

Copyright © (2000) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

キーワード：床版，輪荷重走行試験機，疲労耐久性，評価

目 次

共同研究参加者名簿

1. 研究の目的	1
2. 研究の概要	2
2.1 各工法の分類	2
2.2 試験の全体スケジュール	3
3. 疲労耐久性試験手法に関する検討	4
3.1 標準試験方法および比較に用いる床版の疲労耐久性	4
3.1.1 標準試験方法	4
3.1.2 比較用供試体の試験結果	10
3.2 プレキャスト床版	15
3.2.1 U I スラブ 2	15
3.2.2 チャンネル形状 P C 床版工法 2	40
3.2.3 リブ付きプレキャスト床版	66
3.2.4 S B パネル (その 2)	87
3.2.5 B A R D 床版工法	109
付録ー 1 会議議事録	135
付録ー 2 U I スラブ 2	139
付録ー 3 チャンネル形状 P C 床版 2	147
付録ー 4 リブ付きプレキャスト床版	161
付録ー 5 S B パネル (その 2)	173
付録ー 6 B A R D 床版工法	189

共同研究参加者名簿（平成11年度）

建設省土木研究所	構造橋梁部		部長	岡原 美知夫	
	〃	橋梁研究室	室長	西川 和廣	
	〃	〃	研究員	内田 賢一	
	〃	〃		川間 重一	
(財)土木研究センター	理事			佐伯 彰一	
	企画部		部長	鷹取 勲	
	〃		次長	三木 正久	
石川島建材工業(株)	事業本部	土木設計部	課長	小野辺良一	
	〃	〃	課員	青木 卓也	
	〃	〃	課員	黒沢 隆	
石川島播磨重工業(株)	橋梁事業部	基本計画部	技術開発グループ	部長	田中 健治
	〃	〃	〃	課長	西土 隆幸
	〃	〃	〃	課員	鈴木 統
	〃	〃	〃	課員	松野 憲司
川田工業(株)	技術部	統括部長			渡辺 滉
	名古屋設計課	課長			武田 芳久
	東京技術部	課長			橋 吉宏
	東京技術部	係長			街道 浩
基礎地盤コンサルタンツ (株)	設計本部	部長			田島 重男
	技術本部	部長			酒井 運雄
	設計部	課長代			石原 忠
	技術部	課長代			田中 勉
(株) エーイーエヌ	代表取締役				橋本 和夫
	専務取締役				高橋 司

7

橋梁保繕㈱	顧問			牧角 龍憲
	常務			福岡 鉄哉
	技術開発課		課長	服部 恒二
	設計課		課長	高山 敬右
ショーボンド建設㈱	補修工学研究所		部長	佐藤 政勝
	北陸支店	技術部	課長	横山 広
	補修工学研究所	構造研究室		松尾伸二
新日本製鐵㈱	建材開発技術部	橋梁開発技術グループ	グループリーダー	松永 久義
	〃	〃	マネジャー	藤井 康盛
	鉄鋼研究所	鋼構造研究センター	主任研究員	森 忠彦
住友金属工業㈱	新製品技術グループ		グループ長	井澤 衛
	土木技術研究室		主任研究員	阿部 幸夫
	新製品技術グループ			中川 敏之
大成ロテック㈱	関西支社 技術課長		大成ロテック (株)	鍋島 益弘
			東レ・デュポン (株)	角田 敦
			住友ゴム工業 (株)	柑本 哲哉
			三井建設 (株)	三上 浩
			(株) ボー	小寺 信市
東燃㈱	トウシート事業室		担当部長	植村 政彦
	〃		部長補佐	榎本 守
	〃		課長	大堀 尚宏
	〃		課長補佐	杉山 哲也
飛島建設㈱	土木事業本部		副本部長	福田 正夫
	〃	技術部	課長	岡本 浩
	〃	〃	主任	川島知佳夫
日本カイザー (株)	技術部	技術開発室	室長	佐藤真一郎
	〃	〃	課長	木村 勝利
	〃	〃	課長代理	平岩 昌久

奈良建設(株)	技術研究所	主任研究員	佐藤 貢一
	グリッド研	研究員	関根 健一
	グリッド研	研究員	財津 公明
	グリッド研	研究員	小林 朗

日本鋼管(株)	橋梁・港湾建設部	開発技術室		課長	川畑 篤敬
	〃	〃		次長	加納 勇
	基盤技術研究所	都市工学研究部	土木チーム	主査	長山 秀昭
	〃	〃	耐風・構造チーム	研究員	滝口 信明

(株)富士ピー・エス	本店	技術部		部長	岩本 久信
	福岡支店	技術部	設計課	課長	堤 忠彦
	大阪支店	技術部	設計課	課長代理	真鍋 英規
	本店	技術部	開発課	研究員	篠原 貴

マグネ化学(株)	専務取締役		塚崎 征
	常務取締役		藤巻 正義
	開発室	室長	小田原敏夫

1. 研究の目的

近年、車両の増加・大型化にともなう既設道路橋RC床版の補強の必要性が高まり、各種補強工法が提案されている。また、コスト縮減、省力化、省人化の要求に応えるための新しい床版構造も提案されているが、これらの工法の有効性についての実験的検証はほとんど行われておらずその有効性を確認する評価手法の確立が望まれている。一方、橋梁研究室では、2台の輪荷重走行試験機を導入し、一般的なRC床版の耐久性に関する評価手法をほぼ確立している。

そこで本研究は、評価手法が十分に確立されていない床版の補強工法及び新形式床版を含む統一的な耐久性に関する評価手法を確立する事を目的として現在開発が進んでいる各種形式の床版について輪荷重走行試験機を用いた疲労耐久性試験を中心とした検討を行ったものである。なお本研究は、土木研究所橋梁研究室と(財)土木研究センター、石川島建材工業㈱、石川島播磨重工業㈱、川田工業㈱、基礎地盤コンサルタンツ㈱、㈱エーイーエヌ、橋梁保繕㈱、ショーボンド建設㈱、新日本製鐵㈱、住友金属工業㈱、大成ロテック㈱、東燃㈱、飛島建設㈱、日本カイザー㈱、奈良建設㈱、日本鋼管㈱、㈱富士ピー・エス、マグネ化学㈱と共同で実施した。

2. 研究の概要

本研究は、一般的な床版のみならず補強を実施した床版および新形式床版を含む統一的な耐久性に関する評価手法を確立する事を目的に、現在開発が進んでいる各種形式の床版を対象に輪荷重走行試験を実施し、疲労耐久性試験手法および疲労耐久性評価手法について検討を行ったものである。

2. 1 各工法の分類

検討を行う各床版は、表-2.1.1に示す補修・補強グループ、表-2.1.2に示す鋼合成床版グループ、表-2.1.3に示すプレキャスト床版グループに分類するものとした。

表-2. 1. 1 補修補強グループ

工法名	共同研究者
ホゼン式工法	橋梁保繕(株)
FRPグリッド床版補強工法	◎ 奈良建設(株)
二方向ケブラー製シート工法	大成ロテック(株)
PSR工法	マグネ化学(株)

表-2. 1. 2 鋼合成床版グループ

工法名	共同研究者
Z床版	基礎地盤コンサルタンツ(株)・ (株)エーイーエヌ
FTS床版	東燃(株)
I形鋼格子床版	◎ 新日本製鐵(株)
SCデッキ	川田工業(株)
TRC床版	住友金属工業(株)
Uリブ合成床版	日本鋼管(株)

表-2. 1. 3 プレキャスト床版グループ

工法名	共同研究者
UIスラブ工法	石川島建材工業(株)
チャンネル形状プレキャストPC版工法	(株)富士ピー・エス
リブ付きプレキャスト床版	石川島播磨重工業(株)
SBパネル	◎ ショーボンド建設(株)
BARD床版工法	飛島建設(株)・ 日本カイザー(株)

◎：各グループの幹事会社

2. 2 試験の全体スケジュール

試験の全体スケジュールを表-2.2.1 に示す。試験は、土木研究所所有の輪荷重走行試験機を2台同時に用いることとし、平成10年2月から開始した。本報告書はこれらの試験のうち平成10年12月から平成11年3月までに試験が終了したUIスラブ工法、チャンネル形状PC床版、リブ付きプレキャスト床版、SBパネル、BARD床版工法の計5体について試験結果を報告する。

表-2.2.1 試験の全体スケジュール

		補修・補強				鋼合成					プレキャスト					
		橋梁保繕 ㈱	大成ロテック ㈱	奈良建設 ㈱	マグネ化学 ㈱	川田工業 ㈱	基礎地盤 ㈱・ ㈱エーイーエヌ	新日本製鐵 ㈱	住友金属 ㈱	東燃 ㈱	日本鋼管 ㈱	石川島建材 ㈱	石川島播磨 ㈱	ショーボンド建設 ㈱	飛島建設 ㈱・ カイザー ㈱	㈱富士ビー・エス
1998年																
1	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
2	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
3	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
4	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
5	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
6	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
7	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
8	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
9	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
10	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
11	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
12	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
1999年																
1	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
2	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									
3	1	2	3	4	5	6	7									
	8	9	10	11	12	13	14									
	15	16	17	18	19	20	21									
	22	23	24	25	26	27	28									

3. 疲労耐久性試験手法に関する検討

3. 1 標準試験方法および比較に用いる床版の疲労耐久性

道路橋床版の疲労耐久性試験に用いる輪荷重走行試験機、補修補強床版および新設打ち換えを対象とした床版の試験手法を以下に述べる。さらに試験結果の比較のために別途試験を行った昭和39年鋼道路橋設計示方書（以下「昭和39年道示」）に準じて製作されたRC床版（以下「RC39」）供試体、平成8年道路橋示方書（以下「平成8年道示」）に準じて製作されたRC床版（以下「RC8」）供試体および同道示にてフルプレストレスで設計された供試体のPC鋼材量を半減した（以下「PRC50」）供試体の諸元および試験結果について述べる。

3. 1. 1 標準試験方法

（1）輪荷重走行試験機

輪荷重走行試験機は、実際の輪荷重の走行を再現するため、床版に車輪による荷重を負荷させた状態で載荷位置を移動させるものである。輪荷重の走行は、フライホイール（円板）の回転力を輪荷重の往復運動に変換することによって行っている。図-3.1.1.1に試験機の外観図を表-3.1.1.1に試験機の主要諸元を示す。

輪荷重走行試験機には、24時間計測が可能となる自動計測システムを採用した。このシステムでは、ひずみ、変位等のデータを随時、自動的にパソコンに取り込むとともに、常時監視、記録することにより床版の破壊寸前のデータを試験終了後に解析することが可能である。また、このシステムは床版下面に発生するひび割れの進行状態を定量的に把握するためにCCDカメラを床版下面に設置し、撮影した画像データをパソコンで処理することによりひび割れの幅、長さおよび密度を算出することが可能である。

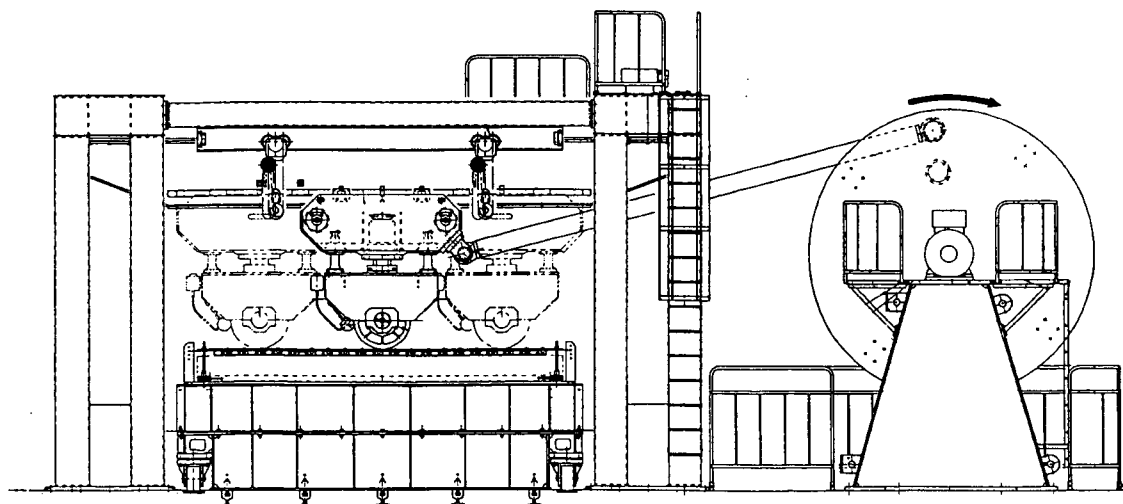


図-3.1.1.1 輪荷重走行試験機外観図

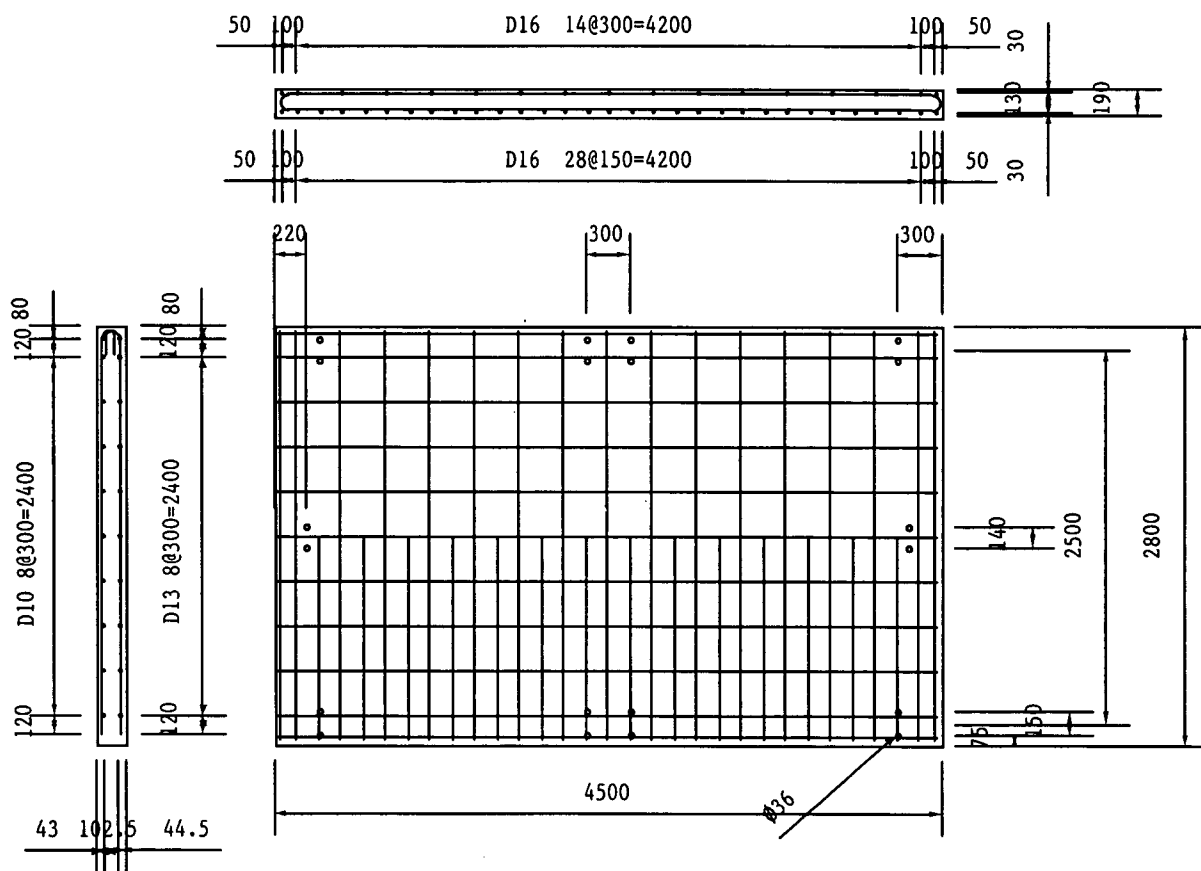
表-3.1.1.1 輪荷重走行試験機の主要諸元

項目		仕様	
形状・寸法	試験機寸法	フレーム：高さ約5m×長さ約8m フライホイール：直径3.5m、重さ10tf	
	供試体最大寸法	幅3.0m×長さ4.5m×厚さ0.35m（床版） 治具の取り替えにより桁部を含めた実験も可能	
	車輪の種類	鉄輪：直径700mm×幅300mm 鉄輪：直径700mm×幅500mm ゴムタイヤ：9.00-R20-14PR 相当（ダブル）	
性能	駆動	走行範囲	±0.5/±1.0/±1.25/±1.5m
		最大回転速度	59.8/42.3/37.8/34.7rpm
	載荷	最大載荷力	走行時：50tf(490kN) 停止時：100tf(981kN)
		最大載荷ストローク	200mm
その他	設置台数	2基：1号機（レッド）、2号機（イエロー）	
	設置場所	土木研究所 構造力学実験施設	

(2) 補修補強床版供試体載荷試験方法

1) 基準供試体の製作

補修補強工法を施工する基準供試体は、図-3.1.1.2に示す昭和39年道示に準じて設計された長さ4.5m×幅2.8m×高さ19cmの供試体を用いるものとした。なお、供試体には、ハンチを設けていない。使用材料は、鉄筋がSD295Aを用い、試験時のコンクリート強度が $25\text{N/mm}^2 \sim 30\text{N/mm}^2$ ($250 \sim 300\text{kgf/cm}^2$)となるように考慮するものとした。さらに供試体は乾燥収縮によるひび割れ等の影響を受けないように製作するものとした。



(単位：mm)

図-3.1.1.2 基準供試体の形状・寸法（RC39供試体）

2) 供試体の補強設計

基準供試体は、床版支間3.0mの連続板として設計したが、試験機等の都合により連続板の支間中央の曲げモーメントが同様になる2.5mで単純支持するものとした。よって供試体の補強設計は、図-3.1.1.2に示す供試体であっても3.0mの連続版に対する補強量となるようにするものとした。なお、補強設計において各工

法が独自の設計マニュアルを有する場合は、道示によらずそれに従うものとした。

3) 供試体の設置

供試体は、床版支間方向に単純支持、橋軸方向に弾性支持し、回転拘束を与えないように浮き上がりを防止して輪荷重走行試験機に固定した。輪荷重走行試験は、床版供試体上に 500×200 mmの載荷ブロックを一列に並べた軌道上を幅 500mm の鉄輪が 3 m往復して走行を行った。

4) 初期損傷

補修・補強を行う床版は、あらかじめ輪荷重走行試験機により、図-3.1.1.3 に示す劣化度を有する初期損傷を与えるものとした。図-3.1.1.3 に示す劣化度は土木研究所資料第 2651 号「橋梁点検要領 (案)」に準拠し過去に行った同様な輪荷重走行試験結果により求めたものである。初期損傷は、輪荷重 157kN(16tonf) にて行うものとし、試験開始前に損傷の程度を選択するものとした。

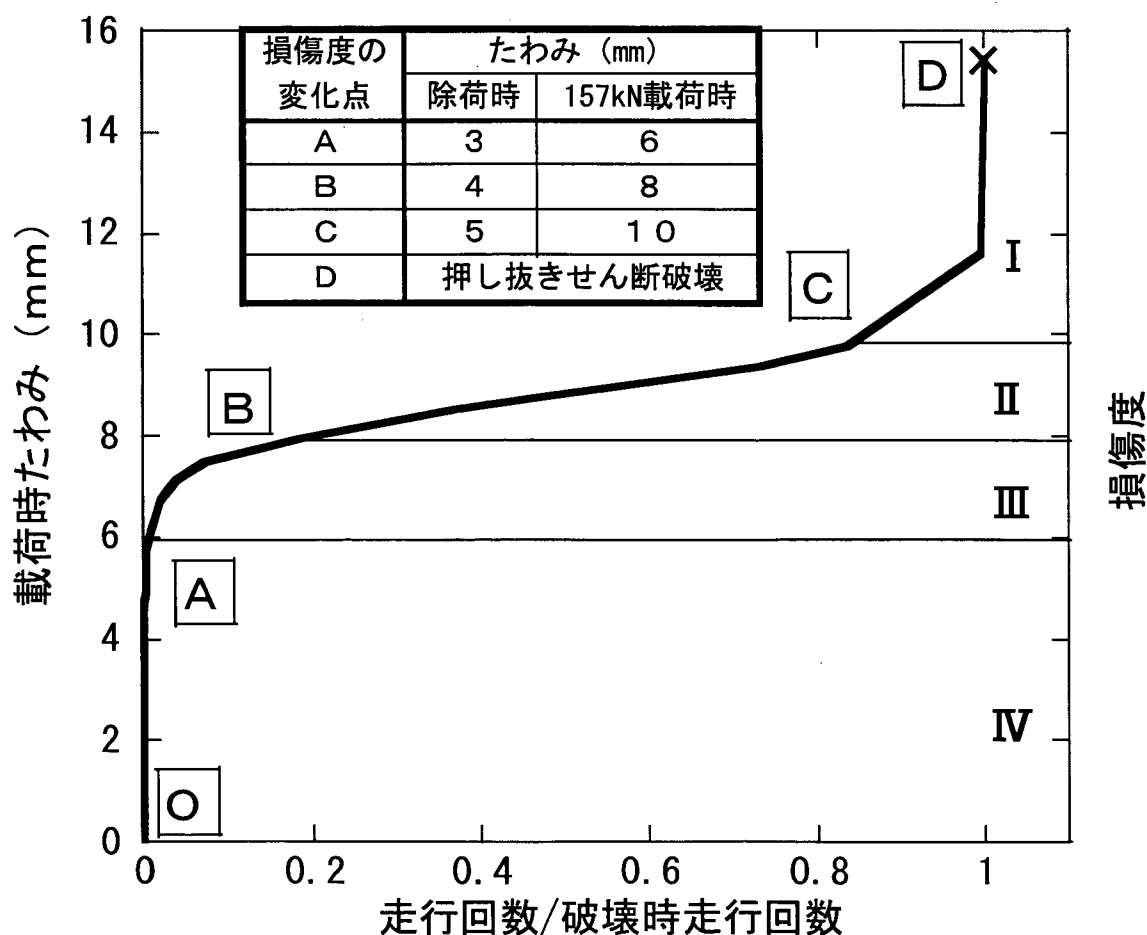


図-3.1.1.3 RC39 供試体の走行回数-載荷時供試体中央変位の関係

5) 補強の施工

供試体の施工は、各工法の有する施工マニュアルに従い実橋における施工と同様になる様に行うものとした。

6) 補強材料の養生

供用下での施工が可能な工法は、補強材料の養生期間中にも輪荷重の走行を行うことを基準とした。なお、養生期間中の載荷は、載荷荷重 69kN(7tonf)で行うものとし走行スピード 20 回/分 (約 13,000 回/日) にて 200,000 回の走行を行うものとした。

7) 階段状荷重漸増載荷試験

補強材料の養生の終了した供試体は速やかに階段状荷重漸増載荷 (以下「階段載荷」) を行うものとした。階段載荷は、図-3.1.1.4 に示す初期荷重を 157kN(16tonf) とし、4 万回走行毎に 20kN(2tonf) づつ荷重を増加させるものとした。階段載荷は、供試体が破壊に至るまでもしくは走行回数 520,000 回 392kN(40tonf) まで実施するものとした。

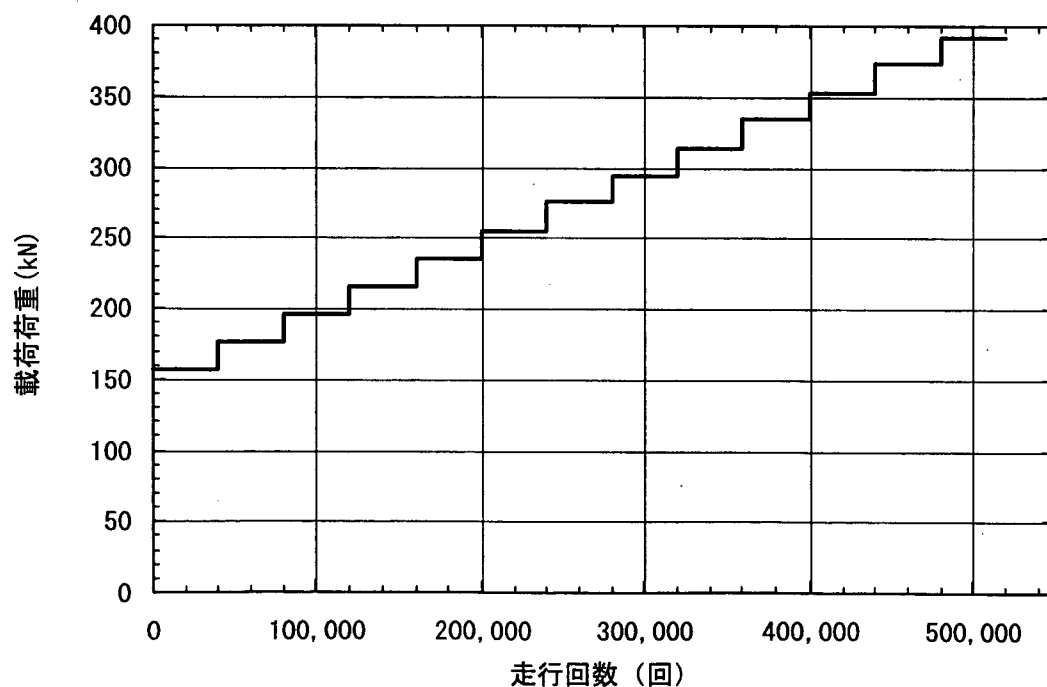


図-3.1.1.4 階段状荷重漸増載荷

(3) 新設・打ち換え床版（合成床版、コンクリート系床版） 載荷試験方法

1) 供試体の設計

供試体は、床版支間 3.0m の連続板として B 活荷重に対して設計するものとした。しかし供試体は、試験の都合により単純支持して行う必要があるため、連続板の支間中央の曲げモーメントが同様になる支間 2.5m で単純支持するものとした。よって供試体の寸法は、橋軸方向 4.5m、橋軸直角方向 2.8m（支間 2.5m）とした。さらに供試体は、舗装厚さ 10cm および 1 方向当たりの大型車の計画交通量 2,000 台/日以上を考慮して設計するものとした。なお、供試体の設計において各工法が独自の設計マニュアルを有する場合は、道示によらずそれに従うものとした。

2) 供試体の施工

供試体の施工は、各社の有する施工マニュアルに従い実橋における施工と同様になる様に行うものとした。また、床版下面に鋼板等を有する工法の場合は、供試体の支点上は実橋の主桁上と同様な構造となるように考慮して供試体を製作するものとした。さらに、各供試体はコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等の影響を受けないように製作するものとした。

3) 供試体の設置

供試体は、床版支間方向に単純支持、橋軸方向に弾性支持し、回転拘束を与えないように浮き上がり防止して輪荷重走行試験機に固定するものとした。輪荷重走行試験は、床版供試体上に 500×200 mm の載荷ブロックを一行に並べた軌道上を幅 500mm の鉄輪が 3m 往復して走行を行った。

4) 階段状荷重漸増載荷試験

供試体は、打設したコンクリートが所定の強度が発現したことを確認したのち階段載荷を行うものとした。階段載荷は、図-3.1.1.4 に示す初期荷重を 157kN(16tonf)とし、4 万回走行毎に 20kN(2tonf) ずつ荷重を増加させるものとした。階段載荷は、供試体が破壊に至るまでもしくは走行回数 520,000 回 392kN(40tonf) まで実施するものとした。

3. 1. 2 比較用供試体の試験結果

(1) 供試体の形状寸法

本試験では、昭和39年道示に準じて製作されたRC床版（以下「RC39」）供試体、平成8年道示に準じて製作されたRC床版（以下「RC8」）供試体および同道示にてフルプレストレスで設計された供試体のPC鋼材量を半減した（以下「PRC50」）供試体の各1体、計3体を比較に用いるものとした。図-3.1.2.1にRC39供試体の形状・寸法を図-3.1.2.2にRC8供試体の形状・寸法を図-3.1.2.3にPRC50供試体の形状・寸法を示す。また、表-3.1.2.1に各供試体の諸元を示す。

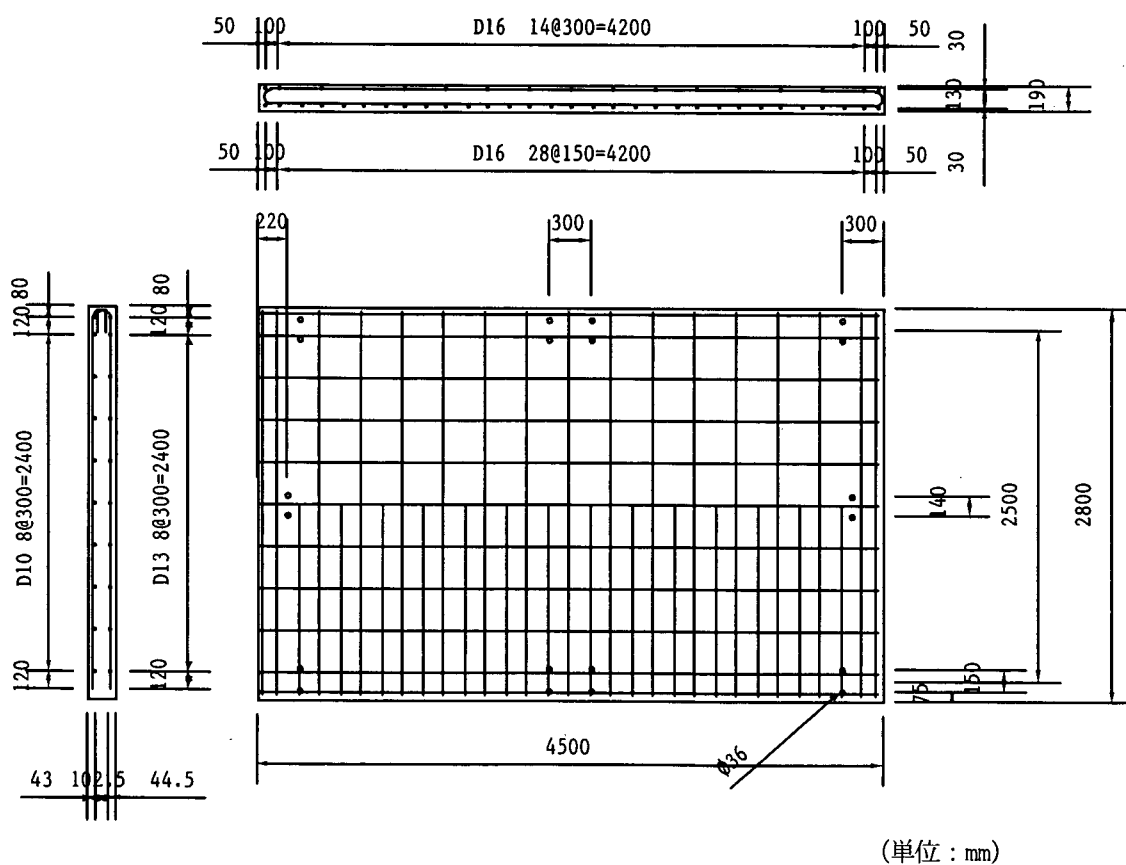
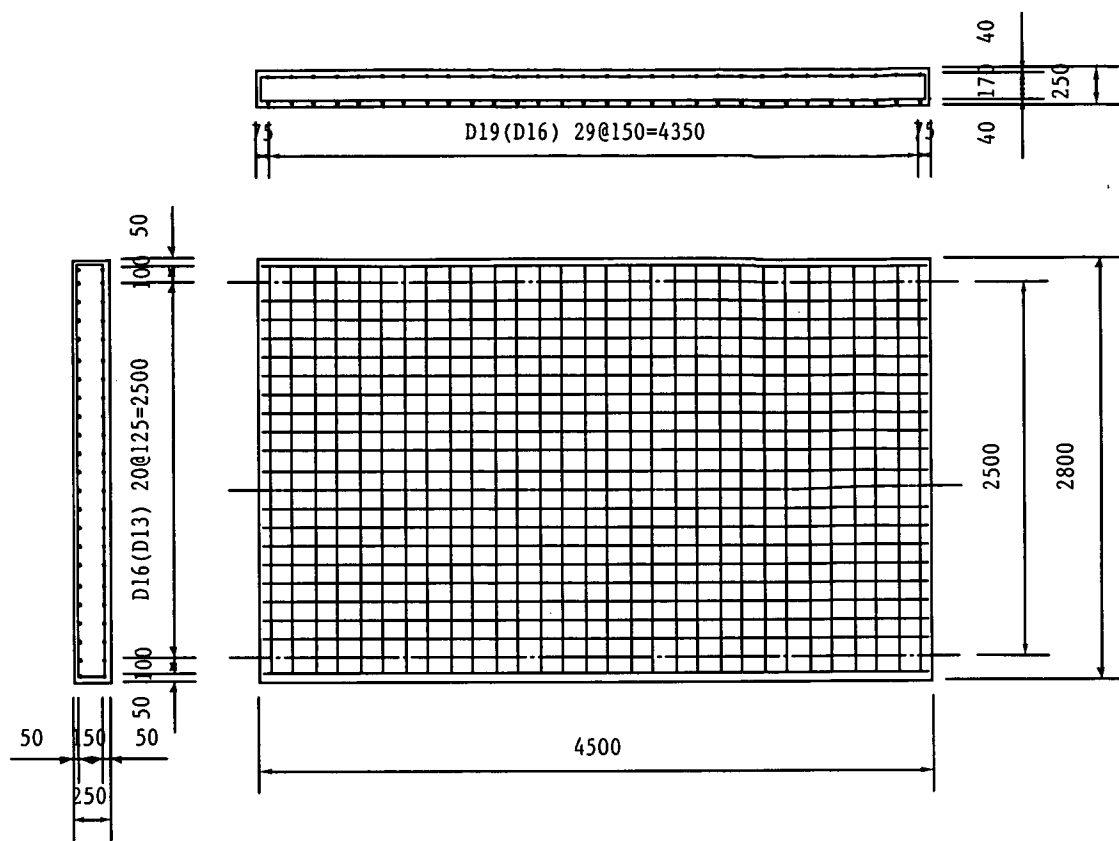
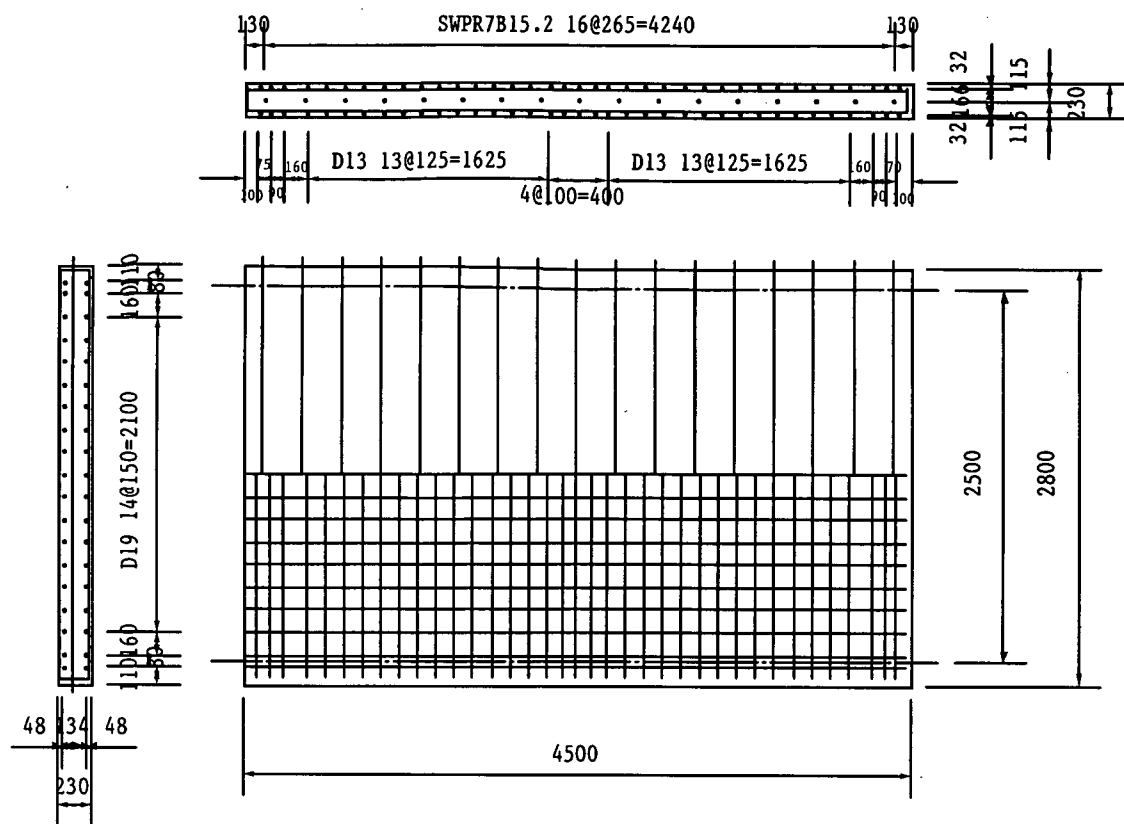


図-3.1.2.1 RC39供試体の形状・寸法



(単位 : mm)

図-3.1.2.2 RC8供試体の形状・寸法



(単位 : mm)

図-3.1.2.3 PRC50供試体の形状・寸法

表-3.1.2.1 各供試体の諸元

供試体名	適用示方書	寸法 (cm)	支間 (cm)	橋軸直角方向 (cm)			橋軸方向 (cm)		
				径	有効高さ	間隔	径	有効高さ	間隔
RC39 供試体	昭和39年	280×450×19	250	D16	15.7 (3)	15 (30)	D13 (D10)	14.3 (4.3)	30
RC8 供試体	平成8年	280×450×25	250	D19 (D16)	21 (4)	15	D16 (D13)	19 (5.6)	12.5
PRC50 供試体	平成8年	280×450×23	250	SWPR7B 15.2	11.5	26.5	-	-	-
				D13	19.8 (3.2)	12.5	D19	18.2 (4.8)	15

() 内は圧縮側鉄筋の値

(2) 階段状荷重漸増載荷試験

載荷試験は、図-3.1.1.4に示す初期荷重を157kN(16tonf)とし、4万回走行毎に20kN(2tonf)づつ荷重を増加させる階段載荷とした。階段載荷は、供試体が破壊に至るまでもしくは走行回数 520,000 回 392kN(40tonf)まで実施するものとした。

(3) 試験結果

図-3.1.2.4に各供試体の破壊時走行回数と載荷荷重の関係を示す。表-3.1.2.2に各供試体の走行回数および破壊状況を示す。さらに、図-3.1.2.5に各供試体の走行回数と供試体中央変位の関係を示す。

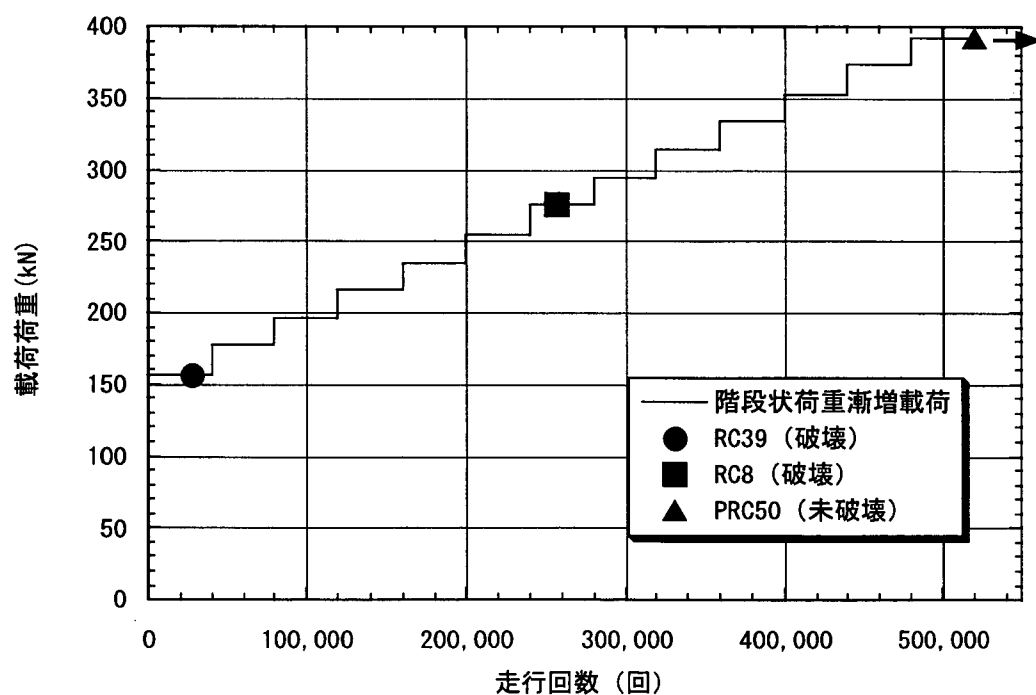
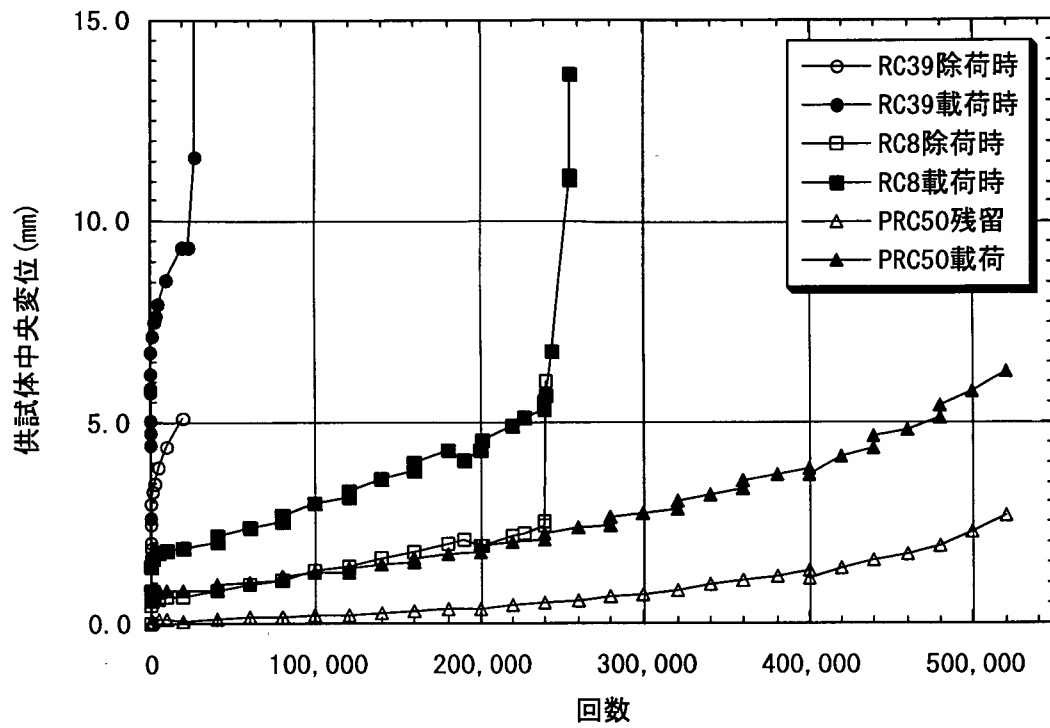


図-3.1.2.4 破壊時走行回数－破壊荷重の関係

表-3.1.2.2 各供試体の破壊時走行回数

供試体名	コンクリート 圧縮強度 N/mm ² (kgf/cm ²)	破壊時荷重 kN	走行回数 回	破壊状況
RC39 供試体	26.9 (274)	157	27,392	押し抜きせん断破壊
RC8 供試体	27.1 (276)	275	255,649	押し抜きせん断破壊
PRC50 供試体	56.9 (580)	392	520,000	未破壊



図一3.1.2.5 走行回数一供試体中央変位の関係

3.2 プレキャスト床版

3.2.1 UIスラブ 2

(1) 概要

1) 工法の概要

建設業では技能労働者の高齢化、労働力不足が現実化してきており、現場作業の省力化・省人化・低コストが求められている。

IKKのUIスラブは、これらの問題点を解消するために開発したプレキャスト床版でUI継手を採用した床版である。

UIスラブの特徴としては、下記の点が挙げられる。

- 1) 熟練工を必要とせず簡単に施工できる。
- 2) 現場作業がすくなくなる。
- 3) プレキャスト製品のため品質が安定している。

また、本工法の継手部であるUI継手はUアンカー、Iバー、充填材の3つの部材からなっている。

Uアンカーはプレキャスト床版内に埋め込まれており、現場では一定の目地幅（20mm 程度）を確保して設置した後、Iバーを落とし込み金具の隙間及び目地部に充填材を注入し一体化させる構造である。

なお、本UIスラブ2は「道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その1）整理番号 221 号平成 11 年 3 月」に示すUIスラブと以下の点で異なる設計および施工を行ったものである。

- ・床版厚が1体目は180mm、2体目は250mmである。
- ・構造は1体目がPC構造で、2体目がPRC構造である。

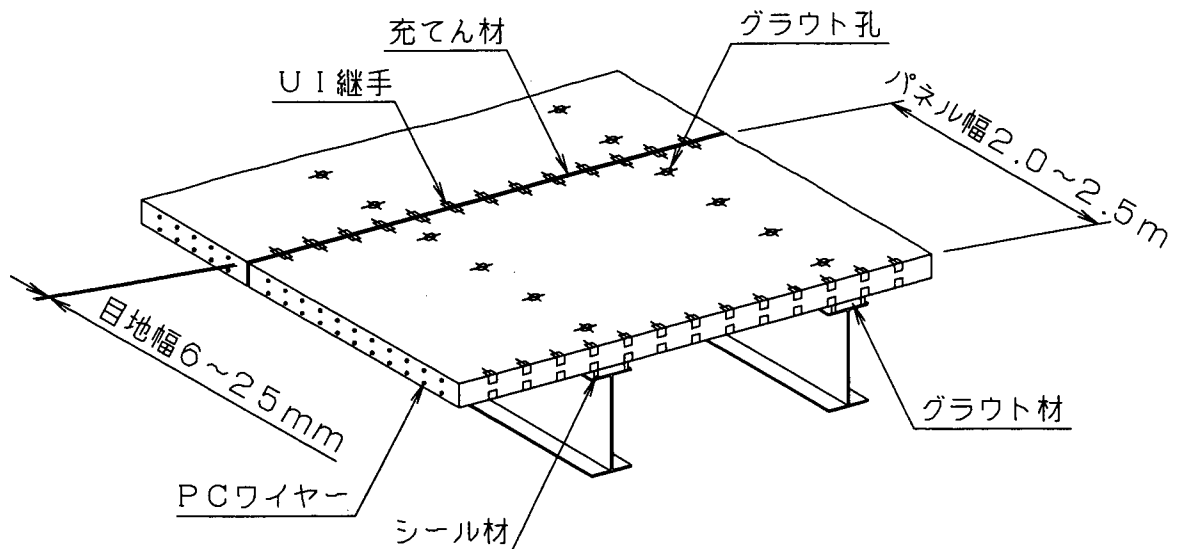


図-3.2.1.1 UIスラブ概念図

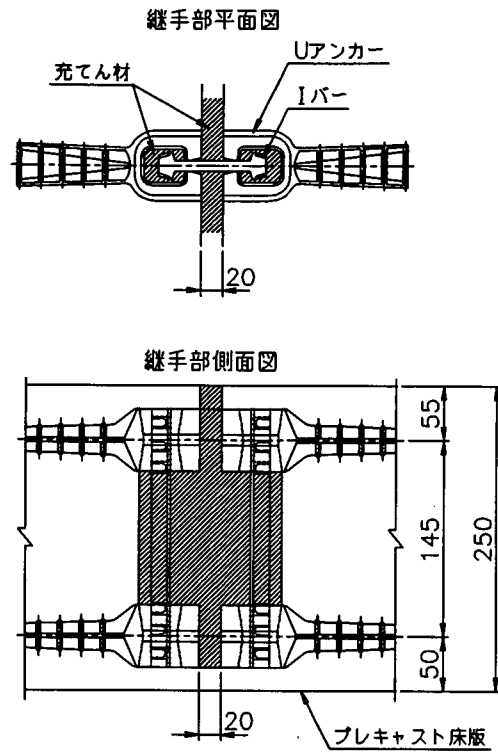


図-3.2.1.2 U I 継手の構造

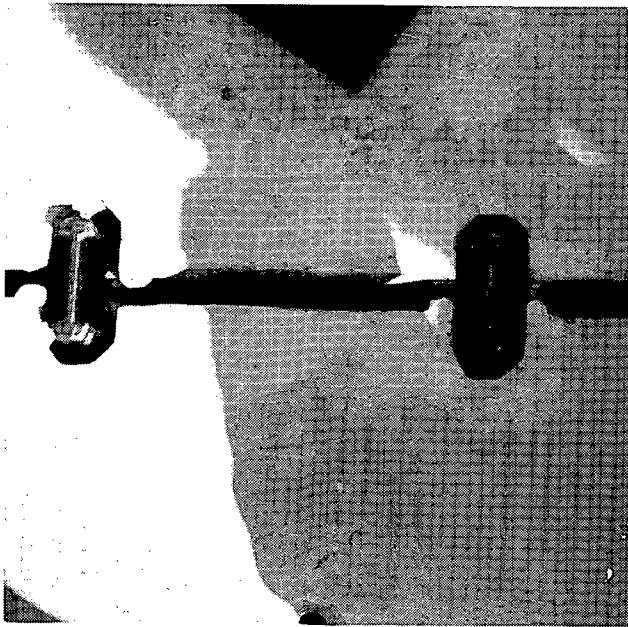


写真-3.2.1.1 継手部平面

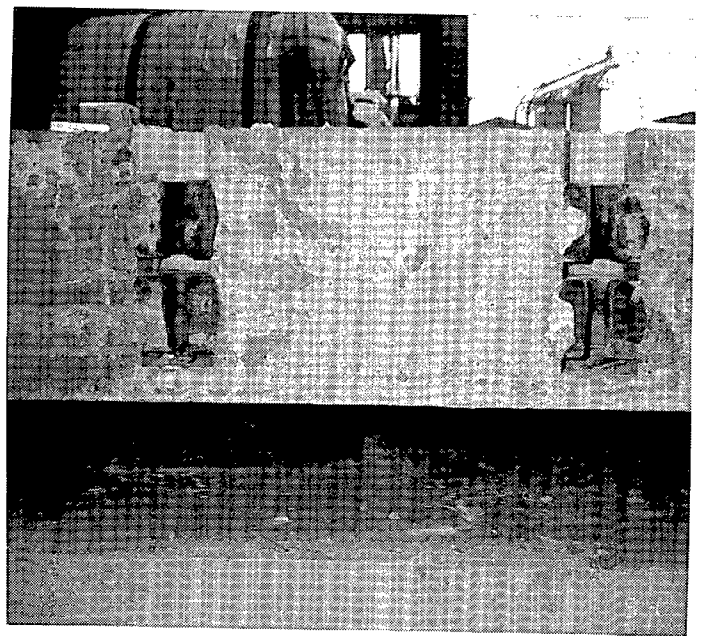


写真-3.2.1.2 継手部断面

2) 試験の着目点

- ① U I 継手部疲労耐久性確認 (同一試験法での評価)
- ② 床版本体 // (Uアンカーの付着定着の確認)

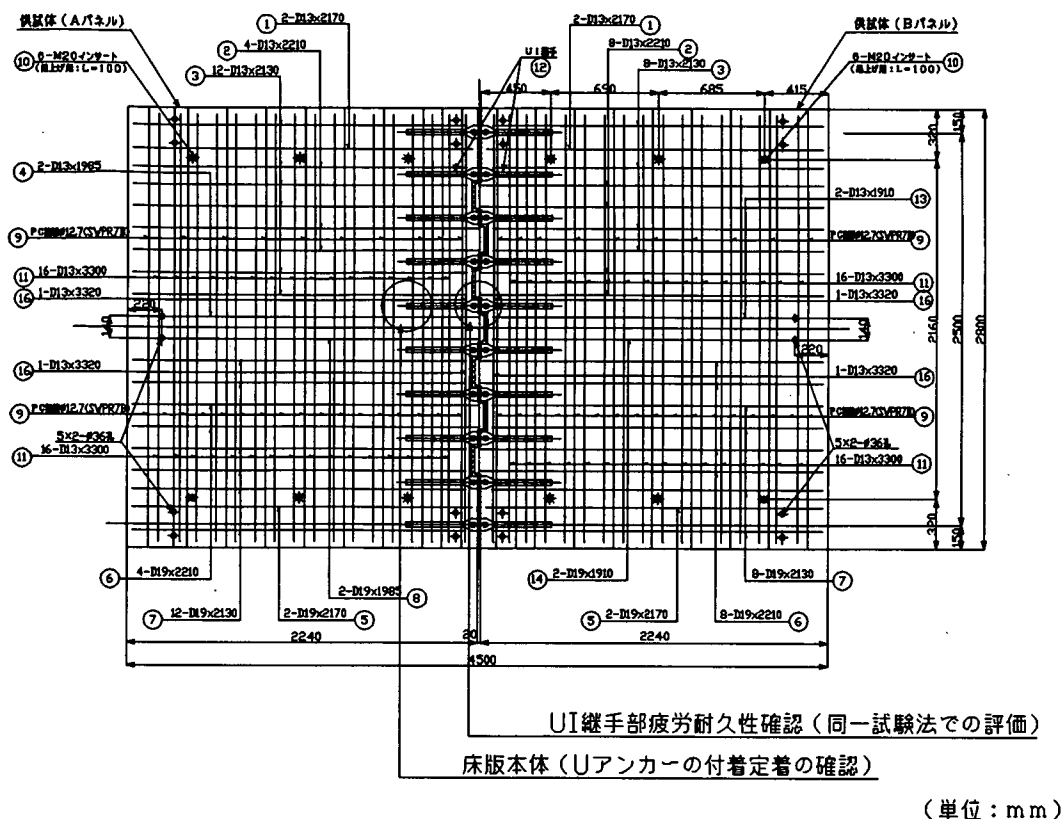


図-3.2.1.3 供試体着目点示図

3) 設計の概要

供試体の形状・寸法を図-3.2.1.5 に示す。本試験における供試体は床版支間 3.0m の連続版としてB活荷重にて設計を行った。

① 床版厚

本供試体は、橋軸方向がRC構造であるため版厚の低減は行わず、RC床版と同じ厚さとする。よって道示Ⅲ (コンクリート橋編) 5.4.1 鉄筋コンクリート床版及び 5.4.2 プレストレストコンクリート床版に準拠する。

よって床版厚は、 $d = (3L + 11) \times k_1 = 25.0\text{cm}$ $L = 3.0\text{m}$ (床版支間) $k_1 = 1.25$ とした。

② 版本体

橋軸直角方向はPRC構造として設計を行う。死荷重作用時はフルプレストレストとし、活荷重作用時には、コンクリートの曲げ引張応力度制限値以内まで引張を許容するパーシャルプレストレストとする。プレストレス導入量は、フルプレストレストの 50%を目安とする。また橋軸方向については、RC構造として設計を行う。

・主鉄筋方向断面

コンクリートの許容応力度制限値は下記により算出した。

$$\sigma_{cta} = 0.6 / (\eta^{1/3}) \times 0.5 \sigma_{ck}^{2/3}$$

η : 部材高さ(m) (=0.250)

σ_{ck} : 設計基準強度 (=50N/mm²)

$$\therefore \sigma_{cta} = 0.6 / (0.250)^{1/3} \times 0.5 \times (50)^{2/3} = 3.0 \text{ N/mm}^2 \quad (=30.0 \text{ kgf/cm}^2)$$

P C 鋼材 1S12.7mm (SWPR7B) 20 本使用

導入緊張力 1340N/mm² (134kgf/mm²)

表-3.2.1.1 床版支間方向合成応力度

単位 : N/mm² (kgf/cm²)

	支間部上線	支間部下線
プレストレス導入時	3.7 (37.8)	3.7 (37.8)
死荷重時	3.8 (38.9)	2.4 (24.1)
設 計 時	7.2 (73.3)	-1.0 (-10.3)

・配力筋断面

コンクリート圧縮縁 $\sigma_{cc} = 3.5 \text{ N/mm}^2$ (36.0kgf/cm²) < 10.0N/mm² (100kgf/cm²)

引張側鉄筋 $\sigma_{sl} = 77 \text{ N/mm}^2$ (780kgf/cm²) < 140N/mm² (1400kgf/cm²)

③ U I 継手部

U I 継手部は、配力鉄筋 2 本分の応力を 1 セットの継手で受け持たせる。I バーの設計は目地部充填材を圧縮材、I バーを引張材とした R C 構造として設計を行う。また、U アンカーについては、配力鉄筋 2 本分に発生する応力を負担するものとして、全強による照査を行う。

以下に結果を示す。

・継手部の応力度

$$\sigma_{cc} = 3.7 \text{ N/mm}^2 \quad (38 \text{ kgf/cm}^2) < 17.0 \text{ N/mm}^2 \quad (170 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$\sigma_{sl} = 97 \text{ N/mm}^2 \quad (990 \text{ kgf/cm}^2) < 210 \text{ N/mm}^2 \quad (2100 \text{ kgf/cm}^2)$$

・U アンカーのフランジ部せん断耐力

$$P_{\gamma \max} = 221 \text{ kN} \quad (22500 \text{ kgf}) \quad \text{全強} > P_{\text{bar}} = 80 \text{ kN} \quad (8022 \text{ kgf})$$

$$P_{\text{bar}} = D19 \times 2 \text{ 本分} = 80 \text{ kN} \quad (8022 \text{ kgf})$$

・I バーのせん断耐力

$$P_s = 922 \text{ kN} \quad (94018 \text{ kgf}) \quad \text{全強} > S = 100 \text{ kN} \quad (10000 \text{ kgf})$$

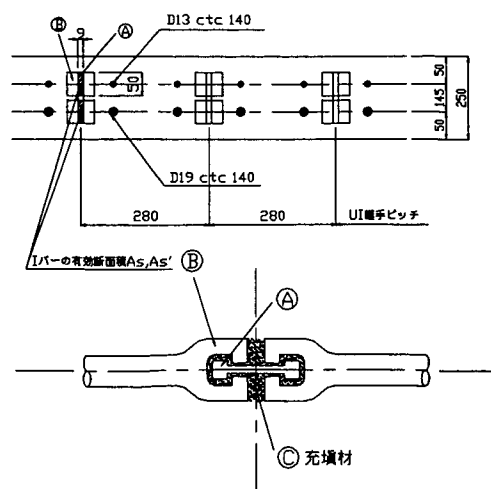


図-3.2.1.4 U I 継手構造図

アンカー筋の耐力

$P_{tmax}=89kN$ (9090kgf) 全強 $<P_{bar}=80kN$ (8022kgf)

$P_{tmax}=89kN$ (9090kgf) 全強 $<P_{bar}=80kN$ (8022kgf)

④充填材

充填材は I バーと U アンカー間に発生する支圧応力度を考慮して、高強度の膨張性モルタル ($\sigma_{ck}=80N/mm^2$ (800kgf/cm²)) を使用する。モルタルの性状を表-3.2.1.2 に示す。

表-3.2.1.2 目地充填材の性状

材 質	モルタル系
会 社 名	電気化学工業 (株)
商 品 名	U I 継手用充填材 (市販品) (プレタスコンタイプU)
作 業 性	プレミックスタイプ 現地練り混ぜタイプ
強 度	$\sigma=76N/mm^2$ (758kgf/cm ²) 実験値 $\sigma=97N/mm^2$ (970kgf/cm ²) 実験値
収 縮 性	なし、膨張モルタル
流 動 性	良好
可使時間	30 分
そ の 他	1. 通常のグラウト材と同様で、作業性も良好。 2. 膨張性を持たせることにより、目地にクラックが発生しないことを期待。

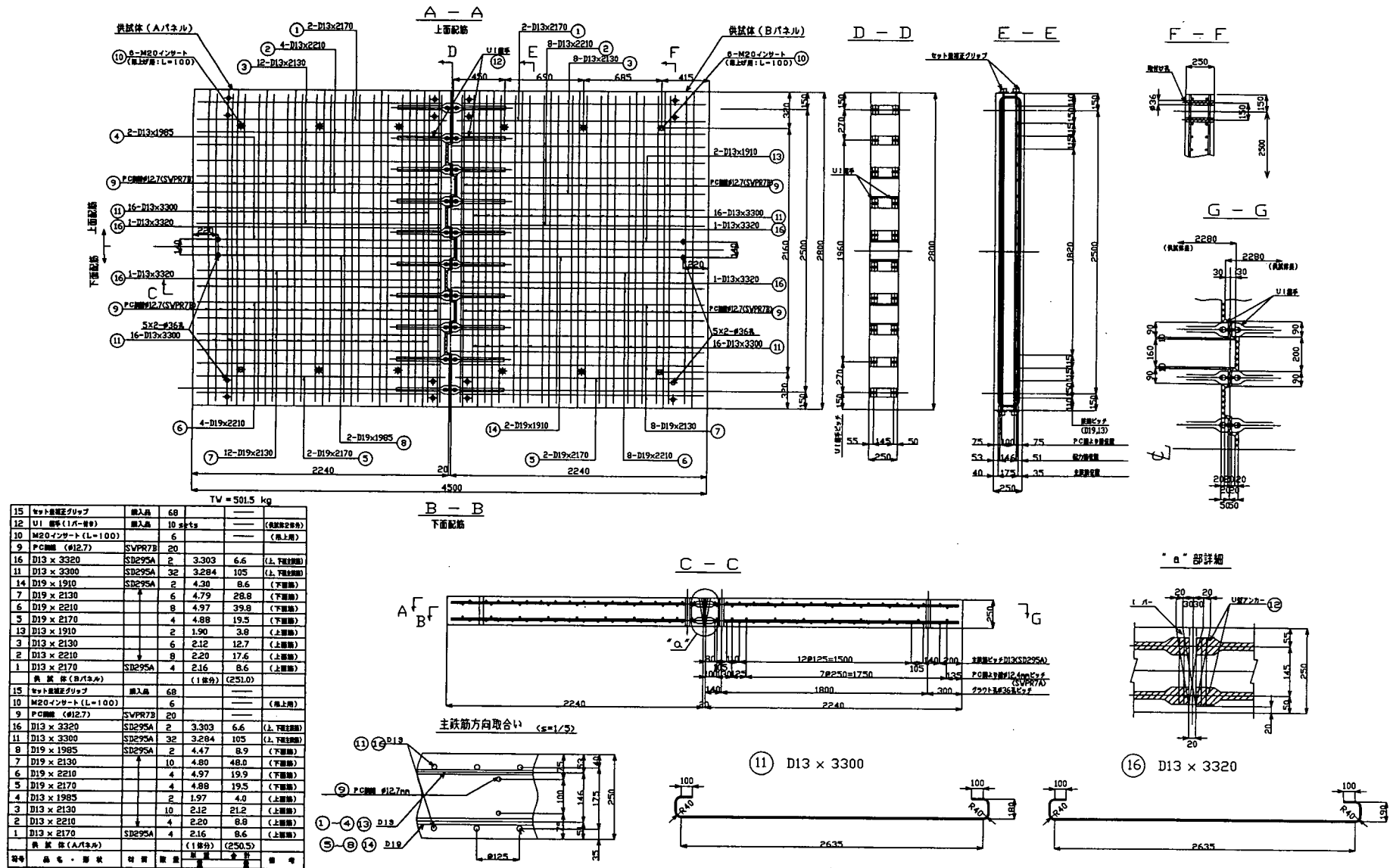


図-3.2.1.5 供試体図 (単位 : mm)

4) 施工の概要

①施工の方法

供試体製作のフローチャート図を図-3.2.1.6に示す。

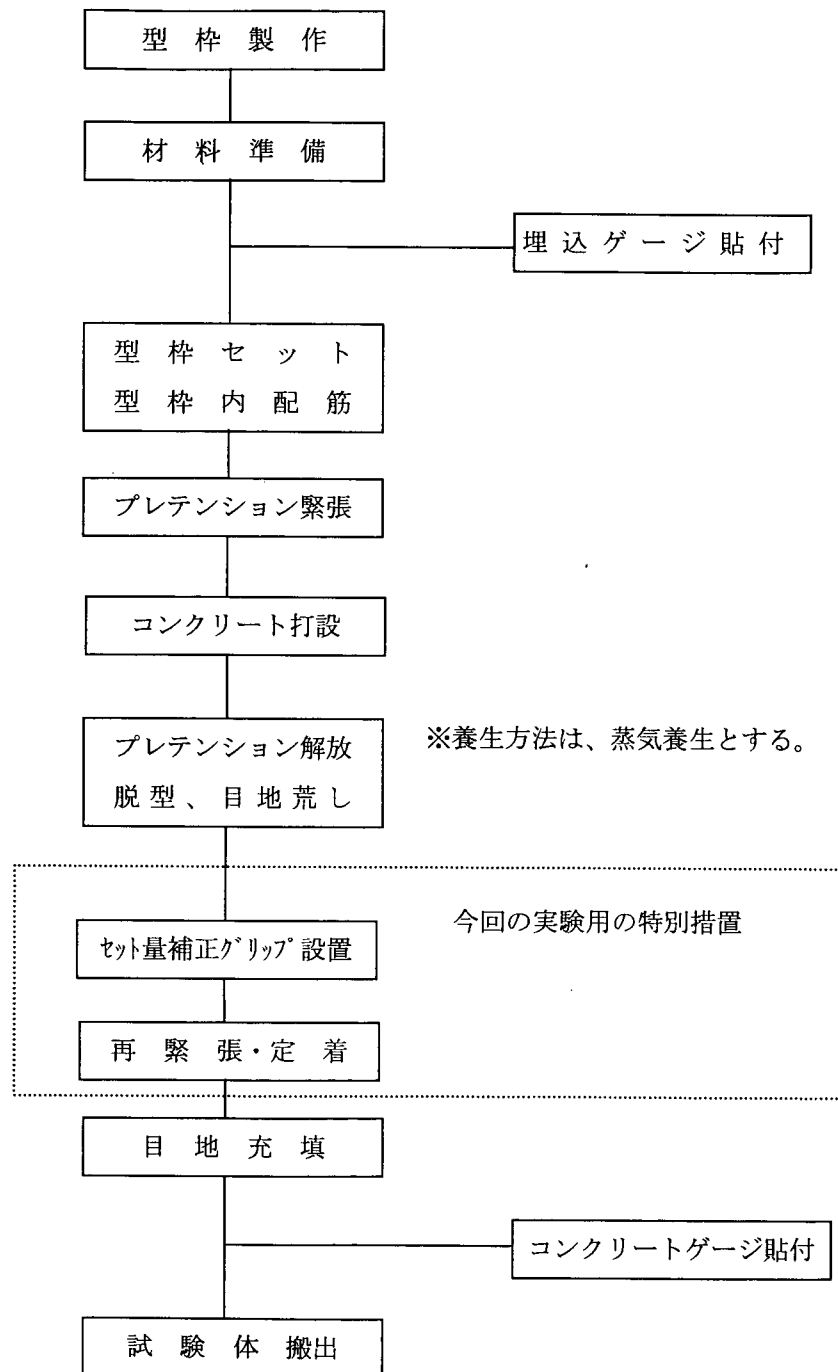


図-3.2.1.6 供試体製作フローチャート

②実験の制約に関わる特別措置

UIスラブ工法を実橋に適用した場合には、橋軸直角方向は連続構造であるので、不慮のひび割れに対してもプレテンション方式のPC鋼より線が抜けることはない。しかし、今回の実験は1径間分を切り出した構造なので、これに対する対策を施す。

UIスラブに導入されているプレストレスは、プレテンション方式によるものなので、プレテンション方式による応力状態を阻害しないように端部に定着部を形成する。これを「セット量補正グリップ」といい、以下の手順で行う。

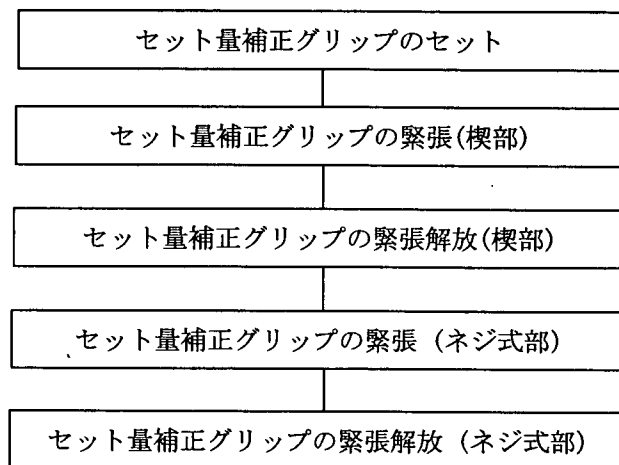


図-3.2.1.7 セット量補正グリップの施工フローチャート

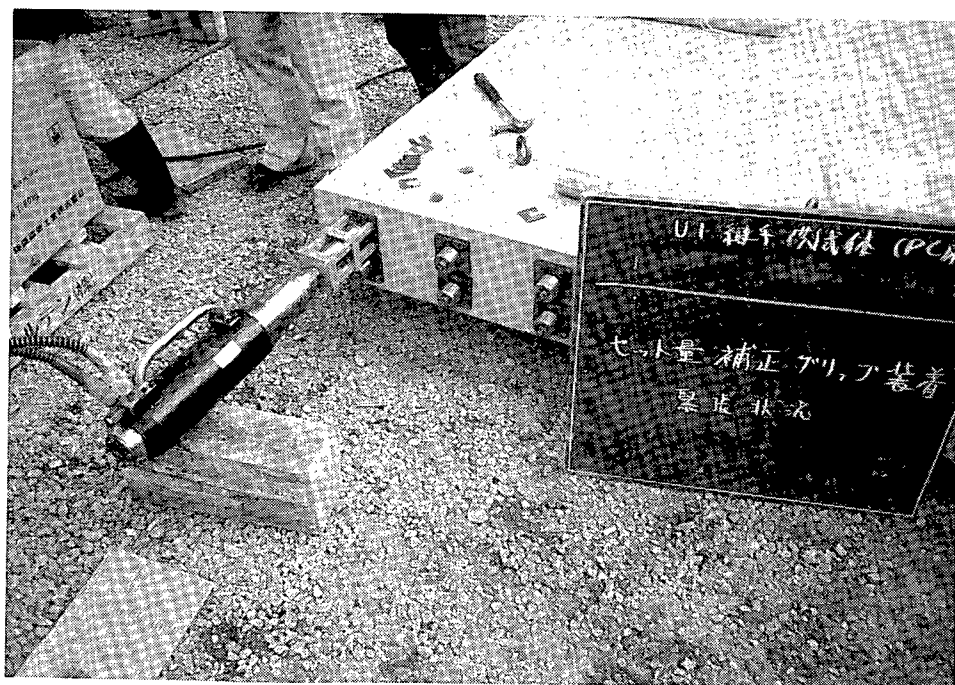


写真-3.2.1.3 セット量補正グリップ

③施工時の供試体の保持方法

供試体の仮置き、運搬時の保持は、りん木等で支持し、吊り上げ方法は、図-3.2.1.8 の様に行う。

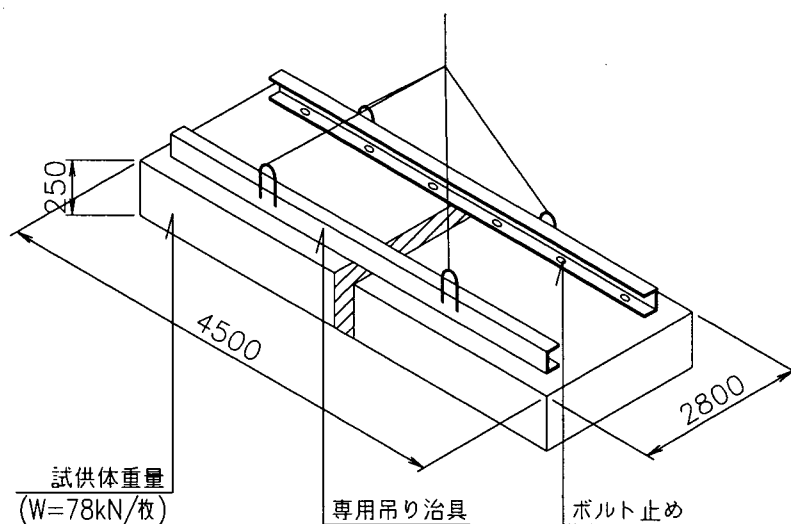


図-3.2.1.8 吊り上げ方法 (単位 : mm)

上図のように吊り上げ専用治具で4点吊りとし、専用吊り治具は供試体と同様に搬入する。

④コンクリートの設計基準強度

$\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ (500kgf/cm²) とし、セメントは普通ポルトランドセメントを使用する。

尚、示方配合を表-3.2.1.3 に示す。

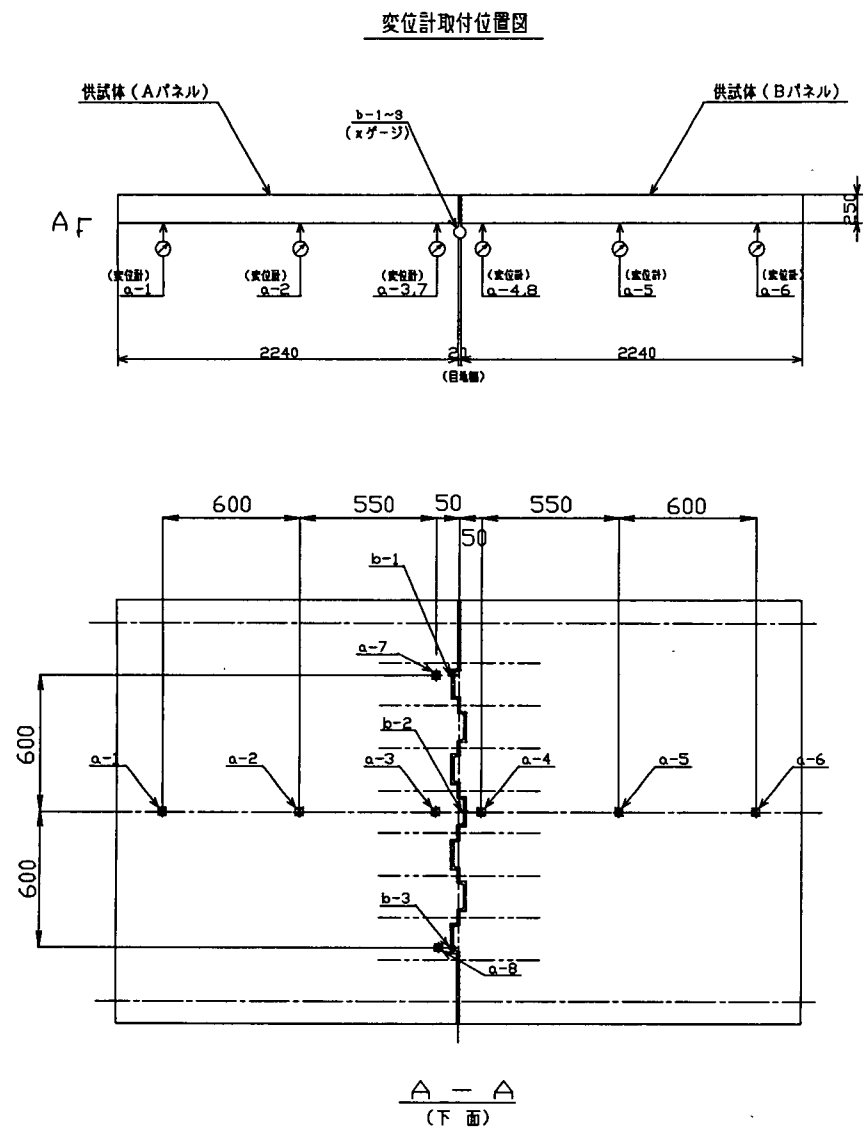
表-3.2.1.3 コンクリートの示方配合

コンクリートの種類	設計基準強度 σ_{ck} N/mm ² (kgf/cm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 N/m ³ (kgf/m ³)				
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
普通	50 (500)	20	12	36.4	36.2	1834 (187)	5042 (514)	5964 (608)	10366 (1057)	50 (5.140)

⑤養生方法

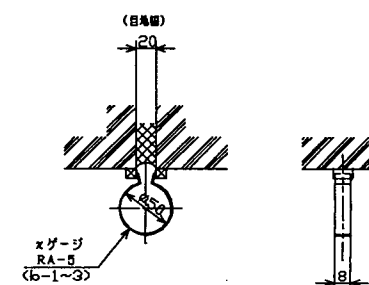
- ・ 本体 : 初期養生として材齢1日は蒸気養生，材齢2日以降は気中養生
養生期間14日以上とする。
- ・ 目地充填材 : シート養生 (保温養生)
養生期間14日以上とする。

尚、コンクリート及び充填材のテストピースは供試体と同一の養生を行う。



π ゲージ取付詳細 (s=1/3)

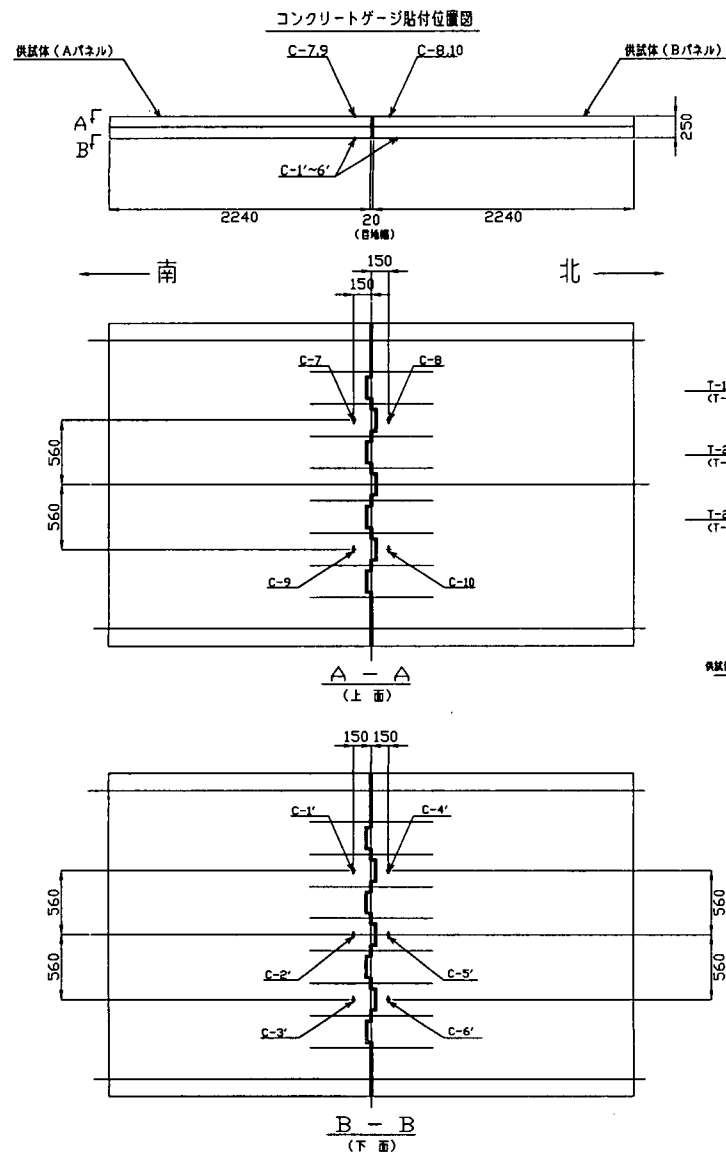
(供試体：下面側のみ)



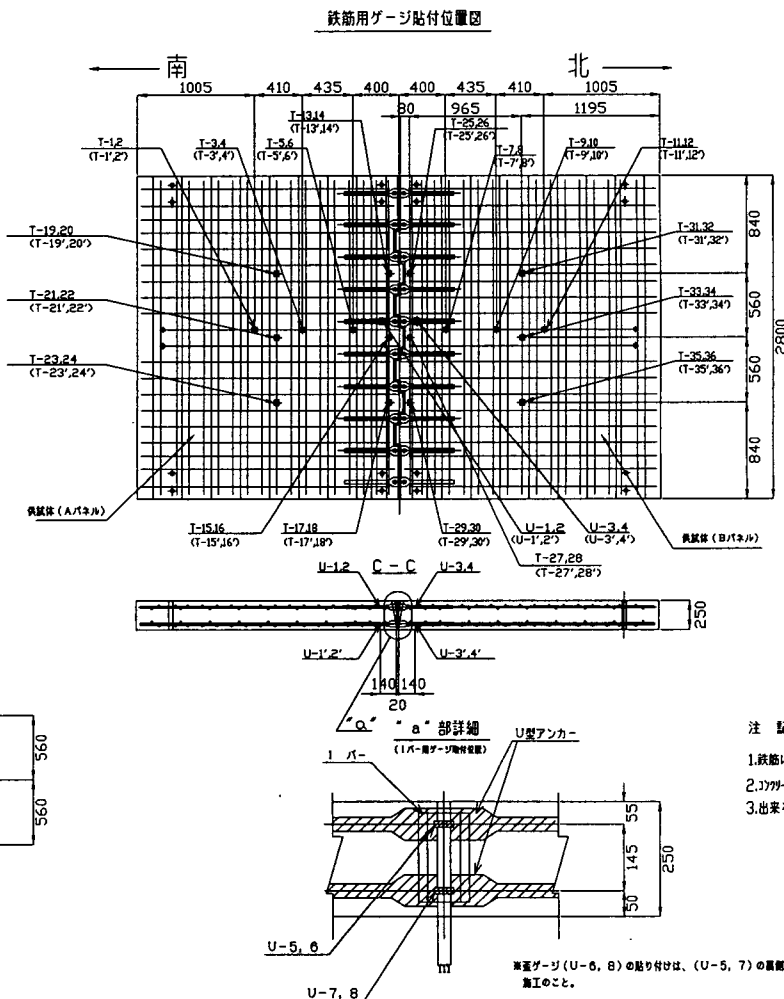
ゲージ一覧表

変 位 計	a-1~8
πゲージ	b-1~3

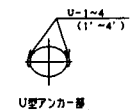
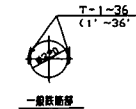
図-3.2.1.9 変位計、πゲージ取付け図 (単位：mm)



注 記
1. ゲージ番号の () 内数値は、下面取付位置を示す。



鉄筋ゲージ取付詳細



各ゲージ一覧表

コンクリート	C-7-10 C-1'-6'	10枚
鉄 筋	T-1-36 T-1'-36'	72枚
U型アンカー	U-1-4 U-1'-4'	8枚
1 パー	U-5-8	4枚

30mm間隔ゲージ 10枚
鉄筋間隔ゲージ 84枚

注 記

- 鉄筋に貼り付けるひずみゲージは、5mmの3線リッド線付きを使用すること。
- 30mm間隔ゲージは、L=6.0cm以上のもを使用すること。
- 出来るだけG.Fが同一となるようにすること。

図-3.2.1.10 ゲージ貼り付け図 (単位: mm)

⑥コンクリート打設立会者氏名

- ・日時：平成10年12月21日（火）
- ・場所：昭和コンクリート工業（株）相模工場
- ・立会者氏名（敬称略）

（財）土木研究センター	三木正久
石川島播磨重工業（株）	成瀬輝男
ショーボンド建設（株）	佐藤政勝
日本カイザー（株）	木村勝利、平岩昌久

5) 計測

変位計、 π ゲージ取り付け位置図、ゲージ貼り付け図をそれぞれ図-3.2.1.9及び図-3.2.1.10に示す。

- ・変位：橋軸方向6ヶ所
- 橋軸直角方向は中央で2ヶ所
- ・鉄筋ひずみ：26ヶ所
 - ・Uアンカー、Iバーひずみ：6ヶ所
 - ・コンクリートのひずみ：上面4ヶ所、下面3ヶ所
 - ・目地部の開き（ π ゲージ）：3ヶ所
 - ・ひびわれ位置
 - ・ひびわれ密度

6) 想定される破壊形態

橋軸直角方向の曲げ破壊、または、橋軸方向継手部の曲げ破壊が予想される。

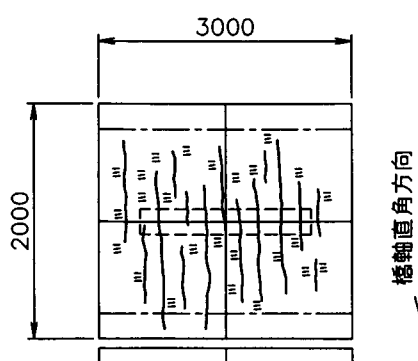


図-3.2.1.11 ひびわれ予想図

(2) 試験結果

1) 材料試験結果

① コンクリート材料特性

コンクリートの圧縮試験結果を表-3.2.1.4 に、引張試験結果を表-3.2.1.5 に示す。

なお、テストピースの材齢は 57 日であるが、設計基準強度 50 N/mm^2 に対して、 67 N/mm^2 (1.34 倍) と大きな強度となった。これは、材齢 1 日でプレストレスト導入強度の 35 N/mm^2 を発現させるため、配合強度を定めたためである。

表-3.2.1.4 コンクリートの圧縮強度試験 ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$ (500kgf/cm²))

番 号	直径 (mm)	断面積 (cm ²)	最大荷重 kN (ton)	圧縮強度 N/mm ² (kgf/cm ²)	静弾性係数 * 10^4 N/mm^2 (* 10^5 kgf/cm^2)	ポアソン比
UI-1	100.18	78.81	561.0 (57.21)	71.2 (726)	3.05 (3.11)	0.171
UI-2	100.33	79.05	493.2 (50.29)	62.4 (636)	2.92 (2.98)	0.151
UI-3	100.30	79.01	538.3 (54.89)	68.2 (695)	2.79 (2.84)	0.125
平均値	—	—	—	67.3 (686)	2.92 (2.98)	0.149

表-3.2.1.5 コンクリートの引張強度試験

番 号	直径 (mm)	長さ (mm)	最大荷重 kN (ton)	引張強度 N/mm ² (kgf/cm ²)	備 考
4	100.20	192.60	117.9 (12.02)	3.89 (39.7)	
5	100.28	193.73	118.7 (12.10)	3.89 (39.7)	
6	100.20	191.53	114.4 (11.67)	3.80 (38.7)	
平均値	—	—	—	3.86 (39.4)	

充填材の材料特性

充填材の圧縮強度結果を表-3.2.1.6 に示す。充填材は市販品であるUI継手用充填材プレタスコンタイプUを使用した。

表-3.2.1.6 充填材の圧縮強度試験 ($\sigma_{ck}=80 \text{ N/mm}^2$ (800kgf/cm²))

番号	直径 (mm)	断面積 (cm ²)	最大荷重 kN (ton)	圧縮強度 N/mm ² (kgf/cm ²)
1	48.93	18.80	161.3 (16.45)	85.8 (875)
2	49.75	19.44	163.5 (16.67)	84.1 (858)
3	50.00	19.63	166.2 (16.95)	84.6 (863)
平均値	—	—	—	84.8 (865)

②鋼材の材料特性

鋼材の引張試験結果を表-3.2.1.7 に示す。各径の鉄筋の平均降伏応力度は、D13 (SD295A) で $\sigma_y = 354.1 \text{ N/mm}^2$ (3611 kgf/cm²)、D19 (SD295A) で $\sigma_y = 356.9 \text{ N/mm}^2$ (3639 kgf/cm²) であり、共に鋼材の公称降伏点を上回った。なお、PC 鋼材については、1S12.7(SWPR7BL) 公称断面積 98.71 mm² 引張荷重がミルシート値で 188 kN のものを用いた。

表-3.2.1.7 鉄筋の引張強度試験結果

鉄筋の 種 類	降伏 荷重	最大 荷重	降伏点 応力	降伏点 ひずみ	引張 強さ	標点距離(mm)		伸び	参 考
	kN(tf)	kN(tf)	N/mm ² (kgf/cm ²)	*10 ⁻⁶	N/mm ² (kgf/cm ²)	試験前	試験	(%)	
D13-1	43.9 (4.48)	63.0 (6.42)	346.6 (3534)	1784	497.2 (5070)	104.30	132.60	27.1	・公称断面積 1.267 cm² ・公称降伏点 295 N/mm² 以上 ・引張り強さ ミルシート 518 N/mm²
D13-2	45.0 (4.59)	62.6 (6.38)	355.2 (3622)	1827	494.1 (5038)	103.95	131.05	26.1	
D13-3	45.7 (4.66)	63.4 (6.46)	360.7 (3678)	1843	499.6 (5095)	103.45	130.60	26.2	
平均値	——	——	354.1 (3611)	1818	497.0 (5068)	——	——	26.5	
D19-1	102.0 (10.40)	156.4 (15.95)	356.0 (3630)	1848	545.9 (5567)	151.60	標点外	——	・公称断面積 2.865 cm² ・公称降伏点 295 N/mm² 以上 ・引張り強さ ミルシート 529 N/mm²
D19-2	102.0 (10.40)	157.4 (16.05)	356.0 (3630)	1915	549.4 (5602)	151.80	185.20	22.0	
D19-3	102.8 (10.48)	157.4 (16.05)	358.7 (3658)	1867	549.4 (5602)	151.85	標点外	——	
平均値	——	——	356.9 (3639)	1877	548.2 (5590)	——	——	22.0	

2) 床版厚

床版厚の測定結果を表-3.3.1.8に示す。場所により多少のバラツキはあるが、床版厚の誤差は-1mm~+3mmの範囲であり、道示の床版厚さの許容誤差-10mm~+20mm の範囲内であった。又、版厚は測定結果からは床版の耐荷力低下の要因にはなっていないものと考えられる。

表-3.3.1.8 床版厚実測値

A
断面
南側

22´	21´	20´	19´	18´	17´	16´	15´	14´	13´	12´	11´	10´	9´	8´	7´	6´	5´	4´
250	250	250	251	251	251	251	252	251	251	250	250	250	250	250	250	250	250	250
3´	2´	1´	0															
250	250	250	250															

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
250	250	250	250	250	251	250	251	251	252	252	253	253	252	251	251	251	250	249	250
21	22																		
250	250																		

A
断面
北側

N´	M´	L´	K´	J´	I´	H´	G´	F´	E´	D´	C´	B´	A´	O	A	B	C	D
250	252	250	251	250	250	250	250	249	250	250	249	249	249	249	249	249	249	250
E	F	G	H	I	J	K	L	M	N									
251	251	251	252	251	251	251	251	251	250									

A
断面
西側

A
断面
東側

N´	M´	L´	K´	J´	I´	H´	G´	F´	E´	D´	C´	B´	A´	O	A	B	C	D
250	251	251	251	251	251	251	251	250	250	250	250	251	250	250	250	250	250	250
E	F	G	H	I	J	K	L	M	N									
250	250	250	250	250	250	250	250	250	250									

3) 破壊時走行回数（破壊時荷重）

図-3.3.1.12 に載荷回数と載荷荷重の関係を示す。結果載荷荷重 451kN (46.0tf) 走行回数 52 万回で終了した。試験終了時の供試体本体には、大きな損傷はなかったが版本体は目地充填材との境界に貫通クラックが入っていた。ここで、本試験において油漏れが原因と思われる圧力センサーのへタリにより試験機の載荷荷重の指示値（載荷荷重1）より実際には大きな荷重（載荷荷重2）が載荷された。よって、試験機の指示値を修正して、結果整理には載荷荷重2を適用した。

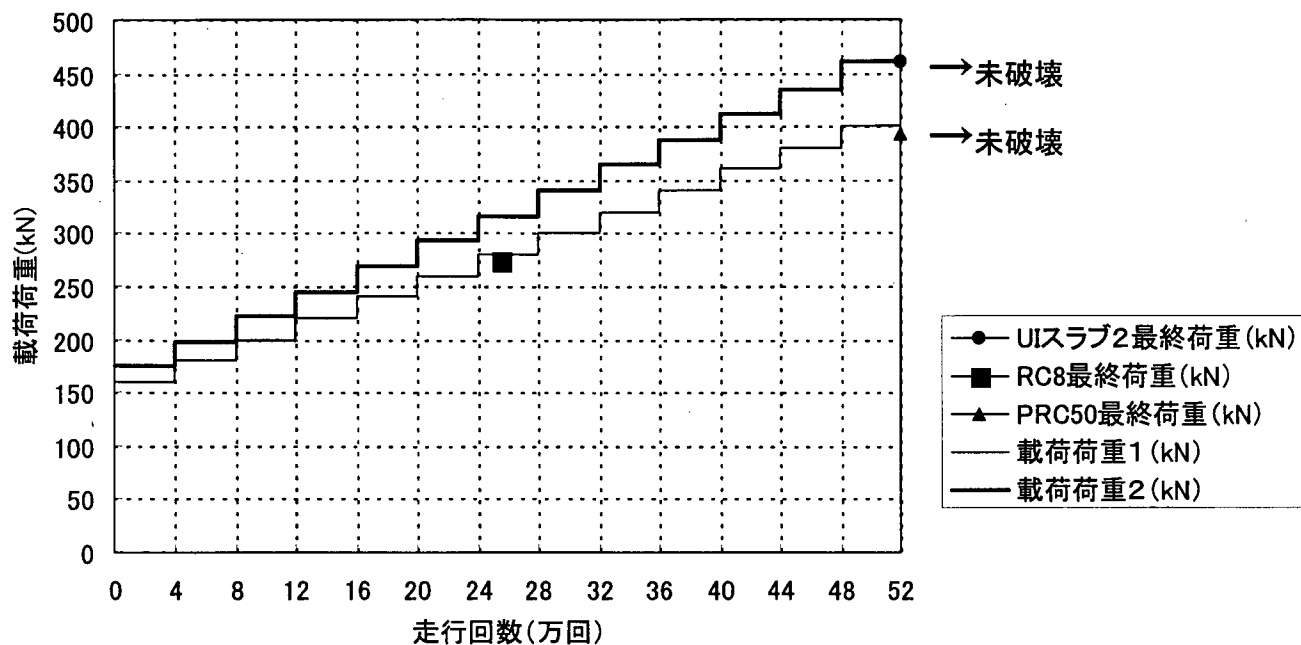


図 3.3.1.12 載荷回数と載荷荷重の関係

4)破壊形態

コンクリートのひび割れ状況

試験終了後、供試体を6分割にカットし、床版内部のひび割れの発生状況の観察、および床版厚の測定を行った。

図-3.3.1.13 にカットした床版断面のひび割れ観察図を示す。貫通クラックは、目地部の位置 0 において発生しているのが判る。

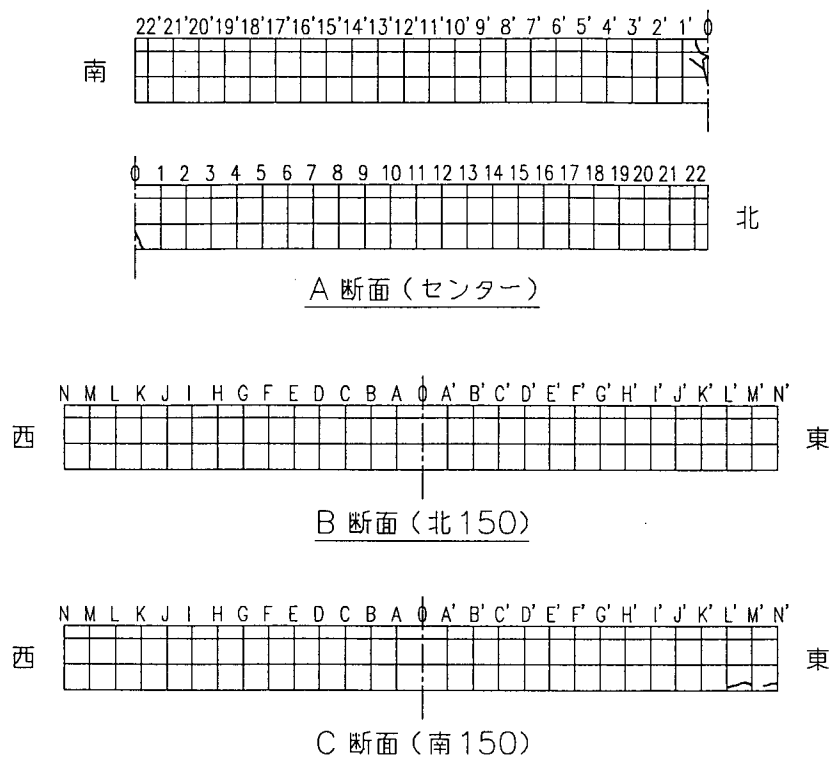


図-3.3.1.13 床版切断面のひび割れ観察図

床版下面のコンクリートのひび割れ状況を図-3.2.1.14 に、上面のコンクリートのひび割れ状況を図-3.2.1.15 に示す。

版上面は、版本体においてクラックはほとんど発生しなかったが、目地充填材と版本体の境界には目地沿いに貫通クラックが発生していた。この貫通クラックは載荷荷重 310kN (31.6tf) 走行回数 24 万回で支点上付近から発生し、載荷荷重 403kN (41.1tf) 走行回数 42 万回以降支間中央部の目地沿いにクラックが発生し、最終段階ではクラックが幅員方向全体につながっていた。

一方、版下面も版上面と同様に載荷荷重 310kN (31.6tf) 、走行回数 24 万回でクラックが発生し始めていた。クラックは荷重走行範囲においてはほぼ等間隔に亀甲状に発生しているが載荷荷重 403kN (41.1tf) 走行回数 42 万回になると、版端まで放射状に延びているのが確認された。

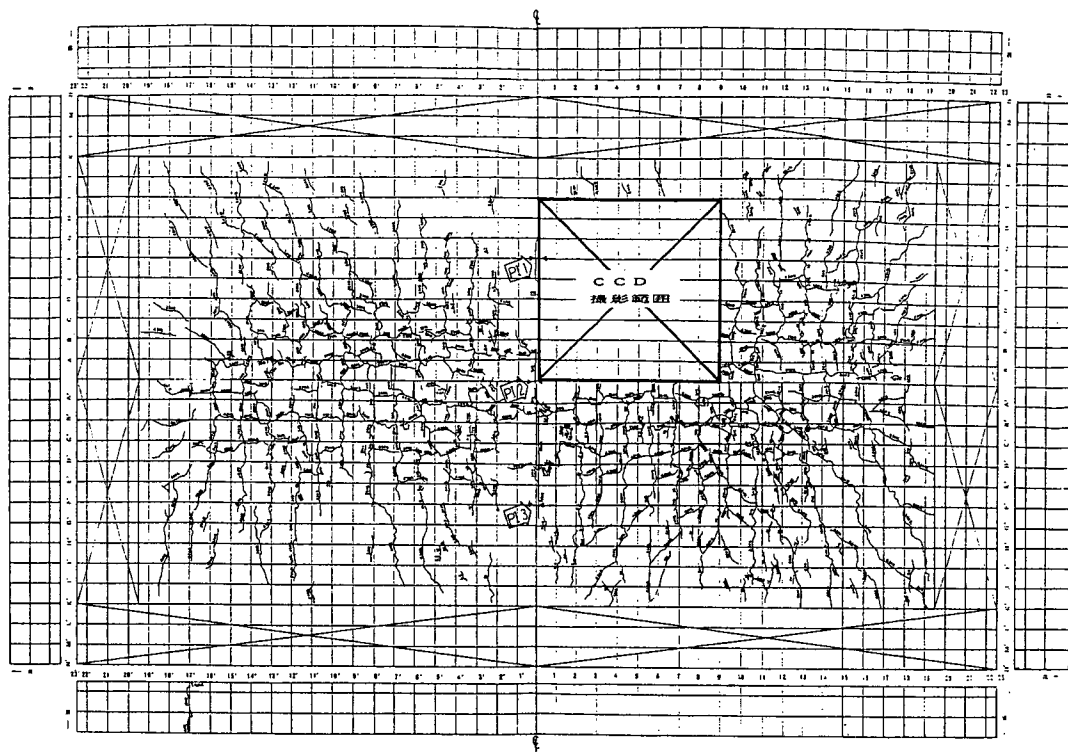


図-3.2.1.14 床版下面のコンクリートひび割れ状況

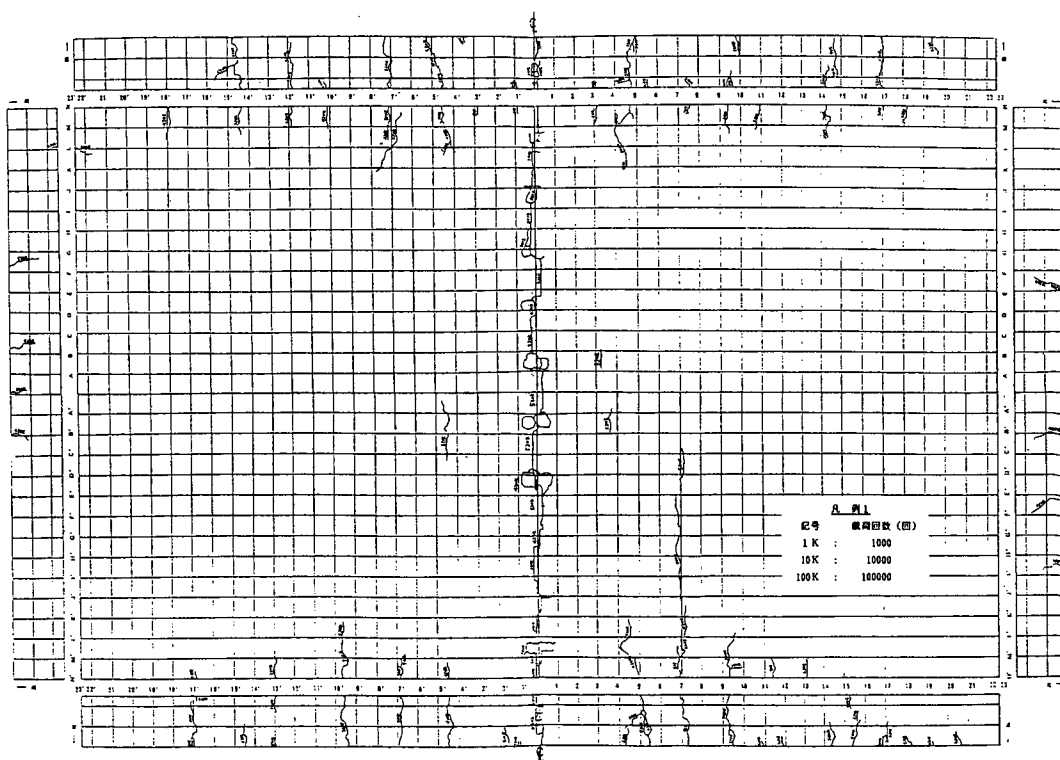
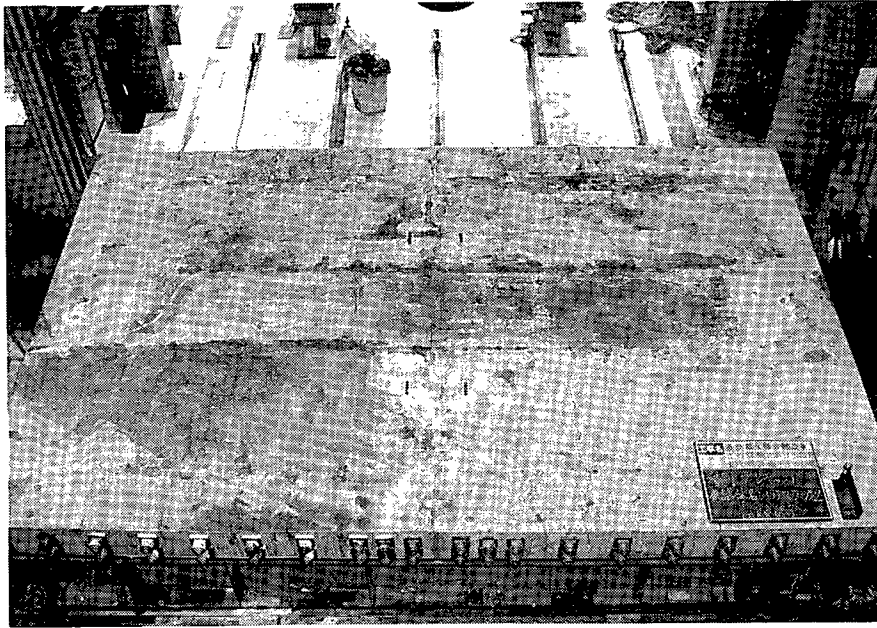
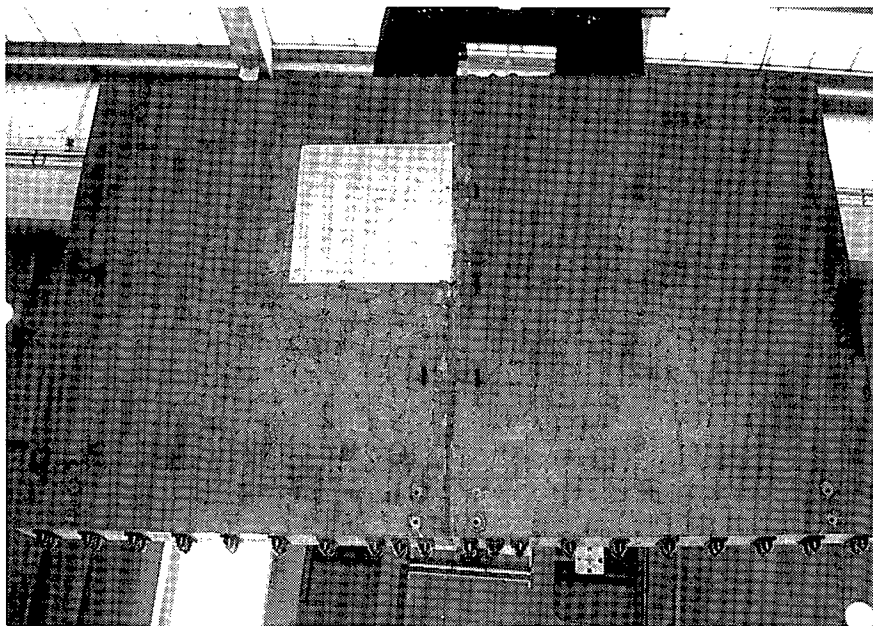


図-3.2.1.15 床版上面のコンクリートひび割れ状況



写真一3.2.1.4 試験後の床版上面



写真一3.2.1.5 試験後の床版下面



写真-3.2.1.6 試験後断面 1

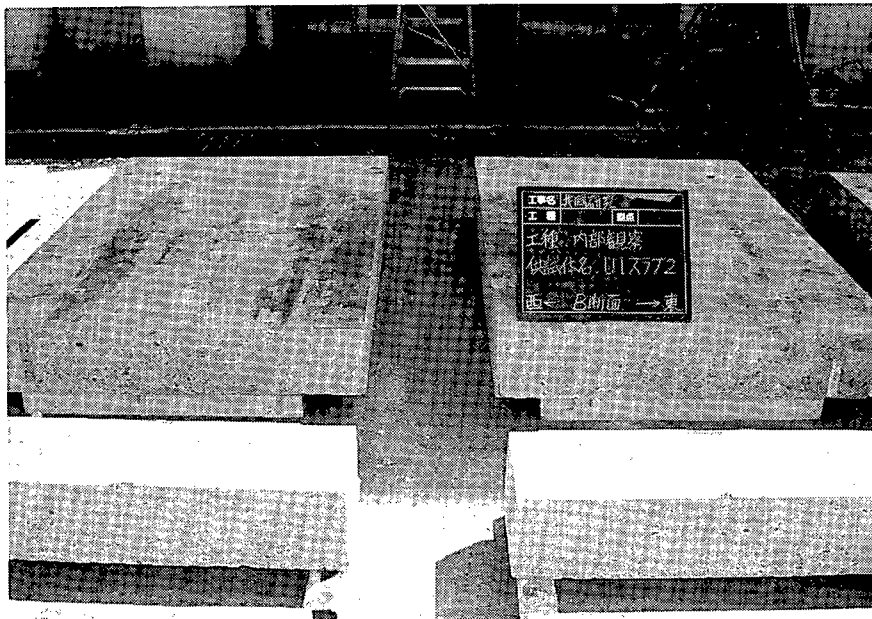
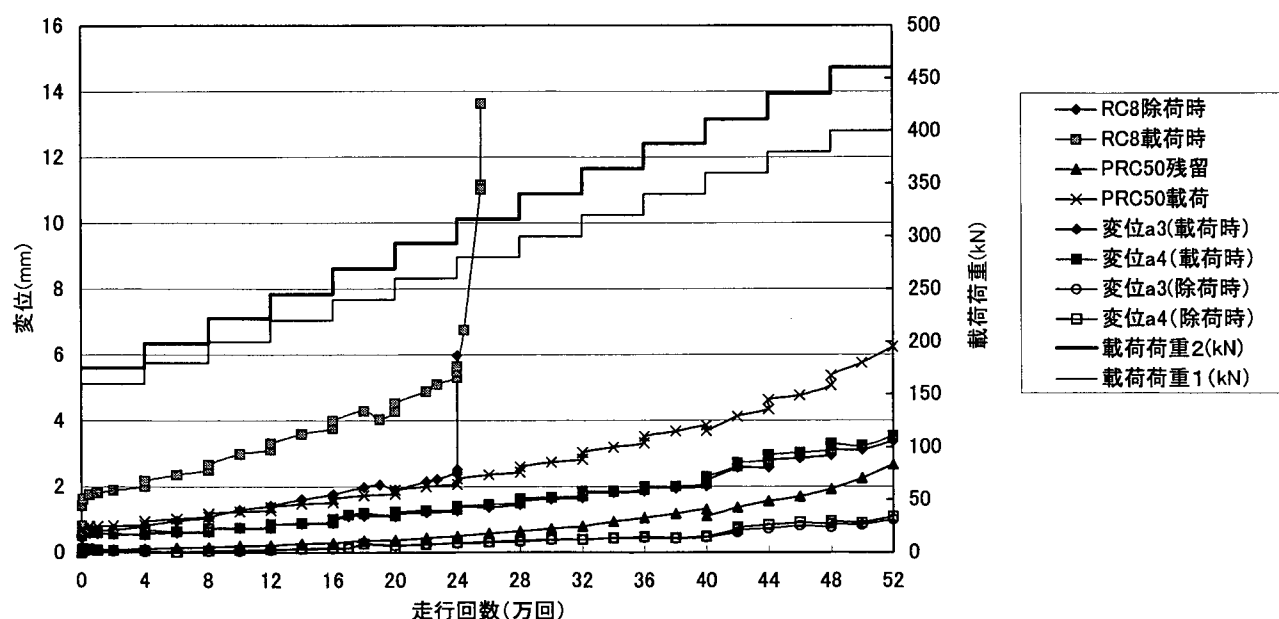


写真-3.2.1.7 試験後断面 2

5) 供試体変位－走行回数関係

供試体目地部付近における供試体の変位－走行回数の関係を図－3.2.1.16 に示す。ここで、RC8 および PRC50 に対応する荷重は載荷荷重 1 であり、UI スラブ 2 の変位 a3 と変位 a4 に対応する荷重は載荷荷重 2 である。本供試体の変位は初期載荷時 172kN (17.5tf) でたわみ値 0.505mm であり、載荷荷重 240kN (24.5tf)、走行回数 16 万回までは荷重に比例してたわみ値はわずかながら大きくなっているが荷重を 264kN (26.9tf) に上げた時からはグラフの傾きがやや大きくなっていることからたわみの増加率が多くなっているのがわかる。この時点で目地部に貫通クラックが入り、版本体においては荷重走行範囲にクラックが発生し始めている。そして第 2 の急曲点として載荷荷重 380kN (38.8tf) から 406kN (41.1tf) 走行回数にして 40 万回に達した時点では版上面の目地部にも目地充填材と版本体の境界部に沿ってクラックが発生した。版本体には放射状にクラックが発生し始め版端付近まで達していた。他床版と比較すると、PRC50 供試体 ($t=23.0\text{cm}$) 及び RC8 供試体 ($t=25.0\text{cm}$) に対して、本床版の版厚は PRC50 供試体よりも 2.0cm 厚い分変形が少ない結果となったが、試験終了時点のたわみ量は PRC50 供試体の約半分であった。



図－3.2.1.16 供試体変位－走行回数関係（目地部）

6) 目地部目開き量

目開き量－走行回数の関係を図-3.2.1.17 に示す。載荷荷重 264kN (26.9tf) 走行回数 16 万回までは、目地部見開き量の変化量はわずかであるが、その載荷荷重を境に一時的に目開き量が 0.144mm から 0.188mm に急増している。しかし、その後はそれ以前に比べ増加量はやや大きくなっているものの安定的な増加を見せ、走行回数 40 万回に達し載荷荷重が 380kN (38.8tf) から 403kN (41.1tf) に上がった時、再び 0.247mm から 0.264mm と約 0.02mm 程急増した。その後は荷重の増加と共に目開き量も増大し、最終的には 0.5mm 程に広がっていた。しかし、 π ゲージb-2の除荷時について見ると目開きが0.5mmに広がっても除荷時には0.1mm程度に戻っているのがわかる。又、 π ゲージb-1 及び b-3 において走行回数 16 万回から 36 万回、載荷荷重 264kN (26.9tf) から 333kN (34.0tf) にかけて挙動が違っていることが確認できた。

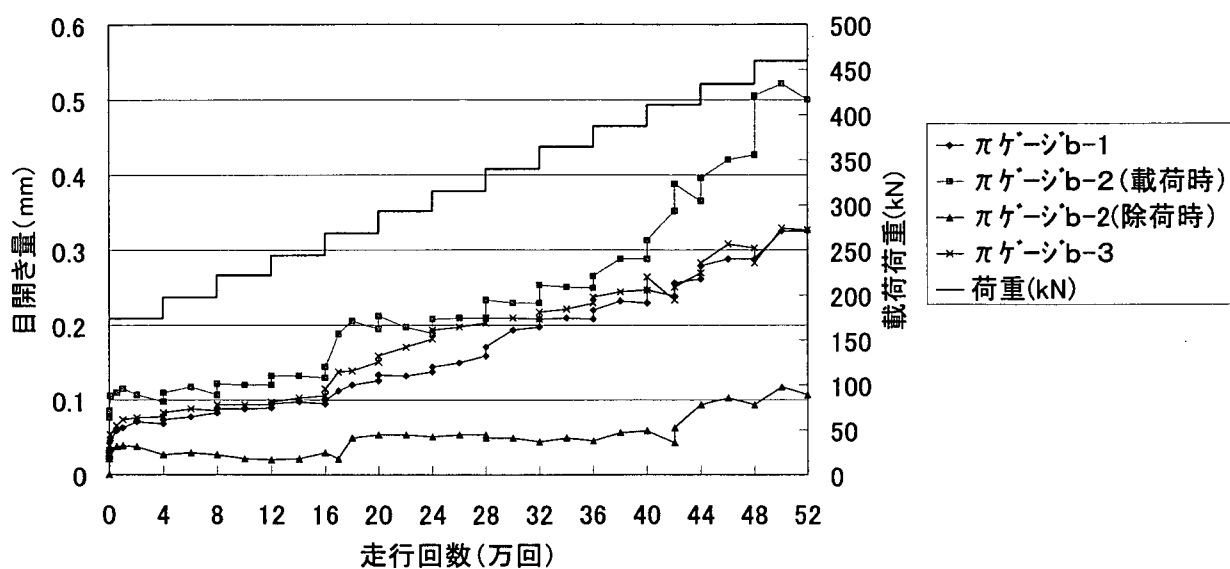


図-3.2.1.17 目開き量－走行回数関係

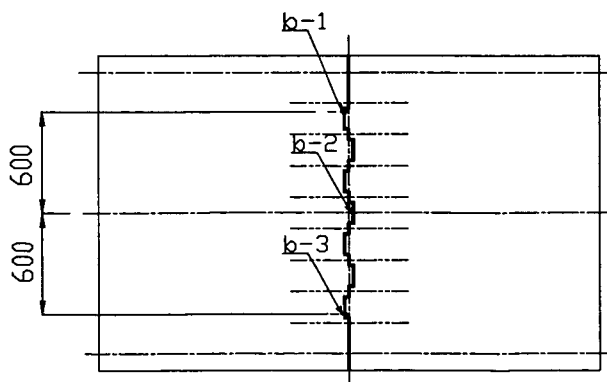
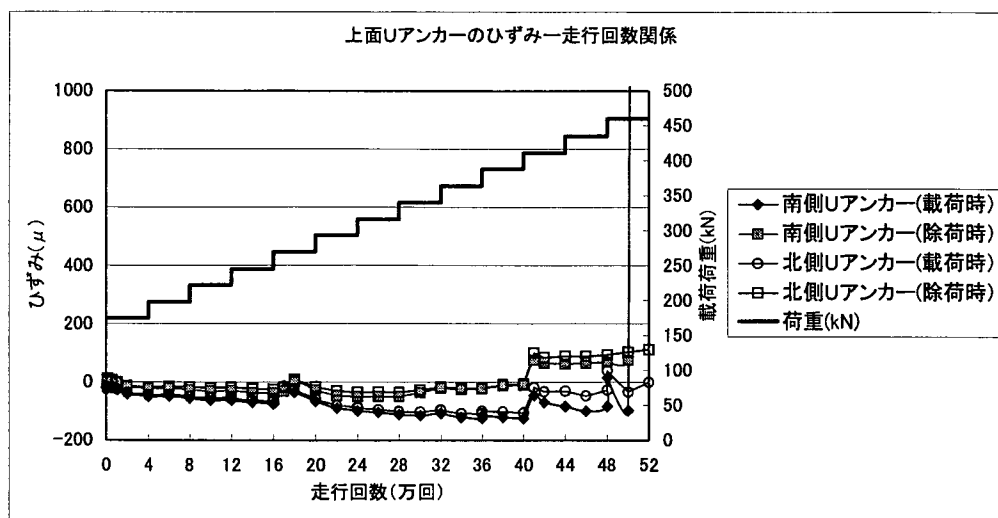


図-3.3.1.18 π ゲージ位置

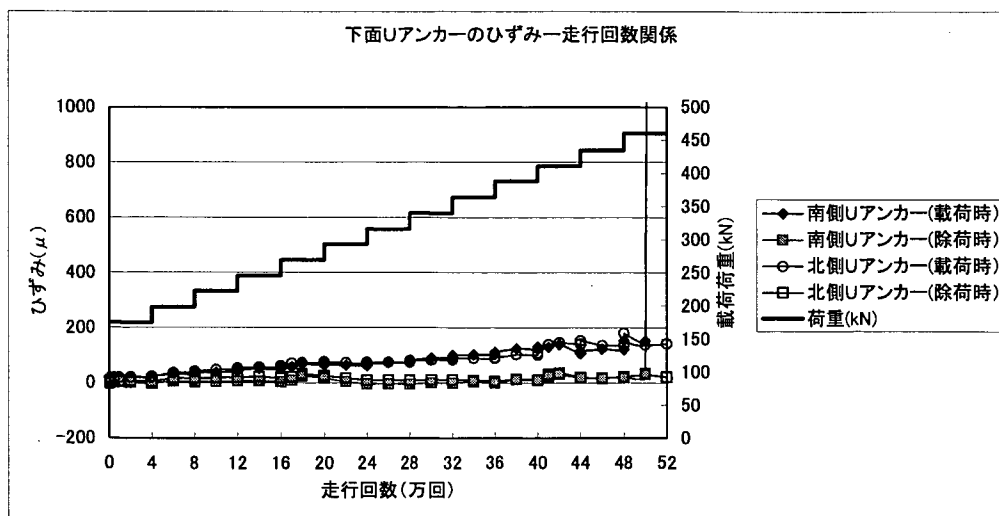
7) 供試体ひずみ－走行回数関係

①継手

上面Uアンカーのひずみ－走行回数の関係を図－3.2.1.19 下面Uアンカーのひずみ－走行回数の関係を図－3.2.1.20 に示す。南側及び北側Uアンカーは共にひずみの発生状況が同じであることから、Uアンカー相互において応力の伝達が行われていることがわかる。走行回数 18～20 万回－載荷荷重 264kN (26.9tf) において、下面Uアンカーのひずみは増加しており、上面アンカーのひずみは減少している。このひずみ変化は、南側・北側アンカーおよび載荷・除荷状態で同様の傾向を示した。これは目地部に貫通クラックが入った時点と同一である。クラックが入ったことにより、圧縮側の上面Uアンカーの応力が一時的に開放されたものの、その後またひずみが増加しているので応力は伝達されているものと考えられる。



図－3.2.1.19 ひずみ－走行回数関係（上面Uアンカー）



図－3.2.1.20 ひずみ－走行回数関係（下面Uアンカー）

② I バー

I バーのひずみ-走行回数関係を図-3.2.1.21 に示す。I バーの上側の圧縮域においては、載荷荷重 264kN (26.9tf) 走行回数 16 万回及び載荷荷重 403kN (41.1tf) 走行回数 40 万回に達した時にひずみが増加しているものの、その間では安定した状態となっている。一方下側の引張域においても、発生ひずみは低い領域で発生している。

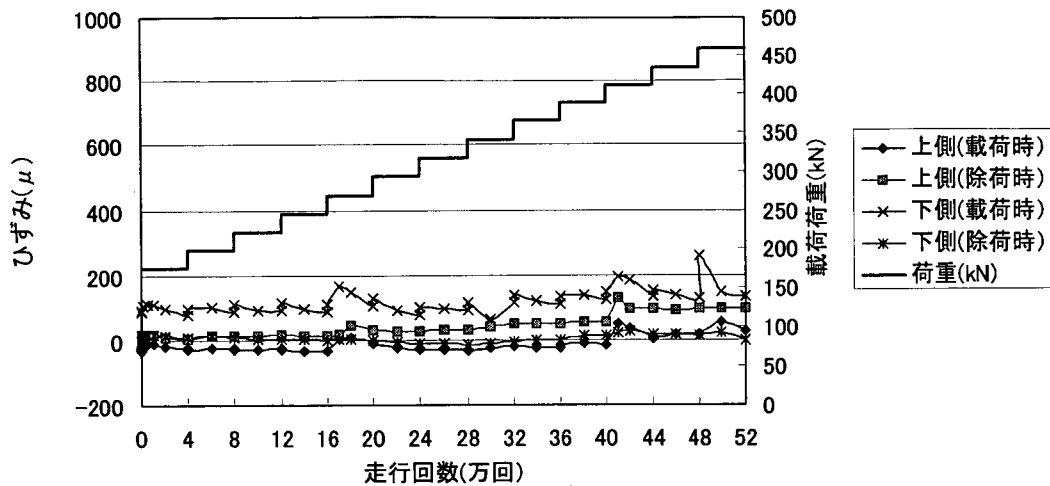


図-3.2.1.21 I バーのひずみ-走行回数関係

③配力筋

配力筋、I バー、U アンカーのひずみ-走行回数関係を図-3.2.1.22 に示す。応力レベルは低いですが、それぞれに、載荷荷重によるひずみが発生している。また、載荷時における U アンカーと I バーは、走行回数と共に同じ様なひずみレベルで変化していることから、相互間で応力伝達が行なわれていることがわかる。

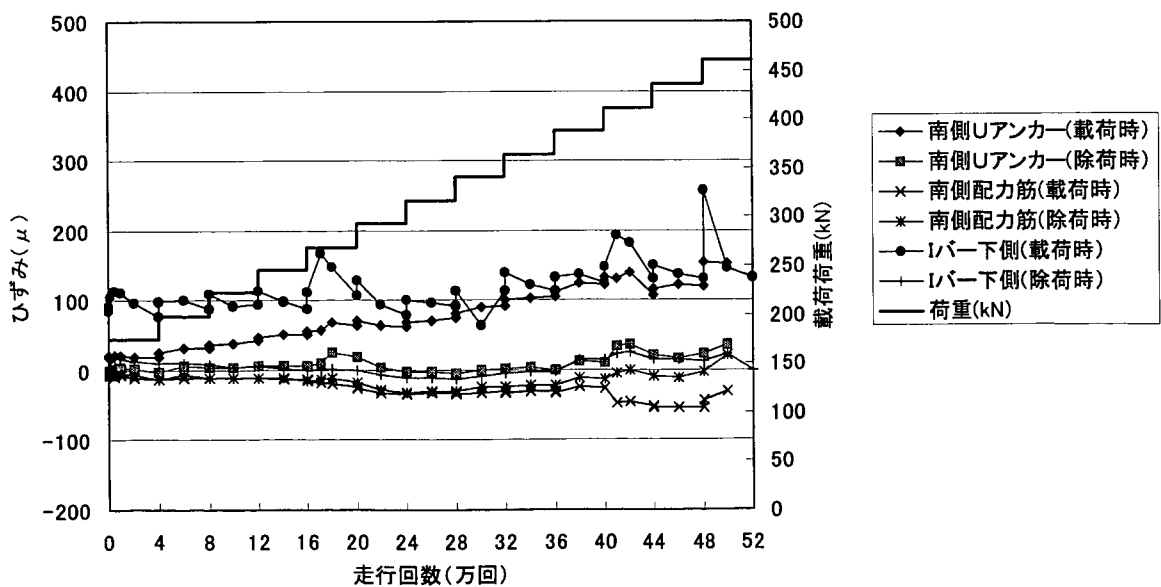


図-3.2.1.22 配力筋、I バー、U アンカーのひずみ-走行回数関係

8) 着目点に関する考察

①UI 継手の疲労耐久性確認

UI 継手は、載荷荷重 451kN、走行回数 52 万回においても破壊に至らなかった。供試体変位—走行回数関係から載荷荷重 451N、走行回数 52 万回まで、供試体変位に急激な変化はなく、最大値で 3.7mm で PRC 50 供試体の約半分であった。

目地部の目開き量—走行回数の関係より、載荷荷重 264kN、走行回数 16 万回までは目開き量が微少であり、その後、一時的に目開き量が増加した後、安定的に増加して最終的に約 0.5mm に達した。しかし、除荷時には、目開き量は 0.1mm 程度に戻っていることから、載荷 451kN においても弾性的な挙動を示していた。また、ひずみレベルは設計値が約 900 μ に対し、I バー、U アンカー共に最大で約 200 μ と低いため、疲労破壊の兆候はいずれの部材にもみられない。

以上より、UI 継手部は輪荷重に対して十分な疲労耐久性を有しており、PRC50 と同等以上の疲労耐久性を有していると考えられる。

②床版本体部疲労耐久性確認 (U アンカー付着性)

U アンカーの付着性については、配力筋、U アンカー、I バーのひずみは低いレベルを示しているものの、それぞれに載荷荷重によるひずみが発生していることから応力伝達はなされていた。また、目開き量と走行回数の関係より、貫通クラック発生時点では目開き量が一時的に大きくなり、その後荷重の増加に伴い緩やかに目開き量が安定して増加していることが判る。さらに、継手部のひずみ—走行回数の関係から見ると、貫通クラックによる目開き後、一時的に上面 U アンカーのひずみは減少傾向を示したものの、その後ひずみは増加に転じており、応力の伝達はされていると考えられ、U アンカーの付着性に問題はないと思われる。

3. 2. 2 チャンネル形状PC床版工法 2

(1) 概 要

1) 工法の概要

チャンネル形状PC床版は、鋼橋新設橋の床版施工や既設橋の床版打ち換え工事等に使用するコンクリート床版をプレキャスト化したものでPC構造の工場製品である。本工法は複数のチャンネル形状PC床版を主桁上直角方向に敷設し、これに橋軸方向プレストレスを導入して一体化したもので、一体化したPC床版を主桁と結合して橋梁を建設する（図-3.2.2.1参照）工法である。

チャンネル形状PC床版の断面はチャンネル形状をしており、荷重に対する抵抗断面が合理的で、コンクリート床版の軽量化が図れ、このPC床版を使用することで耐久性の向上、施工の省力化、コスト縮減を図ることが可能である。

なお、チャンネル形状PC床版2は「道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その1）整理番号221号平成11年3月」に示すチャンネル形状PC床版と以下の点で異なる設計および施工を行ったものである。

- ・床版支間方向の設計は、1体目が引張応力度発生限界状態、2体目がひび割れ発生限界状態で行っており、2体目のプレストレス量は1体目に対して76%である。
- ・橋軸方向の設計は、1体目、2体目ともにひび割れ発生限界状態で行っており、2体目のプレストレス量は1体目に対して67%である。

以後、本文中において、今回実験に用いたチャンネル形状PC床版2は“チャンネル2”と称する。

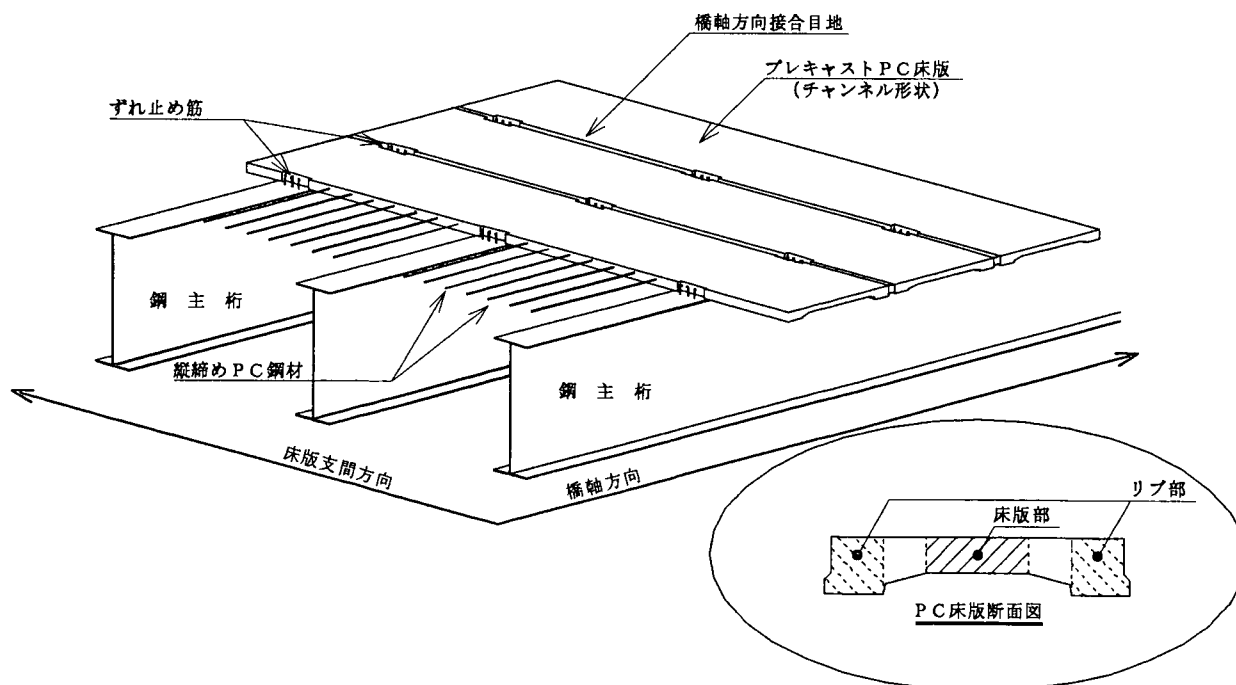


図-3.2.2.1 チャンネル形状PC床版の概念図

2) 試験の着目点

チャンネル形状のリブ部、床版部および床版支間方向の目地部の力学的特性、疲労強度、破壊形態等を確認する。たわみ特性、目地部のひずみ、鉄筋ひずみ等から耐荷性能を推定する。

3) 設計の概要

①供試体の設計条件

1. 床版：支間長 3.0m の連続版
2. 設計荷重：B活荷重
1 方向当たり大型車の計画交通量 2,000 台／日以上
3. 舗装厚さ：10cm

②供試体の寸法

供試体の形状寸法図を図-3.2.2.2 に示す。

1. 橋軸方向 : 4.495m
2. 床版支間方向 : 2.8m
3. 床版支間 : 2.5m
4. 床版厚 : 床版部 $t = 17.0\text{cm}$ リブ部 $t = 27.0\text{cm}$

※ 床版厚の決定

道示Ⅲ5.4.2 より、プレストレストコンクリート床版の最小床版厚は 16cm である。また、支間方向のみにプレストレスを導入するとして、最小床版厚は、

$$t = (3 \times L + 11) \times 0.9 = (3 \times 3.0 + 11) \times 0.9 = 18.0\text{cm} \text{ となる。}$$

床版の 2 方向にプレストレスを導入する場合は上記の他、P C 鋼材の配置などを考慮して床版厚さを 20cm 程度以上とするのが望ましいとされている。

チャンネル形状 P C 床版は、プレストレスを、床版支間方向にプレテンション方式で、橋軸方向にポストテンション方式で導入する。また実橋では、橋軸方向に緊張材を途中定着して接続していく方法も採られる。そのため、P C 鋼材や定着具の配置を考慮して構造細目を満足するように床版厚を決め、床版支間方向の最小床版厚を 17cm、リブ部では橋軸方向の定着具の配置が可能なように 27cm とした。

上式を用いれば、最小床版厚は 18cm となるが、既往の一定荷重載荷試験で床版厚 17cm、リブ厚 27cm の床版で疲労耐久性も確認されており、施工実績もあることから、本研究では同じ床版厚の床版を用いて段階状荷重漸増載荷試験により疲労耐久性を確認することを目的とした。その結果、床版部 17.0cm、リブ部 27.0cm の床版厚とした。

5. コンクリート強度：P C 床版— 50N/mm^2 (500kgf/cm^2)、目地部— 40N/mm^2 (400kgf/cm^2)

③床版支間方向のコンクリート応力度

制限値内の引張応力を許容するひび割れ発生限界状態で設計した。表-3.2.2.1に床版支間方向の合成応力度を示す。

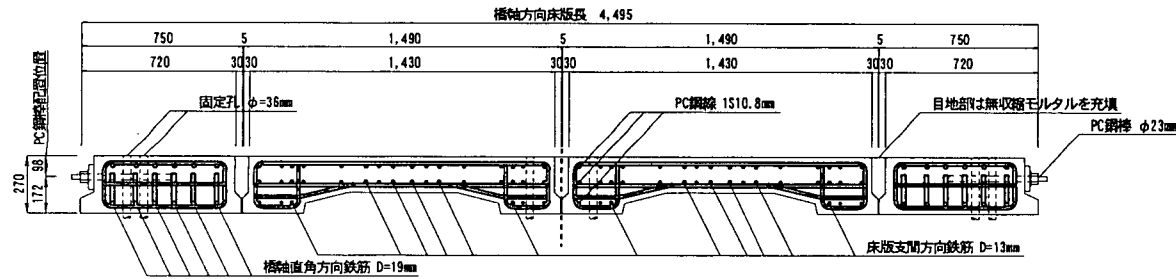
PC鋼材 1T10.8 mm 24 本使用
 導入緊張力 (直後) 1136 N/mm² (115.8 kgf/mm²) { 79129 N/本 (8069 kgf/本) }

表-3.2.2.1 床版支間方向合成応力度

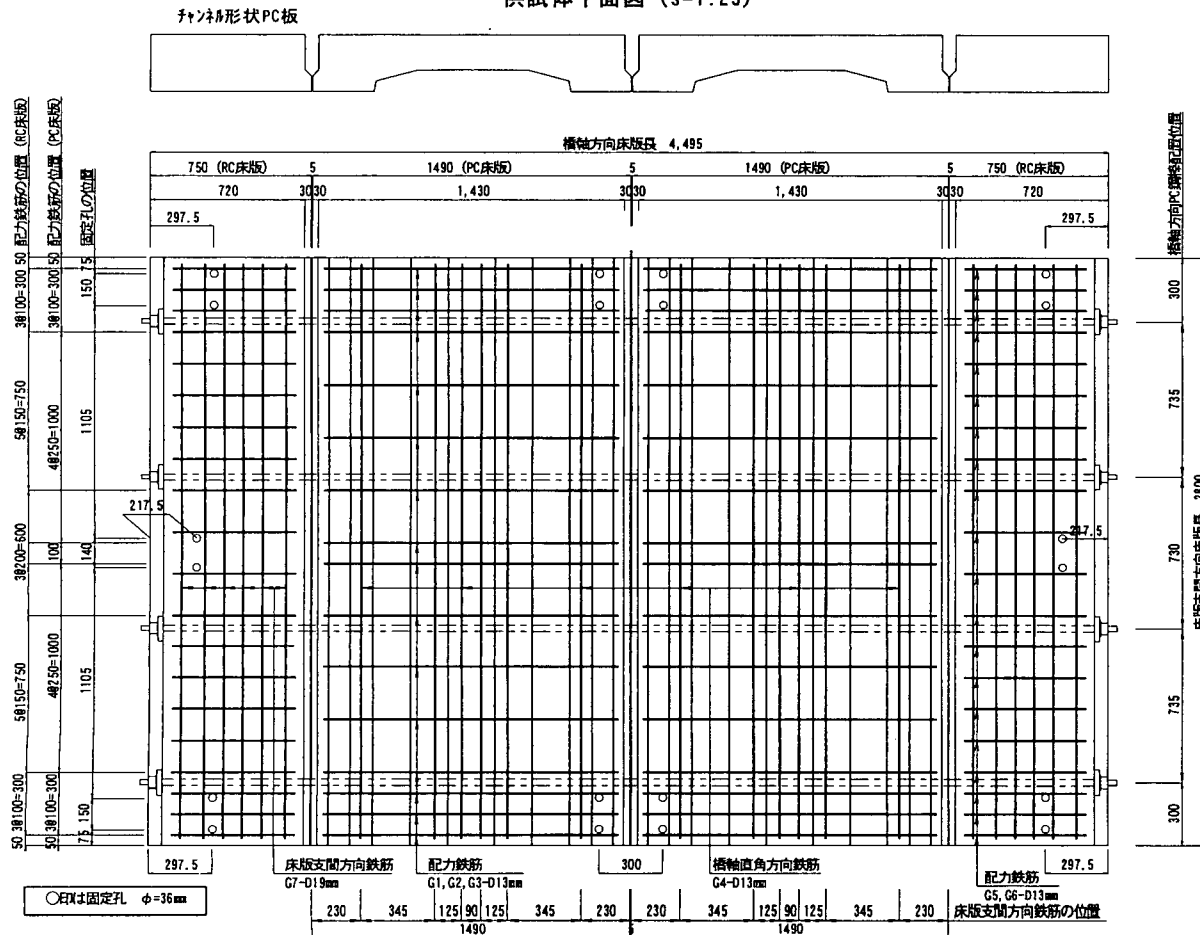
		(N/mm ² (kgf/cm ²))			
		PC版上縁	床版部下縁	リブ部下縁	許容値・制限値
プレストレス導入時	支点上	6.2 (63)	5.7 (58)	5.4 (55)	-1.8 ~ 21.0 (-18 ~ 210)
	支間中央	7.2 (73)	5.2 (53)	4.0 (41)	
死荷重時	支点上	5.3 (55)	5.3 (54)	5.2 (53)	0 ~ 17.0 (0 ~ 170)
	支間中央	6.8 (69)	4.6 (47)	3.2 (33)	
設計時	支点上	-0.9 (-9)	8.4 (86)	13.9 (141)	0 ~ 17.0 (0 ~ 170)
	支間中央	10.5 (107)	2.7 (27)	-1.9 (-20)	-2.9 ~ 17.0 (-29 ~ 170)

※ はひび割れ発生限界状態での制限値を示す。

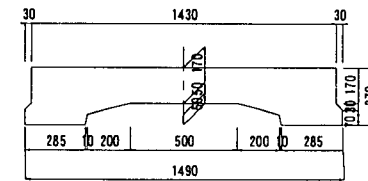
供試体側面図 (s=1:25)



供試体平面図 (s=1:25)

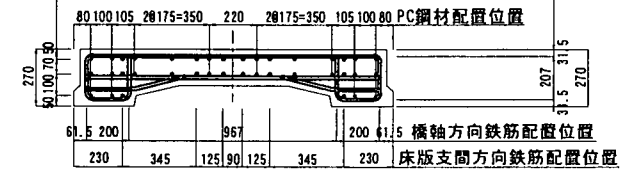


チャンネル形状PC床版断面図 (s=1:25)

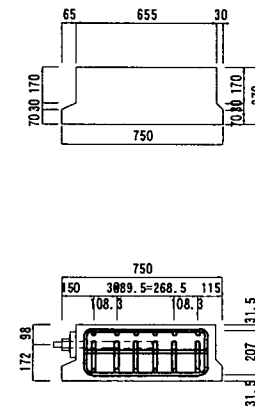


PC鋼線・鉄筋配置位置

スターラップ配置位置



RC床版断面图 (s=1:25)



図—3.2.2.2 供試体の形状寸法図（単位：mm）

④橋軸方向の設計

PC版目地部のコンクリート応力度がプレストレス導入時平均 1.96 N/mm^2 (20 kgf/cm^2) となるようにプレストレスを導入した。道示Ⅲ. 15. 4 に従って応力度を算出すると以下の結果となる。なお、プレストレス導入には、PC鋼棒 $\phi 23\text{mm}$ 1. 43 本/mを使用した。表-3. 2. 2. 2 に床版支間方向の合成応力度を示す。

※目地部の設計

$$\sigma_c = \sigma_0 + \sigma_{Ls} + \sigma_{pe} \quad (\text{一般床版部の設計})$$

$$\sigma_c = \sigma_0 + 1.7 \sigma_{Ls} + \sigma_{pe} \quad (\text{目地部の設計})$$

ここに、 σ_c : コンクリート応力度 ($\text{N/mm}^2, \text{kgf/cm}^2$)

σ_0 : 主荷重によるコンクリートの曲げ引張応力度 ($\text{N/mm}^2, \text{kgf/cm}^2$)

σ_{Ls} : 活荷重、衝撃による床版のコンクリートの曲げ引張応力度 ($\text{N/mm}^2, \text{kgf/cm}^2$)

σ_{pe} : プレストレスによるコンクリート応力度 ($\text{N/mm}^2, \text{kgf/cm}^2$)

表-3. 2. 2. 2 橋軸方向合成応力度

	(N/mm^2 (kgf/cm^2))	
	PC版目地部 (20cm)	一般床版部 (17cm)
PC版上縁	6.0 (61)	6.8 (69)
床版部下縁	-	-2.3 (-23)
目地部下縁	-2.2 (-23)	-
活荷重割増し時	-5.0 (-51)	-
許容値	0 ~ 15.0 (0 ~ 150)	0 ~ 17.0 (0 ~ 170)
活荷重割増し時	-2.7 ~ 15.0 (-28.0 ~ 150)	-

4) 施工の概要

①施工の方法

PC版は工場において、鋼製型枠を使用してプレテンション方式で製作した。実橋梁の施工では、このPC版を現場へ搬入して主桁上に敷設し、目地部の施工、橋軸方向のプレストレス導入による一体化等の工程を経て、主桁との接合工を施工して完成する。

供試体として製作したPC版は、工場内にて橋軸方向プレストレスを導入して一体化した。

②施工時の供試体の保持方法

供試体の仮置き、運搬時の保持はりん木等で支持した。PC版の製作時に、予め吊り金具を設置しておき、4点支持で吊り上げを行った。

③コンクリートの設計基準強度

PC版コンクリート : 50 N/mm^2 (500 kgf/cm^2)

目地無収縮コンクリート : 40 N/mm^2 (400 kgf/cm^2)

④養生方法

PC版コンクリート : 蒸気養生
目地無収縮コンクリート : 常温養生
グラウト : 常温養生

⑤コンクリート打設立会

コンクリート打設日 : 平成 10 年 12 月 11 日 (金)

場 所 : (株)富士ピー・エス 九州夜須工場
〒838-0215 福岡県朝倉郡夜須町篠隈 184 番地

立会者氏名 (敬称略)

(財) 土木研究センター 三木 正久
ショーボンド建設 (株) 横山 広
飛島建設 (株) 岡本 浩、川島 知佳夫、山中 公明、木村 勝利
日本カイザー(株) 平岩 昌久
(株) 富士ピー・エス 岩本 久信、江頭 善博、篠原 貴

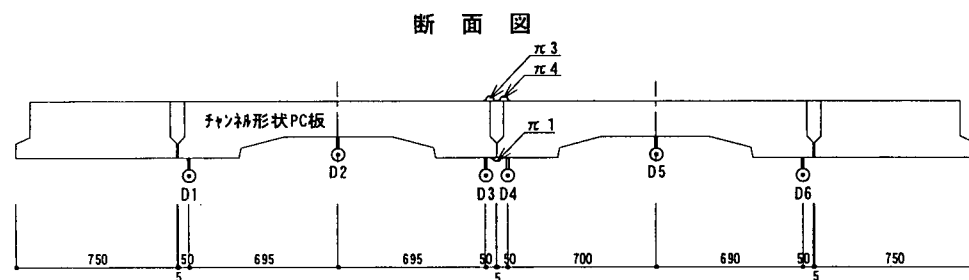
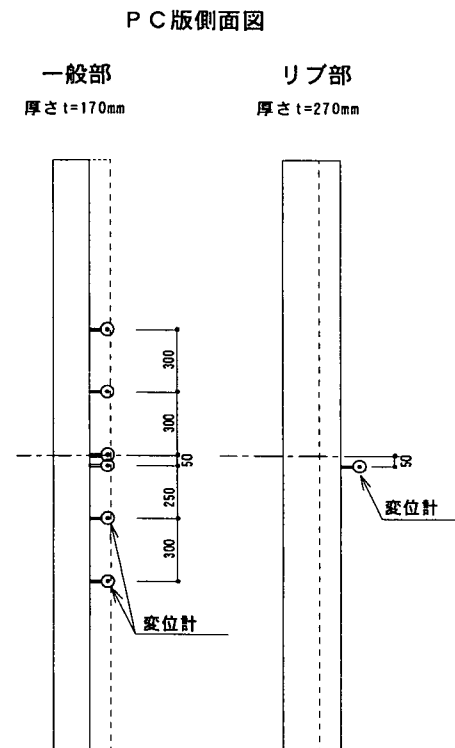
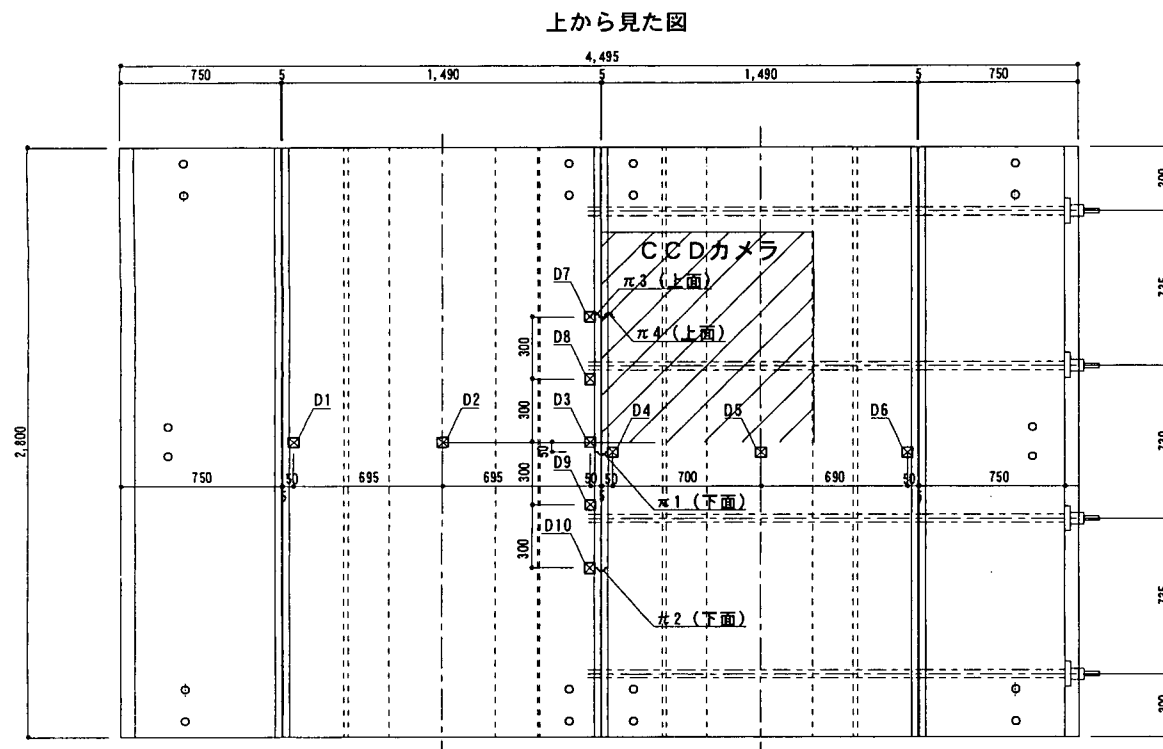
5) 計測

変位計・ ϵ ゲージ取り付け位置図、コンクリートひずみゲージ貼り付け位置図、鉄筋ひずみゲージ貼り付け位置図、鉄筋ひずみゲージ貼り付け要領図をそれぞれ、図-3.2.2.3~図-3.2.2.5 に示す。

供試体	変位 (たわみ)	10 ヶ所		
	変位 (目地の開き)	4 ヶ所		
	コンクリート表面のひずみ	上面 6 ヶ所 (2 軸ゲージ)	下面 14 ヶ所 (2 軸ゲージ)	
	コンクリート表面のひび割れ幅			
	鉄筋ひずみ	床版支間方向 12 ヶ所	橋軸方向 20 ヶ所	

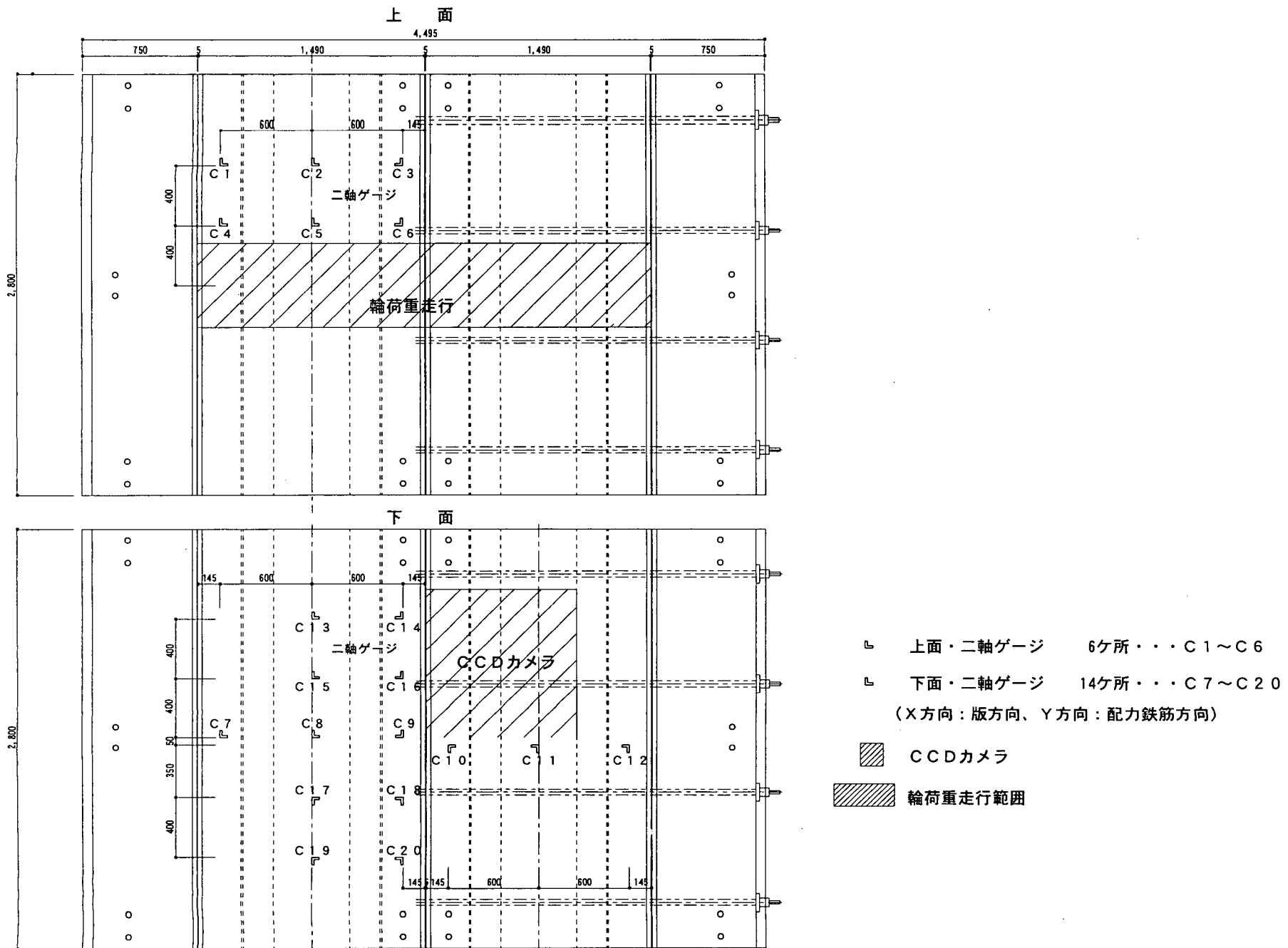
6) 想定される破壊形態

床版、リブ部およびPC版継目部にひび割れが発生し、繰り返し荷重による疲労が進行するにしたがって、ひび割れが進展して行き、床版部の押抜き、目地部の開き、床版上面の圧縮破壊等の破壊状態に到るものと考えられる。



- ⊗ ○ 変位計 10ヶ所・・・D1～D10
- ^ πゲージ 4ヶ所・・・π1～π4
- ▨ CCDカメラ

図一3.2.2.3 変位計・πゲージ取り付け位置図 (単位: mm)

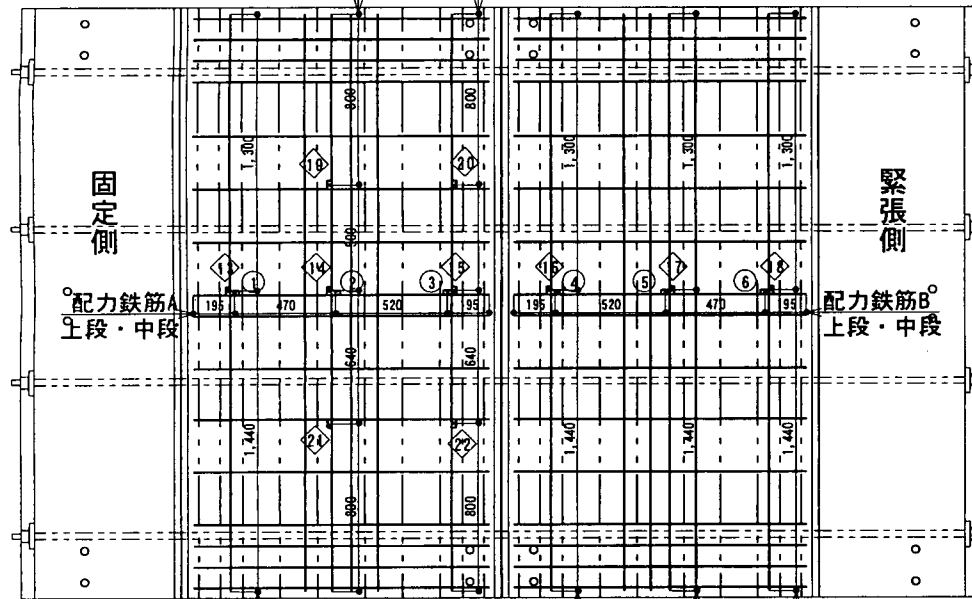


図—3.2.2.4 コンクリートひずみゲージ貼り付け位置図 (単位：mm)

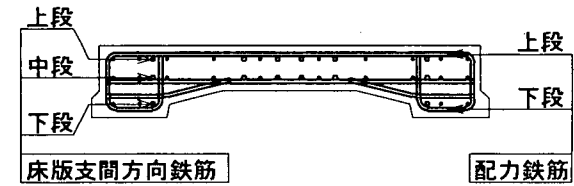
上面鉄筋ゲージ

床版支間方向鉄筋A（上段・中段）

床版支間方向鉄筋A（上段・下段）



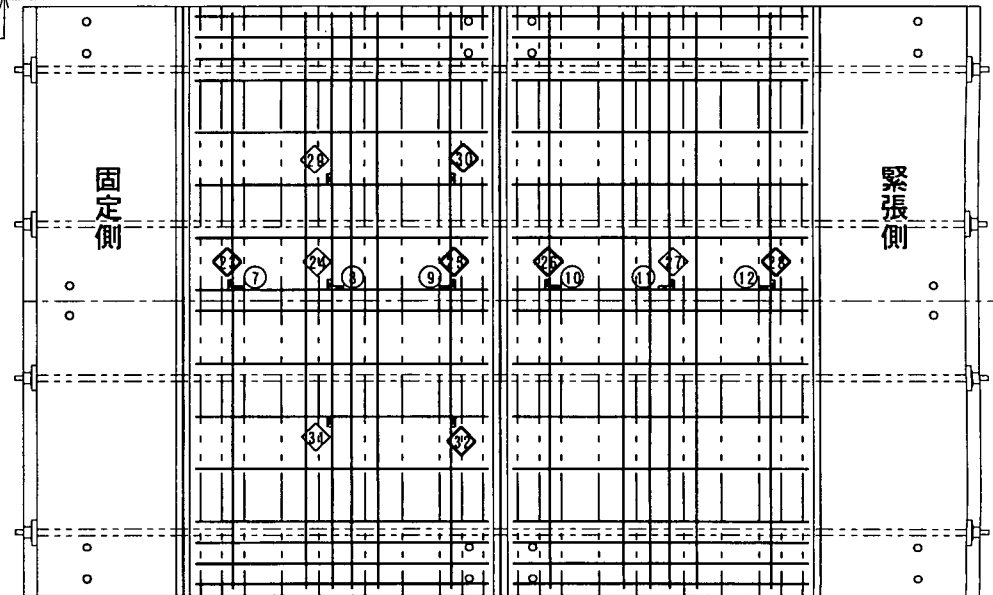
鉄筋の配置



床版支間方向鉄筋B
（上段・下段）

床版支間方向鉄筋B
（上段・中段）

下面鉄筋ゲージ



☐ : 配力鉄筋ゲージ 12ヶ所

上段 ① ~ ⑥ = H 1 ~ H 6

中段 ⑦ ~ ⑫ = H 7 ~ H 12

⬢ : 床版支間方向鉄筋ゲージ 20ヶ所

上段 ⑬ ~ ⑳ = S 13 ~ S 22

中段 ㉔ + ㉗ = S 24 + S 27
㉙ + ㉛ = S 29 + S 31

下段 ㉚ ㉜ ㉞ ㉟ = S 23 + S 25 + S 26
㊱ + ㊲ = S 28 + S 30 + S 32

図-3.2.2.5 鉄筋ひずみゲージ貼り付け位置図

(2) 試験結果

1) 材料試験結果

①コンクリート材料特性

1. 配合

表-3.2.2.3 配合表

(N/m ³ (kgf/m ³))				
セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
4,119 (420)	1,569 (160)	8,836 (901)	9,375 (956)	35 (3.57)
水セメント比	細骨材率	配合強度 (N/mm ² (kgf/cm ²))		
38.1%	46.4%	49.0 (500)		

2. 強度試験結果

表-3.2.2.4 コンクリートの圧縮・引張強度試験結果 (床版)

区分	材 令	供試体	圧縮強度 N/mm ² (kgf/cm ²)	静弾性係数 × 10 ⁴ N/mm ² (× 10 ⁵ kgf/cm ²)	引張強度 N/mm ² (kgf/cm ²)
床 版	3日：床版支間方向プレストレス導入時	①	40.4 (412)	2.35 (2.40)	- (-)
		②	46.5 (474)	2.41 (2.46)	- (-)
		③	47.1 (480)	2.55 (2.60)	- (-)
		平均	44.7 (455)	2.44 (2.48)	- (-)
	10日：橋軸方向プレストレス導入時	①	57.5 (586)	2.92 (2.98)	- (-)
		②	60.8 (620)	2.78 (2.83)	- (-)
		③	63.8 (651)	2.76 (2.81)	- (-)
		平均	60.7 (619)	2.82 (2.88)	- (-)
	28日：σ28	①	64.2 (655)	2.93 (2.99)	4.6 (47)
		②	71.1 (725)	3.14 (3.20)	4.8 (49)
		③	68.5 (699)	2.99 (3.05)	5.2 (53)
		平均	67.9 (693)	3.02 (3.08)	4.9 (50)
	55日：試験開始時 ※試験は土木研究所にて実施	①	78.9 (805)	3.07 (3.13)	6.0 (61)
		②	80.3 (819)	3.06 (3.12)	4.4 (45)
		③	80.0 (816)	3.09 (3.15)	5.4 (55)
		平均	79.8 (813)	3.07 (3.13)	5.3 (54)
	70日：試験終了時	①	69.6 (710)	- (-)	- (-)
		②	68.8 (702)	3.19 (3.25)	- (-)
		③	72.0 (734)	3.25 (3.31)	- (-)
		平均	70.1 (715)	3.22 (3.28)	- (-)

チャンネル2のコンクリート圧縮強度試験結果では、3日強度（導入強度 35.0N/mm²(350kgf/cm²) 以上）で導入強度の約 1.3 倍の 44.7N/mm² (455kgf/cm²)、28 日強度（設計基準強度 50.0N/mm²(500kgf/cm²)）で設計基準強度の約 1.4 倍の 67.9N/mm² (693kgf/cm²) となった。

今回の床版では、当初、材令 1 日でプレストレスを導入する予定であったため、材例 1 日でプレストレス導入圧縮強度（35.0N/mm² (350kgf/cm²) 以上）を発現する必要があり、配合設計では変動係数等を見込んで安全率を 1.15 として 40.0N/mm²(400kgf/cm²) を目標に設計した。これは 5.0N/mm² (50kgf/cm²) の変動を考慮した設計値としている。しかし、工程の関係上、実際には材例 3 日でプレストレスを導入したため上記のような試験結果となった。

表-3.2.2.5 コンクリートの圧縮強度試験結果（グラウト）

区分	材 令	供試体	圧縮強度 N/mm ² (kgf/cm ²)	引張強度 N/mm ² (kgf/cm ²)
グラウト	23日：土研搬入時	①	35.1 (358)	- (-)
		②	37.6 (383)	- (-)
		③	29.0 (296)	- (-)
		平均	33.9 (346)	- (-)
	60日：試験終了時	①	35.7 (364)	3.6 (37)
		②	32.1 (327)	2.1 (21)
		③	40.9 (417)	2.7 (28)
		平均	36.2 (369)	2.8 (29)

表-3.2.2.6 コンクリートの圧縮強度試験結果（目地無収縮モルタル）

区分	材 令	供試体	圧縮強度 N/mm ² (kgf/cm ²)	引張強度 N/mm ² (kgf/cm ²)
目地部無収縮モルタル	6日：橋軸方向プレストレス導入時	①	43.2 (441)	- (-)
		②	32.2 (328)	- (-)
		③	45.2 (461)	- (-)
		平均	40.2 (410)	- (-)
	28日：σ ₂₈	①	59.7 (609)	5.7 (58)
		②	64.2 (655)	3.7 (38)
		③	56.8 (579)	5.1 (52)
		平均	60.2 (614)	4.8 (49)
	66日：試験終了時	①	60.0 (612)	4.5 (46)
		②	56.6 (577)	3.9 (40)
		③	57.2 (583)	3.5 (36)
		平均	57.9 (591)	4.0 (40)

② 鋼材の材料特性

表-3.2.2.7 鋼材の引張強度試験結果

鋼材の種類	降伏荷重 kN (kgf)	最大荷重 kN (kgf)	降伏点応力 N/mm ² (kgf/cm ²)	降伏点ひずみ (×10 ⁻³)	引張強さ N/mm ² (kgf/cm ²)	伸び (%)	公称断面積 (cm ²)
鉄筋							
D13-1	45.4	65.8	358.3	1917	519.4	22.2	1.267
D13-2	45.6	65.7	359.9	1899	518.6	22.6	
D13-3	46.6	67.2	367.7	1974	530.1	23.8	
平均	45.9 (4677)	66.2 (6753)	362.0 (3691)	1930	522.7 (5330)	22.9	
D19-1	99.8	144.8	348.4	1764	505.5	25.0	2.865
D19-2	106.0	158.2	370.0	1855	552.1	23.5	
D19-3	106.8	158.2	372.8	1932	552.1	23.0	
平均	104.2 (10627)	153.7 (15677)	363.7 (3709)	1850	536.6 (5472)	23.8	
P C鋼棒							
φ 23-1	430.0	506.0	1035.	6989	1217.	11.7	4.155
φ 23-2	428.0	505.0	1030.	6947	1215.	-	
φ 23-3	427.0	506.0	1027.	6904	1217.	-	
平均	428.3 (43677)	505.7 (51567)	1030.9 (10512)	6947	1217.1 (12411)	11.7	
P C鋼より線							
1S10.8-1	-	136.0	-	-	1952.	-	0.6968
1S10.8-2	-	134.0	-	-	1922.	-	
1S10.8-3	-	132.0	-	-	1894.	-	
平均	- (-)	134.0 (13663)	- (-)	-	1923.0 (19609)	-	

2) 床版厚

床版厚の実測は、走行試験終了後、床版の切断が行われた後に行った。床版厚の実測結果を表-3.2.2.8に示す。

表-3.2.2.8 床版厚の実測結果

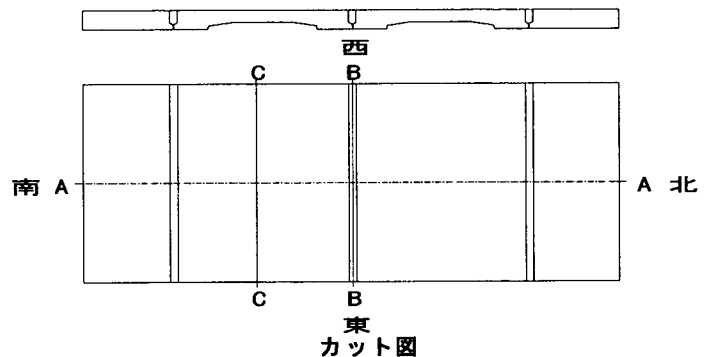
A断面南側															A断面北側									
22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'			
-	-	270	270	271	272	271	-	-	-	270	196	171	170	171	169	169	169	193	215	268	268			
(270)										(170)										(270)				
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
-	268	268	215	190	167	168	168	168	168	168	195	219	269	269	-	271	271	270	270	269	269	-		
(270)										(170)										(270)				

B断面東側															B断面西側									
N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'											
270	270	270	270	270	270	270	270	270	270	271	-	-	-											
(270)										(170)														
O	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N										
-	-	-	-	270	270	269	270	270	272	271	-	271	270	270										
(270)										(170)														

C断面東側															C断面西側									
N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'											
171	171	171	-	-	-	-	-	169	-	-	-	-	-											
(170)										(170)														
O	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N										
-	170	170	170	170	169	169	170	170	170	170	169	170	170	170										
(170)										(170)														

注)

- 1) () は床版の設計厚。
- 2) 測定点は図-3.2.2.9を参照。
- 3) 床版部の設計厚は、170mm。
- 4) リブ部の設計厚は、270mm。
- 5) -線部はひび割れ、および損失のため測定不可。



チャンネル2の床版厚は表-3.2.2.8に示すように、設計厚に対してリブ部で最大2mm、床版部で3mmの誤差を生じている部分が数箇所確認されているが、その他の部分では、ほぼ設計値もしくは±1mmの床版厚誤差で推移している。このことより、チャンネル2の床版厚誤差が今回の輪荷重走行試験結果に与える影響はないものと考ええる。

3) 破壊時走行回数

初期載荷荷重 172kN (17.5tf) から試験終了時載荷荷重 451kN (46tf)、輪荷重走行回数 520,000 回まで輪荷重走行試験を行ったが未破壊で終了した。なお、輪荷重走行回数 20,000 回毎に供試体中央に静的載荷を行っている。(図-3.2.2.6 参照)

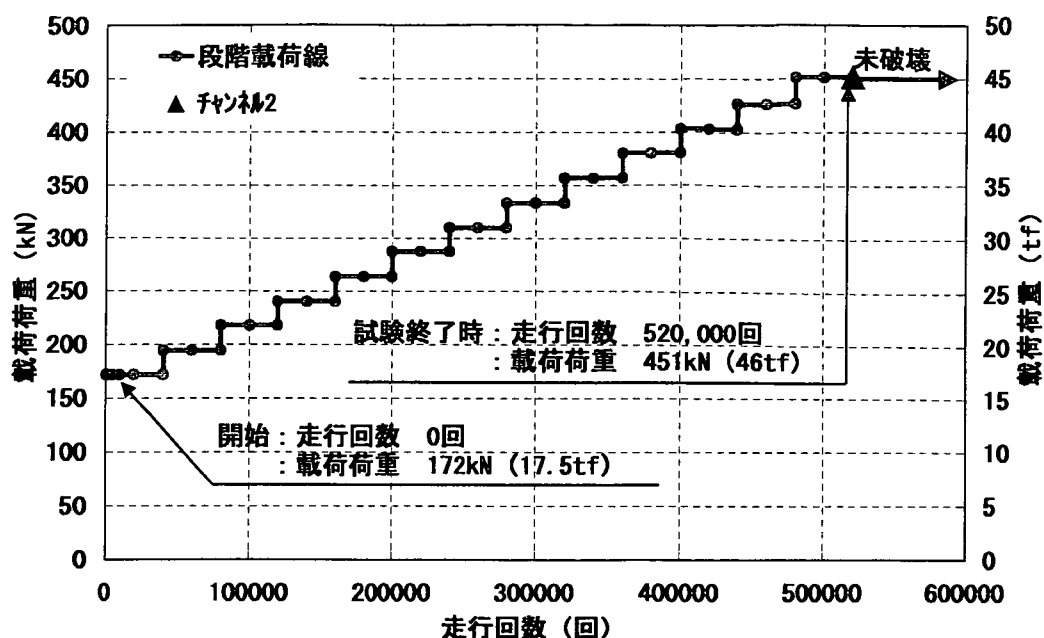


図-3.2.2.6 輪荷重走行試験載荷要領

4) 破壊の形態

① ひび割れ

供試体上面および下面のひび割れ発生時の荷重・走行回数・ひび割れ方向を表-3.2.2.9に、同表の位置の概略図を図-3.2.2.7に示す。また、図-3.2.2.8、図-3.2.2.9にひび割れ観察図を示す。

軽微なひび割れが初期載荷荷重 172kN (17.5tf) の段階で確認されたが、走行回数 200,000 回、載荷荷重 264kN (27tf) まで進展はなく、走行回数 200,000 回を越えた頃から各部分のひび割れが同時に進展を始めた。

表-3.2.2.9 ひび割れ発生状況

位 置		発生荷重 kN (tf)	発 生 時 走行回数	ひび割れ方向	
上	床版部	264 (27)	200,000回	床版支間方向	
	リブ部	-	-	-	
面	目地部	264 (27)	200,000回	床版支間方向	
下	床版部	中央リブ付け根	264 (27)	200,000回	床版支間方向
		端部リブ付け根	264 (27)	200,000回	床版支間方向
		ハンチ開始部	264 (27)	200,000回	床版支間方向
		床版部	264 (27)	200,000回	床版支間方向
	リブ部	中央リブ支間中央	264 (27)	200,000回	橋 軸 方 向
		端部リブ支間中央	264 (27)	200,000回	橋 軸 方 向
面					

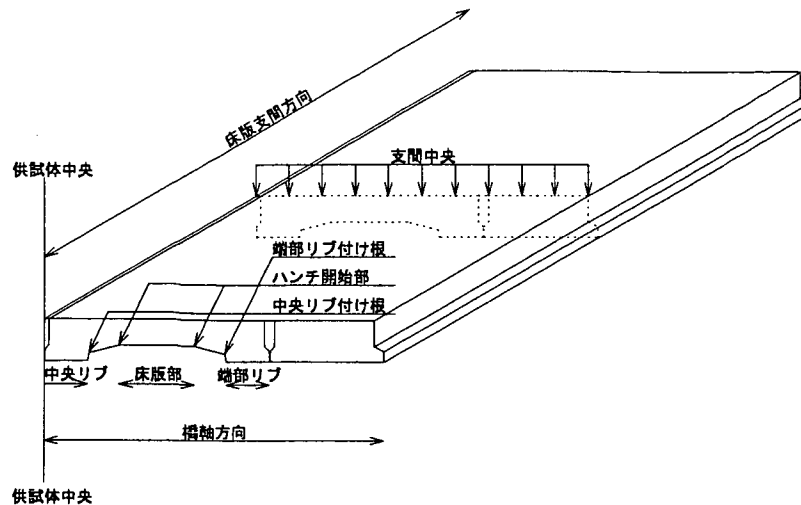


図-3.2.2.7 ひび割れ発生位置概略図

1. 床版部 (17cm) のひび割れ

試験初期に発生した上・下面の床版支間方向の軽微なひび割れは、走行回数 約 200,000 回、載荷荷重 264kN (27tf) を超えた頃から荷重と走行回数の増加に伴い進展した。そして、走行回数 約 280,000 回、載荷荷重 310kN (32tf) の時点で橋軸方向のひび割れが発生し、走行回数 約 480,000 回、載荷荷重 427 kN (44 tf) で大きく進展した。この 480,000 回付近では床版支間方向に配置した PC 鋼材の引き込み (床版部 : 3mm、リブ部 : 1.5mm) が目視により確認されており、これにより、床版支間方向のプレストレス量の減少が起こり、このような挙動を示したものと考えられる。

床版部初期のひび割れの方法が床版支間方向であることは、床版部がリブに支持された板の曲げ挙動を示し、車輪がリブとリブの間を通過するときに床版部下縁に橋軸方向の曲げ引張が生じていることが考えられる。

しかしながら、本実験では、床版部の曲げ破壊、圧壊、押抜きせん断による破壊の現象は確認されなかった。

2. リブのひび割れ

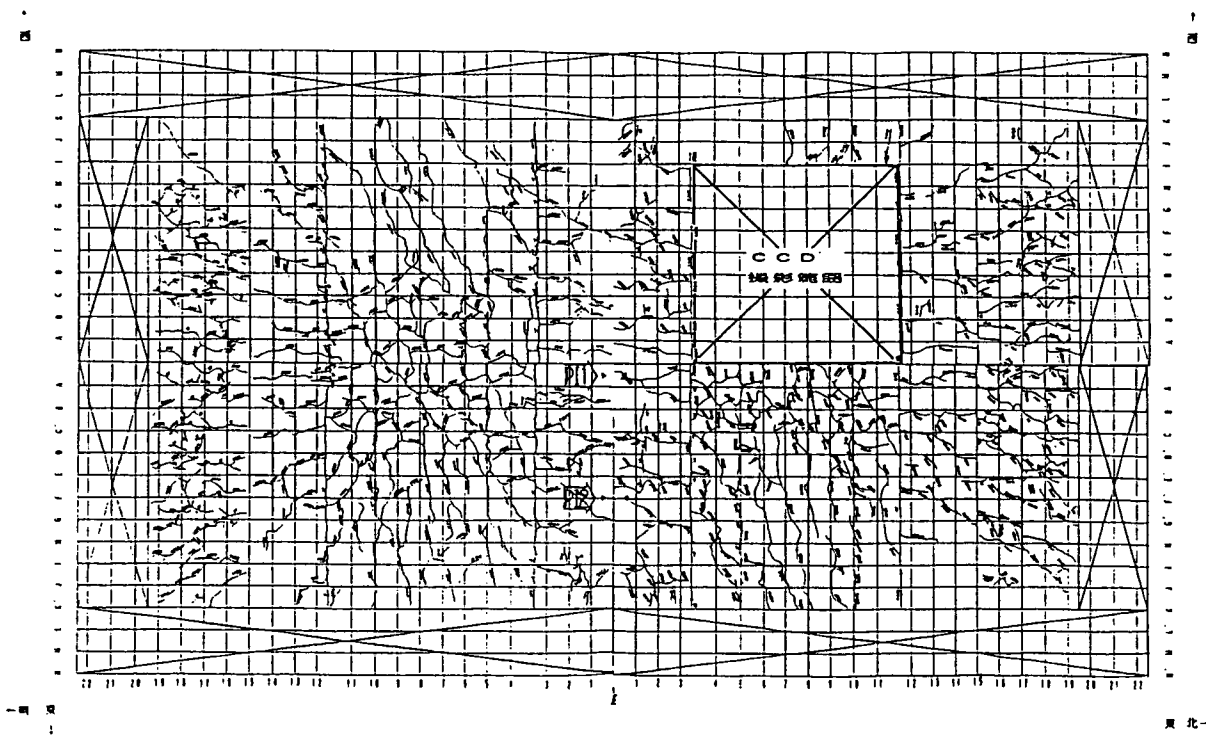
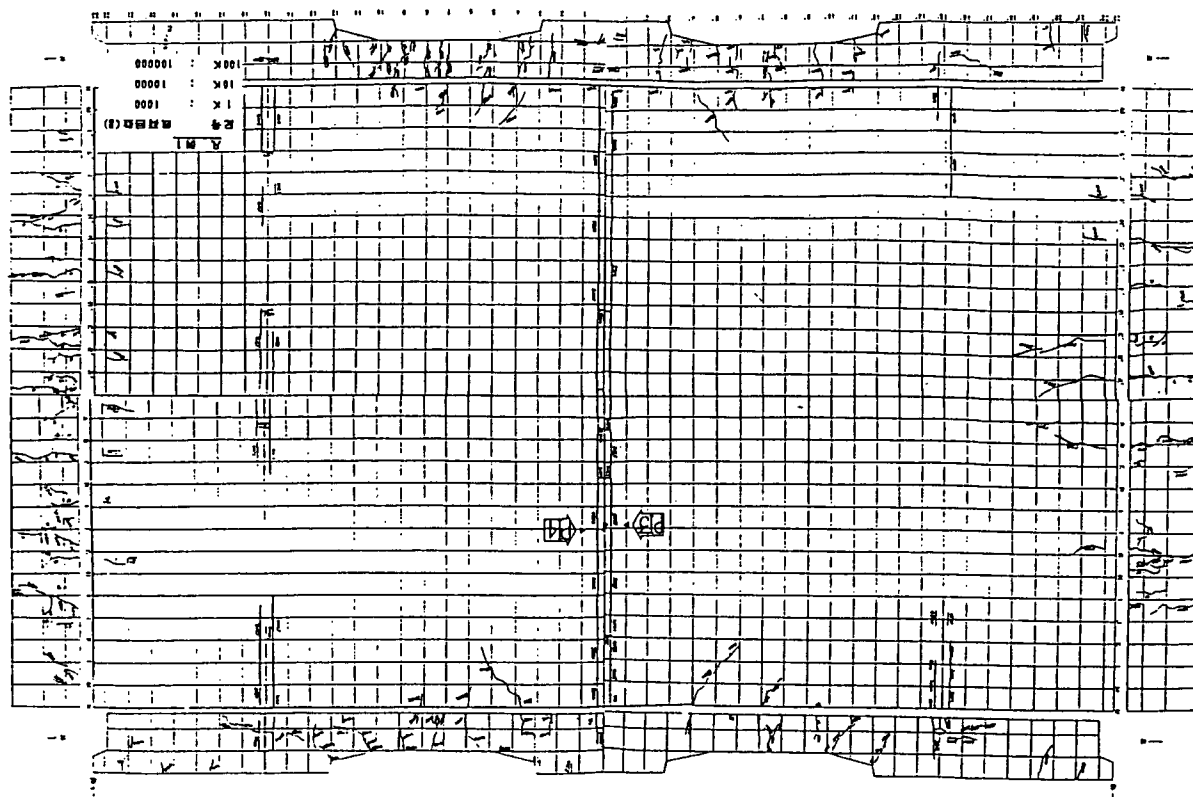
リブ部でも試験初期において橋軸方向の軽微なひび割れが発生した。しかし、床版部と同様に走行回数 約 200,000 回、載荷荷重 264kN (27tf) までは進展せず、その後、荷重と走行回数の増加に伴い進展した。また、荷重除去後はひび割れが閉じていることが目視観察で確認できた。

ひび割れの方法が橋軸方向であることから、PC版のリブは荷重に対して床版支間方向の曲げ部材としての挙動を示すことが解かる。

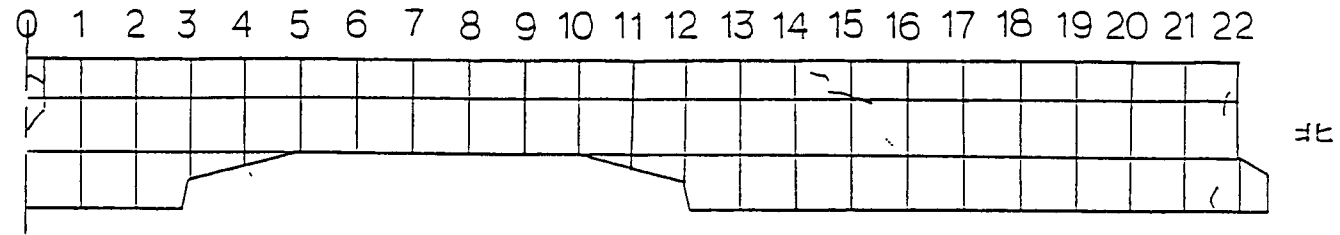
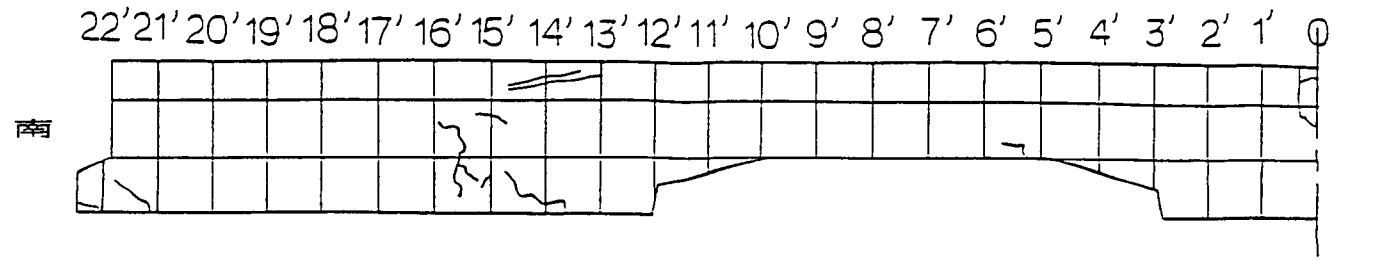
本実験では、480,000 回付近で床版支間方向の PC 鋼材の引き込みが確認されたものの、試験終了時まで曲げによる破壊には至らなかった。

3. ひび割れの方法

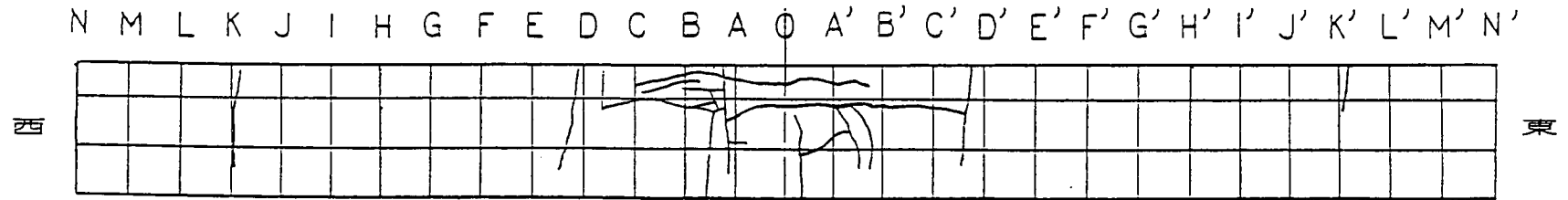
床版部およびリブ部のひび割れの方法が各々直交していることから、それぞれの部位は連続した床版内において特有の挙動を示していることが解かる。また、走行回数と載荷荷重の増加により床版部の挙動が変化することが解かる。



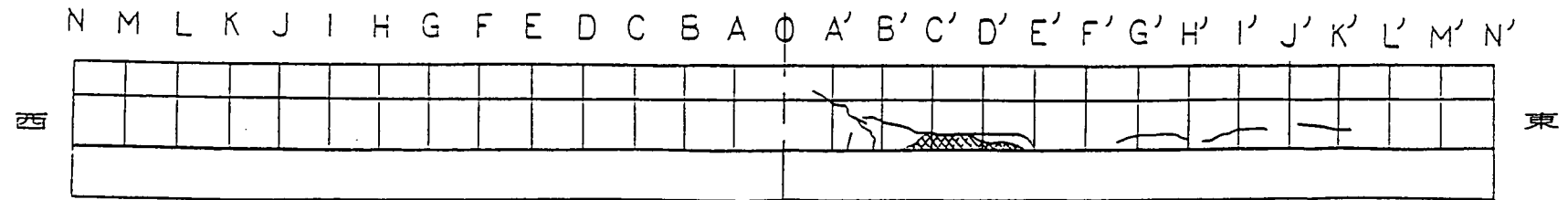
図一3.2.2.8 ひび割れ観察図（上：床版上面 下：床版下面）



A断面(西75)



B断面(センター)



C断面(南400)

凡例 2

-  : 試験時損失部
-  : 切断時損失部

ひび割れ観察図 (チャンネル形状PC板2・内部)

②PC床版相互の目地の開き

静的計測結果を表-3.2.2.10と図-3.2.2.10に、走行回数520,000回付近1分間の動的計測結果を図-3.2.2.11に示す。

表-3.2.2.10 目地の開き（走行試験終了時・静的計測）

	場 所	0kN (0tf) 載荷時	451kN (46tf) 載荷時	計 測 位 置
目地の開き	支間中央下面	0.007mm	0.815mm	π 1
	支間中央上面	0.030mm	-0.025mm	π 4

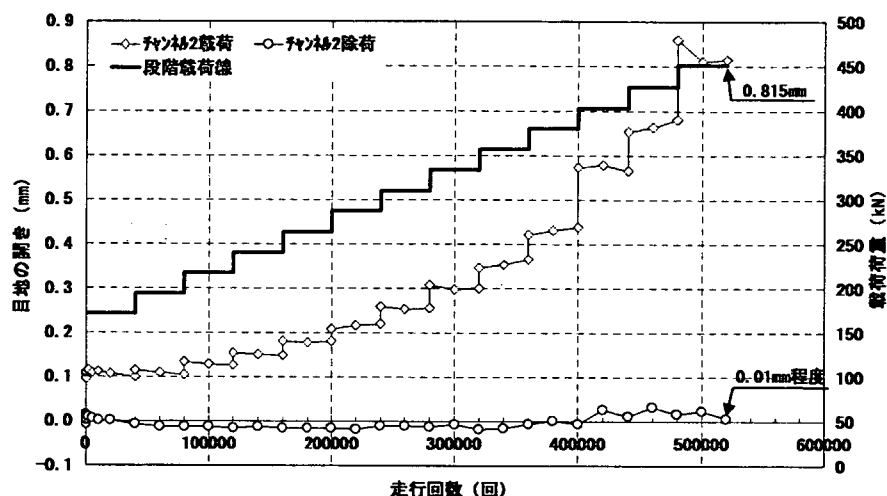


図-3.2.2.10 支間中央下面目地の開き（静的計測）

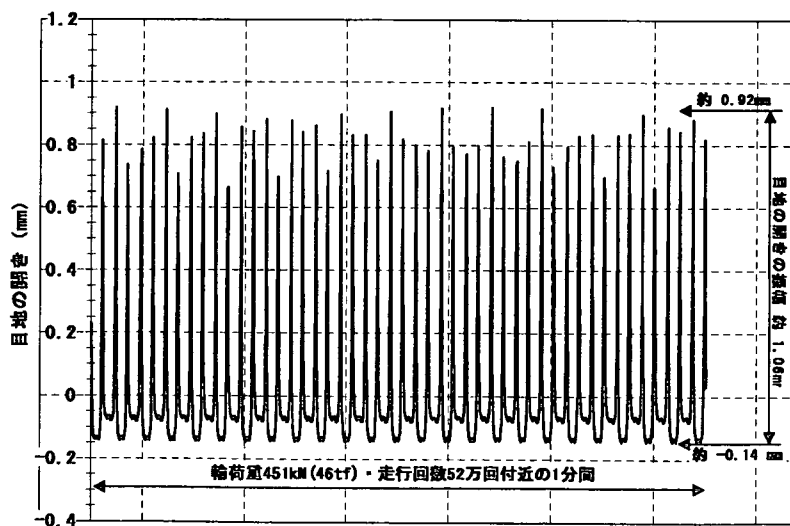


図-3.2.2.11 支間中央下面目地の開き（動的計測）

床版支間中央下面の静的載荷による目地の開きは、走行前の172kN (17.5tf) 載荷時0.105mm、除荷時-0.007mmであり、走行試験終了時の451kN (46tf) 載荷時0.815mm、除荷時0.007mmであった。試験開始から終了までの除荷時の目地の開きは-0.017~0.032mmと非常に小さな開きで推移しており、走行回数と荷重の増加にともない載荷時の目地の開きは増加するものの、荷重を除荷すると開きはほぼ元の状態に戻るこ

が解かる。また、走行回数 520,000 回付近の動的計測の結果を見ても、最大で約 0.92mm の目地の開きが生じているものの、その後は元の状態に戻るといふ挙動を繰り返している。

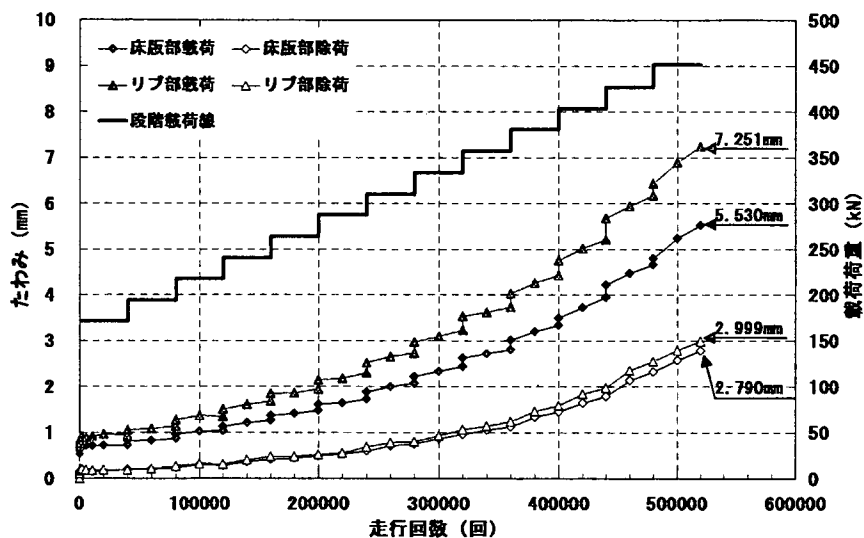
これらのことより、橋軸方向に導入したプレストレスが走行試験終了時まで目地部の開きに有効に作用していることが解かる。

5) 供試体変位－走行回数関係

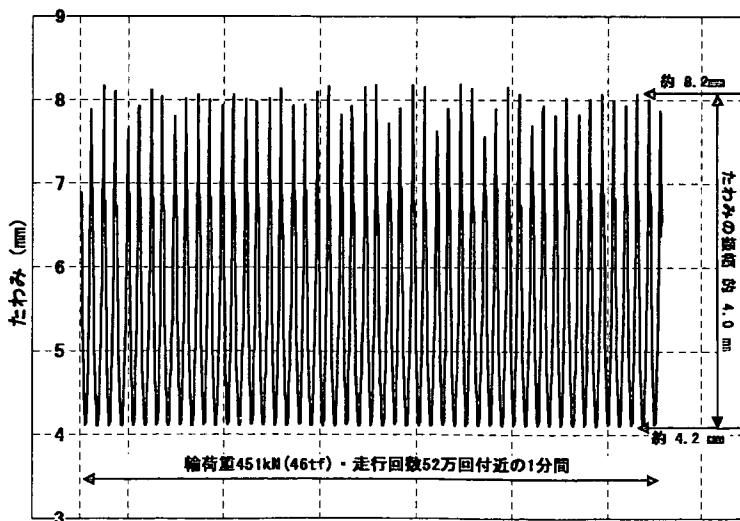
静的および動的計測結果を表－3.2.2.11 と図－3.2.2.12、図－3.2.2.13 に示す。また、図－3.2.2.14 に、RC 8 供試体および PRC50 供試体の静的計測結果と比較した“荷重－たわみ－走行回数曲線”を示す。

表－3.2.2.11 床版下面のたわみ（走行試験終了時静的計測）

位 置	0kN (0tf) 載荷時	451kN (46tf) 載荷時	計 測 位 置
中央リブ支間中央	2.999mm	7.251mm	D4
端部リブ支間中央	2.256mm	3.564mm	D6
床版部支間中央	2.790mm	5.530mm	D5



図－3.2.2.12 支間中央のたわみ（静的計測）：D4・D5



図－3.2.2.13 供試体中央のたわみ（動的計測）：D4

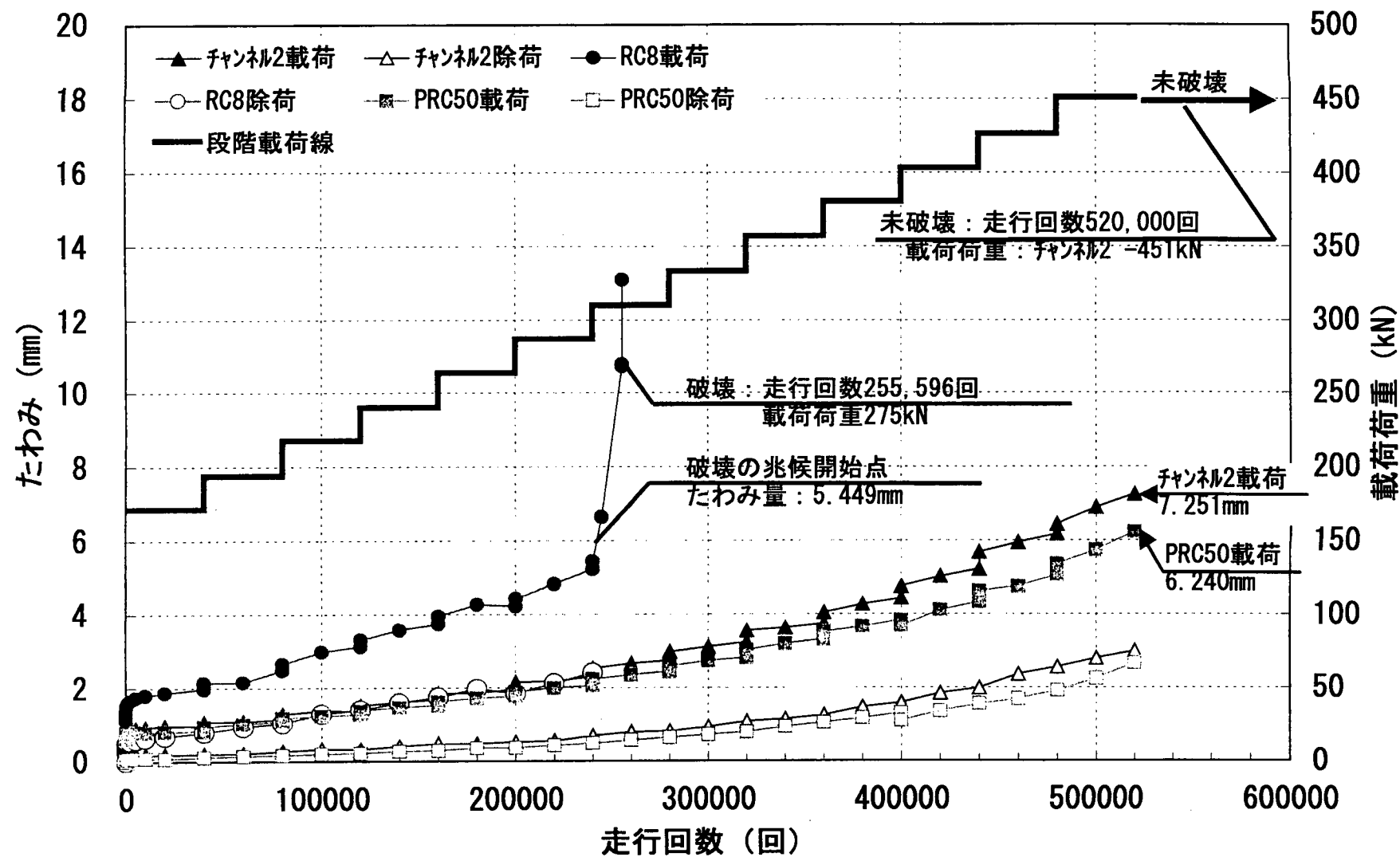


図-3.2.2.14 供試体中央の「たわみ—載荷荷重—走行回数曲線」(静的計測)：D4

図-3.2.2.12 より静的載荷による床版部およびリブ部のたわみは、荷重の増加とともに上方に放物線状（上に凹）に増大していることが解かる。特に、輪荷重走行回数 200,000 回、載荷荷重 264kN (27tf) を過ぎた頃から曲率の増加が見られる。これはひび割れの進展開始時期と一致しており、ひび割れによる剛性低下が生じているものと考えられる。また、図-3.2.2.13 の動的計測結果から輪荷重走行回数 520,000 回付近のたわみは、約 4.2～8.2mm で推移していることが解かる。

図-3.2.2.14 によれば、PRC50 供試体は未破壊で試験を終了しており、試験終了後の静的載荷時約 6.2mm、除荷時約 2.5mm のたわみを生じている。RC8 供試体は走行回数 250,000 回、載荷荷重 280kN (28tf) で破壊した。一方、チャンネル 2 は走行回数 520,000 回、載荷荷重 451kN (46tf) を未破壊で終了し、試験終了後の静的載荷時で 7.251mm、除荷時で 2.999mm のたわみが生じた。試験終了後の静的載荷によるたわみは、載荷パターンの違いを考慮すれば、PRC50 供試体とほぼ同等なたわみを示していると言える。

図-3.2.2.15 は、供試体中央のたわみ量について走行前後の静的載荷実測値と計算値を比較した図である。

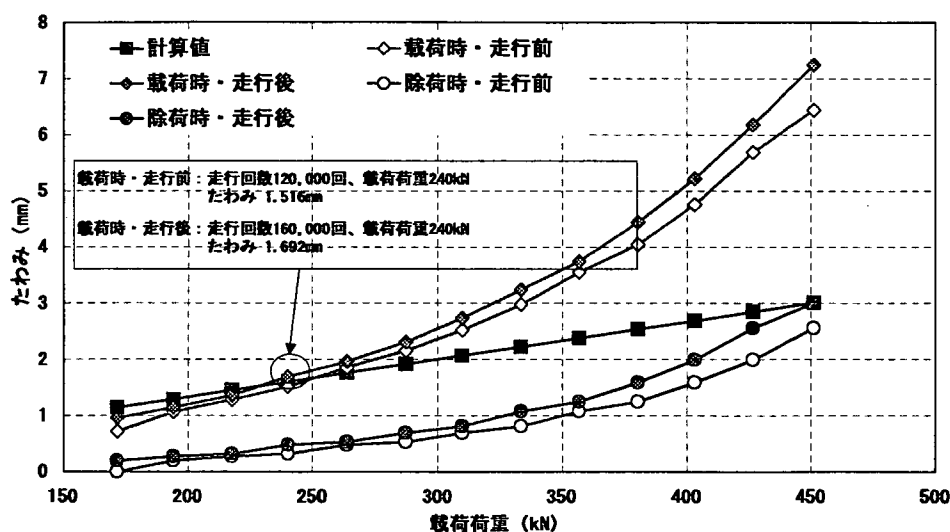


図-3.2.2.15 荷重-たわみ曲線：D4

図-3.2.2.15 の計算値は、次式を用いて算出したPC版単体のたわみ量を示す。

$$\delta = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad (\text{cm})$$

ここに、

L：供試体の床版支間長 2.5 m

E：コンクリートの弾性係数の実測値 $3.07 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ($3.13 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)

I：断面二次モーメント（PC換算） 158,825 cm^4

計算値と実測値を比較すると、載荷荷重 240kN (25tf) を境に実測値が計算値を上回っており、荷重の増大とともにその差は大きくなっている。これより、供試体がひび割れやプレストレスの減少により剛性低下を生じていることが解かる。

6) 供試体ひずみ－走行回数関係

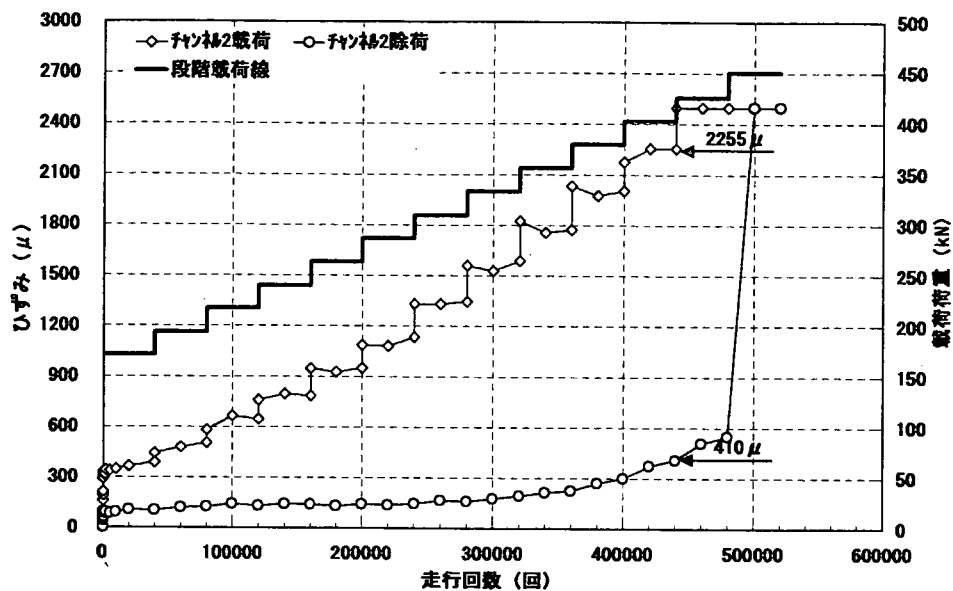
①床版支間方向鉄筋ひずみ

静的および動的計測結果を表－3.2.2.12 と図－3.2.2.16、図－3.2.2.17、図－3.2.2.18 に示す。

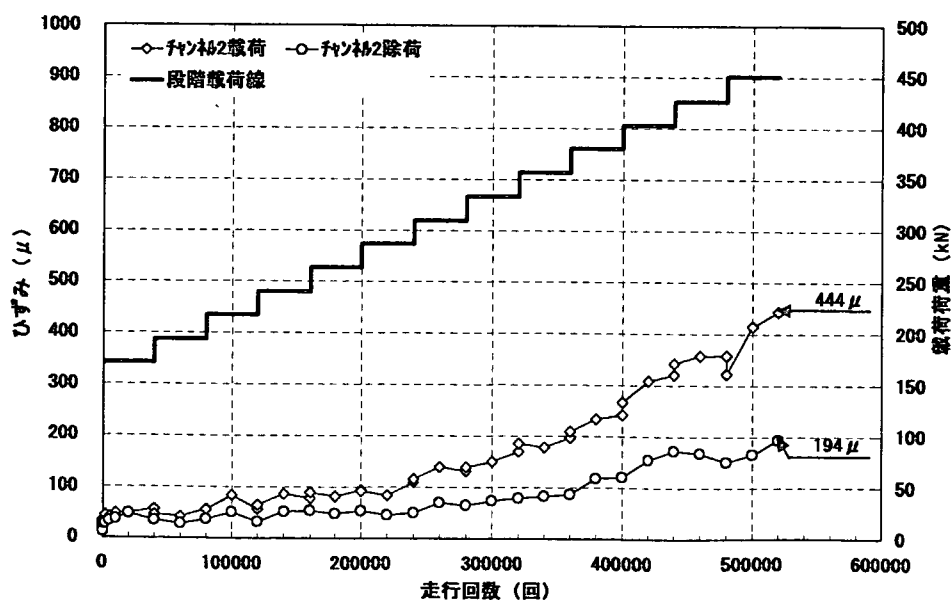
表－3.2.2.12 床版支間方向鉄筋ひずみ（走行試験終了時の静的計測）

	場 所	0kN (0tf) 載荷時	451kN (46tf) 載荷時	計 測 位 置
床版支間方向鉄筋	リブ部上側	-437 μ	-615 μ	S15
	リブ部下側	410 μ	2255 μ	S25
	床版部上側	-140 μ	-247 μ	S14
	床版部下側	194 μ	444 μ	S24

※リブ部下側のひずみは走行回数 約 440,000 回のものを示す。



図－3.2.2.16 リブ部床版支間方向下側鉄筋ひずみ（静的）：S25



図－3.2.2.17 床版部床版支間方向下側鉄筋ひずみ（静的）：S24

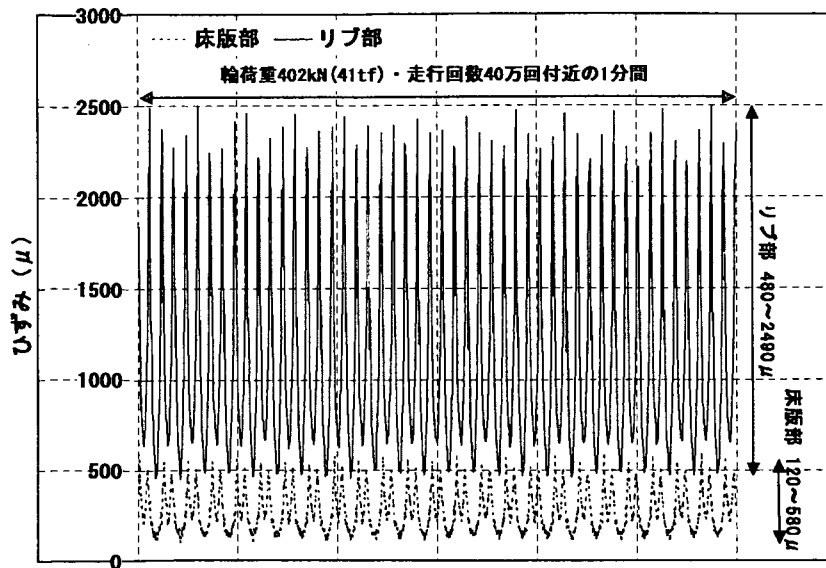


図-3.2.2.18 床版支間方向下側鉄筋ひずみ（動的計測）：S25・S24

床版支間方向鉄筋の疲労による影響が顕著に現れているのが、図-3.2.2.16に示す静的荷重によるリブ部床版支間方向の下側鉄筋のひずみである。走行回数が増加するにしたがい静的荷重載荷時と除荷時のひずみの差が徐々に大きくなり、走行回数 約 440,000 回、載荷荷重 403kN (41tf) 載荷時で 2255μ と大きなひずみが発生している。これは、チャンネル2の床版支間方向の鉄筋をフルプレストレスで設計したものと同程度の鉄筋量で配置したため、ひび割れ発生限界状態で設計しているチャンネル2では、相対的に鉄筋量が不足となり鉄筋の荷重負担が大きくなったものと考えられる。このことは、図-3.2.2.17に示す床版部床版支間方向の下側鉄筋についても同様なことが言える。

図-3.2.2.18に示すチャンネル2の走行回数 400,000 回付近（載荷荷重 402kN (41tf)）1分間の床版支間方向下側鉄筋ひずみの動的計測では、床版部では $120\mu \sim 580\mu$ で引張ひずみが推移しているのに対し、リブ部では $480 \sim 2490\mu$ と広い範囲で引張ひずみが推移している。

これらのことより、チャンネル2では走行回数および載荷荷重の増加にともない、リブ部の床版支間方向下側鉄筋に応力が集中し、リブ部の剛性低下が生じることが解かる。

②橋軸方向鉄筋のひずみ

静的計測結果を表-3.2.2.13と図-3.2.2.19に示す。

表-3.2.2.13 橋軸方向鉄筋のひずみ（走行試験終了時静的計測）

	場 所	0kN (0tf) 載荷時	451kN (46tf) 載荷時	計 測 位 置
橋軸方向鉄筋	リブ部上側	—	—	H3
	リブ部下側	117 μ	80 μ	H9
	床版部上側	-50 μ	-2 μ	H2
	床版部下側	194 μ	85 μ	H8

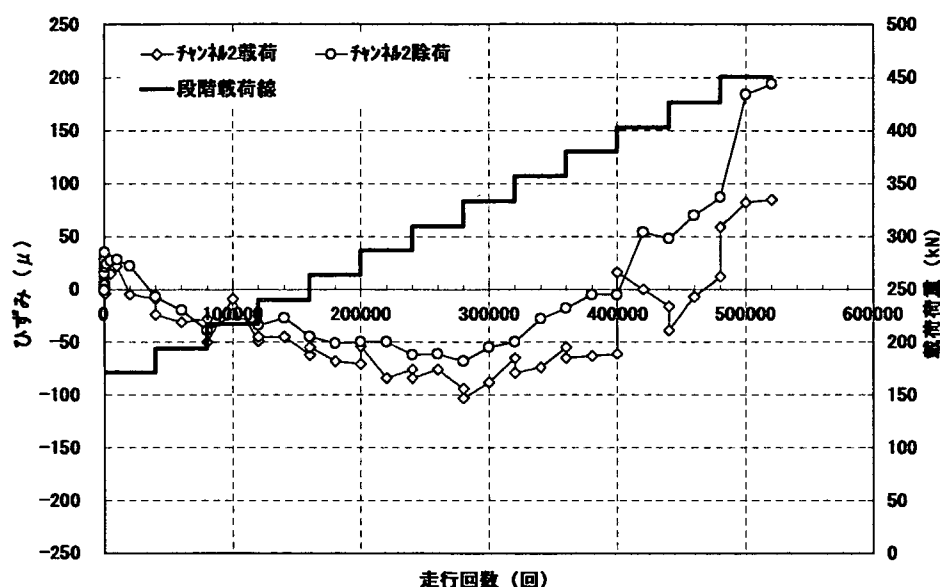


図-3.2.2.19 床版部橋軸方向下側鉄筋ひずみ（静的）：H8

静的載荷による橋軸方向鉄筋のひずみは、走行回数 約 400,000 回、載荷荷重 403kN (41tf) 載荷時において圧縮ひずみから引張ひずみに転じた。しかしながら、試験終了時の走行回数 520,000 回、載荷荷重 451kN (46tf) において、載荷時 85 μ 、除荷時 194 μ の引張ひずみで推移しており、これは本供試体の橋軸方向鉄筋が橋軸方向に連続しておらず、床版幅の範囲で独立しているので荷重に対する鉄筋の引張ひずみが軽微なものであったことが要因と言える。

③コンクリート表面のひずみ

計測結果を表-3.2.2.14と図-3.2.2.20、図-3.2.2.21、図-3.2.2.22に示す。

表-3.2.2.14 コンクリートのひずみ（走行試験終了時静的計測）

	場 所	方 向	0kN (0tf) 載荷時	451kN (46tf) 載荷時	計 測 位 置
コンクリート	リブ部上面	X方向	-179 μ	-404 μ	C6
		Y方向	-82 μ	-267 μ	
	リブ部下面	X方向	測定不能	測定不能	C9
		Y方向	-161 μ	-157 μ	
	床版部上面	X方向	-103 μ	-307 μ	C5
		Y方向	-39 μ	-84 μ	
	床版部下面	X方向	-85 μ	-33 μ	C8
		Y方向	-214 μ	-243 μ	

※ 1. X方向：床版支間方向 ※ 2. Y方向：橋軸方向

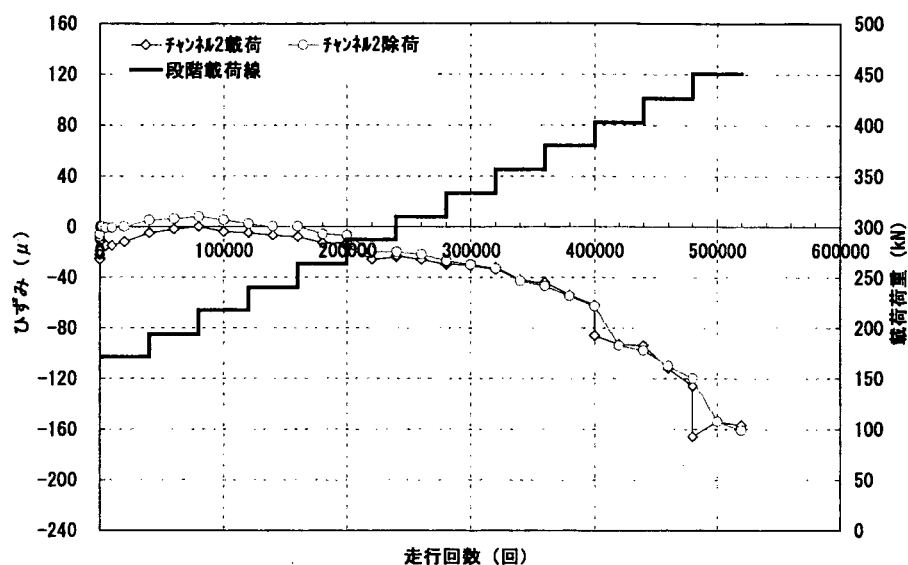


図-3.2.2.20 リブ部下面橋軸方向のコンクリートひずみ（静的）：C9

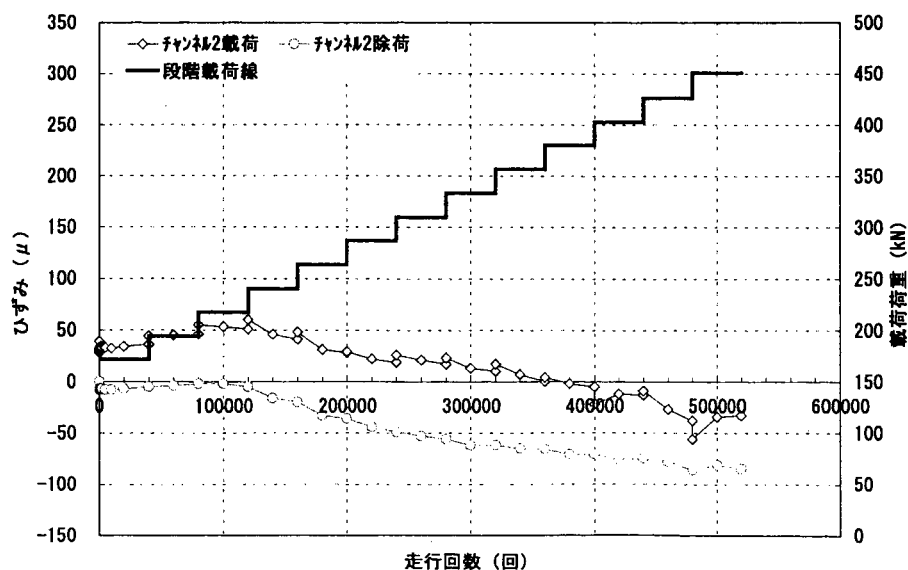
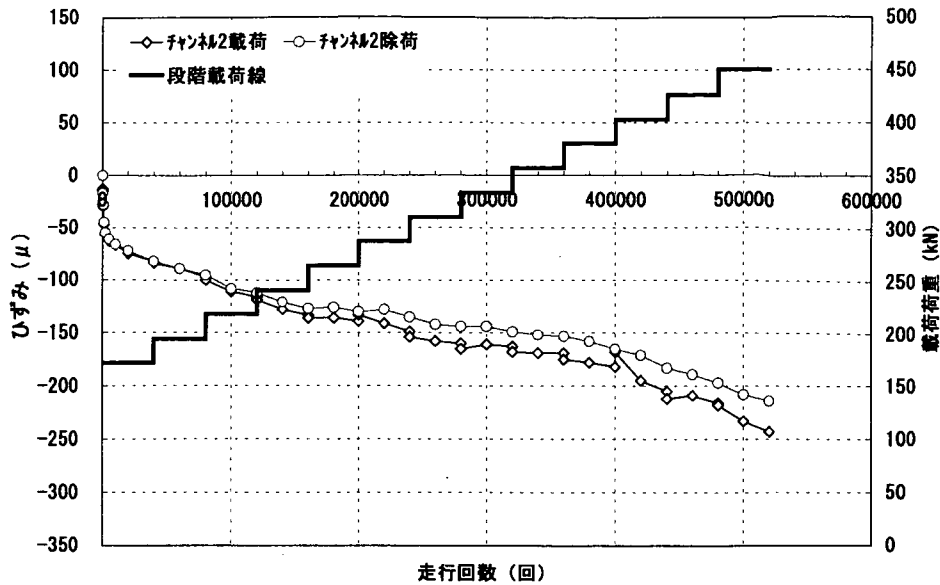


図-3.2.2.21 床版部下面床版支間方向のコンクリートひずみ（静的）：C8



図－3. 2. 2. 22 床版部下面橋軸方向のコンクリートひずみ（静的）：C8

1. 静的載荷によるリブ部下面のコンクリートひずみ

チャンネル2のリブ部下面床版支間方向（X方向）のコンクリートひずみは、初期に発生したひび割れにより計測不能となった。

橋軸方向（Y方向）のひずみは、走行回数と載荷荷重の増加にともなって圧縮ひずみが漸増している。試験終了時では 55μ の圧縮ひずみ（コンクリート圧縮応力： 1.7N/mm^2 （ 17kgf/cm^2 ））が残留ひずみとして生じている。

2. 静的載荷による床版部下面のコンクリートひずみ

チャンネル2の床版部下面床版支間方向（X方向）の載荷時ひずみは、走行回数 360,000 回、載荷荷重 381kN（39tf）までは引張ひずみで推移しているが、その後、圧縮ひずみに転じ増加していった。また、除荷時のひずみは、試験終了まで圧縮ひずみで推移した。

橋軸方向（Y方向）のひずみは、走行回数と載荷荷重の増加にともない、圧縮ひずみが直線的に増加していった。そして試験終了時では、走行回数 520,000 回、載荷荷重 451kN（46tf）において、載荷時で -243μ （コンクリート圧縮応力： 7.5N/mm^2 （ 76kgf/cm^2 ））、除荷時で -214μ （コンクリート圧縮応力： 6.6N/mm^2 （ 67kgf/cm^2 ））の圧縮ひずみが生じている。

7) 試験の着目点に関する考察

供試体の損傷の形態は、試験初期に軽微なひび割れが発生したが、その後の進展は見られず、走行回数 約 200,000 回、載荷荷重 264kN (27tf) を越えた頃から供試体の各部位にひび割れの発生および進展が確認された。ひび割れの方向としては、リブ部では橋軸方向のひび割れが走行回数と載荷荷重の増加にともない進展し、床版部では走行回数 約 200,000 回、載荷荷重 264kN (27tf) で床版支間方向のひび割れ発生、走行回数 約 280,000 回、載荷荷重 310kN (32tf) で橋軸方向のひび割れ発生、走行回数 約 480,000 回、載荷荷重 427kN (44tf) で両方向のひび割れが大きく進展するといったように段階的なひび割れの進展が確認された。これらの現象は、たわみ量の急増、PC 鋼材の引き込み開始時期とも一致している。また、リブ部および床版部のひび割れの方向から、リブは供試体の支承（主桁部に相当）で支持された梁の曲げ挙動をしており、床版部はリブに 2 辺支持された板の曲げ挙動をしていることが解かる。このことから、橋軸方向のプレストレスは床版部の橋軸方向の曲げに対し耐荷性を維持し、床版支間方向のプレストレスはリブ部を主梁構造とする支持機構を形成し、床版支間方向の曲げに対し耐荷性を維持する役割を担っていると言える。

試験終了後（走行回数 520,000 回終了）の静的載荷時（451kN (46tf)）の各測定項目について述べると、まず目地の開きは、載荷時では 0.815mm の目地の開きを生じている。しかし、荷重を除荷するとほぼ元の状態に戻っており、このことから橋軸方向のプレストレスが試験終了まで有効に作用したことが解かる。

供試体中央のたわみは、載荷時 7.251mm、除荷時 2.999mm のたわみを生じた。RC8 供試体の破壊の兆候が見え始めたたわみ量 5.449mm を大きく上回ったが破壊には至らなかった。また、本供試体のたわみ量は、載荷荷重の影響を考慮するとほぼ PRC50 と同等と考えられるので、PRC50 供試体と同等の剛性を有していると言える。

鉄筋のひずみは、リブ部の床版支間方向下側鉄筋に大きな応力集中が確認された。これは、床版支間方向のプレストレス量を低減したことにより鉄筋の応力負担が大きくなったものと考えられる。

チャンネル 2 は床版支間方向および橋軸方向をひび割れ発生限界状態で設計しており、輪荷重走行により各部位に剛性の低下が生じていることが確認されたが、その程度は破壊に到るほどのものではなく、階段載荷試験を未破壊で終了したチャンネル 2 は、高い剛性とじん性を有することが確認されたと言える。

3. 2. 3 リブ付きプレキャスト床版

(1) 概要

1) 工法の概要

従来のプレキャスト床版は、継手部に後打ちモルタルを施工する作業が必要で、また後打ちしたモルタルにクラックが発生する等構造上の弱点となりやすかった。

そこで現場作業の低減、継手目地部の品質確保のため図-3. 2. 3. 1 に示す継手部の構造を簡易にした、以下の特徴を有するリブ付きプレキャスト床版を提案する。

- ①継手部に接着剤を用いるドライ目地とすることにより、現場での作業の低減を図る。
- ②リブを設けることにより目地部の剛性を高める。
- ③橋軸方向にはプレストレスの縦締めを行い、構造上の弱点である継手部を強化する。また、橋軸直角方向にもプレストレスを導入することで長支間床版にも対応が可能である。

なお、今回実験を行った供試体（以下「供試体 2」）は、『道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その 2）整理番号 233 号平成 11 年 10 月』に示すリブ付きマッチキャスト床版と以下の点で異なる施工を行ったものである。

- ・施工性の改善を目指し、1 体目（以下「供試体 1」）にあった目地部のせん断キーを廃止。
- ・供試体 1 ではマッチキャスト方式で製作したのに変えて、目地部の密着性を確保するために剛性の高い型枠を使用。

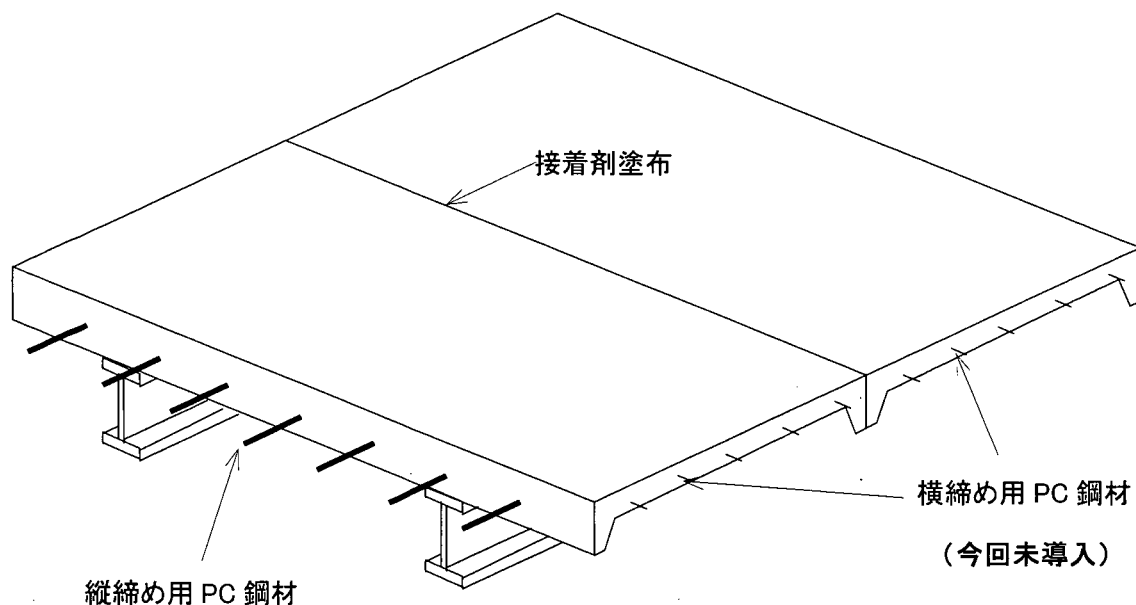


図-3. 2. 3. 1 リブ付きプレキャスト床版概要図

2) 試験の着目点

- ①目地部の下端の開きおよび段差、応力集中によるリブ付け根部分のひび割れ、目地上端でのコンクリートの圧壊。
- ②床版部リブ付近の疲労破壊状態、床版の疲労耐久性。

3) 設計の概要

供試体は以下の要領で設計を行った。

①設計条件

- ・道路橋示方書を基本とし、支間 3m の RC 連続床版として設計する。
- ・橋軸方向にはプレキャスト床版接合のためにプレストレスを導入するが、断面は RC 床版として設計する。
- ・コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}=45\text{N/mm}^2$ (450kgf/cm^2) とする。

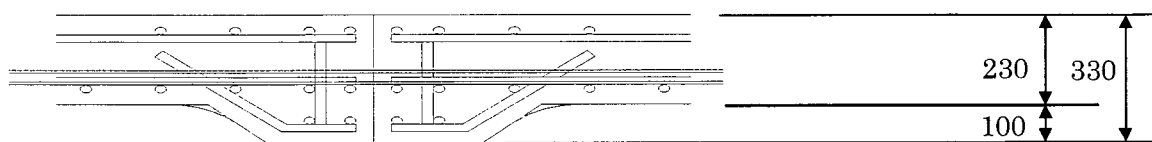
②床版厚、リブ高の決定

設計断面としてリブ部は考慮しない。図-3.2.3.2 に示すようにリブ高さを 100mm とする事によりリブ下端から下側主鉄筋までの距離が 140mm となる。下側主鉄筋の上に P C 鋼材用のシース管を設置する事により、橋軸方向に配置された P C 鋼材が継手断面の中立軸近傍に配置されるよう床版厚を 230mm と設定する。 ($23\text{cm} > 3L + 11 = 20\text{cm}$)

この時の主鉄筋方向応力度の計算値は

コンクリート圧縮応力度 $\sigma_c = 5.2\text{N/mm}^2$ (53kgf/cm^2) $< 10\text{N/mm}^2$ (100kgf/cm^2)

主鉄筋引張り応力度 $\sigma_s = 108.9\text{N/mm}^2$ (1110kgf/cm^2) $< 140\text{N/mm}^2$ (1400kgf/cm^2)



(単位:mm)

図-3.2.3.2 リブ部断面図

③圧着時のプレストレス量の決定

先行して行った静的荷重試験の結果及び解析結果から、目地下端の密着が保持できる様に目地部で平均 3.2N/mm^2 (33kgf/cm^2) のプレストレスとするため、P C 鋼棒 1 本あたり 324kN (33.0t) 導入する。

④接着剤

- ・使用接着剤：ブロック工法用接着剤『シーカデュアW (日本シーカ株式会社)』
- 接着剤の性状を表-3.2.3.1 に示す。

表-3.2.3.1 接着剤性状表

品質項目	単位	条件	強度	備考
引張り強さ	N/mm^2 (kgf/cm^2)	常温 材齢 7 日	22 (220)	JIS-K-6911
圧縮強さ	N/mm^2 (kgf/cm^2)	常温 材齢 7 日	75 (750)	JIS-K-6911
接着強さ	N/mm^2 (kgf/cm^2)	常温 材齢 7 日	6 (60)	せん断試験

供試体の形状・寸法を図-3.2.3.3に示す。

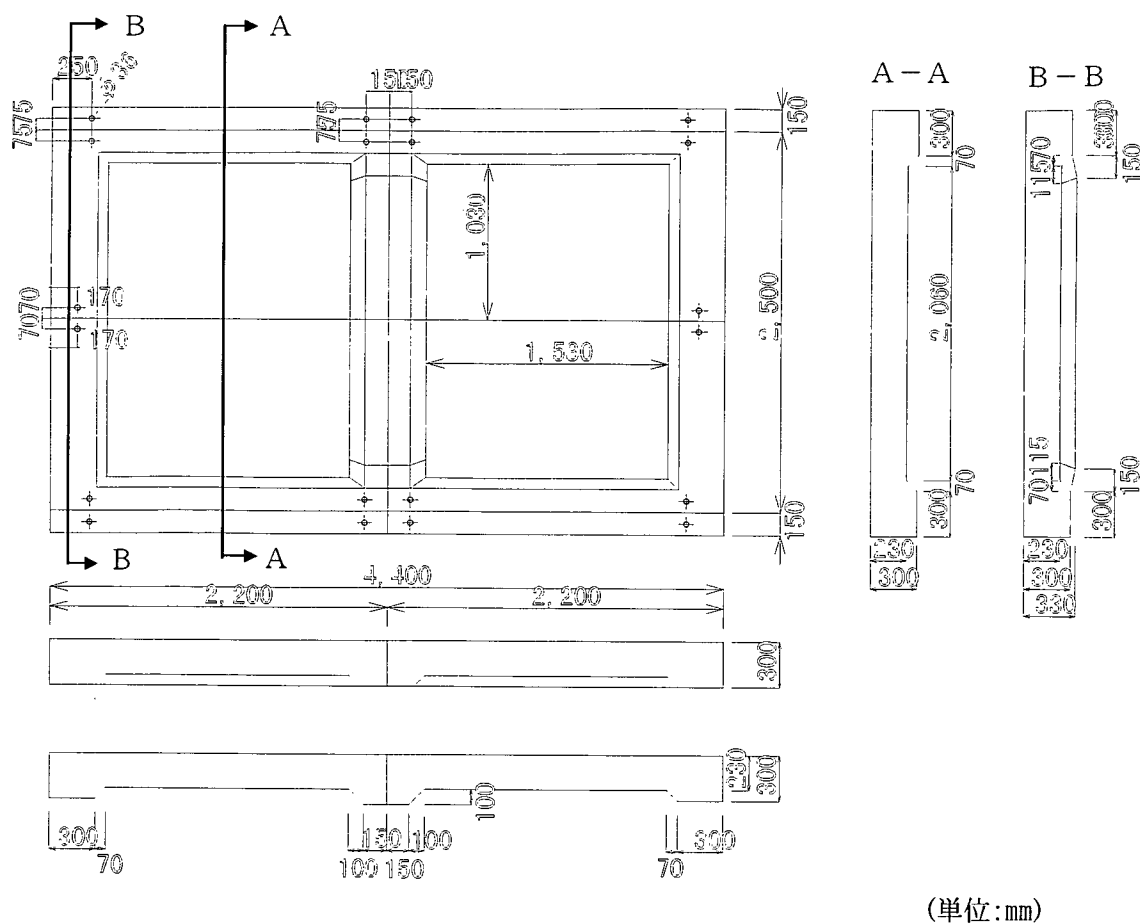


図-3.2.3.3 リブ付きプレキャスト床版寸法図

4) 施工の概要

①供試体の製作

供試体打設時は妻面に剛性の高い型枠を用い、供試験体A、B共にコンクリートを打設し脱型する。養生終了後、A、B供試体を接着剤、PC鋼棒を用いて連結する。以下にその手順と製作状況写真を示す。

- a) 供試体 (A) の製作 (写真-3.2.3.1、3.2.3.2)
- b) 供試体 (B) の製作 (写真-3.2.3.3、3.2.3.4)
- c) 供試体 (A)、(B) の架設
- d) 目地部の接着 (写真-3.2.3.5)
- e) 床版の圧着 (プレストレスの導入) (写真-3.2.3.6)

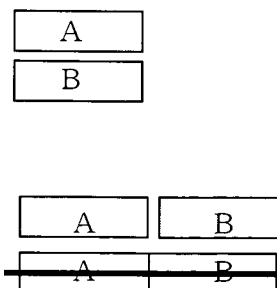


図-3.2.3.4 供試体製作要領

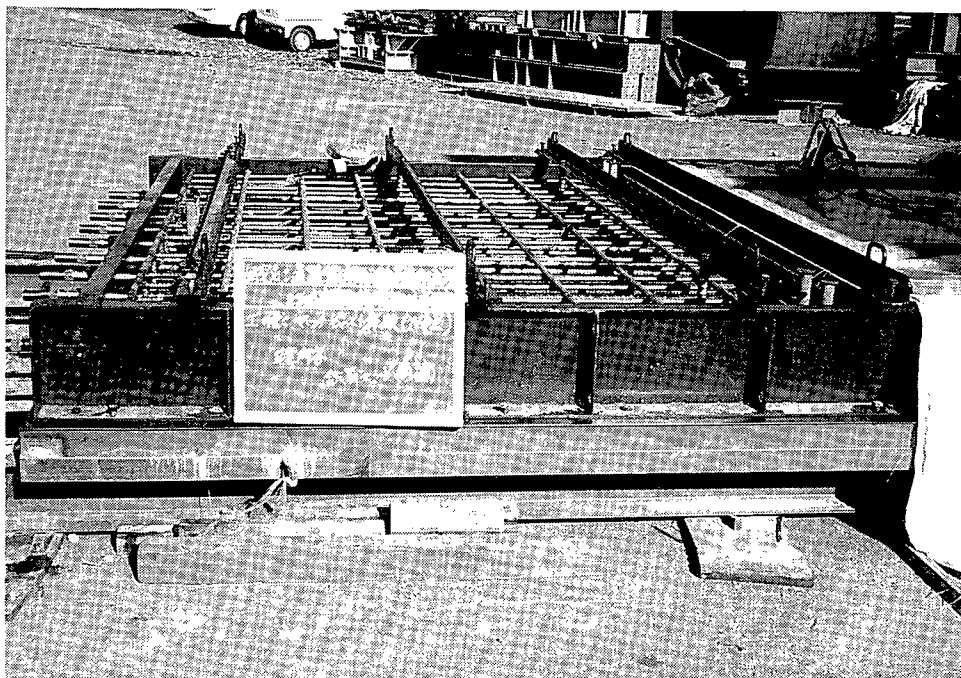


写真-3.2.3.1 供試体A 型枠設置、配筋完了



写真-3.2.3.2 供試体Aコンクリート打設

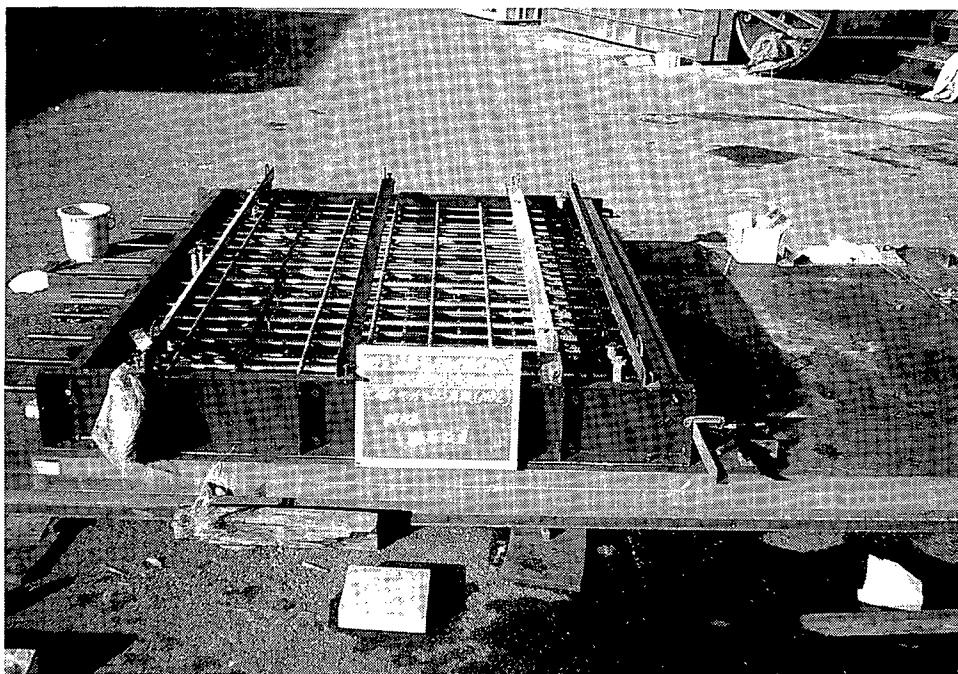
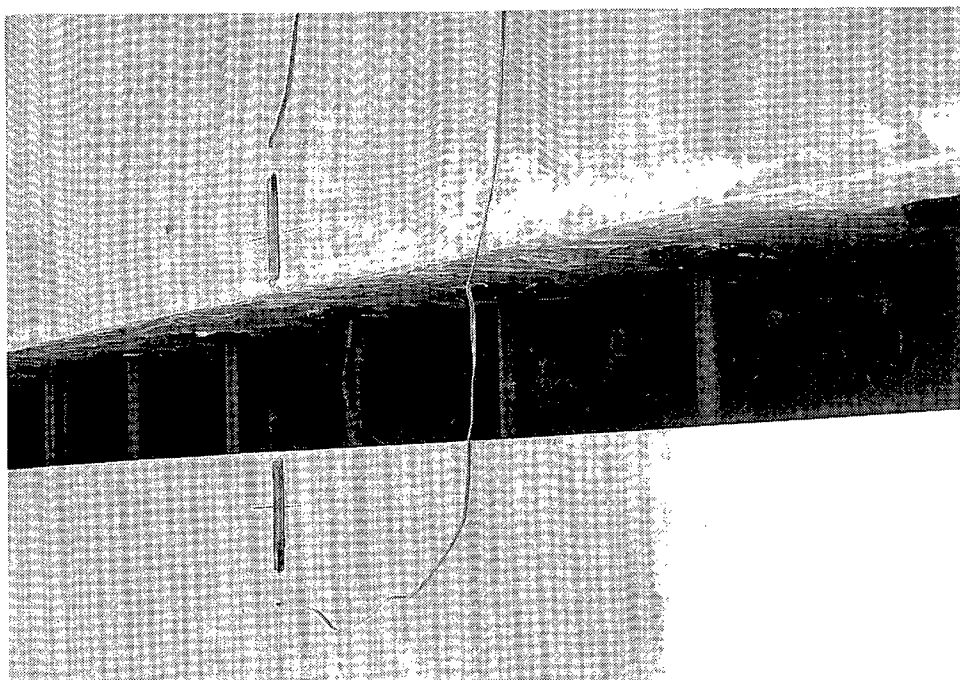


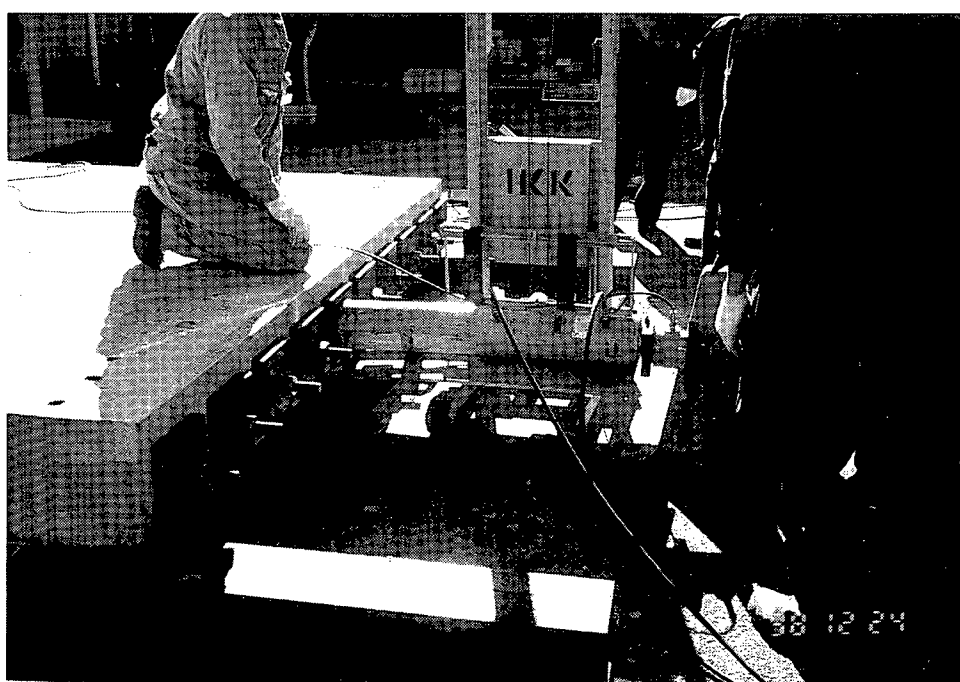
写真-3.2.3.3 供試体B 型枠設置、配筋完了



写真-3.2.3.4 供試体Bコンクリート打設



写真－3. 2. 3. 5 供試体 A, B 接着剤塗布



写真－3. 2. 3. 6 供試体 A, B 緊張作業

②供試体製作上の留意点

- ・本供試体は、リブ部で 330mm の厚さとなるが、試験機の制約上、架台位置で 300mm に押さえなければならない。そこで図-3.2.3.3 の B - B 断面に示すよう、架台上 300mm の厚さからテーパーをつけ 330mm 厚にすりつけた。また、リブ付け根部分は応力集中を避けるため、150mm の R を設けた。
- ・床版の PC 鋼材定着面には鉄板を張り、定着部での破壊を防ぎ、プレストレスの分散を計った。
- ・縦締めプレストレスの設計値は 324kN (33.0t) / 本であるが、誤差や抜けを考慮してジャッキ側の読みで 333kN (34.0t) 導入した。この時 PC 鋼棒のひずみゲージでも確認を行ったが、311kN、320kN(31.7t、32.6t)程度の値であった。

③供試体の打設

供試体の打設は平成 10 年 12 月 4 日と 12 月 10 日の 2 回に分けて行った。コンクリートの示方配合は以下のとおりである。

表-3.2.3.2 コンクリートの示方配合

コンクリートの種類	設計基準強度 σ_{ck} N/mm ²	粗骨材の最大寸法 mm	スランプ cm	水セメント比 W/C %	細骨材率 S/a %	単位量 kN/ m ³ (kgf/m ³)				
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
普通	45	20	10	36.0	41.2	16.4 (161)	45.6 (447)	71.1 (697)	104.0 (1019)	0.456 (4.470)

- ・第 1 回打設日時：平成 10 年 12 月 4 日 10:00~12:00

場所：石川島建材工業株式会社 技術研究所 (〒252-1121 神奈川県綾瀬市小園 720)

立会者(敬称略)

石川島建材工業(株) : 斎藤 慎吾、青木 卓也

石川島播磨重工業(株) : 花岡 善郎、池崎 直樹

- ・第 2 回打設日時：平成 10 年 12 月 10 日 10:30~12:00

場所：石川島建材工業株式会社 技術研究所

立会者(敬称略)

(財) 土木研究センター : 三木 正久

飛島建設(株) : 山中 公明

ショーボンド建設(株) : 木田 秀人

日本カイザー(株) : 木村 勝利、平岩昌久

石川島建材工業(株) : 斎藤 慎吾、青木 卓也

石川島播磨重工業(株) : 西土 隆幸、池崎 直樹

- ・プレストレス導入日時：平成 10 年 12 月 24 日

場所：石川島建材工業株式会社 技術研究所

立会者(敬称略)

石川島建材工業(株) : 斎藤 慎吾、青木 卓也

石川島播磨重工業(株) : 花岡 善郎、池崎 直樹

5) 計 測

計測項目は床版のたわみ、目地部の開き、鉄筋・PC鋼棒のひずみ、コンクリートのひび割れである。ゲージの配置を図-3.2.3.5(a)、(b)に示す。

- ・変位計は橋軸方向の床版の中心線上、橋軸直角方向は目地付近に適当な間隔を置いて配置した（橋軸方向7箇所、橋軸直角方向4箇所）。
- ・目地の開きは目地部下端πゲージで計測した（3箇所 $\pi 1 \sim \pi 3$ ）。
- ・鉄筋は橋軸方向中心線上に沿って1列、橋軸直角方向目地近傍で2列のひずみを計測した（橋軸方向(S1~S14)14箇所、橋軸直角方向(S15~S38)28箇所）。
- ・PC鋼棒は目地位置での橋軸直角方向のひずみを計測した（2箇所 (P1, 2) と (P3, 4)）。
- ・ひび割れ長さ・密度を計測した。

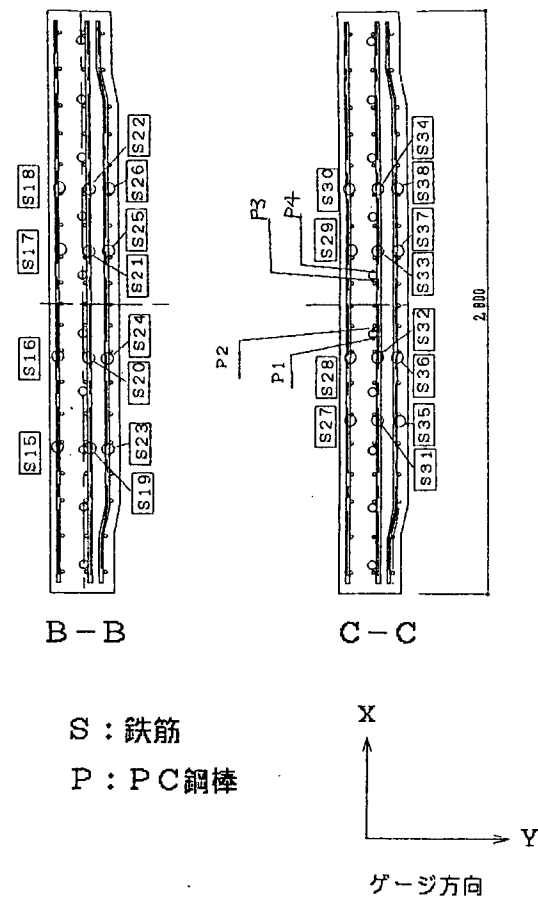
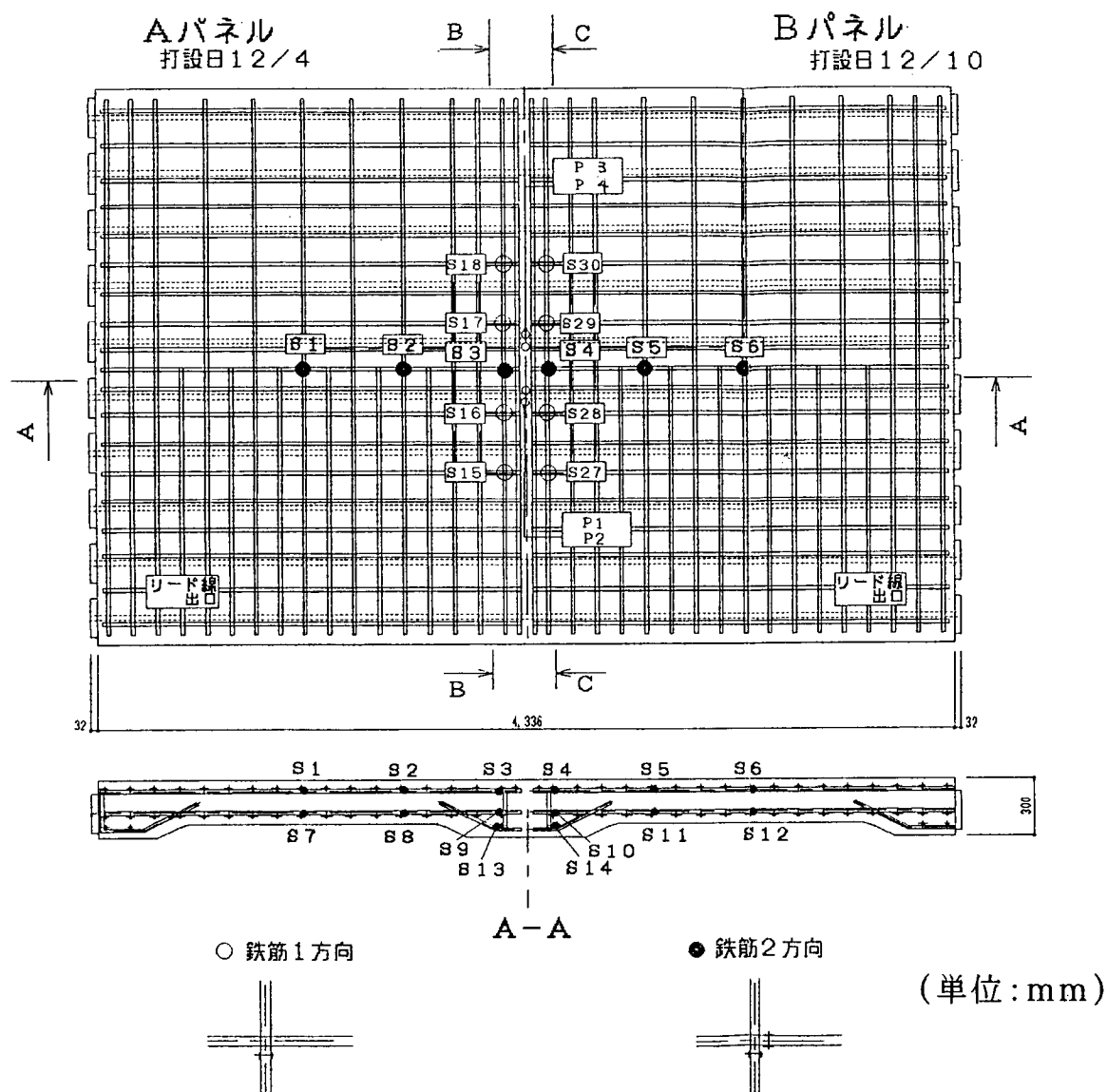
6) 予想される破壊状態

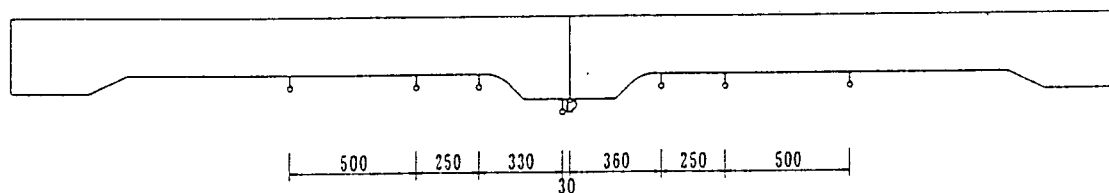
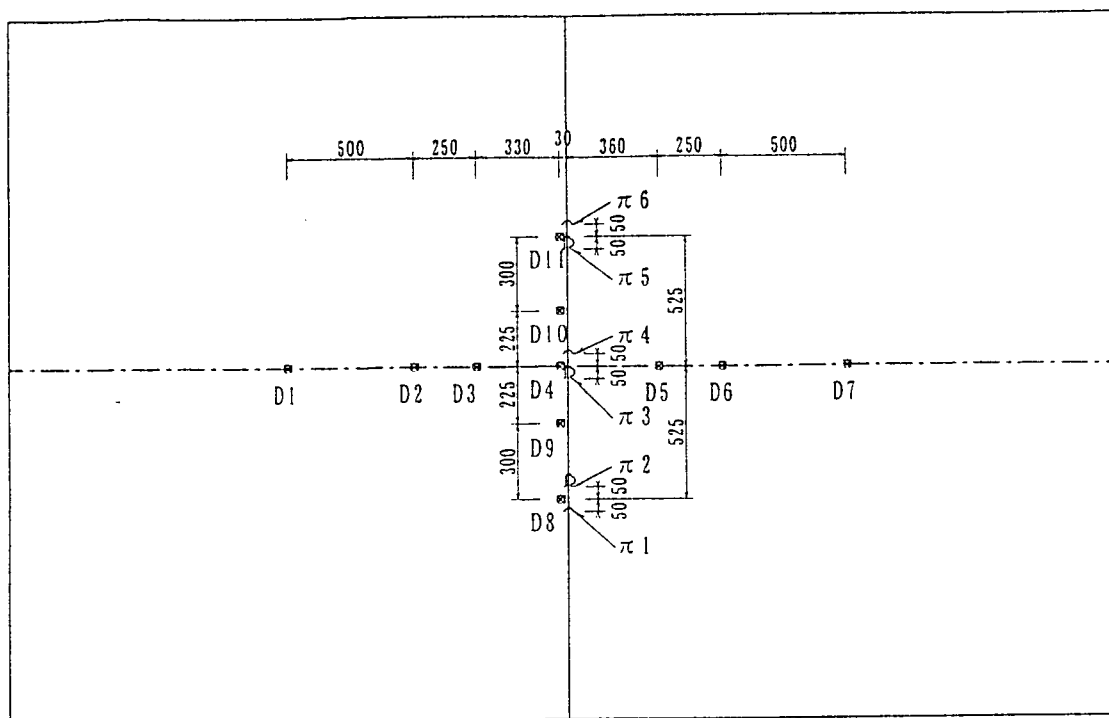
過去に行った梁状のスラブの静的曲げ破壊試験（リブ付き床版の基礎的研究：第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集）では、目地部での応力の伝達が確認されており、梁での曲げ破壊を生じ目地部でのせん断破壊には至っていない。本実験では

- ①床版部分の押し抜きせん断破壊
- ②目地部のプレストレスの減少
- ③目地部コンクリートの破壊

を想定して実験を行った。

図-3.2.3.5 (a) 供試体ひずみゲージ配置図





(単位: mm)

変位計

πゲージ(目地開き量): π1、π4、π6

πゲージ(目地部段差): π2、π3、π5

図-3.2.3.5 (b) 変位計取付位置図

(2) 試験結果

1) 材料試験結果

①コンクリート材料特性

コンクリート圧縮試験結果を表-3.2.3.3に、引張試験結果を表-3.2.3.4に示す。

設計基準強度は 45N/mm^2 (450kgf/cm^2) であったが、圧縮試験の結果は平均で 70.5N/mm^2 (719kgf/cm^2) となった。

表-3.2.3.3 コンクリートの圧縮試験結果 (材齢 41 日)

番 号	直 径 mm	断 面 積 mm^2	最大荷重 kN (tonf)	圧 縮 強 度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	静弾性係数 $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ($\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)	ポアソン 比
1	99.95	7846	485 (49.5)	61.8 (631)	3.09 (3.15)	0.186
2	99.88	7835	581 (59.3)	74.2 (757)	2.95 (3.01)	0.166
3	99.85	7830	590 (60.2)	75.4 (769)	3.02 (3.08)	0.164
平均値	—	—	—	70.5 (719)	3.02 (3.08)	0.172

表-3.2.3.4 コンクリートの引張試験結果 (材齢 41 日)

番 号	直 径 mm	長 さ mm	最大荷重 kN (tonf)	引 張 強 度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	備 考
4	149.85	300.65	308.7 (31.05)	2.15 (21.9)	—
5	150.00	299.70	283.4 (28.92)	2.01 (20.5)	—
6	150.15	299.50	318.0 (32.45)	2.25 (23.0)	—
平均値	—	—	—	2.14 (21.8)	—

②鋼材材料特性

鉄筋の引張り試験結果を表-3.2.3.5に示す。

表-3.2.3.5 鉄筋の引張り試験結果

鉄筋の種類	降伏荷重 kN (tf)	最大荷重 kN (tf)	降伏点応力 N/mm^2 (kgf/cm^2)	降伏点ひずみ (μ)	引張り強さ N/mm^2 (kgf/cm^2)	標点距離		伸び	公称断面積 (cm^2)
						試験前(mm)	試験後(mm)	(%)	
D19-1	111.3 (11.36)	162.1 (16.54)	388.6 (3965)	2179	565.7 (5773)	152.00	187.40	23.3	2.865
D19-2	112.7 (11.50)	162.1 (16.54)	393.4 (4014)	2106	565.7 (5773)	152.10	187.00	22.9	
D19-3	111.5 (11.38)	161.7 (16.50)	389.3 (3972)	2067	564.4 (5759)	152.20	184.35	21.1	
平均値	—	—	389.3 (3984)	2117	565.3 (5768)	—	—	22.4	

2) 実測床版厚

試験終了後、供試体を切断して、床版内部のひび割れ状況、および床版厚の測定を行った。床版厚測定結果を表-3.2.3.6に、供試体断面のひび割れ観察図を図-3.2.3.9に示す。

床版厚は全体的に設計値 230mm より 2~4mm 大きな値が出ているが、道示Ⅱ鋼橋編 15.5.11 に示される誤差の範囲 (+20mm~-10mm) 内で施工されている。

表-3.2.3.6 床版厚測定結果 (床版切断面)

断面 1 南側

22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0'
	-	-	-	-	234	235	235	234	233	233	234	234	234	234	234	233	232	232	240	316	332	332

断面 2 北側

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
-	308	237	233	234	235	235	235	235	235	235	235	235	236	236	235	234	255	-	-	-	-

断面 3 東側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0
-	302	302	302	254	230	230	232	232	231	232	232	232	233	233

断面 3 西側

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
233	233	233	233	233	233	232	232	234	258	302	302	-	-

断面 4 東側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0
302	302	-	-	260	232	232	232	232	233	233	233	233	232	233

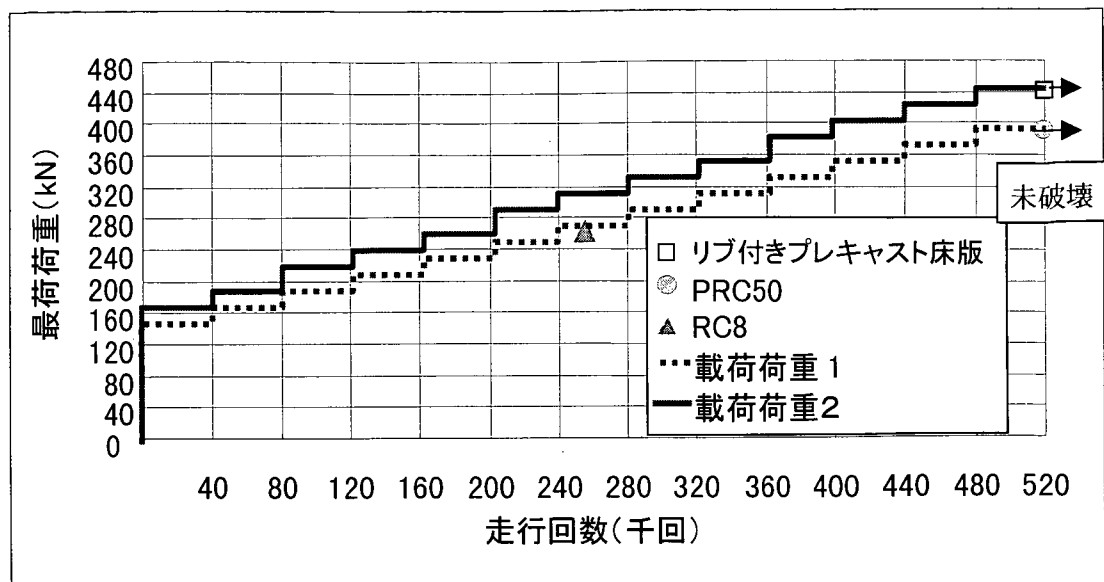
断面 4 西側

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
234	235	234	234	234	234	233	233	232	255	-	-	-	305

(単位 : mm)

3) 破壊時走行回数

本供試体は載荷回数 520,010 回、未破壊で終了した。



図－3. 2. 3. 6 走行回数－荷重

4) 破壊形態

① ひび割れ

供試体上面、側面にひび割れはほとんど見られなかった（図－3. 2. 3. 7 参照）。供試体下面にひび割れが発生していたが、そのほとんどが橋軸方向の配力鉄筋方向のひび割れであった。（図－3. 2. 3. 8 参照）

ひび割れは、157kN 未満の初期荷重載荷時には支点部ハンチに沿って、橋軸方向のひび割れが発生した。その後、載荷回数 30 万回未満では一般部を中心に橋軸方向のひび割れが発生した。試験終了近くになると、橋軸直角方向のひび割れも発生した。図－3. 2. 3. 9 より断面のひび割れの発生状況は、床版下面では橋軸方向にひび割れが発生している。橋軸直角方向では床版部にはひび割れは見られないが、リブ、ハンチ部でひび割れが発生している。

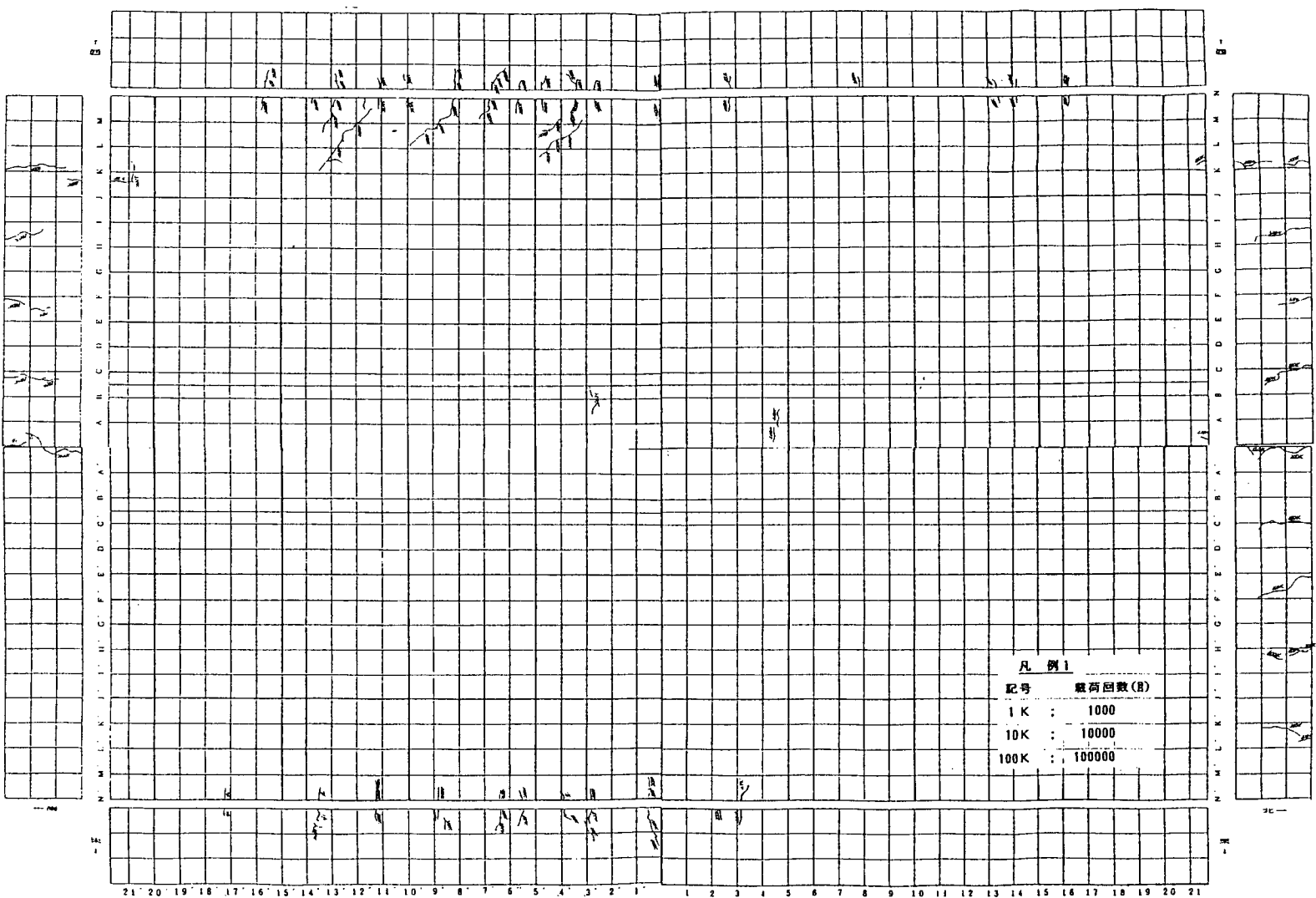


図-3.2.3.7 ひび割れ観察図 (上面・試験終了時)

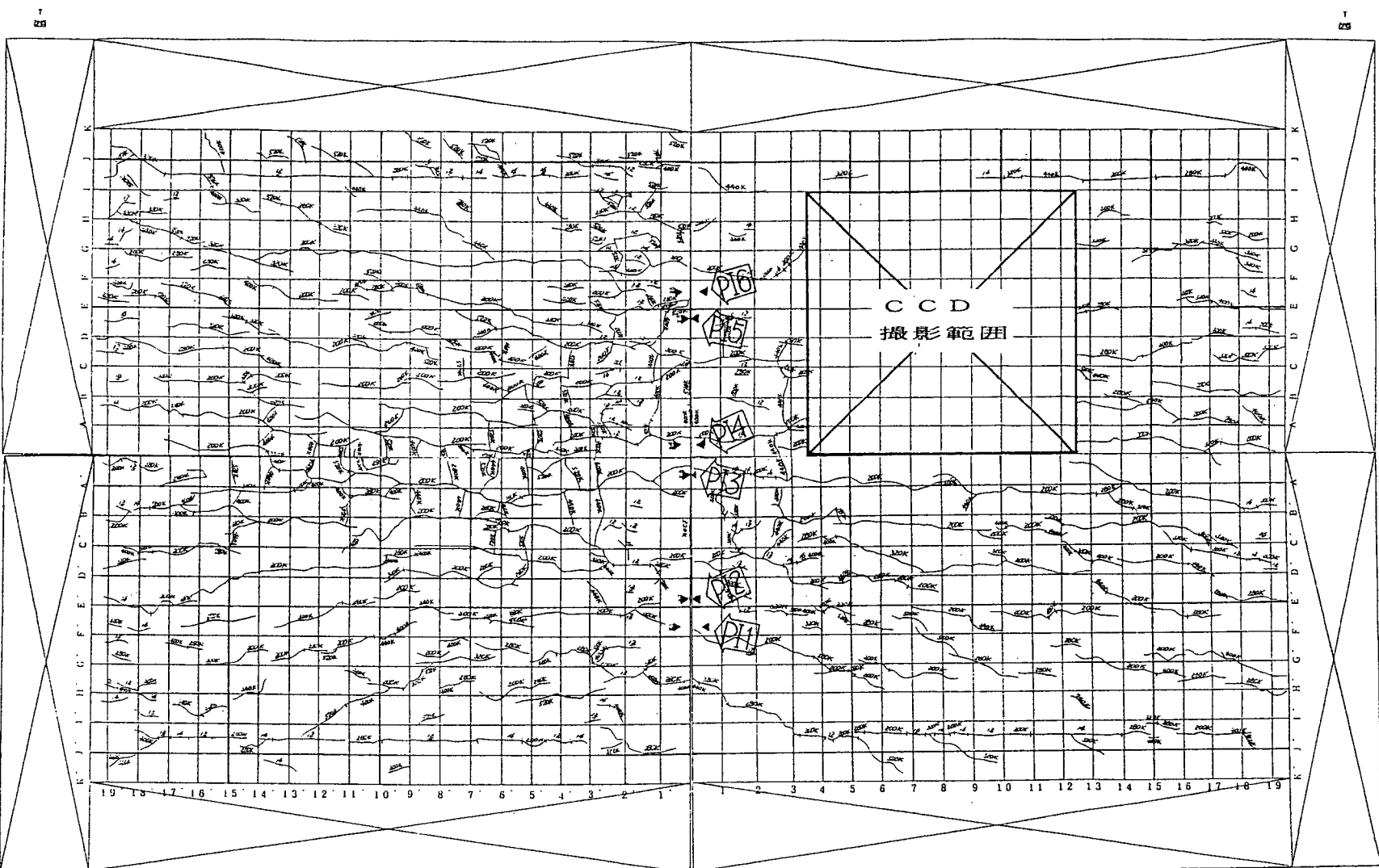


図-3.2.3.8 ひび割れ観察図 (下面・試験終了時)

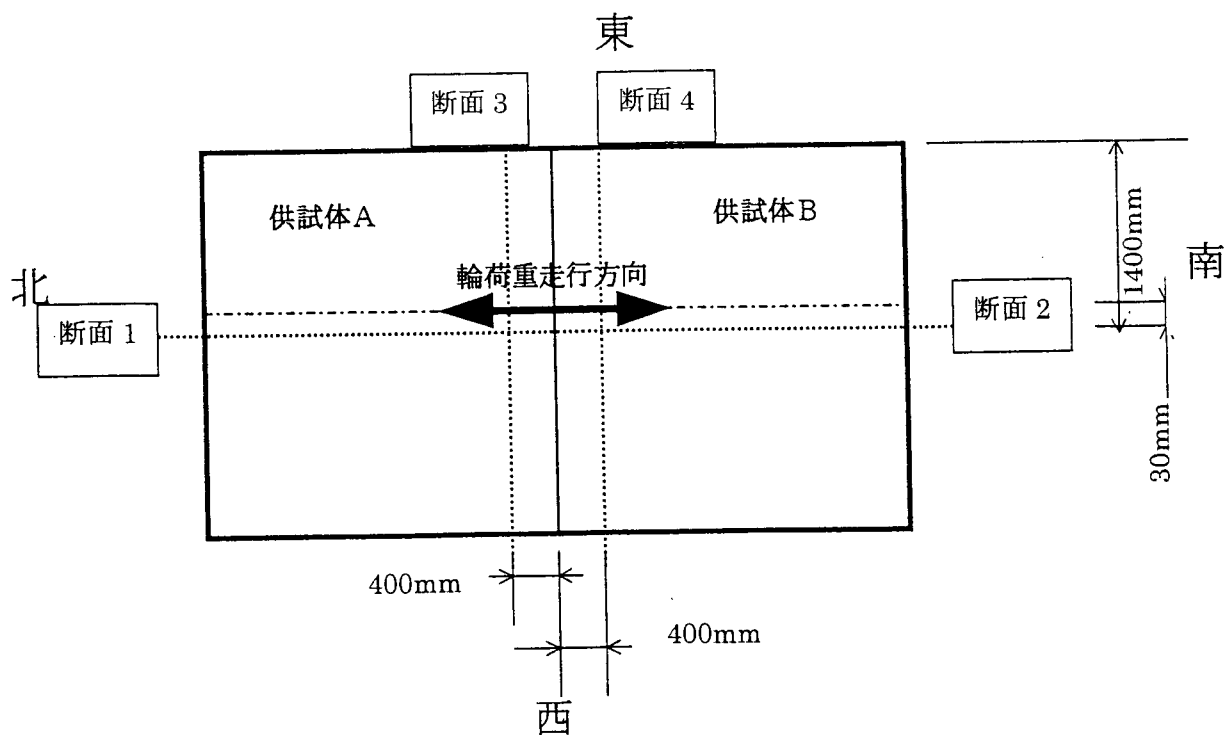
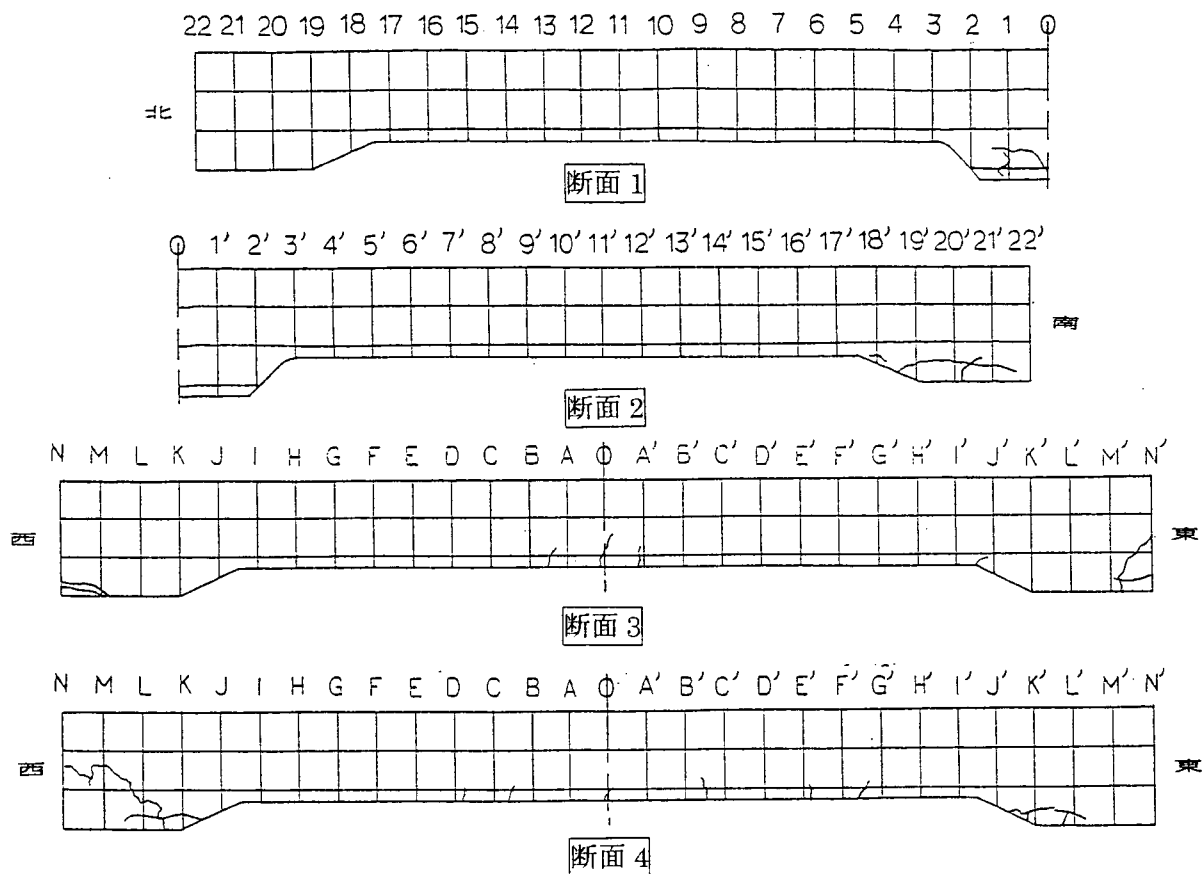
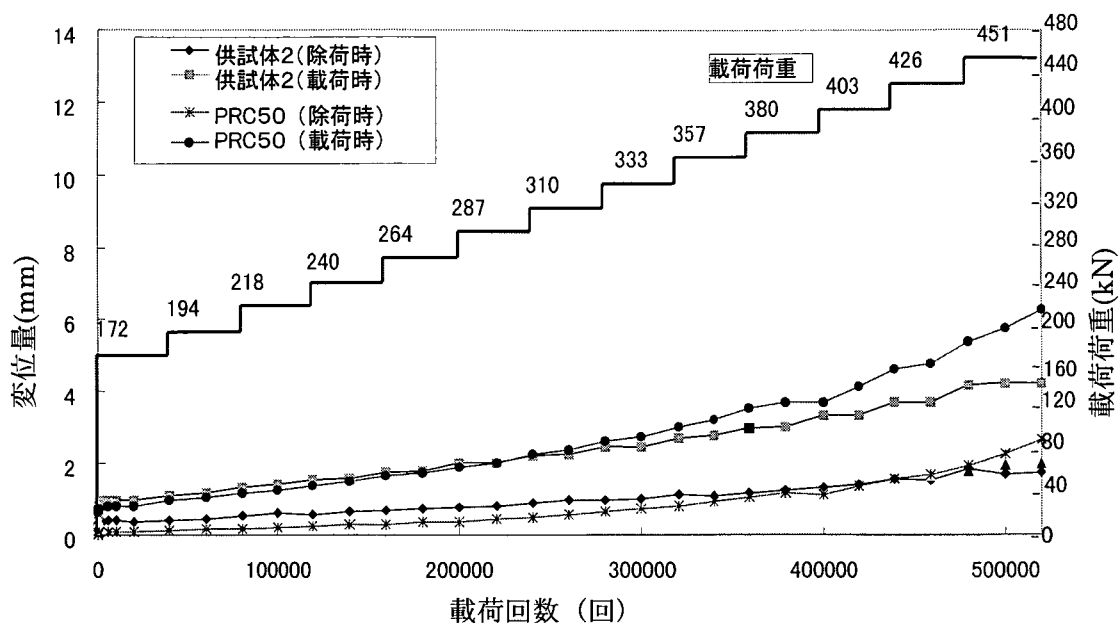


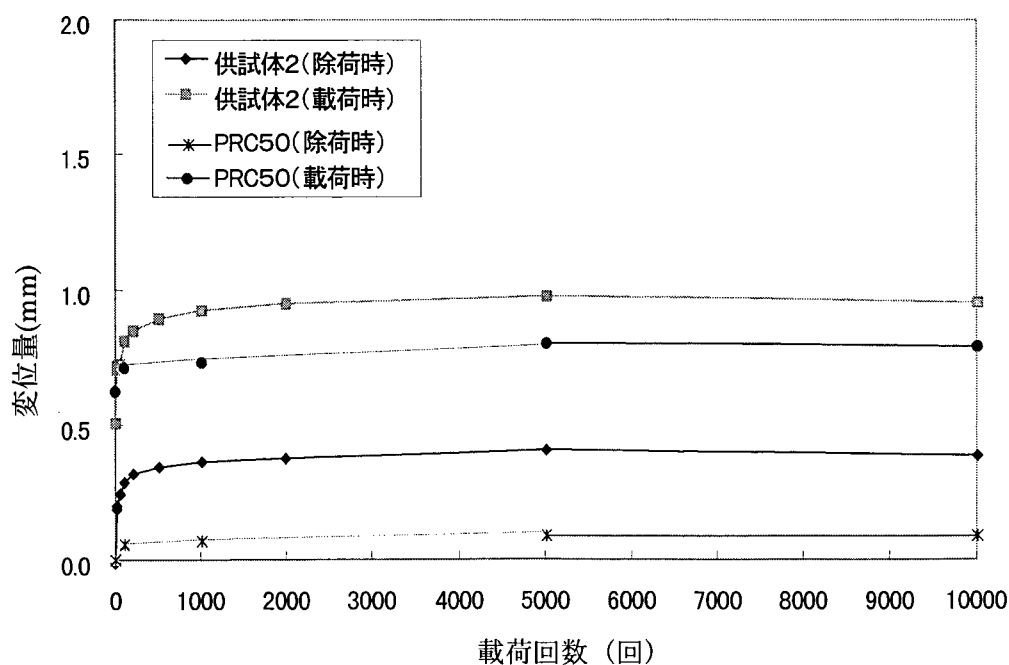
図-3.2.3.9 供試体断面のひび割れ観察図

5) 供試体中央変位－走行回数関係

供試体中央の変位（ゲージD5）が100回以下で一度急激に増加している（載荷時約0.6mm、除荷時約0.2mm 図－3.2.3.10(b)参照）。その後50万回まではほぼ一定の割合で増加し、最終的な変位量は約4mm（除荷時約1.3mm）程度であり、PRC50 供試体の変位量の約70%である。



図－3.2.3.10(a) 供試体中央変位



図－3.2.3.10(b) 供試体中央変位(0～10000 回)

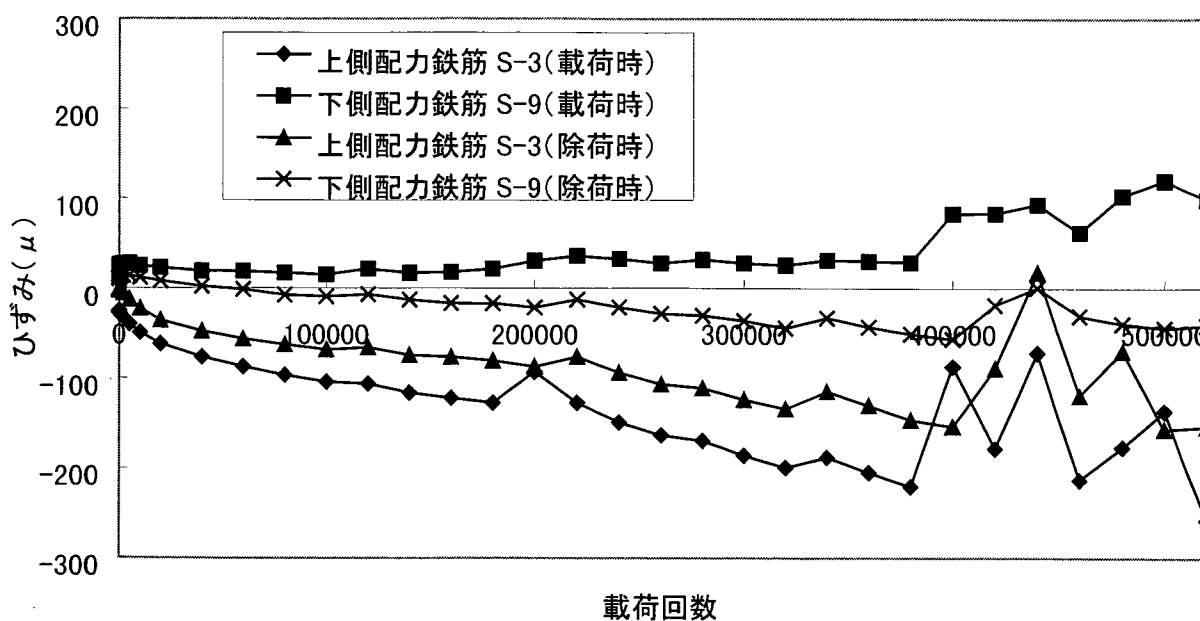
6) ひずみ－走行回数関係

①配力鉄筋ひずみ

図－3. 2. 3. 11 に示すように、供試体中央の配力筋の静的なひずみ（S-3, S-9）は、40 万回近辺を境に変化が見られた。特に上側の配力鉄筋のひずみ量が急激に変化している。

37 万回近辺までは、上側の鉄筋でひずみが載荷時・除荷時とも徐々に増加し、荷重に比例して圧縮ひずみが増加している事が分かる。一方、下側の鉄筋では 0μ に近い状態が続き、ほとんど引張応力が発生していないことがわかる。37 万回を過ぎると、下側の鉄筋の引張ひずみが増加する傾向が見られる。

最終載荷時のひずみ量は、下側配力鉄筋では最大約 100μ （引張）、上側配力鉄筋では最大約 250μ （圧縮）であった。



図－3. 2. 3. 11 供試体中央配力鉄筋ひずみ

②主鉄筋のひずみ

図-3. 2. 3. 12 に供試体中央部近傍の主鉄筋ひずみ (S-3, S-9) の計測結果を示す。上側主鉄筋はほぼ横這いに推移し、最終的には微少ながら荷重の増加に従って圧縮ひずみが増加している。下側主鉄筋では一定の勾配でひずみが増加して、傾きが急変することはなかった。

最終的な除荷時の残留ひずみは上側主鉄筋ではほぼ 0μ であり、下側配力鉄筋では約 400μ (引張) であった。

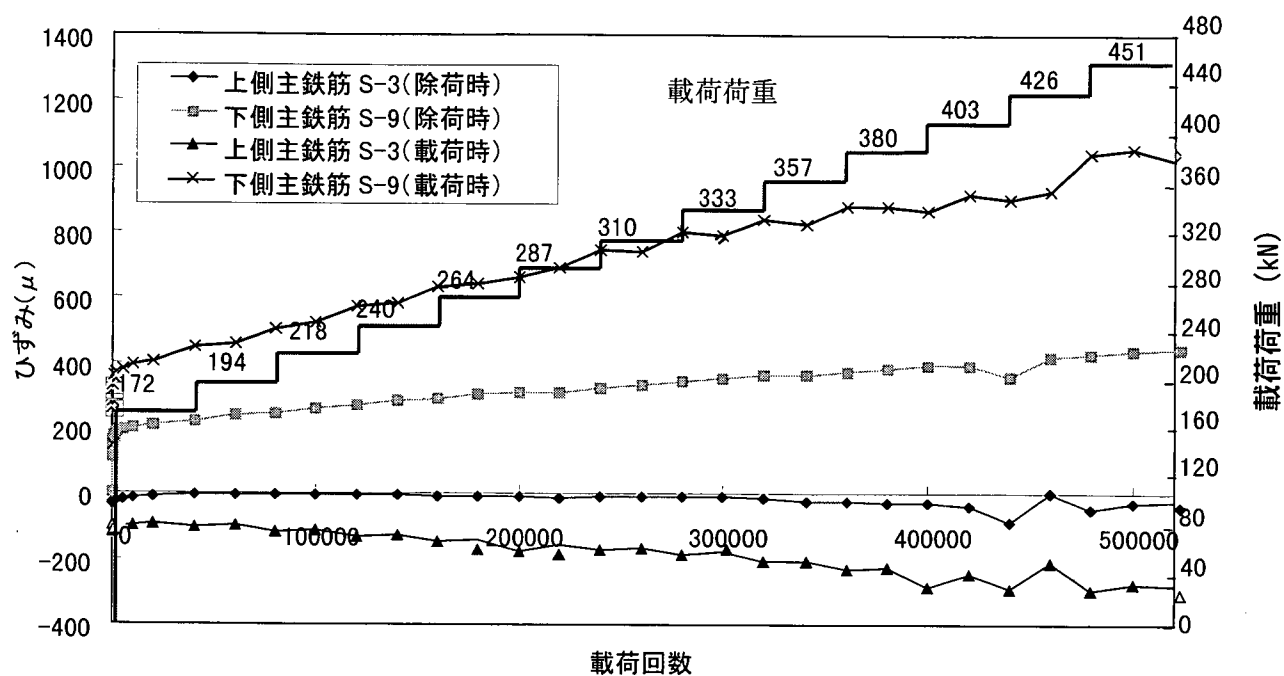


図-3. 2. 3. 12 供試体中央部主鉄筋ひずみ

③PC 鋼棒のひずみ

図-3.2.3.13より、PC 鋼棒のひずみは 40 万回程度までは載荷回数の増加に比例して圧縮ひずみが増大している。載荷回数 40 万回以降ひずみの変化量が急変しているが、最終的なひずみ量は 36 万回時のひずみ量とほぼ同じ値であった。

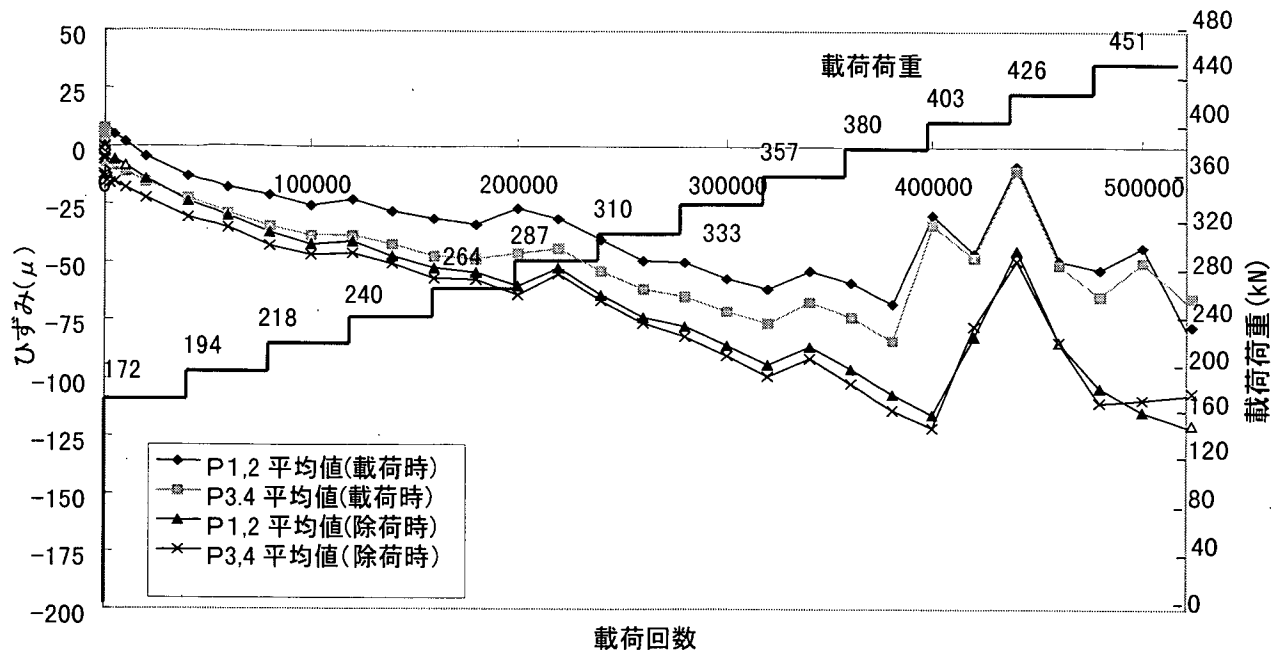


図-3.2.3.13 PC 鋼棒ひずみ

7) 目地の開き－走行回数関係

図-3.2.3.14より目地の開きは走行回数 40 万回を超えるまではほぼ一定の傾きで推移している。走行回数が 40 万回を超えたあたりから目地開閉量がやや大きくなってきているが、52 万回走行時でもその値は目地部中央で載荷時 0.20mm 以下である。図-3.2.3.15より目地の段差は載荷荷重の大きさにかわらず 0.02mm 程度で一定であった。

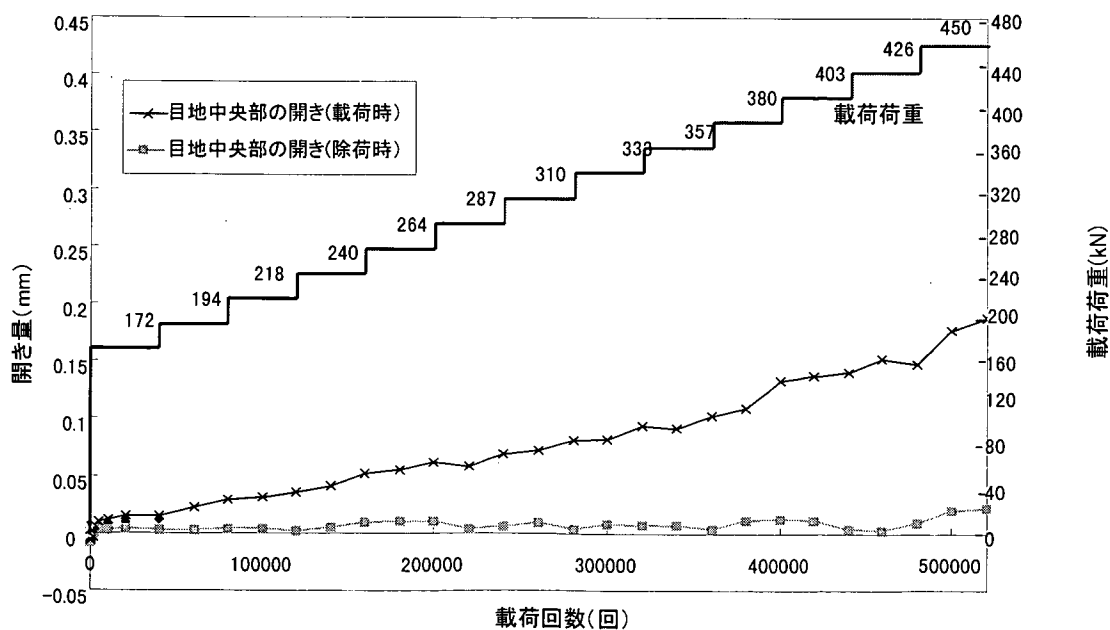


図-3.2.3.14 目地中央部開閉量

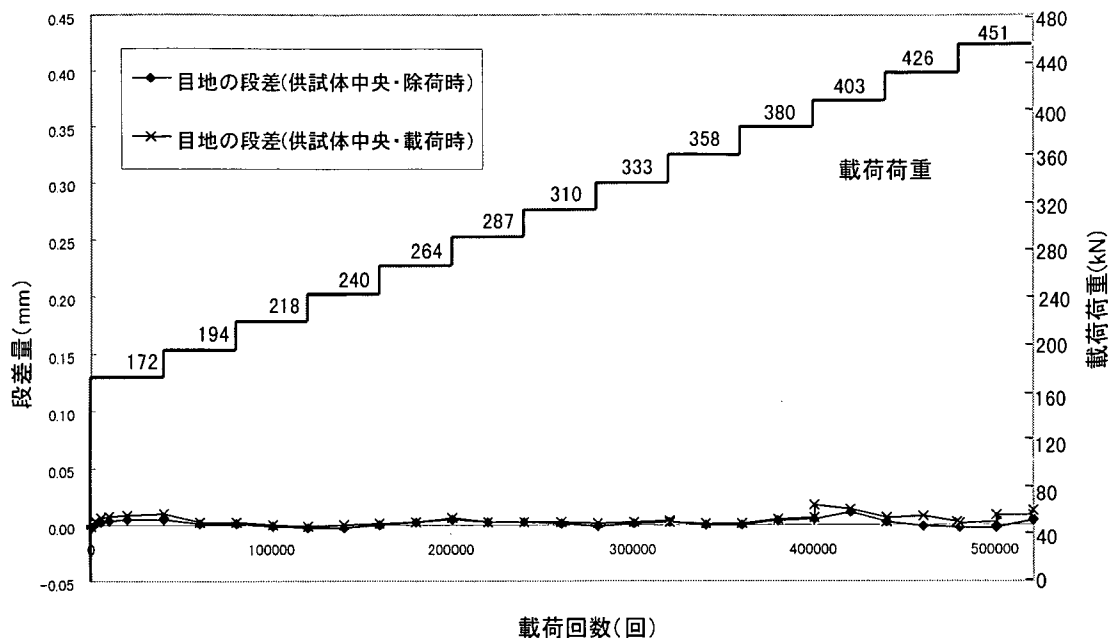


図-3. 2. 3. 15 目地中央部段差

8) 着目点に関する考察

今回の試験において、せん断キーの有無による目地部・床版部の疲労耐久性の影響を確認することが出来た。以下にまとめを示す。

- ・床版中央部でのたわみ、鉄筋のひずみは荷重の増加に従って一定の勾配で増加している。載荷初期の残留たわみがやや大きかった。
- ・載荷初期の段階でハンチ部の付け根にクラックが発生した。
- ・目地の開き量は荷重の増加に従って一定勾配で増加している。52 万回載荷終了後で、静的荷重 451kN 載荷時に約 0.2mm、除荷時には約 0mm であった。また、目視による目地部のせん断に対するずれ、コンクリート上面の圧壊などは確認されなかった。

今回の試験結果から、本床版は輪荷重による繰り返し載荷に対して、PRC50 供試体と同等の疲労耐久性を有することが確認できた。また目地部せん断キーが無い構造で、目地部も弱点とはならず十分な疲労耐久性がある事が分かった。

3. 2. 4 SBパネル（その2）

本報告はSBパネル供試体試験のうち1体目の後に行われた2体目の結果を記したものである。1体目試験との内容の混乱を避けるため1体目と2体目試験との相違や比較の際には、1体目を「SBパネル1」、2体目を「SBパネル2」と示す。SBパネルの名称のみ示している箇所は共通項目もしくはSBパネル2の試験結果を示している。

(1) 概要

1) 工法の概要

SBパネルは、損傷を受けた既設道路橋床版の打ち換え用プレキャスト床版である。既設道路橋床版の打ち換えを供用下で行うために種々の特徴を有しているが基本的な構造、形式は以下に示すとおりである。

- | | | |
|---------|---|------------------------|
| 構 造 | — | 主鉄筋方向はRC構造で配力鉄筋方向はPC構造 |
| 床版の連結 | — | 橋軸方向プレストレスによる一体化 |
| 支持桁との締結 | — | スタッド、板ばね |

図-3.2.4.1に工法概要を示す。図はプレートガーダー4主桁の床版を打ち換える際の標準的なものである。

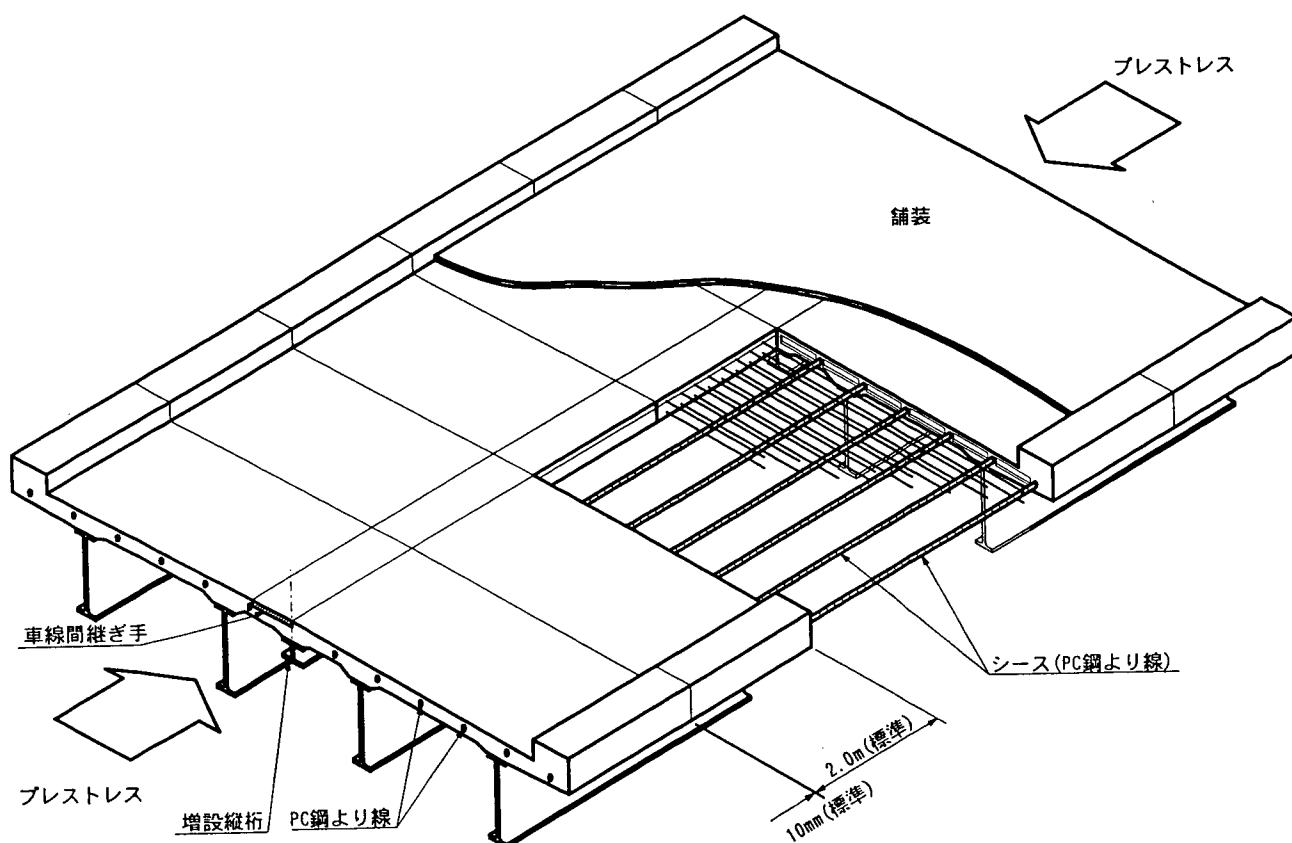


図-3.2.4.1 工法概要図

なお、本SBパネル2は「道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その2）整理番号233号平成11年10月」に示すSBパネル1と以下の点で異なる設計および施工を行ったものである。

- ・SBパネル1は、道示による配力鉄筋方向の曲げモーメントに対するフルプレストレスを約75%に低減し、SBパネル2は、約50%に低減した。

2) 試験の着目点

プレキャスト床版を敷設して連続一体化する工法では、一定間隔で目地を設けることになるのでその位置が構造上の弱点になると考えられる。本供試体は、設計の概要で示すとおり床版厚さを薄くし、プレキャスト床版連続化用のプレストレス量を減じている。よって、本試験ではその影響を確認するため、①床版としての疲労耐久性、②連結目地部の挙動、に着目した。

3) 設計の概要

① 設計条件

床版は支間3.0mの連続版とし、B活荷重で設計した。

② 設計の考え方

設計方法は現行の道示に準じるものとする。ただし、橋軸方向プレストレスの効果により床版厚さが低減できることを過去の輪荷重走行実験¹⁾で確認しているため、大型車交通量の割り増しは行わなかった。

また、床版厚さと同様に、プレストレス量についても過去の実験で低減可能であることを確認しているため、道示による配力鉄筋方向の曲げモーメントに対するフルプレストレスを約50%に低減した。

- ・床版厚さの計算（道示Ⅱ鋼橋編6.1.5 床版の最小全厚）

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 \text{ (cm)}$$

k_1 ：大型車の交通量による係数（1方向あたりの大型車交通量2000台/日以上で1.25）

k_2 ：床版支持桁の剛性が異なる場合の付加曲げモーメントの係数

$$d_0 = 3L + 11 \text{ (cm)} \quad L = 3.0 \text{ m}$$

$$\text{示方書による床版厚} \quad d = 25 \text{ cm} \quad d = 1.25 \times 1 \times (3 \times 3.0 + 11)$$

$$\text{試験供試体} \quad d = 20 \text{ cm} \quad d = 1 \times 1 \times (3 \times 3.0 + 11)$$

- ・導入プレストレス量

$$\text{活荷重による応力度 } \sigma_c = \pm 4.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\pm 40.8 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$\text{プレストレスによる応力度 } \sigma_{cuo} = \sigma_{clo} = 2.0 \text{ N/mm}^2 \quad (20.4 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$\sigma_{cuo} (\sigma_{clo}) / \sigma_c = 2.0 / 4.0 = 0.50 \text{ (約 50\%)}$$

主鉄筋断面は通常の鉄筋コンクリート構造として計算を行い、配力鉄筋断面はプレストレストコンクリート構造として計算している。ただし、既設橋梁の打ち換え工法では架設時のプレストレス導入前に交通を仮

文献1) 栗原他3名；橋軸方向プレストレスによるRCプレキャスト床版の疲労耐久性の向上、第6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、pp.155～158 (1996.10)

解放する場合があるため、配力鉄筋断面にも現行の道示による必要鉄筋量を配置するように鉄筋コンクリート構造としての計算も行っている。計算結果は以下の通りである。

① 主鉄筋方向 (RC)

コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_{cm} = 5.9 \text{ N/mm}^2 (60 \text{ kgf/cm}^2) \leq \sigma_{ca} = 10 \text{ N/mm}^2 (100 \text{ kgf/cm}^2)$

鉄筋の引張応力度 $\sigma_{sm} = 111 \text{ N/mm}^2 (1134 \text{ kgf/cm}^2) \leq \sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2 (1400 \text{ kgf/cm}^2)$

② 配力鉄筋方向 (RC)

コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_{cd} = 5.7 \text{ N/mm}^2 (58 \text{ kgf/cm}^2) \leq \sigma_{ca} = 10 \text{ N/mm}^2 (100 \text{ kgf/cm}^2)$

鉄筋の引張応力度 $\sigma_{sd} = 116 \text{ N/mm}^2 (1178 \text{ kgf/cm}^2) \leq \sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2 (1400 \text{ kgf/cm}^2)$

③ 目地部コンクリートの応力度 (配力鉄筋方向)

プレストレスによる圧縮応力度 $\sigma_{cuo} = \sigma_{clo} = 2.0 \text{ N/mm}^2 \quad (20.4 \text{ kgf/cm}^2)$

活荷重による応力度 $\sigma_c = \pm 4.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\pm 40.8 \text{ kgf/cm}^2)$

活荷重作用時の床版上縁の応力度 $\sigma_{cu} = 5.9 \text{ N/mm}^2 \quad (60.4 \text{ kgf/cm}^2)$

下縁の応力度 $\sigma_{cl} = -2.0 \text{ N/mm}^2 \quad (-20.4 \text{ kgf/cm}^2)$

※道示に準じて鉄筋には $20 \text{ N/mm}^2 (200 \text{ kgf/cm}^2)$ 程度の余裕を持たせる。

4) 施工の概要

図-3.2.4.2 に試験に供した SB パネル 2 供試体の形状図を、図-3.2.4.3 に配筋図を示す。供試体は目地を中央にした対称形で、目地部は図-3.2.4.2 に示すように凹形のキー形状となっている。

① 施工の方法

支持桁へのプレキャスト床版の架設 → 目地材の充填 (無収縮モルタル) → 橋軸方向プレストレス導入

② 施工時の供試体の支持方法

目地材の充填、プレストレス導入は輪荷重走行試験と同じ支持条件で行う。

③ コンクリートの設計基準強度

$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2 (400 \text{ kgf/cm}^2)$

④ 養生の方法

コンクリート打設直後より設計基準強度の 80% まで加温養生

加温養生後は試験時まで自然環境下で養生

⑤ コンクリート打設立会者氏名

・日時：平成 10 年 10 月 1 日 (水)

・場所：昭栄コンクリート工業 (株) 福島工場 (福島県田村郡大越町)

・立会者氏名 (敬称略)

(財) 土木研究センター 三木正久

日本カイザー(株) 木村勝利、平岩昌久

4500

2245 10 2245

50 9@220 3030 15@110 50

185 (上側) 185 (下側)

2800

10@220=2200

50 50 50 50

110 110 110 110

150 1250 1250 150

2420 650 50

4500

2245 10 2245

50 9@220 3030 15@110 50

185 (上側) 185 (下側)

2184

44-D16x2190

5) 計測

内部鉄筋のひずみゲージ位置を図-3.2.4.4に、変位計等の計測器の設置位置を図-3.2.4.5に示す。

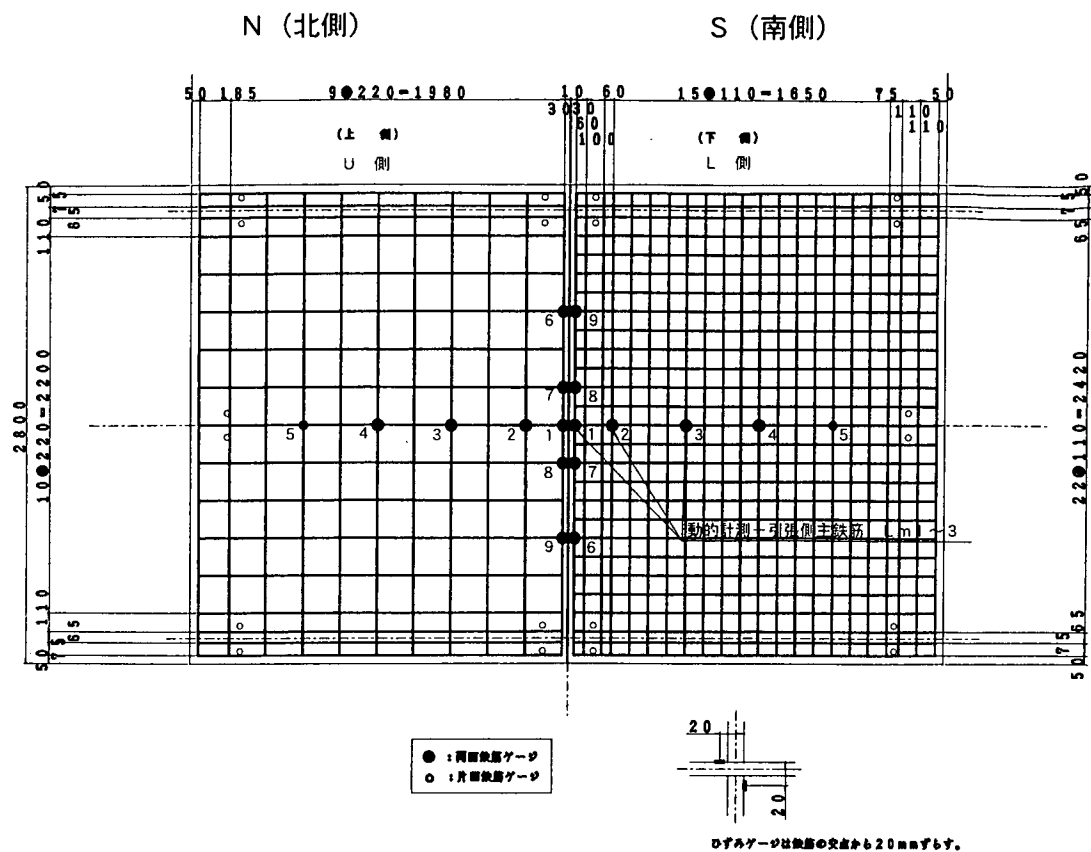


図-3.2.4.4 鉄筋ひずみゲージの設置位置 (単位 : mm)

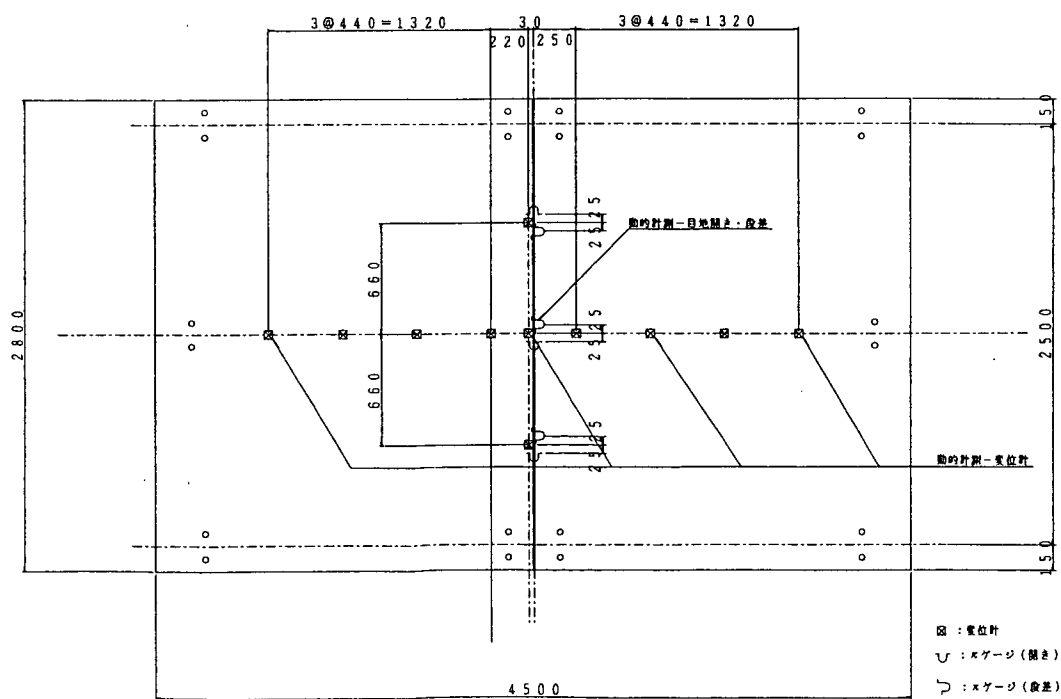


図-3.2.4.5 変位計等の設置位置 (単位 : mm)

計測項目は以下に示すとおりである。

- ・静的：たわみ、鉄筋のひずみ、コンクリートのひび割れ発生状況、目地の開きと段差

- ・動的：たわみ、鉄筋のひずみ、目地の開きと段差目地の開き、段差は π ゲージによって計測する。ただし、段差計測用 π ゲージは図-3.2.4.6に示すL型金具によって固定するため、開き方向の変位の影響を受けるが、本試験ではその影響を無視し計測結果を段差とする。

6) 想定される破壊形態

予想される破壊形態は押し抜きせん断形で、プレストレスが導入されている方向は過去の経験より、広範囲に破壊するものと考えられる。

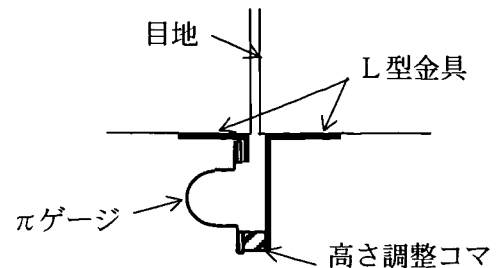


図-3.2.4.6 目地の段差測定

(2) 試験結果

1) 材料試験結果

① コンクリートの材料特性

使用したコンクリートの配合は表-3.2.4.1の通りである。

表-3.2.4.1 コンクリートの配合

配合強度 (N/mm ²)	W/C (%)	s/a (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位量 (kg/m ³)				
					C	W	S	G	混和剤
47.5	39.0	40.0	8.0±2.5	5.0±1.5	410	160	676	1026	3.28

コンクリートの材料試験結果を表-3.2.4.2、3.2.4.3に示す。試験開始時のデータは建設省土木研究所によるもので、他は社内管理値である。試験時のコンクリートの実強度は設計基準強度の1.38倍であった。

表-3.2.4.4は目地充填材料、表-3.2.4.5はシース内グラウトの圧縮強度試験結果で、社内管理値である。

表-3.2.4.2 圧縮強度試験結果

材令	番号	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
σ 14	1	356	45.3	—	—
	2	354	46.1	—	—
	3	348	44.3	—	—
	平均	353	45.2	—	—
σ 28	1	412	52.5	33	—
	2	393	50.0	32	—
	3	403	51.3	33	—
	平均	403	51.3	33	—
σ 68 (試験開始)	1	448	57.1	32	0.122
	2	457	58.1	32	0.123
	3	398	50.7	33	0.132
	平均	434	55.3	32	0.126

表-3.2.4.3 引張強度試験結果

材令	番号	最大荷重 (kN)	引張強度 (N/mm ²)
σ 68 (試験開始)	1	119	3.8
	2	106	3.4
	3	125	4.0
	平均	117	3.7

表-3.2.4.4 目地材の圧縮強度試験結果

材令	番号	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)
σ 4	1	79	40
	2	79	40
	3	78	40
	平均	79	40

表-3.2.4.5 シース内グラウトの圧縮強度試験結果

材令	番号	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)
σ 24 (試験開始)	1	59	30
	2	68	35
	3	59	30
	平均	62	32

② 鋼材の材料特性

本試験に使用した鉄筋の引張強度試験の結果を表-3.2.4.6に、P C鋼より線の結果を表-3.2.4.7に示す。

本試験結果は建設省土木研究所によるものである。表－3.2.4.8 には工場出荷時におけるP C鋼より線の試験成績値を示した。

表－3.2.4.6 鉄筋の引張強度試験結果

種類	番号	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	降伏点応力 (N/mm ²)	降伏点ひずみ (μ)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
D16	1	71	107	357	1862	539	22.6
	2	71	107	357	1858	539	26.8
	3	71	107	357	1899	539	30.3
	平均	71	107	357	1873	539	26.6
D19	1	93	145	325	1792	506	25.7
	2	92	145	321	1708	506	23.1
	3	92	145	321	1719	506	26.6
	平均	92	145	322	1740	506	25.1

表－3.2.4.7 P C鋼より線の引張強度試験結果

線径 (mm)	番号	引張荷重 (kN)	引張強さ (N/mm ²)
21.8	1	565	1806
	2	581	1857
	3	576	1841
	平均	574	1835

表－3.2.4.8 P C鋼より線の工場出荷時の試験成績

線径 (mm)	断面積 (mm ²)	降伏荷重 (kN)	引張荷重 (kN)	伸び (%)	静弾性係数 (kN/mm ²)
21.8	312.9	555	600	5.7(GL.1000)	191

2) 床版厚

表－3.2.4.9 に切断後の床版厚さの実測結果を示す。ひびわれの生じてない箇所すべてにおいて±4mm 以内の範囲で道示のR C床版の許容誤差 (-10mm～+20mm) を満足している。

表－3.2.4.9 切断後の床版厚さの実測結果 (単位 : mm)

A 断面南側																					
1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	16'	17'	18'	19'	20'	21'	22'
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	201	200	199	199	198	199	199	200	199	200	200
A 断面北側																					
22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
199	198	197	197	196	196	196	198	198	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
B 断面西側											B 断面東側										
N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'
202	201	201	201	201	200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	203	203
202	201	201	201	201	200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	203	203
C 断面西側											C 断面東側										
N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'
202	202	203	203	203	203	203	203	203	202	202	202	201	202	200	200	200	200	200	200	200	200
202	202	203	203	203	203	203	203	203	202	202	202	201	202	200	200	200	200	200	200	200	200

3) 破壊時走行回数

図-3.2.4.7に破壊時の荷重と走行回数の関係を示す。図にはSBパネル2供試体とRC8供試体の試験結果を示している。SBパネル2供試体は載荷荷重 381kN(38.8tf)、走行回数 365,585 回で破壊し、RC8 供試体は載荷荷重 275kN (28tf)、走行回数 255,469 回で破壊した。

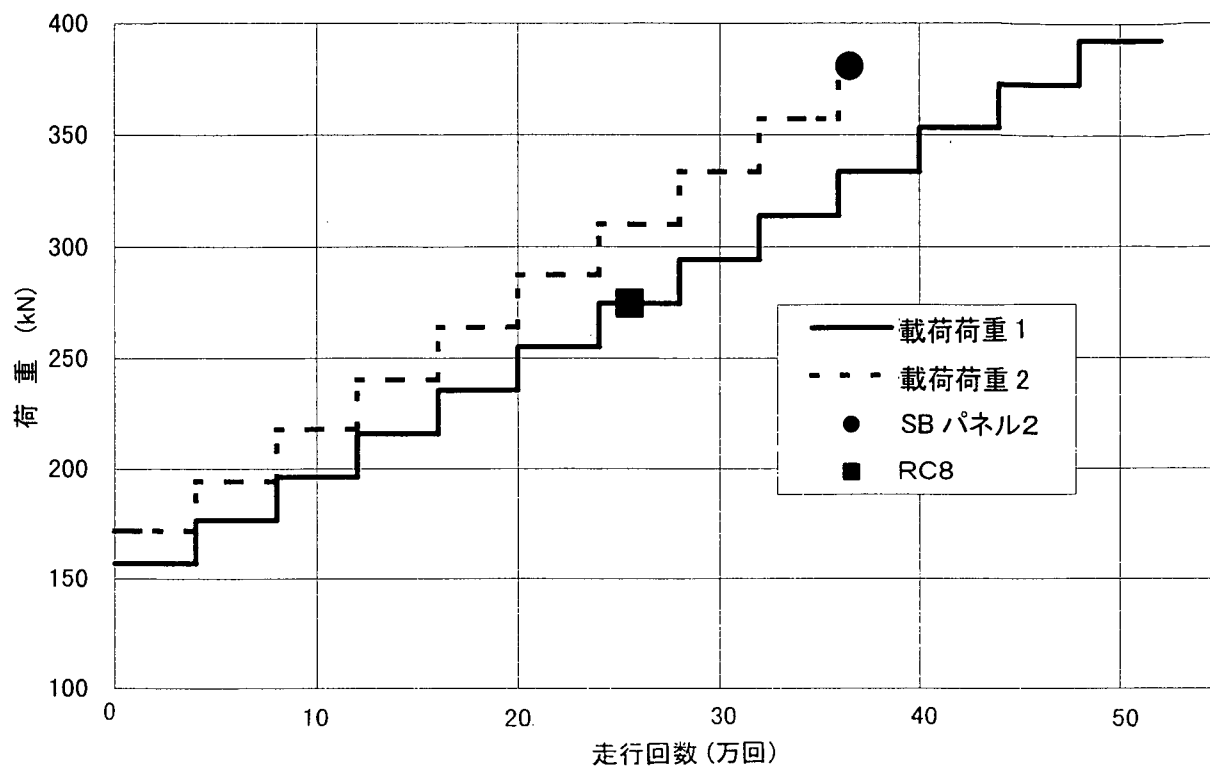
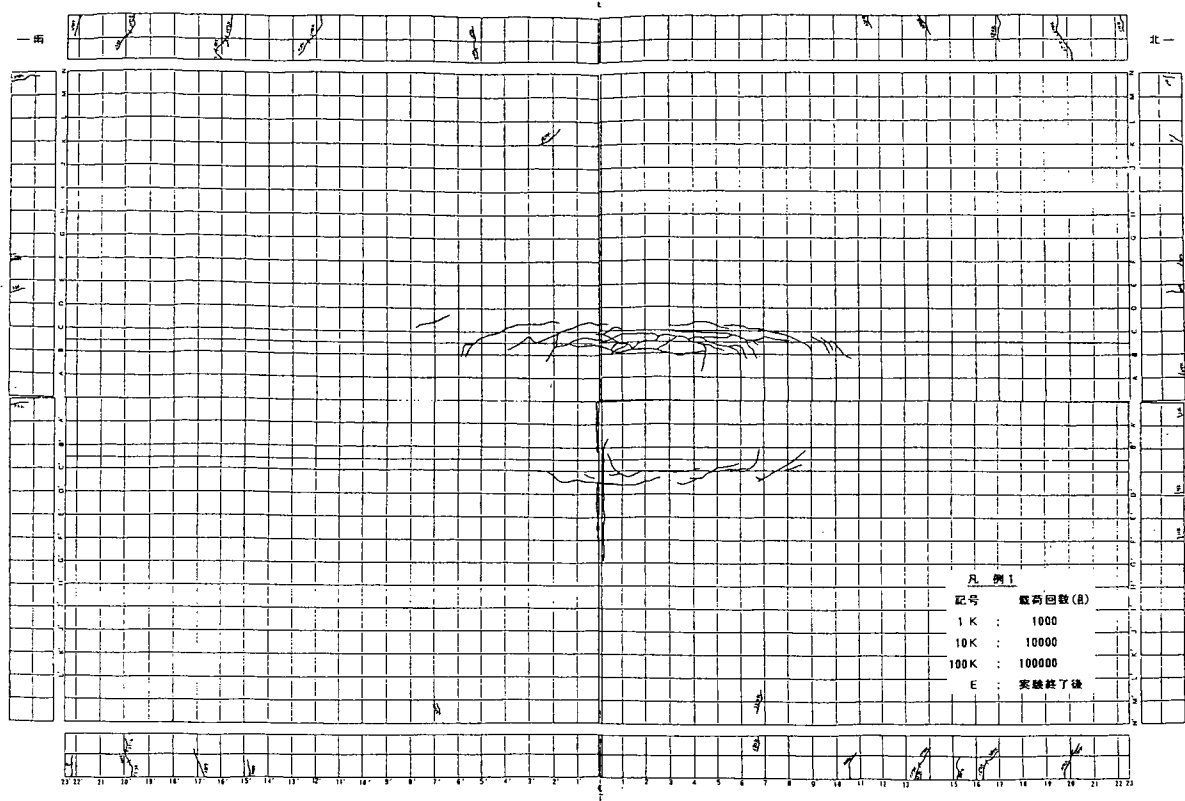


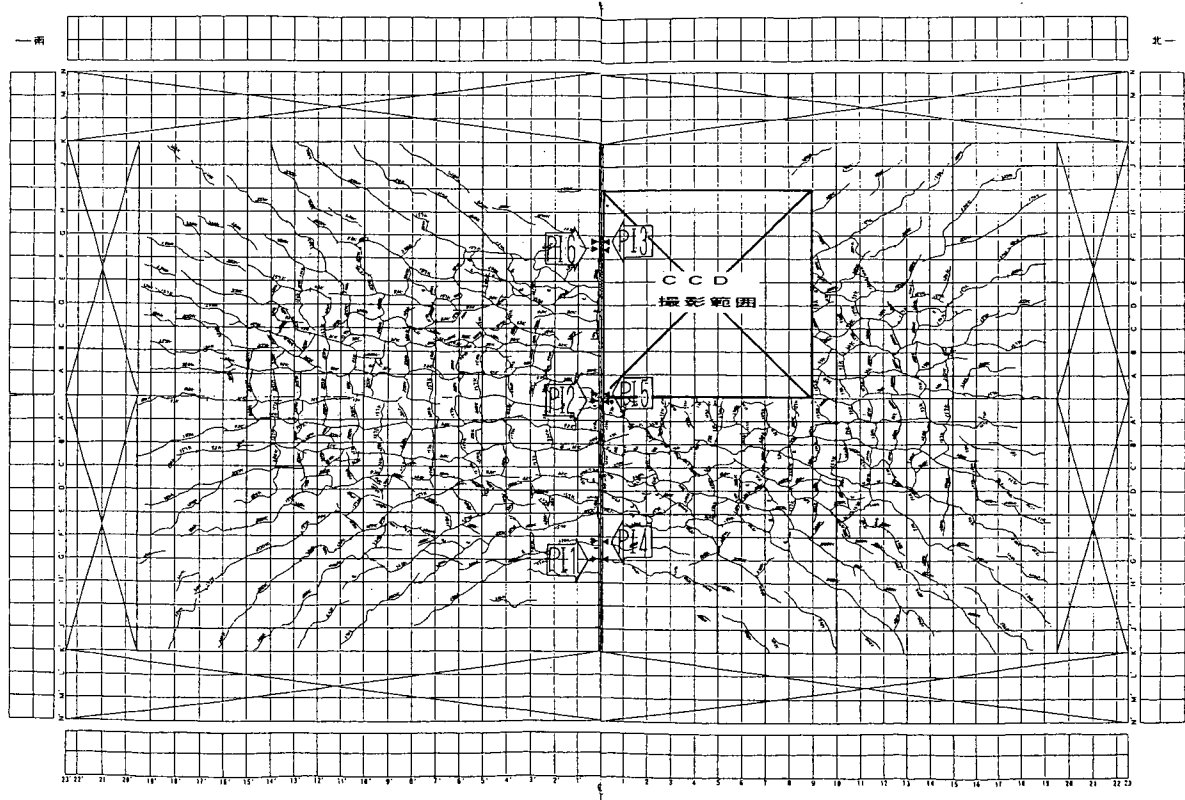
図-3.2.4.7 荷重と走行回数の関係

4) 破壊形態

図-3.2.4.8に試験後のひび割れ状況を、図-3.2.4.9に切断面のスケッチを示す。床版中央部付近での破壊形態は押し抜きせん断であった。



a. 上面



b. 下面

図-3.2.4.8 試験後のひび割れ発生状況

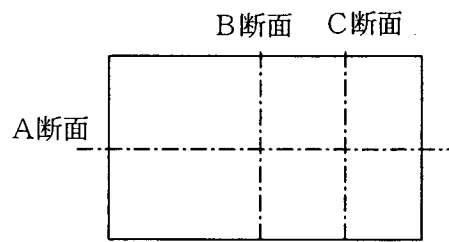
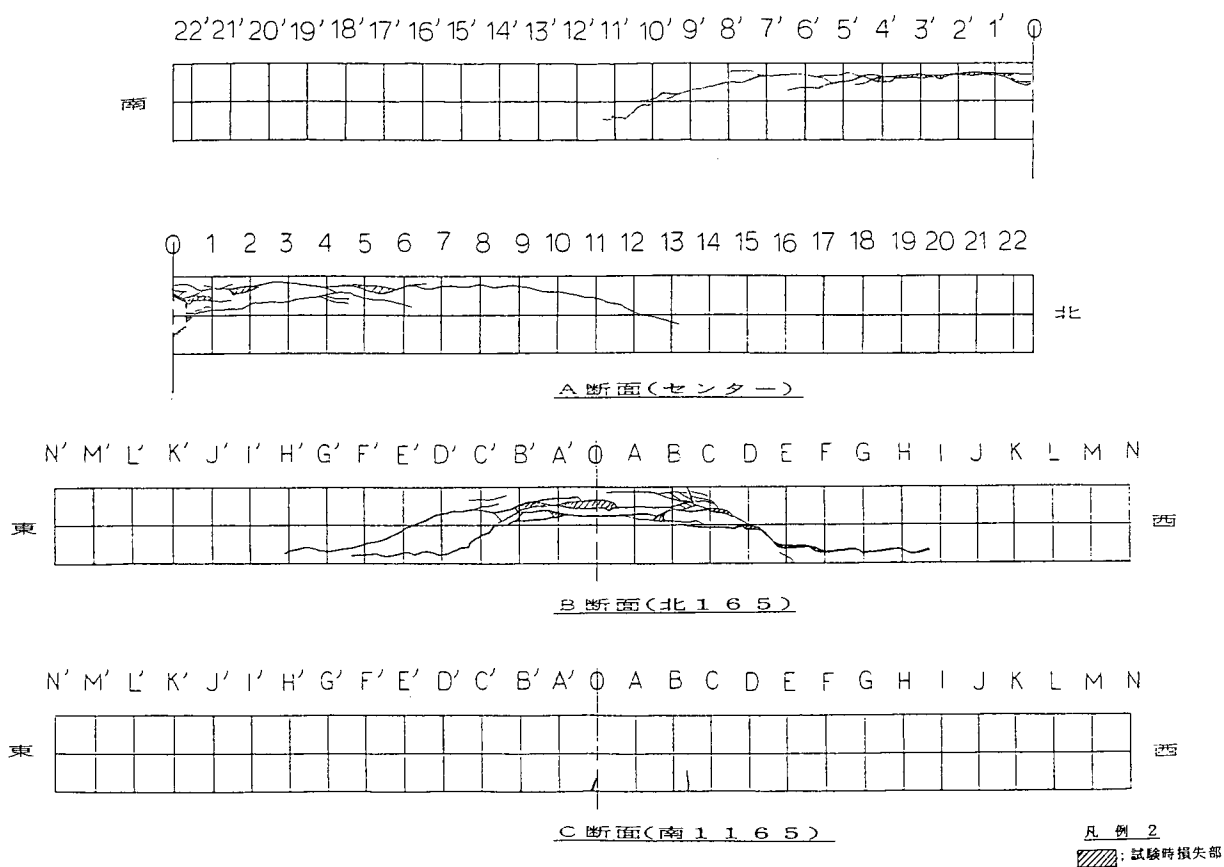
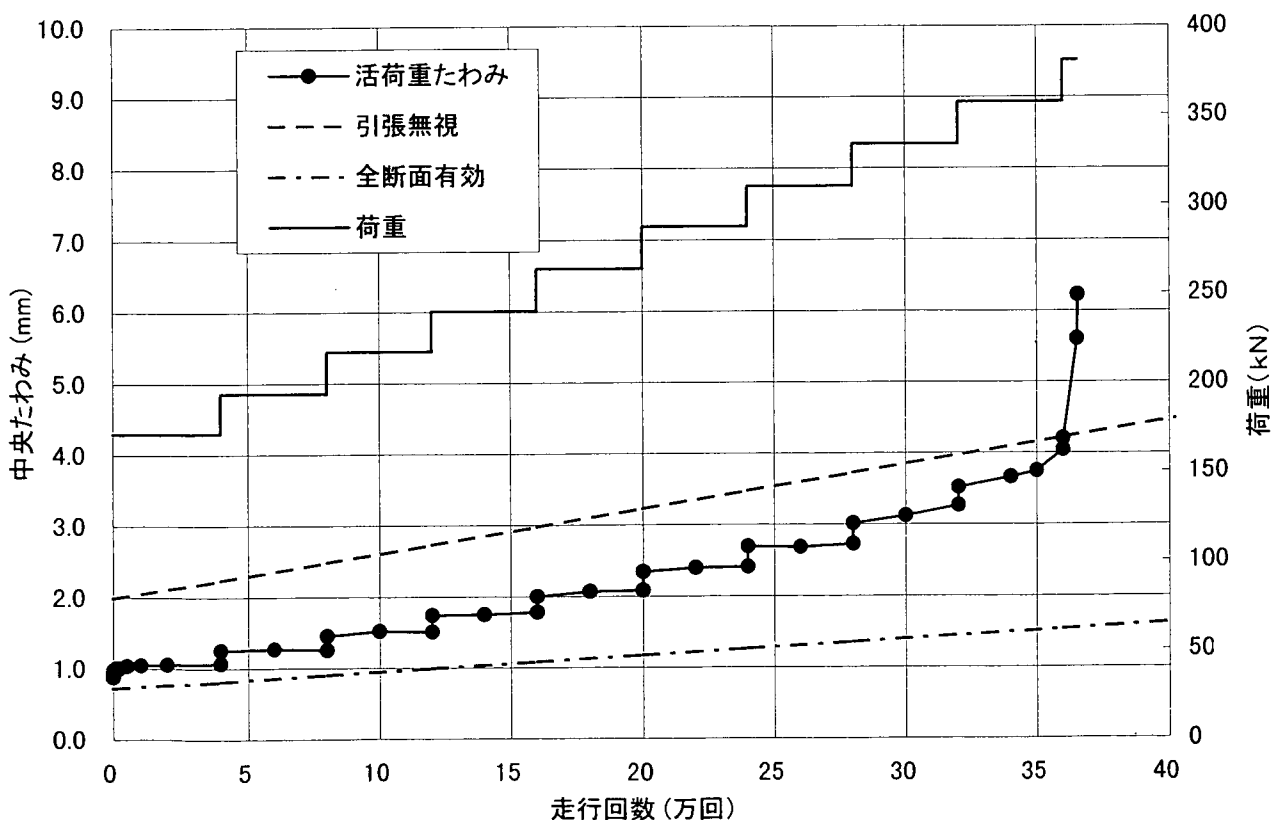


図-3.2.4.9 切断面のスケッチ

5) 供試体変位－走行回数関係

図－3. 2. 4. 10 に本供試体のたわみ経時変化を示す。図に示すたわみのデータは、所定回数走行後の静載荷による計測結果の推移である。図には版理論によるたわみの計算結果を示しており、試験開始時の活荷重たわみは、計算による全断面有効に近い値を示している。その後、荷重の増加にあわせてたわみ量が引張無視に近づき、4mm を超えるとたわみが急増し破壊に至っている。ここでいう活荷重たわみとは、載荷時たわみから除荷時たわみを減じたものである。なお、版理論による計算では、コンクリートの弾性係数を 29kN/mm^2 ($3.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)、ポアソン比を 0.167 とした。

図－3. 2. 4. 11 には載荷時たわみの比較用として RC8 供試体と、PRC50 供試体の結果を示している。本供試体の結果は載荷時たわみ、除荷時たわみともに RC8 供試体と PRC50 の結果にはさまれた位置で RC8 供試体にやや近い値で推移しており、PRC50 供試体の載荷時たわみで比較すれば約 2 倍の値である。最終段階では載荷荷重 357kN (36.4tf)、走行回数約 32 万回を超えた付近から載荷時たわみが急増し、365,585 回で破壊した。破壊直前の荷重－たわみ関係の急激な変化点のたわみ量は、載荷時が約 6.8mm、除荷時で約 2.6mm と RC8 に類似していた。



図－3. 2. 4. 10 たわみの経時変化（理論計算値との比較）

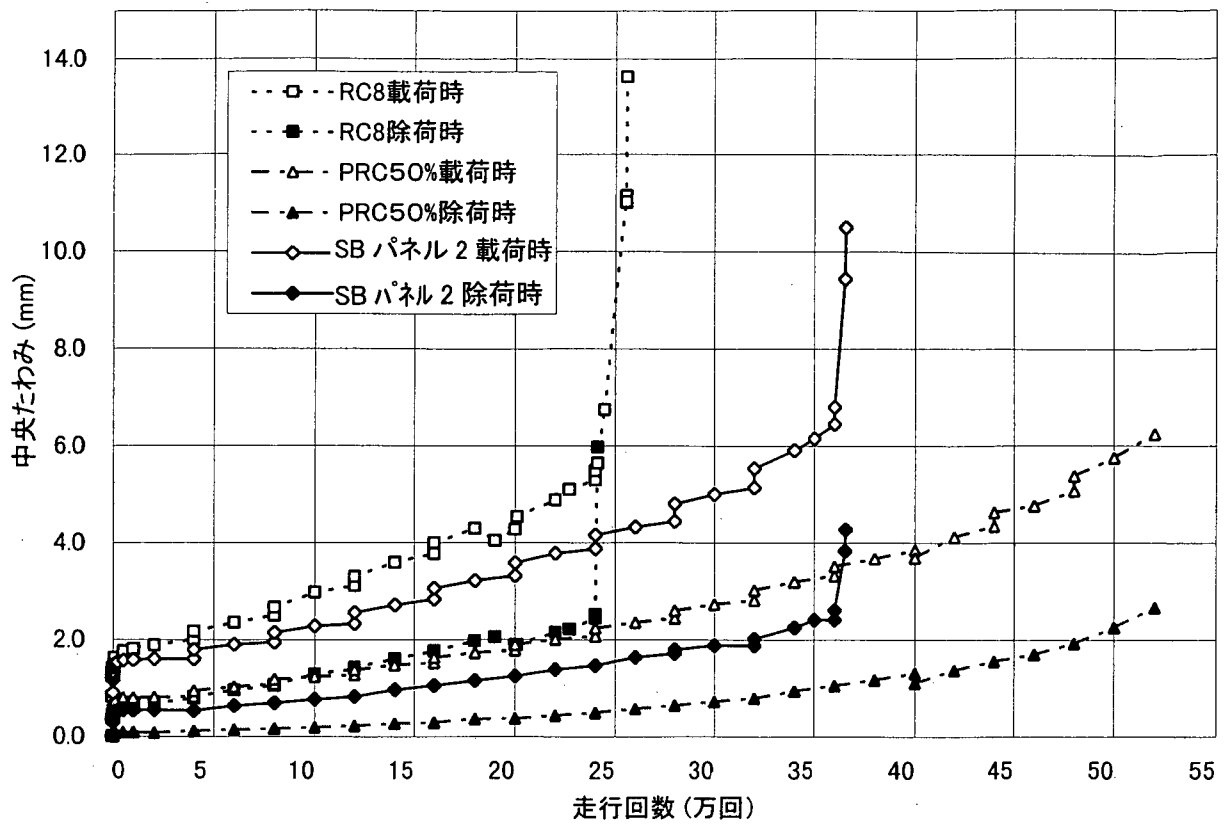


図-3.2.4.11 たわみの経時変化 (RC8、PRC50 との比較)

本供試体の橋軸方向と支点方向の活荷重たわみの分布を図-3.2.4.12、3.2.4.13に示す。たわみ分布で観察する範囲では載荷荷重 172kN(17.5tf)から 381kN(38.8tf)の走行回数 36 万回までは荷重レベルにあわせてたわみが増加しており、最終破壊時でたわみが急増している。

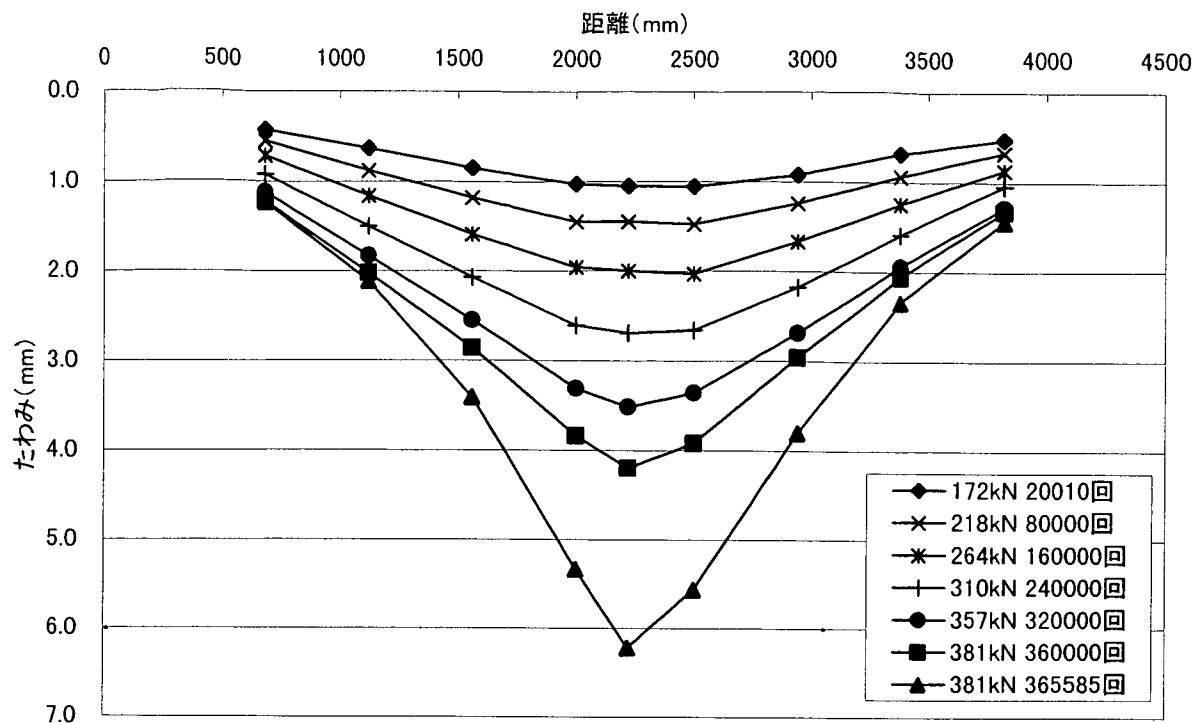


図-3.2.4.12 橋軸方向の活荷重たわみ分布

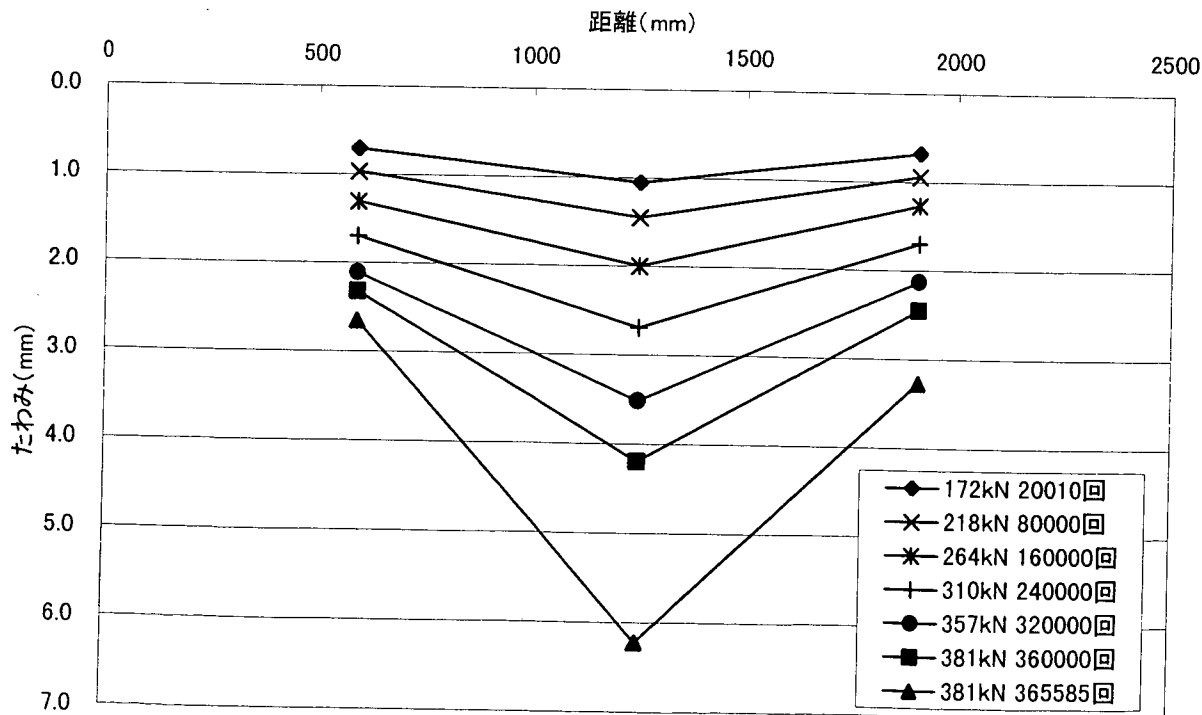
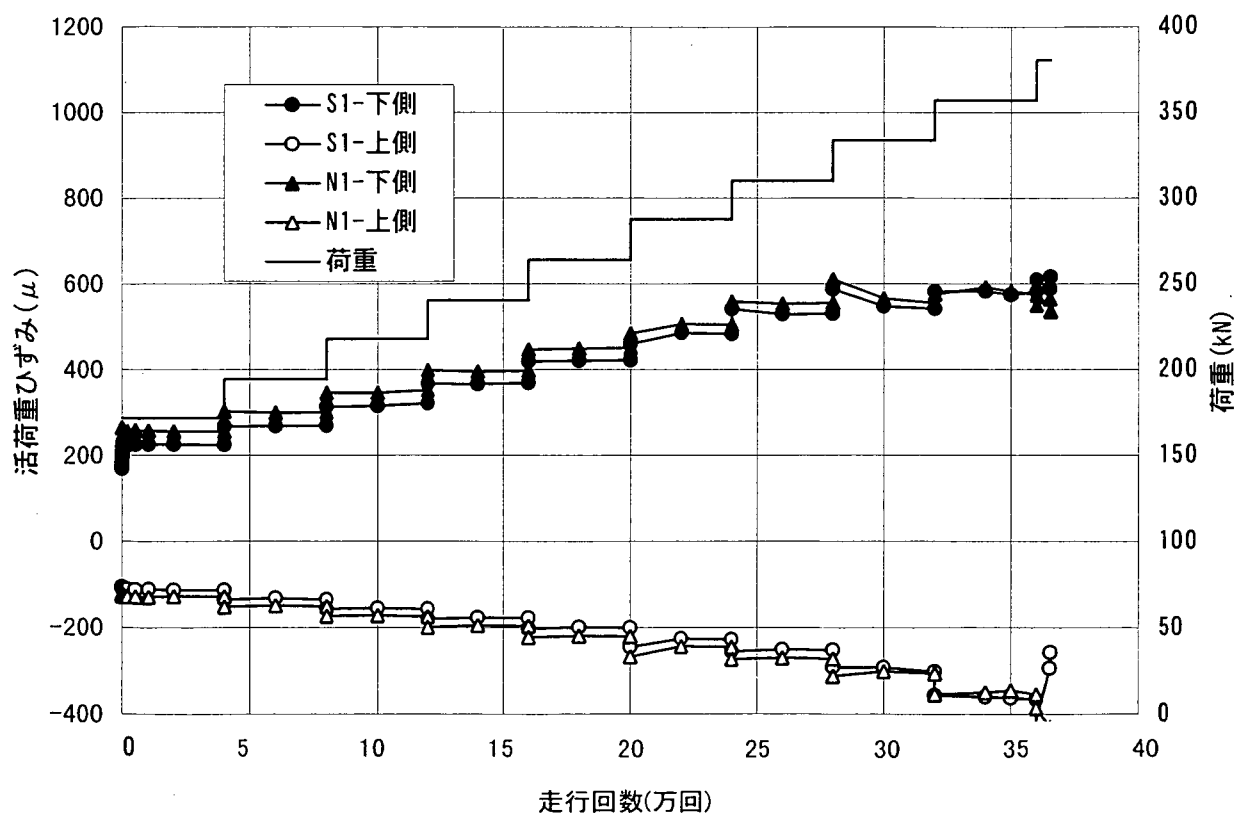


図-3.2.4.13 支点方向の活荷重たわみ分布

6) 供試体ひずみ－走行回数関係

① 鉄筋ひずみの変化

本供試体の目地部主鉄筋と配力鉄筋のひずみの経時変化を図－3. 2. 4. 14、3. 2. 4. 15 に示す。目地を挟んだ両側の引張側主鉄筋のひずみ発生状況はほぼ同等で載荷荷重 334kN(34t)、走行回数約 28 万回からは増加せず (616 μ 、610 μ)、破壊まで降伏ひずみを超えなかった。圧縮側主鉄筋のひずみ発生状況は引張り側より小さく約 70%で推移していた。配力鉄筋のひずみ発生レベルは主鉄筋よりも小さかった。図－3. 2. 4. 16 は目地部の主鉄筋から橋軸方向に 220mm 離れた位置の主鉄筋ひずみの経時変化を示したもので、引張側、圧縮側ともに目地部とほぼ同等の値であった。図－3. 2. 4. 17、3. 2. 4. 18 に南北両側の目地部の主鉄筋と配力鉄筋による走行回数毎の維ひずみの分布を示す。主鉄筋断面の計算上の中立軸は 7.5cm で破壊直前までの実測結果とほぼ一致している。プレストレスを導入している配力鉄筋断面では中立軸が断面中心より北側で約 5mm、南側で約 10mm 下方にあり、各回数毎の分布に一定の傾向がなくばらついている。



図－3. 2. 4. 14 目地部主鉄筋ひずみ (S1, N1) の経時変化

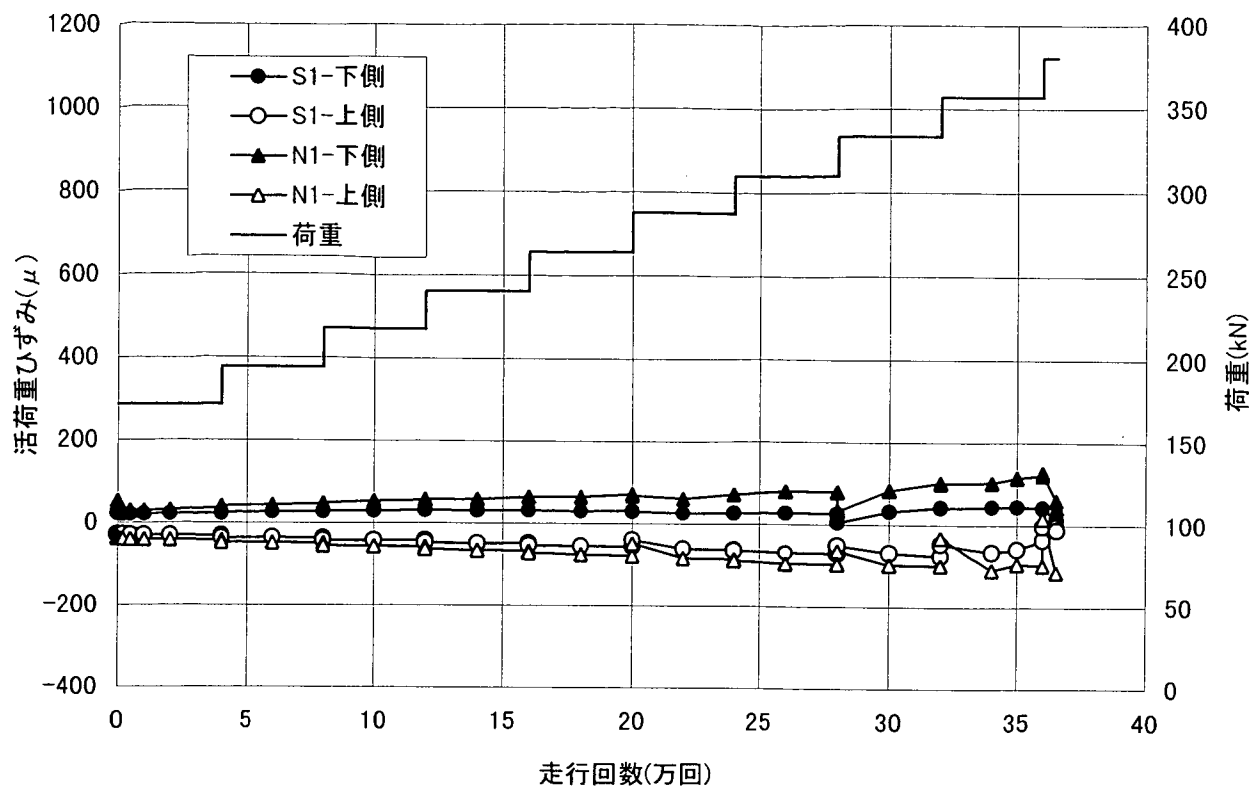


図-3.2.4.15 目地部配力鉄筋ひずみ (S1, N1) の経時変化

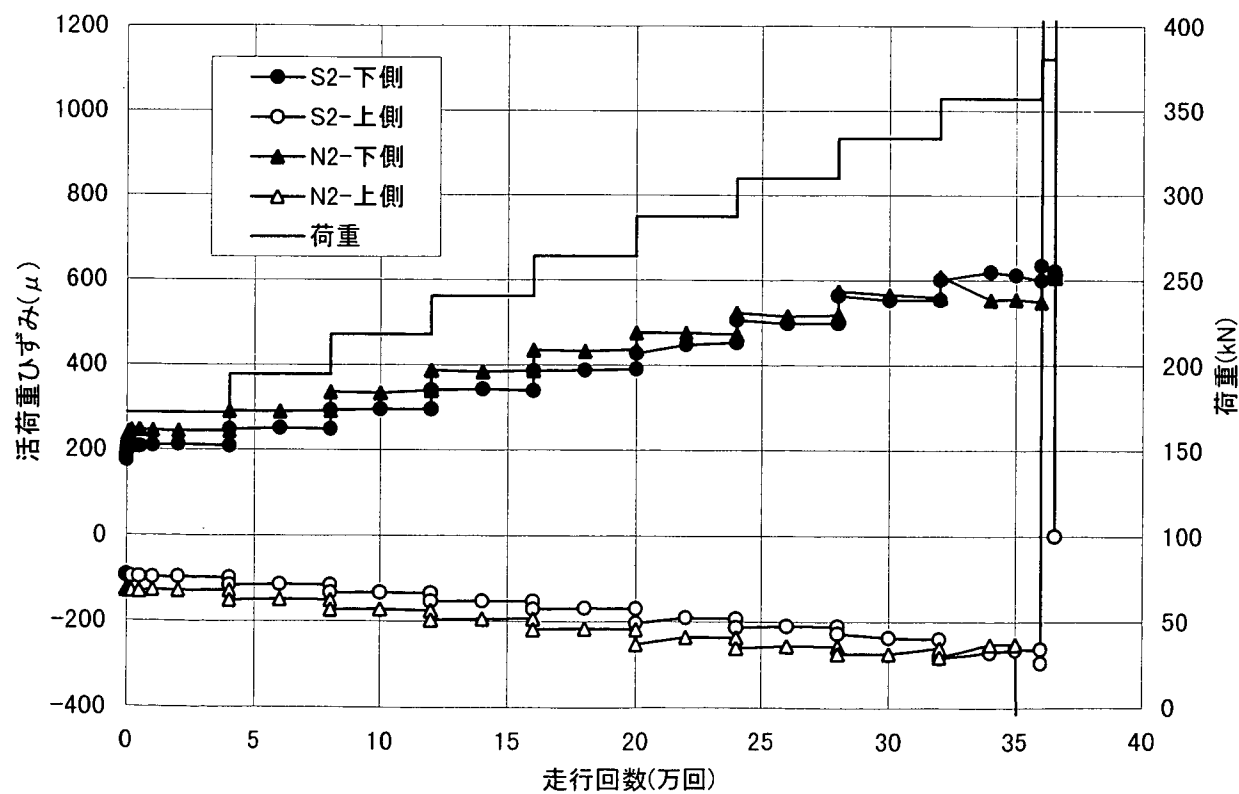
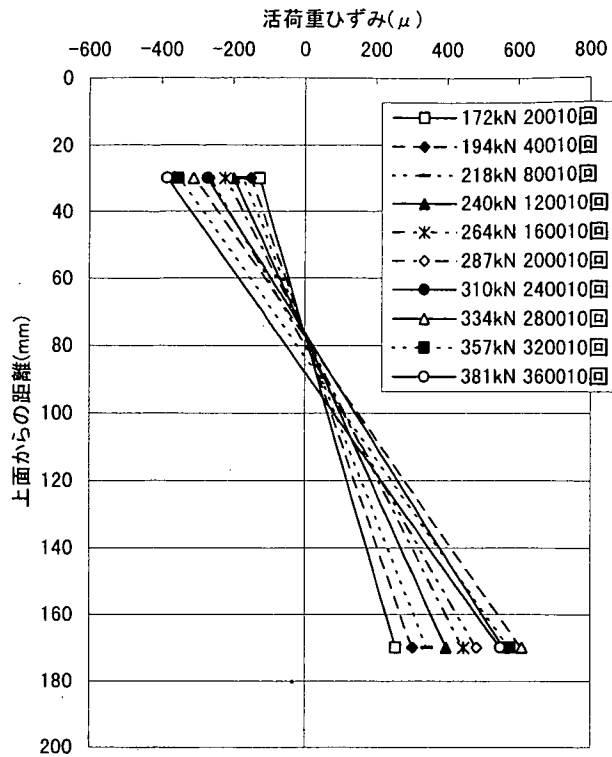
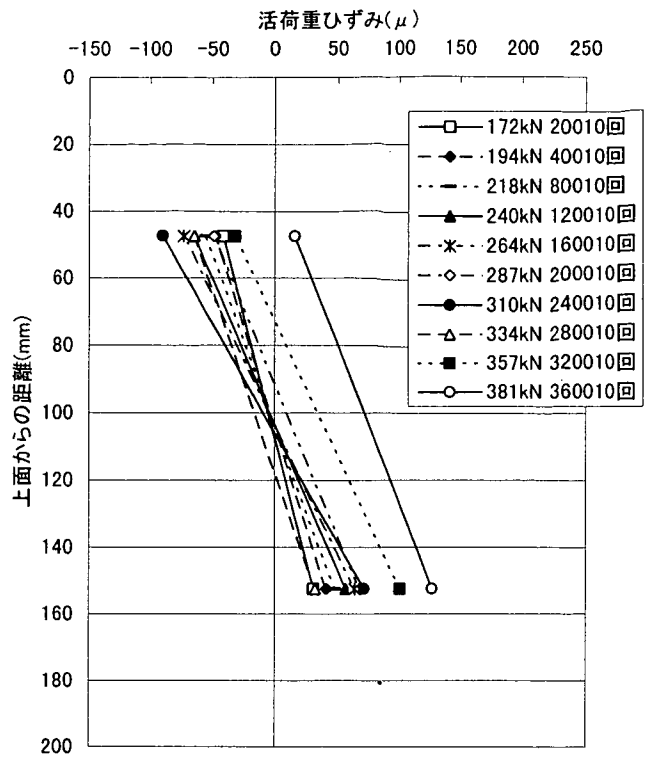


図-3.2.4.16 目地部主鉄筋ひずみ (S2, N2) の経時変化

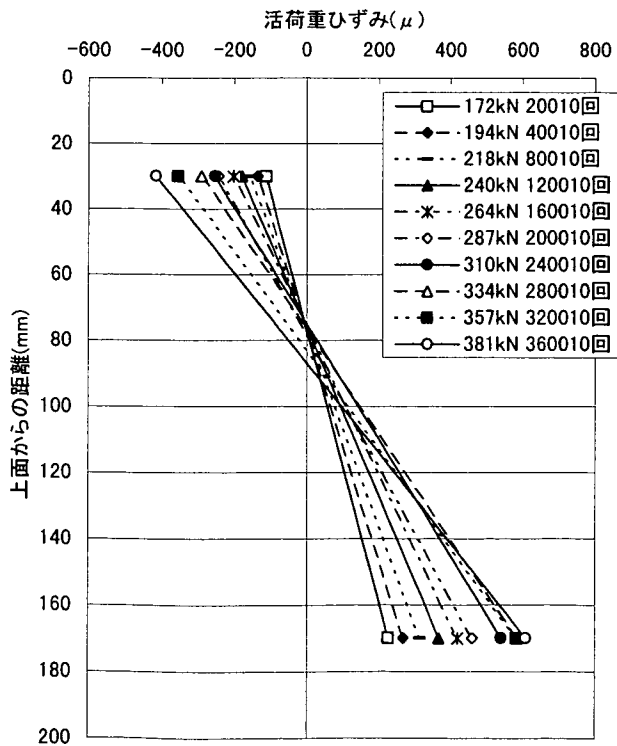


a. 主鉄筋断面

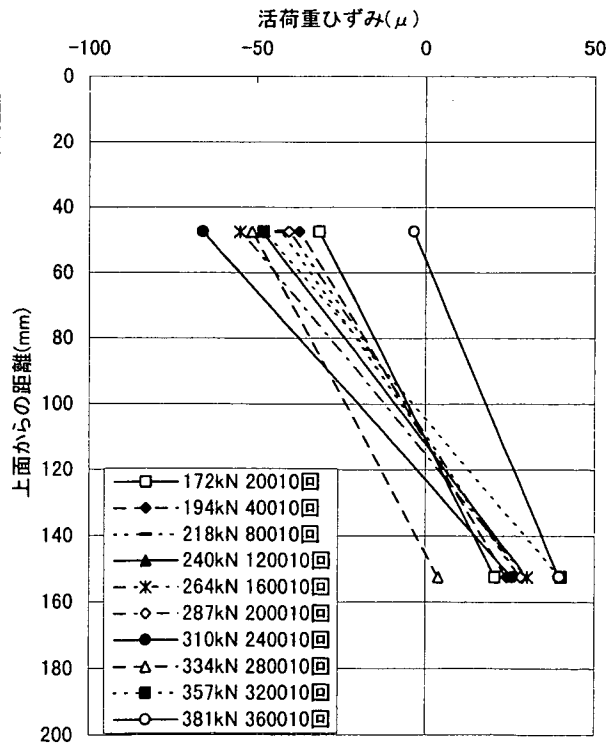


b. 配力鉄筋断面

図-3.2.4.17 目地部の縦ひずみ分布 (北側)



a. 主鉄筋断面



b. 配力鉄筋断面

図-3.2.4.18 目地部の縦ひずみ分布 (南側)

② P C鋼より線ひずみの変化

図-3.2.4.19 にP C鋼より線ひずみの経時変化を示す。中央部のひずみは載荷荷重 334kN (34tf) で最大値の約 150 μ まで急増し、その後は大きく変動した。端部のひずみは破壊時まで小さかった。

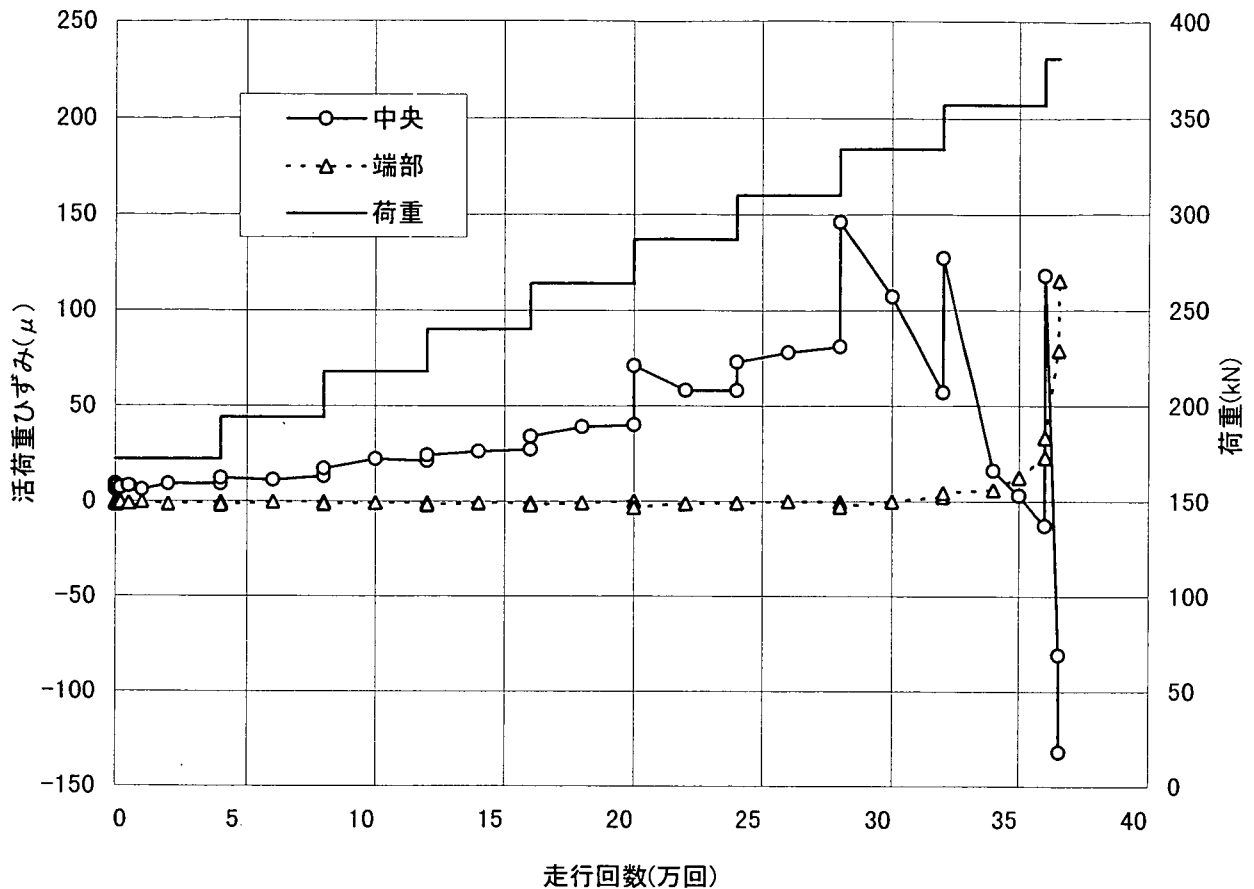


図-3.2.4.19 P C鋼より線ひずみの経時変化

7) 目地部の状況

床版中央部の目地部の開き・段差の経時変化を図-3.2.4.20に示す。開きは載荷荷重 287kN(29.3tf)、走行回数 20 万回で一度増加し、載荷荷重 334kN (34tf)、走行回数 28 万回で約 0.11mm から 0.23mm まで倍増した。最終の破壊時計測の最大値は 0.994mm であった。段差量は目地直上の静的載荷の結果では大きな変化は認められなかった。図-3.2.4.21 に動的計測の結果を示すが、目地部に異常な動きはなかった。

目視による目地部の充填材と床版との打ち継ぎ部のひび割れ（縁切れ）は、載荷荷重 334kN(34tf)、走行回数 28 万回から発生している。

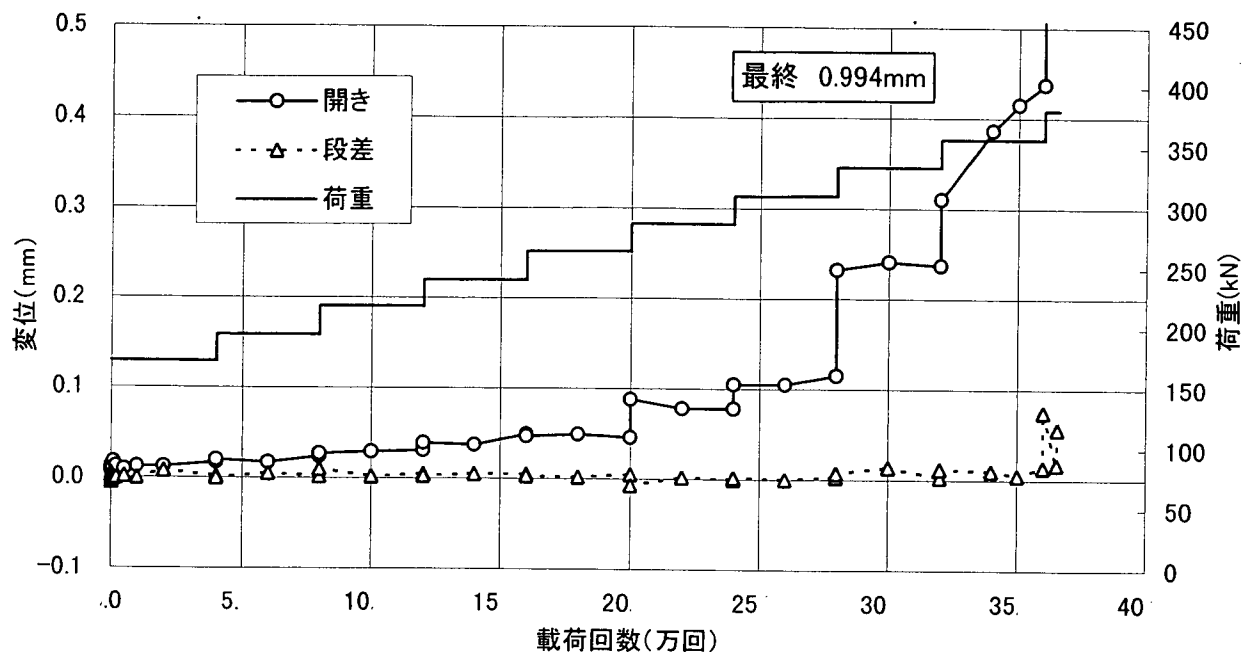


図-3.2.4.20 目地中央部の開き・段差の経時変化

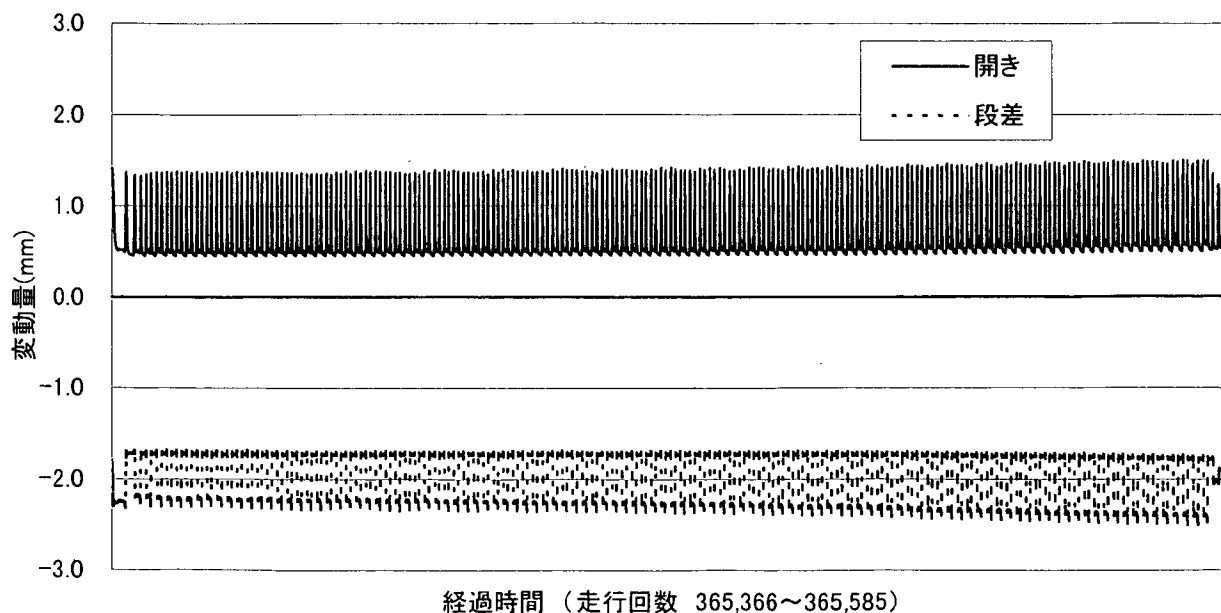


図-3.2.4.21 破壊直前の目地の動き（動的計測結果）

8) コンクリートのひび割れ発生状況

ひび割れは載荷荷重 172kN(17.5tf)の初期載荷の段階で支間中央付近に橋軸方向のものが部分的に発生し、走行回数 32000 回で橋軸方向に連続した 5 本程度のひび割れになった。その後載荷荷重 218kN(22.2tf)、走行回数 93000 回で橋軸直角方向のひび割れが発生し始めている。載荷荷重 287kN(29.3tf)、走行回数 20 万回から軌道直下付近のひび割れが密な格子状になっている。

ひび割れ密度は図-3.2.4.22 に示すとおり載荷荷重 287kN(29.3tf)、走行回数約 20 万回から増加傾向にあり、最終破壊時で 5.21m/m^2 であった。ひび割れ密度の増加は橋軸直角方向のひび割れ発生時期と一致している。

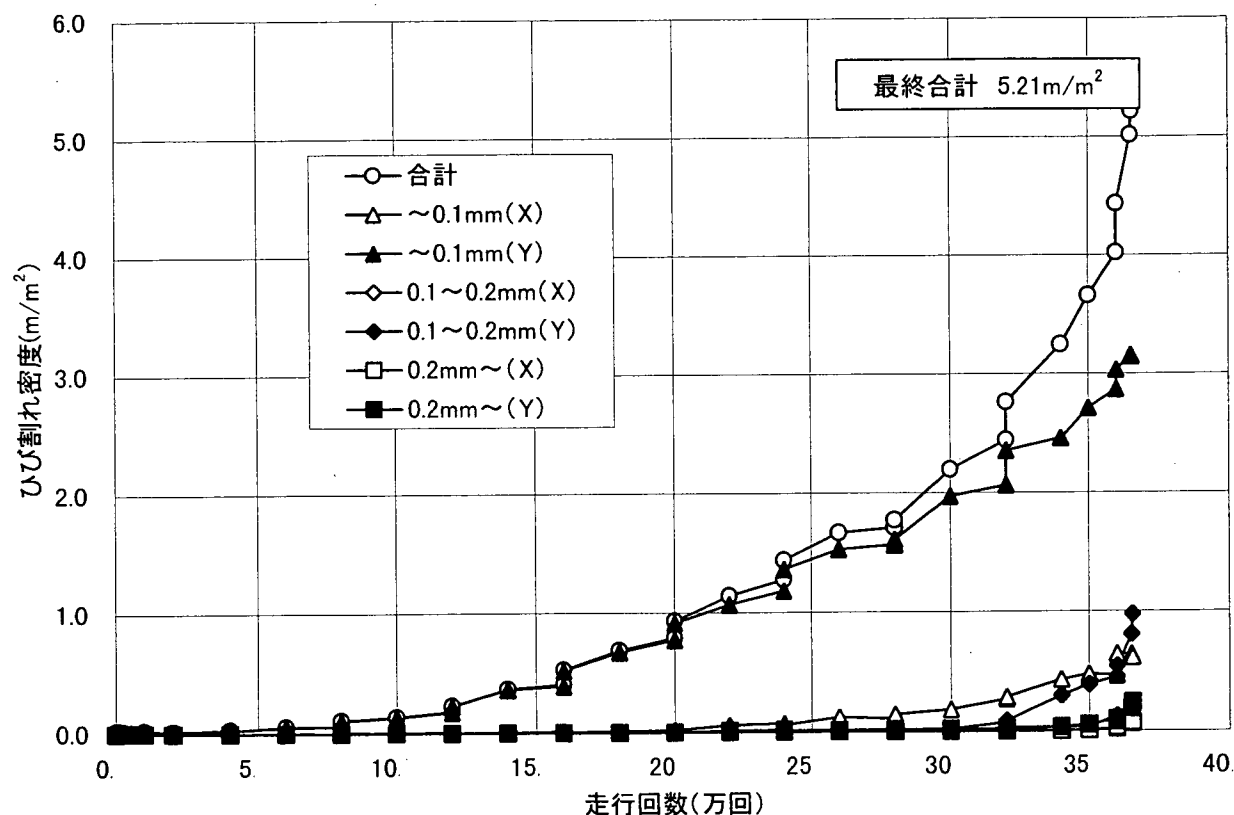


図-3.2.4.22 ひび割れ密度の経時変化

9) 試験の着目点の考察

床版厚さとプレストレス量を低減した SB パネル 2 供試体について、その床版の疲労耐久性と連結目地部の挙動を確認するため輪荷重走行試験を行った。以下にまとめを示す。

1) SB パネル 2 供試体は載荷荷重 381kN (38.8tf)、走行回数 365,585 回で破壊した。破壊直前の荷重-たわみ曲線が急変する点でのたわみ量は、載荷荷重 275kN(28tf)、走行回数 255,649 回で破壊した RC8 供試体と類似していた。

2) 破壊形状は押し抜きせん断であった。

3) 目地をはさんだ両側の引張主鉄筋のひずみ発生レベルはほぼ同等で、破壊まで降伏ひずみを超えなかった。縦ひずみの分布では主鉄筋断面では破壊直前まで計算上の中立軸と一致したが、配力鉄筋断面では分布に傾向がなくなっていた。

4) PC 鋼より線の中央部のひずみは、載荷荷重 334kN(34tf)で最大値の約 150μ まで急増し、その後は大きく変動した。

5) 目視による目地のひび割れ(縁切れ)は載荷荷重 334kN(34tf)、走行回数 28 万回から確認されているが、動的計測の結果では目地部に異常な動きはなかった。

6) ひび割れ発生状況は、初期載荷の段階で部分的に橋軸方向ものが発生しており、走行回数 30,000 回で橋軸方向に連続化した、橋軸直角方向のひび割れは載荷荷重 218kN(22.2tf)、走行回数 93,000 回で発生している。ひび割れ密度の急増点は橋軸直角方向ひび割れの発生時期と一致している。

以上の結果より、破壊までの走行回数から、SB パネル 2 供試体は RC8 供試体と比較して大きな疲労耐久性を有していることが示された。ひび割れの発生状況から、プレストレスは載荷荷重 218kN(22.2tf)、走行回数約 93,000 回までは全断面に有効に作用していたものと思われる。目地部のひび割れ(縁切れ)は載荷荷重 334kN(34tf)、走行回数 28 万回で確認された。また、目地部も破壊寸前まで異常な動きがなく、本試験の範囲では床版構造として弱点になっていないことが確認された。

3. 2. 5 B A R D 床版工法

(1) 概 要

1) 工法の概要

B A R D 床版工法は、ハーフプレキャスト工法のひとつで、トラス鉄筋を組み込み、橋軸方向の構造継手を持つ薄いプレキャスト版にプレテンション方式でプレストレスを導入し(PC-PCa 版)、これを型枠・足場兼用として桁上に架設した後、鉄筋の配筋および場所打コンクリートの打設により一体の床版を構築する工法である。図-3.2.5.1 に本工法の概念図を示す。

なお、本B A R D 床版Ⅱ試験体は、「道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書(その2) 整理番号233号平成11年10月」に示すB A R D 床版と以下の点で異なる設計および施工を行ったものである。

- ・床版厚が1体目は22.5cm、2体目は20.0cmである。

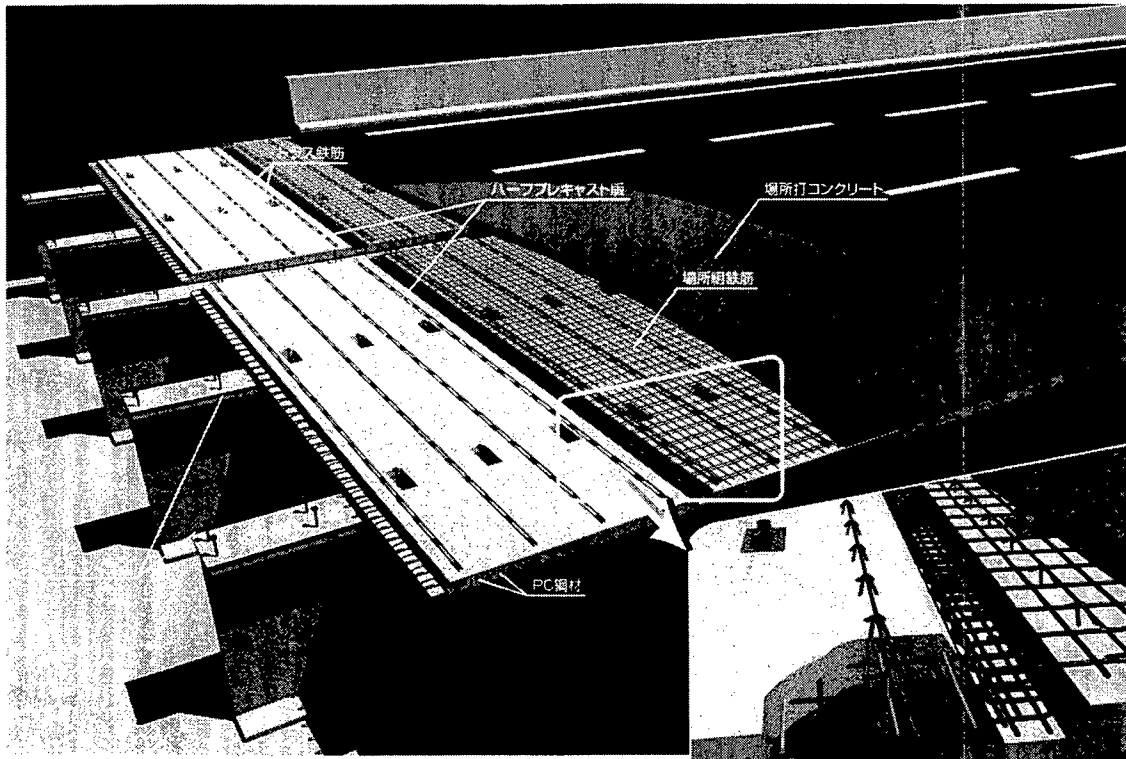


図-3.2.5.1 B A R D 床版工法概念図

2) 試験の着目点

トラス筋の疲労耐久性に及ぼす影響を確認するとともに、継手部を有する本工法床版の疲労耐久性を確認する。

3) 設計の概要

① 設計条件

1. 設計支間長：3.0mの連続版
2. 設計活荷重：B活荷重（100kN（10tf）、支間曲げモーメントの割増し考慮）
3. 舗装厚：10cm

② 試験体の概要（BARD床版Ⅱ試験体）

1. 平面寸法：橋軸方向 450cm×橋軸直角方向 280cm
2. 床版厚：20.0cm（PCa版 10.0cm、場所打ち部 10.0cm）
3. コンクリート強度：PCa版 50N/mm²（500kgf/cm²）
場所打ち部 30N/mm²（300kgf/cm²）

* 床版厚の決定

設計支間長：L=3.0m

大型車両交通量による割増し係数 $k_1=1.25$

プレストレス（1方向）による低減係数 80%

$$d_0 = (3L+11) \times k_1 \times 0.8 = (3 \times 3 + 11) \times 1.25 \times 0.8 = 20.0\text{cm}$$

③ 設計方針

表-3.2.5.1、表-3.2.5.2 に、本工法における設計計算の考え方を示す。

表-3.2.5.1 BARD床版工法の設計の考え方（支間中央部）

設計時	対象構造物	設計荷重	設計方向	設計の考え方	
プレストレス導入時	プレキャスト版	D+PS	橋軸直角方向	PC	ひび割れを許さない
プレキャスト版架設時	プレキャスト版	D+PS+ER	橋軸直角方向	PC	ひび割れを許さない
設計荷重時	合成床版	D+PS+L+I	橋軸直角方向	PC	ひび割れを許さない
			橋軸方向	RC	鉄筋、コンクリートが
			継手部(直角)	RC	許容応力度以内

表-3.2.5.2 BARD床版工法の設計の考え方（支点部）

設計時	対象構造物	設計荷重	設計方向	設計の考え方	
設計荷重時	合成床版	D+PS+L+I	橋軸直角方向	RC	鉄筋、コンクリートが許容応力度以内

④ 設計結果

計算結果を表-3.2.5.3～表-3.2.5.6 に、配筋図を図-3.2.5.3 に示す。

表-3.2.5.3 支間中央部橋軸方向計算結果

荷重	荷重図	応力度分布図	コンクリート応力度(N/mm ² (kgf/cm ²))				
			A	B	C	D	
①PC板自重			---	---	1.3 (13.5)	-1.3 (-13.5)	
②場所打ち自重			---	---	1.3 (13.5)	-1.3 (-13.5)	
③作業荷重			---	---	0.8 (8.1)	-0.8 (-8.1)	
④直後プレストレス			---	---	7.8 (79.6)	7.8 (79.6)	
⑤有効プレストレス			---	---	6.3 (63.8)	6.3 (63.8)	
⑥舗装荷重			0.3 (3.0)	0.0 (0.1)	0.0 (0.1)	-0.3 (-3.2)	
⑦活荷重			5.1 (51.6)	0.2 (2.0)	0.2 (2.4)	-5.5 (-56.1)	
PC板の設計	プレストレス導入直後(①+④)		---	---	9.1 (93.0)	6.5 (66.0)	
	許容値:		---	---	-3.1~20.6 (-32~210)		
	場所打ち部打設時(①+②+③+⑤)		---	---	9.7 (98.8)	2.8 (28.6)	
	許容値:		---	---	-3.1~20.8 (-32~212.5)		
合成床版の設計(①+②+⑤+⑥+⑦)			5.4 (54.6)	0.2 (2.1)	9.1 (93.3)	-2.2 (-22.5)	
			許容値:		-2.2~11.8 (-22~120)		-3.1~16.7 (-32~170)

注) A: 場所打ち部上縁、B: 場所打ち部下縁、C: PC板上縁、D: PC板下縁

表-3.2.5.4 支間中央部橋軸方向のRC断面計算結果

曲げモーメント	M	(kN・m(tf/m))	26.7(2.720)
鉄筋量	As	(cm ²)	19.86
有効高さ	D	(cm)	16.7
中立軸の位置	X	(cm)	7.431
コンクリート応力度	σ_c	N/mm ² (kgf/cm ²)	5.05<12.0 (51.5<120)
鉄筋応力度	σ_s	N/mm ² (kgf/cm ²)	94.4<140 (963<1400)

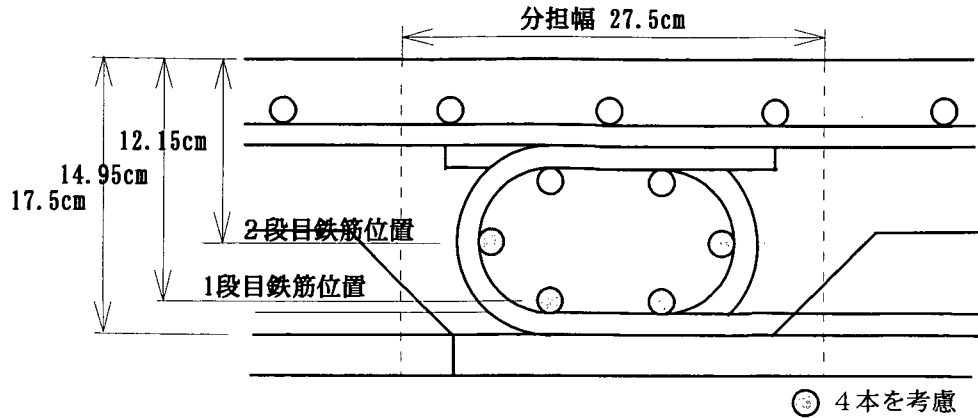


図-3.2.5.2 継手部のRC設計分担幅

表-3.2.5.5 継手部の断面計算結果

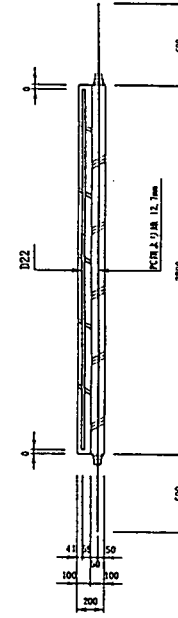
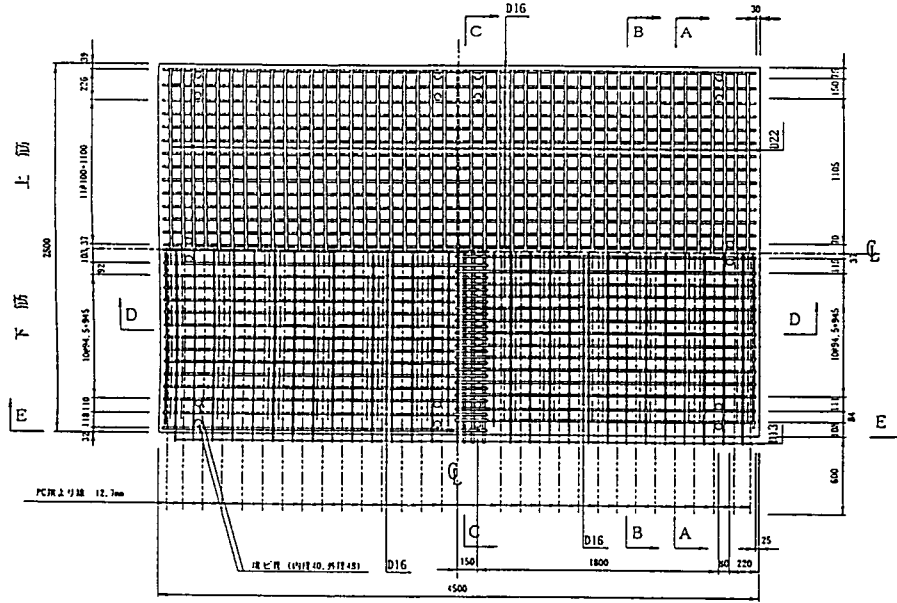
分担幅	B (cm)	27.5
高さ	H (cm)	17.5
曲げモーメント	M (kN・m (tf・m))	10.2 (1.042)
1 段目鉄筋量	As1 (cm ²)	5.73 (D19×2 本)
有効高さ	d1 (cm)	14.95
2 段目鉄筋量	As2 (cm ²)	5.73 (D19×2 本)
有効高さ	d2 (cm)	12.15
コンクリート応力度 σ_c (N/mm ² (kgf/cm ²))		8.11 (82.8)
		許容値 : 12.0 (120)
鉄筋応力度 σ_s (N/mm ² (kgf/cm ²))		100 (1025)
		許容値 : 140 (1400)

表-3.2.5.6 支点部の断面計算結果

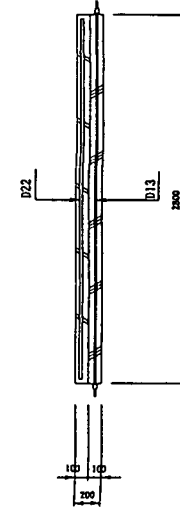
曲げモーメント	M	(tf・m)	60.8 (6.197)
鉄筋量	As	(cm ²)	38.71
有効高さ	D	(cm)	15.9
中立軸の位置	X	(cm)	8.971
コンクリート応力度 Σc		N/mm ²	10.5 < 12.0
		(kgf/cm ²)	(107.0 < 120)
鉄筋応力度 Σs		N/mm ²	122 < 140
		(kgf/cm ²)	(1240 < 1400)

輪荷重走行試験用床版配筋図 (BARD床版Ⅱ試験体)

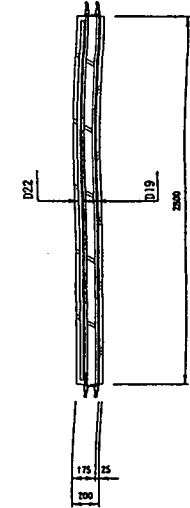
平面図 縮尺 1:25



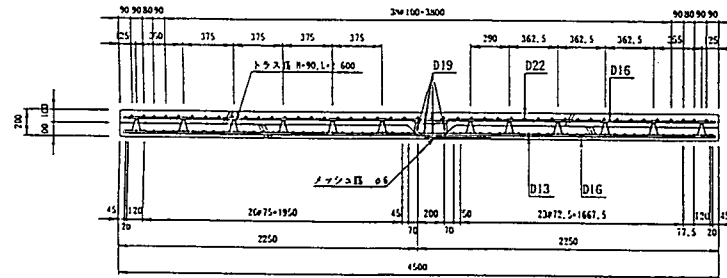
A-A 断面図 縮尺 1:25



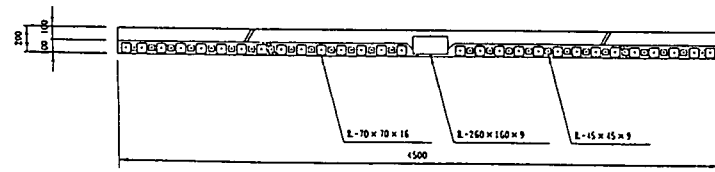
B-B 断面図 縮尺 1:25



C-C 断面図 縮尺 1:25



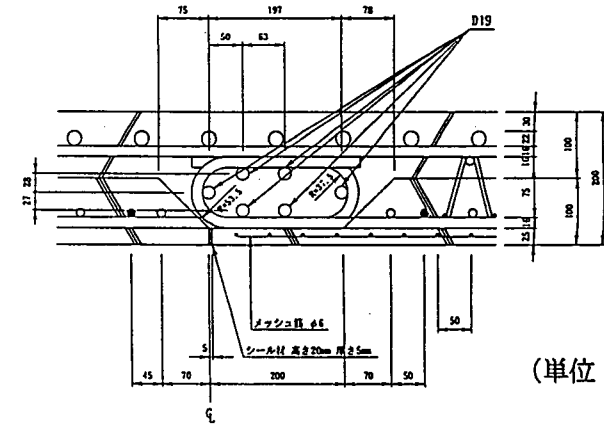
D-D 断面図 縮尺 1:25



E-E 断面図 縮尺 1:25

- 現場打ちコンクリート
- ハーフプレキャスト床版
- PC用スリット 12.7mm
- 鉄筋 D13~D22

ジョイント部 詳細図 縮尺 1:5



(単位: mm)

4) 施工の概要

① 試験体の施工手順

PCa 版の製作は、工場内のプレテン用製作台（ベッド）上にて型枠の組み立て、鉄筋の建て込み、緊張、コンクリート打設、蒸気養生を行った。PCa 版の型枠は鋼製型枠を用いた。養生後強度の発現を確認したのちプレテンションを解放し、PC 鋼材を切断した。

コンクリート打設より 10 日後、製作した PCa 版上場所打ちコンクリートを打設した。強度の発現後屋外に移動し、28 日間の気中養生を行った。図-3.2.5.4 に試験体作製のフローを示す。

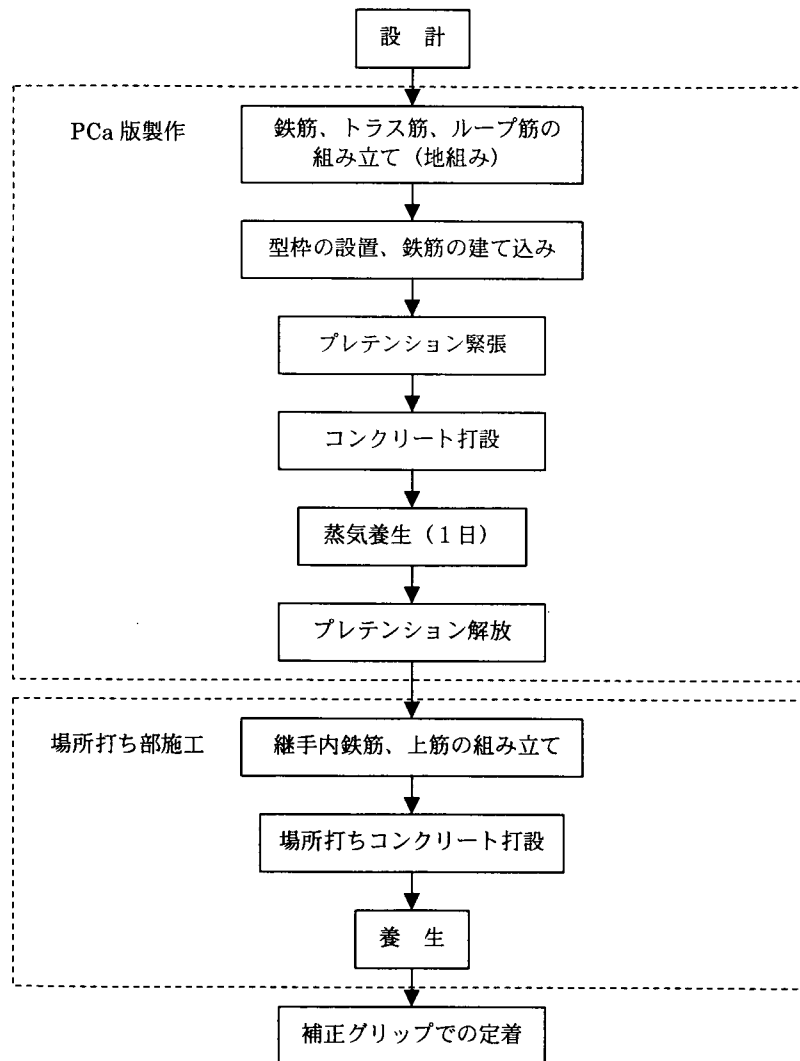


図-3.2.5.4 BARD床版工法施工フロー

② 実験の制約に関わる特別措置

BARD床版工法を実橋に適用した場合には、橋軸直角方向は連続構造であるので、不慮のひびわれに対してもプレテンション方式のPC鋼より線が抜けることはない。

しかし、今回の実験は1径間分を切り出した構造なので、これに対する対策を施した。

カイザー合成床版のPCa版に導入されているプレストレスは、プレテンション方式によるものなので、プレテンション方式による応力状態を阻害しないように端部に定着部を形成した。これを「セット量補正グリップ」といい、以下の手順で行った。

図-3.2.5.5 に定着部詳細図を示す。

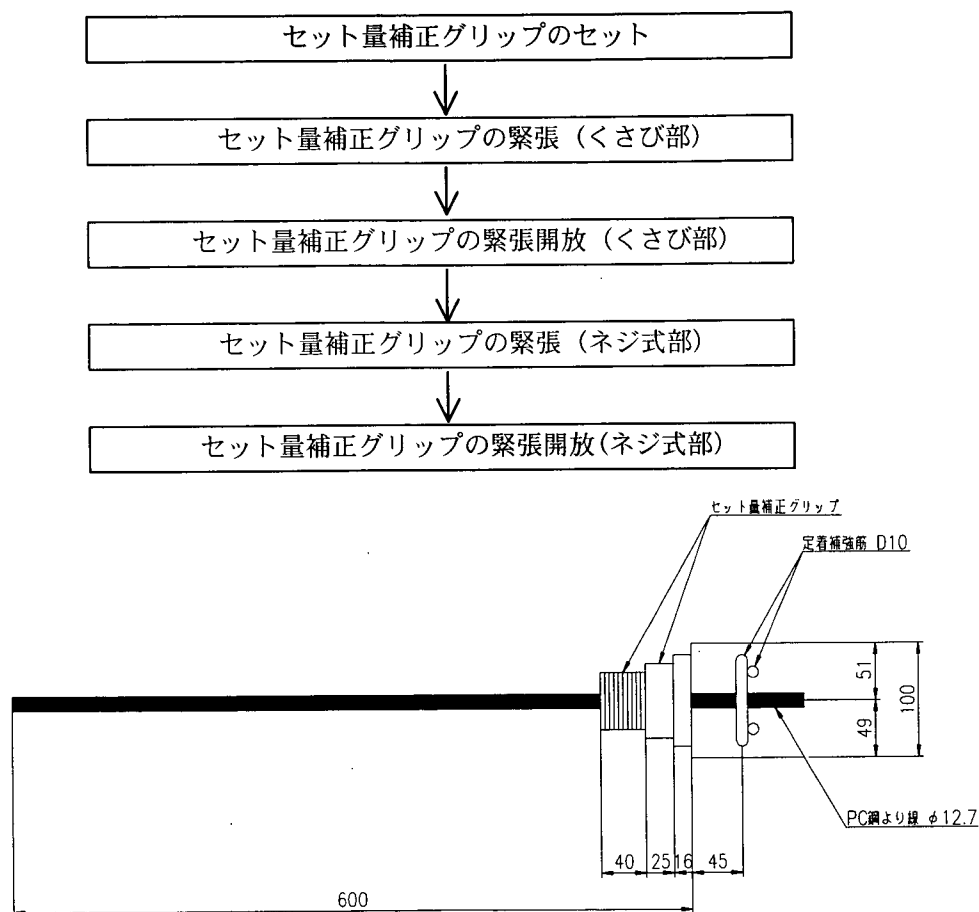


図-3.2.5.5 定着部詳細図（セット量補正グリップ、単位: mm）

③ 試験体の保持方法

・PCa版製作時

コンクリート打設後、場所打ちコンクリート打設までの間、ベッド上にて養生した。

・場所打ちコンクリート打設時

プレテン用ベッド上に、H鋼（H-375×300）を置き、その上に製作したPCa版を配置した。

（図-3.2.5.6 参照）

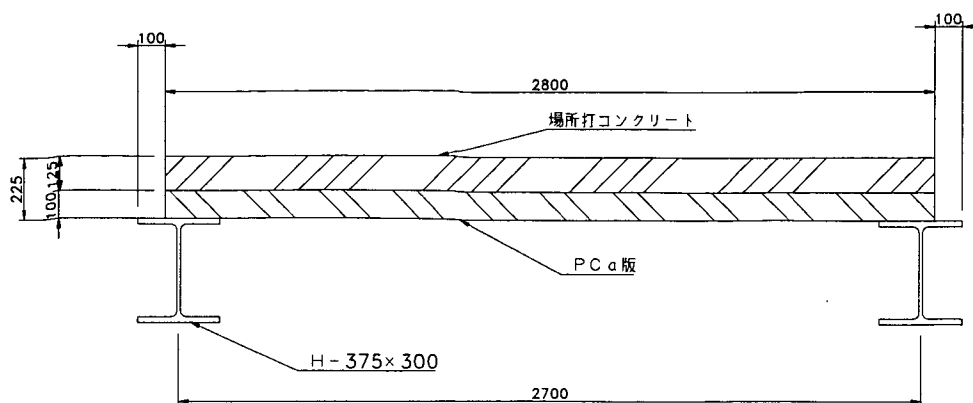


図-3.2.5.6 場所打ちコンクリート打設時状況 (単位: mm)

・床版吊り上げ時

試験体の運搬時等の吊り上げ時の支持方法は、予め平面寸法の1/4点に埋め込んだ金具による4点支持とした。

④ 使用材料

コンクリートの配合設計

・PCa版用 ($\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ (500kgf/cm²), 早強コンクリート, 蒸気養生)

表-3.2.5.7 プレキャスト版用コンクリートの配合

骨材 最大 寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材 率 (%)	単位重量 N/m ³ (kgf/m ³)				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
20	8.0±2.5	2.0±1.0	39.0	42.0	1580 (161)	4050 (413)	7670 (782)	10590 (1080)	82.4 (8.40)

混和剤は NL-4000 を使用

・場所打ち用 ($\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ (300kgf/cm²), 普通コンクリート, 気中養生)

表-3.2.5.8 場所打ち用コンクリートの配合

骨材 最大 寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材 率 (%)	単位重量 N/m ³ (kgf/m ³)				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
20	8.0±2.5	2.0±1.0	46.4	42.0	1580 (161)	3400 (347)	7910 (806)	10920 (1113)	69.3 (7.06)

混和剤は NL-4000 を使用

・PC鋼材の材質

表-3.2.5.9 使用PC鋼材の材質

PC鋼材の種類	使用箇所	規格
1S12.7	PCa版内、橋軸直角方向	SWPR7B

・鉄筋の材質

表-3.2.5.10 使用鉄筋の材質

鉄筋の種類	使用箇所	規 格
D13	PCa 版内、橋軸直角方向	SD345
D16	PCa 版内、橋軸方向	SD345
D16	場所打コンクリート内、橋軸方向	SD345
D19	継手部、橋軸直角方向	SD345
D22	場所打コンクリート内、橋軸直角方向	SD345

・カイザートラス筋の材質

表-3.2.5.11 カイザートラス筋の材質

種類	使用箇所	規 格
カイザートラス筋	PCa 版内、橋軸直角方向	H=115

(SD345 相当)

⑤ コンクリート打設立会

コンクリート打設日：平成 11 年 1 月 14 日（木）

場所：フドウ建研（株）生産本部 北利根工場

〒306-0213 茨城県猿島郡総和町大字北利根 8 TEL：0280-92-1537

立会者氏名

建設省土木研究所	内田賢一
(財)土木研究センター	三木正久
ショーボンド建設（株）	佐藤政勝、木田秀人
石川島播磨重工業（株）	鈴木統
新日本製鉄（株）	藤井康盛
(株) 富士ピー・エス	猪川充
川田工業（株）	街道浩
フドウ建研（株）	丸山幸夫、樋口勝男
飛島建設（株）	本多新、岡本浩、山中公明
日本カイザー（株）	木村勝利、平岩昌久

(以上敬称略)

5) 計測

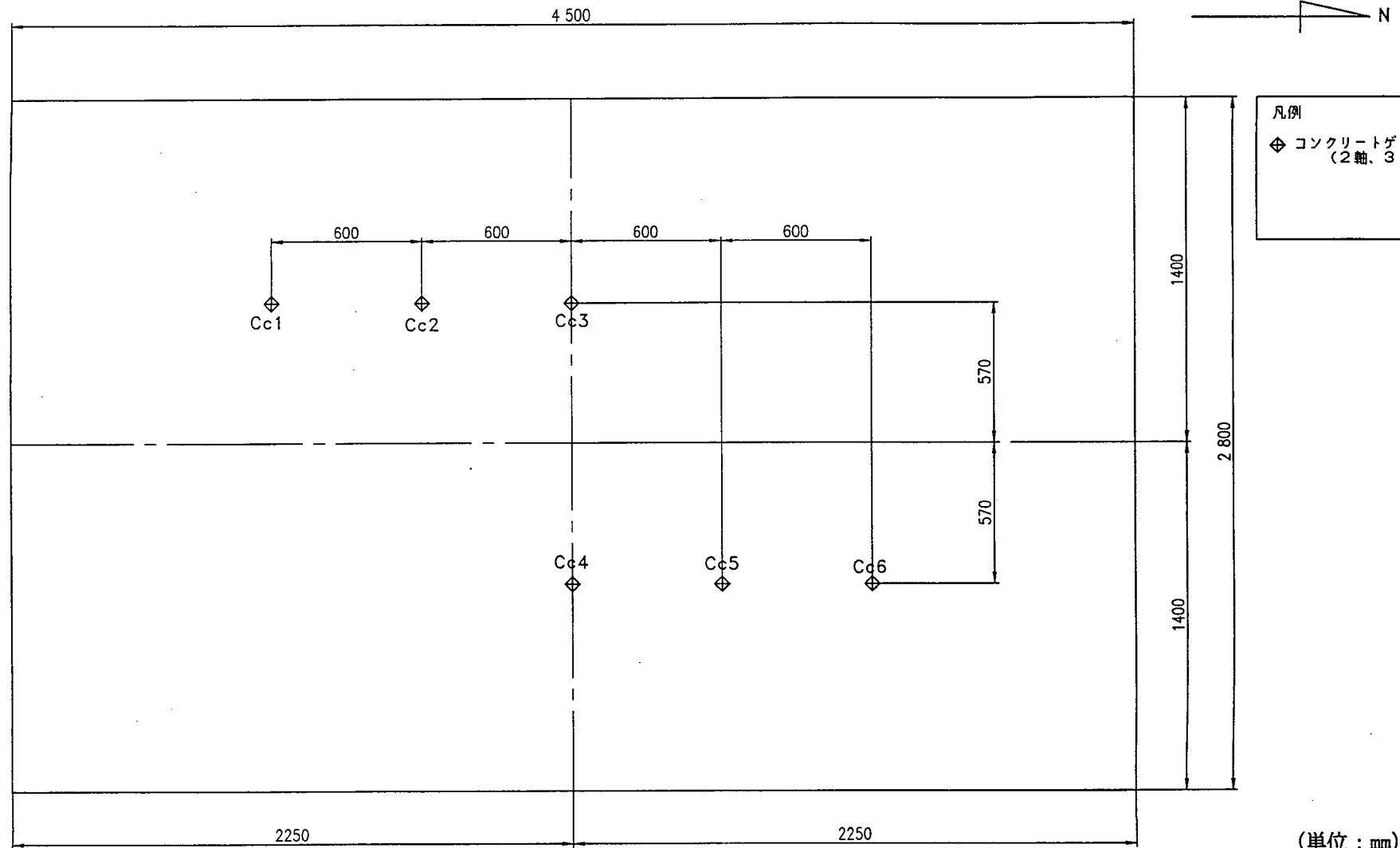
静的：変位については、床版のたわみ性状により、床版の異方性度・走行荷重载荷中の試験体の挙動を計測するため、橋軸方向および直角方向それぞれに 1 列ずつ鉛直変位計を床版中央部に計 9 台設置した。また、継手により結合されている 2 枚の PCa 版相互の変位を計測するため、目地部に π 型ゲージならびに 3 方向ゲージを設置した。コンクリートおよび鉄筋のひずみ計については、継手部ならびに載荷部をやや密に、その他 1 / 4 点にも数箇所設置した。

動的：橋軸方向に設置した鉛直変位の 3 台、 π 型ゲージの 2 台および 3 方向ゲージとした。

図-3.2.5.7～図-3.2.5.11 にゲージ配置図を示す。（ゲージ位置は試験体 I と同様である。）

輪荷重走行試験用床版コンクリートゲージ位置図（上面）

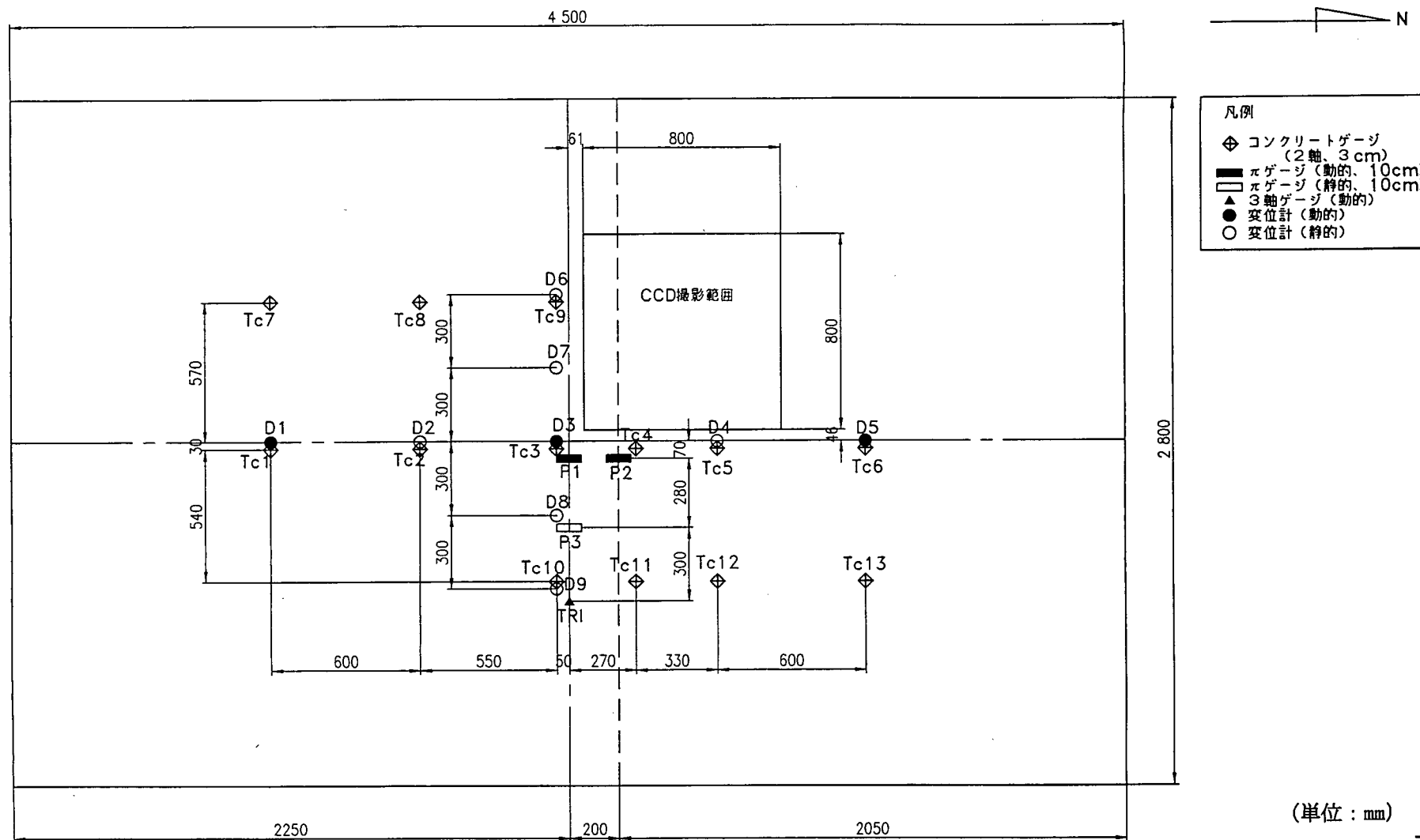
縮尺 1:15



輪荷重走行試験用床版コンクリートゲージ位置図（下面）

縮尺 1:15

図-3.2.5.8 BARD床版Ⅱ試験体ゲージ配置図（コンクリート下面）



縮尺 1:15

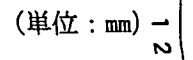
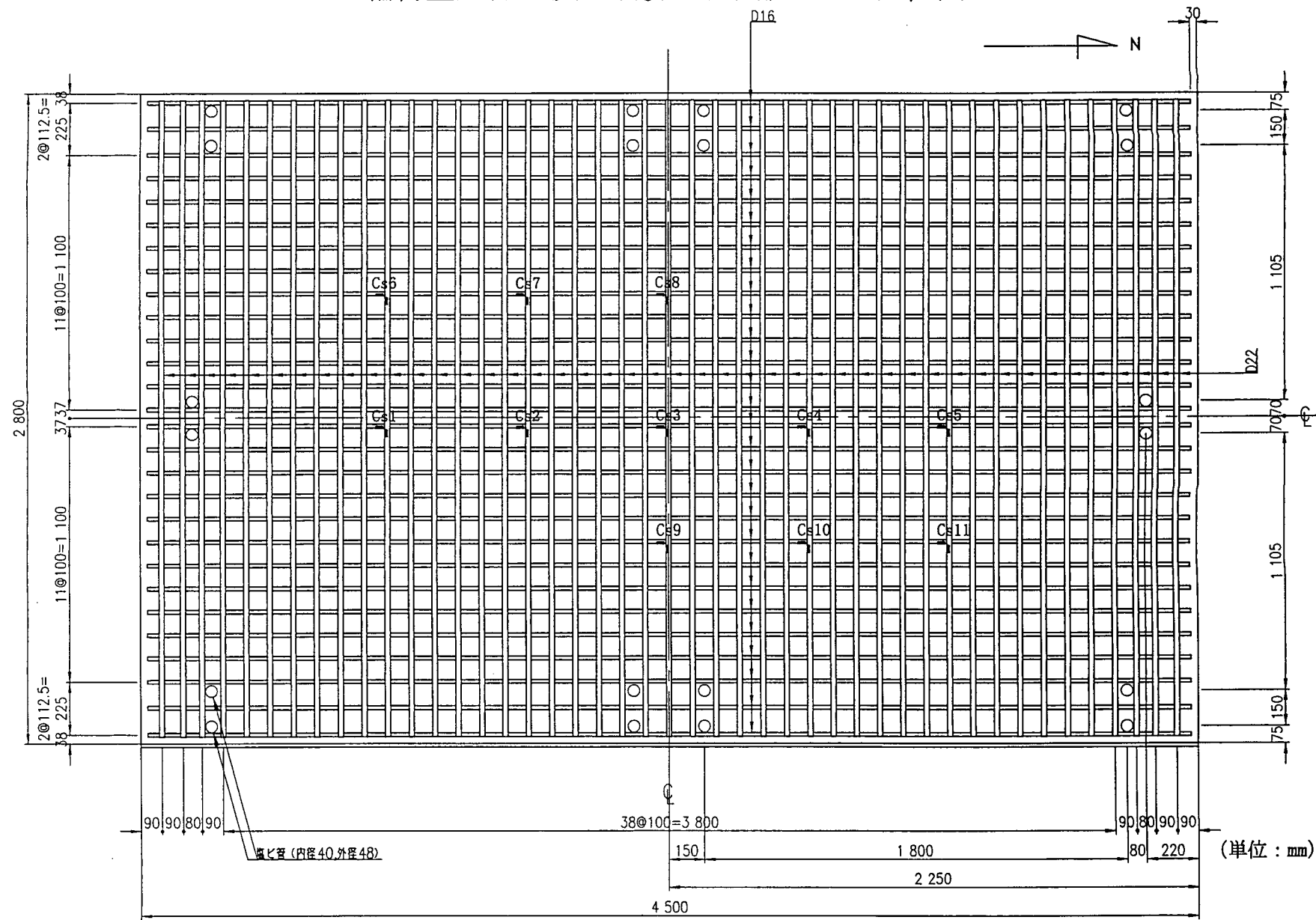


図-3.2.5.9 BARD床版Ⅱ試験体ゲージ配置図(上端鉄筋)

輪荷重走行試験用床版上端鉄筋ゲージ配置図 縮尺 1:15



輪荷重走行試験用床版下端鉄筋ゲージ配置詳細図

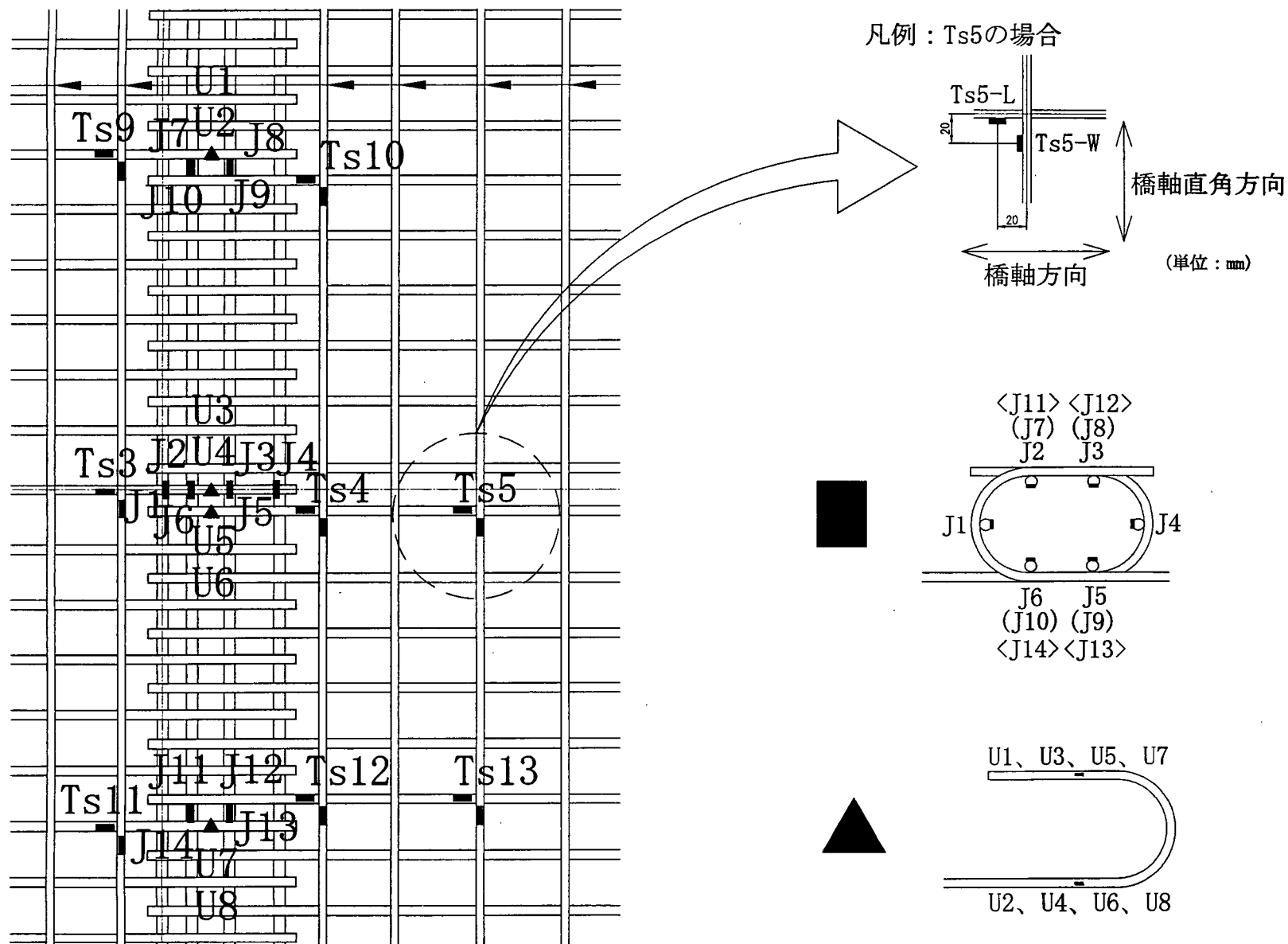


図-3.2.5.11 BARD床版Ⅱ試験体ゲージ配置図（継手部鉄筋）

6) 想定される破壊形態

継手部（ループ筋内）には橋軸直角方向鉄筋を6本配置して、そのうち4本を引張鉄筋としてカウントしたRC構造として設計しているが、構造上は、継手部周辺が弱点と考えられる。

また、橋軸直角方向に導入したプレストレスにより、ひびわれの進展を押さえる効果があり、押し抜きせん断耐力は大幅に上昇するものと考えられる。このことから、以下の破壊形態を予測している。

- ①橋軸方向のひびわれが進展した場合には、押し抜きせん断破壊。
- ②継手部の橋軸方向の応力伝達が十分でなくなった場合は、継手部まわりの曲げせん断破壊。
- ③その他、実験上の制約（プレストレスや鉄筋の端部処理等）に関わる破壊。

(2) 試験結果

1) 材料試験結果

① コンクリート材料特性

本試験体において、コンクリート強度試験の結果、プレキャスト版コンクリートは、設計基準強度 50N/mm^2 (500kgf/cm^2) に対し、圧縮強度 54.2N/mm^2 (553kgf/cm^2)、場所打ち部コンクリートにおいては、設計基準強度 30N/mm^2 (300kgf/cm^2) に対し、 34.9N/mm^2 (356kgf/cm^2) であった。今回場所打ち部コンクリートの配合を決定する際、変動係数をプレキャスト版用のものと同等とした。その結果、両者において圧縮強度試験値と設計基準強度との差が同等となった。

コンクリートの圧縮強度試験結果および引張強度試験結果を表-3.2.5.12～表-3.2.5.15に示す。

表-3.2.5.12 プレキャスト版コンクリートの圧縮強度試験結果 ($\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ (500kgf/cm^2))

(材令 85 日)

供試体 TP No.,	直径 (mm)	断面積 (cm^2)	最大荷重 kN (tf)	圧縮強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	割線弾性係数 $\times 10^{-4} \text{ N/mm}^2$ ($\times 10^{-5} \text{ kg/cm}^2$)	ポアソン比 ν
BARD2-1	99.63	77.96	424 (43.26)	54.4 (555)	3.20 (3.27)	0.160
BARD2-2	99.70	78.07	416 (42.46)	53.3 (544)	3.22 (3.29)	0.186
BARD2-3	99.70	78.07	428 (43.66)	54.8 (559)	3.28 (3.35)	0.184
平均値	-----	-----	-----	54.2 (553)	3.23 (3.30)	0.177

表-3.2.5.13 プレキャスト版コンクリートの引張強度試験結果 ($\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2(500\text{kgf/cm}^2)$)

(材令 85 日)

供試体 TP No.,	直径 (mm)	長さ (mm)	最大荷重 kN(tf)	引張強度 N/mm ² (kgf/cm ²)
BARD2-4	99.85	197.90	113 (11.55)	3.32 (37.2)
BARD2-5	99.68	198.35	105 (10.74)	3.77 (38.47)
BARD2-6	99.70	197.55	119 (12.15)	3.91 (39.81)
平均値	-----	-----	-----	3.67 (37.37)

表-3.2.5.14 場所打ち部コンクリートの圧縮強度試験結果 ($\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2(300\text{kgf/cm}^2)$)

(材令 42 日)

供試体 TP No.,	直径 mm	断面積 cm	最大荷重 kN (tf)	圧縮強度 N/mm ² (kgf/cm ²)	割線弾性係数 ($\times 10^{-4}$ N/mm ²) ($\times 10^{-5}$ kg/cm ²)	ポアソン比 ν
BARD2-7	99.78	78.19	283 (28.89)	36.2 (369)	2.98 (3.04)	0.228
BARD2-8	99.63	77.96	272 (27.77)	34.9 (356)	2.84 (2.90)	0.220
BARD2-9	99.80	78.23	262 (26.74)	33.6 (342)	2.46 (2.51)	0.213
平均	-----	-----	-----	34.9 (356)	2.77 (2.82)	0.220

表-3.2.5.15 場所打ち部コンクリートの引張強度試験結果 ($\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2(300\text{kgf/cm}^2)$)

(材令 42 日)

供試体 TP No.,	直径 (mm)	長さ (mm)	最大荷重 kN(tf)	引張強度 N/mm ² (kgf/cm ²)
BARD2-10	99.60	199.68	96.1 (9.80)	3.08 (31.4)
BARD2-11	99.70	197.65	89.8 (9.15)	2.90 (29.6)
BARD2-12	99.65	200.23	95.6 (9.75)	3.05 (31.1)
平均値	-----	-----	-----	3.01 (30.7)

② 鋼材の材料特性

使用した鋼材の引張強度試験結果を表-3.2.5.16 に示す。

表-3.2.5.16 鋼材の引張強度試験結果

鉄筋の種類	降伏荷重 kN (tf)	最大荷重 kN (tf)	降伏点応力 N/mm ² (kg/cm ²)	降伏点 ひずみ ×10 ⁻⁶	引張強さ N/mm ² (kg/cm ²)	標点距離(mm)		伸び (%)	公称 断面積 (cm ²)
						試験前	試験後		
D13-1	49.8 (5.078)	70.3 (7.169)	393 (4008)	2441	555 (5658)	103.80	132.20	25.4	
D13-2	49.0 (4.997)	70.5 (7.189)	387 (3944)	2117	557 (5674)	103.95	128.00	23.1	1.267
D13-3	49.9 (5.088)	71.6 (7.301)	394 (4016)	2136	565 (5762)	104.00	126.80	21.9	
平均値	—	—	391 (3989)	2231	559 (5698)	—	—	23.5	
D16-1	72.4 (7.383)	109 (11.11)	365 (3718)	1926	549 (5594)	127.90	154.10	20.5	
D16-2	73.0 (7.444)	109 (11.09)	368 (3748)	1935	548 (5584)	128.00	評点外	—	1.986
D16-3	72.2 (7.362)	109 (11.09)	364 (3707)	1931	548 (5584)	127.90	評点外	—	
平均値	—	—	365 (3724)	1931	548 (5587)	—	—	—	
D19-1	120 (12.26)	189 (19.27)	420 (4279)	2924	660 (6726)	151.70	178.80	17.9	
D19-2	121 (12.32)	189 (19.27)	422 (4300)	3268	660 (6726)	151.80	評点外	—	2.865
D19-3	121 (12.32)	189 (19.27)	423 (4307)	2941	660 (6726)	152.00	177.60	16.8	
平均値	—	—	421 (4295)	3044	660 (6726)	—	—	17.4	
D22-1	146 (14.93)	229 (23.33)	378 (3857)	2142	591 (6027)	176.00	216.65	23.1	
D22-2	147 (15.01)	230 (23.41)	380 (3878)	2109	593 (6048)	175.80	214.50	22.0	3.871
D22-3	147 (14.97)	230 (23.41)	379 (3867)	2082	593 (6048)	175.95	214.95	22.2	
平均値	—	—	379 (3867)	2111	593 (6041)	—	—	22.4	
TD13-1	—	68.6 (6.995)	—	—	542 (5521)	104.00	122.25	17.5	
TD13-2	—	69.5 (7.087)	—	—	549 (5594)	103.80	125.20	20.6	1.267
TD13-3	—	68.6 (6.995)	—	—	542 (5521)	103.85	128.05	23.3	
平均値	—	—	—	—	544 (5545)	—	—	20.5	
PC12.7-1	—	189 (19.29)	—	—	1917 (19542)	—	—	—	
PC12.7-2	—	186 (18.97)	—	—	1885 (19218)	—	—	—	0.9871
PC12.7-3	—	185 (18.89)	—	—	1877 (19137)	—	—	—	
平均値	—	—	—	—	1893 (19299)	—	—	—	

2) 床版厚

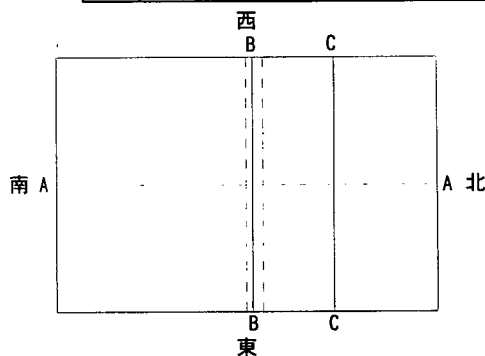
床版厚の実測は、輪荷重走行試験終了後、床版の切断が行われた後に行った。

実測値をみると、設計床版厚 200mm に対して、南側端部の中央付近は設計値通り 200mm であったようであるが、全体的に 3mm 程度床版厚が薄くなっていた可能性がある。

床版厚の実測結果を表-3.2.5.17 に示す。

表-3.2.5.17 床版厚の実測結果

A断面南側																												
22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0						
200	200	199	199	197	196	196	196	196	196	196	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22							
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	197	197	197	197	197	197	198						
A断面北側																												
B断面東側																												
N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0														
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---														
														A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	
														---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
														B断面西側														
C断面東側																												
N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0														
---	196	197	197	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---														
														A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	
														---	---	---	---	---	---	---	---	---	197	197	197	---	---	
														C断面西側														



3) 破壊時走行回数

今回の試験において、図-3.2.5.12 に示すように、42.5 万回載荷時で試験体の破壊により実験を終了した。このときの荷重値（荷重 403kN）は当初予定していた載荷ステップ（図中の階段載荷(1)）における最大荷重値（392kN）を上回る値であった。これは、試験装置の関係で、図中の実線で示す荷重（階段載荷(2)）が載荷されていたためである。

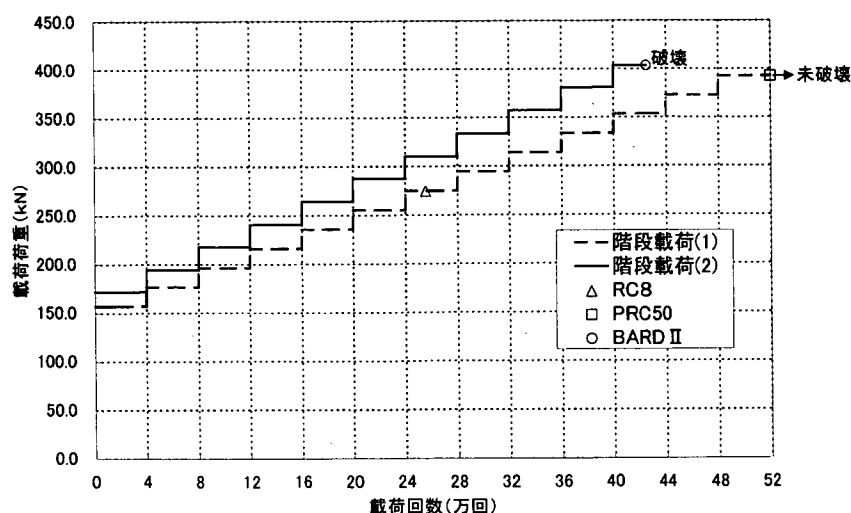


図-3.2.5.12 載荷回数と載荷荷重の関係

4) 破壊形態

① ひびわれ

載荷回数 20 万回 (264kN) 程度から橋軸直角方向のひびわれが床版下面に発生し始めた。30 万回 (334kN) を過ぎる頃には、橋軸直角方向のひびわれが進展し、橋軸方向のひびわれも発生した。この後、ひびわれ間隔が密となり、亀甲状のひびわれへと発展してゆき、最終的には 42.5 万回 (403kN) 時点で床版下面のコンクリート片の剥落および上面においては、載荷帯の縁端部分の損傷がみられ、実験を終了した。

切断面のひびわれ状況は、橋軸方向・直角方向とも斜めのひびわれが発生しており、押し抜きせん断による破壊であると想定される。押し抜きせん断は標準部 (図-3.2.5.15 の C 断面) 近傍で発生した。一方、継手部 (図-3.2.5.15 の B 断面) は破壊に至っておらず、版としての最終破壊状態においては継手部は設計で想定したように梁として挙動し、一般部に比べて耐力が大きかったことが判る。

また、PCa 版と場所打ち部との界面には剥離がみられず、ひびわれも連続していることから両者の付着状態が保たれたままの破壊であったと推定できる。

図-3.2.5.13～図-3.2.5.15 にひびわれ観察図を示す。

② ひびわれ密度

ひびわれ密度測定のために塗布した材料が、実験の初期の段階で剥がれてしまい、計測が不能であった。

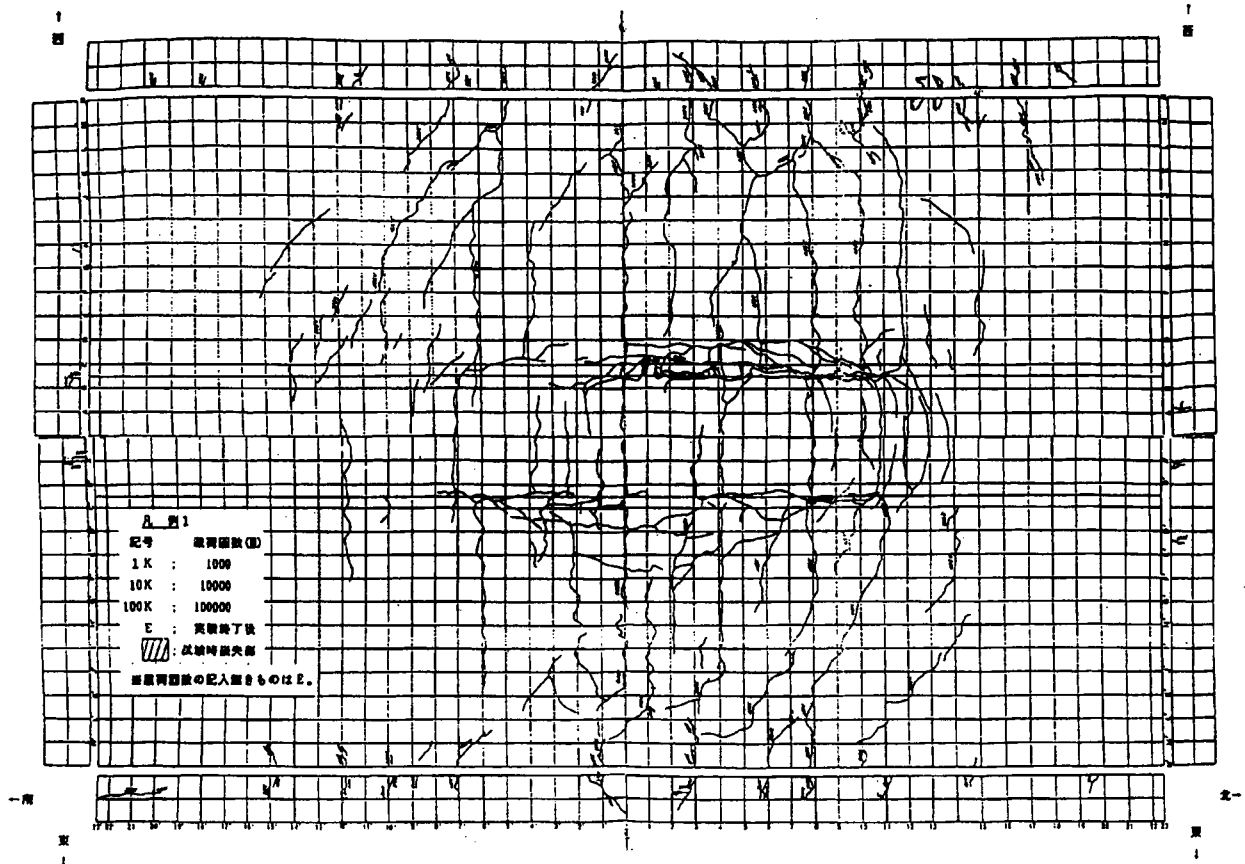


図-3.2.5.13 BARD床版Ⅱ試験体ひびわれ観察図(コンクリート上面)

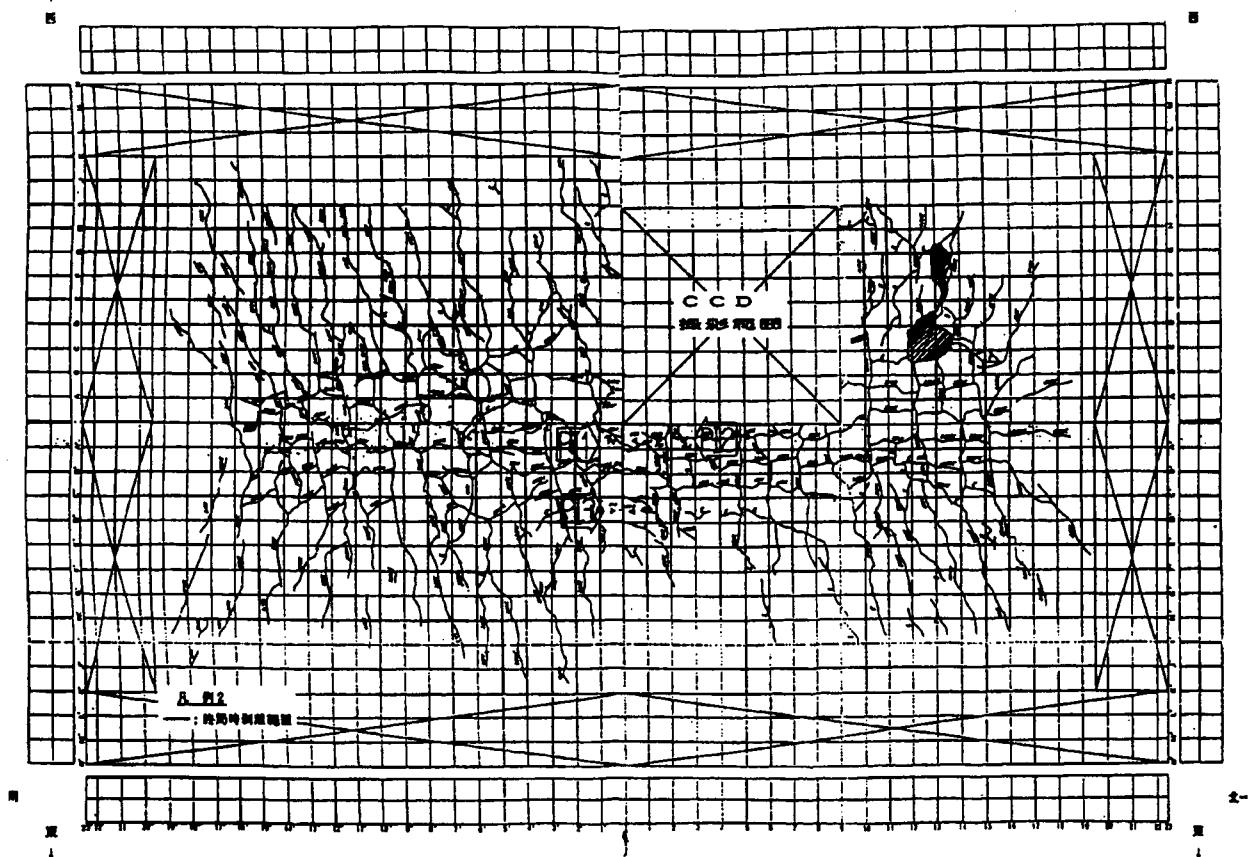
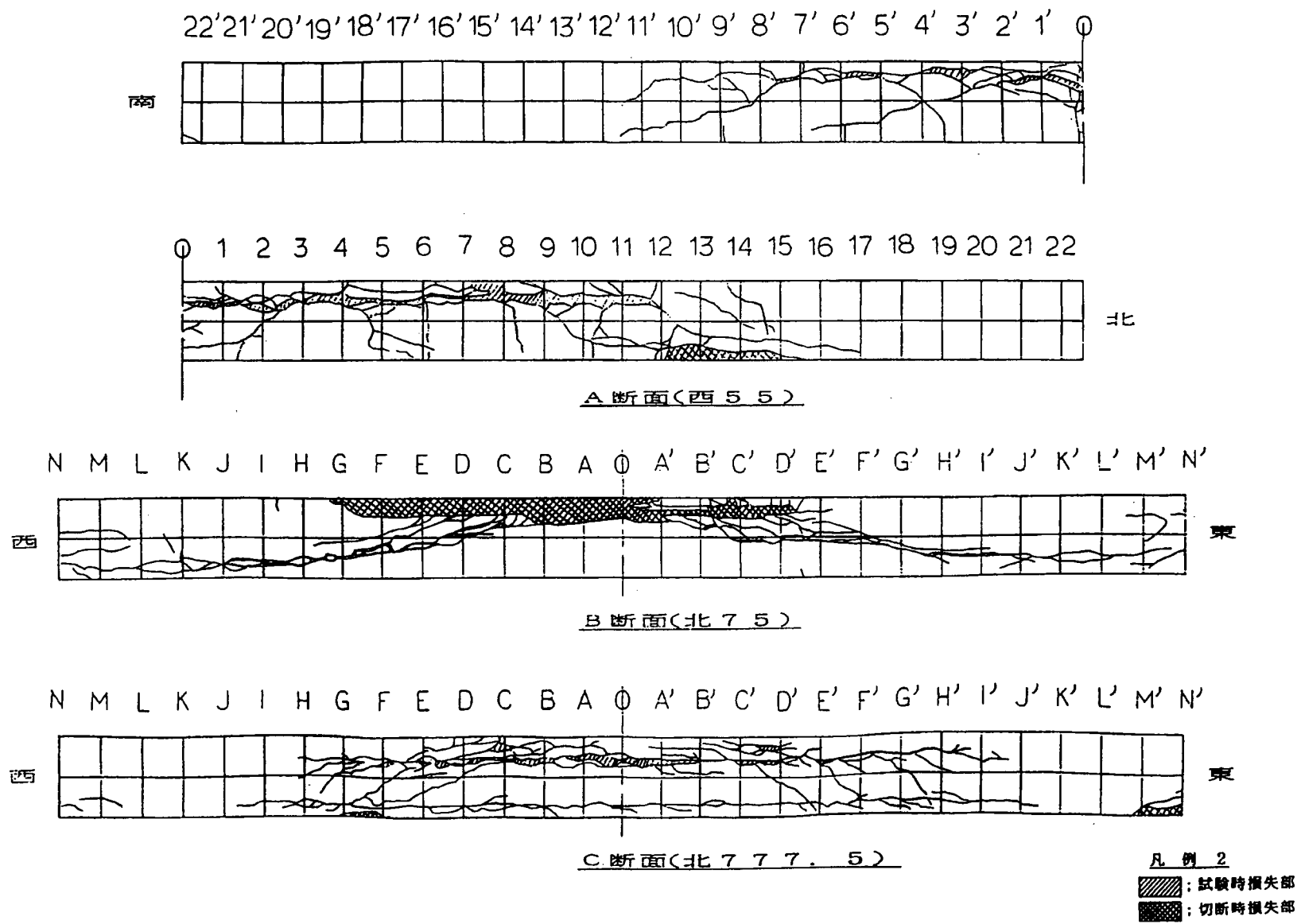


図-3.2.5.14 BARD床版Ⅱ試験体ひびわれ観察図(コンクリート下面)

図-3.2.5.15 BARD床版Ⅱ試験体ひびわれ観察図 (切断面)



5) 供試体変位－走行回数関係

図-3.2.5.16 に床版中央における載荷時たわみならびに除荷時たわみを示す。ただし、図中の RC8 供試体および PRC50 供試体については、同じ載荷回数に対して載荷荷重の値が今回の実験結果とは異なるものとなっている。

たわみに関しても、目開きと同様に、載荷回数 40 万回 (381kN) まではほぼ弾性的な挙動を示している。その時のたわみ量は、載荷時たわみで約 4.0mm、除荷時たわみで約 1.0mm である。しかし、それ以降の載荷では、急激にたわみが大きくなり、42.5 万回 (403kN) を越えた時点で床版下面のコンクリートが剥落したため実験を中止した。

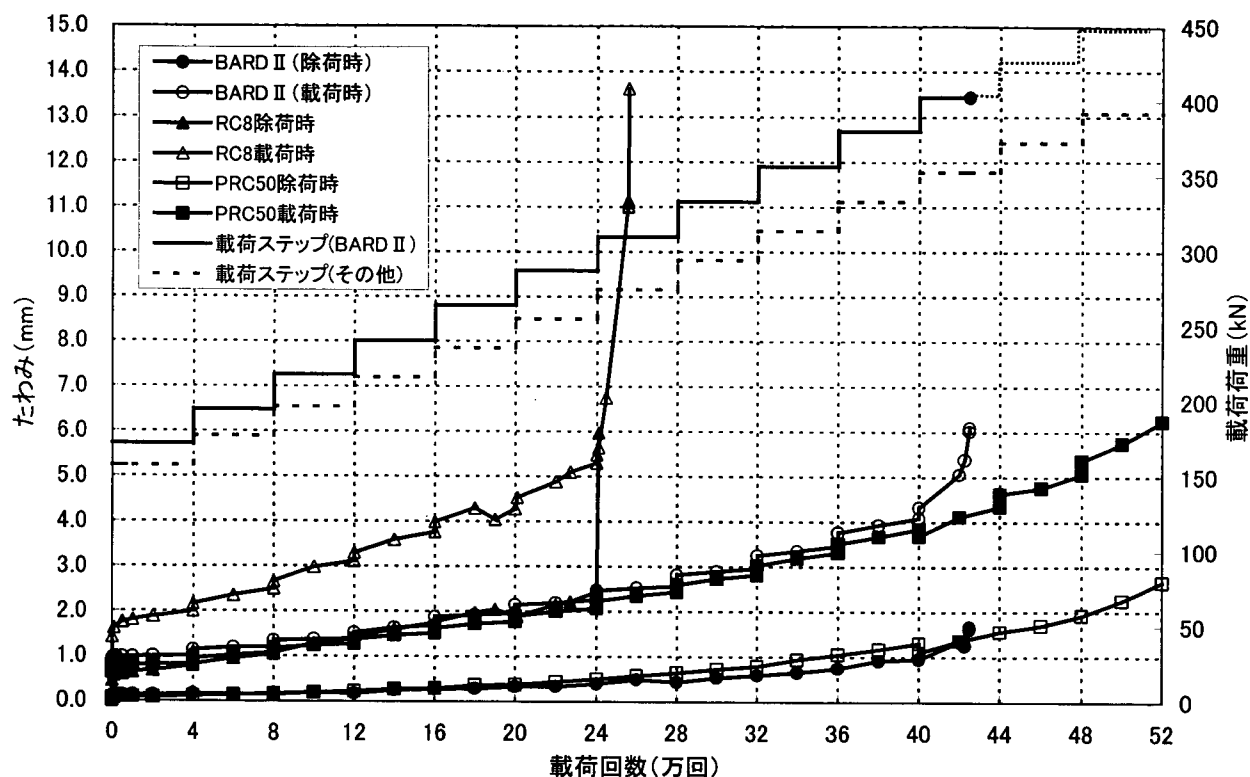


図-3.2.5.16 床版中央のたわみ

6) 鉄筋ひずみ－走行回数関係

各位置における鉄筋ひずみと走行回数関係を図-3.2.5.17～図-3.2.5.19に示す。

図-3.2.5.17は荷重帯直下に配置した橋軸方向鉄筋（下筋；PCa版内）の橋軸方向ひずみ分布を示すものである。これに示すように、支間中央部の橋軸方向鉄筋の橋軸方向ひずみは、継手内部で最大であるが、その値は 500μ 程度（ $98\text{N/mm}^2=1000\text{kgf/cm}^2$ ）と小さい。また、図-3.2.5.18および図-3.2.5.19はそれぞれ、PCa版の継手直近部および継手内部の橋軸直角方向鉄筋の橋軸直角方向ひずみを示したものである。これらに示すように、床版中央部の橋軸直角方向鉄筋の橋軸直角方向ひずみは、継手内部の鉄筋ひずみの方がPCa版内部の鉄筋ひずみに比べ約半分である。応力度に換算すると、 $403\text{ kN}(41.1\text{tf})$ 荷重載荷時において、PCa版内部では $196\text{N/mm}^2(2000\text{ kgf/cm}^2)$ 程度と大きい値であるが、継手内部では、 $88\text{N/mm}^2(900\text{ kgf/cm}^2)$ 程度であった。

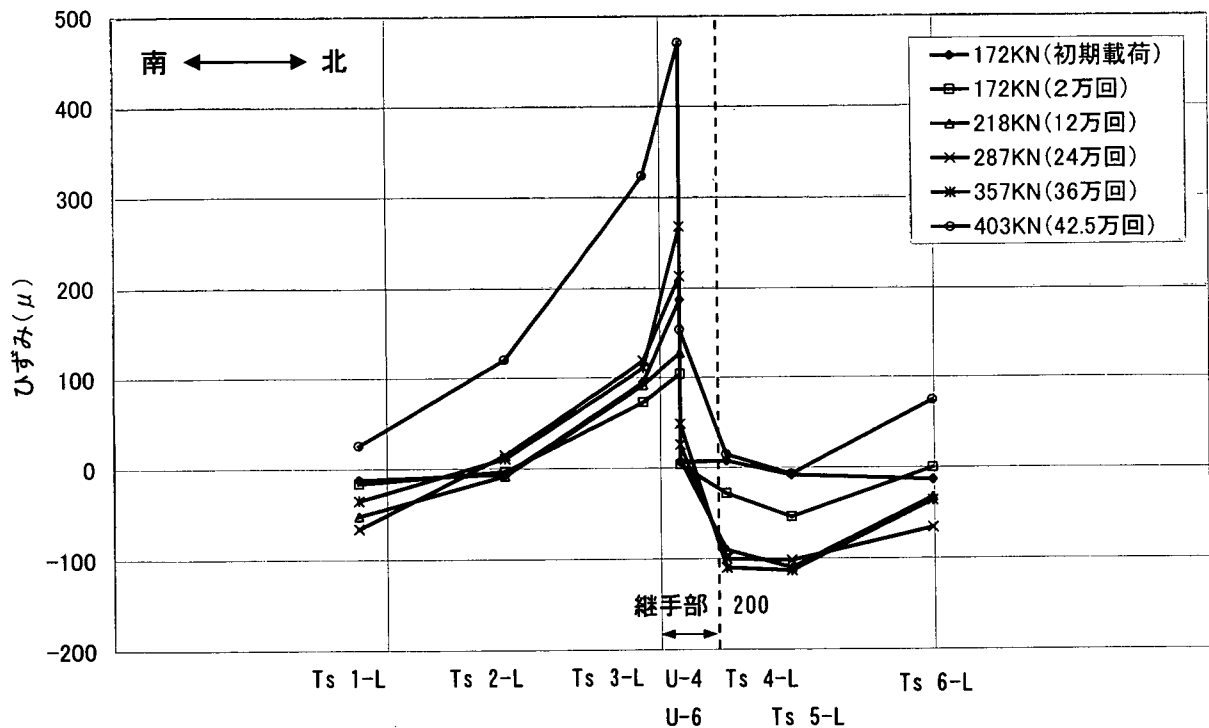


図-3.2.5.17 鉄筋ひずみの橋軸方向分布（床版支間中央部）

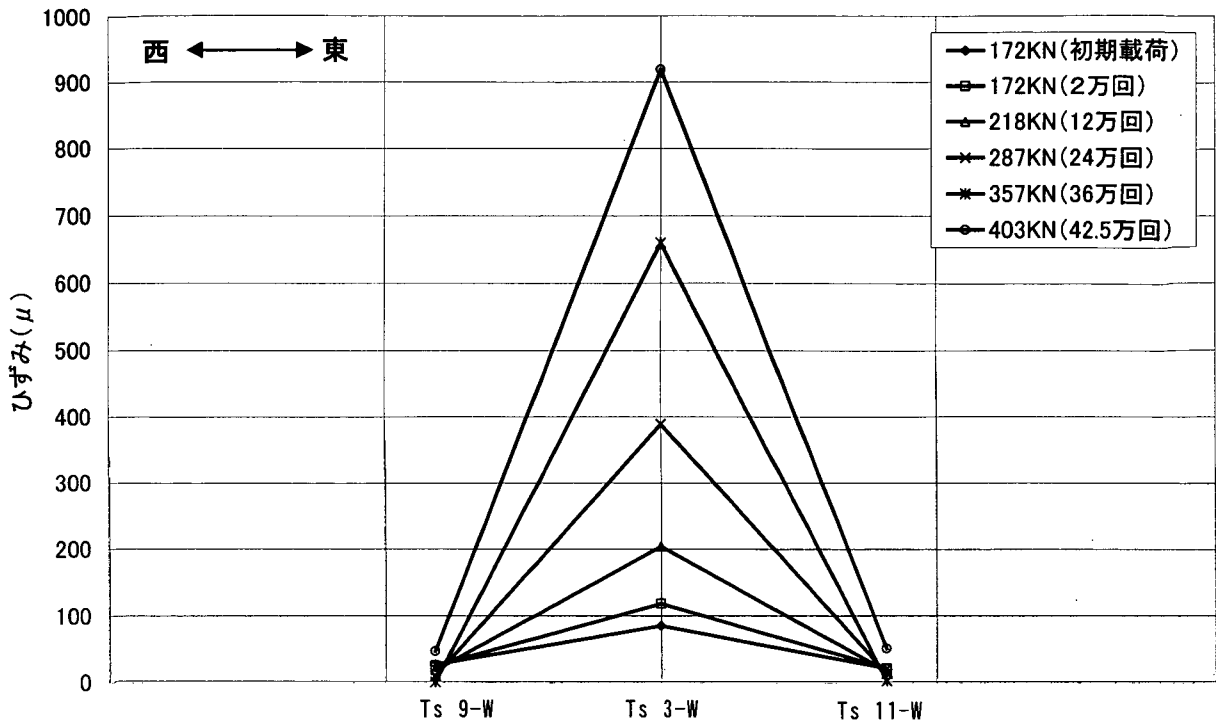


図-3.2.5.18 鉄筋ひずみの橋軸直角方向分布 (PCa 版内継手直近部)

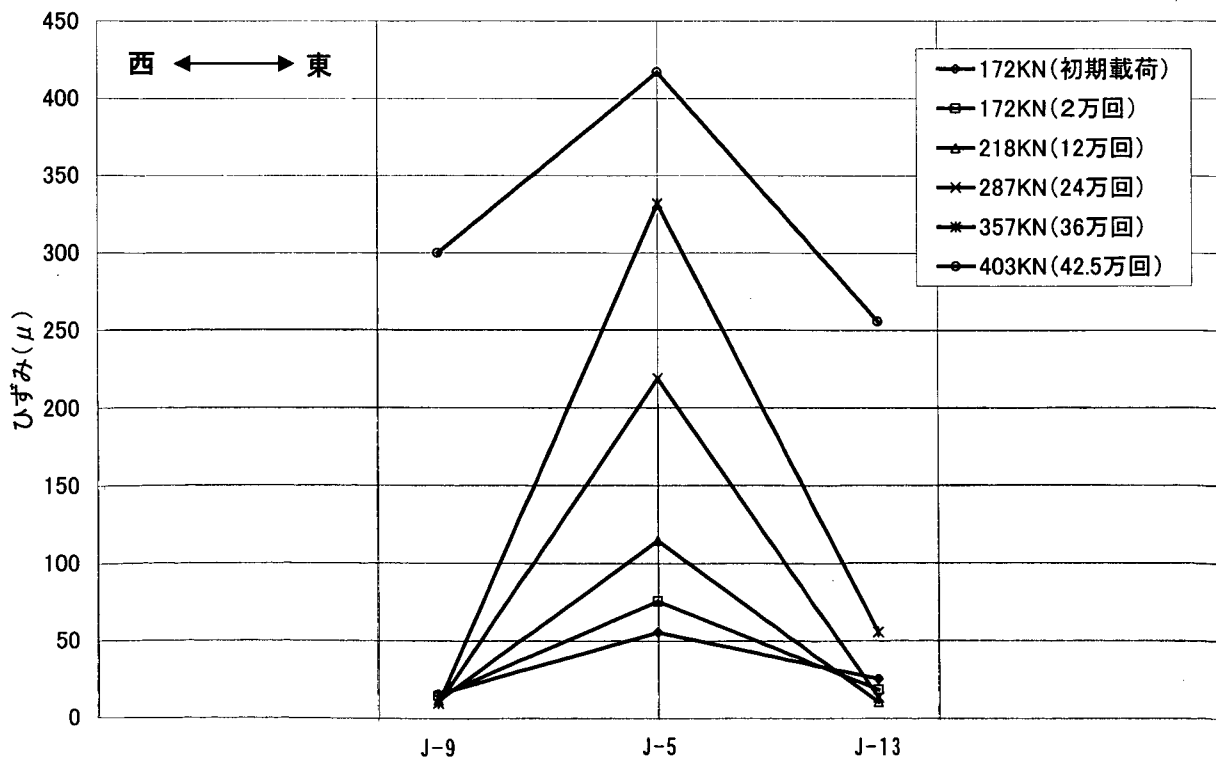


図-3.2.5.19 鉄筋ひずみの橋軸直角方向分布 (継手内部)

7) PCa 版相互の目地の開き

図-3.2.5.20 に PCa 版目地部ならびに継手部に設置した π 型ゲージの計測結果を示す。

載荷回数 40 万回 (381kN) まではほぼ弾性的な挙動を示している。その時の PCa 版相互の目開き量は、最大 0.4mm 程度である。しかし、40 万回 (381kN) を越えると急激に目開き量 (変位) は増加した。

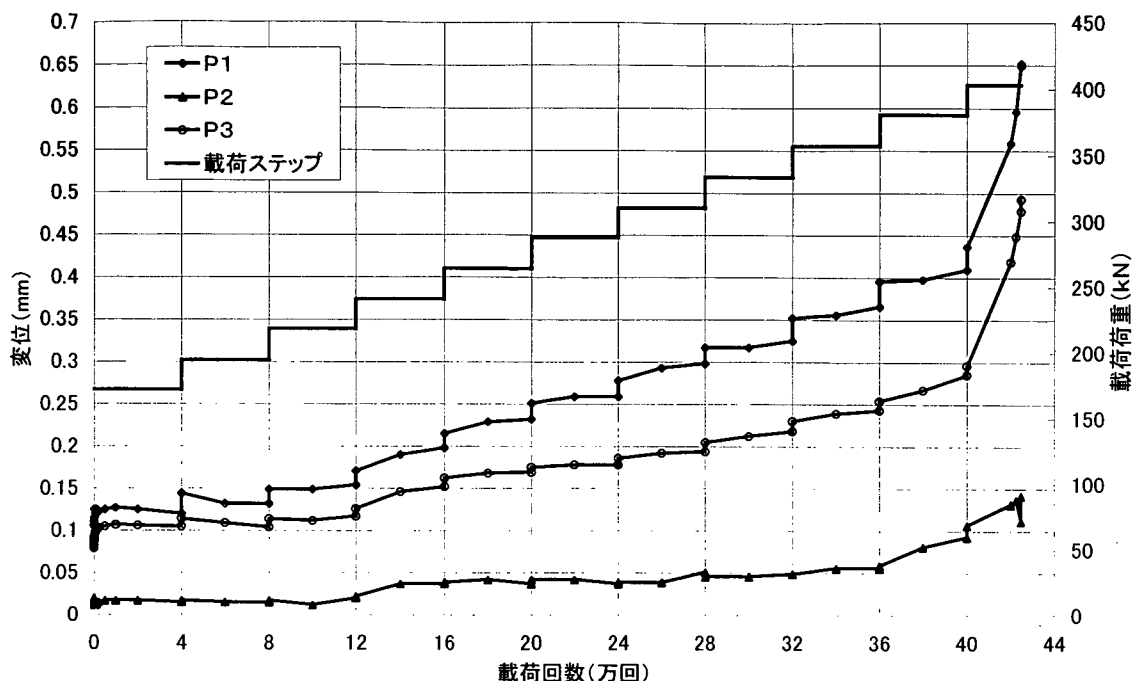


図-3.2.5.20 PCa 相互の変位 (目開き: π 型ゲージ計測結果)

8) 試験の着目点に関する考察

- ① 今回の BARD II 試験体における載荷回数-たわみの関係をみると、40 万回までは PRC50 供試体と同様な経過を辿った。RC8 供試体に比べると、RC8 供試体が破壊する 24 万回まで RC8 供試体の約半分のたわみ量であった。今回の実験において、載荷荷重がそれらの場合に比べて大きかったことを考慮して同荷重におけるたわみを比較すると、BARD II 試験体のほうが小さいと言え、疲労耐久性が高いと判断できる。
- ② 今回の試験体は、一般部において破壊しており、継手部の疲労耐久性には問題がないことが判明した。
- ③ 破壊形態は、床版下面において亀甲状のひびわれが進展した後、橋軸直角方向の貫通ひびわれとなり、床版の梁化現象が起こり、最終的には梁の押し抜きせん断による破壊となった。このときの破壊面は水平に近く、RC 床版に比して疲労耐久性が高いと考えられる。

付録－ 1

1) 第4回全体会議議事録	135
---------------------	-----

共同研究
「道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発」

第4回全体会議

議事録

1. 日 時：平成11年6月22日（火） 14:00～17:00

2. 場 所：鉄鋼会館 701号会議室

3. 出席者：建設省土木研究所橋梁研究室 西川室長他31名
別紙参照（出席者名簿）

4. 議 題

- （1）前回議事録の確認
- （2）2体目試験の中間報告
- （3）疲労耐久性評価に関する検討状況

5. 配布資料

第4回全体会議議事次第

第3回全体会議議事録 資料 4-1

道路橋示方書における性能照査型設計への取り組み 資料 4-2

UIスラブ工法 資料 4-3

リブ付プレキャスト床版 資料 4-4

SBパネル 資料 4-5

BARD床版工法 資料 4-6

チャンネル形状PC床版 資料 4-7

疲労耐久性評価手法検討報告 補修・補強WG 資料 4-8

〃 鋼合成WG 資料 4-9

〃 プレキャストWG 資料 4-10

6. 議事内容

(1) 道路橋示方書における性能照査型設計への取り組み

(西川室長よりご挨拶があり、その中で、)

- ・大型車走行に対する床版の疲労耐久性能を検証する試験法として、階段状荷重漸増載荷による輪荷重走行試験を道示改訂に織り込みたい。

(2) 前回議事録が確認された。

(3) 2体目試験結果の中間報告

- ・各試験実施者が試験結果の中間報告を資料 4-3～4-7 およびOHPにより発表した。

(4) 疲労耐久性評価に関する検討状況

- ・各WGリーダーが疲労耐久性評価に関するグループ内の検討状況を資料 4-8～4-10 により紹介した。

【西川室長コメント】

1)補修・補強WGについて

- ・過大荷重により、使用状態における破壊と試験における破壊のモードが違ってくる現象が生じてしまうことについての考察が必要である。
- ・補強部材が母床版からはがれるまでの範囲に対する考察が必要となる。数値の検討に入る前に、メカニズムが変わらないことへの考察がポイントとなる。
- ・補強工法は、母床版の損傷段階のいづれに対して効果があるのか検討する必要がある。
- ・補強効果確認の目標は RC8 となる。

2)鋼合成床版WGについて

- ・合成床版とは底鋼板が構造部材である床版とすると、I形鋼格子床版は RC 床版と合成床版の中間的な位置にある。どちらに位置づけたらよいか検討が必要である。
- ・合成床版に使用する鋼材の疲労耐久性は、一般的な鋼材の疲労評価の手法に従って、評価すればよい。鋼材の発生応力が疲労限以下であれば壊れることのない床版であるとの説明がしやすい。ただし、安全側になりすぎないように注意が必要である。
- ・合成床版にとって、この試験方法が過大評価にならないかどうかの検討が評価手法において必要である。

3)プレキャスト床版WGについて

- ・基本的には、RC8、PC50 との比較である。

- ・次回改訂の示方書に適用させるとしたら、上記の直接的な比較で十分かの考察が必要となる。

(5) その他

- ・報告書（その2）の作成スケジュールは、今月中に修正のために執筆者に原稿を返送し、8月中の発行予定である。
- ・報告書（その3）については、現在原稿執筆中であり、報告書（その2）発行後まもなく発行されることになる。
- ・本共同研究の新規メンバーは8月に決定される。
- ・報告書（評価手法編）については、既メンバーによる検討を現状の通り進め、まとめる。報告書としては、新規メンバーのものを含めた形で発行する。

以 上

共同研究「道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発」

第4回全体会議出席者名簿

機 関 名	役 職	氏 名
建設省土木研究所	橋梁研究室室長 研究員 研究員 研究員	西川 和廣 内田 賢一 川間 重一 松尾 伸二
マグネ化学(株)	専務取締役	赤坂 晋作
奈良建設(株)	技術研究所主任研究員 日鉄コンポジット(株) (株)さとうベネック	佐藤 貢一 小林 朗 仲摩 哲郎
川田工業(株)	東京技術部係長	街道 浩
住友金属工業(株)	東京橋梁設計室長	井澤 衛 中川 敏之
日本鋼管(株)	橋梁・港湾建設部開発技術室 基礎技術研究所都市工学研究部 耐風・構造チーム	猪村 康弘 滝口 申明
新日本製鐵(株)	建材開発技術部橋梁開発技術グループマネジャー	藤井 康盛
(株)エーイーエヌ	代表取締役 基礎地盤コンサルタンツ(株)	橋本 和夫 酒井 運雄
ショーボンド建設(株)	佐藤研究室 部長 佐藤研究室 課長	佐藤 政勝 横山 広
飛島建設(株)	土木本部土木技術部担当課長 土木設計部主任	岡本 浩 川島 知佳夫
日本カイザー(株)	技術部技術課長代理	平岩 昌久
石川島建材工業(株)	土木設計部課長 係長	小野辺良一 青木 卓也 富沢 三郎
(株)富士ピー・エス	本店技術部開発課課長 研究員	岩本 久信 篠原 貴
石川島播磨重工業(株)	橋梁事業部技術開発グループ部長	杉崎 守 松野 憲司
大成ロテック(株)	三井建設(株)技術研究所主任研究員 東レ・デュボン(株)	三上 浩 角田 敦
(財) 土木研究センター	企画部部長 次長	鷹取 勲 三木 正久

計 32 名

付録ー2 UIスラブ2

1) 設計計算書	139
2) 鋼材のミルシート	144
3) コンクリート配合	146

1) 設計計算書

道路橋床版の輪荷重走行試験供試体床版設計

本供試体の設計は床版支間 3.0mの連続版として設計を行う。

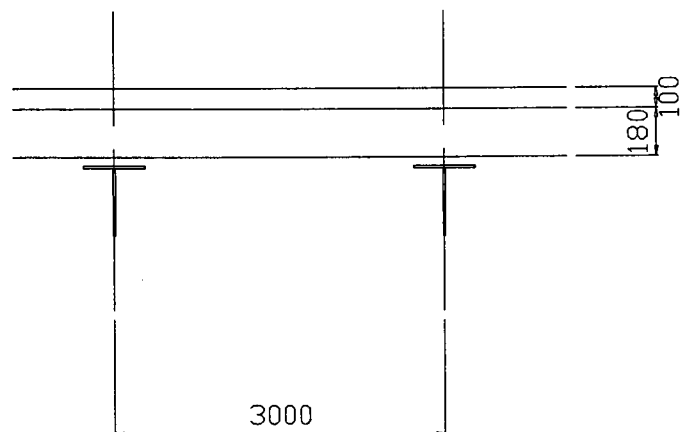
1. 設計条件

規格：B活荷重対応
形式：非合成単純鈑桁
床版支間：3.000m
床版：プレキャスト床版
床版厚：25.0cm $\geq (3L+11) \times 1.25 = 25.0$ cm
舗装：アスファルト舗装 $t = 10.0$ cm

床版構造：橋軸直角方向 P R C構造（フルプレストレス 50%）
橋軸方向 R C構造

床版の連結：橋軸方向 UI 継手による R C 構造

2. 荷重強度



- 死荷重

鋪 裝： $0.100 * 2.300 = 0.230 \text{tf/m}^2$

床版: 0.250×2.500 $= 0.625 \text{tf/m}^2$

• 活荷重

輪荷重: $Pr=10.000tf$

3. 曲げモーメントの算出

・道路橋示方書に従い算出する。

(1) 死荷重曲げモーメント

$$\text{舗装} : 1/10 \times 0.230 \times 3.000^2 = 0.207 \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$\text{床版} : 1/10 \times 0.625 \times 3.000^2 = 0.563 \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_d = 0.770 \text{tf} \cdot \text{m}$$

(2) 活荷重曲げモーメント

床版支間 $L = 3.0 \text{m}$

活荷重割り増し係数 K ($L \geq 2.5 \text{m}$ より)

$$K = 1.0 + (L - 2.5) / 12 = 1.042$$

曲げモーメント M_ℓ

$$\begin{aligned} M_\ell &= (0.12L + 0.07) P \cdot K \cdot 0.8 \\ &= (0.12 \times 3.0 + 0.07) \times 10.000 \times 1.042 \times 0.8 \\ &= 3.584 \text{tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 合計曲げモーメント

$$\Sigma M = \Sigma M_d + \Sigma M_\ell = 0.770 + 3.584 = 4.354 \text{tf} \cdot \text{m}$$

(4) 配力筋方向曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= (0.10\ell + 0.04) \times P = (0.10 \times 3.0 + 0.04) \times 10.0 \times 0.8 \\ &= 2.720 \text{tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

4. プレストレスの計算 (主鉄筋方向)

主鉄筋方向のプレストレスは、プレテンション方式で緊張を行う。

使用鋼材 SWPR7B 12.7mm 断面積 (mm^2) = 98.71 mm^2

(1) 曲げモーメント集計表

(単位: $\text{tf} \cdot \text{m}$)

	支間部
死荷重	0.770
活荷重	3.584
合計	4.354

(2) 断面

	幅 (cm)	高さ (cm)	断面積 (cm^2)	断面係数 Z_1 (cm^3)	図心距離 (cm)	PC鋼材図心位置 Z_2 (cm^3)
支間部	100	25.0	2500	10417	12.5	10417

(3) 応力度

(単位: kgf/cm^2)

	支間部上縁	支間部下縁
死荷重応力度	7.4	-7.4
活荷重応力度	34.4	-34.4
合計応力度	41.8	-41.8

(4) 合成応力度

(単位: kgf/cm^2)

	支間部上縁	支間部下縁
死荷重	7.4	-7.4
活荷重	34.4	-34.4
直後のプレストレス σ_{pt}	37.8	37.8
有効のプレストレス σ_{pe}	31.5	31.5
プレストレス導入直後	38.9	24.1
設計荷重作用時	73.3	-10.3

支間部

PC鋼材の配置

使用PC鋼材 SWPR7B 12.7mm

本数 8本 断面積 $A_p = 98.71\text{mm}^2$

リラクセーション率 $\gamma_1 = 6\%$ (プレストレス導入前)

リラクセーション率 $\gamma_2 = 7\%$ (プレストレス導入後、橋面温度影響あり)

直後の応力度

初期引張応力度: $\sigma_i = 130.15\text{kgf/mm}^2$

導入前リラクセーションによる減少量: $\Delta\sigma_{pr}$

$$\Delta\sigma_{pr} = \Delta\sigma_{pi} \times \gamma_1 = 130.15 \times 0.06$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 7.81\text{kgf/mm}^2$$

コンクリートの弾性変形による減少量: $\Delta\sigma_{pt}$

$$\Delta\sigma_{pt} = n \cdot (N \cdot (\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pr}) \cdot A_p) / (A_c \cdot 10^2)$$

$$n = 6.78 (2.0 \times 10^6 / 2.95 \times 10^5)$$

$$N = (1000 / 250) \times 2 = 8 \text{ 本}$$

$$\sigma_{pi} = 130.15\text{kgf/mm}^2$$

$$A_p = 98.71\text{mm}^2$$

$$A_c = 2500\text{cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{pt} = 2.62\text{kgf/mm}^2$$

プレストレス直後の緊張力: σ_{pt}

$$\sigma_{pt} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pt} - \Delta\sigma_{pr} = 130.15 - 7.81 - 2.62$$

$$\sigma_{pt} = 119.72\text{kgf/mm}^2 < \sigma_{pa} = 133.0\text{kgf/mm}^2$$

プレストレス導入力: P_t

$$P_t = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pt} = 8.0 \times 98.71 \times 119.72$$

$$P_t = 94544\text{kgf}$$

プレストレスによるコンクリートの応力度(直後)

$$e_p = 0\text{cm}$$

$$\sigma_{pt} = P_t / A_c + P_t \times e_p / W_c = 94544 / 2500$$

$$= 37.8\text{kgf/mm}^2 < \sigma_{ca} = 170\text{kgf/cm}^2$$

有効プレストレス

コンクリートのクリープ、乾燥収縮による緊張力の減少力: $\Delta\sigma_{pcs}$

$$\Delta\sigma_{pcs} = (n \cdot \phi \cdot (\sigma_{cd} + \sigma_{cpt}) + E_p \cdot \epsilon_s) / (1 + n \cdot \sigma_{cpt} / \sigma_{pt} \cdot (1 + \phi / 2))$$

$$n = 6.06 (2.0 \times 10^5 / 3.3 \times 10^5)$$

$$\phi = 3$$

$$E_p = 2000000$$

$$\epsilon_s = 0.0002$$

σ_{cd} = 死荷重によるPC鋼材図心位置でのコンクリートの応力度 (7.4kgf/cm^2)

σ_{cpt} = プレストレスによるPC鋼材図心位置でのコンクリートの応力度 (40.6kgf/cm^2)

σ_{pt} = プレストレスによるPC鋼材の緊張力

$$\Delta\sigma_{pcs} = 11.66\text{kgf/mm}^2$$

リラクセーションによる引張応力度の減少量

$$\Delta\sigma_{pr} = \gamma_2 \cdot \sigma_{pi} = 0.07 \times 130.15$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 8.38\text{kgf/mm}^2$$

有効引張応力度: σ_{pe}

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{pcs} - \Delta\sigma_{pr} = 64.2 - 11.61 - 4.49$$

$$\sigma_{pe} = 99.68\text{kgf/mm}^2 < \sigma_{pa} = 114\text{kgf/mm}^2$$

有効係数: η

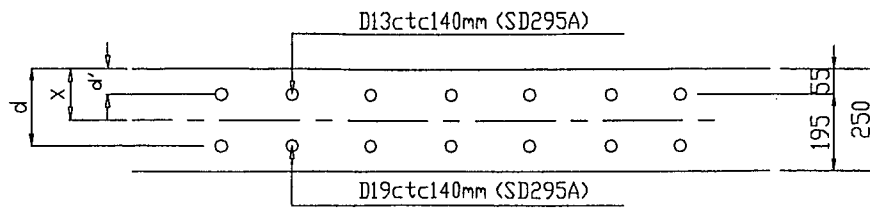
$$\eta = \sigma_{pe} / \sigma_{pt} = 99.68 / 119.72 = 0.833$$

プレストレスによるコンクリートの応力度(有効)

$$\sigma_{ce} = \eta \cdot \sigma_{pt} = 0.833 \times 37.8$$

$$\sigma_{ce} = 31.49\text{kgf/mm}^2 < \sigma_{ca} = 170\text{kgf/cm}^2$$

5. 配筋断面算定



$$\begin{aligned} A_s &= 2.865 \times 1000 / 140 = 20.464 \text{ cm}^2 & b &= 100 \text{ cm} \\ A_s' &= 1.267 \times 1000 / 140 = 9.050 \text{ cm}^2 & n &= 15 \\ d &= 20.0 \text{ cm} & M &= 2.720 \text{ tf} \cdot \text{m} \\ d' &= 5.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$x = -n \frac{(A_s + A_s')}{b} + \sqrt{\left(n \frac{(A_s + A_s')}{b} \right)^2 + \frac{2 \cdot n}{b} (d \cdot A_s + d' \cdot A_s')}$$

$$= 8.115 \text{ cm}$$

$$I_i = \frac{b \cdot x^2}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot (x - d') (d - d')$$

$$= 62001 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_c = \frac{M \cdot x}{I_i} = 35.5 \text{ kgf/cm}^2 < 100 \text{ kgf/cm}^2$$

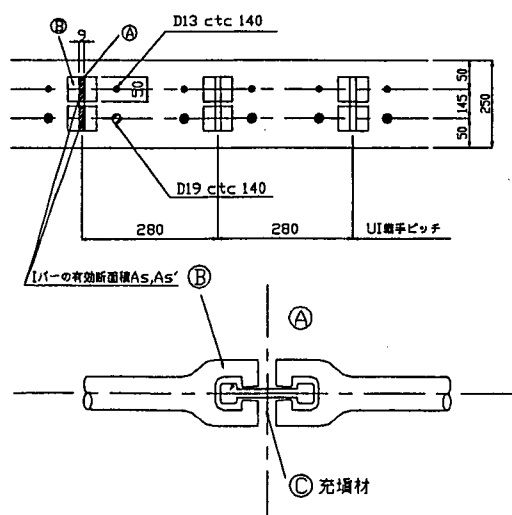
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x} = 781 \text{ kgf/cm}^2 < 1400 \text{ kgf/cm}^2$$

6. UI継手の計算

(1) 作用荷重

$$\begin{aligned} \text{作用曲げモーメント} & M = 2.720 \text{ tf} \cdot \text{m/m} \\ \text{作用せん断力} & S = 10 \text{ tf} \end{aligned}$$

(2) 構造



(3) 使用材料

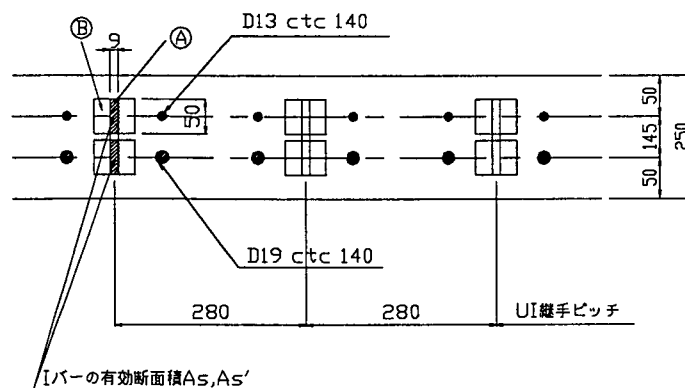
以下の材料を使用するものとする。

- 1) コンクリート : $f'_{ck} = 500 \text{ kgf/cm}^2$
- 2) 鉄 筋 : SD295A
- 3) 継手金物 : S45C炭素鋼

(4) 断面算定

UI 継手は、配力鉄筋 2 本分を 1 セットの UI 継手で応力を伝達させるものとする。継手部は、圧縮材を充填材、引張側を I バーでもたせる構造で、RC 構造として計算を行う。

・継手部の応力度



$$As = As' = (5.0 \times 0.9) \times \frac{1000}{280} = 16.07 \text{ cm}^2 \quad (\text{U アンカーとの接触部における I バーの断面積})$$

$$D = 20.0 \text{ cm}$$

$$D' = 5.5 \text{ cm}$$

$$n = 15$$

$$x = 7.269 \text{ cm} \quad I = 52626 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_c = 37.6 \text{ kgf/cm}^2 < 170 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c = 987 \text{ kgf/cm}^2 < 2100 \text{ kgf/cm}^2$$

・U アンカーのフランジ部せん断耐力

$$\begin{aligned} P_{\gamma \max} &= b / t / \sigma_{\tau a} \cdot n \\ &= 1.5 \times 5.0 \times 1500 \times 2 \text{ 面} = 22500 \text{ kgf (全強)} > P_{\text{bar}} \\ P_{\text{bar}} &= A(D19) \times 2 \text{ 本分} \\ &= 2.865 \times 2 \times 1400 = 8022 \text{ kgf (全強)} \end{aligned}$$

・I バーのせん断耐力

$$\begin{aligned} P_s &= l \cdot t \cdot \tau_{ta} \cdot n \\ &= 19.5 \times 0.9 \times 1500 \times 1000 / 280 = 94018 \text{ kgf (全強)} > S = 10000 \text{ kgf} \end{aligned}$$

・アンカー筋の耐力

$$\begin{aligned} P_{t \max} &= A \cdot \sigma_{ta} \\ &= 3.03 \times 3000 = 9090 \text{ kgf (全強)} < P_{\text{bar}} = 8022 \text{ kgf} \end{aligned}$$

2). 鋼材のミルシート

INSPECTION CERTIFICATE
鋼材検査証明書

GODO STEEL, LTD. FUNABASHI WORKS
合同製鐵株式会社 船橋製造所
2-2-1 MINAMIKAJIN, FUNABASHI-CITY, CHIBA, JAPAN
船橋市南郷2丁目2番1号

Contract No. 注文書: 01671431.12
Order's No. 契約番号:
Supplier 仕入先: 合興商事株式会社
Commodity 品名: 炭素鋼
Specification 規格: JIS G 3112 SD295A
Customer 買主: 昭和コンクリート工業(株)
Shipper 荷主:
Destination 運送:
工事名:

JIS規格番号: G3112
大谷鉄筋工業所
Ship No 船番:

List No. 月 日: 91613
Date 発行日: 1996.11.01
処理コード: 1101 19670

Size 寸法	Length 長さ	Quantity 数量	Mass 質量 kg	Charge No. 鋼番	Chemical Composition 化学成分(%)														
019	9.650H	340	6.565	699274	C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000 MAX. 50	S ×1000 MAX. 50										
合計		340	6.565																
Size 寸法	Charge No. 鋼番	Tensile Test 引張試験 (G.F.A.U.)				Bend Test 曲げ試験	Hardness 硬度	Impact Test 衝撃試験											
		Y.T. 引張 N/MM ² MIN.	T.S. 引張 N/MM ² 440 295	EL. 伸び %	RA 引張 %	N	HRB	J											
019	699274	371	528	21		20	180	GOOD											

上記注文品は鋼指定の規格または仕様に従って製造され、
その要求事項を満足していることを証明します。

Surveyor to

品質管理課
Manager of Quality Control Section

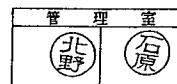


製品検査証明書

契約 No. 58-08489-02
得意先名 丸紅鉄鋼株式会社
ゼネコン 昭和コンクリート工業 株式会社
持込先 大谷鉄筋工業所
持込先住所 相模原市新戸485
取扱店 合興商事 株式会社
工事名

JIS G3112 認定番号 第366002号

三興製鋼株式会社
〒254-0801 神奈川県平塚市
TEL. 0463 833111
FAX. 0463 833112



呼び名 D13 規格 SD295A 出荷年月日 1998/12/01 伝票No 48 納入質量 9,562kg

鋼番	化学成分 %						引張試験				曲げ試験	出荷明細		
	C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000 50以下	S ×1000 50以下	C+Mn/5 ×100	試験片 号	降伏点 N/mm ² 295以上	引張強さ N/mm ² 440~600	伸び % 16以上		長さ m	本数 P	質量 kg
0176	22	20	73	19	28		2	372	518	24.0	GOOD	8.0	1,200	9,562

合

試 験 成 績 表

平成 10 年 12 月 10 日

成績表番号 1A8Z10004901

昭和コンクリート工業株式会社

御中

相模工場

品 名 PC鋼より線 7本より 12.7mm

仕 様 J I S G 3 5 3 6

種類の記号 SWPR7BL

契約質量

納入質量 2,904 kg

数 量 1

神鋼鋼線工業株式会社

鋼線事業部品質保証室

〒660-0091 兵庫県尼崎市中央町10-1

電話 大阪 (06) 411-1914

品質保証室長



試験項目 番 号	規格	直 径 mm		引張荷重 kN		0.2 %永久伸び に対する荷重 kN		破断時伸び GL=600 mm %		よりの長さ D=5倍		心線径と鋼線径 との差 mm					
		-0.200	+0.400	MIN 183		MIN 156		MIN 3.5		MIN 12	MAX 18	MIN 0.08					
HAAT8Y035	-0020	12.7		188 /		176 /		7.3 /		12.9 /		0.16 /					
1000h後のリラクセーション値 (%) サンプル毎		試験日		規 格		リラクセーション値											
HAAT83051-0001		1998.04.22		MAX. 8.0		1.11											



3). コンクリート配合

材料及び配合報告書						平成 10年 12月度		芳賀 服部					
配合種別	50-12-20												
製品名	プレストレストコンクリート												
セメント	住友大阪普通ポルトランドセメン												
混和剤名	マイティ150												
示方配合													
骨材寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	セメント量 (kg)	水量 (kg)	細骨材量 (kg)	粗骨材量 (kg)	混和剤量 (kg)				
20	12.0	1.5	36.4	36.2	514	187	608	1057	5.140				
骨材の品質													
材料名称	表乾比重	吸水率	単位容積質量	実積率	洗試験	有機不純物	粘土塊量	備考					
陸砂	2.61	1.73	1.57	61.0	1.8	薄い	0.0						
碎石 2005	2.63	0.553	1.59	60.8	0.46	----	0.0						
ふるい分け試験 (累加残留率 %)													
材料名称	30	25	20	15	10	5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	受皿	粗粒率
陸砂	---	---	---	---	0	1	12	26	70	85	97	100	2.91
碎石 2005	---	0	1	25	69	99	100	100	100	100	100	100	6.69
粒 度 曲 線													
陸砂							碎石 2005						

付録ー 3 チャンネル形状 P C 床版 2

1) 設計計算書	147
2) 鋼材のミルシート	151
3) 鉄筋加工図	155
4) 静的載荷によるたわみの変化	156
5) 施工・試験写真	159

(3) 付 録

1) チャンネル形状PC床版2の設計計算書

○チャンネル形状PC床版2の設計：設計条件

活荷重	B活荷重
橋軸方向床版長	4.495 m
橋軸方向支間長	3.9 m
橋軸直角方向床版長	2.8 m
橋軸直角方向支間長	2.5 m
床版支間長（設計支間長）	3.0 m
舗装	アスファルト舗装 t=100 mm
床版	チャンネル形状PC床版 大型車交通量 2000台以上/日/1方向
適用図書	道路橋標準示方書・解説 平成8年12月（日本道路協会）

○チャンネル形状PC床版2の設計：床版支間方向の検討

1. 断面力

曲げモーメント (t・m/1.5m)

	支点上	支間中央
設計曲げモーメント	-0.311	0.311
死荷重曲げモーメント	-0.699	0.699
場所打ちコンクリート自重	-0.025	0.025
死荷重曲げモーメント合計	-1.035	1.035
活荷重曲げモーメント	-8.984	5.375
曲げモーメント合計	-10.019	6.410

2. 断面性能

1) 断面寸法

PC鋼材の配置	1710.8 mm : 上縁から
配置	本 数 上縁からの距離
1段目	10 本 5 cm
2段目	10 本 12 cm
3段目	4 本 22 cm
PC鋼材の種類	1710.8 mm
PC鋼材断面積	0.6968 cm ² /本
PC鋼材標準径	1.08 cm/本
PC鋼材ヤング係数	2000000 kgf/cm ²
プレストレスト時応力度	135 kgf/cm ²
PC鋼材シラクション率	0.05
PC鋼材総断面積	16.7232 cm ²

2) 材料強度及び許容応力度 (kgf/cm²)

コンクリート	プレストレスト床版	場所打ち部
基準圧縮強度	500	400
プレストレスト時の圧縮強度	350	—
許容曲げ圧縮応力度	設計荷重作用時 170	150
許容曲げ引張応力度	プレストレスト直後 -18	—
	死荷重作用時 0	0
	設計荷重作用時 0	-15
ヤング係数	設計荷重作用時 330000	250000
	プレストレスト時 295000	—

3. 曲げ応力度

$\sigma = M/Z$

ここに、

σ : 曲げ応力度 (kgf/cm²)

M : 設計曲げモーメント (kgf・cm/枚)

Z : 断面係数 (cm³/枚)

断 面 係 数	上 縁	下 縁
総断面	13605	-9846
PC鋼材換算断面	13964	-10164
	PC鋼材図心 254575	中間床版下縁 -28230
場所打ちコンクリート換算断面	14145	-10215
	PC鋼材図心 280010	中間床版下縁 -28204
	リブ下縁	リブ下縁

a) プレストレスト床版自重による曲げ応力度 (Z : PC鋼材換算断面)

	支点上	支間中央
設計曲げモーメント	M = -69908	69908
上縁	$\sigma_{cd0} = -5.01$	5.01
PC鋼材図心	$\sigma_{cd0} = -0.27$	0.27
中間床版下縁	$\sigma_{cd0} = 2.48$	-2.48
リブ下縁	$\sigma_{cd0} = 6.88$	-6.88

b) 場所打ちコンクリート自重による曲げ応力度 (Z : PC鋼材換算断面)

	支点上	支間中央
設計曲げモーメント	M = -2535	2535
上縁	$\sigma_{cd1} = -0.18$	0.18
PC鋼材図心	$\sigma_{cd1} = -0.01$	0.01
中間床版下縁	$\sigma_{cd1} = 0.09$	-0.09
リブ下縁	$\sigma_{cd1} = 0.25$	-0.25

c) 橋面荷重（舗装）による曲げ応力度 (Z : 場所打ちコンクリート換算断面)

	支点上	支間中央
設計曲げモーメント	M = -31050	31050
上縁	$\sigma_{cd2} = -2.20$	2.20
PC鋼材図心	$\sigma_{cd2} = -0.11$	0.11
中間床版下縁	$\sigma_{cd2} = 1.10$	-1.10
リブ下縁	$\sigma_{cd2} = 3.04$	-3.04

d) 活荷重による曲げ応力度 (Z : 場所打ちコンクリート換算断面)

	支点上	支間中央
設計曲げモーメント	M = -898438	537500

(次の頁へ)

○チャンネル形状PC床版2の設計：橋軸方向の検討

・支間中央床版部 (t=17cm)

1. 断面力

曲げモーメント (t・m/m)

死荷重曲げモーメント	舗装荷重	0.000
活荷重曲げモーメント	プレキャスト床版自重	0.000
死荷重曲げモーメント合計		0.000
活荷重曲げモーメント	活荷重	2.720
曲げモーメント合計		2.720

2. 断面性能

1) 断面寸法

PC鋼材の配置	φ23 mm : 上縁から
配置	本 数 上縁からの距離
1段目	1.429 本 9.8 cm

PC鋼材の種類

φ23 mm

PC鋼材断面積

4.155 cm²/本

PC鋼材標準径

17.026 cm/本

PC鋼材ヤング係数

2000000 kgf/cm²

プレストレスト時応力度

85.5 kgf/cm²

PC鋼材シラクション率

0%

PC鋼材総断面積

5.937 cm²

2) 材料強度及び許容応力度 (kgf/cm²)

コンクリート	プレキャスト床版	場所打ち部
基準圧縮強度	500	—
プレストレスト時の圧縮強度	350	—
許容曲げ圧縮応力度	設計荷重作用時 170	—
許容曲げ引張応力度	プレストレスト直後 -18	—
	死荷重作用時 0	—
	設計荷重作用時 0	—
ヤング係数	設計荷重作用時 330000	—
	プレストレスト時 295000	—

断面定数の計算

総断面	版厚 H=17 cm	N	y (cm)	A (cm ²)	A・y (cm ³)	A・y ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1	100.0	17.0	1	8.5	1700	14450	122825

断面積

A = 1700 cm²

中立軸～上縁の距離

Yu = 8.5 cm

中立軸～下縁の距離

Yl = -8.5 cm

断面2次モーメント

I = 40942 cm⁴

断面係数（上縁）

Zu = 4817 cm³

断面係数（下縁）

Zl = -4817 cm³

断面1次モーメント

Q = 14450 cm³

純断面積

A = 1690 cm²

中立軸～上縁の距離

Yu = 8.5 cm

PC鋼材の偏心率

ep = -1.3 cm

中立軸～下縁の距離

Yl = -8.5 cm

断面2次モーメント

I = 40919 cm⁴

断面係数（上縁）

Zu = 4818 cm³

断面係数（PC鋼材図心位置）

Zp = -31289 cm³

断面係数（下縁）

Zl = -4810 cm³

断面1次モーメント

Q = 14351 cm³

PC鋼材換算断面

版厚 H=17 cm	N	y (cm)	A (cm ²)	A・y (cm ³)	A・y ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1	—	—	1690	14351	121855	40936

PC鋼線

1段目

φ23mm

1.429

9.8

36

353

3456

0

合 計

1726

14704

125311

40936

PC鋼材ヤング係数

Ep = 2000000 kgf/cm²

床版ヤング係数

Ec = 330000 kgf/cm²

ヤング係数比

np = 6.061

換算断面積

Ac = 1726 cm²

中立軸～上縁の距離

Yu = 8.5 cm

PC鋼材の偏心率

ep = -1.3 cm

中立軸～下縁の距離

Yl = -8.5 cm

断面2次モーメント

I = 40979 cm⁴

断面係数（上縁）

Zu = 4810 cm³

断面係数（PC鋼材図心位置）

Zp = -31335 cm³

断面係数（下縁）

Zl = -4832 cm³

断面1次モーメント

Q = 14704 cm³

3. 曲げ応力度

$\sigma = M/Z$

ここに、

σ : 曲げ応力度 (kgf/cm²)

M : 設計曲げモーメント (kgf・cm/全幅)

Z : 断面係数 (cm³/全幅)

上 縁 4810

PC鋼材図心 -31335

下 縁 -4832

cm³/全幅

a) 設計荷重作用時

設計曲げモーメント M = 272000 kgf・cm/全幅

上 縁 56.55

PC鋼材図心 -8.68

下 縁 -56.29

4. プレストレスト

(次の頁へ)

上縁	$\sigma_{L1}' =$	-63.52	38.00
PC鋼材図心	$\sigma_{Lgl} =$	-3.21	1.92
中間床版下縁	$\sigma_{L1} =$	31.85	-19.06
リブ下縁	$\sigma_{L1} =$	87.96	-52.82

曲げ応力度合計		支点上	支間中央
上縁	σ'	-70.68	45.25
PC鋼材図心	σ_p	-1.48	0.96
中間床版下縁	σ	35.52	-22.72
リブ下縁	σ	98.12	-62.79

4. プレストレスによる曲げ応力度

1) プレストレス時のPC鋼材の引張応力度

許容引張応力度 $\sigma_{pi}(\max) = 135 \text{ kgf/mm}^2$

a) PC鋼材の初期引張応力度

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pi}(\max) - \Delta\sigma_s - \Delta\sigma_{ps} - \Delta\sigma_{pt}$$

ここに、

$\Delta\sigma_s$: 引張応力度の余裕量 6.7 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{ps}$: セットによる減少量 0.8 kgf/mm^2

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正値 3 kgf/mm^2

PC鋼材としてシグ 鋼材トランス φ23mm を 1.429 本
配置し、片引きとする。

1) プレストレス直後のPC鋼材の引張応力度

a) 許容引張応力度

$$\sigma_{pi}(\max) = 85.5 \text{ kgf/mm}^2$$

b) PC鋼材の初期引張応力度

$$\sigma_{pi} = 65.0 \text{ kgf/mm}^2 < 85.5 \text{ kgf/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

c) 摩耗によるPC鋼材の引張応力度の減少量

$$\sigma_{ptl} = \sigma_{pi} \cdot \exp[-(\lambda \cdot L + \mu \cdot \alpha)]$$

ここに、

σ_{pi} : PC鋼材の初期引張応力度 65.0 kgf/mm^2

λ : PC鋼材1m当たりの摩耗係数 0

L : PC鋼材の緊張端からの設計断面までの長さ 1.5 m

μ : 角変化1箇所当たりの摩耗係数 0.3

α : 角変化 0.000 ラジアン

$$\therefore \sigma_{ptl} = 65.0 \text{ kgf/mm}^2$$

d) 定着具のセットによるPC鋼材の引張応力度の減少量

$$\Delta L: \text{セット量} \quad 0 \text{ mm}$$

L : PC鋼材の緊張端からの設計断面までの長さ 1.5 m

滑り後の緊張: 緊張側 65.0 kgf/mm^2

設計断面 65.0 kgf/mm^2

e) プレストレス直後のPC鋼材の引張応力度 (最小点)

$$\sigma_{pt}' = 65.0 \text{ kgf/mm}^2$$

f) コンクリートの弾性変形によるPC鋼材引張応力度の減少量

$$\Delta\sigma_p = 1/2 \cdot n \cdot \sigma_{cp0} \cdot (N-1)/N$$

ここに、

n : 導入時のヤング係数比 6.780

E_p : PC鋼材のヤング係数 2000000 kgf/cm^2

E_c : 導入時コンクリートのヤング係数 295000 kgf/cm^2

N : PC鋼材本数 1.429 本

σ_{cp0} : PC鋼材図心位置におけるプレストレスによるコンクリートの応力度 24.45 kgf/cm^2

σ_{ctg} : PC鋼材図心位置におけるプレストレスによるコンクリートの応力度 24.45 kgf/cm^2

$\sigma_{ctg} = P_t/A + P_t' \cdot e_p/Z_e$ 24.45 kgf/cm^2

$P_t' = \sigma_{pt}' \cdot A_p$ 38594 kgf

A : 純断面積 1590 cm^2

e_p : PC鋼材偏心距離 -1.3 cm

Z_e : 純断面のPC鋼材図心位置の断面係数 -31289 cm^3

σ_{d0g} : PC鋼材図心位置における床版自重によるコンクリートの応力度 0 kgf/cm^2

$$\Delta\sigma_p = 24.88 \text{ kgf/cm}^2$$

$$= 0.2 \text{ kgf/mm}^2$$

g) プレストレス直後のPC鋼材引張応力度

$$\sigma_{pt} = \sigma_{pt}' - \Delta\sigma_p$$

$$= 64.8 \text{ kgf/mm}^2 < 77 \text{ kgf/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

h) プレストレス直後のプレストレスによるコンクリートの応力度

$$\sigma_{ct} = P_t/A + P_t' \cdot e_p/Z_e$$

$$P_t' = \sigma_{pt}' \cdot A_p$$

A : 純断面積 1590 cm^2

e_p : PC鋼材偏心距離 -1.3 cm

Z_e : 断面係数 (純断面) -31289 cm^3

上縁 4818 cm^3

PC鋼材図心 -31289 cm^3

下縁 -4818 cm^3

上縁	σ_{ct}'	$12.3 \geq -18.0$	
PC鋼材図心	σ_{cp1}	$24.4 \leq 210.0$	kgf/cm^2
下縁	σ_{ct}	33.2	

2) 有効プレストレス

a) リラックスによるPC鋼材引張応力度の減少量

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pt} \cdot r_3$$

ここに、

r_3 : プレストレス導入後のPC鋼材のリラックス率 0%

$$\therefore \Delta\sigma_{pr} = 0.0 \text{ kgf/mm}^2$$

b) クリプ、乾燥収縮によるPC鋼材引張応力度の減少量

$$\Delta\sigma_{p\phi} = (n_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{ctg} + \Sigma \sigma_{d0g}) + E_p \cdot \epsilon_s) / (1 + n_2 \cdot (\sigma_{ctg} / \sigma_{pt}) \cdot (1 + \phi/2))$$

ここに、

n_2 : ヤング係数比 6.061

E_p : PC鋼材のヤング係数 2000000 kgf/cm^2

E_c : コンクリートのヤング係数 330000 kgf/cm^2

ϕ : クリプ係数 0

σ_{cp1} : PC鋼材図心位置におけるプレストレス導入直後のプレストレスによるコンクリートの応力度 24.4 kgf/cm^2

$\Sigma \sigma_{d0g}$: PC鋼材図心位置における全死荷重によるコンクリートの応力度 0 kgf/cm^2

$$\epsilon_s: \text{コンクリートの乾燥収縮度} \quad 0$$

$$\therefore \Delta\sigma_{p\phi} = 0.0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$= 0.0 \text{ kgf/mm}^2$$

c) PC鋼材の有効引張応力度及び有効係数

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{pr} - \Delta\sigma_{p\phi}$$

$$= 64.8 \text{ kgf/mm}^2$$

$$< 71.2 \text{ kgf/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\eta = \sigma_{pe} / \sigma_{pt}$$

$$\sigma_{ce} = \eta \cdot \sigma_{ct}$$

ここに、

σ_{ct} : プレストレス導入直後のプレストレスによるコンクリートの応力度

上縁	σ_{ce}	$12.3 \geq -18.0$	
PC鋼材図心位置	σ_{cpe}	$24.4 \leq 210.0$	kgf/cm^2
下縁	σ_{ce}	33.2	

5. 合成応力度

上縁	σ'	$68.9 \geq 0.0$	
PC鋼材図心位置	σ_p	$15.7 \leq 170.0$	kgf/cm^2
下縁	σ	-23.1	

$$\text{O.K.}$$

$$\sigma_{cp2} = \sigma_{cpl} + \sigma_{cgdl} + \sigma_{cgdl2}$$

$$\sigma_{cp2} \text{ (支点上)} = 59.74 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{cp2} \text{ (支間中央)} = 60.51 \text{ kgf/cm}^2$$

よって、

$$\Delta \sigma_{p\phi 1} \text{ (支点上)} = 159.95 \text{ kgf/cm}^2 \quad 1.60 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{p\phi 1} \text{ (支間中央)} = 160.97 \text{ kgf/cm}^2 \quad 1.61 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{p\phi 2} \text{ (支点上)} = 111.74 \text{ kgf/cm}^2 \quad 1.12 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{p\phi 2} \text{ (支間中央)} = 112.67 \text{ kgf/cm}^2 \quad 1.13 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{p\phi} \text{ (支点上)} = 2.72 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{p\phi} \text{ (支間中央)} = 2.74 \text{ kgf/mm}^2$$

g) PC鋼材の有効引張応力度

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta \sigma_{p\phi} - \Delta \sigma_{p\phi 2}$$

$$\sigma_{pe} \text{ (支点上)} = 105.00 \text{ kgf/mm}^2 \leq 105 \text{ kgf/mm}^2 \quad 0. \text{ K.}$$

$$\sigma_{pe} \text{ (支間中央)} = 105.00 \text{ kgf/mm}^2$$

4) プレストリカ

a) 有効係数

$$\eta = \sigma_{pe} / \sigma_{pt}$$

$$\eta \text{ (支点上)} = 0.907$$

$$\eta \text{ (支間中央)} = 0.906$$

b) プレストリカ

直後のプレストリカ

$$P_t = \sigma_{pt} \cdot A_{pt}$$

$$P_t \text{ (支点上)} = 193644 \text{ kgf} \quad 193.64 \text{ tf}$$

$$P_t \text{ (支間中央)} = 193582 \text{ kgf} \quad 193.58 \text{ tf}$$

有効プレストリカ

$$P_e = \eta \cdot P_t$$

$$P_e \text{ (支点上)} = 175.55 \text{ tf}$$

$$P_e \text{ (支間中央)} = 175.46 \text{ tf}$$

c) プレストレストメント

直後のプレストレストメント

$$M_{pt} = P_t \cdot e_p \quad e_p: \text{PC鋼材換算断面}$$

$$M_{pt} \text{ (支点上)} = 1.208 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{pt} \text{ (支間中央)} = 1.208 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

有効プレストレストメント

$$M_{pe} = P_e \cdot e_p \quad e_p: \text{PC鋼材換算断面}$$

$$M_{pe} \text{ (支点上)} = 1.095 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} \text{ (支間中央)} = 1.095 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

d) プレストリカによる曲げ応力度

(a) 直後のプレストリカによる曲げ応力度

$$\sigma_{ct} = P_t / A_{ct} M_{pt} / Z$$

ここに、

A_{ct} : PC鋼材換算断面

Z : 断面係数 (PC鋼材換算断面)

3246 cm²/枚

	支点上	支間中央
上 縁	68.31	68.29
PC鋼材図心	60.13	60.11
中間床版下縁	55.38	55.36
リブ下縁	47.77	47.75

(B) 有効プレストリカによる曲げ応力度

$$\sigma_{ce} = \eta \cdot \sigma_{ct}$$

	支点上	支間中央
上 縁	61.92	61.89
PC鋼材図心	54.51	54.48
中間床版下縁	50.20	50.18
リブ下縁	43.31	43.28

5) 合成応力度

a) プレストリカ導入直後

$$\text{上縁 } \sigma_c' = \sigma_{ct}' + \sigma_{cd0}'$$

$$\text{下縁 } \sigma_c = \sigma_{ct} + \sigma_{cd0}$$

	支点上	支間中央	備考
上 縁	63.30	73.29	
PC鋼材図心	59.86	60.39	$\geq -18.0 \text{ kgf/cm}^2$
中間床版下縁	57.85	52.88	$\leq 210 \text{ kgf/cm}^2$
リブ下縁	54.65	40.88	

b) 死荷重作用時

$$\text{上縁 } \sigma_c' = \sigma_{ce}' + \sigma_{cd0}' + \sigma_{cd1}' + \sigma_{cd2}'$$

$$\text{下縁 } \sigma_c = \sigma_{ce} + \sigma_{cd0} + \sigma_{cd1} + \sigma_{cd2}$$

	支点上	支間中央	備考
上 縁	64.54	69.27	
PC鋼材図心	54.12	54.88	$\geq 0.0 \text{ kgf/cm}^2$
中間床版下縁	53.87	46.51	$\leq 170 \text{ kgf/cm}^2$
リブ下縁	53.47	33.12	

c) 設計荷重時

$$\text{上縁 } \sigma_c' = \sigma_{ce}' + \sigma_{cd0}' + \sigma_{cd1}' + \sigma_{L1}'$$

$$\text{下縁 } \sigma_c = \sigma_{ce} + \sigma_{cd0} + \sigma_{cd1} + \sigma_{L1}$$

	支点上	支間中央	備考
上 縁	-8.98	107.27	
PC鋼材図心	50.91	56.80	$\geq 0.0 \text{ kgf/cm}^2$
中間床版下縁	85.72	27.45	$\leq 170 \text{ kgf/cm}^2$
リブ下縁	141.43	-19.50	

○チャンネル形状PC床版2の設計：橋軸方向の検討

・支間中央目地部 (t=20cm)

1. 断面力

曲げモーメント (t・m/m)

死荷重曲げモーメント	0.000
活荷重曲げモーメント	2.720
曲げモーメント合計	2.720

2. 断面性能

1) 断面寸法

配置	本数	上縁からの距離
1段目	1.429本	9.8cm

PC鋼材の種類

PC鋼材の種類	φ23mm
PC鋼材断面	4.155 cm ² /本
PC鋼材標準径	17.026 cm/本
PC鋼材ヤング係数	2000000 kgf/cm ²
プレストリカ導入時応力度	85.5 kgf/mm ²
PC鋼材ラミネーション率	0%
PC鋼材総断面	5.94 cm ²

2) 材料強度及び許容応力度 (kgf/cm²)

コ	ン	ク	リ	ト	プレストリカ床版	場所打ち部
基準圧縮強度						400
プレストリカ導入時の圧縮強度						—
許容曲げ圧縮応力度						—
設計荷重作用時						150
許容曲げ引張応力度						—
設計荷重作用時						0
設計荷重作用時						-15
ヤング係数						250000
プレストリカ導入時						—

断面定数の計算

断面	版厚 H=	20 cm	N	y (cm)	A (cm ²)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	I _x (cm ⁴)
N0	B (cm)	H (cm)						
1	100.0	20.0	1	10	2000	20000	200000	66667
断面1								
中立軸～上縁の距離 Yu= 10 cm								
中立軸～下縁の距離 YL= -10 cm								
断面2次モーメント I= 66667 cm ⁴								
断面係数 (上縁) Zu= 6667 cm ³								
断面係数 (下縁) ZL= -6667 cm ³								
断面1次モーメント Q= 20000 cm ³								

純断面

純断面	版厚 H=	20 cm	N	y (cm)	A (cm ²)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	I _x (cm ⁴)
N0	B (cm)	H (cm)						
1	—	—	—	—	2000	20000	200000	66667
2	—	—	—	—	—	—	—	—
合計	—	—	—	—	1990	19901	199030	66661
純断面								
中立軸～上縁の距離 Yu= 10.0 cm								
中立軸～下縁の距離 YL= -10.0 cm								
断面2次モーメント I= 66661 cm ⁴								
断面係数 (上縁) Zu= 6665 cm ³								
断面係数 (下縁) ZL= -6665 cm ³								
断面1次モーメント Q= 19901 cm ³								

PC鋼材換算断面

PC鋼材換算断面	版厚 H=	20 cm	N	y (cm)	A (cm ²)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	I _x (cm ⁴)
N0	B (cm)	H (cm)						
1	—	—	—	—	1990	19901	199030	66661
合計	—	—	—	—	2037	20367	203592	66661

PC鋼材ヤング係数

PC鋼材ヤング係数	Ep= 2000000 kgf/cm ²
床版ヤング係数	Ec= 250000 kgf/cm ²
ヤング係数比	np= 8.000
換算断面	Ac= 2037 cm ²
中立軸～上縁の距離	Yu= 10.0 cm
中立軸～下縁の距離	YL= -10.0 cm
断面2次モーメント	I= 66662 cm ⁴
断面係数 (上縁)	Zu= 6669 cm ³
断面係数 (下縁)	ZL= -6664 cm ³
断面1次モーメント	Q= 20367 cm ³

3. 曲げ応力度

σ = M/Z

ここに、

σ: 曲げ応力度 (kgf/cm²)

M: 設計曲げモーメント (kgf・cm/全幅)

Z: 断面係数 (cm³/全幅)

上 縁	6669
PC鋼材図心	331630
下 縁	-6664

a) 設計荷重作用時

$$\text{設計曲げモーメント } M = 272000 \text{ kgf} \cdot \text{cm/全幅}$$

曲げ応力度 σ	
上 縁	40.79
PC鋼材図心	0.82
下 縁	-40.82

曲げ応力度 1.7 · σ	
上 縁	69.34
PC鋼材図心	1.39
下 縁	-69.39

4. プレストリカ

PC鋼材としてシングルストランドシテ φ23mm を 1.429本

配置し、両引きとする。

1) プレストリカ直後のPC鋼材の引張応力度

a) 許容引張応力度

(次の頁へ)

(次の頁へ)

○チャンネル形状PC床版2の設計：曲げ破壊安全度の検討

1. 設計上の安全強度

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度	500 kgf/cm ²
σ_{pu} : PC鋼材の引張強度	17500 kgf/cm ²
σ_{py} : PC鋼材の降伏強度	15000 kgf/cm ²
σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度	3000 kgf/cm ²
E_c : コンクリートの弾性係数	330000 kgf/cm ²
E_p : PC鋼材の弾性係数	2000000 kgf/cm ²
E_s : 鉄筋の弾性係数	2100000 kgf/cm ²

2. 設計条件

PC鋼材種	1T10.8 mm
PC鋼材断面積 (1本) : A_{pl}	0.6968 cm ²

PC鋼材配置

	上縁からの距離	本	数
上段	d_u	5 cm	N_{pu} 10 本
中段	d_m	12 cm	N_{pm} 10 本
下段	d_l	22 cm	N_{pl} 4 本

圧縮フランジ有効幅 : B 143 cm

3. 中立軸の仮定

下段及び中段の19本のPC鋼材が降伏しているものとして

$$X = 0.93 \cdot \sigma_{pu} \cdot (N_{pm} + N_{pl}) \cdot A_{pl} / (0.8 \cdot B \cdot 0.85 \cdot \sigma_{ck})$$

$$= 3.3 \text{ cm}$$

上縁から中立軸までの距離 : 5.8 cmと仮定する。

4. 下段PC鋼材の引張応力度

$$\epsilon_{pL} = (d_l - X) / X \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe}$$

$$\epsilon_{cu} : \text{コンクリートの終局ひずみ}$$

$$0.0035$$

$$\epsilon_{pe} : \text{有効プレストレストによるPC鋼材のひずみ} = \sigma_{pe} / E_s$$

$$\sigma_{pe} = 104.92 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\epsilon_{pe} = 0.004996$$

$$\therefore \epsilon_{pL} = 0.014772 < 0.015 : \text{PC鋼材の終局ひずみ}$$

$$> 0.00798 : \text{PC鋼材の弾性限界ひずみ}$$

よって下段PC鋼材は降伏しておらず

$$\sigma_{pL} = 0.84 \cdot \sigma_{pu} + (0.93 \sigma_{pu} - 0.84 \sigma_{pu}) \cdot (\epsilon_{pL} - 0.00798) / (0.015 - 0.00798)$$

$$16224 \text{ kgf/cm}^2$$

5. 中段PC鋼材の引張応力度

$$\epsilon_{pm} = (d_m - X) / X \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe}$$

$$\therefore \epsilon_{pm} = 0.0087 < 0.015 : \text{PC鋼材の終局ひずみ}$$

$$> 0.00798 : \text{PC鋼材の弾性限界ひずみ}$$

よって下段PC鋼材は降伏しておらず

$$\sigma_{pm} = 0.84 \cdot \sigma_{pu} + (0.93 \sigma_{pu} - 0.84 \sigma_{pu}) \cdot (\epsilon_{pm} - 0.00798) / (0.015 - 0.00798)$$

$$14870 \text{ kgf/cm}^2$$

6. 上段PC鋼材の引張応力度

上段PC鋼材は荷重によるひずみが圧縮になるため

$$\epsilon_{pu} = -(X - d_u) / X \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe}$$

$$\therefore \epsilon_{pu} = 0.004513 < 0.00798 : \text{PC鋼材の弾性限界ひずみ}$$

よって上段PC鋼材は弾性範囲にあり

$$\sigma_{pu} = \epsilon_{pu} \cdot E_p$$

$$9027 \text{ kgf/cm}^2$$

7. 張力Tと圧縮力Cの計算

$$T = A_{pl} \cdot (N_{pu} \cdot \sigma_{pu} + N_{pm} \cdot \sigma_{pm} + N_{pl} \cdot \sigma_{pL})$$

$$= 211730.1 \text{ kgf}$$

$$C = 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot 0.8 \cdot X \cdot B$$

$$= 48620 X \text{ kgf}$$

T=Cなので

$$X = 4.4 \text{ cm} \text{ となる}$$

8. 破壊抵抗曲げモーメント

$$M_r = N_{pl} \cdot A_{pl} \cdot \sigma_{pL} \cdot (d_l - 0.8 \cdot X/2) + N_{pm} \cdot A_{pl} \cdot \sigma_{pm} \cdot (d_m - 0.8 \cdot X/2)$$

$$+ N_{pu} \cdot A_{pl} \cdot \sigma_{pu} \cdot (d_u - 0.8 \cdot X/2)$$

$$= 2183854 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$= 21.83854 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

9. 終局荷重作用時曲げモーメント

$$M_1 = 1.3 \cdot M_d + 2.5 \cdot M_L$$

$$= 23.8063 \text{ tf} \cdot \text{m/枚}$$

$$M_2 = 1.7 \cdot (M_d + M_L)$$

$$= 17.0328 \text{ tf} \cdot \text{m/枚}$$

$$M_d : \text{死荷重による曲げモーメント}$$

$$1.035 \text{ tf} \cdot \text{m/枚}$$

$$M_L : \text{活荷重による曲げモーメント}$$

$$8.984 \text{ tf} \cdot \text{m/枚}$$

10. 安全度の検討

$$F_1 = M_r / M_1 = 0.92 < 1.0$$

$$F_2 = M_r / M_2 = 1.28 > 1.0$$

$$\sigma_{pi}(\max) = 85.5 \text{ kgf/mm}^2$$

b) PC鋼材の初期緊張応力度

$$\sigma_{pi} = 65.0 \text{ kgf/mm}^2 < 85.5 \text{ kgf/mm}^2 \quad 0. \text{K.}$$

c) 摩擦によるPC鋼材の引張応力度の減少量

$$\sigma_{pli} = \sigma_{pi} \cdot \exp\{-(\lambda \cdot L + \mu \cdot \alpha)\}$$

ここに、

$$\sigma_{pi} : \text{PC鋼材の初期緊張応力度} \quad 65 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\lambda : \text{PC鋼材1m当たりの摩擦係数} \quad 0$$

$$L : \text{PC鋼材の緊張端からの設計断面までの長さ} \quad 2.2475 \text{ m}$$

$$\mu : \text{角変化1箇所当たりの摩擦係数} \quad 0.3$$

$$\alpha : \text{角変化} \quad 0.000 \text{ ラジアン}$$

$$\therefore \sigma_{pli} = 65.0 \text{ kgf/mm}^2$$

d) 定着具のセツトによるPC鋼材の引張応力度の減少量

$$\Delta L : \text{セツト量} \quad 0.0 \text{ mm}$$

$$L : \text{PC鋼材の緊張端からの設計断面までの長さ} \quad 2.2475 \text{ m}$$

$$\text{滑り後の緊張・緊張側} \quad 65.0 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\text{設計断面} \quad 65.0 \text{ kgf/mm}^2$$

e) プレストレスト導入直後のPC鋼材の引張応力度 (最小点)

$$\sigma_{pi}' = 65.0 \text{ kgf/mm}^2$$

f) コンクリートの弾性変形によるPC鋼材引張応力度の減少量

$$\Delta \sigma_p = 1/2 \cdot n \cdot \sigma_{cpg} \cdot (X - l) / X$$

ここに、

$$n : \text{導入時のヤング係数比} \quad 8.000$$

$$E_p : \text{PC鋼材のヤング係数} \quad 2000000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c : \text{導入時コンクリートのヤング係数} \quad 280000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$N : \text{PC鋼材本数} \quad 1.429 \text{ 本}$$

$$\sigma_{cpg} = \sigma_{cig} + \sigma_{d0g} \quad 19.42 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{cig} : \text{PC鋼材図心位置におけるプレストレストによるコンクリート応力度}$$

$$\sigma_{cig} = \sigma_{pi}' / A_{pi} \cdot e_p / Z_e \quad 19.42 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_i' = \sigma_{pi}' \cdot A_p \quad 38594 \text{ kgf}$$

$$A : \text{純断面積} \quad 1990 \text{ cm}^2$$

$$e_p : \text{PC鋼材図心距離} \quad 0.2 \text{ cm}$$

$$Z_e : \text{純断面のPC鋼材図心位置の断面係数} \quad 331620 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{d0g} : \text{PC鋼材図心位置における床版自重によるコンクリート応力度}$$

$$0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_p = 23.32 \text{ kgf/cm}^2$$

$$= 0.233 \text{ kgf/mm}^2$$

g) プレストレスト直後のPC鋼材引張応力度

$$\therefore \sigma_{pi} = \sigma_{pi}' - \Delta \sigma_p$$

$$= 64.8 \text{ kgf/mm}^2 < 80.7 \text{ kgf/mm}^2 \quad 0. \text{K.}$$

f) プレストレスト導入直後のプレストレストによるコンクリートの応力度

$$\sigma_{ci} = P_i / A_{pi} \cdot e_p / Z_e$$

$$P_i = \sigma_{pi} \cdot A_p \quad 38455 \text{ kgf}$$

$$A : \text{純断面積} \quad 1990 \text{ cm}^2$$

$$e_p : \text{PC鋼材図心距離} \quad 0.2 \text{ cm}$$

$$Z_e : \text{断面係数 (純断面)}$$

$$\text{上縁} \quad 6665 \text{ cm}^3$$

$$\text{PC鋼材図心} \quad 331620 \text{ cm}^3$$

$$\text{下縁} \quad -6667 \text{ cm}^3$$

上縁	σ_{ci}'	20.5	≥ -15.0
PC鋼材図心	σ_{cpi}	19.3	≤ 190.0
下縁	σ_{ci}	18.2	

2) 有効プレストレスト

a) リラックスによるPC鋼材引張応力度の減少量

$$\Delta \sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot \gamma_3$$

ここに、

$$\gamma_3 : \text{プレストレスト導入後のPC鋼材のリラックス率} \quad 0\%$$

$$\therefore \Delta \sigma_{pr} = 0.0 \text{ kgf/mm}^2$$

b) クリブ、乾燥収縮によるPC鋼材引張応力度の減少量

$$\Delta \sigma_{p\phi} = \{n_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{cig} + \sigma_{d0g}) + E_p \cdot \epsilon_s\} / \{1 + n_2 \cdot (\sigma_{ci} / \sigma_{pi}) \cdot (1 + \phi/2)\}$$

ここに、

$$n_2 : \text{ヤング係数比} \quad 8.000$$

$$E_p : \text{PC鋼材のヤング係数} \quad 2000000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c : \text{コンクリートのヤング係数} \quad 310000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi : \text{クリブ係数} \quad 0$$

$$\sigma_{cpi} : \text{PC鋼材図心位置におけるプレストレスト導入直後のプレストレストによるコンクリートの応力度}$$

$$19.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{d0g} : \text{PC鋼材図心位置における全死荷重によるコンクリートの応力度}$$

$$0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\epsilon_s : \text{コンクリートの乾燥収縮度} \quad 0$$

$$\therefore \Delta \sigma_{p\phi} = 0.0 \text{ kgf/mm}^2$$

$$= 0.0 \text{ kgf/mm}^2$$

c) PC鋼材の有効引張応力度及び有効係数

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pi} - \Delta \sigma_{pr} - \Delta \sigma_{p\phi}$$

$$= 64.8 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\leq 71.2 \text{ kgf/mm}^2 \quad 0. \text{K.}$$

$$\eta = \sigma_{pe} / \sigma_{pi}$$

$$= 1.000$$

d) 有効プレストレストによるコンクリートの応力度

$$\sigma_{ce} = \eta \cdot \sigma_{ci}$$

ここに、

$$\sigma_{ci} : \text{プレストレスト導入直後のプレストレストによるコンクリートの応力度}$$

上縁	σ_{ce}	20.5	≥ -15.0
PC鋼材図心	σ_{cpe}	19.3	≤ 190.0
下縁	σ_{ce}	18.2	

5. 合成応力度

合成応力度			
上	縁	σ'	61.3 ≥ 0.0
PC鋼材図心位置	σ_p	30.2	≤ 150.0
下	縁	σ	-22.7

床版としての応力度を1.7倍した場合の合成応力度			
上	縁	σ'	99.8 ≥ -35.0
PC鋼材図心位置	σ_p	20.7	≤ 150.0
下	縁	σ	-51.2

2) 鋼材のミルシート
① SD295A D13mm



J I S G3112

許可番号 876081

棒 鋼 検 査 証 明 書

98 年 11 月 9 日

下記の棒鋼は検査の結果 J I S の規格に合格していることを証明します。



九州製鋼株式会社

福岡県粕屋郡久留米市大字 3020

TEL 092-976-1677

FAX 092-976-2806

扱店名

仁田商事 北九州支店

工事名

伊藤鉄工 11月分

扱商社

三井物産 九州支社

契約No

P811047

納品書No

880330

発行No

88-0496

種 類	鋼 番	径 × 長さ mm × m	本 数	重 量	化 学 成 分 (%)					引 張 試 験 (試 験 片 2 号)			曲げ試験 180°
					C × 100	Si × 100	Mn × 100	P × 1000	S × 1000	降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸 び %	
SD295A	88027	D13X 7.00	960	6.682	19	12	52	42	40	347	507	26	G000
SD295A	8A308	" X "	1,280	8.909	21	11	48	34	40	346	500	27	"
		合 計	2,240	15.591									

鋼材検査証明書

証明書番号
8A80082-0

発行年月日
'98-11- 2

契約先
丸紅株式会社 九州支社
向 先
小野建株式会社 福岡支店
伊藤鉄工

規格 JIS G3112 品種 SD295A
(1987)
出荷日 '98-11- 2 材料番号 108AH3-22
車(船)番 TK 16-34



認定番号
675001

共英製鋼株式会社

山口事業所

〒756-0817 山口県小野田市大字小野町2-18
電話 0836-8585
FAX 0836-8586

TOUGH-CON (タフコン)

製 品 出 荷 明 細				項目 規格 鋼番	引 張 試 験			曲げ試験 (180°)	化 学 成 分 (％)									
寸 法(サイズ)	長 さ (m)	員 数 (本)	重 量 (kg)		降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸 び (%)		C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Sn	C+ Mn %
					MIN.	440	MIN.		×100	×100	×100	×1000	×1000	×100	×100	×100	×1000	+
					295	600	16	20				MAX.	MAX.					
												50	50					
D19	6.00	420 *	5,670	107137	371	528	23	GOOD	24	16	58	32	38					
D19	7.00	280 *	4,424	107133	371	537	21	GOOD	25	17	58	32	35					
		**	10,094															
合 計				10,094	上記鋼材は規定の試験を行い、これに合格したことを証明します。													

③ PC鋼より線 10.8mm

SEI-21

試験成績表

平成10年11月9日

成績表番号 1A8Y09004103

株式会社 富士ビー・エス

御中

九州甘木工場

品名 PC鋼より線 7本より 10.8mm

仕様 JIS G 3536

種類の記号 SWPR7AN

契約数量

納入数量 8.122 kg

数量 3

神鋼鋼線工業株式会社

鋼線事業部品質保証室

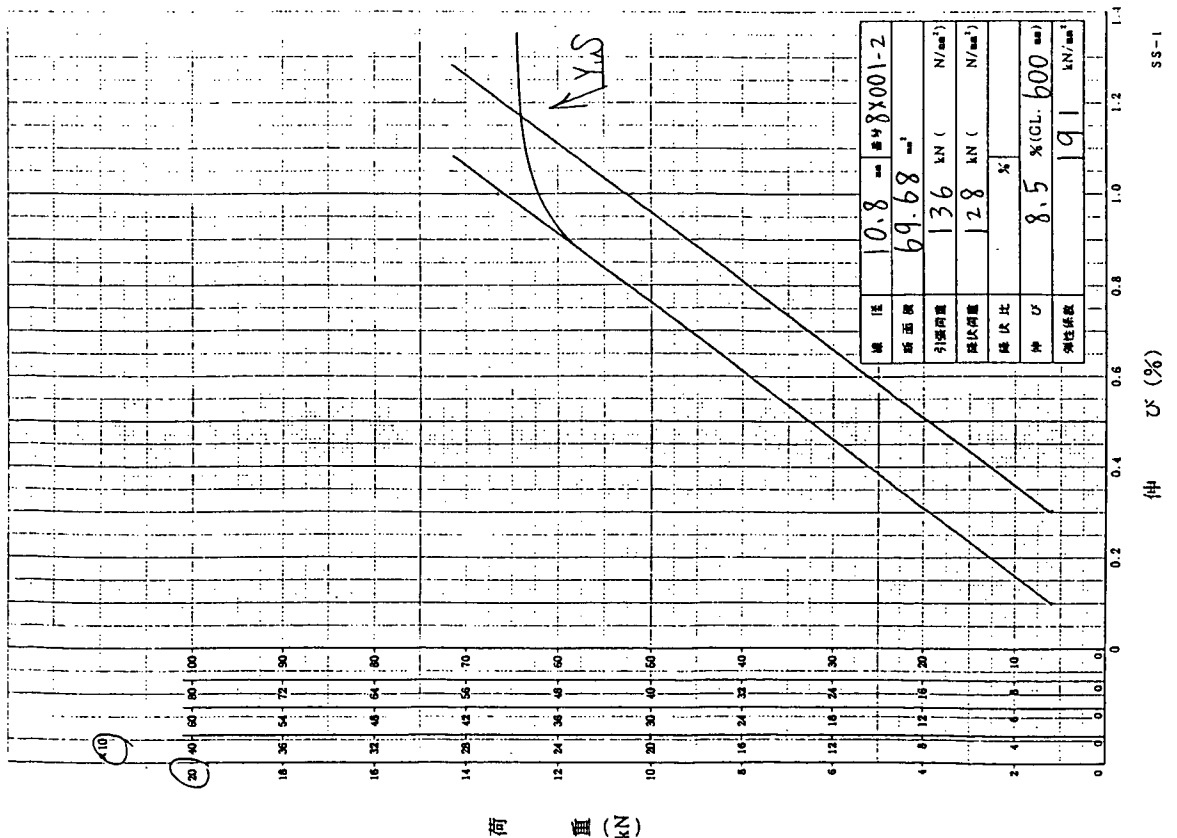
T660-0091 兵庫県尼崎市中央町10-1

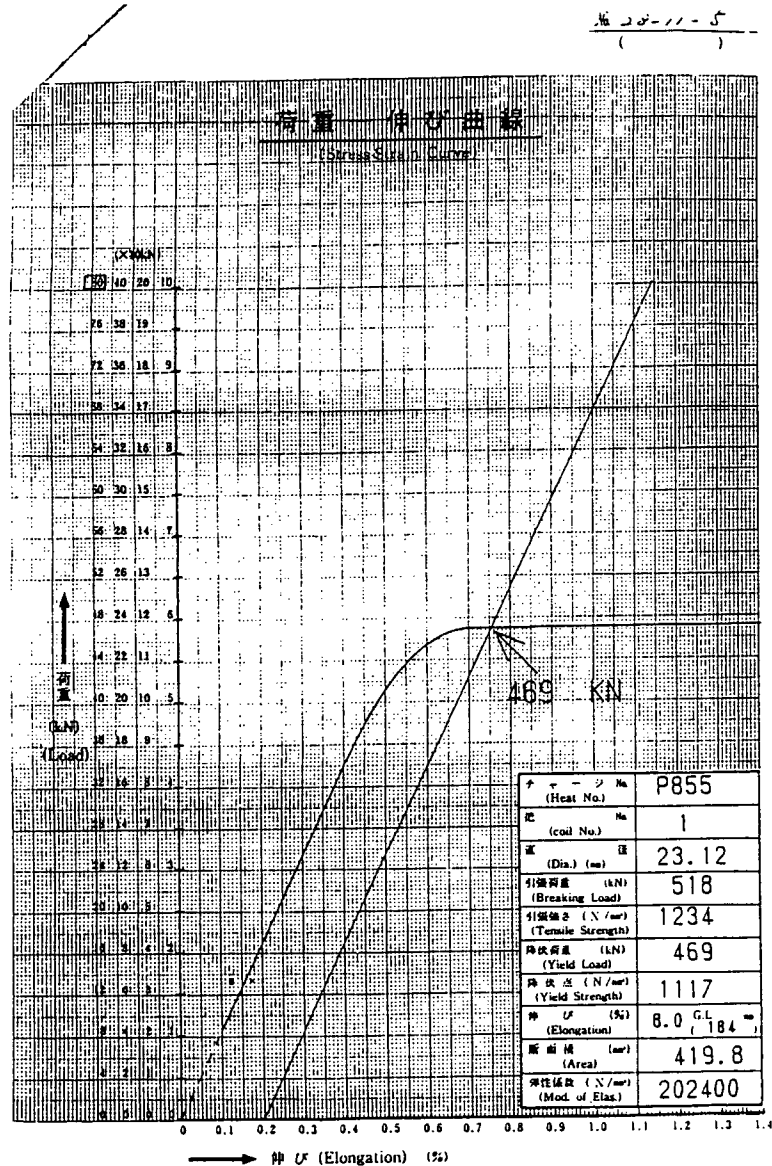
電話 大阪 (06) 411-1914

品質保証室長

試験項目 規格	直径 mm	引張強度 kN	0.2%永久伸び に対する荷重 kN	破断時伸び GL-600 mm %	よりの長さ D立値		心線径と鋼線径 との差 mm				
					MIN	MAX					
	-0.200 +0.400	MIN 120	MIN 102	MIN 3.5	12	18	MIN 0.07				
HAA8X001 -0002	10.8	136	128	8.5	13.1		0.20				
HAA8X001 -0003	10.8	137		8.1	13.1		0.20				
HAA8X001 -0004	10.8	137		8.1	13.1		0.20				
1000h後のリラクセーション率(%)											
サンプル名		試験日	規格	リラクセーション率							
7-0050001		1997.02.28	MAX. 8.0	1.02							

荷重—伸び曲線





提出番号 8-6693

(注) 高規格工法
九用改第1項

段

仕様 JIS G 3109 (規格)

製作番号 EB3483

納品数量 PC鋼棒 7 本

ナット 7
ワッシャー 7
カップラー 7

住友電気工業株式会社
特殊事業部
〒664-0016 兵庫県伊丹市花田
TEL 0727-71-05
FAX 0727-72-34

試験成績

品名 PC鋼棒 R種 1号 SBRV 430 / 1080 23.0 mm

1. 寸法及び数量

全長 (mm)	公差 ±10.0	ねじ長さ (mm)	ねじ長さ 嵌合度	数量 (本)
600	±10.0	0	0	7
615	-	150	100	4

ねじ部強さは日本学会(昭和61年制定)コンクリート標準示方書及び日本建築学会(昭和62年改定)PC設計施工規程の規定による。
ねじ部強さ: JIS B 0211 3級以上

2. 機械的性能

丸棒: 「伸張プラス側許容差規定なし」 アベニテスター: 「伸張許容差規定なし」

項目	値	引張強さ N/mm²	伸び %	0.2% 耐力 N/mm²	リラクセーション %
規格	23.0	1080 以上	5.0 以上	930 以上	4.0 以下
Na	-	0.6	1080 以上	930 以上	4.0 以下
P855 -1	23.12	1234	8.0	1117	2.80
-2	23.18	1227	8.0		
-3	23.16	1230	7.5		

3. 化学成分

添付番号 P855 (単位 %)

項目	P	S	C
炭素	0.030 以下	0.035 以下	0.30 以下
硫黄	0.013	0.006	0.03

4. 部品 (ナット、カップラー、ワッシャー)
材質: (1)ナット及びカップラー: S45C (JIS G 4051), (2)ワッシャー: SS400 (JIS G 3101)
性能: PC鋼棒との組合せ引張試験において、破断荷重を測定し、部品のねじり強度に異常を認めず。

3) 鉄筋

①鉄筋の加工

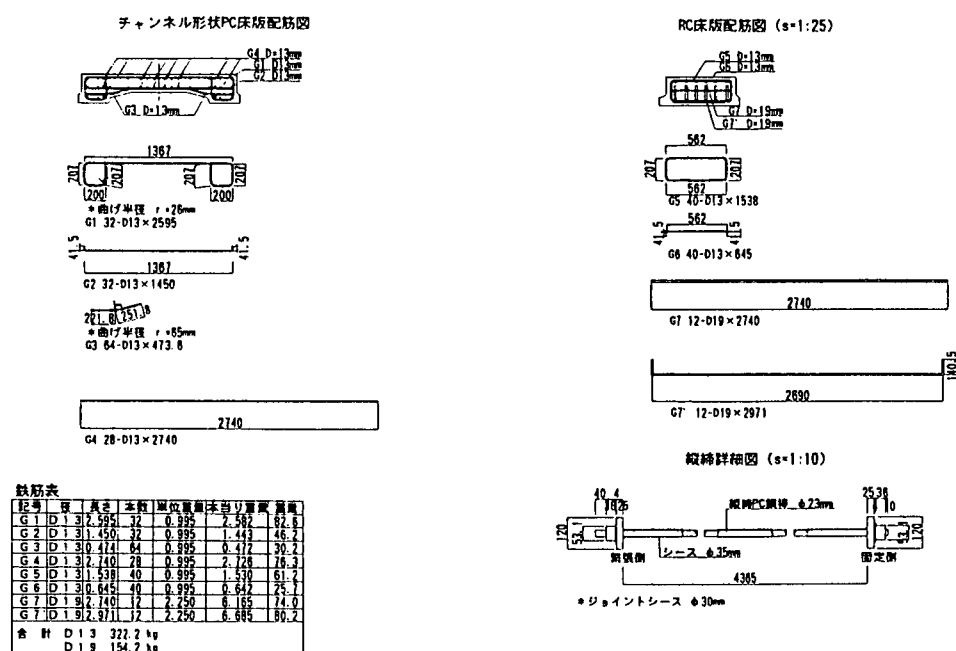
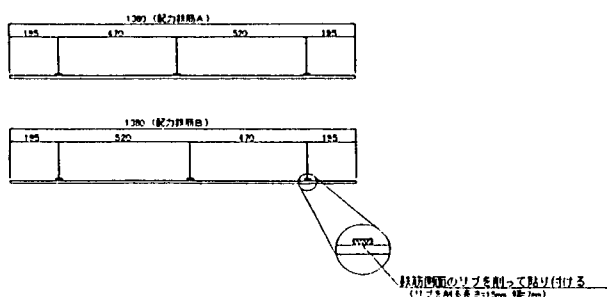


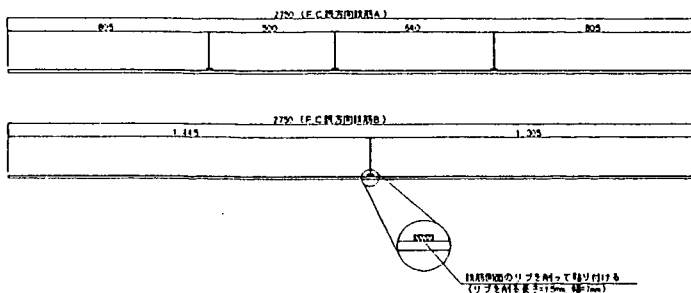
図-3.2.2.24 鉄筋加工図 (単位: mm)

②鉄筋ひずみゲージ貼り付け要領

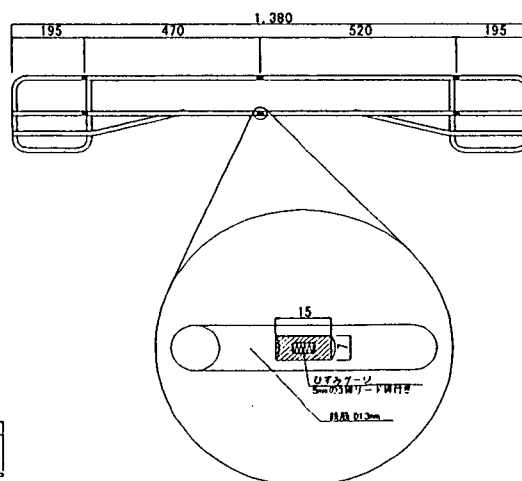
配力鉄筋ゲージ貼り付け位置図 (上から見た図)



PC版方向鉄筋ゲージ貼り付け位置図 (上から見た図)



配力鉄筋ゲージ貼り付け位置図 (断面図)



位置	条数	1条あたりゲージ数	ゲージ数	ゲージ条数
配力鉄筋A	1条	5枚/条	5枚	32枚
配力鉄筋B	1条	5枚/条	5枚	
PC版方向鉄筋A	4条	3枚/条	12枚	
PC版方向鉄筋B	8条	1枚/条	8枚	

図-3.2.2.25 鉄筋ひずみゲージ貼り付け要領図 (単位: mm)

4) 静的載荷によるたわみの変化

① 載荷時 (床版支間方向)

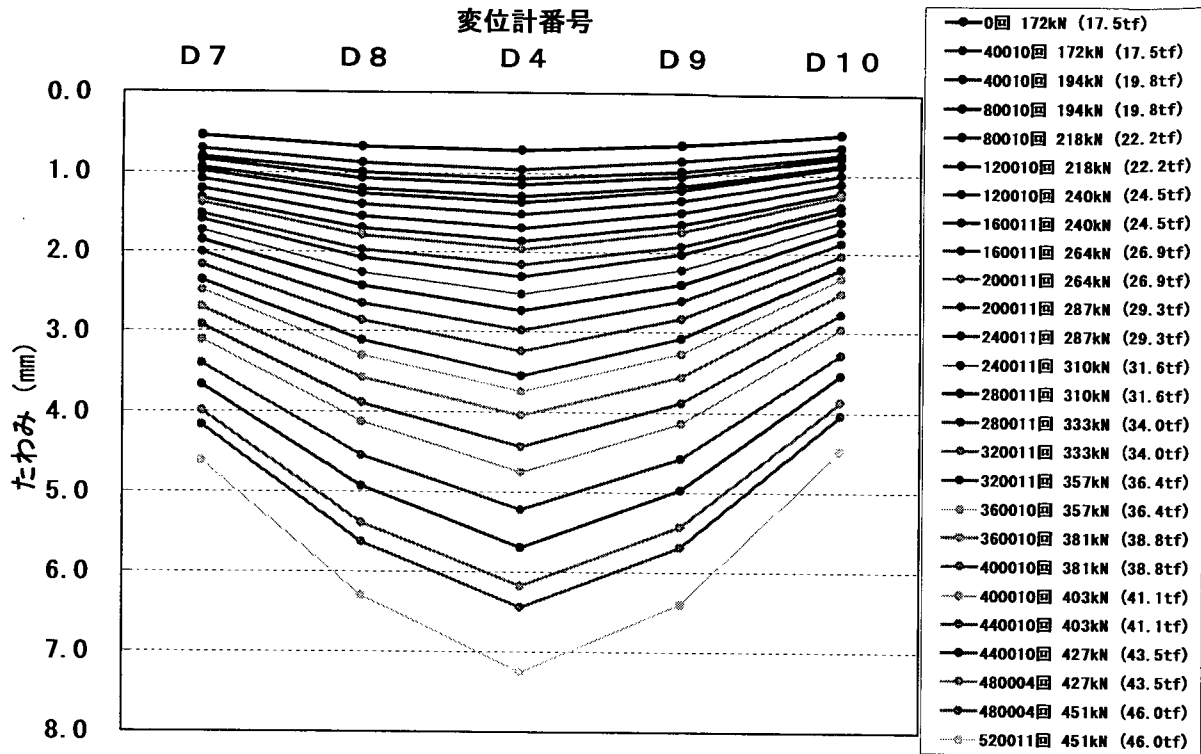


図-3.2.2.26

② 載荷時 (橋軸方向)

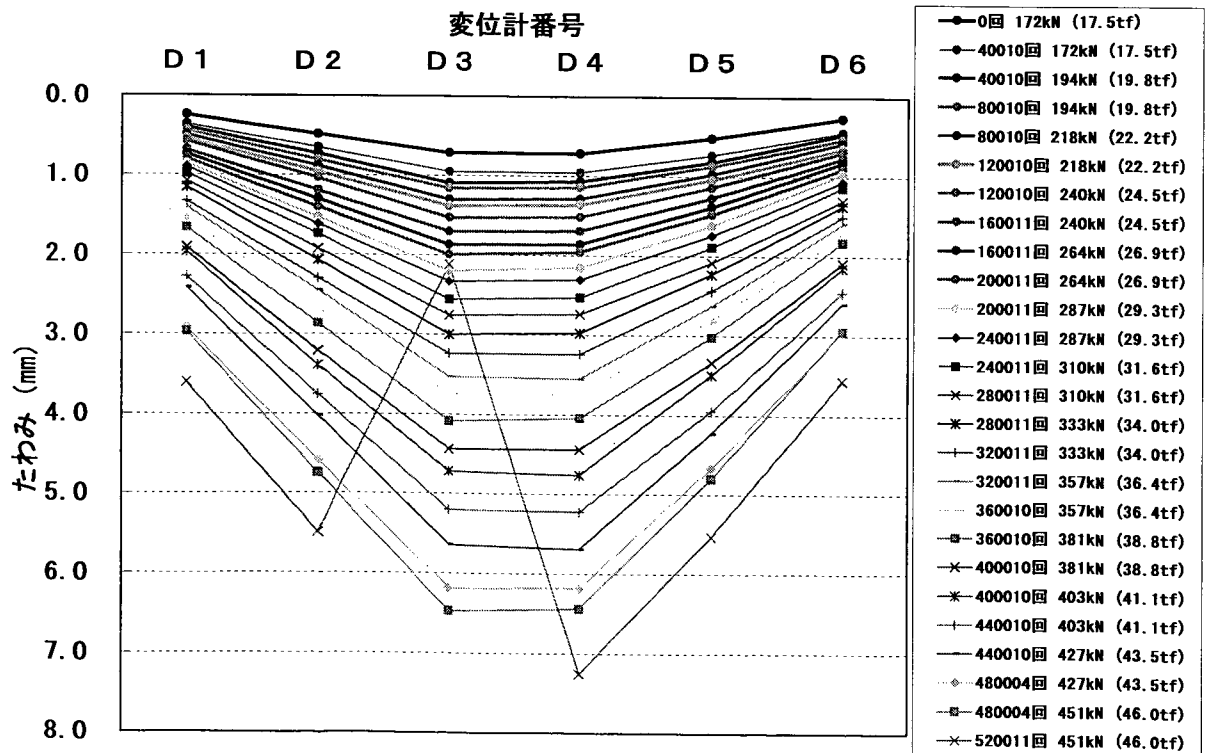


図-3.2.2.27

③除荷時（床版支間方向）

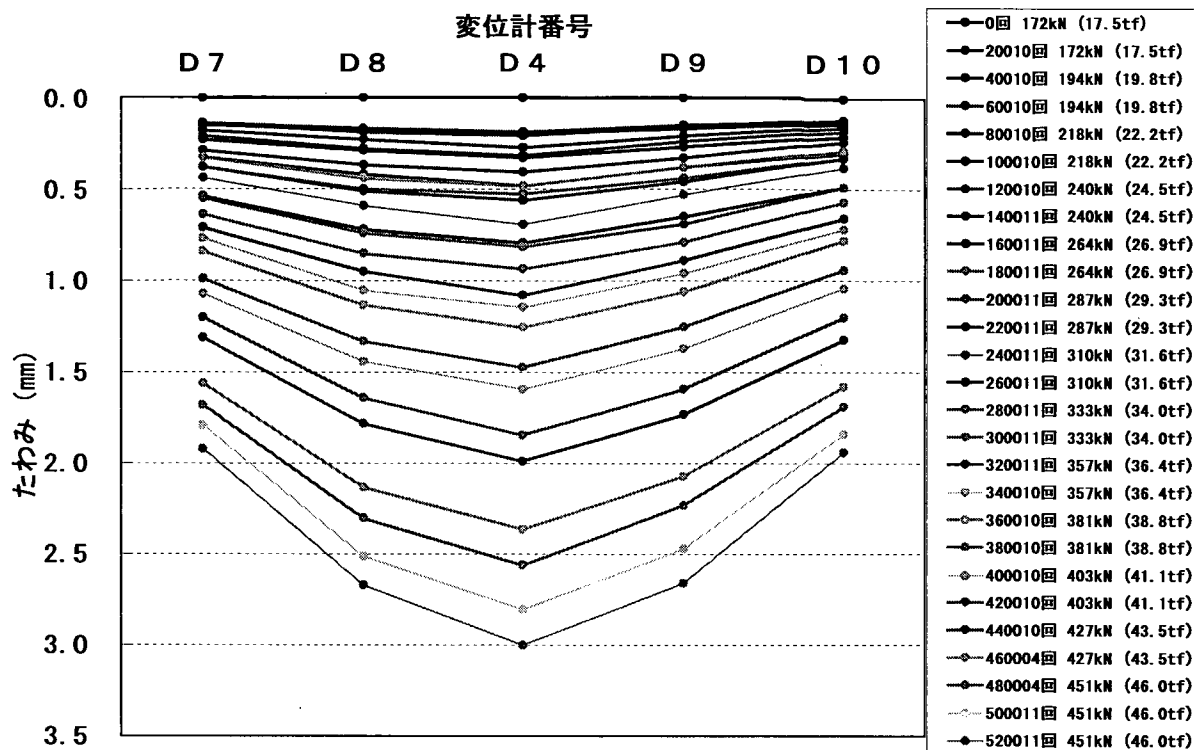


図-3.2.2.28

④除荷時（橋軸方向）

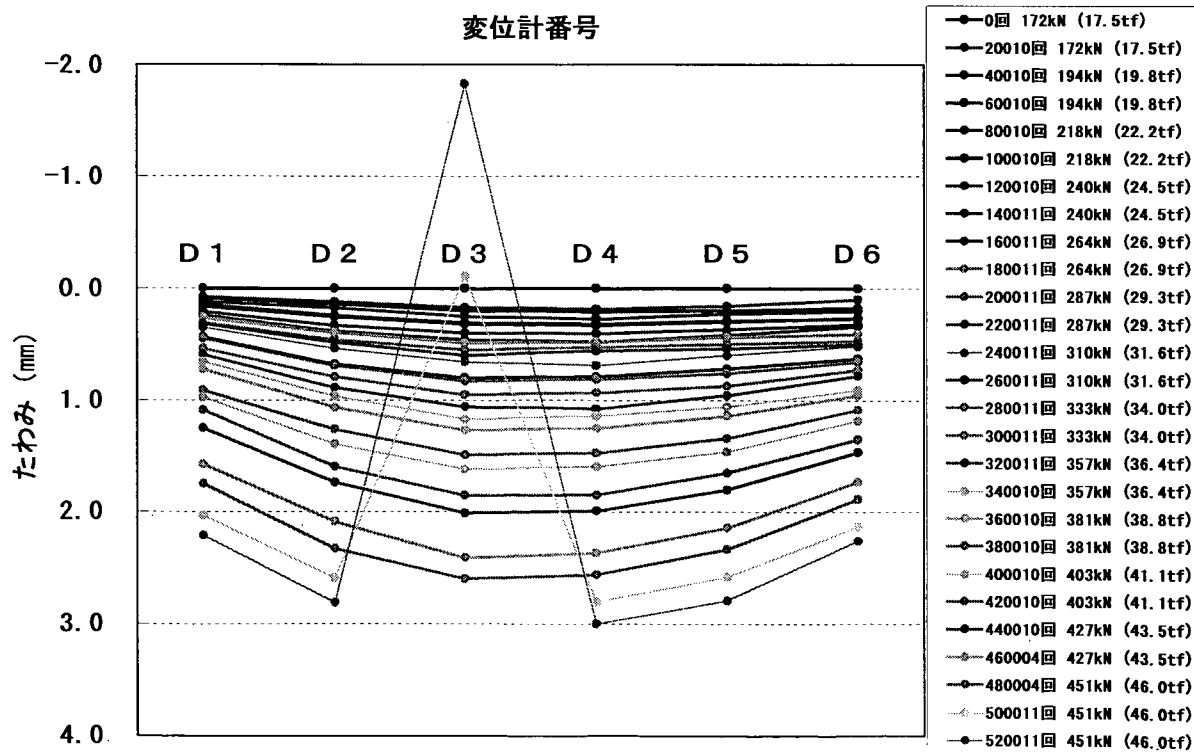


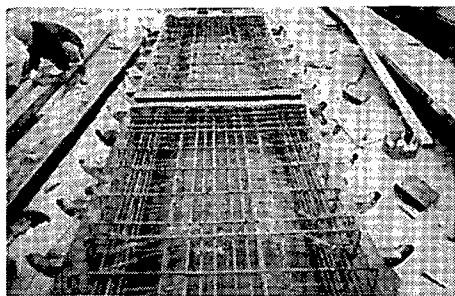
図-3.2.2.29

表—3. 2. 2. 15

段 階 載 荷			変 位 計 番 号																			
			D 1		D 2		D 3		D 4		D 5		D 6		D 7		D 8		D 9		D 10	
走行回数 (回)	載荷荷重 (tf)	載荷荷重 (kN)	載荷	残留	載荷	残留	載荷	残留	載荷	残留	載荷	残留	載荷	残留	載荷	残留	載荷	残留	載荷	残留	載荷	残留
0	17.5	172	0.242	0.000	0.483	0.000	0.710	0.000	0.714	0.000	0.520	0.000	0.264	0.000	0.540	0.000	0.670	0.000	0.640	0.000	0.490	0.000
10	17.5	172	0.286	0.044	0.549	0.088	0.780	0.110	0.758	0.121	0.600	0.120	0.332	0.078	0.580	0.080	0.720	0.110	0.700	0.090	0.540	0.070
20	17.5	172	0.297	0.033	0.593	0.088	0.800	0.110	0.780	0.121	0.620	0.120	0.352	0.078	0.590	0.080	0.750	0.120	0.710	0.090	0.550	0.070
50	17.5	172	0.319	0.044	0.560	0.099	0.810	0.130	0.791	0.121	0.630	0.130	0.371	0.107	0.600	0.090	0.750	0.120	0.720	0.100	0.550	0.080
110	17.5	172	0.330	0.077	0.593	0.132	0.870	0.150	0.846	0.165	0.660	0.140	0.381	0.107	0.630	0.100	0.800	0.150	0.780	0.120	0.590	0.090
210	17.5	172	0.330	0.055	0.615	0.121	0.880	0.170	0.879	0.176	0.680	0.160	0.381	0.117	0.650	0.120	0.820	0.160	0.780	0.130	0.600	0.100
510	17.5	172	0.330	0.088	0.615	0.121	0.900	0.180	0.890	0.209	0.700	0.170	0.391	0.107	0.660	0.130	0.840	0.170	0.800	0.140	0.620	0.110
1010	17.5	172	0.374	0.088	0.637	0.154	0.920	0.180	0.912	0.209	0.710	0.170	0.400	0.107	0.680	0.140	0.840	0.170	0.820	0.150	0.630	0.120
2010	17.5	172	0.330	0.088	0.637	0.143	0.930	0.180	0.923	0.209	0.720	0.170	0.391	0.098	0.680	0.140	0.850	0.170	0.830	0.160	0.640	0.120
5010	17.5	172	0.352	0.088	0.626	0.154	0.940	0.180	0.901	0.187	0.720	0.170	0.400	0.098	0.690	0.130	0.860	0.170	0.830	0.150	0.650	0.130
10010	17.5	172	0.352	0.088	0.648	0.154	0.930	0.170	0.923	0.176	0.720	0.160	0.400	0.098	0.680	0.130	0.860	0.160	0.830	0.140	0.640	0.120
20010	17.5	172	0.363	0.077	0.648	0.121	0.940	0.170	0.967	0.187	0.730	0.160	0.381	0.098	0.700	0.140	0.870	0.170	0.840	0.150	0.660	0.130
40010	17.5	172	0.363	0.088	0.648	0.143	0.950	0.200	0.956	0.198	0.730	0.200	0.439	0.176	0.700	0.150	0.870	0.180	0.840	0.170	0.650	0.140
40010	19.8	194	0.396	0.088	0.725	0.143	1.090	0.200	1.066	0.198	0.820	0.200	0.469	0.176	0.800	0.150	0.990	0.180	0.970	0.170	0.740	0.140
60010	19.8	194	0.406	0.088	0.747	0.132	1.110	0.200	1.088	0.209	0.830	0.200	0.508	0.205	0.800	0.140	1.020	0.190	0.980	0.160	0.740	0.120
80010	19.8	194	0.439	0.121	0.802	0.176	1.160	0.250	1.143	0.275	0.870	0.230	0.527	0.205	0.840	0.180	1.060	0.230	1.030	0.210	0.780	0.160
80010	22.2	218	0.494	0.121	0.879	0.176	1.300	0.250	1.285	0.275	0.970	0.230	0.576	0.205	0.940	0.180	1.190	0.230	1.150	0.210	0.870	0.160
100010	22.2	218	0.549	0.165	0.945	0.253	1.370	0.320	1.373	0.330	1.030	0.300	0.625	0.264	0.990	0.230	1.260	0.290	1.210	0.270	0.920	0.210
120010	22.2	218	0.538	0.143	0.956	0.242	1.380	0.310	1.362	0.319	1.040	0.290	0.645	0.273	0.980	0.210	1.250	0.280	1.200	0.240	0.890	0.180
120010	24.5	240	0.571	0.143	1.033	0.242	1.530	0.310	1.516	0.319	1.140	0.290	0.684	0.273	1.080	0.210	1.390	0.280	1.340	0.240	1.000	0.180
140011	24.5	240	0.648	0.209	1.132	0.330	1.640	0.400	1.615	0.406	1.220	0.370	0.723	0.322	1.150	0.290	1.480	0.370	1.430	0.330	1.060	0.240
160011	24.5	240	0.681	0.242	1.187	0.385	1.700	0.460	1.692	0.483	1.270	0.420	0.762	0.342	1.200	0.330	1.540	0.420	1.490	0.380	1.110	0.300
160011	26.9	264	0.736	0.242	1.296	0.385	1.870	0.460	1.857	0.483	1.380	0.420	0.820	0.342	1.320	0.330	1.690	0.420	1.640	0.380	1.220	0.300
180011	26.9	264	0.747	0.264	1.318	0.396	1.920	0.490	1.868	0.483	1.420	0.440	0.879	0.410	1.320	0.330	1.710	0.440	1.660	0.380	1.220	0.290
200011	26.9	264	0.791	0.308	1.395	0.461	1.990	0.550	1.956	0.527	1.480	0.500	0.898	0.469	1.380	0.380	1.780	0.500	1.730	0.440	1.260	0.330
200011	29.3	287	0.857	0.308	1.527	0.461	2.200	0.550	2.153	0.527	1.620	0.500	0.967	0.469	1.520	0.380	1.970	0.500	1.920	0.440	1.400	0.330
220011	29.3	287	0.846	0.319	1.527	0.483	2.230	0.600	2.186	0.560	1.650	0.540	1.025	0.498	1.500	0.380	1.970	0.510	1.920	0.460	1.390	0.330
240011	29.3	287	0.901	0.352	1.615	0.538	2.330	0.660	2.307	0.692	1.740	0.600	1.064	0.518	1.590	0.440	2.070	0.590	2.020	0.530	1.460	0.380
240011	31.6	310	0.978	0.352	1.736	0.538	2.560	0.660	2.527	0.692	1.890	0.600	1.133	0.518	1.730	0.440	2.260	0.590	2.220	0.530	1.600	0.380
260011	31.6	310	1.066	0.439	1.879	0.681	2.680	0.800	2.659	0.791	2.000	0.720	1.230	0.625	1.810	0.540	2.370	0.720	2.330	0.650	1.690	0.490
280011	31.6	310	1.077	0.450	1.923	0.692	2.760	0.830	2.736	0.813	2.080	0.760	1.299	0.654	1.850	0.550	2.430	0.740	2.400	0.690	1.720	0.490
280011	34.0	333	1.154	0.450	2.065	0.692	3.000	0.830	2.977	0.813	2.230	0.760	1.367	0.654	2.010	0.550	2.650	0.740	2.610	0.690	1.870	0.490
300011	34.0	333	1.252	0.538	2.175	0.791	3.110	0.950	3.109	0.934	2.340	0.870	1.445	0.732	2.080	0.640	2.740	0.850	2.710	0.790	1.930	0.570
320011	34.0	333	1.329	0.593	2.296	0.890	3.240	1.060	3.241	1.077	2.440	0.960	1.504	0.781	2.170	0.710	2.860	0.950	2.830	0.890	2.030	0.660
320011	36.4	357	1.406	0.593	2.450	0.890	3.530	1.060	3.549	1.077	2.630	0.960	1.592	0.781	2.360	0.710	3.110	0.950	3.080	0.890	2.200	0.660
340010	36.4	357	1.483	0.659	2.560	0.967	3.620	1.170	3.625	1.143	2.730	1.060	1.699	0.908	2.400	0.770	3.180	1.050	3.150	0.960	2.240	0.720
360010	36.4	357	1.560	0.725	2.670	1.066	3.750	1.270	3.746	1.252	2.810	1.140	1.748	0.957	2.490	0.840	3.300	1.130	3.270	1.060	2.320	0.780
360010	38.8	380	1.659	0.725	2.867	1.066	4.090	1.270	4.043	1.252	3.020	1.140	1.826	0.957	2.700	0.840	3.580	1.130	3.560	1.060	2.510	0.780
380010	38.8	380	1.791	0.912	3.054	1.263	4.260	1.490	4.274	1.472	3.210	1.340	1.992	1.084	2.820	0.990	3.740	1.330	3.720	1.250	2.650	0.940
400010	38.8	380	1.912	0.978	3.208	1.395	4.440	1.620	4.438	1.593	3.340	1.460	2.090	1.182	2.920	1.070	3.890	1.440	3.880	1.370	2.770	1.040
400010	41.1	403	1.967	0.978	3.395	1.395	4.720	1.620	4.757	1.593	3.500	1.460	2.148	1.182	3.110	1.070	4.130	1.440	4.140	1.370	2.960	1.040
420010	41.1	403	2.153	1.088	3.604	1.593	5.000	1.850	5.021	1.846	3.740	1.650	2.324	1.348	3.270	1.200	4.380	1.640	4.400	1.590	3.150	1.200
440010	41.1	403	2.274	1.252	3.757	1.736	5.200	2.010	5.219	1.989	3.950	1.800	2.451	1.465	3.400	1.310	4.550	1.780	4.580	1.730	3.280	1.320
440010	43.5	427	2.417	1.252	4.021	1.736	5.640	2.010	5.691	1.989	4.230	1.800	2.598	1.465	3.670	1.310	4.930	1.780	4.970	1.730	3.540	1.320
460004	43.5	427	2.714	1.571	4.318	2.087	5.940	2.410	5.944	2.362	4.480	2.140	2.793	1.729	3.860	1.560	5.190	2.130	5.230	2.070	3.730	1.580
480004	43.5	427	2.922	1.747	4.581	2.329	6.180	2.600	6.174	2.560	4.670	2.330	2.949	1.885	3.990	1.680	5.390	2.300	5.430	2.230	3.870	1.690
480004	46.0	451	2.966	1.747	4.746	2.329	6.470	2.600	6.438	2.560	4.800	2.330	2.939	1.885	4.170	1.680	5.630	2.300	5.690	2.230	4.040	1.690
500011	46.0	451	3.406	2.032	5.229	2.593	3.850	-0.110	6.899	2.802	5.240	2.580	3.350	2.129	4.430	1.790	6.050	2.510	6.130	2.470	4.320	1.840
520011	46.0	451	3.604	2.208	5.493	2.813	2.120	-1.830	7.251	2.999	5.530	2.790	3.564	2.256	4.620	1.920	6.300	2.670	6.400	2.660	4.480	1.940

⑤ 載荷時・除荷時たわみ静的計測結果

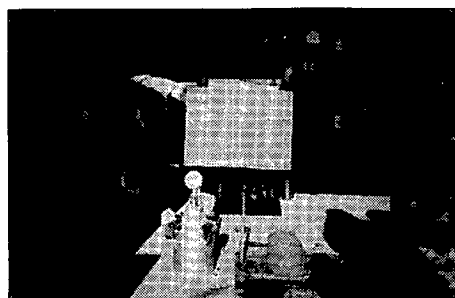
5) 施工・試験写真



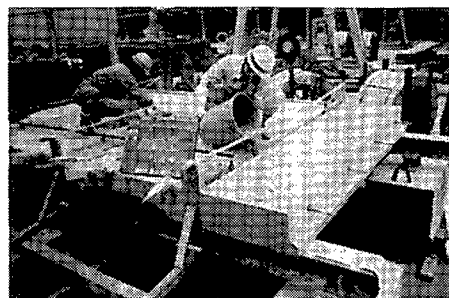
写真—1 PC床版配筋状況



写真—2 打設状況



写真—3 フレッシュコンクリート
試験状況



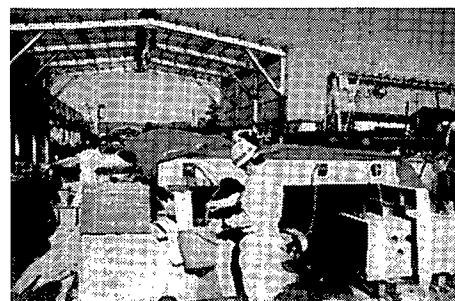
写真—4 目地モルタル
打設状況



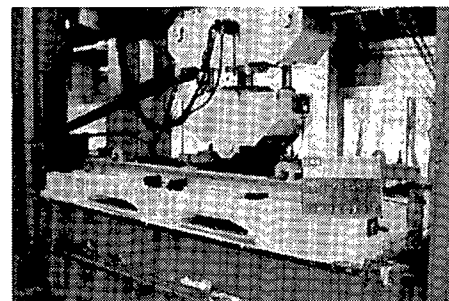
写真—5 PC床版橋軸方向緊張状況



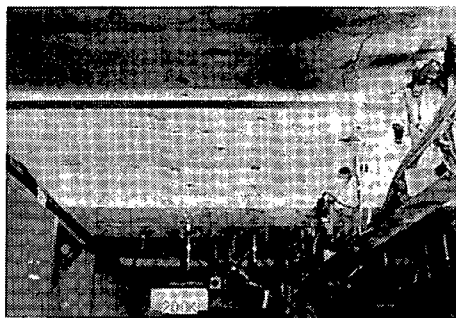
写真—6 グラウト注入状況



写真—7 グラウト排出状況



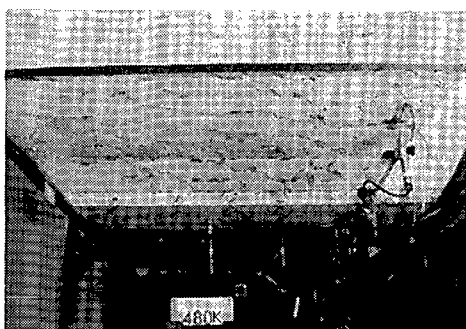
写真—8 輪荷重走行試験機



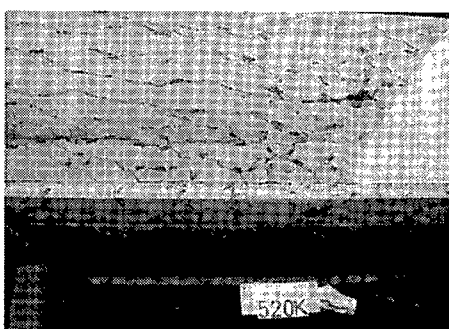
写真—9 供試体下面
(走行回数20万回)



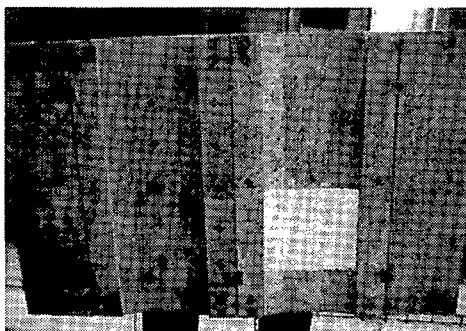
写真—10 供試体下面
(走行回数40万回)



写真—11 供試体下面
(走行回数48万回)



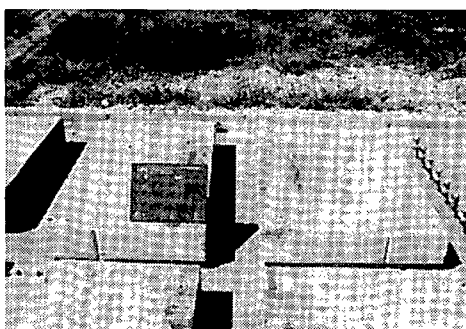
写真—12 供試体下面
(走行回数52万回)



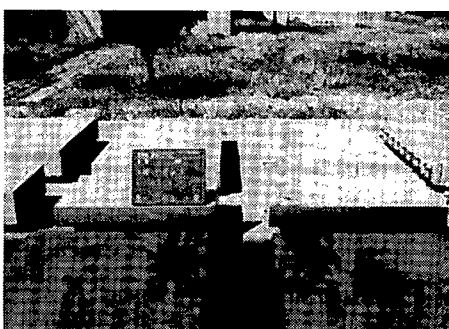
写真—13 供試体下面
(試験終了後)



写真—14 供試体の切断
(A断面)



写真—15 供試体の切断
(B断面)



写真—16 供試体の切断
(C断面)

付録ー4 リブ付きプレキャスト床版

1) 設計計算書	161
2) レディーミクストコンクリート配合表	166
3) 接着剤カタログ	168
4) 試験後クラック発生状況	170

設計計算

1. 設計条件

主桁： 2主桁、 主桁間隔= 3.0 m、 床版厚= 23.0 cm、

床版：

橋軸方向長さ= 1.0 m

鉄筋) SD295A、

$\phi = 19.0 \text{ mm}$

$\sigma_{sa} = 1400.0 \text{ kg/cm}^2$

コンクリート)

厚さ= 23.0 cm、

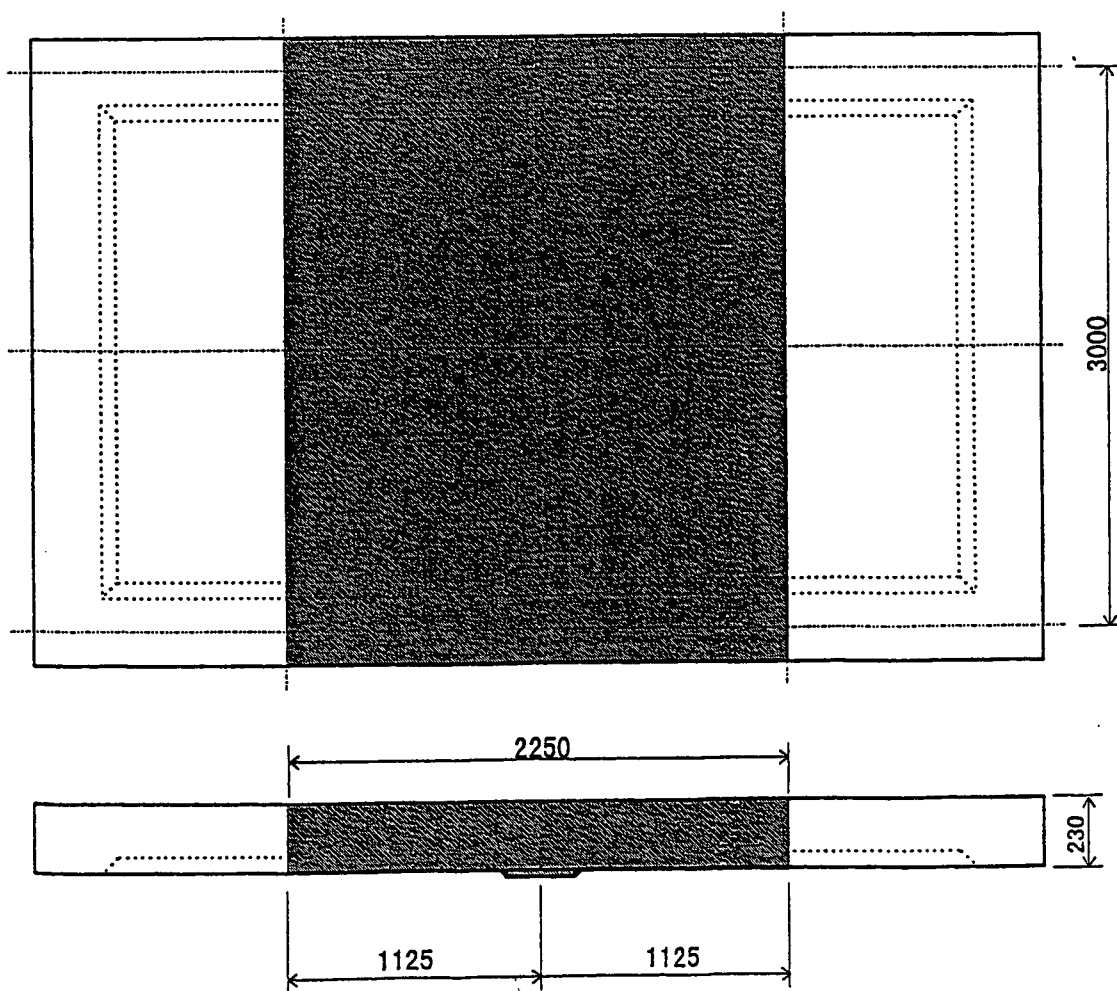
$\sigma_{ck} = 450.0 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{ca} = 150.0 \text{ kg/cm}^2$

圧着時のプレストレス(目地部)

$\sigma = 33.0 \text{ kg/cm}^2$

設計は、以下の斜線部の範囲とする。



2. 荷重

死荷重：

$$\text{鉄筋コンクリート} \quad 2500.0 \times 0.23 = 575.0 \text{ kg/m}^2$$

活荷重：B活荷重で設計する。

$$\text{T 荷重 (衝撃含む)} \quad P = 10000.0 \text{ kg}$$

2-1. 床版の曲げモーメント

連続版として設計する。

i) 主鉄筋方向（橋軸直角方向）の曲げモーメント

支間曲げモーメント（端支間）

$$M_d = (w_d \times L^2) / 10 = (575.0 \times 3.0^2) / 10 = 517.5 \text{ kgm/m}$$

$L=3.0$ より、

$$\begin{aligned} M_{i+l} &= (0.12L + 0.07) P \times 0.80 \times (1.0 + (L - 2.5) / 12) \\ &= (0.12 \times 3.0 + 0.07) \times 10000.0 \times 0.80 \times (1.0 + (3.0 - 2.5) / 12) \\ &= 3583.3 \text{ kgm/m} \end{aligned}$$

$$M = M_d + M_{i+l} = 517.5 + 3583.3 = \underline{4100.8 \text{ kgm/m}}$$

ii) 配力鉄筋方向（橋軸方向）の曲げモーメント

支間曲げモーメント（端支間）

$$M_d = 0.0 \text{ kgm/m (無視しても可(道示より))}$$

$$\begin{aligned} M_{i+l} &= (0.10L + 0.04) P \times 0.80 \\ &= (0.10 \times 3.0 + 0.04) \times 10000.0 \times 0.80 \\ &= 3400.0 \text{ kgm/m} \end{aligned}$$

$$M = M_d + M_{i+l} = 0.0 + 3400.0 = \underline{3400.0 \text{ kgm/m}}$$

2-2. 床版の鉄筋

a) 主鉄筋

鉄筋直径=19mm より、公称直径 19.1mm から、公称断面積=2.865cm²

b=100.0cm、鉄筋間隔=12.5cm とすると、

引張側鉄筋断面積 $A_s = 2.865 \times (100.0/12.5) = 22.92\text{cm}^2$

圧縮側鉄筋断面積 $A_s' = A_s/2 = 11.46\text{cm}^2$

床版厚 $h = 23.0\text{cm}$ 、圧縮側かぶり $d' = 4.0\text{cm}$ 、 $d = 19.0\text{cm}$ より、床版の圧縮面から中立軸までの距離 x は、

$$\begin{aligned} x &= -n((A_s + A_s')/b) + \sqrt{(n((A_s + A_s')/b))^2 + (2 \times n/b) \times (d \times A_s + d' \times A_s')} \\ &= -15 \times ((22.92 + 11.46)/100.0) + \\ &\quad \sqrt{((15 \times (22.92 + 11.46)/100.0))^2 + (2 \times 15/100.0) \times (19.0 \times 22.92 + 4.0 \times 11.46)} \\ &= 7.92\text{cm} \end{aligned}$$

圧縮側コンクリートの抵抗断面係数 W_c は、

$$\begin{aligned} W_c &= (b \times x/2) \times (d - (x/3)) + (n \times A_s/2) \times ((x - d')/x) \times (d - d') \\ &= (100.0 \times 7.92/2) \times (19.0 - (7.92/3)) + (15 \times 22.92/2) \times ((7.92 - 4)/7.58) \times (19.0 - 4.0) \\ &= 7750\text{cm}^3 \end{aligned}$$

引張鉄筋の抵抗断面係数は W_s は、

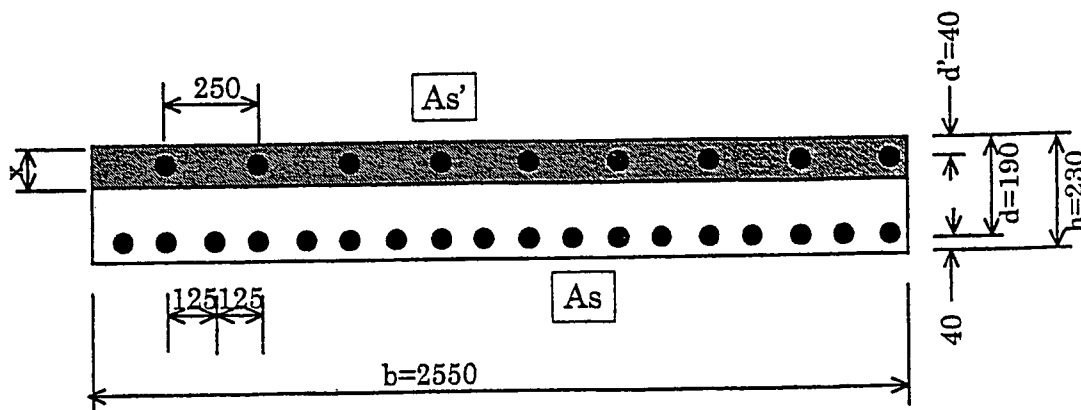
$$W_s = (W_c/n) \times (x/(d - x)) = (7750/15) \times (7.92/(19.0 - 7.92)) = 369.5\text{cm}^3$$

となる。したがって、コンクリートの圧縮応力度 σ_c は、

$$\sigma_c = M/W_c = 410080/7750 = 53\text{kg/cm}^2 < 150\text{kg/cm}^2 \quad \text{———} > (\text{OK})$$

鉄筋の引張応力度 σ_s は、

$$\sigma_s = M/W_s = 410080/369.5 = 1110\text{kg/cm}^2 < 1400\text{kg/cm}^2 \quad \text{———} > (\text{OK})$$



b) 配力鉄筋

鉄筋直径=19mm より、公称直径 19.1mm から、公称断面積=2.865cm²

b=100.0cm、鉄筋間隔=15.0cm とすると、

引張側鉄筋断面積 $A_s=2.865 \times (100.0/15.0)=19.10\text{cm}^2$

圧縮側鉄筋断面積 $A_s'=A_s/2=9.55\text{cm}^2$

床版厚 $h=23.0\text{cm}$ 、圧縮側かぶり $d'=5.90\text{cm}$ 、 $d=17.0\text{cm}$ より、床版の圧縮面から中立軸までの距離 x は、

$$\begin{aligned} x &= -n((A_s+A_s')/b) + \sqrt{(n((A_s+A_s')/b))^2 + (2 \times n/b) \times (d \times A_s + d' \times A_s')} \\ &= -15 \times ((19.10+9.55)/100.0) + \\ &\quad \sqrt{((15 \times (19.10+9.55)/100.0))^2 + (2 \times 15/100.0) \times (17.0 \times 19.10 + 6.0 \times 9.55)} \\ &= 7.25\text{cm} \end{aligned}$$

圧縮側コンクリートの抵抗断面係数 W_c は、

$$\begin{aligned} W_c &= (b \times x/2) \times (d - (x/3)) + (n \times A_s/2) \times ((x - d')/x) \times (d - d') \\ &= (100.0 \times 7.25/2) \times (17.1 - (7.25/3)) + (15 \times 19.10/2) \times ((7.25 - 5.9)/7.25) \\ &\quad \times (17.1 - 5.9) \\ &= 5620\text{cm}^3 \end{aligned}$$

引張鉄筋の抵抗断面係数は W_s は、

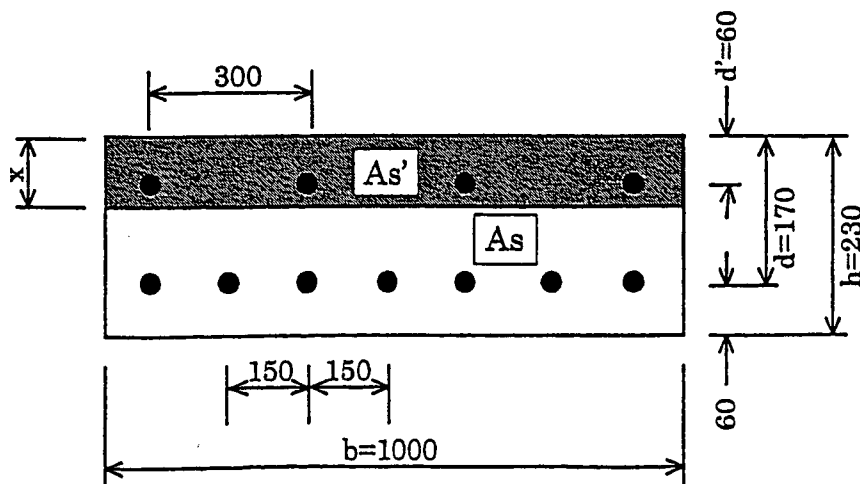
$$W_s = (W_c/n) \times (x/(d-x)) = (5620/15) \times (7.25/(17.1-7.25)) = 275.9\text{cm}^3$$

となる。したがって、コンクリートの圧縮応力度 σ_c は、

$$\sigma_c = M/W_c = 340000.0/5620 = 60.5\text{kg/cm}^2 < 150\text{kg/cm}^2 \quad \text{———} > \text{ (OK)}$$

鉄筋の引張応力度 σ_s は、

$$\sigma_s = M/W_s = 340000.0/275.9 = 1232\text{kg/cm}^2 < 1400\text{kg/cm}^2 \quad \text{———} > \text{ (OK)}$$



3. 圧着時のPC量の決定

目地部で $\sigma = 33.0 \text{ kg/cm}^2$ より、供試体全体でのプレストレスは

$$P_s = 33.0 \times 33.0 \times 280.0$$

$$= 304920 \text{ kg}$$

$$= 305 \text{ ton}$$

PC鋼棒を10本使用すると、PC鋼棒1本あたり

$$p_s = 30.5 \text{ ton}$$

クリープや接着材の逃げによる減少を考慮して1割増しをすると、1本あたり33 tonとする。

レディーミクストコンクリート配合報告書

No. 2-3

平成 10 年 11 月 18 日

石川島建材工業 株式会社

殿

厚木小野田レミコン株式会社
神奈川県海老名市河原口923-1
電話 (0462)31-1451
FAX (0462)33-8978

配合計画者名 鳥島 忠雄

工 事 名 称	I H I マッチキャスト床版NO2工事											
所 在 地	綾瀬市小園720											
納 入 予 定 時 期	平成10年11月～平成10年11月末日											
本 配 合 の 適 用 期 間	1月1日～12月31日											
コンクリートの打込み箇所												
配合の設計条件												
呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法による記号	セメントの種類による記号							
	普通	40	12	20	H							
指定事項	軽量コンクリートの単位容積質量	- kg/m ³		空 気 量	4.5 %							
	コンクリートの温度	最高・最低	- °C	混 和 材 料 の 種 類	-							
	呼び強度を保証する材齢	28	日	アルカリ骨材反応抑制対策の方法	A							
	水セメント比の上限値	-	%	単位体積量の下限値又は上限値	- kg/m ³							
	単位水量の上限値	-	kg/m ³	塩 化 物 含 有 量	0.30 kg/m ³ 以下							
	流動化後のスランプ増大量	-	cm	-	-							
使 用 材 料												
セメント	生産者名	太平洋セメント 株式会社			密度 (g/cm ³)	3.14	Na ₂ Oeq (%)	0.75				
混和材①	製品名	-	種 類	-			密度 (g/cm ³)	-				
混和材②	製品名	-	種 類	-			密度 (g/cm ³)	-				
骨材	No	種 類	産 地 又 は 品 名		ASRによる区分	粒の大きさの範囲	粗粒率又は実積率	密度 (g/cm ³) 絶 乾 表 乾	吸水率 (%)			
細骨材①	砂	相模川水系産		A 化学法	5	3.05	-	2.60	2.68			
細骨材②	砂	千葉県市原産		A モルタル法	1.2	1.58	-	2.56	2.91			
粗骨材③	-	-		-	-	-	-	-	-			
粗骨材①	碎石	津久井郡城山町小倉産		A 化学法	20～5	59.0	-	2.66	0.72			
粗骨材②	碎石	東京都八王子市美山産		A 化学法	20～5	59.0	-	2.66	0.87			
粗骨材③	-	-		-	-	-	-	-	-			
混和剤①	製品名	レタ'ル' SP8S		種類	高性能AE減水剤標準形		細骨材の塩化物量	① 0.001 %				
混和剤②	製品名	-		種類	-		水の区分	② 0.001 %				
混和剤③	製品名	-		種類	-		水の区分	地下水				
配合表 (kg/m ³)												
セメント	混和材①	混和材②	水	細骨材①	細骨材②	細骨材③	粗骨材①	粗骨材②	粗骨材③	混和剤①	混和剤②	混和剤③
447	-	-	161	592	105	-	510	509	-	4.470	-	-
水セメント比		36.0 %		水結合材比		-		細 骨 材 率		41.2 %		
細骨材混合比(質量) 陸砂:山砂(細砂)=85:15												
粗骨材混合比(質量) 2005(津久井産):2005(八王子産)=50:50												
備考 規格区分: J I S 外品												

配 合 計 算 書												
呼び方	コンクリートの種類による記号		呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法による記号		セメントの種類による記号					
	普通		40	12	20		H					
指定事項	軽量コンクリートの単位容積質量		- kg/m³		空 気 量		4.5 %					
	コンクリートの温度		最高・最低 - °C		混 和 材 料 の 種 類		-					
	呼び強度を保証する材齢		28 日		アルカリ骨材反応抑制対策の方法		A					
	水セメント比の上限値		- %		単位セメント量の下限値又は上限値		- kg/m³					
	単位水量の上限値		- kg/m³		塩化物含有量		0.30 kg/m³以下					
	流動化後のスランプ増大量		- cm		-		-					
標準偏差(σ) 当社実績値							σ = 3.14 (N/mm²)					
配合強度(m) m = 0.85SL + 3.00σ = 43.4 m = SL + 2.00σ = 46.3 以上より、配合強度(m) = 46.3(N/mm²)とします。							m = 46.3 (N/mm²)					
水セメント比(W/C) W/C = 21.21 ÷ (46.3 + 12.25) × 100 = 36.225(%)							W/C= 36.0(%)					
単位水量(W) 当社実績値							W = 161 (kg/m³)					
単位セメント量(C) C = W ÷ W/C × 100 = 161 ÷ 36.0 × 100 = 447 (kg/m³) Vc = C ÷ ρc = 447 ÷ 3.14 = 142 (ℓ/m³)							C = 447 (kg/m³) Vc= 142 (ℓ/m³)					
細骨材率(s/a) 当社実績値							s/a= 41.2 (%)					
骨材の絶対容積(Va) Va =コンクリート容積-(W + Vc +Vair) = 1000 -(161 + 142 + 45)= 652 (ℓ/m³)							Va= 652 (ℓ/m³)					
単位細骨材量(S) Vs =Va× (s/a÷100)= 652 × (41.2÷100)= 269 (ℓ/m³) S = Vs × ρs = 269 × 2.59 = 697 (kg/m³) S1 = S × (85 ÷ (85 + 15))= 592 (kg/m³) S2 = S - S1 = 105 (kg/m³)							Vs= 269 (ℓ/m³) S = 697 (kg/m³) S1= 592 (kg/m³) S2= 105 (kg/m³)					
単位粗骨材量(G) Vg= Va - Vs = 652 -269 = 383 (ℓ/m³) G = Vg × ρg = 383 × 2.66 = 1019 (kg/m³) G1 = G × (50 ÷ (50 + 50))= 510 (kg/m³) G2 = G - G1 = 509 (kg/m³)							Vg= 383 (ℓ/m³) G = 1019 (kg/m³) G1= 510 (kg/m³) G2= 509 (kg/m³)					
単位混和剤量(Ad) Ad1 = C× 添加率÷ 100 = 447 × 1.000÷100= 4.470 (kg/m³)							Ad1= 4.470 (kg/m³)					
配合表 (kg/m³)												
セメント	混和材①	混和材②	水	細骨材①	細骨材②	細骨材③	粗骨材①	粗骨材②	粗骨材③	混和剤①	混和剤②	混和剤③
447	-	-	161	592	105	-	510	509	-	4.470	-	-
水セメント比			36.0 %	水結合材比			-			細骨材率 41.2 %		

ブロック工法用接着剤

シーカデュア® W



概要

無溶剤タイプ、2成分形エポキシ樹脂ベースのブロック工法用接着剤です。

用途

- プレキャストコンクリートのブロック工法用接着剤
- スレート板、金属、木材、ガラス、タイル、セラミック、石材等

特長

- 垂直面、天井面で2mm厚に塗布しても垂れ下がりなく、作業性に優れています。
- 短時間で高強度が得られます。
- 硬化後は強固な機械的強度、高い接着力を持ち、収縮しません。
- 下地に対する密着力が優れています。
- 耐薬品性に優れ、他の物質に対し、腐蝕性はありません。
- コンクリートと同一色で目立ちません。
- 湿潤面にも使用できます。

荷姿

4kgセット×6/箱 A成分：2.66kg/缶
B成分：1.34kg/缶

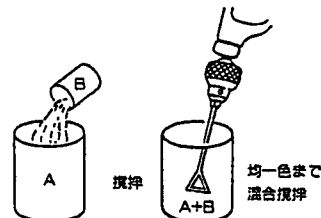
使用方法

完全な接着効果を得るために、コンクリート面をワイヤーブラシ、サンダーまたはサンドブラスト等で処理の上、清掃し乾燥させて下さい。

表面処理

混合(重量比)

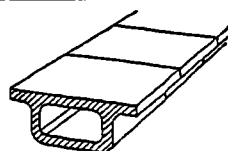
主剤(A)：硬化剤(B)＝2：1



接着剤の主剤、硬化剤は定められた混合比に計量してあります。

主剤(A)缶に硬化剤(B)を全量入れ、電気ドリルに攪拌翼を付け、均一な色になるまで低速で十分攪拌して下さい。

施工



よく攪拌したシーカデュアWを施工面(両面)にコテ、ゴムヘラまたは手で(ゴム手袋着用)1～2mm厚(約1.5～3.2kg/m²)に塗布し、接着剤が硬化する前に被着体をセットし、固定して下さい。接着剤の硬化時間は温度条件で変化しますので注意して下さい。

片付け作業

施工後、はみ出した接着剤は固まらないうちにコテ等で取り除いて下さい。施工工具等も固まらないうちにシンナー等で洗浄後保管して下さい。

施工上の 注意

- シーカデュアWは外気温または被着体の表面温度が3℃～30℃の範囲内で使用して下さい。
- コンクリートは3週間以上養生して下さい。
- シーカの周囲は、10～20mm程度塗り残して下さい。

取扱い上 の注意

- エポキシ樹脂の可使時間は温度が高くなると短くなり、低くなると長くなります。
- 冬期にシーカデュアWを温めて使用する場合は直火をさけ、ウォーターバスなどにより間接加熱して使用して下さい。
- 未硬化の接着剤は皮膚を刺激することがあります。使用時には、保護メガネ、ゴム手袋、保護衣、マスク等を着用して下さい。手には保護クリームを塗って下さい。
- 直接、皮膚に触れた時は石けんで十分洗って下さい。また、眼に入った場合は多量の水で洗浄し、医師の指示を受けて下さい。

技術資料

品質項目	単位	条 件	品質規格	シーカデュアW	備 考
未硬化の 接 着 剤	外 観	—	有害と認められる異物の混入がなく材料分離が生じないこと。	な し	
	比 重	—	常温 20±2℃	1.5	JIS-K-6833 比重カップ
	粘 度	CP	使用時基準温度	5×10 ⁴	JIS-K-6838
	可 使 時 間	h	使用時基準温度	2 以上	ガードナー式
	だれ最小厚さ	mm	使用時基準温度	だれなし	
硬化した 接 着 剤	引 張 強 さ	kgf/cm ²	常温 材令7日	220	JIS-K-6911
	圧 縮 強 さ	kgf/cm ²	常温 材令7日	750	JIS-K-6911
	接 着 強 さ	kgf/cm ²	常温 材令7日	60	剪断試験

(関連規格) 土木学会(コンクリート標準示方書) 日本道路協会(道路橋示方書)などの「エポキシ樹脂系接着剤(橋げた用)の品質規格の標準」による



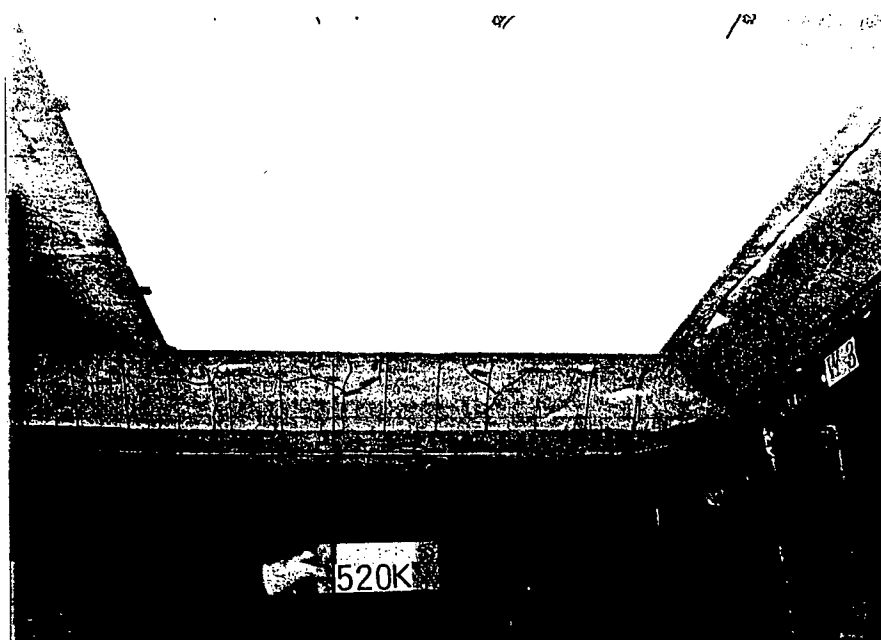
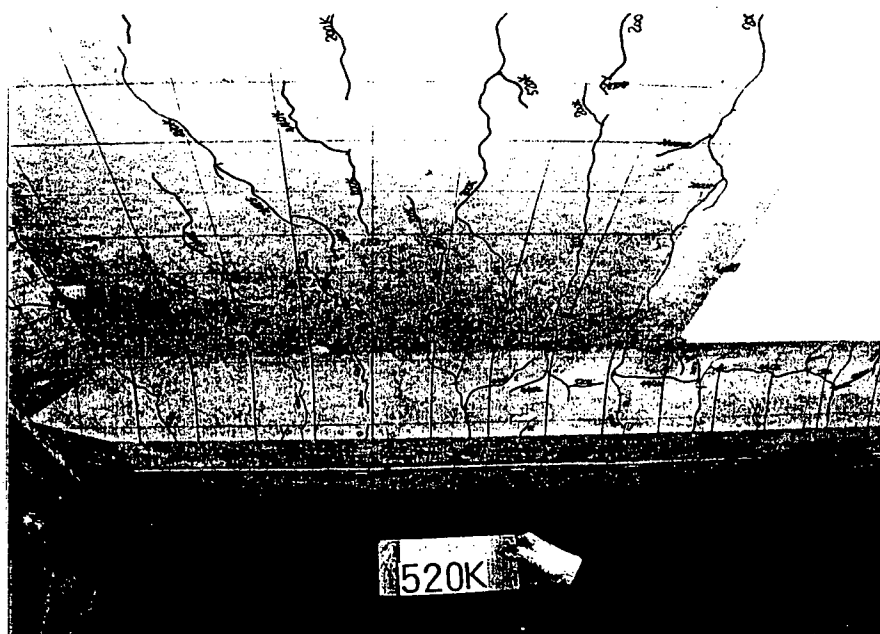
本 社 ☎143 東京都大田区大森北2-4-18・東京建物大森ビル ☎(03)3767-9821 FAX(03)3768-2117
 東京支店 ☎143 東京都大田区大森北2-4-18・東京建物大森ビル ☎(03)3767-7221 FAX(03)3767-9389
 大阪支店 ☎530 大阪府北区野崎町7-8・梅田パークビル ☎(06) 315-7851 FAX(06) 315-6901
 名古屋支店 ☎464 名古屋市中区山崎3-10-17・今池セントラルビル ☎(052)733-7353 FAX(052)731-4344
 仙台支店 ☎980 仙台市青葉区五橋2-4-27・宮城県米ビル ☎(022)267-2501 FAX(022)268-3783
 札幌支店 ☎060 札幌市中央区北2条西2丁目・加森ビル1 ☎(011)221-6331 FAX(011)231-6542
 福岡支店 ☎812 福岡市博多区博多駅東3-11-14・博多東3ムカイビル ☎(092)472-1684 FAX(092)472-1665
 沖縄出張所 ☎901-21 沖縄市仲西1-3-25フロンテージ仲西5F・(有)リフゼン内 ☎(098)874-5441 FAX(098)874-5453

●販売店

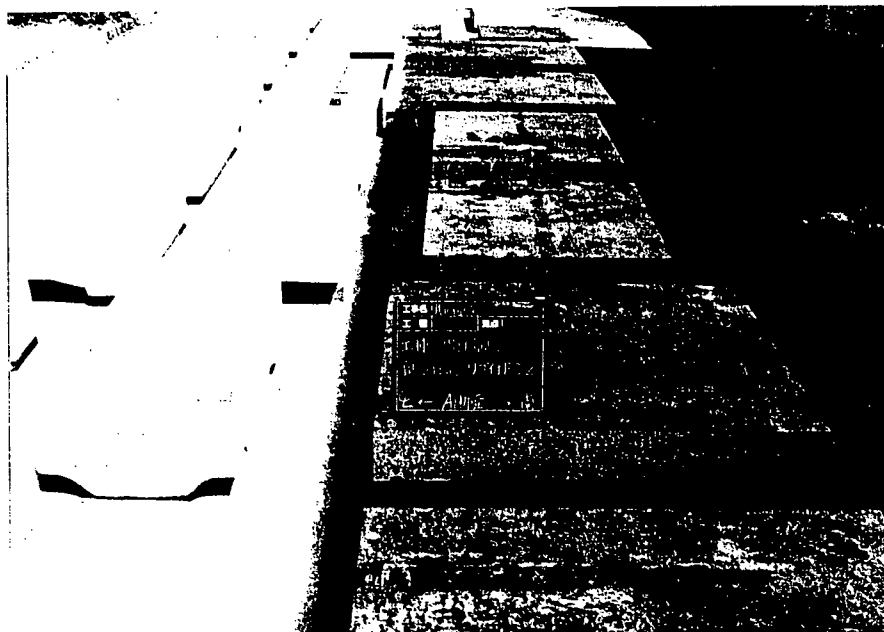
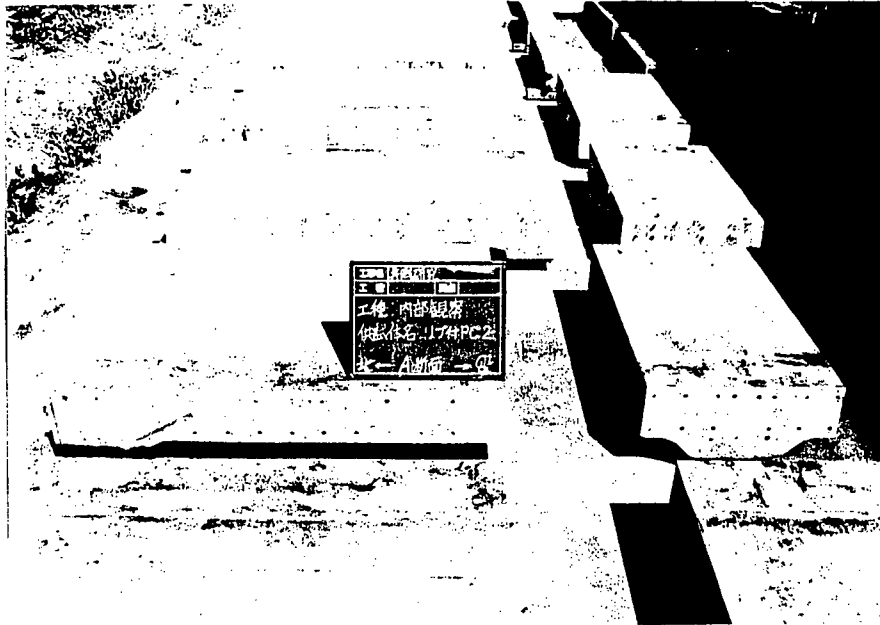
3000.1.5.94
CODE No.913301

試験後クラック発生状況

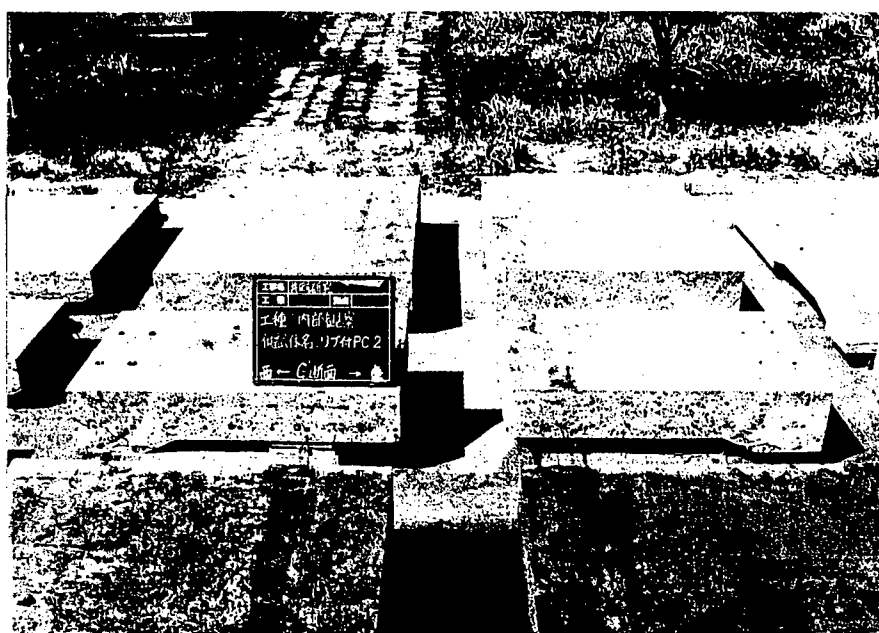
床版下面（実験終了後）



床版断面（実験終了後）



床版断面（実験終了後）



付録ー5　S Bパネル（その2）

1) 設計計算書	173
①試験体設計計算書	173
a)床版の計算	173
b)継目部の計算	174
②コンクリートの配合	181
③鋼材のミルシート	183
a)鉄筋	183
b)PC 鋼より線	184
2) 試験データ	185
3) 施工・試験の写真	187

1) 設計計算書

① 試験体設計計算書

a) 床版の計算

1 設計条件

- ・ 連続板 支間 $L = 3.0 \text{ m}$ (計算は端支間で行う)
- ・ 舗装厚 10cm

2 床版厚の決定 (道路橋示方書-鋼橋-6.1.5)

$$t = 3 \times L + 11 = 3 \times 3.0 + 11 = 20 \text{ cm}$$

軸方向プレストレスにより耐力向上が望めるため、大型車割り増しは無視する。

3 曲げモーメント (道路橋示方書-鋼橋-6.1.4)

(1) 死荷重による床版単位幅あたりの設計曲げモーメント

アスファルト舗装単位重量 2.3 tf/m^3

鉄筋コンクリート単位重量 2.5 tf/m^3 (道路橋示方書-2.1.2)

舗装

$$0.10 \text{ m} \times 2.3 \text{ tf/m}^3 = 0.230 \text{ tf/m}$$

床版

$$0.20 \text{ m} \times 2.5 \text{ tf/m}^3 = 0.500 \text{ tf/m}$$

単位幅あたりの等分布死荷重

$$\omega = 0.230 + 0.500 = 0.730 \text{ tf/m}$$

主鉄筋方向の曲げモーメント

$$M_d = \frac{\omega \times L^2}{10} = \frac{0.730 \times 3.0^2}{10} = 0.657 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(2) 活荷重による床版単位幅あたりの設計曲げモーメント

- ・ 主鉄筋方向

T 荷重

$$P_r = 10.0 \text{ tf}$$

割り増し係数

$$k = 1.0 + \frac{(L - 2.5)}{12} = 1.0 + \frac{(3.0 - 2.5)}{12} = 1.042$$

設計曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_\lambda &= (0.12 \cdot L + 0.07) \times P \times 0.8 \times k \\ &= (0.12 \times 3 + 0.07) \times 10.0 \times 0.8 \times 1.042 \\ &= 3.584 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- ・ 配力鉄筋方向

$$\begin{aligned} M_\lambda &= (0.10 \cdot L + 0.04) \times P \times 0.8 \\ &= (0.10 \times 3.0 + 0.04) \times 10.0 \times 0.8 \\ &= 2.720 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- ・ 合計曲げモーメント

主鉄筋方向

$$\sum M = M_d + M_\lambda = 0.657 + 3.584 = 4.241 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

配力鉄筋方向

$$\sum M = M_\lambda = 2.720 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

4 応力度の照査

4.1 主鉄筋方向

圧縮縁から中立軸までの距離	$X = 7.500 \text{ (cm)}$
断面 2 次モーメント	$I_x = 53276 \text{ (cm}^4\text{)}$
コンクリートの圧縮応力度	$\sigma_c = 60 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
鉄筋の引張応力度	$\sigma_{st} = 1134 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
鉄筋の圧縮応力度	$\sigma_{sc} = 537 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
コンクリートの最大せん断応力度	$\tau_c = 0.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

4.2 配力筋方向

圧縮縁から中立軸までの距離	$X = 6.500 \text{ (cm)}$
断面 2 次モーメント	$I_x = 30303 \text{ (cm}^4\text{)}$
コンクリートの圧縮応力度	$\sigma_c = 58 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
鉄筋の引張応力度	$\sigma_{st} = 1178 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
鉄筋の圧縮応力度	$\sigma_{sc} = 236 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
コンクリートの最大せん断応力度	$\tau_c = 0.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

b) 継目部の計算

1. 設計条件

1.1 P C 鋼より線 P C 鋼より線 $\phi 21.8$ (19 本より)

① 断面積	$A_p = 3.129 \text{ (cm}^2\text{)}$
② 重量	$W_1 = 2.482 \text{ (kgf/m)}$
③ 引張強度	$\sigma_{pu} = 18500 \text{ kgf/cm}^2$
④ 降伏強度	$\sigma_{yu} = 16000 \text{ kgf/cm}^2$
⑤ 許容応力度	

(道示Ⅱコンクリート橋編 表-3.3.5)

* プレストレス導入時

$$\sigma_{pia} = 0.9 \times \sigma_{yu} = 14400 \text{ kgf/cm}^2 \quad (< 0.80 \times \sigma_{pu} = 14800 \text{ kgf/cm}^2)$$

* プレストレス導入直後

$$\sigma_{pta} = 0.7 \times \sigma_{pu} = 12950 \text{ kgf/cm}^2 \quad (< 0.85 \times \sigma_{yu} = 13600 \text{ kgf/cm}^2)$$

* 設計荷重時

$$\sigma_{pea} = 0.6 \times \sigma_{pu} = 11100 \text{ kgf/cm}^2 \quad (< 0.75 \times \sigma_{yu} = 12000 \text{ kgf/cm}^2)$$

⑥ 使用シー ス $D_s = 35 \text{ mm}$

⑦ P C 鋼より線のヤング係数 (道示Ⅰ 共通編 表-3.3.1)

$$E_p = 2.00 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

⑧ P C 鋼より線の見かけのレラクセーション率 (道示Ⅰ 共通編 表-3.3.2)

$$\gamma = 5.0\%$$

⑨ P C 鋼線の使用本数 $N = 4 \text{ 本}$

1.2 床版コンクリート

① 設計基準強度

$$\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$$

② コンクリートのヤング係数 (道示Ⅰ 共通編 表-3.3.3)

$$E_c = 3.10 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$$

③ コンクリートのクリープ係数 (道示Ⅰ 共通編 表-2.1.8)

$$\phi = 2.2$$

④ プレストレス導入時の乾燥収縮度 (道示Ⅰ 共通編 表-2.1.9)

$$\varepsilon_s = 18 \times 10^{-5}$$

⑤ 許容圧縮応力度

$$\sigma_a = 100 \text{ kgf/cm}^2$$

⑥ 許容曲げ引張応力度 (道示Ⅲ コンクリート橋 表-3.3.2)

$$\sigma_a = 20 \text{ kgf/cm}^2$$

床版(全断面)の断面2次モーメント計算表

No.	W (cm)	H (cm)	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1	140.0	20.0 20.0	5600	10.0	56000	560000	186666
TOTAL		—	5600	—	56000	560000	186666

(床版が左右対称なので、面積Aは2倍されている)

$$Y_e = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{56000}{5600} = 10.00 \text{ cm}$$

$$I_c = \sum AY^2 + \sum I_0 - (\sum A) \times Y_e^2$$

$$= 560000 + 186666 - 5600 \times 10.00^2 = 190000 \text{ cm}^4$$

2. 断面、その他諸元

- | | |
|-----------------------|--|
| ① 床版厚さ | $t = 20.0 \text{ cm}$ |
| ② 断面積 (全断面) | $Ac = 5600 \text{ cm}^2$ |
| ③ 断面2次モーメント (全断面) | $Ic = 190000 \text{ cm}^4$ |
| ④ 中立軸 (全断面) | $X_1 = 10.00 \text{ cm}$ |
| ⑤ 断面2次モーメント (設計断面) | $I_1 = 66667 \text{ cm}^4$ |
| ⑥ 中立軸 (設計断面) | $X_2 = 10.00 \text{ cm}$ |
| ⑦ 鋼材位置 | $Y = 10.00 \text{ cm}$ |
| ⑧ PC鋼材の緊張端から設計断面までの長さ | $L = 4.500 \text{ m}$ |
| ⑨ PC鋼材の初期緊張力 (緊張端) | $Pi = 33.000 \text{ tf}$ |
| | $Pi < Pk = \sigma_{pia} \times Ap + 1000$ |
| | $= 14400 \times 3.129 \div 1000 = 45.058 \text{ tf}$ |
| ⑩ 活荷重曲げモーメント | $My = 2.720 \text{ tf} \cdot \text{m}$ |

3. 引張力の損失量の計算

3.1 PC鋼材とシーすとの摩擦による損失の計算

P_x (設計断面におけるPC鋼材の引張力)

$$P_x = Pi \times e^{(-\lambda \cdot L)} = 32.411 \text{ tf}$$

$\lambda = 0.0040$ (PC鋼材の長さ1m当りの摩擦係数)

*損失量 ΔP_x

$$\Delta P_x = Pi - P_x = 33.000 - 32.411 = 0.589 \text{ tf}$$

3.2 PC鋼線の伸び量の計算 (ΔL)

$$\Delta L = \frac{Pi \times L \times \{1 + e^{(-\lambda \cdot L)}\}}{2 \times Ep \times Ap}$$

$$= \frac{33.000 \times 4.500 \times 10^6 \times \{1 + e^{(-0.0040 \times 4.500)}\}}{2 \times 2.00 \times 10^6 \times 3.129}$$

$$= 24 \text{ mm} \quad (\text{両引きの場合は } 2 \times 24 = 48 \text{ mm})$$

$$E_p = 2.00 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 \quad : \text{P C 鋼線のヤング係数}$$

$$A_p = 3.129 \text{ cm}^2 \quad : \text{P C 鋼より線の断面積}$$

3.3 P C 鋼線のセット (定着) による損失量 (ΔP_{set}) の計算

$\sigma_{set} : 0.0 \text{ mm} : \text{セット量}$

セット (定着) による損失量 ΔP_{set} とセットの影響を受ける P C 鋼線の位置までの長さ L_1 を求める

* $L \geq L_1$ のとき

$$2 \cdot P_i \{1/\lambda - e^{(-\lambda \cdot L_1)} \cdot (1/\lambda + L_1)\} - \sigma_{set} \cdot E_p \cdot A_p = 0 \quad \text{----- (1)}$$

上式より L_1 を求めれば、次式より ΔP_{set} が得られる。

$$\Delta P_{set} = 2 \cdot P_i \{1 - e^{(-\lambda \cdot L_1)}\} \quad \text{----- (2)}$$

* $L_1 > L$ のとき

L_1 を (1) 式より求め、 $L_1 > L$ であれば (3) 式より ΔP_{set} を求める。

$$\Delta P_{set} = \frac{\sigma_{set} \cdot E_p \cdot A_p + 2 P_i \{1/\lambda e^{(-\lambda \cdot L - 1)} - 1\} + L}{L} \quad \text{----- (3)}$$

(1) 式より L_1 を求める。

$$2 \cdot P_i \{1/\lambda - e^{(-\lambda \cdot L_1)} \cdot (1/\lambda + L_1)\} - \sigma_{set} \cdot E_p \cdot A_p = 0$$

$$L_1 = 0.220 \text{ m} < L = 4.500 \text{ m}$$

この場合は $L_1 < L$ なので (2) 式より (ΔP_{set}) を求める。

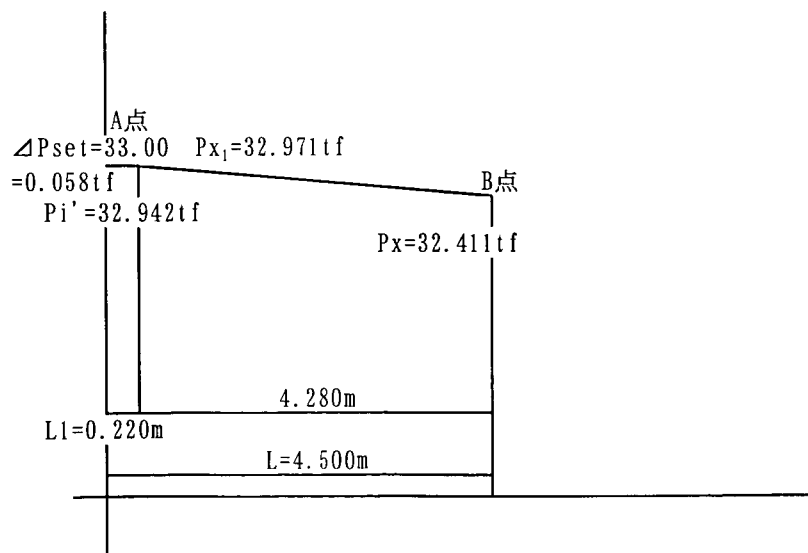
$$\Delta P_{set} = 2 \cdot P_i \{1 - e^{(-\lambda \cdot L_1)}\} = 0.058 \text{ tf}$$

$$P_i' = P_i - \Delta P_{set} = 33.000 - 0.058 = 32.942 \text{ tf}$$

* セットの影響が終わる位置での P C 鋼より線の張力

$$P_{x_1} = P_i \times e^{(-\lambda \times L_1)} = 32.971 \text{ tf}$$

* 従って P C 鋼線定着後の緊張力分布は次の図のようになる。



P C 鋼線定着後の緊張力分布図

後の計算は A 点、B 点について行う。

3.4 コンクリートの弾性変形による損失の計算

$$\Delta\sigma_p = n \cdot \frac{\sigma_{cpy} \cdot (N-1)}{2 \cdot N}$$

N : P C 鋼材の緊張回数 (P C ケーブル本数) 4 本

$$n = \frac{E_p}{E_c} = 6.45$$

E_p : P C 鋼材のヤング係数 $2.00 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

E_c : コンクリートのヤング係数 $3.10 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

σ_{cpy} : プレストレッシングによる P C 鋼材の図心位置でのコンクリートの応力度

A_c : 断面の全断面積 5600 cm^2

I : 断面 2 次モーメント (全断面) 190000 cm^4

Y_p : P C 鋼材の偏心量 $Y_p = X_1 - Y = 10.00 - 10.00 = 0.00 \text{ cm}$

A 点

$$P_x = 32971 \times 4 = 131884 \text{ kgf}$$

$$M_p = 131884 \times 0.00 = 0 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cpy} &= \frac{P_x}{A_c} + \frac{M_p \cdot Y_p}{I} \\ &= \frac{131884}{5600} + \frac{0 \times 0.00}{190000} = 23.6 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_p &= n \cdot \frac{\sigma_{cpy} \cdot (N-1)}{2 \cdot N} \\ &= 6.45 \times \frac{24 \times (4-1)}{2 \times 4} = 57 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

B 点

$$P_x = 32411 \times 4 = 129644 \text{ kgf}$$

$$M_p = 129644 \times 0.00 = 0 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cpy} &= \frac{P_x}{A_c} + \frac{M_p \cdot Y_p}{I} \\ &= \frac{129644}{5600} + \frac{0 \times 0.00}{190000} = 23.2 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_p &= n \cdot \frac{\sigma_{cpy} \cdot (N-1)}{2 \cdot N} \\ &= 6.45 \times \frac{23 \times (4-1)}{2 \times 4} = 56 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

4. プレストレッシング導入直後の P C 鋼材の応力度の照査

A 点

$$\sigma_{pt} = \frac{32971}{3.129} - 57 = 10480 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{pta} = 12950 \text{ kgf/cm}^2$$

B 点

$$\sigma_{pt} = \frac{32411}{3.129} - 56 = 10302 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{pta} = 12950 \text{ kgf/cm}^2$$

5. コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による損失量

$$\Delta\sigma_{\phi} = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \epsilon_s}{1 + \frac{n \cdot \sigma_{cp} \cdot (1 + \frac{\phi}{2})}{\sigma_{pt}}}$$

$\Delta\sigma_{p\phi}$: コンクリートのクリープ及び乾燥収縮によるP C鋼材の応力度の減少量(kgf/cm²)

ϕ : コンクリートのクリープ係数 $\phi = 2.2$

ϵ_s : コンクリートの乾燥収縮度 $\epsilon_s = 18.0 \times 10^{-5}$

n : ヤング係数比 $n = 6.45$

σ_{cp} : P C鋼材位置におけるコンクリート断面の持続荷重による応力度(kgf/cm²)

σ_{cpt} : P C鋼材におけるプレストレッシング直後のP C鋼材の引張応力度(kgf/cm²)

$$\sigma_{cp} = \sigma_{cd} + \sigma_{cpt} = \sigma_{cpt} \quad (\text{但し、} \sigma_{cd} = 0)$$

$$\sigma_{cpt} = \frac{Px}{Ac} + \frac{Mp \cdot Y_p}{I}$$

Ac : 断面の全断面積

5600 cm²

I : 断面 2 次モーメント (全断面)

190000 cm⁴

A点

$$\sigma_{pt} = 10480 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_t = \sigma_{pt} \cdot A_p \cdot N$$

$$= 10480 \times 3.129 \times 4 = 131168 \text{ kgf}$$

$$M_p = p_t \cdot Y_p$$

$$= 131168 \times 0.00 = 0 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{cpt} = \frac{Px}{Ac} + \frac{Mp \cdot Y_p}{I}$$

$$= \frac{131168}{5600} + \frac{0 \times 0.00}{190000} = 23.4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p\phi} = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \epsilon_s}{1 + \frac{n \cdot \sigma_{cp} \cdot (1 + \frac{\phi}{2})}{\sigma_{pt}}}$$

$$= \frac{6.45 \times 2.20 \times 23.4 + 2.00 \times 10^6 \times 18.00 \times 10^{-5}}{1 + \frac{6.45 \times 23.4 \times (1 + \frac{2.20}{2})}{10480}}$$

$$= 672 \text{ kgf/cm}^2$$

B点

$$\sigma_{pt} = 10302 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_t = \sigma_{pt} \cdot A_p \cdot N$$

$$= 10302 \times 3.129 \times 4 = 128940 \text{ kgf}$$

$$M_p = p_t \cdot Y_p$$

$$= 128940 \times 0.00 = 0 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{cpt} = \frac{Px}{Ac} + \frac{Mp \cdot Y_p}{I}$$

$$= \frac{128940}{5600} + \frac{0 \times 0.00}{190000} = 23.0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p\phi} = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \epsilon_s}{1 + \frac{n \cdot \sigma_{cp} \cdot (1 + \frac{\phi}{2})}{\sigma_{pt}}}$$

$$= \frac{6.45 \times 2.20 \times 23.0 + 2.00 \times 10^6 \times 18.00 \times 10^{-5}}{1 + \frac{6.45 \times 23.0 \times (1 + \frac{2.20}{2})}{10302}}$$

$$= 666 \text{ kgf/cm}^2$$

6. 鋼材のレラクセーションによる損失量の計算

$$\Delta\sigma\gamma = \gamma \cdot \sigma_{pt}$$

$\Delta\sigma\gamma$: P C鋼材のレラクセーションによるP C鋼材の引張応力度の減少量(kgf/cm²)

γ : P C鋼材の見かけのレラクセーション率

σ_{pt} : P C鋼材の位置におけるプレストレス直後のプレストレス(kgf/cm²)

A点

$$\Delta\sigma_{pr} = 0.050 \times 10480 = 524 \text{ kgf/cm}^2$$

B点

$$\Delta\sigma_{pr} = 0.050 \times 10302 = 515 \text{ kgf/cm}^2$$

7. 有効引張応力度の計算

A点

$$\begin{aligned}\sigma_{pe} &= \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{p\phi} - \Delta\sigma_{p\gamma} \\ &= 10480 - 672 - 524 \\ &= 9284 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{有効係数 } \eta &= \frac{\sigma_{pe}}{\sigma_{pt}} \\ &= \frac{9284}{10480} = 0.886\end{aligned}$$

B点

$$\begin{aligned}\sigma_{pe} &= \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{p\phi} - \Delta\sigma_{p\gamma} \\ &= 10302 - 666 - 515 \\ &= 9121 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{有効係数 } \eta &= \frac{\sigma_{pe}}{\sigma_{pt}} \\ &= \frac{9121}{10302} = 0.885\end{aligned}$$

8. 設計荷重作用時の応力度の照査

8.1 設計荷重作用時の応力度

*活荷重による曲げモーメント $M_y = 272000 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

*断面2次モーメント I_1

$$I_1 = \frac{100 \times t^3}{12} = \frac{100 \times 20.00^3}{12} = 66667 \text{ cm}^4$$

*活荷重曲げモーメントによる床版応力 σ

$$\sigma = \pm \frac{M_y}{I_1} \cdot Y = \pm \frac{272000}{66667} \times 10.00 = \pm 40.8 \text{ kgf/cm}^2$$

8.2 P C鋼線の引張応力度

設計断面でのP C鋼材の偏心量 $Y_1 = X_2 - Y = 10.00 - 10.00 = 0.00 \text{ cm}$

$$\sigma_{pt_1} = n \cdot \frac{M_y}{I_1} \cdot Y_1 = 6.45 \times \frac{272000}{66667} \times 0.00 = 0 \text{ kgf/cm}^2$$

*合計応力度 (A点)

$$\begin{aligned}\sigma_{pe} &= \sigma_{pe} + \sigma_{pt_1} = 9284 + 0 = 9284 \text{ kgf/cm}^2 \\ &< \sigma_{pea} = 11100 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

8.3 プレストレス

A点

*床版上縁

$$\begin{aligned}\sigma_{cu}' &= \frac{Pt}{Ac} + \frac{Mp \cdot X_1}{I} \\ &= \frac{131168}{5600} + \frac{0 \times 10.00}{190000} = 23.4 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_{cu} &= \sigma_{cu}' \times \eta = 23.4 \times 0.886 = 20.7 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

*床版下縁

$$\begin{aligned}\sigma_{cl}' &= \frac{Pt}{Ac} - \frac{Mp \cdot (t - X_1)}{I} \\ &= \frac{131168}{5600} - \frac{0 \times 10.00}{190000} = 23.4 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_{cl} &= \sigma_{cl}' \times \eta = 23.4 \times 0.886 = 20.7 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

B点

*床版上縁

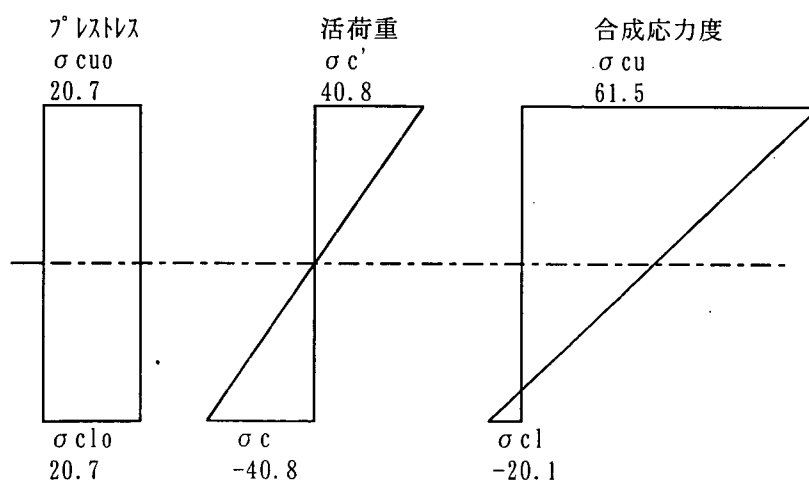
$$\begin{aligned}\sigma_{cu}' &= \frac{Pt}{Ac} + \frac{Mp \cdot X_1}{I} \\ &= \frac{128940}{5600} + \frac{0 \times 10.00}{190000} = 23.0 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_{cu} &= \sigma_{cu}' \times \eta = 23.0 \times 0.885 = 20.4 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

*床版下縁

$$\begin{aligned}\sigma_{cl}' &= \frac{Pt}{Ac} + \frac{Mp \cdot (t - X_1)}{I} \\ &= \frac{128940}{5600} + \frac{0 \times 10.00}{190000} = 23.0 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_{cl} &= \sigma_{cl}' \times \eta = 23.0 \times 0.885 = 20.4 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

8.4 PC床版の合成応力度

A点

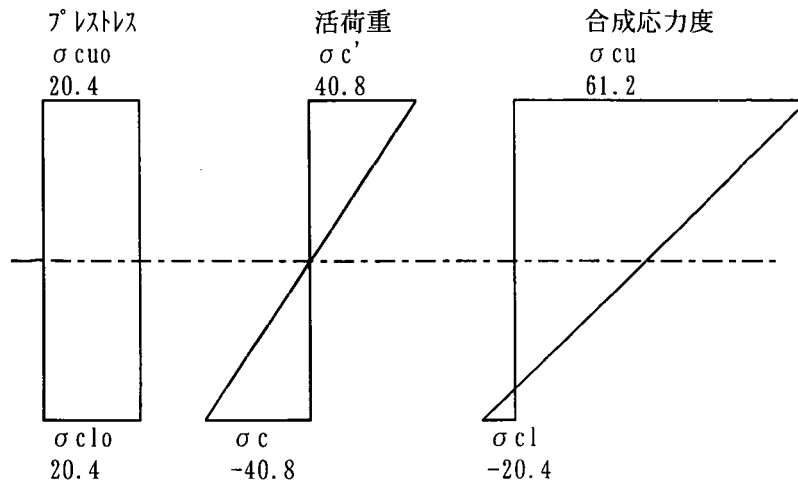


〈応力度分布図〉
(kgf/cm²)

床版上縁 $\sigma_{cu} = 20.7 + 40.8 = 61.5 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_a = 100 \text{ kgf/cm}^2$

床版下縁 $\sigma_{cl} = 20.7 - 40.8 = -20.1 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma_a = -20 \text{ kgf/cm}^2$

B点



〈応力度分布図〉
(kgf/cm^2)

床版上縁 $\sigma_{cu} = 20.4 + 40.8 = 61.2 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{ca} = 100 \text{ kgf/cm}^2$

床版下縁 $\sigma_{cl} = 20.4 - 40.8 = -20.4 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma_{ca} = -20 \text{ kgf/cm}^2$

②コンクリートの配合

1. 配合設計条件

・設計基準強度 (f'_{ck})	40.0 N/mm^2
(標準養生、材令14日)	
・粗骨材最大寸法	25mm
・目標スランプ値	8.0 ± 2.5cm
・目標空気量値	5.0 ± 1.5%
・セメント (普通ポルトランドセメント) 比重 (P_c)	3.16
・細骨材 (山砂) の比重 (P_s)	2.56
・粗骨材 (山砂利) の比重 (P_g)	2.59

2. 示方配合の決定

(1) 配合強度 (f'_{cr})

$$f'_{cr} = f'_{ck} + 3\delta \quad \delta : 2.5 \text{ N/mm}^2$$

$$= 40.0 + (3 \times 2.5) = 47.5 \text{ N/mm}^2$$

(2) 水セメント比 (W/C) の決定

当工場における水セメント比と圧縮強度の関係式は、次式の通りである。

$$W/C = 21.5 / (f'_{cr} + 8.1) \times 100$$

よって、 $f'_{cr} = 47.5 \text{ N/mm}^2$ の水セメント比は、下記の通りである。

$$W/C = 21.5 / (47.5 + 8.1) \times 100$$

$$= 39\%$$

(3) 単位水量 (W) の決定

単位水量は、当社実績値により決定した。

$$W = 160 \text{ kg/m}^3$$

(4) 単位セメント量 (C) の決定

$$C = \{W / (W/C)\} \times 100 = (160 / 39) \times 100 = 410 \text{ kg/m}^3$$

(5) 細骨材率 (s/a) の決定

細骨材率は当社実績値により決定した。

$$s/a = 40\%$$

(6) 細・粗骨材量 (S・G) の決定

・全骨材量の絶対容積 (V_a)

$$\begin{aligned} V_a &= 1000 - \{W + (C/P_c) + \text{空気量}\} \\ &= 1000 - \{160 + (410/3.16) + 50\} \\ &= 660.2 \text{ (l)} \end{aligned}$$

・単位細骨材量 (S)

$$\begin{aligned} S &= V_a \times \{(s/a) / 100\} \times P_s \\ &= 660.2 \times 0.40 \times 2.56 \\ &= 676 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

・単位粗骨材量 (G)

$$\begin{aligned} G &= V_a \times \{1 - (s/a) / 100\} \times P_g \\ &= 660.2 \times 0.60 \times 2.59 \\ &= 1026 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

(7) 混和剤 (AE減水剤) の決定

混和剤添加率; C × 0.8%

$$\text{混和剤} = C \times (0.8 / 100)$$

$$= 410 \times 0.008 = 3.28 \text{ kg/m}^3$$

(8) 示方配合

配合強度 (N/m ²)	W/C (%)	s/a (%)	スランブ (cm)	空気量 (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
					C	W	S	G	混和剤
47.5	39.0	40.0	8.0±2.5	5.0±1.5	410	160	676	1026	3.28

(9) 現場配合

・表面水

砂; 5.0%、 砂利; 0.5%

・コンクリート

スランブ; 10.5cm, 空気量; 5.2%

配合強度 (N/m ²)	W/C (%)	s/a (%)	スランブ (cm)	空気量 (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
					C	W	S	G	混和剤
47.5	39.0	40.0	8.0±2.5	5.0±1.5	410	121	710	1031	3.28

③ 鋼材のミルシート

a) 鉄筋

契約番号 01-S019

Contract No.

商社 丸紅(株)

Shipper

特約店 (株) トーセン郡山

需要家

Customer

Destination

工事名

製品名 鉄筋コンクリート用棒鋼

Deformed Steel Bar

規格 JIS G 3112

Specification

種類 SD295A

Grade

結束 Bundles

総質量 Total

1,212 kg

証明書番号 9868324

Sheet No.

発行番号 01-0242

No. Issue

発行日 98.01.09

Date of Issue

製品検査証明書

INSPECTION CERTIFICATE



JIS G 3112 許可番号 271038



株式会社 伊藤製鋼所
石巻工場
宮城県石巻市霞吉町
電話 0225(96)1111(代表)
ファクス 0225(96)0256

ITO IRON & STEEL CO., LTD.

ISHINOMAKI WORKS

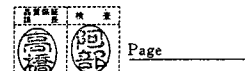
2, Shigayoshi-Town, Ishinomaki-City
Miyagi-Pref. Japan.

納入明細 Quantity						機械的性質 Mechanical Property				化学成分 Chemical Composition %									
溶鋼番号 Charge No.	呼び名 又は径 Diameter	長さ Length m	結束 番号 Bundle No.	本数 No. of Pieces	質量 Mass kg	試験 片 (号)	降伏点 又は耐力 Yield Point N/mm ²	引張強さ Tensile Strength N/mm ²	伸び Elongation %	曲げ試験 Bend Test 角度180° 内側半径 Rad	C ×10 ⁻³	Si ×10 ⁻³	Mn ×10 ⁻³	P ×10 ⁻³	S ×10 ⁻³	C+Mn/6 ×10 ⁻³	×10 ⁻³	×10 ⁻³	×10 ⁻³
0526	D16	6.500		120	1,212	2	350	532	23	GOOD	21	28	67	18	36				

We hereby certify that above steels have been satisfactorily tested in accordance with the specification.

Surveyor to

Chief of Inspection Section



契約番号 03-S150

Contract No.

商社 丸紅(株)

Shipper

特約店 (株) トーセン郡山

需要家

Customer

Destination

工事名

製品名 鉄筋コンクリート用棒鋼

Deformed Steel Bar

規格 JIS G 3112

Specification

種類 SD295A

Grade

結束 Bundles

総質量 Total

675 kg

証明書番号 9873455

Sheet No.

発行番号 03-1167

No. Issue

発行日 98.03.18

Date of Issue

製品検査証明書

INSPECTION CERTIFICATE



JIS G 3112 許可番号 271038



株式会社 伊藤製鋼所
石巻工場
宮城県石巻市霞吉町
電話 0225(96)1111(代表)
ファクス 0225(96)0256

ITO IRON & STEEL CO., LTD.

ISHINOMAKI WORKS

2, Shigayoshi-Town, Ishinomaki-City
Miyagi-Pref. Japan.

納入明細 Quantity						機械的性質 Mechanical Property				化学成分 Chemical Composition %									
溶鋼番号 Charge No.	呼び名 又は径 Diameter	長さ Length m	結束 番号 Bundle No.	本数 No. of Pieces	質量 Mass kg	試験 片 (号)	降伏点 又は耐力 Yield Point N/mm ²	引張強さ Tensile Strength N/mm ²	伸び Elongation %	曲げ試験 Bend Test 角度180° 内側半径 Rad	C ×10 ⁻³	Si ×10 ⁻³	Mn ×10 ⁻³	P ×10 ⁻³	S ×10 ⁻³	C+Mn/6 ×10 ⁻³	×10 ⁻³	×10 ⁻³	×10 ⁻³
1287	D19	6.000		50	675	2	352	528	23	GOOD	22	17	72	23	36				

We hereby certify that above steels have been satisfactorily tested in accordance with the specification.

Surveyor to

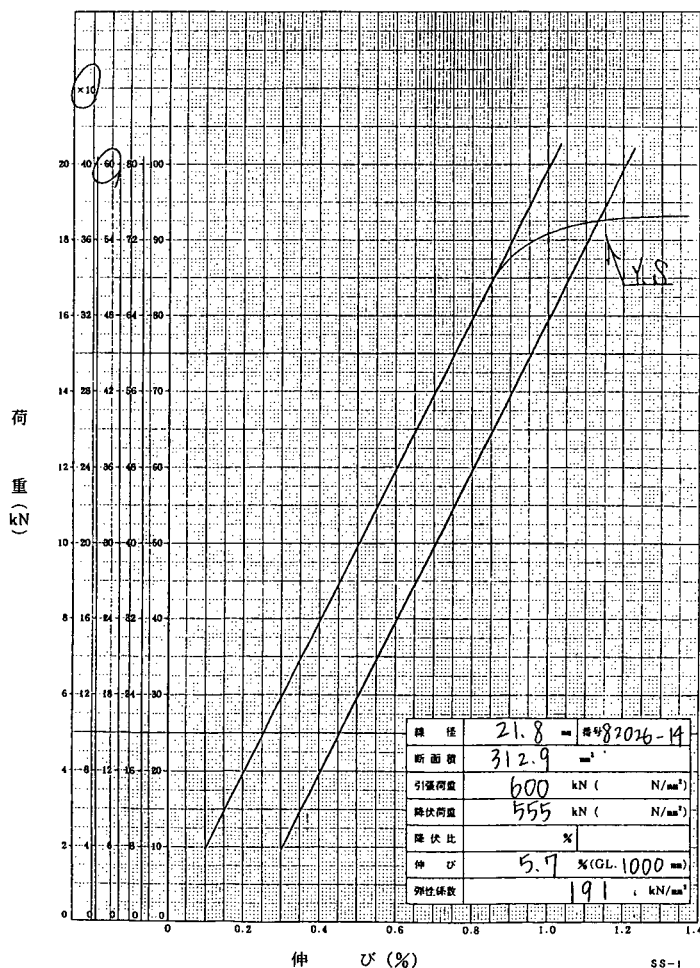
Chief of Inspection Section



b) PC 鋼より線

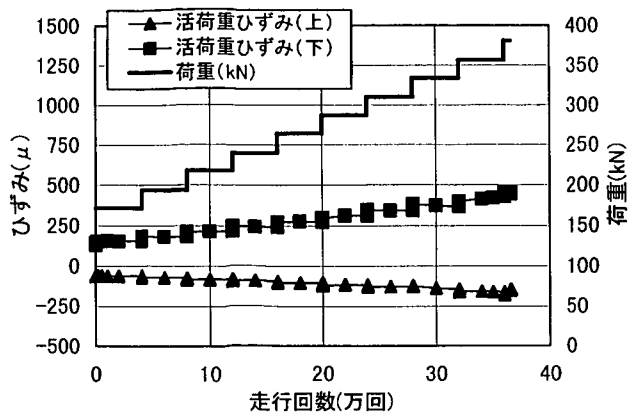
試験成績表		平成 10 年 5 月 12 日						
ショーボンド建設株式会社 補修工学研究所		御中 株式会社 シー・シー・エル・ジャパン 〒100 東京都千代田区永田町1-4-55 電話 東京 (03) 3279-0461 FKK 関東鋼鉄コンクリート振興会 〒104 東京都中央区銀座6-2-10 (合同ビル) 電話 東京 (03) 3571-4485 神鋼鋼線工業株式会社 PC 事業部品質保証室 〒660 兵庫県尼崎市中央通10-1 電話 大阪 (06) 411-1021						
品名 PC 鋼より線 19本より 21.8mm		成庫番号 1A85M2003301						
仕様 JIS G 3536		契約質量						
種類の記号 SWPR19N		納入質量 357 kg						
コンプレッショングリップ加工付		数量 24						
品質保証室								
試験項目	規格	引張荷重	0.2% 永久伸び に対する荷重	破断伸び CL=1000 mm	よりの長さ			
番号	規格	MIN	MIN	MIN	MIN	MAX		
HAAT82026	-0014	21.8	600	555	5.7	14.0		
1000h後のリラクセーション係 (%)		試験日	規格	リラクセーション係	コンプレッショングリップ効率			
3-0410001		1997.07.17	MAX. 8.0	1.11	引張荷重	効率		
					594	103.7		

荷重 - 伸び 曲線

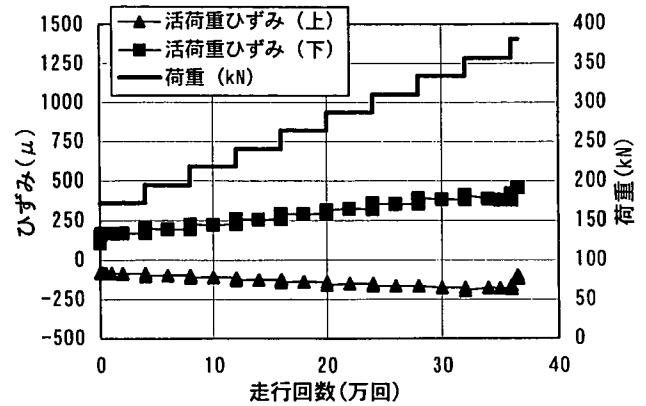


2) 試験データ

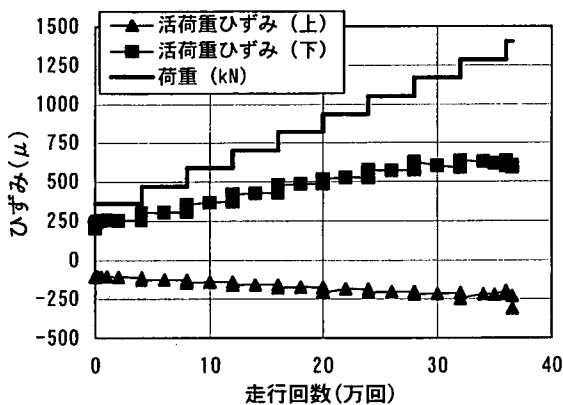
鉄筋ひずみ S3主鉄筋



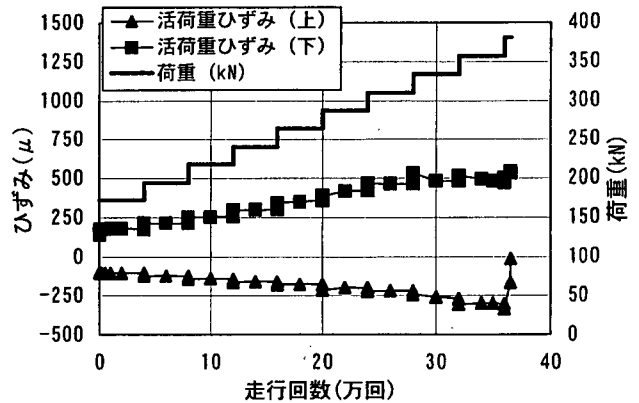
鉄筋ひずみ N3主鉄筋



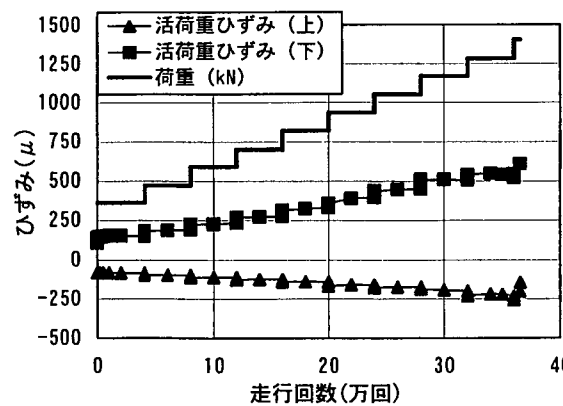
鉄筋ひずみ S7主鉄筋



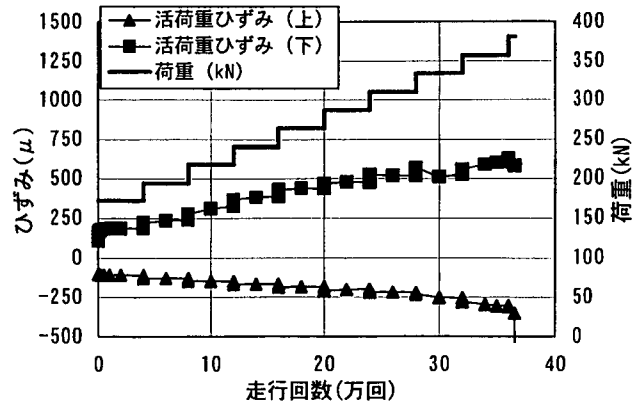
鉄筋ひずみ N7主鉄筋



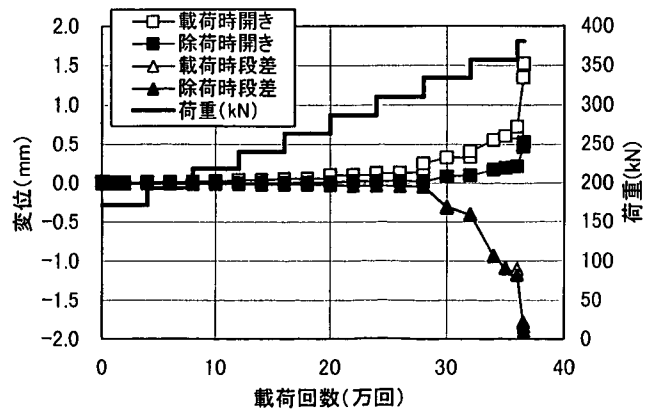
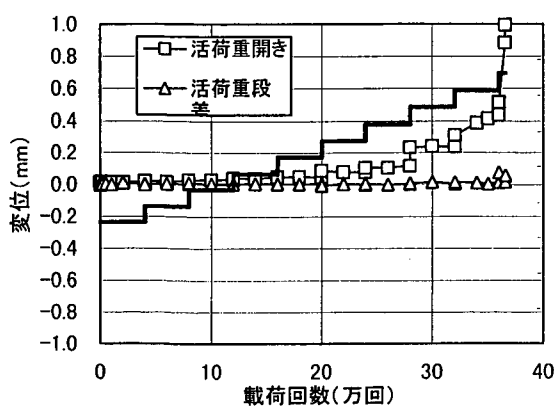
鉄筋ひずみ S8主鉄筋

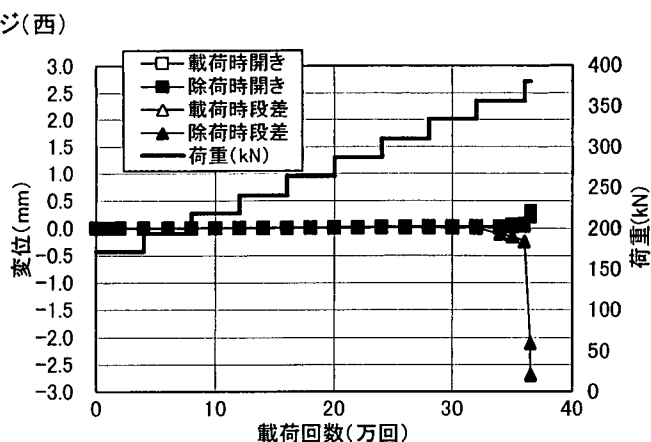
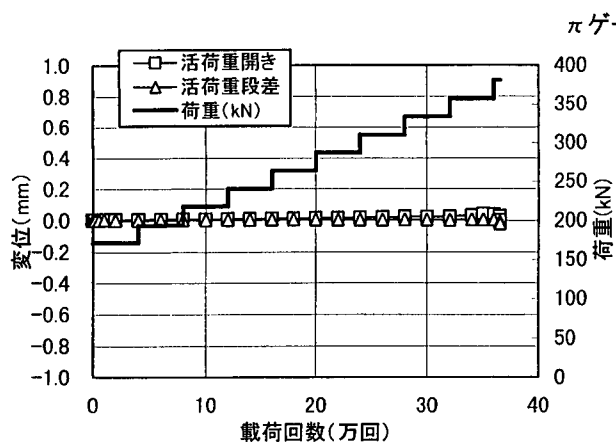
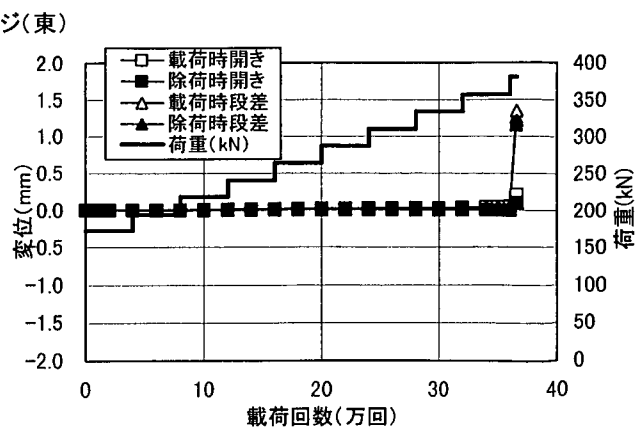
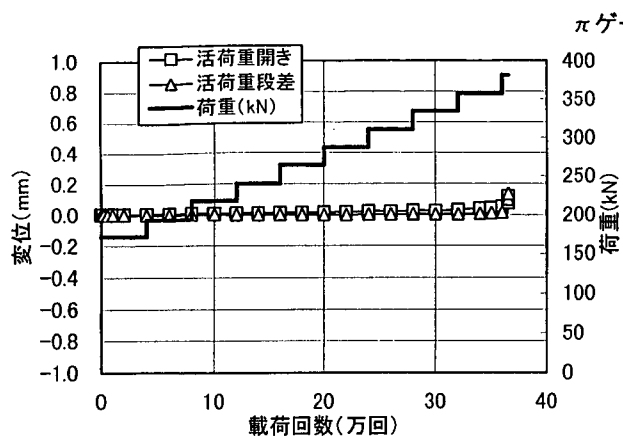


鉄筋ひずみ N8主鉄筋

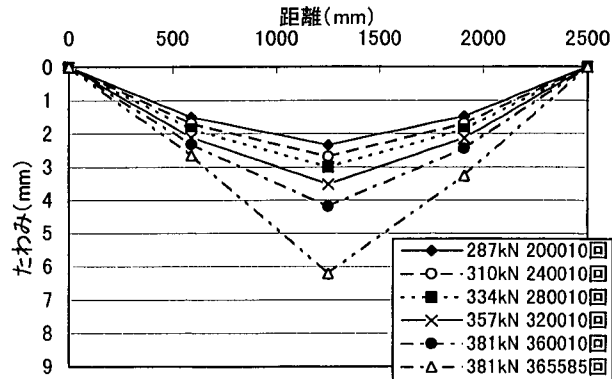
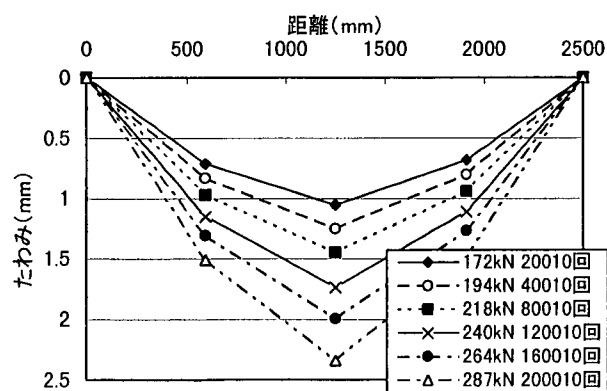


π ゲージ(中央)

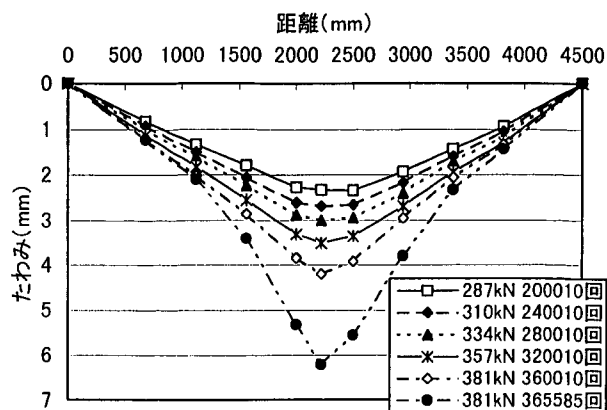
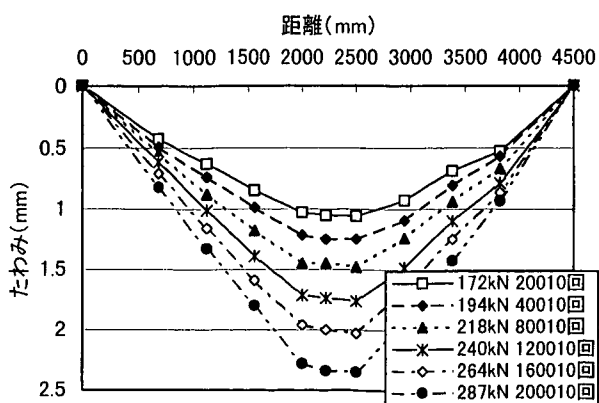




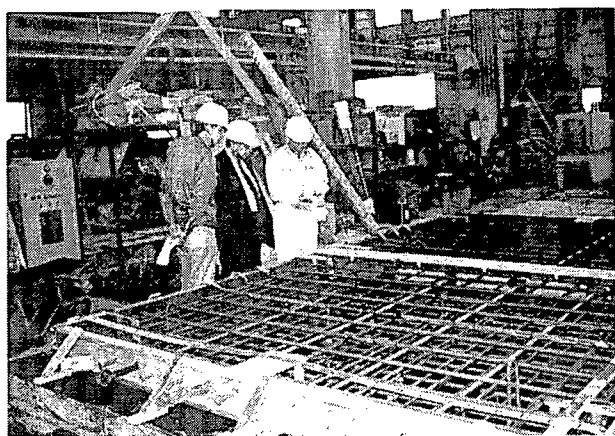
橋軸直角方向たわみ分布 (活荷重)



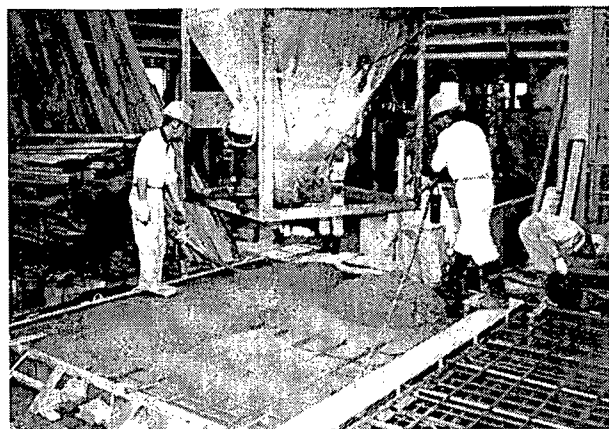
橋軸方向たわみ分布 (活荷重)



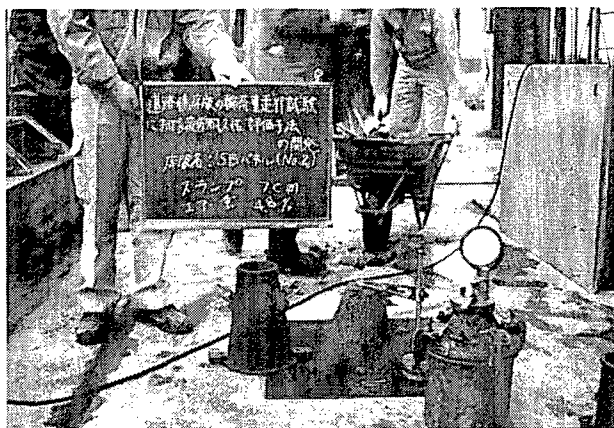
3) 施工・試験の写真



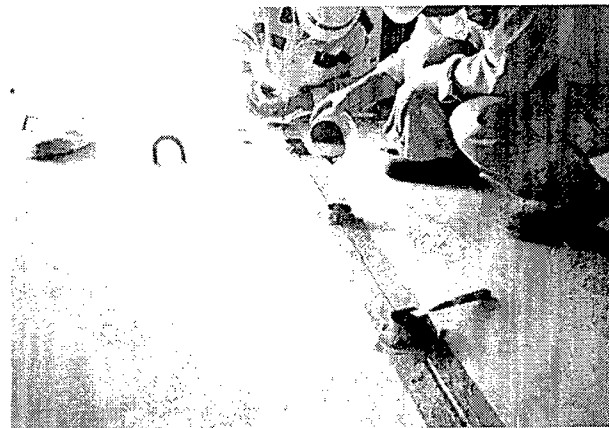
床版配筋状況



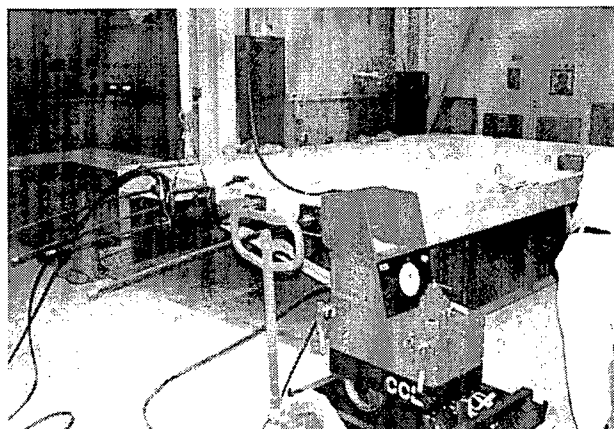
床版打設状況



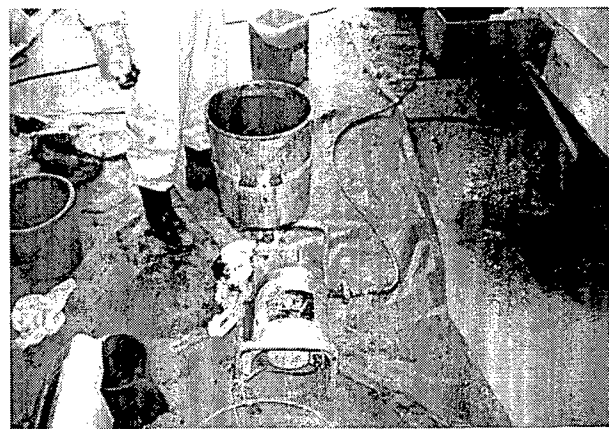
品質管理状況



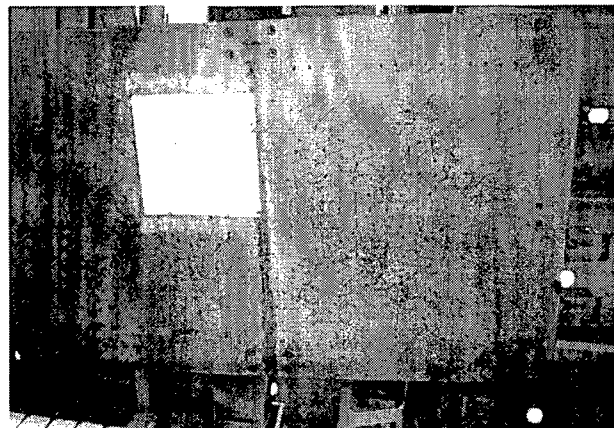
目地材打設状況



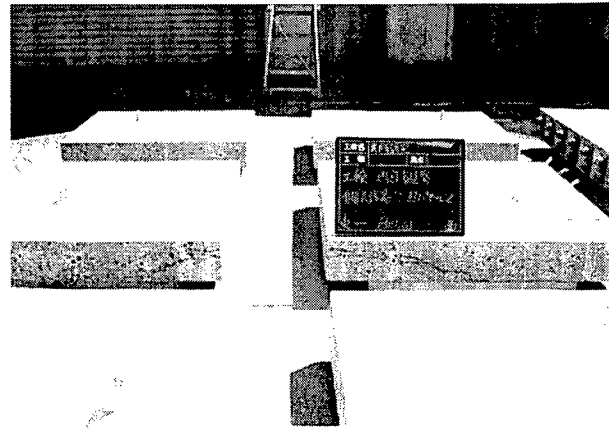
橋軸方向緊張状況



シースグラウト材充填状況



床版下面ひび割れ状況

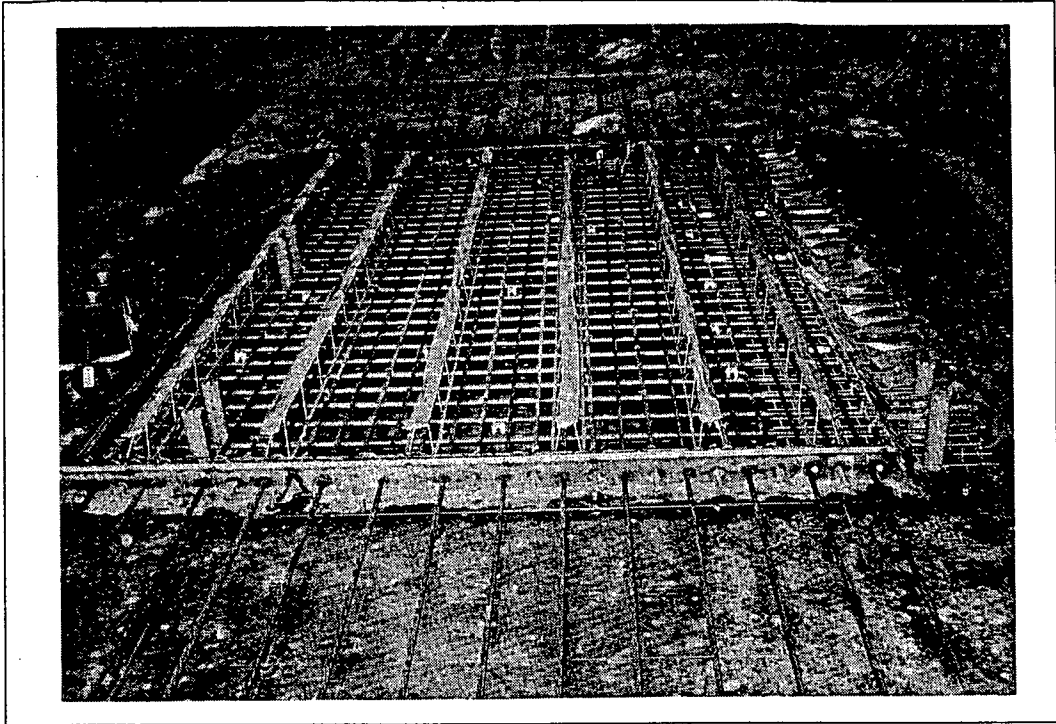


試験終了後の床版上面

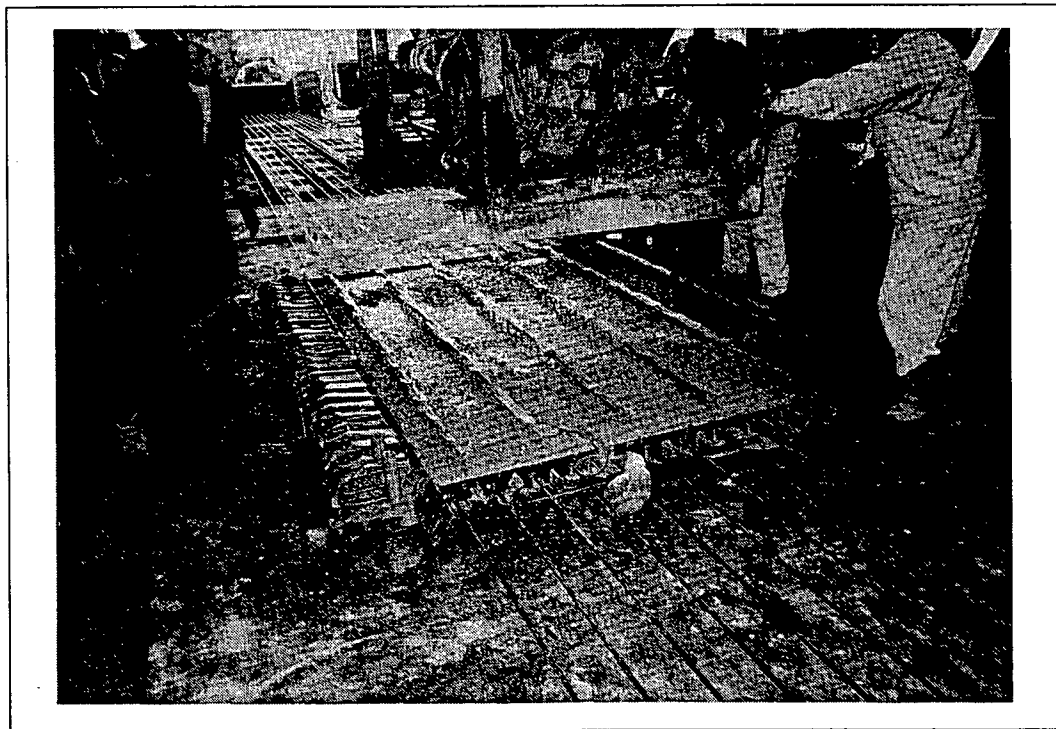
付録－6 BARD床版工法

1) 写真	189
2) 設計計算書	192
3) 材料成績表	195

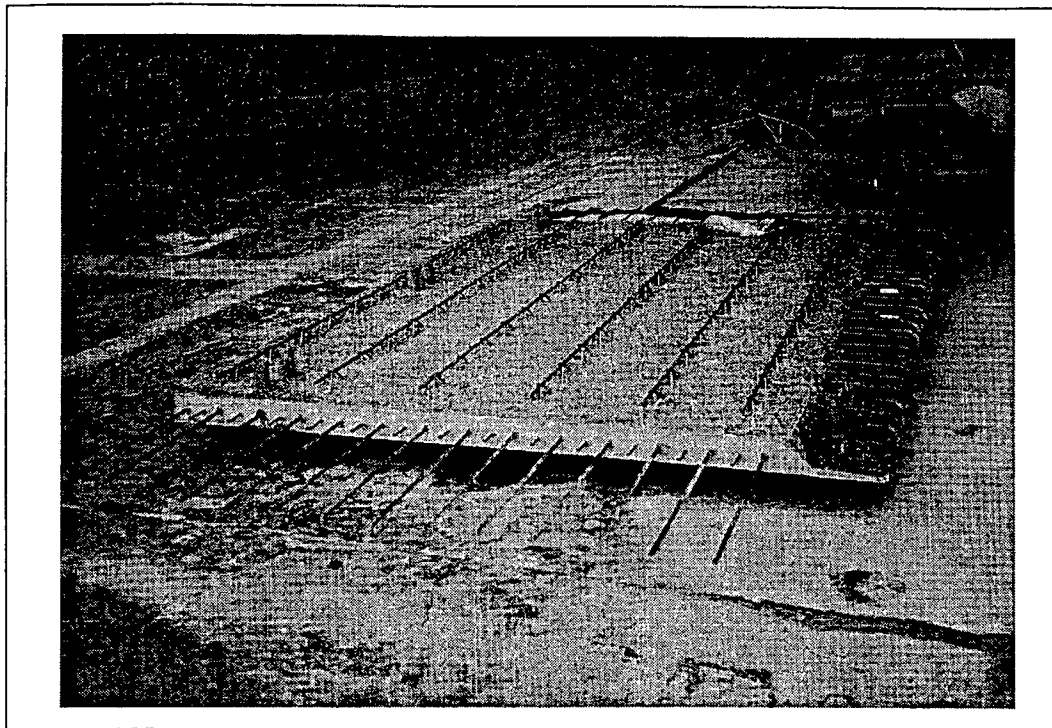
1) 写真



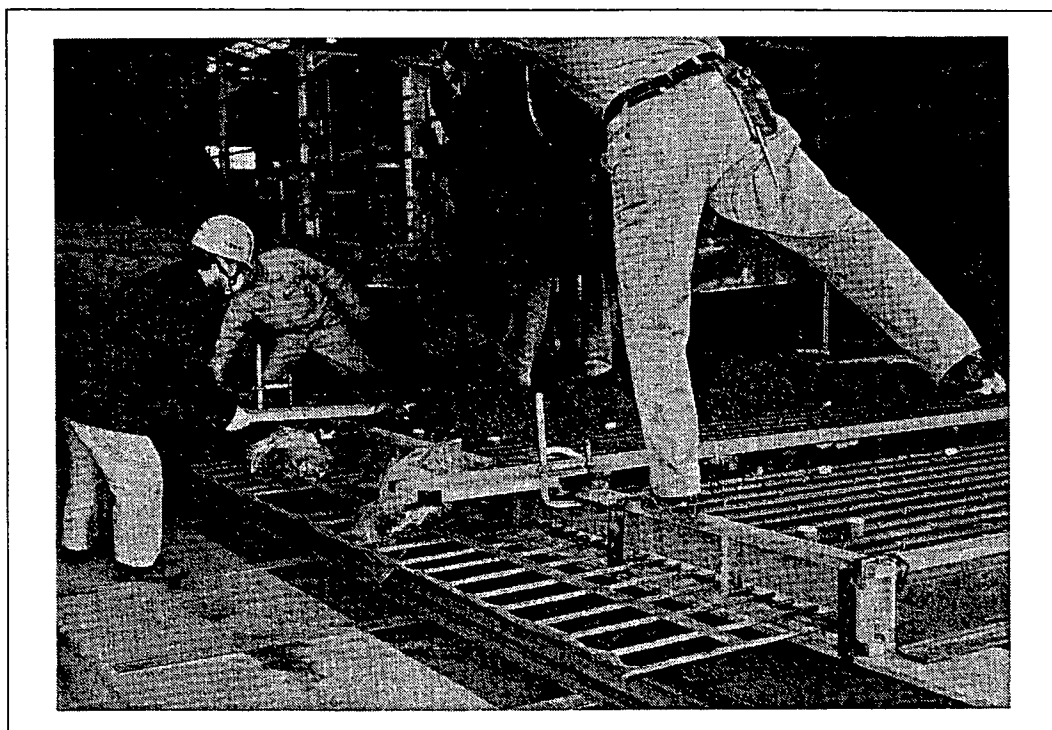
PCa 版型枠設置完了



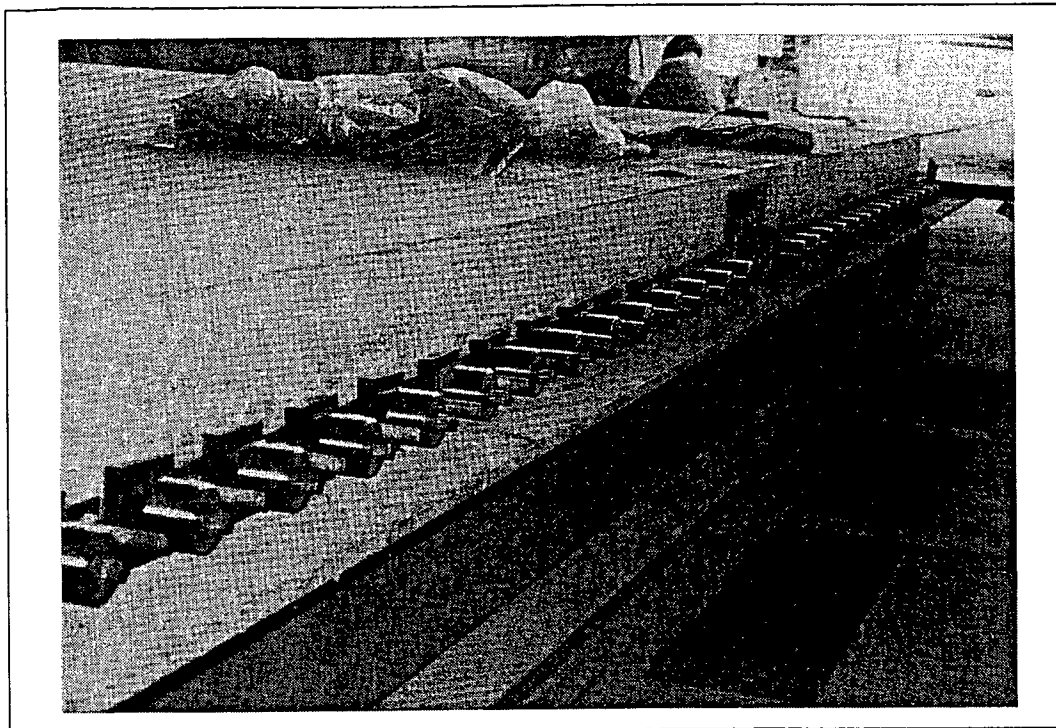
PCa 版型コンクリート打設状況



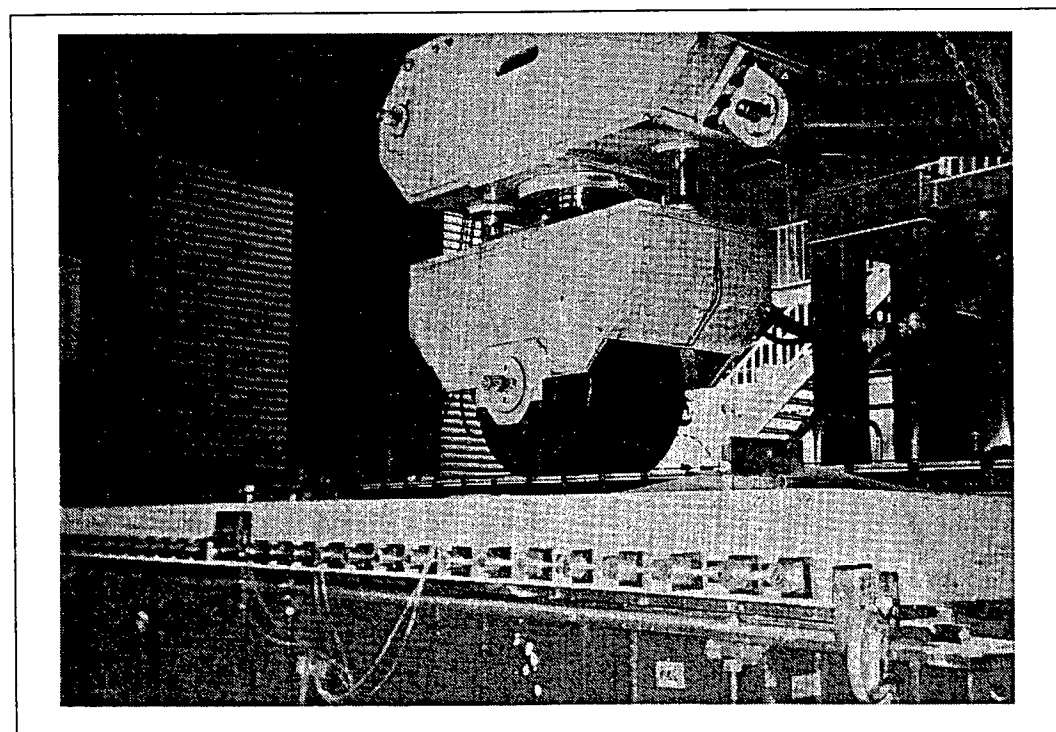
PCa 製作完了



場所打ちコンクリート打設状況



P C鋼材定着状況



輪荷重走行試験状況

2) 設計計算書

I. 設計条件

1. 設計条件

1.1 設計荷重
B 活荷重

1.2 設計支間長

3.0 mの連続版(単純版への変換: $3/(10/8)=2.4\text{m}$)1.3 床版支間による割増し係数 β

$$\beta = 1.0 + (L - 2.5)/12 = 1.042$$

2. 最小床版厚(連続版)

1) 鉄筋コンクリート床版(d0)

$$3L + 11 = 20 \text{ cm}$$

2) 大型車の交通が多い場合

$$0 \sim 500 \text{ 台/日未滿 } 1.10 \times d0 = 22.00 \text{ cm}$$

$$500 \sim 1000 \text{ 台/日未滿 } 1.15 \times d0 = 23.00 \text{ cm}$$

$$1000 \sim 2000 \text{ 台/日未滿 } 1.20 \times d0 = 24.00 \text{ cm}$$

$$2000 \text{ 台/日以上 } 1.25 \times d0 = 25.00 \text{ cm}$$

3) プレストレスコンクリート床版(1方向プレストレス)

$$\text{鉄筋コンクリート床版の90\%} \quad 18.0 \text{ cm}$$

上記に対し、BARD床版工法における床版全厚を 20.0 cm とする。

このとき、プレキャスト版厚は 10.0 cm、場所打ち部コンクリート厚は 10.0 cm とする。

3. 使用材料

3.1 コンクリート

1) プレキャスト版コンクリート

・設計基準強度	-----	$\sigma_{ck} =$	500 kgf/cm ²
・ヤング係数	-----	$E_{c1} =$	3.3E+05 kgf/cm ²
・プレストレス導入時コンクリート圧縮強度	-----	$\sigma_{ci} =$	350 kgf/cm ²
・プレストレス導入時ヤング係数	-----	$E_{ci} =$	2.95E+05 kgf/cm ²
・クリープ係数	-----	$\phi =$	3.0
・乾燥収縮ひずみ	-----	$\epsilon_s =$	2.5E-04

2) 場所打ちコンクリート

・設計基準強度	-----	$\sigma_{ck} =$	300 kgf/cm ²
・ヤング係数	-----	$E_{c2} =$	2.8E+05 kgf/cm ²

3.2 PC鋼材

・使用PC鋼材種別	-----	SWPR7BN
・使用PC鋼材	-----	IS12.7
・PC鋼材ピッチ	-----	150 mm
・PC鋼材断面積	-----	0.9871 cm ²
・引張強度	-----	$\sigma_t =$ 19,000 kgf/cm ²
・降伏点応力度	-----	$\sigma_t =$ 16,000 kgf/cm ²
・許容応力度(プレストレス導入時)	-----	144.0
・許容応力度(プレストレス導入直後)	-----	133.0
・許容応力度(設計荷重時)	-----	114.0
・ヤング係数	-----	$E_p =$ 2.0E+06 kgf/cm ²
・リラクゼーション率	-----	$\gamma =$ 5 %
・高温の影響を受ける場合に加算するリラクゼーション率	-----	$\gamma' =$ 2 %

3.3 鉄筋(SD345)

1) プレキャスト版部

・降伏点応力度	-----	$\sigma_{sy1} =$	3,500 kgf/cm ²
・許容引張応力度	-----	$\sigma_{sa1} =$	1,400 kgf/cm ²
・ヤング係数	-----	$E_{s1} =$	2.1E+06 kgf/cm ²

1) 場所打ちコンクリート部

・降伏点応力度	-----	$\sigma_{sy2} =$	3,500 kgf/cm ²
・許容引張応力度	-----	$\sigma_{sa2} =$	1,400 kgf/cm ²
・ヤング係数	-----	$E_{s2} =$	2.1E+06 kgf/cm ²

4. 構造寸法

1) 主桁間隔	-----	2,400 mm
2) PC版長さ	-----	2,800 mm
3) PC版の設計用スパン長	-----	3,000 mm
4) PC合成床版用スパン長	-----	3,000 mm
5) PC鋼材のピッチ	-----	150 mm
6) PC版厚	-----	10.0 cm
7) 場所打ちコンクリート厚	-----	10.0 cm
8) PC合成床版厚	-----	20.0 cm
9) 舗装厚	-----	10.0 cm

5. 設計荷重

1) コンクリートの単位重量	-----	2.5 tf/m ³
2) 場所打ちコンクリート打設時の作業荷重	-----	0.15 tf/m ²
3) アスファルト舗装の単位重量	-----	2.3 tf/m ³
4) 活荷重(輪荷重)	-----	10.0 tf
5) 床版支間長による割増し係数	-----	1.042

6. 応力度の制限

1) プレストレスによる軸圧縮応力度の制限値	-----	100 kgf/cm ²
2) 曲げ圧縮応力度の最大値と最小値の差の制限値	-----	0.600 (=3/5)

II. 構造計算

1. 設計曲げモーメントの計算

1.1 PC版設計時

(1) PC版自重

$$w_{d1} = 0.100 \times 2.5 = 0.2500 \text{ tf/m}^2$$

$$M_{d1} = 1/10 \times 0.250 \times 3.000^2 = 0.225 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

(2) 場所打ちコンクリート荷重

$$w_{d2} = 0.100 \times 2.5 = 0.25 \text{ tf/m}^2$$

$$M_{d2} = 1/10 \times 0.250 \times 3.000^2 = 0.225 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

(3) 作業荷重

$$w_l = 0.150 \text{ tf/m}^2$$

$$M_l = 1/10 \times 0.150 \times 3.000^2 = 0.135 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

(4) 死荷重合計

$$\Sigma M_d = \Sigma M_{d1} + \Sigma M_{d2} = 0.225 + 0.225 = 0.450 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

(5) 死荷重、作業荷重合計

$$\Sigma M_{d+l} = \Sigma M_d + \Sigma M_l = 0.450 + 0.1350 = 0.585 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

1.2 PC合成床版設計時

(1) 橋面(舗装)荷重

$$w_{d3} = 0.100 \times 2.3 = 0.230 \text{ tf/m}^2$$

1) 支間部

$$M_{d3} = 1/10 \times 0.230 \times 3.000^2 = 0.207 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

2) 支点部

$$M_{d3} = -1/10 \times 0.230 \times 3.000^2 = -0.207 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

(2) 活荷重

1) 支間部

$$\text{支間方向 } M_l = (0.12 + 0.07) \cdot P \cdot 80\% \cdot \beta = 3.583 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$\text{直角方向 } M_l = (0.10 + 0.04) \cdot P \cdot 80\% = 2.720 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

2) 支点部

$$M_l = -(0.15 + 0.125) \cdot P \cdot \beta = -5.990 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

(3) 合計(橋面+活荷重)

1) 支間部

$$\text{支間方向 } \Sigma M_b = \Sigma M_{d3} + \Sigma M_l = 0.207 + 3.583 = 3.790 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$\text{直角方向 } \Sigma M_b = \Sigma M_{d3} + \Sigma M_l = 2.720 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

2) 支点部

$$\Sigma M_b = \Sigma M_{d3} + \Sigma M_l = -0.207 + -5.990 = -6.197 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

2. 中間床版部の設計

2.1 断面諸定数

(1) ヤング係数比

$$1) \text{ PC版コンクリートと場所打ちコンクリートのヤング係数比}$$

$$n_s = E_{c1}/E_{c2} = 3.30E+05 / 2.80E+05 = 1.18$$

2) PC鋼材とPC版コンクリートのヤング係数比

$$n_s = E_p/E_{c1} = 2.00E+06 / 3.30E+05 = 6.06$$

(2) PC版断面諸定数

1) PC版断面積

$$A = 100 \times 10.0 = 1000 \text{ cm}^2$$

2) 断面2次モーメント

$$I = 1/12 \times 100 \times 10.0^3 = 8,333 \text{ cm}^4$$

3) PC鋼材偏心率

$$e_s = -0 \text{ cm}$$

4) 断面係数

$$\text{PC版上縁 } Z_u = I/e_u = 1,867 \text{ cm}^3$$

$$\text{PC鋼材重心位置 } Z_p = I/e_p = \text{無限大}$$

$$\text{PC版下縁 } Z_l = I/e_l = -1,867 \text{ cm}^3$$

(3) 合成床版断面諸定数

1) 場所打ちコンクリート換算PC版幅

$$b' = n_s \times 100 = 118 \text{ cm}$$

2) 重心位置(PC版下縁より)

$$y_0 = \Sigma M / \Sigma A = 9,590 \text{ cm}$$

3) 断面2次モーメント

$$I = 72,253 \text{ cm}^4$$

4) 断面係数

$$\text{合成床版上縁 } Z_1 = I/e_1 = 6,941 \text{ cm}^3$$

$$\text{場所打ち下縁 } Z_2 = I/e_2 = 176,298 \text{ cm}^3$$

$$\text{PC鋼材重心位置 } Z_{p1} = I/e_{p1} = -15,741 \text{ cm}^3$$

$$\text{合成床版下縁 } Z_3 = I/e_3 = -7,534 \text{ cm}^3$$

2.2 PC版の設計

(1) 荷重によるPC版コンクリート応力度

$$\begin{aligned}
 &1) \text{ PC自重による応力度} \\
 &\text{曲げモーメント } M_{d1} = 0.225 \text{ tf}\cdot\text{m} \\
 &\text{応力度} \quad \text{PC版上縁} \quad \sigma_{cd1u} = 13.5 \text{ kgf/cm}^2 \\
 &\quad \text{PC鋼材重心位置} \sigma_{cd1p} = 0.0 \text{ kgf/cm}^2 \\
 &\quad \text{PC版下縁} \quad \sigma_{cd1l} = -13.5 \text{ kgf/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &2) \text{ 設計荷重による応力度} \\
 &\text{曲げモーメント } M_{d2} = 0.585 \text{ tf}\cdot\text{m} \\
 &\text{応力度} \quad \text{PC版上縁} \quad \sigma_{cd2u} = 35.1 \text{ kgf/cm}^2 \\
 &\quad \text{PC鋼材重心位置} \sigma_{cd2p} = 0.0 \text{ kgf/cm}^2 \\
 &\quad \text{PC版下縁} \quad \sigma_{cd2l} = -35.1 \text{ kgf/cm}^2
 \end{aligned}$$

(2) PC鋼材

PC鋼材は IS12.7 (SWPR78N) をピッチ @150 で使用する。
したがって、PC鋼材の単位幅当りの本数は、

$$n_b = 1000 / 150 = 6.667 \text{ 本/m}$$

1) PC鋼材1本当りの断面積

$$a_p = 0.9871 \text{ cm}^2$$

2) PC鋼材断面積

$$A_p = 0.9871 \times 6.667 = 6.581 \text{ cm}^2$$

3) 引張強度

$$\sigma_{pu} = 19,000 \text{ kgf/cm}^2$$

4) 降伏強度

$$\sigma_{py} = 18,000 \text{ kgf/cm}^2$$

5) 許容応力度

$$\begin{aligned}
 &\text{プレストレス導入時} \quad 144.0 \text{ kgf/mm}^2 \\
 &\text{プレストレス導入直後} \quad 133.0 \text{ kgf/mm}^2 \\
 &\text{設計荷重作用時} \quad 114.0 \text{ kgf/mm}^2
 \end{aligned}$$

(3) 導入直後のプレストレスによる応力度の計算

1) PC鋼材初期緊張力

$$\Delta \sigma_{pi} = 2(\text{余裕量}) + 3(\text{セット量}) + 3(\text{温度補正}) = 8.0 \text{ kgf/mm}^2$$

2) PC鋼材初期導入力

$$\sigma_{pi0} = \sigma_{pie} - \Delta \sigma_{pi} = 144.0 - 8.0 = 136.0 \text{ kgf/mm}^2$$

2) プレストレス導入直後のPC鋼材応力度

$$\text{① 緊張時よりプレストレス導入までのリラクゼーション率} \quad r = 5 + 2 (\text{高温養生による割増し}) = 7 \%$$

$$\text{② リラクゼーションによるPC鋼材応力度の減少量} \quad \Delta \sigma_{pi} = r \cdot \sigma_{pi0} = 0.07 \times 136.0 = 9.5 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\text{③ プレストレス導入時PC鋼材応力度およびプレストレス力} \quad \sigma_{pi} = \sigma_{pi0} - \Delta \sigma_{pi} = 136.0 - 9.5 = 126.5 \text{ kgf/mm}^2$$

$$P_i = \sigma_{pi} \cdot A_p = 126.5 \times 6.581 = 83245 \text{ kgf}$$

$$\text{④ PC鋼材重心位置のプレストレス力によるコンクリート応力度} \quad \sigma_{cpg} = P_i / A + P_i \cdot e_p / Z_p = 83245 / 1000 = 83.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{⑤ PC鋼材重心位置のコンクリート応力度} \quad \sigma_{ctg} = \sigma_{cd1p} + \sigma_{cpg} = 0.0 + 83.2 = 83.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{⑥ コンクリートの弾性変形によるPC鋼材応力度の減少量} \quad \Delta \sigma_{pt} = n \cdot \sigma_{ctg} = 6.780 \times 0.8 = 5.8 \text{ kgf/mm}^2$$

$$\text{⑦ プレストレス導入直後のPC鋼材応力度およびプレストレス力} \quad \sigma_{pt} = \sigma_{pi} - \Delta \sigma_{pt} = 126.5 - 5.8 = 120.9 < 133.0 \text{ kgf/mm}^2$$

$$P_t = \sigma_{pt} \cdot A_p = 120.9 \times 6.581 = 79580 \text{ kgf}$$

3) 導入直後のプレストレスによるコンクリートの軸圧縮応力度

$$N_{pt} = P_t / A = 79580 / 1000 = 79.6 < 100 \text{ kgf/cm}^2$$

4) 導入直後のプレストレスによるコンクリート応力度

$$\text{① PC版上縁} \quad \sigma_{ctu} = N_{pt} + P_t \cdot e_u / Z_u = 79.6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{② PC版下縁} \quad \sigma_{ctl} = N_{pt} + P_t \cdot e_l / Z_l = 79.6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{③ PC鋼材重心位置} \quad \sigma_{ctp} = N_{pt} + P_t \cdot e_p / Z_p = 79.6 \text{ kgf/cm}^2$$

5) 導入直後のコンクリート応力度

$$\text{① PC版上縁} \quad \sigma_{cpu} = \sigma_{ctu} + \sigma_{cd1u} = 79.6 + 13.5 = 93.1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{② PC版下縁} \quad \sigma_{cpl} = \sigma_{ctl} + \sigma_{cd1l} = 79.6 + -13.5 = 66.1 \text{ kgf/cm}^2$$

6) 断面内応力度の最大値、最小値の照査

$$3/5 \sigma_{\max} = 3/5 \times 93.1 = 55.8 < \sigma_{\min} = 66.1 \text{ kgf/cm}^2$$

(4) 有効プレストレス力

1) クリープ・乾燥収縮によるプレストレス力の減少量

$$\text{① クリープ係数} \quad \phi = 3.0$$

$$\text{② 死荷重によるコンクリート応力度 (PC版自重+場所打ちコンクリート)} \quad \sigma_{cdg} = M_d / Z_p = 0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{③ 横荷重によるコンクリート応力度} \quad \sigma_{cd3g} = M_d / Z_p \times n_b = 20700 / -15741 \times 1.18 = -1.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{④ PC鋼材位置での永久荷重によるコンクリート応力度の合計} \quad \sigma_{cdg}' = \sigma_{cdg} + \sigma_{cd3g} = 0.0 + 1.5 = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$$

⑤ クリープ・乾燥収縮によるプレストレス減少量

$$\Delta \sigma_{ps} = \frac{n \cdot \phi \cdot (\sigma_{cdg}' + \sigma_{cpi}) + E_p \cdot \epsilon_s}{1 + n \cdot \frac{\sigma_{cpi}}{\sigma_p} (1 + \frac{\phi}{2})}$$

$$= \frac{8.06 \times (3.0 + 79.6) + 2.0 \times 10^6 \times 25 \times 10^{-5}}{1 + 6.06 \times 79.6 / 12090 \times (1 + 3.0 / 2)}$$

$$= 17.95 \text{ kgf/cm}^2$$

$$(= 17.9 \text{ kgf/mm}^2)$$

2) 見かけのリラクゼーションによる減少量

$$\text{① プレストレス導入後のリラクゼーション率} \quad r = 5 \%$$

$$\text{② リラクゼーションによるPC鋼材応力度の減少量} \quad \Delta \sigma_{pr} = r \cdot \sigma_{pt} = 0.050 \times 120.9 = 6.0 \text{ kgf/mm}^2$$

3) 有効プレストレス

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta \sigma_{ps} - \Delta \sigma_{pr} = 120.9 - 17.9 - 6.0 = 97.0 \text{ kgf/mm}^2$$

4) 有効率

$$\eta = \sigma_{pe} / \sigma_{pt} = 97.0 / 120.9 = 0.802 \text{ kgf/mm}^2$$

5) 有効プレストレスによるコンクリート応力度

$$\text{① PC版上縁} \quad \sigma_{ceu} = \eta \cdot \sigma_{ctu} = 0.802 \times 79.6 = 63.8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{② PC版下縁} \quad \sigma_{cel} = \eta \cdot \sigma_{ctl} = 0.802 \times 79.6 = 63.8 \text{ kgf/cm}^2$$

(5) 合成応力度

$$\text{① PC版上縁} \quad \sigma_{ceu} = \sigma_{ceu} + \sigma_{cd1u} = 63.8 + 35.1 = 98.9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{② PC版下縁} \quad \sigma_{cel} = \sigma_{cel} + \sigma_{cd1l} = 63.8 + -35.1 = 28.7 \text{ kgf/cm}^2$$

2.3 PC合成床版の設計

(1) 場所打ちコンクリート打設後の応力度

- 1) 設計曲げモーメント
 $M = 0.450 \text{ tf}\cdot\text{m}$ (PC版自重および場所打ちコンクリート荷重)

- 2) 荷重による応力度
 $\sigma_c = M / Z = 45000 / \pm 1667 = \pm 27.0 \text{ kgf/cm}^2$

- 3) 有効プレストレスによる応力度
 PC版上縁: $\sigma_{cu} = 63.8 \text{ kgf/cm}^2$
 PC版下縁: $\sigma_{cl} = 63.8 \text{ kgf/cm}^2$

- 4) 合成応力度
 $\sigma_{cu} = \sigma_{cu} + \sigma_c = 63.8 + 27.0 = 90.8 \text{ kgf/cm}^2$
 $\sigma_{cl} = \sigma_{cl} + \sigma_c = 63.8 + -27.0 = 36.8 \text{ kgf/cm}^2$

(2) 舗装・活荷重による応力度

- 1) 設計曲げモーメント
 $M = 3.790 \text{ tf}\cdot\text{m}$

- 2) 断面定数
 $Z_1 = 6941 \text{ cm}^3$
 $Z_2 = 176298 \text{ cm}^3$
 $Z_3 = -7534 \text{ cm}^3$

- 3) 荷重による応力度
 ① 場所打ちコンクリート上縁
 $\sigma_{c1} = M / Z_1 = 379000 / 6941 = 54.6 \text{ kgf/cm}^2$
 ② 場所打ちコンクリート下縁
 $\sigma_{c2} = M / Z_2 = 379000 / 176298 = 2.1 \text{ kgf/cm}^2$
 ③ PC版上縁
 $\sigma_{c2} = n_s \times M / Z_1 = 1.18 \times 379000 / 176298 = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$
 ④ PC版下縁
 $\sigma_{c3} = n_s \times M / Z_3 = 1.18 \times 379000 / -7534 = -59.3 \text{ kgf/cm}^2$

(3) PC合成床版合成応力度一覧

(単位: kgf/cm²)

	場所打ち上縁	場所打ち下縁	PC版上縁	PC版下縁
[1] 有効プレストレス	---	---	63.8	63.8
[2] 床版荷重	---	---	27.0	-27.0
[3] [1]+[2]	---	---	90.8	36.8
[4] 舗装・活荷重	54.6	2.1	2.5	-59.3
[5] [3]+[4]	54.6	2.1	93.3	-22.5

3. 支点断面の設計

(1) 設計曲げモーメント

$$M = 6.197 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

- (2) 鉄筋断面積(基本ピッチ@ 100)
 $D22 @ 100 = 3.871 \times 10.0 \text{ 本} = 38.71 \text{ cm}^2$

(3) RC断面計算結果

曲げモーメント	M (tf·m)	6.197
鉄筋量	As (cm ²)	38.71
有効高さ	d (cm)	15.9
中立軸の位置	X (cm)	8.971
コンクリート応力度	σ_c (kgf/cm ²)	107.0
鉄筋応力度	σ_s (kgf/cm ²)	1240

4. 橋軸方向の設計

(1) 設計曲げモーメント

$$M = 2.720 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

- (2) 鉄筋断面積(基本ピッチ@ 100)
 $D16 @ 100 = 1.986 \times 10.0 \text{ 本} = 19.86 \text{ cm}^2$

(3) RC断面計算結果

曲げモーメント	M (tf·m)	2.720
鉄筋量	As (cm ²)	19.86
有効高さ	d (cm)	16.7
中立軸の位置	X (cm)	7.431
コンクリート応力度	σ_c (kgf/cm ²)	51.5
鉄筋応力度	σ_s (kgf/cm ²)	983

2.4 曲げ破壊安全度

(1) 曲げ破壊抵抗モーメントの計算

$$\begin{aligned} \text{PC鋼材 } 1S12.7 @ 150 &= 0.9871 \times 6.667 \text{ 本} = 6.581 \text{ cm}^2 \\ \text{鉄筋 } D13 @ 150 &= 1.267 \times 6.667 \text{ 本} = 8.447 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \cdot \sigma_{sy} &= 0.93 \cdot A_p \cdot \sigma_{pu} + A_s \cdot \sigma_{sy} \\ &= 0.93 \times 6.581 \times 19000 + 8.447 \times 3500 \\ &= 145844 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{up} &= 0.93 \cdot A_p \cdot \sigma_{pu} \cdot \left(d_p - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot b} \right) \\ &= 0.93 \times 6.581 \times (19000 - 9895) \times (15.2 - 1/2 \times 145844 / (0.85 \times 300 \times 100)) \\ &= 7.027 \text{E}+05 \text{ kgf}\cdot\text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{us} &= A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \left(d_s - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot b} \right) \\ &= 8.447 \times 3500 \times (15.2 - 1/2 \times 145844 / (0.85 \times 300 \times 100)) \\ &= 3.648 \text{E}+05 \text{ kgf}\cdot\text{cm} \end{aligned}$$

$$M_u = M_{up} + M_{us} = 10.676 \times 10^5 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

(2) 曲げ破壊モーメントの計算

- ① 死荷重(床版自重+舗装荷重)によるモーメント
 $M_d = 0.450 + 0.207 = 0.657 \text{ tf}\cdot\text{m}$

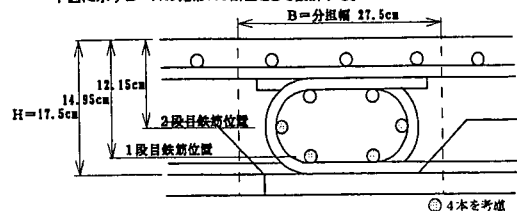
- ② 活荷重によるモーメント
 $M_l = 3.583 \text{ tf}\cdot\text{m}$

- ③ 曲げ破壊モーメント
 $M_1 = 1.3 \times M_d + 2.5 \times M_l = 1.3 \times 0.657 + 2.5 \times 3.583$
 $= 9.812 \text{ tf}\cdot\text{m} < M_u = 10.676 \text{ tf}\cdot\text{m}$

- $M_2 = 1.7 \times (M_d + M_l) = 1.7 \times (0.657 + 3.583)$
 $= 7.208 \text{ tf}\cdot\text{m} < M_u = 10.676 \text{ tf}\cdot\text{m}$

5. 継手部の設計

下図に示すB×Hの矩形RC断面として設計する。



(1) 設計曲げモーメント

$$M = 3.790 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

(2) 鉄筋断面積

$$D19 \times 2 = 2.865 \times 2 = 5.73 \text{ cm}^2$$

(3) RC断面計算結果

有効幅	B (cm)	27.5
高さ	H (cm)	17.5
曲げモーメント	M (tf·m)	1.042
1段目鉄筋量	As1 (cm ²)	5.73
有効高さ	d1 (cm)	14.95
2段目鉄筋量	As2 (cm ²)	5.73
有効高さ	d2 (cm)	12.15
中立軸の位置	X (cm)	8.188
コンクリート応力度	σ_c (kgf/cm ²)	82.8
鉄筋応力度	σ_s (kgf/cm ²)	1025

以上

鋼材関係材料成績表

1. 鉄筋検査証明書

1) 鉄筋D22

2) 鉄筋D19

3) 鉄筋D16

4) 鉄筋D13

2. PC鋼より線試験成績表

3. トラス筋試験成績表

1) 引張試験・溶接強度試験成績表

2) 鉄筋D13(トップ筋)

3) 鉄筋φ7(ラチス筋)

4) 鉄筋D10(下端筋)

検査証明書

証明書 No: 3826420 発行日付: 1998年 7月 7日
伝票 No: 95645-01-02-00
契約 No: NT6-4-03

需要家名: フドウ建研株式会社 殿
工事名:

商社名: 日鐵商事株式会社 殿
特約店名: 新建商事(株) 殿
規格: JIS G3112 SD345

日本工業規格表示許可番号

本工場の JIS G3112 表示許可番号 370075
JIS G3101 表示許可番号 370076
大阪支店の JIS G3112 表示許可番号 281042
JIS G3101 表示許可番号 281043



東京鉄鋼株式会社

東京都千代田区三崎町2-1
TEL. 03-5276-9000
東京本社技術開発部 TEL. 03-5276-9027(直通)
東京本社営業部 TEL. 03-5276-9027(直通)
本社工場: 栃木県小山市清倉新田520
TEL. 0285-21-1491(直通)
東北営業所: 宮城県仙台市青葉区本町1-12-12
TEL. 022-222-0358
八戸営業所: 青森県八戸市河津本町4-11
TEL. 0178-28-6561(代表)
総合加工センター: 栃木県小山市清倉1108
TEL. 0285-27-4480(代表)
大阪営業所: 大阪府大阪市中央区南船場3-2-29
TEL. 06-243-4301



寸法 (サイズ)	長さ (m)	本数 (P)	質量 (kg)	製造 番号	試験 片 No.	引張試験				曲げ試験 曲げ角度 X180°	化学成分							%			
						降伏点 又は耐力 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び %	試験片		C × 100 max	Si × 100 max	Mn × 100 max	P × 1000 max	S × 1000 max	C+ Mn × 100 max					
						345-440	490H11	18	20		27	55	160	40	40	50					
D22	8000	300	7290	Y3858	2	387	581	23	G000	26	14	99	32	33	42						
D22	8000	200	4860	Y3859	2	390	584	24	G000	25	16	103	31	34	42						
合計質量				12150	上記製品は検査試験に合格したことを証明します。本社工場 品質管理課																

合格

10.7.8

検査課



発行元: 東京本社棒鋼販売部

検査証明書

証明書 No: 3826410 発行日付: 1998年 7月 7日
伝票 No: 95645-01-01-00
契約 No: NT6-4-03

需要家名: フドウ建研株式会社 殿
工事名:

商社名: 日鐵商事株式会社 殿
特約店名: 新建商事(株) 殿
規格: JIS G3112 SD345

日本工業規格表示許可番号

本工場の JIS G3112 表示許可番号 370075
JIS G3101 表示許可番号 370076
大阪支店の JIS G3112 表示許可番号 281042
JIS G3101 表示許可番号 281043



東京鉄鋼株式会社

東京都千代田区三崎町2-1
TEL. 03-5276-9000
東京本社技術開発部 TEL. 03-5276-9027(直通)
東京本社営業部 TEL. 03-5276-9027(直通)
本社工場: 栃木県小山市清倉新田520
TEL. 0285-21-1491(直通)
東北営業所: 宮城県仙台市青葉区本町1-12-12
TEL. 022-222-0358
八戸営業所: 青森県八戸市河津本町4-11
TEL. 0178-28-6561(代表)
総合加工センター: 栃木県小山市清倉1108
TEL. 0285-27-4480(代表)
大阪営業所: 大阪府大阪市中央区南船場3-2-29
TEL. 06-243-4301



JIS: S50-C45-4301																				
寸法 (サイズ)	長さ (m)	本数 (P)	質量 (kg)	製造 番号	引 張 試 験				化 学 成 分							% 				
					試験片 No.	降伏点 又は耐力 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び % min	曲げ試験 曲げ角度 X180°	C × 100 max	Si × 100 max	Mn × 100 max	P × 1000 max	S × 1000 max	C + $\frac{Mn}{16}$ × 100 max					
D19	8000	500	9000	A6857	2	397	563	24	G000	26	17	94	33	34	42					
合計質量				9000	上記製品は検査試験に合格したことを証明します。本 社 工 場 品 質 管 理 課															



発行元: 東京本社棒鋼販売部

第 JS814031 号

鋼材検査証明書

日本工業規格表示許可番号

契約先 新津田鋼材 株式会社 殿

371167

納入先 フドウ建研所 殿

規格 JIS G3112



株式会社

城

周玉所 (岐阜県) 13-35
TEL 044-2223-3116

種 類		SD345	呼 び 名		D16	発 行 年 月 日		98/10/26	納 品 番 号		S814031
出 荷 明 細	品 名	品 数	引 張 試 験	引 張 強 度	伸 び 率	引 張 試 験	化 学 成 分 (%)				
品 名	品 数	品 数	引 張 強 度	引 張 強 度	伸 び 率	引 張 試 験	C×100	Si×100	Mn×100	P×1000	S×1000
0.0	500	9228	380	549	22	GOOD	27MAX	55MAX	160MAX	40MAX	40MAX
							22	23	78	35	18



重量 4,680 kg

出 荷 先
新 玉 所

フドウ建研所

上記製品は検査の結果所定の規格に合格したことを証明します。

工事名 北利根工場製造第1課 29-K4-10-77

品質保証課長



棒 鋼 材 検 査 証 明 書



ダイワスチール株式会社

〒341 岐阜県岐阜市311-435-1
TEL 057-2211 (代)

JIS G3112 許可番号 第364266号

受 注 号	B06632	契 約 号	97C-6034-6	発 行 年 月 日	97.11.10	納 品 番 号	106342
契 約 先	三井商事株式会社	販 受 渡 先	ダイワスチール株式会社	販 持 込 先	フドウ建研所		
需 要 家	フドウ建研所	工 事 名					

規 格		JIS G3112	種 類 記 号	SD345	呼 び 名	D13	化 学 成 分 %					機 械 試 験				
溶 鋼 番 号	長 さ (m)	本 数 (P)	質 量 (kg)	C × 1/100	Si × 1/100	Mn × 1/100	P × 1/1,000	S × 1/1,000	C + Mn × 1/100			降 伏 点 N/mm ²	引 張 強 度 N/mm ²	試 験 片	伸 び %	曲 げ
008935	6.0	1,080	6,448	24	20	77	23	33	37			391	560	2	26	GOOD
008936	6.0	720	4,298	23	19	74	24	30	35			379	541	2	26	GOOD
008931	6.0	1,560	9,313	24	18	72	23	35	36			333	544	2	25	GOOD
合 計		3,360	20,059													

上記の鋼材は検査の結果、外形・材質共にJIS規格に合格していることを証明します。

検 印

PC鋼より線試験成績表

御注文先 フドウ建研株式会社

御中

製品名 7 本より 12.7 mm

数 量	3 丸	7,448 kg
-----	-----	----------

規格 JIS G 3536 SWPR 7BN

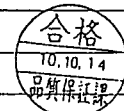
発行日 平成 10 年 10 月 12 日

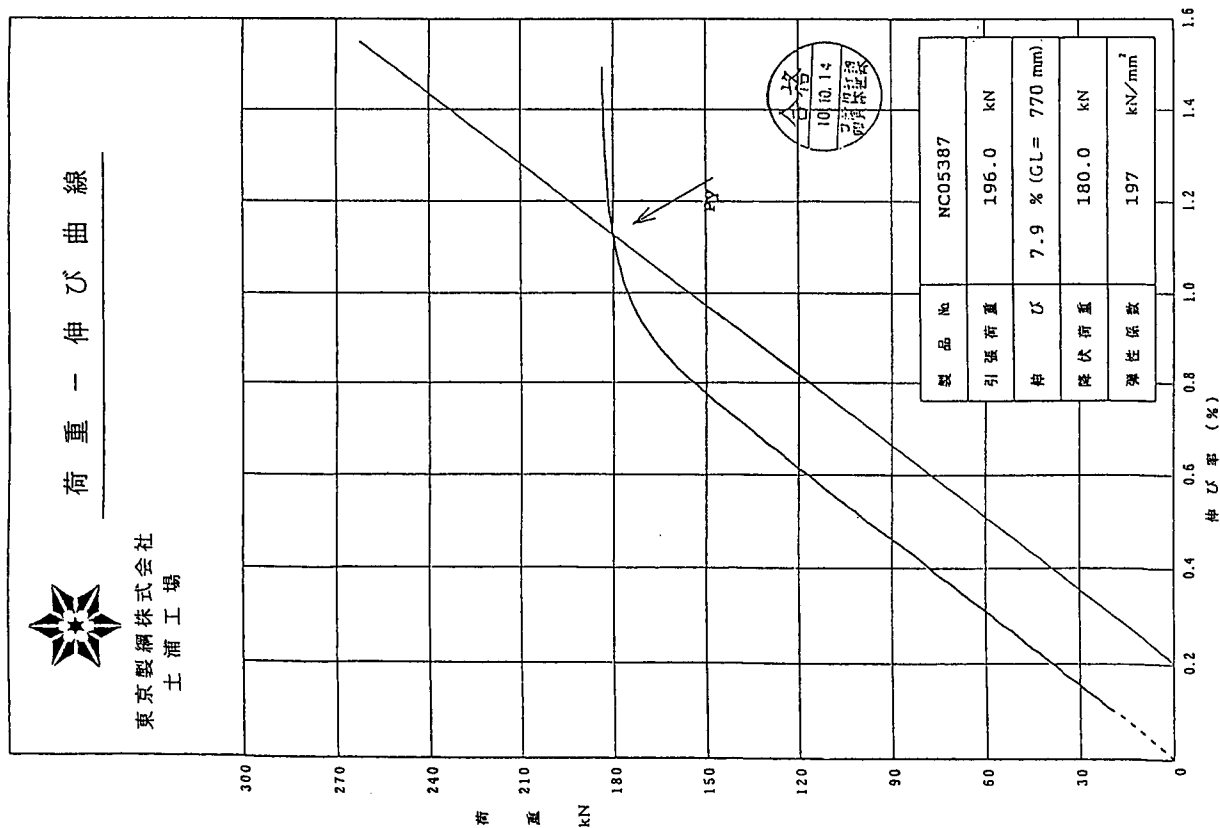


工注Na TF8X251

成績表№ CW98-1198

項目 規格	寸法	よりの長さ	引張荷重	0.2%永久伸びに対する荷重	伸び	リラクセーション値(1000H)	芯線径と側線径との差	断面積	直線性	絞り	備考 ※ 平成 6年 6月 23日 製品No : DC11385 の測定値である
	mm	倍	kN	kN	%	% ※	mm	mm ²	mm	%	
	+0.4 -0.2	標準径の 12~18個	183.0 以上	156.0 以上	3.5 以上	8.0 以下	0.08 以上	96.74 102.66	60/1.5mm 以下	30 以上	
製品No											
NC05387	12.8	14.2	196.0	180.0	7.9	0.7	0.20	98.7	Good	41	
NC05388			《 以 下 余 白 》								
NC05389											





試 験 成 績 書

(JIS G 3532 普通鉄線 7,000 mm)

SWM-B

日本カイザー株式会社御中

試 験 日平成 10 年 10 月 17 日

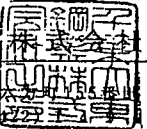
試験項目			引 張 試 験								硬度試験		保証荷重試験		判 定	記 事 出 荷 日	
月 日	記 号		材 質	試料	径×巾×厚 (mm)	断面積 (mm ²)	降伏点 荷 重 K N	降伏点 N/mm ²	最大荷重 K N	引張強さ N/mm ²	標点距離 (mm)	絞 り (%)	H B (10/3000)	荷 重 K N			伸 ビ (mm)
10,16	SWRM8	1			6,970				20,3	532						合 格	10/21
"	"	2			"				20,6	540						合 格	12.00/
備 考	SWRM8K 8,00 鋼 番 10621													試 験 立会者		試 験 担当員	



許可番号 375014



製造工場名 千葉大東鋼業株式会社

〒263 千葉市稲毛区
TEL 043 (222) 5511

発行日 92年 3月 11日

検 査 証 明 書

証明書番号: 358-01697-1
 契約 No.: 03-028-20106
 出荷依頼書 No.: 01357
 出荷案内書 No.: 005666

品 名: パーインコイル
 規 格: JIS G3112 SD295A

契 約 先: 伊藤忠商事(株) 特殊鋼線材部
 特 約 店: 日本カイザー工業(株)
 荷 受 人:
 持 込 先:



日本工業規格表示許可番号
 長岡庄延工場 366103 367139
 三桑庄延工場 371241 371242
 三桑庄延工場 366104 378008



北越メタル株式会社

長岡庄延工場 〒940 新潟県長岡市蔵王
 三桑庄延工場 〒955 新潟県三桑市南四日町

項 目 規 格 値 寸 法	溶鋼番号	数 量	質 量 (kg)	化 学 成 分 (%)										引 張 試 験			曲 げ 試 験	備 考
				C	Si	Mn	P	S						試 験 片 番 号	降 伏 点	引 張 強 さ	伸 び	
															N/mm ²	N/mm ²	%	
				×100	×1000	×100	50	50						2	295	600	16	
D10 4255	4809	3	2,972	21	20	83	20	15						2	407	571	26	GOOD
D10 4255	4808	6	5,946	22	20	85	23	25						2	397	570	26	GOOD
D10 4255	4807	2	1,981	23	23	86	23	15						2	417	577	25	GOOD
D10 4255	4143	2	1,981	24	23	92	21	19						2	418	596	25	GOOD
* サイズ 計 *		13	12,880															
* 総合計 *		13	12,880															

上記注文品は検査の結果指定の規格に合格したことを証明します。

