

交差点立体化の路上工事短縮技術の開発 に関する共同研究

ーコンクリート・鋼複合構造による
都市内交差点立体化技術の開発ー

共同研究成果報告書

平成17年3月

独立行政法人 土木研究所
株式会社 大林組
株式会社 ピーエス三菱

交差点立体化の路上工事短縮技術の開発 に関する共同研究 ーコンクリート・鋼複合構造による 都市内交差点立体化技術の開発ー 共同研究成果報告書

独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術チーム）	主席研究員	大下 武志
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎チーム）	上席研究員	福井 次郎
株式会社大林組	土木技術本部設計第一部	部 長	横溝 文行
株式会社ピーエス三菱	土木本部 P C 土木統括部	課 長	佐々木真一

（いずれも代表者のみ）

要 旨

都市内の交差点立体化工事において、工事中の道路交通や周辺環境への影響の少なく、急速施工が可能な交差点立体化工法の開発を目的に、独立行政法人土木研究所と(株)大林組、(株)ピーエス三菱は、平成 14 年度から約 3 年間にわたり、「交差点立体化の路上工事短縮技術の開発（コンクリート・鋼複合構造による都市内交差点立体化技術の開発）」に関する共同研究を実施してきた。本報告書は、コンクリートと鋼の複合構造を取り入れた急速施工が可能な交差点立体化工法の開発に向けて実施してきた共同研究成果を取りまとめたものである。

キーワード： 交差点立体化、急速施工、路上工事、コンクリート・鋼複合構造、1 柱 1 基礎

ま え が き

都市内の主要な平面交差点では、慢性的な交通渋滞が発生しており、都市の経済活動を阻害しているだけでなく、騒音や大気汚染等により周辺環境や地球環境へも悪影響を及ぼしている。このため、小規模な対策としては、交通容量を増やすための交差点部の拡幅、右折レーンの設置、信号現示の改良・系統化等の交差点对策が、さらに大規模な対策としては交差点の立体化等の改良工事が順次進められており、都市内の交通円滑化に効果を発揮している。

しかしながら、交差点の立体化工事は、交通量の多い既設道路上での工事であり、施工ヤード等の制約条件の厳しい場所での施工となることから、施工期間が長期間に及び、工事に伴い新たな交通渋滞を誘発することになる。さらに、既に市街化の進んだ都市内の工事となると、工事に伴う渋滞・騒音・振動・大気汚染等の影響により、周辺住民の生活環境に大きな影響を与えることになる。

これらの問題に対して、交差点の立体化工事に伴う道路交通や周辺環境への影響を極力低減できる新技術・新工法の開発が早急に望まれていた。

そこで、独立行政法人土木研究所は、民間会社6グループと交差点立体化工事の急速施工が可能な工法の開発を目指し、平成14年度から16年度まで「交差点立体化の路上工事短縮技術の開発」に関する共同研究を以下の6課題に対して実施してきた。

- ・上下同時作業による交差点立体化工法の開発
- ・コンクリート・鋼複合構造による都市内交差点立体化技術の開発
- ・二次渋滞緩和を目指した急速交差点立体化工法の開発
- ・直接基礎形式等橋梁による急速交差点立体化工法の開発
- ・上下部一体化橋梁による急速交差点立体化工法の開発
- ・下路式トラス桁を用いた交差点立体化施工技術の開発

その内、土木研究所と(株)大林組、(株)ピーエス三菱のグループは、コンクリートと鋼の複合構造を取り入れた交差点立体化工事の急速施工が可能となる工法の開発を目指し、「**コンクリート・鋼複合構造による都市内交差点立体化技術の開発**」に関して共同研究を実施した。

本共同研究報告書は、共同研究内で実施してきた、主要な要素技術の性能確認実験や施工法の検討結果など、一連の研究成果を取りまとめたものである。

共同研究担当者

所 属		役 職	氏 名
独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術）	主席研究員	大下 武志
		主任研究員	波田 光敬
		主任研究員	小野寺誠一
	構造物研究グループ（基礎）	上席研究員	福井 次郎
		主任研究員	竹口 昌弘
		研 究 員	梅原 剛
株式会社大林組	土木技術本部設計第一部	専 任 役	伊奈 義直
		専 任 役	鈴木 巧
		グループ長	田坂 幹雄
	土木技術本部技術第一部	グループ長	平尾 淳一
		副 主 査	山本 忠久
	東京土木事業部工事計画部	グループ長	和田 浩
		グループ長	吉田 賢司
	技術研究所土木構造研究室	専 任 役	伊藤 政人
株式会社ピーエス三菱	技術本部土木技術第一部	グループリーダー	渡辺 浩良
	九州支店土木工事統括部	グループリーダー	前田 文男
	技術本部土木技術第一部	主任研究員	加藤 卓也
	技術本部土木技術第一部	主 任	志道 昭郎

目 次

第1章 共同研究概要	1
1-1 共同研究の目的	1
1-2 共同研究体制	1
1-3 共同研究計画	1
第2章 工法概要	2
2-1 工法の概要	2
2-2 工法の適用範囲	7
2-3 工法の研究項目	8
2-4 工法の計画	10
第3章 上部構造実験	14
3-1 実験の目的	14
3-2 実験計画	15
3-2-1 供試体計画	15
3-2-2 供試体形状	20
3-2-3 供試体解析	26
3-3 実験概要	27
3-3-1 使用材料	27
3-3-2 施工性確認実験	28
3-3-3 応力分布性状確認実験	32
3-3-4 疲労耐久性性状確認実験	33
3-3-5 破壊性状確認試験	35
3-4 実験結果	36
3-4-1 施工性確認実験	36
3-4-2 応力分布性状確認実験	43
3-4-3 疲労耐久性確認実験	63
3-4-4 破壊性状確認実験	65
3-5 まとめ	69

第4章 モデル交差点に対する検討	70
4-1 モデル交差点の諸条件	70
4-1-1 現場条件	70
4-1-2 試設計の条件	73
4-2 全体構造および各構造形式の計画と選定	77
4-2-1 計画方針	77
4-2-2 支間割の検討	79
4-2-3 上部工形式の選定	80
4-2-4 下部工形式の選定	85
4-2-5 アプローチ部の形式選定	86
4-3 施工法検討	88
4-3-1 全体	88
4-3-2 上部工	91
4-3-3 下部工	101
4-3-4 アプローチ部	107
4-4 検討結果	108
4-4-1 構造図関係	108
4-4-2 工程表	114
4-4-3 施工計画図関係	115
4-5 まとめ	121
第5章 まとめと今後の課題	122

第1章 共同研究概要

1－1 共同研究の目的

都市内の交通の円滑化を目的として行われる交差点立体化工事では、工事に伴う交通規制により新たな交通渋滞が発生し、また、施工ヤード等の制約条件の厳しい場所での施工となることから、施工期間が長期に及び、工事に伴う道路交通の影響も長期間にわたることになる。更に、工事に伴う騒音・振動等により、周辺住民の生活環境に影響を及ぼすことになる。

このため、都市内の交差点立体化の工事において、道路交通や周辺環境への影響の少ない、大幅な工期短縮に資する技術の開発が必要であり、コンクリートと鋼の複合構造と取り入れ交差点立体化工事の急速施工が可能となる工法の開発を目指し、本共同研究を実施した。

1－2 共同研究体制

本共同研究は、独立行政法人土木研究所（施工技術チーム、基礎チーム）と(株)大林組、ピーエス三菱(株)との間で実施した。共同研究の体制は、以下の通りである。

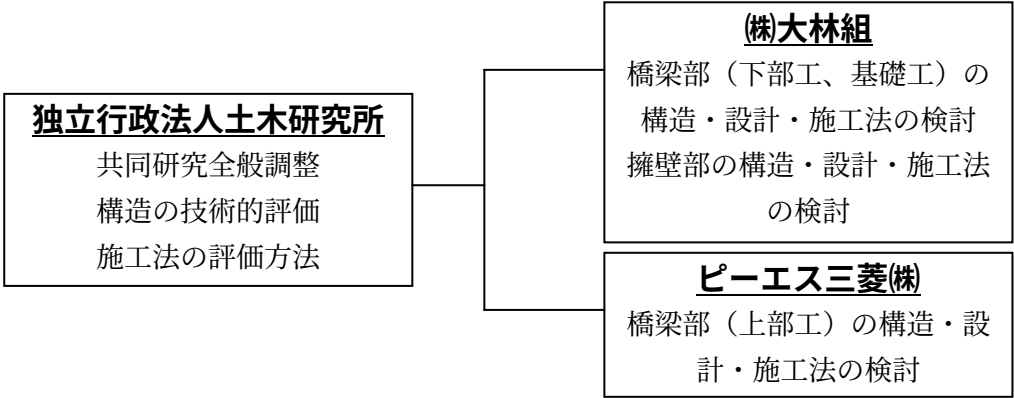


図-1.1 共同研究体制

1－3 共同研究計画

共同研究は、平成14年度～16年度の3年間実施した。

共同研究の全体計画は、以下のとおりである。

表-1.1 共同研究計画

研究項目	14年度	15年度	16年度	備考
全体構造・施工法の検討	_____	_____	_____	
上部工の構造の性能確認実験			_____	
試設計		_____	_____	
施工計画の検討		_____	_____	
道路交通への影響評価			_____	

第2章 工法概要

2-1 工法の概要

独立法人土木研究所との「交差点立体化の路上工事短縮技術の開発に関する分野」の共同研究における(株)大林組・(株)ピーエス三菱が共同で開発している交差点立体化の工法名は、「はやかけOP工法：コンクリート・鋼複合構造による急速交差点立体化工法」という。以下にこの工法の概要、特徴をまとめる。



図-2.1.1 はやかけOP工法施工イメージ図（その1）



図-2.1.2 はやかけOP工法施工イメージ図（その2）

一 橋梁上部構造

- ①騒音・振動特性、維持管理性に配慮してコンクリート（プレストレストコンクリート）構造を採用する。また、地盤条件や立体交差の道路幅員、桁下交通の建築限界の確保等の条件に対応するため、上部構造の軽量化や合理的な断面構成が可能となる、コンクリートと鋼の複合構造の採用も念頭に置く。具体的には、波形鋼板ウェブ構造やストラットによる張出し床版の支持構造との組合せを考慮する。

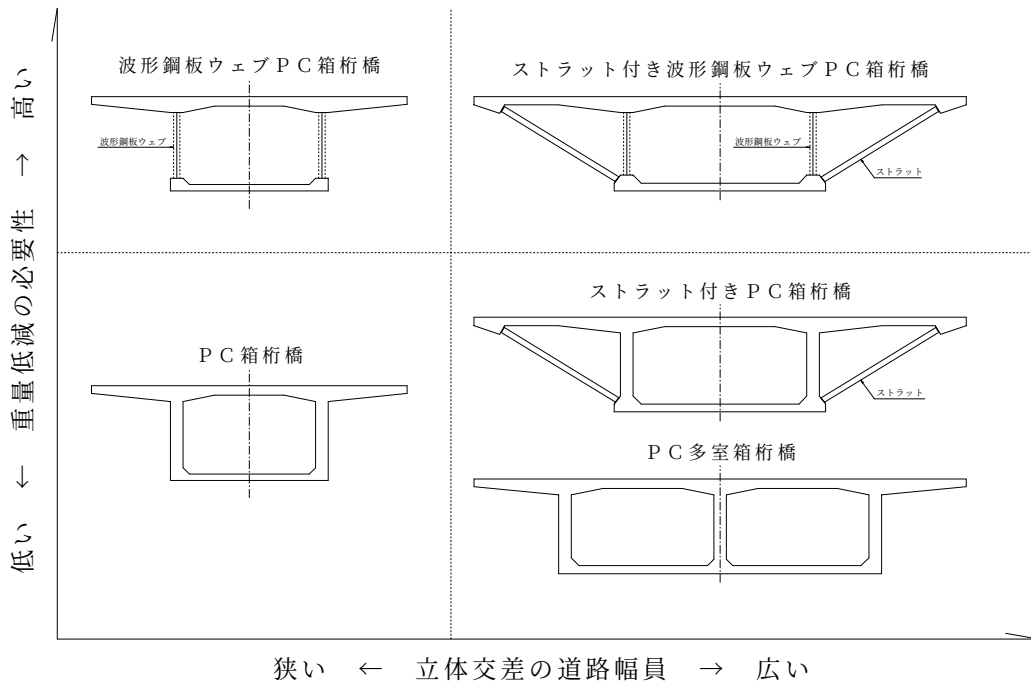


図-2.1.4 上部構造の断面形状

- ②橋桁の構築にプレキャストセグメント工法を採用することにより、交差点位置での現場作業を軽減し、急速施工を実現する。

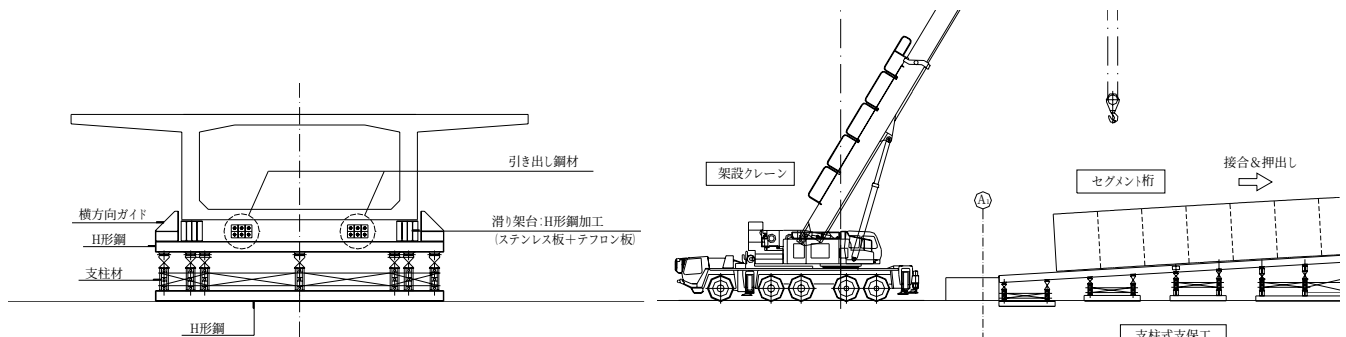


図-2.1.5 プレキャストセグメント架設要領図

③交差点を挟んで両側からの押出し架設を採用することにより、交差点部の交通規制を最小限に抑えることが可能になる。また、片持ち張出し長が交差点径間の半分にできるため、仮支柱および手延べ桁を不要にできる。

1. P1～P4径間セグメント組立



2. 押出し架設



3. 連結



4. A1-P1径間, P4-A2径間架設



図-2.1.6 両側からの押出し架設の概要図

ー橋梁下部構造ー

- ①橋梁下部構造は1柱1基礎方式を前提とし、フーチング工を省略することで工期短縮を図り、加えて建設発生土削減による環境負荷低減に配慮する。
- ②橋脚については、型枠工や鉄筋工を省略でき、耐震性に優れるC F T構造を採用する。
- ③基礎については、比較的大口径が可能で種々の地盤条件に適用性が高く、施工性、施工速度に優れる場所打ち杭を採用する。

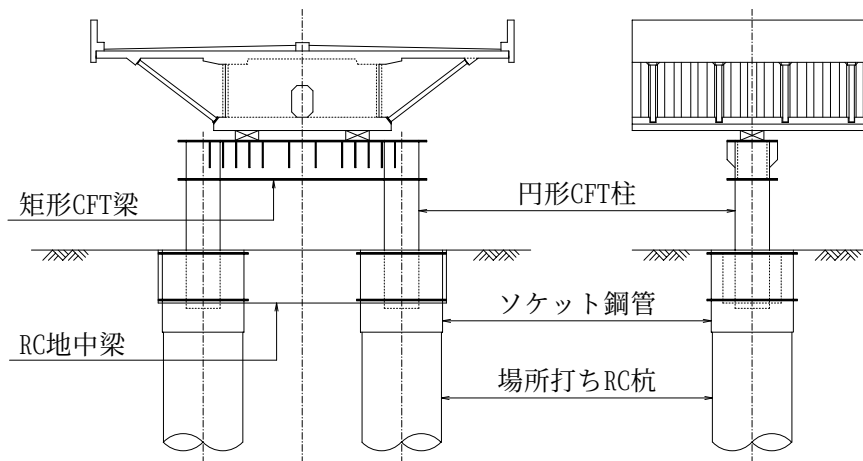


図-2.1.7 下部構造の構成

ーアプローチ部構造ー

- ①軽量ブロックによる盛土構造を採用し、基礎部分の補強工事の低減とともに、施工性、施工速度の向上を図る。
- ②擁壁については、プレキャスト擁壁構造を採用し、施工性、施工速度の向上とともに交通影響の低減を図る。

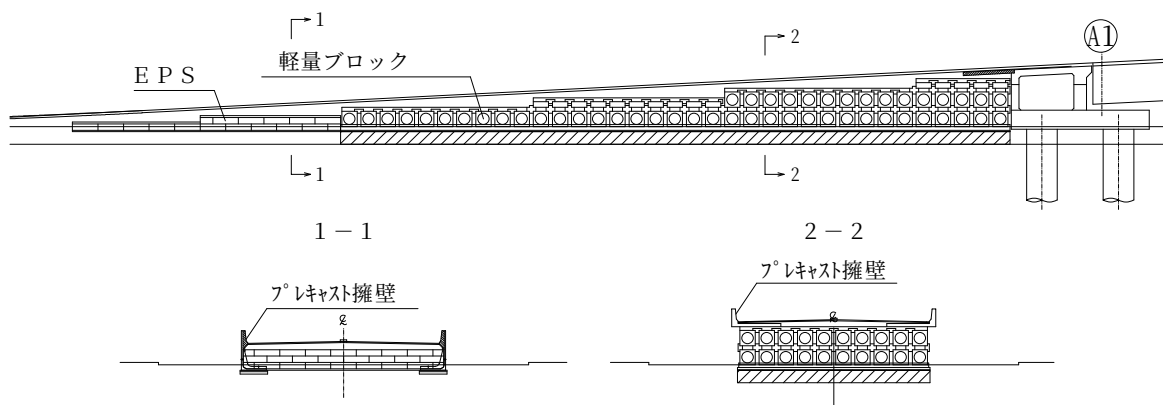


図-2.1.8 アプローチ部の構成

2-2 工法の適用範囲

はやかけOP工法は、押出し架設が可能な全ての交差点の立体化を計画している箇所に適用可能である。適用可能な個所とは、押出し架設する部分の製作ヤードを交差点後方に確保することができる交差点のことである。

交差点立体化の計画位置の地盤条件が軟弱な場合などには、橋梁上部構造に波形鋼板ウェブやストラットに支持されたPC床版構造の採用により上部工反力の軽減などを考慮して、適用範囲の拡大を図る。

2-3 工法の研究項目

「はやかけOP工法：コンクリート・鋼複合構造による急速交差点立体化工法」の求めた工法概要を2-1に示した。この工法の汎用性を広げるために、現状技術と開発すべき要素技術を整理したものが表-2.3.1である。

この内、橋梁上部構造工においては、「第4章 モデル交差点に対する検討結果」に示す試設計と同様に、重量軽減のための波形鋼板ウェブ構造と、同方向の右折車線に対する建築限界を下部構造が阻害しないよう支承の配置間隔を狭く設定するため、ストラットによる張出し床版の支持構造を併用するケースが想定される。また、運搬上の制約から試設計においては、張出し床版を箱桁部と別セグメントとして架設地点で一体化する構造を採用している。

ストラット構造および波形鋼板ウェブ構造については、それぞれ実績があり、その力学特性並びに疲労特性等に関して既往の実験等により報告されているが、両構造を併用した構造は実績が乏しく、特に本案の張出し床版セグメントとストラットの一体化構造は類似形状がない。

そこで、本研究においては、試設計で想定した橋桁の張出し床版セグメントとストラットの接合構造に着目した実物大供試体を製作し、応力分布性状、疲労耐久性、破壊性状の確認実験を行った。また、張出し床版セグメントやストラットの接合精度および架設における作業性など、架設作業における問題の有無の確認を供試体製作時に行うこととした。

表-2.3.1 はやかけOP工法の技術の整理表

着目した現状技術			新工法において開発した要素技術					備 考
構造部位	現状技術	課 題	要素技術	開発目的	実現に向けた課題	検討手法及び結果		
						手 法	結 果	
上部構造	手延べ桁を用いた場所打ち施工による押出し架設	場所打ち施工および手延べ桁を用いた片側からの押出し架設により工期が長くなる	プレキャストセグメント工法による手延べ桁を使用しない両側からの押出し架設	部材のプレキャスト化および両側からの押出し架設による工期短縮	手延べ桁を省略することによる架設時応力検討	フレーム解析による架設時応力の照査	桁高調整およびプレストレス導入により、構造上問題ないことを確認。	
		軟弱地盤の条件下では、上部工重量の軽減が必要となる	波形鋼板ウェブ構造	上部構造重量の軽減	道路橋示方書には規定がない	「波形鋼板ウェブPC橋計画マニュアル(案)」(波形鋼板ウェブ合成構造研究会H10.12)に基づいて設計	主桁自重で13%の軽減	
		広幅員構造では、箱桁断面が大きくなり、施工性、耐震性に劣る	張り出し床版のストラット支持構造	広幅員条件時の1室箱桁構造での対応	床版等横方向の設計手法	各部位におけるFEM解析結果と実物大供試体載荷試験結果との比較	各部位の応力伝達機構がFEM解析により評価可能であることを確認	
					ストラットの疲労耐久性	溶接品質の確認が可能な開断面形状ストラットを採用し、設計は疲労設計指針に準拠	区分D等級打ち切り限界以下に設定。	
						実物大供試体による設計荷重相当の200万回の繰り返し載荷試験の実施による局部応力の測定	溶接部近傍の局部応力に関して解析結果との整合性を確認。応力変動および外観上の変状がないことを確認した。	
場所打ち作業は、工期延長の要因となる	張出し床版の別セグメント化	セグメント運搬制約への対応	コアセグメントおよびストラット、張出しセグメントの架設地点接合における施工性、構造設計上問題ない施工精度の確保	供試体製作時に作業性および接合精度を確認				
下部構造	橋脚の杭基礎(フーチングが必要)	橋脚が杭の本数が多いとフーチングが必要で現場作業が主となるため、現場工期が長くなる。	①一柱一基礎	現場工期を短縮するために、フーチング不要とし、柱と梁に鋼を使用・接合部にソケット式を適用	場所打ち杭の一群杭	杭基礎として設計	合理的なサイズで構造が成立した。	
			②荷重分散沓		橋脚への上部工水平反力を低減	荷重分散沓(ダンパ-併用)の使用		
			③鋼とコンクリートとの複合構造		道路橋示方書には規定がない。	鉄道標準の規定を準用する。(実験で裏付けられている適用範囲内で使用する)		
			④ソケット式接合部の適用					
アプローチ部	盛土構造	現場作業が主となるため、現場工期が長い。	プレキャスト部材	盛土部材に実績のあるプレファブ部材を使用し現場工期を短縮	プレキャスト部材のベース部品設置箇所が多い	H鋼材の活用化による作業簡素化	作業簡素化による工程の短縮化	
					工事中の道路占有による交通負荷	張出構造によるアプローチ本体幅の低減	構造的安定と道路占有幅低減を実現し、外部環境への影響低減	

2-4 工法の計画

はやかけOP工法の基本計画のフローを図-2.4.1に示す。

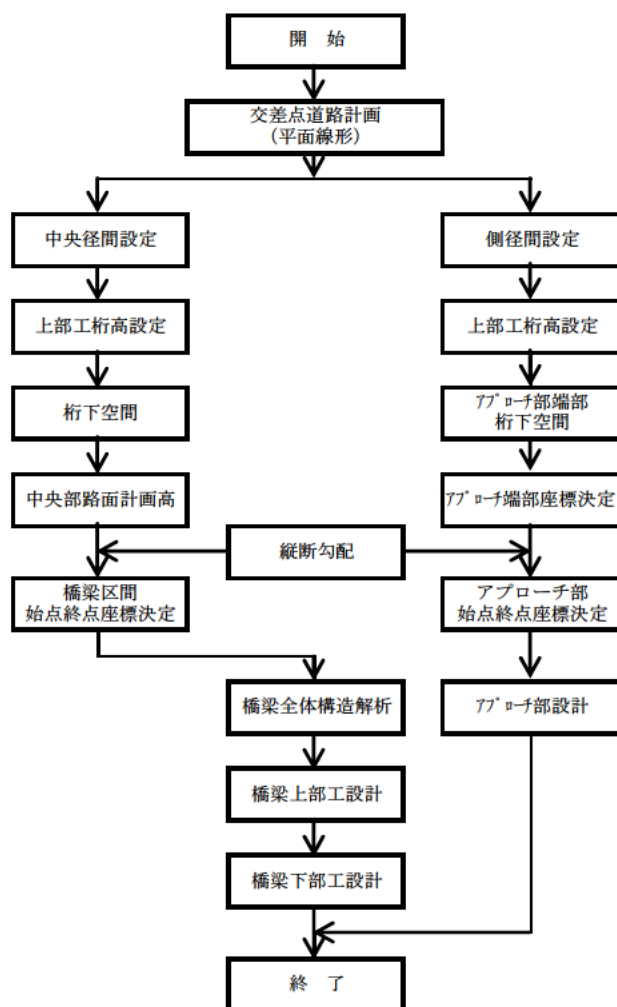


図-2.4.1 はやかけOP工法 基本計画フロー

また、はやかけOP工法の上部工、下部工、アプローチ部の計画フローを図-2.4.2～図-2.4.4に示す。

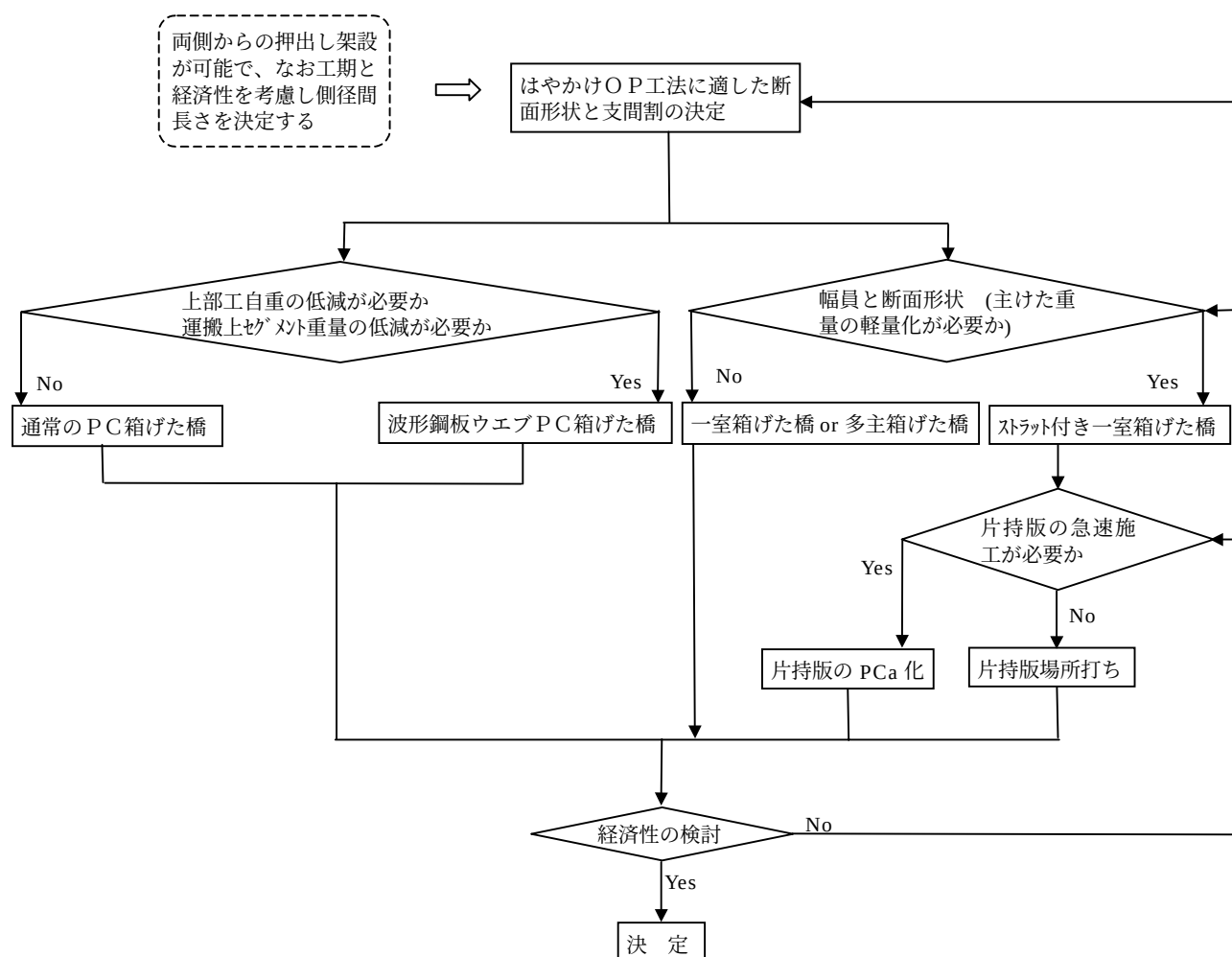


図-2.4.2 はやかけOP工法 橋梁上部工の計画フロー

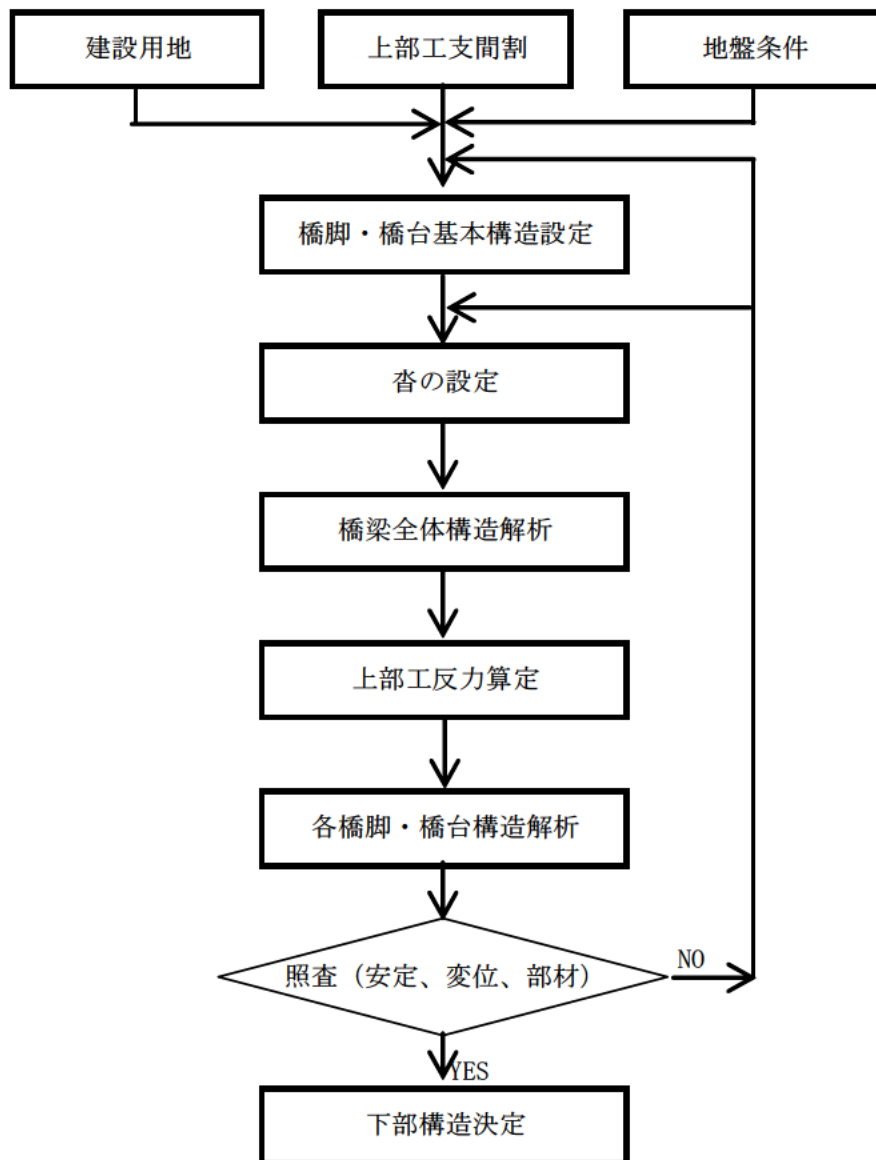


図-2.4.3 はやかけOP工法 下部工の計画フロー

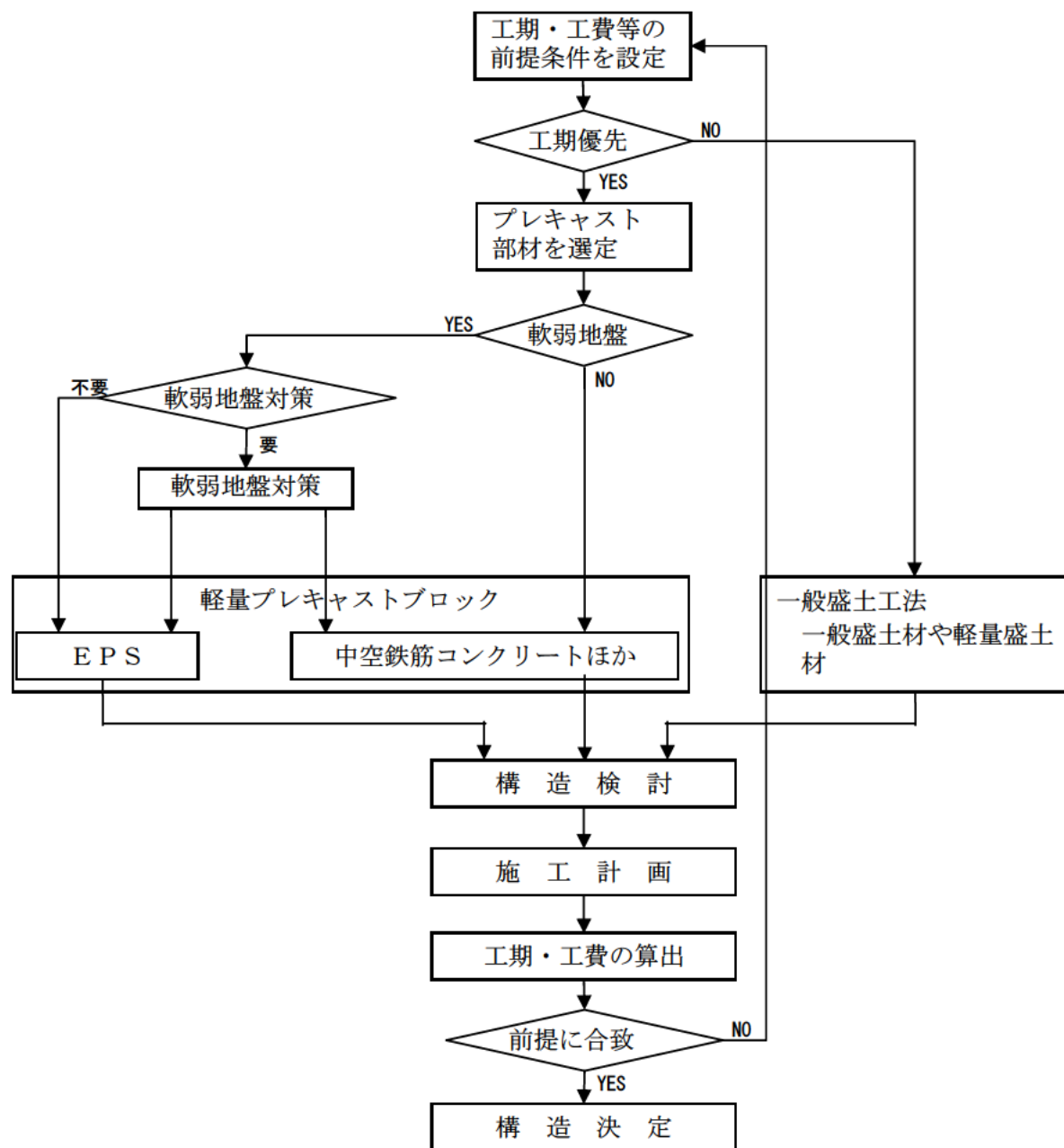


図-2.4.4 はやかけOP工法 アプローチ部の計画フロー

第3章 上部構造実験

3-1 実験の目的

本工法で提案する上部工は、プレキャストセグメント工法を用いた両側からの押出し架設によるPC箱桁構造を基本とするが、波形鋼板ウェブ構造やストラットによる張出し床版の支持構造などの要素技術導入により、上部構造の重量軽減や広幅員への対応も可能としている。そのため試設計においては、設計条件として比較的軟弱な地盤上における4車線の広幅員な立体交差橋の早期構築を考慮し、プレキャストセグメント工法によるストラット支持構造を有する波形鋼板ウェブ箱桁構造を採用した。また、運搬上の制約から張出し床版を箱桁部と別セグメントとして、架設地点でプレストレスの導入により一体化する構造とした。ストラット構造および波形鋼板ウェブ構造については、それぞれ実績があり、その力学特性並びに疲労特性等に関して既往の実験等により報告されているが、両構造を併用した構造は実績が乏しく、特に本案の張出し床版セグメントとストラットの一体化構造は類似形状がない。

そこで、張出し床版セグメントとストラットの接合構造に着目した実物大供試体を製作し、応力分布性状、疲労耐久性、破壊性状の確認実験を行った。また、張出し床版セグメントやストラットの接合精度および架設における作業性など、架設作業における問題の有無の確認を供試体製作時に行うこととした。

図-3.1.1 に、試験項目および確認事項を示す。

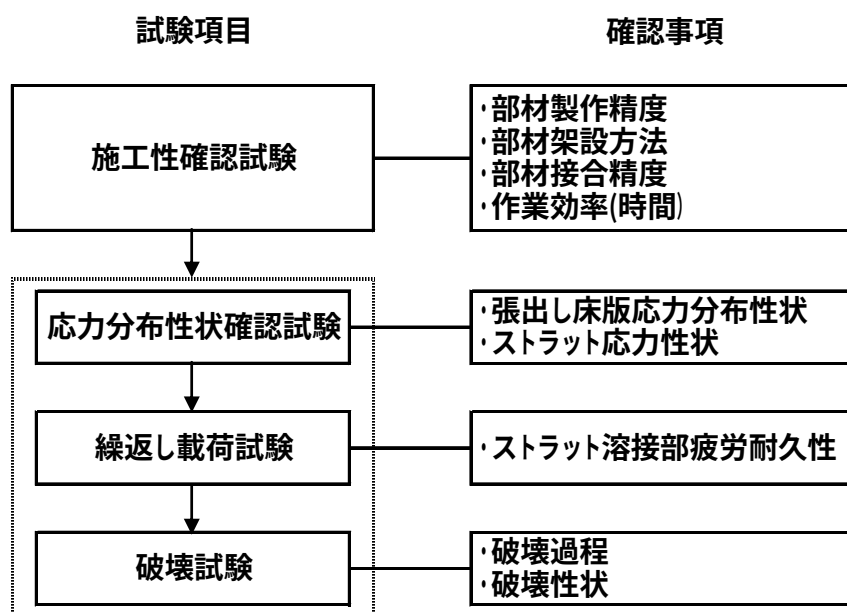
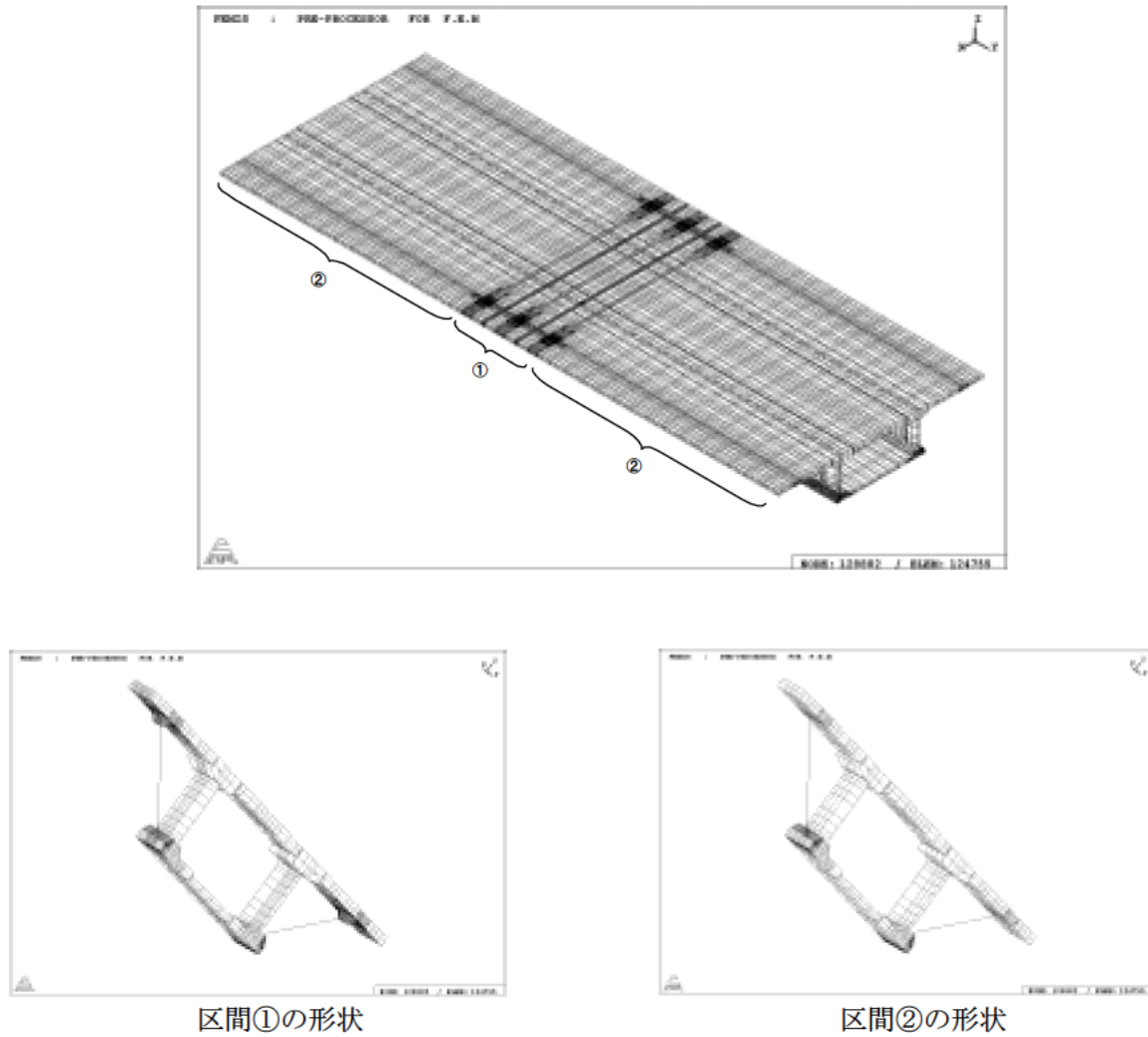


図-3.1.1 試験項目および確認事項

3-2 実験計画

3-2-1 供試体計画

載荷実験を実施するにあたり、張出し床版およびストラットの接合構造特性を確認するため、床版およびストラットの挙動が顕著となる荷重載荷位置を検討した。図-3.2.1に3次元線形FEM解析のモデル図を示す。



(1) 解析条件

a. 拘束条件

桁端部（原点側）下床版下端：X, Y, Z 方向拘束

桁端部（原点側）下床版下端：Y, Z 方向拘束

ウェブ位置下床版下端：Z 方向拘束

b. 要素設定

表-3.2.1 FEM 解析における要素設定

	弾性係数	ポアソン比	要素	備考
	N/mm ²			
コンクリート部材	33000	0.167	3次元ソリッド	$\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$
波形鋼板	200000	0.3	2次元シェル	t=9mm
ストラット	200000	0.3	2次元ビーム	200B相当

c. 荷重条件

図-3.2.2 に示す道路橋示方書Ⅰ共通編に規定されるT活荷重の載荷方法に従い、図-3.2.3 に示す断面方向①～⑥、橋軸方向a～cの計18パターンのT活荷重載荷に対して検討を行なった。

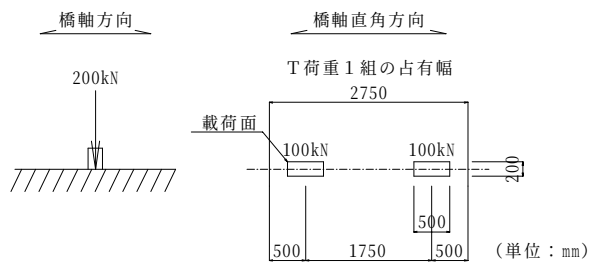


図-3.2.2 T活荷重の載荷方法

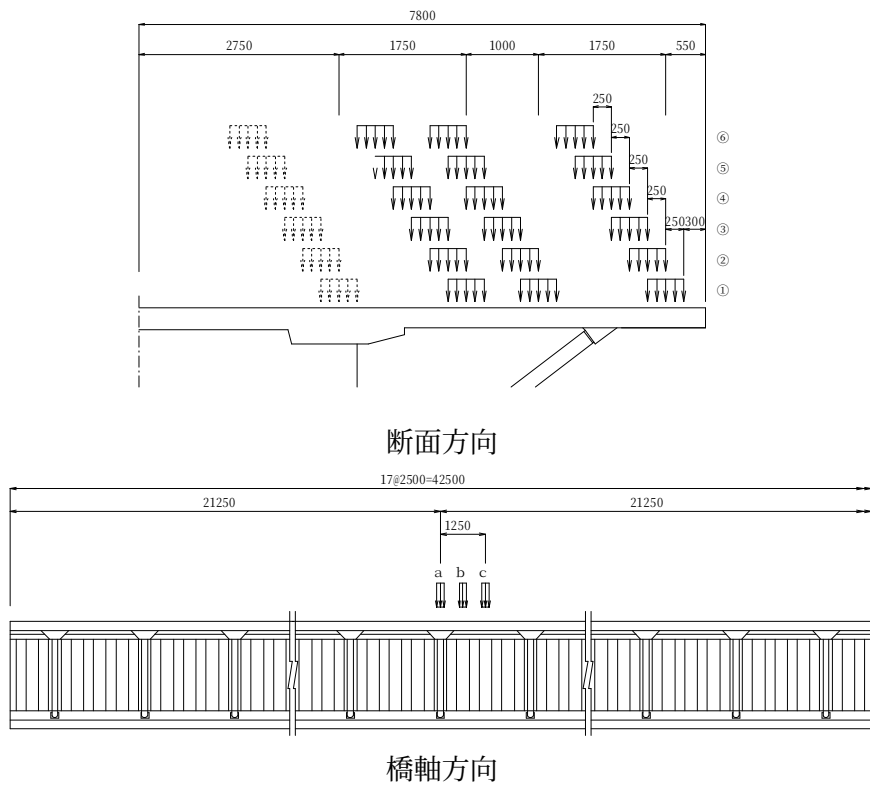


図-3.2.3 荷重検討ケース

d. 着目位置

張出し床版に対しては、ストラット上およびストラット間について①～⑩の断面に（図-3.2.4）、ストラットに対しては部材の上下端に着目した。

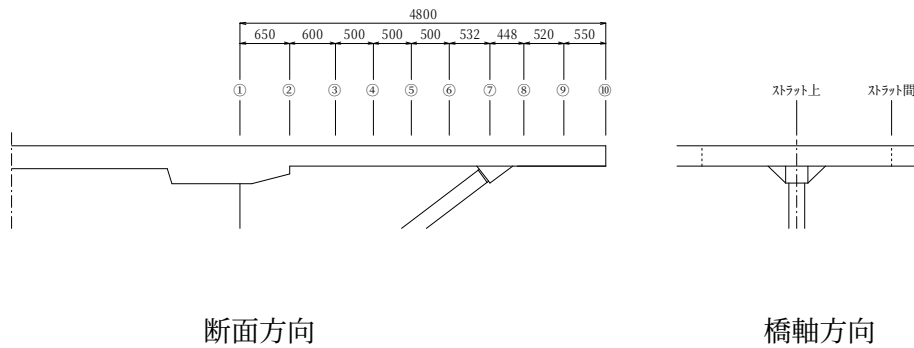


図-3.2.4 着目位置

(2) 検討結果

以下に、張出し床版およびストラットの挙動が顕著となる载荷パターンと载荷荷重による着目部位の性状を示す。

a. 張出し床版上縁（断面方向）

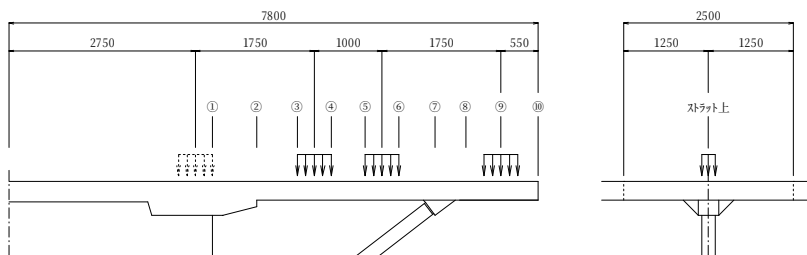


図-3.2.5 载荷パターン

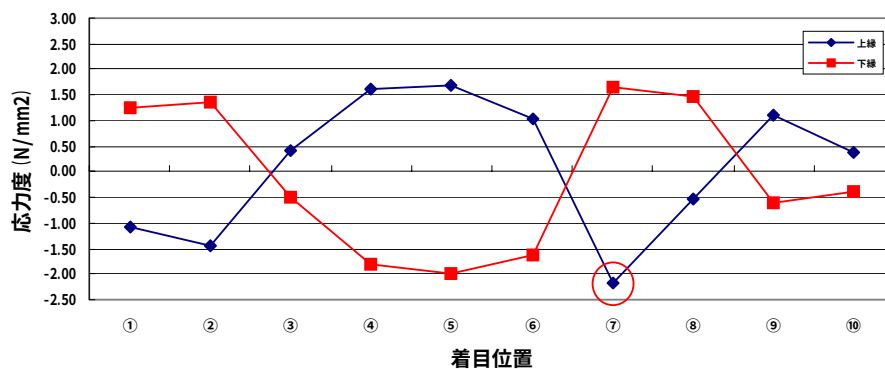


図-3.2.6 発生応力度

b. 張出し床版下縁（断面方向）

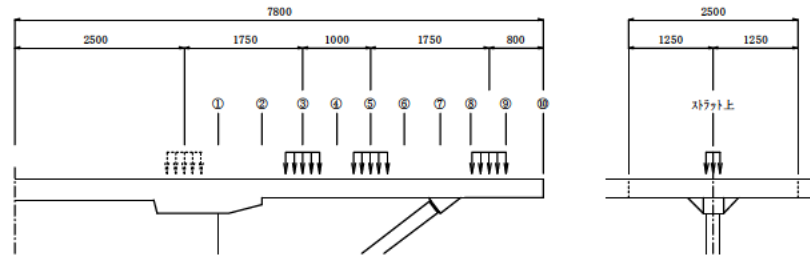


図-3.2.7 荷重パターン

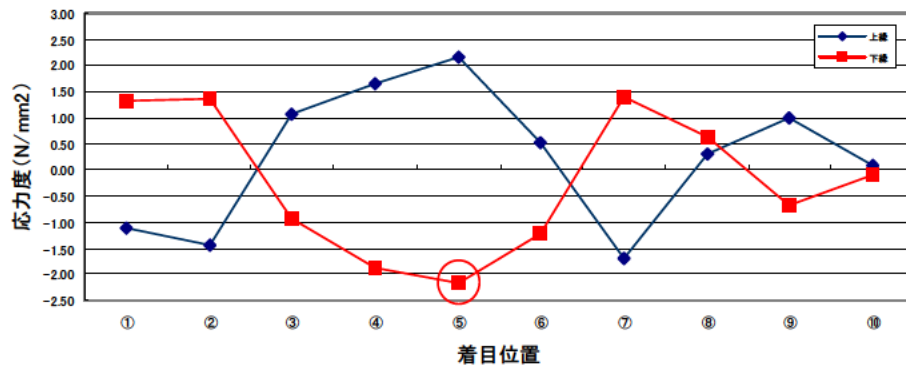


図-3.2.8 発生応力度

c. 張出し床版下縁（橋軸方向）

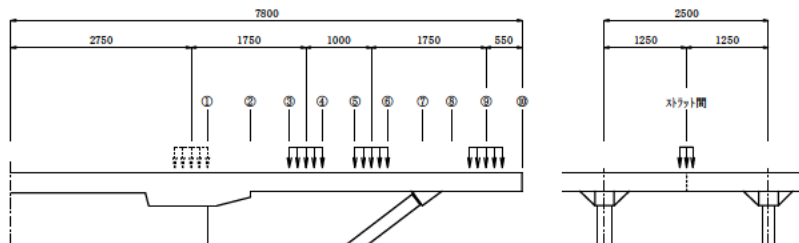


図-3.2.9 荷重パターン

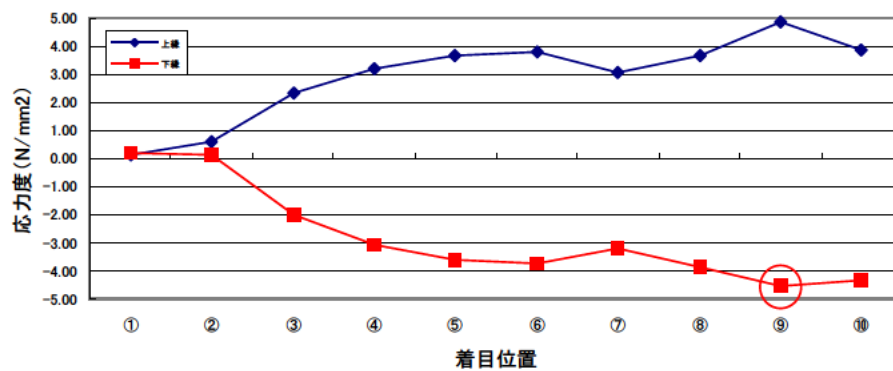


図-3.2.10 発生応力度

d. ストラット

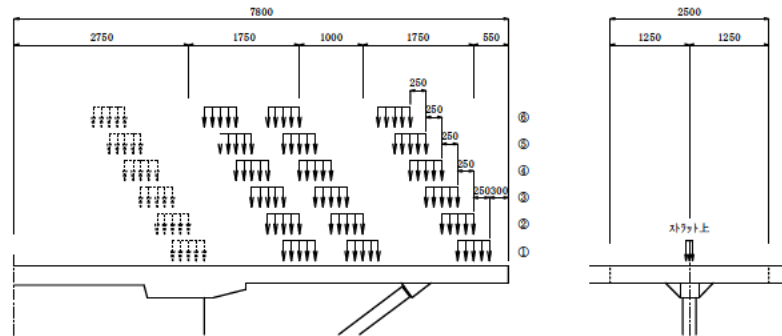


図-3.2.11 荷重パターン

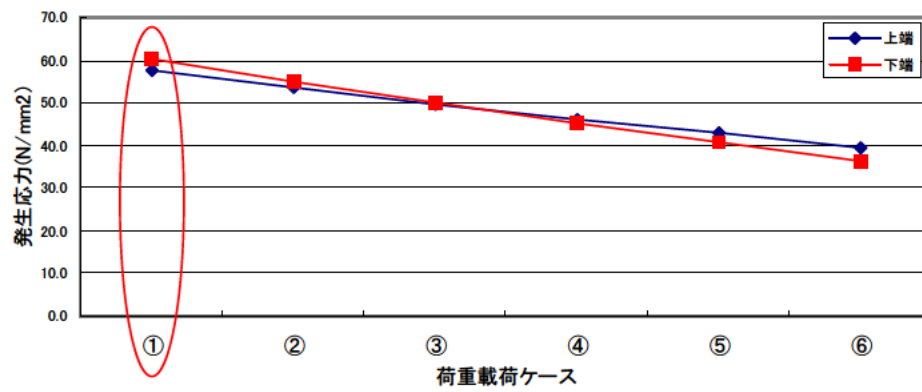
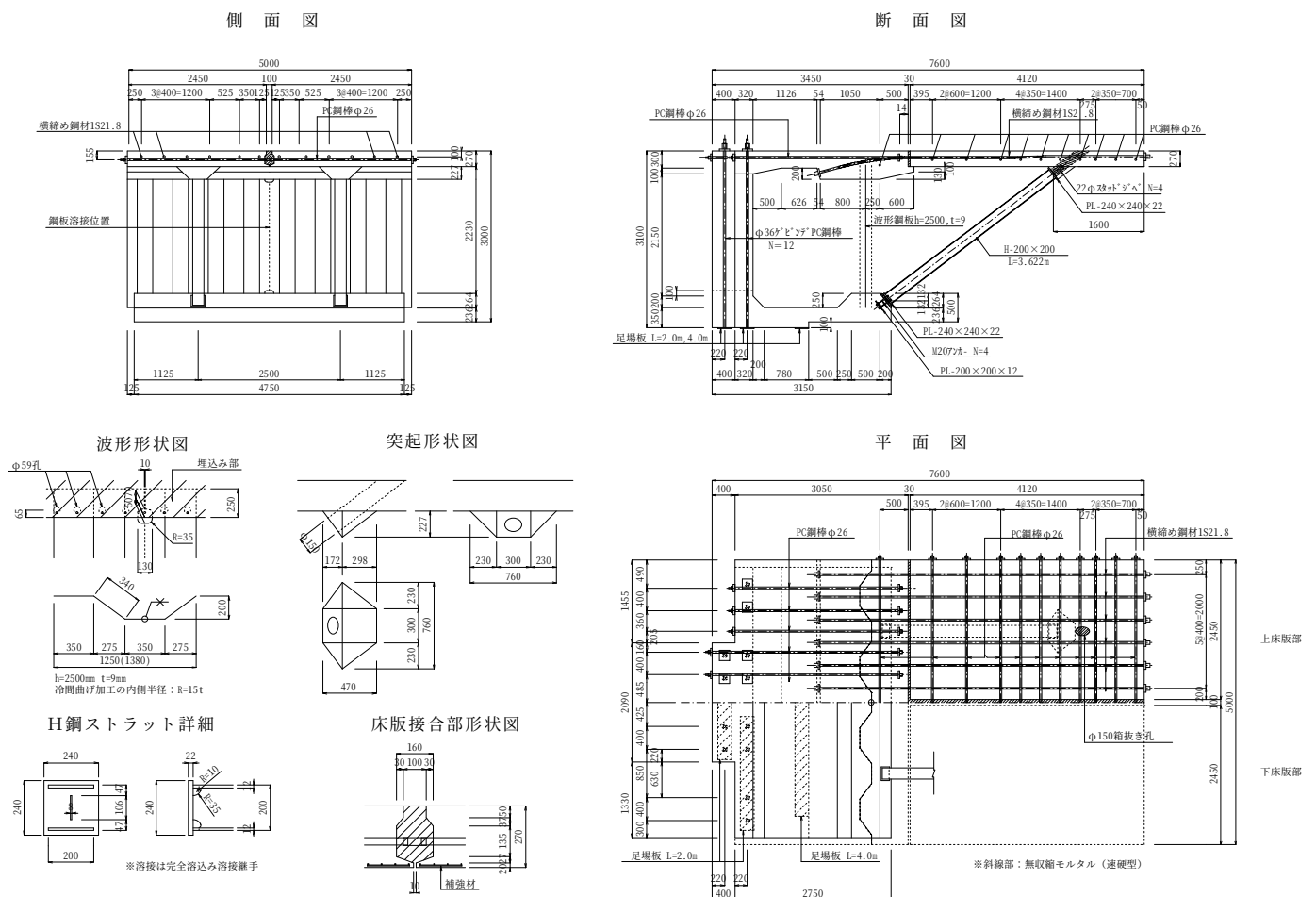


図-3.2.12 発生応力

3-2-2 供試体形状

(1) 供試体形状

図-3.2.13 に供試体形状を示す。供試体は、ストラットに支持された張出床版部分の構造特性に着目して、箱桁部で断面を分割した実物大切出しモデルとした。橋軸方向の長さは、前項の検討結果からストラット上およびストラット間への荷重載荷を考慮して 5.0m とした。箱桁部の分割位置は、張出床版の横締め緊張作業が可能なスペースを箱桁内に確保できる位置とし、反力床にアンカーをとる（P C 鋼材を配置する）ためのコンクリート壁を設けた。下床版下面は部分的に 100mm 打下ろして供試体を支持することとした。なお、供試体は、工場（ピーエス三菱茨城工場）で製作した波形鋼板を建込んだ下床版および張出し床版セグメントを土木研究所内の実験施設に運搬し、箱桁部の縦桁および上床版を実験施設内で場所打ちして製作した。

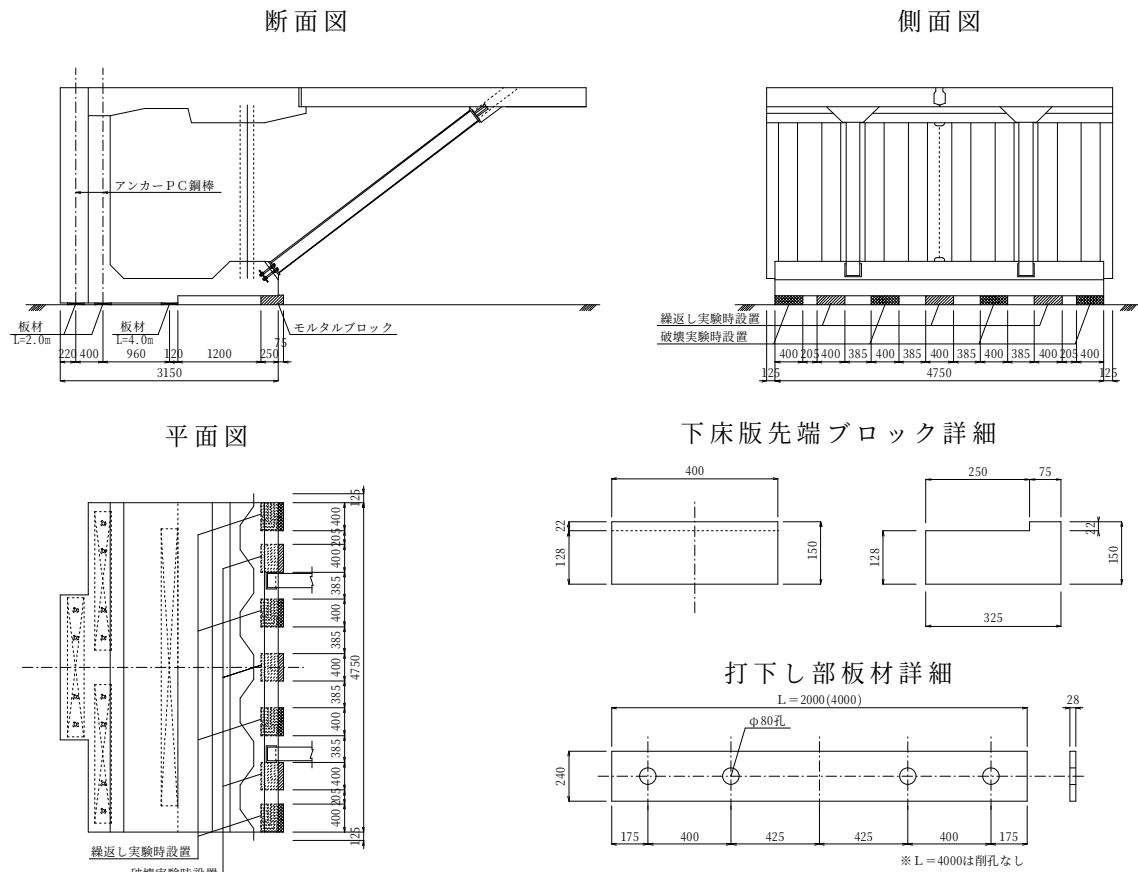


- ・コンクリート $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$
- ・鉄筋 SD295A
- ・P C 鋼材 SWPR19 1S21.8 : 張出し床版横締め
SBPR930/1080 $\phi 26$: コア上床版横締め, 張出し床版軸方向締め
SBPD930/1080 D36 : コア縦桁アンカー
- ・波形鋼板 SM400A
- ・ストラット H 鋼: SS400, 端部プレート: SM400A

図-3.2.13 供試体形状

(2) 供試体の支持方法

図-3.2.14 に供試体の支持方法を示す。供試体は、打下し部下面になじみ材（板材：L=2.0m、4.0m t=28mm）を設置し、縦桁に配置したアンカーPC鋼材で反力床に固定した。繰返し载荷実験においては、载荷位置でのたわみを軽減するため、下床版先端位置に支承ブロック（無収縮モルタル充填）を3箇所配置した。破壊実験においてはさらに、下床版先端部の鉛直方向を固定状態とするために同様の支承ブロックを4箇所追加した。



実験項目	打下し部 板材	下床版 支承ブロック
応力分布性状確認実験	○	—
疲労耐久性性状確認実験	○	○ (N=3箇所)
破壊性状確認実験	○	○ (N=7箇所)

図-3.2.14 供試体の支持方法

(3)プレストレスの導入

本実験においては、通常施工で行われる緊張力および鋼材の伸びによる管理手法によりプレストレスを導入した。図-3.2.15に各PC鋼材の識別番号を示す。なお、アンカーPC鋼材は供試体上面から、張出し床版横締めは箱桁内から、縦締めPC鋼材は西側から片引きで緊張した。

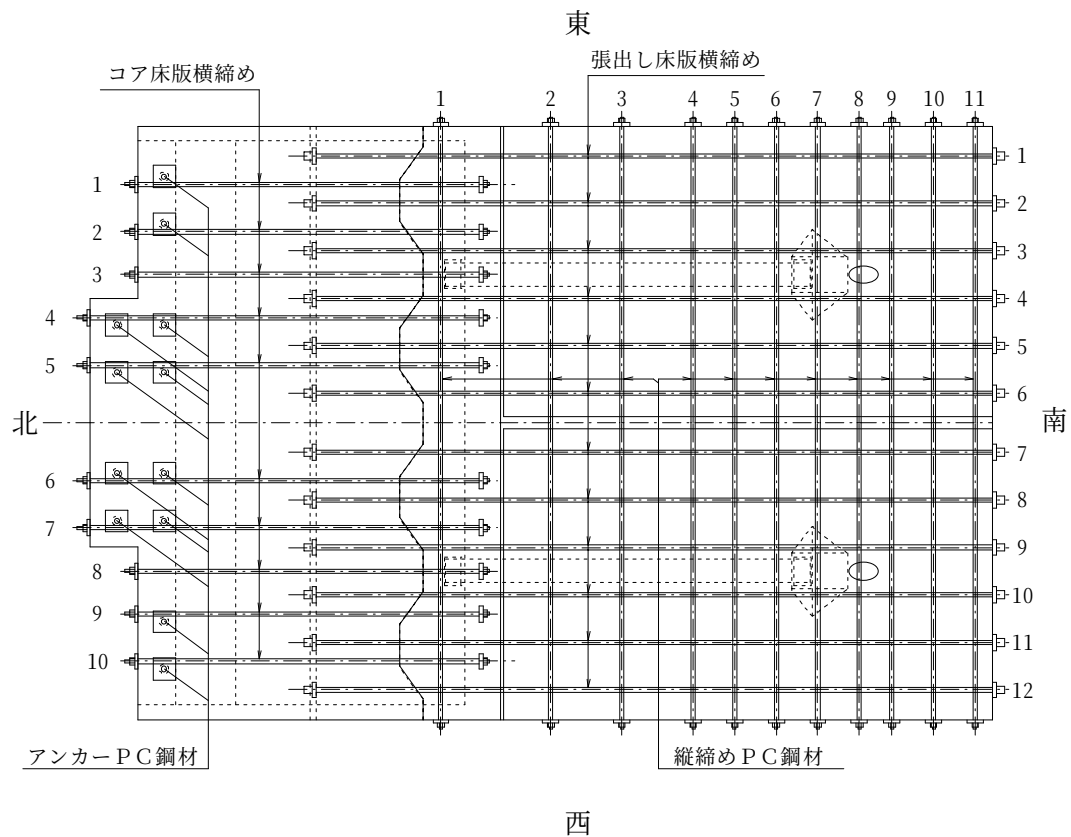


図-3.2.15 PC鋼材番号

○アンカー P C 鋼材

種別：SBPD930/1080 D36

設計緊張力 $\sigma_{pi} = 750 \text{ N/mm}^2$

実施緊張力 $\sigma_{pi} = 750 \text{ N/mm}^2$

○張出し床版横締め

種別：SWPR19 1S21.8

$E_p = 185000 \text{ N/mm}^2$

$\mu = 0.3$

$\lambda = 0.004$

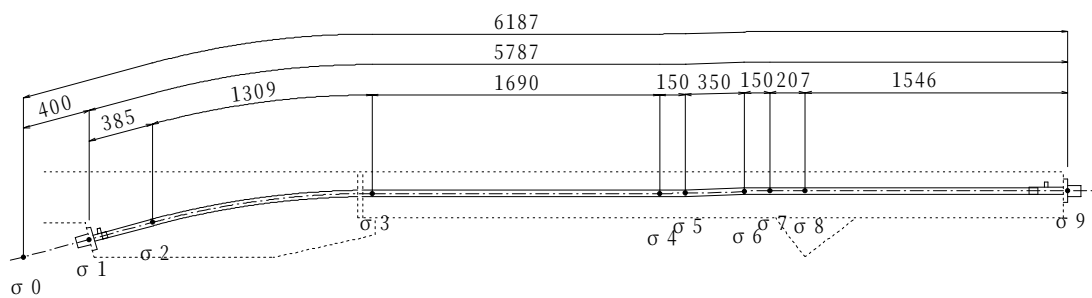


図-3.2.16 P C 鋼材形状

表-3.2.2 緊張計算

	σ_0	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_5	σ_6	σ_7	σ_8	σ_9	合計
$\Delta L (\text{mm})$	0	600	385	1309	1690	150	350	150	207	1546	5787
$L (\text{mm})$	0	600	985	2294	3984	4134	4484	4634	4841	6387	
$\alpha (^\circ)$	0.000	0.000	15.000	0.000	1.717	0.000	1.717	0.000	0.000	0.000	
$\alpha (\text{rad})$	0.000	0.000	0.262	0.000	0.030	0.000	0.030	0.000	0.000	0.000	
$\sigma_{pi} (\text{N/mm}^2)$	1358	1318	1316	1210	1202	1191	1189	1178	1176.7	1169	
平均 σ_{pi}		1338	1317	1263	1206	1196	1190	1183	1177	1173	
伸び		4.5	2.8	9.2	11.3	1.0	2.3	1.0	1.4	10.1	43.6

$A_j = 72.26 \text{ cm}^2$ (ジャッキ受圧面積)

$\sigma_j = 58.8 \text{ N/mm}^2$ ($= \sigma_{pi} \cdot A_p / A_j$) : マノメータ値(ジャッキ圧力計の値)

表-3.2.3 実施緊張力および伸び

鋼材No.	マノメータ値 N/mm^2	伸び mm
1	59	44
2	59	44
3	59	44
4	59	44
5	60	44
6	59	45
7	59	44
8	59	44
9	59	45
10	59	46
11	59	46
12	59	44

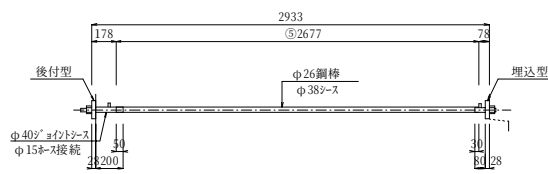
○コア上床版横締め

種別：SBWPR930/1080 $\phi 26$

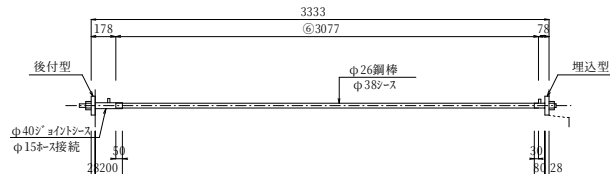
$E_p = 200000 \text{ N/mm}^2$

$\mu = 0.3$

$\lambda = 0.003$



$L = 2.933\text{m}$



$L = 3.333$

図-3.2.17 PC鋼材形状

表-3.2.4 緊張計算

	σ_0	σ_1	σ_2	合計
$\Delta L(\text{mm})$	0	600	2933	3533
$L(\text{mm})$	0	600	3533	
$\alpha(^{\circ})$	0.000	0.000	0.000	
$\alpha(\text{rad})$	0.000	0.000	0.000	
$\sigma_{pi}(\text{N/mm}^2)$	773	750	743	
平均 σ_{pi}		761	747	
伸び(mm)		2.4	11.3	13.6

$L = 2.933\text{m}$

	σ_0	σ_1	σ_2	合計
$\Delta L(\text{mm})$	0	600	3333	3933
$L(\text{mm})$	0	600	3933	
$\alpha(^{\circ})$	0.000	0.000	0.000	
$\alpha(\text{rad})$	0.000	0.000	0.000	
$\sigma_{pi}(\text{N/mm}^2)$	773	750	743	
平均 σ_{pi}		761	746	
伸び(mm)		2.4	12.8	15.2

$L = 3.333$

$A_j = 72.92 \text{ cm}^2$ (ジャッキ受圧面積)

$\sigma_j = 56.2 \text{ N/mm}^2 (= \sigma_{pi} \cdot A_p / A_j)$: マノメータ値(ジャッキ圧力計の値)

表-3.2.5 実施緊張力および伸び

鋼材No.	マノメータ値 N/mm^2	伸び mm
1	59	14
2	56	14
3	56	15
4	56	15
5	58	15
6	56	16
7	56	15
8	56	14
9	58	14
10	56	14

○上床版軸方向

種別：SBWPR930/1080 $\phi 26$

$E_p = 200000 \text{ N/mm}^2$

$\mu = 0.3$

$\lambda = 0.003$

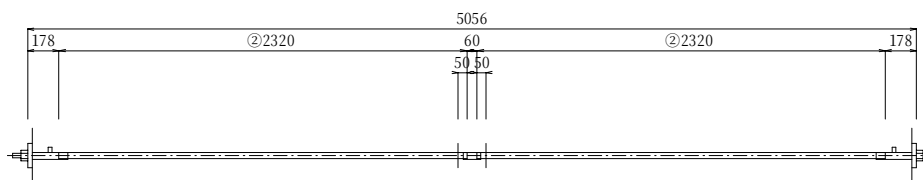


図-3.2.18 PC鋼材形状

表-3.2.6 緊張計算

	σ_0	σ_1	σ_2	
$\Delta L(\text{mm})$	0	600	5056	5656
$L(\text{mm})$	0	600	5656	
$\alpha(^{\circ})$	0.000	0.000	0.000	
$\alpha(\text{rad})$	0.000	0.000	0.000	
$\sigma_{pi}(\text{N/mm}^2)$	773	750	739	
平均 σ_{pi}		761	744	
伸び(mm)		2.4	19.4	21.7

$A_j = 72.92 \text{ cm}^2$ (ジャッキ受圧面積)

$\sigma_j = 56.2 \text{ N/mm}^2$ ($= \sigma_{pi} \cdot A_p / A_j$) : マノメータ値(ジャッキ圧力計の値)

表-3.2.7 実施緊張力および伸び

鋼材No.	マノメータ値 N/mm^2	伸び mm
1	56	22
2	56	23
3	57	22
4	56	22
5	58	22
6	56	23
7	57	22
8	58	22
9	58	22
10	56	23
11	56	22

3-2-3 供試体解析

3次元線形FEM解析のモデルを図-3.2.19に示す。解析には汎用FEM解析プログラムFEMLEEG((株)ホクトシステム)を使用した。

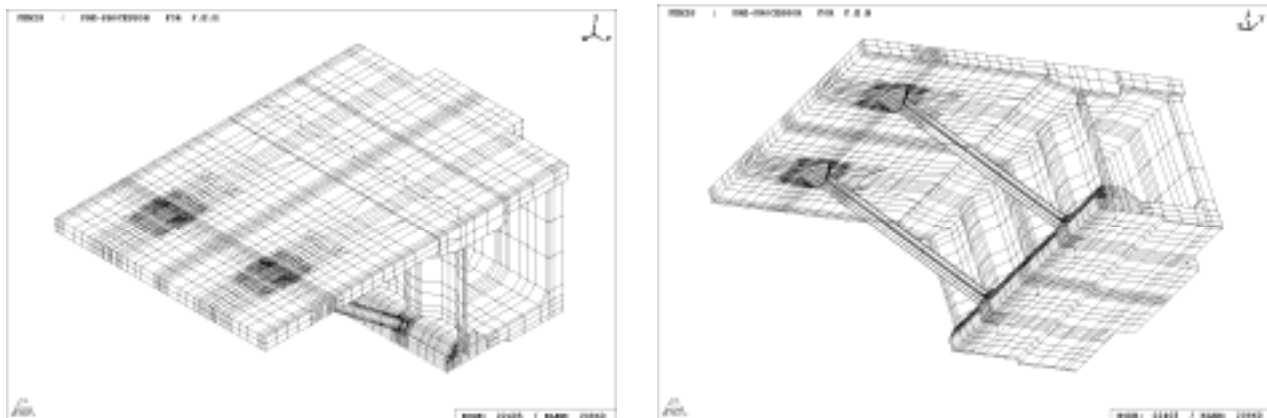
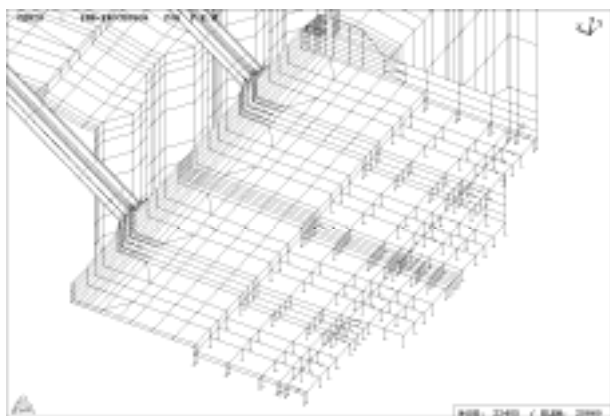


図-3.2.19 FEM解析モデル

(1)解析条件

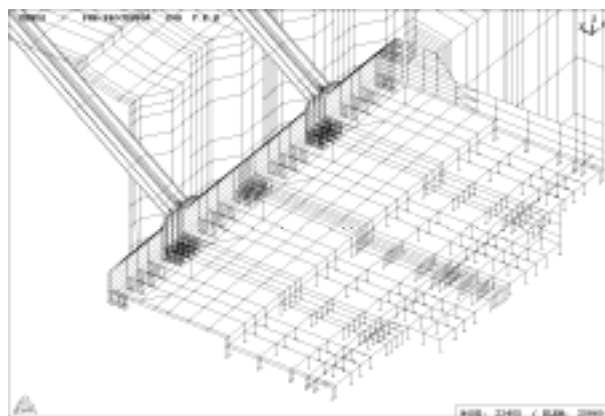
- ・拘束条件（打下し部下面）



縦桁前面ライン：X,Y,Z方向拘束

その他打下し部：Z方向拘束

(a)応力分布性状確認実験時



縦桁前面ライン：X,Y,Z方向拘束

その他打下し部：Z方向拘束

下床版先端：Z方向拘束

(b)繰返し載荷実験、破壊実験時

図-3.2.20 拘束図

- ・要素設定

表-3.2.8 FEM解析における要素設定

	弾性係数 N/mm^2	ポアソン比	要素	備考
コンクリート部材	材料試験 結果引用	材料試験 結果引用	3次元ソリッド	
波形鋼板	200000	0.3	2次元シェル	t=9mm
ストラット	200000	0.3	3次元ソリッド	200H相当

3-3 実験概要

3-3-1 使用材料

本実験に使用した材料の強度性状を表-3.3.1～3.3.3 に示す。

表-3.3.1 工場製作部材：下床版、張出しセグメント

			材齢① σ_{31}	材齢② σ_{61}
圧縮強度	σ	N/mm ²	59.8	61.9
割線弾性係数	E_c	N/mm ²	35850	37290
ポアソン比 ν	ν		0.197	0.217

表-3.3.2 場所打ち製作部材：横桁、上床版

			材齢① σ_{18}	材齢② σ_{48}
圧縮強度	σ	N/mm ²	57.4	61.8
割線弾性係数	E_c	N/mm ²	28100	28060
ポアソン比 ν	ν		0.180	0.174

表-3.3.3 無収縮モルタル、グラウト

	圧縮強度 σ_{28} N/mm ²	備考
無収縮モルタル	50.0	MG-10M（三菱マテリアル）
グラウト	28.9	低粘性型

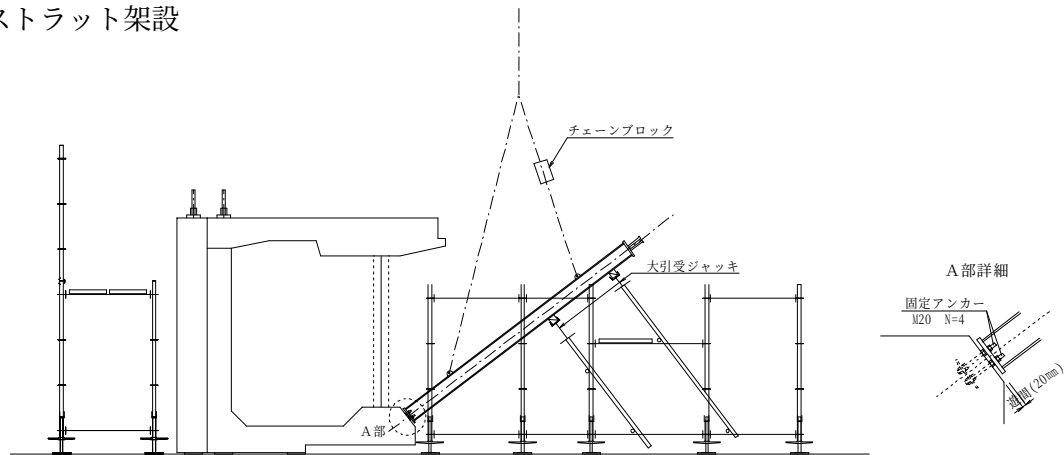
※ 材齢①：応力分布性状確認実験実施時

※ 材齢②：破壊実験実施時

3-3-2 施工性確認実験

モデル橋梁では、橋台背面に設置したクレーンにより、箱桁（コア）セグメントおよび張出し床版セグメント、ストラットを架設地点で所定の位置に据付け、プレストレス導入による一体化を繰り返して主桁を構築する架設計画としている。本実験では、各部材の架設における作業要領および接合精度、作業効率（時間）等に関して問題点の有無を実物大供試体の製作時に確認する。以下に架設ステップと写真-3.3.1～3.3.8 に各架設段階の状況写真を示す。

STEP 1：ストラット架設



- ①所定のストラット位置に合わせて支保工を設置する。
- ②チェーンブロックを使用して、所定の傾きでストラットを吊り込む。
- ③下床版に設置した M20 アンカーにストラットを差し込み、支保工で支持する。このとき、ストラット下端の遊間は、床版架設時に干渉しないよう設計値より狭く設定する（上図：A部詳細参照 設計値 40mm に対して 20mm で実施）。
- ④ストラット上部の接合面には、密着性を確保するための接着剤（アルプロン A-105T：日米レジン㈱）を塗布する。

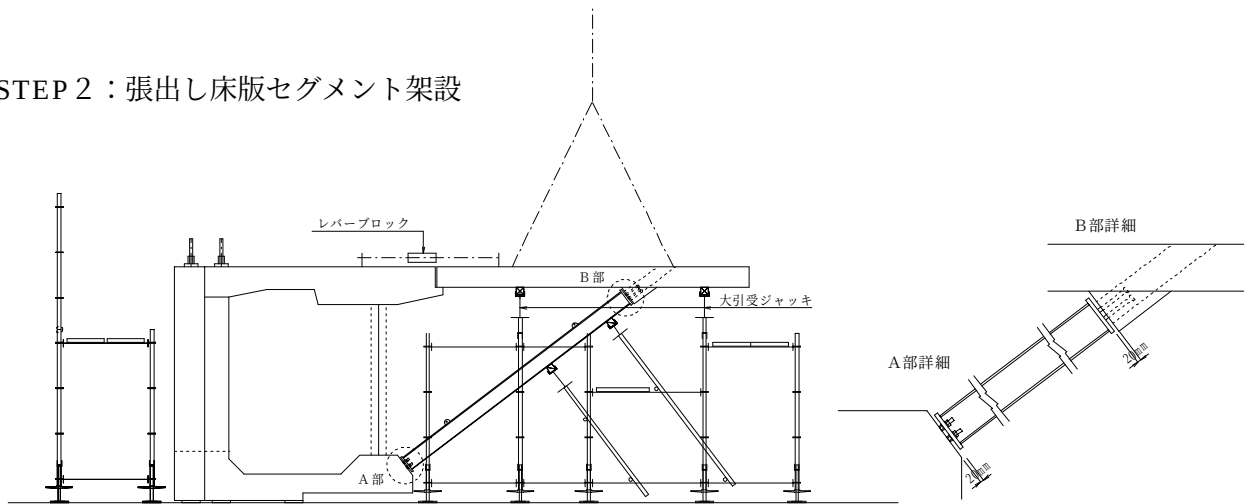


写真-3.3.1 ストラット架設状況



写真-3.3.2 ストラット角度調整

STEP 2：張出し床版セグメント架設



- ①所定の張出し床版セグメント位置に合わせて支保工を設置する。
- ②掛違い部およびストラット上部のスタッドジベルが損傷しないように、上下および前後の移動を繰り返して張出し床版セグメントを吊り込む。
- ③掛違い部および支保工に荷重支持する直前で停止させ、シース接続スポンジが所定の厚さまで圧縮されるようにレバーブロックで引き寄せる。2枚目のセグメントは、③に加えて、既設セグメント方向にもレバーブロックで引き寄せ、目地部止水スポンジを圧縮する。
- ④張出し床版間目地の軸方向シースをジョイントする。

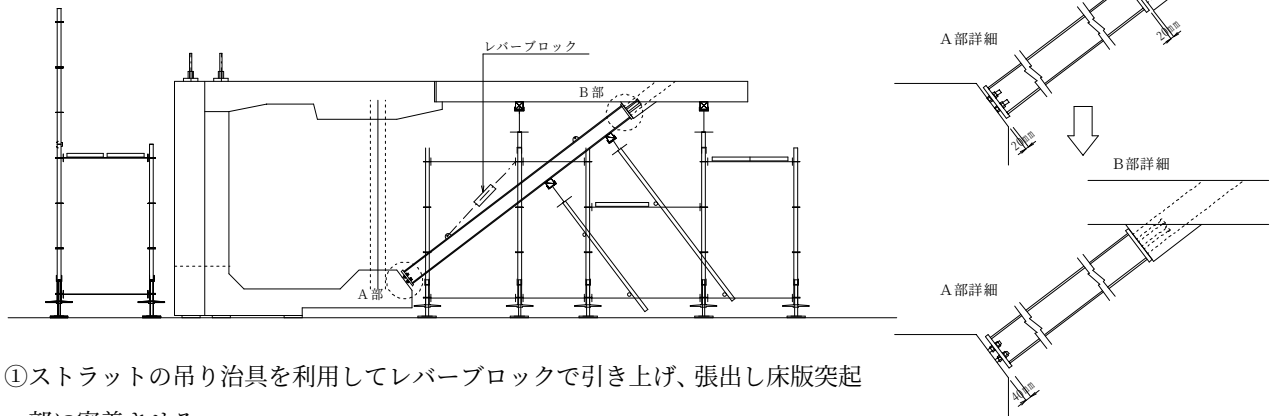


写真-3.3.3 張出しセグ架設状況1



写真-3.3.4 張出しセグ架設状況2

STEP 3：ストラット位置調整



- ①ストラットの吊り治具を利用してレバーブロックで引き上げ、張出し床版突起部に密着させる。
- ②ストラット下端のアンカーでストラットの位置を固定する。
- ③PC鋼材をシースに挿入する。

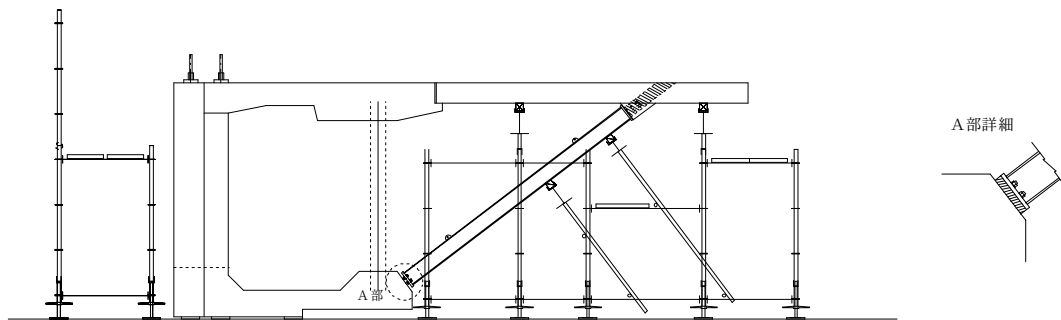


写真-3.3.5 ストラット位置調整



写真-3.3.6 PC鋼材挿入

STEP 4：無収縮モルタル充填



- ①目地端部の型枠を設置し、超早硬型の無収縮モルタルを目地部に充填する。
- ②充填箇所に養生シートを設置する



写真-3.3.7 無収縮モルタル充填



写真-3.3.8 無収縮モルタル充填

3-3-3 応力分布性状確認実験

本構造の張出し床版部は、ストラットで支持された構造であるため、道路橋示方書に規定される床版の設計手法を用いることができない。そのため、本構造においてはFEM解析により床版の設計を行うものとした。本実験では、張出し床版の所定の位置に単位荷重 100kN を載荷し、張出し床版およびストラットに設置した計測装置による挙動確認を行い、FEM解析による設計手法の妥当性を検証する。

単位荷重は、「3-2-1 供試体計画」の検討結果から、表-3.3.4 に示す各部位の挙動が顕著となる位置(床版3パターン、ストラット1パターン)を含む、断面方向2箇所、橋軸方向3箇所の計6点に500mm×200mmの面積で載荷した(図-3.3.1)。また、各部位の挙動が顕著となる位置に関しては、設計応力相当(床版については解析上着目点において導入プレストレスを打ち消す)荷重を載荷し、ひび割れ等の変状が無いことを確認した。なお、荷重増加の間隔は20kNとした。

表-3.3.4 各部位に着目した載荷位置

着目位置			載荷位置	設計荷重相当 P (kN)
床版	断面方向	ストラット支持位置上縁	④	238
		荷重載荷位置下縁	①	107
	橋軸方向	荷重載荷位置下縁	⑥	192
ストラット			④	184

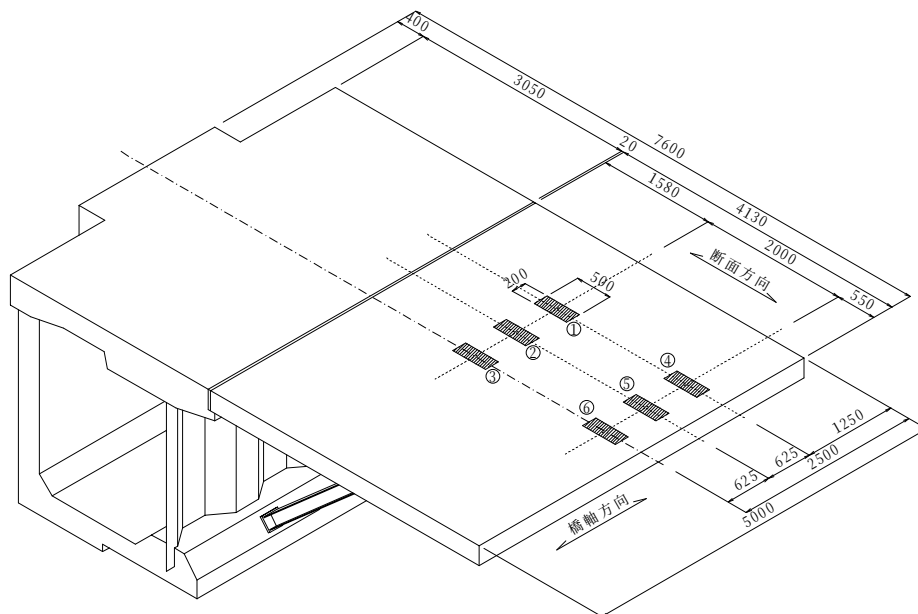


図-3.3.1 単位荷重載荷位置

3-3-4 疲労耐久性確認実験

本構造におけるストラットによる張出し床版の支持位置は車両走行直下にあり、特に鋼部材であるストラット溶接部の疲労耐久性が課題となる。そのため、本実験では、ストラットが最も厳しい状態となる活荷重の載荷状態に着目し、所定の荷重の定点繰返し載荷によりストラット溶接部の疲労耐久性に関して安全性の確認を行った。なお、溶接方法は完全溶込み溶接とし、品質確認が可能なようフランジとウェブの接合部にスカーラップを設けた。また、本継手構造自体の疲労強度の確認は行っていないが、継手部形状および溶接方法から、「鋼道路橋の疲労設計指針」（日本道路協会 H14.3）に規定される強度等級D区分と仮定して、疲労に対する設計を行った。

図-3.3.2、図-3.3.3 に想定するT活荷重の載荷状態および供試体における荷重載荷位置を示す。本構造においては、ストラットに曲げモーメントおよびせん断力に比較して軸方向力が卓越して作用するため、ストラットに発生する軸方向力に着目して振幅荷重値を決定した。なお、表-3.3.5 に示すように、T活荷重載荷によりストラットに発生する軸方向力ひずみ（ 216μ ）と供試体の解析結果（単位荷重 100kN 載荷に対して 117μ 発生）の比率から設定した荷重振幅値 184kN を、実験前に行った実載荷（ $P=100\text{kN}$ ）による計測結果（ 107μ ）から 202kN に変更した（下限値： 15kN 、上限値を 217kN ）。載荷回数は 200 万回とし、表-3.3.6 に示す所定の回数終了時に、振幅荷重相当の荷重を静的載荷（荷重増加間隔： 20kN ）し、各部位の変位およびひずみを計測した。荷重の振幅速度は 1.2Hz 、振幅波形は正弦波で実施した。

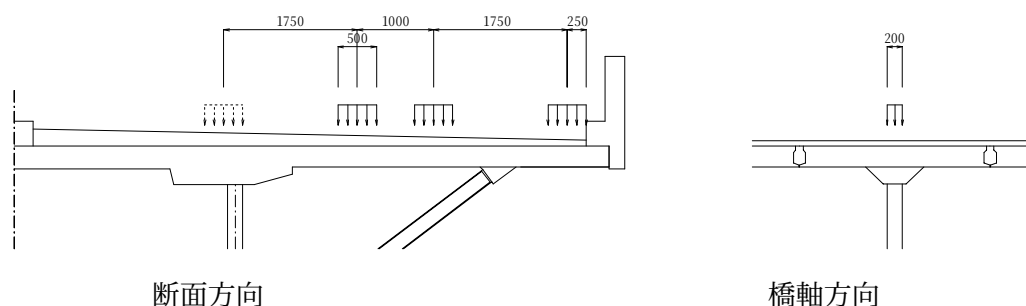


図-3.3.2 想定したT活荷重の載荷状態

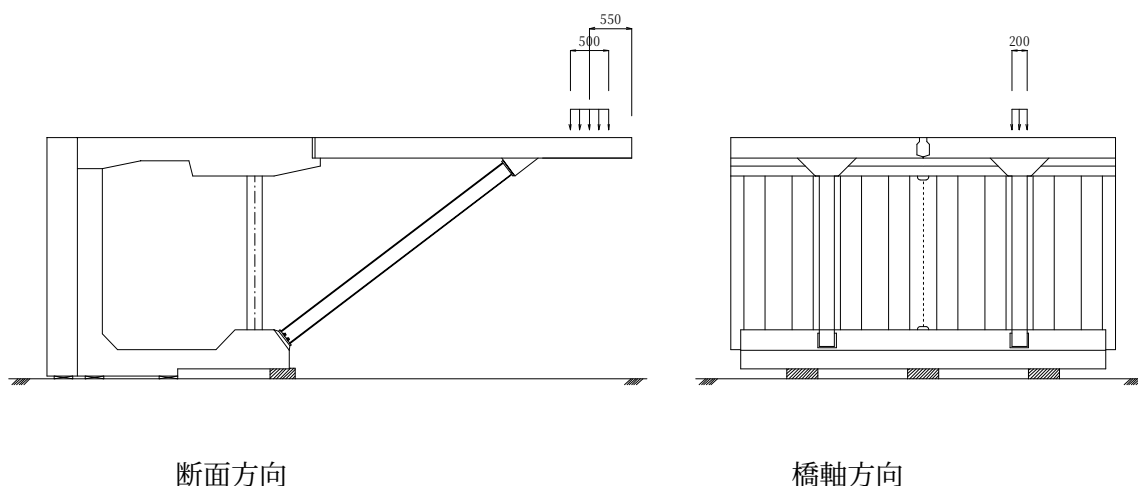


図-3.3.3 T活荷重載荷位置（供試体）

表-3.3.5 振幅荷重の設定

	発生ひずみ(μ)	比率
① 100kN載荷時 (解析値)	117	—
② 100kN載荷時 (実載荷)	107	②/①: 0.91
③ ストラット許容応力度設計	216	③/①: 1.84
		③/②: 2.02
振幅値=100kN×2.02=202kNで実施		

※①：解析（100kN）によるストラットウェブ位置のひずみ

※②：実載荷（100kN）におけるストラットウェブ位置のひずみ

※③：T活荷重載荷(許容応力度設計)におけるストラットの軸力（T荷重載荷）によるひずみ

表-3.3.6 繰返し載荷ステップ

ステップ	回数	累積回数	計測
0	0	0	○
1	1000	1000	○
2	4000	5000	○
3	5000	10000	○
4	90000	100000	○
5	400000	500000	○
6	625000	1125000	○
7	415000	1540000	○
8	460000	2000000	○



写真-3.3.9 繰返し載荷試験状況

3-3-5 破壊性状確認試験

本実験では、図-3.3.4 に示す張出し床版先端位置に荷重を載荷し、破壊に至る過程および破壊性状の確認を行う。なお、図-3.3.5 に示す活荷重載荷に対する終局荷重に相当する荷重値を表-3.3.7 に示す。なお、終局荷重相当の荷重値とは、終局荷重相当のひずみ（圧縮縁ひずみに着目）を発生させる荷重であり、線形FEM解析により算出した。押し抜きせん断については、T活荷重の2.5倍相当の荷重である。

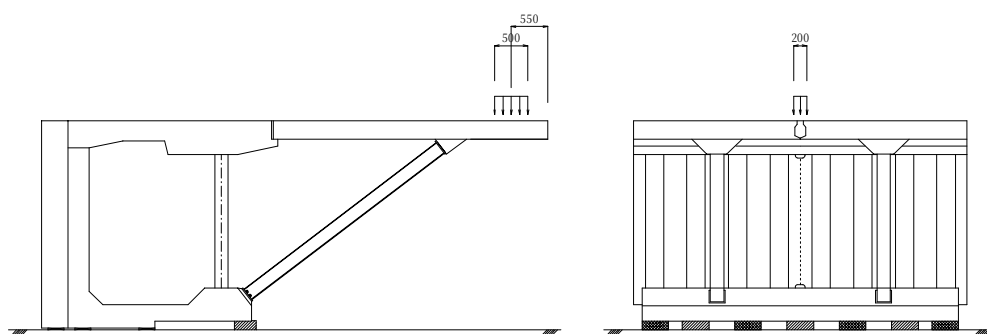


図-3.3.4 荷重載荷位置

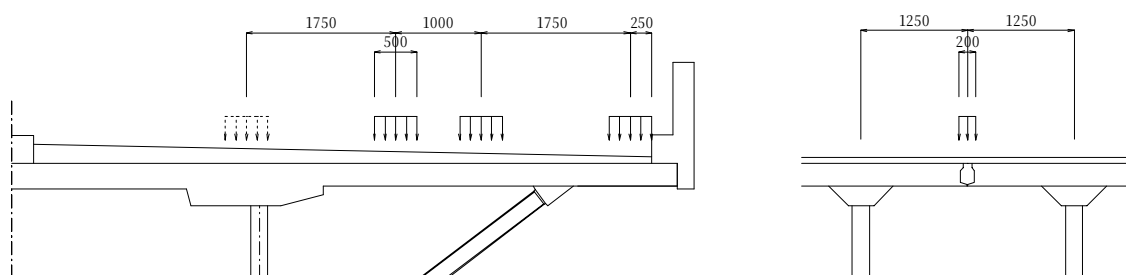


図-3.3.5 活荷重載荷位置

表-3.3.7 各終局荷重相当の載荷荷重

	終局荷重相当 P (kN)	
張出し床版先端（橋軸方向）	437	:1.3D+2.5L
載荷位置の押抜き	250	:2.5L

3-4 実験結果

3-4-1 施工性確認実験

(1)作業時間

表-3.4.1 に本実験において各作業に要した時間を示す。

表-3.4.1 架設作業に要した時間

作業内容		施工性確認実験		実施工計画	
		部材数	実施時間	部材数	計画時間
STEP 0	コアセグメント架設	—	—	3部材	1.5h
STEP 1	ストラット架設	2本	1.0h	6本	1.0h
STEP 2	張出しセグメント架設	2枚	1.5h	6枚	2.0h
STEP 3	ストラット調整	2ヶ所	0.5h	6ヶ所	0.5h
STEP 4	無収縮モルタル充填	0.2m ³	2.0h	1.0m ³	1.0h
合計			5.0h		6.0h

・STEP 0：コアセグメント架設

本実験においては、載荷実験を前提とした箱桁半断面の切出し供試体であり、実験棟内で場所打ち製作したため、実験の対象外とした（対象外のため“STEP 0”とした）。実施工においては、1夜間で工場製作したプレキャストセグメント3部材を架設・接合する。プレキャストセグメントの接合については実績も多く、実施工における計画時間に問題はないと考えられる。なお、波形鋼板の接合については、セグメント組立てと同時期に実施する必要はなく、押出し架設前までにまとめて施工することが可能で、工程上クリティカルとはならない。

・STEP 1：ストラット架設

本実験においては、ストラット2本の架設を行った。3名の作業人員で、要所を確認しながら1本の架設・位置調整完了後に2本目の架設に移行したため、支保工の高さ調整からストラット設置完了までに1時間程度の時間を要した。実施工における計画では、1夜間で6本のストラット架設が標準であるが、組立てヤードでの繰返し作業であるため、作業熟練度の向上が望め、作業人員の増員も可能である。また、本実験で最も注意を要したストラットの設置位置（角度等）も一度設定すれば以降は確認のみで架設可能であり、計画時間内での架設に問題ないと考えられる。



写真-3.4.1 ストラットの角度調整状況

・STEP 2：張出しセグメント架設

本実験においては、張出しセグメント2枚の架設を行った。実験棟内での作業であるため、架設重機には天井クレーンを使用した。また、架設に必要な作業スペースの一部に載荷試験機の足場が干渉しており、それをかわしながらの作業となった。3名の作業人員で要所を確認しながら、最終的な設置位置確認までに1時間半程度を要した。実施工における計画では、橋台背面に設置したクレーン(モデル橋梁では120tトラッククレーンを想定)を使用して、1夜間で6枚の張出し床版セグメント架設が標準で

あるが、ストラット架設と同様の理由から、計画時間内での架設に問題ないと考えられる。

STEP 3：ストラット調整

本実験では、ストラット2本の位置調整を行なった。ストラットの吊り治具を利用してレバーブロックで軸方向に引き上げ、張出し床版突起部に密着させた後、下端アンカーのナットにより位置を固定する。作業には2名の人員で30分程度を要した。実施工における計画では、1夜間にストラット6本に対する調整が標準であるが、作業自体は容易であり、作業人員の増員により計画時間内での作業に問題ないと考えられる。

STEP 4：無収縮モルタル充填

本実験では、目地延長9.1m、ストラット2本の上下接合部に超早硬性の無収縮モルタルの充填を行なった。施工量が 0.2m^3 と少なかったため、25リットルバケツおよびハンドミキサーを用いて材料1袋毎に計17袋の練り混ぜを行なった。3名の作業人員で型枠設置から充填・養生シート設置までに2時間程度を要した。実施工における計画では、1夜間で目地延長39.7m、ストラット6本の上下接合部の充填（計 1.0m^3 ：概算81袋）が標準であるが、モルタルミキサーの使用や作業人員の増員により計画時間内での作業に問題ないと考えられる。



写真-3.4.2 張出し床版架設状況



写真-3.4.3 ストラット位置調整状況



写真-3.4.4 練混ぜ充填状況

(2)製作精度

写真-3.4.5～3.4.10 に部材の接合状況を示す。コンクリート部材の製作には木製型枠を使用したか、部材の製作精度に問題はなく、所定の接合精度を確保できた。実施工においては、型枠の転用性から鋼製型枠の使用を想定しており、より精度の向上が望めると考えられ、モデル橋梁で想定した架設計画にしたがって実際の施工を実施することが可能であることが確認できた。



写真-3.4.5 接続スポンジ圧縮状況



写真-3.4.6 橋軸方向シース接続



写真-3.4.7 上部接合部（箱抜き孔より）



写真-3.4.8 上部接合部



写真-3.4.9 下部接続部



写真-3.4.10 床版接合部

(3)課題点

図-3.4.1 に本供試体の製作において発生した初期段階のひび割れ図を示す。

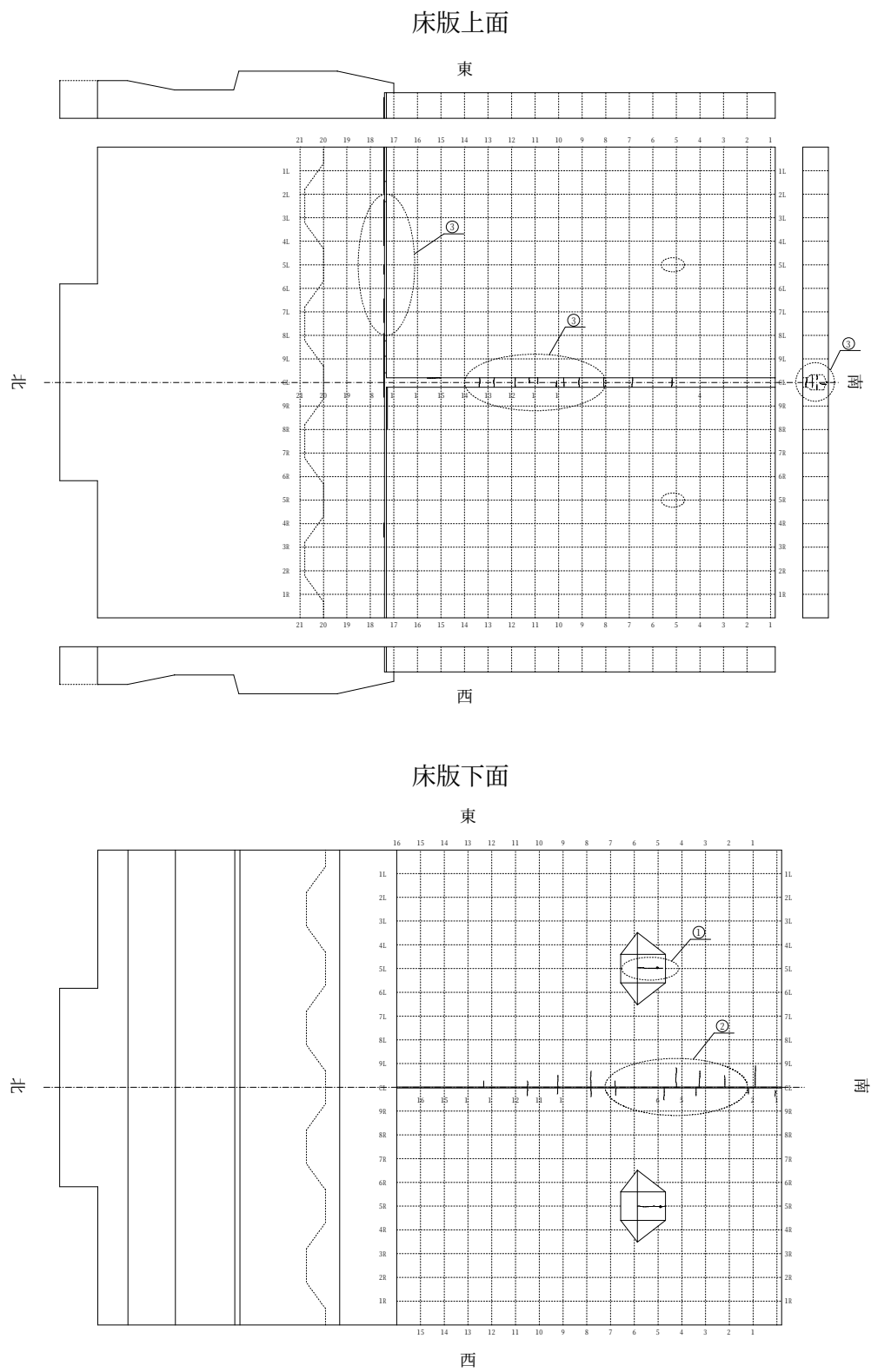


図-3.4.1 初期ひび割れ図

①ストラット接続突起下面

ストラットが接続される張出し床版突起下面の中央に、ストラット軸方向ひび割れが発生した（写真-3.4.11）。要因としては、図-3.4.2 に示すように接続突起には、ストラット上端に溶植したスタッドジベルを貫通させるためにφ150mmの箱抜き孔を設置しており、ひび割れ発生部は部材厚が急激に変化して60mmと最も薄くなる部位であり、乾燥収縮や自己収縮等の影響が顕著に現れたことが想定される。また、蒸気養生終了後の、脱枠時の温度低下や乾燥が周辺部材に比較して早く、そのことに起因する収縮も影響していると考えられる。加えて、図-3.4.4 に示すように、鉄筋も部材厚に比較すると内側方向（コンクリート表面側ではなく箱抜側）の位置にあり、コンクリート表面の引張力に対しては有効に作用しなかったと考えられる。

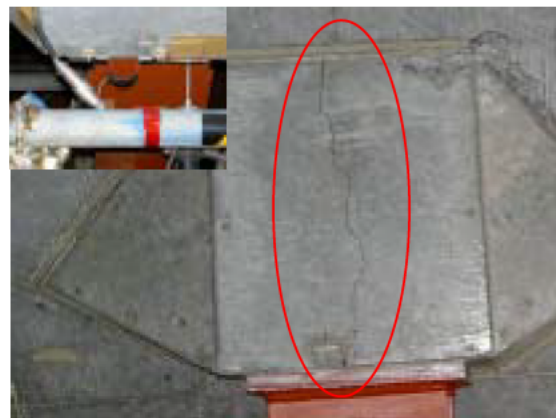


写真-3.4.11 突起部ひび割れ

ひび割れ発生後パイ型変位計を設置し、荷重載荷に伴うひび割れ幅の変化を計測した。図-3.4.3 にストラットの挙動が最も大きい位置（図-3.3.1：④位置）に荷重を載荷した場合の計測結果を示す。ひび割れ幅の変化は微小であり、荷重載荷実験に対する影響はないと考えられる。

改善方法としては、突起形状寸法を大きく（箱抜き孔下端の部材を厚く）し、補強筋が有効に作用するように配慮することが重要である。また、蒸気養生終了時には、急激な部材温度低下および乾燥を避けるため、ある程度養生シートを設置したまま放置するなどの配慮が必要である。

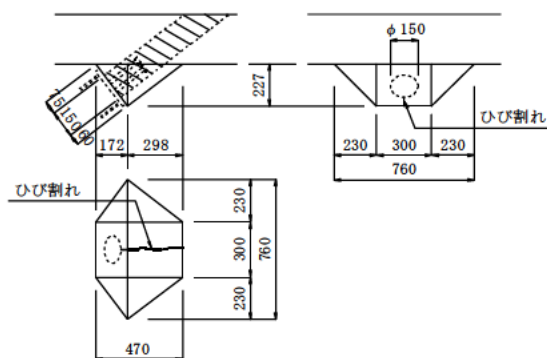


図-3.4.2 突起形状図

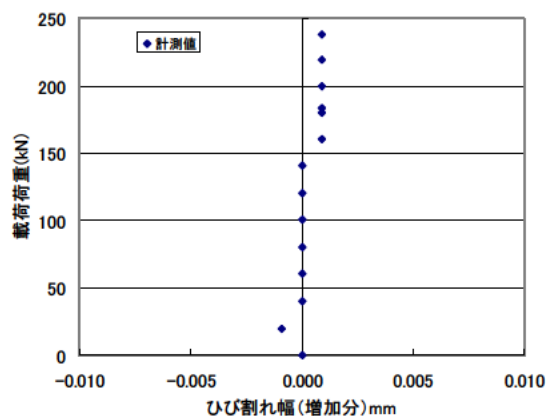


図-3.4.3 ひび割れ幅の変化

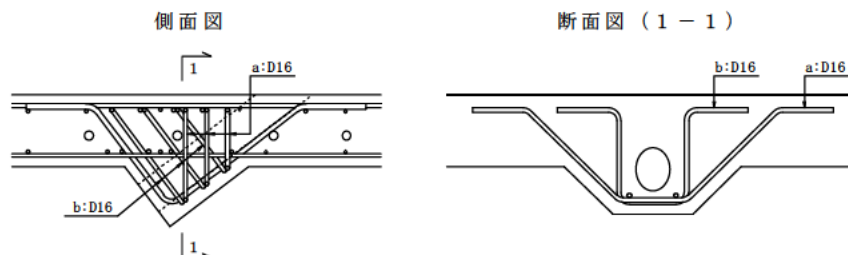


図-3.4.4 突起部配筋

②張出し床版接合あご部

張出し床版接合あご部に、数箇所直角方向のひび割れが発生した（写真-3.4.12）。要因としては、周辺部材と比較して部材が極端に薄い部位（図-3.4.5）であり、①ストラット接続突起下面と同様の要因が想定される。ひび割れ発生部位には、角欠け防止のために、写真-3.4.13 に示すアラミドメッシュを配置したが、その効果以上に収縮の影響が大きかったと考えられる。なお、本構造における問題箇所の形状は、数多く実績を有する鋼少数主桁橋に用いられるプレキャストPC床版ループ継手部の形状および補強材配置を参考としているが、部材厚を若干薄く設定しており、そのこともひび割れ発生の要因と考えられる。

改善方法としては、あご部の部材厚を厚くし、施工においては、①ストラット接続突起下面と同様の対処を行うことで、ひび割れの発生を抑制することが可能と考えられる。



写真-3.4.12 張出し床版接合あご部ひび割れ



写真-3.4.13 補強材（アラミドメッシュ）

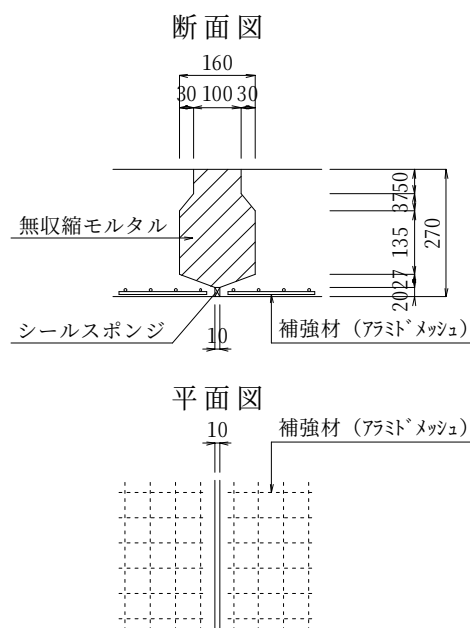


図-3.4.5 張出し床版接合あご部形状

③無収縮モルタル充填部

ストラットおよび張出し床版架設後に接合目地部に充填した無収縮モルタルにひび割れが発生した（写真-3.4.14）。要因としては、打継ぎ面への充填前の水分補給が十分でなかったことや、計測装置設置のため早期にプレストレス導入が行なえなかったことが考えられる。実施工においては充填硬化後ただちにプレストレスが導入されるため、適切な作業によりひび割れは発生しないと考えられる。

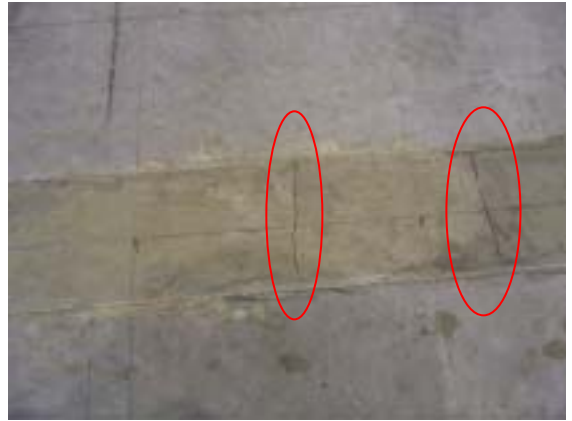


写真-3.4.14 充填目地部ひび割れ

3-4-2 応力分布性状確認実験

(1) 単位荷重載荷

以下に計測結果および解析値の比較を示す。全ケースについて、傾向は解析値と整合しており、精度に関しても材料誤差や施工誤差・計測誤差として問題ない範囲であり、解析手法の適当性が確認された。

1) 変位

図-3.4.6 に変位計測位置を、図-3.4.8～3.4.13 に計測結果を示す。なお、変位については、解析値に比較して張出し先端に向かうほど乖離する結果が計測された。この要因としては、後述する各部位におけるひずみの計測値が解析値とよく整合していること、張出し床版先端方向に向かって計測値と解析値の差が直線的に増加していることから、供試体下面に設置したなじみ材（板材 $t=28\text{mm}$ ）の影響により、供試体全体に回転変位が生じたことが想定される。そのため、変位に関しては、計測値と解析値の差に近似線（線形）を設定し、その傾き分は回転変位による影響と仮定して、縦桁基部を回転中心（下図参照）として水平距離から算出した値を計測値から差し引いた。図-3.4.7 に、図-3.3.1①に載荷した場合のL側たわみを例に補正前および補正後の結果を示す。

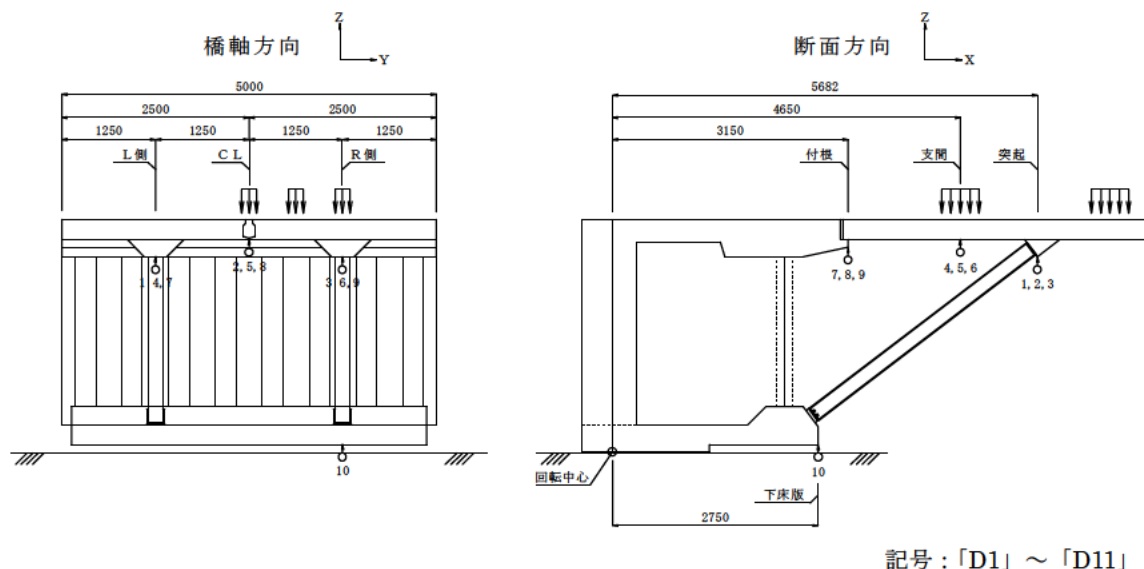


図-3.4.6 変位計測位置

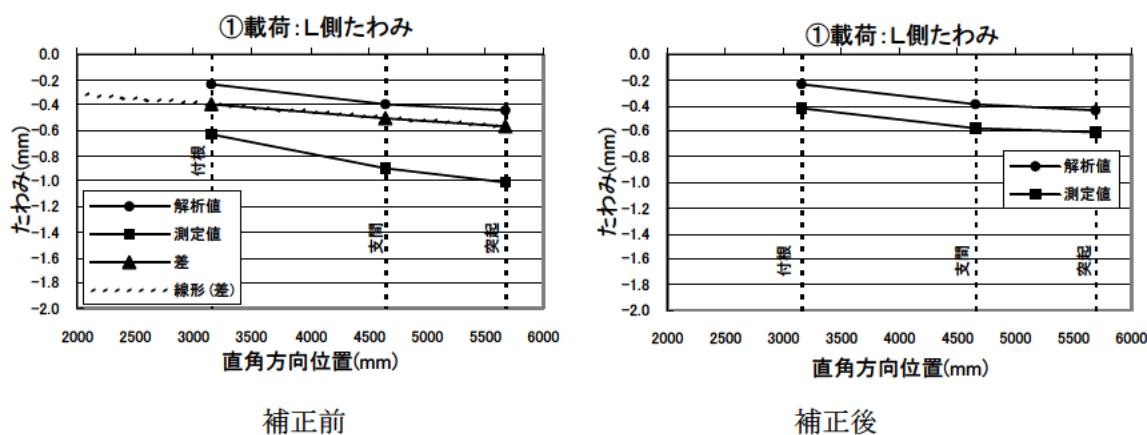


図-3.4.7 変位の補正

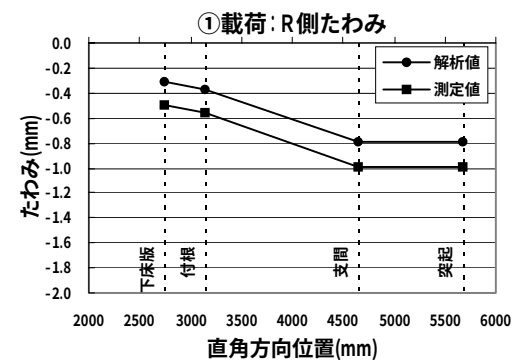
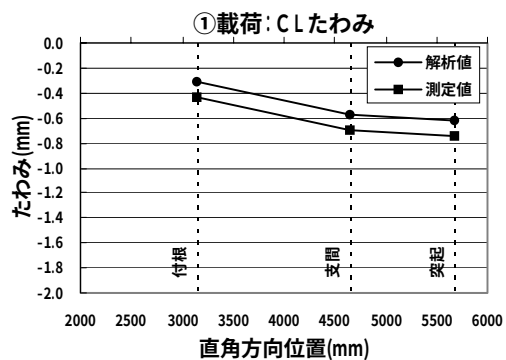
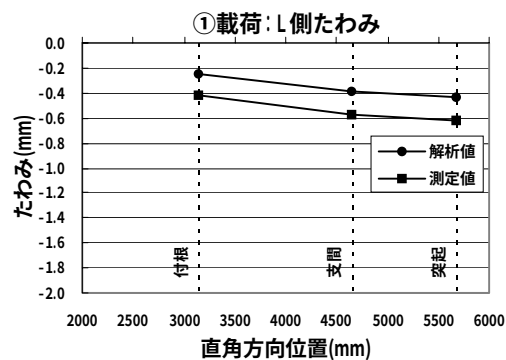


図-3.4.8 単位荷重①載荷時変位

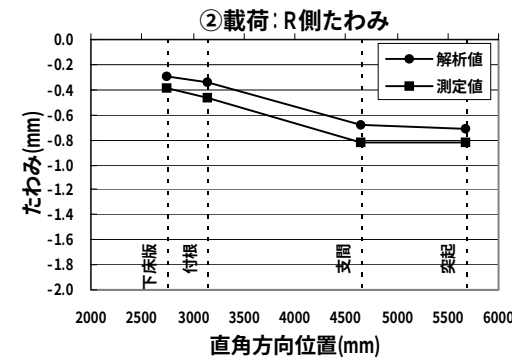
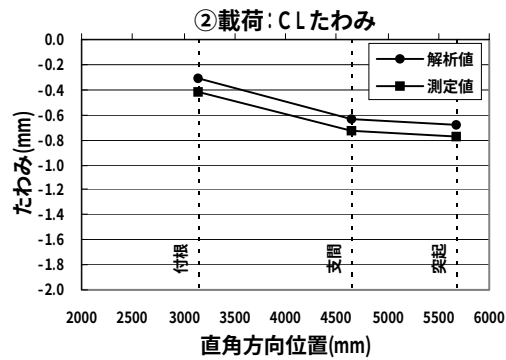
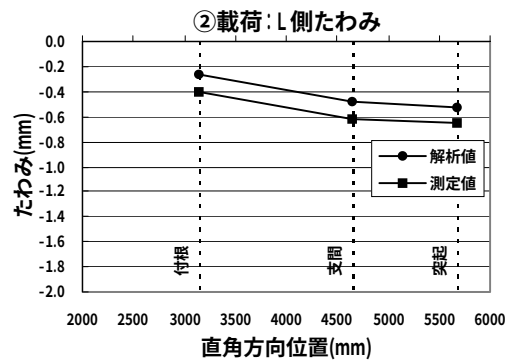


図-3.4.9 単位荷重②載荷時変位

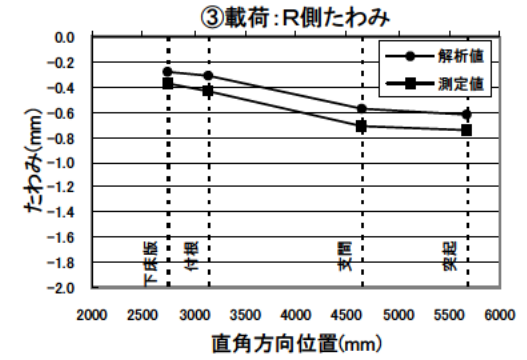
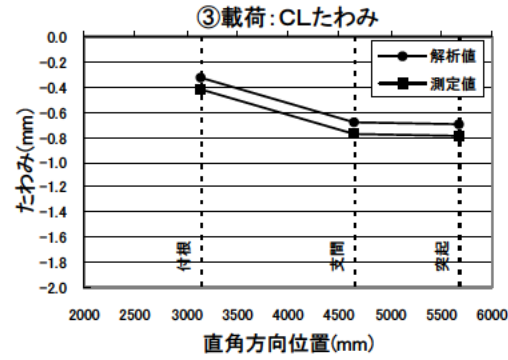
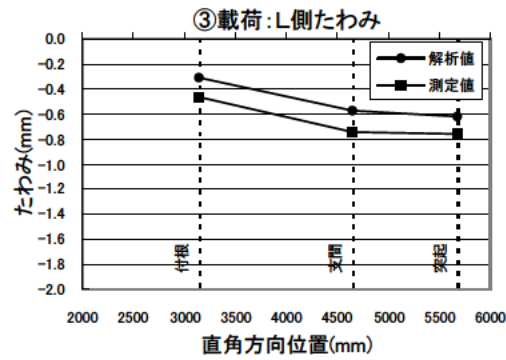


図-3.4.10 単位荷重③載荷時変位

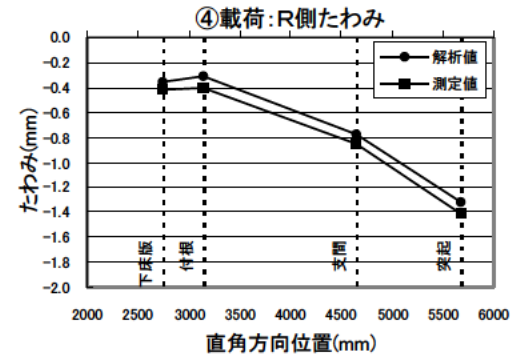
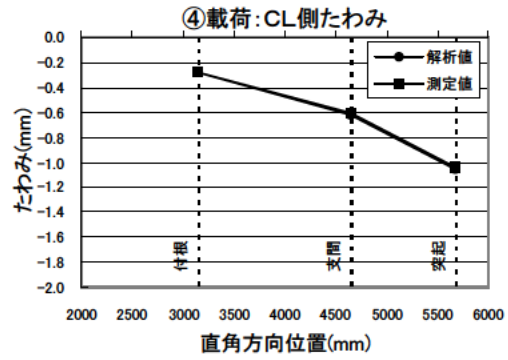
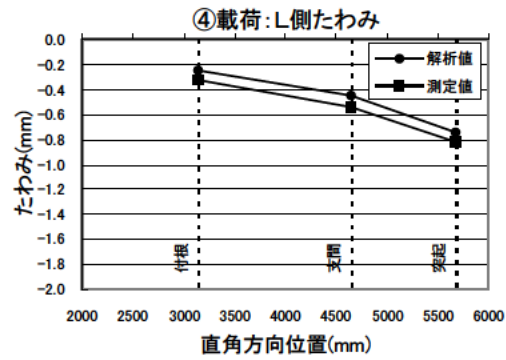


図-3.4.11 単位荷重④載荷時変位

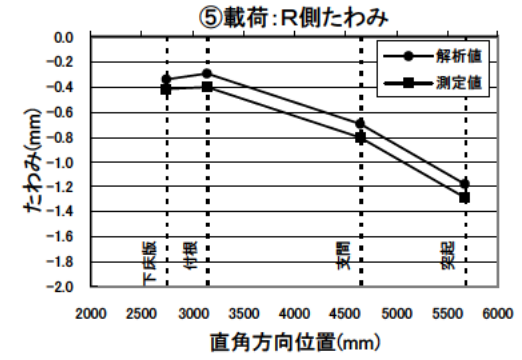
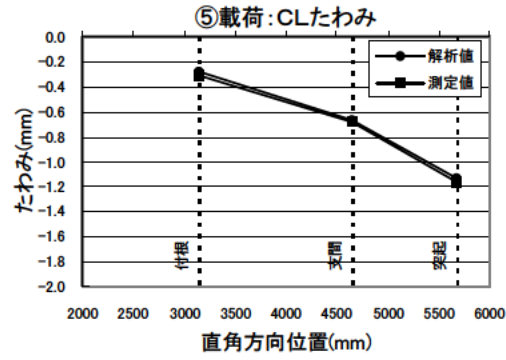
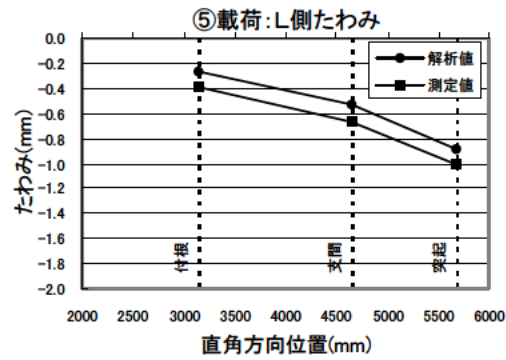


図-3.4.12 単位荷重⑤載荷時変位

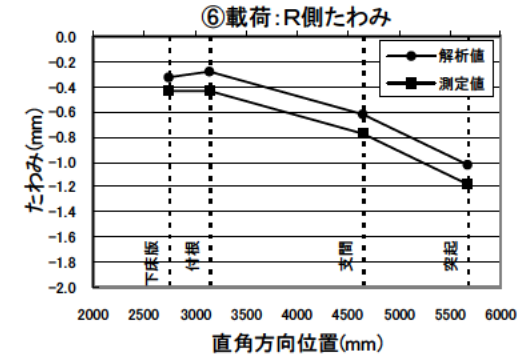
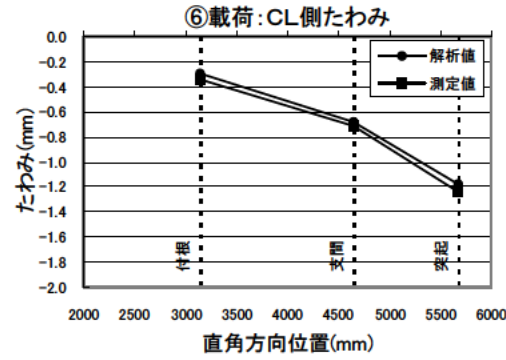
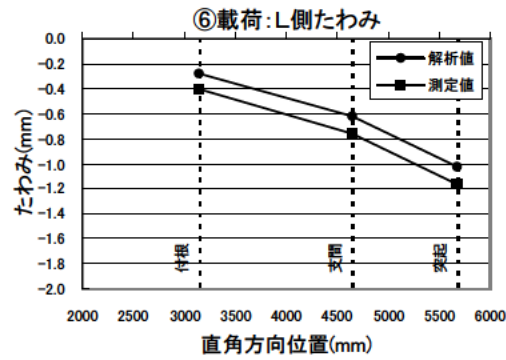


図-3.4.13 単位荷重⑥載荷時変位

2)床版応力

図-3.4.14 にひずみ計測位置を、図-3.4.15～3.4.26 に単位荷重（100kN）載荷時の計測結果を示す。なお、床版ひずみに関しては、図-3.4.14 に示す直角方向ライン1～6、橋軸方向ライン1～5にグループ分けしてグラフ化した。

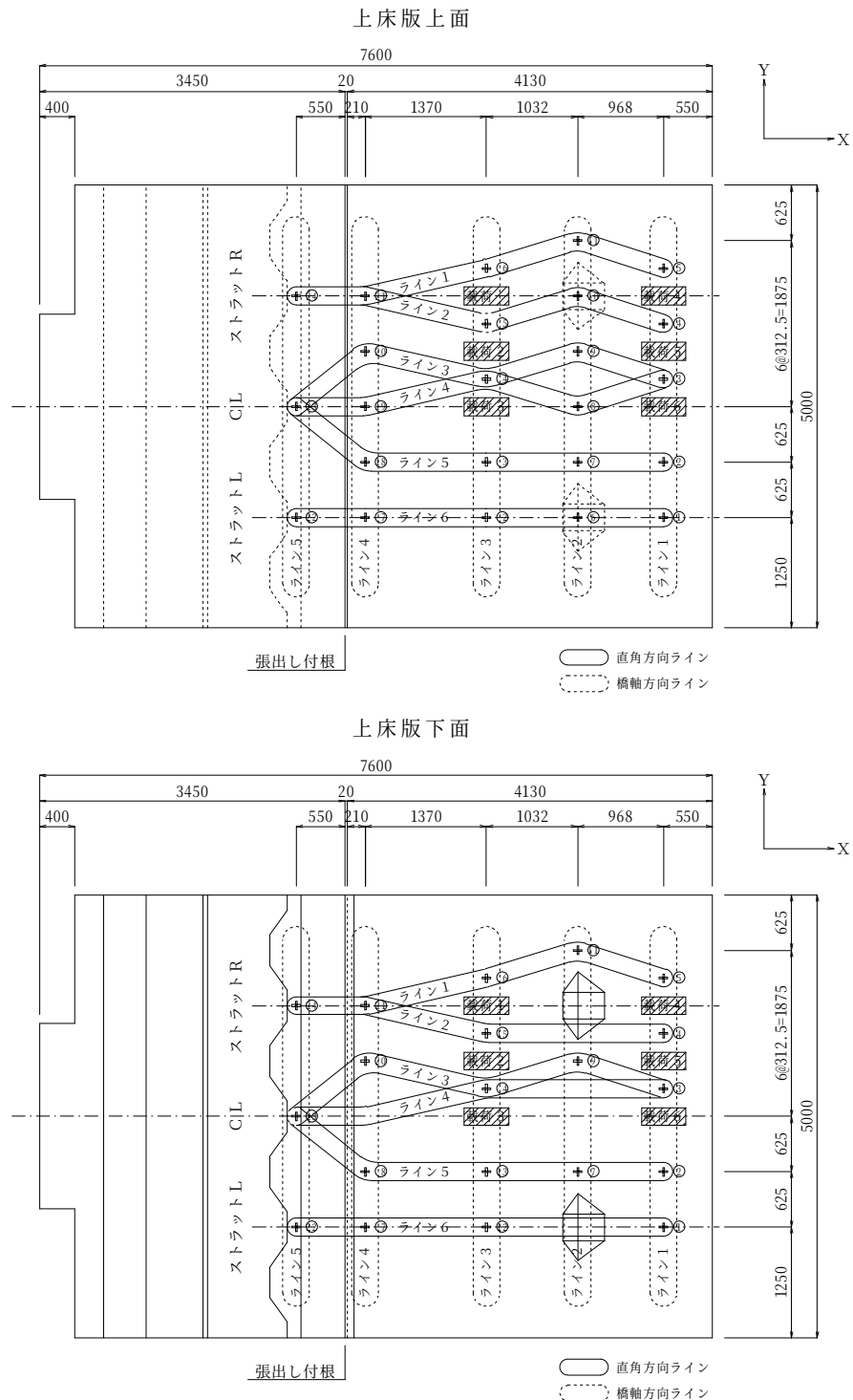


図-3.4.14 ひずみ計測位置（2軸）

(a) 位置① 載荷時

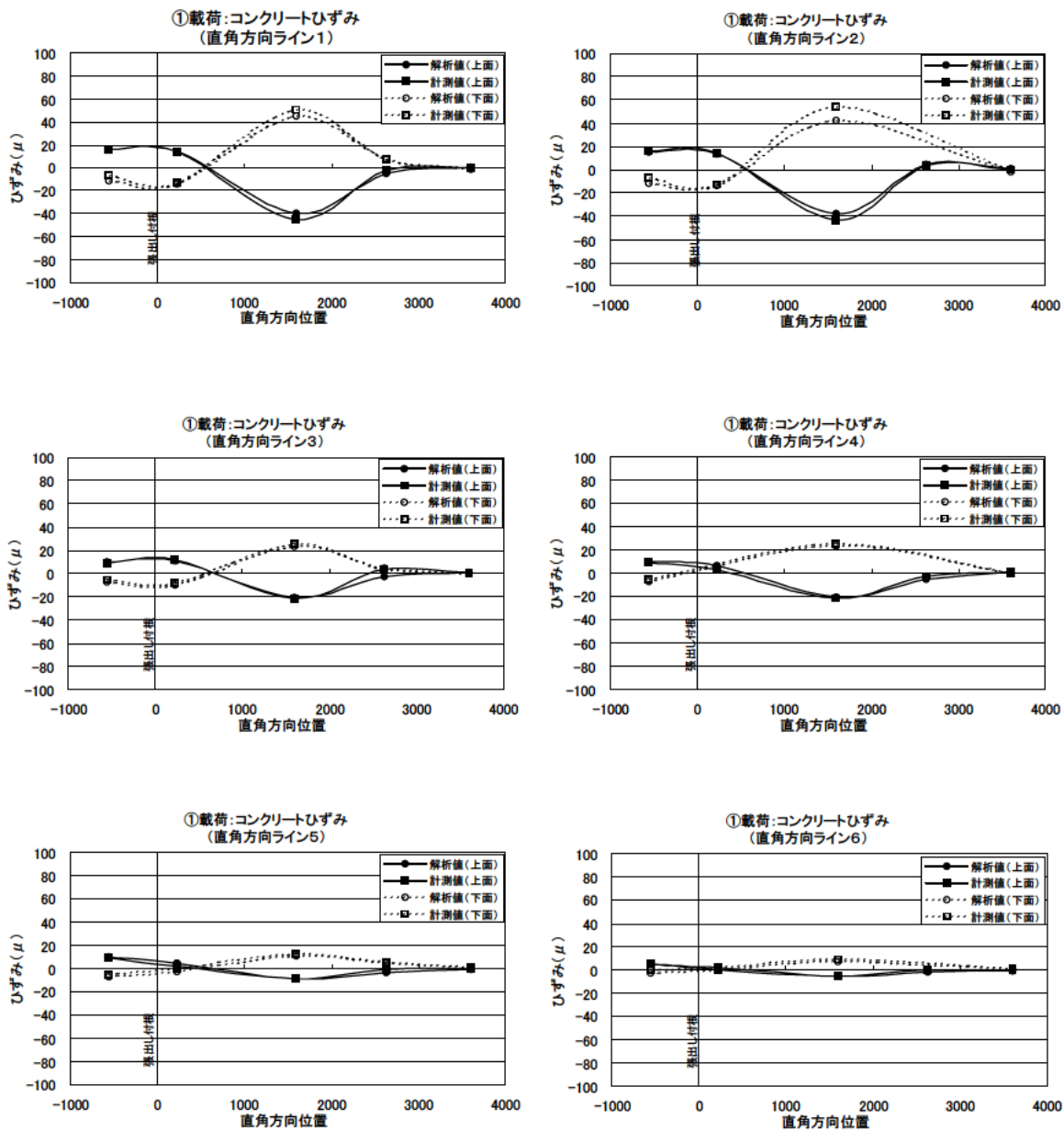


図-3.4.15 ① 載荷時ひずみ計測結果 (直角方向ライン)

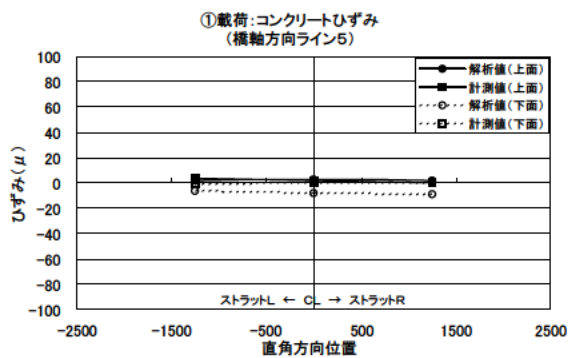
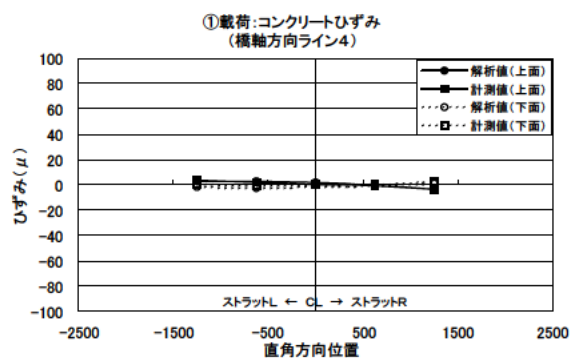
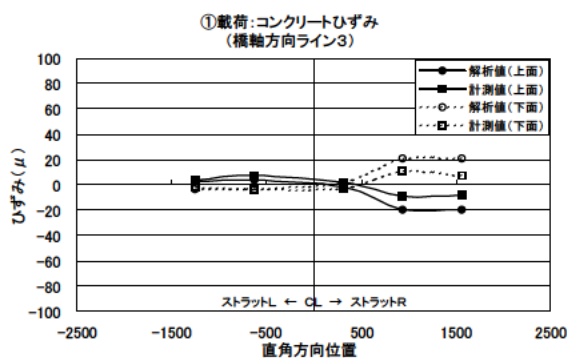
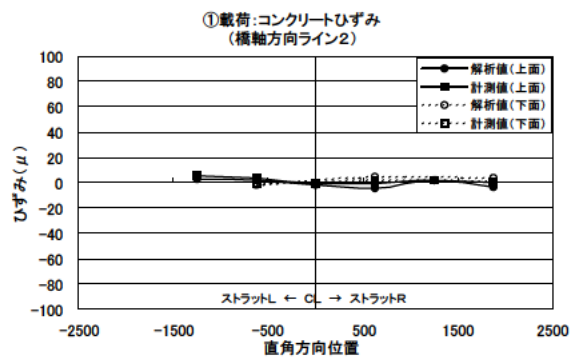
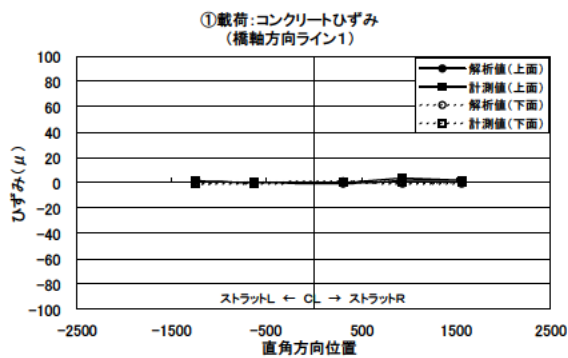


図-3.4.16 ①載荷時ひずみ計測結果(橋軸方向ライン)

(b) 位置②荷重時

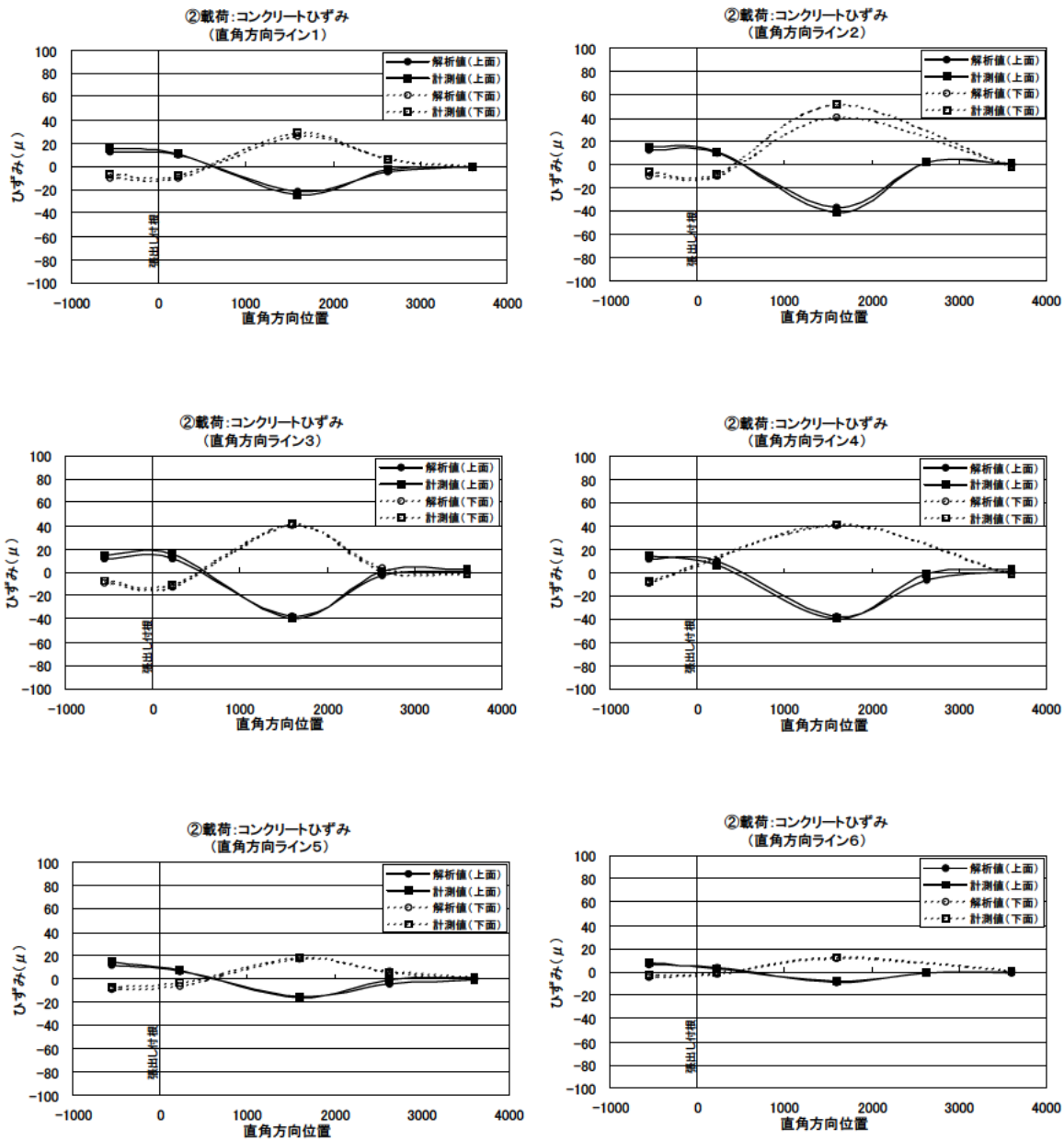


図-3.4.17 ②荷重時ひずみ計測結果 (直角方向ライン)

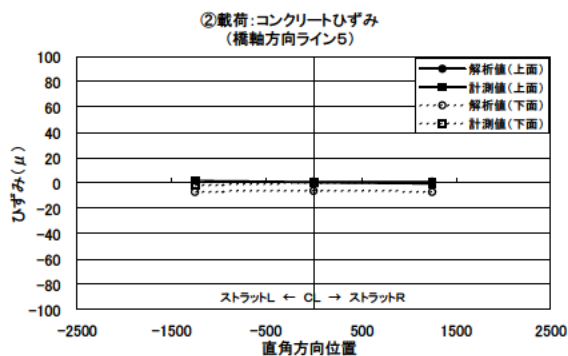
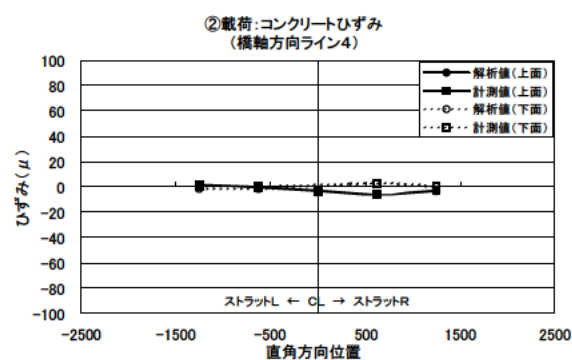
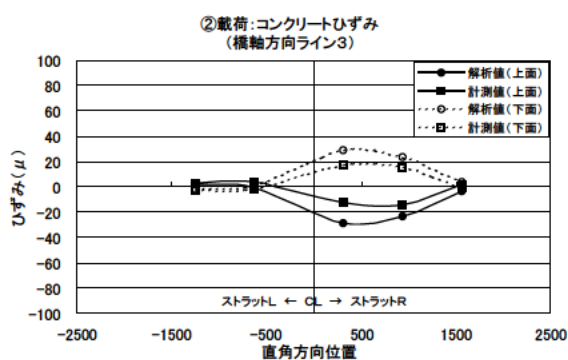
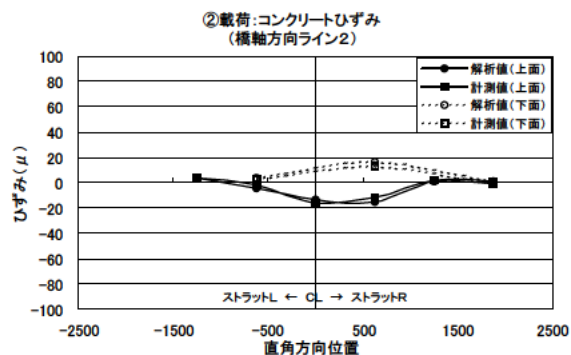
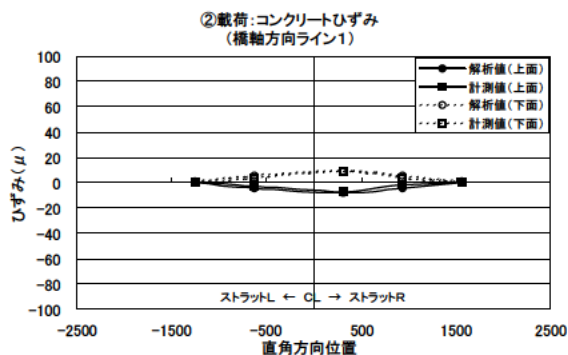


図-3.4.18 ②載荷時ひずみ計測結果(橋軸方向ライン)

(c) 位置③載荷時

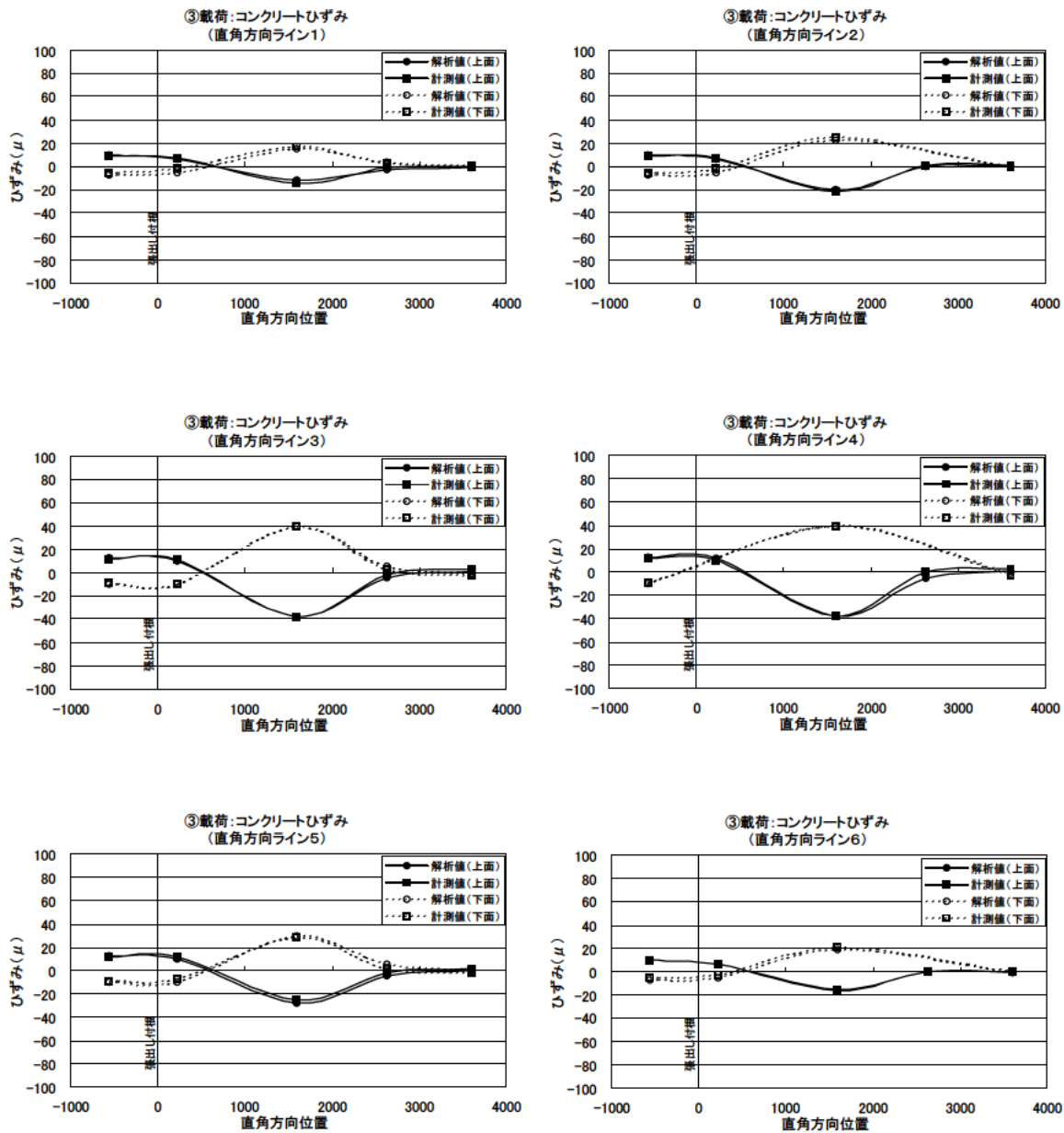


図-3.4.19 ③載荷時ひずみ計測結果 (直角方向ライン)

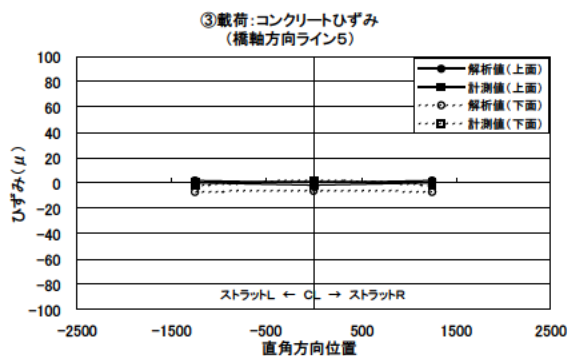
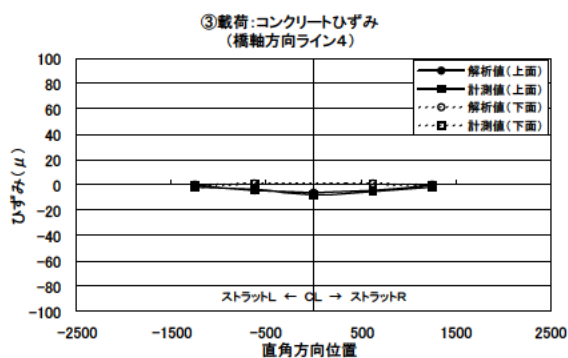
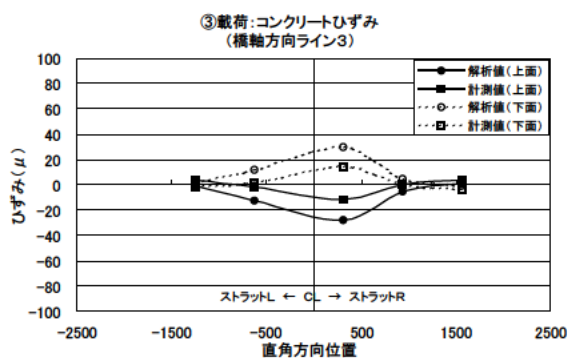
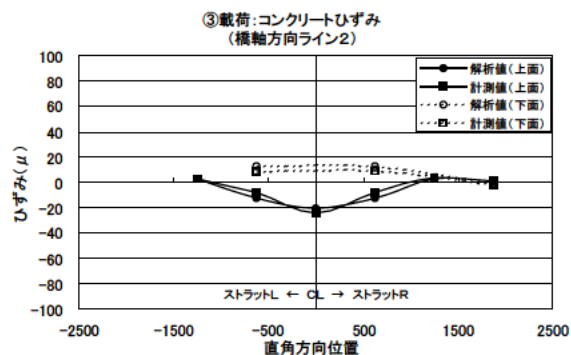
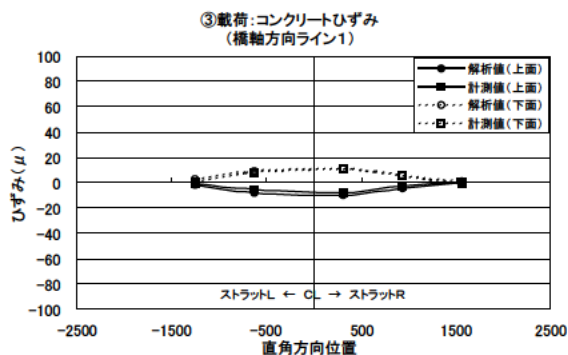


図-3.4.20 ③載荷時ひずみ計測結果(橋軸方向ライン)

(d) 位置④載荷時

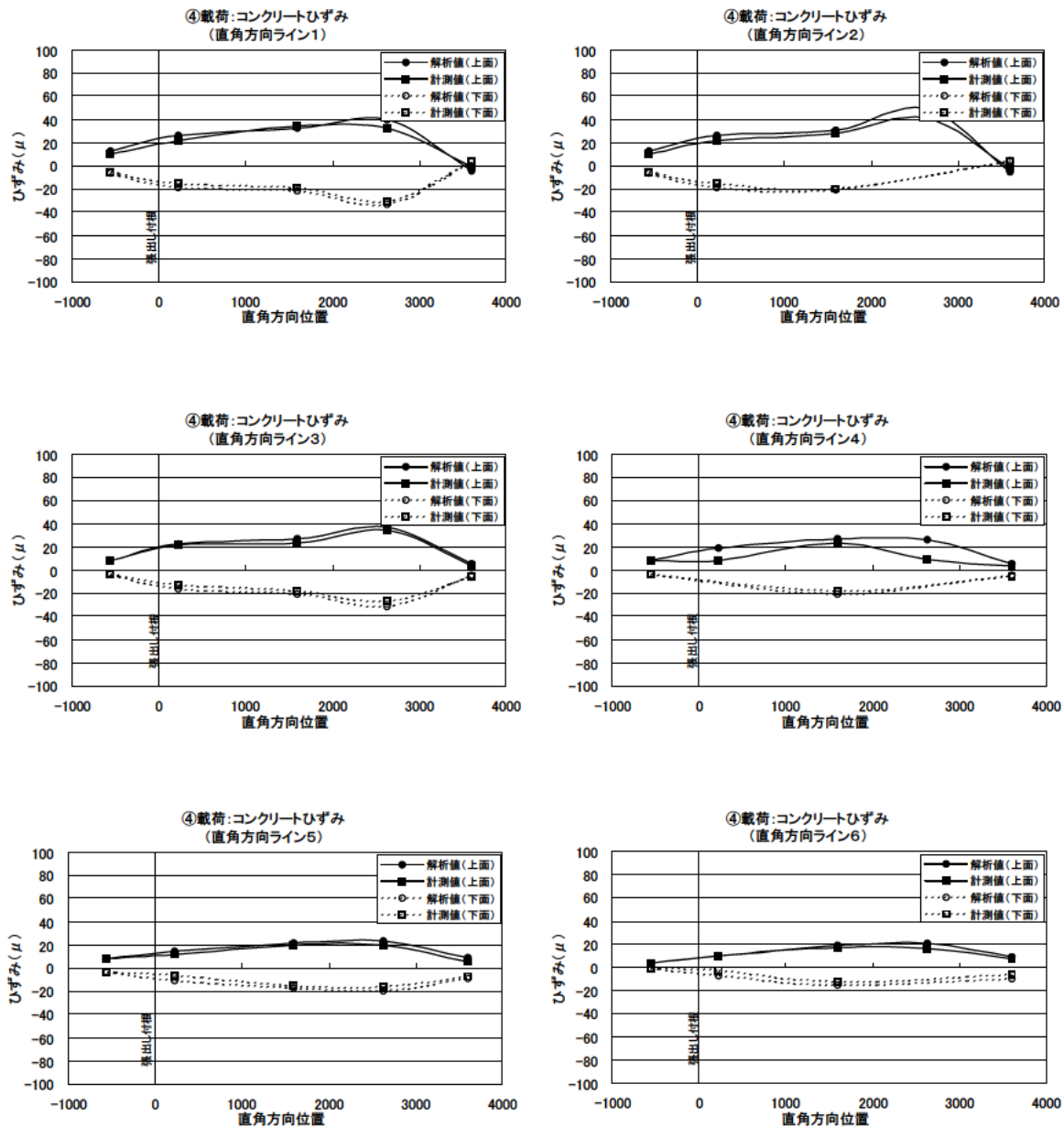


図-3.4.21 ④載荷時ひずみ計測結果 (直角方向ライン)

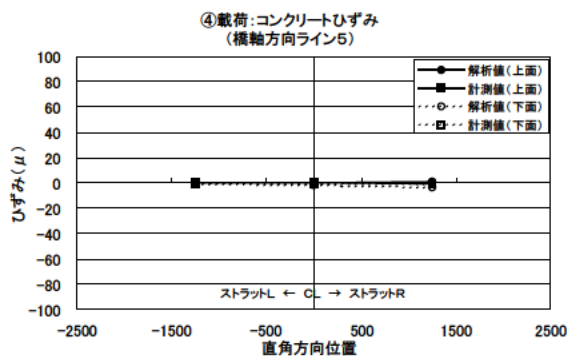
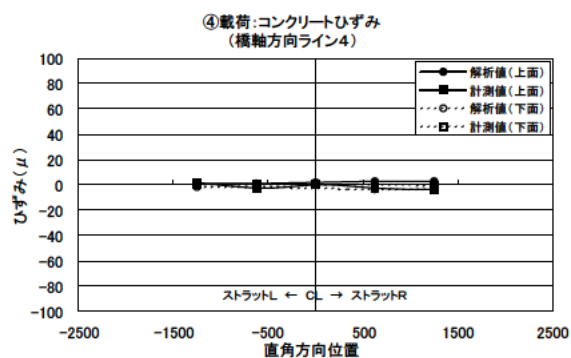
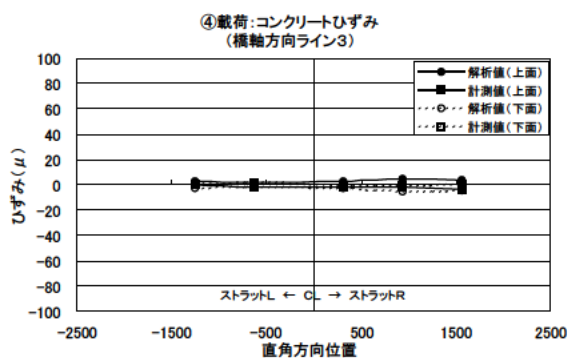
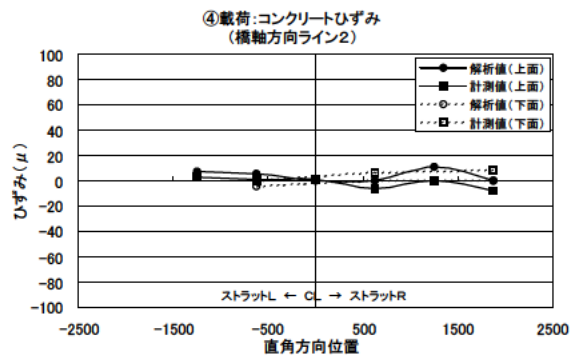
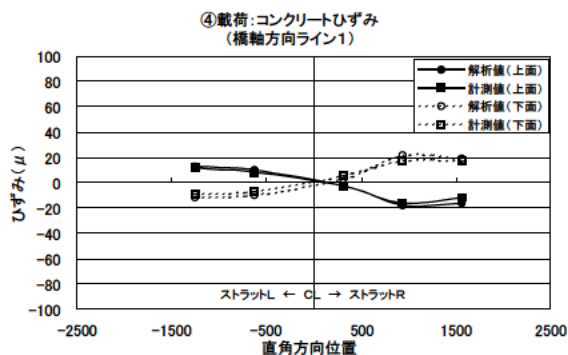


図-3.4.22 ④載荷時ひずみ計測結果(橋軸方向ライン)

(e) 位置⑤載荷時

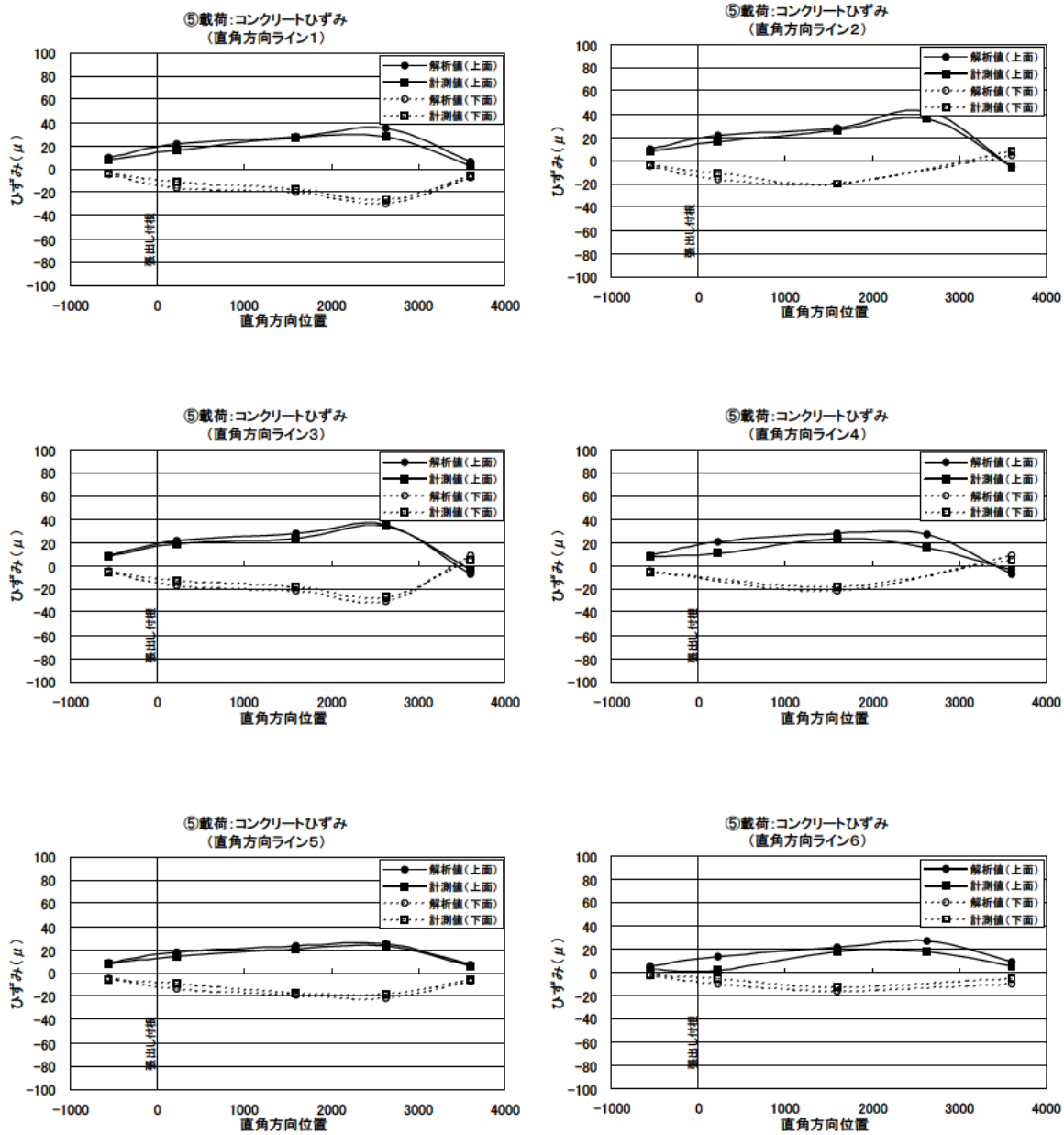


図-3.4.23 ⑤載荷時ひずみ計測結果 (直角方向ライン)

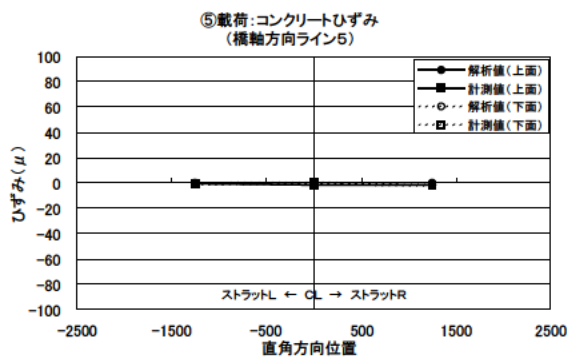
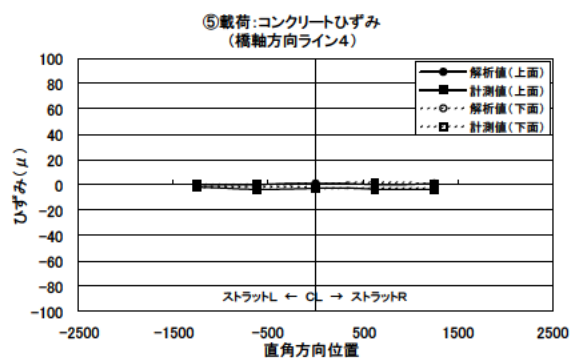
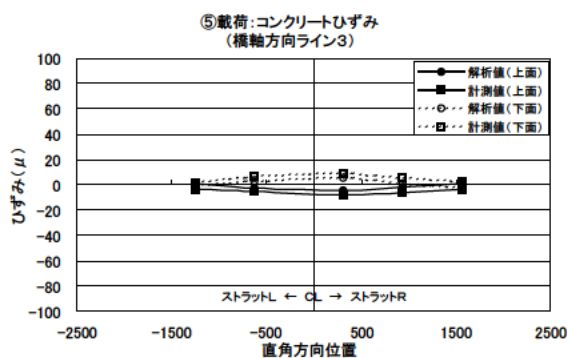
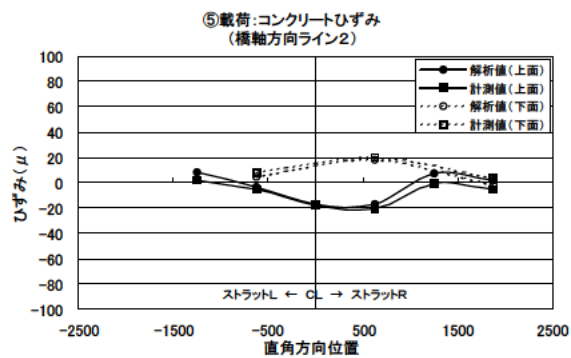
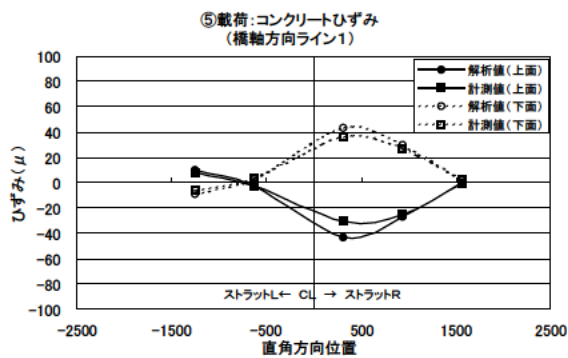


図-3.4.24 ⑤載荷時ひずみ計測結果(橋軸方向ライン)

(f) 位置⑥載荷時

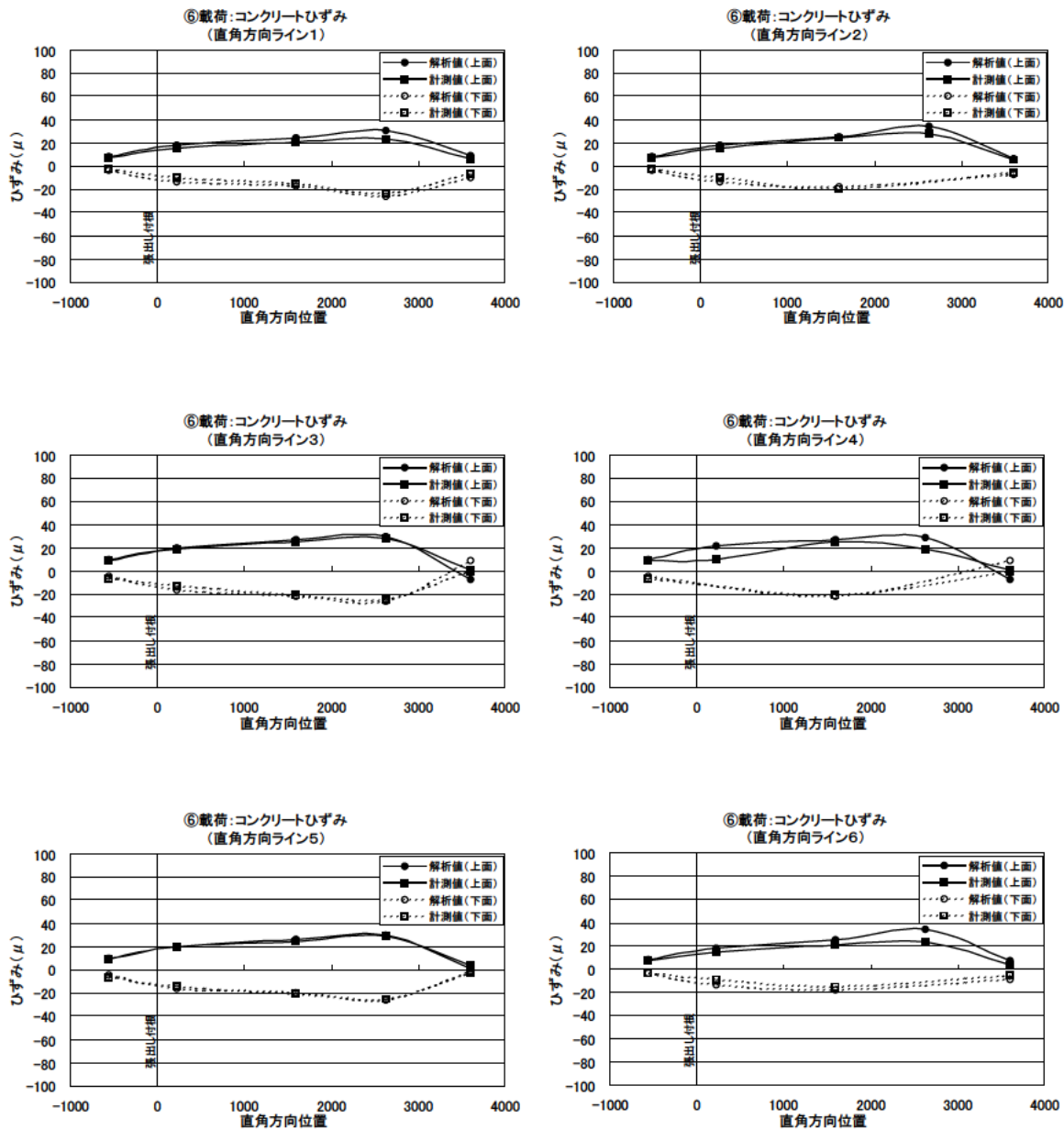


図-3.4.25 ⑥載荷時ひずみ計測結果 (直角方向ライン)

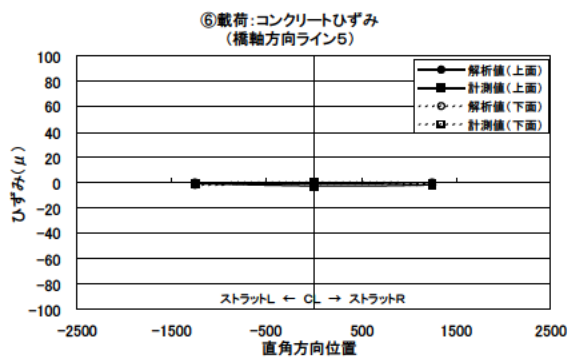
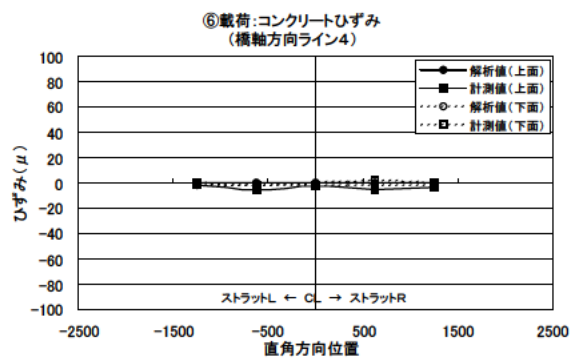
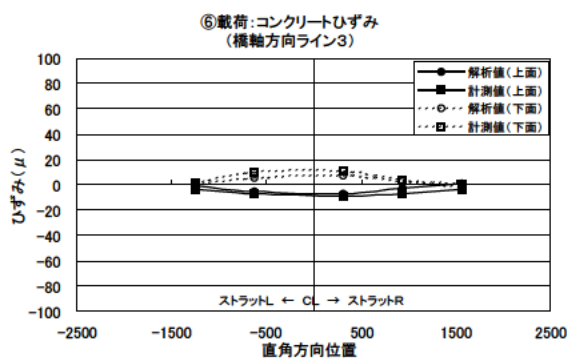
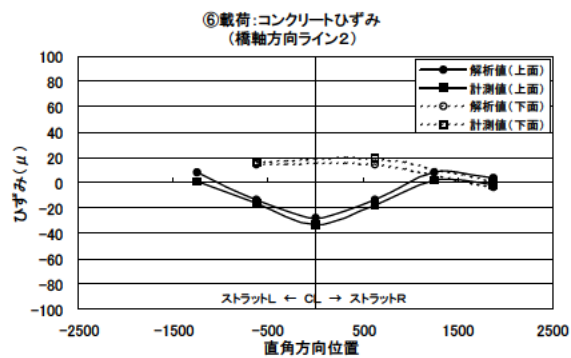
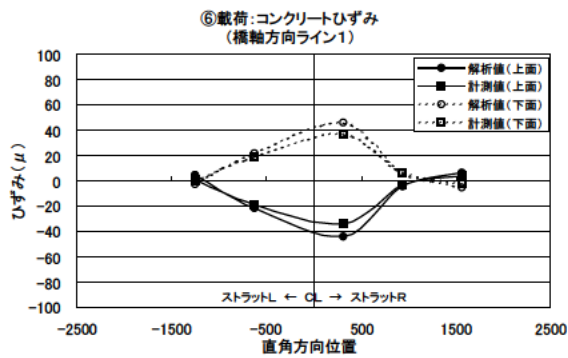


図-3.4.26 ⑥ 載荷時ひずみ計測結果 (橋軸方向ライン)

3) ストラットひずみ

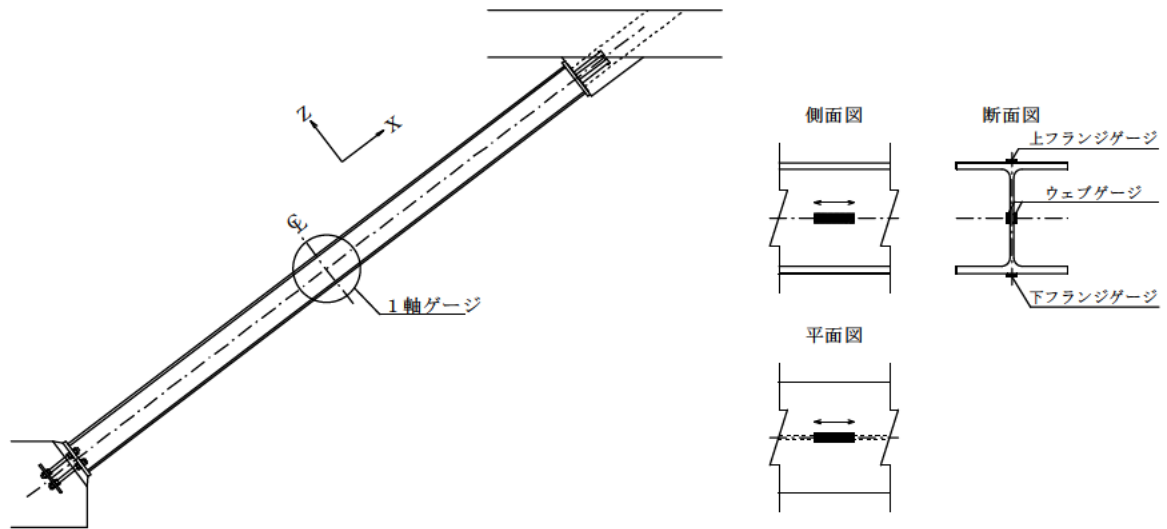
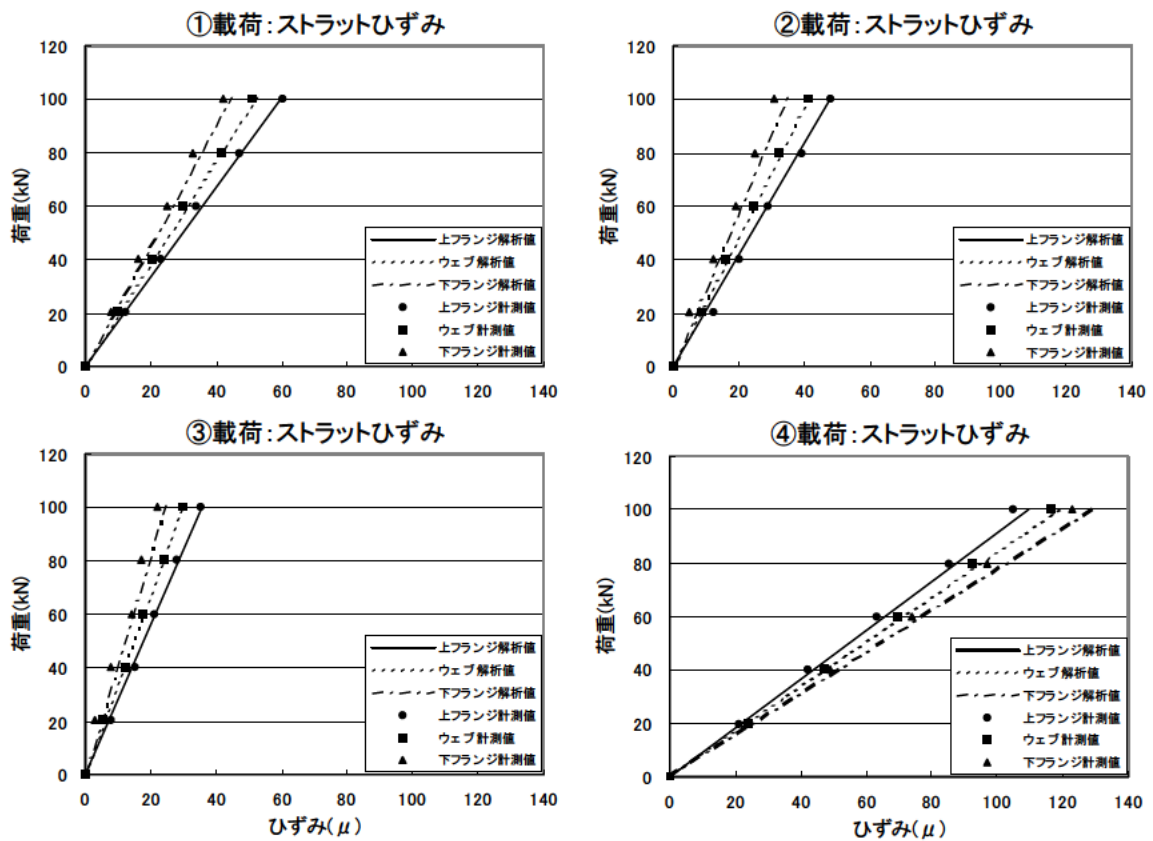


図-3.4.27 ひずみ計測位置（荷重載荷側）



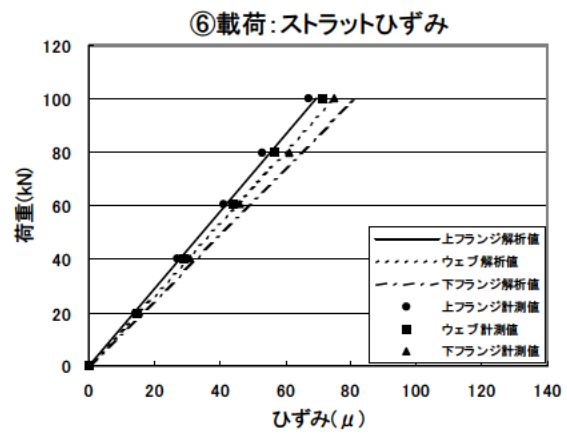
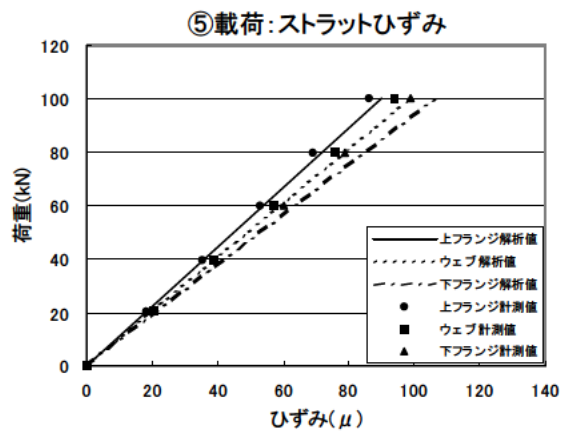


図-3.4.28 ストラット応力度 (荷重載荷側)

4) 下床版下面 (ストラット取付部)

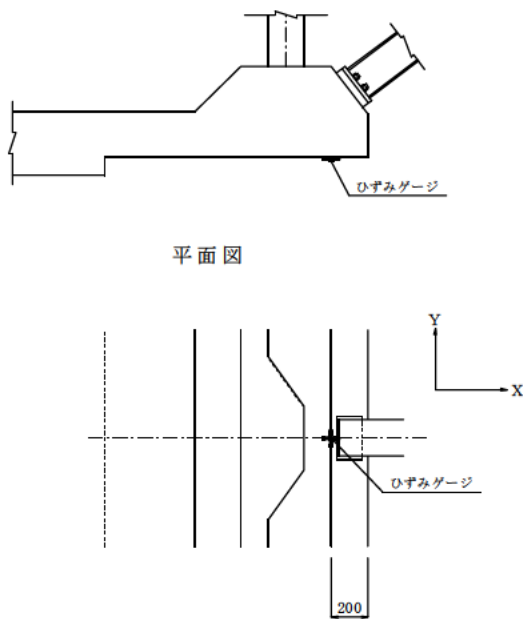


図-3.4.29 ひずみ計測位置 (2 軸)

表-3.4.2 単位荷重 100kN 載荷による下床版下面コンクリートひずみ

載荷位置	$\epsilon_x(\mu)$		$\epsilon_y(\mu)$	
	解析値	計測値	解析値	計測値
①	-1	-1	6	2
②	-1	-1	4	1
③	-1	-2	2	0
④	-1	-1	15	11
⑤	-1	0	12	8
⑥	-1	-1	8	5

※荷重載荷側ストラット位置のみ計測

(2) 設計荷重相当の荷重載荷

以下に、それぞれの部位における設計荷重相当の荷重を載荷した場合の着目点近傍（表-3.4.3）のひずみ計測結果を示す。全ケースについて設計相当の荷重値までのひずみは線形で変化しており、3次元FEM線形解析による解析手法の適当性が確認された。また、外観上もひび割れ等の変状は確認されなかった。

着目位置		載荷位置	設計荷重相当 P (kN)	計測器位置
床版	断面方向	ストラット支持位置上縁	④	238
		荷重載荷位置下縁	①	107
	橋軸方向	荷重載荷位置下縁	⑥	192
ストラット		④	184	図-3.4.27

表-3.4.3 着目部位近傍の計測器の位置

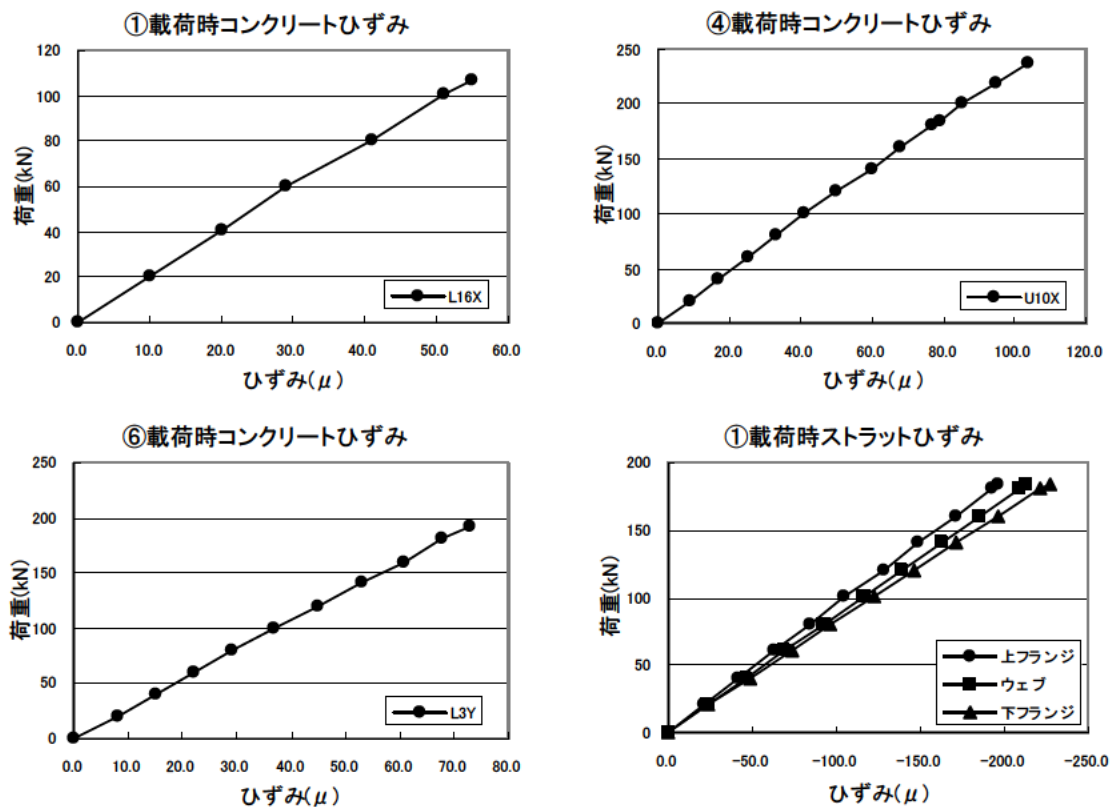


図-3.4.30 荷重相当載荷による各部位のひずみ

3-4-3 疲労耐久性確認実験

図-3.4.31 にひずみ計測位置を図-3.4.32 に初回計測（5000 回終了時）における荷重振幅相当の荷重載荷による計測結果を示す。ストラット軸方向圧縮応力の最大値は、上フランジ外側（番号 1）の位置で 90N/mm^2 程度であった。図-3.4.33 に示す解析結果と比較すると若干大きい値ではあるが、施工誤差および計測誤差を考慮すると十分な整合性が確認できる。

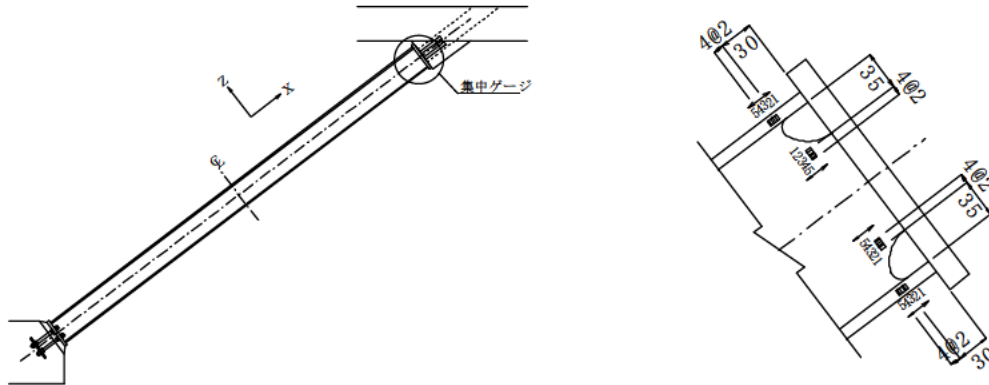


図-3.4.31 ひずみ計測位置（集中ゲージ）

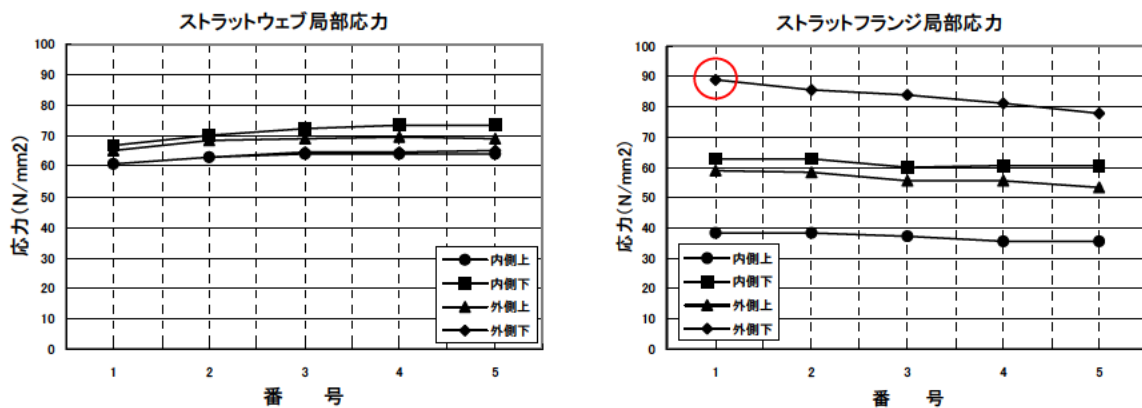


図-3.4.32 計測結果（ストラット軸方向）

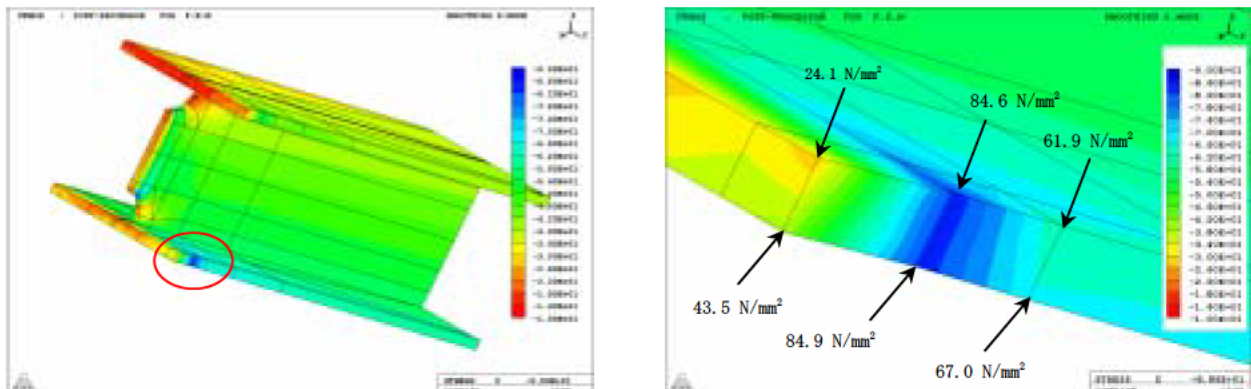


図-3.4.33 FEM解析結果（ストラット軸方向）

図-3.4.34 に上記最大応力発生箇所における所定の回数終了毎の計測結果を示す。200 万回の繰返し荷重载荷において発生応力は一定であり、外観にも変状は認められなかった。

ストラット局部応力 (溶接部近傍)

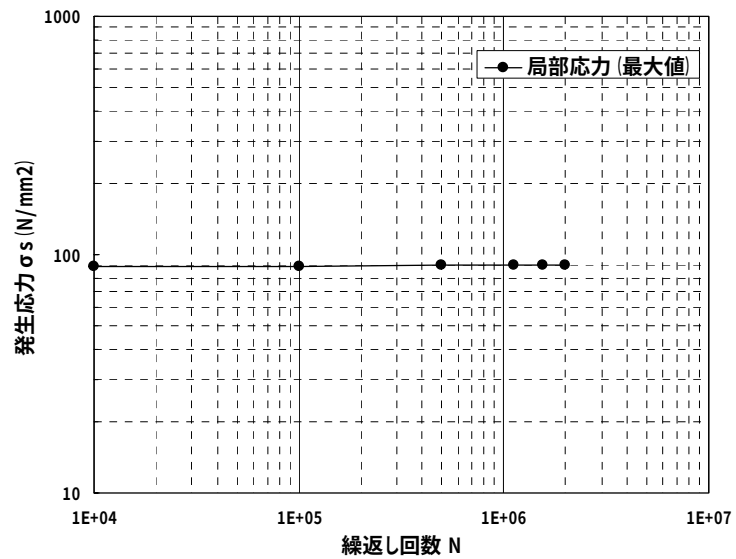


図-3.4.34 ストラット局部応力

3-4-4 破壊性状確認実験

(1)破壊耐力

表-3.4.4 に破壊実験の結果を図-3.4.35 および図-3.4.36 に荷重・荷重位置の変位および目地部下端の開きを示す。ストラット支持位置付近で押抜きせん断破壊が生じた破壊荷重は、終局荷重相当 P に比較して余裕があり、十分な耐力を有していることが確認された。荷重と変位の関係からは、200kN を超えた段階で傾きに変化しており、張出し床版接合部下縁が目地開きした影響と考えられる。目地開きは、導入プレストレスを打ち消し、充填モルタルの引張強度に至るまでに発生していることが確認できる。

表-3.4.4 実験結果

	終局荷重相当 P (kN)	破壊荷重 (kN)	比率
張出し床版先端 (橋軸方向)	437 :1.3D+2.5L	1117	2.6
荷重位置の押抜き	250 :2.5L		4.5

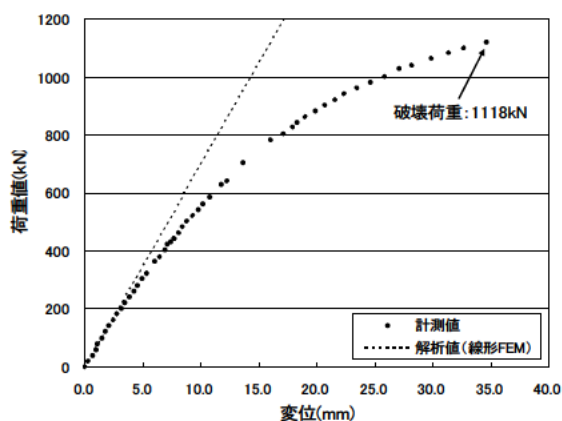


図-3.4.35 荷重と変位

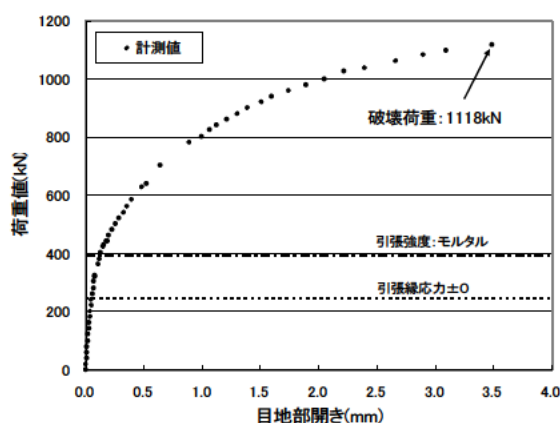


図-3.4.36 目地部間隔変化

なお、張出し床版先端近傍の荷重、ストラットによる支持、両方向プレストレスなど、本実験と構図条件および荷重条件は異なるが、以下に既往のせん断耐力式により算出した結果を示す。

①コンクリート標準示方書の規定式

荷重面から $d/2$ 離れた位置を設計断面の周長とした場合の押抜きせん断耐力は 671kN であり、破壊荷重は 1.66 倍となる。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \quad \dots (式-1)$$

ここに

$$f'_{pcd} = 0.20 \sqrt{f'_{cd}} \quad (N/mm^2) \quad \text{ただし } f'_{pcd} \leq 1.2 N/mm^2$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d : m) \quad \text{ただし } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p} \quad \text{ただし } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

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

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

u：載荷面の周長

u_p：設計断面の周長で載荷面から d/2 離れた位置で算定

d および p：有効高さおよび鉄筋比

γ_b：一般に 1.3 とする

②文献¹⁾に示される算出式

プレストレスの影響を考慮した算出式（式－2）では、押抜きせん断耐力は 1262kN であり、破壊荷重は 0.89 倍となる。

$$P = f_v \{ 2 (a + 2 \alpha_m X_m) \alpha_d X_d + 2 (b + 2 \alpha_d X_d) \alpha_m X_m \} \\ + f_t \{ 2 (a + 2 \alpha_m d_m) C_d + 2 (b + 2 \alpha_d d_d + 4 C_d) C_m \} \gamma_b \cdots \cdots (式-2)$$

ここに

a, b：載荷板の主鉄筋、配力鉄筋方向の辺長

X_m, X_d：主鉄筋、配力鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した中立軸

d_m, d_d：引張側主鉄筋、配力鉄筋の有効高さ

C_m, C_d：引張側主鉄筋、配力鉄筋のかぶり

f_v：コンクリートのせん断強度

f_t：コンクリートの引張強度

α_m = 1/tan θ_m, α_d = 1/tan θ_d

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{cr}}{\sigma_{pe}} \right)$$

$$\tau_{cr} = 1.005 \sqrt{f_t^2 + f_t \sigma_{pe}}$$

σ_{pe}：有効プレストレス

【参考文献】

- 1) 「プレストレスしたコンクリート床版の押抜きせん断耐力」：東山浩士，松井繁之，構造工学論文集 Vol.44A, 1998.3

(2)破壊形態

写真-3.4.15～3.4.18 に破壊状況を、図-3.4.37～3.4.39 にひび割れ状況を示す。破壊形態は押抜きせん断破壊で、床版上面の荷重載荷位置からストラット支持位置にかけて押し抜かれる形状を呈していた。



写真-3.4.15 床版上面（全景）



写真-3.4.16 床版上面（載荷位置）



写真-3.4.17 床版下面



写真-3.4.18 目地切断面

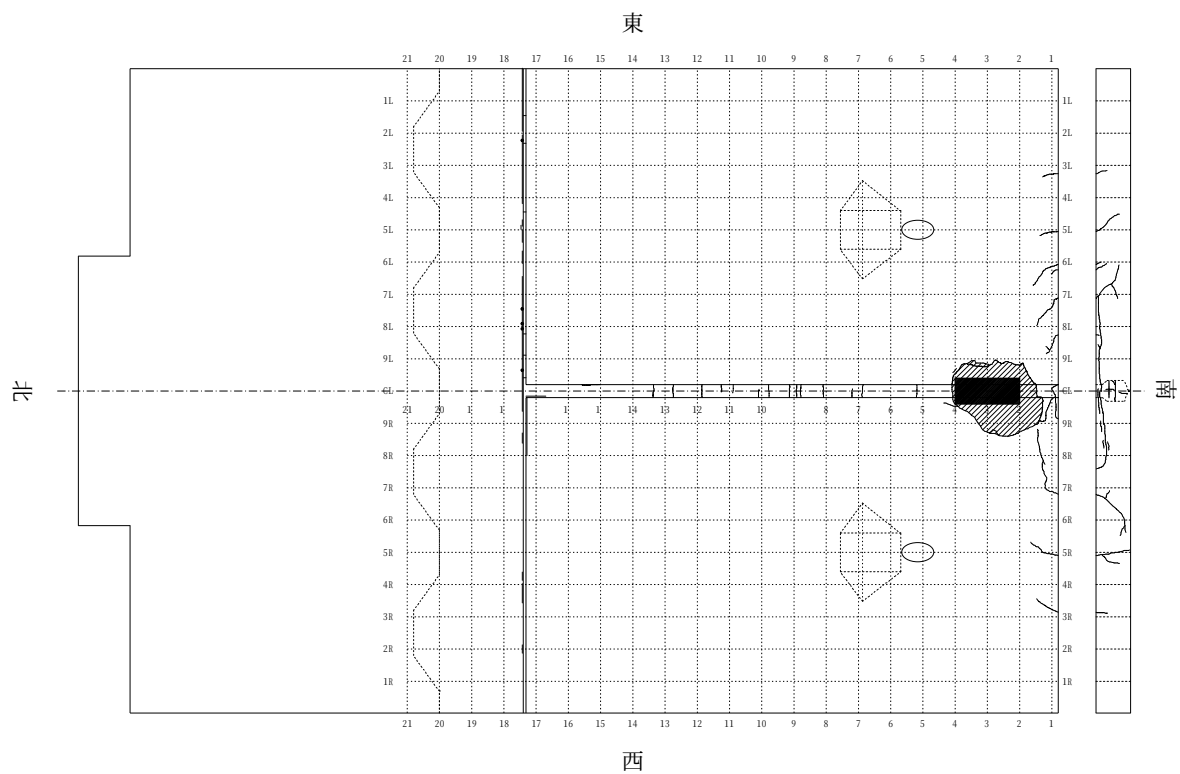


図-3.4.37 ひび割れ状況（床版上面）

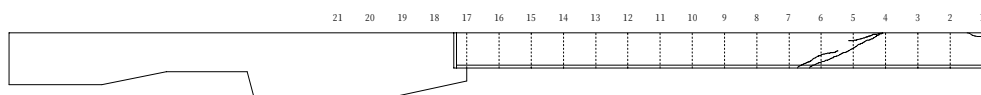


図-3.4.38 ひび割れ状況（目地切断面）

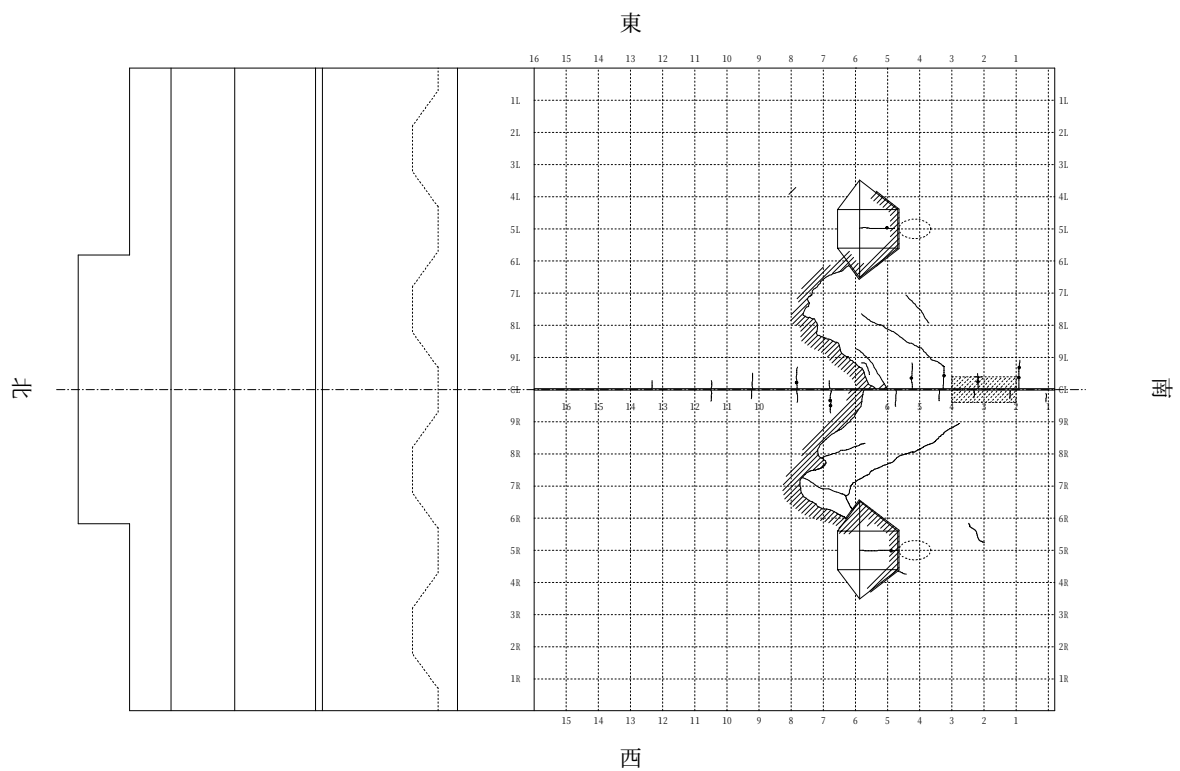


図-3.4.39 ひび割れ状況（床版下面）

3-5 まとめ

(1) 施工性確認実験

張出し床版を別セグメントとし、架設地点でコアセグメントおよびストラットと接合する橋体構築方法について、モデル橋梁で計画する1夜間3ブロック分のセグメント接合に施工上問題なく、適切な接合精度も確保できることが確認された。

ただし、供試体の製作過程において、周辺部材に比較して部材厚の薄い部位に、乾燥収縮や温度収縮などに起因するひび割れが発生した。ひび割れ自体は微小であり、構造上問題となるものではないが、耐久性上問題となることも想定されるため、実施工においてはこれらに配慮して想定部位の形状寸法および補強材の配置、施工方法を決定する必要がある。

(2) 応力分布性状確認実験

ストラットで支持された張出し床版構造において、荷重載荷により床版およびストラットの各部位に発生するひずみはFEM解析結果と十分整合しており、本構造におけるFEM解析による応力算出に問題ないことが確認された。

(3) 繰返し載荷実験

鋼部材の疲労設計に適用される「鋼道路橋の疲労設計指針：日本道路協会 H14.3」では、1組の疲労設計荷重（T活荷重）を車線中央に載荷し、進行方向に移動載荷させて変動応力を算出するものと規定されている。本供試体において疲労設計指針に規定される荷重載荷状態を反映することが困難であったことから、本実験においては図-3.3.2に示すT活荷重の載荷状態を想定して荷重振幅値を決定した。200万回の繰返し載荷において、所定の回数終了毎に荷重振幅相当の荷重を静的に載荷したが、ストラット溶接部近傍の局所的な応力に変動はなく、外観にもひび割れ等の変状は確認されなかった。

(4) 破壊実験

ストラットとストラットの間にかつ張出し床版先端近傍に荷重を載荷し、破壊に至る経過および破壊性状を確認した。破壊荷重は、道路橋示方書Ⅲに規定される終局荷重に比較して十分余裕があり、構造上十分安全であることが確認された。なお、破壊形態は押抜きせん断破壊であり、道路橋で想定する車両荷重に対して十分な耐荷力を有していた。

第4章 モデル交差点に対する検討

4-1 モデル交差点の諸条件

4-1-1 現場条件

試設計を行う平面交差点の現場条件は、以下のとおりである。

① 周辺条件

- ・所在地： 都市内の幹線道路の交差点
(設計地震動の地域区分はA地域と仮定)
- ・周辺土地利用： 商業施設と住宅が混在(沿道の用途：近隣商業地域)
- ・用地買収： 既に都市計画幅で買収済み(新たな用地買収は無い)

② 立体交差の条件

- ・都市計画： 立体交差(オーバースタック)で都市計画済み
- ・立体交差車線数： 片側2車線(計4車線)
- ・道路規格： 4種1級(設計速度 60km/h)
- ・平面線形条件： 直線
- ・隣接交差点： 十分な距離が離れている(隣接する交差点の影響は考慮しない)
- ・桁下空間： 4.7mを確保
(交差道路及び右折レーンの区間で建築限界 4.7mを確保)
- ・側道の車線構成： 直進・左折1車線、右折1車線

③ 立体化道路の条件

- ・道路幅員： 35m(広い中央分離帯(幅8m)有り)
- ・車線数： 片側3車線(計6車線)
- ・歩道： 幅員3.0m(車道側に植栽有り)
- ・右折車線： 一方向2車線、一方向1車線(中央分離帯の幅を利用)
- ・交通量： 約5.5万台/日

④ 交差道路の条件

- ・道路幅員： 25m
- ・車線数： 片側2車線(計4車線)
- ・歩道： 幅員5.0m
- ・右折車線： 両方向とも1車線
- ・交通量： 約3.2万台/日

⑤ 地盤条件

- ・地質条件： 約18m下に支持層有り
- ・地下水位： 約-6m
- ・起伏・勾配： ほとんど無し
- ・地下埋設物： 立体化工事範囲には支障となるものは無い

⑥ その他

- ・交差点の歩行者： 比較的多い

立体交差化を行う交差点の基本形状を図-4.1.1 に、基礎地盤の地盤条件を図-4.1.2 に示す。

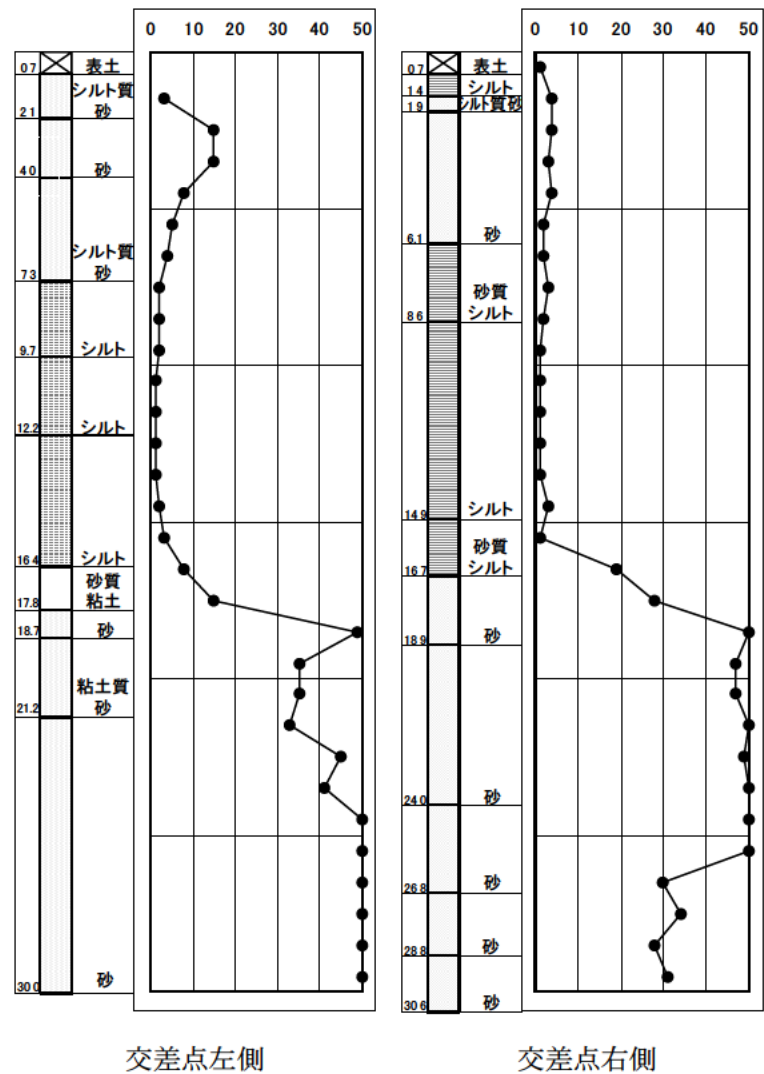


図-4.1.2 ボーリング柱状図

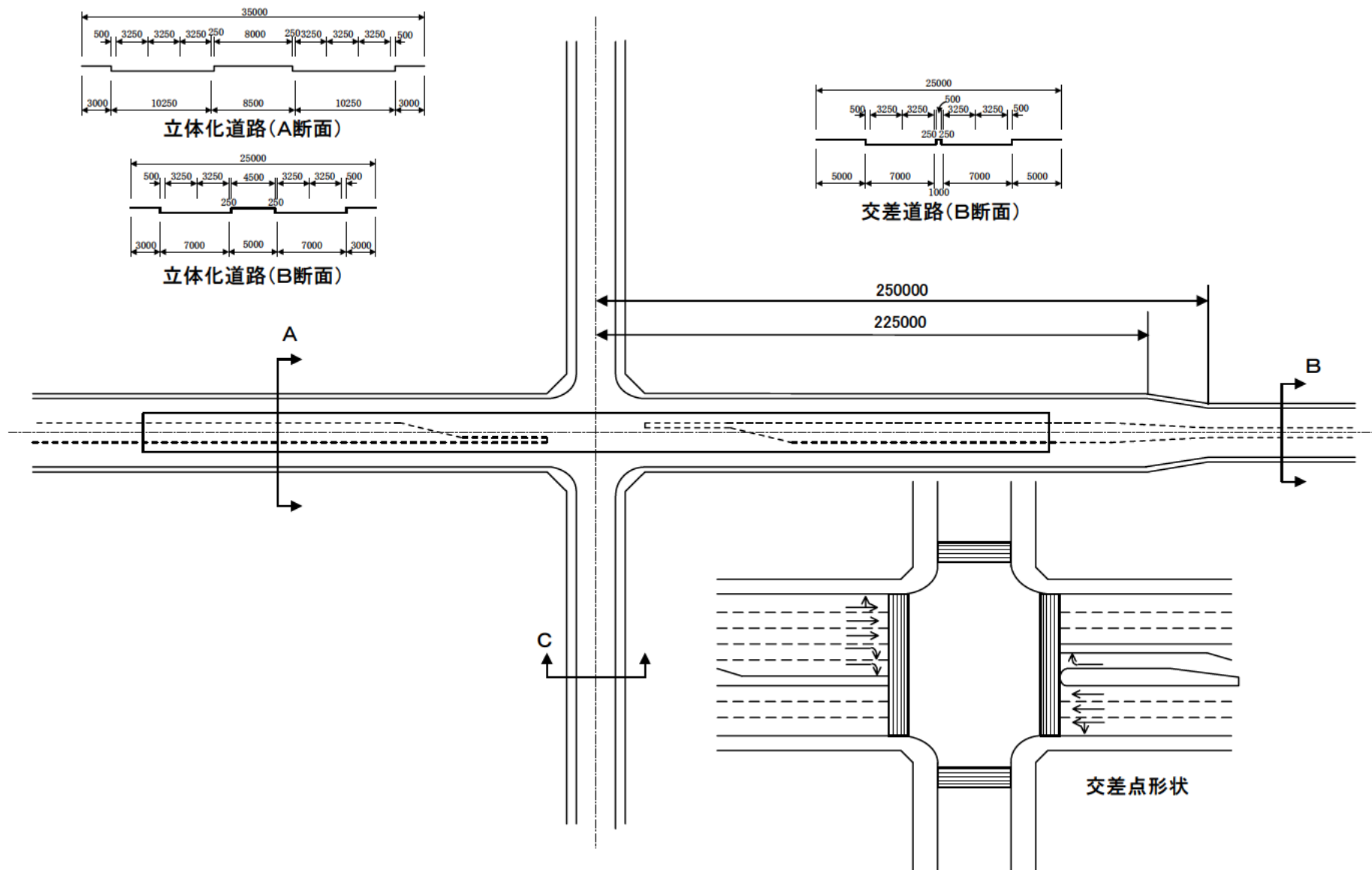


図-4.1.1 交差点の基本形状

4-1-2 試設計の条件

(1) 設計条件

① 立体交差全体

- ・線形条件： 道路構造令の規定に従う
- ・立体交差長： 高架橋の桁高に応じて自由に設定可能
- ・立体交差道路幅員： 道路構造令の規定に従い設定
中央帯を広く取る等により各工法で異なる値を取ることも可
中央帯にはガードレールを設置する必要は無い
- ・ゼブラゾーン： 幅の変更は可能

② 立体交差橋

- ・中央支間長： 最低 55m
(側道の交差点停車車両からの視距が確保される様に、停止線から約 2 m セットバックさせて位置に橋脚を計画し、最低支間長を 55m に設定)
この様な条件を満足できる場合には、支間長を大きく取ることも可
- ・門形橋脚： 右折レーンを脚柱間に設置可能
- ・土被り厚： フーチング天端の土被り厚は、歩車道部は最低 1.5m とする。
それ以外は、適宜判断可能。ただし、土被り厚を考慮しない場合には、設計条件にその旨を明記
- ・付加荷重： 舗装、防音壁、車両用防護柵を以下の様に考慮し、雪荷重、照明・標識・信号等の死荷重は微小なため、設計上は考慮しない。
また、防音壁・防護柵については、相当する風荷重を考慮する。なお、防音壁は橋梁部のみ設置可能な構造として設計する。
 - ・舗装： 1.8kN/m^2 (舗装厚 8 cm)
 - ・防音壁： 1.1kN/m (路面より 3m、防護柵天端から 2.2m) を想定
 - ・車両用防護柵： 各工法により設定
- ・外装版： 各工法により判断

③ アプローチ部

- ・擁壁部高さ： 基本条件としてアプローチ部の高さ（地表面から路面まで）の上限を 5m に設定
- ・盛土部の沈下量： 残留沈下量は 10cm 以内を目安とする。
不同沈下による橋梁部との段差を、20mm 以内を目安とする。
(「道路土工―軟弱地盤対策工指針」から)
- ・支持地盤の安定： 円弧すべり安全率 $F_s \geq 1.2$ (常時)、1.0 (地震時) とする。

④ 地盤条件

- ・土質定数： 図-4.1.3 を参照
左右同一条件の条件として設計可能

No.	柱状図 (交差点右側)	地層	層厚 (m)	平均N値	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	c (kN/m^2)	ϕ ($^\circ$)	αE_o (常時) (kN/m^2)	αE_o (地震時) (kN/m^2)
1	14.2 表土 14.4 シルト 14.5 砂質シルト	表土 (粘性土)	1.4	3	14	5.2	18	-	8400	16800
2	14.5 砂	砂質土	4.7	3	17	8.2	-	21	8400	16800
3	14.6 砂質シルト	粘性土	2.5	2	14	5.2	6	-	5600	11200
4	14.8 シルト 14.9 砂質シルト	粘性土	8.1	1	14	5.2	6	-	2800	5600
5	14.9 砂 15.0 砂 15.1 砂 15.2 砂 15.3 砂	砂質土	13.9	50	20	11.2	-	42	140000	280000

図-4.1.3 基礎地盤の設計定数

- ・液 状 化： 地下水位が -6.0m のことから、液状化はしないものとする。
(ただし、オプションとして液状化する場合も検討可能。この際には、次の設計条件を参照のこと
地下水位 -2.0m 、細粒分含有率 $F_c = 15\%$ 、平均粒径 $D_{50} = 0.2\text{mm}$)
- ・圧 密 沈 下： 圧密沈下の検討の際の土質定数は以下のとおり
上部粘性土： 圧縮指数 $C_c = 0.6$ 、圧密降伏応力 $p_c = 150\text{kN/m}^2$
初期間隙比 $e_0 = 1.6$
下部粘性土： 圧縮指数 $C_c = 0.8$ 、圧密降伏応力 $p_c = 230\text{kN/m}^2$
初期間隙比 $e_0 = 2.0$
- ・側 方 移 動： 橋台杭基礎への側方移動を考慮

(3) 施工条件

① 施工計画条件

- ・施 工 ヤード： 近隣に施工ヤードを確保することは困難
中央分離帯は利用可
(中央分離帯を施工ヤードとして利用する場合には、道路延長方向の制限はないものとする)
- ・施工時の建築限界： 4.5m の高さを確保する。
(交差道路だけではなく、直進・右折車に対しても適用)
ただし、桁下に足場を設置する場合で、「周辺への影響低減ケース」の右折車線に対しては、施工時の建築限界を 4.0m としてよい。
- ・桁下足場の余裕： 現場溶接等の桁下の作業を行う場合には 600mm を確保するのが望ましい。

ただし、条件によっては 500mm まで縮小可能とする。

- ・暫定供用： 基本条件としては立体交差部往復 4 車線同時供用を想定
(オプションとして、暫定 2 車線供用も検討可)
- ・上空障害： 上空障害(架線等)は無いものとする
- ・矢板撤去： 矢板上部を撤去後、埋め殺し可能
- ・掘削余裕幅： 表-4.1.1 を参考に考慮する。

表-4.1.1 掘削時の余裕幅

種 別	足場工の有無	余裕幅
オープン掘削	足場工なし	50cm
	足場工あり (フーチング高さ 2m 未満でフーチング上に足場を設置する場合)	170cm (50cm)
土留掘削	足場工なし (プレキャスト構造物で自立型土留めの場合)	100cm (70cm)
	足場工あり (フーチング高さ 2m 未満でフーチング上に足場を設置する場合)	220cm (100cm)

- ・準備工： 歩道縮小、道路切り回し等の作業を見込むものとする。
日数は、日当たりの作業量をもとに工事規模を考慮し算定する
- ・桁移動時の障害： 信号機・電柱等の障害は無いものとする
- ・環境規制値： 特定建設作業の場合には、「特定建設作業に伴って発生する騒音の規制に関する基準」の基準値(85dB)や「振動規制法施行規則」の基準値(75dB)に従う
- ・現地工事日数： 不稼働日も考慮して現地工事日数を算出する。
稼働率は、全てのケースで 70%を用いる。
- ・夜間作業： 原則として昼間作業とする。
ただし、道路交通への影響や安全等を考慮して夜間に行わざるを得ない作業に限り、夜間作業も可とする。
- ・昼間作業時間： 8 時～17 時の 9 時間を想定
- ・夜間作業時間： 22 時～6 時の 8 時間を想定

② 交通規制条件

- ・車線規制：

	規制条件
立体道路側	片側 2 車線確保 (内 1 車線は右折を確保)
交差道路側	夜間閉鎖可(数日間)

ただし、桁架設などの短期間の右折レーンの規制等は可

・車線幅員：

	幅員条件
直進車線	3.0m
右折車線	3.0m (2.75m)
路 肩	場合によっては無くても可
歩 道	最小 1.5m

- ・夜間閉鎖（立体道路）： 原則として長期間の夜間閉鎖は行わない
ただし、台車の移動等の短期間の閉鎖は可とする
- ・俯 角 75 °： 「建設工事公衆災害防止対策要綱」（平成5年1月21日建設事務次官通達）第101条に従い、俯角75°以上のところに交通がある場合には、落下物による危害を防止する施設を設けるものとする。
この場合、落下防止施設への所定の建築限界は確保するものとする。
- ・工事車両の出入： 工事車両の出入り口は、昼間は両側共に橋梁部盛土部各1箇所とし、道路交通への影響の少ない箇所に設置する。
- ・右折レーン： 滞留長は最低30mを確保する。
テーパー長は30mが望ましいが、場合によっては縮小も可

4-2 全体および各構造形式の計画と選定

4-2-1 計画方針

全体構造計画の基本方針としては、はやかけOP工法の概要で述べた形式を念頭において次のとおりとする。

- ① 工期最短ケースを最優先に、コスト、周辺への影響低減にも着目して、構造および施工方法の検討を行う
- ② 上部工としては鋼橋とコンクリート橋を比較し、コンクリート橋を選定する
- ③ 対象となる地盤条件から、上部工は全断面がコンクリートでなく、軽量化を図る方策を考える
- ④ 急速施工が可能なように上部工のプレキャスト構造化を考える
- ⑤ 基礎として、対象となる地盤条件から杭基礎を選定する
- ⑥ 急速施工が可能な杭基礎の形式および施工法を選定する
- ⑦ 橋脚は急速化が図れる構造を選定する
- ⑧ 橋脚部の施工速度を早くできるように橋脚構造の簡便化を図るために、地震時における橋軸方向の橋脚分担力を軽減する方策を考える
- ⑨ アプローチ部は急速化が図れる構造を選定する

はやかけOP工法の基本計画のフローを図-4.2.1 に示す。

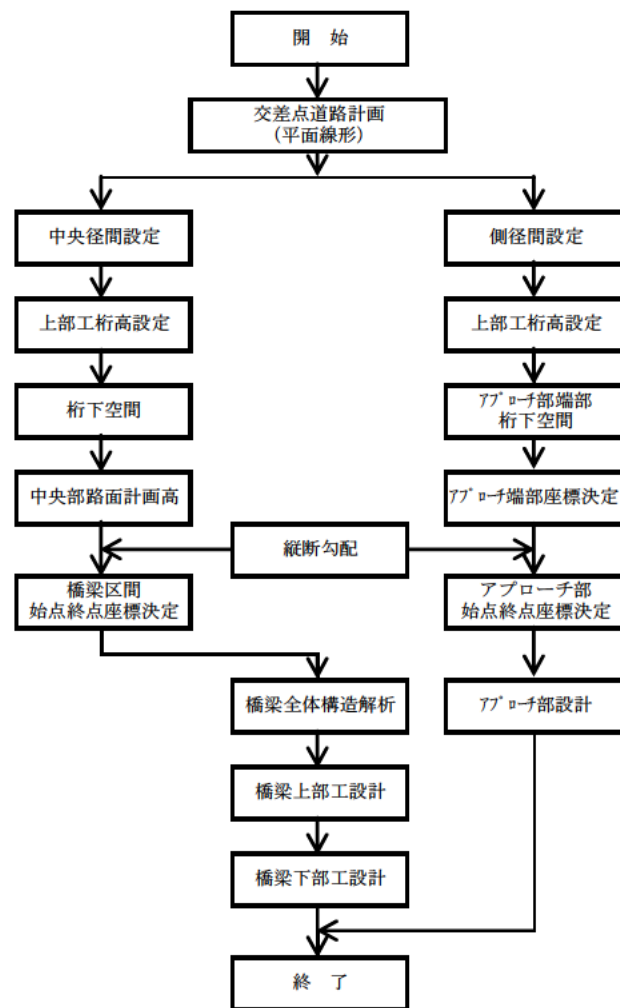


図-4.2.1 はやかけOP工法 基本計画フロー

4-2-2 支間割の検討

(1) 中央径間長の設定

交差点部径間長の最小値を 55m に設定した。

(2) 橋梁区間の設定

以下の条件から橋梁区間は 200m 程度を想定した。

①背面擁壁高さが 5m 以下となるように橋台位置を設定。

②桁下空間が 2m 程度確保できるように橋台位置を設定。

(3) 径間数の決定

橋長 200m 程度を想定した場合、3 径間とすると 1 径間あたり 70m 程度と長く不経済となる。5 径間とした場合、1 径間あたり 40m 程度となる。交差点部径間長の最小が 55m であることから、中央径間長を 55m とし、モーメントのバランスから側径間長を構造上合理的な支間割りとなる中央径間長の 80%程度とすると、

第 1 径間： $\{(200-55) \div 2\} \times 8 \div 18 = 32\text{m}$ 程度

第 2 径間： $\{(200-55) \div 2\} \times 10 \div 18 = 40\text{m}$ 程度

となる。これらから、 $32\text{m} + 40\text{m} + 55\text{m} + 40\text{m} + 32\text{m}$ 程度の径間長を有する 5 径間連続構造とした。

4-2-3 上部工形式の選定

(1) 桁断面の選定

橋長 200m 程度で最大支間長 55m を有する橋梁を想定して、構造形式と標準的な適用支間の関係から PC 橋における上部工形式の選定を行う。鋼橋と同様に、明らかに経済性を逸脱する橋種（吊り橋、斜張橋など）や橋脚高さが低いことからラーメン橋形式は採用しないものとし、耐震性の向上や維持管理への配慮からジョイント数、支承数の少ない連続桁形式を基本とする。

表-4.2.1 PC 橋の種別と適用支間

分類	断面形状	架設工法	適用支間(m)																実績最大 支間(m)	桁高/ 支間比
			20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300			
単純桁橋	プレキャスト 床版橋	クレーン架設																(24)	1/24	
	プレキャスト T桁橋	クレーン架設																(24)	1/18	
	ポストテンション T桁橋	クレーン架設 架設桁架設																(45)	1/16	
	ポストテンション コンボ橋	クレーン架設 架設桁架設																40	1/15	
	場所打	中空床版橋	固定支保工																54	1/22
		箱桁橋	固定支保工																69	1/17
桁架設方式連続桁	プレキャスト 床版橋	クレーン架設																(24)	1/24	
	プレキャスト T桁橋	クレーン架設																(24)	1/18	
	ポストテンション T桁橋	クレーン架設 架設桁架設																41	1/16	
	ポストテンション コンボ橋	クレーン架設 架設桁架設																40	1/15	
連続桁橋	中空床版橋	固定支保工 移動支保工																45	1/22	
	箱桁橋	固定支保工																60	1/20	
		移動支保工																45	1/20	
		押出し架設																69	1/16	
		張出し架設																170	※1/18~35	
	版桁橋	固定支保工 移動支保工																39	1/17	

55

上記条件に適用する形式として連続箱桁橋が該当する。ただし、固定支保工による架設は交差点部の建築限界を侵すため採用できない。また、移動作業車による張出し架設は、移動作業車が交差点部の建築限界を侵すため計画高を高くする必要があり、立体交差区間が長くなるためあきらかに経済的に不利となる。従来の一方向からの押出し架設は、55m の交差点部径間に仮支柱が必要であり、部分的な交通規制が必要となるため望ましくないが、両側から主桁を押出して交差点部径間の中央で閉合することにより仮支柱を不要とできる。以上より、両側から押出し架設する連続箱桁橋を選定する。

表-4.2.2 に鋼橋およびPC橋の比較検討を行う。

表-4.2.2 鋼橋とPC橋の比較表

	構造形式	架設工法	メリット	デメリット
鋼橋	連続鋼床版 桁橋	ベントを使用した片側からの送出し架設	・死荷重がPC橋に比較して小さい	・塗替えなどのメンテナンスが多い ・騒音、振動が大きい ・疲労に弱い
PC橋	連続PC箱 桁橋	仮支柱の設置が不要で交差点部の交通規制が最小となる両側からの押し出し架設	・メンテナンスが鋼橋に比較して少ない ・騒音、振動が少ない ・疲労に強い	・死荷重が鋼橋に比較して大きい ・圧迫感がある

上表より、架設時の交通規制に加えて、騒音・振動や疲労等の構造特性、塗装の塗り替えやそれに付随する足場設置・取外し時の交通規制など維持管理の面から鋼橋案に比較して有利となるPC橋案を採用する。ただし、死荷重が大きいことは耐震性や下部構造の規模に及ぼす影響上好ましくなく、圧迫感のある構造物は都市部という環境条件から景観性上好ましくない。したがって、本案ではこれらデメリットの改善および都市部交差点における立体交差化の施工条件に配慮して現場工期を短縮する以下の方策を採用する。

○デメリットの改善

・死荷重の軽減策

：コンクリートウェブを軽量の波形鋼板に置き換えた波形鋼板ウェブ断面を採用する。

：4車線の広幅員に対して1主桁で対応するために、張出し床版をストラットで支持する形式を採用する。

・圧迫感の軽減策

：ストラットの配置および波形鋼板の塗装によるアクセントで、軽快感を与える。

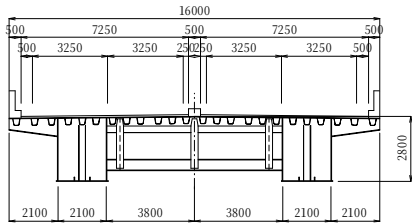
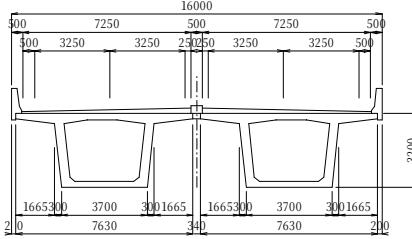
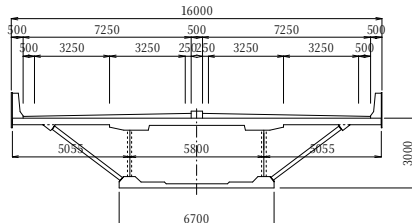
○現場工期の短縮

・主桁を現場製作から工場製作するプレキャストセグメント工法とする。

・輸送上の制約から分割する張出しPC床版をプレキャスト化する。

表-4.2.3 に、鋼床版橋、PC箱桁橋、および上記方策も含めた波形鋼板ウェブ箱桁橋の3タイプに対して構造的、施工性の観点から比較選定をまとめた。

表-4.2.3 桁断面の選定比較表

	第1案：鋼床版桁橋 送出し架設	第2案：PC箱桁橋 手延べ桁を使用しない両側からの押出し架設	第3案：波形鋼板ウェブ箱桁橋 手延べ桁を使用しない両側からの押出し架設
断面図			
構 造 性	・騒音、振動特性に問題が残る。 ・上部工全体に対して、塗装の塗替えが必要。 ・3案中最も上部工重量が小さく、下部構造の規模を小さくできる。	・騒音、振動特性に優れる。 ・維持管理性に優れる。 ・3案中最も上部工重量が大きいため、下部構造の規模が大きくなる。	・騒音、振動特性に優れる。 ・鋼材部分の塗装の塗替えが必要。 ・波形鋼板ウェブ構造およびストラット構造の採用により、上部工重量が軽減され、第2案に比較して下部構造の規模を小さくできる。
施 工 性	・交差点部の送出し架設にベントを使用すると、ベント設置間中は交通規制が必要となるため、ドーリー等の大規模な仮設機材が必要となる。	・セグメント運搬上の制約から2主桁構造となり、1主桁ずつ組み立てる必要があるため、セグメント数が増え工期が長くなる。押出しは2主桁同時に行う。 ・交差点部の押出し時のみ夜間1日の交通規制が必要。 ・押し出し作業前に、交差点部の地覆を施工することで、桁架設後の橋梁外作業が不要となる。 ・手延べ桁を使用しない両側からの押出し架設であるため、工期短縮、コスト縮減が図れる。	・張出し床版を分割することで1主桁構造にできるため、第2案に比較して工期短縮が図れる。 ・波形鋼板ウェブ構造による重量低減により、セグメント重量を小さくできる。 ・交差点部の押出し時のみ夜間1日の交通規制が必要。 ・押し出し作業前に、交差点部の地覆を施工することで、桁架設後の橋梁外作業が不要となる。 ・手延べ桁を使用しない両側からの押出し架設であるため、工期短縮、コスト縮減が図れる。
評 価	△	○	◎

(2) 支間割りの詳細検討

前項で選定した5径間連続波形鋼板ウェブ箱桁橋について支間割りの詳細検討を行う。支間割りにあたっては、以下の事項を考慮する。

i) 押し出し架設時の安全性

本案では、施工時の交通規制を最小とするため、図-4.2.2 に示すように側径間部でセグメントを必要な長さ組み立て、一回の押し出し作業により交差点部径間の架設を完了する計画としている。主桁が最大張出しとなる段階3では、張出し長は交差点部径間長の半分の27.5mとなり、主桁が不安定にならないために橋脚後方の側径間部に27.5m分以上の主桁重量が必要となる。その長さをL1として安全率を考慮すると

$$L1 = 27.5\text{m} \times 1.2(\text{安全率}) = 33.0\text{m以上} \quad (\text{本案では } 41.750\text{m})$$

したがって、段階1の初回セグメント組立て長Lは、

$$L = 27.5\text{m} + 33.0\text{m} = 60.5\text{m以上} \quad (\text{本案では } 69.250\text{m})$$

となり、本案で設定する支間割りで安全な押し出し架設が可能である。

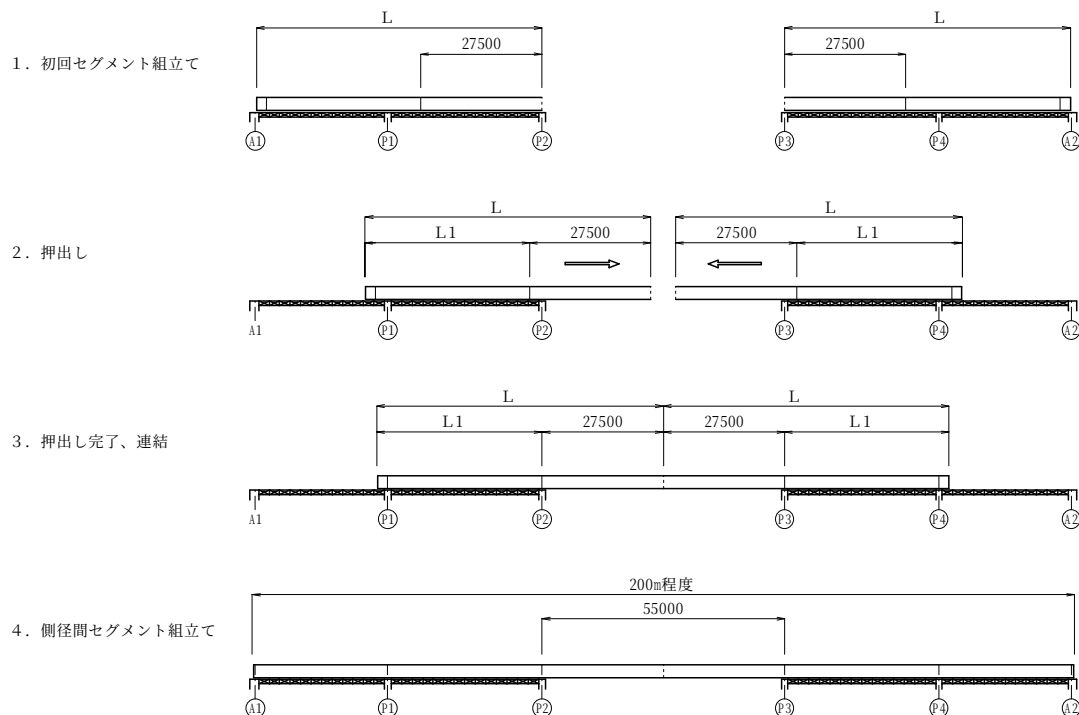


図-4.2.2 施工段階図

ii) 桁端部の調整

本案では、張出し床版をストラットで支持する形式を採用しており、運搬上の制約から張出し床版を主桁セグメント本体と分割したセグメントとしている。張出し床版セグメントの組立てに際しては、ストラットで張出し床版セグメントを支持して施工性の向上を図る計画であるため、ストラットの配置間隔は運搬上の制約から決定される張出し床版セグメントの橋軸方向長さ 2.5m となる。ただし、橋梁端部では活荷重割増しを考慮してストラットの配置間隔を 1.5m とし、1 本目のストラットは取付けの余裕量をみて桁端から 250mm の位置に設定した。また、桁端部には供用後の維持管理に配慮して検査通路(400mm)を設けることとし、桁遊間は 100mm に設定している。これらの取合いを図-4.2.3 に示す。

以上から桁端部を調整すると、支間割りは $32.3\text{m} + 40.0\text{m} + 55.0\text{m} + 40.0\text{m} + 32.3\text{m}$ となり、橋長は 201.2m となる。

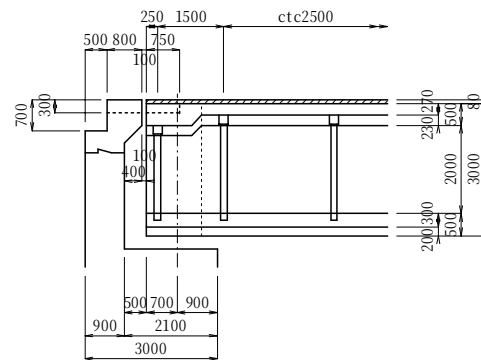


図-4.2.3 桁端部の取合い

4-2-4 下部工形式の選定

(1) 橋脚の選定

橋脚の形式としては、RC構造、鋼構造、CFT構造の中から、工期の短縮を図るという点において有利となるCFT構造を選定する。

(2) 基礎の選定

基礎の選定条件は次のとおりである。

- ①支持層の厚さは、GL-18mである。
- ②支持層の土質は、砂質土 ($30 < N$) である。
- ③鉛直荷重が大きい。
- ④都市内の近隣商業地域であることから、騒音振動に対する配慮が必要。

この条件から基礎の形式としては、実積等を考慮して場所打ち杭（リバース工法）を選定する。

4-2-5 アプローチ部の形式選定

アプローチ部については以下の3工法比較し、①を採用することとした。

- ① 軽量プレキャストブロック工法
- ② EPS工法(発泡スチロールブロックを用いた超軽量盛土工)
- ③ 一般盛土工(良質土を用いた一般的盛土工)

表-4.2.4 アプローチ部工法選定比較表

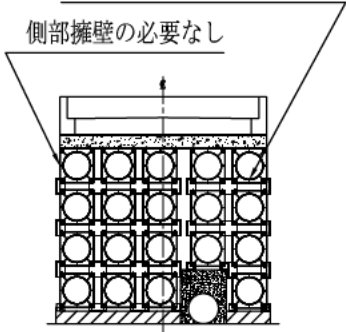
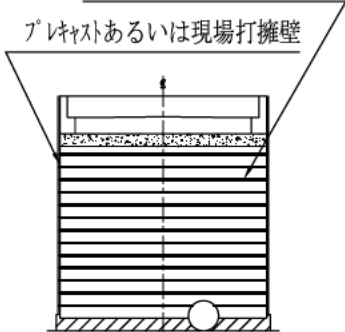
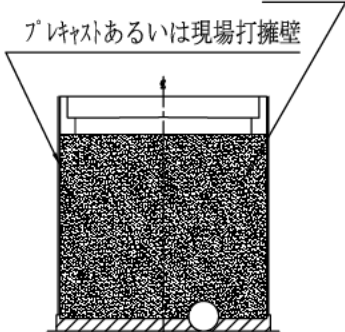
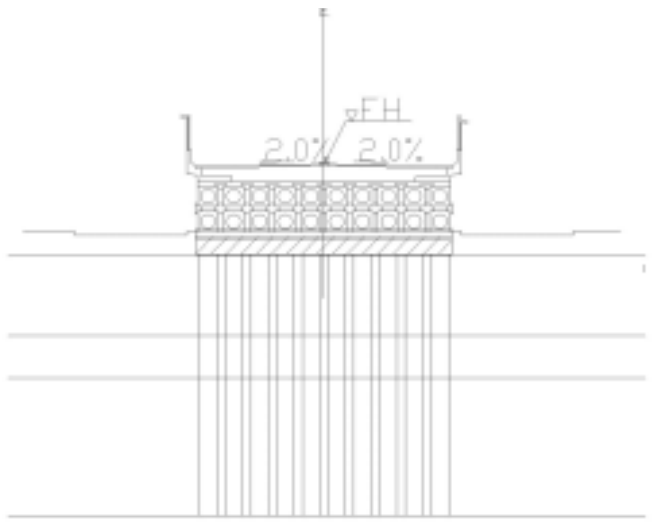
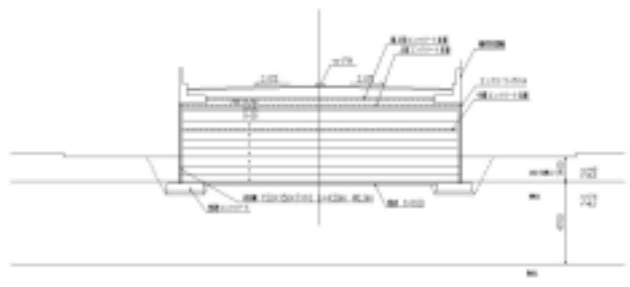
工法名	①軽量プレキャストブロック工法	②EPS工法	③一般盛土工
工法概要	高圧縮耐性中空コンクリートブロックと基礎材及び連結材を組み合わせる事により、積み木の様に、盛土空間を構築する軽量盛土工法	発泡スチロールブロックを積み重ね、ジョイント金具で接合させる事により、盛土空間を構築する超軽量盛土工法	良質な盛土材(一般的には購入砂等)をダンプで現地に運搬し、バックホー、ブルドーザー、各種ローラーで敷均し、締固めし、盛土空間を構築する一般的な盛土工法
工法概略断面図 (アプローチ部をモデルとして)	軽量プレキャストブロック 側部擁壁の必要なし 	発泡スチロールブロック プレキャストあるいは現場打擁壁 	良質土 プレキャストあるいは現場打擁壁 
盛土側部	側部に土留の必要無し (目隠しの為のバネ設置可能)	側部にずれ止め・被覆の土留が必要(一般的には盛土や擁壁設置)	側部に盛土土圧に対抗するだけの土留壁が必要(一般的には盛土や擁壁設置)
補助工法	特になし	特になし	盛土される地山部に地盤改良等の補助工法が必要となる事が多い。
使用重機	コンクリートブロック据付用のレッカーが必要	人力施工なので、特に重機を必要としない。擁壁設置には、重機を使用する。	バックホー、ブルドーザー、各種ローラーを必要とする。擁壁設置には、重機を使用する。
全体工期	ユニットの組立パター数にもよるが、短期間での施工が可能。	発泡スチロールブロックの組立パター数にもよるが、短期間での施工が可能。	土留工や地盤改良も含めて、一般的には、長期間となる事が多い。
有利となる施工条件	重機が据付け可能で、かつ工程的制約がある場合に適している。	重機が据付け不可能な狭隘な空間での施工に適している。また工程的な制約がある場合にも適している。	地山が良質で地耐力があり、工程的な制約がない場合には最も安価となり、適している。

表-4.2.5 軽量プレキャストブロック工法とEPS工法アプローチ部工法比較表(モデル交差点対応)

工法名	軽量プレキャストブロック工法		EPS工法	
概念図				
工法概要	- 舗装等の撤去(深さ0.5m程度)を行なった後、軽量プレキャストブロックにて盛土を行なう。 - 地盤上層部(G.L.ー16.7m以浅)が緩い砂質土と軟弱な粘性土で構成されているため、支持力不足を補うため、深層混合工法(DJM工法;深さ15.7m)と表層改良(深さ1.0m)を行なう。 - 地覆部にもプレキャストブロックを採用する。		- 盛土による荷重増分が0以下になるよう地盤を所定の深さ(最大1.6m)まで掘削し、EPS部材にて盛土を行なう。 - 荷重増分が無いため、地盤改良が不要である。 - 側部は、H形鋼(H-150)とプレキャストコンクリートブロックにて被覆する。 - 側部H形鋼の基礎は、直接基礎形式とする。	
施工性	- 深層混合工法の施工時に大型の重機であり、周辺の住環境にやや影響を与える。 - 地覆用ブロック据付け時等一部の作業以外は、立体化道路の幅員内で作業が可能である。	○	- 掘削深さが1.6mになり掘削時の側道部の地盤沈下等が懸念されるため、側部に土留め壁および支保工が必要となる。 - EPS側部のH形鋼用基礎工が立体化道路幅員より大きいため、掘削時等は側道部内での作業が必要となる。	○
工費	地盤改良を含んでも、EPS工法より安価である。	○	軽量プレキャストブロックより高価となる。	△
工期	地盤改良工のため盛土部の工程は長い、クリティカルパスには入らないため、全体の工期はEPS工法と同等である。	○	地盤改良工が無いため盛土部の工程は短い、クリティカルパスには入らないため、全体工期は超軽量ブロックとほぼ同等である。	○
備考				

4－3 施工法検討

4－3－1 全体

急速施工を実現するために施工面で考慮することは以下の通りである。

- ① 現場施工に時間を要する工法は極力採用しない。すなわち急速施工が可能な構造を考慮する
 - ・ 橋梁下部工基礎に1柱1基礎方式の採用でフーチングの省略
 - ・ 橋梁下部工脚柱にC F T柱の採用で型枠鉄筋工の省略
 - ・ 橋梁上部工にプレキャストセグメント工法を採用
 - ・ 交差点部の施工に両側押出し架設工法を採用
 - ・ アプローチ部は軽量コンクリートブロックを採用
- ② 工事範囲の中で、競合しない範囲で橋梁上下部工などの各種工事を平行して実施する。

図-4.3.1 に全体の施工フローを示す。

また、図-4.3.2 に参考として仮囲い、出入口の概略図を示す。

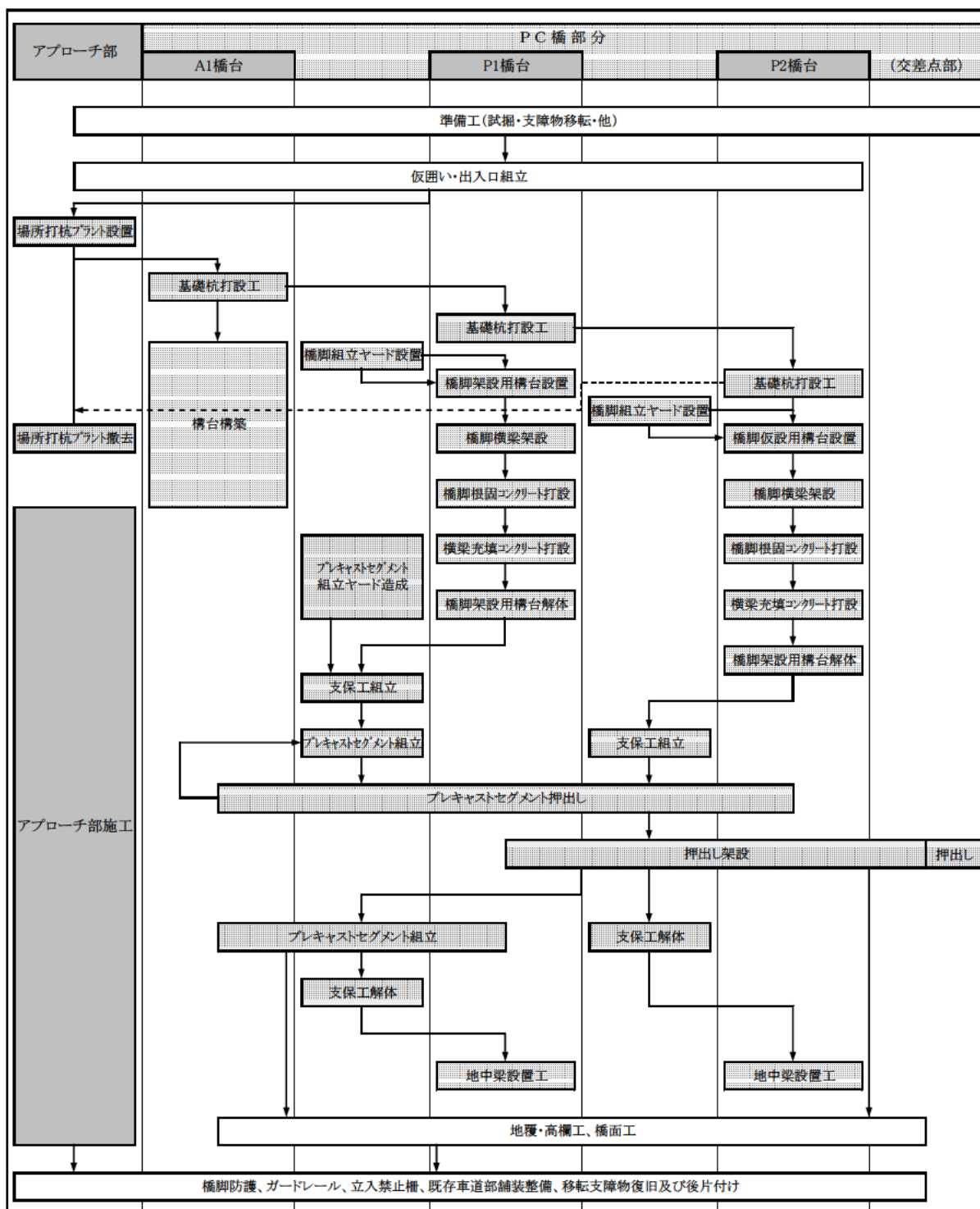
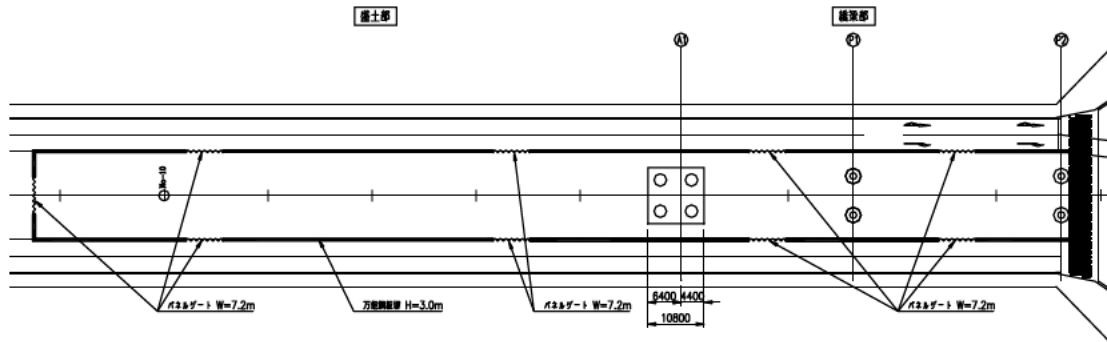


図-4.3.1 はやかけOP工法全体施工フロー

(平面図)



(側面図)



図-4.3.2 仮囲い、出入り口の概略参考図

4－3－2 上部工

上部工の全体フローを図-4.3.3 に示す。

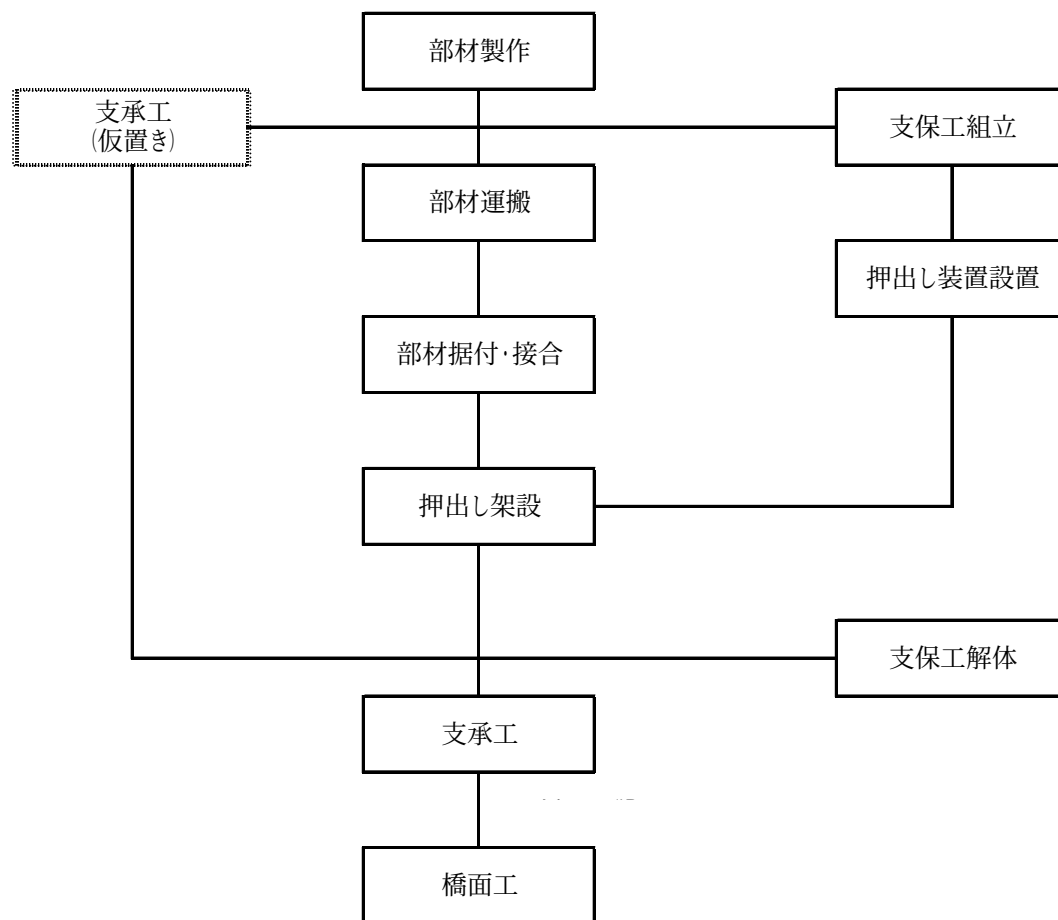
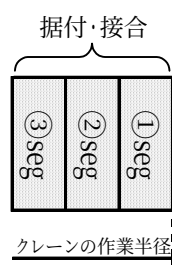


図-4.3.3 上部工の施工フロー

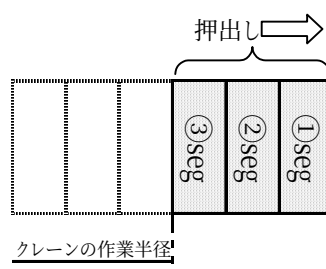
上部工に関わる各所施工イメージを以下に示す。

- ・ 図-4.3.4 セグメント架設ステップ図
- ・ 図-4.3.5 セグメント架設要領図
- ・ 図-4.3.6 滑り架台参考図
- ・ 図-4.3.7 プレキャストセグメント支保工概要図
- ・ 図-4.3.8 押し出し施工の概要図
- ・ 図-4.3.9 兼用支承イメージ図(側面)
- ・ 図-4.3.10 兼用支承イメージ図(正面)
- ・ 図-4.3.11 押し出し時接合ガイド概念図
- ・ 図-4.3.12 プレキャスト床版接合施工イメージ図
- ・ 図-4.3.13 プレキャストパネルを用いた高欄施工図

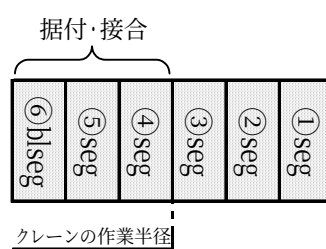
STEP-1: ①～③seg据付・接合



STEP-2: ①～③seg押し出し



STEP-3: ④～⑥seg据付・接合



STEP-3: ①～⑥seg押し出し

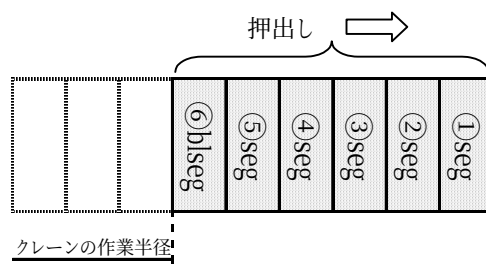
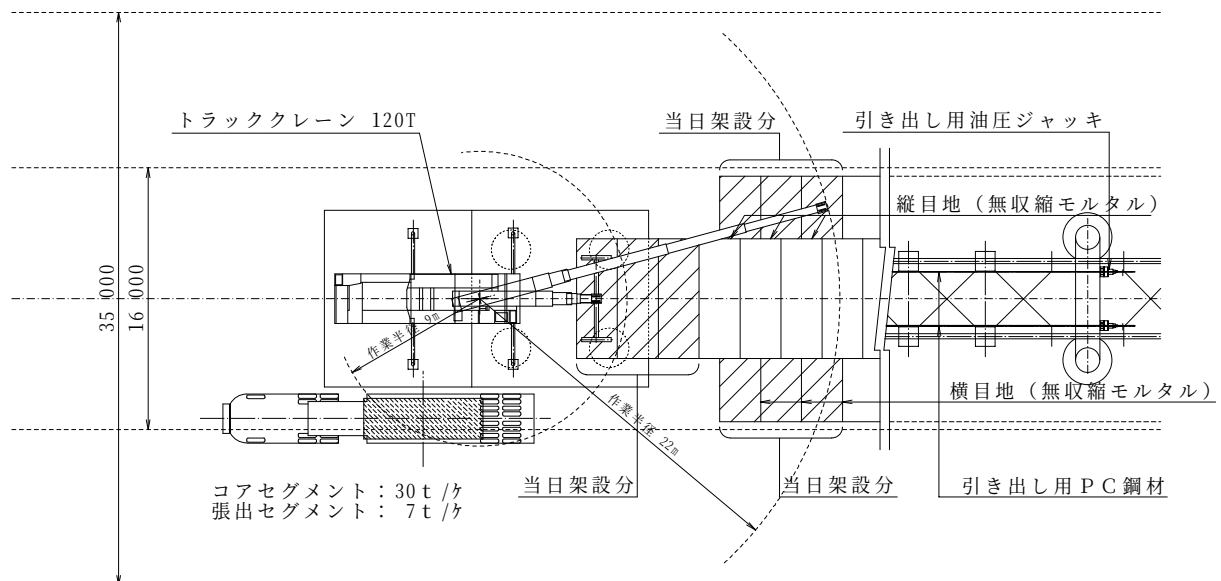


図-4.3.4 セグメント架設ステップ図



	単位	数量	22:00	23:00	0:00	1:00	2:00	3:00	4:00	5:00	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00
			夜間作業										昼間作業									
交通規制	式	1																				
No.1seg搬入・架設・移動	seg	1																				
No.2seg搬入・架設・移動	seg	1																				
No.3seg搬入・架設	seg	1																				
接着剤塗布 (既設端面, No.1seg端面, No.2seg端面)	m2	14																				
引寄せ・接続 (既設～No.3seg)	seg	3																				
ストラット取付・調整・接着剤塗布	本	6																				
張出し床版架設	枚	6																				
目地型枠設置	ヶ所	14																				
横締め・縦締めPC鋼材挿入	本	56																				
シーす接続 (縦締めPC鋼材)	本	20																				
無収縮モルタル充填・養生作業	m	40																				
跡片付け	式	1																				
交通規制解除	式	1																				
無収縮モルタル養生	m	40																				
横締め・縦締めPC鋼材緊張	条	56																				
押出し (主桁全体)	連	1																				

図-4.3.5 セグメント架設要領図 (1夜間の架設サイクル)

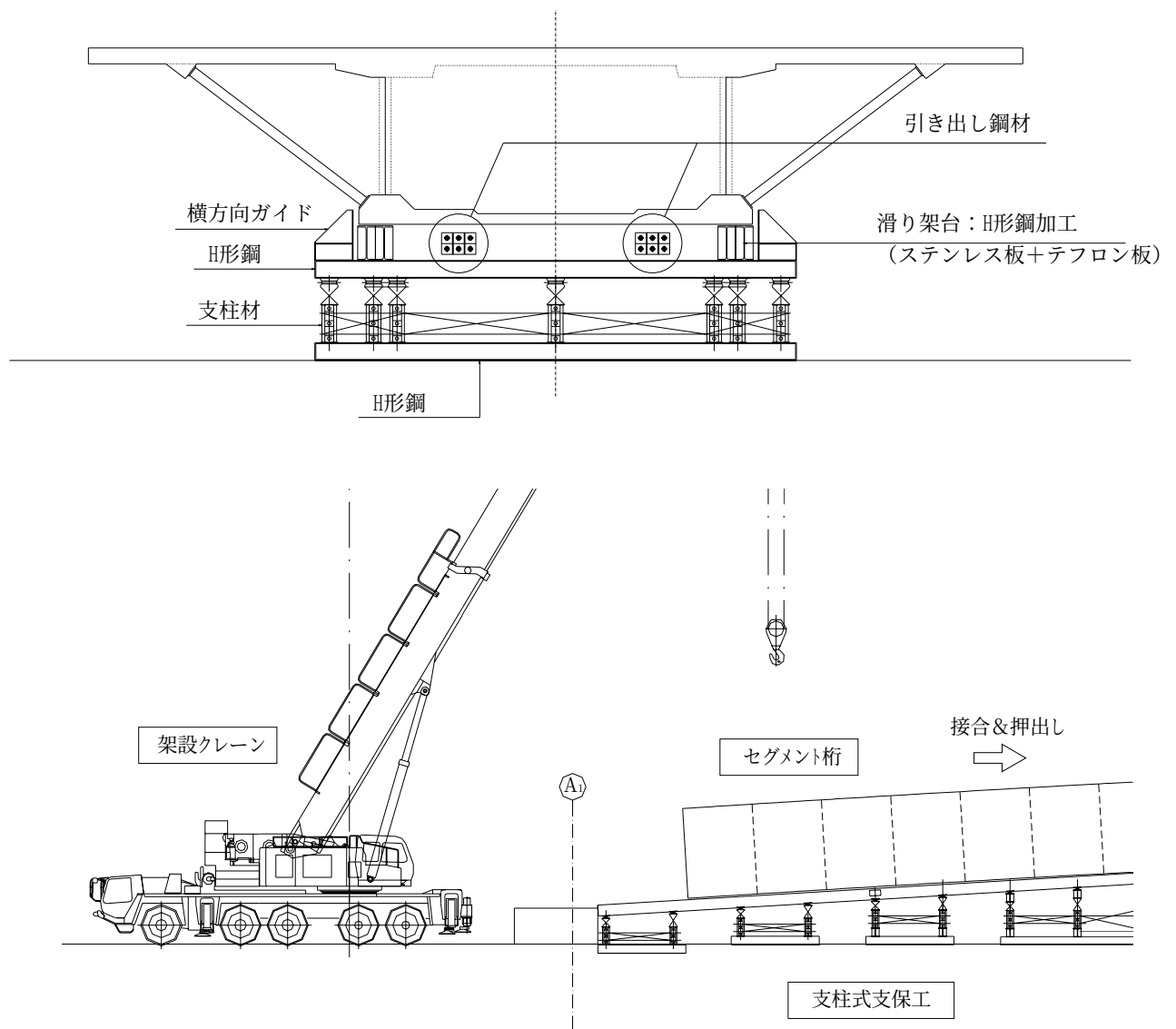


図-4.3.6 滑り架台参考図

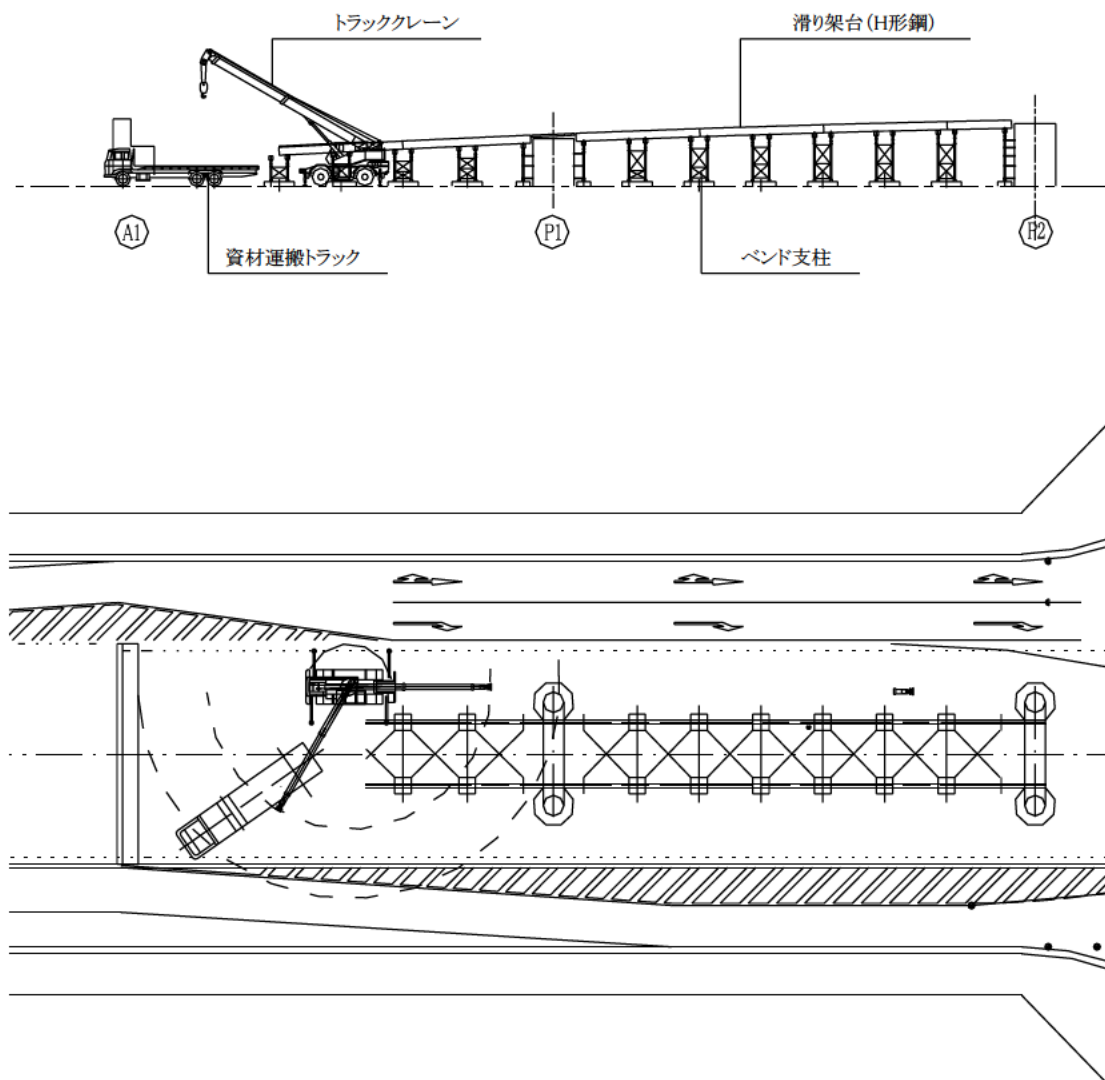
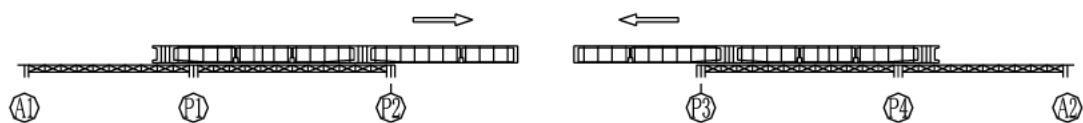


図-4.3.7 プレキャストセグメント支保工概要図

1. P1～P4径間セグメント組立



2. 押出し架設



3. 連結



4. A1-P1径間, P4-A2径間架設



図-4.3.8 押出し施工の概要図
(5径間の場合)

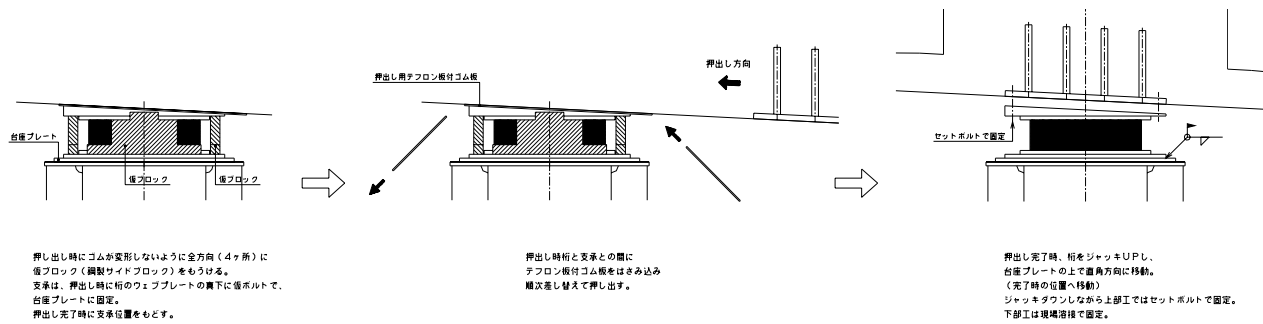


図-4.3.9 兼用支承イメージ図(側面)

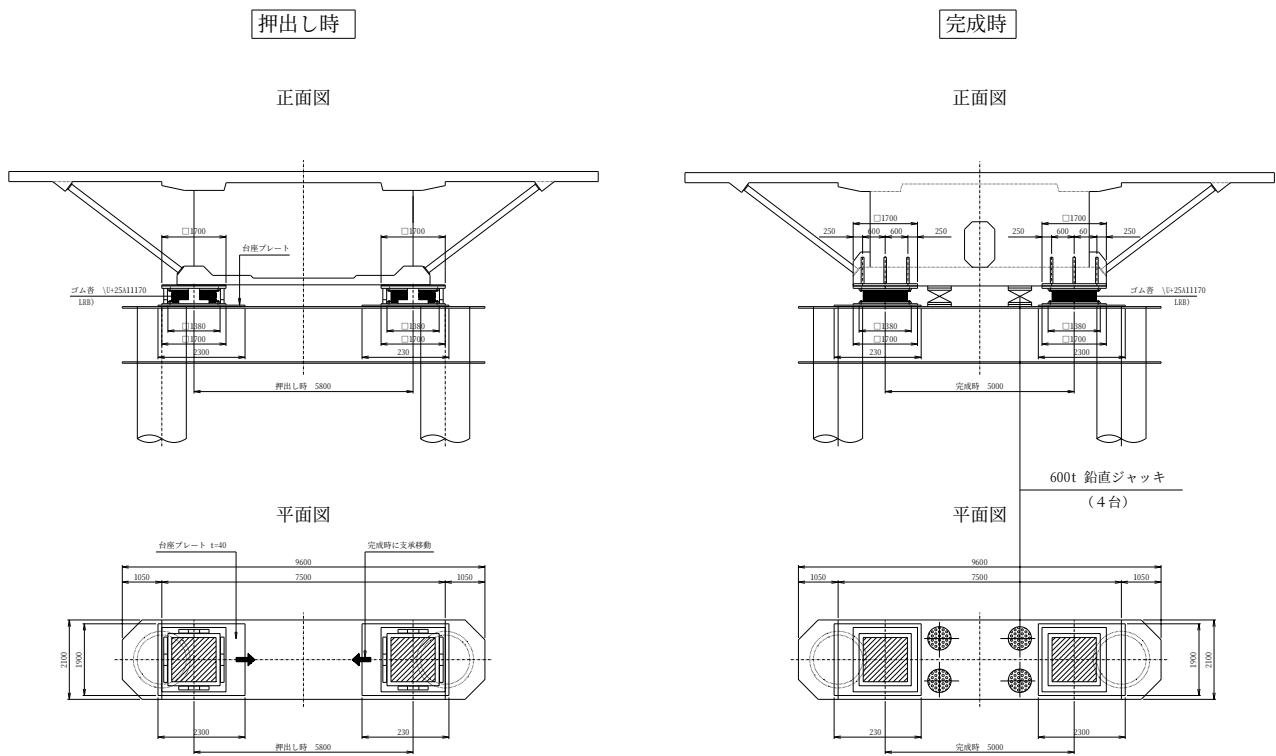


図-4.3.10 兼用支承イメージ図(正面)

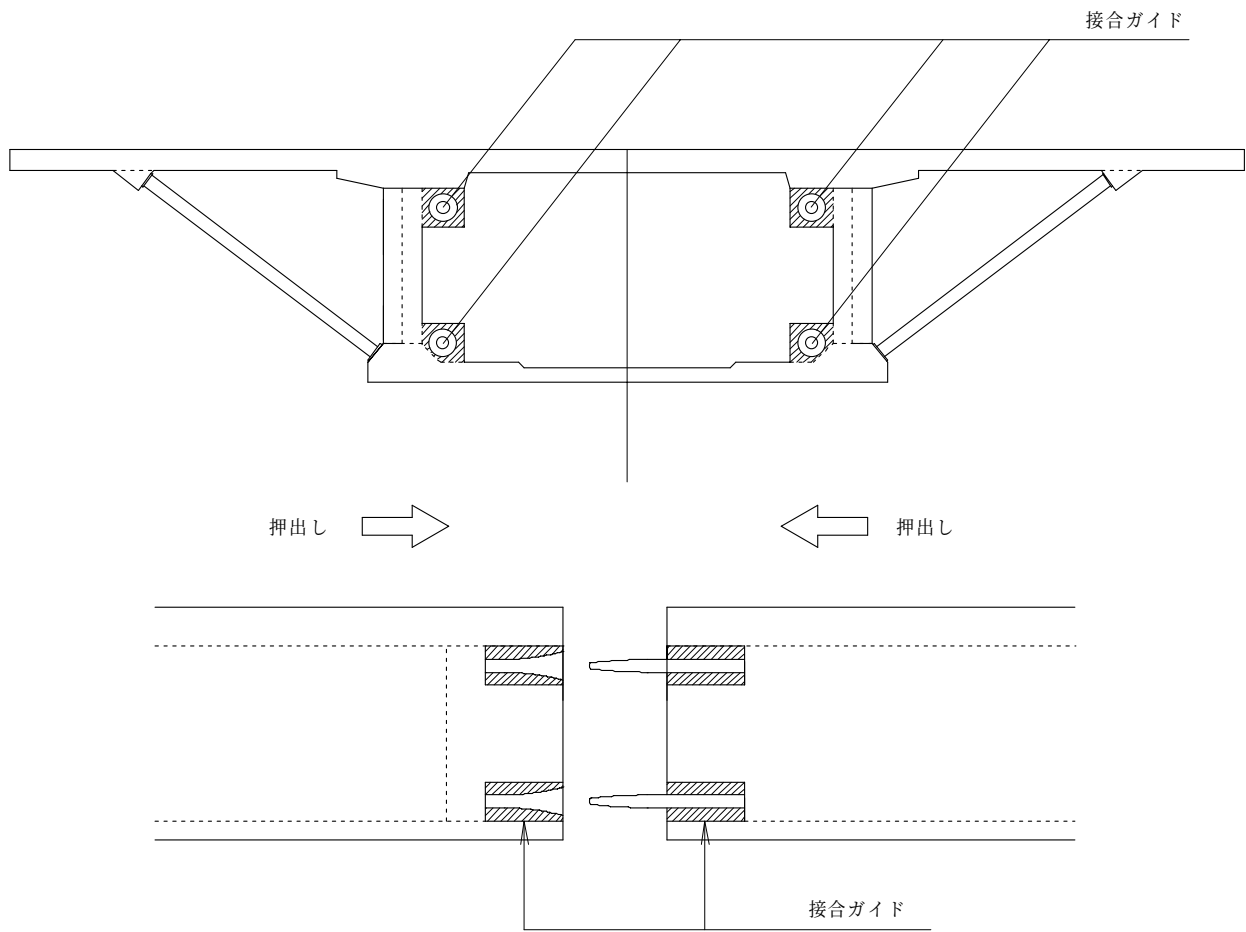
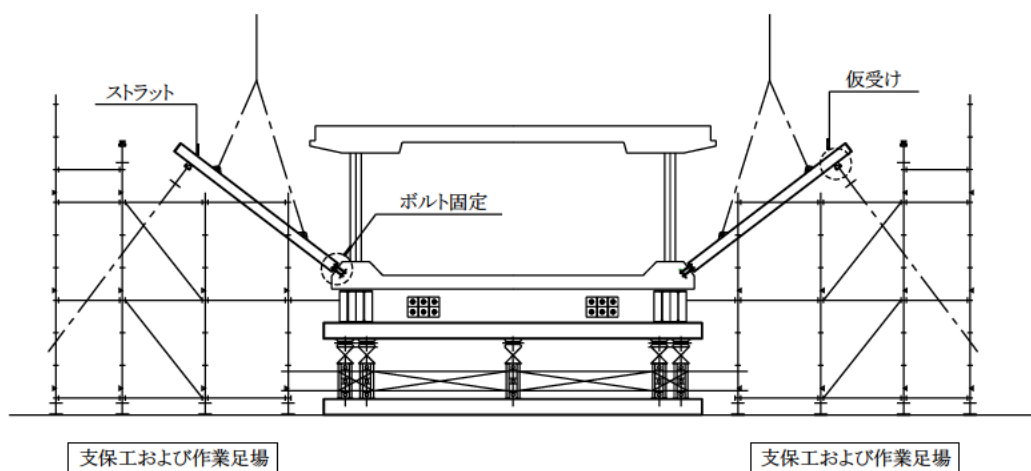


図-4.3.11 押し出し時接合ガイド概念図

①ストラット架設

架設クレーンにてストラットを設置する。



②プレキャスト床版架設

架設クレーンにてPCa床版設置し、無収縮モルタルで打設する。

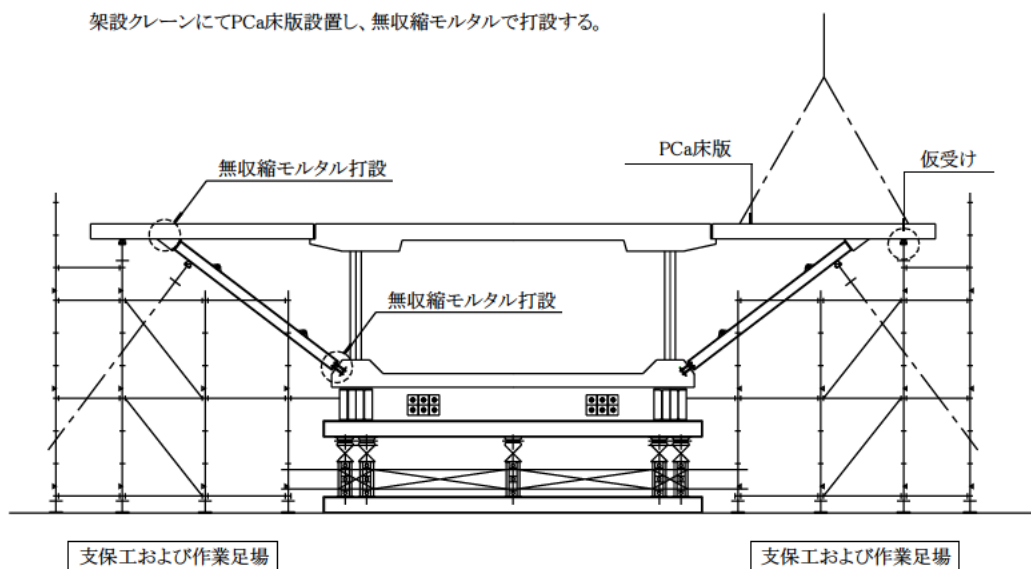


図-4.3.12 プレキャスト床版接合施工イメージ図

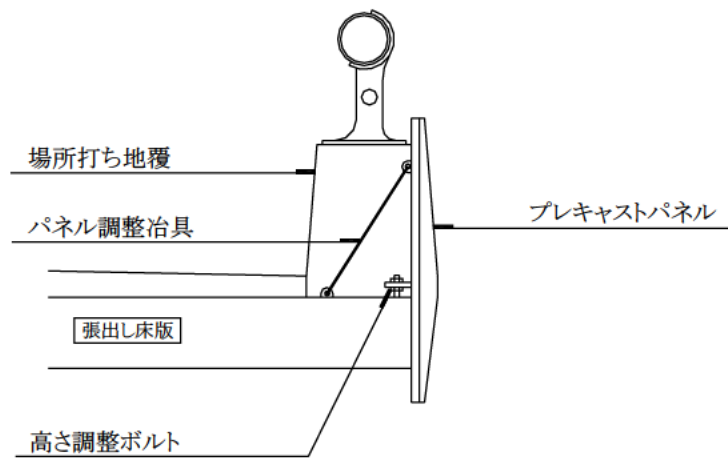


図-4.3.13 プレキャストパネルを用いた高欄施工図

4－3－3 下部工

橋梁下部工の内橋脚に関わる施工関連を以下に示す。

- 図-4.3.14 橋脚の施工ステップ図
- 図-4.3.15 R C D杭工法の施工フロー図
- 図-4.3.16 全旋回杭工法の施工要領図
- 図-4.3.17 R C D杭工法施工時の機械配置図
- 図-4.3.18 脚柱架台設置図
- 図-4.3.19 地中梁施工要領図

また端部橋脚のダンパー配置要領を図-4.3.20 に示す。

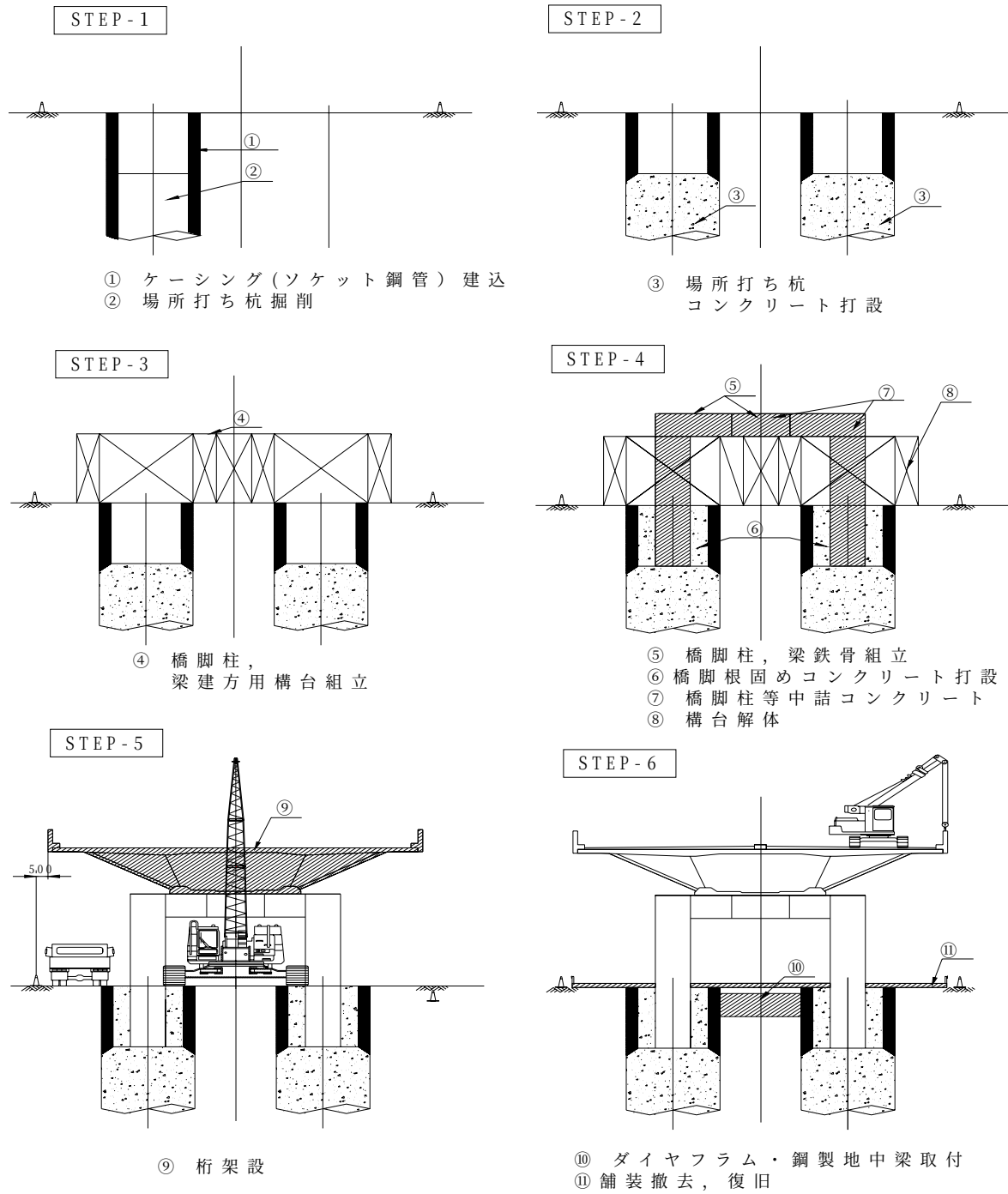


図-4.3.14 橋脚の施工ステップ図

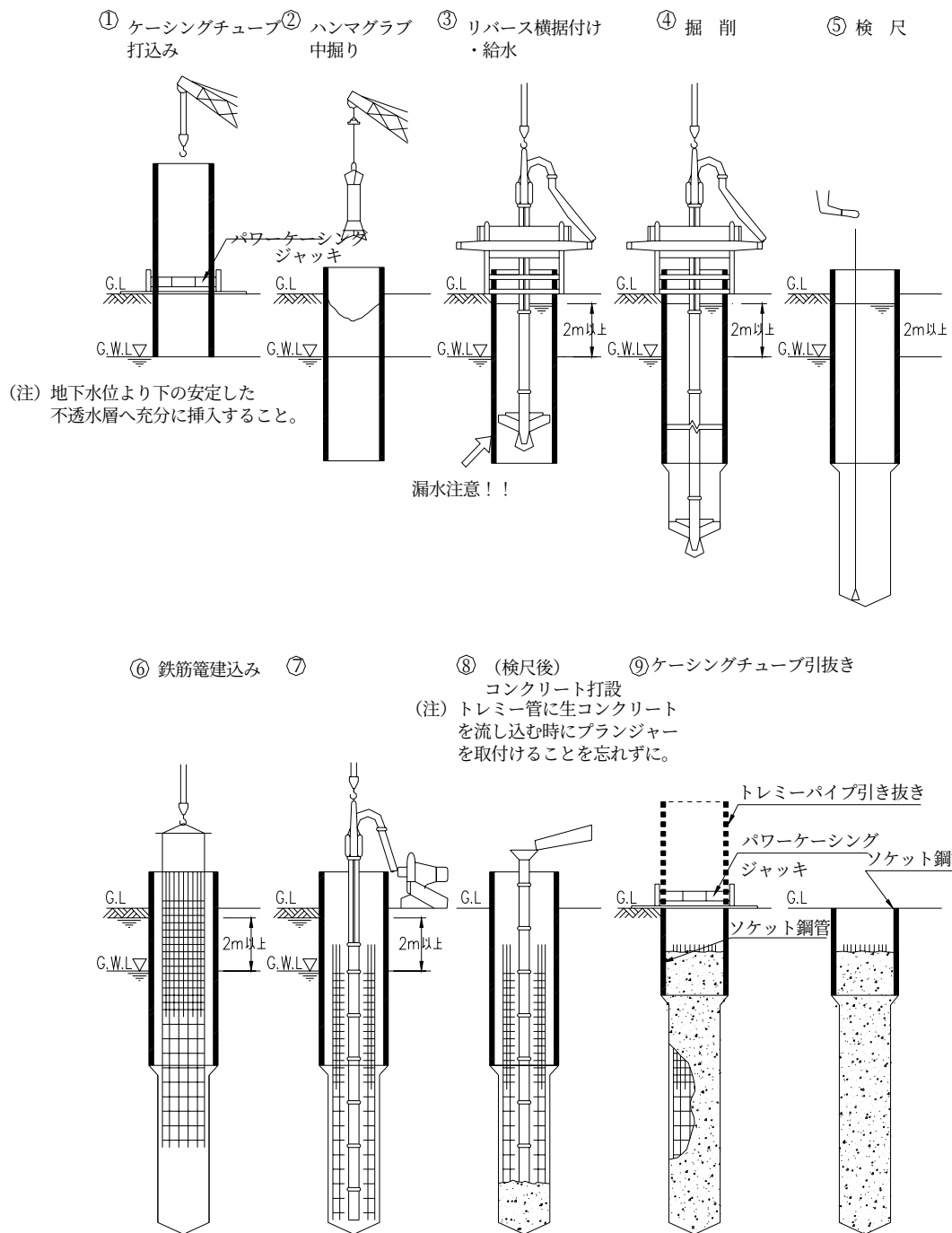


図-4.3.15 RCD杭工法の施工フロー図

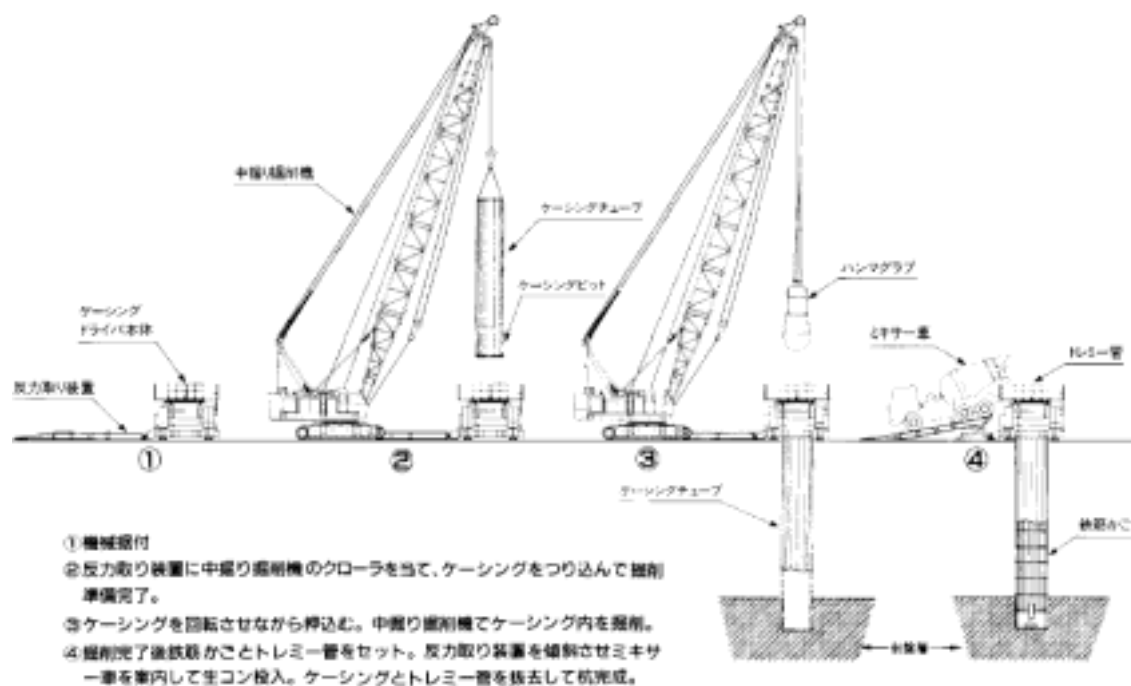
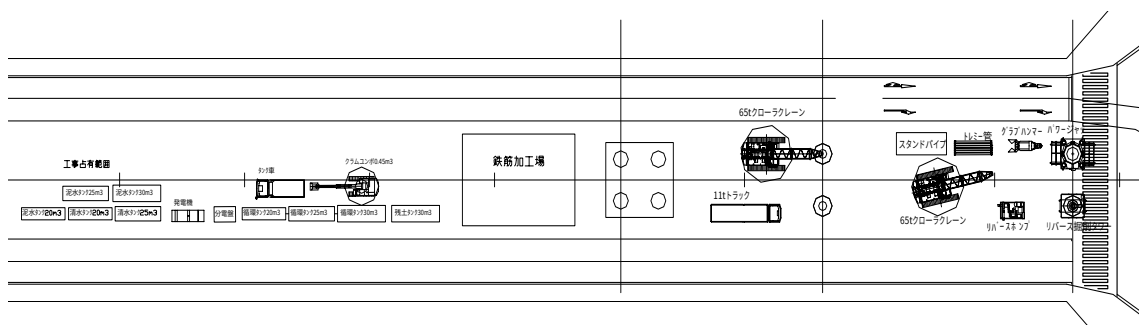


図-4.3.16 全旋回杭工法の施工要領図

(平面図)



(側面図)

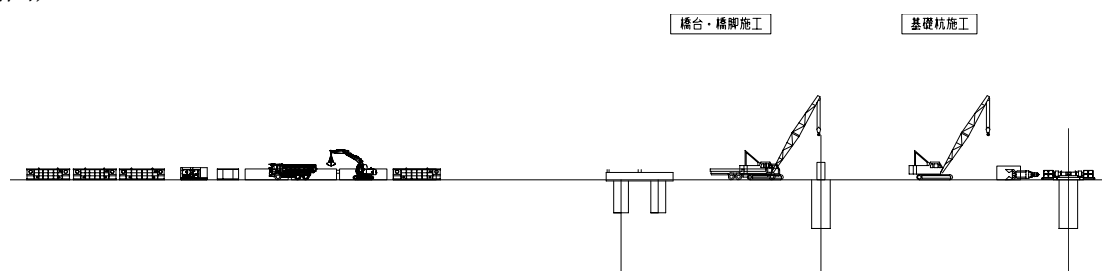


図-4.3.17 R C D 杭工法施工時の機械配置図

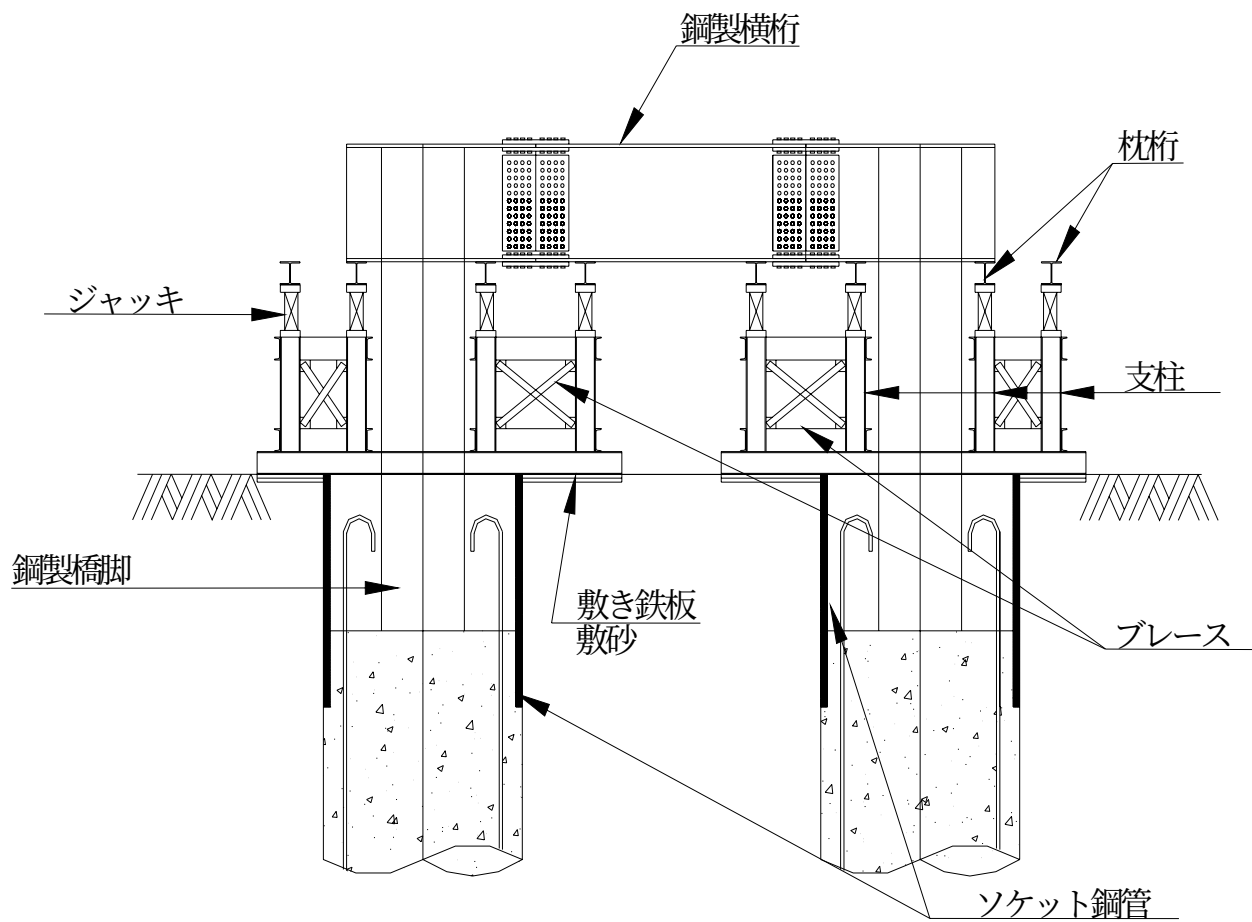


図-4.3.18 橋柱架台設置図

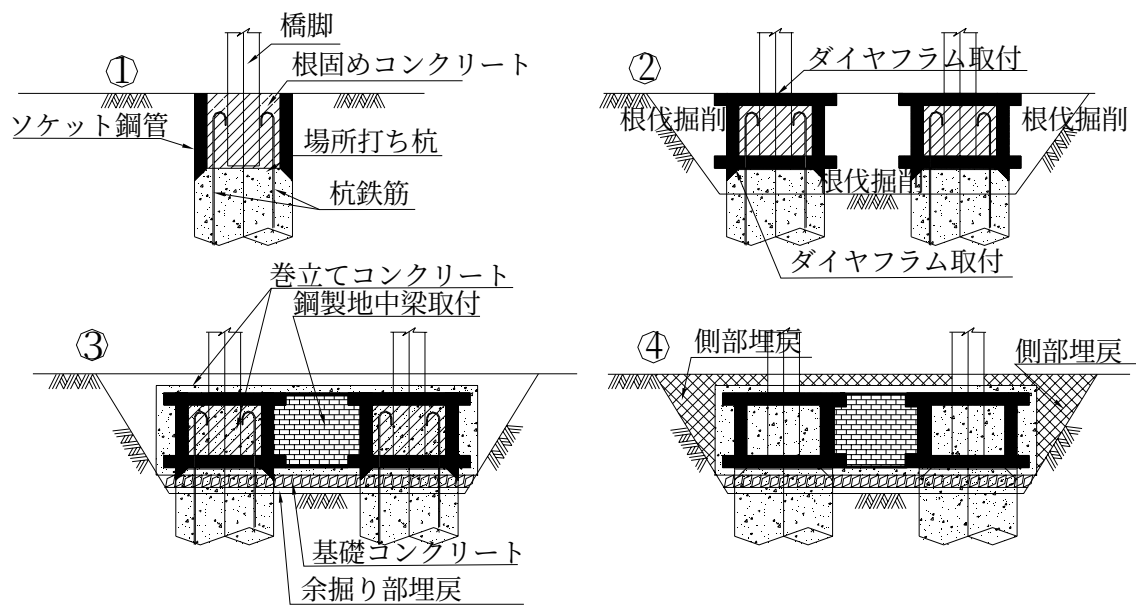


図-4.3.19 地中梁施工要領図

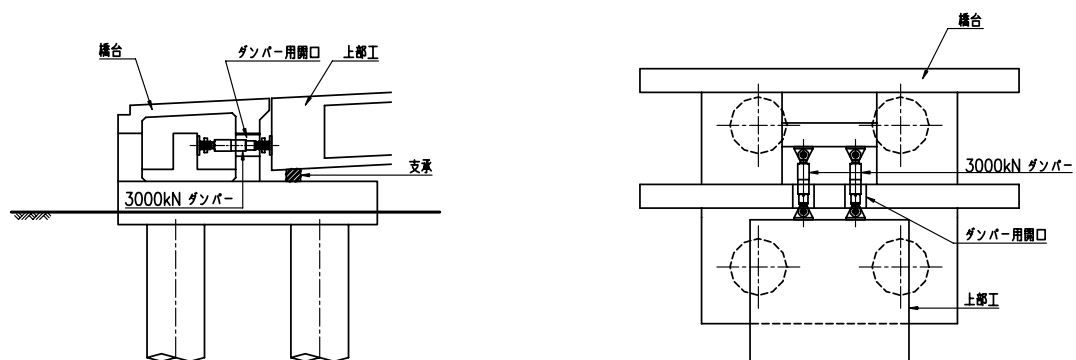


図-4.3.20 ダンパー配置参考図

4-3-4 アプローチ部

アプローチ部の施工フローを図-4.3.23 に示す。

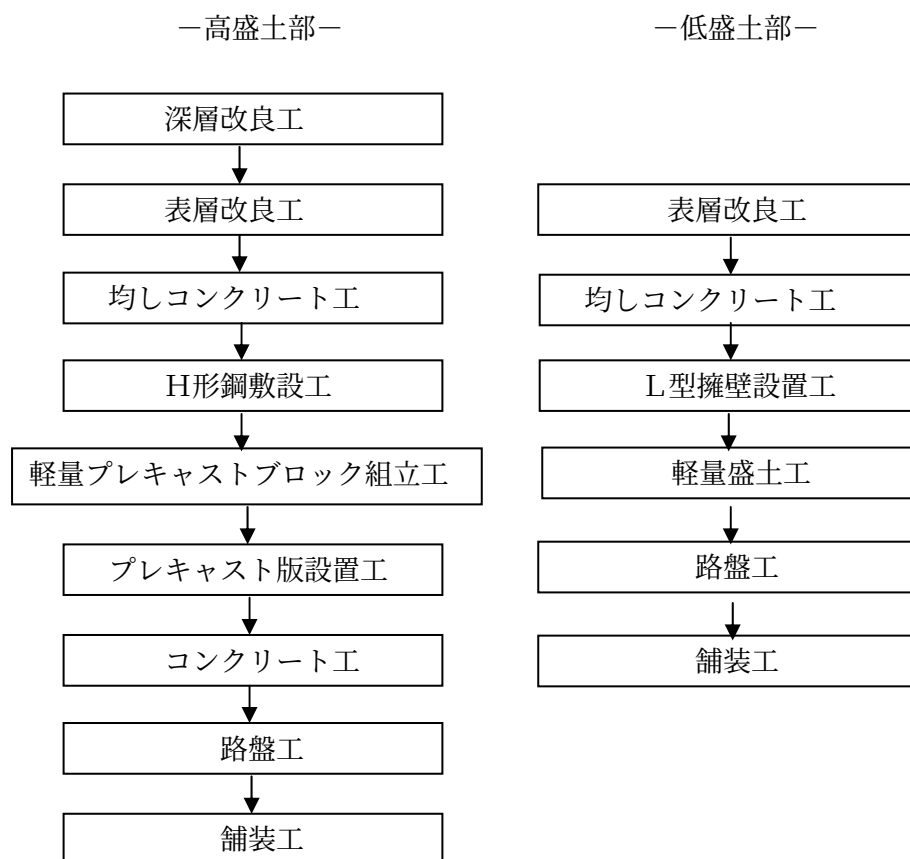


図-4.3.21 アプローチ部施工フロー図

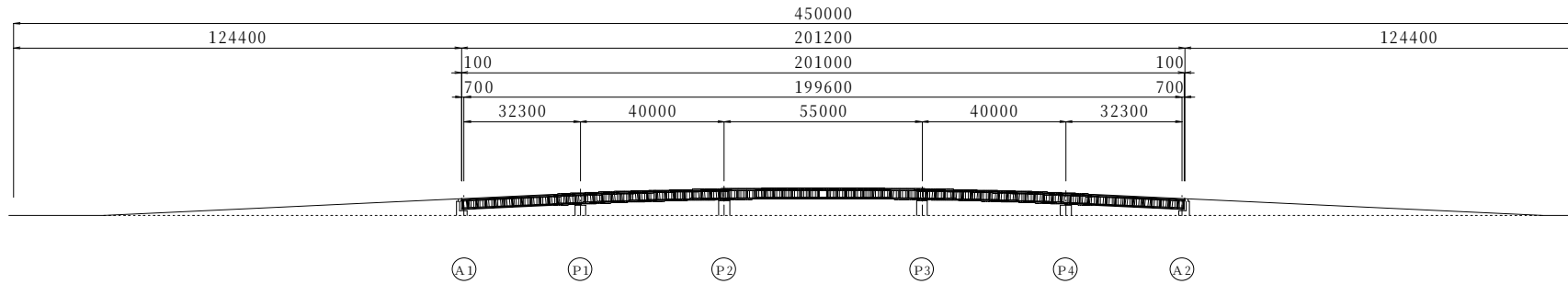
4－4 検討結果

4－4－1 構造図関係

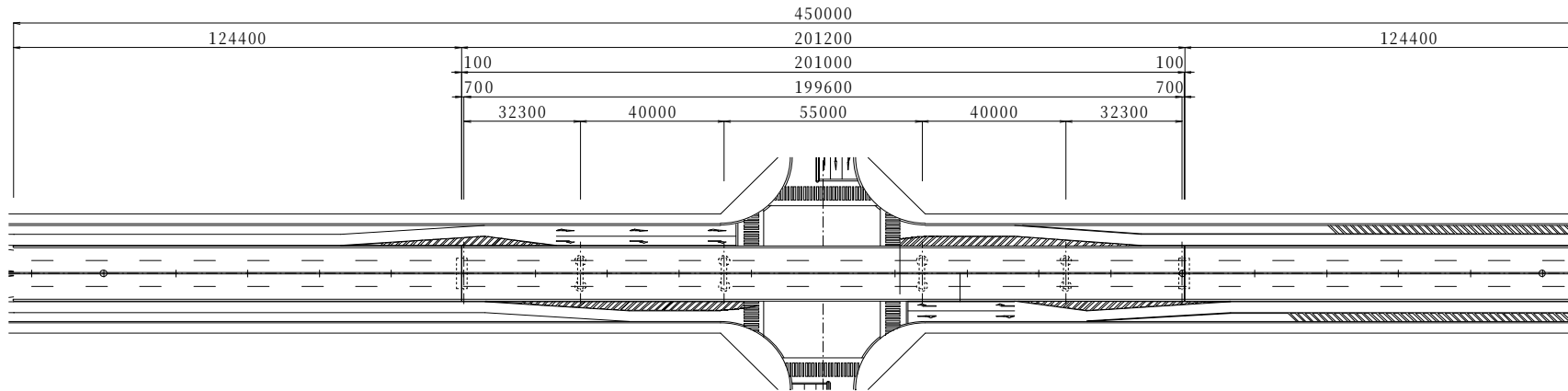
構造に関わる図面を以下に示す。

- ・ 図-4.4.1 全体一般図
- ・ 図-4.4.2 P3 橋脚一般図
- ・ 図-4.4.3 橋台一般図
- ・ 図-4.4.4 アプローチ部一般図(その1)
- ・ 図-4.4.5 アプローチ部一般図(その2)

側 面 図

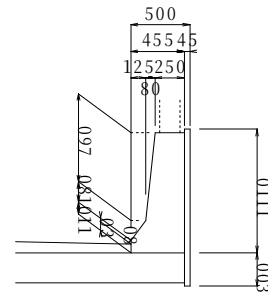
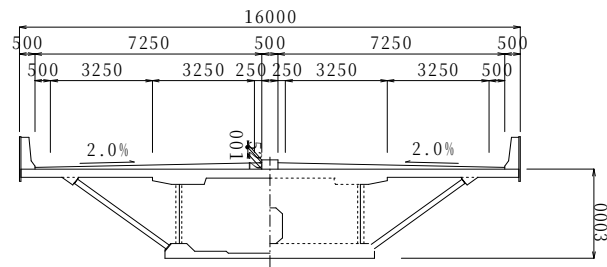


平 面 図



主 桁 断 面 図

標 準 部 中 間 支 点 部



断 面 図 (P 2 , P 3)

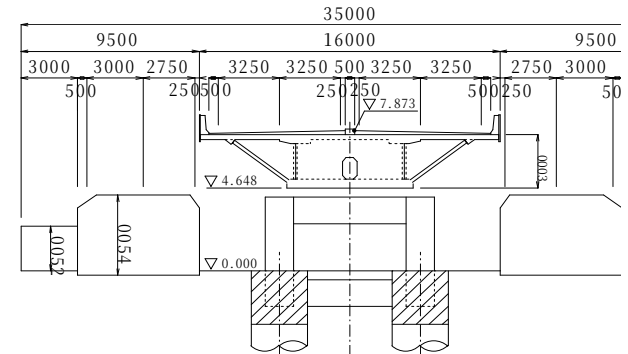


図-4.4.1 全体一般図

橋台構造図 S=1/200

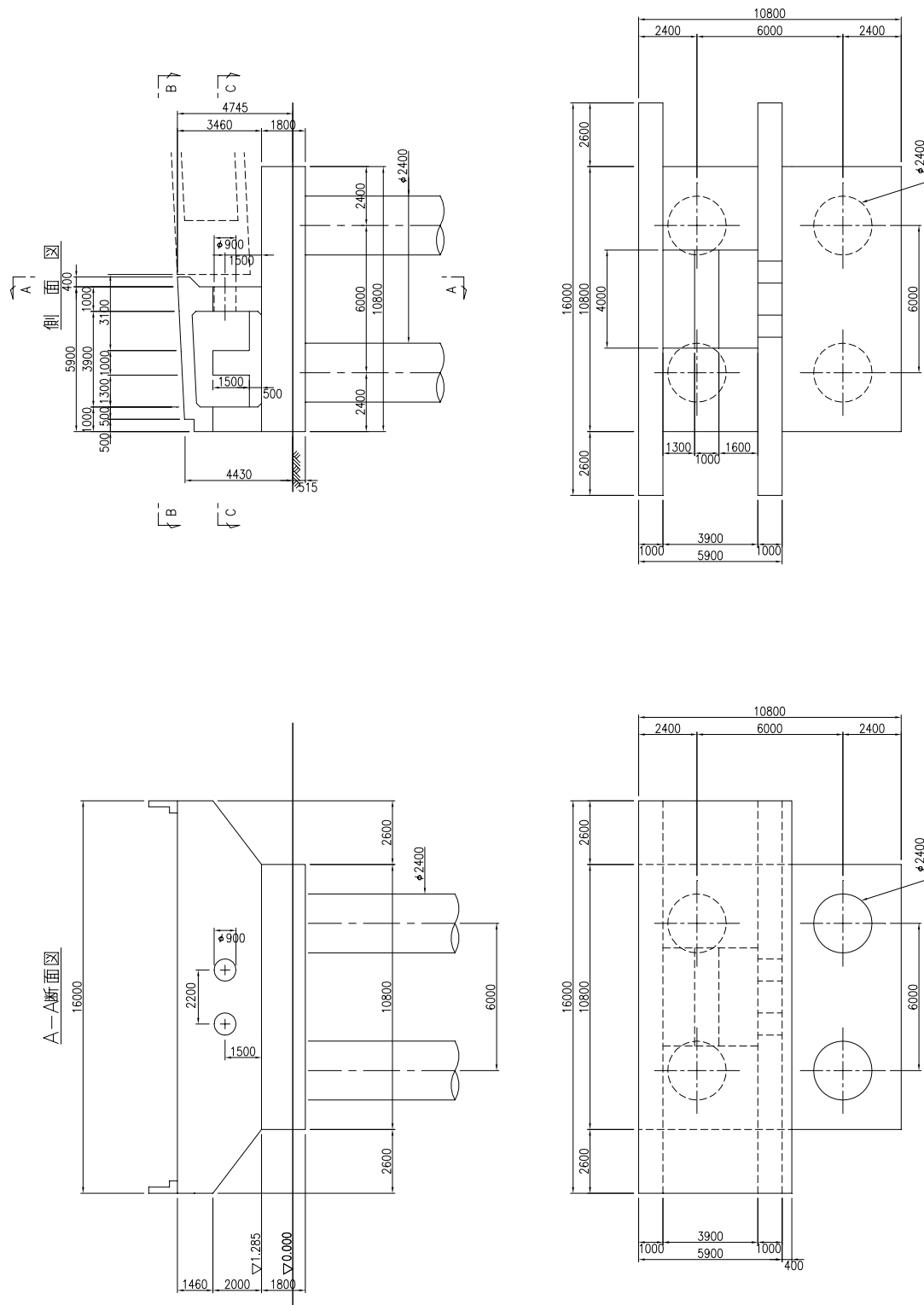
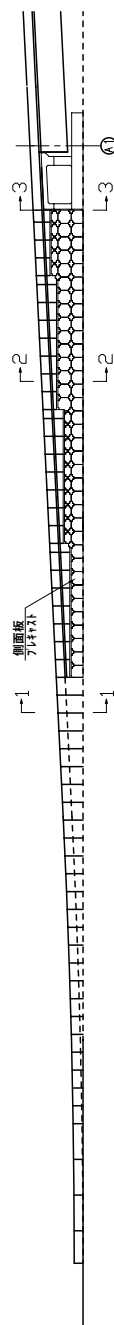


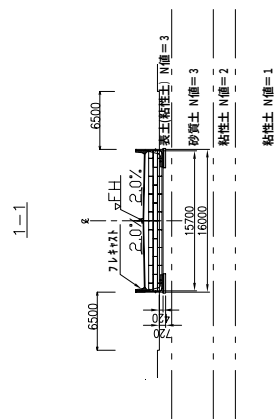
図-4.4.3 橋台一般図

盛土部構造一般図 $S = 1 / 500$

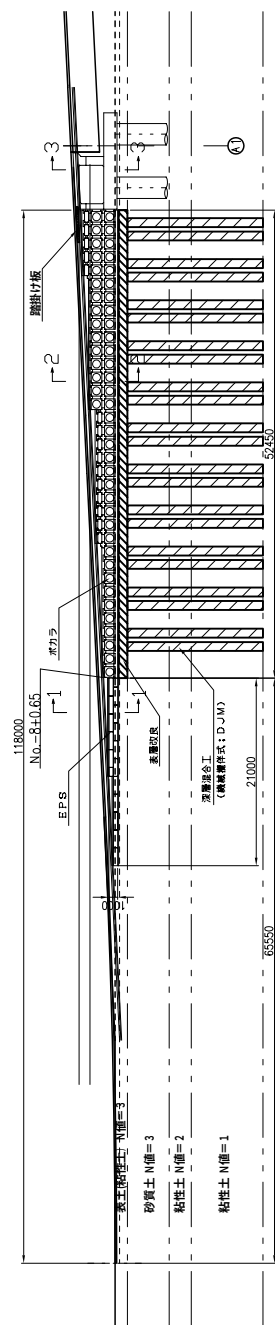
側面図



横断面図



縦断面図



平断面図

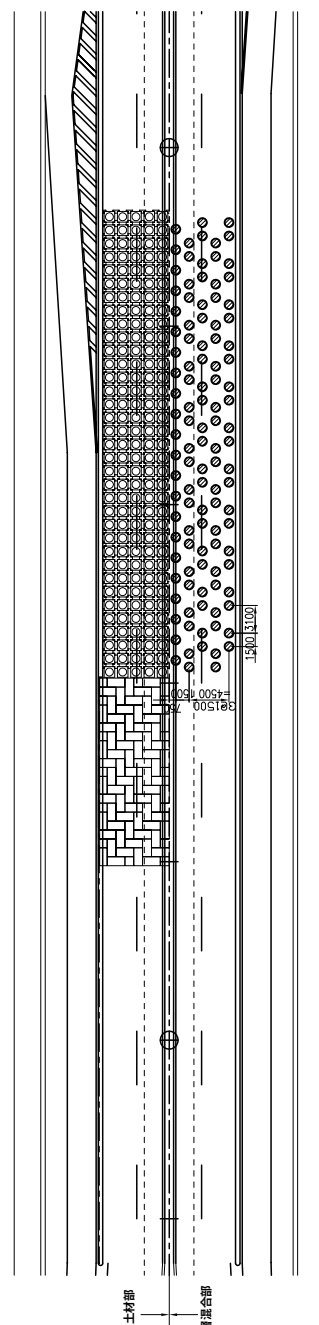


図-4.4.4 アプローチ部一般図(その1)

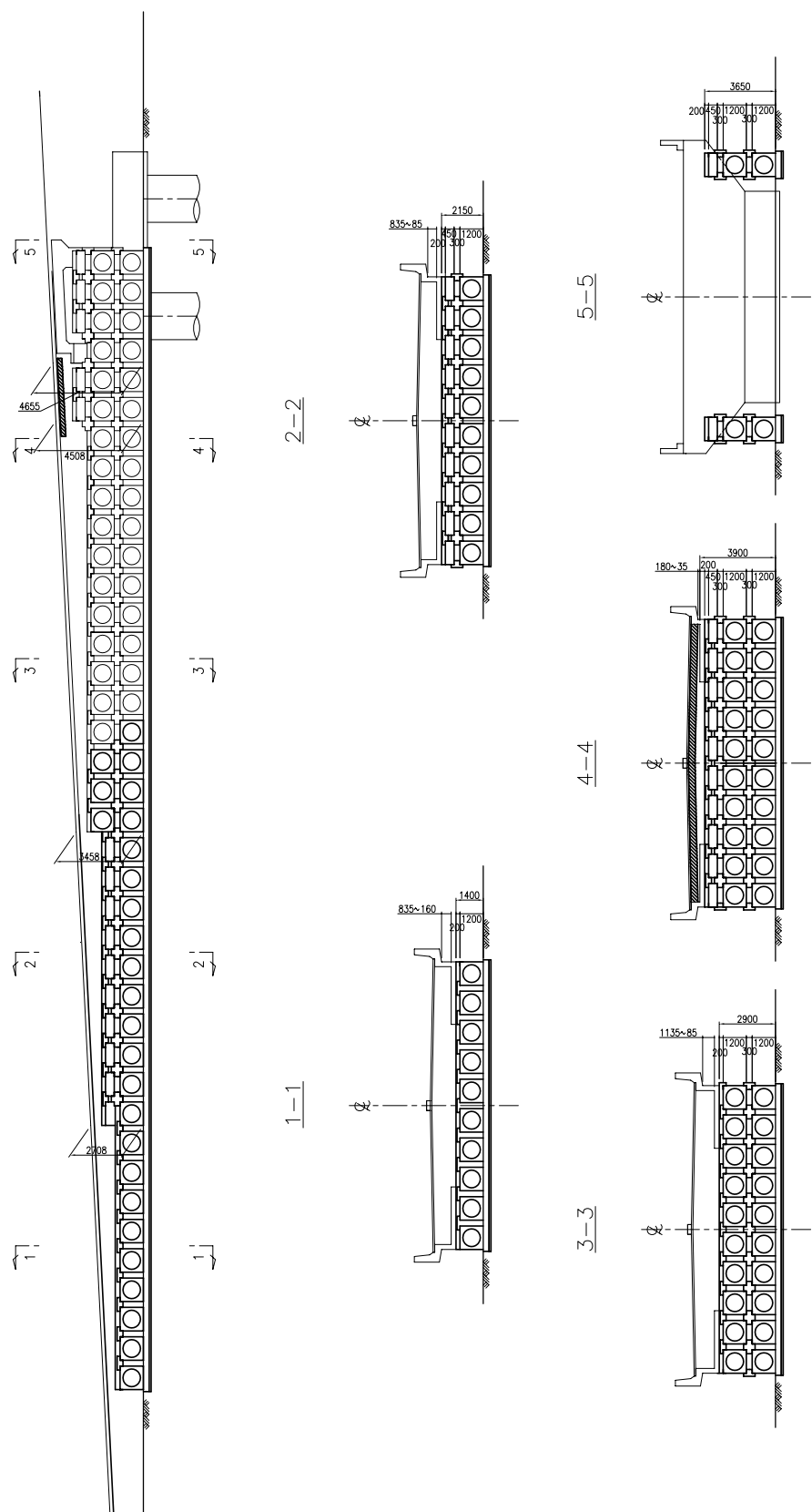
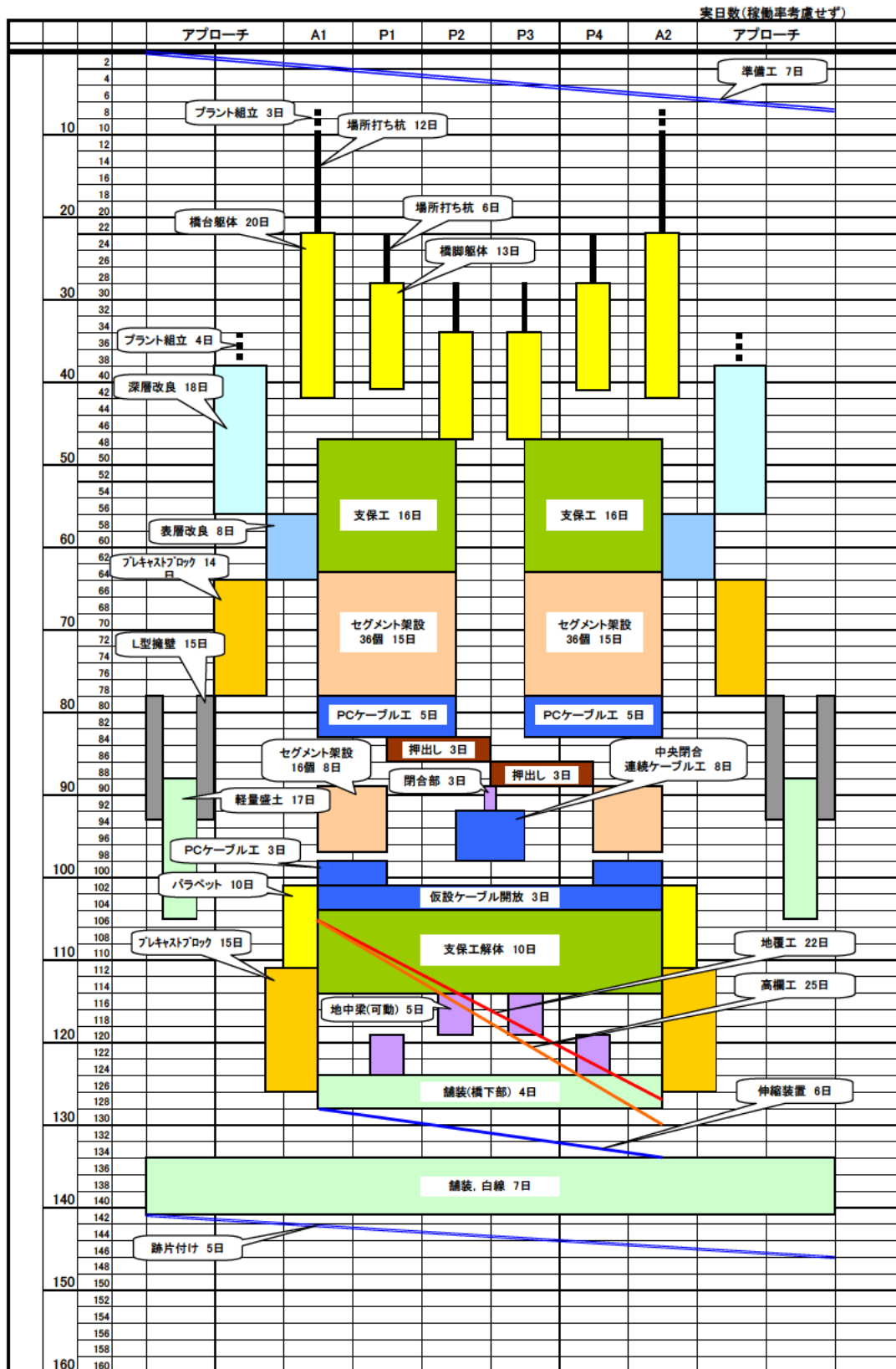


図-4.4.5 アプローチ部一般図(その2)

4-4-2 工程

表-4.4.1 工程計画



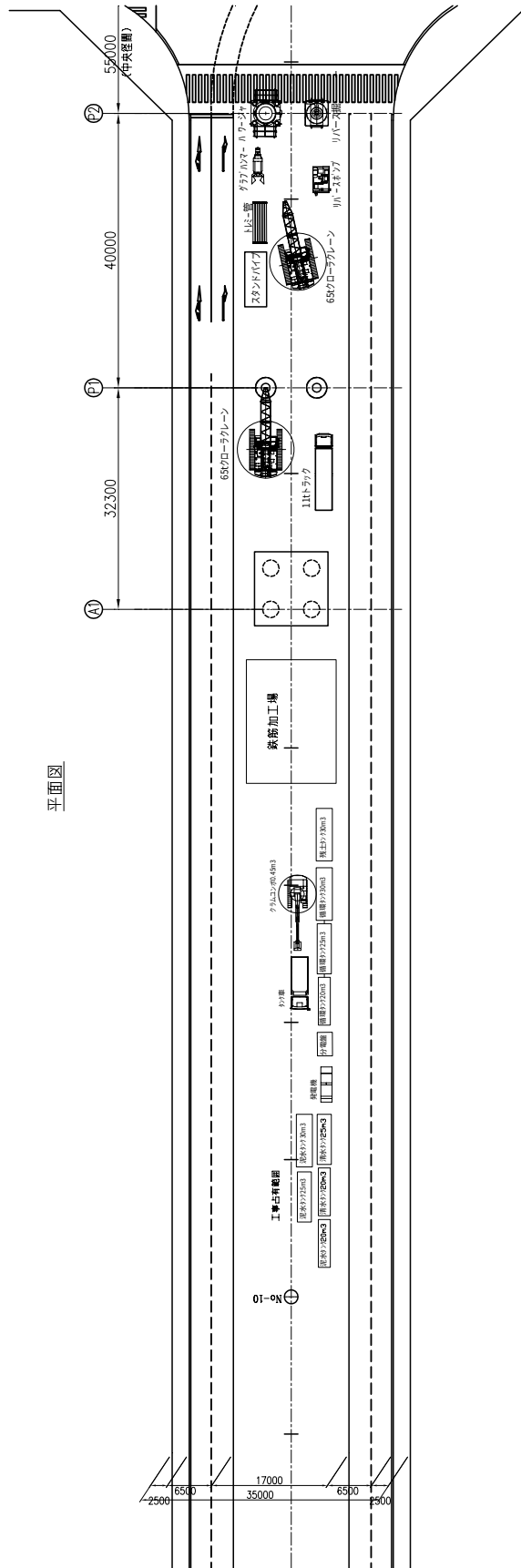
4－4－3 施工計画図関係

施工計画に関わる図面を以下に示す。

- ・ 図-4.4.6 施工ステップ図(第 30 日目)
- ・ 図-4.4.7 施工ステップ図(第 55 日目)
- ・ 図-4.4.8 施工ステップ図(第 70 日目)
- ・ 図-4.4.9 施工ステップ図(第 110 日目)
- ・ 図-4.4.10 施工ステップ図(断面図)

ステップ図 (第30日目) S=1/600

平面図



縦断面図

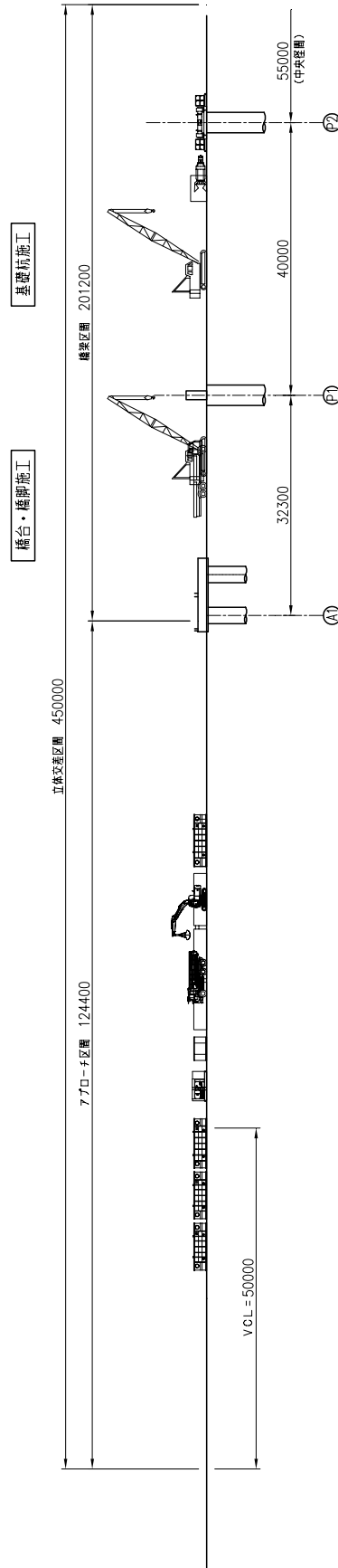
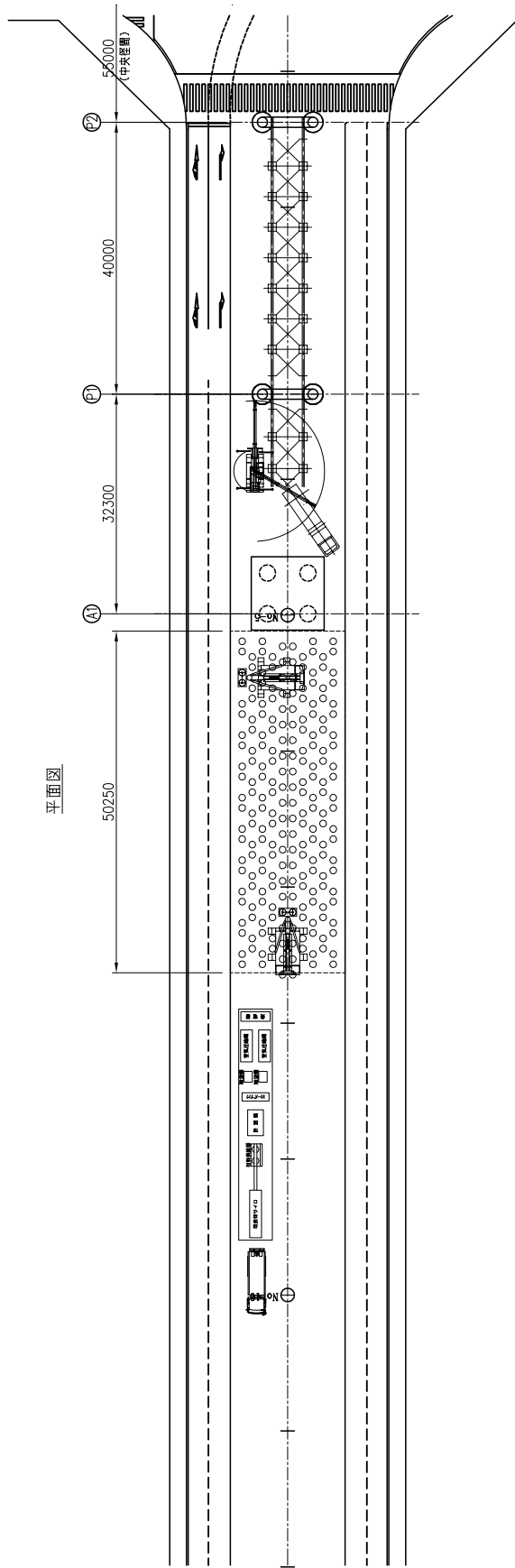


図-4.4.6 施工ステップ図(第30日目)

ステップ図 (第55日目) S=1/600

平面図



縦断面図

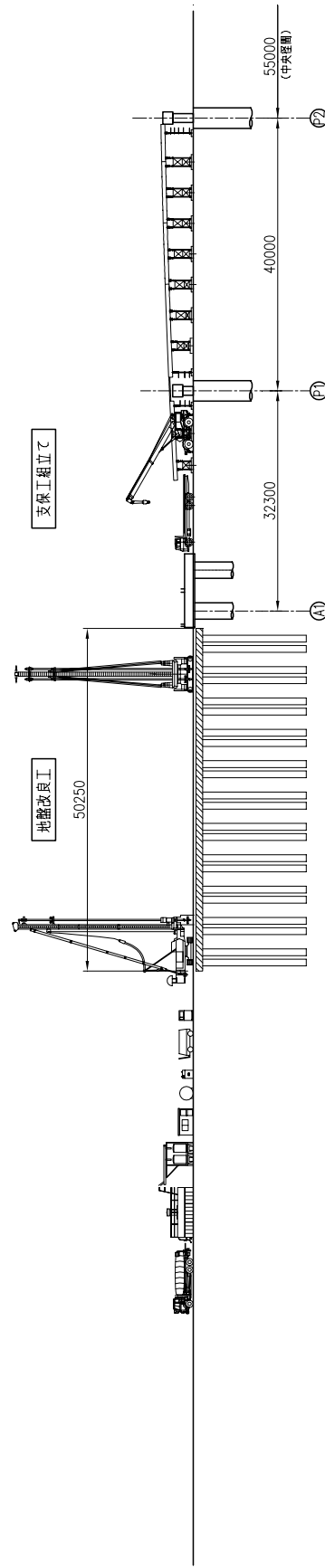


図-4.4.76 施工ステップ図(第55日目)

ステップ図 (第70日目) $S = 1 / 600$

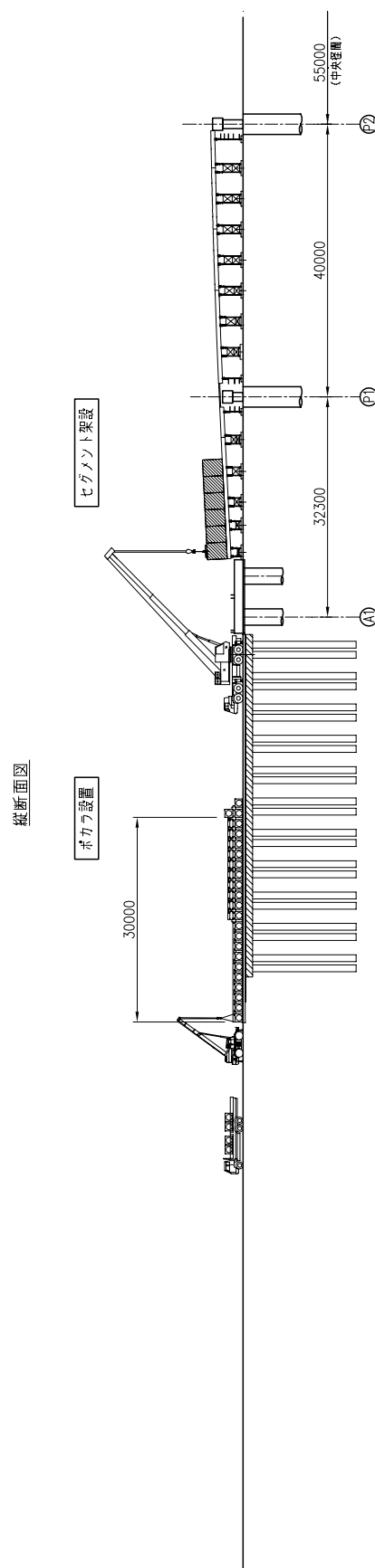
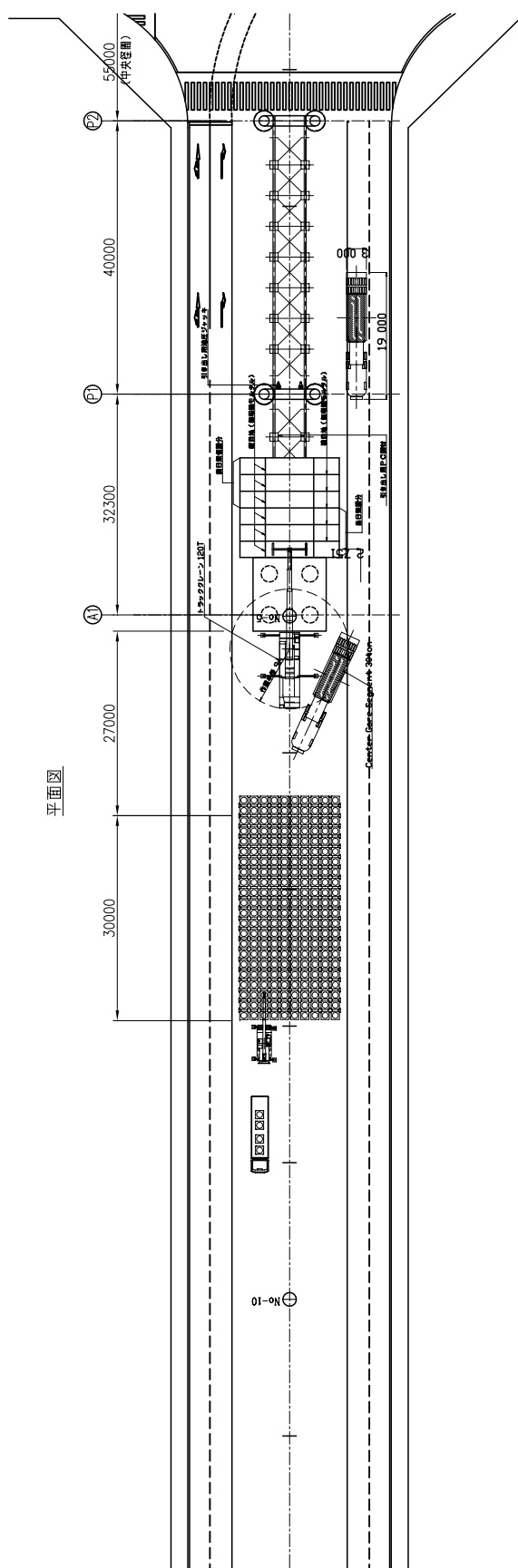
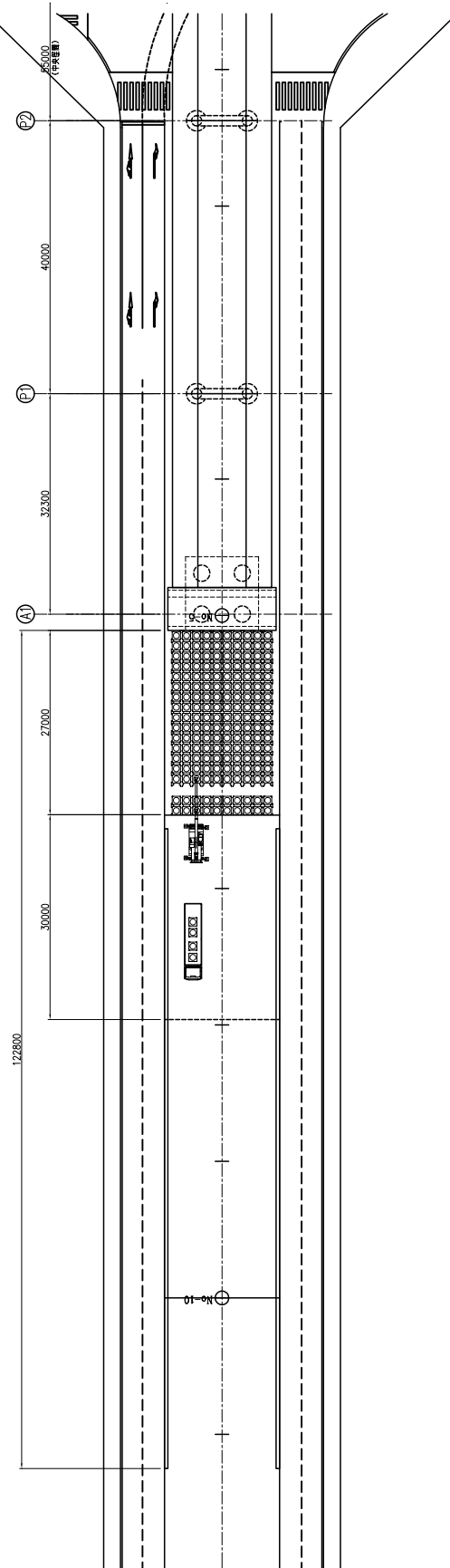


図-4.4.8 施工ステップ図(第70日目)

ステップ図(第110日目) S=1/600

平面図



縦断面図

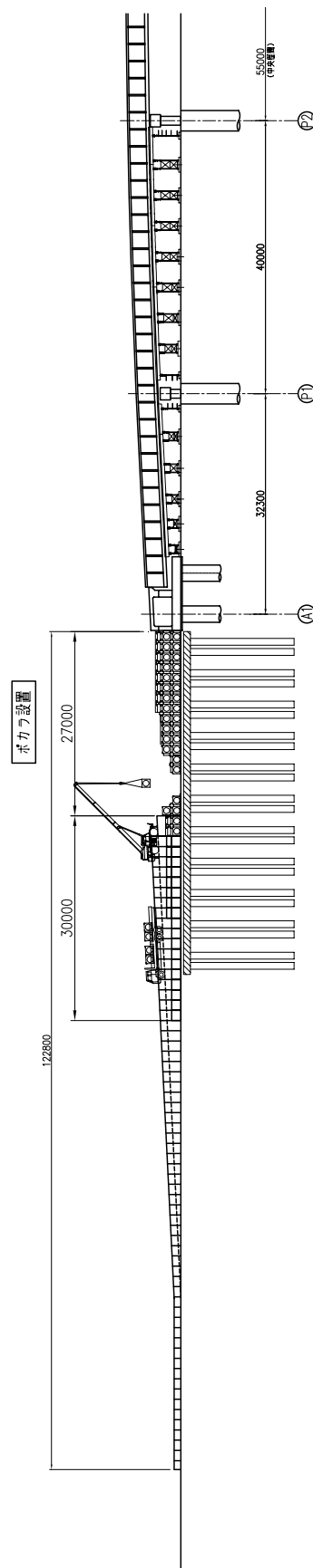
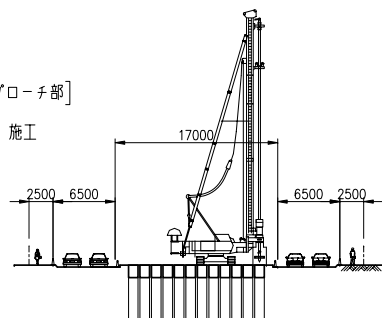


図-4.4.9 施工ステップ図(第110日目)

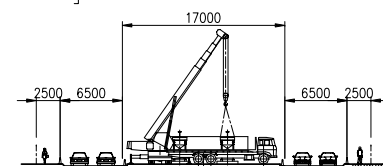
第50日目 [アプローチ部]

地盤改良工（深層）施工



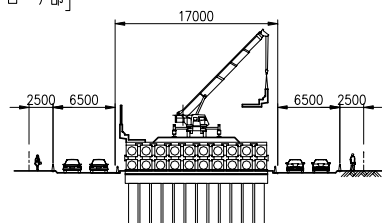
第50日目 [P1 ~ P2部]

支保工架設



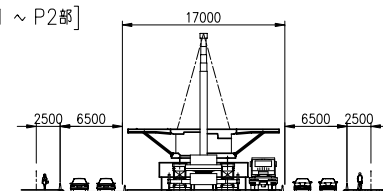
第75日目 [アプローチ部]

ボカラ上高欄設置



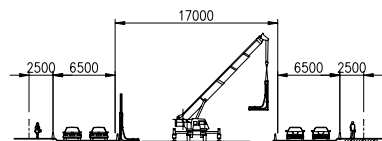
第70日目 [P1 ~ P2部]

セグメント架設



第85日目 [アプローチ部]

L形擁壁設置



第110日目 [P1 ~ P2部]

高欄設置

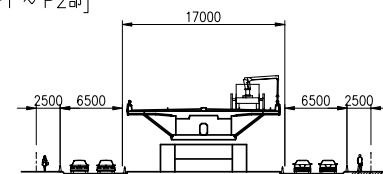


図-4.4.10 施工ステップ図(断面図)

4-5 まとめ

本モデルケースに対する検討結果をまとめるとを以下にとおり。

○全体構造

- ・ 実働日数5ヶ月程度（工程計画146日）で立体交差構造の施工を可能とした。

○上部構造

- ・ 上部構造をPC構造としたことにより、都市環境で課題とされる騒音・振動に配慮した。
- ・ 地盤条件に対応可能な範囲で基礎および下部構造の規模を縮小するため、波形鋼板ウェブ構造を採用して上部工重量の軽減を図った。
- ・ ストラットによる張出し床版支持構造の採用により、4車線広幅員に対しても一室箱桁形状の適用を可能とし、上部工重量の軽減を図った。加えて、箱桁部の幅を小さく設定できるため、上部構造の支承間隔を狭く設定でき、下部構造規模の縮小を図った。
- ・ プレキャストセグメント工法の採用により、現場工期の短縮を図った。また、張出し床版を別セグメントとすることで、セグメント運搬における法令上の制約を遵守した。
- ・ 手延べ桁を使用しない両側からの押し出し架設により、周辺交通への影響の最小化を図った。

○下部構造

- ・ 橋台部に橋軸方向の地震力を集中させることで、橋脚部は橋軸方向に1列杭、橋軸直角方向に2列杭を採用し、基礎杭および下部工工事数を抑制し、工事の急速化を図った。
- ・ 基礎杭には、急速施工に最も適用性が高い場所打ち杭を採用した。
- ・ 橋脚と基礎杭の接合にソケット鋼管方式を採用し、橋脚部を1柱1基礎構造とすることで、フォーミング構築工事を省略可能とし、工事の急速化を図った。
- ・ 橋脚脚柱構造にはCFT橋脚を採用し、鉄筋組立て、型枠および支保工組立てなどの作業を省略することで、急速施工を実現した。また、橋脚脚柱との構造連続性および施工性を考慮して、橋脚横梁および地中梁もCFT構造を採用し、急速施工を実現した。
- ・ 橋軸方向地震力の集中させるために設置したダンパーの施工および維持管理を容易にするため、橋台は箱型形状を採用した。この形状を採用することで、軽量プレキャストブロックを用いたアプローチ部との連続性も考慮できた。

○アプローチ部構造

- ・ アプローチ高の高い部分には軽量プレキャストブロックを、アプローチ高が低い部分には軽量盛土を採用することにより、作用荷重の軽減を図り、基礎地盤の補強工事を低減することで、全体としての施工急速化を実現した。

第5章 まとめと今後の課題

「はやかけOP工法：コンクリート・鋼複合構造による急速交差点立体化工法」の今後の課題としては以下が挙げられる。

- ・ 地盤条件や要求される幅員によっては、橋梁上部工をすべてコンクリート構造にすることが可能となり、上部工のメンテナンスミニマムが図れる。また、全てをコンクリート構造とすることで、より騒音や振動の抑制、軽減に貢献できる。
- ・ 本検討はモデルケースに対するものであることから、立体交差の計画高および橋梁上部工の桁高にある程度の余裕を見込んで構造設定を行った。したがって、実構造においては、個別の条件に基づいてより最適な構造を計画し、コスト縮減を図る必要がある。
- ・ 地盤条件が軟弱である場合や要求される幅員が大きい場合には、橋梁上部工に波形鋼板ウェブや鋼製ストラットを組み合わせたコンクリート・鋼複合構造が考えられる。本研究においては、ストラットおよび張出し床版セグメントに着目した実物大供試体を製作し、施工性の確認とストラットにより支持された床版構造の挙動確認をおこなった。今後の実施に当たっては、実施工に基づくより細部の施工方法の検討と、鋼部分の維持管理手法の詳細検討が必要となる。
- ・ 橋脚にCFT構造を採用しているため、今後の実施に当たっては、鋼部分の維持管理手法の詳細検討が必要となる。
- ・ 橋梁上部工はコンクリート系、橋脚はCFT構造であるため、ラーメン構造の採用が難しく、支承を介することとなる。さらに、押出し架設時と最終系での要求される支承の機能が異なるため、支承構造やの支承設置の簡素化を図り更なる急速施工を実現する。
- ・ アプローチ部に用いる軽量コンクリートブロックについては、側道部における車の衝突に対して今後の検討が必要となる。