

合理化施工を可能にする
道路橋プレキャスト床版の耐荷性および施工性
に関する実験的研究

令和元年 9 月

北村 健

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	12
1.3 論文の構成	14
参考文献	17
第 2 章 既往の研究ならびに実績	18
2.1 概要	18
2.2 道路橋床版	19
2.3 プレキャスト床版間の接合構造	24
2.4 鋼桁-床版間の接合構造（ずれ止め形式）	35
参考文献	48
第 3 章 軽量化・省力化に着目した道路橋床版の開発と性能検証	51
3.1 概要	51
3.2 UFC 床版システムの概要	52
3.2.1 プレキャスト床版の構造	52
3.2.2 接合構造	53
3.2.3 既往の道路橋床版との重量比較	55
3.3 性能確認のための要素実験	56
3.3.1 ジベル押抜き試験	57
3.3.2 床版接合部曲げ試験	70
3.3.3 定点疲労試験	79
3.3.4 輪荷重走行試験	85
3.4 まとめ	98
参考文献	100
第 4 章 省力化に着目した床版間の新継手構造の開発と性能評価	101
4.1 概要	101
4.2 新しい鉄筋継手構造の概要	102
4.3 新継手の基本性能試験	106
4.3.1 間詰め材の基本性能試験	106
4.3.2 継手単体の引張試験	119
4.4 床版を模擬した面部材の性能試験	146
4.4.1 接合部静的曲げ試験	146
4.4.2 接合部静的せん断試験	163

4.5 まとめ.....	171
参考文献.....	174
第 5 章 実用化に向けた新継手構造の精度管理および施工性検証	175
5.1 概要	175
5.2 新継手の嵌合誤差が耐荷性に及ぼす影響の確認試験.....	176
5.3 実物大プレキャスト床版の施工性検証試験	191
5.4 実装に向けた品質管理方法（案）	201
5.5 まとめ.....	208
参考文献.....	210
第 6 章 結論および今後の課題.....	211
6.1 結論	211
6.2 今後の課題	215
謝辞	217
付属資料	
UFC 床版の性能確認試験状況	218
新継手の基本性能試験状況.....	230
新継手を適用した接合部の輪荷重走行試験	248
新継手の嵌合誤差の影響確認試験状況.....	254

第1章 序論

本章では研究の背景として、社会インフラの一つである橋梁での劣化の実態とこのうち特に深刻化している道路橋コンクリート床版の劣化、そして劣化に対する対策として適宜見直されてきた鉄筋コンクリート床版に関する設計規準類の変遷、さらには建設技術者の不足や生産性向上に関する動向について整理した。その上で、研究の目的として、道路橋プレキャスト床版の合理化施工を実現するための方策に、現場施工における「省力化」や道路橋床版の「軽量化」を挙げ、高性能な超高強度繊維補強コンクリートを用いたプレキャスト床版や、プレキャスト床版間への採用を念頭に入れた新たな鉄筋継手構造を開発し、耐疲労性を含む耐荷性および施工性について、実験的に究明することとした。

1.1 研究の背景

(1) 社会インフラの劣化

日本国内では、1955年～1975年頃の高度経済成長期において、社会インフラ設備が集中的に整備された。これらの中で、構築された橋梁数を建設年度別に整理したものを図-1.1に示す。また、建設後50年を経過する橋梁の割合を図-1.2に示す。橋梁全体では、2018年時点では25%であるのに対して、10年後の2028年時点では2倍以上の50%にまで割合が急激に増加する見込みである。

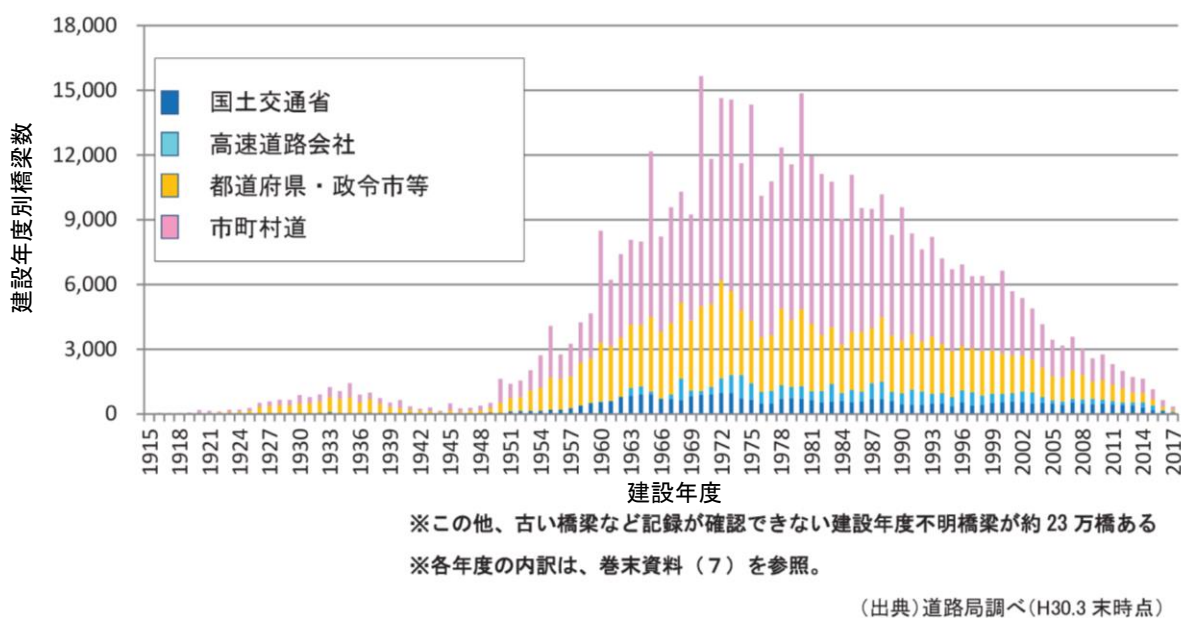
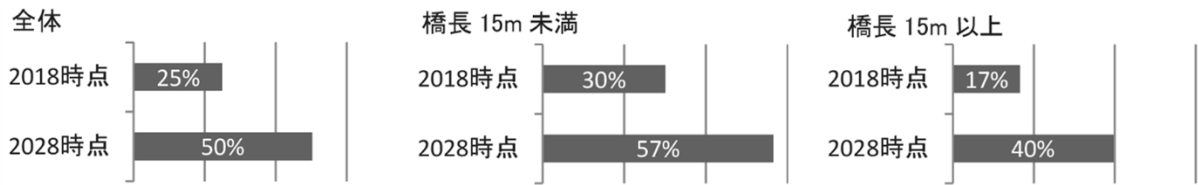


図-1.1 建設年度別の橋梁数[1]



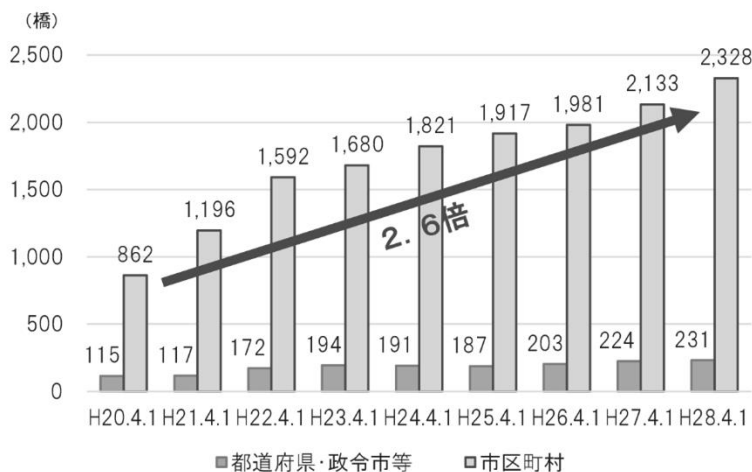
※この他、古い橋梁など記録が確認できない建設年度不明橋梁が約 23 万橋ある。

(出典)道路局調べ(H30.3 末時点)

図一.1.2 建設後 50 年を経過した橋梁の割合[1]

図一.1.3 には、地方公共団体の管理橋梁における通行規制された橋梁の推移を示している。維持管理を行っているにも関わらず、橋梁の劣化が進行していることが確認されている。そのため、供用を継続していても、通行規制等による通行車両の制限がされている事例も増えている。

【地方公共団体管理橋梁の通行規制等の推移(2m以上)】



※東日本大震災の被災地域は一部含まず
 ※数値は各年度毎の通行規制等の発生件数



※メインケーブルの破損、主桁の腐食やコンクリート床版の剥離により通行規制を実施している事例

図一.1.3 橋梁の通行規制等の推移[2]

このように、供用中の橋梁において老朽化が着実に進んでおり、これらの橋梁への今後の維持管理面での対応に関する重要性が増している。

(2) 道路橋コンクリート床版の劣化

高度経済成長期に集中的に構築された橋梁では、図-1.4 に示すように主桁に鋼主桁、床版に場所打ちコンクリート床版（以下、RC床版）から構成される構造が主流であった。現在では、このRC床版の劣化が顕著に確認されている。

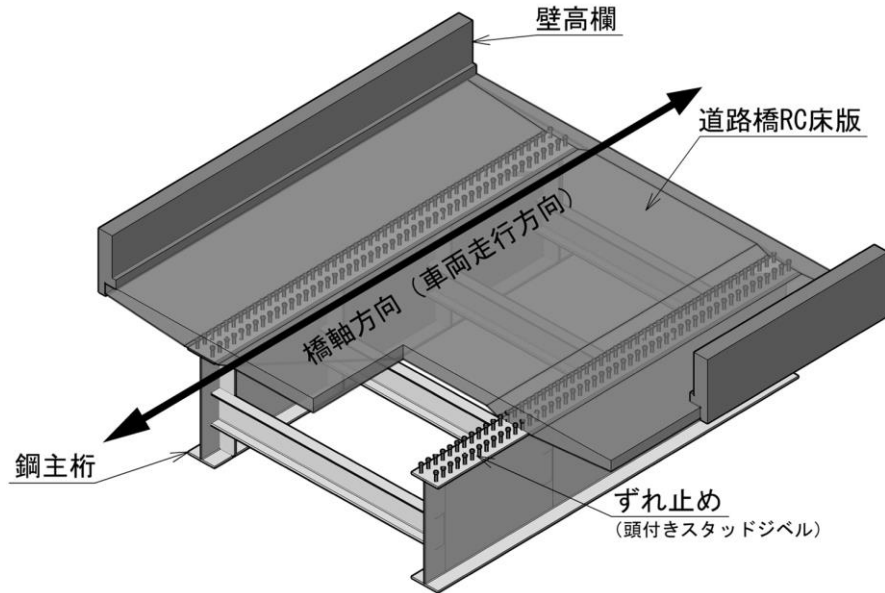


図-1.4 場所打ちコンクリート床版を適用した橋梁構造の概要

(i) RC床版の損傷にいたる経緯

近年、これらのRC床版における劣化の進み方が明らかとなってきている。一般的なRC床版の損傷に至る経緯として、床版下面におけるひび割れの進展状況を図-1.5 に示す。[3][4]

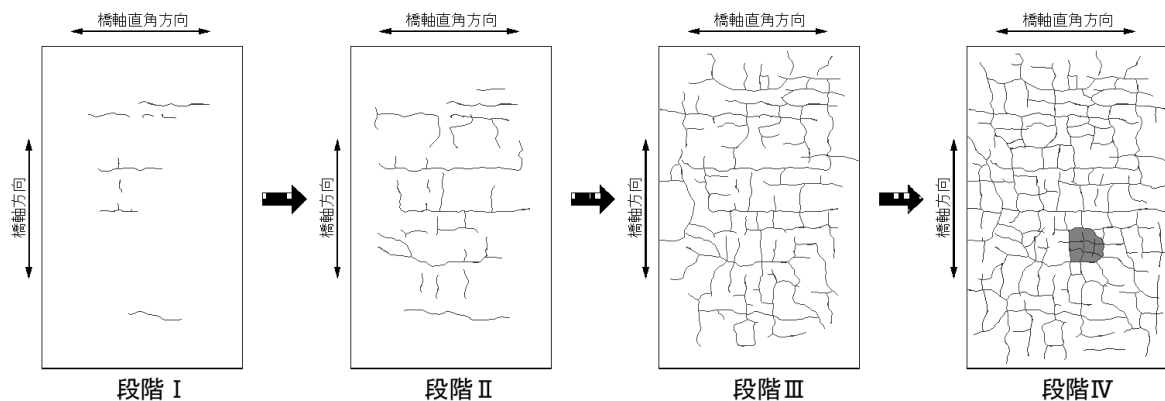


図-1.5 コンクリート床版（下面）のひび割れ概要図

なお、図-1.5における各段階での損傷状態の詳細を以下に示す[3].

- 段階Ⅰ

鋼主桁が床版コンクリートの乾燥収縮を拘束するため、床版橋軸直角方向に微細な乾燥収縮ひび割れが発生する。さらに、供用とともに作用する走行輪荷重により、曲げ強度が小さい配力鉄筋断面で曲げひび割れ（橋軸直角方向のひび割れ）が床版下面に発生する。

- 段階Ⅱ

走行輪荷重の繰返し載荷により橋軸直角方向のひび割れ本数が増加するなどの進展の結果、床版の異方性が進行する。このため、床版に作用する曲げモーメントが主鉄筋方向に再配分され、橋軸方向の曲げひび割れが床版下面に発生する。そして、床版下面のひび割れは二方向ひび割れへ進展する。

- 段階Ⅲ

床版下面で局所的に進展した二方向ひび割れは、走行輪荷重の更なる繰返しにより発生する垂直せん断力やねじりせん断により床版全体に進展し、亀甲状のひび割れになる。一方、床版上面では、輪荷重の走行によるねじりモーメントは主桁付近で水平せん断力が卓越し、45°方向の主応力が交番し、床版上面においても橋軸直角方向にひび割れが発生する。また、せん断作用により、床版下面の橋軸直角方向のひび割れと床版上面からのひび割れとが連結して貫通ひび割れに進展する。これにより、床版は橋軸直角方向にはり部材を並べたようなはり状化に至る。

- 段階Ⅳ

貫通ひび割れに至った床版上を、さらに輪荷重が繰返し走行すると、ひび割れの開閉やこすり合わせ現象が繰返されるため、ひび割れ面に隣接するコンクリート部位の角落ちやはく落が発生する。さらに放置して供用し続けると走行輪荷重による押抜きせん断に至り、局所的な抜け落ち陥没が発生する。

(ii) 道路橋床版の劣化状態

各種道路橋床版で確認されている劣化状況の例を、写真-1.1～写真-1.3 に示す。

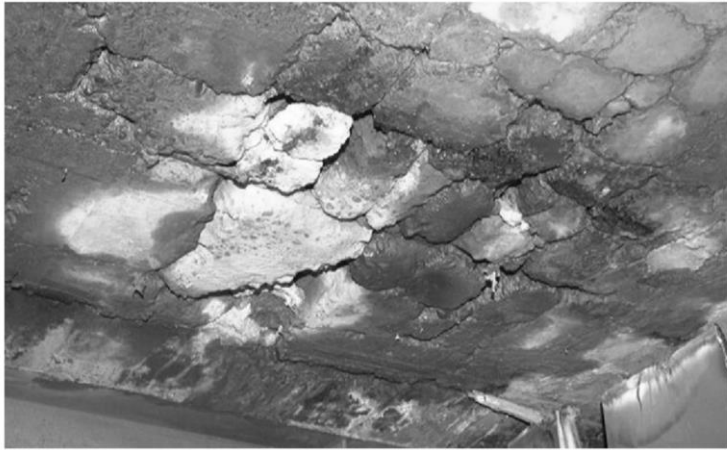
	写真番号	11.3.2
	部材名	床版 (S-Gs-C-Ds)
	備考	<ひびわれ性状> 主として1方向のみ <ひびわれ間隔> 1.0～0.5m <ひびわれ幅> 0.1mm以下が主、一部に 0.1mm以上も存在 (注: ひびわれはチョークで マーキングしている。)

① 1方向ひび割れ

	写真番号	11.3.8
	部材名	床版 (S-Gs-C-Ds)
	備考	<ひびわれ性状> 格子状 <ひびわれ間隔> 0.5～0.2m <ひびわれ幅> 0.2mm以上が主、部分的に 角落ちもみられる

② 2方向（亀甲状）ひび割れ

写真-1.1 床版劣化の状態（その1）[5]

	写真番号	11.3.15
	部材名	床版 (S-Gs-C-Ds)
	備考	
	<ひびわれ性状>	格子状
	<ひびわれ間隔>	0.2m以下
<ひびわれ幅>	0.2mm以上が主, 連続的な 角落が生じている	

③ 剥離, 抜け落ち直前

	写真番号	11.2.1
	説明	床版下面にひびわれとコンクリートの剥離・鉄筋露出が生じている。 「床版ひびわれ」と「剥離・鉄筋露出」の2項目で扱う。

④ 剥離, 鉄筋露出

	写真番号	11.2.2
	説明	コンクリート塊が抜け落ちており, また, その周囲の床版にひびわれと遊離石灰が生じている。 当該要素では「抜け落ち」のみで扱う。

⑤ 抜け落ち

写真-1.2 床版劣化の状態 (その2) [5]



床版下面に、ひびわれに沿った遊離石灰や変色が見られる。



蜘蛛の巣状のひびわれから石灰分の浸出が見られる。



上記損傷が見られた橋梁では、床版の抜け落ちが発生した。

⑥ 抜け落ち箇所の状況

写真-1.3 床版劣化の状態（その3）[5]

このような道路橋床版の経年劣化と車両走行による疲労劣化に対して、維持管理の手間も増大している。そこで、今後の維持管理の方法として、補修・補強等による手法だけでなく、床版自体を架け替える（更新する）ことも含めた検討を行い、適切に管理していく必要がある。

(3) 規準の変遷

規準類の改定は、前述のような床版の経年劣化、疲労劣化だけでなく、融雪剤等による塩化物等の劣化因子の侵入などの劣化等も含めたすべての事象に対して、その都度、対策として積み上げてきた結果である。表-1.1に、規準類の変遷の例を示す。

なお、床版の更新を検討する場合、構築当時と現状で設計規準が異なることが多いことに注意する必要がある。そして、そのような場合は、規準類の変遷に伴って、構築当時の床版と比べて再設計をした床版の方が仕様が上がるのが一般的であり、結果として、更新用床版の重量が既設床版より重くなる傾向にある。

表-1.1 道路橋示方書における鉄筋コンクリート床版の規準類の変遷[3]

規格等の名称	制定年月	最小厚 (cm)	許容応力度 (kgf/cm ²)		連続版の曲げモーメント (M) 算定式と設計輪荷重 (P: 輪荷重, L: 床版支間, i: 衝撃係数)	
			鉄筋	コンクリート		
道路構造に関する細則	大正 15 年 6 月	規定なし	1200	45	$M = \frac{P(L-b/2)}{4}(1+i),$ $i = \frac{20}{60+L} \leq 0.3$	1 等橋 P = 4.5 t
鋼道路橋設計示方書案	昭和 14 年 2 月	全厚: 14 (有効高: 11)	1200	$\sigma_{28}/3 \leq 65$	$M = \frac{P(L-b/2)}{4}(1+i),$ $i = \frac{20}{50+L}$	1 等橋 P = 5.2 t
鋼道路橋設計示方書	昭和 31 年 6 月		1400	$\sigma_{28}/3 \leq 70$ $\sigma_{28} \geq 160$	$M = \frac{0.4P(L-1)}{L+0.4}(1+i),$ $i = \frac{20}{50+L}$ 配力鉄筋: 主鉄筋の 25% 以上	1 等橋 P = 8.0 t 2 ≤ L ≤ 4 m
鋼道路橋設計示方書	昭和 39 年 6 月		1400 (SS41) 1600 (SS50) 1800 (SSD49)	$\sigma_{28}/3 \leq 80$ $\sigma_{28} \geq 180$	$M = \frac{0.4P(L-1)}{L+0.4}(1+i),$ $i = \frac{20}{50+L}$ 配力鉄筋: 主鉄筋の 70% 以上	
建設省道路局長通達	昭和 42 年 9 月					
鋼道路橋床版の設計に関する暫定基準案	昭和 43 年 5 月	3L + 11 ≥ 16	1400 (SD24, SD30)	$\sigma_{28}/3 \leq 100$ $\sigma_{28} \geq 210$	$M = 0.8(0.12L + 0.07)P$: 主鉄筋 $M = 0.8(0.10L + 0.04)P$: 配力鉄筋 (衝撃を含む算定式)	1 等橋 P = 8.0 t L ≤ 4 m
建設省道路局長通達	昭和 46 年 3 月					大型車計画交通量 1000 台超 のとき P = 9.6 t に割増
鋼道路橋設計示方書	昭和 48 年 2 月					
建設省道路局長通達	昭和 53 年 4 月	$d_0 = 3L + 11$ ≥ 16 $d = k_1 k_2 d_0$ k_1 : 交通量係数 k_2 : 付加モーメント係数	≤ 1200	$\sigma_{28}/3 \leq 100$ $\sigma_{28} \geq 240$	$M = 0.8\alpha(0.12L + 0.07)P$: 主鉄筋 $M = 0.8\alpha(0.10L + 0.04)P$: 配力鉄筋 $\alpha = 1 + (L - 2.5)/12$: L ≥ 2.5 に対する割増し係数 (衝撃を含む算定式)	B 活荷重 P = 10.0 t L ≤ 4 m
道路橋示方書	昭和 55 年 2 月					
道路橋示方書	平成 2 年 2 月					
建設省都市局・道路局通達	平成 5 年 3 月					
道路橋示方書	平成 6 年 2 月					
道路橋示方書	平成 8 年 2 月					

注) 表内の許容応力度および輪荷重 P は当時の重力単位系で記したが、SI 単位系では許容応力度の 1 kgf/cm²は 0.0980665 N/mm²に、輪荷重の 1 t は 9.80665 kN に相当する。

(4) 建設技術者の不足

我が国の人口推移を、図-1.6に示す。少子高齢化が進んでおり、労働力人口（15～64歳）の比率は、2015年で60.7%であったのに対して、その50年後の2065年には51.4%にまで低下すると推定されている。また、建設業の就業者数を図-1.7に示す。人口の推移とともに建設業の就業者数も減少しており、この減少の度合いが日本の全人口の労働力人口の減少率と比べて大きくなっている。

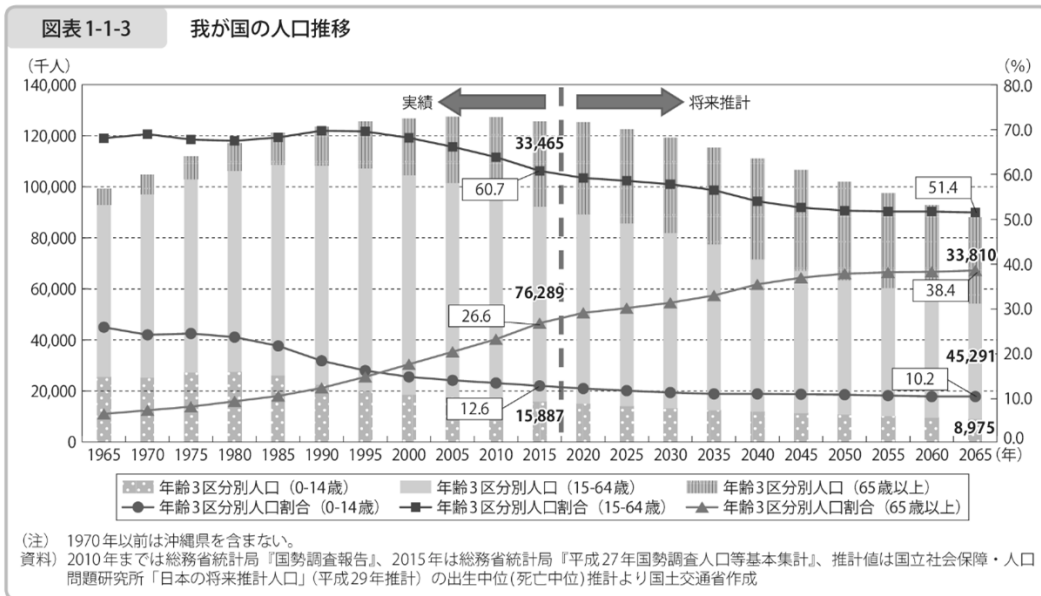


図-1.6 我が国の人口の推移[6]

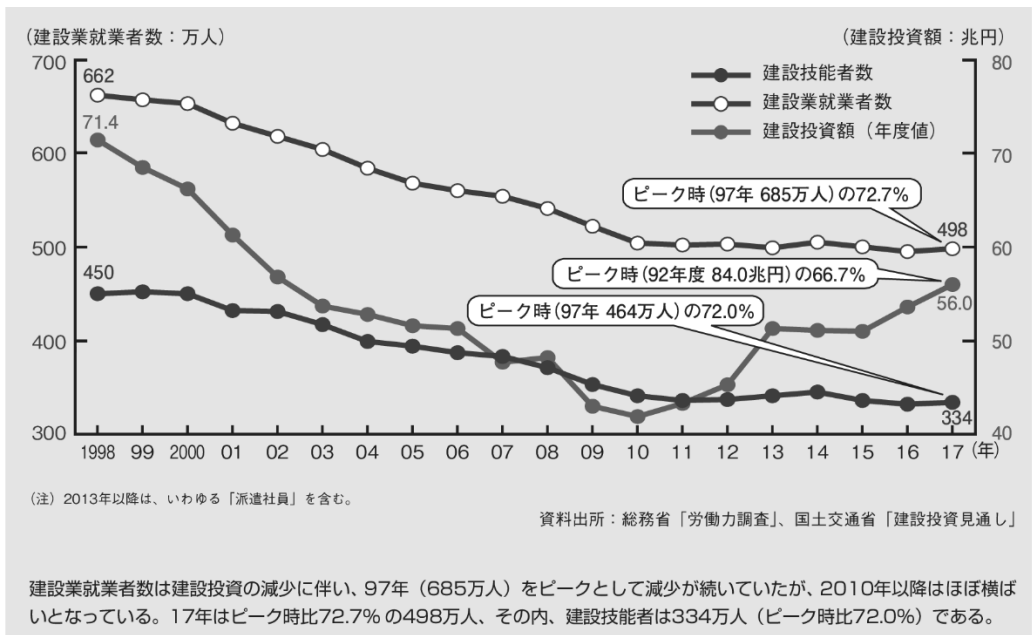


図-1.7 建設業就業者数の推移[7]

建設投資額と技能労働者数の推移の見通しを図-1.8 に示す。今後の建設投資額の見通しを考えると、技能労働者数が大幅に不足する可能性が高まっている。現状では、2025年に77～99万人の技能労働者がさらに必要となる可能性が指摘されており、今後の建設業界はより厳しい状況になることも想定されている。

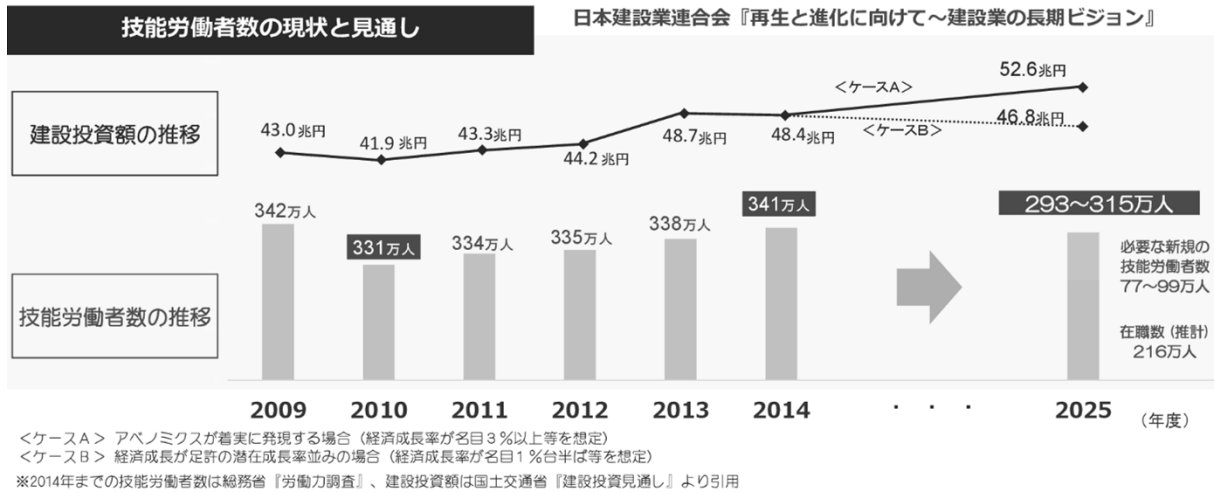


図-1.8 技能労働者数の現状と見通し[8][9]

(5) 生産性向上に関する動向

人口構造に起因する労働力不足は全産業に共通の問題であるが、建設業界は、既に中高年層が支えている状況であるため、より一層深刻となっている。そのような状況にも関わらず、激甚化する災害への対策や老朽化するインフラの戦略的な維持管理・更新など、建設産業に対して安全と成長を支える役割がより一層期待されている。そこで、労働環境の改善等による将来の担い手確保を進めるとともに、従来の現場施工と比べて省力化等の生産性の向上を図ることが求められている。

生産性の向上を目的として、国土交通省が中心となり産学官が連携して i-Construction を推進している。その中でも、「ICTの全面的な活用（ICT 土工）」、「全体最適の導入（コンクリート工の規格の標準化等）」、「施工時期の平準化」を、最優先事項として進めている[10]。

提案されているコンクリート工の効率化のイメージを、図-1.9 に示す。一方策として、『プレキャスト製品の活用拡大』が挙げられており、プレキャスト部材の規格化などが方向性として示されている。

プレキャスト製品の活用は、部材が工場製作であるため、現場施工の場合と比べ製作環境の変化が小さく安定した品質で部材を製作できること、また、現場ではプレキャスト部材で置換した箇所の鉄筋加工・組立、型枠作業、コンクリートの打込み、養生などの作業を縮減できること、などのメリットがあり、工事全体として施工効率を高め、生産性の向上に繋がる。

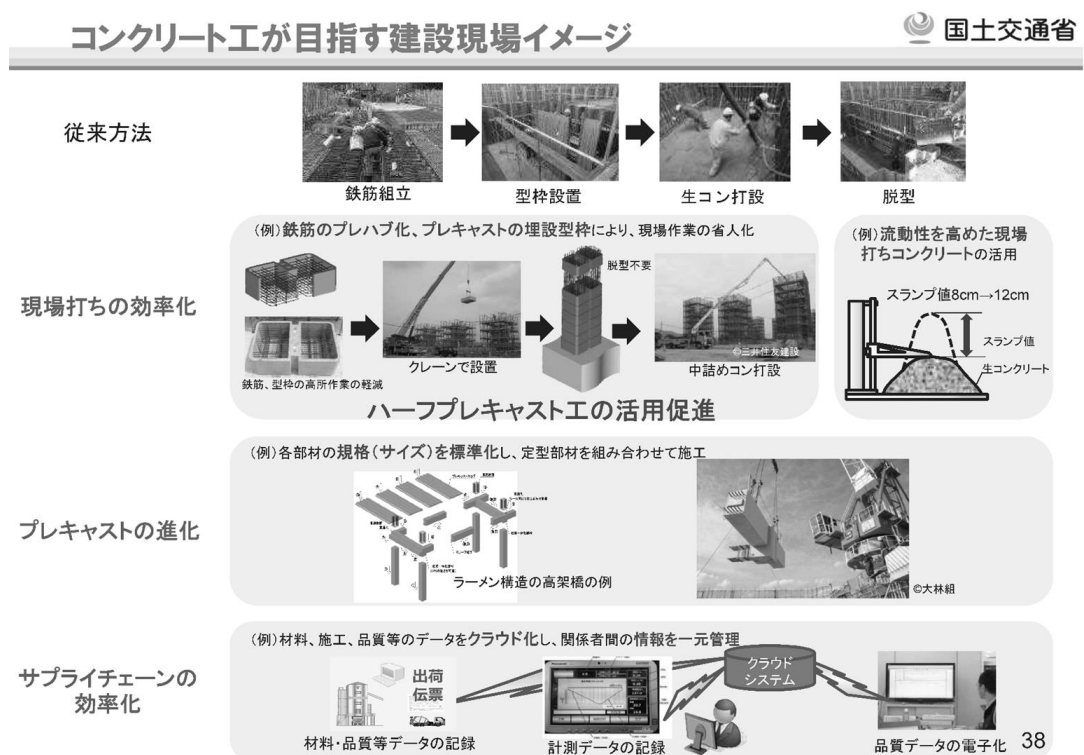


図-1.9 i-construction におけるコンクリート工の効率化（プレキャストの適用）[11]

1.2 研究の目的

前述の通り、高度経済成長期に構築された多くの社会インフラの経年劣化が進行しており、特に道路橋 RC 床版は車両通行による疲労等の影響も受けて劣化が顕著となっている。その状況で、社会インフラを維持管理していく際には、補修や補強でなく更新を行う方が効率的な場合もあり、道路橋床版の更新への需要が高まりつつある。

一方、日本では少子高齢化が進行し、全産業において労働力人口が減少するとともに、建設業の就業者数も減っている。そのため、将来の技能労働者が不足することが推測される。

そこで、建設業界全体で現場施工の『省力化』が要求されており、国土交通省においても *i-construction* を推進し広範囲にわたる対策を始めている。その中で、コンクリート工の効率化に対する一方策として『プレキャスト製品の活用』が挙げられている。

また、更新工事は供用中の道路上での工事となるため、工事期間中は定常的な利用者への利便性を悪化させるだけでなく、それらの利用者が周辺道路への迂回することにより周辺交通の渋滞の発生などの影響も大きい。これらの理由から、更新工事に要する工事期間は極力短くすることが望ましく、工程短縮は更新工事に共通の課題である。この観点からも、現場施工の『省力化』が要求されている。

このように、人口構造の変化や更新工事の特徴から、すべての道路橋床版の更新工事に対して、道路橋床版の構造や施工方法の『省力化』が要求される。

次に、道路橋床版の更新を検討する場合、構築当時の準拠規準等の変遷の影響により再検討した床版の仕様は上がり、床版の重量は大きくなる可能性が高い。橋梁構造物全体で考えると、上部工の大幅な重量増は下部工等へ与える影響度も大きく、その結果、下部工の補強工事も大規模となる可能性がある。特に、都心部の狭隘な場所や橋梁下部に主要幹線道路がある橋梁、山間部の河川に架かる橋梁および長大橋などでは、下部工補強工事の大規模化による工事難度の大幅な上昇や全体工事期間の長期化等の影響が大きいため、道路橋床版の重量への配慮が必要と考えられる。そこで、このような立地や施工時の環境が想定される橋梁の更新工事では、道路橋床版の構造的な『軽量化』が要求される。

このような状況に鑑み、研究の目的は、対象橋梁の場所や施工時の周辺環境を想定して、それらの更新工事に対する要求事項を2種類に方向付けした上で、設計、施工から維持管理までを総合的にみて合理的となる、道路橋床版の構造を提案することとした。

以降の研究では、対象橋梁の立地や施工時の環境により異なる2パターンの要求事項に対して研究を進めるものとする。要求事項と方向性を模式的に図-1.10に示す。

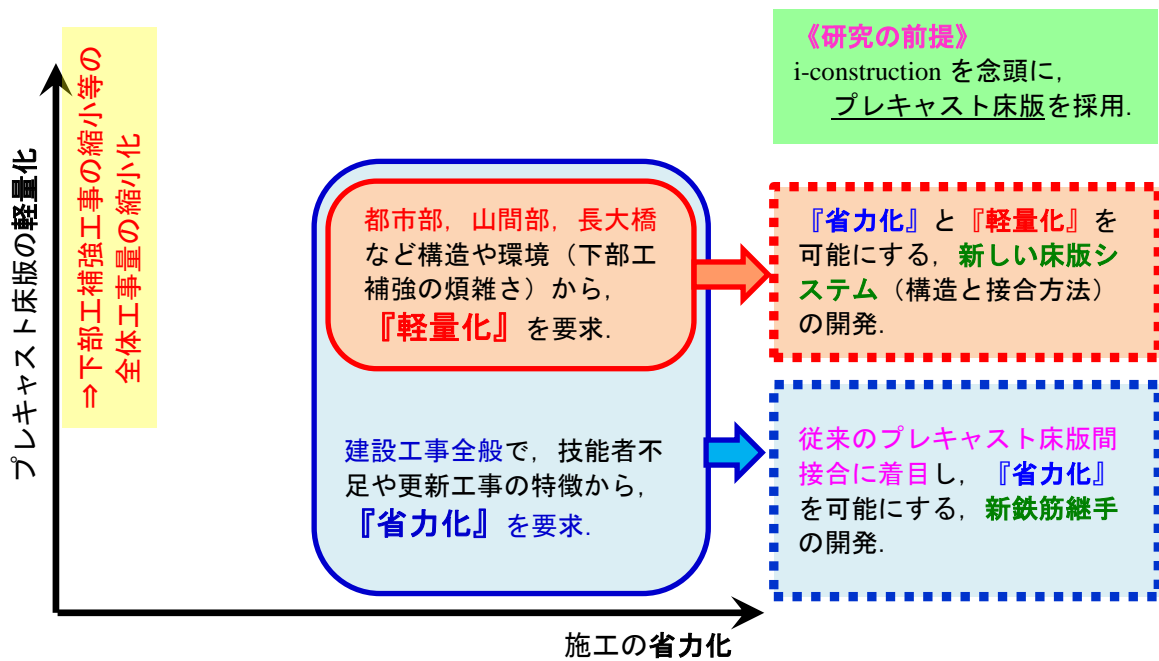


図-1.10 道路橋床版への要求事項と本研究における研究対象

1.3 論文の構成

供用中の道路橋の床版において、経時的な劣化だけでなく、車両走行による疲労劣化が顕著となっている。そこで、今後の道路橋床版の新設工事だけでなく更新工事も見据え、床版の耐荷性や施工性に着目し研究を行った。論文は、以下の6つの章から構成しており、これらの章における関連性を図-1.11に示す。

第1章には、研究の背景から目的について示している。高度経済成長期に構築された土木構造物の中でも道路橋床版は経年劣化だけでなく疲労等の影響が大きいと、劣化の進展が著しい。そこで、維持管理の面からも道路橋床版に対する床版取替えの必要性が高まっている。一方、社会的に少子高齢化が進行する中で建設業界でも技術者が不足することも想定されている。道路橋床版の更新工事を検討する場合、橋梁の環境状況により、施工ならびに維持管理の『省力化』や床版構造の『軽量化』が求められる。そこで、研究では、橋梁の立地や施工時の環境に配慮して2パターンの要求事項を想定し、それぞれに対して道路橋プレキャスト床版の合理化施工を実現するための技術を開発することを目的とした。

第2章では、道路橋床版の施工時の環境や施工方法を加味した分類や特徴、道路橋床版にコンクリート製のフルプレキャスト床版を採用した場合の床版間接合および鋼桁-床版間接合等の既往の実績を整理し、それらに対する課題を確認した。

第3章では、施工ならびに維持管理の『省力化』だけでなく、床版構造の『軽量化』が要求される橋梁を対象とした。対象とする橋梁には、都心部の狭隘な場所や橋梁下部に主要幹線道路がある橋梁、山間部の河川に架かる橋梁および長大橋などを想定しており、更新床版の検討により上部工の重量増となった場合、工事全体の難度や工事期間の長期化などの影響が大きいと推定される。よって、このような場合は、『省力化』だけでなく、『軽量化』も優先事項として配慮する必要がある。そこで、本章は、道路橋プレキャスト床版のコンクリート材料に高性能な超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC）を採用し、部材を薄肉化し、リブ構造を採用する等により構造的に上部工の軽量化を追求した。また、省力化を考慮した床版間接合や鋼桁との接合方法を提案している。そして、これらの床版構造ならびに接合構造の耐荷性や耐疲労性が道路橋床版として十分な性能を有することを様々な要素試験を実施することにより確認している。

第4章ならびに**第5章**では、前章とは異なり、床版の更新による上部工の重量増に伴う下部工の補強工事が比較的簡易に実施可能な場合を想定し、施工の『省力化』を目指すものである。道路橋床版にプレキャスト部材を採用する場合、床版間接合や鋼桁-床版間接合が必須であり、これらが耐荷性や施工性に及ぼす影響が大きい。そこで、従来工法として多用される床版間接合のループ継手には施工の『省力化』に対して改善の余地が大きいと考えられたため、新しい床版間接合の構造に着目して検討を行った。各章の記載事項を以下に示す。

第4章では、新しい床版間接合として、プレキャスト床版内に配筋された鉄筋を利用した新

しい形式の鉄筋継手を提案した。新鉄筋継手構造の基本的な考え方を示し、継手構造として 2 案を選定し、性能評価を行った。これらの継手構造は、鉄筋先端にお互いに嵌合する先端治具を設けておき、嵌合後に間詰め材で一体化させるものである。新鉄筋継手の基本仕様の決定に向けて、間詰め材選定のためにフレッシュ性状や各種強度試験を行って基本性能を把握するとともに、一組の鉄筋継手を配置した試験体に対して引張試験を行うことにより新鉄筋継手の基本性能を把握した。さらに、新鉄筋継手を道路橋プレキャスト床版の床版間接合に採用する場合を想定し、床版間接合に新鉄筋継手を適用した面部材の試験体を用いて静的曲げ載荷試験および静的せん断載荷試験を実施し、静的な耐荷性の確認を行っている。

第 5 章では、第 4 章で基本性能を把握した新鉄筋継手の実用化に向けた検討を行った。新鉄筋継手の両先端治具間では製作時や現場の据付時に生じる嵌合誤差がある。このような先端治具同士の配置誤差が引張耐力に及ぼす影響度を把握するために、誤差を有する一組の鉄筋継手の試験体を用いて引張試験を行い、この結果をもとに所定の耐力を確保するための誤差の制限値の設定例を示した。また、多数の新鉄筋継手を有する実物大の道路橋プレキャスト床版を用いた施工試験を行い、据付時の両先端治具の干渉の有無、据付時の仮設治具（ガイド鋼材）の有効性の検証、間詰め材の充填性の確認等の施工性の検証を行った。そして、これらの結果を考慮しつつ、実施工に適用する場合の品質管理手法に関して考察した。

第 6 章では、研究で明らかになった事項と今後の課題を、総括としてまとめている。

合理化施工を可能にする道路橋プレキャスト床版の耐荷性および施工性に関する実験的研究

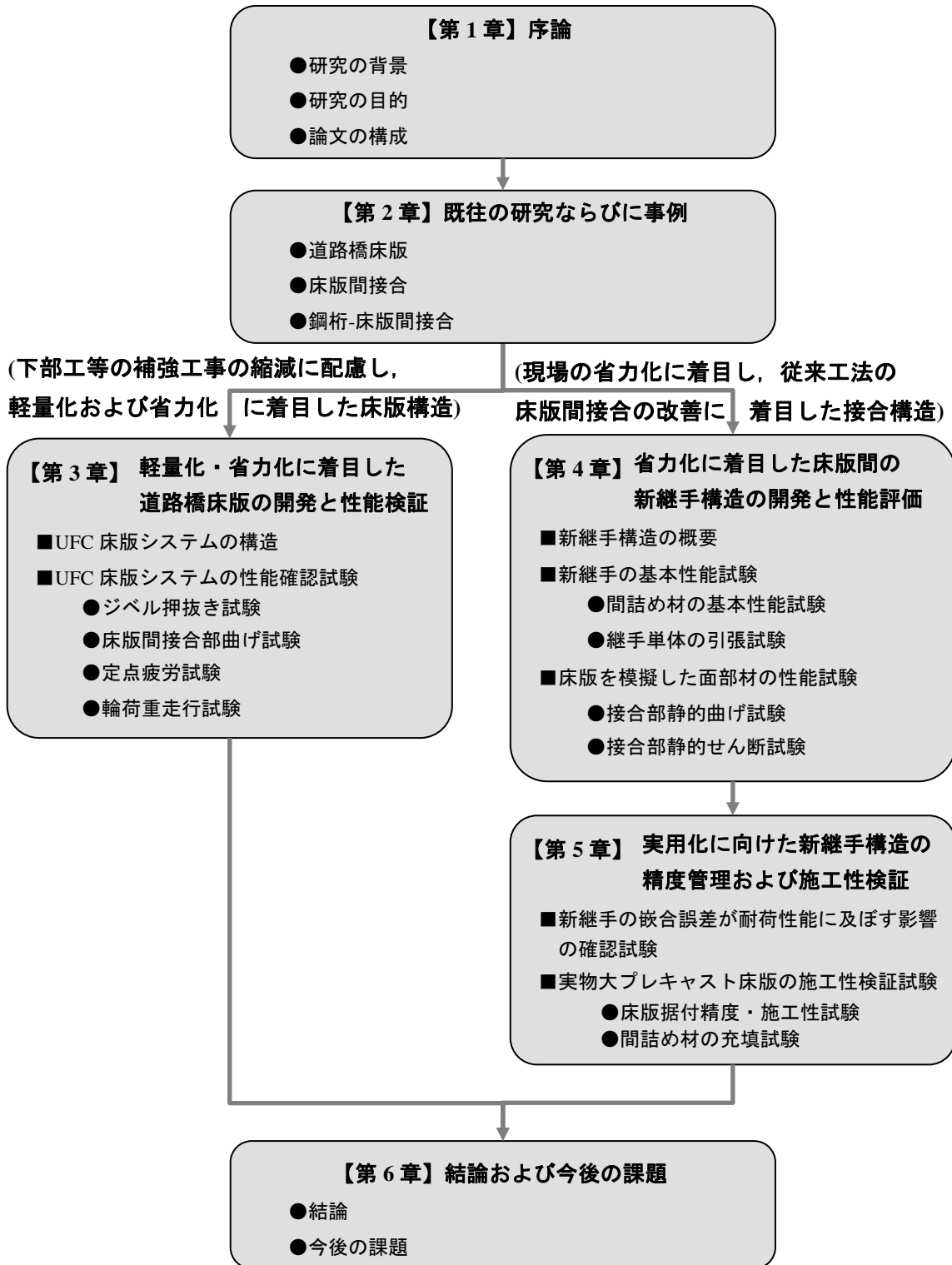


図-1.11 論文の構成図

《参考文献》

- [1] 国土交通省 道路局, 道路メンテナンス年報, 2018.
- [2] 国土交通省 道路局, “道路事業における維持管理・修繕の 最新の取り組みについて”, 第 643 回 建設技術講習会, 2018.
- [3] 松井繁之, 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 2007.
- [4] 松井繁之, “床版研究の変遷と輪荷重走行試験機の役割”, 第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集 特別講演論文, pp. 1-12, 2006.
- [5] 国土交通省 国土技術政策総合研究所, 道路橋の定期点検に関する参考資料 (2013 年版) - 橋梁損傷事例写真集 -, 国土技術政策総合研究所資料 第 748 号, 2013.
- [6] 国土交通省, 国土交通白書 2018, 2018.
- [7] 日本建設業連合会, 2018 建設業ハンドブック, 2018.
- [8] 日本建設業連合会, 再生と進化に向けて - 建設業の長期ビジョン -, 2015.
- [9] 国土交通省 国土交通政策研究所, 国土交通分野の将来見通しと人材戦略に関する調査研究, 国土交通政策研究 第 143 号, 2018.
- [10] 国土交通省 i-Construction 委員会, i-Construction - 建設現場の生産性革命 -, i-Construction 委員会 報告書, 2016.
- [11] 国土交通省 i-Construction 推進コンソーシアム, i-Construction の推進状況, i-Construction 推進コンソーシアム 第 4 回企画委員会, 2018.

第2章 既往の研究ならびに実績

2.1 概要

第1章の『1.2 研究の目的』に示したように、道路橋床版の更新工事には、床版構造の『軽量化』や施工ならびに維持管理の『省力化』が要求される。本章では、これらの要求事項を達成するため、施工環境や施工方法に配慮した道路橋床版構造の分類、フルプレキャスト床版を採用する場合の床版間接合および桁-床版間接合における問題点や改善すべき事項を整理した。さらに、これらの3項目についての研究の方向性を示した。

2.2 道路橋床版

(1) 道路橋床版の分類

道路橋床版の分類は、どのような視点に立って分類するかにより異なる。従来は、図-2.1のように、材料や構造形式による分類での整理が一般的とされていた。しかしながら、実施工に向けた床版構造を計画する際には、対象とする橋梁が構築される周辺環境の条件や施工方法を加味して設計検討を行う必要がある。そこで、図-2.2のように、施工環境や施工方法の観点からの分類が提案されている[1][2]。

図-2.2の分類における第一階層は、場所打ちコンクリート床版、ハーフプレキャスト床版、フルプレキャスト床版である。以下に、これらの床版のうち、コンクリート製のものについての概要を示す。

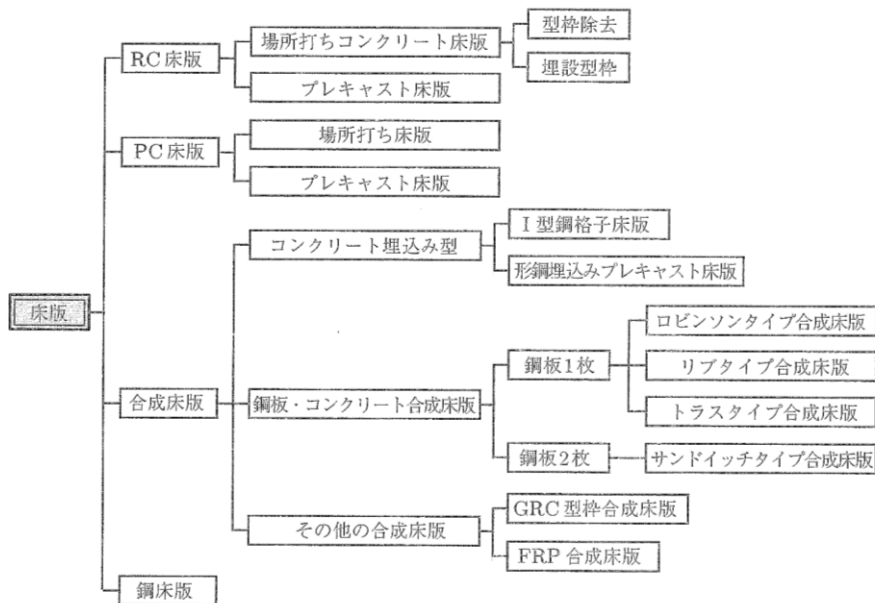


図-2.1 床版構造の材料や構造形式による分類(従来)[1]

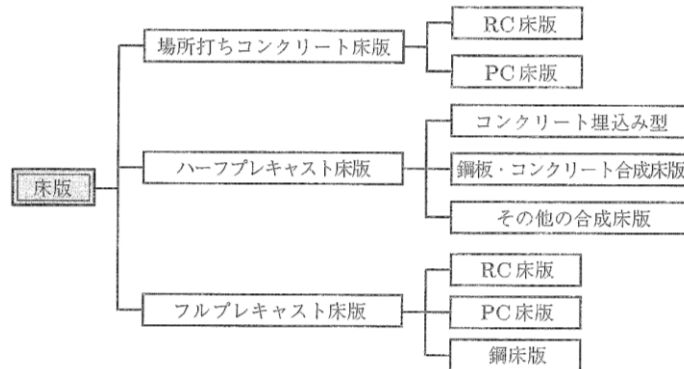


図-2.2 床版構造の施工環境・方法を加味した分類[1]

(i) 場所打ちコンクリート床版

従来から使用されている最も一般的な方法であり、道路橋床版の躯体構築の全工程を現場で行うものである。現場での作業の流れは、鉄筋組立、型枠組立、コンクリート打込み、コンクリート養生、型枠脱型、（PC 床版に限り、PC 鋼材設置・緊張・グラウト）である。

各作業では、型枠部材や鉄筋など、手運びで移動する軽量物を取り扱う作業が多いため、人力作業の頻度が高い。そのため、大規模な揚重機の使用頻度は少なく、揚重機械が比較的小規模になる等の特徴がある。

作業工程が多岐にわたるため、各工程で適切な品質管理が必要であり、そのため、多くの作業員や技術者を要する。人力作業や施工管理項目が多いため、作業の安全性や品質トラブルの発生リスクも高い。しかし、適切に管理を行いながら施工すれば、形状の変化等の構造の変化に対応することが可能である。

全体としては、経済性はよいが、工事工程は長くなることが多い。そのため、適切な事前計画が可能な床版に対しては合理的な構造とは言い難い。

(ii) ハーフプレキャスト床版

補剛鋼板や薄肉のコンクリート版を底型枠として適用する形式の床版構造であり、その上面で鉄筋組立、コンクリート打込み・養生、（PC 鋼材設置・緊張・グラウト）を行う。底型枠等の埋設型枠の仕様には、鋼板、RC 版、PC 版および FRP などがあり、打込みコンクリートの硬化後は底型枠とコンクリートの合成構造として一体となって挙動する床版構造である。

底型枠部材が場所打ちコンクリート床版に比べて大型となるため、揚重機の規模は、フルプレキャストと場所打ちコンクリート床版の中間レベルであり、中規模から大規模になる。そのため、揚重作業の重機スペースや搬入車両のスペースなど施工ヤードの広さが作業性に与える影響は、場所打ちコンクリート床版に比べて大きくなる。

通常は底型枠がそのまま作業足場として利用できるため、作業効率や安全性も高まる。また、コンクリートの打込み量の縮減や底型枠の脱型作業が省略できる等で現場作業量を減らしているため省力化することができ、工事工程の短縮にもつながる。

(iii) フルプレキャスト床版

フルプレキャスト床版は、プレキャスト部材の接合部を除き、それ以外を工場内で製作するものである。一般的に、材料は単一の材料（鋼製およびコンクリート製）であることが多い。

コンクリート製のフルプレキャスト床版の採用に向け、平成 4 年頃の上信越自動車道栃木川橋等において、作業員の高齢化や熟練労働者不足のための省力化技術として試験施工まで実施されている。その後、第二東名・名神高速道路の建設計画に伴い、本格的な技術開発がすすめられ、第二東名高速道路の東海大府高架橋[3]等で採用されている。

作業の流れは、プレキャスト床版の搬入・据付、接合部の配筋、接合部の型枠、接合部への間詰め材の打込み・養生、接合部の型枠脱型、（PC 鋼材設置・緊張・グラウト）である。

コンクリート製のプレキャスト床版を全断面に適用するため、重量は大きくなる。そのため、揚重機は大規模なものが必要となり、他の床版構造よりも、揚重スペースや搬入車両のスペースなどの制約は大きくなる。

道路橋床版の大部分を占めるプレキャスト部は工場内での安定した環境のもとで製作されるため、安定した品質を確保できる。一方、床版間の接合作業や鋼桁との接合作業などは、狭隘な箇所への間詰め材の打込み作業等が想定され、それらの品質管理が床版構造全体に影響を及ぼしかねないため入念な施工が必要である。

工事全体としての現場作業量は、フルプレキャスト床版を設置する箇所の鉄筋組立、型枠組立などの作業量が大幅に縮減できる。このように施工を省力化できるため、工事工程の短縮効果も最も大きい。また、作業量の減少に伴い現場での施工管理も低減できる。

なお、コンクリート系の床版では、第1章で述べたような輪荷重の繰返し作用による疲労劣化が進展する。これらに対する一つの対策としては、場所打ちコンクリート床版、ハーフプレキャスト床版およびフルプレキャストに関わらず、プレストレスを導入することにより耐久性が大幅に向上することが確認されている[4][5][6]。

(2) 海外における床版工事の動向

海外においても既存の橋梁での床版の劣化は明らかとなっており、その更新工事や新設工事に向けて効率的な施工方法の提案が行われている。プレキャスト床版としては、劣化因子の侵入抵抗性が高く、長寿命化を期待できる高耐久材料として UHPC (Ultra-High Performance Concrete の略称、国内で UFC に相当する材料) の適用が検討されており、写真-2.1 に示すようなワッフル床版が開発されている[7][8]。2009年には、図-2.3 に示すような性能検証実験を行いつつ構造検討を進め、写真-2.2 のように2012年にアイオア州で実証実験が実施された。

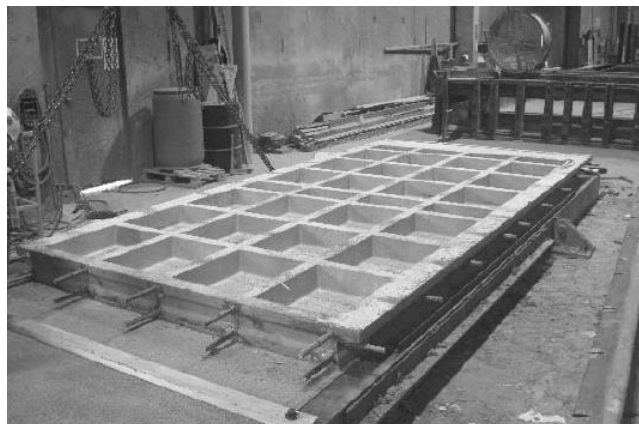
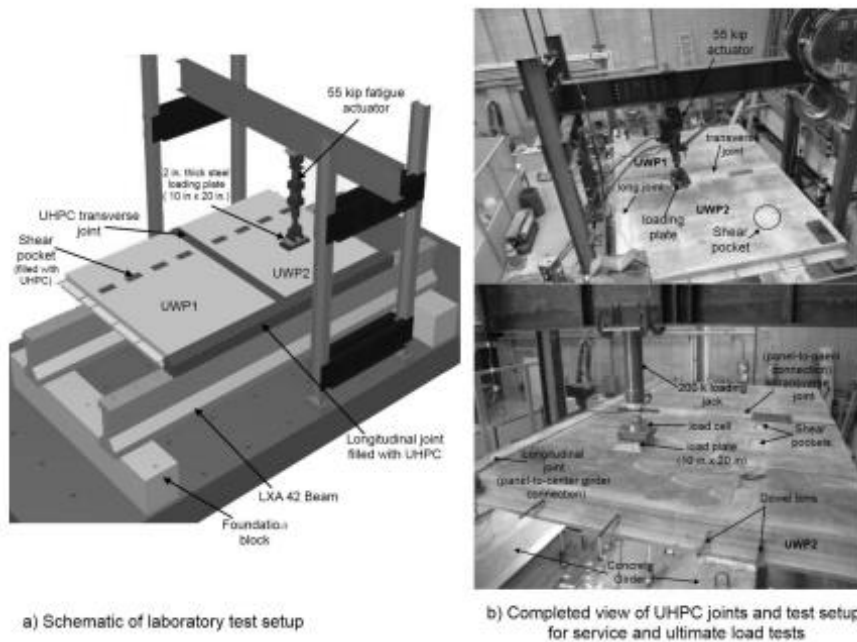


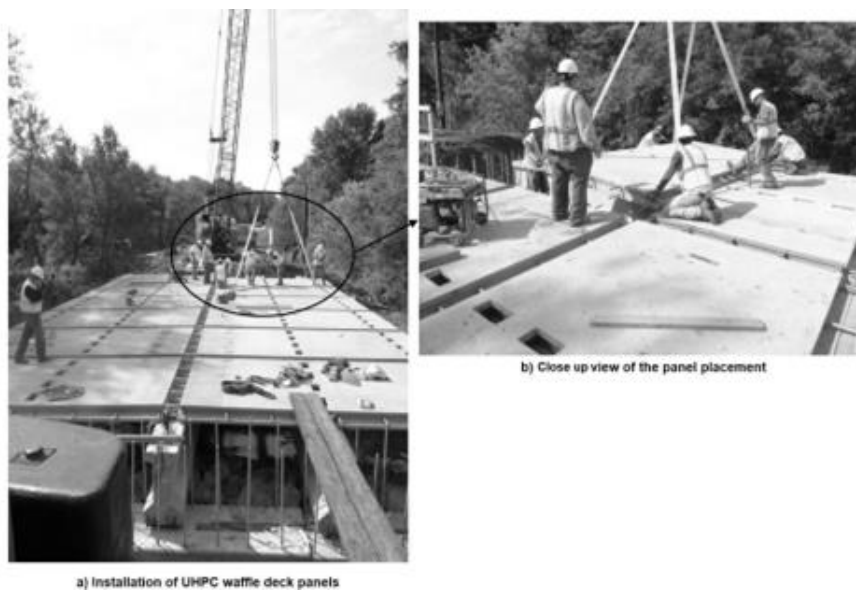
写真-2.1 UHPC を採用したワッフル床版[7]



a) Schematic of laboratory test setup

b) Completed view of UHPC joints and test setup for service and ultimate load tests

図-2.3 ワッフル床版の性能検証試験（疲労試験）の実施[8]



a) Installation of UHPC waffle deck panels

b) Close up view of the panel placement

写真-2.2 ワッフル床版の施工[8]

(3) プレキャスト道路橋床版の課題と研究の方向性

第1章の『1.2 研究の目的』に示したように、道路橋床版の更新工事では、準拠規準の変遷による更新床版の重量増が下部工補強を大規模化させる懸念があるため、更新する床版構造の『軽量化』が要求される。一方、少子高齢化等の社会的背景に基づき現場施工の『省力化』が要求されている。本章で示した道路橋床版の特徴を考えると、現場での施工量や施工管理の観点から、コンクリート製フルプレキャスト床版の採用が効果的である。しかしながら、既往のフルプレキャスト床版を採用すると、現場での床版躯体構築の作業量が縮減される反面、重量の大きいフルプレキャスト床版の搬入・据付等のための揚重機械が大型化し、施工ヤードの制約が大きくなる傾向にある。このことから、フルプレキャスト床版の軽量化を図る必要があった。そこで、海外でのUHPC（国内におけるUFC材料）の採用を念頭に、高強度および高耐久材料を選定し、国内の設計規準に対応した新たな床版の開発が望まれた。

第3章における『軽量化・省力化に着目した道路橋床版の開発と性能検証』では、軽量化したフルプレキャスト床版の開発を目指した。

2.3 プレキャスト床版間の接合構造

図-2.4 にプレキャスト床版間の接合例を示す。接合部にプレストレスにより圧縮力を導入した PC 接合と、プレストレス力を使用せずに鉄筋の付着、定着や機械的な嵌合等による接合（以下、Non - PC 接合と記載）のように、プレストレスの導入の有無により大別される[4][9]。さらに、それぞれの接合の中で、接合面の形状や接合する治具類の違いなどにより細分化される。以下に、PC 接合、Non - PC 接合に分けて各接合方法の概要を整理する。

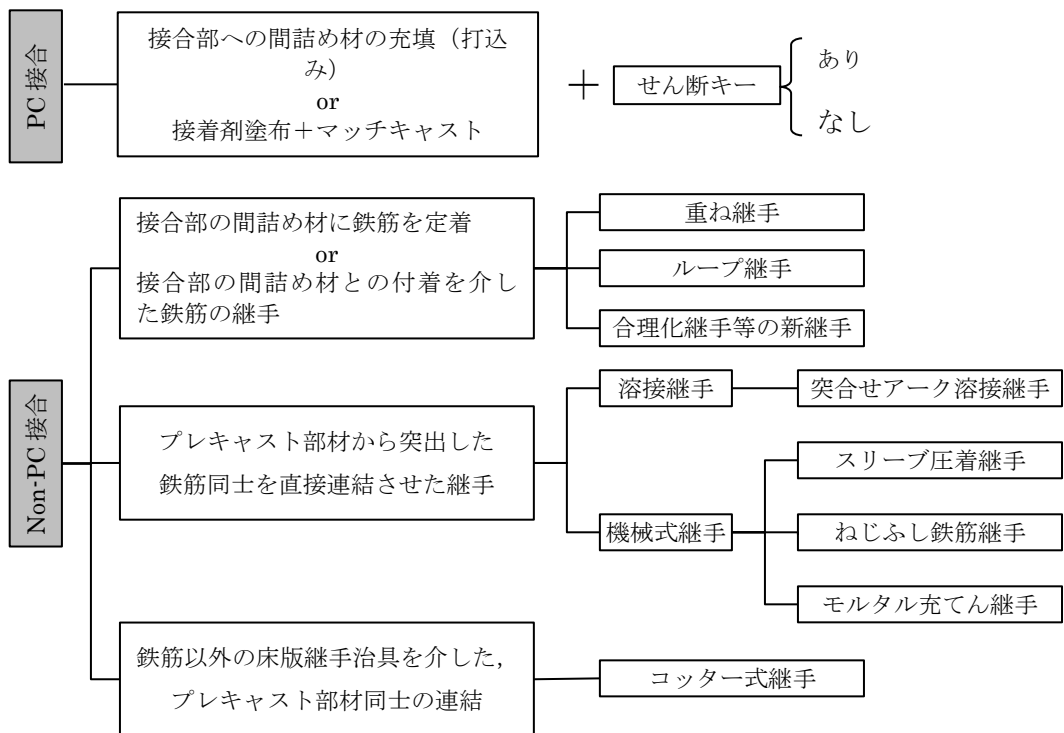


図-2.4 プレキャスト床版間の接合例

(1) 接合部にプレストレスが導入される接合（PC 接合）

PC 接合は、接合部の詳細によらず、橋軸方向にプレストレスを導入することにより、作用する断面力に対して抵抗する構造である。PC 接合の形式例を表-2.1 に示す。この床版間接合では、通常の PC 床版と同様に、設計荷重作用時に有害なひび割れを発生させない（フルプレストレス状態を保持している）こと、打継目（目地部）で目開きが生じないことが求められる。これらの要求事項を満足する場合は、万一、一時的に過大な荷重が载荷される等でひび割れや目開きが生じて、プレストレスによりそれらの進行を抑制できるため、耐久性は高くなる傾向にある。

表-2.1 PC 接合の形式例

		間詰め材	
		あり	なし
せん断キー	なし	<p>プレキャスト床版 接合部 プレキャスト床版 PC鋼材 間詰め材</p>	<p>プレキャスト床版 接合部 プレキャスト床版 PC鋼材 接着剤</p>
	あり	<p>プレキャスト床版 接合部 プレキャスト床版 PC鋼材 間詰め材 せん断キー</p>	<p>プレキャスト床版 接合部 プレキャスト床版 PC鋼材 せん断キー 接着剤</p>

a) せん断キーを有する接合

間詰め材のない（マッチキャストの）場合は、せん断キーは、コンクリート製のオスーマス嵌合（かんごう）と鋼製接合キーが考えられる。また、間詰め材を打込む場合は、コンクリート面でのオスーマス、メスーマス、オスーオス等の形状は自由に設定可能である。

せん断キーの仕様の選定には、接合面に導入されているプレストレス力によるせん断耐力だけでは作用するせん断力に対して不足する場合の設計検討上の補填であったり、オスーマス嵌合などの場合は、隣接床版を設置する際の位置決めガイドとして配置するような施工上の工夫の場合等もある。

いずれにしても、せん断キーの配置の有無はプレキャスト床版の製作の手間は増えたとしても施工時の作業には影響は及ぼすことはないと考えられる。

b) 接合部への間詰め材の有無による分類

(i) マッチキャスト

マッチキャストは、接合部への間詰め材の打込みを行わない構造である。二次製品工場での製作の際には、先行して製作した床版の妻面を型枠として利用して、隣接床版のコンクリート打込みを行うものである。そのため、現場で設置する際に隣接するプレキャスト床版は製作時点で決定されることとなり、任意の組合せには出来ない。また、このように製品を順次型枠利用するため、製作には多くの手間がかかる。一方、現場での床版設置時は接合面にエポキシ樹脂等の接着剤を塗布した状態で、一定の面圧で密着させることにより接合を完了させることができる。したがって、現場での省力化を優先させる場合、間詰め部の作業量自体は低減できるため有効な手段である。なお、通常は、マッチキャストの場合は目地部へのプレストレスの導入を必須と考えており、プレストレスの効率的な導入方法と合わせて判断する必要がある。

また、製作時点でプレキャスト床版間に遊びを設けずに精度良く製作しているため、施工時の急な位置修正や形状変更などには柔軟な対応は困難である。そのため、事前調査や計画が重要である。

(ii) 間詰め材の打込み

接合部の幅は、間詰め材の打込み（充填）に問題がない程度に小さくすることが可能である。現場でのプレキャスト床版設置時には接合部へ間詰め材を打込む作業はあるが、製作時に床版の妻面をマッチキャストの状態で作成する必要はなくなるため、工場製作は効率的になる。また、施工現場においては、隣接するプレキャスト床版が限定されないため、プレキャスト床版の管理手間が削減できることや、万一の位置修正等や形状修正があった場合でも、接合幅の範囲内であれば十分に対応可能である。

マッチキャストに比べて、接合部に間詰め材を打込む作業が増えるため、その分の型枠組立、間詰め材の打込み、養生、型枠の撤去等の作業項目は増える。

以上のことから、接合部へのプレストレスの導入が前提の場合、事前調査を行い配置計画を入念に行う必要はあるが、マッチキャスト（間詰め材の打込みがない）を採用した方が現場の省力化施工には有利であると考えられる。

(2) 接合部にプレストレスを導入しない接合 (Non-PC 接合)

図-2.4 に示した床版間接合のうち、それぞれの Non-PC 接合の得失について以下に簡潔に記載する。いずれの Non-PC 接合においても、設計荷重作用時には接合部にも有害なひび割れを発生させないことが設計の基本思想である。そのため、設計荷重作用時に発生する接合部の鉄筋応力が、支持桁の不等沈下の影響も考慮して許容引張応力度を 120N/mm^2 として設計することが基本とされている[10][11]。

a) 接合部への鉄筋の付着ならびに定着による鉄筋継手

接合用の鉄筋がプレキャスト床版の妻面から突出した状態で配置されており、隣り合う床版を設置した際に、接合部内に配置された鉄筋を間詰め材で一体化させる構造である。一体化の方法として、対向する鉄筋同士を近接して配置し、間詰め材との付着を介して作用力を円滑に伝達する形式と、各々の対向する鉄筋が比較的離れた状態でありそれぞれが接合部に定着する形式のものが考えられる。これらの代表的な接合方法では、前者に重ね継手[12]、後者に図-2.5 に示すループ継手[13][14]が挙げられる。

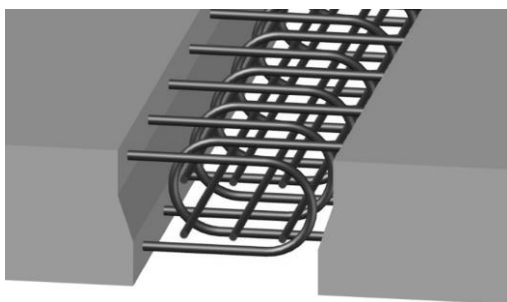


図-2.5 床版間におけるループ継手のイメージ図

重ね継手を用いる場合、 30ϕ (ϕ :鉄筋径)程度の重ね継手長が必要となる。なお、床版の鉄筋にはSD345のD16, D19が使用されることが多く、D19を用いた場合で、接合幅を極力短くするために鉄筋継手の配置をイモ継手とする場合でも、接合幅は最低700~800mm程度必要と考えられる。この場合、通常のコングリート製のプレキャスト床版の橋軸方向幅が1枚当たり2000~2400mm程度であることを考えると、床版全体に対して接合部の占める面積の割合が30%程度に及ぶ可能性がある。これは、施工や品質の観点から、折角のプレキャスト部材を採用しているにもかかわらず、活用のメリットは少なくなり、合理的ではない。

これを改善するため、接合幅を小さくしたループ継手が多く採用された。しかし、ループ継手を採用した場合でも、依然としてプレキャスト部材間の接合部には400~500mm以上の幅が必要である。接合幅が重ね継手よりも小さくなったため、接合部自体の体積は減少した。その一方で、ループ継手は床版の上筋と下筋をループ加工して利用するため、上筋と下筋を同じ仕様にする必要があり設計上のロスが生じる可能性が高いこと、ループ形状をする鉄筋の加工上の制約から床版厚が必要以上に厚くなる可能性があること、現場で隣接床版を設置後、両側の

ループ筋で囲まれた円形状の空間に配力筋を入れるという手間のかかる配筋作業があること、など必ずしも効率的とはいえない。

そこで、これらの配筋作業のロスを改善するために、図-2.6 に示すように、直線状の鉄筋や L 型の折り曲げ鉄筋を使用した Broom 継手も開発された[15][16]。本継手では、ループ継手と比較して継手長が短くなるなどの現場での施工体積の減少にはなっていない。しかしながら、上筋と下筋を別仕様にできる設計上の改善や、配力筋の設置手間が少なくなるなど、施工効率を改善する方向にある。この Broom 継手は、岡山自動車道の高松高架橋で採用されている[17]。

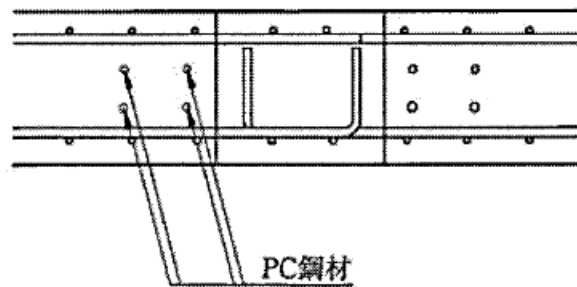


図-2.6 Broom 継手[17]

その後も、プレキャスト床版間の接合幅を縮小化し現場での作業量を減らしたり、接合部の配力筋の設置方法を簡略化するなど施工を省力化することを目的に、各種の接合方法の開発が進み、実用化されつつある[18][19]。図-2.7、図-2.8 に示すように施工合理化は進みつつあるが、接合部の幅は依然として 300mm 程度あり、より一層の省力化技術の開発、発展が望まれている。

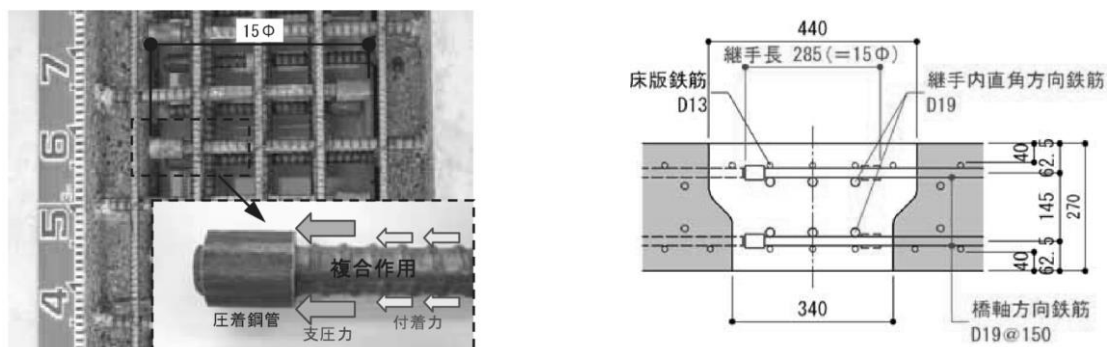


図-2.7 施工の合理化（エンドバンド継手）の例[20]

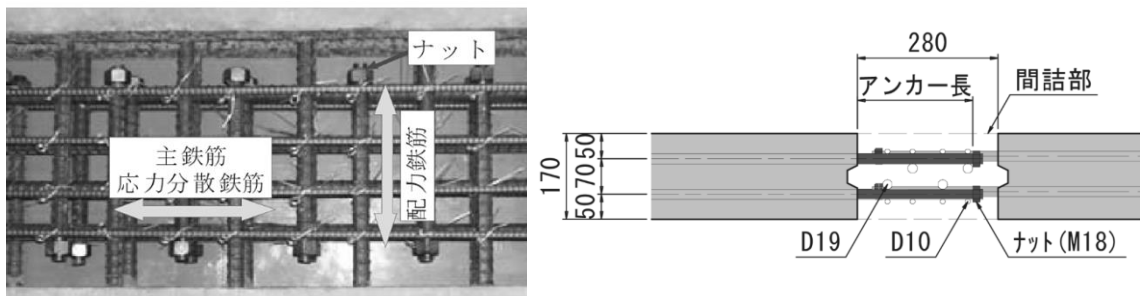


図-2.8 施工の合理化（合理化継手）の例[19]

一方、海外には高速橋梁施工手法（Accelerated Bridge Construction : ABC 工法）という考え方がある。これは、床版に限定した技術を対象としているわけではなく、下部工から上部工までの橋梁工事全般における現場施工の効率化を目指した技術（工法）である。図-2.9に ABC 工法の技術分類の大きな枠組みを示す。この中の PBES (Prefabricated Bridge Elements and Systems) において、二次製品を採用した構造や工法を推奨している。その中で、桁間の接合構造について図-2.10 に示すような構造が提案されており、この接合構造が床版間接合にも適用されている。本構造は、接合面を跨ぐ2つのプレキャスト構造物の接合面に、両側の接合面から突出した短い鉄筋が配置されており、間詰め材に UHPC（日本での超高強度繊維補強コンクリート（UFC）に該当）を採用した接合構造である[39]。

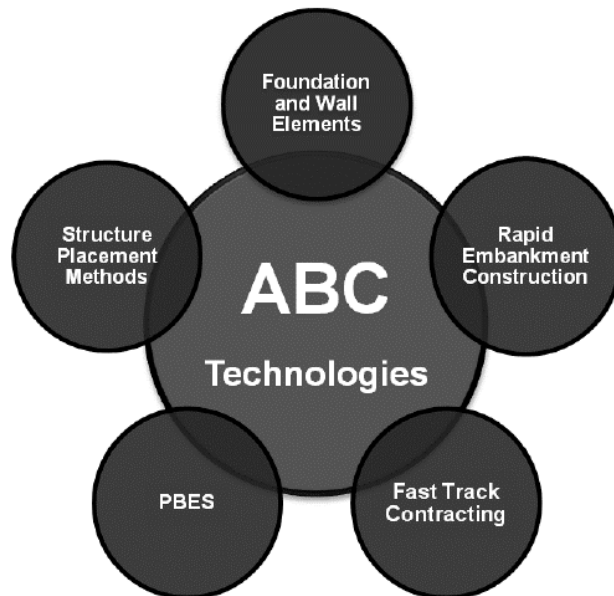


図-2.9 ABC 工法の技術分類[38]

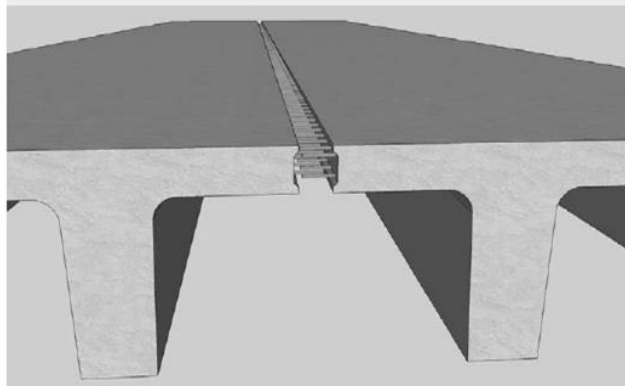


図-2.10 桁間の接合に UHPC を採用した接合例[39]

このような床版間接合の構造は 2009 年ごろから採用されている。海外での施工状況を写真-2.3 に、標準構造を図-2.11 に示す[40][41][42]。間詰め材に高強度な UHPC を採用しているため、接合幅を 152~203mm 程度と縮小化し、現場での作業量を減らしている。なお、UHPC を ABC 工法として適用するため施工上の制約としては、活荷重が作用する道路開放までに UHPC の圧縮強度が 97N/mm^2 以上となることが前提とされる。そして、この強度発現に要する時間は、養生方法によるが最低でも 12 時間以上は掛かる[42]。



写真-2.3 UHPC を採用した床版間接合の海外での施工例[40]

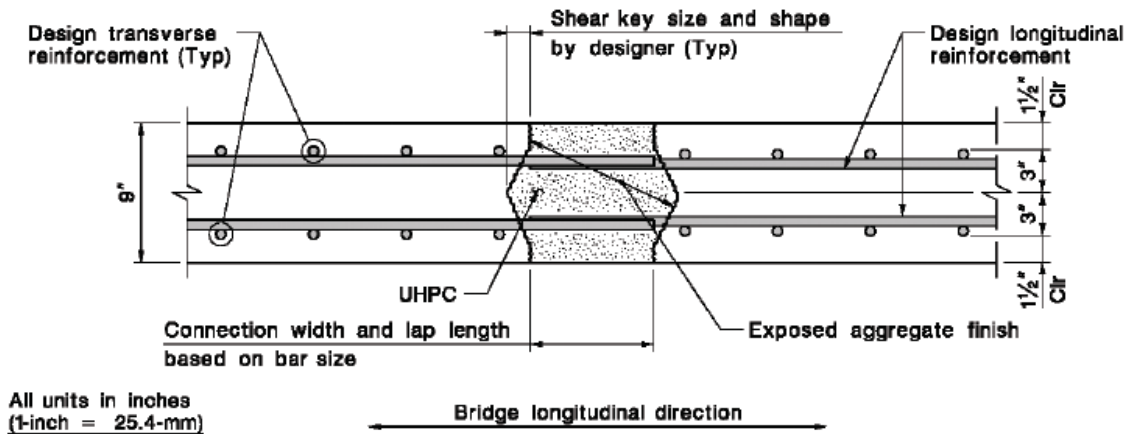


図-2.11 UHPC を採用した標準的な床版間接合[42]

ここに、UHPC の材料特性の概要を表-2.2 に示す。

国内で UHPC（国内での UFC）に相当する材料を使用する際は、強度発現とともに生じる収縮量の大きさに配慮し、場所打ちコンクリートではなく、外部拘束のない状態で、適切な蒸気養生により強度発現と収縮を促進させることが望ましいと考えられており、プレキャスト部材への活用が効果的であるとされている。

表-2.2 海外で使用されている UHPC の材料特性の概要

Property	Expected Range
7-day compressive strength	100–135 MPa
14-day compressive strength	125–152 MPa
Modulus of elasticity	29–55 GPa
Direct tension cracking strength	5.5–8.3 MPa
Direct tension bond strength	2.4–4.1 MPa
Long-term drying shrinkage	300–1,200 microstrain
Long-term autogenous shrinkage	200–900 microstrain
Initial setting time	4–10 hour
Final setting time	7–24 hour

b) 鉄筋同士を直接連結させた鉄筋継手

前述の間詰め材を介した作用力の伝達とは異なり、鉄筋同士を直接連結する形式のものである。これらの代表的なものに溶接継手や機械式継手がある[21]。なお、溶接継手には突合せアーク溶接継手等があり、また、機械式継手には、図-2.12に示すように、ねじふし鉄筋継手やモルタル充てん継手等がある。これらの鉄筋継手のプレキャスト部材への適用は、構造的には可能である。しかしながら、接合部の断面が大きくなり配置される鉄筋継手の数が多くなると、溶接継手では、結合する鉄筋配置のずれや開先間隔の調整に手間を要するだけでなく、溶接作業に多大な時間を要したり、また、機械式継手では、鉄筋同士のずれに対する許容誤差が小さく、継手箇所での鉄筋配置にずれにより接合作業が困難となったり、配置できても継手へのグラウトやモルタルの充てんやトルク固定等の作業に手間を要することが懸念される。したがって、道路橋プレキャスト床版の接合部に適用することは困難と考えられる。

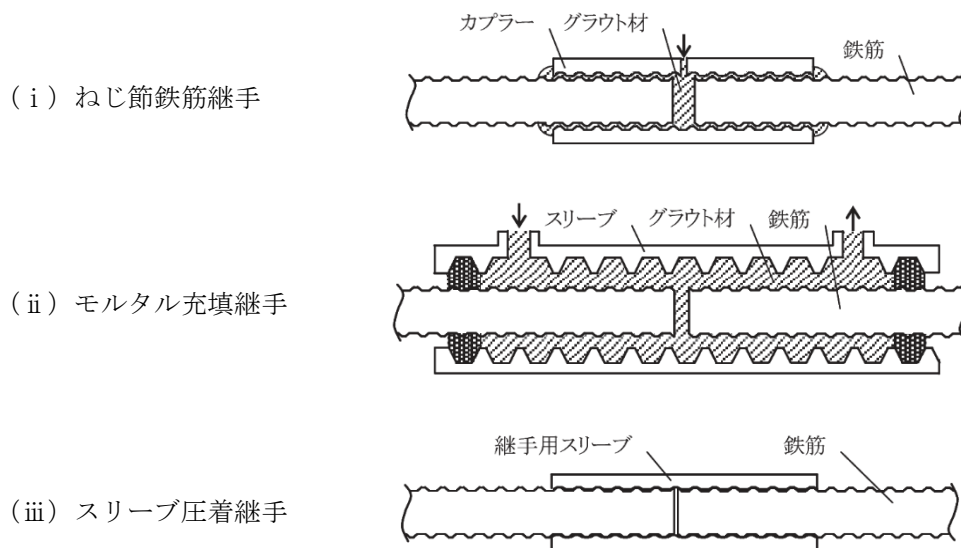


図-2.12 機械式継手の種類[22]

c) コッター式継手

本継手は、プレキャスト部材の内部の鉄筋等とは無関係に、プレキャスト部材間のコンクリート部分を直接的に接合する形式である。この形式には、図-2.13 に示すようにコッター式継手[23][24][25]等がある。これは、プレキャスト部材の接合面にC型の金物を埋め込んで製作し、両側の床版を設置後、床版間の目地を間詰め材で充填して、両方のC型の金物にH型のクサビ状の金物を差し込むことにより連結する構造である。接合部の幅は、10~20mm に設定され、型枠が不要であり、間詰め材の充填量は非常に少ない。しかし、この形式では、プレキャスト部材端部の接合面付近に躯体標準部の鉄筋とは別に接合用の金物が配置され、比較的過密な状態となる。そのため、プレキャスト部材製作時の品質低下リスクが増えたり、施工時にはC型金物の製作時の誤差があってもクサビを押し込むことにより強制的に固定するため、継手金物の周辺に初期応力が発生する等の懸念がある。

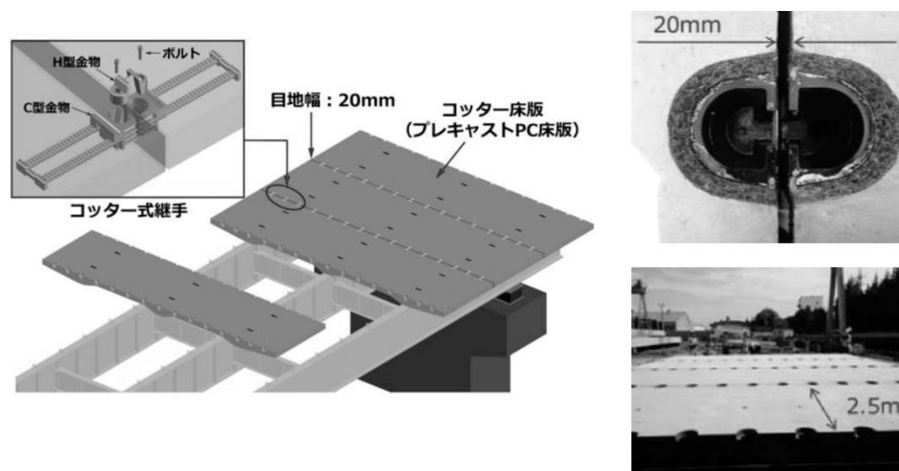


図-2.13 コッター式継手[25]

(3) プレキャスト床版間接合の課題と研究の方向性

プレキャスト床版間接合を整理すると、PC 接合や RC 接合など、それぞれの接合方法において省力化に繋がる方向性が考えられた。

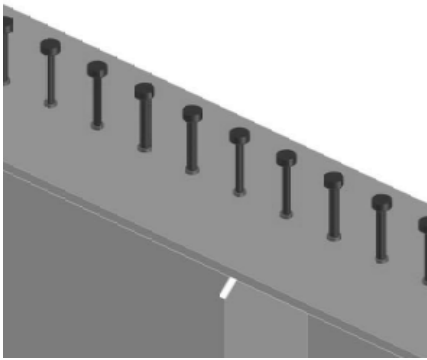
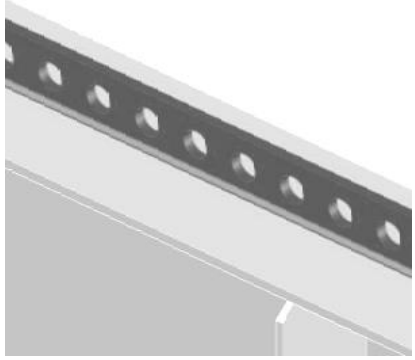
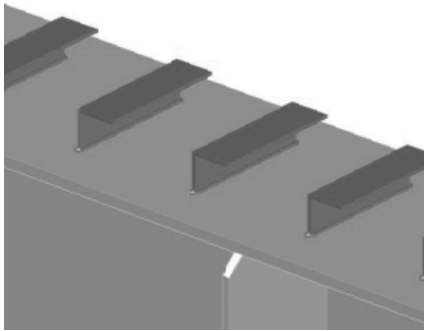
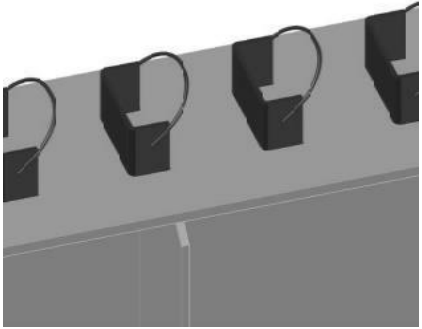
まず、PC 接合のようにプレストレスの導入を前提とする場合、工場でのプレキャスト床版製作時に接合面をマッチキャストで製作し、間詰め材の打込みを省略すれば、接合部の作業量を最も減らすことができる。しかしながら、マッチキャストの接合部へのプレストレスの導入が必須であり、プレストレスの導入作業の簡略化と合わせた接合作業の省力化を検討していく必要がある。そこで、第3章における『軽量化・省力化に着目した道路橋床版の開発と性能検証』で、作業量の縮小化とプレストレスの簡易導入を可能とする PC 接合について検討した。

RC 継手の場合は、プレストレスの導入手間が省略できるが、プレキャスト部材間を鉄筋継手等で接合する必要がある。既往の研究において接合幅の縮小化により作業量を減らす取組みが進められており、この方向性でさらに改良していくことが重要である。なお、海外での ABC 工法の一例で示したように間詰め材に UHPC を採用した床版間接合もあるが、プレキャスト床版の設置後の空隙への充填であることを考えると、間詰め材の収縮を低減した材料でなければ硬化後に打継目に目開き等の発生を誘発し、万一の水の浸透により劣化促進のリスクがあると考えた。そこで、第4章における『省力化に着目した床版間の新継手構造の開発と性能評価』では、ループ継手等の既往の床版間接合に対して、間詰め材として無収縮材料を適用し、接合幅をさらに縮小化し省力化できる新しい鉄筋継手の開発を行った。

2.4 鋼桁-床版間の接合構造（ずれ止め形式）

土木学会が定める複合構造標準示方書（以下、複合標準）等[26][27]においては、床版と鋼桁間のずれ止め構造として、表-2.3 に示すような 4 種類が標準的なものとして記載されている。現状では、鋼桁と道路橋床版の接合には頭付きスタッドの適用が簡易であり使用された事例が多い。

表-2.3 床版-鋼桁間の接合の種類と特徴

頭付きスタッド	孔あき鋼板ジベル（PBL）
	
<ul style="list-style-type: none"> • 断面が円形であり、支圧力に方向性がない。 • 頭部は床版等の浮上りを防ぐ。 • 余盛部、頭付きスタッド自体の変形、軸部の曲げ抵抗ならびに境界面の摩擦でせん断力に抵抗している。 	<ul style="list-style-type: none"> • 孔のあいた平鋼をズレが発生するせん断方向に沿って配置する。 • 鋼材とコンクリートの間に働くせん断力に対し、円孔内に充填されたコンクリートが2面せん断により抵抗する。
形鋼シアコネクタ	ブロックジベル
	
<ul style="list-style-type: none"> • 形鋼の仕様によるが、シアコネクタ自体の抵抗だけでなく、鋼板とコンクリート間の摩擦力で抵抗する。 	<ul style="list-style-type: none"> • ブロックジベル自体の抵抗だけでなく、鋼板とコンクリート間の摩擦力で抵抗する。 • ずれ止め耐力が十分に発揮できるため、鋼板にも十分な剛性を有する必要がある。 • ずれ止め本体としての耐力のみでなく、コンクリートの支圧に対する剛性も必要。

以下に、鋼桁と鋼床版の接合に頭付きスタッドと孔あき鋼板ジベルについて抵抗メカニズムを記載する。

(1) 頭付きスタッド

a) 抵抗の概念

頭付きスタッドのせん断に対する抵抗メカニズムを、図-2.14 に示す。本図では、溶接余盛部 (P_W)、頭付きスタッド自らの変形 (P_Z)、軸部の曲げ抵抗 (P_B) ならびに摩擦 (P_R) で表記しており、これらでせん断に抵抗している[28]。

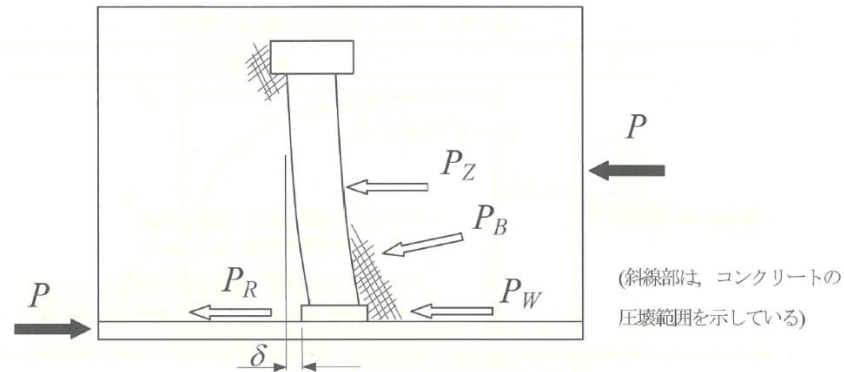


図-2.14 頭付きスタッドのせん断力に対する抵抗メカニズム[28]

頭付きスタッドは、それ自体では剛性は小さく、初期段階からずれが生じる構造でもあり、柔いズレ止めとして扱われる。破壊形式は複雑であり、頭付きスタッドの全高と軸径の比が大きい場合に生じる頭付きスタッドのせん断破壊と全高と軸径の比が小さい場合に生じる頭付きスタッド周辺のコンクリートの割裂破壊の2種類に分類され、実際にはこれらの複合的な破壊と考えられている。

b) 耐力算定式

現行の複合標準[26]では、頭付きスタッドについて下記のように示している。鋼桁-床版間の接合部は一方方向荷重に対するせん断力-ずれ変位の関係として、図-2.15 のようにモデル化できる。

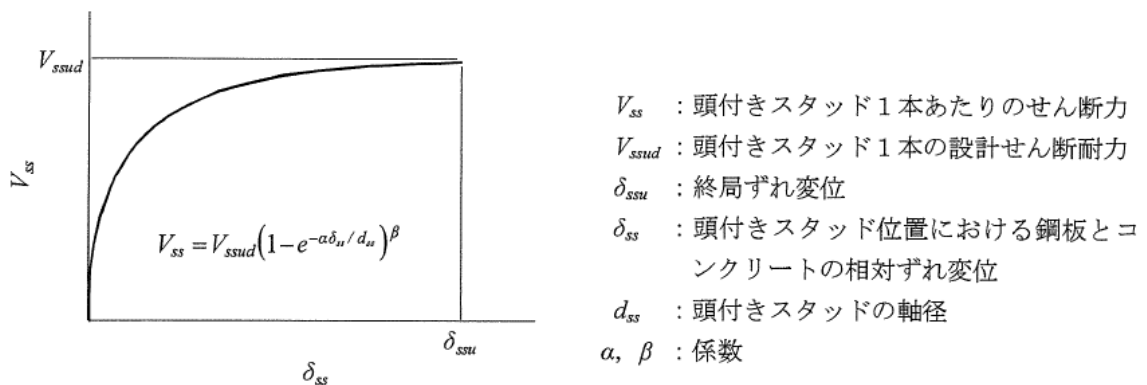


図-2.15 頭付きスタッドのせん断力-ずれ変位曲線

ここに、設計せん断耐力 (V_{ssud}) については、既往の押抜き試験の結果から、頭付きスタッドの直径が 13~32mm、高さが 50~210mm、引張強度が 402~549N/mm²、コンクリートの設計基準強度が 14~63N/mm² および $h_{ss}/d_{ss}>4$ である場合の頭付きスタッドの設計せん断耐力は、下式で算出できる。

図-2.16 に示すように、頭付きスタッドのタイプには各種あるが、すべてを含んで、式 (2.1) と式 (2.2) による算定値の小さい方でよいとした。

$$V_{ssud} = \left(31A_{ss} \sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd} + 10000} \right) / \gamma_b \dots\dots\dots (2.1)$$

$$V_{ssud} = A_{ss}f_{ssud} / \gamma_b \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに、

- V_{ssud} : 頭付きスタッドの設計せん断耐力 (N)
- A_{ss} : 頭付きスタッドの断面積 (mm²)
- d_{ss} : 頭付きスタッドの軸径 (mm)
- h_{ss} : 頭付きスタッドの高さ (mm)
- f_{ssud} : 頭付きスタッドの設計引張強度 (N/mm²)
- f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

ただし、ここでは $\gamma_c=1.0$ として設計圧縮強度を求めてよい。

γ_b : 部材係数. 一般に 1.3 としてよいが、頭付きスタッドのせん断耐力を小さく設定した方が構造物の性能を危険側に評価する場合は 1.0 とする。

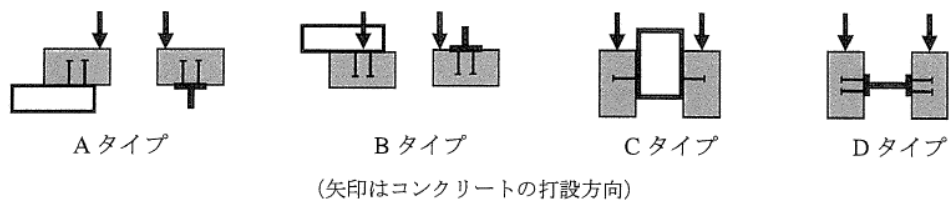


図-2.16 頭付きスタッドのタイプ[26]

以上が静的な荷重状態におけるせん断耐力算定式とされる。

一方、道路橋床版に用いる場合、車両交通による疲労の影響が大きいため、頭付きスタッドの疲労強度について実験により確認されている。

松井・平城・福本は、実施試験や既往の疲労実験データ結果から重回帰分析を用いて頭付きスタッドの疲労強度について整理した[29][30]。その結果、疲労強度は、静的強度と同様に、頭付きスタッド軸部の直径 (d_s)、頭付きスタッドの高さ (h_s)、コンクリートの圧縮強度(f_{cu})および破壊までの繰返し回数 (N) に大きく依存するとされている。そして、従来の $S-N$ 線図より相関の高い R/Q_u-N 図として、図-2.17 のように示した。そこから提案された疲労破壊強度の算定式は以下の通りである。

$$R/Q_u = 1.28 \cdot N^{-0.105} \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに、

R : 頭付きスタッドに作用するせん断力の範囲

N : 破壊に至るまでの荷重の繰返し回数

Q_u : 頭付きスタッドの静的破壊強度

ただし、適用範囲は以下の通り。

頭付きスタッドの直径 : $13 \text{ (mm)} \leq d_s \leq 32 \text{ (mm)}$

頭付きスタッドの高さ : $60 \text{ (mm)} \leq h_s \leq 150 \text{ (mm)}$

頭付きスタッドの引張強度 : $4,100 \text{ (kgf/cm}^2) \leq f_{su} \leq 5,600 \text{ (kgf/cm}^2)$

コンクリートの圧縮強度 : $200 \text{ (kgf/cm}^2) \leq f_{cu} \leq 550 \text{ (kgf/cm}^2)$

$h_s / d_s \geq 3.0$

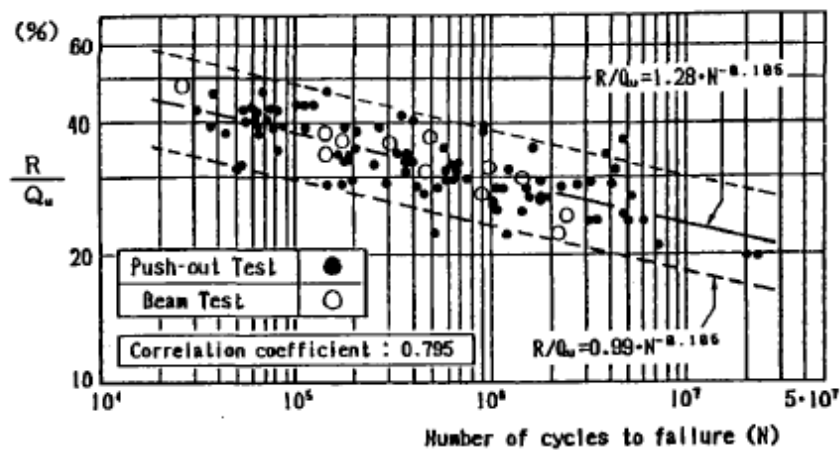


図-2.17 R/Q_u-N 図[30]

なお、頭付きスタッドの設計せん断耐力の算定式は、標準偏差の2倍だけ低い方にシフトさせたものとして、以下の式が提案されている。

$$R/Q_u = 0.99 \cdot N^{-0.105} \dots\dots\dots (2.4)$$

ただし、上式は、図-2.16 に示す A タイプ (正立)、C タイプ (直交)、D タイプ (2次元直交) のようなコンクリートの打込み方法に対しては適用可能であるが、B タイプ (倒立) に

については若干低い値となる.

これらの結果は, 現行の複合標準[26]においても以下の通り踏襲されている.

$$V_{ssrd}/V_{ssud}=0.99 \cdot N^{-0.105} \quad (\text{図-2.16 の A, C, D タイプ}) \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

$$V_{ssrd}/V_{ssud}=0.93 \cdot N^{-0.105} \quad (\text{図-2.16 の B タイプ}) \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\text{ただし, } V_{ssud} = (31A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd}} + 10000)/\gamma_b$$

ここに,

V_{ssrd} : 疲労を考慮する場合の設計せん断耐力 (変動範囲)

V_{ssud} : 頭付きスタッド一本の設計せん断耐力

N : 疲労寿命または疲労作用の等価繰返し回数

γ_b : 部材係数. 一般に 1.0 としてよい.

なお, 適用範囲は以下の通り.

頭付きスタッドの直径 : $13 \text{ (mm)} \leq d_s \leq 22 \text{ (mm)}$

頭付きスタッドの高さ : $60 \text{ (mm)} \leq h_s \leq 150 \text{ (mm)}$

頭付きスタッドの引張強度 : $402 \text{ (N/mm}^2) \leq f_{su} \leq 549 \text{ (N/mm}^2)$

コンクリートの圧縮強度 : $20 \text{ (N/mm}^2) \leq f_{cu} \leq 55 \text{ (N/mm}^2)$

(2) 孔あき鋼板ジベル

a) 抵抗の概念

孔あき鋼板ジベル（PBL）は、孔の開いた平鋼を溶接により鋼部材に取り付けた形式のものであり、ずれが生じるせん断力の作用方向に平行に配置される。ずれに対する抵抗の概念図を図-2.18に示す。抵抗要素としては、孔内に充填されたコンクリートが形成するコンクリートジベルの水平方向のせん断抵抗（①）と、同様のコンクリートジベルの鉛直方向のせん断抵抗（②）、孔内に配置された貫通鉄筋のせん断抵抗（③）、および、ずれにより押し込もうとする挙動に対して鋼板端面で作用するコンクリートの支圧抵抗（④）がある。

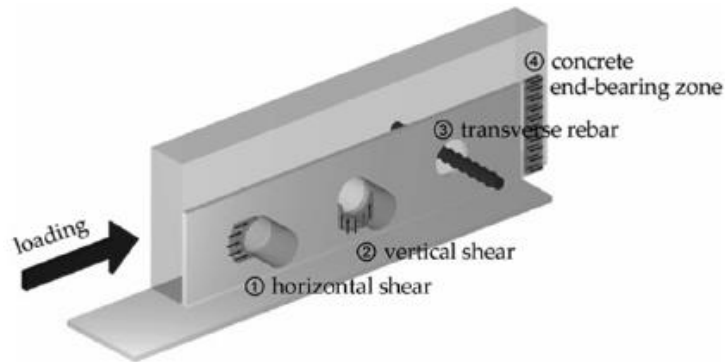


図-2.18 孔あき鋼板ジベルのせん断抵抗機構[31]

ただし、水平方向のずれ抵抗に寄与するものとしては、①コンクリートジベルの水平せん断、③貫通鉄筋のせん断、④鋼板の端部でのコンクリートの支圧抵抗の3つであり、②コンクリートジベルの鉛直せん断は浮上りに対するものである。

孔あき鋼板ジベルは、せん断力が作用してもほとんどずれを生じない剛な変形特性を示す。終局せん断強度に達した後、円孔内に異形鉄筋を貫通させている場合、ダウエル効果により強度をほぼ保持しながらずれ変形が増加する。一方、鉄筋を配置しない場合は、ずれ変形の増加に伴い強度が低下する現象が起こる。

ここで、1つ留意すべき事項があり、それは、国内外でのせん断耐力を検討する際に対象とする抵抗要素が若干異なっていることである。図-2.18 に示したずれに対する抵抗機構は国外で対象とされる抵抗要素であるのに対して、国内では図-2.19 に示すような孔あき鋼板ジベルが想定されており、前述の①と③に相当する抵抗要素のみを対象としており、鋼板端面での支圧抵抗を対象としていない。これは、側面図のように、1枚の鋼板に多数の貫通孔が連続して配置された状態を想定しているため、相対的に鋼板端面のコンクリートにおける支圧抵抗の効果が小さくなり省略しているものと考えられる。

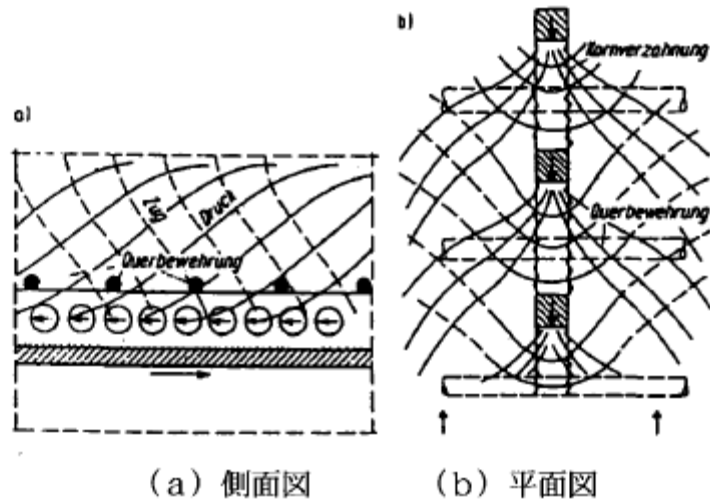
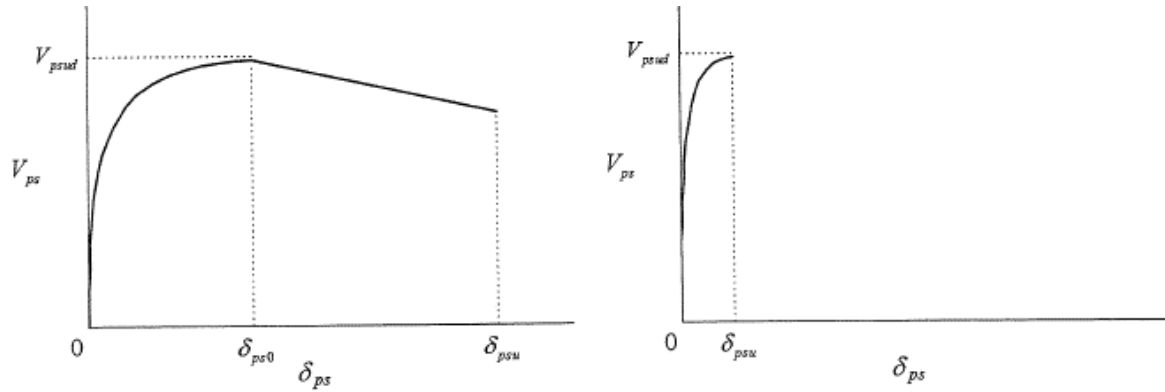


図-2.19 孔あき鋼板の荷重伝播状態[30]

次頁以降に、国内外での孔あき鋼板ジベルの耐力算定式について記載する。

b) 耐力算定式（国内）

国内規準での PBL のせん断耐力の算定は、複合標準（2014 年版）[26]において、図-2.20 のように規定されている。



$$\begin{aligned}
 0 \leq \delta_{ps} \leq \delta_{ps0} & \quad V_{ps} = V_{psud} (1 - e^{-\alpha \delta_{ps} / \phi})^\beta & 0 \leq \delta_{ps} \leq \delta_{psu} & \quad V_{ps} = \\
 & V_{psud} (1 - e^{-\alpha \delta_{ps} / d})^\beta & & \\
 \delta_{ps0} \leq \delta_{ps} \leq \delta_{psu} & \quad V_{ps} = V_{psud} (1 - e^{-\alpha \delta_{ps0} / \phi})^\beta & & \\
 & + V_{psud} \left\{ \frac{2}{15} \left(1 - \frac{\delta_{ps}}{\delta_{ps0}} \right) \right\} & &
 \end{aligned}$$

(a) 貫通鉄筋を有する場合

(b) 貫通鉄筋の無い場合

ここに、

- V_{ps} : 孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりの設計せん断力 (N)
- V_{psud} : 孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりの設計せん断耐力 (N)
- δ_{ps} : 相対ずれ変位 (mm)
- δ_{ps0} : 最大せん断力時のずれ変位 (mm)
- δ_{psu} : 終局ずれ変位 (mm)
- ϕ : 貫通鉄筋径 (mm)
- α, β : 係数

図-2.20 孔あき鋼板ジベルのせん断力-ずれ変位曲線[26]

また、孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりの設計せん断耐力 (V_{psud}) は、下式により算出してもよいとされている。なお、複合標準は、本研究の途中で 2014 年版[26]が発刊されたため、検討当初の時点では 2009 年版[32]を参照していた。貫通鉄筋がない場合のせん断耐力の算定式が大きく変更されたため、併記した。

• 貫通鉄筋を有する場合[26]

$$V_{psud} = (1.85A - 26.1 \times 10^3) / \gamma_b \dots\dots\dots (2.7)$$

$$A = \frac{\pi(d^2 - \phi^2)}{4} f'_{cd} + \frac{\pi\phi^2}{4} f_{ud}$$

ただし、 $40.1 \times 10^3 \leq A \leq 383.3 \times 10^3$

• 貫通鉄筋のない場合

《2009 年版》 [32]

$$V_{psud} = (4.31A - 39.0 \times 10^3) / \gamma_b \dots\dots\dots (2.8)$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \left(\frac{t}{d}\right)^{1/2} f'_{cd}$$

ただし、 $17.3 \times 10^3 \leq A \leq 152.4 \times 10^3$

《2014 年版》 [26]

$$V_{psud} = 1.6d^2 f'_{cd} / \gamma_b \dots\dots\dots (2.9)$$

ただし、 $35\text{mm} \leq d \leq 90\text{mm}$, $12\text{mm} \leq t \leq 22\text{mm}$, $24\text{N/mm}^2 \leq f'_{cd} \leq 57\text{N/mm}^2$

ここに、

V_{psud} : 孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりの設計せん断耐力 (N)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

ただし、ここでは、 $\gamma_c = 1.0$ として設計圧縮強度を求めてよい。

f_{ud} : 貫通鉄筋の設計引張強度 (N/mm²)

γ_b : 部材係数。一般に 1.3 としてよいが、孔あき鋼板ジベルの設計せん断耐力を小さく設定した方が構造物の性能を危険側に評価する場合には 1.0 とする。

なお、孔あき鋼板ジベルの破壊が孔間の鋼板のせん断破壊よりも先行する場合を想定しており、式 (2.7) ~ 式 (2.9) の適用に関しては式 (2.10) を満足することが前提とされる。

$$V_{sud} = A_s \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{100}{60} / \gamma_b \geq V_{psud} \dots\dots\dots (2.10)$$

ここに、

V_{sud} : 孔間の鋼板のせん断耐力 (N)

f_{yd} : 鋼材の設計引張降伏強度 (N/mm²)

A_s : 孔間の鋼板のせん断抵抗面積 (mm²)

以上のように、貫通鉄筋のない場合に、複合標準 (2009 年版) 制定時には、式 (2.8) に示すように鋼板の板厚がせん断耐力に影響を及ぼすとされていた。しかし、その後の研究成果により、複合標準 (2014 年版) では、式 (2.9) に示すように鋼板の板厚等に依存しないせん断耐力式の算定式に至っている。

なお、孔あき鋼板ジベルは頭付きスタッドとは異なり、せん断力一ずれ変位曲線における初期剛性は大きく、繰返し作用時のずれ変位は小さいために、疲労特性に対して有利なずれ止めとされている[28]。

c) 耐力算定式 (海外)

海外においても数々の実験的研究とせん断耐力式の提案がされている。根拠とするせん断試験は、基本的に日本と同様の 2 面せん断試験である。なお、試験方法は、Eurocode-4 に則り実施されている。これには、日本鋼構造協会「頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)」[33]と同様に、頭付きスタッドを参照した試験方法のみが記載されている。

せん断耐力の算定式は数多く提案されており、以下に、2 つの提案式を取り上げた。

(i) Oguejiofor と Hosain による提案式[34]

$$Q=4.5h_{sc}t_{sc}f_{ck}+0.91A_{tr}f_y+3.31nd^2\sqrt{f_{ck}}\dots\dots\dots (2.11)$$

ここに、

- Q : せん断耐力 (N)
- h_{sc} : 鋼板の高さ (mm)
- t_{sc} : 鋼板の厚さ (mm)
- f_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (MPa)
- n : 孔の数
- d : 孔の直径 (mm)

式 (2.11) におけるせん断耐力式では、3 項に分かれており、第 1 項が鋼板端部のコンクリートの支圧抵抗の寄与分、第 2 項が貫通鉄筋の寄与分、第 3 項にコンクリートジベルの寄与分となっている。

このように、日本の指針とは異なり、鋼板端部の支圧抵抗について明確に記載されている。

(ii) Ahn et al. による提案式[31]

Ahn らは、Oguejiofor らのせん断耐力式等を参考にして、整理している。この際、写真-2.4のように、埋め込む孔あき鋼板が1枚板の場合だけでなく、2枚板でのせん断試験も行っており、これらに関するせん断耐力式を以下のように示している。

$$Q=3.14h_{sc}t_{sc}f_{ck}+1.21A_{tf}f_y+3.79n\pi(d/2)^2\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{シングル PBL の場合}) \dots\dots\dots (2.12)$$

$$Q=2.76h_{sc}t_{sc}f_{ck}+1.06A_{tf}f_y+3.32n\pi(d/2)^2\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{ツイン PBL の場合}) \dots\dots\dots (2.13)$$

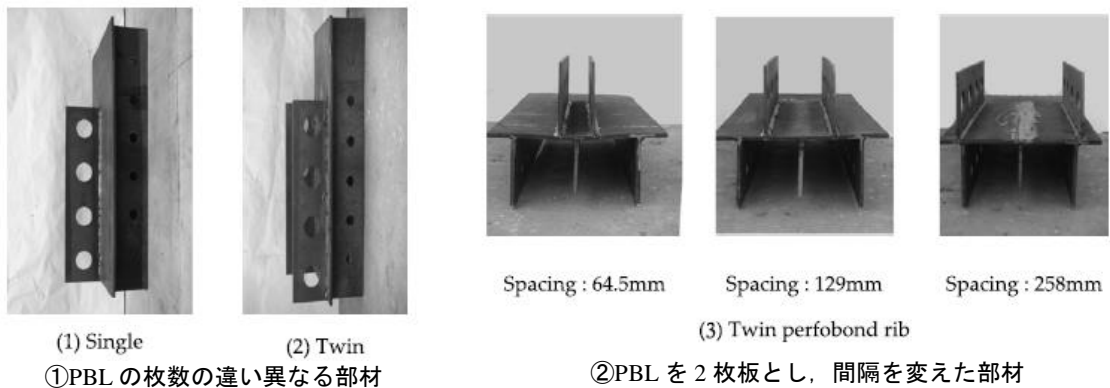


写真-2.4 孔あき鋼板ジベルの概要[31]

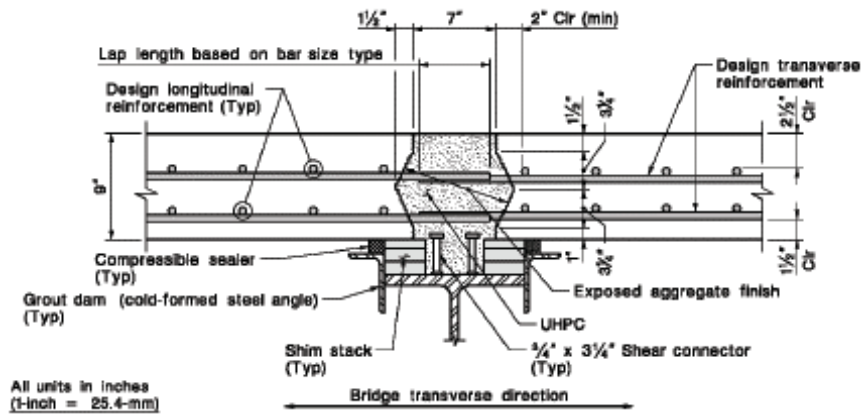
上述のせん断耐力式でも、3項に分かれており、Oguejiofor らのせん断耐力式と同様に、第1項が鋼板端部のコンクリートの支圧抵抗の寄与分、第2項が貫通鉄筋の寄与分、第3項にコンクリートジベルの寄与分となっている。

このように、海外での孔あき鋼板ジベルのずれ抵抗には、PBL 鋼板端部でのコンクリートの支圧を考慮することが基本的なものとされている。

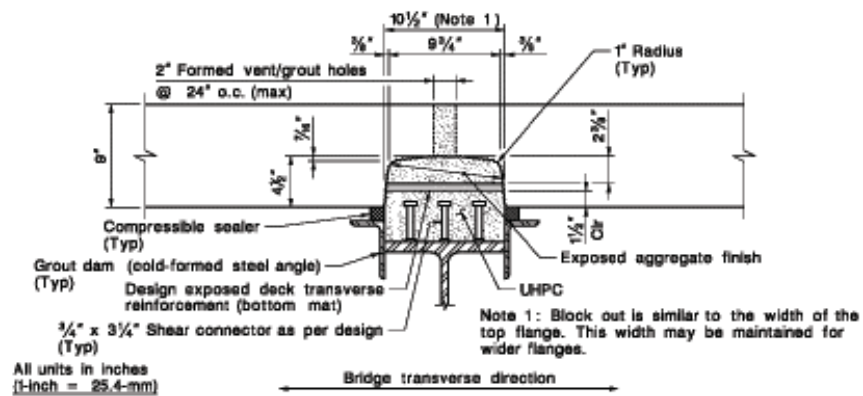
(3) その他の桁-床版間接合の海外の動向

海外では、ABC 工法の一例として、鋼桁-床版間接合の提案構造ならびに実施例がある。採用された構造例を図-2.21 に示す。これらの構成材料として、間詰め材に UHPC を採用している。なお、UHPC 材料の特性は、前述の表-2.2 に示すとおりである。

床版間接合と同様であるが、UHPC の収縮特性を考えると、硬化時の打継目での目開き等の発生により水が侵入し、床版劣化が促進されるリスクが考えられる。接合例①に比べると接合例②の方が床版上面に位置する打継目の延長を少なくしており、劣化リスクは低減する。しかしながら、床版上面の防水工等に期待する前に、使用する間詰め材は無収縮材料を前提とするべきと考えた。



(i) 接合例①



(ii) 接合例②

図-2.21 UHPC を採用した標準的な鋼桁-床版間接合[42]

(4) 更新工事に対する鋼桁-床版間の接合の課題と研究の方向性

道路橋床版の更新にプレキャスト床版を採用する場合の施工の流れの概要を図-2.22 に示す。更新工事特有ではあるが、本フローを見て分かるように、既設鋼桁上での作業（既設床版の撤去、鋼桁上のケレン、ジベルの設置等）を連続して行う必要がある。そのため、現場作業の流れは効率的でない。

また、桁-床版間の接合構造に使用するずれ止め構造は、その単体のずれ止め構造に対して初期剛性の大きさ等により柔なジベルや剛なジベルと評価されることはあるが、実際には使用する部位の環境によりジベルの仕様、配置間隔およびジベルの総数量が変わるため、接合構造全体の挙動は変わる[35]。そのため、実配置に配慮した適切なずれ止め構造の選定が必要である。

そこで、第3章における『軽量化・省力化に着目した道路橋床版の開発と性能検証』では、既設鋼桁上での集中した作業を出来るだけ分割し、二次製品の活用や既設鋼桁の側部（ウェブ脇）で代替作業を行う等により、現場での作業の流れを効率化できる新しい桁-床版間の接合を開発する。

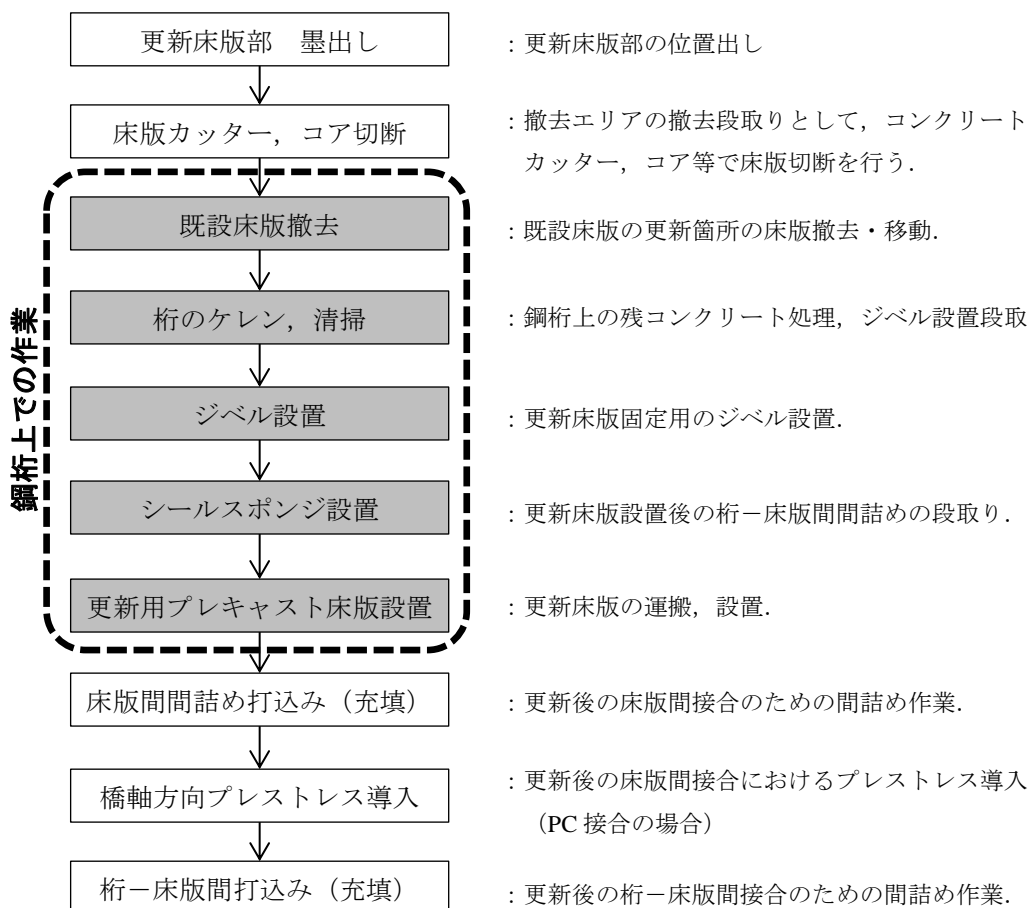


図-2.22 道路橋床版の更新工事の施工フローの概要

《参考文献》

- [1] 松井繁之, 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 2007.
- [2] 松井繁之, “床版研究の変遷と輪荷重走行試験機の役割 (特別講演論文)”, 第五回道路橋床版シンポジウム講演論文, pp. 1-12, 2006.
- [3] 水口和之, 村山陽, 北山耕造, 山下茂樹, “東海大府高架橋におけるプレキャスト PC 床版の設計と施工”, プレストレストコンクリート, vol. 40, no. 2, pp. 19-30, 1998.
- [4] 松井繁之, “プレキャスト床版の開発現状と研究の動向”, プレストレストコンクリート, vol. 40, no. 2, pp. 14-18, 1998.
- [5] 東山浩士, 松井繁之, “橋軸方向プレストレスしたコンクリート床版の走行荷重に対する疲労耐久性に関する研究”, 土木学会論文集, no. 605/I-45, pp. 79-90, 1998.
- [6] 渡海大輔, 松井繁之, 大西弘志, “橋軸直角方向 PC 床版の疲労特性と耐久性”, 第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 113-118, 1998.
- [7] Federal Highway Administration, “The Implementation of Full Depth UHPC Waffle Bridge Deck Panel”, HIF-13-031, 2013.
- [8] Federal Highway Administration, “Design Guide for Precast UHPC Waffle Deck Panel System, including Connections”, HIF-13-032, 2013.
- [9] 北村健, 趙唯堅, 細谷学, 岩城一郎, “プレキャスト部材間の新鉄筋継手構造における耐荷性に関する実験的研究”, 土木学会論文集 E2, vol. 75, no. 1, pp. 1-18, 2019.
- [10] 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 (鋼橋編), pp. 276-277, 2012.
- [11] 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 (鋼橋・鋼部材編), pp. 314-321, 2017.
- [12] 土木学会, コンクリート標準示方書 2012 年制定, pp. 330-349, 2012.
- [13] F・レオンハルト, E・メニッヒ, 鉄筋コンクリートの配筋, pp. 68-70, 1985.
- [14] 中村定明, 三浦尚, “RC ループ継手の力学挙動に関する基礎的研究”, 土木学会論文集, no. 774/V-65, pp. 17-26, 2004.
- [15] 直野和人, 戸川邦彦, 藤井堅, 谷口義則, 堀川都志雄, “プレキャスト床版の Broom 継手構造による輪荷重走行による疲労耐久性 (その 1)”, 第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 295-300, 2003.
- [16] 正願地祐, 藤井堅, 谷口義則, 堀川都志雄, 財津公明, “プレキャスト床版の Broom 継手構造による輪荷重走行による疲労耐久性 (その 2)”, 第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 301-306, 2003.
- [17] 土木学会, 道路橋床版の要求性能と維持管理技術, 2008, pp. 193-196.
- [18] 大信田秀治, 横田正幸, 仁井谷教治, 中川宏希, “エンドバンド鉄筋を用いた新しい連結桁の設計・施工”, 第 19 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 5-8, 2010.

- [19] 吉松秀和, 松井繁之, 大澤浩二, 中山良直, 水野浩, 表真也, "床版取替え用プレキャスト PC 床版の合理化継手の開発," 土木学会 構造工学論文集, vol. 60A, pp. 1159-1168, 2014.
- [20] 原健悟, 福永靖雄, 今村壮宏, 三浦泰博, "エンドバンド継手を有するプレキャスト PC 床版の輪荷重走行疲労試験," 第 19 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 61-64, 2010.
- [21] 土木学会, "鉄筋定着・継手指針[2007 年版]," コンクリートライブラリー128, 2007.
- [22] 日本鉄筋継手協会, 機械式継手工法一覧表について, 2014.
- [23] 塩谷由明, 蓑田理希, 久保田五十一, 森孝臣, "コッタージョイントを用いた架け替え用プレキャスト床版の検討," 土木学会第 59 回年次学術講演会, pp. 1473-1474, 2004.
- [24] 渡邊輝康, 浅見恭輔, "コッター式継手を有する橋梁用床版 (コッター床版) の性能確認試験 (その 1) ," 土木学会第 72 回年次学術講演会, pp. 601-602, 2017.
- [25] 宮川隆良, 渡邊輝康, 松本政徳, "コッター式継手を有する橋梁用床版 (コッター床版) の性能確認試験 (その 2) ," 土木学会第 72 回年次学術講演会, no. V-302, pp. 603-604, 2017.
- [26] 土木学会, "複合構造標準示方書," 2014.
- [27] 高須賀丈広, 久保圭吾, 碓山晴久, 田村一美, 岸雅之, 高林和生, "鋼・コンクリート合成床版の構造および設計法の現状と課題," 第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 217-222, 2006.
- [28] 土木学会, 基礎からわかる複合構造—理論と設計—, 2012.
- [29] 平城弘一, 松井繁之, 福本喙士, "頭付きスタッドの 強度評価式の誘導—静的強度評価式—," 構造工学論 文集 Vol.35A, pp. 1221-1232, 1989.
- [30] 鋼橋技術研究会, "第 2 章ずれ止めに関する研究 WG 報告," 鋼構造におけるコンクリートの活用研究部会報告書, vol. 40, 2000.
- [31] Jin-Hee Ahn, Chan-Goo Lee, Jeong-Hun Won, Sang-Hyo Kim, "Shear resistance of the perfobond-rib shear connector depending on concrete strength and rib arrangement", Journal of Constructional Steel Research 66, p. 1295-1307, 2010.
- [32] 土木学会, 複合構造標準示方書, 2009.
- [33] 日本鋼構造協会, "頭付きスタッドの押抜き試験方法 (案) ," JSSC テクニカルレポート, 第 35 巻, pp. 1-24, 1996.
- [34] Oguejiofor, Hosain, "Numerical analysis of push-out specimens with perfobond rib connectors", Comput Struct, vol. 62, pp. 617-624, 1997.
- [35] 大口真司, 酒井武志, 久保典之, 梅原郁弘, 木村淳, 中島章典, "構造細目を考慮した各種ずれ止め形式のせん断—ずれ変位関係の比較," 第 9 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp. 76-84, 2011.
- [36] 保坂鐵矢, 光木香, 平城弘一, 牛島祥貴, 橘吉宏, 渡辺滉, "孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究," 構造工学論文集, vol. 46A, pp. 1593-1604, 2000.

- [37] Oguejiofor, Hosain, "Numerical analysis of push-out specimens with perfobond rib connectors" , Comput Struct, vol. 62, pp. 617-624, 1997.
- [38] Federal Highway Administration, "Accelerated Bridge Construction Final Manual", HIF-12-013, pp. 69-122, 2011.
- [39] Federal Highway Administration, "Accelerated Bridge Construction Final Manual", HIF-12-013, pp.178-179, 2011.
- [40] Mathew Royce, " Implementing ultra-high-performance concrete for accelerated bridge construction in New York ", PCI Journal, Fall, pp. 38-47, 2014.
- [41] Mathew Royce, " Utilization of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) in New York ", International Interactive Symposium on UHPC, 2016.
- [42] Benjamin. A. Graybeal, " Design and Construction of Field-Cast UHPC Connections ", FHWA-HRT-19-011, 2019.

第3章 軽量化・省力化に着目した道路橋床版の開発と性能検証

3.1 概要

都心部の狭隘な場所や橋梁下部に主要幹線道路がある橋梁，山間部の河川に架かる橋梁，および長大橋などでは，更新床版の検討により上部工の重量が増加した場合，下部工の補強工事の工事難度の上昇や，全体工事期間の大幅な延長等の影響が想定される．したがって，このような場合は，現場施工の『省力化』だけでなく，道路橋床版の『軽量化』にも配慮する必要がある．そこで，本章では，床版更新時における施工ならびに維持管理の『省力化』だけでなく，床版構造の『軽量化』が要求される環境の橋梁を対象とした．

これらの要求事項に対応するため，道路橋プレキャスト床版のコンクリート材料に高性能な超高強度繊維補強コンクリート（以下，UFC）を採用して部材を薄肉化し，また，床版下面にリブ構造を採用して構造的な工夫を行うことにより上部工の軽量化を追求した．また，省力化を目的とした床版間接合や鋼桁-床版間接合を併せて提案した．そして，それらの床版構造および接合構造の耐荷性および耐疲労性を検証するため，性能確認試験を実施した．実施した実験は，鋼桁-床版間の接合構造を対象としたジベル押抜き試験，床版間の接合構造を対象とした静的曲げ載荷試験，UFC床版の耐疲労性の確認を目的として床版上面を乾燥状態もしくは水張状態で輪荷重相当を載荷した定点疲労試験および輪荷重走行試験である．

なお，本床版システムには，主材料にUFCを採用しており，水セメント比が小さく，硬化体組織が極めて緻密であるため，透気係数，透水係数，塩化物イオンの拡散係数等が通常のコンクリートに比べて大幅に小さいことから耐久性にも優れていると判断される．

3.2 UFC 床版システムの概要

3.2.1 プレキャスト床版の構造

対象とした橋梁は、支間長 30m、総幅員 8.2m の単径間の橋梁である。なお、道路橋床版の構造条件は、3 主鈎桁上に配置された床版とし、更新前後での鈎桁と床版は合成構造とした。構造検討時においては最新規準であった道路橋示方書[1][2][3]ならびに超高強度繊維補強コンクリート設計・施工指針(案)[4]に準拠して設計を行った。図-3.1 に、構造検討した床版構造の概要を示す。

本道路橋床版は、床版構造の『軽量化』を目指して、コンクリート材料に超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC）を採用し、さらに、形状の薄肉化を図るため、床版下面に 2 方向のリブを設け、各々のリブ内に緊張材を配置した 2 方向 PC リブ付き床版とした。なお、UFC の特性値は、圧縮強度 180N/mm²、ひび割れ発生強度 8.0N/mm²、ヤング係数 50kN/mm² で、補強繊維に繊維長 15mm の鋼繊維を 2vol.% 混入する。

床版一般部の厚さを 40mm、リブの高さは橋軸方向リブが 120mm、橋軸直角方向リブが 100mm である。

リブ内に配置する PC 鋼材は、橋軸方向では 1 リブあたり PC 鋼棒 B 種 1 号φ23 を 1 本配置し、ポストテンション方式による導入、また、橋軸直角方向は 1 リブあたり PC 鋼より線φ15.2 (SWPR7B) を中間リブで 4 本、端部リブで 6 本配置し、プレテンション方式による導入を基本とした。

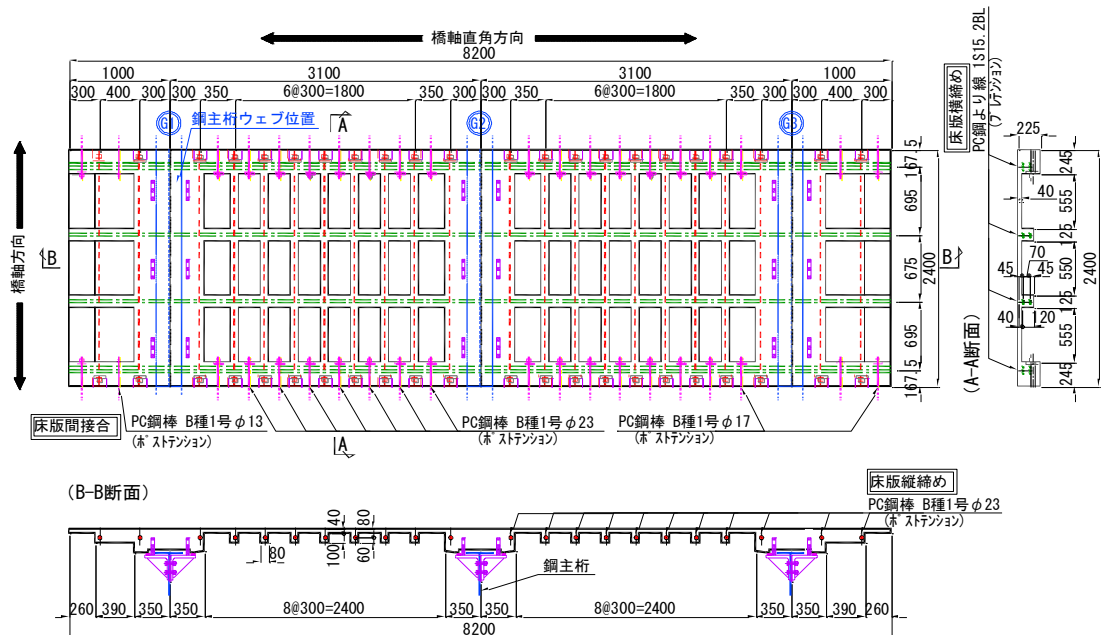


図-3.1 UFC 床版構造の概要

3.2.2 接合構造

(1) 床版間継手

床版間接合の構造概要を、図-3.2 に示す。UFC 床版システムにおける床版間接合は、PC 接合とした。使用状態において有害なひび割れを発生させないことが PC 接合の設計思想であり、提案する床版間接合では、設計荷重作用時に打継目での目開きを発生させないように接合面をフルプレストレス状態に保つ構造とする。

製作時には、予め二次製品工場にて接合面をマッチキャストで製作する。その後、現場への搬入、据付を行い、対象とする接合箇所の両側にエポキシ樹脂接着剤を塗布して配置する。さらに、橋軸直角方向の端部リブ同士を貫通して接合用の短尺 PC 鋼棒 B 種 1 号 $\phi 23$ を挿入し、写真-3.1 に示すようにトルクレンチ等を使用して簡易に緊張作業を行い接合する。なお、この接合用の PC 鋼棒は、万一、床版が局所的に損傷した際に 1 枚ごとの交換を可能とするため、グラウトをせず、ダクロタイズド処理等の防錆仕様を想定している。

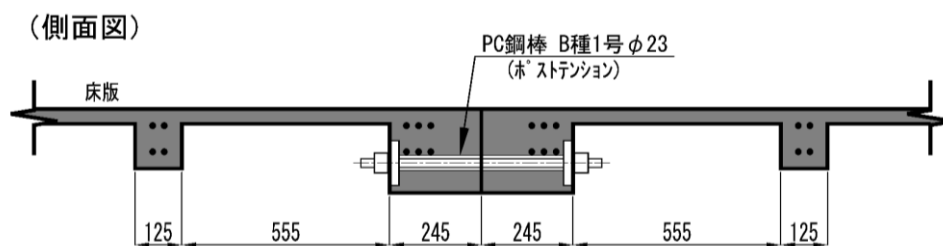


図-3.2 床版間接合の構造概要



写真-3.1 トルクレンチでの PC 鋼棒の緊張状況

(ただし、写真は試験体製作時のもので床版を上下反転で作業)

(2) 鋼桁-床版間継手

鋼桁-床版間接合の構造概要を、図-3.3 に示す。鋼桁-床版間の接合は、プレキャスト床版側には、接合用の箱抜きを設け、鋼桁側のずれ止め構造には孔あき鋼板ジベル（以下、PBL）を用いた構造とした。これは、鋼桁の上フランジ上部に直接配置（溶接）する構造ではなく、PBLとアングル構造の部材を工場で事前に一体化した接合治具（以下、アングル PBL）を製作し、この治具の鋼桁への接続は、鋼桁ウェブに高力ボルトで接合する構造とした。

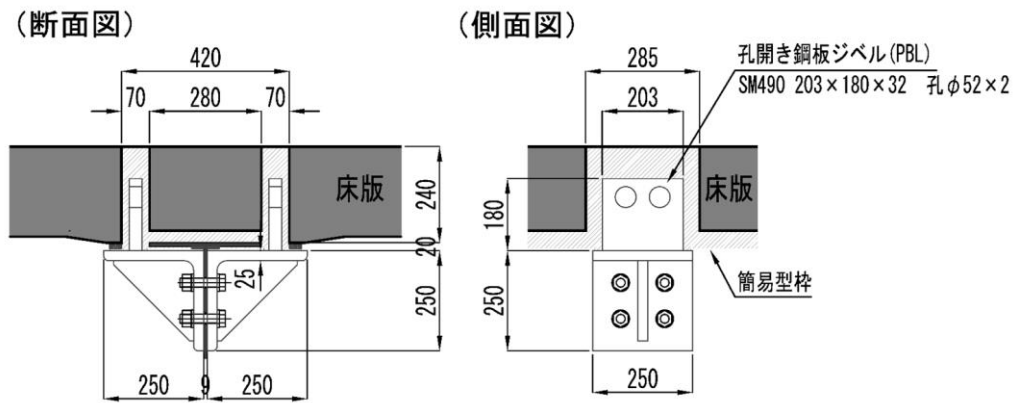


図-3.3 鋼桁-床版間接合の構造概要

3.2.3 既往の道路橋床版との重量比較

研究において UFC 床版の構造検討を行った箇所には、既設の床版として RC 床版が適用されている。その既設 RC 床版（昭和 46 年供用開始）と、構造検討を行った UFC 床版および現行の規準類で構造検討したプレキャスト PC 床版の概略重量比較を表-3.1 に示す。

前述の『1.1 (3) 規準の変遷』に記載したように、設計規準としている道路橋示方書類では設計断面力や構造細目の改定が適宜行われており、既設 RC 床版は、その過渡期に旧規準で設計されたものである。そのため、旧規準で構造検討された既設 RC 床版は、現行規準類で構造検討する場合よりも設計仕様は低く、そのため、床版重量を比較的小さくできている。逆に、現行規準類に準拠して構造検討を行う場合は、設計仕様が上がるとともに床版重量が大きくなる。

このように準拠規準の相違がある中で、現行規準に準拠したプレキャスト PC 床版は、旧規準に準拠した既設 RC 床版と同等の重量で抑えることが可能と想定された。さらに、研究対象の UFC 床版システムを適用した場合は、上述の既設 RC 床版や現行規準に基づいた PC 床版に対して約 30%の『軽量化』が可能となる。

表-3.1 既設 RC 床版に対する重量比較

床版	設計	床版の平均厚さ (mm)	単位重量 (kN/m ³)	既設 RC 床版 に対する 重量比
既設 RC 床版	旧指針	212	24.5	(1.00)
プレキャスト PC 床版	現行指針	220	24.5	1.04 〔既設 RC 床版と同等〕
UFC 床版	現行指針	144	25.5	0.71 〔30%の重量低減〕

なお、主材料に UFC を採用する場合でも、躯体内部には PC 鋼材や鉄筋などの鋼製材料を配置するため、必要かぶり（UFC では一般的に 20mm[4]）を最低限確保する必要がある、それを無視した躯体厚の薄肉化はできない。

また、本 UFC 床版の床版厚さを 40mm に設定した。これは、構造細目や蓄積された知見によるものではなく、設計計算とは別に、UFC の補強鋼繊維の仕様を考慮し、製造時の繊維の配向性や充填性への影響に配慮して、暫定的に設定した厚さである。

以上のように、設計検討時における躯体幅には耐久性上もしくは製造上の観点からの形状の制約があるため、逆にこれらの条件から設定した最小躯体断面を基に構造検討を行い、設計検討での応力制限が規定値以内に収まるような PC 鋼材等の鋼製材料の仕様を決定している。

このように、断面形状や鋼製材料の配置による制約があるため、UFC のような高強度材料を採用して軽量化を図っても、表-3.1 に示した結果が限界に近いと考えられる。

3.3 性能確認のための要素実験

UFC 床版システムにおいて、構造性能確認のために要素実験を行った。床版システムの部位および確認事項に対して適切な性能検証を行うため、表-3.2 に示すように 4 つの要素実験に分割して実施した。

表-3.2 各要素実験の概要

要素実験 名称	要素実験 概要	備考
ジベル押抜き試験	鋼桁-床版間の接合部にアングル PBL を利用した新構造を検討している。そのため、新接合構造に対するせん断耐力および終局時の変状を確認した。	3.3.1 に記載
床版接合部曲げ試験	床版間接合は、プレキャスト床版の端面をマッチキャストで製作し、接合面には接着剤を塗布後、短尺 PC 鋼棒で締付ける構造である。プレキャスト床版部と床版間接合部を含む試験体を用いた曲げ試験を行い、耐荷性および終局時の変状の検証を行った。	3.3.2 に記載
定点疲労試験	移動荷重による耐疲労性の確認の事前実験として、リブを有する床版試験体を用いて定点荷重による疲労試験を行い、耐疲労性の評価を行った。実橋での供用 100 年に相当する耐疲労性能を基準として、床版上面を乾燥および水張状態で実施した。	3.3.3 に記載
輪荷重走行試験	UFC 床版システムに対する耐疲労性の検証として、リブ付き床版部と接合部を有する試験体を用いて、移動輪荷重に対する挙動や破壊状況の確認を行った。	3.3.4 に記載

3.3.1 ジベル押抜き試験

(1) 実験目的

UFC プレキャスト床版と鋼桁との接合用ジベルの設置方法は、鋼桁のウェブに、事前に製作したアングル PBL を高力ボルトで接合する方法とした。本接合構造は、一般的に用いられている鋼桁に頭付きスタットを溶植する方法とは異なるため、この接合構造に対する耐荷性および終局時の変状等を確認するために押抜き試験を実施した。

(2) 検証事項

実験における耐荷性の検証事項と判定方法について、表-3.3 に示す。なお、下表に示す「設計せん断力」および「設計せん断耐力」は、以下の通りである。

- 設計せん断力

格子解析の結果から、合成後死荷重、活荷重、温度差（鋼桁より床版が高温の場合）によって生じる支間部から端支点部方向へのせん断力の最大値に対して、鋼桁-床版間のずれ止め構造（橋軸方向に 800mm ピッチで配置）で抵抗する場合、1 対のアングル PBL あたり 310kN のせん断力が作用する。さらに、ジベル押抜き試験が 2 面せん断試験であることを考慮し、試験時の全載荷荷重が 2 倍の 620kN となる時点で設計せん断力に相当する。

- 設計せん断耐力

研究当初は、複合標準（2014 年版）[5]の発刊前であり、同示方書（2009 年版）[6]に基づいてせん断耐力を算出した。よって、『2.4 (2) 孔あき鋼板ジベル』における式 (2.8) により算出した。ここに、式中のパラメーターは、孔径 $d=52(\text{mm})$ 、鋼板の板厚 $t=32(\text{mm})$ 、コンクリートの設計基準強度 $f'_{cd}=50(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、部材係数 $\gamma_b=1.3$ とし、せん断耐力 $V_{psud}=246(\text{kN}/\text{孔})$ と算定した。よって、1 対のアングル PBL (4 孔) での設計せん断耐力は 985(kN/1 対のアングル PBL)、さらに、2 面せん断試験であるため、試験時の全載荷荷重は 2 倍の $V_{psud}=1,970(\text{kN})$ に相当する。

表-3.3 ジベル押抜き試験における検証事項

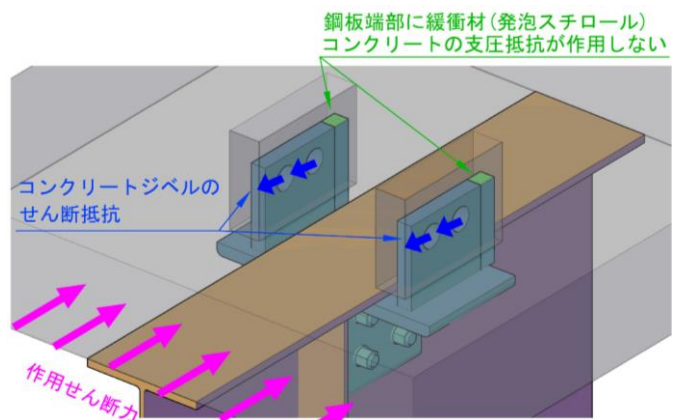
No	検証事項	判定基準・測定事項 等
1	設計荷重作用時の変状	設計せん断力 [1 対当たり 310kN , 試験時の全載荷荷重 620kN] 作用時に大きな変状は生じないこと
2	押抜きせん断耐力	試験時最大荷重が、設計せん断耐力 [1 対当たり 985kN , 試験時の全載荷荷重 1,970kN] を上回ることを示すこと
3	接合部の破壊に至る挙動・変状	ひび割れ発生荷重, 発生部位, 進展状況
		せん断剛性および残留変位
		破壊形態および変形性能

(3) 試験ケース

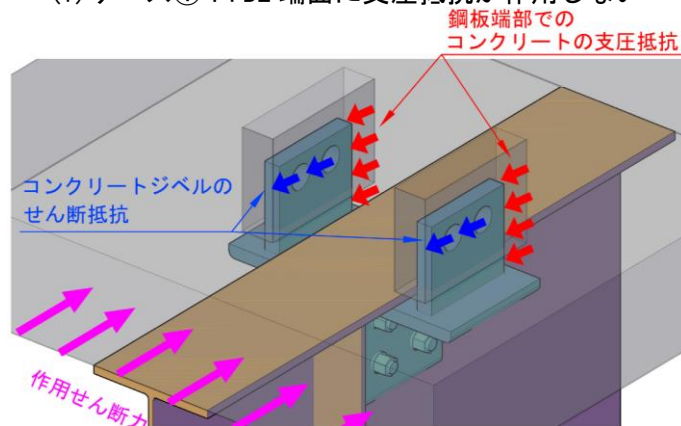
孔あき鋼板ジベルの設計せん断耐力の算定式を、『2.4 (2) 孔あき鋼板ジベル』に示している。国内規準では、本実験実施時点での最新版の複合標準（2009年版）[6]，ならびに、その後改定された複合標準（2014年版）[5]があるが、いずれの耐力式においても PBL 鋼板の端面でのコンクリートの支圧抵抗の効果が含まれていない。一方、海外のせん断耐力の算定式では、支圧抵抗の効果も考慮したせん断耐力となっている。そこで、図-3.4 に示すように、提案するアングル PBL にせん断力を作用させた際に、上述の支圧抵抗がある場合とない場合の挙動や影響を確認するため2つのケースを行った。試験ケースは表-3.4 に示す。なお、支圧抵抗が作用しないケースには、PBL 鋼板の背面に緩衝材として発泡スチロールを配置している。

表-3.4 試験ケース

CASE	試験内容	備考
ケース①	PBL 鋼板の端面に支圧抵抗が作用しない	PBL 端面に緩衝材を配置
ケース②	PBL 鋼板の端面に支圧抵抗が作用する	



(i) ケース① : PBL 端面に支圧抵抗が作用しない



(ii) ケース② : PBL 端面に支圧抵抗が作用する

図-3.4 試験ケースの概要

(4) 試験体

図-3.5 に試験体の概要を示す。試験体における模擬鋼桁の仕様は、フランジ幅は対象橋梁と同じ250mmとし、フランジ厚ならびにウェブ厚はそれぞれ対象橋梁の12mm, 9mmから19mm, 16mmに増やし、試験時に模擬鋼桁が先行破壊することを防止した。また、アングルPBLと鋼桁の高力ボルト接合部の先行破壊を防ぐため、アングルPBLが模擬鋼桁と接する箇所の外周を3辺にわたり溶接を施した。アングルPBLの仕様は、ジベルの板厚を32mmとし、孔径52mmの孔を1枚あたり2つ設けた。

試験体両側のコンクリートブロックは床版を模擬しているため、ブロックの形状および厚さを設計床版と同等にし、局所的に切り出した形状とした。なお、コンクリート材料はUFCを使用している。

試験体の床版ブロックの箱抜きおよび床版ブロックと模擬鋼桁との接合部には、無収縮モルタルを充填する。充填作業は、実施工と同条件にするため、模擬鋼桁を下に、床版ブロックの上に配置した状態で行った。接合部の間詰め材の養生完了後に、両側の床版ブロックを建て起こし、模擬鋼桁同士を、添接板を介して高力ボルトにて接合した。

試験体の設置は、床版ブロックの底面に石膏を敷設し不陸を調整した。

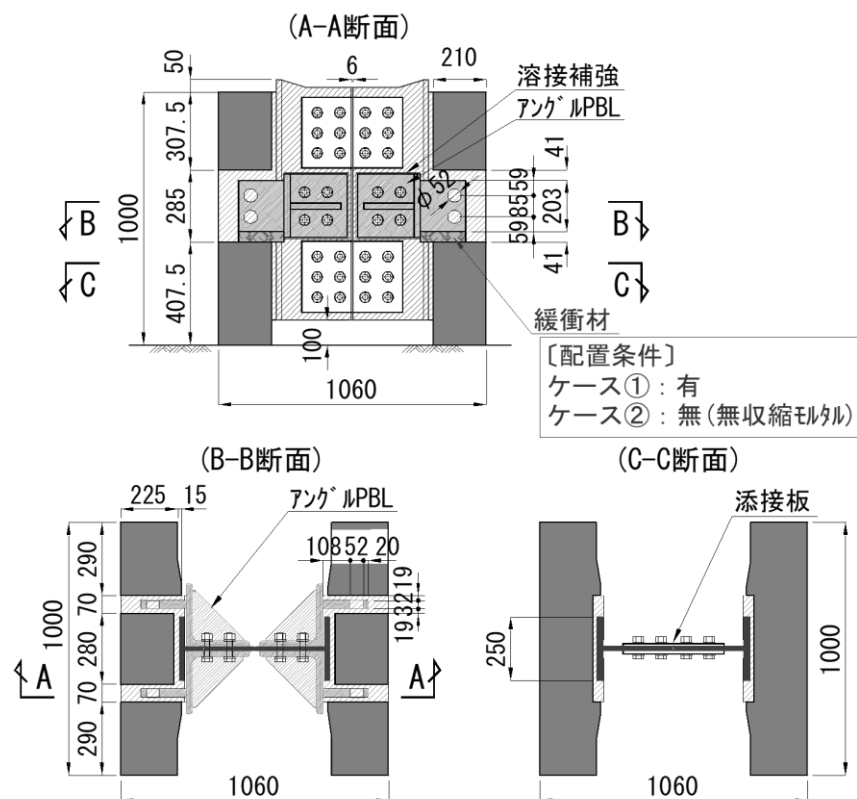


図-3.5 試験体の概要

次に、床版ブロックおよび無収縮モルタル、アングル PBL の材料特性を表-3.5 に示す。

表-3.5 材料特性

(i) セメント系材料

	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
床版ブロック(UFC)	218	14.0	9.1	53.0
無収縮モルタル	63.2	—	—	—

(ii) 鋼材

	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
PBL 鋼板(SM490)	357	533

(5) 試験方法

載荷は 10MN 試験機にて行う。このときの載荷状況を図-3.6 に示す。

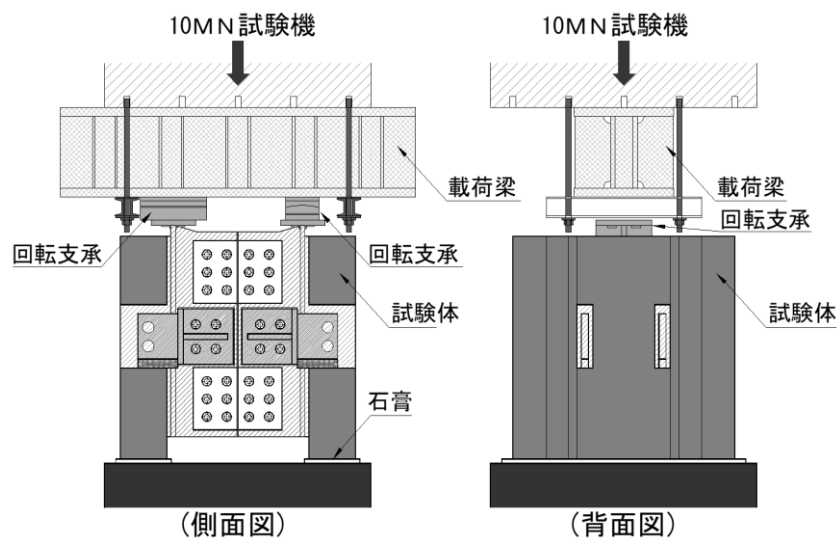


図-3.6 載荷状況図

載荷方法は日本鋼構造協会「頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)」[7]に準じて行うこととし、模擬鋼桁と床版ブロックとの鉛直方向の相対ずれ変位を指標として、変位制御による漸増繰返し載荷とする。図-3.7 に載荷ルールを示す。相対ずれ変位が 1.0mm までの範囲では 0.2mm 増すごとに、それ以後の 4.0mm までの範囲では 0.5mm ごとに載荷・除荷の漸増繰返し載荷を行った。それ以降の 4.0mm を超えた時点で破壊まで単調載荷とした。

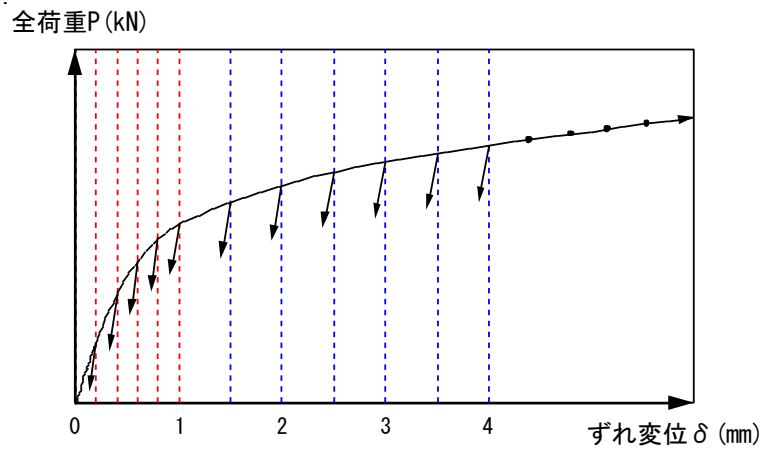


図-3.7 载荷ルール

押抜き試験では、载荷荷重、床版ブロックと模擬鋼桁の鉛直方向の相対ずれ変位ならびに水平方向の相対目開き変位、PBL 鋼板のひずみを計測した。

計測機器の配置図を図-3.8 に示す。床版ブロックと模擬鋼桁の鉛直方向の相対ずれ変位は、PBL 鋼板の中央の高さの相対ずれ変位を対象に変位計を用いて計測した。計測箇所は各 PBL に対して 1 箇所として、計 4 箇所行った。床版ブロックと模擬鋼桁の水平方向の相対目開き変位は、PBL 鋼板のアングルの上下面の高さでアングル部材と床版ブロックの間を変位計にて計測した。計測箇所は各 PBL に対して上下 2 箇所として、計 8 箇所行った。PBL 鋼板のひずみ計測は、PBL 鋼板のダブル孔の中央部であり、1 対の正対するジベルの外側に、3 軸ひずみを計測した。計測箇所は PBL1 枚あたりに 1 箇所計 4 箇所とした。

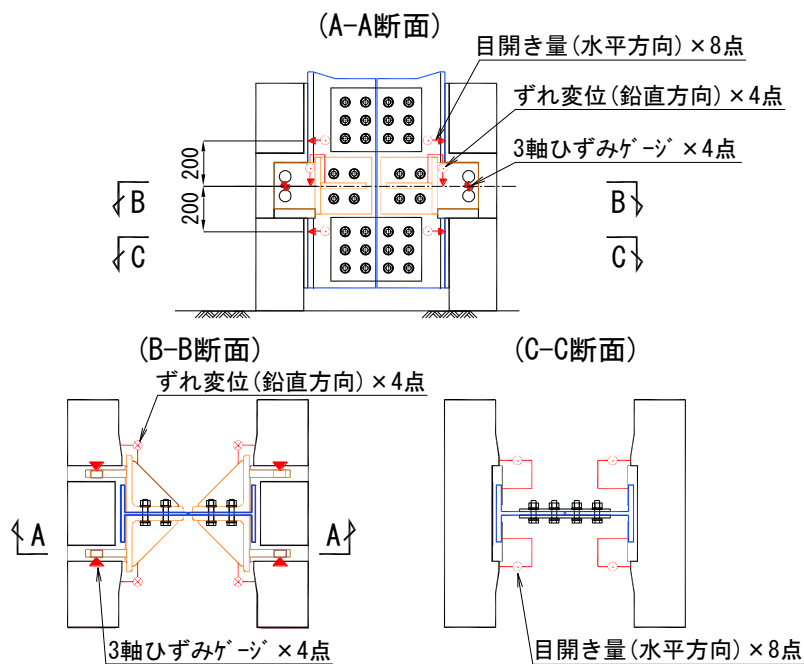


図-3.8 計測機器の配置

(6) 試験結果と考察

1) ひび割れ発生状況

ケース①においては、模擬床版部分ならびに無収縮モルタル打設部ともに、試験体表面でのひび割れ発生はほとんど見られなかった。一方、ケース②では、床版ブロックならびに無収縮モルタル部において、PBL 支圧面から下方に押抜くような方向にひび割れが発生した。

2) せん断力—鉛直方向の相対ずれ変位

せん断力と鉛直方向の相対ずれ変位の関係を図-3.9 に示す。縦軸は、試験では載荷荷重を 2 対のアンクル PBL で抵抗しているため、1 対あたりのせん断力に換算したものを、横軸は、前述の 4 箇所計測した鉛直方向の相対ずれ変位の平均値を示した。

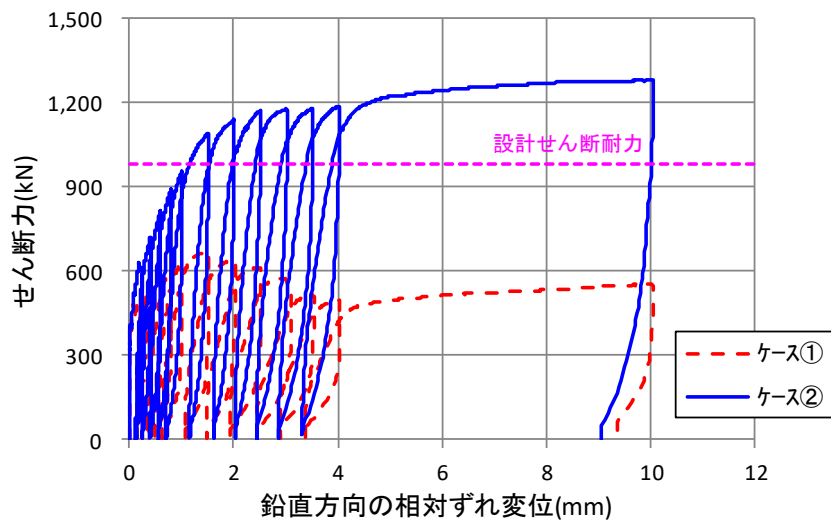


図-3.9 せん断力と鉛直方向の相対ずれ変位

対象橋梁において軸方向 800mm ピッチでずれ止め構造を設けた場合、1 対のジベルに対する設計せん断力 310kN であったが、実験におけるせん断耐力はケース①で 668kN、ケース②で 1,281kN であった。

ケース①では、設計せん断力に相当する 310kN 載荷時まではジベル周辺の損傷は見られなかったが、668kN (設計せん断力の 2.16 倍) に至った後でせん断力が低下した。よって、1 対あたりの設計せん断耐力 985kN には至らなかった。ただし、最大荷重を超えても急激な耐力低下は確認されず、相対ずれ変位が 10mm になるまで載荷を継続しても 550kN 程度のせん断力は保持した。なお、PBL 鋼板の端部には支圧抵抗を排除するために緩衝材を設けているが、緩衝材の高さは 41mm あることから、PBL 鋼板が床版ブロックに接するまでは至っていない。したがって、PBL の孔部分の UFC が円形断面でせん断に抵抗し、せん断ひび割れ発生後もせん断面でのずれ抵抗によりせん断耐力をある程度維持した状態で変位したものと考えられる。

一方、ケース②は、①と同様に設計せん断力相当の 310kN 荷重時には全く損傷はなく、その後の繰返し荷重においてもせん断力は増加し続けた。1 対あたりの設計せん断耐力 985kN に相当する荷重荷重を超え、さらに、相対ずれ変位が 10mm に至った時点（せん断力 1,281kN：設計せん断力の 4.13 倍）で、写真-3.2 に示すようにアングル PBL 自体の変形量が大きくなってきたことから試験を終了した。

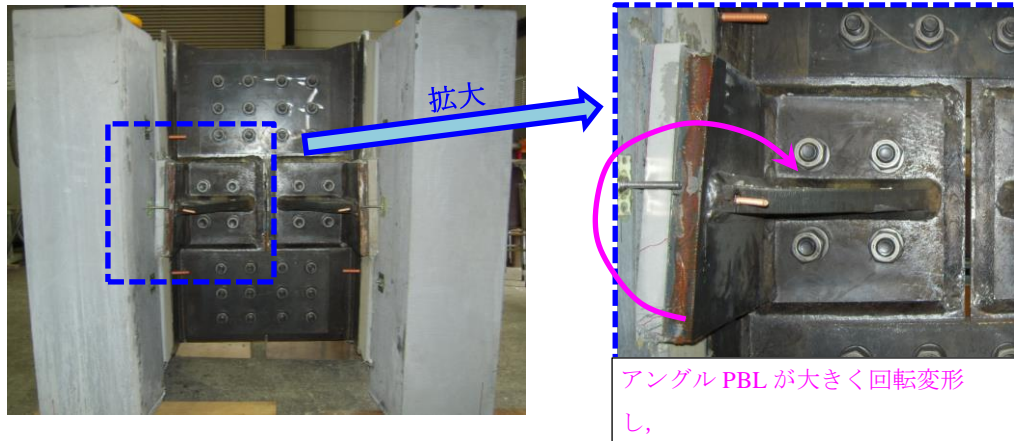


写真-3.2 アングル PBL の変形, 回転

3) せん断力—水平方向の相対目開き量

せん断力と水平方向の相対目開き量の関係を図-3.10 に示す。縦軸は、前述と同様、1 対あたりせん断力、横軸には相対目開き量を示す。なお、ケース①、ケース②ともに、片側の模擬床版の計測結果を用いて、ジベル上方ならびに下方の変位計 2 個ずつの平均値を示した。

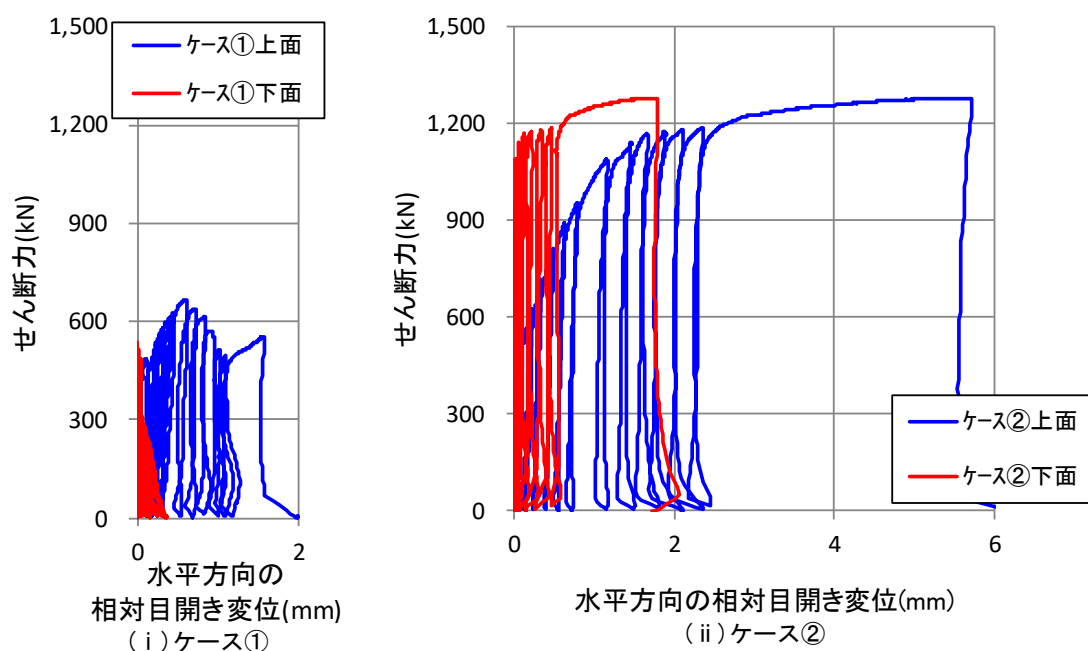
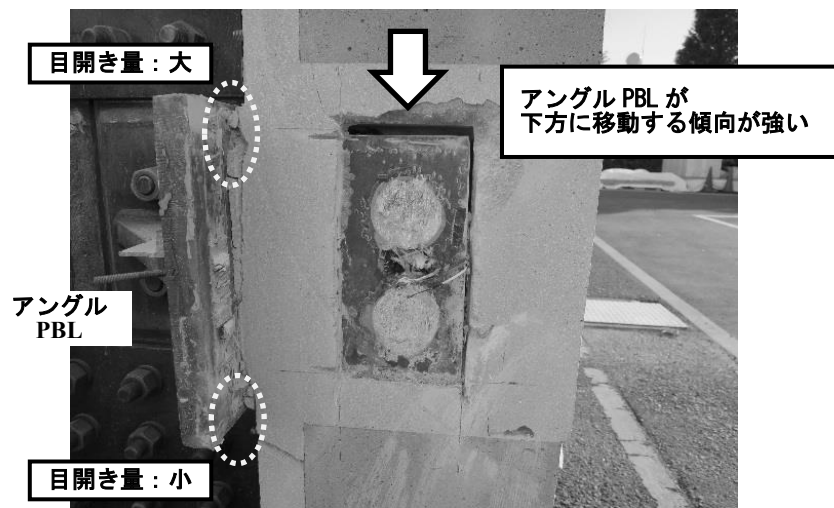
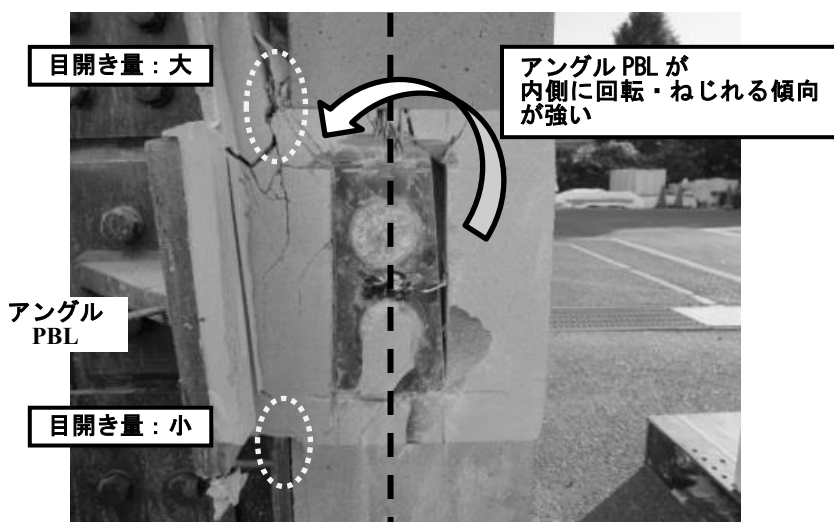


図-3.10 せん断力と水平方向の相対目開き量

ケース①、ケース②に共通して、上方の目開き量の方が下方より大きいことがわかる。これは、載荷荷重の増加と共にアングル PBL のアングル部分が内側へねじれ変形したためと考えられる。なお、床版ブロックに大きな回転が生じた場合、ジベルの耐荷力評価に影響を与えるとの報告[8]があるが、本試験の場合、載荷中に床版ブロック自体は概ね鉛直性を保っていたこと、また、アングル部分のねじれ変形は実現象でも想定されることから変形モードとしては妥当と考えられた。試験後にアングル PBL 脇で切断した内部の状態を写真-3.3 に示す。ケース①では、2 つの孔が同じように下方に向けてせん断破壊していることを確認した。一方、ケース②では、2 つの孔のうち、上方の孔は完全に PBL 鋼板の面で内側に移動（回転）するようにせん断破壊しているが、下方の孔は試験体の切断前の時点でせん断破壊に至っていなかった。



(i) ケース①



(ii) ケース②

写真-3.3 アングル PBL 部の破損状況

4) PBL 鋼板のひずみ

せん断力と PBL での発生ひずみの計測結果を図-3.11 に示す。

ここに、縦軸にせん断力、横軸にはジベル孔の中間の 3 軸ひずみゲージで計測したひずみを示す。なお、PBL 孔間のひずみは最大 400 μ 程度であり、実降伏ひずみ (1,785 μ) に比べるとかなり小さな値であった。

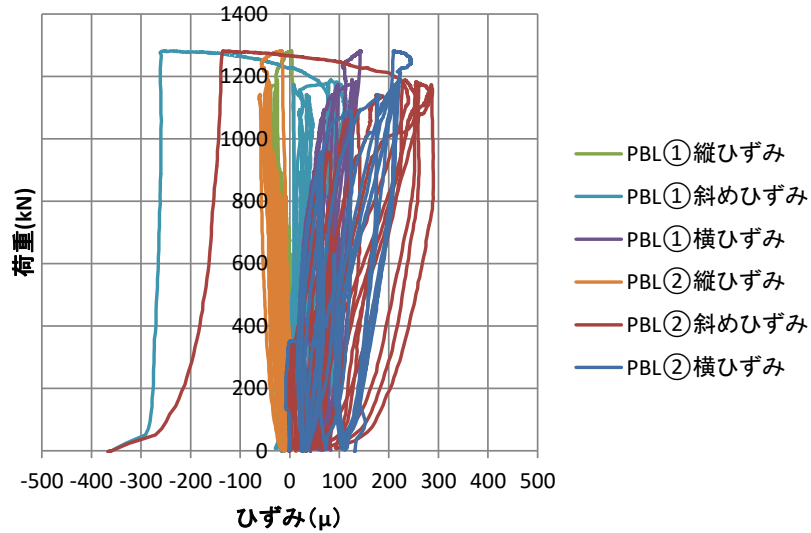


図-3.11 せん断力と PBL 鋼板のひずみ

(7) PBL を用いたせん断耐力の考察

従来の日本の規準においては、PBL 周囲の材料を無収縮モルタルでなくコンクリートとしていること、また、PBL の孔部のコンクリートのせん断抵抗のみを考慮し、PBL の支圧部の抵抗を加味していないことの2点に留意する必要がある。実験結果では、ケース①のPBL の支圧抵抗を控除した場合でもせん断耐力は設計せん断力を上回っており、設計計算上は満足している。しかしながら、通常的设计規準（複合標準[5]等）では、ずれ止め構造の許容せん断力は設計せん断耐力の1/3とされており、設計せん断力に対して耐力の安全率を3以上確保するように設定している。本実験では、PBL 鋼板の支圧抵抗を排除したケース①において、前述の安全率は2.16倍でありこの水準を満たしていない。一方、PBL 鋼板の支圧抵抗が作用するケース②では、設計せん断力に対し安全率を3以上確保できる結果となった。そこで、構造検討上、PBL の支圧抵抗に期待してよいかの判断が必要である。

以下に、これらの結果について国内外の規準類を参考にして考察する。

1) 国内におけるPBL のせん断耐力算定式

実験値と比較するため、国内規準における設計せん断耐力を算定した。算定には、『2.4 (2) 孔あき鋼板ジベル』において示した、複合標準（2009年版）[6]ならびに複合標準（2014年版）[5]に基づく耐力算定式により算出する。

表-3.6 国内規準により算定した1対のPBLにおけるせん断耐力

		複合標準 (2009年版)	複合標準 (2014年版)
		式(2.8)	式(2.9)
孔径	d (mm)	52	52
鋼板板厚	t (mm)	32	32 ^{*1}
モルタル圧縮強度	f'_{ck} (N/mm ²)	63.2 ^{*2}	63.2 ^{*2}
材料係数	γ_c	1.0 ^{*3}	1.0 ^{*3}
部材係数	γ_b	1.0 ^{*3}	1.0 ^{*3}
孔あき鋼板ジベルの孔1個当たりの設計せん断耐力	V_{psud} (kN)	415	273
アングルPB1 対当たりの設計せん断耐力（孔4個）	$V_{psud} \times 4$ (kN)	1,659	1,094

※1：算定式の適用外であるが、該当規準がないため参考に記載。

※2：算定式の適用外またはモルタル強度であるが、該当規準がないため参考に記載。

※3：実験値と比較検討のため、1.0とする。

以上のように、実験実施時とその後の改定規準である複合標準（2009年版）ならびに複合標

準（2014年版）に基づきせん断耐力を算定すると2014年版に基づく方が大幅に低減されている。以下の考察では2014年版に基づき、1対のアンクルPBLに相当するせん断耐力は、1,094kNと比較する。

2) 海外における PBL のせん断耐力算定式

海外においても PBL は研究されており、PBL のせん断耐力式が提案されている。『2.4 (2) 孔あき鋼板ジベル』に示したように、Oguejiofor と Hosain による提案式[9]や Ahn et al. による提案式[10]が実験事例と近似しているとの報告がある。これらの耐力式においても国内の耐力式と同様にコンクリート中に配置される場合を対象としているが、抵抗部分として PBL の孔部分のみのせん断抵抗でなく、PBL 鋼材の支圧抵抗も作用するとしている点が国内規準と異なっている。

そこで、実験値ならびに国内規準によるせん断耐力の算定値と比較するため、本研究の PBL の構造に近似したツイン PBL での検討をしている Ahn et al. による提案式を基にせん断耐力を算定した。よって、『2.4 (2) 孔あき鋼板ジベル』における式 (2.13) より算出した。なお、鋼板の高さ h_{sc} に 130mm、鋼板の厚さ t_{sc} に 32mm、コンクリートの圧縮強度 f_{ck} に 63.2MPa、孔部を貫通する鉄筋の断面積 A_{tr} に 0mm^2 、孔の数 n に 2、孔の直径 d に 52mm を代入し算出した結果、1 対のジベル (PBL2 枚) に対するせん断耐力は、 $Q=1,675\text{kN}$ となる。

3) 本実験と国内外の PBL のせん断耐力算定結果との比較

本実験におけるせん断耐力 (ケース①ならびにケース②) と、前述の国内、海外での PBL の耐力算定結果の比較を表-3.7 に示す。

表-3.7 実験値と耐力式によるせん断耐力

	実験における せん断耐力 A (kN)	規準もしくは提案式による せん断耐力 B (kN)	耐力比率 A/B	耐力差 B-A (kN)
ケース①	668	複合標準 (2014 年版) 1,094	0.61	426
ケース②	1,281	Ahn et al. に よる提案式 1,675	0.76	394

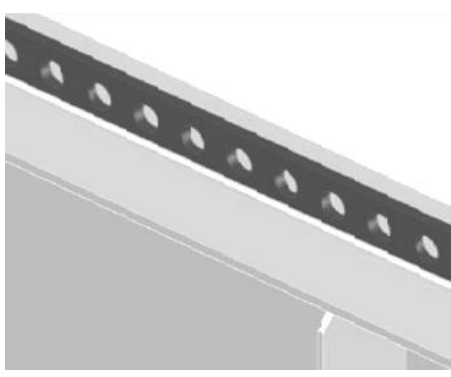
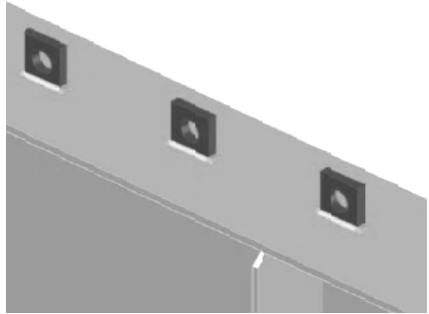
ケース①、ケース②の両ケースにおいて、同条件と想定される耐力式による算定値に対して比率にして 0.6~0.8 と小さい範囲で留まっており、減少量 (算定値-実験値 (B-A)) は約 400kN と同程度であった。このように両ケースで同じような傾向で減少している。これらの要因として、算定式のパラメーターが部分的に適用外の範囲である影響もあると考えられるが、いずれの算定式も PBL の周囲にはコンクリートが打込まれているのが条件であることに対して、本接合構造では間詰め材に無収縮モルタルを使用した影響が大きいと推測された。間詰め材を無収縮モルタルとすることにより、本来期待されるコンクリートの粗骨材の噛みあわせがなくなり、両ケースで同程度にせん断耐力が減少したと整合が取れる。

4) 支圧抵抗の取扱い

国内では、橋梁箱桁の波形鋼板ウェブとコンクリート床版との接合に PBL を使用する事例も多い。この場合、表-3.8 (左側) のように鋼板は連続していて、貫通孔のみが連続して配置されている状態となるため、鋼板の支圧抵抗を考慮することが出来ない。

しかしながら、今回対象としている接合構造においては、PBL 鋼板の支圧部が断続的にある状態であり、支圧抵抗の効果を見込んだせん断耐力を考慮して差し支えないと考えられる。

表-3.8 PBL の使用方法

	国内での一般的な仕様	本接合構造の仕様(※イメージ)
概要図		
主な違い	孔あき鋼板が連続	孔あき鋼板が不連続
	通常的使用方法では連続的な配置になっているため、孔あき鋼板の孔部分のコンクリート等が2面せん断により抵抗するのが基本となっている。	不連続配置での孔あき鋼板ジベルの利用にあたり、孔部分の2面せん断以外にも、鋼板の端部におけるコンクリートの支圧抵抗は見込める、と考えられる。

以上のように、本接合構造は、PBL 鋼板端部のコンクリートの支圧抵抗を期待できる構造と判断でき、かつ、従来の設計規準と同じように安全率として3以上(ケース②:4.13)を確保できることから、鋼桁-床版間接合へ適用可能であると判断できる。

5) PBL に対する今後の課題

国内では、支圧抵抗に期待した PBL のせん断耐力式や間詰め材に無収縮モルタルを適用したせん断耐力式がない。そのため、プレキャスト道路橋床版の鋼桁-床版間接合へアングル PBL を採用するためには、必要せん断耐力に応じた数種類のアングル PBL を規格化して用意しておくことが望ましい。

3.3.2 床版接合部曲げ試験

(1) 実験目的

橋軸方向の UFC プレキャスト床版間の接合方法の特徴は、UFC 床版同士の接合面がマッチキャストで製作されていること、UFC プレキャスト床版の一般部とは別に接合面へのプレストレス導入のための短尺 PC 鋼棒を採用していることである。また、UFC プレキャスト床版は 2 方向にリブを有する複雑な形状である。本実験は UFC 床版一般部を含む接合部近傍に等曲げモーメントを加える静的曲げ実験を行い、床版間接合部が設計上必要とする構造性能を有することを確認した。

(2) 検証事項

実験における検証事項と判定方法について、表-3.9 に示す。なお、床版の設計曲げモーメント (M) は、道路橋示方書 (鋼橋編) [2] に準拠して算定した。床版の支間方向が車両進行方向に直角であり、連続版とした配力鉄筋方向の単位幅当たりの支間曲げモーメントは、下式で算出される。

$$M = + (0.1L + 0.04) P \times 0.8$$

ここに、床版の支間長 $L = 3.1(\text{m})$ 、T 荷重の片側荷重 $P = 100(\text{kN})$ である。

よって、設計曲げモーメント $M = 28.0(\text{kNm/m})$ となる。

- 床版間接合部の設計曲げモーメント

床版間接合部の横幅は、短尺 PC 鋼棒 (@300mm) の 2 本分である 600mm のため、接合部での設計曲げモーメントは、 $16.8(\text{kNm})$ [= 28.0×0.6] である。

- プレキャスト床版一般部の設計曲げモーメント

床版一般部の横幅 (橋軸直角方向の切出幅) は 840mm であり、設計曲げモーメントは、 $23.5(\text{kNm})$ [= 28.0×0.84] とした。ただし、導入しているプレストレス量は、前述の接合部に合わせた幅 600mm に相当する分としており、設計上の幅 840mm に対するプレストレス量よりは小さいため参考とする。

表-3.9 床版接合部曲げ試験における検証事項

No	検証事項	判定基準・測定事項 等
1	設計荷重作用時の変状	(一般部) [設計曲げモーメント 23.5kNm [*] 時] 【UFC 引張応力】 $\leq 8\text{N/mm}^2$, ひび割れ発生しない
		(接合部) [設計曲げモーメント 16.8kNm [*] 時] フルプレストレス状態保持, 目開き発生しない
2	破壊に至る挙動・変状	(一般部) ひび割れ発生部位, 進展状況
		(接合部) 目開き発生荷重, 進展状況
		破壊形態 (部位とモード)

(3) 試験体

試験体の形状を図-3.12 に示す。試験体の橋軸方向の延長は、1 接合面を中心にプレキャスト床版（1 枚当たりの軸方向幅 2,400mm）を 2 枚分と設定し 4,800mm とした。また、試験体の幅は、接合用の短尺 PC 鋼棒のピッチが橋軸直角方向に 300mm であり、PC 鋼棒の 2 本分の分担幅として接合面では 600mm とした。なお、UFC 床版一般部では、リブ配置が接合用 PC 鋼棒と同様の 300mm ピッチであり交互に配置されていることから、試験体のリブ数は 3 個とし、更に端部のリブ中心より外側に 120mm と設定し、幅を 840mm とした。このように床版一般部の幅と接合部の試験体幅が異なることから、接合部の断面では、両端にそれぞれ 120mm の非接触部を設けた。床版一般部の PC 鋼材は、橋軸直角方向を省略し、橋軸方向のみの 1 方向板とした。配置する PC 鋼材は、試験体の中央リブは設計仕様の $\phi 23$ を使用し、両側リブの 2 本は設計仕様より 1 ランク下げ $\phi 17$ とすることにより、床版に導入されるプレストレスを設計と同等にした。なお、床版一般部の軸方向 PC 鋼棒と接合用 PC 鋼棒の有効プレストレスは、試設計通り 380N/mm^2 、 500N/mm^2 とした。

PC 鋼棒は、床版一般部では B 種 1 号(SBPR930/1080)で $\phi 23$ (中央リブ) , $\phi 17$ (端部リブ) , 接合部には、B 種 1 号(SBPR930/1080) $\phi 23$ を使用した。

床版ブロック、PC グラウト、無収縮モルタル等の材料特性を表-3.10 に示す。なお、無収縮モルタルは、床版一般部の PC 鋼棒定着部の箱抜きに充填した材料である。

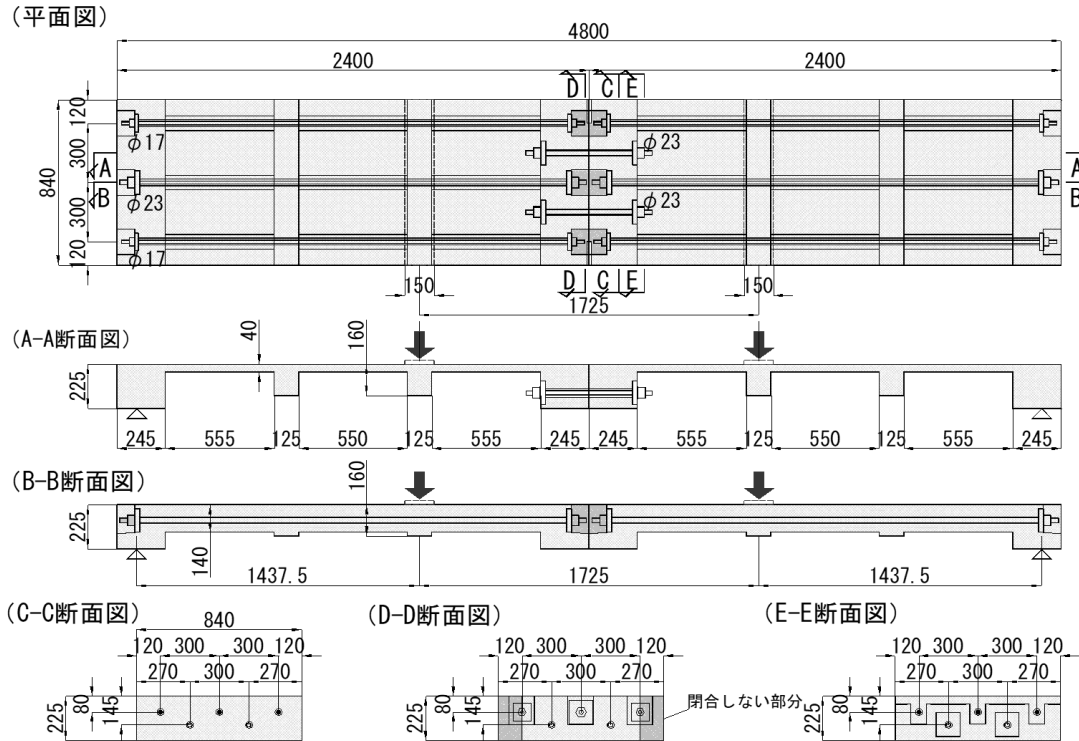


図-3.12 試験体の概要

表-3.10 材料特性

(i) セメント系材料

	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
床版ブロック(UFC)	199	14.2	10.0	51.2
PC 鋼棒グラウト	56.7	—	—	—
無収縮モルタル	57.9	—	—	—

(ii) 鋼材

	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
PC 鋼棒(φ23)	1,006	1,131
PC 鋼棒(φ17)	1,008	1,136

(4) 試験方法

載荷状況を図-3.13 に示す。載荷は 10MN 試験機を使用した。載荷方法は、単調載荷を基本としたが、プレキャスト床版一般部の設計曲げモーメントに相当する 24.3kN まで載荷した時点で一旦除荷し、その後、単調載荷を再開した。なお、載荷時において、想定される状況と載荷中の関係を表-3.11 に示す。

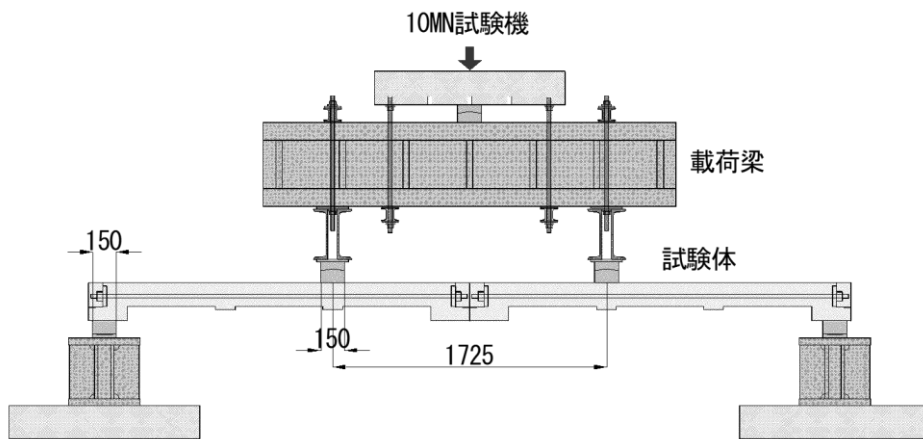


図-3.13 載荷状況

表-3.11 各想定状況における試験時の載荷荷重

想定状況	部位	試験時の載荷荷重による必要モーメント			試験時の載荷荷重	
		プレストレス以外のモーメント A (kNm)	試験体による死荷重モーメント B (kNm)	試験時の載荷による必要モーメント A-B (kNm)	片側 P(kN)	両側(全体) P×2(kN)
設計荷重作用時	一般部	23.5	6.1	17.4	12.1	24.3
	接合部	16.8	6.2	10.6	7.4	14.7
終局時	一般部	73.8	6.1	67.8	47.1	94.3
	接合部	109.8	6.2	103.6	72.0	144.1
ひび割れ発生※1	一般部	25.4	6.1	19.3	13.5	26.9
目開き発生※2	接合部	29.1	6.2	22.8	15.9	31.8

※1：一般部の断面において、断面下縁で引張応力が $8(N/mm^2)$ になる状態。

※2：接合部の断面において、断面下縁で圧縮応力が $0(N/mm^2)$ になる状態。

次に、試験時の計測箇所を、図-3.14 に示す。床版接合部曲げ試験では、載荷荷重、支間中央（目地部）ならびに載荷点の鉛直変位、接合部下縁の目開き量、床版一般部ならびに接合部のPC鋼棒のひずみ、UFC床版の上下面の表面ひずみを計測した。試験体の鉛直変位ならびに接合部の目開き量は、変位計を用いて計測した。また、PC鋼棒ならびに試験体表面のひずみは、表面ひずみゲージを用いて計測した。

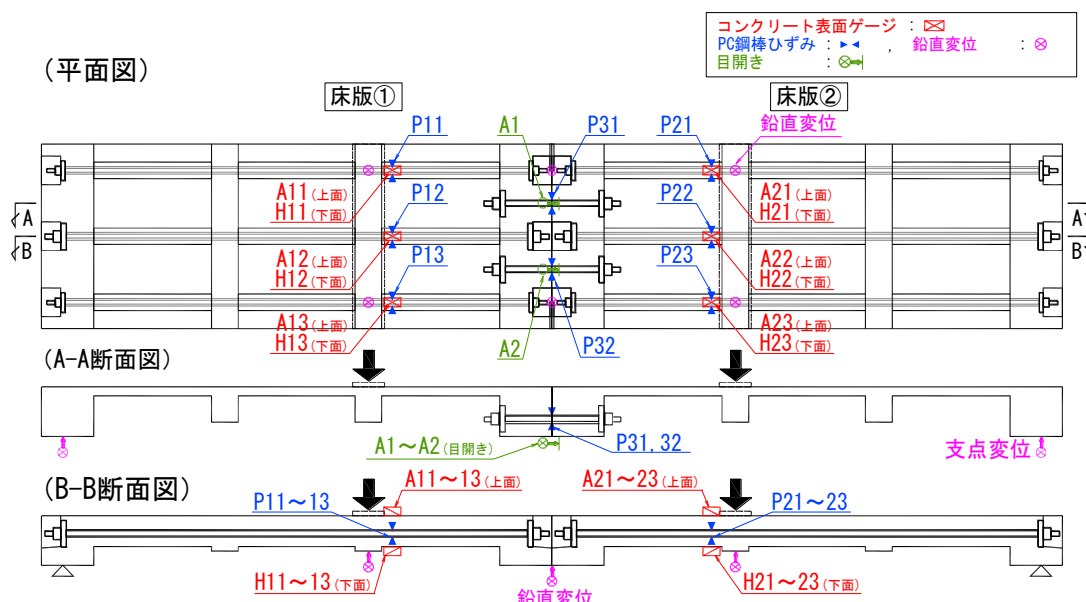


図-3.14 計測箇所

(5) 試験結果と考察

1) 載荷荷重—鉛直変位

載荷点における荷重—鉛直変位の関係を、図-3.15 示す。なお、表-3.11 に示す設計検討での設計荷重作用時、ひび割れ発生時および接合部の目開き発生時に相当する載荷荷重も併せて示した。

設計荷重作用時には、床版一般部ならびに接合部付近で躯体にひび割れ発生等の変状は確認されず、健全であることは確認した。その後、実験での最大荷重は 95.1kN であり、設計上の曲げ耐力 (94.3kN: $\gamma_c=1.3$, $\gamma_b=1.1$) とほぼ同等であった。通常、試験結果においては、 $\gamma_c=1.0$, $\gamma_b=1.0$ とした場合の曲げ耐力 108.3kN と比較し、実験による終局曲げ耐力が下回った要因については、考察にて述べる。

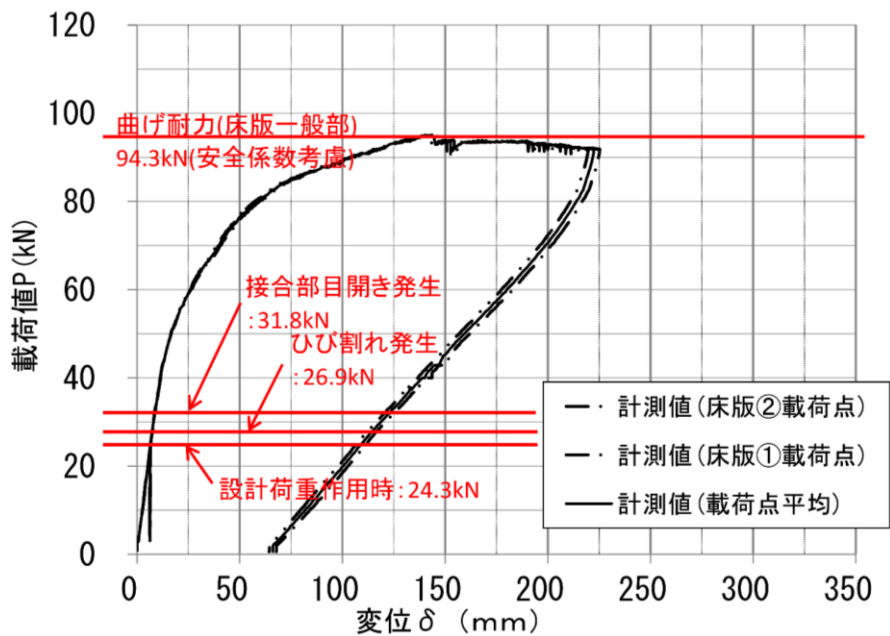


図-3.15 荷重—鉛直変位

2) 載荷荷重—接合部の目開き量

接合部における荷重—目開き量の関係を図-3.16 に示す。なお、表-3.11 に示したように、設計荷重作用時の接合部における状態は、試験における全載荷荷重 14.7kN に相当する。この載荷荷重の時点で、目視にて試験体を確認した結果、接合部に目開きの発生はなく健全であった。また、設計検討での接合部の目開き発生荷重が 31.8kN であった対し、載荷荷重が 32kN 時点で目開きが発生しており、設計計算との整合が良好であった。

このように、接合部（目地部）の挙動は概ね想定通りであり、設計荷重作用時には健全であることを確認できた。

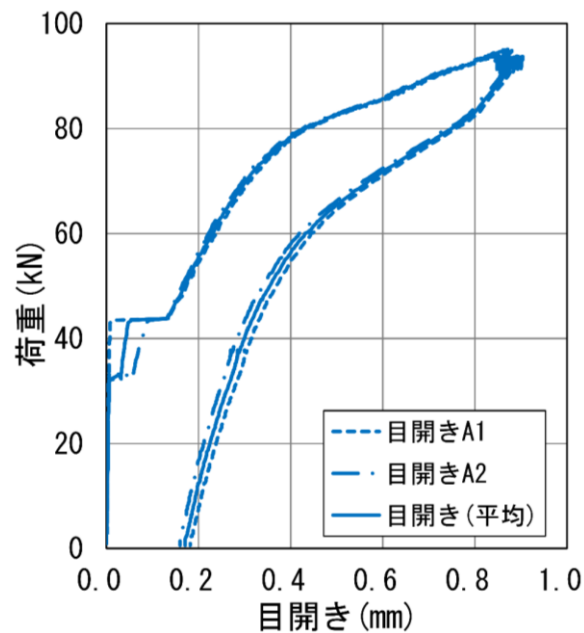


図-3.16 荷重—打継目の目開き

3) 載荷荷重—PC 鋼棒のひずみ

床版一般部ならびに接合部の PC 鋼棒のひずみを図-3.17 に示す。終局時には等曲げ区間で床版一般部の PC 鋼棒は降伏に達した。降伏後は、荷重値が上がらなかったため、ひずみのみが進行した。一方、接合部の PC 鋼棒は試験終了時まで弾性範囲内にあり健全であった。

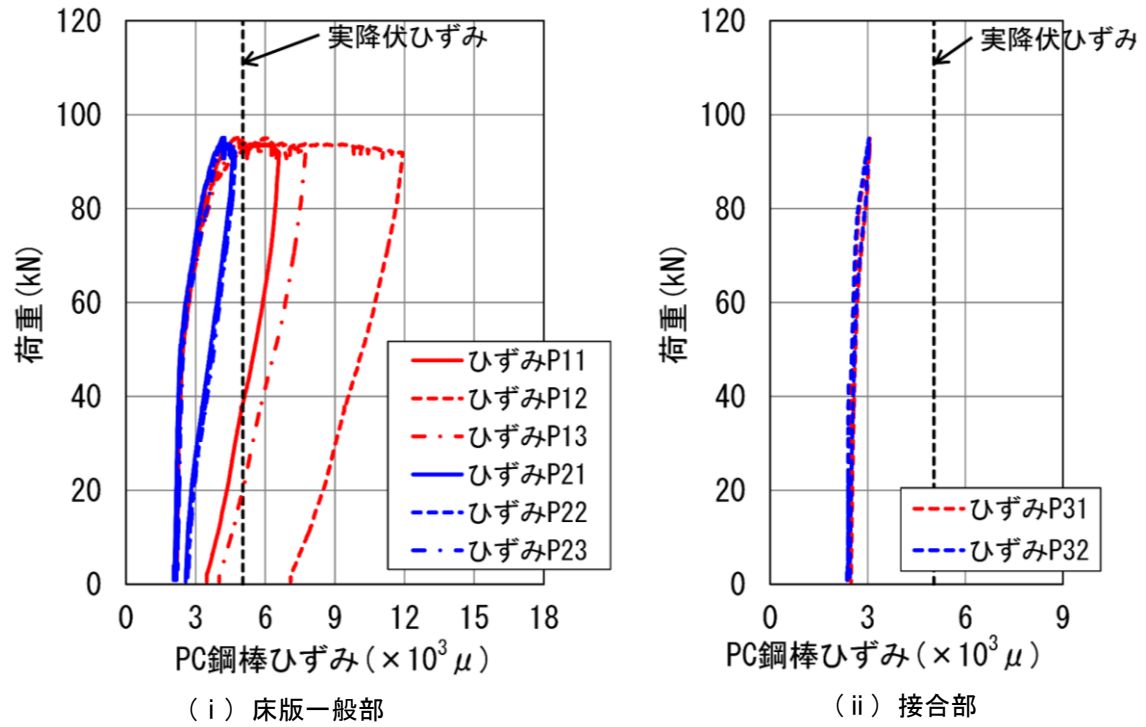


図-3.17 荷重—PC 鋼棒ひずみ

4) 載荷荷重—コンクリートの表面ひずみ

床版一般部のコンクリート表面ひずみを図-3.18 に示す。床版上下面のひずみは、ともに載荷荷重が 30kN 程度を超えたあたりから徐々に勾配が変化しており、弾性的な挙動から乖離しつつあるため、この時点でひび割れが発生したものと考えられる。また、載荷荷重 80kN 程度を超えた段階で急激にひずみが増加しており、ひび割れが大きく進展したものと考えられる。終局時の床版上面の圧縮ひずみは、片側の床版（床版①部の載荷点付近 A11~A13）で終局ひずみ（0.0035）に達した。

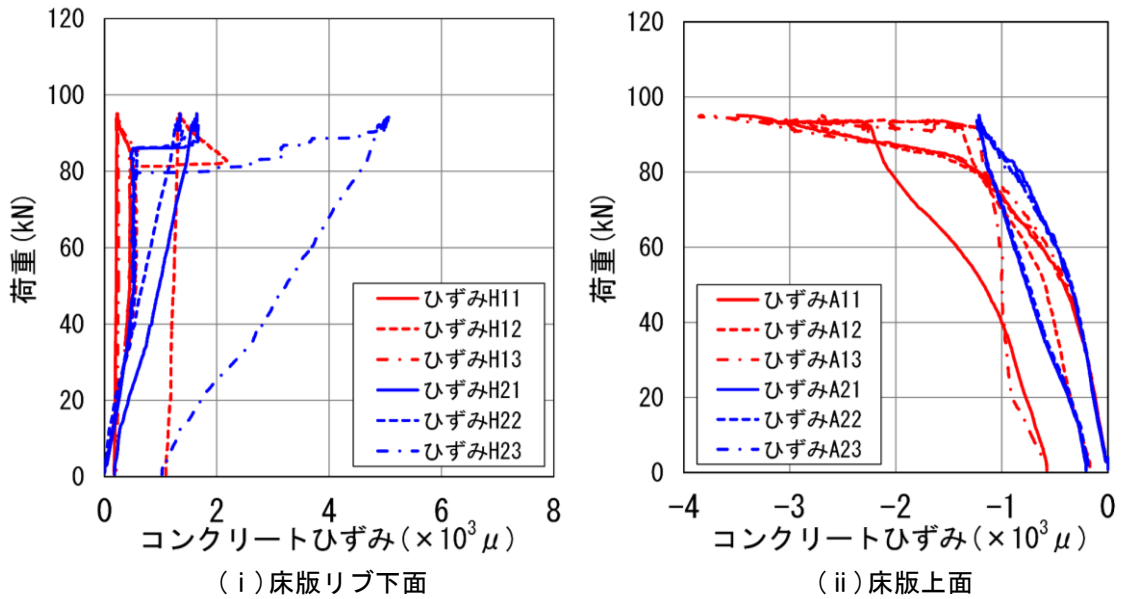


図-3.18 荷重—コンクリート表面ひずみ

5) 破壊状態

床版一般部のひび割れは、図-3.19のように床版下面の縦横リブの交差部で、縦リブ側の付け根に集中的に発生した。

一般的に、UFC 梁の場合は内部に鋼繊維が均一に練混ぜられているため、発生するひび割れも分散する傾向にある。また、縦リブと横リブの境界でひび割れが発生するとしても、支間中央寄りの方が、試験体の死荷重モーメントが若干でも大きくなっていくため、支間中央寄り（接合部付近）の方にひび割れが先行して入ると想定された。そのため、荷重点位置の横梁付近に局部的に大きなひび割れが発生、進展したことは想定外であり、原因の特定には至らず課題としていた。

一方で、後述の輪荷重走行試験においては、横リブとの交差部付近でも縦リブの側面は50～100mm程度のピッチで曲げひび割れがある程度均一に発生・進展しており、破壊直前までは特にひび割れが集中している状況は確認されなかった。よって、本試験でひび割れが集中した要因として、荷重位置が常時横リブの直上であったことや、断面の急変部と断面力急変部が重なったことが推定される。

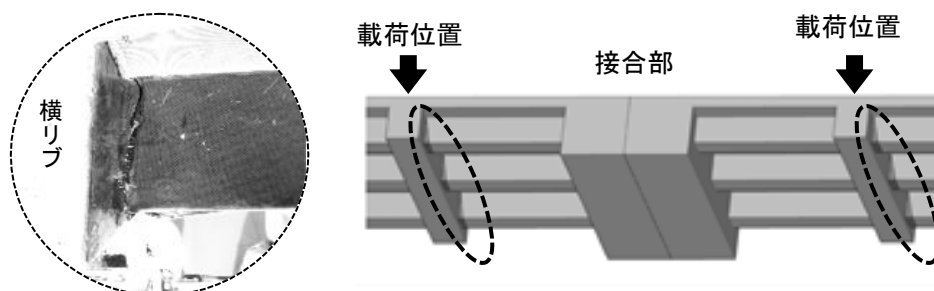


図-3.19 破壊位置とひび割れ状況

また、床版上面においては、荷重箇所脇の床版一般部では、写真-3.4に示すようにコンクリートが圧壊している。床版下面で局部的にひび割れが集中したことは別に、最終的に床版上面でコンクリートが圧壊して終局状態に至ったことは想定通りであった。

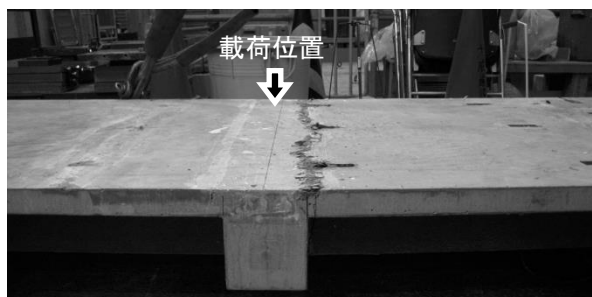


写真-3.4 試験体の上面の圧壊状況

3.3.3 定点疲労試験

(1) 試験目的

試設計した UFC プレキャスト床版の特徴は、2方向リブ付床版であり、リブ以外の床版厚さを最薄部で40mmとした点にある。一般的に、床版の損傷は、輪荷重作用時の疲労による押抜きせん断の影響が大きい。本試験では、薄肉の UFC 部材の曲げ・せん断に関する基礎的研究 [11]を踏まえ、輪荷重走行試験の前に、定点疲労実験を床版の乾燥状態ならびに水張状態で行い、耐疲労性能を検証することを目的とした。

(2) 試験体

試験体を図-3.20に示す。試験体寸法は、UFC床版を橋軸方向に想定するプレキャスト床版1枚分の2,400mm、橋軸直角方向に1,675mmとした。リブ内に導入するプレストレス力は、試設計では橋軸直角方向にプレテンション方式での導入を考えているが、試験体寸法と鋼材の端部の定着ロスを考えると設計同等のプレストレスを入れるのが困難であったため、橋軸方向を含め2方向ともポストテンション方式で導入した。なお、プレストレス量は試設計と同等の緊張力を導入し、床版中央部でのプレストレスによる作用応力状態を再現した。

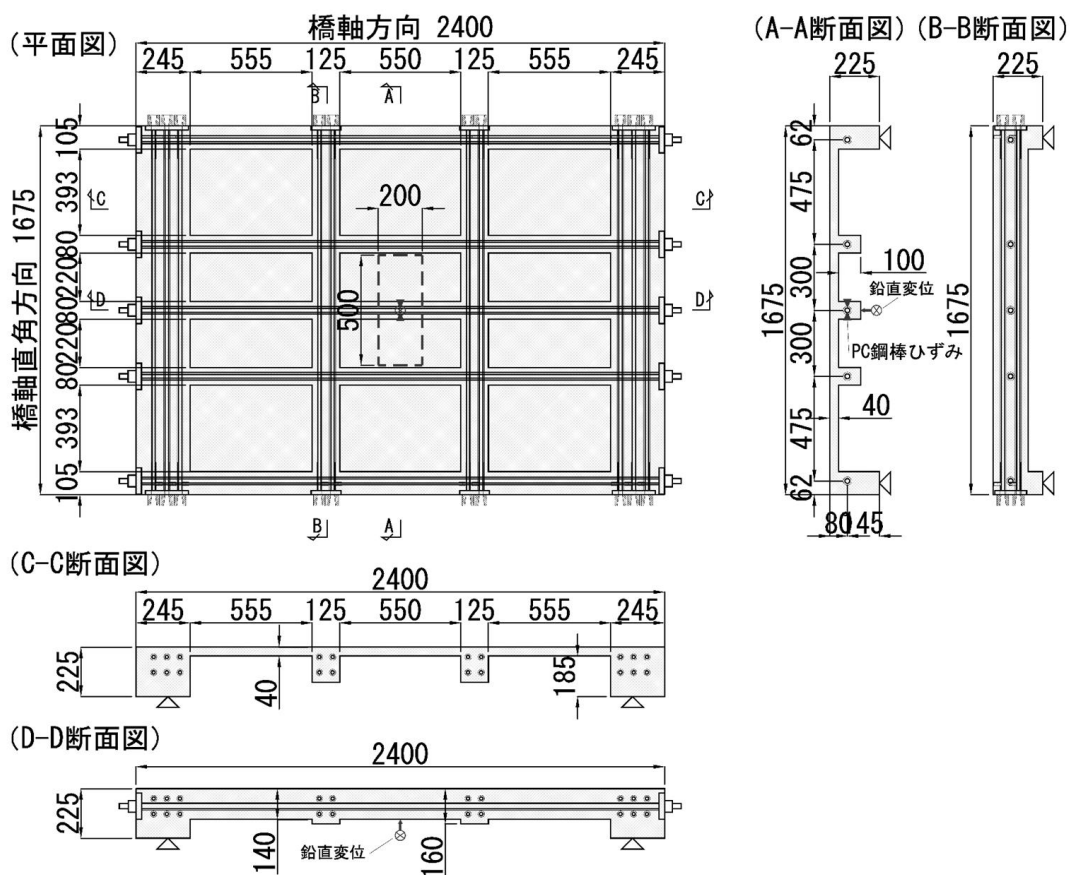


図-3.20 試験体の概要

使用した PC 鋼材は、橋軸方向の PC 鋼棒は、 B 種 2 号(SBPR930/1180)でφ23、橋軸直角方向には、 PC 鋼より線 1S15.2BL(SWPR7B)を使用した。

床版ブロック、 PC 鋼材、 PC グラウト等の材料特性を表-3.12 に示す。

表-3.12 材料特性

(i) セメント系材料

	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
床版ブロック(UFC)	199	14.2	10.0	51.2
PC 鋼棒グラウト	56.7	—	—	—

(ii) 鋼材

	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
PC 鋼棒(φ23)	1,132	1,247
PC 鋼より線(φ15.2)	1,874	1,954

(3) 試験ケースと試験方法

試験体の支持条件は外周 4 辺を単純支持とし，載荷方法は，床版中心部に設けた載荷板 (500mm×200mm) を介して集中荷重として載荷ならびに除荷を繰返した。

試験装置概要を図-3.21 に示す。

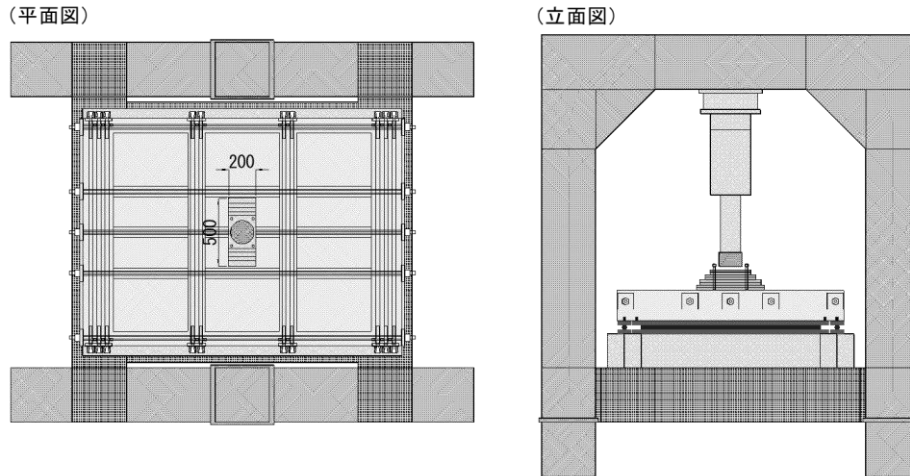


図-3.21 試験装置概要

載荷荷重と繰返し回数の設定は，橋梁マネジメントシステム[12]を参考に設定した。なお，実橋での大型車交通量は，全車両通行量 56,000 台/日，大型車混入率 30%とした。算出した繰返し回数は，基本輪荷重 (98kN) に相当するものであるが，ここでは暫定的に衝撃係数 (0.25 と仮定) を考慮した輪荷重 (125kN) の繰返し回数として考慮した。その上で，実橋での 100 年間の累積損傷度以上となるように実験での載荷荷重ならびに繰返し回数を下式により設定した。

$$N_{eq-ac} \leq N_{eq-ex} \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに，

N_{eq-ac} : 実橋での等価繰返し回数

N_{eq-ex} : 実験での等価繰返し回数

なお，上述の等価繰返し回数は下式より算出する。

$$N_{eq-ac} = \sum (p_{ac-i} / p_{sx-ac})^m \cdot n_{ac-i} \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに，

p_{ac-i} : 実橋での各載荷荷重(kN)

p_{sx-ac} : 実橋での床版の押抜きせん断耐力(kN)

n_{ac-i} : 実橋で 100 年間に各載荷荷重が作用する繰返し回数

m : 設計疲労曲線の傾きの絶対値の逆数

$$N_{eq-ex} = (p_{ex} / p_{sx-ex})^m \cdot n_{ex} \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、

- p_{ex} : 実験での載荷荷重(kN)
- p_{sx-ex} : 試験体の押抜きせん断耐力(kN)
- n_{ex} : 試験での載荷荷重が作用する繰返し回数

ただし、式 (3.2) ならびに式 (3.3) に含まれる実橋と試験体の床版の押抜きせん断耐力は、プレストレスを導入かつリブ付きの UFC 床版に対して明らかになっていない。しかしながら、試験体の断面を実橋と同縮尺で実験を行うため、床版の押抜きせん断耐力を同等とした。したがって、式 (3.1) は以下のようなになる。

$$n_{ex} \geq \Sigma (p_{ac-i} / p_{ex})^m \cdot n_{ac-i} \dots\dots\dots (3.4)$$

また、式中の m に関しては、PC が導入され、かつ、リブ付きの UFC 床版における設計疲労曲線[13]は検討された実績が少ないため、今回の定点疲労試験および輪荷重走行試験では、RC 床版の輪荷重走行試験での設計疲労曲線[14]を用い、その逆数 m に 12.76 を用いた。

本試験では、床版表面を乾燥状態で 100 年相当を実施した後、引き続き同一の床版を用いて雨天時の状況を想定して水張状態での試験も行った。水張状態での繰返し回数の設定は、東京での気象データより 1981~2010 年までの降水日数(年間平均 192.4 日:年間日数の 53%)をもとに、大型車交通量も対象日数に比例するものと仮定し、乾燥状態の算出方法と同様に 100 年相当として算定した。載荷荷重ならびに繰返し回数の設定を、表-3.13 に示す。

表-3.13 試験ケース

試験条件	乾燥状態	水張状態
載荷荷重	160kN	160kN
繰返し回数	100 万回	30 万回
	(100 年相当: 65 万回)	(100 年相当: 15 万回)
載荷サイクル	4Hz	4Hz
静的載荷試験 実施の時期 (右記の疲労回数後)	1, 1,000, 10,000, 50,000, 100,000, 200,000, 300,000, 500,000, 700,000, 1,000,000, 1,300,000	

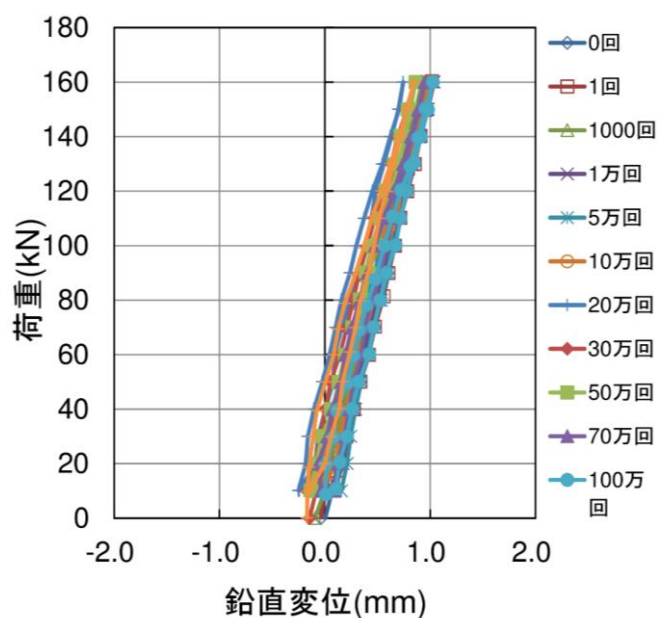
定点疲労試験では、所定の載荷回数の繰返し載荷後に静的載荷試験を実施した。静的載荷試験の実施時期は、表-3.13 に示した通りとした。計測項目は、載荷荷重、支間中央付近の鉛直変位、PC 鋼材の表面ひずみとした。なお、試験体の鉛直変位は変位計を使用し、PC 鋼材のひずみは、表面ひずみゲージを用いて計測した。計測箇所は、図-3.20 に併記した。

(4) 試験結果と考察

(i) 載荷荷重－鉛直変位

静的載荷試験における載荷点直下（試験体中央部）での荷重－鉛直変位の関係を、図－3.22に示す。ここに、鉛直変位は、測点での鉛直変位から支承部の鉛直変位の平均値を差し引いた補正変位を使用した。

床版中央部の鉛直変位は、繰返し載荷時に試験体が若干移動すること、また、変位計設置箇所付近の躯体の凹凸が若干あること、の影響があり除荷時でも完全に鉛直変位が 0mm にはなっていない。しかしながら、繰返し回数に関わらず 160kN の載荷による鉛直変位の変位量が約 1.0mm で推移し、乾燥状態、水張状態（累計 130 万回）を通して、一定であり変状は見られなかった。また、載荷時の荷重－鉛直変位の傾きも一定であり、試験体の剛性低下等の傾向は見られなかった。



図－3.22 荷重－補正変位

(ii) 荷重回数—PC 鋼材のひずみ

PC 鋼材のひずみを図-3.23 に示す。PC 鋼材のひずみは、各繰返し回数後の静的荷重試験時の環境により試験体の温度伸縮等の影響もあり、PC 鋼材の規格降伏ひずみの 4% 程度の範囲でバラつきはあった。しかし、各荷重時の荷重—PC 鋼棒ひずみの傾きは繰返し回数に関わらずほぼ一定で変化が見られなかった。

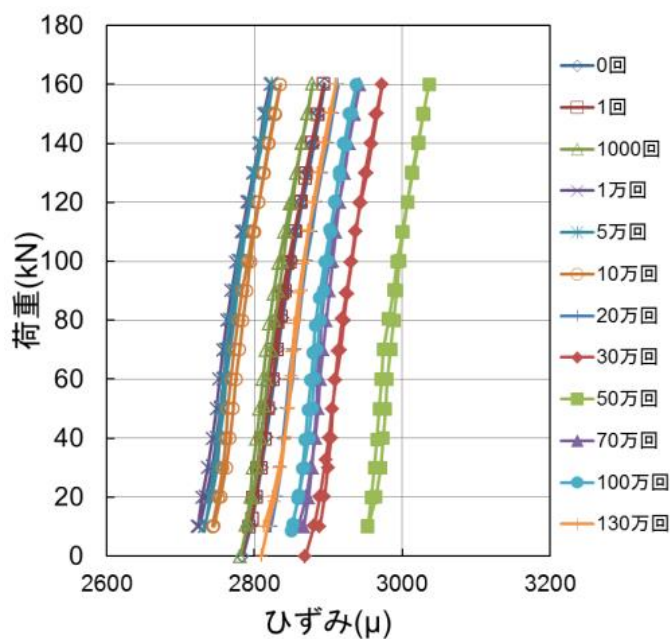


図-3.23 荷重—PC 鋼棒ひずみ

(iii) 試験体の状態

乾燥状態での繰返し荷重ならびに水張状態での繰返し荷重後、試験体の上下面を肉眼で確認したが、試験体表面にひび割れ等の変状は一切確認できなかった。

以上のことから、本 UFC 床版は、定点疲労に対して十分な耐疲労性を備えていると判断される。

3.3.4 輪荷重走行試験

(1) 試験目的

本試験は、UFC プレキャスト床版上を実際の車両走行を模擬した輪荷重を走行させることで、床版の押抜きせん断に対する耐疲労性の検証を目的としている。ここでは、既往の UFC 床版の輪荷重走行試験の事例[15]等を参考に、接合部を設けた試験体を用いて、床版間接合部ならびに床版一般部を対象として輪荷重走行試験を実施した。

(2) 検証事項

本実験における耐疲労性に関する検証事項と判定方法について、表-3.14 に示す。

表-3.14 輪荷重走行疲労試験における検証事項

No	検証事項	判定基準・測定事項 等
1	疲労破壊に至る回数	RC8*の走行回数を上回ること
2	破壊に至る挙動・変状	静的載荷試験時の鉛直変位の進展 (RC8*の残留変位を下回ること) ひび割れ発生時の荷重・変位・走行回数 破壊時の荷重・変位・走行回数 剛性低下の過程 (履歴) 破壊形態

※ 平成8年版道路橋示方書に準拠した RC 床版 (荷重 275kN, 走行回数約 26 万回で押抜きせん断により破壊に至る。)

PC 鋼材として、橋軸方向の PC 鋼棒は、試験体の一般部ならびに接合部ともに B 種 1 号 (SBPR930/1080) で $\phi 23$ を、橋軸直角方向には、一般部の中間リブには 1S15.2BL (SWPR7B) , 接合面に隣接する端部リブには PC 鋼より線 1S17.8BL (SWPR19) を使用した。端部リブは試験設計においては、PC 鋼より線 1S15.2BL(SWPR7B)を 6 本配置するが、ポストテンション方式に変更していることにより PC 鋼材の配置スペースを確保できないため、1S17.8BL (SWPR19) を 4 本配置で代用している。なお、接合部の PC 鋼棒にはグラウトを充填しない状態とした。床版ブロック、PC 鋼材、PC グラウトの材料特性を表-3.15 に示す。

表-3.15 材料特性

(i) セメント系材料

	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
床版ブロック(UFC)	215	15.3	11.7	52.1
PC 鋼棒グラウト	63.9	—	—	—

(ii) 鋼材

	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
PC 鋼棒($\phi 23$)	1,027	1,145
PC 鋼より線($\phi 15.2$)	1,795	1,946

(4) 試験方法

輪荷重走行試験機を図-3.25に示す。試験機の仕様は、駆動方式にクランク式、車輪（鉄輪）に直径750mm×幅320mm、走行範囲を±1.5m、載荷速度を20rpm（40回/分）である。

本試験の載荷方法は図-3.26に示すように初期荷重を157.0kN（16tf）とし、走行回数4万回毎に荷重を19.6kN（2tf）ずつ増加する階段状漸増載荷[16]とした。

試験体は架台に備え付けのボルト・ナットにより固定し、試験体の橋軸方向の支持はピン支承により中心方向へのたわみを許容する構造とした。載荷においては、試験体上面（輪荷重走行面）の凹凸による偏心載荷を避け、試験機および試験体の安定性を確保するため、試験体の上面にゴム材を内在した鉄板を敷設した。その上に載荷ブロックを載せ、最上層には加圧用鋼板を敷設しボルトにてこれらを固定した。

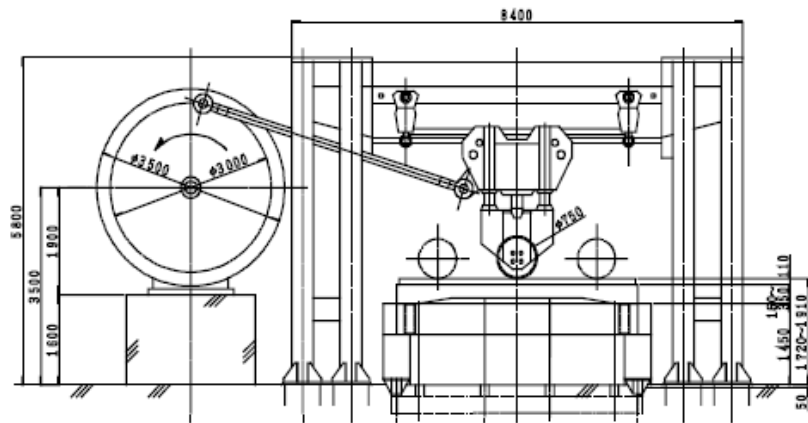


図-3.25 輪荷重走行試験機

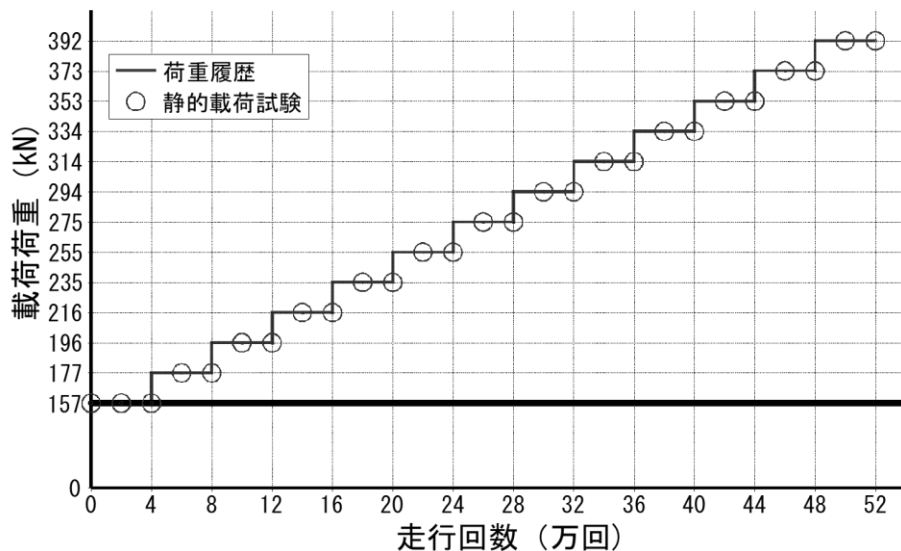


図-3.26 載荷荷重と走行回数

輪荷重走行試験では、所定の載荷荷重、載荷回数の繰返し終了後に静的載荷試験を実施した。静的載荷試験の実施時期は、図-3.26 に示した通りである。

計測項目は、載荷荷重、支間中央の橋軸方向ならびに橋軸直角方向の鉛直変位、2 方向ならびに接合部の PC 鋼材のひずみ、接合部の目開き、2 方向のリブ下面の表面ひずみとした。なお、試験体の鉛直変位は変位計、PC 鋼材のひずみは表面ひずみゲージ、接合部の目開きは π ゲージを用いて計測した。

試験体の計測機器を図-3.27 に示す。橋軸方向に 7 点 (DX1~7)、橋軸直角方向に 4 点 (DY1~4) の変位計を設けた。また、床版接合部には目開き 2 点 (CP1, 2) および接合用 PC 鋼棒のひずみ 4 点 (PC1~4) を計測した。

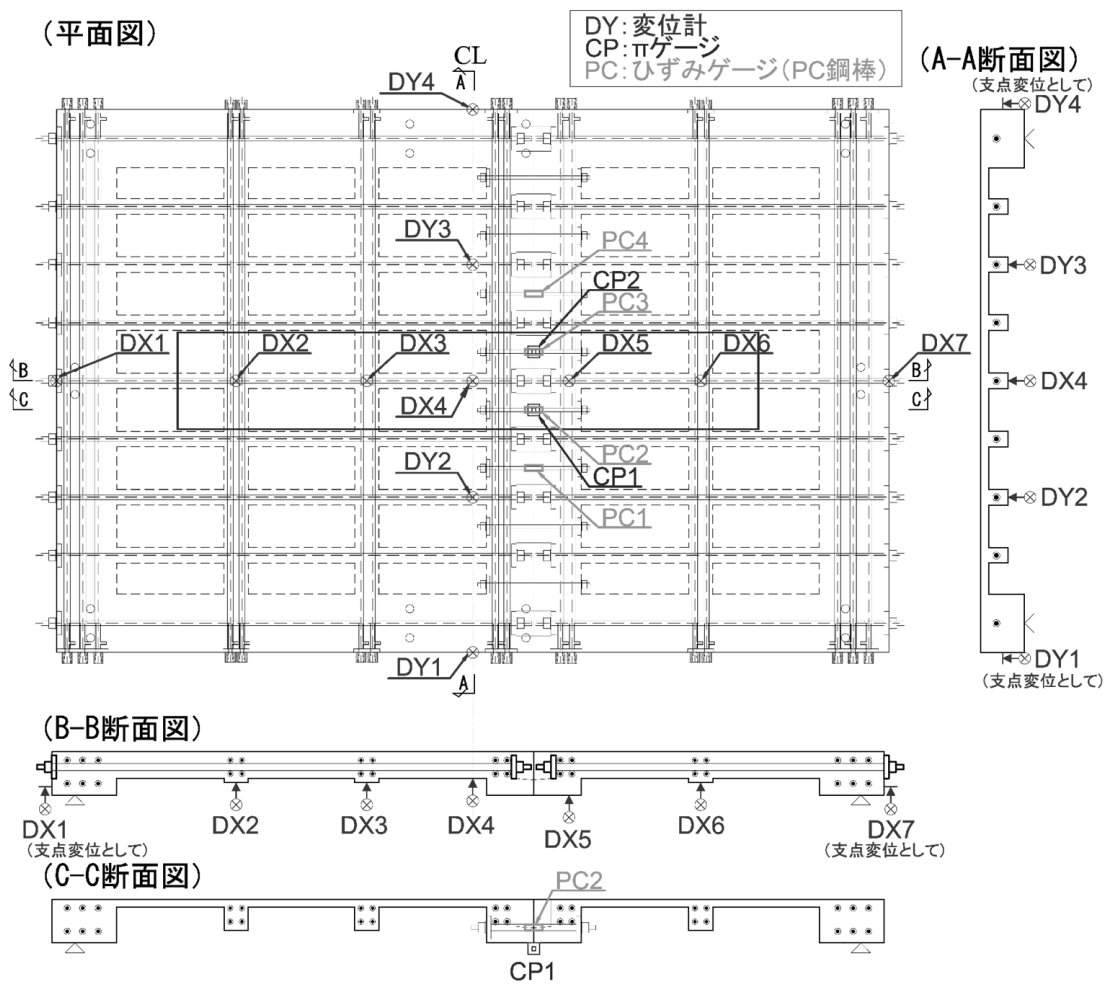


図-3.27 計測項目

(5) 試験結果と考察

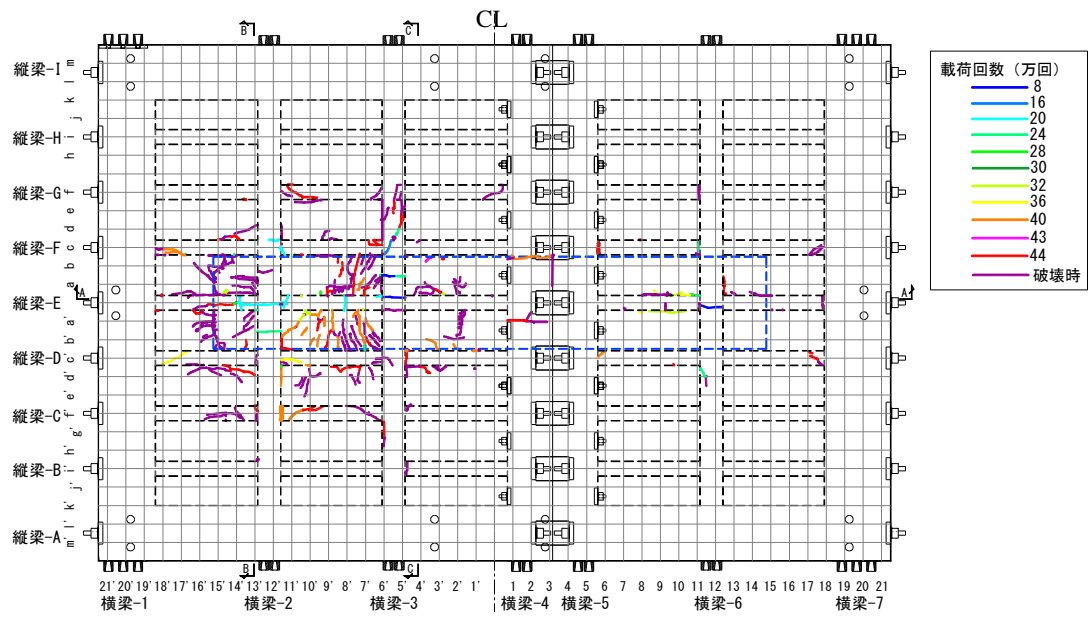
(i) ひび割れの進展

試験体のひび割れ状態は、以下の通りであった。

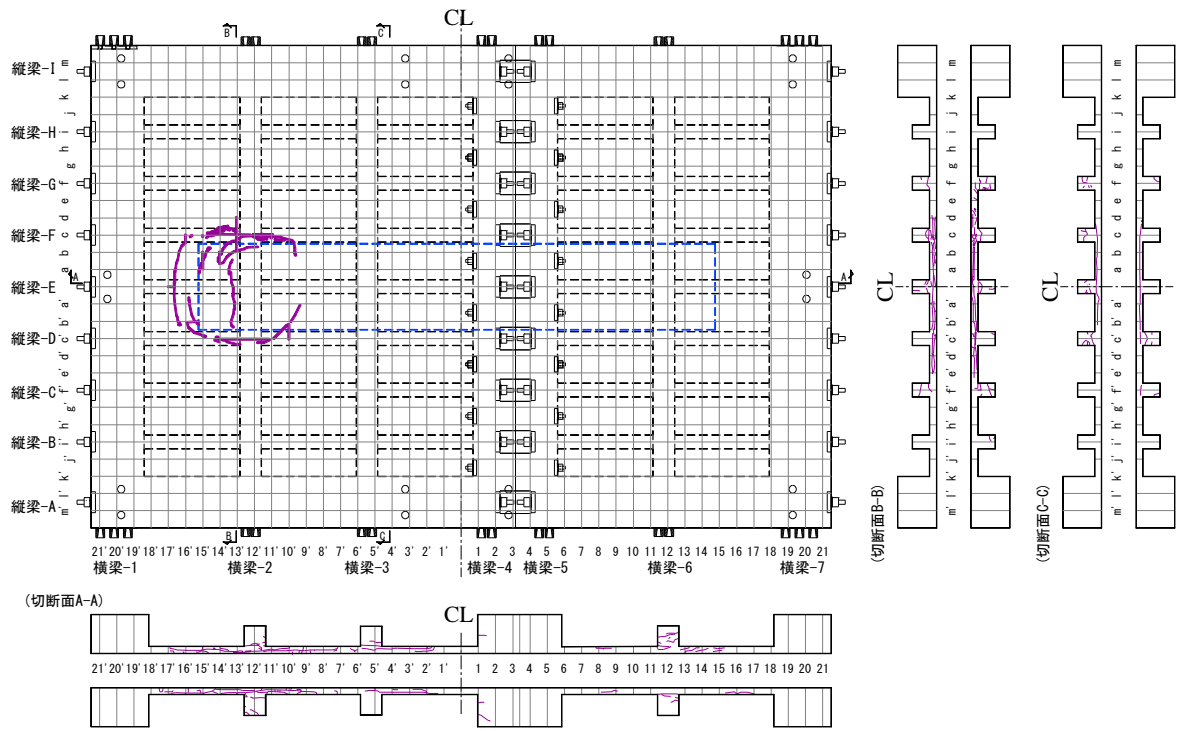
- ① 載荷回数 8 万回（荷重 176.4kNf 終了時）に、橋軸直角方向のリブ 2 箇所ではひび割れの発生を目視で確認した。
- ② その後、輪荷重走行直下の橋軸方向および直角方向のリブでひび割れの進展した。特に、変位計 DX3 の周辺および DX2～DX3 間の橋軸方向リブの損傷が顕著であった。
- ③ 載荷回数 44.75 万回（荷重 372.8kN 時）に、DX3 が変位制限値（走行時 15mm に設定）に達したため載荷を停止した。
- ④ 試験体下面および走行軌道を撤去して試験体上面を観察したところ、押抜きせん断破壊が生じていることを確認した。

載荷終了後の試験体上面、下面および切断面のひび割れ発生状況を図-3.28 に示す。なお、試験体下面のひび割れに対しては発生時期を記載したが、床版上面は載荷板下面付近であったこと、切断面は試験終了後の観察であることから発生の詳細時期は不明である。

試験体上面は左端から約 850mm の位置を中心に、径 700mm 程度の範囲がわずかに陥没しひび割れが生じていた。下面は左側の中間リブを中心に、複数本のリブを含めたスラブにひび割れが生じていた。また、試験体を切断し断面内部の状況を確認した。床版厚 40mm の部分に水平に近いひび割れが複数観測された。



(1)UFC 床版 下面



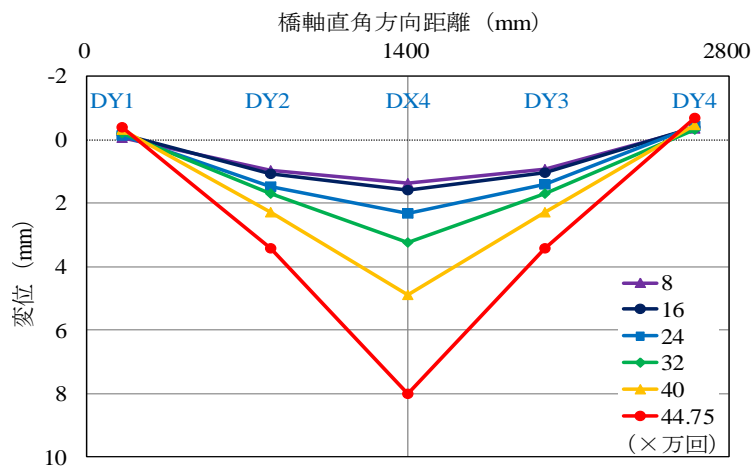
(2)UFC 床版 上面ならびに切断面

図-3.28 ひび割れ発生状況

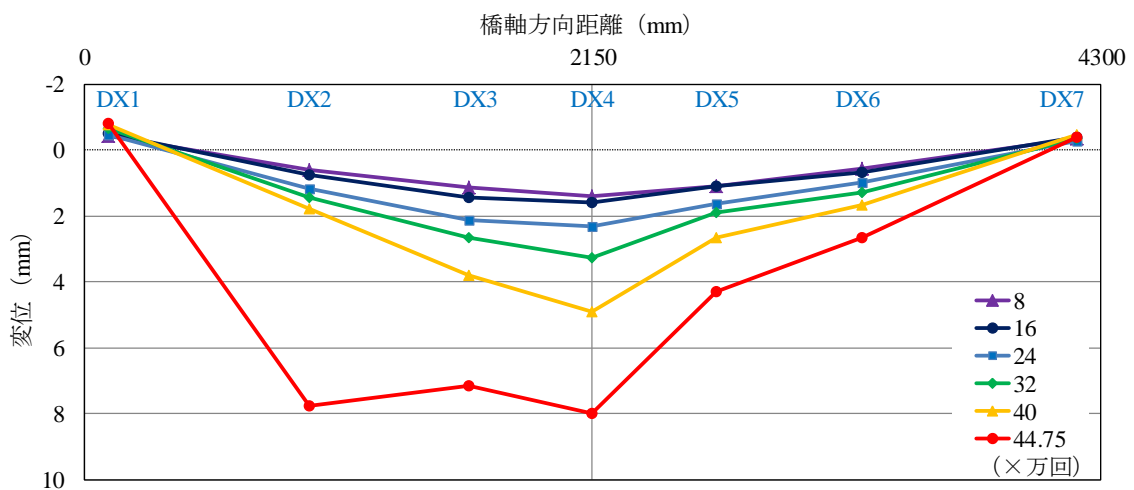
(ii) 鉛直変位の推移

走行回数 2 万回毎に静的載荷試験を実施した。床版中央断面の橋軸方向および橋軸直角方向の変位分布について、8 万回ごとの推移を図-3.29 に示す。

橋軸方向の鉛直変位分布は走行回数 40 万回まではほぼ左右対称に分布している。DX5 の変位がやや小さくなっているが、床版接合部であり一般部に比べ剛性が高いこと等による。また、破壊に至った 44.75 万回時点では、試験体中央での載荷にもかかわらず、DX2 の変位量が急激に大きくなっており試験体中央の DX4 の変位量とほぼ等しくなっている。この変位分布からも左側の中間リブ (DX2 付近) を中心とした破壊であることが分かる。なお、橋軸直角方向の変位分布は最後まで対称形を保持していた。



(i) 橋軸直角方向の鉛直変位分布



(ii) 橋軸方向の鉛直変位分布

図-3.29 鉛直変位分布図 (静的載荷試験)

(iii) 接合部の状況の推移

床版接合部の目開き量を図-3.30 に、接合用の PC 鋼棒ひずみの推移を図-3.31 に示す。載荷時の目開き量は、輪荷重の増大とともに若干の増加はあったが、破壊時（輪荷重 38tf）でも 0.02mm 程度とわずかであった。また、除荷時には、ほぼ元に戻っていることがわかる。

接合用の PC 鋼棒のひずみは、全ての荷重段階の載荷ならびに除荷時において、大きな変化は見られなかった。したがって、接合部付近では、若干のひび割れは生じたが、最後までプレストレスが効果的に作用しており、床版間接合としての機能は健全であった。

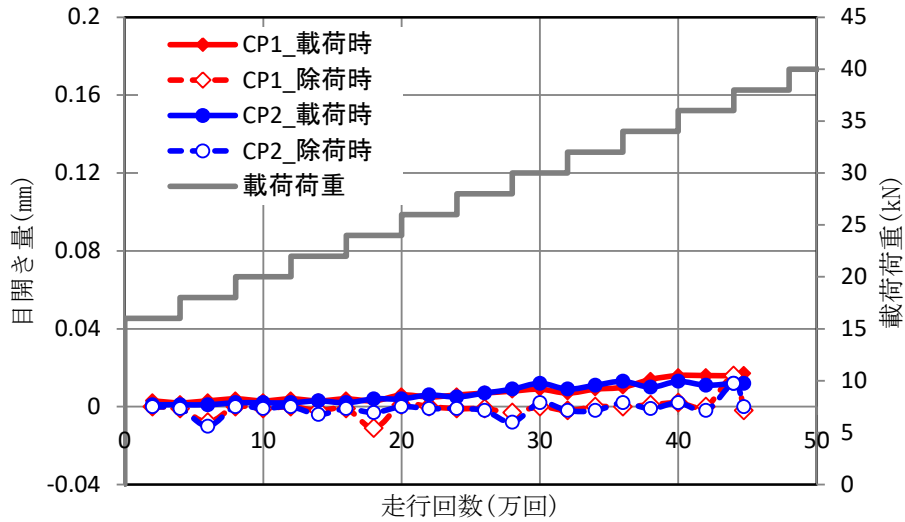


図-3.30 接合部目開き量

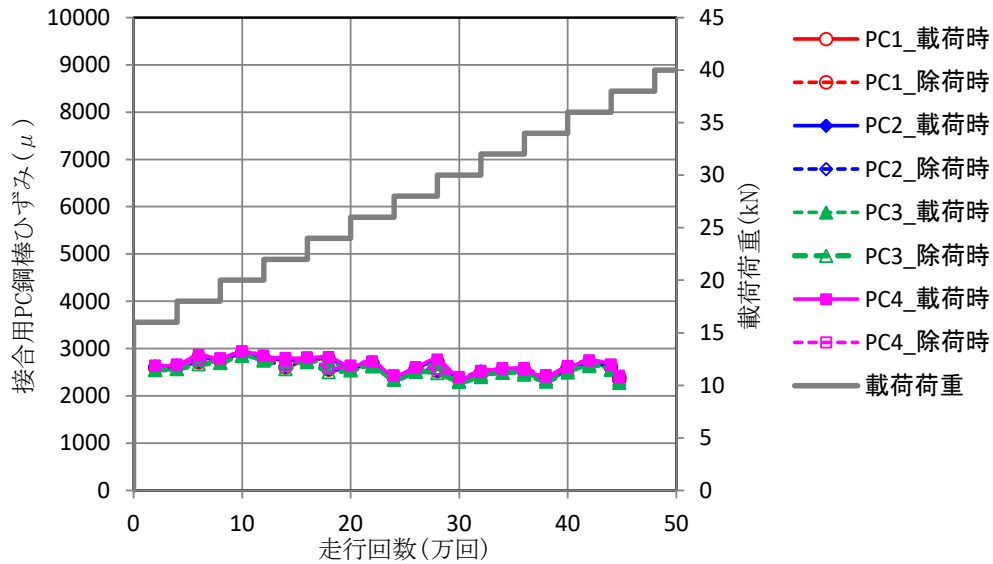


図-3.31 接合部 PC 鋼棒のひずみ

(iv) 床版のたわみ量の進展に対する考察

階段状漸増載荷により行われた平成 8 年版道路橋示方書に準拠した RC 床版（以下，RC8）は，走行回数 25.56 万回，荷重 274.7kN 時に押抜きせん断により破壊に至ったことが報告されている[16].

試験体の中央変位を RC8 と併せて図-3.32 に示す．試験体中央部分で初期静的載荷時（載荷荷重 157kN）における鉛直たわみ量は 1.1mm であった．その後の漸増載荷に伴いたわみ量も増加し，疲労劣化が進展していることが分かる．しかしながら，たわみ量の増加勾配が RC8 より UFC 床版の方が緩やかに推移しており，床版全体構造として，UFC 床版の方が RC8 より疲労に対する劣化の進行状況が緩やかで，疲労抵抗性が高いものと推定できる．

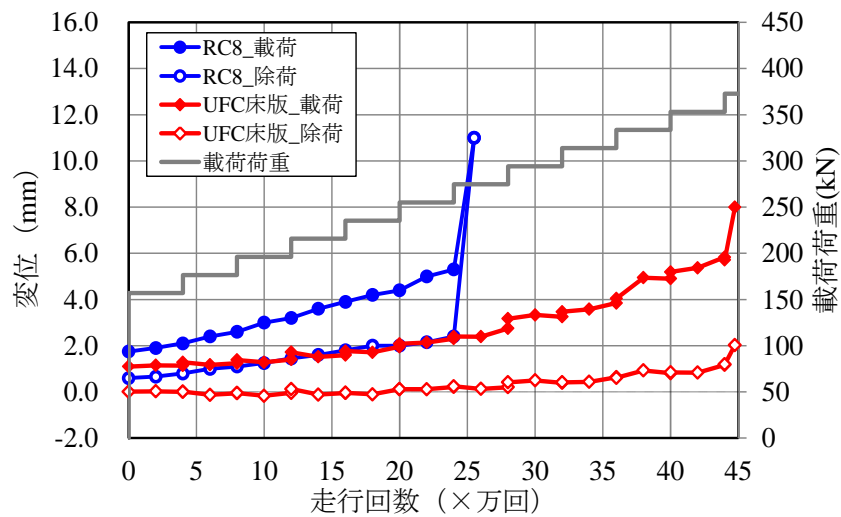


図-3.32 RC 床版との比較

(v) 破壊に至る等価繰返し換算回数

破壊時の走行回数から UFC 床版と RC8 の耐疲労性を比較検討する。なお、基本輪荷重 98kN に換算した等価繰返し回数 (N_{eq-ac}) を次式により算出した[14].

$$N_{eq-ac} = \sum (P_{ex-i} / P_{ac-o})^m \cdot N_{ex-i}$$

ここに,

P_{ex-i} : 階段状漸増載荷での各載荷荷重(kN)

N_{ex-i} : 階段状漸増載荷での各載荷荷重で作用させた繰返し回数

P_{ac-o} : 基本輪荷重(kN) [=98]

m : 設計疲労曲線の傾きの逆数の絶対値

(RC 床版の実験結果[14]から 12.76 を使用)

表-3.16 に上式により求めた輪荷重走行試験の走行回数と基本輪荷重に換算した等価繰返し回数の関係を示す。この表から、RC8 の等価繰返し回数は 202 億回、UFC 床版の等価繰返し回数は 11,389 億回となり、疲労試験であることから試験のばらつきは想定されるものの、本 UFC 床版が RC8 に対し概ね 50~60 倍の耐疲労性を有すると判断できる。

表-3.16 走行回数と基本輪荷重による等価回数の関係

	輪荷重走行試験			基本輪荷重 98(kN)による 等価繰返し回数(億回)	
	載荷荷重 (kN)	走行回数(万回) 各荷重	累計	各荷重	累計
	156.96	4	4	0.16	0.2
	176.58	4	8	0.73	0.9
	196.2	4	12	2.81	3.7
	215.82	4	16	9.48	13.2
	235.44	4	20	28.79	42
	255.06	4	24	79.94	122
	↓				↓
RC8	274.68	1.56	25.56	80.26	202
	↓				↓
	274.68	4	30	205.80	408
	294.3	4	34	496.34	904
	313.92	4	38	1,130.90	2,035
	333.54	4	42	2,451.22	4,486
	353.16	4	46	5,083.14	9,570
	↓				↓
UFC 床版	372.78	0.75	44.75	1,899.99	11,389
	↓				↓
	372.78	4	48	10,133.29	19,623
	392.4	4	52	19,498.32	39,121

(vi) UFC 床版システムの耐疲労性に関する推定

道路橋床版における疲労損傷の発生は、その用途から、通行車両の輪荷重を繰返し受けるということだけでなく、輪荷重が移動荷重であり荷重位置が変化することにより床版に発生する断面力（曲げ、せん断、ねじり、図-3.33 参照）のうち、せん断力やねじりモーメントが正負交番することによる影響が大きい[14].

これらの交番荷重状況下でひび割れが発生した場合は、図-3.34 に示すようなひび割れ面の擦り合わせ現象が進行しやすく、その結果、ひび割れ面の摩耗が進行し、最終的な床版の抜け落ちや陥没に発展していく。

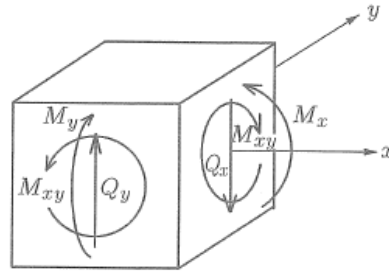


図-3.33 床版に作用する断面力（曲げモーメント，せん断力，ねじりモーメント）[14]

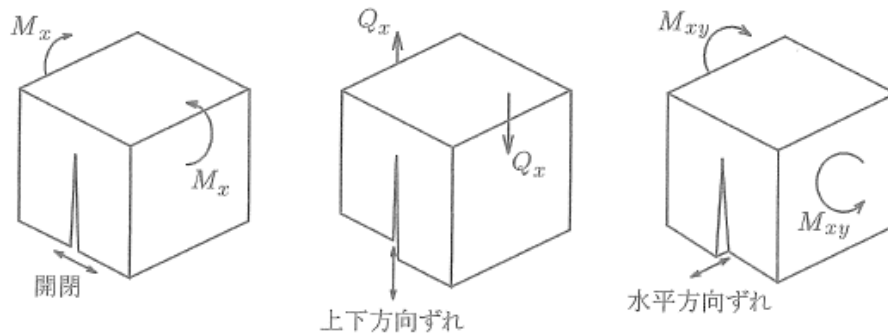


図-3.34 各断面力とひび割れに与える影響[14]

そこで、これらの劣化の進行状況から道路橋床版の耐疲労性を高めるには、

- ①ひび割れを生じにくくさせること.
- ②ひび割れが進行しにくいこと.

が挙げられている。

● ひび割れを生じにくくさせる (①)

一般的には、仮に RC8 試験体と同じコンクリート材料でコンクリート強度が同等であれば、床版厚を増加させたり鉄筋の仕様をランクアップさせることにより、設計荷重時に発生する鉄筋応力度を抑制し、床版の曲げ剛性が上がりたわみ量が小さくなるとともに、ひび割れ幅を抑制することができる。その結果、耐疲労性も向上すると考えられる。

本 UFC 床版システムでは、コンクリート材料に UFC を適用しているため、ひび割れ発生前までの引張応力がコンクリート材料にしては大きい。また、引張荷重作用時には、部材に発生する引張応力が設計ひび割れ発生強度 (8N/mm^2) を超えないように設計されており、要は、使用時にはひび割れを発生させない思想である。

また、橋軸直角方向にプレストレスを導入しているため活荷重たわみを低減させる効果もあり、ひび割れ発生の抑制効果もある[17]。

- ひび割れが進行しにくいこと (②)

基本的に、UFC 床版システムでは、使用荷重時にはひび割れを発生させない思想で設計しているが、万一ひび割れが発生した場合でも、UFC 材料には引張軟化特性があり、ひび割れ発生後も鋼繊維の架橋効果により引張力を分担することができるため、ひび割れの進展を抑制できる。また、部材内の補強用鋼繊維の向きは一律（一定）でなく、あらゆる方向（様々な原因）のひび割れに対しても抑制効果が期待できる。

橋軸直角方向にはプレストレスを導入しているため、橋軸方向のひび割れが発生してもひび割れ面での擦り合わせ現象がプレストレスにより抑制できる[18]。

①②の理由から、本研究における UFC 床版システムは、耐疲労性に優れたものと推定される。

3.4 まとめ

既設 RC 床版を UFC 床版システムに更新することを想定し、軽量化かつ省力化に結び付く接合構造を提案した。そこで、床版構造ならびに接合構造に対して各種の性能試験を実施した。得られた知見を以下にまとめる。

(1) ジベル押抜き試験

アングル PBL の PBL 鋼板の支圧抵抗を無視した場合、設計せん断力に対しては十分な強度を確認できたが、国内規準で規定されているように、せん断耐力が設計せん断力に対して安全率 3 以上確保できなかった。一方、PBL 鋼板の支圧抵抗が作用する場合は、設計せん断力に対して安全率 4.13 であり 3 以上を確保できた。海外での PBL のせん断耐力式では、一般的に PBL 鋼板の支圧抵抗が有効とされており、また、本接合でのアングル PBL の構造（形状）を考えると、支圧抵抗が作用すると考えて良いと判断される。以上のことを踏まえて、本システムにおける鋼桁－床版間接合は十分な耐荷性を有することが確認できた。

(2) 床版接合部曲げ試験

設計荷重作用時では、床版一般部のひび割れや接合部の目開き等の変状が無いことを確認した。一方、終局時には、載荷点付近の横リブと縦リブの交差部で局所的にひび割れが進展し、最大荷重は設計検討時の曲げ耐力より若干低下した。終局時の上述のひび割れの進展とともに、床版一般部でのコンクリートの圧壊が生じ、構造検討の想定と同じであった。リブ交差部でのひび割れの進展についての原因の把握は今後の課題であるが、接合部に関しては十分な耐荷性があることを確認した。

(3) 定点疲労試験

実橋において 100 年間以上の車両交通に相当する疲労条件（床版表面を乾燥状態ならびに水張状態）で繰返し載荷を行っても UFC 床版の上下面においてひび割れ発生等の変状はなく、健全な状態を保持していた。したがって、定点疲労に対しては十分な耐疲労性を有していることが確認できた。

(4) 輪荷重走行試験

走行回数 44.75 万回（荷重 372.8kN）で押抜きせん断破壊に至った。国土交通省土木研究所で採用されている階段状漸増載荷で同様の輪荷重走行試験を実施し、十分な耐疲労性を有するとされている RC8 の試験結果を比較した。その結果、UFC 床版システムの方が、試験体の鉛直変位量（たわみ）の進展は緩やかであること、また、破壊時における基本輪荷重 98kN に換算した等価繰返し回数が 50～60 倍と大きいことから、十分な耐疲労性を有することが確認できた。

以上より, 本 UFC 床版システムにおいて, 床版の主材料に高強度材料である UFC を適用し, 床版形状をリブ付き構造として工夫することにより, 床版自体の重量を現行の PC 床版や既設の RC 床版に対して約 30%の軽量化を実現した. また, 各種性能確認試験を実施した結果, 本 UFC プレキャスト床版は, 耐荷性や耐疲労性の観点から, 更新用のプレキャスト床版の構造として適用可能であることを確認できた. さらに, 本システムで採用している鋼桁-床版間接合は二次製品 (アングル PBL) の活用により鋼桁直上での集中した作業を分散させ, 床版間接合はトルクレンチを使用して簡易にプレストレス導入出来るなど, 従来 of 接合構造に対して現場の施工省力化が実現可能な接合構造と考えられる. そのため, 本 UFC 床版システムは, 現場施工の『省力化』と床版構造の『軽重化』を実現できると判断される.

《参考文献》

- [1] 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 I, 2012.
- [2] 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 II, 2012.
- [3] 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 III, 2012.
- [4] 土木学会, 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案), 2004.
- [5] 土木学会, 複合構造標準示方書, 2014.
- [6] 土木学会, 複合構造標準示方書, 2009.
- [7] 日本鋼構造協会, “頭付きスタッドの押抜き試験方法 (案)”, JSSC テクニカルレポート, vol. 35, pp. 1-24, 1996.
- [8] 高橋良輔, 斉藤成彦, 中島彰典, 島弘, “単純支持と開き止めを併用した押抜き試験における頭付きスタッドの耐荷挙動”, 土木学会論文集, vol. 71, no. 1, pp. 113-127, 2015.
- [9] E.C. Oguejiofor, M.U.Hosain, “A parametric study of perfbond rib shear connectors”, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 21, pp. 614-625, 1994.
- [10] Jin-Hee Ahn, Chan-Goo Lee, Jeong-Hun Won, Sang-Hyo Kim, “Shear resistance of the perfbond-rib shear connector depending on concrete strength and rib arrangement”, Journal of Constructional Steel Research 66, p. 1295-1307, 2010.
- [11] 趙唯堅, 小尾博俊, 加納宏一, 田中良弘, “超高強度繊維補強コンクリート薄板の曲げ・せん断特性に関する基礎研究”, コンクリート工学論文集, 第 18 巻, 第 2 号, pp. 21-33, 2007.
- [12] 国土交通省 国土技術政策総合研究所, “道路橋の計画管理に関する調査研究—橋梁マネジメントシステム—”, 国総研資料第 523 号, pp. 45-47, 2009.
- [13] 田中良弘, 高倉克彦, 阿部忠, 木田哲量, 前堀伸平, “超高強度繊維補強コンクリート床版の輪荷重走行に対する疲労特性”, 第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 149-154, 2006.
- [14] 松井繁之, 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版株式会社, 2007.
- [15] 趙唯堅, 大島邦裕, 安波博道, “UFC プレキャスト PC 床版の技術的検討”, 土木学会年次学術講演会, 第 64 巻, 第 1 号, pp. 715-716, 2009.
- [16] 国土交通省 国土技術政策総合研究所, “道路橋床版の疲労耐久性に関する試験”, 国総研資料第 28 号, pp. 24-25, 1999.
- [17] 渡海大輔, 松井繁之, 大西弘志, “橋軸直角方向 PC 床版の疲労特性と耐久性”, 第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 113-118, 1998.
- [18] 東山浩士, 松井繁之, “橋軸方向プレストレスしたコンクリート床版の走行荷重に対する疲労耐久性に関する研究”, 土木学会論文集, no. 605/I-45, pp. 79-90, 1998.

第4章 省力化に着目した床版間の新継手構造の開発と性能評価

4.1 概要

第4章では、構造の『軽量化』に対する要求が比較的小さく、施工の『省力化』に重点を置いて合理的な道路橋床版の施工を目指すものである。道路橋床版にプレキャスト部材を適用する場合、床版間の接合や鋼桁-床版間の接合が必須であり、これらの接合が床版全体の構造性能や省力化に及ぼす影響が大きい。また、従来工法として多用されている床版間接合のループ継手は、施工の『省力化』に対して改善の余地が大きいと考えられる。床版間の接合構造を出来るだけコンパクトかつ簡略化することにより接合部の施工量を縮小化し現場施工の省力化を目指しつつ、技能不足等による品質低下リスクを減らし、さらに、高品質な間詰め材を適用することによる接合部の高耐久化を実現することが肝要である。そこで、新しい床版間接合として、プレキャスト床版内に配筋された鉄筋を利用した2種類の新しい形式の鉄筋継手を考案した。これらの継手構造の基本仕様の決定に向けて、フレッシュ性状や各種強度試験を行って間詰め材の仕様選定を行うとともに、一組の鉄筋継手を配置した試験体に対して引張試験を行うことにより新鉄筋継手の基本性能を把握した。さらに、道路橋プレキャスト床版の床版間接合への適用を想定し、接合部を有する面部材の試験体を用いて静的曲げ载荷試験および静的せん断载荷試験を実施し、静的な耐荷性の確認を行った。

なお、新継手の間詰め材料には、補強繊維を混入した高強度な無収縮モルタルを適用しており、想定される環境下においては、ひび割れ低減効果や劣化因子に対する高い侵入抵抗性があることから、耐久性にも優れていると判断される。

4.2 新しい鉄筋継手構造の概要

(1) 新しい鉄筋継手の基本的な考え方

新しい継手構造は，“現場での接合作業が簡単で手間が掛からない，かつ，安定した品質を確保できる”ことを目標とした．そこで，新継手の構造および施工手順を次のように考えた．

まず，プレキャスト部材の製作段階で，施工時に接合部の両側に配置されるプレキャスト部材の両妻面から鉄筋を突出させておき，かつ，それらの鉄筋先端に，部材据付時にお互いが嵌合（かん合）可能な特殊な先端治具を結合しておく．なお，これらの先端治具は，プレキャスト床版の製作に起因する製作誤差および現場据付時の施工誤差等を想定し，所定のクリアランスを有した状態で適切に嵌合できる構造としている．

次に，製作したプレキャスト床版を現場搬入後，所定の位置に，先端治具を嵌合させた状態で据え付ける．さらに，先端治具の周囲との接合部（間詰部）全体を高性能な間詰め材を使用して一括で打込み，養生するのみで，鉄筋継手の完了と同時に床版間の接合作業を完了する．

なお，新鉄筋継手は，嵌合時の先端治具同士のクリアランスが小さいため，間詰め材はコンクリートではなく，無収縮モルタルを適用するものとし，補強繊維の混入を基本とした．しかしながら，そのような狭隘な先端治具間のクリアランスであっても，間詰め材の繊維補強モルタルの練り混ぜや打込み自体に特殊技能を必要とせず安定した品質とできること，現場での打込み時の充填に関しても上面からの目視確認がしやすいこと等により継手構造に安定した品質を提供することができると考えられる．

このような考え方に基づいて，2 タイプの新鉄筋継手を考案し性能評価を進めた．これらの2 種類を継手構造 A および継手構造 B として以降に記載した．

(2) 提案する継手構造

1) プレート-プレート 嵌合タイプ (継手構造 A)

継手構造 A の構造概要を図-4.1 に示す。先端治具は、最もシンプルな形状のプレート部材（以下、P型治具と記載）を採用する継手とした。P型治具という板部材を介して鉄筋を接合するため、対向する鉄筋同士は同一直線状で配置できないため、対向する鉄筋同士は偏心した配置となる。そのため、P型治具の対向する鉄筋が通過する部分は、図-4.1 のように切り欠きを設けた。

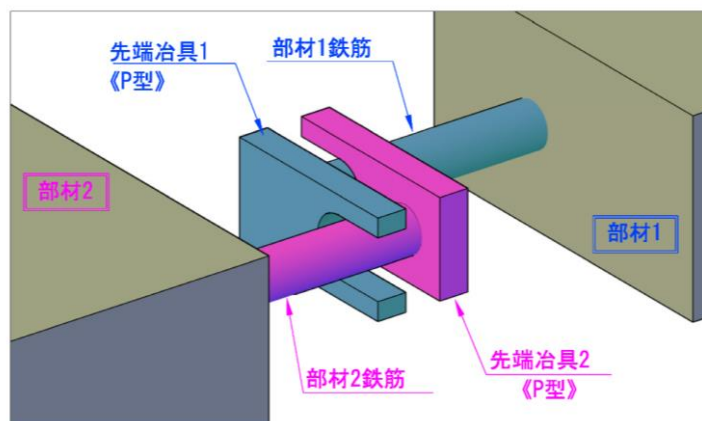


図-4.1 継手構造 A の治具概要

なお、本構造では、図-4.2 のように、プレキャスト部材を左右に移動することによりお互いの先端治具を嵌合させられる構造とした。

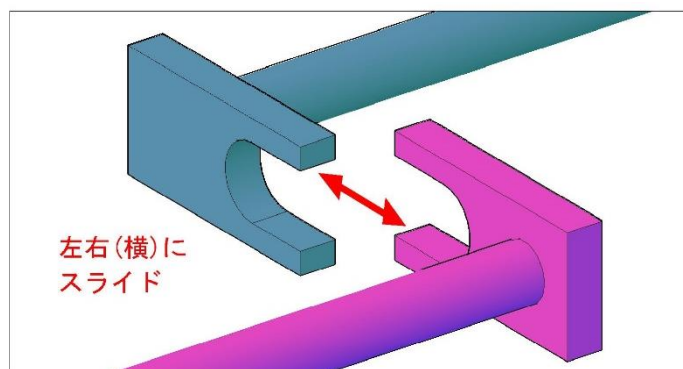


図-4.2 継手構造 A における嵌合方法

2) プレート抱込み鋼材 嵌合タイプ (継手構造 B)

継手構造 B の構造概要を図-4.3 に示す。継手構造 B は、片方の鉄筋先端に取付けた矩形プレート (以下、T 型治具と記載) と、他方の鉄筋に取付けた、T 型治具を包み込むような形状の治具 (以下、C 型治具と記載) を採用した継手とした。本構造は、これらの 2 種類の先端治具自体が嵌合する形状となっており、各々の治具に接合される (対向する) 鉄筋同士は偏心配置ではなく、一直線上に配置される。

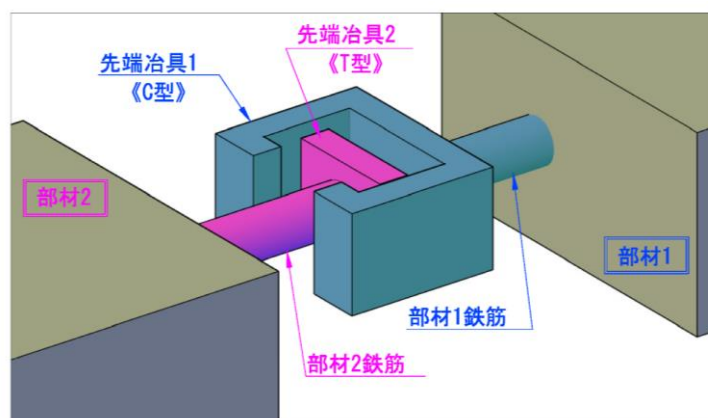


図-4.3 継手構造 B の治具概要

なお、本構造では、図-4.4 のように、プレキャスト部材の上下への移動によりお互いの治具を嵌合させることができる。

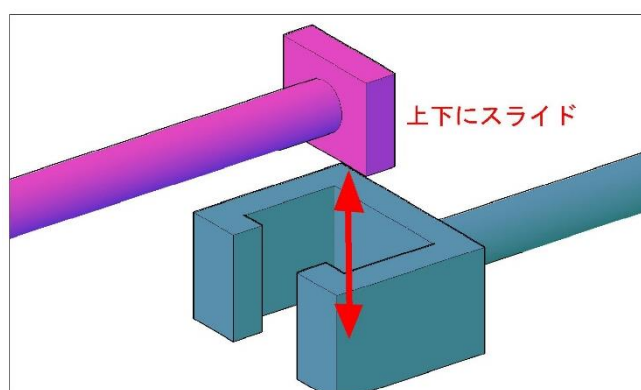


図-4.4 継手構造 B における嵌合方法

(3) 要求性能と評価事項

新継手を道路橋床版の床版間接合に採用するため構成要素である間詰め材や先端治具の仕様選定、継手単体や版部材等への適用に向けた構造性能を評価するための要素実験を行った。各部位への要求性能と評価事項の概要を 表-4.1 に示す。

表-4.1 各要素実験による性能評価事項

構成要素 部位	要求性能	要素実験 の名称	評価事項の概要	備考
■継手単体の基本性能の評価				4.3 に記載
間詰め材	<ul style="list-style-type: none"> 流動性がよい 高強度，高靱性 無収縮である 耐久性が高い 	間詰め材 選定試験	新鉄筋継手において，先端治具同士の嵌合時のクリアランスが小さいこと，継手構造の構成部材の一部であることから，フレッシュ性状ならびに発現強度を基に補強繊維の仕様選定する。	4.3.1 に記載
継手単体 ・間詰め材 ・先端治具	<ul style="list-style-type: none"> 引張力に対して十分な伝達性能を有する 	継手単体の 引張試験	床版間接合への採用を目指した鉄筋継手を考えているため，引張力の伝達性能が必要である。鉄筋の規格引張強度以上の引張耐力を有するように，先端治具の仕様と間詰め材の仕様の組合せを選定する。	4.3.2 に記載
■床版接合部としての静的耐力の評価				4.4 に記載
版部材	<ul style="list-style-type: none"> 一般部と同程度以上の曲げ耐力を有する 目地部での目開きが小さい 	床版接合部 曲げ試験	道路橋床版は，鋼桁に支持された版部材であり，輪荷重等による曲げモーメントの作用が支配的な部材である。そこで，版部材の接合部への適用性を確認するため，静的曲げ載荷試験により曲げ耐力や目地部での目開きを評価した。	4.4.1 に記載
	<ul style="list-style-type: none"> 一般部と同程度以上のせん断耐力を有する 目地部での段差が小さい 	床版接合部 せん断試験	輪荷重による作用せん断力に対して十分なせん断耐力を有することを静的せん断載荷試験によりせん断耐力と目地部でのずれ量（段差）を評価した。	4.4.2 に記載
■道路橋床版としての耐疲労性の評価				
版部材 (道路橋床版)	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋床版としての耐疲労性を有すること 	輪荷重走行 試験	道路橋床版は，輪荷重の繰返し作用や輪荷重の移動による疲労劣化が顕著に現れる部材である。そのため，輪荷重走行試験機を用いて，新継手の耐疲労性の評価を行った。	付属 資料 に記載

4.3 新継手の基本性能試験

4.3.1 間詰め材の基本性能試験

新鉄筋継手は、嵌合する先端治具同士に対して間詰め材を充填することにより、鉄筋同士を接合すると同時に、先端治具周囲の接合部の間詰め作業も行うものである。鉄筋継手に引張力が作用した際に、間詰め材を介してはいるが、先端治具同士が支圧作用で引張力を伝達する分と、鉄筋や先端治具と周囲の間詰め材の付着をもとに間詰め材を介して反対側の先端治具および鉄筋に伝達される分の2種類が想定される。後者においては、先端治具周囲の間詰め部で局所的に比較的大きな引張力が作用すると考えられる。これらの効果の程度、分担に関しては、今後の継手単体の引張試験で検討するが、本章では、新継手への適用に向けて補強繊維を含む間詰め材の材料選定のための基本試験を行った。

(1) 間詰め材の要求性能

(i) 強度

接合部の間詰め材に要求される圧縮強度は、プレキャスト床版の躯体と同等以上が基本とされる。そこで、通常の道路橋プレキャストPC床版では、設計基準強度を 50N/mm^2 で設計されている実績が多い。また、使用する間詰め材料は、単なる接合部の間詰め材でなく、先端治具を介した鉄筋同士の継手構造の一部を構成するため、その重要度は高く、高強度材料であることが望ましいと考える。

(ii) フレッシュ性状

先端治具の隙間（クリアランス）や小さい接合部の中に打込む（充填する）ため、流動性とその保持時間、可使時間は重要である。特に本鉄筋継手では補強繊維入りの間詰め材を検討しているため、繊維混入後の流動性を確保する必要がある。

そこで、JIS R 5201[1] を参考とした0打フローを実施し、180mm以上を確保できることを目標とする。

(iii) 無収縮性

接合部ならびに先端治具間の接合箇所は、狭隘な箇所である。また、新鉄筋継手の引張伝達機構は、その間詰め材を介して行われることから、材料の収縮が悪影響を与える可能性が高い。また、収縮による打継目での目開きも考えられる。そこで、間詰め材は無収縮材料、もしくは膨張材を添加し、収縮しないことを担保できる材料を選定する。そこで、新鉄筋継手の間詰め材は高強度の無収縮モルタルを基本とした。

(iv) 凍結融解抵抗性（本研究の対象外とした）

道路橋床版での適用を考えた場合、寒冷地での使用も想定される。そのため、材料自体の凍

結融解に対する抵抗性を検証することが望ましい。間詰め材に高強度な無収縮モルタルを基本としているため、通常のコンクリートより凍結誘拐抵抗性は高いと想定され、材料としての凍結誘拐抵抗性は研究の対象外とした。

(v) 塩化物イオンの侵入抵抗性（研究の対象外とした）

寒冷地で使用された場合、一般的に道路橋床版では凍結防止剤を散布されることが多い。使用する間詰め材は、高強度の無収縮モルタルであることから、構造が緻密であり、そのままの利用でも塩化物イオンの侵入抵抗性は高いと考えられる。そこで、研究では、構造的な性能評価にとどめ、耐久性に関しては研究の対象外とした。

(2) 試験材料

(i) 間詰め材の主材料

圧縮強度ならびに無収縮性を考慮し、高強度の無収縮モルタルを基本とした。なお、高強度の無収縮モルタルは、構造が緻密なため、一般的に凍結融解抵抗性や塩化物イオンの侵入抵抗性は高いと想定される。基本材料は、プレューロックス UHS（太平洋マテリアル）とし、その基本特性を表-4.2 に示す。

表-4.2 プレューロックス UHS（太平洋マテリアル）

試験温度 (°C)	練混ぜ水量 (kg/袋)	テーブルフロー値 (mm)	(参考値) J14漏斗落下値 (秒)	ブリーディング率 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)				
					1日	3日	7日	28日	91日
30	4.5	330	7.3	0.0	52.2	112.5	116.5	131.6	133.4
	4.3	320	11.9	0.0	58.5	114.3	117.9	132.3	134.0
	4.1	292	15.9	0.0	63.6	116.5	120.5	135.6	139.1
20	4.6	345	8.0	0.0	42.7	56.9	104.5	124.0	127.5
	4.4	325	10.5	0.0	43.1	58.2	107.6	125.1	130.2
	4.2	306	16.5	0.0	49.1	65.1	112.9	130.2	135.5
5	4.6	352	12.6	0.0	12.9	44.7	46.9	83.5	132.3
	4.4	342	17.7	0.0	12.8	47.6	53.5	84.5	134.7
	4.2	316	25.3	0.0	13.4	49.4	55.8	82.7	139.7

ただし、低温時には強度発現が遅くなるため、配慮する必要がある。

(ii) 補強繊維

無収縮モルタルに混入する補強繊維の仕様を表-4.3 に示す。

表-4.3 補強繊維の概要

	繊維仕様		材料特性				
	繊維径 (mm)	繊維長 (mm)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	破断伸び (%)	密度	融点 (°C)
極細鋼繊維 φ0.16×6	0.16	6	2800	200	3~4	7.85	>500
極細鋼繊維 φ0.16×9	0.16	9	2800	200	3~4	7.85	>500
ビニロン繊維 クラテック RFS400×6	0.2	6	975	27	9.0	1.3	150~ 230
ビニロン繊維 クラテック RFS400×12	0.2	12	975	27	9.0	1.3	150~ 230

(3) 試験ケース

間詰め材選定試験の試験ケースを表-4.4 に示す。

表-4.4 試験ケース一覧

ケース	繊維		混入量 (vol%)	フレッシュ性状試験			強度試験	
				流動性 試験	モルタル フロー	単位容積 質量	圧縮 強度	曲げ タフネス
1	繊維無		0.0	○	○	○	○	—
2	鋼繊維	極細鋼繊維 φ0.16×6	0.5	○	○	○	○	○
3			1.0	○	○	○	○	○
4			1.5	○	○	○	○	○
5		極細鋼繊維 φ0.16×9	0.5	○	○	○	○	○
6			1.0	○	○	○	○	○
7			1.5	○	○	○	○	○
8			PVA 繊維 (ビニロン)	クラテック RFS400×6	0.5	○	○	○
9	1.0	○			○	○	○	○
10	1.5	○			○	○	○	○
11	クラテック RFS400×12	0.5		○	○	○	○	○
12		1.0		○	○	○	○	○
13		1.5		○	○	○	○	○

(4) 試験方法

試験方法は表-4.5 に示す規準を基にして実施する。

表-4.5 試験項目の一覧

試験項目	試験方法
フレッシュ性状	
J14 漏斗流下試験	・ JSCE-F541-2013[2]に準拠
0 打モルタルフロー	・ JIS R 5201[1]を参考に 0 打フローを実施。
単位容積質量	・ JIS A 1116[3]に準拠
硬化性状	
圧縮強度試験	・ JIS A 1108[4] に準拠
曲げタフネス試験	・ JSCE-G552-2013[2]に準拠

(5) 試験結果

(i) 試験結果一覧

実施した試験結果の一覧を表-4.6 に示す。

表-4.6 材料試験の試験結果一覧

No.	材料・練混ぜ 条件							バッチ数	フレッシュ (練上り) 性状						圧縮強度試験		曲げタフネス試験								
	繊維の種類と混入量				1バッチ(13L)の計量値				J ₁₄ ロート(sec)		0打ブロー(mm)				単質	温度	模型通過状況	〔28日〕(N/mm ²)		最大荷重(kN)		曲げ強度(N/mm ²)		曲げじん性係数(N/mm ²)	
	繊維の種類	長さ	混入量	密度	水	粉体	繊維		各試験体	平均Ave	各試験体	各試験体	平均Ave	各試験体				平均Ave	各試験体	平均Ave	各試験体	平均Ave	各試験体	平均Ave	各試験体
															各試験体	平均Ave	各試験体								
0	—	—	—	—	4.4	1袋	—	1	18" 36	18.6	294×284	289	289	2.210	29.3	○	—	—	—	—	—	—			
1	—	—	—	—	4.6	—	—	1	12" 64	12.02	327×325	326	336	2.207	28.5	—	126	123	—	—	—	—			
									10" 24		354×353	353.5		2.209	27.9		123								
									12" 36		329×325	327		2.209	28.5		○						121		
2	—	0.5%	—	—	4.6	0.510	—	1	10" 67	11.6	322×320	321	331	2.234	28.4	—	121	119	42.3	99.14	90.6	4.07	3.34		
									11" 19		345×338	341.5		2.218	28.2		121		35.89	84.12		2.85			
									11" 81		330×329	329.5		2.222	28.3		○		116	37.72		88.41		3.12	
3	鋼繊維	6mm	1.0%	—	4.6	1.021	—	1	10" 91	12.16	333×332	332.5	329	2.229	28.1	—	115	120	39.42	92.39	87.8	4.16	4.58		
									11" 63		332×328	330		2.250	28.3		122		38.31	89.79		5.05			
									12" 55		326×325	325.5		2.250	28.7		○		124	34.85		81.21		4.54	
4	—	1.5%	—	—	4.6	1.531	—	1	13" 55	12.88	314×301	307.5	318	2.281	29.1	—	114	114	40.99	96.07	100.5	7.82	7.99		
									11" 75		328×325	326.5		2.279	28.6		117		46.03	107.88		7.80			
									11" 88		320×319	319.5		2.287	28.0		○		111	41.85		97.82		8.37	
5	—	0.5%	—	—	4.4	0.510	—	1	21" 03	18.63	282×280	281	285	2.206	28.7	—	117	115	44.46	104.2	102.3	4.88	4.88		
									18" 27		297×297	297		2.218	28.2		112		43.02	100.83		4.42			
									18" 23		298×297	297.5		2.207	28.9		○		115	43.41		101.74		4.70	
6	鋼繊維	6mm	1.0%	—	4.4	1.021	—	1	23" 01	19.72	263×263	263	270	2.237	28.0	—	111	113	42.89	100.52	98.9	7.24	8.37		
									19" 55		243×243	243		2.228	28.6		117		42.82	100.36		9.66			
									15" 74		304×302	303		2.246	28.8		○		110	40.86		95.77		8.22	
7	—	1.5%	—	—	4.4	1.531	—	1	21" 78	23.05	281×255	258	282	2.275	28.7	—	110	111	40.01	93.77	104.8	9.88	10.2		
									22" 13		273×270	271.5		2.271	28.5		111		52.11	122.13		12.1			
									23" 97		287×256	256.5		2.291	28.5		111		41.78	97.82		9.48			
8	—	0.5%	—	—	4.4	0.085	—	1	18" 60	19.18	318×315	315.5	291	2.156	28.2	—	112	111	43.02	100.83	100.9	0.23	0.248		
									18" 68		288×285	286.5		2.170	27.5		110		44.46	104.2		0.27			
									18" 85		271×270	270.5		2.185	27.5		○		110	41.71		97.76		0.24	
9	PVA繊維	6mm	1.0%	—	4.4	0.169	—	1	20" 16	19.47	281×280	280.5	300	2.174	27.6	—	107	108	46.55	109.1	106.4	4.82	5.88		
									19" 57		307×306	306.5		2.153	27.9		108		44.06	103.27		6.38			
									18" 12		314×310	312		2.201	27.8		○		109	45.83		106.95		6.37	
10	—	1.5%	—	—	4.4	0.254	—	1	22" 97	21.93	274×272	273	279	2.191	28.0	—	102	105	37.33	87.49	90.9	3.14	3.18		
									23" 17		282×282	282		2.177	27.8		106		40.99	96.07		3.26			
									18" 54		286×280	283		2.185	27.8		○		106	37.88		88.02		3.07	
11	—	0.5%	—	—	4.4	0.085	—	1	26" 73	20.54	306×302	304	314	2.208	27.8	—	109	107	44.72	104.81	106.6	3.89	4.05		
									14" 70		320×318	319		2.215	27.5		107		45.24	106.03		3.97			
									18" 74		319×316	317.5		2.209	27.3		○		104	46.48		108.94		4.29	
12	PVA繊維	12mm	1.0%	—	4.4	0.169	—	1	20" 80	21.21	285×282	283.5	300	2.205	27.5	—	101	104	39.23	91.85	94.8	3.85	3.84		
									21" 09		305×305	305		2.207	27.4		108		43.28	101.44		4.18			
									21" 09		310×310	310		2.210	27.8		○		104	38.83		91.01		3.50	
13	—	1.5%	—	—	4.4	0.254	—	1	20" 18	19.59	308×300	304	305	2.191	27.5	—	109	108	42.5	99.61	95.6	4.36	3.72		
									19" 53		304×301	302.5		2.199	27.2		106		39.55	92.7		3.03			
									18" 35		310×308	308		2.201	27.3		○		110	40.34		94.55		3.77	

(ii) フレッシュ性状

0打フローとJ₁₄ロートによるフロータイムの結果をそれぞれ図-4.5, 図-4.6に示す. 単位水量はCASE2~4(鋼繊維 繊維長6mm)のケースでは若干多いが傾向として大きく影響を与えていないと思われる. また, CASE13(PVA繊維, 繊維長12mm, 混入率1.5%)は若干その他のプロットから外れており, 参考値とする. いずれの補強繊維の場合でも, 繊維混入率が増加するにしたがって0打フローは若干ながら低下し, J₁₄ロートによるフロータイムは増加する傾向にある.

検討する補強繊維の仕様の範囲では, 0打フローは, 全ての仕様において目標とした180mmを大きく上回っていることがわかる.

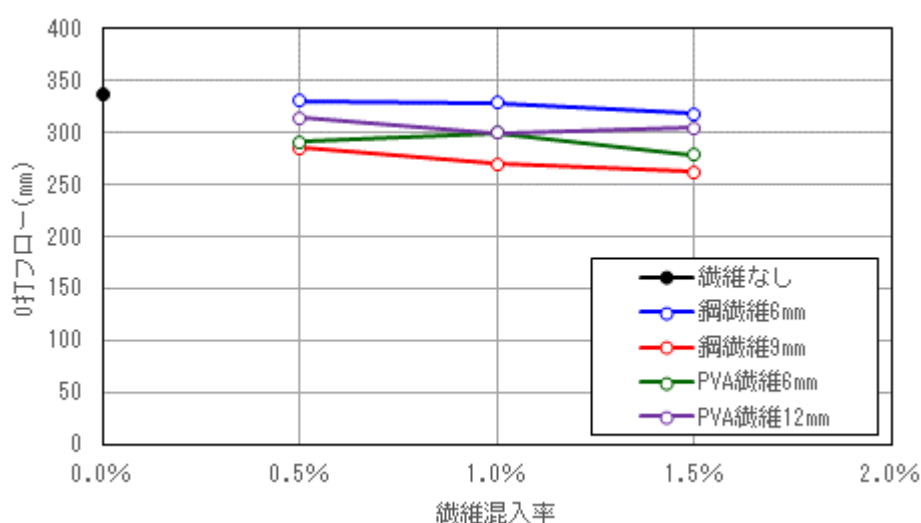


図-4.5 繊維混入率と0打フロー

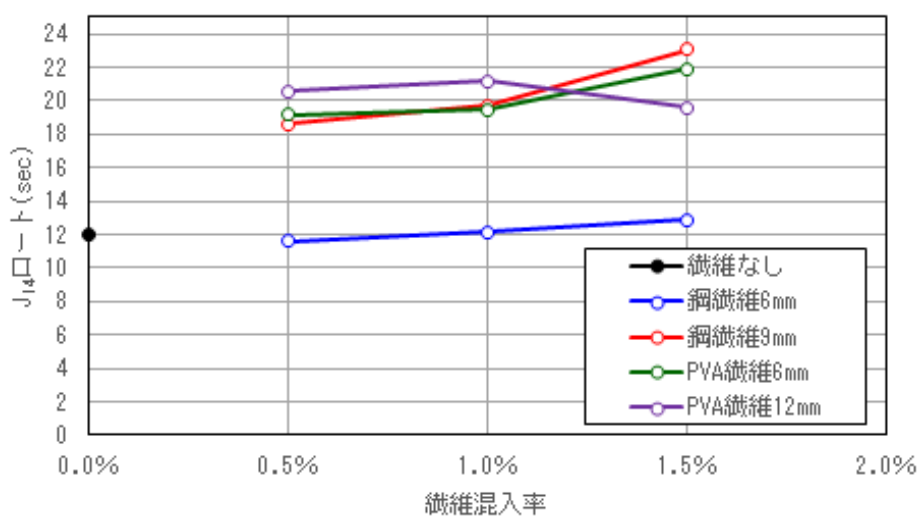


図-4.6 繊維混入率とフロータイム

また、フレッシュ性状の試験を行う際に、写真-4.1 に示すように継手構造 A を模擬した先端治具間の狭隘な箇所を切り出した簡易モデルを作成し、治具周辺への間詰め材の流動性を観察した。ほとんどのケースで流動性について問題はなさそうであったが、鋼繊維（繊維長 9 mm、混入率 1.5%）のケースでのみ、若干鋼繊維が先端治具に引っ掛かるような挙動が見られており、充填性に若干の懸念が感じられた。そのため、補強繊維の仕様からは除外した。

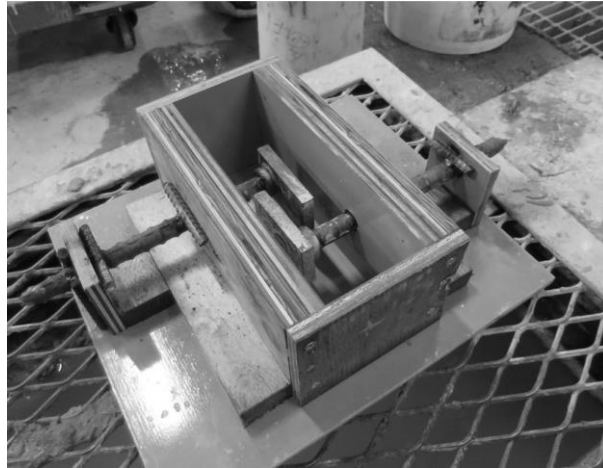


写真-4.1 先端治具周りの模型を使用した充填性の確認

(iii) 強度試験結果

圧縮強度（材齢 28 日）と曲げ強度の結果をそれぞれ図-4.7, 図-4.8 に示す。CASE13（PVA 繊維，繊維長 12 mm，混入率 1.5%）は，前述のフレッシュ性状時と同様にその他のプロットから外れており，参考値とした。圧縮強度は，いずれの補強繊維においても繊維混入量の増加とともに若干低下する傾向がある。ただし，いずれの場合も 100N/mm^2 以上の強度発現をしており，繊維の使用による有意な差はないと判断した。また，曲げ強度に関しては，いずれの補強繊維に対する繊維混入量による顕著な増減は認められず，ほぼ横ばいと判断できる。

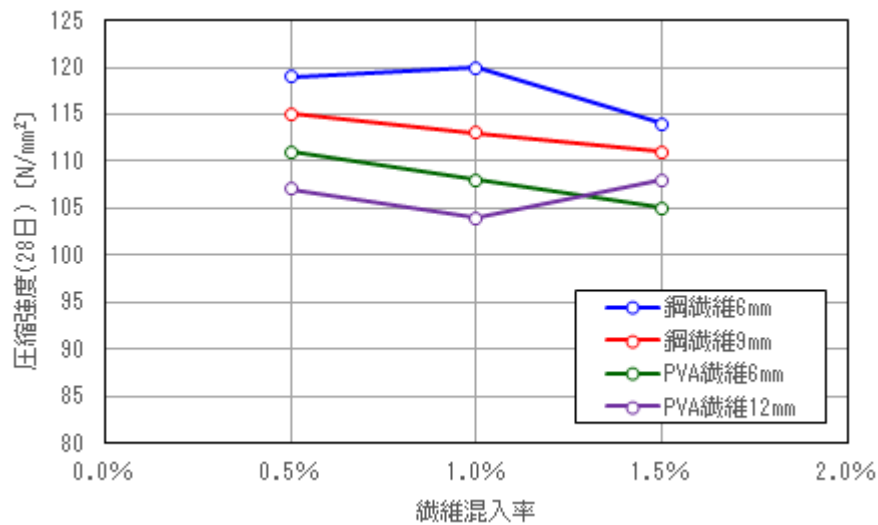


図-4.7 繊維混入率と圧縮強度

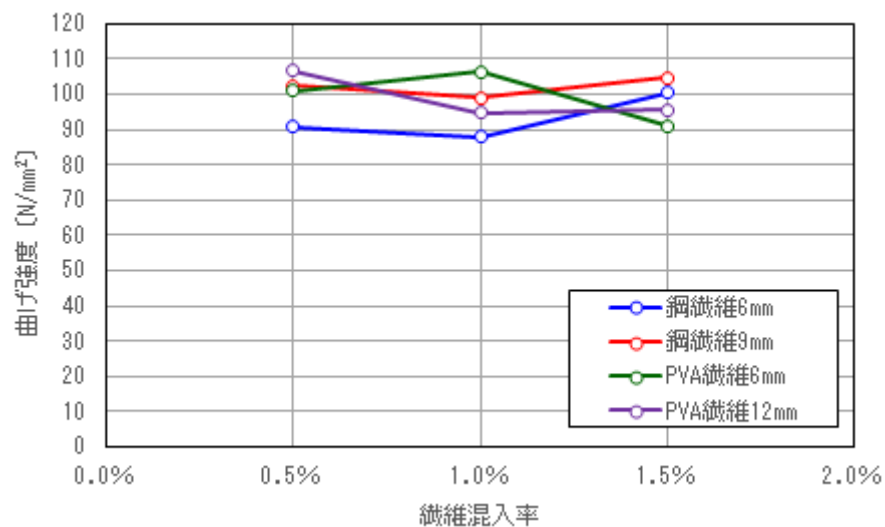


図-4.8 繊維混入率と曲げ強度

次に、曲げタフネス試験について、表-4.7、表-4.8 示す。

表-4.7 曲げタフネス試験結果（鋼繊維）

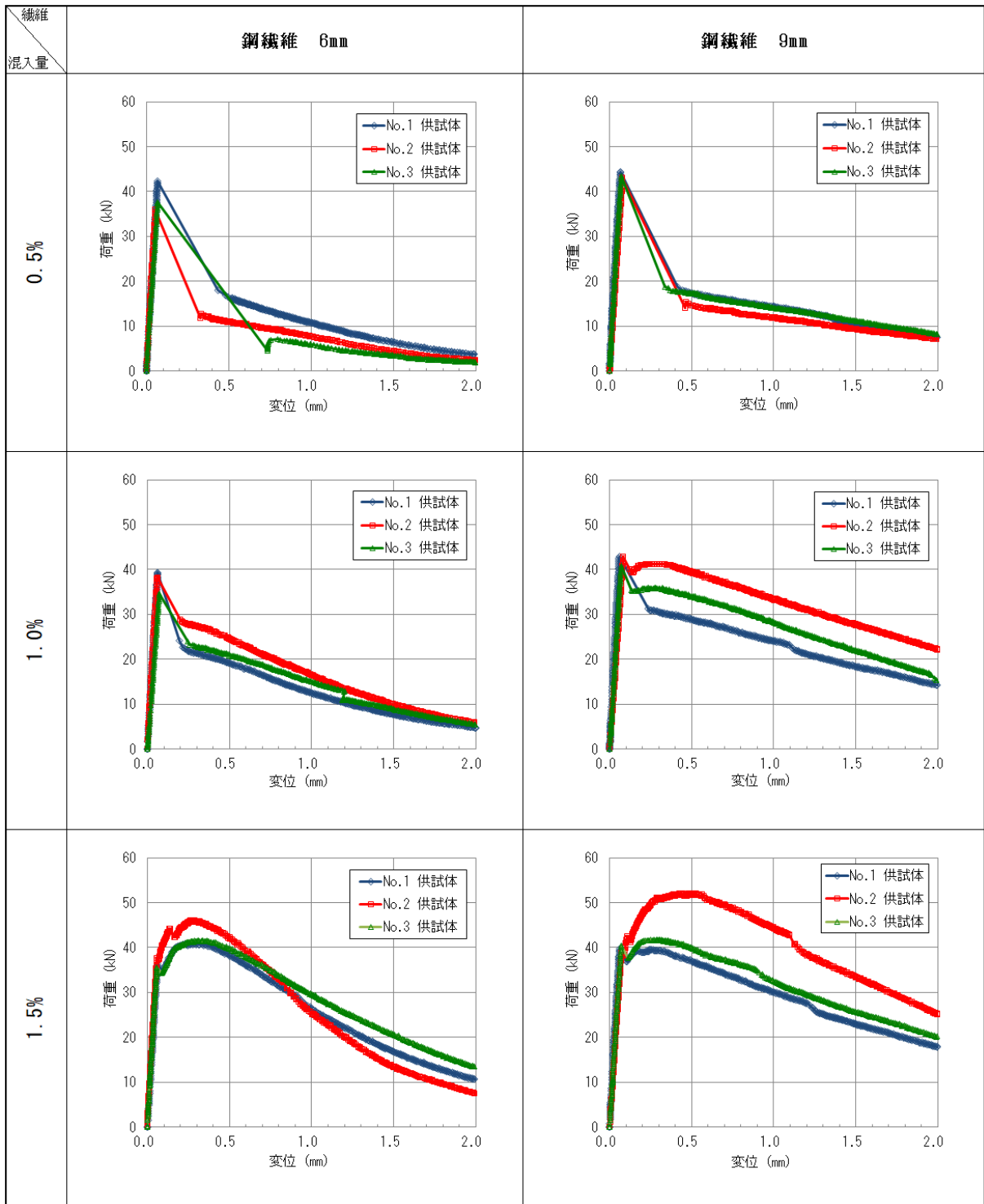
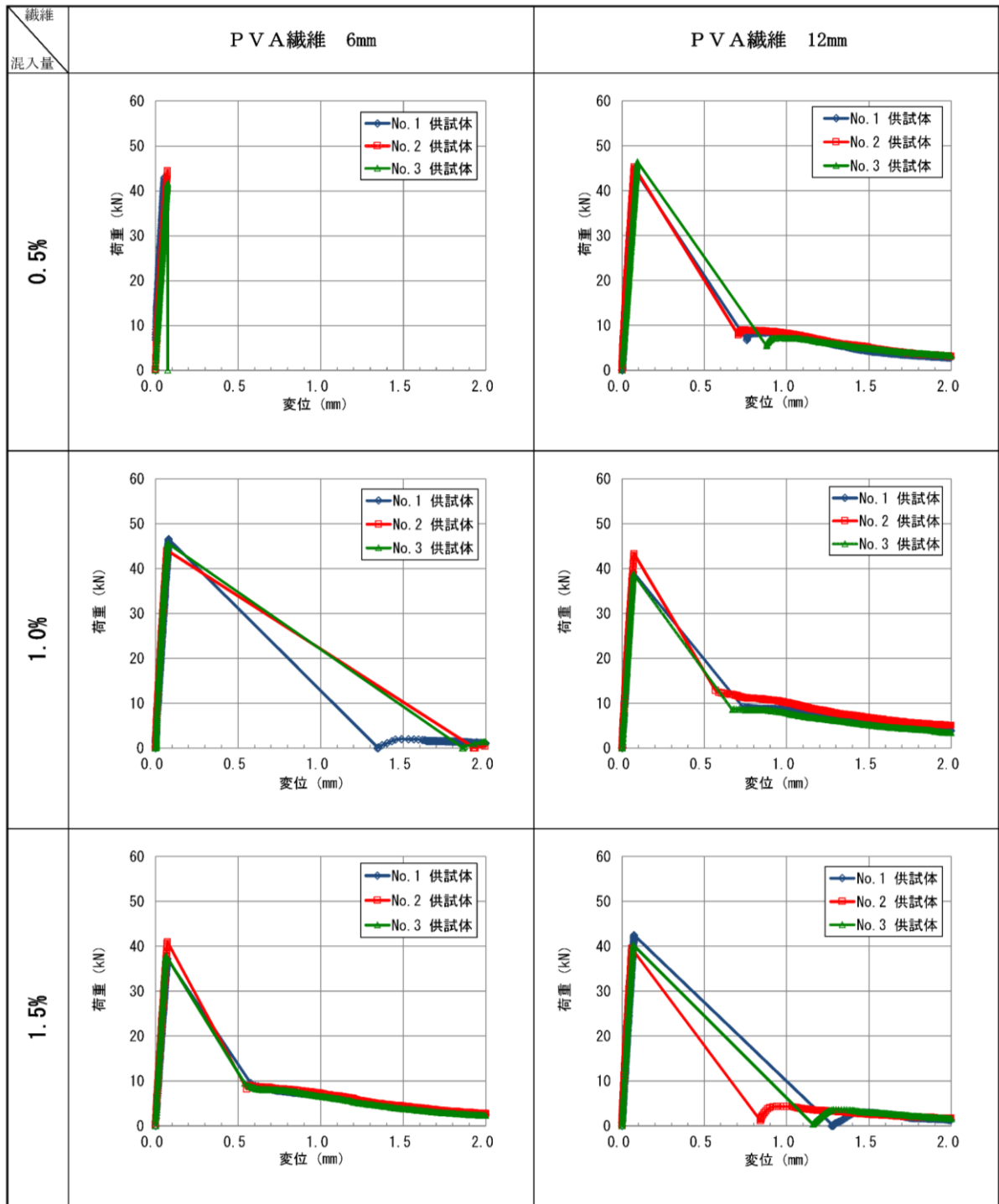


表-4.8 曲げタフネス試験結果 (PVA 繊維)



これらの曲げタフネス試験の結果から、繊維混入率と曲げじん性係数の関係を図-4.9 に示す。PVA での試験結果にバラツキはあるものの、鋼繊維については繊維混入率の増加に伴い、曲げじん性係数も増加していることがわかる。補強繊維が鋼繊維であれば、繊維混入率の増加により曲げじん性係数を効率的に高めることが可能と考えられる。

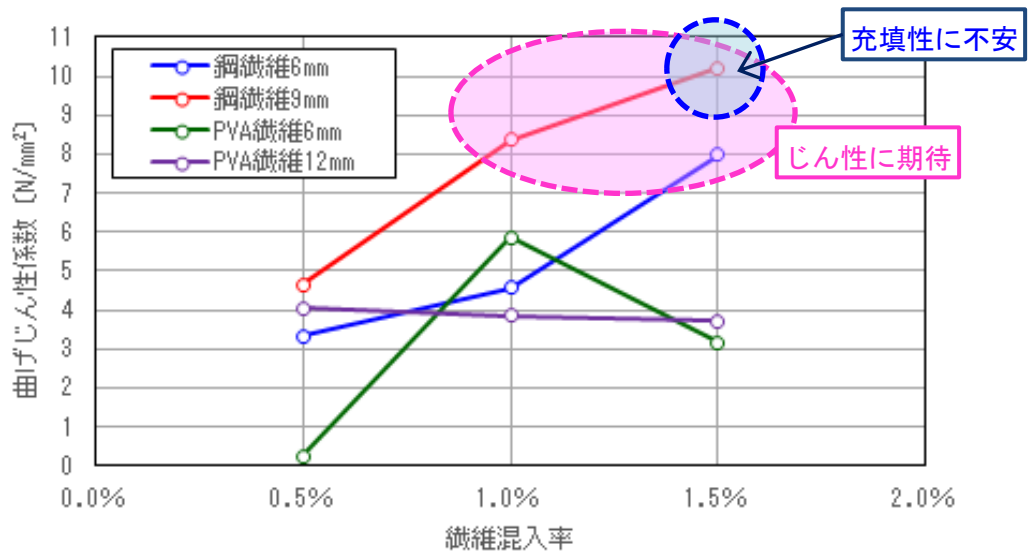


図-4.9 繊維混入率と曲げじん性係数

(6) 補強繊維の仕様の選定

新鉄筋継手を適用する場合、間詰め材は先端治具間で継手自体を構成する部材であるとともに、鉄筋に引張力が作用した際に外周部を囲んでいるため先端治具の変形を拘束する役割もある。このような役割を考慮すると、間詰め材には引張力に対する抵抗性が求められる。間詰め材に引張抵抗を期待する場合、曲げじん性係数が高めの補強繊維を選択するべきと考えられ、打込み時の流動性と併せて考えると、鋼繊維の繊維長 6mm で混入率 1.5%、もしくは鋼繊維の繊維長 9mm で混入率 1.0%の 2 種類が有力と考えられる。

(7) 今後の課題

(i) 補強繊維の配向性の影響の確認

先端治具間のクリアランスは非常に狭隘な空間である。そのため、間詰め材の補強繊維の仕様選定では、繊維長を短く設定した。充填性については暫定的に縮小モデルを用いて確認したが、部分的な繊維量や配向性の偏りについて斑が出る可能性はある。また、それらが引張強度へ及ぼす影響についても、継手単体の引張試験で各試験ケースを 1 回ずつしか実施していない状況である。今後更にデータを蓄積し、整理していくことが大切である。

(ii) 急速施工に順応可能な強度発現

コンクリート材料は、現段階で早強性を要求しておらず、高強度な無収縮材料であることを必要最低限の要求事項とした。しかしながら、適用箇所に施工時間の制約などがある場合は急速施工を行う必要があり、間詰め材の打込みにおいても材料の可使時間と早期強度発現の要求事項を考慮しつつ、硬化促進剤の混入等の検討を進めていく必要がある。

4.3.2 継手単体の引張試験

(1) 実験目的

新継手構造を道路橋プレキャスト床版に適用する場合、活荷重等の作用による曲げ引張が主な作用状態となる。そこで、新しい鉄筋継手構造（継手構造 A および B）の耐荷機構ならびに静的引張耐力を確認するために、接合部の位置で一組の鉄筋継手を有する形状で切り出した試験体を製作し、引張試験を行った。

(2) 評価事項

実験における耐荷性の評価事項と判定方法について、表-4.9 に示す。

表-4.9 継手単体の引張試験における評価事項

No	評価事項	判定基準・測定事項 等
1	設計荷重作用時*における継手の変状	設計荷重作用時の鉄筋に作用する引張力に対して大きな変状は生じないこと。
2	継手の引張耐力	鉄筋同等以上の引張耐力を有すること。 (鉄筋の規格引張強度以上の引張耐力を保持すること)

※：設計荷重作用時として、鉄筋の引張応力度が道路橋床版の許容引張応力度の上限値として推奨されている 120N/mm^2 が生じる状態を想定した[5]。

(3) 試験ケース

対象とする鉄筋継手は、間詰め材を介して 2 本の鉄筋を一体化させる構造である。そこで、継手性能に影響を及ぼす要素として以下の事項に留意して試験ケースを設定した。

- ・鉄筋の仕様 : SD345, D19
- ・先端治具の仕様 : 形状や材質
- ・間詰め材のモルタル強度 : 間詰め材を 1 種類に固定（選定時の通り）
- ・補強繊維の仕様 : 鋼繊維を基本とするが、PVA 繊維でも実施
- ・複数の継手の相対的な配置 :

図-4.10 に示すように、プレキャスト部材内の幅方向で、鉄筋継手治具の配置が横方向に直線的に配置される場合（以下、イモ配置）や直線からずれた配置にした場合（以下、千鳥配置）が考えられる。

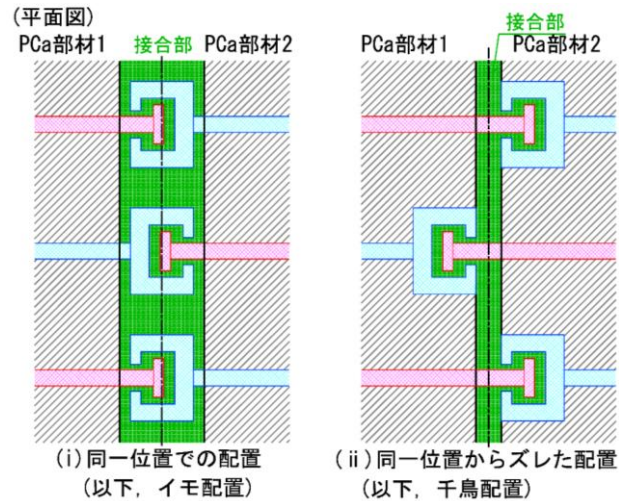


図-4.10 鉄筋継手配置の概要

・継手箇所の側方における拘束条件

図-4.11 に示すように、プレキャスト部材内の幅方向で、対象とする鉄筋継手治具の位置により側方の拘束状態が異なる。中央付近に配置された鉄筋では隣接する鉄筋および継手との境界部で押し引きのバランスがとれており、境界部で拘束されている状態であるのに対し、最外縁に配置された鉄筋および継手には、側方のかぶりコンクリートしかない状態であるため未拘束状態といえる。

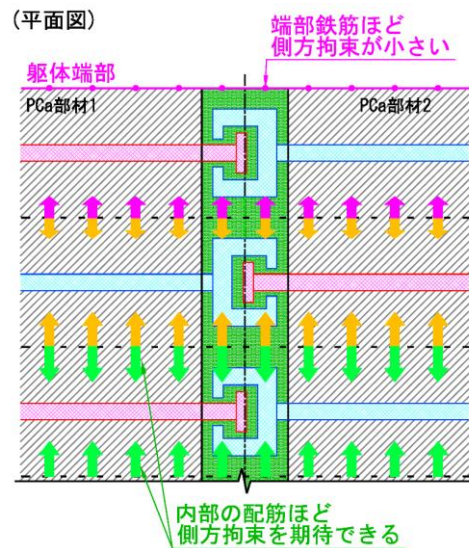


図-4.11 側方の拘束条件

これらの影響要因を考慮しつつ、以下のようなシリーズに分けて、段階的に継手性能について評価を進めた。

表-4.10 シリーズ1：鉄筋継手としての構造成立性の評価

影響要素	実験におけるパラメータ
先端治具 (仕様)	<ul style="list-style-type: none"> ・継手なし(貫通鉄筋)を基準として実施。 ・継手構造 A ならびに継手構造 B で各 1 種類の仕様で実施。 [継手構造 A ならびに継手構造 B(C₁型)とした]
補強繊維の 仕様	<ul style="list-style-type: none"> ・補強繊維の有無の影響の確認。 ・補強繊維が有のケースは以下の 1 種類とした。 [鋼繊維 φ0.16mm, 繊維長 6mm, 混入率 1.0vol%]
側方拘束	<ul style="list-style-type: none"> ・継手位置の側方拘束状態による比較 側方拘束なし 側方拘束あり

表-4.11 シリーズ2：継手仕様の決定

影響要素	実験におけるパラメータ
先端治具 (仕様)	<ul style="list-style-type: none"> ・シリーズ1の結果に応じた仕様の変更 [継手構造 B に限り, 継手構造 B(C₂型)として実施.]
複数の継手の 相対的な配置	<ul style="list-style-type: none"> ・継手適用時の継手配列による比較(2種類) 継手配置を平面的に同一位置に配置(イモ配置) 継手配置を平面的にズラした配置(千鳥配置)
補強繊維の 仕様	<ul style="list-style-type: none"> ・シリーズ1の結果から, 補強繊維を基本とした。 ・補強繊維の仕様(繊維の仕様, 混入率)をパラメータ

ここに、継手構造 B における C 型治具の仕様の修正事項について示す。

シリーズ 1 では、あくまでも新鉄筋継手としての成立性を確認することを目的として実施し、嵌合する先端治具の内部ならびに外周を間詰め材で一体化させた構造であり、間詰め材の拘束効果を正確に判断することは困難と考えたため、先端治具 (C 型) の板厚も一律 12mm、材質を SM490 とした仕様 (C₁ 型治具) で試験を実施した。

後述する通り、シリーズ 1 で実施した継手単体の引張試験結果では、すべてのケースで C₁ 型治具が大変形し、T 型治具が抜け出して破壊した。これらの現象は、使用した先端治具のうち、C₁ 型治具 (SM490、板厚を一律 12mm) の剛性が小さいことに起因すると考えられた。そこで、シリーズ 2 に移る際に、図-4.12 に示すように、周囲の間詰め材の付着や拘束効果はモデルに反映させずに、C 型治具 (鋼材) のみをモデル化した梁モデルを用いて弾性計算を行った。そして、C 型治具の引掛かり部に鉄筋の規格降伏強度レベルの引張荷重が直接作用しても C 型治具が先行して降伏しないように見直した結果、C₂ 型治具 (部材厚 12~22mm、材質を SM570) に変更した。

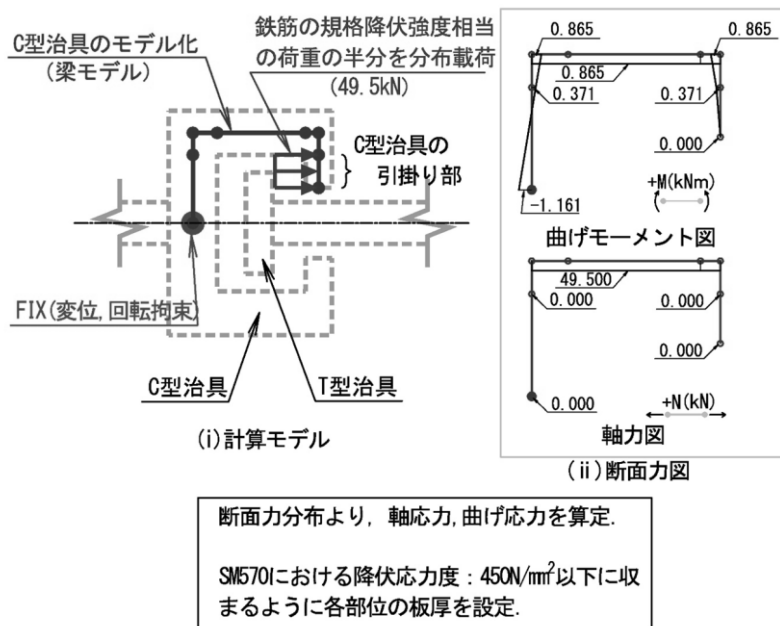


図-4.12 C 型治具の修正に向けた計算概要

実施した継手単体の引張試験ケースを表-4.12 に示す。

表-4.12 引張試験 実施ケース一覧

実験ケース	継手仕様					継手配置	接合部の補強繊維			側方拘束
	継手形式	先端治具			繊維種類		繊維長 (mm)	混入率 (%)		
シリーズ 1	CASE1	貫通鉄筋	—			(貫通)	鋼繊維	6	1	無
	CASE2	継手 A	P 型	—	P 型	(イモ)	無			有
	CASE3	継手 A	P 型	—	P 型	(イモ)	鋼繊維	6	1	有
	CASE4	継手 A	P 型	—	P 型	(イモ)	鋼繊維	6	1	無
	CASE5	継手 B	C ₁ 型	—	T 型	イモ	無			有
	CASE6	継手 B	C ₁ 型	—	T 型	イモ	鋼繊維	6	1	有
	CASE7	継手 B	C ₁ 型	—	T 型	イモ	鋼繊維	6	1	無
シリーズ 2	CASE8	継手 B	C ₂ 型	—	T 型	イモ	鋼繊維	6	1	有
	CASE9	継手 B	C ₂ 型	—	T 型	イモ	鋼繊維	6	1.5	有
	CASE10	継手 B	C ₂ 型	—	T 型	イモ	鋼繊維	9	1	有
	CASE11	継手 B	C ₂ 型	—	T 型	イモ	有機繊維	12	1.5	有
	CASE12	継手 B	C ₂ 型	—	T 型	千鳥	鋼繊維	6	1	有

(4) 試験体

試験体に用いた鉄筋は D19 (SD345) の 1 種類とし、先端治具の材質は、SM490, SM570 を使用した。また、プレキャスト部材を模擬したコンクリートの目標強度は、道路橋 PC 床版を想定して 50N/mm²、接合部の間詰め材には無収縮モルタルを適用し目標強度を 80N/mm² とした。

試験時の材料試験の結果を表-4.13, 表-4.14 に示す。また、間詰め材に混入した補強繊維の仕様を表-4.15 に示す。

表-4.13 使用したセメント系材料の材料特性

	材料種類	仕様	力学特性(N/mm ²)		
			ヤング係数	圧縮強度	曲げ靱性係数
シリーズ 1	コンクリート (模擬床版)	C40-早強-20mm-12cm	—	48.7	—
	無収縮 モルタル (間詰め部)	繊維なし	3.30×10 ⁴	113	—
		鋼繊維 径φ0.16mm,長さ6mm (混入率1.0vol%)	3.35×10 ⁴	109	3.89, 4.26
シリーズ 2	コンクリート 模擬床版)	C40-早強-20mm-12cm	—	52.1	—
	無収縮 モルタル (間詰め部)	鋼繊維 径φ0.16mm,長さ6mm (混入率1.0vol%)	3.23×10 ⁴	117	4.44
		鋼繊維 径φ0.16mm,長さ6mm (混入率1.5vol%)	3.15×10 ⁴	114	5.51
		鋼繊維 径φ0.16mm,長さ9mm (混入率1.0vol%)	3.21×10 ⁴	107	6.29
		PVA 繊維 径φ0.2mm,長さ12mm (混入率1.5vol%)	2.96×10 ⁴	103	3.46

表-4.14 使用した鋼材の材料特性

	材料種類		仕様	力学特性(N/mm ²)		
				ヤング係数	降伏強度	引張強度
シリーズ 1	先端治具	P型,C ₁ 型,T型	SM490	1.91×10 ⁵	354	540
	鉄筋	D19	SD345	1.80×10 ⁵	387	556
シリーズ 2	先端治具	T型	SM490	2.07×10 ⁵	352	528
		C ₂ 型	SM570	2.12×10 ⁵	493	586
	鉄筋	D19	SD345	1.77×10 ⁵	383	555

表-4.15 補強繊維の仕様

	繊維径 (mm)	繊維長 (mm)	密度	力学特性(N/mm ²)	
				ヤング係数	引張強度
鋼繊維	0.16	6	7.85	200,000	2,800
	0.16	9	7.85	200,000	2,800
PVA 繊維	0.2	12	1.3	27,000	975

なお、継手の先端治具と鉄筋の結合方法は、摩擦圧接とした。

試験体製作は、実施工での作業の流れに準じて行った。まず、先端治具を鉄筋に結合後、プレキャスト部材を模擬したコンクリート部分の型枠から先端治具を突出させた状態で所定の位置に固定し、コンクリートを打込み・養生した。その後、各コンクリート部材から突出した先端治具同士を嵌合させて配置し、接合部の外周に型枠を組み立てて、間詰め材の無収縮モルタルを打込み・養生した。

試験体の形状寸法を図-4.13に示す。

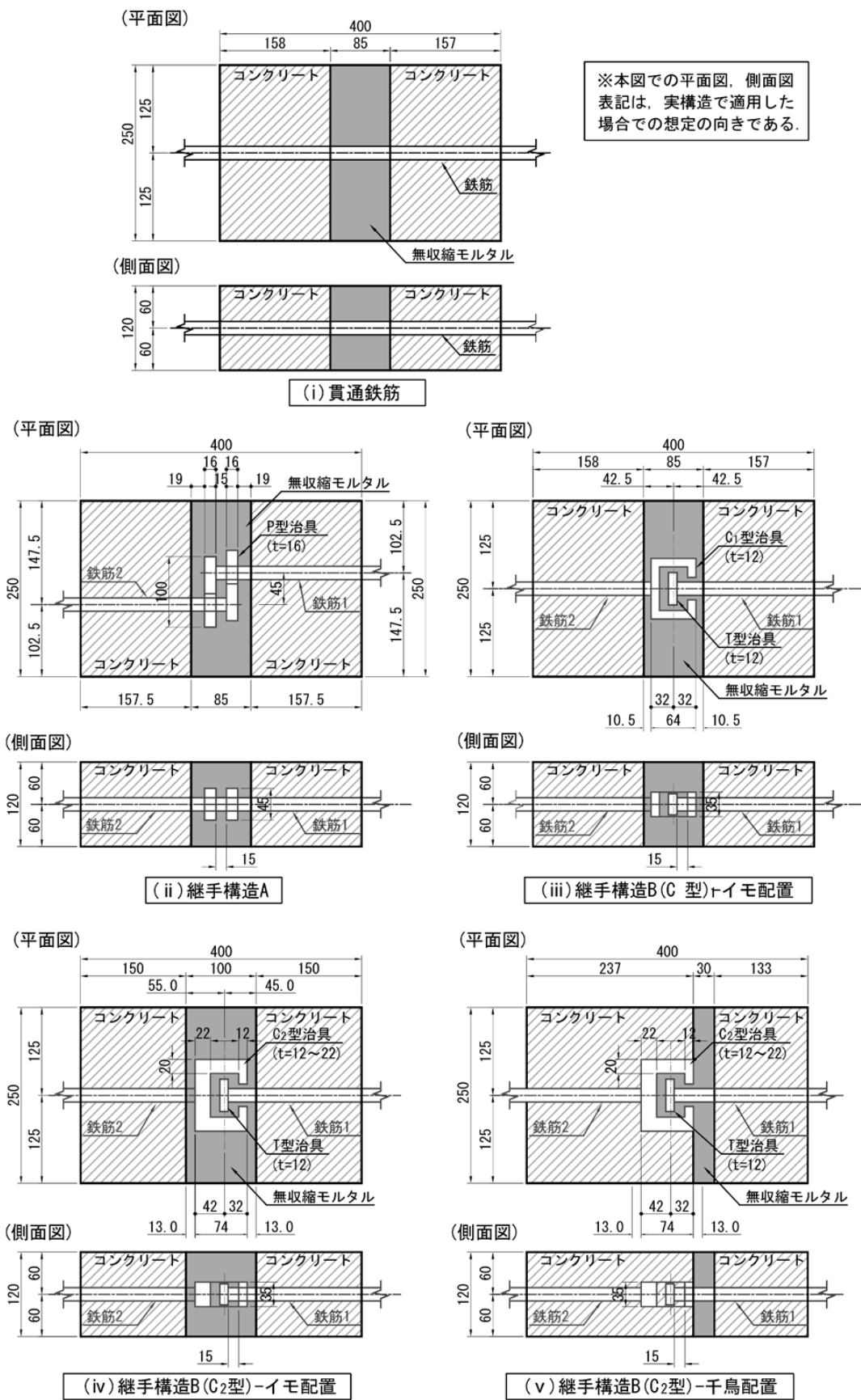


図-4.13 試験体の形状

(5) 試験方法

1) 載荷装置

鉄筋継手の標準的な配置は、図-4.1 ならびに図-4.3 に示す向きで考えているが、載荷時には継手のかぶりが最小となる上下面でのひび割れ発生が想定された。そこで、試験体を 90 度回転させた状態で引張試験を実施し、その両面でひび割れ状況を確認した。

載荷装置の概要を図-4.14 に示す。載荷装置は、試験体を囲む口型の鋼製フレーム、載荷器具として緊張側に載荷能力 500kN のセンターホールジャッキ、固定側に鉄筋固定用の定着具により構成した。なお、側方拘束があるケースでは、試験体セット時のなじみをとるために側方拘束ジャッキ 2 個を設置し、試験開始前に各々 1kN を載荷して固定した。また、側方拘束面にはテフロンシートを設置し試験体の移動を拘束しないよう留意した。

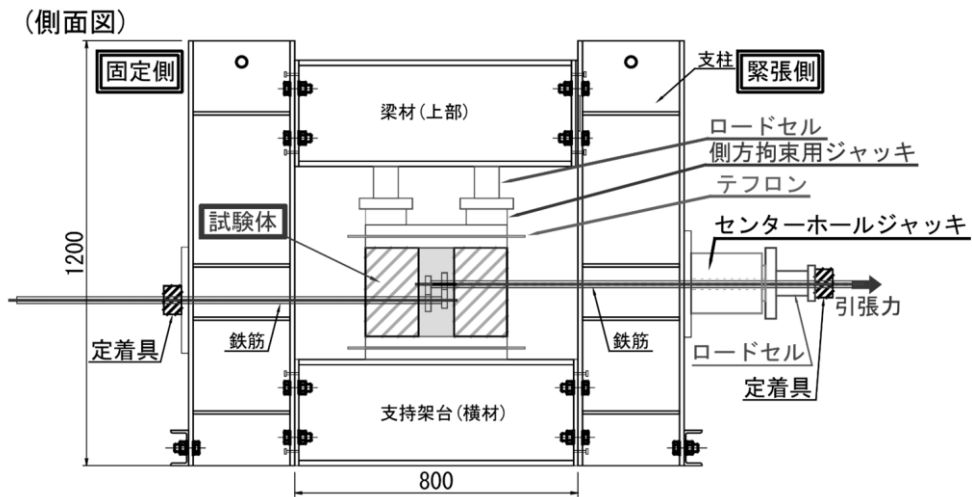


図-4.14 載荷装置 (正面図)

2) 荷重方法

継手指針[6]を参考に、鉄筋の許容応力度レベル、高応力レベル ($0.95f_y$) および高ひずみレベル ($5\varepsilon_y$) の3段階で、引張側（一方向）の繰返し荷重とした。また、各レベルでの繰返し回数は各4回とした。なお、鉄筋の許容応力度には、道路橋床版を想定し、道路橋示方書[5]よりRC床版の鉄筋の許容応力度の推奨値 (120N/mm^2) を採用した。また、許容応力度レベルの荷重は、接合部にひび割れがない状態（荷重1）とひび割れ発生後（荷重2）の2段階で実施した。荷重パターンを図-4.15に示す

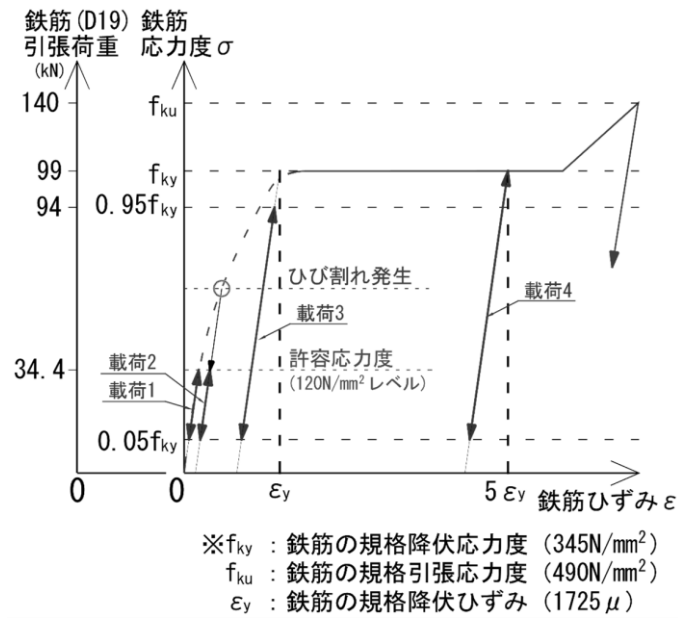
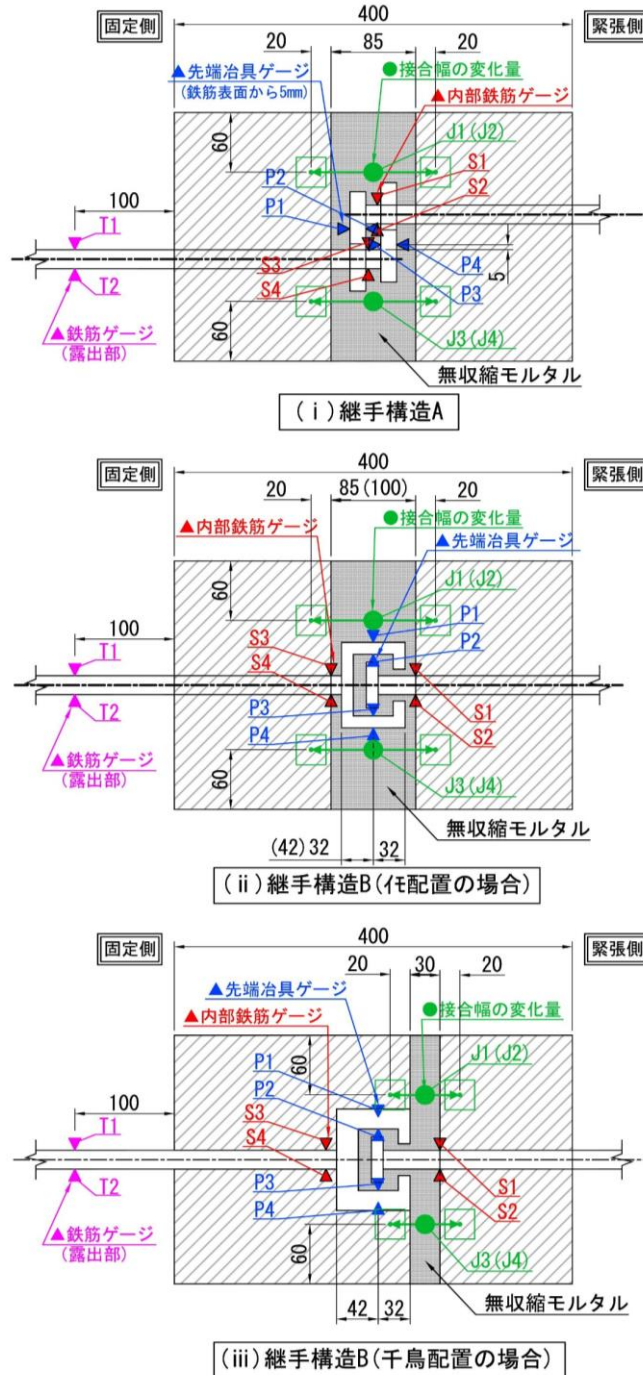


図-4.15 荷重パターン

3) 計測

計測は、荷重、側方拘束力、鉄筋のひずみ、先端治具の表面ひずみ、接合部の幅（以下、接合幅）の変位量とした。

計測機器の配置図を図-4.16 に示す



※貫通鉄筋の場合は、先端治具以外は接合案Bと同様とした。

図-4.16 計測機器の配置

(6) 試験結果および考察（継手構造 A）

(i) ひび割れ発生ならびに破壊状況

各実験ケースでの破壊に至った時期，最大荷重および破壊形式を表-4.16 に示す．また，試験終了時の試験体の破壊状況の例として CASE3，CASE4 を写真-4.2，写真-4.3 に示す．側方拘束のある CASE2，3 では同様の傾向を示し，側方拘束がない条件とはひび割れの進展状況が大きく異なった．

表-4.16 試験結果の一覧（継手構造 A）

実験 ケース		載荷サイクル				破壊形式	最大 荷重 (kN)		
		載荷 1	載荷 2	載荷 3	載荷 4				
		許容応力度レベル (120N/mm ² と設定)		0.95fy レベル	5ey レベル				
		ひび割れ 発生前	ひび割れ 発生後						
		34.4kN	34.4kN	93.9kN	—				
シリーズ 1	CASE1	○	○	○	○	規格強度 未破壊	140.0		
	CASE2	—	—	○	×	圧接部破断	98.6		
	CASE3	○	○	○	○	圧接部破断	111.9		
	CASE4	○	○	×	—	鉄筋曲がり	81.4		

○：到達，×：未到達，—：未実施

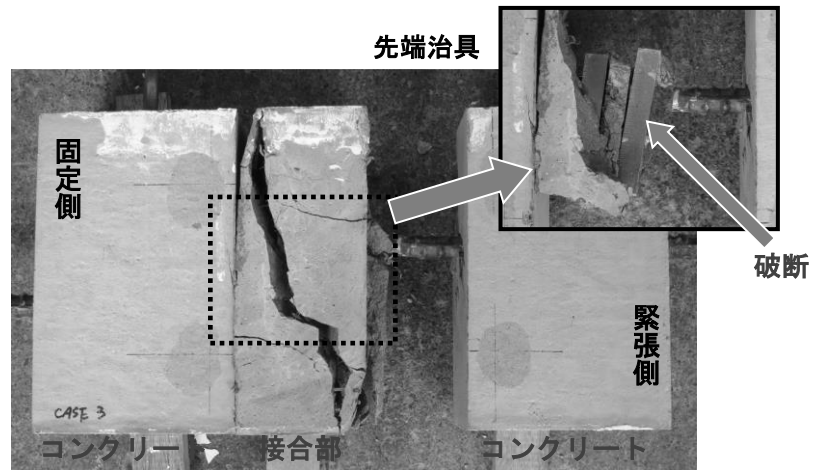


写真-4.2 破壊時の状況（継手構造 A CASE3：側方拘束あり）

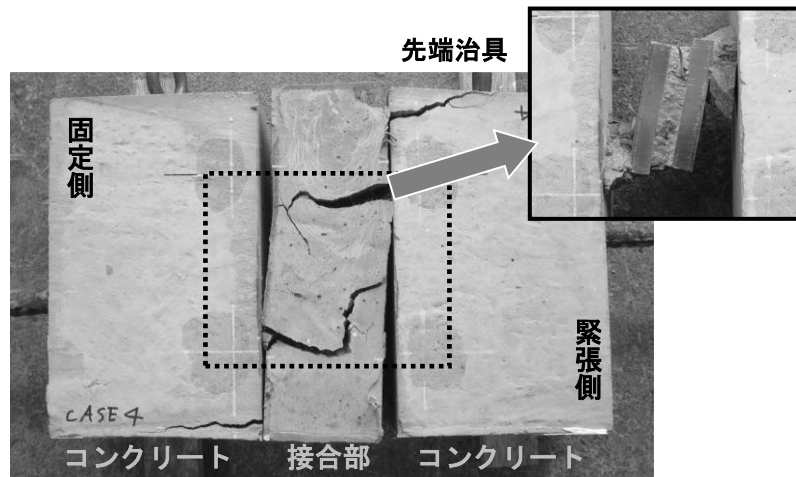


写真-4.3 破壊時の状況（継手構造 A CASE4：側方拘束なし）

進展状況の違いを図-4.17に示す。側方拘束がある場合（CASE3）は、両方のP型治具の圧接部を結ぶように斜めのひび割れが発生、進展し、最終的に片側のP型治具と鉄筋の圧接部近傍の鉄筋が破断した。一方、側方拘束のない場合（CASE4）は、前述の斜めのひび割れは小さく、一对のP型治具の上下部付近での水平方向のひび割れや目地部の目開きが大きく進展した。

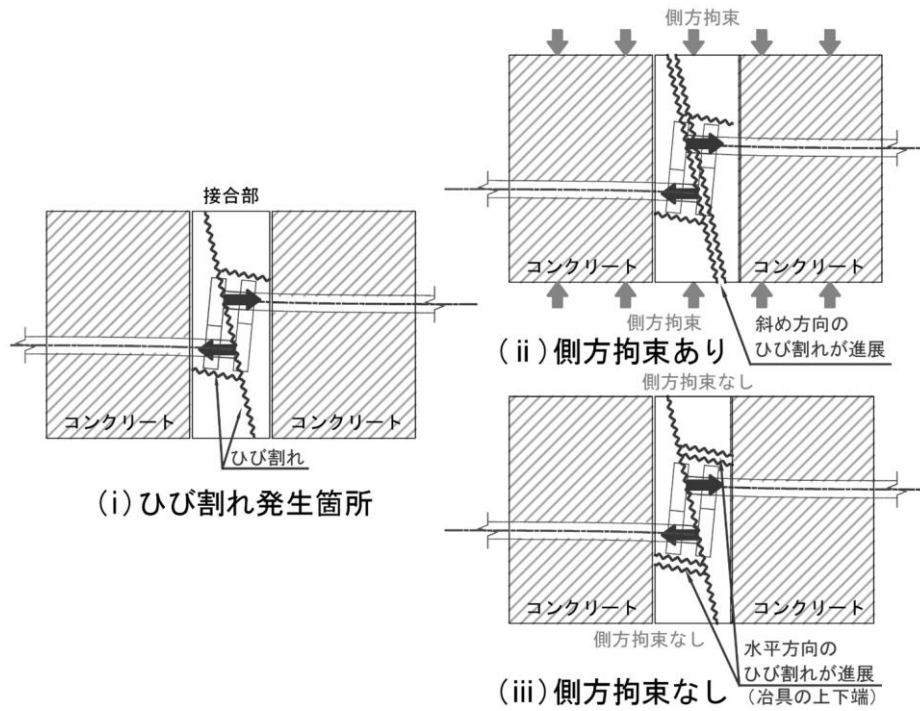
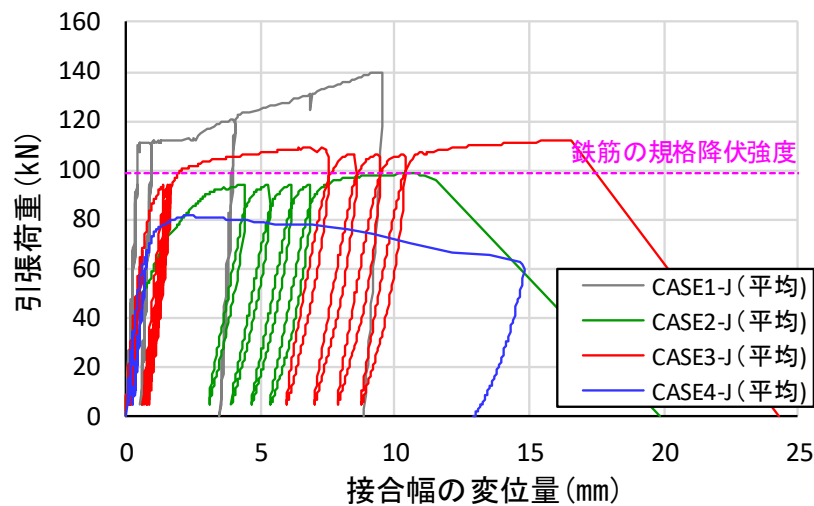


図-4.17 ひび割れ発生・進展状況（継手構造 A）

(ii) 継手引張耐力

継手構造 A と、貫通鉄筋におけるケースの引張荷重－接合幅の変位量の関係を図－4.18 に示す。なお、接合幅の変位は、計測箇所 4 か所の平均値とした。最大荷重は、CASE3>CASE2>CASE4 の順で小さくなっており、側方拘束や間詰め材の補強繊維が継手耐力に一定の効果をもたらすことがわかる。また、CASE2～CASE4 の最大荷重は、貫通鉄筋の CASE1 で確認した鉄筋の規格引張強度（140kN）に比べて下回っており、全強継手にはならない。



図－4.18 引張荷重－接合幅の変位量(継手構造 A)

(iii) 接合部の全体挙動

側方拘束がある場合の引張荷重－側方拘束力の関係として CASE3 を図－4.19 に示す。载荷初期から緊張側と固定側での側方拘束力に差が生じていることがわかる。また、引張荷重－露出部の鉄筋ひずみの関係を図－4.20 に示す。本図から、側方拘束のある場合（CASE3）には鉄筋に曲げが作用していないが、側方拘束のない場合（CASE4）では、载荷初期から鉄筋両面のひずみ差が急激に増加しており鉄筋に曲げが作用していることがわかる。

前述の間詰め部のひび割れ発生・進展状況、目地部の目開きの状態、側方拘束力および露出部の鉄筋ひずみ等から総合的に判断すると、継手構造 A では対向する鉄筋が偏心配置のため、载荷に伴って生じる図－4.21 のような回転力の影響が大きいことがわかる。

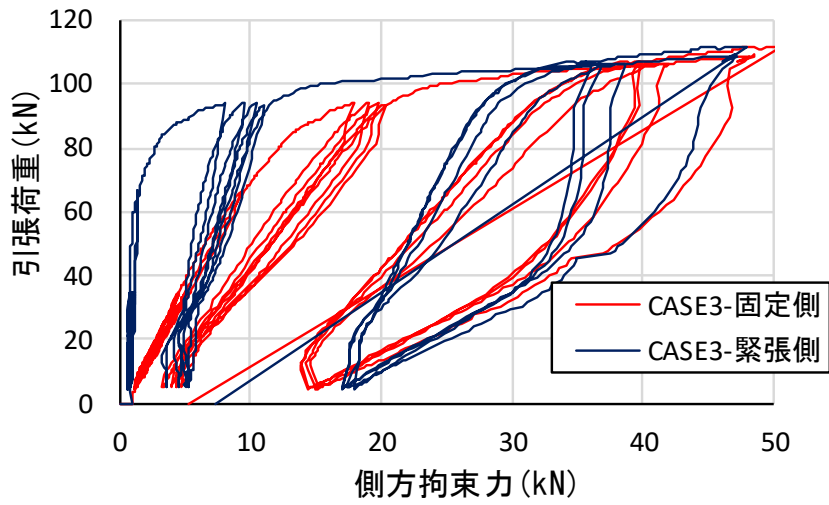


図-4.19 引張荷重—側方拘束力(継手構造 A)

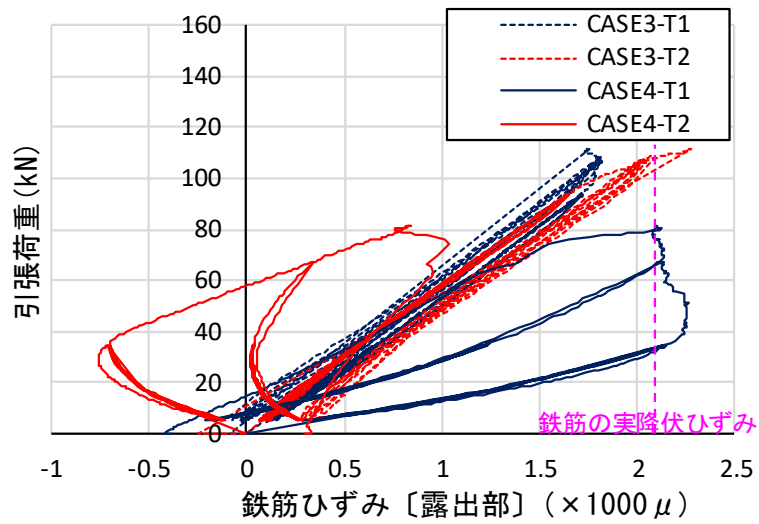


図-4.20 引張荷重—鉄筋ひずみ (露出部) (継手構造 A)

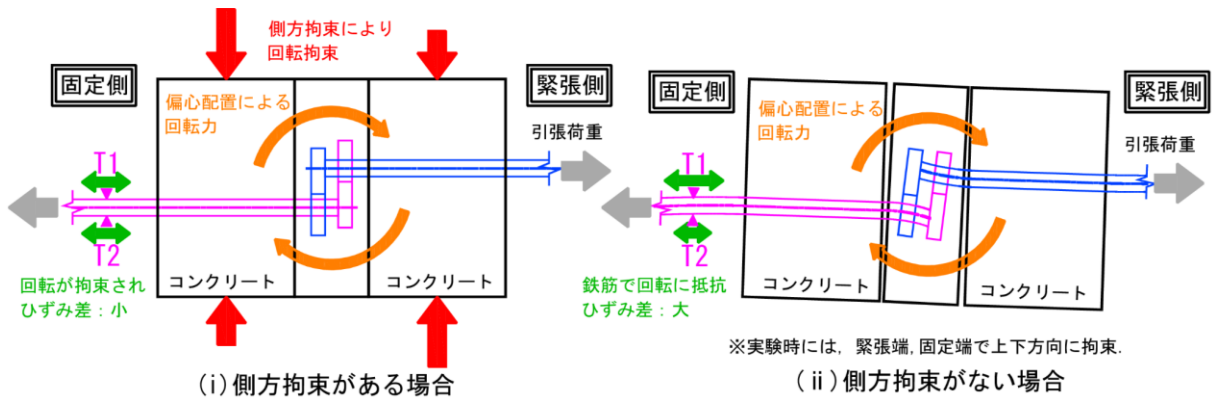
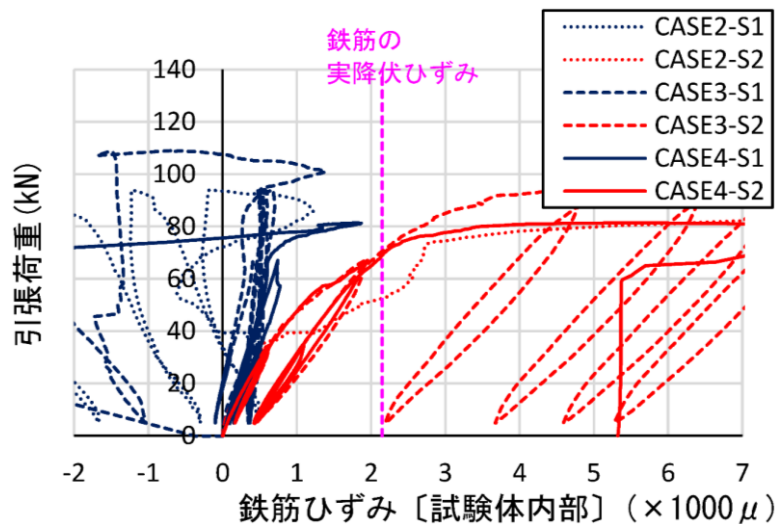


図-4.21 継手鉄筋の偏心による回転

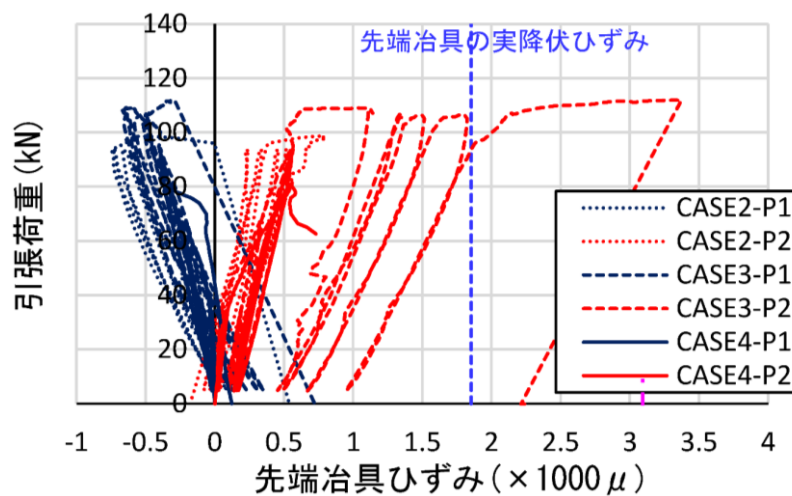
(iv) 継手近傍の挙動

引張荷重－内部鉄筋ひずみの関係を図－4.22 に、引張荷重－先端治具ひずみの関係を図－4.23 に示す。内部鉄筋のひずみは、すべてのケースにおいて、荷重 50～63kN 程度で継手内側 (S2) が降伏に至っている。また、先端治具のひずみは、CASE2 および CASE4 は荷重の最終段階まで降伏に至るとは確認されなかったが、CASE3 の場合は荷重レベル 0.95fy での繰返し載荷時点 (荷重 93.9kN) では降伏に至っていなかったが、荷重 108kN 程度で明らかに降伏に至っていることが確認された。

このように、実験で使用した継手構造 A では、P 型治具自体でなく、結合している鉄筋の側で先行して降伏している。したがって、継手構造 A では、寸法上の制約 (対向する鉄筋の偏心量 45mm) を維持した場合、P 型治具の仕様を高めたとしても継手耐力の向上が見込めないと考えられる。



図－4.22 引張荷重－内部鉄筋ひずみ (継手構造 A)



図－4.23 引張荷重－先端治具ひずみ (継手構造 A)

(7) 試験結果および考察（継手構造 B）

(i) ひび割れ発生ならびに破壊状況

各ケースでの破壊に至った時期，最大荷重および破壊形式を表-4.17 に示す．また，試験終了時の試験体の破壊状況の例として CASE6（C₁ 型）と CASE10（C₂ 型）を写真-4.4，写真-4.5 に示す．いずれの場合も荷重とともに C 型治具の開口側を T 型治具が押し広げようとするため水平方向のひび割れが先行して入り，その後，鉛直（斜め）方向のひび割れが発生，進展していく．終局時には，シリーズ 1 では，すべてのケースで C₁ 型治具の開口側が大きく開くように大変形し（写真-4.4 参照），T 型治具が抜け出して破壊した．

前述のように，これらの現象が C₁ 型治具の剛性が小さいことに起因すると考えられたため，C 型治具を C₂ 型治具に変更してシリーズ 2 を実施している．その結果，シリーズ 2 では，終局段階まで C 型治具の変形はかなり小さく（写真-4.5 参照），T 型治具の抜け出しはなかった．

表-4.17 試験結果の一覧（継手構造 B）

実験 ケース		荷重サイクル				破壊形式	最大 荷重 (kN)
		荷重 1	荷重 2	荷重 3	荷重 4		
		許容応力度レベル (120N/mm ² と設定)		0.95fy レベル	5εy レベル		
		ひび割れ 発生前	ひび割れ 発生後				
		34.4kN	34.4kN	93.9kN	—		
シリーズ 1	CASE5	○	○	○	×	C 型変形大 T 型抜け出し	102.0
	CASE6	○	○	○	○	C 型変形大 T 型抜け出し	128.2
	CASE7	○	○	×	—	C 型変形大 T 型抜け出し	74.3
シリーズ 2	CASE8	○	○	○	○	T 型鉄筋付根 破断	134.6
	CASE9	○	○	○	○	鉄筋規格引張強度 未破壊	140.0
	CASE10	○	○	○	○	鉄筋規格引張強度 未破壊	140.0
	CASE11	○	○	○	○	T 型鉄筋付根 破断	135.0
	CASE12	○	○	○	○	T 型鉄筋付根 破断	132.8

○：到達，×：未到達，—：未実施

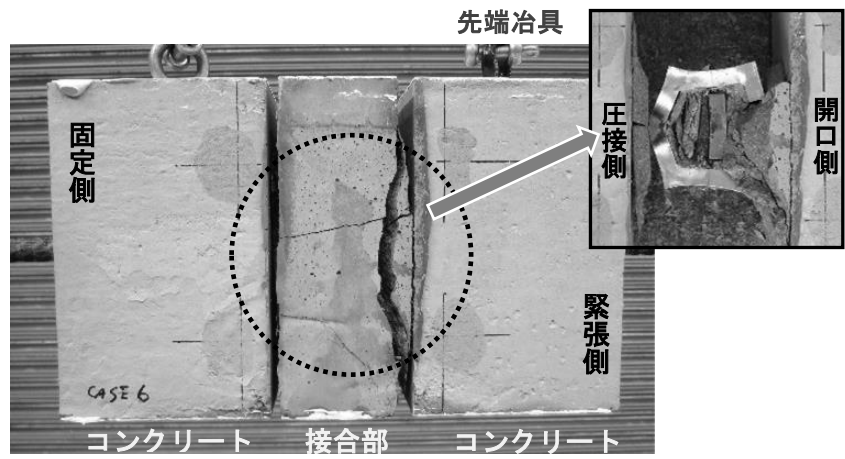


写真-4.4 破壊時の状況（継手構造 B CASE6 : C₁型冶具を使用）

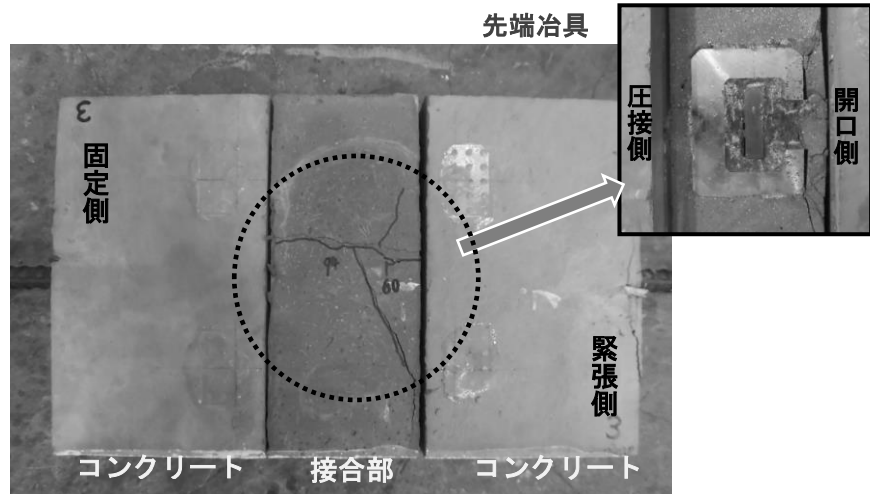


写真-4.5 破壊時の状況（継手構造 B CASE10 : C₂型冶具を使用）

(ii) 継手引張耐力

継手構造 B と、貫通鉄筋におけるケースの引張荷重－接合幅の変位量の関係を図-4.24 に示す。なお、接合幅の変位量は計測箇所 4 か所の平均値とした。

シリーズ 1 では、最大荷重は、CASE6>CASE5>CASE7 の順で小さくなっており、継手構造 A の場合と同様に、側方拘束や間詰め材への繊維の混入が継手耐力に一定の効果を有することを示している。

次に、シリーズ 1 とシリーズ 2 の C 型治具の変更に伴う違いを示す。シリーズ 1 の CASE6 とシリーズ 2 の CASE8 は、各々 C₁ 型治具と C₂ 型治具を使用しており、それ以外の条件（間詰め材の補強繊維の仕様、継手配置、側方拘束の条件）はすべて同じである。それらを比較すると、CASE8（C₂ 型治具）の方が最大荷重は増加している。CASE6 の破壊モードが C₁ 型治具の大変形により T 型治具が抜け出したことであったのに対して、CASE8（C₂ 型治具を使用）は、逆側の先端治具である T 型治具側の鉄筋部分の破断となった。これは、シリーズ 2 では C 型治具の剛性を高め変形を小さく抑制できたために、終局時の破壊部位が移ったものと考えられ、C 型治具の仕様変更の効果と判断できる。

シリーズ 2 において、継手治具の配置がイモ配置（CASE8～CASE11）の場合、間詰め材の材料試験で曲げ靱性係数が高く、繊維補強の引張抵抗に寄与する効果が高いと想定される上位 2 ケース（CASE9, CASE10）では、継手引張耐力が鉄筋の規格引張強度以上（CASE1 と同等）であることを確認できた。一方、それ以外の 2 ケース（CASE8, CASE11）は、引張荷重 135kN 程度で T 型治具と鉄筋の圧接部近傍で鉄筋が破断した。これは、CASE8 や CASE11 のように間詰め部の繊維補強が引張抵抗に寄与する効果が小さい場合、作用引張力に対して補強繊維が分担して抵抗する割合が小さくなり、逆に T 型治具で直接的に引張力を伝達する割合が大きくなる。そのため、T 型治具のプレートが鉄筋との接合部を中心に曲げ変形し、鉄筋付け根の溶接部で単純な引張だけでなく曲げ応力が加担したためと推察される。また、継手治具の配置の影響は、CASE8（イモ配置）と CASE12（千鳥配置）の比較により有意な差は確認されなかった。

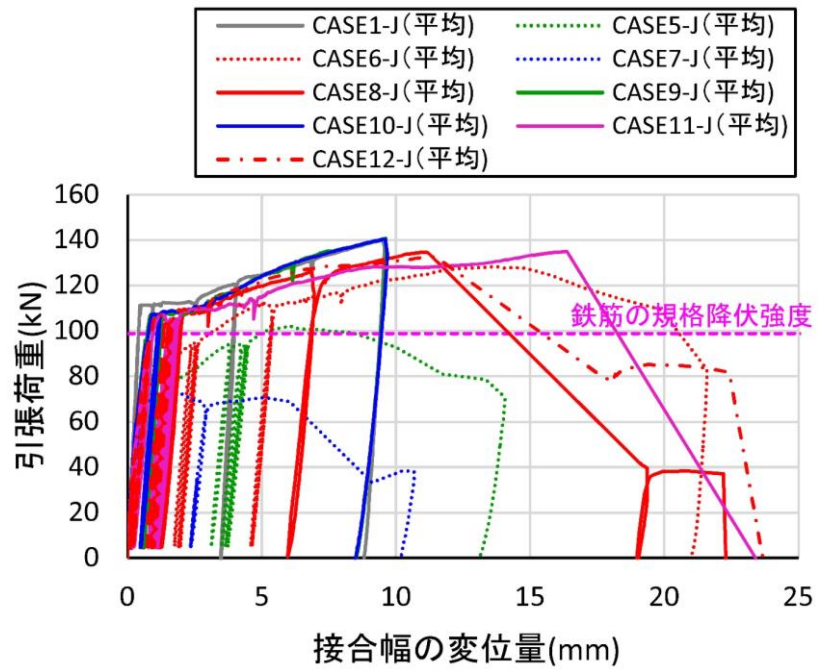


図-4.24 引張荷重—接合幅の変位量(継手構造 B)

(iii) 接合部の全体挙動

側方拘束がある場合の引張荷重-側方拘束力の関係として、C₁型治具を用いた CASE6、C₂型治具を用いた CASE10 を併せて図-4.25 に示す。側方拘束力は、継手構造 A とは異なり、載荷初期段階では固定側と緊張側の差異は小さい範囲で推移しており、引張荷重が 60kN 程度を超えるあたりから緊張側の方が先行して大きくなる傾向にある。固定側と緊張側の差異が生じ始める荷重は、ケースにより多少のばらつきはあるが、接合部のひび割れ発生荷重と同程度であった。なお、このような傾向は、継手構造 B のすべてのケースで共通であった。

次に、引張荷重-露出部の鉄筋ひずみの関係を図-4.26 に示す。本図では側方拘束の有無による相違を確認するため、側方拘束がある場合 (CASE6) と側方拘束がない場合 (CASE7) を併せて示している。両ケースとも載荷初期は、鉄筋の両側で同程度のひずみが発生している。CASE6 ではこの状態が最後まで続いたが、CASE7 は引張荷重 60kN 程度で水平ひび割れを発生後、荷重 74kN 程度で急激に差が開いた。

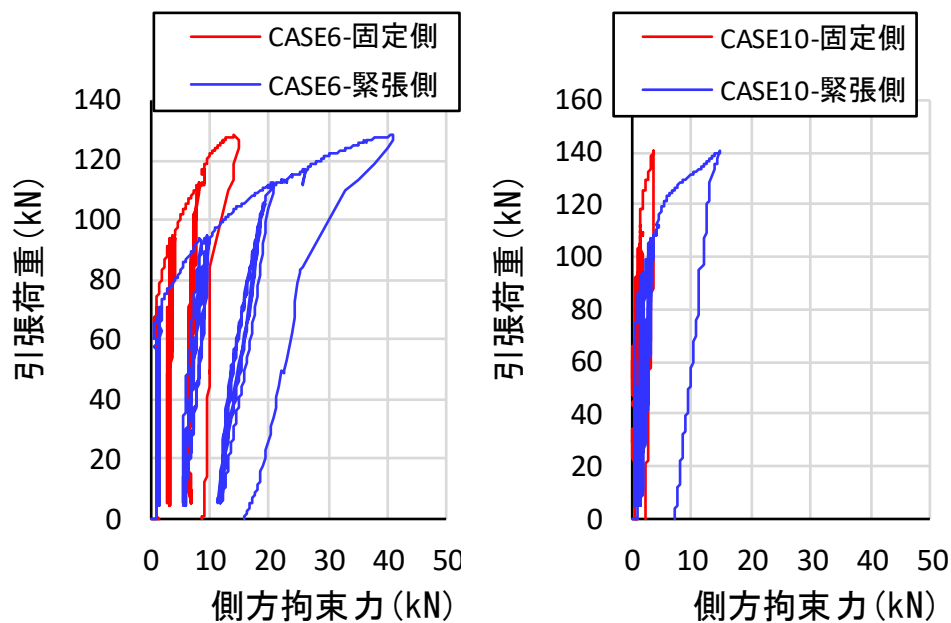


図-4.25 引張荷重-側方拘束力(継手構造 B)

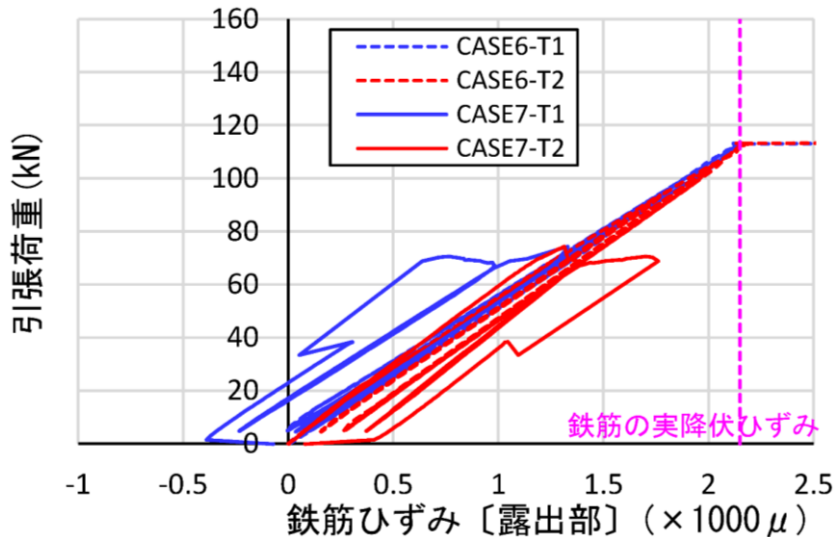


図-4.26 引張荷重-鉄筋ひずみ（露出部）（継手構造 B）

これらの現象は、図-4.27 に示すように、引張荷重の増加とともに接合部の水平ひび割れが発生し、さらに C 型治具の開口側が開くことにより、試験体が側方（試験時の上方）に浮き上がるようとする挙動に起因すると考えられる。この浮上がり挙動に対して、側方拘束力がある場合は側方拘束力で抵抗し試験体の浮上がりに抵抗するため露出部の鉄筋は曲げが作用しないのに対して、側方拘束がない場合は試験方法上、固定端や緊張端は上下方向に動かないこともあり、露出部の鉄筋の曲げで浮上がりに抵抗したものと考えられる。

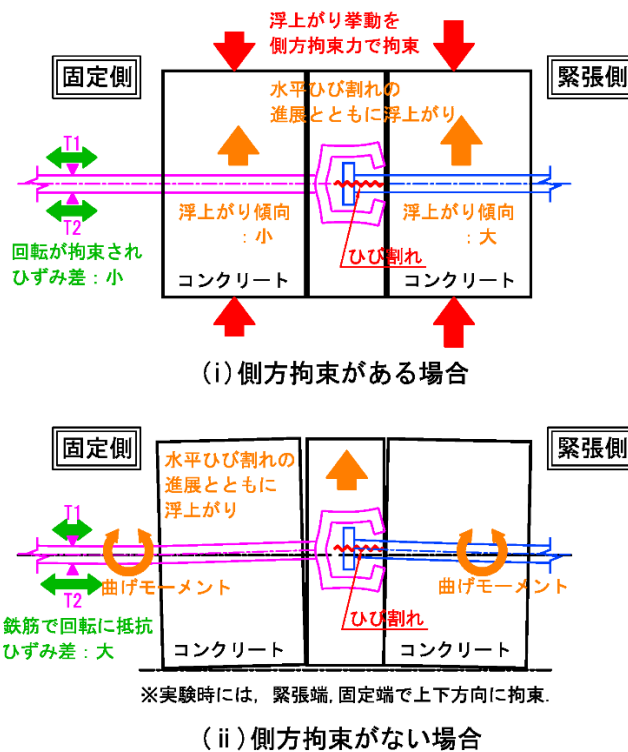


図-4.27 水平ひび割れの進展に伴う浮上がり

(iv) 継手近傍の挙動

引張荷重－内部鉄筋ひずみ，引張荷重－先端治具ひずみ，の関係を，各ケースの載荷履歴と併せて図－4.28～図－4.30 に示す．

まず，シリーズ 1 について記載する．内部鉄筋ひずみは，側方拘束のある場合（CASE5 ならびに CASE6），鉄筋の規格降伏強度相当の荷重前の 80kN 程度で引張側から降伏している．一方，計測箇所 C 型治具（C₁ 型）ひずみは，その段階で線形的な挙動であり，降伏に至っていない．C₁ 型治具外側（P1）のひずみは，引張荷重の増加とともに曲げにより圧縮域となるが，最大荷重の増大とともに除荷時でも引張応力が残存する．これは，載荷とともに C₁ 型治具が変形し，計測箇所以外の部分で先行して塑性変形が生じているため，除荷とともに計測箇所 C 型治具が引張が発生しているか，もしくは，継手近傍で C₁ 型治具の変形により間詰め材が局所的に破壊し，開口したひび割れが完全に閉じない状態となり，除荷時に引張が残存する等が考えられる．また，側方拘束のない場合（CASE7）では，ひび割れの発生直後（引張荷重 62kN 程度）に C₁ 型治具の変形や試験体の浮上がり急激に進展し C₁ 型治具が降伏し，それを追うように内部鉄筋が一気に降伏したと想定される．いずれにしても C₁ 型治具の剛性が小さいためと考えられる．

次に，シリーズ 2 について記載する．内部鉄筋ひずみは，鉄筋の規格降伏強度（98.8kN）程度の載荷状態では，CASE12 以外では各ケースの諸条件によらず降伏に至っていない．また，C 型治具（C₂ 型）ひずみは，鉄筋の規格降伏強度の 95%の載荷（93.9kN）時点ではすべてのケースで降伏しておらず，除荷時も C₂ 型治具の外側（P1）で引張の残留応力が残存する等の状態は確認されなかった．間詰め材の補強繊維の仕様を変えた CASE8～CASE11 では，PVA 繊維の場合（CASE11）は，他の 3 ケースと比較して C₂ 型治具の発生ひずみが大きい．それ以外の鋼繊維の 3 ケースでは降伏荷重レベルでは有意な差は確認できなかったが，規格引張荷重（140kN）では C₂ 型治具の外側（P1）の引張ひずみは，CASE8>CASE9>CASE10 の順で小さくなっており，これからも補強効果の高い繊維補強モルタルほど接合部でのひび割れ発生後も引張力を分担していると考えられる．継手配置を千鳥とした場合（CASE12）は，イモ配置の場合（CASE8：配置以外同条件）と比較すると，内部鉄筋は降伏に早く至っており，C 型治具のひずみも大きい．これは，千鳥配置の場合，C 型治具の周囲が接合部の間詰め材より強度の低いコンクリートであること，C 型治具外周に間詰め材との打継目があり，その打継目では付着力のみで抵抗し，目開き時に補強繊維の効果が見込めないためと考えられる．

以上から，継手構造 B は，C₂ 型治具を採用し，間詰め材の補強繊維を鋼繊維（繊維長 9mm 混入量 1%もしくは繊維長 6mm 混入量を 1.5%）とすれば，鉄筋継手として適用できる可能性があると考えられる．

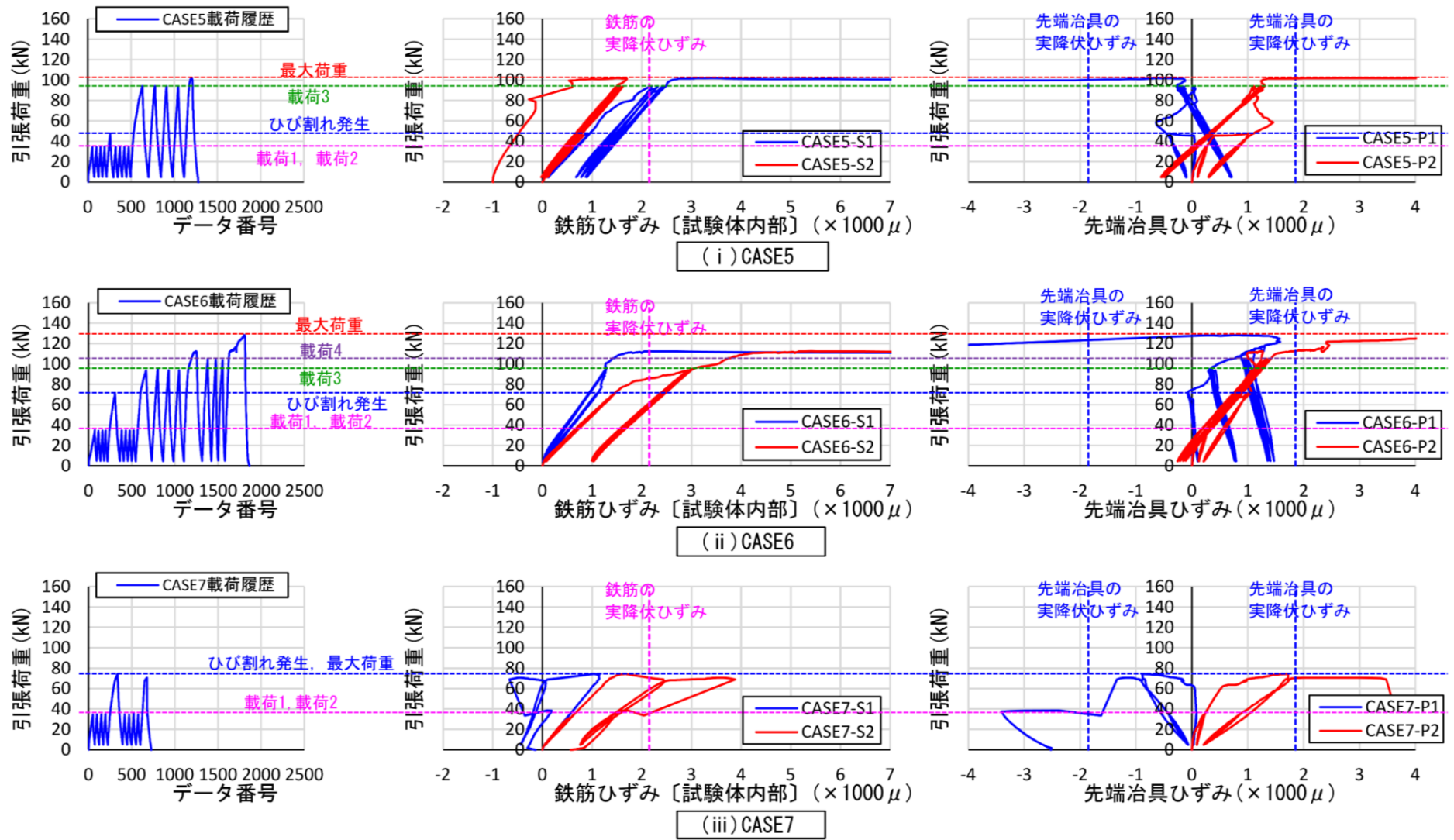


図-4.28 引張荷重-荷履歴, 内部鉄筋ひずみ, 先端治具ひずみ (継手構造 B) (その1)

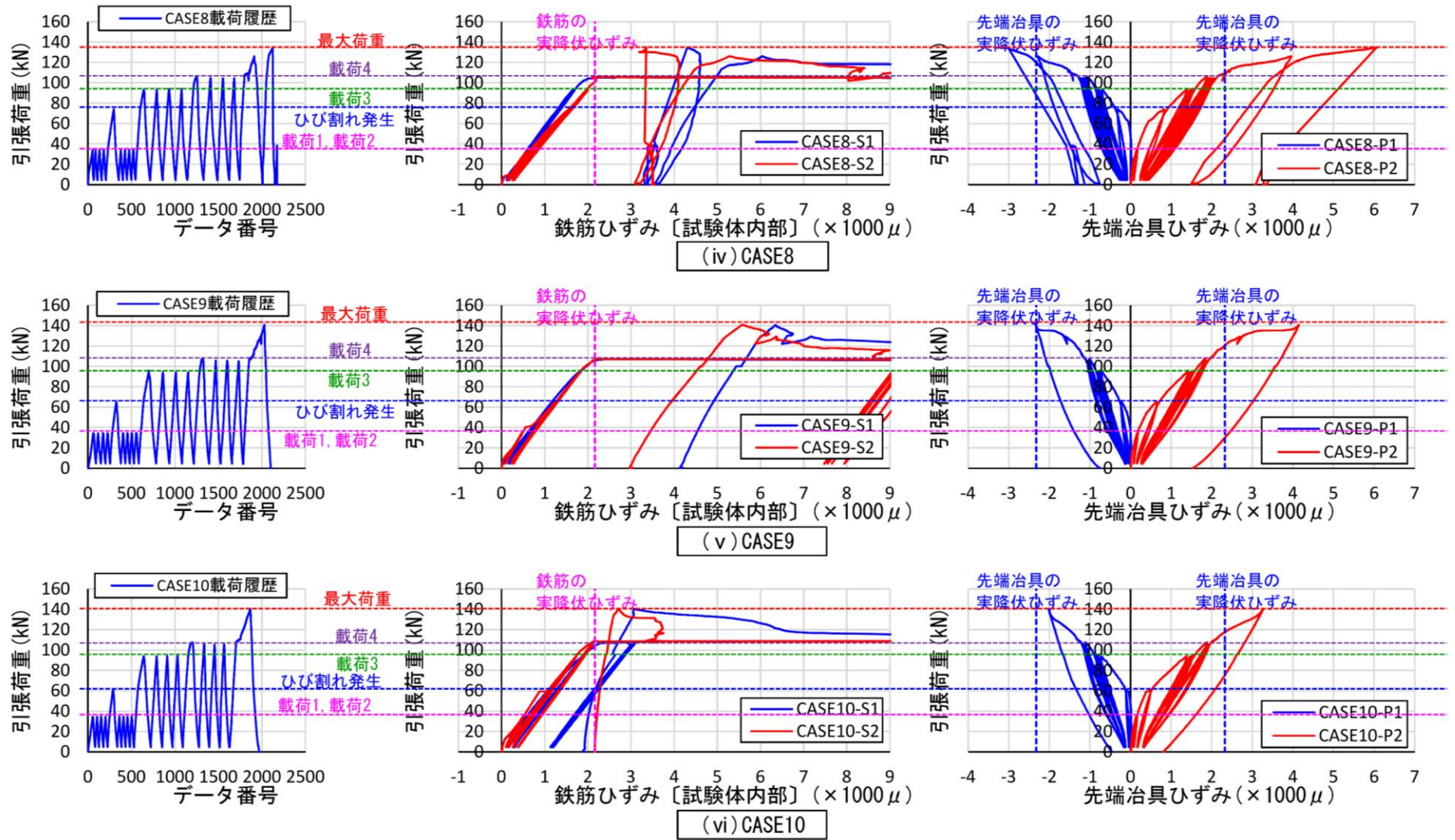


図-4.29 引張荷重—荷履歴, 内部鉄筋ひずみ, 先端治具ひずみ (継手構造 B) (その2)

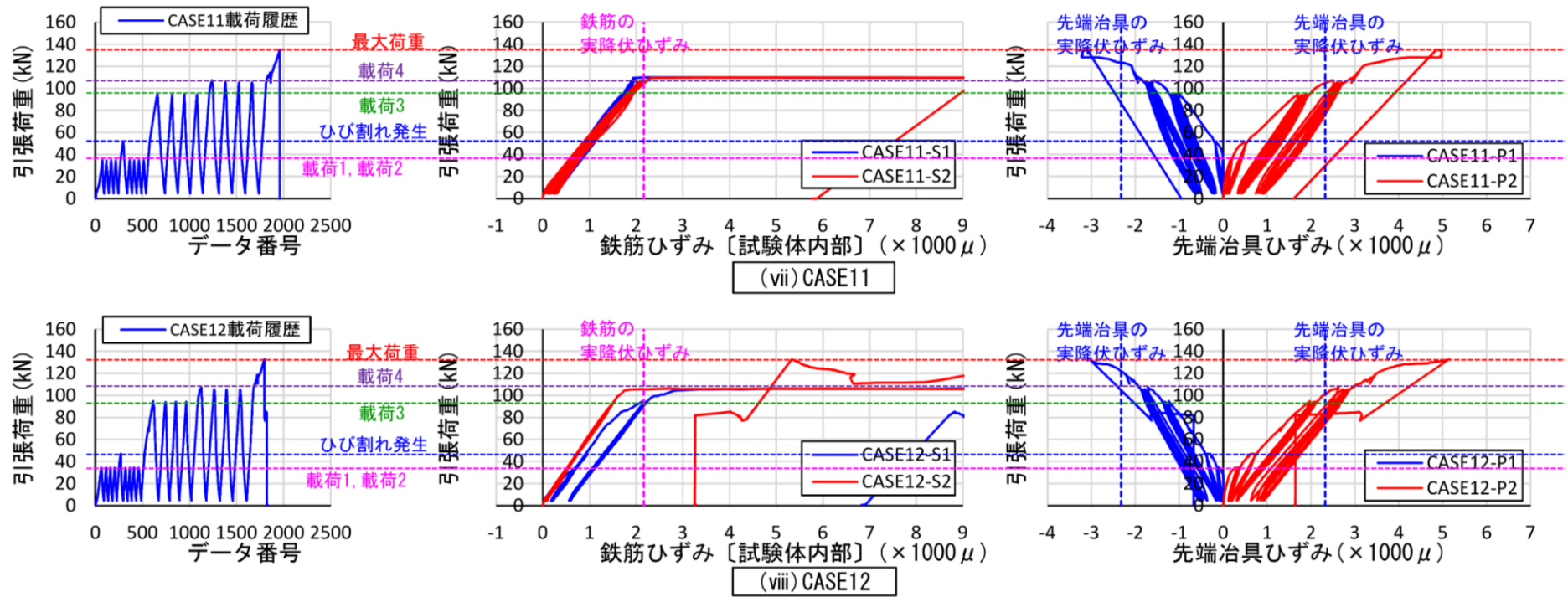


図-4.30 引張荷重—载荷履歴, 内部鉄筋ひずみ, 先端治具ひずみ (継手構造 B) (その 3)

4.4 床版を模擬した面部材の性能試験

前述の継手単体の引張試験などでは、鉄筋継手周辺の部位を切り出して引張力に対する性能評価を行ってきた。プレキャスト道路橋床版の接合部への採用を目指し、版部材に適用した試験体を用いて各種の性能評価を行うこととした。

4.4.1 接合部静的曲げ試験

(1) 実験目的

静的曲げ載荷試験は、使用荷重作用時のひび割れ状況（耐久性）、曲げ耐力および破壊状況を確認することを目的として行った。

(2) 評価事項

実験における耐荷性の評価事項と判定方法について、表-4.18 に示す。

表-4.18 静的曲げ試験における評価事項

No	評価事項	判定基準・測定事項 等
1	設計荷重作用時※における継手の変状	接合部のひび割れの発生状況。 目地部の目開き状況。
2	曲げ耐力 および破壊に至る挙動・変状	静的曲げ耐力が基準ケースと同等以上であること。 ひび割れ等の変状が接合部付近に集中しないこと。

※：設計荷重作用時として、試験体の下筋において、鉄筋の引張応力度が道路橋床版の許容引張応力度の上限値として推奨されている 120N/mm^2 が生じる状態を想定した[5]。

(3) 試験ケース

試験対象とする鉄筋継手は、継手構造 A と継手構造 B (C₂型) とした。

継手構造 A は、継手単体の引張試験では鉄筋配置の偏心の影響もあり十分な継手性能を確認できなかったが、多数の鉄筋が配置される床版の継手としては総合的に性能を満足する可能性もあるため、確認のために実施した。

また、継手構造 B は、継手単体の引張試験では、継手配置がイモ配置と千鳥配置の両ケースの継手耐力が同程度であったことを踏まえて、両配置で実施した。

なお、新継手構造の性能評価を行うため、基準試験体として重ね継手とループ継手のケースも併せて実施し、比較することにより性能評価を行った。

試験ケースを表-4.19 に示す。

表-4.19 試験ケース一覧 (曲げ試験)

曲げ試験 実験ケース	継手仕様			継手 配置
	継手形式	先端治具		
CASE1	重ね継手	—	—	—
CASE2	ループ継手	—	—	—
CASE3	継手構造 A	P 型	—	P 型
CASE4	継手構造 B	C ₂ 型	—	T 型
CASE5	継手構造 B	C ₂ 型	—	T 型

(4) 試験体

コンクリートは、プレキャスト部材を模擬した部分と重ね継手やループ継手の接合部の間詰め材に用いる。これらの目標強度は、道路橋 PC 床版を想定して 50N/mm² とした。また、新継手構造の間詰め材に使用する無収縮モルタルの目標強度は 80N/mm² とした。

先端治具は、継手単体の引張試験で使用したものと同仕様 (P 型, T 型, C₂ 型) とした。試験時の材料試験の結果を表-4.20, 表-4.21 に示す。また、間詰め材の補強繊維は、継手単体の引張試験の結果から、鋼繊維, 繊維径 0.16mm, 繊維長 9mm 混入率 1.0vol% の一種類とした。補強繊維の仕様を表-4.22 に示す。

表-4.20 使用したセメント系材料の材料特性

材料種類	仕様	力学特性(N/mm ²)		
		ヤング係数	圧縮強度	曲げ靱性係数
コンクリート (模擬床版)	C50-早強-20mm-12cm	3.91×10 ⁴	71.1	—
コンクリート (間詰め部)	C45-早強-20mm-12cm	3.45×10 ⁴	50.1	—
無収縮モルタル (間詰め部)	鋼繊維 径 φ0.16mm,長さ 9mm (混入率 1.0vol%)	3.33×10 ⁴	111.5	7.97

表-4.21 使用した鋼材の材料特性

材料種類	仕様	力学特性(N/mm ²)			
		ヤング係数	降伏強度	引張強度	
先端治具	P型, T型	SM490	2.07×10 ⁵	352	528
	C ₂ 型	SM570	2.12×10 ⁵	493	586
鉄筋	D19	SD345	1.77×10 ⁵	383	555

表-4.22 補強繊維の仕様

	繊維径 (mm)	繊維長 (mm)	密度	力学特性(N/mm ²)	
				ヤング係数	引張強度
鋼繊維	0.16	9	7.85	200,000	2,800

試験体の外形寸法は、軸方向 3,030mm、軸直角方向 900mm、高さ 250mm とし、軸方向の支間中央に各種の試験対象とする継手を設けた。基準試験体の重ね継手は、コンクリート標準示方書[7]を参考に、継手長 570mm(30φ)、接合幅を 650mm とし、また、ループ継手は、設計要領第二集建設橋梁編[8]を参考に、内曲げ直径 131mm、継手長 290mm、接合幅 340mm とした。なお、ループ継手は接合部にあごを設けず、打継目は垂直な面として打継ぎ処理を施した。また、新継手の接合部の打継目は、深さ 30mm の凹のせん断キーを設け、打継ぎ処理を施した。

試験体の製作は、施工時の作業の流れを考慮し、プレキャスト部を先行して打込み・養生し、その後、接合部の間詰め材を充填・養生した。

試験体の概要を図-4.31、図-4.32 に示す。

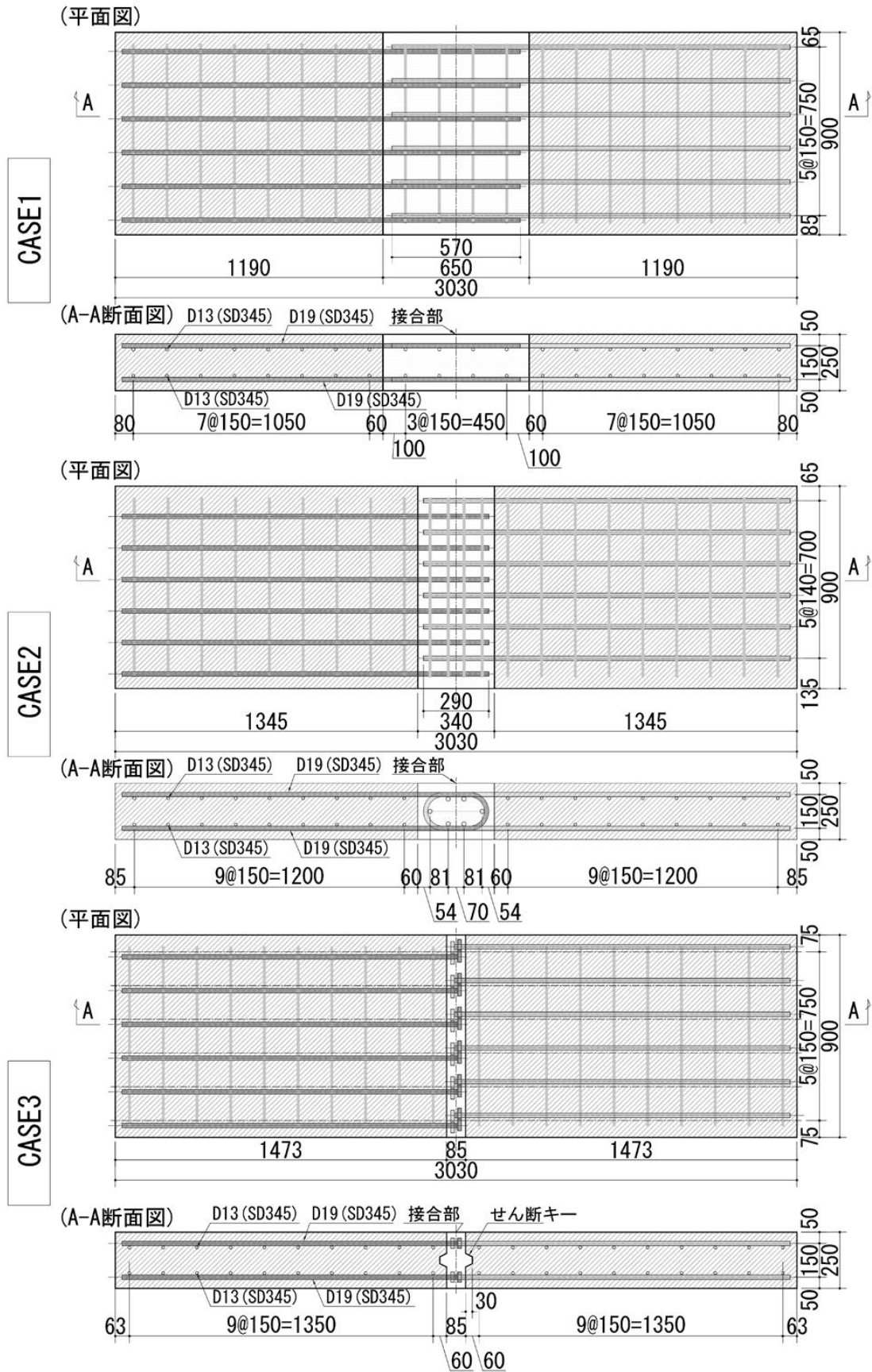


図-4.31 曲げ試験体の概要 (その1)

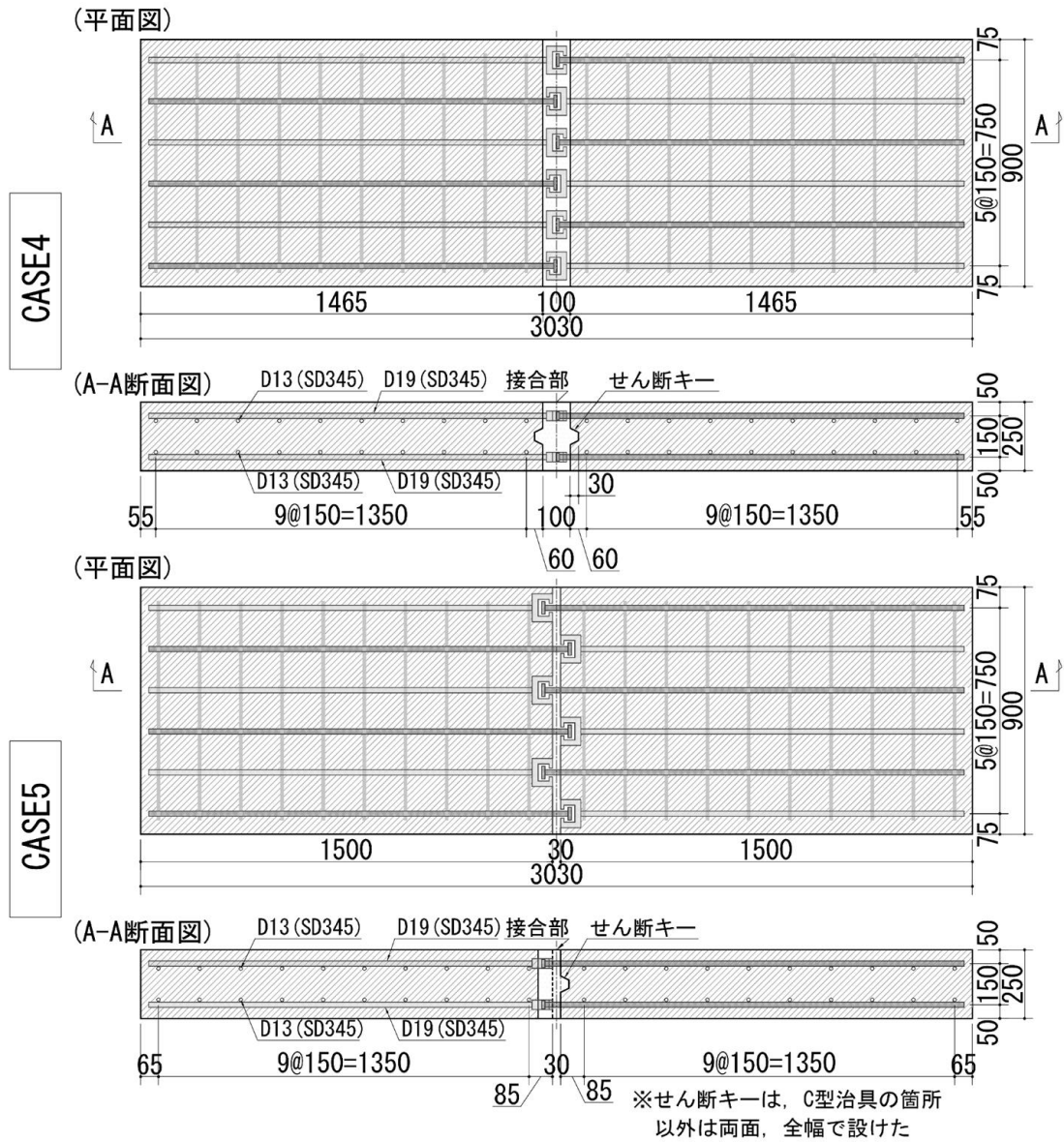


図-4.32 曲げ試験体の概要 (その2)

(5) 試験方法

1) 載荷装置

試験は載荷能力 10MN 試験機を用いて載荷した。支持点間隔を 2,400mm，載荷点間距離（等曲げモーメント区間）を 800mm とした。載荷点ならびに支持点の 4 箇所のうち，載荷点の片側をピンとし，それ以外の 3 箇所はピンローラーとした。

試験装置の概要を図-4.33 に示す。

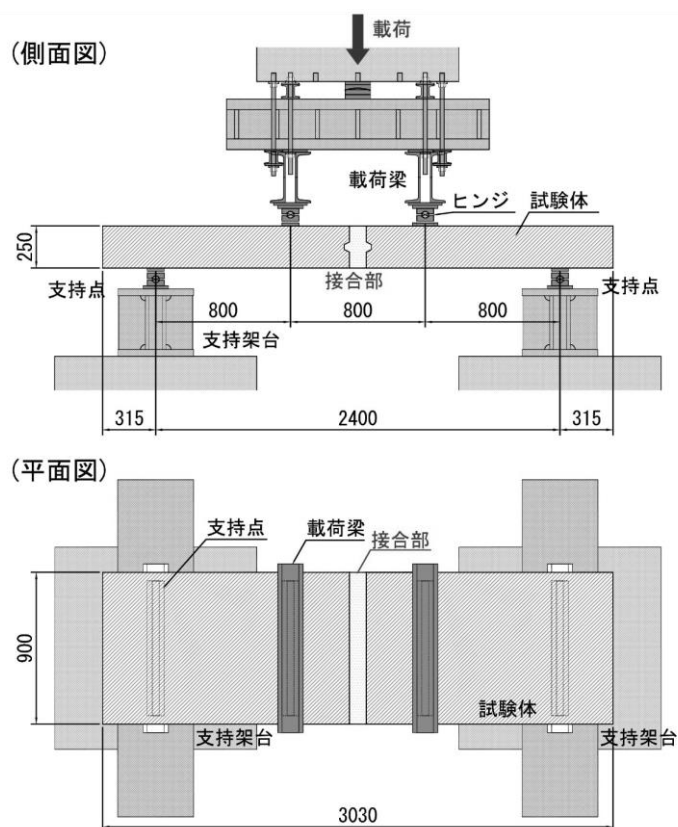


図-4.33 載荷装置

2) 載荷方法

載荷ルールを図-4.34 に示す。まず，使用時の繰返し荷重の影響を把握するため，使用時荷重レベルを繰返し載荷した。なお，繰返し回数は，既往の研究を参考に 10 回とした[9][10][11]。また，本試験における使用時荷重レベルは，道路橋床版を想定しているため，下筋での鉄筋発生応力が 120N/mm^2 相当と想定される荷重とした。さらに，接合部にひび割れが発生した後における繰返し載荷の影響（挙動）も確認するため，使用時荷重の 2 倍の荷重（156.6kN）を載荷させて確実にひび割れを発生させた。その後，再度使用時荷重で 10 回の繰返し載荷を行った。載荷荷重の参考値を，表-4.23 に示す。

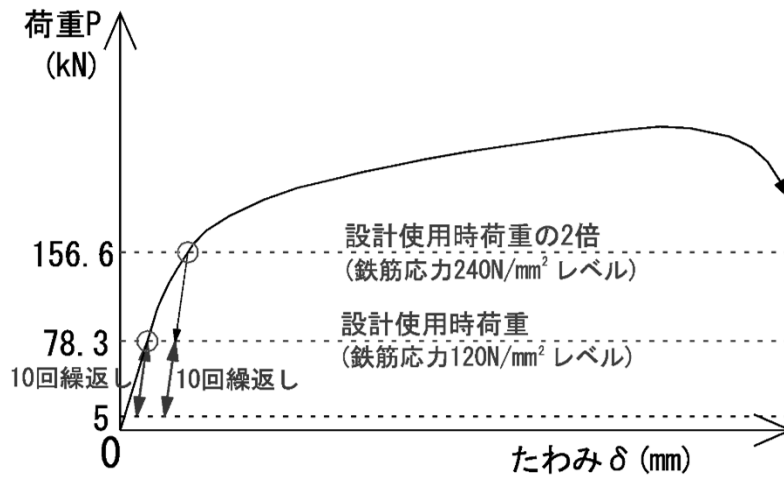


図-4.34 載荷ルール（曲げ試験）

表-4.23 各想定状況における参考載荷荷重

想定状況	試験時の載荷荷重による必要モーメント			試験時の載荷荷重	
	想定状況に至る 全曲げモーメント A (kNm)	試験体による 曲げモーメント B (kNm)	試験時の載荷による 付加曲げモーメント A-B (kNm)	片側 P(kN)	両側(全体) P×2(kN)
ひび割れ発生 (目開き)	32.2	3.7	28.5	35.6	71.2
使用荷重時*	35.0	3.7	31.3	39.1	78.3
終局時	127.6	3.7	123.9	154.8	309.7

※：一般部断面において，下筋の引張応力が 120(N/mm²)になる状態.

3) 計測

計測は，載荷荷重のほか，試験体のたわみ，打継目の目開き量，鉄筋ならびにコンクリート表面のひずみとした。

計測箇所を図-4.35 に示す。

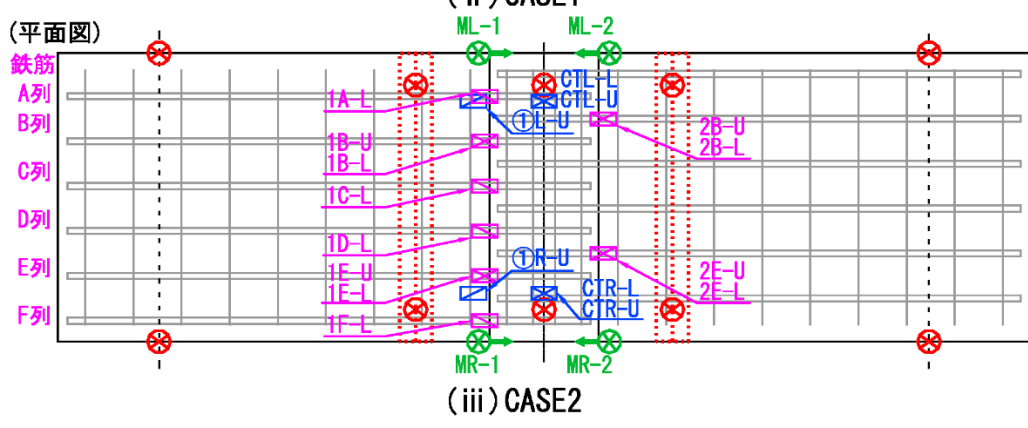
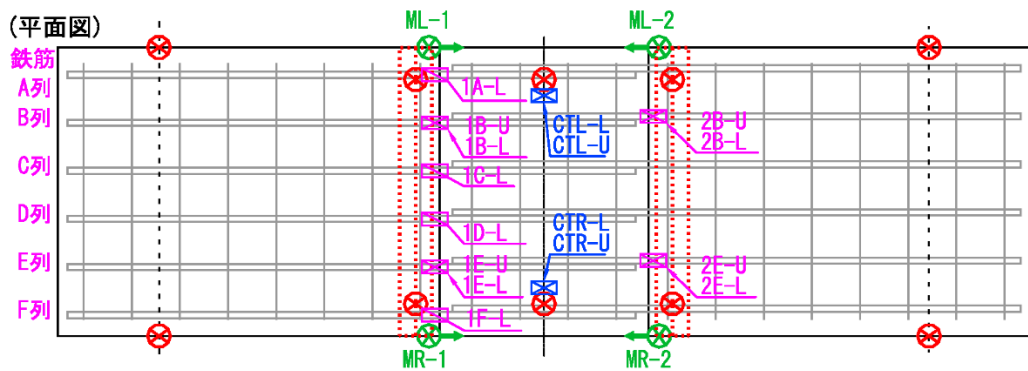
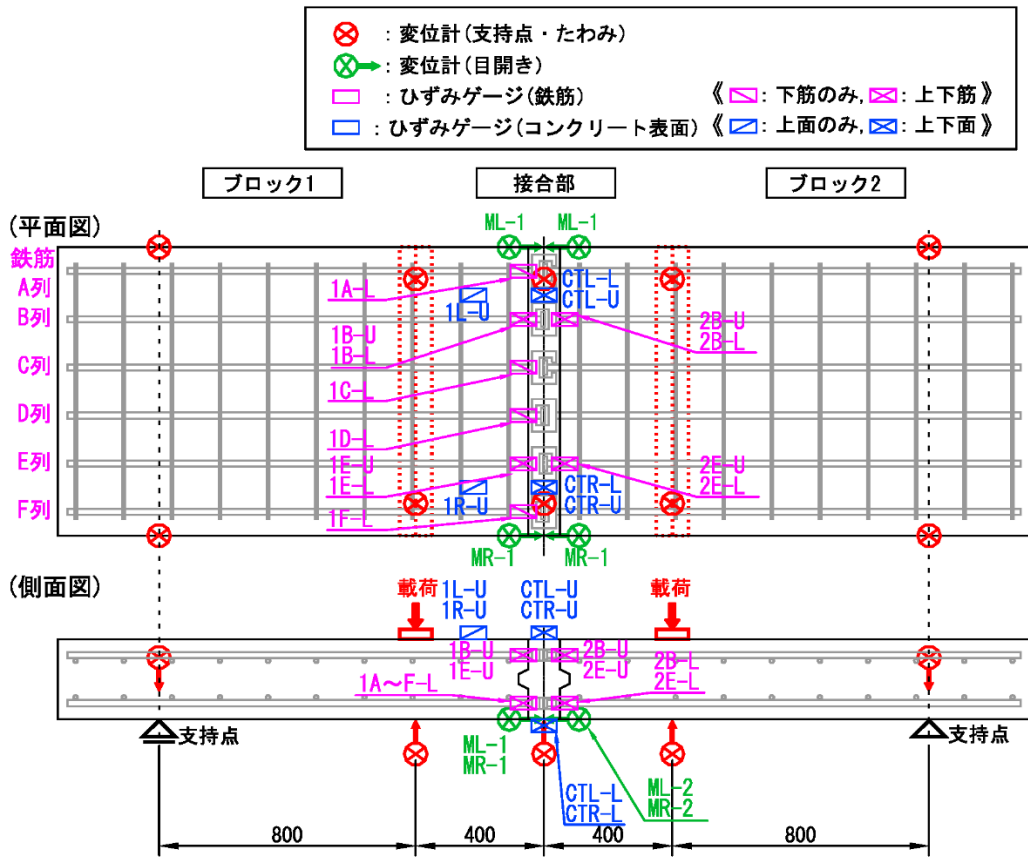


図-4.35 計測機器の配置

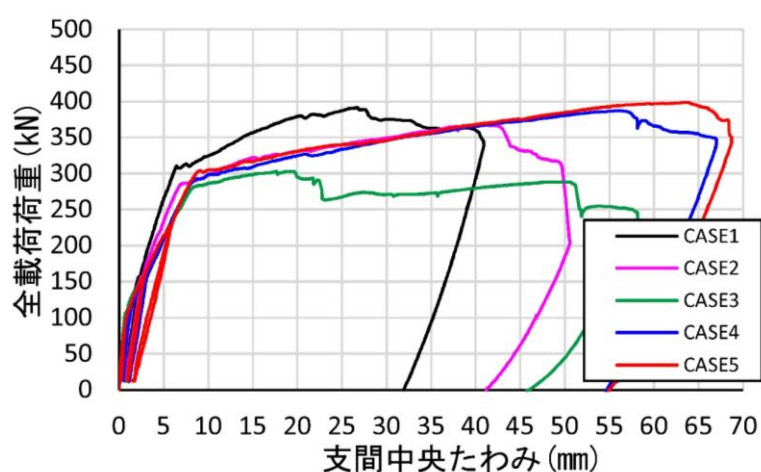
(6) 試験結果および考察

(i) 破壊形式と荷重－たわみ量

すべての実施ケースの破壊形式ならびに全載荷荷重（最大）を表－4.24 に示す．ここに示したように，終局時にはすべてのケースが曲げ破壊に至っている．また，全載荷荷重と支間中央部の鉛直たわみの関係を図－4.36 に示す．試験時の最大荷重に関しては，継手構造 B のケース（CASE4，CASE5）は，重ね継手のケース（CASE1）とほぼ同等であり，ループ継手のケース（CASE2）より若干大きかった．よって，既往の継手に対して十分な耐力を有していること，また，変形性能も十分にあることを確認した．一方，継手構造 A は，鉄筋降伏後に暫くして荷重が一気に低下した．試験終了後に継手周辺の間詰め材を撤去し継手状況を確認したところ，写真－4.6 に示すように下筋部の T 型治具と鉄筋の圧接箇所鉄筋が破断（6 本中で 1 本）していたことが確認され，これが原因と考えられる．また，重ね継手のケース（CASE1）では，他のケースに比べて中央部のたわみが小さくなっているが，これは継手の構造上，継手区間では 2 倍の鉄筋が配置されているためである．

表－4.24 実施ケースの破壊形式と最大荷重

曲げ試験 実験ケース	破壊形式	全載荷荷重 Max(kN)
CASE1	曲げ破壊	392
CASE2	曲げ破壊	368
CASE3	鉄筋破断を伴う曲げ破壊	303
CASE4	曲げ破壊	387
CASE5	曲げ破壊	398



図－4.36 全載荷荷重－支間中央部の鉛直たわみ

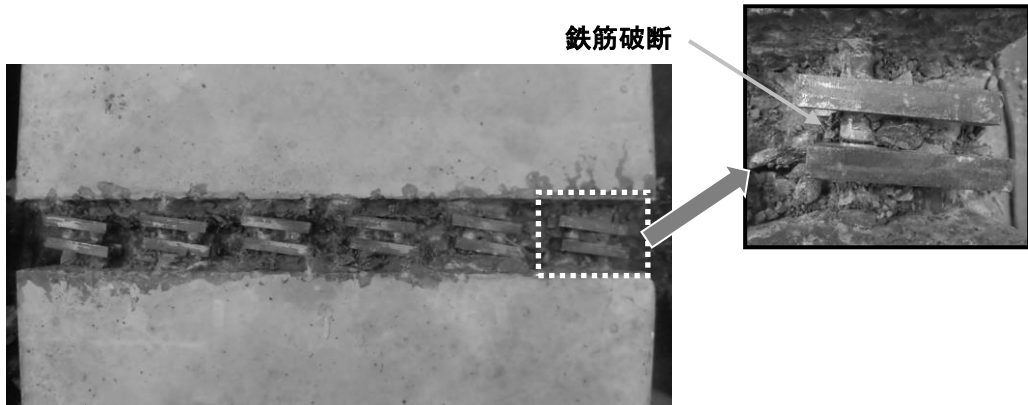


写真-4.6 試験後の継手部（継手構造 A：下筋）

(ii) ひび割れ発生状況

試験終了後の試験体の下面ならびに側面のひび割れ発生状況を図-4.37, 図-4.38 に示す。なお, 下面のひび割れのうち, 両側面付近の局所的なものは省略している。CASE1 (重ね継手) では, 接合部に 2 倍の鉄筋量の配筋がされており, 接合部端部から一般部を中心にして大きなひび割れが発生した。CASE2 (ループ継手) では, 接合部内でのひび割れの進展が顕著であり, ひび割れの密度は一般部より高いように見えた。継手構造 A の CASE3 は, 接合部の幅が小さいが, 各継手単体の先端治具の中央を結ぶようにひび割れが集中的に発生して大きく進展した。継手構造 B の CASE4 (イモ) では, 接合部ではひび割れは確認されず, 一般部のみにひび割れが分散した。一方, CASE5 (千鳥) では, 一般部と接合部にひび割れ状況に大きな差異がなく, 等曲げ区間で分散して発生していた。

このように継手構造 A では終局時に接合部に大きなひび割れが集中して発生したが, 継手構造 B では, 接合部が一般部に対してひび割れが集中する等の傾向は見られず良好であった。

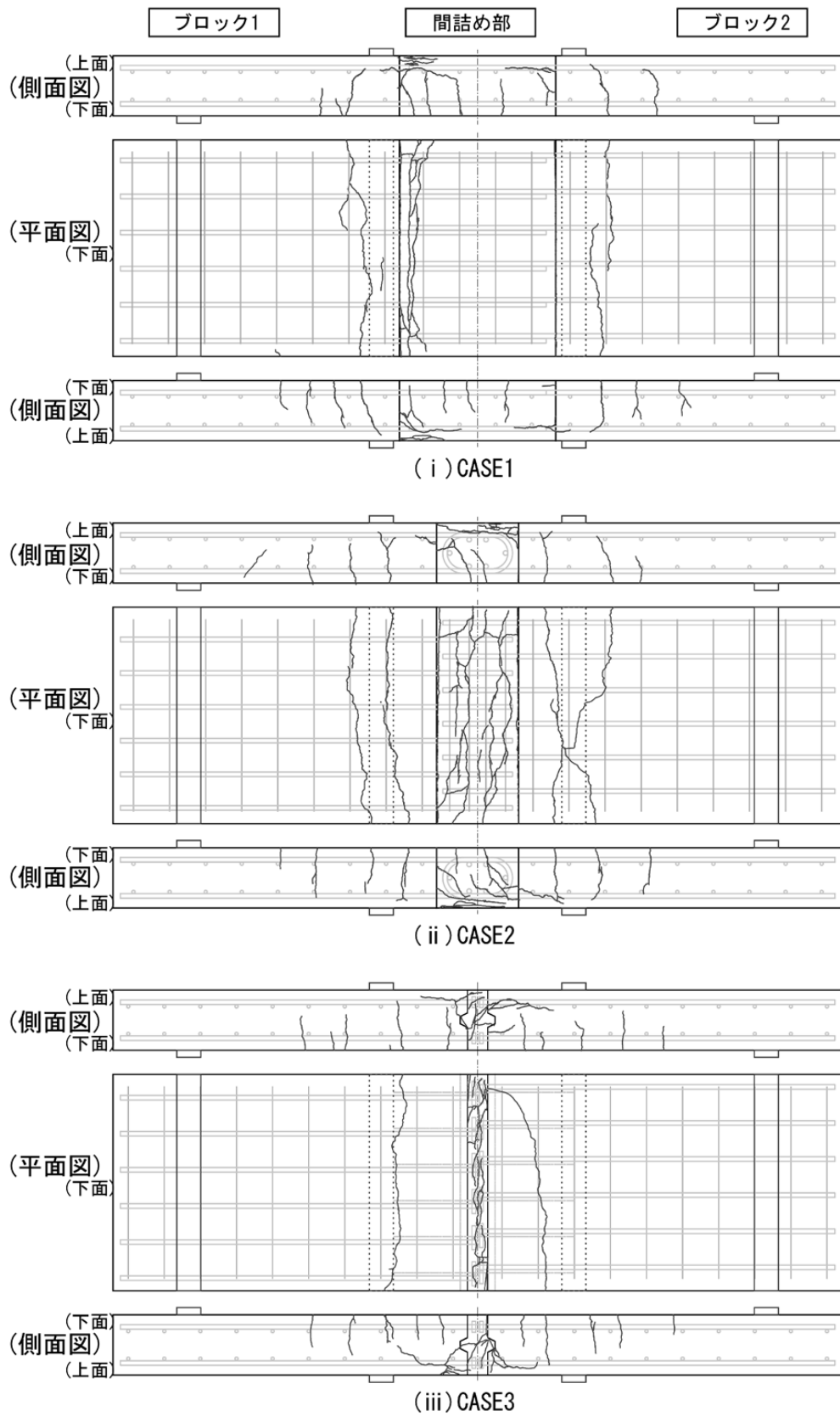


図-4.37 ひび割れ状況図 (その1)

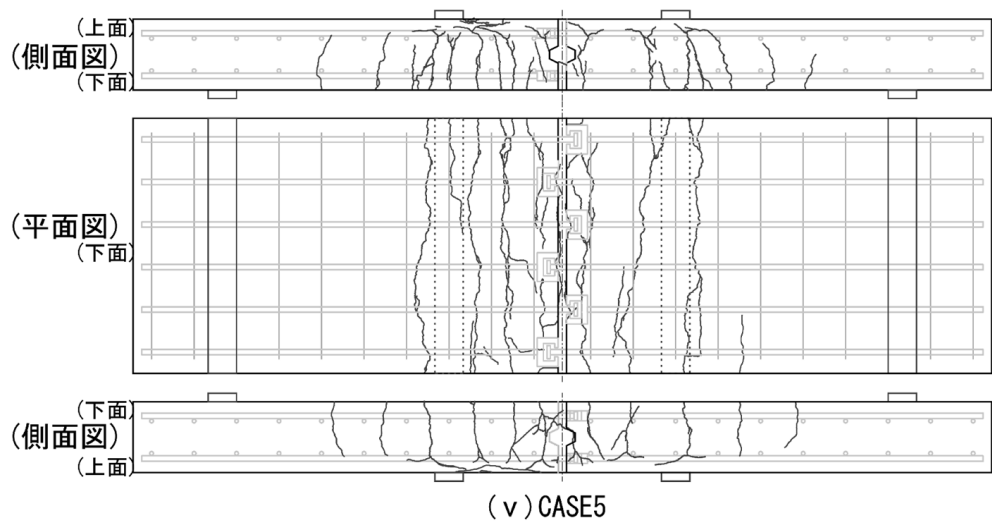
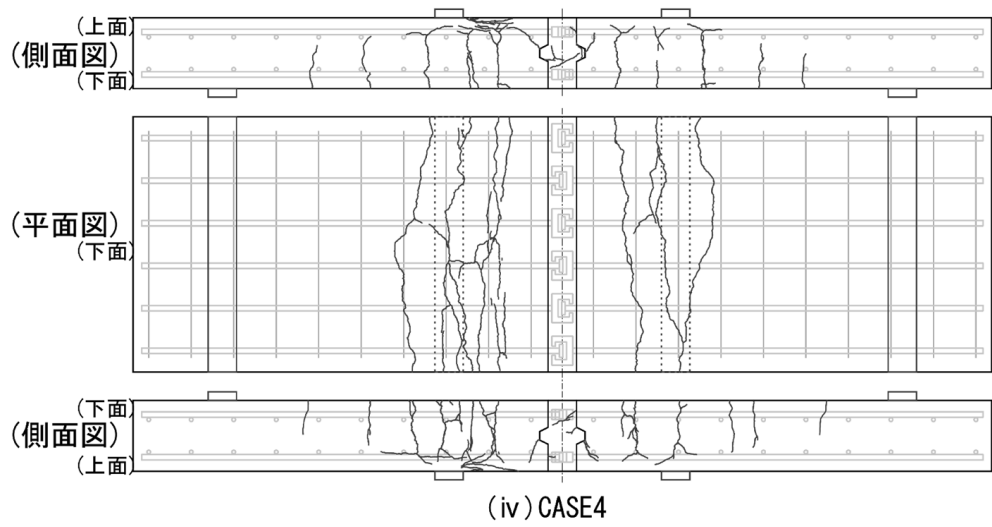


図-4.38 ひび割れ状況図 (その2)

(iii) 目地部の目開き量

全載荷荷重とプレキャスト部と接合部の打継目における目開き量の関係を図-4.39 に示す。ここでは、試験体両側で計 4 箇所打継目を計測したが、それらの平均目開き量を示した。道路橋床版内の鉄筋を想定した使用時荷重レベル（下鉄筋の発生応力 120N/mm^2 ）では、目開き量は、 $\text{CASE2} > \text{CASE1} > \text{CASE4} > \text{CASE3} > \text{CASE5}$ の順であった。重ね継手（CASE1）やループ継手（CASE2）に比べ、新継手構造（CASE3～CASE5）の方が小さい傾向にあった。これは、重ね継手やループ継手では、新鉄筋継手に比べ継手長が比較的長くなっており、その区間では両側のプレキャスト部材から鉄筋が定着されているため鉄筋量が 2 倍になっている。その結果、接合部ではひび割れ分散性が悪くなり、逆に、接合部とプレキャスト部との境界部である打継目付近にひび割れが集中して目開き量が大きくなったものと考えられる。一方、新継手の場合は、プレキャスト部に対して鉄筋量の増加もなく接合部の幅も狭いことから、ひび割れが分散して発生する傾向にあり、打継目での目開き量も小さくなったと考えられる。また、ひび割れ発生後の繰返し載荷における最大目開き量の推移を図-4.40 に示す。繰返し回数によらずほぼ一定で安定した。

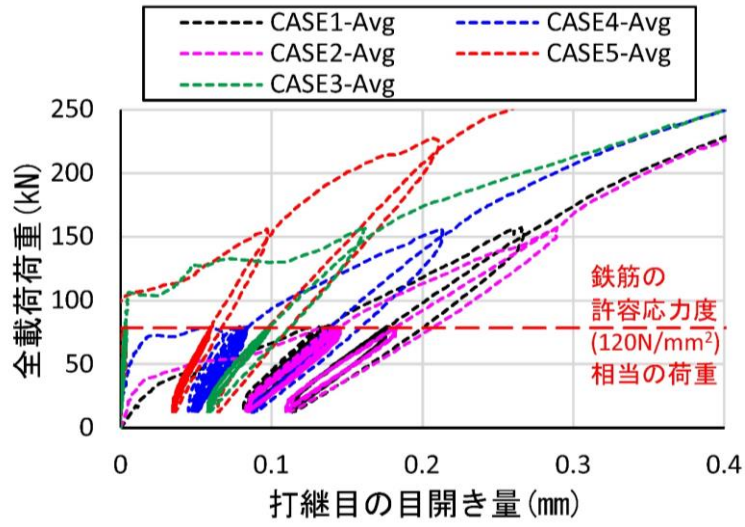


図-4.39 全載荷荷重-打継目の平均目開き量

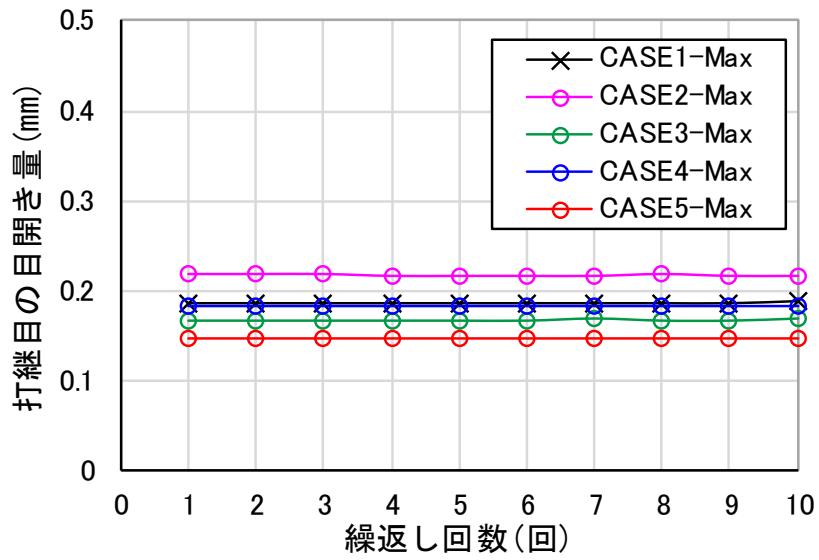


図-4.40 繰返し回数 (ひび割れ後) - 打継目の最大目開き量

(iv) 鉄筋ならびにコンクリートひずみ

鉄筋ひずみゲージのうち、各ケースですべての下筋の平均ひずみと全載荷荷重の関係を図-4.41 に示す。それぞれの実験ケースでひび割れ発生荷重の相違はあるが、ひび割れ発生後のひずみの挙動はほぼ同じであった。若干、CASE5（継手構造 B、千鳥配置）のひずみの進展が遅いが、他のケースと異なり、先端治具がプレキャスト部材内に配置されており、打継目から若干離れた位置にある影響と考えられる。

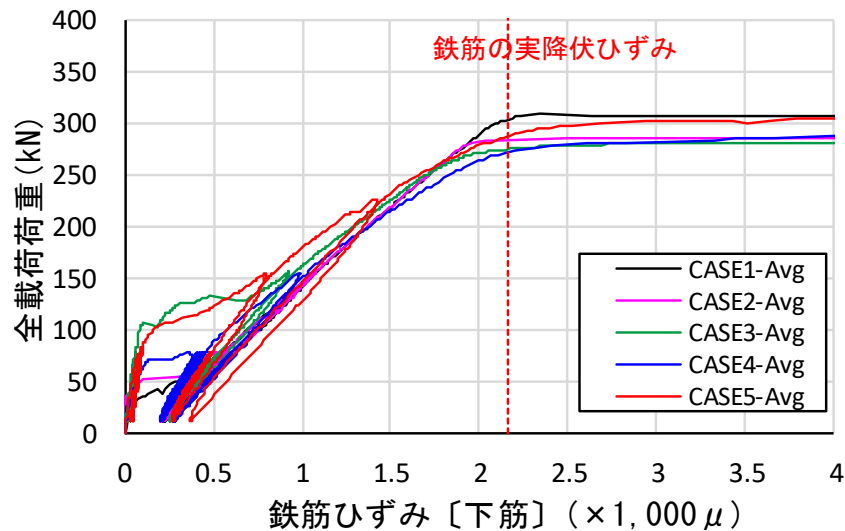


図-4.41 全載荷荷重-引張鉄筋ひずみ

次に、6本の下筋で計測した鉄筋ひずみの幅方向でのひずみ分布（全載荷荷重 200kN 時）を図-4.42 に示す。多少のばらつきはあるが、幅方向でほぼ均等にひずみが発生している。これは、シリーズ 1 からシリーズ 2 に移行する際に C 型治具の仕様を変更し C₂ 型治具を採用したことにより継手耐力に与える側方拘束の影響が小さいことを示している。

また、全載荷荷重-プレキャスト部・接合部のコンクリート表面ひずみの関係を図-4.43 に示す。ここでのひずみは、試験体の上面で計測したひずみの平均値で記載している。終局時には、打継目付近でコンクリートの圧壊が確認されており、コンクリートの表面ひずみが 3,000 μ 程度に達していることと整合している。なお、重ね継手（CASE1）の場合は、測定位置が打継目近傍になく支間中央のみであったこと、また、その位置では標準部の 2 倍の鉄筋量であることから計測ひずみは小さい範囲となったと考えられる。

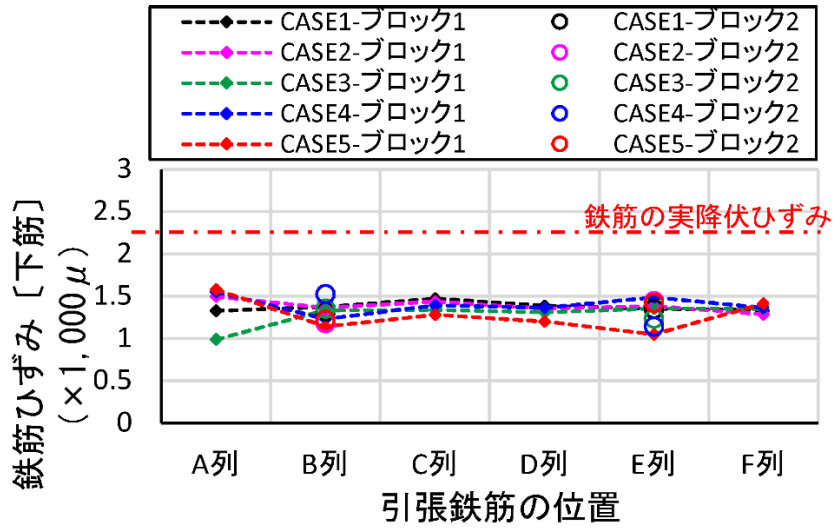


図-4.42 鉄筋位置-引張鉄筋ひずみ（全載荷荷重 200kN 時）

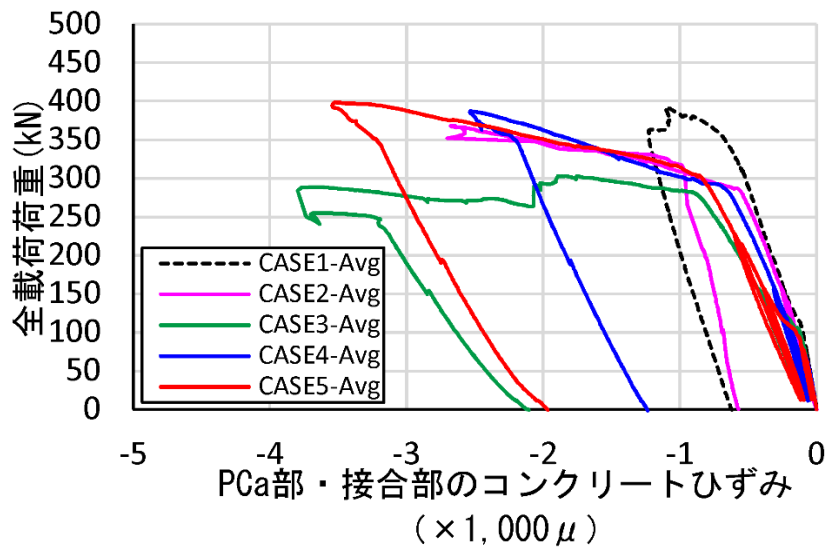


図-4.43 全載荷荷重-プレキャスト部・接合部のコンクリート表面ひずみ

4.4.2 接合部静的せん断試験

(1) 実験目的

新継手構造におけるせん断性能を確認するため、静的載荷試験を実施した。道路橋示方書に準拠して道路橋床版の構造を検討する場合、規定される最小床版厚を満足していればせん断力に対する照査を省略することができる[12][13]。しかしながら、新継手構造は間詰め材を介した鉄筋継手であること、また、特に接合構造 B では、間詰め材の拘束以外に継手部の上下方向（面外方向）へのずれに対する物理的な拘束がないことから確認のため行った。

(2) 評価事項

実験における耐荷性の評価事項と判定方法について、表-4.25 に示す。

表-4.25 静的せん断試験における評価事項

No	評価事項	判定基準・測定事項 等
1	設計せん断力作用時* における継手の変状	目地部の段差およびひび割れ等の変状。
2	せん断耐力 および破壊に至る 挙動・変状	せん断耐力が基準ケースと同等以上であること。

※：設計せん断力用時として、輪荷重（100kN）に衝撃係数等を考慮しても最大 150kN 程度と考えられるため、実験では 150kN とした。

(3) 試験ケース

試験ケースを表-4.26 に示す。ここでは、新継手構造 2 種類と継手配置（イモ、千鳥）を考慮した計 3 ケースを実施した。

表-4.26 試験ケース一覧（せん断試験）

せん断試験 実験ケース	継手仕様			継手 配置	
	継手形式	先端治具			
CASE1	継手構造 A	P 型	—	P 型	イモ
CASE2	継手構造 B	C ₂ 型	—	T 型	イモ
CASE3	継手構造 B	C ₂ 型	—	T 型	千鳥

(4) 試験体

試験体の外形寸法は、軸方向 3,030mm、軸直角方向 900mm、高さ 250mm とした。2 面せん断試験を念頭におき、軸方向に接合部を 2 箇所設けた。また、打継目には、深さ 30mm の凹のせん断キーを設け、打継ぎ処理を施した。試験体の製作方法は、静的曲げ試験と同様とした。試験体の概要を図-4.44 に示す。

使用材料に関しては、静的曲げ試験と同様であり、材料特性は、表-4.20～表-4.22 に示すとおりである。

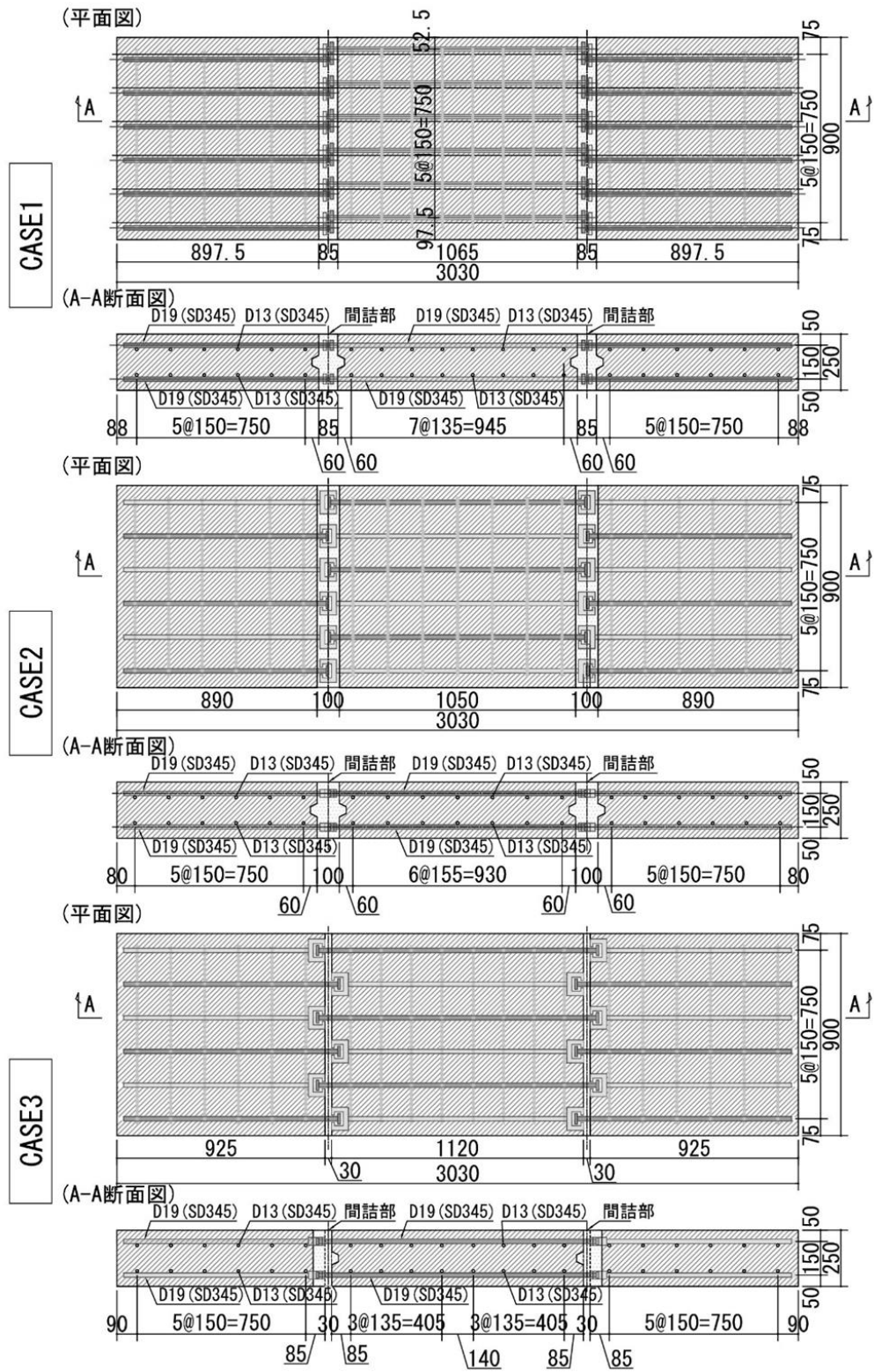


図-4.44 試験体の概要

(5) 試験方法

1) 載荷装置

試験は載荷能力 10MN 試験機を用いて載荷した。試験装置の概要を図-4.45 に示す。支持点間隔を 1,600mm、載荷点間距離を 800mm とした ($a/d=2.0$)。載荷点ならびに支持点の 4 箇所のうち、載荷点の片側をピンとし、それ以外の 3 箇所はピンローラーとした。

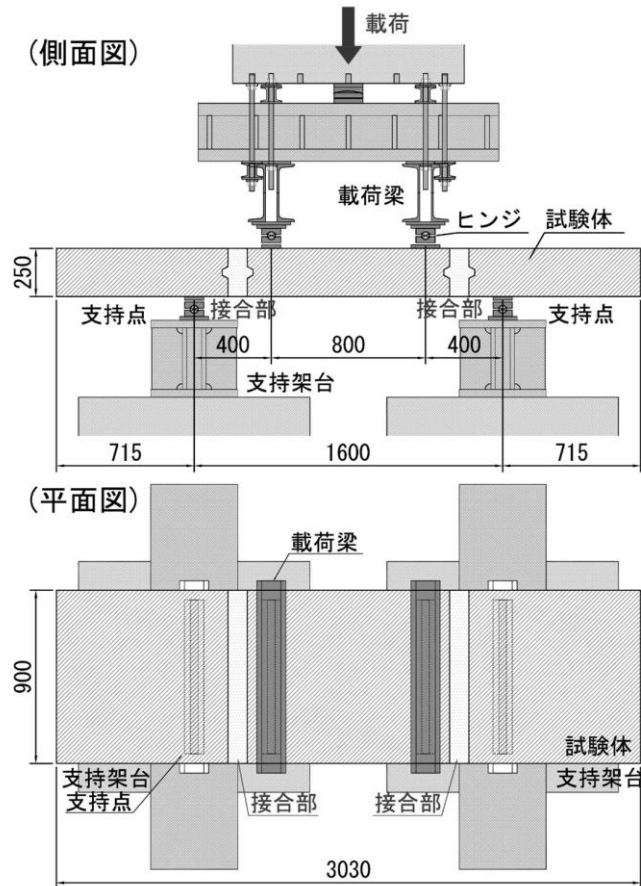


図-4.45 載荷装置

2) 載荷方法

載荷は、使用時荷重レベルで 10 回繰返すこととした。使用時荷重は、道路橋床版の輪荷重 (100kN) を基本として衝撃係数等を考慮した場合、最大でも 150kN 程度と考えられる。しかしながら、本実験では、接合部にせん断ひび割れを発生させることを目的として 1 面あたり 200kN、全載荷荷重で 400kN を載荷することとした。なお、輪荷重を想定した場合のせん断の有効幅として、載荷幅+有効高さ×2倍を考慮すれば、約 900mm であり試験体幅と同等である。載荷ルールを図-4.46 に示す。

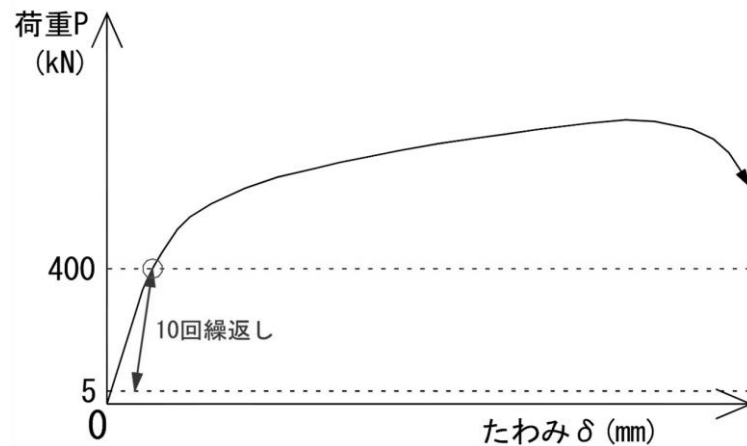


図-4.46 載荷ルール (せん断試験)

3) 計測

計測は、載荷荷重のほか、試験体のたわみ、打継目のずれ量、鉄筋ならびにコンクリート表面のひずみとした。

計測箇所を図-4.47 に示す。

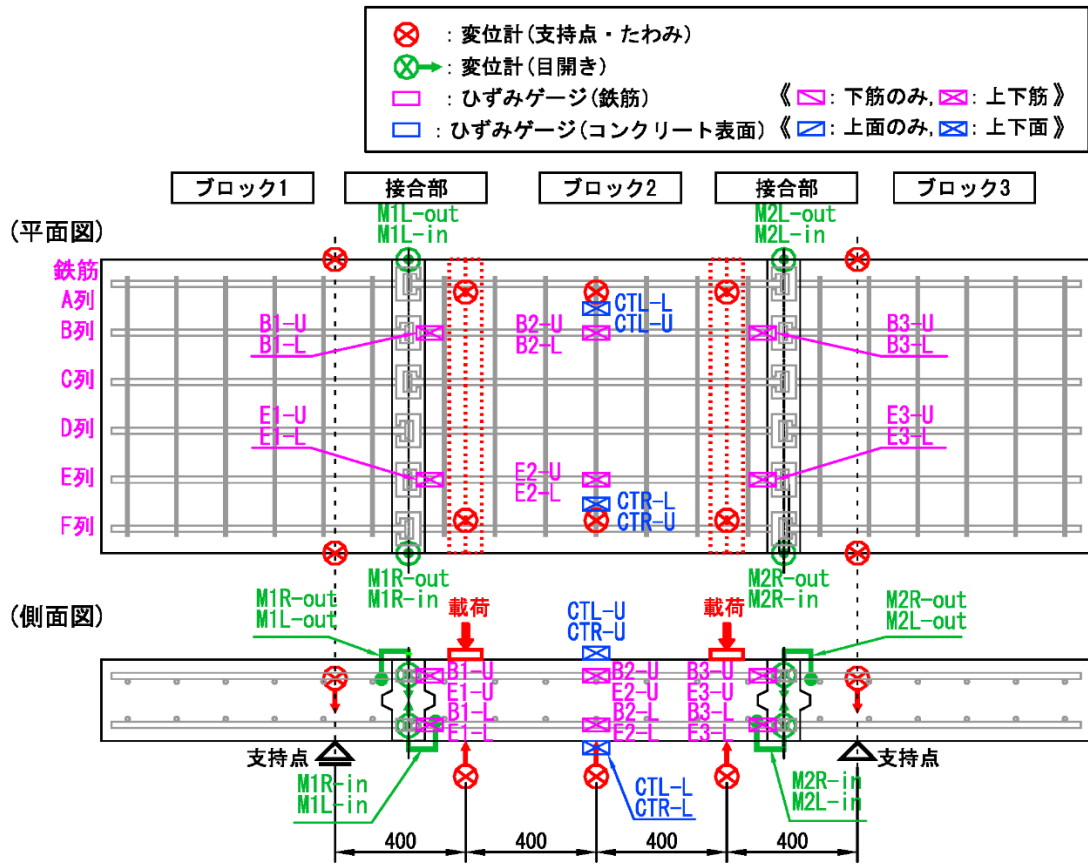


図-4.47 計測機器の配置

(6) 試験結果および考察

(i) 破壊形式ならびに荷重-たわみ

破壊形式ならびに最大荷重を表-4.27 に示す。また、全載荷荷重と支間中央部たわみを図-4.48 に示す。

継手構造 A (CASE1) では、鉄筋降伏後に接合部がせん断破壊に至ったためせん断耐力は確認できたが、継手構造 B (CASE2 および CASE3) では、せん断破壊に至る前に等曲げ区間のプレキャスト部材で曲げ破壊が先行したため、せん断耐力は確認できなかった。写真-4.7 に継手構造 A におけるせん断ひび割れの状況を示す。

一般的に梁部材のせん断耐力の予測式は、二羽らにより提案されている[14][15]。これらは、せん断スパン比によりディープビーム ($a/d < 2$)、スレンダービーム ($2.6 \leq a/d \leq 8.6$) の構造を区別した回帰式である。これらの式に基いてせん断耐力を算出すると、ディープビームの回帰式: 786(kN)、スレンダービームの回帰式: 317(kN)であった。新継手構造を有する部位のせん断耐力の予測は困難であるが、本試験のせん断スパン比は 2.0 であり、両回帰式におけるせん断スパン比の設定値の間にあることから、せん断耐力は前述の両回帰式による算定値の間と想定された。表-4.27 の結果から、せん断耐力はすべてのケースにおいて少なくともスレンダービームの算定値以上であることは確認できた。前述のように、道路橋床版を考える場合は、接合部単位幅あたりの作用せん断力は輪荷重 (100kN) に衝撃係数等を考慮しても 150kN 程度と考えられるため、今回の試験結果では 2.5 倍以上の安全率を確保できている。このため、せん断破壊は発生しないと考えられる。

表-4.27 実施ケースの破壊形式と最大荷重

せん断試験 実験ケース	破壊形式	全載荷荷重 Max(kN)	最大荷重 Max(kN) [接合部あたり]
CASE1	鉄筋曲げ降伏後のせん断破壊	765	382.5
CASE2	曲げ破壊	782	391
CASE3	曲げ破壊	804	402

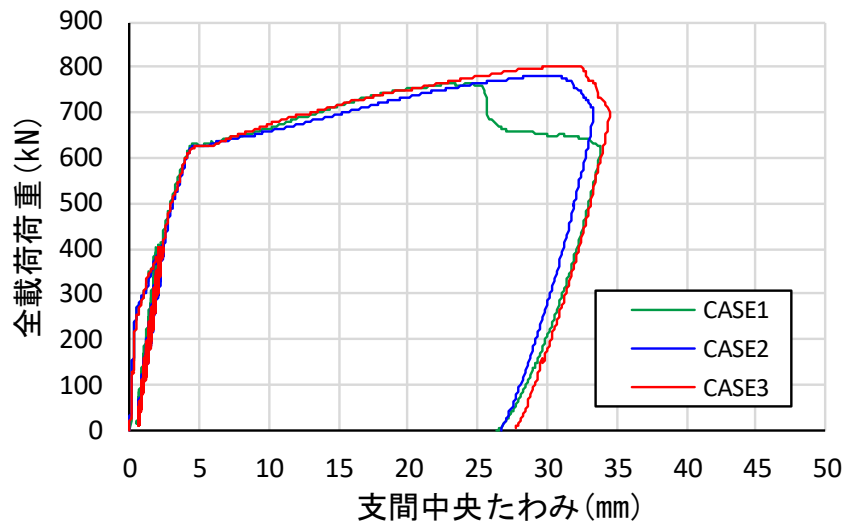


図-4.48 全載荷荷重-支間中央たわみ

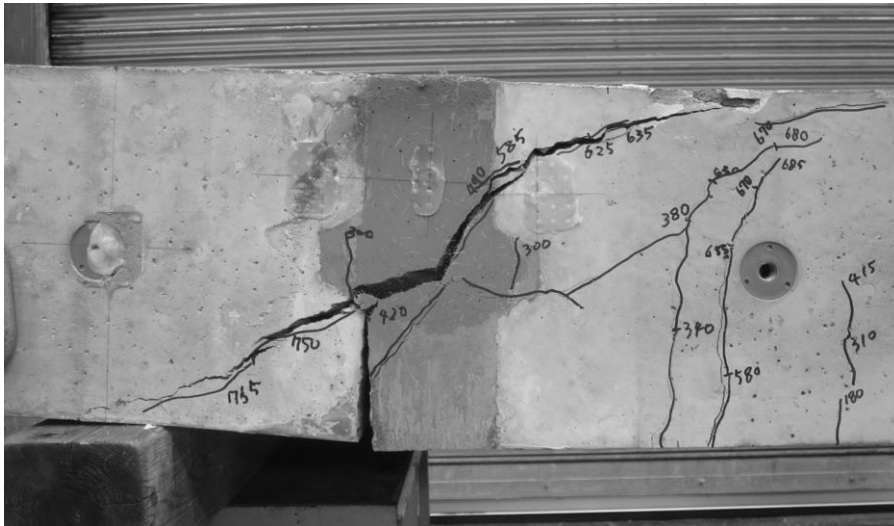


写真-4.7 せん断ひび割れ (CASE1)

(ii) 打継目の段差（ずれ）量

接合部 1 箇所あたりに作用するせん断力と接合部のずれ量を図-4.49 に示す。ただし、ここでのずれ量は、1 つの接合部（打継目 2 箇所の合計）を示している。また、このずれ量に対して、全載荷荷重（400kN）での繰返し載荷時の推移を図-4.50 に示す。本試験では作用せん断力と想定する最大せん断力 150kN より大きな荷重である 200kN で静的載荷を行っている。このような条件で 10 回の繰返し載荷をした結果でも、接合部のずれ量は 0.1mm 程度と小さく、また、ほとんど増加がなく推移した。

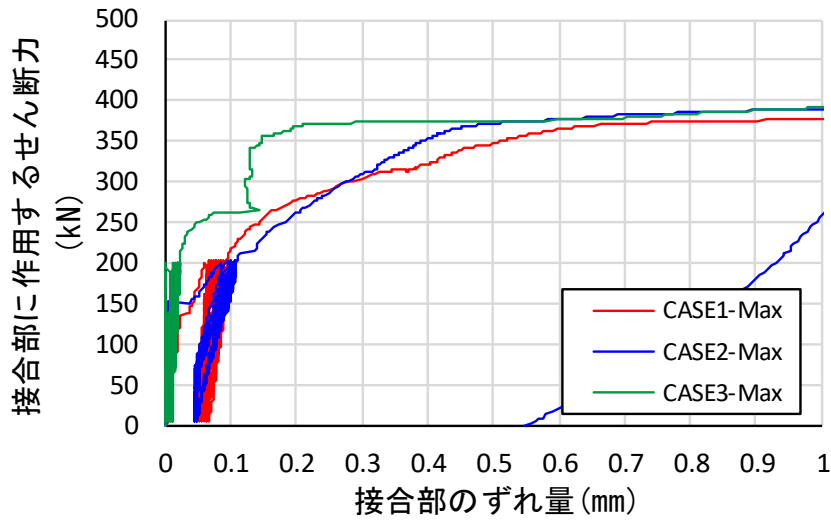


図-4.49 作用するせん断力-接合部のずれ量

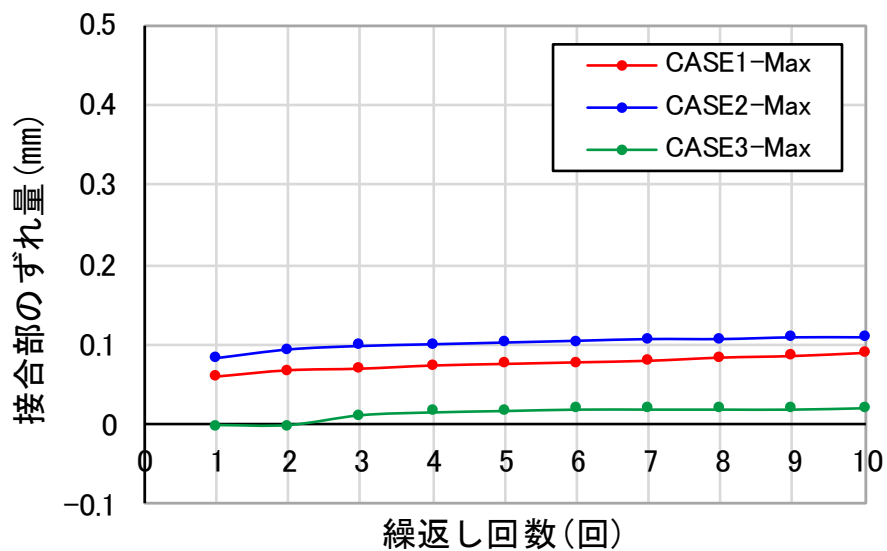


図-4.50 繰返し回数と接合部のずれ量の推移

4.5 まとめ

本章において得られた主な知見を，各性能試験に対して整理し，以下に示す．

(1) 間詰め材の基本性能試験

本鉄筋継手の間詰め材は，先端治具同士の狭隘な隙間部分を充填すると同時に，接合部の間詰めを行うものである．充填時の流動性の保持や狭隘な箇所への充填性が重要であり，補強繊維の仕様（長さ，混入率）の影響は大きい．PVA 繊維の場合は，鋼繊維を混入した場合に比べて圧縮強度が若干落ちる傾向にあったが，有意な差ではなかった．間詰め材は先端治具周囲に配置され治具の変形を拘束する効果もあり，引張抵抗が強い方が有効と考えられた．曲げタフネス試験結果と先端治具の周囲を切り出した模型を用いた流動状況の結果も含めて検討すると，鋼繊維の繊維長 6mm で混入率 1.5% もしくは繊維長 9mm で混入率 1.0% が効果的と考えられた．

(2) 継手単体の引張試験

a) 継手構造 A

側方拘束の作用や接合部の間詰め材の繊維補強が継手の引張耐力の向上に効果があることを確認した．側方拘束があり，かつ間詰め材に補強繊維を混入した場合は，鉄筋の規格降伏強度以上の耐力は確保できたが，規格引張強度までは至らなかった．

継手構造 A では対向する鉄筋配置が偏心しているため，終局時は，先端治具（P 型）と鉄筋の圧接近傍で鉄筋に曲げが卓越し破断した．また，荷重過程において，先端治具（P 型）でなく，上述の圧接近傍の鉄筋が先行して降伏に至っているため，P 型治具の仕様を見直しても継手耐力の向上を期待できないと判断された．

b) 継手構造 B

側方拘束の作用や接合部の間詰め材の繊維補強が継手の引張耐力の向上に効果があることを確認した．

C₁ 型治具を用いた場合（シリーズ 1）は，終局時には C₁ 型治具の変形が進展し，T 型治具が抜け出して破壊した．一方，C₂ 型治具を用いた場合（シリーズ 2）は，C₂ 型治具の変形が小さく引張耐力が上昇した．その結果，シリーズ 2（C₂ 型治具）で，側方拘束が作用し，かつ，間詰め材の補強繊維に鋼繊維（繊維長 6mm，混入率 1.5vol% もしくは繊維長 9mm，混入率 1.0vol%）を混入すると鉄筋の規格引張強度と同等の引張耐力を確認できた．なお，継手の配置（イモもしくは千鳥）による有意な差は確認できなかった．

(3) 静的曲げ試験

a) 継手構造 A

基準ケース（重ね継手，ループ継手）と比較して曲げ耐力は小さく，重ね継手に対して 77% 程度であった。また，終局時は下筋 6 本の内，端部の 1 本で先端治具（P 型）と鉄筋の圧接部近傍の鉄筋が破断した。継手単体の引張試験の破壊状態と同様であり，鉄筋配置の偏心の影響と端部鉄筋の側方拘束が小さいことに起因すると考えられる。

b) 継手構造 B

曲げ耐力は，継手の配置によらず，基準ケース（重ね継手ならびにループ継手）と同等であることを確認できた。また，打継目の目開き量は，使用荷重レベルで基準ケースと同等か若干小さい傾向であった。

下筋の鉄筋ひずみ $1,500\mu$ （全載荷荷重 200kN）レベルでは，幅方向での中央付近と端部での鉄筋ひずみの差が確認されず，C₂型治具の仕様を上げたこともあり側方拘束の差異による影響が小さくなったと考えられる。

ひび割れ発生状況は，イモ配置の場合は接合部にほとんど発生せず一般部のみに分散した。一方，千鳥配置の場合は接合部を含め等曲げ区間全体に均等に発生した。

(4) 静的せん断試験

a) 継手構造 A

せん断耐力は，道路橋床版を想定した場合に作用するせん断力に対して，安全率を 2.5 程度は確保できた。

接合部に作用するせん断力を 200kN として実施した繰返し荷重時で，接合部 1 箇所あたりのずれ量は，0.1mm 程度と小さい範囲で推移した。

b) 継手構造 B

継手配置がイモ配置と千鳥配置での傾向はほぼ同様であった。いずれも最終的な破壊状態が曲げ破壊であったため，せん断耐力は確認できなかった。しかしながら，曲げ破壊に至った最大荷重時において接合部 1 箇所に作用するせん断力でも，道路橋床版を想定した場合に作用するせん断力に対して，安全率を 2.5 程度は確保できた。

1 箇所あたりのずれ量は，作用せん断力が 200kN 程度でも 0.1mm 程度の小さい範囲で推移した。

以上のことから，継手構造 A では，対向する鉄筋の偏心配置が継手単体の引張耐力や床版等の曲げ耐力に及ぼす影響が大きく，道路橋床版の要求性能を達成することは困難と判断できる。

一方、継手構造 B は、継手単体での引張耐力が鉄筋の規格引張強度以上であり、また、床版部材に適用した場合でも、曲げ、せん断挙動に対して既往の継手と同等以上の耐力を確保できる仕様を選定できたため、プレキャスト部材間の継手構造として適用可能であることを確認できた。

《参考文献》

- [1] 日本規格協会, セメントの物理試験方法 JIS R 5201:2015, 2015.
- [2] 土木学会, コンクリート標準示方書 規準編 土木学会規準および関連規準 (2013 年制定), 2013.
- [3] 日本規格協会, フレッシュコンクリートの単位容積質量試験方法及び空気量の質量による試験方法 (質量方法) JIS A 1116:2005, 2005.
- [4] 日本規格協会, コンクリートの圧縮試験方法 JIS A 1108:2006, 2006.
- [5] 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 II, pp. 276-277, 2012.
- [6] 土木学会, 鉄筋定着・継手指針[2007 年版], コンクリートライブラリー128, pp. 41-46, 2007.
- [7] 土木学会, コンクリート標準示方書 設計編 (2012 年制定), pp. 330-349, 2012.
- [8] 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社, 設計要領 第二集 建設橋梁編, pp. 7-36~7-38, 2015.
- [9] 壹岐直之, 清宮理, “静的繰り返し載荷が異形鉄筋の付着特性に及ぼす影響”, コンクリート工学年次論文集, vol. 22, no. 3, pp. 1195-1200, 2000.
- [10] 麻生高行, 金久保利之, “繰返し荷重下における鉄筋コンクリートの付着性状に関する研究”, コンクリート工学年次論文集, 第 32 巻, 第 2 号, pp. 589-594, 2010.
- [11] 三木朋宏, 塩見拓也, “繰返し荷重を受ける腐食した鉄筋の付着挙動に関する研究”, コンクリート工学年次論文集, vol. 35, no. 2, pp. 601-606, 2013.
- [12] 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 II, pp. 264-274, 2012.
- [13] 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 II, pp. 283-288, 2012.
- [14] 二羽淳一郎, 前田詔一, 岡村甫, “ディープビーム的な RC 部材の設計方法に関する提案”, 第 5 回コンクリート工学年次講演論文集, pp. 358-360, 1983.
- [15] 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫, “せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価”, 土木学会論文集, 第 372/V-5, pp. 167-176, 1986.

第5章 実用化に向けた新継手構造の精度管理および施工性の検証

5.1 概要

第5章では、図-5.1の構成に従い、第4章で基本性能を把握した新鉄筋継手の実用化に向けた検討を行った。新鉄筋継手の両先端治具間には、製作誤差や据付誤差等により生じる配置誤差（累積誤差）がある。このような先端治具同士の配置誤差が引張耐力に及ぼす影響度を把握するために、誤差を有する一組の鉄筋継手の試験体を用いて引張試験を行い、所定の耐力を確保するための誤差の制限値を確認した。また、多数の新鉄筋継手を有する実物大の道路橋プレキャスト床版を用いた施工試験を行い、据付時の両先端治具の干渉の有無や程度、据付時の仮設治具（ガイド鋼材）の有効性の検証、間詰め材の接合部（継手治具周り）の充填性の確認等の施工性の検証を行った。さらに、これらの結果から、本構造を現場に採用する際の品質管理手法に関して考察した。

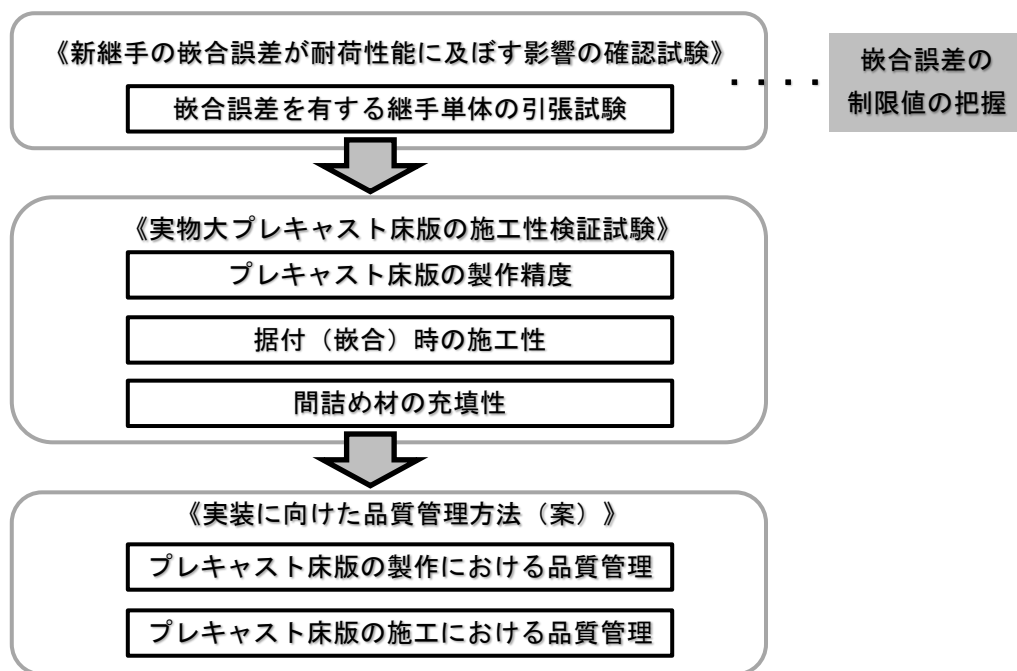


図-5.1 第5章の構成

5.2 新継手の嵌合誤差が耐荷性に及ぼす影響の確認試験

新鉄筋継手を適用する場合，各先端治具の配置誤差には，プレキャスト部材の製作時の誤差ならびに施工時の誤差が含まれる．これらの先端治具の嵌合時の誤差が継手の耐荷力に与える影響を確認するため，誤差を有する試験体を用いて同様に継手単体での引張試験を行った．

(1) 試験体

引張試験体は一組の鉄筋を対象として，間詰め部およびプレキャスト部材の一部を切り出した形状である．試験体の厚さは，道路橋床版厚の半分程度を想定した．試験体の形状寸法を図-5.2に示す．鉄筋 D19 (SD345) において，C型治具の内空とT型治具の形状，両治具の相対配置は本図の状態を標準配置と設定した．使用材料は，鉄筋は D19 (SD345)，継手治具の材質は T型治具を SM490，C型治具を SM570 とし，それぞれの治具と鉄筋との接合は摩擦圧接を施した．プレキャスト部材を模擬したコンクリート部分は，道路橋プレキャスト床版を想定し目標強度を 50N/mm^2 とし，接合部の間詰め材は設計基準強度を 80N/mm^2 の無収縮モルタルとした．なお，補強繊維は，鋼繊維 ($\phi 0.16\text{mm}$ ，繊維長 9mm ， $1.0\text{vol}\%$) とした．

試験時の鋼材，セメント系材料，補強繊維の材料特性を，表-5.1～表-5.3に示す．

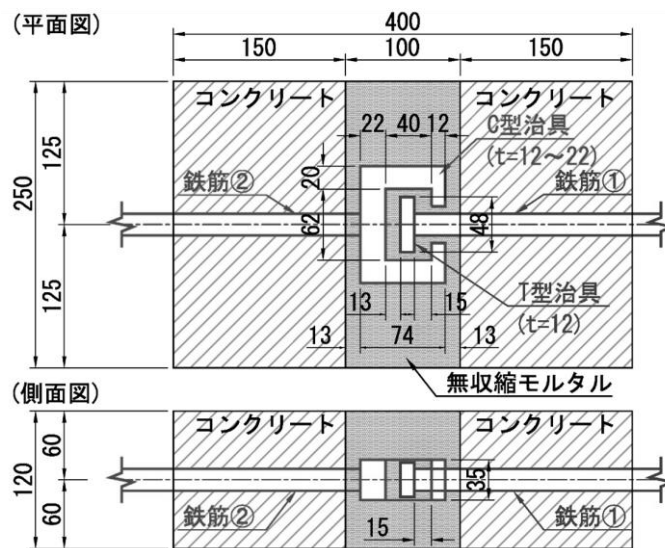


図-5.2 試験体の形状

表-5.1 鋼材の材料特性

CASE	部位		材料仕様	力学特性 (N/mm ²)		
				ヤング係数	降伏強度	引張強度
T-CASE1~7 H-CASE1,2	先端治具	T型	SM490	193,000	402	558
		C型	SM570	213,000	473	629
	鉄筋	D19	SD345	188,000	394	576
H-CASE3~5	先端治具	T型	SM490	204,000	435	572
		C型	SM570	216,000	479	636
	鉄筋	D19	SD345	188,000	387	562

表-5.2 セメント系材料の材料特性

CASE	部位	材料仕様 ・コンクリート ・繊維, 径, 長さ, 混入率	力学特性 (N/mm ²)		
			ヤング係数	圧縮強度	曲げ靱性係数
T-CASE1~ T-CASE7	コンクリート	C40-早強-20mm-12cm	—	51.3	—
	無収縮モルタル (間詰め部)	鋼繊維, φ0.16mm 9mm, 1.0vol%	3.41×10 ⁴	111	8.14
H-CASE1,2	コンクリート	C40-早強-20mm-12cm	—	49.1	—
	無収縮モルタル (間詰め部)	鋼繊維, φ0.16mm 9mm, 1.0vol%	3.41×10 ⁴	116	8.43
H-CASE3~ H-CASE5	コンクリート	C40-早強-20mm-12cm	—	51.9	—
	無収縮モルタル (間詰め部)	鋼繊維, φ0.16mm 9mm, 1.0vol%	3.31×10 ⁴	129	—

表-5.3 補強繊維の仕様

	繊維径 (mm)	繊維長 (mm)	密度	力学特性 (N/mm ²)	
				ヤング係数	引張強度
鋼繊維	0.16	9	7.85	200,000	2,800

(2) 試験ケース

標準配置である T-CASE1 を基本として、先端治具同士に相対的な配置誤差を設定して実験を行った。誤差の方向は図-5.3 に示す。実験は、水平方向、軸方向、鉛直方向に 1 方向のみに対してずらして配置したケース（以下、単独誤差）と、3 方向を同時にずらして配置したケース（以下、複合誤差）を行った。

それぞれの実験ケース一覧を表-5.4、表-5.5 に示す。

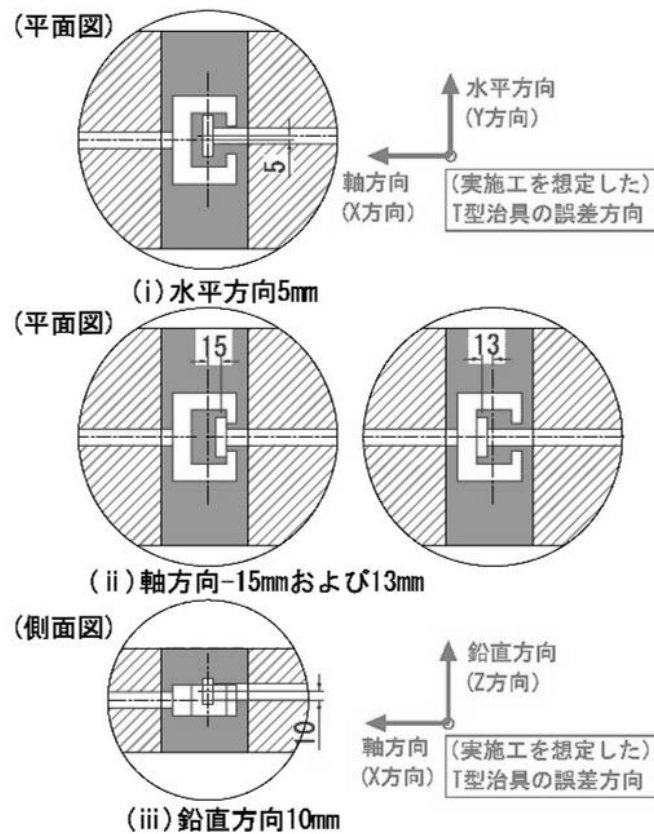


図-5.3 継手誤差の設定方法

表-5.4 単独誤差の実験ケース

単独誤差 実験ケース	誤差の設定方向(mm)			備考
	水平 (Y)	軸 (X)	鉛直 (Z)	
T-CASE1	0	0	0	(基準)
T-CASE2	5	0	0	C型治具内でT型治具が最大水平誤差となる配置
T-CASE3	0	-15	0	C型治具内部（開口側）とT型治具が接する配置
T-CASE4	0	13	0	C型治具内部（鉄筋圧接側）とT型治具が接する配置
T-CASE5	0	0	5	C型治具とT型治具の鉛直方向誤差の程度を3段階に設定した配置
T-CASE6	0	0	10	
T-CASE7	0	0	15	

表-5.5 複合誤差の実験ケース

複合誤差 実験ケース	誤差の設定方向(mm)			備考
	水平 (Y)	軸 (X)	鉛直 (Z)	
H-CASE1	5	-15	10	単独誤差の実験で、鉄筋の規格引張強度以上の引張耐力を確認できた単独誤差の組み合わせ条件。
H-CASE2	5	13	10	
H-CASE3	5	13	8	
H-CASE4	5	13	6	
H-CASE5	5	13	4	

(3) 試験方法

1) 載荷装置

基本的な載荷装置は継手単体の引張試験と同じものを使用した。架台は、試験体を囲む口型の鋼製フレームを使用した。載荷器具は、緊張側に載荷能力 500kN のセンターホールジャッキ，固定側は鉄筋固定用の定着具を設置した。また，試験体の上面に側方拘束用板ジャッキ 2 個を設置し，試験開始時にはなじみをとるために 1kN を載荷した状態を側方拘束の初期状態として試験を実施した。

載荷装置の概要を図-5.4 に示す。

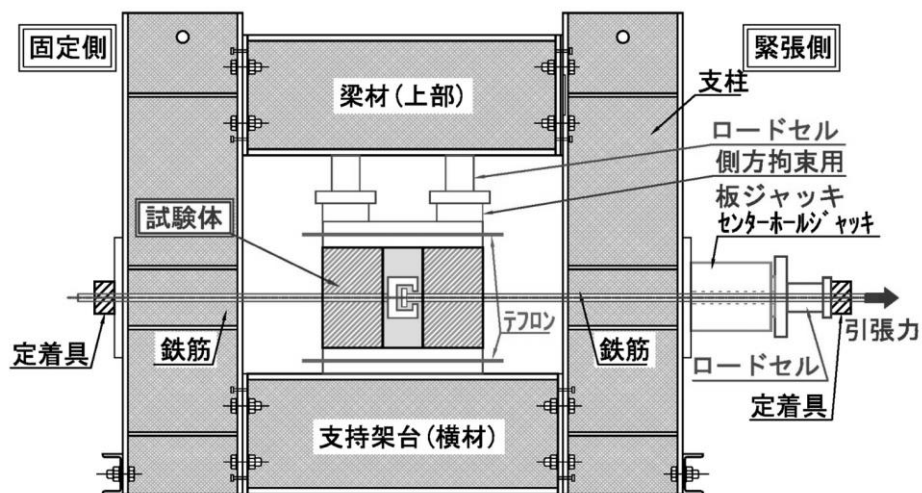


図-5.4 載荷装置

2) 載荷方法

基本的な載荷方法は継手単体の引張試験に準じている。載荷は、継手指針[1]を参考に、鉄筋の許容応力度レベル、高応力レベル（ $0.95f_y$ ）および高ひずみレベル（ $5\varepsilon_y$ ）の3段階で、引張側（一方向）の繰り返し載荷とした。なお、繰り返し回数は、同指針の塑性域正負繰り返し試験を参考に各4回とした。また、鉄筋の許容応力度レベルは、プレキャスト部材の一例として道路橋床版を考慮し、道路橋示方書[2]におけるRC床版の鉄筋における許容応力度の推奨値（ 120N/mm^2 ）を採用し、高ひずみレベルは、打継目近傍の鉄筋ひずみの計測データがすべて $8,625\mu$ （鉄筋の規格降伏ひずみ $1,725\mu \times 5$ ）以上となるように載荷を行った。なお、許容応力度レベルの載荷は、接合部にひび割れがない状態（載荷1）と強制的にひび割れを発生させた後の状態（載荷2）の2段階で行った。

載荷パターンを図-5.5に示す。

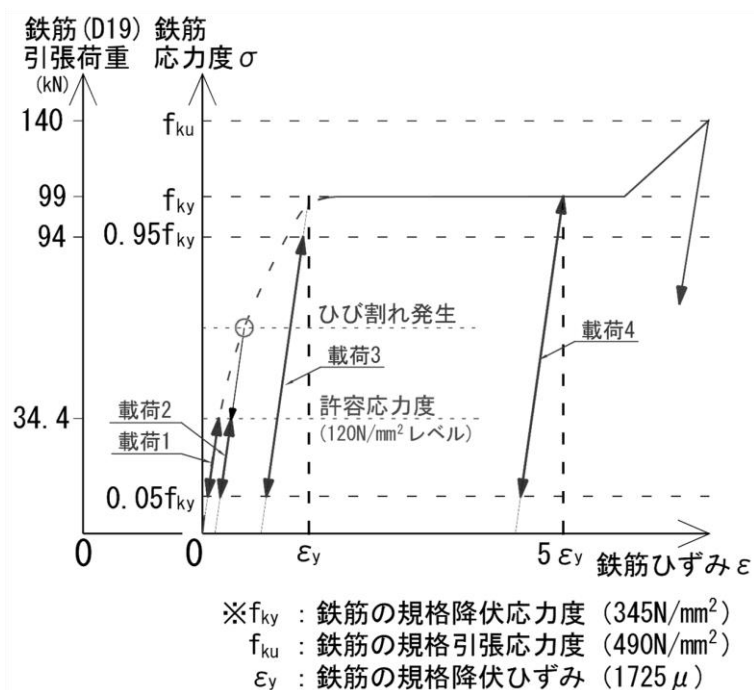


図-5.5 載荷パターン

3) 計測

計測は、荷重、側方拘束力、鉄筋のひずみ、先端治具の表面ひずみ、接合部の幅（以下、接合幅）の変位量に対して行った。

計測機器の配置図を図-5.6 に示す。

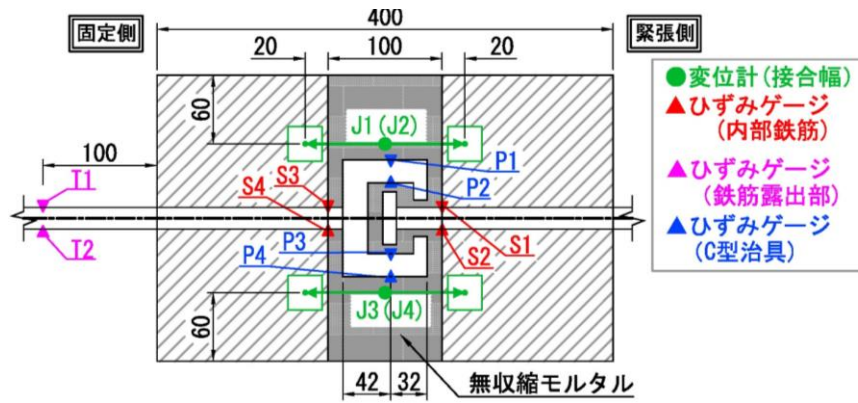


図-5.6 計測機器

(4) 試験結果および考察

1) 単独誤差が継手耐力に及ぼす影響

(i) 破壊状況

単独誤差の実験ケースの結果一覧を表-5.6 に、引張荷重と接合幅の変位量の関係を図-5.7 に示す。本図より、いずれのケースでも鉄筋の規格降伏強度の荷重レベルまでは弾性状態を保持すると考えられる。その後、鉄筋の規格引張強度の荷重レベルまで載荷した際は、C型治具内にT型治具が収まる状態で水平方向の誤差が最大のケース（T-CASE2）および軸方向に誤差を最大にしたケース（T-CASE3 および 4）では破壊に至らず、外観でも大きな変状は確認されなかった。一方、鉛直方向誤差を 15mm と大きく設定したケース（T-CASE7）では、写真-5.1 に示す面外方向の引抜きコーン状破壊に至り、嵌合誤差による引張耐力の低下が確認された。

表-5.6 単独誤差の試験結果

実験 ケース	誤差の設定方向(mm)			破壊形式	最大荷重 (kN)
	水平 (Y)	軸 (X)	鉛直 (Z)		
T-CASE1	0	0	0	鉄筋の規格引張強度の 荷重レベルまで未破壊	140.0
T-CASE2	5	0	0		
T-CASE3	0	-15	0		
T-CASE4	0	13	0		
T-CASE5	0	0	5		
T-CASE6	0	0	10		
T-CASE7	0	0	15	T型治具の面外引抜きコーン状破壊	124.7

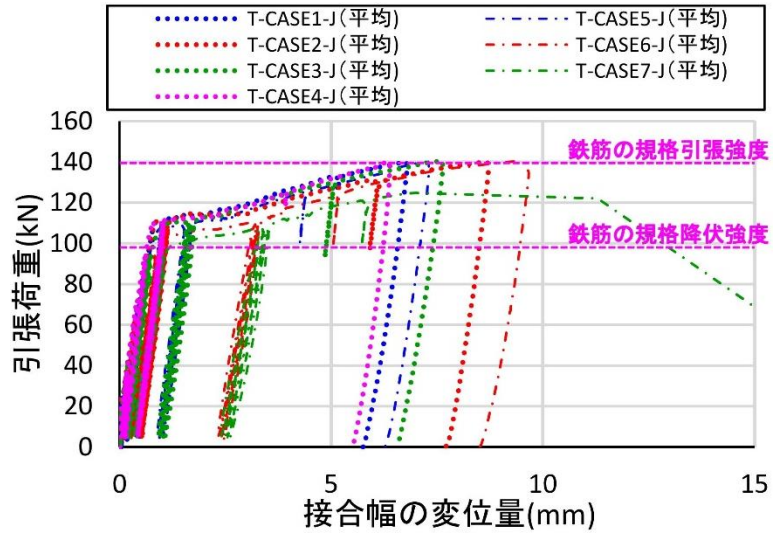


図-5.7 引張荷重-接合幅の変位量 (単独誤差)



写真-5.1 破壊状況 (T-CASE7)

(ii) 水平方向のずれの影響

T-CASE2 の引張荷重と先端治具ひずみの関係を図-5.8 に示す。T 型治具を C 型治具内で水平方向に最大限ずらした配置でも C 型治具の開口側の部位の両側には掛かる寸法であり、鉄筋の規格降伏強度レベルの荷重までは他のケースと大きな相違はなかった。荷重 4 (5 ϵ_y 相当の荷重繰り返し : 107kN) を超えたあたりで、T 型治具が寄っている側の C 型治具のひずみ (P1, P2) が急激に進行し、塑性化とともに側方拘束力も急激に増加したが、鉄筋の規格引張強度レベルの荷重でも破壊には至らなかった。

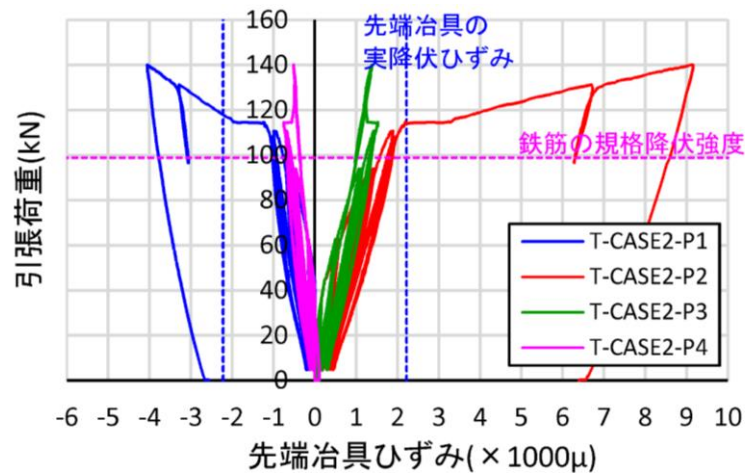


図-5.8 引張荷重-先端治具ひずみ (T-CASE2)

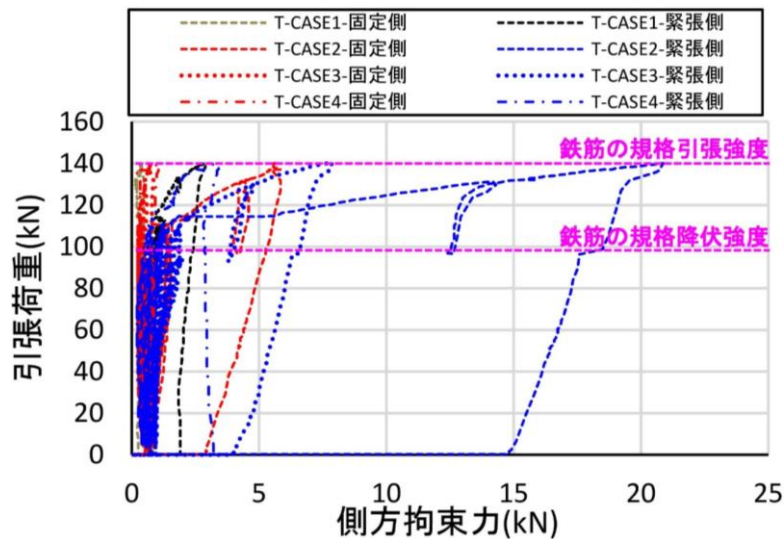


図-5.9 引張荷重-側方拘束力 (T-CASE1~4)

(iii) 軸方向のずれの影響

T-CASE3 および T-CASE4 の引張荷重と先端治具ひずみの関係を図-5.10 に示す。C型治具の発生ひずみは T-CASE4 が T-CASE3 に比べて小さく推移した。本鉄筋継手での先端治具間の力の伝達は、治具間で間詰め材を介した支圧抵抗が伝達するもの（実際には周囲の間詰め材の拘束効果も間接的に含む）と、片端の鉄筋や治具が間詰め材に付着もしくは定着し、周辺間詰め材の引張抵抗を介して反対側の鉄筋や先端治具に伝達するもの、が考えられる。T-CASE3 は C型治具と T型治具が最初から接しているため、载荷に伴い前者の荷重伝達が卓越したのに対して、T-CASE4 では、C型治具の最も奥まった箇所に T型治具があるため、後者の荷重伝達の比率が高まったものと考えられる。しかしながら、T-CASE3, T-CASE4 のいずれのケースでも、鉄筋の規格引張強度の荷重レベルの引張耐力を確保できた。

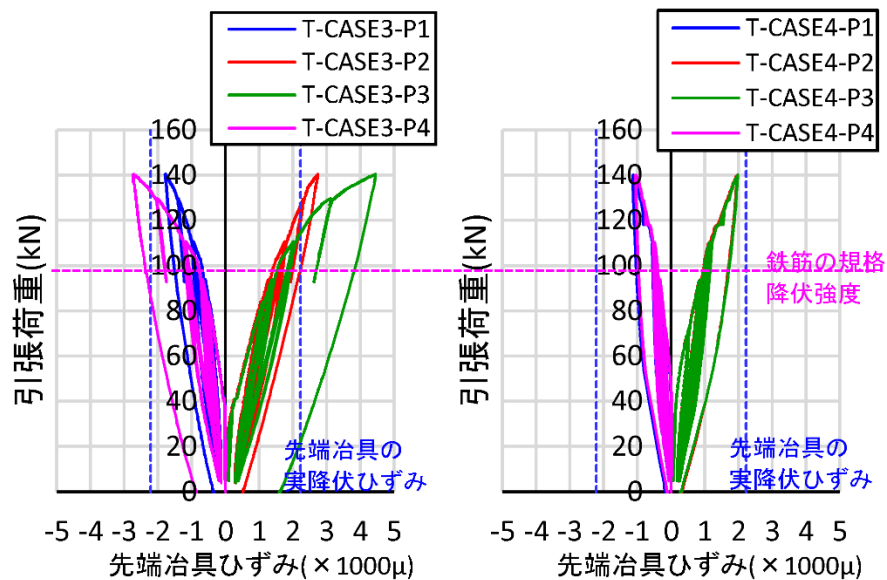


図-5.10 引張荷重—先端治具ひずみ (T-CASE3,4)

(iv) 鉛直方向のずれの影響

鉛直方向誤差を有するケース (T-CASE5~7) では、図-5.11 に示すように、鉄筋の偏心量 (鉛直方向の誤差) が大きいほど、荷重とともに試験体が折れ曲がろうとする挙動が顕著であった。この間詰め部の回転に伴い T 型治具が間詰め材の側方かぶり部分を押し出そうとする力が生じ、T-CASE7 のように鉄筋の偏心量が大きい場合は、側方かぶりのせん断抵抗を上回り面外引抜きコーン状破壊に至ったと考えられる。したがって、鉛直方向の誤差に十分に配慮して先端治具を配置すべきと考えられる。

なお、本引張試験は一組の鉄筋継手で行っており、図-5.11 のように、試験体が折れ曲がる際にコンクリート部材同士が面外直角方向に相対的なずれも発生したと考えられたが、実構造物では上下筋もしくは内外筋等の複数段の鉄筋配置であることが多く、このような相対的なずれが発生する可能性は小さい。そこで、複合誤差の実験ケースでは、面外方向に折れ曲がることを抑制するため、図-5.12 に示す回転拘束治具を追加して実験した。

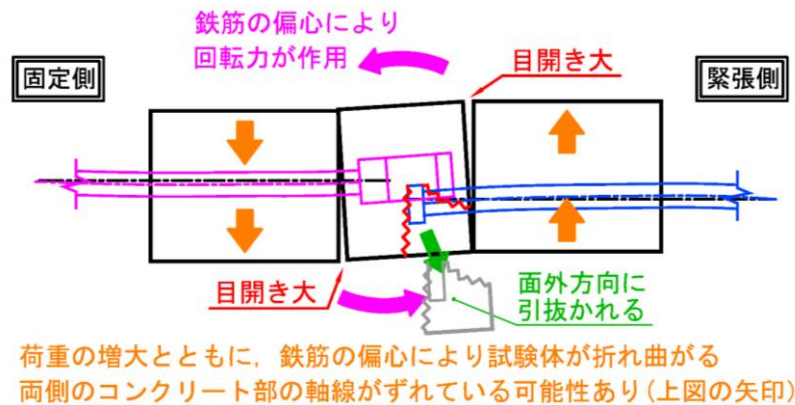


図-5.11 試験体の破壊状態概要図 (試験時の上面)

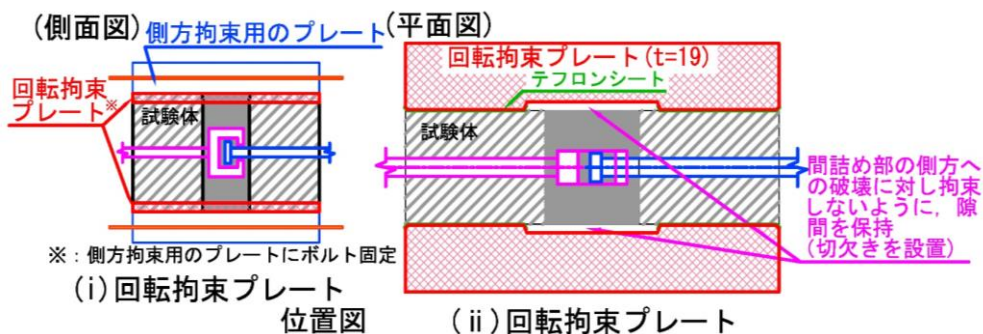


図-5.12 回転拘束治具

2) 複合誤差が継手耐力に及ぼす影響

複合誤差の実験ケースの結果一覧を表-5.7 に、引張荷重と接合幅の変位量の関係を図-5.13 に示す。図-5.13 から判断すると、単独誤差のケースと同様に、すべてのケースにおいて鉄筋の規格降伏強度の荷重レベルまでは弾性状態を保持している。

単独誤差の実験ケースで鉄筋の規格引張強度以上の引張耐力を確認できた単独誤差の組合せケース (H-CASE1, H-CASE2) のうち、H-CASE1 [軸方向誤差-15mm (T型治具がC型治具の開口側と接する)] では、水平誤差が最大かつ鉛直誤差 10mm でも鉄筋の規格引張強度相当以上の引張耐力を確認できた。その一方で、H-CASE2 [軸方向誤差+13mm (T型治具がC型治具の最も奥まった位置)] では、鉄筋の規格引張強度に達する前に、面外引抜きコーン状破壊に至った。これらの主要因として、鉛直誤差が考えられた。そこで、H-CASE2 に対して鉛直誤差を 2mm ずつ減らして 3 ケースを行っている。

表-5.7 複合誤差の試験結果

実験 ケース	誤差の設定方向(mm)			破壊形式	最大荷重 (kN)
	水平 (Y)	軸 (X)	鉛直 (Z)		
H-CASE1	5	-15	10	鉄筋の規格引張強度の荷重レベルまで未破壊	140.0
H-CASE2	5	13	10	T型治具の面外引抜きコーン状破壊	132.0
H-CASE3	5	13	8	T型治具の面外引抜きコーン状破壊	136.6
H-CASE4	5	13	6	鉄筋の規格引張強度の荷重レベルまで未破壊 終局時は面外引抜きコーン状破壊	140.0 (148.6)
H-CASE5	5	13	4	鉄筋の規格引張強度の荷重レベルまで未破壊 終局時は面外引抜きコーン状破壊	140.0 (152.8)

() 内は、規格強度を超えて破壊時まで確認した荷重値

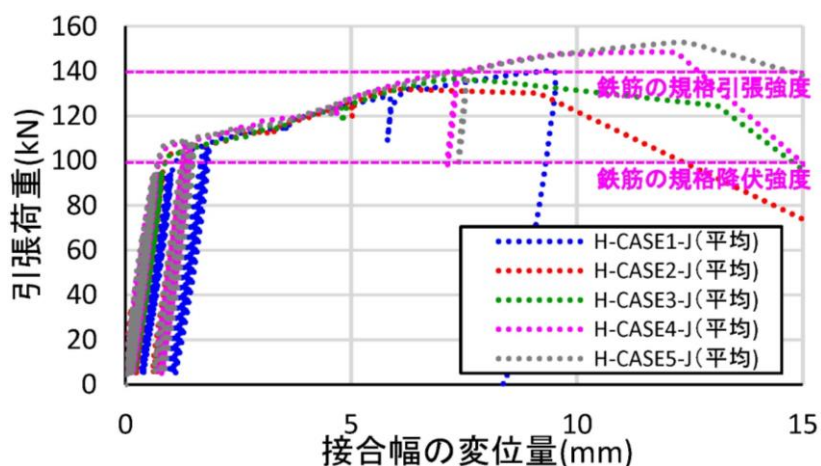


図-5.13 引張荷重-接合幅の変位量 (複合誤差)

水平誤差が最大かつ軸方向誤差+13mm(T型治具がC型治具の最も奥まった位置)の条件で、鉛直誤差を10, 8, 6, 4 mmとした場合の引張耐力(H-CASE2~H-CASE5)の関係を図-5.14に示す。水平誤差が最大かつ鉛直誤差が8mm以上(H-CASE2, H-CASE3)の場合は、鉄筋の規格引張強度相当の荷重に達する前に面外の引抜きコーン状破壊となったが、6mm以下の場合(H-CASE4, H-CASE5)は鉄筋の規格引張強度相当以上の引張耐力を確認できた。したがって、鉛直誤差が6mm以下であれば鉄筋の規格引張強度以上の引張耐力を保持できる。

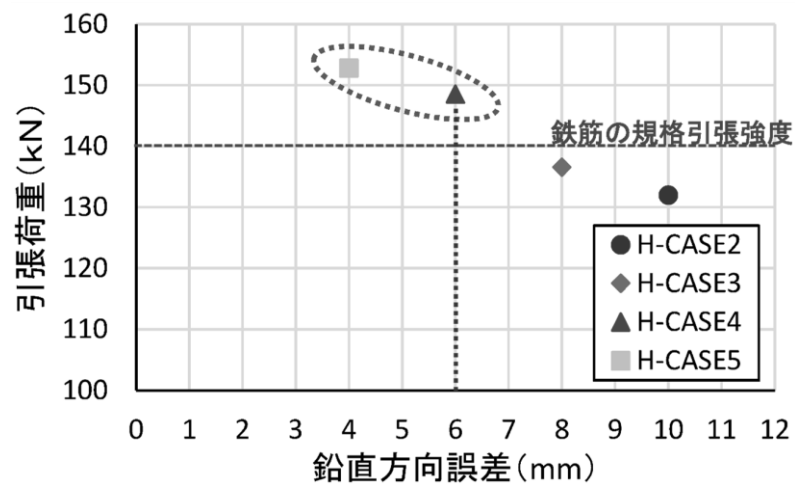


図-5.14 引張荷重-鉛直方向誤差

(5) 継手引張耐力の観点から見た嵌合状態の品質管理

以上の引張試験結果から、鉄筋 D19 (SD345) の鉄筋継手における嵌合時の品質管理として、継手引張耐力の面から判断すると、製作～嵌合完了における先端治具間の配置誤差は、平面的に T 型治具が C 型治具の内側に収まっており、かつ、鉛直方向の誤差が 6mm 以下で嵌合していること、と考えることができる。ただし、これらの根拠は、鉄筋が SD345 D19、かつ、本実験での C₂ 治具ならびに T 型治具を適用した場合の実験結果を基にしたものである。

前述の通り、鉄筋や先端治具の仕様により嵌合誤差の制限値は変化する。一般的な道路橋プレキャスト床版では鉄筋 D16, D19 (SD345) が多く採用されている。例えば、D16 と D19 の鉄筋が上筋と下筋にそれぞれ配置された場合に上下鉄筋で制限値が異なったり、先端治具の仕様を変更した場合に誤差の制限値が小さくなりすぎることは合理的ではなく、どの仕様の鉄筋に対しても同程度で適切な水準の誤差の制限値を設定できるように、逆に先端治具の仕様の決定に配慮する必要もある。

また、プレキャスト道路橋床版の接合面には多数の鉄筋継手が配置されており、それらは誤差が分布していると考えられる。一組の引張試験で得た成果を利用するより、多数の継手の誤差分布を考慮して誤差の制限値を設定することが望ましい。

現状では、鉄筋 D19 (SD345) に関してのみ誤差を有する継手単体の引張試験を行った段階であるが、得られた誤差の制限値は妥当な水準と考えられる。

5.3 実物大プレキャスト床版の施工性検証試験

本鉄筋継手を床版更新工事等の道路橋プレキャスト床版に適用する場合、接合部の断面は大きく鉄筋継手が多数となるため、設置時には先端治具同士が干渉し想定以上に手間が掛かるリスクが懸念された。そのため、実物大のプレキャスト床版を製作し、本継手を有するプレキャスト床版の設置の施工性や間詰め施工における充填性を確認することとした。

(1) 試験体

試験体の一般図を図-5.15 に、先端治具の形状と配置を図-5.16、図-5.17 に示す。試験体の寸法は、橋軸直角方向に 8.2m、橋軸方向に 1.75m、床版厚さを 200mm とした。接合面には、C 型治具ならびに T 型治具を併せて 112 か所設け、上筋と下筋の間には凹のせん断キーを配置した。また、床版が鋼 3 主桁上に配置されるものと仮定し、鋼桁との接合部として 3 か所の模擬ハンチ部（床版厚さ 250mm）を設けた。

なお、本試験は施工性を検証するための試験であるため、材料の材質等には拘らない。そこで、鉄筋には D16 (SD295)、先端治具類に SS400 を利用し、鉄筋と治具の結合はネジ締結として回転止めとして点付け溶接を行った。施工試験に用いた先端治具の形状は図-5.16 に示したが、この C 型治具の形状は、D16 (SD345) の標準仕様として検討しているものであり、前述の継手単体の引張試験を行った鉄筋 D19 (SD345) 用の仕様とは異なっている。しかしながら、これらと比較すると分かるように、設置時に後行設置の床版を下方にスライドして嵌合させることを配慮し、鉄筋径に関係なく C 型治具の内側形状や T 型治具の形状は全く同じとしており、C 型治具の部材厚のみが異なるものとした。

よって、D16、D19 の先端仕様の違いに関わらず、施工時の嵌合状態・施工性はほぼ同等に確認できると判断した。

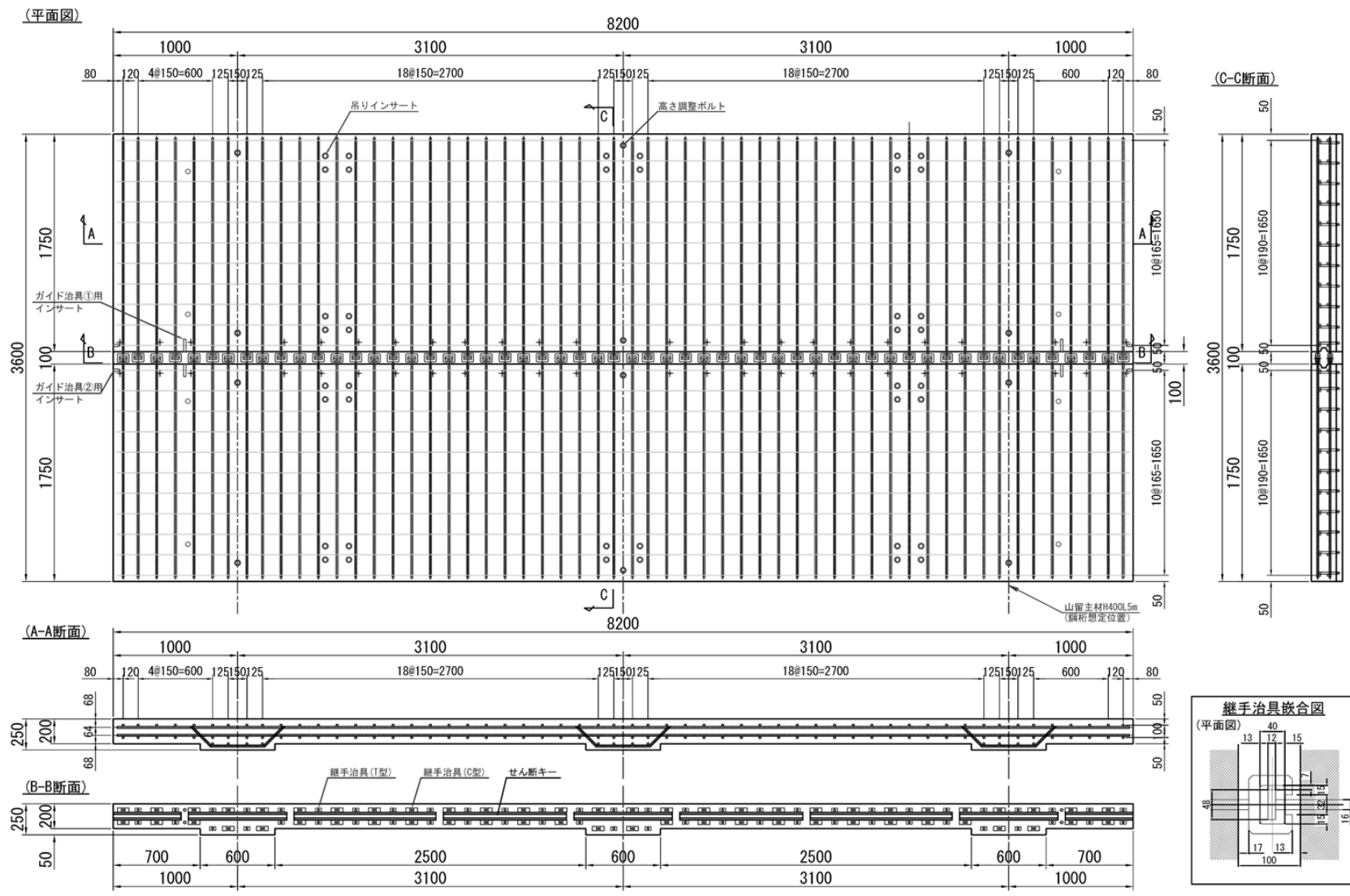


図-5.15 施工試験用プレキャスト床版 一般構造図

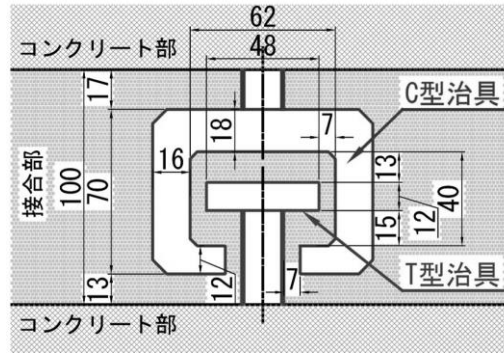


図-5.16 試験体に適用した先端治具

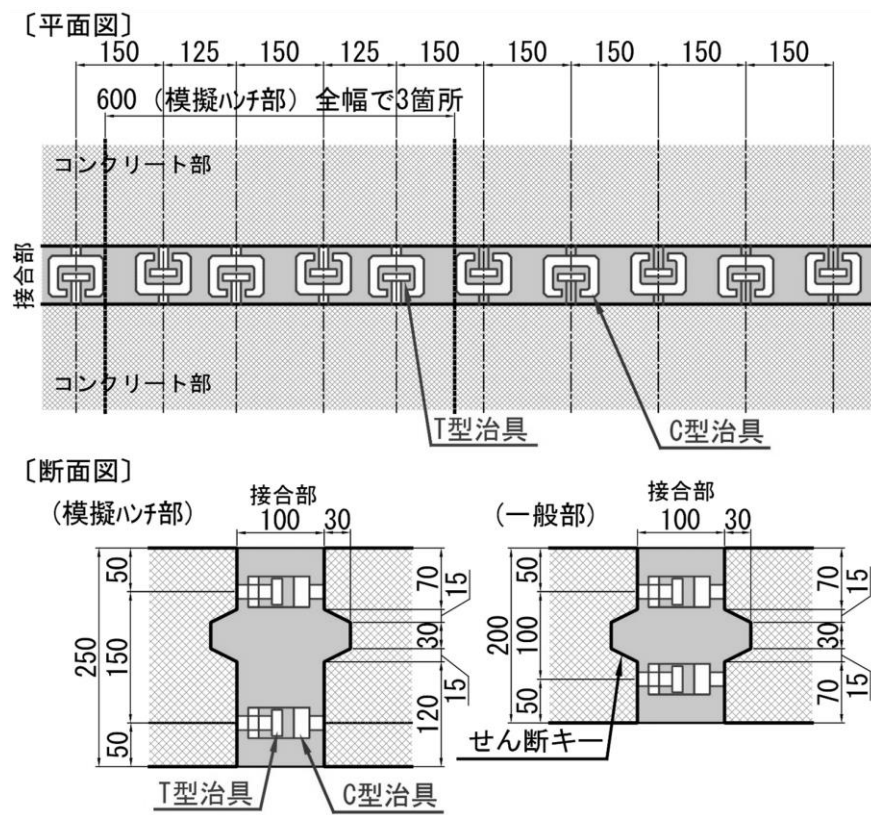
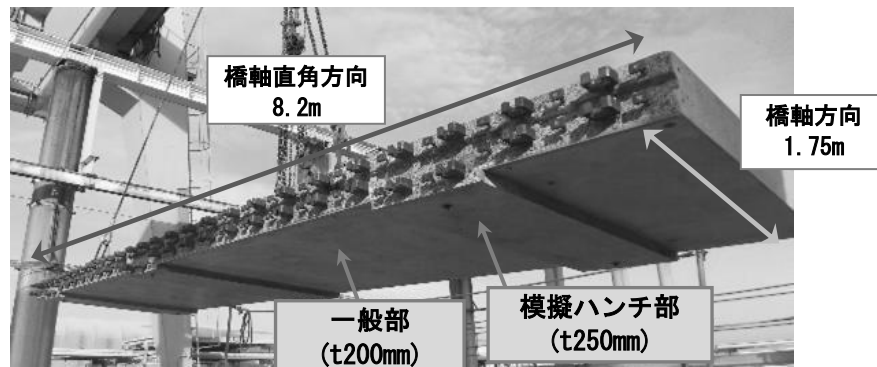
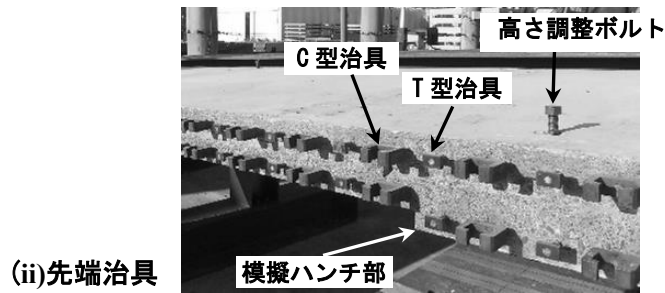


図-5.17 試験体の先端治具配置



(i) 床版全景



(ii) 先端治具

写真-5.2 施工試験に用いたプレキャスト床版

(2) 試験ケース

プレキャスト床版設置の施工性に影響を与える要素として、設置箇所の鋼桁の勾配の影響と床版設置作業時の仮設ガイド治具の効果が大きいと考えた。そこで、勾配に関しては、床版支持部材が水平な状態、縦横断の2方向に5%の勾配を有する状態の2ケースとした。また、仮設の設置用ガイド治具を2種類製作し、使用して試験を行った。

支持桁に縦横断5%を設けた場合の試験状況を図-5.18に示す。また、設置用ガイド治具を写真-5.3に示す。ガイド治具①は、接合部に内径に相当する幅の角パイプ状の治具を先行床版側に設置するもので、角パイプの後行床版側には切欠いた溝を有している。後行床版の接合面には前述の溝に対応する箇所に埋込インサートを配置しておき、設置時には全ねじボルトで突出させた状態とし、ガイドの溝に全ねじボルトを挿入し、後行床版を先行床版側に押し付けた状態で落とし込むものである。また、ガイド治具②は、先行床版の接合部の両端に設置する曲げ加工したプレート状の治具で、プレート内側には所定の接合幅を確保するための幅止め用のアングルを取り付けておく。後行床版の設置時は両端の曲げプレート内に下降させながら、幅止め用のアングルに押し付けた状態で落とし込むものである。

試験は、支持材が水平な条件は、ガイド①、ガイド②、ガイド無の順番で繰返し各4回を実施した。また、勾配を有する条件では、ガイド②、ガイド①の順番で勾配の下方の床版設置を各3回、上方の床版設置を各1回行った。

さらに、間詰め材の充填性の確認として、勾配を有する支持桁上に試験体を設置した状態で、間詰め部に繊維補強無収縮モルタルを充填した。

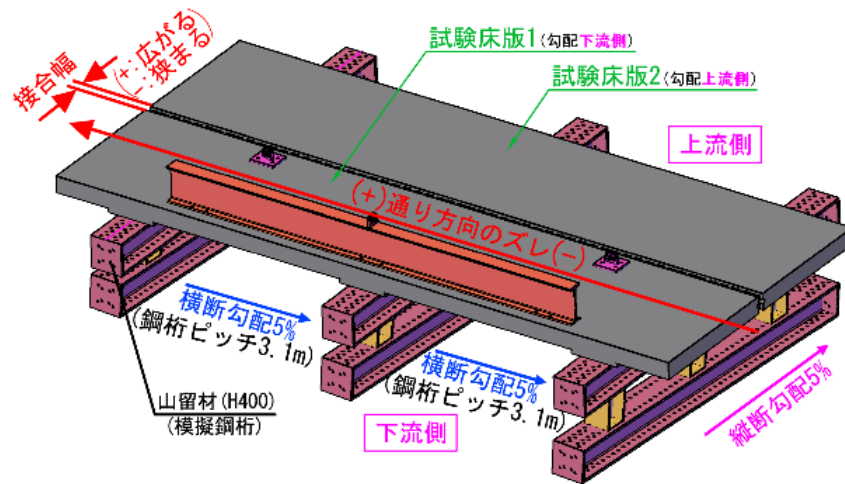
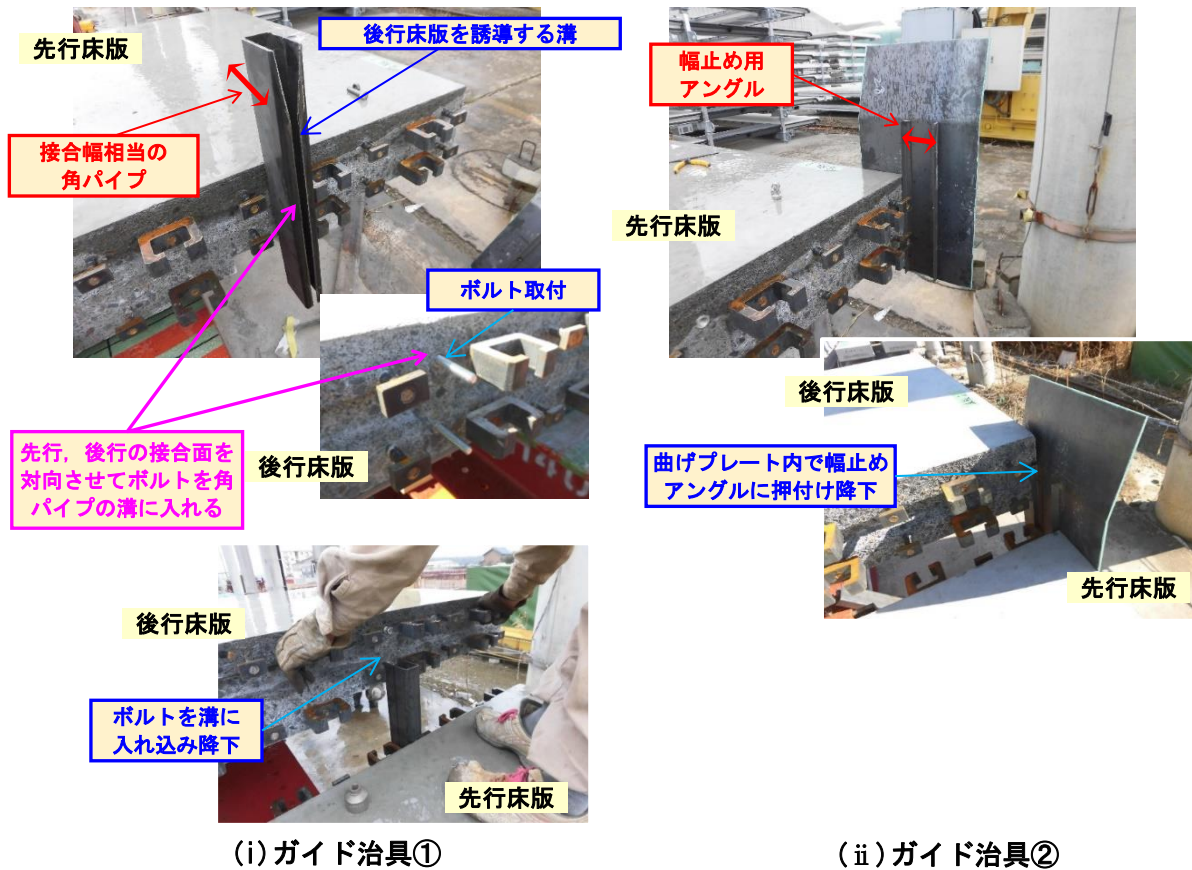


図-5.18 施工試験状況 (縦横断 5%)



(i) ガイド治具①

(ii) ガイド治具②

写真-5.3 設置ガイド治具

(3) 試験方法

通常の道路橋プレキャスト床版の架設工事は、揚重機械の背面方向から車両で運搬されてきた状態から開始されることが多いが、本試験では、ヤードの制約から揚重機械と架設位置の間に試験体を仮置きした状態から吊上げ、据付を行った。試験状況を図-5.19に示す。なお、設置の所要時間の測定は、接合面の両側の鉛直精度（レベル）が1mm以内の誤差に収まることを基準にレベル管理をして終了した。

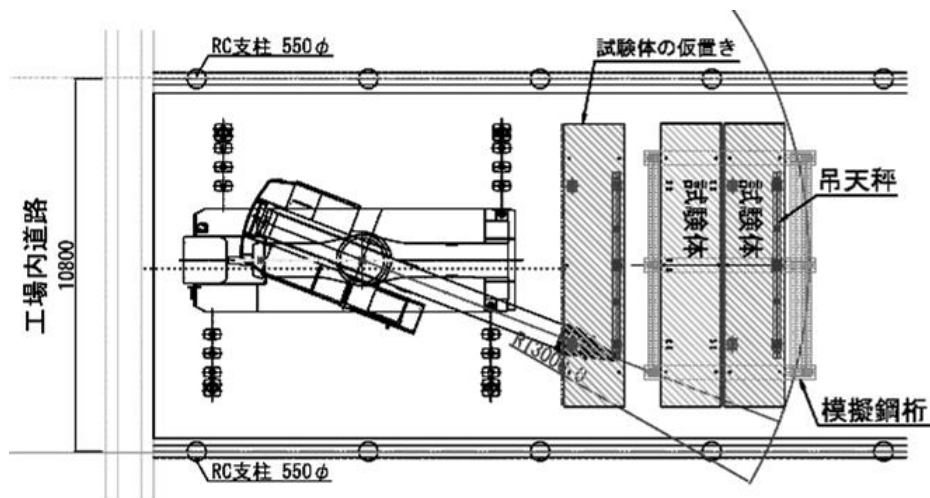


図-5.19 試験時のプレキャスト床版設置状況

(4) 試験結果および考察

a) プレキャスト床版の製作精度

2枚の試験体製作時の先端治具 224 箇所（112 箇所×2 面）の配置誤差の集計結果を、表-5.8 に示す。橋軸直角方向，鉛直方向および妻面からの突出長（軸方向）で，すべての先端治具に対して計測した結果，いずれも最大で 2.5mm の誤差があった。

表-5.8 先端治具の製作時配置精度

		設計との誤差(mm)			
		平均	最小	最大	標準偏差
C 型 治具	橋軸直角方向（水平）	0.054	-2.0	2.0	0.862
	橋軸方向(突出長)	0.098	-2.5	2.0	1.041
	鉛直方向	-0.759	-2.5	1.0	0.598
T 型 治具	橋軸直角方向（水平）	0.112	-2.0	2.5	0.818
	橋軸方向(突出長)	0.013	-1.5	1.5	0.724
	鉛直方向	-0.879	-2.0	0.0	0.449

b) 据付（勘合）時の施工性

(i) 勾配のないケース

2種類の設置用ガイド治具を使用する場合およびガイド不使用の場合の3通りを実施した。床版の設置に要する時間と据付精度を表-5.9に示す。設置ガイド治具の使用の有無に関わらず先端治具同士が干渉する等の問題はなく円滑に設置できた。また、据付所要時間はガイド治具を使用した方が若干は早い結果であったが、ガイド無（不使用）の場合でも僅か2分程度であり有意な差は生じなかった。また、据付精度は、接合幅（橋軸方向の精度）、通り方向からのズレ（橋軸直角方向の精度）といずれの場合でも1mm程度で収まっており、設置用ガイド治具を使用することに優位性はあまりなかった。

表-5.9 床版設置所要時間と据付精度（水平）

ガイド 治具	設置の所要時間						据付誤差 ^{※1}	
	据付		レベル調整		合計		橋軸方向 ^{※2} (接合幅)	橋軸直角方向 (通り方向)
無	2'	16"	3'	56"	6'	12"	-1.5	-1.00
	1'	45"	3'	55"	5'	40"	-0.75	-1.00
	2'	26"	4'	24"	6'	50"	-1.75	-0.50
	1'	52"	6'	2"	7'	54"	-1.0	-1.00
	2'	5"	4'	34"	6'	39"	-1.3	-0.88
①	1'	53"	5'	31"	7'	24"	0.75	-0.50
	2'	3"	3'	29"	5'	32"	0.50	0.00
	1'	38"	3'	55"	5'	33"	0.75	-0.25
	1'	38"	4'	12"	5'	50"	0.75	-0.50
	1'	48"	4'	17"	6'	5"	0.7	-0.31
②	1'	50"	4'	48"	6'	38"	0.75	0.75
	1'	54"	4'	42"	6'	36"	1.25	-0.25
	1'	47"	3'	51"	5'	38"	1.25	-0.50
	1'	42"	4'	30"	6'	12"	1.25	-0.25
	1'	48"	4'	28"	6'	16"	1.1	-0.06

※1：誤差の向きは、図-5.18 参照

※2：左右の平均値

(ii) 縦横断の勾配があるケース

床版設置手順は、プレキャスト床版の地切り後、最初に勾配調整をチェーンブロックで行い、その後所定の位置に移動・据付した。床版の設置時間と据付精度を表-5.10 に示す。2 種類のいずれの設置用ガイド治具を利用した場合でも先端治具同士の干渉はなく設置できた。また、勾配調整に要する時間は 1.5 分程度であり、その後の据付時間は支持材が水平の場合と比較すると若干伸びたものの 2.5 分程度という短時間で据付が出来た。

設置直後に高さ調整ボルトで支持する状態となった際に、橋軸および橋軸直角の両方向で下り勾配側に滑る挙動が見られ、据付精度としては、通り方向からのズレ（橋軸直角方向の精度）は 3mm 程度になった。一方、接合幅（橋軸方向の精度）については、勾配下流側の床版設置時は 2mm 程度に広がったが、上流側の床版設置の際は狭まる方向になり小さめに収まり、滑りの影響が顕著であった。この挙動は継手仕様に起因するものではないが、実施工では、設置直後の滑動等を防止し、微調整可能な機構を、先行床版もしくは既設鋼桁に設ける等の配慮が必要と考えられる

表-5.10 床版設置所要時間と据付精度（縦横断 5%）

対象 床版	ガイド 治具	設置の所要時間								据付誤差 ^{※1}	
		勾配調整		据付		レベル調 整		合計		橋軸方向 ^{※2} (接合幅)	橋軸直角方向 (通り方向)
床版 1 (下流側)	①	1'	10"	2'	18"	8'	34"	12'	2"		1.50
		1'	26"	3'	4"	5'	27"	9'	57"	2.0	2.25
		1'	4"	1'	52"	6'	3"	8'	59"	1.5	2.00
		1'	13"	2'	25"	6'	41"	10'	19"	1.75	1.92
	②	1'	25"	2'	17"	10'	47"	14'	29"		2.25
		1'	25"	2'	45"	6'	22"	10'	32"	-0.3	2.50
		1'	50"	2'	16"	8'	8"	12'	14"	2.0	3.00
		1'	33"	2'	26"	8'	26"	12'	25"	0.88	2.58
床版 2 (上流側)	①	1'	32"	1'	45"	4'	11"	7'	28"	0.5	2.25
	②	1'	49"	3'	1"	5'	47"	10'	37"	-1.25	3.00

※1：誤差の向きは、図-5.18 参照

※2：左右の平均値

(iii) 間詰め材の充填

支持桁に勾配を有する状態で床版を設置し、先端治具の嵌合状態を確認した後で間詰め材を打込んだ。先端治具の嵌合状態を確認した際に、先端治具同士のクリアランスが小さい場所を確認しておき、間詰め材の充填・硬化後に、治具の嵌合箇所をウォールソーにて切断し充填状況を確認した。写真-5.4 に示すように、せん断キーを含む目地部、治具同士の嵌合部等のいずれの狭隘な場所においても大きな空隙、未充填箇所は確認されず、良好な状態であった。

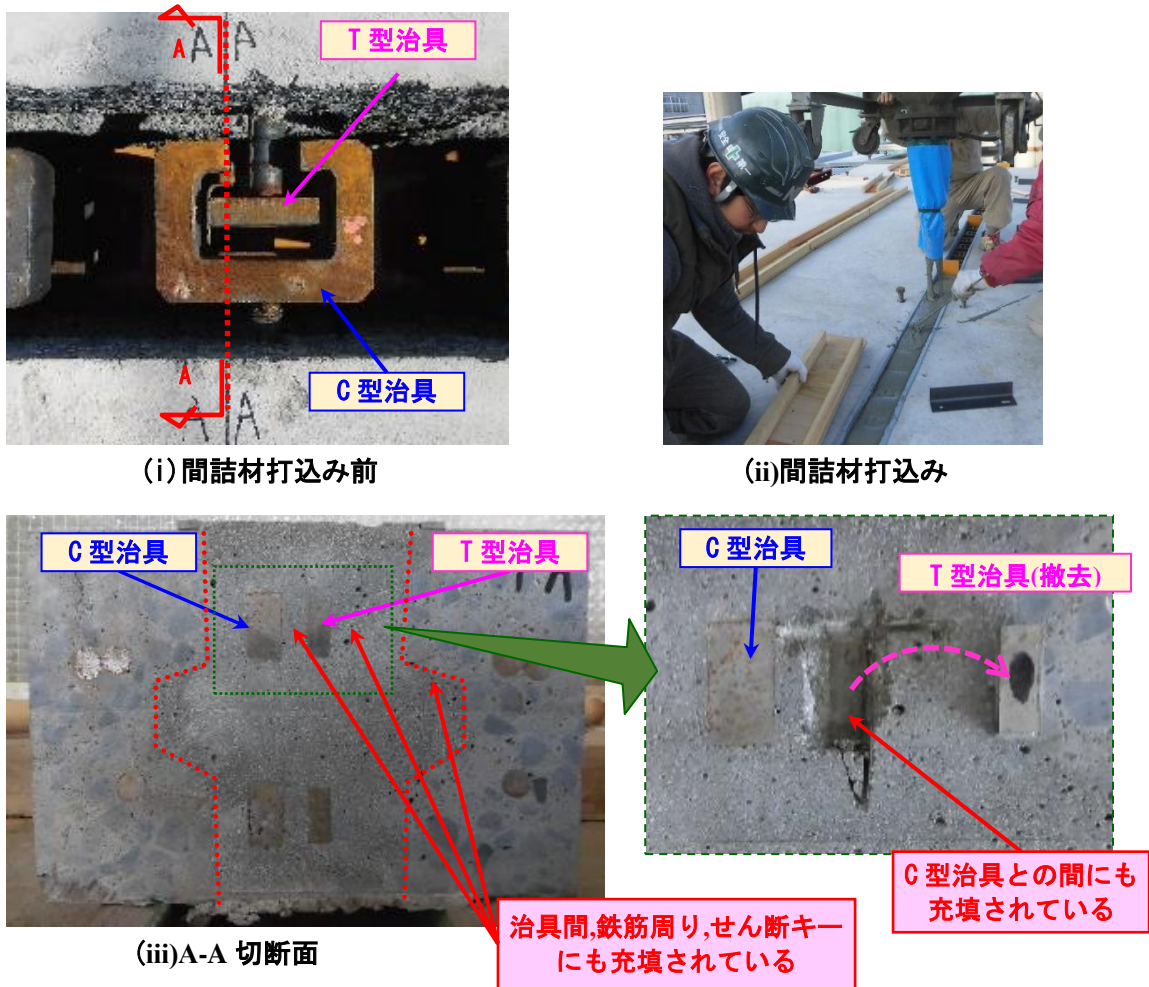


写真-5.4 充填確認状況

5.4 実装に向けた品質管理方法（案）

(1) プレキャスト床版の製作における品質管理

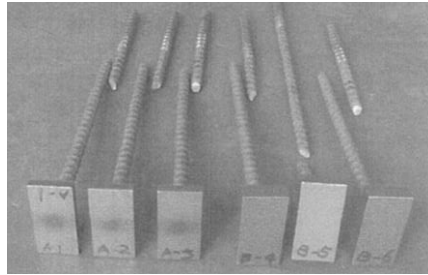
道路橋プレキャスト床版の製作は、コンクリート標準示方書〔施工編：施工標準〕[3]およびコンクリート標準示方書〔施工編：特殊コンクリート 第11章 工場製品〕[4]に準拠して行うことが基本である。また、その際の検査に関しては、コンクリート標準示方書〔施工編：検査標準〕[5]に基づき、表-5.11に示すような検査項目を対象として実施する。ただし、発注者により発行された規準類がある場合、もしくは発注者より準拠規準類の指定がある場合はそれに基づく。なお、本章では、新継手を適用することを念頭において、通常の道路橋プレキャスト床版の製作と異なる事項について記載する。

通常のコンクリート構造物と若干異なる事項として、新鉄筋継手の適用にあたり、先端治具と鉄筋の摩擦圧接やプレキャスト床版に対する先端治具の相対配置の品質管理がある。摩擦圧接は、プレート定着型せん断補強筋の先端プレートと鉄筋の接合として実績が多く、プレート定着型せん断補強鉄筋の品質管理[6]と同等の管理で問題ないと考えられる。なお、前述の継手単体の引張試験等で使用した試験体も全て同様の管理で実施した。摩擦圧接法は、一般的に作業者の熟練度や技量に寄らず一定の品質を確保できる工法とされている。具体的な管理項目には表-5.12に示す6項目があり、事前試験（引張試験）を実施して適正圧接条件を確認しておけば（写真-5.5参照）、その後は圧接機械に圧接材料をセットするだけで均一な品質の製品を確保することができる。なお、その場合でも、圧接条件の入力内容を1日に2回以上は確認する[6]。また、現場受け入れ検査としては、定着の重要度、施工条件、圧接数量等を考慮して、必要に応じて抜き取り試験体により引張強度試験を実施する。1回当たりの試験体数は3本とし、すべての引張強度が鉄筋の規格引張強度以上であることを合格基準としている。

表-5.11 一般的な工事に必要とされる検査項目の標準[5]

分類	検査の項目	主な内容	検査の形態*	
プロセスごとの検査	コンクリート材料の受入れ	セメント、水、骨材、混和材料等	確認	
	コンクリート製造・設備	貯蔵設備、計量設備、ミキサ等	確認	
	レディーミクストコンクリートの受入れ	スランプ、空気量、塩化物、強度等	確認	
	補強材の受入れ	鉄筋、PC鋼、鋼材の品質等	確認	
	施工の検査	鉄筋工	鉄筋の径、数量、加工寸法、あき、固定方法、スペーサの配置・数、かぶり、継手等	直接
		型枠および支保工	形状寸法、かぶり寸法、支保工等	直接
コンクリート工		運搬、打込み方法、温度、養生方法等	直接	
部材・構造物に対する検査	コンクリート部材の位置および形状寸法	平面位置、計画高さ、部材の形状寸法等	直接	
	表面状態	露出面の状態、ひび割れ、打継目等	直接	
	構造物中のコンクリート	非破壊検査、コア強度等	(直接)	
	かぶり	非破壊試験によるかぶりの検査等	(直接)	
	載荷試験	載荷によるたわみ、ひずみ等	(直接)	

*直接：発注者が直接検査することが望ましい
 確認：施工者が行った検査書類の確認でもよい
 ()：必要に応じて実施する項目



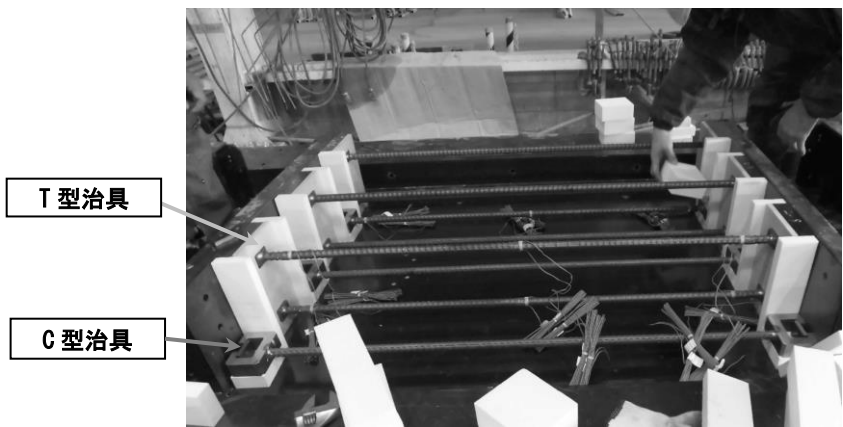
圧接部での引張強度が鉄筋の規格引張強度以上であるが管理基準であり、写真のように鉄筋部での破断となることが多い。

写真-5.5 圧接管理における事前試験後の試験体

表-5.12 摩擦圧接における管理項目

摩擦圧接機械への設定項目	設定条件の確認頻度
摩擦圧力	2回以上/日
アプセット圧力	
摩擦圧接時間	
アプセット時間	
回転数	
寄り代	

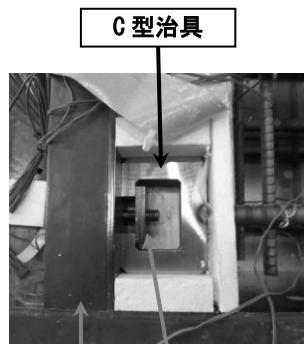
また、嵌合する先端治具同士の配置は、最終的に現場で据え付けられた状態で、新継手の耐力が構造性能上、十分に発揮できる範囲内で設置する必要がある。しかしながら、道路橋プレキャスト床版の製作段階では、施工時の据付誤差が不明であるため、別の製作誤差の規格値を設けて管理する必要がある。この製作誤差の規格値は、現場施工の効率化を考えると、製作可能な範囲内で出来るだけ小さくすることが望ましい。そのため、プレキャスト床版の製作には適切な型枠構造や慎重な製作管理が必要となる。施工試験における試験体製作状況として、先端治具周囲の型枠構造および型枠組立状況を写真-5.6 に、その後の製作完了までの流れを写真-5.7 に示す。外周および底板の鋼製型枠を基本として、先端治具周りに発泡スチロールやコンパネ等の緩衝材を配置して先端治具の設置位置の拘束、固定を行った。このような型枠構造を使用して床版を製作した結果、前述の通り、鉛直方向、軸方向、軸直角方向の3方向でそれぞれ最大2.5mmの誤差であった。誤差を有する引張試験の結果から、継手の引張耐力に与える影響は鉛直誤差が大きかったため、今後は製作時の鉛直精度を最優先とした管理を行っていくことが重要と考えられる。



(i) 先端治具と周囲の緩衝材の設置状況



(ii) 先端治具と周囲の緩衝材の設置完了



鋼製型枠

鋼製型枠からボルト・プレートを用いて位置を拘束



(iii) せん断キ一部分の箱抜き枠設置

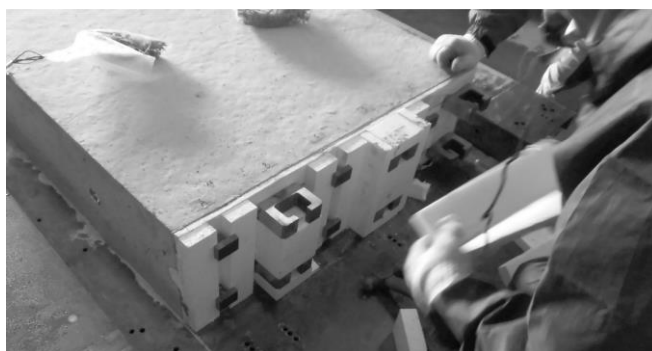


(iv) 接合面（先端治具付近）の型枠組立完了

写真-5.6 先端治具の設置および型枠組立状況



(i) コンクリートの打込み



(ii) 脱型（接合面）状況



(iii) レイタンス処理（接合面）状況

写真-5.7 プレキャスト床版の製作の流れ

道路橋床版のように断面が大きく軸方向鉄筋の本数が非常に多い場合、先端治具の配置誤差（出来形）を1箇所ずつ測定することは困難であり、現実的ではない。そこで、プレキャスト床版の1つの接合面に対して両側に基準点を設定し、その基準点に対する相対配置で出来形管理することが効率的と考えている。また、発注者との協議は必要と考えるが、検測治具を定規材として利用することを考えている。定規材には、図-5.20に示すように、橋軸直角方向と鉛直方向の検測定規と、橋軸直角方向と橋軸方向の検測定規の2種類を用意する。また、この定規材には、先端治具位置に3方向の許容製作誤差を考慮した箱抜きを設けておく。これらの2種類の定規材を両側の基準点に当てるように配置した際に、先端治具が定規材の箱抜きの中に収まれば、すべての先端治具の製作誤差が規格値以下に収まっていると確認することができる。このように、1つの接合面の先端治具を1つのグループとして管理することにより、効率的かつ省力化された検査が可能となる。（以下、グループ管理と記載）

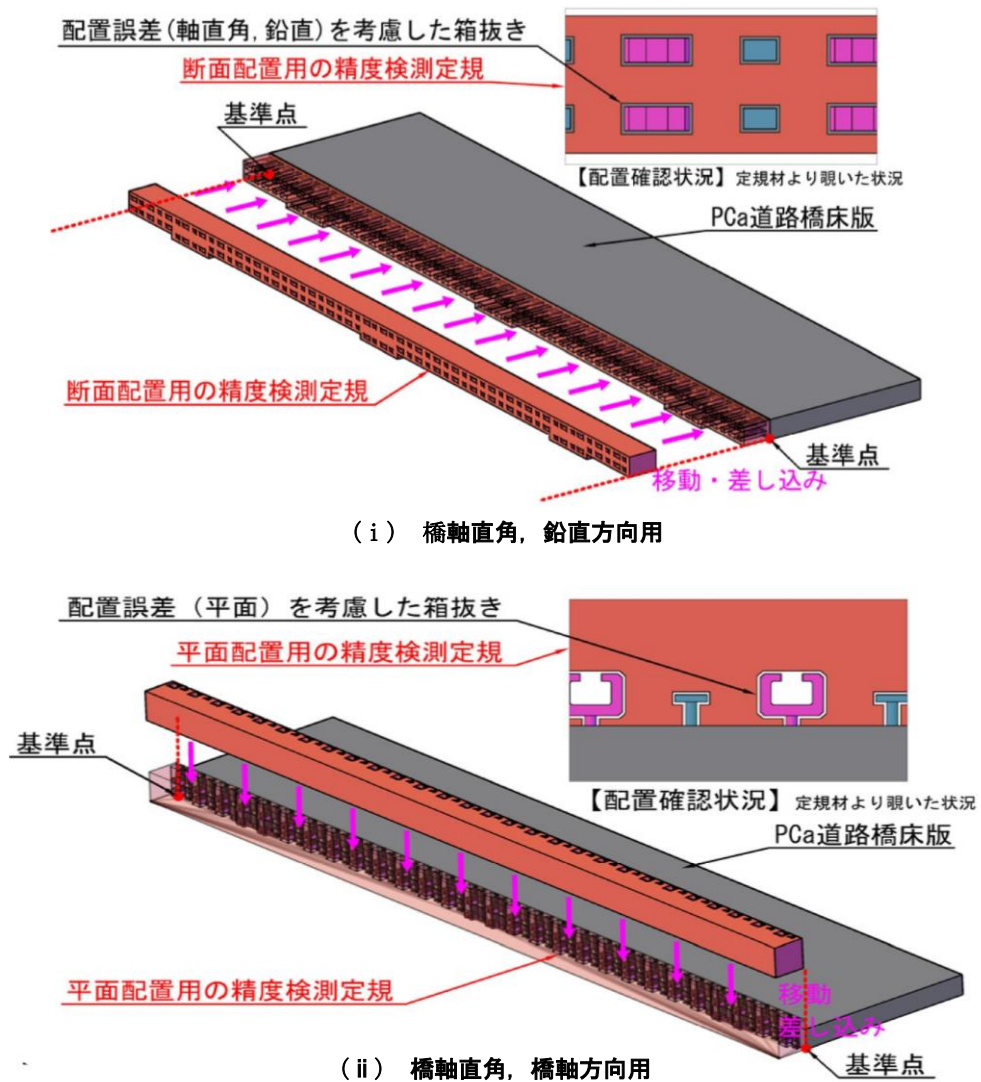


図-5.20 先端治具の相対精度検測定規

(2) プレキャスト床版の施工における品質管理

施工における品質管理は、プレキャスト床版の据付精度管理と間詰め材の練混ぜ、打込みに関する品質管理が該当する。現場でのプレキャスト床版の据付管理において、製作時の誤差も含めた、最終的な先端治具同士の嵌合状態を確認する必要がある。これには、プレキャスト床版の製作における品質管理で述べた接合面の両側の基準点を引き続き利用しながら、接合面の両側のプレキャスト床版の配置状態を相対的に判定することが可能と考えられる。まず、平面的な配置に関しては、T型治具がC型治具内に収まっていることで構造性能上は満足すると考えられるため、設置後の勘合状態を見れば（基本的に設置できれば）問題ないと考えられる。また、鉛直誤差に関しては、図-5.21のように接合面両側での製作時における基準点同士の据付誤差を把握することで、製作から据付までの累積誤差を確認することが出来る。

仮に、製作時の先端治具の鉛直精度の規格値を $\pm 2.0\text{mm}$ とする。その場合、製作時の出来形検測用の定規材での判定結果が良好であれば、嵌合時のC型治具とT型治具の誤差のばらつきは最大でも 4mm （規格値の2倍以内）と判断できる。さらに、この製作時の出来形が確認された床版に対して、施工（据付）時の基準点同士の鉛直誤差を 2mm 以内で設置した場合、据付完了後に対向するすべての先端治具同士の鉛直誤差は 6mm 以下に収まっていると判断できる。したがって、この管理方法では各嵌合継手同士の誤差の絶対値は把握できないが、製作から据付までの想定される累積最大誤差が把握できるため、据付の良否の判定は可能となる。このような管理を行うことにより、現場での設置作業や据付検査等の省力化が可能と考えられる。

間詰め材の練混ぜに関しては、打込みが可能で、補強繊維が均一に混入していれば問題ない。床版厚さにもよるが、0打フローで 180mm 程度を確保していれば十分に充填可能と考える。なお、写真-5.8に示すように、機械式継手でのエポキシ充填等とは異なり、間詰め材が下面より徐々に充填される状態を目視で確認できる。ただし、設置したプレキャスト床版に勾配があり、間詰め部の打込みの際に伏せ型枠等が必要となる場合がある。そのような場合でも、上筋の継手部が間詰め材で隠れる程度までは充填確認を目視で行い、その後に伏せ型枠をする等の配慮があった方がよいと考えられる。

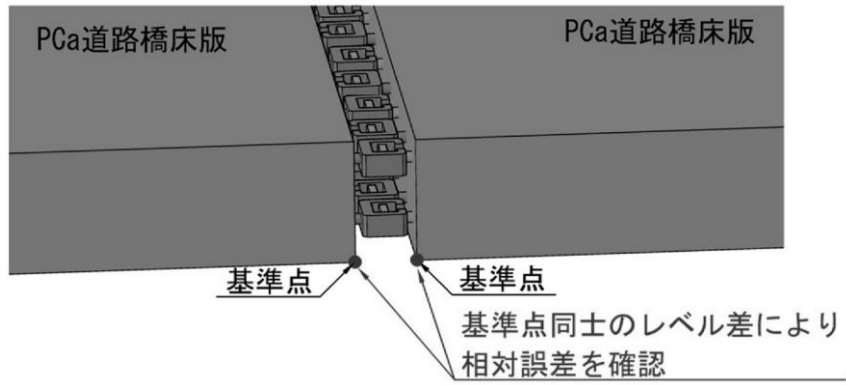


図-5.21 プレキャスト床版間の鉛直方向の誤差検測



写真-5.8 間詰め材の充填状況

5.5 まとめ

新鉄筋継手構造の開発に向けて、鉄筋継手としての構造性能を評価するための各種試験を進めてきた。本章では、今後の実用化に向けて、先端治具の配置誤差が耐荷性に及ぼす影響や実物大試験体での施工試験を実施し、施工時の品質管理方法について検討した。

(1) 配置誤差を有する継手単体の引張試験

鉄筋 D19 (SD345) の鉄筋継手に対して、先端治具の平面的な誤差（軸方向ならびに軸直角方向）として T 型治具が C 型治具内に収まる範囲内にあること、かつ鉛直方向の誤差が 6mm 以内であれば、鉄筋の規格引張強度以上の引張耐力を有することが確認された。また、鉛直方向の誤差が大きい場合は、面外引抜きコーン状破壊となり規格引張強度を確保できなかった。以上から、先端治具同士の配置誤差を適切な制限値を設け、配置誤差をそれ以下に設置することにより、継手単体では鉄筋の規格引張強度以上の耐力を確保できると判断される。

(2) 道路橋プレキャスト床版の製作・施工試験

接合部の先端治具を 112 箇所所有する実物大レベルの道路橋プレキャスト床版を 2 体製作した結果、先端治具の軸方向、軸直角方向、鉛直方向での最大誤差はそれぞれ 2.5mm であった。

プレキャスト床版の据付に関わる施工性試験の結果、模擬鋼桁が水平の場合、設置用の仮設ガイド治具の使用不使用に関わらず、2 分程度で先端治具同士の干渉もなく据付が可能であった。また、模擬鋼桁に縦横断 5% の勾配を有する場合は、勾配調整に 1.5 分程度、据付が 2.5 分程度と所要時間は若干伸びたが、先端治具同士の干渉はなく据付できた。勾配ありのケースでは、仮設ガイド治具を使用した。使用した 2 種類のガイドによる施工性の違いはなく同等であった。なお、勾配がある場合は、据付と同時に荷重を高さ調整ボルトに受けかえた際に勾配下流側に滑りが生じた。本現象は鉄筋継手の仕様とは関係ないが、勾配を有する箇所への設置時には対応が必要である。

間詰め材の充填性試験の結果、先端治具の嵌合部、接合鉄筋との境界部、せん断キーにおいて未充填箇所はなく、十分に充填されていた。

以上のように、新鉄筋継手を適用した道路橋プレキャスト床版の据付ならびに間詰め材の充填に対する施工性は良好であった。

(3) 実装に向けた品質管理

道路橋プレキャスト床版の製作において、先端治具と鉄筋との摩擦圧接は、既往のプレート定着式せん断補強筋で実施している品質管理方法で問題ないと考えられる。また、製作時の先端治具の配置精度は、接合面への配置鉄筋本数が多数であることを考えると、各プレキャスト床版に基準点を設け検測用定規材等の利用により検査することが効率的であると考えられる。

プレキャスト床版の据付は、平面的に T 型治具が C 型治具内に収まって配置すること、また、

鉛直方向では製作時に検出した定規材の基準点同士の相対誤差を確認することにより判断できる。すべての鉄筋継手で想定される最大の配置誤差が構造性能上の制限値以下に収まるように、プレキャスト床版の接合面単位でグループ管理することで、多数の鉄筋の検測を一括で明確かつ効率的に把握し管理することができると考えられる。

接合部の間詰めは、打込み中でも上方から充填状況を目視で確認することができるため、品質管理が容易である。そのため、間詰材のフレッシュ性状を適切に管理することで充填は問題ないと考えられる。ただし、設置床版に勾配がある場合は、上筋の高さまで打込んだ後で伏せ枠を設置する等の目視で確認できるような作業の手順に配慮した方が望ましい。

以上より、新継手（継手構造 B）を実用化するには、誤差を有する引張試験で示したように製作・施工（据付）における一連の作業が終了した時点での累積誤差の制限値を適切に設定する必要がある。累積誤差の制限値が施工性に与える影響も大きいため、出来るだけ制限値は大きめに設定することが望ましい。なお、プレキャスト床版の製作性ならびに施工性は良好であることは確認できたため、グループ管理等の適切な品質管理を行うことで、現場施工の省力化を図ることは十分に可能であると判断される。

《参考文献》

- [1] 土木学会, 鉄筋定着・継手指針[2007年版], コンクリートライブラリー128, pp. 41-46, 2007.
- [2] 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説Ⅱ, pp. 264-274, 2012.
- [3] 土木学会, コンクリート標準示方書[施工編] 2012年制定, pp. 17-185, 2012.
- [4] 土木学会, コンクリート標準示方書[施工編] 2012年制定, pp. 346-359, 2012.
- [5] 土木学会, コンクリート標準示方書[施工編] 2012年制定, pp. 187-218, 2012.
- [6] 土木研究センター, プレート定着型せん断補強鉄筋「Head Bar」, 2015.

第6章 結論および今後の課題

6.1 結論

高度経済成長期に集中的に構築された多くの社会インフラの劣化が進展しており、その中でも道路橋床版の劣化は車両通行による疲労劣化等の影響もあり顕著となっている。将来にわたる効率的な維持管理を考えると、補修や補強だけでなく、床版を更新する方が効率的な場合もあり、更新に対する需要が高まりつつある。一方、日本では少子高齢化という人口構造の変化により労働者不足が問題となっており、建設業界でも土木技術者の不足が想定されている。その対応策として、国土交通省でも **i-construction** を推進し、省力化に向けて広範囲にわたる技術開発や技術の普及を進めており、コンクリート工の効率化に対する一方策として『プレキャスト製品の活用』を進めている。

更新工事は、供用中の道路に対する工事であり、従来の道路利用者の利便性を悪化させたり周辺迂回路の渋滞を引き起こすなど周辺環境への影響が大きいため、工事期間は極力短期間とすることが望ましい。そこで、効率的な施工方法が要求される。

このような社会的背景や更新工事の特徴から、すべての道路橋床版の更新工事では、必ず現場施工の『省力化』が要求される。

一方、道路橋床版の更新を検討する場合、構築当時の準拠規準等の変遷により構造検討の際に床版の仕様が上がるとともに、通常は床版重量が大きくなる。この重量増加の程度により、下部工の補強工事の規模が大きくなる可能性がある。特に、都心部の狭隘な場所に架かる橋梁や下部に主要幹線道路がある橋梁、山間部の河川に架かる橋梁および長大橋などでは、下部工の補強工事が大規模になり、工事期間も長期化する傾向にある。そこで、この補強工事の規模を縮小化するため、道路橋床版の構造的な『軽量化』が要求されることがある。

以上のように、橋梁の立地条件、施工時の環境および道路橋管理者の意向等により、更新工事を実施するための要求事項が変わる。本研究では、下部工補強の実施が困難で補強工事を小規模化したい場合と補強工事自体が比較的簡易に行えるため許容する場合の2つの状況を想定して、道路橋プレキャスト床版の構造もしくは接合構造を検討した。

(1) 下部工の補強工事の縮減に配慮し、軽量化および省力化に着目した床版構造の研究

- 1) 下部工の補強工事が困難な場合を対象とし、更新工事には『省力化』だけでなく『軽量化』を目指した UFC 床版システムを開発した。本床版システムは、プレキャスト床版の主材料に超高強度繊維補強コンクリートを採用し、部材を薄肉化（スラブ厚 40mm）かつリブ形状を適用して床版構造の軽量化を図った。また、床版間接合には、プレキャスト部材をマッチキャストで製作した上で接合用の短尺 PC 鋼棒を利用した接合方法を採用し、床版－鋼桁間接合には、鋼桁のウェブにボルト接合できるジベル付きの鋼製部材（アングル PBL）を開発して施工の省力化を図った。
- 2) 床版－鋼桁間の接合構造の性能検証として、ジベル押抜き試験を行った。国内規準では

PBL の設計せん断耐力の算定式では PBL 鋼板の支圧効果を見込んでいないが、海外では PBL のせん断耐力に支圧抵抗の効果を見込むことが一般的である。ジベル押抜き試験の結果からも支圧作用の効果が確認され、その場合、設計せん断力に対するせん断耐力の安全率を 3 以上で確保可能であり、十分なせん断性能を有することを確認した。したがって、アングル PBL は道路橋床版のずれ止め構造として適用可能であると判断される。

- 3) 床版間の接合構造の性能検証として、床版間接合部曲げ試験を行った。設計荷重作用時には、接合部にはひび割れや目地部の目開き等は生じず、床版一般部でもひび割れ等の変状はなく健全であった。よって、プレキャスト床版の床版間接合として適用可能であると判断される。
- 4) プレキャスト床版一般部と床版間接合の耐疲労性を検証するため、床版上面を乾燥および水張状態で輪荷重相当の荷重を載荷した定点疲労試験および輪荷重走行試験を行った。定点疲労試験では、実橋における 100 年間以上の車両通行に相当する疲労条件でもひび割れ発生等の変状はなく、健全な状態を保持した。また、輪荷重走行試験では、耐疲労性が十分と検証されている床版 (RC8) を基準として、破壊に至るまでの基本輪荷重 98kN に換算した等価繰返し回数が 50~60 倍であり、十分な耐疲労性を有することを確認した。

(2) 現場施工の省力化に着目し、従来の床版間接合の改善に着目した接合構造の研究

- 1) 下部工の補強工事が比較的簡易に施工可能な場所で補強工事が許容される場合を対象とし、現場の『省力化』のみに着目した方策を検討した。道路橋床版にプレキャスト部材を適用する場合、床版間接合や床版-鋼桁間の接合が必須であり、これらの接合が耐荷性や省力化に及ぼす影響が大きい。そこで、従来採用されている床版間接合に着目して改善点を整理し、新しい床版間接合を開発した。
- 2) 新床版間接合の基本的な考え方は、構造を出来るだけコンパクトかつ簡略化することとし、接合部の施工量を縮小化することで、現場施工の省力化と技能不足等による品質低下リスクを減らすことを目指した。そこで、新鉄筋継手として 2 種類の構造 (継手構造 A ならびに継手構造 B) を立案した。これらの継手は、鉄筋先端にお互いに嵌合 (かんごう) する先端治具を設けておき、嵌合後に間詰め材で一体化させるものである。
- 3) 接合部に充填する間詰め材に対し各種材料試験を行った。狭隘な先端治具間への充填性や引張抵抗性能 (曲げじん性係数) から判断すると、補強繊維を鋼繊維とし、繊維長 6mm の混入率 1.5%、もしくは繊維長 9mm の混入率 1.0% が効果的と考えられた。
- 4) 新鉄筋継手の基本性能の評価や仕様選定のため、鉄筋 D19 (SD345) を対象とした継手単体の引張試験を行った。継手構造 A の引張耐力は、鉄筋の規格引張強度以下であったため、道路橋床版への適用が困難と判断した。また、継手構造 B で 2 種類の仕様の先端治具 (C₁ 型もしくは C₂ 型治具と T 型治具) を適用した。C₂ 型治具を適用した場合、側方拘束の影響は小さく、かつ、間詰め材の補強繊維を鋼繊維 (繊維長 6mm、混入率 1.5vol% もしくは

繊維長 9mm, 混入率 1.0vol%) とすると, 鉄筋の規格引張強度と同等の引張耐力を有することを確認できた. このように, 継手構造 B (C₂型, T 型治具) は, 適切に仕様を選定すれば鉄筋継手として有効であることを確認できた.

- 5) 道路橋床版への新鉄筋継手の適用性を確認するため, 接合部を有する面部材の試験体を用いて静的曲げ載荷試験および静的せん断載荷試験を実施した. 曲げ耐力は, 継手の配置によらず, 基準とした重ね継手ならびにループ継手を有する試験体と同等以上であることを確認でき, 打継目の目開き量も使用荷重時には基準ケースに比べて同等か小さい傾向であった. また, 静的せん断試験では, 道路橋床版に想定される発生せん断力に対して, せん断耐力が安全率 2.5 程度は確保できた. よって, 継手構造 B (C₂型, T 型治具) は道路橋床版へ十分に適用可能であると判断できる.
- 6) 継手構造 B を採用した場合の先端治具同士の嵌合誤差が引張耐力に与える影響を確認するため, 誤差を有する鉄筋継手単体の引張試験を行った. 鉄筋 D19 (SD345) の鉄筋継手に対して, 先端治具の平面的な誤差 (軸方向ならびに軸直角方向) として T 型治具が C 型治具内に収まる範囲内にあること, かつ鉛直方向の誤差が 6mm 以内であれば, 鉄筋の規格引張強度以上の引張耐力を有していることが確認された.
- 7) 先端治具同士で鉛直方向の誤差が大きい場合は, 面外引抜きコーン状破壊となり, 引張耐力が規格引張強度を確保できなかった. このように, 継手単体で鉄筋の規格引張強度以上の耐力を確保するためには, 先端治具同士の配置誤差を適切に管理する必要がある.
- 8) 道路橋プレキャスト床版に新鉄筋継手を適用した場合の床版の製作性, 現場での施工性を検証するため, 実物大の試験体を製作し施工試験を行った. 製作時の先端治具の配置誤差は, 軸方向, 軸直角方向, 鉛直方向のそれぞれで最大誤差は 2.5mm であった. また, プレキャスト床版の据付の所要時間は, 設置する鋼桁に縦横断 5% と極端な勾配がある状態でも, 勾配調整に 1.5 分程度, 据付が 2.5 分程度であり, 先端治具同士の干渉はなく短時間で据付が可能であった.
- 9) 間詰め材の接合部 (先端治具周り) への充填性を検証するため, 実物大試験体の接合部に繊維補強モルタルを充填した. 先端治具の嵌合部, 接合鉄筋との境界部, せん断キーにおいて未充填箇所はなく, 充填性は良好であった.
- 10) 実装に向けた品質管理方法として, 先端治具の精度管理が重要である. 床版接合面の配置鉄筋が多数であるため 1 個ずつの先端治具の出来形管理は煩雑となるが, 各床版の接合面に基準点を設けておき, そこから検測用定規材等を利用して検査するなど, 1 断面分の治具配置を一括で管理することが効率的であると考えられる. また, 据付時には, 製作時に使用した基準点を利用して, 対向する接合面の基準点同士の相対誤差を確認することにより, 接合部 1 箇所のすべての鉄筋継手の累積誤差が構造性能上の制限値以下に収まっているかの判断ができる.

このように、床版更新に向けて、その対象橋梁の立地や施工環境を踏まえて2通りの検討を行ってきた結果を以下に総括する。

施工ならびに維持管理の『省力化』だけでなく、床版構造の『軽量化』が要求される環境の橋梁に対しては、UFC床版システムを開発し、コンクリート材料に超高強度繊維補強コンクリートを採用かつ下面にリブを設けた形状の適用により、通常のPC床版や既設RC床版に対して約30%の軽量化を実現した。また、鋼桁直上での集中した作業を二次製品（アングルPBL）の活用により分散させるための桁-床版間接合、簡易なトルクレンチを使用したプレストレス導入などによるプレキャスト床版間接合を活用することにより、現場施工の省力化は十分に見込むことができる。なお、UFCの採用により軽量化以外にも高耐久であることから維持管理面での省力化も合わせて実現可能と考えられる。以上より、UFC床版システムが十分な構造性能を有することを前述のとおり確認できたため、今後の床版更新工事の一手法として提案する。

床版更新により下部工補強が必要となっても比較的容易に実施可能な場合には、施工の『省力化』を重点的に目指した。床版間接合に新鉄筋継手（継手構造B）を採用すれば、接合幅が100mm程度となり、従来の接合構造に比べて大幅に縮減できる。また、新鉄筋継手を採用する場合のプレキャスト床版同士の接合作業や間詰め材の充填作業などの施工性も施工試験により検証された。このように、接合幅の縮減による作業量の減少や接合作業の効率性が確認されたため、現場施工の省力化を見込める。なお、接合構造の間詰め材には高強度繊維補強モルタルを採用しているため、コンクリート主材料は通常のコンクリートより緻密であり耐久性も向上していると考えられる。さらに、先端治具の出来形管理等の品質管理も検測用の定規材の活用や1つの接合面に配置される鉄筋継手をグループ管理するなどの適切な管理を行うことにより省力化が可能と考えられる。以上より、プレキャスト床版間接合への新鉄筋継手の適用を床版更新工事の有効な一手法として提案する。

6.2 今後の課題

本研究で開発した UFC 床版システムや新鉄筋継手に対して、学術的あるいは実用的視点からさらに発展させていくために、今後以下のような事項を検討していく必要がある。

(1) UFC 床版システム

学術的かつ実用的な課題として、

- ・桁-床版間の接合構造に、鋼桁ウェブにボルト接合できるジベル付きの鋼製部材（アングル PBL）の採用を考え、ジベル押抜き試験によりせん断耐力を確認した。その結果から、アングル PBL のせん断耐力は、PBL の支圧抵抗の効果、間詰め材に標準的なコンクリートではなく無収縮モルタルを採用した孔部のせん断抵抗の影響を反映すべきであると判断された。現行の国内規準による PBL のせん断耐力式は、コンクリートのダボ効果や貫通鉄筋のせん断抵抗のみを考慮しており PBL 鋼板の支圧抵抗の効果を見逃したものである。そのため、アングル PBL のように支圧抵抗が有効と想定されるずれ止め構造であっても設計計算上は無視せざるを得ないため、ずれ止め構造として耐荷性を過小評価することとなり非効率である。また、PBL 周囲の間詰め材にコンクリートを採用した条件での耐力式であり、粗骨材の噛み合わせの効果が含まれる。しかしながら、桁-床版間の接合部は狭隘な箇所であり、充填性を考慮すると粗骨材を含まない無収縮モルタルの採用が妥当であり、無収縮モルタルを採用した場合はせん断耐力が低減する。このような状況に鑑み、実用的な観点から言えば、道路橋床版のずれ止め構造にアングル PBL を採用する場合を限定的に考えて、せん断耐力に応じてアングル PBL の仕様を数種類は規格化して用意しておくことが効率的と考えられる。また、学術的な観点では、PBL の仕様による支圧抵抗の影響や間詰め材に無収縮モルタルを採用する場合のせん断耐力の実験データを蓄積しつつ、いずれは、それらの影響を定量的にせん断耐力式に反映させていくことが望ましい。

(2) 新鉄筋継手

学術的な課題として、

- ・接合構造 B（C 型治具と T 型治具）の仕様の選定においては、接続する鉄筋を D19（SD345）とした場合に対して各種実験を実施することにより耐荷性を評価した。提案する継手構造の形状が複雑であり簡易な計算では検討が困難である。現段階では、実験での挙動を FEM 解析等により評価するには至っていない。今後、接合する鉄筋の仕様、先端治具の仕様、先端治具のかぶりおよび無収縮モルタルの仕様等を最適な仕様に修正していくことも踏まえ、打継目や先端治具と間詰め材の境界面などの境界条件や各部材の材料特性などの適切な設定方法を検討して FEM 解析等による構造性能評価手法を構築していく必要がある。

実用的な課題として、

- ・継手構造 B における耐荷性の評価は、鉄筋 D19 (SD345) を中心に行った。プレキャスト道路橋床版では、D16, D19 の鉄筋が実績として多く使用されていることもあり、その中の D19 を対象として鉄筋継手の耐荷性を評価した。今後は、D16, D22 等の道路橋床版として適用範囲とされる鉄筋を想定し、鉄筋の仕様に対して最適な先端治具の仕様を決定していく必要がある。
- ・すべての鉄筋の仕様に対する先端治具の仕様を選定するにあたり、構成する先端治具が設計での標準配置とした場合の耐荷性以外に、配置誤差を有する場合の耐荷性も把握した上で、配置誤差の制限値を設定する必要がある。なお、同一断面に配置される鉄筋の仕様が複数ある場合、それぞれの鉄筋の仕様に対して、製作過程から施工過程までに想定する最大累積誤差の制限値は同程度であることが望ましい。そのため、同一断面で使用される鉄筋仕様の組合せを想定し、それに準じた先端治具の最適な仕様を検討しておくことも重要である。
- ・更新工事への採用を考慮する場合、施工時の交通規制の条件により施工時間の制約を受ける場合がある。現段階では、間詰め材の強度発現に関しては、早強性を要求していないが、今後の適用箇所に施工時間の制約などがある場合は急速施工を行う必要があり、間詰め材の打込みにおいても材料の可使時間と早期強度発現の要求事項を考慮しつつ、硬化促進剤の混入等の検討を進めていく必要がある。
- ・実際の道路橋プレキャスト床版は断面が大きく、効率的な品質管理を目指した場合、出来形検測用の定規材も大規模となる。そのような定規材は、軽量かつ所定の精度を確保できるように、材料の選定や定規材自体の製作精度が重要となる。これらを満足するような定規材の製作方法を検討する。

謝辞

本論文の作成にあたり、終始懇切丁寧なご指導、ご鞭撻を頂きました日本大学 工学部 土木工学科 岩城一郎教授には心より感謝の意を表します。また、本論文をまとめるにあたり日本大学 工学部 土木工学科 中村晋教授、宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 中島章典教授、早稲田大学 理工学術院 創造理工学部 秋山充良教授の諸先生方からは有益なご教示とご助言をいただきました。心よりお礼申し上げます。

本論文は、筆者が大成建設 土木本部 土木技術部 橋梁設計・技術室に在籍していた際に携わった道路橋床版の更新に関する研究の業績をまとめたものであり、これらの研究の遂行にあたっては数多くの方々にご支援いただきました。

大成建設 土木本部 土木国際管理部（当時 土木技術部） 役員 太田誠氏、同社 国際支店（当時 土木本部 土木技術部 橋梁設計・技術室 室長） 水谷公昭氏からは学位論文執筆に関してご理解、激励をいただきました。ここに、深く感謝いたします。

3章のUFC床版システムの開発は、「既設RC床版の急速施工更新技術に関する研究」として首都高速道路株式会社と共同で実施して参りました。研究を遂行するにあたり、一般財団法人首都高速道路技術センター 田嶋仁志氏（当時 首都高速道路株式会社）、首都高速道路株式会社 山内貴宏氏、岸田政彦氏、石原陽介氏、峯村智也氏、森田明男氏には多大なご指導、ご協力をいただきました。ここに、深く感謝いたします。

4.5章における床版間接合の省力化に向けた新鉄筋継手の開発は、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の「SIPインフラ維持管理・更新・マネジメント技術」（管理法人：JST）の「道路インフラマネジメントサイクルの展開と国内外への実装を目指した統括的研究」（研究代表者：前川宏一）の一環として行われました。研究の遂行にあたり、横浜国立大学 前川宏一教授（当時、東京大学 教授）、日本大学 工学部 上席客員研究員 佐藤和徳氏、金沢工業大学 田中泰司准教授、東日本高速道路株式会社 技術部 安川義行氏をはじめ、非常に多くの方々に貴重なご意見をいただきました。また、日本大学 工学部 子田康弘准教授には、各種実験の進行に多大なるご協力をいただきました。ここに、深く感謝いたします。

大成建設株式会社 技術センター 副センター長 丸屋剛氏、浙江大学 建築工程学院（当時 同社 技術センター 社会基盤技術研究部） 趙唯堅教授、同社 土木本部 プロジェクト部（当時 土木技術部） 岩崎郁夫氏、同社 土木本部 土木技術部 細谷学氏には研究全般において、貴重な助言ならびに多大な協力をいただきました。ここに、深く感謝いたします。

本論文は、謝辞を述べさせていただいた方々以外にも数多くの方と出会い、ご協力やご助言をいただけてまとめることができました。すべての方のお名前を記すには至りませんが、心より感謝申し上げます。

付 属 資 料

UFC 床版の性能確認試験状況

【 3.3.1 ジベル押抜き試験 】



模擬プレキャスト部



PBL+アングル鋼板, 主桁鋼板



モルタル充填



試験体組立



試験時の全景

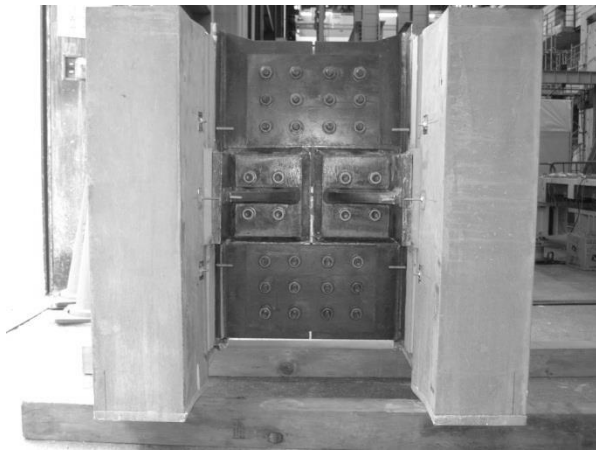
付写真-3.1 ジベル押抜き試験の実施状況



東側 側面



西側 側面



南側 側面

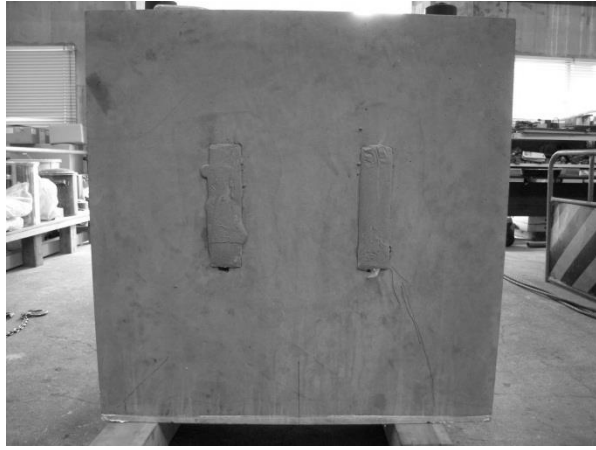


北側 側面



付写真-3.2 ジベル押抜き試験 試験終了後の変状 (ケース①: 支圧抵抗なし)

※模擬プレキャスト部 (UFC) には, ひび割れはほとんど生じていない.



東側 側面



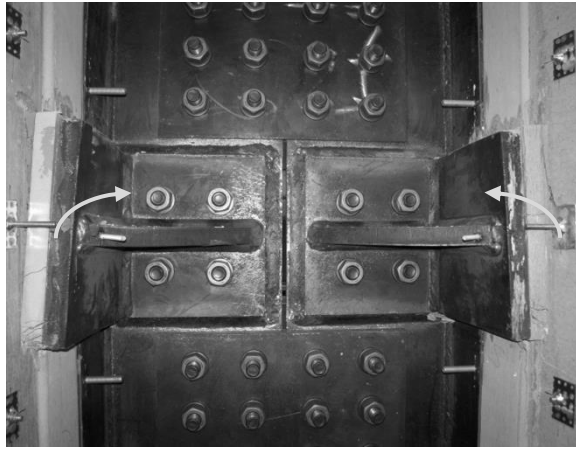
西側 側面



南側 側面



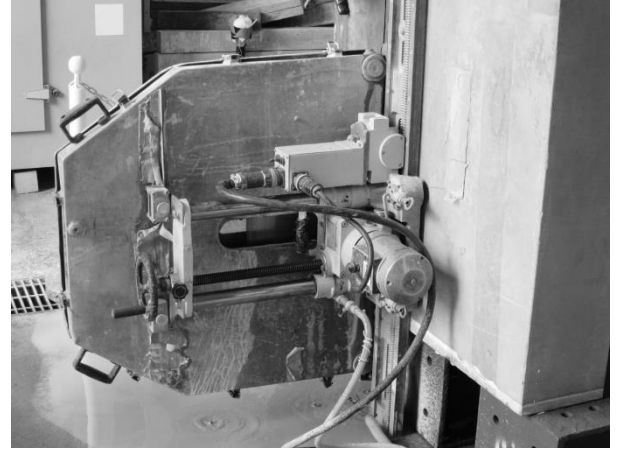
北側 側面



付写真-3.3 ジベル押抜き試験 試験終了後の変状（ケース②：支圧抵抗あり）

※模擬プレキャスト部（UFC）には、極めて微細なひび割れが生じていた。

※アングル PBL のアングル部分が内側に回転変位している。



試験体の切断状況 (PBL 付近の状況確認)



PBL 脇の間詰め材充填部
(ケース①：支圧抵抗あり)

PBL 脇の間詰め材充填部
(ケース②：支圧抵抗なし)



PBL 部 (ケース①：支圧抵抗あり)

PBL 部 (ケース②：支圧抵抗なし)

付写真-3.4 ジベル押抜き試験 PBL 周りの変状

【 3.3.2 床版接合部曲げ試験 】



試験体搬入



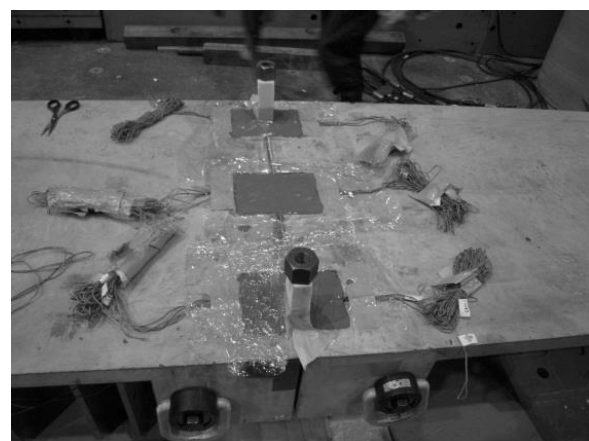
コンクリート表面ゲージ（裏面）



接着剤 塗布



PC 接合



間詰め材（モルタル）充填



載荷試験時の全景

付写真-3.5 床版接合部曲げ試験の実施状況



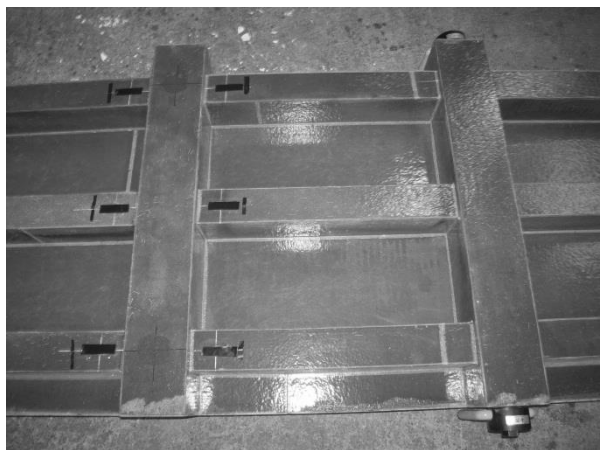
リップ付け根の亀裂（載荷中）



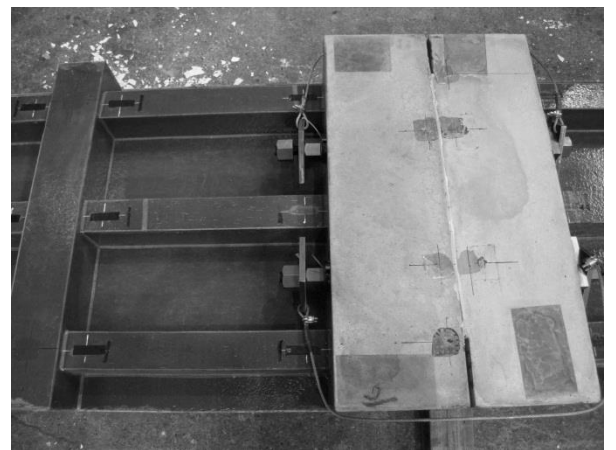
載荷位置のひび割れ（実験終了後）



接合部付近（実験終了後）



載荷位置（下面）（実験終了後）



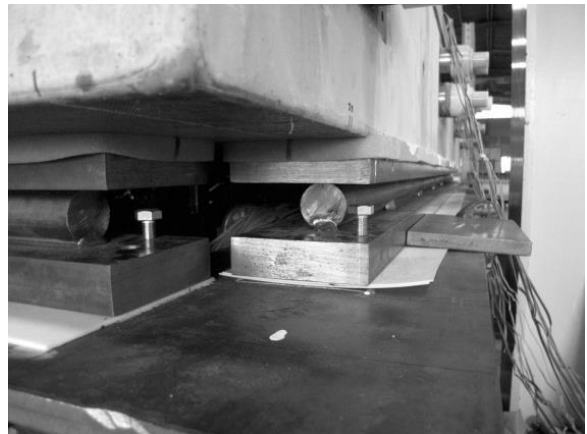
接合部付近（下面）（実験終了後）

付写真-3.6 床版接合部曲げ試験 終了時の変状

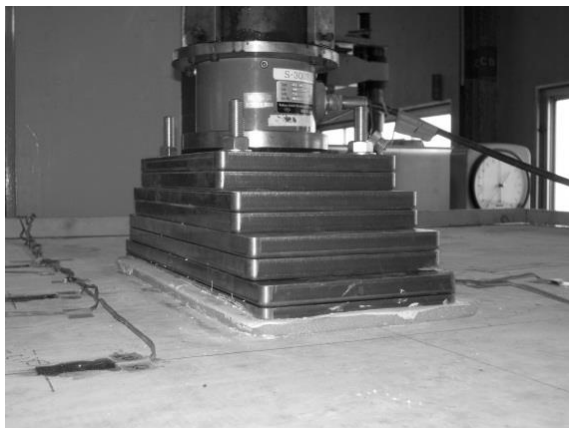
【 3.3.3 定点疲労試験 】



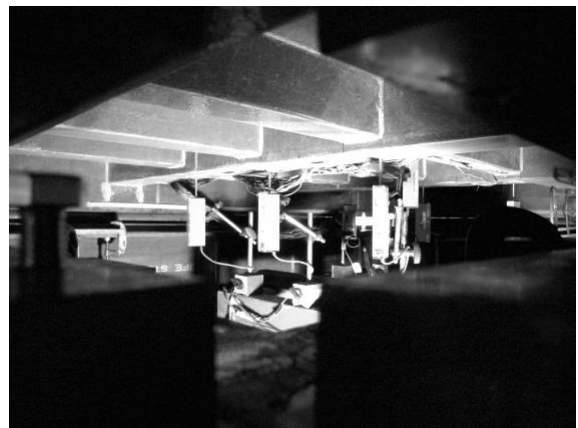
試験体搬入



試験体の支持状態（支承治具）



載荷治具（試験体上面）



変位計等の計測機器の配置



疲労試験機



定点疲労試験 水張り時の状態

付写真-3.7 定点疲労試験の実施状況

【 3.3.4 輪荷重走行試験 】



UFC 床版の搬入・設置



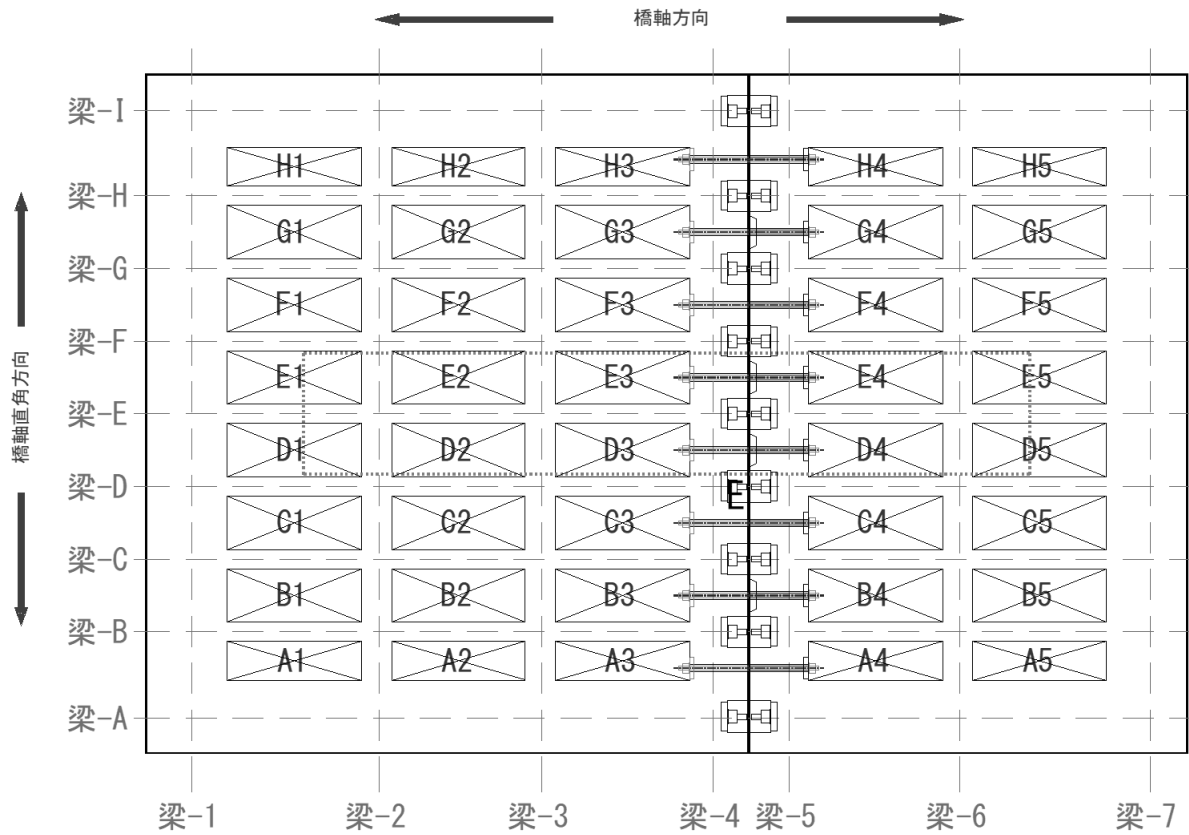
載荷ブロック設置

床版下面

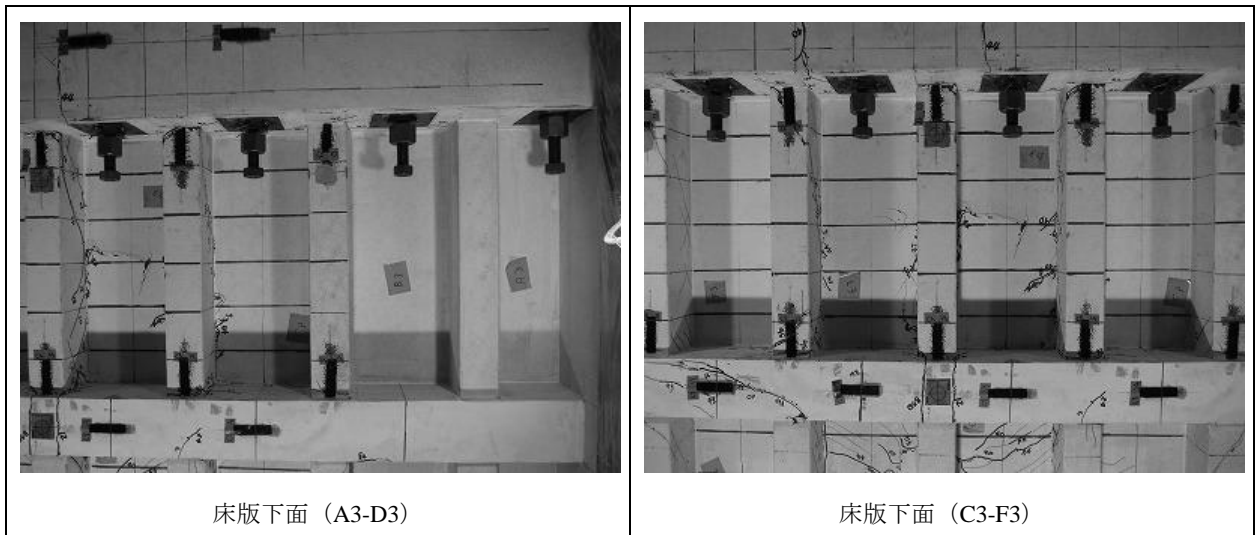


輪荷重走行試験時の全景

付写真-3.8 輪荷重走行試験 試験体搬入



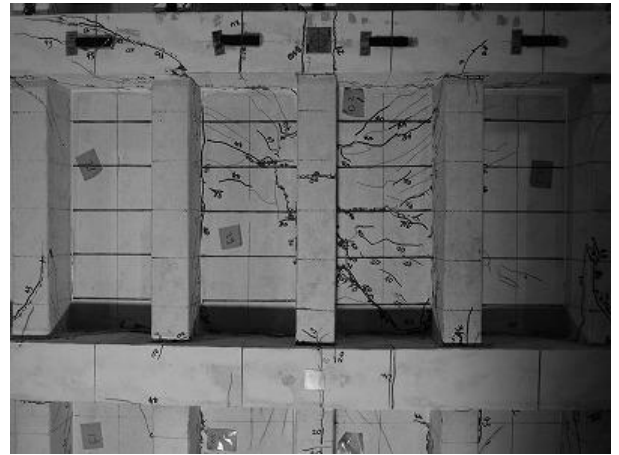
付図-3.1 輪荷重走行試験体 (UFC 床版) の調査位置図



付写真-3.9 試験体の下面ひび割れ状態 (破壊後) (1)



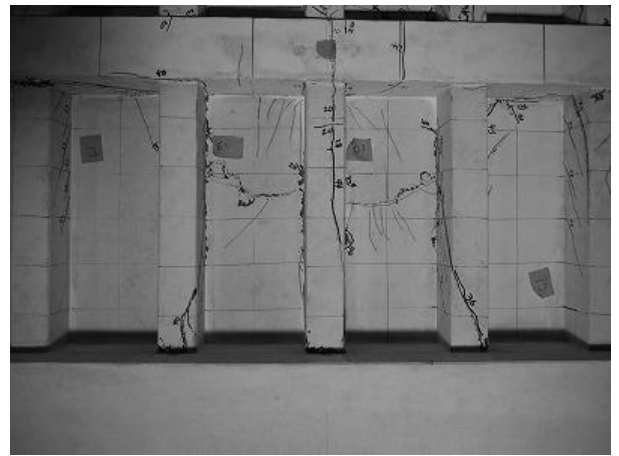
床版下面 (A2-D2)



床版下面 (C2-F2)



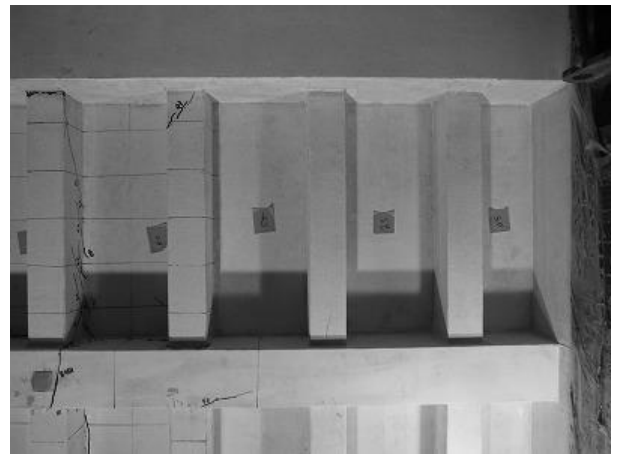
床版下面 (A1-D1)



床版下面 (C1-F1)

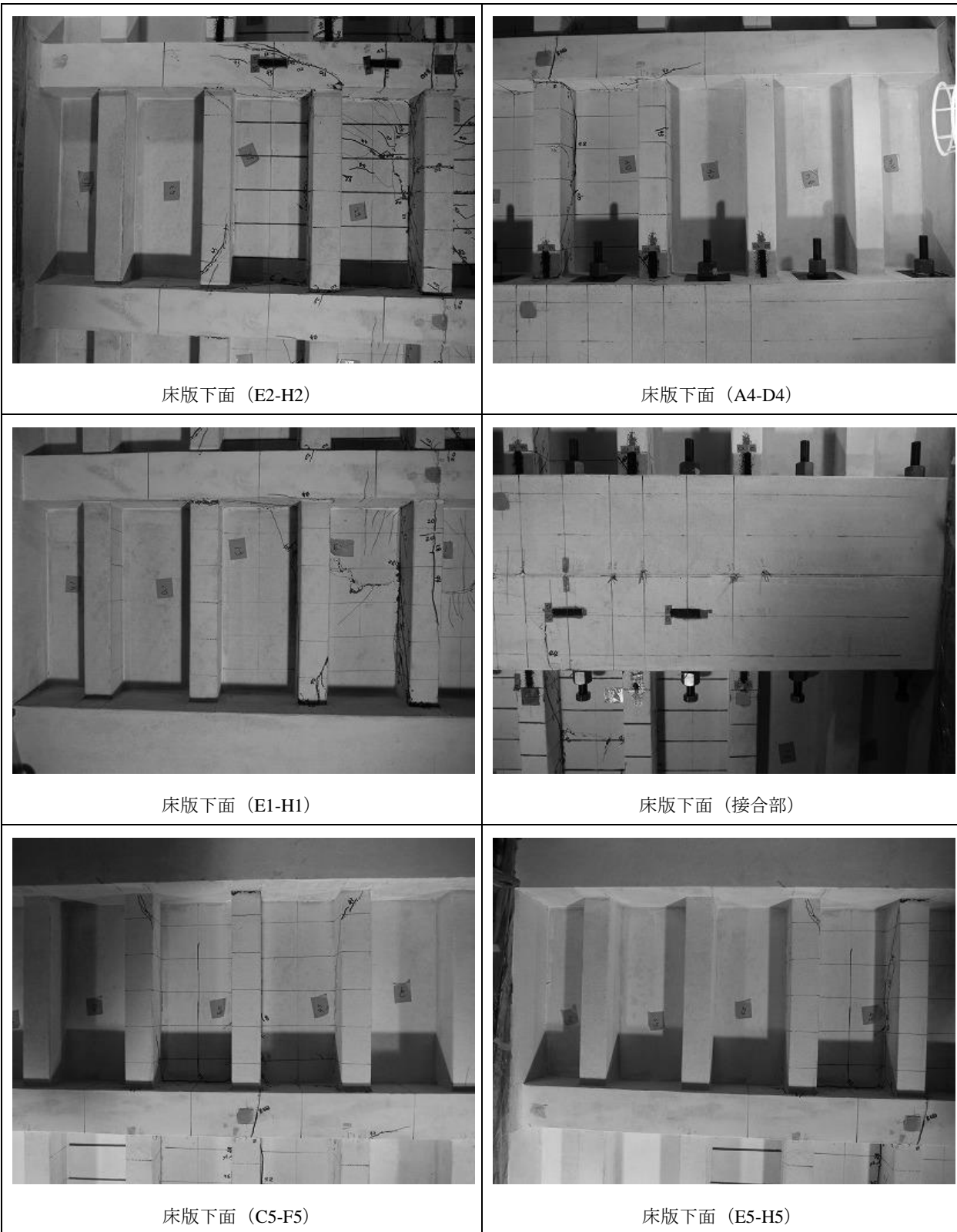


床版下面 (E3-H3)

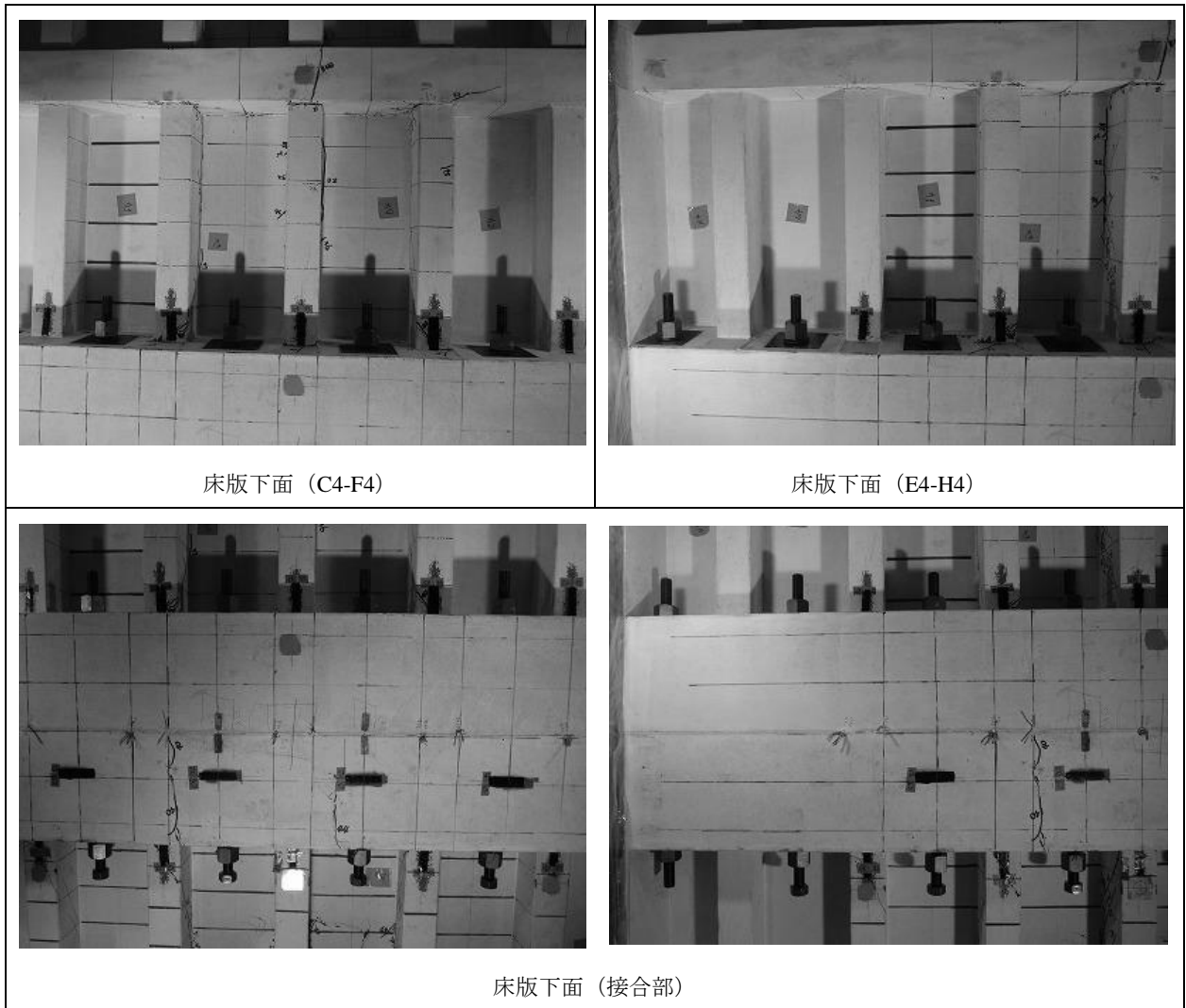


床版下面 (A5-D5)

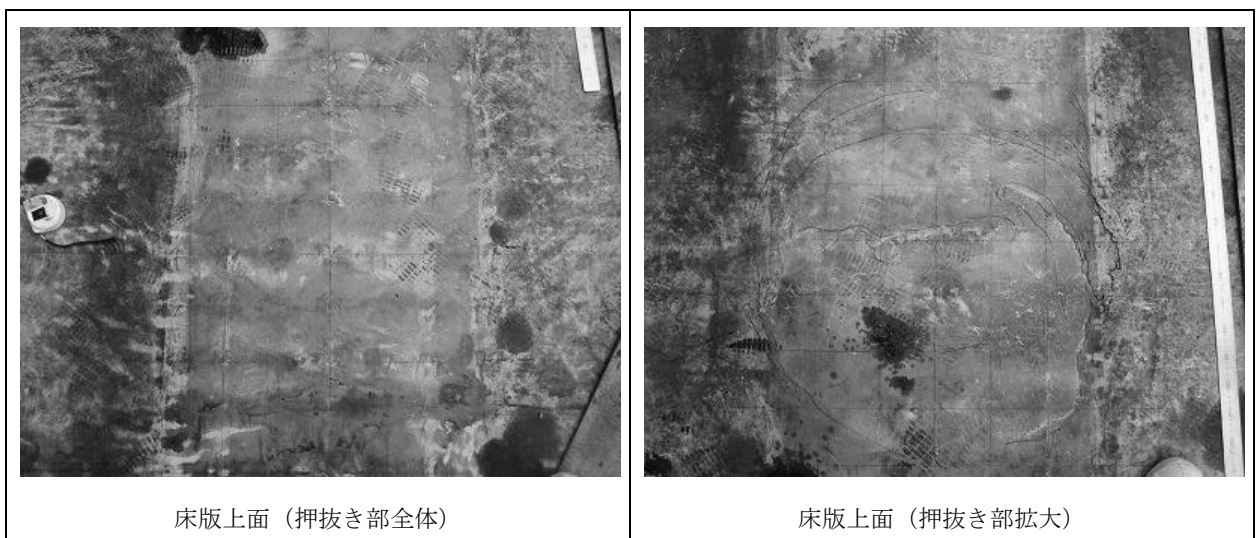
付写真-3.10 試験体の下面ひび割れ状態 (破壊後) (2)



付写真-3.11 試験体の下面ひび割れ状態 (破壊後) (3)



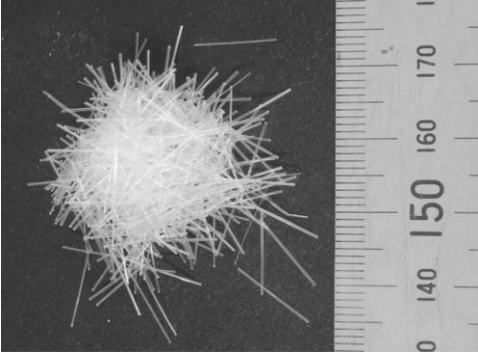
付写真-3.12 試験体の下面ひび割れ状態 (破壊後) (4)



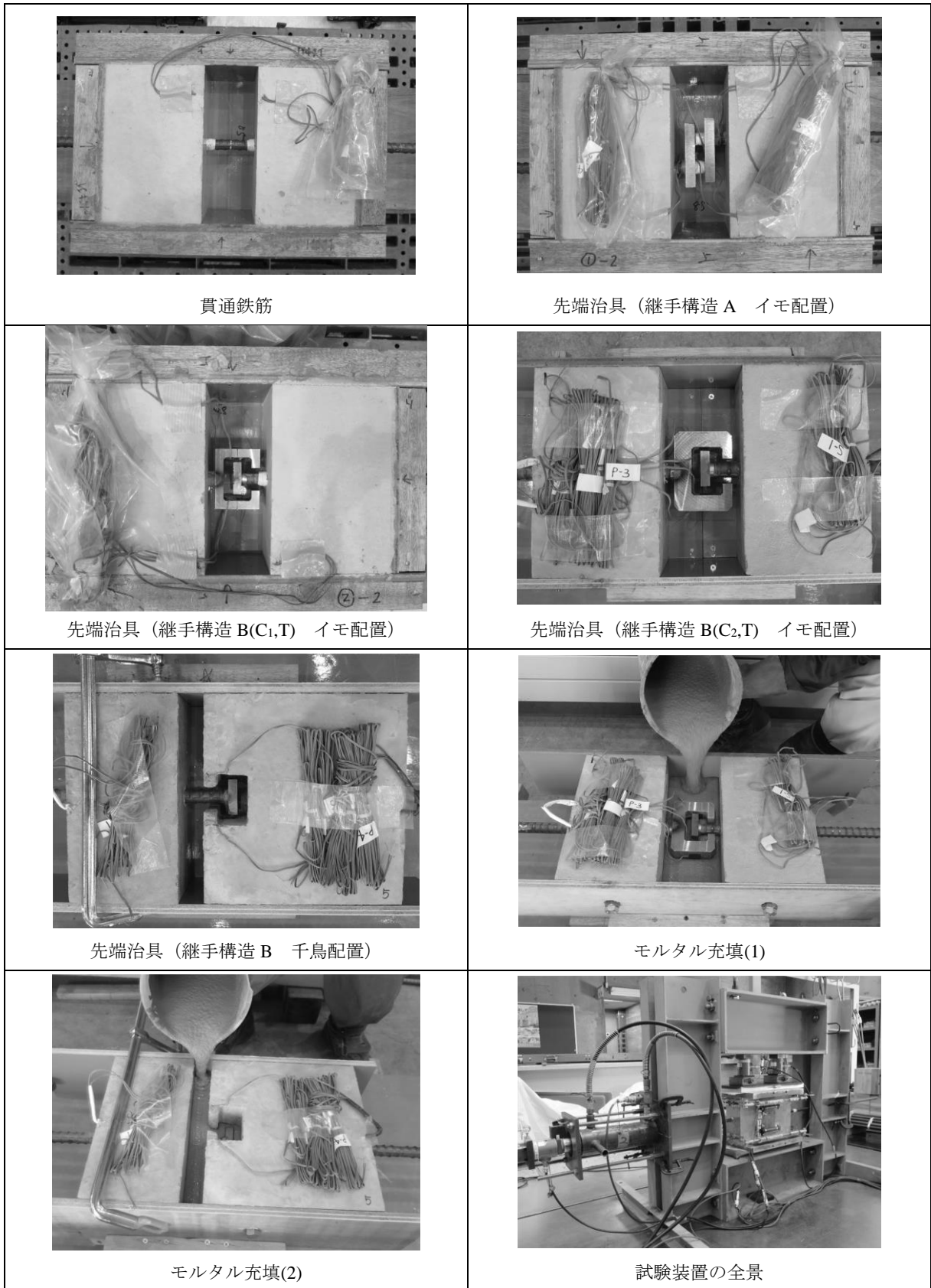
付写真-3.13 試験体上面の破壊状態 (破壊後)

新継手の基本性能試験状況

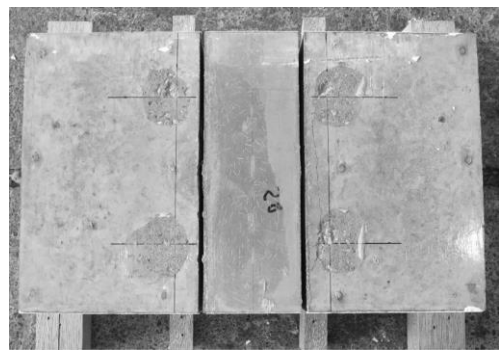
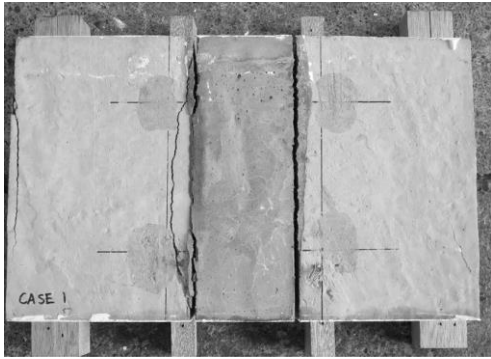
【 4.3.2 継手単体の引張試験 】

 <p>継手構造 A 先端治具</p>	 <p>継手構造 B (C₁型治具と T型治具)</p>
 <p>継手構造 B (C₂型治具と T型治具)</p>	 <p>継手構造 B (C₂型治具と T型治具)</p>
 <p>補強繊維 (PVA 繊維)</p>	 <p>補強繊維 (鋼繊維)</p>
 <p>模擬プレキャスト部分の型枠組立</p>	 <p>模擬プレキャスト部のコンクリート打込み</p>

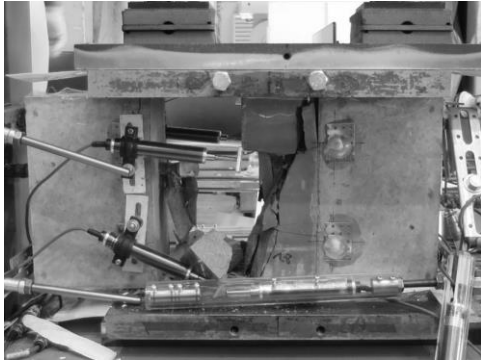
付写真-4.1 継手単体の引張試験 試験体製作 (1)



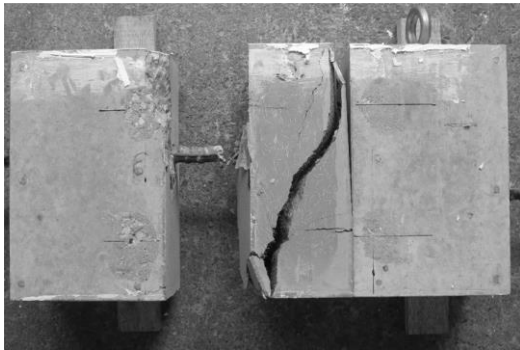
付写真-4.2 継手単体の引張試験 試験体製作 (2)



CASE1 (外面)



CASE2 (外面と先端治具周辺)

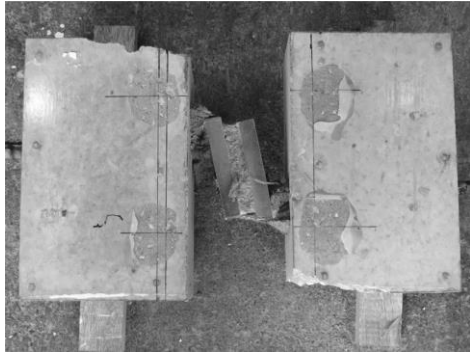


CASE3 (外面)

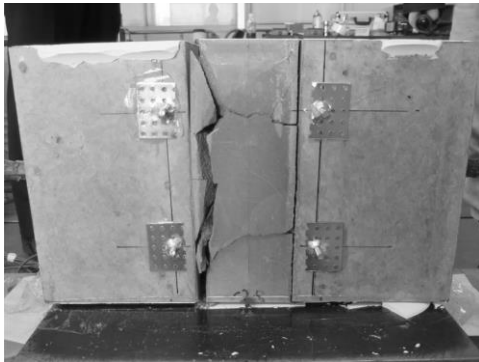


CASE4 (外面)

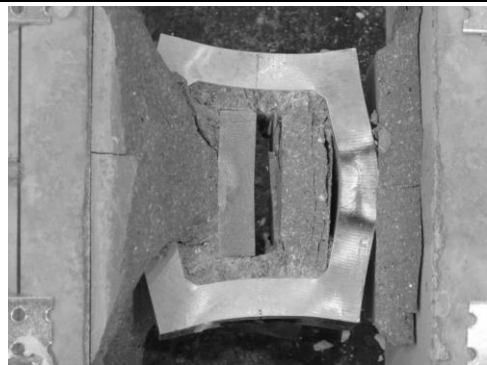
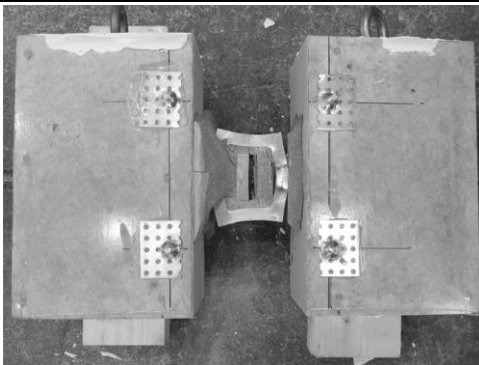
付写真-4.3 継手単体の引張試験 破壊状況 (1)



CASE4 (先端治具周辺)



CASE5 (外面)

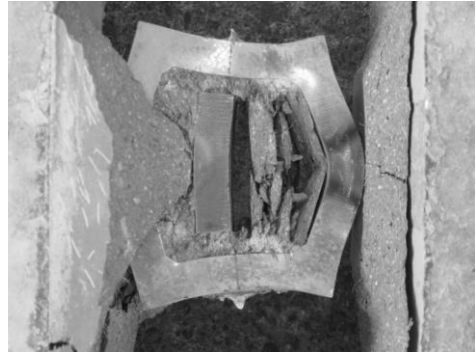
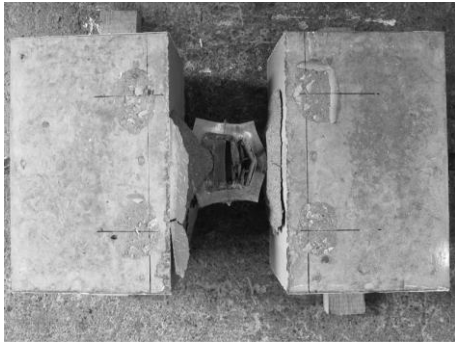


CASE5 (先端治具周辺)



CASE6 (外面)

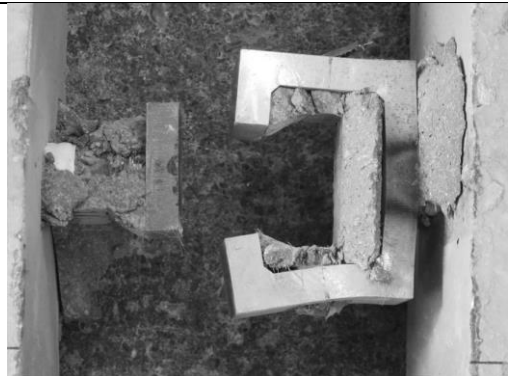
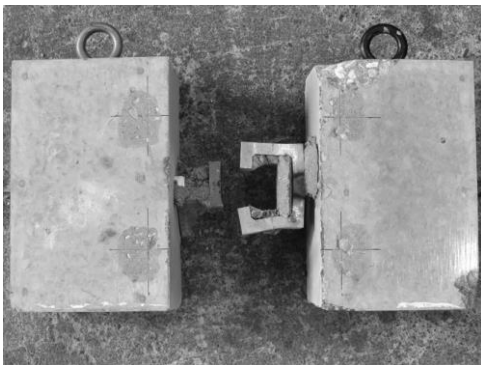
付写真-4.4 継手単体の引張試験 破壊状況 (2)



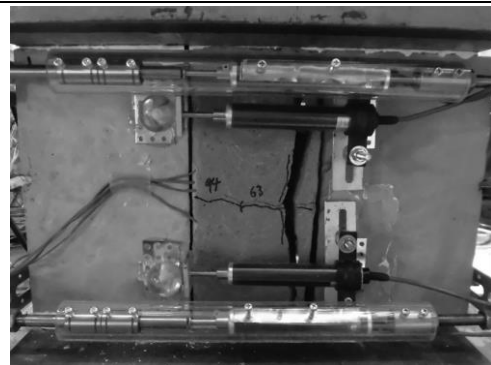
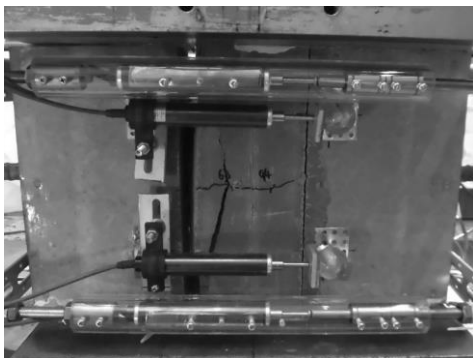
CASE6 (先端治具周辺)



CASE7 (外面)

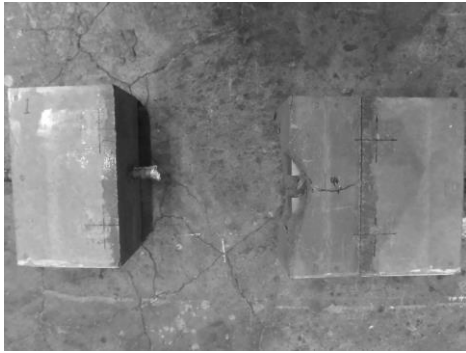


CASE7 (先端治具周辺)

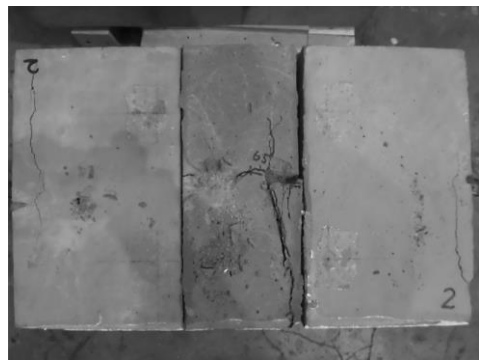
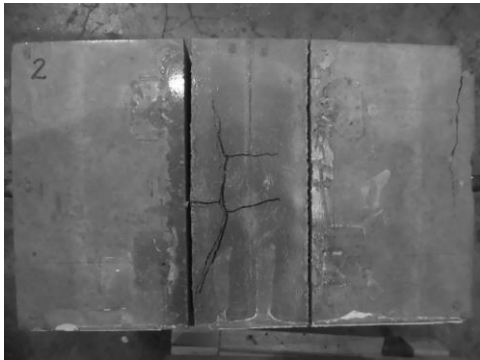


CASE8 (外面)

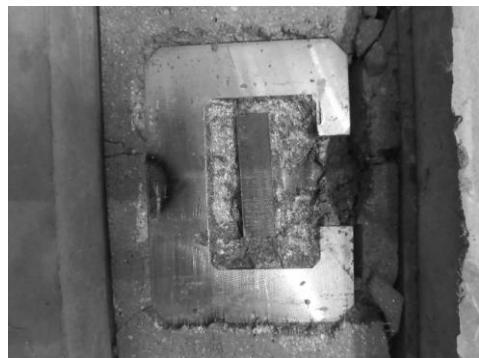
付写真-4.5 継手単体の引張試験 破壊状況 (3)



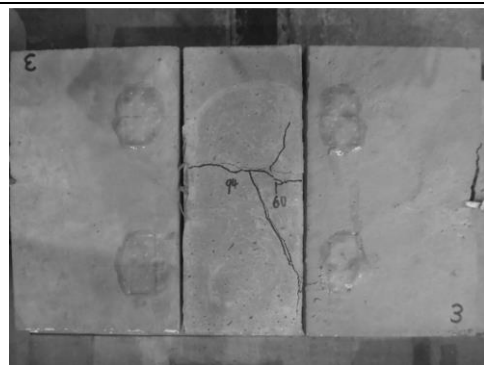
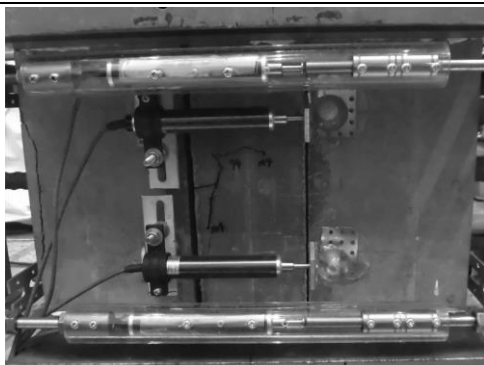
CASE8 (先端治具の破壊箇所)



CASE9 (外面)

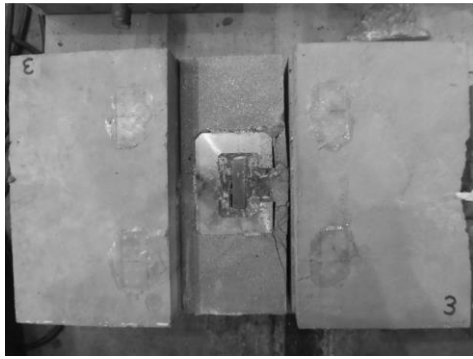


CASE9 (先端治具周囲)

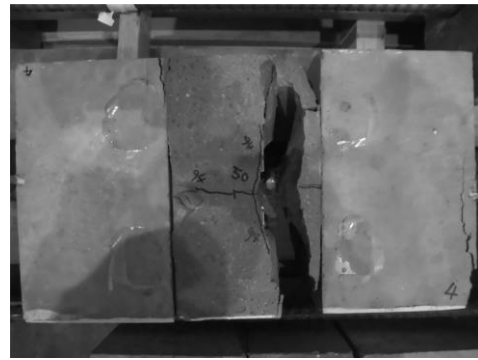


CASE10 (外面)

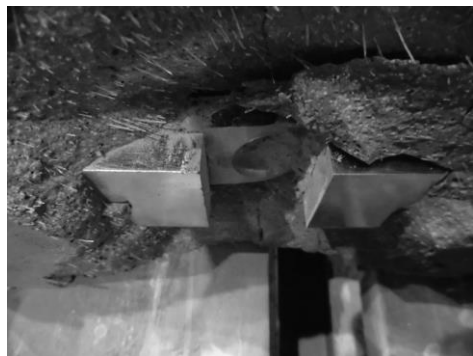
付写真-4.6 継手単体の引張試験 破壊状況 (4)



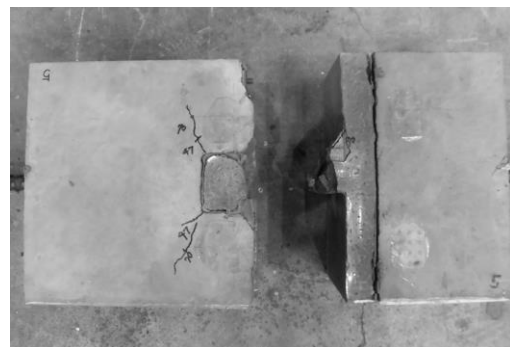
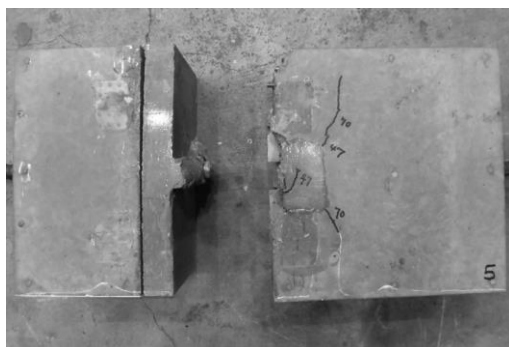
CASE10 (先端治具周囲)



CASE11 (外面)

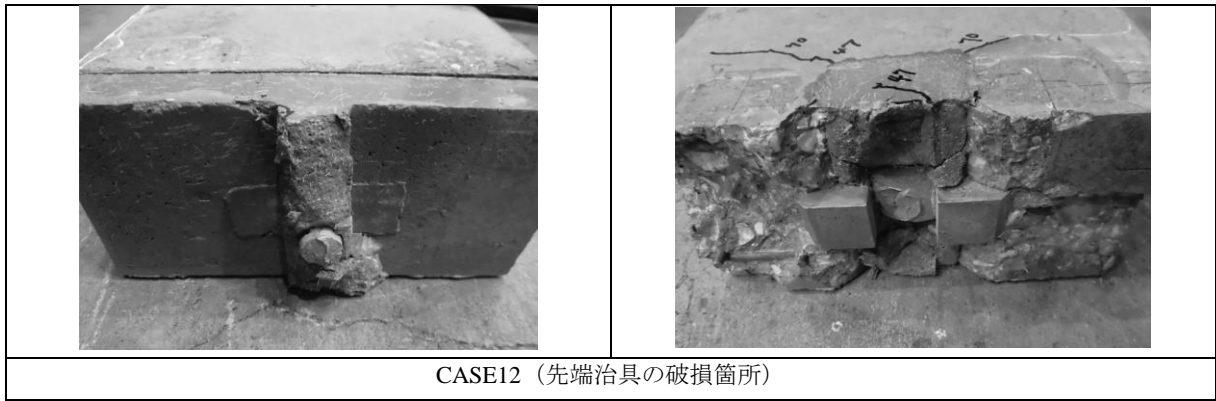


CASE11 (先端治具の破損箇所)



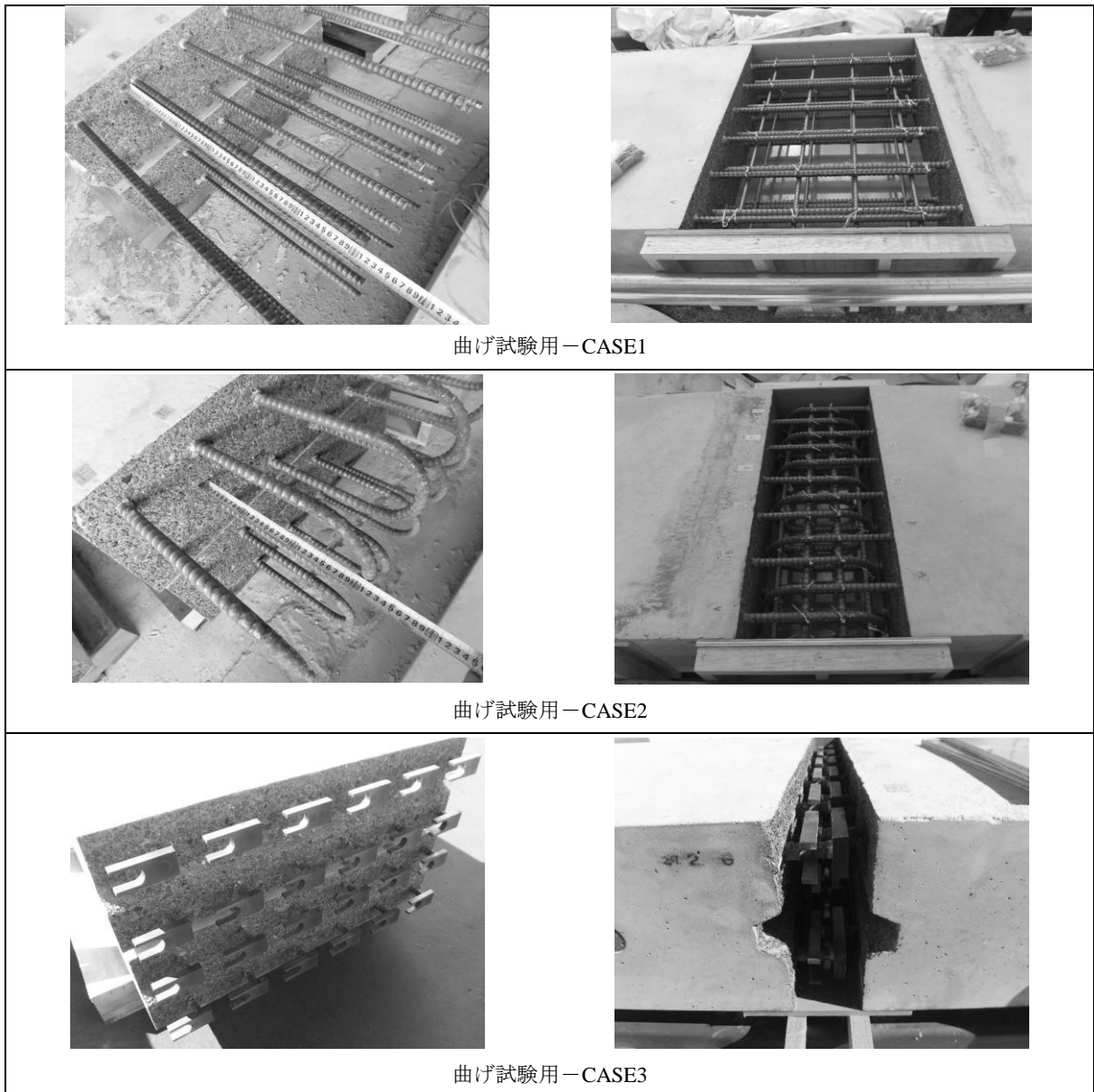
CASE12 (外面)

付写真-4.7 継手単体の引張試験 破壊状況 (5)

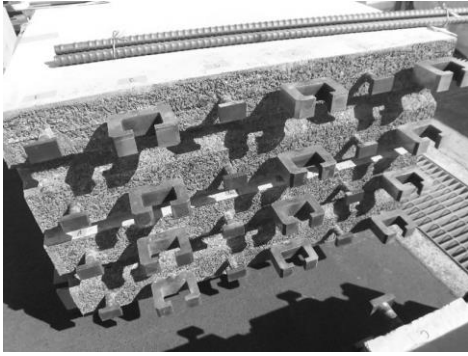


付写真-4.8 継手単体の引張試験 破壊状況 (6)

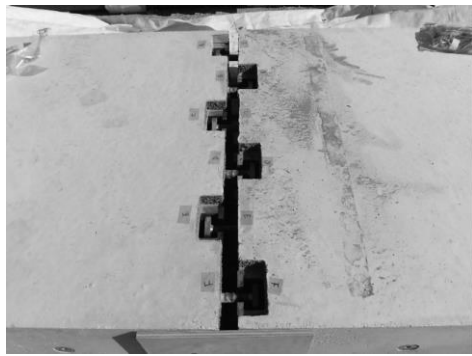
【 4.4 床版を模擬した面部材の性能試験 (曲げ・せん断試験) 】



付写真-4.9 面部材での性能試験 (曲げおよびせん断) 試験体製作 (1)



曲げ試験用－CASE4

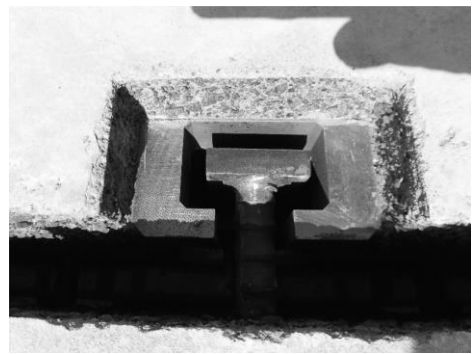
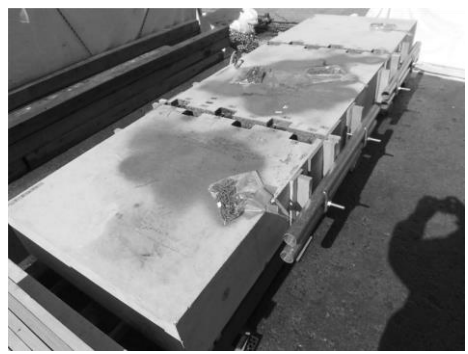


曲げ試験用－CASE5



せん断試験用－CASE1

せん断試験用－CASE2



せん断試験用－CASE3

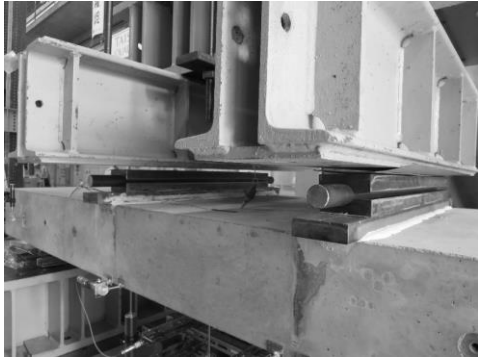
付写真－4.10 面部材での性能試験（曲げおよびせん断）試験体製作（2）



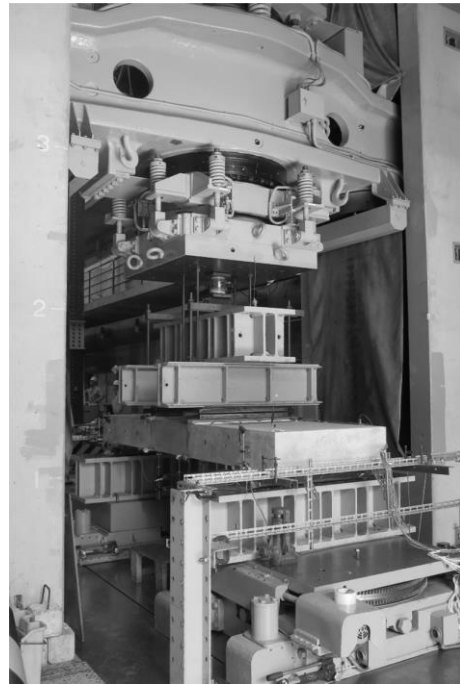
間詰コンクリート打込み



間詰モルタル打込み

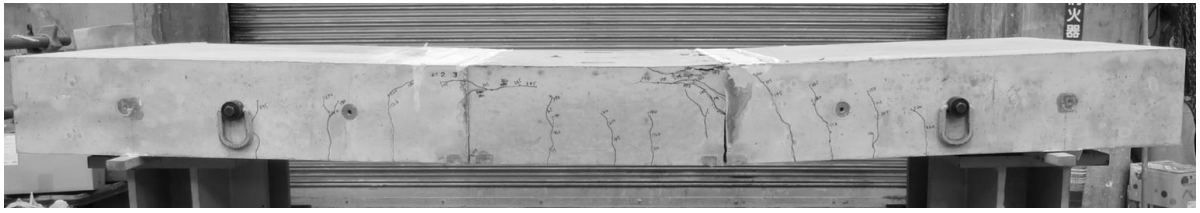


載荷装置の設置

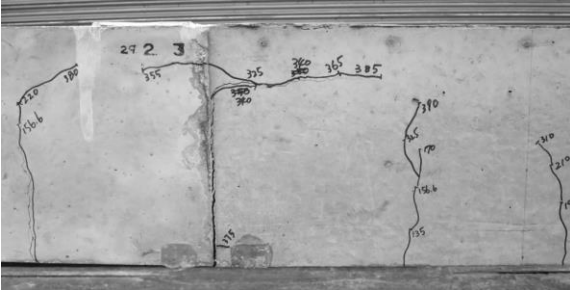


試験時の全景

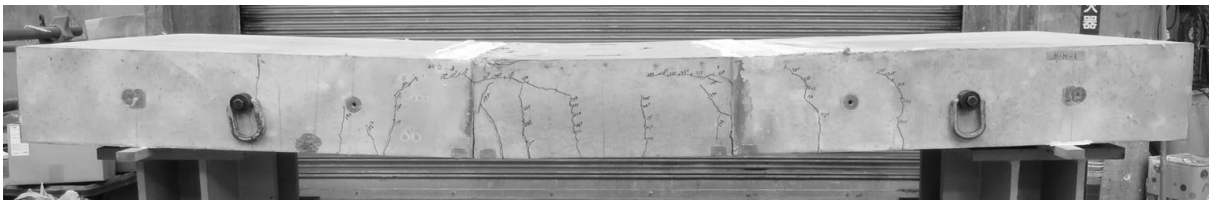
付写真-4.11 面部材での性能試験（曲げおよびせん断）試験体製作（3）



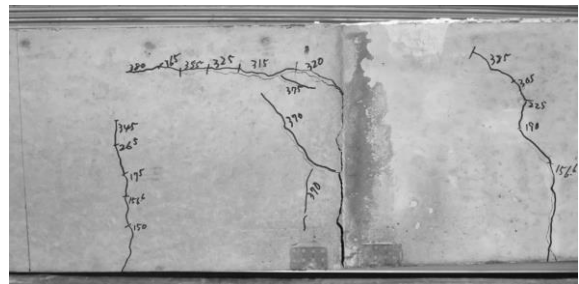
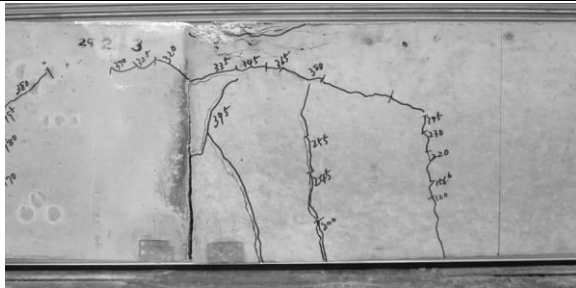
側面 A (全景)



側面 A (打継目近傍)



側面 B (全景)

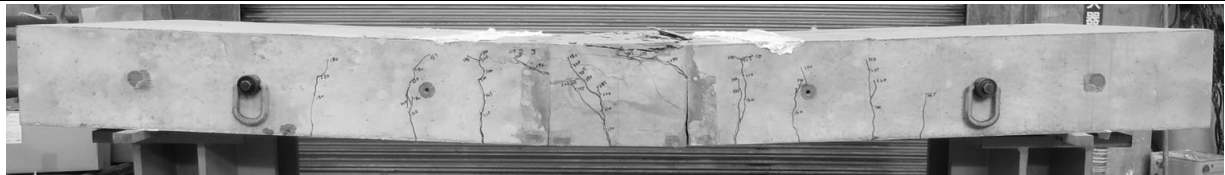


側面 B (打継目近傍)

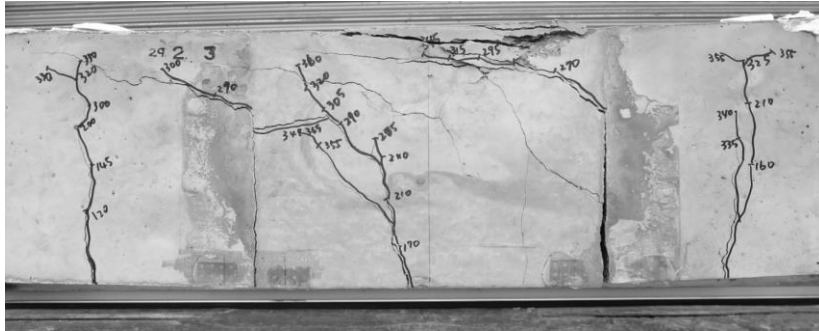


試験体の底面

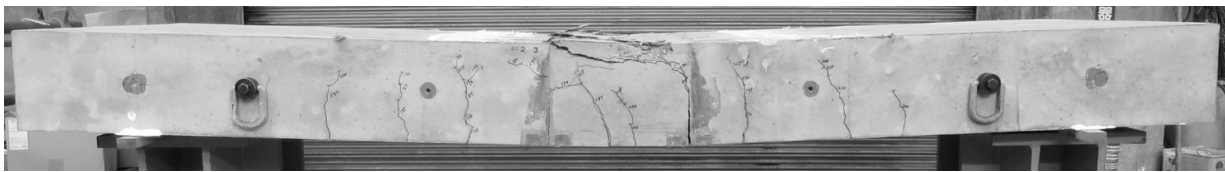
付写真-4.12 面部材の曲げ試験終了時の状態 (CASE1)



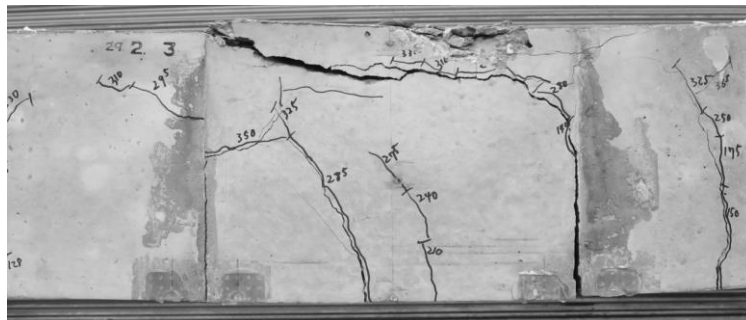
側面 A (全景)



側面 A (打継目近傍)



側面 B (全景)

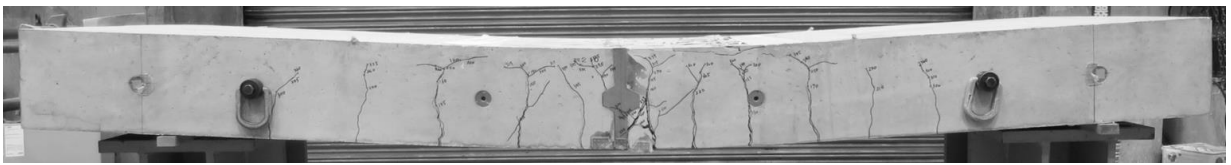


側面 B (打継目近傍)

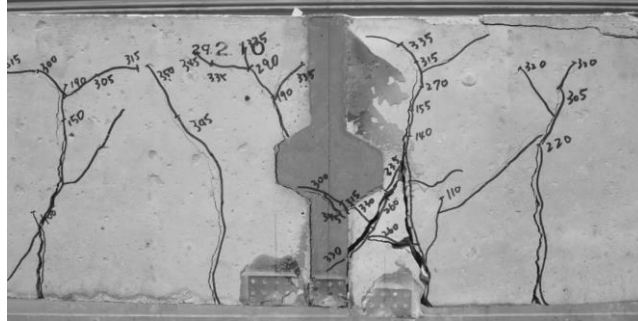


試験体の底面

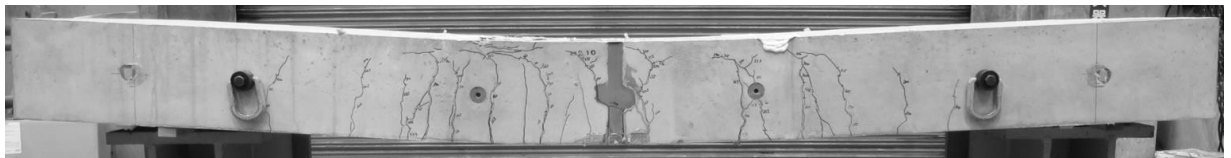
付写真-4.13 面部材の曲げ試験終了時の状態 (CASE2)



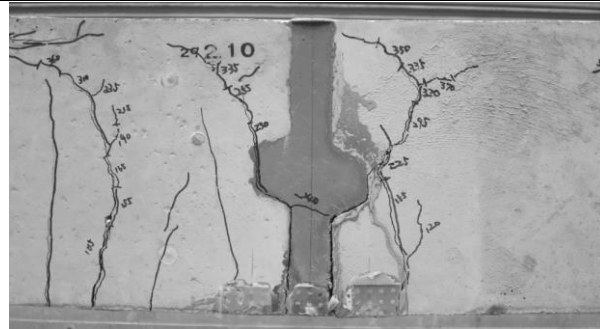
側面 A (全景)



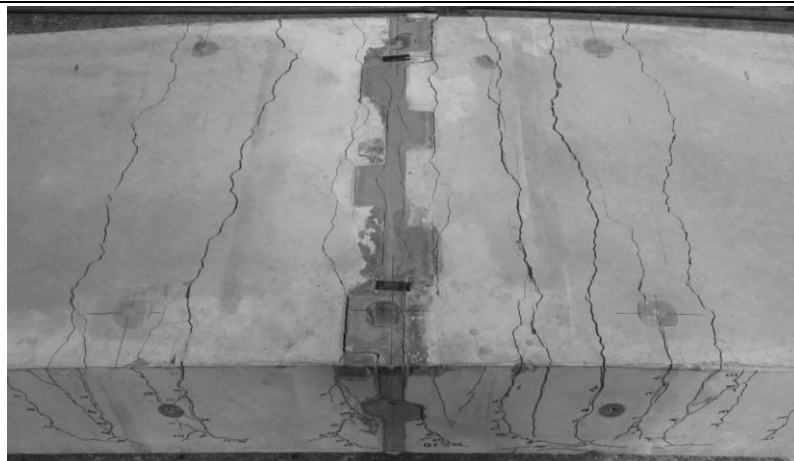
側面 A (打継目近傍)



側面 B (全景)

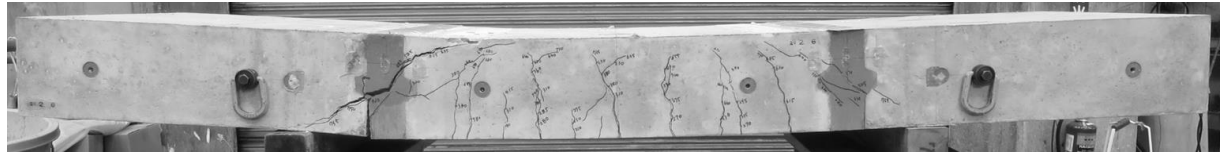


側面 B (打継目近傍)

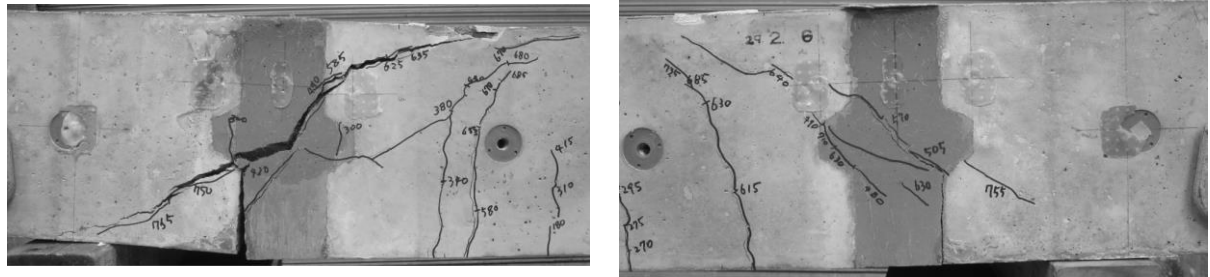


試験体の底面

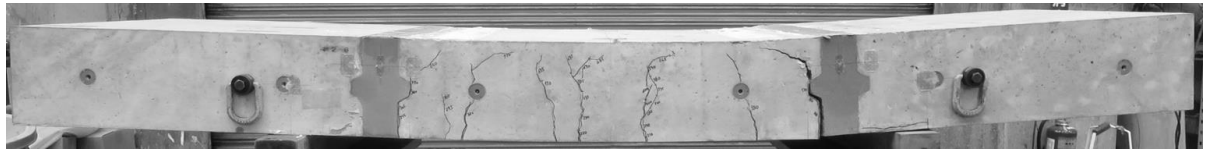
付写真-4.16 面部材の曲げ試験終了時の状態 (CASE5)



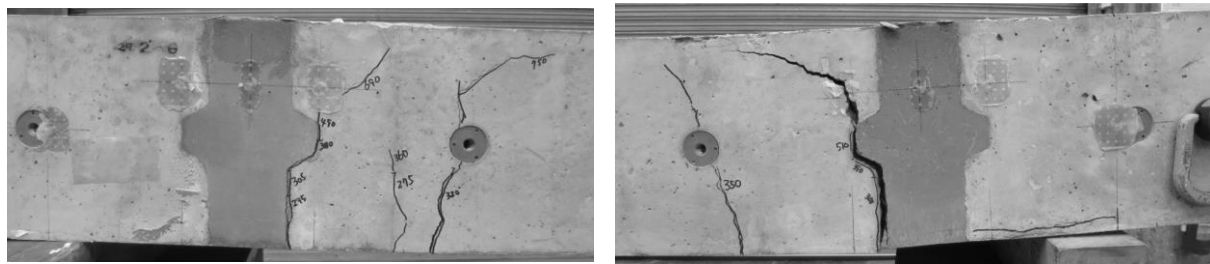
側面 A (全景)



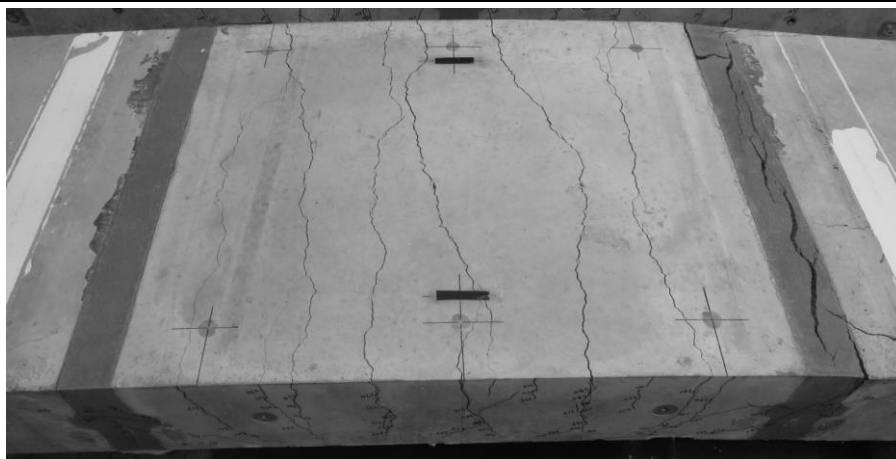
側面 A (打継目近傍)



側面 B (全景)

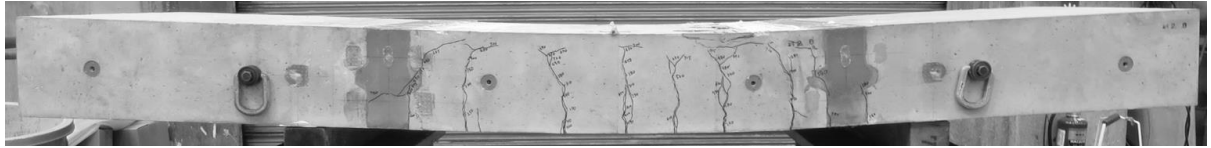


側面 B (打継目近傍)

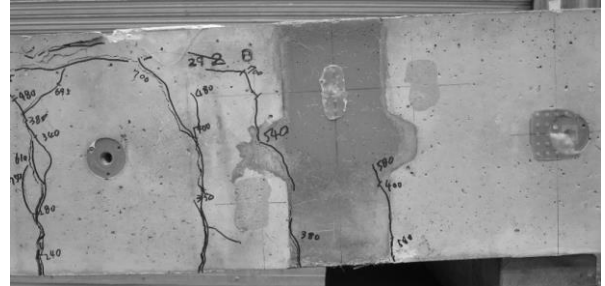
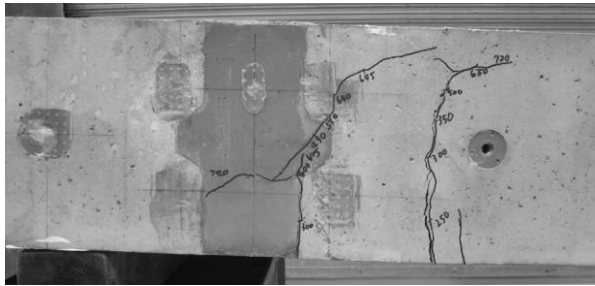


試験体の底面

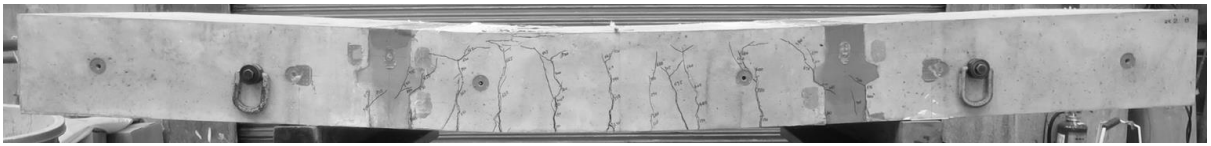
付写真-4.17 面部材のせん断試験終了時の状態 (CASE1)



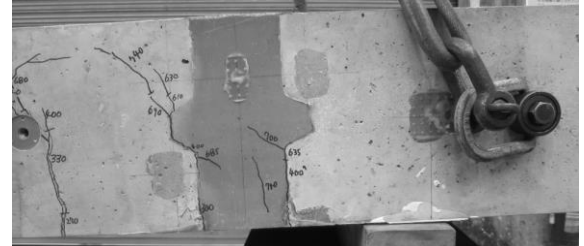
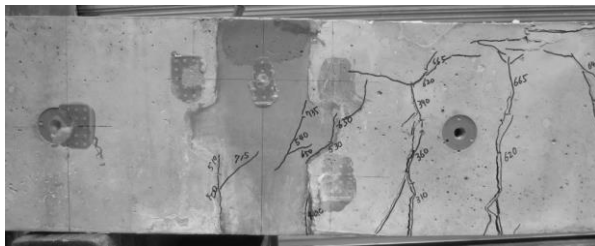
側面 A (全景)



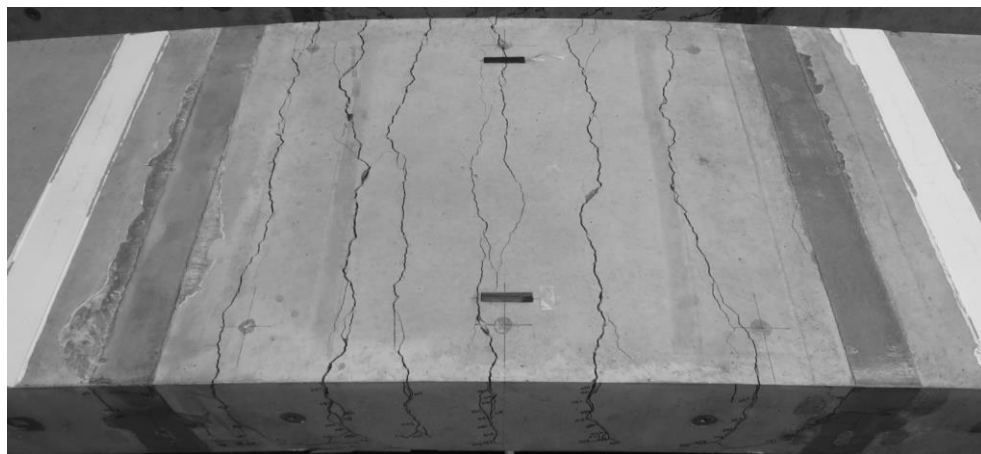
側面 A (打継目近傍)



側面 B (全景)



側面 B (打継目近傍)

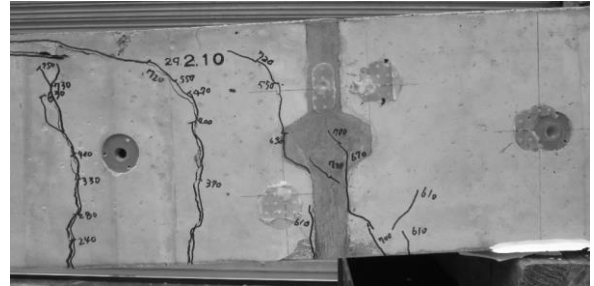
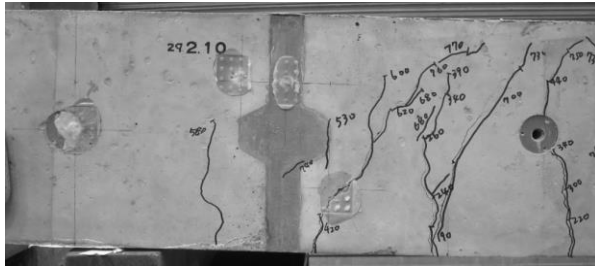


試験体の底面

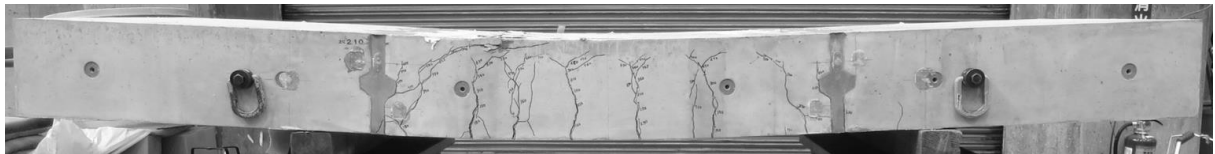
付写真-4.18 面部材のせん断試験終了時の状態 (CASE2)



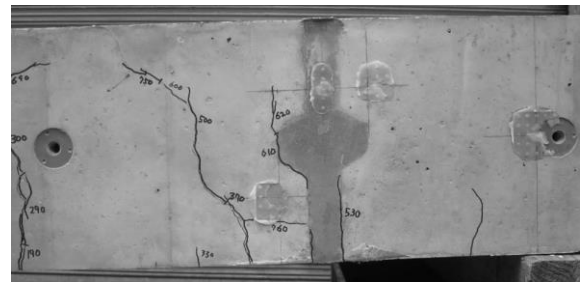
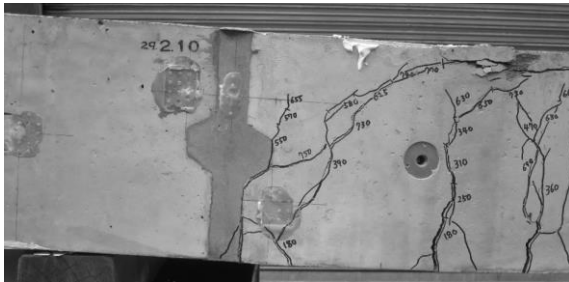
側面 A (全景)



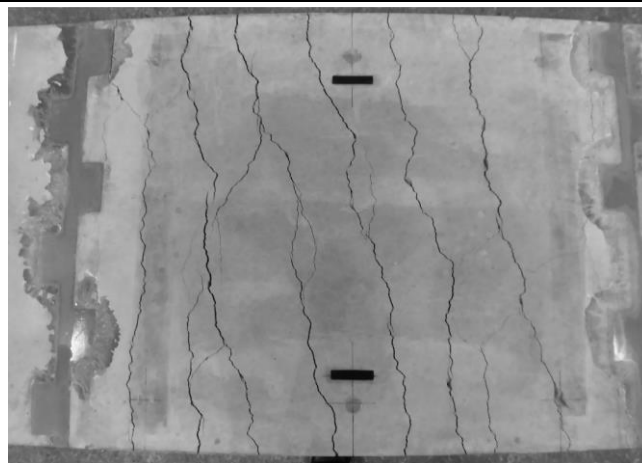
側面 A (打継目近傍)



側面 B (全景)



側面 B (打継目近傍)



試験体の底面

付写真-4.19 面部材のせん断試験終了時の状態 (CASE3)

【新鉄筋継手を適用した接合部の輪荷重走行試験】

新鉄筋継手の耐疲労性を検証するため、新鉄筋継手の継手構造 B (C2 型, T 型治具) を道路橋床版接合部に適用した試験体を用いて輪荷重走行試験を実施した。現在は輪荷重走行試験機が破損したため、試験途中での報告である。しかし、現状でも耐疲労性として問題のないレベルと考えられたため、参考資料として添付した。

(3) 輪荷重走行試験機

輪荷重走行試験は、付写真-4.20 に示す日本大学工学部（郡山キャンパス内）所有の輪荷重走行試験機で実施した。本試験機は、上部（載荷部）と下部（台車部）の構造が組合せて構成されている。上部構造は、基礎から立ち上げた柱部材で組まれた鋼製フレームの下に、油圧ジャッキを介して載荷用の鉄車輪を配置している。この鉄車輪自体は横移動等しない構造である。一方、下部構造は、上部構造のフレームの内側に 2 本の走行レールを配置し、その上に試験体を設置した台車を往復移動させる構造である。台車に、回転速度 8.97rpm のモーターを動力として、クランクアームを介して走行移動する。

輪荷重軌道部は、幅 300mm 長さ 120mm の長方形の載荷ブロックを敷設し、更に上部を鉄板で覆い、その上面を鉄輪により荷重載荷される構造である。走行範囲は、試験機の標準の 2m とする。

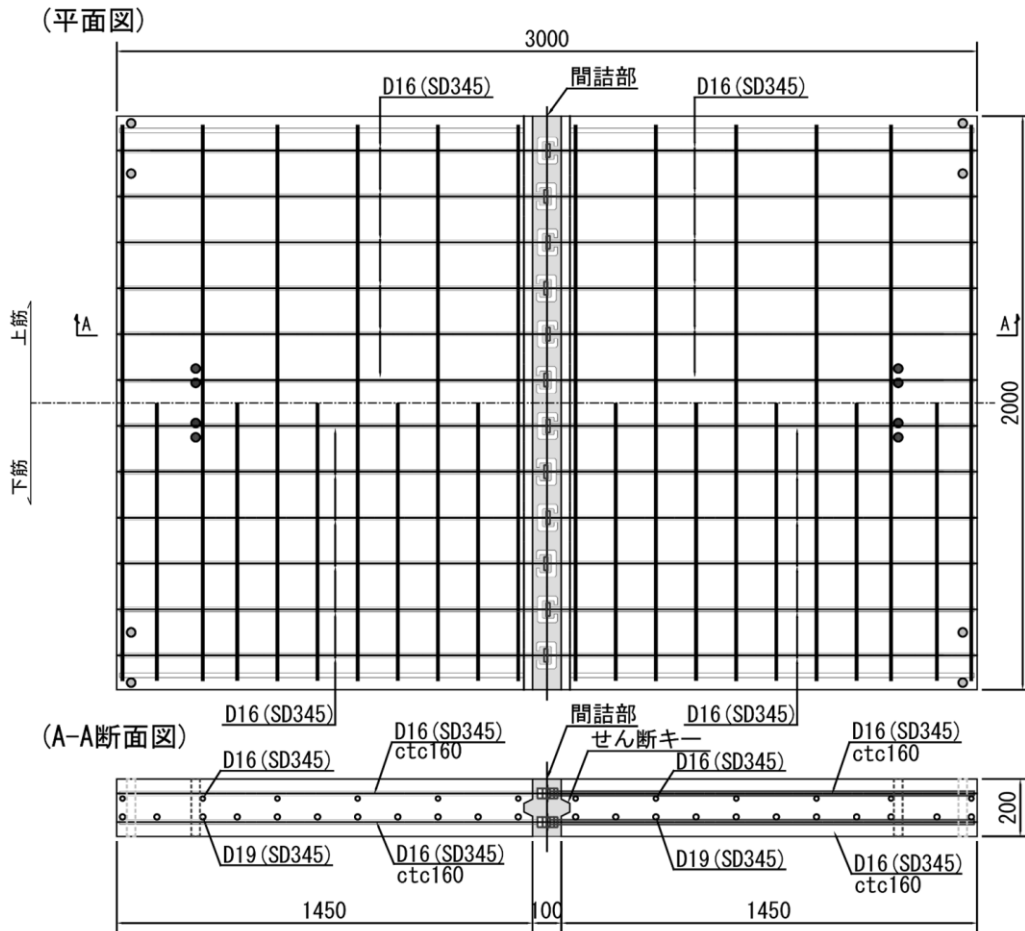
試験機の載荷可能な最大荷重は、250kN である。



付写真-4.20 輪荷重走行試験機の概要（日本大学）

(4) 試験方法

試験体は、2m×3m の試験体であり、その中央部分には幅 100mm の接合部を設けている。試験体の概要を付図-4.1 に示す。



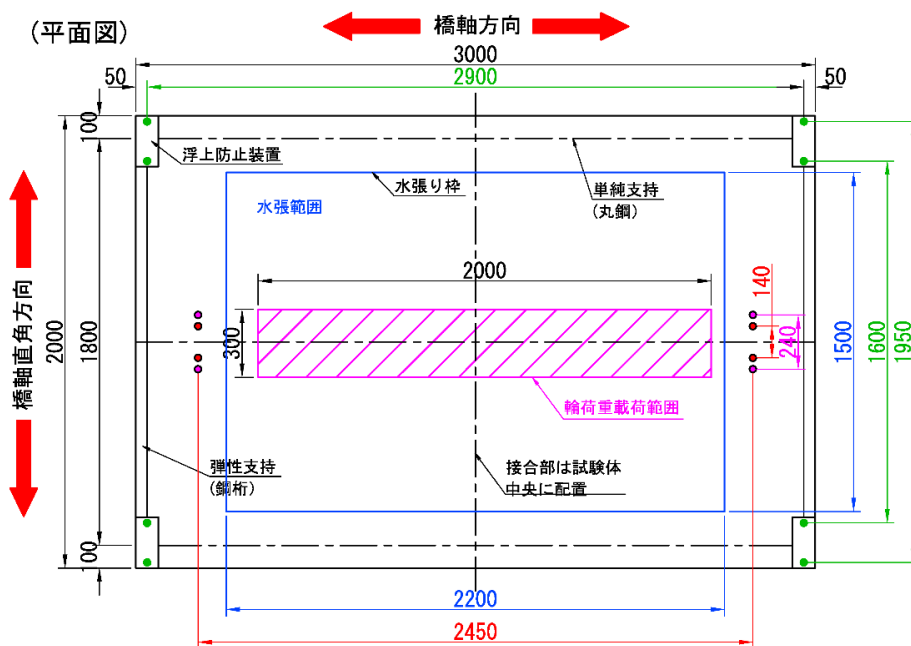
付図-4.1 輪荷重走行試験の試験体

また、試験時の試験体の支持条件を付表-4.1、付図-4.2 に示す。なお、走行時は、付図-4.2 に示す範囲 (2,200×1,500) で木材等により土手を築き、内部に 10~20mm 程度の水を保持した状態 (水張状態) を維持した。

付表-4.1 支持条件

	支持方法	支持間隔(mm)
長辺	丸鋼による単純支持	1,800
短辺	鋼部材による弾性支持	2,900

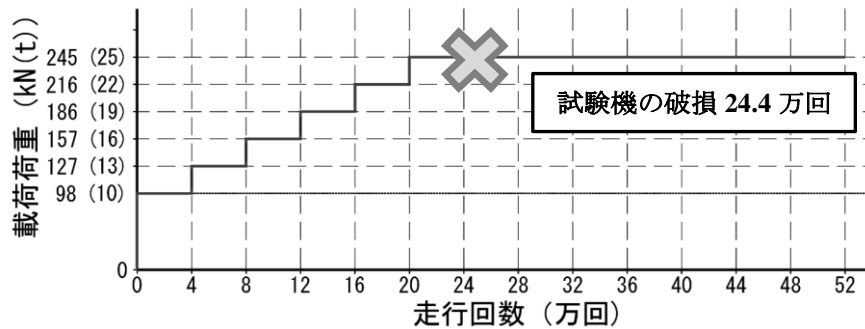
※試験体四隅で浮き上がり防止。(丸鋼+アングル+全ねじボルト)



付図-4.2 試験体の支持条件

(5) 試験結果の概要

輪荷重走行試験は、走行回数 24.4 万回で設備トラブルにより終了（中断）した。実施した輪荷重走行試験の载荷ルールと試験中断時の载荷回数を併せて付図-4.3 に示す。



付図-4.3 载荷ルール

以下に示す基本輪荷重 98kN に換算した等価繰返し回数 (N_{eq-ac}) を次式により算出した。 [1]

$$N_{eq-ac} = \sum (P_{ex-i} / P_{ac-o})^m \cdot N_{ex-i}$$

ここに、

P_{ex-i} : 階段状漸増载荷での各载荷荷重(kN)

N_{ex-i} : 階段状漸増载荷での各载荷荷重で作用させた繰返し回数

P_{ac-o} : 基本輪荷重(kN) [=98]

m : 設計疲労曲線の傾きの逆数の絶対値

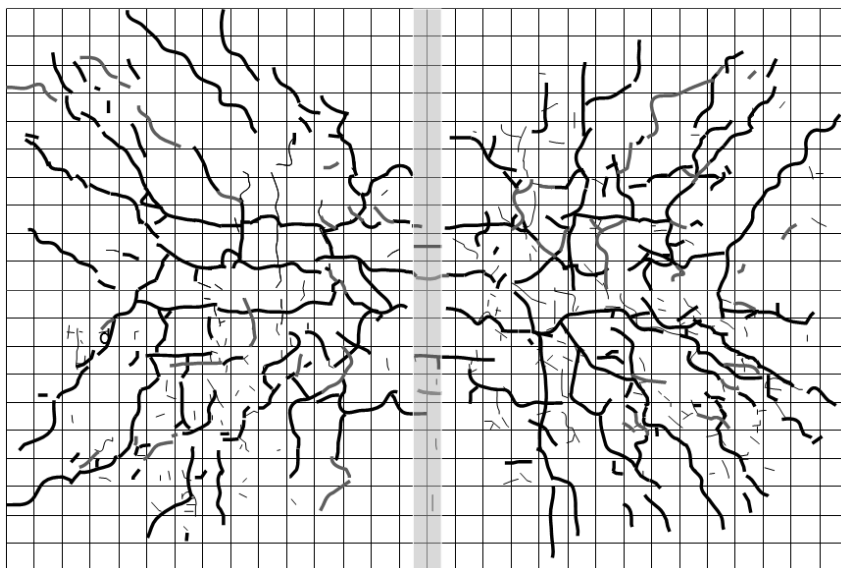
(RC 床版の実験結果から 12.76 を使用)

等価繰返し走行回数の算定では、約 60.5 億回の走行回数に達している。

また、実橋における繰返し回数の設定は、橋梁マネジメントシステム[2]を参考に、基本輪荷重 (98kN) に相当する繰返し回数を算定した。なお、実橋での大型車交通量は、全車両通行量 50,000 台/日とした場合、等価繰返し回数 172 万回/年となる。

したがって、現時点の等価繰返し回数であっても、3,500 年以上の耐疲労性を有することが確認されている。

また、20万回走行時点での床版下面でのひび割れ発生状況を付図-4.4に示す。なお、最大ひび割れ幅は、0.35mmであった。床版下面のひび割れは接合部の箇所でも若干は発生したが、隣接のプレキャスト床版部に集中しており、下面への漏水は確認されなかった。また、床版の上面や接合部の側面の試験終了後の外観を付写真-4.21に示す。上面でのひび割れ等の変状や側面で打継目での水の浸透などは確認されず、健全な状況を保持した。



付図-4.4 ひび割れ発生状況 (走行回数 20 万回)



(i) 床版上面の状況



(ii) 接合部側面の状況

付写真-4.21 輪荷重走行試験終了後の外観

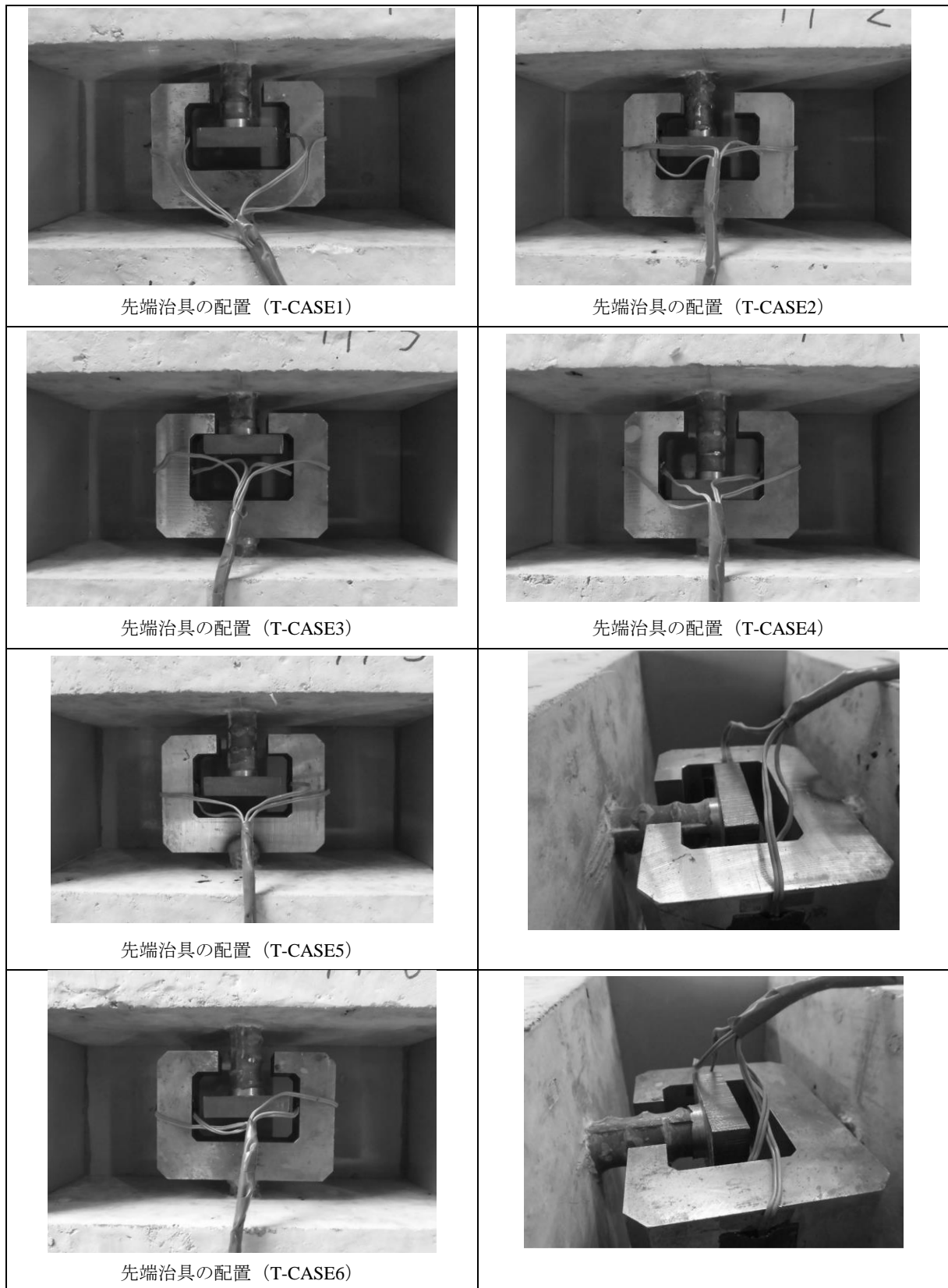
よって、輪荷重走行試験の結果によらず、耐疲労性が問題になるレベルではないと考えられる。

《参考文献》

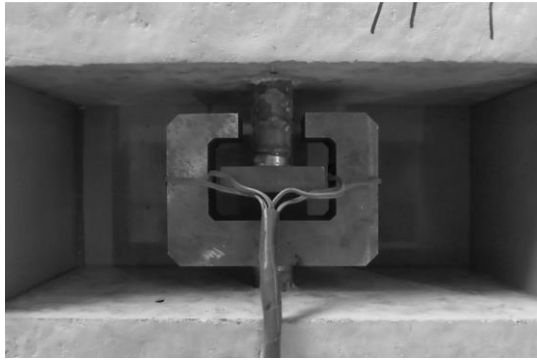
- [1] 松井繁之, 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版株式会社, 2007.
- [2] 国土交通省 国土技術総合研究所, 道路橋の計画管理に関する調査研究—橋梁マネジメントシステム—, 2009.

新継手の嵌合誤差の影響確認試験状況

【 5.2 誤差を有する継手単体の引張試験 】



付写真-5.1 嵌合誤差を有する継手単体の引張試験 試験体製作〔単独誤差〕 (1)



先端治具の配置 (T-CASE7)



先端治具の配置 (T-CASE3)



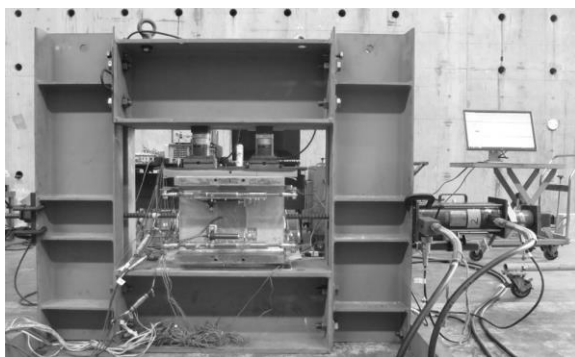
先端治具の配置 (T-CASE4)



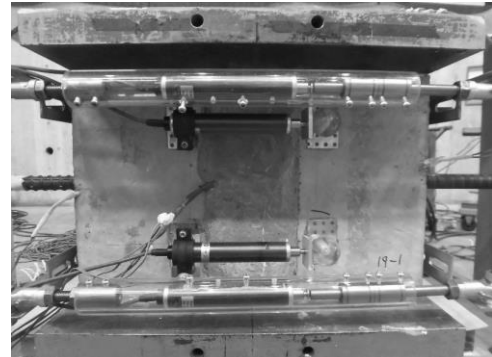
先端治具の配置 (T-CASE5)



モルタル充填(1)

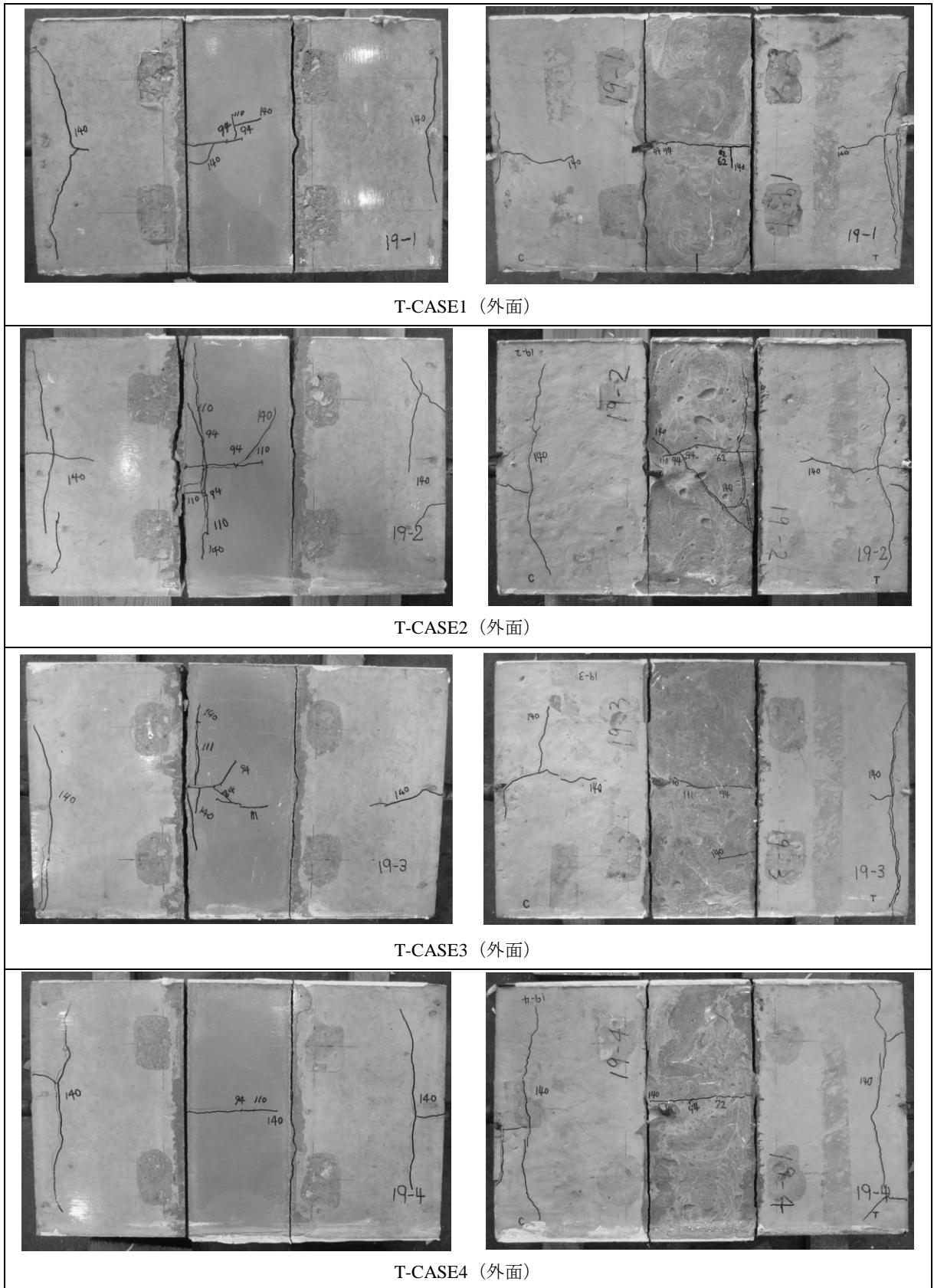


先端治具の配置 (T-CASE6)



試験装置の全景

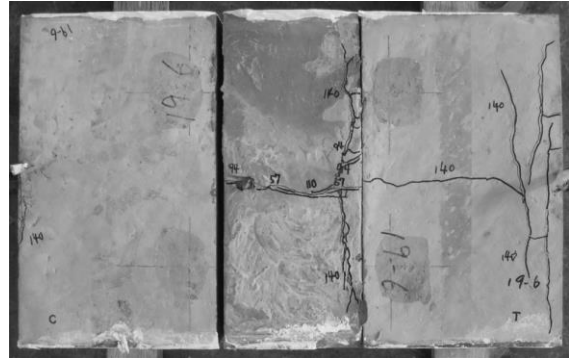
付写真-5.2 嵌合誤差を有する継手単体の引張試験 試験体製作〔単独誤差〕 (2)



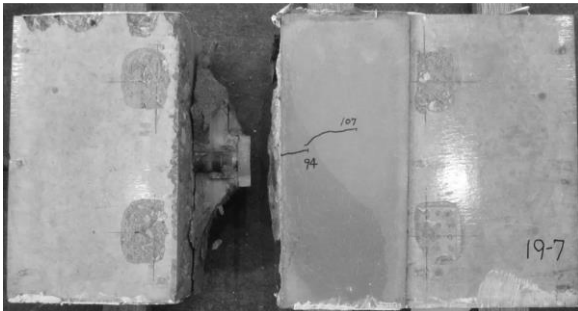
付写真-5.3 嵌合誤差を有する継手単体の引張試験 破壊状況〔単独誤差〕 (1)



T-CASE5 (外面)



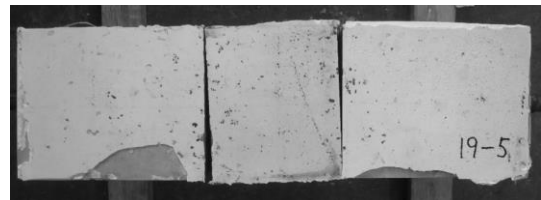
T-CASE6 (外面)



T-CASE7 (外面)

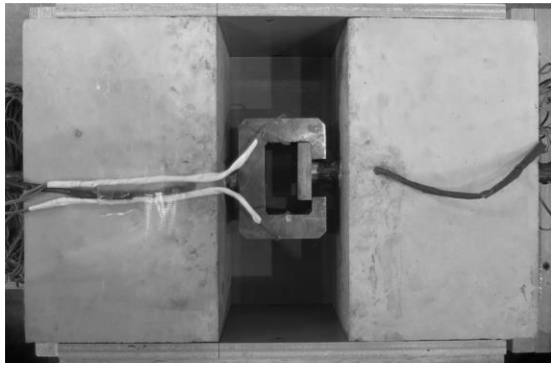


T-CASE7 (先端治具付近)

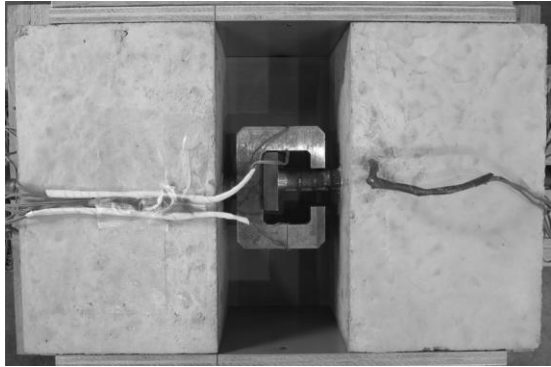


T-CASE5 (打継目の状態)

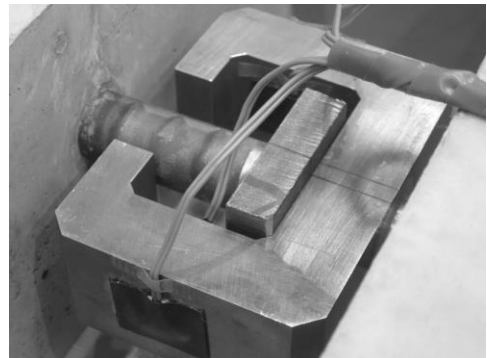
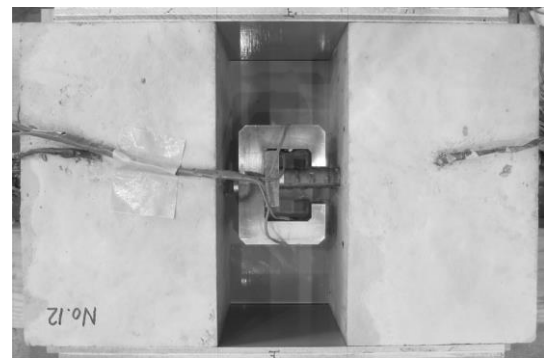
付写真-5.4 嵌合誤差を有する継手単体の引張試験 破壊状況〔単独誤差〕 (2)



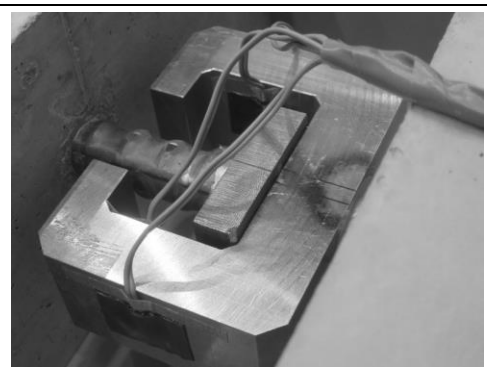
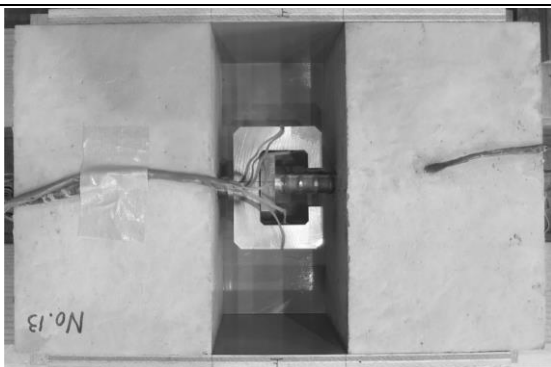
先端治具の配置 (H-CASE1)



先端治具の配置 (H-CASE2)

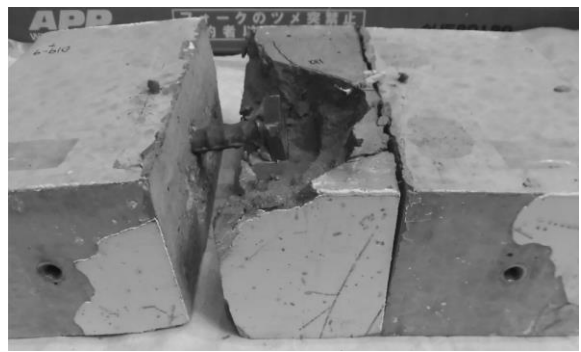


先端治具の配置 (H-CASE3)

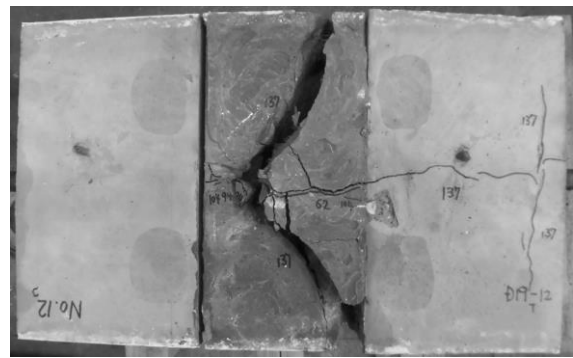
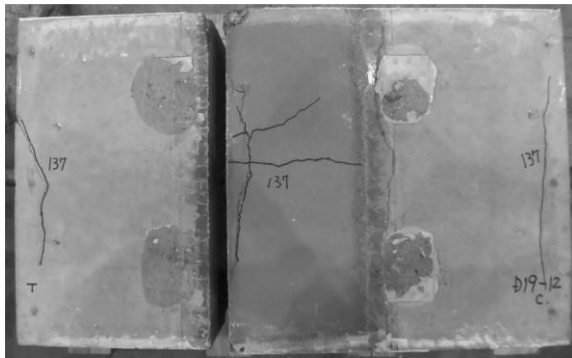


先端治具の配置 (H-CASE4)

付写真-5.5 嵌合誤差を有する継手単体の引張試験 試験体製作〔複合誤差〕 (1)



H-CASE2 (先端治具周辺)



H-CASE3 (外面)



H-CASE3 (先端治具周辺)



H-CASE4 (外面)

付写真-5.8 嵌合誤差を有する継手単体の引張試験 破壊状況〔複合誤差〕 (2)



H-CASE4 (先端治具周辺)



H-CASE5 (外面)



H-CASE5 (先端治具周辺)

付写真-5.9 嵌合誤差を有する継手単体の引張試験 破壊状況〔複合誤差〕 (3)