博士論文

道路橋の床版更新工事を合理化するための要素技術の開発

Development of Constituent Technologies to Rationalize Bridge Deck Replacement

2025 年 9 月

山 根　隆 志

山口大学大学院創成科学研究科

要　旨

現在，日本の高速道路網の総延長約 9000km のうち，供用から 30 年以上経過した道路が約 4 割（約 3700km）に達している．この区間の道路構造物のうち，橋梁床版は冬期の凍結防止剤散布による塩害劣化や大型車両の増加に伴う疲労劣化が顕著となっていることから，管理者である各高速道路株式会社は高速道路の包括的な大規模更新・修繕事業に着手し，その中で延べ延長 230km の橋梁において床版取替を推進している．

橋梁の床版取替は国内で施工実績が少ないため，品質や耐久性の確保に関する知見が少ないうえ，高速道路橋の工事では大規模な交通規制を伴うことから工期短縮が事業命題のひとつとなっている．加えて，現在国内では建設業従事者の減少が顕著になっており，従来よりも少ない労務工数で工事の目的を達成することも重要課題のひとつである．このような状況下，床版取替工事において工期短縮と労務工数削減を目的とする生産性向上技術の開発に取り組んだ．

本研究では，まず，日本よりも早くから高速道路網の整備が始まり橋梁の老朽化が問題になっていた米国において，新しいプレキャストＰＣ床版構造を開発した．この研究では主としてプレキャスト版製造，プレキャスト版設置・撤去，プレキャスト版接合の省力化を達成した．これらの成果のうち後者の２技術を発展させ，2015 年頃から日本国内で本格化した高速道路橋床版取替工事において，多くの労働力と施工時間を要する「鋼合成桁橋の既設 RC 床版撤去」と「プレキャスト版接合」の生産性向上技術の開発および社会実装（実工事への適用）に取り組み省力化に成功した．以下に本論文を概説する．

第 1 章「序論」では，研究の対象となる老朽化した橋梁の建設当時の社会的背景，材料，設計規準，施工法，供用後の事象などに着眼し，日本における橋梁建設の歴史，日米の橋梁構造の比較，橋梁の維持管理の歴史と現状について述べた．その後，近年問題となっている道路橋床版の損傷とメンテナンス技術の現状を概説し，本研究のテーマである床版更新の生産性向上技術に関する研究の背景と目的について詳述した．

第 2 章「既往の研究レビュー」では，本研究の対象部材である道路橋床版の設計基準や構造について調査しそれらの変遷についてまとめた．次いで，RC 床版の劣化の原因や現象に関する情報を整理したうえで，補修・補強技術について調査した．最後に本研究に直接関係する道路橋床版の更新技術に関する工事報告，研究開発，および実績を調査し，生産性向上技術に関する最新知見をとりまとめた．

第 3 章では，米国において取り組んだ，新しい道路橋床版の企画，解析，載荷試験，施工試験の包括的研究プログラムについてまとめた．新しい床版構造は，新設橋梁あるいは劣化した橋梁床版の更新工事を迅速化するとともに，床版を軽量化して橋桁への負担を軽減し，かつ床版部材を高品質化，高耐久化することを目的として開発した．床版更新工事の急速施工は，渋滞の軽減や交通規制期間の短縮に大きな効果があり，従来の RC 床版に比べて耐荷性，耐久性に優れているうえ，RC 床版よりも厚さを 10%，重量を 20%削減することに成功した．

第 4 章では，日本国内で本格化している鋼橋の床版取替工事において，生産性の改善余地が高い工種のひとつである，鋼合成桁橋の RC 床版撤去の合理化技術について記載した．本研究では，大型の円盤型コンクリート切断機（ウォールソー）を使って床版に 45 度の角度で切れ込み

を入れて床版内のスタッドジベルを切断し，コンクリートを破砕せずに床版をジャッキアップ・撤去する技術を考案した．本技術は第3章のプレキャストPC床版の開発過程で試行したヘッドレススタッドジベルからヒントを得て着想したものである．考案した技術は，まず要素実験で有効性を確認した後，橋梁床版部を実物サイズでモデル化した供試体で施工実験を実施し，既設床版コンクリートを破砕せず，形状を保持したままブロック毎に撤去できることを確認した．本技術は高速道路橋の鋼合成桁橋の床版取替工事で試行し，実用上問題なく施工も完了したうえ，労務工数4%，施工期間5%の削減が可能となることを確認した．

第5章では，床版取替工事の中でも多大な労務作業と日数を要するプレキャスト版接合工を合理化する目的で半剛接合構造を採用し，実橋に適用可能であることを実験的研究によって確認した．その後，同技術を鋼非合成桁橋の新設工事に採用し，同橋梁において施工試験による省力化・施工時間短縮を確認し，実橋載荷試験を実施して床版の力学挙動を確認した．本技術は，すでに高速道路橋の床版取替工事において施工し，１年後の追跡調査でも変状は報告されていない．工場および現場での施工調査の結果，本技術を使用した場合，従来の施工法に比べて労務工数9%，施工期間7%の削減が可能となることを確認した．

第6章では，本研究を通して得られた成果と知見をまとめ，今後の課題と展望について述べた．

Summary of the Doctoral Dissertation

Development of Constituent Technologies to Rationalize Bridge Deck Replacement

YAMANE Takashi

Currently, out of Japan's total expressway network of approximately 9,000 km, about 40% (around 3,700 km) has been in use for over 30 years. Among the road structures in this section, bridges have been significantly affected by salt damage due to the application of anti-icing agents in winter and fatigue deterioration caused by the increasing number of heavy vehicles. Therefore, the expressway operating companies, as the managing entities, have initiated a comprehensive large-scale renewal and repair project for expressways. As part of this initiative, they are promoting deck replacement for bridges with a total length of 230 km.

Since bridge deck replacement has limited construction experience in Japan, there is little knowledge regarding quality and durability assurance. Additionally, as expressway bridge construction involves large-scale traffic restrictions, shortening the construction period has become a key challenge. In addition, the significant decline in the number of construction workers in Japan has made it increasingly important to accomplish construction objectives with fewer labor resources than in the past. Under these circumstances, this study focuses on optimizing the precast deck structure and streamlining the construction process for bridge deck replacement projects. First, in the United States, where expressway development began earlier than in Japan and bridge deterioration had already become a significant issue, a rationalized precast PC deck structure was developed. Subsequently, to streamline the labor-intensive and time-consuming processes in Japan's deck replacement projects—specifically, the removal of existing RC decks on steel composite girder bridges and the joining of precast deck panels—experimental studies were conducted.

In Chapter 1, 'Introduction,' the study examines the historical context of aging bridges at the time of their construction, focusing on social background, materials, design standards, construction methods, and post-service events. It provides an overview of the history of bridge construction in Japan, a comparison of bridge structures between Japan and the United States, and the history and current state of bridge maintenance. Furthermore, it discusses the recent issues of damage to road bridge decks and the current state of maintenance technologies. Finally, it details the background and objectives of this study, which focuses on rationalization technologies for deck replacement.

In Chapter 2, 'Review of Previous Studies,' the design standards and structures of road bridge decks at the time of their construction were investigated. Subsequently, the causes and mechanisms of RC deck deterioration were analyzed, followed by a review of repair and reinforcement technologies. Finally, research and development efforts, as well as practical applications related to

bridge deck replacement technologies directly relevant to this study, were examined and summarized.

Chapter 3 summarizes a comprehensive research program conducted in the United States, which included the planning, analysis, load testing, and construction testing of a new road bridge deck system. This new deck structure was designed to accelerate the construction of new bridges and the replacement of deteriorated bridge decks while reducing deck weight to lessen the load on girders. Additionally, it aims to enhance the quality and durability of deck components. Compared to conventional reinforced concrete decks (RC decks), the newly developed deck demonstrates superior load-bearing capacity and durability. Furthermore, it achieves a 10% reduction in thickness and a 20% reduction in weight compared to RC decks.

Chapter 4 discusses the rationalization technology for removing RC decks from steel composite girder bridges. In this study, a technique was developed using a large-diameter disc concrete cutting machine (wall saw) to make 45-degree cuts into the deck, severing the embedded stud connectors without breaking the concrete. This allowed the deck to be lifted and removed intact using jacks. The proposed technology was first validated through element testing, followed by full-scale construction experiments using bridge deck mock-ups. These tests confirmed that the existing deck concrete could be removed in blocks while maintaining its shape, without crushing. This technology was applied on a trial basis to the replacement of bridge decks on composite steel girder bridges on expressways, where the construction was completed successfully without practical issues. The trial confirmed that labor input could be reduced by 4% and the construction period by 5%.

Chapter 5 focuses on the rationalization of precast deck panel connection technology.
In this study, experimental research confirmed that a semi-rigid connection structure could be applied to actual bridges. Subsequently, this technology was adopted in the construction of a new steel non-composite girder bridge, where construction trials demonstrated labor savings and reduced construction time. A full-scale load test was also conducted on the bridge to verify the mechanical behavior of the deck.
This technology has already been implemented in bridge deck replacement work on expressway bridges, with no defects reported even in a follow-up survey conducted one year after completion. Surveys conducted at the precast plant and on-site confirmed that, compared to conventional methods, the technology can reduce labor input by 9% and shorten the construction period by 7%.

Chapter 6 summarizes the findings and insights gained through this study and discusses the challenges and prospects.

目　次

第 1 章　序論 1
1.1 研究の背景 1
1.1.1 国内の橋梁建設の歴史と現状 1
1.1.2 橋梁の維持管理の歴史と現状 6
1.1.3 道路橋床版の損傷と補修補強技術 9
1.1.4　高速道路の大規模更新事業 15
1.1.5 我が国の床版取替工事の現状 18
1.2 床版取替工事の課題 24
1.3 研究の目的 28
1.4 論文の構成 29
第 1 章の参考文献 32

第 2 章　既往の研究レビュー 35
2.1 道路橋床版に関する調査・研究 35
2.2 RC 床版の損傷対策に関する研究 37
2.3 道路橋床版の更新技術 39
第 2 章の参考文献 41

第 3 章　プレキャスト PC 床版の新しい合理化構造の開発 43
3.1 開発の概要 43
3.2 米国における床版取替工事の事例 44
3.2.1 パデュー大学とインディアナ州道路委員会の研究プロジェクト 44
3.2.2 ニューヨーク市道路修繕プロジェクト 47
3.2.3 ニューヨーク州交通局 48
3.2.4 カリフォルニア州オークランドを通過する高速道路高架橋の床版取替 50
3.2.5 ペンシルベニア有料道路クラークス・サミット橋 50
3.2.6　ポトマック川に架かる高速道路 95 号ウッドロー・ウィルソン記念橋 51
3.2.7　高速道路 84 号（I-84）のコネチカット州
ウォーターベリーインターチェンジ橋 53
3.2.8　カナダ・オンタリオ州交通局による
クイーンエリザベスウェイ・ウェランド川橋の床版取替工事 55
3.2.9 各プレキャスト床版構造の特徴 58
3.2.10 事例調査の総括と開発方針 61
3.3 開発した床版構造の概要 62
3.3.1 材料 63
3.3.2 PC 床版の橋軸直角方向断面 64
3.3.3 PC 床版の橋軸方向断面 66
3.3.4 プレキャスト PC 版の接手 67

3.3.5 橋軸方向プレストレス 68
3.3.6 水平せん断に対するズレ止め 70
3.4 構造解析と設計 71
3.4.1 有限要素法による解析 71
3.5 実物大供試体の定点疲労実験 77
3.5.1 プレキャストPC版の製作 78
3.5.2 供試体建設 79
3.5.3 載荷実験 81
3.6 実験結果と考察 83
3.6.1 プレキャストPC床版の疲労性能（載荷点１） 83
3.6.2 プレキャストPC床版の接手部の疲労性能（載荷点3） 85
3.6.3 プレキャストPC床版の自由端部の終局強度（載荷点2） 86
3.7 床版撤去作業 89
3.8 技術的改良点 91
3.8.1 プレキャストPC版の鋼桁周辺の簡素化 91
3.8.2 段階施工時の新旧床版境界部 92
3.9 第3章のまとめ 93
3.10 我が国の床版取替工事への応用展開について 94
第3章の参考文献 96

第4章 鋼合成桁橋のRC床版撤去の合理化技術の開発 97
4.1 開発の目的 98
4.2 開発した技術の概要 99
4.3 要素実験 100
4.3.1 実験概要 100
4.3.2 設計示方書による特性値・許容値の算定 103
4.3.3 実験結果 105
4.3.4 実験結果の考察 108
4.4 実物大施工実験 109
4.4.1 供試体 109
4.4.2 実験方法 110
4.4.3 実験結果と考察 111
4.5 実橋における試行 116
4.5.1 橋梁概要と試行範囲 116
4.5.2 計測項目および確認項目 117
4.5.3 スタッドジベル位置特定・切断線位置出しの試行 118
4.5.4 既設床版撤去作業 118

4.6 第4章のまとめ 122
第4章の参考文献 123

第5章　鉄筋を用いない半剛接合構造のプレキャスト床版への適用 125
5.1　技術の概要と研究の目的 126
5.2　輪荷重走行試験による性能確認 127
5.2.1　供試体 127
5.2.2　載荷方法 129
5.2.3　負曲げ無し試験の結果と考察 133
5.2.4　負曲げ有り試験の結果と考察 137
5.3　実橋における適用 141
5.3.1　検討項目 142
5.3.2　試験施工の概要と結果 143
5.3.3　実施工の結果と課題 147
5.4　実橋載荷試験 148
5.4.1　試験概要 149
5.4.2　FEM解析概要 152
5.4.3　試験結果と考察 152
5.5　高速道路橋の床版取替工事への適用 158
5.6　第5章のまとめ 161
第5章の参考文献 162

第6章　結論 163
6.1 本研究の結論 163
6.2 今後の課題と展望 166

本論文に関する著者の発表論文 168

謝辞 169

第１章　序論

1.1 研究の背景

1.1.1　国内の橋梁建設の歴史と現状

日本の橋が初めて正史に現れたのは，日本書紀に記録された猪甘津橋（いかいのつはし）といわれている．文献に登場する橋としては最古で木造である（324 年・大阪市）．以後，明治維新に至るまで，国内の豊富な森林資源を背景とし，橋のほとんどが木材で建造されてきた．その中でも高い技術を駆使して建設された，山梨県の肱木橋の甲斐猿橋（年代不明）や 1673 年に建設された岩国錦帯橋（**図-1.1.1**）などが有名である [1)]．

図-1.1.1　岩国錦帯橋（木造 5 連アーチ橋）

木材以外の架橋材料としては石材を挙げることができる．15 世紀には石造アーチの技術が海外から伝わり，沖縄で石造アーチ橋が建設された．17 世紀にはこの技術が九州にも伝わり，以後，九州・沖縄で数々の石造アーチ橋が建設された．代表的な橋としては 1452 年沖縄に建設された美栄橋や 1634 年長崎に建設された眼鏡橋が有名である．

明治維新を迎え，明治政府が誕生してからは，橋梁分野においても海外技術の導入が本格化した．なかでも橋梁建設に顕著な影響を与えたのが，鉄材とコンクリートの導入であり，木材や石材以外の新しい材料として利用され始めたのが鉄材である [2)]．明治に入って最初に建設されたのが，オランダ人技師フォーゲルが設計した，橋長 21.7m，鋳鉄製桁橋のくろがね橋である（明治元年・1868 年）．その後も国外技術に依存しながら鉄橋の建設は続き，明治 11 年には初めて国産の鋳・錬鉄製トラス橋，弾生橋が東京に建設された．一方，コンクリート製の橋は鉄橋に比べてその出現と進歩が遅れている．明治 5 年（1872 年），セメント製造技術が日本に導入され，3 年後には国産ポルトランドセメントの製造が始まったが，引張強度の低いコンクリートは単体では橋梁の建設材料として使用されなかった．その後，フランスで発明された鉄筋コンクリートの基本

原理がヨーロッパで進化し実用化されたことで，明治 36 年（1903 年）にはようやく国内で初めて鉄筋コンクリート橋が建設された．橋長 3.65m スラブ橋の若狭橋（兵庫県）と橋長 7.3m メラン式アーチ橋の琵琶湖疎水橋（京都府）である．このように，明治に入ってから近代材料として鉄材やコンクリートが登場したが，明治期における架橋材料は依然として木材・石材・土であった．

大正から太平洋戦争に至る約 30 年間，日本の橋梁建設技術は国外の技術を取り入れながら，飛躍的に進展した．この時期，橋梁技術の発展に大きな影響を与えた事象のひとつが皮肉にも関東大震災である．大正 12 年に発生したこの大地震は首都東京と横浜付近を壊滅させ，橋梁の半数以上が被害を受けている．橋梁被害のほとんどは火災によるもので，当時はまだ東京の橋梁の約 60%を占めていた木造橋に加え，鋼橋でも床版が木造であったためこれらのほとんどが焼失した．これらの大被害が世界から立ち遅れていた日本の橋梁技術を極めて短期間でキャッチアップさせることになる．とくに，この間の鉄筋コンクリート技術の進展は目覚ましく，桁橋やアーチ橋が数多く建設され，適用支間長も拡大していった．さらに，床版にも鉄筋コンクリートが用いられるようになり，当時は永久部材として認識され建設された．

第二次世界大戦中および戦後 10 年間の橋梁建設停滞期を経て，昭和 30 年代に入ると，鉄道から自動車へと移動手段の主役が転換しはじめ，モータリゼーションの時代が到来した．これに伴い国道や地方道などの道路網が整備され，昭和 31 年には日本道路公団が設立されて高速道路建設も本格化した．鋼橋の建設に使用された鋼材量は，昭和 30 年度に 46,000 トンから昭和 58 年度の 539,000 トンに急伸し，コンクリート橋も昭和 30 年度の 370 橋から昭和 58 年度の 10,378 橋へと爆発的に増加している（**図-1.1.2**）．これはプレストレストコンクリート（以下，PC）技術の導入とその後の発展による結果といってよい[3]．

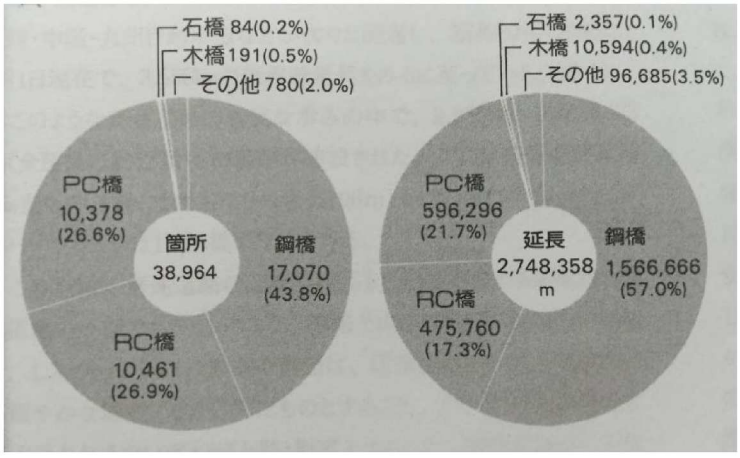


図 1.1.2　1984 年の橋梁構造 [4]

我が国で最初の PC 橋は，1952 年，石川県七尾市にプレテンション方式の橋桁を用いて建設された橋長 11.6mの長生橋（**図-1.1.3**）である[5]．その 2 年後にはポストテンション方式で十郷橋（7.35m・**図-1.1.4**）が建設された．これ以降，さまざまな架橋技術が開発・改良され，例えば，カンチレバー架設工法による支間長 100m 以上の橋梁も建設されるようになった．高知県の浦戸大橋（支間長 230m・**図-1.1.5**）や浜名大橋（240m・**図-1.1.6**）などは，当時としては世界有数の支間長を持つ PC 橋である．このように，日本に初めて PC 技術が導入されて以来，PC 構造は橋梁の長支間化に大きな役割を果たしてきた．

図-1.1.3 長生橋[5)]

図-1.1.4 十郷橋[5)]

図-1.1.5 浜名大橋[5)]

図-1.1.6 浦戸大橋[5)]

現在のPC橋はさらに発展・展開し，1980年代から90年代にかけて，PC鋼材を斜材に使うことにより大スパンで上部工を軽量化できるPC斜張橋が多く建設された．1988年佐賀県に建設された呼子大橋（**図-1.1.7**）はその代表例で，最大支間長は250mに及んだ．また，外ケーブルを桁の断面外に大偏心配置したPCエクストラドーズド橋が世界に先駆け，日本で初めて実用化された．最大支間長122mの小田原ブルーウェイブリッジ（1994年・**図-1.1.8**）である．この橋は，長支間化にともなう桁高の増大を押さえた3径間連続エクストラドーズド橋で，そのスレンダーな姿と周囲の景観がマッチした美しい姿を誇っている．

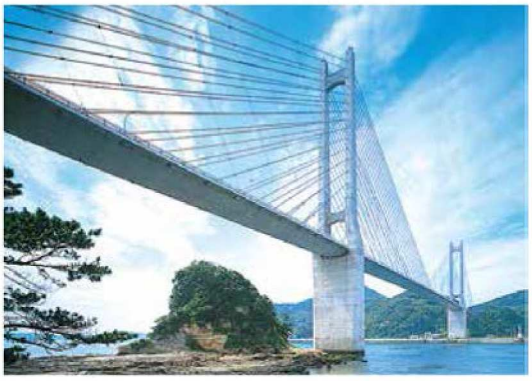


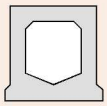
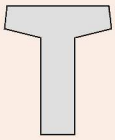
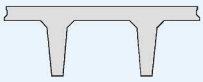
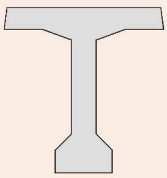
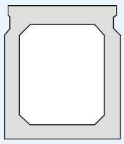
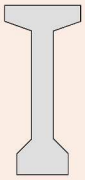
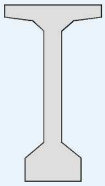
図-1.1.7 呼子大橋[5)]

図-1.1.8 小田原ブルーウェイブリッジ[5)]

一方，PC技術が橋梁の発展に寄与した点は他にもある．それは，中小規模支間橋梁（5m～40m）のプレキャスト化とこれに伴う施工の合理化である．PC技術導入から1990年代までの約40年間，

プレキャスト PC 技術が発展し，種々の架橋条件に適合したプレキャスト桁が開発され普及した．工場製のプレテンション桁は運搬上の制約から約 20m 以下の支間長の橋梁において多用され，支間長 20m～40m の範囲では現場打ちのプレキャスト桁が用いられた．同時代の米国でもプレキャスト PC 桁を使用した橋梁建設がさかんに実施されていたが，両国において設計規準は異なるものの，ほぼ同等の技術レベルで橋梁が建設されており，PC 技術においても日本は世界水準に達していたといえる（**表-1.1.1**）．

表-1.1.1　プレキャスト PC 桁の日米比較[6)]

日　本			米　国		
桁断面	適用支間 (m)	桁高 (mm)	桁断面	適用支間 (m)	桁高 (mm)
プレテンション方式 充実床版 	5～9	325 400	プレテンション方式 充実床版 	～9	250 ～460
プレテンション方式 中空床版 	10～21	425 ～800	プレテンション方式 中空床版 	8～15	380 ～530
プレテンション方式 T 桁 	14～21	800 ～1050	プレテンション方式 ダブル T スラブ 	6～18	410 ～580
ポストテンション方式 T 桁 	20～40	1050 ～20150	プレテンション方式 箱桁 	18～30	690 ～1070
ポストテンション方式 合成桁 	20～40	1550 ～2450	AASHTO/PCI 標準桁 	24～43	1370 ～1830

1990 年代以降，プレキャスト PC 技術は鋼橋の床版にも活用されるようになった．高度成長期以降の橋梁建設において，鋼橋の床版構造として鉄筋コンクリート（RC）が多く用いられてきたが，これら RC 床版は交通量の増大や凍結防止剤散布などにより，劣化の進行が顕在化してきた．さらに，コスト縮減の観点から鋼桁の少主桁化が進んで床版支間が長大化していることから，耐荷性・耐久性に優れる合成床版や PC 床版の採用が増加しつつある．とくに工場製プレキャスト PC

床版（図-1.1.9）は品質が高く，工期短縮，現場労働力削減などの利点から，新規橋梁建設や橋梁の部分更新（床版取替）での採用が拡大しており，品質・施工性・耐久性の改善など，さらなる技術の進展が求められている．

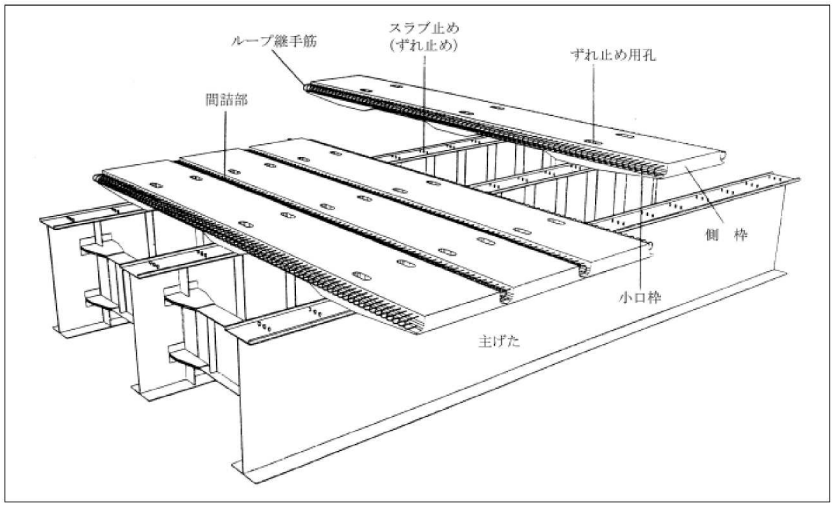


図-1.1.9　プレキャストPC床版概要図[7)]

1.1.2 橋梁の維持管理の歴史と現状

前節で述べた通り，明治時代に始まった海外からの技術導入による近代橋梁建設は，その後確実に国内化が進み，社会資本整備に貢献していった．高度経済成長期に入ると，新幹線や高速道路建設が推進され，これに伴って国内の国道・県道などの道路網も急速に整備された（図 1.1.10）．このように短期間に橋梁ストックを急増させたことが，現在のメンテナンスマネジメント上の大きな課題となった．この時代には，近代材料である鋼材やコンクリートを使った構造物の経年劣化に関する知見が十分になく，耐久設計・施工に十分な配慮がなされないまま，多くの橋梁構造物が建設された．

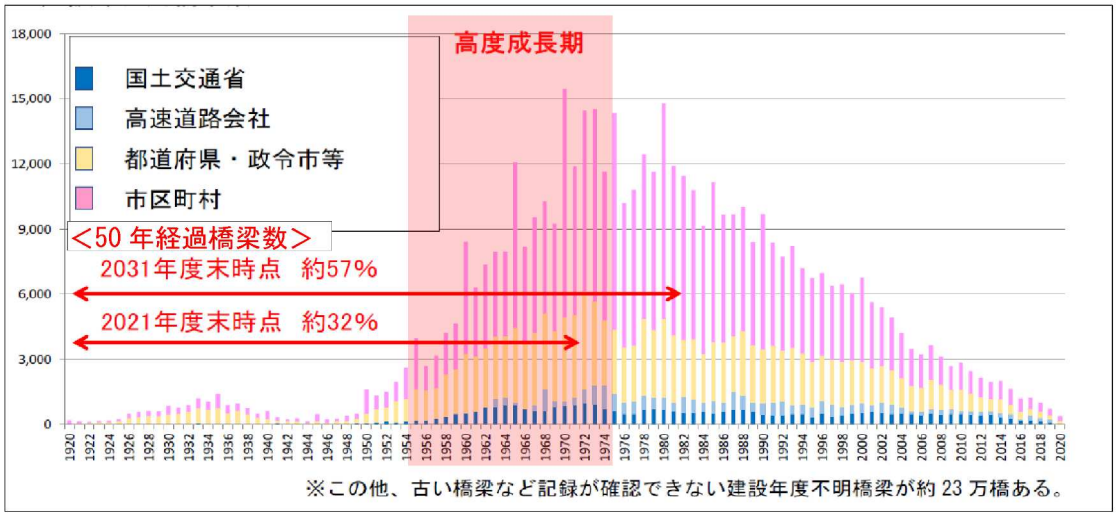


図 1.1.10　架橋年度別の橋梁数の推移［国土交通省，2021］

鋼構造では，溶接構造が多用され RC 床版と組み合わせて構築する橋梁が多く建設されたが，鉄道では新幹線構造物で鋼橋の疲労劣化が問題となり，道路橋においても RC 床版の疲労による劣化が顕在化して合成構造の採用が見送られるようになった[8]．こうした背景から，1970 年代後半，道路分野では「道路維持修繕要領」「道路橋補修便覧」[10]「道路橋点検要領（案）」[11]が整備され，維持管理の基準化が始まった．また，1980 年代には鉄道分野でも鉄道総合研究所が「建造物保守管理の標準・同解説（鋼構造物）」[12]と「同（コンクリート）」[13]を発刊し，維持管理規準類の現代化が進められた．

1980 年代後半に入ると，それまで構造物の変状に基づいた実務を中心とした対応から，学・協会での学術的体系化が本格的に始まり，土木学会の「コンクリート構造物の耐久性設計指針」[14]，日本鋼構造物協会「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」[15]，土木学会「コンクリート構造物の維持管理指針（案）」[16]が発刊された．その後，構造物の点検調査結果や劣化現象を新規建設技術にフィードバックする学術的研究も進められ，土木学会では「2001 年度制定コンクリート標準示方書［維持管理編］」[17]の刊行に至り，2023 年度には最新版が発刊された．

このような学術界の動きの中，1995 年に発生した阪神・淡路大震災は橋梁の建設や維持管理に大きな影響を与えた．大震災後，既存ストックの耐震補強が全国的かつ大規模に実施されるとともに，新規に建設する構造物の耐震設計規準も見直され，ここでも発生事象の知見が建設実務へフィードバックされた．また，コンクリートの剥落や鋼橋脚の疲労き裂などの事例がマスコミに

取り上げられて社会問題化するなど，構造物の耐久性への関心が高まっていった．このような背景を受け，行政でも国交省が橋梁構造物の健全性の判定区分を定め（**表-1.1.2**），直轄橋梁のデータベースの構築を進めるなど，アセットマネジメントへの全国的な取り組みも本格化している．

表-1.1.2　橋梁の健全性の診断基準 [18)]

判定区分		状態
Ⅰ	健全	構造物の機能に支障が生じていない状態。
Ⅱ	予防保全段階	構造物の機能に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態。
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。
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。

2013 年度の道路法改正等を受け，2014 年度から道路管理者は全ての橋梁・トンネル・道路附属物等について 5 年に 1 度の点検が義務付けられ，2024 年には 2 巡目（2019～2023 年）の点検結果が公表された [19)]．橋梁の点検実施状況は 99.4%で，早期または緊急に措置を講ずべき状態（判定区分Ⅲ・Ⅳ）の橋梁は全体の 8%を占めた．**図-1.1.11** にこれらの損傷事例を示す．

図-1.1.11　橋梁の損傷事例 [19)]

1 巡目（2014～2018 年）の点検で区分Ⅲ・Ⅳに判定された橋梁のうち，2023 年時点で補修対策等に着手した割合は，国土交通省 100%，高速道路会社 100%，地方公共団体 83%であった．このうち，補修対策等が完了した割合は国土交通省 82%，高速道路会社 85%，地方公共団体 66%であり，地方公共団体では区分Ⅲ・Ⅳに判定された後，5 年以上補修対策に着手できていない橋梁が 20%

存在する．一方，2 巡目（2019～2023 年度）の点検で区分Ⅲ・Ⅳと判定された橋梁のうち，補修対策等に着手した割合は，国土交通省 64%，高速道路会社 45%，地方公共団体 47%であった．2023 年度末時点の判定区分毎の橋梁数の推移を**図-1.1.12** に示す．これらから分かるように，調査の対象となる区分Ⅲ・Ⅳの橋梁は減少しているものの，2023 年度時点で 56,820 橋とその数はなお膨大であり，今後も 50 年経過橋梁の数は増加し続けることから，さらに効果的かつ合理的な補修技術の開発が必要である．

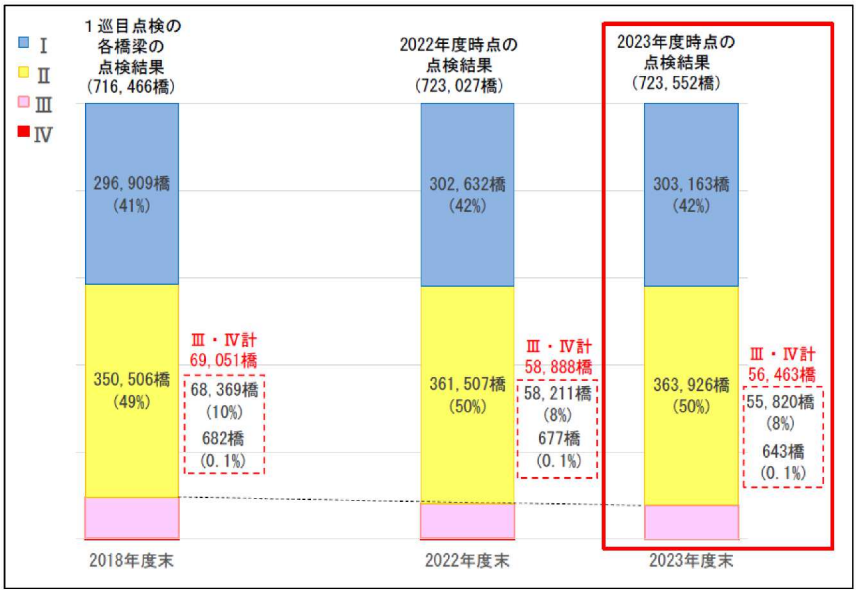


図-1.1.12　判定区分毎の橋梁数の推移 [19)]

1.1.3 道路橋床版の損傷と補修補強技術

(1) 道路橋床版の損傷

橋梁を構成する部材の中で，床版は衝撃を含む輪荷重を直接受け，冬季に散布される凍結防止剤が最初に接する構造部材であることから，もっとも過酷な使用条件・環境条件下で供用されている．道路橋 RC 床版の損傷状況を論じるにあたり，まず，設計規準の変遷について概説する[19]．

RC 床版の設計法は損傷の発生とその原因解明に伴って変遷してきた．RC 床版の本格的な設計規準の整備が始まったのは 1956 年（昭和 31 年）の鋼道路橋示方書からである．1964 年（昭和 39 年）には，材料の高性能化，設計法や施工法の進歩などにより許容応力度が引き上げられたが，この当時建設された鋼橋 RC 床版にはひび割れ発生の事例が報告されたことから，その後，損傷原因やメカニズムなどが解明されるようなになった．研究で得られた知見を設計規準に取り入れる形で設計規準も変遷し，1967 年（昭和 42 年）の道路橋示方書（以下，道示）以降は設計曲げモーメントが大きくなるよう算出式が見直されたうえ，許容応力度も引き下げられた．また，構造細目も見直され，床版の増厚や配力筋の増加配置が規定された．これ以降も規定の見直しが進み，現行の設計規準で設計された RC 床版は十分な疲労耐久性を保有していることが輪荷重走行試験などで明らかになっている．このように劣化機構の解明と基準の見直しが進められてきた床版であるが，旧基準で建設された橋梁の RC 床版の経年劣化は確実に進行している．とくに日本における物流の動脈の役割を果たし，大型車両の混入率の高い高速道路橋の床版における劣化進行は深刻である．

1990年に入ってからは,道路橋床版の損傷を早める法令の施行,改訂が相次いで実施された[20]．一つ目は，1992 年に施行された「スパイクタイヤ粉塵の発生の防止に関する法律」である．スパイクタイヤは，降雪地域においてチェーンを装着せずに自動車走行を可能とする装備として普及していた．その反面，スパイクタイヤを装着した自動車が融雪地域の道路を走行することに伴って粉塵が発生し，人体に深刻な影響を与えることが明らかになった．さらに，スパイクタイヤが道路表面を削ることに伴う，道路の維持管理費増大も問題となった．これらの事象から政府はスパイクタイヤの使用を罰則付きで禁止する法令を施行した．これに伴い，降雪地域の道路で使用される凍結防止剤（塩化ナトリウム）の使用量はそれまでの 33t/m（m:道路延長の単位）から 53t/m に大きく増加した（**図-1.1.13**）．これにより，融雪水や雨水とともに塩分の床版コンクリートへの侵入量が増加して塩害のレベル，進行速度を高めた．

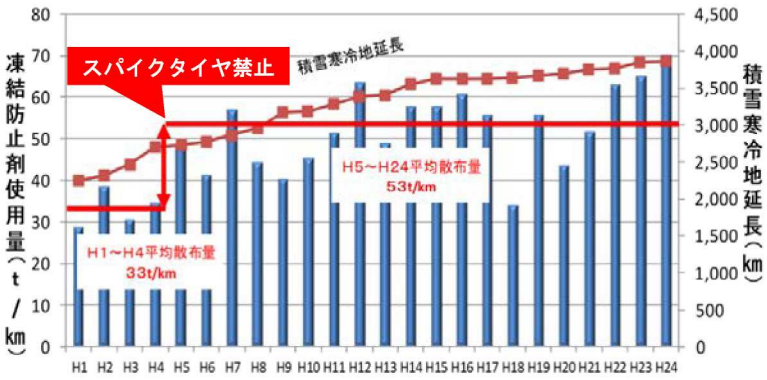


図-1.1.13　凍結防止剤使用量の推移[20]

二つ目は 1993 年に実施された「車両規制令の緩和」である．それまで 20t に規制されていたトラック等の総重量規制が 25t に緩和され，これを機に総重量 20t を越える貨物自動車やトレーラーの保有台数が増加した．これに伴って床版への負荷がさらに大きくなり，疲労による損傷も増大していった（図-1.1.14）．

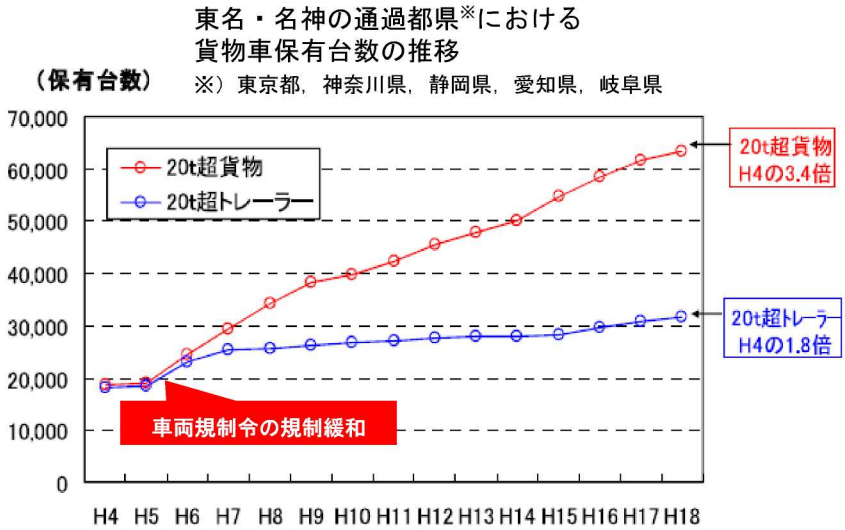


図-1.1.14　東名名神高速道路の通過県における貨物車保有台数の推移 [20)]

図-1.1.15 に高速道路橋の劣化要因に関する調査結果を示す．このデータは下部工を含む橋梁構造物全体のデータであるが，橋梁構成部材の中で損傷発生率と進行度が最も高いのが RC 床版である．

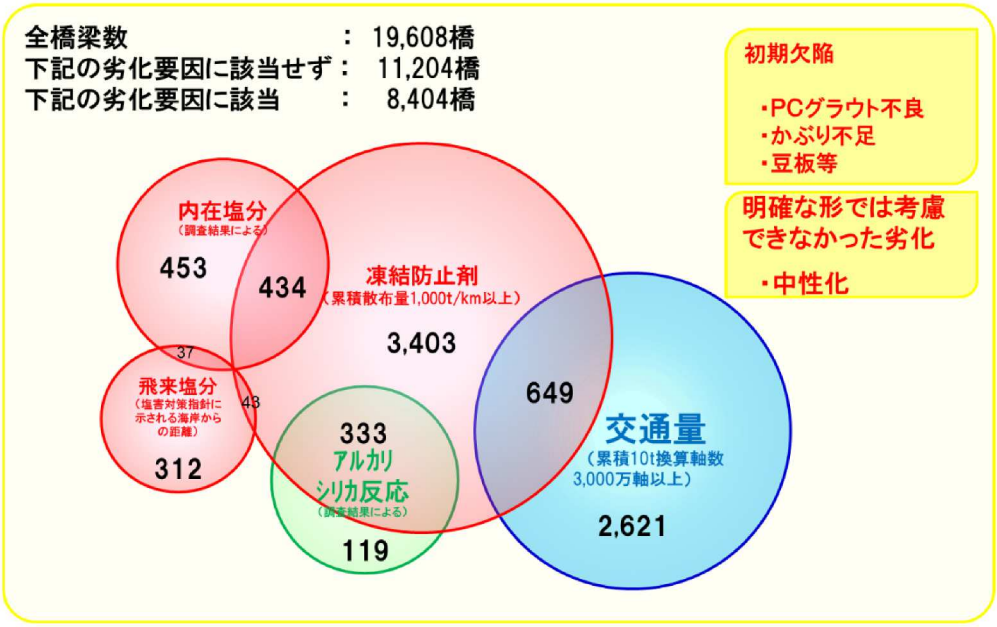


図-1.1.15　高速道路橋の劣化要因 [20)]

RC 床版の損傷は一般に「大型車両の走行による疲労損傷」と「鉄筋腐食による損傷」に大別される．前者は戦後鉄道輸送から自動車輸送に変遷していく過程で走行荷重および交通量が増加し，床版への負担が増大したものである．大型車両走行の繰返しに伴う疲労損傷の過程は，まず乾燥収縮や過積載トラックによる過大荷重などによって橋軸直角方向のひび割れが生じる．その後，ひび割れの増大に伴って等方性版が異方性版へ移行し，橋軸方向ひび割れに進展していく．これらのひび割れはさらに進展してひび割れ間隔が小さくなり，最終的には格子状のひび割れに進展していく（**図-1.1.16**）．

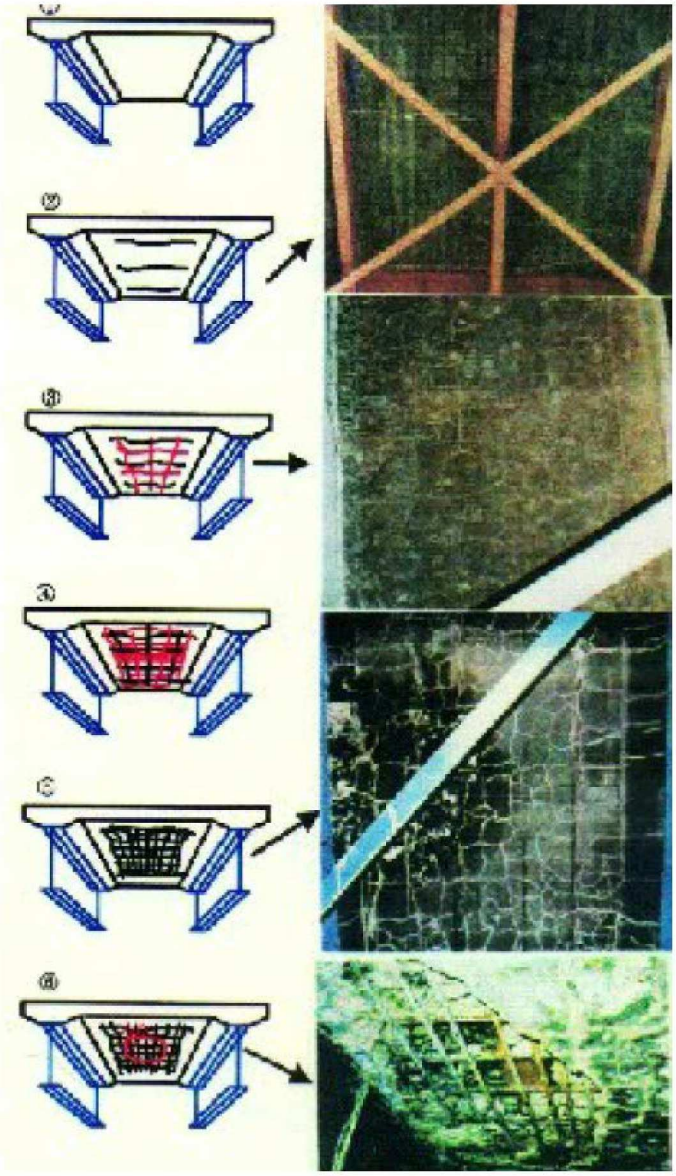


図-1.1.16　コンクリート床版の疲労損傷の過程 [21)]

一方，鉄筋腐食による損傷については，その原因はさまざまで，コンクリートの乾燥収縮，大型車両の走行，アルカリシリカ反応（ASR）などによって発生したひび割れから凍結防止剤散布により塩化物が侵入し，床版上面の鉄筋腐食が始まる．これに伴い，床版コンクリートには上面鉄筋に沿った水平ひび割れ，浮き，はく離が生じる．そして，舗装・防水膜を透過した水の供給

や車両の走行によって床版上面が土砂化に至り（**図-.1.1.17**），さらには床版の部分抜落ちにまで発展する（**図-1.1.18**）.

図 1.1.17　床版上面の土砂化 [21)]

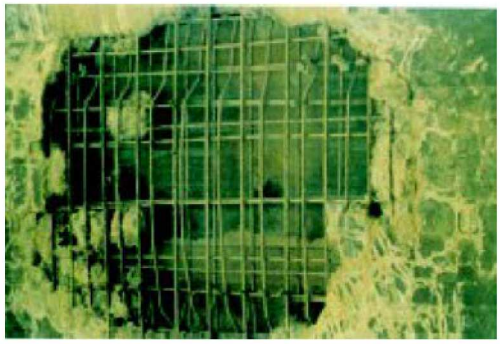


図 1.1.18　床版コンクリートの抜落ち [21)]

(2) メンテナンス技術 [22)]

経年劣化した高速道路橋床版のメンテナンスは，損傷の原因や進行度に応じて様々な補修・補強工法が採用される．凍結防止剤散布による床版上面の鉄筋腐食，それに伴うコンクリートのひび割れ，はく離，土砂化などへの対策として部分断面修復が用いられ，損傷が広範囲にわたる場合は上面増し厚工法が採用される．一方，通行車両による疲労損傷や ASR などにより床版下面が損傷している場合には，損傷レベルや原因に応じて部分断面修復，下面増し厚，下面 FRP 接着，下面鋼板接着などが採用される．損傷の進行が進み補修では機能回復できない場合には床版取替が採用される.**表-1.1.3** にこれまで実施されてきた主要な床版メンテナンス技術の分類,**表-1.1.4**,**表-1.1.5** に床版メンテナンス技術の概要と特徴を示す.

表-1.1.3　床版メンテナンス技術の分類

分　類	対策種別	対　策
補修	上面補修	部分断面修復，上面増し厚
	下面補修	下面 FRP 接着
		部分断面修復，下面 RC 増し厚
		下面鋼板接着
更新（床版取替）	床版取替（プレファブ）	プレキャスト PC 床版
		鋼-コンクリート複合床版
		グレーチング床版
	床版取替（ハーフプレファブ）	PC 板-場所打ちコンクリート複合床版
		鋼-場所打ちコンクリート複合床版

表-1.1.4　床版メンテナンス技術（1）

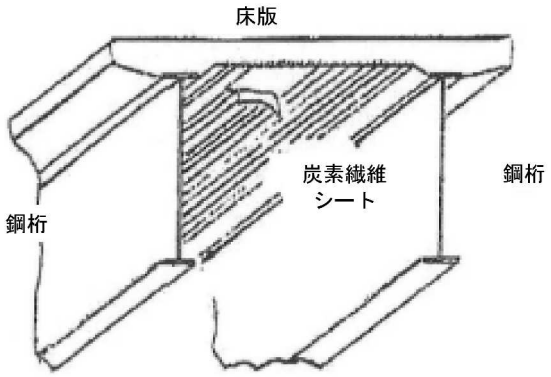
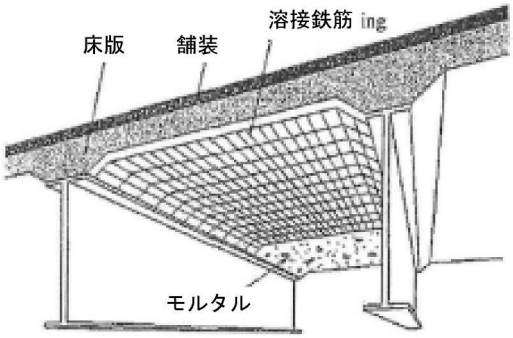
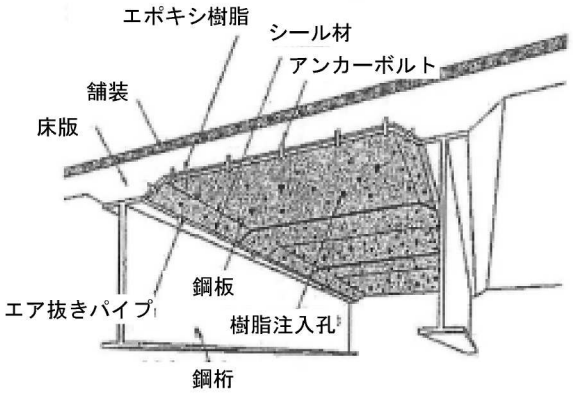
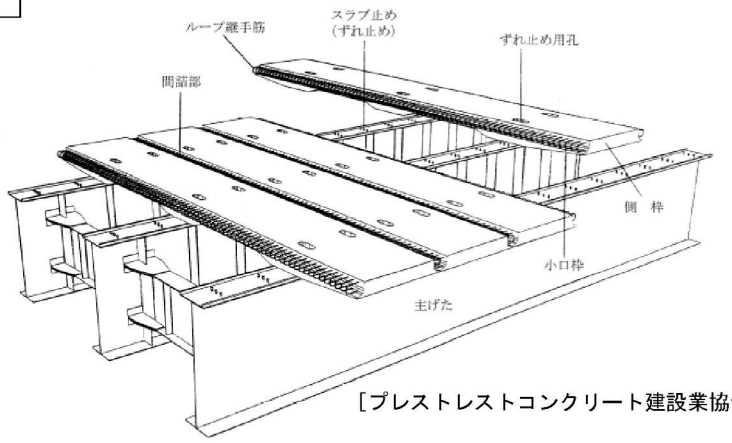
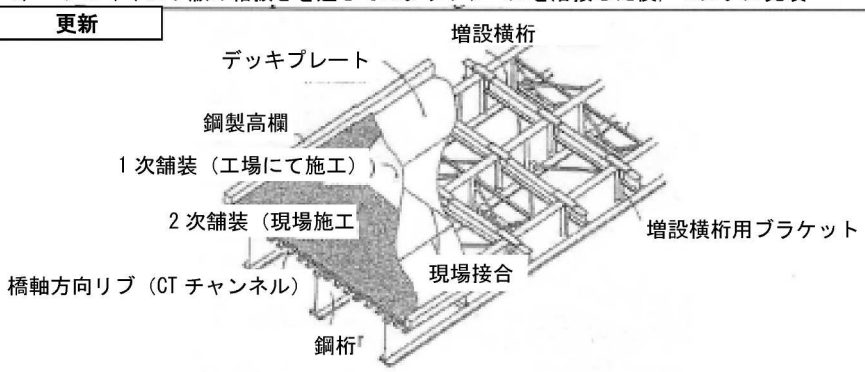
工法名	工法概要および特徴
上面増し厚	**補修** 下面補修　舗装除去　上面増し厚＋舗装打ち換え  上面増し厚の施工例 施工手順 1)　舗装切削 2)　既存床版上面の切削（10mm 程度） 3)　床版上面に超速硬コンクリートを打設 （状況に応じて鋼繊維混和・鉄筋配置）
下面 FRP 接着	**補修**  施工手順 1)　床版下面補修 2)　床版下面に炭素繊維シートを必要枚数接着 特徴：交通規制なしで施工可能
下面 RC 増し厚	**補修**  施工手順 1)　床版下面補修 2)　床版下面に溶接鉄筋を配置した後，ポリマーセメントモルタルを吹き付け 特徴：交通規制なしで施工可能

表-1.1.5　床版メンテナンス技術 cc (2)

工法名	工法概要および特徴
下面鋼板接着	**補修**  施工手順 3)　床版下面補修 4)　床版下面に鋼板を設置し，床版と鋼板の隙間にエポキシ樹脂接着剤を注入 特徴：損傷状況に応じて床版下面前面に鋼板を接着するケースと鋼板帯を接着するケースを選択可能
床版取替 プレキャスト PC	**更新**  ［プレストレストコンクリート建設業協会，2007］ 施工手順 1)　既設床版を撤去した後，工場製作プレキャスト PC 版を鋼桁上に架設 2)　プレキャスト板接合部に配筋しコンクリートを打設 3)　プレキャスト版の箱抜きを通してスタッドジベルを溶接した後，モルタル充填
床版取替 鋼床版	**更新**  施工手順 １）デッキプレートを橋軸方向リブで補強した鋼床版パネルを工場で製作 ２）工場にて１次舗装したデッキプレートを既存鋼桁上に架設・固定 ３）接合プレートをボルト締結して鋼床版パネルを結合

1.1.4　高速道路の大規模更新事業

我が国の高速道路は，昭和 38 年（1963 年）に初めて「名神高速道路」が栗東―尼崎間で開通し，昭和 48 年（1973 年）には供用延長が 1,000km を越えた．その 30 年後には供用延長が 7,000km を越え，現在約 9,000km の高速道路ネットワークが整備されている．このうち供用後 30 年以上が経過した橋梁は全体の 40%を越えており，経年劣化および厳しい使用環境により著しい変状が顕在化している．これに対し各高速道路会社は構造物の補修・補強対策を実施してきたが，橋梁床版については有効な機能回復に至らず，床版取替に踏み切らざるを得ない橋梁が増加していった（**図-1.1.19**，**図-1.1.20**）．

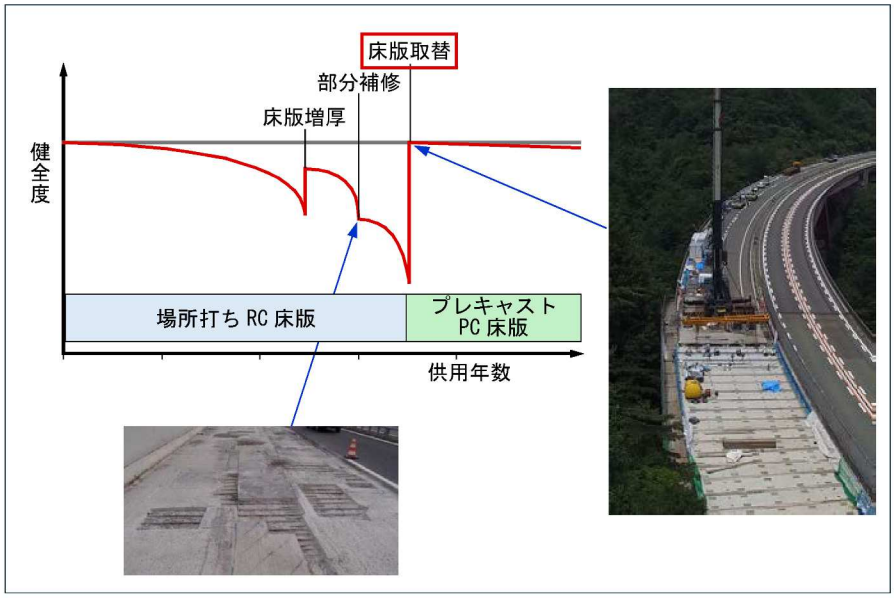


図-1.1.19　床版の劣化曲線イメージ [20)]

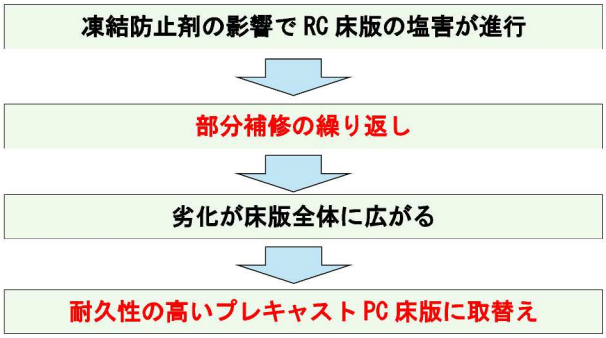


図-1.1.20　床版更新に至る流れ [20)]

このような状況下，NEXCO 東日本・NEXCO 中日本・NEXCO 西日本（以下，NEXCO 3 社）は「高速道路資産の長期保全および更新のあり方に関する技術検討委員会（以下，長期保全等検討委員会）」を設立し，高速道路資産の保全，更新の必要性，対策技術などについて検討した．同委員会から提言を受けた NEXCO 3 社は，重大な変状に進展するおそれのある 2,110km を対象に大規模更新・修繕計画を策定し，2015 年 3 月に着手した（**表-1.1.6** 参照）．この表から分かるように，大規模

更新・修繕の全事業費は約３兆円にのぼり，そのうち橋梁の床版取替だけで事業費の約 55%が投入される計画となった．

表-1.1.6　大規模更新・大規模修繕計画の概略内訳 [20)]

	区分	項目	主な対策	延長※1	概算事業費※2
大規模更新	橋梁	床版	床版取替	約　230km	約16,500億円
		桁	桁の架替	約　10km	約 1,000億円
	小　計			約　240km	約17,600億円
大規模修繕	橋梁	床版	高性能床版防水　など	約　360km	約 1,600億円
		桁	桁補強　など	約　150km	約 2,600億円
	土構造物	盛土・切土	グラウンドアンカー 水抜きボーリング　など	約 1,230km	約 4,800億円
	トンネル	本体・覆工	インバート　など	約　130km	約 3,600億円
	小　計			約 1,870km	約12,600億円
合　計				約 2,110km	約30,200億円

その後，NEXCO 3 社が更新・修繕を推進するとともに，定期点検及び変状箇所における高度化した点検技術を駆使した詳細調査を継続実施した結果，新たな劣化事象や劣化の進行が確認された．これに伴い，長期保全等検討委員会は劣化メカニズムの解明やさらなる更新の必要性について検討し，追加措置として後発の更新・修繕計画を策定した（**表-1.1.7**）．同計画においても，全事業に占める床版取替の事業費比率が最も高く，約 45%の 4,500 億円が投入されることとなった．

表-1.1.7　大規模更新・大規模修繕計画の概略内訳 [23)]

区分	主な対策	延長※1	概算事業費
橋梁	桁の架替、充填材の再注入	約 30 km【約 50 km】	約 2,500億円
	床版取替	約 20 km【約 30 km】	約 4,500億円
土工・舗装	舗装路盤部の高耐久化	約440km【約870 km】	約 2,400億円
	切土区間のﾎﾞｯｸｽｶﾙﾊﾞｰﾄ化＋押え盛土	2 箇所	約 200億円
	盛土材の置換	約 4 km【約 8 km】	約 400億円
合計※2		約500km【約960 km】	約 10,000億円

図-1.1.21 に一般的な床版取替施工時の状況を示す．現在では，毎年多くの床版取替工事が発注され工事が進捗しているが，同種の工事は国内事例が極めて少なく，新しく開発された技術を，信頼性を確認したうえで随時取り込みながら事業が進められている．材料面では，プレキャスト PC 版に化学的抵抗性の高い高炉スラグ微粉末をセメントに大量置換したコンクリートの使用，プレキャスト版接合部の鉄筋を合理化する新しい RC 接合構造，壁高欄のプレキャスト化，現場における撤去床版の橋梁外への移動やプレキャスト版の送出し架設を合理化する施工機械などが採用されてきた．さらに，交通量の多い地域では，既存の車線数を維持して床版取替を実施する半断面施工が一般的に採用されている．半断面施工では，最初に 1 車線増加する拡幅施工を実施した後，既存床版を 1 車線ずつ取り換え，橋軸直角方向にポストテンション方式でプレストレスを導入して接合・一体化する方法が取られている（**図-1.1.22** 参照）．

図-1.1.21　車線規制を前提とした床版取替の施工状況 [20)]

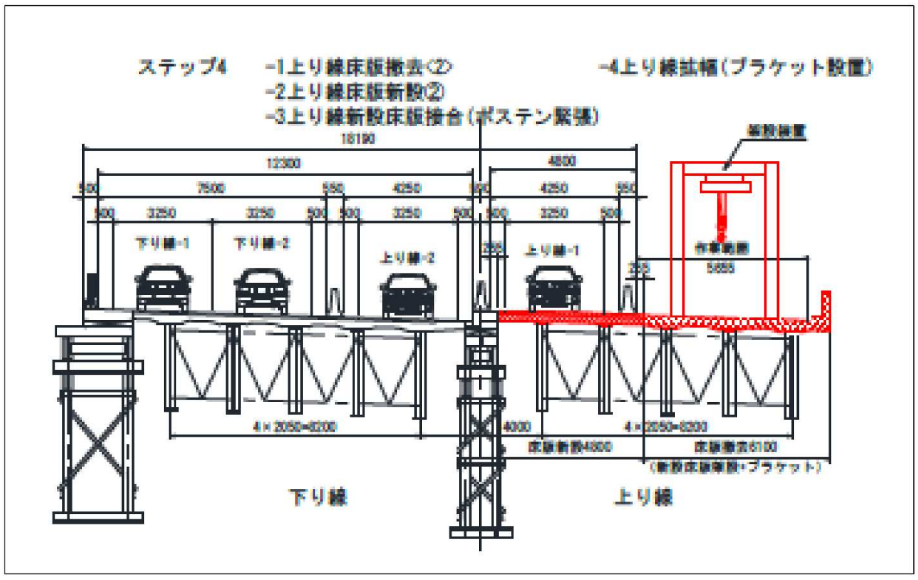


図-1.1.22　既存車線数を維持した半断面施工の例

先発・後発の更新・修繕計画で床版取替が必要と判断された高速道路橋の多くは未着手橋梁であり，現在の発注ペースを維持しても事業の完遂には今後 10 年以上を要することが予想される．さらに，国・自治体が保有する橋梁は橋数ベースで高速道路橋の 10 倍以上が国内に存在する．これらを視野に入れると，床版取替に関する新しい品質・耐久性向上，施工の合理化技術の開発は今後ますます重要となる．

1.1.5 我が国の床版取替工事の現状

(1) 床版取替工事（3 径間連続非合成桁橋）の概要[24)]

a. 橋梁概要

本橋は供用開始から40年以上経過している橋長127mの鋼3径間連続非合成鈑桁橋を紹介する．この工事は，劣化した既設RC床版をパーシャルプレストレス構造(ひび割れ制御設計した構造:以下，PPC)のプレテンション方式プレキャスト床版に取替える工事である．本橋の橋梁諸元を**表-1.1.8**に，橋梁の全体側面図および全体平面図をそれぞれ**図-1.1.23**，**図-1.1.24**に示す．また，既設床版の劣化状況を**図-1.1.25**に示す．

表-1.1.8　橋梁諸元

構造形式	鋼３径間連続非合成鈑桁橋
橋長	127.130m
支間長	3 @ 42.000m
有効幅員	9.750m
斜角	θ=90° 00' 00"
平面線形	R=350m ～ A=300
縦断勾配	5.000% ～ 2.474%
横断勾配	8.00%

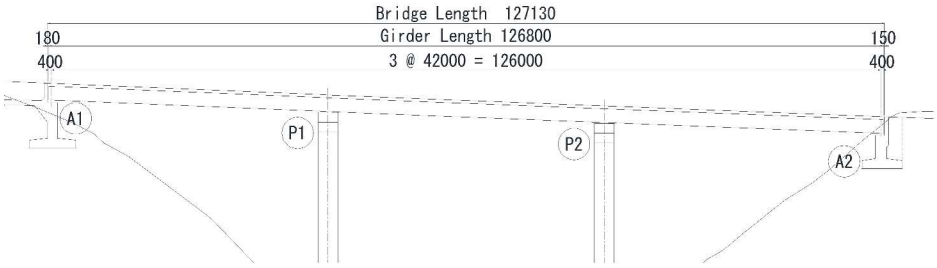


図-1.1.23　全体側面図

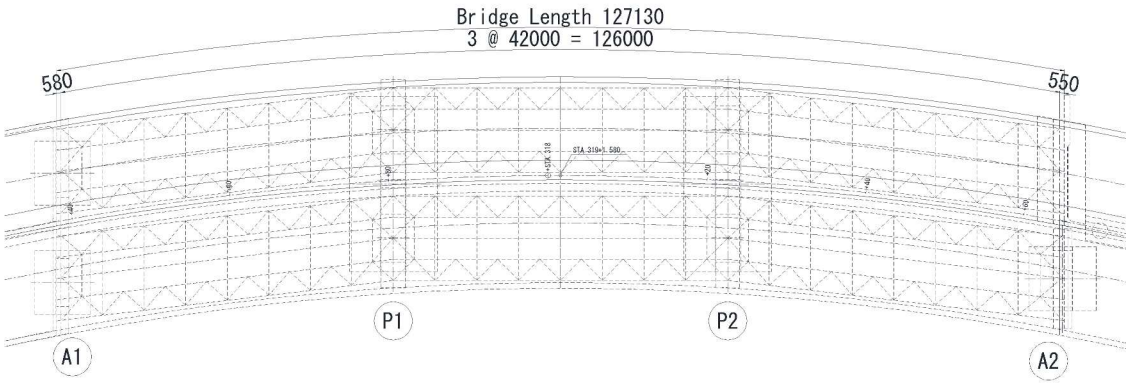


図-1.1.24　全体平面図

図-1.1.25　劣化した張出床版下面

b. 設計

取替用新規床版は橋軸方向をRC構造，橋軸直角方向をPPC構造として設計し，使用状態に応じて**表-1.1.9**に示す制御を遵守した．この手法は，橋梁の使用状態により，①引張応力を発生させない，②引張応力は発生するが曲げひび割れは発生させない，③曲げひび割れは発生するがひび割れ幅を制限値以内に収める，の３つの制御方法を使い分けて設計する手法である．高速道路橋を設計する場合は，基本的にこの制御手法が標準化されており，日本ではPRC（Prestressed Reinforced Concrete）構造と呼ばれている．

表-1.1.9 各設計荷重時におけるひび割れ制御

状態	制御方法
死荷重時	引張応力を発生させない
設計荷重時	曲げひび割れを生じさせない
風荷重時	許容ひび割れ幅にて制御
衝突荷重時	許容ひび割れ幅にて制御

プレキャストPC床版は，**図-1.1.26**のように，正方形と台形のプレキャスト版の２種類の組み合わせにより配置する計画とした．台形のプレキャスト版は，平面線形に対して配置方向を調整する目的と，端部の斜角なりに配置方向を調整する目的で配置するものであり，それ以外の標準部を正方形のプレキャスト版で構成する．隣接するプレキャスト版同士の接合部は，本体と同じ圧縮強度のコンクリートを打設し一体化させた．

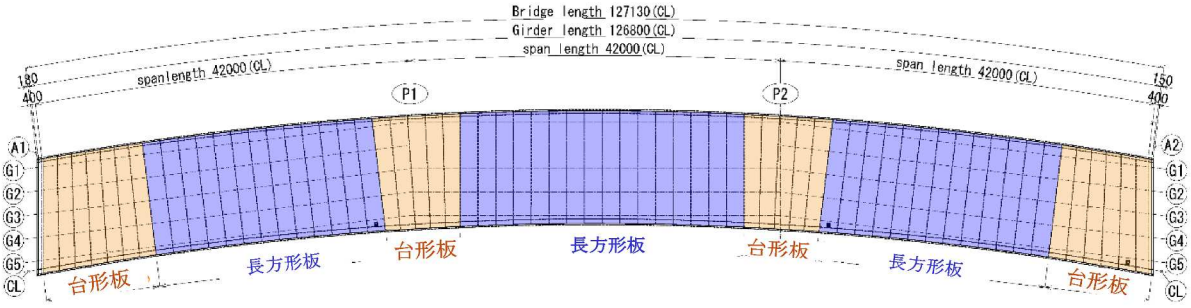


図-1.1.26　プレキャストPC版の割り付け

c. 取替用プレキャスト版の製造

既設 RC 床版の断面図を**図-1.1.27** に，取替後のプレキャスト PC 版の断面図を**図-1.1.27** に示す．取替前の既設 RC 床版厚は 210mm であったが，取替後の PC 床版厚は現行の基準に沿ったかぶり厚や鋼材のあきを確保したうえで 230mm とした．

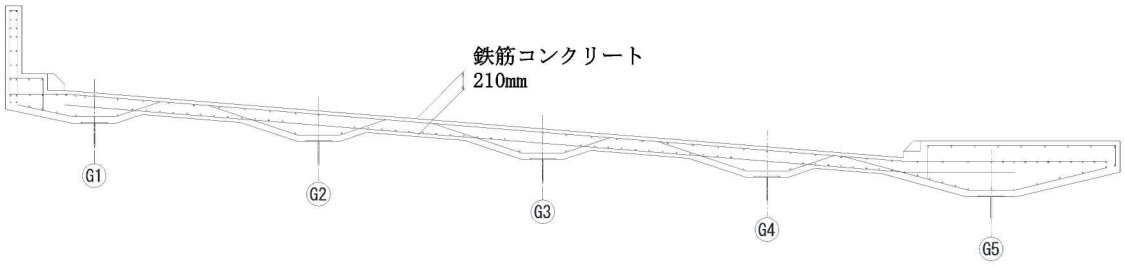


図-1.1.27　既設床版断面図

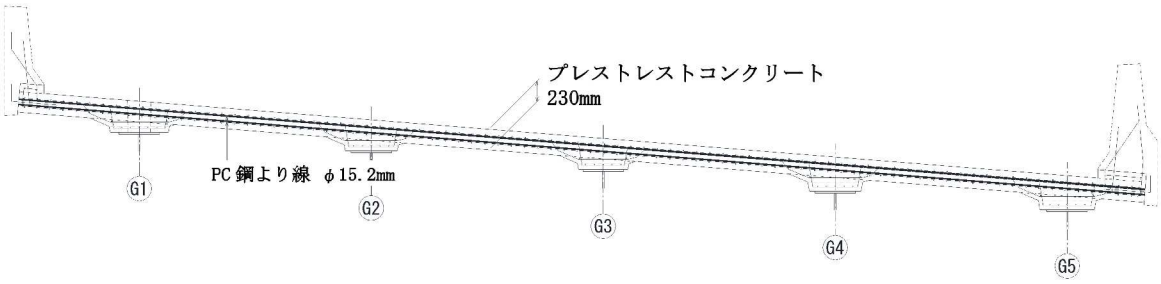


図-1.1.28　新設床版断面図

プレキャスト PC 版のコンクリートの圧縮強度は 50N/mm^{2}とした．また，セメント量の 50%を遮塩効果の高い高炉スラグ微粉末（比表面積 6000cm^2/g）に置換した配合を採用した．遮塩効果を高めるには初期養生が重要であることから，蒸気養生を実施した後，専用の養生槽で 3 日間の水槽養生を行った．**図-1.1.29** に水槽養生の状況を示す．

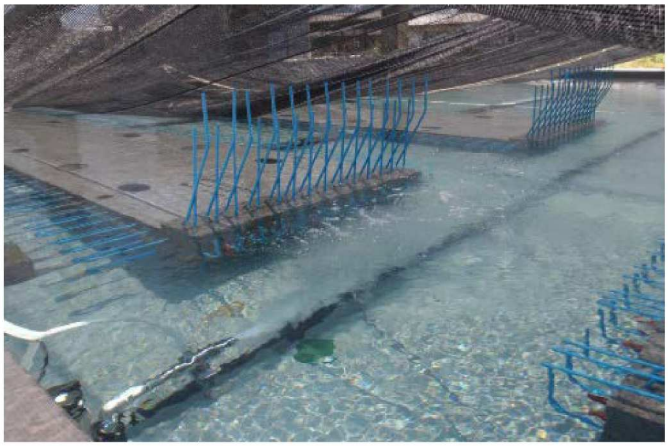


図-1.1.29　プレキャスト PC 版の水中養生状況

d. 施工フローと工程

図-1.1.30に施工フロー，**図-1.1.31**に施工工程を示す．工事開始から施工完了まで実働日数67日で作業を完了する計画とした．

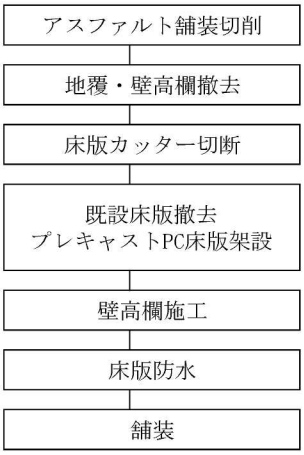


図-1.1.30　作業フロー

工　　種	1ヶ月			2ヶ月			3ヶ月		
	10	20	30	10	20	30	10	20	30
アスファルト舗装切削									
地覆・壁高欄撤去									
床版カッター切断									
既設床版撤去 プレキャストPC板架設									
PC板接合部コンクリート打設				養生					
壁高欄施工						養生			
床版防水									
舗装									

図-1.1.31　作業工程

e. 既設床版の撤去とプレキャストPC床版の架設

劣化した既設床版は，既設床版をクレーンで吊上げ可能なサイズに切断した後，**図-1.1.32**に示すように油圧ジャッキで主桁から引き離し撤去した．

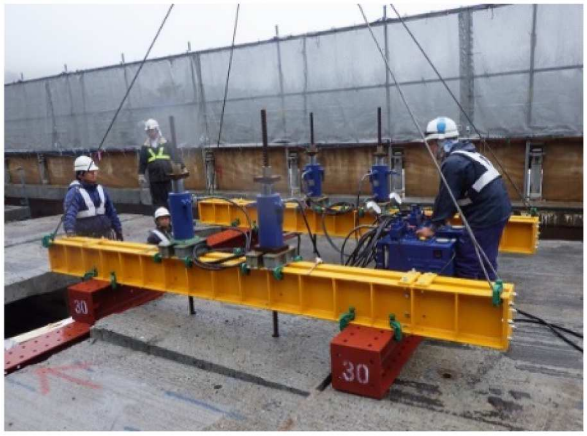


図-1.1.32　既設RC床版のジャッキアップ

f. プレキャストPC版の架設

既設床版撤去後は，**図-1.1.33**のとおり，鋼桁フランジ上面に残ったずれ止め筋などを切断・除去して表面を研磨・防錆処理した．

図-1.1.33　撤去後の鋼桁上フランジのケレン

g. プレキャストPC版の架設

ケレンが終了した鋼桁上フランジ上にはモルタル止めスポンジシールを設置し，プレキャストPC床版の架設を行った．取替作業は既設床版撤去と新設プレキャスト版架設を繰り返しながら進めた．施工開始位置は，**図-1.1.34**に示すように橋梁中央部とし，2班に分けて橋梁背面方向に移動(1班あたり約8m/日)しながら取替を行った．プレキャストPC床版架設状況を**図-1.1.35**に示す．

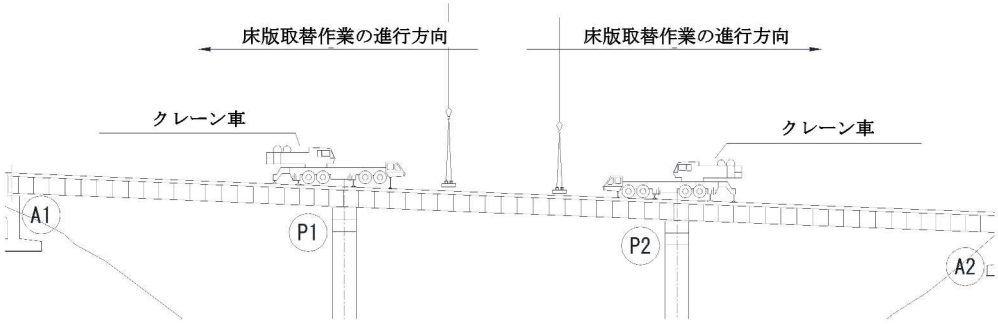


図-1.1.34　プレキャストPC版の架設手順

図-1.1.35　プレキャストPC版架設状況

h. プレキャストPC版の接合

プレキャスト床版の接合面にループ鉄筋を埋設し，これらを接合部で重ね合わせて幅員方向に配力鉄筋を配置した後，コンクリートを打設した（図-1.1.36）.

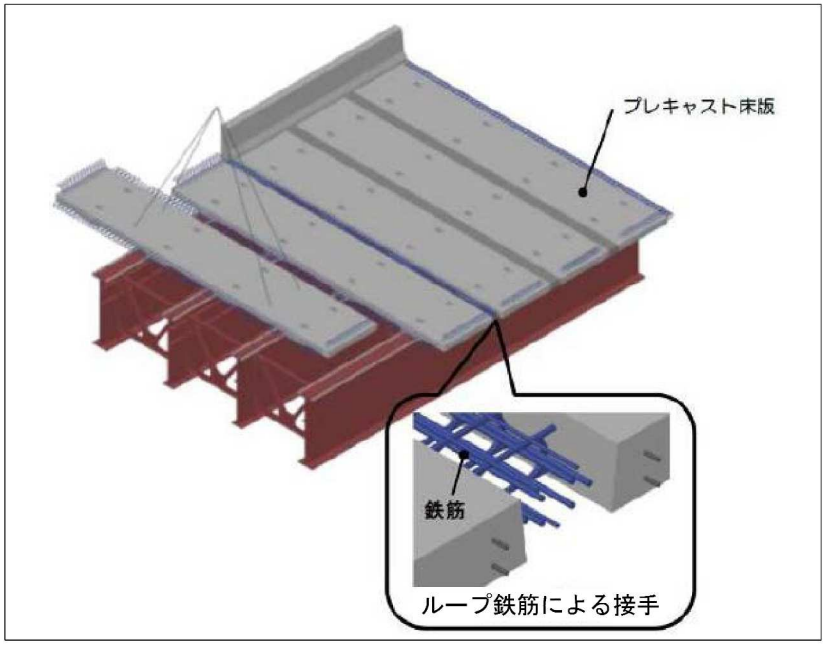


図-1.1.36　プレキャストPC版接合部の構造

i. プレキャスト PC 床版と主桁の接合

プレキャスト PC 床版と主桁の接合は，図-1.1.37 のとおり，スタッドジベルで接合する構造とした．プレキャスト PC 床版架設後，スタッドジベルを溶植し，主桁との隙間にモルタルを充填した．モルタル硬化後，スタッドジベル孔を主桁と同じ圧縮強度のコンクリートで後埋めし，主桁と一体化させた.

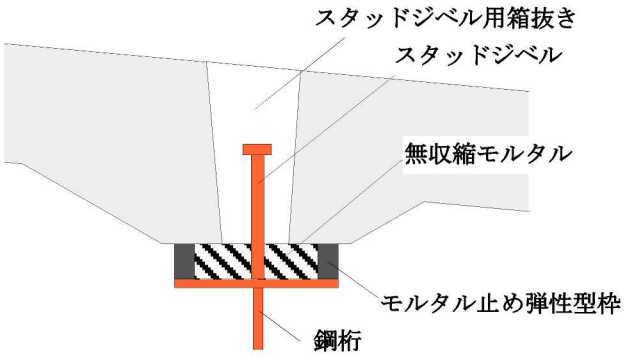


図-1.1.37　プレキャストPC版と鋼桁の接合構造

1.2 床版取替工事の課題

国内で床版取替工事の発注が急増して約 10 年が経過し施工実績も増加したが，生産性の改善に関する技術的成果は乏しく，労働集約的な作業に依存しているのが現状である．以下に改善余地のある項目を列記して概説する．

(1) 半断面施工の合理化

交通量の多い路線で床版取替工事を実施する場合，4 車線（片側 2 車線）を 2 車線（片側 1 車線）に減じる交通規制ができないケースが多い．そのような場合は，もとの車線数のうち 1 車線のみ規制するケースや，もとの車線数を維持したまま床版取替工事を実施するケースがある．**図-1.2.1** にもとの 4 車線を確保した状態で床版取替工事を実施した際の施工手順を示す．

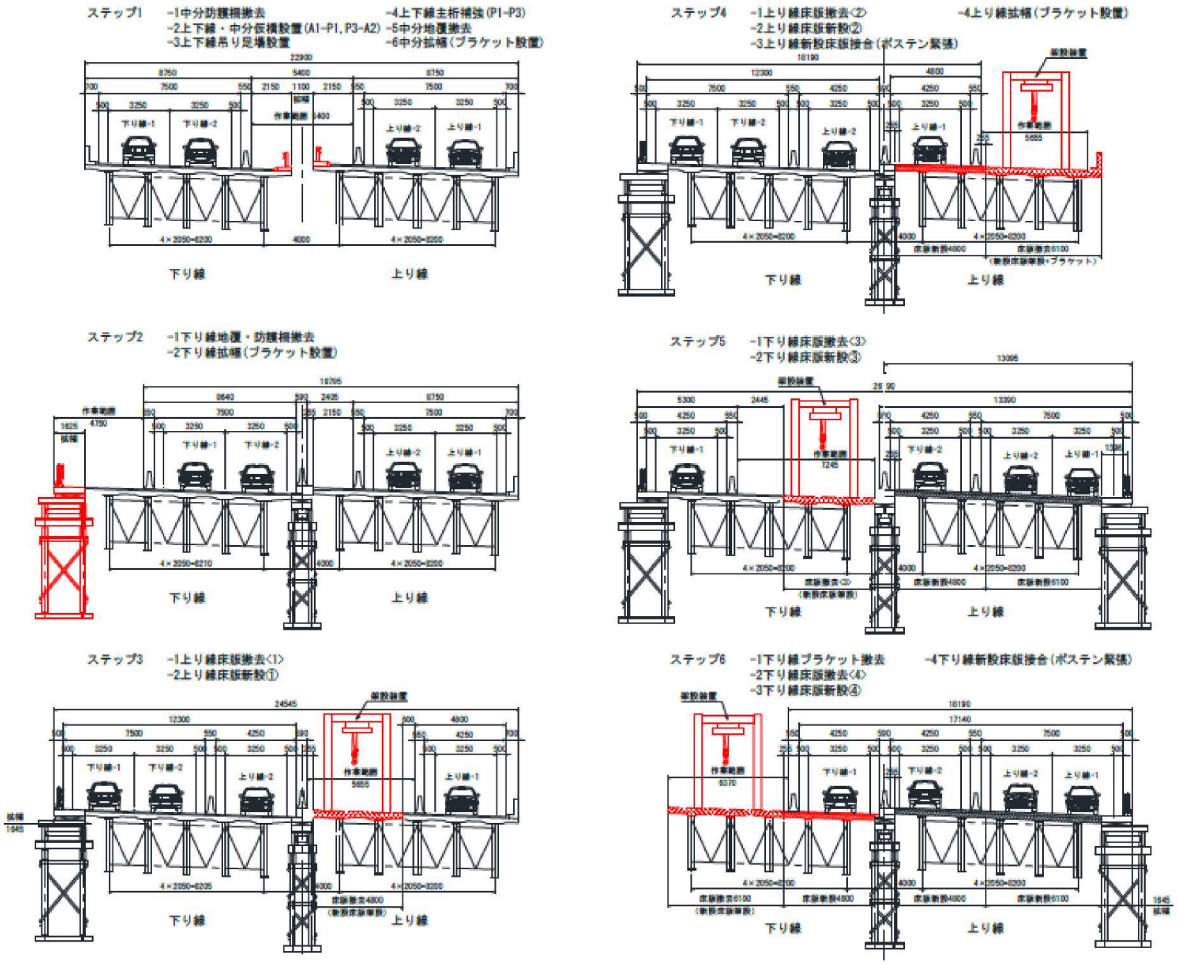


図-1.2.1　4 車線常時交通開放下で実施した床版取替施工手順

これらのケースではプレキャスト PC 版を幅員方向に分割して製造し，現場で接続しポストテンション方式でプレストレスを導入して一体化する必要がある．その際，幅員方向に配置するポストテンション用 PC 鋼材の接続や緊張ジャッキ装着のスペースが確保できない場合も多いことから施工が難航する．これを解決するためには，PC 鋼材を省スペースで接続・緊張する技術や，接続箇所のみに部分的にプレストレスを導入する技術などの開発が必要である．

(2) プレキャストPC版の合理的な形状・構造の検討

プレキャストPC版はPC工場においてプレテンション方式で製作する．その際，橋梁が本橋のように曲線橋であった場合，平面曲線への対処，横断勾配への対処，床版重量軽減のための断面変化，不均一な鋼桁天端高に対する調整などを取り入れるため，**図-1.2.2**に示すように複雑な形状となる．このため，寸法調整や管理など製造に要する時間が増大し，鋼製型枠の製造コストが過大となり，不経済となる．

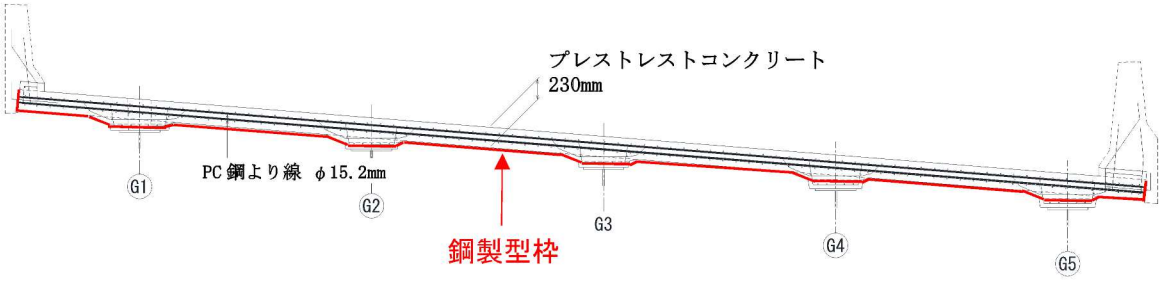


図-1.2.2　プレキャストPC版の鋼製型枠形状

(3) 経済的で環境負荷低減効果の高いコンクリートの開発

高炉スラグ微粉末をセメントに置換したコンクリートは，ワーカビリティの向上，水和熱の低減，化学的抵抗性の向上，組織の緻密化などのメリットがあるうえ，CO_2排出量の低減にもつながる．ところが，高炉スラグ微粉末を大量に置換すると初期材齢強度が小さくなるため，プレテンション方式PC部材は，１日サイクルで製品を製造するのが困難になり著しく不経済となる．そのため，水セメント費を小さくせざるを得なくなり，これにともなって単位セメント量が増加し，収縮量低減効果．CO_2排出抑制効果などが低減する．一方，近年は，コンクリートの性状改善やCO_2排出抑制を実現する研究が進められており，これらの成果を積極的に活用することで，品質・耐久性・経済性・環境負荷低減に有利なプレキャスト床版の建設が可能になると思われる．

(4) 合成桁橋の既設RC床版撤去の合理化

本節で取り上げた橋梁は非合成桁橋であったことから，スタッドジベルが鋼桁上フランジに溶接された状態で床版を引き離し撤去できた．一方，合成桁橋では，コンクリート床版と鋼桁を一体挙動させるため，多量のスタッドジベルが溶接されており，活荷重によって床版と桁の界面に生じる水平せん断に抵抗している．さらに，床版コンクリートの収縮を鋼桁が拘束することで生じる時間依存性の水平せん断力も床版と桁の界面に生じる[11]．このため，スタッドジベルが溶接された状態で既設床版をジャッキアップすると，鋼桁上フランジが許容応力を大幅に超えるうえ，既設床版も破壊し，かえって撤去作業に時間を要す．これまで，合成桁橋の既設床版撤去を合理化するため種々の試みがなされてきたが，効果的な技術は開発されておらず，限られた交通規制期間内に工事を完了させるうえでこの工種がネックになっている．

図-1.2.3に鋼合成桁橋の既設RC床版撤去後の状況を示す．この工事では，既設RC床版のうち，床版支間部を切断撤去し，残った鋼桁上のコンクリートを人力で破砕して撤去した．この作業のために桁間に作業足場を構築し，破砕したコンクリートは手作業で撤去した．このように，床版

の構造･形状を保ったまま一括撤去できる非合成桁橋と比べ，合成桁橋の床版撤去は多大な労力，コスト，時間を必要とする．

図-1.2.3　鋼合成桁橋床版の撤去後の状況

(5) プレキャスト版接続構造の簡素化

道路運搬が可能なサイズでプレキャスト部材を製造し，現地で一体化して床版を構築する場合，プレキャスト部材の接合が重要な工程となる．現在実施されている一般的な技術は，プレキャストPC床版の端面にループ鉄筋あるいは突起加工鉄筋を突出させてそれらを現地でラップさせ，重ね接手方式で一体構造の床版を構築する（**図-1.2.4**）．しかしながらこの構造は，プレキャスト版製造が煩雑となるうえ，現場でも鉄筋・型枠組立などの作業が必要で，プレキャスト化のメリットを一部喪失している．接合部を無筋化できれば，プレキャスト製造および現場施工を大幅に合理化でき，経済性も向上する．

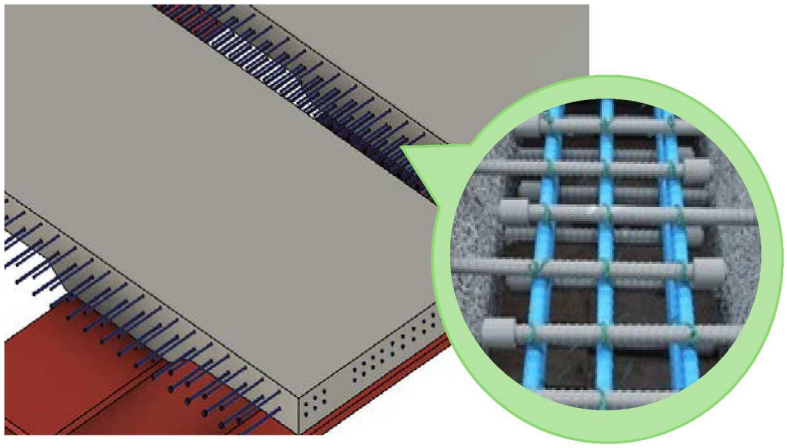


図-1.2.4　プレキャスト PC 版接合構造の例

(6) 信頼性の高い床版補修技術の確立

前述した通り，現在，全国で高速道路橋の老朽化に伴う床版取替工事が進められている．とくに冬季慢性的に融雪剤を散布する山間部等では床版の損傷が著しいが，縦断勾配．横断勾配により水が集まるエリアに損傷が集中するような事例もある．このように，同一橋梁の中でも場所に

よって損傷レベルが異なる場合があるが，現状は既存橋梁のRC床版を更新する場合，健全度の高いエリアを含む全床版をPC床版に置き換える．今後，国や地方自治体が管理する橋梁の床版のメンテナンスにおいては，同一橋梁内で「床版取替」「補修」「予防保全対策」を組み合わせ，合理的かつ経済的に橋梁の寿命化を図る必要がある．そのためには，交通規制への影響が小さく，効果的な床版補修技術の開発が不可欠である．

(7) 本研究における技術開発

これまで述べてきた課題のうち，本研究で取り組んだ技術開発項目を**表-1.2.1**に示す．

表-1.2.1　床版更新に関する課題と研究開発

現在の床版更新工事の課題	研究開発	記載場所
プレキャストPC版の合理的な形状・構造の検討	床版の総厚を全面等厚とするとともに，スタッドジベル溶接用箱抜きおよび接合用差し筋を排除.	第3章
合成桁橋の既設RC床版撤去の合理化	大型の円盤型コンクリート切断機を使用したスタッドジベル切断による鋼合成桁橋のRC床版撤去の合理化技術の開発	第3章 第4章
プレキャスト版接続構造の簡素化	鉄筋，補強材を用いない半剛接合構造の床版取替工事プレキャスト版接合への適用	第3章 第5章

第3章以降に上記研究開発の内容を詳述する．

1.3 研究の目的

本研究では，現在全国の高速道路橋で床版更新が推進され，今後も長く継続する状況を踏まえ，鋼橋の床版取替工事の生産性向上技術の開発に取り組んだ．床版取替工事は既存交通への影響を極力低減するための急速施工と建設従事者の減少に伴う省力化施工が要求される．同工事においてこれまで種々の新技術が開発されてきたが，改良の余地が残された工種が多くある．なかでも床版と鋼桁が堅固に結合された合成桁橋から既設 RC 床版を撤去する場合，現行の施工方法では多大な時間と労力を必要とする．また，新しく構築する床版がプレキャスト構造であることから，PC 工場で製作したプレキャスト版を現場で接合する工程においても，工期短縮，省力化，耐久性向上を実現するための技術開発が必要である．

本研究では，まず 1930 年代から建設が始まり約 75,000km の供用延長を有する米国の高速道路（日本の高速道路網の総延長は約 9,000km）における床版取替の合理化に取り組んだ．この研究は 1993 年から 1995 年にかけて米国国内で実施したが，当時米国国内では凍結防止剤を散布する寒冷地において床版の劣化が深刻化していた．このような状況下，劣化した橋梁床版の更新工事を迅速化するとともに，床版を軽量化して橋桁への負担を軽減し，かつ床版部材を高品質化，高耐久化できる新しいプレキャスト PC 床版構造を開発した．

この研究の一環として実施した同種工事の実績調査において，床版と鋼桁を結合するスタッドジベルが多く溶接される合成桁橋の床版取替の難易度が高いこと，施工の合理化や施工期間短縮を目的として考案したプレキャスト版接合構部において早期劣化が生じることが明らかになった．これら二つの課題は日本国内で 2015 年から本格的に始まった高速道路の床版取替工事においても共通の課題であったことから，米国での研究成果を発展させて「鋼合成桁橋の RC 床版撤去」と「プレキャスト版接合」の生産性を改善し社会実装することを本研究の目的とした．

「鋼合成桁橋の RC 床版撤去の合理化」

鋼合成桁橋は鋼桁と床版が一体構造となって荷重に抵抗するよう鋼桁上フランジ上に多数のスタッドジベルが密に溶接されており，既設床版の撤去は床版取替工事の中でも人力作業の割合が高く，それに伴う作業の長時間化を避けられない工種である．このような構造において既設 RC 床版を吊り上げ，運搬可能なブロックで鋼桁から引き離し，施工を機械化して省力化でき，施工期間を大幅に短縮する技術の開発と実用化を本研究項目の目的とした．

「プレキャスト版接合構造の合理化」

床版取替工事におけるプレキャスト版接合部は，急速施工のために採用したプレキャスト床版構造の中で唯一の現場打ち RC 構造部材である．日本国内で床版取替工事が試行され始めた当時，接手構造はヨーロッパからの輸入技術であるループ鉄筋接手が主流であった．その後，施工の合理化を目的にループ鉄筋を先端突起付きの鉄筋に変える構造が開発され，プレキャスト PC 版製作や現場施工がある程度簡素化された．しかしながら，プレキャスト版端部に設置する多数の突出鉄筋が工場製作時の作業手間や作業時間を増大させるとともに，現場での接合部の鉄筋組立・型枠組立解体・コンクリートのポンプ打設・養生など，労務工数と作業日数の削減効果は小さい．そこで，プレキャスト版製造および現場施工において，労務工数の削減と作業時間の短縮を実現できる床版接合技術の実用化を本研究項目の目的とした．

1.4 論文の構成

本論文は全国で老朽化が進む道路橋床版の取替工事に焦点を当て，工事の生産性向上を目的とし，労務工数・工期を要する工種を合理した研究および社会実装の結果をとりまとめたものである．対象工種と合理化の内容を以下に示す．

・床版撤去工における施工機械の開発と施工プロセスの見直し（第 4 章）

・床版接手工における同等以上の性能を有するシンプルな構造への変更（第 5 章）

論文は全 6 章で構成されており，研究の流れを**図-1.3.1** および**表-1.3.1** に示すとともに，以下に各章を概説する．

第 1 章　序論

日本における橋梁建設の歴史，日米の橋梁構造の比較，橋梁の維持管理の歴史と現状について述べた後，近年問題となっている道路橋床版の損傷とメンテナンス技術の現状を解説し，本研究のテーマである床版更新の合理化技術に関する研究の背景と位置づけを明らかにした．

第 2 章　既往の研究のレビュー

本研究では経年劣化した床版の更新に焦点を当てていることから，建設当時の道路橋床版の設計規準や構造について調査しそれらの変遷について知見を得た．次いで，RC 床版の劣化の原因や現象に関する情報を整理したうえで，補修・補強技術について調査した．最後に本研究に直接関係する道路橋床版の更新技術に関する研究開発や実績を調査し，生産性向上技術の開発の参考とした．

第 3 章　プレキャスト PC 床版の新しい合理化構造の開発

米国において，新しい道路橋プレキャスト PC 床版を開発した．開発した床版の主たる構成材料は，格子状のリブを有するワッフル形状のプレテンション PC 板，PC 板間接合部をグラウト充填，橋軸方向へのポストテンション方式プレストレス導入，鋼桁との結合材としてのヘッドレススタッドである，新しい床版構造は，新設橋梁あるいは劣化した橋梁床版の更新工事を迅速化するとともに，床版を軽量化して橋桁への負担を軽減し，かつ床版部材を高品質化，高耐久化することを目的として開発した．この床版構造は，従来の RC 床版に比べて耐荷性，耐久性に優れているうえ，RC 床版よりも厚さが 10%，重量が 20%削減されている．

本研究プロジェクトで考案したヘッドレススタッドによる床版-鋼桁接合構造は，第 4 章のスタッドジベル胴部切断による既設 RC 床版撤去の合理化技術の開発に発展させた．また，現在日本で一般化しているプレキャスト版間の RC 接合構造に対して鉄筋を用いないモルタル充填接合は生産性が大幅に改善することから，この考えを応用し，第 5 章で半剛接合構造を実用化した．

第 4 章　鋼合成桁橋の RC 床版撤去の合理化技術の開発

第 1 章で取り上げた生産性向上余地の大きい工種のうち，鋼合成桁橋の RC 床版撤去の省力化技術の開発に取り組んだ．鋼合成桁橋の RC 床版撤去は床版取替工事の中でも人力作業の割合が高く，それに伴う作業の長時間化を避けられないことから，この課題に取り組み合理化技術を開発した．開発にあたり，二つの合理化技術の有効性を確認するための要素実験と，その結果を踏まえて選定した技術の施工性を確認する実物大実験を実施した．まず要素実験では，床版上面から大型ウォールソーでスタッドジベル胴部を切断する方法が有効であることを確認した．次い

で，橋梁床版部を実物サイズでモデル化した供試体で施工実験を実施し，既設床版コンクリートを破砕せず，形状を保持したままブロック毎に撤去できることを確認した．本技術は高速道路橋の鋼合成桁橋で試行し施工が完了している．

第５章　半剛接合構造のプレキャスト床版への適用

高速道路橋の床版取替工事の中でもプレキャストPC版の製造が煩雑で，現場施工において労務工数・作業日数を要するのがプレキャストPC版の接合である．本章では，この課題を解決するため半剛接合の実用化に取り組み，実橋への適用を目指して輪荷重走行試験を実施した．その後，新設の鋼非合成桁橋工事に採用して施工実験および実橋載荷試験を実施し，施工性，安全性に問題ないことを確認した．またこの施工を通じて開発の目的である省力化・施工期間短縮についても効果が大きいことを定量的に確認した．本技術は，すでに高速道路橋の床版取替工事において問題なく施工でき，１年後の追跡調査でも問題が発生していないことが確認されている．

第６章　結論

本研究を通して得られた知見をまとめるとともに，今後の課題を整理し，将来展望について述べた．

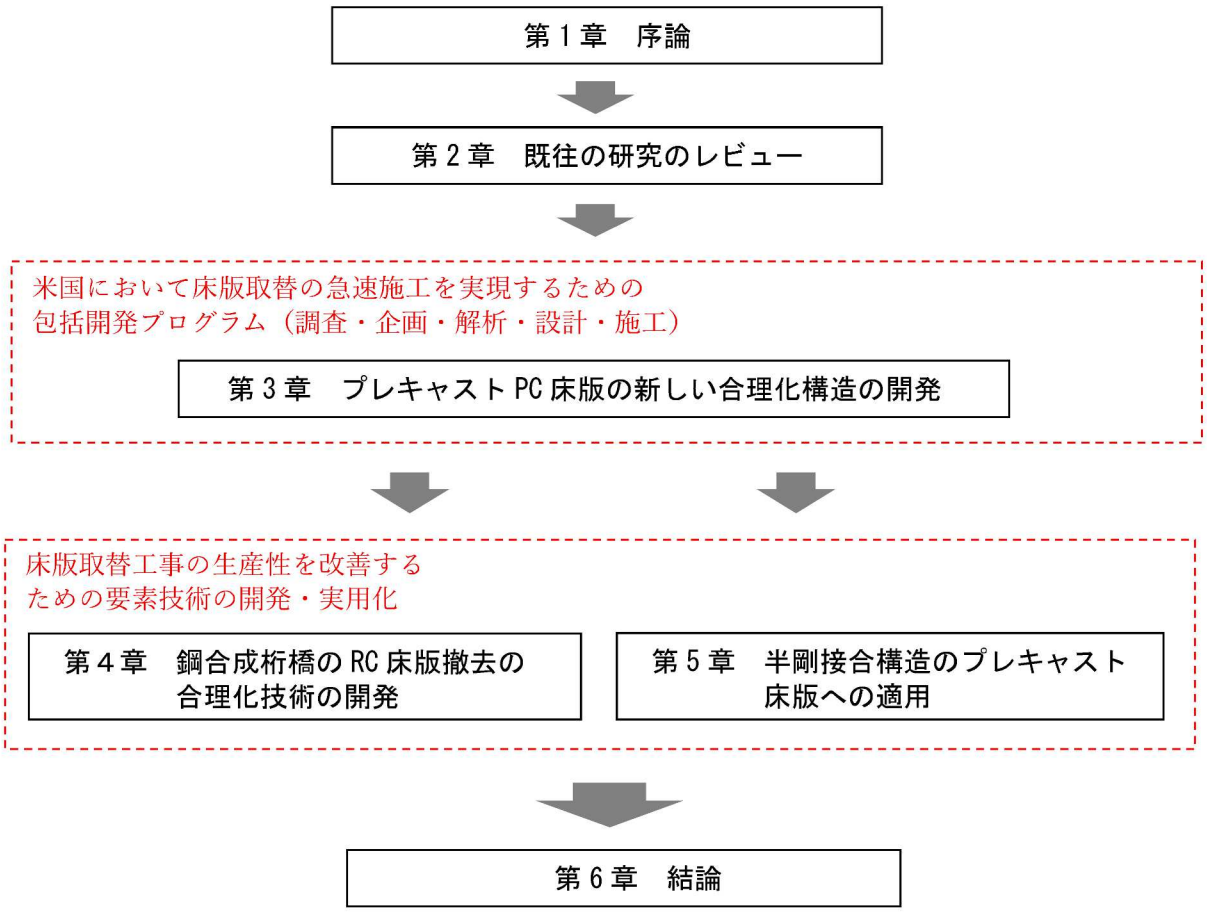


図-1.3.1　本論文の構成フロー

表-1.3.1　研究の流れと成果

章	研究開発の内容	主な研究成果	社会実装
3	鋼合成桁橋の既設 RC 床版撤去の合理化技術の開発 （日本　2019～2024 年）	新しい床版構造 ・多リブ PC 床版 → ・機能分離スタッドジベル → ・モルタル充填式版接合 →	 未実施 第 4 章で詳細研究・実用化 第 5 章で詳細研究・実用化
4	鋼合成桁橋の既設 RC 床版撤去の合理化技術の開発 （日本　2019～2024 年）	新しい既設床版撤去工法 ・労務工数：　7%削減 ・工　　程：　5%短縮	高速道路橋床版取替工事にて試行および施工を実施 （実績 1 橋）
5	半剛接合構造のプレキャスト PC 床版への適用 （日本　2020～2023 年）	半剛接合構造の実用化 ・労務工数：　9%削減 ・工　　程：　6%削減	鋼非合成桁橋の新設工事に適用 （実績 2 橋） 高速道路の床版取替工事に適用 （実績 5 橋）

第１章の参考文献

(1)　日本道路公団：高速道路の橋，1986.

(2)　松本嘉司：鉄筋コンクリートの歴史・鉄道構造物，土木学会論文集，No.426，V-14，pp.23-28，1991.

(3)　渡辺　明：技術展望　プレストレストコンクリートの歴史（道路構造物），土木学会論文集，No,451，V-17，pp.1-5，1992.

(4)　国土交通省：道路統計年報，1984.

(5)　二羽淳一郎：特別寄稿　PC 橋技術の変遷Ｉ，PC プレス，Vol.27，pp.1-7，2022.

(6)　Yamane，T.，Tadros，M. K.，and Arumugasammy，P.：Short to Medium Span Precast Prestressed Concrete Bridges in Japan，*PCI JOURNAL*，Vol. 39，No. 2，pp.74-100，1994.

(7)　プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 床版と鋼・コンクリート合成床版技術比較資料（案），2007.

(8)　国土交通省：ホームページ，2021.

(9)　阿部雅人，阿部　允，藤野陽三：我国の維持管理の展開とその特徴―橋梁を中心として―：土木学会論文集 F，Vol.63，No.2，pp.190-199，2007.

(10)　日本道路協会：道路橋補修便覧，1979.

(11)　建設省土木研究所：道路橋点検要領（案），土木研究所資料，No.2651，1979.

(12)　鉄道総合研究所：建造物保守管理の標準・同解説（鋼構造物），1987.

(13)　鉄道総合研究所：建造物保守管理の標準・同解説（コンクリート構造物），1987.

(14)　土木学会：コンクリート構造物の耐久性設計指針（試案），コンクリートライブラリー，No.65，1989.

(15)　日本鋼構造物協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技報堂出版，1993.

(16)　土木学会：コンクリート構造物の維持管理指針（案），コンクリートライブラリー，No.81，1995.

(17)　土木学会：2001 年度制定コンクリート標準示方書[維持管理編]，2001.

(18)　国土交通省道路局：橋梁定期点検要領，2019.

(19)　国土交通省：橋梁，トンネル等の点検実施状況・点検結果　2 巡目（2019～2023 年），2024.

(19)　川西龍彦，小林　朗：RC 床版の設計法の変遷と今後の課題，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp.1-4,1998.

(20)　萩原直樹：NEXCO における大規模更新の現状，高速道路技術研究所，2016.

(21)　大田孝二：道路橋コンクリート系床版の損傷とその対策課題，土木研究センター，2013.

(22)　Yamane，T.，and Nose，T.：Repair and Strengthening Technique for Reinforced Concrete Deck Slab，PIARC International Seminar，Management of Road Bridges in Asian Countries，2002.

(23)　高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会，高速道路資産の長期保全及び更新のあり方・中間とりまとめ，2023.

(24) Murakami, R., and Yamane, T.: Design and Construction of Deck Replacement for Highway Bridges, Bridge Engineering Institute Conference 2019, pp.463-467, 2019.

第 2 章　既往の研究レビュー

2.1　道路橋床版に関する調査・研究

本研究は床版取替工事の生産性を改善するための技術開発および実用化を目指したものである．そのためには，目的物である道路橋床版の設計基準や構造の詳細およびそれらの変遷を把握しておく必要がある．また，更新の対象となる既設 RC 床版はすでに損傷が進み補修対策が実施された構造部材であることから，劣化の原因，現象，補修対策に関する関連文献を調査した．最後に本研究に直接関係する道路橋床版の更新技術に関する工事報告，研究開発，および実績を調査し，生産性向上技術に関する最新知見をとりまとめた．

設計基準の変遷

川西ら [1]は，鋼橋の床版としてこれまで最も一般的に用いられてきた RC 床版について，その設計基準の変遷について調査し，その最新の調査結果と知見からより耐久性の高い RC 床版を実現するための課題について考察している．この中で，RC 床版の適用支間長の見直し，許容応力度の見直し，ひび割れ幅の制御と鉄筋量の関係，異方性度の見直し，連続合成桁への対応など設計法に関する課題に加え，防水層の完全な施工など設計法以外のアプローチで耐久性向上を実現する方法も提言している．

損傷事例調査

上阪 [2]は，合成桁 RC 床版の現状と課題について調査・報告しており，合成桁橋建設の経緯，損傷と原因，床版打換えにおける問題と対策，今後の課題が記載されている．このうち，合成桁橋の床版打換えに関して，既設床版撤去時の鋼桁の構造成立対策として，外ケーブル工法や軸力導入工法について具体案を提示した．さらに，合成桁橋における理想的な床版として，高強度コンクリートと高強度鉄筋を使用したプレキャスト版を橋軸方向に並べて架設し，橋軸方向に 2.5～4.0N/mm^{2}のプレストレスを導入する構造を提案している．

田中ら [3]は，それまでの現地調査や室内試験等を通して得られた知見を踏まえ，RC 床版の損傷事例，劣化形態の多様化，劣化に及ぼす水の影響とその対策の重要性についてまとめている．その結果，床版におけるいずれの劣化も橋面から水あるいは塩分が侵入し，それらが損傷の発生，促進に影響していることを踏まえ，床版上面の防水層の重要性を指摘している．これに対し，古い橋梁には防水層が設置されていないことや，防水層が設置された橋梁であっても舗装の部分補修の多用によって生じた防水層の継ぎ目からの水の侵入が防げない状況を報告している．

疲労損傷メカニズム解明

田中ら [4]は，2007～2012 年度にＲＣ床版の疲労損傷機構の解明，既往の補修・補強工法の効果確認を主な目的として実施した多点動的計測を伴う輪荷重走行試験の結果を総括している．その結果，旧設計基準で設計され配力筋の少ない床版の疲労耐久性低下のメカニズム，鋼板接着した劣化床版の力学性能回復の定量値，床版を部分打換えした場合の打継ぎ目の疲労特性などを明らかにした．

阿部 [5]は，RC 床版の最大押し抜きせん断強度および破壊メカニズムを解明することを目的に 2

種類の RC 床版を製作し，(1)静的載荷試験，(2)走行載荷試験，(3)定走行載荷試験を実施している．さらに，これらの供試体で 1 面せん断試験と理論解析を実施し，20N/mm^{2}から 80N/mm^{2}のより広い圧縮強度範囲にわたって適用できるコンクリート部材のせん断応力の推定式を提案した．さらに，走行荷重を受ける RC 床版の押抜きせん断耐荷力式，押抜きせん断の力学モデル，および修正理論耐力力式を提案した．

子田ら[6]は,RC 床版の疲労損傷過程を解明する目的で，乾燥状態と湿潤状態の 2 体の RC 床版供試体で輪荷重走行試験を実施した．その結果，乾燥状態と湿潤状態の両方の供試体において，1) 境界領域での水平ひび割れの発生，2) 輪荷重載荷領域でのひび割れの拡大，3) 輪荷重載荷領域外でのひび割れの拡大，4) 斜めひび割れの発生・破壊という同様の疲労損傷過程がみられることを明らかにした．また，湿潤状態の供試体は，乾燥状態の供試体に比べて，はるかに速い速度で疲労損傷過程を経ることを確認した．

Fathalla[7]らは，ひび割れと滞留水を有する床版の残存疲労寿命を擬似ひび割れ法とマルチスケールシミュレーションを併用して推定した．この研究は，実橋のひび割れ調査データに基づいて RC 床版の劣化度を迅速に判断することを目的としている．シミュレーションの結果，乾燥状態よりも滞留水を有する床版のほうが，劣化スピードが速いなど，実構造物の現象を再現できることを確認した．

Yang ら[8]は，米国で顕著になっている橋梁床版の早期劣化や耐用年数の短縮に着目し，国や州レベルで調査したトラック荷重データと橋梁調査結果のデータベースを利用し，床版劣化モデルを開発した．これにより，さまざまな積載量のトラックとそれらの通過台数が橋梁の劣化に与える影響を評価した結果，現行の床版設計荷重は実際の交通荷重を反映できておらず，早期劣化のリスクを含んでいることを示した．

PC 床版

河西ら[9]は，鋼 2 主桁橋の場所打ち PC 床版において，プレストレスの導入度，乾燥収縮やクリープの影響，破壊安全性の確認などに着目し，実物大の供試体実験を実施した．導入時プレストレスの計測と経時変化の長期計測，静的載荷試験，FEM 解析による計測値の検証により，構造設計の妥当性を検証している．この中で，鋼桁や施工済み床版の拘束によるプレストレスのロスは考慮する必要がないこと，乾燥収縮・クリープの影響は設計基準に基づいた推定式と概ね一致していること，耐荷力や復元力において十分な力学的性能を有していることを明らかにした．

押抜きせん断耐力

北野[10]らは，普通骨材および軽量骨材を用いた PC 床版の押抜きせん断に関する既往の実験結果や筆者らが実施した実験の結果から既存の押抜きせん断強度算定式の適用性について検討した．さらに，FEM を用いて床版内部の応力状態を確認することで，PC 床版の押抜きせん断破壊挙動に与える影響要因を明らかにした．これらの結果から，鉄筋比 p=1.5%以上の床版を除き，プレストレスの影響および単位容積重量の影響を係数としてとして既存式に乗じることで，PC 床版の押抜きせん断強度を評価できることを確認した．また，普通骨材および軽量骨材を用いた PC 床版の押抜きせん断強度式を土木学会の PC はり式と同様の形式で導いた．

2.2　RC 床版の損傷対策に関する研究

床版の維持管理では，劣化の原因やレベルに対して予防保全，補修，更新などの対策が選定される．本研究は床版更新に焦点を当てているが，一般に更新されるほぼすべての床版はそれまでに補修対策が講じられている．さらに，床版更新において新しい技術を開発するにあたり，既設床版の損傷状況や補修後の挙動を把握することは不可欠であることから，本節では RC 床版の損傷と補修対策に関する研究についても調査した．以下に代表的な研究報告と概要を列記する．

上面断面修復（部分補修）

松本ら[11]は，橋梁床版の補修工事と同様の方法で床版上面を部分的に断面修復した床版供試体の輪荷重走行試験を実施し，施工方法，補修材，補修深さ等の違いが打継ぎ界面のはく離挙動や断面修復部の他，耐久性に及ぼす影響について検討を行った．その結果，打継ぎ界面を適切な方法で処理し，既設床版と同レベルの静弾性係数かつ収縮量が小さい補修材を用いることにより耐久性が向上することを明らかにした．

表ら[12]は，積雪寒冷地における道路橋床版に発生した土砂化部分の補修法を提案し，実床版の 1/3 のスケールの供試体で輪荷重走行試験を実施してその効果を確認している．供試体床版は，土砂化した箇所と周辺の脆弱部をウォータージェット工法で除去した後，界面には接着剤などを用いず超速硬コンクリートで断面修復したものである．輪荷重走行試験の結果，(1)補修箇所が抜け落ちるなどの損傷は生じなかった，(2)供試体の終局は押抜きせん断破壊で既設床版と補修材の界面は良好に一体化していた，(3)湿潤状態の供試体の耐久性は，乾燥状態のものに比べ 1/10 程度に低下する，などの結論を導いている．

下面鋼板接着

福島ら[13]は，鋼板接着済の床版で床版下面に顕著な損傷が生じていないにもかかわらず，上面での骨材化が生じた事例を踏まえ，阪神高速道路の鋼板接着 RC 床版で発生した上面損傷の事例について報告した．阪神高速道路における RC 床版の損傷率は低く，概ね健全な状態であるが，全体的に劣化進行の傾向もみられること，劣化促進を防止するために床版の防水・止水対策が重要であることを提言している．また，下面から変状を把握できない損傷が進行した場合，特定の箇所で劣化が繰り返される場合，補強済の床版の健全性が低下した場合において床版取替などの検討の必要があると示唆した．

下面 FRP 接着

三田村ら[14]は，凍害劣化を模擬した供試体を製作して上面はつり，超速硬コンクリートによる断面修復，下面 FRP シート接着を施し，輪荷重走行試験により疲労耐久性を確認した．その結果，床版支間中央載荷，偏心載荷の両方のケースで無補強に比べて 10 倍以上の大幅な延命効果を確認している．この中で，疲労損傷した床版は上面補修では初期剛性を回復できないものの，下面補修することで剛性が回復し，疲労耐久性も大きく向上することを確認した．また，FRP シートを考慮した押抜きせん断耐力式を用いることで RC 床版の S—N 関係式から補強後の RC 床版の寿命を算定できることも示した．

小森ら[15]は，ＲＣ床版下面を炭素繊維シートおよび炭素繊維ストランドシートで接着補強したコンクリート床版供試体を製作し，輪荷重走行試験を実施した．その結果，炭素繊維の合成を適切に評価して補強設計することで，効果的に床版の補修補強ができることを示した．また，床版

下面の全面を補修材で覆うとひび割れ発生や進展などが確認できないことから避けるべきであることや，床版下面にひび割れ，ジャンカ，鉄筋露出などがある場合は，それらを適切に処置した後に繊維材を接着すべきであること，などを提言した．

上面増厚

伊藤ら[16]は，床版の上面増厚工法の打継ぎ界面に．フレッシュコンクリートの打継ぎ用として開発された高耐久型エポキシ樹脂系接着剤を塗布した床版増厚供試体を製作し，輪荷重走行試験によりその効果と性能を評価した．その結果，従来の上面増厚工法に比べて打継ぎ界面前面に接着剤を塗布した供試体で大幅な耐疲労性が向上し，たわみの増加も抑制されたことを確認した．また，本研究で使用した耐久型エポキシ樹脂系接着剤は，厳しい温水暴露においても付着強度は低下せず気象環境耐久性を有していることも確認した．そして同接着剤は付着界面が湿潤状態であっても十分な接着状態を維持するものの，滞水は除去する必要があることを示した．

神田ら[17]は，上面増厚後の床版が再劣化した事例が多数あることに鑑み，それを再補修する工法を提案し効果を検証した．上面増厚した床版の再劣化の多くが，既設床版と増厚材料の界面に早期に水平ひび割れが入った後，そこに水が侵入してすり磨きが生じて 2 層分離して再劣化に至る．これに対応するために神田らが提案した技術は，水硬化型接着剤の水平ひび割れへの注入による再一体化で，提案した技術の効果を検証するため施工実験やせん断付着試験などを実施した．その結果，水平ひび割れ内に残留するすり磨き粉などの堆積物を確実に除去する必要があることや，本技術は界面の水平ひび割れだけでなく平行する細かいひび割れにも充填可能であることを明らかにした．また，本技術を供用中の振動を受ける状態で橋梁床版に適用しても所用の付着性能を確保することを検証する必要があるとの課題も示した．

下面増厚

横山ら[18]は，道路橋床版の疲労損傷過程において，橋軸直角方向ひび割れによって床版の橋軸方向の剛性が失われ，ひび割れ間が独立したような状態になり梁状化することに着眼し，セメント材料の選定，鉄筋径，かぶり厚等を検討項目として，梁状化後の床版と同等の幅の RC 梁供試体で載荷実験を実施した．その後，増厚材料としてポリマーセメントモルタルを使用して増厚量を変えた実物大供試体 2 体と無補強の 1 体を製作して輪荷重走行試験を実施した．その結果，下面増厚によって床版の曲げ剛性が向上し，せん断破壊に対する疲労寿命が 10 倍以上になることなどを明らかにした．

財津ら[19]は，ポリマーセメントモルタルで下面増厚した後 20 年が経過した橋梁床版の補強効果の持続性を確認するため，実橋でダンプトラック走行による載荷試験を実施した．本現場試験は補強が完了して 5 年後および 11 年後にも実施しており，試験結果はそれらの結果とも比較した．この載荷試験から，補強後 20 年が経過した時点でもポリマーセメントモルタルによる下面増厚の補強効果が持続していることが判明し，載荷試験と同時に実施した剥離調査の結果は良好であった．これらの結果から著者は，交通規制を伴わず床版下面からの補修が可能な本工法が交通量の多い橋梁において有効であると報告している．

2.3　道路橋床版の更新技術

高速道路橋の大規模更新事業は数年間の検討と現場での試行を経て 2015 年に始動した．本研究は床版取替工事の生産性向上を目的としていることから，過去の生産性改善の取り組みやそれらの施工報告を広く調査した．以下にそれらの成果と知見を列記する．また，米国でも劣化した道路橋床版の急速取替に関する研究が進められていることから，抜粋して列記する．

技術基準

池田ら[20]は，それまでの研究成果，施工実績に基づく知見をもとに，更新用プレキャスト PC 床版技術指針を作成し，その概要を発表した．この技術規準は，既設構造物の調査，更新計画，材料の選定，設計，プレキャスト部材製造，現場施工，維持管理などを含む包括的な内容となっている．

非合成桁・全断面施工

桑野ら[21]は，中国自動車道の兵庫県通過部に位置する鋼 3 径間連続非合成桁橋の床版取替工事において実施した長期耐久性向上に資する新工法の実施結果を報告している．この工事で採用された耐久性向上技術は，プレキャスト PC 版コンクリートへの高炉スラグ微粉末の使用，同接合部へのヘッド付き鉄筋の使用，同接合部コンクリートへの膨張剤（収縮補償）・高性能 AE 減水剤の使用，同鉄筋のエポキシ樹脂塗装，ウレタン系速硬化型床版防水システムの採用，などである．

山田ら[22]は，北陸自動車道の福井県通過部に位置する鋼 3 径間連続非合成桁橋の床版取替工事において，プレキャスト PC 版および接合部の耐久性向上を目的にフライアッシュコンクリート（以下，FA コンクリート）を採用している．FA コンクリートは収縮の抑制や ASR 抑制などの効果がある反面，弱材齢時の強度発現が遅いことから，プレテンション PC 部材への適用事例が少ない．本工事では事前に実施した試験練りによる配合の検討や，はり供試体の載荷試験で力学挙動の確認を通して FA コンクリートの床版取替工事への適用性を確認している．

非合成桁・半断面施工

赤城ら[23]は，中国自動車道の岡山県通過部に位置する鋼 3 径間連続非合成桁橋の床版取替工事において，片側 2 車線（全 4 車線）のうち 3 車線を確保しながら施工する半断面施工を実施し，その概要を報告している．半断面施工では，既設 RC 床版を幅員方向に 2 分割することから，幅員中央部の中間床版が張出床版に変わる．そこで筆者らは施工前，この部位をモデル化した実物大供試体による載荷実験や FEM 解析で耐荷性能を確認している．更新用のプレキャスト PC 版も幅員方向に 2 分割することから，工場製作時にはプレテンション方式でプレストレスを導入し，現場で別々に施工した PC 床版の一体化にはポストテンション方式でプレストレスを導入している．

合成桁橋・半断面施工

山中ら[24]は，長野自動車道の鋼単純剛性桁橋において，片側 2 車線（全 4 車線）を維持したまま床版取替を実施した．この工事では，床版取替工の前に鋼製ブラケットと覆工板で 1 車線分を拡幅した後，1 車線ずつ床版取替を実施している．この工事でも橋軸直角方向のプレストレス導入にプレテンション方式とポストテンション方式が併用されたが，ポストテンション用 PC 鋼材の接続や定着が狭隘部での施工となるため，専用装置が開発され実施された．

鋼トラス橋

桶谷ら[25]は，北陸自動車道の石川県通過部に位置する鋼トラス橋において床版取替工事を実施してその概要を報告している．橋長約 133m のトラス橋において，69 日間の対面通行規制期間内に床版取替から舗装までを完了させる必要があったことから，更新用プレキャスト版架設後に橋軸方向にポストテンション方式でプレストレスを導入する PC 接合方式を採用している．さらに，壁高欄もプレキャスト化して現地で床版と一体化する構造を採用している．施工にあたって，トラス特有の構造特性を踏まえた施工計画を立案・実施するとともに，施工時荷重を直接受ける上弦材に着目した種々の検討を実施したうえで荷重やひずみを計測管理しながら無事施工を完了している．

米国での取り組み

Tadros ら[26]は，米国で損傷が進む道路橋床版の急速取替について，現状調査，新しい更新用床版の開発，実物大実験による考案した構造の施工性・安全性確認を実施した．この研究において開発したプレキャスト PC 版は，PC 工場での製造や現場施工を合理化でき，従来の RC 床版よりも軽量であるとともに，耐荷性，耐久性にも優れていることを確認した．

PCI Committee on Bridges and the PCI Bridge Producers Committee[27]は，道路橋プレキャストコンクリート床版の施工事例や知見を集約した包括的な最新レポートを発刊した．同レポートは米国におけるプレキャスト版の構造，設計法，設計例，プレキャスト版接合構造，鋼桁との接合構造，プレストレス導入方法などについて記載されたものである．さらにプレキャスト版製造，施工計画，品質管理についても詳細が記載されている．

Allen[28]は米国における床版取替工事の急速施工において，合理的かつ経済的なプレキャスト PC 構造を考案した．この研究の特徴は，北米特有の横断勾配に沿って「へ」の字形に折れた広幅員かつ等厚のプレキャスト PC 床版を実用化した点にあり，前述の Tadros らの研究で今後の課題としていた事項である．新しいプレキャスト PC 版は一般の PC 工場において型枠を加工することで製造可能となるよう工夫されており，運搬・架設へも配慮されている．これにより，道路クラウンを有する橋梁床版の重量を軽減し，現場での作業時間も大幅に短縮できる構造である．

第 2 章の参考文献

(1)　川西龍彦，小林　朗：RC 床版の設計法の変遷と今後の課題，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp. 1-4, 1998.

(2)　上阪康雄：合成桁 RC 床版の現所と課題，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp. 5-10, 1998.

(3)　田中良樹，村越　潤：道路橋鉄筋コンクリート床版の劣化形態の多様化と防水対策，第八回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp. 281-284，2014.

(4)　田中良樹，村越潤，長屋優子，吉田英二：鉄筋コンクリート床版の疲労耐久性に関する最近の研究，土木技術資料，56-3，pp. 30-35，2014.

(5)　阿部　忠：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力に関する検討，日本大学生産工学部研究報告 A，Vol. 36，No. 2，pp. 11-21，2005.

(6)　子田康弘，島野孝則，田中泰司，岩城一郎：輪走行作用を受ける道路橋 RC 床版の疲労損傷過程に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 66A，pp. 733-740. 2020.

(7)　Fathalla, E., Tanaka, Y., Maekawa, K., and Sakura, A.: Quantitative Deterioration Assessment of Road Bridge Decks Based on Site Inspected Cracks under Stagnant Water, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 17, pp. 16-33, 2019.

(8)　Yang, C., Lou, P., and Nassif, H.: Correlation of Bridge Deck Deterioration with Truckload Spectra Based on NBI Condition Rating and Weigh-In-Motion Data, Summary Report, FHWA-HRT-24-032, 2024.

(9)　川西龍彦，本間淳史，林暢彦，柘植孝之，松井繁之：鋼 2 主桁橋に用いる長支間場所打ち PC 床版の構造挙動に関する実験検証，土木学会論文集 A，Vol. 66, No. 1，pp. 163-176，2010.

(10)　北野勇一，伊藤　始：PC 床版の押抜きせん断強度の評価，土木学会論文集 E2, Vol. 78，No. 2，pp. 154-167，2022.

(11)　松本政徳，佐藤昭彦，渡邊晋也，一瀬八洋：RC 床版における断面修復部の耐久性に関する研究．コンクリート工学年次論文集，Vol. 35，No. 2，pp. 673-678，2013.

(12)　表　真也，西城能利御雄，角間　恒，岡田慎哉，西　弘明：道路橋床版の部分補修に関する耐久性評価，第八回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp. 263-266，2014.

(13)　福島誉央，甲元克明，青木康素：鋼板接着 RC 床版における損傷事例，第八回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp. 111-114，2014.

(14)　三田村浩，石川博之，赤代恵司，松井繁之：積雪寒冷地における RC 床版の下面 FRP シート補強に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 1483-1488，2009.

(15)　小森篤也，小林　朗，阿部　忠，元　燦豪：FRP を用いた道路橋 RC 床版補強の現状と長寿命化対策，第七回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp. 19-24，2012.

(16)　伊藤清志，児玉孝喜，山下雄史，一瀬八洋，阿部　忠：SFRC 上面増厚補強工法の現状と長寿命化対策，第七回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp. 7-12，2012.

(17)　神田利之，鈴木　真，緒方辰男，松井繁之：上面増厚工法施工後に劣化した RC 床版の補強工法に関する開発，コンクリート工学年次論文集，Vol. 36，No. 2, pp. 1225-1230，2014.

(18)　横山和昭，鹿野義則，紫桃孝一郎：RC 床版の下面増厚工法の補強効果に関する実験的研

究，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.157-162，2003.
(19) 財津公明，細井正也，松井繁之，三ツ井達也：下面増厚工法によって補強された大垣橋RC床版の20年経過後の補強効果について，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.1465-1470，2016.
(20) 池田尚治，酒井秀明：更新用プレキャストPC床版技術指針について，プレストレストコンクリート，Vol.58，No.5,pp.11-17，2016.
(21) 桑野清文，中森康裕：中国道西下野高架橋の床版取替における長期耐久性向上に係る取組みについて，近畿地方整備局研究発表会論文集，新技術・新工法部門08，pp.1-6，2014.
(22) 山田　稔，山本　将，渡邊輝政，谷口正輝：北陸自動車道日野川橋床版更新工事―耐久性の高いＰＣ床版の適用―，プレストレストコンクリート,Vol.59，No.6,pp.58-64，2017.
(23) 中国自動車道大谷橋（上り線）の設計・施工―常時型車線供用における半断面ごとの床版取替工事―，プレストレストコンクリート，Vol.63，No.3，pp.30-37，2021.
(24) 山中晴記，林　睦浩，村中　誠，富家政大：床版の仮拡幅により車線数を維持した半断面床版取替工事の報告，プレストレストコンクリート工学会第 33 回シンポジウム論文集，pp.449-452，2024.
(25) 桶谷弦輝，山崎路明，遠藤　隆，青木正行：北陸自動車道清水谷橋（上り線）床版取替工事―鋼トラス橋における床版取替の工期短縮と安全対策―，プレストレストコンクリート，Vol.63，No.1，pp.15-20，2021.
(26) Tadros, M. K., and Baishya, M. C.: Rapid Replacement of Bridge Decks, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, 1998.
(27) PCI Committee on Bridges and the PCI Bridge Producers Committee: State-of-the-Art Report on Full-Depth Precast Concrete Bridge Deck Panels, Precast/Prestressed Concrete Institute, 2011.
(28) Allen, A.: The Future of Rapid Bridge Deck Replacement, Technical Report, FHWA-NH-RD-15680X, 2015.

第3章　プレキャストPC床版の新しい合理化構造の開発

3.1 開発の概要

本章に詳述する研究は米国ネブラスカ大学がTransportation Research Board（米国交通輸送調査委員会）から受託した研究開発業務”Rapid Replacement of Bridge Deck System(道路橋床版の急速取替技術の開発)[1)]”の一部である．この業務の目的は，米国において劣化したRC床版の取替工事の急速化を可能にするプレキャストPC床版を開発することであった．この研究開発業務において，筆者は1993～1995年の間，ネブラスカ大学の大学院生として研究に従事し，新しいプレキャストPC構造を開発した．

現代の日本の道路事情と同様，約30年前の米国においても，道路施設のうち道路橋床版の損傷が最も深刻で，経年劣化により要求性能を満足できなくなった道路橋床版の安全性への信頼が低下していた．加えて，メンテナンスのため道路を長期間交通規制せざるを得ない状況も社会問題となっていた．とくに交通量の多い地区においては，床版取替の急速施工化による交通規制期間の短縮が交通輸送関係機関にとって重要な命題となっていた．本研究の開始当初に実施した既往の研究調査および発注機関，設計会社，建設会社へのアンケートの結果から，プレキャストPC床版構造が品質面，施工性，交通規制期間短縮などの観点から最も有利であることが判明した．そのため本研究では，交換用の床版部材として新しく開発したプレキャストPC構造を提案した．提案したPC床版構造では，版厚が変化するプレテンションPC床版構造を効率的に製造できるよう工夫し，コンクリートとの付着性能を改善するために表面に凹加工を施したインデントPC鋼より線を採用した．

3.2　米国における床版取替工事の事例

本研究プロジェクトでは，床版の合理化構造を検討するにあたり，それまで米国内で実施された床版取替工事に関する研究成果，工事実績，追跡調査報告の情報を収集した．以下にそれらを列記する．

3.2.1 パデュー大学とインディアナ州道路委員会の研究プロジェクト

1969年，鋼桁橋においてプレキャスト床版を適用する研究プロジェクトがパデュー大学で開始された．この研究プロジェクトは，供試体を使った種々の室内実験と，インディアナ州道路委員会によって計画・建設された2橋での施工確認および建設後の追跡調査から成る包括的なものであった[2)]．

この研究において検討された構造を**図-3.2.1**に示す．床版用プレキャスト版は，橋軸直角方向（床版支間方向）はRC構造，プレキャスト版間の接手は凹凸のドライコンタクト構造（プレキャスト接合部に現場打ち部を設けず直接接合する方式）とし，橋軸方向にポストテンション方式でプレストレスを導入して一体化する構造であった．

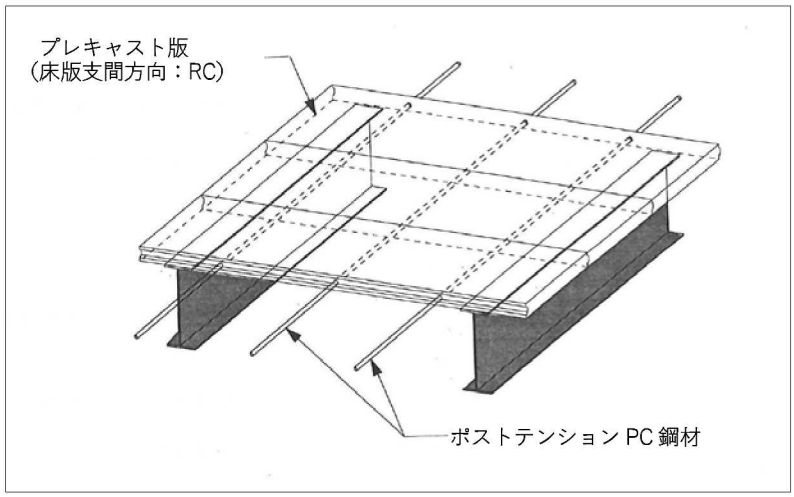


図-3.2.1　橋梁の供試体構造

この研究のプレキャスト版供試体のコンクリート圧縮強度は27.6N/mm^{2}で，接合面は3種類の形状をパラメーターとしてマッチキャスト方式で製作された（**図-3.2.2**）．各供試体で225万回の疲労試験が実施され，いずれの供試体も損傷は認められなかった．しかしながら，マッチキャストによるプレキャスト部材の製造は製造設備が過大となり，製造サイクルも長くなるなど，極めて非効率かつ不経済となる．そのため，この研究プロジェクトではプレキャスト版を通常のプレキャスト製作台，型枠で製造し，追加実験を実施した．その結果，プレキャスト版接合面が一致せず，プレストレスを導入した時点で接合部が破損した．次に，接合面の形状を改良するとともに，型枠の精度を改善してプレキャスト版を製造したうえ，接合面に厚さ1.6mmのゴムシート（ネオプレンシート）を設置した結果，プレキャスト版は問題なく接合できた．鋼桁とプレキャスト床版の合成構造を前提としたこの供試体が室内実験で良好な結果を示したことから，研究チームはこの構造をインディアナ州の2つの道路橋で試行することとした．

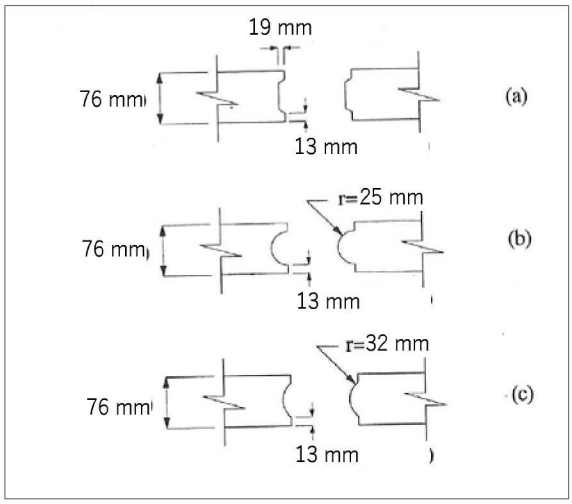


図-3.2.2　比較検討した接手構造

このうち１橋は．支間長38mの木製床版を有するトラス構造のブルーミントン橋である．この橋梁では，木製床版を撤去した後，橋軸方向幅1.2mのプレキャスト版を設置して床版をリニューアルした．本橋で採用されたプレキャスト版接合部の構造は**図-3.2.3**に示すとおりで，接合部にはポストテンション方式でプレストレスが導入された．

供用開始から５年後の調査において，ブルーミントン橋の床版接合部には，ひび割れ，剥離，漏水が検出された．また，プレキャスト版間の段差が6mmに達しており，車両走行によりさらなる損傷が生じる状態であった．損傷の主たる原因は，不適切な材料と構造によるもので，1980年の調査では，漏水が顕著になり，鋼桁と床版を結合する金具に深刻な損傷が発生していた．**図-3.2.4**に床版と鋼桁の接合部の構造を示す．

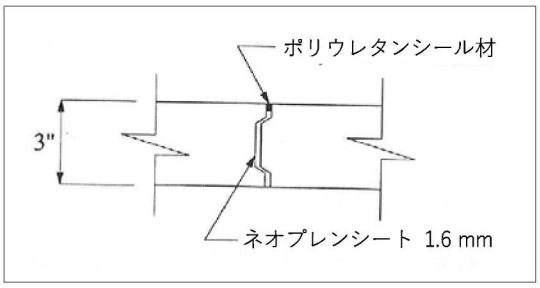


図-3.2.3　プレキャスト版接合構造

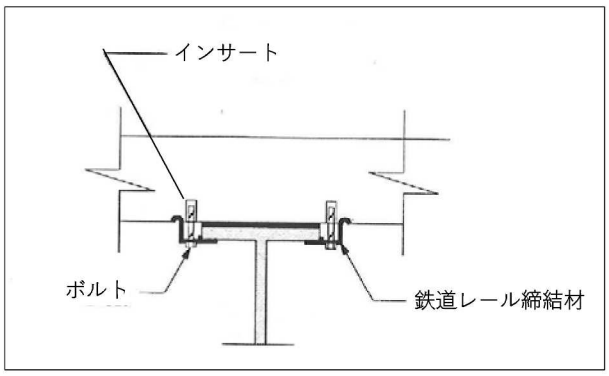


図-3.2.4　鋼桁ー床版結合構造

もうひとつの橋梁は，新しく建設された支間長21m+21m+18m，3径間連続鋼桁橋のナイツタウン橋である．**図-3.2.5**に示す通り，床版の全幅は11.7m，床版厚は幅員中央で270mm，端部で180mm，プレキャスト版接合構造および鋼桁との結合構造は，ブルーミントン橋と同じものが採用されている．

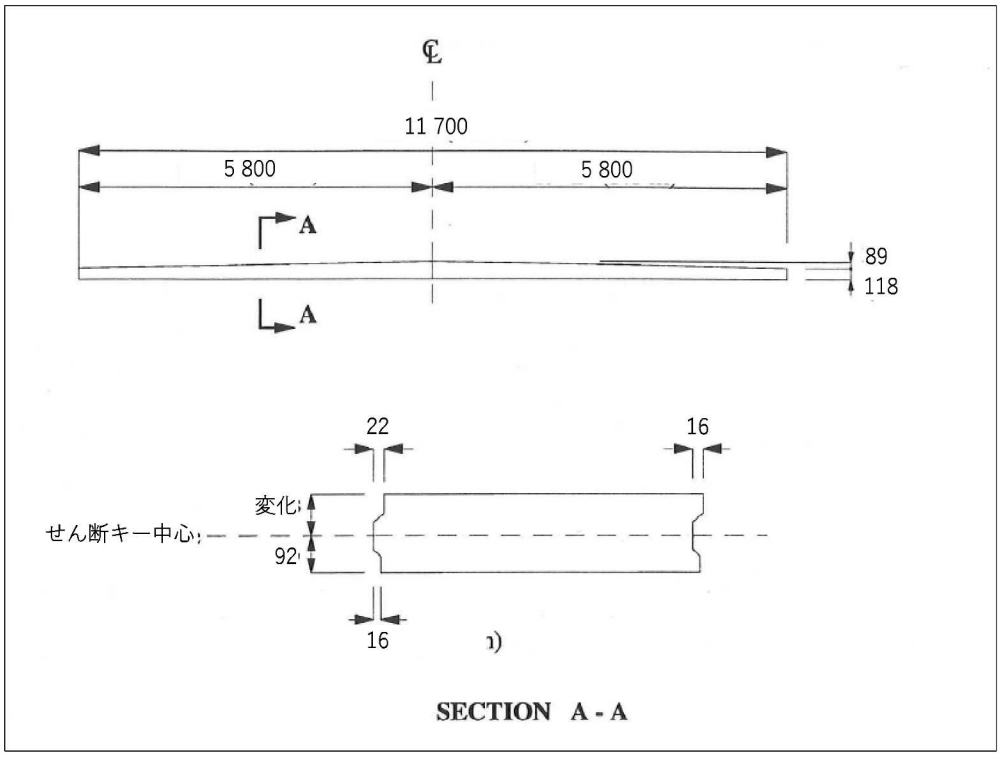


図-3.2.5　ナイツタウン橋の床版構造

ナイツタウン橋の床版施工中，橋軸方向にポストテンション方式でプレストレスを導入した際，接合部に橋軸方向のひび割れ（長さ600mm）が8カ所生じたうえ，接合面にも3mm未満の隙間が複数個所で発生した．これらは，プレキャストRC版の接合面の精度が低いことが原因であると考えられる．本橋は，開通から数カ月後，プレキャスト版接合部周辺コンクリートにおいて剥落が認められ，6年後の検査では，接合部に設置したネオプレンシートとプレキャスト版端面との境界に隙間があることが判明した．これに伴って，コンクリート表面には鉄筋腐食による顕著な異常が現れたものの，この時点ではこれら床版の問題を除けば，両橋梁は構造全体として良好に機能している．

3.2.2 ニューヨーク市道路修繕プロジェクト

ニューヨーク市交通局は，所管橋梁のうち損傷した床版を有する 3 橋の修繕工事でプレキャストコンクリート板による床版取替を試行した[3)].

最初の試行プロジェクトはニューヨーク州アムステルダムに位置する 4 径間連続橋梁で，ここではプレキャスト床版と鋼桁の結合において，溶接方式とボルト締結方式を実験的に採用し，それぞれの有効性を確認した．この橋の修繕工事では，4 径間のうち第 2 径間の半分にプレキャスト RC 構造が採用され，残りの部分は現場打ち RC 構造が採用された．プレキャスト構造のうち，3 枚のプレキャスト版に適用したボルト接合，および 4 枚のプレキャスト版に適用した溶接ジベル接合の詳細図を**図-3.2.6** に示す．

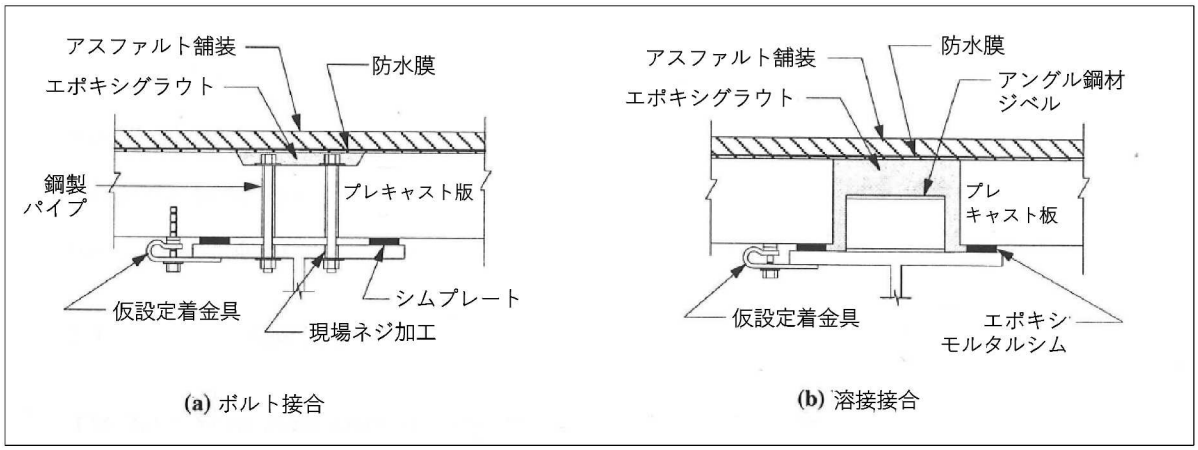


図-3.2.6　プレキャスト版と鋼桁の接合詳細

ボルト接合部では，鋼桁上フランジ上に鋼製シムプレートを設置して床版の設置高さを調整し，鋼桁上フランジにボルト孔をあけ，プレキャスト床版と鋼桁とをボルトで締結した．一方，溶接接合部では，プレキャスト版を鋼桁上に架設した後，プレキャスト版の箱抜き部を利用して鋼桁上フランジ上に山形鋼を溶接して結合材とし，箱抜き部をエポキシ樹脂で充填した．工事が終了して供用を再開して 6 年後の調査では，ボルト結合構造のプレキャスト版，ジベル溶接構造のプレキャスト版，現場打ち床版はいずれも健全で，接合部の漏水も認められなかった．

2 番目の試行プロジェクトは，ニューヨーク州の州都アルバニー市内のクルムキルロードを横断する単径間橋梁の床版取替工事である．この橋梁におけるプレキャスト版と鋼桁の結合は，一般的なスタッドジベルが使用され，プレキャスト版と鋼桁上フランジの間およびスタッドジベル溶接用の箱抜き部にはエポキシモルタルが充填された．共用後の点検の結果，橋梁各部位は健全で，プレキャスト版接合部からの漏水なども認められなかった．

3 番目の試行プロジェクトは，ニューヨーク州ハリマンに位置する高架道路のランプ橋で，床版構造，プレキャスト版接合，および床版-鋼桁結合は，2 番目の試行プロジェクトと同様の構造が採用され，供用後の調査において問題は検出されなかった．

3.2.3 ニューヨーク州交通局

ニューヨーク州交通局は複数の鋼橋床版の取替工事にプレキャスト構造を採用した[4]．最初の橋梁はニューヨーク州キングストン近郊のロングダウト川を渡る橋長317mの吊り橋である．この橋梁の床版取替工事にプレキャスト構造が採用された理由は，吊り橋構造であることに伴う複雑な施工手順が必要であったこと，および急速施工が求められる交通状況であったことである．この工事において設計・製造されたプレキャストPC版は，幅（橋軸方向）2.7m，長さ（橋軸直角方向）7.3mで，プレキャスト版接合は**図-3.2.7**に示すようなV字型の凹凸接合面を有するドライコンタクト方式が採用された．

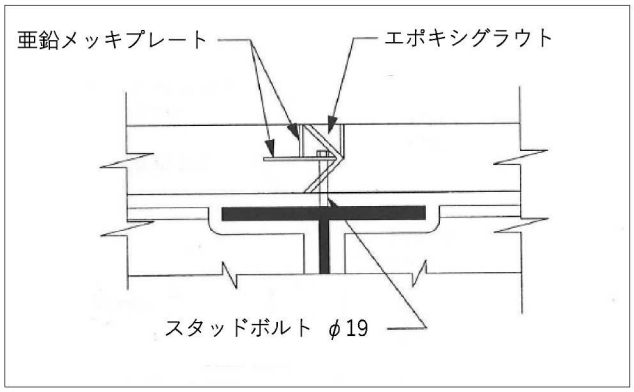


図-3.2.7　プレキャスト版接合構造

2つ目の橋梁はニューヨーク州サリバン郡とペンシルベニア州ウェイン郡の間のデラウェア川にかかる橋長206mの3径間橋である．この橋梁のプレキャスト版の接合には，プレキャスト版接合面を両面とも凹形状とし，その空隙にエポキシ樹脂を充填する構造が採用された．プレキャスト版と鋼桁の結合には，プレキャスト版に設置した箱抜き1箇所あたりスタッドジベル1本を溶接する簡易な構造が採用された．

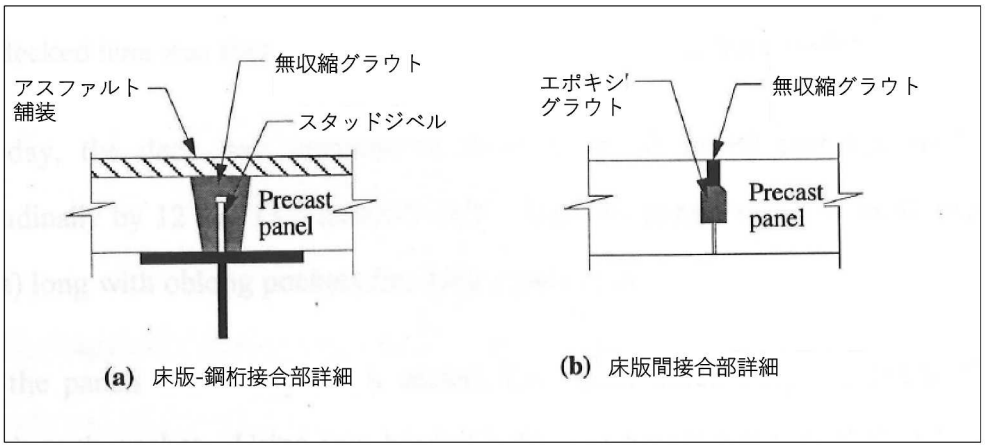


図-3.2.8　床版-鋼桁接合およびプレキャスト版間接合構造

3つ目の橋梁は1979年にエリー郡南部に建設された橋長150m，3径間の鋼橋で，床版取替工事にプレキャスト版が使用された．プレキャスト版の接合構造はデラウェア川橋と同じであったが，

プレキャスト版と鋼桁の結合は図-3.2.9に示す通り，ネジ加工したスタッドジベルを鋼桁上フランジに溶接しナットによりプレキャスト版を締結する構造であった．

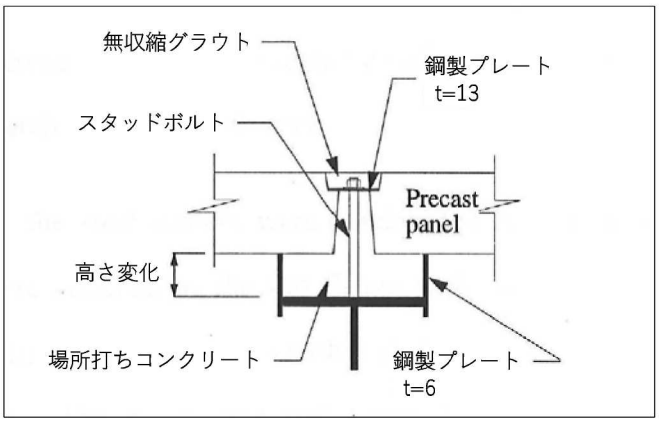


図-3.2.9　ネジ加工したスタッドジベルによるプレキャスト版と鋼桁の結合構造

3.2.4 カリフォルニア州オークランドを通過する高速道路高架橋の床版取替

カリフォルニア州オークランドを通過する米国高速道路80号（Interstate 80）の高架橋において床版取替工事が実施された[5]．この橋梁では午後8時から午前7時までの11時間で床版取替作業を実施し，朝夕の通勤ラッシュ時に交通開放する段階施工方式が実施された．1日の施工量は幅員18～24m，橋軸方向3.7mで，既設床版を撤去した後，幅員を2分割した長さ（幅員方向9～12m）のプレキャスト版を鋼桁上に架設して床版を再構築する作業を繰り返した．プレキャスト版を高さ調整ボルトで所定の高さに調整した後，長方形の箱抜きを通して1つの箱抜きに4本のスタッドジベルを溶接し，超速硬コンクリートを充填することによりプレキャスト版と鋼桁を結合した．

3.2.5 ペンシルベニア有料道路クラークス・サミット橋

非合成鋼桁橋のクラークス・サミット橋は，橋梁の重要度と交通量から，幅員の片側半分を施工しながら片側半分を交通開放する，半断面施工方式で床版取替工事が実施された．また，床版構造として以下の理由でプレキャスト構造が採択された．

・危険な現場作業を大幅に削減できる．

・床版再構築に要する時間を1/2以下に短縮できる．

・現場打ち床版と同等の工事費で施工できる．

クラークス・サミット橋では，既設床版を撤去した後，鋼桁上フランジ上面をサンドブラスト処理し，その両端部にネオプレンゴムをエポキシ接着剤で固着した（**図-3.2.10**参照）．上フランジ上のネオプレンゴムで囲まれた空間に，その体積をわずかに上回る量のエポキシグラウト材を充填した後，プレキャスト版を架設した．本橋は非合成構造であることから，プレキャスト版と鋼桁の結合は，プレキャスト版に設置したコンクリートアンカーと鋼桁上フランジ下面に設置した金具をボルトで締結する方式とした．プレキャスト版接合部は，凹凸加工した接合部に無収縮グラウトを充填する構造であった．

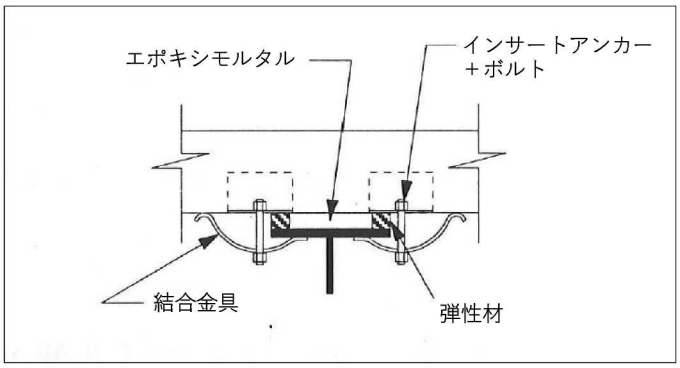


図-3.2.10　クラークス・サミット橋のプレキャスト版ー鋼桁結合構造

3.2.6　ポトマック川に架かる高速道路95号ウッドロー・ウィルソン記念橋

ウッドロー・ウィルソン記念橋は，ワシントンD.C.南部のポトマック川に架かる高速道路95号（Interstate 95）の橋梁である[6) 7)]．この橋は1959年から1962年にかけて1日あたりの交通量75,000台を想定するとともに，本橋はワシントンD.C.の湾内施設に外航船舶が入港できるよう，1年間に橋桁が260回開閉する跳開橋として建設された．しかしながら，開通後，想定をはるかに上回るペースで交通量が増加して1979年までに110,000台/日を超えるようになり，RC床版の劣化は深刻な状態に進行していた．そこで本橋では，軽量コンクリートを使用したプレキャストコンクリート板による床版取替および拡幅が実施され，新設のプレキャスト床版には橋軸方向および橋軸直角方向にポストテンション方式でプレストレスが導入され一体化・補強された．

本橋では幅員の拡幅工事も実施したことから，既設床版より大きく張り出す新設床版を支持する目的で既存耳桁の外側に補剛桁が増設された．また，プレキャスト版接合部，プレキャスト版と鋼桁上フランジの結合部，ポストテンションPC鋼材の定着部箱抜きの後埋めにポリマーセメントモルタルが使用された．使用に先立ち，メリーランド州交通局(Maryland DOT)と連邦道路局（Federal Highway Administration ; FHWA）は，本工事を承認するにあたり，使用するポリマーセメントモルタルの性能確認試験を実施した．この時の材料仕様として，施工時気温6.7℃～37.8℃において材齢1時間の圧縮強度27.6 N/mm^2，材齢24時間の圧縮強度55.2 N/mm^{2}が要求された．

図-3.2.11に示す通り，ウッドロー・ウィルソン記念橋の床版取替工事において設計・製造されたプレキャスト版は，標準厚203mm，長さ（橋軸直角方向寸法）14.2m，幅（橋軸方向寸法）3.05～3.66mで，鋼桁上の床版支点部には127mmのハンチが設けられた．プレキャスト版には製作工場で幅員方向にポストテンション方式のプレストレスが導入され，現地で鋼桁上に架設した後，橋軸方向にもプレキャスト版17枚毎にポストテンション方式によるプレストレスが導入された．

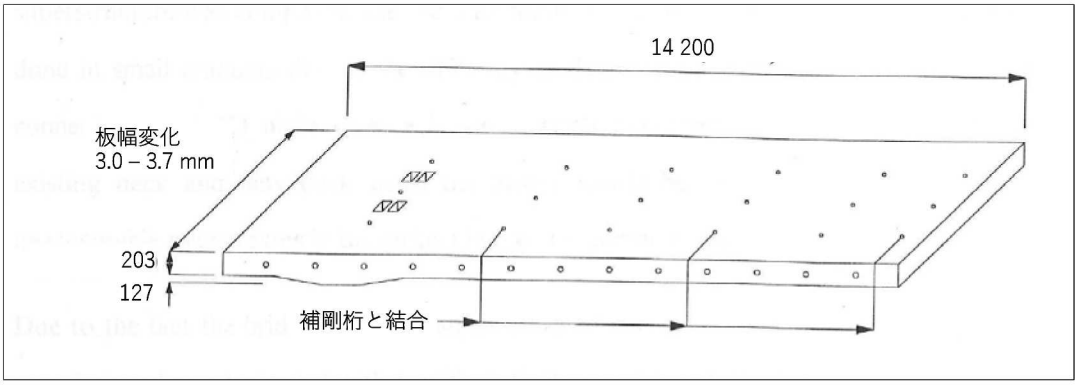


図-3.2.11　ウッドロー・ウィルソン記念橋のプレキャストPC版

本橋の鋼桁上フランジ上面はサンドブラスト処理されたうえでジンクリッジプライマーが塗装され．そして，プレキャスト版を仮支持する鋼製シムプレート，永久支持する鋼製ベアリングプレート，モルタル止めパッド等が所定の位置に設置された後，プレキャスト版が架設された．架設後，プレキャスト版のモルタル注入孔からポリマーセメントモルタルを注入してプレキャスト版下面と鋼桁上フランジ上面の空隙が充填され，圧縮強度が27.6 N/mm^{2}に達した時点でシムプレートとモルタル止めパッドが撤去された．

ウッドロー・ウィルソン記念橋は6車線橋梁であったことから，夜間片側1車線ずつを規制して4車線分の床版取替作業を夜間実施し，夜間作業後，朝の通勤時間帯前に仮設グレーチング床版を設置して交通開放した．この作業ルーチンにより，全 1,026 枚のプレキャストPC版が129日かけて設置され，橋長約1800mの橋梁の床版取替全工事は350日を要して完了した．

3.2.7　高速道路84号（I-84）のコネチカット州ウォーターベリーインターチェンジ橋

コネチカット州運輸局は，高速道路84号（Interstate 84）ウォーターベリーインターチェンジ橋のうち1橋においてプレキャスト版を使った床版取替工事を実施した．この橋梁は橋長213m，幅員8.4mの6径間連続鋼合成板桁橋で，インターンチェンジ橋であることから半径の小さい曲線を有する平面線形と7%の縦断勾配を持つ橋梁である．また，橋梁下は4本の車道および歩道が通過しており，施主であるコネチカット州道路局は床版取替工事中これらの道路すべての常時交通開放を施工条件とした．一方，当該橋梁であるインターチェンジ橋は近隣の迂回路を利用して交通閉鎖した．夜間作業-昼間交通開放の段階施工も選択肢にあったが，以下の理由で採用が見送られた．

① 橋梁構造が合成桁構造であったことから，床版と鋼桁を結合している水平せん断抵抗ジベル周辺の取り壊し作業に時間を要し，1日あたりの工事進捗量が過少となる．

② 夜間作業後の昼間交通開放時，既設床版と新設床版の間に非合成桁部分が残り，この部分の鋼桁応力を許容レベルに抑えるのが困難となる．

本橋は横断勾配が大きく，道路平面線形が曲線である一方，鋼桁は直線となるため，張出床版の張り出し長が変化する．そこで，**図-3.2.12**に示す通り，プレキャスト版は等厚200mmのRC構造が採用された．プレキャスト版の平面寸法は幅2.4m，長さ8.2mで，運搬および架設中のひび割れを抑制する目的で長さ方向（橋軸直角方向）に最小必要量のプレストレスが導入された．

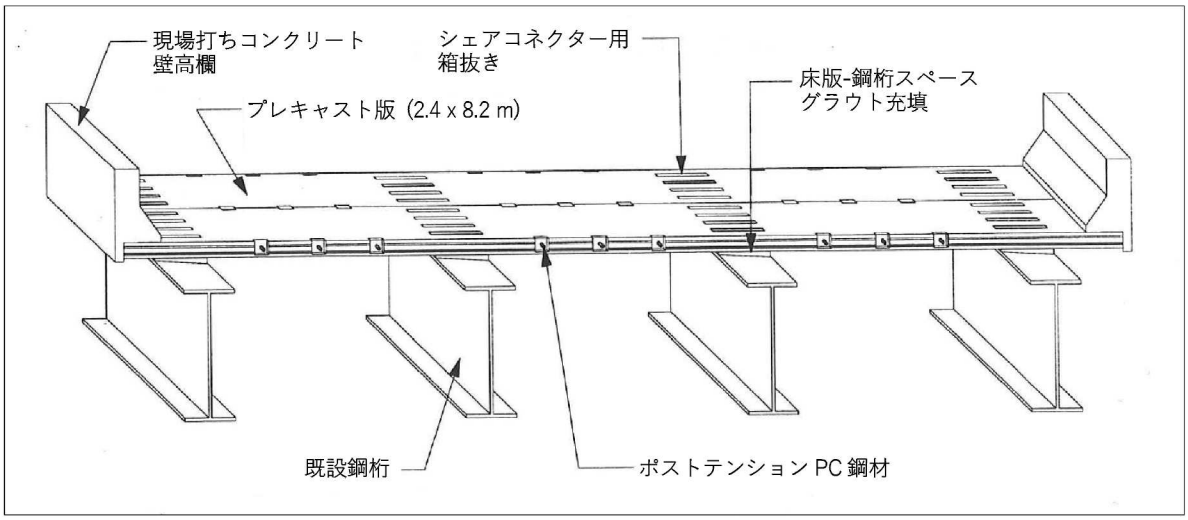


図-3.2.12　ウォーターベリーインターチェンジ橋の構造概要

各プレキャスト版には高さ調整ボルトが埋設されており（**図-3.2.13**），鋼桁部には水平せん断ジベルを溶接するための箱抜きが設置されていた．プレキャスト版の接合部は高強度無収縮モルタルを充填するせん断キー方式（**図-3.2.14**）が採用されており，プレキャスト版の寸法誤差や現地施工誤差を吸収するためにプレキャスト版間に6mmのスペースが設定された．また，本橋床版にはポストテンション方式PC鋼材が配置され，径間部の正曲げモーメントの区間に1.0 N/mm^2，中間支点付近の負曲げモーメント区間には活荷重作用時にプレキャスト版接合面に引張応力が発生しないよう2.1 N/mm^{2}のプレストレスが導入された．

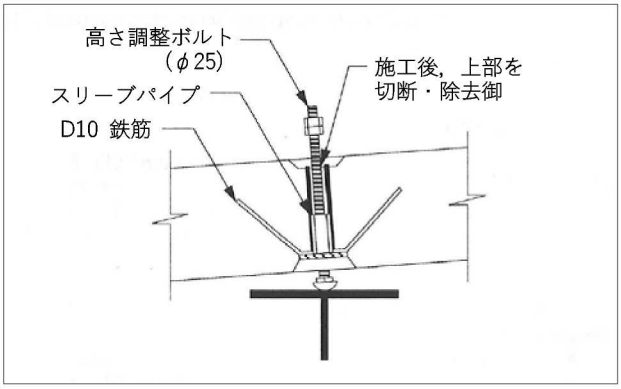


図-3.2.13　高さ調整ボルトの詳細

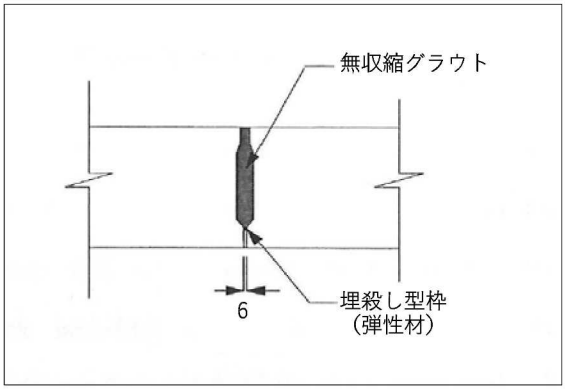


図-3.2.14　プレキャスト版の接合部詳細

本橋と交差する道路に対する落下防止対策を講じたうえで，床版取替作業はまず１径間分の既設床版を撤去した後，当該箇所にプレキャスト版を設置して床版を完成させていく工程で実施された．プレキャスト版は各鋼桁上において高さ調整ボルトを使用して確実かつ均等に支持されるよう調整作業が実施され，プレキャスト版接合部には高強度無収縮モルタルが充填された．１径間分のプレキャスト版が架設され接合部に充填したモルタルが所定の強度に達した時点で橋軸方向のシースにPC鋼材を挿入して緊張作業が行われた．次に，各プレキャスト版に設置された箱抜きを通してスタッドジベルを溶接した後，この部位にも高強度無収縮モルタルが打設された．最後に，施工済の床版と新規施工した床版の間に場所打ちコンクリートを打設・養生する作業までを１径間分の一連の工程とした．

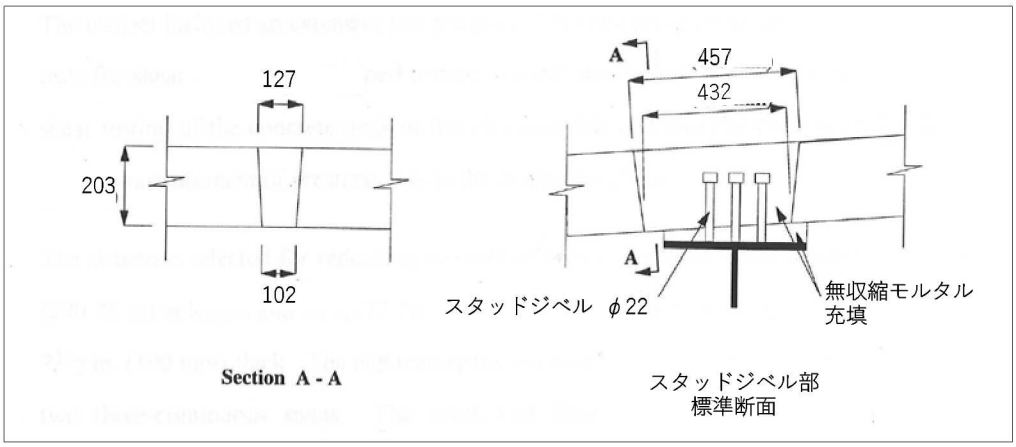


図-3.2.15　プレキャスト版と鋼桁の結合構造

本橋では，既設床版撤去作業を夜間実施した結果，床版取替作業は週末および悪天候時の作業休止を含め48日で終えた．現場打ちコンクリートによる床版打換えとプレキャスト版による床版取替を経済比較すると，後者が約6%コストアップになったが，本件における最重要課題は重交通エリアでの工事期間の短縮と渋滞緩和であったことから問題とはならなかった．施工完了６ヶ月後の点検では，プレキャスト版接合部に漏水などの変状はみられず，床版へのひび割れ発生も認められなかった．

3.2.8　カナダ・オンタリオ州交通局によるクイーンエリザベスウェイ・ウェランド川橋の床版取替工事

オンタリオ州交通局は，クイーンエリザベスウェイのウェランド川に架かる老朽化した橋梁の床版取替工事において，工事期間短縮と交通規制に伴う社会的損失の軽減を目的にプレキャスト床版構造を採用した[8]．この工事には大規模なフィールド実験プログラムが組み込まれており，以下のような新しい取り組みが試行された．

① 水平せん断コネクタ（ジベル材）の室内実験
② 実物大供試体による施工実験および載荷実験
③ コンクリート供試体および完成した橋梁の押抜きせん断実験
④ 合成桁構造におおけるプレストレス損失量の測定

ウェランド川橋において床版取替工事が実施されたのは，橋長 290.78m，幅員 12.26m の 4 径間連続橋 3 連＋3 径間連続橋 2 連の 18 径間，南行き 2 車線で，取替の対象となった既設 RC 床版の厚さは 190mm であった．

本工事において設計・製造されたプレキャスト版の寸法は長さ 13.26m，幅 2.42m，厚さ 225mm の等厚で，1 箇所あたり最大 12 本のスタッドジベルを収納できる箱抜きが 12 箇所設けられた．床版と鋼桁界面の水平せん断力は橋軸方向に変化することから，各箱抜きにはφ22mm のスタッドジベル８～12 本/箇所が必要本数溶接された（**図-3.2.16**，**図-3.2.17** 参照）．プレキャスト版の設計規準強度は 35N/mm^{2}で，橋軸方向プレストレス導入のためのポリエチレン製シースが床版断面の図心位置付近に配置され，鉄筋は全てエポキシ塗装鉄筋が使用された．

北米地域では一般に，床版断面を道路の横断勾配に合わせた形状とする．本橋でも**図-3.2.16** に示すように，プレキャスト PC 版は橋軸直角方向に両勾配を持つ形状であった．幅員方向（橋軸直角方向）にプレストレスを導入することで床版の耐久性が向上することは認識されていたが，本橋ではプレキャスト版の形状が適合しないため，幅員方向にプレテンション方式でプレストレスを導入する案は採用されなかった．

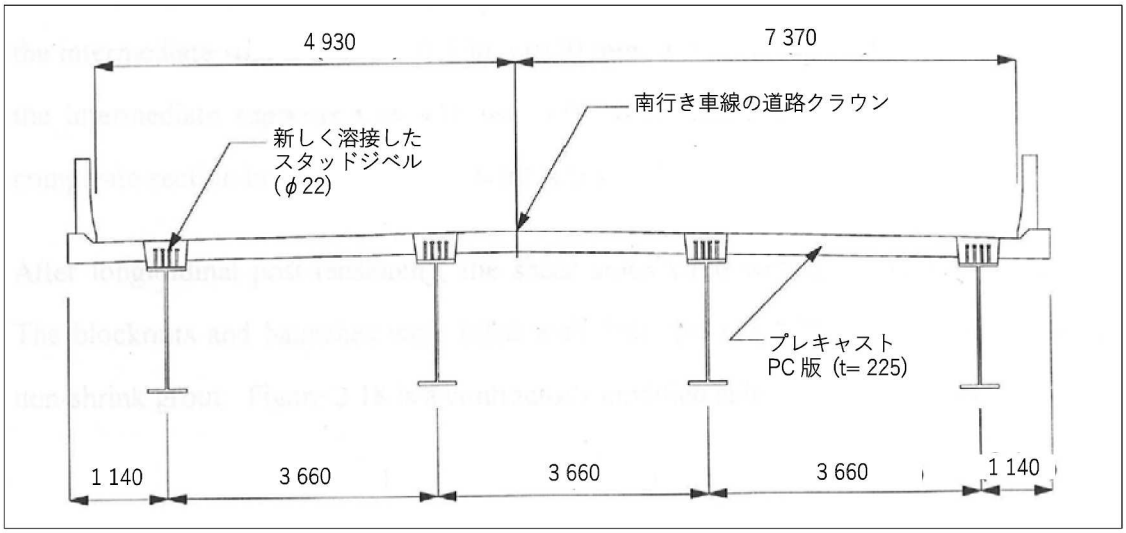


図-3.2.16　プレキャスト床版形状図

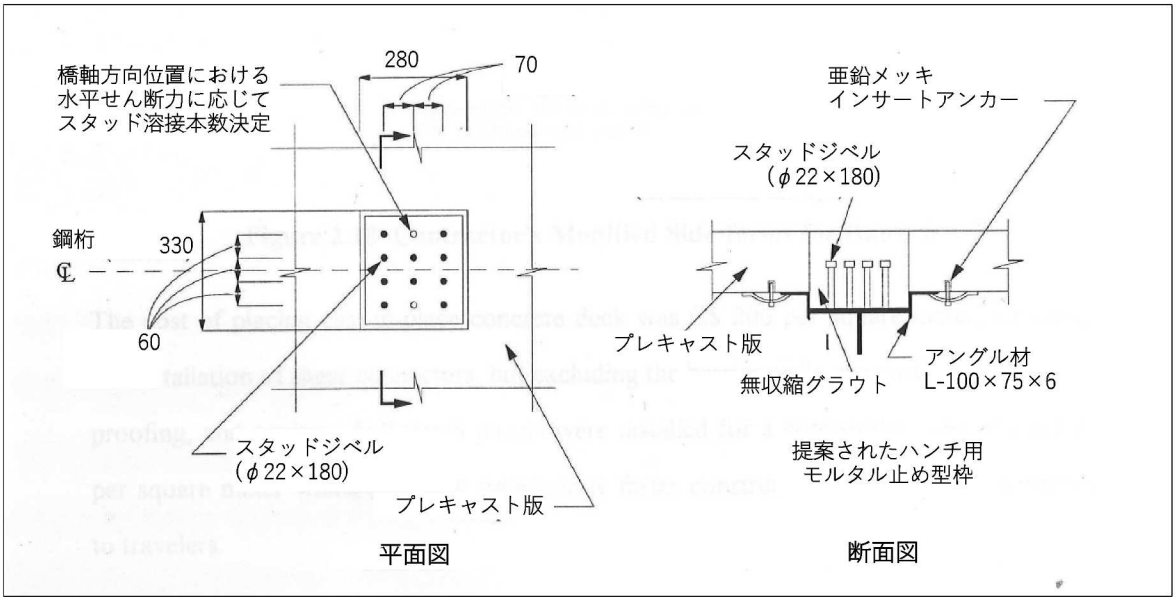


図-3.2.17　床版-鋼桁結合構造

プレキャスト版と鋼桁上フランジとの接合部は鋼桁のたわみと道路線形の差を調整するため60mm のハンチが設けられ，各プレキャスト版にはφ30mm の高さ調整ボルトが 8 本設置されており，鋼桁上に正確に架設された．架設終了後，プレキャスト版接合部にグラウトを充填し，所定の強度が発現した後，橋軸方向にポストテンション方式でプレストレスが導入された．緊張材としてφ15mm の PC 鋼より線が使用され，緊張材の配置間隔は 520mm であった．本橋は合成桁構造であったことから，負曲げモーメントによる床版橋軸方向に活荷重による引張応力が発生しないよう，床版断面に対して 3.0 N/mm^{2}のプレストレスが導入された．PC 緊張後，プレキャスト版の箱抜きを通してスタッドジベルが溶接され，箱抜きと床版下のハンチ部に新しく開発したプレミックスタイプの無収縮グラウトが打設された．**図-3.2.18** は本工事を受注した建設会社が改良したハンチ用モルタル止め型枠である．

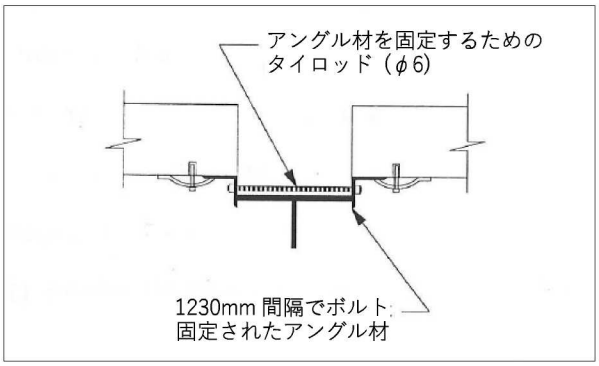


図-3.2.18　ハンチ用モルタル止め型枠

オンタリオ州交通局では，別のプロジェクトで実施した現場打ちによる床版取替とプレキャスト版を使用した床版取り換えの包括的な比較を実施した．その結果プレキャスト床版は，費用については現場打ち床版に比べて 1.5 倍のコストを要したが，工期短縮・交通渋滞の緩和等の社会的効果が顕著であった．

本工事において実施した試験的取組みの結果は以下の通りである．

① スタッドジベルを１箇所に集中配置しても所定の合成効果が得られる．

② グループ配置したスタッドにおいてグループ内で高さを変えることで水平せん断に対する抵抗性能が向上する．

③ 鋼桁上フランジと床版の界面の付着を改善することで，この部位の疲労限界が改善できる可能性がある．

④ プレキャスト版の押抜きせん断耐力は，現場打ちコンクリート床版と同等で，設計輪荷重の6倍の荷重に抵抗できることが実験で明らかになった．ただし，プレキャスト版接合部とプレキャスト版中間部を比較すると，前者の押抜きせん断抵抗性能は低い．

3.2.9 各プレキャスト床版構造の特徴

床版の急速取替工事において有効だと思われるプレファブ床版を以下に列記して概説する．

(1) プレキャストRC構造

本研究実施時点で，米国内では劣化した床版を取り換える際，プレキャストRC床版構造が多く採用されてきた．使用されたプレキャストRC版は，上縁側・下縁側の2面に橋軸方向および直角方向に鉄筋を配置した一般的な構造である．プレキャストRC版の側面には橋軸直角方向接手のせん断キーを構成するための切欠きが施されており，敷設した後，プレキャストRC版接合部に無収縮モルタルを充填することでせん断キー構造が形成される．さらに橋軸方向にポストテンション方式でプレストレスを導入し，隣接するプレキャストRC版間の活荷重伝達性能の向上を図っている．鋼桁と床版は，鋼桁上フランジとPC版下面の空間にグラウトを充填したうえで，上フランジに溶接したジベル材で結合する構造が一般的である．

(2) プレキャストPC構造

本研究実施時点で，米国では橋梁の床版取替においてプレキャストPC床版はほとんど採用されない一方，日本では橋梁の新設工事および更新工事において多くの実績があり，そのうち2橋を紹介する．

一つ目の橋梁は長野県内に建設された高速道路橋の栃木川橋で，構造形式は4径間連続鋼非合成桁橋，橋長160m，支間長38.1m，41.8m，41.8m，38.1mである．床版の全幅は24.4mで，このうち10.6mがプレキャスト構造，残りが場所打ち構造で，橋軸方向にはポストテンション方式のプレストレスが導入されている．二つ目の橋梁は北海道内に建設された高速道路橋の新琴似橋である．構造諸元は5径間連続鋼桁橋，橋長165m，支間長33.3m，33.3m，33.3m，32.8m，32.4m．床版は総幅員10mのプレキャストPC構造で橋軸方向にはポストテンション方式でプレストレスが導入されている．これらの橋梁の床版の特徴は橋軸方向および直角方向の2方向にプレストレスを導入して床版厚を低減したうえで耐荷性向上，耐久性向上，施工性向上を図っていることである．

(3) 鋼-コンクリート複合構造

鋼-コンクリート複合床版は．下層部の鋼製格子構造と上層部のRC構造を組み合わせた合成構造である（**図-3.2.1**）．鋼格子部分の上端部はコンクリートとの合成挙動を実現するためパーフォボンドリブ構造が採用されている．この複合構造床版は施工条件により，上部コンクリートをプレキャストとする場合と現場打ちとする場合がある．対象路線の交通量が少ない場合は，規制期間を長く確保し，上部コンクリートを現場打ちして連続一体構造とする．一方，交通量が多い路線では，上部コンクリートをプレキャスト化して複合構造板を工場製作した後，現場で接合する．この構造はプレキャストPC構造に比べて経済性に劣るが軽量で現場施工量を削減できる．この構造は1984年に初めて採用されて以来，ケンタッキー州交通局，イリノイ州交通局，ウィスコンシン州交通局などが実施した道路橋リニューアル工事で採用されている．

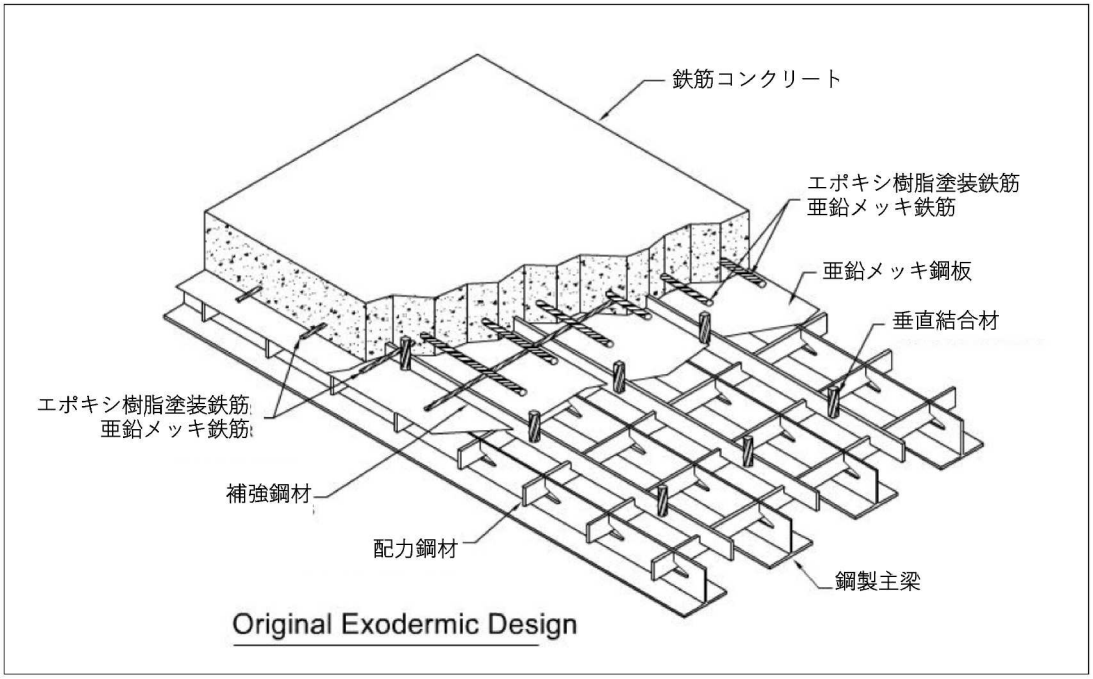


図-3.2.19　鋼-コンクリート複合構造[9)]

(4) グレーチング構造

この構造は鋼製グレーチングにコンクリートを打設した構造で，床版支間方向の鋼製平板とこれに直交する配力筋で構成されている．鋼製グレーチングを鋼桁にボルトで締結することで橋体を形成する構造となっており，工場あるいは現場でグレーチング内にコンクリートで充填し，床版を形成する．この構造は，米国において80 年以上前から採用されてきた．

(5) 構造比較

米国で使用されてきた代表的なプレファブ床版である，プレキャストRC構造，鋼-コンクリート複合構造，プレキャストPC構造について試設計を実施した．設計条件は米国道路交通運輸行政官協会(American Association of State Highway and Transportation Officials：以下，AASHTO)の橋梁設計規準に基づき，活荷重HS25，桁間隔3.66m，舗装厚52mmとした．比較結果を**表-3.2.1**に示す．この表から分かる通り，プレキャストPC構造の床版厚はプレキャストRC構造の約90%，重量はプレキャストRC構造の約70%，鋼-コンクリート複合構造と同等である．**表-3.2.2**に各構造の主要材料をまとめた．購入単価の低いコンクリートの使用量はプレキャストRC構造が最も多く，次いでプレキャストPC構造，最も少ないのが鋼-コンクリート複合構造である．一方，単価の高い鉄筋，鋼製格子，PC鋼より線の使用量はプレキャストPC構造が最も少ない．

表-3.2.1　床版構造の試設計結果比較

構造タイプ	プレキャストRC構造	鋼-コンクリート複合構造	プレキャストPC構造
版厚（mm）	230	245	205
等価版厚（mm）	230	150	145
単位重量（t/m^2）	5.75	3,60	3.63
自重差（t/m^2）	0	2.15	2.12

表-3.2.2　各床版構造の使用材料比較

構造タイプ	プレキャストRC構造	鋼-コンクリート複合構造	プレキャストPC構造
コンクリート（m^3/m^2）	0.23	0.12	0.17
鉄筋（kg/m^2）	493	230	82
鋼製格子(kg/m^2)	－	958	－
ポストテンションPC鋼材(kg/m^2)	48.4	－	23.7
プレテンションPC鋼材(kg/m^2)	－	－	62.4

3.2.10 事例調査の総括と開発方針

以上の調査結果から分かるとおり，当時米国内では道路橋床版の取替工事が数多く実施されており，構造面・施工面で種々の戦略的取り組みがなされていた．このうち，ほとんどの工事で採用された一般的な方法は，取替用の新しい床版をプレキャスト化して現場での工事期間と労務工数を削減するものである．以下に，調査結果の総括と開発方針を床版の構成要素ごとにまとめる．

(1) プレキャスト版

まず，床版取替において軽量化と施工速度に着目すると，鋼-コンクリート複合床版が最も優れる．しかしながらRC床版，PC床版に比べて経済性において大きく劣るため，このタイプの床版の採用は交通量の多い大都市圏に限定さていた．米国において最も多く採用されてきたプレキャストRC床版は，桁や下部構造への負担増を防ぐために版厚を厚くできないことから，高強度コンクリートの使用や鉄筋の増量などの対策をとっている．しかしながら，増加傾向にあるトラック荷重，寒冷地での継続的な凍結防止剤散布にともない，早期に損傷が発生・進行する可能性が高い．一方，プレキャストPC床版は軽量で耐久性に優れるにもかかわらず，ほとんど採用されていなかった．その理由として以下の点が挙げられる．

- PC版を経済的かつ効率的に製造するために使用するロングラインプレテンションベンチでは，床版厚を変化させる合理的な構造のPC版の製造が困難である．
- プレテンションPC鋼より線の付着定着の範囲が，片持ち梁となる床版張出し部の負曲げモーメント発生範囲まで及び，ひび割れ発生の原因となる．

本研究では，これらの不採用理由を克服できる構造を考案し，交換用の床版部材としてプレキャストPC構造を提案した．新しく提案したPC床版構造では，版厚が変化するプレテンションPC床版構造を効率的に製造できるよう工夫し，コンクリートとの付着性能を改善するために表面に凹加工を施したインデントPC鋼より線を採用した．

(2) プレキャスト版接合

プレキャスト版の接合構造は，プレキャスト版の接合面を凹型に形成してモルタルあるいはコンクリートを打設し，橋軸方向にポストテンション方式でプレストレスを導入する構造が施工性，耐久性にすぐれていることが事例調査から判明したことから，本研究では同様の構造を採用することとした．

(3) 水平せん断抵抗構造

水平せん断抵抗構造は，対象橋梁が合成構造か非合成構造かによって異なり，スタッドジベルを１カ所に大量に溶接したケースや極めて簡易な構造を採用したケースなど，種々の構造が試行されてきた．しかしながら，鋼桁と床版の結合部に関する不具合は報告されておらず，どの構造も安全性や耐久性に対して余裕を持っている事が推察できる．本研究では，これらの事例を踏まえ，スタッド溶接のためにプレキャスト床版に貫通箱抜きを設けるのを避けるなど，水平せん断抵抗機能の確保と床版構造の生産性・施工性向上を両立出来る構造の開発に取り組んだ．

3.3 開発した床版構造の概要

本研究において新しく考案した床版構造の概要を**図-3.3.1**に示す．この床版の主要構成部材はプレキャストPC版，ヘッドレススタッドジベル，ネジ加工したスタッドジベル，高さ調整ボルト，ポストテンション PC ケーブルである．PC 版の床版支間方向にはプレテンション方式でプレストレスを導入し，床版間の目地にモルタルを充填した後，橋軸方向にポストテンション方式でプレストレスを導入する．

プレキャストPC版は，床版を軽量化しかつ製作コストを削減する目的で格子状のリブを有するワッフル形状とした．橋軸方向断面において，床版支間部のリブ形状は正の曲げモーメントに対して設計上必要なプレテンションPC鋼より線を配置でき，かつ床版支点部の負の曲げモーメントに対して必要な圧縮領域を有する最小必要寸法とした．リブ間の頂版部の補強材は，製造効率を向上させるため溶接鉄筋を１面のみ配置することとした．

プレテンションPC鋼より線は以下の理由により二段配置とした．

・床版支間部と支点部に発生する正負の曲げモーメントへの抵抗
・ワイヤーメッシュを１面しか配置しないことに対するPC版のひび割れ抑制
・終局曲げ耐力の確保
・橋軸方向に配置するポストテンション方式PCケーブルとの交錯回避

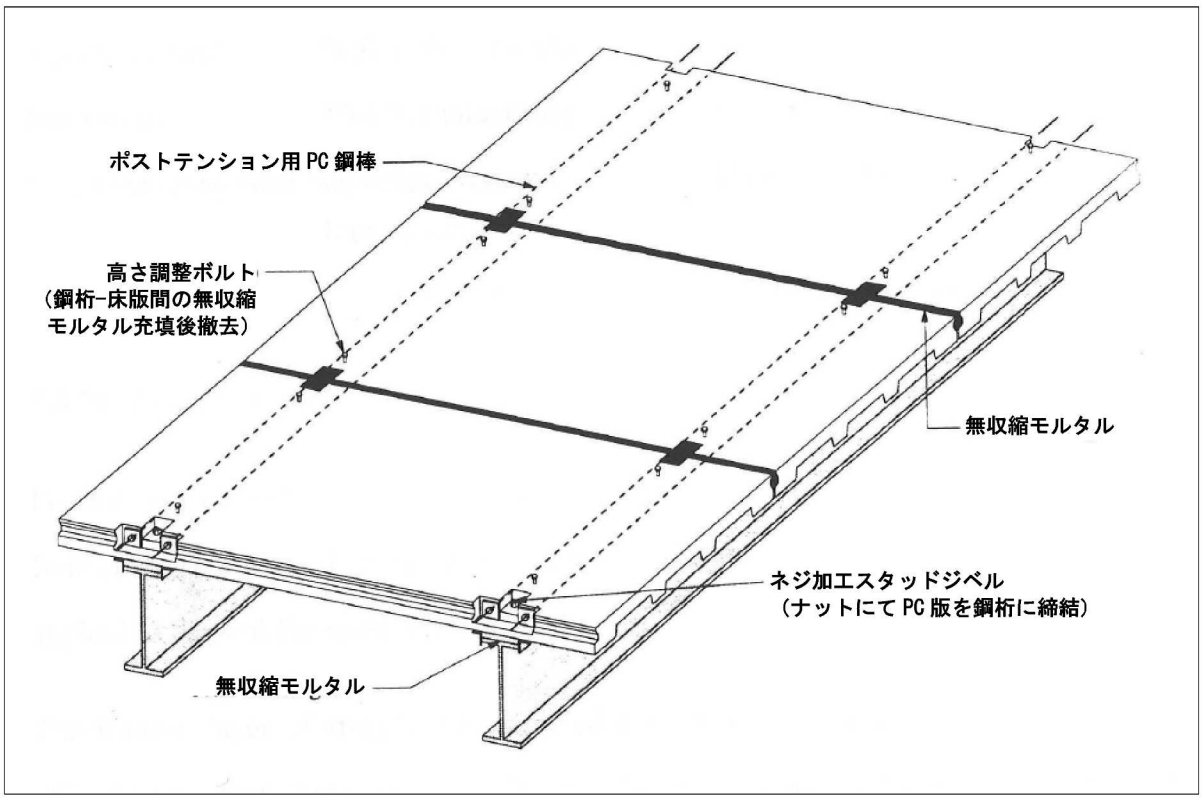


図-3.3.1　PC床版概要図

3.3.1 材料

米国におけるプレキャストPC部材の圧縮強度は一般に40　～70N/mm²である[11]．本研究では，床版取替用プレキャストPC版の圧縮強度を決めるにあたり，PC工場での製造サイクルと安定した品質確保，経済性，床版厚の低減を考慮した．コンクリートの高強度化は設計上有利になる反面，適度なワーカビリティを得るため高性能減水剤を使用してもなお単位セメント量および単位水量が多くなる．これに伴い，塑性収縮ひび割れや収縮拘束ひび割れの発生確率が高くなるうえ，経済性の観点からもマイナス要因となる．一方，床版取替用のPC版は道路線形を維持するため既存RC床版に対して同等の板厚あるいは小さくする必要がある．これらを総合的に検討した結果，本研究で開発するプレキャストPC版のコンクリート設計圧縮強度は49N/mm²とした．

プレキャストPC版に使用するPC鋼材は降伏強度1,869N/mm²，φ12.7mmを使用した．一般にプレテンションPC部材を製造する場合，PC鋼より線の径を太くするほど経済的になる一方，部材端部においてPC鋼材のプレストレス伝達力による割裂ひび割れの発生が懸念される．そこで，本研究ではPC鋼より線φ9.3mm，φ10.8mm，φ12.7mmについて，構造性，ひび割れ抑制の観点から検討した．まず，構造性については，本PC版が格子状リブを有する構造であることから，リブの底部にPC鋼より線を配置する必要があり，φ9.3mm，φ10.8mmでは，必要本数が増加して構造細目上リブの幅を大きく増加せざるをえない．これによりPC版の軽量化，断面削減による必要プレストレスの削減など，本来の合理性の一部が失われる．一方，φ12.7mmを使用した場合にはプレキャスト断面の合理性を維持できるが，プレストレス伝達力により部材端部でPC鋼より線に沿った割裂ひび割れが発生する懸念がある．しかしながら，過去の製造実績から，PC鋼より線に対して直角方向に十分な補強鉄筋を配置することでこれを回避できることが実証されており，必要補強量も明確になっている．以上のことから，PC版に使用するPC鋼より線の径は12.7mmとした．

3.3.2 PC床版の橋軸直角方向断面

図-3.3.2に示す通り，プレキャストPC版は厚さ115mmの頂版と幅150 mmの中間リブ，幅295mmの両端リブから成る総厚205mmのマルチリブ構造とした．これにより，充実断面の床版断面に比べてPC版の重量が軽減し，断面積の減少に伴ってプレストレスの導入効率が高くなる．

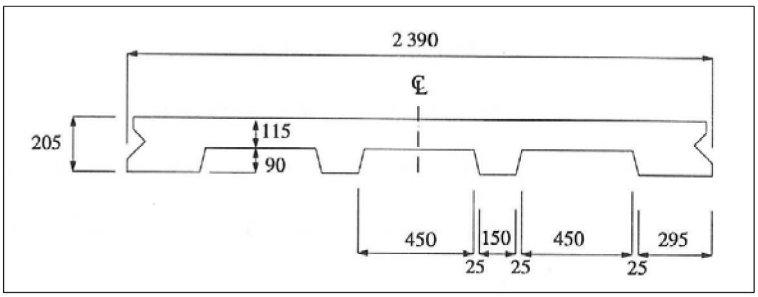


図-3.3.2　PC版標準断面

頂版厚を決定する際，AASHTO橋梁設計規準で規定されている，凍結防止剤を散布する地域に架橋する際の床版上面のかぶり63mm以上の確保，床版下面のかぶり25mm以上の確保を考慮した．さらに，頂版の厚さは上面かぶり，格子状溶接鉄筋（φ6mm×φ6mm×55mm×55mm），およびプレテンションPC鋼より線を配置できる寸法とした．頂版厚は，これらの構造細目上の条件と押抜きせん断に対する照査結果から最終決定した．

プレキャストPC版の両サイドのリブは，底部にPC鋼より線２本，橋軸方向ポストテンションPC鋼材の定着用切欠き，高さ調整ボルトを配置できる寸法とした．一方，中間リブはPC鋼より線２本を配置できる幅とした(**図-3.3.3**)．

このような床版断面を鋼合成桁橋の床版取替に採用する場合，床版断面の削減による橋梁断面が不足して必要な耐荷力を確保できない可能性があるため留意が必要である．ただし，開発したPC版はコンクリート強度が高く弾性係数も大きい点や床版重量（死荷重）の軽減により，断面削減の影響を相殺できる可能性もあることを指摘しておく．

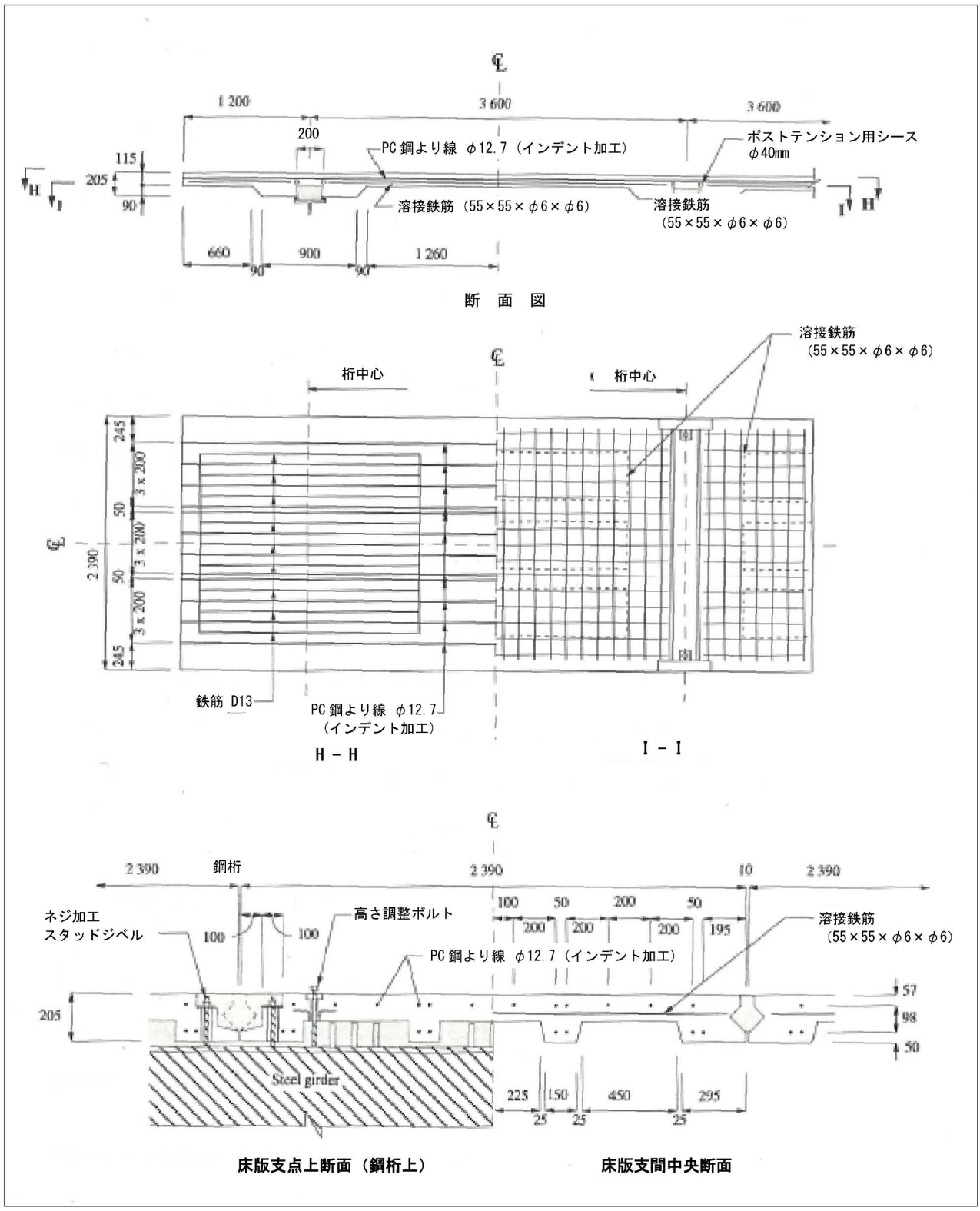


図-3.3.3　PC床版構造図

3.3.3 PC 床版の橋軸方向断面

プレキャスト PC 版の橋軸方向断面は，厚さ 115mm の頂版と各鋼桁位置で幅 900mm，厚さ 205mm の充実部で構成した（**図-3.3.3**）．鋼桁上の充実部は橋軸直角方向（床版支間方向）のプレテンション方式 PC 鋼材と橋軸方向のポストテンション方式 PC 鋼材が交錯しないよう配慮するとともに，設計上最適な偏心量となるよう配置した（**図-3.3.4**）．

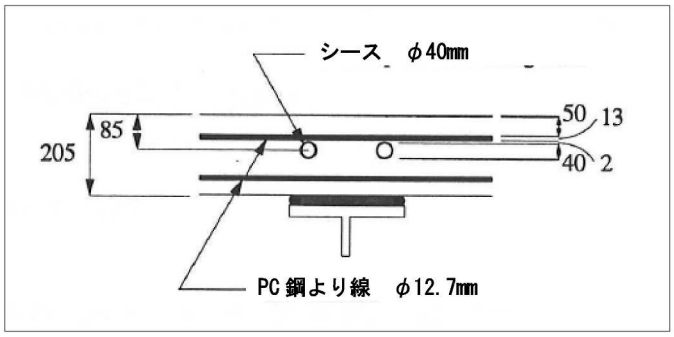


図-3.3.4　PC 版の鋼材配置

橋軸方向のプレストレスは，プレキャスト PC 版の一体化と接合部のせん断伝達耐力の向上が目的であるため，偏心の無い軸力を導入するのが望ましい．しかしながら，鋼桁上の充実部の幅が小さいと橋軸方向断面のコンクリート断面図心位置が高くなる一方，橋軸方向 PC 鋼材の配置位置は橋軸直角方向のプレテンション鋼材の位置によって制限を受けるため偏心量が大きくなってしまう．これを解消するため，鋼桁上の充実部の幅を大きくして 900mm とした．また，床版支間部の下部 90mm の台形状の切欠きは，桁間隔の変化に対応できるよう，**図-3.3.5** に示すような調整可能な型枠をフラットな底型枠の上に設置することで，プレキャスト PC 版の生産性向上を図った．

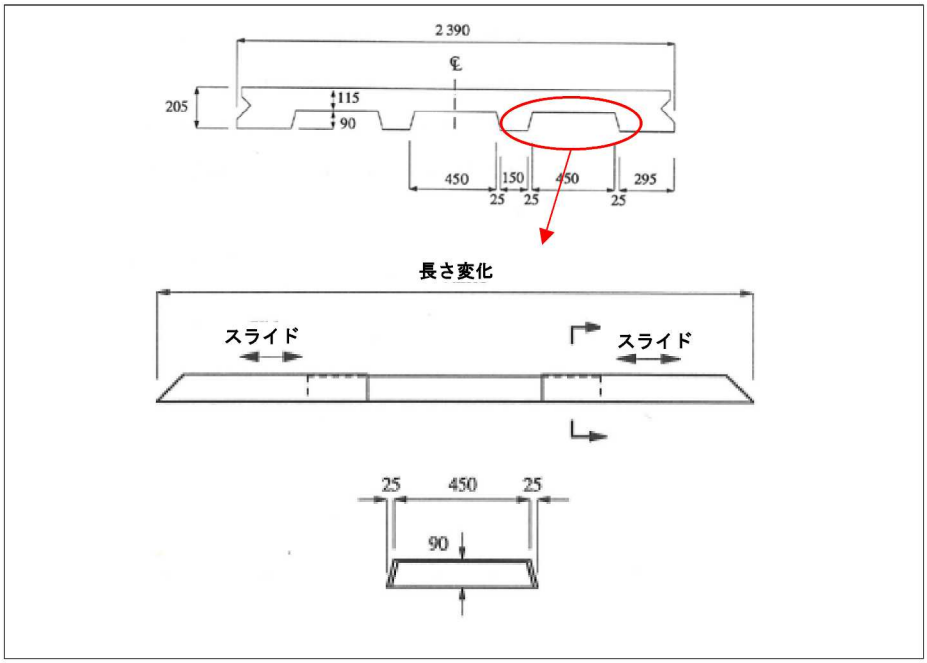


図-3.3.5　切欠き幅調整型枠

3.3.4 プレキャストPC版の接手

本プレキャストPC床版構造の橋軸直角方法継手はモルタル充填せん断キー形式とした．橋軸方向接手にはプレキャストPC版間の活荷重の伝達機能と防水機能が求められる．せん断キーの形状は既往の研究結果および実績を調査検討した結果，**図-3.3.6**に示す形状とした．プレキャストPC版の遊間は，製造時と施工時の余裕および充填モルタルの埋殺し型枠設置の容易性を考慮して10mmとした．接手部に充填する材料は，前述した活荷重伝達および防水機能を有し，かつ施工時の交通規制期間を短縮できる材料として，超速硬無収縮モルタルを採用した．

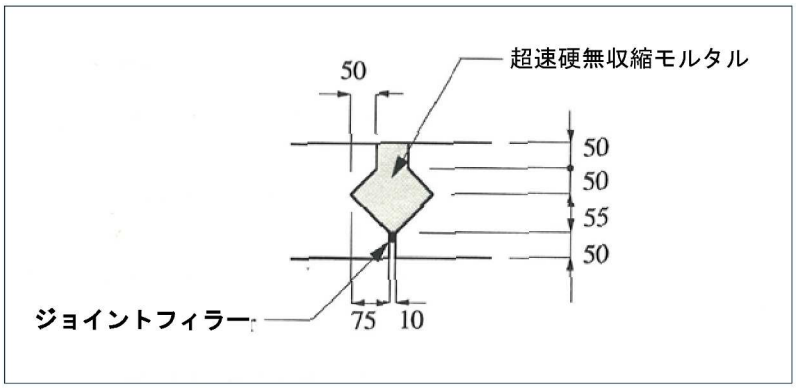


図-3.3.6　橋軸直角方向接手の断面

3.3.5 橋軸方向プレストレス

せん断キーに対して直角方向にプレストレスを導入する構造形式は米国内の多くのプレキャスト構造物で採用されている．この構造は橋軸直角方向接手に沿ったひび割れの抑制に効果があり，PC版間の活荷重伝達性能が向上することが施工実績とその後の調査から明らかになっている．このため，本PC床版でも橋軸方向にポストテンション方式でプレストレスを導入することとした．

床版橋軸方向にプレストレスを導入する際，橋梁全長に配置したPC鋼材を一括で緊張する方法と，分割したPC鋼材を接続しながら段階的に緊張する方法がある．これらの形式は，対象となる橋梁の供用状況とそれに応じた施工方法に応じて選択する．交通量が比較的少なく，交通規制の期間を長く確保できる場合は橋軸方向プレストレスの導入を一括実施できる．一方，交通量が多く，夜間施工と昼間交通開放を繰り返さなければならないような施工条件下では，PC鋼材を接続しながら段階的に緊張する分割プレストレス導入方式が採用される．本研究では，提案した構造が厳しい交通条件下でも適用できることを確認するため，プレストレスの分割・段階導入方式を前提に構造を検討した．橋軸方向ポストテンション方式PC構造の詳細を**図-3.3.7**に示す．

本PC床版のポストテンション方式PC鋼材は段階施工を前提としていることから，PC鋼棒を使用し，橋軸直角方向接手モルタル充填部の図心位置に配置した．橋軸方向プレストレスは既往の研究結果と実績から，橋軸直角方向接合断面の上縁・下縁に1.38N/mm^{2}以上の圧縮応力を導入する方針とし，PC鋼棒φ25.4mm×2本を配置した．PC版の両端部にはPC鋼棒の定着具とカプラーを収納できる箱抜きを設置した．

本研究では，橋軸方向にポストテンション方式でプレストレスを導入する際のグラウト作業の排除についても検討した．ポストテンションPC構造においてグラウトを排除するには，腐食対策が施されたPC鋼材を使用する．実績のある材料として亜鉛メッキ鋼材とアンボンド鋼材がある．このうち，アンボンド鋼材はプラスチックチューブを使用し，同チューブとPC鋼材の間にグリースを充填したものである．そのため，PC鋼材を設置するためのシース径が大きくなり，計画したプレキャストPC版内に配置できなくなる．そこで本研究では亜鉛メッキPC鋼棒を採用した．

グラウト不要のポストテンションPC緊張材の検討における他の選択肢として，繊維強化プラスティック（以下，FRP）材料がある．とくに，カーボンFRP，アラミドFRP，ガラスFRPをコンクリート補強材やPC緊張材として利用する研究開発が主に日本で進められてきた．これらの材料は一般に鋼材と比べて強度が高く，静弾性係数が小さい．また，応力-ひずみ関係において降伏特性が無く，破断荷重に至るまで直線挙動することから，コンクリートの補強材として使用した場合，脆性的な破壊挙動を示す．ただし，本構造のようにプレキャストPC版の結合を主目的とする用途では，終局荷重時に大きな変形が生じることもないことから，選択肢として検討する余地は十分にある．ただし，これらのFRP材をPC緊張材として使用するためには，合理的で経済的な定着具を開発することが条件となる．

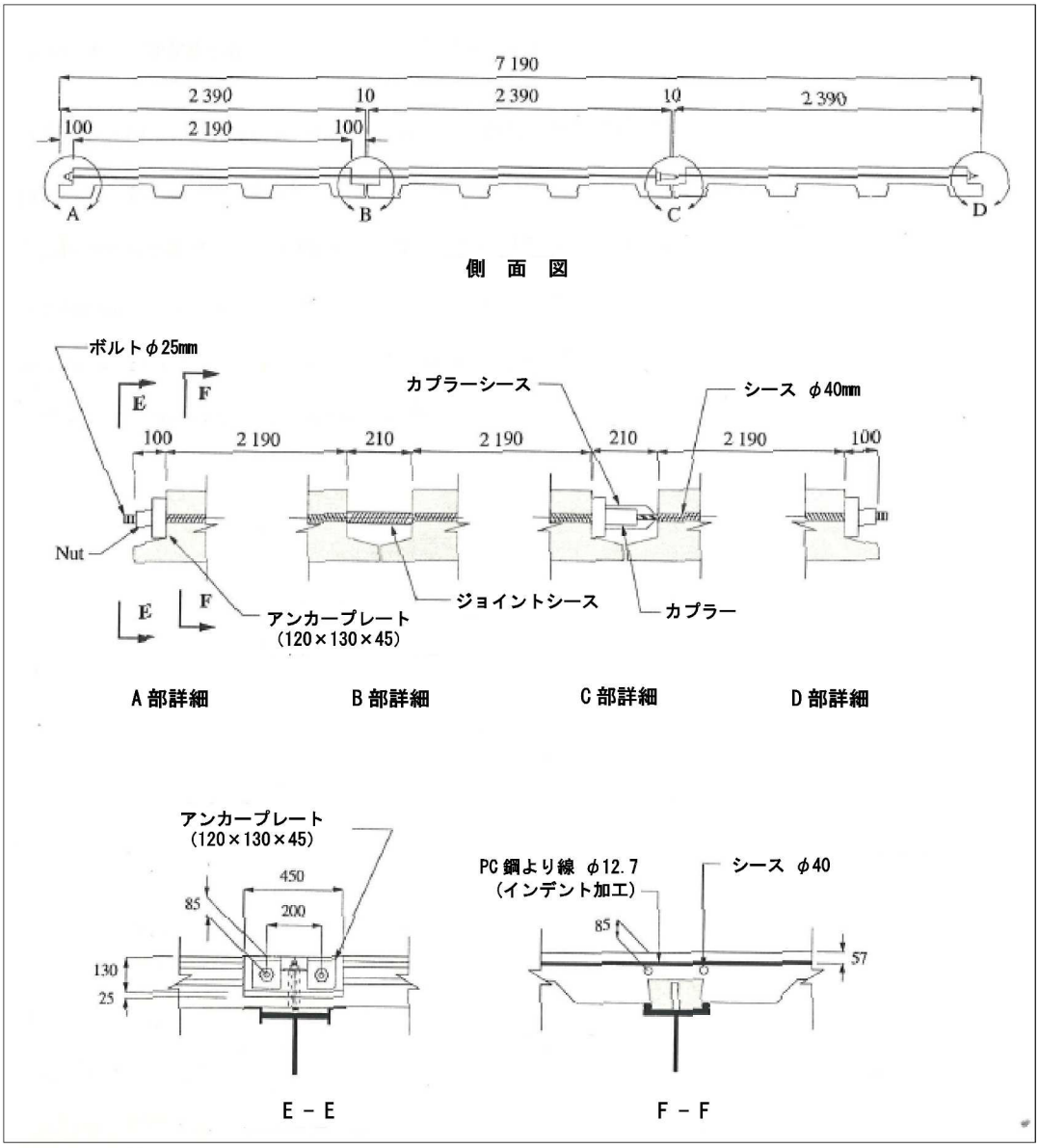


図-3.3.7　橋軸直角方向接手の断面

実構造物における床版取替工事において，どのような方法で橋軸方向にプレストレスを導入するか，必要プレストレス量はどの程度か，といった事項は橋梁の構造形式や交通条件などによって異なる．とくに，対象橋梁が合成構造か非合成構造かによって，活荷重によって床版に作用する軸引張力が異なるうえ，コンクリートのクリープや乾燥収縮などの変形を拘束することで発生する時間依存性応力の考慮が必要となる．これらの影響が小さい非合成桁橋では，橋軸方向プレストレスは1.38N/mm^2，逆に合成桁橋の中間支点付近は5.52N/mm^{2}が必要になるとの試算結果を得た．

3.3.6　水平せん断に対するズレ止め

一般に鋼桁とコンクリート床版の水平せん断に対するズレ止めは，ネルソンスタッドと呼ばれる棒鋼の片端にオーバーサイズの突起があるスタッドジベルが使用される．スタッドジベルには，上部構造が曲げ変形した際，鋼桁とコンクリート床版界面に生じる水平せん断への抵抗機能と界面に対して直角方向の締結機能がある．本研究で提案した床版構造では，2 種類のスタッドを考案して，二つの機能をそれぞれ発揮させることとした（**図-3.3.8**）．まず，格子リブ形状とした床版下面凹部の鋼桁上フランジに，水平せん断抵機能のみを持つヘッドレススタッドを溶接する．

鋼桁上フランジに対して直角方向の締結は，PC 版両端部の円筒形箱抜きを通して鋼桁上フランジにφ50mm のボルトを溶接し，ナットを締め付けることにより機能を達成させることとした．

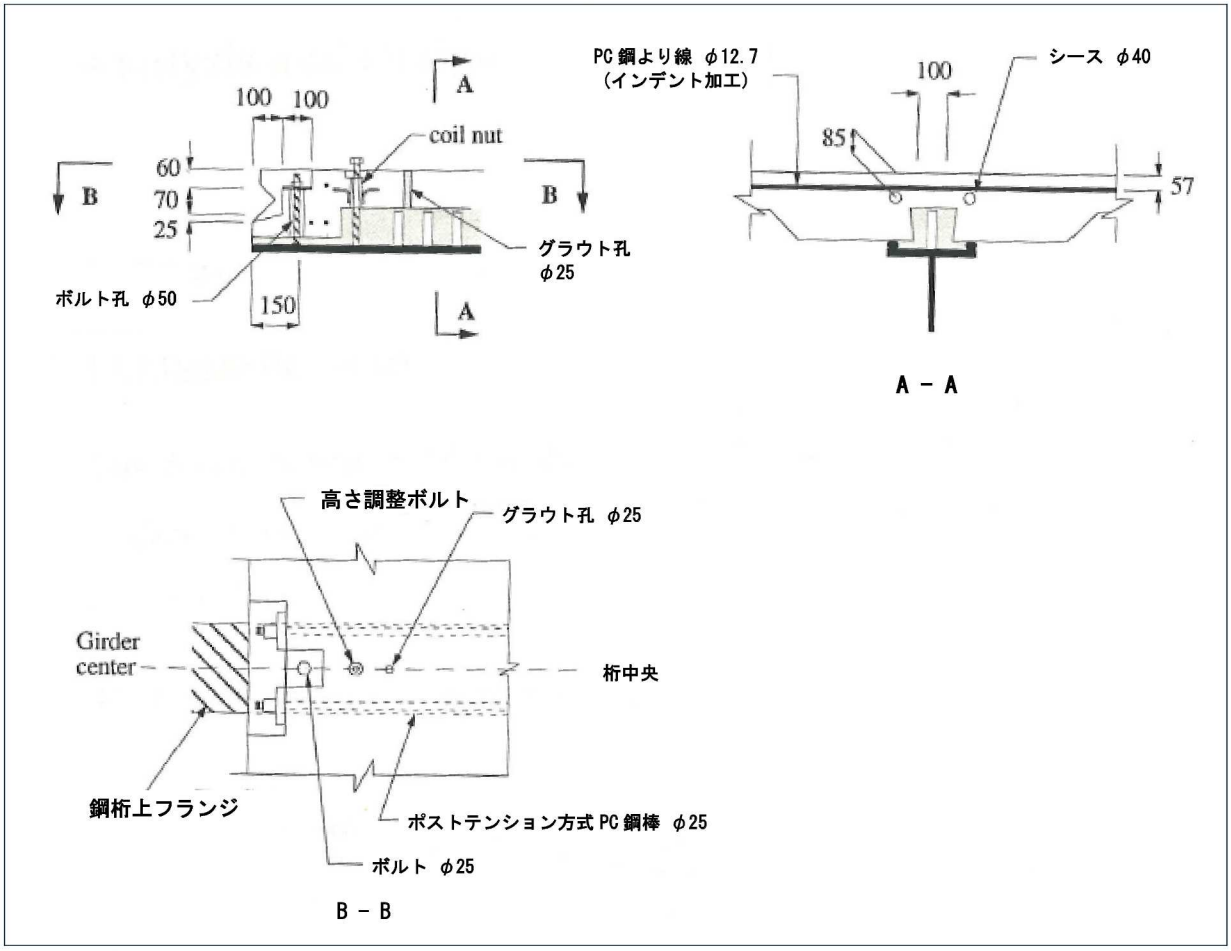


図-3.3.8　床版詳細構造（鋼桁上）

3.4 構造解析と設計

本研究で提案した床版構造は過去実績のない形状であることから，設計規準，数値シミュレーションを使用して各部の応力を算出して安全性を精査し，実物大供試体による載荷試験の結果とも比較した．本研究で対象としているような鋼-コンクリート剛性構造では，床版コンクリートのクリープや乾燥収縮による変形を拘束することから，床版．桁に時間依存性応力が発生する[12]．しかしながら，米国における鋼桁橋のほとんどが非合成構造であることから，この影響は無視することとした．

3.4.1 有限要素法による解析

考案したPC版は頂版とリブから成るワッフル形状で，橋軸方向と橋軸直角方向の剛性が異なるため一般的な充実断面の床版とは挙動も異なる．米国の橋梁を設計する際広く使用されているAASHTO橋梁設計規準も充実断面の床版構造を前提として設計曲げモーメントの算出式を掲載していることから，新しい床版構造の耐荷性能を精査するためには，詳細な解析に基づく応力精査が必要である．本研究では有限要素法による解析（以下，FEM解析）プログラムANSYS-50Aを使用して床版各部に発生する応力分布を線形解析した．FEM解析モデルを**図-3.4.1**に示す．本構造は橋軸方向，橋軸直角方向に対称であることから，1/4モデルとし，8節点3次元要素を使用して線形解析した．

以下に荷重載荷方法を示す．

(1) 輪荷重，タイヤ接地面寸法，輪荷重の幅員方向間隔はAASHTO橋梁設計規準に準じた．

- １輪あたり荷重　111ｋN
- 接地面の寸法　229mm×457mm
- 輪荷重の間隔　1820mm（隣のトラックのタイヤとの間隔：1219mm）
- 輪荷重載荷位置　橋軸方向：プレキャスト版の橋軸方向中央
  橋軸直角方向：床版支間中央および支点の挙動を単一ケースで確認するため，**図-3.4.1**に示すとおりとした．

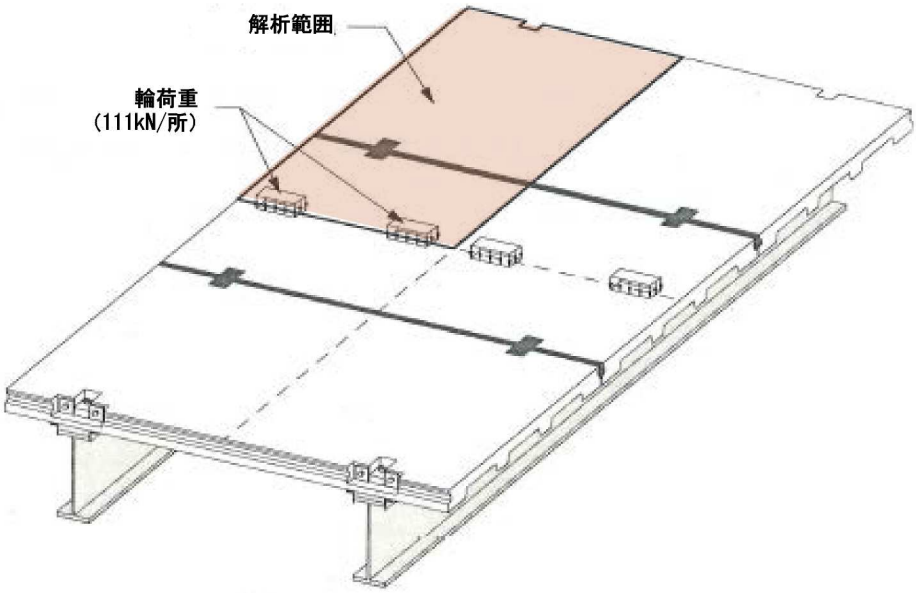
(2) 橋軸直角方向プレテンション方式プレストレスは，ＰＣ鋼材を断面内に均等に配置したことから，プレキャスト版の橋軸直角方向方向端面に全プレストレス力をプレキャスト版断面積で除した等分荷重を載荷した．

(3) 橋軸方向ポストテンション方式プレストレスは，有効緊張力を耐圧板面積で除し，等分荷重として耐圧板の範囲に載荷した．

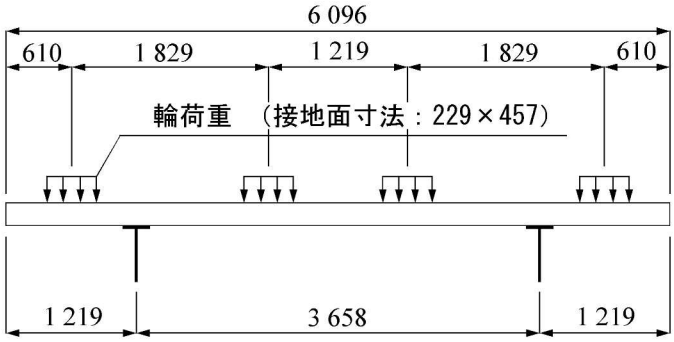
本解析で考慮した力は，ポストテンション方式プレストレス力，米国の設計トラック荷重HS25の輪荷重（111kN），およびこれらの組合せである．橋軸直角方向に導入するプレテンション方式プレストレス力については，PC鋼より線とコンクリートとの付着による力の伝達機構を正しく解析できる手法が確立されていなかったことから解析を省略し，実物大供試体実験の結果でプレストレスの効果を検証することとした．

解析の結果を**図-3.4.2**から**図-3.4.8**に示す．まず，**図-3.4.2**に示す通り，プレストレスによる橋軸方向応力は全断面にほぼ均等に分布しており，プレストレス力を断面積で除した計算結果とほぼ一致した．一方，活荷重による橋軸直角方向（床版支間方向）の曲げ応力の解析結果を**図-3.4.3**から**図-3.4.5**に示す．活荷重による応力は，AASHTO橋梁設計規準の約50～60%であった

が，リブ間の頂版の下面には大きな局部応力が発生した．この部位の活荷重による応力，橋軸方向および橋軸直角方向プレストレスを組み合わせた合成応力は，許容応力3.59N/mm²を超越する4.25N/mm²であり（**図-4.4.8**），この部位の力学挙動は実物大載荷試験で検証することとした．



(a) 解析モデル



(b) 活荷重載荷条件

図-3.4.1　FEM解析モデルと活荷重載荷条件

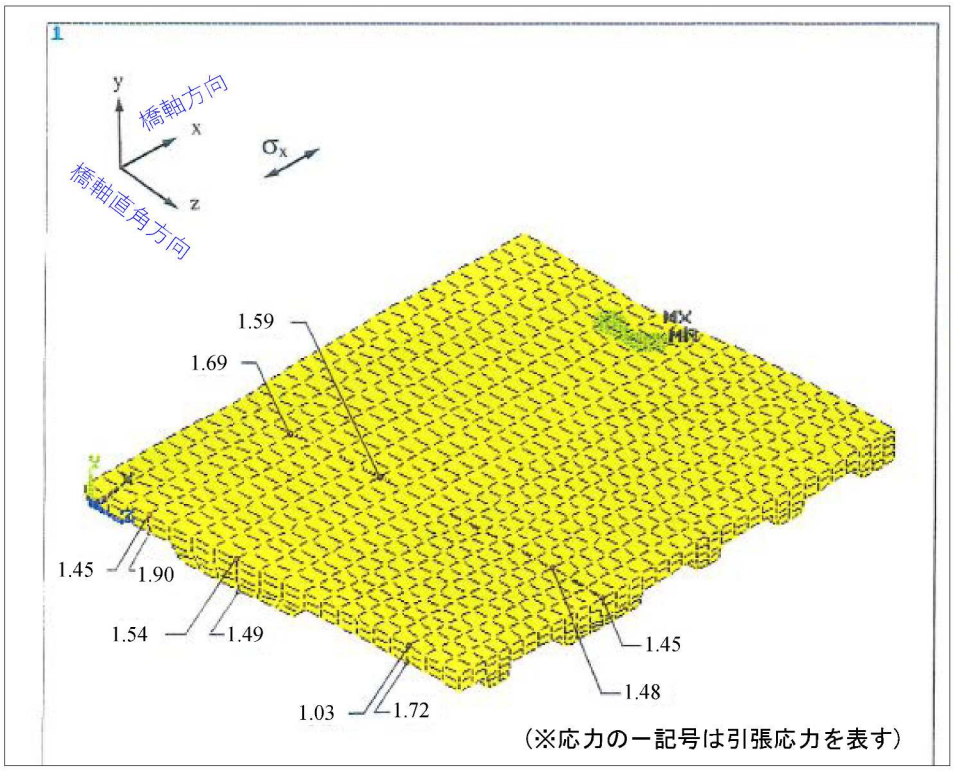


図-3.4.2　プレストレスによる床版各部の橋軸方向応力（N/mm²）

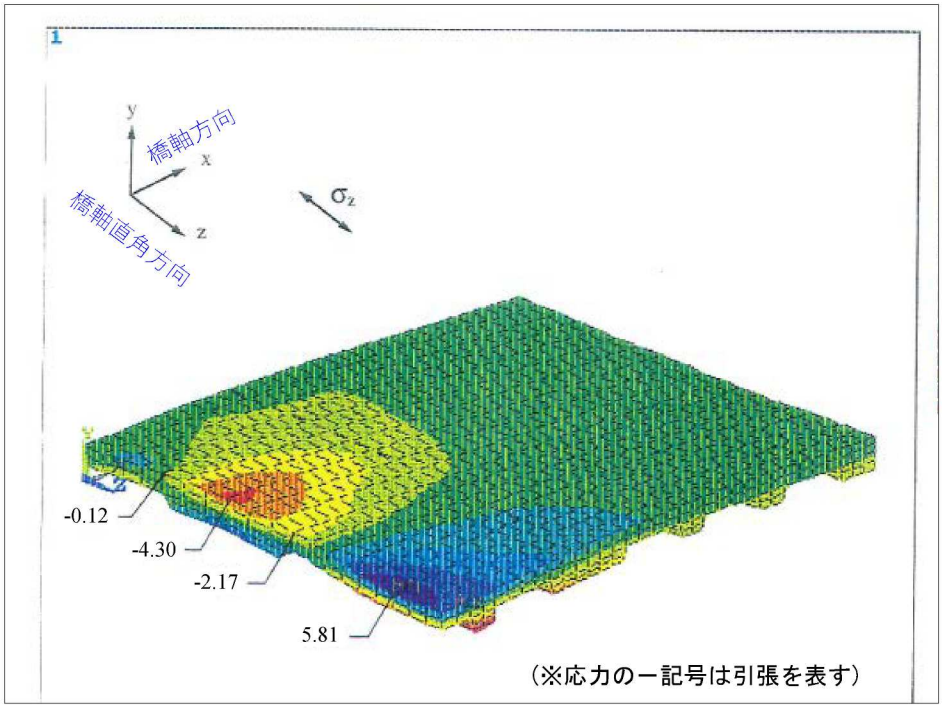


図-3.4.3　活荷重による床版上面の橋軸直角方向応力（N/mm²）

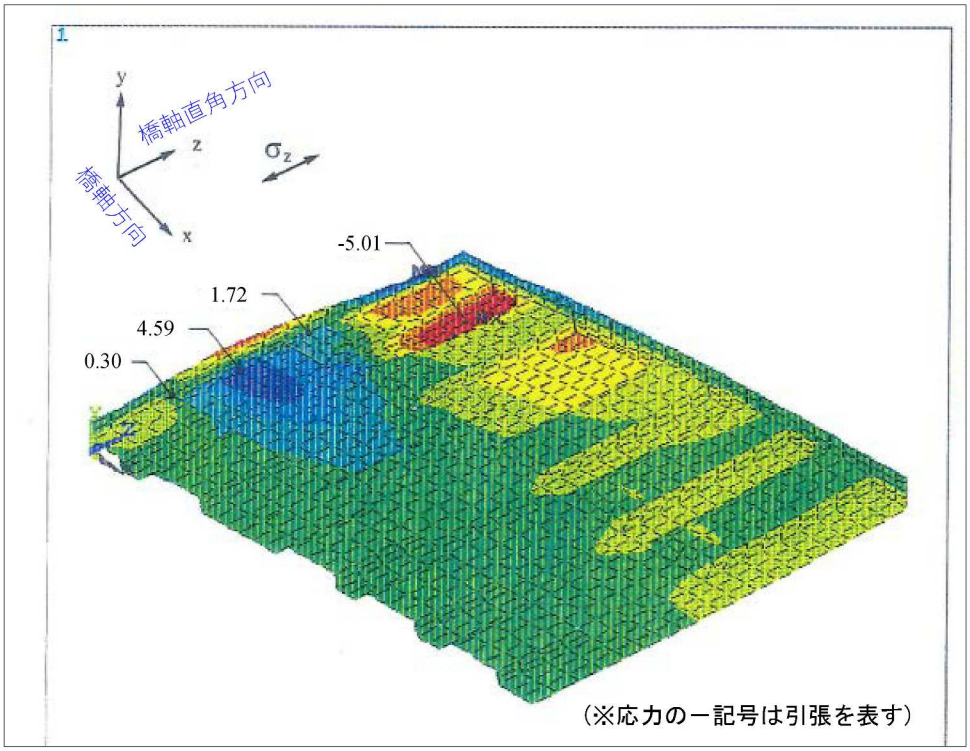


図-3.4.4　活荷重による床版下面の橋軸直角方向応力（N/mm²）

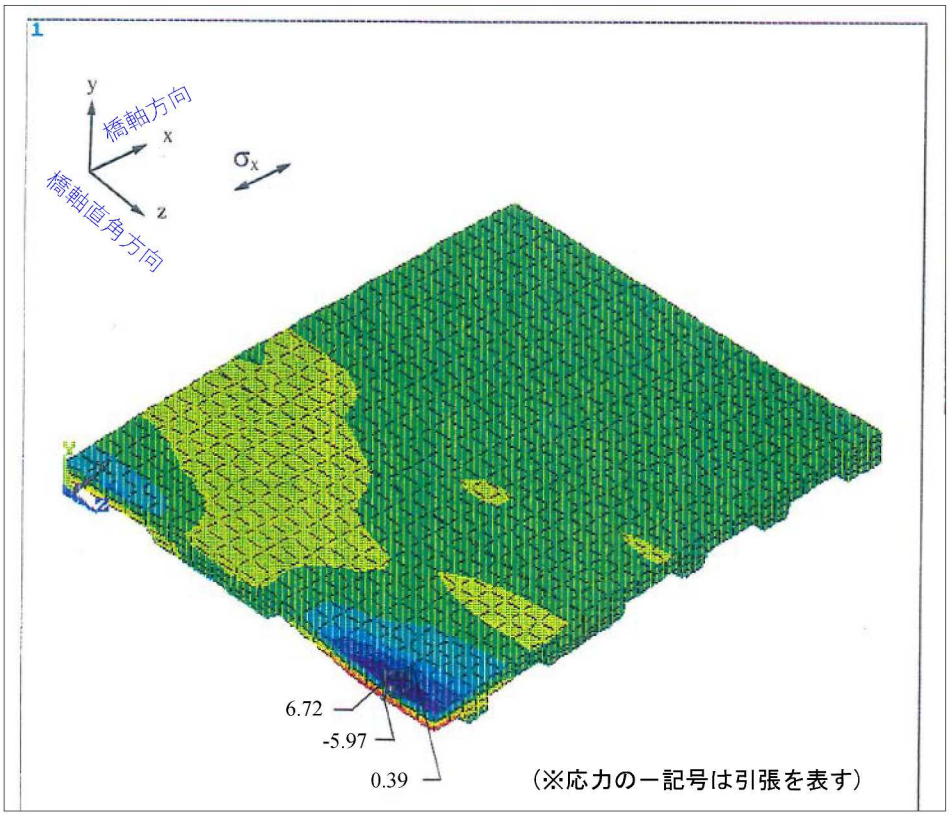


図-3.4.5　活荷重による床版各部の橋軸直角方向応力（N/mm²）

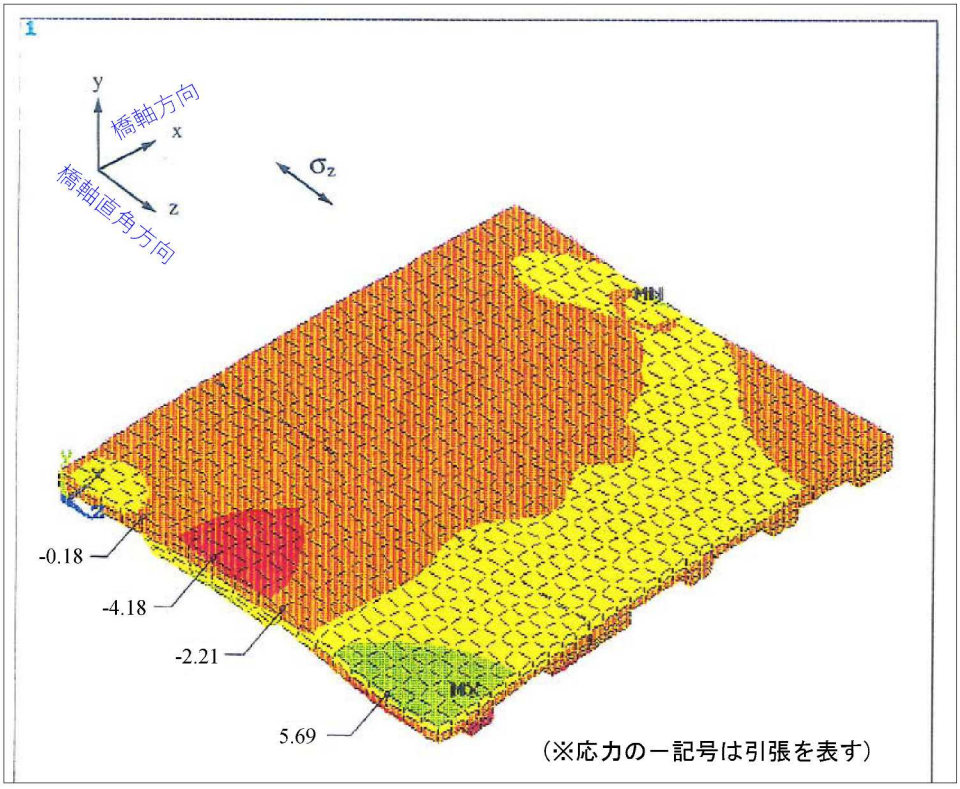


図-3.4.6　プレストレスおよび活荷重による床版上面の橋軸直角方向応力（N/mm²）

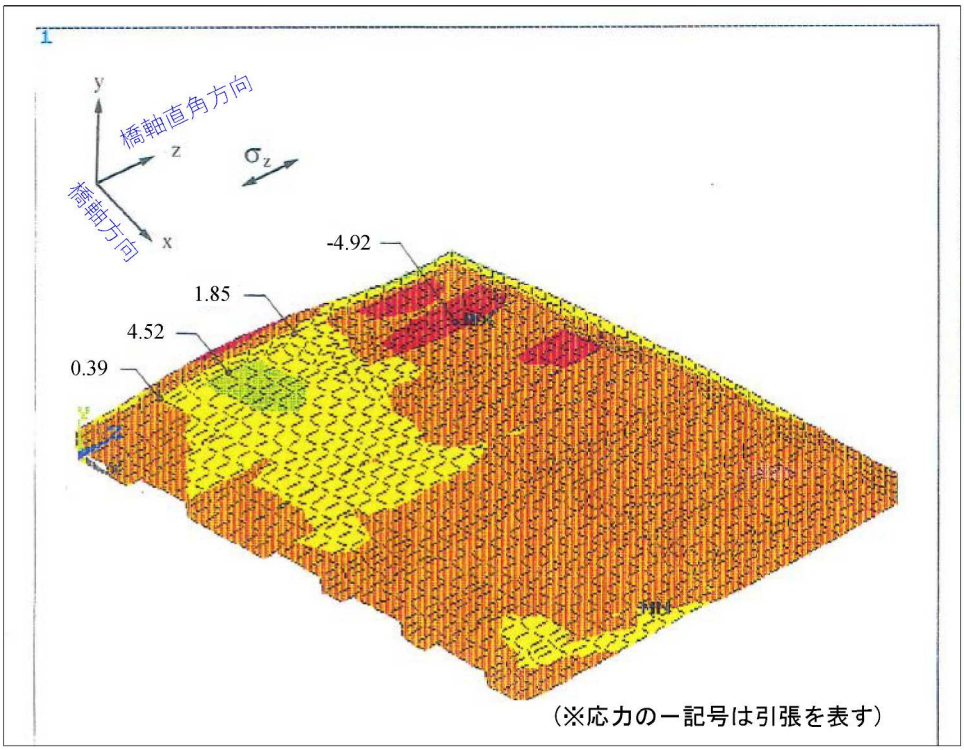


図-3.4.7　プレストレスおよび活荷重による床版下面の橋軸直角方向応力（N/mm²）

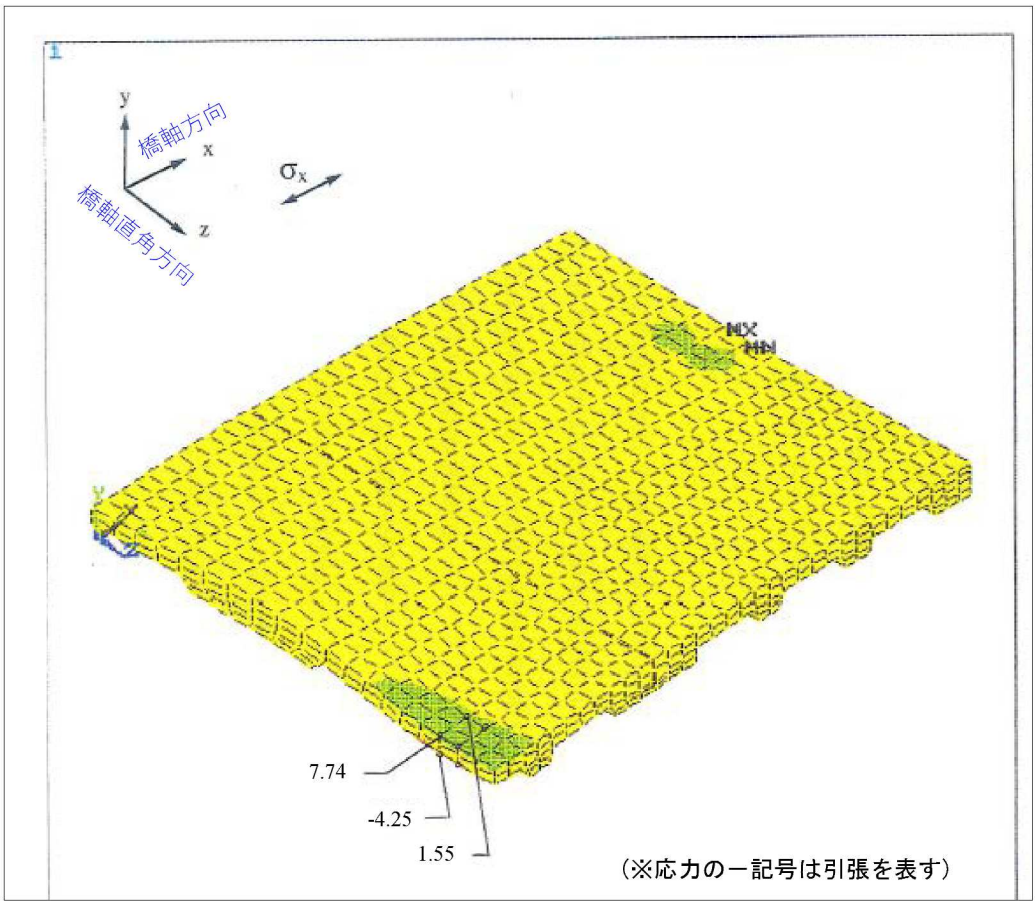


図-3.4.8　プレストレスおよび活荷重による床版各部の橋軸方向応力（N/mm²）

3.5 実物大供試体の定点疲労実験

考案した新しい構造のプレキャストPC床版の力学挙動，供用に対する安全性を確認するため，実物大供試体による載荷試験を実施した．その際，プレキャストPC版の製造および鋼桁上での床版構築の各工程において，本構造の考案時に検討した基本思想や配慮事項が実現できるかどうかの製造・施工確認も実施した．

供試体の概要図を**図-3.5.1**に示す．供試体は，幅2.4m，長さ6mのプレキャストPC版3枚，長さ7.0mの鋼桁2本で構成した．また，**3.3 開発した床版構造の概要**で詳述したとおり，ヘッドレススタッドジベル，ネジ加工スタッドジベル，無収縮グラウト，ポストテンション方式PC鋼棒を使用して，実物大の床版構造を構築した．

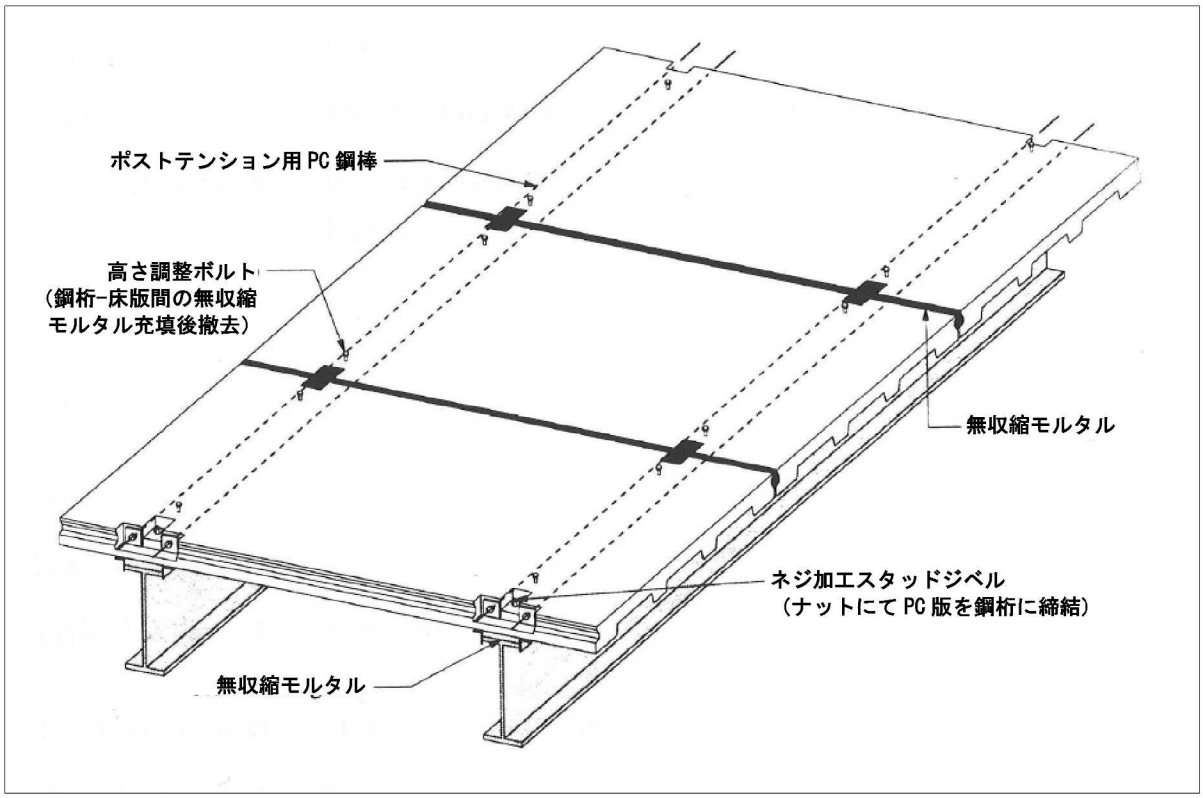


図-3.5.1　供試体概要図

本供試体の載荷試験の目的は以下の通りである．

① プレテンション方式PC版の製造上の課題抽出および製造効率の確認

② 床版構築時の施工性および施工速度の確認

③ 提案したPC床版の構造特性

・プレキャストPC版各部の疲労強度

・プレキャストPC版各部の曲げ強度

・プレキャストPC版接合部の性能

3.5.1 プレキャストPC版の製作

プレキャストPC版は米国ネブラスカ州内のPC工場で製作した．製作方法は通常のプレテンション方式PC部材と同じで，ロングラインベンチと呼ばれるプレテンション用のPC部材製造ラインにおいて，両端のベンチアバットに定着したPC鋼より線を緊張し，補強鋼材，その他の部品を設置してコンクリートを打設した．本工事では，コンクリートの過度な強度発現を抑制するため，普通ポルトランドセメントを使用して50N/mm^{2}のコンクリートを打設し，材齢3日でプレストレスを導入した．実工事に使用するプレキャストPC版は早強コンクリートを使用して材齢1日でプレストレスを導入する．補強鋼材，ポストテンション用のシース・定着具，その他の部品は，製造過程において問題無く配置できた．

一般に，道路橋床版は床版支間部を薄くして床版支点部を厚くする変断面構造を採用して床版構造の合理化と軽量化を図るが，底型枠の製造・設置が不経済で部材製作作業も複雑になる．一方，提案したPC床版構造は，全厚を一定にしていることから底型枠は単純なフラット構造で，極めて合理的かつ経済的であった．さらに，補強鉄筋を溶接鉄筋としたことで，鉄筋の組立結束作業を大幅に削減できた．

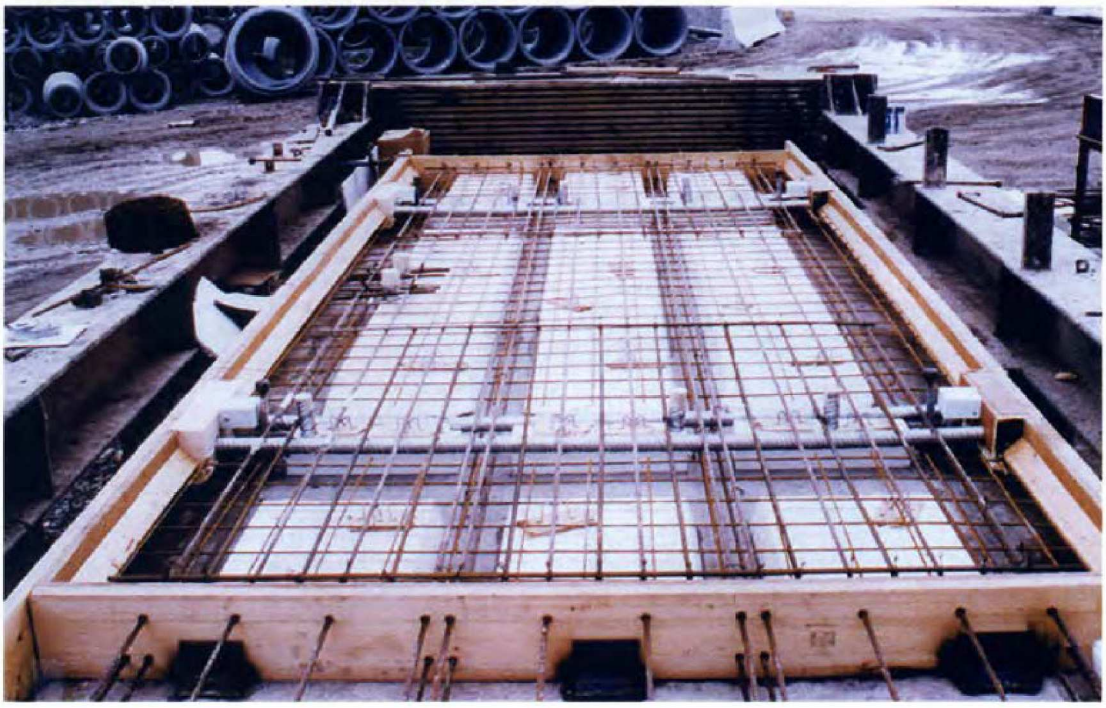


図-3.5.2　プレキャストPC版の配筋状況

3.5.2 供試体建設

プレキャストPC版３枚，鋼桁２本を主要部材とする実物大供試体の構築は，実施工における夜間閉鎖・日中解放を想定し，橋軸方向分割施工とした．施工手順は以下の通りである．

Step 1　２本の鋼桁上フランジ上端の所定の位置にヘッドレススタッドジベルおよびネジ加工スタッドジベルを溶接

Step 2　PC版２枚を鋼桁上に架設

Step 3　PC版間の接合部および鋼桁上フランジとPC床版下面の空隙に超速硬無収縮モルタルを打設

Step 4　圧縮強度がプレストレス導入時許容応力13.8N/mm^{2}に達した時点で，橋軸方向に配置したPC鋼棒を緊張

Step 5　３枚目のPC版を架設

Step 6　Step 3～5を実施して供試体構築を完了

上記施工は問題無く円滑に実施できた．この結果により，事前検討において目的としていた現場作業の合理化工期短縮において十分に効果があることが判明した．ただし，これらの効果については，本研究後，実施工において労務工数や施工スピードを計測し，定量的に評価・把握する必要がある．

図-3.5.3から**図-3.5.12**に各施工段階の状況を示す．

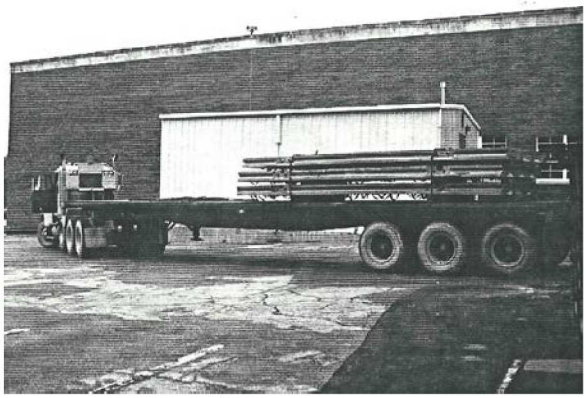


図-3.5.3　プレキャストPC版の搬入

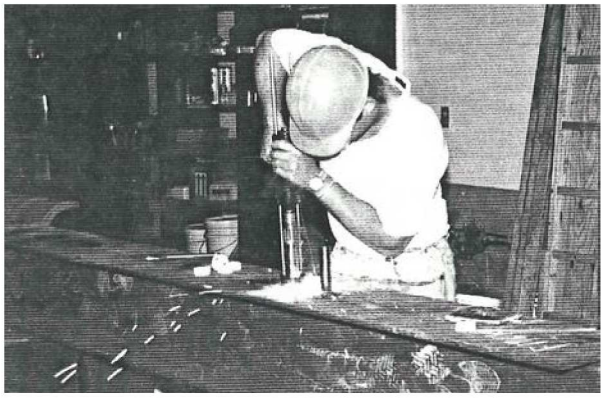


図-3.5.4　ヘッドレススタッドジベルの溶接

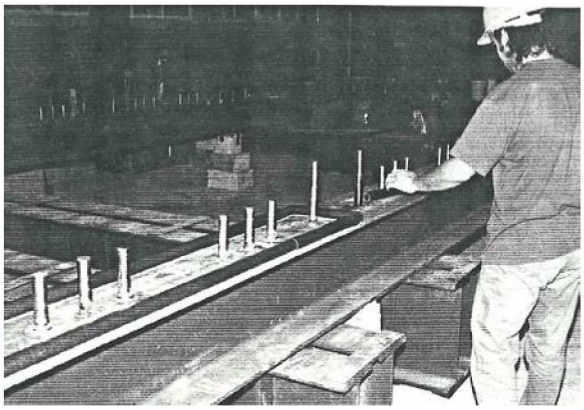


図-3.5.5　溶接が完了したスタッドジベル

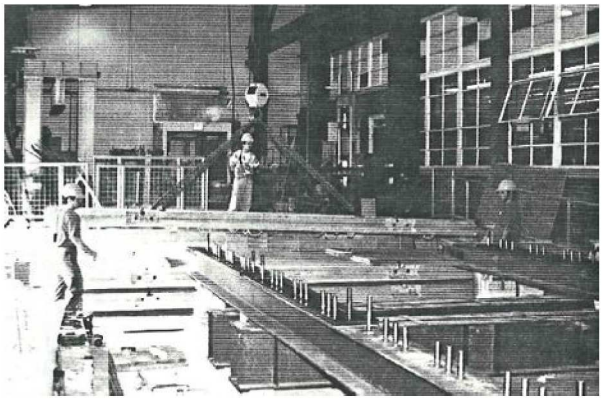


図-3.5.6　PC版の架設

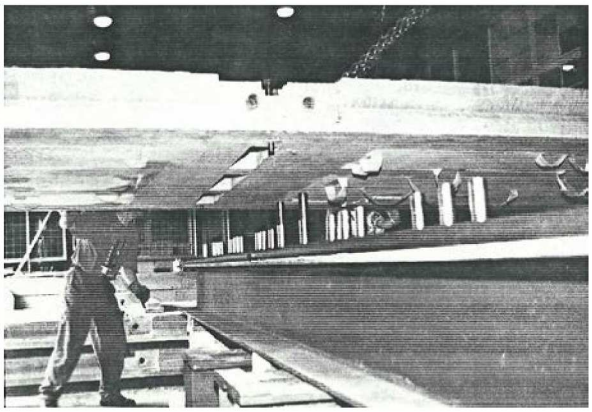


図-3.5.7　PC版と鋼桁接合部の状況

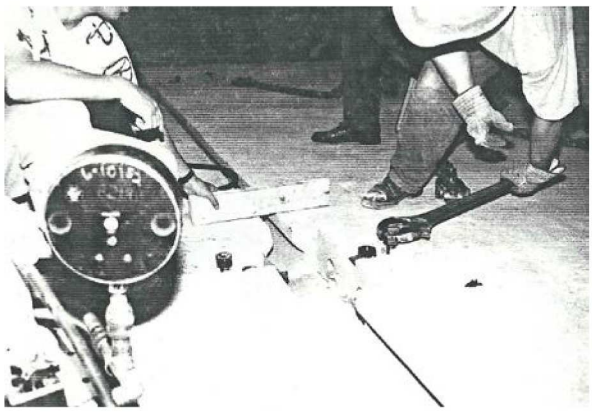


図-3.5.8　架設後のPC版の高さ調整

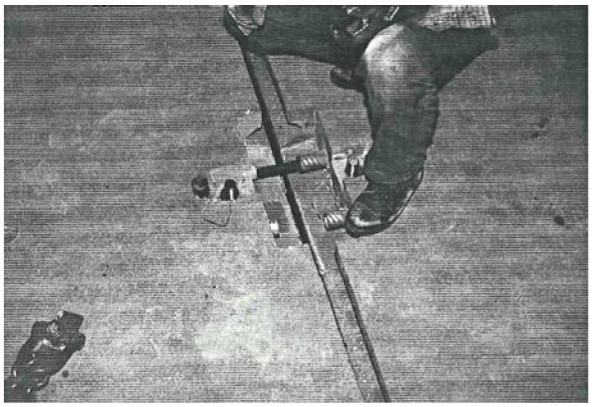


図-3.5.9　PC鋼棒の挿入

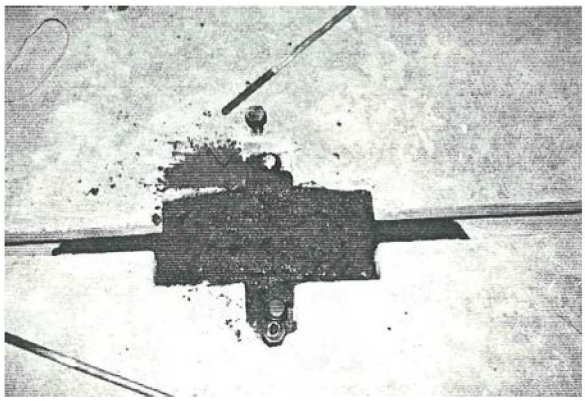


図-3.5.10　PC版間接合部へのモルタル充填

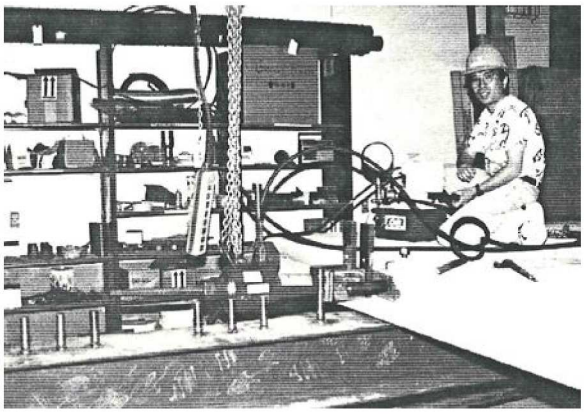


図-3.5.11　橋軸方向PC鋼棒の緊張

図-3.5.12　PC版下へのモルタル充填

3.5.3 載荷実験

実物大載荷実験におけるタイヤ接地面寸法および輪荷重載荷位置は，AASHTO橋梁設計規準の活荷重条項に基づいて再現する方針とし，床版支間中央および張出部の4箇所に集中荷重を同時載荷した．**図-3.5.13**に載荷試験装置の構築状況および荷重載荷位置を示す．

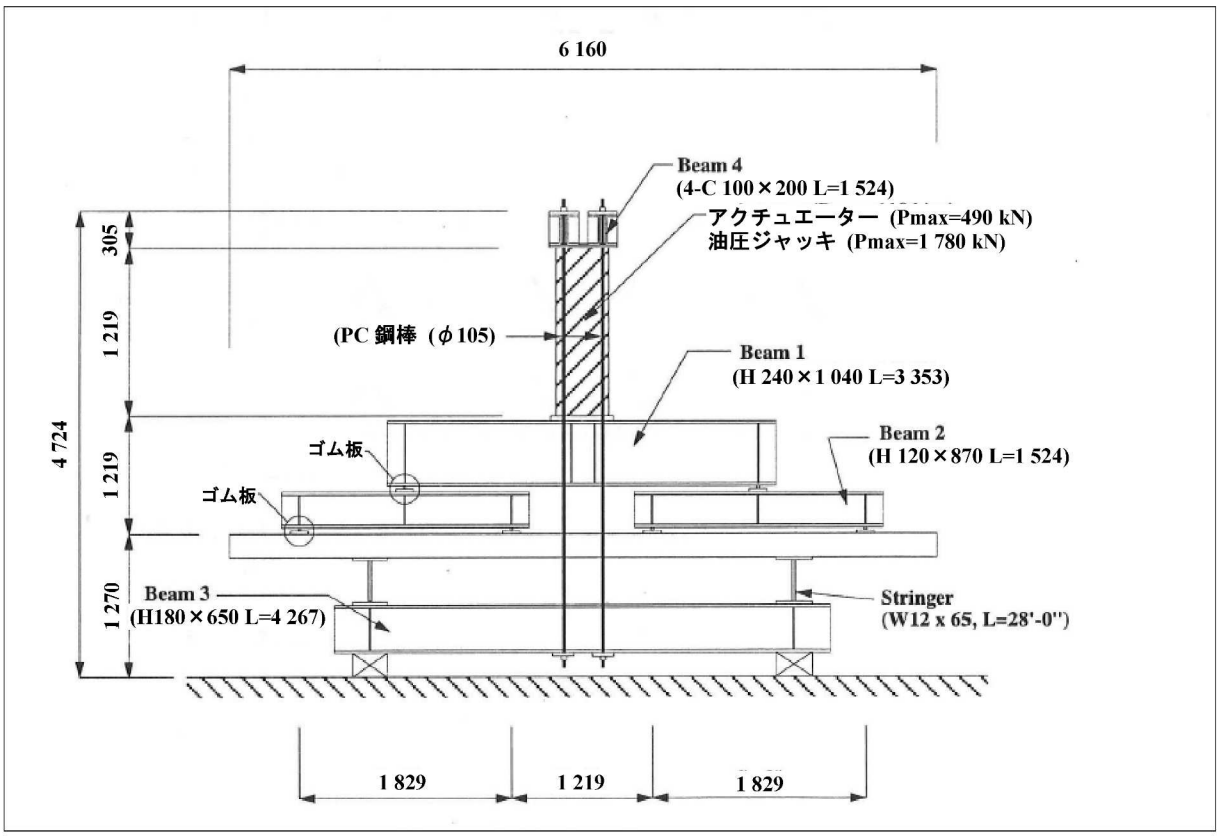


図-3.5.13　載荷装置

本載荷試験では，**図-3.5.14**に示す通り，載荷位置を3カ所選定して各位置の性能を確認した．

載荷位置1：PC版端部（間接合部）

載荷位置2：PC版の橋軸方向中間部

載荷位置3：PC版端部（自由端）

載荷試験は載荷位置1，載荷位置3，載荷位置2の順に実施した．

載荷位置1は，ポストテンション方式のプレストレスを導入したPC版間のモルタル充填接手の性能を確認するために設定した．この載荷位置では，まず，AASHTO橋梁設計規準の活荷重HS25相当荷重（衝撃含む）として，1箇所あたり111kNを単調載荷した．次に，同一箇所において，0kN-111kNの荷重振幅で200万回の定点疲労試験を実施した．これら一連の載荷試験後，載荷部のPC版間接手上面に水を張って漏水試験を実施した（**図-3.5.4**参照）．

載荷位置3には，載荷位置1同様，HS25相当荷重（衝撃含む）として，1箇所あたり111kNを単調載荷した．載荷位置3は，実施工において夜間床版取替・昼間交通開放の施工サイクルにおいて新旧床版間が不連続となることから，この部位の耐荷性能を確認するために設定した．

載荷位置２は，本研究で提案したPC版の力学性能を確認するために設定した．この位置の載荷試験を実施する前，コンクリート表面にひずみゲージを貼付し，床版支間中央と張出床版先端部に変位計を設置した．載荷試験は，供試体が破壊するまで荷重を単調載荷した．

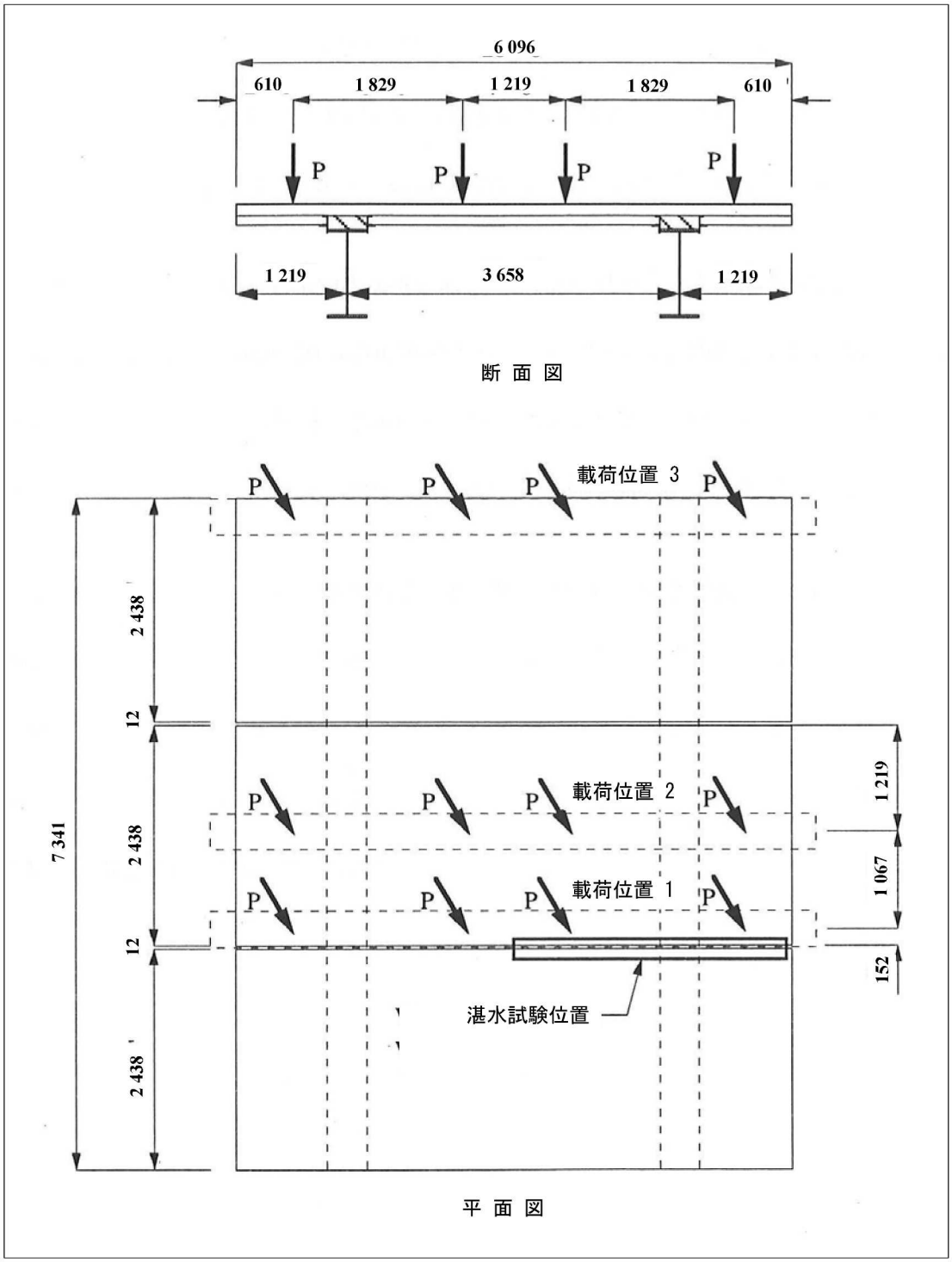


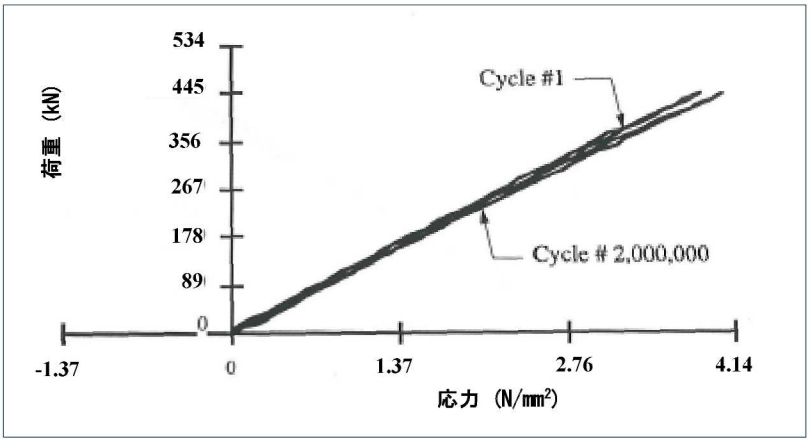
図-3.5.14　荷重載荷位置

3.6 実験結果と考察

3.6.1 プレキャストPC床版の疲労性能（載荷点１）

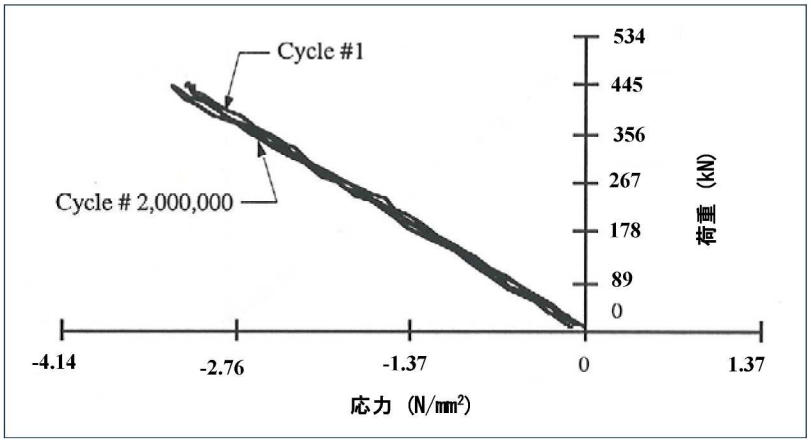
載荷点1において活荷重HS25相当荷重（衝撃含む）を200万回載荷する疲労試験を実施した．その後コンクリート表面を調査した結果，目視可能なひび割れは確認されず，PC版接合部の湛水試験においても漏水は確認されなかった．床版支間中央位置のコンクリート上縁と下縁における，第1サイクルと第200万サイクルの荷重―ひずみ関係を**図-3.6.1**および**図-3.6.2**に示す．両図から分かる通り，上縁．下縁ともに疲労荷重載荷に伴いコンクリート表面のひずみが増加している．これは，繰り返し荷重に伴って発生したマイクロクラック等により組織の微破壊が進み，コンクリートの弾性係数が低下したことが要因の一つとして考えられる．

図-3.6.3は疲労試験終了後，同一の載荷位置にHS25相当の荷重を単調載荷した時の最大応力である．PC版間の接合部をはさんで両側のコンクリート応力はほぼ同じ値を示していることから，隣接するPC版と接合部が一体構造となり，荷重を伝達していると判断できる．荷重によるたわみは，床版支間中央で2.11mm，張出床版先端で0.20mmとなり，支間―たわみ比は1/1,000以下であった．これらの結果から，橋軸直角方向接手（PC版間接手）は荷重伝達能力，水密性を保持していることが判明した．



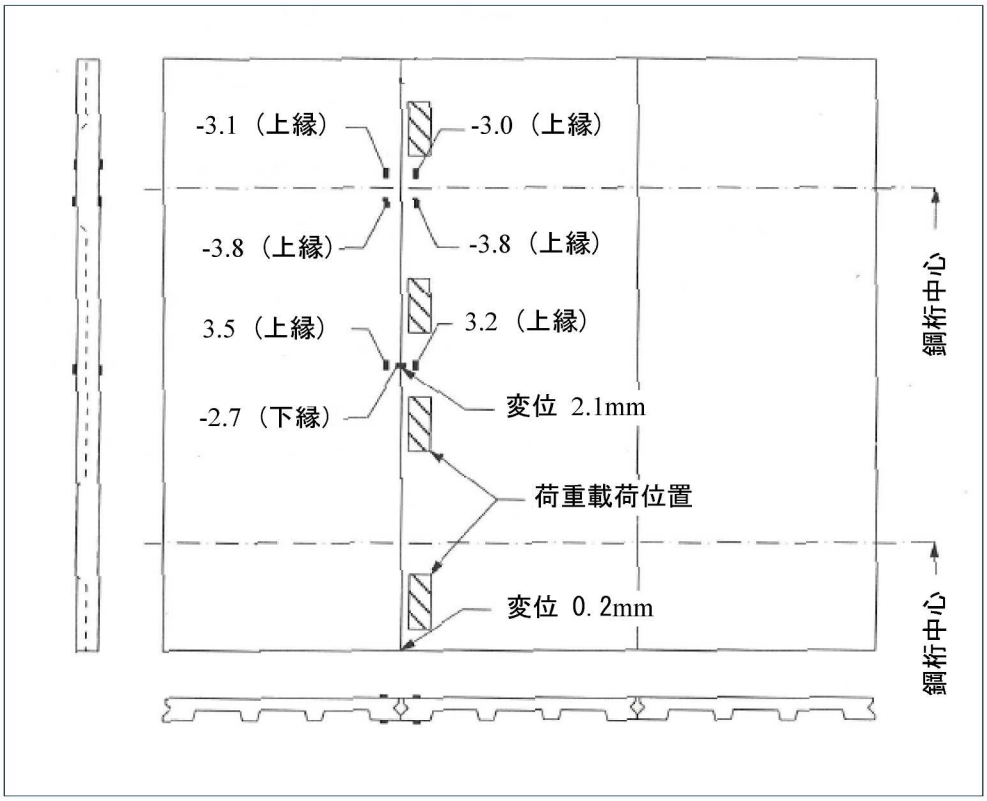
（※応力の－記号は引張を表す）

図-3.6.1　床版支間中央位置における床版支間方向のコンクリート上縁ひずみ



（※応力の－記号は引張を表す）

図-3.6.2　床版支間中央位置における床版支間方向のコンクリート下縁ひずみ



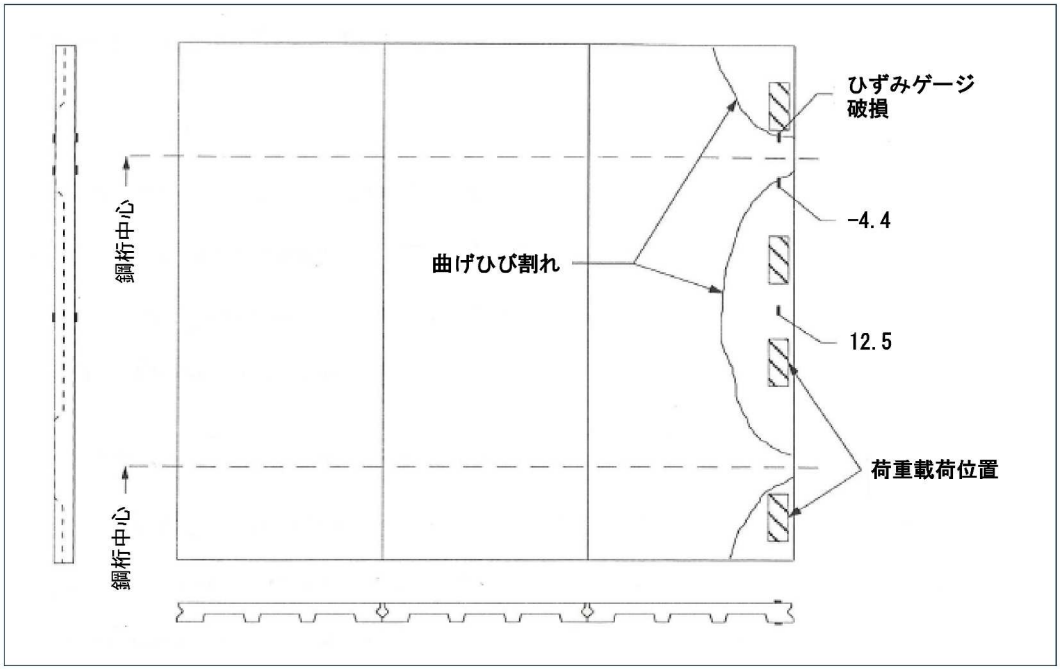
（※応力の－記号は引張を表す）

図-3.6.3　設計活荷重相当荷重による床版支間方向応力およびたわみ（載荷点 1）

3.6.2 プレキャストPC床版の接手部の耐荷性能（載荷点3）

床版の橋軸方向端部（載荷点３）にHS25相当の荷重を単調載荷した．**図-3.6.4**は，最大荷重時の床版上面の応力度とひび割れ発生状況を示したものである．この図に示す通り，荷重を載荷した橋軸方向端部では，載荷点１の試験結果に比べ，床版支間中央で3.16倍の応力が発生し．設計活荷重の約80%でひび割れが発生した．ひび割れは，まず橋軸方向端部から二つ目のリブと頂版の付け根で発生した後，放物線状に橋軸方向端部に向かって進展した．

これらの結果は，交通量の多い路線の道路橋の床版取替において，夜間施工・昼間交通開放を条件とした場合，一時的に自由端となる箇所が著しく脆弱であることを示している．このため，今後はこのような施工条件下で床版端部が不連続にならないようにする構造，あるいは床版端部に輪荷重が載荷されないような施工計画を立案する必要がある．



（※応力の－記号は引張を表す）

図-3.6.4　HS25相当荷重によるコンクリート上面応力およびひび割れ（載荷点3）

3.6.3 プレキャストPC床版端部の終局強度（載荷点2）

載荷点1，載荷点3に続き，載荷点2において荷重載荷試験を実施した．まず，第1段階で設計活荷重（AASHTO-HS25）相当である111kN/箇所まで荷重を載荷した結果，床版コンクリート表面の載荷点周辺に発生した応力はFEM解析の結果とほぼ一致し，ひび割れの発生は認められなかった．その後，荷重を200.2kNまで単調増加させた時点で，床版支間中央の載荷点下面において床版支間方向にひび割れが発生した（**図-3.6.5**参照）．

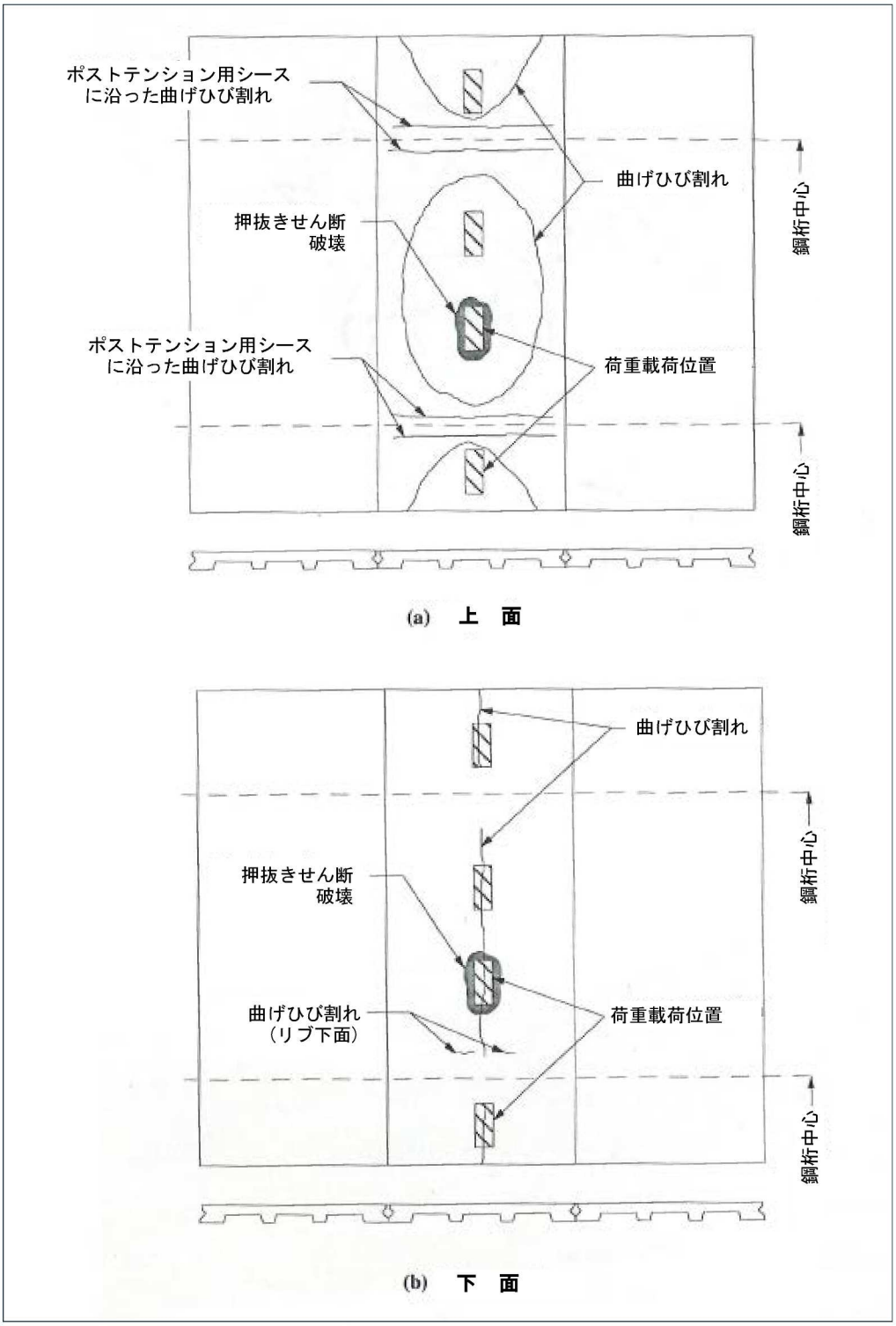


図-3.6.5　終局荷重時の床版の破壊状況（載荷点2）

荷重をさらに355.8kNまで増加させた時点で複数個所にひび割れが発生した．このうち，鋼桁上の橋軸方向に発生したひび割れは，ポストテンションPC鋼材用のシースに沿ったもので，これは床版支間方向の負曲げモーメントが作用した際のシースによる断面欠損が原因であると考えられる．一方，床版支間部には，まず床版支間方向にひび割れが発生した後，2箇所の載荷点を囲む楕円形を描くようにひび割れが進展した．また，張出床版部においても，載荷点を囲むように半楕円形にひび割れが発生した．これらは，床版形状が頂版とリブで構成される多リブ構造であり，床版全体が異方性版として挙動していることを示している．

載荷荷重をさらに増加させたが，供試体が破壊に至らなかったため，張出床版の2箇所の載荷治具を撤去し，床版支間部2点のみで破壊までの単調載荷に切り替えた．この結果，床版は片側の載荷点において荷重が542.7kNに達した時点で押抜きせん断により破壊した．AASHTO橋梁設計規準の押抜きせん断耐力式で算出した耐力は311.4kNで，本実験結果と比較する限り，同耐力式はかなり保守的であることが判明した．また，AASHRTO橋梁設計規準に準拠して押抜きせん断に対する安全性を照査すると以下のようになる．

活荷重×割増係数	111 kN × 1.75	= 194.2 kN
耐力×低減係数×規準逸脱に伴う係数	542.7 kN × 0.75 × 0.9	= 366.3 kN

この結果から，開発したプレキャストPC床版の耐力は設計荷重に対して約90%の余裕があることが判明した．

AASHTO橋梁設計規準の押抜きせん断耐力式は，コンクリートを圧縮材，鉄筋を引張り弦材とするトラスモデルに基づいている．トラス理論では，有効高が大きいほど押抜きせん断に対する耐力が大きくなり，理論値と実験値の差は小さくなる．一方，本載荷試験で押抜きせん断破壊した部位は，多リブ構造の床版の頂版部であることから有効高が小さいことに加え，橋軸方向にプレストレスが導入されている．せん断破壊面にプレストレスによる圧縮力が作用すると，せん断摩擦力が大きくなり耐力も向上する．これにより，プレストレスを導入した床版の押抜きせん断耐力は，RC構造を前提とした押抜きせん断耐力よりも大きくなることが考えられる．ただし，押抜きせん断耐力に関して本試験で得られる情報は極めて少ないため，本稿では，AASHTO橋梁設計規準の評価や改善に関する議論は避ける．

載荷試験終了後，供試体下面を詳細に調査した結果，載荷点に隣接するリブ2箇所において，鋼桁から約300mmの箇所でせん断破壊していることが判明した．これは載荷の過程で，載荷点の頂版部に橋軸直角方向ひび割れが発生したことにより，隣接するリブが異方性版の挙動からはり挙動に移行したことを示している．

図-3.6.6に頂版部の押抜きせん断破壊状況，**図-3.6.7**にリブのせん断破壊状況を示す．載荷開始から破壊に至るまで，PC版間の接合部には変状は発生せず，プレキャスト部材を組み合わせた本床版構造は，十分な耐荷性能を発揮した．

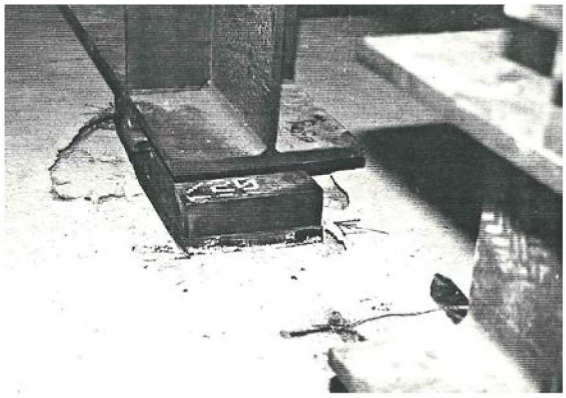


図-3.6.6　頂版の押抜きせん断破壊状況

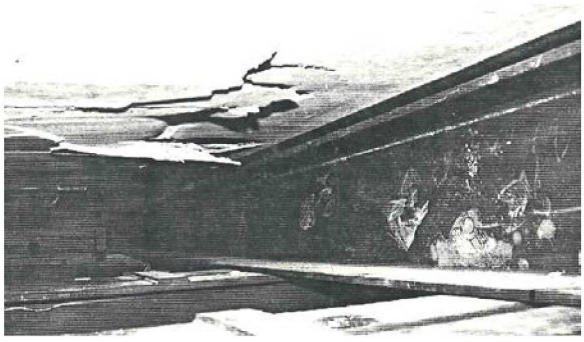


図-3.6.7　リブのせん断破壊状況

3.7 床版撤去作業

載荷実験終了後，将来の床版取替工事を想定した床版の解体作業を実施した．まず，橋軸方向に配置したPC鋼棒を再緊張してナットを緩め，緊張力を開放して撤去した．次に，プレキャストパネルの４カ所に設置したネジ付きスタッドのナットを取り外し，油圧ジャッキ２台を用いてプレキャストPC版の撤去を試みた．その際，実際の床版取替工事では，交通量，施工条件などによって，既存床版の撤去方法が異なる可能性があることを踏まえ，ジャッキアップ位置にバリエーションを持たせた．

図-3.7.1にPC版撤去のための油圧ジャッキ設置位置を示す．まず，第１段階でPC版間のモルタルを破砕せず，L-1の場所で「PC版３」のジャッキアップを試みたが，PC版を鋼桁から引き離すことはできなかった．これは，PC版間の接合部が健全性を保っていたことに加え，「PC版３」を傾斜させながらジャッキアップする手順であったことから，PC版下のスタッドジベルの設置方向に対して斜め方向にジャッキアップ力が作用したことが主要因と考えられる．

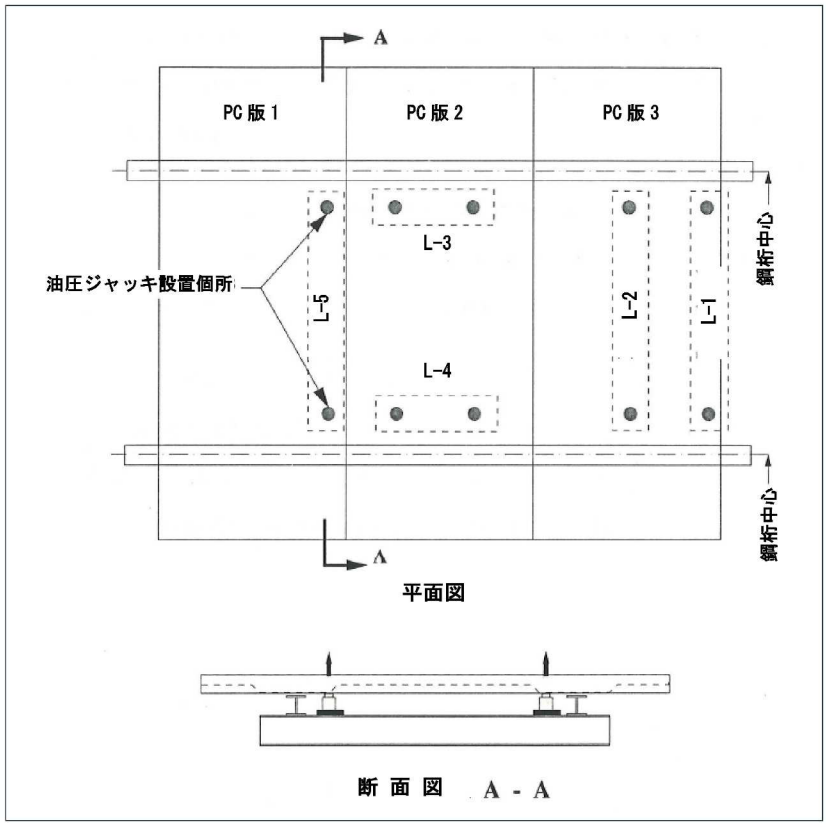


図-3.7.1　PC版撤去時のジャッキアップ位置

この結果を踏まえ，PC版間のモルタルを削岩機で破砕した後，油圧ジャッキをL-2に移動して「PC版３」をジャッキアップし撤去した．次に，L-3の位置でジャッキアップしてPC版を片側の鋼桁から引き離し，次いでL-4の位置で同様の作業をして「PC版２」を鋼桁から切り離し撤去した．最後にジャッキをL-5に移動して「PC版１」を撤去し，全てのPC版の撤去を終えた．これらの作業において，鋼桁からPC版を引き離す際の油圧ジャッキの最大必要荷重は１台あたり133.5kNで，ジャッキ能力に余裕を持って円滑に作業を実施できた．PC版撤去時のジャッキによる上揚力への抵抗を削減するために考案・設置したヘッドレススタッドは想定通り機能した．この工夫は

次章で詳述する，日本国内の床版取替工事で既設床版の撤去を合理化するため，先端突起を有する通常のスタッドジベルの胴部を切断してヘッドレススタッドの状態にする工法の基本構想に繋がっている．

3.8 技術的改良点

本載荷試験では，実物大供試体を作製して，製造効率，施工性，構造特性を調べた．これら一連の試験結果踏まえて検討した技術的改良点を以下に示す．

3.8.1 プレキャストPC版の鋼桁周辺の簡素化

プレキャストPC版の鋼桁位置には，高さ調整ボルト，ネジ加工スタッドジベル用孔，ポストテンションPC鋼棒定着具箱抜きが集中しており，これらが溶接鉄筋と交錯するとともにPC版の形状を複雑にしている．そこで，PC版の生産性を改善するため，これらの構成要素を以下の通り見直した．

(1) ポストテンションPC鋼棒の位置を鋼桁中心から床版支間中央に向かって移動させた（**図-3.8.1**）．

(2) 夜間施工―昼間交通開放の段階施工時に，新設床版部に必要な橋軸方向プレストレスを導入するため床版断面外に仮設PC鋼棒を配置する．橋梁全長の床版取替が終了した後，PC鋼より線をシース内に挿入して緊張する．これにより，PC定着用切り欠きは橋軸方向両端のPC版にのみ設置すればよいことになる（**図-3.8.2**）．

(3) ネジ加工スタッドジベルを排除してPC版底面にインサートアンカーを設置するとともに，鋼桁上フランジに固定治具を装着しボルトでPC床版と締結する（**図-3.8.1**）．この部位にモルタル充填式接手を応用する方法も考えられたが，将来の床版撤去作業が困難になることから不採用とした[10]．

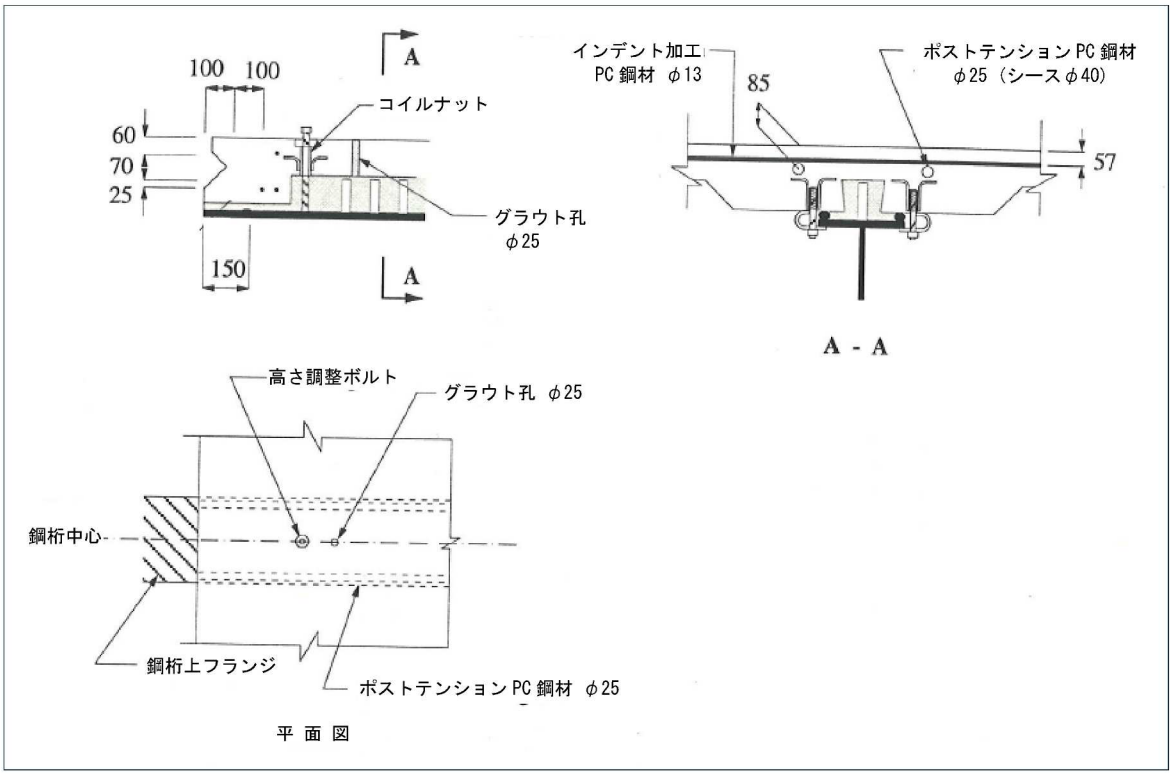


図-3.8.1　改善後のプレキャストPC版

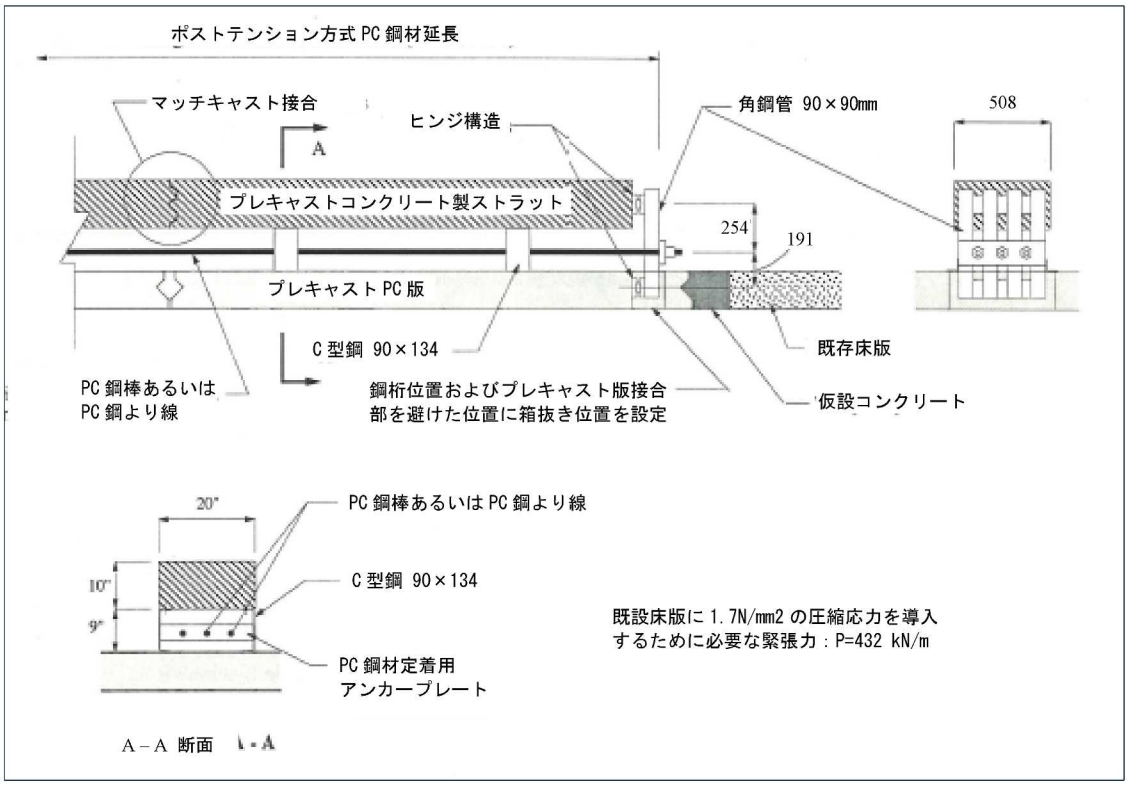


図-3.8.2　橋軸方向仮設PC鋼棒の詳細

3.8.2 段階施工時の新旧床版境界部

夜間施工―昼間交通開放の施工サイクルで床版取替施工を実施する際，既設・新設ともに床版の橋軸方向端部が自由端になることから過大な応力が発生し健全性を維持できない．また，当該橋梁が合成構造であった場合，既設床版と新設床版の施工目地部では鋼桁の曲げ応力が許容値を越える．このことから，今後の課題として，新旧床版間に短時間で構造部材を構築し，短時間でそれを除去する技術を開発する必要がある．

3.9 第3章のまとめ

以上，米国で実施した本研究成果から導いた結論を以下に列記する．

1. 本研究で提案した多リブ形状のPC床版は，耐荷性能，疲労耐久性，床版接合部の水密性，押抜きせん断耐力の全ての構造要件を満足した．
2. インデント加工したPC鋼より線は必要なプレストレス伝達能力を発揮し，これにより，本PC床版張出床版部の健全度を確認できた．
3. 夜間施工―昼間交通開放のように，床版取替工事の最中に一時的に交通開放する場合，床版の不連続部を解消できる技術の開発が必要である．
4. ヘッドレススタッドジベルはPC版撤去作業において有効に機能した．
5. PC版間のグラウト充填接手部は，プレストレス導入により活荷重作用時および疲労荷重作用時において健全であることを確認できた．
6. 夜間施工―昼間交通開放のように，床版取替工事の最中に一時的に交通開放する場合，床版の不連続部を解消できる技術の開発が必要である．
7. 本床版の破壊モードは押抜きせん断であり，２方向にプレストレスを導入した厚さ115mmの頂版の破壊時荷重はAASHTO橋梁設計荷重の190%に達した．
8. 設計活荷重相当の輪荷重によって床版に発生した応力はFEMによる解析結果とほぼ一致した．

3.10 我が国の床版取替工事への応用展開について

1980年以前、米国では福祉予算に押され道路の維持管理に十分な予算を確保できず、1980年代に入って多くの道路施設で深刻な劣化が健全化し、「荒廃するアメリカ」と呼ばれるほど劣悪な状態に陥った。この状況を打開するため維持管理に注力したが2000年においてもまだ不健全な橋梁数の割合が62%であった．その後，さらに維持管理を進めた結果2024年度には不健全橋梁の割合は７%まで低下した．この間，橋梁のメンテナンスは各州の気候，道路事情に応じてさまざまなポリシーのもとで実施された．米国連邦道路局が2000以降に公表したデータを**表-3.10.1**にまとめた．

表-3.10.1 米国内の橋梁健全度の状況（添付資料1,2より）

調査年	全橋梁数	不健全橋梁 （補修・廃止が必要）
2000年	587,135	361,094（62%）
2024年	623,218	42,080（ 7%）

図-3.10.1にARTBA（American Road and Transportation Builders Association：米国道路・輸送施設建設業協会）が公表したデータを示す．このデータでは，補修が必要な橋梁数は米国連邦道路局の公表値より多い．理由は，FHWAが公表するデータは新たに不健全と判定された橋梁数から補修工事によって健全化された橋梁数を差し引いたものであるのに対し，AERTBが公表したデータは将来予想を含む補修工事が必要な橋梁数だけが対象となっているためである．これによると，橋梁の維持補修関連工事において床版だけを対象とした工事の比率は低く，床版取替工事の比率はさらに低いと考えられる．このように，床版取替は，実施橋梁数は少ないものの橋梁補修メニューの一つとして知見を蓄積しながら，継続的に実施されてきた．

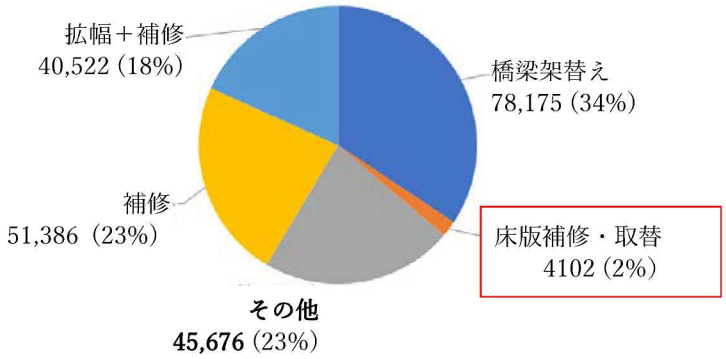


図-3.10.1 米国における橋梁メンテナンス工事予測（添付資料3より）

米国から約30～40年遅れて橋梁建設のブームが訪れた日本でも，床版の損傷が顕在化してきたが，一般国道・一般道の橋梁では，補修・補強工事による延命化が中心で床版取替工事は多くは実施されてこなかった．一方，高速道路では笹子トンネル天井板落下事故など一般人を巻き込む事故が発生したことなどから，NEXCO3社が「高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会」を設置し，2015年に高速道路の大規模更新・修繕事業に着手した．この中で床

版取替に投入される予算が全体の55%を占めており，これ以降，全国の高速道路で床版取替工事が急増した．

床版取替工事において，交通量の少ない路線では4車線を2車線に削減する交通規制を実施し，交通量の多い路線では速度制限をしたうえで4車線のうち3車線を維持あるいは4車線を維持したまま施工する．このため，工事は正月休暇，ゴールデンウイーク，盆休暇の間の限られた期間での実施となり，工事全般に施工日数短縮が求められる．これに加えて，国内では建設従事者の減少が続いていることから，人海戦術で作業日数削減することもままならない．このため，床版取替工事では，生産性向上に資する技術の開発が重要課題となっている．

本章に記載した床版取替の急速施工に関する包括的な研究プロジェクトの成果は，日本国内で実施されている高速道路の床版取替工事の生産性向上に応用できるものが多く含まれている．とくに「鋼合成桁橋の既設RC床版撤去」と「プレキャスト版接合」は多くの労務工数と作業日数を要する工種であることから，本章の成果（ヘッドレススタッドジベルとプレキャスト版のグラウト充填接手）を応用して技術開発に取り組んだ．次章以降にこれらの生産性を改善する要素技術の開発と実用化について記載する．

第３章の参考文献

(1) Tadros, Maher K.: Rapid Replacement of Bridge Decks, NCHRP Report 407, University of Nebraska-Lincoln at Omaha, NE. 1998.

(2) Kropp, P. K., Milinski, E. L., Gutzwiller, M. J., and Lee, R. B.: Use of Precast Prestressed Concrete for Bridge Decks," Joint Highway Research Project conducted by Engineering Experiment Station, Purdue University, West Lafayette, IN, in cooperation with the Indiana State Highway Commission and the Federal Highway Administration, Final Report, July 1975 revised, 1976.

(3) Donnaruma, Robert C.: A Review of the Department of System for Precast Deck Replacement for composite I-Beam Bridges, Report to the Research Committee, International Bridge, Tunnel and Turnpike Association, Chicago, IL, 1974.

(4) Hyma, W. R.: Replacing Timber Decks on Railroad Bridges with Prestressed Concrete Slabs, Concrete International, Vol.1, No.5, pp.18-21, 1979.

(5) Short Cuts Speed Upgrading to Composite, Nelwelder, TRW Nelson Division, 1980.

(6) Knudsen, C. V.: Re-decking a Bridge with Precast Concrete, Civil Engineering, ASCE, Vol. 52, No.4, pp.75-77, 1980.

(7) Lutz, J. G., and Scalia, D. J.: Deck Widening and Replacement of Woodrow Wilson Memorial Bridge, PCI JOURNAL, Vol.29, No.3, pp.74-93, 1984.

(8) Farago, B., Agarwal, A. C., Brown, J., and Bassi, K. G.: Precast Concrete Deck Panels for Girder Bridges, Ministry of Transportation of Ontario, Canada, 1992.

(9) Irene K. Battaglia: Exodermic Bridge Deck Performance Evaluation, Final Report, Wisconsin Department of Transportation, 2010.

(10) Einea, A., Yamane, T., and Tadros, M. K.: Grout-Filled Pipe Splices for Precast Concrete Construction, *PCI JOURNAL*, Vol.40, No.1, pp.82-93, 1995.

(11) Yamane, T., Tadros, M. K., and Arumugasammy, P.: Short to Medium Span Precast Prestressed Concrete Bridges in Japan, *PCI JOURNAL*, Vol. 39, No. 2, pp.74-100, 1994.

(12) Yamane, T., Kawakami, M., and Shibata, K.: Time-Dependent Stress Analysis for Continuous Concrete-Steel Composite Girder Bridges, Proceedings of the 1st fib Congress, pp.447-454, 2002.

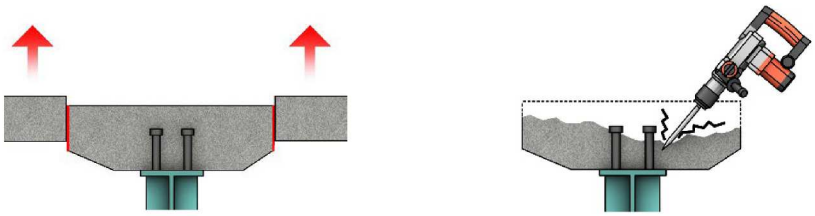
第４章　鋼合成桁橋の RC 床版撤去の合理化技術の開発

4.1　開発の目的

床版取替工事のように主桁を残し床版だけを新規部材に置換える鋼橋のうち（**図-4.1.1**），非合成桁橋は鋼桁上フランジと RC 床版の境界に配置されたスタッドジベルやジベル鉄筋などの結合材が少なく，切断してブロック化した床版の形状を保持したまま容易に撤去できる（以下，ブロック撤去）[1]．一方，多数のスタッドジベルで鋼桁に強固に結合された合成桁橋の RC 床版を撤去する際には，鋼桁上のコンクリートを残して床版支間部を小ブロックに分割して撤去し，残った鋼桁上フランジ周辺の床版コンクリートを人力で破砕・撤去するのが一般的な手順である（**図-4.1.2**）[2]．

図-4.1.1　床版取替工事

これを実施するためには，吊り足場上に作業足場を組み立て，破砕したコンクリート片も人力で除去する必要がある．このように，合成桁橋の床版取替工事においては，既設 RC 床版の撤去に多大な労力と時間を必要とし，限られた規制期間内に完了させる必要がある床版取替工程のネックになるケースが多い．



I．鋼桁直上以外の床版を撤去　　**II．人力ではつり撤去**

図-4.1.2　従来の撤去方法

このような現状を鑑み，本研究では鋼合成桁橋の既設 RC 床版撤去において，労務工数および工期短縮が可能となる省力化工法の考案・実用化を目的とし，実証実験を重ねてきた．まず，鋼桁と RC 床版の結合度を低減する方法として，**図-4.1.3** に示すスタッドジベル胴部を切断する方法と，**図-4.1.4** に示すスタッドジベル周囲を円筒状に切削する方法を検討した．これらはいずれも床版上面からの施工が可能で，これにより切断してブロック化した RC 床版を一括撤去できれば，大幅な施工合理化につながる．

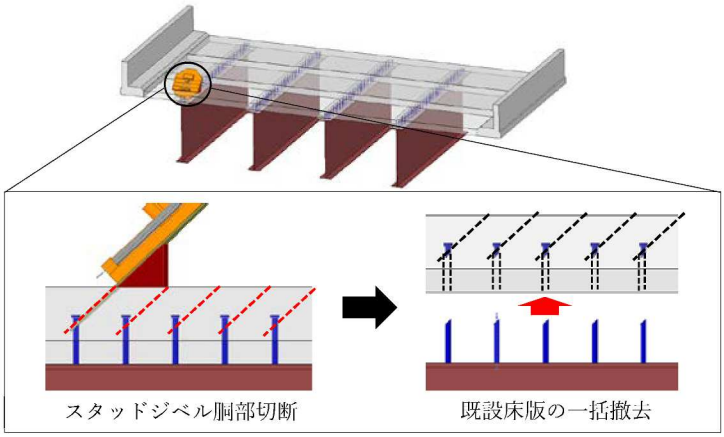


図-4.1.3　スタッドジベル胴部切断による RC 床版切り離し

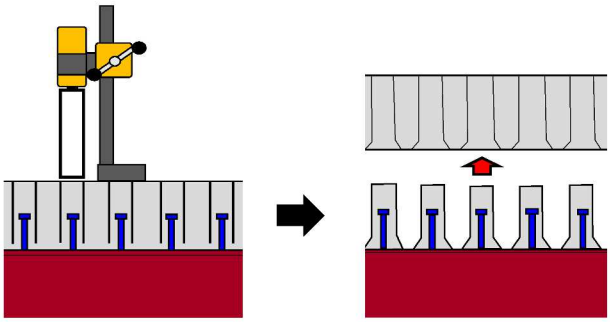


図-4.1.4　スタッドジベル周辺の円筒切削による RC 床版切り離し

本研究では，モデル化した要素実験を実施して，各方法の効果とスタッドジベル近傍のコンクリートへの影響を調べた．その結果，スタッドジベル胴部切断が効果的であることが判明したため，実橋の一部をモデル化した実物大供試体を製作して施工実験を実施した．これらの結果を総合し，本技術を実施する際の実施要領と検討事項を提案した．

4.2 開発した技術の概要

鋼合成桁橋の RC 床版取替工事において，既存床版をジャッキアップして鋼桁から切り離す際，床版中に埋設されたスタッドジベル頭部の突起が上揚力に抵抗し，コンクリートには押抜きせん断力が発生する．スタッドジベル近傍のコンクリートの破壊を最小限に抑えて RC 床版をブロック撤去するには，押抜きせん断抵抗を生じさせない，あるいは極力小さくする方法を検討する必要がある．これにより，鋼桁－RC 床版の結合度を低減できれば，人力によるハツリ作業が不要となり，切断してブロック化した RC 床版を一括撤去できる．これを実現する技術として，前述の通り，スタッドジベル胴部を切断する方法とスタッドジベル周囲を円筒状に切削する方法を検討した．

前者は，大型の円盤型コンクリート切断装置（以下，大型ウォールソー）の刃を床版上面から 45° で挿入してコンクリートを切削し，床版内のすべてのスタッドの胴部を 1 列ずつ切断する（**図-4.2.1**）．これにより，スタッドジベル近傍のコンクリートには押抜きせん断応力は発生せず，床版ジャッキアップ時の抵抗はスタッドジベル丸鋼部の周面付着のみとなる[3)]．

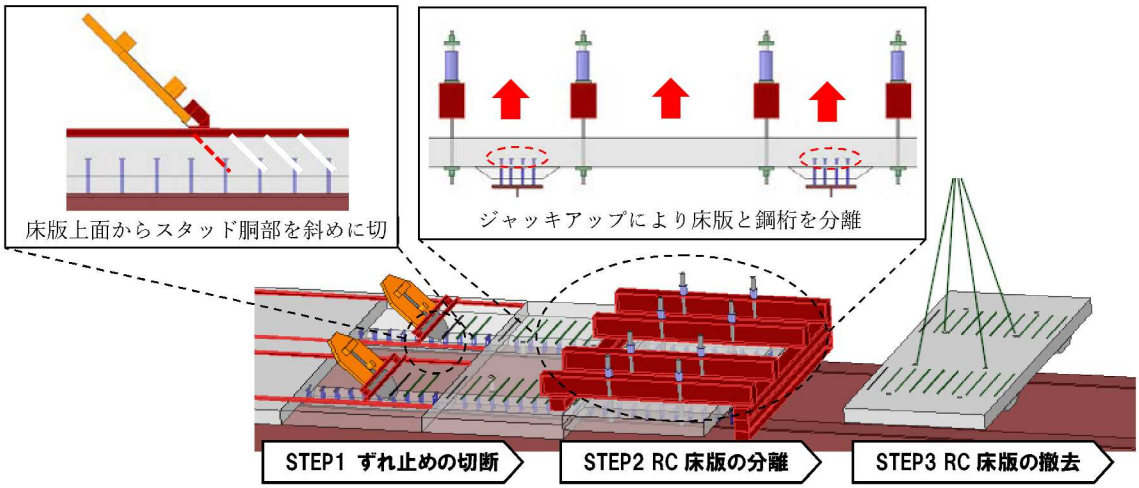


図-4.2.1　本技術による既設の RC 床版撤去手順

一方，後者は，小口径のコアドリルを使用して，床版上から各スタッドジベルの周囲を円筒状に切削し，スタッドジベルを周辺コンクリートから分断する方法である．これにより，ジャッキアップ時の押抜きせん断抵抗面積が円筒切削下端部のみとなり，無対策時に比べて大幅に小さくなる．

ここで，両者に共通する検討事項は，ジャッキアップ時の残留抵抗力，その抵抗力に対する鋼桁上フランジの健全性，ブロック化した RC 床版を一括撤去するための構造性の維持である．そこで，まず既設床版をジャッキアップして鋼桁から引き離す際の抵抗を要素実験で確認した．次に実際の橋梁床版をモデル化した実物大供試体を製作し，施工確認実験を実施した．以降では，これらの実験的研究の結果および実施工における適用結果について報告する．

4.3 要素実験

4.3.1　実験概要

スタッドジベル胴部を切断する方法およびスタッドジベル周囲のコンクリートを円筒状に切削する方法の実現性を確認するため，これらをモデル化した供試体を製作し静的引抜き実験を実施した．供試体種類および実験パラメータを**表-4.3.1**，**図-4.3.1** に示す．供試体の形状寸法および補強量は，一般的な鋼合成桁橋の RC 床版を再現し，載荷時に押抜きせん断破壊を阻害しない寸形とした[4]，供試体の寸法形状および配筋は 4 体すべて同一とした上で，スタッドジベルについても同一径，同一本数を鋼板に溶接し，スタッドジベルの形状および周辺条件だけをパラメータとしてコンクリート供試体に埋設した．

表-4.3.1　供試体種類

供試体	鋼桁－床版結合タイプ
BASE01	標準スタッド
CASE01	胴部切断スタッド
CASE02-1	円形切断（深さ 270 mm）
CASE02-2	円形切断（深さ 310 mm）

コンクリート圧縮強度：40.2 N/mm^2

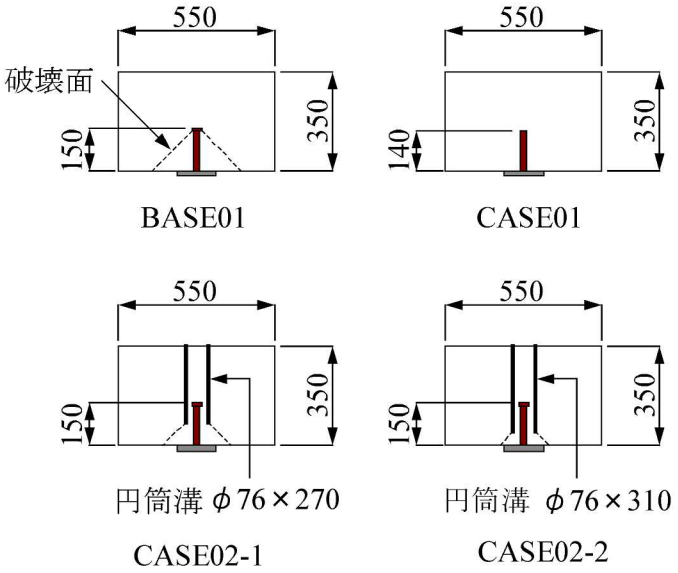
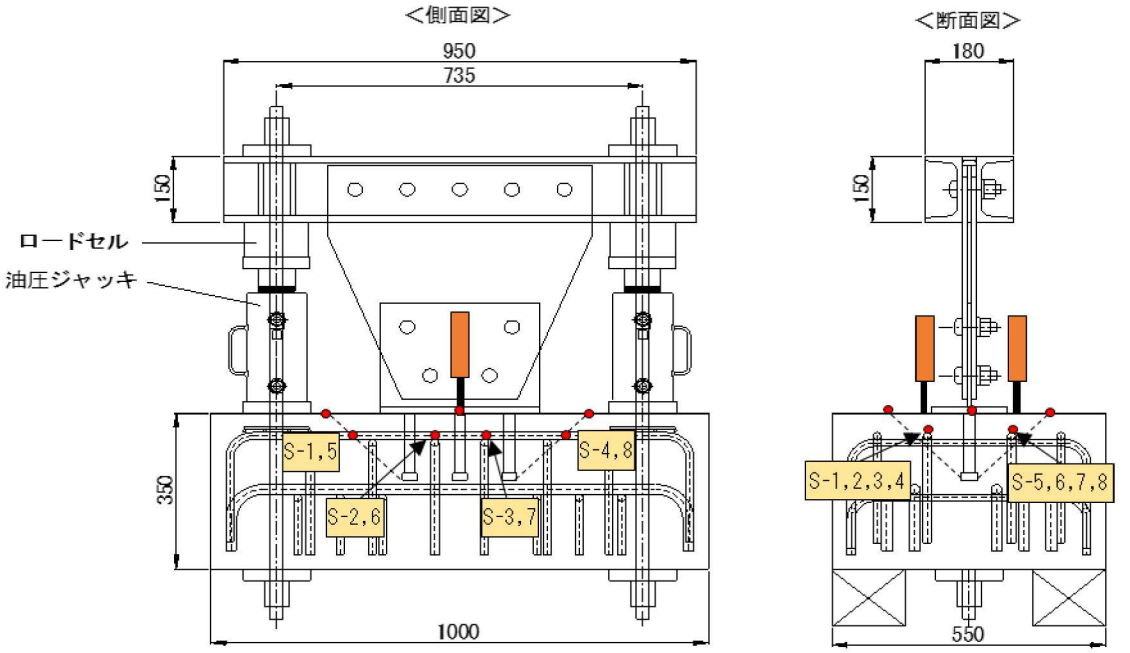


図-4.3.1　各供試体の想定押抜きせん断抵抗界面

供試体 BASE01 は，本研究で考案した合理化施工法をモデル化した供試体との比較用であり，スタッドジベル φ22 mm×150 mm を 3 本引抜き用鋼板に溶接したものである．同 CASE01 は，胴部を切断したスタッドジベルをモデル化するため，丸鋼 φ22 mm×140 mm を 3 本引抜き用鋼板に溶接したものである．さらに供試体 CASE02-1・CASE02-2 は，BASE01 にスタッドジベル φ22 mm×150 mm を 3 本引抜き用鋼板に溶接したうえ，外形 φ76 mm の塩化ビニールパイプを設置してスタッドジベル周囲の円筒切削をモデル化している．塩化ビニールパイプ外周には型枠剥離剤を塗布して

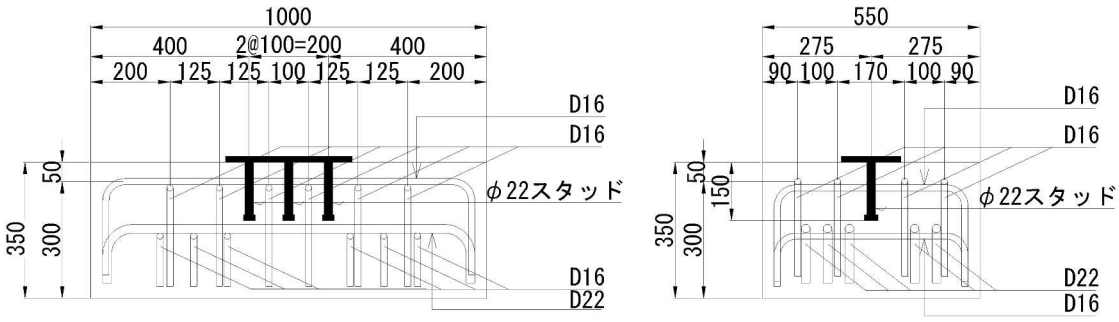
おき，コンクリート硬化後に除去した．施工においてスタッドジベルを円筒切削する際，できるだけ深く切削することで，床版ジャッキアップ時の抵抗を低減できる．しかしながら，施工誤差や人為的ミスで鋼桁を損傷させることは許されないことから，鋼桁上フランジから一定のクリアランスを確保する必要がある．そこで本実験では，円筒切削の深さを RC 床版の下縁鉄筋の上側までとするケース（CASE02-1）と下側までとするケース（CASE02-2）を設定し，RC 床版を鋼桁から引き離す際の抵抗を実験で定量評価することとした．

各供試体は，スタッドジベルを溶接した鋼板を鋼桁上フランジとし，これに鋼桁ウェブにあたる鋼板を直角に溶接した．**図-4.3.2** および**図-4.3.3(a)** に示すように，載荷実験では試験機の都合上実際のスタッドジベル配置を上下反転させた試験体を用い，ウェブ鋼板に載荷治具を設置したうえ，2 台の連動油圧ジャッキで載荷治具を押し上げて引抜き荷重を載荷した．計測項目は，引抜き力，鋼板とコンクリートブロックの相対変位，補強鉄筋の応力度とし，**図-4.3.3(a)** に示す位置にひずみゲージを設置した．



●：ひずみゲージ，S-：ひずみゲージ番号，ひずみゲージ貼付方向：橋軸直角方向（床版支間方向）

(a) 荷重載荷装置およびひずみゲージ貼付位置



(b) 供試体配筋図

図-4.3.2　引抜き実験模式図および供試体詳細図

(a) 荷重載荷装置

(b) CASE01 供試体載荷後の引抜き状況

図-4.3.3　引抜き実験状況

4.3.2　設計示方書による特性値・許容値の算定

実験に先立ち，コンクリート標準示方書，道路橋示方書を使用してスタッドジベルを埋設したコンクリート部材の引抜き抵抗の参考値を算定し実験結果と比較した（**表-4.3.2**）.

供試体 BASE01 および CASE02-1 はせん断破壊面と引張補強鉄筋が交差することから，上記の各示方書を参照し，式(1)・式(2)に示される押抜きせん断耐力を算出した．なお CASE02-2 は押抜きせん断破壊面と引張補強鉄筋が交差しないため，押抜きせん断破壊面の水平投影面に対するコンクリートの引張強度から引抜き抵抗力の参考値とした（式(3)）．CASE01 はコンクリートと丸鋼の付着のみで引抜き力に抵抗するため，該当記載のある道路橋示方書 III 昭和 54 年度版を使用し，付着切れに伴う引抜き耐力の参考値を算出した（式(4)）.

表-4.3.2　引抜き実験結果

実験ケース	参考値（kN）	引抜き最大荷重（kN）	破壊形態
BASE01	式(1)：224.8	310.2	押抜きせん断破壊
	式(2)：134.7		
	式(3)：340.4		
CASE01	式(4)：24.4	23.9	付着破壊
CASE02-1	式(1)：67.4	193.8	押抜きせん断破壊
	式(2)：37.0		
	式(3)：192.2		
CASE02-2	式(1)：- ※	117.0	押抜きせん断破壊
	式(2)：- ※		
	式(3)：82.5		

※引張鉄筋とせん断破壊面が交差しないため不適用

(1) 2022 年制定コンクリート標準示方書［設計編］[5)]

押抜きせん断耐力V_{pcd}の設計式を式(1)に示す.

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d \tag{1}$$

$$f_{pcd} = 0.20\sqrt{f'_{cd}} \quad (\leq 1.2) \quad (\mathrm{N/mm^2}) \tag{1a}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad (\leq 1.5) \quad (d\mathrm{:mm}) \tag{1b}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad (\leq 1.5) \tag{1c}$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d) \tag{1d}$$

ここに，f'_{cd}：コンクリートの設計圧縮強度（N/mm²），u：載荷面の周長（mm），u_p：照査断面の周長（mm），d：有効高さ（mm），p：鉄筋比（二方向の鉄筋に対する平均値）を表す．

(2) 道路橋示方書 III（平成 29 年版　5.7.2 せん断を受ける部材）[6)]

押抜きせん断耐力の特性値は式(2)で定まる．ただし，本実験は道路橋示方書で想定している構造，載荷条件と異なることから，部材断面の有効高をスタッドジベル頭部下端から引張鉄筋までの距離とし，押抜きせん断耐力の参考値として算出した．

$$P_{pu} = k b_p d \tau_{pc} \tag{2}$$

ここに，b_p：断面の分布形状を，部材の有効高の 1/2 の距離だけ離れた面へ 45° の角度で投影した形状の外周の長さ（mm），d：部材断面の有効高（mm），k：補正係数 1.70，τ_{pc}：押抜きせん断応力度の基準値（N/mm²）を表す．

(3) 引張耐力の推定

あと施工アンカーやケミカルアンカーの設計で用いられるコーン状破壊面の有効水平投影面積に，コンクリート標準示方書[7)]に基づいて算出したコンクリート引張強度を乗じて引抜き耐力 P を推定した．

$$P = f_{tk} \cdot A \tag{3}$$

$$f_{tk} = 0.23 f'^{\,2/3}_{ck} \quad (\mathrm{N/mm^2}) \tag{3a}$$

ここにf_{tk}：コンクリートの引張強度，A：コーン状破壊面の有効水平投影面積（mm²）

(4) コンクリートと丸鋼の許容付着力

道路橋示方書 III（平成 14 年版　表-3.2.6　許容付着応力度）[8)]より，式(4)に示すコンクリートと丸鋼の許容付着力S_hを算出した．

$$S_h = d \cdot U \cdot \tau_0 \tag{4}$$

ここに d：スタッドジベルの定着長（mm），U：スタッドジベルの周長（mm），τ_0：コンクリートの許容付着応力度（N/mm²）を示す．

4.3.3　実験結果

(1) 結果の概要

表-4.3.2 に示すとおり，供試体 BASE01，CASE02-1，CASE02-2 はスタッドジベル周囲のコンクリート部材が押抜きせん断破壊し，CASE01 はスタッドジベルとコンクリートの付着切れによりスタッドジベルが抜け出した(**図-4.3.2 (b)**)．各供試体の引抜荷重に対するコンクリートと鋼製プレートの相対変位の関係を**図-4.3.4** に示す．すべての供試体において荷重－相対変位曲線は最大荷重付近まで概ね直線勾配となり，その後，脆性的な破壊に至った．最大荷重付近までの荷重－相対変位曲線の勾配は，引抜き荷重伝達位置となる BASE01 のスタッドジベル頭部下面，CASE02-1，CASE02-2 の円筒溝下端からコンクリートの引抜側表面までの距離が短いほど小さくなる傾向がみられた．実験後の各供試体上面の破壊状況を**図-4.3.5** に示す．BASE01，CASE02-1，CASE02-2 では，コンクリート表面にスタッドジベルを溶接した鋼板周辺から放射線方向にひび割れが発生し，押抜きせん断特有の表面が盛り上がるような破壊性状を示した．一方，CASE01 では，コンクリート表面にひび割れの発生はみられず，コンクリートとの付着切れによりスタッドジベルが抜け出した．

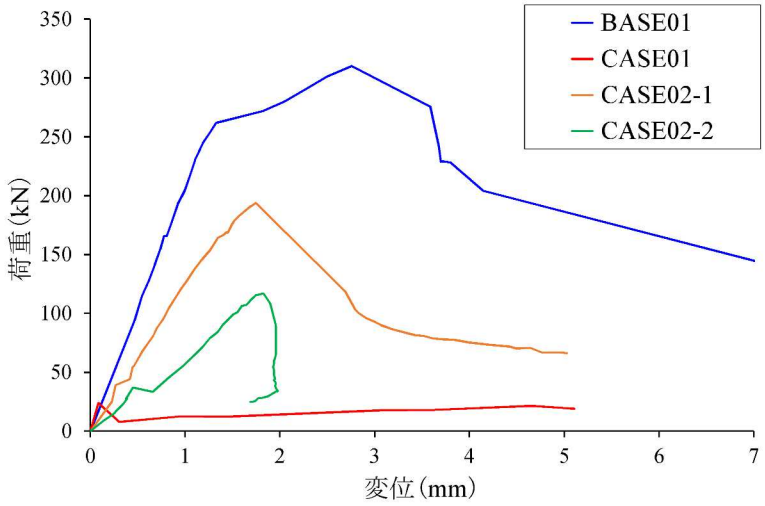


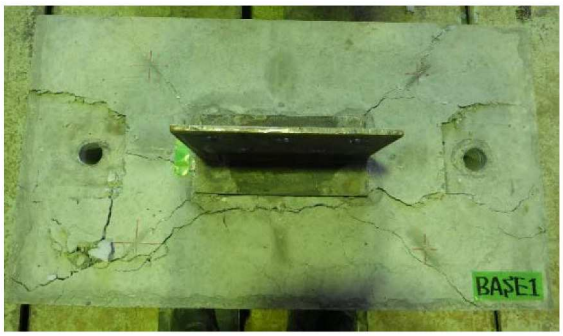
図-4.3.4　荷重－変位

(2) 引抜き耐力

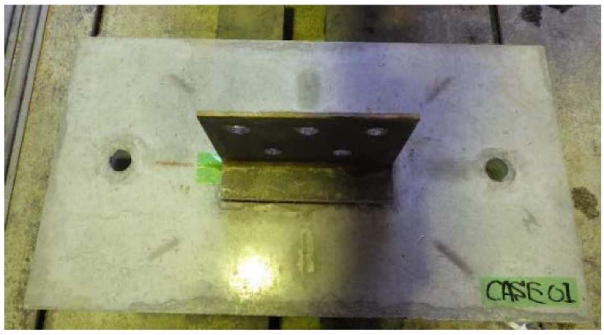
BASE01 の引抜き最大荷重は 310.2 kN となり，コンクリート標準示方書に従って算出した押抜きせん断耐力，および道路橋示方書に従って算出した押抜きせん断耐力の特性値を大幅に上回った．

スタッドジベルの頭部切断をモデル化した CASE01 の引抜き最大荷重は 23.9 kN であり，BASE01 の 7.7 %と極めて小さい値を示し，道路橋示方書 III 平成 14 年度版に従い参考値として算出した許容付着力とほぼ一致した．安全率を含む道路橋示方書の許容値と実験で得られた耐力が同等であった理由として，供試体製作に用いたコンクリートの収縮によりスタッドジベル周面とコンクリートの界面で潜在的にせん断力が発生していたこと，局所的な付着破壊が生じていたことなどが考えられる．

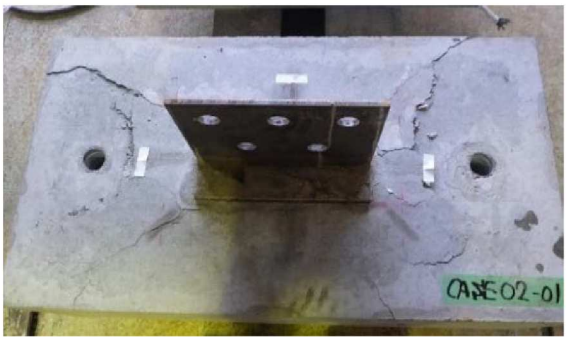
スタッドジベル周囲の円筒切削をモデル化したCASE02-1およびCASE02-2の引抜き最大荷重は，それぞれ 193.8 kN（BASE01 の 62.5 %），117.0 kN（BASE01 の 37.7 %）の値を示し，いずれもコンクリート標準示方書と道路橋示方書に従って算出した引抜き抵抗の参考値を上回り，せん断破壊面の有効水平投影面積に引張強度を乗じた値とは概ね一致した．これは，本実験で確認した構造は，RC 床版等と比べ有効高が極端に小さいこと，床版や壁への集中荷重のように部材片側からの集中荷重ではなく，部材内部からの引抜き荷重を作用させていることなどが主な理由と考えられる．



(a) BASE01



(b) CASE01



(c) CASE02-1

(d) CASE02-2

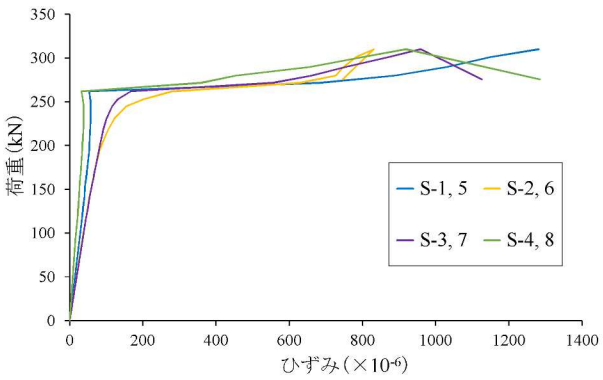
図-4.3.5　引抜き載荷後の供試体

(3) スタッドジベル近傍部材の挙動

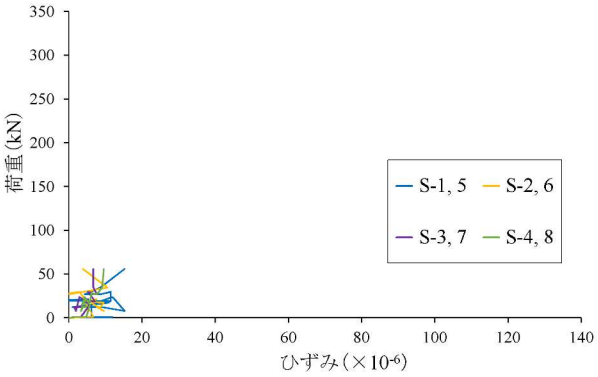
引抜き側に配置した鉄筋ひずみと荷重の関係を**図-4.3.6** に示す．BASE01 において，3 本を 1 列に配置したスタッドジベルの両側で測定した鉄筋ひずみは，荷重 220 kN 付近まで直線的に増加した．この荷重レベルはコンクリート標準示方書に従って算出したコンクリートの押抜きせん断耐力とほぼ一致している（**表 4.3.2** 参照）．このうち，スタッドジベル近傍で測定したひずみ（S-2，6 の平均値および S-3，7 の平均値）は，想定せん断破壊面付近で測定したひずみ（S-1，5 の平均値および S-4，8 の平均値）よりも大きいゆるやかな勾配を呈した．この荷重を越えたあたりで，スタッドジベル近傍の鉄筋ひずみはゆるやかに増加率を高めながら最大引抜き荷重レベルで降伏に達した．一方，想定せん断破壊面付近の鉄筋ひずみは 220 kN を越えたところでひずみの増加が一旦停滞した後，降伏に至った．これは，ひずみゲージを鉄筋の部材外縁側に貼付したため，コ

ンクリートが押抜きせん断破する際，破壊面付近の鉄筋の曲げ変形に伴う圧縮ひずみが加わったものと考えられる．

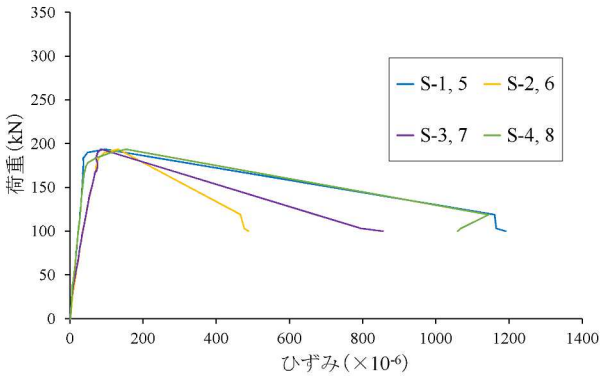
CASE01 の破壊モードはスタッドジベルの胴部である丸鋼とコンクリートの付着切れであり，**図-4.3.5(b)**に示すとおり，鋼製プレート引抜き後もスタッドジベル周辺コンクリートにひび割れの発生はみられなかった．これは，丸鋼周面とコンクリートとの付着強度が小さいため，スタッドジベル近傍のコンクリートが円錐状の押抜きせん断破壊する前にスタッドジベル胴部が抜け出したことに起因するものと考えられる．



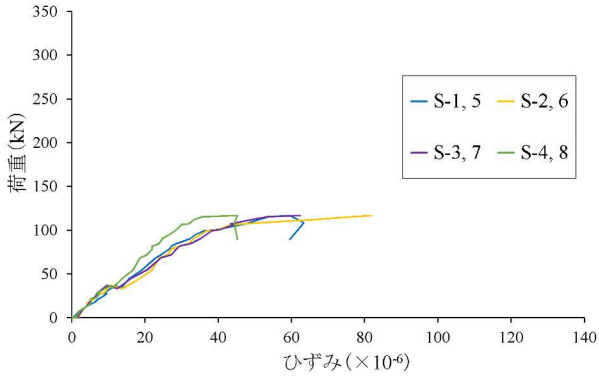
(a) BASE01



(b) CASE01



(b) CASE02-1



(c) CASE02-2

図-4.3.6　荷重ー鉄筋ひずみ（-:引張）

CASE02-1・CASE02-2 はいずれも円筒切削部の下端から引抜き方向に向かって押抜きせん断破壊した．切削深さが引張鉄筋よりも上側とした CASE02-1 では，**図-4.3.6** に示すように荷重の増加に伴い鉄筋ひずみも直線的に増加した後，約 200 kN で脆性的に破壊した．CASE02-2 はせん断破壊面と引張鉄筋が交差しないことから，最大引抜き荷重時の引張鉄筋のひずみは降伏ひずみの 1/10 以下と極めて小さい値を示した．

4.3.4　実験結果の考察

BASE01 は他のケースとの比較対象ケースであるとともに，鋼合成桁橋の RC 床版を無対策でジャッキアップした場合のシミュレーションケースにもなり得る．ジャッキアップ時にこのレベルの引抜抵抗が生じる構造では，非合成桁橋と同様の方法で既設床版をジャッキアップするために大容量油圧ジャッキが必要となるうえ，反力治具も大がかりな構造となる．さらに，鋼桁上フランジも許容値を大幅に超える応力が発生し塑性変形する．既設 RC 床版の破壊モードもスタッドジベル周辺コンクリートの押抜き破壊であることから，床版支点の引張領域の荷重伝達機能が失われ，形状を保持したままブロック撤去することができない．したがって，RC 床版の支点部を人力で破砕する現行の施工方法は妥当と考えられる．

CASE02-1 および CASE02-1 でモデル化したスタッド周辺の円筒状切削については，BASE01 よりも最大引抜き荷重は小さいものの，なお必要ジャッキ能力は過大で，BASE01 同様，鋼桁上フランジに発生する応力も許容値を超越する．さらに，コンクリート床版支点部を橋軸方向に連続的に円形切削することから圧縮側断面の欠損が大きく，ブロック撤去する際，RC 床版の形状を保持できない可能性が高い．

床版上面からの斜め切削により頭部と胴部を切り離した状態をモデル化した CASE01 は引抜き最大荷重が小さく，引抜き力載荷時のスタッドジベル周辺のコンクリート・鉄筋への影響も小さい．以上の結果より，施工性および鋼桁の健全性維持の観点からスタッドジベル胴部切断技術を鋼合成桁橋の既設 RC 撤去技術として採用することとした．

4.4　実物大施工実験

鋼合成桁橋の一部をモデル化した実物大供試体を製作し，現場での作業手順を実践する施工実験を実施した．

4.4.1　供試体

図-4.4.1に示すように供試体は鋼桁とRC床版で構成し，鋼桁としてH型鋼(H-300×300×10×15)を 2500 mm 間隔で 2 列配置した．RC 床版の橋軸直角方向は，実施工を再現して幅員の約半分の 4500 mm とし，橋軸方向は撤去後の陸上運搬を考慮して 2000 mm とした．コンクリート部材厚は，実橋梁の建設時の図面を参考に部材厚さを標準部 200 mm，ハンチ部厚さ 350 mm とし，部材軸方向（橋軸方向）および部材軸直角方向（橋軸直角方向）の 2 方向に D19 の鉄筋を 2 段配置した．コンクリートと H 形鋼の接合は，スタッドジベル φ19×150 mm とし，1 列あたり 4 本のスタッドジベルを配置した．スタッドジベルの橋軸方向間隔は，これまで床版取替工事を施工した 2 橋の鋼合成桁橋における最小間隔が 150 mm であったことから，本実験では 150 mm 間隔で 11 列配置した．鋼合成桁橋の中にはスタッドジベルが構造細目の最小間隔 100 mm で配置されたものもあることから，今後はこれらへの適用性についても検討が必要である．

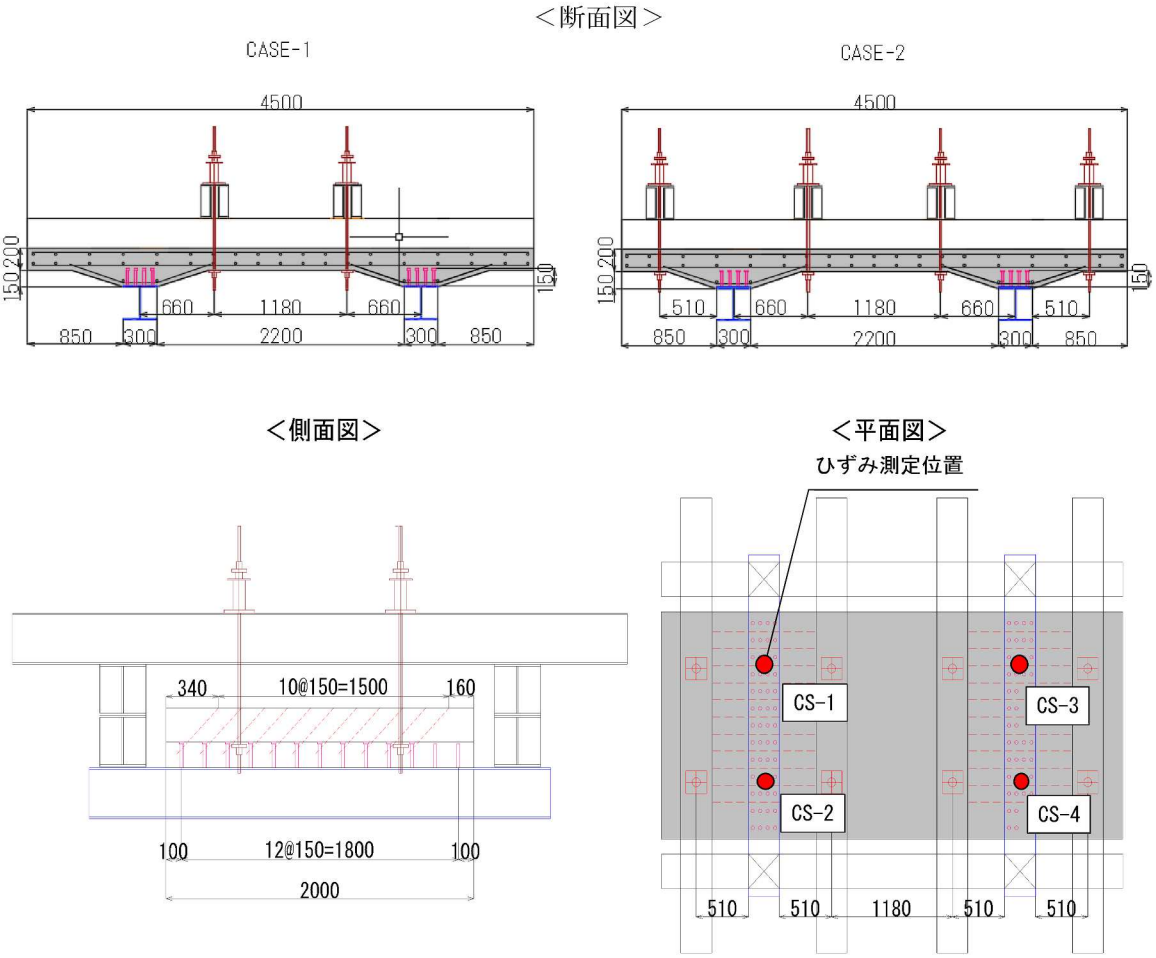


図-4.4.1　実物大施工実験の模式図

4.4.2　実験方法

本施工実験では，コンクリートの強度発現を確認した後，床版上面から大型ウォールソー2 台を用いて RC 床版内のスタッドジベルを切断し，切断を開始してから完了するまでの作業時間および切断性能を記録した．全てのスタッドジベルを切断した後，50t 油圧ジャッキにより床版を鋼桁から分離させ，分離時の引き抜き荷重および供試体状況を確認した．その後，クレーンにより RC 床版をブロック撤去するまでの工程を一連の実験の流れとした（**図-4.4.2**）．ロードセルと変位計の設置箇所を**図-4.4.3** に示す．これにより，本技術の実効性および床版引離し時の RC 床版の挙動を確認した．

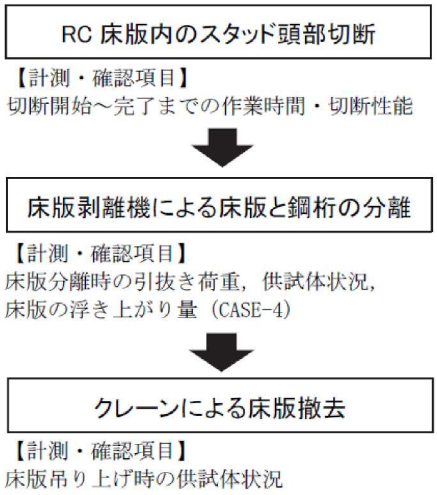


図-4.4.2　実験手順および計測・確認項目

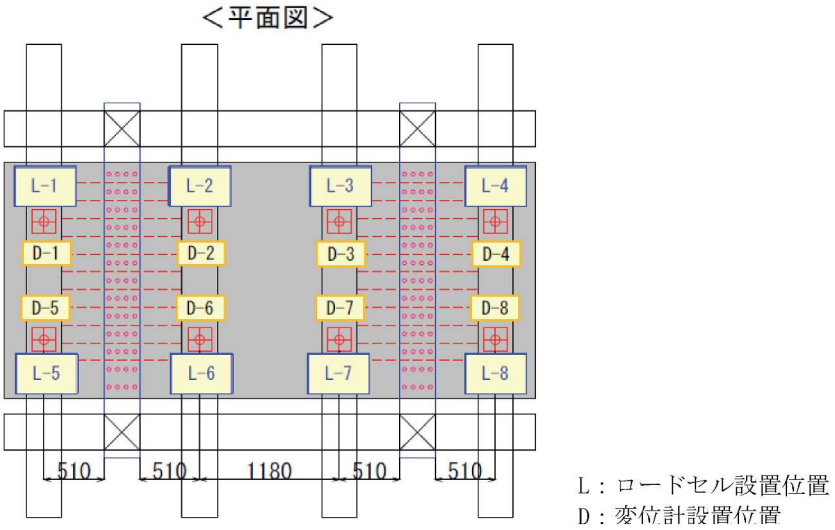


図-4.4.3　ロードセル・変位計設置箇所

使用する油圧ジャッキの台数は少ないことが好ましい．そこで，**図-4.4.1** に示すとおり，実物大供試体は既存 RC 床版を鋼桁から引離す際の使用ジャッキ数をパラメータとして 2 体製作した．本技術は現場施工の省力化を目的としていることから，このうち 1 体は油圧ジャッキ 4 台を使用

して床版支間部４カ所でジャッキアップし（CASE-1），残り一体は油圧ジャッキ８台を使用して床版支間部と張出床版部をジャッキアップすることで（CASE-2），RC 床版に生じる曲げモーメントが小さくなるよう配慮した．

RC 床版内のスタッドを切断する過程において，床版支点部は上面から床版厚の半分程度の深さまで 45°の角度かつ 150 mm 間隔で切断された状態となる．床版支点部上面側は圧縮領域となることからジャッキアップの過程で圧壊し，RC 床版のブロック撤去の阻害要因となるおそれがある．そこで本実験ではジャッキアップ中の床版各部の応力を測定し，圧縮部に多くの切込みを有する RC 床版の曲げ挙動についても検証した．

スタッドジベル胴部の切断有無は，**図-4.4.4**，**図-4.4.5** に示す超音波探傷器により鋼桁の上フランジ下面から確認した．超音波探傷器は端子から発信した超音波が物質の境界面で反射する性質を利用した測定装置であり，鋼桁フランジ下面より端子を当てると，スタッドジベル胴部の切断前は「スタッド長＋鋼桁フランジ厚」が表示される．一方，切断後はスタッドジベルの切断面が斜めとなるため，超音波が端子と異なる方向に反射し値が表示されなくなる．本実験では，この方法により問題無くスタッドジベルの切断を確認できた．

図-4.4.4　超音波探傷器による切断確認

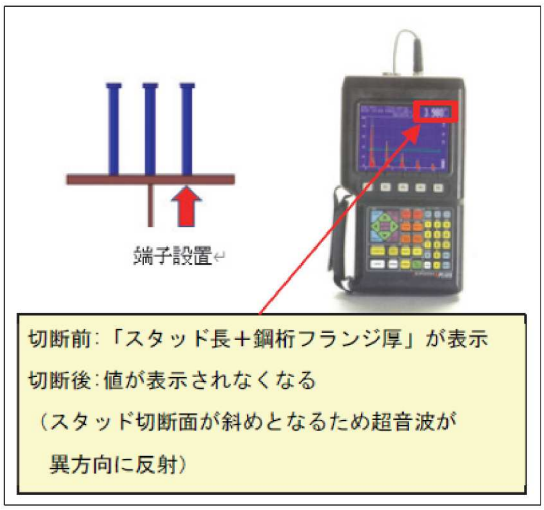


図-4.4.5　超音波探傷器の切断確認手順

4.4.3　実験結果と考察

(1) スタッドジベル胴部の切断

完成した実物大供試体の RC 床版上から電磁波鉄筋探査装置（以下，RC レーダ）を使用してスタッドジベルの位置を探査した．スタッドジベル頭部は鉄筋のように連続していないうえ，埋設位置がコンクリート表面から 150 mm の深さに位置していることから，位置探査の精度に対する懸念があった．そこで，本実験では供試体製作図面からスタッドジベル位置を事前に仮マーキングしておき，RC レーダの探査精度を確認した．その結果，得られたスタッドジベル頭部の画像は淡色かつ最大寸法 50 mm 程度の不鮮明な画像となり，位置推定が困難であった．そこで，本実験では供試体製作図を基に測量し，床版上面にスタッドジベルの位置をマーキングした．探査精度の不足に対する対処は，床版上面からコンクリートをφ200 mm，深さ 150 mm 程度の大きさで切削してスタッドジベルの頭部を露出させ，直接確認することとした．探査のために切削を実施する間隔

は，切削位置のコンクリート断面欠損，上面鉄筋１本の切断を考慮した RC 断面の曲げ耐力精査により，床版引上げ時曲げモーメントに十分耐えうることを確認したうえで，橋軸方向に１ m とした．その後，スタッドジベル群両側の床版上面に C 型チャンネル鋼をインサートアンカーで固定したガイドレールを設置し，大型ウォールソーの走行軌道および切削の際の固定治具とした．

スタッドジベル胴部切断は，胴部中央部にウォールソーの歯が到達するよう，RC 床版上面から 45° の角度で順次切削した（**図-4.4.6**）．その際，ウォールソーの移動・固定・切削からなる１サイクルの作業時間は１列あたり平均 14 分であった（**表-4.4.1**）．第５列のみ１サイクルの所用時間が 20 分を超えているが，これは大型ウォールソーと床版内の鉄筋が交錯したものである．

図-4.4.6　ウォールソーによるスタッドジベル切断状況

表-4.4.1　スタッドジベル胴部の切断時間

	CASE-1		CASE-2	
	G1桁	G2桁	G1桁	G2桁
1列目	0:17:13	0:17:43	0:22:45	0:16:05
2列目	0:19:23	0:15:03	0:10:43	0:15:23
3列目	0:14:43	0:13:33	0:09:38	0:12:40
4列目	0:16:09	0:13:04	0:09:10	0:13:03
5列目	0:23:23	0:33:43	0:28:30	0:24:09
6列目	0:14:03	0:14:33	0:10:04	0:12:41
7列目	0:16:13	0:13:13	0:08:51	0:12:12
8列目	0:14:33	0:13:58	0:08:30	0:13:19
9列目	0:11:43	0:12:03	0:08:49	0:12:55
10列目	0:13:24	0:36:34	0:22:12	0:28:24
11列目	0:12:23	0:14:33	0:10:02	0:11:32
平均	0:15:44	0:18:00	0:13:34	0:15:40

この施工速度は，既存 RC 床版を撤去サイズのブロックに切断する作業と併行してスタッドジベル胴部の切断を実施し，RC 床版のジャッキアップおよびクレーンによる撤去を後追い施工する工程において，クリティカルパスに影響しないことを確認した．したがって，本技術の採用により，鋼合成桁橋の既設 RC 床版は，鋼非合成桁橋と同等の施工時間で撤去できることになる．これら一連の作業状況を**図-4.4.7** に示す．

(a) RC 床版供試体のジャッキアップ状況

(b) 撤去した RC 床版供試体

(C) 撤去した RC 床版供試体

(d) RC 床版撤去後のスタッドジベル

図-4.4.7　実物大供試体のジャッキアップ撤去状況

これらの結果より，スタッドジベル胴部の切断時間を 1 列あたり 15 分とした場合の本工法と標準工法の撤去工程を比較すると，本工法を採用した場合，既設 RC 床版の撤去に要する期間を約 25%短縮できることが明らかとなった（表-4.4.2）.

表-4.4.2　標準工法と本工法の撤去工程の比較

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
標準工法	準備工	As切削・墨出し																	
	撤去準備工			高欄コア削孔		床版コア削孔													
					高欄ワイヤー		高欄撤去	床版カッター切断											
	撤去工								床版吊切撤去(1日あたり施工量:6m)										
										床版　ウォータージェットはつり・ケレン・スタッド撤去(1日あたり施工量:3m)									
新工法	準備工	As切削・墨出し(スタッド位置探査含む)																	
	撤去準備工			高欄コア削孔		床版コア削孔													
					高欄ワイヤー		高欄撤去	床版カッター切断											
	撤去工						スタッド頭部切断(切断時間:15分/1箇所)								撤去工程を約 25%短縮				
									床版剥離・撤去(1日あたり施工量:6m)										
											はつり・ケレン・スタッドジベル撤去								

※橋長 30m，幅員 9.7m, 4 主桁の単純鈑桁橋とした場合の比較結果

(2) 必要ジャッキアップ力と床版挙動

床版支間部のみに配置した油圧ジャッキ 4 本でジャッキアップした CASE-1 では，RC 床版が鋼桁から分離する前に床版支間中央部が曲げ破壊した．この時の合計最大荷重は 899 kN で，前述したスタッドジベル引抜き要素実験の結果から推定した 716 kN を大きく上回った．これは，ジャッキアップの過程で径間部の状態がひび割れ発生から鉄筋降伏へ進展して変形量が増大したことに伴い，床版支点部においてスタッドジベル側面とコンクリートの界面に側圧が作用し付着抵抗を増加させたことに起因するものと考えられる．

一方，床版支間部および張出し部に 8 基の油圧ジャッキを分散配置してジャッキアップした CASE-2 では，引き抜けるまで CASE-1 のような曲げ破壊は生じず，目立った損傷や大きな変形が生じることなく RC 床版が鋼桁から分離した．この時の最大荷重は 1102 kN であり，床版本体が引抜き前に曲げ破壊した CASE-1 よりも大きいジャッキアップ力を要したが，施工上問題のない荷重レベルで目的を達成した．**表-4.4.3** に床版引抜き時の各ジャッキの最大荷重を示す．

表-4.4.3　標準工法と本工法の撤去工程の比較

供試体ケース	ジャッキ1基あたりの床版引抜き荷重(kN)								
	L-1	L-2	L-3	L-4	L-5	L-6	L-7	L-8	平均
CASE-1	-	-	-	-					-
CASE-2	142.8	133.5	137.8	140.9	125.2	127.3	148.4	145.9	137.7

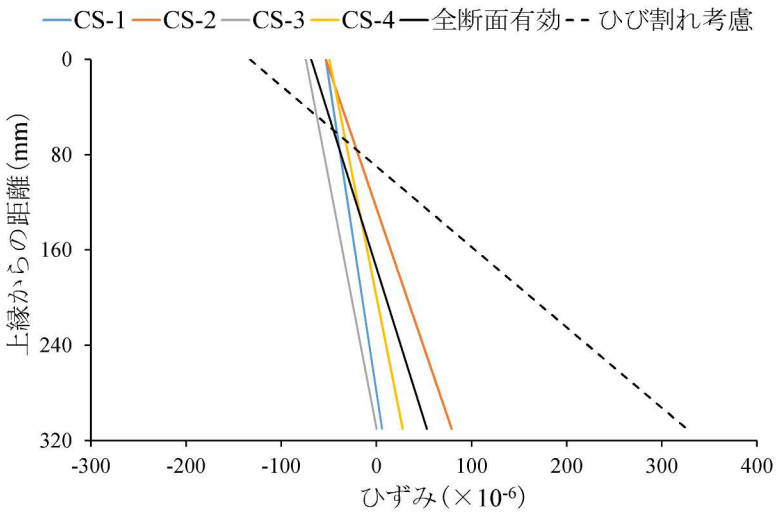
(3) 床版支点圧縮領域の挙動

本技術を一般化するには，圧縮領域に多数の切削溝を有する RC 床版の曲げ挙動を明らかにする必要がある．本実験では，**図-4.4.1** に示す 4 カ所でコンクリート上縁および下縁側引張鉄筋のひずみを測定した．最大荷重の 50 %時および最大荷重時における床版支点部のひずみ分布を**図-4.4.8** に示す．

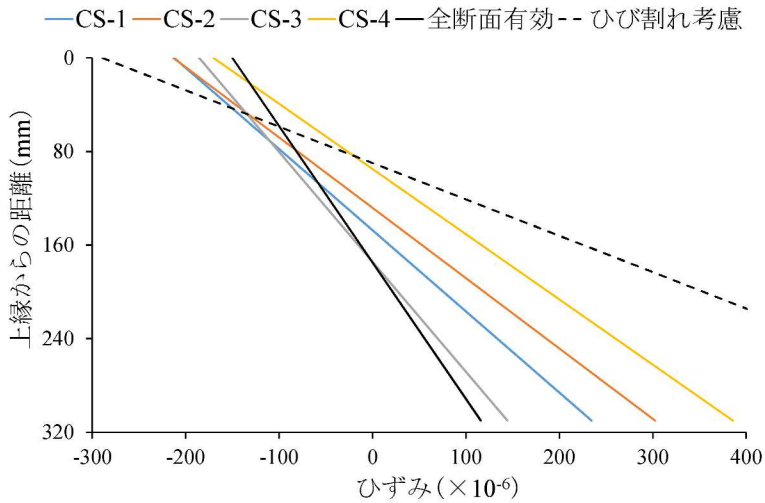
最大荷重の 50 %時，コンクリート下縁にはひび割れが発生しているが，全断面有効として求めたひずみ分布に近く，測定した各断面のひずみ分布から中立軸の位置も床版厚中央に集中している．ひずみの最大値も 100×10^{-6}程度以下と極めて小さく，これはひび割れ発生後もテンションスティフニングにより引張領域の剛性が維持されているためと推察できる．

床版離脱時荷重においても圧縮側コンクリートのひずみの最大値が 220×10^{-6}で終局ひずみ 3500×10^{-6}の約 6.5 %，引張鉄筋のひずみの最大値は 390×10^{-6}以下で降伏ひずみ 1475×10^{-6}の約 26.4 %であり，鋼桁からの離脱時に床版の構成材料が弾性域にとどまっていることが分かる．したがって，圧縮領域に 45° の角度で床版厚の 1/2 の深さ，間隔 150mm 程度の切断溝を有する断面であっても，コンクリートの圧縮領域を全断面有効とし引張領域を無視する通常の矩形 RC 断面設計法により応力度を精査することが可能と考えられる．

実施工において，撤去の対象となる既設 RC 床版は上面側コンクリートの土砂化，下面側コンクリートのかぶり剥落，鉄筋腐食による断面減少など，曲げ耐力が大幅に低下しているケースが見受けられる．このようなケースで本工法の適用の可否を判断するためには，断面欠損を反映した RC 断面設計法を用いた応力精査を用いる必要がある．



a)　最大荷重の 50%作用時



b)　最大荷重作用時

図-4.4.8　ジャッキアップ時における床版支点部の床版支間方向ひずみ分布

4.5　実橋における試行

本研究では先述の実験的研究に基づき実橋の RC 床版取替工事で本技術の実用性を検証した.

4.5.1　橋梁概要と試行範囲

本技術を適用した橋梁の構造を**図-4.5.1** に示す．この工事は床版取替時に常時 4 車線を確保した状態で RC 床版を取り替える計画であり，中央分離帯側と路肩側に仮設の拡幅床版を設置し，床版取替を半断面施工にて実施することとなった．試行範囲は，P3-A2 径間の下り線追越し車線側施工の 2 主桁上の RC 床版とし，鉄筋が通常の 2 段配置に加えて斜角配置されていることから，桁端部を避けた RC 床版 2 枚分（2.365　m×2 枚）を実施対象とした．撤去幅は，PC 床版架設枚数や全体工程への影響を考慮し，当初計画時の寸法と同じとした.

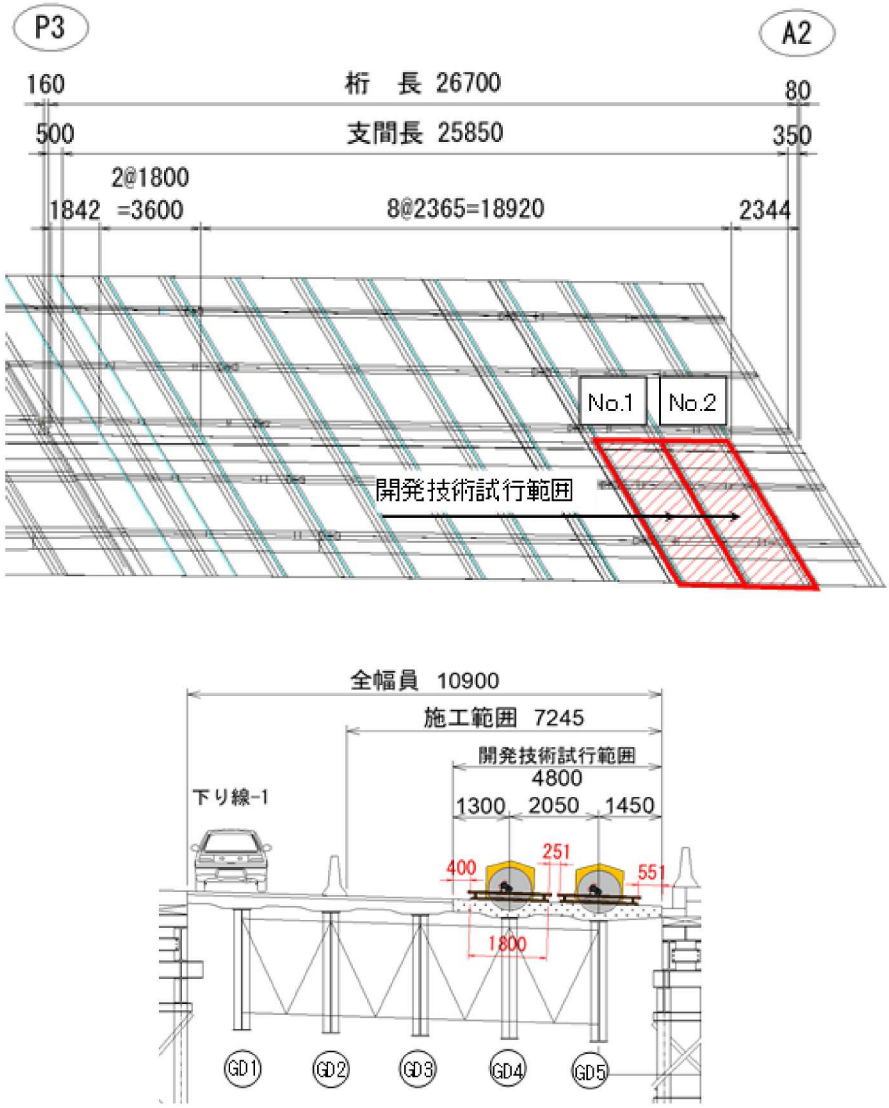


図-4.5.1　開発技術を試行した鋼合成桁橋の一般構造

4.5.2　計測項目および確認項目

現場試行の作業手順および計測・確認項目を**図-4.5.2** に示す．作業は実際の一連の施工手順を想定して，スタッドジベルの位置の特定やスタッドジベル頭部を切断するための位置出し作業の準備工から，スタッドジベル頭部の切断，確認，床版のジャッキアップ・撤去の作業を実施する上での精度や作業スピードを確認項目とした．

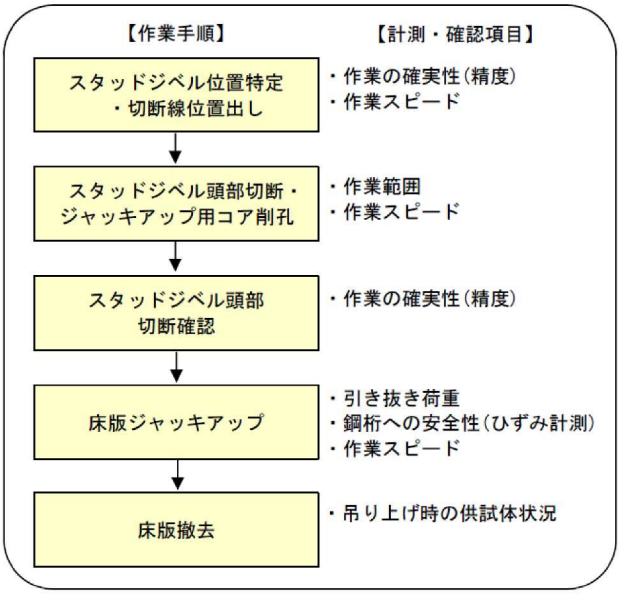
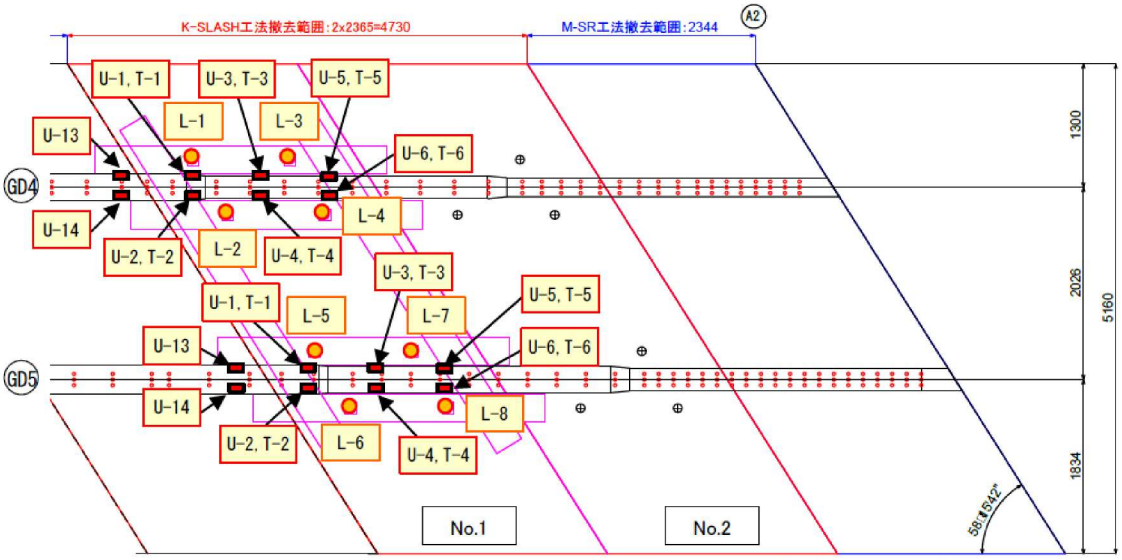


図-4.5.2　計測項目および確認項目

ジャッキアップ時は，各ジャッキにロードセルを設置して引抜き荷重を測定した．また，ジャッキアップ時の鋼桁への安全性を確認するために鋼桁上フランジ下面にひずみゲージを貼付し，2 方向ひずみを計測した．ジャッキアップ時のロードセル設置位置および鋼桁へのひずみゲージ貼付位置を**図-4.5.3** に示す．



※図示記号のうち，ロードセルはL，ひずみゲージはU(橋軸方向)・T(橋軸直角方向)を示す。

図-4.5.3　ロードセル・ひずみゲージ設置位置（No.1 ブロック）

4.5.3　スタッドジベル位置特定・切断線位置出しの試行

ウォールソー切断位置を墨出しする際，前述した実物大施工実験において，RC レーダではスタッドジベル位置を正確に探査できないことを確認していたことから，床版コンクリートを切削することにより目視確認した．切削位置は各床版撤去ブロックの橋軸方向両端部付近および各鋼桁上の４カ所とし，各位置で φ200 mm のコア削孔を実施してスタッドジベルの位置を目視確認したうえで，既設橋完成図面を参照して決定した．後述の通り，スタッドジベルは全数切断されていたことから，この手順を本工法の標準手順とするが，今後は高精度の非破壊探査手法の模索・技術開発を進める必要がある．コア削孔・建設時図面による位置出し作業のイメージを**図-4.5.4** に示す．

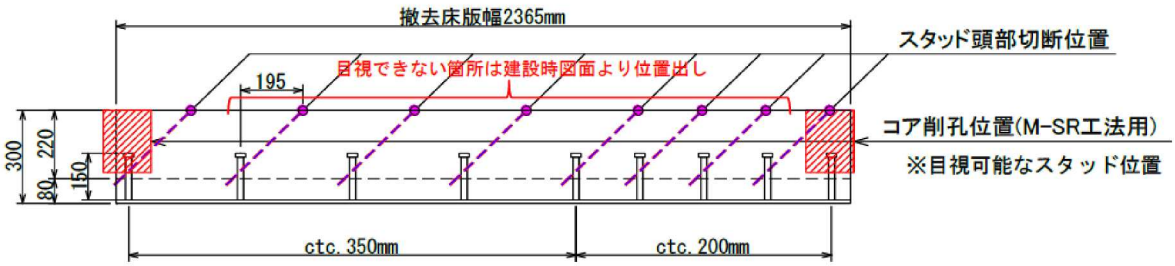


図-4.5.4　目視可能なスタッド位置からの切断線位置出しイメージ

4.5.4　既設床版撤去作業

(1) スタッドジベル胴部の切断作業

切断作業は，1 主桁あたり 1 台，合計 2 台のウォールソーを用いて実施した．その結果，**表-4.5.1** に示すとおり，スタッドジベル頭部の切断作業時間は，ウォールソーの移動・固定も含めて 1 列あたり平均で 13 分程度となり，実物大実験と同等の作業スピードで切断できることを確認した．また，供用車線と近接した半断面施工の作業ヤード内でも切断作業を実施できることも確認した．

表-4.5.1　電動ウォールソーによるスタッドジベル切断時間

測点		GD4-1	GD4-2	GD4-3	GD4-4	GD4-5	GD4-6	GD4-7	GD4-8	GD4-9	GD4-10	GD4-11	GD4-12	GD4-13	GD4-14	GD4-15	GD4-16
作業時間（分）	移動	―（コア削孔）	―（コア削孔）		2	2	2	2	1	―（コア削孔）	1	3	2	2	2	2	―（コア削孔）
	切断			11	11	8	15	10	8		10	13	11	14	20	10	
	合計			11	13	10	17	12	9		11	16	13	16	22	12	

測点		GD5-1	GD5-2	GD5-3	GD5-4	GD5-5	GD5-6	GD5-7	GD5-8	GD5-9	GD5-10	GD5-11	GD5-12	GD5-13	GD5-14	GD5-15	GD5-16	GD5-17	GD5-18
作業時間（分）	移動	―（コア削孔）		5	2	2	1	2	3	3	3	―（コア削孔）	2		3	1	1	1	―（コア削孔）
	切断		7	6	4	4	5	8	14	21	20		14	13	10	19	12	9	
	合計		7	11	6	6	6	10	17	24	23		16	13	13	20	13	10	

1列あたり平均時間（ウォールソー移動・固定含む）	13	分

□：橋軸直角方向の鉄筋との干渉を確認

(2) 既設床版のジャッキアップ・撤去

既設床版のジャッキアップは，撤去ブロック 1 枚あたり 8 基の油圧ジャッキを使用した．各ジャッキにはロードセルを設置してジャッキアップ荷重を計測するとともに，鋼桁上フランジの下面にはひずみゲージを設置して同作業時の応力を測定した．

使用油圧ジャッキの能力を決定するにあたり，要素実験，施工実験の結果を踏まえ，スタッドジベルとコンクリートの付着によるジャッキアップ時の抵抗を油圧ジャッキ 1 基あたり 100 kN とした．さらに，この値を載荷荷重として既設床版支点部，支間部の応力を精査し，鉄筋が降伏しないことも確認した．その結果，既設床版はジャッキ 1 基あたり約 70 kN で鋼桁から離脱した．この時の鋼桁上フランジの橋軸方向・橋軸直角方向ひずみも最大 200×10^{-6}程度で，鋼桁の降伏ひずみに対して約 30%の余裕を考慮した管理値 1000×10^{-6}を大きく下回った．床版ジャッキアップ時の荷重測定結果を**図-4.5.6** に，鋼桁ひずみの測定結果を**図-4.5.7** に示す．

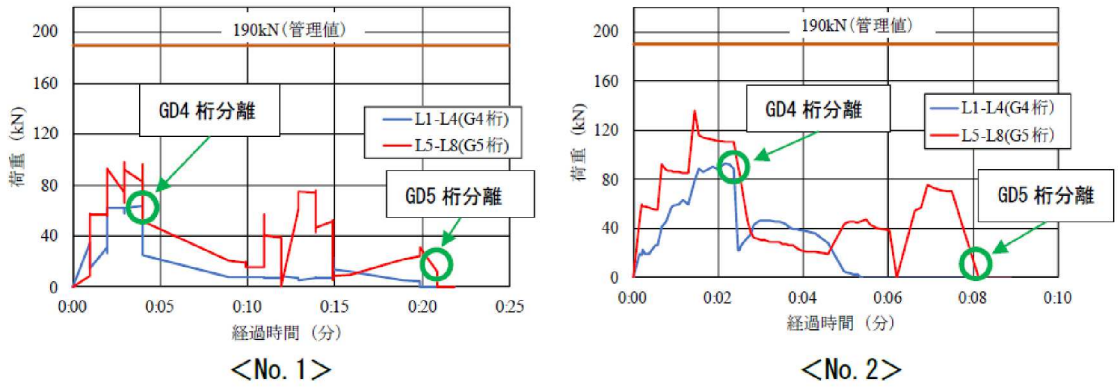


図-4.5.6　ジャッキアップ時のジャッキ１基あたり荷重

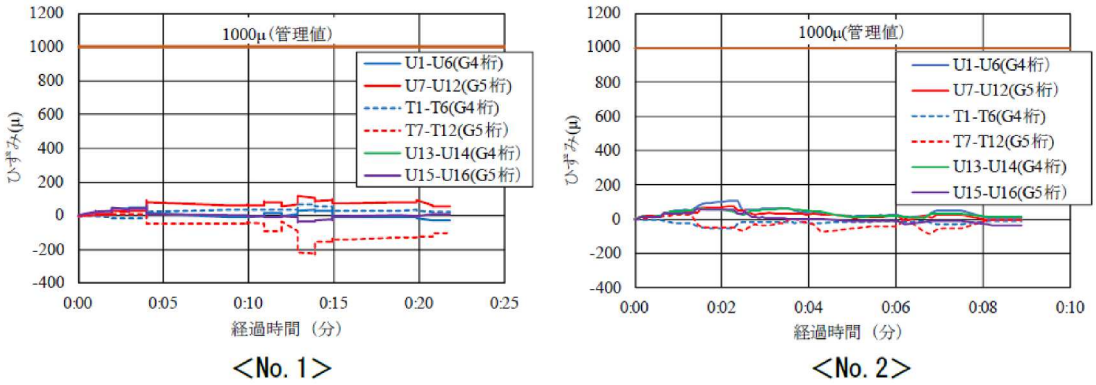


図-4.5.7　ジャッキアップ時の鋼桁上フランジひずみ

この結果から，本技術を適用することで，合成桁橋において非合成桁橋と同様に既設 RC 床版のジャッキアップが可能であることを確認した．ジャッキアップが完了した既設 RC 床版ブロックは**図-4.5.8** に示す通りクレーンにより撤去した．床版撤去後の鋼桁上フランジにも少量のコンクリートが残っている程度であった（**図-4.5.9**）．

図-4.5.8　開発技術により撤去した RC 床版ブロック

図-4.5.9　床版撤去後の鋼桁上フランジの状況

(3) 生産性向上効果の検証

鋼単純合成桁橋（橋長 30m, 有効幅員 10m）を想定し，現場施工で得られたデータに基づき経済性，労務工数，所要日数を試算した．その結果，特殊機械を使用することなどから施工費用は従来技術と同等であったものの，床版撤去作業は労務工数を 244 人（約 50%），作業日数を 5 日間（約 28%）削減できる結果となった（表-4.5.2，表-4.5.3）．これらの省力化に伴い，労務費用も大幅に削減できたが，特殊機械のコストとの相殺により，床版撤去工の工費については，従来技術と同等となった．

表-4.5.2　床版撤去工の比較工程表

スタッドジベル頭部切断切断に要する所用日数

ウォールソー台数	4	台
スタッド切断時間/箇所	15	分
1時間あたりの切断数	16	箇所
1日あたりの作業時間	8	時間
1日あたりの切断数	128	箇所
スタッド列数(1主桁あたり)	151	箇所
スタッド列数(4主桁)	604	箇所
切断時間(橋梁全数)	4.7	日

表-4.5.3　床版撤去工の労務工数比較

工種	【従来方法】（床版小分け撤去、手はつり）					
	数量	単位	日当り施工量	施工日数	単位当り労働者数	労働者数
【壁高欄撤去工】						
壁高欄切断工(ブロック切断)	19.3	m2	21	3	3.182	61.413
壁高欄撤去工	60.0	m	23	3	0.614	36.840
【床版撤去工】						
コンクリートコア削孔φ50	80.0	箇所	17.0	5	0.176	14.118
既設床版切断工	220.0	m	31	8	0.162	35.640
既設床版撤去工	184.5	m2	36.9	5	0.070	12.915
コンクリート取こわし(主桁上)	74.6	m3	7.5	10	4.167	310.859
主桁上フランジ処理工	120.0	m	30	4	0.120	14.400
合計						**486**
従来方法との比較						**100.0%**

工種	スタッド胴部切断、剥離・撤去					
	数量	単位	日当り施工量	施工日数	単位当り労働者数	労働者数
【壁高欄撤去工】						
壁高欄切断工(水平・ブロック切	19.3	m2	21.0	1	3.182	61.413
壁高欄撤去工	60.0	m	23	3	0.614	36.840
【スタッドジベル切断工】						
コンクリートコア削孔φ160	64.0	箇所	11.0	6	0.091	5.819
スタッド探査および切断確認	150.0	箇所	171.6	1	0.110	16.500
スタッド頭部切断	600.0	箇所	96.7	7	0.088	52.800
【床版撤去工】						
コンクリートコア削孔φ50	60.0	箇所	17.0	4	0.176	10.589
既設床版切断工	140.0	m	31	5	0.162	22.680
既設床版撤去工	300.0	m2	50	6	0.070	21.000
主桁上フランジ処理工	120.0	m	30	4	0.120	14.400
合計						**242**
従来方法との比較						**49.8%**

要素実験，実物大施工実験では，スタッドジベルを鋼桁上フランジに対して直角に溶接したうえで，スタッドジベルの設置方向と一致するよう荷重を載荷した．しかし，実施工では鋼橋施工時のスタッドジベルの溶接時誤差や，溶接強度確認のための曲げ試験による残存変形などにより，上フランジ面に対して直角ではないスタッドジベルの存在に伴う床版引上げ抵抗の増大を想定しておく必要がある．これらに加えて，床版を引き上げる際，損傷した床版の変形によって桁との結合部に回転変形が生じ，スタッドジベルに側圧が作用して床版引上げ抵抗が増大するケースも考えられる．今後，本技術の適用を拡大していく過程において，床版を引き離すために必要な反力梁やジャッキ能力の増強は可能であるが，鋼桁上フランジの過大な応力発生や，床版の破壊により本技術が適用困難になる可能性も視野にいれておくことが必要である．

4.6　第４章のまとめ

本研究では鋼合成桁橋の床版取替工事における既設床版撤去工の合理化技術を開発し，その実用性を実物大供試体実験にて検証した．まず，要素実験で考案した技術の有効性を確認した後，橋梁の一部をモデル化した供試体を製作し，施工実験を実施した．さらに，実用性・実行性を確認するため，実橋において本技術を試行した．以上の取り組みから得られた知見を以下に要約する．

(1) 鋼合成桁橋の既設床版上から大型ウォールソーにてスタッドジベルの胴部を切断することが可能で，これにより，鋼合成桁とコンクリート系床版の結合度を大幅に低減できる．

(2) 本技術を実施するにあたり，既設床版を鋼桁から引き離す際のジャッキアップ時抵抗力はコンクリートと鋼材の許容付着応力から算出した値を用いることができる．

(3) 本技術の適用により既設床版支点部の圧縮領域に 150 mm 程度の間隔で切削溝ができるが，ジャッキアップ時に作用するレベルの荷重では，切削溝の無い断面とほぼ同じ挙動を示し，現場作業への影響はない．

(4) ウォールソーによるスタッド 1 列あたりの胴部切断作業は，移動，固定，切削の 1 サイクルが 15 分以下で，その後の作業は鋼非合成桁橋と同様であることから，本技術を採用することにより鋼単純合成桁橋（橋長 30m，有効幅員 10m）の床版撤去作業において，労務工数を約 50%，作業日数を約 28%削減できる試算結果を得た．

第 4 章の参考文献

(1) 高木優任，江崎正浩，大坪　恭：鋼橋の床版取替事例，第 19 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp.93-106，2016.

(2) H219 複合構造委員会・床版取替における既設合成桁の設計・施工技術に関する研究小委員会，連続合成桁における床版取替技術の現状と展開，土木学会論文集 A1，Vol.75，No.3，pp.II_81-II95，2022.

(3) Yamane，T.，Tadros，M. K.，Badie，S. S.，and Baishya，M. C.：Full Depth Precast Prestressed Concrete Bridge Deck System，*PCI JOURNAL*，Vol.43，No.3，pp.50-66，1998.

(4) 阿部　忠，木田哲量，徐　銘謙，澤野利章：道路橋RC床版の押抜きせん断耐荷力評価式に関する研究，構造工学論文集，Vol. 53A，pp. 199-207，2007.

(5) 土木学会：2022 年制定コンクリート標準示方書［設計編］，pp.206-209，2023.

(6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート編，pp.138-142，2017.

(7) 土木学会：2022 年制定コンクリート標準示方書［設計編］，pp.39-41，2023.

(8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート編，pp.122-125，2002.

第５章　鉄筋を用いない半剛接合構造のプレキャスト床版への適用

半剛接合構造は，高速道路橋等の床版更新工事での交通規制期間短縮や施工合理化を図るため，工場製作したプレキャスト床版を専用の充填材料のみを用いて接合する構造で，現行の RC 接合構造に比べて生産性を大幅に改善できる．この構造は，静的載荷試験，定点疲労試験，輪荷重走行試験などによりすでに確立した技術[1) 2) 3)]であることから，本研究において，この技術を更新床版に適用した．

本研究では，半剛接合構造の実用化にあたり，以下の項目を順次実施した．

① 輪荷重走行試験（NEXCO 試験法）
- 負曲げ無し試験
- 負曲げ有り試験

② 新設橋梁建設への適用
- 事前施工実験
- 施工
- FEM 解析
- 実橋載荷試験
  （静的載荷，動的載荷）

③ 床版取替工事への適用（３橋）
- 経時観察
- 施工データ収集

次節以降に半剛接合構造の実用化に向けた性能確認試験，施工確認試験，実橋への適用，実橋での載荷試験について述べる．

5.1　技術の概要と研究の目的

半剛接合構造は，従来のように鉄筋を用いたループ継手とは異なり，プレキャスト床版間に低剛性の専用材料を充填するだけで床版相互を半剛接合する継手構造である（**図-5.1.1**）．従来工法より接合部の幅を狭くできるためプレキャスト版の幅を大きくして枚数を減らすことができ，また接合部に鉄筋を設けないことから，工場での生産性や現場での施工性が大幅に向上する．ループ鉄筋等を使用して橋軸方向に一体化する RC 接手床版と比べ，本構造を適用した床版は構造上橋軸方向に半連続体となる．そのため，プレキャスト PC 版間の荷重伝達性能が低く，各プレキャスト PC 版の負担が大きくなる．そこで，本構造を適用する対象床版をプレキャスト PC 構造とし，①主構造となるプレキャスト PC 版が活荷重載荷時でもひび割れを高いレベルで制御する，②床版更新の対象となる古い橋梁が桁間隔 3m 以下の多主板桁橋で床版支間が短い，③壁高欄がプレキャスト版の橋軸方向の一体性と剛性に寄与していること，を適用条件とした．

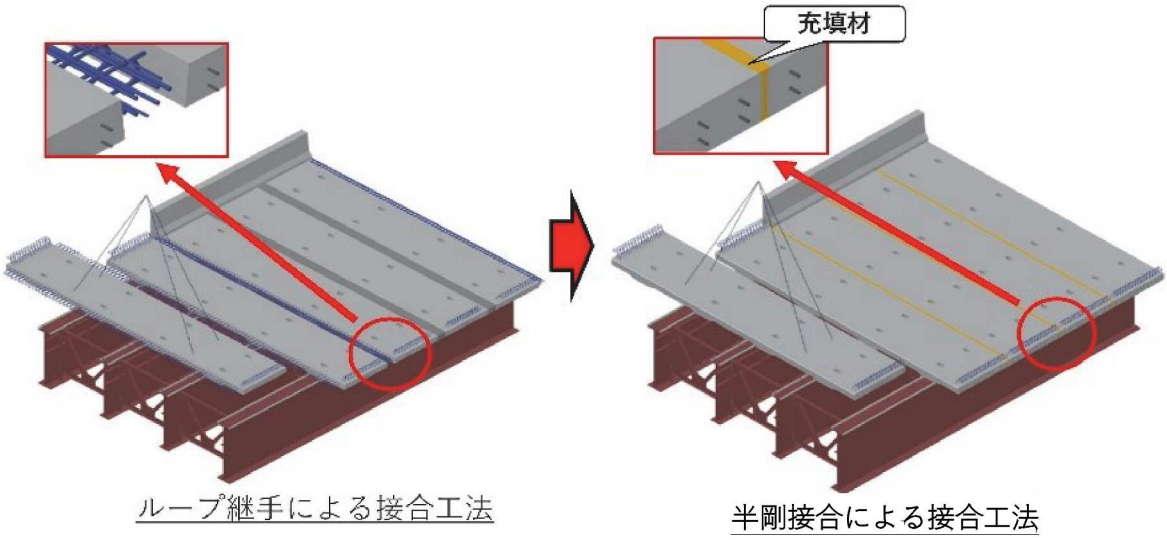


図-5.1.1　従来の鉄筋接合と半剛接合の構造概要

半剛接合の目地部に充填する注入材として，エポキシ樹脂モルタルとポリマーセメントモルタルを選択した．エポキシ樹脂モルタルはひび割れ注入材として，ポリマーセメントモルタルは断面修復材としてコンクリート床版の補修分野にも広く使用されている．補修が終了して供用開始した後，これらの樹脂系モルタルは．床版の一部として繰返し荷重と変形作用を受けるが，疲労に伴う劣化問題は報告されていないことから，実用化に向けた使用材料として採用した．

本研究では，解析および室内実験等で使用性能，耐久性，施工性が確認された半剛接合構造を実構造物に適用し，その効果を確認することを目的として各種実験・解析を実施した．

5.2　輪荷重走行試験による性能確認

半剛接合構造の高速道路橋床版への適用に際し，NEXCO 試験法 442-2019（以下，NEXCO 試験法）[4]に適合した輪荷重走行試験（以下，負曲げ無し試験）を実施した．

試験の目的は，１００年間の供用に耐えられる疲労耐久性と供用中の漏水の有無の確認である．さらに，連続桁橋の中間支点付近への適用を目的して，負曲げによる引張応力を付与した状態で，輪荷重走行試験（以下，負曲げ有り試験）を実施した．本試験での判定基準を**表-5.2.1** に示す．

表-5.2.1　判定基準

項　目	判定基準
耐用年数 100 年相当の載荷荷重・載荷回数走行後※の漏水の有無	耐用年数 100 年相当の載荷荷重・載 荷回数走行後，接合部で漏水が発生しないこと（NEXCO 試験法 442 に準拠）

※耐用年数100年相当の載荷荷重・載荷回数として「NEXCO設計要領第二集 橋梁保全編[5]」では「載荷荷重250kN×載荷回数10万回」を例示

5.2.1　供試体

接合部の充填材料としてエポキシ樹脂モルタル，ポリマーセメントモルタルの 2 種類，および負曲げの有無をパラメータとした全 4 体の供試体を製作した．試験ケースを**表-5.2.2** に示す．

表-5.2.2　試験ケース

記号	接合部 充填材料	載荷荷重	負曲げの 有無
E1	エポキシ樹脂モルタル	250kN× 10 万回	無
P1	ポリマーセメントモルタル		
E2	エポキシ樹脂モルタル		有
P2	ポリマーセメントモルタル		

負曲げ無しおよび有りの供試体概要図を**図-4.2.1** に示す．本試験では負曲げの有無にかかわらず，NEXCO 試験法に準拠した寸法の供試体を用いた．試験体は外形寸法 4500×2800×220mm，床版支間 2500mm，接合部の幅 25mm とし，供試体にはポストテンション方式により床版支間方向にプレストレスを導入した．

半剛接合構造を実橋に適用する場合，プレキャスト PC と接合部の静弾性係数比に応じて床版の曲げモーメントを割増して設計する必要がある．そこで，今回の供試体においても床版の曲げモーメントを 20%割増し，設計荷重時の床版供試体が曲げひび割れ発生限界以下となるようプレストレス量を決定した．その結果，使用 PC 鋼材は PC 鋼棒 SBPRφ23-18 本となった．なお，PC 鋼棒への導入緊張力は P＝312kN/本とし，プレキャスト PC 版に配置した鉄筋は NEXCO 試験法に準拠して橋軸直角方向 D13ctc125，橋軸方向 D19ctc15 とした．

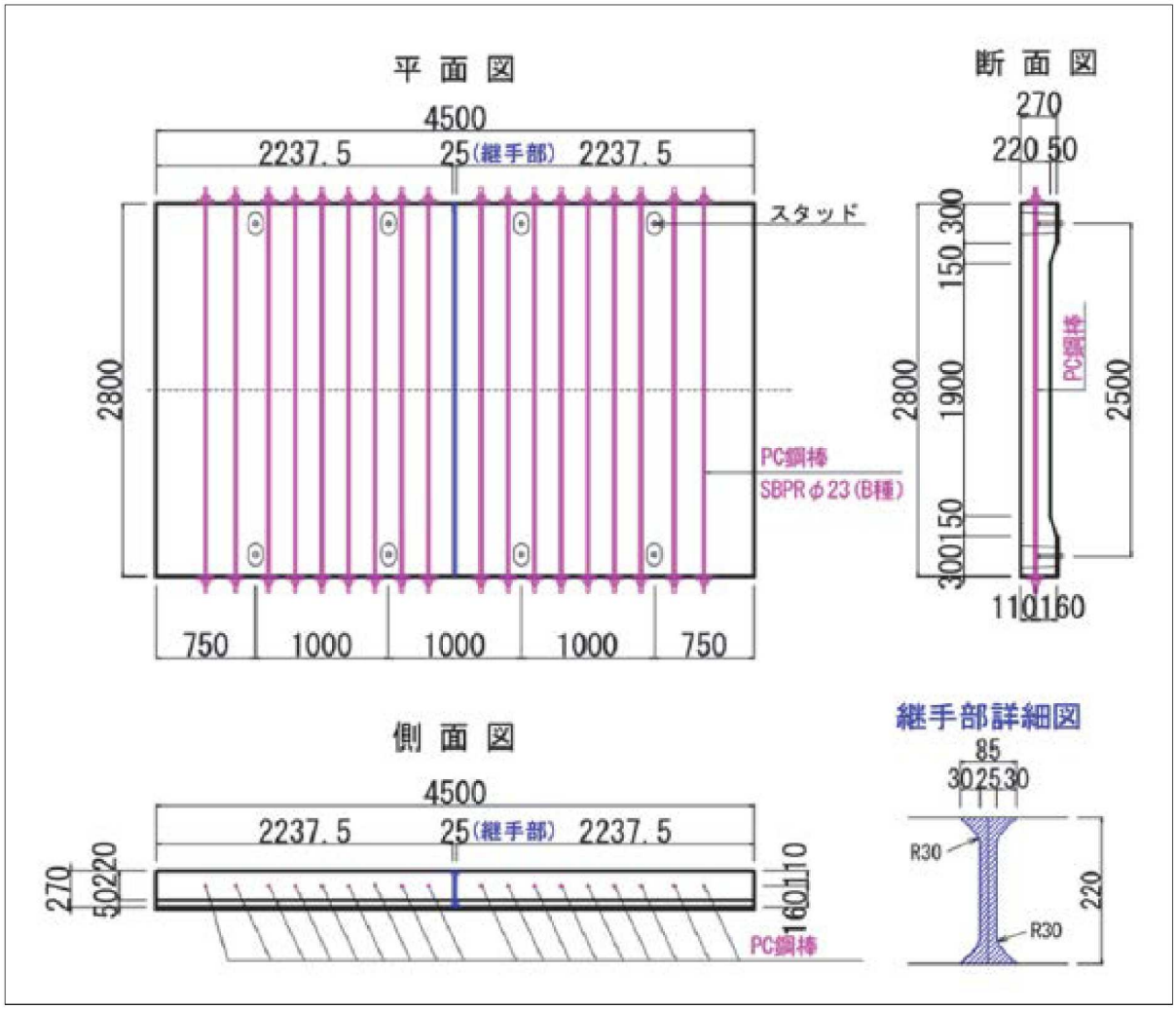


図-4.2.1　供試体概要（負曲げ無し）

5.2.2　載荷方法

(1) 負曲げ無し試験

負曲げ無し試験の載荷概要を**図-5.2.2** に示す．床版供試体の支間長は 2.5m とし，床版支点部は浮上りを防止するとともに回転拘束を与えないよう単純支持した．また床版供試体の橋軸方向端部を支持する弾性支持梁は，供試体が橋軸方向に無限に長いとみなせる挙動となるよう，FEM 解析結果に基づき H 形鋼 150×150 を設置した．なお，輪荷重載荷範囲は，500×3000mm とし，輪荷重は幅 500mm の鉄輪とした．

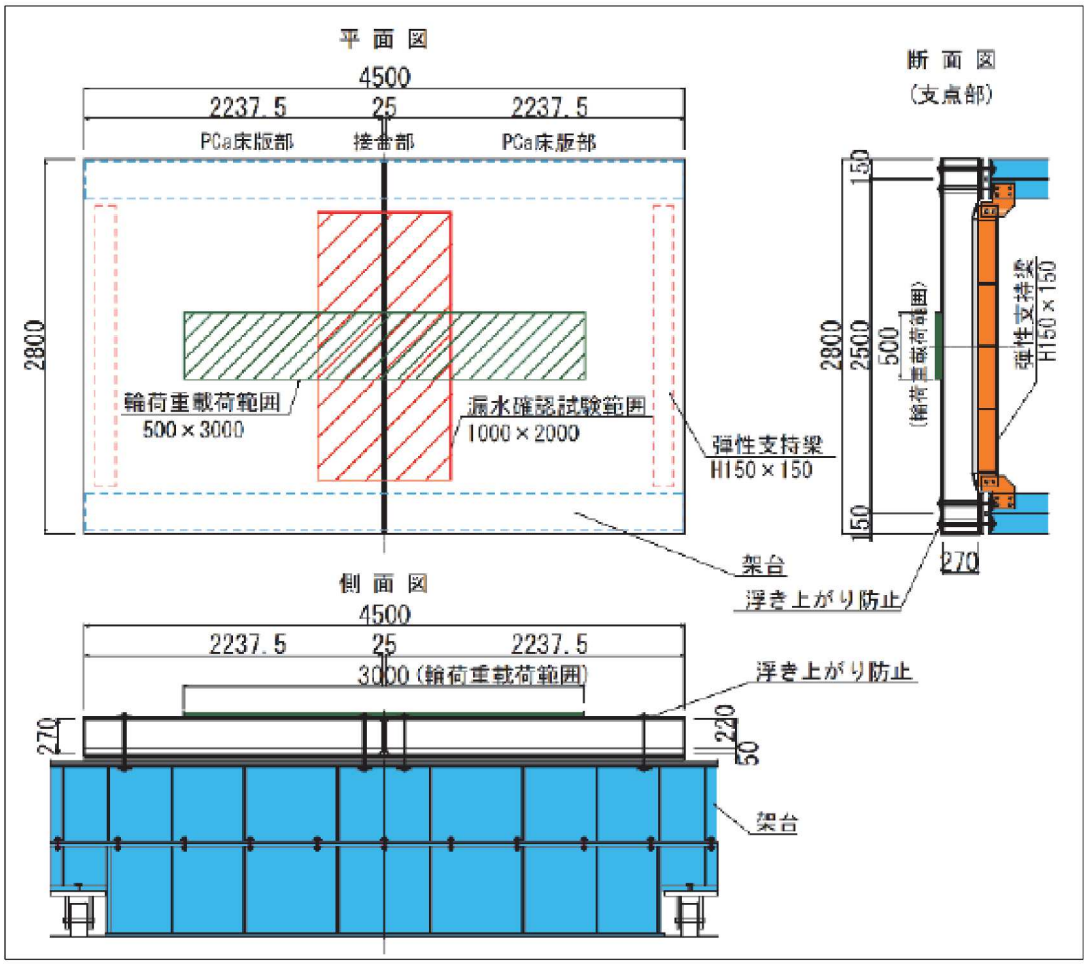


図-5.2.2　負曲げ無し供試体の載荷概要

(2) 負曲げ有り試験

負曲げ有り試験は床版供試体に橋軸方向負曲げによる引張応力を付与した状態で実施した．その際，供試体に与える負曲げ応力を実橋モデル（3 径間連続桁橋）の FEM 解析結果に基づいて設定した．その結果，L 荷重によって中間支点上の床版中央下面に発生する最大引張応力は，1.0N/mm^{2}であった．しかしながら，橋梁の全体構造に負曲げを発生させる L 荷重の載荷状態（径間部に載荷）と，負曲げ発生エリアにおける床版への輪荷重（中間支点上に載荷）の載荷状態は異なる[6]．そこで，FEM 解析によるケーズスタディの結果，床版橋軸方向に生じる引張応力の設定値を下面 0.6N/mm^{2}とし上面 1.4N/mm^{2}とした．

床版の引張応力は，油圧ジャッキを用いて鋼桁へ負曲げと引張を付与することで再現した．

図-5.2.3 および**図-5.2.4** に負曲げ無しおよび負曲げ有り試験の試験状況を示す.

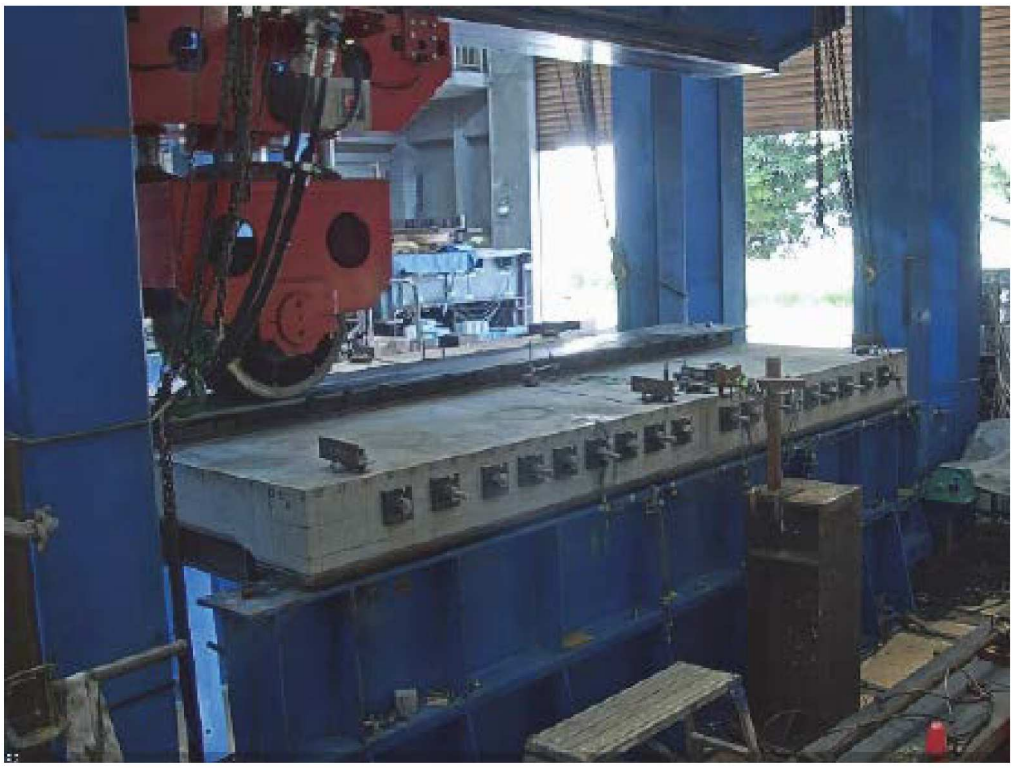


図-5.2.3　輪荷重走行試験状況（負曲げ無し）

図-5.2.4　輪荷重走行試験状況（負曲げ有り）

(3) 載荷ステップおよび計測項目

載荷荷重・載荷回数は，NEXCO 設計要領第二集橋梁保全編に例示されている耐用年数 100 年相当の 250kN を 10 万回とした（**図-5.2.5**）．ただし，250kN は損傷を促進させるための荷重であり，本載荷前に実荷重相当の 160kN（T 荷重 100kN×衝撃 1.3×安全係数 1.2）の荷重で慣らし載荷を 0.5 万回実施した．ただし，E2（充填材：エポキシ樹脂，負曲げ有り）については，先行して試験した P2（充填材：ポリマーセメントモルタル，負曲げ有り）において接合部にひび割れが生じたため，設計荷重相当の繰返し載荷による挙動を精査する目的で慣らし載荷回数を 2 万回に増やした．なお，**図-5.2.5** に示す各載荷回数時に静的載荷（250kN，160kN）と寸動載荷（160kN，3 往復，1 分/往復）を実施した．試験中には，たわみ・目開き量（接合部と床版部）・段差（接合部を挟んだ両床版の近接縁）を計測するとともに，ひび割れ進展状況を観察した．

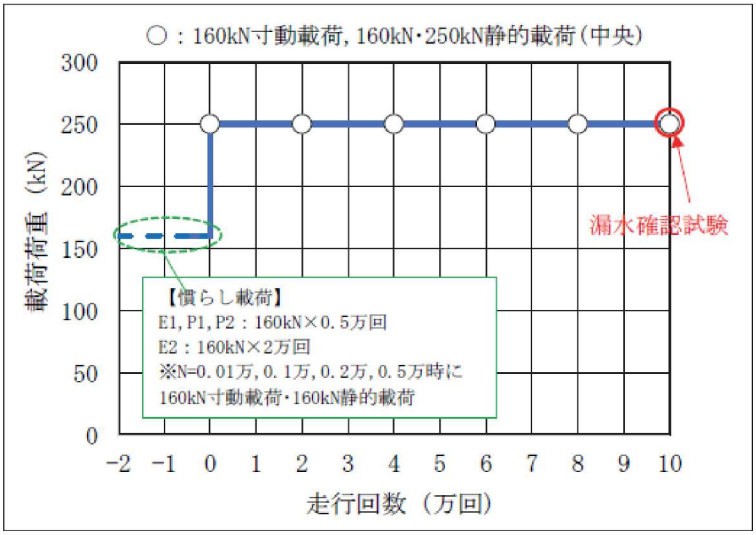


図-5.2.5　載荷ステップ

(4) 漏水試験

載荷終了後，漏水確認試験（1.0m×2.0m の範囲に水深 5mm 程度で水を溜め，6 時間放置）を行い，漏水の有無を確認した（**図-5.2.6**）．

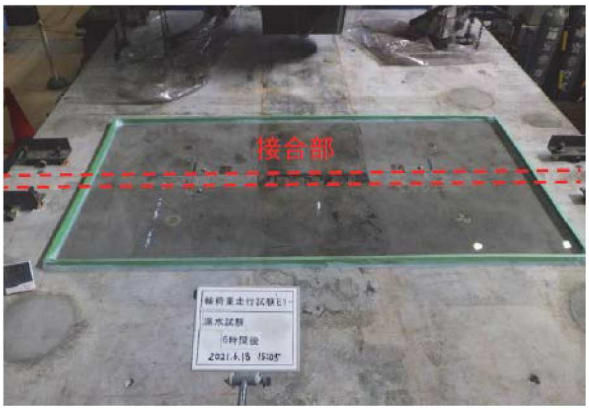


図-5.2.6　漏水確認試験

(5) 載荷試験時の材料特性

載荷試験時の材料特性を**表-5.2.3** に示す．床版コンクリートの設計基準強度は実施工で用いられる一般的な強度と同じ 50N/mm^{2}とした．接合部充填材のヤング係数比はコンクリートに対してエポキシ樹脂モルタル（E1,E2）が約 1/15 ，ポリマーセメントモルタル（P1,P2）が約 1/3 と小さい．一方，エポキシ樹脂モルタルの引張強度は床版コンクリートに比べて高い．

表-5.2.3　載荷時材料特性

		圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
床版部(コンクリート)	E1	66.0	36.1	4.18
	P1	60.1	36.4	3.73
	E2	58.2	37.2	3.50
	P2	61.4	36.7	3.58
接合部	E1	36.5	2.43	7.22
	P1	31.5	11.10	3.16
	E2	38.2	2.40	8.30
	P2	29.0	11.80	2.84

5.2.3　負曲げ無し試験の結果と考察

(1) ひび割れの進展

E1 および P1 供試体床版下面のひび割れ図を図-5.2.7 と図-5.2.8 に示す.

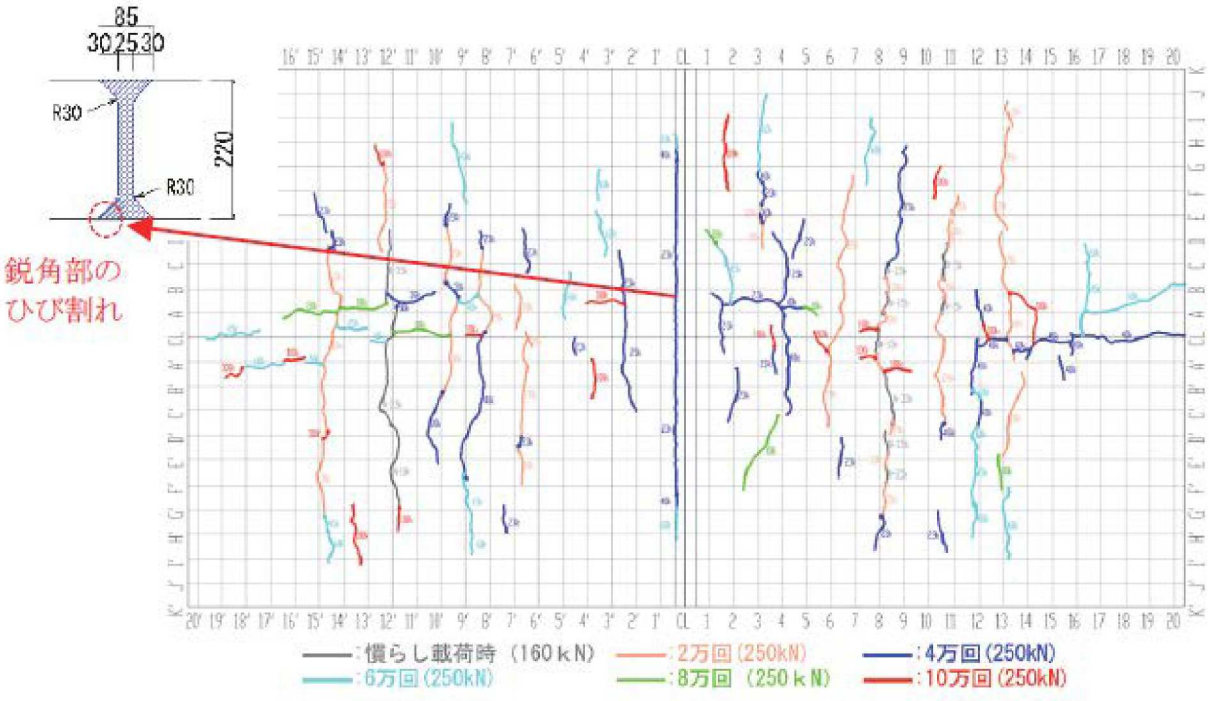


図-5.2.7　床版下面のひび割れ図（E1）

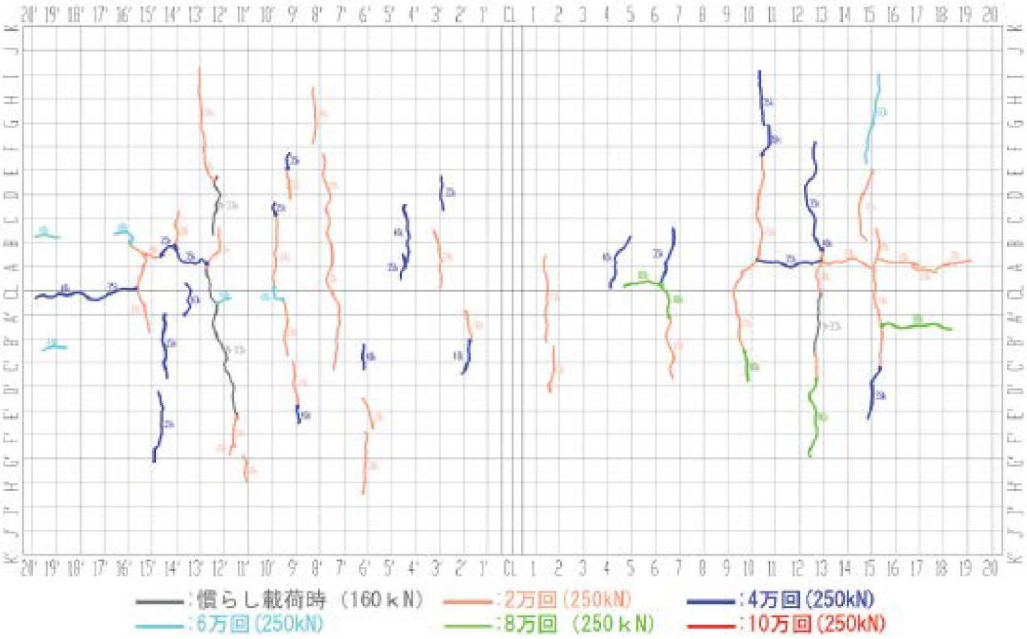


図-5.2.8　床版下面のひび割れ図（P1）

E1 および P1 供試体では，慣らし載荷時に接合部継目から 1m 程度離れた位置にひび割れが 1～2 本生じ，その後本載荷になると床版全域にひび割れが増加した．また，**図-5.2.7** に示すように，E1 の接合部界面には 2 万回を超えたところでひび割れが発生したが，鋭角部に生じた微細なひび割れであった．

(2) 接合部の目地開き

静的載荷 160kN 時における接合部中央の目地開きを**図-5.2.9** に示す．前述のとおり，E1 供試体の接合部にひび割れが生じたが，2 万回以降，同一箇所で目地開きはほとんど変動しておらず，今回生じたひび割れは進展しなかったことが確認できる．一方，E1 の目地開きは 0～2 万回の間減少に転じ，除荷時には圧縮側に変形した．これは接合部の剛性が非常に小さいため，プレキャスト PC 版に発生したひび割れ伴い，接合部は圧縮変位に移行しためと推測される．なお，P1 においては載荷終了まで目地開きはほとんど増加しなかった．

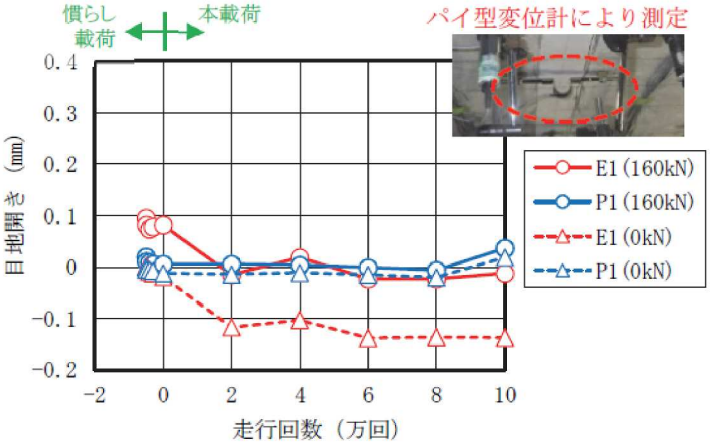


図-5.2.9　接合部中央の目地開き（負曲げ無し）

(3) 床版中央のたわみ

静的載荷 160kN 時における床版中央のたわみを**図-5.2.10** に示す．E1 と P1 いずれも床版のひび割れが急激に増加した 0～2 万回の間の変動が最も大きく，その後のたわみの増加は緩やかで載荷終了まで急激な変動はみられなかった．

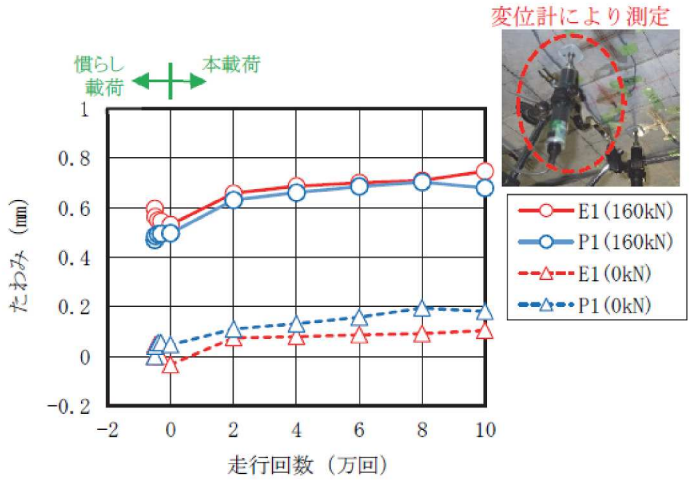


図-5.2.10　床版中央たわみ（負曲げ無し）

(4) 床版上面の最大段差

半剛接合構造は接合部に剛性の小さい充填材料を用いるため，通常の RC 接合構造と比較して接合部を挟んだ床版間の段差は大きくなり，舗装を損傷させる等の懸念がある．そこで，各静的載荷時に寸動載荷（160kN，3 往復）を追加して床版上面の段差を 100 回/秒で測定した．3 往復中の最大段差を**図-5.2.11** に示す．この図に示すように，充填材料のヤング係数が小さい E1 の方が P1 と比較して最大段差は大きくなるものの，載荷終了まで最大値は 0.1mm 以下と極めて小さい値であった．

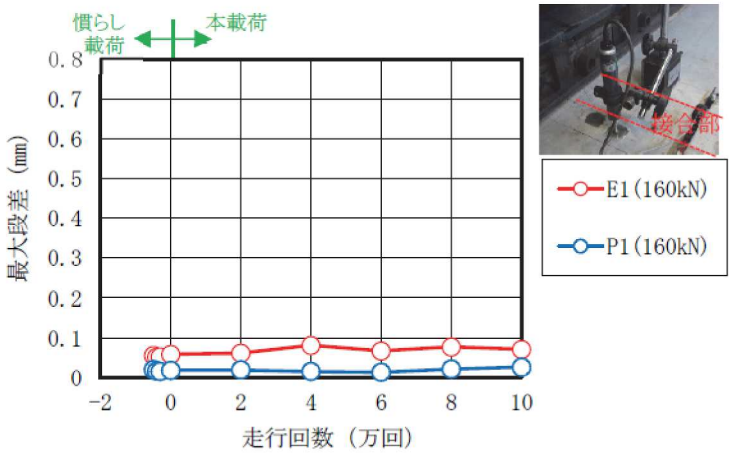


図-5.2.11　床版上面の最大段差（負曲げ無し）

(5) 漏水試験

漏水試験の状況を**図-5.2.12** に示す．この写真に示す通り上面に滞水させてから 6 時間後において，E1 と P1 どちらも漏水はみられなかった．これにより，エポキシ樹脂モルタルとポリマーセメントモルタルを用いた場合いずれも NEXCO の床版に求められる疲労耐久性を満足することを確認できた．

図-5.2.12　漏水試験状況（E1,6 時間後）

5.2.4　負曲げ有り試験の結果と考察

(1) ひび割れの進展

床版下面のひび割れ図を図-5.2.13 と図-5.2.14 に示す.

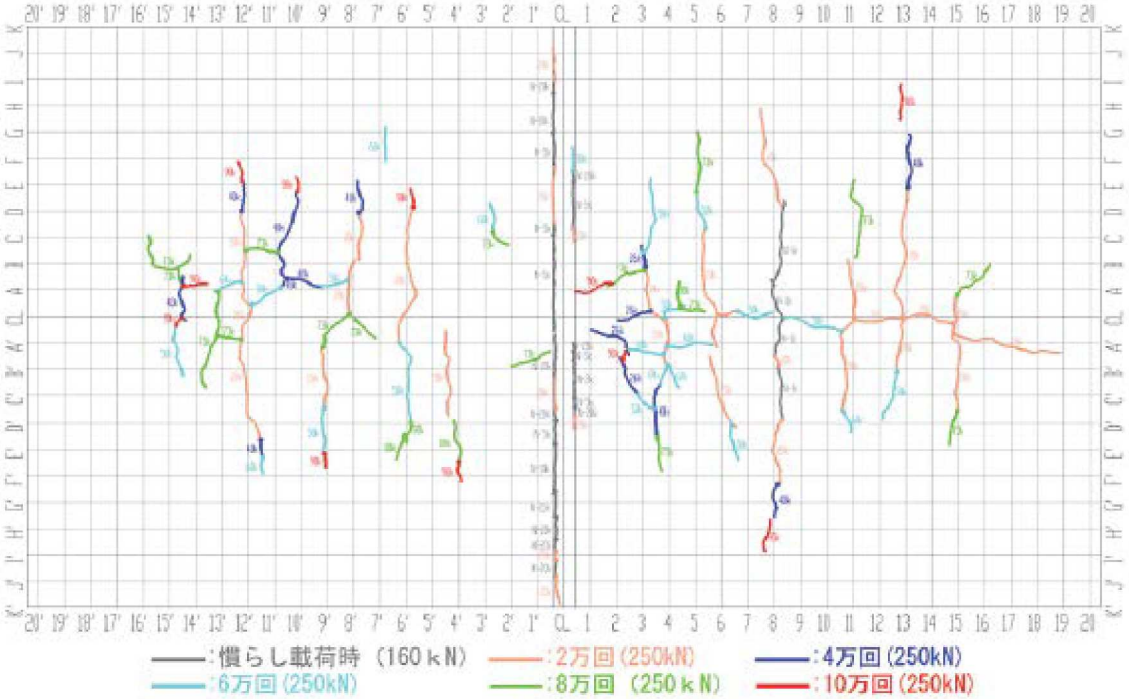


図-5.2.13　床版下面のひび割れ図（E1）

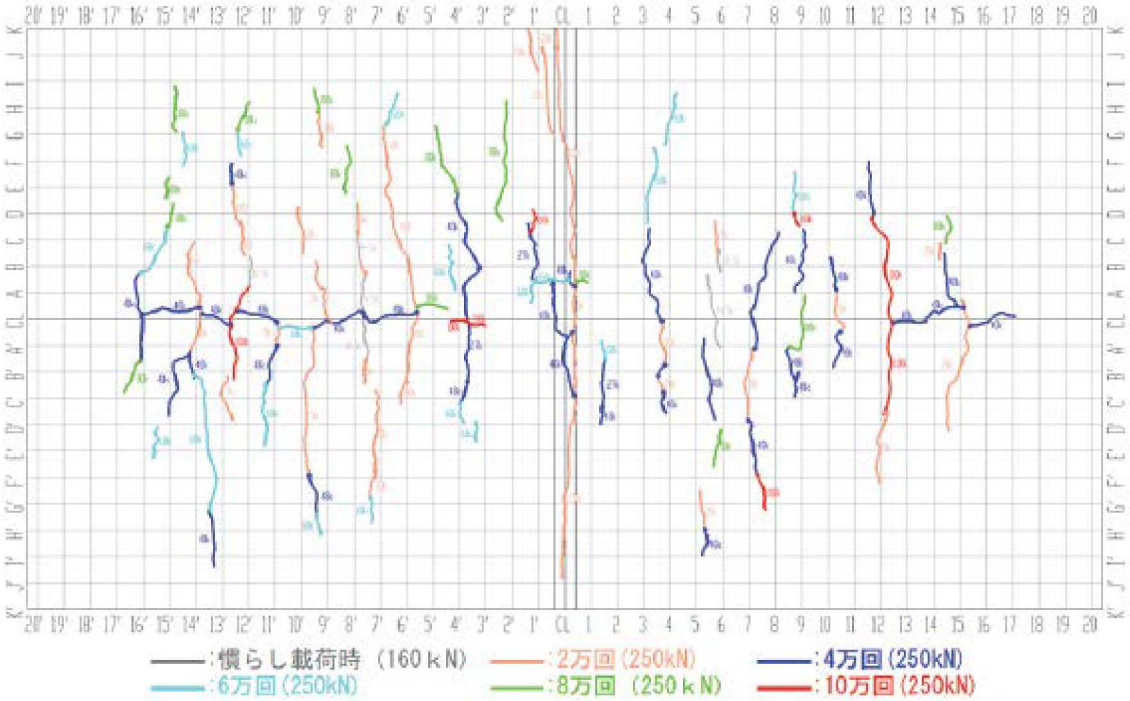


図-5.2.14　床版下面のひび割れ図（P2）

図-5.2.13 に示した E2 において，慣らし載荷 0.2 万回時で接合部と床版界面の下面にひび割れが発生し，慣らし載荷終了時には上面の接合部界面にもひび割れが進展していることが確認された．P2 は慣らし載荷終了時にはプレキャスト PC 版部へのひび割れ発生のみであったが，本載荷を開始して 0.5 万回時に接合部の下面にひび割れが発生し，2 万回終了後には上面の接合部にもひび割れがみられた．

(2) 接合部の目地開き

静的載荷 160kN 時における接合部中央の目地開きを**図-5.2.15** に示す．前述したように，E2 は慣らし載荷時に既にひび割れが上面に達しており，慣らし載荷時におけるひび割れ幅は最大 0.25mm となった．なお本載荷に移行した後，床版にひび割れが発生すると，負曲げ無しの E1 と同様に接合部の目地開きは減少した．

P2 は本載荷以降して載荷回数 2 万回までの間に接合部においてひび割れが発生した後，上面へひび割れが進展し，目地開きが急激に増加した．その後も目地開きは増加し最大 0.32mm に達した．

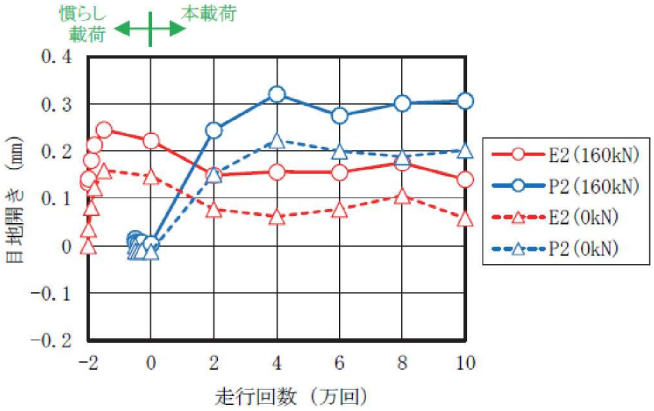


図-5.2.15　接合部中央の目地開き（負曲げ有り）

(3) 床版中央のたわみ

静的載荷 160kN 時における床版中央のたわみを**図-5.2.16** に示す．この図に示すように，E2 と P2 は接合部に明確なひび割れが発生したにもかかわらず，床版中央のたわみへの影響はわずかであった．

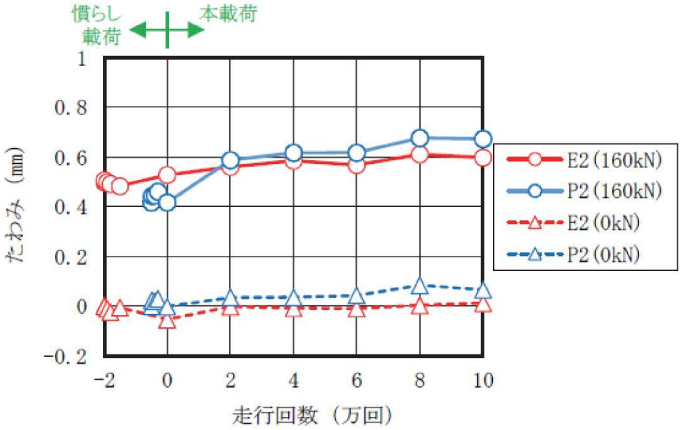


図-5.2.16　床版中央のたわみ（負曲げ有り）

(4) 床版上面の最大段差

寸動載荷時の床版上面の最大段差を**図-5.2.17** に示す．E2 と P2 いずれも走行回数の増加に伴って床版の段差は大きくなり，10 万回走行後には E1 で 0.65mm，E2 で 0.30mm に達した．

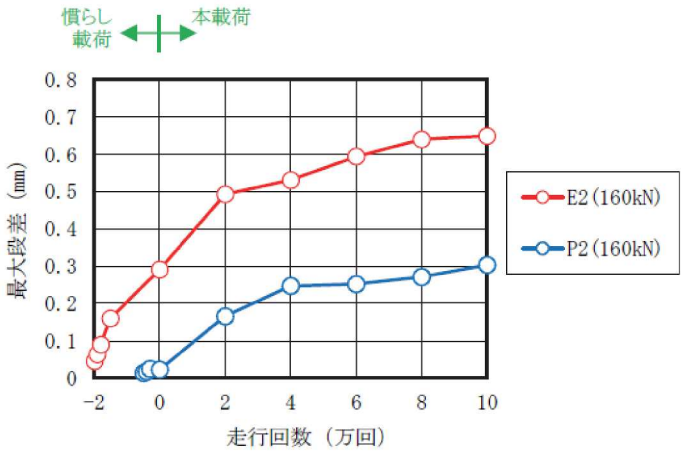


図-5.2.17　床版上面の最大段差（負曲げ有り）

(5) 漏水試験

漏水試験状況を**図-5.2.18** に示す．E2 と P2 いずれの供試体も上面に滞水させた直後に接合部から漏水が発生した．ただし，両者のひび割れ発生・漏水状況は異なり，E2 の漏水箇所は接合部と床版の界面だけであったのに対し，P2 は接合部充填材にもひび割れが進展し接合目地充填部からも漏水した．これは，P2 と比較して E2 は充填材料の引張強度が大きいことに起因するものと考えられる．

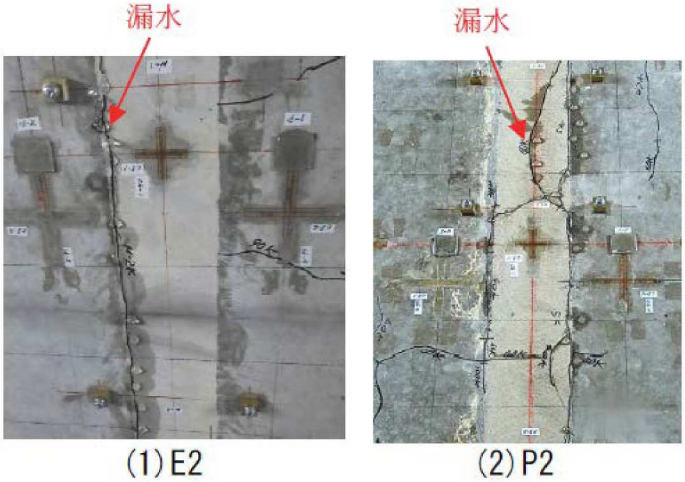


図-5.2.18　漏水試験状況

（６）試験結果の総括

NEXCO 試験法に準じた輪荷重走行試験である「負曲げなし」においては，耐用年数 100 年相当の載荷荷重・載荷回数走行後に接合部で漏水が発生せず，半剛接合構造は NEXCO の床版にも適用可能な高い疲労耐久性を有していることを確認できた．一方，中間支点付近への適用を目指して行った「負曲げ有り」は，接合部で漏水が発生した．今回実施したような引張応力を作用させた上で接合部の疲労耐久性を検証した事例はほとんどなく，今後は試験方法の妥当性を検証する必要がある．

5.3.　実橋における適用

東北地方で発注された橋梁建設工事（鋼単純非合成桁橋）において，プレキャスト PC 床版および半剛接合構造を採用し，実橋における施工性を確認した．この橋は下部工引き渡し時期が遅れたことから，工期短縮と品質・耐久性確保を両立する目的で現場打ち RC 床版をプレキャスト PC 床版に変更したうえで半剛接合構造を作用した．**図-5.3.1** に本橋の床版構造変更前および変更後の断面図を示す．

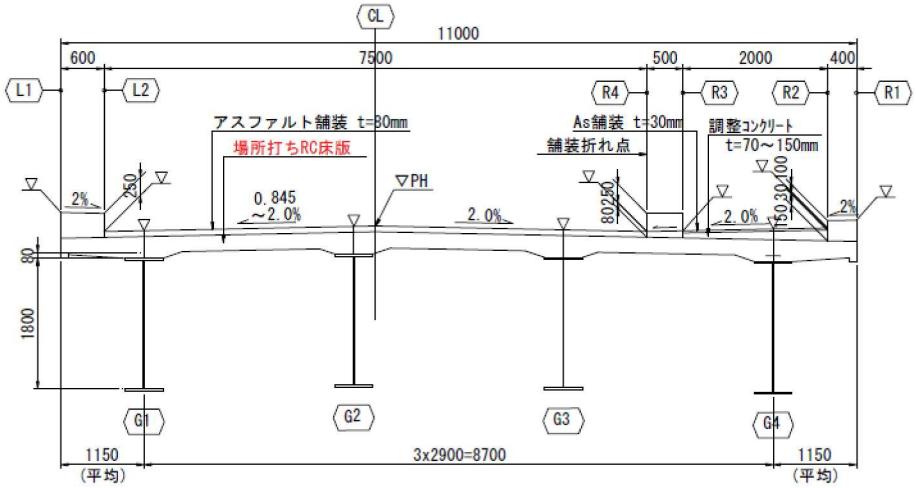
橋梁概要

構造形式：鋼単純非合成鈑桁橋

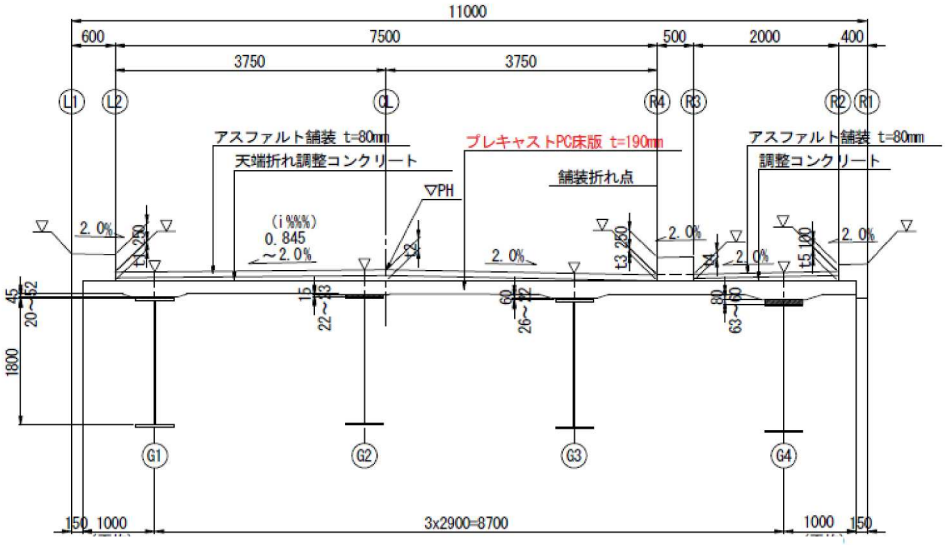
橋　　長：31.500m

有効幅員：10.000m

縦断勾配：5.8%



(a) 設計変更前（現場打ち RC 床版）



(b) 設計変更後（プレキャスト PC 床版）

図-5.3.1　橋梁断面図

5.3.1　検討項目

プレキャスト PC 床版構造では，一般に工場製作の PC 板の現場接合にループ鉄筋による RC 接手が採用される（**図-5.3.2**）．本橋で採用したプレキャスト PC 床版における半剛接合構造（**図-5.3.3**）は，公共工事において国内実績がないことから，採用にあたり以下の対策を行い耐荷性能・耐久性能を確保した．

(1) エポキシ樹脂モルタルの接着性能が消失した場合における床版構造の成立性確保

道路橋示方書に従って設計した床版構造に対して床版支間方向の PC 鋼材量を 2 本(/m)増やし（**図-5.3.4**），かつコンクリート強度を σ＝50N/mm² から σ＝70N/mm² に変更することで，充填部の剛性をゼロとみなしても床版構造が成立する構造とした．

(2) 床版継手上の調整コンクリート・舗装の耐久性確保

鋼桁全面を増塗り・鋼桁上フランジへのまわし塗装を実施し鋼桁の耐腐食性を向上させ，かつ橋面防水を高機能防水「HQ ハイブレン AU 工法」（高速道路橋での 30 年供用を想定：NEXCO 要領に準拠）にランクアップすることで床版継手部 の耐久性を向上させた．

図-5.3.2　ループ接手

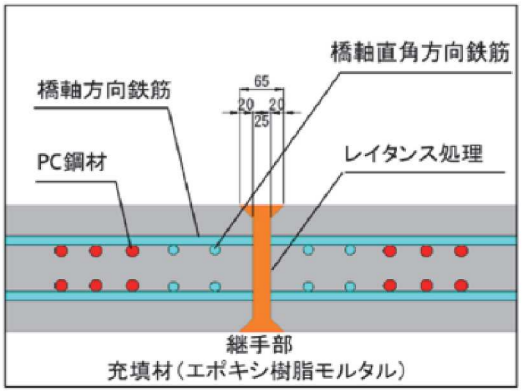


図-5.3.3　半剛接手とプレキャスト版構造

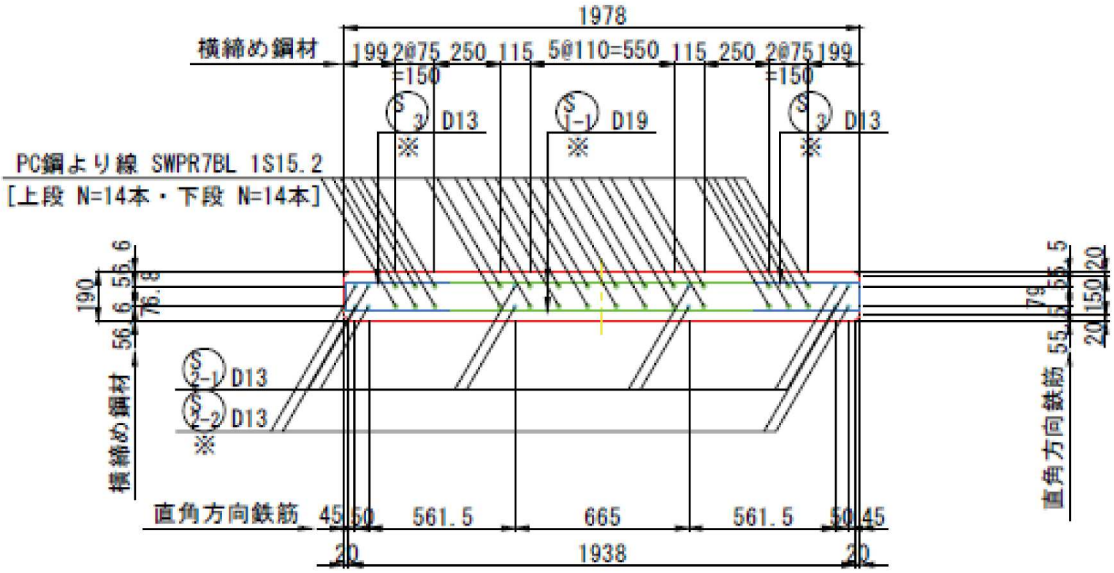


図-5.3.4　プレキャスト PC 版の断面図

5.3.2　試験施工の概要と結果

実施工の前に施工性を確認する目的で試験施工を実施した．検討項目は以下のとおりである．

・鋼桁上フランジとプレキャスト版下面の空間に打設する無収縮モルタルの接合目地への侵入防止

・底版型枠の構造

・充填作業の手順

試験体はプレキャスト PC 版の　G1 桁，G3 桁，G4 桁上の床版支点部をモデル化した．試験体の寸法は橋軸方向：400mm，橋軸直角方向：ハンチ終了位置＋300mm とし，床版厚は実橋と同じ 190 mm＋各ハンチ厚とした．また，鋼桁の代わりにフランジ幅 300 mmの H 鋼を使用し，現場施工に合わせて 5.8%の縦断勾配で試験体を設置した(**図-5.3.5**)．

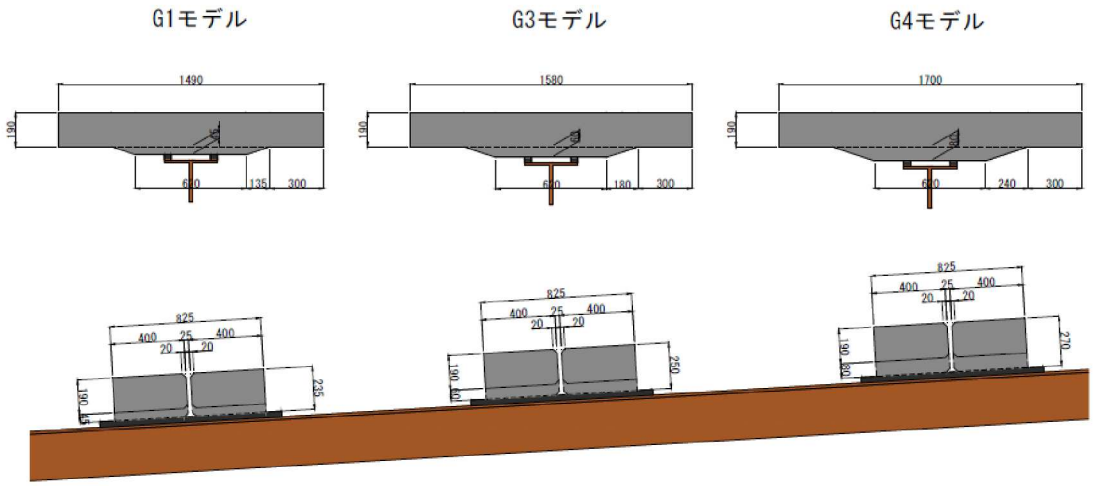


図-5.3.5　供試体の形状寸法

(1) 無収縮モルタルの継手部への侵入防止

半剛接合構造は接合目地へのエポキシ樹脂モルタルの確実な充填が必要である．しかしながら，接合面の上下端には 20mm の面取りがされており，鋼桁上フランジとプレキャスト版下面の間に無収縮モルタルを充填する際，床版継目部へのモルタル侵入によるエポキシ樹脂モルタル充填部の欠損が懸念された（**図-5.3.6**）．そこで無収縮モルタルのプレキャスト版接合部スペースへの侵入防止策を検討し，その実効性を確認するための試験を実施した．また判定基準として，本工法の優位点である工期短縮に影響を与えない簡素かつ確実な止水に重点をおいた．

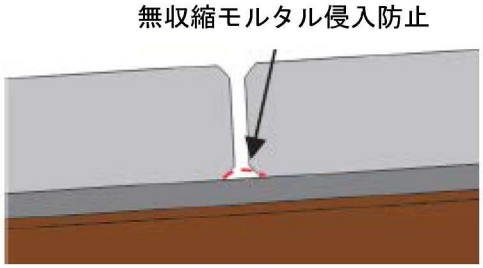


図-5.3.6　プレキャスト版間スペースの形状

複数の止水板で試行した結果，ベニヤ板，薄ベニヤ，面木を併用した止水板が最も施工性がよく，無収縮モルタル侵入防止の役割も果たしていたため，この止水板を採用することとした(**図-5.3.7**).

図-5.3.7　無収縮モルタル侵入防止用の止水板

(2) 底型枠

プレキャスト版接合部の底型枠は組立解体が容易で，モルタルの漏れや段差・膨れの生じない材料・構造を目指して検討した．型枠材として一般的に使用される合板を用いた場合とシールテープのみを用いた場合，シールテープと部分型枠を用いた場合で実験した．シールテープのみで施工が成立すれば，最も施工スピードが速く工期短縮につながるが，事前試行の結果，エポキシ樹脂モルタルの自重に耐えられず下面が下方に膨らむ結果となった．したがって，本工事の底版には合板を採用することとした(**表-5.3.1**).

表-5.3.1　試行した底型枠と評価

確認項目	型枠A 	型枠B 	型枠C 	判定方法
使用材	合板 縦さん 横さん	シールテープ	シールテープ 横さん	—
施工性	クシ型枠の加工 底板の寸法合わせ	プライマーと テープのみ	テープの補強に 角材で固定	加工・設置・解体の手間
	△	◎	○	
ノロ漏れの有無	無し	無し	無し	—
底板の膨らみ 解体後の仕上がり	無し	高さ 9 ㎜、幅 100 ㎜の膨らみ	テープ単独部に高さ 3 ㎜程の膨らみ	スケールによる測定
	◎	×	×	—
経済性	1 位	2 位	3 位	材料費
評価	○	×	×	—

(3) 充填作業

エポキシ樹脂モルタルの接合部への充填作業において，以下の項目を検討した．

・練混ぜ方法　　ペール缶ミキサーとハンドミキサーの練り混ぜ能力を比較した．このうちハンドミキサーは練り混ぜ時に空気を巻き込みやすいうえ，充填材の粘性に対しミキサーの能力に余裕がなく，適していないと判断した．一方のペール缶ミキサーは問題無く練混ぜができた．

・練上がり温度　　温度が高いほど流動性が大きくなる傾向がみられたが，フロー試験の結果に影響はみられなかった．

・充填方法　　充填はペール缶から直接流し入れるだけで隅まで空隙なく充填され，自己充填が可能であったため，用具を使った攪拌作業は不要であることを確認できた．

・均し方法　　均し作業には，ヘラとコテ・水とアセトンの使用をそれぞれ比較した結果，ヘラ，コテ・アセトン，水の順に均しやすかったことから，現場施工ではコテと水を使用して均し作業を実施することとした．

表-5.3.2 に上記の結果比較を示す．**図-5.3.8** に作業状況，**図-5.3.9** に型枠脱型後の仕上がり状況を示す．

表-5.3.2　試行した充填作業と評価

確認事項	試験A	試験B	試験C	判定方法
練り混ぜ方法１（主材＋硬化剤）	ペール缶ミキサー		ハンドミキサー	目視
	マニュアルに１～２分とあるが目視による確認が必要。		気泡が入りやすい。	
練り混ぜ方法２（①＋フィラー）	目視により粉感が無くなるまで混ぜる。2～3分。		粘性が高いため練り混ぜが困難。	
	○		△	
練り上がり温度	18.5℃	21.2℃	20.1℃	—
フロー値	縦方向 140mm 横方向 140mm	縦方向 140mm 横方向 140mm	縦方向 140mm 横方向 140mm	—
充填性	△	○	○	目視
作業性（硬化速度）	硬化速度は速く，練りあがったら順次充填していかなければならない。（練り混ぜ作業を先行しておくことはできない。）			—
充填作業（道具）	充填性が高く，必要なし。			—
充填作業（必要人工数）	練り混ぜ２人　＋　充填２人			—
均し（道具による仕上げ具合）	金ベラ	金ゴテ	金ゴテ	目視
	△	○	○	
均し（仕上げ材料）	水	水	アセトン	
	○	○	×	
均し（必要人工数）	２人			—
仕上がり	1，２mmの沈みがあった。充填時に余盛が必要。 研磨機により容易に研磨可能。			目視
評価	△	○	×	—

練り混ぜ

フロー試験

充填作業

均し作業

図-5.3.8　エポキシ樹脂モルタル充填作業

型枠Ａ

型枠Ｂ

型枠Ｃ

図-5.3.9　型枠脱型後の仕上がり状況

5.3.3　実施工の結果と課題

試験施工で得た知見を元に現場施工を実施し，問題なく施工を完了した．なお，橋軸直角方向端部の止め枠にはスポンジを使用した(**図-5.3.10**)．接合部底型枠の一部に透明型枠を使用して充填の様子を観察した結果，空隙なく良好な充填を確認できた（**図-5.3.11**）．

図-5.3.10　プレキャスト版端面のスポンジ型枠

図-5.3.11　エポキシ樹脂モルタル充填

実橋での施工から得た課題を以下に列記する．

(1) エポキシ樹脂モルタルの練混ぜが不均一にならないよう留意が必要である．

(2) 施工時期が９月であったことから気温が高く流動性を確保できたが，冬季施工の際には流動性低下を前提とした作業計画の策定が必要である．

(3) エポキシ樹脂モルタルの接着力が強いため，底型枠に事前塗布する剥離剤の選定を検討する必要がある．

5.4　実橋載荷試験

前節で述べた鋼単純非合成鈑桁橋において，半剛接合したプレキャスト床版の設計手法の妥当性確認，実構造物の挙動把握，安全性を確認する目的で実橋載荷実験を実施した．載荷試験の項目および計測内容を表-5.4.1に示す．

表-5.4.1　試験項目と目的

載荷方法	測定項目	測定の目的
静的載荷	床版下縁応力	・道路橋示方書の想定（等方性版）から逸脱した異方性版の力学挙動の確認 ・半剛接合構造の荷重伝達機能
	隣接床版間の相対変位	・床版橋軸方向において剛性が急変する部位における挙動確認
動的載荷	床版下縁応力	・設計で想定した衝撃を含む活荷重応力に対する安全性の確認
	隣接床版間の相対変位	・床版接合部の相対変位が防水層のひび割れ追従に対する規格値以下かどうか確認

5.4.1　試験概要

(1) 載荷荷重

実橋載荷試験に用いる荷重として，試験車両（砕石を積載して総重量 20t に調整したトラック×1 台）を用いて静的載荷および動的載荷試験を実施した．**図-5.4.1** に示すように，載荷位置は，G2 桁と G3 桁間の床版支間中央とし，静的載荷時および動的載荷時のひずみと変位等を計測した．

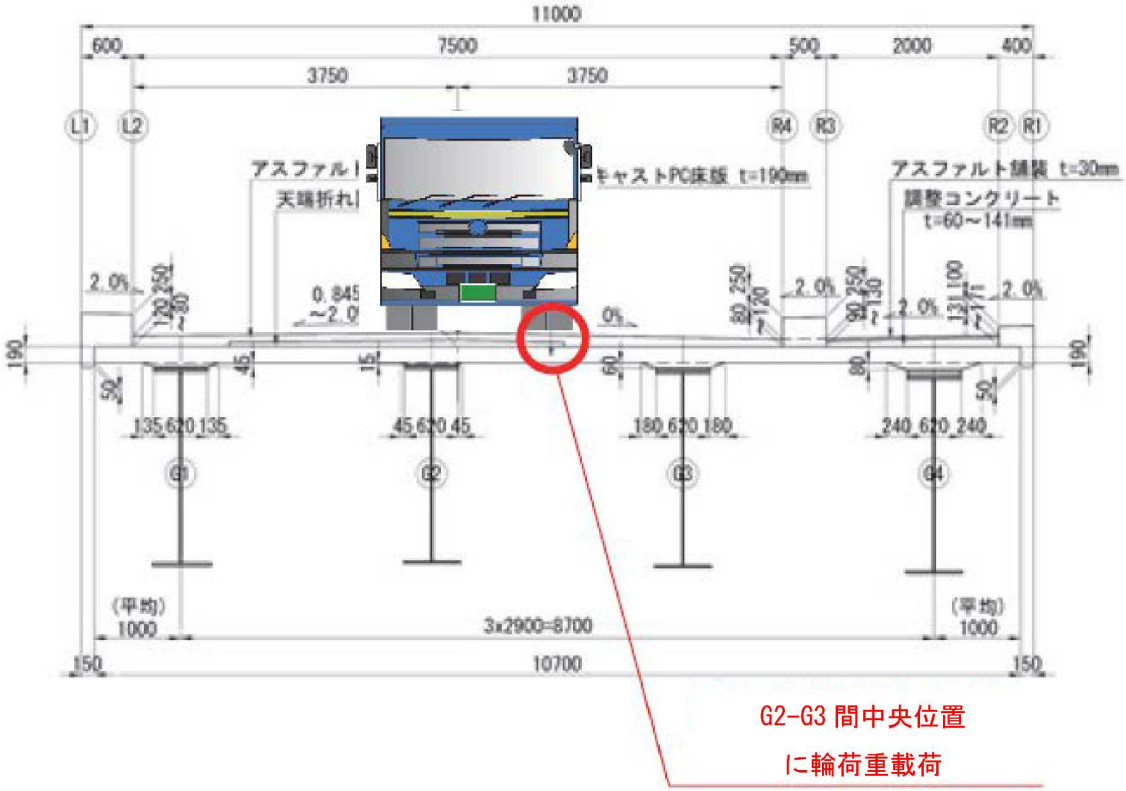


図-5.4.1　幅員方向載荷位置

荷重載荷および計測箇所を**図-5.4.2** に示す．計測範囲は橋梁支間中央近傍のプレキャスト PC 版 PA5，PA6，PA7 の床版支間中央とした．静的荷重の橋軸方向載荷位置は，支間中央に位置する間詰 EJ07 近傍を主たる着目点として，計測範囲に隣接する床版も含めたプレキャスト PC 版 PA4，PA5，PA6 の床版支間中央とした．試験車両の軸距を**図-5.4.3**，軸重・ 輪距を**表-5.4.2** に示す．なお，表中の軸重は各箇所の左右タイヤの合計を示す．

(2) 静的載荷

静的載荷は試験車両の後後輪（**図-5.4.3** の W1）を**図-5.4.2** の所定の載荷位置に移動させて行った．なお，A1 側から A2 側（載荷位置①⇒⑦），A2 側から A1 側（載荷位置⑦⇒①）に進行方向を変えて移動させ，全 14 箇所 に載荷した場合の床版応力等を計測した（**図-5.4.4**）．

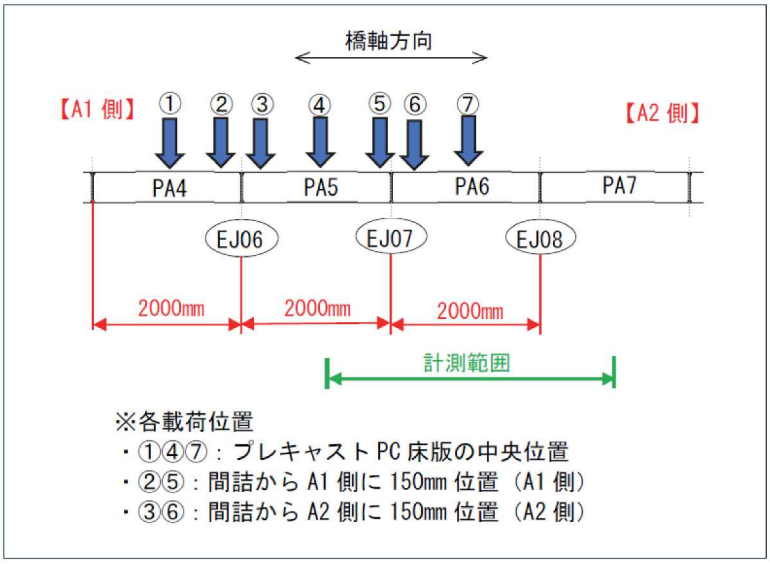


図-5.4.2　橋軸方向載荷位置（静的載荷）

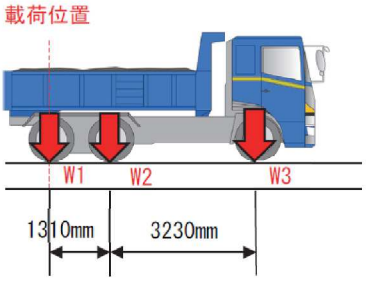


図-5.4.3　試験車両の軸距

表-5.4.2　試験車両の軸重・輪距

	軸重 (kN)	最外側タイヤの輪距(mm)
W1(後後輪)	68	1855
W2(後前輪)	71	1855
W3(前輪)	57	2050

(3) 動的載荷

G2-G3 間中央に静的載荷と同様の位置を輪荷重が通過するよう試験車両を走行させ，床版応力等を 100 回/秒間隔で計測した（図-5.4.5）．トラックの走行速度は，50km/h（設計速度），25km/h の 2 ケースとした．載荷は進行方向を変えて（A1⇒A2，A2⇒A1）全 12 回実施した（速度 2 ケース×進行方向 2 ケース×ばらつきによる挙動確認 3 回）．

図-5.4.4　静的載荷状況（トラック静止）

図-5.4.5　動的載荷状況（トラック走行）

(4) 計測項目

計測項目は，載荷点近傍の床版下縁におけるコンクリートまたは充填材のひずみ（橋軸方向・橋軸直角方向），段差，相対水平変位とした（**図-5.4.6**，**図-5.4.7**）．間詰 EJ07・EJ08 を跨いだプレキャスト版下面の段差を高感度変位計（感度：0.001mm），相対水平変位を π 型変位計（感度：0.001mm，標点距離：150mm）で測定した．

静的載荷では 3 次元 FEM 解析値との比較，動的載荷では設計計算時の活荷重による応力との比較や衝撃の影響を検証した．

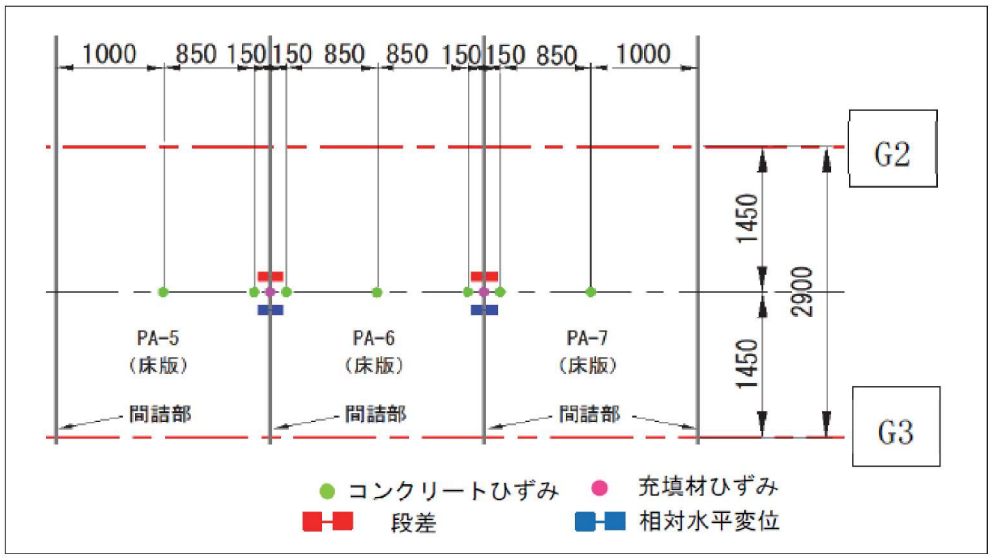


図-5.4.6　計測位置（床版下面・平面図）

図-5.4.7　床版下面計測状況

5.4.2　FEM 解析概要

FEM 解析は橋梁全体を 3 次元でモデル化し，舗装後に載荷試験を行ったため舗装もモデル化した（**図-5.4.8**）．床版・地覆・間詰部・舗装部はソリッド要素，主桁・横桁はプレート要素，対傾構はビーム要素を用いてモデル化した．解析に用いた物性値を**表-4.3.7** に示す．床版コンクリートと充填材，鋼桁は完全結合した．

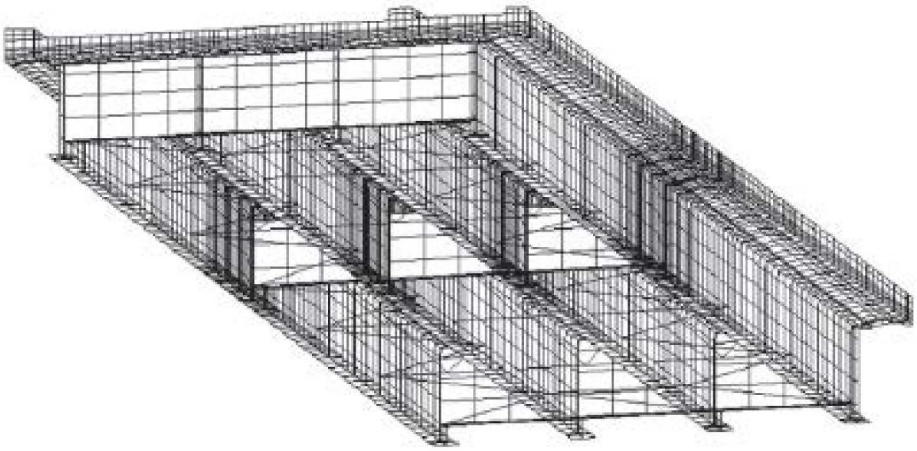


図-5.4.8　3 次元 FEM モデル

荷重は，静的載荷試験時の載荷位置に，**表-5.4.3** に示した全 6 輪の輪荷重を載荷した．各輪荷重の載荷面は，橋軸方向 200mm×橋軸直角方向 500mm（前輪は 250mm）とした．

表-5.4.3　解析に用いた物性値

項目	特性	ヤング係数 (kN/mm^2)	ポアソン比	備考
コンクリート(床版)	設計基準強度 70N/mm^2	38.900	0.19	テストピースの実測値
コンクリート(地覆)	設計基準強度 24N/mm^2	25.000	0.20	
鋼材		200.000	0.30	
間詰部	エポキシ樹脂モルタル	5.920	0.25	テストピースの実測値
舗装	アスファルト	10.000	0.35	メーカー資料より ※調整コン部も便宜的に同様の値を適用

5.4.3　試験結果と考察

(1) 載荷試験時の材料特性

載荷試験の翌日に，プレキャスト床版製作時に採取したコンクリートのテストピース（φ100×200mm）と，間詰部施工時に採取したエポキシ樹脂モルタルのテストピース（φ50×100mm）を用いて，圧縮強度・ヤング係数・ポアソン比・引張強度を測定した．測定結果を**表-5.4.4** に示す．

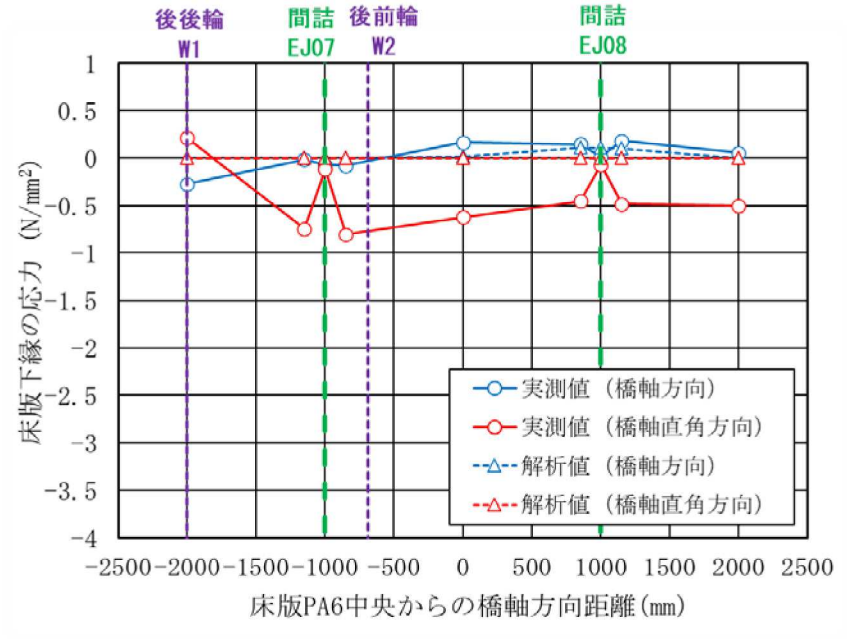
表-5.4.4　載荷試験時の材料特性

		採取日	試験日	材齢	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	ポアソン比	引張強度 (N/mm^2)
プレキャスト床版（コンクリート，σ_{ck}=70N/mm^2）	PA5	2020/12/11	2021/11/25	349日	80.1	39.2	0.19	5.7
	PA6	2020/12/14	2021/11/25	346日	81.0	38.9	0.19	5.5
	PA7	2020/12/16	2021/11/25	344日	76.7	38.7	0.19	5.4
間詰部（エポキシ樹脂モルタル）		2021/9/15	2021/11/25	71日	49.2	5.92	0.25	12.3

(2)静的載荷

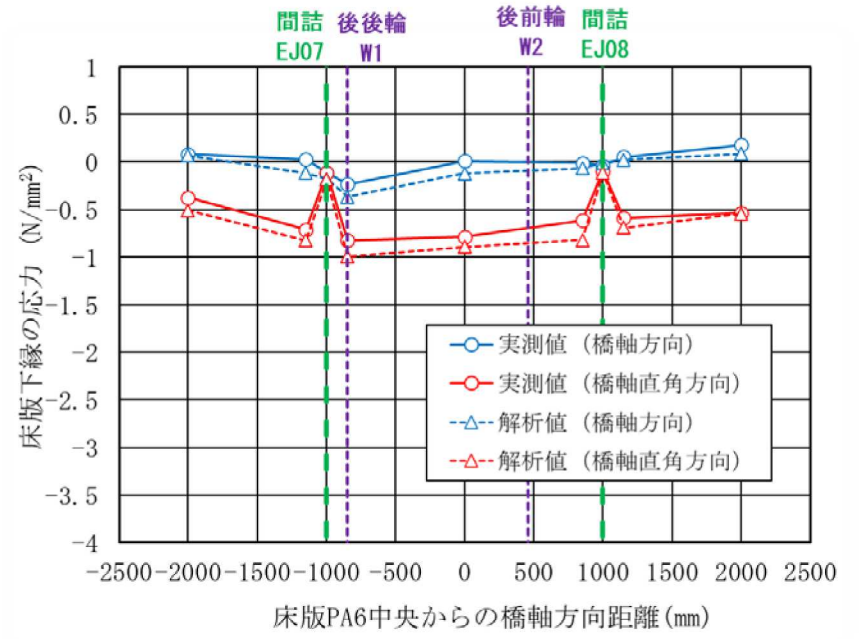
a.　床版下縁応力

各接合部で概ね同じ計測結果を得たことから，代表データとして間詰 EJ07 を通過する直前の床版中央（A1⇒A2：④），通過直後の間詰近傍（A1⇒A2：⑥）における床版下縁の実測値を FEM 解析値と比較して**図-5.4.9** に示す.



【載荷位置④】　W1:PC 板 PA5 中央

（※応力の－記号は引張を表す）



【載荷位置⑥】　W1:EJ07 から A2 側に 50cm

（※応力の－記号は引張を表す）

図-5.4.9　床版下縁の応力（静的載荷）

これらの図に示すとおり，橋軸方向応力と橋軸直角方向応力ともにほぼ実測値と解析値は近似しており，床版および接合部は設計で想定した通り挙動し，十分な安全性を保持していると判断できる．

b. 隣接床版間の相対変位

間詰 EJ07 における隣接床版間の最大段差および最大相対水平変位を**表-5.4.5** に示す．この表に示すように，静的載荷試験時の段差および相対水平変位は FEM 解析値と概ね同程度，かつ極めて小さい値となり，半剛接合構造は PC 床版の接合構造として十分に機能を発揮していると判断できる．

表-5.4.4　最大段差および最大相対水平変位（静的載荷時）

	最大段差(mm)【EJ07】		最大相対水平変位(mm)【EJ07】	
載荷方向	A1⇒A2	A2⇒A1	A1⇒A2	A2⇒A1
実測値	0.001	0.001	0.001	0.001
解析値	0.005	0.005	0.002	0.002

(3) 動的載荷

a.　設計上の想定応力

半剛接合構造は接合部の剛性が小さいことから，一般的な RC 接合を採用した等方性の床版と異なり異方性版の挙動となる．充填接合部を設け，床版の橋軸方向の剛性が一様でない本工法においては，床版支間方向の活荷重による曲げモーメントは等方性版より増加することが明らかになっている．なお本橋では，発注者からエポキシ樹脂モルタルの荷重伝達機能がなくても床版の耐荷性能を損なわないように設計することを求められたため，通常の半剛構造を採用した場合の設計において道路橋示方書の算出式で求められる橋軸直角方向曲げモーメントを充填材とコンクリートの剛比に応じて 10～20%程度割り増すところ，本橋では 40%割増して設計した．ここでは，実橋載荷時の後輪の片側荷重（70kN）に対応した設計応力（**表-4.4.6**）を設計上の想定応力とし，動的載荷時に床版下縁に発生する応力と比較検討する．

表-4.4.6　設計上の想定応力

（引張：正）

設計荷重	活荷重による応力(N/mm²)【床版下縁（G2-G3 間中央）】	
	橋軸方向	橋軸直角方向
100kN【T 荷重】	3.6	7.9※
70kN【実橋載荷時】	2.5	5.5

※接合部の剛性が小さいことに起因して橋軸直角方向の引張応力が大きくなることから，橋軸直角方向の曲げモーメントを割増して設計

【設計荷重】
- 床版の設計曲げモーメント算出時の T 荷重の片側荷重：100kN
  ※設計自動車荷重 245kN の内、後輪荷重 200kN の片側荷重
- 実橋載荷時の後輪（タンデム 2 軸の合計）の後輪片側荷重：70kN

【活荷重による床版下縁応力（衝撃含む）】
- T 荷重（100kN）に対する実橋載荷時の荷重（70kN）の比（70kN/100kN=0.7）を T 荷重による応力に乗じて，実橋載荷時の荷重に対する設計時の想定応力を算出

b. FEM 解析による応力

動的載荷時の計測結果と比較検討するため，活荷重（衝撃の影響を考慮）による床版下縁応力を FEM 解析により算出した．この解析では，静的載荷試験において実施した全ての載荷ケースにおいて応力を算出し，最大となる値を**表-5.4.7** に記載した．また，衝撃の影響は衝撃係数を乗じることで考慮した．

表-5.4.7　FEM 解析で算出した応力

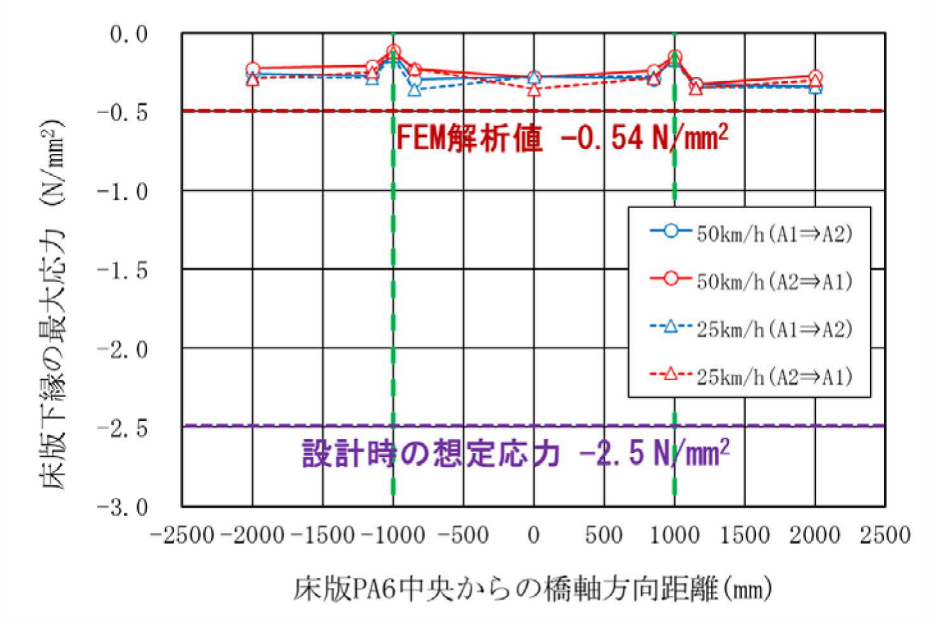
（引張：正）

項　目	活荷重による床版下縁応力（N/mm²）（G2-G3 桁間中央）	
	橋軸方向	橋軸直角方向
FEM 解析で算出した応力の最大値	0.43	1.00
FEM 解析で算出した応力の最大値×衝撃係数※	0.54	1.26

※　衝撃係数 i=20/(50+L)　(L:支間長=29.7m)

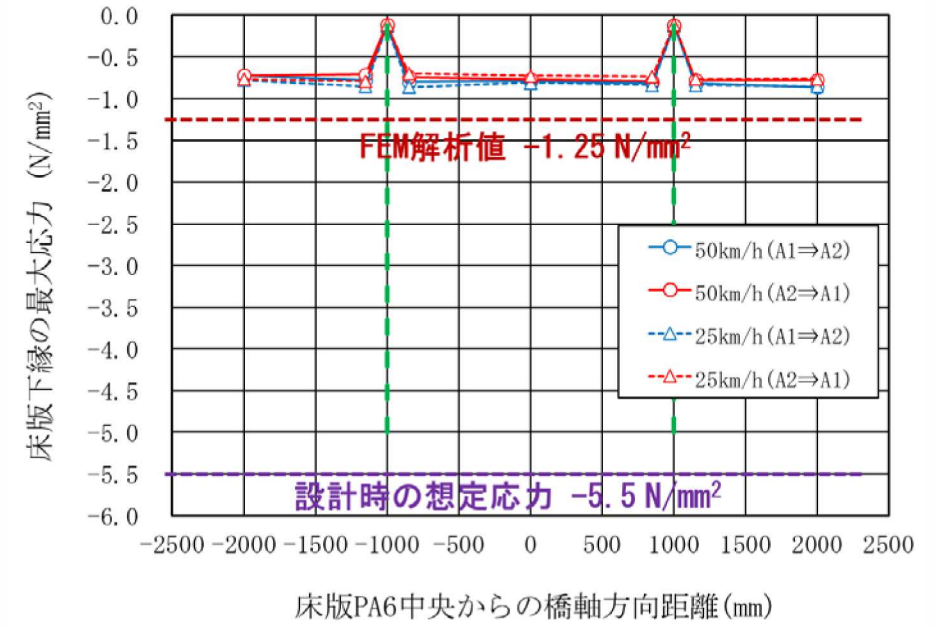
(4) 床版下縁応力

動的載荷時に発生した床版下縁の最大応力分布を**図-5.4.10** に示す．なお図中の数値は，各載荷ケースにおいて実施した 3 回の実験結果の平均値を示している．この結果からわかるように，FEM 解析結果および動的載荷によって床版下面に発生した応力は，設計上の想定応力を大きく下回った．これは，道路橋示方書における床版設計曲げモーメントの算出式が，RC 床版の疲労耐久性を考慮して保守的に設定されたことが一因として考えられる．また，実験結果は衝撃の影響を考慮した FEM 解析による応力よりも小さくなっており，車両走行に対しても十分な安全性を有していることを確認した．なお，載荷速度や進行方向の影響はほとんどみられなかった．



（※応力の－記号は引張を表す）

橋軸方向応力



橋軸直角方向応力

（※応力の－記号は引張を表す）

図-5.4.10　床版下縁の最大応力（動的載荷時）

(5) 隣接床版間の相対変位

動的載荷時における隣接床版間の最大段差および最大相対水平変位を**表-5.4.8** に示す．この表に示すように動的載荷試験時の鉛直方向最大段差は 0.007mm，水平方向の最大相対差は 0.006mm であり，載荷速度の影響もほとんど認められなかった．なお，最大相対水平変位差 0.006mm は防水層に要求されるひび割れ追随性 0.3mm の 1/50 であり，防水層への影響も無視できるレベルと判断できる．

表-5.4.8　最大段差および最大相対変位（動的載荷時

	最大段差(mm)※1		最大相対水平変位(mm)※2		[参考] 防水層に要求される ひび割れ追随性
載荷速度	50km/h	25km/h	50km/h	25km/h	
引張側(A)	0.003	0.003	0.004	0.004	0.3mm 以上※3
圧縮側(B)	-0.004	-0.003	-0.002	-0.002	
正負の差 (A-B)	0.007	0.006	0.006	0.006	

※1)起点側が高い場合＋　※2)引張側が＋　※3)日本道路協会：道路橋床版防水便覧，2007.3

5.5　高速道路橋の床版取替工事への適用

新設橋梁での実施工および実橋載荷試験を踏まえ，半剛接合構造を高速道路橋の床版取替工事に適用した．対象橋梁は 2 径間連続鋼非合成桁橋-2 橋，3 径間連続非合成桁橋-1 橋である．これらの橋梁では，NEXCO 試験法に準じた輪荷重走行試験の結果から，半剛接合構造は橋軸方向正曲げエリアだけに適用し，負曲げエリアはループ鉄筋による RC 接合構造とした．この結果，半剛接合構造の適用範囲は，梁全体の約 60%となった．これらの橋梁は本論文執筆時に施工後約 1 年が経過しているが，近接調査の結果不具合は確認されていない．

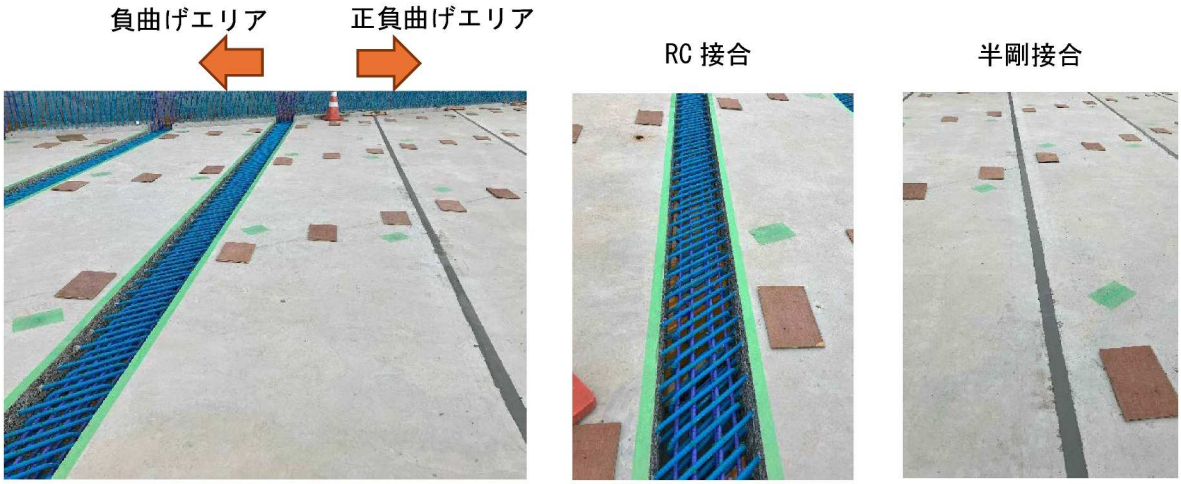


図-5.4.1　高速道路の更新床版における接合部の比較

同一橋梁で，従来の RC 接合構造と新規実用化した半剛接合を施工したことから（**図 5.4.1**），工事の工期短縮および労務工数削減効果を定量的に計測できた．半剛接合構造を 3 径間連続鋼非合成桁橋の全長に適用したと仮定すると，床版取替工の労務工数は標準施工 6600 人に対して 939 人削減（14%削減；**表-5.4.1** 参照），工期は標準施工 101 日を 11 日短縮（11%短縮；**表-5.4.2**，**表-5.4.3** 参照）できる．ただし，前述のとおり，本技術は現時点で橋軸方向正曲げエリアの約 60%にのみ適用することから，この比率を適用すると，労務工数 563 人の削減（9%），工期を 7 日短縮（7%）できることになる．経済性においては，開発技術において労務費の削減と高単価の充填材の使用が相殺し，従来技術とほぼ同等となった．

表-5.4.1　床版取替工の比較工程表（半剛接合を全橋に適用した場合）

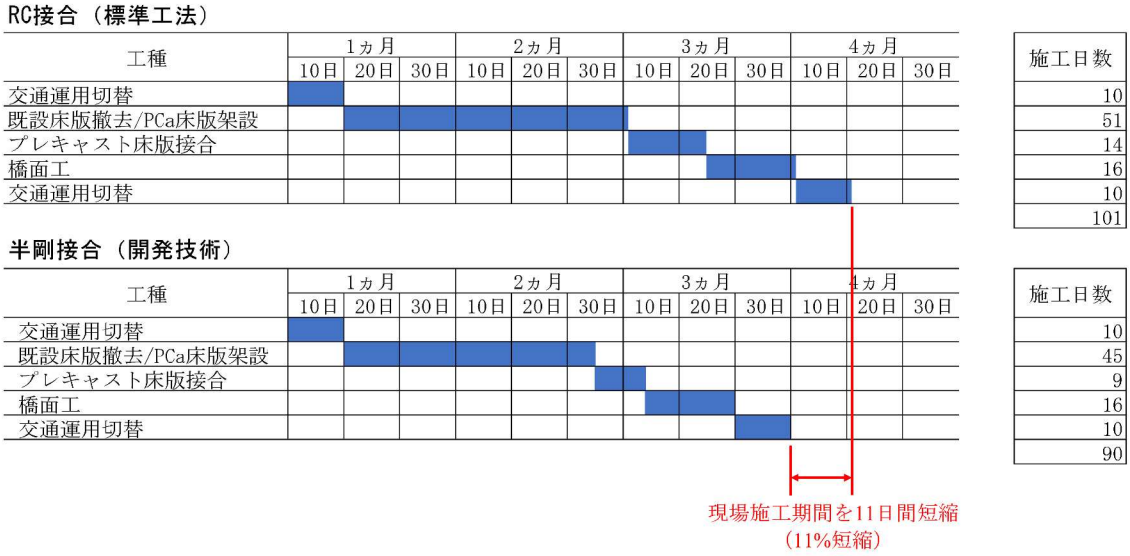


表-5.4.2　RC 接合を採用した場合の床版取替工の労務工数

工種	【標準案】RC接合					
	数量	単位	日当り施工量	施工日数	単位当り労働者数	労務工数
プレキャストPC床版製作	61.0	枚	2	31	12.000	732.000
既設床版・壁高欄削孔	550.0	箇所	17	33	0.085	46.750
既設床版切断	710.9	m	31	23	0.162	115.166
既設地覆削孔（切断）	147.0	箇所	13	12	0.132	19.404
地覆壁高欄切断	14.3	m2	2.2	7	3.182	45.503
地覆壁高欄撤去	122.9	m	23	6	0.218	26.793
既設床版撤去	1,044.7	m2			0.070	73.129
既設伸縮撤去工	21.0	m			6.000	126.000
主桁上フランジ処理	491.6	m			0.120	58.992
主桁上フランジシール設置	970.2	m			0.030	29.106
プレキャストPC床版架設	61.0	枚	3	21	1.238	75.518
プレキャストPC床版調整	61.0	枚	18	4	0.202	12.322
現場スタッドジベル溶植	976.0	本	120	9	0.033	32.534
プレキャスト床版接合					0.000	
型枠	200.8	m2	28.6	8	0.281	56.425
鉄筋	8.851	t	1.4	7	5.800	51.336
コンクリート打設	49.4	m3	33.3	2	0.570	28.158
充填材(単価は下表参照)						
壁高欄				163		1529.136
型枠	611.1	m2	38	17	0.288	175.997
鉄筋	9.657	t	3.5	3	3.000	28.971
コンクリート打設	93.0	m3	400	1	0.108	10.044
切削工	1,061.0	m2	1400	1	0.003	3.629
床版防水工	1,191.0	m2	1000	2	0.005	5.955
橋用補修用足場	1,213.3	m2	33	37	0.182	220.821
工法実施料						
小計				387		3504
交通監視員（8人/日）	3,096	人・日				3,096
合計	1,310	m2				6600
標準案との比較						100.0%

表-5.4.3　半剛接合を全橋に採用した場合の床版取替工の労務工数

工種	半剛接合					
	数量	単位	日当り施工量	施工日数	単位当り労働者数	労務工数
プレキャストPC床版製作	50.0	枚	2	25	11.000	550.000
既設床版・壁高欄削孔	462.0	箇所	17	28	0.085	39.270
既設床版切断	710.9	m	31	23	0.125	88.863
既設地覆削孔（切断）	147.0	箇所	13	12	0.132	19.404
地覆壁高欄切断	14.3	m2	2.2	7	3.182	45.503
地覆壁高欄撤去	122.9	m	23	6	0.218	26.793
既設床版撤去	1,044.7	m2			0.070	73.129
既設伸縮撤去工	21.0	m			6.000	126.000
主桁上フランジ処理	491.6	m			0.120	58.992
主桁上フランジシール設置	970.2	m			0.030	29.106
プレキャストPC床版架設	50.0	枚	3	17	1.238	61.900
プレキャストPC床版調整	50.0	枚	18	3	0.202	10.100
現場スタッドジベル溶植	1,200.0	本	140	9	0.033	40.000
プレキャスト床版接合					0.000	
型枠	36.2	m2	28.6	2	0.281	10.173
鉄筋						
コンクリート打設						
充填材(単価は下表参照)	4.6	m3	0.4	12	11.429	52.572
壁高欄				139		1231.805
型枠	611.1	m2	38	17	0.288	175.997
鉄筋	9.7	t	3.5	3	3.000	28.971
コンクリート打設	93.0	m3	400	1	0.108	10.044
切削工	1,061.0	m2	1400	1	0.003	3.629
床版防水工	1,191.0	m2	1000	2	0.005	5.955
橋用補修用足場	1,213.3	m2	33	37	0.182	220.821
工法実施料	1,213.3	m2				
小計				344		2909
交通監視員（8人/日）	2,752.0	人・日			0.000	2,752
合計	1,310	m2				5661
標準案との比較						85.8%

5.6　第５章のまとめ

半剛接合構造の実用化を目的とした輪荷重走行試験，新設橋梁での施工，実橋載荷試験，高速道路の床版取替工事を通じて，以下の結論を得た．

(1) 半剛接合構造は橋軸方向正曲げエリアには適用可能であるが，負曲げエリアを想定したの漏水試験で漏水があったことからこの範囲へは適用しない．

(2) 動的載荷試験による床版下縁応力は設計応力を大きく下回ったことから，本橋の設計手法で設計したプレキャストPC床版は十分な耐荷性能を確保していると判断できる．

(3) 静的載荷試験および動的載荷試験において，床版下面応力が設計値を大きく下回り，接合部の鉛直・水平方向相対変位差は極めて小さい値であったことから，半剛接合構造はプレキャストPC版の接合構造として必要な耐荷性能を有していると判断できる．

(4) 半剛接合構造を床版取替工事 3 橋において橋軸方向正曲げ範囲に適用した結果，労務工数を約9%削減，工期を約7%短縮できることを確認した．

第５章の参考文献

(1) 北慎一郎，櫻井信彰，前川宏一，松井繁之：床版取替に向けた半連続プレキャスト床版構造の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.67-72，2016.
(2) 北慎一郎，櫻井信彰，前川宏一：半連続プレキャストPC床版の静的載荷試験における再現解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.355-360，2018.
(3) 北慎一郎，櫻井信彰，前川宏一：半剛接合構造を有する床版における負曲げを作用させた輪荷重走行試験と解析による疲労耐久性の検証，土木学会論文集E2，Vol.76，No.4，pp.403-420，2020.
(4) NEXCO：NEXCO 試験方法第４編構造関係試験方法，2020.7.
(5) NEXCO：設計要領第二集橋梁保全編，2020.7.
(6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1972.

第６章　結論

6.1　本研究の結論

本研究は全国で老朽化が進む高速道路橋の床版更新に着目し，生産性向上に資する要素技術の開発・実用化に取り組んだものである．高速道路橋の床版更新工事には常に交通規制が伴うことから，狭隘な施工スペース，限定的な施工期間，既存交通の安全確保など厳しい施工条件下で，更新する床版に高い品質と耐久性が求められる．現在進められている高速道路橋の床版更新事業は過去に例をみない大規模なもので，関連技術の知見や経験も少ない．これまで，合理化に伴う生産性向上技術に関する研究開発や実橋への適用が進められてきたが，まだ多くの改善余地が残っている．本研究では，とくに施工の改善余地の高い工種である，プレキャストPC版構造，鋼合成桁橋の既設床版撤去，プレキャスト版接合構造に焦点を当て，研究開発を実施した．以下に研究の結論を述べる．

第３章　プレキャストPC床版の新しい合理化構造の開発

第３章では1993年～1995年，米国において実施した，新しい道路橋プレキャストPC床版の開発について示した。約30年前の米国では，現代の日本の道路事情と同様，道路橋床版の損傷が深刻で経年劣化により要求性能を満足できなくなった道路橋床版の安全性への信頼が低下しており，メンテナンスのため道路を長期間交通規制せざるを得ない状況が社会問題になっていた．

まず，本研究では過去の事例調査を実施した．米国では研究を開始した時点で道路橋床版の取替工事が数多く実施されており，構造面・施工面で種々の戦略的取り組みがなされていた．そして，このうちほとんどの床版取替工事でプレキャストRC床版構造が採用されていた．本研究では，耐久性向上，重量軽減による施工性向上，構造の合理化による経済性向上を目指して新しいプレキャストPC床版構造を考案し，実験的研究により施工性改善効果や構造特性を確認した．

考案したプレキャストPC構造の主部材であるプレキャストPC版は厚さ115mmの頂版と高さ90mmリブで構成する多リブ構造で，床版の総厚は全体に渡って等厚とした．プレキャストPC版の接合はせん断キーと橋軸方向ポストテンションPCの組み合わせを採用し，床版と鋼桁の結合はヘッドレススタッドとネジ加工スタッドによる鉛直締結方式を考案した．この構造は，それまで米国で採用されてきたプレキャストRC床版に比べ10～30%の重量削減となる．

新しく考案した床版構造はAASHTO橋梁設計規準に従って設計した．構造条件を逸脱した箇所はFEM解析にて耐荷性能を確認し，応力が許容値を逸脱した箇所の挙動は載荷実験で安全性を確認した．本研究では，PC工場で実物大のプレキャストPC床版を３枚製造して実験室内に運んで２本の鋼桁上で組み立てる施工確認実験の後，定点静載荷，定点疲労載荷実験を実施した．実験室での実物大床版供試体の組立ては円滑に終了し，想定していた時間内に全ての作業を終えた．載荷実験においてもプレキャストPC版の各部位および接合部は要求性能を満足しており，構造条件をすべて満足した．しかしながら，夜間施工―昼間交通開放を想定して設けた床版端部への活荷重載荷ケースでは不連続となる床版端部において要求性能を満足しなかった．このことから，床版

取替工事の最中に一時的に交通開放する場合，新旧床版の不連続を解消できる技術の開発が必要であることが課題として残った．

載荷試験が終了した後，現地施工を想定して床版撤去を実施した．その結果，ヘッドレススタッドジベルはPC板撤去作業において有効に機能し，プレキャストPC版を小さい上揚力かつ短時間で撤去できた．このヘッドレススタッドジベルの発想を基に第4章で鋼合成桁橋の既設床版撤去に取り組んだ．また，本章において採用したプレキャスト版のモルタル充填・ＰＣ接合は，日本で一般的に採用されているRC接合に比べ，プレキャスト版への差し筋が不要であるうえ，現場作業量も大幅に削減できる．第5章において，この構造をさらに簡素化した半剛接合接手を実用化した．

第4章　鋼合成桁橋のRC床版撤去の合理化技術の開発

国内の建設業界において担い手不足が深刻化する中，高速道路橋の床版更新が進められており，労働集約的かつ作業時間を要する工種の合理化がこれまで以上に求められるようになった．本章では，こういった国内事情を鑑み，第3章の経験を踏まえて，床版取替工事の中で合理化余地の大きい鋼合成桁橋の既設床版撤去について研究および実橋への適用と評価を実施した．

本研究ではまず大型ウォールソーによる既設床版内のスタッドジベル胴部切断技術の有効性を要素実験で確認した．その結果，スタッドジベルを切断しない標準供試体に対してスタッドジベル胴部を切断した供試体は1/10以下の荷重で引き抜くことができた．これを踏まえ，実物大の床版供試体を製作して施工確認実験と引抜き載荷試験を実施した．その結果，スタッドジベルは1列あたり約15分で切断でき，実橋工事で工期短縮に十分効果があることが判明した．そして，吊り上げ・運搬可能なサイズに切断したRC床版ブロック（2.5m×2.0m）は，約110t（ジャッキ1台あたり約14t）でジャッキアップし鋼桁から引き離すことができた．これにより，本技術を採用することで鋼合成桁橋においても非合成桁橋同様，ジャッキアップによる床版ブロック撤去が可能であることが判明した．本技術は実工事でも試行し，現場施工において実物大実験と同等の労務工数・作業時間で作業を完了できることを確認した．この施工データを基に鋼単純合成桁橋（橋長30m，有効幅員10m）を想定して試算すると，床版撤去工の労務工数を約50%，作業日数を約28%削減できる．

第5章　鉄筋を用いない半剛接合構造のプレキャスト床版への適用

本研究において取り組んだもう一つ合理化技術がプレキャストPC版の半剛接合構造である．この技術は，従来のRC接合構造に比べてプレキャストPC版端部への差し筋が不要となるうえ，現場での鉄筋組立・型枠組立解体・コンクリート打設といった作業を排除でき，PC板製造および現場施工において労務工数と作業時間を大幅に削減できる．本研究ではこの技術の実用化を目指し，実橋における橋軸方向の正曲げ範囲（単純桁・連続桁の径間部：以下，負曲げ無し）と負曲げ範囲（連続桁の中間支点部：以下，負曲げ有り）をモデル化した実物大供試体を製作し，輪荷重走行試験により性能を確認した．その結果，負曲げ無し供試体では，耐用年数100年相当の載荷荷重・載荷回数走行後も接合部で漏水が発生せず，更新用床版として高い疲労耐久性を有していることを確認できた．一方，負曲げ有り供試体では接合部で漏水が発生したことから，開発した半剛接合構造は単純桁の全域および連続桁橋の正曲げ範囲のみに適用することとした．本技

術は，一般道の新設橋梁 1 橋および高速道路の床版取替工事 3 橋に適用し，想定通りの施工の生産性改善を確認した．施工現場での調査結果から，本技術を橋軸方向正曲げエリアに適用することで，床版取替工事全体で労務工数を約 9%削減，工期を約 7%短縮できることを確認した．

本研究において取組んだ床版取替工事の合理化の結果を**表-6.1.1** にまとめる．経済性に着目すると，労務工数の削減と工期短縮により床版取替工事の労務費は削減できるものの，特殊機械や材料の使用により経済性は同等となった．ただし，床版取替工事は既設床版・壁高欄の切断，撤去，鋼桁のケレン，プレキャスト版の運搬架設など，多くの工種が並行することから，当該工種の労務工数および作業日数の削減は，工事全体の効率化とコスト削減に寄与する．

表-6.1.1　床版取替工事における施工合理化の結果

開発技術	対象構造	対象工種	標準工程	削　減
合成桁橋の床版撤去技術 （第 4 章）	鋼単純合成桁橋 橋長 30m 幅員 10m	壁高欄・床版撤去工	労務工数　486 人 工　　期　18 日	244 人（50 %） 5 日（28 %）
プレキャスト版の半剛接合 （第 5 章）	鋼 3 径間連続非合成桁橋 橋長 100m 幅員 10m （全長の 60%に適用）	交通規制開始から解除までの全床版取替工	労務工数　6600 人 工　　期　101 日	563 人（9 %） 7 日（7 %）
合成桁橋の床版撤去＋半剛接合	鋼 3 径間連続合成桁橋 橋長 100m 幅員 10m （半剛接合は全長の 60%に適用）	交通規制開始から解除までの全床版取替工	労務工数　7500 人 工　　期　101 日	1114 人（15%） 12 日（12 %）

6.2　今後の課題と展望

本研究の結果，床版取替工事において労働生産性の改善，工期短縮に資する新技術の開発に成功し，実橋にてそれらの技術の有効性も確認した．一方，開発した技術をさらに有効に機能させるとともに適用範囲を拡大するための課題も明らかになった．以下にそれらの課題と展望を列記する．

鋼合成桁橋の既設 RC 床版撤去技術

本技術を使って既設 RC 床版をブロック撤去する際，問題になるのが既設床版の損傷レベルである．とくに，床版が土砂化している場合や水平ひび割れが生じている場合，ジャッキアップする際に断面不足から鋼桁から引き離す前に床版が曲げ破壊してしまう可能性もある．床版更新の対象となる橋梁は，取替工事が始まる直前まで供用されていた構造物である．そのため，土砂化や水平ひび割れが発生した箇所があっても，本技術を適用する際に発生する曲げモーメントには耐えられる可能性が高いと考えられる．ただし，損傷が進むんでいる箇所では耐力の著しい低下や床版の抜け落ちにまで発展する場合もあり，そのようなケースでは本技術の適用は困難である．そのため，舗装撤去後の床版上面点検結果を基に既設床版の残存耐力を評価し，本技術の適用可否を判断する必要がある．

本技術の中で解決が必要な要素技術が床版内のスタッドジベル位置の探査である．床版表面付近に連続体として存在する鉄筋と異なり，スタッドジベルの頭部は，床版表面から深い位置にあるうえ，直径 30mm 程度の円盤形であることから，RC レーダーなど既存の探査装置では正確な位置の検出が困難であった．今後は，既存の探査技術の改良や新規開発により，鋼材探査の精度向上を図る必要がある．

本技術の適用拡大において課題となるのが，馬蹄形ジベルへの適用である．鋼合成桁橋における床版と桁の結合部材はスタッドジベルだけでなく，馬蹄形ジベルが使用されているものもある．馬蹄形ジベルは鋼桁上フランジ上にコの字型の厚肉鉄板を溶接し，さらにその鉄板に U 字型鉄筋を溶接して床版に埋設するものである．このタイプのジベルが溶接された鋼桁から床版を引き離すには，大型ウォールソーを使用してコンクリート上から U 字型鉄筋を切断することで結合度を低減できることから，本研究で開発した技術をそのまま利用できると考えている．適用の可否については，本研究で実施した供試体による引き抜き実験でその効果を確認する予定である．

今後，床版取替工事は国交省や地方自治体が管理する橋梁でも実施される可能性が高い．これらの橋梁は活荷重合成構造が多く，本技術が工事の生産性向上に寄与できる余地は大きいと考えられる．そのため，上記課題を克服し，より生産性が高く，経済的な技術となるよう研鑽を重ねる所存である．

プレキャスト PC 版の半剛接合構造

本技術はすでに高速道路の鋼連続桁橋床版取替工事で採用しているが，その際，採用範囲は径間部の正曲げ範囲のみとし，中間支点付近の負曲げ範囲は従来の RC 接手とした．今後，連続橋梁の全長にわたって本技術を適用するには，負曲げ範囲でプレキャスト版接合面に直角方向に引張応力を受けても一体性を確保できる接合構造の開発が必要である．これには接合目地に充填するジョイントフィラーとプレキャスト版接合面との付着を改善する必要があり，現在この課題を克服するための研究に取り組んでいる．

本研究で対象とした鋼橋のほとんどは単純桁橋あるいは連続桁橋である．ただし，対象橋梁が上部構造と下部構造を一体化したラーメン構造である場合，耐震性の評価には留意が必要である．半剛接合は床版の一部に剛性の小さい材料を使用していることから，地震時慣性力を受けた場合の橋軸方向の剛性の評価や地震時に過度な圧縮・引張を受けた場合の接合部の挙動などに着目し，特別な検討を実施する必要がある．

プレキャスト版の半剛接合構造は，道路橋床版以外にも適用範囲が広い．例えば，整備新幹線事業におけるRC連続ラーメン構造はプレキャスト化が進んでおり，床版部への適用の可能性がある．また，シールドトンネル内の床版においても，従来のRC接手を半剛接合に変更することにより，労務工数削減，工期短縮，コスト削減を実現できる可能性が高い．本構造は，道路橋の建設工事で初めて採用した後，床版取替工事でも実用化したが，今後，適用した構造物の追跡調査を継続して安全性・耐久性に対する信頼性を高め，多様な構造物に適用を拡大していきたい．

本論文に関する著者の発表論文

(1) Yamane, T., Tadros, M. K., and Arumugasammy, P.: Short to Medium Span Precast Prestressed Concrete Bridges in Japan, *PCI JOURNAL,* Vol. 39, No. 2, pp.74-100, 1994.
【本文との関連：第1章，第3章】

(2) Einea, A., Yamane, T., and Tadros, M. K.: Grout-Filled Pipe Splices for Precast Concrete Construction, *PCI JOURNAL*, Vol.40, No.1, pp.82-93, 1995.
【本文との関連：第3章】

(3) Yamane, T., Tadros, M. K., Badie, S. S., and Baishya, M. C.: Full Depth Precast Prestressed Concrete Bridge Deck System, *PCI JOURNAL*, Vol. 43, No. 3, pp.50-66, 1998.
【本文との関連：第3章】

(4) Yamane, T., and Nose, T.: Repair and Strengthening Technique for Reinforced Concrete Deck Slab, PIARC International Seminar, Management of Road Bridges in Asian Countries, 2002.
【本文との関連：第1章】

(5) Yamane, T., Kawakami, M., and Shibata, K.: Time-Dependent Stress Analysis for Continuous Concrete-Steel Composite Girder Bridges, Proceedings of the 1st fib Congress, pp.447-454, 2002.
【本文との関連：第3章】

(6) Murakami, R., and Yamane, T.: Design and Construction of Deck Slab Replacement for Highway Bridges, Bridge Engineering Institute Conference 2019, pp.463-467, 2019.
【本文との関連：第1章】

(7) Yamane, T.: Current State of Expressways and New Technologies for Bridge Deck Maintenance in Japan, Bridge Engineering Institute Conference 2023, pp.29-33, 2023.
【本文との関連：第4章，第5章】

(8) Ishikawa, H., Shigematsu, T., and Yamane, T.: Development of streamlining Technology for Decks Removal of Steal Composite Girder Bridges, Bridge Engineering Institute Conference 2024, pp.337-342, 2024.
【本文との関連：第4章】

(9) 山根隆志，佐藤久文，吉武　勇：鋼合成桁橋のRC床版撤去の合理化技術，土木学会論文集，Vol.81, No.1, 24-00059, 2025.
【本文との関連：第4章】

謝辞

まずは，学位取得の機会を与えてくださった山口大学大学院の吉武　勇教授に心より感謝申し上げます．また，学位論文を査読し，指導していただいた副査の中村秀明教授，麻生稔彦教授，渡邊学歩准教授，山田悠二講師，蓮池里菜助教，誠にありがとうございました．おかげさまで，30 年もの時を隔て，米国と日本という二つの国で実施した研究を一つにまとめ上げることができました．

ここまでの半生を振り返ってみると，何と言っても私の技術者としての生き方に強烈に影響を与えたのが，約 30 年前，留学先ネブラスカ大学で師事した Maher K. Tadros 教授です．渡米前，許容応力度法で多くの橋梁を設計してきた私にとって，大学の研究室で取り組んだ新しい構造は，すべて許容値を越え，構造細目上許されないものばかりで，日々困惑していたのを覚えています．その時期，Tadros 教授から「いったん研究室に入ったら，設計してはいけない！創造しなさい！」「設計行為は既存の知識の延長だから新しいものを生み出さない．」と厳しく言われていたのを今でも覚えています．その Tadros 教授の下で研究し，修士論文のテーマとなったのが Rapid Replacement of Bridge Decks（橋梁床版の急速取替）でした．日本では決して許されない部材寸法・構造・仕様で構成された床版でしたが，FEM 解析と実物大実験を実施してみると，見事に要求性能を満足する結果となりました．過去の経験や慣習にとらわれず，予断を持たず，新しい技術を創造していく技術開発の素晴らしさを脳内に定着させた 3 年間の留学でした．

留学を終え，帰国したのが 1995 年，それから 20 年後の 2015 年，高速道路各社が大規模更新事業に着手しました．この国家的プロジェクトに会社として参加し，床版取替工事を安定して受注できるようになったのが 2020 年頃です．その時に取り組んだ生産性向上技術の開発・実用化が，学位論文の第 4 章，第 5 章につながっていきました．その頃，私は所属企業である極東興和株式会社の取締役となり，研究開発を統括指揮する立場となっていました．

第 4 章の合成桁橋の既設 RC 床版撤去技術を着想した後，要素実験，実物大実験，実橋への適用を実施したのは極東興和株式会社の谷慎太郎本部長，三本竜彦部長，下野聖也君など技術本部の社員，そして，当時工事本部に在席していた西口直樹部長，佐藤久文部長らでした．第 5 章のプレキャスト版の半剛接合構造は日鉄エンジニアリング株式会社の櫻井信彰氏が着想し，北慎一郎氏とともに研究を進めておられた技術でした．この技術を実橋に適用するために必要な実物大動的載荷実験，施工検討，実橋載荷試験などを進めてくれたのが技術本部の三本部長らでした．学位論文の完成は，ここに挙げた皆様のご尽力とご協力無しでは成し遂げることはできませんでした．この場を借りて心より御礼申し上げます．

学位論文の執筆に直接の関与はありませんでしたが，私の留学を認め背中を押してくださった当時極東工業社長だった藤田公康氏（現：ビーアールホールディングス社長），私の仕事に長年付き合ってくれている社員の皆さんにも感謝の意を表します．また，私の技術的業務に関わってい

ただいたうえ，相談に乗っていただき，たくさんの貴重な意見をくださった国内外の大学教授の皆様，PC 建設業協会の皆様，大手ゼネコン幹部の皆様，本当にありがとうございました．

私は広島県呉市に生まれ，呉工業高等専門学校を卒業して極東工業株式会社（現：極東興和株式会社）に入社しました．その後，10 年間実務を経験した後，米国の大学・大学院に留学し，帰国後は技術職，管理職，経営幹部を経て社長を拝命し，博士号取得の機会まで頂戴するに至りました．今振り返っても私の人生が留学を起点として大きく旋回したことに疑いの余地はありません．現在，就職活動中の学生や若手社員と接する機会が多くあります．そこで触れ合う若い人たちの中には社会人としての明確な目標や将来のライフイメージを持っていない人が多くいますが，かつての私もそうであり，これはいつの世も同じだと思います．しかし，今後社会経験を積んでいく過程で，飛躍の機会に触れることがあれば，その機を逃さず掴み取り，高みを目指して頂きたいと思います．

最後になりましたが，学位論文のほとんどを自宅で執筆しました．自室の机の上に専門書を高く積み上げ，資料を散乱させて細かい数字にこだわり図表をにらみながら論文を書いていると，アニメやドラマに出てくるオタク研究者と自分が重なりおかしくもありました．執筆期間中，私を支え続けてくれた家族に対して感謝の意を述べ，謝辞を締めくくらせていただきます．

2025 年 8 月

山根　隆志