

地方自治体が管理する小規模橋梁の維持管理の
効率化に関する対策工法の開発研究

2019年9月

岩手大学大学院工学研究科

機械・社会環境システム工学専攻

高橋 明彦

目次

第1章 序論	1
1.1 はじめに	1
1.2 国内インフラネットワークの現状	1
1.2.1 インフラの老朽化と維持管理の現状	1
1.2.2 道路橋における基準の変遷	2
1.2.3 中小規模新設橋梁形式の動向	5
1.3 地方自治体の橋梁管理の実態	6
1.3.1 道路整備時の相違	6
1.3.2 長大規模橋梁形式	9
1.3.3 中小規模橋梁形式	10
1.3.4 管理者毎の橋梁架橋時条件の相違	10
1.3.5 地方自治体を支える技術者の実態と展望	12
1.3.6 道路橋定期点検要領の劣化度評価への提案	12
1.3.7 将来予測される地方道での橋梁大規模更新	14
1.3.8 設計業務委託・工事発注側と受注者側の課題問題点	18
1.4 研究課題と試験方法	19
1.5 参考文献	19
第2章 地方道路橋の老朽化した支承の維持管理に関する研究	21
2.1 はじめに	21
2.2 研究対象とした橋梁	21
2.3 データ収集方法	25
2.3.1 実施方針	25
2.3.2 実験方法	25
2.4 実橋試験	28
2.4.1 実施方針	28
2.4.2 実施試験	28
2.4.3 試験結果	28
2.5 対象橋梁の再現	37
2.5.1 解析モデル	37

2.5.2	解析条件の整理	38
2.5.3	解析結果	39
2.5.4	実橋と再現モデルの分析	41
2.6	支承評価方法の提案	42
2.7	参考文献	43
第3章	間詰部を設けた取替プレキャスト RC 床版を構成する鉄筋部材に関する実験研究	44
3.1	はじめに	44
3.1.1	道路橋 RC 床版の損傷事例および示方書の変遷に伴う床版厚	45
3.1.2	既往の取替床版および提案する取替床版	48
3.1.3	検証した項目	50
3.1.4	参考文献	51
3.2	鉄筋材料試験	52
3.2.1	はじめに	52
3.2.2	供試体	52
3.2.3	試験	53
3.2.4	試験結果	54
3.2.5	まとめ	57
3.2.6	参考文献	57
3.3	引抜試験	58
3.3.1	はじめに	58
3.3.2	供試体	58
3.3.3	試験方法	59
3.3.4	試験結果	61
3.3.5	まとめ	62
3.3.6	参考文献	63
3.4	偏心版引抜試験	64
3.4.1	はじめに	64
3.4.2	供試体	64
3.4.3	試験方法	65
3.4.4	試験結果	67

3.4.5	まとめ	68
3.4.6	参考文献	68
第4章	間詰めを設けた取替プレキャスト RC 床版の耐荷性能および耐疲労性能に関する実験研究	69
4.1	曲げ試験	69
4.1.1	はじめに	69
4.1.2	供試体方針	69
4.1.3	使用材料	69
4.1.4	供試体	71
4.1.5	試験方法	76
4.1.6	試験結果	78
4.1.7	まとめ	81
4.1.8	参考文献	82
4.2	耐疲労性試験	83
4.2.1	はじめに	83
4.2.2	使用材料・寸法	83
4.2.3	使用材料	84
4.2.4	供試体寸法および鉄筋配置	85
4.2.5	取替床版の施工手順	87
4.2.6	実験方法および等価走行回数	88
4.2.7	試験結果および考察	90
4.2.8	損傷状況	97
4.2.9	破壊時のひび割れ状況	100
4.2.10	押抜きせん断耐荷力の算定	101
4.2.11	まとめ	104
4.2.12	参考文献	105
第5章	取替 RC 床版細部構造の提案	106
5.1	はじめに	106
5.2	対象橋梁	106
5.2.1	対象橋梁構造形式	106

5.2.2	架橋位置	108
5.2.3	架橋状況	109
5.3	実橋試験対象橋梁における設計方針	110
5.3.1	実施方針	110
5.3.2	実施設計	110
5.4	実橋施工試験	111
5.4.1	型枠製作	111
5.4.2	コンクリート打設と養生	111
5.4.3	継手部の処理	112
5.4.4	仮組立	112
5.4.5	プレキャスト床版据え付け状況	112
5.5	まとめ	113
第6章 本研究のまとめ		114
第7章 その他		116
7.1	原著論文	116
7.2	参考論文	127
7.3	謝辞	130
7.4	その他	131
7.4.1	赤山橋床版設計図（抜粋）	131
7.4.2	設計照査（床版）	136

第1章 序論

1.1 はじめに

我が国の国土の面積^{1.1)}は、世界 61 位の面積を誇り、その面積の 377,971 km² を有し、その 73% が山地を占め、山間部に規模の小さな盆地が、沿海部に小規模な平野が広がっており、狭い平野や盆地に人口、耕地、都市機能、経済機能などが集中している。現在の道路ネットワークは、第二次世界大戦以降の復興と高度成長期に整備され、その道路ネットワークに接続する各地域の道路が整備され、我が国の経済発展の礎と地域の人々の生活を豊かで安全かつ安心な生活発展を目指して、道路ネットワークの整備が行われてきた。

2012 年（平成 24 年）12 月 2 日に発生した中央自動車道笹子トンネル天井版崩落事故で多くの死傷者を出し、道路分科会から「道路の老朽化対策の本格実施に関する提言」（2014 年 4 月 14 日）には、「最後の警告—今すぐ本格的なメンテナンスに舵を切れ・静かに危機は進行している・すでに警鐘は鳴らされている・行動を起こす最後の機会は今」^{1.2)}と示され、産学官のリソ（予算人材技術）を全て投入し総力をあげて本格的なメンテナンスサイクルを始動【道路メンテナンス総力戦】する提言が示され、道路橋の点検・診断に関する指標として、道路橋定期点検要領（以後要領と示す）^{1.3)}から示された。これらを受け、地方自治体も要領に基づき、橋梁点検が行われる様になり、地方道路の損傷が徐々に明らかになってきている。

一方、高速道路株式会社は、リニューアルプロジェクトとして、部分修繕対策から大規模更新として、床版取替対策に変換し技本的対策を実施している。その標準対策工法として、RC 床版からプレキャスト PC 床版へ取替を行っている。

1.2 国内インフラネットワークの現状

1.2.1 インフラの老朽化と維持管理の現状

(1) 老朽化の現状

我が国の社会資本ストックは高度経済成長期に集中的に整備され、今後急速に老朽化することが懸念されている。今後 20 年間で、建設後 50 年以上経過する施設の割合は加速度的に高くなる見込みであり、このように一斉に老朽化するインフラを戦略的に維持管理・更新することが求められている。高度成長期以降に整備された道路橋、トンネル、河川、下水道、港湾等について、今後 20 年で建設後 50 年以上経過する施設の割合が加速度的に多くなると言われている。そして、施設の老朽化の状況は、建

設年度で一律に決まるのではなく、立地環境や維持管理の状況等によって異なり、便宜的に建設後 50 年を目安としているのが現状である。以下に示す表-1.1 は、建設後 50 年以上経過する社会資本の割合^{1.4)}の目安を示し 10 数年後には道路橋の 60%以上が老朽化の目安と言われている整備後 50 年を経過する^{1.5)}。

表-1.1 建設後 50 年以上経過する社会資本の割合

	2018 年 3 月	2023 年 3 月	2033 年 3 月
道路橋〔約 73 万橋〕 (橋長 2m 以上) 注 1	約 25%	約 39%	約 63%
トンネル 〔約 1 万 1 千本〕 注 2	約 20%	約 27%	約 42%
河川管理施設(水門等) 〔約 1 万施設〕 注 3	約 32%	約 42%	約 62%
下水道函渠 〔延長約 47 万 km〕 注 4	約 4%	約 8%	約 21%
港湾岸壁〔約 5 千施設〕 (水深-4.5m 以深) 注 5	約 17%	約 32%	約 58%

1.2.2 道路橋における基準の変遷

道路橋設計基準の変遷は、道路構造令の改訂や大規模地震、国際化など様々な時代背景から、改訂が行われてきた。改訂はおおむね 7-8 年ごとに行われており、車両制限令の改訂や兵庫県南部地震などが相次いだ 1990 年代は、2 - 4 年程度の短期間で改訂が繰り返された。

近年の道路橋示方書改訂に至った内容は以下の通りである。

○1990 年(平成 2 年) - 橋梁技術の進歩、調査結果の反映。耐震設計手法として保有水平耐力法の導入。

○1994 年(平成 6 年) - 車両制限令改訂により、大型車の荷重を 20t から 25t。これにともなう荷重関係の改訂。旧来の一等橋、二等橋の区分を廃止し、活荷重(自動車荷重)を A 活荷重(二等橋相当)、B 活荷重(一等橋相当)に区分。

○1996 年(平成 8 年) - 1995 年に発生した兵庫県南部地震の甚大な被害を受け、耐震設計法およびこれに関する細目規程を全面改定。

○2002年（平成14年）- 旧来の仕様規程から性能規程への移行。耐久性の確保を目的とした記述の追加。

○2012年（平成24年）- 設計段階における維持管理への配慮，2011年に発生した東北地方太平洋沖地震の被災を踏まえた見直し，近年の知見に基づく改定等。

○2017年（平成29年）- 安全性や性能に対しきめ細やかな設計が可能な設計手法を導入した大幅改訂。また，設計供用期間の標準を100年としてその間適切な維持管理を行うことを規定。

以上のように様々な技術変遷や社会事情の変化が伴っても，新設する橋梁や補強工法に関する規定が改定されても，補修について明確化された基準がない。

既設橋梁の場合，架橋された基準が変化していることや使用した材料の劣化や材料自体が様々な問題を抱えて居るケースもあることから，規定化が難しいものと考えられる。以上のように整備された橋梁は，設計基準が異なっているため，すべての橋梁の条件が異なるため，維持管理を難しくしており，維持管理技術者には様々な技術が求められる。

参考として，図-1.1～1.2に橋梁構造別の設計基準改訂時期^{1.10)}と主な内容を示した。

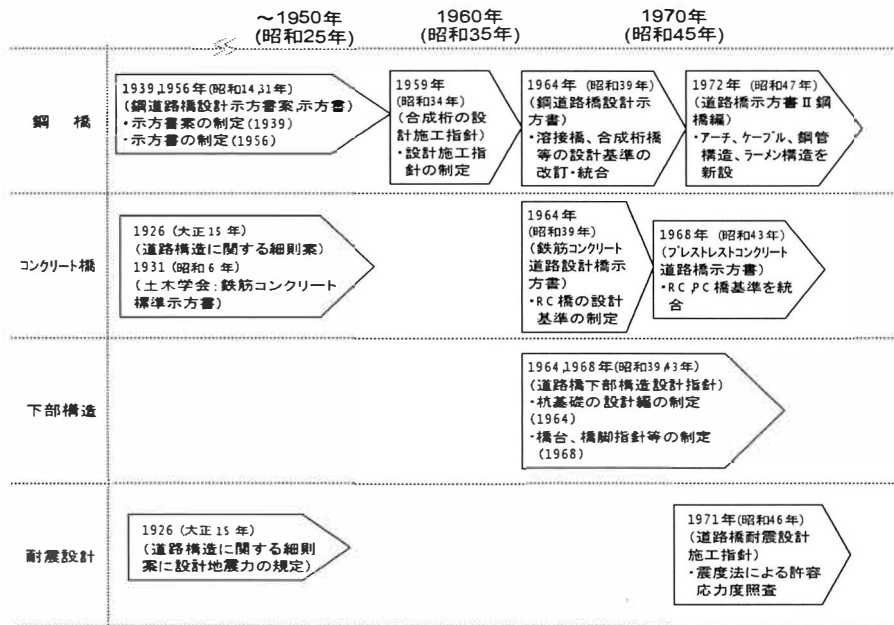


図-1.1 橋梁構造別の設計基準改訂時期と主な内容（1970年代以前）

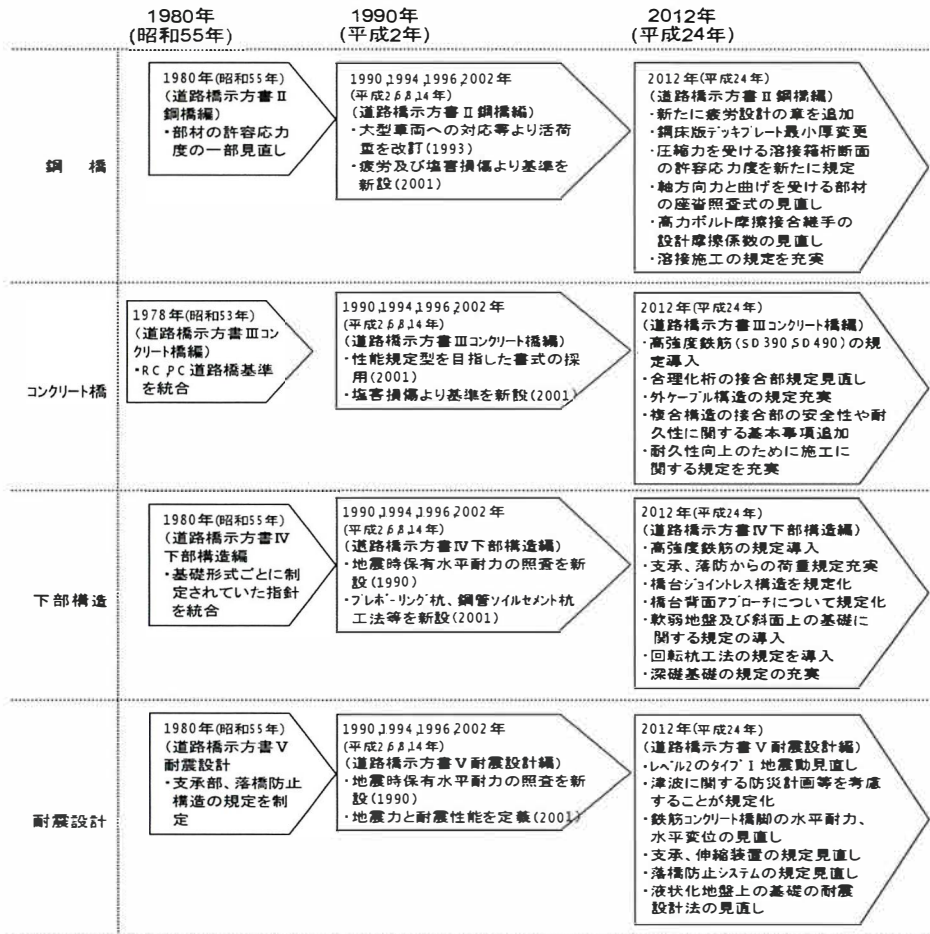


図-1.2 橋梁構造別の設計基準改訂時期と主な内容(1980年代以降)

1.2.3 中小規模新設橋梁形式の動向

中小規模の橋梁形式として、近年ポータルラーメン橋の採用が多くなってきている。従来の単純桁の構造を有した橋梁は、設計が容易であるが維持管理面に着目した場合、伸縮装置からの漏水で支承の腐食、伸縮装置の非排水機能の低下など維持管理費用が発生する。一方、ポータルラーメン橋は伸縮装置や支承を有しないため、維持更新費用が発生しない。現在計画されているポータルラーメン橋は、杭基礎を有する橋梁に採用されているが直接基礎^{1.7)}の橋梁においても研究が進められている。図-1.3に桁橋とポータルラーメン橋のモデルの差異と維持管理上の特徴を参考に以下に示した。

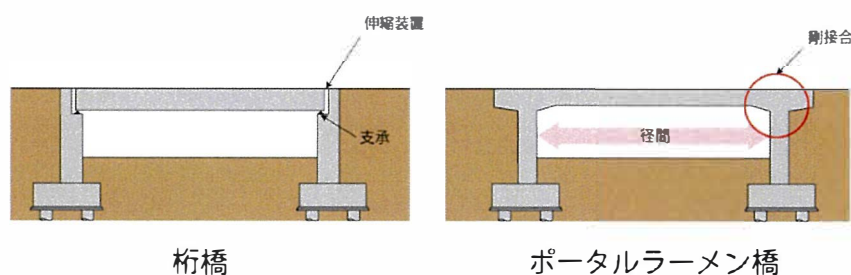


図-1.3 桁橋とポータルラーメン橋のモデル差異

〔メリット〕

ポータルラーメン橋は、桁橋で使われる支承や伸縮装置の部分がないため、建築コストを抑えることができ、その分の補修の必要が無いため将来的な補修費用が安価になる可能性が高く、特に積雪寒冷地においては塩分を含んだ凍結抑制剤を散布することで桁端部近傍に損傷が発生してしまう可能性が少なくなる。また、伸縮装置がないため車の走行がスムーズで振動音の発生も小さく、大規模地震時には、橋台と橋桁が一体化（剛接合）により、落橋の可能性も少なくなるなどの優位点が考えられる。

〔デメリット〕

ポータルラーメン橋の構造計算（構造物が地震や雪、風に耐えられるかどうかの計算）は非常に複雑で、橋桁をかける際のコンクリート打設順序も複雑になり、技術力が必要となる。

1.3 地方自治体の橋梁管理の実態

1.3.1 道路整備時の相違

本研究で対象にしている橋梁は、国土交通省が規定する道路に架かる橋梁を対象としているが、地方自治体の場合、農道橋や林道橋で整備された橋梁を道路橋として管理移管し、道路管理担当者が維持管理している。

このため、設計活荷重も道路法上の道路の橋梁基準である道路橋示方書に規定される活荷重と異なる活荷重を設計条件としているため、管理移管された場合、ひとつの路線に様々な設計条件を採用した橋梁が架橋されていることとなり、維持管理を難しくしている。以下に参考として「道路法上の道路」「土地改良法上の道路「農道」「森林法上の道路「林道」の規定を次に示した。

(1) 道路法上の道路

道路を構成するものは、路面、路肩、法敷（のりしき）の他、トンネル、橋、渡船施設、道路用エレベーター等の道路と一体としてその効用を全うする施設・工作物、および横断歩道橋など道路の附属物で当該道路に附属して設けられているものも、道路に含むとしている。道路法で定義される道路として認めることを高速自動車国道と一般国道は「道路指定」、都道府県道と市町村道は「道路認定」といい、道路法が適用される都道府県道、市町村道を「認定道路」とよぶ。いわゆる公道であり、道路構造令による幅員・構造などの基準が定められており、その管理延長は、下表に示すとおりである。

表-1.2 道路種別と管理延長（平成27年4月現在）

道路種別	延長	割合	使用目的
高速自動車国道	約8,600km	約0.7%	自動車専用道路
直轄国道	約23,700km	約1.9%	幹線道路
補助国道	約31,900km	約2.6%	幹線道路
都道府県道	約129,300km	約10.6%	幹線道路
市町村道	約1,025,400km	約84.1%	生活道路

※国土交通省 資料：Ⅱ道路の種類

(2) 土地改良法上の道路「農道」

調査期日現在で土地改良法（昭和24年法律第195号）に基づく土地改良事業で造成され、農道として管理されている幅員1.8m以上の道路、独立行政法人緑資源機構

法（平成 14 年法律第 130 号）に基づく農用地総合整備事業、特定中山間保全整備事業又はふるさと農道緊急整備事業により造成された幅員 1.8m 以上の道路をいい、道路法(昭和 27 年法律第 180 号)に基づく道路、林道、漁港関連道路及び農道として造成された道路であっても、既に都道府県道、市町村道に認定されている道路は含まない。一定要件農道は、市町村が管理している幅員 4m 以上の農道のうち、農道の両端（起点及び終点）が道路法に基づく道路又は農道台帳に記載されている全区間において 4m 以上である農道に接続し、かつ、農道台帳作成済みの道路をいう。

表-1.3 事業による農道の分類

農道の種類	補助事業の種類	備考
農免農道	農林漁業用揮発油税財源 身替農道整備事業	ガソリンにかかる税金である揮発油税を使って整備された農道
広域農道	広域営農団地農道整備事業	農村地域に散在する農地を一つの団地と捉え、集出荷・加工プロセスの一元化などにより産地としての市場競争力を高めることを目的とした農道
一般農道	一般農道整備事業	都道府県が行う農道網の基幹となる農道の整備を行うもので、広域農道、農免農道以外のもの
ふるさと農道	地方単独事業：ふるさと農道緊急整備事業	地方債を財源とした地方単独事業で、都道府県が行う事業と市町村が行う事業
既設農道の補修や改良	農道環境整備事業	—
都市との交流等のアクセス道路の整備	田園交流基盤整備事業	—

(3) 森林法上の道路「林道」

調査期日現在で、森林法（昭和 26 年法律第 249 号）に基づく国庫補助により造成し、民有林林道として管理されている幅員 1.8m 以上の道路（自動車道のみ）及び独立行政法人緑資源機構法に基づく大規模林業圏開発林道事業又はふるさと林道緊急整備事業等（県単林道、融資林道・自力施行林道を含む。）により造成された幅員 1.8m

以上の道路（自動車道のみ）をいい、道路法に基づく道路、農道、漁港関連道路及び林道として造成された道路であっても、既に都道府県道、市町村道に認定されている道路は含まない。

一定要件林道は、市町村が管理している幅員 4m 以上の林道のうち、林道の両端（起点及び終点）が道路法に基づく道路に接続（一定要件林道又は一定要件農道等を介して接続する場合を含む。）し、かつ林道台帳作成済みの道路をいう。

表-1.4 林道の種類

林道種類		役割
緑資源機構大規模林道		農林水産省所管が緑資源幹線林道として整備を行ってきた高規格林道。大規模林道は、スーパー林道と同じく「峰越し・多目的」の林道であるが、その規格（幅員 7m・2 車線完全舗装）は、スーパー林道（道路幅員 4.6m 未舗装）を上回るものであり、大型観光バスも走行可能な山岳ハイウェイ（観光道路）をめざしたものとなっている。
特定森林地域開発林道 （スーパー林道）		森林開発公団が林業振興と観光客誘致を目的と地元からは地域振興の期待をこめて建設が進められた。一般の林道と比べての話であり、幅員は二車線の幅（4.6m-5.0m 程度）で未舗装の道路もあった。
ふるさと林道		過疎が進む山間地を連絡するために林道を建設または既存の林道を改修により建設された。路線内には二車線区間やトンネルや橋梁が多く存在するなど、性格的には林道というよりも市町村道の肩代わりの役割を担っている。県の単独事業であるが、総務省から補助金に相当する額が県に交付される。
広域基幹林道	併用林道	市町村が林道を借り受けて管理、実質的に市町村道として利用している。一般補助林道と異なり、一般車両の自由な通行が可能となる。本来の一般補助林道は 1 車線が基本であるが、併用林道化に伴い、自治体が独自に 2 車線へと拡幅する例もある。

一般補助 林道	森林組合などの森林所有者や管理者，地方自治体が開設する林道。開設に要する工事費の大部分は，国や地方自治体の補助で賄われるが，森林所有者にも負担金が生じるため，コストの切りつめや所有者間の境界を意識した路線の設定が行われる。このため，一般道路に比べると勾配区間が多く線形も悪いことが多い。完成後の維持管理費となっている。
------------	---

(4) その他の法律

上記にあげられた以外に、各法令の道路の種類として次のようなものがある。

- 漁港法：漁港施設道路，漁免道路
- 自然公園法：公園道，自然研究路，長距離歩道
- 都市公園法：園路
- 国有財産法：里道（赤道）

このほか，不動産登記簿上の地目の一種として，「公衆用道路」というものがある。一般交通の用に供する道路のことを指し，公道・私道を問わない。

1.3.2 長大規模橋梁形式

昭和 30 年代から 40 年代にかけて最も多く橋梁が整備された時代の長大橋梁形式は，径間数が多くなるものの構造形式の多くは，桁橋構造がほとんどである。支承数を減らすために，ゲルバー構造が採用されており，連続桁が採用されはじめたのが昭和 39 年（1964 年）新潟地震による昭和大橋が落橋以降徐々に増加してきた。



図-1.4 新潟地震による昭和大橋落橋

1.3.3 中小規模橋梁形式

昭和30年代から40年代にかけて最も多く橋梁が整備された時代の橋梁形式は、高速自動車道や直轄国道の多くの橋梁形式は、鋼橋には鋼I桁橋や鋼箱桁橋、コンクリート橋には、PCT桁橋やPC箱桁橋が多く採用されている。以後、橋梁の長大化が進み、様々な橋梁形式が採用されてきた。一方、地方自治体が計画整備してきた橋梁は中小規模の橋梁が多く、採用されてきた構造形式は鋼H桁橋やPCT桁やPCスラブ桁、PCホロー桁であり、より小規模になればRCT桁、RC床版橋である。

鋼H桁橋は、旧八幡製作所や旧神戸製鋼所など標準化を図り、中小規模の道路橋や林道橋および農道橋に多様化されている。

そして、設計施工が容易であり経済性に優れることから、地方のとなり、多く架橋されてきている。このため、市町村道の鋼橋の多くは、鋼H桁橋は、地域の技術力と経済性の面から経済性に優れることから採用されてきた。



図-1.5(1) H-BB橋梁



図-1.5(2) H-BB橋梁

1.3.4 管理者毎の橋梁架橋時条件の相違

道路法、土地改良法、森林法のいずれかの基準で整備されたかにより、活荷重や床版厚さが異なっている。このような背景の中、地方自治体の技術者は、インフラの管理を行っている。表-1.5は、八幡製作所「H形鋼を使用した組立式橋梁」標準設計資料を参考に整備条件別橋梁設計活荷重の一覧に整理したものである。図-1.6は、八幡製作所時代のカタログの表紙である。このように活荷重規模の違いがカタログからも確認できる。一方、橋梁補修設計業務を専門建設コンサルタントが受注し、橋梁台帳の精査時に台帳の活荷重や橋梁形式の記載ミス指摘され、修正こともあり、専門技術者以外の技術者が気づくことが少なく、それが基礎資料の信頼性に劣る根本的原因であると考えられる。以上のことから、地方自治体の橋梁維持管理実態は、以下の通

りであり、一層維持管理を難しくしている。

①管理橋梁構造形式のほとんどが中小規模橋梁で単純桁構造であり、鋼橋およびコンクリート橋の橋梁形式は次の通りである。

○鋼橋：鋼鈹桁（25m以上）H桁橋（25m未満）

○コンクリート橋：PCT桁（15m以上）スラブ桁（10～15m）RCT桁（10m未満）

②設計荷重

○道路橋で計画された橋梁：1等橋（TL-20）2等橋（TL-14）

○農道橋や林道橋で計画された橋梁：TL-20、TL-14、TL-10、TL-9、TL-6

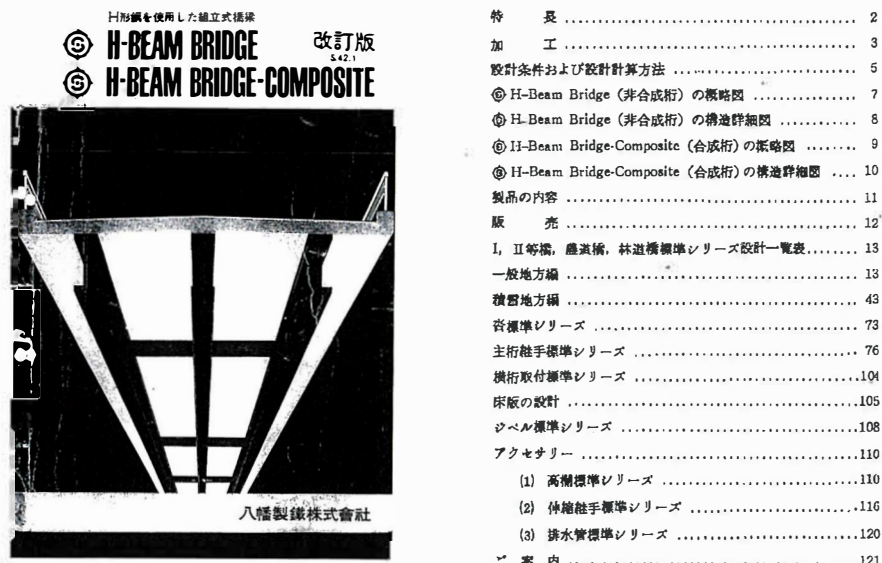
③管理橋梁

○TL-20～TL-6の橋梁を管理しており、その管理実態を市町村は把握していない

○架橋当初設計図が保管されていない。

表-1.5 整備条件別橋梁設計活荷重

	活荷重				
	TL-20	TL-14	TL-10	TL-9	TL-6
道路橋	○	○			
林道橋		○			
農道橋		△	○	○	○



特長	2
加工	3
設計条件および設計計算方法	5
ⓐ H-Beam Bridge (非合成桁) の概略図	7
ⓑ H-Beam Bridge (非合成桁) の構造詳細図	8
ⓒ H-Beam Bridge-Composite (合成桁) の概略図	9
ⓓ H-Beam Bridge-Composite (合成桁) の構造詳細図	10
製品の内容	11
販売	12
I, II等橋、農道橋、林道橋標準シリーズ設計一覽表	13
一般地方編	13
積雪地方編	43
容標準シリーズ	73
主桁軸手標準シリーズ	76
横桁取付標準シリーズ	104
床版の設計	105
ジベル標準シリーズ	108
アクセサリ	110
(1) 高欄標準シリーズ	110
(2) 伸縮軸手標準シリーズ	116
(3) 排水管標準シリーズ	120
ご案内	121

図-1.6 H-BB橋梁 カタログ（八幡製作所 S42版）

1.3.5 地方自治体を支える技術者の実態と展望

地方の小さな自治体は、事務職職員として採用し、各部署へ配置されており、土木技術者がインフラの維持管理に関わるケースが少ないと聞く。中核都市であれば、専門職の採用があるが必ずしも技術分野で職務に就くとは限らない。

地方の建設コンサルタントや建設会社の職員は、工業高校の土木工学科を卒業し、勤務されている方が多く、橋梁やコンクリート等の専門性の高い学科を学んで来る技術者が少ないのが実態である。

道路管理者は、専門性の高い橋梁等の構造物設計委託を中央の建設コンサルタントへの委託、工事は橋梁の専門企業へ発注しているため、地域で橋梁等の構造物の技術者育成が育まれない土壤となっている。

このため、少ない技術者が設計および施工ができ、深い技術力が無くても地域の中で維持管理ができる仕組み作りが重要であると考えられる。

これらの課題問題点を解決するひとつの方策として、専門性の高い業務は中央の専門技術を有した企業への依頼、専門性が低い地域技術者の育成を含めて、地元の技術者育成が可能な方策を見いだすことも重要になってくるものと考えられる。

1.3.6 道路橋定期点検要領の劣化度評価への提案

道路橋の点検は、道路法の改定に伴い、橋梁点検が義務化され、国土交通省より平成26年6月に国土交通省より道路橋点検要領（以後要領と称す）^{1.8)}が示された。

多くの地方自治体は、これらの要領を基本に必要な応じ、項目の追加を行い、橋梁定期点検を実施している。これらの要領による点検は、近接目視点検を基本とし、5年に1回の頻度で行われ、計画的修繕の基礎データとして活用されている。また、適用範囲は、橋長2.0m以上の橋、高架の道路等に適用されるものとされる。また、健全度の判定は、表-1.6～1.8により実施している。

これらの評価は、橋梁規模での評価分類がなく、大規模橋梁も中小規模橋梁も同じ評価となっている。橋長や支間長が影響するのは、支承であり支承構造も橋梁規模により、形式が異なってくる。また新設橋梁が計画される場合、下部工の安定計算上、上部工からの反力を下部工の設計条件として考慮されるが、小規模橋梁かつ鋼桁橋は、反力が小さいことから、下部工高さが高いケースでは土圧が支配的で下部構造が決定されることが多い。

また、阪神・淡路大震災以前の鋼H桁橋は、鋼製線支承を標準として採用されており、以後ゴム支承に変更されている。すなわち、地方自治体が現在管理する中小規模の鋼橋の多くは、鋼製線支承が採用されている可能性が高く、適切な評価が確立し、

コスト縮減が可能となれば、メンテナンス費用の軽減が図られるものと考えられる。

以上のことを勘案すると橋梁部位毎の規模によるが支承機能の滑り機能が低下しても、上部工から下部工そして支持地盤への荷重伝達が機能していれば供用上、大きな問題とならないものと考えられる。

一方、橋梁規模が大きい鋼桁橋は、温度変化による伸縮膨張量・温度応力が大きいことから、下部工の部材耐力を上回る場合、損傷が生じてしまうものと考えられる。このため、点検要領においても評価時に橋梁規模を勘案した評価を行うことでより、現実に即した評価が可能となると考えられる。

表-1.6 判定の評価単位

上部構造			下部構造	支承部	その他
主桁	横桁	床版			

表-1.7 判定区分

区分		状態
I	健全	構造物の機能に支障が生じていない状態
II	予防保全段階	構造物の機能に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい。
III	早期措置段階	構造物の機能に支障が生じている可能性があり、早期に措置を講ずべき状態。
IV	緊急措置段階	構造物の機能に支障が生じている。又は生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態。

表-1.8 変状の種類

材料の種類	変状の種類
鋼部材	腐食、亀裂、破断、その他
コンクリート部材	ひびわれ、床版ひびわれ、その他
その他	支承の機能障害、その他

1.3.7 将来予測される地方道での橋梁大規模更新

現在、高速道路株式会社では、大規模更新（高速道路リニューアルプロジェクト）^{1.8)}と称し、損傷が著しく進行した床版の取替工事が実施されている。地方自治体が管理する道路においても床版抜け落ち事故^{1.9)}が報告されることが多くなってきている。図-1.3.7 は、盛岡市近郊の地方自治体管理橋梁において発生した床版抜け落ち事故である。

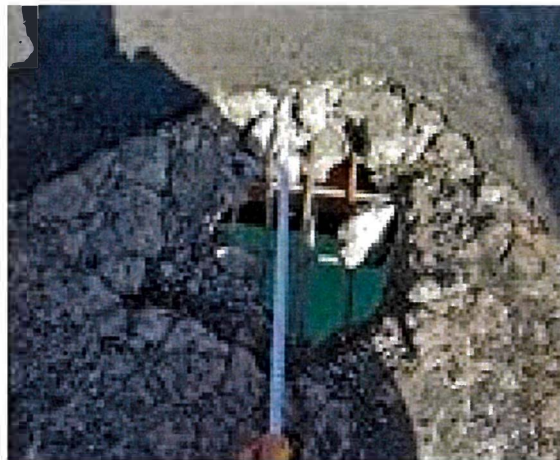


図-1.7 県道16号 岩姫橋 床版抜け落ち

地方自治体の橋梁と高速道路に架橋される橋梁の差異は、高速道路に架橋される構造形式は非合成桁が主であり、地方道の構造形式は合成桁が主である。高速道路の設計荷重は TT-43 か TL-20 が採用されているが地方道の橋梁は、TL-20・TL-14・TL-10・TL-9・TL-6 などが採用されている。床版更新に伴う桁体への影響は、高速道路が管理する橋梁は小さいが、地方自治体が管理する橋梁は、活荷重規模が小さいことから影響が大きい。

図-1.9～1.10 に示すように高速道路株式会社が現在、大規模更新として実施している床版取替工事は、上部工の耐力規模や高速道路の道路特性から、車線を切り替えた後比較的條件の少ない中で施工が可能となる。一方、地方自治体が管理する橋梁のほとんどは、仮橋を設置し、道路を切り替えた後にプレキャスト PC 床版とループ継手を標準工法とした工事を発注し、工事を受注した会社が開発した継手で施工承認を受けた上で工事を実施している。施工承認に際しては、高速道路株式会社共通で整備している設計マニュアル「設計要領」に移動輪走行試験機で耐久性評価を行うことが前

提とされる。一方、地方自治体が管理する橋梁は、橋梁規模が小さく、斜角や端部の隅切りが設置され、床版厚さが薄いことから、プレキャスト PC 床版の採用は難しい。プレキャスト PC 床版は、高速道路の大規模更新や新設橋梁を前提として、開発されていることから、主筋方向がプレストレスを導入し、配力筋方向に機械式定着を採用しており、耐久性に優れる。地方の道路に架橋される橋梁は、これらの優れた工法を採用するのは難しく、地方の道路に適した床版の開発が必要と考えられる。高速道路で採用されるプレキャスト RC 床版の現場継手で機械式定着継手を採用した場合、鉄筋端部の支圧部が鉄筋径より、外径が大きいことに伴い、鉄筋系や部材の構造高さに変更が無ければ、床版厚さが厚くなってしまう。

以上のことから、地方自治体が管理する橋梁用床版の条件に見合った工法が今後必要であると考えられる。参考にプレキャスト PC 床版で採用されている耐久性評価を受けた継手構造を表-1.9 に示した。

大規模更新の実施箇所の例

鉄筋コンクリート床版のプレレストコンクリート床版への取替

- 福島須川橋(福島県)【上り線、橋長88m、昭和50年開通】
東北自動車道 福島飯坂IC～福島西IC

■大型車交通による疲労に加え、冬期に凍結防止剤(塩化ナトリウム)を散布していることに起因する塩害が発生。
⇒床版増厚や部分打換えなどの補強、補修を繰返し実施しているが、架橋から約40年が経過し、通常の修繕ではコンクリート床版のひび割れや剥離などが進行



これまでの補修状況

- 床版増厚などの部分的補修等を繰返し実施
・H5年 床版増厚+床版防水工
・H15年 床版上面補修 以降 部分打換を実施

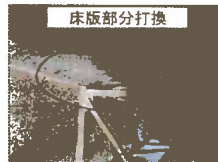


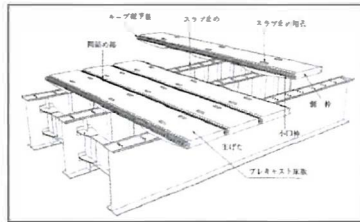
図-1.9 高速道路株式会社リニューアルプロジェクト (1)

大規模更新イメージ

鉄筋コンクリート床版

- 鉄筋コンクリート床版をより耐久性の高いプレストレストコンクリート床版に取替え。
- 工事による交通影響を軽減させるため、対面通行規制により片側ずつ取替え。

プレストレストコンクリート床版の構造



床版取替え工事のイメージ


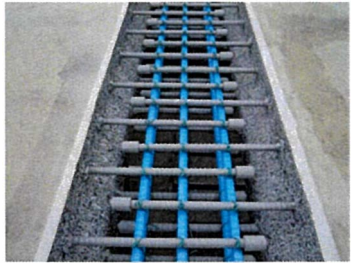
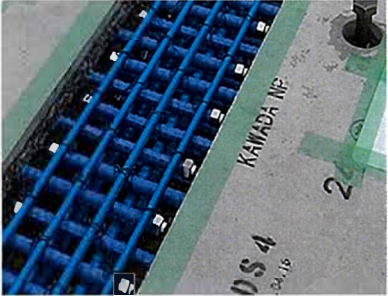



対面通行規制のイメージ



図-1.10 高速道路株式会社リニューアルプロジェクト (2)

表-1.9 プレキャストPC床版継手構造

継手工法（床版厚さ決定方法等）	概要図
<p>〔ループ継手〕</p> <p>ループ継手の継手鉄筋曲げ加工時時の曲げ半径とかぶり、主桁間隔・大型車交通量から総合的床版厚さが決定される.旧基準の床版厚さを保持することは難しい.</p>	
<p>〔機械式定着：エンドバンド継手〕</p> <p>機械式定着継手の1工法である.鉄筋端部にエンドバンドを設置し、鉄筋部の付着とエンドバンド部の支圧で鉄筋を定着する工法である.床版厚さの決定は、エンドバンド外径からかぶりを確保と桁間隔・大型車交通量から総合的床版厚さが決定される.旧基準の床版厚さ確保することは難しい.</p>	
<p>〔機械式定着：KK 合理化継手〕</p> <p>機械式定着継手の1工法である.鉄筋端部にナットを設置し、鉄筋部の付着とナット部の支圧で鉄筋を定着する工法である.床版厚さの決定は、ナット部外径からかぶりを確保と桁間隔・大型車交通量から総合的床版厚さが決定される.旧基準の床版厚さ確保することは難しい.</p>	
<p>〔機械式定着：トランクヘッド〕</p> <p>機械式定着継手の1工法である.鉄筋端部にキノコ型に加工した鉄筋を設置し、鉄筋部の付着とキノコ型ヘッド部の支圧で鉄筋を定着する工法である.床版厚さの決定は、キノコ型ヘッド部外径からかぶりを確保と桁間隔・大型車交通量から総合的床版厚さが決定される.旧基準の床版厚さ確保することは難しい.</p>	

1.3.8 設計業務委託・工事発注側と受注者側の課題問題点

公共事業は、業務の規模・価格などから指名競争入札や総合評価型入札、プロポーザル型入札など様々なケースの発注方法を行い、受注者を決定している。特に橋梁のような重要構造物については、技術力が成果を大きく左右されるため、中央の大手企業に偏っているケースが多い。しかし、インフラの老朽化が急激に進む中、工事規模が小さく、多種多様にわたる工事内容、工事期間も長いなど従来の新設する橋梁工事に比べ、採算性が低いなど維持補修工事や設計は企業側も敬遠しがちである。そして、従来地元企業で携わっていた道路の部分改良や水路工事などは事業量が大幅に減少し、企業の存続が危ぶまれる。一方、地元企業は、技術者不足や企業の技術力不足、実績不足から入札に参加にさえ参加できないのが現状であり、橋梁補修等に関連する維持管理業務に携わる余裕がない。

発注者側においても、地域企業を育成することは無く、重要構造物は中央の仕事であると割り切っているようである。また、維持管理関連業務は、継続性が高く、中央企業の技術者が関わり続けることが難しいなど様々な課題問題点があり、徐々に危機感を持ち、大きな波に流されないように情報の収集と研鑽が必要である。

しかし、地元で企業を育成し、存続する機会を与えないと多発する地震・豪雨災害など自然災害発生時時の対応などもできなくなり、地方の継続とともに特定の企業の継続を図れるような取り組みが必要である。

上記した課題問題点は、従来の難易度の比較的高い業務を前提に示したが、発想を変え、地元の身の丈に沿った維持管理工法の研究開発が必要である。

1.4 研究課題と試験方法

前記したとおり、研究は地方自治体が最も多く管理する中小規模橋梁の日常の中での挙動を把握することで適切な維持管理することで逼迫する費用の縮減への貢献と道路ネットワークの重要部位である床版の損傷対策として、地方の企業が関わり持続的維持管理を行える対策工法について、研究開発を行うものとする。

具体的には、一つ目の研究は、供用中の中小規模橋梁を選定し、温度変化に伴う橋梁について、24時間連続で日射と熱伝導に伴う挙動を計測し、適切な維持管理手法を検証し、特に多額を要する支承管理費用の軽減と供用中の損傷対策が難しいと考えられる老朽化した支承部の評価を研究し、既存の評価に対し、小規模橋梁の支承評価を加えることで適切な維持管理を提案する。

二つ目の研究は、地元企業が地域に貢献できる対策工法を研究開発することで地域の持続性に貢献できると考える。地方自治体の業務発注背景を「地方自治体の身の丈にあった橋梁床版の大規模更新」については、地方自治体の工事発注の背景、技術者不足と技術力など地域での事業完結の可否を条件に取替用プレキャストRC床版対策工法について研究開発する。条件として、補修工事に着目し、劣化部位のみの対策を可能とすること、地元企業が業務遂行可能であること、発注者も安心して地元企業に発注できること、地域で材料調達から工事まで可能であることなどを前提条件とする。

以上、「適切な橋梁維持管理評価を把握すること」と「地方自治体の身の丈にあった橋梁床版の大規模更新」について、研究するものとした。

1.5 参考文献

1.1) JICE 一般財団法人国土技術センターHP

<http://www.jice.or.jp/knowledge/japan/commentary02>

1.2) 道路の老朽化対策の本格実施に関する提言（社会資本整備審議会道路分科会）

国土交通省 http://www.mlit.go.jp/road/road_fr4_000029.html

1.3) 道路橋定期点検要領（平成31年2月）国土交通省 道路局

https://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/tenken/yobo4_1.pdf#search=%27%E9%81%93%E8%B7%AF%E6%A9%8B%E7%82%B9%E6%A4%9C%E8%A6%81%E9%A0%98%27

1.4) 社会資本の現状と将来 - インフラメンテナンス情報 - 国土交通省

http://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/maintenance/02research/02_01.html

1.5) 老朽化の現状・老朽化対策の課題 - 国土交通省

<https://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/torikumi.pdf#search=%2773%E4%B8%87%E6%A9%8B%27>

- 1.6) 橋梁技術の変遷 道路保全技術者のために 2000年12月 多田宏行
- 1.7) 直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計と剛結部構造の合理化（構造工学
論文集 Vol.53A（2007年3月） 芦塚 憲一郎, 宮田 弘和, 坂手道明, 木曾 収一郎,
栗田 章光 pp.936-945
- 1.8) 高速道路リニューアルプロジェクト <https://www.c-nexco.co.jp/koushin/>
- 1.9) 地方自治体管理橋梁の床版抜け落ち
<https://tech.nikkeibp.co.jp/kn/atcl/cntnews/15/032100285/>
- 1.10) 福島県橋梁補修調査設計要領（案）平成29年8月一部改訂福島県土木部道路管
理課 pp.5-6

第2章 地方道路橋の老朽化した支承の維持管理に関する研究

2.1 はじめに

平成26年より県市町村等の地方公共団体は、国土交通省の指導の基、道路橋定期点検要領^{2.2)}に基づく橋梁定期点検を実施し、計画的に維持管理を行っている。

地方公共団体が管理する多くの小規模橋梁^{2.1)2.3)}は、昭和50年代以前に多く架橋されており、架橋後維持更新が行われていない橋梁が多く存在する。そして、架橋される多くの橋梁は、現在のように水じまいに配慮した構造を採用しておらず、路面から道路排水が垂れ流され、その近傍は、鋼材腐食やコンクリートの凍害等の劣化や橋梁を構成する部材の機能低下が進行している。また、小規模橋梁のほとんどは、単純桁構造を有しており、静定構造として設計され、橋種によっては、図集やメーカーカタログを活用した設計照査が行われており、竣工後は設計図書が保管されているケースは少ない。

一方、地方の建設技術者は、橋梁技術に精通した専門技術者が不足しており、不適切な点検評価、補修対策工事の実施により、再劣化の助長など維持管理費用の増大化に苦慮している^{2.4)}。

本研究では、地方公共団体が管理している小規模橋梁を対象とし、効果的効率的維持管理を実践するため、供用状態時のデータを収集し、使用実態を把握する。そして、架橋当時の設計手法と長期供用した状態での構造モデルを対比し、橋梁構造に与える問題点を抽出し、既設小規模鋼橋の供用実態を検証した。

2.2 研究対象とした橋梁

データ収集を行った対象橋梁は、架橋後経過年・維持管理状況が異なった3橋である。対象橋梁の選定方針は、日々の供用の中で劣化状態が異なる同構造形式橋梁とした。対象橋梁別劣化状態の差異は、補修実施済み橋梁、未修繕橋梁、新設橋である。また、選定時の配慮として通行車両の影響と温度変化の影響のデータが混在しない様に交通量の少ない橋梁を前提に地方自治体の管理する橋梁から選定した。

選定した橋梁の架橋状況を図-2.1～6、諸元を表-2.1～3に示す。対象橋梁の構造形式は、H型鋼を主桁に採用したH-BB-Cと称する簡易プレファブ橋であり、一般的に25m未満に適用される橋梁である。

H-BB-Cは、図集や設計資料として八幡製作所他において、昭和30年代より標準化が図られ、地方公共団体が整備管理する一般道の小規模橋梁に多く採用されていた。

同橋梁形式は、1995年の兵庫県南部地震以前は、鋼製線支承を標準仕様として採用していたが平成8年道路橋示方書改定以降、ゴム支承が標準支承として採用される様になった。

試験対象橋梁のA橋及びB橋には鋼製線支承が採用され、C橋はゴム支承が採用されている。また、A橋は試験実施の前年度補修対策が行われ、B橋は架橋後40年以上維持修繕対策が未実施、C橋は架橋後5年程度経過し、損傷が確認されないなど様々な相違点があり、維持管理の中で供用した橋梁を対象として試験を実施した。



図-2.1 A橋正面（補修済橋梁）



図-2.2 A橋側面（補修済橋梁）

表-2.1 A橋設計諸元

諸 元	
構造形式	鋼単純合成H桁+重力式橋台(直接基礎)
竣工年	昭和45年3月
設計基準	昭和39年鋼道路橋設計示方書
活荷重	TL-14
橋長	26.050m (桁長 26.000m)
幅員構成	0.500+5.500+0.500=6.500m
床版形式	鉄筋コンクリート床版 t=19cm
舗装形式	アスファルト舗装 t=8cm
補修更新	平成26年
補修履歴	舗装・地覆・主桁塗装、床版補強他



図-2.3 B 橋正面（未修繕橋梁）



図-2.4 B 橋側面（未修繕橋梁）

表-2.2 B 橋設計諸元

諸 元	
構造形式	鋼単純合成 H 桁 + 逆 T 式橋台(直接基礎)
竣工年	昭和 49 年 3 月
設計基準	昭和 39 年鋼道路橋設計示方書
活 荷 重	TL-14
橋 長	20.000m (桁長 19.900m)
幅員構成	0.400+5.500+0.400=6.300m
床版形式	鉄筋コンクリート床版 t=18cm
舗装形式	コンクリート舗装 t=5cm
補修更新	なし
補修履歴	なし



図-2.5 C 橋正面（新設橋）



図-2.6 C 橋側面（新設橋）

表-2.3 C 橋設計諸元

諸 元	
構造形式	鋼単純合成 H 桁+逆 T 式橋台(直接基礎)
竣工年	平成 23 年 5 月
設計基準	平成 14 年道路橋示方書
活荷重	A 活荷重
橋長	18.000m
幅員構成	0.600+6.000+0.600=7.200m
床版形式	鉄筋コンクリート床版 t=21cm
舗装形式	アスファルト舗装 t=7cm
補修更新	なし
補修履歴	なし

表-2.4 試験実施日及び天候・最高気温

対象	試験実施日	天候	最高気温	最低気温
A 橋	平成 27 年 8 月 8 日~9 日	晴	31.4℃	20.4℃
B 橋	平成 28 年 5 月 28 日~29 日	晴	28℃	9.1℃
C 橋	平成 29 年 6 月 9 日~10 日	晴	28.8℃	15.4℃

2.3 データ収集方法

2.3.1 実施方針

架橋当時の設計手法は、単純静定梁として計画、設計し供用されている。日常の供用で小規模鋼橋の設計条件を維持する条件のひとつの機能として、支承の伸縮移動機能と回転機能がある。

小規模鋼橋を維持し続け、かつ効率的維持管理を実施するため、老朽化に伴う支承の機能低下が小規模鋼橋の健全性に及ぼす影響を評価することが必要と考えられる。このため、使用環境中、温度変化が繰り返される日変動挙動を計測し、架橋当時の設計手法と対比するものとした。そして、供用中の小規模鋼橋の日常の温度変化による挙動変化が与える影響を把握し、取得したデータと復元橋梁モデルを3次元FEMで構築し、対象橋梁別データの相違検証することで小規模鋼橋の健全度評価^{2.4)}のあり方を考察する。

実橋試験では、橋体への日射入熱温度、橋体を構成する材料の物性値の相違による上部工の水平変位および垂直変位の発生状況や下部工の変位を確認できるように計測機器を設置し、24時間連続で計測を実施するものとした。

計測内容は、床版および桁体の時刻歴温度変化、桁体伸縮挙動による橋台への影響、各支点の挙動、支間中央付近の鉛直変位の挙動、桁体の温度ひずみについて試験を実施した。

2.3.2 実験方法

図-2.8 右図は、支承の水平方向の伸縮挙動を把握するため、設置した変位計を示したものである。図-2.8 左図は、鋼とコンクリートの熱伝導率の差から予測される桁体の鉛直変位については、変位計を設置し計測を実施した。図-9 左右図は、温度変化に伴う桁伸縮が左右の橋台間距離の変化を計測するため、レーザー距離計設置し計測した。図-2.10 右図は、構造物への入熱に伴う挙動を把握するため、赤外線サーモグラフィ^{2.5)2.6)}を活用し物体温度の変化状況を計測した。計測は、橋面および桁下と側面から上部工全体の計測を実施した。また、気温と桁体温度の関係を把握するため、熱電対を桁下に設置し、外気温の計測も実施した。図-2.10 左図は、ひずみゲージ設置状況を示す。温度変化に伴い発生する温度ひずみを桁体に1方向ひずみゲージを設置し、桁軸方向のひずみの計測を実施した。

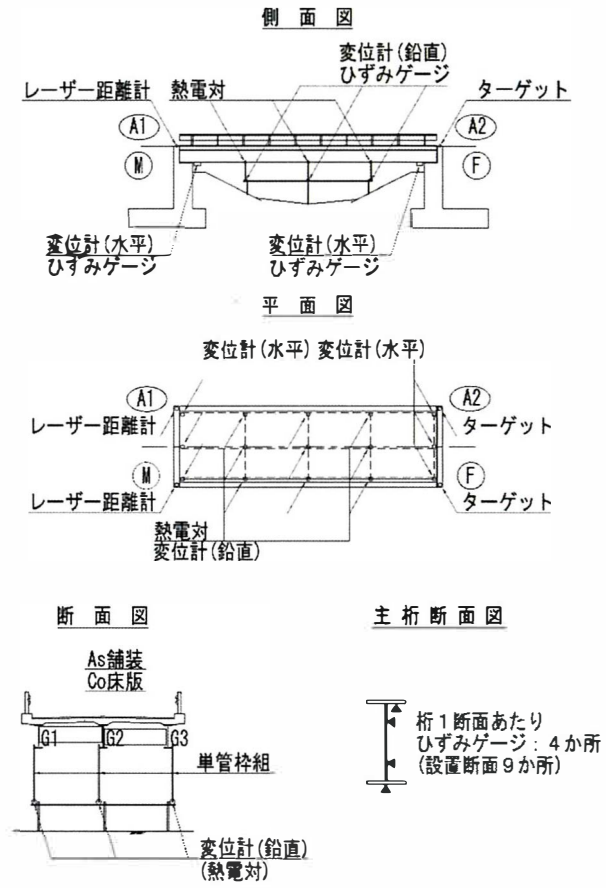


図-2.7 計測機器設置概要図 (B橋)

表-2.5 計測機器設置表 (B橋)

機器	数量	使用機器規格等
変位計(水平)	6組	SPD-50, CDP-10
変位計(鉛直)	9組	CDP-50
レーザー距離計	2か所	
熱電対	5か所	
ひずみゲージ	45か所	(A橋設置なし)
赤外線カメラ	1組	InfRe CR300SR
データレコーダー	1式	TDS-530 TMR-211
発電機	1式	



図-2.8 計測機器設置状況(鉛直変位・水平変位設置状況)

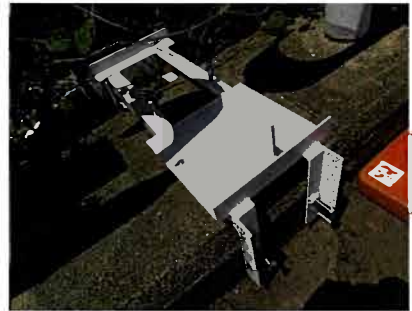


図-2.9 計測機器設置状況(橋台間計測レーザー距離計)



図-2.10 計測機器設置状況(ひずみゲージ設置・赤外線サーモグラフィー)

2.4 実橋試験

2.4.1. 実施方針

架橋当時の設計手法は、単純静定梁として計画、設計し供用されている。日常の供用で小規模鋼橋の設計条件を維持する条件のひとつの機能として、支承の伸縮移動機能と回転機能がある。小規模鋼橋を維持し続け、かつ効率的維持管理を実施するため、老朽化に伴う支承の機能低下が小規模鋼橋の健全性に及ぼす影響を評価することが必要と考えられる。このため、使用環境の中、温度変化が繰り返される日変動挙動を計測し、架橋当時の設計手法と対比するものとした。そして、供用中の小規模鋼橋の日常の温度変化による挙動変化が与える影響を把握し、取得したデータと復元橋梁モデルを3次元FEMで構築し、対象橋梁別データの相違検証することで小規模鋼橋の健全度評価^{2.4)}のあり方を考察する。実橋試験では、橋体への日射入熱温度、橋体を構成する材料の物性値の相違による上部工の水平変位および垂直変位の発生状況や下部工の変位を確認できるように計測機器を設置し、24時間連続で計測を実施するものとした。計測内容は、床版および桁体の時刻歴温度変化、桁体伸縮挙動による橋台への影響、各支点の挙動、支間中央付近の鉛直変位の挙動、桁体の温度ひずみについて試験を実施した。

2.4.2 実施試験

図-2.8右図は、支承の水平方向の伸縮挙動を把握するため、設置した変位計を示したものである。図-2.8左図は、鋼とコンクリートの熱伝導率の差から予測される桁体の鉛直変位については、変位計を設置し計測を実施した。図-2.9左右図は、温度変化に伴う桁伸縮が左右の橋台間距離の変化を計測するため、レーザー距離計を設置し計測した。図-2.10右図は、構造物への入熱に伴う挙動を把握するため、赤外線サーモグラフィを活用し物体温度の変化状況を計測した。計測は橋面および桁下と側面から上部工全体の計測を実施した。また、気温と桁体温度の関係を把握するため、熱電対を桁下に設置し、外気温の計測も実施した。図-2.10左図は、ひずみゲージ設置状況を示す。温度変化に伴い発生する温度ひずみを桁体に1方向ひずみゲージを設置し、桁軸方向のひずみの計測を実施した。

2.4.3 試験結果

(1) 時刻歴温度変化

赤外線サーモグラフィ^{2.7)2.8)}を活用し、1時間ごと24時間連続で橋梁構成部材である舗装面・床版下面・主桁上フランジ・ウェブ・下フランジ部材の赤外線画像と可

視画像を撮影し、構成部材温度を抽出し、入熱変化状態のデータを収集した。

図-2.11～14は、A橋から収集した時刻別赤外線画像および可視画像である。試験対象の3橋の赤外線画像共に架橋環境条件により温度変化状況が異なるものの同様に気温の変化と共に床版や桁体の温度が分布変動が確認された。図-2.15は、A橋の時刻歴部位別温度変化である。舗装面温度の最高温度確認後、床版下面最高温度に達するには、4時間程度要することが確認できる。また、床版下面に接する主桁上フランジは、床版の最高温度と同時間がピークとなった。一方、主桁ウェブおよび下フランジの温度は、直射日光が照射される範囲は局所入熱が確認され、日差しが落ちた時間帯以降、桁体温度が外気温度に近づいた。試験を実施した3橋の床版の相違点は、舗装厚さ・床版厚さ・外気温・試験実施日前後の環境、風力の有無などである。

全体的に温度分布変化の傾向は各橋同様であった。架橋環境を無視し一般的熱伝導率 K ($W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$)^{2.9)}におけるコンクリート 1.0、アスファルト 1.1~1.55)と対比してみるとコンクリートの熱伝導率を 1.0 とした場合、A橋に採用されたアスファルトの熱伝導率は 1.3 程度であったことが予測される。また、鋼材の熱伝導率 K ($W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$)は、403 とアスファルトやコンクリートの 270 倍~400 倍と敏感に反応することから、日射による影響を受けやすい傾向が確認された。

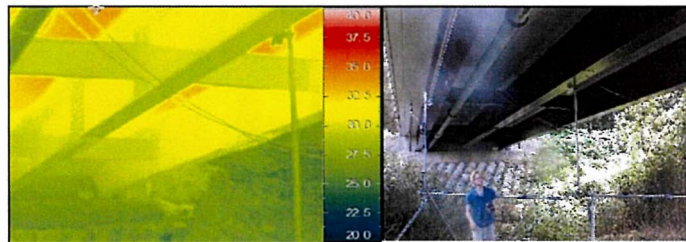


図-2.11 A橋桁下赤外線画像（撮影時間：H27.8.8 14:00）

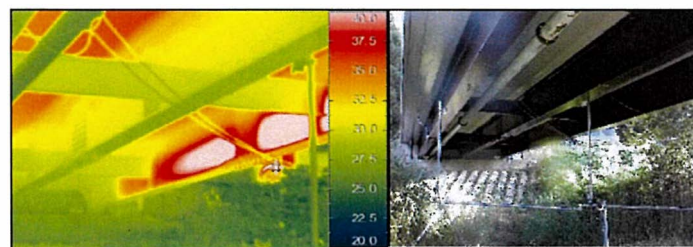


図-2.12 A橋桁下赤外線画像（撮影時間：H27.8.8 17:00）

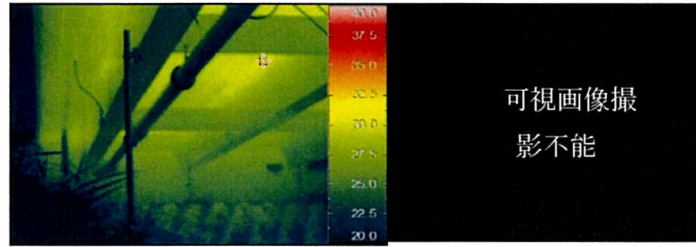


図-2.13 A 橋桁下赤外線画像（撮影時間：H28.8.8 22:00）

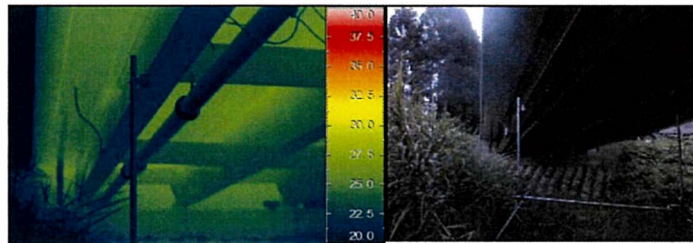


図-2.14 A 橋桁下赤外線画像（撮影時間：H27.8.9 5:00）

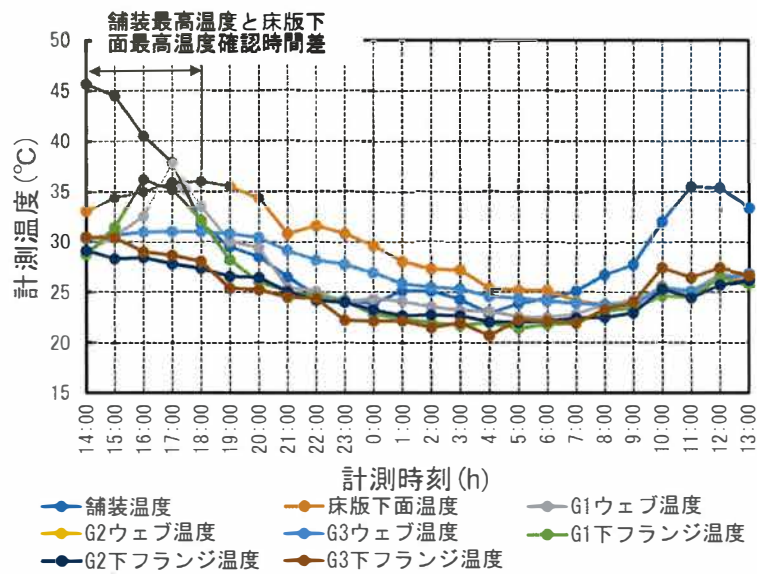


図-2.15 部位別時刻歴温度変化（A 橋）

(2) 橋台の挙動

図-2.16～18は、対象橋梁3橋の「橋体温度と気温変化による橋台間距離の変動」の関係を示したグラフである。図-2.16は、修繕対策実施済み橋梁、図-2.17は、未対策橋梁（B橋）、図-2.18は、新設橋梁（C橋）の橋体温度と気温変化による橋台間距離の変動を示したものである。図-2.16および図-2.17は、橋台間隔が温度の変化と共に変化が確認された。一方、図-2.18の新設橋梁（C橋）は、下流側計測箇所側の二日目の値に多少ブレがあるものの、その範囲を除けば温度変化に伴う橋台間の距離に変化がなく、支承機能が働いていることが確認できた。C橋における一部データのぶれは、レーザー発射台の押さえボルトのゆるみが原因でばらついたものと考えられる。

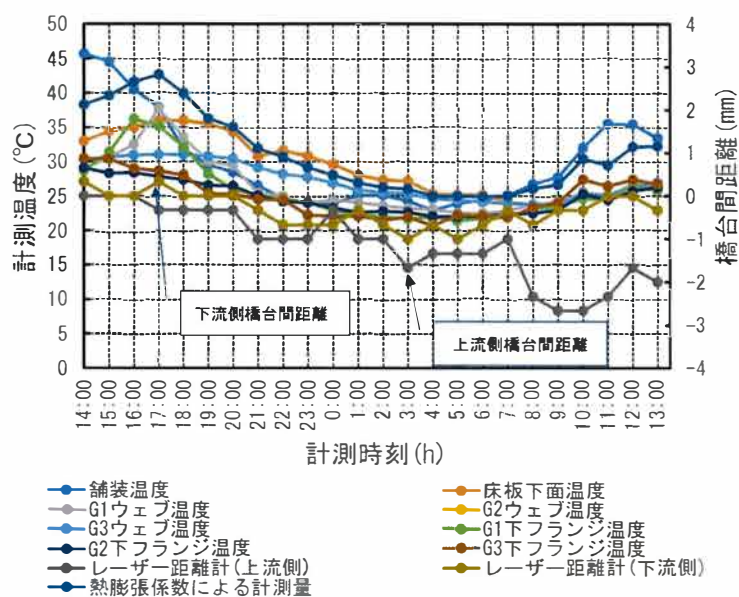


図-2.16 橋体温度と気温変化による橋台間距離の変動（A橋）

(3) 支点の挙動

図-2.19 に B 橋, 図-2.20 に C 橋の温度変化と可動支点水平変位の変化を時刻歴別に示したグラフである. 図-2.19 は, 架橋後 40 年以上経過し, 維持補修経歴が無く, 架橋後手付かずで支承周辺には, 土砂堆積や支承^{2.10)}の腐食進行が確認され, 劣悪な使用環境で供用されていた. 部材の温度変化に伴う伸縮量は, 1.5°Cの温度変化があり, 鋼材の線膨張係数からの伸縮量想定値 4mm 程度が想定されるが可動支承の伸縮移動は 0mm に近い計測値であった.

以上のことから, B 橋の可動支承は, 水平移動機能を失った状態で供用されているものと推察された. 一方, 図-20 は, 架橋後 5 年程度経過しており, 部材共に健全な状態で可動支承の温度変化に伴う水平変位量は, 計測時から支承の水平変位が確認され, 温度変化に伴う桁体の伸縮膨張が拘束されずに機能していることが確認できた.

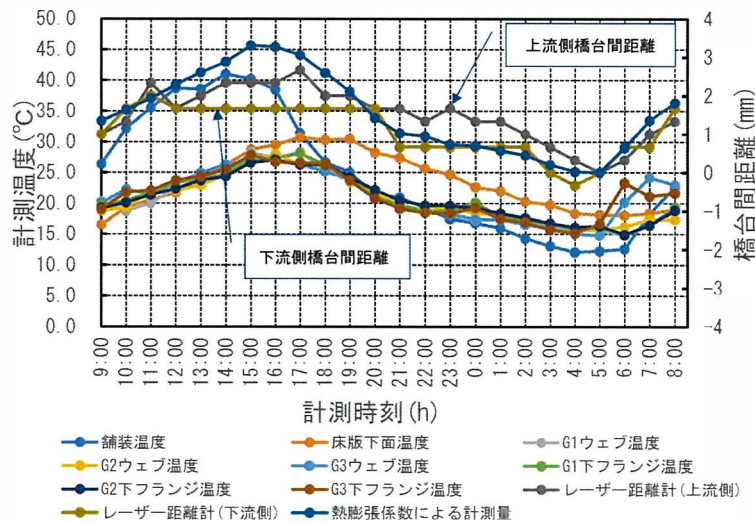


図-2.17 橋体温度と気温変化による橋台間距離の変動 (B 橋)

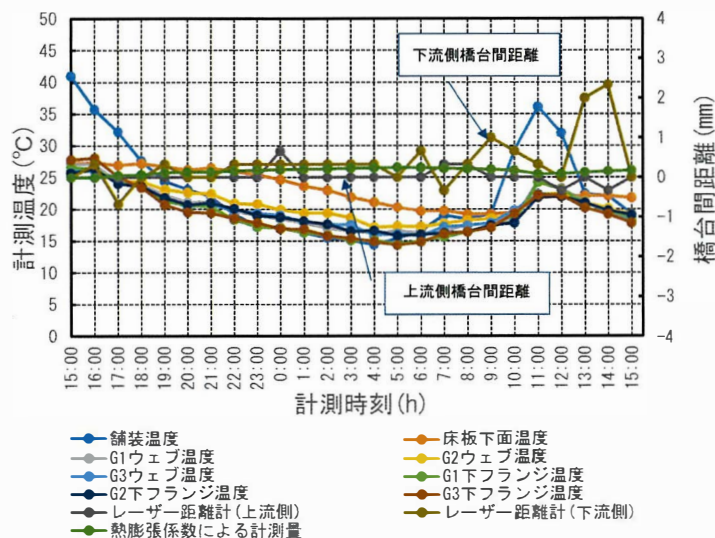


図-2.18 橋体温度と気温変化による橋台間距離の変動（C橋）

（４）上部工の挙動

対象橋梁構造形式が上路式単純鋼桁であるため、床版の張り出しにより、日光が照射される方向や陰影により、床版及び桁体部材間に温度差が生じ、局所的な入熱で複雑な橋体挙動の発生が予測されたため、24時間連続で1時間毎に赤外線サーモグラフィによる温度分布状況画像撮影、桁軸方向の伸縮挙動計測のほか鉛直方向の変化値の計測を実施した。図-2.21～22は、B橋およびC橋における温度変化と鉛直変位計測結果である。構造上の相違点は、斜角と橋長差2.0m程度であり、計測グラフに示した値は、各桁支間の1/2地点の計測値である。

得られたグラフの傾向は、時間軸から鉛直変位の挙動は、床版の温度より早い時間帯に桁体の温度が外気温に近づき、徐々に床版温度が低下に伴い、床版と桁体の温度差が無くなるに連れ、鉛直変位が計測初期値に近づく傾向が確認された。また、斜角と熱照射方向の影響から、照射方法の桁と照射なしの桁では、鉛直変位差が生じ、ねじれのような現象も生じている可能性が推定された。一方、B橋とC橋は、支承機能の健全性に差があるが、支承機能が低下した場合と健全な場合で変位の上昇と下降の差異が確認された。これは、支承の上下位置と上部工の重心軸に偏心があることが原因と考えられる。

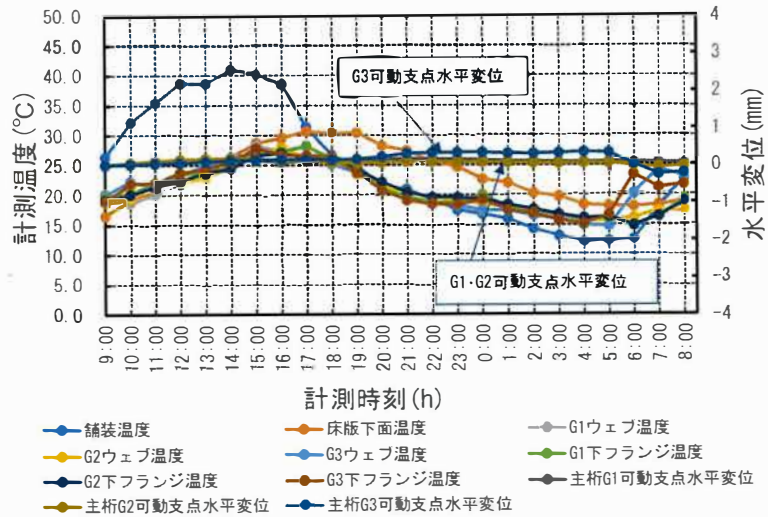


図-2.19 温度変化と可動支点の水平変位の関係

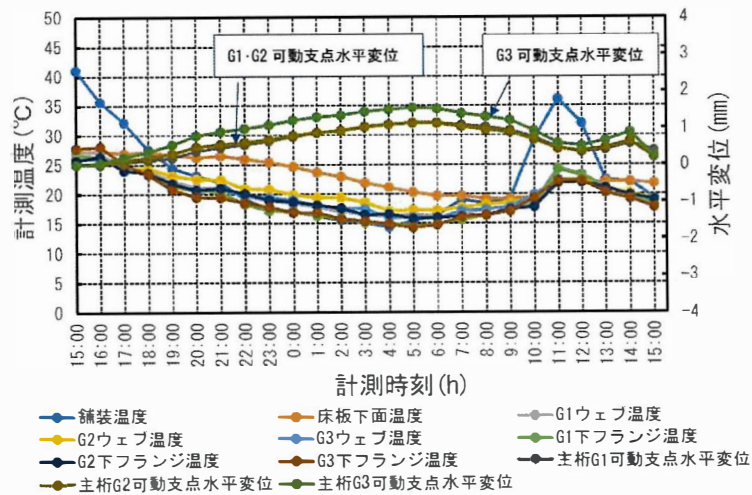


図-2.20 温度変化と可動支点の水平変位の関係 (C橋)

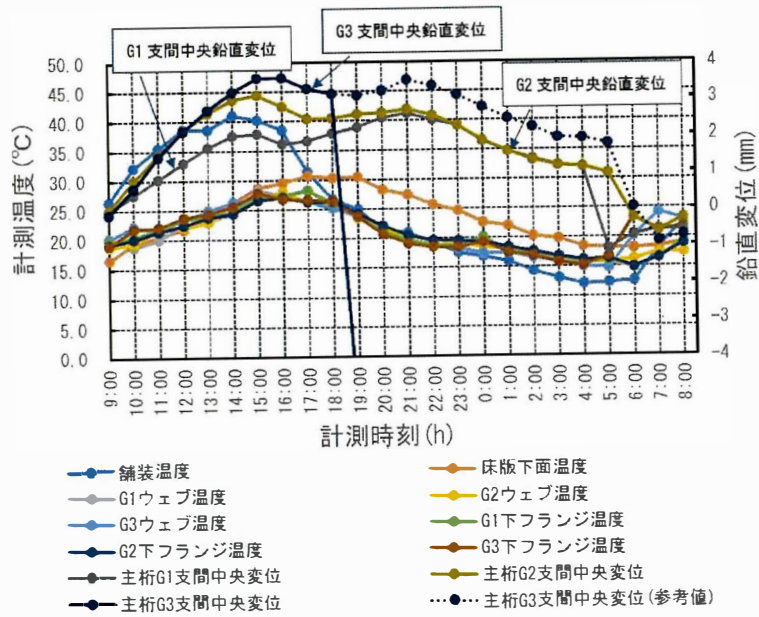


図-2.21 温度変化と鉛直変位の時刻歴変化（支間中央部）（B橋）

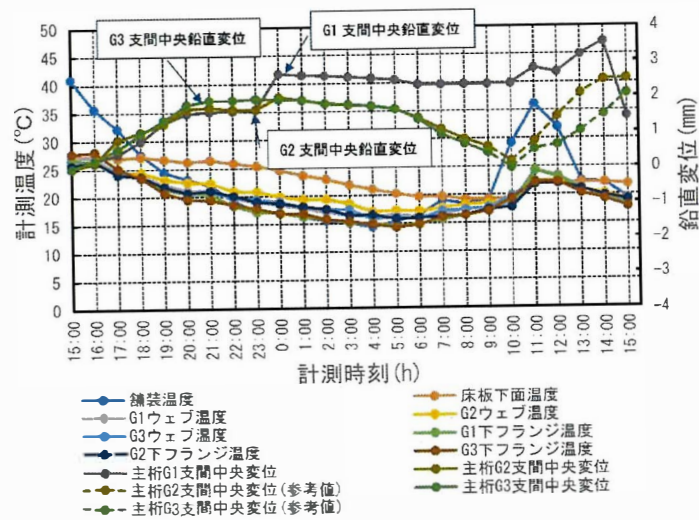


図-2.22 温度変化と鉛直変位の時刻歴変化（支間中央部）（C橋）

(5) 温度変化に伴う桁体に発生した応力

赤外線サーモグラフィによる橋体の温度変化と温度変化に伴う温度ひずみの計測を実施した。ひずみゲージは、図-2.10 に示したとおり、1 主桁断面あたり、4 か所に1方向ひずみゲージを設置した。また、データ収集箇所は、支点上および支間中央に設置し計測を実施した。ゲージ設置方針は、静的および動的载荷試験を別途実施しているため、载荷試験と兼ねた位置に設置するものとし、ゲージ設置位置に隣接がある場合には、隣接部材の影響を避けるため、応力頻度測定要領^{2.11)}に準拠し離隔を確保し設置した。また、温度応力を導くための設計条件は、鋼材材質 SM490、線膨張係数 $\alpha=12 \times 10^{-6}$ 、鋼材のヤング係数 $E=210 \text{ kN/mm}^2$ 主桁長 $L=20 \text{ m}$ とし、熱伝対と赤外線サーモグラフィから得られた温度で温度応力を推定した。図-2.23 は、支承機能低下が予測される B 橋支間中央温度応力の分布状態 (G1) を示したものである。

表-2.6 は、温度変化に伴う温度ひずみによる実測ひずみ応力と設計温度応力を対比した。温度変化に伴い計測されたひずみと赤外線サーモグラフィで撮影した表面温度から温度応力の比較した結果、理論値と実測値には計測部により大きな差異が生じたと考えられる。

$$\Delta L_t = L \cdot \alpha \cdot \Delta t$$

$$\sigma_t = E \cdot \Delta t$$

(L:桁長, α :線膨張係数 (12×10^{-6}))

計測した温度応力は、支承の健全度低下による支点拘束に伴う軸力とコンクリート床版と鋼桁の熱伝達速度が異なることで実測との差異が大きい結果であった。

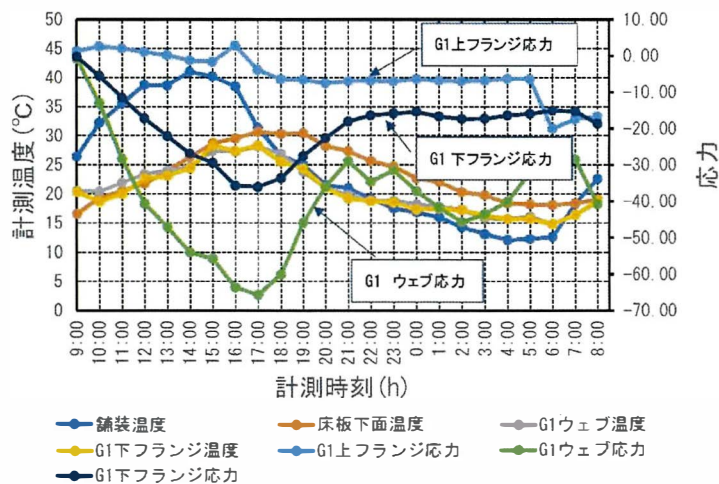


図-2.23 温度変化と主桁部位別温度応力 (B 橋) G1 桁

表-2.6 実測温度応力と表面温度による想定温度応力対比

構成要素		実測ひずみ応力 (N/mm ²)③	設計温度応力 (N/mm ²)④	% (③/④)
ウェブ (①)	G1	65.7	42.9	153%
	G3	計測不良	20.3	—
下フランジ (②)	G1	36.0	42.9	84%
	G3	8.9	20.3	44%
(①+②) /2	G1	50.9	42.9	119%
	G3	8.9	20.3	84%

2.5 対象橋梁の再現

2.5.1 解析モデル

図-2.24 に SolidWorks, HyperMesh 及び ANSYS を用いて、健全度低下が進行し、未修繕橋梁である B 橋について全体系 3 次元 FEM モデルを構築し、弾性解析を実施した。このときの復元モデル要素および物性値を表-2.7~2.8 に示す。モデル構築に際しては、時刻別温度変化による橋台間計測値及び支承部別移動計測値から、支承機能障害が認められたため、架橋当時の支承条件である pin-roller として初期モデルを設定し、試験から得られたデータに近い、pin-pin モデルの構築を行った^{2.12)}。また、供用時には橋台背面土圧が常時加わっていることから、物体温度上昇時には受動土圧が作用するものとした。フーチング下面の支持は、剛体としてモデル化した。

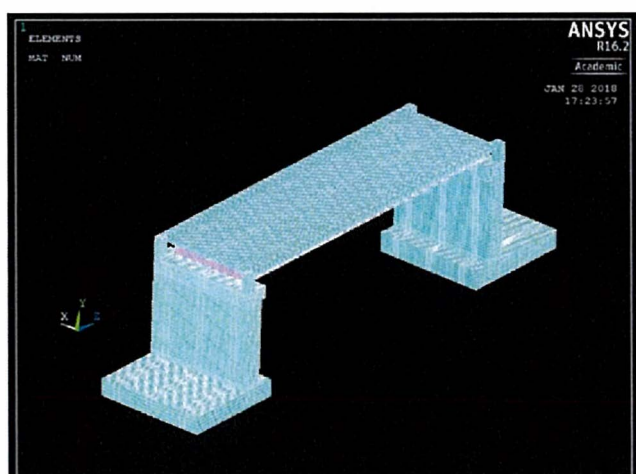


図-2.24 復元モデル (B 橋)

表-2.7 復元モデル要素 (B 橋)

接点数	121055
要素数	100785
要素種類	コンクリート部材：Solid 要素
	鋼部材：Shell 要素
	支承部：COMBIN 要素
解析手法	静的解析
材料特性	線形弾性
接合条件	鋼桁・コンクリート床版の接合：剛結

表-2.8 復元モデル物性値 (B 橋)

	部位	物性値
ポアソン数	床版	0.2
	主桁	0.3
ヤング係数	床版	26,000 N/mm ²
	主桁	200,000 N/mm ²
線膨張係数	床版	10×10 ⁻⁶
	主桁	12×10 ⁻⁶
設計基準強度等	床版	σ _{ck} =21 N/mm ²
	主桁材質	SM490Y

2.5.2 解析条件の整理

解析は、現地計測結果値として赤外線サーモグラフィから得た桁体表面温度入力、橋台背面土圧の影響については、温度上昇に伴い桁体の伸縮膨張の際には受動土圧の考慮し、試験時の実態を想定した荷重の組み合わせを設定した。また、支承条件については、架橋当時の支承条件 pin-roller であることを鑑み、支承健全時と支承機能低下時の解析を実施した。モデル条件として、支承条件を pin-roller から pin-pin の両構造の状態で温度応力の影響とそのモデルに活荷重が載荷された場合の影響を把握するものとした。作成した解析モデルへの温度変化値の入力は、対象橋梁部位の温度分布が一定だった計測直後の 11 時をベースとし、入熱温度分布差が大きい 15 時に計測された温度値を採用し、橋体温度分布値として入力した。また、対象橋梁設計荷重が二等橋のため、T-14 を載荷し、支承条件を pin-roller と pin-pin モデルにおける支間中央と支点上の解析応力度を抽出するものとした。

2.5.3 解析結果

載荷させた場合、支間中央に最大応力が確認されるが支承条件を pin-roller の解析モデルは、活荷重を pin-pin 支点解析モデルにおいては隅角部に最大応力が集中することが確認された。支承機能低下に伴い、すべり機能が低下し、pin-pin 支点化に近づくことで、単純梁から支点部を pin と橋台の縦壁を柱としたピンラーメン化構造系が移行している可能性が推定される結果であった。表-2.10 は、支間中央に着目し耐荷性能の確認を実施し T-14 活荷重による曲げ応力を比較した結果である。支点条件が pin-pin 支点化に伴い、左右の橋台に拘束され、主桁軸方向に軸力が発生し、曲げ耐荷力向上の可能性が確認されたと推察される。一方、支間中央の応力が小さくなったものの主桁支点近傍には、pin-roller モデル時に確認されない応力の発生も確認されたがその規模は比較的小さいことが確認された。



図-25 応力コンタ図(荷重無) (支点条件 Pin-Roller)

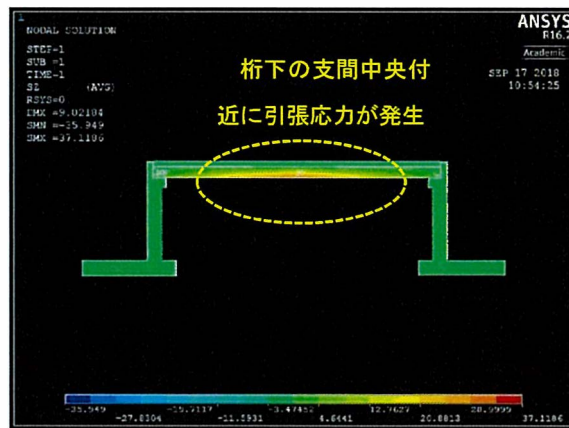


図-26 応力コンタ図(荷重有) (支点条件 Pin-Roller)

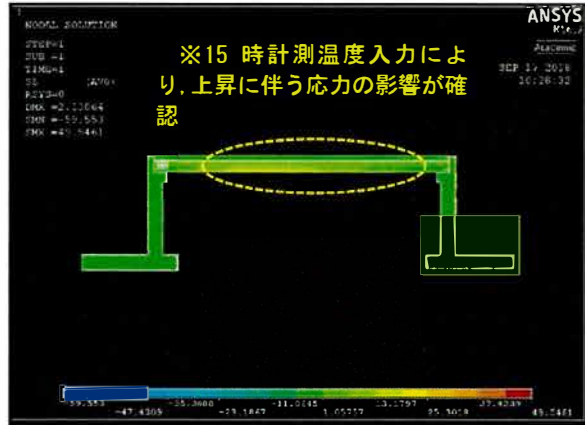


図-2.27 応力コンタ図(荷重無) (支点条件 Pin-pin)

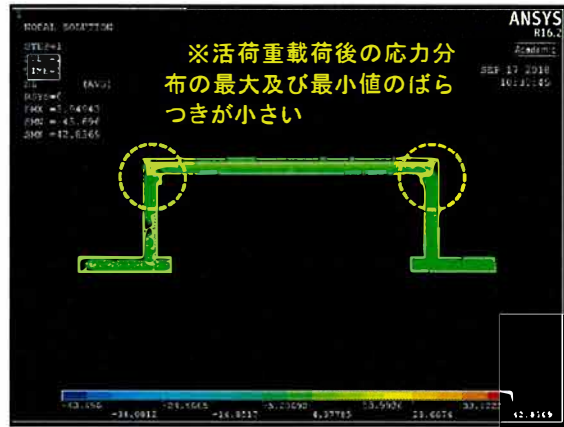


図-2.28 応力コンタ図(荷重有) (支点条件 Pin-pin)

表-2.9 支承機能低下に伴う活荷重応力の変化 (B 橋)

支点条件	最大・最小応力	発生位置
pin-roller	最大値 37.11 最小値-35.94	支間中央
pin-pin	最大値 42.83 最小値-43.69	支点部

表-2.10 支承機能低下に伴う支間中央活荷重応力の変化

15 時計測温度	位置	G1	G2	G3
pin-roller	U-F	-0.48	-2.23	-0.68
	L-F	35.38	35.91	35.65
pin-pin	U-F	-0.22	-8.82	-0.04
	L-F	-3.21	-1.22	-2.05

2.5.4 実橋と再現モデルの分析

3 橋のほぼ同規模・同形式の小規模橋梁を対象に劣化状態の異なる橋梁を対象に試験を実施し、うち1橋について解析を実施した結果、以下のことが推察された。

3 橋の試験から小規模橋梁に採用される鋼製線支承は、架橋条件と伸縮装置の非排水構造から桁座への漏水や土砂堆積により、上沓（ソールプレート）と下沓の腐食に伴い、下沓が上沓に食い込み、pin 構造化した可能性が高く、経年劣化が進んだ鋼製線支承を有した橋梁 2 橋共にピン構造化していると考えられるデータが得られた。そして、roller 支承が pin 支承化することで上部工の伸縮重心位置と拘束に伴い荷重が加わる支承高の差異により、桁端部に応力が集中していることが解析モデルから確認することが出来た。

一方、ゴム支承を有した供用期間が短い橋梁は、pin と roller の伸縮・回転機能が確認できた。解析においては可動支承の機能が低下しても橋梁全体の機能低下を引き起こす様な応力集中は解析モデルから確認することはできなかった。

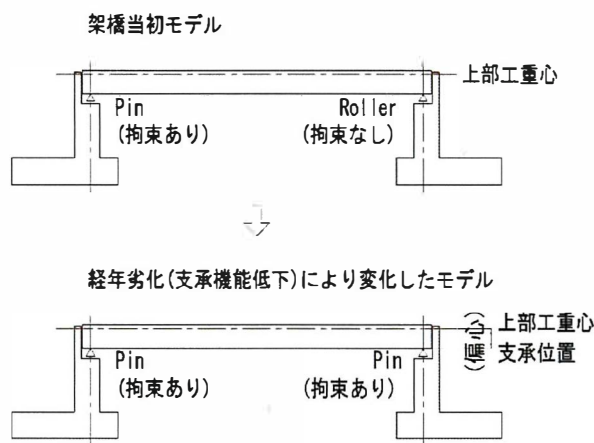


図-2.29 小規模鋼橋支承機能低下に伴う解析モデルの変化

2.6 支承評価方法の提案

維持管理状態が異なる3橋を対象に24時間連続で日挙動の関する試験と代表橋梁について、再現解析を実施し、老朽化に伴う構造的影響を検討した。

試験から得られた知見としては、鋼製線支承を採用した橋梁の場合、老朽化に伴い支承機能が低下している可能性がある。また、A橋のように補修工事を実施直後の橋梁であっても、必ずしも支承の機能回復が回復していない橋梁があることを確認できた。上部工の温度収縮は、支承の移動機能が低下しても、橋台の変形または直接基礎の地盤ばねが影響している可能性がある。

再現解析から得られた知見としては、解析モデルに対し、温度上昇に伴い、桁軸方向への膨張が生じた際に橋台背面に受動土圧の有無モデルを設定し、温度上昇時の解析のみ実施した。現時点で温度低下に伴う桁収縮時の解析が未実施である。また、受動土圧を考慮しない場合、15時の温度上昇時に受動土圧を受けたモデルにて、活荷重の定点載荷を想定して解析を実施した結果、静定構造単純桁時に発生しない応力が支点上に確認されたが荷重規模が小さいため、橋梁機能低下に繋がる値でないものと考えられる。

試験と解析と解析結果から図-229に示すように支承機能が低下により、単純桁は静定梁から支点がpin化したラーメン構造に近いモデルで供用されている橋梁が多く供用されている可能性がある。

小規模鋼橋（H桁橋）場合、局所的に活荷重の影響を大きく受けてもH桁橋場合、支点部近傍の既設桁断面に余裕があるため^{2,13)}、実際の供用においては、早急な補強や構造系の改善を行わなくても供用上支障がない可能性がないケースが多くあると考えられる。

以上のことから、対象橋梁が鋼H桁橋である場合には道路橋定期点検要領における評価で要対策が必要な判断が示されたとしても供用に影響が少ないものと考えられるため、支承機能の低下では無く、材料の腐食の観点から評価することで供用が確保されるものとする。

2.7 参考文献

- 2.1) 国土交通省 道路局 道路メンテナンス年報 平成 29 年 8 月 pp.17- pp.42
- 2.2) 道路橋定期点検要領 平成 26 年 6 月国土交通省
- 2.3) 日本道路協会, 道路橋点検必携, 平成 27 年版～橋梁点検に関する参考資料, 2015 年 4 月
- 2.4) 三木博史, 萩原良二, 河野広隆, 福井次郎, 山元 弘, 柳沢雄二, 二瓶正康他 : 社会資本ストックの健全度評価・補修技術に関する研究 (土木研究所) pp.2- pp.4
- 2.5) 今西直人, 曾根 彰, 増田 新, 太田佳秀 : 赤外線映像装置で測定されたサーモグラフィーについての等表示による劣化部の鮮明化, 構造工学論文集 Vol.51A (2005 年 3 月) pp.977- pp.984
- 2.6) 高木優任, 横山功一, 原田隆郎 : 鋼合成桁の温度分布に影響を及ぼす環境要因に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.50A(2004 年 3 月) pp.835- pp.846
- 2.7) 江藤 亮, 柳内睦人, 金光寿一 : 太陽熱促進加熱を利用したサーモグラフィー法によるコンクリートの内部診断, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, 2006 pp.1883- pp.1888
- 2.8) 小幡浩之, 中村秀三, 谷辺徹 : 湿式耐火被覆材を被覆したコンクリートの熱伝導解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, 2003 pp.1853- pp.1858
- 2.9) 理科年表 平成 17 年, 丸善㈱
- 2.10) 山村 浩一, 出戸 秀明, 岩崎 正二 : 支承機能低下が既設鋼合成 I 桁橋の応力に及ぼす影響度について, 構造工学論文集 Vol.56A(2010 年 3 月) pp. 701- pp. 709
- 2.11) 岩崎 正二, 出戸 秀明, 兼子 清, 宮本 裕, 上野 大 : 支点状態を考慮した既設鋼鈹桁橋の簡易健全度評価 に関する一考察, 構造工学論文集 Vol.53A(2007 年 3 月) pp. 727- pp.738
- 2.12) 応力頻度測定要領(案)平成 8 年 3 月 (財) 道路
- 2.13) 山口栄輝, 赤木利彰 : 腐食した鋼 I 桁の支点部耐力に関する考察, 構造工学論文集 Vol.59A (2013 年 3 月) pp.80- pp.90

第3章 間詰部を設けた取替プレキャスト RC 床版を構成する鉄筋部材に関する実験研究

3.1 はじめに

高度経済成長期に建設された道路橋 RC 床版は、建設後 50 年が経過し、老朽化が進んでいる。とくに、積雪寒冷地域である東北地方の道路橋 RC 床版は融雪剤・凍結防止剤の散布による塩害と凍害の複合劣化により、床版上面の土砂化が著しい^{3.1.1)}。これらの床版については建設後 30 数年で撤去した事例もある。塩害や凍害を受け土砂化した床版は、劣化が著しく、プレキャスト化した PC 床版や合成床版へと取り替えた事例もある^{3.1.2)}。地方公共団体では、道路橋の老朽化対策として、橋梁定期点検要領^{3.1.3)}に基づいて橋梁点検を実施し、部材ごとに損傷度の判定および健全度の判定を行い、損傷が軽微な段階で修繕を行う「道路橋長寿命化修繕計画（以下、長寿命化修繕計画とする）」^{3.1.4)}に基づいて修繕が実施され、5 年毎に点検の実施と長寿命化修繕計画の見直しが行われている。したがって、損傷の著しい橋梁および床版においては、小規模から大規模な修繕が実施されたものの、再劣化に至っている床版も多く、その対策も課題となっている。一方、道路橋 RC 床版の設計基準に関して、建設後 50 年が経過する橋梁床版は 1964 年改定の鋼道路橋設計示方書に基づいて設計されている。その後、現行の道路橋示方書・同解説^{3.1.5)}までに数回の改定が行われているが 1994 年には設計荷重が 198kN (20tf) から 245kN (25tf) へと改定された。また、床版の設計厚も大型車両の計画交通量を考慮した床版厚となっている。さらに、鉄筋においても丸鋼から異形鉄筋へと改定されている。よって、現行示方書に規定する床版厚と差異が生じ、耐荷力性能および耐疲労性の向上を図るために、コンクリートによる上面増厚や下面増厚補強などが施されている。しかし、長寿命化修繕計画において、RC 床版の損傷や老朽化の対策として補修や補強は施されているものの、取替床版については、長期の通行止めなどの交通規制が必要となることから、施工事例が少ないのが現状である。しかし、補修・補強後の再劣化した床版や現行示方書に規定する床版厚と差異が生じる床版においては、補修・補強法も必要であるが、橋梁床版の長寿命化およびライフサイクルコスト (LCC) の低減を図るためにも取替床版の開発が急務となっている。取替床版およびその施工法について各研究機関や各企業では、それぞれのプレキャスト化した取替床版が提案され、実用化されている^{3.1.6), 3.1.7), 3.1.8)}。これらのプレキャスト化した床版は PC 構造であることから、LCC の低減を図るために、交通量の少ない老朽化した RC 床版を対象とした RC 構造のプレキャスト化した取替

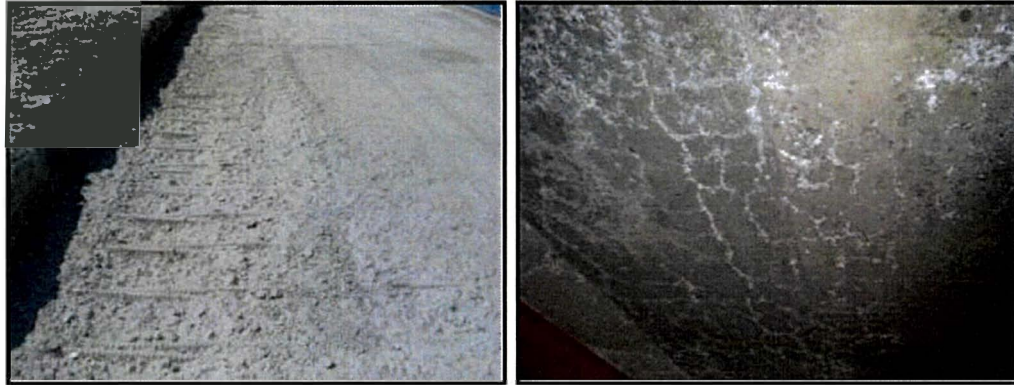
床版が必要となる。そこで本研究では、RC 床版の鉄筋定着方法から床版厚さが決定されない機械式定着方法を提案する。

提案する RC 構造としたプレキャスト床版に用いる主筋の端部には三角形、配力筋には円形の 2 種類の突起を設けた鉄筋を配置した継手構造を提案し、実験では、鉄筋端部の鍛造加工に伴う機械的性質、材料の熱影響およびコンクリート内埋め込み時の定着性能、床版構造とした場合の曲げ性能、疲労耐久性能を確認し、地方公共団体が管理する取替 RC 床版への実用性を検証するための実施設計と施工性検証について実験研究を行うものとした。

3.1.1 道路橋 RC 床版の損傷事例および示方書の変遷に伴う床版厚

(1) 道路橋 RC 床版の損傷事例

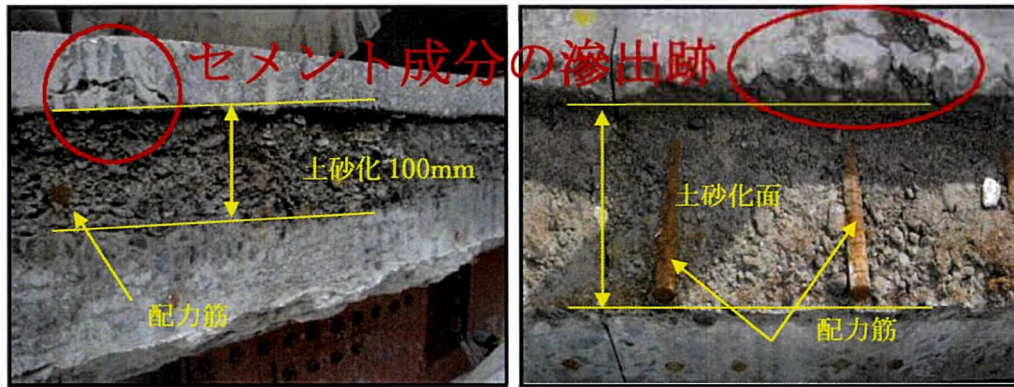
積雪寒冷地域の RC 床版は、凍結防止剤や融雪剤の散布による塩害と凍害の影響による損傷が著しい。ここで、積雪寒冷地域の RC 床版の損傷事例を写真-1 に示す。この RC 床版は 1976 年に供用された道路橋 RC 床版の損傷事例である。この路線は地方国道の橋梁であり、大型車両の交通量も多く、冬期は凍結防止剤や融雪剤が多く散布されている。写真-3.1.1(1)は左走行車線の損傷状況であり、かぶりコンクリートが土砂化し、損傷が著しい。路肩付近は、鉄筋が露出しており、50mm 以上のスケーリングが予想される。次に、写真-3.1.2(2)は写真3.1.1(1)に示す床版の下面の損傷であり、2 方向のひび割れも著しく、ひび割れ箇所には、上面からの融雪剤や貫通ひび割れの擦り磨きによるセメント成分の滲出、すなわち遊離石灰の沈着も著しい。この床版の損傷状況は劣化期、平成 26 年改定の橋梁定期点検要領^{3.1.3)}に基づいて健全度を評価すると、健全度Ⅳに相当する。なお、この橋梁床版は、供用開始から 33 年で撤去された床版である^{3.1.1), 3.1.2)}。撤去時の切断面の損傷状況を写真-3.1.2 に示す。写真-3.1.2(1)はアスファルト舗装下面から床版の深さ方向 100mm 程度までセメント成分が滲出し、土砂化している。また、セメント成分が滲出した箇所の舗装にはひび割れが見られる。写真-3.1.2(2)も同様にかぶりコンクリートが土砂化している。また、セメント成分が滲出した舗装にひび割れ箇所も確認される。鉄筋は全面腐食し、断面欠損している。以上のように、積雪寒冷地域の RC 床版は大型車両の走行による疲労と、塩害や凍害による複合劣化により、損傷が著しいことから、床版取替や部分打ち換えなどの大規模な修繕が必要となる。



(1)土砂化による損傷

(2)2方向ひび割れ

写真-3.1.1 積雪寒冷地域の床版の損傷事例



(1)土砂化の深さ

(2)塩害による鉄筋の錆び

写真-3.1.2 撤去後の切断面の損傷事例

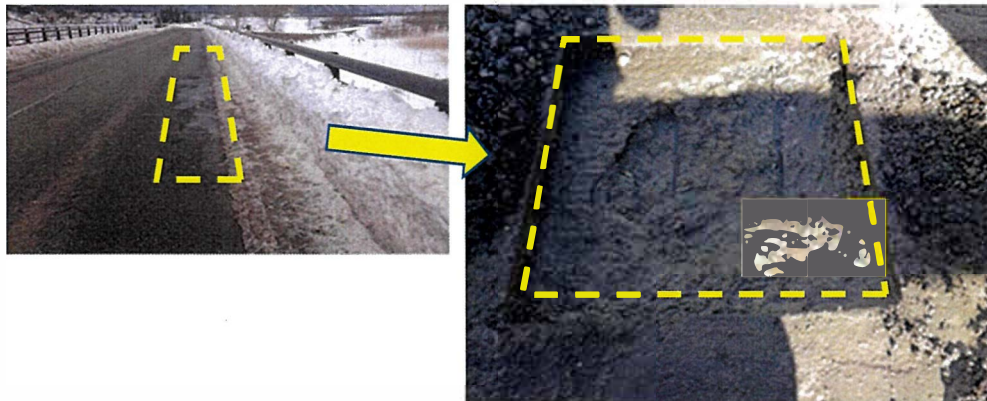


写真-3.1.3 局所的砂利化の損傷事例

(2) 設計基準の変遷に伴う床版設計

現在、供用されている道路橋 RC 床版の設計基準における設計荷重は以下のように改定されている。高度経済成長期に建設された道路橋床版の設計基準は昭和 31 年 (1956 年), 昭和 39 年 (1964 年) 改定の鋼道路橋設計示方書である。その後, 昭和 48 年 (1973 年), から道路橋示方書・同解説 (以下, 道示とする) へと改定され, 昭和 55 年 (1980 年) および平成 2 年 (1990 年) 改定の道示までは, 設計荷重が 8.0tf であり, 橋種は 1 等橋, 2 等橋である。その後, 平成 6 年 (1994 年) には, 設計荷重は 10tf, B 活荷重, A 活荷重へと区分され大幅に改定され, 荷重においては現在に至っている。ここで, 設計基準の変遷に伴う荷重条件および床版支間 2.0m で設計した床版厚を表-1 に示す。表-1 より, 昭和 31, 39 年の基準で設計すると, 荷重は 8.0tf であり, 最小床版厚は 150mm である。また, この当時の鉄筋には丸鋼が使用されている。これに対して平成 6 年改定の道示では, 荷重は 10tf であり, 床版厚の設計には大型車両の計画交通量による割増係数が適用されている。そこで, 支間 2.0m 床版厚は計画交通量を 2,000 台以上とすると 210mm となり, 昭和 31, 39 年基準に対して 60mm, 47 年基準に対して 40mm 厚くなっている。したがって, 40 年から 50 年が経過し, 老朽化した RC 床版の補強対策においては余寿命も考慮しながら B 活荷重を考慮すると取替床版の検討が必要になると考えられる。

表-3.1.1 床版設計基準の変遷

設計基準	活荷重 (P)	B活荷重比	曲げモーメント式				最小床版厚	床版厚差
			主鉄筋	B活荷重比	配力筋	B活荷重比		
昭和31年5月(1956.5) 鋼道路橋設計示方書	8.0 (tf)	0.80	1.08 (tf-m)	0.44	-	-	150 (mm)	60 (mm)
昭和39年6月(1964.6) 鋼道路橋設計示方書	8.0 (tf)	0.80	1.08 (tf-m)	0.44	-	-	150 (mm)	60 (mm)
昭和48年2月(1973.2) 道路橋示方書・同解説	8.0 (tf)	0.80	1.98 (tf-m)	0.80	0.51 (tf-m)	0.27	170 (mm)	40 (mm)
昭和55年4月(1980.4) 道路橋示方書・同解説	8.0 (tf)	0.80	2.38 (tf-m)	0.96	1.84 (tf-m)	0.96	210 (mm)	0 (mm)
平成6年2月(1994.2) 道路橋示方書・同解説	10.0 (tf)	1.00	2.48 (tf-m)	1.00	1.92 (tf-m)	1.00	210 (mm)	-
平成8年12月(1996.12) 道路橋示方書・同解説	100.0 (kN)	1.00	24.80 (kN-m)	1.00	19.20 (kN-m)	1.00	210 (mm)	-
平成14年2月(2002.3) 道路橋示方書・同解説	100.0 (kN)	1.00	24.80 (kN-m)	1.00	19.20 (kN-m)	1.00	210 (mm)	-
平成24年3月(2012.3) 道路橋示方書・同解説	100.0 (kN)	1.00	24.80 (kN-m)	1.00	19.20 (kN-m)	1.00	210 (mm)	-

[表-設定条件: 支間 2.0m の RC 床版の床版厚] 昭和 39 年道示以前 有効高さ 11cm+かぶり 4cm で表示 昭和 48 年道示大型車交通量割り増し規定なし 昭和 55 年以降 3L+11 (大型車交通量 2000 台以上) 大型車割り増し計 1.25 考慮

3.1.2 既往の取替床版および提案する取替床版

(1) 既往の取替床版構造

老朽化した RC 床版に対する取替床版は、各企業や研究機関で研究・開発が進められ、各種取替床版が提案されている。例えば、主筋方向に PC を配置し、配力筋方向を鉄筋とし、橋桁上に並列した後、間詰部にコンクリートを打ち込み、一体化させている。間詰部の鉄筋配置をループ継手構造^{3.1.6)}とし、配力筋の先端にネジを設けて付着性を高めた合理化継手構造^{3.1.7)}とした取替床版などが提案されている。ループ継手を用いた取替床版の間詰間隔は 330mm、合理化継手構造の場合は 280mm である。

一方、PC 構造としたプレキャスト版を並列する方法として、左右の床版にコンクリート接合キーを有した縦目地部を接着剤で接合し、ポストテンション方式により、一体化する PC 床版も提案され実橋で採用されている^{3.1.8)}。これらの取替床版の特徴としては、間詰部の構造が特徴であり、いずれも耐疲労性が評価され、高速道路等で採用されている。

(2) 提案する取替 RC 床版構造

取替 RC 床版は、地方公共団体が管理する道路橋を対象とした床版であり、従来の取替 PC 床版工法と同様にプレキャスト版を工場で作製し、現地で橋軸方向に並列しながら一体化するものである。橋軸方向に並列することで間詰部が生じることから、付着力を確保するための継手構造が必要となる。ここで、取替 RC 床版に用いる鉄筋端部の突起形状および間詰部構造を図-3.1.5 に示す。主鉄筋の突起形状は、図-3.1.4 に示すように、D13 に対して底辺幅が 28mm、高さ 25mm の三角形とし、付着面積は 277mm² であり、異形鉄筋と併せて付着力を確保するものである。また、配力筋の突起形状は図-3.1.4 に示すように、D13 に対して φ 30mm の円形とした。付着面積は 580mm² である。

次に、鉄筋の配置方法は図-3.1.5 に示すように、主筋の三角形の底面側をかぶり側とし、頂点側を内側に配置する。主鉄筋の内側に円形の突起を設けた配力筋を配置することで突起部のかぶりが確保できる配置となる。軸方向、軸直角方向および交差部の間詰部の鉄筋は図-3.1.5 に示す配置となる。また、本実験供試体の間詰部の寸法は、軸直角方向および軸方向ともに 300mm とする。これは、軸方向の間詰部の側面上に輪荷重を直接作用させるために、輪荷重幅 300mm と一致させる。よって、間詰部に配置される鉄筋の継手長は、軸直角方向および軸方向ともに 280mm とする。継手長に関する引き抜き試験では、継手長 280mm の 75%および 50%の付着長 210mm と

140mm で降伏荷重から破壊荷重へ移行するまで引き抜き試験を行った。その結果、突起形状が三角形とし、付着長 210mm および 140mm の付着力はそれぞれで 16.9N/mm^2 , 16.8N/mm^2 となった。また、突起形状を円形とした場合はそれぞれ 17.7N/mm^2 , 17.6N/mm^2 が得られている^{3.1.9)3.1.10)}。よって、両突起構造は継手長 140mm 以上で付着力は道示に規定する安全率を考慮した付着強度 2.0N/mm^2 を十分確保される結果が得られている。

以上のように、軸方向および軸直角方向の鉄筋端部に突起を設け、本供試体の継手長は 280mm であることから間詰部の付着性が確保できる継手構造であると考えられる。

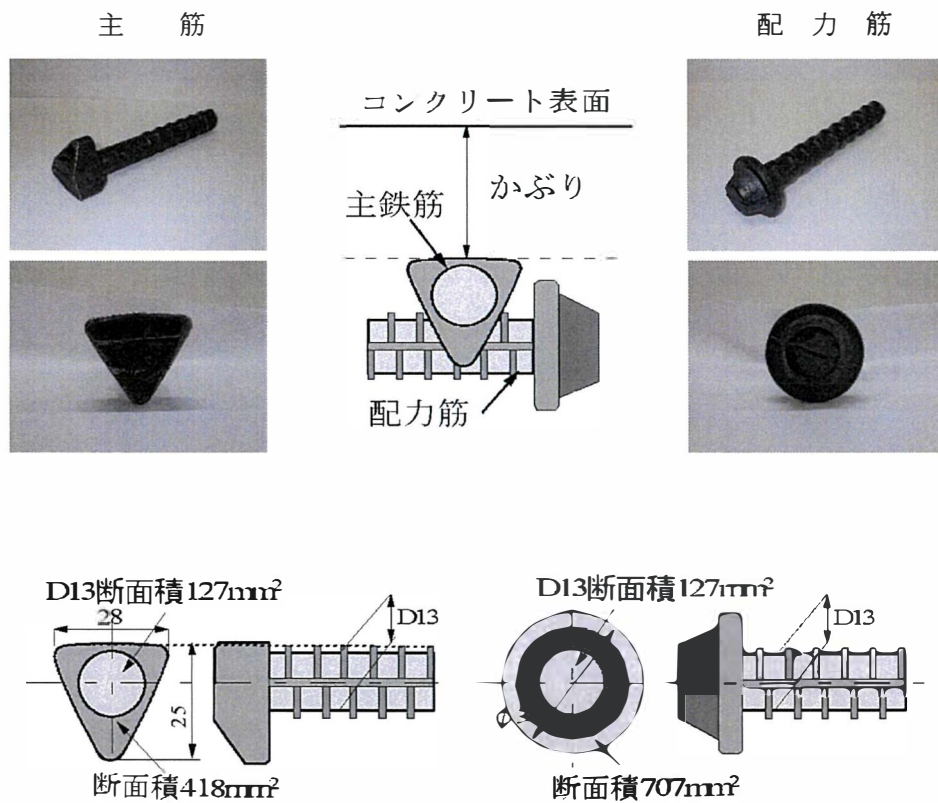


図-3.1.4 鉄筋端部の突起形状

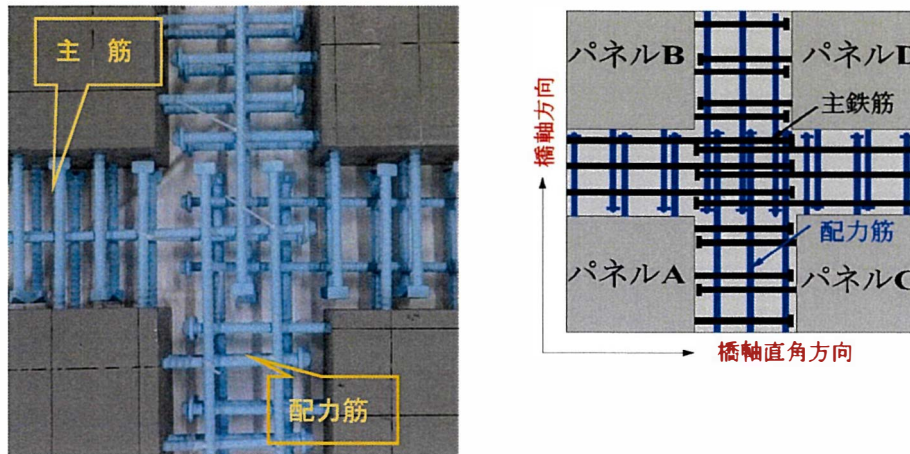


図-3.1.5 間詰部の鉄筋配置構造

3.1.3 検証した項目

本研究では、鉄筋の熱加工の影響から床版の製品化、実橋設置時の検証、床版取替までの検証を実施した。第3章には、機械式定着の関する材料性能および継手性能に関する実験、第4章には、提案する機械式定着を採用したコンクリート版の耐力性能および耐疲労性能に関する実験結果を示した。

実施した検証項目は、表-3.1.2 に示したとおりである。

表-3.1.2 研究項目と内容

試験項目	内容	実施時期
くさび引張試験	鉄筋材料の性能確認	平成 29 年実験
ビッカース硬度試験	鉄筋材料の性能確認	同上
引抜き試験	鉄筋定着状況確認	平成 30 年実施
偏心配置引抜き試験	鉄筋定着状況確認	平成 30 年実施
曲げ試験	鉄筋定着状況確認	平成 30 年実施
移動輪走行試験	鉄筋定着状況確認	平成 30 年実験
架設事前試験	床版取替前の橋梁データ収集	平成 30 年実験
架設試験	取替施工工法確認	平成 31 年実験

3.1.4 参考文献

- 3.1.1) 伊藤清志, 阿部忠, 岩崎正二, 大塚祐二: 塩害・凍害の複合劣化を受けたRC床版の上面増厚補強法による耐疲労性の評価, コンクリート構造物の補修・補強アップグレード論文・報告集, 第13 巻, pp.373-381, 2013.11
- 3.1.2) 岩手県宮古地方振興局土木部: 法師渡大橋ほか橋梁補修詳細設計業務委託報告書2008.7
- 3.1.3) 国土交通省: 橋梁定期点検要領, 2016
- 3.1.4) 千葉県: 千葉県橋梁長寿命化修繕計画, 道路橋整備部, 2011
- 3.1.5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説I, II, 1994
- 3.1.6) 中村定明, 三浦尚: RC ループ継手の力学挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集No.774/V-65, pp.17-26, 2004.11
- 3.1.7) 水野浩, 松井繁之, 大西弘志, 杉山俊幸, 街道浩: 床版取替用プレキャスト合成床版の合理化継手の疲労耐久性評価, 構造工学論文集 Vol.58A, pp.1112-1111, 2012.3
- 3.1.8) 大柳修一, 大林敦裕: 既設床版の半断面床版取替工法の開発(輪荷重疲労載荷試験), ピーエス三菱技報, 第13 号, 2015
- 3.1.9) 小野晃良, 高橋明彦, 類家善史, 大西弘志, 久田真: 特殊頭部鉄筋を有した鉄筋継手の引き抜き性状について, 土木学会第73 回年次学術講演会, CS8-025, pp49-50, 2018.8
- 3.1.10) 高橋明彦, 小野晃良, 類家善史, 大西弘志, 久田真: 特殊頭部形状を有した鉄筋継手の偏心配置時引き抜き性状について, 土木学会第73 回年次学術講演会, CS8-026, pp51-52, 2018.8

3.2 鉄筋材料試験

3.2.1 はじめに

鉄筋材料試験は、継手先端を鍛造加工にて機械式定着継手を提案していることから、鍛造加工により、鉄筋先端に高熱を加え熱間加工することから、材質変化や組織の硬化や脆弱化を伴う可能性から、鉄筋材料試験を実施するものとした。

3.2.2 供試体

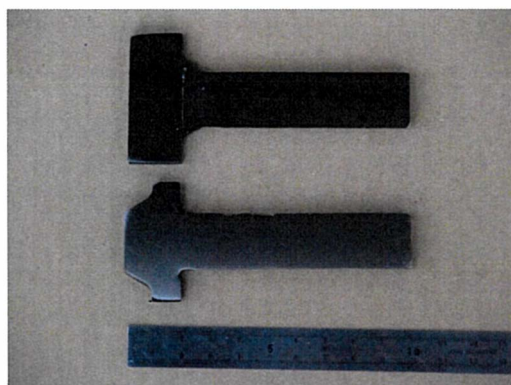
供試体として、鉄筋（SD345）を基本構成部材とし、比較する継手部形状を表-3.2.3に示す3種類を設定し、3本ずつ試験を実施した。

使用した鉄筋の性能は、表-3.2.1～3.2.2に示したとおりである。

鉄筋端部の加工は、鍛造技術を活用するため、実際の加工方法に沿って、製作された機械式定着継手鉄筋について、くさび引張り試験、ビッカース硬さ試験、硬化部の組織について実施した。また、従来の機械式定着継手と比較するため、鉄筋端部にプレートと溶接した供試体、鉄筋端部にねじ切りを行い、ねじ部にナット設置した構造について試験を実施するものとした。



(1) くさび引張試験供試体



(2) ビッカース硬さ試験供試体

写真-3.2.1 材料試験供試体

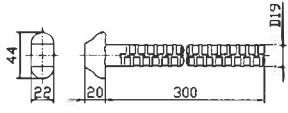
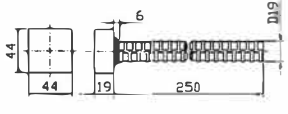
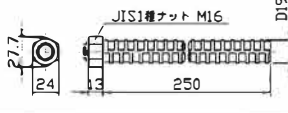
表-3.2.1 化学成分

C	Si	Mn	P	S	CE
Max27	Max55	Max160	Max40	Max40	Max60
26	10	96	23	30	41

表- 3.2.3 機械的性質

Y. 降伏点 (N/mm ²) 345-440	T.P.引張強さ (N/mm ²) Min 490	EL.伸び Min 18
389	566	21

表-3.2.3 試験体の形状と特徴

案	形状	特徴
1		<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋端部を鍛造加工 ・鉄筋径:D19
2		<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋端部に板材溶接 ・溶接は実施工を考慮し、鉄筋を水平に置き溶接を実施。溶接脚長は、$\sqrt{2t} \approx 6\text{mm}$ 設定 ・PLSS400 ・鉄筋径:D19
3		<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋端部にネジ処理後、ナット組立 ・鉄筋径 :D19 ・ネジ径 :M16

3.2.3 試験

(1) 試験方法

プレキャスト床版の継手部は、場所打ちコンクリート部になる。継手部の劣化は、現場施工品質にバラツキの発生が予測され、一般部より早期に劣化する可能性がある。このため、継手頭部へは軸方向荷重と同時に偏心した軸方向荷重が供用期間の中で作用する可能性も想定される。設計上必要とする引張応力に対する鋼材の断面力を満足させると共にコンクリートが劣化し定着部である鉄筋頭部は、供試体の破壊位置確認と破壊形態を想定し、ボルトの性能試験に活用されるくさび引張試験 (JIS B 1051)^{3.2.1)} にはアムスラー形万能試験機を用い、試験を実施した。また、入熱が伴う1案及び2案については、入熱が伴う範囲および母材については、入熱の影響を把握するためにビッカース硬さ試験 (JIS Z 2244)^{3.2.2)} 及び倒立形金属顕微鏡にて組織の確認を実施するものとした。

3.2.4 試験結果

(1) くさび引張試験

試験片数については、くさび引張試験を各案 3 本ずつ、荷重を載荷し、その時の破壊形態及び破断荷重を確認した。変形角度は、JIS B 1051 に規定されるくさび角度 $\alpha=10^\circ$ を採用した。上記の条件の中で得られた結果を表-4 に示す。ビッカース硬さ試験については第 1 案及び第 2 案を各 1 試験体について試験を実施した。鍛造試験片 (1 ~ 3) は、頭部から破壊することなく、母材で破断する結果となった。溶接試験片 (4 ~ 6) は、すべて溶接部が破断する結果となった。これは母材厚から設定した溶接脚長では不十分であり、隅肉溶接ではなく、完全溶け込み溶接等でなければ母材破断への移行は難しいものと考えられる。ネジ試験片は、ネジ部破断が生じることが確認できた。ネジ部は、ネジ加工のため、母材を削り込んだことにより、破断荷重も小さい状態であったものと判断される。

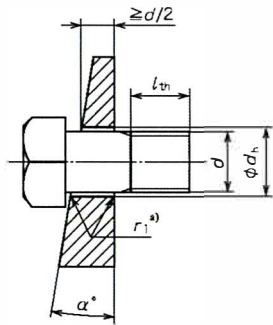


図-3.2.1 くさび引張試験概要

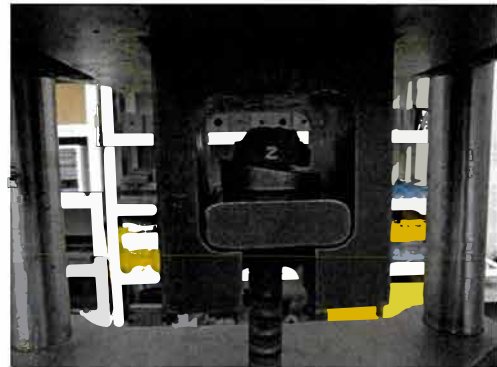


写真-3.2.2 くさび引張試験状況



写真-3.2.3 試験後供試体 (全体)



写真-3.2.4 鍛造試験片破壊状



写真-3.2.5 溶接試験片破壊状況



写真-3.2.6 ネジ試験片破壊状況

表-3.2.4 くさび引張試験結果

試験片	製作方法	頭部 10°傾斜時荷重	破断荷重	破断箇所
1	鍛造	58kN	113kN	母材破断
2	鍛造	65kN	113kN	母材破断
3	鍛造	58kN	113kN	母材破断
4	溶接	43kN	43kN	溶接部破断
5	溶接	30kN	30kN	溶接部破断
6	溶接	66kN	66kN	溶接部破断
7	ネジ	46kN	107kN	ネジ部母材破断
8	ネジ	38kN	103kN	ネジ部すべり破壊
9	ネジ	58kN	107kN	ネジ部母材破断

(2) ビッカース硬さ試験

入熱が伴う鍛造試験片と溶接試験片について、試験を実施した。計測位置は、入熱冷却の影響が大きいと判断される。スライス面の端部を計測線とし、かつ溶接熱影響を大きく受ける HAZ の硬度値データ収集に設定した。試験結果としては、鍛造により鉄筋頭部を加工した場合、熱影響による硬化がほとんど確認できない。一方、溶接により頭部にプレートを接合した場合、熱影響部の硬度の値が上昇することが確認できた。これらの値の差が確認できたのは、製造過程の影響が大きいものと考えられる。鍛造による加工は、鉄筋先端から 10 cm 程度入熱されるため、冷却速度が遅いため、硬化組織への変化がなかったものと考えられる。溶接の場合、局所入熱のため、急冷による硬化組織へ変化したものと考えられる。

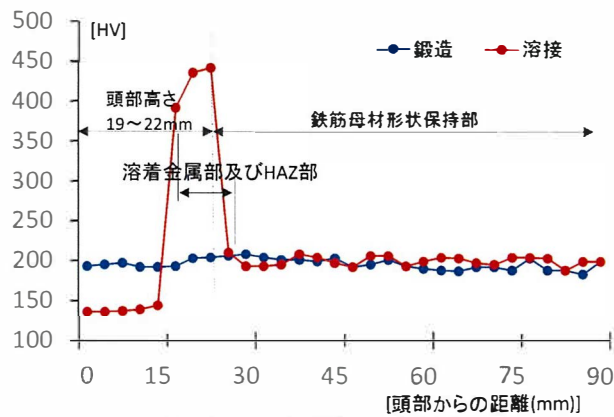


図-3.2.2 ビッカース硬度軸方向測定結果

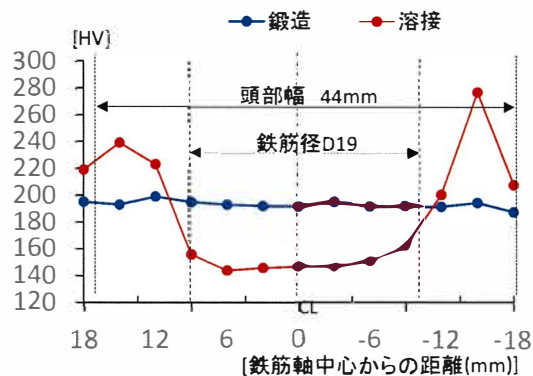
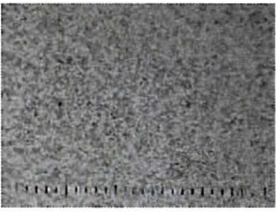
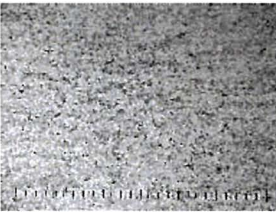
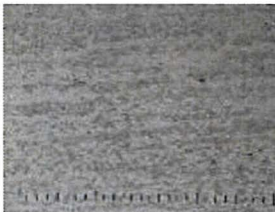
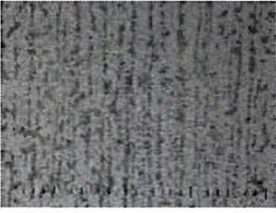
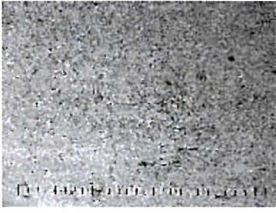
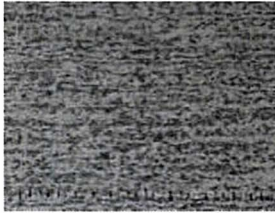


図-3.2.3 ビッカース硬度軸直角方向測定結果

(3) 硬化部の組織

鉄筋頭部～熱影響部～鉄筋母材の組織写真(200倍)を撮影した結果を以下に示す。鍛造処理した供試体は、圧延による引き延ばしが確認され、鍛造処理された頭部に近づくにつれて、組織が緻密化しており、マルテンサイト等の硬化組織が確認されなかった。溶接供試体の頭部と母材は、溶接熱の影響を受けていないが熱影響部近傍は、組織結晶が巨大化していることが確認された。

表-3.2.5 条件別金属組織写真(200倍)

	頭部	熱影響部	母材
鍛造			
溶接			

3.2.5 まとめ

鉄筋端部を加工し、施工性の向上を図るため、鍛造加工による鉄筋継手を提案している。鍛造加工による鉄筋の機械的性質低下がなく、鉄筋の性能で設計スペックが決定されることが確認できた。

3.2.6 参考文献

- 3.2.1)JIS ハンドブックねじ I 2016, 日本規格協会
- 3.2.2)JIS ハンドブック鉄鋼 I 2017, 日本規格協会

3.3 引抜試験

3.3.1 はじめに

引抜試験は、提案する機械式定着継手とコンクリートの付着性能^{3.3.1)}を確認するために実施したものである。

確認方法は、地方自治体が管理する中小規模の鋼橋の床版老朽化に着目し、施工技術に制約が少ない打替え用プレキャスト RC 床版を開発するため、継手形状の提案とその特殊頭部を有する異形鉄筋の引抜き試験を実施したものである。

3.3.2 供試体

供試体は、打替え用プレキャスト RC 床版を念頭に供試体の材料を設定した。設定した材料は表-3.3.1～3.3.2 に示すとおりである。鉄筋定着部継手^{3.3.2)}構造は、鉄筋端部を鍛造加工にて特殊形状を持ったものと直鉄筋について、鉄筋径 D13・D16・D19 について、引き抜き試験を実施した。その鉄筋概要図を図-3.3.1～3.3.2 に示す。

定着長については、日々床版打替えに伴う短期供用と床版打替え完了後の長期供用が考えられ、前者は、場所打ち部超速硬コンクリート強度とプレキャスト床版部の強度から供用後にコンクリート設計基準強度を 40N/mm²とし、日々打替え後供用と硬化時間を勘案し、継手部の短期的コンクリート強度を 30N/mm²で継手定着長を設定するものとした。

表-3.3.1 使用材料

材料	材質等	
鉄筋	D13/D16/D19	SD345
コンクリート	設計基準強度 40N/mm ²	蒸気養生

表-3.3.2 SD345 の機械的性質

種類	降伏点・耐力(N/mm ²)	引張強さ(N/mm ²)	伸び (%)
SD345	345～440	490 以上	18

表-3.3.3 供試体数量（※は、ミルシート試験値）

鉄筋径 (公称断面)	頭部 形状	基本定着長 L (30N/mm ² 時)	試験体数			伸び (18%)	降伏点※ (降伏応力)		
			L× 100%	L× 75%	L× 50%				
D13 (126.7 mm ²)	直	330mm	1 体	1 体	1 体	117mm	366 N/mm ² (52.3kN)		
	△頭部	200mm	1 体	1 体	1 体				
	○頭部	200mm	1 体	1 体	1 体				
D16 (198.6 mm ²)	直	400mm	1 体	1 体	1 体		117mm	402 N/mm ² (79.8kN)	
	△頭部	240mm	1 体	1 体	1 体				
	○頭部	240mm	1 体	1 体	1 体				
D19 (285.6 mm ²)	直	480mm	1 体	1 体	1 体			117mm	394 N/mm ² (112kN)
	△頭部	290mm	1 体	1 体	1 体				
	○頭部	290mm	1 体	1 体	1 体				
試験体数			9 体	9 体	9 体	合計			27 体

3.3.3 試験方法

試験方法は、図-3.3.1～3.3.2 に示すような鉄筋定着部構造を有した供試体を作成し引抜き試験を実施した。実施した試験体および基本定着（埋め込み）長^{3.3.2,3.3.3}（以後定着長と称す）は、表-3.3.3 に示したとおりである。また、コンクリート材齢は、打ち込み後 2 週間以上養生したうえで試験を実施した。試験体は、図-3.3.3 に示すような矩形のコンクリート供試体中央に鉄筋を埋め込み試験を実施したものである。定着長は、コンクリート強度から決定される定着長を 100%とし、75%・50%の定着長を有した供試体を作成し、引抜き試験を実施した。

引抜き試験は、埋め込んだ定着長から 45°の影響範囲を避けて、引抜きジャッキ支持金具を配置し、センターホールジャッキ 200 kN を用いて試験を実施した。引抜き試験の範囲は、センターホールジャッキストローク条件から 15mm～110mm の範囲とし、最大荷重の上限を設定せず、ストローク限界まで引抜き試験を実施した。想定される伸びは、センターホールジャッキチャック頭部からコンクリート供試体埋め込み部までの伸びが 117mm 程度予測され、ストロークから破断前に試験終了を前提として試験を実施した。引抜き試験の評価として、表-3.3.4 の「コンクリートライブラリー鉄筋定着継手指針(2007) 3 章鉄筋の継手 3.2 継手部の性能照査」の規定に対して評価を行うものとした。

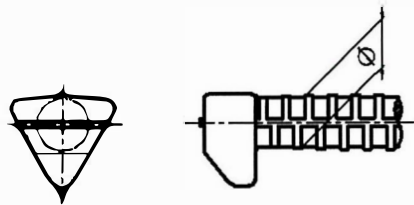


図-3.3.1 鉄筋概要図

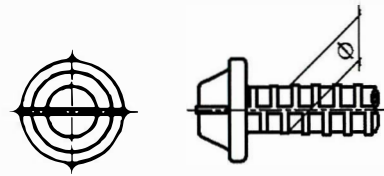


図-3.3.2 鉄筋概要図

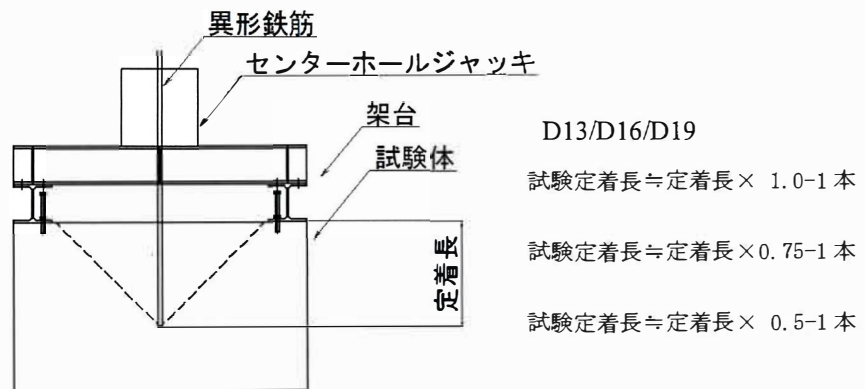


図-3.3.3 引き抜き試験概要



図-3.3.4 引抜き試験状況

3.3.4 試験結果

実施した引抜き試験は、定着構造の異なる鉄筋 D13・D16・D19 について、引抜き荷重と変位を計測した。

図-3.3.3 に試験概要、図-3.3.4 に試験状況、図-3.3.5～3.3.7 に試験結果を示す。結果として、供試体に埋め込んだ鉄筋は、静的荷重にて引抜き試験を実施した場合、直鉄筋及び特殊頭部形状を有した鉄筋は、同等の引抜き時の性状を示すことが確認された。また、定着長を変化させた場合でもコンクリート強度から決定される定着長（埋め込み長）を 0.75 倍・0.5 倍と変化させても継手単体の性能低下が認められない結果であった。

表-3.3.4 継手単体の性能判定基準

	SA 級	A 級	B 級	C 級
強度	$f_j \geq 1.35f_{yn}$ または f_{un}			$f_j \geq f_{yn}$
剛性	$E0.7f_{yn} \geq E_s$ $E0.95 f_{yn} \geq 0.9E_s$	$E0.7f_{yn} \geq 0.9E_s$ $E0.95 f_{yn} \geq 0.9E_s$	$E0.5f_{yn} \geq 0.9E_s$ $E0.95 f_{yn} \geq 0.5E_s$	$E0.5f_{yn} \geq 0.9E_s$ $E0.7 f_{yn} \geq 0.5E_s$
伸び能力	$\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$ かつ $\epsilon_u \geq 0.04$	$\epsilon_u \geq 10\epsilon_y$ かつ $\epsilon_u \geq 0.02$	$\epsilon_u \geq 5\epsilon_y$ かつ $\epsilon_u \geq 0.01$	—
すべり量	$\delta \leq 0.3\text{mm}$	$\delta \leq 0.3\text{mm}$	—	—

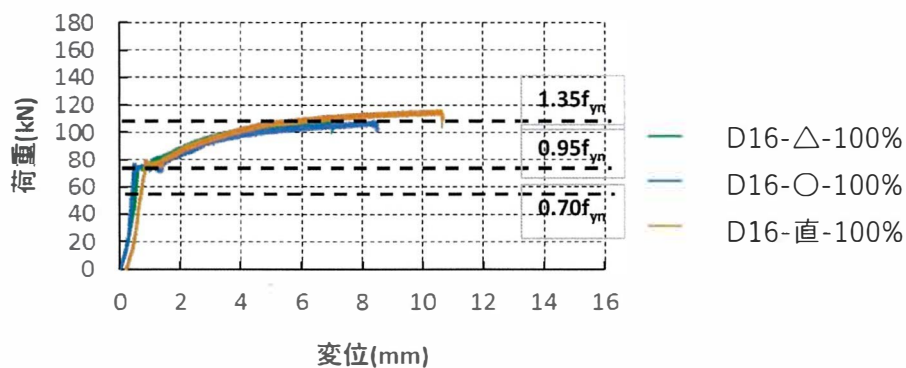


図-3.3.5 D16 荷重-変位曲線(定着長 100%)

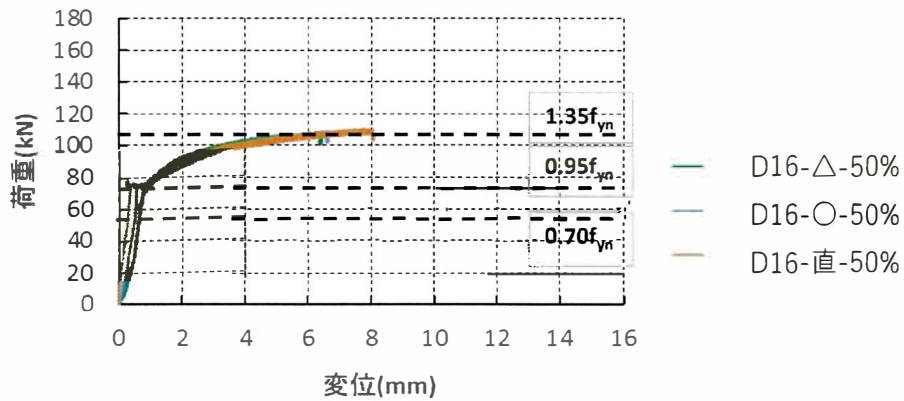


図-3.3.6 D16 荷重-変位曲線(定着長 50%)

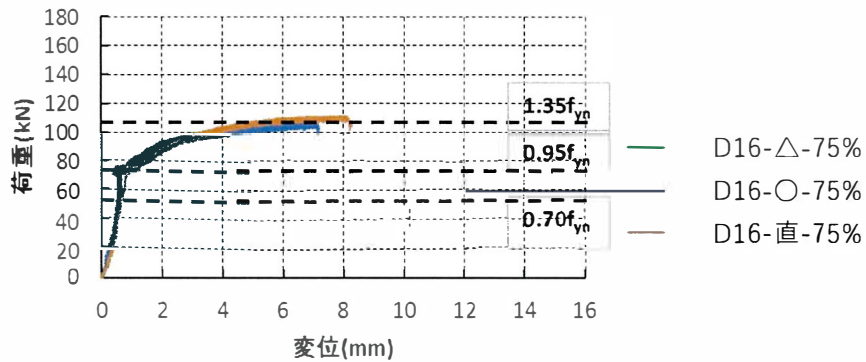


図-3.3.7 D16 荷重-変位曲線 (定着長 75%)

3.3.5 まとめ

試験結果では、コンクリートライブラリー128号鉄筋定着・継手指針2007版土木学会「継手の無いRC部材と同様の設計が可能な条件」^{3.3.3)}の静的耐力において設定される条件の範囲内であることが確認された。

今後は、静的曲げ試験及び高応力繰返し性能の評価を行い、様々な課題の検証を実施する予定である。また、同様の引抜き試験方法で床版を前提とした埋め込み位置の偏心供試体について実施している。

3.3.6 参考文献

- 3.3.1)道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編平成 29 年 11 月（公社）日本道路協会
- 3.3.2)コンクリートライブラリー128号鉄筋定着・継手指針[2007年版]土木学会
- 3.3.3)コンクリート標準示方書設計編[2017制定]土木学会

3.4 偏心版引抜試験

3.4.1 はじめに

偏心版引抜試験は、提案する機械式定着継手とコンクリート版の付着性能を確認するために実施したものである。

確認方法は、地方自治体が管理する中小規模の鋼橋の床版老朽化に着目し、施工制約が少ない打替え用プレキャスト RC 床版を開発するため、継手形状の提案とその特殊頭部を有する異形鉄筋の偏心版による引抜試験を実施したものである。

3.4.2 供試体

供試体は、取替用プレキャスト RC 床版の供試体材料を表-3.4.1～3.4.2 に示すとおりである。鉄筋定着部継手構造は、鉄筋端部を鍛造加工にて特殊形状を持ったものと直鉄筋について、鉄筋径 D13・D16・D19 について、引き抜き試験を実施した。その鉄筋概要図を図-3.4.3 に示す。

定着長については、日々床版打替えに伴う短期供用と床版打替え完了後の長期供用が考えられ、前者は、場所打ち部超速硬コンクリート強度とプレキャスト床版部の強度から供用後にコンクリート設計基準強度を $40\text{N}/\text{mm}^2$ とし、日々打替え後供用と硬化時間を勘案し、継手部の短期的コンクリート強度を $30\text{N}/\text{mm}^2$ で継手定着長^{2,4,3)}を設定するものとした。また、試験体は、プレキャスト RC 床版を想定していることから、供試体表面から設計かぶりを確保した位置に引抜き鉄筋を配置した。

表-3.4.1 使用材料

材料	材質等	
鉄筋	D13/D16/D19	SD345
コンクリート	設計基準強度 $40\text{N}/\text{mm}^2$	蒸気養生

表-3.4.2 SD345 の機械的性質

種類	降伏点・耐力(N/mm^2)	引張強さ(N/mm^2)	伸び (%)
SD345	345～440	490 以上	18

3.4.3 試験方法

試験方法は、図-3.4.1～3.4.2 に示すような鉄筋を埋め込んだ床版を想定した供試体を製作し、引抜き試験固定金具に供試体を固定したうえで引抜き試験を実施した。試験体への鉄筋定着（埋め込み）長（以後定着長と称す）^{3.4.3)}及び鉄筋材料性能^{3.4.1)}は、表-3.4.3 に示したとおりである。また、鉄筋を埋め込んだ供試体コンクリート材齢は、打ち込み後2週間以上経過したうえで試験を実施した。

試験概要は、図-3.4.3～3.4.4 に示すような矩形のコンクリートを供試体中央に規定されるかぶり値を確保した試験体を作成した。定着長は、コンクリート付着強度から決定した。

引抜き試験の評価として、「コンクリートライブラリー鉄筋定着継手指針(2007)3章鉄筋の継手 3.2 継手部の性能照査」^{3.4.2)}の規定に対して評価を実施した。

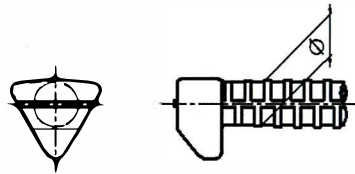


図-3.4.1 鉄筋概要図 (Δ)

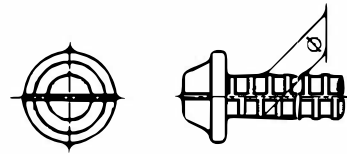


図-3.4.2 鉄筋概要図 (○)

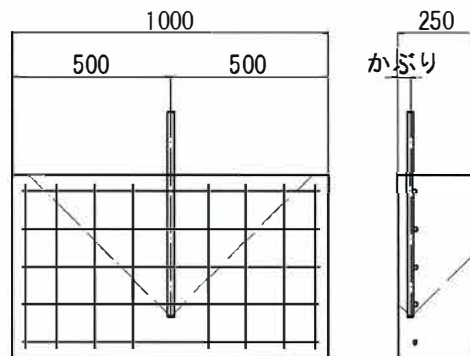


図- 3.4.3 試験体概要図

表-3.4.3 供試体数量（※は、ミリシート試験値）

鉄筋径 (公称断面)	頭部 形状	基本定着長 L (30N/mm ² 時)	試験体数			伸び (18%)	降伏点※ (降伏応力)	
			L× 100%	L× 75%	L× 50%			
D13 (126.7 mm ²)	直	330mm	1 体	1 体	1 体	117mm	366 N/mm ² (52.3kN)	
	△頭部	200mm	1 体	1 体	1 体			
	○頭部	200mm	1 体	1 体	1 体			
D16 (198.6 mm ²)	直	400mm	1 体	1 体	1 体		117mm	402 N/mm ² (79.8kN)
	△頭部	240mm	1 体	1 体	1 体			
	○頭部	240mm	1 体	1 体	1 体			
D19 (285.6 mm ²)	直	480mm	1 体	1 体	1 体		117mm	394 N/mm ² (112kN)
	△頭部	290mm	1 体	1 体	1 体			
	○頭部	290mm	1 体	1 体	1 体			
供試体数			9 体	9 体	9 体	合計 27 体		

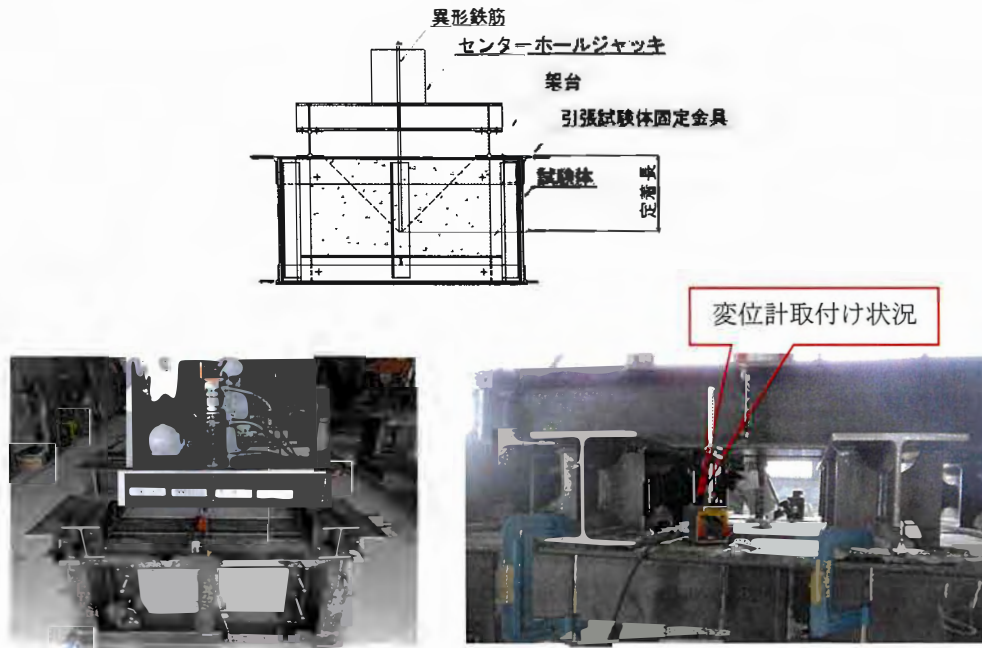


図-3.4.4 引抜き試験概要

3.4.4 試験結果

実施した引抜き試験は、定着構造の異なる鉄筋 D13・D16・D19 について、引抜き荷重と変位を計測した。以下の D16 異形鉄筋 を代表として以下に示す。

結果としては、供試体に埋め込んだ鉄筋は、図-3.4.8 に示す結果であった。

特徴として直鉄筋は鋼材のみの引張試験の結果に近く、△及び○鉄筋は、直鉄筋に比べ傾きが確認された。これは、反力が載荷されるコンクリート部の仕上げ部に凹凸が生じてしまい、凹凸部のコンクリートが破壊するまで鉄筋とコンクリートに荷重が分担されたことに伴い、変位が生じてしまった。変位に差が生じたが降伏荷重はほぼ同じ値を示した。また、60kN・78kN・100kN 付近で荷重が上下したのはコンクリート供試体にひび割れが発生して荷重が変化したものである。

提案した鉄筋について、静的荷重による引抜き試験を実施した場合、継手単体の性能判定基準の AS 級相当の性能と想定される。また、鉄筋を埋め込んだコンクリート供試体は、直鉄筋及び特殊頭部の埋め込んだ鉄筋形状に関わらず、引抜き方向及び直角方向鉄筋に沿ってひび割れが確認された。ひび割れ分布は、図-3.4.5～3.4.7 に示す写真のように継手形状に関わらず3種類の鉄筋端部形状共にほぼ同じ分布のひび割れが確認された。

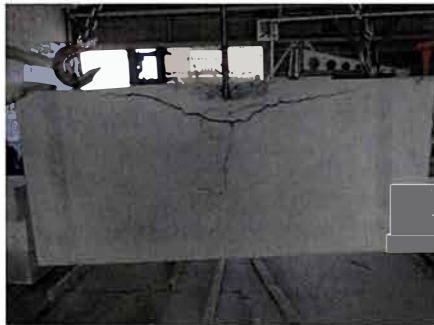


図-3.4.5 D16 試験破壊状況
(△型特殊頭部鉄筋)

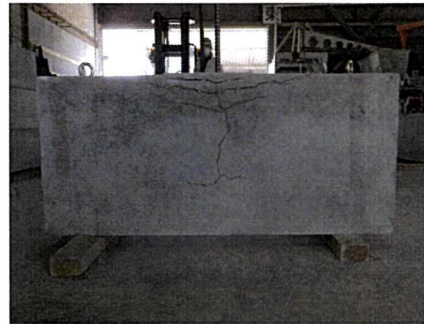


図-3.4.6 D16 試験破壊状況
(○型特殊頭部鉄筋)

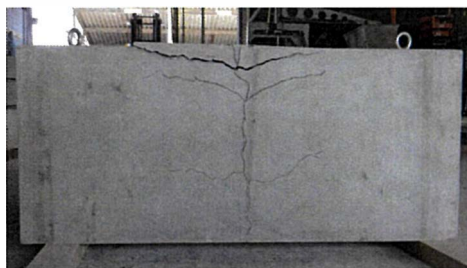


図-3.4.7 D16 試験破壊状況 (直鉄筋)

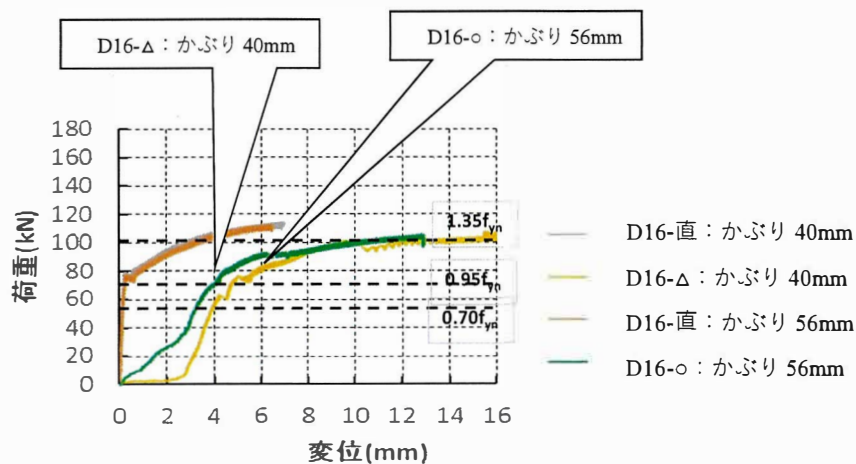


図-3.4.8 D16 荷重-変位曲線（定着部形状別）

3.4.5 まとめ

試験結果は、上記したとおり、コンクリートライブラリー128号鉄筋定着・継手指針[2007年版]土木学会「継手の無いRC部材と同様の設計が可能な条件」の静的耐力を満たすことができる特殊頭部鉄筋と考えられる。

3.4.6 参考文献

- 3.4.1) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編 平成29年11月（公社）日本道路協会
- 3.4.2) コンクリートライブラリー128号鉄筋定着・継手指針[2007年版]土木学会
- 3.4.3) コンクリート標準示方書設計編[2017制定]土木学会

第4章 間詰めを設けた取替プレキャスト RC 床版の耐荷性能および耐疲労性能に関する実験研究

4.1 曲げ試験

4.1.1 はじめに

曲げ試験は、提案する RC プレキャスト床版継手構造が母材性能と同等性能以上であるかを検証するため、鉄筋継手に関する曲げ試験を実施した。試験体製作は、提案する機械式定着継手を検証するため、継手なし曲げ試験体と継手あり曲げ供試体を製作し、静的曲げ試験にて、鉄筋継手構造の優位性を確認した。

4.1.2 供試体方針

供試体^{4.1.1)4.1.3)4.1.4)4.1.5)}は、鉄筋コンクリート床版の継手部性能を把握するため、工場でプレキャスト部材の製作と現場^{4.1.2)}で継手部コンクリートを打設する手順に準拠して供試体を製作した。プレキャスト部材については、工場蒸気養生で強度発現後、プレキャスト部材の組み立てを行ったのち、自走式モーター車で超速硬コンクリートを練り混ぜ、床版連結部へ打設し、床版の曲げ供試体を作成した。また、提案する機械式定着継手は、主筋方向と配力鉄筋方向で形状が異なるため、両供試体と継手なし供試体を製作し、静的載荷試験を実施し性能を対比するために必要な試験体の製作を行った。

4.1.3 使用材料

(1) 使用材料

使用した鋼材及びコンクリート材料は、表-4.1.1 に示す。

表-4.1.1 使用材料

使用部材	規格	種類	備考
鉄筋材	JISG3112	SD345	異形棒鋼
プレキャストコンクリート	$\sigma_{28}=40\text{N/mm}^2$		
場所打ちコンクリート	超速硬コンクリート		

(2) 試験時のコンクリート強度

実験時のコンクリート強度は、表-4.1.2～4.1.3 に示したとおりである。コンクリート強度は、製作時にサンプリングした材料から1軸圧縮強度試験を実施し、その試験体3本平均圧縮強度試験結果と材齢の関係を図-4.1.1 に示したとおりである。プレキャスト供試体は、日々製作したため、試験時の材齢が異なった中で試験を実施した。

試験実施までには、プレキャスト部材コンクリート打設後2週以上、二次コンクリート打設後1週間以上経過、目標強度を40N/mm²以上を確認したうえで試験を実施した。

表-4.1.2 曲げ試験時のコンクリート強度

	平均試験強度 (σ_{28})	備考
プレキャスト部	$\sigma_{28}=40\text{N/mm}^2$	
場所打ち部(超速硬 Co)	$\sigma_1=30\text{N/mm}^2$ 以上	24 時間後 30N/mm ² 以上

表-4.1.3 定着長設定時のコンクリート強度

	平均試験強度
引抜き試験体	$\sigma=30\text{N/mm}^2$ (交通開放時最低コンクリート強度)

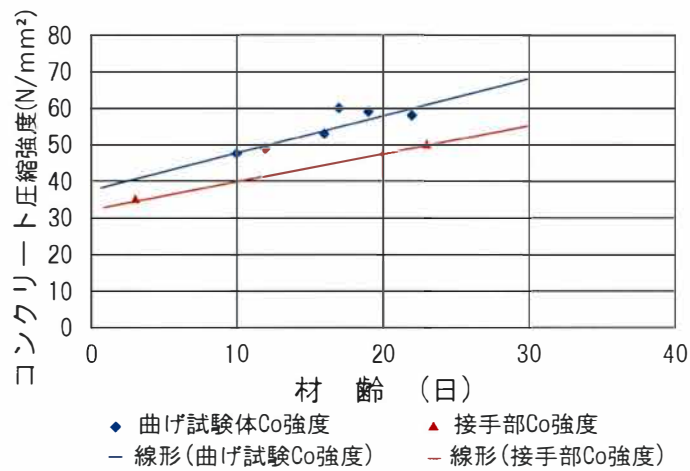


図-4.1.1 使用材料のコンクリート強度発現状況

4.1.4 供試体

(1) 機械式定着継手形状および鉄筋組み立て方法

かぶりを最小とするため、頭部形状毎に主筋と配力筋の使い分けを行うものとした。配筋上の△頭部鉄筋と○頭部鉄筋の使い分けは、図-4.1.2 に示したとおりである。

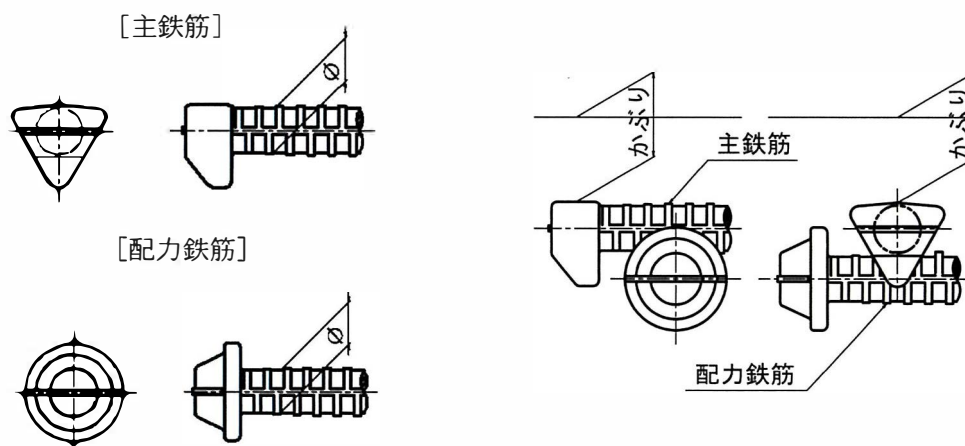


図-4.1.2 鉄筋形状（左上下図），組み立て方法（右段）

(2) 継手の定着長

定着長 $l_a(\text{mm})^2$ は、以下を採用した。

$$l_a = (\sigma_{sa} / 4\tau_{0a}) \cdot \phi - 10\phi$$

σ_{sa} : 鉄筋引張応力度の基本値 (N/mm²)

定着長は、床版打替え時の施工ステップと供用状況を勘案し、施工計画に伴い制限された時間内に強度確保が可能なコンクリート強度に配慮した設計長とした。

引抜き試験は、新設コンクリート床版の設計基準強度が道路橋示方書に 30N/mm²以上と示され、プレキャスト部材を構築するコンクリート材料を供給する工場の現状を踏まえ、コンクリート設計基準強度 40N/mm²を使用した。また、現場打ちとなる定着部のコンクリートは、暫定供用を勘案し、30N/mm²から算出する定着長を採用し、中長期的には、母材部と同様の 40N/mm²以上の強度を期待するものとした。

(3) 曲げ試験体

供試体の基本構造は、B 活荷重が載荷される支間 3.3m の床版モデルを 60%に再現した供試体を作成し、曲げ試験を実施するものとした。試験体モデルは、主筋および配力筋方向の継手設定モデルと主筋および配力筋方向の継手なしモデルを製作し試験を実施した。コンクリート床版の供試体は、RC プレキャスト床版部と現場継手部から構成され、プレキャスト床版製作時と継手部の施工を勘案して、それぞれのコンクリート材料を設定した。また、二次コンクリートを打設するプレキャスト部材の継手面の表面処理は、工場製作時に遅延材を塗布し、目荒らし処理を行った。図-8に継手あり曲げ試験供試体概要図を示す。また、概要図に表示される○印は、ひずみゲージ貼り付け位置を示し、載荷時の打継部とプレキャスト部コンクリートの変化を確認するため、図-4.1.9 に示す位置に II ゲージを設置した。図-4.1.3～4.1.6 は、供試体作成状況及びひずみゲージ設置状況を示したものである。試験に際して製作した曲げ試験体製作数量は、表-4.1.5 に示すとおりである。また、図-4.1.7～4.1.8 に供試体の細部構造を示す。



図-4.1.3 配筋状況（主筋）

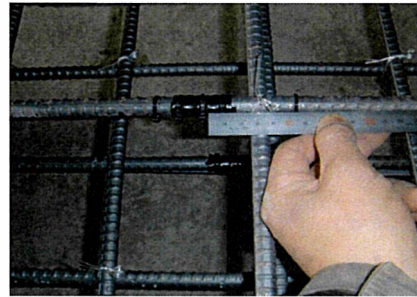


図-4.1.4 ゲージ設置状況



図-4.1.5 継手部 Co 打設

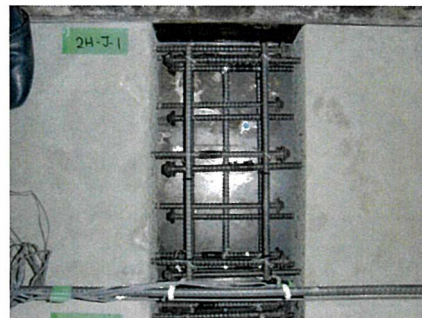


図-4.1.6 ひずみゲージ設置状況

表-4.1.4 曲げ試験時機械式定着の定着長(SD345)

鉄筋径	コンクリート設計基準強度 σ_{sa}	付着応力 τ_{0a}	定着長算出時引張応力度	設計定着長(mm)
D13	$\sigma_{28}=21\text{N/mm}^2$	1.40	200N/mm ²	340
	$\sigma_{28}=24\text{N/mm}^2$	1.60		280
	$\sigma_{28}=30\text{N/mm}^2$	1.80		240
	$\sigma_{28}=40\text{N/mm}^2$	2.00		200

表-4.1.5 曲げ試験体製作数

鉄筋径	頭部形状	曲げ試験体		備考
D13	直	体	6	主鉄筋 3 体 配力鉄筋 3 体
	○	体	3	4 点曲げ試験 : 2 体 3 点曲げ試験 : 1 体
	△	体	3	4 点曲げ試験 : 2 体 3 点曲げ試験 : 1 体
小計		体	12	

表 4.1.6 供試体別ゲージ等設置数 (1 試験体あたり)

	ひずみゲージ	II ゲージ	変位計
継手なし	26	0	10
主筋継手	30	12	14
配力筋継手	30	12	14

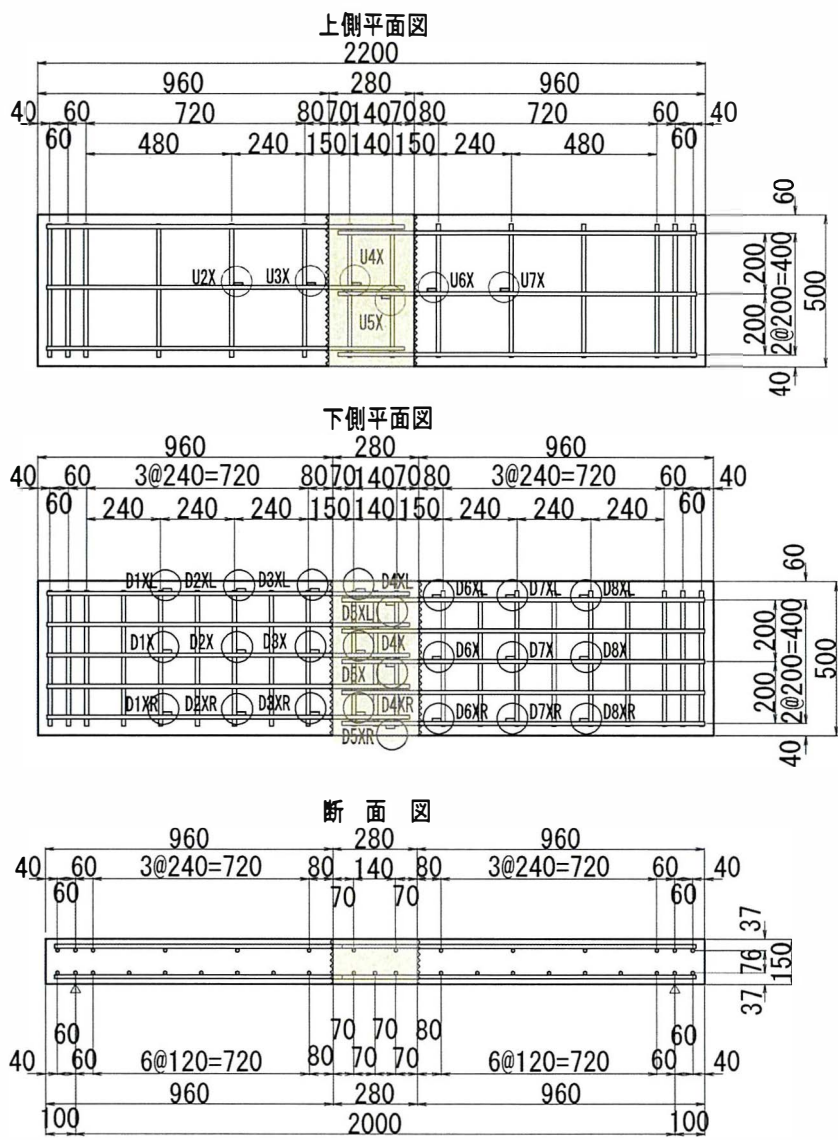


図-4.1.7 曲げ試験（継手あり）供試体（主筋継手）
 （※配力筋方向曲げ供試体は，断面図の試験体方向に配力鉄筋を配置した供試体となる．○印はひずみゲージ設置位置を示す．）

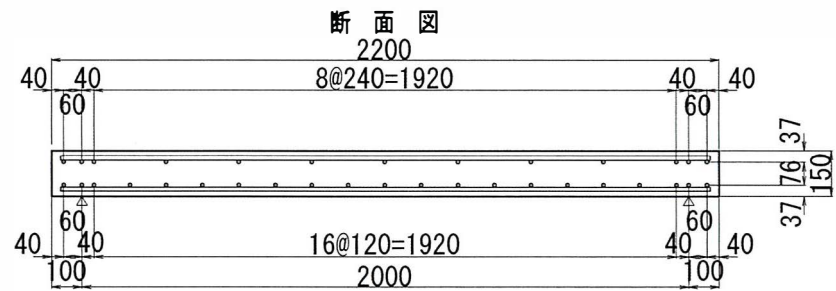
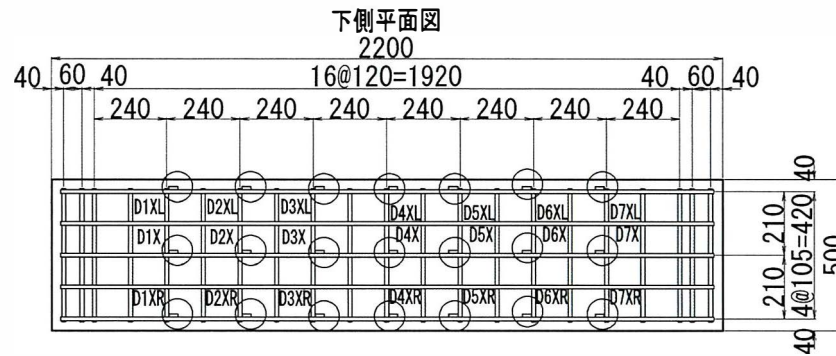
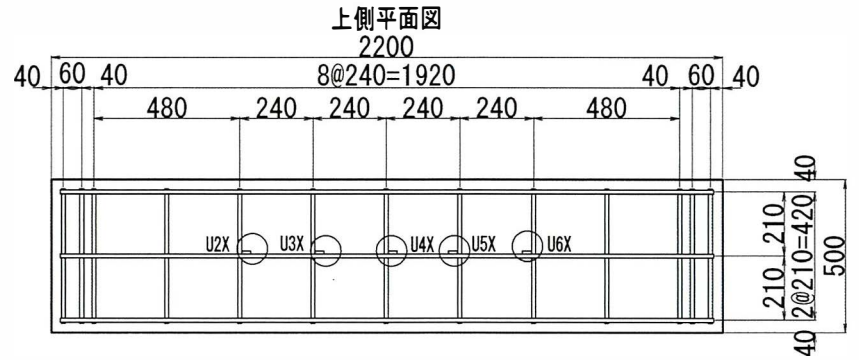


図-4.1.8 曲げ試験（継手なし）供試体（主筋継手）
（※配力筋方向曲げ供試体は、断面図の試験体方向に配力鉄筋を配置した供試体となる。）

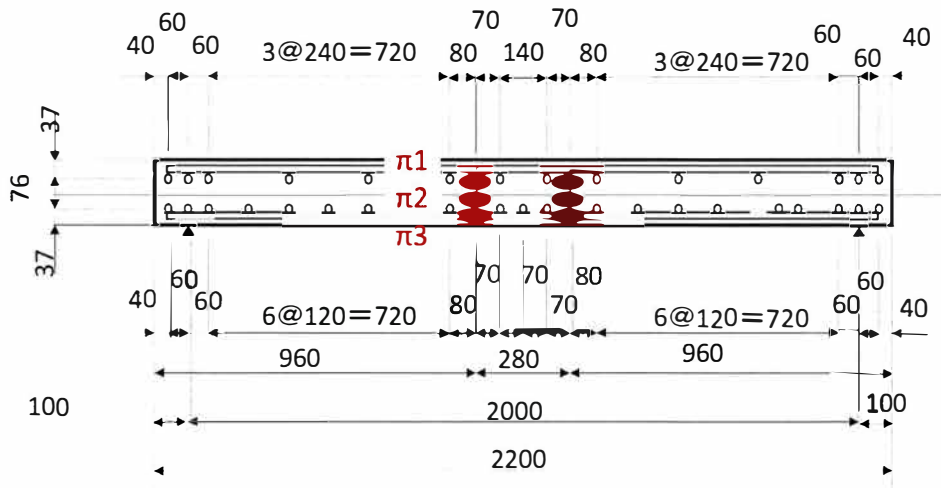


図-4.1.9 曲げ試験供試体 Π ゲージ設置位置

4.1.5 試験方法

鉄筋継手なし供試体，主筋継手および配力鉄筋の継手を有した床版供試体を作成し，図-4.1.10～4.1.11 の試験概要図に示す荷重状態で2点曲げ試験および1点曲げ破壊試験を実施した．図-4.1.12～4.1.15 に曲げ試験実施状況を示す．

試験時の荷重点および支点は，供試体幅方向全体を線支点で支持するものとし，データの収集は，供試体内に埋め込んだひずみゲージと変位計，Πゲージを用い，荷重試験を実施した．荷重の荷重は，連続的に荷重し続け，変位計のストロークが限界に達した時点で変位計を再設置し，荷重が抜けた段階で試験を完了させるものとした．試験では，連続荷重時の床版の破壊状態および変位－荷重，荷重－鉄筋に作用した応力度の関係を確認した．

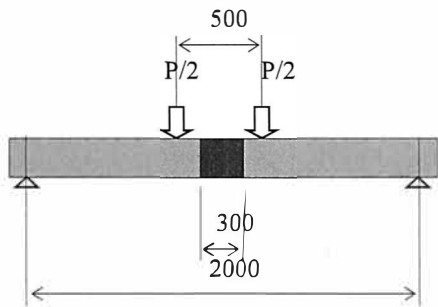


図-4.1.10 2点曲げ試験概要

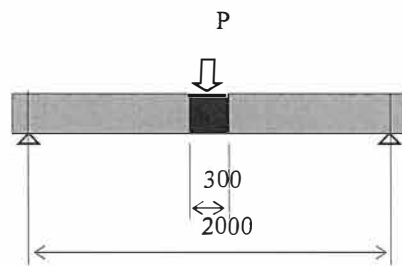


図-4.1.11 1点曲げ試験概要

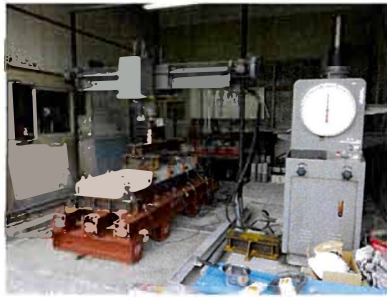


図-4.1.12 2点曲げ試験状況

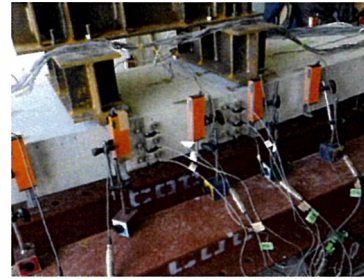


図-4.1.13 2点曲げ試験状

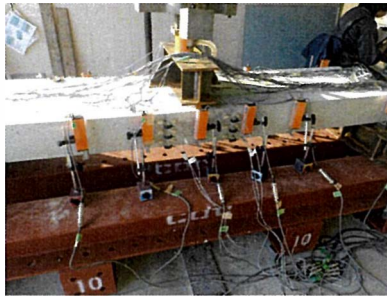


図-4.1.14 1点曲げ試験状況

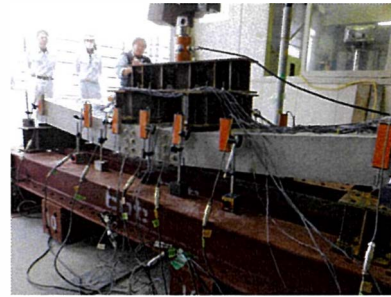


図-4.1.15 1点曲げ試験状況

4.1.6 試験結果

2点曲げ試験体は、二次コンクリート部分にひび割れがほとんど確認されず、荷重載荷位置より支点部にかけてひび割れ発生が確認された。一方、1点曲げ試験は、二次コンクリート部の直角方向ひび割れは確認されないが、二次コンクリート上側に図-25に示す様なひび割れ発生が確認された。このひび割れは、上側鉄筋に沿って、水平ひび割れが側面に確認され、二次コンクリート部分とプレキャスト部の鉄筋量が異なるため、二次コンクリートのかぶり部がプレキャスト部に押され、上側鉄筋に沿ってひび割れが発生した。

荷重-変位の関係については、図-4.1.16~4.1.17に示すとおりであった。結果として、2点曲げ試験および1点曲げ試験の同試験方法では、継手ありと継手なし試験体での差異がほとんどない状態であった。

荷重載荷状態が異なる2点曲げ試験と1点曲げ試験では、終局時の変位量に差が大きく確認された。これは、試験方法の相違によるものと考えられ、載荷方法が二次コンクリートの中央に荷重を載荷しているか二次コンクリートを跨いで載荷したことの違いとプレキャスト部材から伸びた機械式定着継手が重なり合う構造となるため、継手部の鋼材量が多くなっており、一般部の破壊に進展したものと考えられる。鉄筋の伸びが追従し、変位が大きくなった。

1点曲げ試験は、二次コンクリート中央直角方向に線載荷されるため、2点曲げ試験に比べ、変位量が小さくなったものと考えられる。

1点曲げ試験時の破壊状況は、図-4.1.25に示すように継手部が左右のプレキャスト部材から伸びた機械式定着継手が重なり合う鉄筋の上側かぶり部の側面にひび割れと床版の圧縮側に局所的コンクリートの圧壊が生じていた。鉄筋継手なしと機械式定着継手の差異は、2点曲げ試験時は、継手なし構造が変位の追従が大きい傾向が確認された。1点曲げ試験は、機械式定着継手の方が継手なし試験体に比べ、変位の追従が大きい結果が確認された。

図-4.1.26は、二次コンクリートとプレキャスト部材との境界に設置したIIゲージで収集した目地の開きと荷重の関係を示したものである。載荷荷重が許容応力を超えたあたりから、打継部に開きが生じはじめ、荷重を増加するに従い、床版下面から徐々に橋面に開きが進展していることが確認された。

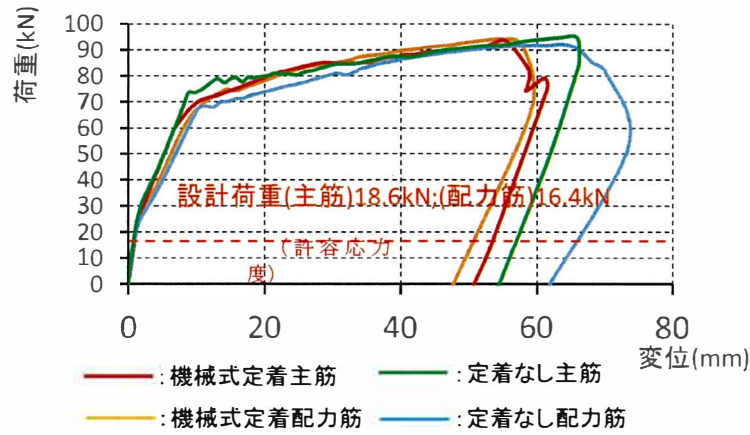


図-4.1.16 2点曲げ試験 (荷重-変位の関係)

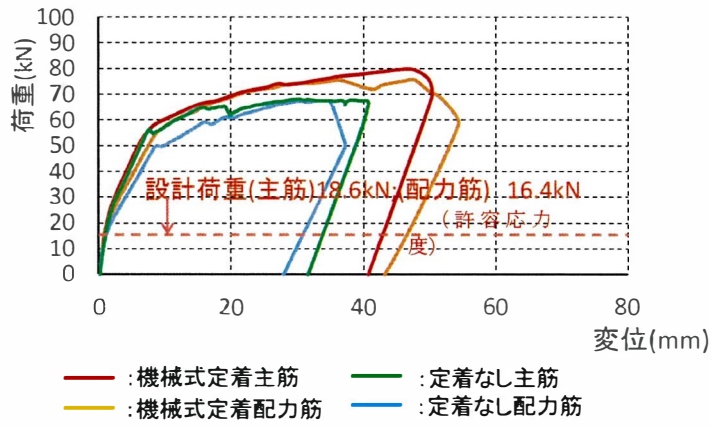


図-4.1.17 1点曲げ試験 (荷重-変位の関係)

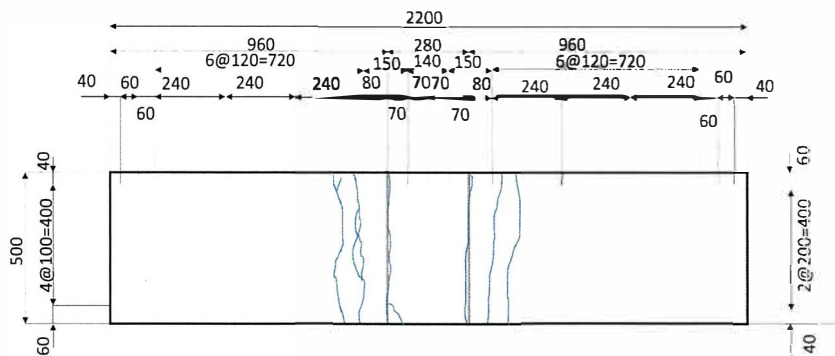


図-4.1.18 継手あり主筋配筋曲げ試験体破壊状態 床版下面 (2点曲げ試験)

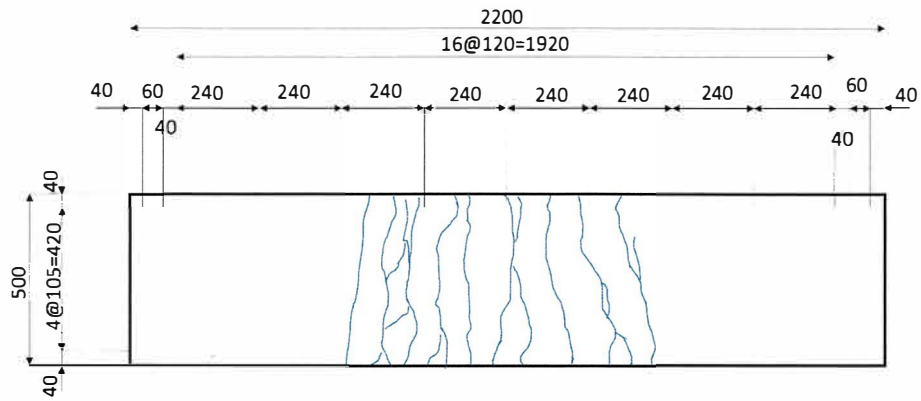


図-4.1.19 継手なし主筋配筋曲げ試験体破壊状態 床版下面 (2点曲げ試験)



図-4.1.20 4点曲げ試験破壊状況 (継手あり)



図-4.1.21 4点曲げ試験破壊状況 (継手あり)

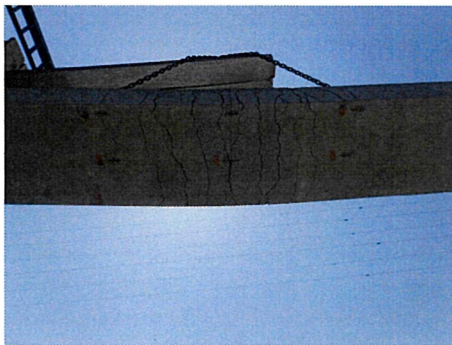


図-4.1.22 4点曲げ試験破壊状況 (継手なし)

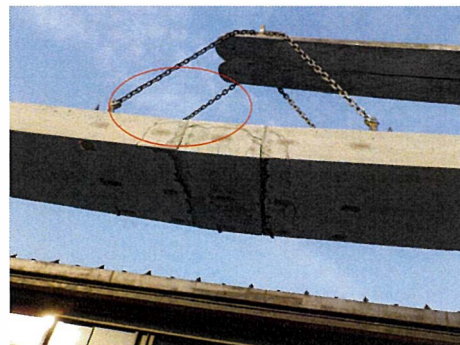


図-4.1.23 3点曲げ試験破壊状況 (継手あり)

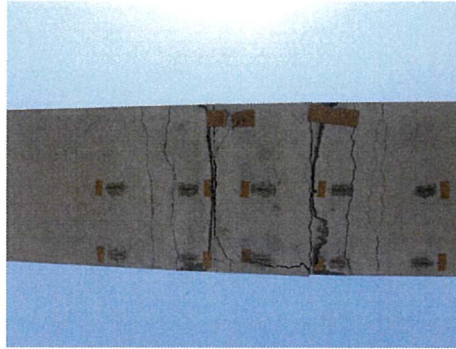


図-4.1.24 3点曲げ試験破壊状況
(継手あり)



図-4.1.25 3点曲げ試験破壊状況
(継手あり)

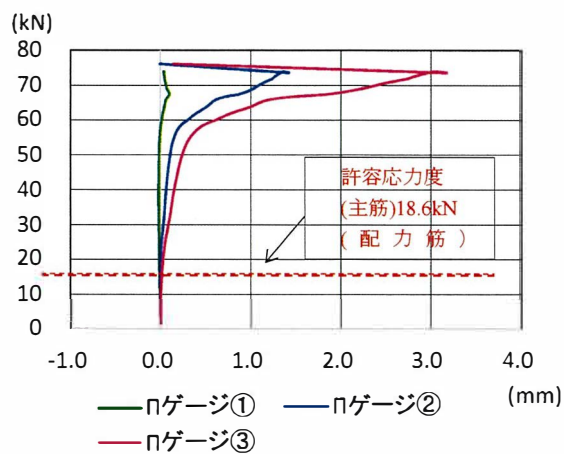


図 4.1.26 供試体打継部載荷時開口計測結果

4.1.7 まとめ

提案する機械定着式継手は、RCプレキャスト床版の取替工法として採用の可能性を把握するため、コンクリート採用時の継手定着長の確保と床版の現場組み立て施工を勘案し提案する継手工法であり、その試験の結果から次の知見が得られたものと考えられる。機械定着式継手を用いた床版供試体の静的曲げ試験は、全試験体とも曲げひび割れが発生し、鉄筋の伸びが生じた段階であっても、引張鉄筋継手が機能し続け、終局の段階に至っており、特異的破壊や機械式定着に起因した破壊が確認されなかった。

プレキャスト部材と二次コンクリートの打継部は、付着性能向上のための目荒らし処理を実施した試験体で曲げ試験を行い、ひび割れ発生と同時に打継部に開きが生じたことを受け、今後は接着剤の塗布を勘案し、性能向上に関する検討も必要と考える。

4.1.8 参考文献

- 4.1.1)中村定明，三浦尚：RC ループ継手の力学的挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集 No.774/V-65，pp. 17-26，2004.11
- 4.1.2)松井繁之：道路橋床版設計・施工と維持管理，森北出版，2007
- 4.1.3)表真也，吉松秀和，中山良直，松井繁之，林川俊郎：床版取替え用プレキャスト床版の合理化継手の開発，構造工学論文集 Vol.60A,2014.3
- 4.1.4)三加崇，有川直貴，鈴鹿良和，篠崎裕生：Trunc-head を用いたプレキャスト PC 床版継手の開発，三井住友建設技術開発報告第 15 号
- 4.1.5)吉松秀和，中山良直，松井繁之，水野浩：床版取替用プレキャスト PC 床版の合理化継手の評価，プレストレストコンクリート工学会第 22 回シンポジウム論文集 2013.10

4.2 耐疲労性試験

4.2.1 はじめに

提案するプレキャスト RC 床版継手の材料性能・埋込み時の引抜性能・継手化時の曲げ性能の検証を行い、良好な結果を得た。製品化に向けては、高速道路株式会社の設計要領Ⅱ集に移動輪走行試験機で疲労耐久性を確認することと記載されていることから、開発各社の目安として移動走行試験機で耐久性を確認している。このため、本研究においても移動輪走行試験を実施し耐久性・たわみの確認を行ったものである。

4.2.2 使用材料・寸法

本実験での性能評価においては、実橋での取替床版構造を考慮し、図4.2.2 に示すプレキャスト版であるパネル A の部分の RC 床版供試体を製作し、この供試体の名称を供試体 RC-A および RC-B とする。次に、プレキャスト版であるパネル A とパネル B を並列した状態の床版、すなわちパネル A とパネル B の軸方向に重ね継手構造を設けた間詰部を有する供試体を製作し、この供試体の名称を取替 RC 床版 A とする。また、プレキャスト版であるパネル A, B, C, D を組み合わせさせた状態の床版、すなわち軸方向と軸直角方向に重ね継手構造を設けた間詰部を有する供試体を製作する。この供試体の名称を取替 RC 床版 B とする。

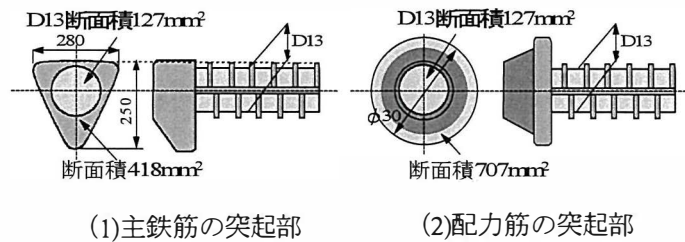


図-4.2.1 端部の突起形状および寸法

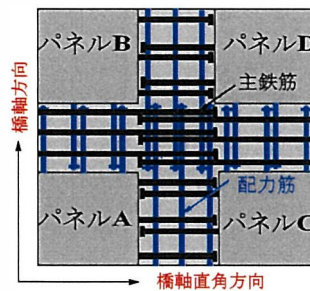


図-4.2.2 間詰部の鉄筋配置構造

4.2.3 使用材料

(1) RC 床版供試体

RC 床版供試体のコンクリートには、普通セメントと 5mm 以下の砕砂および 5mm～20mm の砕石を使用した。RC 床版供試体のコンクリートの設計基準強度は道示に規定する 24N/mm² および取替床版の要求性能であるコンクリートの圧縮強度 40N/mm² を目標とした 2 種類の配合条件とし、供試体名称はそれぞれ RC-A、RC-B とする。ここで、本実験に用いる RC 床版コンクリートの配合条件を表-4.2.1 に示す。次に、供試体の鉄筋には SD345、D13 を用いる。コンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表-4.2.1 に示す。表-4.2.2 より、供試体 RC-A の材齢 28 日の圧縮強度は 30.3N/mm²、供試体 RC-B の圧縮強度は 49.6N/mm² である。鉄筋の降伏強度は 355N/mm² である。

(2) 取替 RC 床版供試体

取替 RC 床版供試体 A、B に用いる材料は、プレキャスト RC 床版部については RC 床版供試体と同様とする。取替 RC 床版の要求性能は、コンクリートの圧縮強度を表-4.2.2、材料特性値 40N/mm² を目標とする。これは、阿部ら^{4.2.1)}の研究により、圧縮強度を高めることで耐疲労性が大幅に向上する結果が得られていることから、圧縮強度 40N/mm² を目標とする配合条件とした。よって、RC 床版同様に、普通セメントと 5mm 以下の砕砂および 5mm～20mm の砕石を使用した。

配合条件を表-4.2.1 に併記した。次に、間詰部のコンクリートには、現場での施工時間を 8 時間以内として、要求性能は材齢 3 時間で道示に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm² 以上、材齢 14 日で 40N/mm² 以上確保できる配合とする。よって、コンクリートには超速硬セメントに 5mm 以下の砕砂および 5mm～20mm の砕石を用いた。配合条件を表-4.2.1 に併記した。また、鉄筋はプレキャスト RC 床版部と同様に SD345、D13 を用いる。ここで、材齢 28 日のコンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表-4.2.2 に併記する。表-4.2.2 より、プレキャスト部の材齢 28 日のコンクリートの圧縮強度は 56.4N/mm² である。なお、同一状況で配合した供試体 RC-B の圧縮強度との差異は、製作時期や製作工場の違いによるものと考えられるが、要求性能である 40N/mm² 以上は確保されている。次に、間詰部のコンクリートの発現強度は、材齢 3 時間で 34.9N/mm²、材齢 14 日は 48.3N/mm² である。よって、打設 3 時間後に圧縮強度が 24N/mm² 以上発現することから、並列後の施工の省力化が図られる材料である。

表-4.2.1 RC床版，取替床版コンクリートの配合条件

供試体名称	スランプ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単用量(kg/m ³)				減水剤 (C×%)	AE剤 (C×%)
				セメント	水	細骨材	粗骨材		
RC-A	10±2.5	54.0	47.1	341(普)	184	804	948	3.4	0.003
RC-B	10±2.5	35.0	43.2	443(普)	155	732	968	3.1	0.004
取替RC 床版部	10±2.5	35.0	43.2	443(普)	155	732	968	3.1	0.004
床版A, B 間詰部	8±2.5	32.9	40	450(超)	148	710	1157	9.0	0.004

表-4.2.2 コンクリートおよび鉄筋の配合特性値

供試体名称	圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋 (SD345 D13)		
		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
RC-A	30.3(材齢28日)	355	498	200
RC-B	49.6(材齢28日)	355	498	200
取替RC 床版部	56.4(材齢28日)	366	539	200
床版A, B 間詰部	48.3(材齢1日)			

4.2.4 供試体寸法および鉄筋配置

プレキャスト版部である供試体 RC-A, B および取替RC床版A, Bは，1994年改定の道示に準拠し，その3/5モデルとする。本供試体は，実験装置の車輪幅が300mmであり，道示に規定する輪荷重幅 500mm に対して 3/5モデルであることから，実験供試体も 3/5モデルとした^{4.2.1)}。ここで，RC床版供試体および取替RC床版A, B供試体の寸法を図-4.2.3に示す。また，取替RC床版供試体の間詰部の配筋状況を図-4.2.4に示す。

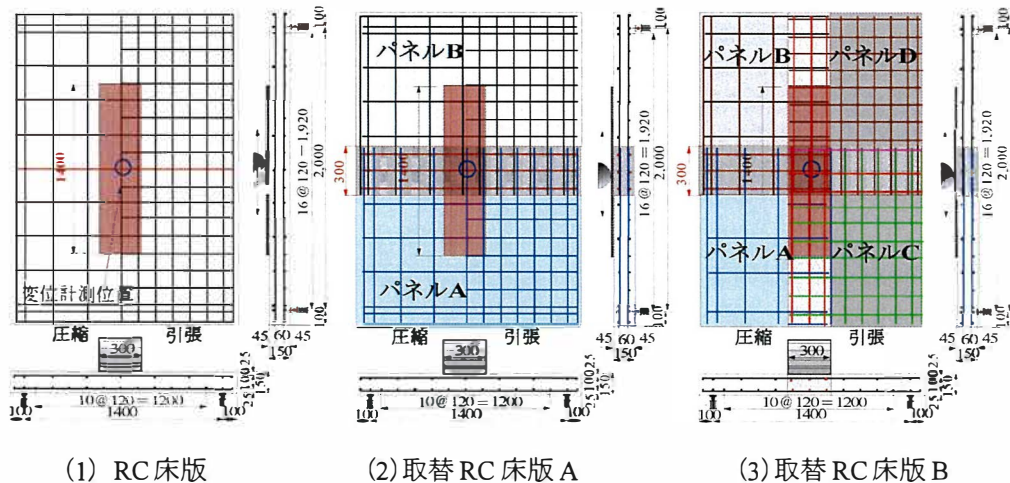
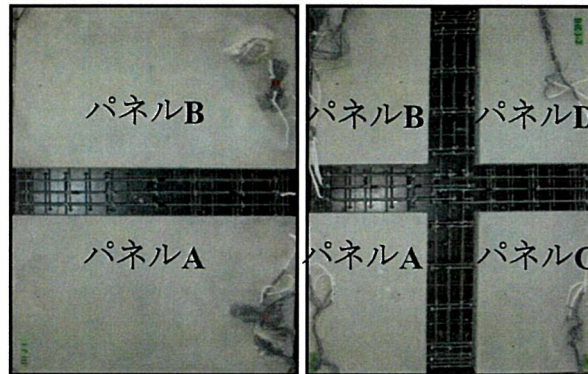


図-4.2.3 供試体寸法および鉄筋配置



(1)取替 RC 床版 A (2)取替 RC 床版 B

図-4.2.4 取替 RC 床版の間詰部の配筋状況

(1) RC 床版供試体

RC 床版供試体の寸法は図-4.2.3(1)に示すように、床版支間方向 1,600mm, 軸方向 2,200mm, 床版厚 150mm とする。なお、床版支間は 1,400mm, 軸方向の支間を 2,000mm とする。鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側の軸直角方向および軸方向に D13 を 120mm 間隔で配置した。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。(実施試験体 Co 強度 $24\text{N}/\text{mm}^2$; 1 体, Co 強度 $40\text{N}/\text{mm}^2$; 1 体)

(2) 取替 RC 床版 A

取替 RC 床版 A 供試体は図-4.2.3(2)に示すように、床版支間方向および軸方向は、RC 床版同様である。また、床版支間も同様である。間詰部の寸法は、軸方向支間中央(支点から 1,000mm)に継手長 280mm を考慮し、幅 300mm を設けた。鉄筋の配置状況は図-4.2.3(1)に示すように間詰部の主鉄筋は D13 を上下に 3 本並列配置した。継手部の構造は、主筋の内側に配力筋が配置され、端部は図-4.2.1(1)に示す円形の突起を設けた鉄筋を配置する。突起部は主筋のかぶり内となる。構造は図-4.2.4(1)となる。(実施試験体プレキャスト床版 Co 強度 $40\text{N}/\text{mm}^2$; 2 体)

(3) 取替 RC 床版 B

取替 RC 床版 B 供試体の図-4.2.2(3)に示すように、全長、床版厚、支間は RC 床版同様である。間詰部の寸法は、軸方向の支点から 1000mm(支間中央)および軸直角方向の中央に幅 300mm を設けた。これは、輪荷重幅 300mm と同じ幅とした。間詰部の配筋は図-4.2.3(2)に示すように、主鉄筋は D13 を上下に 3 本並列配置した。継手部の鉄筋は主筋方向のかぶりを確保するために図-4.2.1(1)に示す三角形の突起を設

けている。突起部は主筋の上縁と同位置となることからかぶりは確保されている。一方、配力筋は主筋の内側に配置され、図4.2.1 (2)に示す円形の突起を設けた鉄筋を配置した。構造は図4.2.4 (2)となる。(実施試験体プレキャスト床版 Co 強度 40N/mm² ; 2体)

4.2.5 取替床版の施工手順

取替 RC 床版 A の供試体の施工手順を図4.2.5 に示すように、工場で製作したプレキャスト RC 床版 AB を並列する。

プレキャスト版のコンクリートは表4.2.1 に示す配合条件で練り混ぜし、コンクリート打設後、表面仕上げする。その後、8 時間蒸気養生を行い、脱型した。次に、工場で製作したプレキャスト RC 床版 A, B を軸方向に並列する。その後、間詰部に型枠を設置し、鉄筋を配置する(図4.2.4 (1))。間詰部のコンクリートの練り混ぜは、実施工を考慮してジェットモバイル車を用いて表4.2.1 に示す配合条件で練り混ぜる。コンクリートは超速硬セメントを用いたコンクリートであることから、凝結最終時間が 25 分程度であるので、練り混ぜ後、直ちに間詰部に打ち込み、表面仕上げする必要がある。表面仕上げ後は常温で12時間養生し、脱型した。次に、取替 RC 床版 B 供試体の製作方法も同様に図4.2.4(2)に示すパネル A, B, C, D を工場で製作する。その後パネルを設置し、型枠の設置を行い、軸直角方向および軸方向の鉄筋を配置する。間詰部に超速硬セメントを用いたコンクリートを打ち込み、表面仕上げし、常温で 12 時間養生した。なお、本供試体の間詰部のコンクリートには、超速硬セメントを用いたが、施工期間によってはコストの縮減が図られる早強セメントを用いることも可能である。

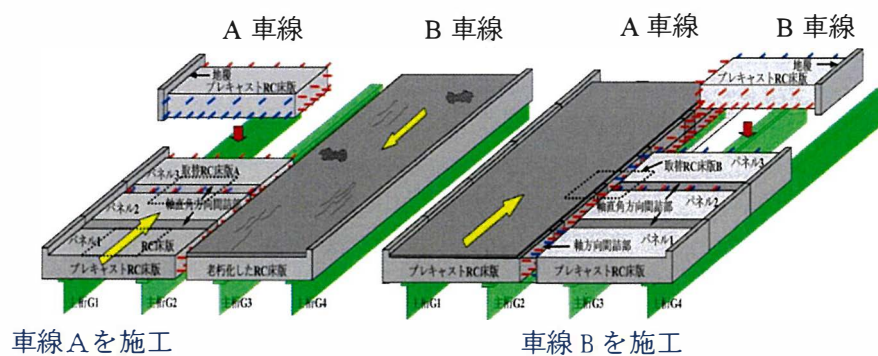


図-4.2.5 施工形態図

4.2.6 実験方法および等価走行回数

(1) 実験概要

RC 床版および取替 RC 床版供試体の耐疲労性の評価には、輪荷重走行疲労試験機を用いる。ここで、RC 床版供試体を用いた輪荷重走行疲労試験の状況を図-4.2.6 に示す。実験装置は図-4.2.6 に示すように、荷重装置に車輪（幅 300mm，直径 450mm）を取り付け、荷重は 500kN まで載荷が可能である。試験体を台車に設置し、その台車をモータとクランクアームにより水平方向に連続走行させるものである。本実験装置を用いて、破壊時までの走行回数から等価走行回数を算定し、耐疲労性を評価する。

(2) 輪荷重走行疲労実験方法

輪荷重走行疲労実験は、RC 床版供試体および取替 RC 床版供試体ともに幅 300mm の輪荷重を軸方向に 1,200mm の範囲を繰り返し走行させる実験である。なお、本実験における走行回数は、輪荷重が 1,200mm を走行した回数とする。また、輪荷重走行疲労実験における初期荷重は 100kN から走行を開始し、4 万回走行ごとに荷重を 20kN ずつ増加する段階荷重載荷とする。140kN で 4 万回走行後は荷重 150kN に増大する。各実験において輪荷重走行 1, 10, 100, 1,000, 5,000 回および 5,000 回以降は 5,000 回走行ごとにたわみを計測した。



図-4.2.6 輪荷重走行疲労試験の状況

(3) 走行疲労実験における等価走行回数

本実験における輪荷重走行疲労実験は、等価走行回数 N_{eq} を算出して耐疲労性を評価する。等価走行回数の算定式は式(1)として与えられる。なお、式(1)における基準荷重 P は設計活荷重の 3/5 に安全率 1.2 を考慮した 72kN として等価走行回数を算出する^{4.2.1)}。S-N 曲線の傾きの逆数 m の絶対値には松井らが提案する 12.7 を適用する^{4.2.1), 4.2.2), 4.2.3), 4.2.4), 4.2.5)}。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{P_i}{P} \right)^m \times n_i \quad (1)$$

ただし、 P_i : 載荷荷重 (kN), P : 基準荷重 (=72kN), n_i : 実験走行回数 (回), m : S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 (=12.7)

(4) 耐荷力実験

取替 RC 床版供試体の輪荷重走行荷重実験による最大耐荷力の評価には、輪荷重走行試験機を用いる。実験装置の荷重装置には車輪 (幅 300mm, 直径 450mm) を取り付け、最大荷重 500kN まで載荷が可能である。試験体を台車に設置し、その台車をモータとクランクアームにより水平方向に走行させるものである。本実験装置は最大 2000mm までの走行が可能である。

(5) 走行荷重試験方法

① RC 床版および取替 RC 床版供試体

輪荷重走行荷重実験は、幅 300mm の輪荷重を軸方向に 1,200mm の範囲を 1 走行し、1 走行毎に荷重を 10kN 増加させ、破壊するまで荷重増加と走行を繰り返す方法である。なお、輪荷重走行荷重実験は疲労実験と異なる実験である。本実験では、床版中央に車輪を停止し、床版中央のたわみを計測する。

② 最大耐荷力の評価

走行荷重実験において、荷重載荷し、1,200mm の走行した最大荷重を実験供試体の最大耐荷力とする。走行中に破壊した場合の荷重を破壊荷重とする。

③ 試験実施数

供試体	試験数	備考
RC 床版 A	1	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
RC 床版 B	1	$\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$
取替 RC 床版 A	2	橋軸直角方向継手タイプ
取替 RC 床版 B	2	橋軸方向+直角方向継手タイプ

4.2.7 試験結果および考察

試験結果は、実施試験の結果を示したものであり、作成した試験体との数量に違いがある。

(1) 等価走行回数

輪荷重走行疲労実験における等価走行回数 N_{eq} および RC 床版供試体の等価走行回数比を表-4.2.3 に示す。

表-4.2.3 実験・等価走行回数および等価走行回数比

供試体	実験走行回数および等価走行回数				合計等価走行回数	等価走行回数比		
	荷重	100kN	120kN	140kN				150kN
RC-A	実験走行回数	40000	14000			54,000	—	0.54
	等価走行回数	2,593,806	9,196,173			11,789,979		
RC-B	実験走行回数	40000	29500			69,500	1.86	—
	等価走行回数	2,593,806	19,377,651			21,971,457		
取替RC床版A	実験走行回数	40000	40000	40000	4501	124,501	22.50	12.07
	等価走行回数	2,593,806	26,274,781	186,107,271	50,297,372	265,273,230		
取替RC床版B	実験走行回数	40000	40000	40000	5350	125,350	23.30	12.51
	等価走行回数	2,593,806	26,274,781	186,107,271	59,784,702	274,760,560		

① RC 床版

コンクリートの圧縮強度が 30.3N/mm^2 の供試体 RC-A の実験走行回数 n_i は 54,000 回、式(1)より算定した等価走行回数 N_{eq} は 11.789×10^6 回である。これに対してコンクリートの圧縮強度 49.6N/mm^2 の供試体 RC-B の実験走行回数 n_i は 69,500 回、式(1)より算定した等価走行回数 N_{eq} は 21.971×10^6 回である。圧縮強度 30.3N/mm^2 の供試体 RC-A の 1.86 倍となる。よって、圧縮強度を高くすることで耐疲労性が向上する結果が得られた^{4.2.6)}。この 2 タイプの RC 床版供試体の等価走行回数を基準に取替 RC 床版の耐疲労性を検証する。

② 取替 RC 床版 A

供試体取替 RC 床版 A は、プレキャスト RC 床版を橋軸方向に並列に並べ、軸直角方向に間詰部を設けた床版である。この取替 RC 床版 A の RC 床版コンクリートの圧縮強度は、材齢 28 日で 56.4N/mm^2 、間詰コンクリートの材齢 14 日で圧縮強度が 48.3N/mm^2 である。実験走行回数 n_i は 124,501 回、式(1)より算定した等価走行回数 N_{eq} は 265.273×10^6 回である。道示に示す材齢 28 日の圧縮強度 30.3N/mm^2 の供試体 RC-A の等価走行回数に対して、22.50 倍、供試体 RC-B の等価走行回数と比較すると 12.07 倍であり、大幅に等価走行回数が向上した。その要因は、圧縮強度が RC 床版と比較して高いことと、幅 300mm の間詰部に配置した継手長 280mm の鉄筋端部に

円形の突起を設けたことによる付着力が確保されるとともに、鉄筋が RC 床版部の 2 倍の配置となることから、間詰部の耐荷力が向上し、等価走行回数が大幅に向上したものと考えられる。よって、間詰部は弱点とならず取替床版全体の等価走行回数が向上する結果となった。

③ 取替 RC 床版 B

供試体取替 RC 床版 B は、2 車線における 1 車線側の施工が終了した後に、2 車線側を施工した場合、橋軸方向の間詰部が必要となる。そこで、輪荷重走行方向、すなわち軸方向と軸直角方向に間詰部を設けた。取替 RC 床版 B のプレキャスト RC 床版および間詰コンクリートの圧縮強度は取替 RC 床版 A と同様である。この供試体の等価走行回数 N_{eq} は 274.760×10^6 回である。供試体 RC-A の等価走行回数に対して 23.30 倍、供試体 RC-B の 12.51 倍である。また、軸直角方向に間詰部を設けた供試体取替 RC 床版 A に対して 1.04 倍の等価走行回数を得られた。したがって、軸直角方向に幅 300mm、軸方向は実験装置の車輪幅と同じ 300mm の間詰部を設けた交差部および軸方向の輪荷重直下の間詰部は弱点とならず耐疲労性が向上する結果を得られた。これは、軸直角方向の間詰部には配力筋が重ね継手、交差部は主鉄筋と配力筋がそれぞれ重ね継手となり、鉄筋量が多く配置されている。さらに、コンクリートには超速硬セメントを用いたコンクリートであることから間詰部が強化され、耐疲労性の向上が図られたものと考えられる。以上より、軸直角方向および軸直角方向と軸方向に幅 300mm（輪荷重幅と同様）間詰部を設け、間詰部上を車両が連続走行した場合においても耐疲労性が大幅に向上する結果を得られたことから、実用的な取替 RC 床版であると考えられる。

(2) たわみと等価走行回数

たわみと等価走行回数の関係を図-4.2.6 に示す。なお、図-4.2.6 には阿部らが提案する維持管理の目安である床版中央のたわみとし、床版支間 L の $1/400$ 、すなわち 3.5mm のたわみも併記した。本実験は段階荷重増荷により輪荷重走行疲労実験を行ったことから、初期荷重および荷重増加し、1 走行した後のたわみを表-4.2.4 に示す。また、たわみが床版支間 L の $1/400$ 、すなわちたわみが 3.5mm に達した時点の等価走行回数を表-4.2.6 に示す。

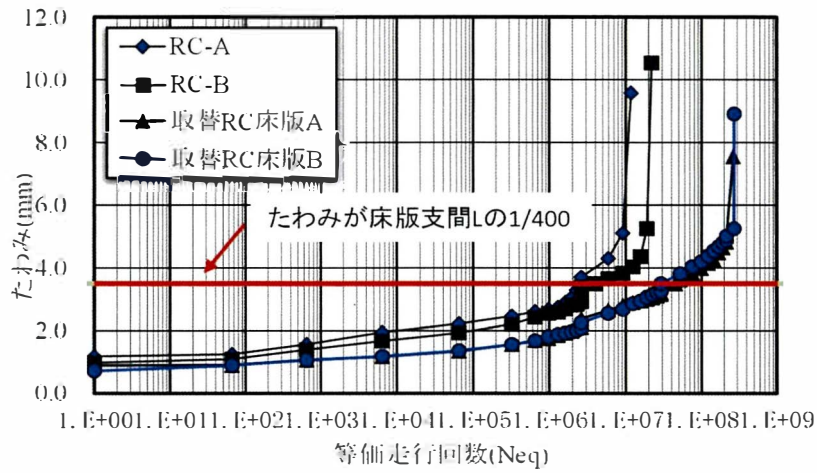


図-4.2.6 たわみと等価走行回数

表-4.2.4 荷重増加時の1走行後のたわみ

供試体	段階荷重ごとの1走行時のたわみ			
	100kN	120kN	140kN	150kN
RC-A	1.18	3.41	—	—
RC-B	0.98	2.93	—	—
取替RC床版A	0.89	2.38	3.15	5.00
取替RC床版B	0.72	2.26	3.27	5.01

表-4.2.5 たわみが床版支間Lの1/400に達した時点の等価走行回数

供試体	たわみ3.5mmに達した 時点の等価走行回数	等価走行回数比	
		RC-A	RC-B
RC-A	2,594,000	—	0.65
RC-B	4,008,000	1.55	—
取替RC床版A	45,100,000	17.39	11.25
取替RC床版B	28,873,240	11.13	7.20

① RC床版

供試体 RC-A の荷重とたわみの関係より、図-4.2.6 および表-4.2.4 に示すように、荷重 100kN で1 走行後の初期たわみは 1.18mm である。その後の走行によりたわみが徐々に増加し、たわみが床版支間 L の 1/400、すなわち 3.50mm に達した時点の等価走行回数は表-4.2.5 に示すように、 2.594×10^6 回である。その後の荷重増加と走行を繰り返すことでたわみが増加している。荷重 120kN で 14,000 回走行（等価走行回数 11.789×10^6 回）のたわみは 9.60mm である。最終的には押抜きせん断破壊に至った。一方、供試体 RC-B の荷重 100kN で1 走行後のたわみは 1.09mm であり、供試体 RC-A のたわみを下回っている。その後、荷重を 120kN に増加し、走行を繰り返すことでたわみが徐々に増加し、たわみが 3.50mm に達した時点の等価走行回数は 4.008×10^6 回であり、供試体 RC-A の等価走行回数の 1.55 倍である。この付近からたわみの増加がやや大きくなっている。荷重 150kN で 29,500 回走行（等価走行回数 21.971×10^6 回）のたわみが 10.5mm である。よって、コンクリートの圧縮強度が高いことから、耐疲労性が向上する結果が得られた。

② 取替 RC床版 A

供試体取替 RC 床版 A の荷重とたわみの関係より、図-4.2.6、表-4.2.4 に示すように、荷重 100kN で1 走行後のたわみは 0.89mm である。その後の荷重増加と走行によりたわみが徐々に増加している。たわみが 3.50mm に達した時点のたわみと等価走行回数の関係は表-4.2.4 に示すように、 45.100×10^6 回であり、供試体 RC-B の 11.3 倍である。この付近からたわみの増加がやや大きくなっている。荷重 150kN で 4,501 回走行（等価走行回数 265.273×10^6 回）のたわみが 7.55mm である。たわみの計測位置は、間詰部の中央であることから、この位置は鉄筋の定着長が 280mm で、重ね継手としたことから、間詰部の曲げ剛性が向上し、たわみの増加が抑制されたものと考えられる。

以上より、支間中央の軸直角方向に間詰部を設け、配力筋の端部に円形の突起を設けたことにより付着力の向上が図られ、さらに鉄筋量も RC 床版の 2 倍が配置されていることから間詰部の剛性が向上し、耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。よって、取替 RC 床版構造における軸直角方向および軸方向の間詰部は、曲げ剛性が向上することから、弱点とならず耐疲労性が向上する結果が得られた。

③ 取替 RC床版 B

供試体取替 RC 床版 B のたわみと等価走行回数の関係より、荷重重 100kN で1 走行後のたわみは 0.72mm である。この時点で取替 RC 床版 A のたわみより僅かに下ま

わっている。各荷重における1走行後のたわみは、表-4.2.4に示すように、荷重140kN 載荷し、1走行後のたわみは3.27mmである。たわみが3.50mmに達した時点の等価走行回数は表-4.2.5に示すように 28.873×10^6 回であり、供試体RC-Bの等価走行回数 の7.20倍、取替RC床版Aに対しては0.64倍である。荷重150kNで5,350回走行（等 価走行回数 265.273×10^6 回）のたわみが8.91mmである。軸方向の幅300mmの間詰 部と輪荷重走行位置が一致したことから取替RC床版Aの中央のたわみを上回って いる。

以上より、軸直角方向および軸方向に間詰部を設けた交差部は、主筋方向および配 力筋方向ともに鉄筋量が2倍の鉄筋量となり、また、主筋には三角形、配力筋には円 形の突起を設けたことから付着力も確保され、交差部は曲げ剛性が向上する。一方、 軸方向の間詰部は継手部直上に輪荷重を載荷したが、主筋が重ね継手構造であり、鉄 筋端部には三角形の突起が設けられ、付着力も確保されていることから、軸直角方向 と同様に剛性が向上し、供試体RC-Bと比較して耐疲労性が大幅に向上する結果が 得られた。よって、2方向に間詰部を設けた取替RC床版構造においても間詰部が弱 点とならず、耐疲労性が向上する結果が得られた。

(3) ひずみと等価走行回数

主筋および配力筋のひずみと等価走行回数の関係を図-4.2.7(1)～(2)に示す。な お、供試体RC-A、Bの鉄筋の降伏ひずみは 1775×10^{-6} 、取替RC床版の降伏ひずみは 1830×10^{-6} である。

① RC床版

供試体RC-Aの初期ひずみは 489×10^{-6} である。降伏ひずみに達した等価走行回数は 8.38×10^6 回である。また、供試体RC-Bの初期ひずみは 432×10^{-6} であり、降伏ひずみ に達した等価走行回数は 17.60×10^6 回である。圧縮強度が1.64倍とすることで2.10倍 の等価走行回数となった。

② 取替RC床版

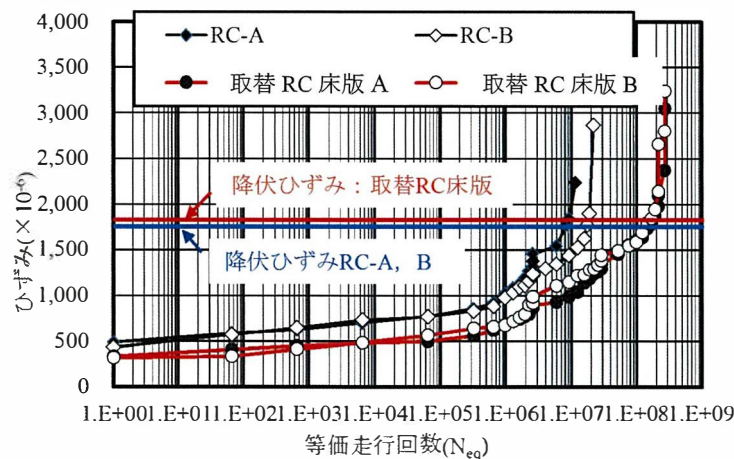
取替RC床版-1の主鉄筋の初期ひずみは 320×10^{-6} である。降伏ひずみに達した等価 走行回数は 196.80×10^6 回である。また取替RC床版-2の初期ひずみは 330×10^{-6} であ り、降伏ひずみに達した等価走行回数は 154.4×10^6 回である。供試体RC-Aの降伏ひ ずみに達した等価走行回数のそれぞれ、23.48倍、18.42倍である。また、供試体RC- Bと比較すると、それぞれ11.18倍、8.77倍である。間詰部は配力筋を280mmの重ね 継手に3本の主鉄筋が配置されていることから、曲げ剛性が向上し、ひずみの増加が 抑制されている。

次に、配力筋のひずみは図-42.7(2)に示すように、供試体 RC-A のひずみは 295×10^{-6} 、その後の走行でひずみは増加するものの降伏ひずみに達していない。供試体 RC-B も同様な増加傾向を示している。初期ひずみは 243×10^{-6} であり、その後の走行でひずみは増加するもの、降伏ひずみに達していない。次に、取替 RC 床版 A および取替 RC 床版 B の初期ひずみはそれぞれ、 214×10^{-6} 、 188×10^{-6} である。両供試体ともに走行を繰り返すことでひずみは徐々に増加するが降伏ひずみに達していない。

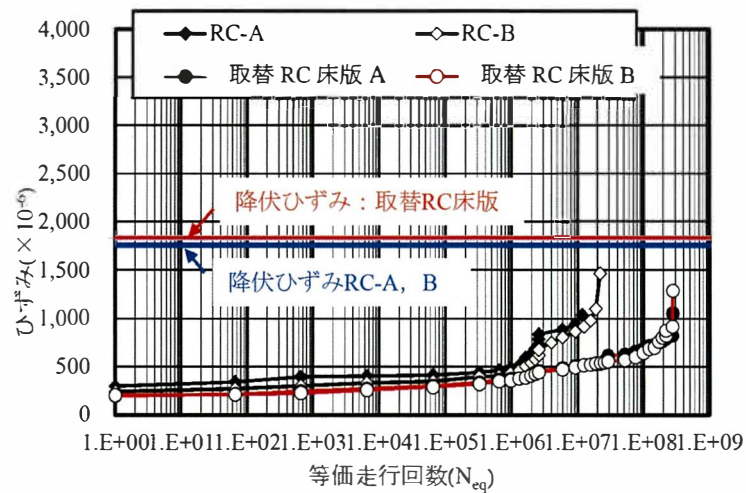
以上より、主鉄筋のひずみは降伏ひずみに達するものの間詰部の主筋量が多いことと、圧縮強度が高いことから全体的に剛性が高まり、ひずみの増加が抑制されている。配力筋のひずみは主筋より低いことから突起部に大きな負担が及ぼさないものと考えられる。

供試体 RC-A のひずみは 295×10^{-6} 、その後の走行でひずみは増加するものの降伏ひずみに達していない。供試体 RC-B も同様な増加傾向を示している。初期ひずみは 243×10^{-6} であり、その後の走行でひずみは増加するもの、降伏ひずみに達していない。次に、取替 RC 床版 A および取替 RC 床版 B の初期ひずみはそれぞれ、 214×10^{-6} 、 188×10^{-6} である。両供試体ともに走行を繰り返すことでひずみは徐々に増加するが降伏ひずみに達していない。

以上より、主鉄筋のひずみは降伏ひずみに達するものの間詰部の主筋量が多いことと、圧縮強度が高いことから全体的に剛性が高まり、ひずみの増加が抑制されている。配力筋のひずみは主筋より低いことから突起部に大きな負担が及ぼさないものと考えられる。



(1) 主筋



(2) 軸方向筋

図-4.2.7 ひずみと等価走行回数

(4) 実験最大耐荷力

走行荷重実験による最大耐荷力を表-4.2.6 に示す。

軸直角方向に間詰部を設けた取替 RC 床版 A-1 供試体の最大耐荷力は 250.78kN であり、取替 RC 床版 A-2 供試体は 260.88kN，最大耐荷力の平均は 255.83kN である。

次に、2 方向に間詰部を設けた取替 RC 床版 B-1 供試体の最大耐荷力は 265.86kN，取替 RC 床版 B-2 供試体は 265.90kN，最大耐荷力の平均は 265.88kN である。間詰部を 2 方向に設けた供試体の耐荷力が 1.04 倍向上している。これは走行方向および軸直角方向の間詰部に配置された鉄筋量が多いためと考えられる。

表-4.2.6 最大耐荷力

供試体名	最大耐荷力 (kN)	平均耐荷力 (kN)	耐荷力比
取替 RC 床版 A-1	250.78	255.83	—
取替 RC 床版 A-2	260.88		
取替 RC 床版 B-1	265.86	265.88	1.04
取替 RC 床版 B-2	265.90		

(5) 荷重とたわみの関係

床版中央の荷重とたわみの関係を図-4.2.8 に示す。取替 RC 床版 A 供試体および B 供試体ともに同等の増加傾向を示している。最大耐荷力時のたわみは取替 RC 床版 A-1 が 7.19mm, A-2 が 7.92mm である。また, 取替 RC 床版 B-1, B-2 それぞれで 8.40mm, 8.89mm である。2 方向に間詰部を設けた取替 RC 床版 B 供試体は, 軸方向の間詰部には主筋方向がダブルで配置され, 本取替 RC 床版の特徴でもある鉄筋端部の三角形の突起により付着力も高く, 全体的に剛性が高まることから, たわみの増加が抑制されている。

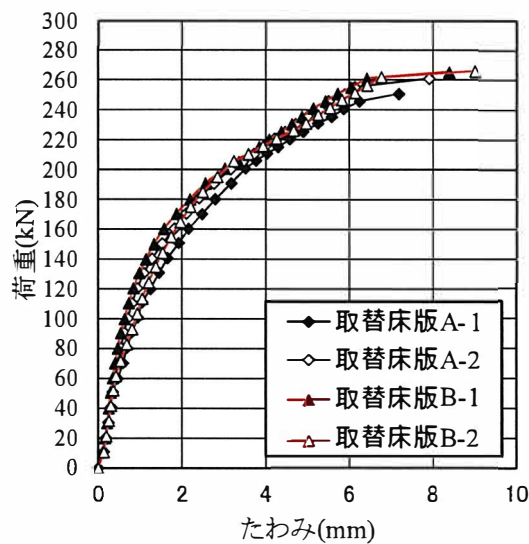


図-4.2.8 荷重とたわみの関係

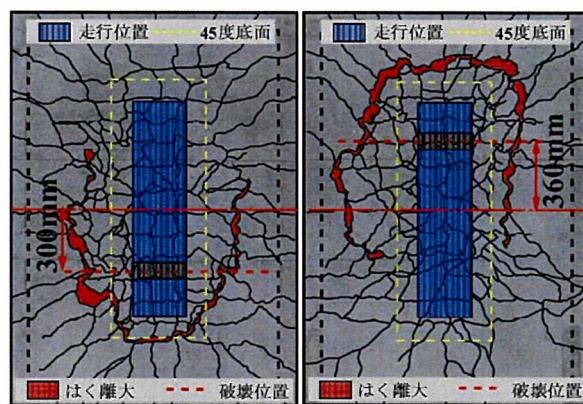
4.2.8 損傷状況

RC 床版および取替 RC 床版の損傷状況を図- 42.9 に示す。なお, 走行範囲を青枠, 間詰部を赤枠で図- 42.9 に示した。また, 輪荷重走行位置が 45 度底面の範囲を黄色の破線で示した。

(1) RC 床版

RC 床版供試体 RC-A の下面のひび割れ状況を図-4.2.9 (1)に示す。図より, 破壊後の床版下面には疲労による 2 方向のひび割れが発生している。また, 輪荷重走行により, 走行端部 300mm 付近を始点に, 輪荷重折り返し位置まで, 輪荷重の接地面から 45 度底面にダウエル作用の影響によるはく離が見られる。よって, はく離が発生す

る位置は、輪荷重走行端部から 300mm 付近を始点に、輪荷重の折り返し位置の 45 度分布範囲にわたっている。これは、輪荷重の走行による引張鉄筋のダウエル作用の影響によるはく離の発生と考えられる。その後の走行により、押抜きせん断破壊へと移行し、輪荷重が図-4.2.9 (1) に示す床版中央から 300mm の位置で走行不能となる押抜きせん断破壊に至った。次に、供試体 RC-B の破壊時のひび割れ状況より図-4.2.9 (2) に示すように、等価走行回数が多いにも関わらず、破壊時のひび割れ状況は供試体 RC-A と同様に疲労による 2 方向ひび割れが発生している。また、ダウエル作用の影響によるはく離が及ぼす範囲は走行端部から 250mm 付近を始点に、輪荷重の折り返し位置の下面 45 度外側まで広範囲に分布している。破壊は輪荷重走行中に軸方向の中央から 360mm 位置で、押抜きせん断破壊となった。以上より、両供試体の等価走行回数が異なるものの、破壊時のひびわれ状況は疲労による 2 方向ひびわれであった。ダウエル作用の影響によるはく離も広範囲に亘り、輪荷重が走行中に押抜きせん断破壊に至ったものの、鉄筋の破断は見られない。



(1) RC-A

(2) RC-B

図-4.2.9 RC 床版のひび割れ損傷

(2) 取替RC床版 A

取替 RC 床版 A のひび割れ状況を図-4.2.10 (1) に示す。図より、軸直角方向は幅 1000mm、軸方向は輪荷重の走行範囲に 2 方向のひび割れが発生し、その外側には 1 方向のひび割れが発生している。また、間詰部からパネル A の下面には、ダウエル作用の影響によるはく離が分布している。よって、輪荷重走行によるダウエル作用の影響を受け、はく離した位置を始点に押抜きせん断破壊へ移行され、輪荷重が走行中に床版支間中央から 300mm 走行した位置で、押抜きせん断破壊となった。

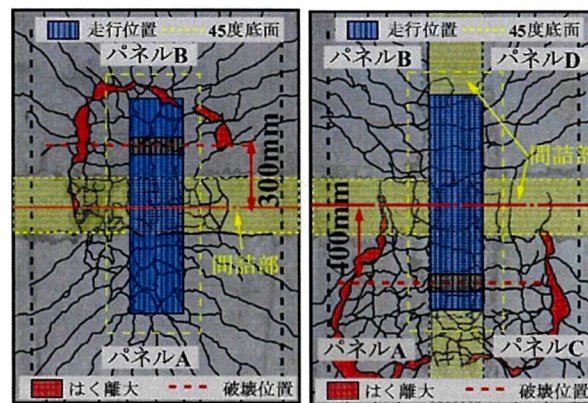
この供試体は、軸直角方向に幅 300mm の範囲の間詰部を設けたが、配力筋方向の鉄筋端部に円形の突起を設けたことから、付着力の低下に伴う損傷が見られない。また、間詰部は鉄筋をダブルで配置することから、ダウエル作用を受ける範囲の外側にはひびわれの発生は見られない。なお、破壊時には鉄筋の破断は見られない。

以上より、取替 RC 床版 A の破壊は、輪荷重が走行中に、床版中央から 300mm の位置、すなわちプレキャスト版で押抜きせん断破壊となり、間詰部の継手構造は弱点とならず、耐疲労性の向上が図られた。

(3) 取替 RC 床版 B

取替 RC 床版 B の下面のひび割れ状況を図-4.2.10 (2)に示す。図より、軸直角方向は幅 1000mm、軸方向は輪荷重走行範囲に、2 方向のひび割れが発生し、その外側には 1 方向のひびわれが発生している。供試体 RC-B と比較して等価走行回数が 12.07 倍にも関わらず、ひび割れの進展が抑制されている。ダウエル作用の影響によるはく離が発生している位置は、間詰部からパネル A、C 内であり、破壊は輪荷重走行中に床版中央から 400mm 走行した位置で押抜きせん断破壊となった。本実験では軸方向の間詰部上に輪荷重を走行させた場合においても、間詰部の交差位置は、主筋端部に三角形の突起、配力筋には円形の突起が設けられ、それぞれが重ね継手構造となることから、交差部ではそれぞれがダブル配置となり、曲げ剛性が向上した結果、間詰部で破壊に至らない結果となった。

以上より、取替 RC 床版 B は供試体中央に軸直角方向と軸方向に幅 300mm の間詰部を設けたが、継手部構造は弱点とならず耐疲労性が向上する結果となった。よって、押抜きせん断破壊はプレキャスト部で破壊に至る結果となった。



(1) 取替 RC 床版 A (2) 取替 RC 床版 B

図-4.2.10 取替 RC 床版の損傷

4.2.9 破壊時のひび割れ状況

走行荷重実験における破壊時のひび割れ状況を図-4.2.11 に示す。

(1) 取替 RC 床版 A

取替 RC 床版 A-1 のひび割れ状況を図-4.2.11(1)に示す。下面は間詰部を除いた RC 床版部に 2 方向のひび割れが発生している。破壊は床版中央から 500mm 付近で押抜きせん断破壊となっている。破壊付近は荷重載荷位置から 45 度底面にダウエルの影響によるはく離が見られる。次に、切断面 A-A は図-4.2.11(1),2)に示すように輪荷重走行位置のみにひび割れが発生している。この位置はプレキャスト床版部の鉄筋量に対して、多く配置されていることから、ひび割れの発生が抑制されている。破壊位置の切断面 B-B は図-4.2.11 (1),3)に示すように荷重載荷位置から 45 度で押抜きせん断破壊となる斜めひび割れが発生している。軸方向の切断面 C-C(図-4.2.11(1),4))においても輪荷重走行位置から 45 度に斜めひび割れが発生し、押抜きせん断破壊となるひび割れ形状を呈している。

(2) 取替 RC 床版 B

取替 RC 床版 B-1 のひび割れ状況を図-4.2.11 (2)に示す。輪荷重走行により床版下面には 2 方向のひび割れが発生している。破壊は床版中央から 300mm 付近で押抜きせん断破壊となっている。破壊付近は荷重載荷位置から 45 度底面にダウエルの影響によるはく離が見られる。次に、切断面 A-A は図-4.2.11 (2),2)に示すように走行位置から斜めひび割れが発生している。切断面 B-B(図-4.2.11 (2),3))も同様に押抜きせん断破壊形状を示している。また、切断面 C-C 断面(図-4.2.11 (2),4))においては圧縮鉄筋付近に水平ひび割れが発生している。

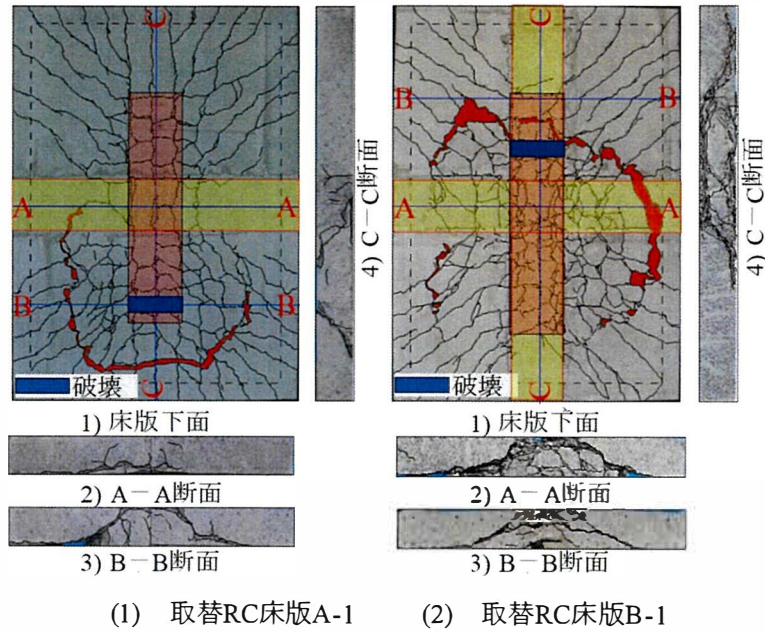


図-4.2.11 ひび割れ損傷

4.2.10 押抜きせん断耐荷力の算定

阿部らは、RC床版の寿命予測および押抜きせん断耐荷力を評価するために1994年改定の道示に準拠したRC床版供試体を用いて走行荷重実験を行い、破壊状況から押抜きせん断力学モデルを基に、押抜きせん断力学モデルおよび押抜きせん断耐荷力評価式を提案し、RC床版のS-N曲線式に適用している^{4.2.7)}。本論文では、走行荷重実験より得られた最大耐荷力と阿部らが提案する押抜きせん断耐荷力との整合性を検証する。ここで、阿部らが提案する押抜きせん断力学モデルを図-4.2.12、押抜きせん断耐荷力を式(1)とする。

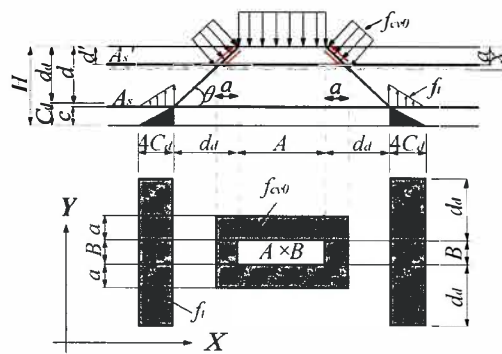


図-4.2.12 押抜きせん断力学モデル

$$P_{sx} = f_{cv0}\{2(B+2a)a+2(Aa)\}+f_t\{4(2d_d+B)C_x\} \quad (1)$$

ただし、 $f_{cv0} = 0.688f'_c{}^{0.610} \leq f'_c = 80\text{N/mm}^2$ $f_t = 0.269f'_c{}^{2/3}$

ここに、 A 、 B ：載荷版の主鉄筋、配力筋方向の辺長 (mm)、 a ：主鉄筋方向 a_x 、配力鉄筋方向 a_y の等価応力ブロックの平均値 (mm) ($= (a_x+a_y)/2$)、 C_x ：ダウエル効果が影響を示す寸法効果 (=主鉄筋のかぶり (C'_x) と配力筋方向のかぶり (C'_y) の平均値 (mm))、 $C'd$ ：主鉄筋のかぶり (C'_x) と配力筋方向のかぶり (C'_y) の平均値 (mm) ($= (C'_x+C'_y)/2$)、 d_d ：主鉄筋の有効高さ (d_x) と配力筋方向の有効高さ (d_y) の平均値 (mm) ($= (H-C'd)$)、 H ：床版全厚 (mm)、 f_{cv0} ：コンクリートのせん断強度 (N/mm²)、 f_t ：コンクリートの引張強度 (N/mm²)

式(1)に示す押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は、等価応力ブロックの平均値 a ($= (a_x+a_y)/2$) にコンクリートのせん断強度 f_{cv0} による押抜きせん断耐荷力と主鉄筋および配力筋方向のかぶりの平均値 C_x ($= (C'_x+C'_y)/2$) に、コンクリートの引張強度 f_t による押抜きせん断耐荷力の合計値として評価されている。ここで、主鉄筋、配力筋方向の等価応力ブロック a は式(2)として与えられる。

$$a/d = m/2\{p - p'(\epsilon'_{cu} \times E_s/f_y)\} + \sqrt{[p - p'(\epsilon'_{cu} \times E_s/f_y)]^2 + p' \times 4\beta/m \times d'/d \times \epsilon'_{cu} \times E'_s/f_y} \quad (2)$$

ただし、 $m = f_y/0.85f'_{cd}$ 、 $p = A_s/(b \times d)$ 、 $p' = A'_s/(b \times d)$

ここに、 f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)、 f_y ：鉄筋の引張強度(=513N/mm²)、 A_s ：引張側の鉄筋量、 A'_s ：圧縮側の鉄筋量、 d ：有効高さ、 d' ：圧縮縁から圧縮鉄筋の図心までの距離、 b ：部材幅(=100cm)、 E_s 、 E'_s ：鉄筋のヤング係数 (=200kN/mm²)、 ϵ'_{cu} ：コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)、 β ：0.8

本供試体の破壊は、間詰部を軸直角方向に設けた取替 RC 床版 A は図-4.2.4 (1)に示すパネル A あるいは B で押抜きせん断破壊となっている。そこで、押抜きせん断耐荷力の算出においては、プレキャスト版部のコンクリートの圧縮強度および鉄筋量を基に算出する。ここで、取替 RC 床版の諸元を表-4.2.7、実験最大耐荷力および押抜きせん断耐荷力を表-4.2.8 に示す。式(1)より算出した押抜きせん断耐荷力は 248.8kN であり、実験最大耐荷力と比較すると軸直角方向に間詰部を設けた取替 RC 床版 A の 99%および 95%とほぼ近似した結果が得られた。次に、取替 RC 床版 B は図-4.2.4 (2)に示すように間詰部が軸直角方向および軸方向で交差し、輪荷重は軸方向間詰部直上

を走行している。一方、間詰部の鉄筋配置はダブル配置となり、押抜きせん断耐荷力の算定には難を要する。そこで、取替 RC 床版 A と同様の諸元を用いて押抜きせん断耐荷力を算定した。その結果、両供試体ともに実験値の 94%と実験最大耐荷力および押抜きせん断耐荷力となり、ほぼ近似した結果が得られた。なお、軸方向の間詰部の鉄筋およびコンクリートの強度の影響については今後の課題とする。

以上より、実験最大耐荷力と式(1)より算定した押抜きせん断耐荷力はほぼ近似する結果が得られた。よって、S-N 曲線式の縦軸 S 値の評価が可能であると考える。

表-4.2.7 RC床版の諸元

設計支間(mm)		1400mm
床版厚(mm)		150mm
設計基準強度(f_c)		56.4N/mm ²
主鉄筋	引張鉄筋 (A_s)	1056mm ²
	圧縮鉄筋(A'_s)	528mm ²
配力鉄筋	引張鉄筋 (A_s)	1056mm ²
	圧縮鉄筋(A'_s)	528mm ²
鉄筋降伏強度(f_{ud})		265N/mm ²
鉄筋引張強度(f_t)		440N/mm ²
有効高	主鉄筋(d_m)	125.0mm
	配力鉄筋(d_d)	112.0mm
かぶり厚	主鉄筋(C_m)	25.0mm
	配力鉄筋(C_d)	38.0mm
かぶりの平均(C_d)		31.5mm
等価応力ブロック	主鉄筋(a_m)	16.2mm
	配力鉄筋(a_x)	17.5mm
等価応力ブロックの平均		16.9mm
中立軸の位置 (χ_m)		3.7cm
押抜きせん断耐荷力 (P_{sx})		248.8kN

表-4.2.8 実験耐荷力および押抜きせん断耐荷力

供試体名称	最大耐荷力 (kN)	押抜きせん断耐荷力 (kN)	耐荷力比
取替RC床版 A-1	250.78	248.80	0.99
取替 RC 床版 A-2	260.88		0.95
取替 RC 床版 B-1	265.86		0.94
取替 RC 床版 B-1	265.90		0.94

4.2.11 まとめ

近年、RC 床版の老朽化や設計基準の変遷に伴い、現行示方書の規定を満足したプレキャスト床版へと取替られている。そこで、鉄筋端部に 2 タイプの突起を設けた継手部を有する取替 RC 床版を提案し、耐疲労性の検証を行った結果、以下の知見が得られた。

軸直角方向に間詰部を設けた取替 RC 床版 A の最大耐荷力の平均は 255.8kN である。また、2 方向に間詰部を設けた供試体取替 RC 床版 B の最大耐荷力の平均は 265.9kN であり、間詰部直上に輪荷重を走行させたにもかかわらず耐荷力が 1.04 倍向上する結果が得られた。

取替 RC 床版 A の破壊状況は、輪荷重が走行中にプレキャスト版、すなわち供試体のパネル A 内で輪荷重の設置面から斜めひび割れが発生する押抜きせん断破壊となった。また、取替 RC 床版 B の破壊状況もプレキャスト版内で走行中に押抜きせん断破壊となった。破壊状況から押抜きせん断力学モデルおよび耐荷力式を基に押抜きせん断耐荷力を評価した。その結果、実験耐荷力の 94%以上の耐荷力が得られ、ほぼ近似した結果が得られた。よって、取替 RC 床版の押抜きせん断耐荷力や寿命予測式である RC 床版の S-N 曲線式への適用が可能となる。

〔全体〕

鉄筋端部に 2 タイプの突起を設けた鉄筋を主筋および配力筋方向に配置し、間詰部で重ね継手構造とした。実験供試体は施工条件を考慮してパネルを工場で作成した。間詰部を設けた供試体のコンクリートには超速硬セメントを用いたコンクリートを打設した。その結果、本構造は施工性にも優れた取替 RC 床版であることを確認した。よって、実橋においても、同様の配合条件および施工条件での実施が可能である。

輪荷重走行疲労実験におけるプレキャスト化した取替 RC 床版において、軸直角方向に間詰部を設けた取替 RC 床版 A 供試体の破壊時の等価走行回数は、同一条件で配合したコンクリートで作成した RC 床版供試体 RC-B に対して、12.07 倍の等価走行回数を得られた。また、軸方向および軸直角方向の 2 方向に間詰部を設けた供試体は 12.51 倍の等価走行回数を得られ、間詰部が弱点とならず耐疲労性が向上する結果が得られた。

取替 RC 床版中央のたわみと等価走行回数の関係より、取替 RC 床版 A および B の間詰部は鉄筋の付着を考慮し 280mm の継手長とし、主筋および配力筋の先端部にそれぞれ三角形と円形の突起を設けたことから、付着性の向上と鉄筋を重ね継手としたことから間詰部の剛性が高まり、たわみの増加が抑制され耐疲労性が大幅に向上す

る結果が得られた。

取替 RC 床版 A の間詰部には結果として RC 床版の 2 倍の鉄筋が配置され、取替 RC 床版 B の間詰部には RC 床版の 4 倍の鉄筋が配置されることから、両供試体ともに間詰部の剛性が高まり、たわみの増加が抑制されたことで、耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。

取替 RC 床版 A, B とともに、輪荷重走行疲労実験における等価走行回数および荷重とたわみの関係、破壊時の損傷状況においても、RC 床版以上の耐疲労性が評価され、とくに、走行方向の間詰部直上に輪荷重を走行させた場合においても、弱点とならず耐疲労性の向上が図られた。よって、取替 RC 床版構造は、実用性の重要な条件のひとつである耐疲労性を満足した床版となり得ることを明らかにした。

4.2.12 参考文献

4.2.1) 阿部忠, 木田哲量, 水口和彦, 川井豊: 輪荷重走行疲労実験における車輪寸法が RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響および評価法, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1305-1315, 2011.

4.2.2) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 川井豊: 道路橋RC床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価, 土木学会論文集A1, pp.39-54, 2011.

4.2.3) 松井繁之: 道路橋床版設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007.

4.2.4) 川井豊, 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子: 道路橋RC床版の S-N 曲線に関する一考察, 第七回路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.263-268, 2012.

4.2.5) 川井豊, 中村聖三, 阿部忠: 信頼度を考慮した道路橋 RC 床版の疲労耐久設計について, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.1160-1167, 2016.

4.2.6) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 小森篤也, 児玉孝喜: 輪荷重走行疲労実験における RC 床版上面増厚補強法の耐疲労性の評価法, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1270-1281, 2010.

4.2.7) 川井豊, 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子: 道路橋RC 床版のS-N 曲線に関する一考察, 第7回路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.263-268, 2012.6

第5章 取替 RC 床版細部構造の提案

5.1 はじめに

本研究で、取替プレキャスト RC 床版の継手構造について、研究を進めてきた。本章においては、実用化に向けて、地方自治体が管理する橋梁の提供を受けたことから、ひとつの橋梁の基本に床版の細部構造を検討する。また、設計・製作・施工における課題を抽出し、以後の実用化時の基礎データ収集を実施する。

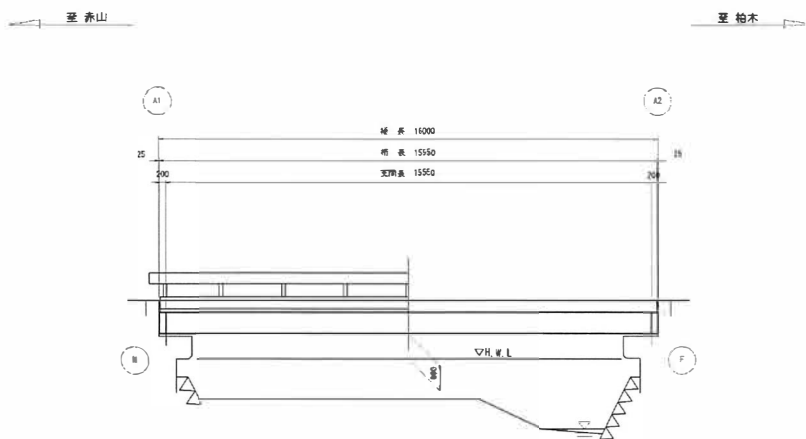
5.2 対象橋梁

5.2.1 対象橋梁構造形式

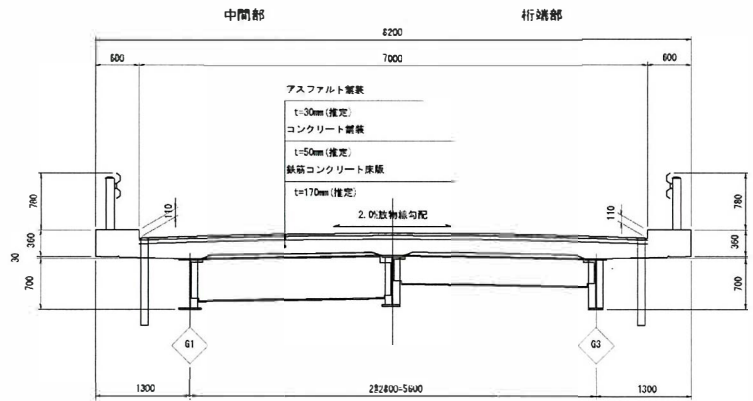
表 5.2.1 対象橋梁諸元

管理者	上山市
橋長	16.000m
幅員構成	0.600+7.000+0.600=8.200m
設計荷重	TL-14
斜角	右 83° 00' 00"
上部構造形式	鋼単純合成 H 桁橋 (H-BB-C)
下部構造形式	逆 T 式橋台 (直接基礎)
架橋年次	昭和 49 年 (1974 年) 3 月
供用経過年	45 年

側面図 S=1:100



現況上部工断面図 S=1:50



上部工補修断面図 S=1:50
(完成系)

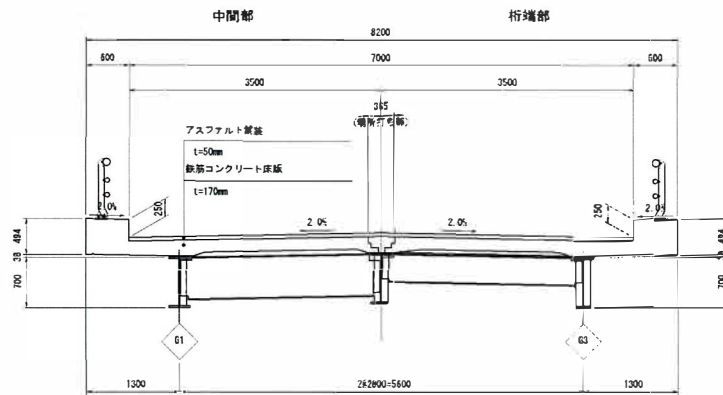


図-5.2.1 橋梁一般図

5.2.2 架橋位置

架橋位置：山形県上山市檜下字赤山地内

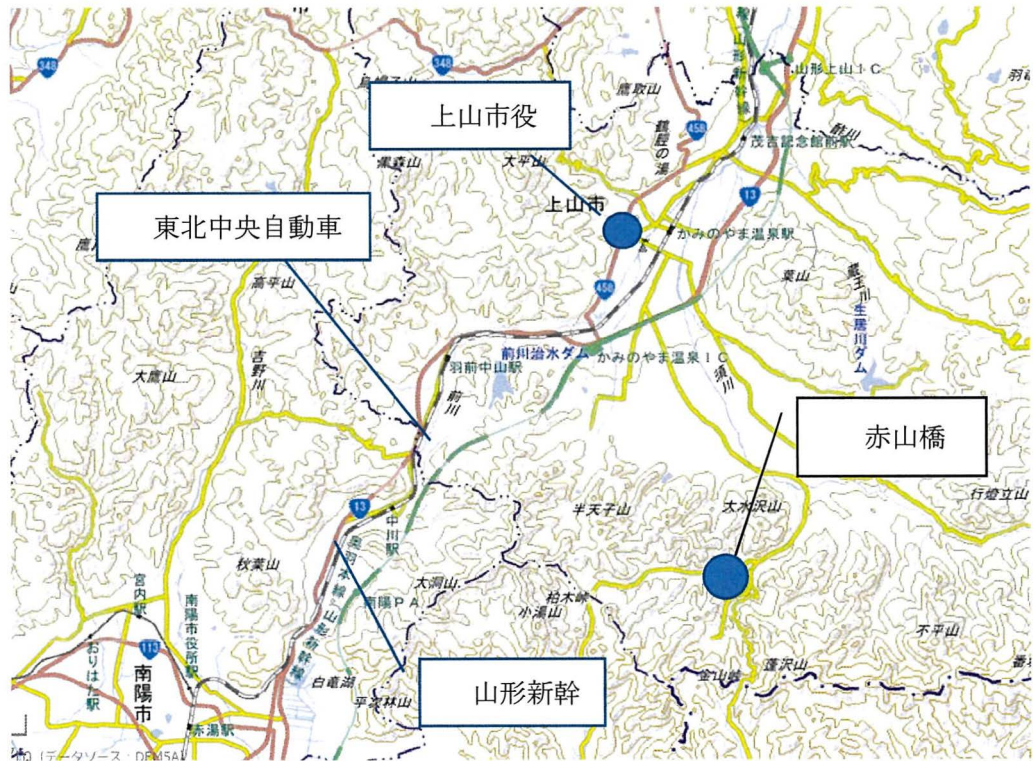


図-5.2.2 架橋位置図

5.2.3 架橋状況



図-5.2.3 対象橋梁（赤山橋）

（上段左：側面，上段右：路面，下段左：路面砂利化，下段右：床版下面床版補強（鋼板接着補強））

5.3 実橋試験対象橋梁における設計方針

5.3.1 実施方針

地方自治体の採用を前提としていることから、経済性も大きな視点のひとつであるため、検証は型枠製作方法、配筋計画、プレキャスト部材設置方法について確認を行うものとする。対象橋梁架橋位置は、交通量が少なく交通規制が必要に応じて実施が可能である。しかし、本実験の目的が常時交通規制を行いながら、必要に応じて通行止めを実施することを前提に計画していることから、赤山橋における実橋実験においては、片側交互通行を行いながら、床版取替を実施するものとした計画とする。このため、当該橋梁の有効幅員が7.0mのため、道路中心で分割し、施工時の規制は、3.0mの施工時幅員で床版取替を実施する。また、橋梁形式が単純合成桁であり、施工の段階で床版取壊にて、合成を解放するため、施工時は非合成桁として荷重制限を行った通行制限を実施する。その他の条件として、基本設計における死荷重条件は、防護柵形式や地覆形状、舗装防水層等は現行基準を採用した設計とした。

5.3.2 実施設計

(1) 設計の流れ

〔復元設計〕

現地計測・架橋当時の設計条件を復元

〔プレキャスト床版での大規模更新後の設計照査〕

復元設計時の設計活荷重で新たな変更条件の復元設計を実施

プレキャスト床版におけるずれ止めの検討

〔交通規制等の施工手順を勘案した暫定供用状態で照査〕

交通荷重の制限等の可否を想定し、必要に応じて仮設桁設置やベントの設置など検討

〔細部ディテールの検討〕

床版配筋照査を完成形と仮設時の両面から決定する。

検討要素としては、施工条件や周辺環境を前提に継手形状や部材規模を決定する。

(2) 実施設計時の留意点

配筋計画図の作成にあたっては、方向性を持つ、△頭部を有する鉄筋の方向確保が容易な配筋が必要である。

5.4 実橋施工試験

5.4.1 型枠製作

高速自動車道路に架橋される橋梁と異なり、90°の橋梁は少なく、ほとんどが斜角を有している。このため、斜角を有した場合、製作が容易な型枠とし、コスト削減に向けては、型枠の使い回しが原価低減となるような型枠とする。また、型枠から突出する頭部を有した鉄筋が製品として、脱型する場合の容易性も考慮するため、ベッド、底型枠、側型枠に分割とし、側型枠の鉄筋設置・型枠脱型を容易にするため、下かぶり、上かぶり、主筋-配力鉄筋間の3分割で構成した。

採用した型枠と配筋状況を図-5.4.1に示す。



図-5.4.1 採用した型枠と配筋状況

5.4.2 コンクリート打設と養生

プレキャストRC床版であることから、二次製品製作工場での打設・養生を行う。工場からの出荷条件は、コンクリート強度30N/mm²に達した後に搬出する。

養生は、強度の早期発現を図るため、蒸気養生を実施し、打設翌日に型枠の脱型を行う計画とした。図-5.4.2に打設状況を示す。



図-5.4.2 打設状況

5.4.3 継手部の処理

プレキャスト部材と現場打ち部コンクリートの接着性と実験時の再現を図るために継手部は目荒し処理を行うことを前提とした。図-5.4.3 に目荒し状況を示す。



図-5.4.3 継手部目荒し状況

5.4.4 仮組立

現場施工時の問題点発生を回避するため、仮組立を行い、製作時の公差を検証した。図-5.4.4 に仮組立状況を示す。



図-5.4.4 仮組立状況

5.4.5 プレキャスト床版据え付け状況

プレキャスト部材工場で製作された床版部材を現場に搬入・架設した。架設時においても工場仮組立同様に組み立てを実施し、プレキャスト部材の重量は、4トン未満となったが現地でラフテレーンクレーンでの組み立ても比較的容易でかつ、プレキャスト部材には、吊り金具設置や高さ調整が可能な治具の埋め込みを行っていたため、施工時間は、1パネルあたり30分程度で通りや高さ調整まで完了することができた。

また、設計図面を第7章に参照資料として添付する。

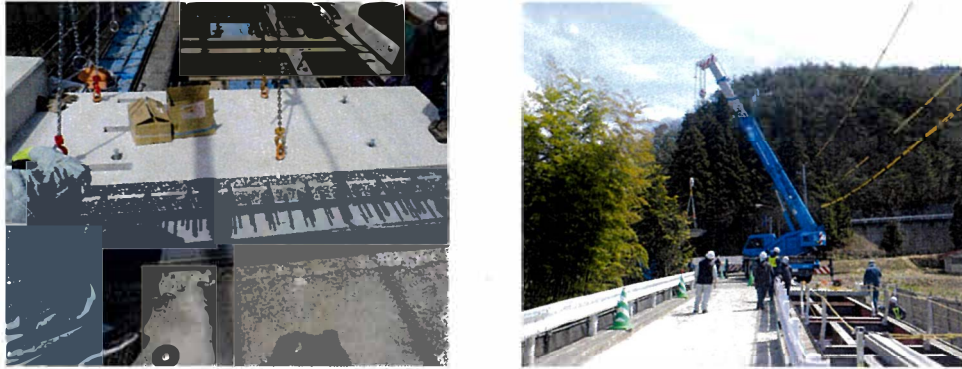


図-5.4.5 床版据え付け状況

5.5 まとめ

現地での製作・架設実験では、製作性・現地での組み立てについて、課題・問題点と施工のサイクルタイムの計測など実施した。

製作性については、型枠の製作と採算性が床版コストに大きく関わってきている。転用性などを図るには、設計照査の段階で配筋方法を道路橋示方書や鋼道路橋施工便覧に準拠した配筋方法などの検証が必要になってくるものと考えられる。また、製品組み立て時やバイブレータでの締め固め時に△頭部が回転し、それを補正するなど設計にて解消できる内容が確認できた。

組み立て性は、1枚あたり荷下ろしから設置までで30分で設置ができたことから、今後の施工計画に十分反映できるものと考えられる。また、現場継手部で40mmほど配筋位置を偏心させて、製作を行う設計としたが、製作時の組み立て精度でもう少し余裕のある配筋計画を行う必要があると考える。斜角の初期条件で40mm～60mm程度を使い分けることで架設性も向上するものと考えられた。

第6章 本研究のまとめ

本研究は、インフラの老朽化と地方自治体の衰退が進行、震災から復興が進む中、公共事業の縮減、地球温暖化に起因する土砂災害の発生など地域建設会社が継続的できる仕組み作りも重要となってくる。一方、地方自治体が発注する補修工事は、管理者の予算不足から事業規模も小さく、中央の橋梁技術を持つ建設会社が入札に参加することができないのが実態である。このため、第2章では、中小規模の橋梁における日常供用の中で挙動を把握することで橋梁点検要領の評価を適切に引用するため、日常の温度変化と湿度変化に伴う橋体の挙動計測を実施した。第3章では、中小規模の橋梁におけるRC床版の健全度低下が報告される。道路ネットワークを確保し続けるには、地方企業の存続が必須である。このため、地域の建設会社が持つ技術力を十分生かし、小さい橋梁の大規模更新を行い、地方の道路ネットワークを維持し続けるための工法として、プレキャストRC床版の実用化に向けた研究を行った。

これらの二つの研究を行った結果から得られた知見を以下に示す。

「第3章 地方道路橋の老朽化した支承の維持管理に関する研究」について、道路橋示方書のように桁体が一樣に日射や気温の上昇下降に伴い、一方向に伸縮することは無く、気温の変化による伸縮より、日射による物体温度の上昇下降の伸縮膨張の方が大きい。ただし、日射の影響は、上路橋であれば床版が張り出していることから、その影響で日射の影響を太陽の移動とともに変化し、架橋される方向の方位でも異なってくる。そして、桁軸方向にも伸縮膨張するが、たわみの上下という挙動に変化していた。

対象とした橋梁は、架橋後40年以上経過し維持修繕を試験の前年に行った橋梁、架橋後40年以上維持修繕を全く行っていない橋梁、架橋後7年経過し、損傷が確認できない橋梁であり、40年以上経過した橋梁2橋は鋼製線支承が採用され、新橋に近い橋梁はゴム支承が採用されていた。

鋼製線支承を採用されている橋梁は、修繕の有無にかかわらず、可動支承の伸縮機能が低下しており、修繕補修を行った支承であっても伸縮機能が改善されておらず、桁体に発生する熱伸縮は、橋台の弾性変化に伴い、吸収されていることが、現地計測と復元解析から得られた。

このため、H形鋼を用いた小規模鋼橋梁に関しては、道路橋点検要領に示される評価を軽減するか、橋梁長寿命化修繕計画策定時に支承評価を加えることで維持管理費用の縮減か別途必要な維持修繕費用に費やすことが可能になる。

「間詰部を設けた取替プレキャスト RC 床版に関する実験研究」については、鉄筋材料試験、機械式定着に加工した鉄筋の引き抜き試験、コンクリートと鉄筋を施工の手順に沿った曲げ試験・疲労耐久性を実施した。

鉄筋材料試験に鉄筋への急熱急冷部は、脆い組織変化に変化することで欠点を作るが提案する鍛造加工は、熱影響範囲が溶接と異なり、広範囲に入熱することから、材質が少なく、元材料より組織が改善し、母材鉄筋より良好な材料に変化した。

鍛造加工した鉄筋のコンクリート材料に埋め込んで実施した引き抜き試験では、コンクリート標準示方書の機械式定着長の 100%、75%、50%埋め込み長で試験を実施し、50%であっても、母材で破断する結果で提案する鍛造加工した機械式定着継手は、十分な定着機能を有している結果が確認できた。

曲げ試験および移動輪走行試験では、製品モデルの 60%スケールダウンした試験体で実験を実施し、継手部は欠点とならず、母体部分から破壊する結果を得た。

以上のことから、提案する機械式定着を用いたプレキャスト RC 床版の設計は、従来からの RC 床版の設計で主筋を決定し、75%以上の配力鉄筋を配置し、必要に応じて、床版の分割を決定することで設計が実施できる。また、プレキャスト部材毎の鉄筋の芯ずれを 40mm～60mm で設計図に反映させることで鉄筋の緩衝がほぼ生じない。

現地実証試験も現在進めているが、1 車線毎の床版取替も可能であり、災害時や迂回路がない道路に架橋される橋梁に適するものと考ええる。

提案するプレキャスト RC 床版は、難易度の高い設計照査や施工技術を必要とせず、地方の建設会社やプレキャスト製品会社でも製作することが容易であることから、今後地方の中小規模橋梁の大規模更新に寄与するものと考ええる。

第7章 その他

7.1 原著論文

(1) 審査制度のある学術雑誌等に掲載のもの

題 目 間詰部を設けた取替床版の耐疲労性の評価に関する実験研究

著 者 名 高橋明彦, 阿部忠, 小野晃良, 大西弘志, 久田真

学術雑誌等名 構造工学論文集 Vol.65A

発行年月 2019年 3月15日

間詰部を設けた取替RC床版の耐疲労性の評価に関する実験研究

Experimental research to evaluate the fatigue properties of replacement
RC deck slabs provided with infill parts

高橋明彦*, 阿部忠†, 小野晃良**, 大西弘志***, 久田真****
Akihiko Takahashi, Tadashi Abe, Kousuke Ono, Hiroshi Onishi, Makoto Hisada

*岩手大学大学院, 工学研究科機械・社会環境システム工学専攻 (〒020-8551 岩手県盛岡市上田 4-3-5)

†博(工), 日本大学教授, 生産工学部土木工学科 (〒275-8575 千葉県習志野市泉町 1-2-1)

** (株)小野工業所 (〒960-2261 福島県福島市町庭坂字堀ノ内 3-1)

***博(工), 岩手大学准教授, 理工学部システム創成工学科社会基盤・環境コース
(〒020-8551 岩手県盛岡市上田 4-3-5)

****博(工), 東北大学大学院教授, 工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)

Precast replacement RC deck slabs have been proposed for road bridge decks managed by local governments. A feature of these deck slabs is that they have infill parts, and at the ends of the reinforcement in the anchorage area, two types of projection are provided to increase bond in the structure. In this research the fatigue properties of a proposed deck slab were verified. The results showed that the infill part was not a point of weakness and the fatigue properties were improved. Also, the number of equivalent cycle of RC deck slab with two types of infill part was 12.1 times and 15.1 times respectively as compared with standard RC deck slab.

Key Words: replacement deck slab, infill part, traveling wheel load fatigue test, fatigue resistance

キーワード: 取替床版, 間詰部, 輪荷重走行疲労実験, 耐疲労性

1. はじめに

高度経済成長期に建設された道路橋 RC 床版は, 建設後 50 年が経過し, 老朽化が進んでいる。とくに, 積雪寒冷地域である東北地方の道路橋 RC 床版は融雪剤・凍結防止剤の散布による塩害と凍害の複合劣化により, 床版上面の土砂化が著しい¹⁾。これらの床版については建設後 30 数年で撤去した事例もある。塩害や凍害を受け土砂化した床版は, 劣化が著しく, プレキャスト化した PC 床版や合成床版へと取り替えた事例もある²⁾。

地方公共団体では, 道路橋の老朽化対策として, 橋梁定期点検要領³⁾に基づいて橋梁点検を実施し, 部材ごとに損傷度の判定および健全度の判定を行い, 損傷が軽微な段階で修繕を行う「道路橋長寿命化修繕計画(以下, 長寿命化修繕計画とする)」⁴⁾に基づいて修繕が実施され, 5 年毎に点検の実施と長寿命化修繕計画の見直しが行わ

† 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: abe.tadashi@nihon-u.ac.jp

れている。したがって, 損傷の著しい橋梁および床版においては, 小規模から大規模な修繕が実施されたものの, 再劣化に至っている床版も多く, その対策も課題となっている。一方, 道路橋 RC 床版の設計基準に関して, 建設後 50 年が経過する橋梁床版は 1964 年改定の鋼道路橋設計示方書に基づいて設計されている。その後, 現行の道路橋示方書・同解説⁵⁾までに数回の改定が行われているが 1994 年には設計荷重が 198kN (20t) から 245kN (25t) へと改定された。また, 床版の設計厚も大型車両の計画交通量を考慮した床版厚となっている。さらに, 鉄筋においても丸鋼から異形鉄筋へと改定されている。よって, 現行示方書に規定する床版厚と差異が生じ, 耐荷力性能および耐疲労性の向上を図るために, コンクリートによる上面増厚や下面増厚補強などが施されている。しかし, 長寿命化修繕計画において, RC 床版の損傷や老朽化の対策として補修や補強は施されているものの, 取替床版については, 長期の通行止めなどの交通規制が必要となることから, 施工事例が少ないのが現状である。しかし,

補修・補強後の再劣化した床版や現行示方書に規定する床版厚と差異が生じる床版においては、補修・補強法も必要であるが、橋梁床版の長寿命化およびライフサイクルコスト（LCC）の低減を図るためにも、取替床版の開発が急務となっている。取替床版およびその施工法について各研究機関や各企業では、それぞれのプレキャスト化した取替床版が提案され、実用化されている^{6), 7), 8)}。これらのプレキャスト化した床版は PC 構造であることから、LCC の低減を図るために、交通量の少ない老朽化した RC 床版を対象とした RC 構造のプレキャスト化した取替床版が必要となる。

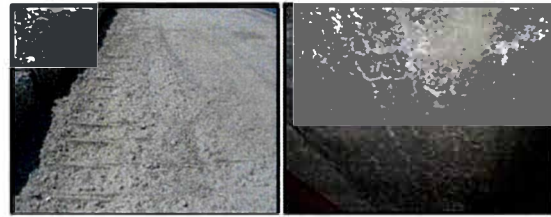
そこで本研究では、RC 構造としたプレキャスト床版に用いる主筋の端部には三角形、配力筋には円形の 2 種類の突起を設けた鉄筋を配置した継手構造を提案した。実験では、継手構造である間詰部を床版中央の軸直角方向および床版中央の軸直角方向と軸方向の 2 方向に設けた 2 タイプの取替 RC 床版について、輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性を評価し、地方公共団体が管理する取替 RC 床版への実用性を検証する。

2. 道路橋RC床版の損傷事例および示方書の変遷に伴う床版厚

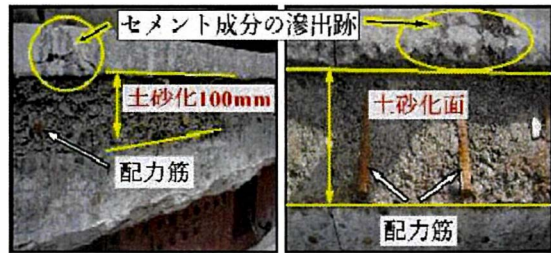
2.1 道路橋RC床版の損傷事例

積雪寒冷地域の RC 床版は、凍結防止剤や融雪剤の散布による塩害と凍害の影響による損傷が著しい。ここで、積雪寒冷地域の RC 床版の損傷事例を写真-1 に示す。この RC 床版は 1976 年に供用された道路橋 RC 床版の損傷事例である。この路線は地方国道の橋梁であり、大型車両の交通量も多く、冬期は凍結防止剤や融雪剤が多く散布されている。写真-1(1)は左走行車線の損傷状況であり、かぶりコンクリートが土砂化し、損傷が著しい。路肩付近は、鉄筋が露出しており、50mm 以上のスケーリングが予想される。次に、写真-1(2)は写真-1(1)に示す床版の下面の損傷であり、2 方向のひび割れも著しく、ひび割れ箇所には、上而からの融雪剤や貫通ひび割れの擦り磨きによるセメント成分の滲出、すなわち遊離石灰の沈着も著しい。この床版の損傷状況は劣化期、平成 26 年改定の橋梁定期点検要領³⁾に基づいて健全度を評価すると、健全度IVに相当する。なお、この橋梁床版は、供用開始から 33 年で撤去された床版である^{1), 2)}。撤去時の切断面の損傷状況を写真-2 に示す。写真-2(1)はアスファルト舗装下面から床版の深さ方向 100mm 程度までセメント成分が滲出し、土砂化している。また、セメント成分が滲出した箇所の舗装にはひび割れが見られる。写真-2(2)も同様にかぶりコンクリートが土砂化している。また、セメント成分が滲出した舗装にひび割れ箇所も確認される。鉄筋は全面腐食し、断面欠損している。

以上のように、積雪寒冷地域の RC 床版は大型車両の



(1) 土砂化による損傷 (2) 2方向ひび割れ
写真-1 積雪寒冷地域の床版の損傷事例



(1) 土砂化の深さ (2) 塩害による鉄筋の錆び
写真-2 撤去後の切断面の損傷事例

走行による疲労と、塩害や凍害による複合劣化により、損傷が著しいことから、床版取替や部分打ち換えなどの大規模な修繕が必要となる。

2.2 設計基準の変遷に伴う床版設計

現在、供用されている道路橋 RC 床版の設計基準における設計荷重は以下のように改定されている。

高度経済成長期に建設された道路橋床版の設計基準は昭和 31 年 (1956 年)、昭和 39 年 (1964 年) 改定の鋼道路橋設計示方書である。その後、昭和 48 年 (1973 年) から道路橋示方書・同解説 (以下、道示とする) へと改定され、昭和 55 年 (1980 年) および平成 2 年 (1990 年) 改定の道示までは、設計荷重が 8.0tf であり、橋種は 1 等橋、2 等橋である。その後、平成 6 年 (1994 年) には、設計荷重は 10tf、B 活荷重、A 活荷重へと区分され大幅に改定され、荷重においては現在に至っている。ここで、設計基準の変遷に伴う荷重条件および床版支間 2.0m で設計した床版厚を表-1 に示す。表-1 より、昭和 31, 39 年の基準で設計すると、荷重は 8.0tf であり、最小床版厚は 150mm である。また、この当時の鉄筋には丸鋼が使用されている。これに対して平成 6 年改定の道示では、荷重は 10tf であり、床版厚の設計には大型車両の計画交通量による割増係数が適用されている。そこで、支間 2.0m 床版厚は計画交通量を 2,000 台以上とすると 210mm となり、昭和 31, 39 年基準に対して 60mm、47 年基準に対して 40mm 厚くなっている。したがって、40 年から 50 年が経過し、老朽化した RC 床版の補強対策においては余寿命も考慮しながら B 活荷重を考慮すると取替床版の検討が必要になると考えられる。

表一 示方書の変遷に伴う床版厚

設計基準	活荷重 (P)	B活荷重比 P/B活荷重	曲げモーメント式				最小床版厚	床版厚差
			主鉄筋	B活荷重比	配力筋	B活荷重比		
昭和31年5月 (1956.5) 鋼道路橋設計示方書	8.0 (tf)	0.80	1.08 (tf・m)	0.44	—	—	150 (mm)	60 (mm)
昭和39年6月 (1964.6) 鋼道路橋設計示方書	8.0 (tf)	0.80	1.08 (tf・m)	0.44	—	—	150 (mm)	60 (mm)
昭和48年2月 (1973.2) 道路橋示方書・同解説	8.0 (tf)	0.80	1.98 (tf・m)	0.80	0.51 (tf・m)	0.27	170 (mm)	40 (mm)
昭和55年4月 (1980.4) 道路橋示方書・同解説	8.0 (tf)	0.80	2.38 (tf・m)	0.96	1.84 (tf・m)	0.96	210 (mm)	0 (mm)
平成6年2月 (1994.2) 道路橋示方書・同解説	10.0 (tf)	1.00	2.48 (tf・m)	1.00	1.92 (tf・m)	1.00	210 (mm)	—
平成8年12月 (1996.12) 道路橋示方書・同解説	100.0 (kN)	1.00	24.80 (kN・m)	1.00	19.20 (kN・m)	1.00	210 (mm)	—
平成14年2月 (2002.3) 道路橋示方書・同解説	100.0 (kN)	1.00	24.80 (kN・m)	1.00	19.20 (kN・m)	1.00	210 (mm)	—
平成24年3月 (2012.3) 道路橋示方書・同解説	100.0 (kN)	1.00	24.80 (kN・m)	1.00	19.20 (kN・m)	1.00	210 (mm)	—

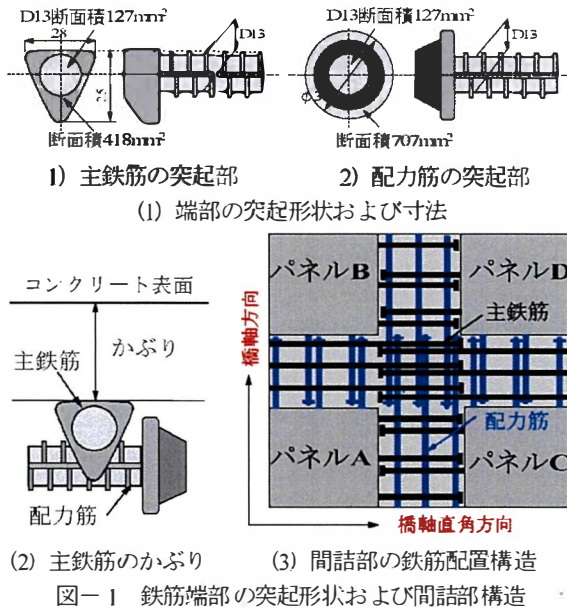
3. 既往の取替床版および本稿で提案する取替床版

3.1 既往の取替床版構造

老朽化した RC 床版に対する取替床版は、各企業や研究機関で研究・開発が進められ、各種取替床版が提案されている。例えば、主筋方向に PC を配置し、配力筋方向を鉄筋とし、橋桁上に並列した後、間詰部にコンクリートを打ち込み、一体化させている。間詰部の鉄筋配置をループ継手構造⁶⁾とし、配力筋の先端にネジを設けて付着性を高めた合理化継手構造⁷⁾とした取替床版などが提案されている。ループ継手を用いた取替床版の間詰間隔は 330mm、合理化継手構造の場合は 280mm である。一方、PC 構造としたプレキャスト版を並列する方法として、左右の床版にコンクリート接合キーを有した縦目地部を接着剤で接合し、ポストテンション方式により、一体化する PC 床版も提案され実橋で採用されている⁸⁾。これらの取替床版の特徴としては、間詰部の構造が特徴であり、いずれも耐疲労性が評価され、高速道路等で採用されている。

3.2 本稿で提案する取替RC床版構造

取替 RC 床版は、地方公共団体が管理する道路橋を対象とした床版であり、従来の取替 PC 床版工法と同様にプレキャスト版を工場で作製し、現地で橋軸方向に並列しながら一体化するものである。橋軸方向に並列することで間詰部が生じることから、付着力を確保するための継手構造が必要となる。ここで、取替 RC 床版に用いる鉄筋端部の突起形状および間詰部構造を図一 1 に示す。主鉄筋の突起形状は、図一 1(1)、1) に示すように、D13 に対して底辺幅が 28mm、高さ 25mm の三角形とし、付着面積は 277mm² であり、異形鉄筋と併せて付着力を確保するものである。また、配力筋の突起形状は図一 1(1)、2) に示すように、D13 に対して φ 30mm の円形とした。



付着面積は 580mm² である。

次に、鉄筋の配置方法は図一 1(2) に示すように、主筋の三角形の底面側をかぶり側とし、頂点側を内側に配置する。主鉄筋の内側に円形の突起を設けた配力筋を配置することで突起部のかぶりが確保できる配置となる。軸方向、軸直角方向および交差部の間詰部の鉄筋は図一 1(3) に示す配置となる。また、本実験供試体の間詰部の寸法は、軸直角方向および軸方向ともに 300mm とする。これは、軸方向の間詰部の側面上に輪荷重を直接作用させるために、輪荷重幅 300mm と一致させる。よって、間詰部に配置される鉄筋の継手長は、軸直角方向および軸方向ともに 280mm とする。

継手長に関する引き抜き試験では、継手長 280mm の 75%および 50%の付着長 210mm と 140mm で降伏荷重から破壊荷重へ移行するまで引き抜き試験を行った。その

表-2 RC床版, 取替床版コンクリートの配合条件

供試体名称	スランプ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				減水剤 (C×%)	AE剤 (C×%)	
				セメント	水	細骨材	粗骨材			
RC-A	10±2.5	54.0	47.1	341(普)	184	804	948	3.4	0.003	
RC-B	10±2.5	35.0	43.2	443(普)	155	732	968	3.1	0.004	
取替RC 床版A, B	床版部 間詰部	10+2.5 8±2.5	35.0 32.9	43.2 40	443(普) 450(超)	155 148	732 710	968 1157	3.1 9.0	0.004 0.004

表-3 材料特性値

供試体名称	圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋 (SD345)			
		使用 鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
RC-A	30.3(材齢28日)	D13	355	498	200
RC-B	49.6(材齢28日)	D13	355	498	200
取替RC 床版A, B	床版部 間詰部				
		D13	366	539	200

結果, 突起形状が三角形とし, 付着長 210mm および 140mm の付着力はそれぞれで 16.9N/mm², 16.8N/mm² となった。また, 突起形状を円形とした場合はそれぞれ 17.7N/mm², 17.6N/mm² が得られている^{9), 10)}。よって, 両突起構造は継手長 140mm 以上で付着力は道示に規定する安全率を考慮した付着強度 2.0N/mm² を1分確保される結果が得られている。

以上のように, 軸方向および軸直角方向の鉄筋端部に突起を設け, 本供試体の継手長は 280mm であることから間詰部の付着性が確保できる継手構造であると考えられる。

4. 供試体の使用材料・寸法

本実験での性能評価においては, 実橋での取替床版構造を考慮し, 図-1(3)に示すプレキャスト版であるパネル A の部分の RC 床版供試体を製作し, この供試体の名称を供試体 RC-A および RC-B とする。次に, プレキャスト版であるパネル A とパネル B を並列した状態の床版, すなわちパネル A とパネル B の軸方向に重ね継手構造を設けた間詰部を有する供試体を製作し, この供試体の名称を取替 RC 床版 A とする。また, プレキャスト版であるパネル A, B, C, D を組み合わせさせた状態の床版, すなわち軸方向と軸直角方向に重ね継手構造を設けた間詰部を有する供試体を製作する。この供試体の名称を取替 RC 床版 B とする。

4.1 使用材料

(1) RC床版供試体

RC 床版供試体のコンクリートには, 普通セメントと 5mm 以下の砕砂および 5mm ~ 20mm の砕石を使用した。RC 床版供試体のコンクリートの設計基準強度は道示に規定する 24N/mm² および取替床版の要求性能であるコンクリートの圧縮強度 40N/mm² を目標とした 2 種類の配合条件とし, 供試体名称はそれぞれ RC-A, RC-B とする。ここで, 本実験に用いる RC 床版コンクリートの配合条件を表-2 に示す。次に, 供試体の鉄筋には SD345, D13 を用いる。コンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表-3 に示す。表-3 より, 供試体 RC-A の材齢 28 日の圧縮強度は 30.3N/mm², 供試体 RC-B の圧縮強度は 49.6N/mm² である。鉄筋の降伏強度は 355N/mm² である。

(2) 取替RC床版供試体

取替 RC 床版供試体 A, B に用いる材料は, プレキャスト RC 床版部については RC 床版供試体と同様とする。取替 RC 床版の要求性能は, コンクリートの圧縮強度を 40N/mm² を目標とする。これは, 阿部ら¹¹⁾の研究により, 圧縮強度を高めることで耐疲労性が大幅に向上する結果が得られていることから, 圧縮強度 40N/mm² を目標とする配合条件とした。よって, RC 床版同様に, 普通セメントと 5mm 以下の砕砂および 5mm ~ 20mm の砕石を使用した。配合条件を表-2 に併記した。

次に, 間詰部のコンクリートには, 現場での施工時間を 8 時間以内として, 要求性能は材齢 3 時間で道示に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm² 以上, 材齢 14 日で 40N/mm² 以上確保できる配合とする。よって, コンクリートには超速硬セメントに 5mm 以下の砕砂および 5mm ~ 20mm の砕石を用いた。配合条件を表-2 に併記した。また, 鉄筋はプレキャスト RC 床版部と同様に SD345, D13 を用いる。ここで, 材齢 28 日のコンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表-3 に併記する。表-3 より, プレキャスト部の材齢 28 日のコンクリートの圧縮強度は 56.4N/mm² である。なお, 同一状況で配合した供試体 RC-B の圧縮強度との差異は, 製作時期や製作工場の違いによるものと考えられるが, 要求性能である 40N/mm² 以上は確保されている。次に, 間詰部のコンクリートの発現強度は, 材齢 3 時間で 34.9N/mm², 材齢 14 日は 48.3N/mm² である。よって, 打設 3 時間後に圧縮強度が 24N/mm² 以上発現することから, 並列後の施工の省力化が図られる材料である。

4.2 供試体寸法および鉄筋配置

プレキャスト版部である供試体 RC-A, B および取替 RC 床版 A, B は, 1994 年改定の道示に準拠し, その 3/5 モデルとする。本供試体は, 実験装置の車輪幅が 300mm であり, 道示に規定する輪荷重幅 500mm に対して 3/5 モデルであることから, 実験供試体も 3/5 モデルとした¹¹⁾。ここで, RC 床版供試体および取替 RC 床版 A, B 供試

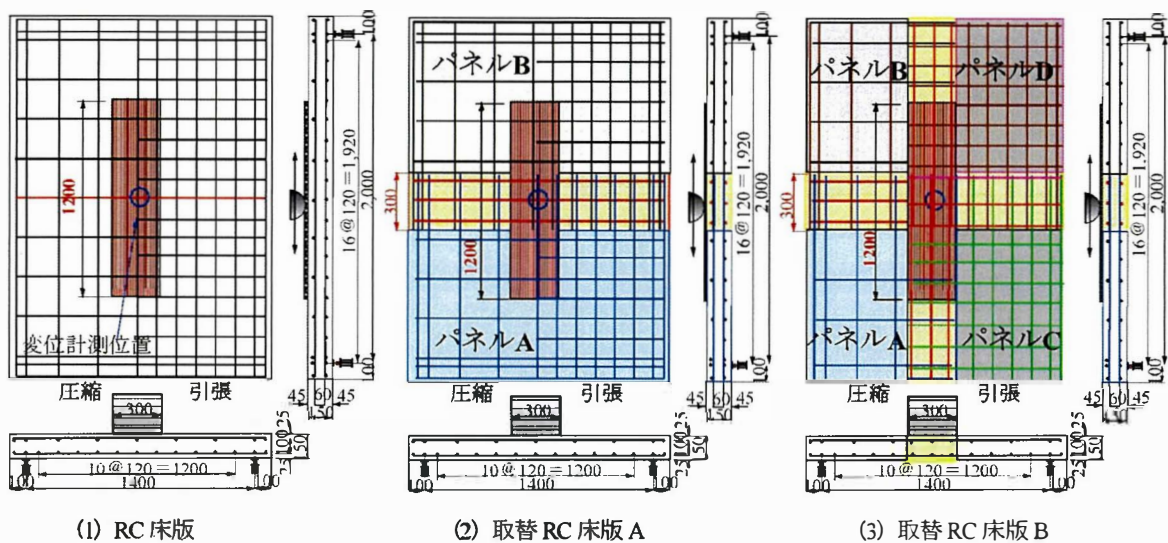


図-2 供試体寸法および鉄筋配置

体の寸法を図-2に示す。また、取替 RC 床版供試体の間詰部の配筋状況を写真-3に示す。

(1) RC床版供試体

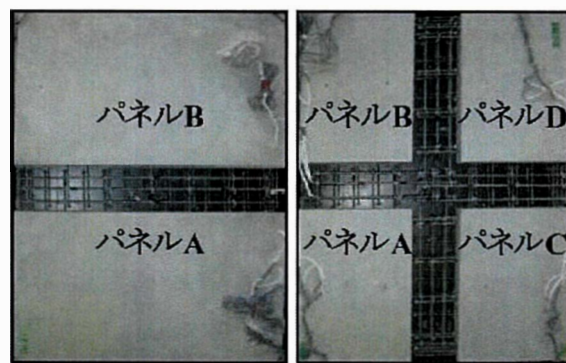
RC 床版供試体の寸法は図-2(1)に示すように、床版支間方向 1,600mm、軸方向 2,200mm、床版厚 150mm とする。なお、床版支間は 1,400mm、軸方向の支間を 2,000mm とする。鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側の軸直角方向および軸方向に D13 を 120mm 間隔で配置した。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。

(2) 取替RC床版A

取替 RC 床版 A 供試体は図-2(2)に示すように、床版支間方向および軸方向は、RC 床版同様である。また、床版支間も同様である。間詰部の寸法は、軸方向支間中央（支点から 1,000mm）に継手長 280mm を考慮し、幅 300mm を設けた。鉄筋の配置状況は写真-3(1)に示すように間詰部の主鉄筋は D13 を上下に 3 本並列配置した。継手部の構造は、主筋の内側に配力筋が配置され、端部は図-1(1)に示す円形の突起を設けた鉄筋を配置する。突起部は主筋のかぶり内となる。構造は写真-3(1)となる。

(3) 取替RC床版B

取替 RC 床版 B 供試体の図-2(3)に示すように、全長、床版厚、支間は RC 床版同様である。間詰部の寸法は、軸方向の支点から 1,000mm（支間中央）および軸直角方向の中央に幅 300mm を設けた。これは、輪荷重幅 300mm と同じ幅とした。間詰部の配筋は写真-3(2)に示すように、主鉄筋は D13 を上下に 3 本並列配置した。継手部の鉄筋は主筋方向のかぶりを確保するために図-1(1)に示す三角形の突起を設けている。突起部は主筋の上縁と同位置となることからかぶりは確保されている。一方、配力筋は主筋の内側に配置され、図-1(1)に示す円形の突起を設けた鉄筋を配置した。構造は写真-3



(1) 取替 RC 床版 A (2) 取替 RC 床版 B

写真-3 取替 RC 床版の間詰部の配筋状況

(2)となる。

4.3 取替床版の施工手順

取替 RC 床版 A の供試体の施工手順を図-1(2)に示す。プレキャスト版は、実橋での施工を考慮し、工場で製作する。プレキャスト版のコンクリートは表-2に示す配合条件で練り混ぜし、コンクリート打設後、表面仕上げする。その後、8 時間蒸気養生を行い、脱型した。次に、工場で製作したプレキャスト RC 床版 A、B を軸方向に並列する。その後、間詰部に型枠を設置し、鉄筋を配置する（写真-3(1)）。間詰部のコンクリートの練り混ぜは、実施工を考慮してジェットモビル車を用いて表-2に示す配合条件で練り混ぜる。コンクリートは超速硬セメントを用いたコンクリートであることから、凝結終結時間が 25 分程度であるので、練り混ぜ後、直ちに間詰部に打ち込み、表面仕上げする必要がある。表面仕上げ後は常温で 12 時間養生し、脱型した。

次に、取替 RC 床版 B 供試体の製作方法も同様に図-1(2)に示すパネル A、B、C、D を工場で製作する。

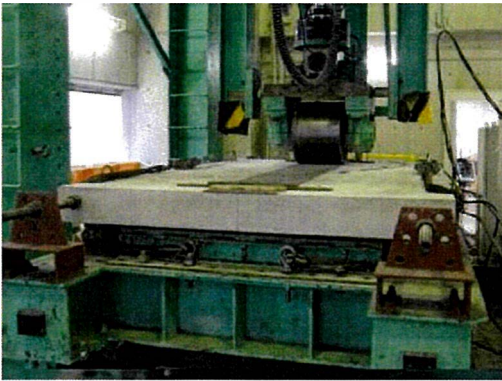


写真-4 輪荷重走行疲労試験の状況

その後パネルを設置し、型枠の設置を行い、軸直角方向および軸方向の鉄筋を配置する(写真-3(2))。間詰部に超速硬セメントを用いたコンクリートを打ち込み、表面仕上げし、常温で12時間養生した。なお、本供試体の間詰部のコンクリートには、超速硬セメントを用いたが、施工期間によってはコストの縮減が図られる早強セメントを用いることも可能である。

5. 実験方法および等価走行回数

5.1 実験概要

RC床版および取替RC床版供試体の耐疲労性の評価には、輪荷重走行疲労試験機を用いる。ここで、RC床版供試体を用いた輪荷重走行疲労試験の状況を写真-4に示す。実験装置は写真-4に示すように、荷重装置に車輪(幅300mm、直径450mm)を取り付け、荷重は500kNまで載荷が可能である。試験体を台車に設置し、その台車をモータとクランクアームにより水平方向に連続走行させるものである。本実験装置を用いて、破壊時までの走行回数から等価走行回数を算定し、耐疲労性を評価する。

5.2 輪荷重走行疲労実験方法

輪荷重走行疲労実験は、RC床版供試体および取替RC床版供試体ともに幅300mmの輪荷重を軸方向に1,200mmの範囲を繰り返して走行させる実験である。なお、本実験における走行回数は、輪荷重が1,200mmを走行した回数とする。また、輪荷重走行疲労実験における初期荷重は100kNから走行を開始し、4万回走行ごとに荷重を20kNずつ増加する段階荷重載荷とする。140kNで4万回走行後は荷重150kNに増大する。各実験において輪荷重走行1, 10, 100, 1,000, 5,000回および5,000回以降は5,000回走行ごとにたわみを計測した。

5.3 走行疲労実験における等価走行回数

本実験における輪荷重走行疲労実験は、等価走行回数 N_{eq} を算出して耐疲労性を評価する。等価走行回数の

算定式は式(1)として与えられる。なお、式(1)における基準荷重 P は設計活荷重の3/5に安全率12を考慮した72kNとして等価走行回数を算出する¹¹⁾。S-N曲線の傾きの逆数 m の絶対値には松井らが提案する12.7を適用する^{11), 12), 13), 14), 15)}。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^{m \times n_i} \quad (1)$$

ただし、 P_i : 載荷荷重(kN)、 P : 基準荷重(=72kN)、 n_i : 実験走行回数(回)、 m : S-N曲線の傾きの逆数の絶対値(=12.7)¹²⁾

6. 結果および考察

6.1 等価走行回数

輪荷重走行疲労実験における等価走行回数 N_{eq} およびRC床版供試体の等価走行回数比を表-4に示す。

(1) RC床版

コンクリートの圧縮強度が30.3N/mm²の供試体RC-Aの実験走行回数 n は54,000回、式(1)より算定した等価走行回数 N_{eq} は11.789×10⁶回である。これに対してコンクリートの圧縮強度49.6N/mm²の供試体RC-Bの実験走行回数 n は69,500回、式(1)より算定した等価走行回数 N_{eq} は21.971×10⁶回である。圧縮強度30.3N/mm²の供試体RC-Aの1.86倍となる。よって、圧縮強度を高くすることで耐疲労性が向上する結果が得られた¹⁴⁾。この2タイプのRC床版供試体の等価走行回数を基準に取替RC床版の耐疲労性を検証する。

(2) 取替RC床版A

供試体取替RC床版Aは、プレキャストRC床版を橋軸方向に並列に並べ、軸直角方向に間詰部を設けた床版である。この取替RC床版AのRC床版コンクリートの圧縮強度は、材齢28日で56.4N/mm²、間詰コンクリートの材齢14日で圧縮強度が48.3N/mm²である。実験走行回数 n は124,501回、式(1)より算定した等価走行回数 N_{eq} は265.273×10⁶回である。道示に示す材齢28日の圧縮強度30.3N/mm²の供試体RC-Aの等価走行回数に対して、22.50倍、供試体RC-Bの等価走行回数と比較すると12.07倍であり、大幅に等価走行回数が向上した。その要因は、圧縮強度がRC床版と比較して高いことと、幅300mmの間詰部に配置した継手長280mmの鉄筋端部に凹形の突起を設けたことによる付着力が確保されるとともに、鉄筋がRC床版部の2倍の配置となることから、間詰部の耐荷力が向上し、等価走行回数が大幅に向上したものと考えられる。よって、間詰部は弱点とならず取替床版全体の等価走行回数が向上する結果となった。

(3) 取替RC床版B

供試体取替RC床版Bは、2車線における1車線側の施工が終了した後に、2車線側を施工した場合、橋軸方向の間詰部が必要となる。そこで、輪荷重走行方向、す

表一 4 実験・等価走行回数および等価走行回数比

供試体	実験走行回数および等価走行回数					合計等価走行回数	等価走行回数比	
	荷重	100kN	120kN	140kN	150kN			
RC-A	実験走行回数	40,000	14,000			54,000	—	0.54
	等価走行回数	2,593,806	9,196,173			11,789,979		
RC-B	実験走行回数	40,000	29,500			69,500	1.86	—
	等価走行回数	2,593,806	19,377,651			21,971,457		
取替RC床版A	実験走行回数	40,000	40,000	40,000	4,501	124,501	22.50	12.07
	等価走行回数	2,593,806	26,274,781	186,107,271	50,297,372	265,273,230		
取替RC床版B	実験走行回数	40,000	40,000	40,000	5,350	125,350	23.30	12.51
	等価走行回数	2,593,806	26,274,781	186,107,271	59,784,702	274,760,560		

なわち軸方向と軸直角方向に間詰部を設けた。取替 RC 床版 B のプレキャスト RC 床版および間詰コンクリートの圧縮強度は取替 RC 床版 A と同様である。この供試体の等価走行回数 N_{eq} は $274,760 \times 10^6$ 回である。供試体 RC-A の等価走行回数に対して 23.30 倍、供試体 RC-B の 12.51 倍である。また、軸直角方向に間詰部を設けた供試体取替 RC 床版 A に対して 1.04 倍の等価走行回数を得られた。したがって、軸直角方向に幅 300mm、軸方向は実験装置の車輪幅と同じ 300mm の間詰部を設けた交差部および軸方向の輪荷重直下の間詰部は弱点とならず耐疲労性が向上する結果が得られた。これは、軸直角方向の間詰部には配筋が重ね継手、交差部は主鉄筋と配筋がそれぞれ重ね継手となり、鉄筋量が多く配置されている。さらに、コンクリートには超速硬セメントを用いたコンクリートであることから間詰部が強化され、耐疲労性の向上が図られたものと考えられる。

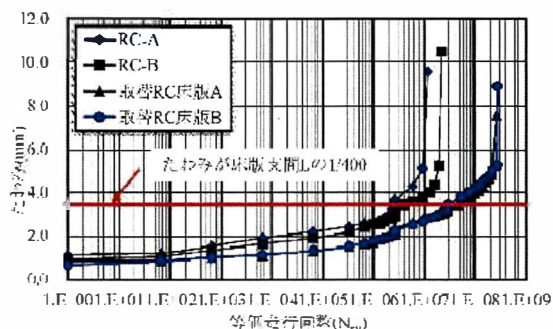
以上より、軸直角方向および軸直角方向と軸方向に幅 300mm (輪荷重幅と同様) 間詰部を設け、間詰部上を車両が連続走行した場合においても耐疲労性が大幅に向上する結果が得られたことから、実用的な取替 RC 床版であると考えられる。

6.2 たわみと等価走行回数

たわみと等価走行回数の関係を図一 3 に示す。なお、図一 3 には阿部ら¹⁶⁾が提案する維持管理の目安である床版中央のたわみとし、床版支間 L の 1/400、すなわち 3.5mm のたわみも併記した。本実験は段階荷重増大により輪荷重走行疲労実験を行ったことから、初期荷重および荷重増加し、1 走行した後のたわみを表一 5 に示す。また、たわみが床版支間 L の 1/400、すなわちたわみが 3.5mm に達した時点の等価走行回数を表一 6 に示す。

(1) RC床版

供試体 RC-A の荷重とたわみの関係より、図一 3 および表一 5 に示すように、荷重 100kN で 1 走行後の初期たわみは 1.18mm である。その後の走行によりたわみが徐々に増加し、たわみが床版支間 L の 1/400、すなわち 3.50mm に達した時点の等価走行回数は表一 6 に示すように、 $2,594 \times 10^6$ 回である。その後の荷重増加と走行を繰り返すことでたわみが増加している。荷重 120kN で 14,000 回走行 (等価走行回数 $11,789 \times 10^6$ 回) のたわみは



図一 3 たわみと等価走行回数

表一 5 荷重増加時の 1 走行後のたわみ

供試体	段階荷重ごとの 1 走行時のたわみ			
	100kN	120kN	140kN	150kN
RC-A	1.18	3.41	—	—
RC-B	0.98	2.93	—	—
取替RC床版A	0.89	2.38	3.15	5.00
取替RC床版B	0.72	2.26	3.27	5.01

表一 6 たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数

供試体	たわみ 3.5mm に達した時点の等価走行回数	等価走行回数比
RC-A	2,594,000	—
RC-B	4,008,000	1.55
取替RC床版A	45,100,000	17.39
取替RC床版B	28,873,240	11.13

9.60mm である。最終的には押抜きせん断破壊に至った。

一方、供試体 RC-B の荷重 100kN で 1 走行後のたわみは 1.09mm であり、供試体 RC-A のたわみを下回っている。その後、荷重を 120kN に増加し、走行を繰り返すことでたわみが徐々に増加し、たわみが 3.50mm に達した時点の等価走行回数は $4,008 \times 10^6$ 回であり、供試体 RC-A の等価走行回数の 1.55 倍である。この付近からたわみの増加がやや大きくなっている。荷重 150kN で 29,500 回走行 (等価走行回数 $21,971 \times 10^6$ 回) のたわみが 10.5mm である。よって、コンクリートの圧縮強度が高いことから、耐疲労性が向上する結果が得られた。

(2) 取替RC床版A

供試体取替 RC 床版 A の荷重とたわみの関係より、図一 3、表一 5 に示すように、荷重 100kN で 1 走行後のたわみは 0.89mm である。その後の荷重増加と走行によりたわみが徐々に増加している。たわみが 3.50mm に達

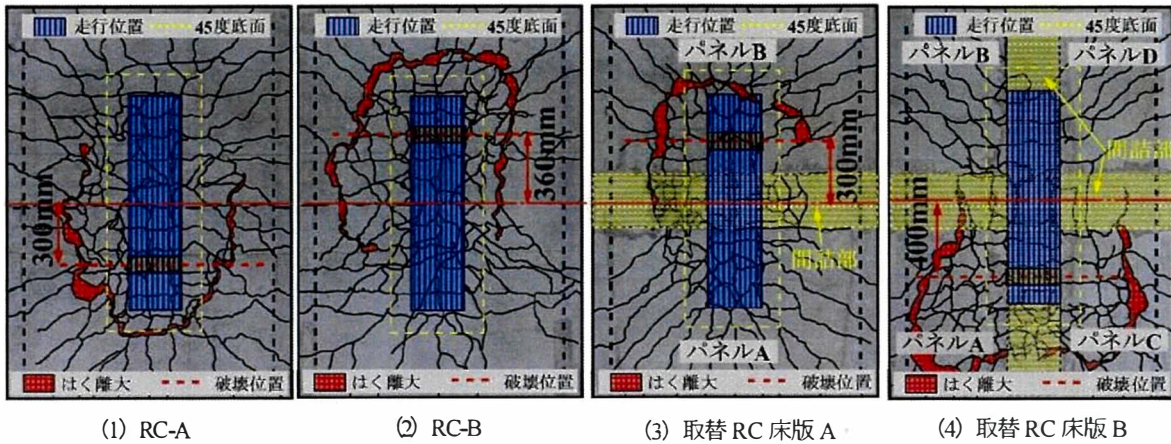


図-4 ひび割れ損傷

した時点のたわみと等価走行回数との関係は表-6に示すように、 45.100×10^6 回であり、供試体 RC-B の11.3倍である。この付近からたわみの増加がやや大きくなっている。荷重150kNで4,501回走行（等価走行回数 265.273×10^6 回）のたわみが7.55mmである。たわみの計測位置は、間詰部の中央であることから、この位置は鉄筋の定着長が280mmで、重ね継手としたことから、間詰部の曲げ剛性が向上し、たわみの増加が抑制されたものと考えられる。

以上より、支間中央の軸直角方向に間詰部を設け、配力筋の端部に円形の突起を設けたことにより付着力の向上が図られ、さらに鉄筋量もRC床版の2倍が配置されていることから間詰部の剛性が向上し、耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。よって、取替RC床版構造における軸直角方向および軸方向の間詰部は、曲げ剛性が向上することから、弱点とならず耐疲労性が向上する結果が得られた。

(3) 取替RC床版B

供試体取替RC床版Bのたわみと等価走行回数との関係より、荷重重100kNで1走行後のたわみは0.72mmである。この時点で取替RC床版Aのたわみより僅かに下まわっている。各荷重における1走行後のたわみは、表-5に示すように、荷重140kN載荷し、1走行後のたわみは3.2mmである。たわみが350mmに達した時点の等価走行回数は表-6に示すように 28.873×10^6 回であり、供試体 RC-B の等価走行回数の720倍、取替RC床版Aに対しては0.64倍である。荷重150kNで5,300回走行（等価走行回数 265.273×10^6 回）のたわみが8.91mmである。軸方向の幅300mmの間詰部と輪荷重走行位置が一致したことから取替RC床版Aの中央のたわみを上回っている。

以上より、軸直角方向および軸方向に間詰部を設けた交差部は、主筋方向および配力筋方向ともに鉄筋量が2倍の鉄筋量となり、また、主筋には三角形、配力筋には円形の突起を設けたことから付着力も確保され、交差

部は曲げ剛性が向上する。一方、軸方向の間詰部は継手部直上に輪荷重を載荷したが、主筋が重ね継手構造であり、鉄筋端部には三角形の突起が設けられ、付着力も確保されていることから、軸直角方向と同様に剛性が向上し、供試体 RC-B と比較して耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。よって、2方向に間詰部を設けた取替RC床版構造においても間詰部が弱点とならず、耐疲労性が向上する結果が得られた。

6.3 損傷状況

RC床版および取替RC床版の損傷状況を図-4に示す。なお、走行範囲を青枠、間詰部を赤枠で図-4に示した。また、輪荷重走行位置が45度底面の範囲を黄色の破線で示した。

(1) RC床版

RC床版供試体 RC-A の下面のひび割れ状況を図-4(1)に示す。図より、破壊後の床版下面には疲労による2方向のひび割れが発生している。また、輪荷重走行により、走行端部300mm付近を始点に、輪荷重折り返し位置まで、輪荷重の接地面から45度底面にダウエル作用の影響によるはく離が見られる。よって、はく離が発生する位置は、輪荷重走行端部から300mm付近を始点に、輪荷重の折り返し位置の45度分布範囲にわたっている。これは、輪荷重の走行による引張鉄筋のダウエル作用の影響によるはく離の発生と考えられる。その後の走行により、押抜きせん断破壊へと移行し、輪荷重が図-4(1)に示す床版中央から300mmの位置で走行不能となる押抜きせん断破壊に至った。

次に、供試体 RC-B の破壊時のひび割れ状況より図-4(2)に示すように、等価走行回数が多いにも関わらず、破壊時のひび割れ状況は供試体 RC-A と同様に疲労による2方向ひび割れが発生している。また、ダウエル作用の影響によるはく離が及ぼす範囲は走行端部から250mm付近を始点に、輪荷重の折り返し位置の下面45度外側まで広範囲に分布している。破壊は輪荷重走行中

に軸方向の中央から 360mm 位置で、押抜きせん断破壊となった。

以上より、両供試体の等価走行回数が異なるものの、破壊時のひびわれ状況は疲労による 2 方向ひびわれであった。ダウエル作用の影響によるはく離も広範囲に亘り、輪荷重が走行中に押抜きせん断破壊に至ったものの、鉄筋の破断は見られない。

(2) 取替RC床版A

取替 RC 床版 A のひび割れ状況を図-4(3)に示す。図より、軸直角方向は幅 1000mm、軸方向は輪荷重の走行範囲に 2 方向のひび割れが発生し、その外側には 1 方向のひび割れが発生している。また、間詰部からパネル A の下面には、ダウエル作用の影響によるはく離が分布している。よって、輪荷重走行によるダウエル作用の影響を受け、はく離した位置を始点に押抜きせん断破壊へ移行され、輪荷重が走行中に床版支間中央から 300mm 走行した位置で、押抜きせん断破壊となった。この供試体は、軸直角方向に幅 300mm の範囲の間詰部を設けたが、配力筋方向の鉄筋端部に円形の突起を設けたことから、付着力の低下に伴う損傷が見られない。また、間詰部は鉄筋をダブルで配置することから、ダウエル作用を受ける範囲の外側にはひびわれの発生は見られない。なお、破壊時には鉄筋の破断は見られない。

以上より、取替 RC 床版 A の破壊は、輪荷重が走行中に、床版中央から 300mm の位置、すなわちプレキャスト版で押抜きせん断破壊となり、間詰部の継手構造は弱点とならず、耐疲労性の向上が図られた。

(3) 取替RC床版B

取替 RC 床版 B の下面のひび割れ状況を図-4(4)に示す。図より、軸直角方向は幅 1000mm、軸方向は輪荷重走行範囲に、2 方向のひび割れが発生し、その外側には 1 方向のひびわれが発生している。供試体 RC-B と比較して等価走行回数が 12.07 倍にも関わらず、ひび割れの進展が抑制されている。ダウエル作用の影響によるはく離が発生している位置は、間詰部からパネル A、C 内であり、破壊は輪荷重走行中に床版中央から 400mm 走行した位置で押抜きせん断破壊となった。本実験では軸方向の間詰部上に輪荷重を走行させた場合においても、間詰部の交差位置は、主筋端部に三角形の突起、配力筋には円形の突起が設けられ、それぞれが重ね継手構造となることから、交差部ではそれぞれがダブル配置となり、曲げ剛性が向上した結果、間詰部で破壊に至らない結果となった。

以上より、取替 RC 床版 B は供試体中央に軸直角方向と軸方向に幅 300mm の間詰部を設けたが、継手部構造は弱点とならず耐疲労性が向上する結果となった。よって、押抜きせん断破壊はプレキャスト部で破壊に至る結果となった。

7. まとめ

近年、RC 床版の老朽化や設計基準の変遷に伴い、現行示方書の規定を満足したプレキャスト床版へと取替られている。そこで、鉄筋端部に 2 タイプの突起を設けた継手部を有する取替 RC 床版を提案し、耐疲労性の検証を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) 鉄筋端部に 2 タイプの突起を設けた鉄筋を主筋および配力筋方向に配置し、間詰部で重ね継手構造とした。実験供試体は施工条件を考慮してパネルを工場で作成した。間詰部を設けた供試体のコンクリートには超速硬セメントを用いたコンクリートを打設した。その結果、本構造は施工性にも優れた取替 RC 床版であることを確認した。よって、実橋においても、同様の配合条件および施工条件での実施が可能である。
- (2) 輪荷重走行疲労実験におけるプレキャスト化した取替 RC 床版において、軸直角方向に間詰部を設けた取替 RC 床版 A 供試体の破壊時の等価走行回数は、同一条件で配合したコンクリートで作成した RC 床版供試体 RC-B に対して、12.07 倍の等価走行回数を得られた。また、軸方向および軸直角方向の 2 方向に間詰部を設けた供試体は 12.51 倍の等価走行回数を得られ、間詰部が弱点とならず耐疲労性が向上する結果が得られた。
- (3) 取替 RC 床版中央のたわみと等価走行回数の関係より、取替 RC 床版 A および B の間詰部は鉄筋の付着を考慮し 280mm の継手長とし、主筋および配力筋の先端部にそれぞれ三角形と円形の突起を設けたことから、付着性の向上と鉄筋を重ね継手としたことから間詰部の剛性が高まり、たわみの増加が抑制され耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。
- (4) 取替 RC 床版 A の間詰部には結果として RC 床版の 2 倍の鉄筋が配置され、取替 RC 床版 B の間詰部には RC 床版の 4 倍の鉄筋が配置されることから、両供試体ともに間詰部の剛性が高まり、たわみの増加が抑制されたことで、耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。
- (5) 取替 RC 床版 A、B ともに、輪荷重走行疲労実験における等価走行回数および荷重とたわみの関係、破壊時の損傷状況においても、RC 床版以上の耐疲労性が評価され、とくに、走行方向の間詰部直上に輪荷重を走行させた場合においても、弱点とならず耐疲労性の向上が図られた。よって、取替 RC 床版構造は、実用性の重要な条件のひとつである耐疲労性を満足した床版となり得ることを明らかにした。

参考文献

- 1) 伊藤清志, 阿部忠, 岩崎正二, 大塚裕太: 塩害・凍害の複合劣化を受けた RC 床版の上面増厚補強法に

- よる耐疲労性の評価, コンクリート構造物の補修・補強アップグレード論文・報告集, 第 13 巻, pp.373-381, 2013.
- 2) 岩手県宮古地方振興局土木部: 法師渡大橋ほか橋梁補修詳細設計業務委託報告書, 2008.
 - 3) 国土交通省: 橋梁定期点検要領, 2014.
 - 4) 千葉県: 千葉県橋梁長寿命化修繕計画, 道路橋整備部, 2011.
 - 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I, II, 1994.
 - 6) 中村定明, 三浦尚: RC ループ継手の力学挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集 No.774/V-65, pp.17-26, 2004.
 - 7) 水野浩, 松井繁之, 大西弘志, 杉山俊幸, 街道浩: 床版取替用プレキャスト合成床版の合理化継手の疲労耐久性評価, 構造工学論文集 Vol.58A, pp.1112-1122, 2012.
 - 8) 大柳修一, 大林敦裕: 既設床版の半断面床版取替工法の開発(輪荷重疲労載荷試験), ビーエス三菱技報, 第 13 号, 2015.
 - 9) 小野晃良, 高橋明彦, 類家慧史, 大西弘志, 久田真: 特殊頭部鉄筋を有した鉄筋継手の引き抜き性状について, 土木学会第 73 回年次学術講演会, CS8-025, pp.49-50, 2018.
 - 10) 高橋明彦, 小野晃良, 類家慧史, 大西弘志, 久田真: 特殊頭部形状を有した鉄筋継手の偏心配置時引き抜き性状について, 土木学会第 73 回年次学術講演会, CS8-026, pp.51-52, 2018.
 - 11) 阿部忠, 木田哲量, 水口和彦, 川井豊: 輪荷重走行疲労実験における車輪寸法が RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響および評価法, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1305-1315, 2011.
 - 12) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 川井豊: 道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価, 土木学会論文集 A1, pp.39-54, 2011.
 - 13) 松井繁之: 道路橋床版設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007.
 - 14) 川井豊, 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子: 道路橋 RC 床版の S-N 曲線に関する一考察, 第七回路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.263-268, 2012.
 - 15) 川井豊, 中村聖三, 阿部忠: 信頼度を考慮した道路橋 RC 床版の疲労耐久設計について, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.1160-1167, 2016.
 - 16) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 小森篤也, 児玉孝喜: 輪荷重走行疲労実験における RC 床版上面増厚補強法の耐疲労性の評価法, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1270-1281, 2010.

(2018 年 9 月 21 日受付)

(2019 年 2 月 1 日受理)

7.2 参考論文

(1) 審査制度のある学術雑誌等に掲載のもの

題 目 打ち継ぎ目を有するRCプレキャスト床版の耐疲労性の検証に関する
実験研究

著 者 名 高橋明彦, 阿部忠, 小野晃良, 大西弘志, 久田真

学術雑誌等名 第10回道路橋床版シンポジウム論文報告集

土木学会 p.29 ~ p.34

発行年月 平成30年11月1日 (Nov. 2018)

題 目 打ち継ぎ目を有するRCプレキャスト床版の曲げ試験の評価に関する
実験研究

著 者 名 小野晃良, 高橋明彦, 大西弘志, 久田真

学術雑誌等名 第10回道路橋床版シンポジウム論文報告集

土木学会 p.231 ~ p.236

発行年月 平成30年11月1日 (Nov. 2018)

(2) 審査制度のない学術雑誌等に掲載のもの

題 目 供用年が異なる既設小規模橋梁の日挙動と橋梁構造への影響

著 者 名 高橋明彦, 大西弘志, 類家慧史, 岩崎正二

学術雑誌等名 第31回信頼性シンポジウム 講演論文集 p.218 ~ p.223

発行年月 平成30年12月15日

題 目 既設小規模鋼鈹桁橋の温度変化による実挙動の計測

著 者 名 高橋明彦, 近藤直輝, 葛西智文, 岩崎正二, 大西弘志, 出戸秀明

学術雑誌等名 第29回信頼性シンポジウム 講演論文集 p.69 ~ p.74

発行年月 平成28年12月15日

題 目 支点拘束の可能性を有する小規模鋼鈹桁橋の温度変化による挙動
と解析

著 者 名 近藤直輝, 大西弘志, 岩崎正二, 高橋明彦, 出戸秀明, 葛西智文

学術雑誌等名 平成27年度土木学会東北支部

発行年月 平成28年2月20日

題 目 赤外線サーモグラフィーを用いた既設小規模桁橋の温度変化による挙動の計測および解析

著 者 名 類家慧史, 大西弘志, 出戸秀明, 高橋明彦, 葛西智文, 近藤直輝
学術雑誌等名 平成28年度土木学会東北支部

発 行 年 平成29年2月20日

題 目 既設小規模橋梁における日温度変化に伴う挙動の計測

著 者 名 寺島紀瑛, 大西弘志, 高橋明彦, 類家慧史
学術雑誌等名 平成30年度土木学会東北支部

発行年月 平成31年2月20日

題 目 Measurement and analysis of behavior of the existing small bridge due to thermal change

著 者 名 類家慧史, 近藤直輝, 高橋明彦, 大西弘志
学術雑誌等名 YRGS2017

発行年月 2017年6月7日

題 目 支点拘束を有する小規模鋼鈹桁橋の温度変化による挙動と赤外線サーモグラフィーを用いた解析

著 者 名 近藤直輝, 高橋明彦, 葛西智文, 岩崎正二, 大西弘志
学術雑誌等名 第71回土木学会全国大会 I-082

発行年月 平成28年8月1日

題 目 特殊頭部形状を有した鉄筋継手の偏心配置時引抜き性状について

著 者 名 高橋明彦, 小野晃良, 類家慧史, 大西弘志, 久田 真
学術雑誌等名 第73回土木学会全国大会 CS8-026

発行年月 平成30年8月1日

題 目 特殊頭部形状を有した鉄筋継手の引抜き性状について

著 者 名 小野晃良, 高橋明彦, 類家慧史, 大西弘志, 久田 真
学術雑誌等名 第73回土木学会全国大会 CS8-025

発行年月 平成30年8月1日

題 目 鉄筋継手形状毎の機械的性質と材質変化について

著 者 名 高橋明彦, 八城勇一, 大西弘志, 久田 真

学術雑誌等名 第72回土木学会全国大会 V-283

発行年 平成29年8月1日

7.3 謝辞

本論文は、岩手大学理工学部 大西弘志准教授，岩崎正二名誉教授のもとまとめられたものです。両先生には，研究の進め方、事象の捉え方や考え方など温かくご指導，ご教示を賜りました。心より感謝申し上げます。

併せて岩手大学工学研究科 出戸秀明名誉教授には，博士課程の門戸を開いてくださったのと研究を進めるに際し，研究と精神面での貴重なご助言をいただきました。ありがとうございました。

研究を進めるにあたり，岩手大学理工学部 大西弘志准教授，岩崎正二名誉教授，出戸秀明名誉教授，東北大学大学院 久田真教授，日本大学生産工学部 阿部忠教授には，実験フィールドの紹介や指導，移動輪走行試験機の提供やご指導ご鞭撻，ご助言をいただきました。また，後関製作所株式会社 八城様，人見様におきましては，鉄筋の端部の鍛造加工方法について，様々な要望をお聞きいただき届けいただきました。さらに，東栄コンクリート工業株式会社 新田様，荒井様には，工場の忙しい時期にも関わらず，供試体の製作や試験機・試験場所の提供していただきました。

そして，岩手大学工学研究科前期課程の学生の皆様，日本大学生産工学部修士課程の皆様には，データの収集やとりまとめにご協力いただきました。重ねて御礼を申し上げます。ありがとうございました。

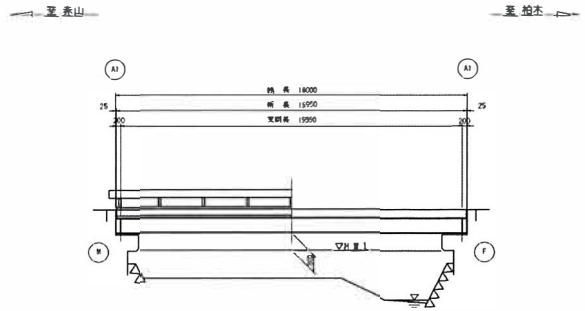
最後に博士後期課程に進むことに対して，陰ながら支えてくれた，同僚の皆様，常に支えてくれた家族に感謝を述べて結びとさせていただきます。

令和元年7月吉日

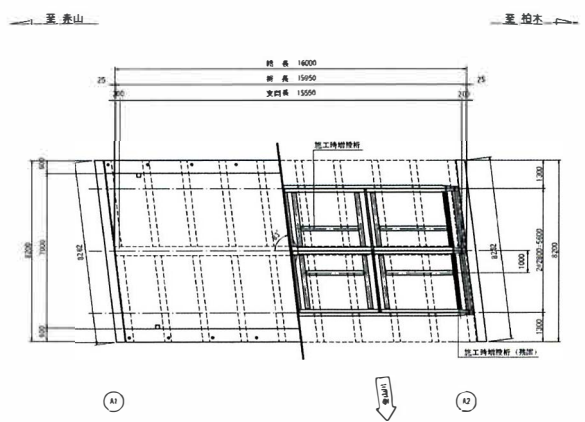
高橋 明彦

赤山橋 床版取替一般図

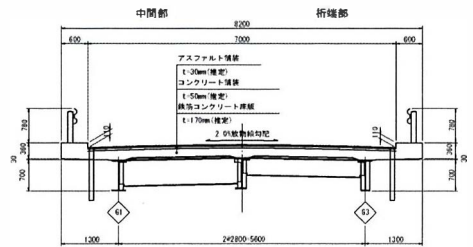
側面図 S=1/100



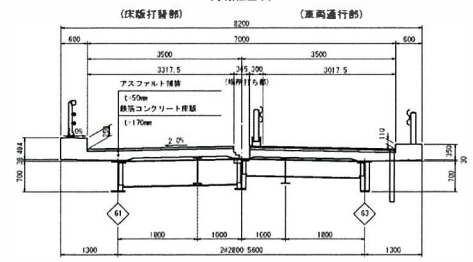
平面図 S=1/100



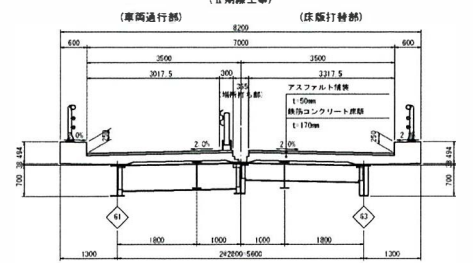
現況上部工断面図 S=1/50



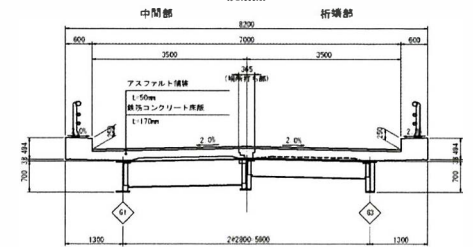
上部工補修断面図 S=1/50



上部工補修断面図 S=1/50



上部工補修断面図 S=1/50



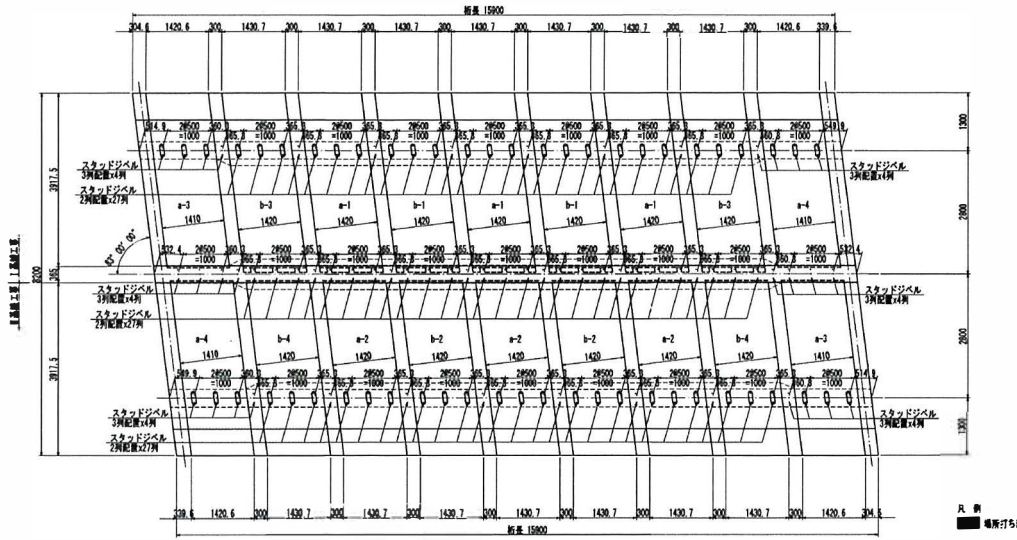
床版打替フロー

- START
- 張り足場設置
- 埋・橋脚設置
- 片側交通規制
- A=架設機群・除去
- 既設片側法面切替・除去 (I 段階)
- プレキャスト片側法面配置 (I 段階)
- I 階段機群設置調整
- 閉込コンクリート打設・養生
- I 階段の筋鉄組立・埋込調整
- 交通規制解除終了
- 既設片側法面切替・除去 (II 段階)
- プレキャスト片側法面配置 (II 段階)
- II 階段機群設置調整
- 閉込コンクリート打設・養生・終結
- II 階段の筋鉄組立・埋込調整
- 架設機群
- 架設機撤去
- END

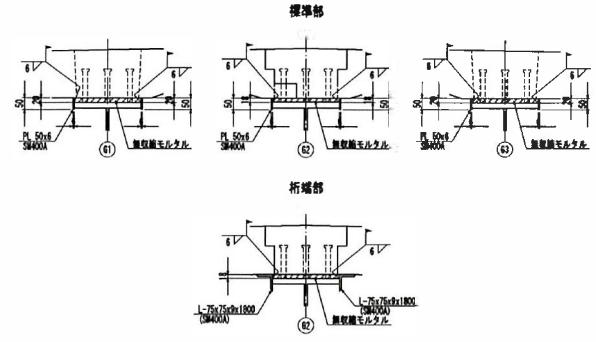
年度	年度	箇所	区
建設年度	年度	市道 赤山橋	
工事年			
仕 画		山形県上山南側平家山地区内	
赤山橋 経路設計-1計画			
制 定 機 関	上 山 市		

床版割付図

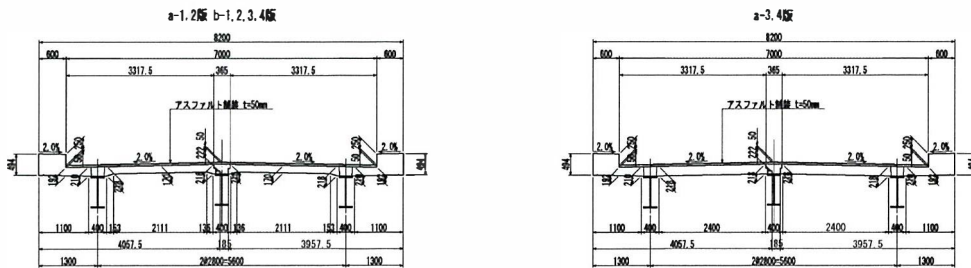
平面図 S=1:50



上フランジ接合部詳細図 S=1:10



断面図 S=1:50

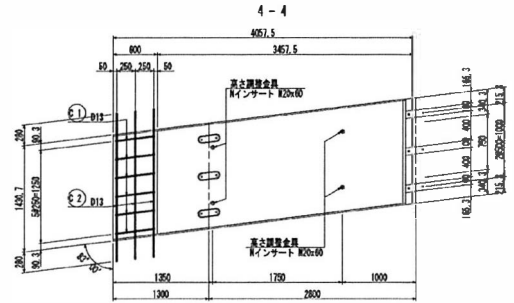
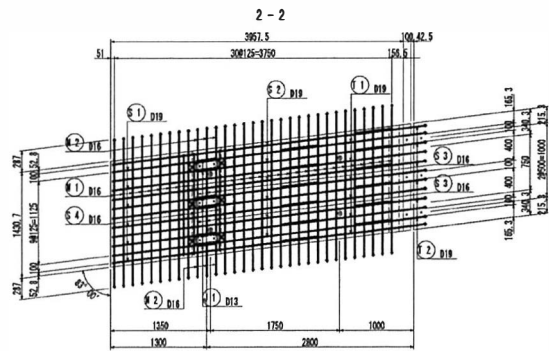
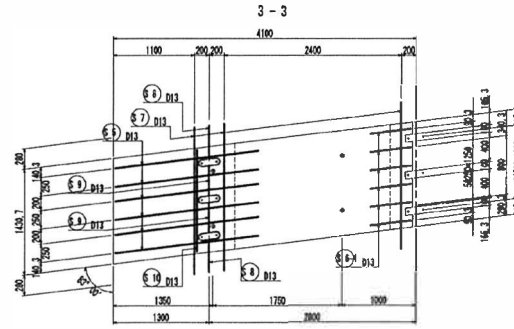
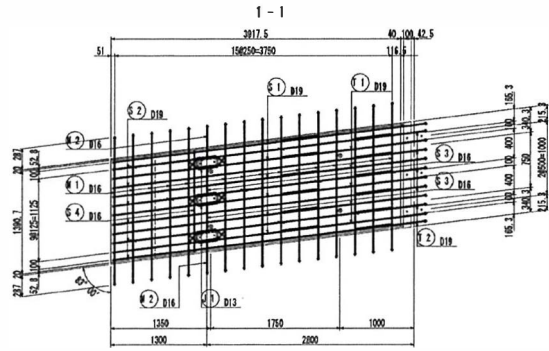


< 特記事項 >
 1. 現報一歩目は、既得資料および現場踏査を基に
 便宜したが、再調査して最終決定すること。

平成	年度	冊	頁
昭和	年月	冊	頁
工事名			
依 拠			
床版割付図			
階 尺	冊 次	上 山 市	

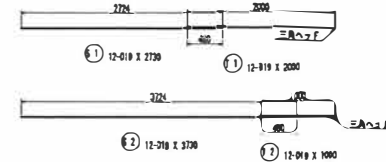
床版配筋図 (その1) S=1:30
a-1版 (製作数: 6枚)

平面図

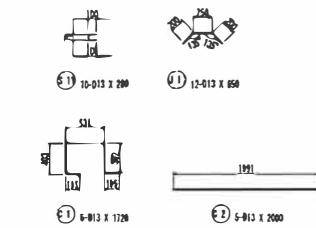
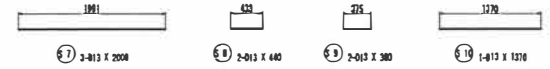
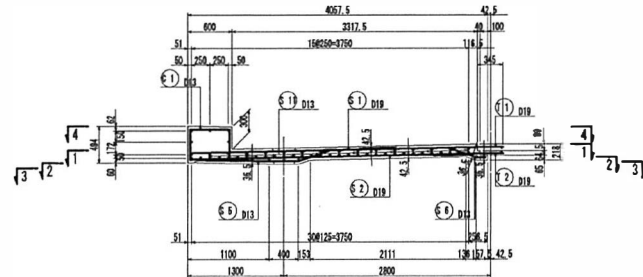


鉄筋表

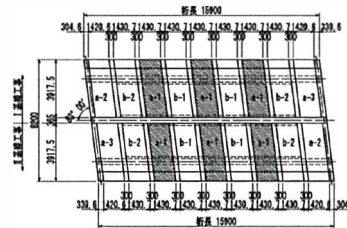
順	径	長さ	本数	単巻重量 (kg/m)	一次巻り重量 (kg/3m)	重量	備
S 1	φ10	2730	12	2.25	6.14	74	
S 2	φ10	2730	12	2.25	6.29	191	
S 3	φ10	290	9	1.56	0.99	5	
S 4	φ10	1370	4	1.56	2.14	8	
S 5	φ10	1800	6	0.995	1.85	11	
S 6	φ10	950	9	0.995	0.95	3	
S 7	φ10	2000	3	0.995	1.99	6	
S 8	φ10	440	2	0.995	0.44	1	
S 9	φ10	280	2	0.995	0.38	1	
S 10	φ10	1370	1	0.995	1.36	1	
S 11	φ10	280	10	0.995	0.28	3	
T 1	φ10	2000	12	2.25	4.50	54	
T 2	φ10	1000	12	2.25	2.25	27	
H 1	φ10	2010	43	1.56	3.14	135	
H 2	φ10	440	8	1.56	0.99	6	
C 1	φ10	1720	6	0.995	1.71	10	
C 2	φ10	2000	5	0.995	1.99	10	
J 1	φ10	850	12	0.995	0.65	8	
				φ10	254 kg	(50345)	
				φ10	155 kg	(30955)	
				φ10	54 kg	(10745)	
				合計	465 kg		
				高圧鋼製金具 W20x60	4 個		



断面図



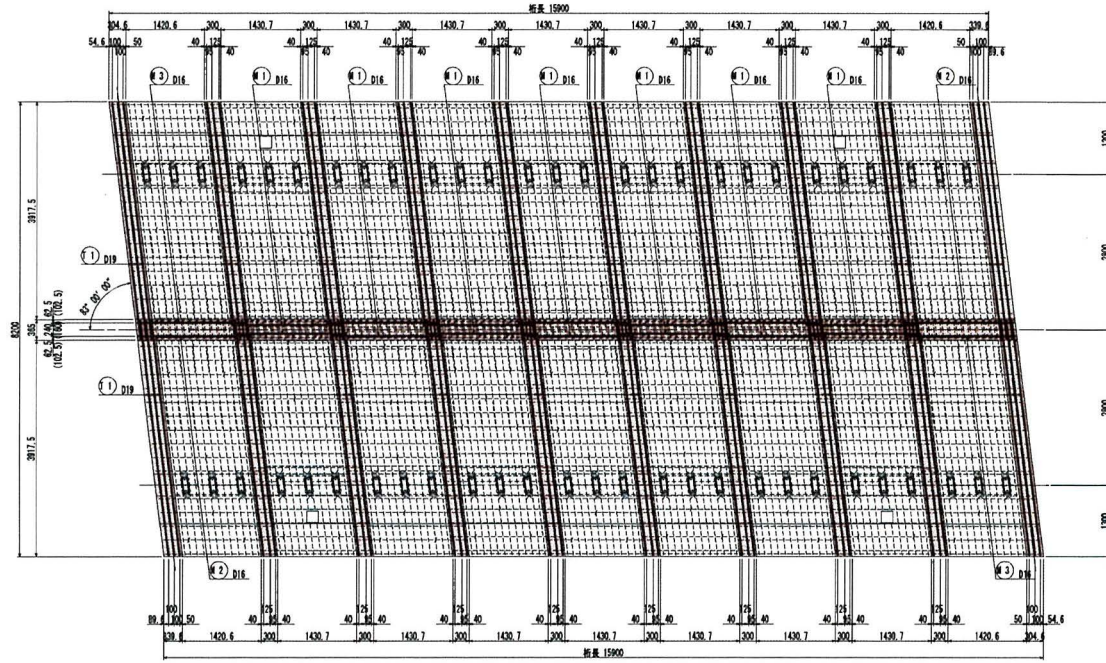
マーク図



甲種	年度	職名	実
製図者		許野 藤山雄	
工事名	山形県上山町下字山 地内		
図名	床版配筋図(その1)		
縮尺	備考	上山町	

間詰部配筋図(その1)

平面図(上面) S=1:40



年度	年度	図番	頁
山形県			
設計者	市道 赤山線		
工事名			
位置	山形県上山町下字赤山 地内		
間詰部配筋図(その1)			
縮尺	表示	上山市	

7.4.2 設計照査（床版）

第1章 設計条件

1.1 設計条件

床版形式	: プレキャストRC床版
床版支間長	: 2.800 m
全幅員	: 8.200 m
斜角	: 83°00' 00"
活荷重	: TL-14
使用コンクリート	: 設計基準強度 $\sigma_{ck} = 40.0 \text{ N/mm}^2$ 但し、供用直後は $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ N/mm}^2$ として検討を行う。
使用鉄筋	: SD345

1.2 材料強度および許容応力度

(1) コンクリート

項目		供用直後	完成時
設計基準強度	(N/mm^2)	24.0	40.0
許容曲げ圧縮応力度	(N/mm^2)	8.0	14.0
許容軸圧縮応力度	(N/mm^2)	6.5	11.0
許容付着応力度	(N/mm^2)	16.00	2.00

(2) 鉄筋

項目		
鉄筋材質		SD345
降伏点応力度	(N/mm^2)	345
許容引張応力度	(N/mm^2)	140

1.3 設計定数

(1) コンクリート

項目		供用直後	完成時
ヤング係数	(N/mm^2)	2.50×10^4	3.10×10^4
単位重量	(kN/m^3)	24.5	24.5

(3) 鉄筋

項目		
ヤング係数	(N/mm^2)	2.0×10^5

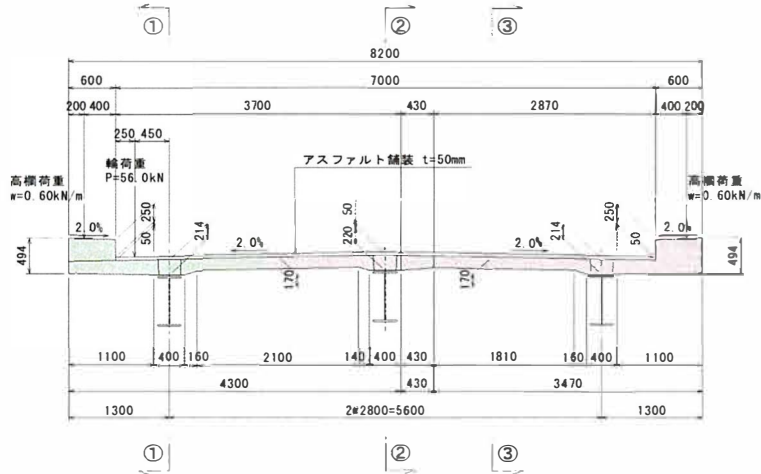
1.4 適用示方書および参考文献

道路橋示方書・同解説 I 共通編	平成24年3月 公益社団法人日本道路協会
道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編	平成24年3月 公益社団法人日本道路協会
コンクリート道路橋設計便覧	平成6年2月 社団法人日本道路協会

第2章 完成時の設計

§1. 標準版

1. 検討断面図



2. 検討条件

検討番号	版の区分	曲げモーメントの種類	設計支間長	備考
①	片持ち版	支点曲げモーメント	0.450 m	P=56.0kN
②	連続版	支点曲げモーメント	2.800 m	P=56.0kN
③	単純版	支間曲げモーメント	2.800 m	P=56.0kN

※断面力は、道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編7.4に準じて算出するものとする。
 ※橋軸直角方向の断面力は、版幅当り(1.500m)について算出を行なうものとする。
 ※単純版および連続版の支間方向曲げモーメントの割増係数は下記の通りとする。

支間 L(m)	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$	$4.0 < L \leq 6.0$
割増係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5) / 12$	$1.125 + (L - 4.0) / 26$

※片持ち版の支間方向曲げモーメントの割増係数は下記の通りとする。

支間 L(m)	$L \leq 1.5$	$1.5 < L \leq 3.0$
割増係数	1.0	$1.0 + (L - 1.5) / 25$

3.断面力の算出(橋軸直角方向)

3.1 片持版支点部

・死荷重による曲げモーメント

床版①	=	1.300 × 0.170 × 24.50 × 0.650	=	-3.519 kN・m /m
床版②	=	0.5 × 1.100 × 0.040 × 24.50 × 0.567	=	-0.305 kN・m /m
床版③	=	0.200 × 0.044 × 24.50 × 0.100	=	-0.022 kN・m /m
地 覆	=	0.600 × 0.312 × 24.50 × 1.000	=	-4.586 kN・m /m
舗 装	=	0.700 × 0.050 × 22.50 × 0.350	=	-0.276 kN・m /m
高 欄	=	0.60 × 1.100	=	-0.660 kN・m /m
雪荷重	=	1.00 × 1.300 × 0.650	=	-0.845 kN・m /m
合 計			Md =	-10.213 kN・m /m

・活荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_I &= (- P \times L \div (1.30 \times L + 0.25)) \times \alpha \\
 &= (- 56.0 \times 0.450 \div (1.30 \times 0.450 + 0.25)) \times 1.000 \\
 &= -30.180 \text{ kN}\cdot\text{m/m}
 \end{aligned}$$

・衝突荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_c &= - P \times L \\
 &= - 14.0 \times (0.800 + 0.008 + 0.250 + 0.050 + 0.105) \\
 &= -16.982 \text{ kN}\cdot\text{m/m}
 \end{aligned}$$

$M_I > M_c$ 活荷重による曲げモーメントを用いる。

・設計荷重時の曲げモーメント

単位幅当り(1.000m)の曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_d &= -10.213 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \\
 M &= M_d + M_I \\
 &= -10.213 + -30.180 \\
 &= -40.393 \text{ kN}\cdot\text{m/m}
 \end{aligned}$$

版幅当り(1.500m)の曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_d &= -10.213 \times 1.500 \\
 &= -15.320 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M &= -40.393 \times 1.500 \\
 &= -60.590 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

3.2 連続版支点部

・死荷重による曲げモーメント

床版	-	0.182 × 24.50 × 2.800 ² / 8	=	-4.370 kN·m/m
舗装	-	0.050 × 22.50 × 2.800 ² / 8	=	-1.103 kN·m/m
雪荷重	-	1.00 × 2.800 ² / 8	=	-0.980 kN·m/m
合計			Md =	-6.453 kN·m/m

・活荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_l &= - (0.12 \times L + 0.07) \times P \times 0.80 \times \alpha \\
 &= - (0.12 \times 2.800 + 0.07) \times 56.0 \times 0.80 \times 1.025 \\
 &= -18.644 \text{ kN}\cdot\text{m/m}
 \end{aligned}$$

・設計荷重時の曲げモーメント

単位幅当り(1.000m)の曲げモーメント

$$M_d = -6.453 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\begin{aligned}
 M &= M_d + M_l \\
 &= -6.453 + -18.644 \\
 &= -25.097 \text{ kN}\cdot\text{m/m}
 \end{aligned}$$

版幅当り(1.500m)の曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_d &= -6.453 \times 1.500 \\
 &= -9.680 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M &= -25.097 \times 1.500 \\
 &= -37.646 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

3.3 単純版支間部

・死荷重による曲げモーメント

床版	$0.182 \times 24.50 \times 2.800^2 / 8$	$=$	4.370 kN・m/m
舗装	$0.050 \times 22.50 \times 2.800^2 / 8$	$=$	1.103 kN・m/m
雪荷重	$- 1.00 \times 2.800^2 / 8$	$=$	-0.980 kN・m/m
合計		$Md =$	4.493 kN・m/m

・活荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 Ml &= (0.12 \times L + 0.07) \times P \times \alpha \\
 &= (0.12 \times 2.800 + 0.07) \times 56.0 \times 1.025 \\
 &= 23.304 \text{ kN}\cdot\text{m/m}
 \end{aligned}$$

・設計荷重時の曲げモーメント

単位幅当り(1.000m)の曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 Md &= 4.493 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \\
 M &= Md + Ml \\
 &= 4.493 + 23.304 \\
 &= 27.797 \text{ kN}\cdot\text{m/m}
 \end{aligned}$$

版幅当り(1.500m)の曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 Md &= 4.493 \times 1.500 \\
 &= 6.740 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M &= 27.797 \times 1.500 \\
 &= 41.696 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

4.断面力の算出(橋軸方向)

4.1 片持版先端付近

・活荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 Ml &= (0.15 \times L + 0.13) \times P \\
 &= (0.15 \times 0.450 + 0.13) \times 56.0 \\
 &= 11.060 \text{ kN}\cdot\text{m/m}
 \end{aligned}$$

4.2 単純版支間部

・活荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 Ml &= (0.10 \times L + 0.04) \times P \\
 &= (0.10 \times 2.800 + 0.04) \times 56.0 \\
 &= 17.920 \text{ kN}\cdot\text{m/m}
 \end{aligned}$$

5 鉄筋コンクリートの応力度計算(橋軸直角方向)

5.1 片持版支点部

断面名称			単位	死荷重時	設計荷重時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	15.320	60.590
	軸力	N	kN	0.000	0.000
	せん断力	S	kN	---	---
部材寸法	部材幅	b	mm	1500.0	1500.0
	部材高	h	mm	214.0	214.0
	有効高	d	mm	172.0	172.0
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	0.0	0.0
鉄筋量	引張鉄筋量	As	mm ²	3412.374	3412.374
	1本当り		mm ²	---	---
ヤング係数比			n	15	15
定数	引張鉄筋比	p	%	1.32256	1.32256
	鉄筋比 As' /As			0.00000	0.00000
	中立軸	X	mm	79.46646	79.46646
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σc	N/mm ²	1.767	6.987
	鉄筋の引張応力度	σs	N/mm ²	30.855	122.030
	鉄筋の圧縮応力度	σs'	N/mm ²	---	---
	平均せん断応力度	τm	N/mm ²	---	---
	最大せん断応力度	τmax	N/mm ²	---	---
許容応力度	荷重組合による割増コンクリートの			1.00	1.00
	許容圧縮応力度	σca	N/mm ²	14.000	14.000
	鉄筋の許容引張応力度	σsa	N/mm ²	140.000	140.000
	許容せん断応力度	τa	N/mm ²	---	---
	" 応力度(コンクリート)	τa1	N/mm ²	---	---
	" 応力度(斜引張鉄筋)	τa2	N/mm ²	---	---
判定				0. K	0. K

$$As = 286.5 \text{ mm}^2 \times 12 \text{ 本} \times \sin (83^\circ)$$

$$= 3412.374 \text{ mm}^2$$

5.2 連続版支点部

断面名称			単位	死荷重時	設計荷重時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	9.680	37.646
	軸力	N	kN	0.000	0.000
	せん断力	S	kN	---	---
部材寸法	部材幅	b	mm	1500.0	1500.0
	部材高	h	mm	220.0	220.0
	有効高	d	mm	178.0	178.0
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	0.0	0.0
鉄筋量	引張鉄筋量	As	mm ²	3412.374	3412.374
	1本当り		mm ²	---	---
ヤング係数比			n	15	15
定数	引張鉄筋比	p	%	1.27798	1.27798
	鉄筋比 As' /As			0.00000	0.00000
	中立軸	X	mm	81.25491	81.25491
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σc	N/mm ²	1.053	4.093
	鉄筋の引張応力度	σs	N/mm ²	18.798	73.105
	鉄筋の圧縮応力度	σs'	N/mm ²	---	---
	平均せん断応力度	τm	N/mm ²	---	---
	最大せん断応力度	τmax	N/mm ²	---	---
許容応力度	荷重組合による割増コンクリートの			1.00	1.00
	許容圧縮応力度	σca	N/mm ²	14.000	14.000
	鉄筋の許容引張応力度	σsa	N/mm ²	140.000	140.000
	許容せん断応力度	τa	N/mm ²	---	---
	" 応力度(コンクリート)	τa1	N/mm ²	---	---
	" 応力度(斜引張鉄筋)	τa2	N/mm ²	---	---
判定				0. K	0. K

$$As = 286.5 \text{ mm}^2 \times 12 \text{ 本} \times \sin (83^\circ)$$

$$= 3412.374 \text{ mm}^2$$

5.3 単純版支間部

断面名称		単位		死荷重時	設計荷重時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	6.740	41.696
	軸力	N	kN	0.000	0.000
	せん断力	S	kN	---	---
部材寸法	部材幅	b	mm	1500.0	1500.0
	部材高	h	mm	170.0	170.0
	有効高	d	mm	128.0	128.0
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	0.0	0.0
鉄筋量	引張鉄筋量	As	mm ²	3412.374	3412.374
	1本当り		mm ²	---	---
ヤング係数比		n	-	15	15
定数	引張鉄筋比	p	%	1.77720	1.77720
	鉄筋比 As' /As	-	-	0.00000	0.00000
	中立軸	χ	mm	65.37454	65.37454
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σ c	N/mm ²	1.294	8.007
	鉄筋の引張応力度	σ s	N/mm ²	18.598	115.053
	鉄筋の圧縮応力度	σ s'	N/mm ²	---	---
	平均せん断応力度	τ m	N/mm ²	---	---
	最大せん断応力度	τ max	N/mm ²	---	---
許容応力度	荷重組合による割増 コンクリートの			1.00	1.00
	許容圧縮応力度	σ ca	N/mm ²	14.000	14.000
	鉄筋の許容引張応力度	σ sa	N/mm ²	140.000	140.000
	許容せん断応力度	τ a	N/mm ²	---	---
	" 応力度(コンクリート)	τ a1	N/mm ²	---	---
	" 応力度(斜引張鉄筋)	τ a2	N/mm ²	---	---
判定				O.K	O.K

$$\begin{aligned}
 A_s &= 286.5 \text{ mm}^2 \times 12 \text{ 本} \times \sin (83^\circ) \\
 &= 3412.374 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

6.鉄筋コンクリートの応力度計算(橋軸方向)

6.1 片持版先端付近

断面名称			単位	設計荷重時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	11.060
	軸力	N	kN	0.000
	せん断力	S	kN	---
部材寸法	部材幅	b	mm	1000.0
	部材高	h	mm	170.0
	有効高	d	mm	110.5
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	0.0
鉄筋量	引張鉄筋量	As	mm ²	1588.800
	1本当り		mm ²	---
ヤング係数比			n	15
定数	引張鉄筋比	p	%	1.43783
	鉄筋比 As' /As			0.00000
	中立軸	X	mm	52.55411
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	4.527
	鉄筋の引張応力度	σ_s	N/mm ²	74.866
	鉄筋の圧縮応力度	$\sigma_{s'}$	N/mm ²	---
	平均せん断応力度	τ_m	N/mm ²	---
	最大せん断応力度	τ_{max}	N/mm ²	---
許容応力度	荷重組合による割増 コンクリートの			1.00
	許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	14.000
	鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	140.000
	許容せん断応力度	τ_a	N/mm ²	---
	〃 応力度(コンクリート)	τ_{a1}	N/mm ²	---
	〃 応力度(斜引張鉄筋)	τ_{a2}	N/mm ²	---
判定				0. K

6.2 単純版支間部

断面名称			単位	設計荷重時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	17.920
	軸力	N	kN	0.000
	せん断力	S	kN	---
部材寸法	部材幅	b	mm	1000.0
	部材高	h	mm	170.0
	有効高	d	mm	110.5
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	0.0
鉄筋量	引張鉄筋量	As	mm ²	1588.800
	1本当り		mm ²	---
ヤング係数比			n	15
定数	引張鉄筋比	p	%	1.43783
	鉄筋比 As' /As			0.00000
	中立軸	X	mm	52.55411
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	7.334
	鉄筋の引張応力度	σ_s	N/mm ²	121.303
	鉄筋の圧縮応力度	$\sigma_{s'}$	N/mm ²	---
	平均せん断応力度	τ_m	N/mm ²	---
	最大せん断応力度	τ_{max}	N/mm ²	---
許容応力度	荷重組合による割増 コンクリートの			1.00
	許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	14.000
	鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	140.000
	許容せん断応力度	τ_a	N/mm ²	---
	〃 応力度(コンクリート)	τ_{a1}	N/mm ²	---
	〃 応力度(斜引張鉄筋)	τ_{a2}	N/mm ²	---
判定				0. K

7.最小鉄筋量の計算(橋軸直角方向)

7.1 片持版支点部

断面名称		単位	死荷重時	設計荷重時	
断面寸法	部材高	h	mm	214.0	214.0
	ウェブ厚	bw	mm	1500.0	1500.0
	有効高	d	mm	172.0	172.0
	断面積	Ac	mm ²	321000.0	321000.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1本当	As	mm ²	3412.374	3412.374
	圧縮鉄筋量 1本当	As'	mm ²	---	---
	軸方向全鉄筋量	ΣAs	mm ²	3412.215	3412.215
最小鉄筋量	Asc=Ac・0.15%	Asmin1	mm ²	481.500	481.500
	けた判定 0.005・bw・d	Asmin2	mm ²	-	-
	版判定 0.01・bw・d	Asmin2	mm ²	2580.000	2580.000
鉄筋量	最小鉄筋量	けた	mm ²	-	-
		版	Asmin	mm ²	2580.000
判定		けた		-	-
		版		Asmin ≤ As OK	Asmin ≤ As OK

7.2 連続版支点部

断面名称		単位	死荷重時	設計荷重時	
断面寸法	部材高	h	mm	220.0	220.0
	ウェブ厚	bw	mm	1500.0	1500.0
	有効高	d	mm	178.0	178.0
	断面積	Ac	mm ²	330000.0	330000.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1本当	As	mm ²	3412.374	3412.374
	圧縮鉄筋量 1本当	As'	mm ²	---	---
	軸方向全鉄筋量	ΣAs	mm ²	3412.215	3412.215
最小鉄筋量	Asc=Ac・0.15%	Asmin1	mm ²	495.000	495.000
	けた判定 0.005・bw・d	Asmin2	mm ²	-	-
	版判定 0.01・bw・d	Asmin2	mm ²	2670.000	2670.000
鉄筋量	最小鉄筋量	けた	mm ²	-	-
		版	Asmin	mm ²	2670.000
判定		けた		-	-
		版		Asmin ≤ As OK	Asmin ≤ As OK

7.3 単純版支間部

断面名称		単位	死荷重時	設計荷重時	
断面寸法	部材高	h	mm	170.0	170.0
	ウェブ厚	bw	mm	1500.0	1500.0
	有効高	d	mm	128.0	128.0
	断面積	Ac	mm ²	255000.0	255000.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1本当	As	mm ² mm ²	3412.374 ---	3412.374 ---
	圧縮鉄筋量 1本当	As'	mm ² mm ²	--- ---	--- ---
	軸方向全鉄筋量	ΣAs	mm ²	3412.215	3412.215
最小鉄筋量	Asc=Ac・0.15%	Asmin1	mm ²	382.500	382.500
	けた判定 0.005・bw・d	Asmin2	mm ²	-	-
	版判定 0.01・bw・d	Asmin2	mm ²	1920.000	1920.000
鉄筋量	最小鉄筋量	けた	mm ²	-	-
		版	Asmin	mm ²	1920.000
判定		けた		-	-
		版		Asmin ≤ As OK	Asmin ≤ As OK

8. 最小鉄筋量の計算(橋軸方向)

8.1 片持版先端付近

断面名称		単位	設計荷重時	
断面寸法	部材高	h	mm	170.0
	ウェブ厚	bw	mm	1000.0
	有効高	d	mm	110.5
	断面積	Ac	mm ²	170000.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1本当	As	mm ² mm ²	1588.800 ---
	圧縮鉄筋量 1本当	As'	mm ² mm ²	--- ---
	軸方向全鉄筋量	ΣAs	mm ²	1588.800
最小鉄筋量	Asc=Ac・0.15%	Asmin1	mm ²	255.000
	けた判定 0.005・bw・d	Asmin2	mm ²	-
	版判定 0.01・bw・d	Asmin2	mm ²	1105.000
鉄筋量	最小鉄筋量	けた	mm ²	-
		版	mm ²	1105.000
判定		けた		-
		版		Asmin ≤ As OK

8.2 単純版支間部

断面名称		単位	設計荷重時	
断面寸法	部材高	h	mm	170.0
	ウェブ厚	bw	mm	1000.0
	有効高	d	mm	110.5
	断面積	Ac	mm ²	170000.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1本当	As	mm ² mm ²	1588.800 ---
	圧縮鉄筋量 1本当	As'	mm ² mm ²	--- ---
	軸方向全鉄筋量	ΣAs	mm ²	1588.800
最小鉄筋量	Asc=Ac・0.15%	Asmin1	mm ²	255.000
	けた判定 0.005・bw・d	Asmin2	mm ²	-
	版判定 0.01・bw・d	Asmin2	mm ²	1105.000
鉄筋量	最小鉄筋量	けた	mm ²	-
		版	mm ²	1105.000
判定		けた		-
		版		Asmin ≤ As OK