

メタルグリッド筋を用いた鉄筋コンクリート部材
の補強法に関する研究

中 島 博 敬

目 次

第1章 序 論

1.1 はじめに	1
1.2 既往の研究および補修・補強対策工法について	2
1.3 本論文の目的と構成	3
第1章 参考文献	6

第2章 道路橋 RC 床版の現状および予防保全型維持管理

2.1 はじめに	8
2.2 橋梁の現状および建設業の現状と課題	9
2.2.1 日本全体および茨城県が管理する橋梁の現状	9
2.3 予防保全型維持管理計画	11
2.4 道路橋長寿命化修繕計画	13
2.4.1 橋梁点検および損傷度の判定	13
2.4.2 対策区分および判定区分	13
2.4.3 健全性の診断の判定区分	14
2.4.4 道路橋長寿命化修繕計画	15
2.4.5 橋梁のメンテナンスサイクル	16
2.5 鉄筋コンクリート部材の損傷状況および補修・補強技術	17
2.5.1 鉄筋コンクリート部材の損傷状況	17
2.5.2 鉄筋コンクリート橋の補修・補強技術	19
2.6 RC 床版の損傷状況および補修・補強技術	21
2.6.1 RC 床版の損傷状況	21
2.6.2 RC 床版の補修・補強技術	23
2.7 補修・補強設計および実施計画	25
2.7.1 道路橋示方書の変遷	25
2.8 予防保全型維持管理計画の現状と課題	27
2.8.1 予防保全型維持管理計画の現状	27
2.8.2 予防保全型維持管理計画の課題	28
2.9 まとめ	28
第2章 参考文献	30

第3章 RC はり・RC 床版の補修・補強に用いる材料

3.1 はじめに	32
3.2 RC 部材の補修・補強材の概要	32
3.3 RC はりの補修・補強に用いる材料	33
3.3.1 ひび割れ補修および増厚コンクリートとの付着力を高める接着剤	33
3.3.2 浸透性接着剤および付着用接着剤の性能	33

3.3.3	ポリマーセメントモルタル	35
3.3.4	メタルグリッド筋	36
3.4	RC 床版の補強に用いる材料	36
3.4.1	RC 床版の補修・補強材の概略補強	36
3.4.2	付着用接着剤の性能	37
3.4.3	鋼繊維補強コンクリート(SFRC)	38
3.5	メタルグリッド筋の材料特性	39
3.5.1	メタルグリッド筋	39
3.5.2	メタルグリッド筋に用いる鋼板材料	42
3.5.3	メタルグリッド筋の引張強度試験	44
3.6	まとめ	50
第3章	参考文献	52

第4章 メタルグリッド筋を用いた RC はりの接着剤塗布型 PCM 増厚補強法における耐荷力性能の検証

4.1	はじめに	54
4.2	コンクリート橋の損傷状況	54
4.2.1	コンクリート部材の曲げ補強	54
4.2.2	コンクリート部材のせん断補強	55
4.2.3	せん断スパン比と破壊形式	56
4.3	RC はりの曲げ補強	57
4.3.1	曲げ補強および実験概要	57
4.3.2	使用材料	57
4.3.3	基準供試体 RC はりの寸法	59
4.3.4	RC はりおよび応力履歴に関する実験方法	60
4.3.5	補強用供試体の寸法・補強法および実験方法	62
4.3.6	曲げ補強した RC はりの実験結果および考察	65
4.4	RC はりのせん断補強	69
4.4.1	せん断補強および実験概要	69
4.4.2	供試体概要および使用材料	69
4.4.3	基準供試体 RC はりの寸法	71
4.4.4	RC はりおよび応力履歴に関する実験方法	71
4.4.5	応力履歴作用における結果および考察	72
4.4.6	補強用供試体の寸法・補強法および実験方法	73
4.4.7	せん断補強した RC はりの実験結果および考察	75
4.5	まとめ	79
第4章	参考文献	81

第5章 メタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した RC 床版の耐疲労性の評価

5.1	はじめに	82
5.2	道路橋 RC 床版の損傷状況および補強法	82
5.2.1	RC 床版上面の損傷状況	82
5.2.2	RC 床版の上面損傷に対する補強法	83
5.3	RC 床版供試体概要および補強概要	84
5.3.1	RC 床版供試体概要	84
5.3.2	補強概要	85
5.4	実験供試体材料および寸法	85
5.4.1	供試体材料	85
5.4.2	供試体寸法	88
5.5	供試体の製作方法	89
5.6	輪荷重走行疲労実験および等価走行回数	90
5.6.1	輪荷重走行疲労実験装置	90
5.6.2	輪荷重走行疲労実験の概要	90
5.6.3	走行疲労実験における等価走行回数	91
5.7	実験結果および考察	91
5.7.1	等価走行回数	91
5.7.2	たわみと等価走行回数の関係	93
5.7.3	主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係	95
5.7.4	配力筋ひずみと等価走行回数の関係	97
5.7.5	補強筋ひずみと等価走行回数の関係	99
5.7.6	破壊状況	101
5.7.7	建研式引張試験による引張接着強度	103
5.8	まとめ	104
	第5章 参考文献	106

第6章 メタルグリッド筋に継手構造を設けて接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した RC 床版の耐疲労性の評価

6.1	はじめに	107
6.2	使用材料および供試体概要	108
6.2.1	使用材料	108
6.2.2	RC 床版および補強 RC 床版供試体寸法	110
6.3	継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置する補強法の施工手順	112
6.4	輪荷重走行疲労実験および等価走行回数	113
6.4.1	輪荷重走行疲労実験装置	113
6.4.2	輪荷重走行疲労実験の概要	114
6.4.3	走行疲労実験における等価走行回数	114
6.5	実験結果および考察	114
6.5.1	等価走行回数	114
6.5.2	たわみと等価走行回数の関係	115

6.5.3	鉄筋ひずみと等価走行回数との関係	117
6.5.4	メタルグリッド筋ひずみと等価走行回数との関係	119
6.5.5	破壊状況	120
6.5.6	建研式引張試験による引張接着強度	121
6.6	まとめ	123
第6章	参考文献	125

第7章 展張格子筋を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強技術

7.1	はじめに	126
7.2	予防保全型維持管理における一次、二次補強対策	127
7.3	補強対象橋梁の概要	128
7.3.1	乳ノ木橋の概要	128
7.4	乳ノ木橋の補修・補強歴および補強技術	130
7.4.1	乳ノ木橋の補修・補強歴	130
7.4.2	1980年改定の道示の基準に対応する縦げたの設置	130
7.5	RC床版のメタルグリッド筋を配置した下面・上面の増厚補強技術	133
7.5.1	RC床版の補修・補強概要	133
7.5.2	ひび割れ補修技術	134
7.5.3	メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型 PCM 吹付け下面増厚補強	135
7.6	RC床版の上面補修および展張格子筋を配置した上面増厚補強技術	139
7.6.1	RC床版の補強概要	139
7.6.2	RC床版の補修技術	140
7.6.3	展張格子筋を用いて2種類の接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強技術	143
7.7	まとめ	147
第7章	参考文献	148

第8章 総括

8.1	総括	149
-----	----	-----

Summary

Hiroataka Nakajima

Most of the road bridges were constructed during the period of high economic growth. Fifty years have passed since their construction, and aging is progressing. Also, there is a serious problem of progressive reduction in the number of people employed in the construction industry. In this paper, a method of strengthening aged concrete members and RC deck slabs of road bridges is proposed using metal grid reinforcement and two types of adhesive, polymer cement mortar (PCM) and steel fiber reinforced concrete. The load-bearing performance and fatigue resistance of concrete members is verified, and the practicality of the method is evaluated. In addition, the construction techniques for the strengthening method, whose practicality was evaluated, were verified on an actual bridge. The following conclusions were obtained from the research results.

- 1) A method for determining the present status of road bridges, performing inspection for formulating road bridge life extension plans, and classification of integrity has been proposed. Also, the differences in load resistance performance associated with the changes in design standards are summarized, and the necessity for new strengthening methods is described.
- 2) The performance of two types of epoxy resin adhesive material for repair of cracking and strengthening by increasing the thickness has been determined. Also, the properties of cement materials used in various types of strengthening have been determined. In addition, it has been shown that metal grid reinforcement is effective as reinforcement for strengthening by increasing the thickness of concrete.
- 3) The method of strengthening by increasing the thickness using two types of adhesive and metal grid reinforcement applied to RC beams to which stress history had been applied in both bending and shear appropriately repairs cracks in RC beams. Therefore it is an effective repair and strengthening method to be proposed for improving the load resistance performance.
- 4) The method of strengthening by thickening the top surface with SFRC using metal grid reinforcement applied with adhesive greatly increases the fatigue resistance of RC deck slabs. Also, the joints which are structural weak points have sufficient fatigue resistance, so this method is evaluated to be effective.
- 5) The method of strengthening by thickening the top surface with SFRC using metal grid reinforcement applied with adhesive is the first Japanese construction technology that rationalizes and reduces labor for strengthening road bridge deck slabs managed by local governments.

From the above, it is concluded that this strengthening method is effective for strengthening RC members, and contributes to “i-Construction”. Also, it can greatly contribute to the development of maintenance technology of bridge RC members for local governments.

第1章 序 論

1.1 はじめに

我が国で建設された橋梁の多くは、高度経済成長期（1954年～1973年）に集中して整備された。そして、建設から50年が経過した橋梁は老朽化が進行し、それらを維持するための補修・補強技術の開発や維持管理が重要な課題となっている^{1.1), 1.2)}。これらのことから国土交通省では、限られたコストで計画的に修繕を行う「予防保全型維持管理」へと政策を転換し、「道路橋長寿命化修繕計画事業」^{1.3)}を策定した。これに伴い都道府県庁および政令指定都市では、「道路橋長寿命化修繕計画」^{1.4)}の策定、これは、地方公共団体が管理する老朽化した道路橋の増大に対応するために、予防的な修繕及び長寿命化修繕計画に基づく架替えや更新へと政策転換を図るもので、既に10年が経過している。これによって、毎年、損傷が軽微な段階での修繕が実施されることにより、ライフサイクルコストの低減が図られるとともに道路橋の長寿命化が図られている。

我が国の橋梁数は、2019年現在で2.0m以上の橋梁が約72万橋であり^{1.5)}、このうち地方公共団体が管理する橋梁は約90%以上であり、これらの橋梁および道路橋施設の維持管理においては膨大な費用の捻出や、場合によっては財政難が懸念される。そこで橋梁を100年間維持するための補修・補強対策として「道路橋長寿命化修繕計画」^{1.3)}を立案し、この計画に基づいた修繕が実施されている。道路橋の部位の中で最も損傷が著しいのがコンクリート材料を用いたコンクリート橋や、鋼構造においては鋼主桁の上に設けられたRC床版の損傷が著しく、維持修繕費にかかわる予算のうち、50%以上が占められている。これらの補修・補強法としてコンクリート橋においては、とくに海岸線では飛来塩分による塩害による鉄筋の腐食に伴う、ひび割れの発生やコンクリートのはく落などの損傷を受け、耐荷力性能の向上を図るための補強対策が検討されている。一方、道路橋RC床版においては1970年代から疲労による損傷が顕在化しており、その損傷の多くは、輪荷重走行によりRC床版下面に2方向ひび割れが形成され、抜け落ちやはく落などの損傷が多数報告されている。また、床版防水層が施されていない橋梁においては雨水の滞水によって床版上面のかぶりコンクリートのセメント成分が滲出、積雪寒冷地域では凍結防止剤として融雪剤を散布することから、塩害と凍結融解作用の繰り返しによる土砂化や圧縮側鉄筋の腐食による断面欠損などの損傷が報告されている^{1.2)}。これらの損傷に対し、調査・診断に関する研究や各種補修・補強法の開発が数多く進められている。補修・補強法としては、接着剤注入によるひび割れ補修^{1.6)~1.8)}、床版下面側からの補強として炭素繊維連続シートを用いた接着補強^{1.9), 1.10)}や鋼板接着補強^{1.11)}、ポリマーセメントモルタル（Polymer Cement Mortar：以下、PCMとする）を用いた吹付け工法による増厚補強^{1.12), 1.13)}が適用されている。また、床版上面側からは上面損傷が軽微な段階ではモルタル材での部分補修^{1.14)}や鋼繊維補強コンクリート（Steel Fiber Reinforced Concrete：以下、SFRCとする）増厚補強^{1.15)}が適用されている。直接セメント系材料を打込む上面増厚補強法においては、車両の繰り返し走行によって増厚界面で早期にはく離の発生し、再度補修補強が施された事例があることから、既設床版と増厚補強材料とのはく離の抑制および一体性を高めるエポキシ系樹脂接着剤^{1.16)}を増厚

界面に塗布した接着剤塗布型増厚補強法^{1.17)}が提案され、実橋梁の施工に適用されている。さらに、積雪寒冷地域に建設された橋梁においては車両の繰り返し走行による疲労損傷に加えて融雪剤の散布による塩害と凍結融解作用の複合的な損傷によって、鉄筋の腐食や断面欠損、上面側のかぶりコンクリートの土砂化が生じた橋梁や設計基準の変遷に伴う鉄筋量が不足している RC 床版においては、鉄筋を格子状に配置した鉄筋配置型 SFRC 上面増厚補強法が適用されている。しかし、この補強法は、鉄筋を格子状に組立て配筋することから鉄筋交差部が鉄筋径の 2 倍となり、増厚厚さが 100mm 程度となることから死荷重の増大が懸念されてる。

一方、近年の建設業就業者の減少は著しく、1997 年のピーク時から約 30%も減少しており建設産業における労働者不足は深刻な問題となっている。さらに、建設就業者の高齢化の進行が著しく、55 歳以上就業者が約 35%に対して 29 歳以下の就業者が約 10%と高齢化が進行し、次世代への技術継承が大きな課題となっている^{1.18)}。このような問題に対して国土交通省では、「ICT の全面的な活用 (ICT 土工)」等の施策を建設現場に導入することによって、建設生産システム全体の生産性向上を図り、もっと魅力ある建設現場を目指す取り組みとして i-Construction (建設現場の生産性革命)^{1.19)}が進められている。これは、建設業において調査・測量から設計、施工、検査、維持管理・更新までのすべての建設生産プロセスで ICT 等を活用する「i-Construction」を推進し、建設現場の生産性の向上を目的とした取り組みである。よって、道路橋 RC 床版の補強技術や施工方法においても i-Construction を取り入れた新材料・補強技術の開発が急務とされている。

そこで本研究では、コンクリート部材および RC 床版の補強技術において最も懸念されるセメント系材料で増厚補強を施す過程で、新たな補強技術の開発を目的とした「i-Construction」を取り入れた新材料であるメタルグリッド筋^{1.20)~1.22)}を用いた補強技術の提案を行う。メタルグリッド筋には、一般鋼板や縞鋼板を用いてレーザでスリットを挿入し、専用のジャッキで配筋方向に展張して格子状に加工する展張格子鋼板筋(以下、展張格子筋とする)とレーザで鋼板を直接格子状に加工した格子鋼板筋の 2 タイプが提案されている。その特長としては、主筋および配力筋が一面形成となることから、鉄筋を格子状に配置した場合に比べ増厚層が薄くなり死荷重の軽減が図れると同時に、補強形状に合わせて折り曲げ加工をすることから施工性にも優れている。RC はりや RC 床版の増厚補強法においては、新たに開発された 2 種類のメタルグリッド筋を用いて、接着剤塗布型増厚補強法を提案し、実用性を検証する。これらの補強法の実用性の評価においては、RC はり部材においては静荷重実験を実施し耐荷力性能向上について検証する。また、RC 床版の補強法においては、輪荷重走行疲労実験を行い耐疲労性の検証を行う。さらに、本実験により評価された補強法においては、実橋での施工事例を紹介し、RC はりおよび RC 床版の補強技術の一助としたい。

1.2 既往の研究および本研究で提案する補強対策工法について

コンクリート部材および RC 床版のひび割れや環境的要因による損傷が顕在化しており、これらの損傷に対して数多くの研究機関で原因究明や補修・補強法の開発が精力的に行われている。コンクリート部材の補修技術については、ひび割れ補修工法としてエ

ポキシ系接着剤を圧力注入し、コンクリート内部を強固にするひび割れ注入工法^{1.6)~1.8), 1.23)~1.25)}やセメントモルタルを用いた部分補修が適用されている。補強技術については、コンクリート部材に対して、FRP グリッド工法研究会から「CFRP グリッド増厚・巻立て工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル（案）」^{1.26)}、RC 床版の上面補強法については、(公財) 高速道路調査会より「上面増厚工法設計施工マニュアル」^{1.15)}が発刊され、RC 床版の B 活荷重対策も含め、道路橋 RC 床版に対し、SFRC を用いた上面増厚の基準が示されている。コンクリート部材および RC 床版の増厚補強において、疲労損傷および環境的要因による劣化によって断面欠損が著しい橋梁、設計基準の複数回の改定に伴い現行の設計基準と比して部材厚さや鉄筋量が不足している橋梁では、増厚層内に鉄筋や補強筋を配置した工法が適用されている。鉄筋を用いた工法においては、鉄筋を格子状に組立てることからセメント系材料の増厚層内に鉄筋径の 2 倍分の厚みが加算されることとなり、そのため死荷重が増大して橋台や橋脚への影響が懸念されている。

そこで本論文では、工場ですべてを加工し、これを現場で設置するのみとなり、鉄筋配置工法と比較して施工の合理化・省力化が可能となる材料であり、鉄筋を 2 方向に組み立てた場合と比較して、鉄筋 1 方向分の増厚層が薄く、費用においても 1 層分が少なくなることから、ライフサイクルコストにおいても有利である新材料のメタルグリッド筋を用いた補強工法において、劣化損傷を受けたコンクリート部材および RC 床版の機能回復を図るため、「i-Construction」施策に寄与できるプレハブ鉄筋である新材料のメタルグリッド筋を補強材料として用いた、合理化・省力化施工が可能な補強工法の提案を行う。

1.3 本論文の目的と構成

高度成長期に建設された道路橋は供用開始後 50 年が経過し、疲労損傷や環境的要因による劣化損傷が顕在化している。これらの損傷に対して維持修繕計画が策定され、損傷が軽微な段階で早めに修繕する「予防保全型維持管理」が適用され、道路構造物の長寿命化が図られる。道路橋部材の中で最も損傷が著しい部位は RC 床版であり、各都道府県が実施している道路橋長寿命化修繕計画における修繕費用の中で 40%~ 50%を占めている。よって、RC 床版の寿命化を図る対策が橋梁の維持管理費用の縮減効果にも繋がるものと考えられる。併せてコンクリート材を用いた RC 構造においても、老朽化による損傷や既に補強された部材においても再劣化が生じ、その補修・補強対策が重要な課題となっている。

本論文は、道路橋を対象としたコンクリート部材および RC 床版を対象に、鉄筋の代替材としてメタルグリッド筋を用いた RC はり部材の吹付け増厚補強法および RC 床版の上面増厚補強法を提案する。メタルグリッド筋を用いた吹付け増厚補強法を施した RC はり部材では、静荷重載荷実験を行い耐荷力性能を検証する。メタルグリッド筋を用いた RC 床版の上面増厚補強法では、モデル化した供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、RC 床版の耐疲労性を検証する。また、提案する増厚補強法を応用したメタルグリッド筋と 2 種類の接着剤を併用した SFRC 上面増厚補強法を実橋梁 RC 床版へ適用した事例を述べ、地方自治体が管理する道路橋の長寿命化対策への一助としたい。

本論文は、全 8 章で構成されており、以下に各章ごとの要旨を述べる。

第 1 章「序論」では、社会インフラの老朽化の現状と道路橋 RC 床版およびコンクリート部材における補修・補強の必要性を述べる。また、「i-Construction」の取り組みでもある建設業界の人手不足問題を補う対策の 1 つとして、鉄筋に替わる新材料としてメタルグリッド筋を補強材として採用することで、現場で設置作業も含めた施工の合理化・省力化が可能となることを述べるとともに、本提案する補強法について、性能評価に関する検証、施工の合理化・省力化、安全施工等についての位置付けを論じる。

第 2 章「道路橋RC床版の現状および予防保全型維持管理」では、地方公共団体が管理する橋梁数が我が国の橋梁数の 90 %を占めることから、低コストで長寿命化が図れる予防保全型維持管理計画を述べる。また、建設労働者不足を改善するために、国土交通省が示す「i-Construction」に対応するための新材料および補修・補強の提案の必要性を述べる。道路橋の中で損傷および劣化が著しい部材は RC 床版であり、コンクリート橋を含むコンクリート部材の橋梁定期点検要領に示す健全性の判定区分ごとに補修・補強対策を述べる。補修・補強法においては、鉄筋に替わるメタルグリッド筋および補修・補強材を用いた新工法についての必要性を述べる。また、設計基準（道路橋示方書・同解説）の変遷に伴う耐荷力性能との差異に対する補強の必要性を論じる。

第 3 章「RCはり・RC床版の補修・補強に用いる材料」では、本研究の対象であるコンクリート部材および RC 床版の補修・補強に用いる材料として、吹付け用増厚補強材に用いられるポリマーセメントモルタル（PCM）および上面増厚補強材として用いられる鋼繊維補強コンクリート（SFRC）の材料特性、0.05mm 以上のひび割れ補修に用いる浸透性接着剤および既設コンクリートと増厚補強材との界面を強固にし一体性を高めるエポキシ系樹脂接着剤の必要性と材料特性を示した。また、施工の合理化・省力化が期待される一般鋼板および縞鋼板にレーザ加工した展張格子筋および格子鋼板筋の 2 種類のメタルグリッド筋の性能を示すとともに、増厚補強における補強材としてコンクリートの引抜試験および継手構造による付着性能を評価し、コンクリート部材および RC 床版の増厚補強における補強筋としての有用性を検証し、本工法への適用性を論じる。

第 4 章「メタルグリッド筋を用いたRCはりの接着剤塗布型PCM増厚補強法における耐荷力性能の検証」では、第 3 章で述べた材料を用いてコンクリートはり部材の曲げ領域およびせん断領域に対する補修・補強の補強効果を静荷重実験より検証する。曲げ補強には全長 2,400mm の RC はりを用いて 2 種類のメタルグリッド筋を配置し、未損傷 RC はりに接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強を施した供試体およびひび割れ損傷を与えひび割れ補修と接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強を併用した供試体を用いた。せん断補強には、全長 1,700mm の RC はりを用いて、曲げ補強と同様の条件で補強した供試体を用いる。静荷重実験をより同一寸法の未補強 RC はりの実験耐荷力と比較し、補強効果および実用性を論じる。

第5章「メタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型SFRC上面増厚補強したRC床版の耐疲労性の評価」では、実験供試体は1994年改定の設計基準に準拠し、1/2モデルとした。増厚層内に2種類のメタルグリッド筋を配置し接着剤塗布型SFRC上面増厚補強を施したRC床版供試体を用いて、輪荷重走行疲労実験を行い耐疲労性を評価し、本補強法の実用性について検証する。また、増厚界面の一体性を検証するために疲労実験終了後の供試体を用いて建研式引張試験を行い界面の付着性について検証し、付着用接着剤の有効性を論じる。

第6章「メタルグリッド筋に継手構造を設けて接着剤塗布型SFRC上面増厚補強したRC床版の耐疲労性の評価」では、実橋梁におけるメタルグリッド筋を配置した増厚補強においては、鉄筋と同様に継手構造が必要となる。その継手部が構造上の弱点となりやすいことから、床版中央の軸直角方向において展張格子筋および格子鋼板筋の2種類のメタルグリッド筋の継手構造を設けたSFRC上面増厚補強供試体を用いて、輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性の検証および継手部を設けたSFRC上面増厚補強法の有用性について論じる。さらに、建研式引張試験を実施し付着性能を検証するとともに、建研式引張試験を行い、母材コンクリートとの一体性について検証し、実用性を評価する。

第7章「メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型SFRC上面増厚補強技術」では、第5章よりRC床版の耐疲労性の向上が評価された2種類のメタルグリッド筋(展張格子筋)を用いた接着剤塗布型SFRC上面増厚補強法について実施工を行い、施工性および「i-Construction」への適用性を検証する。本施工では、幅員7.0mのうち片側3.5m、橋長82.7mの範囲において床版上面の部分補修を行った後に、張出し部の負曲げ対策および設計基準であるB活荷重に対応させるために接着剤塗布型SFRC上面増厚補強を施した。補強技術についてメタルグリッド筋は設置のみであり、鉄筋配置型と比較して施工性、増厚層の減少が図れる工法であり、道路橋RC床版の補強法としては我が国最初の補強工事であり、地方公共団体の補強技術の一助とする。

第8章「総括」では、本論文の各章における結論を総括して、本論文の主な研究成果をまとめるとともに、将来への展望について論じている。

参考文献

- 1.1) 国土交通省：インフラ長寿命化とデータ利活用に向けた取組，2018.
- 1.2) 国土交通省道路局：老朽化の現状・老朽化対策の課題，2018.
- 1.3) 国土交通省：インフラ長寿命化基本計画，2013.
- 1.4) 茨城県土木部道路維持課：茨城県橋梁長寿命化修繕計画，2016.
- 1.5) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報，2019.
- 1.6) 渡邊晋也，堀井久一，谷原泉，後藤昭彦：コンクリート打設面の内部に生じた脆弱性および微細ひび割れの補修方法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.1,pp.1660-1665，2012.
- 1.7) 黒島美男，大沼博志，寺村直子：寒冷地環境におけるエポキシ樹脂ひび割れ注入材の接着強度特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.2，pp.619-624，2008.
- 1.8) 内藤勲，島多昭典，下山直也，竹島康永，尾藤陽介，山内匡，友澤明央，金沢智彦，徳永健二：積雪寒冷地におけるひび割れ注入工法の耐凍害性と施工方法に関する検討，寒地土木研究所月報，No.743，pp.12-21，2015.
- 1.9) 阿部忠，木田哲量，元燦豪，小森篤也：CFS 補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験における耐疲労性の評価および維持管理，セメント・コンクリート論文集，Vol.65，No.1，pp.493-500，2011
- 1.10) (独)土木研究所：炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案)，コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告(Ⅲ)，1999.
- 1.11) 桜井徹，小林和義：鋼板接着工法における接着剤注入に関する実験的研究，安藤建設技術研究所報，Vol.17，pp.23-29，2011.
- 1.12) 東幸宏，李博，蔣宇静：FRP グリッドを用いた PCM 吹付け工法によるトンネル補強手法に関する解析的評価，日本材料学会論文集，Vol.63，No.6，pp.451-458，2014.
- 1.13) 郭瑞，山口浩平，日野伸一，宮野暢紘：ハンチを補強領域とした CFRP グリッドを用いた RC はりのせん断補強効果，構造工学論文集，Vol.61A，pp.725-733，2015.
- 1.14) 阿部忠，伊藤清志，大野晃，山下雄史：RC 床版の上面損傷に用いる補修材の提案および補修サイクルにおける耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.60A，pp.1122-1133，2010.3
- 1.15) (公財)高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル，1995.
- 1.16) 児玉孝喜，西元央，鎌田修，福手勤：フレッシュコンクリートの接着接合における接着剤成分が耐久性に及ぼす影響に関する研究，セメント・コンクリート論文集，No.63，No.1，pp.546-553，2009.
- 1.17) 高野真希子，阿部忠，木田哲量，児玉孝喜，小森篤也：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，構造工学論文集，Vol.56A，pp.1259-1269，2010.3
- 1.18) 国土交通省：建設産業をめぐる現状と課題，2018.
- 1.19) 国土交通省大臣官房技術調査課：i-Construction ～建設現場の生産性革命～，i-Construction 委員会，2016.
- 1.20) 池田明男，丹羽秀彬：エキスパンドメタルを補強材に用いた鉄筋コンクリート構

- 造の研究, コンクリートジャーナル, 12号, 12巻, pp.1-13, 1974.
- 1.21) 山崎健司, 丸山武彦, 萩原昌宏, 有田耕治: RC 梁におけるエキスパンドメタルのせん断補強効果 (その1. 一方向載荷), 土木学会論文集, 2005.
 - 1.22) 阿部忠, 塩田啓介, 吉岡泰邦, 今野雄介: 2 タイプの鋼板格子筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における補強効果の検証, セメント・コンクリート論文集, Vol.69, No.1, pp.634-641, 2015.
 - 1.23) (公社)土木学会: コンクリート標準示方書[維持管理編], 2013.
 - 1.24) (公社)コンクリート工学会: コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針, 2013.
 - 1.25) (公社)土木学会: 鋼構造シリーズ 35 道路橋床版の維持管理マニュアル 2020, 2020.
 - 1.26) FRP グリッド研究会: CFRP グリッド増厚・巻立て工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル (案), 2001.
 - 1.27) (公社)土木学会: 道路橋床版の維持管理マニュアル, 土木学会 鋼構造委員会, 道路橋床版の維持管理評価に関する検討小委員会, 2012.

第2章 道路橋RC床版の現状および予防保全型維持管理

2.1 はじめに

道路橋 RC 床版は、交通量の増大に伴う車両の繰り返し走行や過積載車の走行により 1985 年（昭和 60 年）頃から 2 方向ひび割れなどの疲労損傷が発生している^{2.1), 2.2)}。また、ひび割れが発生した RC 床版に雨水などが侵入することで寿命はさらに低下する^{2.3)}。さらに、材料の劣化に伴う損傷は、橋梁の建設地域の環境条件によっても起因する。例えば、海岸線に建設された道路橋 RC 床版は、飛来塩分の浸透により鉄筋に発錆がみられ、床版下面に錆汁が滲出し、錆の膨張によるひび割れやはく落などの塩害が生じている。また、積雪寒冷地域に建設された道路橋 RC 床版は、凍結防止剤の散布による塩害や凍結路面の融解された塩水が RC 床版内部に浸透し、床版下面には漏水に伴う遊離石灰や錆汁の沈着が生じている。とくに、RC 床版上面は凍結防止剤散布により融解した塩水の帯水による長期間湿潤状態となることから輪荷重の作用により、輪荷重設置面には大きな圧縮力が作用し、セメント成分がアスファルト舗装に滲出する。さらに、塩害と凍結融解を繰り返すことで RC 床版上面はスケーリングや骨材化、すなわち土砂化となる。また、床版下面では発錆によるかぶりコンクリートのはく落も生じている。よって、道路橋 RC 床版の上面損傷に対する補強対策および維持管理の構築が重要な課題となっている。

一方、高度経済成長期に建設された橋長 2.0m 以上の橋梁は全国で約 72 万橋あり、供用年数が不明な橋梁を除いた橋梁の 25%程度の橋梁が建設後 50 年以上経過している^{2.4)}。また、茨城県内においても橋長 2.0m 以上の橋梁は約 15,000 橋あり、全体の 4.2%程度の橋梁が建設後 50 年以上経過している^{2.5)}。ただし、約 54%の橋梁が建設年次が不明な橋梁である。それらの橋梁は、材料の経年劣化や疲労による損傷などが生じている。

建設後 50 年が経過する橋梁の設計基準は、1964 年（昭和 39 年）改定の鋼道路橋設計基準^{2.6)}で設計されたものである。この当時の設計荷重は 196kN (20tf) であり、等級は、1 等橋、2 等橋の区分である。床版厚は薄く、鉄筋には丸鋼が使用され配力筋は主筋の 70%の鉄筋量である。その後、設計基準は改定され、1994 年（平成 6 年）改定の道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）^{2.7)}で設計されたものであり、この設計基準では、設計荷重が 245kN (25tf) に引き上げられ、等級は B 活荷重、A 活荷重に区分された。床版厚は大型車両の計画交通量による割り増しなどにより、1964 年の基準と比較しても床版厚は厚くなり、主筋・配力筋ともに曲げモーメントによる鉄筋量が配置されている。

以上のように、道路橋 RC 床版は上面損傷や下面損傷に対する補修・補強対策や設計基準の変遷による耐荷力性能の差異に対する補強対策、およびこれを維持するための管理システムの構築が必要となる。

そこで第 2 章では、道路橋におけるコンクリート部材および RC 床版に着目し、これらの部材を維持管理するために、我が国の橋梁および道路橋 RC 床版の現状および道路橋長寿命化計画について概略を述べ、健全性の判定区分ごとの補修・補強対策および問題点を述べるとともに道路橋示方書（鋼道路橋設計示方書、道路橋示方書・同解説）の

変遷に伴う耐荷力性能の差異を整理し、道路橋 RC 床版の補修・補強工法および維持管理について考察する。さらに、国土交通省が示す i-Construction（建設現場の生産性革命）^{2.8)}における、コンクリートの生産性の向上を図るための対策の 1 つに鉄筋のプレハブ化が挙げられており、本研究で提案するメタルグリッド筋の活用が i-Construction 施策に寄与できるプレハブ鉄筋として、合理化施工が可能な補修・補強工法として論じる。

2.2 橋梁の現状および建設業の現状と課題

2.2.1 日本全体および茨城県が管理する橋梁の現状

(1) 日本全体

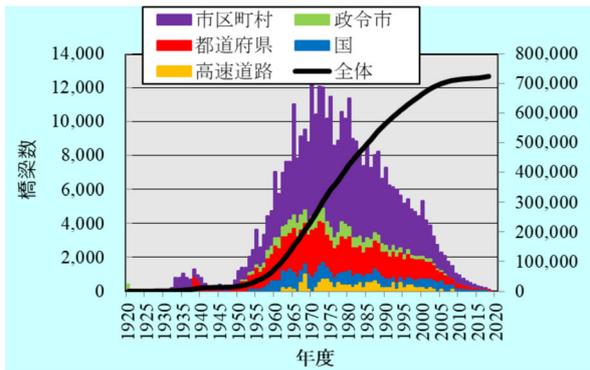
日本の道路橋は、日本経済が飛躍的に成長を遂げた高度経済成長期（1954 年（昭和 29 年）12 月から 1973 年（昭和 48 年）11 月にその多くが建設された^{2.9)}。これらの橋梁は建設後 50 年が経過し、老朽化が進行している。ここで、建設年度別の橋梁数を図－2.1 (1)に示す^{2.9)}。また、道路種別別橋梁数を図－2.2(1)に示す^{2.9)}。これによると、2019 年現在で橋長 2.0m 以上の橋梁数は約 72 万橋とされ、道路種別別（道路管理者別）に分類すると、高速自動車道路が約 20,000 橋（約 3%）、直轄国道が約 41,000 橋（約 6%）、補助国道が約 35,000 橋（約 5%）、都道府県道が約 113,000 橋（約 15%）、そして市町村道が約 513,000 橋（約 71%）であり、地方公共団体が管理する橋梁は全体の約 90%である。

次に、日本の道路橋の中で約 23 万橋（約 32%）が建設年度が不明な橋梁であり、それらを除いた建設後 50 年が経過する橋梁数を図－2.3(1)に示す^{2.9)}。これによると、建設後 50 年が経過する橋梁数は 2018 年（平成 30 年）現在で約 25%、その 5 年後にあたる 2023 年では約 39%、さらに 10 年後の 2033 年では約 63%へと増大することとなる。

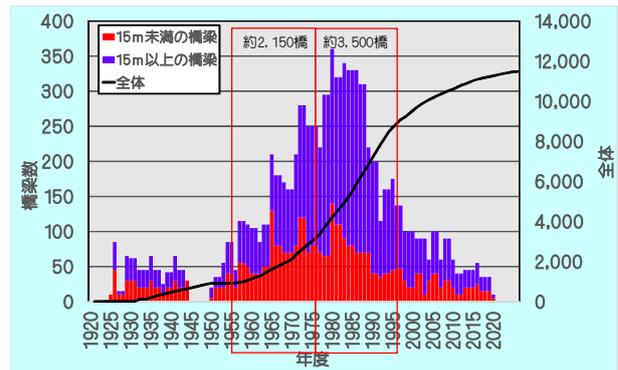
(2) 茨城県

茨城県内における建設年度別の橋梁数および道路種別別橋梁数について図－2.2(2)、図－2.3(2)に示す^{2.10), 2.11)}。これによると、2017 年現在で橋長 2.0m 以上の橋梁数は約 15,000 橋とされ、日本の橋梁数（約 72 万橋）の約 2.1%を占めている。道路種別別（道路管理者別）に分類すると、茨城県管理が 2,434 橋（約 16.6%）、直轄国道が 257 橋（約 1.8%）、高速自動車道路が 362 橋（約 2.5%）、茨城県道路公社が管理している橋梁が 12 橋（約 0.1%）、そして市町村道が 11,590 橋（約 79.1%）となっている。なお、茨城県内の道路橋においても、約 8,200 橋（約 54%）の橋梁が建設年次が不明な橋梁である。それらを除いた建設後 50 年が経過する橋梁数を図－2.3(2)に示す^{2.10)}。これによると、2017 年（平成 29 年）で約 9.3%、その 10 年後の 2027 年では約 28.4%、さらに 10 年後の 2036 年では約 59.7%へと増大している。日本の建設年次別橋梁数と比較すると、茨城県内の建設年次が確認できている橋梁は、高度経済成長期の 1955 年から 1975 年代にかけて建設された橋梁より、その後の 20 年で建設した橋梁の方が多傾向となっている。

以上のように、建設後 50 年が経過する老朽化した橋梁数は年々増加し、これらの橋梁を一斉に架け替えや大規模修繕を実施した場合は、橋梁を管理する地方公共団体は膨大な費用の増大が懸念されている。そこで、国土交通省は 2009 年に「道路橋長寿命化修繕計画事業」を策定し、これに基づいて地方公共団体では「道路橋長寿命化修繕計



(1) 日本の道路橋^{2.9)}



(2) 茨城県内の道路橋^{2.10)}

図－ 2.1 建設年度別の橋梁数



(1) 日本の道路橋^{2.9)}



(2) 茨城県内の道路橋^{2.10)}

図－ 2.2 道路種別別橋梁数



(1) 2016年現在

(2) 2026年

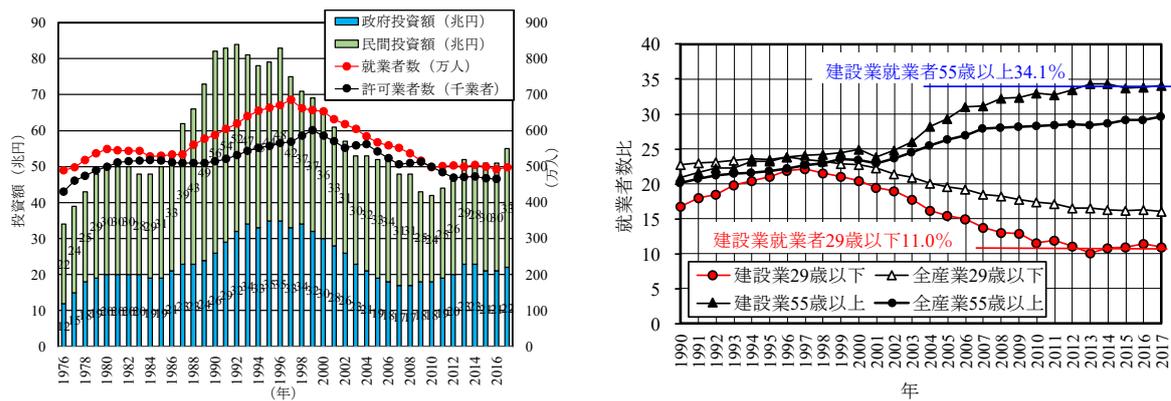
(3) 2036年

図－ 2.3 建設後50年が経過する橋梁数の割合^{2.9)}

画」^{2.12), 2.13)}を立案し、計画的に修繕を実施している。一方、国土交通省では2014年を「メンテナンス元年」と位置付け、道路分野においても各都道府県に「道路メンテナンス会議」が整備され、本格的な維持管理がスタートした。これにより、損傷が軽微な段階で、計画的な修繕および架け替えも含めた予防保全型維持管理計画へと移行されることとなり、少ないコストで修繕し、安全・安心が確保できる維持管理が実施されることとなった。

(3) 建設業就業者数の減少

建設業の現状として、建設業者および建設業就業者数の推移と高齢化の進行を図－ 2.4 に示す。建設業者数および建設業就業者数の減少など、建設産業における労働力不足が深刻な問題となっている。建設業者数では、2016年度は約46.5万業者であり、ピーク時である1999年の約60.1万業者から約23%の減少している。その後も年々減少してい



(1) 建設業者および建設業就業者数の推移 (2) 建設業就業者の高齢化の進行

図－2.4 建設業の現状^{2.14)}

る^{2.14)}。次に、建設業就業者数の推移においても図－2.4(1)に示すように、2017年度は約498万人であり、ピーク時である1997年の約685万人から約27%減少しており、その後も年々減少し続けている。とくに、建設業就業者の55歳以上の割合が34.1%であり、高齢化が顕著である。併せて29歳以下の若者の就業者数も建設業においては11.0%であり、全産業の16.1%と比較しても若者の人材不足が顕著となっている。

このような背景を受けて、建設業における人手不足を、あらゆる方法を駆使し具体的に解決していかなければならない。そこで、国土交通省では、「ICTの全面的な活用（ICT土工）」等^{2.15)}の施策を建設現場に導入することによって、建設生産システム全体の生産性向上を図り、より一層魅力ある建設現場を目指す取組である*i-Construction*^{2.8)}が進められている。これは建設業において、調査・測量から設計・施工・維持管理までのあらゆるプロセスで、ICTの活用をはじめとした様々な分野の産学官が連携して、IoT、人工知能（AI）などの革新的な技術の導入を進めることで、生産性が高く魅力的な新しい建設現場を創出することを目的とした新たな取り組みである。とくに、コンクリート施工での補強技術や施工性においても*i-Construction*の施策を取り入れた材料・補強技術の開発が急務となっている。

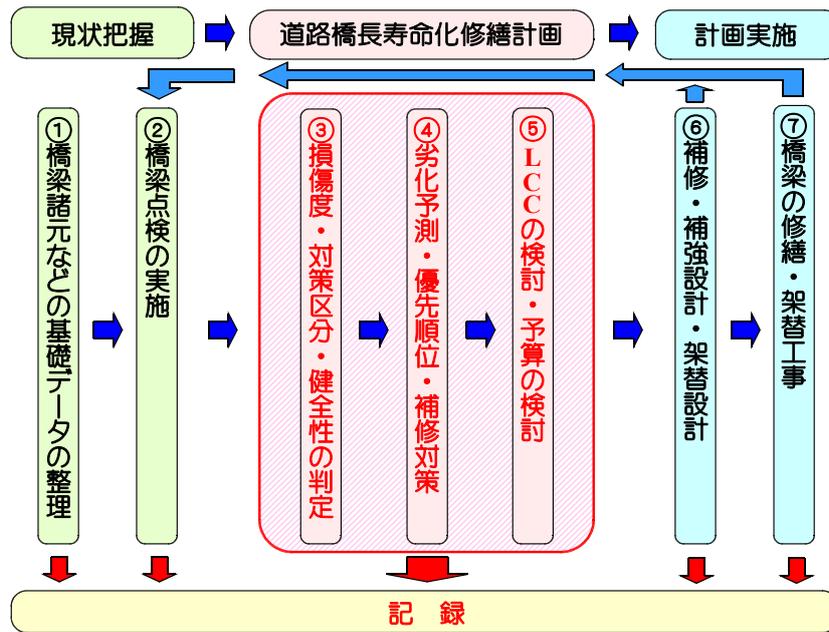
そこで、本論文ではコンクリート施工における型枠工・鉄筋工などの建設業就業者不足に対しての施工に関わる施策に着目し、合理化施工を見据えた材料および補強工法の開発を行い、*i-Construction*の施策の一助としたい。

2.3 予防保全型維持管理計画

橋長2.0m以上の橋梁数は、約72万橋である。その橋梁の従来の維持管理は、橋梁の損傷が顕在化した時期に、大規模な修繕および架け替えも含めた「事後的な維持管理計画」が実施されていた。しかし、大規模の損傷や架け替えを実施する事後的な維持管理計画を実施した場合は、橋梁を管理する自治体では膨大な費用の増大が懸念される。そこで、2009年以降は、損傷が軽微な段階で低コストでかつ安全・安心が確保できる維持管理手法として、「予防保全型維持管理（道路橋長寿命化修繕計画）」へと政策転換されている。ここで、予防保全型維持管理計画の実施フローを図－2.5に示す。

(1) 現状把握

予防保全型維持管理の実施フローでは、橋梁の「現状把握」を実施する。ここでは、①橋梁調査を行い、橋梁の諸元として施工年次、橋種、橋長・幅員などの基礎データを整理する。これについては既に不明な橋梁も含めて整理がされている。次に、②橋梁定期点検要領^{2.16)~2.18)}（国土交通省：道路橋定期点検要領^{2.19)}平成 31 年，地方公共団体の道路橋定期点検要領など）に基づいて、5 年ごとに近接目視による橋梁の定期点検を実施し、損傷状況の判定を行い記録する。これについても橋梁調査が実施されてから 3 サイクル目に入ることから、点検が実施され記録されている。



図－ 2.5 予防保全型維持管理の実施フロー

(2) 道路橋長寿命化修繕計画

地方自治体では、管理する橋梁の点検結果および以前の修繕記録をもとに、③部位ごとに損傷の状況を把握し、損傷度から修繕するための対策区分および健全性の判定区分を行い、以前の点検結果から損傷の進行状況をもとに、修繕対策の必要性を判定する。④判定された橋梁および部位の健全性の判定区分から劣化予測を行い、補修・補強対策を計画する。なお、道路橋長寿命化修繕計画においては各自治体で健全性の判定区分において管理水準を設ける必要がある。例えば、千葉県では管理水準を健全性の判定区分 III とし、事後は健全性の判定区分 IV は発生させないとしている。本来、予防保全は軽微な段階、すなわち健全性の判定区分 II で修繕を実施するとしている、補強の必要性については健全性の判定区分 III および IV で実施する技術が多い。管理水準はライフサイクルコスト (LCC) の算定においても重要は基準である。

その後、⑤維持管理期間（建設後 50 年または 100 年）を定め、その期間の修繕費用を算出し、予算の平準化を行う。修繕費用については、対策工法の選定・寿命予測を行い、ライフサイクルコスト (LCC) の検討を行う。なお、寿命予測においては、補強時期と管理水準の関係、例えば、管理水準を健全性の判定区分 III とした場合、寿命予測

を健全性の判定区分 III に達する時期を予測し、維持管理機関からサイクルを算定して、LCC の算定が必要となる。

(3) 計画実施

道路橋長寿命化修繕計画が立案された後、「計画実施」となる。⑥補修・補強設計の実施においては、道路橋長寿命化修繕計画における健全性の判定区分 IV から順次対策が必要となるが、道路橋長寿命化修繕計画は既に 3 サイクル目となっていることから健全性の判定区分 IV の部位はほとんど補修・補強が施され、現状では健全性の判定区分 III の対策が検討されている。しかし、「計画実施」における再診断の結果より、健全性の判定区分が IV に相当する損傷も見られる。とくに、道路橋 RC 床版はアスファルト舗装が施されていることから近接目視では確認出来ない損傷もある。よって、早期に再劣化を発生させないためにも補修・補強設計は重要となる。なお、ほとんどの地方自治体では、健全性の判定区分 III の橋梁・部位の修繕が実施され、予防保全となる健全性の判定区分 II の補修・補強においては、予算の関係より数年後になると考えられる。したがって、「計画実施」においては、健全性の判定区分 IV および III が優先される。また、補修・補強後の再劣化に対しては、内部損傷も考慮すると部位の取替も必要となる。次に、⑦橋梁の修繕・架設工事においては、⑥補修・補強設計に基づいて部位ごとに修繕を実施する。そして、これらをすべて「記録」する。

以上のように、道路橋においては 5 年ごとに橋梁の定期点検を実施し、これに基づいて健全性の判定区分が行われ、優先順位を決めて計画的な維持管理手法が構築され、道路橋長寿命化修繕計画が立案される。それに基づいて実施することにより、コスト縮減効果が得られると同時に橋梁の長寿命化が可能となる。

2.4 道路橋長寿命化修繕計画

2.4.1 橋梁点検および損傷度の判定

(1) 橋梁点検

橋梁点検は、近接目視により道路橋の各部材の状態を把握、診断し、当該道路橋に必要な措置（補修・補強）を行うために必要な情報を得るためのものである。また、安全で円滑な交通の確保や第三者への被害の防止を図り、橋梁の維持管理を適切に行うために必要な情報を得ることを目的に実施する。よって、適切に橋梁を点検し、橋梁および部材ごとの損傷状況を把握し、対策区分の判定および健全性の判定を行い、これらの結果を記録するものである。

(2) 橋梁定期点検要領に示す損傷区分

道路橋の RC 床版の点検は、2007 年発行の国土交通省の橋梁点検要領（案）^{2.16)}に基づいて点検し、損傷が区分されている。その後、2014 年、2019 年（平成 26, 31 年）発行の橋梁定期点検要領^{2.17), 2.18)}では、近接目視による点検が実施されている。その後、損傷度 a, b, c, d, e に区分する。橋梁点検は、新設橋梁の場合は供用開始後 2 年、それ以降は 5 年ごとに点検を行う。

2.4.2 対策区分および判定区分

橋梁点検後の対策区分判定は、部材の重要性や他の部位材との関係性、損傷の状態や

損傷の進行状況，考えられる原因や環境の条件，現状の耐荷力や耐久性，損傷の進行性など様々な要因を総合的に評価し，構造上の部材区分あるいは部位ごとに，損傷状態に対する次回定期点検までの橋梁の機能状態などの性能や健全性に対する措置方針についての一次的な評価（判定）を行うものである。

よりの確な状態の把握と対策区分の判定を行うためには，構造的特徴や使用材料などに関する知識が必要であり，そのための必要な調査を行うことが重要である。

橋梁定期点検要領に基づいて点検された RC 床版の損傷状況から損傷度を判定し，床版の損傷状況を把握した上で，対策の必要性および詳細点検の必要性を判定する。ここで，対策区分の判定区分を表－ 2.1，健全度の診断の判定区分を表－ 2.2 に示す。

表－ 2.1 対策区分の判定区分^{2.18)}

対策区分	内 容
A	補修を行う必要がある。
B	状況に応じて補修を行う。
C1	予防保全の観点から、速やかに補修等を行う必要がある。
C2	耐久性確保の観点から、速やかに補修等を行う必要がある。
E1	橋梁構造の安全生の観点から、速やかに補修等を行う必要がある。
E2	橋梁構造の安全生の観点から、緊急対応の要がある。
M	維持工事に対応する必要がある。
S1	詳細調査の必要がある。
S2	追跡調査が必要である。

表－ 2.2 健全性の診断の判定区分^{2.18)}

健全性の区分	状態	対策区分
I 健全	構造物の機能に支障が生じない状態	A, B
II 予防保全段階	構造物の機能に支障が生じないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態	C1, M1
III 早期措置段階	構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずるべき状態	C2
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、緊急に措置を講ずるべき状態	E1, E2

道路橋長寿命化修繕計画では，橋梁および部位ごとに表－ 2.1 に示す対策区分から判定を行う。なお，維持管理計画を立案するためには判定区分 S1，S2 についても詳細調査を実施し，最終的には判定区分 A，B，C1，C2，E1，E2 に判定する必要がある。

2.4.3 健全性の診断の判定区分

橋梁および部材ごとに健全性の診断の判定を行う。2007 年の橋梁点検要領（案）^{2.16)}では，対策区分は示されているが健全性を評価する判定区分が無かったため，道路橋長寿命化修繕計画を立案する公共団体が独自で基準を設けていた。例えば，茨城県では健全度 I（健全），II（予防保全段階），III（早期処置段階），IV（緊急処置段階）の 4 段階で評価している^{2.12)}。2019 年の橋梁定期点検要領では，健全性の判定区分を表－ 2.2 として与えている^{2.18)}。なお，対策区分との対応を表－ 2.2 に示す健全性の判定区分に併

表－ 2.3 健全度区分 III 損傷事例と対策区分

対策区分C2 損傷事例と対策方針	
損傷例	RC床版に0.2mm以上の格子状ひび割れが確認され、一部にうきや角落ち、漏水や遊離石灰を併発している状態（→床版ひびわれ：c～e）
損傷写真	 <p>(1) 2方向ひび割れと漏水 (2) 漏水や遊離石化</p>
対策方針	○橋面防水工，ひびわれ注入工，下面からの補強

記した。

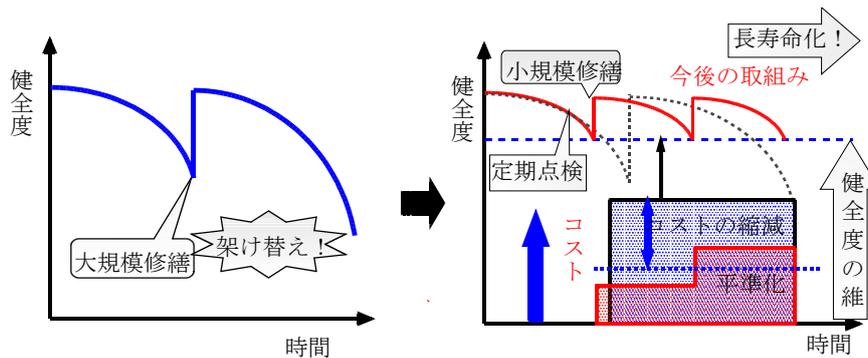
RC 部材の損傷度を判定した後，対策の必要性を判定し，この時点で詳細点検の必要性がある部材については再調査を行い，最終的には健全性の判定区分を行って措置するものである。

予防保全維持管理計画を行うためには，表－ 2.3 に示す損傷事例に対する損傷例を記載し，損傷状況を写真で示す。対策工法は現状における方針を示すのが一般的である。ここで，健全性の判定区分 III における損傷度および対策方針について表－ 2.3 に示す。よって，公共団体では健全度の評価の判定区分ごとに対策方針を示し，ライフサイクルコスト（LCC）の算定を行う必要がある。

2.4.4 道路橋長寿命化修繕計画

道路橋長寿命化修繕計画における健全性の診断の判定区分においては，公共団体ごとに管理水準を設けている。例えば，道路橋長寿命化修繕計画以降は，健全性の診断の判定区分 IV は発生させないことから判定区分 III で措置を行うなどの管理水準を設け，各補修・補強における寿命予測を行い修繕計画を立案している。ここで，従来の事後保全計画と予防保全計画の関係について図－ 2.6 に示す。

従来は，損傷が顕在化した時点で大規模修繕や架け替えも含めた修繕が実施されていた。すなわち，図－ 2.6(1)に示す健全性が失われた時点で大規模修繕が行われることからコストが膨大となっていた。これに対して道路橋長寿命化修繕計画では，5 年ごとに橋梁を点検して健全性を判定し，損傷が軽微な段階で修繕を実施する予防保全型維持管理を計画するものである。これは図－ 2.6(2)に示すように，公共団体が設定する管理水準に達した時，すなわち損傷が軽微な段階で修繕を繰り返し実施する計画である。この予防保全型維持管理を実施することで実施することで，LCC を低減，すなわち RC 部材の損傷状況から複数ある対策工法のライフサイクルコスト（LCC）を算定，さらに，損傷パターンごとに LCC を算定し，コスト縮減効果が得られる対策工法を選定すると



(1) 事後保全型維持管理 (2) 予防保全型維持管理

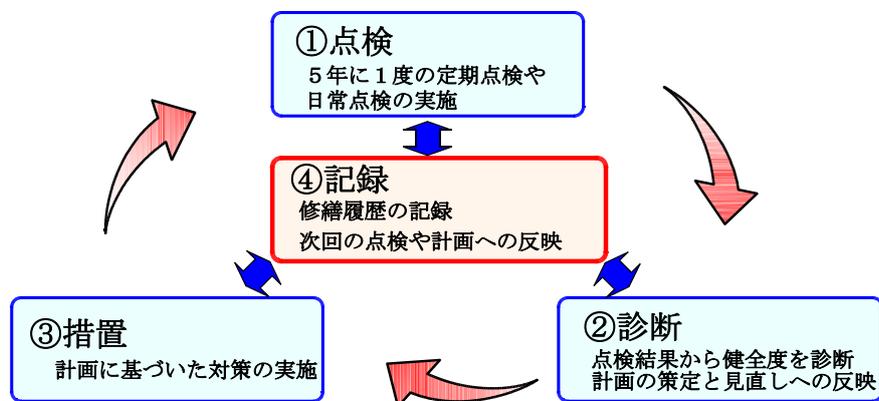
図－ 2.6 事後保全計画と予防保全計画の関係

ともに、橋梁および部材の延命化を図り、利用者に安全・安心を与えるものである。なお、修繕計画は建設後 100 年間維持するための計画および予算のシミュレーションを行い、公共団体では毎年、平準化した予算で修繕を実施している。

2.4.5 橋梁のメンテナンスサイクル

橋梁のメンテナンスサイクルを図－ 2.7 に示す。「点検」では、2019 年の橋梁定期点検要領^{2.18)}および公共団体独自の橋梁定期点検要領に基づいて 5 年ごとに橋梁点検を実施する。その後、「診断」では部位ごとに損傷度を判定し、修繕をするための 4 段階の健全性を判定する。そして、「措置」では、修繕計画に沿った修繕を実施し、修繕後は経過観察が必要となる。最後の「記録」では「点検」、「診断」、「措置」で全ての記録を行うが、ここでは確実な情報の更新など当該橋梁が利用されている期間はこれを保存するものである。このサイクルを 5 年ごとに実施して見直しを行う。

以上のメンテナンスサイクルにより、橋梁の維持管理が実施されている。本論文において、対象とするコンクリート部材および RC 床版を対象に、健全性の判定区分 III および IV、さらには既に補修・補強され、再劣化したコンクリート部材および RC 床版の補修・補強法材および補強技術を提案し、i-Construction の施策の一助としたい。



図－ 2.7 橋梁のメンテナンスサイクル

2.5 鉄筋コンクリート部材の損傷状況および補修・補強技術

2.5.1 鉄筋コンクリート部材の損傷状況

(1) 健全性の判定区分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状態であり、損傷状況の一例を写真－2.1に示す。写真－2.1(1)は、近接目視で容易に視認できるひび割れがあるものの、進展する可能性が低いと考えられる場合である。例えば、①応力の繰り返し変動がないか、また、小さい位置、②雨水の浸入による内部鋼材の腐食に至る可能性がないか、また、低いと考えられる位置・性状である。次に、写真－2.1(2)に示すひび割れは、目視で容易に視認できる顕著なひび割れがあり、上側からの桁内への雨水の浸入も疑われるなどにより、確実に劣化が進展することが見込まれる場合である。これらのひび割れ状況は、耐荷力に重大な影響を及ぼす可能性がある部位に発生している場合は、進展性について慎重に判断しなければならない（例えば、張出し部材の付け根、せん断ひび割れ、部材貫通の疑い）。



(1) コンクリート主げたのひび割れ (2) コンクリート主げたの軸方向ひび割れ
写真－2.1 鉄筋コンクリート橋の損傷状況（健全性の判定区分 II）^{2.18)}

(2) 健全性の判定区分III（早期措置段階）

構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態であり、損傷状況の一例を写真－2.2に示す。写真－2.2(1)に示す損傷は、近接目視で容易に視認できるひび割れがあり、内部の鉄筋や PC 鋼材の腐食が進行している場合である。また、写真－2.2(2)に示す損傷は、コンクリート主げたに多数のひび割れやはく離・鉄筋露出が生じており、内部鋼材の腐食が広範囲で進行している場合である。次に、写真－2.2(3)に示す損傷は、PC 橋の桁端部の定着部で内部鋼材の腐食が疑われる顕著なひび割れが



(1) ひび割れ・鋼材の腐食 (2) 主げたのひび割れ (3) けた端部の損傷
写真－2.2 鉄筋コンクリート橋の損傷状況（健全性の判定区分 III）^{2.18)}

多発している場合である。

(3) 健全性の判定区分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であり，損傷状況の一例を写真－ 2.3 に示す。写真－ 2.3 に示す損傷は，主桁の支点部近傍に顕著なひび割れが生じており，支承部としての機能も著しく低下している場合である。コンクリート部材の支点付近の斜めひび割れは，耐荷力の急激な低下に伴うせん断破壊が生じる可能性があり，緊急対応が必要な損傷である。



写真－ 2.3 主げた支点付近の損傷^{2.18)}

(4) 再劣化による補強部材の損傷

コンクリート部材を補修または補強した，鋼板，シート，塗装などの被覆材料に変状が生じている状態であり，損傷状況の一例を写真－ 2.4 に示す。写真－ 2.4(1)に示す損傷は，補強部材の再劣化による鋼板の腐食やうきが見られる状態で補強効果が失われ，補強部材内部で劣化が進行している状態である。



(1) 補強鋼板の再劣化による腐食・うき (2) 表面保護した部材のひび割れ損傷



(3) 再劣化によるひび割れ (4) 再劣化によるひび割れによる鉄筋露出

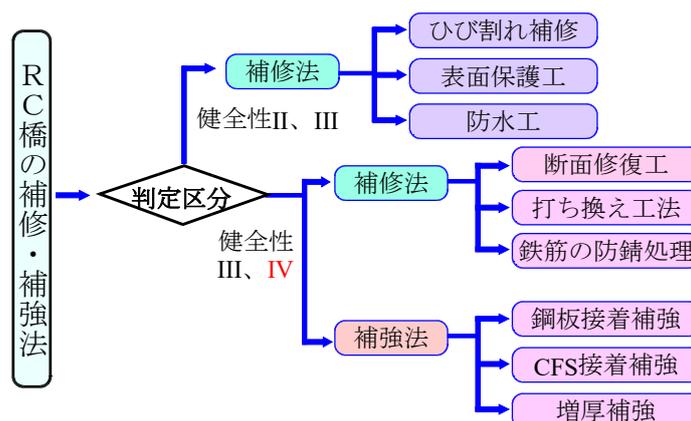
写真－ 2.4 補強部材の再劣化による損傷^{2.18)}

また、写真－2.4(2)に示す損傷は、コンクリート表面保護工した状態であるが、再劣化によりコンクリート主げたにもひび割れが生じた損傷である。次に、写真－2.4(3)に示す損傷は、鉄筋コンクリート橋の主げたや横桁に断面修復が施されているが、再劣化によりひび割れが生じている。とくに、写真－2.4(4)に示す損傷は、ひび割れ発生箇所から鉄筋の露出も見られる。これらの補強法においてはいずれも鉄筋が配置されていない。

以上のことから、コンクリート橋は劣化による損傷や地震によるひび割れ損傷、さらには補修・補強対策を講じた橋梁の再劣化に対する補修材および補強法の提案が急務となっている。

2.5.2 鉄筋コンクリート橋の補修・補強技術

鉄筋コンクリート橋（RC 橋）の補修・補強法は、橋梁定期点検要領に示す健全性の判定区部によって補修および補強に区分されている。橋梁定期点検要領においては健全性の判定区 II の段階が予防保全段階であり、早期に対策を講じることで、RC 床版の長寿命化が図れることになる。RC 橋は 1980 年改定の道示以前に設計された橋梁であることから、老朽化が著しい橋梁である。鋼橋梁においては、1994 年に道示^{2.7)}が改定され活荷重の増大に伴い、縦桁や張出部に鋼桁を配置する増桁補強が施されており、コンクリート橋の一部においては外ケーブルで補強された事例もあるが、あまり対策が行われていないのが現状である。また、RC 橋の多くは交通量の少ない道路橋に採用されていることから、道路橋長寿命化修繕計画においては軽微な補修が進められてきた。しかし、補修・補強された RC 橋においては、再劣化により大規模な補修技術が必要となってきた。ここでは、RC 橋の健全性の判定区分 II～IV の対策について述べる。ここで、RC 床版の補修・補強法の流れを図－2.8 に示す。



図－2.8 RC 橋の補修・補強法の流れ

(1) 健全性の判定区分II（予防保全段階）

健全性の判定区分 II の予防保全段階では、補修段階の損傷である。コンクリート主げたに発生したひび割れには、ひび割れ補修が実施されている。ひび割れ補修は、ひび割れ発生箇所に、ひび割れ補修用接着剤を塗布、注入、充填してひび割れから侵入する

水分や塩化物によるコンクリートの劣化や鉄筋の腐食を防ぐ補修工法である。ひび割れの幅やひび割れ部の挙動などにより，表面処理工法，接着剤注入工法，充填工法が採用される。

表面保護工は，コンクリート表面に被覆材や含浸材を塗ることで劣化因子の侵入を防いで劣化の進行を抑制して，耐久性を向上する予防保全的な工法である。表面保護工法には表面被覆工法と表面含浸工法があり，断面修復工法などの耐力を回復する工法と併用されることが多い。表面含浸工法^{2.20)}は，コンクリート表面に含浸剤を塗布してコンクリート表層部の組織を改質することで耐久性を向上する工法で，主に，撥水型（シラン系）含浸工法と緻密化型（けい酸塩系）含浸工法が用いられている。よって，健全性の判定区分Ⅱ～Ⅲで採用されている。防水工は補修後に雨水などの水分の侵入の抑制や，漏水箇所の止水に用いられる。

(2) 健全性の判定区分Ⅲ（早期措置段階）

健全性の判定区分Ⅲの早期措置段階における補修法においては，健全性の判定区分Ⅱで示したひび割れ補修，表面保護工，防水工についても採用されているが，損傷が著しいことから補強の効果も得られる補修法が採用される。例えば，断面修復工法は，鉄筋の発錆などによりはく離・はく落したコンクリートや，劣化したコンクリートを取り除いた断面欠損部などを，断面修復用のセメントモルタルや樹脂モルタルなどで元の形状寸法に戻す補修工法である。コンクリート打ち換え工法は，老朽化したコンクリートを撤去し，新たなコンクリートに打ち換える工法である。鉄筋の防錆処理は，海岸線に建設されたコンクリート橋に多く見られる。原因は飛来塩分がコンクリート内に浸透し，鉄筋が腐食し断面欠損などが生じることから，錆び汁がコンクリート表面に発生した状態になることから内部調査が必要となる。補修・補強においてはコンクリート表面を撤去し，鉄筋の錆びを除去し防錆処理を行う工法である。なお，防錆処理工においては，撤去したコンクリート面の断面修復工との併用が必要となる。

次に補強であるが，補強工法は基本的に耐荷力の向上を図る対策である。鋼板接着補強は，厚さ4.5mm～6mmの鋼板を鉄筋コンクリートの引張面に樹脂で接着して一体化を図る補強工法^{2.21)}である。コンクリート桁の下面や側面に鋼板を接着して耐荷力の向上を図る補強工法として採用されてきた。コンクリートと鋼板の接着にはアンカーボルトと樹脂材料が用いられ，接着の方法は注入法が多く使用されている。しかし，鋼板接着補強法は，30年以上前から耐荷力の向上を図る補強法として採用されてきたが，近年，はく離やうきなどの損傷を受け，その対策が課題となっている。また，鋼板接着補強法と同等以上の補強効果が得られる方法として連続繊維シート接着工法が採用されている。炭素繊維シート（CFS）やアラミド繊維シート，ガラス繊維シートなどを鉄筋コンクリートの引張面に樹脂で接着して一体化を図り，曲げ耐力やせん断耐力を向上する補強工法^{2.22), 2.23)}である。この他にも，鉄筋を配置し，コンクリートで増厚補強も検討されている。

(3) 健全性の判定区分Ⅳ（緊急措置段階）

健全性の判定区分Ⅳの緊急措置段階においては，劣化や再劣化により耐荷力性能が大幅に低下していることから，耐荷力の向上を図る補強法が必要となる。例えば，劣化した主げたにおいては，主げた全面に対して鋼板接着補強や炭素繊維シート（CFS），

アラミド繊維シートの接着補強が検討されている。また、主げた側面に曲げ・せん断補強筋を配置し、ポリマーセメントモルタル吹付けによる増厚補強^{2,24)}も検討されている。

再劣化したコンクリート主げたの補強法においても、劣化した主げた同様に鋼板接着補強補強や炭素繊維シート（CFS）、あるいは主げた側面に曲げ・せん断補強筋を配置し、ポリマーセメントモルタル吹付けによる増厚補強が検討されている。

2.6 RC床版の損傷状況および補修・補強技術

2.6.1 RC床版の損傷状況

橋梁定期点検要領における健全性の判定区分 II ～ III に示す RC 床版のひび割れ損傷状況および RC 床版コンクリートに及ぼす舗装の異常についてを述べる。

(1) 健全性の判定区分 II（予防保全段階）

健全性の判定区分 II においては、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状態である。ここで、健全性の判定区分 II における損傷事例を写真－ 2.6 に示す。写真－ 2.6(1)に示す RC 床版は、2 方向ひび割れが発生しているものの、顕著な漏水は見られない。しかし、床版全体に広く 2 方向ひび割れが発達している状況である。また、写真－ 2.6(2)に示す RC 床版は、ひび割れは比較的少ないものの、明らかな貫通ひび割れが発生し、漏水とともに遊離石灰がっらら状に発生している状態である。RC 床版上面の橋面防水工が施されていない場合は、貫通ひび割れからの漏水が懸念される。とくに、雨水の浸入は RC 床版の劣化を著しく促進し、漏水・遊離石灰へと発展する。



(1) 2 方向ひび割れ



(2) 遊離石灰がっらら状に発生

写真－ 2.6 健全性の判定区分 II のひび割れ状況^{2.19)}

(2) 健全性の判定区分 III（早期措置段階）

健全性の判定区分 III は構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態である。ここで、健全性の判定区分 III における損傷事例を写真－ 2.7 に示す。写真－ 2.7(1)に示す床版は、橋面防水工が施されていない RC 床版のひび割れ状況であり、2 方向ひび割れ箇所にも漏水・遊離石灰が発生している。遊離石灰は床版下面全面に発生している。また、写真－ 2.7(2)に示す床版は、2 方向ひび割れが著しく発生している。この RC 床版下面には、漏水・遊離石灰の発生は見られないことから橋面防水工が施された床版であると考えられる。RC 床版の広範囲に 2 方向ひび割れが発生し、雨水の浸入により鉄筋の腐食が進むと部分的や広範囲に床版コンクリートのはく落や抜



(1) 漏水・遊離石灰の発生

(2) 漏水の発生

写真－ 2.7 健全性の判定区分 III のひび割れ状況^{2.19)}

け落ちが生じる場合もある。

(3) 健全性の判定区分IV (緊急措置段階)

健全性の判定区分 IV は、構造物の機能に支障が生じている、また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である。ここで、健全性の判定区分 IV における損傷事例を写真－ 2.8 に示す。写真－ 2.8(1)に示す床版は、2 方向ひび割れが貫通した状態であり、床版としての機能が失われた状態である。車両規制の検討も必要な損傷である。写真－ 2.8(2)の床版の損傷状況は、2 方向ひび割れが密に発生し、漏水・遊離石灰が発生しているが、写真－ 2.8(1)の損傷と比較して、補強が可能な範囲の損傷であると考えられる。RC 床版の 2 方向ひび割れが貫通状態では耐荷力性能が低下し、床版機能が失われた状態では抜け落ちが懸念される。また、上面から雨水が浸透し、下面に漏水・遊離石灰が広く発生している場合においても、抜け落ちとなる場合もある。RC 床版の抜け落ちは、アスファルト舗装の陥没やセメント成分が滲出し、ポットホールの発生が生じた段階で対処する必要があると考えられる。しかし、2009 年に導入された「道路橋長寿命化修繕計画」の実施において、すでに 2 回から 3 回の点検が行われ修繕を実施していることから、写真－ 2.8 (1) に示す健全性の判定区分 IV の損傷については、既に補修・補強工事が終了しているものと考えられる。なお、補強時における RC 床版の調査において、内部損傷が著しく、健全性の判定区分 III であっても健全性の判定区分 IV に相当する RC 床版も存在する。よって、補強においては詳細な状態の把握を行う必要がある。



(1) 2 方向貫通ひび割れ

(2) 2 方向ひび割れと漏水・遊離石灰

写真－ 2.8 健全性の判定区分 IV のひび割れ状況^{2.19)}

(4) 舗装の異常

一般的性状は、舗装面にひび割れやうき、ポットホール、水や石灰分の滲出などの異常が生じている状態である。ここで、橋梁定期点検要領に示す舗装の異常におけるアスファルト舗装の損傷事例を写真－2.9に示す。

舗装の異常については、アスファルト舗装の打ち換えの為ではなく、下方の RC 床版上面コンクリートの損傷状況を把握するための点検である。写真－2.9 (1) に示す舗装の異常は、アスファルト舗装面下方の RC 床版コンクリートのセメント成分が滲出した状態である。次に、写真－2.9 (2) に示す舗装の異常は、アスファルト舗装面と RC 床版コンクリートの界面のはく離やセメント成分がアスファルト部分に集中し、滲出に伴うポットホールである。特に、部分補修した RC 床版に見られる。写真－2.9 (3) に示す舗装の異常は、アスファルト舗装に 5mm 程度のひび割れが発生している。これは、写真－2.9 (1) に示すセメント成分の滲出により発生するひび割れと考えられる。

いずれにおいても、セメント成分の滲出が見られた場合は、RC 床版コンクリートの点検が必要となる。これを放置すると床版コンクリート上面の土砂化へと発展すると考えられる。



(1) 石灰分の滲出 (2) ポットホールの発生 (3) 5mm 程度のひび割れ
写真－2.9 舗装の異常^{2.19)}

2.6.2 RC床版の補修・補強技術

RC 床版の補修・補強法は、橋梁定期点検要領に示す健全性の判定区部によって補修で対応するか補強で対応するかに区分されている。橋梁定期点検要領においては、健全性の判定区部 II の段階が予防保全段階であり、早期に対策を講じることで RC 床版の長寿命化が図れることになる。しかし、道路橋長寿命化修繕計画においては、橋梁点検要領（案）および橋梁定期点検要領で点検し、健全性を判定し修繕が実施されているものの、地方公共団体の予算の関係もあり、初期においては、対策区分 E1, E2, すなわち緊急対応の必要な RC 床版を対象に修繕が実施された。その後、橋梁定期点検要領では、健全性の判定区分 IV の緊急措置段階で修繕が実施され、ほとんどの地方自治体では、対策区分 E1, E2 および健全性の判定区分 IV の損傷に対しては補修・補強は既に実施されており、現在では、健全性の判定区分 III の RC 床版の修繕が実施されている。したがって、健全性の判定区分 II の損傷は、他の部位との補修において足場が設置された場合のみ修繕されている。

また、既に補修・補強が施された RC 床版においては、再劣化により、調査・診断により健全性の判定区分 IV に相当する損傷へと発展した事例もある。ここでは、RC 床

版の健全性の判定区分 II ~ IV の対策について述べる。ここで、RC 床版の補修・補強法の流れを図- 2.9 に示す。

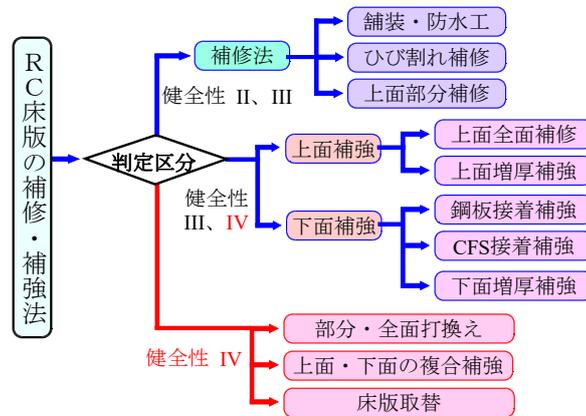


図- 2.9 RC 床版の補修・補強法の流れ

(1) 健全性の判定区分II（予防保全段階）

健全性の判定区分 II の予防保全段階では、最も多いのは舗装打ち換え時の橋面防水工である。2002 年改定の道示^{2.25)}に基づいて設計された RC 床版は、橋面防水工は規定の対象外のため設けられていない。よって、アスファルト舗装打ち換え時において橋面防水工が必要となる。また、RC 床版のひび割れ補修においては、他の部位の補修・補強において、足場の設置が必要な場合にひび割れ補修が実施される場合が多い。

(2) 健全性の判定区分III（早期措置段階）

健全性の判定区分 III の早期措置段階では、RC 床版上面のアスファルト舗装に異常が見られた場合、アスファルト舗装を撤去しコンクリート上面の土砂化した部分をモルタルやコンクリートで部分補修が実施されている。多くの RC 床版の補強対策のほとんどが健全性の判定区分 III から IV で補強対策が実施されている。

1) 床版上面からの補強対策

RC 床版の上面からの補強対策は、RC 床版上面コンクリートを 10mm 切削し、その上に 60mm（50mm 増厚）のコンクリートを増厚し、耐荷力性能および耐疲労性の向上を図る補強法^{2.26)}である。コンクリートには超速硬セメントに鋼繊維を配合した鋼繊維補強コンクリート（SFRC）が用いられている。しかし、この上面増厚補強法は、輪荷重の走行により補強界面ではく離が発生する事例も多い。そこで阿部ら^{2.27)}は、補強界面に打ち継ぎ SFRC との付着性を向上させ、耐疲労性の向上を図るために高耐久型エポキシ系接着剤が塗布し、その上に SFRC 上面増厚補強を提案している。

2) 下面からの補強対策

RC 床版の下面からの補強対策は、鋼板接着補強法が施されている。しかし、既設 RC 床版コンクリートと鋼板との界面ではく離などが生じ、陥没・抜け落ちした事例もある^{2.21)}。また、再劣化による鋼板を撤去しての補修・補強対策が課題となっている。次に、最も軽量で施工性が良い補強法として、炭素繊維連続シートやアラミド繊維シート接着補強法^{2.22), 2.23)}が実施されている。次に、RC 床版下面コンクリートのはく落や耐荷力

性能および耐疲労性の向上を図るために、引張補強筋を配置したポリマーセメントモルタル（PCM）吹付けによる下面増厚補強法^{2,24)}が実施されている。

以上が健全性の判定区分 III の主な補強対策である。

(3) 健全性の判定区分IV（緊急措置段階）

健全性の判定区分 IV の緊急措置段階での上面からの補強対策としては、SFRC 上面増厚補強法において、増厚層内に鉄筋を配置した SFRC 上面増厚補強法が施されている。この場合の増厚寸法が 100mm 程度となることから、死荷重の増大が懸念される。また、健全性の判定区分 IV においては、上面コンクリートの土砂化も重複する事例が多いことから、RC 床版上面コンクリートの部分補修と接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強との併用補強が上げられる。また、RC 床版の下面においても鉄筋を配置した PCM 増厚補強が施されている。

次に、健全性の判定区分 IV の下面からの補強対策としては、下面から PCM 増厚補強と SFRC 上面増厚補強の併用補強法が実施されている。さらに、RC 床版の鉄筋を残し、新たなコンクリートで部分打ち換えする補強法も実施されている。RC 床版が既に補修・補強が施され、その RC 床版が調査・診断において健全性の判定区分IVと判定された場合は、取替 PC 床版や取替 RC 床版が採用されている。

2.7 補修・補強設計および実施計画

道路橋の鉄筋コンクリート部材は、損傷状況と設計基準の変遷を考慮して補強対策が検討される。とくに、RC 床版は大型車輛の過酷な荷重条件に強いられ、疲労損傷が発生している。さらに、高度経済成長期に建設された鋼道路橋 RC 床版の設計荷重は 20tf（196kN）であったが、1994 年（平成 6 年）改定の道示^{2,7)}では 25tf（245kN）に改定され、現行の示方書に至っている。したがって、補強対策においては、損傷状況に応じた補強法と現行の設計基準を満たすための補強対策の双方からの検討が必要である。

2.7.1 道路橋示方書の変遷

(1) コンクリート橋の設計荷重の変遷

コンクリート橋に関する設計基準は、1926 年（大正 15 年）6 月に「道路構造に関する規則案（内務省土木局）」^{2,28)}が定められ、2017 年（平成 29 年）現在の「道示」^{2,29)}に至るまで多くの改定が繰り返され、この規定に基づいて設計が行われてきた。

コンクリート橋の設計基準は、交通量の増加に伴い、1956 年 5 月（昭和 31 年）の「鋼道路橋設計示方書」^{2,30)}から基準の明確化など RC 床版の設計基準の本格的な整備が行われた。とくに、車両の大型化により設計自動車荷重が 20tf（196kN）へと引き上げられ、1993 年（平成 5 年）11 月の政府からの規制緩和^{2,31)}により、大型自動車総重量が引き上げられたことを受け、1994 年（平成 6 年）2 月の道示^{2,7)}では、設計活荷重が 20tf（196kN）から 25tf（245kN）へと引き上げられ現在に至っている。また、コンクリート橋は、道示における共通編 I、鋼橋編 II およびコンクリート橋編 III に基づいて設計されている。コンクリート橋においては、鉄筋コンクリート橋およびプレストレストコンクリート橋の設計が行われている。

補強法について、1994 年以前の道示の規定に基づいて設計されたコンクリート橋に

においては、1994年改定以降の道示に対応するために、荷重差における主げたの割り増し補強が必要になると考える。

(2) 道路橋RC床版の設計基準の変遷

RC床版に関する設計基準は、1926年（大正15年）6月に「道路構造に関する規則案（内務省土木局）」^{2.28)}が定められ、2017年（平成29年）現在の「道示」^{2.29)}に至るまで多くの改定が繰り返され、この規定に基づいてRC床版の設計が行われてきた。ここで、道路橋の床版に関する道示の基準の変遷を表-2.4に示す。

道路橋の設計基準は表-2.4に示すように、交通量の増加に伴い、1956年5月（昭和31年）の「鋼道路橋設計示方書」^{2.30)}から基準の明確化などRC床版の設計基準の本格的な整備が行われた。とくに、車両の大型化により設計自動車荷重が20tf（196kN）へと引き上げられ、さらに、鋼道路橋RC床版の適用支間も4.0mまでとなり、それに伴う活荷重曲げモーメント式および最小床版厚が規定された。また、技術の進歩と高度経済成長期における橋梁の建設増加に伴い、1964年（昭和39年）6月の「鋼道路橋設計示方書」^{2.6)}においては、鉄筋の許容応力度が1,800kgf/cm²へと引き上げられた。その後、1968年（昭和43年）5月には設計基準の大幅改定が行われ、設計活荷重曲げモーメントの増強、床版厚の増厚、鉄筋の許容応力度の引き下げ、配力鉄筋量の増加などが盛り込まれた道示の改定が1973年（昭和48年）^{2.31)}に行われた。この頃からRC床版のひび割れ損傷を再現すべく、輪荷重移動試験機の開発が行われ、走行荷重による疲労試験が始まり、その原因究明が精力的に行われた。そして、1980年（昭和55年）4月改定

表-2.4 道路橋示方書の変遷

	橋の等級 等級	車両荷重*1 自動車	曲げモーメント式*2		鉄筋の許容応力(SD30)	最小床版厚*3	配力筋量
			主鉄筋方向	配力筋方向			
昭和31年5月(1956.5) 鋼道路橋設計示方書	1等橋	T-20、P=8.0tf	$2 < L \leq 4.0m$ $0.4 \cdot P(L-1)$ $M_{L(i+i)} = \frac{\quad}{L+0.4(L+i)}$	規定なし	1,200 kgf/cm ²	有効厚さ11cm	主筋断面の25%以上
	2等橋	T-14、P=5.6tf	$i=20/(50+L)$				
昭和39年6月(1964.6) 鋼道路橋設計示方書	同上	同上	同上	同上	1,800 kgf/cm ²	同上	同上
昭和48年2月(1973.2) 道路橋示方書・同解説	1等橋	T-20、P=8.0tf (9.6tf)	$M_{L(i+i)}=0.8(0.12L+0.07)P$	$M_{L(i+i)}=0.8(0.10L+0.04)P$	1,400 kgf/cm ²	$t_0=3L+11 \geq 16cm$	左欄の配力筋方向モーメント式により計算
	2等橋	T-14、P=5.6tf					
昭和55年2月(1980.2) 道路橋示方書・同解説 平成2年2月(1990.2) 道路橋示方書・同解説	1等橋	同上	$M_{L(i+i)}=0.8(0.12L+0.07)P \cdot K$ K:大型車両の計画交通量による割増係数(2000台以上；K=1.2)	$M_{L(i+i)}=0.8(0.10L+0.04)P \cdot K$ K:大型車両の計画交通量による割増係数(2000台以上；K=1.2)	許容応力度1400 kgf/cm ² に対して、200 kgf/cm ² 程度余裕を持たせる	$t_0=3L+11$ $t=k_1 \cdot k_2 \cdot t_0$ k_1 :交通量の係数 k_2 :付加モーメントの係数	同上
	2等橋	同上					
平成6年2月(1994.2) 道路橋示方書・同解説	B活荷重 A活荷重	T-25、P=10.0tf	$M_{L(i+i)}=0.8(0.12L+0.07)P \cdot K_a$ K_a :割増係数*4	$M_{L(i+i)}=0.8(0.10L+0.04)P$	同上	$t_0=3L+11$ $t=k_1 \cdot k_2 \cdot t_0$ k_1 :交通量の係数 k_2 :付加モーメントの係数	同上
平成8年12月(1996.12) 道路橋示方書・同解説 平成14年3月(2002.3) 道路橋示方書・同解説 平成24年3月(2012.3) 道路橋示方書・同解説	B活荷重 A活荷重	P=100kN	同上	同上	同上	$t_0=30L+110$ $t=k_1 \cdot k_2 \cdot t_0$ k_1 :交通量の係数 k_2 :付加モーメントの係数	同上
平成29年11月(2017.11) 道路橋示方書・同解説	B活荷重 A活荷重	同上	同上	同上	許容引張応力度120N/mm ²	同上	同上

注*1:大型車が1方向1,000台/日以上の場合は後輪荷重を()内に示す。*2:連続版で車両進行方向の場合のみ。*3:t:床版厚さ(cm)(少数第1位を四捨五入する。ただし t_0 を下まわらないこと)。 t_0 :道示方書に規定される床版の最小全厚(cm)(少数第2位を四捨五入し、少数第1位まで求める)。 k_1 :大型車両の計画交通量による割増係数、 k_2 :床版を支持する桁の剛性が著しく異ントの係数が $k_2=0.9$ $M/M_0 \geq 1.00$ として与えられる。*4:割増係数(床版支間方向が車両進行方向に直角な場合の支間方向割増係数)

表－ 2.5 設計荷重の変遷に伴う荷重・曲げモーメント・床版厚
(支間 2.0m, 交通量 2,000 台以上)

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	—	—	15 (cm)	6 (cm)
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	—	—	15 (cm)	6 (cm)
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	17 (cm)	4 (cm)
昭和55年2月 (1980.2) 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	21 (cm)	0 (cm)
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	21 (cm)	—
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3月 (2002.3) ~ 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)	—

の道示^{2.32)}により、大型車輛の1日1方向の計画交通量や施工の難易度による最小床版厚が規定された。さらに、1993年(平成5年)11月の政府からの規制緩和^{2.33)}により、大型自動車総重量が引き上げられたことを受け、1994年(平成6年)2月の道示^{2.7)}では、設計活荷重が20tf(196kN)から25tf(245kN)へと引き上げられた。2002年(平成14年)の改定^{2.25)}では、SI単位に変更されるとともに設計法も性能照査型設計法へと改められた。ここで、設計基準の変遷に伴う荷重、設計活荷重曲げモーメント、最小床版厚について、床版支間2.0m、大型車輛の1日1方向あたりの計画交通量2,000台以上とした場合についての比較を表－2.5に示す。

表－2.5に示すように、例えば、床版支間2.0mのRC床版の設計では1964年改定の鋼道路橋設計示方書に基づいて設計すると15cm厚となる。また、1973年の道示では17cm、1980年では21cmとなる。現行示方書のB活荷重となった1994年改定の基準以降でも21cm厚となる。したがって、1980年以前に設計されたRC床版は4cm～6cmの厚さが不足する結果となり、補強においては断面厚を厚くし、鉄筋量も補強する必要があると考える。

以上のように、コンクリート橋およびRC床版の補強対策においては、道路橋長寿命化修繕計画において、どの時代の基準を対象として補強設計を行うのが重要である。一般的に重要路線や交通量の多い道路橋においては、1994年改定の道示^{2.7)}に規定するB活荷重を考慮した補強設計がなされている。本来の維持修繕においても元の耐荷力を維持する修繕工事である。よって、道路橋長寿命化修繕計画における補強設計は橋梁定期点検要領に示す部位を点検し、その後、健全性の判定区分を決めて補強対策を実施することに加え、道示に規定するB活荷重を満足するための補強対策が必要になると考える。

2.8 予防保全型維持管理計画の現状と課題

2.8.1 予防保全型維持管理計画の現状

コンクリート橋、コンクリート部材、RC床版の補修・補強法においては、橋梁定期

点検要領に示すように点検，損傷度の区分，対策区分および健全性の判定区分を適切に行い，予防保全においては，損傷が軽微な段階での実施が望まれる。しかし，地方自治体においては予算の関係より，損傷が著しい健全性の判定区分 IV を優先し，健全性の判定区分 IV が終了した時点で，健全性の判定区分 III の損傷に対する補修・補強が行われている。多くの自治体では健全性の判定区分 III の修繕が行われ，健全性の判定区分 II の修繕を行うまでは 10 年ほどになると考える。また現在，健全性の判定区分 II の部材においても時間が経過するごとに損傷が進行することも考えられる。また，設計基準で設計された橋梁において，1994 年以降の設計基準に合わせた補強対策も道路橋長寿命化修繕計画と合わせて対策を検討する必要がある。

2.8.2 予防保全型維持管理計画の課題

現在，道路橋長寿命化修繕計画に基づいて，維持管理が進められている。しかし，道路橋長寿命化修繕計画以前に既に補修・補強が施されコンクリート橋，コンクリート部材および RC 床版，とくに RC 床版は，過酷な荷重条件を強いられることから劣化の進行も進み，再劣化が生じている事例も多い。よって，メンテナンスサイクルに基づいて 5 年に一回の点検を実施しているが，再劣化対策が重要であり，再劣化がしにくい補修・補強技術の開発が急務となっている。

したがって，本研究では，コンクリート部材および RC 床版の補修・補強技術として，阿部ら^{2,34)}が新たに開発した鉄筋にかわる引張補強材，メタルグリッド筋を用い，さらに増厚補強において，打ち継ぎコンクリートとのはく離を抑制する 2 種類の接着材を用いた RC はりの補修・補強技術および RC 床版の補強技術と実橋における施工事例を述べ，地方公共団体が管理するコンクリート橋および RC 床版の健全性の判定区分 III，IV および再劣化に至ったコンクリート部材の維持管理に一助としたい。

2.9 まとめ

第 2 章では，我が国の橋梁の現状と課題を述べるとともに，建設業界が抱えている就業者数の減少や高齢化問題を述べた。予防保全型維持管理計画の実施フローを示し，道路橋長寿命化修繕計画の概念について述べた。とくに，橋梁点検要領における損傷区分や健全性の判定区分などについて述べた。そして，コンクリート部材および RC 床版の損傷状況および補修・補強技術を示し，予防保全型維持管理計画における課題を述べた。

ここで，本章で得られた知見は，以下に示す通りである。

- (1) 1960 年代の高度経済成長期に建設された多くの橋梁は，建設後 50 年が経過し年々老朽化した橋梁が増加しており，その維持管理が課題となっている。2009 年に国土交通省では「道路橋長寿命化修繕計画策定事業」を策定し，平準化した予算の中で修繕が実施され，損傷の著しい橋梁から順次対策が実施されている。また，建設就業者数の減少や高齢化問題に対して i-Construction 施策に寄与する合理化施工が可能な補修・補強技術が急務となっている。
- (2) 予防保全型維持管理への政策転換により，管理計画に基づいて道路橋長寿命化修繕計画が立案される。道路橋長寿命化修繕計画においては，橋梁点検を実施し，健全

性の診断を行い、補修対策の検討、ライフサイクルコスト（LCC）の算定となり、計画が実施される。本研究の対象であるコンクリート部材および RC 床版において、健全性の判定区分 III および IV，さらには、再劣化後の補修・補強法について i-Construction 施策に寄与した補強技術の提案が重要な課題である。

- (3) 鉄筋コンクリート部材および RC 床版の補修・補強法は、橋梁定期点検要領に示す健全性の判定区分によって補修または補強に区分されている。また、設計基準の改定に伴い耐荷力性能が現在の設計基準と比較して低下し、耐荷力性能の向上を図る工法が求められている。さらに、既に補修・補強が施された鉄筋コンクリート部材および RC 床版においては、疲労損傷や環境要因による劣化損傷の累積による再劣化が生じ、調査・診断により健全性の判定区分 IV に相当する損傷へと発展した事例もある。よって、補修・補強設計の実施計画において、健全性の判定区分を決めて補強対策を実施することに加え、道示に規定する B 活荷重を満足するための補強対策が必要となる。

参考文献

- 2.1) 前田幸雄, 松井繁之: 輪荷重移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究, コンクリート工学年次講演論文集, Vol.6, No.2, pp.221-224, 1984.
- 2.2) (財)阪神高速道路管理技術センター: 道路橋 RC 床版のひび割れ損傷と耐久性, 1991.
- 2.3) 松井繁之: 移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について, コンクリート工学年次講演論文集, Vol.9, No.2, pp.627-632, 1987.
- 2.4) 国土交通省道路局: 道路メンテナンス速報, 2020.9
- 2.5) 国土交通省関東地方整備局常陸川河川国道事務所: 第 1 回茨城県道路メンテナンス会議, 2017.6
- 2.6) (公社)日本道路協会: 鋼道路橋設計示方書・鋼道路橋製作示方書解説, 1964.
- 2.7) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1994.
- 2.8) 国土交通省大臣官房技術調査課: i-Construction ～建設現場の生産性革命～, i-Construction 委員会, 2016.4.
- 2.9) 国土交通省: インフラ長寿命化とデータ利活用に向けた取組, 2018.
- 2.10) 国土交通省関東地方整備局: 茨城県内の道路橋等の状況, 2017.
- 2.11) 国土交通省関東地方整備局: 茨城県(橋梁)各道路管理者別点検実施数, 2017.
- 2.12) 茨城県土木部道路維持課: 茨城県橋梁長寿命化修繕計画, 2016.
- 2.13) 千葉県県土整備部道路環境課: 千葉県橋梁長寿命化修繕計画, 2010.
- 2.14) 国土交通省: 国土交通行政の現状と課題, 2018.
- 2.15) 山口崇: i-Construction 「ICTの全面的な活用」について, 建設マネジメント技術, 2016年5月号, pp.14-19, 2016.5
- 2.16) 国土交通省: 橋梁定期点検要領(案), 2007.
- 2.17) 国土交通省道路局国道・防災課: 橋梁定期点検要領, 2014.6
- 2.18) 国土交通省道路局国道・技術課: 橋梁定期点検要領, 2019.3
- 2.19) 国土交通省道路局: 道路橋定期点検要領, 2019.2
- 2.20) 国立研究開発法人土木研究所: コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル(案), 土木研究所資料第4343号, 2016.8
- 2.21) 橋肇, 廣瀬壮一, 古川陽, 中本啓介: 道路橋鉄筋コンクリート床版下面にある鋼板上の滞水状態の推定, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.3, pp.376-384, 2018.
- 2.22) 建設省土木研究所: コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書(III) 一炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案)一, 共同研究報告書, 第235号, 1999.12
- 2.23) (公社)土木学会: 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, コンクリートライブラリー101号, 2000.7
- 2.24) RC 構造物のポリマーセメントモルタル吹付け補修・補強工法協会: ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修補強設計・施工マニュアル(案), 2011.
- 2.25) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002.

- 2.26) (財)高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル，1995.
- 2.27) 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.
- 2.28) 内務省土木局：道路構造に関する規則案，1926.
- 2.29) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.
- 2.30) (公社)日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1956.
- 2.31) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1973.
- 2.32) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980.
- 2.33) 内閣府：車両制限令，1993.
- 2.34) 阿部忠，塩田啓介：鉄筋部材，及びその鉄筋部材を使用した鉄筋コンクリート構造，特許 6253058 号，2017.12

第3章 RCはり・RC床版の補修・補強に用いる材料

3.1 はじめに

近年、高度経済成長期に建設された多くの道路橋は建設後 50 年を超え、老朽化した橋梁の維持管理が重要な課題となっている^{3.1)}。とくに、橋梁部材の中で車輛の重量を直接受ける RC 床版の損傷が著しい。RC 床版の損傷として、首都圏の場合は交通量の増加や大型車輛の走行による疲労損傷が主である。また、積雪寒冷地域では首都圏のような交通量の増大による疲労損傷とは異なり、疲労と凍害、あるいは融雪剤の散布による塩害と凍害の複合劣化が主な原因であり、その損傷はかなり著しい状況である。その損傷状況は、アスファルト舗装に覆われた RC 床版上面に滞水した融雪剤の融解水が車輛の繰り返し走行により、かぶりコンクリートがスケーリングや骨材化(以下、土砂化とする)している。この上面損傷に対しての橋梁点検では、アスファルト舗装が舗装されていることから、舗装の打換え時期や、舗装にポットホールが見られた時点で発見され、事後的に補修や補強法が施されてきた。したがって、損傷が確認された時点では、既に床版上面コンクリートがスケーリングし、さらに進展すると土砂化に至る場合が多い。

一方、コンクリート構造物の補修・補強において、ひび割れ補修と吹付け増厚補強を併用することで、耐荷力の向上が図れる可能性があるものの、鉄筋を補強材として使用した場合、死荷重の増大や内空断面の確保に課題を残している。また、RC 床版の上面損傷に対して、直接補修や増厚補強を施した場合には、既設 RC 床版と補強材の界面にひび割れやはく離が発生することで、雨水が侵入し早期に再補強に至る事例も報告されている。吹付け増厚補強、上面増厚補強においても、増厚界面でのはく離が懸念されることから、コンクリート構造物の損傷に適した補修・補強材および耐疲労性の向上が図れる補強技術の開発が急務となっている。

そこで第3章では、RC はりおよび RC 床版の補修・補強に用いる材料として、0.05mm 以上の微細なひび割れに浸透する浸透性接着剤およびコンクリート表面に補修材との付着力を高め「はく離」を抑制するために高耐久型エポキシ接着剤(以下、付着用接着剤とする)を提案する。また、RC はりの吹付け補強材として一般に販売されている繊維を配合したポリマーセメントモルタル(以下、PCM とする)および、RC 床版の上面損傷に対する補強材として超速硬セメントに鋼繊維を配合した鋼繊維補強コンクリート(以下、SFRC とする)を提案する。さらに、RC はりおよび RC 床版上面の補強における異形棒鋼(鉄筋)に替わる新たな引張補強材として、施工の合理化や省力化が図れる一般構造用圧延鋼材(以下、一般鋼板とする)および縞鋼板にレーザで一面加工した2種類のメタルグリッド筋の各種試験を実施し、性能を検証する。以下、これらの材料特性値について述べる。

3.2 RC部材の補修・補強材の概要

構造における鉄筋コンクリート橋、プレストレストコンクリート橋およびコンクリート部材の補修・補強に用いる一般的な材料は、まず、ひび割れ補修に用いる材料として

アクリル系およびエポキシ系の接着剤が用いられる。また、断面修復や増厚補強材にはセメントモルタルやコンクリートが用いられる。さらに、耐荷力を向上させるための補強材としては鉄筋やメッシュ筋が用いられ、増厚層内に配置されている。これらが一般的に用いられている補修・補強材である。しかし、近年は補修・補強材に対する要求性能が向上し、新たな材料が各研究機関・企業で開発され実用化されている。そこで、本研究における RC 部材の補修・補強には、高強度で補修・補強時間の短縮が図れるセメント系材料を用いる。また、補強材としては施工時間の省力化が図れ、増厚層の最小化を図り、施工現場では設置のみの材料、すなわち i-Construction の施策を取り入れた新たな引張補強筋を用いる。

以上のように、本研究に用いる RC 部材の補修・補強材を述べる。

3.3 RCはりの補修・補強に用いる材料

3.3.1 ひび割れ補修および増厚コンクリートとの付着力を高める接着剤

現在、ひび割れ補修材にはエポキシ系接着剤やアクリル系接着剤が用いられ、圧入する方法でひび割れ補修が施されている。RC 部材のマイクロクラックやひび割れ等の補修法として、コンクリート表面に発生している 0.05mm 前後のクラックに接着剤を浸透させ骨材のはく離や疲労によるひび割れなどを強固にする浸透性接着剤が必要となる。

また、コンクリート橋においては、第 2 章で示した RC はりにおいては、セメント材料で増厚補強した箇所がはく離に伴うひび割れが発生していることから、RC はりと増厚コンクリートとの付着力を高めるために付着用接着剤を用いる。

3.3.2 浸透性接着剤および付着用接着剤の性能

(1) 浸透性接着剤

阿部らは、RC 床版の補修工事で発生するコンクリート面の微細なひび割れ補修材として、高耐久型エポキシ系接着剤（以下、浸透性接着剤とする）を用い、コンクリート表面を補修している。この浸透性接着剤は、低粘度の接着剤でありコンクリート表面に塗布し、0.05mm 以上のひび割れに深さ 30mm ~ 60mm 浸透させてひび割れ補修やコンクリート表面を強固に補修している^{3.2), 3.3)}。また、RC 床版の内部損傷の診断法「柱状サンプル採取法」^{3.4)}を提案し、実橋でのひび割れ診断を実施している^{3.5)}。その結果、浸透性接着剤を注入することで、水平ひび割れに適切に浸透する結果が報告されている。さらに、新田らは、ボックス・カルバートを用いて静荷重実験を行い、2 方向に発生したひび割れに浸透性接着剤を注入した結果、微細なひび割れ 0.05mm 以上に浸透する結果も得られている^{3.6)}。よって、本実験においても RC はりのひび割れ補修には、浸透性接着剤を用いる。

浸透性接着剤には夏用と冬用、春秋用の 3 種類が市販されているが、ここでは、夏用を接着剤 K-S、冬用を接着剤 K-W とし、この 2 タイプの性能について述べる。浸透性接着剤は主材と硬化剤を 10 : 3 の比率で混合する。硬化時間は外気温 23 °C の場合、夏用が 7 時間、冬用が 4 時間である。温度が上昇することで硬化時間が短縮される。ここで、浸透性接着剤の材料特性値を表 3.1 に示す。なお、表 3.1 に示す値は基準値である。

本実験では 0.05mm 以上のひび割れの補修への使用目的と、表 3.1 に示すように、

表－ 3.1 浸透性接着剤の特性値

項目		浸透性接着剤	備考
外観	主剤	無色液状	
	硬化剤	無色液状	
混合比		10 : 3	重量比
硬化物比重		1.2	JIS K 7112
粘度		100～200Mpa・s	JIS K 7233
圧縮強度		104.4N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3,172N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ		92.8N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ		58.2N/mm ²	JIS K 6850
コンクリート付着強さ		2.6N/mm ²	JIS A 6909

圧縮強度が 104.4N/mm²、コンクリートとの付着強度が 2.6N/mm² であり、高速道路総合技術研究所の構造物施工管理要領^{3.7)}に規定されるコンクリートの付着強度 1.5N/mm² 以上が確保されていることから、RC はりの実験供試体の補修には、浸透性接着剤を用いるものとする。

(2) 付着用接着剤

コンクリート部材や RC 床版の増厚補強法において、コンクリート表面の付着性を高めるためにショットブラストによる研掃を行い、場合によっては接着力を高めるためのプライマーが塗布され、セメント系モルタルあるいはコンクリートで増厚補強されている。プライマーは、直接引張力が作用する部材の補強において打ち継ぎコンクリートで破壊している。しかし、曲げ引張を受ける部材については打ち継ぎ界面でずれによるはく離が発生し、曲げ引張力を受ける部材については適さない結果が報告されている^{3.8)}。そこで、阿部らは打ち継ぎコンクリートとの付着性を高めるために高耐久型エポキシ系樹脂接着剤を塗布し、増厚界面の付着力を高めている。

ここで、付着用接着剤の材料特性値を表－ 3.2 に示す。なお、表－ 3.2 に示す値は基準値である。

表－ 3.2 に示すように、コンクリート界面に付着用接着剤を塗布した場合の付着試験においては、コンクリートとの付着強度は 3.7N/mm² が確保され、母材コンクリートで破壊することが確認されている。付着強度は、NEXCO の増厚工法^{3.9)}では 1.0N/mm² 以上、空港舗装^{3.10)}では 1.6N/mm² 以上が規格とされていることから、本研究においては

表－ 3.2 付着用接着剤の材料特性値

項目		付着用接着剤	備考
外観	主剤	白色ペースト状	
	硬化剤	青色液状	
混合比		5 : 1	重量比
硬化物比重		1.42	JIS K 7112
粘度		500～1,000MPa・s	JIS K 7233
圧縮強度		102.9N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3,976N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ		41.6N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ		14.9N/mm ²	JIS K 6850
コンクリート付着強さ		3.7N/mm ² 以上 ^{注1)}	JIS A 6909

注1)3.7N/mm²以下の場合は母材コンクリートで破壊

1.6N/mm²以上を確保できることを要求性能とする。

以上より、RC はりのポリマーセメントモルタル (PCM) 吹付けによる増厚補強法においても打ち継ぎ用の PCM とのはく離の抑制のために付着用接着剤を塗布する。

3.3.3 ポリマーセメントモルタル

コンクリート部材のセメント系材料を用いた増厚補強においては、一般的に吹付けによる増厚が実施されている。一方、従来の補修・補強に用いられているモルタルやコンクリート材は既設コンクリート部材の弾性係数と比較して高弾性の材料が多く、剥離やひび割れが発生していた。そこで、既設コンクリートの弾性係数と同等となる割れにくいモルタルおよびコンクリートが必要となる。

(1) 低弾性ポリマーセメントモルタルの配合条件

阿部ら^{3.11)}は、既設コンクリート材と同等な弾性係数となる低弾性ポリマーセメントモルタル (PCM) およびコンクリート (PCC) が開発された。これらの材料の配合は 8 時間施工に用いるために材齢 3 時間で道路橋示方書・同解説 (以下、道示とする) 規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm² を発現する材料であり、セメントには超速硬セメントを用い、長さ 12mm の有機繊維が配合されている。この材料を低弾性 PCM-A とする。一方、1.5 日の施工に用いるために材齢 24 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 を発現する材料であり、セメントには早強セメントを用いて長さ 12mm のビニロン繊維を配合している。この材料を低弾性 PCM-B とする。コンクリート部材の補強においては吹付けによる施工が行われることから、吹付け用の低弾性ポリマーセメントモルタルの配合を表- 3.3 に示す。表- 3.3 には、一般的に使用されている無収縮モルタルの配合条件も併記した。

表- 3.3 低弾性 PCM の配合条件

項目	単体量(kg/m ³)			水結合比 (%)	
	プレミックス粉体		繊維		
	結合剤	その他			
無収縮モルタル	938	912	—	338	36
低弾性PCM-A	870	980	5	315	36
低弾性PCM-B	750	1125	Premix	300	40

(2) 低弾性ポリマーセメントモルタルの材料特性値

材料試験における凝結時間、圧縮強度および静弾性係数の材料特性値を表- 3.4 に示す。従来から使用されている無収縮モルタル (PCM) の凝結開始時間は 17 分、終結時間は 25 分である。よって、吹付け終了後の仕上げ時間が短いため高度な技術が必要となる。また、材齢 3 時間の圧縮強度は 45.2N/mm² であり、8 時間施工に適した PCM である。静弾性係数は 43.7kN/mm² であり、高弾性の材料である。

次に、8 時間施工に用いる低弾性 PCM-A の凝結始発時間は 33 分、終結時間は 40 分であり、無収縮モルタルと比較して時間が長いことから施工性が良い。材齢 3 時間の圧縮強度は 28.2N/mm² であり、道示に規定するコンクリートの圧縮強度 24N/mm² を満足している。よって、8 時間施工にも対応できる材料である。材齢 28 日の圧縮強度では 52.3N/mm² であり、普通セメントモルタルの 2 倍程度である。また、静弾性係数も

24.9kN/mm² であり，コンクリート部材に用いるセメントモルタルの静弾性係数と同等である。

次に，1.5 日の施工に用いる低弾性 PCM-B の凝結始発時間は 138 分，終結時間は 168 分であり，低弾性 PCM-A と比較して可使時間が 2 時間以上であることから，かなり施工性に優れた材料である。材齢 24 時間の圧縮強度は 27.4N/mm² であり，道示に規定するコンクリートの圧縮強度 24N/mm² を満足している。材齢 28 日の圧縮強度は 59.9N/mm² である。よって，1.5 日，36 時間施工に対応できる材料である。なお，静弾性係数も 26.0kN/mm² であり，コンクリート部材に用いるセメントモルタルの静弾性係数と同等である。

表－ 3.4 低弾性 PCM の凝結時間，圧縮強度，静弾性係数

試験項目		無収縮モルタル	低弾性PCM-A	低弾性PCM-B
凝結時間	始発	17min.	33min.	138min.
	終結	25min.	40min.	168min.
圧縮強度	2時間	25.1N/mm ²	26.8N/mm ²	始発前
	3時間	45.2N/mm ²	28.2N/mm ²	--
	4時間	52.3N/mm ²	28.7N/mm ²	--
	1日	—	36.5N/mm ²	27.4N/mm ²
	7日	—	44.0N/mm ²	48.4N/mm ²
	28日	62.3N/mm ²	52.3N/mm ²	59.9N/mm ²
静弾性係数	28日	43.7kN/mm ²	24.9kN/mm ²	26.0kN/mm ²

3.3.4 メタルグリッド筋

コンクリート部材の耐荷力性能の向上を図るために，モルタルやコンクリート層内に鉄筋等の引張補強材が配置されている。本研究においては，新たに開発したメタルグリッド筋を用いる。なお，メタルグリッド筋は RC 床版の補強材としても用いることから，3.5 項で述べることとする。

3.4 RC床版の補強に用いる材料

3.4.1 RC床版の補修・補強材の概略補強

RC 床版の損傷は橋梁部材のなかで最も損傷が著しく，維持管理費用においても 50% 近くに及んでいる自治体も多い。よって，補修・補強技術も多岐に亘っている。

RC 床版の損傷の中で最も多いのは疲労による 2 方向ひび割れである。そのひび割れに雨水が浸透し，輪荷重の擦り磨きによる遊離石灰が発生する。さらに，床版下面には漏水・遊離石灰が発生し，鉄筋の露出・錆びが発生する。これらの補修にはアクリル系およびエポキシ系接着を注入するひび割れ補修が施されている。また，漏水防止として橋面防水工が施されている。一方，下面からの補強法としてポリマーセメントモルタル吹付けによる下面増厚補強が施されている。また，RC 床版上面コンクリートの土砂化や耐荷力不足に対する補強法として，鋼繊維補強コンクリート (SFRC) 上面増厚補強が施されている。さらに，鉄筋の腐食や鉄筋量不足に伴う補強法として鉄筋を配置した補強法が検討される。PCM 吹付け増厚補強や SFRC 上面増厚補強においては，輪荷重走行による界面での離れが懸念される。そこで，界面に付着用接着剤を塗布した PCM

下面増厚補強および SFRC 上面増厚補強が施され輪荷重走行疲労実験における耐疲労性の向上が図られている^{3.12), 3.13)}。

本研究では、これらの補強法の内、床版上面の劣化が著しく、耐荷力性能の向上を図るために従来の SFRC 上面増厚層内に鉄筋に替わる新たに開発されたメタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法を提案することから、ここでは接着剤と SFRC を述べる。なお、メタルグリッド筋は、3.5 項で述べることとする。

3.4.2 付着用接着剤の性能

(1) 付着用接着剤の必要性

RC 床版の鋼繊維補強コンクリート (SFRC) 上面増厚補強や SFRC コンクリート舗装においては、輪荷重の走行疲労により 10 数年で既設 RC 床版との界面ではく離が発生し、新たに SFRC 上面増厚補強を施した事例もある^{3.14)}茨城。例えば、茨城県の栄橋は 1956 年改定の鋼道路橋設計示方書 (案) に基づいて 2 等橋として設計された。1958 年に竣工した栄橋の補強後の再劣化による接着剤塗布型コンクリート舗装による 12 年後の診断結果を述べる。栄橋の橋長は 316.0m (11 径間)、幅員は 6.0m (2 車線、歩道無し)、橋梁形式はゲルバー式鋼鈹桁 2 連続鋼鈹桁 (3 経間) や単純鋼鈹桁であり、RC 床版は 15cm 厚である。

2014 年の橋梁台帳による補修・補強歴は、1978 年に全塗装、1993 年に RC 床版の補強も兼ねて 50 ～ 60mm 厚の橋面コンクリート舗装が施された。そして、2006 年すなわちコンクリート舗装による補強から 13 年後にコンクリート舗装面に異常が見られ、コンクリートコア採取によるはく離の有無や厚さ等について調査を行った。ここで、コンクリート舗装界面の調査結果および再劣化に対するコンクリート舗装事例を写真－ 3.1 に示す。コンクリート舗装厚は 50mm 程度であり、はく離に伴う「うき」は 5mm 程度である (写真－ 3.1(1))。はく離の範囲は伸縮装置から 10m 以内に発生している。そこで、1995 年にコンクリート舗装したコンクリート舗装を撤去し、接着剤塗布型 SFRC 舗装が施された (写真－ 3.1(2)～(4))。

再劣化に対して接着剤塗布型 SFRC 舗装を施した 12 年後の調査・診断においては、舗装界面は健全である結果が得られた。また、阿部らは、RC 床版の SFRC 上面増厚補強法において、従来の工法であるショットブラストによる研掃後、SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体とショットブラスト研掃後付着用接着剤を塗布し、SFRC 上面増厚補強した供試体の輪荷重走行疲労実験における耐疲労性の評価では、付着用接着剤を塗布す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。そこで本研究における



(1) 界面のはく離 (2) 舗装撤去 (3) 付着用接着剤 (4) コンクリート打設
写真－ 3.1 界面の損傷状況および接着材塗布型コンクリート舗装

RC 床版の増厚補強法においては付着用接着剤を用いることとする。

RC 床版の上面増厚補強に用いる付着接着剤は表－ 3.2 に示す材料を用いることとする。コンクリートとの付着強度は 3.7N/mm^2 が確保され、母材コンクリートで破壊することが確認されている。付着強度は、NEXCO の増厚工法^{3.9)}では 1.0N/mm^2 以上、空港舗装^{3.10)}では 1.6N/mm^2 以上が規格とされていることから、条件が満足された接着剤である。

3.4.3 鋼繊維補強コンクリート (SFRC)

道路橋 RC 床版の補強材および舗装材としてセメント系材料やコンクリート系材料が多く適用される。しかし、車輛の繰り返し走行により発生する曲げ変形や、せん断応力などによって早期にひび割れなどの疲労損傷が数多く報告されている。そこでコンクリートの靱性および耐久性の向上を図る材料として鋼繊維や有機繊維などの短繊維を添加させた繊維補強コンクリート (FRC) が開発された。短繊維の中でも、鋼繊維 (Steel Fiber) は、ひび割れやはく離抑制、コンクリートとの付着性も良く、強度も高い上に、コンクリートに混入することにより空気や水が遮断されて錆が発生しにくいことから、薄層補強に適しており、省資源、省力、安全性、耐久性などのメリットが期待できる繊維である。この鋼繊維 (Steel Fiber) を添加させた鋼繊維補強コンクリート (SFRC) は、曲げ変形に伴い発生したひび割れにおいて、短繊維の補強効果によってひび割れの拡大や伝搬が抑制される。この特性から、道路橋 RC 床版の上面補強材として多く用いられている。

道路橋 RC 床版の上面補強において、高速道路や交通量の多い道路橋においては、交通規制に伴う経済損失を考慮するとから、材料や機械の運搬から施工および機材撤去までの作業工程を 8 時間程度で行われている。そこで本研究においても 8 時間施工に用いるコンクリート材を用いる。8 時間施工に用いる SFRC 材の要求性能は、道示に示すコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 を材齢 3 時間で発現できる配合とする。よって、SFRC のセメントには、超速硬セメントを用い、最大骨材寸法 15mm の碎石、最大骨材

表－ 3.5 超速硬セメントを用いた SFRC 材の配合条件の一例

セメントの種類	スランブ (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m^3)						S.P (%)
				W	C	S	G	SF	AD	
超速硬セメント	6.5±1.5	39.5	51.2	170	430	851	858	100	100	8.6

表－ 3.6 超速硬セメントを用いた SFRC 材の発現強度

試験項目		超速硬セメント
凝結時間	始発	17 min
	終結	25 min
圧縮強度	2時間	19.2 N/mm^2
	3時間	26.9 N/mm^2
	4時間	33.6 N/mm^2
	4日	59.6 N/mm^2
静弾性係数	4日	40.4 k N/mm^2



写真－ 3.2 鋼繊維の一例

寸法 5mm の砕砂を用いる。鋼繊維は一般的に写真－ 3.2 に示す両端フック型の ϕ 0.6mm, 長さ 30mm を 1m^3 あたり 100kg 配合する。以上より, 一般的に用いられている SFRC 材の配合条件を表－ 3.5 に示す。

次に, SFRC 材の特性値について, 超速硬セメントを用いた SFRC 材の発現強度を結開始時間は 17 分, 終結時間が 25 分とかなり早いことから, 施工には高締固め機表－ 3.6 に示す。この材料は, 一般的に 8 時間施工に用いられている材料である。凝能を備えた専用フィニッシャー機を用いる必要がある。高度な技能が要求される材料である。強度発現は, 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/mm^2 以上が発現されている。

3.5 メタルグリッド筋の材料特性

3.5.1 メタルグリッド筋

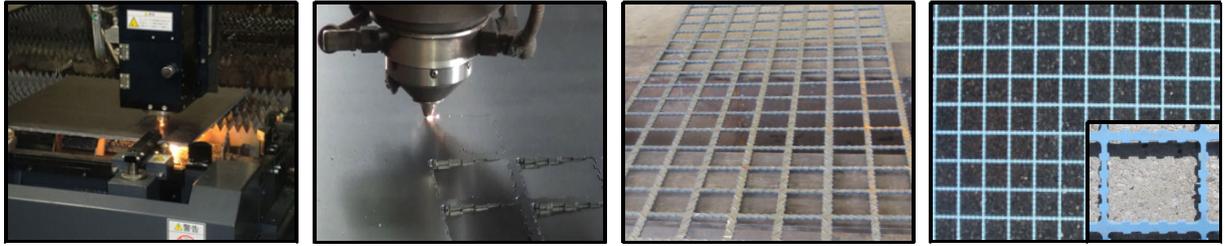
道路橋 RC 床版は, 車両の繰り返し走行による疲労損傷, 積雪寒冷地域では融雪剤の散布による塩害や凍害により床版上面のかぶりコンクリートの土砂化や鉄筋の腐食などの断面欠損が生じている。その補強対策の一つとして, 上面増厚補強法が採用されており補強筋には鉄筋やメッシュ筋が用いられている。しかし, 鉄筋やメッシュ筋は格子状に配置することから, 交差部は配置する補強筋径の 2 倍の厚さとなり, かぶりを考慮すると補強厚が厚くなることから, 死荷重の増加が懸念される。そこで, 阿部ら^{3.15), 3.16)}は鉄筋に替わる補強材としてメタルグリッド筋を開発した。

メタルグリッド筋は, 一般鋼板または縞鋼板にレーザで直接格子状に加工する格子鋼板筋と, 鋼板にレーザでスリットを挿入し, 専用のジャッキで配力筋方向に展張する展張格子筋の 2 種類である。これらのメタルグリッド筋は加工から防錆処理までの行程を工場で行うことから, 施工現場では設置のみの作業となる。一方, 鉄筋での実施工においては, 資材の搬入・現場の施工ヤードや施工範囲などの条件に伴い, 補強筋に継手部を設けることから長時間の施工が課題となっている。また, 鉄筋工などの作業就業者が減少している社会状況において, メタルグリッド筋は施工の合理化や省力化が図れる材料である。さらには, 近年, 国土交通省で推進されている i-Construction (建設現場の生産性革命)^{3.17)}における, コンクリート工の生産性の向上を図るための対策の 1 つに, 鉄筋のプレハブ化が挙げられており, その施策に寄与できる材料であると考えられる。

(1) 格子鋼板筋

写真－ 3.3 に格子鋼板筋の製作方法を示す。格子鋼板筋は, 一般鋼板または縞鋼板を用いて, 直接レーザで格子状に切断加工する (写真－ 3.3 (1), (2))。切断加工された格子鋼板筋の軸方向 (主筋方向) および軸直角方向の (配力筋方向) は, それぞれの断面積を自由に切断加工することが可能である (写真－ 3.3 (3))。そして, 切断加工された格子鋼板筋を補強部材に合わせて折り曲げ加工を施し, 必要に応じて防錆剤を塗布する (写真－ 3.3 (4))。

以上のように, 格子鋼板筋は, 鋼板を直接レーザで加工し製作することから, 実施工における施工時間の大幅な短縮が可能となるが, 施工現場への運搬・搬入に対して制限が発生してしまう可能性がある。



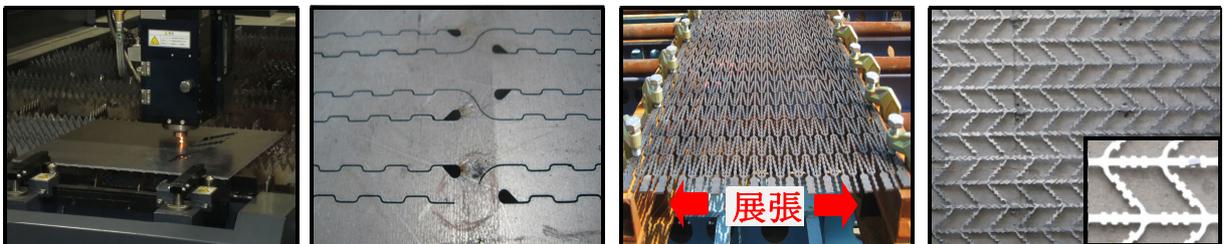
(1) レーザ加工 (2) 格子状に切断 (3) 格子鋼板筋 (4) 防錆処理

写真－ 3.3 格子鋼板筋の製作方法

(2) 展張格子筋

写真－ 3.4 に展張格子筋の制作方法を示す。展張格子筋は、一般鋼板または縞鋼板を用いて軸方向（主筋方向）にレーザーで平行に複数のスリットを挿入する（写真－ 3.4(1)）。スリットは付着性を高めるために突起を設ける。また、軸方向と軸直角方向の交差部に S 字型のスリットを挿入する（写真－ 3.4(2)）ことで、交差部が降伏に至らない特徴がある。スリット挿入後、鋼板を加工台に設置し、専用のジャッキで全幅均等に軸直角方向に展張する（写真－ 3.4(3)）。なお、展張角度は 45 度から 75 度まで加工が可能である。展張後は、補強部材に合わせて折り曲げ加工を施し、防錆処理としてエポキシ系の防錆剤または亜鉛メッキを施す（写真－ 3.4(4)）。

以上のように、展張格子筋は補強部材の寸法に合わせて工場内または現場の施工ヤードでの加工も可能であり、現場への搬入制限や運搬制限に対して柔軟な対応が可能である。



(1) レーザ加工 (2) スリット挿入 (3) 展張加工 (4) 防錆処理

写真－ 3.4 展張格子筋の製作方法

(3) 折り曲げ加工

メタルグリッド筋は、レーザー加工および展張加工の工程後、補強に用いる寸法に併せて折り曲げ加工が施される。ここで、折り曲げ加工の一例を写真－ 3.5 に示す。なお、写真－ 3.5 はエポキシ系の防錆剤による防錆処理を施したものである。

写真－ 3.5(1)に示す格子鋼板筋は、はり部材の補強用に折り曲げしたものである。また、写真－ 3.5(2)に示す展張格子筋はカルバートの側壁用に折り曲げ加工したものであり、頂版下面に設置した展張格子筋と、継手部を重ね継手とすることで鉄筋を用いた補強と比べて内空断面が確保できる構造である。

以上のようにメタルグリッド筋は実構造の寸法に併せた折り曲げ加工が可能となり、



(1) 格子鋼板筋



(2) 展張格子筋

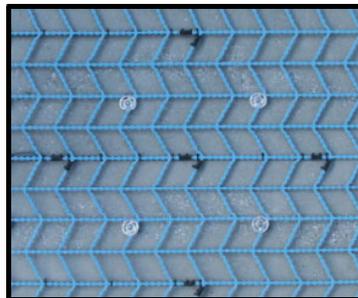
写真－ 3.5 メタルグリッド筋の折り曲げ加工の一例

施工精度にも優れている。また現場ではアンカー等での設置のみとなり，施工の合理化・省力化が図られる構造である。

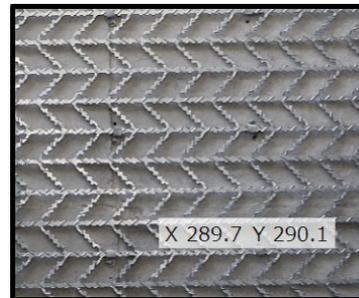
(4) メタルグリッド筋の防食処理

メタルグリッド筋の防食方法には，エポキシ樹脂塗装または溶融亜鉛メッキの2種類が提案されており，それぞれの防錆処理状況を写真－ 3.6 に示す。

エポキシ樹脂塗装による鉄筋の防食効果は，塗膜の品質，塗膜厚，損傷の有無によって著しく相違するため，「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針改訂版」^{3.18)}に準拠する必要がある。メッキについては，「亜鉛めっき鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計・施工指針(案)」(土木学会)^{3.19)}，「亜鉛めっき鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造の設計施工指針(案)」(日本建築学会)^{3.20)}を参照する。



(1) エポキシ樹脂塗装



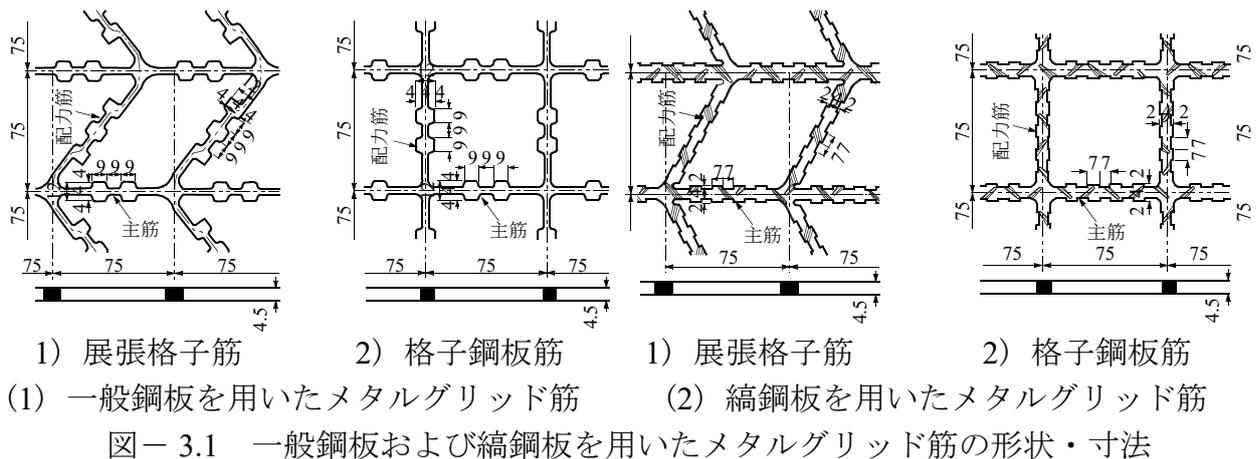
(2) 溶融亜鉛メッキ

写真－ 3.6 防錆処理方法

(5) メタルグリッド筋の形状および寸法

一般鋼板および縞鋼板を用いたメタルグリッド筋の形状および最小板厚における寸法の一例を図－ 3.1 に示す。

一般鋼板を用いた展張格子筋を図－ 3.1(1)，1)，格子鋼板筋は図－ 3.1(1)，2) に示す。図－ 3.1(1)に示すメタルグリッド筋は，厚さ 4.5mm の一般鋼板を用いた一例であるが，最大 16mm 厚までの加工が可能である。最小板厚 4.5mm での格子間の寸法は 75×75mm，軸方向の主筋に相当する寸法は，4.5×7.0mm (断面積 31.5mm²)，軸直角方向の配力筋は 4.5×4.0mm (断面積 18mm²) とし，2.0mm の突起を 9mm 間隔で設けた付着力を確保する構造である。なお，展張格子筋の展張角度は 70 度である。



また、縞鋼板を用いた展張格子筋は図－ 3.1 (2), 1), 格子鋼板筋は図－ 3.1 (2), 2) に示す。一般鋼板を用いたメタルグリッド筋と同様に最大 16mm 厚までの加工が可能であり、格子間隔や断面寸法も同一寸法である。なお、突起形状については 2.0mm の突起を 7.0mm 間隔で設け、展張格子筋の展張角度は 60 度である。

3.5.2 メタルグリッド筋に用いる鋼板材料

(1) 一般鋼板および縞鋼板

メタルグリッド筋に用いる鋼板材料は、一般鋼板 (SS400), 構造用鋼材の縞鋼板 (SS400 相当) および溶接構造用圧延鋼材 (以下、溶接用鋼材とする) (SM490A) であり、それぞれ標準板厚の材質を表－ 3.7 に示す。また、本論文で用いる縞鋼板の縞寸法および形状を図－ 3.2 に示す。

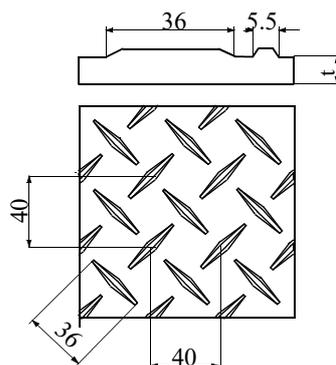
表－ 3.7 に示す一般鋼板の SS400 および溶接用鋼材の SM490 の引張強度は道路橋示方書・同解説 (以下、道示とする) 3.21), 3.22) に示す値であり、縞鋼板の材質は一般鋼板の SS400 相当である。また、図－ 3.1 に示す厚さ 4.5mm の一般鋼板および縞鋼板の材料特性値を表－ 3.8 に示し弾性係数については道示^{3.21), 3.22)} に示す値である。

一般鋼板を用いたメタルグリッド筋の材料特性値は、降伏強度 294N/mm^2 , 引張強度 468N/mm^2 であり、道示に示す SS400 材の降伏強度および引張強度を満足している。次に、縞鋼板を用いたメタルグリッド筋の材料特性値は表－ 3.8 に示すように、降伏強度 338N/mm^2 , 引張強度 451N/mm^2 であり、表－ 3.7 に示す SS400 の降伏強度 245N/mm^2

表－ 3.7 メタルグリッド筋に用いる鋼板の材質

記号	板厚 (mm)	化学成分 (%)					引張強度				備考
		C	Si	Mn	P	S	板厚区分 (mm)	降伏点または耐力 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)	
縞鋼板	6.0~13.0				$0.050 \leq$	$0.050 \leq$	5以下 5超え	245 \leq	400~510	(21以上) (17以上)	縞鋼板, 構造用 SS400相当, (): 参考値
SS400	6.0~16.0				≤ 0.050	≤ 0.050	5以下 5超え	245 \leq	400~510	21以上 17以上	JIS G 3101
SM490	6.0~16.0	≤ 0.20 ≤ 0.22	≤ 0.55	≤ 0.165	≤ 0.035	≤ 0.035	5以下 5超え	325 \leq	490~610	22以上 17以上	JIS G 3106

表中の C : 炭素, Si : ケイ素, Mn : マンガン, P : リン, S : 硫黄



図－ 3.2 縞鋼板の形状および寸法

表－ 3.8 一般鋼板および縞鋼板を用いたメタルグリッド筋の材料特性値

補強材の種類		断面寸法 (mm)	格子間隔 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
縞鋼板 (SS400相当)	展張格子筋	4.5×4.0	75	338	451	200
	格子鋼板筋					
一般鋼板 (SS400)	展張格子筋	4.5×4.0	75	294	468	200
	展張格子筋					

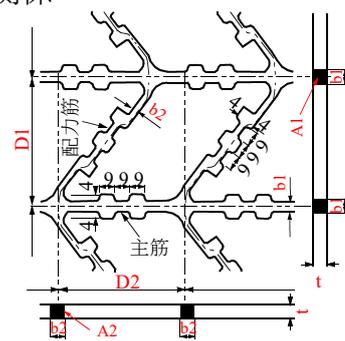
および引張強度 400N/mm² を満足している。鋼板格子筋に用いられる鋼板厚は 6mm, 9mm, 12mm が標準であるが, その他に鋼板厚 4.5mm および 16mm も製作可能である。

(2) メタルグリッド筋と鉄筋径との整合性

メタルグリッド筋の断面寸法は, 一般的に市販されている異形棒鋼 (鉄筋) と同等な断面積にする必要がある。ここで, 一般的に RC 床版や RC はりに用いられている鉄筋の呼び名および公称断面積と同等とした場合の標準的なメタルグリッド筋の寸法の一例を表－ 3.9 に示す。また, 図－ 3.3 に展張格子筋の寸法例を示す。

表－ 3.9 メタルグリッド筋に相当する異形棒鋼 (鉄筋) との関係

板厚 t (mm)	主筋					配力筋				
	ピッチ D1 (mm)	幅 b1 (mm)	断面積 A1 (mm ²)	相当する鉄筋		ピッチ D2 (mm)	幅 b2 (mm)	断面積 A2 (mm ²)	相当する鉄筋	
				呼び名	公称断面積 (mm ²)				呼び名	公称断面積 (mm ²)
6	100	6	36	D6	31.67	100	6	36	D6	31.67
6	100	12	72	D10	71.33	100	6	36	D6	31.67
9	100	15	135	D13	126.7	100	9	81	D10	71.33
12	100	17	204	D16	198.6	100	12	144	D13	126.7
16	100	18	288	D19	286.5	100	16	256	D16	198.6



図－ 3.3 展張格子筋の寸法例

従来の RC 部材の増厚補強などで使用される鉄筋は一般的に D13 程度が多く表－ 3.9 に示すように主鉄筋を D13 相当とする場合は, メタルグリッド筋のピッチ D1 を 100mm 間隔の板厚は 9mm を用いる。また, 幅 b1 を 15mm とすることで断面積は 135mm² となり, 鉄筋 D13 の断面積 126.7mm² とほぼ同等となる。

配力筋方向も同様にピッチ D2 を 100mm 間隔とすると幅 b2 を 9mm とすることで鉄

筋 D10 相当を配置した場合とほぼ同等な断面積となる。なお、表－ 3.9 にピッチ 100mm とした場合の板厚 t と幅 b_1 および板厚 t と幅 b_2 を必要な断面積となる寸法を選択することが可能となる。

3.5.3 メタルグリッド筋の引張強度試験

(1) レーザ加工および展張加工における引張強度

メタルグリッド筋はレーザ加工を行うことから、熱加工に伴う材料特性値の低下が懸念される。さらに、展張格子筋においては、展張加工による軸直角方向筋(主筋方向)への引張強度の影響も考える必要がある。そこで、展張加工後の試験片として、金属材料引張試験方法の JIS 規格に基づいた試験片を製作し、レーザ加工および展張加工後の軸直角方向筋の引張強度への影響を検証する。

1) 供試体概要

供試体には、SS400 相当の縞鋼板、厚さ 9mm、幅 15mm、公称断面積 135mm^2 の断面を有する試験片を 3 本作製し平均値を求めることとする。ここで、展張加工後の試験片寸法を図－ 3.4、実験概略図を図－ 3.5 に示す。

次に、比較用として金属材料試験方法の JIS Z 2241^{3,23)}に準拠した JIS13B 号の試験片を製作し、引張試験を行う。

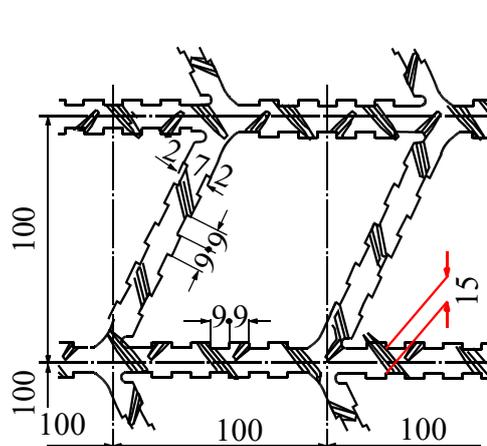
2) 試験方法

展張格子筋の引張試験は、展張加工後の鋼材から JIS13B 号に準拠した試験片を作製し、金属材料試験方法である試験規格 JIS Z 2241^{3,23)}に準拠し引張試験を実施する。

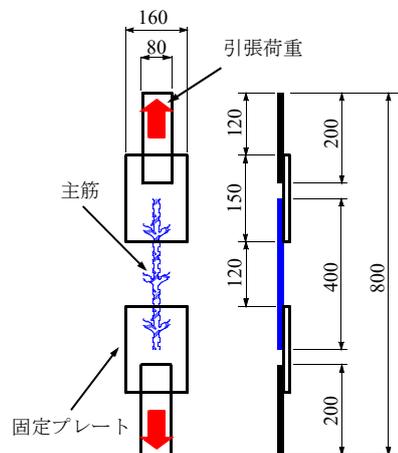
3) 試験結果および考察

展張加工および JIS13B 号試験片の引張試験結果を表－ 3.10 に示す。材料特性値について、展張加工後における平均降伏荷重は 45.6kN となり、破断荷重は 59.7kN となった。この荷重を断面積で除した平均降伏強度は 338N/mm^2 であり、引張強度の平均値は 442N/mm^2 である。次に、JIS13B 号に準拠した試験片の平均降伏強度は 328N/mm^2 であり、引張強度の平均値は 439N/mm^2 である。

以上の試験結果から、レーザ加工による熱処理および展張加工した試験片は JIS 規格の試験片と比較して同等の降伏強度、引張強度が確保されており十分な強度が確保されている。



図－ 3.4 試験片寸法



図－ 3.5 実験概略図

表－ 3.10 引張試験結果

試験片		断面積 (mm ²)	降伏荷重 (kN)	断片荷重 (kN)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
展張加工	No.1	135	45.8	59.6	339	441
	No.2	135	45.8	59.6	339	441
	No.3	135	45.3	60.1	336	445
	平均				338	442
JIS13 B号	No.1	112.5	—	—	332	448
	No.2	112.5	—	—	318	435
	No.3	112.5	—	—	328	435
	平均				326	439
規格値					245 以上	400 ~ 510

(2) 展張加工部における引張強度

展張格子筋の製作方法は写真－ 3.4 に示すように、一般鋼板および縞鋼板にレーザーでスリットを挿入し、専用のジャッキで任意の角度に展張し、格子状に加工する。そのため、展張部における曲げ半径内や支圧部は降伏状態に至ると考えられ、展張加工による強度低下が懸念される。そこで、展張後の材料特性値を検証するために展張角度を 45、60、75 度で展張し、展張角度が降伏強度、引張強度に及ぼす影響を検証する。

1) 供試体概要

実験供試体には、展張格子筋の厚さ 9.0mm、幅 7.0mm、公称断面積 63mm² の断面を有する試験片を用いる。ここで、展張加工後の材片を図－ 3.6 に示す。

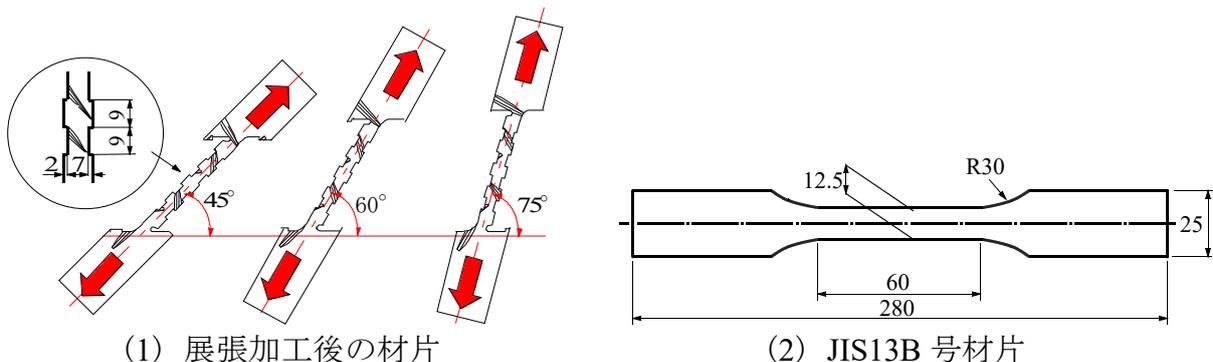
試験片には図－ 3.6(1)に示す展張角度 45 度、60 度、75 度毎に 3 体ずつ試験を行い、その平均値を求める。また、比較用として同一鋼板から採取した材片で JIS13B 号に準拠した試験片を作製して引張試験を行う。なお、供試体名称についてはそれぞれ A, B, C, D とする。

2) 試験方法

展張格子筋の引張試験は、図－ 3.6(1)に示す展張角度 45 度、60 度、75 度および図－ 3.6(2)に示す同一縞鋼板から JIS13B 号に準拠して製作した材片について、金属材料引張試験方法である試験規格 JIS Z 2241^{3,23)}に準拠して引張試験を実施する。

3) 試験結果および考察

展張格子筋および縞鋼板から JIS13B 号に準拠した試験片の引張試験における材料特性値およびミルシートに記載されている強度を表－ 3.11 に示す。なお、JIS 規格で製作した試験片の降伏強度の平均値は 347.7N/mm² となり、引張強度の平均値は 515.4N/mm²



図－ 3.6 材片概略図

表一 3.11 展張格子筋の引張強度試験

展張角度	供試体	断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
45°	A-1	67.55	30.35	338.57	449.30
	A-2	65.40	29.92	356.82	457.53
	A-3	69.07	30.82	348.01	446.24
	平均	67.34	30.36	347.80	451.02
60°	B-1	63.90	27.35	333.15	428.02
	B-2	61.33	27.57	354.56	449.52
	B-3	63.35	27.95	349.04	441.23
	平均	62.86	27.62	345.58	439.59
75°	C-1	59.02	29.60	337.02	501.55
	C-2	65.84	29.52	301.05	448.38
	C-3	60.59	30.10	355.09	496.80
	平均	61.82	29.74	331.05	482.24
JIS (0°)	D-1	111.64	59.25	351.21	516.82
	D-2	114.74	59.05	346.14	514.64
	D-3	114.65	59.00	345.71	514.61
	平均	113.68	59.10	347.69	515.36
ミルシート				338.00	448.00
道路橋示方書・同解説				295.00	440.00

となった。また、ミルシートによる降伏強度は 338N/mm² で、引張強度 448N/mm² となった。

試験片 A の降伏強度および引張強度の平均値はそれぞれ 347.8N/mm²、451.0N/mm² であった。次に、試験片 B の降伏強度および引張強度の平均値はそれぞれ 345.6N/mm²、439.6N/mm² であり、展張角度を 45 度とした試験片の降伏強度に対して、1.0%の低下が見られる。また、試験片 C ではそれぞれ 331.1N/mm²、482.2N/mm² となり、降伏強度は 5.0%の低下が見られる結果となった。なお、破断位置は全ての試験片において展張交差端から 5mm 付近で破断する結果となった。

以上より、展張角度を 70 度とした展張格子筋は、展張角度 45 度、60 度および JIS 規格の材片と比較して、やや降伏強度の低下が見られるが、強度を上回っていることが確認された。また、道示に規定する降伏強度および引張強度も十分確保されていることから、材料特性値としてミルシートに記載されている強度の使用が可能と言える。さらには、表一 3.11 に示す降伏強度、引張強度は JIS 規格の試験片と同程度の材料特性値を有することから、本実験に用いる展張格子筋の展張角度が破断荷重に与える影響はほとんど見られない。

(3) メタルグリッド筋とコンクリートの付着強度

1) 試験概要およびパラメータ

メタルグリッド筋に設けた突起形状および寸法を図一 3.7 に示す^{3,25)}。材料の寸法は、鋼板厚 9mm、幅 15mm の試験片とし、突起の寸法は高さ 2.0mm、幅 9.0mm (図一 3.7(1)) と高さ 5mm、幅 9.0mm (図一 3.7(2)) の 2 種類とする。また、付着試験に用いるコンクリート強度試験用供試体は (JIS A 1132) に基づいて製作する。コンクリートには普通ポルトランドセメント、最大骨材寸法 25mm の粗骨材を使用し、圧縮強度

30.0±3.0N/mm² (28 日強度), スランプ 10±2.5cm での配合条件とした。

付着試験に用いる試験片のパラメータは, ①一般鋼板を用いて, 2mm の突起を設けた塗装無しの試験片 (供試体 S), ②一般鋼板を用いて, 2mm の突起を設けた亜鉛メッキ塗装した試験片 (供試体 SM), ③一般鋼板を用いて, 5mm の突起を設けた亜鉛メッキ塗装した試験片 (供試体 SM-5), ④縞鋼板を用いて, 2mm の突起を設けた塗装無しの試験片 (供試体 V), ⑤縞鋼板を用いて, 2mm の突起を設けたエポキシ樹脂塗装した試験片 (供試体 VE), および⑥異形鉄筋 SD295A D13 (供試体 R) とする。

2) 試験方法

試験方法は, 「エポキシ樹脂塗装鉄筋の付着強度試験方法 (JSCE-E516-2003)」に準じて実施する^{3.26)}。ここで, 付着試験状況を図-3.8 に示す^{3.25)}。

メタルグリッド筋の引抜試験における荷重と変位の関係を図-3.9 に示す。また, 付着強度は付着試験における変位 0.04mm の荷重を求め, パラメータごとに 3 体の試験を行い, その平均値を表-3.12 に示した。

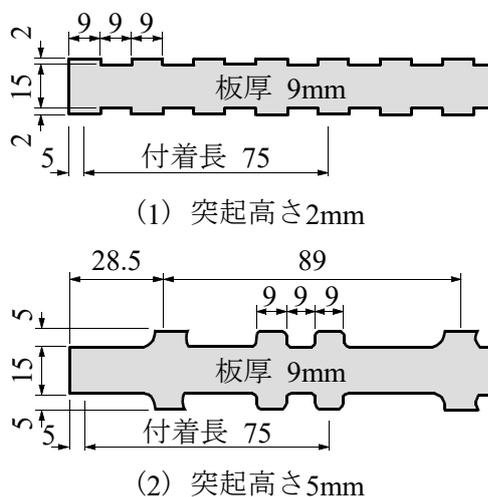


図-3.7 鋼板格子筋の材片形状

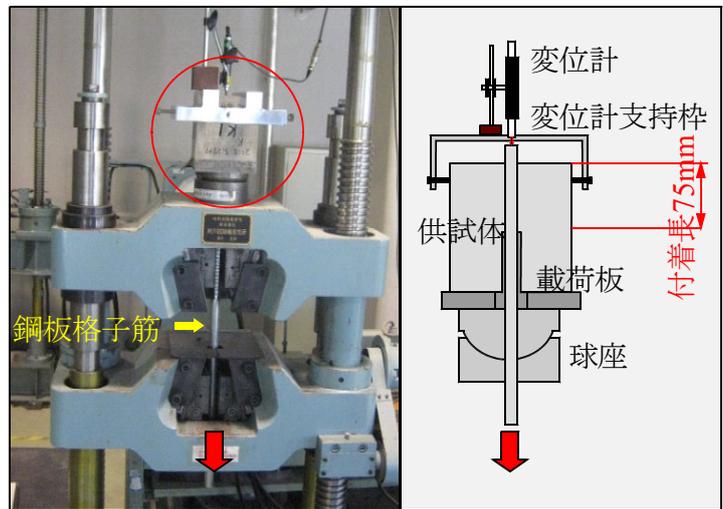


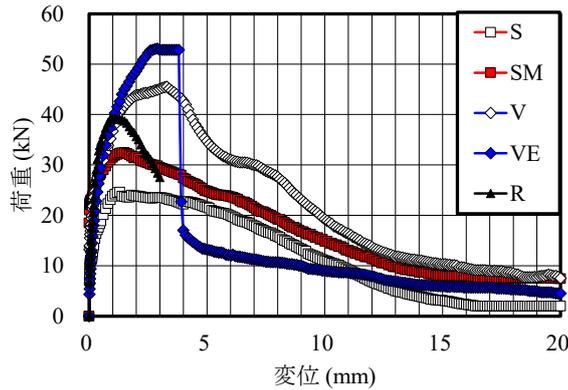
図-3.8 付着試験状況

3) 試験結果

メタルグリッド筋の引抜試験における荷重と変位の関係は図-3.9 に示すようにすべての供試体で最大引張荷重に達した後, 鉄筋およびメタルグリッド筋ともに引抜が確認される。

次に, 各パラメータごとに材片 3 体の付着強度の平均値を表-3.12 に併記した。表-3.12 より, 供試体 R の付着強度の平均は 2.99N/mm² であり, この付着強度を基準に一般鋼板および縞鋼板を用いたメタルグリッド筋の付着性能を評価する。

供試体 S の付着強度の平均は 3.19N/mm² であり, 供試体 R の付着強度と比較して 1.07 倍の付着強度が得られた。また, 供試体 SM および供試体 SM-5 の付着強度の平均値はそれぞれ 3.11N/mm², 4.60N/mm² であり供試体 R と比して 1.04 倍, 1.54 倍の付着強度が得られ, 突起高さを変化することにより付着性能が高まる結果となった。さらに突起高さが同一な供試体 S と比較して溶融亜鉛メッキ処理による付着強度の低下は見られなかった。



図－ 3.9 メタルグリッド筋の引抜試験における荷重と変位の関係

表－ 3.12 各パラメータによる付着強度

鋼材	鋼種	付着面の状態	突起高さ (mm)	名称	表面積 (mm ²)	降伏強度 (mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	変位0.04mm時の平均荷重 (kN)	付着強度 (N/mm ²)
メタルグリッド筋	一般鋼板 SS400 (9×15mm)	突起付き	2.0	S	3600	245	400	11.47	3.19
		突起付き + 亜鉛メッキ	2.0	SM				11.60	3.11
			5.0	SM-5				16.57	4.60
	縞鋼板 SS400相当 (9×15mm)	突起付き	2.0	V	16.30			4.53	
		突起付き + エポキシ樹脂塗装	2.0	VE	9.53			2.65	
異形鉄筋	SD295A D13	—		R	3000	295	400	8.97	2.99

次に、供試体 V の付着強度の平均は 4.53N/mm² であり、供試体 R を比して 1.52 倍との付着強度が得られた。突起形状による付着強度の向上に加えて縞鋼板の表面に設けられた小さな突起により付着性能が高まったものと考えられる。

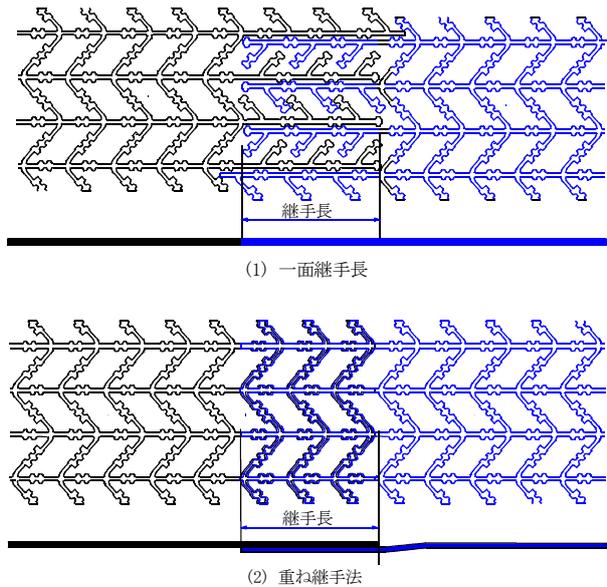
供試体 VE の付着強度の平均は 2.65N/mm² と供試体 R を比して 0.89 倍と付着強度が低下する結果となった。これはエポキシ樹脂塗装により耐候性が向上するものの樹脂塗装によって縞鋼板表面が平滑となり、縞鋼板の表面突起の凹凸が小さくなったためと考えられる。なお、土木学会のエポキシ樹脂塗装鉄筋の品質規格である無塗装鉄筋の 85% を満足する結果となった。

以上より、メタルグリッド筋に設けた 2mm および 5mm の突起形状については 5mm の突起形状を設けた方が付着性の向上が図られる結果となった。また、溶融亜鉛メッキとエポキシ系樹脂を塗布した材片においては、溶融亜鉛メッキを塗布する方が付着性が高まる結果となった。溶融亜鉛メッキおよび塗装なしの材片は同等な断面積を有する異形鉄筋 D13 の付着強度と同等以上の付着力が得られている。エポキシ系樹脂を塗布した材片の付着強度は、エポキシ塗装鉄筋の付着強度基準である無塗装鉄筋の 85% を上回っている結果となった。

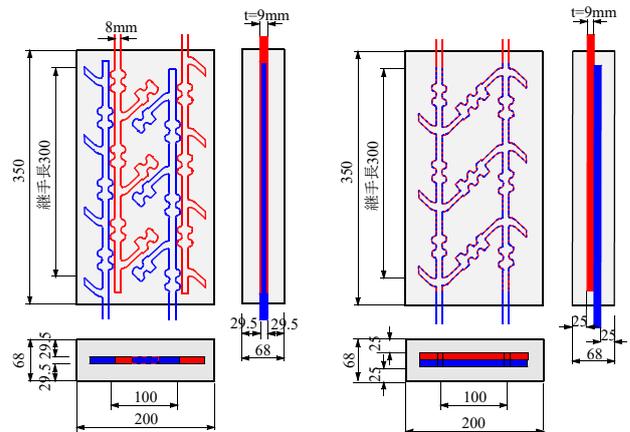
(4) 展張格子筋の主鉄筋方向の継手試験

1) 構造形式

実構造物の増厚補強工事において、補強筋の継手構造が必要となる。継手構造は鉄筋



図－ 3.9 展張格子筋と継手構造



(1) 一面継手構造 (2) 重ね継手構造

図－ 3.10 展張格子筋の継手構造

の定着を十分確保するために道路橋示方書・同解説に示すように鉄筋径の 20 倍以上の定着長を確保する必要がある。本提案するメタルグリッド筋は最大板厚 16mm の一般鋼板および縞鋼板をレーザ加工により一面加工が可能であり、鉄筋とほぼ同等の性能を有する材料である。メタルグリッド筋の継手形式には、一面継手構造と重ね継手構造の 2 種類が提案されており、展張格子筋を用いた各継手構造について図－ 3.9 に示す。一面継手構造は、図－ 3.9 (1) に示すように配力筋を切断し、その間に反対側の展張格子筋をはめ込む方法である。この継手構造は補強厚が鉄筋を配置した補強法に対して 1 方向分の鉄筋径の厚さを減少させることが可能であり、死荷重の軽減が図られる。一方、最も多く採用されている従来の継手構造が図－ 3.9 (2) に示す重ね継手構造であり、継手部は鉄筋を用いた場合と同様に増厚高さが厚くなる。しかし、継手部をコンクリート面に直接設置することで、継手部以外のかぶりを考慮しても、十分にコンクリート増厚層内に配置することが可能である。

2) 継手部の付着試験

各継手構造を採用した実験供試体寸法および形状を図－ 3.10 に示す。

試験体の寸法は、図－ 3.10 に示すように PCM 厚を 68mm とし、平面の寸法はモルタル層を幅 200mm、高さ 350mm、継手長は本実験に用いる展張筋の断面が板厚 9mm、幅 8mm と断面積が 72mm^2 と鉄筋に換算した時に D10 (71.33mm^2) に相当する。よって、道示に規定する鉄筋径の 20 倍以上とすることから継手長は 300mm とする。一面継手構造とした場合のかぶり厚は図－ 3.10 (1) に示すように 29.5mm、重ね継手構造とした場合は図－ 3.10 (2) に示すように、かぶり厚は 25mm である。また、継手長は 300mm とし、実験供試体をそれぞれ 2 体製作した。供試体名称は一面継手構造とした供試体をそれぞれ A, B、重ね継手構造とした場合を C, D とした。なお、モルタルには低弾性の超速硬繊維混和型 PCM を使用し、実験時の圧縮強度は 60.6N/mm^2 である。

3) 試験結果および考察

継手構造における引張試験の結果を表－ 3.13 に示す。

表一 3.13 引張試験によるひび割れ発生および破壊荷重

継手形式	供試体	ひび割れ発生		破壊		破壊形態
		荷重 (kN)	平均荷重 (kN)	荷重 (kN)	平均荷重 (kN)	
一面継手構造	供試体A	58.5	58.2	65.5	65.2	母材破壊
	供試体B	57.9		64.9		せん断破壊 (モルタル)
重ね継手構造	供試体C	ひび割れ発生なし	67.3	69.9	69.4	母材破壊
	供試体D	67.3		68.8		母材破壊

一面継手構造とした供試体 A のひび割れ発生荷重は 58.5kN、破壊荷重は 65.5kN である。破壊は展張格子筋が破断した。供試体 B もほぼ同様にひび割れ発生荷重は 57.9kN、破壊荷重が 64.9kN、破壊はモルタルでせん断破壊となった。次に、重ね継手構造とした供試体 C はひび割れの発生が見られない。破壊荷重は 69.9kN である。供試体 D のひび割れ発生荷重は 67.3kN、破断荷重は 68.8kN であり、両供試体ともに展張格子筋が破断している。

一面継手構造の破壊荷重の平均と重ね継手構造の破壊荷重の平均と比較すると 1.06 倍となり、重ね継手構造の引張付着強度が高い結果が得られた。

次に、ポリマーセメントモルタル (PCM) の引張強度 $f_{ik} = 0.23 \times 60.6^{2/3} = 3.55 \text{N/mm}^2$ をコンクリート標準示方書の算定式^{3.27)}により算出すると、48.3kN (= $68 \times 200 \times 3.55$) となる。よって、実験値の方が大きく上回る結果となった。

以上より、一面継手構造および重ね継手構造ともに引張付着強度が十分確保される結果が得られたことから、実構造への適用が可能となる。

3.6 まとめ

第 3 章では、RC はりおよび RC 床版の補修・補強に用いる材料について述べ、浸透性接着剤および付着用接着剤の必要性を示した。また、補強に用いるセメント系材料においても、それぞれの条件に適合した材料を示し、その材料特性値を明らかにした。さらに、新たに開発された補強材であるメタルグリッド筋の材料特性値を明らかにした。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) RC はりのひび割れ補修材については、0.05mm 以上のひび割れに浸透する浸透性接着剤の必要性を示した。一方、RC はりおよび RC 床版の増厚補強については、補修界面における早期のはく離への対策としてエポキシ系の付着用接着剤を用いる。この接着剤は新旧コンクリートの一体化を図り、付着強度、せん断強度も高い材料である。
- (2) RC はりの増厚補強材として早強セメントに高強度ビニロン繊維（繊維長 12mm）を配合したポリマーセメントモルタル (PCM) の材料特性値を示した。この材料は、高強度ビニロン繊維が配合されることから乾燥収縮によるひび割れの発生を抑制する効果がある材料である。また、RC 床版上面の増厚補強材として超速硬セメントに鋼繊維 (Steel Fiber) を配合した鋼繊維補強コンクリート (SFRC) の材料特性値も示した。この材料は、鋼繊維が配合されていることから強度も強く、ひび割れや

はく離の抑制に効果がある材料である。

- (3) 鉄筋に替わる引張補強材として展張格子筋および格子鋼板筋の 2 種類のメタルグリッド筋について特徴や材料特性値，展張後の材料特性値を明らかにした。この材料は鉄筋を用いた補強法に対して，一面加工されたメタルグリッド筋は鉄筋 1 方向分の増厚層が不要となることから死荷重の軽減やコストの縮減効果，さらには施工の合理化・省力化に大きく貢献できる材料となる。

参考文献

- 3.1) 国土交通省：地方自治体の長寿命化修繕計画に関する最近の動向，国土交通省道路局国道・防災課道路保全企画室，2011.1
- 3.2) 阿部忠，伊藤清志，大野晃，山下雄史：RC 床版上面損傷に用いる補修材の提案およびサイクル補修における耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.60A，pp.1122-1133，2014.3
- 3.3) Tadashi Abe, Kiyoshi Ito, Noriyuki Kozakai and Takayoshi Kodama: Proposition of Thin-Layer Repairing Methods Using Low-Elasticity Polymer Portland Cement Materials and Glue and Study on the Fatigue Resistance of Reinforced Concrete Slab, International Journal of Polymer Science, Volume 2018, Article ID 6545097, pp.1-8, 2018.10
- 3.4) 阿部忠，大窪克己，高野真希子：コンクリート構造部材の柱状サンプル採取方法，特許第 6093951 号，2018.4
- 3.5) 高野真希子，阿部忠，大窪克己，木内彬喬：柱状サンプル採取法による RC 床版の内部診断における接着剤の効果，コンクリート工学年次論文集，Vol42，No2，pp.1177-1182，2020.
- 3.6) 新田裕之，阿部忠，師橋憲貴，塩田啓介：損傷を受けたボックスカルバートの補修・補強技術の提案および耐荷力性能の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.1213-1218，2019.7
- 3.7) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：構造物施工管理要領，2019.7
- 3.8) 阿部忠，小森篤也：RC 床版下面増厚補強界面にプライマーおよび接着剤を用いた PCM 付着特性，セメント協会，セメント・コンクリート論文集，Vol.70，No.1，pp.533-540，2016.
- 3.9) (公社)土木学会：セメント系材料を用いたコンクリート構造物の補修・補強指針，pp.69，2018.6
- 3.10) (財)港湾空港建設技術サービスセンター：空港舗装工事必携マニュアル，pp.319，2011.3
- 3.11) 阿部忠，伊藤清志，大野晃，山下雄史：RC 床版の上面損傷に用いる補修材の提案および補修サイクルにおける耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.60A，pp.1122-1133，2014.
- 3.12) 水口和彦，阿部忠，野口博之，塩田啓介：鋼板格子筋を用いた下面増厚補強 RC 床版における耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.62A，pp.1250-1260，2016.
- 3.13) 野口博之，阿部忠，塩田啓介，吉岡泰邦：鋼板格子筋を配置した SFRC 上面増厚補強法による RC 床版の耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.63A，pp.1273-1281，2016.
- 3.14) 阿部忠，伊藤高，今野貴元，中島博敬，伊藤清志：接着剤塗布型コンクリート舗装した RC 床版の劣化診断および健全度の評価，日本大学生産工学部学術講演会，Vol.52，pp.101-104，2019.12
- 3.15) 阿部忠，塩田啓介，今塩宏之，吉岡泰邦，今野雄介：鉄筋部材，及び，その鉄筋

- 部材を使用したコンクリート構造，特許番号 6253058，2017.
- 3.16) 阿部忠，塩田啓介，吉岡泰邦，今野雄介：2 タイプの鋼板格子筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における補強効果の検証，セメント・コンクリート論文集，Vol.69，No.1，pp.634-641，2015.
 - 3.17) 国土交通省大臣官房技術調査課：i-Construction ～建設現場の生産性革命～，i-Construction 委員会，2016.4
 - 3.18) (公社)土木学会：エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針改訂版（コンクリートライブラリー），2003.
 - 3.19) (公社)土木学会：亜鉛めっき鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計・施工指針（案）（コンクリートライブラリー），2019.
 - 3.20) (一社)日本建築学会：亜鉛めっき鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造の設計施工指針（案），1979.
 - 3.21) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，2002.
 - 3.22) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，IV，V，2017.
 - 3.23) (一社)日本規格協会：JIS Z 2241 金属材料引張試験方法
 - 3.24) 阿部忠，野口博之，塩田啓介，吉岡泰邦：展張格子筋を用いた RC 床版の上面増厚補強法における耐疲労性の評価，セメント協会，セメント・コンクリート論文集，Vol.70，No.1，pp.541-548，2016.
 - 3.25) 吉岡泰邦，塩田啓介，内藤仁志，阿部忠：格子形状と防食処理が異なる鋼板格子筋で補強した RC はりの補強効果に関する実験，土木学会，第 73 回年次学術講演会，V-531，pp.1061-1062，2018.8
 - 3.26) (公社)土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕土木学会規準および関連規準，エポキシ樹脂塗装鉄筋の付着強度試験方法（JSCE-E516-2003），2007.5
 - 3.27) (公社)土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕，2018.3

第4章 メタルグリッド筋を用いたRCはりの接着剤塗布型PCM増厚補強法における耐荷力性能の検証

4.1 はじめに

高度経済成長期に建設されたコンクリート構造物は、建設後 50 年が経過し、老朽化が進んでいる。例えば、コンクリート部材は、老朽化によるひび割れの発生や、海岸線では飛来塩分や直接海水を受けたことによる鉄筋の腐食に伴う断面欠損、発錆によるコンクリートのはく落などの損傷により耐荷力性能が低下しており、これらの部材に対する補修・補強技術の開発が急務となっている^{4.1)}。一方、老朽化したコンクリート部材の補強法には、RC はりの側面に鋼板を接着する補強法や鉄筋および FRP 材を配置してポリマーセメントモルタル（以下、PCM とする）の吹付けによる増厚補強（以下、PCM 増厚補強とする）や炭素繊維接着補強などが行われている^{4.2), 4.3)}。とくに、海岸線に建設されたコンクリート部材は、鉄筋の腐食に伴う断面欠損が著しく、その補強法には新たな鉄筋を配置し、PCM 増厚補強が採用されている。

一方、鉄筋の腐食に伴う断面欠損により引張力の向上を図る材料として FRP 格子筋が開発され、防錆効果や耐久性の向上、一体形成による死荷重の軽減が図られる補強材として使用されている。このような背景の中、鉄筋に代わる引張補強材として一般鋼板および縞鋼板にレーザでスリットを挿入し、専用のジャッキで展張し、格子状に一面加工した展張格子筋と、直接レーザで格子状に一面加工した格子鋼板筋の 2 タイプのメタルグリッド筋が開発され、補強材および新設構造の引張材として提案された^{4.4), 4.5)}。このメタルグリッド筋は、鋼板をレーザで一面加工し、防錆材を塗布することから、FRP 格子筋と同様に耐荷力の向上、死荷重の軽減、さらには施工の合理化・省力化が図られ、コストの縮減などの効果が期待できる材料であり、コンクリート部材の耐荷力の向上や耐震補強材として提案されている。これらのメタルグリッド筋を用いた補強法については、未損傷 RC はりを用いてメタルグリッド筋を配置し、PCM 増厚補強法における耐荷力性能の向上を図る実験研究は既に終了しており、その補強効果が報告されている^{4.4), 4.5)}。しかし、老朽化や耐荷力性能の低下によるひび割れ発生などの損傷を受けたコンクリート部材の補強効果の検証についてはまだ行われていないのが現状である。

そこで第4章では、2 種類の RC はりを使用し、それぞれに所定の応力履歴を与え、ひび割れ損傷を与える。その後、鉄筋に替わる施工の合理化や省力化が図れる引張補強材として開発された一般鋼板および縞鋼板にレーザで一面加工した 2 種類のメタルグリッド筋を配置して接着剤を塗布し、PCM 増厚補強を施した場合の耐荷力性能および補強効果を検証し、劣化したコンクリート部材に対し有効性を検証する。

4.2 コンクリート橋の損傷状況

4.2.1 コンクリート部材の曲げ補強

橋梁定期点検要領^{4.6)}に示す健全性の判定区分 III の損傷状況を写真－4.1 に示す。

コンクリート橋は PC 橋であり、PC ケーブルが配置されている引張側の引張鉄筋に錆びが発生し、コンクリートがはく落している。コンクリート橋の健全性の判定区分 III、



写真－ 4.1 曲げ領域の損傷状況^{4.7)}

IV の損傷状況について第 2 章にも述べている。

この部材の補修法として、鉄筋の錆びを除去し、鉄筋の断面欠損が見られる場合は、新たな鉄筋を配置し、コンクリートで断面修復する補修法が一般的である。しかし、このような損傷においては、鉄筋の錆びを除去し断面修復した後、さらに新たな引張補強筋を配置して増厚補強も検討される。しかし、従来の鉄筋を配置した場合は、橋軸方向の引張鉄筋と橋軸直角方向の鉄筋が格子状に組立て、それを設置し、ポリマーセメントモルタル（PCM）を吹き付けおよび型枠を設け、コンクリート打ち込む方法が一般的である。しかし、鉄筋を格子状に配置し、コンクリートを打ち継いだ場合は 60mm 以上となる。また、既設コンクリート部材に直接コンクリートを打ち継いだ場合は、界面でのはく離が懸念される。そこで、本研究においては、第 3 章で述べた鉄筋に替わる一面加工されたメタルグリッド筋を用いる。メタルグリッド筋を用いることで、鉄筋の一方向分の増厚層が減少される。また、直接コンクリートを打ち継いだ場合は、はく離が懸念されることから新たな工法である付着用接着剤を塗布する。さらに PCM 材においても、既設コンクリート部材の弾性係数と同等にした低弾性 PCM を用いる。この材料には有機繊維が配合されていることからひび割れ発生の抑制にもなる材料である（第 3 章）。

4.2.2 コンクリート部材のせん断補強

けた端部の橋梁定期点検要領^{4.6)}に示す健全性の判定区分 III の損傷状況を写真－ 4.1 に示す。



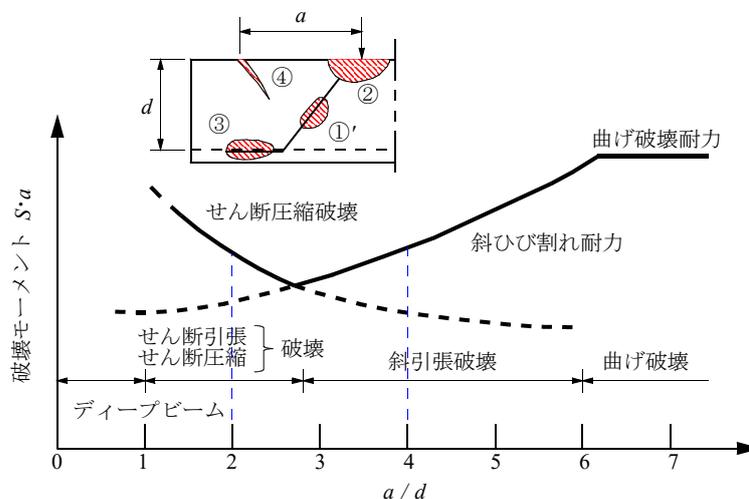
写真－ 4.2 せん断領域の損傷事例^{4.7)}

コンクリート橋のけた端部，すなわちせん断領域からけた端部間に水平ひび割れが発生している。伸縮装置から漏水も著しい。けた端部の損傷事例には地震動の影響によるひび割れ発生などの損傷が多い。

このせん断領域からけた端部の補強法においては，新たな鉄筋を配置しコンクリートで断面修復する補修法が一般的である。しかし，曲げ補強と同様にひび割れ補修後，新たな補強筋を配置して増厚補強も検討される。しかし，曲げ補強と同様に橋軸方向の引張鉄筋と橋軸直角方向の鉄筋が格子状に組立て設置し，PCM を吹付けおよび型枠を設け，コンクリートを打ち込む方法の場合は断面が厚が 60mm 以上となる。また，既設コンクリート部材に直接コンクリートを打ち継いだ場合は，界面でのはく離が懸念される。そこで，ひび割れ補修には低粘度の浸透性接着剤を用いてひび割れ補修を施し，せん断補強においても曲げ補強と同様にメタルグリッド筋を用い付着用接着剤を塗布する。さらに PCM 材においても，既設コンクリート部材の弾性係数と同等にした低弾性 PCM を用いる。この材料には有機繊維が配合されていることからひび割れ発生の抑制にもなる材料である（第3章）。

4.2.3 せん断スパン比と破壊形式

RC はりは，荷重の増大に伴うせん断ひび割れ（斜ひび割れ）が発生する。一般にせん断破壊形式を長方形断面のはりが 2 点対象荷重を受けたときについて a/d （せん断スパン高さ比）によって分類されている。ここで，岡田^{4.8)}、^{4.9)}が提案するせん断スパン比と破壊形式を図－4.1 に示す。RC はりの破壊は主鉄筋にそう定着破壊，アーチリブの破壊，ウェブの薄い PC はりなどでのウェブ圧壊がある。このように鉄筋コンクリートはりのせん断破壊形式や破壊強度は a/d （一般には $M/S \cdot d$ ）によって大きく影響されるが，そのほかの要因としてコンクリート強度，ウェブ鉄筋量とその配置，主鉄筋量とその付着性能，はりの断面形状寸法，载荷形式なども影響を及ぼすことが知られている。よって，図－4.1 に示すようにせん断スパン比 a/d が 2.5 以下の場合にせん断破壊，せん断スパン比 $a/d = 2.5 \sim 6.0$ の場合は曲げに伴う斜め引張破壊，せん断スパン比 $a/d = 6.0$ 以上の場合は曲げ破壊となる。



図－4.1 せん断スパン比と破壊形式^{4.8)}、^{4.9)}

よって、本実験による RC はりの補強法における荷重載荷位置については、曲げ補強に関してはせん断スパン比 $a/d = 2.5$ 以上とする。また、せん断補強に関してはせん断スパン比 $a/d = 2.5$ 以下とする。

4.3 RCはりの曲げ補強

4.3.1 曲げ補強および実験概要

第4章における RC はりの曲げ補強については、健全性の判定区分 III（写真－4.1）程度の損傷および再劣化による損傷を受けたコンクリート橋および RC 部材の曲げ領域の耐荷力の向上を図るための補強技術について、静荷重実験を行い、耐荷力性能および補強効果を検証する。実験には基準となる RC はり供試体、メタルグリッド筋を配置し、付着用接着剤を塗布し、ポリマーセメントモルタル（PCM）吹付けによる増厚補強した供試体を用いる。

4.3.2 使用材料

(1) RCはりの使用材料

本実験に用いる供試体寸法は、全長 2,400mm である。使用する。RC はり供試体のコンクリートには、普通ポルトランドセメントに 5mm ～ 20mm 砕石および 5mm 以下の砕砂を用いた。RC はりコンクリートの配合条件を表－4.1、コンクリートの圧縮強度を表－4.2 に示す。鉄筋については、軸方向主鉄筋には SD295A, D13 を用い、圧縮鉄筋には D13, スターラップには D10 を用いた。ここで、鉄筋の材料特性値を表－4.2 に併記した。実験時のコンクリートの圧縮強度は 25.5N/mm^2 である。鉄筋の材料特性値はミルシートの結果である。

表－4.1 RC はりコンクリートの配合条件

スランブ (cm)	Air (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m^3)				
				C	W	S	G	Ad
15	4.5	58.5	48.0	298	174	852	964	3.0

表－4.2 コンクリートおよび鉄筋の材料特使値

供試体	コンクリート 圧縮強度 (N/mm^2)	主筋 (D13,SD295)			スターラップ (D10,SD295)		
		降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
RC-M-N	25.5	368	516	200	370	511	200
RC-M-E.A							
RC-M-P.A							

(2) メタルグリッド筋 (75×75mm)

本供試体に用いるメタルグリッド筋には、一般的に使用されている SS400 相当の縞鋼板を用いることとする。メタルグリッド筋には、展張格子筋（以下、展張筋とする）と格子鋼板筋（以下、格子筋とする）の 2 タイプがあり、本供試体の補強には 2 タイプを用いる。ここで、メタルグリッド筋の材料特性値を表－4.3 に示す。なお、表－4.3 に示すメタルグリッド筋の材料特性値はミルシートの結果である。

表-4.3 曲げ試験用メタルグリッド筋の材料特性値

縞鋼板 (SS400相当)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
展張格子筋	338	1690	422.3	200
格子鋼板筋	327	1635	435.0	
規格値	245以上		400以上	

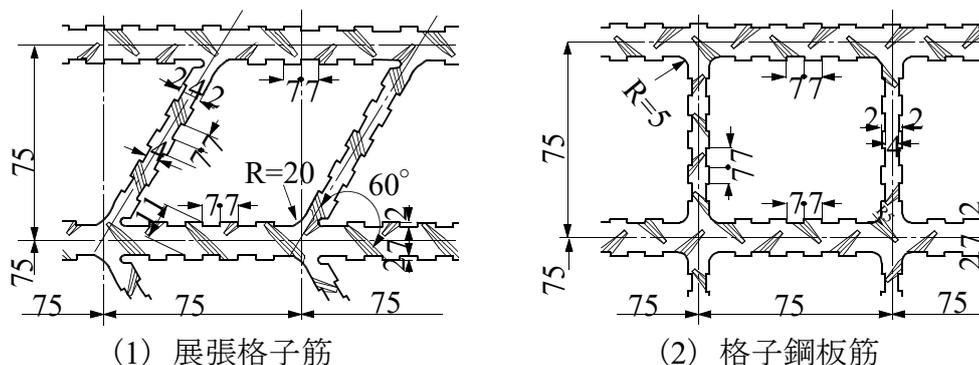


図-4.2 縞鋼板を用いたメタルグリッド筋の寸法および形状

展張筋の降伏強度は 327N/mm² であり道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）^{4.10} における降伏強度の規格値 245N/mm² を満足している。また、メタルグリッド筋の寸法および形状を図-4.2 に示す。なお、メタルグリッド筋の製作方法および性能について第3章に示した。

1) 展張筋

展張筋には図-4.2 (1) に示すように、厚さ 4.5mm の縞鋼板を用いて格子間寸法を 75×75mm とした。軸方向の主筋に相当する寸法は 4.5×7mm（断面積 31.5mm²）とし、軸直角方向の縦筋すなわちスターラップに相当する寸法は 4.5×4mm（断面積 18mm²）とした。また、展張角度を 60 度とした。さらに、7mm 間隔ごとに 2mm の突起を設け、付着力を高める構造とする。なお、メタルグリッド筋の腐食を防止するためにエポキシ系の塗料を塗布してある。

2) 格子筋

格子筋の基本的な寸法は、展張筋と同様に格子間寸法を 75×75mm とした。また、軸方向の主筋の寸法は、図-4.2 (2) に示すように 4.5×7mm、軸直角方向の縦筋の寸法は 4.5×4mm とした。格子筋の断面積は展張筋と同様である。また、展張角度を 60 度とし、7mm 間隔ごとに 2mm の突起を設け、付着力を高める構造とする。なお、メタルグリッド筋の腐食を防止するためにエポキシ系の塗料を塗布してある。

(3) 低弾性ポリマーセメントモルタル (PCM)

RC はりの増厚補強に用いる低弾性 PCM は、一般的に吹付け工法に用いられているビニロン繊維を配合した市販のセメント材料を用いた。本実験に用いる低弾性 PCM は、セメントには早強ポルトランドセメントを用い、材齢 24 時間で道示^{4.10}に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm² 確保できる配合条件である。本実験供試体に用いる PCM の配合を表-4.4 に示す。なお、圧縮強度は材齢 24 時間で 27.5N/mm² であり道示

表－ 4.4 吹付け用 PCM の配合表

項目	単位量(kg/m ³)				水結合比 (%)
	プレミックス粉体		繊維	水	
	結合剤	その他			
低弾性PCM-B	558	1759	Premix	223	40

の基準を満足している。実験時の圧縮強度は 51.9N/mm² である。

(4) 浸透性接着剤および付着用接着剤

劣化したコンクリート部材，とくに鉄筋の断面欠損やかぶりコンクリートのはく落が著しい部材はコンクリート表面が脆弱であるため，ブレーカなどで削り作業が行われ，削り作業に伴いコンクリート表面に微細なひび割れが発生する。また，震災などを受けた部材はひび割れが発生するなどの損傷を受けている。それらの補修法として浸透性接着剤を注入・塗布する方法が採用されている^{4.11)}。そこで，本実験では応力履歴により発生したひび割れ補修としてひび割れ幅 0.05mm まで浸透が可能な浸透性接着剤^{4.12), 4.13)}を注入する方法とした。

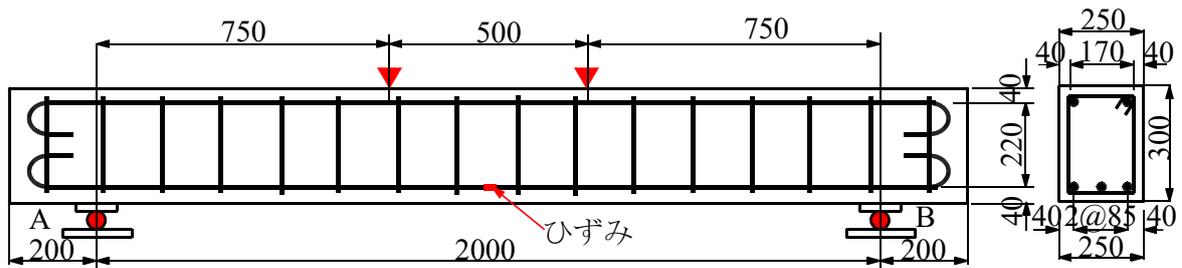
次に，PCM 増厚補強法においては，メタルグリッド筋を配置した後，既設コンクリートの削り面と PCM との付着性を高めるために削り面，すなわち増厚界面に高耐久型エポキシ系樹脂接着剤^{4.14), 4.15)}（以下，付着用接着剤とする）を用いる。ここで，2 種類の接着剤の性能試験の結果を表－ 4.5 に示す。

表－ 4.5 浸透性接着剤および付着用接着剤の性能

項目		浸透性接着剤	付着用接着剤
外観	主剤	無色液状	白色ペースト状
	硬化剤	無色液状	青色液状
混合比		10 : 3	5 : 1
硬化物比重		1.2	1.42
圧縮強度		104.4N/mm ²	102.9N/mm ²
圧縮弾性係数		3,172N/mm ²	3,976N/mm ²
曲げ強さ		92.8N/mm ²	41.6N/mm ²
引張せん断強さ		58.2N/mm ²	14.9N/mm ²
コンクリート付着強さ		2.6N/mm ²	3.7N/mm ² 以上 または母材破壊

4.3.3 基準供試体RCはりの寸法

本実験の RC はり供試体の寸法を図－ 4.3 に示す。供試体寸法は図－ 4.3 に示すように，支間 2,000mm，張出部 200mm，全長 2,400mm である。また，断面寸法は，幅 250mm，高さ 300mm とする。引張鉄筋には D13 を 3 本配置し，有効高は 260mm である。また，圧縮側に D13 を 2 本配置し，鉄筋中心からコンクリート表面までを 40mm とした。スターラップには D10 を用い，150mm 間隔で配置した。ここで，RC はりの供試体名称を RC-M-N（RC-Moment-Normal）とする。RC はり供試体を用いて補強する供試体は健全性の判定区分 III 程度のひび割れ損傷を与え，その後ひび割れ補修とメタルグリッド筋を配置した補強を施すこととする。ここで，応力履歴を与えた後，展張筋および格子筋で補強する RC はりの供試体名称をそれぞれ RC-M-D1（RC-Moment Damage 1），



図－4.3 RCはり供試体の寸法

RC-M-D2 (RC-Moment Damage 2) とする。

4.3.4 RCはりおよび応力履歴に関する実験方法

(1) 実験方法

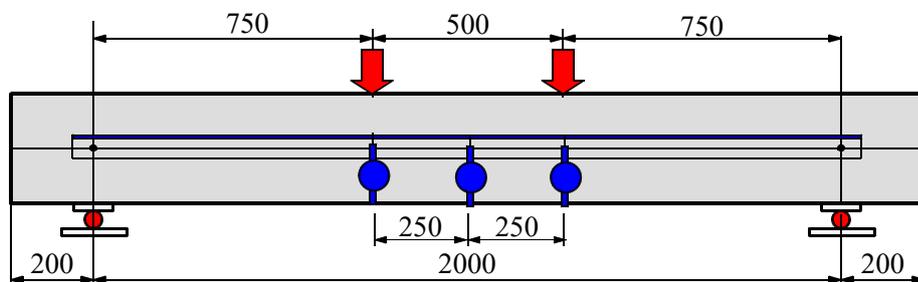
1) RCはりおよび補強 RC はりの静荷重実験

荷重載荷位置およびたわみの計測位置を図－4.4に示す。本実験は、図－4.4に示すようにRCはりの両支点から750mmの位置に荷重を載荷する2点載荷とし、荷重載荷間隔を500mmとした。本実験における荷重載荷位置からせん断スパン比 a/d は2.88 (a : 支点から載荷位置までの距離, d : 有効高)^{4.7), 4.8)}であり、曲げ破壊が先行する載荷条件とした。次に、変位計の取り付け位置はRCはりの高さの1/2の位置とする(図－4.4)。また、鉄筋のひずみの計測は、引張鉄筋にひずみゲージを貼り付けし、支間中央とした(図－4.3)。ここで、荷重載荷状況を写真－4.3に示す。

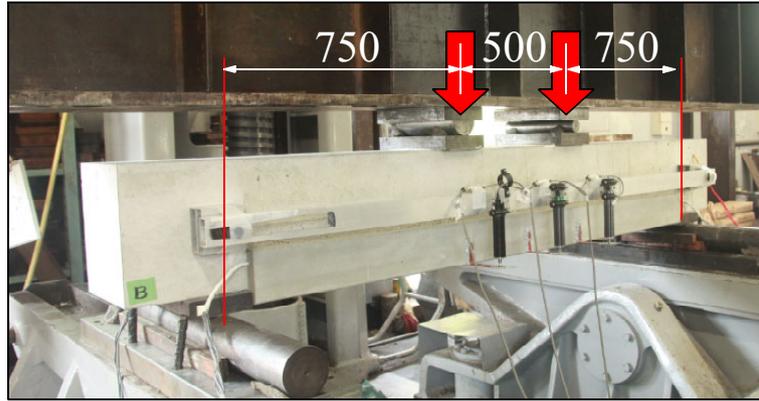
RCはりおよびメタルグリッド筋で補強するRCはりの静荷重実験における荷重条件は、荷重0kNから5.0kNずつ増加させ、供試体が破壊するまで荷重を増加した。

2) 応力履歴に関する実験方法

応力履歴に関する荷重載荷は、RCはり中央のたわみが支間 L の1/400に達するまで荷重を増加する。載荷条件は荷重25kN, 50kN, 75kNでそれぞれ5.0kNまで除荷し、たわみおよびひずみの残留値を計測する。また、はり中央たわみが支間 L の1/400に達した後、荷重を0kNまで除荷し、残留値を計測し、この残留値を補強後の実験における初期値とする。



図－4.4 荷重載荷位置および変位計設置位置



写真－ 4.3 荷重載荷状況

(2) 応力履歴作用における結果および考察

1) 荷重とたわみの関係

荷重とたわみの関係を図－ 4.5 に示す。

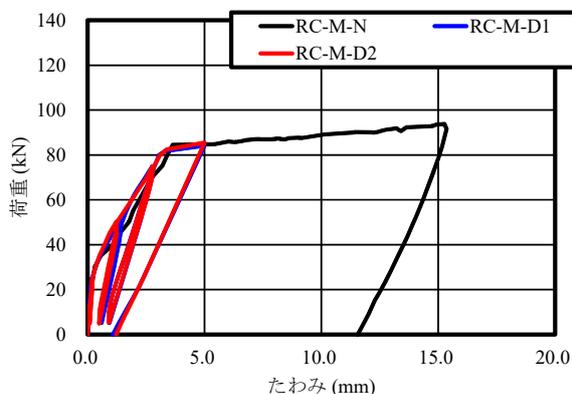
供試体 RC-M-N の最大耐荷力は 93.8kN である。荷重とたわみの関係は図－ 4.5 に示すように荷重 25kN 載荷時からたわみの増加はやや大きい荷重 85kN 載荷時までは線形的に増加している。その後の荷重増加からたわみの増加が著しい。最大耐荷力時点のたわみは 15.4mm、荷重除荷時のたわみは 11.6mm である。

次に、供試体 RC-M-D1 においても荷重 25kN 載荷後からたわみの増加が大きくなるものの荷重 80kN 載荷時までは線形的に増加している。その後の荷重増加ではたわみの増加が著しくなり、たわみがはりの支間 L の 1/400、すなわち 5.0mm に達した時点の荷重は 84.1kN であり、供試体 RC-M-N の最大耐荷力の 90%の荷重である。荷重除荷時のたわみは 1.1mm である。

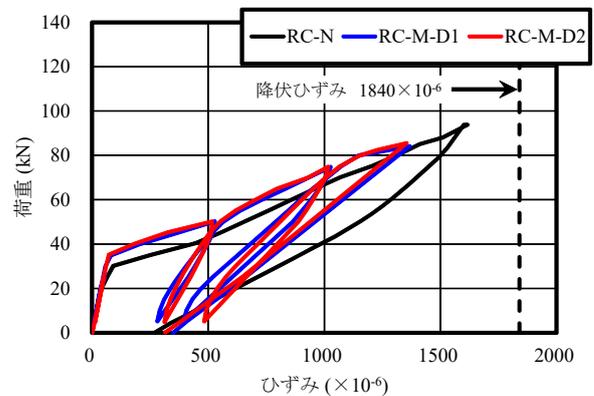
供試体 RC-M-D2 の荷重とたわみの関係は、展張筋を配置する供試体とほぼ同等の増加傾向を示している。たわみが RC はりの支間 L の 1/400 に達した時点の荷重は 85.5kN であり、供試体 RC-M-N の最大耐荷力の 91%の荷重である。残留たわみは 1.2mm である。

2) 荷重とひずみの関係

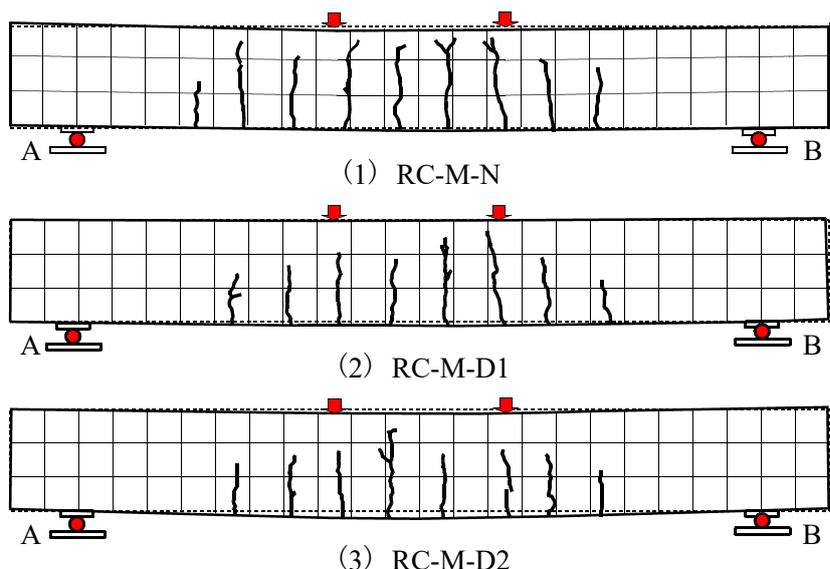
荷重とひずみの関係を図－ 4.6 に示す。



図－ 4.5 荷重とたわみの関係



図－ 4.6 荷重とひずみの関係



図－ 4.7 応力履歴時のひび割れ状況

供試体 RC-M-N の荷重とひずみの関係は、荷重 30kN 載荷時からひずみの増加が大きくなるものの最大耐荷力 93.8kN までは線形的に増加し、最大ひずみは $1,615 \times 10^{-6}$ であり、降伏ひずみ ($=1,840 \times 10^{-6}$) にしていない。

次に、供試体 RC-M-D1 は荷重 35kN までは線形的に増加している。その後の荷重増加においてはひずみがやや大きくなるもののたわみが支間 L の 1/400 に達した時点までは線形的に増加し、その時点のひずみは 1354×10^{-6} であり、降伏ひずみ ($=1,840 \times 10^{-6}$) に達していない。荷重除荷時の残留ひずみは 316×10^{-6} である。

供試体 RC-M-D2 のたわみが支間 L の 1/400 に達した時点のひずみは荷重 85.5kN で、 $1,364 \times 10^{-6}$ と降伏ひずみに達していない。荷重除荷時の残留ひずみは 350×10^{-6} である。

(3) ひび割れ状況

ひび割れ状況を図－ 4.7 に示す。

供試体 RC-M-N の破壊時のひび割れ状況は図－ 4.7(1)に示すようにスターラップの配置位置に発生している。

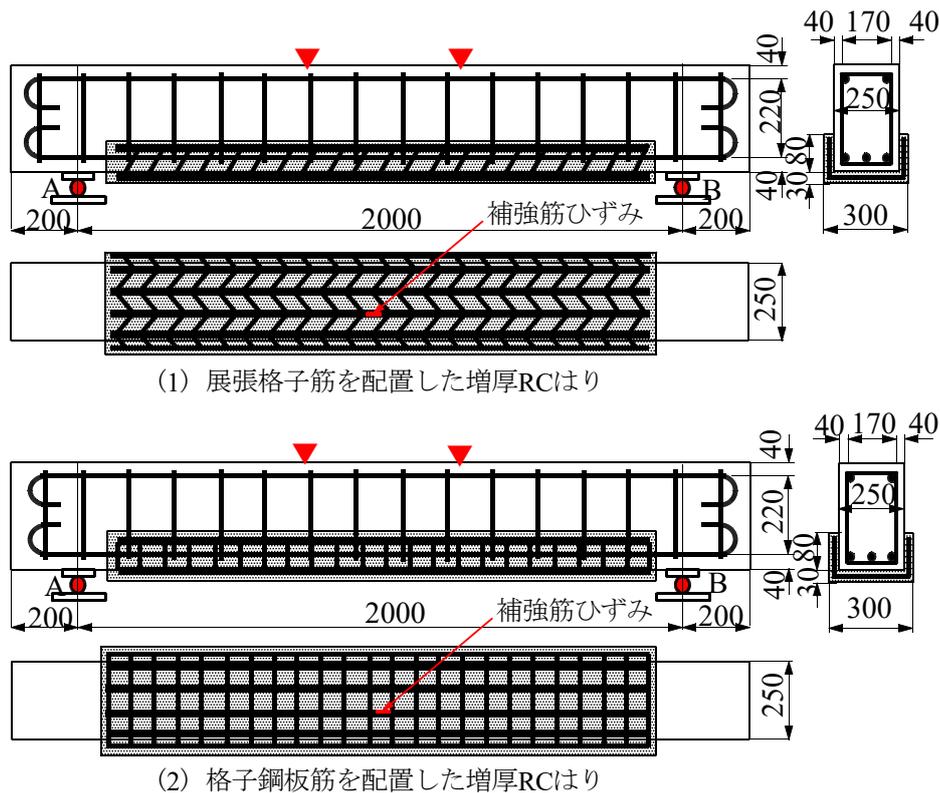
次に、応力履歴を与えた供試体 RC-M-D1, RC-M-D2 のたわみが支間 L の 1/400 に達した時点のひび割れ状況は図－ 4.7(2), (3)に示すように、両供試体ともにほぼ同位置にひび割れが発生している。この RC はりに発生したひび割れを浸透性接着剤を用いて補修し、展張筋および格子筋を用いて接着剤塗布型 PCM 増厚補強を施し、補強後の耐荷力性能を検証する。

4.3.5 補強用供試体の寸法・補強法および実験方法

(1) 展張格子筋および格子鋼板筋を用いる供試体寸法

未損傷 RC はりに展張筋および格子筋を配置する補強用供試体と応力履歴を与えた後、展張筋および格子筋を配置する補強用供試体の寸法を図－ 4.8 に示す。

RC はりの支間は 2,000mm であり、せん断スパン比 a/d が 2.88 であることから支間内に展張筋および格子筋を配置する。また、はりの高さ方向の補強範囲は底面から 80mm



図－ 4.8 展張筋および格子筋で補強した RC はり供試体寸法

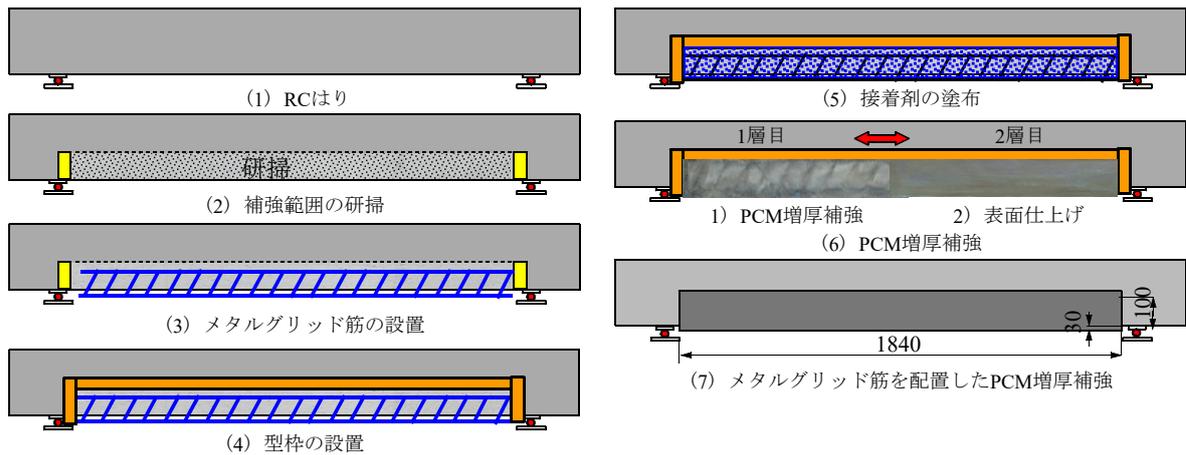
とした。よって、展張筋および格子筋の寸法は、長さ 1,800mm，外側軸方向筋の中心間隔は 450mm (=6@75mm)，厚さ 4.5mm であり，供試体の寸法に合わせて折り曲げ加工し，PCM を厚さ 30mm 吹付け補強する。メタルグリッド筋のひずみの計測位置を図－ 4.8 に示す。

(2) 展張筋および格子筋を用いた補強方法

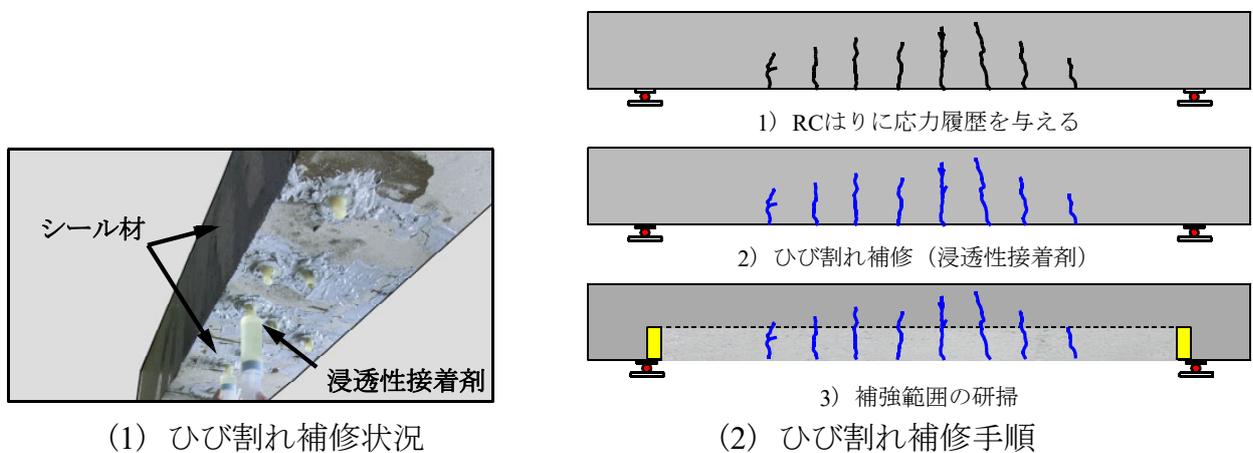
RC はりにメタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型 PCM 増厚補強は、「ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修補強 設計・施工マニュアル (案) 4.3」に準拠して製作する。ここで，未損傷 RC はりの補強手順を図－ 4.9，応力履歴を受けた RC はりのひび割れ補修法を図－ 4.10 に示す。

1) 未損傷 RC はりの補強方法

未損傷 RC はりの補強手順は図－ 4.9 に示すように，RC はりを支点上に設置し (図－ 4.9(1))，補強範囲をディスクサンダーで研掃する (図－ 4.9(2))。その後，展張筋あるいは格子筋を，それぞれ RC はりの界面から 10mm の位置に設置する (図－ 4.9(3))。そして，補強範囲に角材で型枠を設ける (図－ 4.9(4))。次に，PCM との付着性を高めるために付着用接着剤 (表－ 4.5) を平均 1.0mm 厚で塗布する (図－ 4.9(5))。付着用接着剤の硬化時間は，塗布後 2 時間程度であることから塗布作業開始と同時に表－ 4.4 に示す PCM の混練りする。練り混ぜ終了後，1 層目の PCM 吹付けを 20mm 程度増厚補強し (図－ 4.9(6)，1))，8 時間以上の養生終了後 2 層目の PCM を吹付け補強し，表面仕上げする (図－ 4.9(6)，2))。養生終了後，型枠を除去した (図－ 4.9(7))。なお，展張筋および格子筋を用いて接着剤塗布型 PCM 増厚補強した RC はりの供試体



図－ 4.9 展張筋および格子筋で補強したい RC はり補強方法



図－ 4.10 ひび割れ補修

名称をそれぞれ RC-M-E.A (RC-Moment-Erweiterung Grid.Adhesive), RC-M-P.A (RC-Moment-Platz Grid.Adhesive) とする。

2) 応力履歴を受けた RC はりの補強法

応力履歴を受けた RC はりは、図－ 4.7 に示すように、底面から荷重載荷下面に曲げひび割れが発生している。曲げひび割れが発生した RC はりの補修法は図－ 4.10(1) に示すひび割れ箇所を表－ 4.5 に示す浸透性接着剤を注入し、ひび割れを適切に補修する (図－ 4.10(2))。その後、8 時間の養生を行った。この浸透性接着剤はひび割れ幅 0.05mm まで浸透することが確認されている^{4.12), 4.13)}。ひび割れ補修後は、補強範囲をデスクサンダーで研掃した。研掃後の補強法は図－ 4.9(3) 以降に示す補強手順で補強する。まず、メタルグリッド筋を配置して、付着用接着剤を塗布し、PCM 増厚補強を施す (図－ 4.9(4)～(7))。なお、応力履歴を与えた後に展張筋および格子筋を用いて接着剤塗布型 PCM 増厚補強した RC はりの供試体名称をそれぞれ RC-M-D-E.A (RC-Moment.Damage-Erweiterung Grid.Adhesive), RC-M-D-P.A (RC-Moment.Damage-Platz Grid.Adhesive) とする。

以上より、未損傷 RC はりおよび応力履歴を受けた RC はりに 2 タイプのメタルグリッド筋をそれぞれ設置し、補強した場合の耐荷力および補強効果を検証する。

(3) RCはりおよび補強はりの実験方法

展張筋および格子筋を用いた補強法に関する実験方法は未損傷の RC はりの静荷重実験と同様である。よって、荷重載荷位置は RC はりの両支点から 750mm の位置に荷重を載荷する 2 点載荷とする。静荷重実験における荷重条件は 0kN から 5kN ずつ増加し、供試体が破壊するまで荷重を増減する。本実験におけるたわみ、鉄筋およびメタルグリッド筋のひずみの計測は支間中央のみとする。ここで、荷重載荷位置およびたわみの計測値は RC はりの支間中央 (図- 4.4)、ひずみは RC はりの主鉄筋の中央とした。

4.3.6 曲げ補強したRCはりの実験結果および考察

(1) 静荷重実験における最大耐荷力および破壊モード

RC はりおよびメタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型 PCM 増厚補強法における耐荷力、耐荷力比を表- 4.6 に示す。

表- 4.6 最大耐荷力および耐荷力比

供試体	耐荷力 (kN)	分担耐荷力 (kN)	耐荷力比	破壊モード
RC-M-N	93.8	—	—	曲げ破壊
RC-M-E.A	152.1	58.3	1.62	曲げ破壊
RC-M-P.A	157.4	63.6	1.68	曲げ破壊
RC-M.D-E.A	151.4	57.6	1.61	曲げ破壊
RC-M.D-P.A	148.7	54.9	1.59	曲げ破壊

1) RC はり

供試体 RC-M-N の耐荷力は表- 4.6 より 93.8kN である。この耐荷力を基準にして補強効果を検証する。

2) 未損傷 RC はりを補強した供試体

未損傷 RC はりに展張筋を配置し、接着剤塗布型 PCM 増厚補強した供試体 RC-M-E.A の耐荷力は 152.1kN である。なお、表- 4.6 に示す分担耐荷力は RC はりの供試体 RC-M-N の耐荷力と補強後の耐荷力の差であり、補強効果による耐荷力を示すものである。よって、供試体 RC-M-E.A の分担耐荷力は 58.3kN であり、この分担耐荷力が補強効果となる。RC はりの耐荷力と補強後の耐荷力との比、すなわち表- 4.6 に示す耐荷力比 (=RC-M-E.A/RC-M-N) は 1.62 倍となり、耐荷力が大幅に向上する結果となった。

次に、格子筋を配置した供試体 RC-M-P.A の耐荷力は 157.4kN であり、分担耐荷力 63.6kN である。供試体 RC-M-N の耐荷力と比較すると 1.68 倍に耐荷力が向上した。

3) 応力履歴を与えた RC はりを補強した供試体

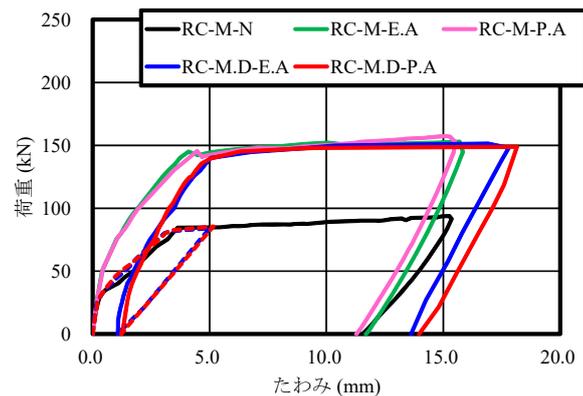
応力履歴は RC はりのたわみが支間 L の 1/400 に達した時点の荷重は 84.1kN である。ひび割れを発生させた後、発生したひび割れを浸透性接着剤を注入してひび割れ補修を行い、展張筋を配置した後、接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強を施した。補修・補強後の供試体 RC-M.D-E.A の耐荷力は 151.4kN であり、補強による分担耐荷力は 57.6kN である。RC はり供試体 RC-M-N の耐荷力に対して 1.61 倍向上した。

次に、格子筋を配置する RC はりのたわみが支間 L の 1/400 に達した時点の荷重

85.5kN である。ひび割れ補修し、格子筋を配置して補強した供試体 RC-M.D-P.A の耐荷力は 155.5kN であり、補強による分担耐荷力は 54.9kN である。供試体 RC-M-N の耐荷力と比較すると 1.59 倍に耐荷力が向上した。

(2) 荷重とたわみの関係

未損傷 RC はりおよび応力履歴を与え、メタルグリッド筋を配置した供試体の荷重とたわみの関係を図－ 4.11 に示す。なお、図－ 4.11 には同一材料および寸法の RC はりの荷重とたわみの関係も図－ 4.11 に併記した。



図－ 4.11 荷重とたわみの関係

1) 未損傷 RC はりを補強した供試体

供試体 RC-M-E.A の荷重とたわみの関係は図－ 4.11 に示すように、荷重 50kN 付近からたわみの増加がやや大きくなるものの、荷重 145kN 付近までは線形的に増加している。この時点のたわみ 4.1mm である。供試体 RC-M-E.A のたわみの増加傾向はたわみ 3.7mm、すなわち支間 L の 1/540 まで線形的に増加傾向を示しており、無補強 RC はりに比べて僅かであるが線形的にたわみが増加している。これは、展張筋を配置して接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強を施すことにより曲げ剛性の向上によるものである。その後の荷重増加からたわみが急激に増加し、最大耐荷力時のたわみは 15.8mm である。

次に、供試体 RC-M-P.A においても荷重 50kN を超えてから荷重増加に伴いたわみの増加が大きくなるものの線形的に増加している。荷重 145.5kN 時のたわみは 4.5mm である。その後の荷重増加においてたわみが急激に増加し、最大耐荷力時のたわみは 15.5mm である。

以上より、未損傷 RC はりにメタルグリッド筋を配置した供試体は、メタルグリッドを配置し、PCM 増厚補強することで、曲げ剛性が向上し、たわみの増加が抑制され、耐荷力が大幅に向上している。

2) 応力履歴を与えた RC はりを補強した供試体

応力履歴を与え、展張筋および格子筋を配置した供試体の荷重とたわみの関係は、応力履歴による残留たわみを初期値として図－ 4.11 に示した。

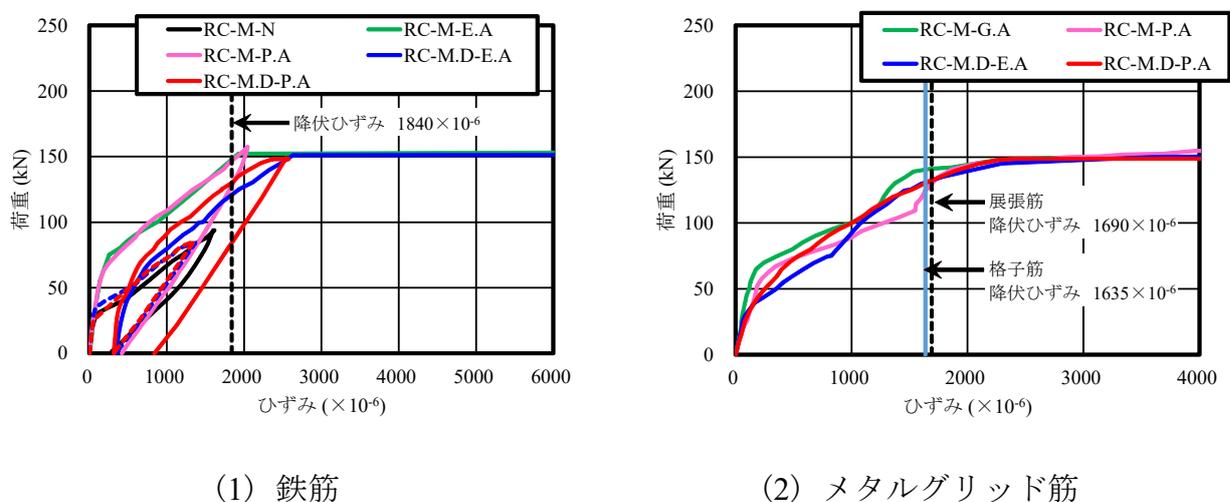
供試体 RC-M.D-E.A は残留たわみが 1.1mm であり、荷重載荷時から荷重 140kN 載荷時までほぼ線形的に増加している。この時点のたわみは 5.0mm である。その後の荷重増加からたわみの増加が著しくなり、最大耐荷力時のたわみは 17.4mm である。

次に、供試体 RC-M.D-P.A は残留たわみが 1.2mm であり、供試体 RC-M.D-E.A と同様に荷重 135kN 付近まで線形的に増加している。この時点でのたわみは 3.9mm である。その後荷重増加からたわみが急激に増加し、最大耐荷力時のたわみは 18.1mm である。

以上より、無補強 RC はりの支間 L の 1/400 まで応力履歴を与え、ひび割れ損傷を与え、そのひび割れ補修に浸透性接着剤（表－ 4.5）を注入して補修した後、メタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強することで破壊時まで一体性が確保され、曲げ剛性が向上し、たわみの増加が抑制された。

(3) 荷重とひずみの関係

荷重と鉄筋およびメタルグリッド筋ひずみの関係を図－ 4.12 に示す。なお、RC はり供試体 RC-M-N の鉄筋ひずみも図－ 4.12 に併記した。



図－ 4.12 荷重とひずみの関係

1) 未損傷 RC はりを補強した供試体

供試体 RC-M-E.A の鉄筋ひずみは図－ 4.12 に示すように、荷重 75kN 載荷後からひずみの増加も大きいものの荷重 152kN 付近までは線形的に増加している。鉄筋の降伏ひずみ ($=1,840 \times 10^{-6}$) に達した荷重は 146kN である。また、展張筋のひずみは図－ 4.12 (2) に示すように荷重 65kN 付近からひずみの増加が大きくなり、降伏ひずみ ($=1,695 \times 10^{-6}$) に達した荷重は 141kN である。降伏ひずみに達した後、ひずみは急激に増加している。

次に、供試体 RC-M-P.A の鉄筋ひずみは、荷重 75kN 載荷後からひずみの増加も大きいものの最大耐荷力時 157kN 付近までは線形的に増加している。鉄筋が降伏した荷重は 141kN である。また、格子筋のひずみは図－ 4.12 (2) に示すように荷重 60kN 付近からひずみの増加が大きくなり、降伏ひずみ ($=1,635 \times 10^{-6}$) に達した荷重は 132kN である。降伏ひずみに達した後、ひずみは急激に増加している。

2) 応力履歴を与えた RC はりを補強した供試体

供試体 RC-M-EG.A (D) の鉄筋ひずみは図－ 4.12 (1) に示すように応力履歴時の残留ひずみが 349×10^{-6} であり、これを初期値とした。図－ 4.12 (1) より、荷重 150kN までは線形的増加し、その後の荷重増加からひずみの増大が著しい。鉄筋が降伏に至った荷重は 130kN である。また、展張筋のひずみは図－ 4.12 (2) に示すように、荷重 145kN までは

線形的に増加している。展張筋が降伏に至った荷重は 130kN である。

次に、供試体 RC-M.D-P.A の鉄筋ひずみは図- 4.12(1)に示すように応力履歴時の残留ひずみが 350×10^{-6} であり、これを初期値とした。補強後の鉄筋ひずみは荷重 150kN までは線形的増加し、その後の荷重増加よりひずみの増加が著しい。鉄筋が降伏に至った荷重は 120kN である。また、格子筋のひずみは図- 4.12(2)に示すように荷重 145kN までは線形的に増加している。格子筋が降伏に至った荷重は 130kN である。

以上より、最大耐荷力に達した付近までは鉄筋とメタルグリッド筋が応力を分担し、耐荷力性能が向上されている。

(4) 破壊状況

補強した RC はりの破壊状況を図- 4.13 に示す。

1) 未損傷 RC はりを補強した供試体

供試体 RC-M-E.A および RC-M-P.A は、鉄筋配置位置にひび割れが発生し、荷重増加に伴い、上縁方向に伸展している。また、PCM 増厚補強した位置にもひび割れが発生している。しかし、増厚界面に接着剤を塗布した後、PCM 増厚補強したことから破壊時においても一体性が確保されている。破壊は RC はりの中央付近で曲げ破壊となった。

2) 応力履歴を与えた RC はりを補強した供試体

応力履歴として支間 L の 1/400 (=5.0mm) を与えて補修補強した供試体 RC-M.D-E.A および RC-M.D-P.A のひび割れ状況を図- 4.13 (3), (4)に示した。なお、応力履歴に

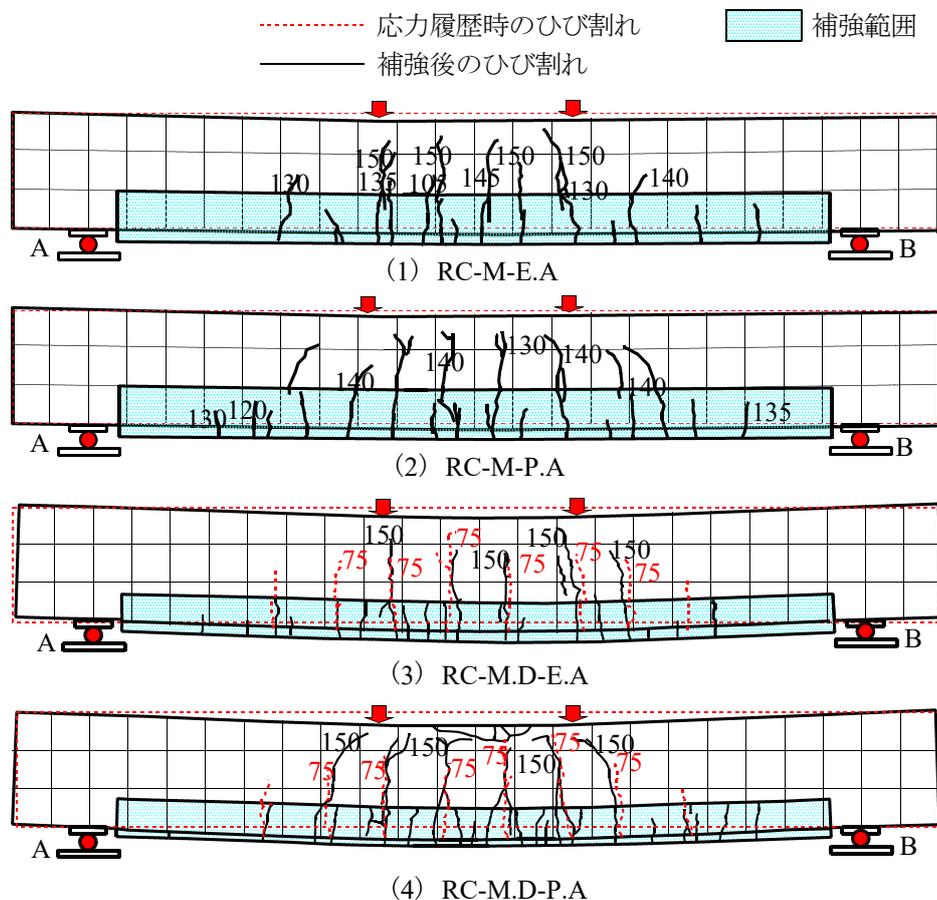


図- 4.13 曲げ補強した RC はり破壊時のひび割れ状況

より発生したひび割れを赤破線，補強後に発生したひび割れを黒線で示す。両供試体ともに応力履歴時に発生したひび割れは，ひび割れ補修により修復され，補強後は新たな位置でひび割れが発生している。よって，未損傷 RC はりに展張筋および格子筋を配置した供試体とほぼ同等な耐荷力性能が維持されている。また，補強箇所も補強界面に付着用接着剤を塗布したことから破壊時においても付着界面がはく離することなく一体性が確保されている。

以上より，RC はり部材に展張筋および格子筋を配置した接着剤塗布型 PCM 補強法は耐荷力性能の向上を図る補強法として実用性が評価できる。一方，応力履歴を与え，ひび割れ補修後，展張筋および格子筋を配置した接着剤塗布型 PCM 補強法においても破壊時まで一体性が確保され，ひび割れ損傷を受けた RC はりの補強法として実用的である結果が得られた。

4.4 RCはりのせん断補強

4.4.1 せん断補強および実験概要

RC はりのせん断補強については，健全性の判定区分 III，IV（写真－ 4.2）程度の損傷および再劣化や地震動の影響による損傷を受けたコンクリート橋および RC 部材のせん断領域の耐荷力の向上を図るための補強技術について，静荷重実験を行い，耐荷力性能および補強効果を検証する。

4.4.2 供試体概要および使用材料

(1) RCはりの使用材料

RC はり供試体のコンクリートには，普通ポルトランドセメントに 5mm ～ 20mm の砕石および 5mm 以下の砕砂を用いた。RC はりコンクリートの配合条件を表－ 4.1 に示す曲げ試験に用いた供試体と同様である。コンクリートの圧縮強度を表－ 4.6 に示す。鉄筋については，軸方向主鉄筋には SD295A，D16 を用い，圧縮鉄筋には D13，スターラップには D6 を用いた。ここで，鉄筋の材料特性値を表－ 4.6 に併記した。実験時のコンクリートの圧縮強度は 30.8N/mm^2 である。鉄筋の材料特性値はミルシートの結果である。

表－ 4.6 コンクリートの圧縮強度および鉄筋材料特性値

供試体	コンクリート 圧縮強度 (N/mm^2)	主筋 (D16,SD295)			スターラップ (D6,SD295)		
		降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
RC-Q-N	30.8	362	489	200	332	522	200
RC-Q-E.A	31.1	364	495		328	502	
RC-Q-P.A							

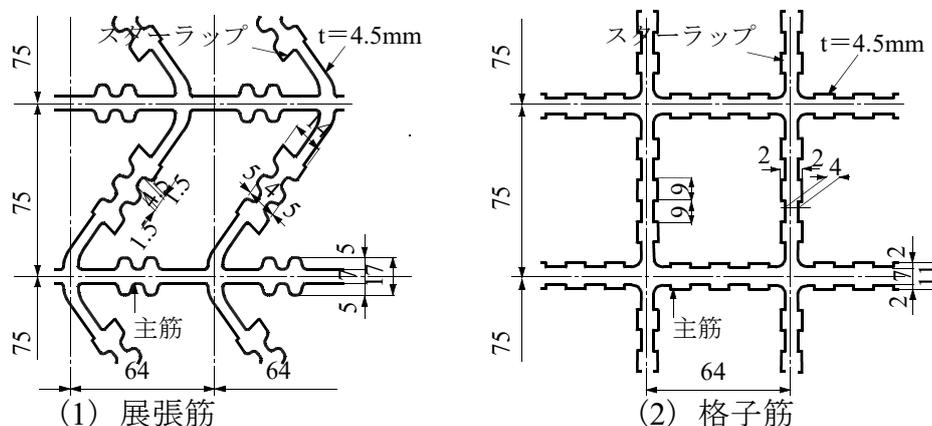
(2) メタルグリッド筋

メタルグリッド筋（展張筋および格子筋）には SS400 の一般鋼板を用いる。ここで，メタルグリッド筋の材料特性値を表－ 4.7 に示す。なお，メタルグリッド筋の製作方法および性能について第 3 章に示した。

表－ 4.7 より，展張筋および格子筋の降伏強度はそれぞれ， 327N/mm^2 ， 315N/mm^2 で

表－ 4.7 せん断試験用メタルグリッド筋の材料特性値

一般鋼板 (SS400)	降伏強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
展張格子筋	327	1635	472.0	200
格子鋼板筋	315	1575	450.0	
規格値	245 以上		400 以上	



図－ 4.14 一般鋼板を用いたメタルグリッド筋

あり，道示^{4.10)}に規定する降伏強度 $295\text{N}/\text{mm}^2$ を上回っている。次に，メタルグリッド筋の寸法および形状を図－ 4.14 に示す。

寸法は図－ 4.13 に示すように，厚さ 4.5mm の鋼板を用いて格子間寸法を $75\text{mm}\times 64\text{mm}$ とした。また，主筋に相当する寸法は $4.5\text{mm}\times 7\text{mm}$ (断面積 31.5mm^2) とし，縦筋すなわちスターラップに相当する寸法は $4.5\text{mm}\times 4\text{mm}$ (断面積 18mm^2) とした。なお，展張筋の展張角度は 70 度とし，突起を設けて付着力を高める形状とする。また，一般鋼板を用いたメタルグリッド筋の腐食を防止するために溶融亜鉛メッキ処理を施した。

(3) 低弾性ポリマーセメントモルタル (PCM)

RC はりの増厚補強には，曲げ補強に用いた低弾性 PCM を用いることから，配合は表－ 4.4 に示す低弾性 PCM の配合条件とする。配合には，早強ポルトランドセメントに，長さ 12mm のビニロン繊維を配合した市販のセメント材料である。なお，実験時における PCM の圧縮強度は $48.0\text{N}/\text{mm}^2$ である。

(4) ひび割れ補修用接着剤および付着用接着剤

RC はりのひび割れには表－ 4.5 に示す浸透性接着剤を用いる。浸透性接着剤はひび割れ補修の他に浸透することでコンクリート部材の表面を強固にすることができる接着剤でもある^{4.12), 4.13)}。

次に，未損傷 RC はりおよびひび割れ損傷を与えた RC はりの PCM 吹付け増厚補強には，既設コンクリートとの一体性を確保するために付着用接着剤を塗布する。この付着用接着剤は，既設コンクリートとフレッシュモルタルやフレッシュコンクリートとの付着力を高める材料であり，道路橋 RC 床版および鋼床版の増厚補強^{4.15), 4.16)}に使用され，多くの実績がある。よって，本実験においても破壊時のはく離を抑制させる目的で使用する。ここで，付着用接着剤の材料試験の結果を表－ 4.5 に併記する。

4.4.3 基準供試体RCはりの寸法

(1) RCはり

本実験の供試体の寸法を図-4.15に示す。供試体寸法は支間 1,300mm，張出部 200mm，全長 1,700mm である。また，断面寸法は，幅 250mm，高さ 300mm とする。引張鉄筋には D16 を 3 本配置し，有効高は 260mm である。また，圧縮側に D13 を 2 本配置し，鉄筋中心からコンクリート表面までを 40mm とした。スターラップには D6 を用い，150mm 間隔で配置した。ここで，供試体名称を RC-Q-N (Querkraft-Normal)，RC-Q-D (1.5) (RC-Querkraft-Damage (1.5))，RC-Q-D (1.0) (RC-Querkraft-Damage (1.0)) とする。供試体 RC-Q-D (1.5) はせん断スパン比 1.5 の位置に 2 点载荷，供試体 RC-Q-D (1.0) はせん断スパン比 1.0 の位置に 2 点载荷による静荷重実験を行う供試体である。

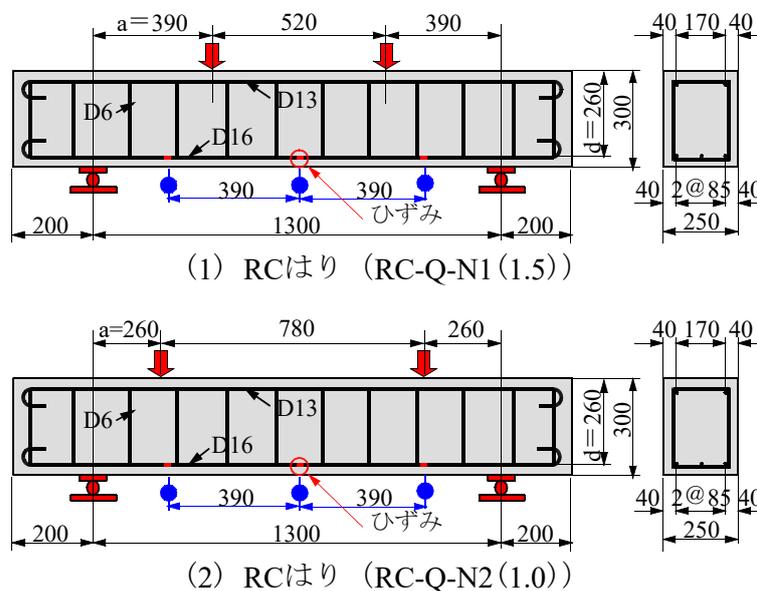


図-4.15 一般鋼板を用いたメタルグリッド筋

4.4.4 RCはりおよび応力履歴に関する実験方法

(1) 静荷重実験方法

せん断試験用 RC はりの実験方法は，図-4.15 に示すように RC はりの両支点から 390mm (せん断スパン比 1.5) および 260mm (せん断スパン比 1.0) の 2 パターンの荷重载荷位置を使用し，それぞれの荷重载荷位置に荷重を载荷する 2 点载荷とし，荷重载荷間隔をそれぞれ 590mm および 780mm とした。本実験においては，せん断破壊が先行する载荷条件とした。

次に，変位計の取り付け位置を図-4.15 に示す。また，鉄筋にひずみの計測は，支間中央の引張鉄筋にひずみゲージを貼り付けした。本実験における荷重条件は，荷重 0kN から 5kN ずつ増加させ，25kN に達した後，荷重を 5kN ずつ 5kN まで除荷し，これを 1 サイクルとし，供試体が破壊するまで荷重を増加した。

(2) 応力履歴に関する実験方法

RC はりの応力履歴に関する荷重条件は，荷重 0kN から 5kN ずつ増加させ，25kN に達した後，荷重を 5kN ずつ 5kN まで除荷し，残留値を計測した。これを 1 サイクルと

し、供試体が破壊するまで荷重を増加する。これは、健全性の判定区分 IV に相当する損傷状況である。計測した残留値は本実験における初期値とする。

4.4.5 応力履歴作用における結果および考察

(1) 実験耐荷力

静荷重実験における供試体 RC-Q-D(1.5)の最大耐荷力は 295.1kN である。供試体 RC-Q-D(1.0)の最大耐荷力は 409.0kN である。

(2) 荷重とたわみの関係

荷重とたわみの関係を図－ 4.16 に示す。

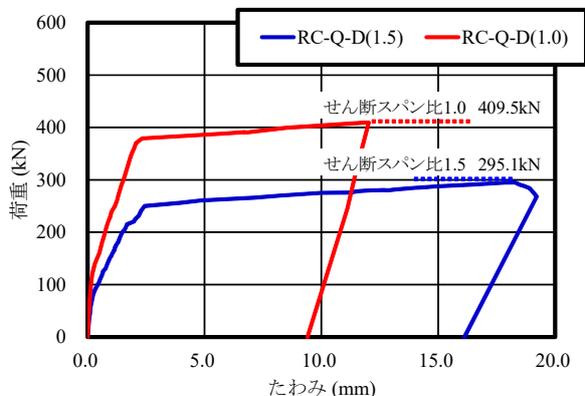
供試体 RC-Q-D(1.5)の荷重とたわみの関係は図－ 4.16 に示すように、最大耐荷力は 295.1kN である。また、供試体 RC-Q-D(1.5)のたわみの増加傾向は図－ 4.16 の青線で示すように、荷重 215kN まで線形的に増加し、その後の荷重増加でたわみの増加がやや大きくなっている。荷重 250kN 載荷後、急激にたわみの増加が著しくなっている。鉄筋が降伏した荷重 270kN 時のたわみは 8.3mm，最大荷重 295.1kN 時のたわみが 18.3mm である。その後は荷重の増加は見られず破壊に至っている。荷重除荷後の残留たわみは 16.1mm である。

次に、供試体 RC-Q-D(1.0)の最大耐荷力は荷重 375kN までは線形的に増加し、その後の荷重増加においてたわみが急激に増加している。なお、鉄筋が降伏した荷重 388kN 時のたわみは 5.9mm であり、最大荷重 409.0kN 時のたわみが 9.79mm，荷重除荷後の残留たわみは 9.41mm である。

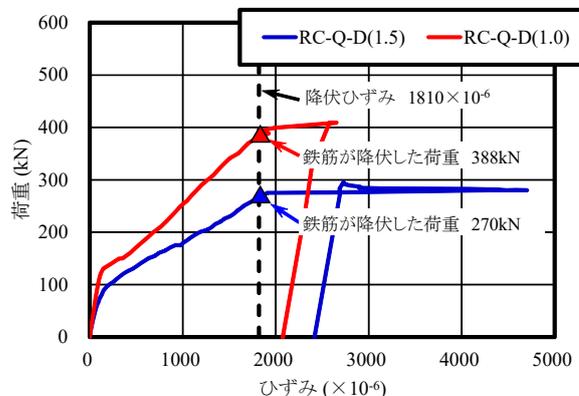
(3) 荷重とひずみの関係

荷重とひずみの関係を図－ 4.17 に示す。

RC はりの鉄筋の降伏ひずみは、表－ 4.6 に示す D16 の材料特性値より $1,810 \times 10^{-6}$ であり、図－ 4.17 に併記した。供試体 RC-Q-D(1.5)は、図－ 4.17 に示すように、鉄筋が降伏した荷重付近から急激にひずみが増加している。鉄筋が降伏 ($=1,810 \times 10^{-6}$) した荷重は 388kN である。次に、せん断スパン比 1.5 の位置に載荷した供試体 RC-Q-D(1.0)は、供試体 RC-Q-D(1.5)と同様に、鉄筋が降伏した荷重 270kN からひずみの増加が著しくなっている。



図－ 4.16 荷重とたわみの関係



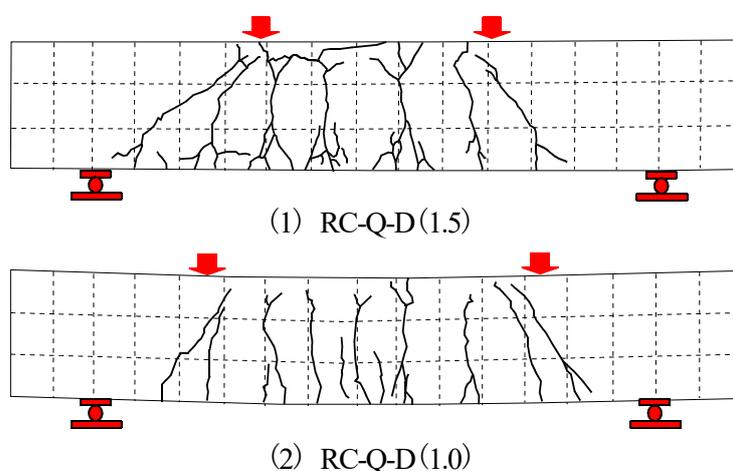
図－ 4.17 荷重とひずみの関係

(4) ひび割れ状況

RC はりの破壊時のひび割れ状況を 図－ 4.18 に示す。

供試体 RC-Q-D(1.5) の破壊時のひび割れ状況は 2 点荷重位置内に下縁から発生したひび割れが上縁まで達している。また、左支点から荷重荷重位置にほぼ 45 度で斜めひび割れが伸展している。破壊は荷重 250kN から急激にたわみが増加し、RC はり中央から 100mm 離れた位置で曲げ破壊となった。

次に、供試体 RC-Q-D(1.0) の破壊時のひび割れ状況は 2 点荷重位置内に下縁から発生したひび割れが上縁まで達している。また、左支点から荷重荷重位置にほぼ 45 度で斜めひび割れが伸展している。破壊は荷重 250kN から急激にたわみが増加し、RC はり中央から 10mm 離れた位置で曲げ破壊となった。



図－ 4.18 RC はりの破壊時のひび割れ状況

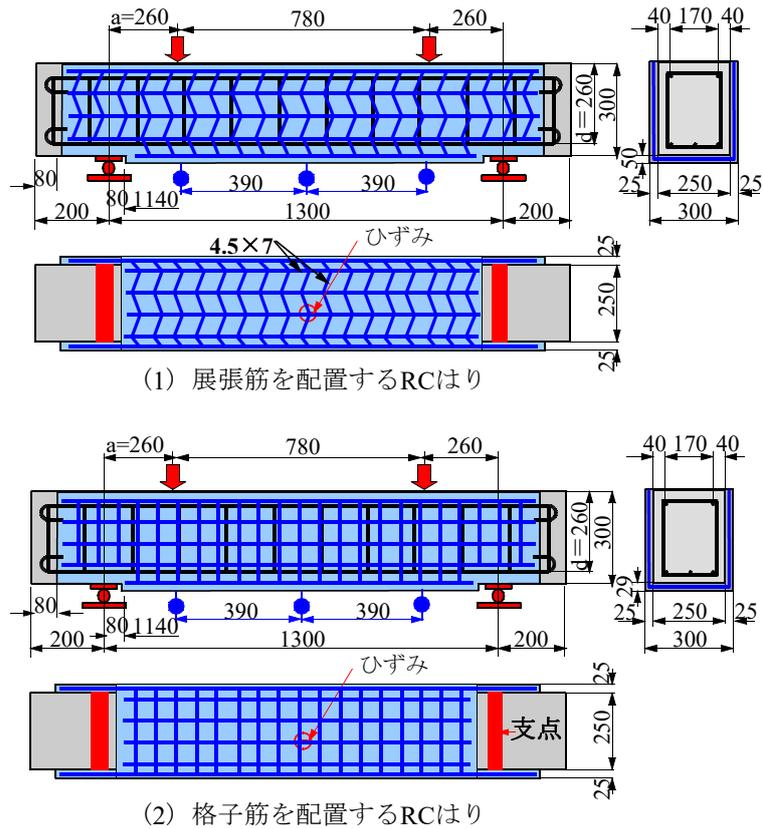
4.4.6 補強用供試体の寸法・補強法および実験方法

(1) 展張筋および格子筋を用いる供試体寸法

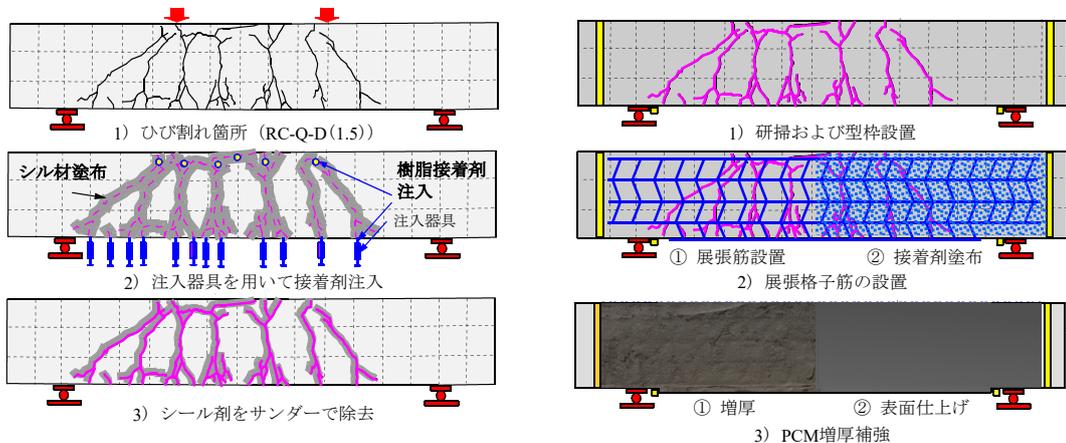
格子筋および展張筋を配置する供試体寸法を図－ 4.19 に示す。側面は、写真－ 4.2 に示す支点付近、すなわちせん断領域の補強を考慮することから、はりの端部から 80mm 内側、すなわち 1,540mm の範囲を補強する。また、底面は、支点から 80mm の内側、すなわち 1,140mm の範囲とする。増厚寸法は、RC はりに補強する供試体は、側面が 25mm、下面は 29mm とする。また、ひび割れ損傷を与えた RC はりは残留たわみが生じていることから底面は 29～50mm 厚とする。ここで、せん断スパン比 1.5 および 1.0 で荷重し、応力履歴を与えた供試体をそれぞれ RC-Q-D(1.5)、RC-Q-D(1.0) に展張筋を配置した供試体名称をそれぞれ RC-Q.D-E.A(1.5) (RC-Querkraftt.Damage-Erweiterung Grid.Adhesive(1.5))、RC-Q.D-E.A(1.0) (RC-Querkraftt.Damage-Erweiterung Grid.Adhesive(1.0)) とする。また、未損傷 RC はりに展張筋および格子筋を配置した供試体をそれぞれ RC-Q-E.A (RC-Querkraftt-Erweiterung Grid.Adhesive)、RC-Q-P.A (RC-Querkraftt-Platz Grid.Adhesive) とする。

(2) ひび割れ補修法

せん断試験用 RC はり供試体のひび割れは、図－ 4.18 に示すように底面から荷重載



図－ 4.19 展張筋および格子筋で補強したい RC はり供試体寸法



図－ 4.20 応力履歴を受けた RC はりのひび割れ補修法および補強

荷下面に曲げひび割れが発生している。曲げひび割れが発生した RC はりの補修法は、曲げひび割れ発生箇所を浸透性接着剤（表－ 4.5）で補修を行う。ここで、補修法を図－ 4.20 に示す。補修手順は、2点载荷試験で破壊した箇所のひび割れに（図－ 4.20(1), 1)), ひび割れ補修および内部の脆弱部を補修する市販の浸透性接着剤を用いる。この浸透性接着剤は 0.05mm 以上のひび割れに浸透することが実験より評価されている。まず、ひび割れ発生個所に接着剤を注入する器具 80mm 間隔程度で取り付けし、接着剤

の注入の際に接着剤が漏れないようにコンクリート表面をシール材で覆う（図－ 4.20 (1), 2)）。ここで、シール材が硬化するまでに 8 時間程度の養生を行う。シール材の養生後、浸透性接着剤を圧入する。注入後、養生は 8 時間行った。養生後は、シール材をディスクサンダーで研掃する（図－ 4.20(1), 3)）。研掃後のひび割れ箇所浸透性接着剤が浸透していることが確認できる。

(3) メタルグリッド筋を用いた補強法

ひび割れ損傷を与え浸透性接着剤でひび割れ補修を施した供試体にメタルグリッド筋を用いた補強手順は、図－ 4.9(3)以降に示す手順と同様に補強する。まず、補強範囲をディスクサンダーで研掃し、補強範囲に型枠を設置する。次に、応力履歴を与えたせん断補強用 RC はり供試体の補強範囲に合わせて U 型に折り曲げ加工したメタルグリッド筋を、かぶり 10mm 位置に設置する。次に、RC はりのコンクリートと PCM との付着性を高めるために付着用接着剤（表－ 4.5）を厚さ 1.0mm 程度で塗布する。この接着剤の硬化時間は 120 分程度であることから、接着剤塗布後は直ちに PCM を増厚補強する。最後に表面仕上げ養生を行い、型枠を撤去する。

(4) RCはりおよび補強RCはりの実験方法

展張筋および格子筋を用いた補強法に関する実験方法は、未損傷の RC はりの静的載荷実験と同様であるが、荷重載荷位置については、すべての供試体ともせん断スパン比 1.0、すなわち両支点から 260mm の位置、荷重載荷間隔を 780mm とする 2 点載荷とした。載荷条件は、0kN から 5kN ずつ増加し、25kN に達した後、荷重を 5kN ずつ 5kN まで除荷し、残留値を計測した。これを 1 サイクルとし、供試体が破壊するまで荷重を増減する。

4.4.7 せん断補強したRCはりの実験結果および考察

(1) 静的載荷試験における最大耐荷力および破壊モード

各供試体の実験耐荷力および破壊モードを表－ 4.7 に示す。なお、各表中に示す分担耐荷力は基準となる供試体 RC-Q-D(1.5)、RC-Q-D(1.0)との耐荷力と補強後の耐荷力の差であり、補強効果による耐荷力を示すものである。また、基準となる供試体と補強後の供試体の耐荷力比についても同表に併記した。

1) 未損傷 RC はりを補強した供試体

供試体 RC-Q-D(1.0)の耐荷力は 409.7kN である。この耐荷力を基準にして補強効果を検証する。なお、最終的な破壊モードは曲げ破壊である。

表－ 4.7 実験耐荷力および破壊モード

供試体	耐荷力 (kN)	分担耐荷力 (kN) (EG1.A - N1)	耐荷力比 EG.A,G.A / N2 (EG1.A/N1)	破壊モード
RC-Q-D(1.5)	295.1	—	—	曲げ破壊
RC-Q-D(1.0)	409.7	—	—	曲げ破壊
RC-Q-E.A	668.0	258.3	1.63	せん断破壊
RC-Q-P.A	701.0	291.3	1.71	せん断破壊
RC-Q.D-E.A(1.5)	709.7	300.0 (414.6)	1.73 (2.40)	せん断破壊
RC-Q.D-E.A(1.0)	700.4	290.7	1.71	せん断破壊

供試体 RC-Q-E.A の最大耐荷力は 668.0kN であり，分担耐荷力は 258.3kN である。また，基準となる供試体との耐荷力比（=RC-Q-E.A/RC-Q-D(1.0)）は 1.63 倍となり，耐荷力が向上する結果が得られた。次に，供試体 RC-Q-P.A の最大耐荷力は 701.0kN であり，分担耐荷力は 291.3kN である。供試体 RC-Q-D(1.0)の耐荷力と比較すると 1.71 倍となり，供試体 RC-Q-P.A も供試体 RC-Q-E.A とほぼ同等の耐荷力であり，耐荷力が向上する結果が得られた。なお，補強した供試体の最終的な破壊モードはせん断破壊であった。

2) 応力履歴を与えた RC はりを補強した供試体

供試体 RC-Q.D-E.A(1.5)の破壊時の耐荷力は 709.7kN であり，分担耐荷力は 414.6kN である。せん断スパン比 1.5 で载荷した供試体 RC-Q-D(1.5)の耐荷力と比較すると 2.40 倍に耐荷力が向上した。また，せん断スパン比 1.0 で载荷した供試体 RC-Q-D(1.0)と比して，分担耐荷力は 300.0kN となり，耐荷力が 1.73 倍に向上した。次に，供試体 RC-Q.D-E.A(1.0)の破壊時の耐荷力は 700.4kN であり，分担耐荷力は 290.7kN である。供試体 RC-Q-D(1.0)の耐荷力と比較すると 1.71 倍に耐荷力が向上した。供試体 RC-Q.D-E.A(1.5)の破壊時の最大耐荷力とほぼ同等の結果が得られた。なお，補強した供試体の最終的な破壊モードはせん断破壊であった。

以上より，せん断スパン比 1.0 および 1.5 と異なる载荷条件において破壊した供試体にひび割れ補修および展張筋を用いて接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強を施すことで，ほぼ同等な耐荷力が得られた。よって，斜めひび割れおよび下縁からの曲げひび割れの補修を適切に行うことで，メタルグリッド筋を用いた補強法は耐荷力が向上し，実用的であると言える。

(2) 荷重とたわみの関係

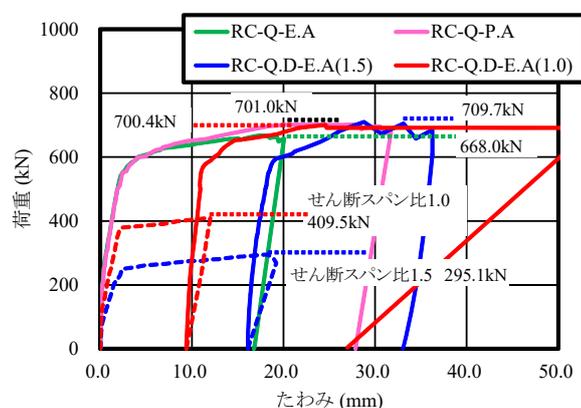
荷重とたわみの関係を図－4.21 に示す。

1) 未損傷 RC はりを補強した供試体

供試体 RC-Q-E.A および RC-Q-P.A の荷重とたわみの関係は，荷重 600kN までは同等な増加傾向を示している。その後の荷重増加からたわみの増加が著しくなっており，それぞれの最大たわみは 19.9mm，31.2mm である。

2) 応力履歴を与えた RC はりを補強した供試体

応力履歴を与え展張筋を配置した供試体の荷重とたわみの関係は，応力履歴による



図－4.21 荷重とたわみの関係図

残留たわみを初期値として図－ 4.21 に示した。

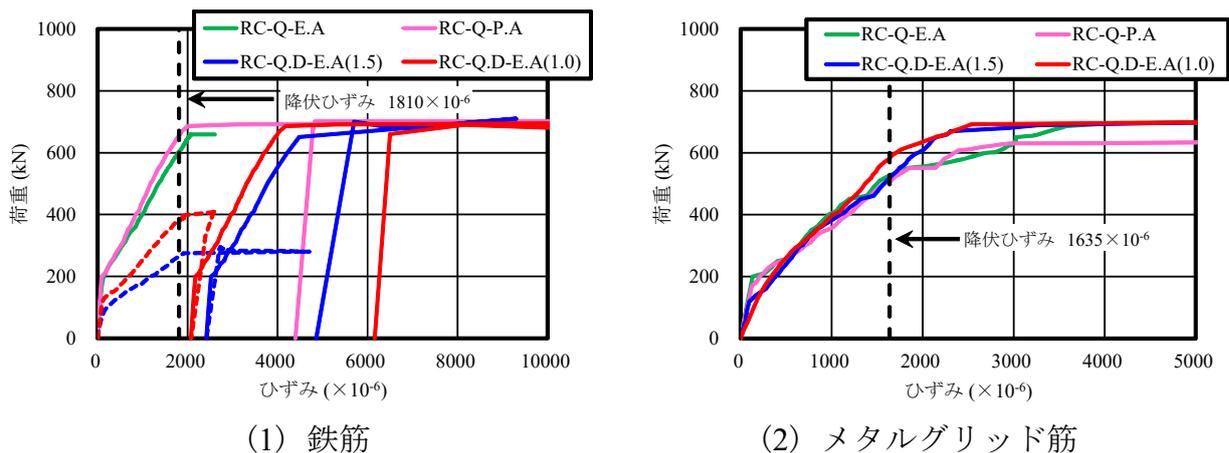
供試体 RC-Q-D(1.5)に展張筋を配置した供試体 RC-Q.D-E.A(1.5)は、荷重 570kN 付近まで線形的に増加している。その後の荷重増加において、荷重 700kN 付近まで線形的に増加している。その後の荷重増加でたわみが急激に増加し、破壊に至っている。供試体 RC-Q-D(1.0)に展張筋を配置した供試体 RC-Q.D-E.A(1.0)は、荷重 560kN 付近まで線形的に増加している。この時点のたわみは 11.5mm である。その後の荷重増加からややたわみの増加が大きくなるものの、荷重 660kN まで線形的に増加している。

以上より、引張補強材であるメタルグリッド筋を用いた補強法は、たわみの増加が抑制され、耐荷力が向上する結果が得られた。

(3) 荷重と鉄筋およびメタルグリッド筋ひずみの関係

荷重と鉄筋およびメタルグリッド筋ひずみの関係を図－ 4.22 に示す。

荷重と鉄筋ひずみの関係を図－ 4.22(1)、荷重とメタルグリッド筋の関係を図－ 4.22(2)に示す。なお、鉄筋の降伏ひずみは表－ 4.2 に示す材料特性値より算出し、図－ 4.22(1)に併記した。また、メタルグリッド筋の降伏ひずみについても表－ 4.3 に示す材料特性値より算出し、図－ 4.22(2)に併記した。



図－ 4.22 荷重とひずみの関係

1) 未損傷 RC はりを補強した供試体

供試体 RC-Q-E.A は、荷重 200kN までは僅かな増加であり、この時点のひずみは 133×10^{-6} である。その後の荷重増加では、荷重 200kN から 660kN まで線形的に増加し、この時点のひずみは $2,070 \times 10^{-6}$ である。その後、荷重増加によりひずみは急激に増加し、破断に至っている。鉄筋の降伏荷重は 600kN である。

次に、供試体 RC-Q-P.A は、供試体 RC-Q-E.A と同様な増加傾向を示している。荷重 200kN までは僅かな増加であり、この時点のひずみは 95×10^{-6} である。その後の荷重増加でひずみがやや大きくなるものの荷重 685kN まで線形的に増加し、この時点のひずみは $2,005 \times 10^{-6}$ である。その後、荷重増加からひずみは急激に増加し、破断に至っている。鉄筋の降伏荷重は 650kN である。

2) 応力履歴を与えた RC はりを補強した供試体

供試体 RC-Q.D-E.A(1.5)の荷重と鉄筋ひずみの関係は図－ 4.22(1)青線に示すように、

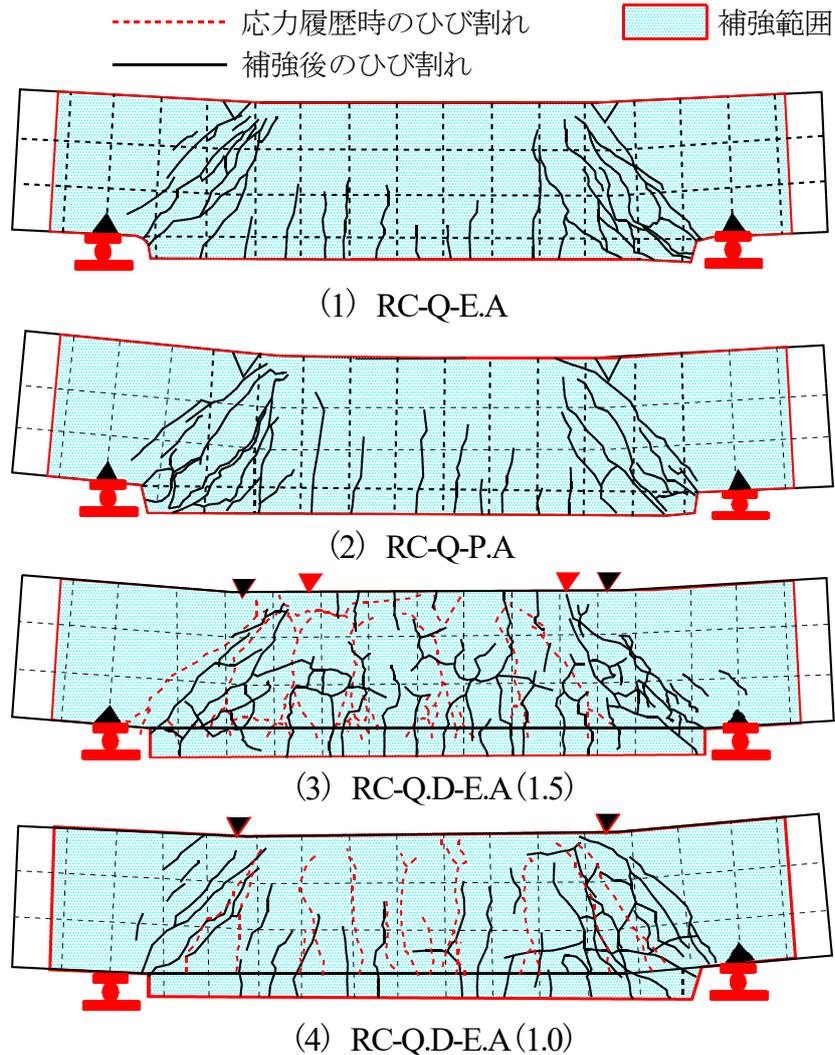


図- 4.23 せん断補強した RC はり破壊時のひび割れ状況

荷重 200kN までは僅かな増加であるが、その後の荷重増加からややひずみの増加が大きくなるものの、荷重 650kN まで線形的に増加している。その後、急激にひずみが増加し、破壊に至っている。また、展張筋の荷重とひずみの関係は図- 4.22 (2) 青線に示すように、荷重 650kN まではほぼ線形的に増加し、この時点のひずみは $2,340 \times 10^{-6}$ である。展張筋が降伏に至った荷重は 510kN である。

次に、供試体 RC-Q.D-E.A (1.0) の荷重とひずみの関係においても、荷重 200kN までは僅かな増加であり、その後、荷重 650kN まで線形的に増加している。補強後のひずみの増加傾向は、残留ひずみが異なるもののほぼ同様な増加傾向を示している。供試体 RC-Q.D-E.A (1.5) と比較しても、残留値は異なるものの、ひずみの増加傾向は類似している。また、展張筋のひずみは図- 4.22 (2) に示すように、荷重 610kN まで線形的に増加している。荷重 630kN 付近から増加が著しくなっている。展張筋が降伏に至った荷重は 580kN である。

以上より、2 種類のメタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強法においては、補強界面が付着用接着剤によりはく離することがなく、一体化されたことによりメタルグリッド筋が引張応力を分担し、補強効果が得られた。とくに、せん断ス

パン比が 1.0 および 1.5 の位置に載荷して破壊した供試体のひび割れ箇所を適切に補修し、展張筋を用いて補強した供試体も破壊時まで一体化が確保され、引張応力を鉄筋と展張筋で分担し、補強効果が得られた。

(3) 破壊状況

補強した RC はりの破壊状況を図－ 4.23 に示す。なお、図－ 4.23 (3), (4) 赤破線で示すひび割れは応力履歴時に発生したひび割れである。

1) 未損傷 RC はりを補強した供試体

供試体 RC-Q-E.A および RC-Q-P.A の破壊時のひび割れ状況を図－ 4.23 (1), (2) に示す。両供試体共に、初期段階において支間中央付近にスターラップに沿って発生したひび割れが、荷重増加に伴い上縁に伸展している。その後、左右の荷重載荷位置と補強下面の段差部を結ぶ位置でひび割れが発生し、最終的な破壊モードはせん断破壊となった。

2) 応力履歴を与えた RC はりを補強した供試体

供試体 RC-Q-D-E.A (1.5) のひび割れ状況は図－ 4.23 (3) に示すようにせん断スパン比 1.0 の位置に荷重を載荷したことから、荷重載荷位置と補強下面の段差部を結ぶせん断破壊となった。補強後のひび割れは赤破線で示すせん断スパン比 1.5 の位置に載荷際に発生したひび割れであるが、補強後はせん断スパン比 1.0 の位置に載荷したことにより、斜めひび割れの発生位置が異なっている状況である。これは、ひび割れ補修に用いた浸透性接着剤が微細なひび割れに適切に浸透し、一体化していると推察される。また、供試体 RC-Q-D-E.A (1.0) においても図－ 4.23 (4) に示すように供試体 RC-Q-D-E.A (1.5) と同様に荷重載荷位置と補強下面の段差部を結ぶ位置で斜めひび割れが発生し、破壊はせん断破壊となった。補強後のひび割れ位置は赤破線で示した補強前のひび割れ位置とは異なる位置に発生していることから、浸透性接着剤を用いたひび割れ補修によって適切に補修されていると推察される。

以上より、地震動による斜めひび割れが発生したコンクリート橋や、港湾施設のはり部材におけるせん断領域の損傷に対しても本論文で述べた補修・補強法は適した材料および工法であると考えられる。

4.5 まとめ

第 4 章では、未損傷 RC はりおよび応力履歴を与えた RC はりに 2 タイプのメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型 PCM 増厚補強した RC はりを用いて、静荷重載荷実験を行い、提案する補修補強工法による RC はりの耐荷力および補強効果について検証した。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 曲げ領域の補強として、未損傷 RC はりおよび応力履歴を与えた後、浸透性接着剤注入によるひび割れ補修した RC はりにメタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型 PCM 増厚補強を施した供試体の耐荷力は、無補強 RC はりの耐荷力と比較してそれぞれ 1.62 ～ 1.68 倍、1.59 ～ 1.61 倍と向上し、メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 PCM 増厚補強による補強効果が得られた。せん断領域の補強として、未損傷 RC はりおよび応力履歴を与えた後、浸透性接着剤注入によるひび割れ補修した RC はりにメタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型 PCM 増厚補強を施した供試体

の耐荷力は、無補強 RC はりの耐荷力と比較してそれぞれ 1.63 ～ 1.71 倍, 1.71 ～ 1.73 倍と向上し、メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 PCM 増厚補強による補強効果が得られた。

- (2) 応力履歴を与え浸透性接着剤を用いたひび割れ補修と接着剤塗布型 PCM 増厚補強を施した RC はりは未損傷 RC はりを接着剤塗布型 PCM 増厚補強した供試体と同等の補強効果を有していることから、浸透性接着剤注入によるひび割れ補修およびメタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型 PCM 増厚補強法は老朽化によるひび割れ損傷を受けた RC 部材の耐荷力性能の向上を図る補修補強法として実用性が評価できる。
- (3) 破壊時のひび割れ状況は、曲げ領域およびせん断領域を補強した RC はりはそれぞれの補強領域ごとに比較的類似したひび割れが発生している。また、応力履歴を与えてひび割れ補修および増厚補強した RC はりは応力履歴により発生したひび割れ位置とは異なる位置でひび割れが発生・伸展していることから、浸透性接着剤によるひび割れ補修が適切に行われている。さらに、付着用接着剤を塗布することにより破壊時においても、はく離することがなく一体性が確保されていると考えられる。

参考文献

- 4.1) (公社)日本道路協会：道路橋補修・補強事例集，2009.
- 4.2) (公社)土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル，2012.
- 4.3) RC 構造物のポリマーセメントモルタル吹付け補修・補強工法協会：ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修補強設計・施工マニュアル(案)，2011.
- 4.4) 高木智子，阿部忠，師橋憲貴，塩田啓介：展張格子鋼板筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における耐荷力性能，セメント・コンクリート論文集，Vol.69，pp.626-633，2015.
- 4.5) 阿部忠，塩田啓介，吉岡泰邦，今野雄介：2 タイプの鋼板格子筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における補強効果の検証，セメント・コンクリート論文集，Vol.69，pp.634-641，2015.
- 4.6) 国土交通省道路局国道・技術課：橋梁定期点検要領，2019.3
- 4.7) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領，2019.2
- 4.8) 岡田清，不破昭，平沢征夫，伊藤和幸：鉄筋コンクリート工学，鹿島出版，1997.
- 4.9) 岡田清：鉄筋コンクリート工学，朝倉書店，1972.
- 4.10) (一社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，2017.
- 4.11) (公社)日本コンクリート工学会：コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針—2013—，2013.
- 4.12) 阿部忠，伊藤清志，大野晃，山下雄史：RC 床版上面損傷に用いる補修材の提案およびサイクル補修における耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.60A，pp.1122-1133，2014.3
- 4.13) Tadashi Abe, Kiyoshi Ito, Noriyuki Kozakai and Takayoshi Kodama: Proposition of Thin-Layer Repairing Methods Using Low-Elasticity Polymer Portland Cement Materials and Glue and Study on the Fatigue Resistance of Reinforced Concrete Slab, International Journal of Polymer Science, Volume 2018, Article ID 6545097, pp.1-8,2018.10
- 4.14) 児玉孝喜，西元央，鎌田修，福手勤：フレッシュコンクリートの接着接合における接着剤成分が耐久性に及ぼす影響に関する研究，セメント・コンクリート論文集，No.63，No.1，pp.546-553，2009.
- 4.15) 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.1270-1281，2010.3
- 4.16) 村越潤，木ノ本剛，春日井俊博，児玉孝喜，辻井豪：既設鋼床版の SFRC 舗装による補強工法と耐久性評価に関する実験的検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.69，No.3，pp.416-428，2013.

第5章 メタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型SFRC上面増厚補強したRC床版の耐疲労性の評価

5.1 はじめに

現在、供用されている道路橋 RC 床版の多くは高度経済成長期に建設され、供用開始から 50 年以上が経過し、その維持管理が課題となっている^{5.1)}。道路管理者が管理している 2m 以上の橋梁は約 72 万橋あり、供用年数が不明な橋梁を除いた橋梁の 25%程度が建設後 50 年が以上経過している^{5.1)~5.3)}。これらの橋梁は、老朽化による損傷、車両の繰り返し走行による疲労を原因とした床版コンクリートのはく落や抜け落ち、ひび割れなどの損傷が多数報告されている。また、海岸線では飛来塩分による塩害、積雪寒冷地域では融雪剤の散布による塩害や、凍結融解の繰り返しによる凍害との複合劣化が生じている。このような疲労損傷に加えて建設環境条件が起因となり、床版上面ではセメント成分の滲出、コンクリートの土砂化や圧側縮鉄筋の腐食による断面欠損などの損傷が著しく、30 数年で撤去された事例も報告されている^{5.4), 5.5)}。このような損傷を受けた RC 床版の補強対策として耐荷力性能・耐疲労性の向上を目的とした鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC とする）を用いた SFRC 上面増厚補強法が適用されている。また、SFRC を既設床版に直接増厚した場合、車両の繰り返し走行により発生する曲げなどによって増厚界面にはく離が生じ、再補強に至る場合があることから増厚界面にエポキシ系接着剤を塗布した上面増厚補強法が提案されている^{5.6)}。

一方、車両の繰り返し走行による疲労損傷に加えて道路橋示方書・同解説^{5.7)}（以下、道示とする）の変遷に伴う設計厚や鉄筋量の不足により耐荷力性能が低下しているコンクリート部材に対して、鉄筋を格子状に組み立てた増厚補強法が適用されている。しかし、鉄筋を格子状に組み立てるためかぶりコンクリートを考慮した場合、増厚層が厚くなり死荷重の増大が懸念される。鉄筋に替わる補強筋として新たに一般鋼板または縞鋼板をレーザ加工したメタルグリッド筋が開発され、はりや床版、カルバートの増厚補強に適用されている^{5.8)~5.11)}。

そこで第5章では、上面増厚層内にメタルグリッド筋を配置し接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施した RC 床版供試体を用いて、輪荷重走行疲労実験を行い耐疲労性を評価する。また、増厚界面の一体性を検証するために疲労実験終了後の供試体を用いて建研式引張試験を行い界面の付着性について検証し、実用性を評価した。

5.2 道路橋RC床版の損傷状況および補強法

5.2.1 RC床版上面の損傷状況

道路橋 RC 床版は、大型車両の走行による疲労損傷が生じるとともに、積雪寒冷地域では、凍結防止剤の散布による塩害および冬期間に凍害を受けるなど、疲労損傷を受ける RC 床版と比較して損傷の進行が著しい。ここで、塩害と凍害を受けた道路橋 RC 床版の損傷状況の一例を写真－ 5.1 に示す。写真－ 5.1(1)は、凍結期間が短い地域の RC 床版上面の損傷状況である。舗装撤去後に部分的にセメント成分（石灰分）が滲出し、土砂化に至っている。次に、写真－ 5.1(2)は、雪解け時期から凍結・融解が繰り返され



(1) 床版上面の土砂化



(2) 鉄筋の断面欠損

写真－ 5.1 積雪寒冷地域の RC 床版の損傷状況

た損傷状態である。雨水や融解時に発生する水分により床版のコンクリートは常時湿潤状態となることに加えて輪荷重の作用によりセメント成分が滲出する。さらに、土砂化や融雪剤散布による塩害により鉄筋は腐食し、断面欠損している。

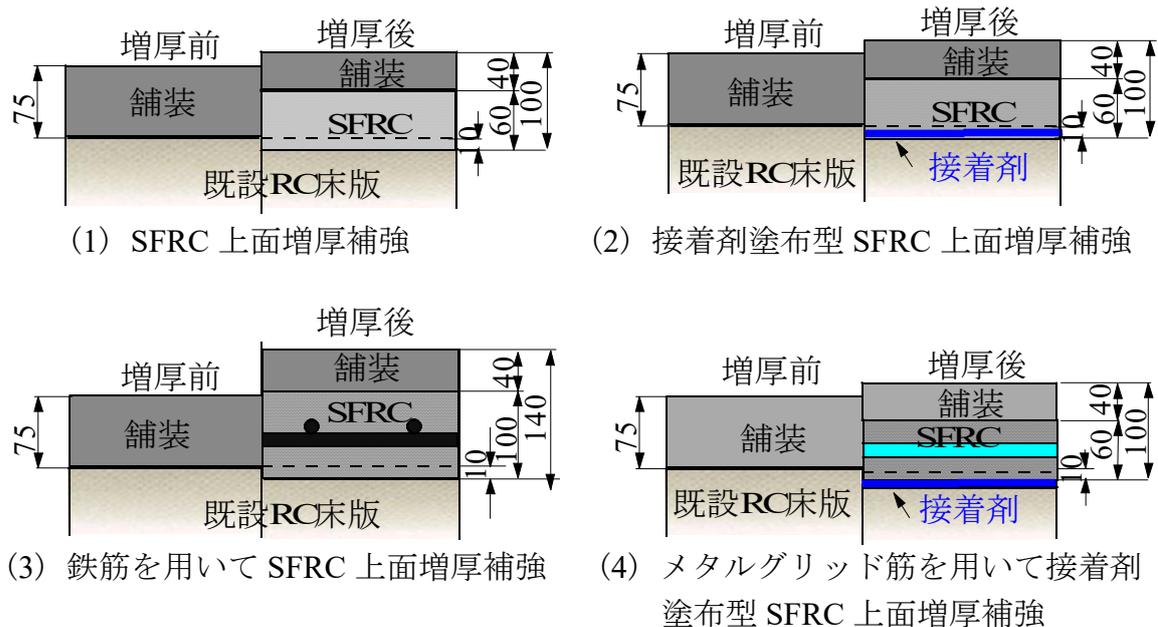
以上のように、積雪寒冷地域の道路橋 RC 床版は、疲労損傷に加え、塩害・凍害の複合劣化により大規模な補強が行われていることから、橋梁点検においては早期発見が重要となる。

5.2.2 RC床版の上面損傷に対する補強法

高速道路調査会における「上面増厚工法設計施工マニュアル」^{5.12)}における増厚寸法を図－ 5.1 に示す。

SFRC 上面増厚補強法は、RC 床版の上面損傷が著しい場合はと設計基準の変遷に伴う、耐荷力性能の向上を図るために増厚補強法が採用されている。標準的な増厚寸法は図－ 5.1 (1) に示す。既設 RC 床版上面を 10mm 切削し、その上に SFRC を 60mm 増厚し、アスファルト舗装を舗設している。ここで、標準的な SFRC 上面増厚補強法における損傷事例を写真－ 5.2 に示す。写真－ 5.2 (1) は、標準的な SFRC 上面増厚補強法における補強後 10 数年ではく離し、界面に雨水が滞水している損傷である。写真－ 5.2 (2) は、はく離抑制のためにせん断筋が配置されているが、界面およびせん断筋の側面が剥離している。写真－ 5.2 (3)、SFRC 上面増厚補強後、再劣化により、再度 SFRC 上面増厚補強した RC 床版が、新旧の界面ではく離している。この RC 床版は撤去されている。これらのことから、図－ 5.1 (2) に示すように、SFRC 増厚界面にはく離抑制のために付着用の高耐久型エポキシ系接着剤を塗布し、SFRC 上面増厚補強されている。

次に、塩害による鉄筋の腐食に伴う断面欠損や鉄筋量不足の床版に対する補強法として図－ 5.1 (3) に示すように、10mm 切削し、鉄筋を格子状に配置して 100mm の増厚され、その上に、舗装を 40mm 舗設することとしている。鉄筋を配置した場合は 100mm の増厚となることから死荷重の増大が懸念されている。そこで、鉄筋に替わるメタルグリッドが開発された。これは、一面加工されていることから図－ 5.1 (4) に示すように 60mm の増厚層に配置されることから、鉄筋を配置した場合と比較して、40mm の減少が可能となり、死荷重の軽減が図られると同時に、工場で加工されることから施工においては並列するのみとなり、工期の短縮が図られる材料である。また、界面には付着接着剤を塗布することからはく離の抑制が可能となる。しかし、メタルグリッドを配置した場合の耐疲労性は評価および実用性を検証する必要がある。よって、モデル化した RC



図－ 5.1 SFRC 上面増厚寸法



写真－ 5.2 SFRC 上面増厚補強法における界面のはく離

床版供試体を用いて、各種、SFRC 上面増厚補強を施し、輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性の評価および実用性を検証する。

5.3 RC床版供試体概要および補強概要

5.3.1 RC床版供試体概要

現在、供用されている RC 床版の設計基準は、1964 年、1973 年、1980 年、1990 年までは活荷重が 196kN で設計され、1994 年以降は 245kN へと改定されている。本実験に用いる RC 床版供試体は、鉄筋に異形棒鋼が使われ、床版厚の設計においては大型車両の計画交通量による割り増し係数が導入された 1980 年改定の道示および 1994 年改定の道示に規定する B 活荷重で設計し、輪荷重走行疲労試験機の輪荷重寸法に併せてモデル化した寸法とする。

本研究に用いる輪荷重走行疲労実験の輪荷重幅は 250mm であり、道示に規定する輪荷重設置面積は 500mm×200mm であり、実験装置の輪荷重幅との比は 1/2 の幅である。よって、供試体寸法は、道示の規定に基づいて設計し、その 1/2 モデルとする。

5.3.2 補強概要

補強概要において、本実験では SFRC 上面増厚補強した RC 床版の耐疲労性の評価である。よって、道示の規定に基づいて設計し、その 1/2 モデルと RC 床版供試体の走行回数を基準に各種 SFRC 上面増厚補強した RC 床版の走行回数と比較する。また、現在の SFRC 増厚補強には鉄筋が配置されているが、本実験供試体には鉄筋と同等なワイヤーメッシュ筋を用い、新たに開発されたメタルグリッド筋を用いた場合の走行回数と比較して、メタルグリッド筋を用いて SFRC 上面増厚補強、さらには増厚界面に付着用接着剤を塗布した場合の効果について検証する。

5.4 実験供試体材料および寸法

5.4.1 供試体材料

(1) RC床版供試体

本実験に用いる RC 床版のコンクリートには、普通ポルトランドセメントと最大寸法 5mm の細骨材、最大寸法 20mm の粗骨材を用いる。ここで、RC 床版供試体の配合条件を表 5.1 に示す。鉄筋は SD295A, D10 を用いる。ここで、RC 床版に用いたコンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表 5.2 に示す。コンクリートの圧縮強度は実験日、鉄筋はミルシートの結果である。なお、RC 床版供試体のコンクリートの実験時の圧縮強度の平均は 38.2N/mm^2 である。この供試体名称を RC38-N とする。

表 5.1 RC 床版供試体の配合条件

スランプ (%)	W/C (%)	s/a (%)	単体量 (kg/m^3)				SP (C×%)
			C	W	S	G	
8.0 ±2.5	53.0	45.0	302	160	803	1019	4.0

表 5.2 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

供試体	コンクリート 圧縮強度 (N/mm^2)	鉄筋 (SD295A D10)			
		降伏強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
RC38-N	38.2	345	1725	447	200

(2) 上面増厚に用いる補強材

RC 床版の上面増厚補強材には材齢 3 時間で道示に規定するコンクリートの設計基準 24N/mm^2 以上を発現できる超速硬セメントに鋼繊維を配合した SFRC を用いた。要求性能は 3 時間でコンクリートの圧縮強度を 24N/mm^2 以上となる配合条件とした。本供試体に用いる SFRC 材の配合条件は、超速硬セメントに最大寸法 15mm の粗骨材、および長さ 30mm, $\phi 0.6\text{mm}$ の両端フック型鋼繊維を添加量 1.27Vol.% で配合した。ここで、SFRC の配合条件を表 5.3 に示す。SFRC の材齢 3 時間の圧縮強度は、上面増厚後の養生 3 時間で 26.9N/mm^2 であり、材齢 3 時間で圧縮強度 24N/mm^2 以上が発現していることが確認できた。なお、実験開始時の圧縮強度は 52.0N/mm^2 である。

表－ 5.3 SFRC の示方配合

スランブ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					SP (C×%)
			C	W	S	G	SF	
8.0 ±2.5	39.5	51.2	430	170	851	858	100	2.0

(3) 補強筋

RC 床版は、車両の繰り返し走行によるひび割れの発生に伴い、床版コンクリート内部に雨水が浸水することで、床版上面コンクリートの土砂化や鉄筋の腐食などの損傷を受け耐荷力性能が低下している。また、設計基準の変遷に伴い床版厚や鉄筋量が不足しているのが現状である。このように耐荷力性能が低下している RC 床版の対策として、増厚層内に補強筋を配置する補強法が適用されている。本研究では、増厚層内に配置する補強筋としてワイヤーメッシュおよび2タイプのメタルグリッド筋を用いる。

1) ワイヤーメッシュ

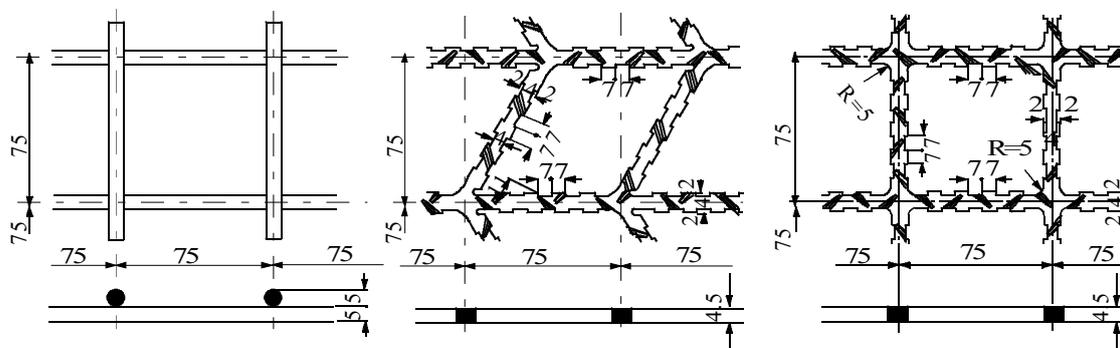
本供試体に用いるワイヤーメッシュ(以下、メッシュ筋)はφ 5mm(断面積=19.63mm²)、格子間隔 75mm×75mm のメッシュ筋を用いる。ここに、メッシュ筋の材料特性値を表－ 5.4、引張剛性を表－ 5.5、形状および寸法を図－ 5.2 に示す。

表－ 5.4 補強筋の材料特性値

補強材の種類	断面寸法 (mm)	格子間隔 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
ワイヤーメッシュ	φ 5	75	—	—	592	200
展張格子筋	4.5×4.0	75	327	1635	430	
格子鋼板筋	4.5×4.0	75	338	1690	425	

表－ 5.5 補強筋の引張剛性

補強材の種類	ヤング係数 (kN/mm ²)	断面積 (mm ²)	本数/ 1m	引張剛性 (kN/mm)
ワイヤーメッシュ	200	19.63	13.3	52.22
展張格子筋		18.00	13.3	47.88
格子鋼板筋		18.00	13.3	47.88



(1) ワイヤーメッシュ

(2) 展張格子筋

(3) 格子鋼板筋

図－ 5.2 補強筋の形状および寸法

2) メタルグリッド筋

SFRC 上面増厚補強法における鉄筋の腐食による断面欠損や設計基準の変遷に伴う鉄筋量の不足に対する補強材として鉄筋やワイヤーメッシュが使用されている。しかし、鉄筋は 2 方向に配置することから、かぶりを考慮すると、増厚寸法 60mm 内に配置することが困難な場合がある。これらのことから増厚 60mm 内に配置する材料として 1 面加工した FRP グリッド筋^{5,6)}や本提案するメタルグリッド筋^{5,13), 5,14)}が提案されている。これらの材料は、最小厚 40mm の上面増厚^{5,6)}、下面増厚の補強材^{5,13), 5,14)}として採用され、実施工に用いられている。メタルグリッド筋には、一般鋼板または縞鋼板にレーザでスリットを挿入し、専用のジャッキで展張加工した展張格子筋（以下、展張筋とする）と、鋼板にレーザで直接格子状に加工する格子鋼板筋（以下、格子筋とする）の 2 タイプが開発されている。

本研究に用いる展張筋および格子筋の材料特性値を表－ 5.4、引張剛性を表－ 5.5、形状および寸法を図－ 5.2 に併記する。

展張筋および格子筋には SS400 相当の厚さ 4.5mm の縞鋼板を用いる。格子間隔はワイヤーメッシュと同様に格子間隔 75mm×75mm となるようにレーザ加工および展張加工をする。また、断面積も同等となるように断面寸法は厚さ 4.5mm、幅 4.0mm（断面積=18.00mm²）とする。さらに、この展張筋および格子筋には、7mm 間隔ごとに 2mm の突起を設けて付着性を高める構造とする。ここに、展張格子筋および格子鋼板筋の材料特性値を表－ 5.4、引張剛性を表－ 5.5、形状および寸法を図－ 5.2 に併記する。

(4) 付着用接着剤

ショットブラストなどの研掃後に直接コンクリートを打ち込む従来の SFRC 上面増厚補強を施した RC 床版は、輪荷重の繰り返し走行による曲げやせん断の影響を受けて供用開始から数年で増厚界面が早期にはく離し、再補強を施す必要が生じている。これらのことから、阿部ら^{5,6)}は、ショットブラストによる研掃後の既設床版と増厚コンクリートとの付着性を高めるために高耐久型エポキシ系樹脂接着剤（以下、付着用接着剤とする）を塗布した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法を提案し、接着剤を界面に塗布することで一体性が確保され耐疲労性が向上する結果が得られている。そこで本研究における増厚補強法においては、既設床版と SFRC との一体性を高めるために増厚界面に付着用接着剤を用いる。ここで、付着用接着剤の材料特性値を表－ 5.6 に示す。

表－ 5.6 に示すようにコンクリートとの付着強度は 3.7N/mm² 以上確保されている。付着用接着剤は既設コンクリート床版上面を研掃した後、平均 1.0mm 厚で塗布するが、

表－ 5.6 付着用接着剤の材料特性値

項目	測定値		備考
外観	主剤	白色ペースト状	異物混入無し
	硬化剤	青色液状	
混合比	5:1		重量比
硬化物比重	1.42		JIS K 7112
圧縮強度	102.9N/mm ²		JIS K 7181
圧縮弾性係数	3.976N/mm ²		JIS K 7181
曲げ強さ	41.6N/mm ²		JIS K 7171
引張せん断強さ	14.9N/mm ²		JIS K 6850
コンクリート付着強さ	3.7N/mm ² 以上 または 母材破壊		JIS A 6909

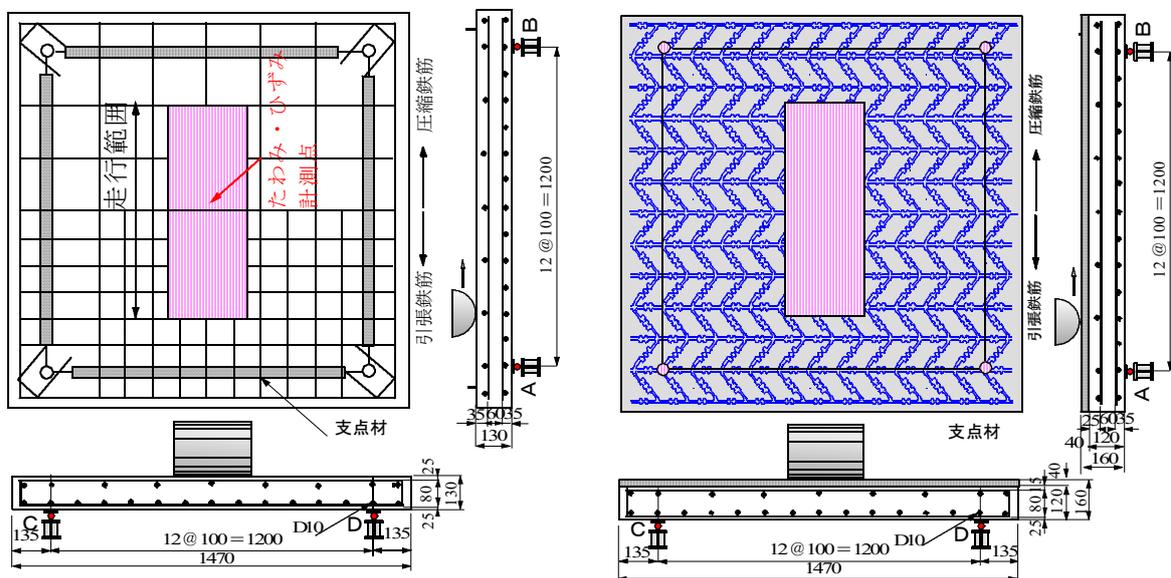
硬化時間は常温で 120 分程度であることから塗布後直ちに SFRC を打込む必要がある。

5.4.2 供試体寸法

供試体の床版厚は、道示 II の規定に基づいて、大型自動車の 1 日 1 方向あたりの計画交通量 2,000 台以上として設計し、その 1/2 モデルとする。ここで、RC 床版・補強用 RC 床版供試体寸法および鉄筋・補強筋配置を図-5.3 に示す。

(1) RC床版および補強用RC床版供試体

本実験における耐疲労性を評価する場合の基準となる RC 床版供試体および補強用 RC 床版供試体の寸法は、図-5.3 (1) に示すように、支間長 1,200mm，全長 1,470mm，床版厚 130mm である。鉄筋は複鉄筋配置として引張側の軸直角方向および軸方向に D10 を 100mm 間隔で配置し、有効高さをそれぞれ 105mm，95mm とする。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置する。



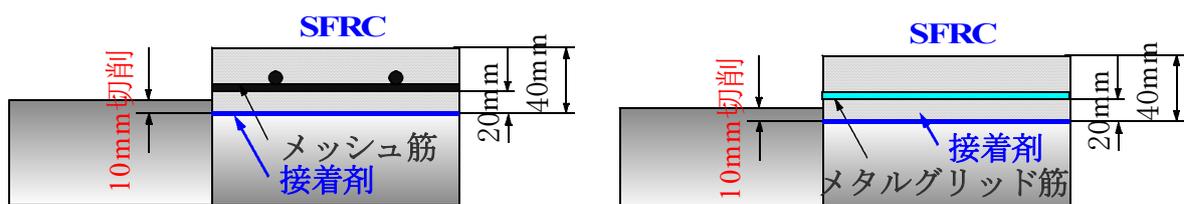
(1) RC 床版

(2) SFRC 上面増厚床版

図-5.3 RC 床版・補強床版供試体寸法および鉄筋・補強筋配置

(2) 増厚層内に補強筋を配置する供試体

増厚層内に補強筋であるメッシュ筋およびメタルグリッド筋を配置した RC 床版供試体寸法を図-5.3 (2) に示す。また、SFRC 上面増厚寸法を図-5.4 に示す。



(1) メッシュ筋を配置する供試体

(2) メタルグリッド筋を配置する供試体

図-5.4 SFRC 上面増厚寸法

増厚層内にメッシュ筋を配置して SFRC 上面増厚補強する供試体は図－ 5.4 (1) に示すように RC 床版供試体コンクリートの上面を 10mm 切削し，研掃する。その後，メッシュ筋をコンクリート表面から 20mm の位置に配置し，SFRC を 40mm 増厚する。

ここで，RC 床版供試体にメッシュ筋を配置し，SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体を RC38-S-W (RC38-SFRC-Wire mesh) とする。

次に，増厚層内にメタルグリッド筋を配置して SFRC 上面増厚補強する供試体は図－ 5.4 (2) に示すように RC 床版供試体コンクリートの上面を 10mm 切削し，研掃する。その後，メタルグリッド筋をコンクリート表面から 20mm の位置に配置し，SFRC を 40mm 増厚する。本供試体には展張筋と格子筋の 2 種類のメタルグリッド筋を用いる。

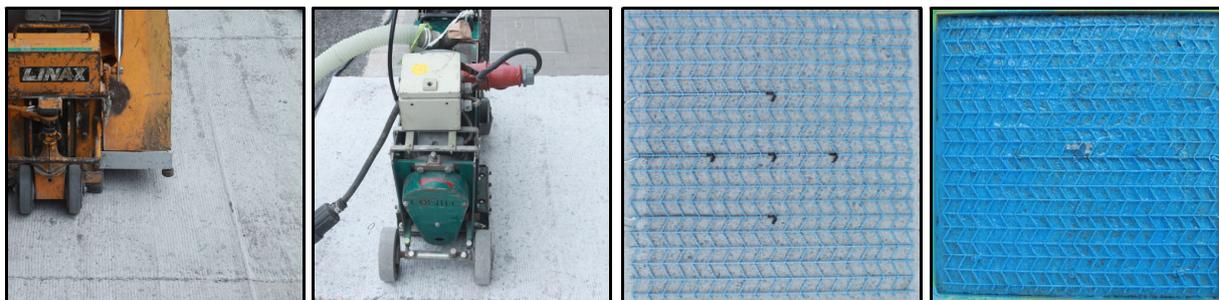
ここで，RC 床版供試体に展張筋および格子筋を配置し，SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体をそれぞれ RC38-S-E (RC38-SFRC-Erweiterung grid)，RC38-S-P (RC38-SFRC-Platz Grid) とする。また，切削・研掃後，展張筋および格子筋を配置し，コンクリート界面に付着用接着剤を塗布し，SFRC 上面増厚した供試体名称をそれぞれ RC38-S-E.A (RC38-SFRC-Erweiterung grid.Adhesive)，RC38-S-P.A (RC38-SFRC-Platz Grid.Adhesive) とする。

5.5 供試体の製作方法

SFRC 上面増厚補強および接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強は上面増厚工法設計施工マニュアル^{5,12)}に基づき施工する。ここで，SFRC 上面増厚補強および接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施す供試体の製作手順図を写真－ 5.3 に示す。

(1) 補強筋を配置したSFRC上面増厚補強

増厚層内に補強筋を配置して SFRC 上面増厚補強した RC 床版 (RC38-S-W, RC38-S-E,



(1) 切削

(2) 研掃

(3) メタル筋設置

(4) 接着剤塗布



(5) SFRC 練混ぜ

(6) 簡易圧縮試験

(7) SFRC 打ち込み

(8) 表面仕上げ

写真－ 5.3 SFRC 上面増厚補強法の施工手順図 (RC38-S-E.A)

RC38-S-P) の施工手順を写真－ 5.3 に示す。

施工は写真－ 5.3(1)に示すように、RC 床版上面コンクリートを切削機で 10mm 切削する。その後、SFRC との付着を高めるためにコンクリート表面をショットブラストで投射密度 150kg/m^2 で研掃し (写真－ 5.3(2))、コンクリート表面から 20mm の位置に補強筋を配置する (写真－ 5.3(3))。SFRC 上面増厚は、先ず、SFRC を移動式プラントで練混ぜする (写真－ 5.3(5))。移動式プラントは実橋での施工を考慮したものである。3 時間後には圧縮強度試験を行う (写真－ 5.3(6))。移動プラントで練混ぜした後は、可使時間は 20 分程度であるので直ちに SFRC を 40mm 打ち込み (写真－ 5.3(7)) 平滑に仕上げる (写真－ 5.3(8))。

(2) 接着剤塗布型SFRC上面増厚補強

増厚界面に付着用接着剤を塗布して SFRC 上面増厚補強した RC 床版 (RC38-S-E.A, RC38-S-P.A) および付着用接着剤とメタルグリッド筋を併用した SFRC 上面増厚補強した RC 床版の補強手順は、SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体と同様に 10mm 切削し (写真－ 5.3(1))、表面を研掃する (写真－ 5.3(2))。その後、メタルグリッド筋を設置 (写真－ 5.3(3)) して、付着用接着剤 1.4kg/m^2 を吹付け用器具リシガンで吹付ける (写真－ 5.3(4))。接着剤の塗布と同時に移動式プラントで SFRC を練混ぜる (写真－ 5.3(5))。以下は前項に示した施工手順とする (写真－ 5.3(6)～(8))。

5.6 輪荷重走行疲労実験および等価走行回数

5.6.1 輪荷重走行疲労実験装置

本実験に用いた輪荷重走行疲労実験装置は、鋼製反力フレーム (400kN) のほりに鋼製の車輪 (直径 400mm, 幅 250mm) を取り付けた油圧式の輪荷重走行疲労試験機を固定し、供試体を設置した台車をモータとクランクアームにより水平方向へ往復運動させて車輪の走行状態を実現するものである。ここで、輪荷重走行疲労装置を写真－ 5.4 に示す。



写真－ 5.4 輪荷重走行疲労装置

5.6.2 輪荷重走行疲労実験の概要

輪荷重走行疲労実験は、各供試体の床版支間中央から $\pm 450\text{mm}$ の範囲 (900mm) に輪荷重を連続走行させる実験である。これは、本供試体の支間が 1,200mm であるが、

床版厚が 130mm であり、荷重が 45 度に分布することを考慮すると、軸方向支点間内全域に荷重が分布するものとなる。

荷重載荷方法として、基準供試体および SFRC 上面増厚補強した供試体については、初期走行荷重を 80kN とし、供試体が破壊または走行不能となるまで 20,000 回走行ごとに 20kN ずつ増加した。たわみ・ひずみの計測は 1, 10, 100, 1,000, 5,000 回および 5,000 回以降は 5,000 回走行ごとに行う。計測点は床版中央のたわみ、主鉄筋および配力筋のひずみ、メッシュ筋およびメタルグリッド筋のひずみとする。なお、本実験は室内実験、すなわち供試体は乾燥状態での実験である。

5.6.3 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では、段階荷重載荷としたことから、基準荷重と載荷荷重および実験走行回数の関係から等価走行回数 N_{eq} を算出して補強効果および耐疲労性を評価する。輪荷重走行疲労実験による等価走行回数 N_{eq} は、マイナー則に従うと仮定すると、式(5.1)として与えられる。なお、式(5.1)に適応する S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 m には、松井らが提案する RC 床版の S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 $m = 12.7$ を適用する^{5.15)}。また、本供試体は、供試体寸法を実橋梁 RC 床版の 1/2 モデルとしていることから、式(5.1)における基準荷重 P は設計活荷重の 1/2 に安全率 1.2 を考慮して 60kN とする。そして、補強床版に対する S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値に通常の RC 床版と同様に 12.7 とすることは、補強効果の検証などの観点から妥当であることが川井らの研究^{5.16)}で示されている。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad (5.1)$$

ここに、 N_{eq} ：等価走行回数（回）、 P_i ：走行荷重（kN）、 P ：基準荷重（= 60kN）、 n_i ：実験走行回数（回）、 m ：S-N 曲線式の傾きの逆数の絶対値（= 12.7）

5.7 実験結果および考察

5.7.1 等価走行回数

本実験における各供試体の等価走行回数 N_{eq} を表－ 5.7 に示す。なお、表－ 5.7 に示す等価走行回数は、実験供試体は乾燥状態での実験結果である。

(1) 未補強RC床版供試体

未補強 RC 床版供試体 RC38-N の等価走行回数は 11.15×10^6 回である。この供試体の等価走行回数を基準に、補強供試体の耐疲労性を検証する。

(2) 増厚層内にメッシュ筋を用いてSFRC上面増厚補強した供試体

SFRC 増厚 40mm 内にワイヤーメッシュ筋を配置した供試体 RC38-S-W の等価走行回数は 568.81×10^6 回である。基準となる供試体 RC38-N と比較（=RC38-S-W/RC38-N）するとメッシュ筋を配置し、SFRC を 40mm 増厚することで 51.01 倍の等価走行回数を得られた。

表－ 5.7 実験走行回数および等価走行回数

供試体		荷 重				等価走行回数 合計	走行回数比
		80 kN	100 kN	120 kN	140 kN		
RC38-N	実験走行回数	20,000	15,800			11,150,779	—
	等価走行回数	772,240	10,378,539				
RC38-S-W	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	8,950	568,810,075	51.01
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	421,821,011		
RC38-S-E	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	8,800	561,740,449	50.38
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	414,751,385		
RC38-S-P	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	5,000	538,175,029	48.26
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	391,185,966		
RC38-S-E.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	18,600	1,023,622,674	91.80
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	876,633,610		
RC38-S-P.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	19,100	1,047,188,094	93.91
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	900,199,030		

(3) 増厚層内にメタルグリッド筋を用いてSFRC上面増厚補強した供試体

SFRC 増厚 40mm 内にメタルグリッド筋である展張筋を配置した供試体 RC38-S-E の等価走行回数は 561.74×10^6 回であり、基準となる供試体 RC38-N と比較 (=RC38-S-E/RC38-N) すると 50.38 倍の等価走行回数を得られた。また、鉄筋と同等なメッシュ筋を配置した供試体 RC38-S-W の等価走行回数と比較するとその比 (=RC38-S-P/RC38-S-W) は 0.99 倍であり、ほぼ同等の補強効果を得られた。

次に、格子筋を配置した供試体 RC38-S-G の等価走行回数は 538.18×10^6 回であり、供試体 RC38-N の 50.38 倍の等価走行回数を得られた。また、供試体 RC38-S-P と同様に供試体 RC38-S-W の等価走行回数と比較して 0.95 倍であり、僅かに下回ったがほぼ同等の補強効果を得られた。供試体 RC38-S-W と比して供試体 RC38-S-E, RC38-S-P は僅かに等価走行回数が下回っているが、これはメタルグリッド筋とメッシュ筋の引張剛性の差であると考えられる。

(4) メタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

SFRC 増厚 40mm 内に展張筋を配置し、付着用接着剤を塗布した供試体 RC38-S-E.A の等価走行回数は $1,023.66 \times 10^6$ 回であり、基準となる供試体 RC38-N と比較すると 91.80 倍の等価走行回数を得られた。また、接着剤を塗布することにより、鉄筋と同等なメッシュ筋を配置した供試体 RC38-S-W の等価走行回数と比較すると 1.80 倍、展張筋を配置して SFRC を増厚した供試体 RC38-S-E の 1.90 倍の補強効果を得られている。

次に、格子筋を配置して付着用接着剤を塗布し、SFRC 上面増厚した供試体 RC38-S-P.A の等価走行回数は $1,047.18 \times 10^6$ 回であり、供試体 RC38-N と比較すると 93.91 倍の等価走行回数を得られた。また、供試体 RC38-S-E.A と同様に供試体 RC38-S-W および供試体 RC38-S-P の等価走行回数と比較してそれぞれ 1.84 倍、1.95 倍の補強効果を得られた。

以上より、2 タイプのメタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強は、基準供試体と比較して大幅に等価走行回数が向上することから耐疲労性が評価できる。また、メッシュ筋を配置した SFRC 上面増厚補強と同等な補強効果を得られ、一面加工が可能であることから鉄筋やメッシュ筋を用いた従来の SFRC 上面増厚補強と比較してかぶりお

よび有効高の確保ができることから増厚層 60mm の SFRC 上面増厚補強への適用が可能である。さらに、付着用接着剤とメタルグリッド筋を併用することにより耐疲労性の向上に寄与し、メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法は有効な補強法と考えられる。よって、メタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強は実用的であると判断できる。

5.7.2 たわみと等価走行回数との関係

本実験における RC 床版中央のたわみと等価走行回数の関係を図－ 5.6 に示す。阿部ら^{5.6)}は輪荷重走行疲労実験において、たわみが床版支間 L の 1/400 付近が、橋梁定期点検要領に示す健全性の判定区分Ⅲ程度であり、たわみが床版支間 L の 1/400 を超えた付近から急激にたわみが増加し破壊している。また、佐藤^{5.17)}らは、疲労が進行するにしたがって RC 床版の圧縮鉄筋付近に水平ひび割れが発生するが、発生するたわみは床版支間 L の 1/370 を超えた付近であることを報告している。いずれにおいても RC 床版の維持管理において、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近が補強できる時期として提案している。そこで図－ 5.6 には、たわみが床版支間 L の 1/400 についても併記した。また、図－ 5.6 には、全供試体のたわみと等価走行回数を図－ 5.6 (1) に示し、理解し易いように供試体 RC38-N, RC38-S-W, RC38-S-E, RC38-S-E.A を図－ 5.6 (2)、供試体 RC38-N, RC38-S-W, RC38-S-P, RC38-S-P.A を図－ 5.6 (3) に示す。

(1) 未補強RC床版供試体

未補強の供試体 RC38-N は図－ 5.6 に示すように、初期荷重 80kN 載荷時の初期たわみ 1.19mm である。床版支間 L の 1/400 (=3.0mm) 付近からたわみが増加し、その後、輪荷重の走行により破壊に至っている。阿部ら^{5.6)}が提案するたわみが床版支間 L の 1/400 (3.0mm) に達した時点の等価走行回数を得て、考察する。

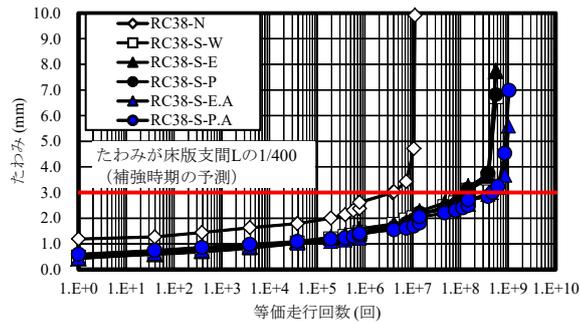
供試体 RC38-N のたわみが 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 3.80×10^6 回である。その後の輪荷重走行に伴い、たわみの増加が著しくなり等価走行回数 11.15×10^6 回で破壊に至っている。なお、破壊時のたわみは 9.91mm である。

(2) 増厚層内にメッシュ筋を用いてSFRC上面増厚補強した供試体

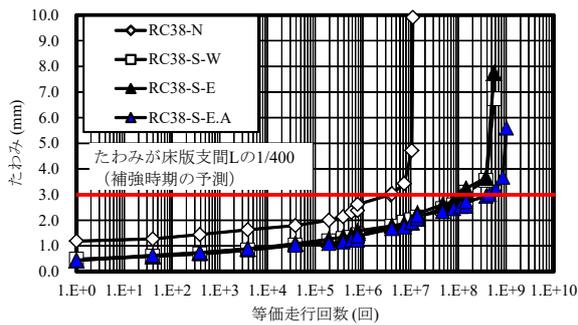
図－ 5.6(1)に示すように供試体 RC38-S-W の初期たわみは 0.49mm であり、その後、線形的にたわみが増加している。たわみが 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 147.02×10^6 回であり、供試体 RC38-N のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数の 38.59 倍である。その後、たわみが 3.5mm (=床版支間 L の 1/350) を超えた付近からたわみの増加が大きくなり、等価走行回数 568.81×10^6 回で輪荷重の走行により破壊に至っている。よって、既設床版から 20mm の位置にワイヤーメッシュを配置することでたわみの増加が抑制される。

(3) 増厚層内にメタルグリッド筋を用いてSFRC上面増厚補強した供試体

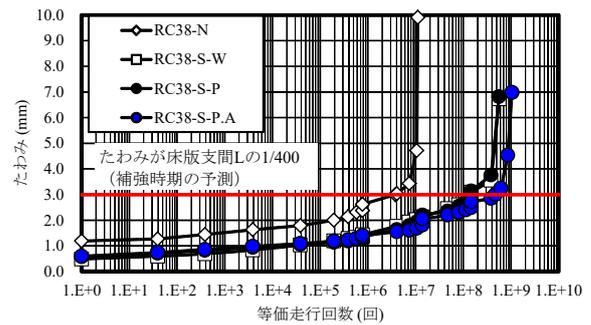
供試体 RC38-S-E は図－ 5.6(2)に示すように初期たわみは 0.44mm であり、線形的にたわみが増加している。たわみ 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 135.60×10^6 回であり、供試体 RC38-N と比較して 35.68 倍の等価走行回数である。その後、たわみが 3.5mm を超えた付近からたわみの増加が大きくなり、輪荷重の走行による破壊に至っている。



(1) 全供試体



(2) RC38-N, RC38-S-W, RC38-S-E, RC38-S-E.A



(3) RC38-N, RC38-S-W, RC38-S-P, RC38-S-P.A

図－ 5.6 たわみと等価走行回数との関係

次に、供試体 RC38-S-P は図－ 5.6(3)に示すように、初期たわみは 0.52mm であり、供試体 RC38-S-W および供試体 RC38-S-E と同様なたわみの増加を示している。たわみが 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 147.01×10^6 回であり、供試体 RC38-N と比較して 38.59 倍の等価走行回数を得られた。その後、たわみが 3.5mm に達した付近からたわみの増加が著しくなり等価走行回数 538.17×10^6 回で破壊に至っている。よって、既設床版から 20mm の位置にび 2 タイプのメタルグリッド筋を配置することでたわみの増加が抑制される。

(4) メタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC-S-E.A は図－ 5.6(2)に示すように、荷重 80kN で初期たわみが 0.44mm である。たわみが 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 436.36×10^6 回であり、供試体 RC38-N と比較して 114.8 倍の等価走行回数を得られた。また、供試体 RC38-S-E と比較して 3.21 倍の補強効果が得られていることから、付着用接着剤を塗布することで一体性が確保されたことにより耐疲労性が向上したと考えられる。その後、たわみが 3.5mm に達する付近からたわみの増加が著しくなり等価走行回数 $1,023.62 \times 10^6$ 回で破壊に至っている。

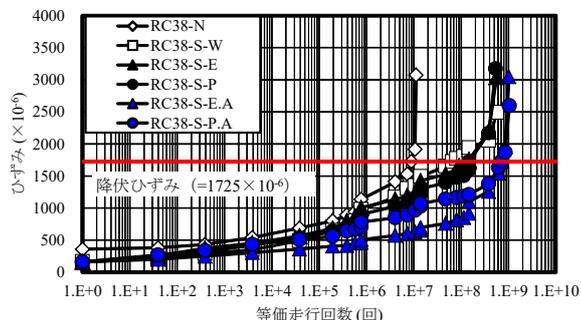
供試体 RC38-S-P.A は図－ 5.6(3)に示すように、たわみが 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 473.00×10^6 回であり、供試体 RC38-N と比較して 124.5 倍の補強効果が得られた。また、供試体 RC38-S-P と比較して 3.22 倍の等価走行回数を得られていることから、付着用接着剤を塗布することで一体性が確保されたことにより耐疲労性が向上が図

られたと考えられる。その後、たわみが 3.5mm に達する付近からたわみの増加が著しくなり等価走行回数 $1,047.18 \times 10^6$ 回で破壊に至っている。

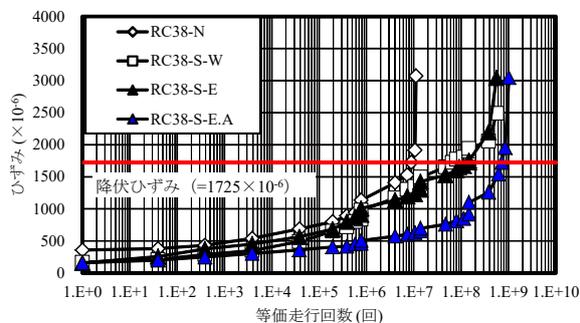
以上より、RC 床版は床版支間 L の 1/400 を超えた付近からたわみが急激に増加しているが、メッシュ筋およびメタルグリッド筋を配置し SFRC を 40mm 増厚することで曲げ剛性の向上に伴い、たわみの増加が抑制され、耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。また、増厚界面に付着用接着剤を塗布することで、既設床版と増厚コンクリートとの一体性が確保され、耐疲労性の向上に寄与すると考えられる。さらに、本工法は床版支間 L の 1/350 (=3.5mm) を超えた付近から急激にたわみが増加することから補強した RC 床版においても床版支間 L の 1/400 を増えた付近で補修・補強を施す必要があると考える。

5.7.3 主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係

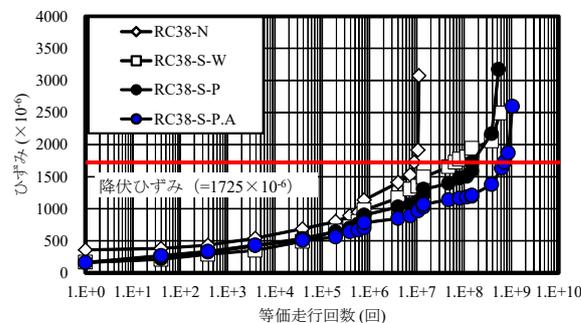
本実験における主鉄筋のひずみと等価走行回数の関係を図-5.7 に示す。なお、供試体に用いた鉄筋 SD295A, D10 の降伏ひずみは、表-5.2 に示す材料特性値より 1725×10^{-6} (=345/200,000) である。この降伏ひずみに達した時点の等価走行回数を算出し、補強効果を検証する。なお、図-5.7 には、降伏ひずみについても併記した。また、図-5.7 には、全供試体の主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係を図-5.7(1) に示し、理解し易いように供試体 RC38-N, RC38-S-W, RC38-S-E, RC38-S-E.A を図-5.7(2), 供試体 RC38-N, RC38-S-W, RC38-S-P, RC38-S-P.A を図-5.7(3) に示す。



(1) 全供試体



(2) RC38-N, RC38-S-W, RC38-S-E, RC38-S-E.A



(3) RC38-N, RC38-S-W, RC38-S-P, RC38-S-P.A

図-5.7 主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係

(1) 未補強RC床版供試体

未補強の供試体 RC38-N の主鉄筋ひずみは図－ 5.7 に示すように、初期荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋の初期ひずみは 357×10^{-6} であり、輪荷重の繰り返しおよび荷重増加によりひずみが増加している。その後、鉄筋ひずみが降伏ひずみ ($=1725 \times 10^{-6}$) に達した時点で急激にひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 8.90×10^6 回である。たわみが床版支間 L の $1/400$ 、すなわち 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 3.80×10^6 回であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数と比較すると、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。鉄筋が降伏した後からひずみの増加が著しくなり、最大ひずみは $3,073 \times 10^{-6}$ である。

(2) 増厚層内にメッシュ筋を用いてSFRC上面増厚補強した供試体

図－ 5.7 (1) に示すように供試体 RC38-S-W に初期荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋の初期ひずみは 117×10^{-6} である。その後の荷重増加によりひずみが線形的に増加している。鉄筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点の等価走行回数は 211.53×10^6 回であり、供試体 RC38-N と比較して 23.76 倍の等価走行回数を得られた。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は 147.02×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $2,239 \times 10^{-6}$ である。よって、メッシュ筋を配置することで、既設 RC 床版の主鉄筋ひずみの増加が抑制される。

(3) 増厚層内にメタルグリッド筋を用いてSFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC38-S-E は、図－ 5.7(2) 示すように初期荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋の初期ひずみは 257×10^{-6} であり、線形的にひずみが増加している。その後、鉄筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点で急激にひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 146.98×10^6 回であり、供試体 RC38-N と比較して 16.51 倍の等価走行回数を得られた。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は 135.60×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $3,042 \times 10^{-6}$ である。

次に、供試体 RC38-S-P は、図－ 5.7(3) に示すように初期荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋の初期ひずみは 159×10^{-6} であり、供試体 RC38-S-W および供試体 RC38-S-E と同様なひずみの増加傾向を示している。鉄筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点の等価走行回数は 147.03×10^6 回であり、供試体 RC38-N と比較して 16.52 倍の等価走行回数を得られた。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は 147.01×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $3,174 \times 10^{-6}$ である。よって、増厚層内に 2 タイプのメタルグリッド筋を配置することで、既設 RC 床版の主鉄筋ひずみの増加が抑制される。

(4) メタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型SFRC上面増厚補強を施した供試体

供試体 RC38-S-E.A は図－ 5.7(2) に示すように、荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋ひずみは 159×10^{-6} である。鉄筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点から急激にひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 726.00×10^6 回であり、供試体 RC38-N および供試体 RC38-S-E と比較して 81.57 倍、4.93 倍の等価走行回数を得られた。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は 447.00×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $3,049 \times 10^{-6}$

である。

次に、供試体 RC38-S-P.A は図－ 5.7(3)に示すように、荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋ひずみは 162×10^{-6} であり、供試体 RC38-S-E.A と同様なひずみの増加傾向を示している。鉄筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点で急激にひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 708.00×10^6 回であり、供試体 RC38-N および供試体 RC38-S-P と比較して 79.55 倍、4.81 倍の等価走行回数を得られた。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は 473.00×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $2,597 \times 10^{-6}$ である。

以上より、主鉄筋ひずみと等価走行回数の関係は、たわみが床版支間 L の 1/400 の等価走行回数を超えた付近からひずみの増加が著しくなり、破壊に至る。したがって、床版の維持管理においては鉄筋ひずみが降伏に至った付近すなわち弾性変形内での補修・補強が必要となる。また、増厚層内にワイヤーメッシュおよびメタルグリッド筋を配置し SFRC を 40mm 増厚することで、鉄筋ひずみの増加が抑制され、耐疲労性が大幅に向上する結果を得られた。さらに、増厚界面に付着用接着剤を塗布することで、既設床版と増厚コンクリートとの一体性が確保され、耐疲労性の向上に寄与すると考えられる。

5.7.4 配力筋ひずみと等価走行回数の関係

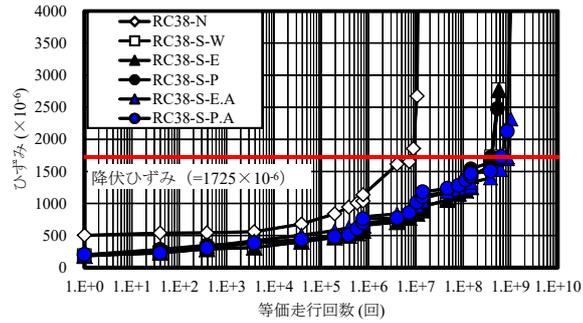
本実験における配力筋のひずみと等価走行回数の関係を図－ 5.8 に示す。なお、供試体に用いた鉄筋 SD295A, D10 の降伏ひずみは、表－ 5.2 に示す材料特性値より 1725×10^{-6} ($=345/200,000$) である。この降伏ひずみに達した時点の等価走行回数を算出し、補強効果を検証する。なお、図－ 5.8 には、降伏ひずみについても併記した。また、図－ 5.8 には、全供試体の配力筋ひずみと等価走行回数の関係を図－ 5.8(1)に示し、理解し易いように供試体 RC38-N, RC38-S-W, RC38-S-E, RC38-S-E.A を図－ 5.8(2), 供試体 RC38-N, RC38-S-W, RC38-S-P, RC38-S-P.A を図－ 5.8(3)に示す。

(1) 未補強RC床版供試体

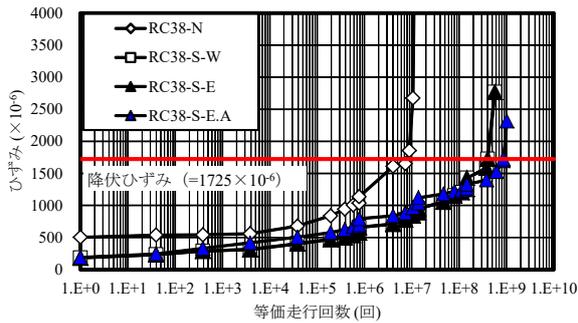
未補強の供試体 RC38-N の配力筋ひずみは図－ 5.8 に示すように、初期荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋の初期ひずみは 504×10^{-6} であり、輪荷重の繰り返しおよび荷重増加によりひずみが増加している。その後、配力筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点で急激にひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 8.00×10^6 回である。たわみが床版支間 L の 1/400, すなわち 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 3.80×10^6 回であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数と比較すると、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。鉄筋が降伏した後からひずみの増加が著しくなり、最大ひずみは $4,371 \times 10^{-6}$ である。

(2) 増厚層内にメッシュ筋を用いてSFRC上面増厚補強した供試体

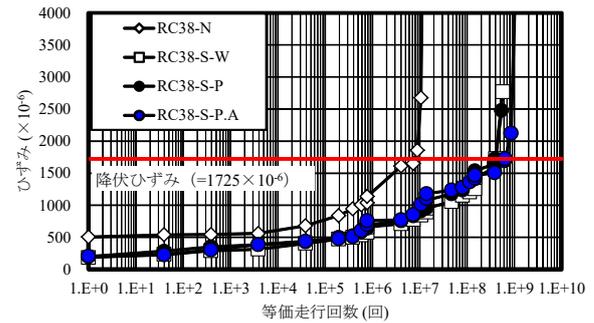
図－ 5.8(1)に示すように供試体 RC38-S-W に初期荷重 80kN 載荷し、1 走行後の配力筋の初期ひずみは 184×10^{-6} である。その後の荷重増加によりひずみが線形的に増加している。配力筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点の等価走行回数は 402.00×10^6 回であり、供試体 RC38-N と比較して 50.25 倍の等価走行回数を得られた。たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数は 147.02×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $2,770 \times 10^{-6}$ である。よって、メッ



(1) 全供試体



(2) RC38-N, RC38-S-W, RC38-S-E, RC38-S-E.A



(3) RC38-N, RC38-S-W, RC38-S-P, RC38-S-P.A

図－ 5.8 配力筋ひずみと等価走行回数の関係

シュ筋を配置することで、既設 RC 床版の配力筋ひずみの増加が抑制される。

(3) 増厚層内にメタルグリッド筋を用いてSFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC38-S-E は、図－ 5.8(2) 示すように初期荷重 80kN 載荷し、1 走行後の配力筋の初期ひずみは 184×10^{-6} であり、供試体 RC38-S-W と同様な増加傾向を示している。その後、配力筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点で急激にひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 402.00×10^6 回であり、供試体 RC38-N と比較して 50.25 倍の等価走行回数を得られた。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は 135.60×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $2,770 \times 10^{-6}$ である。

次に、供試体 RC38-S-P は、図－ 5.8(3) に示すように初期荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋の初期ひずみは 199×10^{-6} であり、供試体 RC38-S-W および供試体 RC38-S-E と同様なひずみの増加傾向を示している。配力筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点の等価走行回数は 393.00×10^6 回であり、供試体 RC38-N と比較して 49.12 倍の等価走行回数を得られた。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は 147.01×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $2,479 \times 10^{-6}$ である。よって、増厚層内に 2 タイプのメタルグリッド筋を配置することで、既設 RC 床版の配力筋ひずみの増加が抑制される。

(4) メタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型SFRC上面増厚補強を施した供試体

供試体 RC38-S-E.A は図－ 5.8(2) に示すように、荷重 80kN 載荷し、1 走行後の配力

筋ひずみは 190×10^{-6} である。配力筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点から急激にひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 861.00×10^6 回であり、供試体 RC38-N および供試体 RC38-S-E と比較して 107.62 倍、2.14 倍の等価走行回数を得られた。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は 447.00×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $2,317 \times 10^{-6}$ である。

次に、供試体 RC38-S-P.A は図－ 5.8(3)に示すように、荷重 80kN 載荷し、1 走行後の配力筋ひずみは 202×10^{-6} であり、供試体 RC38-S-E.A と同様なひずみの増加傾向を示している。配力筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点で急激にひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 638.00×10^6 回であり、供試体 RC38-N および供試体 RC38-S-P と比較して 79.75 倍、1.62 倍の等価走行回数を得られた。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は 473.00×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $4,407 \times 10^{-6}$ である。

以上より、配力筋ひずみと等価走行回数の関係は、たわみが床版支間 L の $1/400$ の等価走行回数を超えた付近からひずみの増加が著しくなり、破壊に至る。したがって、床版の維持管理においては鉄筋ひずみが降伏に至った付近すなわち弾性変形内での補修・補強が必要となる。また、増厚層内にメッシュ筋およびメタルグリッド筋を配置し増厚補強することで、配力筋ひず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。また、増厚界面に付着用接着剤を塗布することで、既設床版と増厚コンクリートとの一体性が確保され、耐疲労性の向上に寄与すると考えられる。

5.7.5 補強筋ひずみと等価走行回数の関係

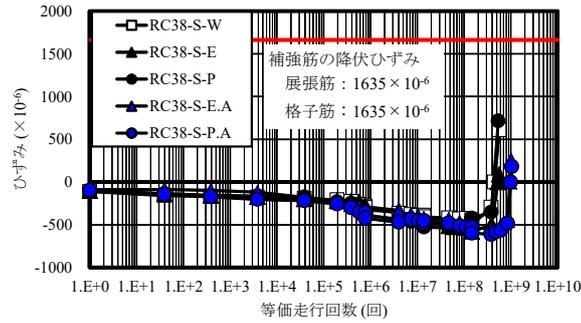
本実験におけるメッシュ筋およびメタルグリッド筋のひずみと等価走行回数の関係を図－ 5.9 に示す。また、図－ 5.9 には、全供試体の補強筋ひずみと等価走行回数の関係を図－ 5.9(1)に示し、理解し易いように供試体 RC38-S-W, RC38-S-E, RC38-S-E.A を図－ 5.9(2)、供試体 RC38-S-W, RC38-S-P, RC38-S-P.A を図－ 5.9(3)に示す。

(1) 増厚層内にメッシュ筋を用いてSFRC上面増厚補強した供試体

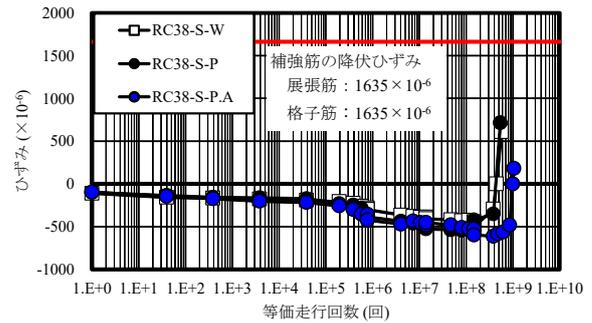
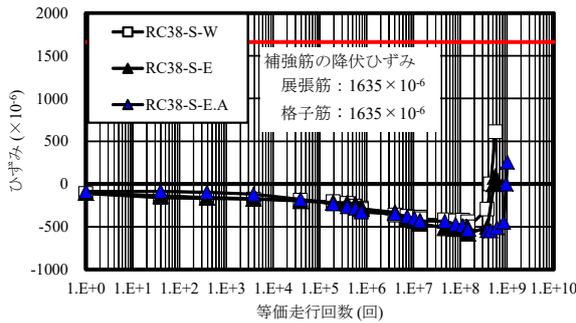
供試体 RC38-S-W の輪荷重走行による初期ひずみは -111×10^{-6} であり、輪荷重の繰り返し走行と荷重の増加によりひずみは圧縮側に増加している。その後、等価走行回数が 147.02×10^6 回でひずみは -514×10^{-6} に達し、その後ひずみが引張領域に増加していき、ひずみが 0×10^{-6} に達した時点の等価走行回数は 445.00×10^6 回である。この付近から増厚界面ではく離が開始されたものと考えられる。破壊時のひずみは 610×10^{-6} と引張ひずみとなっている。

(2) 増厚層内にメタルグリッド筋を用いてSFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC38-S-E の展張筋降伏ひずみは、表－ 5.4 に示す降伏強度より $1,635 \times 10^{-6}$ ($=327/200,000$) である。輪荷重走行による初期ひずみは -102×10^{-6} であり、輪荷重の繰り返し走行と荷重の増加によりひずみは圧縮側に増加している。その後、等価走行回数が 147.03×10^6 回でひずみは -579×10^{-6} であり、主鉄筋ひずみが降伏に至った付近からひずみが引張領域に増加していき、展張筋ひずみが 0×10^{-6} に達した時点の等価走行回数は 529.90×10^6 回である。この付近から増厚界面ではく離が開始されたものと考えられ



(1) 全供試体



(2) RC38-S-W, RC38-S-E, RC38-S-E.A (3) RC38-S-W, RC38-S-P, RC38-S-P.A

図－ 5.9 補強筋ひずみと等価走行回数の関係

る。破壊時のひずみは 90×10^{-6} と引張ひずみとなっており、降伏に至っていない。

次に、供試体 RC38-S-P の格子筋降伏ひずみは、表－ 5.4 に示す降伏強度より $1,690 \times 10^{-6}$ ($=338/200,000$) である。輪荷重走行による初期ひずみは -100×10^{-6} であり、輪荷重の繰り返し走行と荷重の増加によりひずみは圧縮側に増加している。その後、等価走行回数が 146.98×10^6 回でひずみは -544×10^{-6} であり、主鉄筋ひずみが降伏に至った付近からひずみが引張領域に増加していき、格子筋ひずみが 0×10^{-6} に達した時点の等価走行回数は 434.00×10^6 回である。この付近から増厚界面ではく離が開始されたものと考えられる。破壊時のひずみは 715×10^{-6} と引張ひずみとなっており、降伏に至っていない。

(3) メタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型SFRC上面増厚補強を施した供試体

供試体 RC38-S-E.A の初期ひずみは、 -87×10^{-6} であり、輪荷重の繰り返し走行と荷重の増加によりひずみは圧縮側に増加している。その後、等価走行回数が 447.00×10^6 回でひずみが -549×10^{-6} の時点で圧縮ひずみの最大に達した。その後、主鉄筋ひずみが降伏に至った付近から展張筋ひずみが引張領域に増加していき、展張筋ひずみが 0×10^{-6} に達した時点の等価走行回数は、 958.50×10^6 回であり、この付近から界面ではく離が発生したものと考えられる。破壊時のひずみは 255×10^{-6} であり、降伏に至ってない。

次に、供試体 RC38-S-P.A の初期ひずみは、 -96×10^{-6} であり、輪荷重の繰り返し走行と荷重の増加によりひずみは圧縮側に増加している。その後、等価走行回数が 382.64×10^6 回でひずみが -613×10^{-6} と圧縮ひずみの最大に達した。その後、供試体 RC38-S-E.A と同様に主鉄筋ひずみが降伏に至った付近から格子筋ひずみが引張領域に増加していき、格子筋ひずみが 0×10^{-6} に達した時点の等価走行回数は、 993.00×10^6 回であり、この付近

から界面でののはく離が発生したものと考えられる。破壊時のひずみは 180×10^{-6} であり、降伏に至っていない。

以上より、圧縮域に配置されたメッシュ筋およびメタルグリッド筋のひずみは荷重増加および繰り返し走行することで、圧縮側に増加するものの主鉄筋のひずみが降伏する付近から圧縮ひずみが引張ひずみへと移行し、補強筋のひずみが 0×10^{-6} に達した付近から増厚界面でののはく離が進行したものと考えられる。

5.7.6 破壊状況

本実験における各供試体の破壊状況を図－ 5.10 に示す。

(1) 未補強RC床版供試体

供試体 RC38-N の破壊状況は図－ 5.10(1)に示すように、床版下面では橋軸方向の配力鉄筋および橋軸直角方向の鉄筋に沿ってひび割れが発生し、格子状を形成している。破壊は両供試体ともに押抜きせん断破壊に至った。また、押抜きせん断破壊に伴い、引張鉄筋のダウエル効果の影響範囲でコンクリートのはく離が見られる。

(2) 増厚層内にメッシュ筋を用いてSFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC38-S-W は、図－ 5.10(2)に示すように、床版上面に輪荷重の繰り返し走行による摩耗やひび割れが発生している。床版下面では、2 方向ひび割れが発生し、格子状を形成している。破壊は押抜きせん断破壊に至った。また、両供試体ともに押抜きせん断破壊に伴い、引張鉄筋のダウエル効果の影響範囲でコンクリートのはく離が見られた。

(3) 増厚層内にメタルグリッド筋を用いてSFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC38-S-E は、図－ 5.10(3)に示すように、供試体 RC38-S-W と同様に 2 方向ひび割れが発生し、格子状を形成しており、破壊は押抜きせん断破壊に至った。

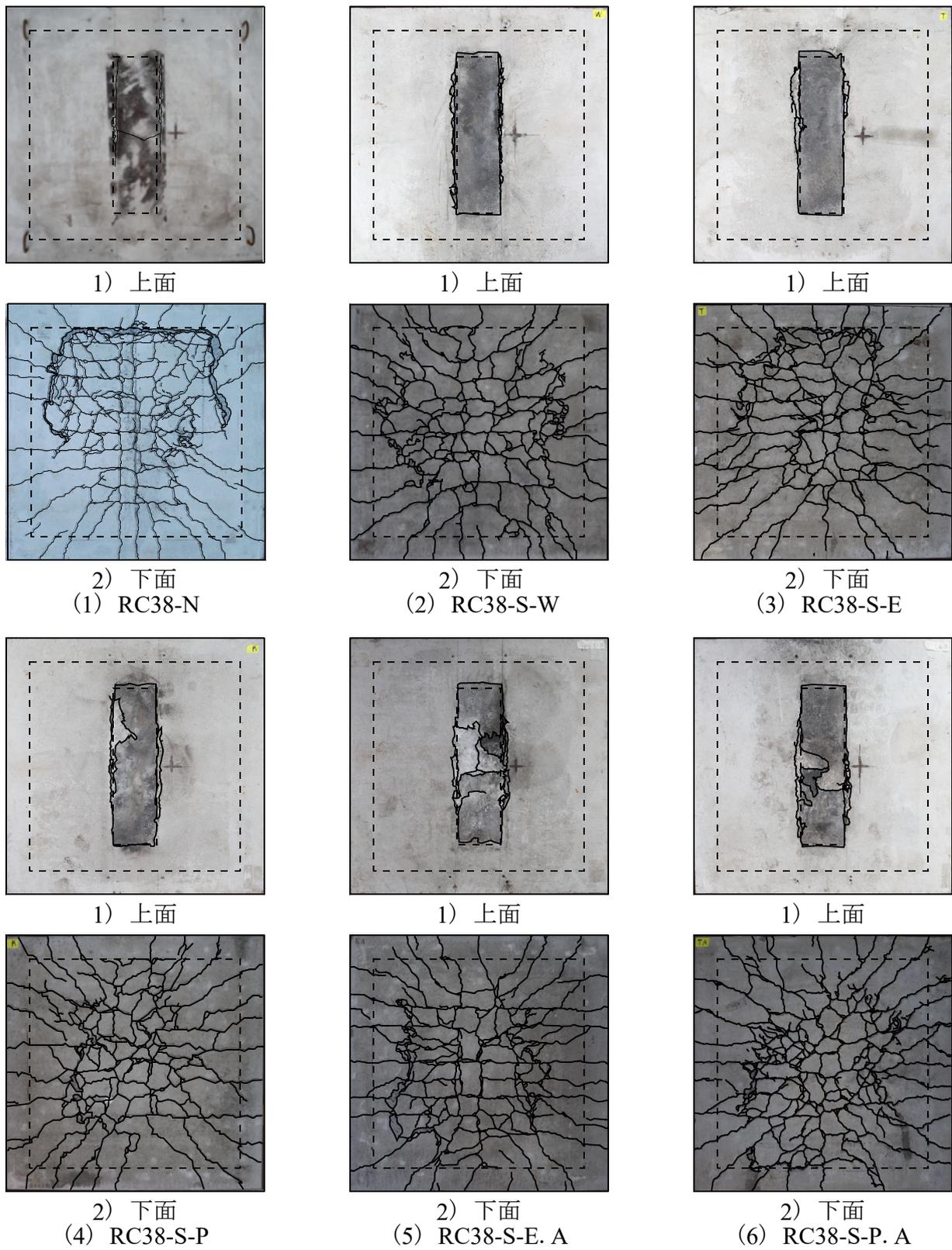
次に、供試体 RC38-S-P は、図－ 5.10(4)に示すように、供試体 RC38-S-W および供試体 RC38-S-E と同様に 2 方向ひび割れが発生し、格子状を形成している。破壊は押抜きせん断破壊に至った。

また、両供試体ともに押抜きせん断破壊に伴い、引張鉄筋のダウエル効果の影響範囲でコンクリートのはく離が見られた。

(4) メタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型SFRC上面増厚補強を施した供試体

供試体 RC38-S-E.A は、図－ 5.10(5)に示すように、床版上面の走行面のコンクリートに 5mm 程度凹凸が発生するなど、損傷が著しい。これは等価走行回数（表－ 5.7）に示すように、等価走行回数が供試体 RC38-S-E の 1.80 倍であることから疲労による損傷であると考えられる。床版下面では、供試体 RC38-S-E と同様に 2 方向ひび割れが引張側鉄筋に沿って伸展し、格子状を形成している。また、走行面から 45 度下面にはダウエル効果によりはく離が抑制されている。これは、増厚層内に配置したメタルグリッド筋と付着用接着剤による増厚界面が一体化されたとともに、荷重の分散効果によるものとする。破壊は、押抜きせん断破壊に至った。

次に、供試体 RC38-S-P.A は、図－ 5.10(6)に示すように、供試体 RC38-S-E.A と同様に床版上面の走行面のコンクリートに 5mm 程度凹凸が発生するなど、損傷が著しい。これは、等価走行回数が供試体 RC38-S-G の 2.1 倍であることから疲労による損傷であると考えられる。床版下面では、供試体 RC38-S-E.A と同様に 2 方向ひび割れが格子状



図ー 5.10 破壊時のひび割れ状況

に進展している。また、メタルグリッド筋と付着用接着剤による増厚界面が一体化されたことにより、走行面から45度下面にはダウエル効果によりはく離が抑制されている。破壊は、押抜きせん断破壊に至った。

以上より、全ての供試体で2方向ひび割れが発生し、押抜きせん断破壊となった。また、増厚層内に補強筋を配置して SFRC 上面増厚補強した供試体は、輪荷重の繰り返し走行により発生するずれの影響によって増厚界面での広範囲にわたってはく離が生じる結果となった。一方、メタルグリッド筋を配置して付着用接着剤を塗布した供試体は、載荷輪直下で押抜きせん断破壊に伴うはく離は確認されるものの、付着用接着剤の効果により終局時まで一体性が保持されており、はく離の発生を抑制する結果となった。

5.7.7 建研式引張試験による引張接着強度

(1) 建研式引張試験

SFRC 上面増厚補強した RC 床版では、輪荷重の繰り返し走行により既設床版と SFRC 増厚補強を施した SFRC との増厚界面ではく離が発生しやすいことから、増厚界面に付着用接着剤を塗布している。本実験では、疲労実験終了後の供試体を用いて建研式引張試験を行い、付着用接着剤による増厚界面の付着性について検証する。なお、建研式引張試験を実施する供試体は、接着剤を塗布しない供試体 RC-S-E, RC38-S-P と接着剤を塗布した供試体 RC38-S-E.A, RC38-S-P.A を用いる。ここで、建研式引張試験の位置を図-5.11 に示す。また、建研式引張試験の概略を図-5.12 に示す。

建研式引張試験は、輪荷重走行疲労実験において破壊に至った供試体であることから、輪荷重走行直下の引張強度は期待できないことから、輪荷重走行位置から No.1 を 250mm, No.2 を 500mm の位置とする。

実験方法は、図-5.12(1)に示すように SFRC 上面にコアドリルを設置し、 $\phi 100\text{mm}$ で SFRC 上面増厚層内まで切り込みを入れる。次に、コアの上面に接着剤を塗布し、鋼製治具を圧着させ養生を行う。接着剤が硬化したのちに、図-5.12(2)に示すように建研式引張試験機を用いて載荷速度 $1.0\text{N/mm}^2/\text{sec}$ で引張試験を行う。建研式引張試験における引張付着強度の算出は式(5.2)を用いる。

$$f_T = P / A \quad (5.2)$$

ここに、 f_T ：引張接着強度 (N/mm^2)， P ：最大荷重 (N)， A ：コアの断面積 (mm^2)

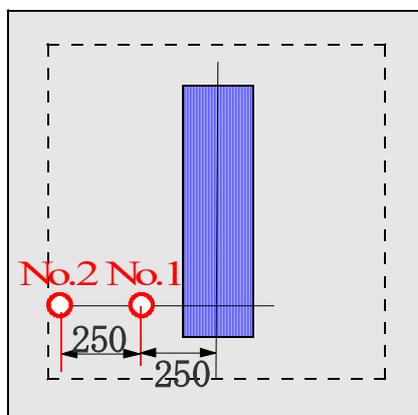
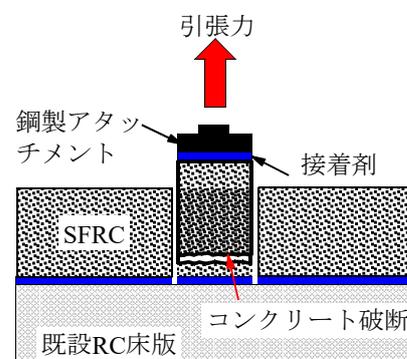


図-5.11 建研式引張試験の位置



(1) 試験法の概略図



(2) 試験機

図-5.12 建研式引張試験方法

(2) 実験結果

本実験における最大荷重および引張付着強度を表－ 5.8 に示す。

表－ 5.8 建研式引張試験における引張接着強度

供試体	計測点	最大荷重 (kN)	直径 (mm)	引張接着強度 (N/mm ²)
RC38-S-E	No.1	15.6	99.0	2.03
	No.2	20.0	99.0	2.60
RC38-S-P	No.1	8.5	99.0	1.10
	No.2	22.5	99.0	2.92
RC38-S-E.A	No.1	25.0	99.0	3.25
	No.2	23.9	99.0	3.11
RC38-S-P.A	No.1	18.7	99.0	2.43
	No.2	22.6	99.0	2.94

メタルグリッド筋を配置して接着剤を塗布しない供試体 RC38-S-E の輪荷重走行位置から 250mm の位置の No.1 の引張接着強度は表－ 5.8 に示すように、2.03N/mm² である。また、500mm の位置の No.2 の引張接着強度は 2.60N/mm² である。次に、供試体 RC38-S-P の No.1, No.2 の引張接着強度はそれぞれ 1.10N/mm², 2.92N/mm² である。両供試体ともに輪荷重走行位置に近い方が引張接着強度が低下している。いずれも引張付着強度の基準^{5.12)}1.0N/mm² を上回っている。

一方、既設 RC 床版上面に付着用接着剤を塗布した供試体 RC38-S-E.A の No.1 は 3.25N/mm², No.2 は 3.11N/mm² である。また、供試体 RC38-S-P.A の No.1 および No.2 でそれぞれ 2.43N/mm², No.2 は 2.94N/mm² であり、いずれも接着剤を塗布しない供試体の等価走行回数を大幅に上回っているが、引張接着強度の低下は見られない。

以上より、建研式引張試験における引張接着強度の結果においても接着剤を塗布することで既設 RC 床版コンクリートと SFRC 材が一体化し、耐疲労性の向上が図る結果が得られ、実用性が評価できる。

5.8 まとめ

第 5 章では、道路橋 RC 床版の上面増厚補強の 1 つとして 2 タイプのメタルグリッド筋を増厚層内に配置し接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した RC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性の検証を行った。また、輪荷重走行疲労実験後の供試体を用いて建研式引張試験による付着性能についても検証を行った。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 増厚層内にメタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強した供試体は、RC 床版供試体と比較して 57.10 倍、54.71 倍の等価走行回数を得られている。また、メッシュ筋を用いた供試体と同等の等価走行回数を得られていることから、メタルグリッド筋は RC 床版の補強材として有用性がある。さらに、付着用接着剤とメタルグリッド筋を併用することで付着用接着剤の効果により付着強度が向上し、等価走行回数が大幅に向上することから耐疲労性が大幅に向上した。

- (2) RC 床版のたわみ増加傾向に対して、増厚層内にメタルグリッド筋を配置し SFRC 上面増厚補強した RC 床版はメタルグリッド筋と 40mm の SFRC 増厚により剛性が高まり、道路橋床版の維持管理の目安である床版支間 L の $1/400$ に達した付近においても緩やかに増加していることからたわみの増加が抑制させる。
- (3) 主鉄筋および配力筋ひずみの増加傾向において、全ての供試体でたわみが床版支間 L の $1/400$ を超えた付近では弾性変形内であり、その後の荷重の増加と輪荷重の繰り返しによってひずみの増加が著しくなる降伏に至ることから鉄筋ひずみが弾性変形内での補修・補強を施す必要がある。また、鉄筋ひずみが降伏に至った付近からメタルグリッド筋ひずみの増加傾向が圧縮領域から引張領域へ増加し、メタルグリッド筋ひずみが 0×10^{-6} となる付近で増厚界面付近ではく離が発生するものと考えられる。
- (4) 破壊状況より、全ての供試体で 2 方向ひび割れが発生し、輪荷重の走行によって押抜きせん断破壊に至っている。また、接着剤を増厚界面に塗布することにより既設床版と SFRC との付着性が高まることから終局時においても一体性を有し、SFRC とメタルグリッド筋の配置によって荷重分散効果が高まり、ダウエル効果が及ぼす範囲が狭くはく離が抑制されたものと考えられる。
- (5) 建研式引張試験より、付着用接着剤を塗布することで増厚界面の引張付着強度は基準 1.0N/mm^2 を確保し、終局時においても付着性は低下していないことから RC 床版の耐疲労性を向上させる補強法として接着剤の有用性および実用性が評価される。

参考文献

- 5.1) (公社)土木学会：鋼構造シリーズ 27 道路橋床版の維持管理マニュアル 2016, 2016.
- 5.2) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報, 2018.
- 5.3) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領, 2019.
- 5.4) (公社)日本道路協会：道路橋補修・補強事例集, 2009.
- 5.5) (公社)土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル, 2012.
- 5.6) 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.
- 5.7) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 2002.
- 5.8) 阿部忠, 師橋憲貴, 塩田啓介, 吉岡泰邦：2 タイプの鋼板格子筋を用いた RC はりの PCM 増厚補強における補強効果の検証, セメントコンクリート論文集, Vol.69, pp.634-641, 2015.
- 5.9) 及川裕介, 阿部忠, 塩田啓介, 吉岡泰邦：展張格子鋼板筋を用いた RC 床版の下面増厚補強法における補強効果および耐疲労性, セメントコンクリート論文集, Vol.69, pp.618-625, 2015.
- 5.10) 阿部忠, 野口博之, 塩田啓介, 吉岡泰邦：展張格子板を用いた RC 床版の上面増厚補強法における耐疲労性の評価, セメントコンクリート論文集, Vol.70, pp.541-548, 2016.
- 5.11) 阿部忠, 新田裕之, 塩田啓介, 吉岡泰邦：展張格子筋を用いたボックスカルバートの補強技術および補強効果の検証, セメントコンクリート論文集, Vol.71, pp.540-547, 2017.
- 5.12) (財)高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル, 1995.
- 5.13) 水口和彦, 阿部忠, 野口博之, 塩田啓介：鋼板格子筋を用いた下面増厚補強 RC 床版における耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.1250-1260, 2016.
- 5.14) 吉岡泰邦, 阿部忠, 師橋憲貴, 塩田啓介：展張格子鋼板筋を用いた RC ボックスカルバートの増厚補強効果に関する実大載荷実験による検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1183-1188, 2017.
- 5.15) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007.
- 5.16) 川井豊, 阿部忠, 高野真希子：道路橋 RC 床版における S-N 曲線の一考察, 土木学会, 第7回床版シンポジウム論文集, pp.263-268, 2012.
- 5.17) 佐藤大輝, 阿部忠, 木内彬喬：輪荷重走行疲労実験における RC 床版の水平ひび割れの発生時期の推定, 日本大学生産工学部第51回学術講演会, pp.101-104, 2018.

第6章 メタルグリッド筋に継手構造を設けて接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した RC 床版の耐疲労性の評価

6.1 はじめに

地方公共団体が管理する老朽化した橋梁の増大に対応するために、従来の事後的な修繕および架替えから、予防的な修繕および長寿命化修繕計画に基づく架替えへと「道路橋長寿命化修繕計画」が策定されている。これによると、橋梁の RC 部材の中で最も損傷が著しいのは RC 床版とされている。その道路橋 RC 床版の多くは、高度成長期に建設され、供用開始から 50 年以上が経過しており車両の繰り返し走行による疲労損傷が数多く報告^{6.1)}されている。また、疲労損傷に加えて積雪寒冷地域では融雪剤の散布による塩害や、凍害の繰り返しによって RC 床版上面のかぶりコンクリートの土砂化や圧縮側鉄筋の腐食による断面欠損が発生している。さらに、設計基準の変遷^{6.2)}に伴い鉄筋量および床版厚が不足し、耐荷力性能および耐疲労性の低下が懸念されている。これらの損傷および設計基準の変遷に伴う設計厚の不足に対する補強法として耐荷力性能および耐疲労性の向上が図れる鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC とする）上面増厚補強法が適用^{6.3)}されている。しかし、SFRC 上面増厚補強法においては輪荷重の繰り返し走行によって補強界面ではく離が発生し、早期に再補強に至った事例もある。そこで、SFRC 上面増厚補強におけるはく離を抑制する対策として、阿部ら^{6.4)~6.6)}はエポキシ系樹脂接着剤を増厚界面に塗布した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法を提案し、その有用性が高さから、実橋 RC 床版の上面増厚補強法として採用されている。

一方、設計基準の改定^{6.2)}に伴う鉄筋不足や塩害凍害による圧縮側鉄筋の腐食などの断面欠損が生じている床版に対しては、増厚層内に鉄筋を配筋した鉄筋配置型 SFRC 上面増厚補強が適用されている^{6.3)}。しかし、鉄筋を格子状に組み立てることにより増厚高さが 100mm 程度となることから死荷重の増大が懸念されている。さらには、鉄筋の交差部では鉄筋径の 2 倍となり、増厚の高さが厚くなることから、鉄筋を配置しない場合の増厚補強に比べて死荷重の増大が懸念される。また近年では、建設作業従事者の減少に伴い、鉄筋の組立て作業の合理化・省力化が要求されている。そこで小森ら^{6.7)}は鉄筋に替わる材料として、炭素繊維材料を使用した厚さ 4.5mm で一面加工で製作された繊維強化プラスチック（以下、FRP とする）格子筋を増厚層内に配置した RC 床版の下面増厚補強法を提案し、その有用性が高く評価されている。FRP 格子筋は塩害による発錆対策や死荷重の増大抑制などのメリットがある反面、コンクリートとの付着性能に課題を残している。また、一般鋼板や縞鋼板にレーザ加工を施して一面加工としたメタルグリッド筋の開発^{6.8)}、および、RC 構造の補強筋としてメタルグリッド筋を用いた補強法が提案され、耐疲労性および補強効果が評価されている^{6.9)~6.11)}。さらに近年では、ボックスカルバートやはりなどの RC 部材の補強材として適用されている^{6.12)}ものの、実橋梁においては、補強筋の継手構造が必要となり、継手構造を設けた場合の構造上の弱点が懸念される。

そこで本章では、上面の損傷が著しい RC 床版において、施工の合理化・省力化が図れるメタルグリッド筋を用いた SFRC 上面増厚補強法について、構造の弱点となりやす

い継手部の検証を行った。実験では、展張格子筋および格子鋼板筋を床版中央の軸直角方向ににおいて継手構造とした上面増厚補強を施した RC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性の検証および継手部を設けた SFRC 上面増厚補強法の有用性について検証した。

6.2 使用材料および供試体概要

6.2.1 使用材料

(1) RC床版

供試体のコンクリートには、普通ポルトランドセメントと骨材寸法 5mm 以下の砕砂および骨材寸法 5mm ~ 20mm の砕石 (JIS A 5005) を用いる。配合条件は材齢 28 日でコンクリートの設計基準強度を 24N/mm^2 となる条件とした。RC 床版コンクリートの配合条件を表一 6.1 に示す。コンクリートの圧縮強度の平均は 35.0N/mm^2 である。

また、鉄筋は SD295A, D10 を用いる。ここで、RC 床版に用いたコンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表一 6.2 に示す。コンクリートの圧縮強度は実験日、鉄筋はミルシートの結果である。なお、コンクリートの配合条件および鉄筋配置については第 5 章で用いた供試体と同様であり、製作日が異なるものである。よって、実験時のコンクリートの圧縮強度は 35.0N/mm^2 である。RC 床版供試体と継手部を設けた供試体の 3 体を製作する。なお、比較のために第 5 章で用いた RC38-N およびメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型 SFRC 補強した RC 床版を用いる。

表一 6.1 RC 床版コンクリートの配合条件

スランブ (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m^3)				SP (C×%)
			C	W	S	G	
8.0 ±2.5	53.0	45.0	302	160	803	1019	4.0

表一 6.2 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

供試体	コンクリート 圧縮強度 (N/mm^2)	鉄筋 (SD295A D10)			
		降伏強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
RC35-N	35.0	345	1725	447	200

(2) 上面増厚補強材

RC 床版の上面増厚補強材には、材齢 3 時間で道路橋示方書・同解説^{6.13)} (以下、道示とする) に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 以上を発現できる超速硬セメントに鋼繊維を配合した SFRC 材を用いる。本供試体に用いる SFRC 材の配合条件は、超速硬セメントに最大寸法 15mm の砕石、長さ 30mm, $\phi 0.6\text{mm}$ の両端フック型鋼繊維を、添加量 1.27Vol.% で配合する。ここで、SFRC の配合条件を表一 6.3 に示す。材齢 3 時間の圧縮強度は 26.9N/mm^2 である。材齢 3 時間で圧縮強度 24N/mm^2 以上が発現している。なお、実験開始時の圧縮強度は 52.0N/mm^2 である。

表－ 6.3 SFRC の示方配合

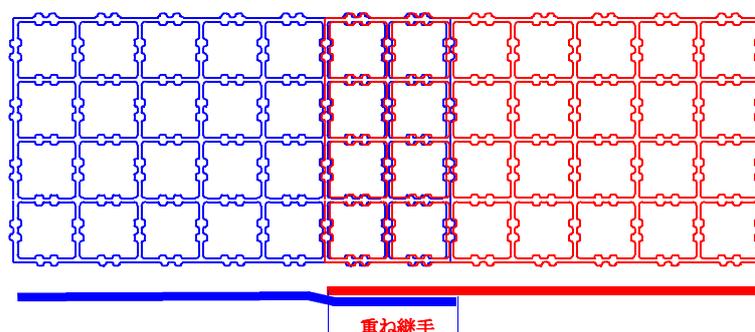
スランプ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単分量 (kg/m ³)					SP (C×%)
			C	W	S	G	SF	
8.0 ±2.5	39.5	51.2	430	170	851	858	100	2.0

(3) メタルグリッド筋

実橋の SFRC 上面増厚補強法においては、橋長、幅員全面に SFRC 上面増厚補強が施されることから、補強材として用いるメタルグリッド筋の一枚の寸法は、2,900mm×2,800mm 程度である。したがって、使用条件によってはメタルグリッド筋に継手部が必要となる。そこで、本実験においては輪荷重走行直下に継手構造を設け、継手構造の影響について検証する必要がある。

本論文では第 3 章よりメタルグリッド筋を用いた継手構造の引張試験を行い、継手構造の引張付着強度を評価している。そこで本供試体にメタルグリッド筋の継手構造として重ね継手構造を採用する。ここで、格子鋼板筋の継手構造の一例を図－ 6.1 に示す。

第 6 章では、継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した RC 床版の輪荷重走行疲労実験を行い耐疲労性の検証を行う。また、第 5 章で検証したメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体 RC38-S-E.A および RC38-S-P.A を比較のために用いることとする。



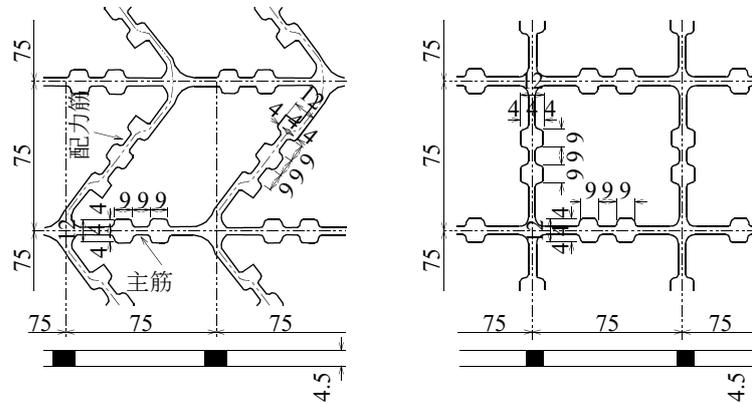
図－ 6.1 継手構造の一例（格子鋼板筋）

継手構造を設けるメタルグリッド筋には、一般鋼板を用いる。ここで、重ね継ぎ手を設けた展張格子筋（以下、展張筋とする）および格子鋼板筋（以下、格子筋とする）の形状および寸法を図－ 6.2 に示す。一般鋼板を用いたメタルグリッド筋の材料特性値を表－ 6.3 に示す。表－ 6.3 より、降伏強度は 294N/mm²、引張強度は 468N/mm²であり、道示に規定する SS400 材の降伏強度 245N/mm² を満足している。

メタルグリッド筋には付着性を高めるために図－ 6.2 に示すように 4mm の突起を 9mm 間隔で 2 箇所設けた。一般鋼板を用いて突起を設けたメタルグリッド筋の引張試験による付着強度は 2.99N/mm² である。第 5 章で用いた縞鋼板の突起形状および寸法による付着強度と比較すると付着強度が低下している。これは縞鋼板の縞が付着力を高めていると考えられる（第 3 章）。また、本供試体に用いるメタルグリッド筋に関しては、第 4 章で用いたメタルグリッド筋と比べると突起形状および寸法を改良した新たな

表－ 6.4 メタルグリッド筋の材料特性値

補強材の種類		断面寸法 (mm)	格子間隔 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
一般鋼板 (SS400)	展張格子筋	4.5×4.0	75	294	1470	468	200
	格子鋼板筋						



(1) 展張格子筋

(2) 格子鋼板筋

図－ 6.2 継手部を設けたメタルグリッド筋の形状および寸法

メタルグリッド筋である。

(4) 付着用接着剤

SFRC 上面増厚補強法においては、第 4 章、第 5 章で述べたように、既設コンクリート表面と増厚コンクリートとの付着性を高めるために付着用接着剤を用いる。付着用接着剤の性能は第 3 章、第 4 章、第 5 章で述べていることから、ここでは省略する。

6.2.2 RC床版および補強RC床版供試体の寸法

継手部を設けたメタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型 SFRC 増厚補強する RC 床版供試体寸法は、第 5 章で用いた RC 床版供試体と同様である。供試体の寸法は、1994 年改定の道示の規定に基づき設計し、1/2 モデルとしたものである。ここで、第 6 章で用いる供試体の寸法およびメタルグリッド筋の配置状況を図－ 6.3 に示す。

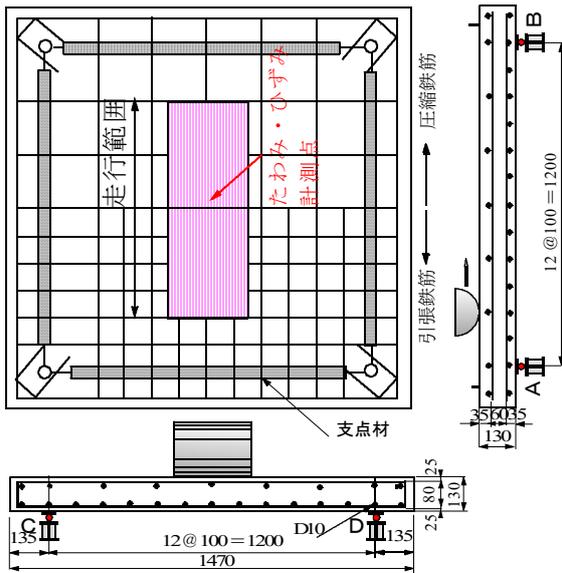
継手構造を設けないメタルグリッド筋と継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置した場合の効果を検証する。よって、第 5 章で用いた RC 床版供試体 RC38-N およびメタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体 RC38-S-E.A および RC38-S-P.A を用いて、新たな知見を述べる。

(1) 未補強RC床版供試体

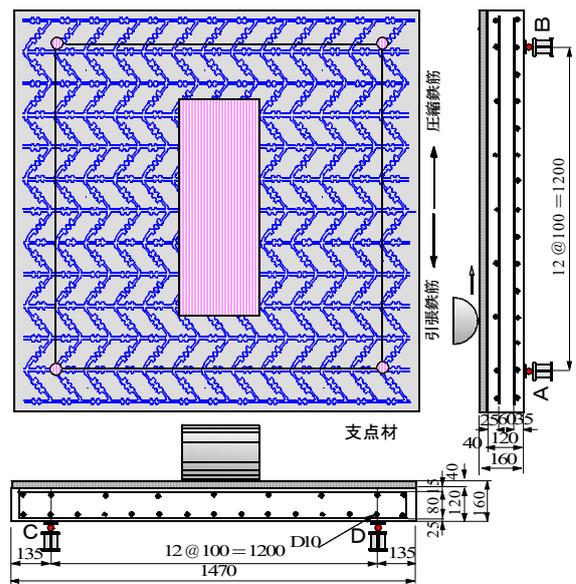
第 5 章で用いた RC 床版供試体寸法および鉄筋配値と同様であり、コンクリートの圧縮強度が 35.0N/mm² の供試体を RC35-N、第 5 章で用いた圧縮強度 38.2N/mm² の供試体を本章では RC38-N とする。未補強 RC 床版供試体寸法を図－ 6.3(1)に示す。寸法および鉄筋配値は第 5 章と同様である。

(2) メタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

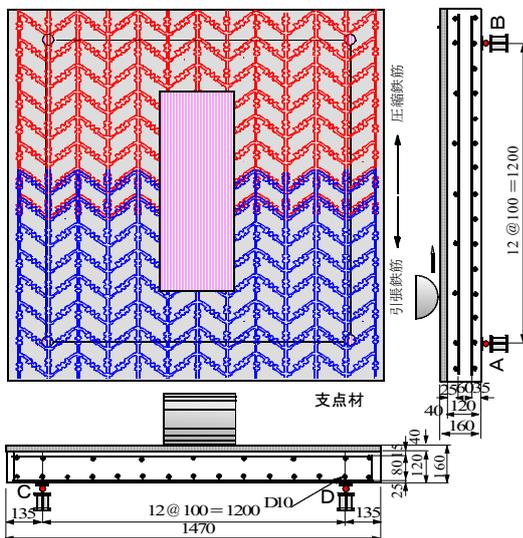
メタルグリッド筋を配置する RC 床版供試体寸法を図－ 6.3(2)に示す。寸法および鉄筋配値は第 5 章と同様である。メタルグリッド筋の配置状況は図－ 6.3(4), 1) に示す



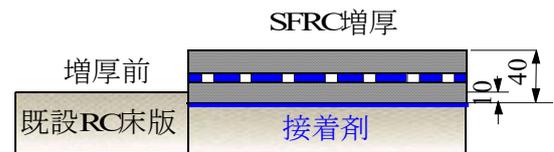
(1) RC床版



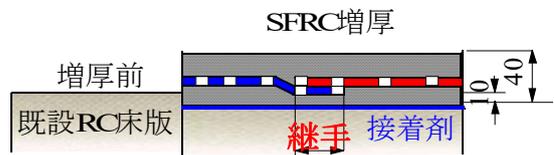
(2) 継手構造を用いない RC床版供試体



(3) 継手構造を用いた RC床版供試体



1) 継手構造を設けない供試体



2) 継手構造を設けた供試体

(4) SFRC 増厚補強の概略

図-6.3 供試体寸法および補強概略

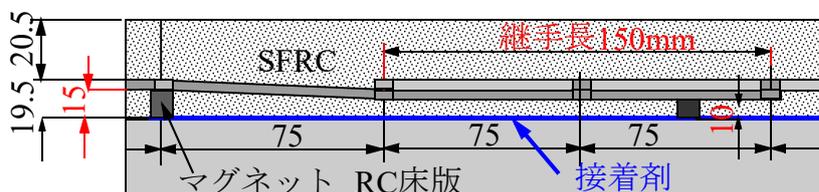


図-6.4 増厚層内のメタルグリッド筋継手構造

ように、供試体上面を 10mm 切削し研掃する。コンクリート表面から 20mm の位置にメタルグリッド筋を配置して SFRC を 40mm 増厚し、床版全厚 160mm とする。ここで、供試体名称は第 5 章と同様に供試体 RC38-S-E.A および RC38-S-P.A とする。

(3) 継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

継手構造を設けたメタルグリッド筋の配置し、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強する RC 床版供試体寸法を図－ 6.3(3)に示す。ここで、本実験に用いる継手構造および寸法を図－ 6.4 に示す。

継手構造は図－ 6.3(4)に示すように、RC 床版コンクリートを 10mm 切削・研掃した後、図－ 6.4 に示すように、コンクリート表面から 15mm の位置にメタルグリッド筋を配置する。継手構造は重ね継ぎ手とし、左側メタルグリッド筋に右側メタルグリッド筋を重ねた場合に水平となるように折り曲げ加工する。本供試体は 1 格子間で折り曲げし、2 格子間 150mm を重ね継ぎ手とする。重ねる位置はコンクリート表面から 10mm の位置となる。

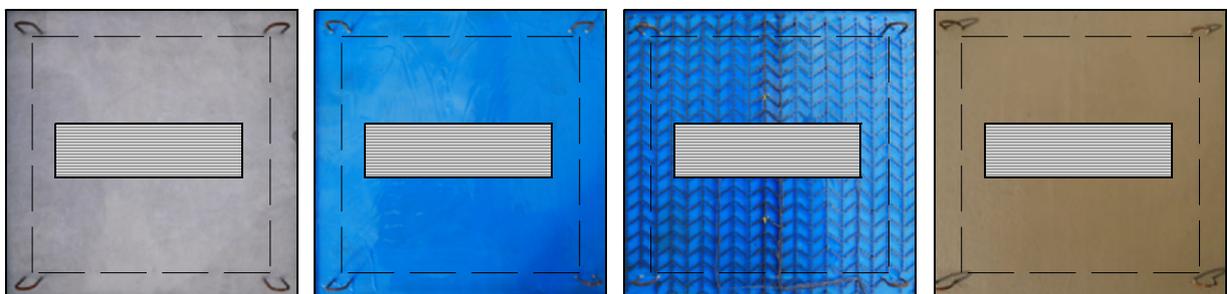
RC 床版供試体コンクリート上面に設置する場合は、最も輪荷重の影響を受ける走行面、すなわち図－ 6.3(3)に示すように、軸直下方向の中央に重ね継ぎ手を設ける。ここで、継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体の名称を供試体 RC35-S-E.L.A (RC35-SFRC-Erweiterung grid.Lap splice.Adhesive) および RC35-S-P.L.A (RC35-SFRC-Platz Grid.Lap splice.Adhesive) とする。

6.3 継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置する補強法の施工手順

供試体の製作方法は、第 5 章で述べた通り上面増厚工法設計施工マニュアル^{6.3)}に基づき施工する。ここで、継手部を設けてメタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施す供試体の施工手順を図－ 6.5、重ね継ぎ手構造を図－ 6.6 に示す。

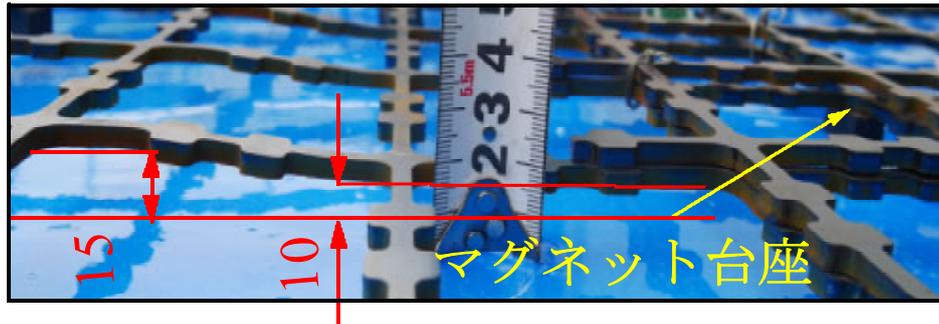
(1) メタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

増厚層内にメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強する RC 床版の施工手順は、第 5 章に示した補強法である。RC 床版上面を 10mm 切削した後、ショットブラストで研掃し、付着用接着剤を 0.9kg/m^2 を塗布する。この接着剤は常温で、120 分ほどで硬化する。よって、メタルグリッド筋を設置後、リシンガンで接着剤を塗布し、直ちに SFRC 上面増厚補強する (第 5 章参照)。



(1) 切削・研掃 (2) 接着剤塗布 (3) メタルグリッド (4) SFRC 上面増厚設置

図－ 6.5 SFRC 上面増厚補強法の施工概略図



図－ 6.6 メタルグリッド筋の重ね継手部

(2) 継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置し、接着塗布型 SFRC 上面増厚補強する供試体の施工手順は図－ 6.5 に示すように、RC 床版コンクリート上面を切削・研掃する（図－ 6.5(1)）。次に、メタルグリッド筋は重ね継ぎ手とすることから、第 5 章では補強したメタルグリッド筋を設置した後にリシンガンを用いて接着剤を塗布したが、ここでは、付着用接着剤を塗布した後（図－ 6.5(2)）にメタルグリッド筋を設置する。設置手順は図－ 6.6 に示すように、左側メタルグリッド筋を 15mm、継手部は 10mm のマグネットをメタルグリッド筋に接着して高さを決める。そこで、ネジ止めして固定する。次に、右側のメタルグリッド筋を重ね合わせてネジ止めして固定する（図－ 6.5(3)）。その後は、SFRC を打ち込みして、表面仕上げして、完成となる（図－ 6.5(4)）。

6.4 輪荷重走行疲労実験および等価走行回数

6.4.1 輪荷重走行疲労実験装置

本実験に用いた輪荷重走行疲労実験装置は、第 5 章と同様の実験装置であり、鋼製反力フレーム（400kN）のほりに鋼製の車輪（直径 400mm、幅 250mm）を取り付けた油圧式の輪荷重走行疲労試験機を固定し、供試体を設置した台車をモータとクランクアームにより水平方向へ往復運動させて車輪の走行状態を実現するものである。ここで、輪荷重走行疲労装置を写真－ 6.1 に示す。



写真－ 6.1 輪荷重走行疲労装置

6.4.2 輪荷重走行疲労実験の概要

輪荷重走行疲労実験は、第5章と同様に各供試体の床版支間中央から ±450mm の範囲 (900mm) に輪荷重を連続走行させる実験である。

荷重載荷方法は、各供試体の初期走行荷重を 80kN とし、20,000 回走行ごとに 20kN ずつ増加させる段階荷重載荷とした。実験の終了時期は、供試体が破壊あるいは走行不能に至るまでとする。たわみとひずみの計測は第5章と同様に 1, 10, 100, 1,000, 5,000 回および 5,000 回以降は 5,000 回走行ごとに行う。計測点は床版中央のたわみ、主鉄筋および配力筋のひずみとし、メタルグリッド筋を使用した供試体では床版中央におけるメタルグリッド筋のひずみも計測を行った。

6.4.3 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では、段階荷重載荷としたことから、基準荷重と載荷荷重および実験走行回数の関係から等価走行回数 N_{eq} を算出して補強効果および耐疲労性を評価する。輪荷重走行疲労実験による等価走行回数 N_{eq} は、マイナー則に従うと仮定すると、式(6.1)として与えられる。なお、式(6.1)に適応する S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 m は第5章と同様に松井らが提案する RC 床版の S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 $m = 12.7$ を適用する^{6.14)}。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad (6.1)$$

ここに、 N_{eq} : 等価走行回数 (回)、 P_i : 走行荷重 (kN)、 P : 基準荷重 (= 60kN)、 n_i : 実験走行回数 (回)、 m : S-N 曲線式の傾きの逆数の絶対値 (= 12.7)

6.5 実験結果および考察

6.5.1 等価走行回数

本実験における各供試体の等価走行回数 N_{eq} を表 6.5 に示す。継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置する RC 床版供試体と同日製作した供試体、第5章で用いた供試体と比較して考察する。

(1) 未補強RC床版供試体

未補強 RC 床版コンクリートの圧縮強度が 35.0N/mm^2 の供試体 RC35-N の式(6.1)より求めた等価走行回数 N_{eq} は 8.52×10^6 回である。一方、RC 床版コンクリートの圧縮強度が 38.2N/mm^2 の供試体 RC38-N の等価走行回数は 11.15×10^6 回であり、供試体 RC35-N の 1.3 倍の等価走行回数である。よって、RC 床版コンクリートの圧縮強度が 3.2N/mm^2 増加することで等価走行回数が 1.3 倍向上する結果となった。それぞれの等価走行回数を基準に、補強を施した各供試体の耐疲労性を検証する。

(2) メタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

RC 床版供試体にメタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体 RC38-S-E.A および供試体 RC38-S-P.A の等価走行回数は、それぞれ $1,023.62 \times 10^6$

表－ 6.5 実験走行回数および等価走行回数

供試体		荷 重				等価走行回数 合計	走行回数比	
		80 kN	100 kN	120 kN	140 kN		/N1	/N2
RC35-N	実験走行回数	20,000	5,000			8,523,301	—	/
	等価走行回数	772,240	7,751,061					
RC38-N	実験走行回数	20,000	15,800			11,150,779	/	—
	等価走行回数	772,240	10,378,539					
RC38-S-E.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	18,600	1,023,622,674	/	91.80
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	876,633,610			
RC38-S-P.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	19,100	1,047,188,094	/	93.91
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	900,199,030			
RC35-S-E.L.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	11,500	688,993,715	80.83	/
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	542,004,651			
RC35-S-P.L.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	14,800	844,525,485	99.08	/
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	697,536,421			

回， 1047.18×10^6 回である。未補強 RC 床版供試体 RC38-N の等価走行回数と比較して等価走行回数が 91.80 倍，93.91 倍であり大幅に向上した。

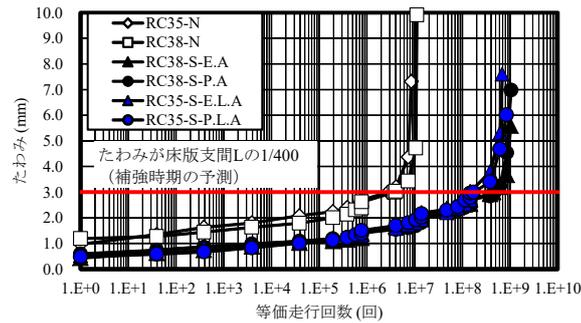
(3) 継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

継手構造を設けた展張筋を配置して接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体 RC35-S-E.L.A の等価走行回数は 688.99×10^6 回となり，未補強 RC 床版供試体 RC35-N の等価走行回数と比較すると 80.83 倍である。継手構造を用いない供試体 RC38-S-E.A と比較して等価走行回数が低下しているが，これは既設 RC 床版コンクリートの圧縮強度の差であると考えられる。また，継手構造を設けた格子筋を配置して接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体 RC35-S-P.L.A の等価走行回数は 844.52×10^6 回であり，未補強 RC 床版供試体 RC35-N の等価走行回数の 99.08 倍である。継手構造を用いない供試体 RC38-S-P.A と比較して等価走行回数が 0.81 倍である。いずれにおいても継手構造が弱点とならず，実橋梁においても継手構造は，第 3 章でも考察したように付着力は十分確保されていることと，本実験における等価走行回数の結果においても実用的な継手構造と言える。

以上より，40mm 厚の増厚層内にメタルグリッド筋と付着用接着剤を併用することで増厚界面のはく離が抑制させるとともに，軸方向中央で 150mm の重ね継手構造を設けた場合でも，重ね継手部が弱点とならず，等価走行回数の向上が図られることから，本提案する継手構造は有用であると考えられる。

6.5.2 たわみと等価走行回数の関係

たわみと等価走行回数の関係を図－ 6.7 に示す。阿部ら^{6.5)}は輪荷重走行疲労実験において，たわみが床版支間 L の 1/400 付近が橋梁定期点検要領に示す健全性の判定区分Ⅲ程度であり，たわみが床版支間 L の 1/400 に達した後にたわみの増加が著しくなることを明らかにし，たわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近が補強できる時期と提案している。そこで図－ 6.7 には，たわみが床版支間 L の 1/400 についても併記した。



図－ 6.7 たわみと等価走行回数の関係

(1) 未補強RC床版供試体

供試体 RC35-N は図－ 6.7 に示すように、初期荷重 80kN 載荷し、1 走行後の初期たわみは 0.97mm である。その後の輪荷重の繰り返し走行および荷重増加によりたわみが増加し、床版支間 L の 1/400 (3.0mm) 付近からたわみが急激に増加し破壊に至っている。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は 2.77×10^6 回である。破壊時のたわみは 7.31mm である。

次に、供試体 RC38-N は第 5 章で述べており、初期たわみは 1.19mm である。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は 3.80×10^6 回であり、破壊時のたわみは 9.91mm である。

以上より、阿部ら^{6.5)}らが提案するたわみが床版支間 L の 1/400 に達した等価走行回数を得て、考察する。

(2) メタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC38-S-E.A および供試体 RC38-S-P.A は、第 5 章で用いた供試体であり、荷重 80kN で初期たわみがそれぞれ 0.44mm および 0.60mm である。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はそれぞれ 436.36×10^6 回および 473.00×10^6 回である。その後、たわみが 3.5mm に達する付近からたわみの増加が著しくなり破壊に至っている。破壊時の等価走行回数はそれぞれ $1,023.62 \times 10^6$ 回および $1,047.18 \times 10^6$ 回である。

(3) 継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC35-S-E.L.A は図－ 6.7 に示すように、荷重 80kN で初期たわみが 0.53mm である。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は 147.03×10^6 回であり、未補強 RC 床版供試体 RC35-N と比較して 53.1 倍の等価走行回数を得られた。また、供試体 RC38-S-E.A の等価走行回数に対して 66 %の低下が見られた。その後、たわみの増加が著しくなり等価走行回数 688.99×10^6 回で破壊に至っている。

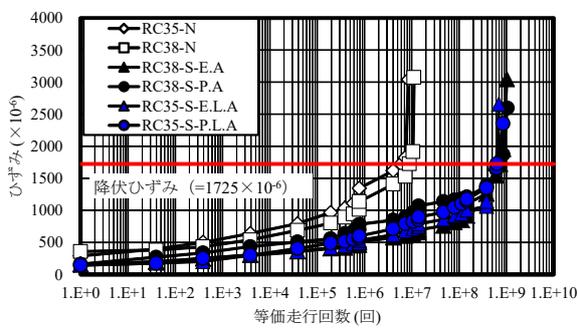
次に、供試体 RC35-S-P.L.A は図－ 6.7 に示すように、荷重 80kN で初期たわみが 0.48mm である。たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数は 172.10×10^6 回であり、未補強 RC 床版供試体 RC35-N と比較して 62.1 倍の等価走行回数を得られた。また、供試体 RC38-S-P.A の等価走行回数に対して 64%の低下が見られた。その後、た

わみの増加が著しくなり等価走行回数 844.52×10^6 回で破壊に至っている。

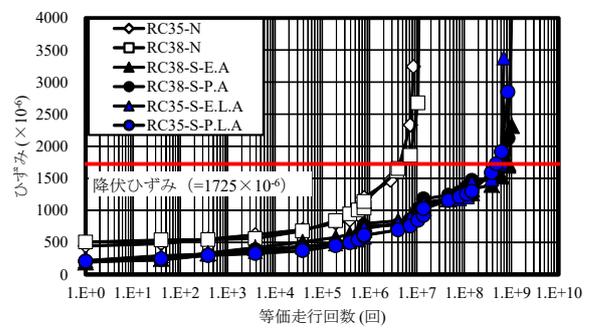
以上より、継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体は、継手構造を用いない供試体と比較して既設 RC 床版コンクリートの圧縮強度の差による等価走行回数の低下が見られるが、未補強 RC 床版供試体と比較してたわみの増加は抑制され、耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。

6.5.3 鉄筋ひずみと等価走行回数の関係

本実験における主鉄筋および配力筋のひずみと等価走行回数の関係を図－ 6.8 に示す。なお、供試体に用いた鉄筋 SD295A, D10 の降伏ひずみは、表－ 6.2 に示す材料特性値より 1725×10^{-6} ($=345/200,000$) である。この降伏ひずみに達した時点の等価走行回数を算出し、補強効果を検証する。なお、図－ 6.8 には、降伏ひずみについても併記した。



(1) 主鉄筋



(2) 配力筋

図－ 6.8 鉄筋ひずみと等価走行回数の関係

(1) 未補強RC床版供試体

供試体 RC35-N の主鉄筋ひずみは図－ 6.8(1)に示すように、初期荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋の初期ひずみは 290×10^{-6} であり、輪荷重の繰り返しおよび荷重増加によりひずみが増加している。その後、鉄筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点で急激にひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 5.88×10^6 回である。たわみが床版支間 L の $1/400$ 、すなわち 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 2.77×10^6 回であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数と比較すると、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。鉄筋が降伏した後からひずみの増加が著しくなり、最大ひずみは $3,039 \times 10^{-6}$ である。また、供試体 RC35-N の配力筋ひずみは図－ 6.8 (2)に示すように、初期荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋の初期ひずみは 444×10^{-6} であり、輪荷重の繰り返しおよび荷重増加によりひずみが増加している。その後、配力筋ひずみが降伏ひずみ ($=1,725 \times 10^{-6}$) に達した時点で急激にひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 4.36×10^6 回である。たわみが床版支間 L の $1/400$ 、すなわち 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 2.77×10^6 回であり、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数と比較すると、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。鉄筋が降伏した後からひずみの増加が著しくなり、最大ひずみは $3,240 \times 10^{-6}$ である。

次に、供試体 RC38-N の主鉄筋ひずみおよび配力筋ひずみは第 5 章で述べた通りであり、初期ひずみはそれぞれ 357×10^{-6} および 504×10^{-6} である。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数はそれぞれ 8.90×10^6 回および 8.00×10^6 回であり、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は 3.80×10^6 回であることから、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数と比較すると、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみはそれぞれ $3,073 \times 10^{-6}$ および $4,371 \times 10^{-6}$ である。

(2) メタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC38-S-E.A および供試体 RC38-S-P.A の主鉄筋ひずみおよび配力筋ひずみは、第 5 章で述べた通りであり、荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋ひずみはそれぞれ 159×10^{-6} 、 162×10^{-6} であり、配力筋ひずみはそれぞれ 190×10^{-6} 、 202×10^{-6} である。主鉄筋ひずみが降伏ひずみに達した時点の等価走行回数はそれぞれ 726.00×10^6 回および 708.00×10^6 回であり、配力筋ひずみが降伏ひずみに達した時点の等価走行回数はそれぞれ 861.00×10^6 回および 638.00×10^6 回である。供試体 RC38-S-E.A のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数は 447.00×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみはそれぞれ $3,049 \times 10^{-6}$ 、 $2,317 \times 10^{-6}$ である。また、供試体 RC38-S-P.A のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数は 473.00×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみはそれぞれ $2,597 \times 10^{-6}$ 、 $4,407 \times 10^{-6}$ である。

(3) 継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC35-S-E.L.A の主鉄筋ひずみは図－ 6.8(1)に示すように、荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋ひずみは 144×10^{-6} である。その後の荷重増加によりひずみが線形的に増加し、降伏ひずみに達した時点から急激にひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 598.00×10^6 回である。供試体 RC35-N と比較して 101.7 倍の等価走行回数を得られた。供試体 RC38-S-E.A と比較すると 18%の等価走行回数の低下が見られる。これは、コンクリートの圧縮強度が要因であると考えられる。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は 147.03×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $2,655 \times 10^{-6}$ である。また、供試体 RC35-S-E.L.A の配力筋ひずみは図－ 6.8(2)に示すように、荷重 80kN 載荷し、1 走行後の配力筋ひずみは 216×10^{-6} である。その後、降伏ひずみに達した時点から急激にひずみが増加している。降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 584.00×10^6 回である。供試体 RC35-N と比較して 99.3 倍の等価走行回数を得られた。供試体 RC38-S-E.A と比較すると 32%の等価走行回数の低下が見られる。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は 147.03×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $3,377 \times 10^{-6}$ である。

次に、供試体 RC35-S-P.L.A の主鉄筋ひずみは図－ 6.8(1)に示すように、荷重 80kN 載荷し、1 走行後の主鉄筋ひずみは 144×10^{-6} である。その後、供試体 RC35-S-E.L.A と同様の増加傾向を示しており、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 633.00×10^6 回である。供試体 RC35-N と比較して 107.7 倍の等価走行回数を得られた。供試体 RC38-S-P.A と比較すると 11%の等価走行回数の低下が見られる。これは、供試体

RC35-S-E.L.A と同様の要因であると考えられる。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は 172.10×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $2,354 \times 10^{-6}$ である。また、供試体 RC35-S-P.L.A の配力筋ひずみは図-6.8(2)に示すように、荷重 80kN 載荷し、1 走行後の配力筋ひずみは 206×10^{-6} である。その後、供試体 RC35-S-E.L.A と同様の増加傾向を示しており、降伏ひずみに達した時点の等価走行回数は 486.00×10^6 回である。供試体 RC35-N と比較して 82.7 倍の等価走行回数を得られた。供試体 RC38-S-E.A と比較すると 24% の等価走行回数の低下が見られる。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は 172.10×10^6 回であり、この時点では鉄筋が降伏に至っていない。最大ひずみは $2,847 \times 10^{-6}$ である。

以上より、継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体の主鉄筋および配力筋ひずみは、降伏ひずみに達する等価走行回数が大幅に増大していることから鉄筋ひずみの増加が抑制され、耐疲労性が大幅に向上する効果が得られた。また、鉄筋ひずみが降伏に至った付近すなわち弾性変形内での補修・補強が必要となる。

6.5.4 メタルグリッド筋ひずみと等価走行回数の関係

本実験におけるメタルグリッド筋のひずみと等価走行回数の関係を図-6.9 に示す。なお、メタルグリッド筋の降伏ひずみは、表-6.2 に示す降伏強度より $1,470 \times 10^{-6}$ ($=294/200,000$) である。

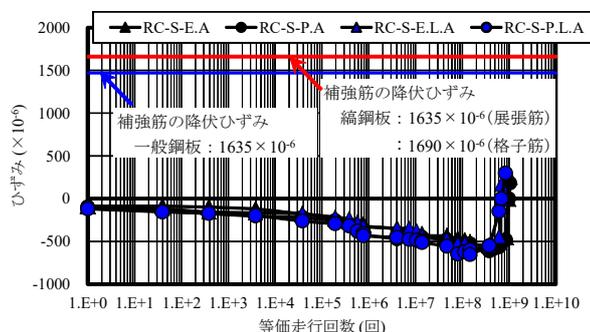


図-6.9 メタルグリッド筋ひずみと等価走行回数の関係

(1) メタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC38-S-E.A および供試体 RC38-S-G.A のメタルグリッド筋ひずみは第5章で述べた通り、初期ひずみはそれぞれ -87×10^{-6} 、 -96×10^{-6} である。供試体 RC38-S-E.A は等価走行回数が 447.00×10^6 回でひずみが -549×10^{-6} 、供試体 RC38-S-P.A は等価走行回数が 382.64×10^6 回でひずみが -613×10^{-6} で圧縮ひずみの最大に達した。その後、メタルグリッド筋ひずみが 0×10^{-6} に達した時点の等価走行回数はそれぞれ 958.50×10^6 回、 993.00×10^6 回であり、この付近から界面での剥離が発生したものと考えられる。破壊時のひずみはそれぞれ 255×10^{-6} 、 180×10^{-6} であり、降伏に至っていない。

(2) 継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC35-S-E.L.A の初期ひずみは -87×10^{-6} であり、輪荷重の繰り返し走行と荷重の増加によりひずみは圧縮側に増加している。その後、等価走行回数が回でひずみが -595×10^{-6} の時点で圧縮ひずみの最大に達した。その後、主鉄筋ひずみが降伏に至った付近からひずみが引張領域に増加していき、メタルグリッド筋ひずみが 0×10^{-6} に達した時点の等価走行回数は 687.90×10^6 回であり、この付近から走行面の界面にはく離などの損傷が発生したものと考えられる。破壊付近のひずみは 165×10^{-6} であり、降伏に至っていない。

次に、供試体 RC35-S-P.L.A の初期ひずみは -120×10^{-6} であり、輪荷重の繰り返し走行と荷重の増加によりひずみは圧縮側に増加している。その後、等価走行回数が 147.03×10^6 回でひずみが -654×10^{-6} の時点で圧縮ひずみの最大に達した。その後、主鉄筋ひずみが降伏に至った付近からひずみが引張領域に増加していき、メタルグリッド筋ひずみが 0×10^{-6} に達した時点の等価走行回数は 693.10×10^6 回であり、この付近から走行面の界面にはく離などの損傷が発生したものと考えられる。破壊付近のひずみは 298×10^{-6} であり、降伏に至っていない。

以上より、圧縮域に配置されたメタルグリッド筋のひずみは、荷重増加および輪荷重走行が繰り返すことで、圧縮側に増加するものの主鉄筋のひずみが降伏する付近から圧縮ひずみが引張ひずみへと移行し、この付近からはく離の進行が始まったものと考えられる。

6.5.5 破壊状況

本実験における供試体 RC35-N および継手構造を設けた供試体 RC35-S-E.L.A, RC35-S-P.L.A の破壊状況を図－6.10に示す。なお、供試体 RC38-N および補強床版供試体 RC38-S-E.A, RC38-S-P.A については第5章の破壊状況を参照とする。

(1) 未補強RC床版供試体

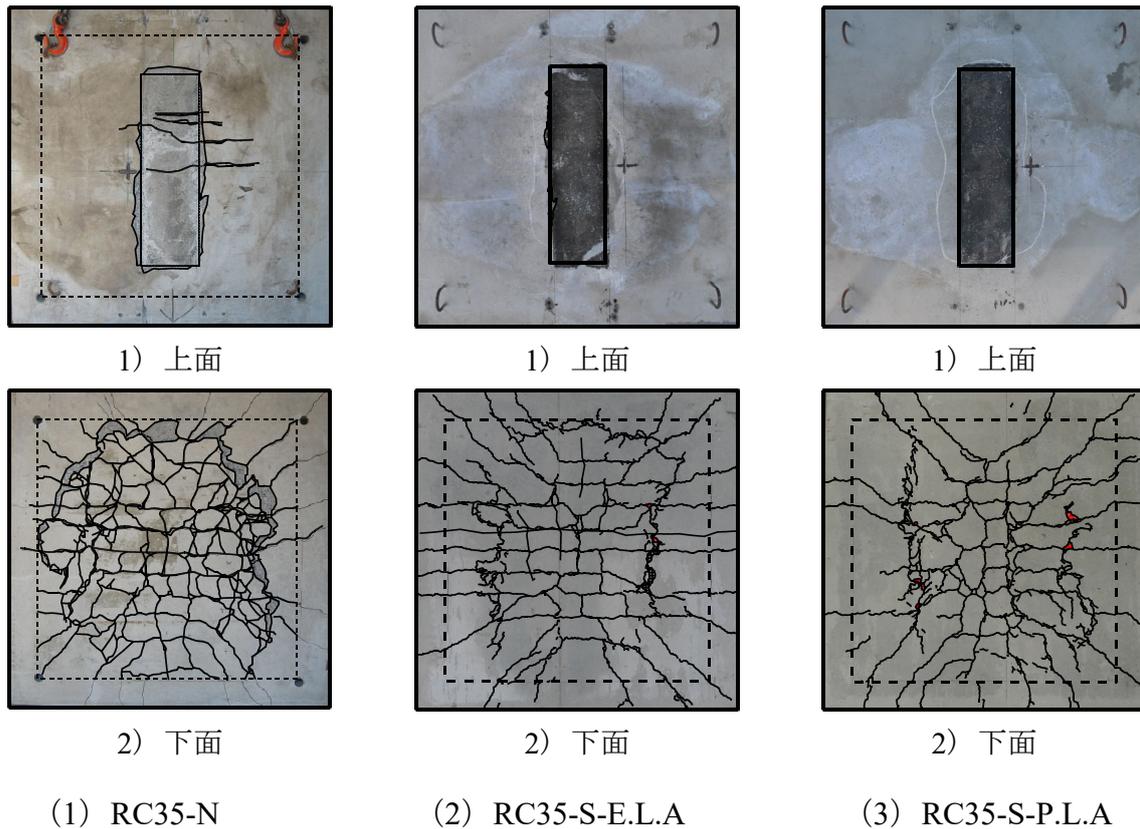
供試体 RC35-N の破壊状況は図－6.10(1), 1)に示すように、上面は輪荷重の繰り返し走行により、走行面に損傷やコンクリート面にひび割れの発生が見られる。下面は図－6.10(1), 2)に示すように、輪荷重の走行により2方向のひび割れの発生し、最終的には輪荷重走行面から45度底面にはダウエル効果の影響により、かぶりコンクリートがはく離している。破壊は走行中に押抜きせん断破壊となった。また、供試体 RC38-N も同様な破壊状況である(第5章)。

(2) メタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC38-S-E.A および RC38-S-P.A は第5章で述べたように、2方向ひび割れが発生し、格子状を形成している。破壊は押抜きせん断破壊に至った。

(3) 継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体

供試体 RC35-S-E.L.A の上面の損傷状況は図－6.10(2), 1)に示すように床版上面は、輪荷重の繰り返し走行による走行面の損傷は見られるものの、継手部付近は大きな損傷が見られない。また、下面は図－6.10(2), 2)に示すように、2方向ひび割れが発生が



図－ 6.10 破壊状況

見られる。また、継手部を設けない供試体と比較して等価走行回数が少ないことから、ダウエル効果の影響によるはく離が抑制されている。また、供試体 RC35-S-P.L.A も同様な破壊状況である。よって、本実験の範囲内では継手部が耐疲労性に悪影響を与えることは見られない。

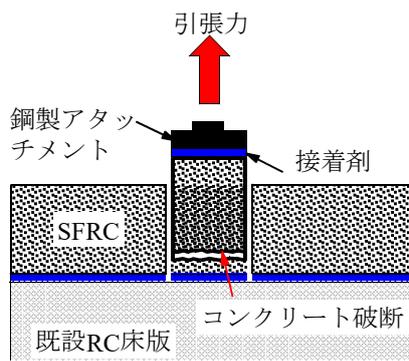
以上より、メタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強を施した RC 床版の破壊状況は、増厚層内にメタルグリッド筋が配置されていることから、増厚層で支持した輪荷重の荷重を分散することによりダウエル効果の影響によるかぶりコンクリートのはく離は大幅に抑制されている。また、40mm 厚の増厚層内に継手構造を設けた補強法においても、継手部が弱点とはならず破壊状況から考察すると重ね継手構造は有用であると考えられる。

6.5.6 建研式引張試験による引張接着強度

(1) 建研式引張試験

第 5 章では、SFRC 上面増厚補強した RC 床版において、輪荷重の繰り返し走行により既設床版と増厚補強を施した SFRC との増厚界面での付着性について検証した。本章では、輪荷重走行疲労試験終了後に継手構造を設けた接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施した供試体において、既設床版と増厚コンクリートとの付着性について建研式引張試験を実施した。なお、建研式引張試験の概略を図－ 6.11 に示し、建研式引張試験の検証位置を図－ 6.12 に示す。

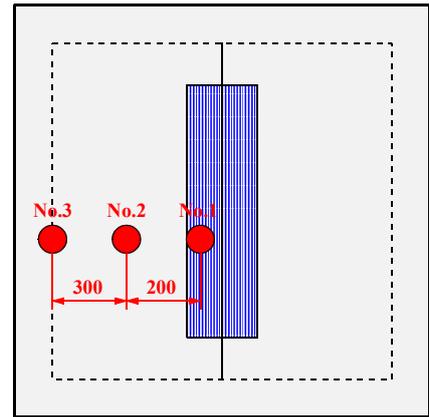
実験方法は、第 5 章で述べたように、SFRC 上面にコアドリルを設置し、増厚界面ま



(1) 試験法の概略



(2) 試験機



図－ 6.12 建研式引張試験の位置

で切り込みを入れ，鋼製冶具を圧着させ養生を行う。接着剤が硬化したのちに，建研式引張試験機を用いて載荷速度 $1.0\text{N/mm}^2/\text{sec}$ で引張試験を行う。建研式引張試験における引張付着強度の算出は式(6.2)を用いる。

$$f_t = P / A \quad (6.2)$$

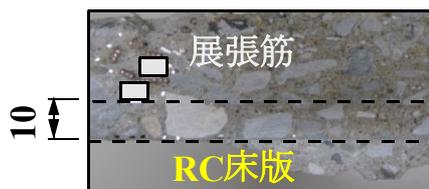
ここに， f_t ：引張付着強度 (N/mm^2)， P ：最大荷重 (N)， A ：コアの断面積 (mm^2)

(2) 実験結果

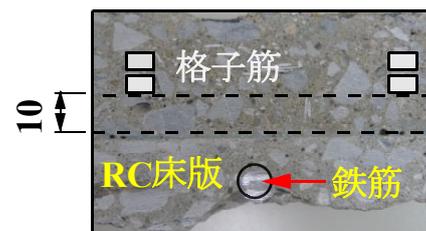
本実験における最大荷重および引張接着強度を表－ 6.6 に示す。また，採取したコアの断面の一例を図－ 6.13 に示す。

表－ 6.6 建研式引張試験における引張接着強度

供試体	計測点	最大荷重 (kN)	直径 (mm)	引張接着強度 (N/mm^2)
RC35-S-E.L.A	No.1	0.0	99.0	0.00
	No.2	23.0	99.0	2.99
	No.2	22.9	99.0	2.97
RC35-S-P.L.A	No.1	0.0	99.0	0.00
	No.2	17.2	99.0	2.23
	No.3	22.0	99.0	2.86



(1) RC35-S-E.L.A



(2) RC35-S-P.L.A

図－ 6.13 建研式引張試験による切断面

表－ 6.6 に示すように、供試体 RC35-S-E.L.A の No.1 は、コア削孔中に増厚界面ではく離したことから、付着強度は 0.0N/mm^2 である。一方、No.2, No.3 はそれぞれ 2.99N/mm^2 , 2.97N/mm^2 であり、上面増厚補強法における引張付着強度の基準^{6.3)} 1.0N/mm^2 を上回っている。また、供試体 RC35-S-P.L.A における No.1 においても、供試体 RC35-S-E.L.A の No.1 と同様で、コア削孔中に増厚界面ではく離したことから、付着強度は 0.0N/mm^2 である。一方、No.2, No.3 はそれぞれ 2.23N/mm^2 , 2.86N/mm^2 であり、上面増厚補強法における引張付着強度の基準 1.0N/mm^2 を上回っている。なお、破壊位置については、両供試体とも No.1 は SFRC 上面増厚層であり、No.2, No.3 は母材コンクリートで破壊している。また、図－ 6.13 に示す、供試体 RC35-S-E.L.A および RC35-S-P.L.A から採取したコアの断面を確認すると、既設 RC 床版と継手構造を設けたメタルグリッド筋との隙間 10mm に骨材および鋼繊維、セメント成分が適切に充填されていることが確認できた。

6.6 まとめ

第 6 章では、道路橋 RC 床版の上面増厚補強に用いる鉄筋の代替材としてメタルグリッド筋が開発された。一面加工したメタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を提案し、耐疲労性が評価された。しかし、実橋梁においては構造上弱点となりうる継手部が必要となることから、継手構造を設けた補強法においても輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性の検証を行った。また、輪荷重走行疲労実験後の供試体を用いて建研式引張試験による付着性能についても検証を行った。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) メタルグリッド筋を増厚層内に配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法は、増厚界面に付着用接着剤を塗布することにより一体性が向上し、等価走行回数が大幅に向上することが確認できた。そして、実施工において必要となる継手構造の検証において、荷重載荷条件が最も過酷位置として床版支間中央付近にメタルグリッド筋の継手構造を設けた接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法は、一面にメタルグリッド筋を配置した工法と比較して、等価走行回数が低下するものの十分な等価走行回数の向上が確認され、耐疲労性が評価できる。
- (2) たわみと等価走行回数との関係より、RC 床版は床版支間 L の $1/400$ を超えた付近からたわみが増大しているのに対して、増厚層内に継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強の RC 床版は、曲げ剛性の向上によりたわみの増加が抑制される結果となった。また、付着用接着剤を塗布することで一体性が確保され、たわみの増加が抑制することから耐疲労性の向上が図られた。
- (3) ひずみと等価走行回数との関係より、継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強の RC 床版の降伏ひずみに達した時点の等価走行回数と、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した等価走行回数を比較すると、主鉄筋および配力筋が降伏ひずみに達した等価走行回数が上回ることから、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時期が再補強時期となる。また、圧縮領域に配置したメタルグリッド筋のひずみは、主鉄筋および配力筋が降伏ひずみを超えた付近から引張ひずみとなり、この時点から増厚界面ではく離が発生したものと推察される。

- (4) 破壊状況より、全ての供試体で床版下面に 2 方向ひび割れが形成され、押抜きせん断破壊に伴うかぶりコンクリートのはく離が確認された。破壊位置は異なるものの全ての供試体で押し抜きせん断破壊に至った。また、床版支間中央付近で補強筋継手構造を設けた上面増厚補強法を施した供試体では、継手部付近での局所的な損傷が見られないことから、本実験の範囲内において継手構造は弱点とはならないことが判断できる。よって、有効性が高いと補強法であると評価できる。
- (5) 建研式引張試験において、輪荷重走行面では SFRC 層で破壊し、300mm 離れた位置はいつでも引張付着強度の基準 1.0N/mm^2 を上回る結果となった。また、300mm 離れた位置のコア側面は、メタルグリッド筋との隙間 10mm に骨材や鋼繊維が十分に配置されている結果となった。

参考文献

- 6.1) (公社)土木学会：鋼構造シリーズ 27 道路橋床版の維持管理マニュアル 2016, 2016.
- 6.2) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, III, 2002.
- 6.3) (財)高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル, 1995.
- 6.4) 木田哲量, 阿部忠, 児玉孝喜, 伊藤清志：増厚界面に接着剤を塗布した上面増厚 RC 床版の耐疲労性および破壊状況, セメント・コンクリート論文集, No.63, pp.538-545, 2010.
- 6.5) 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.
- 6.6) 阿部忠, 高野真希子, 木田哲量, 児玉孝喜：SFRC 上面増厚補強 RC 床版の耐疲労性の評価および維持管理, セメント・コンクリート論文集 No.65, pp.485-492, 2011.
- 6.7) 小森篤也, 阿部忠, 小林朗：CFRP 格子筋と PCM を用いる床版下面増厚補強法における接着剤の付着メカニズムおよび耐疲労性の検証, 日本コンクリート工学年次論文集 Vol.37, No.1, pp.1567-1572, 2015.
- 6.8) 阿部忠, 塩田啓介, 今塩宏之, 吉岡康邦, 今野雄介：鉄筋部材, 及び, その鉄筋部材を使用したコンクリート構造, 特許番号 6253058, 2017.
- 6.9) 阿部忠, 塩田啓介, 吉岡泰邦, 今野雄介：2 タイプの鋼板格子筋を用いた RC 床版の PCM 増厚補強における補強効果の検証, セメント・コンクリート論文集, Vol.69, No.1, pp.634-641, 2015.
- 6.10) 吉岡泰邦, 塩田啓介, 内藤仁志, 阿部忠：格子形状と防食処理が異なる鋼板格子筋で補強した RC はりの補強効果に関する実験, 土木学会第 73 回年次学術講演会, V-531, pp.1061-1062, 2018.
- 6.11) 水口和彦, 阿部忠, 野口博之, 塩田啓介：鋼板格子筋を用いた下面増厚補強 RC 床版における耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.1250-1260, 2016.
- 6.12) 新田裕之, 阿部忠, 塩田啓介, 吉岡泰邦：展張格子筋を用いて接着剤塗布型 PCM 補強したボックスカルバートの補強効果および実用性の評価, 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 18 巻, pp.675-680, 2018.
- 6.13) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 1994.
- 6.14) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007.

第7章 展張格子筋を用いた接着剤塗布型SFRC上面増厚補強技術

7.1 はじめに

道路橋 RC 床版は、疲労損傷に加え、建設地域の環境条件により塩害や凍害などが複合され、老朽化が加速している。とくに、積雪寒冷地域は、融雪剤および凍結防止剤の散布により、床版に配置された鉄筋の腐食による断面欠損が生じ、耐荷力性能の低下も見られる。また、融雪剤や凍結防止剤を散布することで、RC 床版上面は湿潤状態となり、輪荷重の繰り返し走行によりセメント成分が滲出し、土砂化へと発展している。このような RC 床版は北陸地方、東北地方および北海道に多く見られる。また、茨城県を含む関東地方においても、凍結防止剤散布による塩害も多く発生している。このように RC 床版の上面損傷に対する補修技術においては、超速硬セメントを用いたモルタル材で部分補修が施されていた。また、耐荷力性能の向上を図るための上面増厚補強法においては、鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC とする）材で 60mm 程度の増厚補強が施されていた。しかし、超速硬セメントを用いた 30mm 厚程度の部分補修においては、界面ではく離やモルタル材に割れが生じるなどの損傷が発生し、再補修した事例も多い。そこで、部分補修において阿部ら^{7.1)}が提案する低弾性モルタルを用いた 2 種類の接着剤を用いた接着剤塗布型部分打ち換え補修技術が提案され、輪荷重走行疲労実験より耐疲労性の評価および、実橋で採用されている。また、SFRC 材を用いた上面増厚補強を兼ねたコンクリート舗装においても増厚界面ではく離が生じ、再補強された事例もある。例えば、茨城県の栄橋では、老朽化した RC 床版下面に鋼板接着補強、SFRC 上面増厚補強が施されているが、補強から約 10 年後の点検では、RC 床版コンクリートと SFRC 上面増厚補強との界面がはく離し、雨水の浸入による床版下面の土砂化が見られた^{7.2)}。これの対策として SFRC 上面増厚補強法においては、薄層補修と同様に補強界面に SFRC 材との付着性を高めるために高耐久型エポキシ系樹脂接着剤（以下、付着用接着とする）を塗布した上面増厚補強法が提案され、輪荷重走行疲労実験により耐疲労性が評価されている^{7.3)}。この接着剤を塗布したコンクリート舗装は茨城県の栄橋で採用され、12 年後の調査においても健全である結果が得られている^{7.2)}。また、SFRC 上面増厚補強においても茨城県の川口跨線橋での施工事例があり、現在でも健全である。

一方、SFRC 上面増厚補強法においては、鉄筋の腐食に対する断面欠損の補強法として従来は鉄筋が配置されていた。しかし、鉄筋を配置した場合の上面増厚補強法においては増厚層が 100mm 程度となることから死荷重の増大が懸念され、これを改善する対策として、メタルグリッド筋が開発された。メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法においては、第 5 章で述べ、実用性が評価された。

そこで第 7 章では、健全性の判定区分ⅢからⅣに相当する損傷および 1994 年改定の道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）に対応するための主げた補強および RC 床版の下面および上面からメタルグリッド筋を配置した下面・上面の増厚補強技術について考察する。RC 床版の補強に用いるメタルグリッド筋は、一般鋼板 SS400 材を用いてレーザーでスリッドを挿入し、専用のジャッキで展張した展張格子筋を用いる。補強においては、第 5 章、第 6 章で評価した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強技術について述

べ、積雪寒冷地域の道路橋 RC 床版の補強技術の一助としたい。

7.2 予防保全型維持管理における一次、二次補強対策

RC 床版の道路橋長寿命化修繕計画^{7.4)}では、RC 床版の損傷が軽微な段階、すなわち健全性の判定区分Ⅱでは、ひび割れ補修や断面修復、橋面防水工などが計画されている。このような軽微な損傷に対しては、地方自治体が設けている管理水準に達した後、再補修が計画・実施される。このような補修技術は、数回繰り返された後に補強対策が検討される。しかし、著しい損傷、すなわち健全性の判定区分ⅢあるいはⅣの段階では、補修のみでは耐荷力の向上を図る対策とはならない。また、設計基準の変遷に伴う床版厚の不足に対しては、耐荷力の向上を図る補強対策が必要となる。RC 床版の補強時期については、補強材料の劣化などにより、補強後の耐用年数も既設 RC 床版と合わせて性能が低下する。よって、一般的には健全性の判定区分Ⅲで補強工事が進められている。ここで、道路橋長寿命化修繕計画における性能低下・LCC と維持管理年数の関係を図-7.1 に示す。既設 RC 床版が健全性の判定区分Ⅲで耐荷力の向上を図るために 1 次補強を施し、性能低下が管理水準に達した後、2 次補強を施す。しかし、再度劣化に至った後は既設 RC 床版の内部損傷が著しくなることから、取替床版が検討される。

補強サイクルを下面からの 1 次補強+上面からの 2 次補強を写真-7.1 に示す。今までの補強サイクルにおいて、最も多く採用されている補強技術は、交通規制の影響を受けない下面からの補強である。例えば、写真-7.1 に示すように、RC 床版のかぶり不足など(写真-7.1 (1))は、1 次補強法に炭素繊維連続シート補強(写真-7.1 (2), 1)), あるいは PCM 吹付けによる下面増厚補強が優先される。予防保全型維持管理計画では、健全性が確保されている状態で 2 次補強が施されることから、2 次補強対策には SFRC 上面増厚補強が施され、それ以降は取替床版が検討される。損傷状況によっては、炭素繊維連続シート補強した後の再劣化で、再度、炭素繊維連続シート補強を施す場合もある。補強サイクルを上面からの 1 次補強+下面からの 2 次補強を写真-7.2 に示す。RC

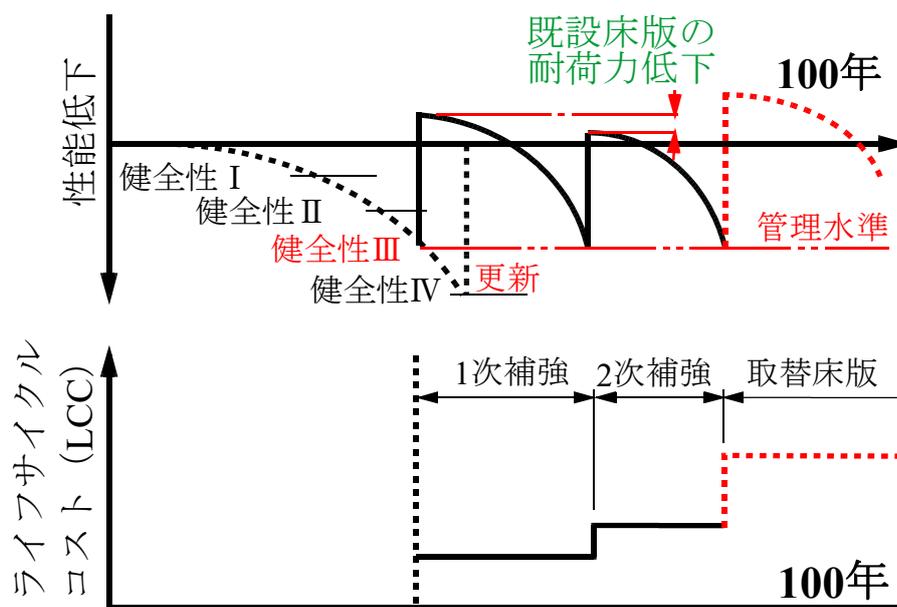
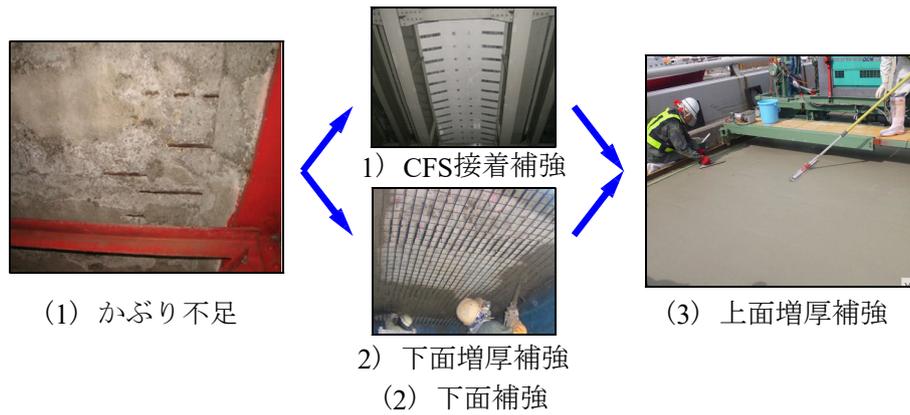
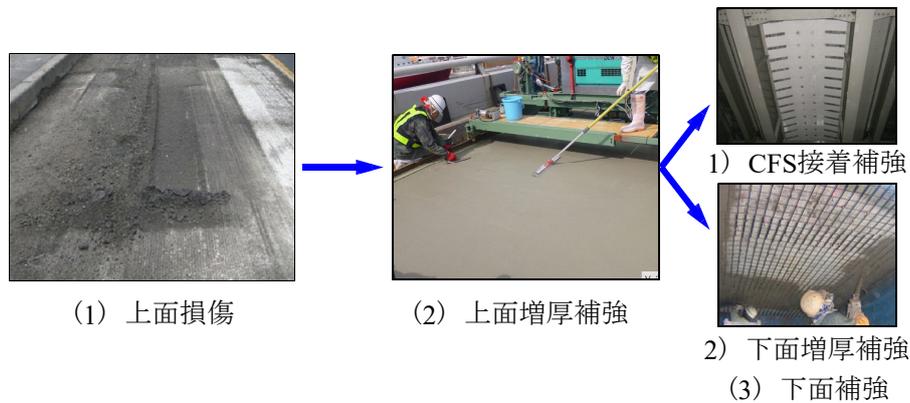


図-7.1 性能低下・LCC と維持管理年数



写真－ 7.1 下面からの1次補強＋上面からの2次補強



写真－ 7.2 上面からの1次補強＋下面からの2次補強

床版上面からの補強法は、ほとんどが写真－ 7.2(1)に示すように、土砂化などによる損傷を受けた補強法として SFRC 上面増厚補強が採用される（写真－ 7.2(2)）。2次補強対策として、炭素繊維連続シート補強（写真－ 7.1(2), 1)），あるいは PCM 吹付けによる下面増厚補強が優先される。

本章において、実施工計画を述べる橋梁においては、既に1次補強法として下面のひび割れ補修後に展張格子筋を配置し、厚さ 26mm の PCM 吹付け増厚補強が施されており、対象となる床版上面においては、B 活荷重対応として、負の曲げモーメントの発生する桁端部上面に展張格子筋を配置し、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強について施工技術を述べる。

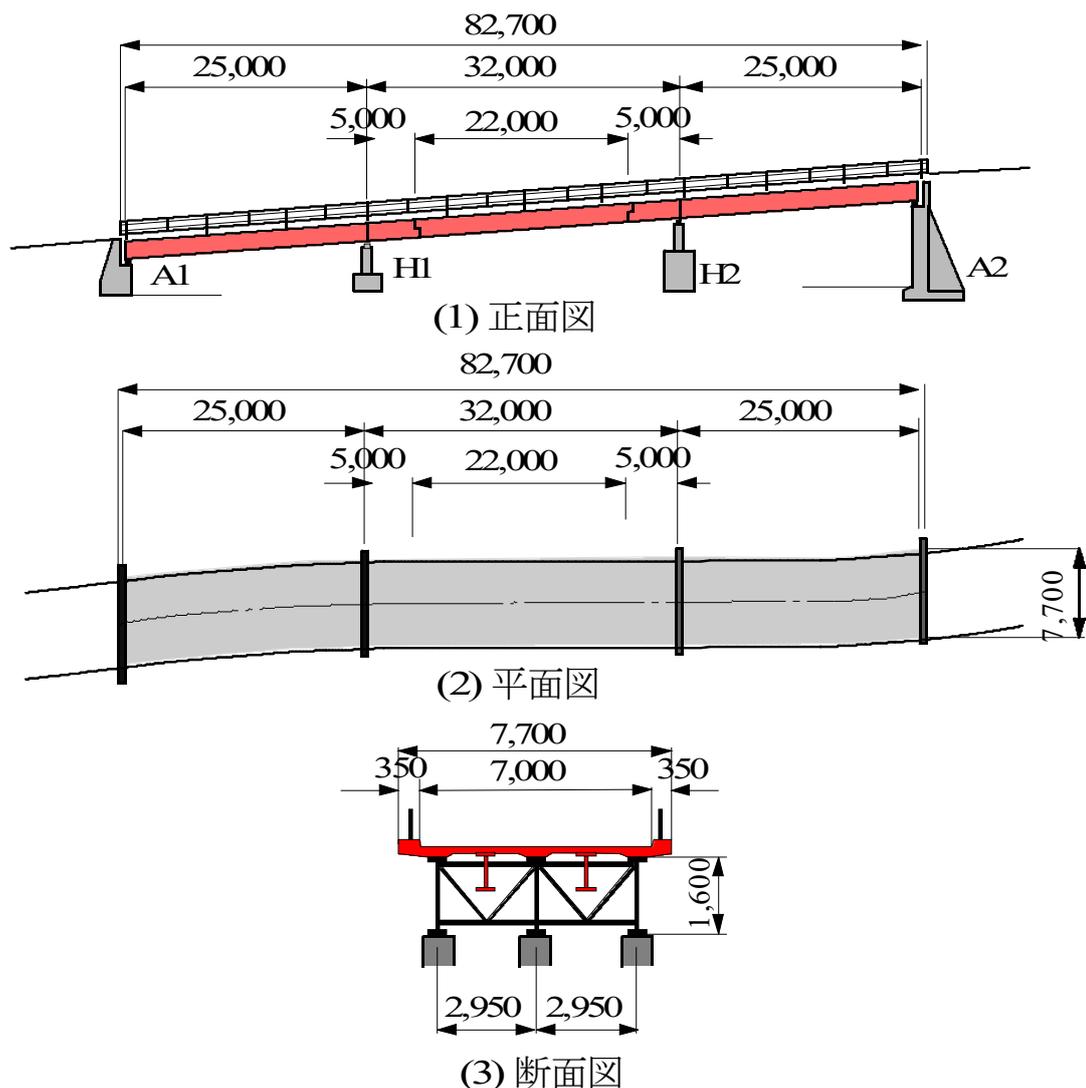
7.3 補強対象橋梁の概要

7.3.1 乳ノ木橋の概要

(1) 橋梁の概要

栃木県日光土木事務所が所管する国道 120 号線「乳ノ木橋」は、旧 JH により 1964 年 8 月に供用された。ここで、乳ノ木橋の概略を図－ 7.1 に示す。

この橋梁の設計基準は 1956 年(昭和 31 年)鋼道路橋示方書^{7.5)}に基づいて設計され、1957 年(昭和 32 年)溶接高道路橋示方書^{7.6)}、1959 年(昭和 34 年)鋼道路橋の合成桁設計示方書^{7.7)}に基づいて架設されている。



図－ 7.1 乳ノ木橋の概要図

乳ノ木橋は図－ 7.1(1), (2)に示すように、橋長は 82.7m, 支間長は 25m + 32m + 25m, 幅員は 7.7m (有効幅員 7.0m) の鋼 3 径間鈹桁橋である。元の橋梁は、左右の主げたから 5.0m の張出部を設け、それを支点とする中央径間 22mm の主げたとなるゲルバーを有する構造である。橋梁部についてはゲルバー部に添接板を設けてボルト接合による一体構造となる補強を行っている。両端の桁は非合成鈹桁であるが、中央部の吊桁は合成鈹桁である特殊な構造である。よって、支間長 25m + 32m + 25m である。

一方、断面構成は、主げた間隔は 2.95m の 3 主げた構造であり、床版厚は 170mm である。1994 年に道路橋示方書・同解説における活荷重の増大に伴い、これに対応するために縦げたが増厚されている。橋面の横断勾配は 2%, 縦断勾配は 6%の上り勾配である。

この橋梁は、主げたの大規模な補修・補強を施し、さらに RC 床版の耐荷力の向上を図るための補強工事が計画された。そこで本章では、乳ノ木橋の補修歴を述べ SFRC 上面増厚補強法についての補強技術を述べる。

7.4 乳ノ木橋の補修・補強歴および補強技術

7.4.1 乳ノ木橋の補修・補強歴

乳ノ木橋の補修・補強歴とその補修・補強概略を表－7.1に示す。

表－7.1 乳ノ木橋の補修・補強歴とその補修・補強内容

実施年	補修・補強項目	設計基準	補修・補強内容
1981	鋼増し桁補強	1956年： 鋼道路橋示方書・同解説	主桁間2.95mの中央に縦桁の設置
2019	鋼桁の連結・補強	1994年： 道路橋示方書・同解説	主桁に水平補剛材や下フランジにあて板補強を実施 中間桁と両側主桁の3径間連続構造とする補強を実施 その他、フランジ等の補強
	橋面の防水処理		既設アスファルト舗装のひび割れに止水処理およびその 上面に防水処理（仮舗装）を実施
	床版下面の ひび割れ補修		末端の微細クラックまで充填可能なIPH工法による樹脂 注入補修を実施
	床版下面増厚補強		床版下面に対する展張格子筋を用いた接着剤塗布型 PCM吹付け増厚補強を実施
2020	床版上面増厚補強		RC床版補修および展張格子筋を配置した接着剤塗布型 SFRC上面増厚補強を実施 地覆補強、伸縮装置の設置

大規模な補修・補強工事は1980年改定の道示に対応するために、1981年に主げた間中央に縦げたの増げた補強が施された。大規模修繕としては2019年に、1994年改定の道示に対応させるためにゲルバーげた部を連結し、3径間連続げたへの補強工事である。そして、RC床版の耐荷力の向上を図るためにメタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型PCM吹付け下面増厚補強が施された。これらの補強が終了した後、2020年に、RC床版上面にメタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型SFRC上面増厚補強が採用された。

本論文では、2019年までの補修・補強技術を述べるとともに、2020年に新たに発注されたメタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型SFRC上面増厚補強技術（第5章、第6章）について、実施工における補強技術を述べる。

7.4.2 1980年改定の道示の基準に対応する縦げたの設置

(1) 鋼増し桁補強

本橋梁のRC床版は、1956年(昭和31年)の鋼道路橋示方書^{7.5)}に基づいて設計されことから、床版厚は170mmであると同時に、鉄筋には丸鋼が使用されている。

ここで、1980年改定の道示に基づいた床版厚は、式(7.1)として与えられる。RC床版厚については、第2章で述べた表－2.4に基づいて、床版支間2.95m、大型車両の1日1方向当たりの計画交通量を2,000台以上の場合は、道示の規定で式(7.1)として与えられる。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot t_0 \geq 16 \quad (\text{cm}) \quad (7.1)$$

ここに、 t_0 ；道路橋示方書に規定される床版の最小全厚(= $3.0L+11$ (cm))、 L ：床版支

間(少数第2位を四捨五入し、少数第1位まで求める)、 k_1 ；大型車両の1日1方向の計画交通量や施工の難易度による係数(2,000台以上：1.20(非合成げた))、 k_2 ；床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数(=1.00)

よって、式(7.1)より床版厚算出すると

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot t_0 = 1.20 \times 1.0 \times (3.0 \times 2.95 + 11) = 23.8 = 24\text{cm}$$

よって、床版厚が不足することから7cm不足することから、床版支間中央に縦げたが設置された。

ここで、縦げたの配置位置を図-7.2、縦げたの配置状況を写真-7.3に示す。

これにより、床版支間は1.475mとなり、床版厚が現状の厚で十分対応出来る構造になったと考える。

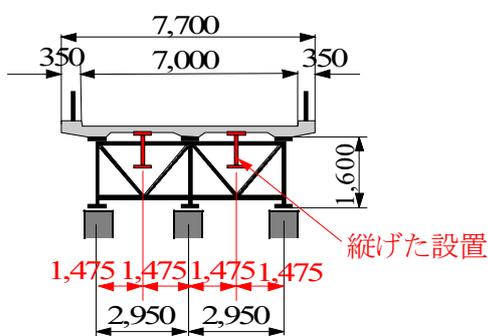


図-7.2 縦げたの配置位置



写真-7.3 縦げたの配置状況

(2) 鋼げたの補強

1994年改定の道路橋示方書・同解説^{7.8)}では、設計自動車荷重が196kNから245kNへと改定された。これに対応するために、2019年に主げた各部位の補強対策が実施された。同時にRC床版においても1956年改定の鋼道路橋示方書^{7.5)}に基づいて設計されていることから、1980年改定の道示に対応させるために、1981年に床版支間中央に縦げたを設けて、床版支間を2.95mから1.475mにして対応した。

一方、1994年改定の道示の荷重245kNに対応するためには主げたの補強も必要となる。また、乳ノ木橋の維持管理計画においては、主げたの塗装、RC床版の下面増厚補強が計画されている。主げたは中間支点H2、H3から5.0mmの位置にゲルバー構造が設けられ、中間径間が22mである。このゲルバー構造を添接版を設け、ボルトによる接合が行われた。ここで、ゲルバー部に継手構造を写真-7.4に示す。

写真-7.4(1)は、H1側のゲルバー部、写真-7.4(2)はH2側のゲルバー部のボルト接合構造である。次に、主げたの補強寸法の概略を図-7.3に示す。事後のRC床版増厚補強による死荷重の増大や、1994年改定の道示の設計荷重に対応させるために主げたの補強が実施された。従来の主げた寸法は図-7.3に示すように高さ1,600mmのI型断面であり、水平補剛材が設けられている。この主げたに図-7.3に示す、高さ400mm、上フランジが幅280mmのプレートである。下フランジも同様に幅280mm、厚

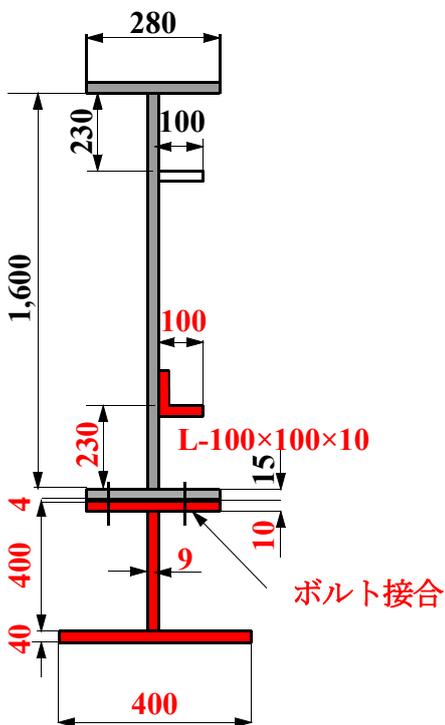


(1) H1 側のゲルバー部



(2) H2 側のゲルバー部

写真－7.4 鋼げたの補強



図－7.3 主げたの補強寸法の概略



写真－7.5 主げた補強部

さ 15mm のプレートで構成されている。補強は下フランジから 230mm の位置に水平補剛材の設置である。また、曲げ耐力およびせん断耐力の向上を図るために図－7.3 に示すように上フランジ 280mm、厚さ 10mm、腹版高さ 400mm、厚さ 9mm、下フランジ幅 400mm、厚さ 40mm の I 型断面を増設した。接合は主げたの下フランジと増げたの上フランジをボルト接合させている。この増げたは約 1,400m の長さで製作され、写真－7.5 に示すように添接版を設け、ボルトによる接合がされている。これによって主げたが高さ 2,000mm で全長 82.7m となる。

(3) 鋼桁の塗装

1956 年 12 月に塗装の塗り替えして以来、40 年が経過し、この間塗装は一度も実施されていない。そこで、主げたの補強工事に併せて塗装工も実施された。全体の塗装面積は 2,105m² である。ここで、塗装工を写真－7.6 に示す。



(1) 塗装前



(2) 補強後の塗装

写真－ 7.6 塗膜はく離剤による既設塗膜の除去およびエポガードを塗布

2019年時の主げた塗装の劣化状態を写真－ 7.6(1)に示す。

塗装工は、劣化した塗膜をはく離除去し、腐食が生じている端部や摩擦接合が必要な補強材添接部は、ブリストルブラスターを用いて1種ケレン相当の素地調整を行い塗装または添接を行った。一般部は、塗膜除去後、エポガードを塗布し、中塗り・上塗りを施して塗り替えた。

以上までが主げたの補強対策であり、この後 RC 床版の補強対策を実施する。

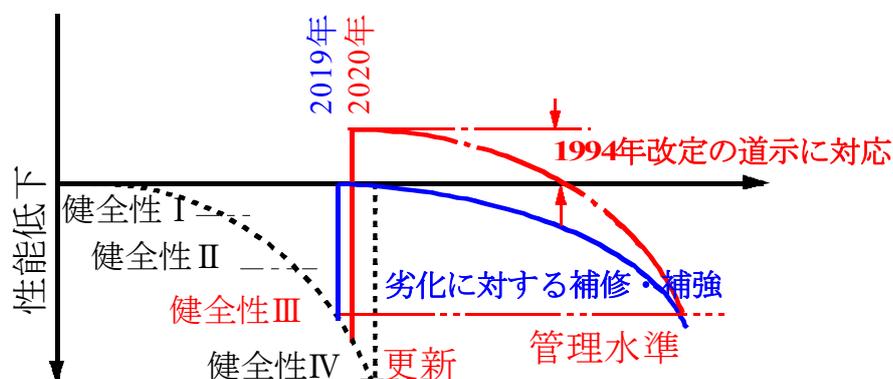
7.5 RC床版のメタルグリッド筋を配置した下面・上面の増厚補強技術

7.5.1 RC床版の補修・補強概要

乳ノ木橋の RC 床版の補修・補強工事における性能低下と補強による劣化曲線の概略を図－ 7.4 に示す。補修・補強工事は 2019 年と 2020 年の 2 期に亘って実施される。

主げたの補強対策が終了した後、RC 床版の補強工事が実施される。1 期目は、図－ 7.4 に示すように、RC 床版下面に発生したひび割れに対して樹脂注入による補修を施した後、メタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型 PCM 吹付け増厚補強を施す。次に、1994 年改定の道示で設計された活荷重に対応させるための上面補修を施し、メタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施す。

勝呂ら^{7.9)}は、RC 床版を用いて 1 次補強に下面から CFS 補強を施し、再劣化した状態で 2 次補強に接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強および上面から接着剤塗布型 SFRC 上



図－ 7.4 乳の木橋の RC 床版の補強による劣化曲線の概略

面増厚補強し，再劣化後 CFS 補強を施した RC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し，耐疲労性の検証を行っている。また，高野ら^{7.10)}は，旧銚子大橋から撤去した SFRC 上面増厚補強を施した RC 床版を用いて，旧増厚部を撤去し，新たに接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強と下面に炭素繊維ストランドシートを用いて下面補強と併用した RC 床版を用いて耐疲労性を検証している。いずれも再劣化した健全性の判定区分ⅢおよびⅣにおいても耐疲労性の向上が図られている。よって，1 次補強に下面から補強，2 次補強に上面から補強を施すことは適切補強法であると考えられる。

7.5.2 ひび割れ補修技術

乳ノ木橋の RC 床版は，1964 年 8 月に供用開始してから 55 年が経過し，かなり老朽化が進行している。とくに，本橋梁には 12 月下旬～4 月上旬にかけて凍結防止剤散布を多量に散布し，融解した塩分を含んだ水が橋面から RC 床版に浸透している。よって，RC 床版および地覆は，凍結・融解作用による凍害と融雪剤散布による塩害による複合劣化が生じている。また，55 年が経過していることから 2 方向ひび割れも著しい。そこで，下面からは先ず 2 方向ひび割れ補修を施した後に，補強対策を実施する。

(1) ひび割れ診断

本橋梁の RC 床版は 1964 年に供用されてから，B 活荷重に対応するために主げた中央に鋼増し桁補強も施されているものの劣化が著しい。ひび割れ診断およびひび割れ補修状況を写真－7.7 に示す。

RC 床版下面のひび割れは，ひび割れ幅 0.2mm 以上が 2 方向に発生し，漏水・遊離石灰が全面に沈着している（写真－7.7 (1)）。健全性Ⅲに相当する床版である。

(2) ひび割れ補修

ひび割れ補修は 0.2mm 以上を対象に，写真－7.7(2)に示すように樹脂注入器具を用いて注入した。本ひび割れ補修法は，内圧充填接合補強（IPH 工法）が採用されている。多くの箇所でも漏水に伴う遊離石灰が発生していることから漏水箇所を適切に補修する必要がある。本橋梁ではひび割れ補修後，鋼げたの補修・補強を施すことから 1 ヶ月以上の工期があり，漏水箇所が適切に補修されている（写真－7.7(3)）。



(1) RC 床版の損傷状況

(2) ひび割れ補修法

(3) ひび割れ補修後

写真－7.7 ひび割れ状況および補修状況

7.5.3 メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型PCM吹付け下面増厚補強

(1) RC床版の補強概要

本橋梁は1981年に主げた間中央に縦げたを設けた補強が実施され、2019年に大規模な補強対策が実施された。ここで、RC床版に関わる補強対策を図-7.5に示す。

図-7.5(1)に示すように、縦げたが増設され、床版支間が1.475mとなった。その後、1994年改定の道示に対応するために、2019年に図-7.5(2)に示すように、主げたの補強対策が実施され、併せてメタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型PCM吹付け下面増厚補強が施された。メタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型PCM吹付け下面増厚補強法したRC床版の輪荷重走行疲労実験における耐疲労性の評価が行われている。水口ら^{7.11)}は、展張格子筋および格子鋼板筋の2種類のメタルグリッドを増厚層内に配置し、既設RC床版コンクリートと吹付け用のポリマーセメントモルタル（PCM）との付着性を高めるために付着用接着剤を塗布した。また、吹付けモルタルには阿部ら^{7.12)}が開発した低弾性PCMが用いられている。いずれにおいても、これらの補強法および低弾性PCMを用いた補強としてボックスカルバート、RC床版の薄層補修技術にも採用されている。これらの成果をもとに、本橋梁においてもこれらの補強技術が取り入れられている。

次に、RC床版の下面増厚補強範囲および補強寸法を図-7.6に示す。下面増厚補強範囲は図-7.6(1)に示すように、床版支間4@1.475m、長さ82.7mの範囲とする。

また、増厚寸法は、図-7.6(2)に示すように厚さ26mmである。

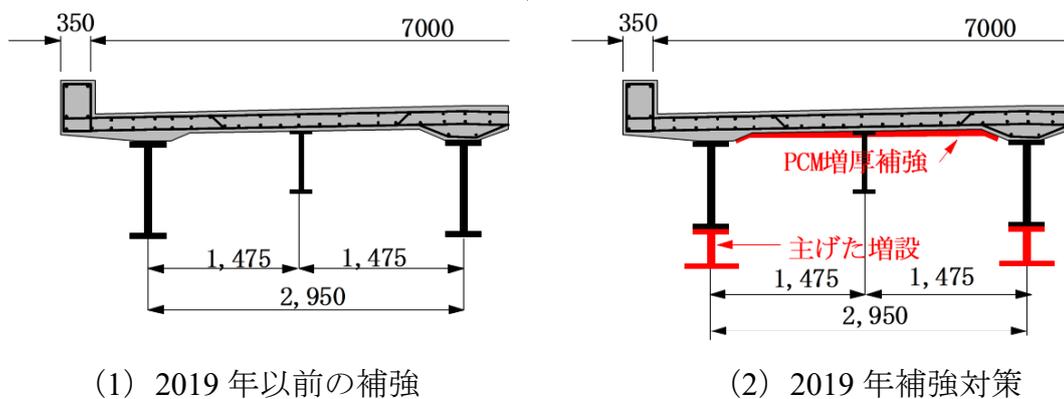


図-7.5 RC床版に関わる補強対策

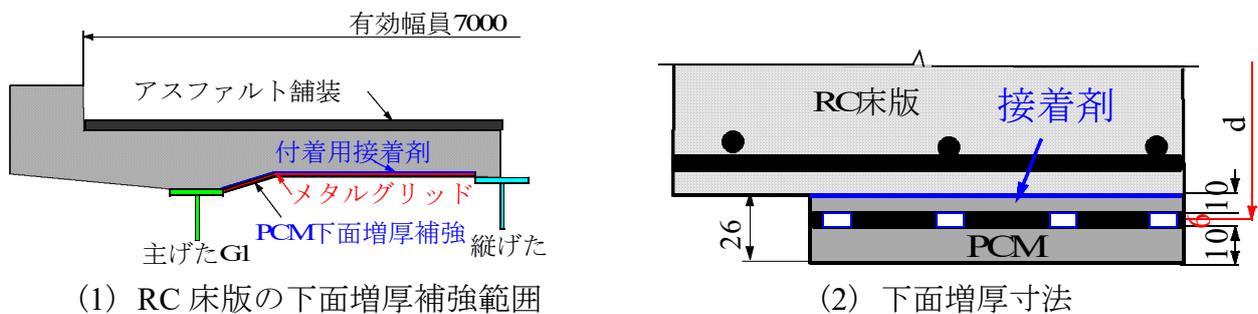


図-7.6 RC床版の下面増厚補強範囲および補強寸法

(2) 下面増厚補強に用いる材料

1) 展張格子筋

メタルグリッド筋には、展張格子筋と格子鋼板筋の2種類が開発され、PCM吹付け下面増厚補強法には展張格子筋が用いられている。この展張格子筋は、国土交通省の建設現場の生産性向上を図る「i-Construction」のトップランナー施策として、コンクリート工の生産性向上等に位置づけられ、「コンクリート生産性向上検討協議会」を設置している。これは、建設現場における施工の効率化を図る取り組みとして、コンクリートの打込みにおけるスランプの規定の見直し等を行ってきたが、鉄筋組立てや型枠の設置・撤去作業など可能な範囲で現場作業を工場製作化することで効果が得られる。よって、展張格子筋の製作方法は、鋼板をレーザーでスリットを挿入し、これを専用のジャッキで配力筋方向に展張することで一面加工された展張格子筋が製作される。これを構造物に合わせて折り曲げ加工し、防錆処理を行うことで、建設現場では設置のみとなり、大幅な工期の短縮が図れる材料である。

引張補強筋としての展張格子筋は、一般鋼板の材質 SS400 材、厚さ 6mm、幅 12mm (54mm²) の鋼板を用いた。展張角度は 60 度である。また、付着面の突起については 9mm 間隔で、突起 4mm が一般的に用いられている。展張格子筋が加工された後は亜鉛メッキとエポキシ系の防錆処理が施されている。ここで、本橋梁に用いた展張格子筋の材料特性値を表-7.2 に示す。

次に、展張格子筋の継手構造および配置を図-7.7 に示す。継手部は幅 400mm とし重ね継手構造とした。(図-7.7(1))。展張格子筋寸法は図-7.7(2)に示す厚さ 6mm で格子間隔は 100mm である。

表-7.2 展張格子筋の材料特性値

補強材の種類	断面寸法 (mm)	格子間隔 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
一般鋼板 (SS400)	6×9	100	294	468	200

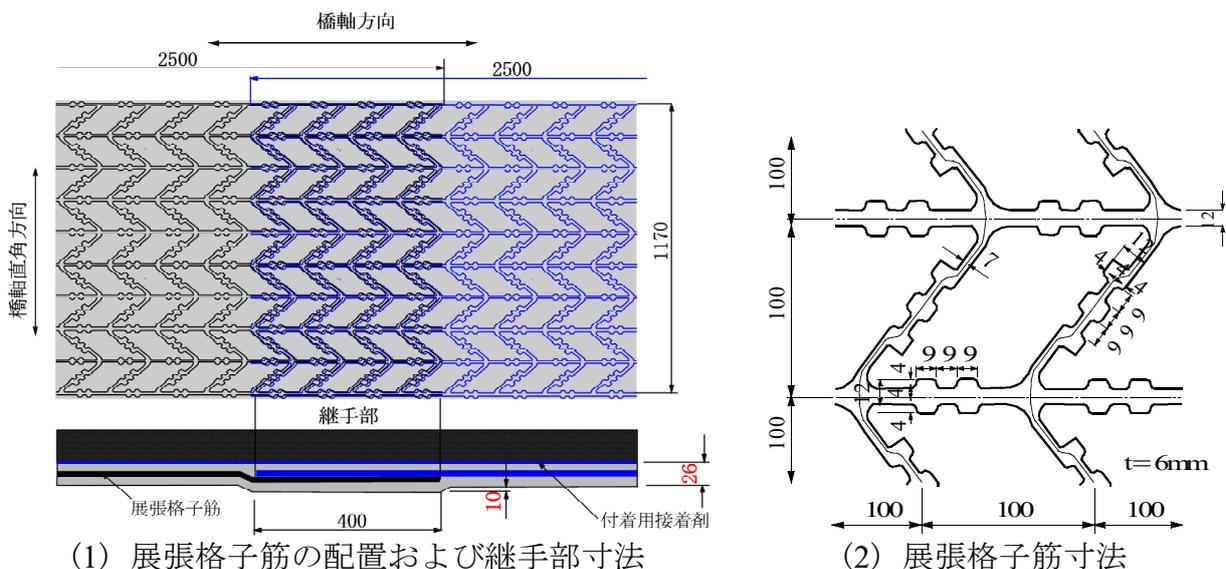


図-7.7 展張格子筋の配置図

2) 低弾性 PCM

本橋梁は、長期間の車両規制により橋梁全体を補修・補強をすることから、材齢3時間と24時間で圧縮強度 24N/mm^2 以上発現する材料は必要ない。よって、材齢24時間で 24N/mm^2 以上発現できる低弾性ポリマーセメントモルタル (PCM) が用いられた。なお、低弾性 PCM の配合条件は第2章参照とする。セメント材には早強セメントが用いられている。

次に、低弾性 PCM の発現強度についても第2章参照とする。この材料は凝結始発時間が33分、終結時間が40分であり、仕上げに要する時間の確保ができ、施工性の良い材料となっている。発現強度は材齢24時間で 28.7N/mm^2 、静弾性係数は 24.9kN/mm^2 であり、既設 RC 床版コンクリートの弾性係数と同等である。

3) 付着用接着剤

既往の研究^{7.11)}において、展張格子筋を配置した PCM 吹付け下面増厚補強においては、接着剤を塗布することで耐久性が向上する結果が得られている。よって、本橋梁 RC 床版の下面増厚補強法においても付着用接着剤を用いる。付着用接着剤のコンクリートとの付着強さは 3.7N/mm^2 以上であり、一般的には母材コンクリート層で破断している。

(2) メタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型PCM吹付け下面増厚補強技術

1) 補強概要

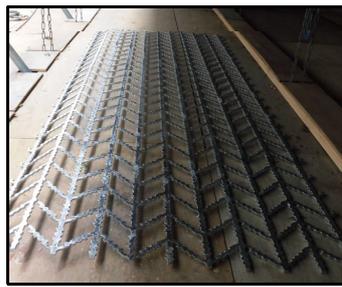
展張格子筋を用いた PCM 吹付け下面増厚補強法の概略寸法を図-7.6(2)に示す。RC 床版下面コンクリートを平滑に仕上げた後、展張格子筋を設置する。下面増厚補強に用いる展張格子筋は6mm厚程度である。展張格子筋を直接下面に設置する方法と、かぶり10mm程度考慮して配置する方法がある。かぶり10mmを取ることで有効高さを確保し、引張効果が得られる配置となる。施工法においては、展張格子筋を設置した後、エポキシ系の接着剤を吹付け塗布し、PCMを吹付け補強する増厚工法である。

接着剤の塗布はリシンガン等で吹付けを行い、直ちに乾式あるいは湿式吹付け工法により2層に分けて吹付けを行う。1層目は展張格子筋の配置位置付近まで PCM 吹付けを行い、コテ等で完全に展張格子筋をかぶり内に押し込む方法で仕上げる。その後、2層目も吹付け補強する。

2) 補強方法

補強法は、橋面から幅1,065mm、長さ2,500mm、厚さ6mmの展張格子筋を足場に下ろし(写真-7.8(1))、これを床版下面に取り付けする(写真-7.8(2))。本橋梁の主げた間の中央に鋼増桁が設置されていたことから、RC床版の主筋方向、すなわち橋軸直角方向の主鉄筋は、増桁によって鉄筋量は満足していることから、展張格子筋の主筋を橋軸方向になるように配置した。よって、軸直角方向の展張格子筋の配力筋はD6@100、橋軸筋方向の主筋はD10@100に相当する幅を設定した。設置においては、軸方向に300mm、増厚幅400mmとした。また、予め折り曲げ加工した展張格子筋であることから短時間で設置が可能となった。取り付け方法はコンクリート表面から10mmの位置に展張格子筋を取り付けし、継手長を400mmの重ね継手とした。重ね継手部を写真-7.8(3)に示す。ここで、継手構造の一例を図-7.8に示す。

本補強法では、主げた間の中央に鋼製の増げたが設けられていたことから、展張方向を主筋とし、主筋方向を配力筋として設置した(写真-7.8(4))。取り付け終了後、継



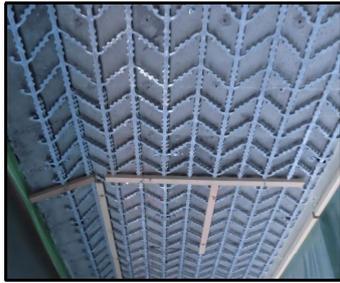
(1) 展張格子筋



(2) 展張格子筋取付



(3) 継手部



(4) 設置完了



(5) 接着剤塗布



(6) PCM練り混ぜ



(7) PCM吹付け (1層目)

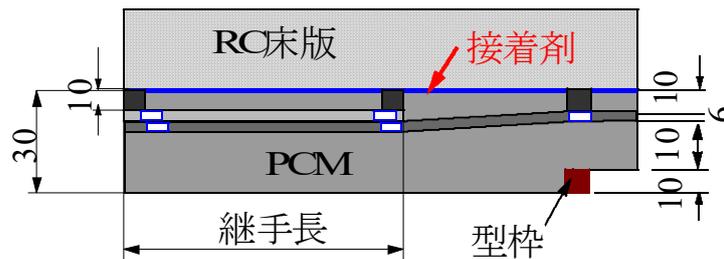


(8) PCM吹付け (2層目)



(9) 表面仕上げ

写真－ 7.6 展張格子筋を用いて接着剤塗布型 PCM 下面増厚補強法



図－ 7.8 継手部構造および寸法

ぎ手部のかぶりを確保するために角材で型枠を設けた。次に、付着用接着剤を全面に塗布する (写真－ 7.8(5))。塗布作業と同時にセメント系モルタルの練り混ぜ作業を行い (写真－ 7.8(6))、1層目の PCM を吹付けする。吹きつけは湿式による吹付けを行い、10mm のかぶり内にモルタルが挿入させるためにコテ作業も合わせて行う (写真－ 7.8(7))。ここで、養生を行い、2層目の吹付けを行い ((写真－ 7.8(8))、表面仕上げを行う (写真－ 7.8(9))。

以上のように、増厚界面に展張格子筋を配置した接着剤塗布型 PCM 吹付け下面増厚

補強法は、工場で展張格子筋を加工することから、施工現場においては、施工の合理化・省力化が図れるとともに、接着剤を塗布した後、PCM 吹付けを行うことから、増厚界面が一体化され耐疲労性の向上が図られる補強法である。本下面増厚補強法は次年度に SFRC 上面増厚補強が計画され、両工法を行うことで B 荷重対応が可能になる。

以上までが主げたの補強から RC 床版の下面増厚補強が施された。この後、SFRC 上面増厚補強が実施される。

7.6 RC床版の上面補修および展張格子筋を配置した上面増厚補強技術

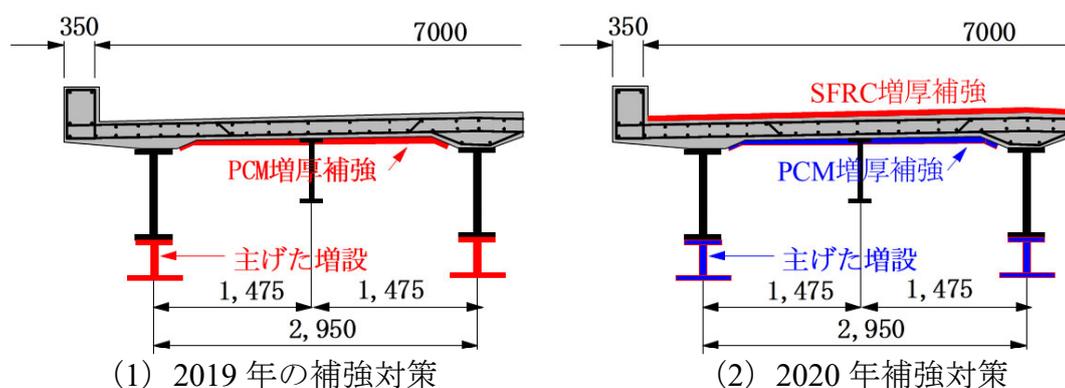
7.6.1 RC床版の補強概要

(1) 補強概要

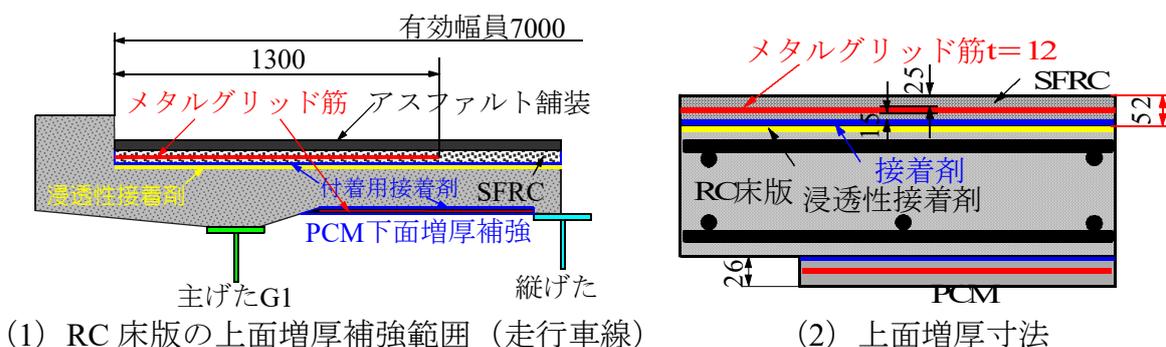
2019 年および 2020 年の補強概要を図－ 7.9 に示す。RC 床版の補強対策として 2019 年には図－ 7.9(1)に示すように、主げた補強と RC 床版下面のメタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 PCM 吹付けによる増厚補強が施され、老朽化による補強対策が終了した。その後、2020 年に図－ 7.9(2)に示すように、1994 年改定の道示に規定された B 活荷重に対応させるためのメタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強が実施される。

本補強法は、第 5 章、第 6 章で、輪荷重走行疲労実験を実施し、耐疲労性の検証および実用性を評価した補強法である。

次に、RC 床版の上面増厚補強範囲および上面補強寸法を図－ 7.10 に示す。補強範囲は有効幅員 7.0m、橋長 82.7m を走行車線側と追い越し車線側に分けて施工された。施



図－ 7.9 RC 床版に関わる補強対策 (2020)



図－ 7.10 RC 床版の上面増厚補強範囲および補強寸法

工法は、アスファルト舗装を撤去し、RC床版上面コンクリートの損傷箇所を補修、展張格子筋を用いて2種類の接着剤を塗布し、その後、SFRC増厚補強を施すものである。2020年は走行車線を補強し、2021年に追い越し車線の補強工事が予定されている。また、増厚寸法は、図-7.10(2)に示すように、厚さRC床版上面を10mm切削し、12mmの展張格子筋、2種類の接着剤を塗布し、52mmのSFRC上面増厚補強を施す対策である。

(2) 1994年改定の道示による床版厚

1994年改定以降の道示に示すRC床版の最小厚は式(7.2)として与えられている。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 \quad (7.2)$$

ここに、 d ：床版厚 (mm) (第1位を四捨五入する。ただし、 d_0 を下回らないこと)、 k_1 ：大型車両の交通量による係数 (= 1.25 (2,000台以上))、 k_2 ：床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメント係数 (= 1.0)。 d_0 ：車道部分の床版の最小全厚 (少数第1位を四捨五入し、第1位まで求める。 $d_0 \geq 160\text{mm}$) = $30L + 110$ 、 L ：RC床版の設計支間 (= 1.475m)

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 = 1.25 \times 1.0 \times (30 \times 1.475 + 110) = 193\text{mm} < 238\text{mm}$$

RC床版の設計支間1.475mとして床版厚を算定すると193mmである。ここで補強寸法を合計すると238mm (26mm (下面増厚補強) + 160mm + 52mm (上面増厚補強))となり、厚さにおいては道示の規定を満足していると言える。なお、鉄筋について丸鋼が使用されていると考えられるが床版厚が設計値よりも45mm増厚され、鉄筋補強筋にはメタルグリッド筋が配置され、総合的にB活荷重に対応できる補強法であると考えられる。

7.6.2 RC床版の補修技術

(1) RC床版上面コンクリートの補修材料

RC床版の補修・補強法については、交通量の少ない地方の道路橋と首都圏や高速道路のように交通量の多い道路橋では補修・補強に要する施工条件が異なる。例えば、首都圏の場合は早期の交通開放が要求されることから切削から補修・補強工、橋面防水工、舗装工までの施工時間を8時間以内としている場合が多い。一方、交通量が少なく、迂回が可能な道路橋の補修工事においては、規模によるが24時間、36時間、さらに1週間程度で補修工事が行なわれている。ここでは、本橋梁は走行車線の車両振動を受けることから短時間での補修工事が必要となる。よって、補修材には8時間施工を目標とする材料を用いる。

1) 8時間施工に用いる補修モルタル

RC床版の上面補修に用いられている低弾性モルタル補修材の配合条件を表-7.3に示す(第2章)。

8時間施工に用いるセメント系モルタル材には、超速硬セメントを用いた超速硬無収

表－ 7.3 低弾性モルタルの配合条件

項目	単位量(kg/m ³)				水結合比 (%)
	プレミックス粉体		繊維	水	
	結合剤	その他			
低弾性モルタル	870	980	5	315	36

縮モルタル(以下,無収縮モルタルとする)が一般的に使用されている。この補修材を RC 床版の薄層補修に用いる場合の水結合比は 36%, 発現強度は材齢 3 時間で, 道路橋示方書・同解説^{7.13)}(以下,道示とする)に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm²以上を発現する材料である。しかし, RC 床版の薄層補修に用いた場合は重車両走行による「割れ」や「ひび割れ」が発生し易く, 再補修を行った事例も多い。よって, 無収縮モルタルを用いた薄層補修では, 早期に「割れ」や「ひび割れ」が発生することから, それらを抑制し, 耐疲労性が向上する材料が求められている。そこで, 交通規制 8 時間を対象とし, 「割れ」を抑制するために, 超速硬セメントに有機系繊維の中でも引張強度が高く, 高靱性が期待できる高強度ビニロン繊維(繊維長 12mm)を配合し, さらに弾性係数を既設 RC 床版と同等な補修材, すなわち, 超速硬繊維補強セメントである低弾性モルタルが開発された。なお, 高強度ビニロン繊維は, 流し込みが可能な最大量を試験練りにより確認し, フロー値が 190mm ~ 210mm とする。この材料は, 凝結始発時間が 33 分, 終結時間が 40 分であり, 仕上げに要する時間の確保ができ, 従来の超速硬セメントを用いた補修材と比較して施工性の良い材料である。発現強度は材齢 3 時間で 28.7N/mm², 静弾性係数は 24.9kN/mm² であり, 既設 RC 床版コンクリートの弾性係数と同等である。

2) 補修用超速硬コンクリート

部分補修において補修厚が厚い箇所においては超速硬コンクリートを用いた。セメントには, 超速硬セメントを用いて骨材を配合した。ここで, 配合条件を表－ 7.4 に示す。超速硬コンクリートは材齢 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 発現する材料である。

以上のように, 薄層補修厚が 40mm の部分補修においては低弾性モルタルを用い, ゲルバー部の連結箇所には超速硬コンクリートを用いた。

表－ 7.4 超速硬コンクリートの配合条件

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	W/C (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)					減水剤	遅延材
				W	C	S	G	—		
13	8.0±2.5	35.0	39.2	140	400	710	1158		3.20	2.80

3) 浸透性接着剤

RC 床版の土砂化により脆弱となったコンクリートを撤去する際には, 小規模の場合はブレーカ等によるはつり作業, 大規模の場合は専用の切削機による削り作業が行われる。しかし, はつり作業により微細なクラックの発生など, 新たな損傷が懸念される。

ここで, 浸透性接着剤の性能試験の結果を表－ 7.5 に示す。コンクリートとの付着強度は 2.6N/mm² であり, 基準値である 1.0N/mm² が確保されている。

表－7.5 浸透性接着剤および付着用接着剤の材料特性値

項目	浸透性接着剤	付着用接着剤
外観	主剤	無色液状
	硬化剤	青色液状
混合比	10 : 3	5 : 1
硬化物比重	1.2	1.42
圧縮強度	104.4N/mm ²	102.9N/mm ²
圧縮弾性係数	3,172N/mm ²	3,976N/mm ²
曲げ強さ	92.8N/mm ²	41.6N/mm ²
引張せん断強さ	58.2N/mm ²	14.9N/mm ²
コンクリート 付着強さ	2.6N/mm ²	3.7N/mm ² 以上 または母材破壊

次に、ブレーカーではつり後の浸透性接着剤の浸透状況を写真－7.7に示す。ブレーカーにより発生する0.05mm以上の微細なひび割れ幅に浸透し、削り面から30mm程度の深さでのコンクリート層を強固にするための浸透性接着剤を用いる。この接着剤は4時間程度で強度が発現できる。(第3章)

以上より、本橋梁においては、コンクリート表面をブレーカー使用による削り作業後に浸透性接着剤を塗布(0.5kg/m²)することで、コンクリート表面に発生した0.05mm程度の微細なひび割れに浸透させる。

4) 付着用接着剤

RC床版の上面損傷の補修法、あるいはSFRC材を用いた上面増厚補強法においても、輪荷重走行によりRC床版コンクリートとの界面ではく離が発生する。そこで、補修材と既設RC床版コンクリートとの付着性を高めるために付着用接着剤を用いる。ここで、付着用接着剤の特性値は7.5.3(2)に示す材料である。

性能試験における付着強度は3.7N/mm²である。なお、引張試験の結果では母材コンクリートで破断することから、使用するコンクリートの強度によって付着強度が決まるものである。また、「ずれ」に対する抵抗性として一面せん断試験によるせん断強度においても、既設RC床版のコンクリートの圧縮強度から評価される。

(2) RC床版上面コンクリートの補修材料

RC床版の損傷状況および展張格子筋を配置した接着剤塗布型PCM下面増厚したRC床版を1年経過後、展張格子筋を配置した接着剤塗布型SFRC上面増厚補強を行うことで、下面および上面からの併用補強を実施する。RC床版上面コンクリートの薄層補修技術については、阿部ら^{7.1), 7.12), 7.14)}は、ブレーカー作業による補修時に発生する微細なひび割れや、RC床版に発生した貫通ひび割れの補修技術として浸透性接着剤を塗布している。また、部分補修材との付着性を高めるために付着用接着剤が用いられている。さらに、補修材には低弾性モルタルが用いられ、これらの材料を用いて部分補修を施したRC床版の輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性を検証し、実用性が評価されている。そこで、乳ノ木橋の部分補修においてもこの技術が採用されている^{7.14), 7.15)}。ここで、実施において、RC床版上面の損傷状況および部分補修法を写真－7.9に示す。

SFRC増厚補強は片側交通規制により、幅3,500mm、橋長82,700mmを行う。アスファルト舗装撤去後の損傷状況は写真－7.9(1)に示すように、多くの箇所、土砂化により、損傷が著しい。テストハンマーによる打音法での異音箇所をマーキングする。異音



(1) 上面の損傷状況



(2) 劣化箇所の削り作業



(3) 接着剤塗布型部分補修



(4) 部分打ち替え補強



(5) 部分補修完了

写真- 7.9 RC床版の損傷状況および部分補修法

箇所をブレードではつり（写真- 7.9(2)）、浸透性接着剤および付着用接着を塗布し、モルタルで部分補修する（写真- 7.9(3)）。また、損傷が著しい箇所においてはコンクリートの部分打ち換え補強する（写真- 7.9(4)）。部分補修は写真- 7.9(5)に示すように、車両走行位置に多く損傷が見られ、全て部分補修を施した。

以上のように、RC床版上面コンクリートは劣化や塩害・凍害の影響を受け、かぶりコンクリートや一部にはRC床版内部までの損傷が著しく、SFRC上面増厚補強前に土砂化した範囲を全て部分補修を施した。

7.6.3 展張格子筋を用いて2種類の接着剤塗布型SFRC上面増厚補強技術

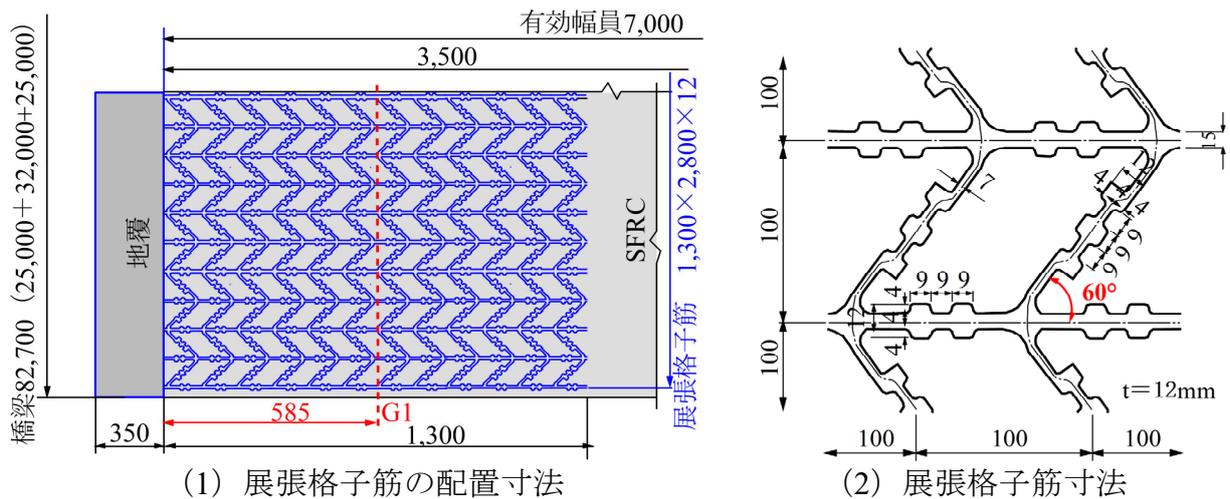
展張格子筋を用いて接着剤塗布型SFRC上面増厚補強技術については第5章、第6章において、輪荷重走行疲労試験を実施し耐疲労性を検証を行い、その実用性を評価した。

(1) SFRC上面増厚補強に用いる材料

1) 展張格子筋

展張格子筋の配置寸法および展張格子筋の寸法を図- 7.11 に示す。展張格子筋は図- 7.11(1)に示すように、外側主げた G1 げた上の負の曲げモーメントに抵抗させるために地覆の内側から 1,300mm の範囲で橋長 82,700mm とする。これを左右張出部に配置するものとする。よって、展張格子筋の寸法は 1,300mm×2,800mm で製作し、設置の重量を考慮し、1,300mm×1,400mm とする。これを張出部を含めた 1,300mm の範囲全面に設置する。

次に、展張格子筋は、一般鋼板の材質 SS400 材、厚さ 12mm、主筋幅 15mm、配力筋幅 7mm (105mm²) の鋼板を用いた。展張格子筋寸法は図- 7.11(2)に示すように、展張角度は 60 度で、格子間隔は 100mm である。また、付着面の突起については 9mm 間



図－ 7.11 展張格子筋の配置寸法および展張格子筋寸法

表－ 7.6 展張格子筋の材料特性値

補強材の種類	断面寸法 (mm)	格子間隔 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
一般鋼板 (SS400)	12×15	100	294	468	200

隔で、突起 4mm が一般的に用いられている。展張格子筋が加工された後は亜鉛メッキとエポキシ系の防錆処理が施されている。ここで、上面増厚補強に用いた展張格子筋の材料特性値を表－ 7.6 に示す。

2) 浸透性接着剤および付着用接着剤

浸透性接着剤および付着用接着剤は表－ 7.5 に示す接着剤を用いた。

3) 鋼繊維補強コンクリート (SFRC)

SFRC 材は、材齢 3 時間で圧縮強度が道示に規定する 24N/mm² が発現できる配合条件とする。ここで、SFRC の配合条件を表－ 7.7 に示す。よって、セメントには超速硬セメントを用い、鋼繊維を 100kg/mm³ 配合する。また、骨材には 6 号砕石を用い最大寸法は 13mm である。材齢 3 時間での発現強度は 28.4N/mm² である。なお、本橋梁の補修・補強工事は片側交通規制のもとで施工することから、交通解放まで数日の期間がある。

表－ 7.7 SFRC の配合条件

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	W/C (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)					減水剤	遅延材
				W	C	S	G	SF		
13	8.0±2.5	38.6	52.5	168	435	879	826	100	3.70	3.05

(2) 展張格子筋を配置した上面増厚補強法の併用

老朽化した RC 床版をに示すように 1 次補強法に「展張格子筋を配置した PCM 吹付け下面増厚補強」を施し、RC 床版の耐荷力性能を向上させ、その 1 年後に「展張格子

筋を配置した SFRC 上面増厚補強」における補強技術について述べる。ここで、展張格子筋を用いて 2 種類の接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強手順を写真－ 7.10 に示す。なお、本補強法は我が国で最初の補強技術である。また、補強手順は第 5 章、第 6 章で述べた手順と同様である。

1) RC 床版コンクリートの切削・研掃

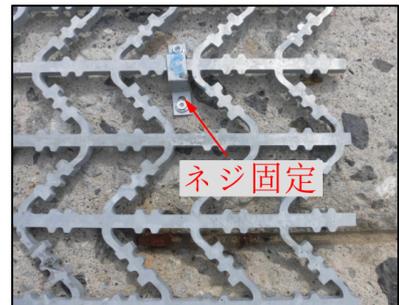
補強手順は、RC 床版の上面コンクリートを補修（写真－ 7.10(1)）した後、専用の



(1) RC 床版の上面補修



(2) 切削・研掃



(3) 展張格子筋の設置



(4) 展張格子筋設置完了



(5) 浸透性接着の塗布



(6) リシンガンによる塗布



(7) ブラシによる塗布



(8) SFRC 練混ぜ



(9) SFRC 打ち込み



(10) 表面仕上げ



(11) 上面増厚補強完了



(12) シート養生

写真－ 7.10 展張格子筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強

機械やブレーカを用いてコンクリート表面を 10mm 切削する。写真－ 7.10(2)に示すように、部分補修した位置も切削・研掃する。研掃はショットブラスト研掃機を用いて投射密度 150kg/m^2 で研掃する。実橋および実験供試体においても切削作業においては、骨材のはく離や微細なひび割れの発生に注意を要する。

2) 展張格子筋の配置

展張格子筋は図－ 7.11 に示す寸法 $1,300\text{mm}\times 2,800\text{mm}$ を $1,300\text{mm}\times 1400\text{mm}$ に切断し、設置は人力で行った。作業機械によっては $1,300\text{mm}\times 2,800\text{mm}$ の設置も可能である。橋軸方向に設置した後は RC 床版コンクリートに固定する。本橋梁においてはかぶり 15mm であることから、高さを合わせるために厚さ 15mm のマグネットを展張格子筋下面に接着し、配置後、写真－ 7.10(3)に示すように、専用取り付けジグをコンクリートネジで締め付けする。展張格子筋は橋軸方向に $1,400\text{mm}$ に切断されているが、設置は主筋方向を並列に並べるのみとした(写真－ 7.10(4))。片側 82.7m の設置に要する時間はおよそ 1 日であり、鉄筋配置法と比較して大幅な時間の短縮が図られた。また、展張格子筋は一面加工されていることから鉄筋の一方向分の増厚寸法が減少することから本補強厚は 52mm である。

3) 浸透性接着剤の塗布

展張格子筋が設置された後は、削りやはつり作業によって発生する微細なひび割れ補修が必要となる。そこで、コンクリート表面に浸透性接着剤を 0.5kg/m^2 を目安に塗布する(写真－ 7.10(5))。展張格子筋を配置した位置の浸透性接着剤の塗布は、ハケやブラシによる塗布は困難なことから専用のリシガンを用いた(写真－ 7.10(6))。

一方、展張格子筋を配置しない箇所の浸透性接着剤の塗布はブラシによる塗布を行った。浸透性接着剤の硬化時間は常温で 8 時間程度である。しかし、SFRC 上面増厚補強により、SFRC の発熱を利用し、硬化時間が大幅に短縮される。この浸透性接着剤の浸透により 0.05mm 以上のひび割れがコンクリート表面から浸透し、コンクリート表面も強固になる特徴がある。

4) 付着用接着剤の塗布

次に、付着用接着材を 0.9kg/m^2 をコンクリート表面に塗布する。浸透性接着剤同様に展張格子筋の設置範囲はリシガン(写真－ 7.10(6))、コンクリート表面はブラシで塗布する(写真－ 7.10(7))。この付着用接着剤は鋼床版の SFRC 舗装にも用いられ、鋼材との付着効果が得られている^{7.16)}。なお、この接着剤は 120 分で硬化することから、120 分以内に SFRC を打ち込む範囲を計算し、ブロックごとに塗布する必要があると考える。

5) 移動式プラントによる SFRC の練混ぜおよび増厚補強

接着剤の塗布と同時に、移動式プラントで、SFRC の練混ぜを行う(写真－ 7.10(8))。SFRC の配合は表－ 7.7 に示す配合とする。練り混ぜ後、直ちに SFRC の打ち込みを行う(写真－ 7.10(9))。この SFRC の可使時間は 15 分程度であることから、簡易的な表面仕上げ器具を用いて、増厚厚さ 52mm となるように平滑に仕上げる。また、平滑仕上げには専用の機械を用いた(写真－ 7.10(10))。SFRC の表面仕上げを行い完成となる(写真－ 7.10(11))。養生はシートで全面を覆うシート養生である(写真－ 7.10(12))。

SFRC の打ち込み、表面仕上げまでに要する時間は増厚厚さ 52mm 、幅 $3,500\text{mm}$ 、橋

長 82,700mm を 8 時間で施工し、材齢 3 時間後の圧縮強度確認を行い終了した。片側車線終了後、反対側の車線を施工し完成となる。なお、本工事は長期の交通規制のもとで実施したことから、8 時間後の交通解放は行わない。

以上のように、RC 床版が健全性の判定区分が III から IV に相当する損傷および 1994 年改定の道示の基準を満足する補修・補強法においては、下面からの増厚補強と上面からの増厚補強法を併用することで、耐荷力性能および耐疲労性の向上が図られる新たな補強技術であり、地方自治体が管理する老朽化および道示の規定を満足するたもの一助となることを期待した。

7.7 まとめ

第 7 章は、老朽化による耐荷力不足や道示に規定する活荷重に対応するための実橋 RC 床版の補強技術において、第 5 章、第 6 章で検証したメタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強が実施工され、以下の知見が得られた。

- (1) RC 床版上面の損傷は部分的に土砂化が進行しており、補強前に橋面の部分補修を行った。部分補修技術は脆弱コンクリート表面に浸透性接着剤を塗布し、モルタルの付着性を図るために付着用接着剤を塗布し、低弾性モルタルで補修を施した。土砂化した RC 床版の SFRC 上面増厚補強前には、部分補修は必修であると考えられる。
- (2) 展張格子筋を主げた上の負の曲げモーメントが作用する張出部に配置した。人力で設置できる寸法に工場で加工し、補強においては設置のみであり、鉄筋配置型に比べて大幅な施工時間の短縮が図られた。また、増厚厚さにおいては、一面加工されていることから鉄筋の 1 方向分の増厚層が薄くすることかでき、鉄筋配置型と比較してコストの縮減が図られた。
- (3) 増厚補強においては、2 種類の接着剤を塗布し、SFRC を増厚補強を行ったが、接着剤塗布から SFRC の打ち込み範囲約 290m² を 8 時間内での表面仕上げが可能である。よって、上面補修後においては、2 日の工程で補強工事が終了した。したがって、メタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法は、国土交通省が推奨する i-Construction 施策に寄与できるプレハブ鉄筋として、合理化施工が可能な補修・補強工法であると考えられる。

参考文献

- 7.1) Tadashi Abe, Kiyoshi Ito, Noriyuki Kozakai, and Takayoshi Kodama : Proposition of Thin-Layer Repairing Methods Using Low-Elasticity Polymer Portland Cement Materials and Glue and Study on the Fatigue Resistance of Reinforced Concrete Slab, International Journal of Polymer Science, Volume 2018, Article ID 6545097, pp.1-8, 2018.
- 7.2) 阿部忠, 伊藤高, 今野貴元, 中島博敬, 伊藤清志 : 接着剤塗布型 SFRC 舗装した RC 床版の劣化診断と健全性の評価, 2020 年舗装 11 月号, Vol.55, No.11, pp.17-22, 2020.11
- 7.3) 阿部忠, 鈴木寛久, 貴志豊, 野本克己 : RC 床版の SFRC 上面増厚補強法における接着剤が耐疲労性に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.1084-1091, 2013.
- 7.4) 国土交通省道路局 : 国土交通省インフラ長寿命化計画 (行動計画), 2014.
- 7.5) (公社) 日本道路協会 : 鋼道路橋設計示方書, 1956.
- 7.6) (公社) 日本道路協会 : 溶接鋼道路橋示方書, 1597.
- 7.7) (公社) 日本道路協会 : 鋼道路橋の合成桁設計示方書指針, 1959.
- 7.8) (公社) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 1994.
- 7.9) 阿部忠, 木田哲量, 勝呂翔平, 伊藤清志 : ひび割れ損傷を受けた RC 床版の一次・二次補強における破壊状況および耐疲労性の評価, セメント・コンクリート論文集, Vol.66, pp.560-567, 2012.
- 7.10) 高野真希子, 阿部忠, 木田哲量, 小森篤也, 児玉孝喜, 小川洋二 : 47 年供用した RC 床版の CFSS 下面補強および SFRC 上面増厚補強による耐疲労性, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1286-1296, 2011.
- 7.11) 水口和彦, 阿部忠, 野口博之, 塩田啓介 : 鋼板格子筋を用いた下面増厚補強 RC 床版における耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.1250-1260, 2016.
- 7.12) 阿部忠, 伊藤清志, 小堺規行, 小林稔 : 低弾性 PCM および PCC を用いて 2 種類の接着剤を塗布した RC 床版上面薄層補修法における補修効果, セメント・コンクリート論文集, Vol.72, pp.344-351, 2018.
- 7.13) (公社) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 2017.
- 7.14) 阿部忠, 伊藤清志, 大野晃, 山下雄史 : RC 床版の上面損傷に用いる補修材の提案および補修サイクルにおける耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.1122-1133, 2014.
- 7.15) 伊藤清志, 阿部忠, 菅野幹男, 児玉孝喜 : 道路橋 RC 床版の部分打換補強法における耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.1092-1100, 2013.
- 7.16) 野口博之, 阿部忠, 一瀬八洋, 児玉孝喜 : 早強セメントを用いた SFRC 補強による鋼床版の耐疲労性と実用性の評価, セメント・コンクリート論文集, Vol.71, pp.556-563, 2017. (要確認)

第8章 総 括

8.1 総括

近年、高度経済成長期に整備された多くの社会資本施設は、国民の生活環境を快適にし、経済活動を効率的なものにすることに大きく貢献してきた。なかでも、道路橋施設はもっとも日本の経済に影響を及ぼす社会資本施設であるが、建設後 50 年以上が経過し、老朽化が著しくなっていることから、長寿命化を図るための維持管理の構築が重要な課題となっている。2018 年時点における橋長 2.0m 以上の橋梁数は 73 万橋であるが、建設後 50 年以上が経過した橋梁は約 25 %に達している。さらには、15 年後の 2033 年には約 63 %にまで増加することが予想されている。

道路橋施設における損傷要因は、大型車輛の繰り返し走行による疲労損傷が主たる原因である。この疲労による損傷に加え、漏水の影響による鉄筋の発錆や遊離石灰の発生による複合した損傷も要因として挙げられる。また、建設地域の環境条件、すなわち海岸線に建設されたコンクリート構造物において、飛来塩分に起因した鉄筋腐食を伴うかぶりコンクリートのはく離、鉄筋の露出・発錆が発生している。とくに、大規模なコンクリートのはく離や鉄筋の露出、著しい腐食を伴う損傷は、鉄筋の有効断面の減少や破断が懸念され、橋梁の構造安全性に及ぼす影響が大きくなる。さらには、日中夜の凍結・融解作用による凍害と融雪剤の散布による塩害の複合劣化など、積雪寒冷地域特有の損傷も挙げられる。このような損傷を受けたコンクリート部材の補修・補強対策が重要な課題となっている。

一方、老朽化したコンクリート部材の補強法には、RC はりの側面に鋼板を接着する補強法や、鉄筋および繊維強化プラスチック (FRP) を配置してポリマーセメントモルタル (PCM) の吹付けによる増厚補強などが行われている。また、道路橋施設における主要部材として挙げられる RC 床版においては、炭素繊維シート接着補強や鉄筋を配置して鋼繊維補強コンクリートを用いた増厚補強などが実施されている。しかし、鉄筋を補強材として使用した増厚補強の場合、死荷重の増大や内空断面の確保に課題を残していることや、RC 床版の上面損傷に対して、既設 RC 床版と補強材の界面にひび割れやはく離が発生することで、雨水が侵入し早期に再補強に至る事例も報告されている。以上のように、コンクリート構造物の損傷に適した補修・補強材および耐疲労性の向上が図れる補強技術の開発が急務となっている。

そこで本研究では、RC はりや道路橋 RC 床版上面の損傷の補強法として、国土交通省が示す i-Construction (建設現場の生産性革命) 施策に寄与できるプレハブ鉄筋として、合理化施工が可能なメタルグリッド筋 (以下、鋼板格子筋とする) を使用し、既設コンクリート部材と補強材との付着力の向上を目的とした、高耐久型土木用エポキシ系樹脂接着剤を併用した増厚補強の補強効果、耐疲労性を評価するとともに補強法を提案した。そして、近年、深刻となっている鉄筋工等の技能労働者の人手不足に関しても、鋼板格子筋は工場にて製作が可能なることから人工を大幅に削減できる。この新しい補強筋を用いることで、これからの長寿命化修繕計画における補修・補強法と技能労働者の人手不足を解決する一助としたい。

本論文は、全 8 章で構成されており、各章において得られた主要点を以下に示す。

第 1 章では、社会インフラの老朽化の現状と道路橋 RC 床版およびコンクリート部材について補修・補強法の必要性を述べた。また、建設業界の人手不足問題を補うための 1 つに、鉄筋にかわる「i-Construction」を取り入れたメタルグリッド筋を用いて補強材として採用することで、現場で設置作業も含めた施工の合理化・省力化が可能となるなどの現状を述べるとともに、本論文の位置付けを論じた。

第 2 章では、地方公共団体が管理する橋梁数が我が国の橋梁

の現状を述べるとともに、道路橋の損傷事例や道路橋長寿命化修繕計画の概念について述べた。とくに、国土交通省の橋梁点検要領に基づいて道路橋 RC 床版の点検方法を示し、点検要領における損傷区分や健全性の判定区分などについての予防保全型維持管理計画の実施フローを示した。そして、道路橋 RC 床版や RC はりの各種補修・補強法について述べた。ここで、本章で得られた知見は、以下に示す通りである。

- (1) 1960 年代の高度経済成長期に建設された多くの橋梁は、建設後 50 年が経過し年々老朽化した橋梁が増加しており、その維持管理が課題となっている。2009 年に国土交通省では「道路橋長寿命化修繕計画策定事業」を策定し、平準化した予算の中で修繕が実施され、損傷の著しい橋梁から順次対策が実施されている。
- (2) 道路橋の損傷は、建設地域の環境条件によって、3 パターンに分類される。首都圏などの重要路線では大型車両の増加に伴う交通量の増大による疲労損傷、海岸線に位置する道路橋においては、海からの飛来塩分による塩害が多く、そして積雪寒冷地域における道路橋においては、融雪剤の散布による塩害と凍害の複合損傷である。状況に応じたこれらの補修・補強対策が課題となっている。
- (3) 道路橋 RC 床版上面や RC はりの損傷が著しい場合の補強法においては、鉄筋を格子状に組み立てを行い、SFRC や PCM による増厚補強が用いられているが、死荷重の増大が懸念される。このことから、新たな補強筋が開発され、死荷重の軽減や錆の発生がなくなることから塩害の対策としても効果を発揮する材料となる。これらのことから本論文で対象とする補修・補強材および工法においては RC 上面および RC はりの補修・補強法を対象とする。

第 3 章では、RC はりおよび RC 床版の補修・補強に用いる材料について述べ、浸透性接着剤および付着用接着剤の必要性を示した。また、補強に用いるセメント系材料においても、それぞれの条件に適合した材料を示し、その材料特性値を明らかにした。さらに、新たに開発された補強材であるメタルグリッド筋の材料特性値を明らかにした。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) RC はりのひび割れ補修材については、0.05mm 以上のひび割れに浸透する浸透性接着剤の必要性を示した。一方、RC はりおよび RC 床版の増厚補強については、補修界面における早期のはく離への対策としてエポキシ系の付着用接着剤を用いる。この接着剤は新旧コンクリートの一体化を図り、付着強度、せん断強度も高い材料である。

- (2) RC はりの増厚補強材として早強セメントに高強度ビニロン繊維（繊維長 12mm）を配合したポリマーセメントモルタル（PCM）の材料特性値を示した。この材料は、高強度ビニロン繊維が配合されることから乾燥収縮によるひび割れの発生を抑制する効果がある材料である。また、RC 床版上面の増厚補強材として超速硬セメントに鋼繊維（Steel Fiber）を配合した鋼繊維補強コンクリート（SFRC）の材料特性値も示した。この材料は、鋼繊維が配合されていることから強度も強く、ひび割れやはく離の抑制に効果がある材料である。
- (3) 鉄筋に替わる引張補強材として展張格子筋および格子鋼板筋の 2 種類のメタルグリッド筋について特徴や材料特性値、展張後の材料特性値を明らかにした。この材料は鉄筋を用いた補強法に対して、一面加工されたメタルグリッド筋は鉄筋 1 方向分の増厚層が不要となることから死荷重の軽減やコストの縮減効果、さらには施工の合理化・省力化に大きく貢献できる材料である。

第 4 章では、未損傷 RC はりおよび応力履歴を与えた RC はりに 2 タイプのメタルグリッド筋を配置して接着剤塗布型 PCM 増厚補強した RC はりを用いて、静荷重載荷実験を行い、提案する補修補強工法による RC はりの耐荷力および補強効果について検証した。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 曲げ領域の補強として、未損傷 RC はりおよび応力履歴を与えた後、浸透性接着剤注入によるひび割れ補修した RC はりにメタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型 PCM 増厚補強を施した供試体の耐荷力は、無補強 RC はりの耐荷力と比較してそれぞれ 1.62 ~ 1.68 倍、1.59 ~ 1.61 倍と向上し、メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 PCM 増厚補強による補強効果が得られた。せん断領域の補強として、未損傷 RC はりおよび応力履歴を与えた後、浸透性接着剤注入によるひび割れ補修した RC はりにメタルグリッド筋を配置し、接着剤塗布型 PCM 増厚補強を施した供試体の耐荷力は、無補強 RC はりの耐荷力と比較してそれぞれ 1.63 ~ 1.71 倍、1.71 ~ 1.73 倍と向上し、メタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 PCM 増厚補強による補強効果が得られた。
- (2) 応力履歴を与え浸透性接着剤を用いたひび割れ補修と接着剤塗布型 PCM 増厚補強を施した RC はりは未損傷 RC はりを接着剤塗布型 PCM 増厚補強した供試体と同等の補強効果を有していることから、浸透性接着剤注入によるひび割れ補修およびメタルグリッド筋を用いた接着剤塗布型 PCM 増厚補強法は老朽化によるひび割れ損傷を受けた RC 部材の耐荷力性能の向上を図る補修補強法として実用性が評価できる。
- (3) 破壊時のひび割れ状況は、曲げ領域およびせん断領域を補強した RC はりはそれぞれの補強領域ごとに比較的類似したひび割れが発生している。また、応力履歴を与えてひび割れ補修および増厚補強した RC はりは応力履歴により発生したひび割れ位置とは異なる位置でひび割れが発生・伸展していることから、浸透性接着剤によるひび割れ補修が適切に行われている。さらに、付着用接着剤を塗布することにより破壊時においても、はく離することがなく一体性が確保されていると考えられる。

第5章では、道路橋 RC 床版の上面増厚補強の1つとして2タイプのメタルグリッド筋を増厚層内に配置し接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した RC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性の検証を行った。また、輪荷重走行疲労実験後の供試体を用いて建研式引張試験による付着性能についても検証を行った。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 増厚層内にメタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強した供試体は、RC 床版供試体と比較して 57.10 倍、54.71 倍の等価走行回数を得られている。また、メッシュ筋を用いた供試体と同等の等価走行回数を得られていることから、メタルグリッド筋は RC 床版の補強材として有用性がある。さらに、付着用接着剤とメタルグリッド筋を併用することで付着用接着剤の効果により付着強度が向上し、等価走行回数が大幅に向上することから耐疲労性が大幅に向上した。
- (2) RC 床版のたわみ増加傾向に対して、増厚層内にメタルグリッド筋を配置し SFRC 上面増厚補強した RC 床版はメタルグリッド筋と 40mm の SFRC 増厚により剛性が高まり、道路橋床版の維持管理の目安である床版支間 L の $1/400$ に達した付近においても緩やかに増加していることからたわみの増加が抑制させる。
- (3) 主鉄筋および配力筋ひずみの増加傾向において、全ての供試体でたわみが床版支間 L の $1/400$ を超えた付近では弾性変形内であり、その後の荷重の増加と輪荷重の繰り返しによってひずみの増加が著しくなる降伏に至ることから鉄筋ひずみが弾性変形内での補修・補強を施す必要がある。また、鉄筋ひずみが降伏に至った付近からメタルグリッド筋ひずみの増加傾向が圧縮領域から引張領域へ増加し、メタルグリッド筋ひずみが 0×10^{-6} となる付近で増厚界面付近ではく離が発生するものと考えられる。
- (4) 破壊状況より、全ての供試体で2方向ひび割れが発生し、輪荷重の走行によって押抜きせん断破壊に至っている。また、接着剤を増厚界面に塗布することにより既設床版と SFRC との付着性が高まることから終局時においても一体性を有し、SFRC とメタルグリッド筋の配置によって荷重分散効果が高まり、ダウエル効果が及ぼす範囲が狭くはく離が抑制されたものと考えられる。
- (5) 建研式引張試験より、付着用接着剤を塗布することで増厚界面の引張付着強度は基準 1.0N/mm^2 を確保し、終局時においても付着性は低下していないことから RC 床版の耐疲労性を向上させる補強法として接着剤の有用性および実用性が評価される。

第6章では、道路橋 RC 床版の上面増厚補強に用いる鉄筋の代替材としてメタルグリッド筋が開発された。一面加工したメタルグリッド筋を配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を提案し、耐疲労性が評価された。しかし、実橋梁においては構造上弱点となりうる継手部が必要となることから、継手構造を設けた補強法においても輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性の検証を行った。また、輪荷重走行疲労実験後の供試体を用いて建研式引張試験による付着性能についても検証を行った。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) メタルグリッド筋を増厚層内に配置した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法は、増厚界面に付着用接着剤を塗布することにより一体性が向上し、等価走行回数が大幅に向上することが確認できた。そして、実施工において必要となる継手構造の検証において、荷重載荷条件が最も過酷位置として床版支間中央付近にメタルグリッド筋の継手構造を設けた接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法は、一面にメタルグリッド筋を配置した工法と比較して、等価走行回数が低下するものの十分な等価走行回数の向上が確認され、耐疲労性が評価できる。
- (2) たわみと等価走行回数の関係より、RC 床版は床版支間 L の $1/400$ を超えた付近からたわみが増大しているのに対して、増厚層内に継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強の RC 床版は、曲げ剛性の向上によりたわみの増加が抑制される結果となった。また、付着用接着剤を塗布することで一体性が確保され、たわみの増加が抑制することから耐疲労性の向上が図られた。
- (3) ひずみと等価走行回数の関係より、継手構造を設けたメタルグリッド筋を配置した SFRC 上面増厚補強の RC 床版の降伏ひずみに達した時点の等価走行回数と、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した等価走行回数を比較すると、主鉄筋および配力筋が降伏ひずみに達した等価走行回数が上回ることから、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時期が再補強時期となる。また、圧縮領域に配置したメタルグリッド筋のひずみは、主鉄筋および配力筋が降伏ひずみを超えた付近から引張ひずみとなり、この時点から増厚界面ではなく離が発生したものと推察される。
- (4) 破壊状況より、全ての供試体で床版下面に 2 方向ひび割れが形成され、押抜きせん断破壊に伴うかぶりコンクリートのはく離が確認された。破壊位置は異なるものの全ての供試体で押し抜きせん断破壊に至った。また、床版支間中央付近で補強筋継手構造を設けた上面増厚補強法を施した供試体では、継手部付近での局所的な損傷が見られないことから、本実験の範囲内において継手構造は弱点とはならないことが判断できる。よって、有効性が高いと補強法であると評価できる。
- (5) 建研式引張試験において、輪荷重走行面では SFRC 層で破壊し、300mm 離れた位置はいつでも引張付着強度の基準 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ を上回る結果となった。また、300mm 離れた位置のコア側面は、メタルグリッド筋との隙間 10mm に骨材や鋼繊維が十分に配置されている結果となった。

第 7 章は、老朽化による耐荷力不足や道示に規定する活荷重に対応するための実橋 RC 床版の補強技術において、第 5 章、第 6 章で検証したメタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強が実施工され、以下の知見が得られた。

- (1) RC 床版上面の損傷は部分的に土砂化が進行しており、補強前に橋面の部分補修を行った。部分補修技術は脆弱コンクリート表面に浸透性接着剤を塗布し、モルタルの付着性を図るために付着用接着剤を塗布し、低弾性モルタルで補修を施した。土砂化した RC 床版の SFRC 上面増厚補強前には、部分補修は必修であると考えられる。
- (2) 展張格子筋を主げた上の負の曲げモーメントが作用する張出部に配置した。人力で設置できる寸法に工場加工し、補強においては設置のみであり、鉄筋配置型に比べて大幅な施工時間の短縮が図られた。また、増厚厚さにおいては一面加工されて

いることから鉄筋の 1 方向分の増厚層が薄くすることかでき、鉄筋配置型と比較してコストの縮減が図られた。

- (3) 増厚補強においては、2 種類の接着剤を塗布し、SFRC を増厚補強を行ったが、接着剤塗布から SFRC の打ち込み範囲約 290m² を 8 時間内での表面仕上げが可能である。よって、上面補修後においては、2 日の工程で補強工事が終了した。したがって、メタルグリッド筋を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法は、国土交通省が推奨する i-Construction 施策に寄与できるプレハブ鉄筋として、合理化施工が可能な補修・補強工法であると考えられる。

以上より、本論文で提案する「メタルグリッド筋を用いた鉄筋コンクリート部材の補強法に関する研究」より得られた知見により、設計基準の改定による耐荷力不足、老朽化によるひび割れの発生、海岸線における飛来塩分や直接海水を受けたことによる鉄筋の腐食に伴う断面欠損、発錆によるコンクリートのはく落などの損傷により耐荷力性能が低下など道路橋施設の維持管理業務に多大な影響を及ぼす種々の問題点において、メタルグリッド筋と接着剤を併用することで鉄筋コンクリート部材の補強に有効な補強法であることが研究により裏付けされた。加えて、メタルグリッド筋を活用することは、国土交通省が推奨する i-Construction（建設現場の生産性革命）における、コンクリートの生産性の向上を図るための対策の一つである鉄筋のプレハブ化に対応できる補強材であり、施工の合理化が可能な補強法である。

また、道路橋 RC 床版の補強法として、近年、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法が地方公共団体や国土交通省、さらには高速道路会社で採用され、実施工されている。

本研究で得られた知見が、国や地方自治体が管理する鉄筋コンクリート部材の長寿命化計画の一助になれば幸いである。

謝 辞

本論文は、日本大学名誉教授 日本大学大学院生産工学研究科非常勤講師 博士(工学) 阿部忠先生の長年にわたる総合的・大局的見地から、終始かわらぬご懇篤なるご指導とお力添えによる格段のご高配と督励による大成・結実したものです。ここに謹んで感謝の意を捧げる次第であります。

また、本研究の遂行に当たりまして多大なるご指導とご鞭撻を賜り、ご審査を下さいました日本大学教授 工学博士 澤野利章先生、日本大学教授 博士(工学) 師橋憲貴先生、日本大学教授 工学博士 秋葉正一先生に心からお礼申し上げます。

さらに、本研究に関する実験および計測等において支援を頂きました日本大学教授 博士(工学) 水口和彦先生、日本大学助手 博士(工学) 野口博之先生、日本大学大学院構造工学研究室の歴代大学院生諸君ならびに暖かく研究支援を下さいました日本大学生産工学部土木工学科の先生各位に厚く御礼申し上げます。

そして、本論文には日本大学生産工学部ハイテク・リサーチ・センターが所有する「輪荷重走行振動疲労試験装置・解析装置」、および建築工学科で所有している「島津5,000kN 構造物試験機」等を利用させて頂くなど生産工学部研究所におかれましても、厚く御礼申し上げます。

また、本研究における工法・材料開発では JFE シビル株式会社、住友・大阪セメント株式会社、鹿島道路株式会社、供試体製作において株式会社ケミカル工事、株式会社オーシャン、そして計測において i エンジニアリング株式会社の皆様にご協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。

最後に、良き研究環境を整備していただき、本論文の作成の好機を与えて下さいました株式会社新星コンサルタントに衷心より感謝申し上げます。