する。合わせて、3次元非線形有限要素法解析を用いて試験結果の妥当性を検証するとともに、耐荷性向上効果の確認や、鋼材とポリマーセメントモルタルの付着モデルを検証する。

7章：「結論」では，本研究で得られた結論をとりまとめるとともに，今後の課題と展望について論じる．

本論文の構成を図-1.3 に示す．

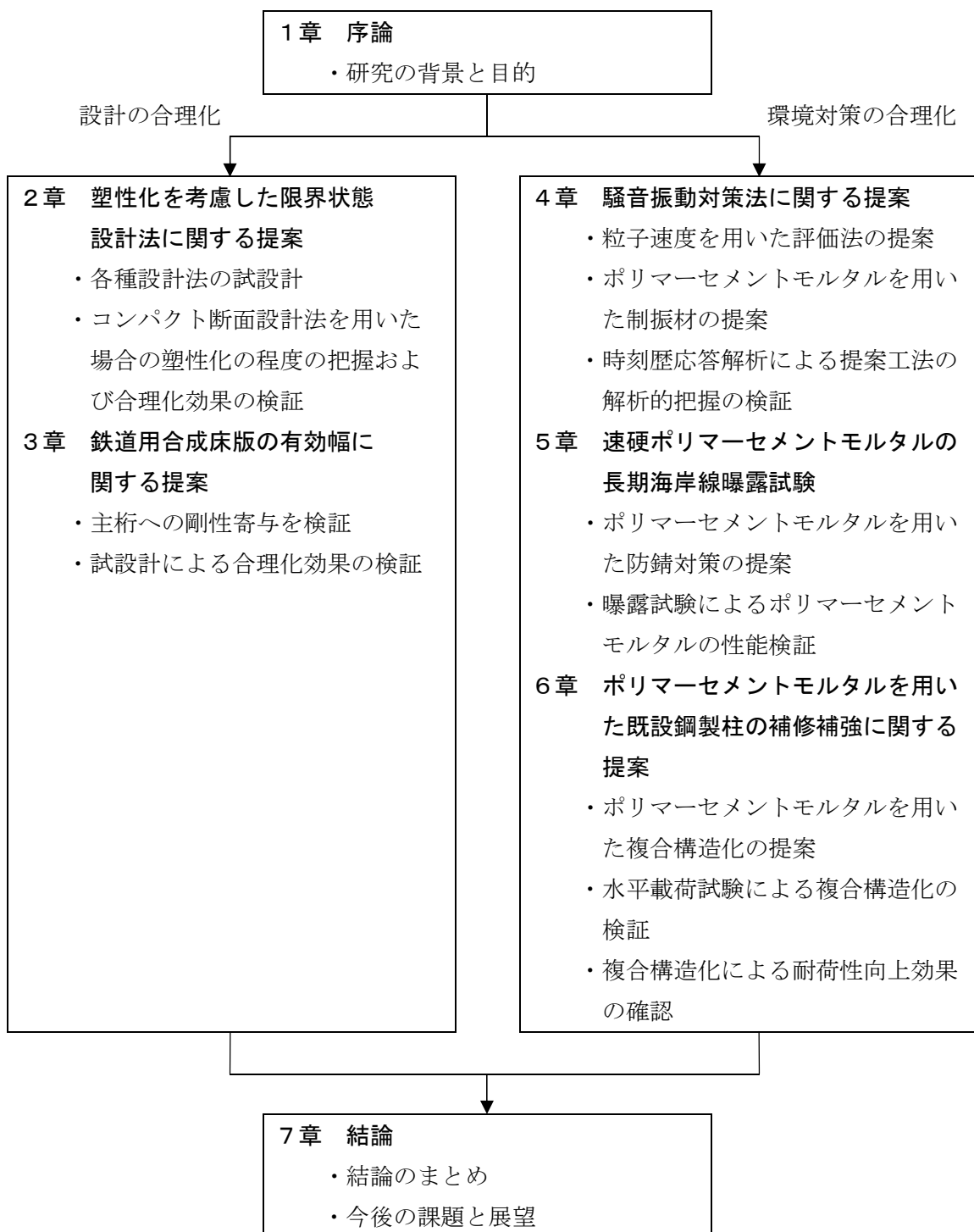


図-1.3 本論文の構成

## 参考文献

- 1-1) 保坂鐵矢：鋼・複合鉄道橋の現状と課題—主として鉄道・運輸機構（鉄道公団）の例—，第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，特別講演(1)-1～9，2005年11月
- 1-2) 阿部英彦：鋼橋の騒音対策，騒音制御，Vol.5，No.1，p.20-25，1981年2月
- 1-3) 阿部英彦：鉄道騒音・振動の発生メカニズムと対策，環境技術，Vol.10，No.8，p.665-671，1981年8月
- 1-4) 中野昭郎，保坂鐵矢，庄司吉美：長大スパン合成けたの設計，日本国有鉄道 構造物設計事務所監修 構造物設計資料，No38，p.1574-1577，1974年6月
- 1-5) 谷口紀久，後藤克彦：合成桁の騒音—解析と対策—，日本国有鉄道 構造物設計事務所監修 構造物設計資料，No62，p.9-12，1980年6月
- 1-6) 鉄道技術研究所：高屋川橋梁模型桁実験，鉄道技術研究所中間報告 5-85，1954年9月
- 1-7) 中野昭郎，小林基彦：合成桁の標準設計，日本国有鉄道 構造物設計事務所監修 構造物設計資料，No9，p.331-336，1967年3月
- 1-8) 中野昭郎，小林基彦：山陽新幹線の合成桁，日本国有鉄道 構造物設計事務所監修 構造物設計資料，No23，p.887-897，1970年9月
- 1-9) 公益財団法人鉄道総合技術研究所：東北新幹線・上越新幹線 鋼鉄道橋類設計図面一覧表，1989年2月
- 1-10) 公益財団法人鉄道総合技術研究所：鋼構造物塗装設計施工指針，2013.12.
- 1-11) 国土交通省鉄道局監修，財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，丸善，2009.7.
- 1-12) 国土交通省鉄道局監修，財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，2004.4.
- 1-13) 国土交通省鉄道局監修，財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，丸善，2016.1.
- 1-14) 日本鋼構造協会：鋼鉄道橋の低騒音化，2005.11
- 1-15) 日本鋼構造協会：鉄道合成桁の低騒音化，2015.2
- 1-16) 浜中昭徳，長塩靖祐，中島裕：速硬性混和材および軽量骨材を用いたコンクリートの基礎性状，土木学会平成22年度全国大会，土木学会，V-710，pp. 1419-1420，2010.9.
- 1-17) 杉野雄亮，佐竹紳也，大垣賀津雄，小出 宜央：床版補修用ポリマーセメントモルタの耐久性に関する評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.1，2012
- 1-18) 安宅勝：合成桁，OHM 文庫，オーム社，1953年8月
- 1-19) 橘善雄，田原保二：ドイツ道路橋合成桁設計基準 DIN1078，土木技術，p.49-61，1953年8月

- 1-20) 五十畑弘, 綿引透, 榛澤芳雄: 道路橋鋼合成桁の歴史的調査, 土木史研究, 第 17 号, p. 1-12, 1997 年 6 月
- 1-21) 仁杉巖, 阿部英彦, 稲葉紀昭, 中野昭郎, 市川篤司: 語り継ぐ鉄橋の技術, 鹿島出版会, 2008
- 1-22) 鉄道技術研究所: 大阪駅合成桁橋梁模型桁実験, 鉄道技術研究所中間報告 5-152, 1955 年 2 月
- 1-23) 鉄道技術研究所: 大阪駅合成桁橋梁模型桁実験, 鉄道技術研究所中間報告 6-37, 1955 年 5 月
- 1-24) 鉄道技術研究所: 東北本線摩利支天合成桁のひずみおよびたわみの測定試験結果, 鉄道技術研究所依頼試験 6-148, 1956 年 3 月
- 1-25) 構造物設計事務所(執筆者 中野昭郎): 合成桁の示方書と概要, 日本国有鉄道 構造物設計事務所監修 構造物設計資料, No2, p.59-64, 1965 年 6 月
- 1-26) 田村章一: 合成桁鉄道橋の一設計例, 土木技術, 1956 年 4 月
- 1-27) 田島二郎: 合成けたの設計, 鉄道土木, 1960 年 4 月, 5 月
- 1-28) 土木学会: 合成桁鉄道橋設計示方書案解説, 合成桁鉄道橋設計示方書委員会資料, No30, 1963 年 3 月
- 1-29) 土木学会: 合成桁鉄道橋の設計標準に関する研究報告書, 1973 年 3 月
- 1-30) 土木学会: 国鉄建造物設計標準 鋼鉄道橋 鋼とコンクリートの合成鉄道橋, 昭和 58 年 5 月.
- 1-31) 普通鉄道構造規則, 昭和 62 年 3 月, 運輸省令第 14 号
- 1-32) 普通鉄道の施設に関する技術上の基準の細則を定める告示, 昭和 62 年 3 月, 運輸省告示第 177 号
- 1-33) 阪本謙二, 市川篤司: 鉄道建造物設計標準 [鋼・合成構造物] の要旨, 鉄道総研報告, Vol.5, No.10, 1991.10
- 1-34) 国土交通省鉄道局監修, 財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物, 丸善, 1992.10.
- 1-35) 鉄道に関する技術上の基準を定める省令, 平成 13 年 12 月, 国土交通省令第 151 号
- 1-36) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書 総則編・構造計画編・設計編, 2007.3.
- 1-37) 杉本一朗, 池田学: 鉄道構造物等設計標準 (鋼・合成構造物) 改訂の要旨, 鉄道総研報告, Vol.23, No.5, 2009.5
- 1-38) 国土交通省 土木・建築にかかる設計の基本検討委員会: 「土木・建築にかかる設計の基本」, 2002.10.
- 1-39) 前川宏一: 新しい示方書ー仕様規定から性能照査へー改訂の動向・経緯, 土木学会誌, Vol.85, p.30-31, 2000.4.
- 1-40) 土木学会: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002 年 9 月.
- 1-41) 内田裕市, 下村匠: 2002 年制定 土木学会コンクリート標準示方書 [構造性能照査

- 編] の改訂概要, コンクリート工学, Vol.40, No.4, p.3-8, 2002.4.
- 1-42) 土木学会 : 鋼構造物の性能照査型耐震設計法 (報告書) , 鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会, 2000.5.
- 1-43) 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の性能照査型設計法に関する調査特別小委員会 : 鋼構造物の性能照査型設計体系の構築に向けて, 2003.4.
- 1-44) AASHTO : AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th Edition, 2012
- 1-45) CEN : Eurocode 0, Basis of structural design, PrEN 1990, 2001.
- 1-46) CEN : Eurocode 1, Actions on structures, Part 2 : Traffic loads on bridges, PrEN 1991-2, 2004.
- 1-47) CEN : Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures, Part 2 : General rules and rules for bridges, PrEN 1994-2, 2004.
- 1-48) 土木学会 : 鋼・合成構造標準示方書, 2016.7.
- 1-49) 高久英彰, 藤野 和雄, 岸隆, 佐々木力, 三宅隆文, 田中雅人 : コンパクト断面を設計に採用した鋼連続合成桁橋一圏央道 金谷郷高架橋一, 橋梁と基礎, Vol.45, No.12, pp.5-10, 2011.
- 1-50) 長井正嗣 : 合成桁と設計法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) , Vol.74, No.5, II\_1-II\_12, 2018.
- 1-51) Gupta, V. K., Okui, Y. and Nagai, M. : Development of web slenderness limits for composite I-girder accounting for initial bending moment, Journal of JSCE, A, Vol.62, No.4, pp. 854-864, 2006.
- 1-52) Gupta, V. K., Okui, Y., Inaba, N. and Nagai, M. : Effect of concrete crushing on flexural strength of steel-concrete composite girders, Journal of JSCE, A, Vol.63, No.3, pp. 475-485, 2006.
- 1-53) Basler, K. : Strength of plate girder in shear, Journal of Structural Engineering Division, ASCE, Vol.87, No. St7, pp. 151-180, 1961.
- 1-54) 長井正嗣, 稲葉尚文, 奥井義昭, 宮下剛, 平山繁幸, 細見直史 : 合成 I 桁の正, 負曲げ及び相関強度評価に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.55, pp.115-123, 2009.
- 1-55) 稲葉尚文, 奥井義昭, 長井正嗣, 本間淳史, 春日井俊博, 野呂直也 : 合成 I 桁の曲げ, せん断相関強度解明に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, pp.393-405, 2010.6.
- 1-56) 日本鋼構造協会 鋼橋性能向上研究委員会, 合理化設計法部会 (部会長 長井正嗣) : 合成桁の限界状態設計法試案, JSSC テクニカルレポート, No.70, 2006.
- 1-57) 土木学会鋼構造委員会 合成桁の限界状態に関する調査検討小委員会 (委員長 奥井義昭) : 鋼・合成構造標準示方書に基づく新たな設計, 2009.
- 1-58) 高速道路総合技術研究所 : 鋼連続合成桁の限界状態設計法を用いた設計計算例・同解説 (案) ーフォローアップ検討版ー, 2009.

- 1-59) 南邦明, 奥村誠治, 横山秀喜, 光木香: 九州新幹線 (博多・新八代) における鋼鉄道橋の概要と松原線路橋の架設, 第 13 回鋼構造と橋に関するシンポジウムと論文報告集, 2010.8
- 1-60) 南邦明, 横山秀喜: 東北新幹線, 九州新幹線の鋼鉄道橋, 橋梁と基礎, 2011.4
- 1-61) 徳富恭彦, 南邦明, 橋本浩市: 北陸新幹線浅生架道橋 (連続合成桁) の設計と施工, 橋梁と基礎, 2012.6
- 1-62) 土木学会: 明治橋の歴史的価値と保存方法, 鋼構造委員会・道路橋床版の合理化検討小委員会・明治橋分科会, 2008.4.
- 1-63) R. P. Johnson and R. J. Buckby: COMPOSITE STRUCTURE OF STEEL AND CONCRETE, Volume 2, Bridges, Blackwell Science, 1986
- 1-64) 大貫一生, 結城正洋, 恩地肇: 鋼製型枠を用いた合成床版の開発, 第 34 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, I -59, 土木学会, 昭和 54 年 10 月
- 1-65) 大貫一生: 設計事例(9)合成床版—首都高速道路 9 号線・枝川ランプ—, コンクリート工学, Vol. 21, No. 12, 1983.12
- 1-66) 中井博, 堀川都志雄, 松本雅治, 佐々木一則, 真田健司: トラス型ジベルを用いた合成床版と大阪湾岸線脇浜工区 (阪神高速道路) の橋梁への適用, 橋梁と基礎, Vol. 27, No. 2, pp15~21, 1993 年 2 月.
- 1-67) 土木学会: 鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物, 平成 9 年 9 月
- 1-68) 建設省: 公共工事コスト縮減対策に関する新行動計画, 平成 12 年 9 月
- 1-69) 国土交通省土木研究所: 道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書 (その 5) —評価編—, 平成 13 年 3 月
- 1-70) 日本橋梁建設協会技術委員会床版小委員会: 合成床版への取り組み—開発の歴史・現在および将来—, 平成 18 年日本橋梁建設協会技術発表会, 2016.10.
- 1-71) 土木学会 鋼コンクリート合成床版設計・施工指針作成小委員会: 鋼コンクリート合成床版設計・施工指針 (案), 2016.1.
- 1-72) 藤山知加子, 大山理: 近年における鋼コンクリート合成床版の動向, コンクリート工学, Vol. 54, No. 9, 2016.9.
- 1-73) 国土交通省国土技術政策総合研究所他: コンクリート系床版の疲労耐久性の解析的評価手法の開発, 国土技術政策総合研究所資料第 844 号, 29015.3.
- 1-74) 土木学会: 鉄筋コンクリート構造の疲労破壊—破壊機構と性能評価の将来像を探る—, 土木学会コンクリート技術シリーズ, 2015
- 1-75) 藤山知加子, 松村寿男, 高須賀丈広: 3 次元非線形 FEM 解析に基づく移動荷重下の鋼・コンクリート合成床版破壊過程の考察, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.2, pp.227~237, 2014.5.
- 1-76) 藤山知加子, 商峰, 桜井信彰, 前川宏一: 直接経路積分法に基づく鋼コンクリート合成床版の疲労寿命推定と損傷モード, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.1, pp.106



- ～116, 2010.3.
- 1-77) 街道浩, 田坂裕一, 橘吉宏, 松井繁之, 堀川都志雄: 鋼・コンクリート合成床版の張出し部の輪荷重走行試験および3次元有限要素解析による疲労耐久性評価, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.1020～1031, 2007.
- 1-78) 吉田賢二, 東山浩二, 稲本晃士, 松井繁之, 街道浩: 回転せん断力を受けるスタッドの疲労耐久性の向上に関する研究, 第10回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.38-1～38-8, 2013
- 1-79) 春日井俊博, 入部孝夫, 竹下永造, 三浦尚: 鋼・コンクリート合成床版の鋼材防食に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 1, pp.1109～1114, 2010.
- 1-80) 三好喬, 廣瀬克身, 尾下里治: けた高を低くできるパワースラブ型合成床版橋の提案, 土木学会第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.271-278, 2003.11.
- 1-81) 三好喬, 廣瀬克身, 尾下里治: パワースラブ型合成床版橋(パワーブリッジ)の試験設計, 横河グループ技報, No. 33, pp.18-27, 2004.1.
- 1-82) 谷中聡久, 平嶋健太郎, 春日井俊博: パワーブリッジの主桁および床版の合成作用に関する検討, 横河グループ技報, No. 34, pp.24-33, 2005.1.
- 1-83) 長倉清: 新幹線鉄道の騒音問題, 日本音響学会誌, 60巻5号, pp.284～289, 2004.
- 1-84) 善田康雄: 鉄道騒音の発生源と低減対策, 騒音制御, Vol. 16, No. 3, pp.139～142, 1995.
- 1-85) 谷口紀久, 羽根良雄, 菅原則之: 鋼橋の騒音防止, 日本国有鉄道 構造物設計事務所監修 構造物設計資料, No38, p.1596～1599, 1974年6月
- 1-86) 谷口紀久, 羽根良雄, 塙光雄, 菅原則之: 無道床鋼橋の騒音対策, 日本国有鉄道 構造物設計事務所監修 構造物設計資料, No42, 1975年6月
- 1-87) 新幹線鉄道騒音に係る環境基準, 昭和50年7月, 環境庁告示第46号(平12環告78)
- 1-88) 在来鉄道の新設又は大規模改良に際しての騒音対策の指針, 平成7年12月, 環大一174号
- 1-89) 橘秀樹: 鉄道騒音に関する各国の基準・ガイドライン, 日本音響学会誌, 73巻4号, pp.239～248, 2017.
- 1-90) 阿部英彦, 稲葉紀昭, 森脇良一: 腹板に消音鋼板を使用したけたの諸特性, 日本国有鉄道 構造物設計事務所監修 構造物設計資料, No48, 1976年12月
- 1-91) 阿部英彦, 稲葉紀昭, 森脇良一: 消音鋼板を主部材に使用した橋りょうの研究, 日本国有鉄道 構造物設計事務所監修 構造物設計資料, No53, 1978年3月
- 1-92) 阿部英彦, 後藤克彦, 遠藤紘: 模型の車両と鋼桁による騒音対策実験, 日本国有鉄道 構造物設計事務所監修 構造物設計資料, No62, 1980年6月
- 1-93) 稲葉紀昭, 後藤克彦, 高木芳光: 鉄桁部材に貼り付けた防錆効果をもつ制振材, 日

- 本国有鉄道 構造物設計事務所監修 構造物設計資料, No65, 1981年3月
- 1-94) E. E. Unger : Damping Tapes for Vibration Control, Product Eng., 25 (1960), pp. 57~62.
- 1-95) E. M. Kerwin : Damping of Flexural Waves by a Constrained Viscoelastic Layer, J. The Acoustical Society of America, 31 (7) (1959), pp. 952~962.
- 1-96) 半坂征則, 御船直人, 西本一夫, 伊藤修二, 永井靖隆: 磁性複合型制振材の制振特性, 日本騒音制御工学会技術発表会講演論文集, pp.205~208, 1992.9.
- 1-97) 半坂征則, 御船直人: 磁性複合型制振材の制振特性, 騒音制御, Vol. 17, No. 4, pp.206~221, 1993.
- 1-98) 半坂征則: 磁性複合型制振材の開発, JREA, Vol.36, No.2, 1993.
- 1-99) 半坂征則, 三浦篤史, 佐藤仁, 御船直人: 磁性複合型制振材の制振特性Ⅱー拘束層厚, ダンピング層厚依存性ー, 騒音制御, Vol. 21, No. 4, pp.273~281, 1997.
- 1-100) 半坂征則, 御船直人, 福知幹男: 信越本線岡田川橋梁における騒音・振動試験結果ー磁性複合型制振材の実橋性能評価試験ー, 鉄道総研・研究業務資料, No.V380005R-1, 1998.3.
- 1-101) 半坂征則, 原田聡, 間々田祥吾, 鈴木実: 在来線鋼鉄道橋に対する騒音対策材料の効果確認試験結果, 鉄道総研・研究業務資料, No.V492042R-1, 2005.4.
- 1-102) 伊戸川絵美, 石川聡史, 柳沼謙一, 清水満: 数値計算による構造物音を含む在来鉄道騒音の予測, JR EAST Technical Review No.37, pp.55~60, 2011.
- 1-103) 石川聡史, 柳沼謙一: 在来線鋼鉄道橋における構造物音および構造物振動測定に関する一考察, 日本騒音制御工学会研究発表会講演論文集, pp.119~122, 2010.9.
- 1-104) 伊戸川絵美, 金子達也: 在来線騒音対策工における構造物音低減効果の把握に関する一考察, JR EAST Technical Review No.44, pp.69~72, 2013.
- 1-105) 河野俊夫: ポリマーセメントモルタルおよびコンクリートの特性, コンクリート・ジャーナル, Vol. 11, No. 4, pp.18~26, 1973.4.
- 1-106) 関野一男: ゴムラテックス混入超速硬セメントモルタルの研究, コンクリート工学論文集, 第4巻第1号, pp.103~111, 1993.1.
- 1-107) 浜中昭徳, 長塩靖祐, 中島裕: 速硬性混和材および軽量骨材を用いたコンクリートの基礎性状, 土木学会平成22年度全国大会, 土木学会, V-710, pp. 1419-1420, 2010.9.
- 1-108) 大垣賀津雄, 済藤英明, 矢野裕也, 宮本裕久: 鋼・コンクリート合成構造界面の付着および防食性能向上に関する研究, 第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp. 221-216, 2003.11.
- 1-109) 大垣賀津雄, 杉浦江, 奥田久志, 星埜正明: ゴムラテックスモルタル合成鋼板に関する基礎実験研究, 第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp. 51-1~51-4, 2005.11.
- 1-110) 永生洋樹, 星埜正明, 大垣賀津雄, 杉浦江: ゴムラテックスモルタルを合成した鋼床版応力の解析的研究, 第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集,

- pp. 52-1～52-6, 2005.11.
- 1-111) 大垣賀津雄, 杉浦江, 大久保藤和, 若林伸介: ゴムラテックスモルタルの既設鋼床版への適用法に関する研究, 第7回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集, pp. 53-1～53-8, 2007.
- 1-112) 杉野雄亮, 佐竹紳也, 大垣賀津雄, 小出 宜央: 床版補修用ポリマーセメントモルタルの耐久性に関する評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.1, 2012
- 1-113) 谷口望, 半坂征則, 碓山晴久, 上月隆史, 棚橋明朗, 依田照彦: ゴムラテックスモルタル被覆を用いた低騒音鋼橋の開発に関する研究, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1164～1171, 2009.4.
- 1-114) 谷口望, 半坂征則, 小出宜央, 大垣賀津雄, 大久保藤和, 佐伯俊之: 施工性を考慮した鋼鉄道橋の複合構造化に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 1052-1059, 2011.4.
- 1-115) Weiwei Lin, Teruhiko Yoda, Nozomu Taniguchi, Shinya Satake, Hideyuki Kasano: Preventive Maintenance on Welded Connection Joints in Aged Steel Railway Bridges, Journal of Constructional Steel Research, 92C, pp.46- 54, 2014.1.
- 1-116) 谷口望, 大久保藤和, 佐竹紳也, 杉野雄亮, 松浦史朗, 半坂征則: 既設鋼橋の複合構造化によるリニューアル工法の施工と実証試験, 土木学会論文集・A1・複合構造特集号, pp.Ⅱ\_40～Ⅱ\_52, 2014.5.
- 1-117) 土木学会: 複合構造標準示方書, 2015.5.
- 1-118) 国土交通省鉄道局監修, 財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物 鋼鉄道橋規格 SRS41 制振材, 丸善, 2010.8.

## 2章 塑性化を考慮した限界状態設計法に関する提案

### 2.1 はじめに

近年、鉄道橋の建設においては、周辺環境への影響に配慮するため、騒音対策が重要な事項となっている。特に、新幹線の鋼橋は、桁下制限を受ける架道橋などに適用されているが、遮音効果に優れる RC 床版を有した合成桁を採用している。

鉄道用合成桁の設計基準は、昭和 38 年に「合成桁鉄道橋設計示方書（案）」<sup>2-1)</sup>が制定されて以来、許容応力度設計法が用いられてきたが、平成 4 年の設計標準改訂<sup>2-2)</sup>に伴い許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行が行われ、平成 21 年の設計標準改訂<sup>2-3)</sup>には照査方法は限界状態設計法のままであるが、性能照査型の設計体系が導入され、設計手法の合理化が図られている。

しかし、近年、更なるコスト縮減が求められているなか、土木学会で鋼・合成構造標準示方書<sup>2-4)</sup>や複合構造標準示方書<sup>2-5)</sup>において採用されている AASHTO<sup>2-6)</sup>や Eurocode<sup>2-7)~2-9)</sup>による断面分類（コンパクト断面、ノンコンパクト断面、スレンダー断面）を行い、断面強度を算定する設計手法（以下、コンパクト断面設計法とする）が注目されている。

コンパクト断面設計法の特徴としては、鋼部材に塑性化を許容している点であり、従来の設計手法のように合成桁鋼部材に対して弾性範囲のみを用いる設計法よりも経済性に優れている可能性がある。鋼部材に塑性化を許容する例としては、すでに鉄道構造物における鉄骨鉄筋コンクリート構造に対する設計<sup>2-10)</sup>が知られており、合成桁にコンパクト断面を用いた設計法は、思想的にこれに類似するとも考えられるため、設計基準への取り入れは不可能ではないと言える。

道路橋においてはコンパクト断面設計法を用いた検討<sup>2-11)~2-16)</sup>が行われ、実橋への適用事例<sup>2-17)</sup>が 1 件あるが、鉄道橋での検討は行われていないのが現状であり、この鋼部材に塑性化を許容した新しい設計法を鉄道橋に適用した場合に、どの程度まで鋼部材の塑性化を許容することになるのか、その塑性化が限界状態に対してどの程度のレベルに位置するのか不明である。また、新しい設計法により得られる断面構成が、現行の設計法と比較してどの程度の合理性があるのかも不明である。

そこで、本検討では、この新しい設計法を鉄道用合成桁に適用した場合について、許容する塑性化の程度と、合理化の効果について検証することを目的として、各種設計手法による試設計および有限要素法解析による検討を行うこととした。

## 2. 2 各設計法の概要

本検討においては、比較する設計法として、①許容応力度設計法<sup>2-18)</sup>、②限界状態設計法<sup>2-3)</sup>、③コンパクト断面設計法<sup>2-4) 2-5)</sup>、の3手法により鉄道用合成桁の支間中央における断面検討を行うものとした。以下に、各設計法の概要を示す。

### (1) 許容応力度設計法

許容応力度設計法は、想定される作用に対して、構造物の部材に生じる作用応力度の最大値が、部材の材料の弾性限界から安全率を考慮して定められた許容応力度以内とすることで、構造物の安全性を確認する設計手法であり、国内においては建築や土木の分野において広く用いられてきた。

例えば、鉄道橋においては、鋼材に対しては降伏強度に1.6～1.8程度の安全率を、合成桁の圧縮フランジとしてのコンクリートに対しては設計基準強度に3.5の安全率を考慮して許容応力度を定めている。本検討に用いた材料の許容応力度を表-2.1に示す。

表-2.1 試設計に用いた材料の許容応力度<sup>2-18)</sup>

		鋼材		コンクリート		
		SM520	SM570			
降伏強度	(N/mm <sup>2</sup> )	355	450	—	—	—
設計基準強度	(N/mm <sup>2</sup> )	—	—	27	30	40
安全率	(—)	1.61	1.77	3.5	3.5	3.5
許容応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	220	260	7.7	8.6	11.4

### (2) 限界状態設計法

限界状態設計法は、その構造物に生じてはならない種々の限界状態を想定し、それぞれの状態に対する安全性を個々に照査する方法で、終局、使用、疲労の3つの限界状態に分類することが出来る。

終局限界状態は、構造物または部材が破壊したり、大変形などにより機能や安定を失う状態を想定した最大耐力に対応する限界状態であり、耐用期間中に稀に作用する可能性のある非常に大きな荷重によって生じる状態である。

使用限界状態は、構造物または部材が過度な変形、変位、振動等を起こし、正常な使用ができなくなる状態を想定した通常の供用または耐久性に関する限界状態であり、頻繁に作用する荷重により生じる状態である。

疲労限界状態は、構造物または部材が繰り返し荷重により疲労損傷して機能を失う状態であり、変動荷重、荷重振幅の影響が大きい。

限界状態設計法は許容応力度設計法と異なり、作用から応答値を求める過程と、材料特性から部材性能の限界値を求める過程の2系統において、安全係数を複数考慮した部分係数法である。鉄道橋では安全係数として、表-2.2に示す作用係数 $\gamma_f$ 、構造解析係数 $\gamma_a$ 、材料係数 $\gamma_m$ 、部材係数 $\gamma_b$ 、構造物係数 $\gamma_i$ を考慮するものとし、設計応答値 $I_{rd}$ は式(2-1)、設計限界値 $I_{Ld}$ は式(2-2)により求め、式(2-3)により照査を行うものとしている。

表-2.2 鉄道橋の限界状態設計法における安全係数<sup>2-3)</sup>

種類	係数に考慮される内容	数値
作用係数 $\gamma_f$	作用の変化変動，算定の不確実性，環境の影響等	1.0～1.2
構造解析 係数 $\gamma_a$	構造解析の不確実性	1.0
材料係数 $\gamma_m$	材料の変化変動，試験体と構造物での差異，材料特性の経時変化	鋼材は 1.05 コンクリートは 1.3
部材係数 $\gamma_b$	部材性能算定の不確実性，部材寸法のばらつき，部材の重要度	1.05～1.1
構造物 係数 $\gamma_i$	構造物の重要度，構造物が限界状態に達したときの社会的影響	1.0～1.2

$$I_{rd} = \gamma_a \cdot I_R (\gamma_f \cdot F_k) \quad (2-1)$$

$$I_{Ld} = I_L (f_k / \gamma_m) / \gamma_b \quad (2-2)$$

$$\gamma_i \cdot I_{rd} / I_{Ld} \leq 1.0 \quad (2-3)$$

ここで、 $F_k$ は作用の特性値を、 $I_R$ は作用の特性値 $F_k$ と作用係数 $\gamma_f$ を考慮して得られた応答値を示す。また、 $f_k$ は材料強度の特性値を、 $I_L$ は材料強度の特性値 $f_k$ と材料係数 $\gamma_m$ を考慮して得られた限界値を示す。

限界状態設計法により単純合成桁の断面決定を行った場合の決定要因を以下に示す。コンクリート床版は、橋面を支持する版としての機能と主桁の圧縮フランジとしての機能を合わせ持つことから、厚さは版として決定し、材料強度は主桁の圧縮フランジとしての必要強度から決定する。上フランジは圧縮側で、合成後は合成断面の中立軸に近い位置にあることから、架設時（鋼桁架設後のコンクリート打設時、抵抗断面は鋼断面）においてある程度の必要板厚が仮定され、その後作用する後荷重により終局時に必要となる板厚が決定する。下フランジは架設時には比較的余力が大きく、終局時に板厚が決定する。なお、使用限界状態の照査として鉛直たわみ量の照査、疲労限界状態の照査として局部的な溶接継手に着目した照査を行う必要があるが、桁下制限による腹板高の抑制がない場合においては、概ね上記で述べたとおり、各部位ともに終局限界状態の曲げモーメントの照査により断面が決定される。

### (3) コンパクト断面設計法

本設計法による断面耐力は、断面区分により算出方法が異なる。部材の断面は最大幅厚比、すなわち局部座屈に対する抵抗能力によって、コンパクト断面、ノンコンパクト断面、スレンダー断面の3種類に区分される。

コンパクト断面は全塑性に到達することが出来る断面、ノンコンパクト断面は圧縮域の最縁端で降伏ひずみに到達するが局部座屈の発生により全塑性には至らない断面、スレンダー断面は局部座屈により圧縮状態で降伏に至らない断面と定義され、鋼・合成構造標準示方書<sup>2-4)</sup>においては、以下に示す判定式により断面区分を行うものとしている。コンパクト断面の判定式は式(2-4)、ノンコンパクト断面の判定式は式(2-5)～(2-7)、スレンダー断面は式(2-4)～(2-7)以外である。

$$\frac{b_w}{t_w} \leq \frac{2.0}{\alpha} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{ただし, } \alpha < 0.4) \quad (2-4)$$

ここで、 $b_w$ 、 $t_w$ は各々鋼げた腹板の純高さと板厚、 $\alpha$ は合成桁断面の塑性中立軸の位置を定義するパラメータ、 $E$ は鋼のヤング係数、 $f_y$ は鋼材の降伏強度の規格値を示す。

$$\frac{b_w}{t_w} \leq \frac{1.7\Lambda}{0.67+0.33\Psi} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\Psi > -1.0) \quad (2-5)$$

$$\frac{b_w}{t_w} \leq 2.5\Lambda (1 - \Psi) \sqrt{-\Psi} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\Psi \leq 1.0) \quad (2-6)$$

$$\text{ただし, } \Lambda = \left[ 1 - 0.1 \left( \frac{M_1}{M_{ys}} \right) + 2.31 \left( \frac{M_1}{M_{ys}} \right)^2 \right]$$

$$(\text{ただし, } \frac{M_1}{M_{ys}} \leq 0.4) \quad (2-7)$$

ここで、 $\Psi$ は腹板内の応力勾配を表すパラメータ、 $M_1$ は活荷重合成桁等において鋼げたのみに作用する初期モーメント、 $M_{ys}$ は鋼げたのみの降伏曲げモーメントを示す。

コンパクト断面設計法の設計曲げ耐力は、部材断面が全塑性に至る曲げモーメントである。図-2.1に示す応力分布を仮定して塑性中立軸 $D_{cp}$ を求め、塑性中立軸回りの曲げモーメントの合計により全塑性曲げモーメントが得られる。また、コンパクト断面、ノンコンパクト断面、スレンダー断面の応力分布概要図を図-2.2に示す

図-2.1に示す記号は、 $b_w$ 、 $t_w$ は各々鋼げた腹板の純高さと板厚、 $f_{cd}$ はコンクリートの設計圧縮強度、 $\alpha$ は合成桁断面の塑性中立軸の位置を定義するパラメータ、 $M_{pl}$ は全塑性曲げモーメント、 $f_y$ は鋼材の降伏強度の規格値を示す。

本検討では、鋼・合成構造標準示方書<sup>2-4)</sup>および道路橋における検討事例<sup>2-17)</sup>を参照し、コンパクト断面設計法の設計曲げ耐力はEurocodeの規定による全塑性曲げモーメントの0.9倍と、AASHTOの規定による降伏モーメントの1.3倍のうち小さい方を採用するものとした。これは、連続合成桁を想定した事項であり、次の理由による<sup>2-16)</sup>。正曲げ部での塑性化が始まると曲げ剛性が低下する。連続桁は不静定構造であるため、支間部の正曲げの上昇が線

形変化に比べて鈍化することに対し、中間支点部の負曲げの増加は支間部の正曲げの影響を受けて急速化する。中間支点部が鋼桁+鉄筋の合成断面だと仮定すれば、この断面はスレンダー断面であり最大強度は降伏強度である。そのため、支間部が全塑性状態に至る前に中間支点部が降伏強度に達することを防ぐために設けられている。

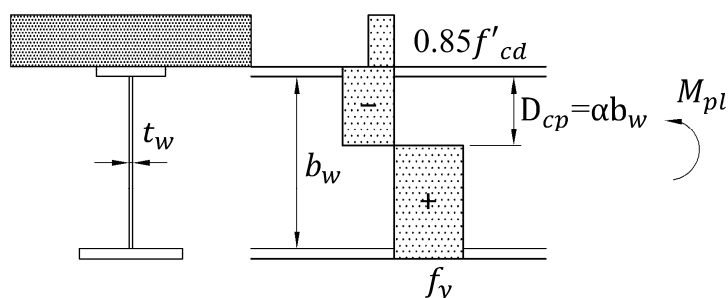


図-2.1 コンパクト断面における全塑性モーメント時の応力分布図

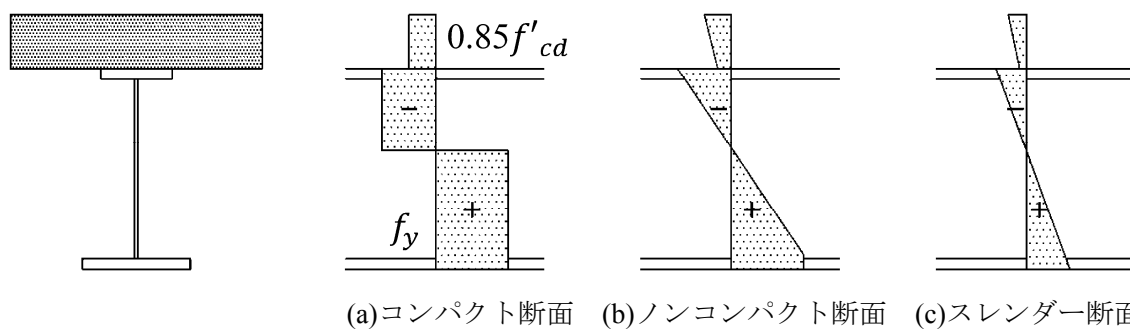


図-2.2 コンパクト断面，ノンコンパクト断面，スレンダー断面の応力分布概要図

コンパクト断面設計法による照査は、限界状態設計法に例えれば、供用期間中に想定される最大作用に対する終局限界状態の照査に相当し、断面の塑性化を許容した制限値を用いている。したがって、コンパクト断面設計法を用いた場合においても、通常の供用状態に対する繰返し荷重による疲労の照査、変位変形の照査、部材断面耐力の照査等は別途行う必要がある。

現行の設計基準<sup>2-3)</sup>において終局限界として想定している作用の組合せは、供用期間中における最大作用として、桁が支持する全線路に、最大乗車状態の列車が最大作用を生じさせる軸配置かつ当該区間の最高速度で同時に載荷する状態としているが、これは瞬間的な同時作用であるとともに、現実的な鉄道の運行状況から考えれば実際には起こり得ない確率が非常に高い作用の組合せであるとも言える。



## 2. 3 各設計法における断面の照査方法

### (1) 設計荷重と組合せ

本検討に用いた設計荷重と組合せおよび作用係数を表-2.3に示す。許容応力度設計法<sup>2-18)</sup>と限界状態設計法<sup>2-3)</sup>はそれぞれの設計基準によるものとした。

表-2.3 設計荷重と組合せおよび作用係数

	死荷重 D			列車荷重 L	衝撃荷重 I	乾燥収縮 SH	温度差 T
	合成前		合成後				
	鋼	コンクリート					
許容応力度設計法	1.0			1.0	1.0	1.0	1.0
				(1.125)			
限界状態設計法	1.0	1.1	1.0	1.1	1.1	1.0	1.0
			1.2	(1.23)			

限界状態設計法における死荷重は合成前死荷重と合成後死荷重に分類し、合成前死荷重のうち鋼桁の自重に対する作用係数は1.0、コンクリート床版の自重に対する作用係数は1.1としている。合成後死荷重は、橋面上の地覆や防音壁やレール等の軌道の重量として、作用係数は1.0としているが、将来の変動を考慮していない場合においては1.2を用いるものとしている。

列車荷重は新幹線荷重P-16または在来線電車荷重M-16を用いており、いずれも16は1軸重が160kN (16tf)であることを示しているが、車両内の座席配置や利用状況に配慮して、新幹線荷重は定員乗車状態を、電車荷重は最大乗車状態での軸重を示している。そのため、新幹線荷重については、許容応力度設計法では作用修正係数 $p_r$ として $18t/16t=1.125$ を、限界状態設計法では最大350%乗車であることから1.23を用いて最大荷重への補正を行っている。

衝撃荷重を算出する際に用いる衝撃係数は、文献 2-3)において共振が生じないことを前提とした算出式を用いているため、本検討では施工事例における計算結果を元に、前提条件を満足する断面とした。

道路橋のコンパクト断面設計法の検討<sup>2-17)</sup>においては、供用期間中の最大作用を表現するため、死荷重に対して作用係数1.3、活荷重に対して作用係数2.0を用いているが、作用係数の設定には別途の検討が必要であると考えられることから、本検討においては限界状態設計法と同じ作用係数を用いた。

## (2) 曲げモーメントに対する照査方法

支間中央における合成桁の断面決定要因となる曲げモーメントに対する照査方法の概要を以下に示す。

許容応力度設計法<sup>2-18)</sup>における曲げモーメントの照査式を以下に示す。

$$\sigma = M/I \cdot y \leq \sigma_a \quad (2-8)$$

ここで、 $\sigma$ は照査部位において生じる応力度、 $M$ は照査位置において生じる曲げモーメント、 $I$ は照査断面における断面二次モーメント、 $y$ は照査断面の中立軸から照査部位までの距離、 $\sigma_a$ は照査部位の許容応力度を示す。式(2-8)を用いてコンクリート床版上縁、上フランジ上縁、下フランジ下縁の各照査部位において曲げ応力度の照査を行う。

限界状態設計法<sup>2-3)</sup>における曲げモーメントの照査式を以下に示す。

$$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0 \quad (2-9)$$

ここで、 $\gamma_i$ は構造物係数、 $M_d$ は設計曲げモーメント（設計応答値）、 $M_{ud}$ は設計曲げ耐力（設計限界値）である。

設計曲げモーメント $M_d$ は、作用係数 $\gamma_f$ および作用修正係数 $\rho_f$ を考慮した設計作用 $F_d$ を用いて構造解析を行い、構造解析により得られた曲げモーメント $M$ に対して構造解析係数 $\gamma_a$ を考慮して求める。曲げ耐力 $M_{ud}$ は、材料係数 $\gamma_m$ を考慮した材料の設計強度 $f_d$ に照査位置における断面諸元と部材係数 $\gamma_b$ を考慮して求める。代表例として、合成断面のコンクリート床版上縁の曲げ耐力 $M_{vud}$ の算出式を式(2-10)、合成断面の上フランジ上縁の曲げ耐力 $M_{csud}$ の算出式を式(2-11)、合成断面の下フランジ下縁のの曲げ耐力 $M_{tsud}$ の算出式を式(2-12)に示す。

$$M_{vud} = n \cdot \frac{I_v}{y_c} \cdot 0.7 f'_{cd} / \gamma_b \quad (2-10)$$

$$M_{csud} = \rho_{bg} \cdot \rho_{bl} \cdot \frac{I_v}{y_c'} \cdot f_{syd} \cdot \frac{A_{fn}}{A_{fg}} / \gamma_b \quad (2-11)$$

$$M_{tsud} = \frac{I_v}{y_t} \cdot f_{syd} \cdot \frac{A_{fn}}{A_{fg}} / \gamma_b \quad (2-12)$$

ここで、 $n$ はヤング係数比、 $I_v$ は合成断面の断面二次モーメント、 $y_c$ は合成断面の中立軸からコンクリート床版上縁までの距離、 $f'_{cd}$ はコンクリートの設計圧縮強度、 $\rho_{bg}$ は全体座屈の影響を表す係数、 $\rho_{bl}$ は板要素の局部座屈の影響を表す係数、 $y_c'$ は合成断面の中立軸から上フランジ上縁までの距離、 $f_{syd}$ は鋼材の設計降伏強度、 $A_{fn}$ はフランジの有効断面積、 $A_{fg}$ はフランジの総断面積、 $y_t$ は合成断面の中立軸から下フランジ下縁までの距離を示す。

コンパクト断面設計法における曲げモーメントの照査式は、限界状態設計法と同じ式(2-9)を用いている。設計曲げモーメント $M_d$ も限界状態設計法と同じ値を用いている。設計曲げ耐力（設計限界値）は、全塑性曲げモーメント $M_{pl}$ の0.9倍と、降伏モーメント $M_y$ の1.3倍のうち小さい方に対して部材係数 $\gamma_b$ を考慮して求めるものとした。

全塑性曲げモーメント $M_{pl}$ は図-2.1に示す応力分布から塑性中立軸回りの曲げモーメント

の合計により求め、降伏モーメント $M_y$ は道路橋における検討事例<sup>2-17)</sup>を参照し以下の式により求めるものとした。

$$\frac{M_{D1}}{W_{NC}} + \frac{M_{D2}}{W_{LT}} + \frac{M_{AD}}{W_{ST}} = F_y \quad (2-13)$$

$$M_{AD} = \left( F_y - \frac{M_{D1}}{W_{NC}} - \frac{M_{D2}}{W_{LT}} \right) \times W_{ST} \quad (2-14)$$

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \quad (2-15)$$

ここで、 $M_{D1}$ は合成前死荷重による曲げモーメント、 $M_{D2}$ は合成後死荷重による曲げモーメント、 $M_{AD}$ は降伏曲げモーメントに達するための付加モーメント、 $W_{NC}$ は鋼桁断面の断面係数、 $W_{LT}$ は合成断面の断面係数（ヤング係数比は合成後死荷重より $n=21$ ）、 $W_{ST}$ は合成断面の断面係数（ヤング係数比は付加モーメント用として $n=7$ ）、 $F_y$ は材料の設計降伏強度を示す。

## 2. 4 単純合成桁を用いた試設計

本検討においては、最近の施工実績から、図-2.3および図-2.4に示す2橋を対象として、単純桁の支間中央における断面検討を行うものとした。

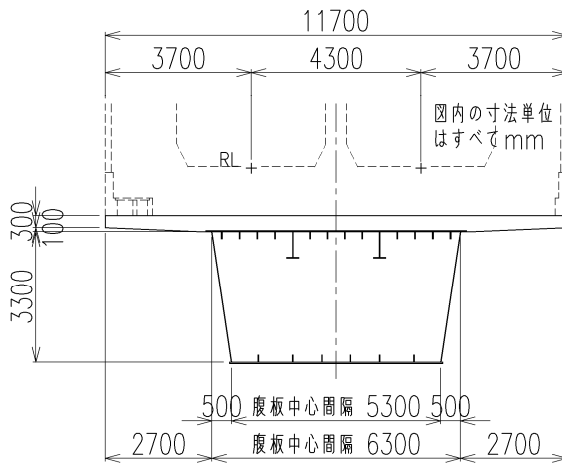


図-2.3 A橋の支間中央断面図

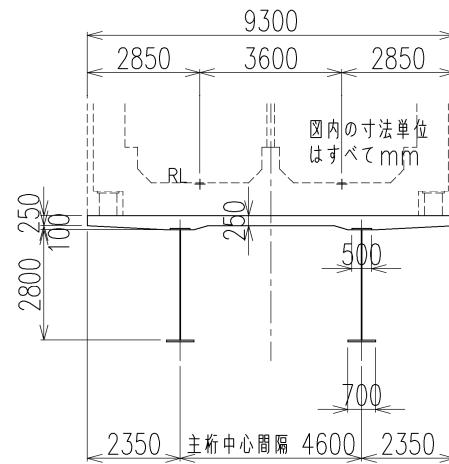


図-2.4 B橋の支間中央断面図

### (1) A橋の計算結果

A橋は新幹線鉄道用合成桁で一般的に用いられている断面形状であり、支間長59.8mの単純合成桁（複線1主箱桁形式、腹板中心間隔6.3m、腹板高2.7m、新幹線荷重）であるが、桁下制限の厳しい箇所に建設されることから腹板高を抑制し、たわみの照査が断面決定要因のひとつとなっているため、本検討ではたわみの照査が決定要因にならないよう腹板高を3.3mとして再計算を行った。A橋の断面計算結果を表-2.4に示す。

表-2.4に示す断面形状は、それぞれの設計手法により求められた形状を示している。せん断力の小さい支間中央部であることから、腹板厚は幅厚比によって求められる最小板厚を採用し、フランジ厚についてはそれぞれの設計手法によって決定する板厚を求めた。なお、いずれの断面形状においても、その他の設計手法で計算した結果も記載している。

上フランジにおける板要素による最小板厚は14mmであり、箱桁断面のため上フランジ幅が広いことから、3手法にて大きな板厚差は生じていない。許容応力度設計法と限界状態設計法では17mm、コンパクト断面設計法では16mmとなった。下フランジは最外縁に位置する曲げに抵抗する板であることから、3手法で大きな差が生じている。許容応力度設計法は44mm、限界状態設計法では36mm、コンパクト断面設計法では27mmである。

コンパクト断面設計法で決定した断面形状を用いた許容応力度設計法による計算結果に着目すると、発生応力度は許容応力度を超過しているが材料強度の特性値以下であり、設計曲げモーメントは降伏モーメントより小となっていることから、安全率を考慮しない場合は塑性化していない状況であることがわかった。

A橋におけるコンパクト断面設計法を採用した場合の経済性（鋼重，鋼断面積）は，許容応力度設計法と比較した場合は18%で概算鋼重の差は69t，限界状態設計法と比較した場合は11%で概算鋼重との差は39tとの結果を得た。

表-2.4 A橋の支間中央断面の計算結果総括表

			①許容応力度設計法	②限界状態設計法	③コンパクト断面設計法			
断面形状	床版	—	1- 11700 × 300	1- 11700 × 300	1- 11700 × 300			
	上フランジ	—	1- 6600 × 17	1- 6600 × 17	1- 6600 × 14			
	上縦リブ	—	12- 180 × 20	12- 180 × 20	12- 180 × 20			
	縦桁腹板	—	2- 660 × 10	2- 660 × 10	2- 660 × 10			
	縦桁フランジ	—	2- 250 × 12	2- 250 × 12	2- 250 × 12			
	腹板	—	2- 3300 × 14	2- 3300 × 14	2- 3300 × 14			
	下縦リブ	—	6- 180 × 16	6- 180 × 16	6- 180 × 16			
	下フランジ	—	1- 5420 × 44	1- 5420 × 36	1- 5420 × 27			
鋼断面積	$A_s$	mm <sup>2</sup>	522,760	479,400	410,820			
断面の諸定数	合成後 (n=7)	$I_v$	mm <sup>4</sup>	2,374,061,157,019	2,101,241,701,487	1,757,462,613,644		
		$y_c$	mm	1,245	1,137	1,017		
		$y_c'$	mm	902	794	671		
		$y_t$	mm	2,459	2,559	2,669		
		床版上面～塑性中立軸の高さ	$X_{pl}$	mm	563	516	442	
使用材料の設計強度	床版	—	$f_{ck} = 40\text{N/mm}^2$					
	鋼材	—	SM570 ( $f_{syk} = 450\text{N/mm}^2$ )					
設計曲げモーメント	合成前死荷重	kN・m	81,265	86,469	86,469			
	合成後死荷重	kN・m	88,024	88,024	88,024			
	変動荷重	kN・m	52,190	57,409	57,409			
	合計	kN・m	221,478	231,901	231,901			
設計曲げ耐力 (限界状態設計法)	合成後 (n=7)	床版 上縁	kN・m	221,108	214,394	200,397		
		鋼桁	上縁	kN・m	1,025,170	1,031,498	1,020,308	
			下縁	kN・m	359,471	305,658	245,062	
設計曲げ耐力 (コンパクト断面設計法)	全塑性モーメント×0.9		kN・m	431,492	375,532	312,335		
	降伏モーメント×1.3		kN・m	531,903	448,399	352,361		
	採用値		kN・m	431,492	375,532	312,335		
照査結果	許容応力度設計法	合成後	床版 上縁	N/mm <sup>2</sup>	10.9 < 11.4	11.2 < 11.4	11.9 > 11.4	
			鋼桁	上縁	N/mm <sup>2</sup>	252.7 < 260	255.0 < 260	279.3 > 260
				下縁	N/mm <sup>2</sup>	251.1 < 260	295.4 > 260	349.5 > 260
	限界状態設計法	合成後	床版 上縁	—	0.817 < 1.0	0.841 < 1.0	0.895 < 1.0	
			鋼桁	上縁	—	0.812 < 1.0	0.820 < 1.0	1.180 > 1.0
				下縁	—	0.833 < 1.0	0.980 < 1.0	1.231 > 1.0
	コンパクト断面設計法		曲げ	—	0.710 < 1.0	0.815 < 1.0	0.980 < 1.0	
	鋼断面積の比	許容応力度設計法を1.0		—	1.00	0.92 8%	0.79 21%	
		限界状態設計法を1.0		—	1.09	1.00	0.86 14%	
概算鋼重			t	368	338	289		

## (2) B橋の計算結果

B橋は道路橋での採用実績が近年多い構造形式で，総支間長118.4m（39.2m + 40.0m + 39.2m）の3径間連続合成桁（複線2主I桁形式，腹板中心間隔4.6m，腹板高2.35m，在来線電車荷重）であるが，本検討においては単純桁を想定していることから，側径間の端支点側半分を単純桁として再計算し，支間長38.4mの単純合成桁（複線2主I桁形式，腹板中心間隔4.6m，腹板高2.8m）とした．B橋の断面計算結果を表-2.5に示す。

表-2.5 B橋の支間中央断面の計算結果総括表

			①許容応力度設計法	② 限界状態設計法	③ コンパクト断面設計法		
断面形状	床版		1- 4650 × 250	1- 4650 × 250	1- 4650 × 250		
	上フランジ		1- 500 × 40	1- 500 × 30	1- 500 × 23		
	腹板		1- 2800 × 13	1- 2800 × 13	1- 2800 × 13		
	下フランジ		1- 700 × 52	1- 700 × 40	1- 700 × 28		
鋼断面積	A <sub>s</sub>		mm <sup>2</sup> 92,800	79,400	67,500		
断面の諸定数	合成後 (n=7)	I <sub>v</sub>	mm <sup>4</sup> 343,022,626,949	292,300,734,208	239,418,752,374		
		y <sub>c</sub>	mm 798	726	644		
		y <sub>c</sub> '	mm 489	406	317		
		y <sub>t</sub>	mm 2,403	2,464	2,534		
床版上面～塑性中立軸の高さ		X <sub>pl</sub>	mm 339	290	247		
使用材料の設計強度	床版		f <sub>ck</sub> = 30N/mm <sup>2</sup>				
	鋼材		SM570 (f <sub>yk</sub> = 450N/mm <sup>2</sup> )				
設計曲げモーメント	合成前死荷重		kN・m 13,709	14,606	14,606		
	合成後死荷重		kN・m 8,176	9,641	9,641		
	変動荷重		kN・m 7,378	8,116	8,116		
	合計		kN・m 7,378	8,116	8,116		
設計曲げ耐力 (限界状態設計法)	合成後 (n=7)	床版 上縁	kN・m 37,361	35,002	32,336		
		鋼桁	上縁	kN・m 273,518	280,228	294,246	
			下縁	kN・m 58,255	48,428	38,564	
設計曲げ耐力 (コンパクト断面設計法)	全塑性モーメント×0.9		kN・m 65,723	56,717	47,282		
	降伏モーメント×1.3		kN・m 73,122	58,586	43,843		
	採用値		kN・m 65,723	56,717	43,843		
照査結果	許容応力度設計法	合成後	床版 上縁	N/mm <sup>2</sup> 5.3 < 8.6	5.7 < 8.6	6.1 < 8.6	
			鋼桁	上縁	N/mm <sup>2</sup> 254.1 < 260	296.6 > 260	343.7 > 260
				下縁	N/mm <sup>2</sup> 253.7 < 260	312.6 > 260	403.9 > 260
	限界状態設計法	合成後	床版 上縁	— 0.587 < 1.0	0.621 < 1.0	0.668 < 1.0	
			鋼桁	上縁	— 0.847 < 1.0	0.987 < 1.0	1.565 > 1.0
				下縁	— 0.792 < 1.0	0.975 < 1.0	1.259 > 1.0
コンパクト断面設計法		曲げ	— 0.650 < 1.0	0.753 < 1.0	0.974 < 1.0		
鋼断面積の比		許容応力度設計法を1.0		— 1.000	0.856 14%	0.727 27%	
		限界状態設計法を1.0		— 1.169	1.000	0.850 15%	
概算鋼重			t 73	62	53		

表-2.5に示す断面形状は、それぞれの設計手法により求められた形状を示している。せん断力の小さい支間中央部であることから、腹板厚は幅厚比によって求められる最小板厚を採用し、フランジ厚についてはそれぞれの設計手法によって決定する板厚を求めた。なお、いずれの断面形状においても、その他の設計手法で計算した結果も記載している。

B橋はI断面であり、上下フランジにおいて3手法での計算結果に大きな差が生じている。上フランジは、許容応力度設計法で40mm、限界状態設計法で30mm、コンパクト断面設計法で23mmとなった。上フランジにおける板要素による最小板厚は23mmであり、コンパクト断面設計法で算定された板厚と同じである。下フランジは、許容応力度設計法で52mm、限界状態設計法で40mm、コンパクト断面設計法で28mmと大きな変化が確認出来た。

コンパクト断面設計法で決定した断面形状を用いた許容応力度設計法による計算結果に着目すると、発生応力度は許容応力度を超過しているが材料強度の特性値以下であり、設計曲げモーメントは降伏モーメントより小となっていることから、安全率を考慮しない場

合は塑性化していない状況であることがわかった。

B橋におけるコンパクト断面設計法を採用した場合の経済性（鋼重，鋼断面積）は，許容応力度設計法と比較した場合は27%で概算鋼重の差は20t，限界状態設計法と比較した場合は15%で概算鋼重との差は9tとの結果を得た。

## 2. 5 連続合成桁を用いた試設計

本検討においては、最近の施工実績から図-2.5～2.7 に示す 3 橋を対象として、連続合成桁の支間中央における断面検討を行うものとした。

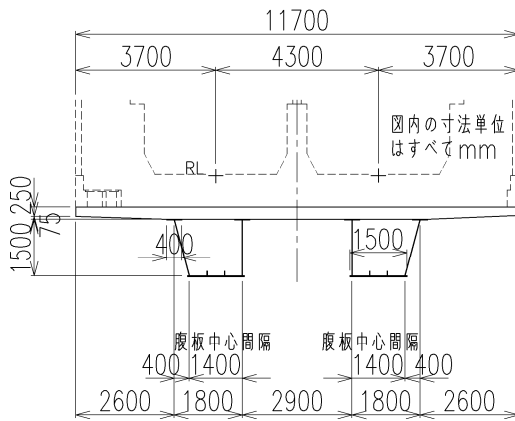


図-2.5 C橋の支間中央断面図

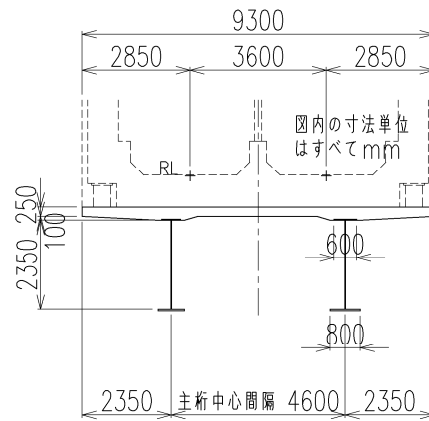


図-2.6 D橋の支間中央断面図

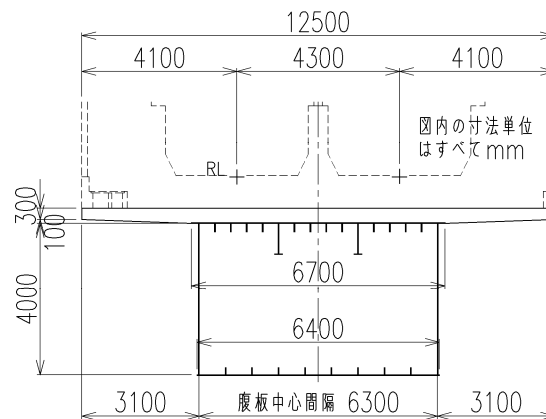


図-2.7 E橋の支間中央断面図

### (1) C橋の計算結果

C橋は新幹線鉄道用合成桁の中規模支間長にて多く用いられている断面形状であり、総支間長136.4m (30.2m+38m+38m+30.2m) の4径間連続合成桁（複線2主形式，正曲げ範囲はU断面，負曲げ範囲は箱断面，新幹線荷重）である。C橋の断面計算結果を表-2.6に示す。

表-2.6 に示す断面形状は、それぞれの設計法により求められた形状を示している。せん断力の小さい支間中央部であることから、腹板厚は幅厚比によって求められる最小板厚を採用し、フランジ厚についてはそれぞれの設計法によって決定する板厚を求めた。なお、いずれの断面形状においても、その他の設計法で計算した結果も記載している。



表-2.6 C橋の支間中央断面の計算結果総括表

			①許容応力度設計法	② 限界状態設計法	③ コンパクト断面設計法		
断面形状	床版		1- 5605 × 250	1- 5605 × 250	1- 5605 × 250		
	上フランジ		2- 400 × 17	2- 400 × 17	2- 400 × 16		
	腹板		2- 1483 × 9	2- 1483 × 9	2- 1483 × 9		
	下縦リブ		2- 120 × 9	2- 120 × 9	2- 120 × 9		
	下フランジ		1- 1500 × 18	1- 1500 × 14	1- 1500 × 9		
鋼断面積		$A_s$	69,454	63,454	55,154		
断面の諸定数	合成後 (n=7)	$I_v$	93,094,920,698	80,611,165,275	64,284,978,369		
		$y_e$	415	382	340		
		$y_e'$	90	57	15		
		$y_i$	1,428	1,457	1,494		
床版上面～塑性中立軸の高さ		$X_{pl}$	183	167	145		
使用材料の設計強度	床版		$f_{ck} = 27N/mm^2$				
	鋼材		SM520 ( $f_{svk} = 355N/mm^2$ )				
設計曲げモーメント	合成前死荷重		3,223	3,441	3,441		
	合成後死荷重		3,162	3,162	3,162		
	変動荷重		4,992	5,491	5,491		
	合計		11,377	12,094	12,094		
設計曲げ耐力 (限界状態設計法)	合成後 (n=7)	床版 上縁	17,575	16,510	14,817		
		鋼桁	上縁	319,063	433,017	1,350,642	
			下縁	20,987	17,818	13,851	
設計曲げ耐力 (コンパクト断面設計法)	全塑性モーメント×0.9		24,341	21,265	17,357		
	降伏モーメント×1.3		26,420	22,022	16,398		
	採用値		24,341	21,265	16,398		
照査結果	許容応力度設計法	合成後	床版 上縁	$5.2 < 7.7$	$5.5 < 7.7$	$6.1 < 7.7$	
			鋼桁	上縁	$170.9 < 220$	$172.2 < 220$	$179.2 < 220$
				下縁	$215.0 < 220$	$254.5 > 220$	$332.2 > 220$
	限界状態設計法	合成後	床版 上縁	$0.591 < 1.0$	$0.628 < 1.0$	$0.699 < 1.0$	
			鋼桁	上縁	$0.939 < 1.0$	$0.949 < 1.0$	$1.063 > 1.0$
				下縁	$0.814 < 1.0$	$0.965 < 1.0$	$1.260 > 1.0$
	コンパクト断面設計法		曲げ	$0.656 < 1.0$	$0.751 < 1.0$	$0.974 < 1.0$	
鋼断面積の比 (検討断面のみ)	許容応力度設計法を1.0		1.00	0.91 9%	0.79 21%		
	限界状態設計法を1.0		1.09	1.00	0.87 13%		
鋼断面積の比 (連続桁全長)	許容応力度設計法を1.0		1.00	0.94 6%	0.86 14%		
	限界状態設計法を1.0		1.07	1.00	0.91 9%		

上フランジにおける板要素による最小板厚は 16mm であり、フランジ幅はずれ止めと合成床版を配置するための最小幅から決定しているため 3 つの設計法にて大きな板厚差は生じていない。許容応力度設計法と限界状態設計法では 17mm、コンパクト断面設計法では 16mm となった。下フランジは最外縁に位置する曲げに抵抗する板であることから、3 手法で大きな差が生じている。許容応力度設計法は 18mm、限界状態設計法では 14mm、コンパクト断面設計法では 9mm である。

コンパクト断面設計法で決定した断面形状を用いた許容応力度設計法による計算結果に着目すると、発生応力度は許容応力度を超過しているが材料強度の特性値以下であり、設計曲げモーメントは降伏モーメントより小となっていることから、安全率を考慮しない場合は塑性化していない状況であることがわかった。

C 橋におけるコンパクト断面設計法を採用した場合の鋼重低減効果（鋼断面積の低減比）

は、検討断面に着目すると許容応力度設計法と比較した場合は 21%、限界状態設計法と比較した場合は 13%となった。連続合成桁全長で見た場合、連続桁の中間支点は断面算定において引張側のコンクリートを無視した手法を用いることが多く、圧縮側となる下フランジにはコンクリートが配置されないことからコンパクト断面設計法の採用は出来ないものとし、鋼重低減効果は、正曲げ範囲の延長×鋼断面積の低減比/橋梁全長、より求めた。許容応力度設計法と比較した場合は 14%、限界状態設計法と比較した場合は 9%と減少する。

## (2) D 橋の計算結果

D橋は道路橋での採用実績が近年多い構造形式で、総支間長118.4m (39.2m+40m+39.2m) の3径間連続合成桁（複線2主I桁形式、在来線電車荷重）である。D橋の断面計算結果を表-2.7に示す。

表-2.7 D 橋の支間中央断面の計算結果総括表

					①許容応力度設計法	② 限界状態設計法	③ コンパクト断面設計法	
断面形状	床版		—		1- 4562 × 250	1- 4562 × 250	1- 4562 × 250	
	上フランジ		—		1- 600 × 29	1- 600 × 29	1- 600 × 24	
	腹板		—		1- 2350 × 10	1- 2350 × 10	1- 2350 × 10	
	下フランジ		—		1- 800 × 43	1- 800 × 35	1- 800 × 28	
鋼断面積	A <sub>s</sub>		mm <sup>2</sup>	75,300	68,900	60,300		
断面の諸定数	合成後 (n=7)	I <sub>v</sub>	mm <sup>4</sup>	223,895,387,152	195,291,287,794	168,972,486,250		
		y <sub>e</sub>	mm	653	596	546		
		y <sub>c</sub> '	mm	332	275	220		
		y <sub>i</sub>	mm	2,090	2,139	2,182		
床版上面～塑性中立軸の高さ			X <sub>pl</sub>	mm	243	222	195	
使用材料の設計強度	床版		—	f <sub>ck</sub> = 27N/mm <sup>2</sup>				
	鋼材		—	SM520 (f <sub>svk</sub> = 355N/mm <sup>2</sup> )				
設計曲げモーメント	合成前死荷重		kN・m	7,583	8,141	8,141		
	合成後死荷重		kN・m	5,832	5,832	5,832		
	変動荷重		kN・m	6,788	7,468	7,468		
	合計		kN・m	20,203	21,441	21,441		
設計曲げ耐力 (限界状態設計法)	合成後 (n=7)	床版	上縁	kN・m	26,825	25,659	24,231	
			鋼桁	上縁	kN・m	207,023	218,403	236,158
		下縁	kN・m	34,501	29,396	24,934		
設計曲げ耐力 (コンパクト断面設計法)	全塑性モーメント×0.9		kN・m	38,358	33,481	29,083		
	降伏モーメント×1.3		kN・m	43,705	36,703	30,220		
	採用値		kN・m	38,358	33,481	29,083		
照査結果	許容応力度設計法	合成後	床版	上縁	N/mm <sup>2</sup>	5.4 < 7.7	5.6 < 7.7	5.9 < 7.7
			鋼桁	上縁	N/mm <sup>2</sup>	216.0 < 220	218.4 < 220	242.8 > 220
				下縁	N/mm <sup>2</sup>	218.1 < 220	256.1 > 220	305.5 > 220
	限界状態設計法	合成後	床版	上縁	—	0.607 < 1.0	0.634 < 1.0	0.668 < 1.0
			鋼桁	上縁	—	0.894 < 1.0	0.905 < 1.0	1.414 > 1.0
				下縁	—	0.835 < 1.0	0.981 < 1.0	1.172 > 1.0
	コンパクト断面設計法		曲げ	—	0.737 < 1.0	0.845 < 1.0	0.973 < 1.0	
	鋼断面積の比 (検討断面のみ)	許容応力度設計法を1.0			1.00	0.92 8%	0.80 20%	
		限界状態設計法を1.0			1.09	1.00	0.88 12%	
鋼断面積の比 (連続桁全長)	許容応力度設計法を1.0			1.00	0.94 6%	0.85 15%		
	限界状態設計法を1.0			1.07	1.00	0.91 9%		

表-2.7 に示す断面形状は、それぞれの設計法により求められた形状を示している。せん断力の小さい支間中央部であることから、腹板厚は幅厚比によって求められる最小板厚を採用し、フランジ厚についてはそれぞれの設計法によって決定する板厚を求めた。なお、いずれの断面形状においても、その他の設計法で計算した結果も記載している。

上フランジは、許容応力度設計法で29mm、限界状態設計法で29mm、コンパクト断面設計法で24mmとなった。下フランジは、許容応力度設計法で43mm、限界状態設計法で35mm、コンパクト断面設計法で28mmと大きな変化が確認出来た。

コンパクト断面設計法で決定した断面形状を用いた許容応力度設計法による計算結果に着目すると、発生応力度は許容応力度を超過しているが材料強度の特性値以下であり、設計曲げモーメントは降伏モーメントより小となっていることから、安全率を考慮しない場合は塑性化していない状況であることがわかった。

D 橋におけるコンパクト断面設計法を採用した場合の鋼重低減効果（鋼断面積の低減比）は、検討断面に着目すると許容応力度設計法と比較した場合は 20%、限界状態設計法と比較した場合は 12%となった。連続合成桁全長で見た場合、連続桁の中間支点は断面算定において引張側のコンクリートを無視した手法を用いることが多く、圧縮側となる下フランジにはコンクリートが配置されないことからコンパクト断面設計法の採用は出来ないものとし、鋼重低減効果は、正曲げ範囲の延長×鋼断面積の低減比／橋梁全長、より求めた。許容応力度設計法と比較した場合は 15%、限界状態設計法と比較した場合は 9%と減少する。

### (3) E 橋の計算結果

E橋は橋は新幹線鉄道用合成桁の大規模支間長にて多く用いられている断面形状であり、総支間長403m（98.5m+103m+103m+98.5m）の4径間連続合成桁（複線1主箱桁形式、新幹線荷重）である。E橋の断面計算結果を表-2.8に示す。

表-2.8 に示す断面形状は、それぞれの設計法により求められた形状を示している。せん断力の小さい支間中央部であることから、腹板厚は幅厚比によって求められる最小板厚を採用し、フランジ厚についてはそれぞれの設計法によって決定する板厚を求めた。なお、いずれの断面形状においても、その他の設計法で計算した結果も記載している。

上フランジは、許容応力度設計法で23mm、限界状態設計法で22mm、コンパクト断面設計法で18mmとなった。下フランジは、許容応力度設計法で45mm、限界状態設計法で36mm、コンパクト断面設計法で32mmと大きな変化が確認出来た。

コンパクト断面設計法で決定した断面形状を用いた許容応力度設計法による計算結果に着目すると、発生応力度は許容応力度を超過しているが材料強度の特性値以下であり、設計曲げモーメントは降伏モーメントより小となっていることから、安全率を考慮しない場合は塑性化していない状況であることがわかった。

表-2.8 E橋の支間中央断面の計算結果総括表

				①許容応力度設計法	②限界状態設計法	③コンパクト断面設計法		
断面形状	床版	—	1- 12500 × 300	1- 12500 × 300	1- 12500 × 300			
	上フランジ	—	1- 6700 × 23	1- 6700 × 22	1- 6700 × 18			
	上縦リブ	—	12- 180 × 19	12- 180 × 19	12- 180 × 19			
	縦桁腹板	—	2- 800 × 10	2- 800 × 10	2- 800 × 10			
	縦桁フランジ	—	2- 250 × 12	2- 250 × 12	2- 250 × 12			
	腹板	—	2- 4000 × 18	2- 4000 × 18	2- 4000 × 18			
	下フランジ	—	1- 6400 × 45	1- 6400 × 36	1- 6400 × 32			
鋼断面積	$A_s$	mm <sup>2</sup>	666,420	602,120	549,720			
断面の諸定数	合成後 (n=7)	$I_v$	mm <sup>4</sup>	4,122,681,343,578	3,613,141,350,000	3,349,380,267,622		
		$y_c$	mm	1,559	1,420	1,375		
		$y_c'$	mm	1,182	1,042	993		
		$y_t$	mm	2,886	3,015	3,057		
床版上面～塑性中立軸の高さ		$X_{pl}$	mm	572	483	485		
使用材料の設計強度	床版	—	$f_{ck} = 40\text{N/mm}^2$	$f_{ck} = 35\text{N/mm}^2$	$f_{ck} = 35\text{N/mm}^2$			
	鋼材	—	SM570 ( $f_{syk} = 450\text{N/mm}^2$ )					
設計曲げモーメント	合成前死荷重	kN・m	145,767	154,683	154,683			
	合成後死荷重	kN・m	86,126	86,126	86,126			
	変動荷重	kN・m	106,618	117,280	117,280			
	合計	kN・m	338,511	358,089	358,089			
設計曲げ耐力 (限界状態設計法)	合成後 (n=7)	床版 上縁	kN・m	306,692	258,194	247,251		
		鋼桁	上縁	kN・m	1,358,916	1,350,861	1,314,568	
			下縁	kN・m	556,562	466,763	426,830	
設計曲げ耐力 (コンパクト断面設計法)	全塑性モーメント×0.9		kN・m	587,093	514,112	474,196		
	降伏モーメント×1.3		kN・m	762,286	632,743	571,726		
	採用値		kN・m	587,093	514,112	474,196		
照査結果	許容応力度設計法	合成後	床版 上縁	N/mm <sup>2</sup>	10.9 < 11.4	11.3 > 10.0	11.7 > 10.0	
			鋼桁	上縁	N/mm <sup>2</sup>	259.4 < 260	268.0 > 260	294.6 > 260
				下縁	N/mm <sup>2</sup>	259.7 < 260	310.4 > 260	342.1 > 260
	限界状態設計法	合成後	床版 上縁	—	0.829 < 1.0	0.983 < 1.0	1.021 > 1.0	
			鋼桁	上縁	—	0.837 < 1.0	0.865 < 1.0	1.318 > 1.0
				下縁	—	0.832 < 1.0	0.994 < 1.0	1.096 > 1.0
	コンパクト断面設計法		曲げ	—	0.805 < 1.0	0.919 < 1.0	0.997 < 1.0	
鋼断面積の比 (検討断面のみ)	許容応力度設計法を1.0		1.00	0.90 10%	0.82 18%			
	限界状態設計法を1.0		1.11	1.00	0.91 9%			
鋼断面積の比 (連続桁全長)	許容応力度設計法を1.0		1.00	0.93 7%	0.88 12%			
	限界状態設計法を1.0		1.07	1.00	0.94 6%			

E橋におけるコンパクト断面設計法を採用した場合の鋼重低減効果（鋼断面積の低減比）は、検討断面に着目すると許容応力度設計法と比較した場合は18%、限界状態設計法と比較した場合は9%となった。連続合成桁全長で見た場合、連続桁の中間支点は断面算定において引張側のコンクリートを無視した手法を用いることが多く、圧縮側となる下フランジにはコンクリートが配置されないことからコンパクト断面設計法の採用は出来ないものとし、鋼重低減効果は、正曲げ範囲の延長×鋼断面積の低減比／橋梁全長、より求めた。許容応力度設計法と比較した場合は12%、限界状態設計法と比較した場合は6%と減少する。

## 2. 6 合理的な断面構成の試設計

塑性中立軸がコンクリート床版内にある場合、床版上縁から塑性中立軸の高さは式(2-16)で求めることが出来る。

$$x_{pl} = N_s / (0.85 \times f'_{cd} \times B) \quad (2-16)$$

ここで、 $x_{pl}$  は床版上縁から塑性中立軸までの高さ、 $N_s$  は鋼桁の全塑性軸力の合計値、 $f'_{cd}$  はコンクリートの設計基準強度、 $B$  はコンクリート床版の幅を示す。

コンクリート床版の幅  $B$  は設計条件（鉄道を運行させるために必要な最小幅）であるため、床版上縁から塑性中立軸までの高さ  $x_{pl}$  は、式(2-16)より鋼桁の全塑性軸力の合計値  $N_s$  に比例し、コンクリートの設計基準強度  $f'_{cd}$  に反比例することがわかる。

全塑性モーメントは断面内の部位ごとに、塑性中立軸からの距離×断面積×設計強度を求めた合計値である。例として C 橋での全塑性モーメントの算出結果を表-2.9 に示す。

表-2.9 C 橋の全塑性モーメントの算出表

	A (mm <sup>2</sup> )	y (mm)	σ (N/mm <sup>2</sup> )	P (kN)	Mr (kN・m)
1-床版上 5605 × 145	812519	-72.5	23	-18647	(圧縮側) 1352 (0.070)
1-床版下 5605 × 105	588731	52.5	0	0	(引張側) 0 (0.000)
2-U.flg 400 × 16	12800	136.5	338	4328	591 (0.031)
2-Web 1483 × 9	26694	938.5	338	9025	8470 (0.439)
2-L.rib 120 × 9	2160	1620.0	338	730	1183 (0.061)
1-L.Flг 1500 × 9	13500	1684.5	338	4564	7689 (0.399)
	1456404				19285 (1.000)

$$\begin{aligned} \text{全塑性曲げモーメント } M_{pl} &= 19285 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{床版上縁から塑性中立軸 } x_{pl} &= 18647 \times 1000 / (0.85 \times 27 \times 5605) \\ &= 145 \text{ mm} \end{aligned}$$

ここで、 $A$  は各部位の断面積、 $y$  は塑性中立軸から各部位重心までの距離、 $\sigma$  は各部位の降伏強度、 $P$  は  $A \times \sigma$  で求められる各部位の全塑性軸力、 $M_r$  は  $y \times P$  で求められる各部位の全塑性モーメントである。

塑性中立軸からの距離が大きい腹板および下フランジが全塑性モーメントの約 9 割を締め、圧縮側となるコンクリート床版は全塑性モーメントの 1 割程度の内訳となっている。したがって、全塑性モーメントを向上させる合理的な断面構成とは、床版上縁から塑性中立軸までの高さ  $x_{pl}$  を最小とし、引張側までの距離を大きく保つ断面構成だと考えられる。

また、コンクリート強度を向上させることで床版上縁から塑性中立軸までの高さを縮小することも一つの方法として挙げられる。

そこで、腹板高をパラメータとし、塑性中立軸の位置と鋼断面積に着目した検討およびコンクリートの設計基準強度をパラメータとした検討を行った。

### (1) 腹板高をパラメータとした試設計

上フランジは塑性中立軸に近い位置にあり全塑性モーメントへの影響が小さいことからいずれも同じ厚さを用いるものとし、腹板高を変化させて照査を満足出来る下フランジ厚を求めた。なお、腹板高を変化させた場合、最大幅厚比（＝腹板高/腹板厚）は 250 以下<sup>2)</sup><sup>3)</sup>を満足する板厚とした。

B, C, D 橋の腹板高－鋼断面積の関係を図-2.8 に、A, E 橋の腹板高－鋼断面積の関係を図-2.9 に示す。また、B, C, D 橋の腹板高－塑性中立軸の関係を図-2.10 に、A, E 橋の腹板高－塑性中立軸の関係を図-2.11 に示す。

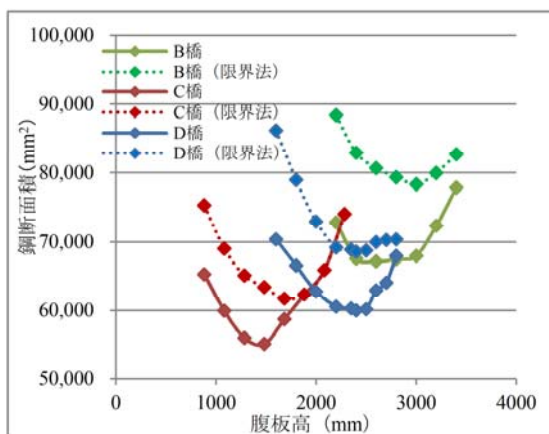


図-2.8 BCD 橋の腹板高－鋼断面積

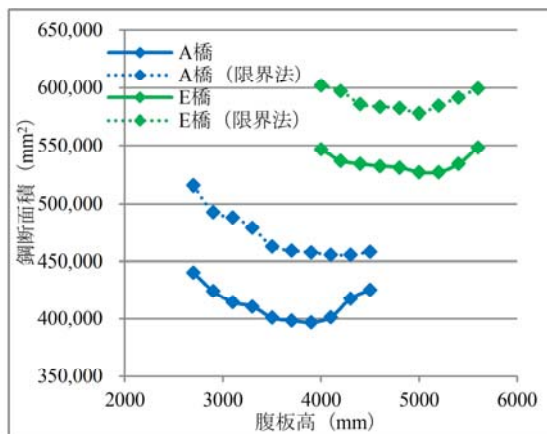


図-2.9 AE 橋の腹板高－鋼断面積

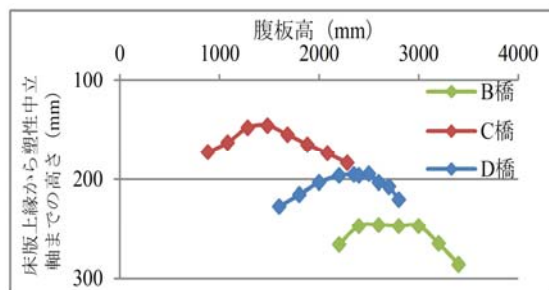


図-2.10 BCD 橋の腹板高－塑性中立軸の高さ

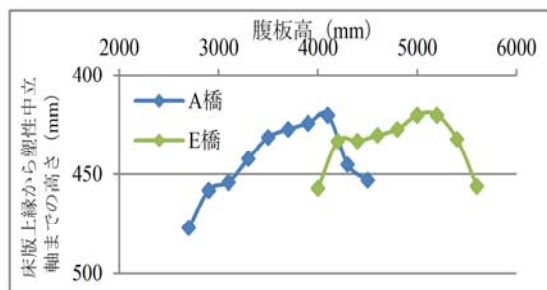


図-2.11 AE 橋の腹板高－塑性中立軸の高さ

B, C, D 橋は、基準断面（B 橋の腹板高は 2800mm, C 橋の腹板高は 1483mm, D 橋の腹板高は 2350mm）より腹板高が高くなる場合、図-2.8 より鋼断面積は増加する傾向を示

し、図-2.10 より塑性中立軸の位置は床版下縁側に動いている。

基準断面より腹板高が低くなる場合、全塑性モーメントを確保するため下フランジを増厚する必要が生じる。鋼断面積に着目すると腹板高の減少に比べて下フランジの増加が顕著であるため、図-2.8 より鋼断面積は増加する結果となった。鋼断面積が大きくなれば、鋼桁の全塑性軸力の合計値が大きくなり、図-2.10 より塑性中立軸の位置は下がることになる。

図-2.8 より鋼断面積が最小となる腹板高は基準断面であり、図-2.10 より床版上縁から塑性中立軸の高さも基準断面が最小値を示す。したがって、コンパクト断面設計法を採用した場合の合理的な腹板高さについては、限界状態設計法を用いた場合と同程度であると考えられる。また、限界状態設計法にて求めた腹板高—鋼断面積の関係を図-2.8 に破線で並記したところ、鋼断面積最小を示す腹板高は完全に一致するものではないが、概ね同傾向を示している。

一方で、A 橋においては図-2.9 より鋼断面積が最小となる腹板高は基準断面（腹板高は 3300mm）ではなく 3900mm であり、図-2.11 より床版上縁から塑性中立軸の高さが最小値を示すのは腹板高 4100mm である。また、E 橋においては図-2.9 より基準断面（腹板高は 4000mm）の鋼断面積が最大である。図-2.9 より鋼断面積が最小となる腹板高は 5000mm であり、図-2.11 より床版上縁から塑性中立軸の高さも腹板高 5000mm が最小値を示す。

限界状態設計法において、鉄道用連続合成桁支間中央断面の最適腹板高さは I 桁において  $1/15 \sim 1/20$ 、箱桁において  $1/20 \sim 1/25^{2-19)}$  と言われているが、A 橋と E 橋の施工事例においては周辺条件等から腹板高を比較的縮小した構造計画であり、図-2.9、図-2.11 で得られた最小腹板高とは異なっている。しかし、限界状態設計法にて求めた腹板高—鋼断面積の関係を図-2.9 に破線で並記したところ、分布傾向は概ね同じであることから、コンパクト断面設計法を採用した場合の合理的な腹板高さは、限界状態設計法を用いた場合と同程度であると考えられる。

## (2) コンクリート強度をパラメータとした試設計

A 橋に用いているコンクリート強度は  $f_{ck}=40\text{N/mm}^2$ 、B 橋に用いているコンクリート強度は  $f_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 、C 橋および D 橋に用いているコンクリート強度は  $f_{ck}=27\text{N/mm}^2$ 、E 橋に用いているコンクリート強度は  $f_{ck}=35\text{N/mm}^2$  である。そこで、本検討に用いるコンクリート強度として、文献 2-3)に規定されている最大強度の  $f_{ck}=40\text{N/mm}^2$ 、文献 2-20)に記載のある  $f_{ck}=50\text{N/mm}^2$  および最大強度の  $f_{ck}=80\text{N/mm}^2$  を用いるものとした。検討結果を表-2.10～2.14 に示す。

A 橋はコンクリート強度を向上させることで全塑性モーメントが向上し、設計曲げ耐力の向上が図れることから、表-2.10 に示す通り  $f_{ck}=50\text{N/mm}^2$  の場合は下フランジが 26mm となった。また、 $f_{ck}=80\text{N/mm}^2$  の場合は下フランジが 23mm となり、塑性中立軸の位置が床版内に入った。鋼桁の全塑性軸力の合計値が大きい場合においてコンクリート強度の向上

表-2.10 A橋におけるコンクリート強度をパラメータとした検討結果総括表

			③ コンパクト断面 設計法	③-2 コンパクト断面 設計法( $f_{ck}$ 向上)	③-3 コンパクト断面 設計法( $f_{ck}$ 向上)			
断面形状	床版	—	1- 11700 × 300	1- 11700 × 300	1- 11700 × 300			
	上フランジ	—	1- 6600 × 14	1- 6600 × 14	1- 6600 × 14			
	上縦リブ	—	1- 180 × 20	12- 180 × 20	12- 180 × 20			
	縦桁腹板	—	1- 660 × 10	2- 660 × 10	2- 660 × 10			
	縦桁フランジ	—	1- 250 × 12	2- 250 × 12	2- 250 × 12			
	腹板	—	1- 3300 × 14	2- 3300 × 14	2- 3300 × 14			
	下縦リブ	—	1- 180 × 16	6- 180 × 16	6- 180 × 16			
下フランジ	—	1- 5420 × 27	1- 5420 × 26	1- 5420 × 23				
床版上面～塑性中立軸の高さ		$X_{pl}$	mm	442	349	209		
使用材料 の設計強度	床版	—	$f_{ck} = 40\text{N/mm}^2$	$f_{ck} = 50\text{N/mm}^2$	$f_{ck} = 80\text{N/mm}^2$			
	鋼材	—	SM570 ( $f_{syk} = 450\text{N/mm}^2$ )					
設計曲げモーメント	合成前死荷重	kN・m	86,469	86,469	86,469			
	合成後死荷重	kN・m	88,024	88,024	88,024			
	変動荷重	kN・m	57,409	57,409	57,409			
	合計	kN・m	231,901	231,901	231,901			
設計曲げ耐力 (コンパクト断面設計法)	全塑性モーメント×0.9	kN・m	312,335	315,338	324,358			
	降伏モーメント×1.3	kN・m	352,361	341,790	309,999			
	採用値	kN・m	312,335	315,338	309,999			
照査結果 (コンパクト断面設計法)		曲げ	—	0.980 < 1.0	0.971 < 1.0	0.987 < 1.0		
鋼断面積の比 (検討断面のみ)	許容応力度設計法を1.0	—	0.79	21%	0.78	22%	0.74	26%
	限界状態設計法を1.0	—	0.86	14%	0.85	15%	0.81	19%

表-2.11 B橋におけるコンクリート強度をパラメータとした検討結果総括表

			③ コンパクト断面 設計法	③-2 コンパクト断面 設計法( $f_{ck}$ 向上)	③-3 コンパクト断面 設計法( $f_{ck}$ 向上)			
断面形状	床版	—	1- 4650 × 250	1- 4650 × 250	1- 4650 × 250			
	上フランジ	—	1- 500 × 23	1- 500 × 23	1- 500 × 23			
	腹板	—	1- 2800 × 13	1- 2800 × 13	1- 2800 × 13			
	下フランジ	—	1- 700 × 28	1- 700 × 28	1- 700 × 28			
床版上面～塑性中立軸の高さ		$X_{pl}$	mm	247	185	93		
使用材料 の設計強度	床版	—	$f_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	$f_{ck} = 40\text{N/mm}^2$	$f_{ck} = 80\text{N/mm}^2$			
	鋼材	—	SM570 ( $f_{syk} = 450\text{N/mm}^2$ )					
設計曲げモーメント	合成前死荷重	kN・m	14,606	14,606	14,606			
	合成後死荷重	kN・m	9,641	9,641	9,641			
	変動荷重	kN・m	8,116	8,116	8,116			
	合計	kN・m	32,363	32,363	32,363			
設計曲げ耐力 (コンパクト断面)	全塑性モーメント×0.9	kN・m	47,282	48,096	49,316			
	降伏モーメント×1.3	kN・m	43,843	43,843	43,843			
	採用値	kN・m	43,843	43,843	43,843			
照査結果 (コンパクト断面設計法)		曲げ	—	0.974 < 1.0	0.974 < 1.0	0.974 < 1.0		
鋼断面積の比	許容応力度設計法を1.0	—	0.727	27%	0.727	27%	0.727	27%
	限界状態設計法を1.0	—	0.850	15%	0.850	15%	0.850	15%

は有効な方法であると考えられる。

B橋とC橋はコンパクト断面設計法の検討結果より、設計曲げ耐力が降伏モーメント×1.3で決定していることから、表-2.11 および表-2.12 に示す通りコンクリート強度を向上させても設計曲げ耐力の変化は無い。



表-2.12 C橋におけるコンクリート強度をパラメータとした検討結果総括表

			③ コンパクト断面 設計法	③-2 コンパクト断面 設計法( $f_{ck}$ 向上)	③-3 コンパクト断面 設計法( $f_{ck}$ 向上)	
断面形状	床版	—	1- 5605 × 250	1- 5605 × 250	1- 5605 × 250	
	上フランジ	—	2- 400 × 16	2- 400 × 16	2- 400 × 16	
	腹板	—	2- 1483 × 9	2- 1483 × 9	2- 1483 × 9	
	下縦リブ	—	2- 120 × 9	2- 120 × 9	2- 120 × 9	
	下フランジ	—	1- 1500 × 9	1- 1500 × 9	1- 1500 × 9	
床版上面～塑性中立軸の高さ		$X_{pl}$	mm	145	98	49
使用材料 の設計強度	床版	—	$f_{ck} = 27\text{N/mm}^2$	$f_{ck} = 40\text{N/mm}^2$	$f_{ck} = 80\text{N/mm}^2$	
	鋼材	—	SM520 ( $f_{syk} = 355\text{N/mm}^2$ )			
設計曲げモーメント	合成前死荷重	kN・m	3,441	3,441	3,441	
	合成後死荷重	kN・m	3,162	3,162	3,162	
	変動荷重	kN・m	5,491	5,491	5,491	
	合計	kN・m	12,094	12,094	12,094	
設計曲げ耐力 (コンパクト断面設計法)	全塑性モーメント×0.9	kN・m	17,357	17,660	17,975	
	降伏モーメント×1.3	kN・m	16,398	16,398	16,398	
	採用値	kN・m	16,398	16,398	16,398	
照査結果 (コンパクト断面設計法)		曲げ	—	0.974 < 1.0	0.974 < 1.0	0.974 < 1.0
鋼断面積の比 (検討断面のみ)	許容応力度設計法を1.0		0.79 21%	0.79 21%	0.79 21%	
	限界状態設計法を1.0		0.87 13%	0.87 13%	0.87 13%	
鋼断面積の比 (連続桁全長)	許容応力度設計法を1.0		0.86 14%	0.86 14%	0.86 14%	
	限界状態設計法を1.0		0.91 9%	0.91 9%	0.91 9%	

表-2.13 D橋におけるコンクリート強度をパラメータとした検討結果総括表

			③ コンパクト断面 設計法	③-2 コンパクト断面 設計法( $f_{ck}$ 向上)	③-3 コンパクト断面 設計法( $f_{ck}$ 向上)	
断面形状	床版	—	1- 4562 × 250	1- 4562 × 250	1- 4562 × 250	
	上フランジ	—	1- 600 × 24	1- 600 × 24	1- 600 × 24	
	腹板	—	1- 2350 × 10	1- 2350 × 10	1- 2350 × 10	
	下フランジ	—	1- 800 × 28	1- 800 × 27	1- 800 × 27	
床版上面～塑性中立軸の高さ		$X_{pl}$	mm	195	130	65
使用材料 の設計強度	床版	—	$f_{ck} = 27\text{N/mm}^2$	$f_{ck} = 40\text{N/mm}^2$	$f_{ck} = 80\text{N/mm}^2$	
	鋼材	—	SM520 ( $f_{syk} = 355\text{N/mm}^2$ )			
設計曲げモーメント	合成前死荷重	kN・m	8,141	8,141	8,141	
	合成後死荷重	kN・m	5,832	5,832	5,832	
	変動荷重	kN・m	7,468	7,468	7,468	
	合計	kN・m	21,441	21,441	21,441	
設計曲げ耐力 (コンパクト断面設計法)	全塑性モーメント×0.9	kN・m	29,083	29,036	29,633	
	降伏モーメント×1.3	kN・m	30,220	29,332	29,332	
	採用値	kN・m	29,083	29,036	29,332	
照査結果 (コンパクト断面設計法)		曲げ	—	0.973 < 1.0	0.974 < 1.0	0.965 < 1.0
鋼断面積の比 (検討断面のみ)	許容応力度設計法を1.0		0.80 20%	0.79 21%	0.79 21%	
	限界状態設計法を1.0		0.88 12%	0.86 14%	0.86 14%	
鋼断面積の比 (連続桁全長)	許容応力度設計法を1.0		0.85 15%	0.85 15%	0.85 15%	
	限界状態設計法を1.0		0.91 9%	0.90 10%	0.90 10%	

D橋の  $f_{ck}=40\text{N/mm}^2$  の場合は、コンクリート強度を向上させることで全塑性モーメントが若干向上し、設計曲げ耐力の向上が図れることから、表-2.13 に示す通り下フランジは27mmとなった。また、 $f_{ck}=80\text{N/mm}^2$  の場合は、コンクリート強度を向上させることで全塑性モーメントが向上するが、設計曲げ耐力が降伏モーメント×1.3 で決定するため、

$f_{ck}=40\text{N/mm}^2$ の場合と同様に下フランジは27mmとなった。

E橋はコンクリート強度を向上させることで全塑性モーメントが向上し、設計曲げ耐力の向上が図れることから、表-2.14に示す通り  $f_{ck}=40\text{N/mm}^2$  の場合は下フランジが31mmとなった。また、 $f_{ck}=80\text{N/mm}^2$  の場合は下フランジが28mmとなり、塑性中立軸の位置が床版内に入った。鋼桁の全塑性軸力の合計値が大きい場合においてコンクリート強度の向上は有効な方法であると考えられる。

表-2.14 E橋におけるコンクリート強度をパラメータとした検討結果総括表

			③ コンパクト断面設計法	③-2 コンパクト断面設計法 ( $f_{ck}$ 向上)	③-3 コンパクト断面設計法 ( $f_{ck}$ 向上)
断面形状	床版	—	1- 12500 × 300	1- 12500 × 300	1- 12500 × 300
	上フランジ	—	1- 6700 × 18	1- 6700 × 18	1- 6700 × 18
	上縦リブ	—	12- 180 × 19	12- 180 × 19	12- 180 × 19
	縦桁腹板	—	2- 800 × 10	2- 800 × 10	2- 800 × 10
	縦桁フランジ	—	2- 250 × 12	2- 250 × 12	2- 250 × 12
	腹板	—	2- 4000 × 18	2- 4000 × 18	2- 4000 × 18
	下縦リブ	—	8- 180 × 12	8- 180 × 12	8- 180 × 12
	下フランジ	—	1- 6400 × 32	1- 6400 × 31	1- 6400 × 28
床版上面～塑性中立軸の高さ	$X_{pl}$	mm	485	408	264
使用材料の設計強度	床版	—	$f_{ck} = 35\text{N/mm}^2$	$f_{ck} = 40\text{N/mm}^2$	$f_{ck} = 80\text{N/mm}^2$
	鋼材	—	SM570 ( $f_{yk} = 450\text{N/mm}^2$ )		
設計曲げモーメント	合成前死荷重	kN・m	154,683	154,683	154,683
	合成後死荷重	kN・m	86,126	86,126	86,126
	変動荷重	kN・m	117,280	117,280	117,280
	合計	kN・m	358,089	358,089	358,089
設計曲げ耐力 (コンパクト断面設計法)	全塑性モーメント×0.9	kN・m	474,196	480,068	473,255
	降伏モーメント×1.3	kN・m	571,726	557,333	514,084
	採用値	kN・m	474,196	480,068	473,255
照査結果 (コンパクト断面設計法)	曲げ	—	0.997 < 1.0	0.985 < 1.0	0.999 < 1.0
鋼断面積の比 (検討断面のみ)	許容応力度設計法を1.0		0.82 18%	0.82 18%	0.79 21%
	限界状態設計法を1.0		0.91 9%	0.90 10%	0.87 13%
鋼断面積の比 (連続桁全長)	許容応力度設計法を1.0		0.88 12%	0.87 13%	0.85 15%
	限界状態設計法を1.0		0.94 6%	0.93 7%	0.91 9%

## 2. 7 有限要素法解析

コンパクト断面設計法の試設計結果で得られた断面形状を用いて許容応力度設計法により応力度を算出した結果を表-2.15に示す。いずれの橋梁においても下フランジの応力度は許容応力度を超過しているが、使用材料の降伏強度以下の値を示している。

表-2.15 コンパクト断面設計法の断面形状による応力度

			A 橋	B 橋	C 橋	D 橋	E 橋		
断面形状	床版	—	1- 11700 × 300	1- 4650 × 250	1- 5605 × 250	1- 4562 × 250	1- 12500 × 300		
	上フランジ	—	1- 6600 × 14	1- 500 × 23	2- 400 × 16	1- 600 × 24	1- 6700 × 18		
	上縦リブ	—	12- 180 × 20	—	—	—	12- 180 × 19		
	縦桁腹板	—	2- 660 × 10	—	—	—	2- 800 × 10		
	縦桁フランジ	—	2- 250 × 12	—	—	—	2- 250 × 12		
	腹板	—	2- 3300 × 14	1- 2800 × 13	2- 1483 × 9	1- 2350 × 10	2- 4000 × 18		
	下縦リブ	—	6- 180 × 16	—	2- 120 × 9	—	8- 180 × 12		
下フランジ	—	1- 5420 × 27	1- 700 × 28	1- 1500 × 9	1- 800 × 28	1- 6400 × 32			
使用材料の設計強度	床版	—	$f_{ek} = 40\text{N/mm}^2$	$f_{ek} = 30\text{N/mm}^2$	$f_{ek} = 27\text{N/mm}^2$		$f_{ek} = 35\text{N/mm}^2$		
	鋼材	—	SM570 ( $f_{yk} = 450\text{N/mm}^2$ )		SM520 ( $f_{yk} = 355\text{N/mm}^2$ )		SM570		
照査結果 許容応力度 設計法	合成 後	床版	上縁	N/mm <sup>2</sup>	11.9 > 11.4	6.1 < 8.6	6.1 < 7.7	5.9 < 7.7	11.7 > 10.0
		鋼桁	上縁	N/mm <sup>2</sup>	279.3 > 260	343.7 > 260	179.2 < 220	242.8 > 220	294.6 > 260
		下縁	N/mm <sup>2</sup>	349.5 > 260	403.9 > 260	332.2 > 220	305.5 > 220	342.1 > 260	

一方、コンパクト断面設計法の試設計では、全塑性曲げモーメントの0.9倍と降伏モーメントの1.3倍の小さい方を設計曲げ耐力としているが、曲げモーメントの照査においては、鋼材の安全係数として構造物解析係数1.0×材料係数1.05×部材係数1.1×構造物係数1.2=1.386を用いていることから、1.386>1.3より降伏に至っていないことが考えられる。

また、安全係数は設計結果に影響を及ぼすと考えられる材料強度のばらつき、限界値設定の不確実性、部材の重要度などの要因に対して、安全性を確保するために用いているものであるが、これらは定量的に決定出来ない要素が多く含まれているため、力学的な評価からは除外するのがよいと考えられる。

そこで、コンパクト断面設計法の試設計で得られた断面形状が、安全係数を排除した状況下においてどの程度降伏に至っているのかを把握するために、3次元有限要素法解析（以下、FEM解析とする）を行うものとした。

解析は前出のB橋を対象とし、解析にはFEM解析汎用ソフトDIANAを用いた。解析モデルの形状を図-2.12に、解析モデルの概要図を図-2.13に示す。

解析断面は表-2.5に基づき、許容応力度設計法による試設計断面をcase1、限界状態設計法による試設計断面をcase2、コンパクト断面設計法による試設計断面をcase3とした。

それぞれのケースでは、鋼桁部材はシェル要素、コンクリート床版部材はソリッド要素とし、それぞれに図-2.14に示す材料特性を与えた。鋼材の材料定数はヤング係数を $E=200\text{kN/mm}^2$ 、ポアソン比を $\nu=0.3$ とした。コンクリートの材料定数はヤング係数を $E=28\text{kN/mm}^2$ 、ポアソン比を $\nu=0.2$ とした。なお、解析上、ウェブパネルに局部座屈が生じ

ない程度の垂直補剛材を設置し、鋼とコンクリートは剛なずれ止めで完全に固定されているものとしている。

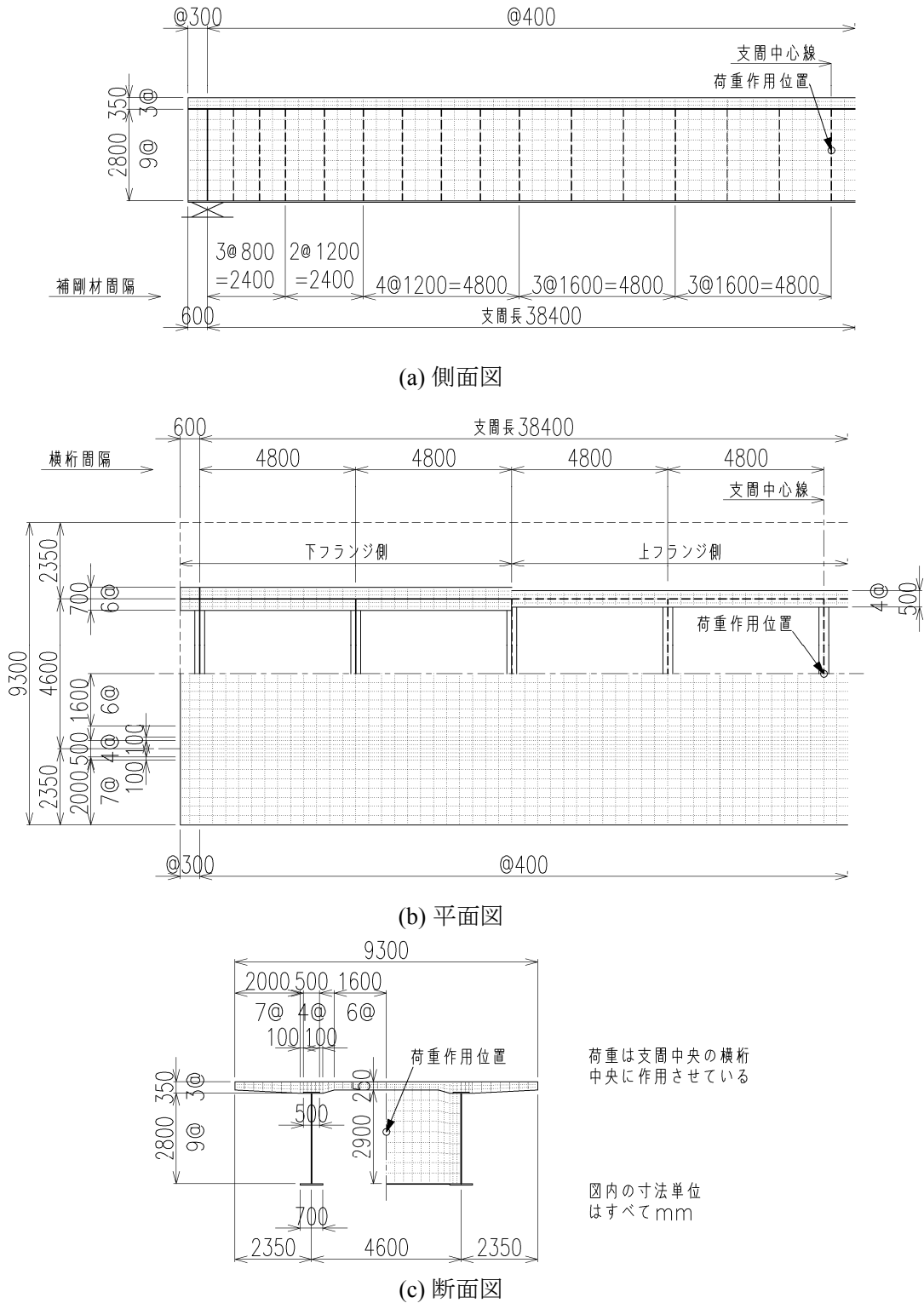
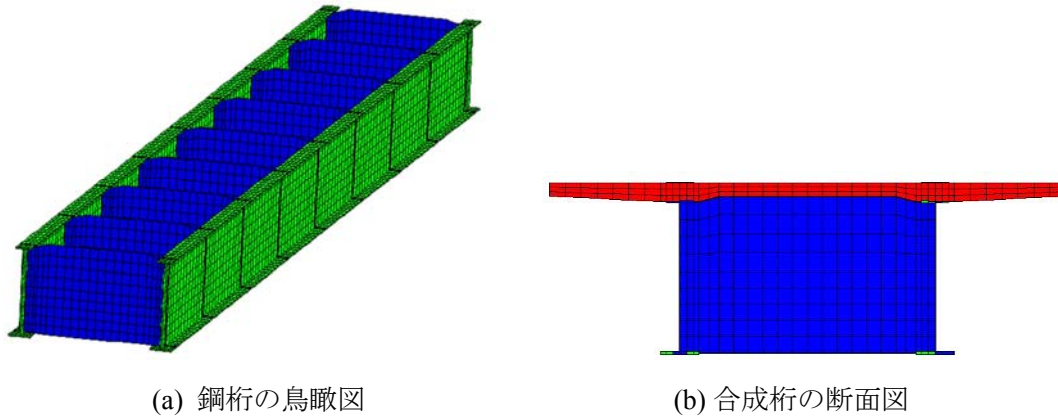


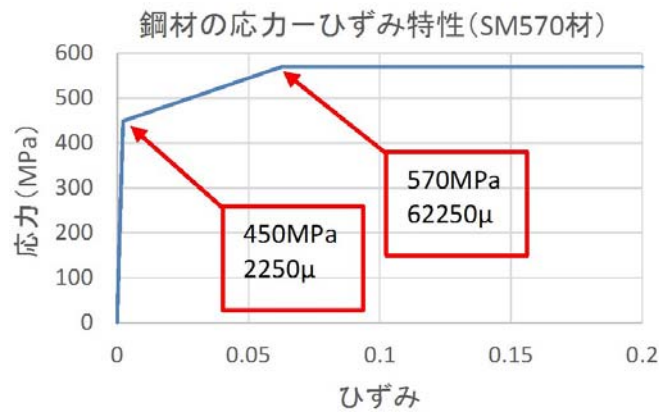
図-2.12 解析モデル形状図



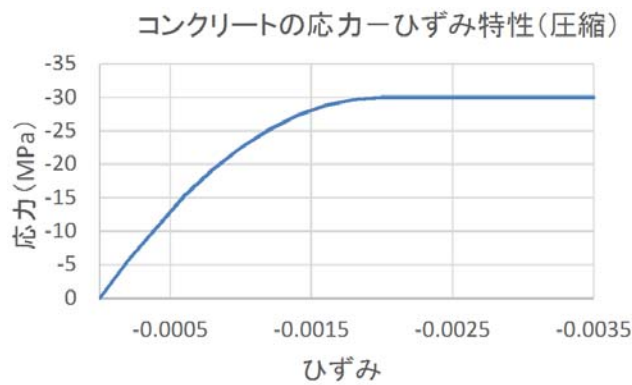
(a) 鋼桁の鳥瞰図

(b) 合成桁の断面図

図-2.13 解析モデル概要図



(a) 鋼材の材料特性



(b) コンクリートの材料特性

図-2.14 材料特性

荷重の載荷方法を図-2.15に示す。本解析では、支間中央に1点集中荷重を載荷させるものとした。この1点集中荷重をコンクリート床版上面に載荷させると、コンクリート床版のZ方向の材料非線形性が卓越し、実際の曲げモーメントに対する挙動が把握できなくな

るため、支間中央の横桁中央に対して集中荷重P (kN) を作用させ、荷重増分解析を行った。このとき、荷重を載荷させる横桁については、過度な変形を生じさせず均等に主桁に荷重が配分されるものとするため、腹板のヤング係数を100倍としている。

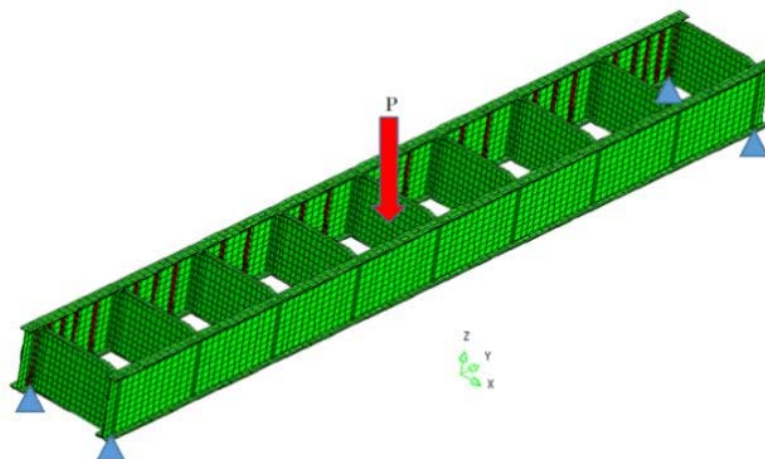


図-2.15 荷重の載荷方法

解析結果のうち、支間中央における曲げモーメントー変位曲線を図-2.16に、同じく支間中央における腹板中心線上の下フランジ下面、上フランジ上面、コンクリート床版上面の曲げモーメントーひずみ曲線を図-2.17に示す。

解析は支間中央に1点集中荷重を載荷させた増分解析であるが、式(2-17)を用いて支間長L (m) の単純梁支間中央に集中荷重P (kN) が作用した場合の曲げモーメントM (kN・m) に変換を行った。

$$M = P \cdot L / 4 \quad (2-17)$$

したがって、集中荷重P (kN) が12400 kNとすれば、曲げモーメントMは $M = PL / 4 = 12400 \text{ kN} \times 38.4 \text{ m} / 4 = 119040 \text{ kN} \cdot \text{m}$ となる。

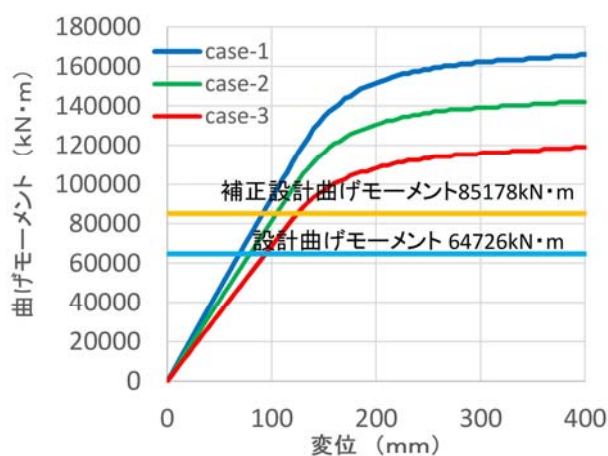
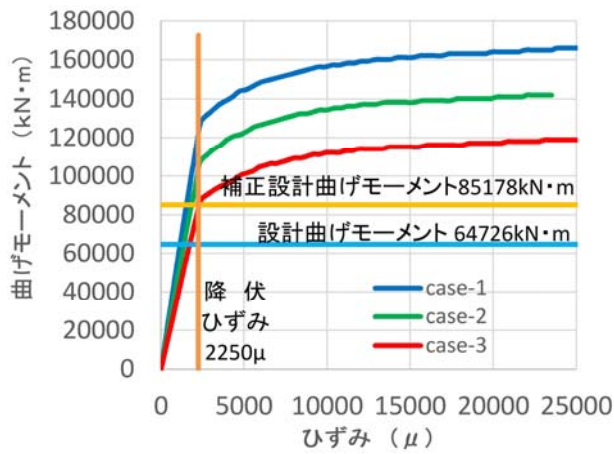
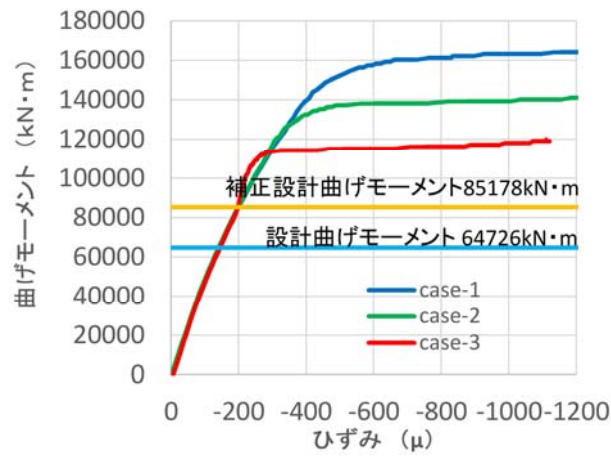


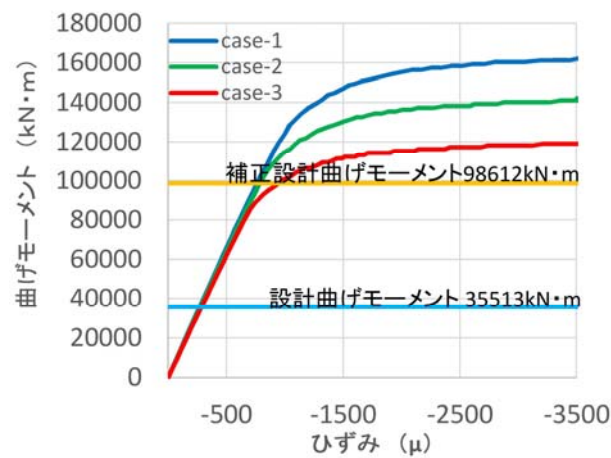
図-2.16 曲げモーメントー変位曲線 (支間中央)



(a) 下フランジ下面



(b) 上フランジ上面



(c) コンクリート床版上面

図-2.17 曲げモーメントーひずみ曲線

図-2.16および図-2.17に示す設計曲げモーメントおよび補正設計曲げモーメントの算出過程を表-2.16に示す。設計曲げモーメントは試設計にて得られた値であり各種安全係数が考慮されているが、解析値には安全係数は何も考慮されていない。そこで、設計値と解析値を比較するために、設計曲げモーメントに対して、照査の過程で考慮されている作用係数 $\gamma_f$ 、構造解析係数 $\gamma_a$ 、材料係数 $\gamma_m$ 、部材係数 $\gamma_b$ 、構造物係数 $\gamma_i$ を乗じることで補正設計曲げモーメントを求めて比較を行うものとした。

表-2.16 設計荷重および補正設計荷重の算出（現行設計法<sup>2-3)</sup>）

部材の位置		コンクリート 床版	鋼桁
使用材料		30N/mm <sup>2</sup>	SM570
支間長 L	(m)	38.4	
設計曲げモーメント $M_d$		(kN・m)	35513
安全 係 数	作用係数 $\gamma_f$	(-)	1.0~1.2
	構造解析係数 $\gamma_a$	(-)	1.0
	材料係数 $\gamma_m$	(-)	1.3
	床版作用の低減係数	(-)	0.7
	部材係数 $\gamma_b$	(-)	1.3
	構造物係数 $\gamma_i$	(-)	1.2
補正設計曲げモーメント $M_d'$		(kN・m)	98612

解析値と補正設計曲げモーメントを比較すると、図-2.16、図-2.17より、許容応力度設計法（case-1）と限界状態設計法（case-2）では、鋼部材は弾性範囲となっているが、コンパクト断面設計法を使用した設計（case-3）では、鋼部材が非線形範囲になっていることがわかる。

解析結果より、いずれのケースも鋼部材に生じる最初の材料非線形性は下フランジ下面において生じるため、この時の荷重を降伏荷重とした。その後、荷重の増加に伴いひずみは増加するものの、上フランジにおいて降伏、座屈挙動は生じていないこと、上下フランジともに引張強度時のひずみに達していないことから、本橋の合成桁断面の終局耐荷力はコンクリート床版のひずみが-0.0035（圧壊）となる荷重であると仮定した。

コンクリート床版のひずみが-0.0035に至った時点の曲げモーメントと上下フランジのひずみを表-2.17に示す。上下フランジのひずみを図-2.14(a)に示す鋼材の応力-ひずみ特性と比較すると、上フランジ上面は降伏ひずみ2250 $\mu$ 以下の値であり、下フランジ下面は降伏ひずみ2250 $\mu$ を超過しているが、引張強度時のひずみ62250 $\mu$ 以下の値を示している。



図-2.17(b)(c)に示す上フランジ上面とコンクリート床版上面の曲げモーメントーひずみ曲線においては、補正設計曲げモーメント付近から勾配の変化が確認出来る。しかし、補正設計曲げモーメント付近におけるひずみは、上フランジで約200 $\mu$ 、コンクリート床版上面で約700~900 $\mu$ であり、材料特性からは十分に弾性範囲と言えるが、橋梁全体系としては下フランジの影響により塑性化しているものと考えられる。

表-2.17 終局時の曲げモーメントとひずみ

			case1	case2	case3
曲げモーメント		(kN・m)	162240	141120	119040
ひ ず み	コンクリート床版上面	( $\mu$ )	-3500	-3500	-3500
	上フランジ 上面	( $\mu$ )	-832	-1230	-1110
	下フランジ 下面	( $\mu$ )	15100	20600	24200

各caseの降伏曲げモーメントは表-2.18に示すとおり、case1は122746kN・m、case2は103958kN・m、case3は83597kN・mであった。補正設計曲げモーメントとの比は、case1は $M_y/M_d'=1.44$ 、case2は $M_y/M_d'=1.22$ 、case3は $M_y/M_d'=0.98$ である。許容応力度設計法の安全率はSM570材の場合1.77であり、case1における $M_y/M_d'=1.44$ は小さめの値と言える。同様に、限界状態設計法の鋼材の安全係数は作用係数1.0~1.2×構造解析係数1.0×材料係数1.05×部材係数1.1×構造物係数1.2=1.386~1.663であり、case2の $M_y/M_d'=1.22$ も小さめの値である。

表-2.18 曲げモーメントの値と比

			case1	case2	case3
終局曲げモーメント Mm	(kN・m)		162240	141120	119040
降伏曲げモーメント My	(kN・m)		122746	103958	83597
Mm/My	(-)		1.32	1.36	1.42
補正設計曲げモーメント Md'	(kN・m)		85178	85178	85178
Mm/Md'	(-)		1.90	1.66	1.40
My/Md'	(-)		1.44	1.22	0.98
設計曲げモーメント Md	(kN・m)		64726	64726	64726
Mm/Md	(-)		2.51	2.18	1.84
My/Md	(-)		1.90	1.61	1.29

コンパクト断面設計法のcase3においては、表-2.18より、 $M_y/M_d'=0.98$ であり1.0に対して約2%下回る値であることから、一部が塑性化していることがわかる。しかし、塑性化が生じている範囲は断面内のごく一部であり、終局曲げモーメントに対しては $M_m/M_d'=1.40$ と40%程度の余裕があることもわかる。

また、この余裕度をエネルギー吸収量で見た場合、図-2.17(a)に示す曲げモーメントーひずみ曲線からcase3を抽出し、原点、降伏点、終局点のバイリニアモデルとした図を図-2.18に、これらの点における曲げモーメントと下フランジのひずみを表-2.19に示す。

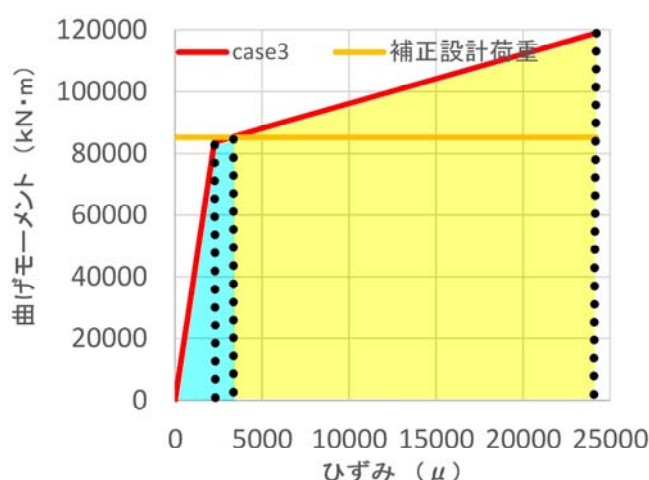


図-2.18 曲げモーメントーひずみ曲線

表-2.19 下フランジ下面 case3 の曲げモーメントとひずみ

		降伏	補正設計 曲げモーメント	終局
曲げモーメント	(kN・m)	83597	85178	119040
下フランジのひずみ	(μ)	2250	3229	24200

補正設計曲げモーメントを応答値として、応答値までのエネルギー吸収量 $U_d$ は図-2.17に水色で着色している面積となる。終局点までのエネルギー吸収量 $U_m$ は図-2.17に示す水色と黄色で着色した面積の合計である。エネルギー吸収量の比 $U_m/U_d$ は6.2と非常に大であり、可能な限りの塑性化範囲を効果的に使用しているとは言い難い。

本検討においては、設計手法の違いによる合理化効果を把握するため、曲げモーメントの照査以外で断面構成が決定しないよう、腹板高を一定として試設計を行ったが、塑性化範囲をより効果的に利用することを考えた場合は、終局耐力をある程度維持しながら降伏耐力が下がる傾向となる断面構成、例えば、腹板高を縮小してフランジ厚を増加させる断面構成などが望ましいものと考えられる。

設計曲げモーメントに対しては、コンパクト断面設計法においても、降伏荷重に対して

$M_y/M_d=1.29$ と約30%小さな値となっており、現状の安全係数を用いた際は鋼部材に降伏は生じないことがわかる。また、この時、合成桁の終局曲げモーメント対しては $M_m/M_d=1.84$ と80%程度の余裕が生じている。これは、現状設計で想定している限界状態設計法（case-2）における設計曲げモーメントの降伏曲げモーメントに対する余裕（ $M_y/M_d=1.61$ ）よりも大きな値である。

鉄道橋の活荷重は、KS荷重（蒸気機関車荷重）<sup>2-18)</sup>に始まり、現在では本検討に用いたP荷重（新幹線荷重）<sup>2-3)</sup>やM荷重（電車荷重）<sup>2-3)</sup>が多く用いられているが、列車を動かす動力や車両を製作する材料などの変化から、活荷重は減少する傾向にある。また、旅客の重量は鉄道事業者が自社の使用状況を把握した上で定めているため、実態に近いものになっている。これらのことから鉄道橋は道路橋と異なり過積載と言った現象はほとんどないと考えられることもあり、コンパクト断面設計法を用いた終局限界状態の計算は、計算結果としては塑性化しているが、実際の応答は弾性範囲に位置するものと考えられる。

## 2. 8 まとめ

本研究では、合成桁断面に塑性化を許容する設計法を試験的に適用し、従来設計法との比較を行い、合理化効果の確認を行った。また、塑性化を許容する場合、その塑性化の状態がどの程度であるかを確認するために、3次元有限要素法解析を行った。本検討の結果を以下にまとめる。

- (1) 許容応力度設計法との比較では、コンパクト断面設計法を採用した場合の鋼重低減効果は、検討断面に対してA橋（BOX桁）では21%、B橋（I桁）では27%、C橋（U桁）では21%、D橋（I桁）では20%、E橋（BOX桁）では18%となった。コンパクト断面設計法の採用により、約2割程度の合理化効果が得られる可能性が確認出来た。なお、C橋D橋E橋は連続桁であり、連続桁全長に対しては約10%程度の合理化効果が得られる可能性が確認出来た。
- (2) 限界状態設計法との比較では、コンパクト断面設計法を採用した場合の鋼重低減効果は、A橋（BOX桁）では14%、B橋（I桁）では15%、C橋（U桁）では13%、D橋（I桁）では12%、E橋（BOX桁）では9%となった。コンパクト断面設計法の採用により、現行の設計基準に採用されている限界状態設計法に比べ、約1割程度の合理化効果が得られる可能性が確認出来た。なお、C橋D橋E橋は連続桁であり、連続桁全長に対しては約5%程度の合理化効果が得られる可能性が確認出来た。
- (3) コンパクト断面設計法を採用した場合、塑性中立軸の位置を床版上縁に近づける断面構成（腹板高）が鋼重最小となることがわかった。
- (4) 鋼重が最小となる腹板高は、限界状態設計法で得られる最適腹板高とほぼ同等であることがわかった。
- (5) コンクリート強度を向上させる方法は設計曲げ耐力が全塑性モーメント×0.9で決定する場合、鋼桁の全塑性軸力の合計値が大きい場合に有効であることがわかった。
- (6) FEM解析を行ったB橋では、安全係数を排除した補正設計曲げモーメントに対して、圧縮側は座屈や圧壊が生じず、下フランジ下面において一部が塑性化することがわかった。しかし、塑性化の範囲はわずかであり、終局曲げモーメントに対しては30%程度、エネルギー吸収量ではさらに大きい余裕があることが確認出来た。
- (7) 上記のFEM解析を行ったB橋での塑性化挙動は、安全係数を考慮した設計曲げモーメントにおいては、生じないことがわかった。つまり、コンパクト断面を仮定した場合でも、実際の設計上は弾性範囲で設計を行っていることになるため、終局曲げモーメントに対しては80%程度の余裕となることが推測される。また、常時の設計において過積載と言ったような設計活荷重を超過することが無い鉄道橋では、塑性化現象は起こり難いものと考えられる。

一方、採用に至るまでには今後課題の抽出や検討の深度化など、さらなる検討が必要であると考えている。現時点において、課題と考えられる事項を以下に示す。

#### (1) 荷重の組合せと作用係数の設定

コンパクト断面設計法は塑性化を許容した設計手法となるため、終局時に考慮する荷重等は、耐用期間中に稀に作用するかもしれない非常に大きな荷重である。本検討においては、現行の基準<sup>2-3)</sup>を参照に荷重の組合せと作用係数を設定したが、コンパクト断面設計法を用いる場合、これらの検討の深度化が必要であると考えられる。

また、使用限界状態は通常の供用状態である。この状態においては塑性化を許容せず、弾性範囲内とすることが望ましいと考えられる。現行の設計基準<sup>2-3)</sup>においては、終局限界状態を弾性設計範囲内としていることから、一般に、使用限界状態において応力度等の照査は省略してよいものとしている。そこで、コンパクト断面設計法を採用する場合には、使用限界状態の照査に用いる荷重の組合せと作用係数について、検討の深度化が必要であり、その結果によっては合理化の程度も変化することが考えられる。

#### (2) ずれ止めの検討

本検討においては、主桁断面に着目した試設計を行っているが、ずれ止めに関する検討は行っていない。終局時まで鋼とコンクリートの合成断面を保持するためには、鋼とコンクリートを結合しているずれ止めに対しても、より高い耐力が必要になるものと考えられる。また、鉄道用合成桁の正曲げ区間においては、従来より馬蹄形ジベルを用いており、馬蹄形ジベルは主に鋼板とコンクリートの支圧強度により応力を伝達する方式であることから、合成断面の中立軸を鋼桁内に収める<sup>2-3)</sup>ことで、ずれ止めには圧縮力が作用するものとしている。

コンパクト断面を合理的に構成させる場合、合成断面の塑性中立軸は床版上縁に近づけることが鋼重最小となる傾向にあることを確認したが、中立軸が床版上縁側へ移動するに伴い、ずれ止めに作用する応答値が向上することが考えられる。また、例えば B、C、D 橋は塑性中立軸が床版内となっており、ずれ止めには引張応力が作用することも考えられる。そのため、合成断面の塑性化時における中立軸の位置に配慮した設計応答値の算定方法や引張応力にも抵抗可能なずれ止めに関する検討が必要である。

#### 【参考文献】

- 2-1) 土木学会：合成桁鉄道橋設計示方書案解説，合成桁鉄道橋設計示方書委員会資料，No30，1963年3月
- 2-2) 国土交通省鉄道局監修，財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，丸善，1992.10.
- 2-3) 国土交通省鉄道局監修，財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・

- 同解説 鋼・合成構造物, 丸善, 2009.7.
- 2-4) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書, 2016.7.
- 2-5) 土木学会：複合構造標準示方書, 2015.5.
- 2-6) AASHTO：AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th Edition, 2012
- 2-7) CEN：Eurocode 0, Basis of structural design, PrEN 1990, 2001.
- 2-8) CEN：Eurocode 1, Actions on structures, Part 2：Traffic loads on bridges, PrEN 1991-2, 2004.
- 2-9) CEN：Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures, Part 2：General rules and rules for bridges, PrEN 1994-2, 2004.
- 2-10) 国土交通省鉄道局監修, 財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物, 丸善, 2016.1.
- 2-11) Gupta, V. K., Okui, Y. and Nagai, M.：Development of web slenderness limits for composite I-girder accounting for initial bending moment, Journal of JSCE, A, Vol.62, No.4, pp. 854-864, 2006.
- 2-12) Gupta, V. K., Okui, Y., Inaba, N. and Nagai, M.：Effect of concrete crushing on flexural strength of steel-concrete composite girders, Journal of JSCE, A, Vol.63, No.3, pp. 475-485, 2006.
- 2-13) Basler, K.：Strength of plate girder in shear, Journal of Structural Engineering Division, ASCE, Vol.87, No. St7, pp. 151-180, 1961.
- 2-14) 長井正嗣, 稲葉尚文, 奥井義昭, 宮下剛, 平山繁幸, 細見直史：合成 I 桁の正, 負曲げ及び相関強度評価に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.55, pp.115-123, 2009.
- 2-15) 稲葉尚文, 奥井義昭, 長井正嗣, 本間淳史, 春日井俊博, 野呂直也：合成 I 桁の曲げ, せん断相関強度解明に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, pp.393-405, 2010.6.
- 2-16) 長井正嗣：合成桁と設計法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.5, II\_1-II\_12, 2018.
- 2-17) 高久英彰, 藤野 和雄, 岸隆, 佐々木力, 三宅隆文, 田中雅人：コンパクト断面を設計に採用した鋼連続合成桁橋—圏央道 金谷郷高架橋—, 橋梁と基礎, Vol.45, No.12, pp.5-10, 2011.
- 2-18) 土木学会：国鉄建造物設計標準 鋼鉄道橋 鋼とコンクリートの合成鉄道橋, 昭和 58 年 5 月.
- 2-19) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：構造計画の手引き, 2010.3
- 2-20) 国土交通省鉄道局監修, 財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004.4.

## 3章 鉄道用合成床版の有効幅に関する提案

### 3.1 はじめに

底鋼板を有する合成床版は、鋼とコンクリートを組合せた複合構造の一種であり、施工性、耐荷性、耐久性に優れた構造形式であることが知られている<sup>3-1)3-2)</sup>。合成床版は様々な構造形式の床版部分に活用されることが多くなってきており、その代表的な活用例として、合成桁の床版部に活用されるケースがある<sup>3-3)~3-6)</sup>。

合成桁の床版に底鋼板型の合成床版を使用する場合、設計上の合成床版の底鋼板の剛性の取り扱いについて、様々な手法が用いられており、検討課題が残されている。特に鉄道用合成桁で使用された事例では、底鋼板の剛性を橋軸方向の剛性に考慮していない。これは、合成床版の底鋼板と合成桁上フランジとの連結方法にあるとされている。これらの連結には溶接による連結が使用されることはなく、高力ボルトにより連結されることが一般的であるが、1列の高力ボルトでしか連結されていない。合成桁の鋼桁上フランジ上には、スタッド等のずれ止めが配置されているため、複数列の高力ボルトを配置することは困難である。また、この部分の連結のために、上フランジの拡幅を行うことは、経済性の観点から合理的ではない。つまり、高力ボルトで鋼部材同士を力学的に円滑に連結する場合は、2列以上のボルト配置を行うことが、鉄道構造物等設計標準・同解説<sup>3-7)</sup>に規定されているため、この底鋼板部分を上フランジと同等に橋軸方向の剛性に考慮することは困難であると考えられている。したがって、これらの理由により、鉄道用合成桁では、一般的に、橋軸直角方向の剛性には底鋼板を考慮しているものの、橋軸方向の剛性には考慮されていないのが現状である。

一方、合成床版のRC部は、合成桁の鋼桁とはずれ止めを介して一体で剛結されており、底鋼板とRC部も合成床版のずれ止めで剛結されている。このことから考えれば、底鋼板の剛性がRC床版を介して橋軸方向剛性へ寄与することは十分に考えられる。しかし、連続合成桁では、中間支点付近においてRC床版が引張応力を受ける場合、コンクリートにひび割れを許容するひび割れ制御設計が用いられており、RC床版を介して完全に連結できているとする考え方には不安が残る。また、合成桁の設計では、フランジ部に対してせん断遅れの影響を考慮するために有効幅を用いているが、この有効幅の考慮手法と、この合成床版を用いた際の有効幅の関連性も明確になっていない。

従来の合成床版の検討<sup>3-8)</sup>では、輪荷重に対する疲労耐久性や、その挙動把握を目的に多くの実験的および解析的検討が行われている。これらの検討は、輪荷重を前提とした合成床版自身の検討であり、本検討で目的としている鋼主桁との連結の影響について検討を行っているものは少ない。

そこで本研究では、3次元の非線形有限要素法解析（以下、FEM解析とする）を用いて、

実際に設計された鉄道用合成桁と同等な構造を対象に、鋼桁上フランジと合成床版の底鋼板の接合部をパラメータとした検討を行う。この対象構造物における上フランジと底鋼板の連結部は、1列の高力ボルトで接合されているが、先述の通り、この連結手法の力学的挙動が明確になっていないため、本研究ではこの部分が連結されていない、剛性の影響をより小さく算出されるモデルを用いて、検討を行うこととした。また、合成床版の非線形特性については、事前に、合成床版単体での載荷試験結果と、FEM 解析結果を比較することで、FEM 解析の妥当性を検証することとした。さらに、解析結果から、設計で使用される有効幅の理論と比較した場合の検討を行い、設計上の有効幅を用いた手法が使用できるかどうかの確認を行った。最後に、試設計検討により、底鋼板の合成桁への剛性寄与がある場合と、寄与しないとした場合で、設計に対してどの程度設計が変化するかを確認した。



### 3. 2 合成床版の非線形挙動の再現解析

合成床版を用いた合成桁の解析を実施する前段として、合成床版の材料的な非線形挙動を再現できる FEM 解析モデルの構築を行うために、合成床版単体での荷重試験<sup>3-9)</sup>と解析との比較を行う。ここでは、孔あき鋼板リブを用いた底鋼板型合成床版を対象とした。

#### (1) 合成床版試験体および荷重試験の概要<sup>3-9)</sup>

試験体は、合成床版を橋軸方向に切り出したもの（X 試験体、図-3.1）と、橋軸直角水平方向に切り出したもの（Y 試験体、図-3.2）の 2 種類とする。いずれの試験体も正負荷荷重共通であり、図中の数値の単位は mm である。試験体の種類と諸元を表-3.1 に示す。

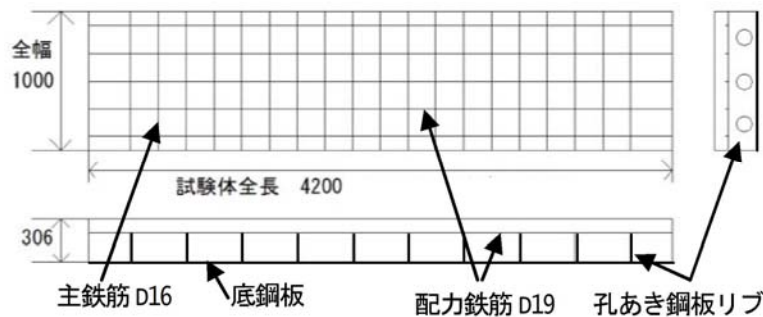


図-3.1 X試験体（橋軸方向）

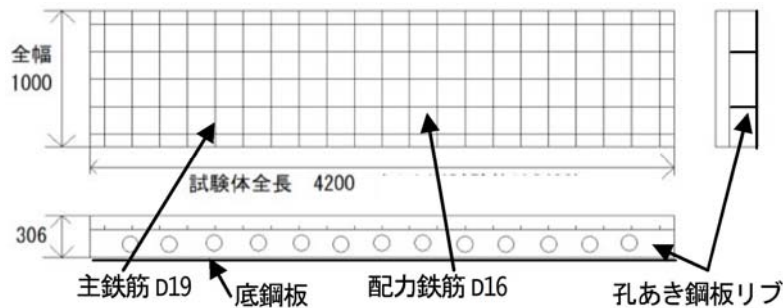


図-3.2 Y試験体（橋軸直角方向）

表-3.1 試験体諸元（正負荷荷重共通）

試験体	方向	配力筋		孔あき鋼板リブ			コンクリート 厚	底鋼板 厚
		径×間隔	鉄筋 比	幅×厚	リブ間隔	孔中心 間隔		
		mm	%	mm	mm	mm		
X	橋軸	D19×200	0.17	205×10	500	300	300	6
Y	橋軸直角	D16×400	0.48	205×10	400	300	300	6

本試験体は、ハイブリッドケーソンのための試験体であり、床版厚はこれに合わせた厚いものとなっている。しかし、近年の鉄道橋では、床版厚が 250~300mm で設計されるものが多いことから、橋梁床版の試験体としても本試験体が活用できるものと考えた。

載荷試験の概要を図-3.3 に示す。載荷試験では、試験体を単純支持したうえで、4点曲げとなるように載荷している。なお、X 試験体、Y 試験体ともに正曲げ載荷(底鋼板が引張側)、負曲げ載荷(底鋼板が圧縮側)の 2 通りを同様に載荷している。なお、本試験体の載荷時のコンクリートの圧縮強度は  $30\text{N/mm}^2$ 、引張強度は  $3.0\text{N/mm}^2$  であり、鋼材の引張降伏強度は鉄筋 (SD345)  $331\text{N/mm}^2$ 、底鋼板 (SS400)  $349\text{N/mm}^2$ 、孔あき鋼板リブ (SS400)  $297\text{N/mm}^2$  である。

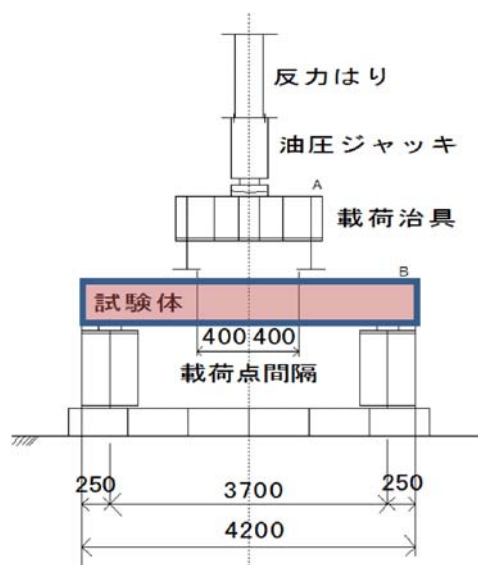


図-3.3 載荷方法 (X・Y 試験体, 正負共通, 単位 mm)

## (2) 解析モデルの概要

FEM 解析には、解析コード Final<sup>3-10</sup>を用いた。モデル図の概要を図-3.4~3.6 に解析モデルの形状を図-3.7~3.8 に示す。解析に用いた構造要素は、コンクリートをソリッド要素、底鋼板と孔あき鋼板リブをシェル要素、鉄筋はビーム要素とした。鉄筋要素はコンクリート要素と節点を共有するものとし、鉄筋要素近傍でのずれ挙動は再現していない。

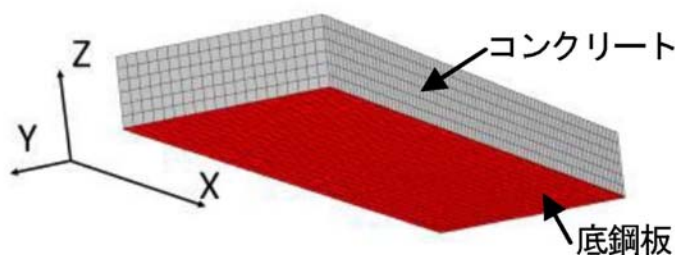


図-3.4 全体モデル図 (X・Y 試験体共通)

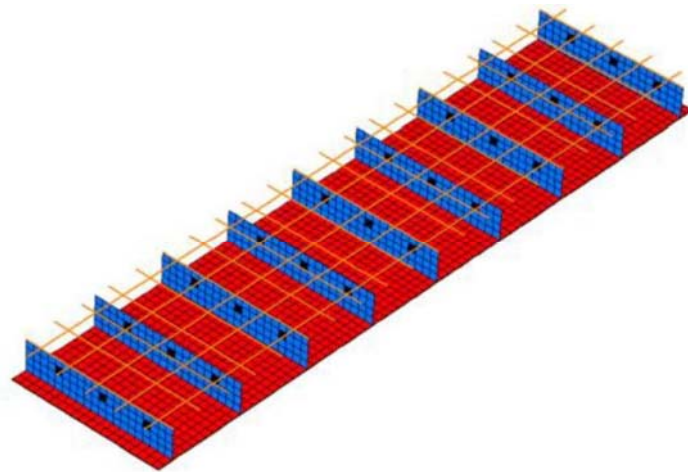


図-3.5 鋼部材のみのモデル図 (X 試験体)

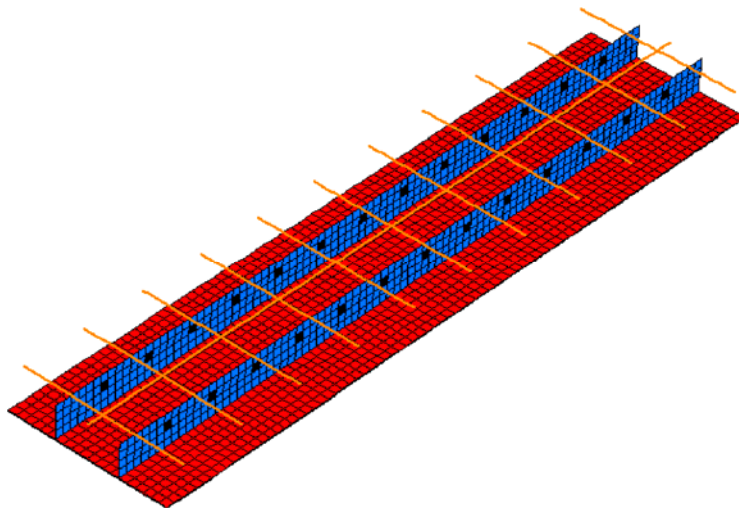
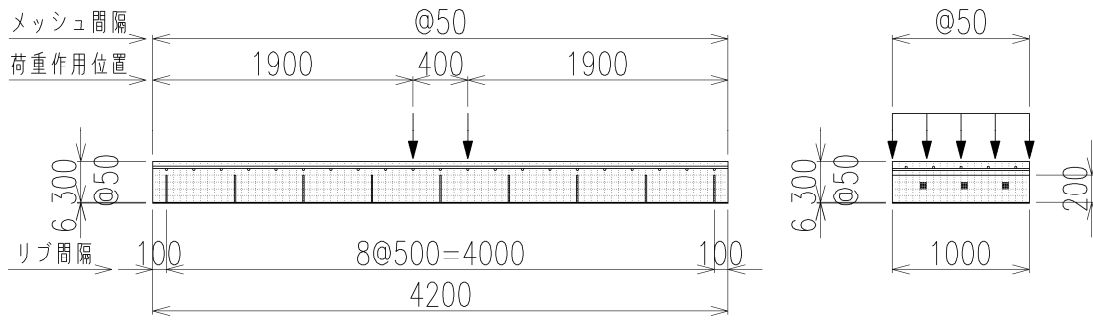


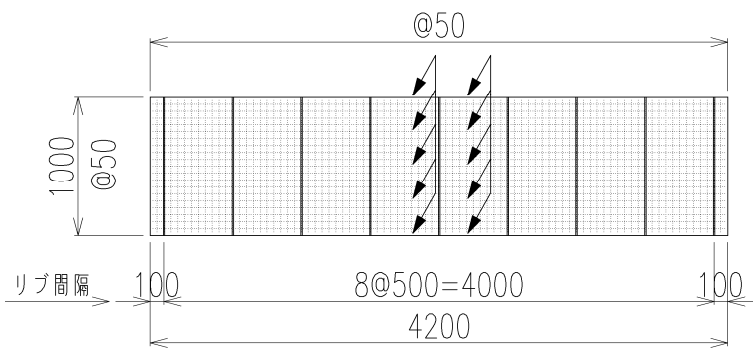
図-3.6 鋼部材のみのモデル図 (Y 試験体)

材料強度は、それぞれ材料強度試験値を用い、非線形構成則はコンクリートが修正 Ahmad モデル・出雲モデル<sup>3-11)</sup>、鋼板と鉄筋がひずみ硬化  $E_s/100$  のバイリニアモデルを用いている。合成床版における底鋼板とコンクリートの合成程度を確認する目的で、底鋼板および孔あき鋼板リブとコンクリートを完全剛結（節点共有）としたモデル（Xー完全モデル、Yー完全モデル）のほかに、底鋼板とコンクリートとは合成されず（節点非共有）、孔あきジベルの効果により鋼板リブのみで合成されているモデル（Xーリブのみモデル、Yーリブのみモデル）も計算を実施している。なお、このことより、本解析モデルでは、孔あきジベルのずれ挙動や応力集中を精緻に再現する必要がないため、FEM 解析上の孔あき鋼板を精密にモデル化はせず、孔部分を差し引いた平均化された鋼板の面積が等価になるようにヤング係数を調整して再現している。



(a) 側面図

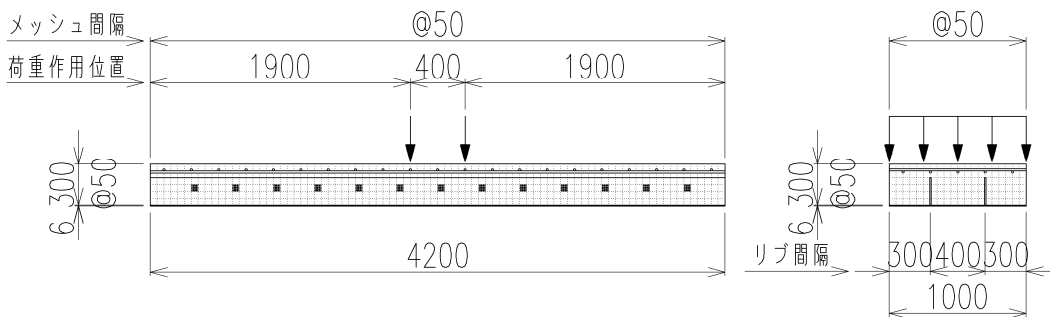
(b) 断面図



(c) 平面図

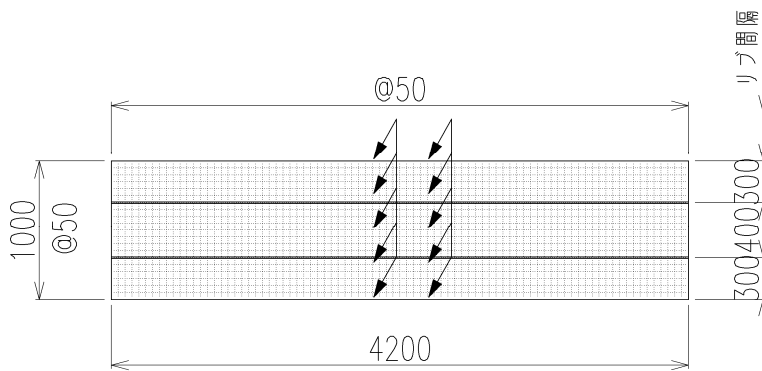
図内の寸法単位  
はすべてmm

図-3.7 解析モデル形状図 (X 試験体)



(a) 側面図

(b) 断面図



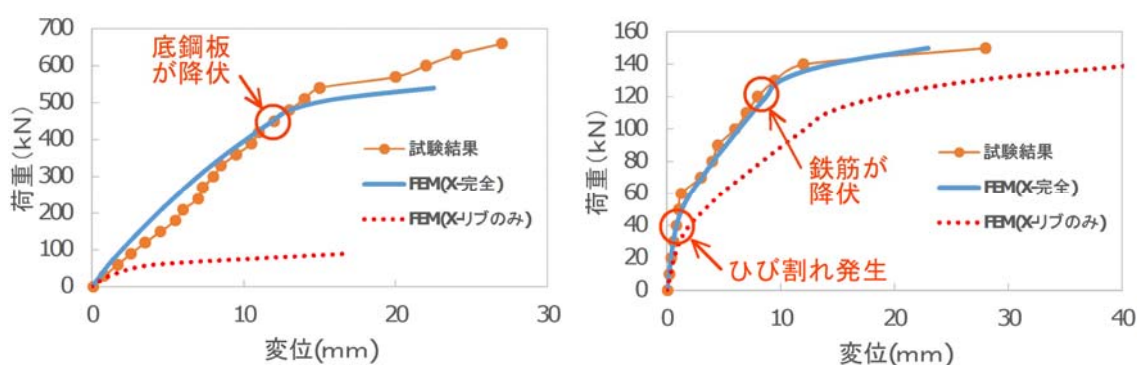
(c) 平面図

図内の寸法単位  
はすべてmm

図-3.8 解析モデル形状図 (Y 試験体)

### (3) 試験結果と解析結果の比較

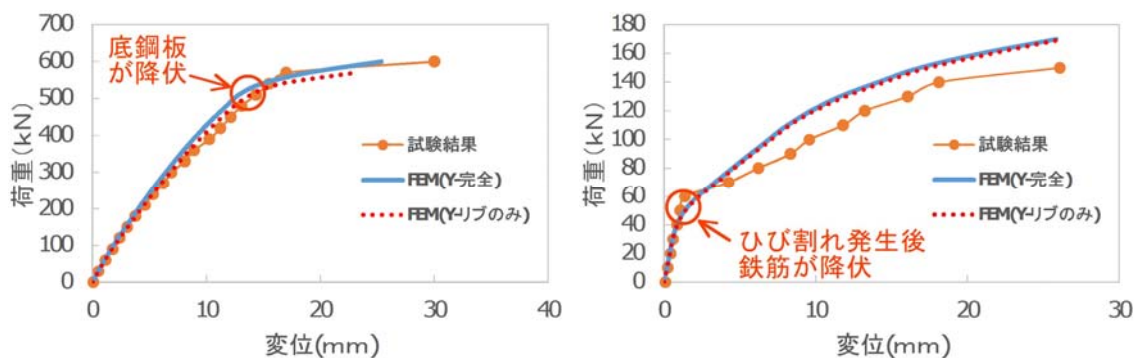
試験結果と FEM 解析結果のうち、スパン中央の変位と荷重の関係について図-3.9, 図-3.10 に比較を示す。一般に、鋼材の降伏後に鋼材とコンクリートは繰り返し荷重により剥離し、一体化が損なわれ強度が低下すると言われているが、鋼とコンクリートの合成床版は輪荷重走行試験を用いた疲労破壊に対する照査により性能を確認しており、RC 床版が破壊する繰返し回数以上の回数の輪荷重に耐えることとしている。この合成床版を用いた静的載荷試験<sup>3-12)</sup>や静的解析<sup>3-13)</sup>では、最大耐力は降伏荷重の 4~5 倍程度との報告もあり、図-3.9, 図-3.10 に示す載荷荷重は最大耐力には至っていない範囲であると考えられる。



(a) X試験体, 正曲げ載荷

(b) X試験体, 負曲げ載荷

図-3.9 試験結果とFEM解析結果の比較 (X試験体)



(a) Y試験体, 正曲げ載荷

(b) Y試験体, 負曲げ載荷

図-3.10 試験結果とFEM解析結果の比較 (Y試験体)

図-3.9 は、橋軸方向試験体の結果を示す。図-3.9(a)の正曲げ載荷においては、完全剛結とした FEM 解析結果は試験結果とほぼ一致しているものの、リブのみを剛結とした FEM 解析結果とは大きく異なる結果となっている。本実験結果および、完全剛結の FEM 解析結果では、コンクリート上側表面にはひび割れが発生せず、450kN 程度で底鋼板が降伏した。一方、リブのみを剛結とした FEM 解析結果では、リブと底鋼板の接合部に大きな応力集中と

変形集中が生じ、その接合部に低い荷重での降伏が生じる結果となった。この応力集中と変形集中を詳細に検討するには、メッシュの依存性確認やコンクリートの材料構成則の検討が必要になると考えられるが、本論文では鋼とコンクリートを 1 体として計算したケースでも十分に妥当性が検証できると考えたため、この検討は省略するものとした。

図-3.9(b)の負曲げ載荷では、(a)ほどの差は生じていないが、完全剛結の FEM 解析結果は試験結果と一致し、リブのみ剛結の FEM 解析結果は両者よりも低い耐荷力となっている。試験結果および完全剛結の FEM 解析結果では、40kN 程度でコンクリートにひび割れが生じ、120kN で配力鉄筋に降伏が生じている。

図-3.10 は、橋軸直角方向試験体の結果を示す。図-3.10(a)の正曲げ載荷においては、試験結果と FEM 解析結果はほぼ一致している。また、本解析結果は、完全剛結であってもリブのみ剛結であっても、差異はない結果となっている。つまり、橋軸方向試験体では、接合位置が橋軸方向に離散化されているため、応力と変形の集中が生じたが、橋軸直角方向試験体では、橋軸方向に連続した接合となったために、この傾向の差異が生じたものと言える。

図-3.10(b)の負曲げ載荷では、(a)と同様に完全剛結モデルとリブのみ剛結モデルには差は生じていない。しかし、両解析結果と試験結果には、多少の差異が生じている。この差はコンクリートにひび割れが発生する 40kN 以降で生じており、ひび割れ発生後に多少の合成度に変化が生じている可能性があると言える。本結果よりおおむね合成床版の材料的な非線形挙動は、本解析モデルにおいて再現が可能であることが示された。また、解析モデル上は、孔あき鋼板リブだけでなく、底鋼板もコンクリートと合成として計算を行う方が、実際の挙動に近い挙動を示せることが分かった。

### 3. 3 合成床版を用いた合成桁の有限要素法解析

#### (1) 解析対象の概要

検討にあたっては、図-3.11 に示す実際の新幹線構造物で使用されている連続合成桁を事例とすることとした。この連続合成桁は、合成床版を使用した4径間連続合成桁であり、ひび割れ制御設計を用いた限界状態設計法で設計されたものである。本橋でも底鋼板は橋軸方向の剛性には考慮されずに設計されている。

構造形式：プレストレスしない4径間連続完全合成桁  
 支承構造：ゴム支承を有する地震時水平力分散構造  
 支間：30.2+38.0+38.0+30.2m, R = ∞ (直線)  
 軌道構造：スラブ軌道直結式  
 床版：鋼・コンクリート合成床版  
 (高力ボルトを使用した鉄道用パワースラブ)  
 設計列車荷重：P-16  
 設計列車速度：260km/h



図-3.11 検討対象の連続合成桁の概要

#### (2) 解析モデルの概要

FEM 解析でのモデル化にあたっては、本橋の一般的断面である、第一・二径間の中間支点部断面(図-3.12)を用い、2項と同様に鋼板をシェル要素、コンクリートをソリッド要素、鉄筋をビーム要素でモデル化した。鋼断面の構成は上フランジ厚21mm, 下フランジ厚28mm, ウェブ厚12mm, 底鋼板厚6mmであり、鉄筋量は橋軸方向 D22×50 列×2 段, 橋軸直角方向 D16×50 列×2 段である。

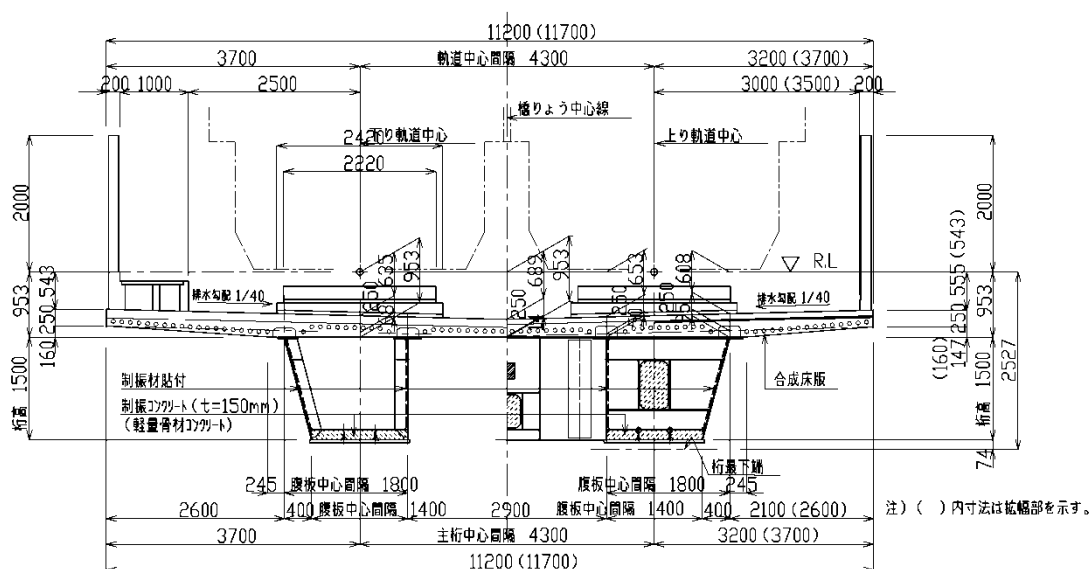


図-3.12 検討対象の合成桁断面 (左：支間中央付近, 右：中間支点付近, 単位mm)

表-3.2 材料諸元設定

	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	一軸強度 (N/mm <sup>2</sup> )		引張降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )
			圧縮	引張	
コンクリート	2.95×10 <sup>4</sup>	0.2	27	2.7	—
鉄筋 (SD345)	2.00×10 <sup>5</sup>	0.3	—	—	345
鋼板 (SMA490)	2.00×10 <sup>5</sup>	0.3	—	—	365

材料強度は、それぞれ表-3.2 に示す設計用値を用い、非線形構成則は前記 3.2 と同様なモデルを用いた。

前記 3.2 の結果より、底鋼板、孔あき鋼板リブとコンクリートは、後述のパラメータとして考慮する一部を除き、完全剛結を基本とした。解析対象のスパン設定においては、設計上負曲げ区間部分の解析とするため、第一径間、第二径間の中間支点部負曲げ区間 (0.15L+0.15L) に相当するスパン 11.4m 分をモデル化した。解析のモデル化にあたっては、床版をソリッドでモデル化するため有効幅をある程度厳密に考慮できるモデルであることから、床版全幅 (11.2m 分) をモデル化し、床版のハンチは設計時と同様に無視した。厳密には断面やモデル化手法は異なるが、比較検討用にこの負曲げ載荷モデルを利用して、正曲げでの挙動も本モデルで検討を行うこととした。モデルの概要を図-3.13 に解析モデルの形状を図-3.14 に示す。

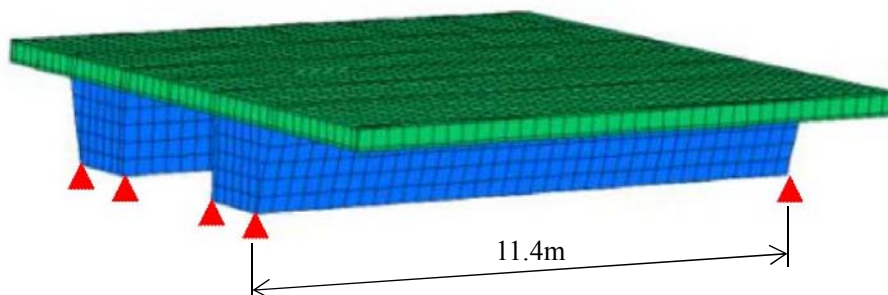
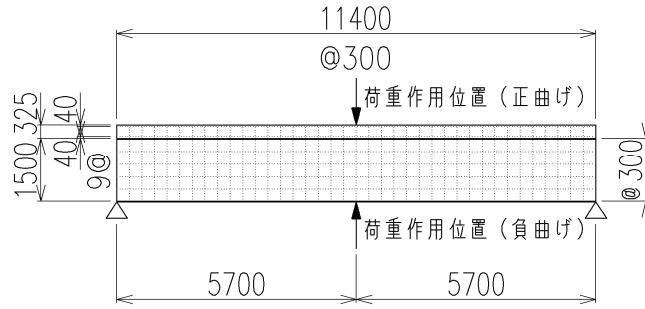


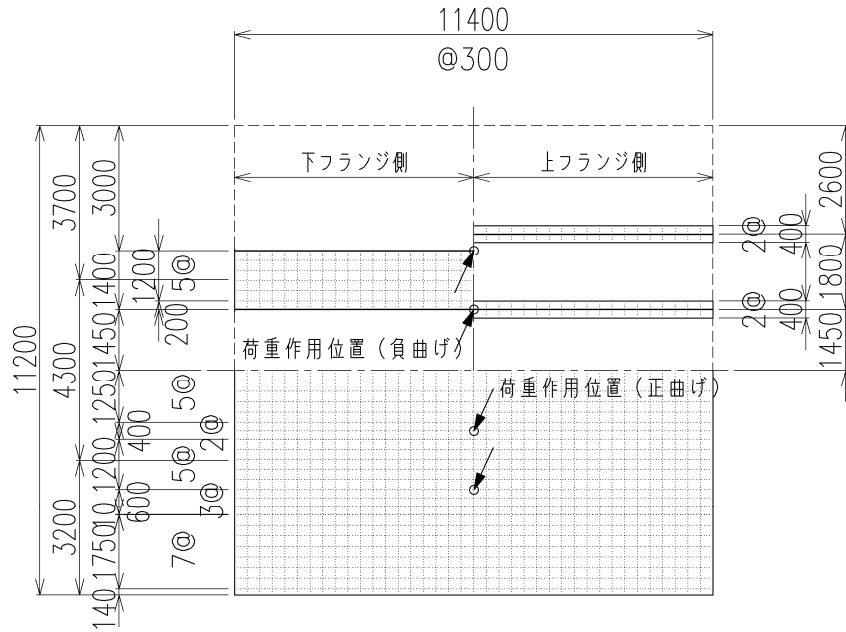
図-3.13 FEMモデル概要 (▲は支点)

載荷にあたっては、解析モデル端部を支点とした単純桁モデル解析とし、支点は鋼桁ウェブ直下を支持するようにした。また、載荷点は、モデル上のスパン中央 (中間支点位置) とし、正曲げの場合は床版上軌道位置 (4 点)、負曲げの場合は鋼桁ウェブ直下 (4 点、実際の支点部近傍) に静的漸増荷重を与えた (図-3.15 (a))。なお、負曲げ載荷時の再現にあたっては、従来の研究においても、負曲げ区間のみを単純支持桁で再現し、負の荷重をかけることにより再現する手法がとられる検討手法があるため、本検討方法により負曲げ時の挙動が再現できると考えた<sup>3-14)</sup>。

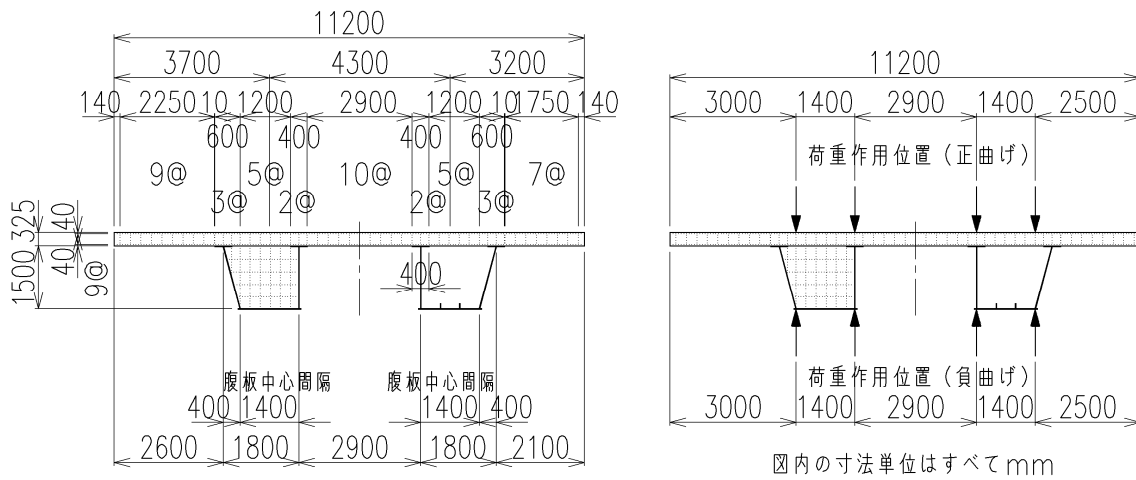




(a) 側面図



(b) 平面図



(c) 断面図

図-3.14 解析モデル形状図

解析のパラメータとしては、正曲げ、負曲げ解析ともに、底鋼板を非合成として無視したもの（孔あき鋼板リブは考慮）を CASE0（図-3.15 (a)）、底鋼板を鋼桁フランジと完全剛結したものを CASE1（図-3.15 (b)）、底鋼板と鋼桁フランジに 10mm の隙間をあけて縁を切り、フランジおよび底鋼板と RC 床版を完全剛結としたものを CASE2（図-3.15 (c)）、さらに、底鋼板と鋼桁フランジに 10mm の隙間をあけて縁を切り、フランジおよび底鋼板と RC 床版とを一部のみ非連結としたものを CASE3（図-3.15 (d)）と設定した。なお、CASE3 の鋼材と RC 床版が剛結されていない範囲は、実際のずれ止めが設置されていない部分を想定してこれよりも大きめに決定した。この設定は、合成桁と合成床版の連結が、実際よりもかなり低くなるモデルを想定するものとして決定した。また、底鋼板と鋼桁フランジとの隙間 10mm は、実際には隙間はないが、合成程度を低く評価するための想定であり、接していないことをモデル化するために設定したもので、解析モデル上の 1 メッシュサイズに相当している。

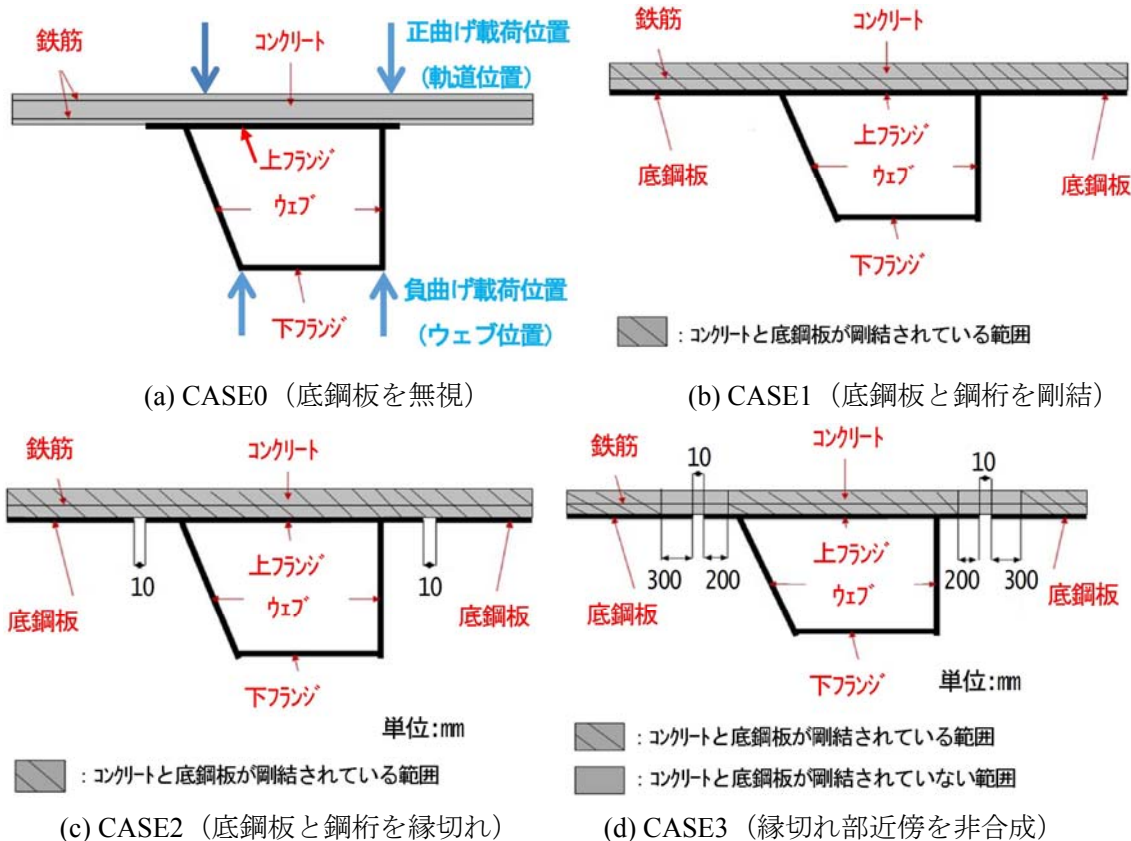


図-3.15 解析モデルCASE1～CASE3 概要と載荷位置

### (3) 解析結果

各ケースの解析結果の内、荷重とスパン中央（中間支点）の変位の関係を図-3.16 に示す。本結果からは、負曲げ荷重時、正曲げ荷重時ともに、CASE0 が低い値になっているほかは、CASE1～3 ではほぼ同じ値となっていることが分かる。なお、解析上、負曲げ荷重では、載荷点断面の床版に曲げによるひび割れが発生したのち、この付近の鉄筋に降伏が生じた。

一方、正曲げ荷重では、床版が全体にわたって圧縮側となったためにひび割れがほぼ生じない状態で下フランジ鋼材が降伏した。図-3.17 は各 CASE 時の荷重－ひずみ関係である。鋼部材のひずみについては、スパン中央の位置の橋軸方向ひずみを表示している。本結果からも、CASE0 を除いてほぼ同様な結果となっており、グラフ上は、底鋼板の連結度合いによって、剛性寄与度に大差がない結果となっている。

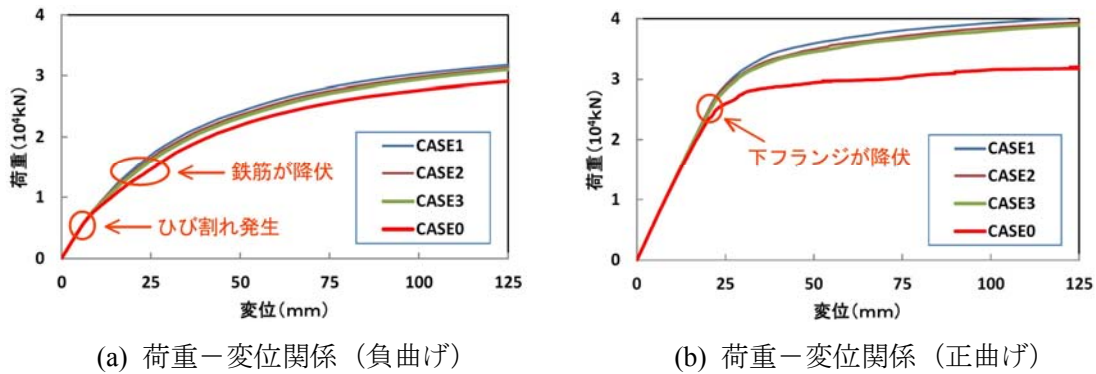


図-3.16 各CASEの解析結果の比較（スパン中央の荷重－変位）

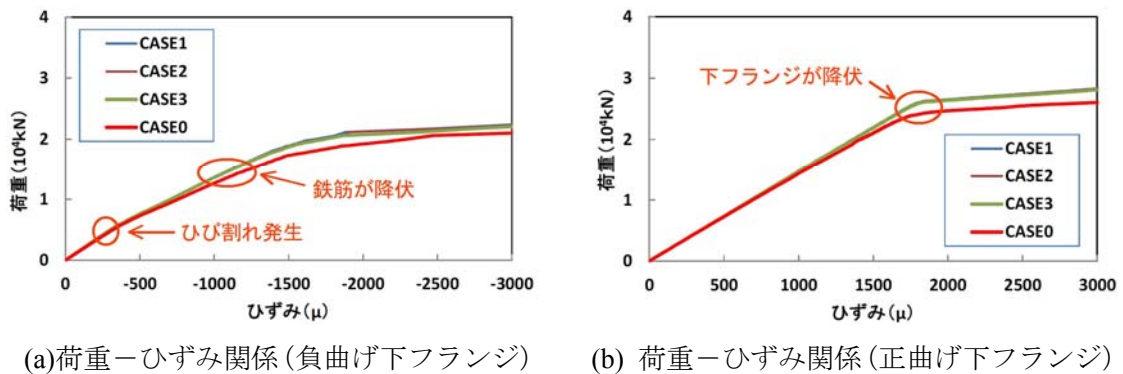


図-3.17 各CASEの解析結果の比較（スパン中央の荷重－橋軸方向ひずみ）

次に各解析結果のうち、ひび割れ発生荷重、および、下フランジ降伏荷重をまとめたものを、表-3.3～3.5 に示す。表のうち、正曲げの降伏荷重は下フランジの降伏時、負曲げの降伏荷重は鉄筋の降伏時を示している。表-3.4 からは、CASE0 に比べて CASE1～3 において、それぞれの発生荷重が増加している様子が分かる。また、CASE1～3 の中でも、CASE1 から徐々に CASE3 に向かって荷重の値が低下している様子が分かる。これより、グラフ上

はほぼ差はないものの、多少の剛性低下が生じていることが理解できる。表-3.5 は CASE1 を基準とした場合の結果であるが、CASE1 と CASE3 の間でも、最大で 1.8% の差でしかないことが分かる。合成床版の合成効果の検討については、詳細には断面方向の応力分布を用いることがあるが、本検討では、合成桁の橋軸方向剛性に与える影響を検討する目的であり、表-3.3~3.5 に示すように CASE1 に比べて CASE2,3 は橋軸方向剛性への影響が小さいことから、本検討結果より設計上の床版の合成効果については検討可能であると考えた。

表-3.3 各ケースのひび割れ発生荷重および降伏荷重の比較

CASE	内容	発生荷重 ( $\times 10^4$ kN)		
		正曲げ載荷	負曲げ載荷	
		下フランジ 降伏荷重	ひび割れ 発生荷重	鉄筋 降伏荷重
CASE0	底鋼板無視 (従来設計)	2.350	0.450	1.420
CASE1	底鋼板全有効考慮	2.510	0.488	1.482
CASE2	底鋼板縁切り・ずれ止め範囲非考慮	2.507	0.486	1.475
CASE3	底鋼板縁切り・ずれ止め範囲考慮	2.498	0.479	1.468

表-3.4 各ケースのひび割れ発生荷重および降伏荷重のCASE0との比

CASE	内容	発生荷重増加率 (CASE0基準)		
		正曲げ載荷	負曲げ載荷	
		下フランジ 降伏荷重	ひび割れ 発生荷重	鉄筋 降伏荷重
CASE0	底鋼板無視 (従来設計)	1.000	1.000	1.000
CASE1	底鋼板全有効考慮	1.068	1.084	1.044
CASE2	底鋼板縁切り・ずれ止め範囲非考慮	1.067	1.080	1.039
CASE3	底鋼板縁切り・ずれ止め範囲考慮	1.063	1.064	1.034

表-3.5 各ケースのひび割れ発生荷重および降伏荷重のCASE1との比

CASE	内容	発生荷重増加率 (CASE1基準)		
		正曲げ載荷	負曲げ載荷	
		下フランジ 降伏荷重	ひび割れ 発生荷重	鉄筋 降伏荷重
CASE0	底鋼板無視 (従来設計)	0.936	0.958	0.922
CASE1	底鋼板全有効考慮	1.000	1.000	1.000
CASE2	底鋼板縁切り・ずれ止め範囲非考慮	0.999	0.995	0.996
CASE3	底鋼板縁切り・ずれ止め範囲考慮	0.995	0.991	0.982

図-3.18 は負曲げ荷重における CASE1 と CASE3 の鉄筋降伏時の底鋼板と上フランジのミーゼス応力コンター図である。両者では底鋼板の応力伝達に差が生じており、CASE3 では底鋼板に応力があまり伝達されていないことが分かる。鉄筋降伏時には、コンクリートはひび割れを生じていることから、上フランジと底鋼板の連結がなく、かつ、コンクリートと合成されていない部分が多い場合は、コンクリートの剛性が低下した影響を大きく受けあまり底鋼板には応力が伝達されなくなったと考えられる。一方、図-3.19 は正曲げ荷重における同様な図であるが、この場合は CASE1 と CASE3 には差は生じない結果となった。これは、正曲げ荷重時にはコンクリートがひび割れずに、十分な応力伝達可能な剛性を有しているためと考えられる。この図-3.18 と図-3.19 の結果から、表-3.5 において正曲げ荷重では CASE1 と CASE3 の差が 0.5% でしかない反面、負曲げ荷重ではその差が 1.8% に増加している理由であると推測でき、正曲げと負曲げの差はコンクリートの材料非線形性による影響と判断できる。

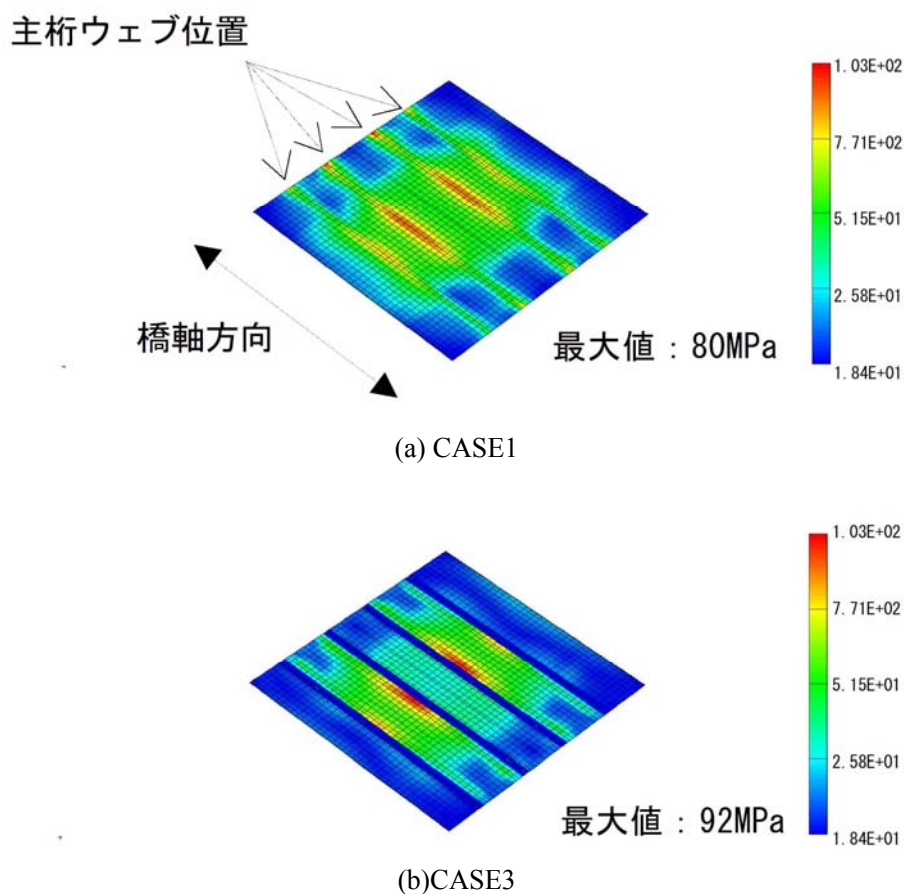
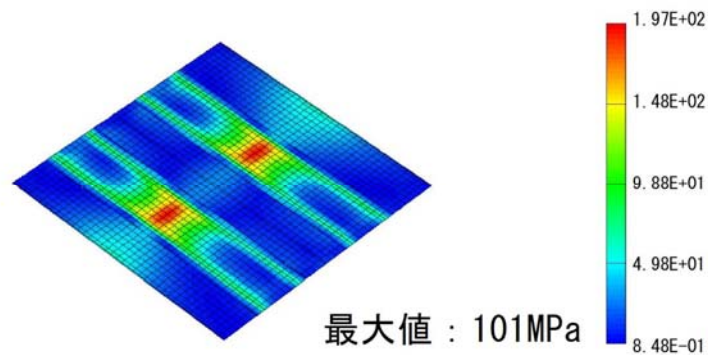
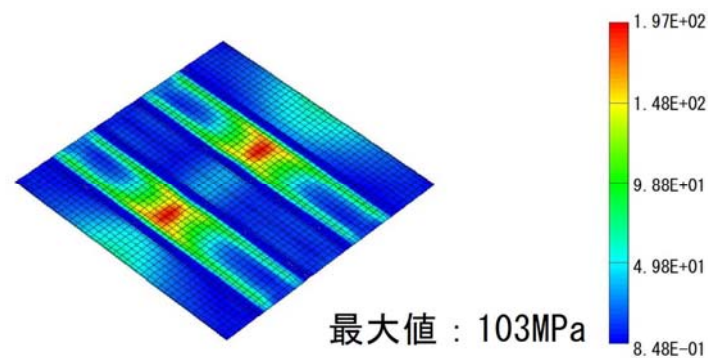


図-3.18 負曲げ解析における底鋼板・上フランジのミーゼス応力コンター図  
(鉄筋降伏発生時)



(a) CASE1



(b) CASE3

図-3.19 正曲げ解析における底鋼板・上フランジのミーゼス応力コンター図  
(下フランジ降伏発生時)

#### (4) 設計上の有効幅との比較

合成桁の設計では、床版やフランジにおいて有効幅が考慮されるのが一般的である<sup>3-7)</sup>。この有効幅は、せん断遅れ（シヤーラグ）による剛性低下分を考慮するために設計上設定されているものである。ここでは、本検討の解析結果における底鋼板の剛性の寄与の変化を、床版の有効幅の変化ととらえた際に、設計上の有効幅に対してどの程度の大きさとなっているかを確認する。FEM 解析の結果は、初期剛性より非線形挙動を示していることから、本検討では、床版の有効幅の変化度を、床版有効率として評価することとし、以下の式(3-1)で定義するものとする。

$$(\text{床版有効率}) = (\text{解析上有効となる床版幅}) / (\text{全幅有効時の床版幅}) \quad (3-1)$$

なお、解析上有効となる床版幅は、上下鋼フランジを全幅有効と仮定し、単純梁のスパン中央に集中荷重を載荷している状況から、図-3.16 に示す荷重-変位関係と近似する底鋼板を含む床版部の幅を求めることにより算出した。各ケースの床版有効率の比較を表-3.6 に示す。なお、表内の括弧内の値は、設計計算による床版有効率 0.772 を 1.000 とした場合の比を示す。

表-3.6 各ケースの床版有効率の比較

CASE	内容	床版有効率		
		負曲げ载荷		正曲げ载荷
		ひび割れ発生	上フランジ降伏	下フランジ降伏
設計計算	設計による有効幅算定 (床版考慮)	0.772 (1.000)		
FEM-CASE1	底鋼板全有効考慮	0.832 (1.078)	1.000以上 (1.295以上)	0.832 (1.078)
FEM-CASE2	底鋼板縁切り ・ずれ止め範囲非考慮	0.828 (1.072)	1.000以上 (1.295以上)	0.830 (1.075)
FEM-CASE3	底鋼板縁切り ・ずれ止め範囲考慮	0.813 (1.053)	1.000以上 (1.295以上)	0.823 (1.066)

設計における有効幅算定にあたっては、負曲げ検討でもコンクリート断面を有効とし、設計基準<sup>3-7)</sup>に即して算出した。また、解析結果では、負曲げ载荷のひび割れ発生時、および、正曲げ载荷の下フランジ降伏時の床版有効率は、表-3.3 に示した各荷重载荷時における荷重-変位の曲げ剛性とコンクリートを考慮した断面での理論剛性より算定した結果である。また、負曲げ载荷の上フランジ降伏時においては、非線形領域ではあるが、降伏荷重とその時の変位から求まる割線剛性とコンクリート断面を無視した、いわゆる「鋼+鉄筋」断面の剛性とを比較した。連続合成桁の設計にあたっては、中間支点部のひび割れ後の挙動を照査する際には、この「鋼+鉄筋」断面を用いるのが一般的である<sup>3-7)3-14)</sup>。

表-3.6 より、負曲げ载荷のひび割れ発生時、および、正曲げ载荷の下フランジ降伏時では、底鋼板の剛性寄与効果を小さく見込んだ解析である CASE3 であっても、設計上の有効幅よりも 4~5%程度大きな有効幅となることが分かる。また、負曲げ载荷の上フランジ降伏時では、「鋼+鉄筋」断面として全幅有効で算定した剛性よりも大きな剛性となった。これは、解析上のコンクリート構成則にはひび割れ後のコンクリート応力分担を考慮する、いわゆるテンションスティフニング効果を考慮したため、設計で用いる「鋼+鉄筋」断面よりも大きな剛性となったことを示しており、本検討の底鋼板の剛性寄与に関わらず、「鋼+鉄筋」断面剛性の仮定自体に大きな安全率が含まれていることが分かる。

よって、設計上の有効幅を考慮した場合、床版の底鋼板の剛性を考慮したとしても、実際の剛性が不足することはなく、5~7%程度安全側であることが示された。なお、設計上の有効幅算定手法は、安全側の観点から、有効幅を小さく算出する傾向があることが知られており、これは表-3.6 における CASE1 が設計計算よりも大きな床版有効率となっていることから説明できる。

### 3. 4 試設計による合理化の検証

FEM 解析における検討結果から、各降伏荷重の増加量を底鋼板の剛性寄与による剛性向上効果ととらえ、試設計検討を行う。試設計検討では、この剛性寄与によりどの程度主桁断面の合理化が可能であるかを図-3.11、図-3.12 に示した連続合成桁を事例として検討を行った。本試設計では、前記 3.3 の結果より、底鋼板の剛性は床版の有効幅の範囲内で考慮できるものとして算出するものとした。なお、試設計には現行の設計基準<sup>3-7)</sup>を用い、底鋼板は上フランジの上部に配置されているものとした。

表-3.7 は、中間支点部断面（負曲げ領域）における試設計検討結果である。上フランジ付近に底鋼板があるため、上フランジの板厚を 21mm から 13mm に低減することが可能となっていることが分かる。なお、上フランジはずれ止めを設置するための最小板厚が 13mm となっているため、この最小板厚一致していることになり、剛性寄与度がさらに向上しても、これ以上の板厚低減は困難である。本断面の鋼重低減効果は、約 11%であり中間支点断面では合理化の効果が示されたと言える。

表-3.7 底鋼板の剛性寄与を考慮した試設計結果（中間支点断面）

				底鋼板非考慮（従来）	底鋼板考慮	
断面形状				鉄筋	72- D22	72-D22
				底鋼板	1-2515×6	1-2515×6
				上フランジ	1-1966×21	1-1966×13
				上縦リブ	2-120×10	2-120×10
				腹板	2-1479×12	2-1487×12
				下縦リブ	2-180×16	2-180×16
				下フランジ	1-1373×28	1-1373×28
				鋼断面積（底鋼板含む）		
照査結果	耐荷性	鉄筋	合成後	上縁	0.646 < 1.0	0.644 < 1.0
			鋼桁	合成前	上縁	0.377 < 1.0
		下縁			0.397 < 1.0	0.398 < 1.0
		合成後		上縁	0.714 < 1.0	0.711 < 1.0
			下縁	0.975 < 1.0	0.972 < 1.0	
	耐久性	ひび割れ幅（mm）			0.246 < 0.248	0.245 < 0.248
鋼断面積の比				従来法を 1.0	0.888	



表-3.8 は、支間中央断面（正曲げ領域）における試設計検討結果である。本断面では、表-3.7 の中間支点断面とは異なり、断面に大きな変化は生じておらず、鋼重低減効果は2%程度にとどまっている。鋼桁上縁の照査結果を見ると、底鋼板を考慮したケースでは照査値が大きく減少しており、本結果からすると、鋼桁上フランジはさらなる板厚低減が可能であることになる。しかし、設計基準<sup>3-7)</sup>上は、圧縮フランジの板厚制限で15mm以下には設定できないため、16mmに設定されている。よって、支間中央断面では、応力としてはさらなる合理化が可能であるが、設計上の制限規定によりそれが不可能となっていることが分かる。なお、本鋼重低減効果を、図-3.11、図-3.12 に示した連続合成桁事例の全長で試算すると、約5%の鋼重低減となっている

表-3.8 底鋼板の剛性寄与を考慮した試設計結果（支間中央断面）

				底鋼板非考慮（従来）	底鋼板考慮	
断面形状				床版	1-5605×250	1-5605×250
				底鋼板	1-4805×6	1-4805×6
				上フランジ	2-400×17	2-400×16
				腹板	2-1483×9	2-1484×9
				下縦リブ	2-120×10	2-120×10
				下フランジ	1-1500×15	1-1500×14
				鋼断面積（底鋼板含む）	94024 mm <sup>2</sup>	91742 mm <sup>2</sup>
照査結果	耐荷性	床版	合成後	上縁	0.616 < 1.0	0.631 < 1.0
			鋼桁	合成前	上縁	0.657 < 1.0
		下縁			0.335 < 1.0	0.310 < 1.0
		合成後	上縁	0.946 < 1.0	0.557 < 1.0	
			下縁	0.959 < 1.0	0.963 < 1.0	
鋼断面積の比		従来法を 1.0		1.000	0.976	

### 3. 5 まとめ

本研究では、合成床版を用いた合成桁において、従来設計では考慮されていなかった床版底鋼板の橋軸方向剛性の寄与について、解析的な検討を行った。本検討結果より以下の結論を得た。

- (1) 合成床版の載荷試験結果を有限要素法解析で再現する場合、本論文で使用した形式の合成床版であれば、底鋼板をコンクリートと全面で一体として解析することにより比較的簡易に曲げ挙動を再現できることが分かった。
- (2) 合成床版を合成桁に用いた場合、合成後荷重に対して鋼桁フランジと完全に剛結されていない場合においても、底鋼板は橋軸方向の剛性に寄与することが解析上分かった。
- (3) 底鋼板の剛性の寄与度は、コンクリートのひび割れの有無によって変化する。つまり、連続合成桁の場合は、負曲げ区間にひび割れ発生を許容するため、正曲げ区間と負曲げ区間で剛性の寄与度が変化する。本検討事例の結果では、正曲げでは6%、負曲げでは4~3%の剛性寄与効果がある結果となった。
- (4) 設計による有効幅と比較検討した場合、FEM 解析上底鋼板の剛性寄与度を小さく見積もったケースでも、設計上の底鋼板を考慮した有効幅よりも大きくなり、結果として設計計算では安全側な剛性を与えることがわかった。
- (5) 解析上の効果を試設計に取り入れ、底鋼板の剛性寄与を考慮した場合、負曲げ領域である中間支点断面では約11%の鋼重低減が可能である結果となった。一方、正曲げ領域である支間中央断面では、大きな鋼重低減効果は見込めず、約2%の鋼重低減効果にとどまり、橋梁全長での試算では、約5%の鋼重低減効果がある結果となった。

本検討は 1 橋の実施例を対象に行っているため、底鋼板の剛性寄与度を考慮する設計法確立には、さらに検討ケースを増やして確認を行う必要がある。本検討ではコンクリートの乾燥収縮およびクリープの影響を考慮していないが、合成床版を用いたい場合と比べてコンクリートの拘束条件が異なることが予想され注意を要する。近年は合成桁の設計に鋼部材に塑性化を許容する設計法<sup>3-15)</sup><sup>3-16)</sup>も提案されているが、本検討は従来からの鋼部材に塑性化を許容しない設計法を用いた場合の検討であり、鋼部材に塑性化を許容する設計法を用いた場合は、底鋼板の剛性寄与について別途の検討が必要である。本検討は鉄道用合成桁の検討であり、鉄道橋では荷重載荷位置が固定されているために、合成床版の損傷事例は報告されていないため、損傷を考慮する必要がないという前提で検討を行った。本検討の妥当性の検証にあたっては、合成床版と桁を合成させた試験体での載荷試験により検討を行うことが望ましいと言え、今後の検討課題とする。

## 【参考文献】

- 3-1) 土木学会 複合構造委員会：2014年制定 複合構造標準示方書 原則編・設計編，複合構造標準示方書小委員会，2015.5.
- 3-2) 藤山知加子，大山理：近年における鋼コンクリート合成床版の動向，コンクリート工学，Vol. 54，No. 9，2016.9.
- 3-3) 谷口望，藤原良憲，林偉偉，依田照彦，松尾仁，久保 武明：有限要素解析による鉄道用合成桁の実剛性評価に関する検討，土木学会論文集 A2（応用力学）Vol.71（2015）No.2，pp. I\_785-I\_793，土木学会，2016.2.
- 3-4) 南邦明，奥村誠治，横山秀喜，光木香：九州新幹線（博多・新八代）における鋼鉄道橋の概要と松原線路橋の架設，第 13 回鋼構造と橋に関するシンポジウムと論文報告集，2010.8
- 3-5) 南邦明，横山秀喜：東北新幹線，九州新幹線の鋼鉄道橋，橋梁と基礎，2011.4
- 3-6) 徳富恭彦，南邦明，橋本浩市：北陸新幹線浅生架道橋（連続合成桁）の設計と施工，橋梁と基礎，2012.6
- 3-7) 国土交通省鉄道局監修，財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，丸善，2009.7.
- 3-8) 例えば，街道浩，田坂裕一，橘吉宏，松井繁之，堀川都志雄：鋼・コンクリート合成床版の張出し部の輪荷重走行試験および3次元有限要素解析による疲労耐久性評価，構造工学論文集 A，Vol.53A， pp.1020-1031，土木学会，2007.3.
- 3-9) 永田淳，横田弘，大塚勝：孔あき鋼板合成床版を用いたハイブリッドケーソンに関する基礎的実験，横河ブリッジグループ技報 No.32， pp.28-37，2003.1.
- 3-10) 伊藤忠テクノソリューションズ：コンクリート構造物非線形 FEM解析プログラム -FINAL-，ホームページ <http://www.engineering-eye.com/FINAL/>
- 3-11) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87.9-1， pp.107-120，1987.9.
- 3-12) 永田淳，大間知良晃，高田和彦，清田錬次：移動輪荷重試験機によるパワースラブの疲労性能確認実験，横河ブリッジグループ技報 No.27， pp.103-109，1998.1.
- 3-13) 藤山知加子，松村寿男，高須賀丈広：3次元非線形 FEM 解析に基づく移動荷重下の鋼・コンクリート合成床版破壊過程の考察，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 70，No.2，227-237，土木学会，2014.
- 3-14) 神谷崇，谷口望，碓山晴久，依田照彦：繰り返し荷重を受ける連続合成桁中間支点部のひび割れ挙動に関する実験的研究，土木学会論文集 A，第 63 号， pp.25-34，土木学会，2007.1.
- 3-15) 高久英彰，藤野 和雄，岸隆，佐々木力，三宅隆文，田中雅人：コンパクト断面を設計に採用した鋼連続合成桁橋—圏央道 金谷郷高架橋—，橋梁と基礎，Vol.45，No.12， pp.5-10，2011.

- 3-16) 久保武明, 谷口望, 藤原良憲, 林偉偉, 依田照彦: 鉄道用合成桁を対象とした各種設計手法による試設計検討, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol. 74, No.2 (応用力学論文集 Vol. 21), I\_671-I\_681, 土木学会, 2018.

## 4章 騒音振動対策法に関する提案

### 4.1 はじめに

近年，鉄道橋の建設においては，周辺環境への影響に配慮するため，騒音対策が重要な事項となっている．鋼鉄道橋は軽量であるため架設工事の安全性が高く，下部構造に与える影響が軽減される等の利点を持つが，一方で軽量ゆえに騒音振動が高く，コンクリート橋に比べて騒音振動性に劣ると言われている．

そのため，従来より構造物から生じる音が最も生じやすい腹板に対し，図-4.1 に示す制振材を用いた対策工法<sup>4-1)</sup>を併用している．この制振材は，ゴムやアスファルトなどの粘性材料とメッキ鋼板を層状にしたもので，メッキ鋼板が拘束層となり，粘性材料層自身の内部損失や，粘性材料層と鋼板との接触面における摩擦損失により振動低減を行う<sup>4-2)</sup>メカニズムを有している．



(a) 制振材の例（製品寸法 300×450mm）



(b) 箱桁腹板内側に設置された例

図-4.1 従来より使用されている制振材の例

しかし，この制振材は鋼材の振動とその振動による放射音の低減効果が乖離する事例も多く<sup>4-3)~4-5)</sup>，対策による低減効果が正確に把握できていない．さらに，製品の形状寸法が決まっていることや平坦な箇所にはしか設置出来ないため使用範囲に制限を受けること，設置箇所の塗装塗替えが困難であること，材料が高価であること，といった複数の課題を抱えている．

そこで本研究では，騒音振動の伝搬を空気粒子の移動ととらえ，これを測定できる粒子速度計を用い，振動部位近傍で直接計測した音の粒子速度をもとに対策効果を評価する手法を提案し，被対策部位の粒子速度と振動速度の低減効果を比較することで，提案手法の妥当性を検証した．

また，制振材を用いた従来工法に比べ，平坦な面以外にも設置可能であり，塗替え塗装等の維持管理が不要で，従来工法に比べて安価と考えられるポリマーセメントモルタル

(以下, PCM) を用いた新しい対策工法<sup>4-6)~4-7)</sup>を提案し, 従来工法と粒子速度と振動速度の低減効果を比較することで, 提案工法の性能を検証した. さらに, 時刻歴応答解析により得られる振動加速度から振動速度の低減効果を算出し, 試験値と比較することで, 提案工法の効果が解析的に把握出来るかを検証した.

## 4. 2 試験概要

本研究では、対策工設置前後における振動および振動放射音の低減効果の評価を、平板試験体を用いた基礎試験と、実際の在来線鉄道の鋼桁橋における実橋試験の2通りで行った<sup>4-8)</sup>。基礎試験においては粒子速度と振動加速度を計測し、実橋試験においては音響インテンシティと振動加速度を計測した。

### (1) 粒子速度計

本研究では振動部位近傍で直接計測した音の粒子速度をもとに対策効果を評価する手法を提案している。そこで、基礎試験における粒子速度の計測には、図-4.2に示す1軸方向の粒子速度を計測できる粒子速度計を使用した。



図-4.2 基礎試験に用いた1軸粒子速度計

この計測機器は、防護筒の中にあるセンサ部に、平行に並んで固定された200°Cの2本の白金製の熱線があり、熱線と直交する方向に沿って伝搬する音波によって生じる熱線間の熱量の移動を、両者間の抵抗値の変化として計測する特殊な機器である。この白金製の熱線の太さは毛髪の400分の1程度で、音波に起因して生じる空気中の微小な振動（圧力ではなく向きを有する流れ）が計測可能である。粒子速度計は、センサ部周辺の微小範囲内の変化を計測するため、被測定部位との距離を小さくする必要がある<sup>4-9)</sup>。ただし、同機器は風等の空気の流れの影響を受け易いため、屋外計測には不向きな面がある。

(2) 基礎試験

基礎試験における粒子速度および振動加速度の計測状況を図-4.3～図-4.5に，打撃点と計測点の配置を図-4.6に示す。



図-4.3 制振材の基礎試験体



図-4.4 PCMの基礎試験体



図-4.5 基礎試験の打撃面における振動加速度の計測状況

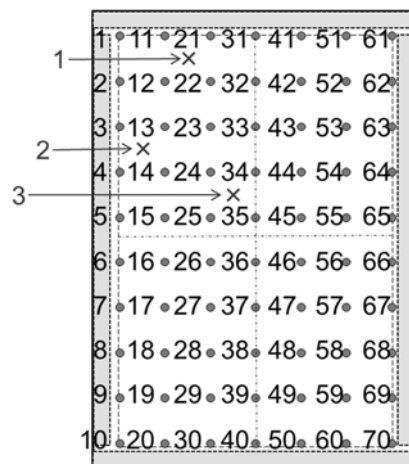


図-4.6 基礎試験における打撃点 (×) と計測点 (●) の配置図



基礎試験においては、鋼鈹桁橋の腹板を模擬した4辺をL形鋼で補強した鋼製平板の試験体を用いた。4辺のL形鋼部を除く平坦な範囲（0.9m×0.6 m，鋼板厚9 mm）を被対策部とし、対策工設置前後において振動加速度 $a$ （ $m/s^2$ ）とその近傍の粒子速度 $u$ （ $m/s$ ）を鋼板全面にわたって70点ずつ計測した。打撃点は異なる振動モードが励起されるように平板の辺付近から2点，中央付近から1点，計3点とした。

打撃試験においては、入力値を計測することの出来るインパクトハンマを用い、振動加速度センサ，粒子速度計を用いてそれぞれ計測を行った。試験体と計測機器の配置を図-4.7に示す。

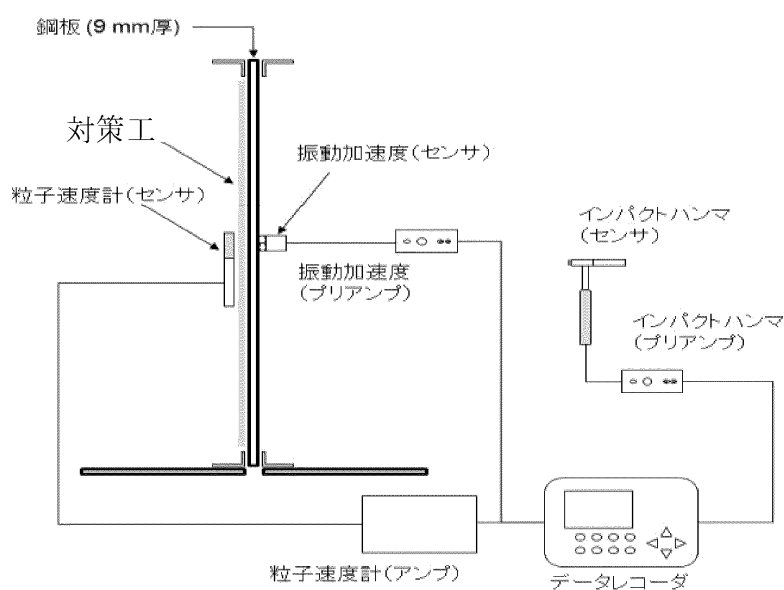


図-4.7 試験体と計測機器の配置図

振動加速度センサはマグネット・アタッチメントを用いて被対策部の打撃面側に設置し、粒子速度計は振動加速度センサ設置位置の真裏で、被対策部の放射面側の表面から0.01～0.02 m離れた位置に軸方向が放射面と垂直になる向きで固定した。インパクトハンマで被対策部の打撃面側を加振した時の打撃力と各計測機器からの出力電圧信号をデータレコーダ（サンプリング周波数は $f_s = 24.0$  kHzおよび25.6 kHz）に収録した。打撃点および計測点の組合せごとに打撃加振を繰り返し、雑音（Noise）の成分に比べて十分な大きさの打撃振動（Signal）の成分が確保された5個以上のS/Nデータを得るものとした。

### (3) 実橋試験

実橋試験は上毛電気鉄道の粕川橋梁（単純上路鋼鈹桁橋）で実施した。試験状況を図-4.8～図-4.9に示す。



図-4.8 実橋試験の状況



図-4.9 実橋試験の計測状況

高水敷部の鋼鈹桁橋を対象に、支間中央付近における片側主桁を被対策部とし、対策工設置前後について振動加速度 $a$ を5点、主桁近傍での音響インテンシティ $I$  ( $\text{Watt/m}^2$ )を1点計測した。ここで、音響インテンシティとは、音場内の1点において、単位面積 $S_0$  ( $1 \text{ m}^2$ )を単位時間 $T_0$  ( $1 \text{ s}$ )に通過する音響エネルギーのことで、音圧 $p$  ( $\text{Pa}$ )と粒子速度 $u$ の積 $I = p \times u$ で表される。前記4.2(1)で述べた通り、粒子速度計は風等の空気の流れの影響を受け易いため、屋外計測には不向きな面があることから、実橋試験においてはインテンシティ・マイクロホンを用いて音響インテンシティ (= 音圧 $p \times$ 粒子速度 $u$ )を計測するものとした。打撃点は基礎試験と同様に、異なる振動モードが励起されるように平板の辺付近から2点、中央付近から1点、計3点とした。振動加速度センサは基礎試験と同様に被対策部の打撃面側に設置し、インテンシティ・マイクロホンは被対策部の放射面側の補剛材で仕切られた1箇所（被対策部： $1.041 \text{ m} \times 0.775 \text{ m}$ ）がマイク正面方向から $\pm 60^\circ$ の範囲に収まる距離に設置した。

### 4. 3 対策工概要

本研究では、基礎試験において磁性式制振材と PCM を、実橋試験においては磁性式制振材を対策工として用いた。対策工として用いた磁性式制振材と PCM の概要を以下に示す。

#### (1) 磁性式制振材

試験に用いた磁性式制振材<sup>4-2)~4-5)</sup>は、従来より鋼鉄道橋の騒音振動対策に用いられているものである。制振材の例を図-4.1 (a)に、設置事例を図-4.1 (b)に、構造概要を図-4.10に示す。

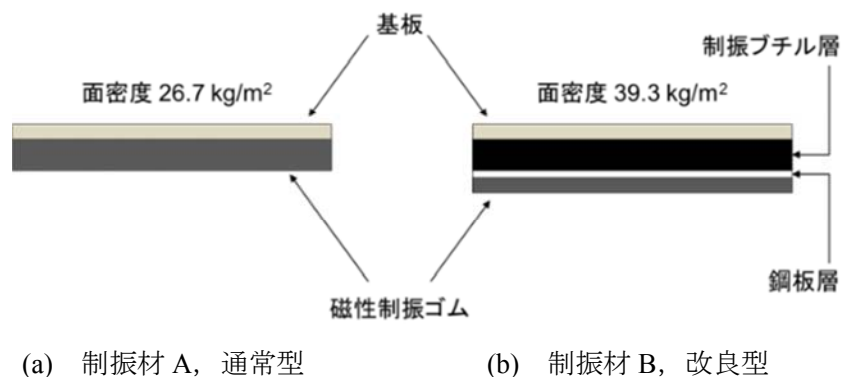


図-4.10 2種類の磁性式制振材の構造概要

基板（亜鉛メッキ鋼板）と磁性制振ゴムが一体となった材料であり、1枚の版の内部構成の違いから、制振材Aを通常型、制振材Bを改良型と称している。制振材Aは「基板+制振材」の非拘束タイプ、制振材Bは「基板+制振ゴム+拘束板（鋼板層）」の拘束タイプで、制振材Bの方が重く固定磁力が強いことが分かっているが、試験に使用した磁性式制振材の詳細な基礎材料データは公開されていない。

本試験に使用した磁性式制振材の製品サイズは300 mm×450 mmである。基礎試験では図-4.3に示す通り被対策部（600 mm×900 mm）に隙間なく4枚を取付けられるが、実橋試験試験では図-4.9に示す通り被対策部（775 mm×1041 mm）の外周には設置出来ない部分がある。

#### (2) ポリマーセメントモルタル(PCM)

本試験で使用する PCM による対策工には、鋼鉄道橋のリニューアルで実績のあるもの<sup>4-6)~4-7)</sup>を使用した。本 PCM の基礎的な特性として、付着性能、耐塩化物性能、耐衝撃性能に優れていることが挙げられる<sup>4-10)</sup>。特に付着性能は、鋼材およびコンクリート双方に対して、材齢 7 日付着引張強度で 1.0 MPa 程度であり、一般のコンクリートの 5 倍程度の強

度を有している。この高い付着性能から、鋼部材の防食だけでなく、コンクリート部材との一体化を促進することも可能であると考えた。なお、PCMのヤング係数は、一般に  $2.00 \times 10^4 \text{ MPa}$  程度である。

PCM被覆厚は、比較する従来の磁性式制振材の厚さを参考に10 mm厚（鋼板片面）とした。この厚さは、施工性および、耐塩化物性能から算定される通常のコンクリートの設計かぶりと同様な耐久性から決まる厚さ（5 mm程度）を十分満足する値である<sup>4-7)</sup>。本試験で用いたPCMの配合は、セメント：細骨材=1:1.75、水セメント比26.6%、ポリマーセメント17.7%とし、既調合の粉体材料（セメント、細骨材、その他混和材料）：セメント混和用ポリマーディスパージョンを6.25：1で練混ぜてポリマーセメントモルタルを調製した。20℃気中養生における圧縮強度は材齢7日で40.1 MPa、材齢14日で42.2 MPaであった。本試験体におけるPCMの設置状況を図-4.11に示す。

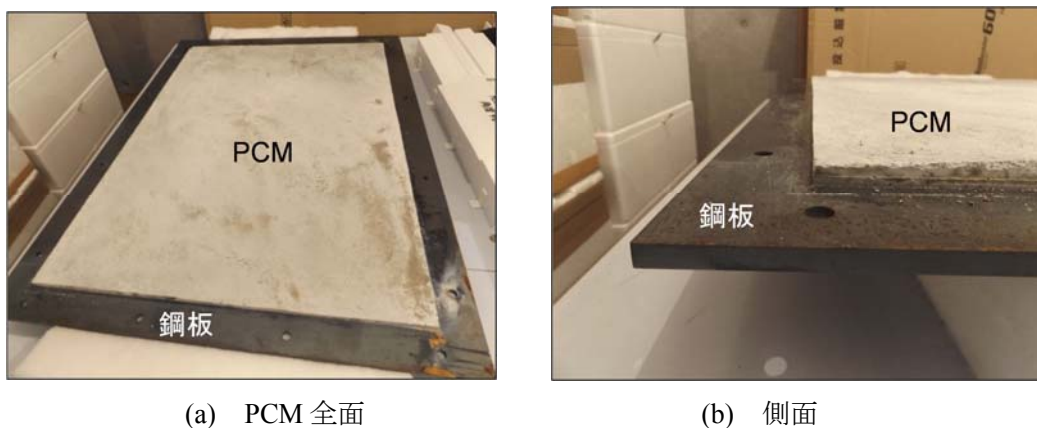


図-4.11 PCM設置状況

#### 4. 4 評価手順

粒子速度計の出力電圧信号から粒子速度 $u$ への換算は、式(4-1)と表-4.1に示す今回使用した粒子速度計固有の変換係数を用い、周波数帯域ごとに行った。

$$S_u[V/(m/s)] = \frac{S_{u0}}{\sqrt{1+\frac{f_{c1u}^2}{f^2}} \sqrt{1+\frac{f^2}{f_{c2u}^2}} \sqrt{1+\frac{f^2}{f_{c3u}^2}} \sqrt{1+\frac{f_{c4u}^2}{f^2}}} \quad (4-1)$$

表-4.1 粒子速度計における換算係数一覧

Variables	Sensitivity or Frequencies
$S_{u0}$ [V/(m/s)]	17.6
$f_{c1u}$ [Hz]	1
$f_{c2u}$ [Hz]	545
$f_{c3u}$ [Hz]	3910
$f_{c4u}$ [Hz]	85

振動加速度センサとインテンシティ・マイクロホンからの出力電圧信号は、それぞれの校正信号をもとに振動加速度 $a$ 、音圧 $p$ に換算した後、振動加速度 $a$ は $1/f$ フィルタを通過させることで周波数帯域別の振動速度 $v$  (m/s) に、音圧 $p$ は直接法<sup>4-11)</sup>を用いて周波数帯域別の音響インテンシティ $I$ に変換した。インパクトハンマの出力電圧信号は、同様な手法を用いて周波数帯域別の打撃力 $F$  (N) に換算した。

ここで、打撃点番号、計測点番号、繰り返し回数を $i, j, k$ と置き、式(4-2)に従って周波数帯域別の打撃力 $F$ 、振動速度 $v$ 、粒子速度 $u$ 、音響インテンシティ $I$ の時間波形の2乗値を時間積分して求めた1回の打撃加振に対する各曝露量を $F_{ijk}$ 、 $v_{ijk}$ 、 $u_{ijk}$ 、 $E_{ijk}$ とする。ここで、音響インテンシティ $I$ の時間積分は単位面積を通過する音響エネルギー $E$ である。式(4-2)に示す変数 $P$ は $F, v, u, I (E)$ を示す。なお、実際の積分上限値(式(4-2)中の $\infty$ )は打撃による挙動が十分に収まる時間(3秒)と設定した。

$$P_{ijk} = \int_0^{\infty} P_{ijk}^2(t) dt \quad (4-2)$$

つぎに、振動速度、粒子速度の曝露量や音響エネルギーを打撃力の曝露量 $F_{ijk}$ で基準化( $/F$ )した後、繰り返しデータ数( $N_k=5$ )で平均化し、基準化曝露量 $v_{ij/F}$ 、 $u_{ij/F}$ 、 $E_{ij/F}$ を求めた。さらに、被対策部の面全体(計測点数 $N_j=70$ )で平均化することで、打撃点毎の面平均基準化曝露量 $v_{i/F}$ 、 $u_{i/F}$ と平均基準化エネルギー量 $E_{i/F}$ を求めた。基準化および平均化の手順を式(4-3)~(4-5)に示す。

$$P_{ijk/F} = P_{ijk}/F_{ijk} \quad (4-3)$$

$$P_{ij/F} = (\sum_{k=1}^{N_k} P_{ijk/F}) / N_k \quad (4-4)$$

$$P_{i/F} = (\sum_{j=1}^{N_j} P_{ij/F}) / N_j \quad (4-5)$$

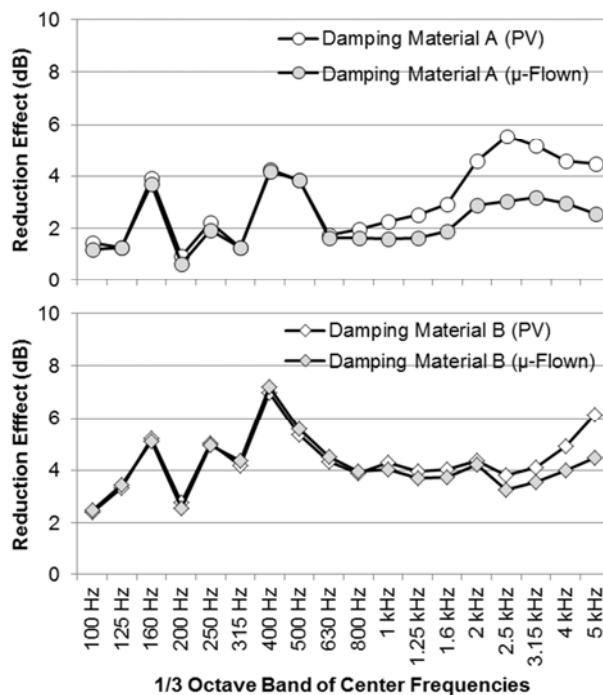
最終的に、式(4-6)に従い、対策工設置前（無対策）の基準化曝露量 $v_{i/F}^0$ 、 $u_{i/F}^0$ 、 $E_{i/F}^0$ に対する対策工設置後（対策後）の基準化曝露量 $v_{i/F}^{A,B,P}$ 、 $u_{i/F}^{A,B,P}$ 、 $E_{i/F}^{A,B,P}$ の比をレベル化し、対策工設置による周波数帯域別の低減効果 $\Delta v$ 、 $\Delta u$ 、 $\Delta E$ 、すなわち低減効果の周波数特性を算出した。

$$\Delta P_i^{(A,B,P)} = -10 \times \log_{10} \left( \frac{P_{i/F}^{(A,B,P)}}{P_{i/F}^0} \right) \quad (4-6)$$

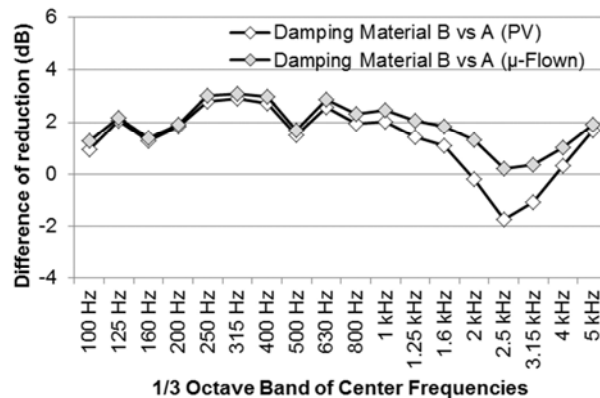
## 4. 5 試験結果

### (1) 基礎試験における磁性式制振材の結果

基礎試験結果より，打撃点3に対する振動速度 (PV)，粒子速度 ( $\mu$ -Flown) の面平均基準化曝露量から求めた各磁性式制振材の低減効果  $\Delta v_{3/F}^A$ ,  $\Delta v_{3/F}^B$ ,  $\Delta u_{3/F}^A$ ,  $\Delta u_{3/F}^B$  を図-4.12 (a)に，制振材Aを基準とした制振材Bの低減効果  $\Delta v_{3/F}^{B/A}$ ,  $\Delta u_{3/F}^{B/A}$  を図-4.12(b)に示す．縦軸は低減効果 (Reduction Effect) または低減効果の相違 (Difference of reduction)，横軸は1/3オクターブバンド中心周波数である．なお，横軸の範囲は，一般的な鉄道騒音の主要



(a) 制振材 A および B の低減効果 (打撃点 3)



(b) 制振材 A と B の低減効果の相違 (打撃点 3)

図-4.12 基礎試験における低減効果の比較

な帯域は250Hz～2kHzであり<sup>4-12) 4-13)</sup>、低周波音（100Hz以下）や軋み音（4kHz程度）を超える帯域を除いた100 Hz～5 kHzの範囲を用いた。

図-4.12 (a)より、周波数630 Hz付近を境に高周波域になると振動速度と粒子速度の低減効果  $\Delta v_{3/F}^{(A,B)}$ 、 $\Delta u_{3/F}^{(A,B)}$  に差が生じることが分かる。厚さ9 mmの鋼板の屈曲振動の波長 $\lambda_B$  は500 Hz（約0.43 m）～1 kHz（約0.30 m）の間で制振材のサイズと同程度となるため、当該周波数付近（630 Hz付近）を境に鋼板側の振動速度と制振材側の粒子速度の挙動に差が生じることで、両者の低減効果に違いが現れたと推察される。また、制振材Bの低減効果間に差が生じる周波数が制振材Aより高周波域にシフトしているが、これは面密度や固定磁力の強さの違いが理由と考える。

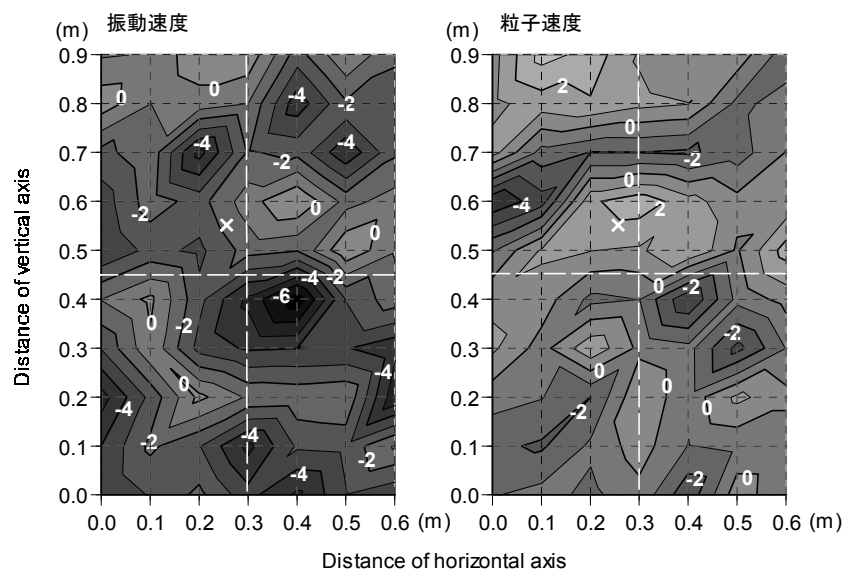
制振材Aの制振効果は、磁性制振ゴムの伸縮変形による機能のほか、高周波域におけるゴムと対策部位（鋼板）とのずり摩擦と言われている<sup>4-3)</sup>。高周波域での振動速度の低減効果の増加はこれに起因していると推察される。しかし、磁性制振ゴムとしっかり接着された基板側の粒子速度にはずり摩擦による効果が現れず、両者の低減効果間に差が生じたと考える。一方、制振材Bについても、同様な理由から、高周波域で振動速度と粒子速度による効果に差が現れたと推察する。ただし、制振材Aより重い制振材Bの磁性制振ゴムの磁力は強いため、ずり摩擦に起因した効果が現れ始める周波数がシフトし、結果、振動速度と粒子速度の差が見かけ上小さくなったと考えられる。

図-4.12 (b)より、粒子速度による低減効果  $\Delta u_{3/F}^{B/A}$  で評価すると、全周波数範囲で制振材Bの方が制振材Aより大きな低減効果となっているが、振動速度による低減効果  $\Delta v_{3/F}^{B/A}$  で評価すると、2～4 kHz付近の周波数帯域で制振材Bの方が制振材Aの低減効果を下回ることが分かる。この周波数帯域では、制振材Aのずり摩擦による低減効果の方が制振材Bのずり摩擦による低減効果より大きいことが振動速度における逆転現象の要因と考える。

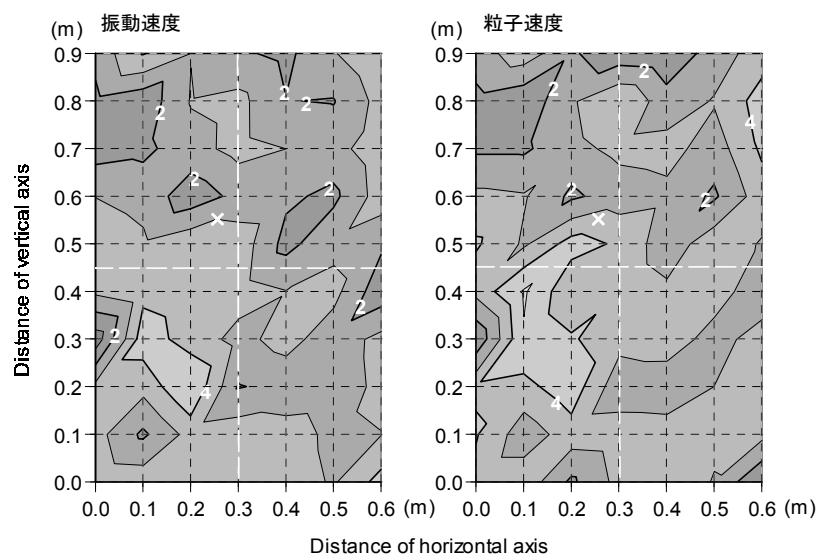
周波数帯域315 Hz, 2.5 kHzについて、打撃点3に対する低減効果  $\Delta v_{3/F}^{B/A}$ 、 $\Delta u_{3/F}^{B/A}$  の平板試験体上での分布状況を図-4.13に示す。

振動速度  $\Delta v_{3/F}^{B/A}$  と粒子速度  $\Delta u_{3/F}^{B/A}$  による評価に差がない帯域（315 Hz）では、面全体において制振材Bの方が高い低減効果を有している。一方、2つの評価間に差がある帯域（2.5 kHz）で見ると、振動速度  $\Delta v_{3/F}^{B/A}$  では平板試験体のほぼ全面にわたって制振材Bと制振材Aの低減効果が逆転しているのに対し、粒子速度  $\Delta u_{3/F}^{B/A}$  では逆転現象は部分的な影響に留まっている。打撃面側（ $\Delta v_{3/F}^{B/A}$ ）と放射面側（ $\Delta u_{3/F}^{B/A}$ ）で振動状態に明確な差があると言える。





(a) 周波数 315 Hz :  $\Delta v_{3/F}^{B/A}$  vs  $\Delta u_{3/F}^{B/A}$

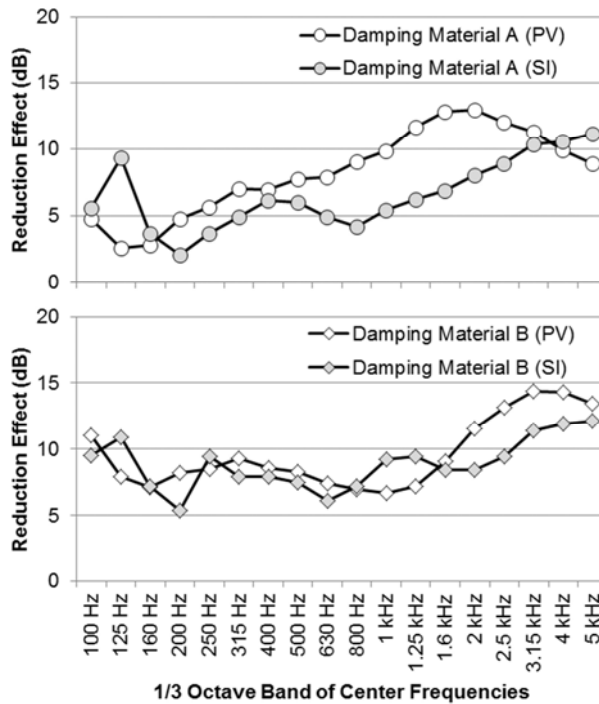


(b) 周波数 2.5 kHz :  $\Delta v_{3/F}^{B/A}$  vs  $\Delta u_{3/F}^{B/A}$

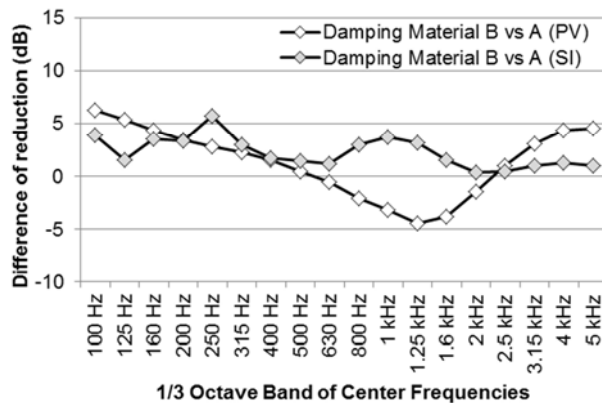
図-4.13 打撃点3に対する低減効果の分布状況

## (2) 実橋試験における磁性式制振材の結果

図-4.9に示す打撃面側の面平均基準化曝露量と、放射面側の平均基準化エネルギー量から求めた各磁性式制振材の低減効果  $\Delta v_{/F}^A$ ,  $\Delta v_{/F}^B$ ,  $\Delta E_{/F}^A$ ,  $\Delta E_{/F}^B$  を図-4.14(a)に、制振材Aを基準とした制振材Bの低減効果  $\Delta v_{/F}^{B/A}$ ,  $\Delta E_{/F}^{B/A}$  を図-4.14(b)に示す。縦軸は低減効果 (Reduction Effect) または低減効果の相違 (Difference of reduction), 横軸は1/3オクターブバンド中心周波数である。ここで、図-4.14に示す低減効果は、図-4.9に示す被対策部の打撃面側 (主桁内側) の3つの打撃点に対する低減効果を平均化した結果である。



(a) 制振材 A および B の低減効果



(b) 制振材 A と B の低減効果の相違

図-4.14 実橋試験における低減効果の比較

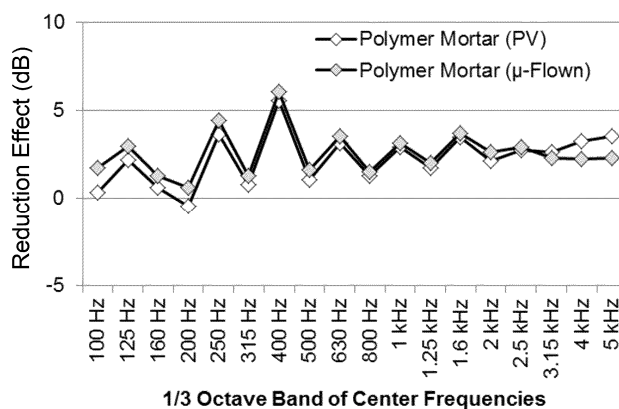
図-4.14(a)より，振動速度 (PV) と音響エネルギー (SI) の低減効果を比較すると，制振材Aでは周波数630 Hz付近を境に高周波域ほど2つの低減効果  $\Delta v^A_{/F}$ ，  $\Delta E^A_{/F}$  の差が増大しているのに対し，制振材Bでは低減効果間の差が増加する帯域が周波数1.6 kHz付近までシフトしていることが分かる．基礎試験と同様に，実橋での計測結果においても，制振材Aと制振材Bで低減効果間の差が拡大する周波数は異なるが，高域ほど打撃面側 ( $\Delta v^A_{/F}$ ) と放射面側 ( $\Delta E^A_{/F}$ ) の低減効果の差が増加する傾向が確認できる．

図-4.14(b)より，音響エネルギー  $\Delta E^{B/A}_{/F}$  と振動速度  $\Delta v^{B/A}_{/F}$  では，一部の周波数630 Hz～2 kHzにおいて低減効果に明確な違いがある．基礎試験と同様に，振動速度 ( $\Delta v^{B/A}_{/F}$ ) で

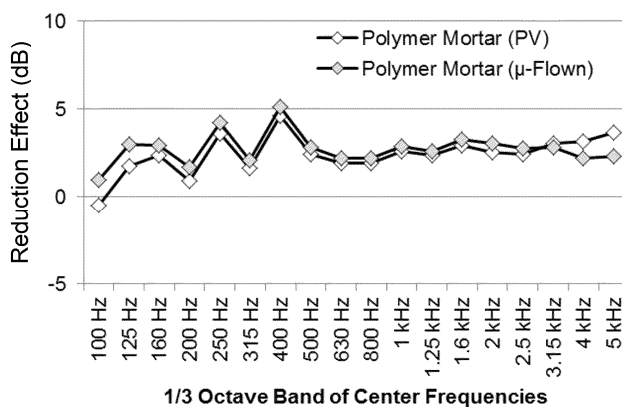
評価した場合、当該周波数帯域で制振材Bと制振材Aの低減効果は逆転し、制振材Aの方が大きな低減効果となっているが、音響エネルギー（ $\Delta E^A_{3F}$ ）で評価した場合、すべての周波数範囲で制振材Bは制振材Aより大きな低減効果を有しており、逆転は見られない。

### (3) 基礎試験におけるPCMの結果

打撃面側の面平均基準化曝露量と、放射面側の平均基準化エネルギー量から求めた各点における低減効果（Vibration Reduction） $\Delta v^P_{3F}$ と、粒子速度の低減効果（Noise Reduction） $\Delta E^P_{3F}$ との低減効果（Reduction Effect）の比較を図-4.15に示す。縦軸は低減効果（Reduction Effect），横軸は1/3オクターブバンド中心周波数である。



(a) 打撃点3



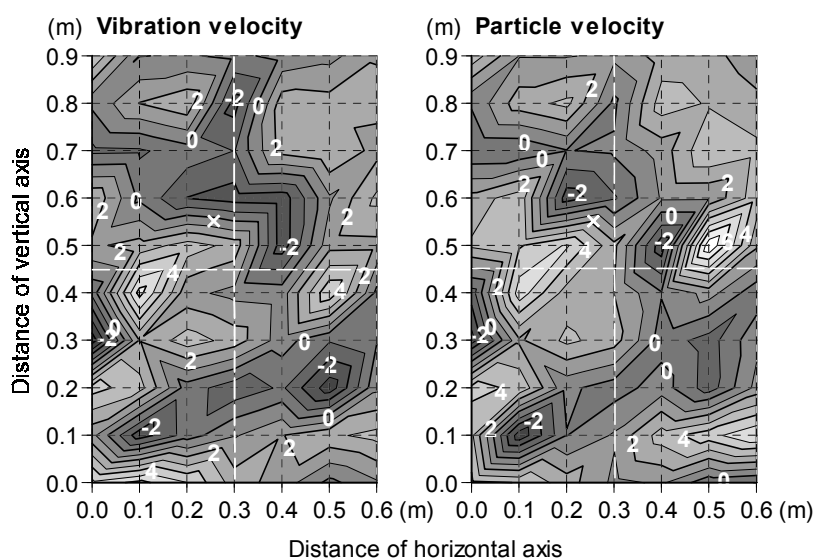
(b) 打撃点1~3の平均値

図-4.15 基礎試験における低減効果の比較（PCM）

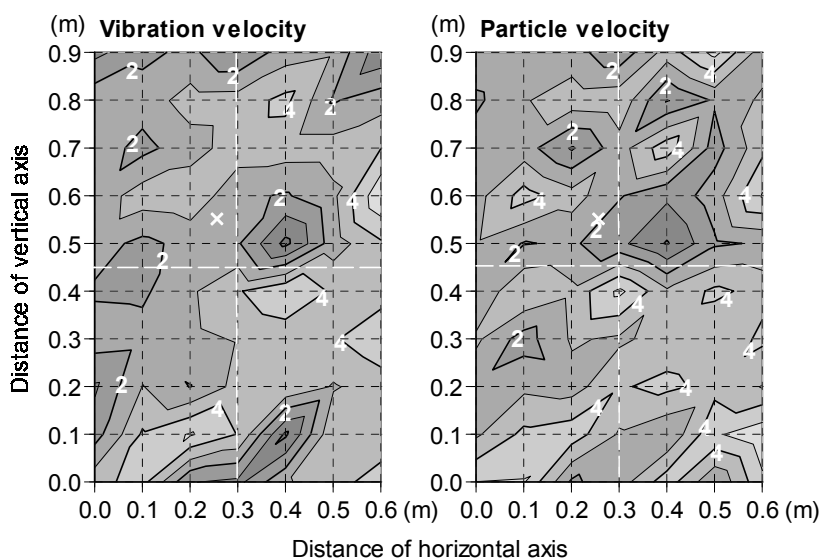
周波数帯域315 Hz, 2.5 kHzについて、打撃点3に対する低減効果 $\Delta v^P_{3F}$ 、 $\Delta u^P_{3F}$ の平板試験体上での分布状況を図-4.16に示す。各図中の正值は対策によって振動または粒子速度が低下したことを、負値は増加したことを示している。

図-4.15において「PV」は加速センサによる結果を示し、「μ-flown」は粒子速度計の結果

果を示しているが、両者の低減効果の評価に大きな乖離は見られない結果となった。本結果は、前記の磁性式制振材の傾向とは異なっている。また、図-4.16(a)から、低い周波数帯域の板振動に対して部分的に負の効果（対策による増加）が見られることを含め、全体を通じて振動速度と粒子速度の低減効果の評価結果に大きな乖離は見られない。図-4.16(b)に示す高い周波数帯域の板振動に対しては負の効果は無く、一様に正の効果が見られる点を含め、両者の低減効果の評価結果に大きな乖離は見られない結果となった。



(a) 1/3 オクターブバンド中心周波数 315Hz

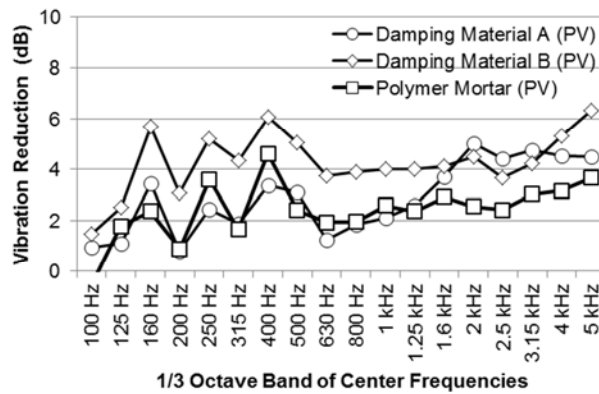


(b) 1/3 オクターブバンド中心周波数 2.5kHz

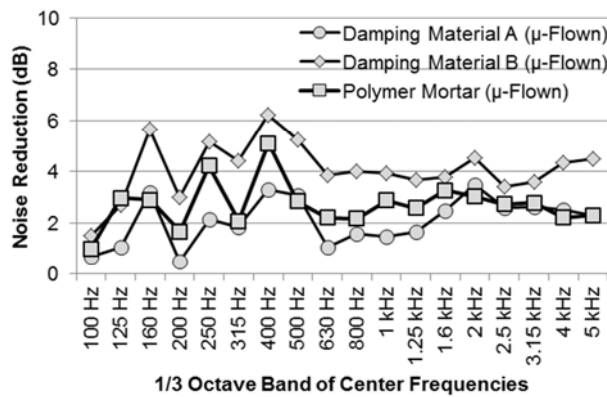
図-4.16 PCMにおける低減効果の面的分布

#### (4) 基礎試験における磁性式制振材とPCMの比較

PCM□印と2種類の磁性式制振材（制振材A○印と制振材B◇印），各々の対策による低減効果の周波数特性の比較結果を図-4.17に示す．(a)は振動速度による評価で，縦軸は振動速度による低減効果（Vibration Reduction），横軸は1/3オクターブバンド中心周波数である．(b)は粒子速度による評価で，縦軸は粒子速度による低減効果（Noise Reduction），横軸は1/3オクターブバンド中心周波数である．



(a) 振動速度



(b) 粒子速度

図-4.17 PCM と制振材の低減効果比較（打撃点1～3平均）

(a)(b)いずれの評価においても，制振材Bの低減効果が最も高い．PCMは，制振材Aが図-4.12より周波数2 kHz以上において振動速度が粒子速度より過大な評価になっていることを考慮すると，粒子速度（振動放射音）に対して制振材Aと同程度の低減効果を有していると考えられる．磁性式制振材と比べて重量の軽いPCMが同程度の放射音の低減効果を発揮することから，この効果はPCM材料自体の振動減衰特性が大きく寄与していると推察される．

本結果より，PCMを騒音振動対策に用いることは，従来の制振材と同面積で比較した場

合、より軽量であっても同程度の効果を発揮することが予測でき、設置面に対する自由度やコストの観点も考慮すれば、PCMを用いた工法は有効な対策となり得るものと考えられる。

#### 4. 6 時刻歴応答解析

基礎試験にて用いた試験体のうち、鋼板 ( $t=9\text{mm}$ ) のみ、鋼板 ( $t=9\text{mm}$ ) に PCM ( $t=10\text{mm}$ ) を対策工として用いた条件について鋼板振動に関する時刻歴応答解析を行い、PCM による鋼板振動の低減効果を求めた。解析には 3 次元骨組構造物の非線形動的解析プログラム DYNA2E を用いた。本プログラムは、対象物が弾性体である場合、ソリッドおよびシェル要素を用いた解析が可能である。

鋼板および PCM はシェル要素によりモデル化を行い、図-4.18 に示す通り高さ  $0.9\text{ m}$  × 幅  $0.6\text{ m}$  の長方形を正方形で分割可能な  $25\text{ mm} \times 25\text{ mm}$  の大きさで分割し、それぞれに表-4.2 に示す材料特性を与えた。

表-4.2 構造要素に与える材料特性

	単位重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )	ポアソン比	構造要素の 減衰定数 <sup>4-12</sup>
鋼板	77.0	$2.0 \times 10^5$	0.30	0.02
PCM	21.0	$2.0 \times 10^4$	0.20	0.03

対策工として PCM を用いた解析ケースでは、鋼板と PCM を別々のシェル要素でモデル化を行い、節点を共有させるものとした。支点条件は上下をフランジ、左右を鉛直補剛材で囲まれた腹板をモデル化していることから 4 辺を完全固定とし、図-4.19 に示す打撃点 3 の位置に面外方向の荷重として単位荷重  $1.0\text{ kN}$  を与えるものとした。

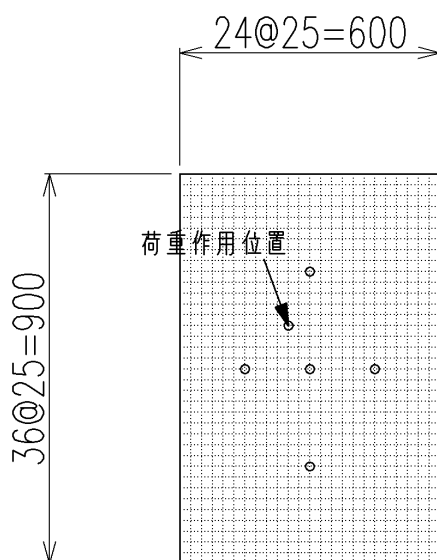


図-4.18 解析モデル形状図

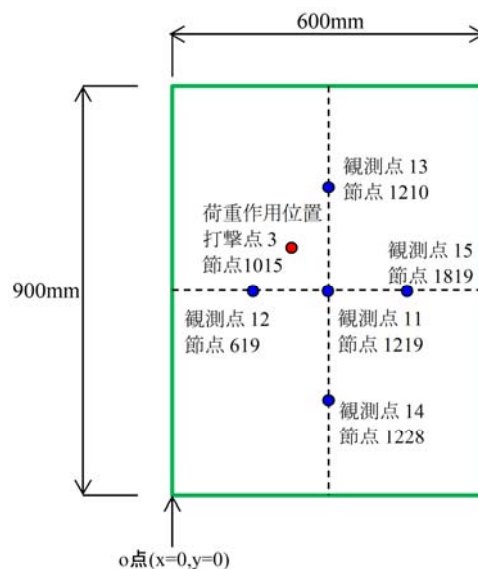


図-4.19 荷重作用位置と観測位置

解析継続時間は 0.1 秒、積分時間間隔を 0.0001 秒として 1000 ステップに分割し、ステップ 10 にて前記の単位荷重を与えている。図-4.20 に作用荷重と解析時間の関係を示す。

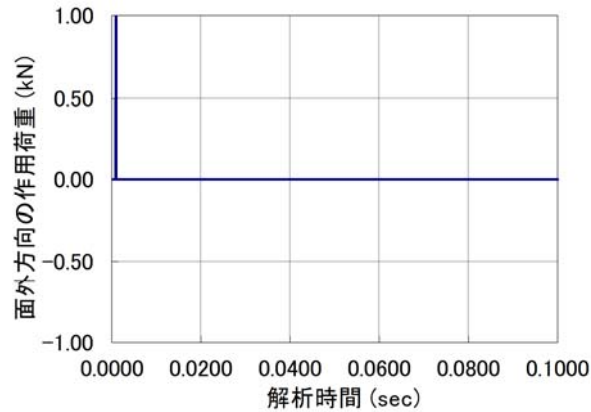


図-4.20 本解析における作用荷重と解析時間

解析には道路橋示方書<sup>4-14)</sup>にて標準的な粘性減衰モデルとして用いられているレイリー型減衰モデルによる粘性減衰を用いるものとした。以下に設定方法を示す。

まず、固有値解析を行い、解析対象モデルの固有振動モードを求め、式(4-7)により固有振動モードごとにモード減衰定数を求める。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \{\varphi_{ij}\}^T [K_j] \{\varphi_{ij}\}}{\{\varphi_i\}^T [K] \{\varphi_i\}} \quad (4-7)$$

ここで、 $h_i$ は*i*次の固有振動モードに対する減衰定数、 $\{\varphi_{ij}\}$ は*i*次の固有振動モードの要素*j*のモードベクトル、 $h_j$ は構造要素*j*の減衰定数、 $[K_j]$ は構造要素*j*の剛性行列、 $\{\varphi_i\}$ は*i*次の固有振動モードの構造全体のモードベクトル、 $[K]$ は構造全体の剛性行列、*n*は要素数を示す。

次に、着目する方向における卓越する固有振動モードの振動数および減衰定数を表すように、レイリー型減衰モデルの設定に用いる 2 つの固有振動モードを選択し、式(4-8)により、式(4-9)の $\alpha$ および $\beta$ を求める。

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_m \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -1/\omega_n & 1/\omega_m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} h_m \\ h_n \end{Bmatrix} \quad (4-8)$$

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4-9)$$

ここで、 $\omega_m$ 、 $\omega_n$ は*m*次または*n*次の固有振動モードの固有円振動数、 $h_m$ 、 $h_n$ は*m*次または*n*次の固有振動モードの減衰定数、 $[C]$ は減衰行列、 $[M]$ は質量行列、 $[K]$ は剛性行列を示す。

最後に、式(4-8)により求められた $\alpha$ および $\beta$ を用いて、式(4-10)にて時刻歴応答解析に用いる各振動数における減衰定数*h*を求める。

$$h = \alpha/2\omega + \beta\omega/2 = \alpha/4\pi f + \beta\pi f \quad (4-10)$$



ここで、 $\omega$ は固有振動モードの固有円振動数、 $f$ は振動数を示す。

固有値解析の結果を表-4.3, -4.4 に示す。いずれの解析モデルにおいても有効質量比が大となるのは1次、4次、8次であり、1次および4次モードの振動数を用いてレイリー型減衰モデルによる粘性減衰を算出した。

表-4.3 鋼板モデルの固有値解析の結果

モード 次数	振動数 (Hz)	固有 周期 (秒)	シェル要素の 面外方向		モード 減衰定数
			刺激 係数	有効 質量比	
1	164.427	0.0061	0.1372	0.5420	0.02000
4	406.510	0.0025	0.0567	0.0930	0.02000
8	776.107	0.0013	-0.0606	0.1060	0.02000
すべてのモード次数に対する 有効質量比の合計				0.7410	

表-4.4 鋼板+PCMモデルの固有値解析の結果

モード 次数	振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	シェル要素の 面外方向		モード 減衰定数
			刺激 係数	有効 質量比	
1	153.119	0.0065	0.1566	0.5420	0.02115
4	378.543	0.0026	0.0647	0.0930	0.02115
8	722.672	0.0014	-0.0692	0.1060	0.02115
すべてのモード次数に対する 有効質量比の合計				0.7410	

鋼板モデルにおける減衰定数と周波数の関係を図-4.21 に、鋼板+PCMモデルにおける減衰定数と周波数の関係を図-4.22 示す。図内の実線は式(4-10)により求めた各振動数における減衰定数を示し、プロット点は固有値解析で得られた振動数とモード減衰定数を示す。構造物音の主要な帯域 250~500Hz<sup>4,15)</sup>に着目した場合、図-4.21, -4.22 において減衰定数一周波数の算出ラインはモード減衰定数と概ね一致している。

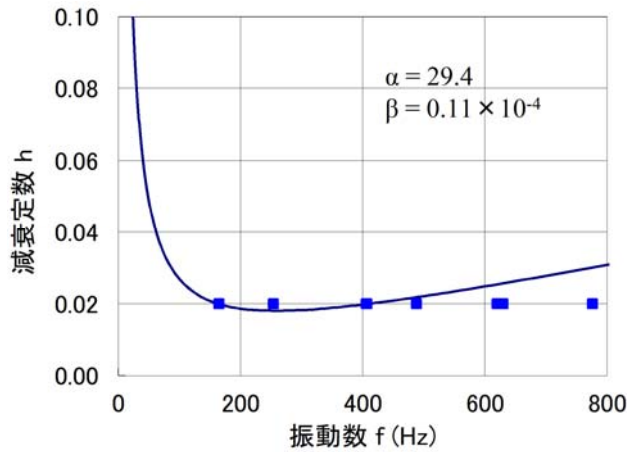


図-4.21 鋼板モデルにおける減衰定数と周波数の関係

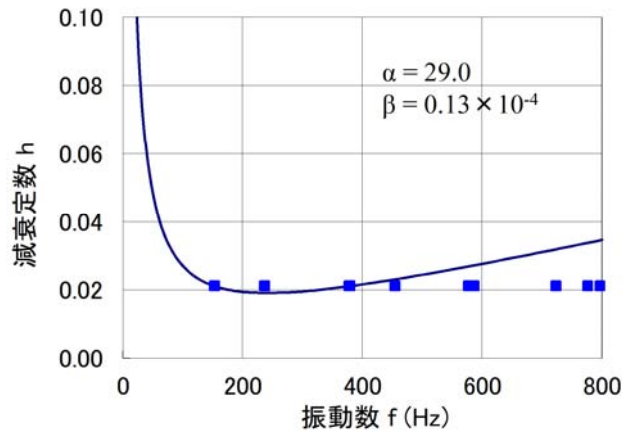


図-4.22 鋼板+PCMモデルにおける減衰定数と周波数の関係

時刻歴応答解析結果より，図-4.19 に示すシェル要素中央の節点 1219 における鋼板モデルと鋼板+PCM モデルの振動加速度波形図を図-4.23，-4.24 に示す．縦軸は振動加速度振幅（Amplitude），横軸は解析時間（Time）である．

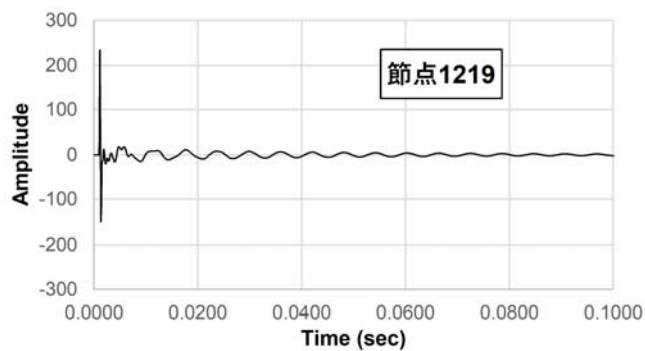


図-4.23 鋼板モデルの振動加速度波形図

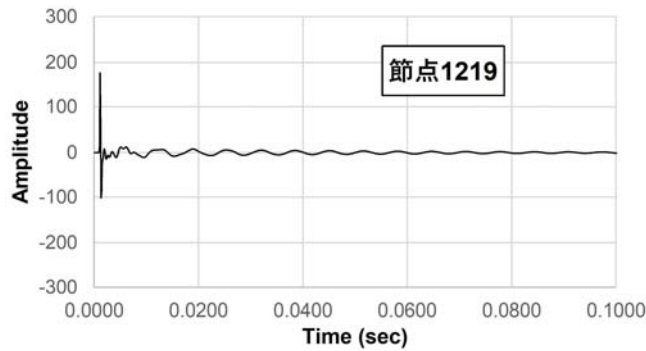
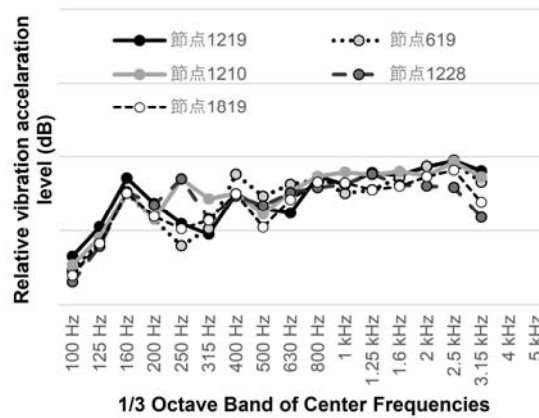
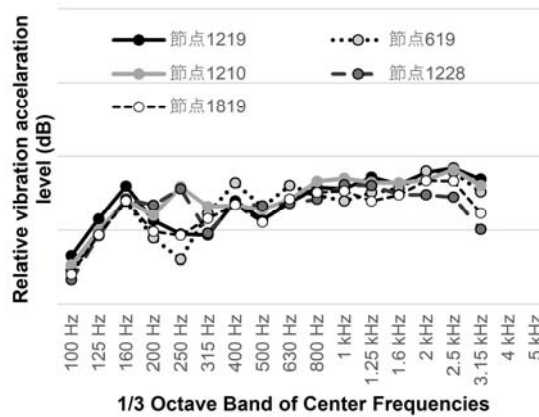


図-4.24 鋼板+PCM モデルの振動加速度波形図

振動加速度からバンド分析により求めた鋼板モデルと鋼板+PCM モデルにおける中央/右/上/下/左の観測点 5 箇所の相対振動加速度レベルの周波数特性を図-4.25 に示す. 縦軸は相対振動加速度レベル (Relative vibration acceleration level), 横軸は 1/3 オクターブバンド中心周波数である.



(a) 鋼板モデル



(b) 鋼板+PCM モデル

図-4.25 各解析条件での振動加速度の周波数特性

また、これら 5 箇所における相対振動加速度レベルの周波数特性から、観測点ごとに PCM の振動低減効果を求めた結果を図-4.26 に示す。縦軸は振動加速度による振動低減効果 (Vibration Reduction) , 横軸は 1/3 オクターブバンド中心周波数である。なお、図-4.26 に示す振動低減効果は、サンプリング周波数  $f_s$  (積分時間間隔の逆数) が 10 kHz であることから、周波数帯域 3.15 kHz 以下の結果のみとしている。

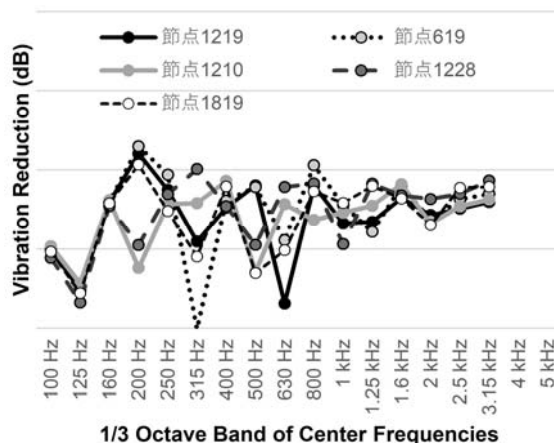


図-4.26 各観測点の PCM による振動低減効果

観測点 5 箇所での PCM の振動低減効果を平均し、基礎試験のうち打撃点 3 を加振して求めた低減効果と比較した結果を図-4.27 に示す。縦軸は低減効果 (Reduction Effect) , 横軸は 1/3 オクターブバンド中心周波数である。

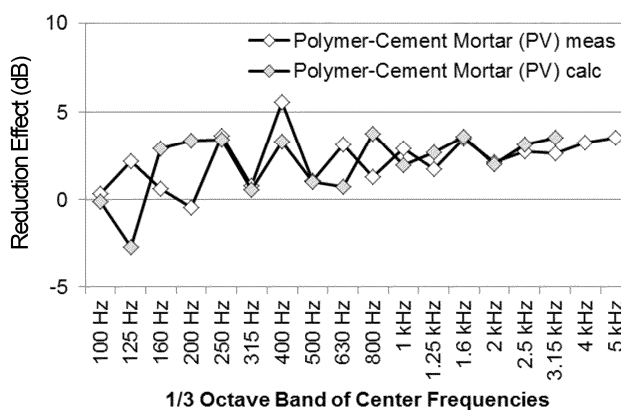


図-4.27 PCM による低減効果の比較

各観測点における相対振動加速度レベルは、図-4.25 より、160 Hz (1 次モード) 以下、200 Hz~1.6 kHz, 2 kHz 以上の 3 つの周波数帯域で振動の状態が異なっている。160 Hz 以下の低域では特性が概ね一定であるが、200 Hz~1.6 kHz では観測点間の大小関係が大きく

変動し、2 kHz 以上では打撃点から観測点までの距離に応じた大小関係となっている。

各観測点における低減効果について見ると、図-4.26 より 160 Hz (1 次モード) 以下の周波数特性は概ね一致しているが、160 Hz を超えるとばらつきが大きくなり、その後、高周波域に向かって一致する傾向にある。試験体全体での代表値を求めるためには、複数点による平均化が必要であると考えられる。

PCM による低減効果について、解析結果と試験結果を比較した場合、図-4.27 より 250Hz より低周波域においては解析値と試験値に差異があり一致しているとは言い難い。これは、解析に用いた減衰定数が図-4.21、-4.22 に示す通り低周波域においては非常に大きな値を示し、固有値解析から求められたモード減衰定数と乖離していることが要因と考えられる。しかし、構造物音の主要な帯域を含む 250Hz より高周波域では解析値と試験値が概ね一致している。

本結果より、PCM による対策工の低減効果は、低周波域においてばらつきはあるものの、解析値と試験値は概ね一致することが確認出来たことから、解析による効果の把握は可能であると考えられる。

一方、粒子速度の低減効果を解析により求める場合、振動に伴う放射音を対象とする必要がある。すなわち、有限要素法 (Finite Element Method, FEM) 等による振動解析と、境界要素法 (Boundary Element Method, BEM) 等による放射音解析の併用が必要となる。

PCM の対策工における粒子速度の低減効果を上記の解析で求めた場合、基礎試験の結果より PCM の対策工における粒子速度と振動加速度の低減効果は概ね一致していることから、時刻歴応答解析による振動加速度から求めた低減効果とほぼ同等の結果が得られるものと考えられるが、今後、放射音解析を行い検証を行う予定である。

#### 4. 7 まとめ

本研究では、振動する部位の近傍で直接計測した放射音の粒子速度をもとに対策効果を評価する手法を提案し、被対策部位における粒子速度と振動で評価した各々の低減効果を比較することで、提案手法の有効性を検証した。

また、従来から用いている制振材の課題を解消することが可能と考えられる PCM を用いた新しい工法を提案し、基礎試験により従来工法と粒子速度と振動速度の低減効果を比較することで提案工法の性能が従来工法と同等であることを検証した。

さらに、時刻歴応答解析を用いて鋼板振動の低減効果を算出し、試験値と比較することで提案工法の低減効果が定量的に把握可能であることを確認した。

本研究より得られた結果を以下にまとめる。

基礎試験における磁性式制振材の結果から、放射音の粒子速度と振動速度の低減効果は、低域では一致するが、高域では振動速度の低減効果の方が大きくなり、2つの低減効果の差が顕著になることが確認出来た。

また、振動速度では一部の周波数帯域で制振材 A と制振材 B の低減効果が逆転するが、粒子速度では逆転現象は生じないことが分かった。

特に逆転現象が生じる周波数帯域において、振動速度と粒子速度の低減効果の差を試験体上の分布で比較した結果、試験体の表裏（鋼板側と制振材側）で振動状態に差があることが示された。

一方、実橋試験の結果においても、基礎試験と同様に、放射音の音響インテンシティと振動速度の低減効果において、低域より高域の方が2つの低減効果の差が顕著になることが確認出来た。振動速度では一部の周波数帯域で制振材 A と制振材 B の低減効果が逆転するが、音響インテンシティでは逆転現象は生じないことが確認出来た。

基礎試験における PCM の結果から、PCM を 10 mm 厚で被覆すれば制振材と同程度の効果が得られることが分かった。PCM の被覆は様々な鋼部材の形状や寸法に適用可能なため、取り付け面に制約を受ける制振材よりも広い面積で対策を行うことが可能であり、さらに高い効果を得られるものと考えられる。

また、制振材は、高い周波数帯で粒子速度と振動加速度の試験結果に差異が生じていたが、PCM の場合は粒子速度と振動加速度の低減効果に大きな差は生じないことが分かった。これは、制振材と PCM では、騒音振動を低減させるメカニズムが異なるためと考えられる。

時刻歴応答解析により求めた PCM による対策工の振動低減効果は、低周波域においてばらつきはあるものの、試験値と概ね一致することが確認出来たことから、解析による効果の把握は可能であると考えられる。

## 【参考文献】

- 4-1) 国土交通省鉄道局監修，財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物 鋼鉄道橋規格 SRS41 制振材，丸善，2010.8.
- 4-2) 半坂征則：磁性複合型制振材の開発，JREA，Vol.36，No.2，1993.
- 4-3) 半坂征則，御船直人，西本一夫，伊藤修二，永井靖隆：磁性複合型制振材の制振特性，日本騒音制御工学会技術発表会講演論文集，pp.205～208，1992.9.
- 4-4) 半坂征則，御船直人，福知幹男：信越本線岡田川橋梁における騒音・振動試験結果－磁性複合型制振材の実橋性能評価試験－，鉄道総研・研究業務資料，No.V380005R-1，1998.3.
- 4-5) 半坂征則，原田聡，間々田祥吾，鈴木実：在来線鋼鉄道橋に対する騒音対策材料の効果確認試験結果，鉄道総研・研究業務資料，No.V492042R-1，2005.4.
- 4-6) 谷口望，半坂征則，碓山晴久，上月隆史，棚橋明朗，依田照彦：ゴムラテックスモルタル被覆を用いた低騒音鋼橋の開発に関する研究，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1164～1171，2009.4.
- 4-7) 谷口望，大久保藤和，佐竹紳也，杉野雄亮，松浦史朗，半坂征則：既設鋼橋の複合構造化によるリニューアル工法の施工と実証試験，土木学会論文集・A1・複合構造特集号，pp.Ⅱ\_40～Ⅱ\_52，2014.5.
- 4-8) 廣江正明，谷口望：粒子速度計測による鋼鉄道橋の制振対策効果の評価に関する検討，(一社)日本音響学会 騒音・振動研究会資料，N-2017-26，2017.7.
- 4-9) 岩瀬昭雄，阿部将幸：孔あき板のより実用的な条件での反射吸音特性について，(一社)日本音響学会秋季研究発表会講演論文集，pp.987～990，2009.9.
- 4-10) 杉野雄亮，佐竹紳也，大垣賀津雄，小出宜央：床版補修用ポリマーセメントモルタルの耐久性に関する評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.1，2012
- 4-11) 橘秀樹：音響インテンシティ法による音響測定，建材試験情報，Vol.44，pp.6～12，2008.2.
- 4-12) 緒方正剛：鉄道沿線騒音における高周波音の実測事例と今後の検討課題，JREA，Vol.55，No.9，pp.37102～37105，2012.
- 4-13) 社団法人日本騒音制御工学会編：騒音制御工学ハンドブック，技報堂出版，2001.4.
- 4-14) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2017.11.
- 4-15) 石川聡史，柳沼謙一：在来線鋼鉄道橋における構造物音および構造物振動測定に関する一考察，日本騒音制御工学会研究発表会講演論文集，pp.119～122，2010.9.

## 5章 速硬ポリマーセメントモルタルの長期海岸線曝露試験

### 5.1 はじめに

近年，土木構造物に対して効率的に維持管理を行うことが要求されている．鋼鉄道橋では設計耐用年数を超えたものが増加し，経年による塗膜の劣化や腐食の進行に維持管理が追いつかず，現状ではそのまま使用されているケースも少なくない．また，全面塗替に必要となる塗装足場工は非常に高価であり，これが塗替塗装を行う障害となっていることも考えられ，耐久性に優れた防錆対策が求められている．

既往の研究より，ゴムラテックスを混入した速硬型のポリマーセメントモルタル（以下，PCM）は鋼材との付着力が高いことが確認されている<sup>5-1)5-2)</sup>．その特性を利用して，複合構造物の鋼材とコンクリートの上に塗布することで両者の付着切れを防止し，劣化因子の侵入を遮断する目的での鋼床版への利用<sup>5-3)~5-5)</sup>や，既設鋼鉄道橋の剛性向上や騒音振動低減を目的とした複合構造化によるリニューアル工法<sup>5-6)~5-7)</sup>などに使用されている．

その硬化体は基本的に無機セメントモルタルの特性を示し，紫外線劣化することなく耐候性に優れる．そこで，このPCMを鋼部材の防錆被覆材として適用することを提案し，耐久性の確認を行った．

PCMを被覆した鋼部材を2011年9月より，一般環境部のビルの屋上および海岸線の腐食環境にある実際の橋梁に置いて，表面の変状を曝露試験によって調査した<sup>5-8)</sup>．更に，2014年10月より，海岸線の腐食環境に各種物性確認のための曝露試験体を追加して物性試験も実施した．以上の曝露試験により，PCMの耐久性，および鋼材保護効果の確認を行った<sup>5-9)</sup>．



## 5. 2 曝露試験

### (1) 使用材料

PCMはスチレンブタジエンゴムラテックス（SBR）を主成分とした混和液とセメントと細骨材および混和剤からなるパウダーを混練したモルタルである。PCMの鋼材への施工状況を写真-5.1および写真-5.2に、PCMと物性確認試験の比較用としたJISモルタル（JIS R 5201）の配合を表-5.1に示す。



写真-5.1 施工状況（その1）



写真-5.2 施工状況（その2）

表-5.1 PCM と JIS モルタルの配合

種類	水セメント比 (%)	ポリマーセメント比 (%)	砂セメント比	計量値 (kg)				
				パウダー	セメント	ISO 基準砂	混和液	水
PCM	27.0	18.0	1.86	25.0	—	—	3.9	—
JIS モルタル	50.0	—	3.00	—	0.45	1.35	—	0.225

### (2) 試験項目および試験方法

試験方法を表-5.2に示す。PCMは基本的に無機セメントモルタルの特性を示すことから、補修用ポリマーセメントモルタルのJIS試験方法を適用した。

外観調査用の試験体は、2011年9月に一般環境として写真-5.3に示す香川県高松市の海岸から2.6km内陸に位置するビル屋上の軒の無い場所に設置し、腐食環境として写真-5.4に示す同市海岸線に隣接する鉄道橋のA：桁上面、B：桁側面、C：桁下面の3箇所を設置した。一般環境および腐食環境の曝露試験実施場所を図-5.1に示す。その後、2013年12月、2016年7月および2019年6月に調査を実施した。

表-5.2 試験項目および試験方法

試験項目		試験方法
外観調査	外観	<ul style="list-style-type: none"> <li>・上面をサンドブラストによる1種ケレン処理した10cm×10cm×6mmの鋼材を使用し、PCMは塗装用吹付けガンを用いた吹付け工法で、JISモルタルは左官工法で厚さ5mmに塗布</li> </ul>
物性確認	圧縮強度	<ul style="list-style-type: none"> <li>・試験体寸法：4×4×16cm</li> <li>・塩化物イオン浸透深さ試験に用いた試験体を使用</li> </ul>
	塩化物イオン浸透深さ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・試験体寸法：4×4×16cm</li> <li>・所定材齢で回収し、カッターで中央部を分割し、断面にフルオレセインナトリウム水溶液、および0.1N硝酸銀溶液を噴霧して浸透深さを測定</li> </ul>
	中性化深さ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・試験体寸法：4×4×16cm</li> <li>・試験体端部より、5mm、10mm、15mmの位置で割裂し、フェノールフタレインを噴霧後、各測定面の打設面、右面、底面、左面で中性化を測定</li> </ul>
	付着強度	<ul style="list-style-type: none"> <li>・上面をサンドブラストによる1種ケレン処理した10cm×10cm×6mmの鋼材を使用し、PCMは塗装用吹付けガンを用いた吹付け工法で、JISモルタルは左官工法で厚さ5mmに塗布</li> <li>・建研式引張試験機を用いて測定</li> </ul>



写真-5.3 一般環境の曝露状況

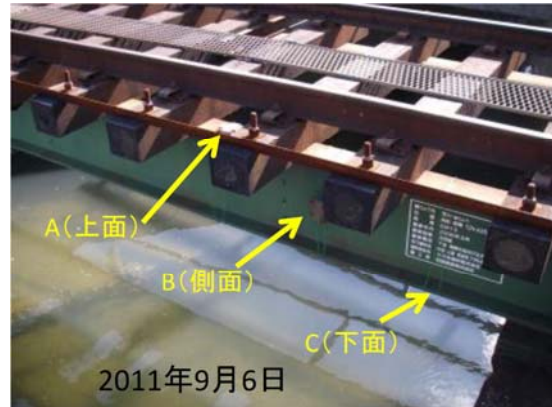


写真-5.4 腐食環境の曝露状況



写真-5.5 試験体設置状況

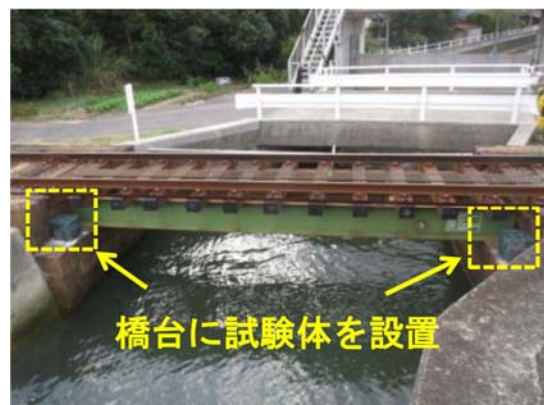


写真-5.6 試験体設置状況



図-5.1 曝露試験実施場所（国土地理院電子地図を加工）

物性確認試験体は写真-5.5および写真-5.6に示すようにステンレス製かごに入れ，腐食環境の橋台上に2014年10月に設置し，2015年9月，2016年7月，2017年8月および2019年6月に試験体を回収して試験室にて各種物性試験を実施した。

### 5. 3 試験結果と考察

#### (1) 外観調査

市内ビル屋上の一般環境に曝露した外観調査用試験体の状況を写真-5.7に示す。試験体表面は白色に変色しているが、8年経過しても錆やひび割れの発生は認められなかった。

腐食環境下の海岸線に曝露した試験体のうち、桁側面に設置した試験体の状況を写真-5.8に示す。試験体表面には錆が付着して茶色に変色していたが、この錆は桁上面から飛散したものと考えられる。8年経過後も被覆面の鋼材の錆やひび割れ、モルタルの浮きは認められず健全であった。

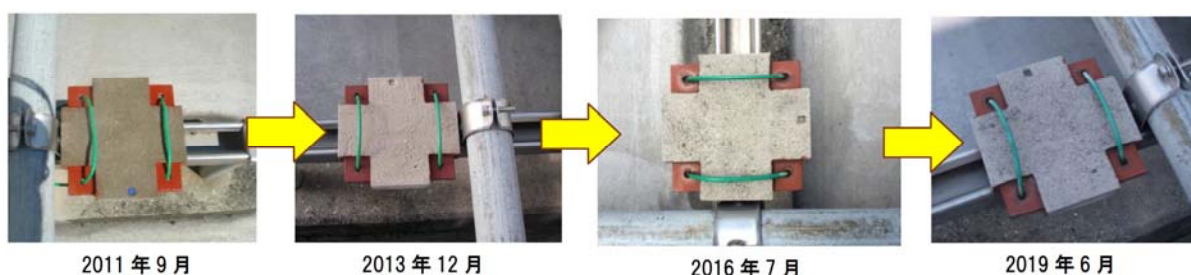


写真-5.7 経過観察（一般環境）

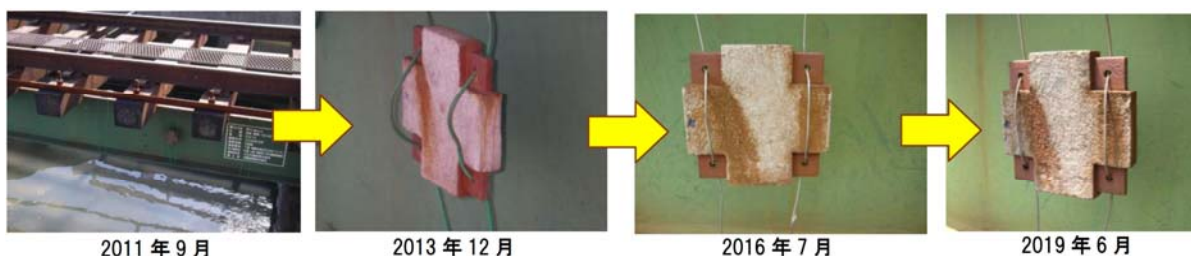


写真-5.8 経過観察（腐食環境 桁側面）

#### (2) 圧縮強度

所定材齢で試験体を回収し、物性試験を行った。2019年6月の試験体回収時の状況を写真-5.9および写真-5.10に示す。圧縮強度結果を図-5.2に示す。圧縮強度はJISモルタル、PCM共に材齢7日以降、強度増進が見られるが、材齢3年の圧縮強度は材齢1年と同程度であり強度低下は認められなかった。また、圧縮強度が $50\text{N/mm}^2$ を超える強度を発現していることから緻密な硬化体を形成していると考えられる。

#### (3) 塩化物イオン浸透深さ

塩化物イオン浸透深さ結果を図-5.3および写真-5.11に示す。塩化物イオンの浸透深さはPCM、JISモルタル共に材齢1年では0mmであり、塩化物イオンの浸透は確認できなかった。

しかし、材齢5年ではJISモルタルでは0.4mm浸透したのに対して、PCMは塩化物イオンの浸透は認められず、両材料に明確な差が確認できるようになった。このことから、PCMはJISモルタルよりも遮塩性に優れていることが分かる。



写真-5.9 試験体回収時の状況

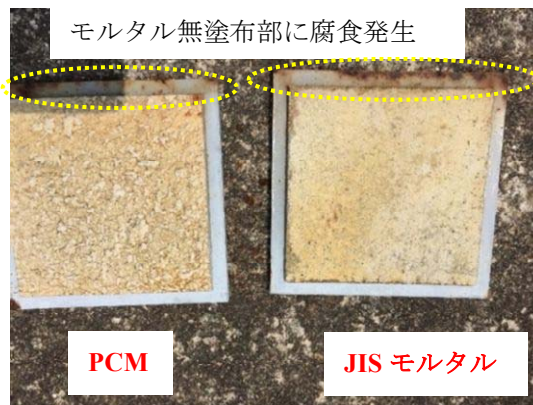


写真-5.10 試験体回収時の状況

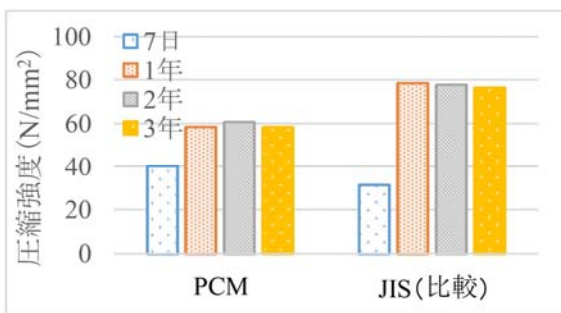


図-5.2 圧縮強度結果



図-5.3 塩化物イオン浸透深さ結果

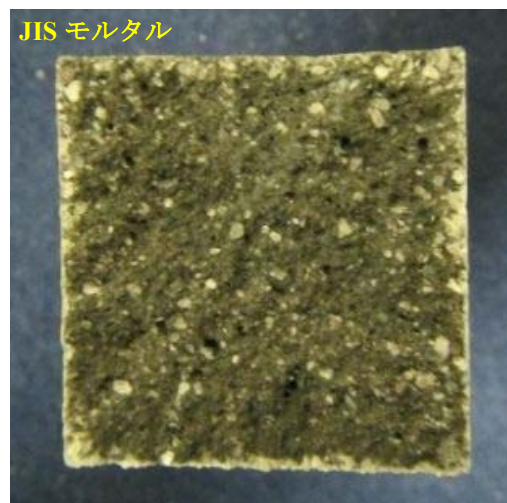
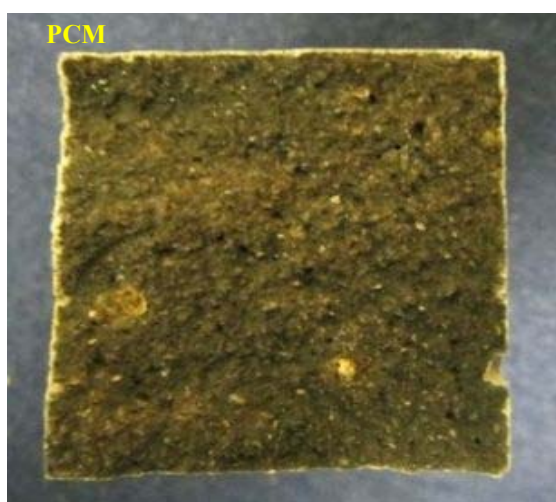


写真-5.11 破断面 (塩化物イオン浸透深さ)

#### (4) 中性化深さ

中性化深さ結果を図-5.4および写真-5.12に示す。材齢5年での中性化深さは、JISモルタルでは1.1mmまで進行したのに対して、PCMは0.2mmの進行であった。したがって、PCMはJISモルタルよりも中性化抵抗性に優れていることが分かる。

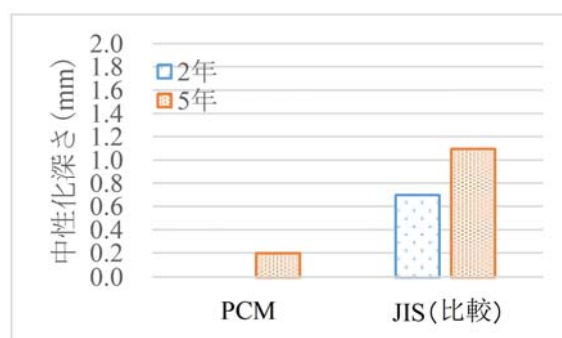


図-5.4 中性化深さ結果

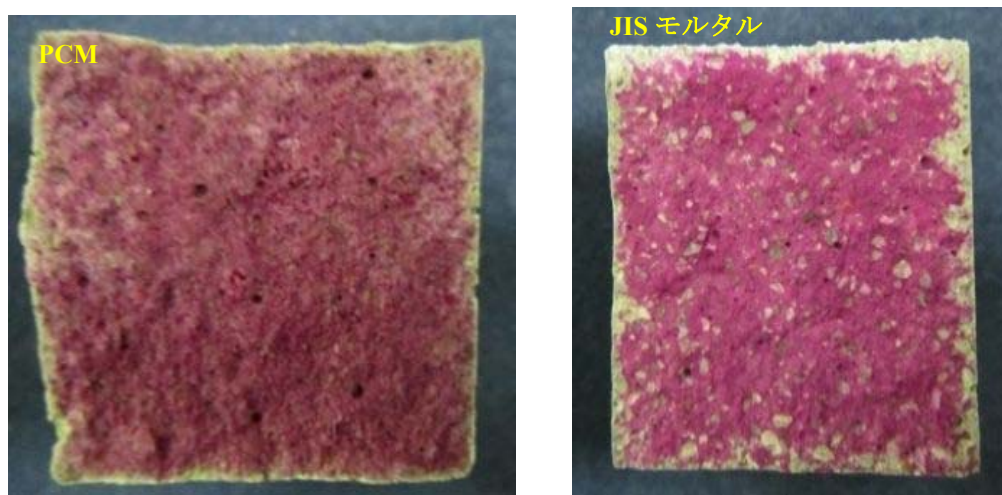


写真-5.12 破断面（中性化深さ）

#### (5) 付着強度

付着強度結果を図-5.5に示す。加えて、付着試験時の破断面の状況を写真-5.13に示す。

PCM, JISモルタル共に表面に変状の発生は認められなかったが、JISモルタルは試験時にカッターを入れた際に剥がれる試験体もあり殆ど付着していない状態であった。これに対してPCMは材齢5年においても $2.3\text{N}/\text{mm}^2$ の付着強度が得られ、良好な付着性を有していた。JISモルタルには一部凝集破断のものもあったが、PCMは何れの材齢であっても鋼材とモルタル界面での破断であった。要因として、スチレンブタジエンゴムラテックス（SBR）がポリマーセメント比で15%以上の高濃度で配合されており、そのポリマーの効果で高い付着性

を示したと考えられる。さらに、PCMの水分浸透抑制により、鋼材とモルタルの境界面への水分の侵入を防止して付着耐久性が大きく向上していると考えられる。

なお、付着試験用鋼板のPCMやJISモルタルを塗布していない外周部の鋼材は有機系の防錆ペイントを塗布していたが、局所的に腐食の発生が確認された。PCMとJISモルタル塗布部分には鋼材の腐食は確認されなかった。

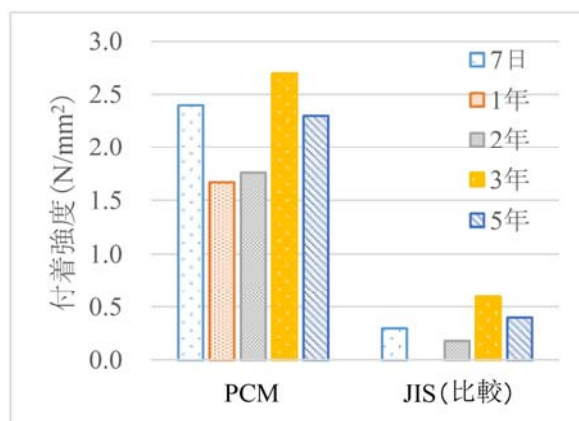


図-5.5 付着強度結果

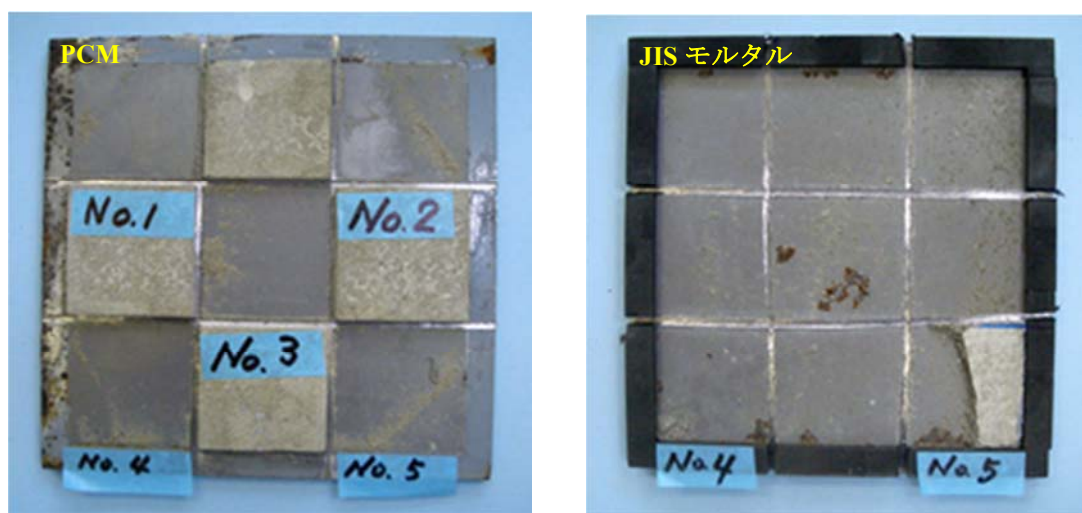


写真-5.13 破断面（付着）

## 5. 4 まとめ

PCMを鋼板に吹付けた試験体を一般環境と海岸線に隣接した腐食環境にある鉄道橋に曝露し、その耐久性を評価した。曝露開始から8年経過した段階で、鋼板の腐食やPCMにひび割れや剥離などの変状は認められないことを確認した。また、5年経過後の物性試験により、PCMの塩化物イオンの浸透に対する抵抗性、中性化に対する抵抗性、および良好な付着耐久性が確認された。

PCMはその高い強度発現性とゴムラテックスポリマーによる造膜効果により、緻密な硬化体を形成して劣化因子の侵入を遮断すると同時に、基材であるセメントの強アルカリ性による鋼材表面への不動態被膜形成によって鋼材の防食性を高める。加えて、鋼材への高い付着力によって、鋼部材の被覆材として高い防食性を示すと考えられる。

PCMの被覆材としての耐久性は使用環境によって大きく異なることが予想されるため、曝露試験の継続による塩化物イオンの浸透、および中性化に対する抵抗性の確認、並びに本試験では未実施の列車走行時における鋼桁の振動等の影響を考慮した接着耐久性の更なる検証によって耐用年数を想定することが必要である。

### 【参考文献】

- 5-1) 谷口望, 半坂征則, 小出宜央, 大垣賀津雄, 大久保藤和, 佐伯俊之: 施工性を考慮した鋼鉄道橋の複合構造化に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 1052-1059, 2011.4.
- 5-2) 杉野雄亮, 佐竹紳也, 大垣賀津雄, 小出 宜央: 床版補修用ポリマーセメントモルタルの耐久性に関する評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.1, 2012
- 5-3) 大垣賀津雄, 杉浦江, 奥田久志, 星埜正明: ゴムラテックスモルタル合成鋼板に関する基礎実験研究, 第 6 回複合構造化の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp. 51-1 ~51-4, 2005.11.
- 5-4) 永生洋樹, 星埜正明, 大垣賀津雄, 杉浦江: ゴムラテックスモルタルを合成した鋼床版応力の解析的研究, 第 6 回複合構造化の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp. 52-1~52-6, 2005.11.
- 5-5) 大垣賀津雄, 杉浦江, 大久保藤和, 若林伸介: ゴムラテックスモルタルの既設鋼床版への適用法に関する研究, 第 7 回複合構造化の活用に関するシンポジウム講演集, pp. 53-1~53-8, 2007.
- 5-6) 谷口望, 大久保藤和, 佐竹紳也, 杉野雄亮, 松浦史朗, 半坂征則: 既設鋼橋の複合構造化によるリニューアル工法の施工と実証試験, 土木学会論文集・A1・複合構造特集号, pp.II\_40~II\_52, 2014.5.
- 5-7) 大久保藤和, 赤江信哉, 谷口望: 複合構造化された既設鋼橋の長期曝露調査および材料評価, 第 72 回年次学術講演会, 土木学会, CS5-026, 2017.9



- 5-8) 大久保藤和, 谷口望, 佐竹紳也 : 複合構造化に使用するゴムラテックスモルタルの長期海岸線曝露試験, 第 69 回年次学術講演会, 土木学会, CS3-026, pp.51-52, 2016.9
- 5-9) 佐竹紳也, 大久保藤和, 赤江信哉 : 速硬ポリマーセメントモルタルの長期海岸線曝露試験, 第 72 回年次学術講演会, 土木学会, CS5-026, 2017.9

## 6章 ポリマーセメントモルタルを用いた既設鋼製柱の補修補強に関する提案

### 6.1 はじめに

鋼構造で製作された構造物では、古くから供用されているものが多く、耐震性（耐荷性）が劣る場合や、維持管理上問題となっているものも多い。さらには、狭隘な状況に置かれ、形状が複雑な構造であることも多い。そこで、このような既設鋼構造物に対して、コンクリート系の比較的新しい材料として、ゴムラテックスモルタル（SBR混入ポリマーセメントモルタル）を用いた複合構造化による補修補強方法を提案してきた<sup>6-1) 6-2)</sup>。

提案する対策方法は、狭隘かつ複雑な形状の場合の鋼構造物にも対応できる補修補強手法であるとともに、供用中の構造物にも適用可能であることが最大の特徴となっている。本対策手法は、剛性向上手法や騒音振動低減手法として従来から試験的な検討が行われてきており、実構造物への適用<sup>6-3)</sup>もすでに行われている。これら従来の検討では、疲労損傷への予防保全対策や、騒音振動低減を目的とした弾性範囲内の剛性向上であった。しかし、これらの検討の過程で、ポリマーセメントモルタル（以下、PCM）と鋼材の付着力は、鋼材が降伏した状態においても良好な結果を示しており、耐荷性の向上に対しても十分な効果が期待できる結果となっていた<sup>6-2)</sup>。

一方、土木構造物の維持管理では、鋼材とコンクリートとの境界部における腐食損傷が問題となっている<sup>6-4)</sup>。この腐食損傷は、トラス橋の床版埋め込み部に発生した事例が有名であり、鋼製柱の基部においても発生することが知られている<sup>6-4)</sup>。本事象より、鋼材に対して安易にコンクリート部材を設置することは避けることがよいと言えるが、ここにPCMを使用した本複合構造化手法を提案できると考えた。つまり、鋼材およびコンクリート双方に強力な付着力を発揮できるPCMを、その接触面に用いることにより、鋼構造物の複合構造化による長期耐久性の改善が可能であると考えられる。

本研究では、従来からの複合構造化手法を、鋼構造物の耐荷性向上にも適用することを提案し、これを実証することを目的としている。耐荷性を向上する必要がある構造物の代表例として鋼製柱に着目することとし、鋼製柱を想定した単柱模型の水平載荷試験を実施した。本載荷試験は、複合構造化前後で載荷試験を実施している。また、試験供試体の中には、鋼製柱基部に腐食損傷が発生したものを模擬した供試体を製作し、この腐食損傷に対する補修効果も確認することとした。

それぞれの試験結果は、材料非線形性を考慮した有限要素法解析と比較し、試験の妥当性を検証するとともに、耐荷性向上効果の確認や、鋼材とPCMの付着モデルに関する検討を行った。

## 6. 2 複合構造化手法

今回提案する鋼部材への補強方法は、コンクリートを使用する手法である。一般に、鋼材に通常のコンクリートを取り付けた場合、その界面の付着力は小さく、合成しない。そこで、本手法では、鋼材およびコンクリート材双方に強い付着力を有するPCM を活用することとした。複合化の概要を図-6.1に示す。なお、PCMに発生する付着力は、主に鋼（コンクリート）とPCMの分子間力によって結合されているものと想定している。また、複合構造化の施工上の特徴としては、既設鋼部材に対して削孔や溶接などの改造を行っていないことである。

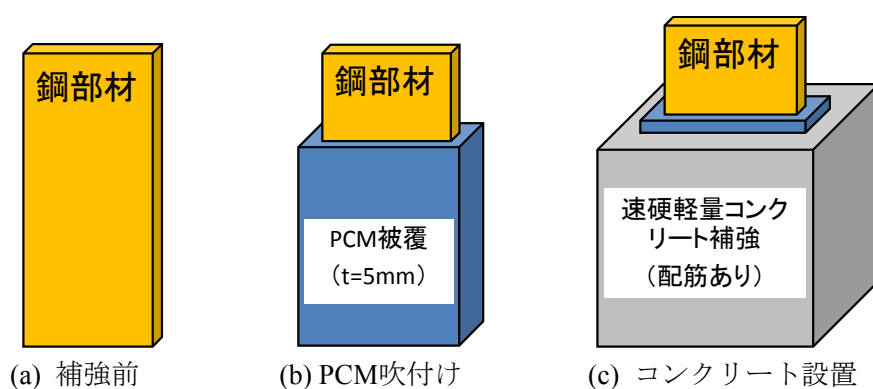


図-6.1 複合構造化の概要 (a→b→cの順で施工)

PCMは、モルタルにゴムラテックス混和剤を混入させたものであり、鋼材・コンクリート双方への付着性能は、一般に材令7日付着引張付着強度で1.0MPa程度（一般コンクリートの5倍程度）であり、耐塩化物性能、耐衝撃性能にも優れていることが実証されている<sup>6-5)</sup>。既存の適用事例としては、道路橋の鋼床版の疲労対策として、鋼床版の上に打設する構造などが提案されている。本複合構造化においては、この高い付着性能から、鋼部材の防食だけでなく、コンクリート部材との一体化を促進することも可能であると考えた。PCMのヤング係数は、一般に $2.00 \times 10^4$ MPa程度である。PCM被覆厚は、PCMの中性化性能が一般のコンクリートと比較した場合に10倍程度の遮閉性能がある<sup>6-5)</sup>ことから、一般のコンクリートの設計かぶりに対して1/10程度かつ施工性を確保出来る厚さから5mm厚を目標として設置することとした。

早強コンクリートは、補強材として設けるものであり、コンクリート中にはひび割れ防止対策としての配筋を設けることとする。今回の試験においては、早強コンクリートを用いているが、供用下の施工条件で時間的な制約を受ける場合は、速硬コンクリート<sup>6-1)6-3)</sup>を使用することも想定している。

### 6. 3 載荷試験

#### (1) 供試体および複合構造化概要

鋼製柱では、設計上基部に大きなモーメントが生じることが知られており、また、基部に腐食欠損が生じ、耐荷力の低下が生じるケースがある。そこで、本試験では、柱基部に対して曲げ補強を行うことを想定し、鋼製柱を模擬したH形鋼柱の水平載荷を行うものとした。

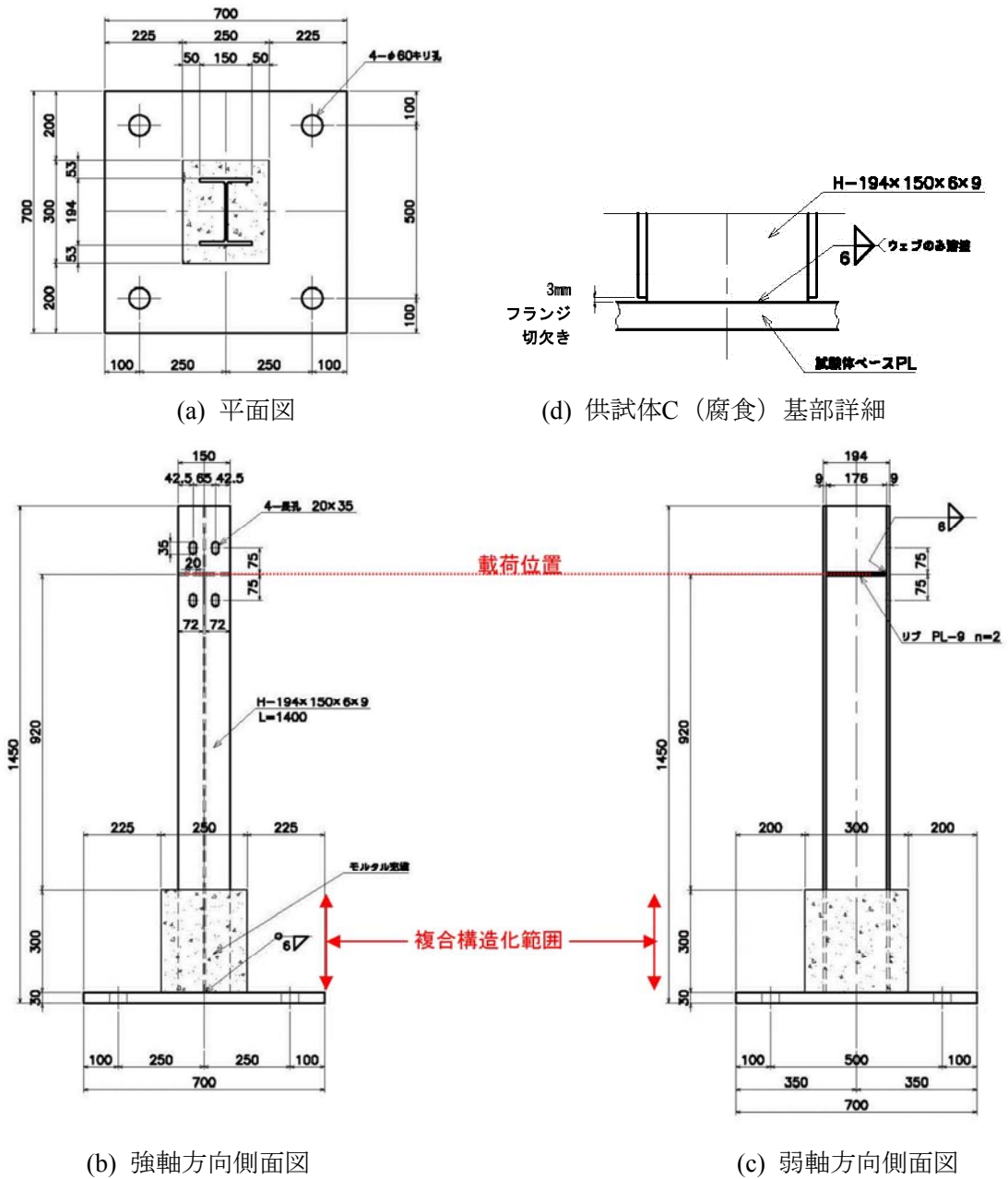


図-6.2 供試体概要 (単位: mm)

使用するH形鋼はH-194×150×6×9(SS400, 降伏応力309MPa)とし, せん断スパンは1220mm, 基部鋼板(SS400, 降伏応力280MPa)は30mmとした. 供試体の形状を図-6.2に示す. 図-6.2(a)~(c)は供試体A(強軸)の形状寸法を示し, 供試体の形状寸法は供試体B, Cともに共通である.

供試体の種類は, H鋼基部を全周すみ肉溶接した供試体について強軸・弱軸両方向載荷用の2体を用意した. さらに, 基部に腐食損傷が生じたことを想定し, 図-6.2(d)に示すとおり強軸供試体におけるH鋼基部のフランジを3mmカットし, ウェブのみ溶接したものを製作した. 腐食を想定した供試体は, 実際に生じると考えられる腐食形状とは異なるが, 基部の接合部が大きく欠損している事例として想定した. また, 実際の柱ではここまでの損傷が生じた場合は別の手法での補修が行われるはずであるが, 本研究では修復度合を把握する目的で本供試体を設定した. これら3種類の供試体を表-6.1にまとめる.

表-6.1 供試体の種類

供試体No.	供試体名称	載荷方向	柱基部固定方法
A	強軸	強軸方向	全周すみ肉溶接
B	弱軸	弱軸方向	全周すみ肉溶接
C	腐食	強軸方向	フランジをカットし, ウェブのみ両側すみ肉溶接

複合構造化の施工では, 図-6.1に示す手順に準じるが, PCM吹付前には, さびを除去する目的でディスクグラインダーでのさび落としを行っている. 複合構造化を行う範囲は, 柱下端から300mmの区間とした. 本施工の様子を写真-6.1に示す.



(a) PCM吹付施工状況 (b)PCM硬化後・配筋設置 (c) 早強コンクリート打設・硬化後  
写真-6.1 複合構造化施工状況 (各供試体共通)

また, 使用したPCM, 早強コンクリートの材料諸元を, 表-6.2~表-6.4に示す. なお, 帯筋はD6鉄筋(SD295)を用い, 50mmピッチの4本をかぶり24~27mmとなるように配置した.

表-6.2 PCM の配合

W/C (%)	P/C (%)	S/C (%)	ゴムラテコーティングパウダー (kg)	ゴムラテ混和液 (kg)
26.6	17.7	1.75	25.0	4.0

表-6.3 早強コンクリートの配合

W/C (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					
		水	早強 セメント	細骨材	粗骨材	N0.70	303A
50.0	46.4	182	364	781	932	3.64	3.28

表-6.4 PCM および早強コンクリートの圧縮強度 (単位 : MPa)

PCM		早強コンクリート	
7日	載荷日 (14日)	7日	載荷日 (11日)
40.1	42.2	36.2	39.3

## (2) 載荷試験

載荷にあたっては、複合構造化前後での剛性の変化を確認するため、複合構造化前についても弾性範囲内（基部フランジのひずみが960 $\mu$ 以下）で複合構造化後と同様な載荷試験を実施している。また、載荷試験にあたっては、複合構造化前は正負で載荷するものとし、複合構造化後は、複合構造化前で行った同等な変位置で正負載荷した後、正側（ジャッキ引側を正とする）に終局まで載荷を行った。載荷試験の状況を写真-6.2に示す。ここでの終局は、荷重がこれ以上大幅に増加しない状況を判断している。供試体の計測では、載荷点の水平変位を変位計で計測したほか、柱下端から30mmのH鋼断面において、ひずみゲージを設置した。



写真-6.2 載荷試験状況 (各供試体共通)

## 6. 4 有限要素法解析

本載荷試験を精密に再現するために、3次元有限要素法解析（以下、FEM解析とする）により解析を実施した。解析では、FEM解析汎用ソフト DIANA<sup>6-6</sup>を用いるものとした。解析モデルの形状を図-6.3に、解析モデルの概要を図-6.4に示す。

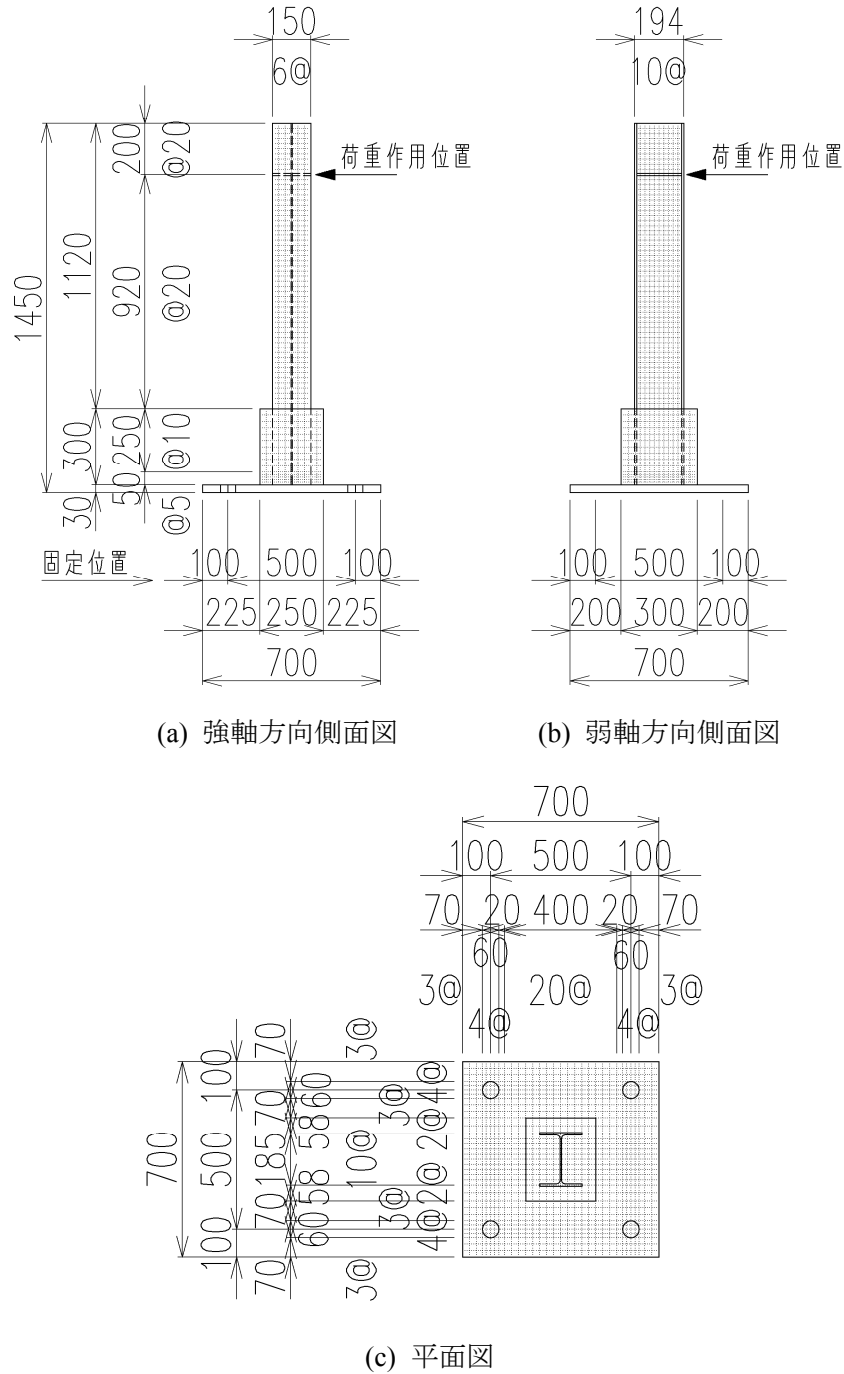
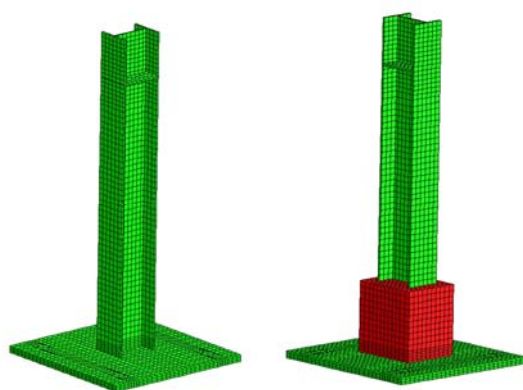


図-6.3 解析モデル形状図

鋼製柱はシェル要素，コンクリート部材はソリッド要素，鉄筋は bar 要素でモデル化した。鋼材の構成側では，H 鋼基部付近に，底板と同等な降伏強度 280MPa を用いた鋼・合成標準示方書モデル<sup>6-7)</sup>とした。ここで H 鋼の降伏強度を使用しなかった理由としては， 載荷試験ではより降伏強度の低い基部の降伏で決定すること。そして，H 鋼部の降伏挙動の再現においては，溶接の残留応力の影響を考慮するために，1 割の降伏強度低減<sup>6-8)</sup>を行うことによりこの残留応力を表現することとした。

早強コンクリートの非線形構成側は，圧縮強度39.3MPa，引張強度2.24MPa，ヤング係数  $2.80 \times 10^4$ MPaとしたコンクリート標準示方書モデル<sup>6-9)</sup>を使用している。本構造へのコンクリート標準示方書モデルの適用に関しては，従来の複合構造化に関する研究<sup>6-2)</sup>でも妥当性を確認している。なお，PCMは，界面要素モデルで表現するため，PCM自体のモデル化はコンクリートに含まれるものとして省略している。

鋼材表面と早強コンクリート表面の界面要素のモデル化では，鋼表面とPCMの付着強度試験結果より，せん断付着強度2.4MPaとした図-6.5に示すずれ構成則モデル<sup>6-2)</sup>とした。引張に関しては，引張付着強度1.0MPaで剥離するモデルとしている。ずれ構成則モデルのメッシュ依存性については，文献6-2)で信頼性が確認されたものを用いている。また，底板鋼材と固定面の境界条件は，固定PC鋼棒部を全固定とし，底板下面にはせん断付着強度0MPa，付着強度0MPaとする界面要素を設置した。なお，コンクリート中の配筋については，解析結果に大きな影響を及ぼさないが，完全弾塑性，降伏応力295 MPaとしてモデル化した。



(a) 複合構造化前 (b) 複合構造化後  
図-6.4 FEM 解析モデルの概要

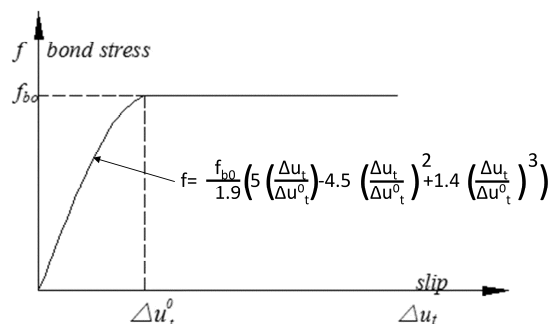


図-6.5 界面要素モデルの概要 (せん断)<sup>6-2)</sup>



## 6. 5 載荷試験結果および解析結果

載荷試験結果および解析結果を図-6.6～図-6.8に示す。各図においては、試験結果を「試験」として実線で、FEM解析による解析結果を「FEM」として点線で示している。また、複合構造化の前後を「前」「後」として表示し、載荷点の水平変位を「D1」とした。図内の数値はFEM解析にて鋼柱基部に降伏が発生した荷重値を示す。なお、図-6.6～図-6.8では、荷重変位関係が途中で途切れている。終局後、試験機ストローク限界で載荷を終了したため、その範囲までは示さないこととしたが、十分な範囲まで載荷しても試験上急激な耐力低下は生じない結果となっている。

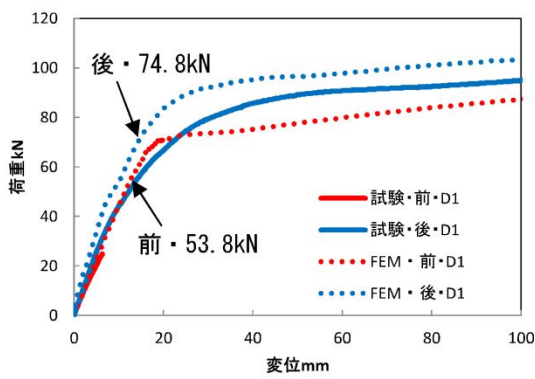


図-6.6 A体の試験結果および解析結果

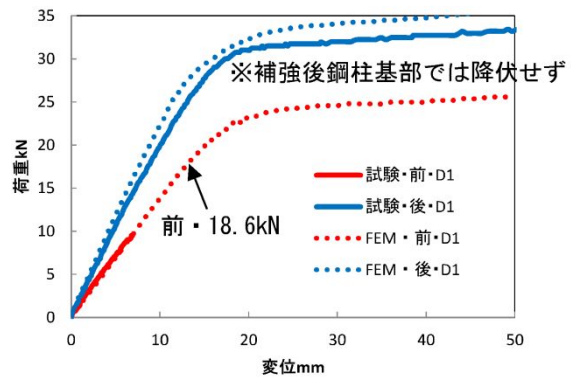
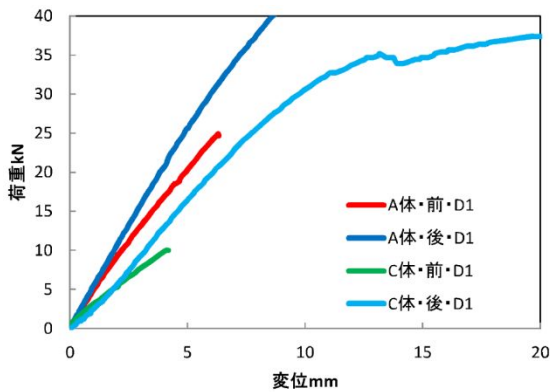
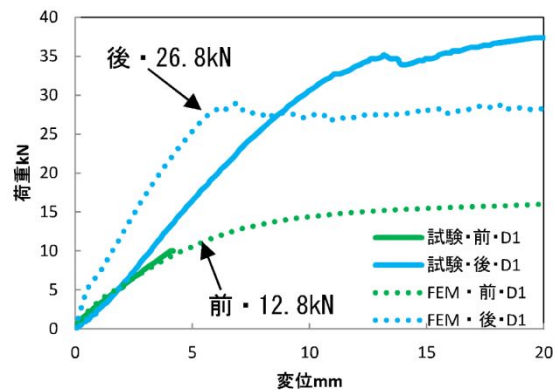


図-6.7 B体の試験結果および解析結果



(a) A体（強軸），C体（腐食）の荷重変位曲線



(b) C体（腐食）の荷重変位曲線

図-6.8 C体の試験結果および解析結果

図-6.6は、A体（強軸）に関する図である。図-6.6では複合構造化により、初期剛性が増加していることがわかる。しかし、試験結果と解析結果の剛性比較では、試験結果は解析結果よりも低い値となっている。これは、供試体の固定条件が、試験と解析で多少異なっている可能性がある。また、終局時まででは、複合構造化により剛性と同時に最大耐力も

増加していることがわかり、鋼材降伏後も複合構造化の効果は消滅しないことが示されている。試験結果と解析結果の比較では、最大耐荷力については解析結果の方が大きくなっている。この差の理由としては、鋼とPCM、およびPCMとコンクリートの付着界面モデル手法に原因がある可能性がある。

図-6.7は、B体（弱軸）に関する図である。初期剛性では、B体においても複合構造化により剛性が向上していることがわかる。また、試験結果と解析結果との比較では、A体の結果と異なり、両者がよく一致していることがわかる。本試験では、A体、B体の両載荷試験は同等な境界条件で行われており、A体、B体の試験結果で差が生じる原因は不明である。鋼材降伏後の終局時までには、B体においても最大耐荷力は複合構造化により増加していることが示されている。試験結果と解析結果との比較では、A体と同様、解析結果が最大耐荷力をやや大きく算出する傾向となった。この原因についても、鋼とPCM、およびPCMとコンクリートの付着界面モデル手法に原因がある可能性がある。

図-6.8は、C体（腐食）に関する図である。C体は腐食欠損がない状態とすると、A体（強軸）と同等な断面となるため、A体との試験結果の比較を図-6.8(a)に示す。C体の複合構造化前後では、剛性が向上していることがわかるものの、複合構造化後の剛性は、A体の複合構造化前よりも低い剛性となっている。C体の複合構造化後の荷重-変位曲線は、0~5kN付近で複合構造化前と同等な値となっているが、5kNを越えた付近から剛性が増加し、その剛性はA体の複合構造化前の値とほぼ一致している。図-6.8(b)はC体の試験結果と解析結果の比較である。本結果を見ると、複合構造化後の試験結果と解析結果の差は、原点付近から5kN付近までで大きくなっている。この差異の原因は明確ではないものの、C体においては基部フランジ切欠部に3mmの隙間が設けられているが、この部分のPCM充填が十分でなく、十分な付着性能を発揮しなかった可能性がある。なお、解析モデルでは、この部分についてもPCMが充填され、付着モデルも他の部位と同等としている。一方、最大耐荷力については、試験結果の方が大きくなる結果となっており、A体の結果とは逆の傾向を示している。

写真-6.3 は、各供試体の終局時の複合構造化部分の写真である。



(a) A体（強軸）

(b) B体（弱軸）

(c) C体（腐食）

写真-6.3 終局時の複合構造化部（矢印は載荷方向）

A 体は底板部付近の変形・傾きが大きくなっており、柱部の付着切れはほとんど生じていない。B 体では、A 体とは大きく傾向は異なっており、底板部の変形は少ないものの、複合構造化したコンクリート上部での破壊が大きくなっている。また、本供試体の終局時の載荷状況は、写真-6.2 に示されているが、この写真と合わせても、補強コンクリートのない H 鋼断面部に変形と降伏が集中していることがわかる。C 体の写真では、A 体と同様な破壊形態となっていることがわかる。

## 6. 6 まとめ

本研究では、鋼製柱に対して、溶接や削孔を行うことなく、PCMを用いた複合構造化による補強方法を提案した。本検討より以下の結論を得た。

- (1) 本複合構造化は、初期剛性向上と最大耐荷力向上に対して効果があることが試験的に示された。したがって、本補強方法は、鋼製柱の補修補強方法として有効であると考えられる。
- (2) 鋼製柱基部に生じる腐食欠損を想定した供試体において、本補強方法を適用することにより、剛性回復と最大耐荷力の回復が可能である。しかし、本試験の補強事例では、腐食欠損前の状態までには回復しなかったため、補強効果を定量化するにはさらなる検討が必要である。
- (3) 載荷試験結果より、補強効果は補強前の部材剛性と補強コンクリートの剛性の比率により、破壊部位が変化する。複合構造化補強内部断面で終局が生じる場合、底板部に破壊挙動が集中する。
- (4) PCMを用いた複合構造化の効果は、付着強度を設定した界面要素を用いたFEM解析によりある程度再現可能であり、補強設計手法への活用が期待される。しかし、耐荷力算定や腐食欠損部位のある場所の解析では、試験結果と差異が出る部分もあり、さらなる検討が必要である。
- (5) 本複合構造化におけるPCMの効果は、最大耐荷力よりも初期剛性に対して大きいことがわかった。

本結果は、近年課題となっている鋼材とコンクリートの境界部に生じる腐食欠損に対して有益であると考えられ、補強による耐久性向上にも効果がある。本試験では、鋼製柱に本来作用する軸力を省略している。軸力のない本試験の解析結果からは、この局部座屈は生じない結果となった。今回提案した複合構造化は、局部座屈の発生を抑制する効果も大きいと考えられ、さらなる大きな耐荷力向上効果を生む可能性があると言え、この点に関しても検討が必要であると考えられる。

### 【参考文献】

- 6-1) 谷口望, 半坂征則, 小出宜央, 大垣賀津雄, 大久保藤和, 佐伯俊之: 施工性を考慮した鋼鉄道橋の複合構造化に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 1052-1059, 2011.4.
- 6-2) Weiwei Lin, Teruhiko Yoda, Nozomu Taniguchi, Shinya Satake, Hideyuki Kasano: Preventive Maintenance on Welded Connection Joints in Aged Steel Railway Bridges, Journal of Constructional Steel Research, 92C, pp.46- 54, 2014.1.
- 6-3) 谷口望, 大久保藤和, 佐竹 紳也, 杉野雄亮, 松浦史朗, 半坂征則: 既設鋼橋の複合構造化によるリニューアル工法の施工と実証試験, 土木学会論文集・A1・複合構造特集号

p.II\_40-II\_52, 2014.5.

- 6-4) 複合構造委員会, 防水・排水技術研究小委員会: 複合構造物を対象とした防水・排水技術の現状, 複合構造レポート 07, 土木学会, 2013.7
- 6-5) 浜中昭徳, 長塩靖祐, 中島裕: 速硬性混和材および軽量骨材を用いたコンクリートの基礎性状, 土木学会平成 22 年度全国大会, 土木学会, V-710, pp. 1419-1420, 2010.9.
- 6-6) JIP テクノサイエンス: DIANA9 ユーザーマニュアル日本語参考資料, 2005.9.
- 6-7) 鋼構造委員会, 鋼・合成構造標準示方書小委員会: 2007 年制定 鋼・合成構造標準示方書 総則編・構造計画編・設計編, 土木学会, 2007.3.
- 6-8) 国土交通省監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 鋼・合成構造物, 丸善, 2009.9.
- 6-9) コンクリート委員会, コンクリート標準示方書改訂小委員会: 2012 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 2013.3.

## 7章 結論

### 7.1 まとめ

本研究では、鋼鉄道橋の採用促進を図るため、建設費に対するコスト削減を可能とする設計の合理化、騒音振動対策を代表とする環境性および維持管理性の合理化を目的とした研究に取り組んだ。以下に、各章の結論を示す。

1章：「序論」では、鉄道橋において複合桁橋の採用を図るためには、経済性および環境性の向上が重要であることを述べ、塑性化を考慮した設計手法、合成床版の主桁剛性に対する効果、騒音対策と防錆対策および複合化に用いる新材料の提案について、関連する既往の研究を整理した上で、本研究の目的を明確にした。

2章：「塑性化を考慮した限界状態設計法に関する提案」では、合成桁断面に塑性化を許容する設計法を試験的に適用し、従来設計法に対する合理化効果の確認を行った。許容応力度設計法との比較では、単純桁において20%程度、連続桁において10%程度の合理化効果が得られる可能性を確認した。限界状態設計法との比較では、単純桁において10%程度、連続桁において5%程度の合理化効果が得られる可能性を確認した。

また、塑性化を許容する場合、その塑性化の状態がどの程度であるかを確認するために、3次元有限要素法解析を行った。安全係数を排除した補正設計曲げモーメントに対しては、圧縮側は座屈や圧壊が生じず、下フランジ下面において一部が塑性化することを確認したが、安全係数を考慮した設計曲げモーメントに対しては、塑性化挙動が生じないことを確認した。

3章：「鉄道用合成床版の有効幅に関する提案」では、従来設計においては主桁の断面剛性に考慮していない合成床版の底鋼板について、3次元非線形有限要素法解析を用いて鋼桁上フランジと合成床版の底鋼板の接合部をパラメータとした検討を行った。合成床版の底鋼板が鋼桁フランジと完全に剛結されていない場合においても、底鋼板は橋軸方向の剛性に寄与することを確認した。また、底鋼板の剛性の寄与度は、コンクリートのひび割れの有無によって変化するものの、本検討結果では、正曲げでは6%、負曲げでは4~3%の剛性寄与効果であった。解析値から得られた有効幅は、設計値より大きい値を示すことから、設計値を用いることは安全側となることを確認した。

試設計による合理化の効果の検証を行った。負曲げ領域である中間支点断面は鋼と鉄筋の合成断面であることから約11%、正曲げ領域である支間中央断面は鋼とコンクリートの合成断面であり大きな鋼重低減効果は見込めず約2%、橋梁全長の試算では約5%の合理化効果が得られる可能性を確認した。

4章：「騒音振動対策法に関する提案」では、振動する部位の近傍で直接計測した放射音の粒子速度をもとに対策効果を評価する手法を提案し、被対策部位における粒子速度と振動加速度で評価した各々の低減効果を比較することで、提案手法の有効性を検証した。

また、従来から用いている制振材の課題を改善することが出来ると考えられるポリマーセメントモルタル（以下、PCM）を用いた新しい工法を提案し、基礎試験により従来工法に対して粒子速度と振動加速度の低減効果を比較することで提案工法の性能が従来工法と同等であることを検証した。

さらに、時刻歴応答解析を用いて鋼板振動の低減効果を算出し、試験値と比較することで提案工法の低減効果が定量的に把握可能であることを確認した。

5章：「速硬ポリマーセメントモルタルの長期海岸線曝露試験」では、長期耐久性等に優れるPCMを防錆対策として用いることを提案し、PCMを鋼板に吹付けた試験体を一般環境と海岸線に隣接した腐食環境にある鉄道橋に曝露し、その耐久性を評価した。曝露開始から8年経過した段階で、鋼板の腐食やPCMにひび割れや剥離などの変状は認められないことを確認した。また、5年経過後の物性試験により、PCMの塩化物イオンの浸透に対する抵抗性、中性化に対する抵抗性、および良好な付着耐久性を確認した。

6章：「ポリマーセメントモルタルを用いた既設鋼製柱の補修補強に関する提案」では、従来からの複合構造化手法を鋼構造物の耐荷性向上にも適用することを提案し、水平載荷試験を実施することで、PCMを用いた複合構造化が、初期剛性向上と最大耐荷力向上に対して効果があることを確認した。

また、3次元非線形有限要素法解析を用いて試験結果の妥当性を確認した。付着強度を設定した界面要素を用いた有限要素法解析により、ある程度再現可能であることを確認した。

## 7. 2 今後の課題と展望

本研究により、前記7. 1で述べた鉄道用複合桁橋における合理化方策を示すことが出来たが、本研究で取り上げた設計法や提案工法の実用化にあたっては、下記に示すいくつかの課題が考えられる。

### (1) 塑性化を考慮した設計法に関する課題（2章より）

コンパクト断面は塑性化を許容した設計手法となるため、終局時に考慮する荷重等は、耐用期間中に稀に作用するかもしれない非常に大きな荷重である。本検討においては、現行の基準を参照して作用の組合せと作用係数を設定したが、これら作用に関する検討の深度化が必要であると考えられる。

終局時まで鋼とコンクリートの合成断面を保持するためには、鋼とコンクリートを結合しているずれ止めに対して高い耐力が要求される。また、コンパクト断面を合理的に構成させる場合、合成断面の塑性中立軸は床版上縁に近づけることが望ましいが、中立軸が床版上縁側へ移動するに伴い、ずれ止めには引張応力が作用することも考えられるため、合成断面の塑性化時における中立軸の位置に配慮した設計応答値の算定方法や引張応力にも抵抗可能なずれ止めに関する検討が必要であると考えられる。

### (2) 鋼とコンクリートの合成床版を主桁に考慮した設計法に関する課題（3章より）

本検討は1橋の実施例を対象に行っているため、底鋼板の剛性寄与度を考慮する設計法確立には、さらに検討ケースを増やして確認を行う必要がある。さらに、本検討の妥当性の検証にあたっては、合成床版と桁を合成させた試験体での載荷試験により検討を行うことが望ましいと考えられる。

### (3) 騒音振動に対する測定予測手法および対策工の採用に関する課題（4章より）

粒子速度の低減効果を解析により求める場合、振動に伴う放射音を対象とする必要がある。すなわち、有限要素法（Finite Element Method, FEM）等による振動解析と、境界要素法（Boundary Element Method, BEM）等による放射音解析の併用が必要となるため、解析による効果の精度を向上させるためには、放射音解析を併用した検証を行うことが望ましいと考えられる。

### (4) PCMを用いた防錆対策の採用に関する課題（5章より）

本曝露試験は実施から9年が経過しているが、曝露試験の継続による塩化物イオンの浸透、中性化に対する抵抗性の確認、本試験では未実施の振動などの影響を考慮した接着耐久性の更なる検証を行い、耐用年数を想定することが必要であると考えられる。



(5) PCM を用いた複合化工法の採用に関する課題（6章より）

本試験では鋼製柱に本来作用する軸力を省略している。軸力のない本試験の解析結果からは局部座屈は生じないことが確認出来たが、提案した複合構造化は局部座屈の発生を抑制する効果も大きいと考えられ、さらなる耐荷力向上について検討が必要であると考えられる。

## 謝 辞

本論文は、鋼鉄道橋の採用促進を図るため、建設費に対するコスト縮減を可能とする設計の合理化、騒音振動対策を代表とする環境性および複合構造化による維持管理性の合理化を目的とした研究内容をまとめたものです。本論文をとりまとめるにあたり、多くの方々からご指導、ご助言、ご協力を賜りました。

論文の作成および取り纏めにあたり、懇切なご指導と的確なご助言を賜りました前橋工科大学社会環境工学科准教授・谷口望博士には心より深く感謝申し上げます。

また、本論文の審査にあたり有益なご助言を賜りました前橋工科大学社会環境工学科教授・岡野素之博士、前橋工科大学システム生体工学科教授・松本浩樹博士、前橋工科大学建築学科准教授・北野敦則博士、早稲田大学理工学術院名誉教授・依田照彦博士に深く感謝申し上げます。

塑性化を考慮した限界状態設計法に関する提案を実施するにあたり、鉄道建設・運輸施設整備支援機構・藤原良憲博士にご協力ご助言を賜りました。依田照彦博士にはご指導ご助言を賜りました。早稲田大学創造理工学部社会環境工学科准教授・林偉偉博士（現 **Aalto University School of Engineering Department of Civil Engineering, Associate Professor**）には有限要素法解析に関してご指導ご協力を賜りました。埼玉大学理工学研究科環境科学・社会基盤部門教授・奥井義昭博士には鋼・合成標準示方書に用いられている設計法および設計計算方法に関してご指導を賜りました。NEXCO 東日本関東支店の皆様には道路橋での実施事例に関してご指導を賜りました。ここに記して心より感謝申し上げます。

鉄道用合成床版の有効幅に関する提案を実施するにあたり、横河ブリッジ・水口知樹氏にご協力を賜りました。研究当時前橋工科大学の学生であった、関口翔太氏、ドアン・ニュー・ゴク氏、グエン・ディン・フン氏、平尾圭氏には有限要素法の解析および取り纏めについてご協力を頂きました。ここに記して心より感謝申し上げます。

騒音振動対策法に関する提案を実施するにあたり、一般財団法人小林理学研究所騒音振動研究室室長・廣江正明博士には非常に多くのご指導ご助言ご協力を賜りました。時刻歴応答解析についてはセンチュリ技研斎藤典生氏にご協力を賜りました。本提案における試験は **JSPS** 科研費の助成により実施しました。試験実施に際しては一般財団法人小林理学研究所の皆様にご協力を賜りました。実橋での制振対策の計測においては上毛電気鉄道株式会社の皆様にご協力を賜りました。粒子速度計測では東陽テクニカ株式会社の皆様からご支援を賜りました。ここに記して心より感謝申し上げます。

速硬ポリマーセメントモルタルの長期海岸線曝露試験の実施にあたっては、高松琴平電気鉄道株式会社の皆様にご協力を賜りました。ここに記して心より感謝申し上げます。

ポリマーセメントモルタルを用いた既設鋼製柱の補修補強に関する提案を実施するにあたり、林偉偉博士には有限要素法解析に関してご指導ご協力を賜りました。本提案におけ

る試験は日本鉄鋼連盟，鋼構造研究・教育助成事業・研究分野指定助成により実施しました．試験実施に際しては日鉄住金環境株式会社（現：日鉄環境株式会社）の皆様にご協力を賜りました．ここに記して心より感謝申し上げます．

ポリマーセメントモルタルを用いた各研究は，太平洋マテリアル株式会社・大久保藤和氏，佐竹紳也氏，石田学氏，杉野雄亮氏，赤江信哉氏のご協力により成し得たものです．ここに記して心より感謝申し上げます．

筆者は平成4年4月に現在勤務している株式会社トーニチコンサルタントに入社し，鉄道施設の計画設計の業務に携わってきました．入社当時からご指導頂いた，白井英夫氏，田中孝氏，横山勝氏，西川俊一氏に心より感謝申し上げます．また，筆者が鋼鉄道橋の設計に関する論文作成や研究関連業務に携わるきっかけは，平成8年に日本鉄道建設公団（現鉄道建設・運輸施設整備支援機構）から発注された常磐新線（首都圏新都市鉄道つくばエクスプレス線）小貝川橋りょうの設計からでした．以来，鋼鉄道橋の設計に関して多大なご指導を賜っている当時日本鉄道建設公団設計技術室（現在一般財団法人港湾空港総合技術センター）保坂鐵矢博士に深く感謝申し上げます．

最後に，筆者を日々サポートしてくれている母美恵子，妻智子，娘舞夏，息子瑛弘に感謝し，本論文の謝辞といたします．