

道路橋床版の輪荷重走行試験機における 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) —標準試験方法および第1回試験報告—

平成11年3月

建設省土木研究所
(財)土木研究センター
石川島建材工業(株)
石川島播磨重工業(株)
川田工業(株)
基礎地盤コンサルタンツ(株)・(株)エーイーエヌ
橋梁保繕(株)
シヨードボンド建設(株)
新日本製鐵(株)
住友金属工業(株)
大成ロテックス(株)
大東燃(株)
飛島建設(株)・日本カイザー(株)
奈良建設(株)
日本鋼管(株)
(株)富士ピエス
マダグネ化学(株)

Copyright © (1999) 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。

道路橋床版の輪荷重走行試験機における 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) —標準試験方法および第1回試験報告—

建設省土木研究所
(財)土木研究センター
石川島建材工業(株)
石川島播磨重工業(株)
川田工業(株)
基礎地盤コンサルタンツ(株)・(株)エーイーエヌ
橋梁保繕(株)
ショーボンド建設(株)
新日本製鐵(株)
住友金属工業(株)
大成ロテック(株)
東燃(株)
飛鳥建設(株)・日本カイザー(株)
奈良建設(株)
日本綱管(株)
(株)富士ピーエス
マグネ化学(株)

要旨

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。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。

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 鋼合成床版	15
3.2.1 Z床版	15
3.2.2 F T S床版	34
3.2.3 I形鋼格子床版	54
3.2.4 S Cデッキ	79
3.3 プレキャスト床版	104
3.3.1 U Iスラブ	104
3.3.2 チャンネル形状プレキャストP C版工法	128
付録-1 会議議事録	153
付録-2 Z床版	161
付録-3 F T S床版	173
付録-4 I形鋼格子床版	183
付録-5 S Cデッキ	197
付録-6 U Iスラブ	207
付録-7 チャンネル形状プレキャストP C版	217

共同研究参加者名簿（平成10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
〃	〃	〃	廣松 新
〃	〃	〃	宮崎 和彦
(財)土木研究センター	参与		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	土木技術部 第一グループ	課長代理 細谷 均
〃	〃	〃	係員 太田 勝也
〃	〃	〃	係員 青木 卓也
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
〃	基本計画部	課長	花岡 善郎
	機鉄本部	技術開発グループ	課員 鈴木 統
	橋梁事業部	技術開発グループ	課員 池崎 直樹
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	橘 吉宏
	東京技術部	係長	街道 浩
基礎地盤コンサルタンツ(株)・(株)エーイーエヌ	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

橋梁保繕(株) 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(株) 補修工学研究所 佐藤研究室 室長	佐藤 政勝
〃 〃 課長	横山 広
〃 〃 室員	木田 秀人

新日本製鐵(株) 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	鶴 茂則
〃 〃 マネジャー	安波 博道
〃 〃 マネジャー	藤井 康盛
〃 〃	高木 優任

住友金属工業(株) 新製品技術グループ グループ長	井澤 衛
土木技術研究室 副主任研究員	阿部 幸夫
新製品技術グループ	中川 敏之

大成ロテック(株) 東レ・デュポン(株) 用途開発室長	角田 敦
三井建設(株) 主任研究員	三上 浩
大成ロテック(株) 技術課 課長	鍋島 益弘
住友ゴム工業(株) 技術課 課長	山口 聡

東燃(株) 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

飛鳥建設(株)・日本カイザー(株)	飛鳥建設 (株)	土木本部	土木設計部	部長	本多 新
	〃	〃	土木技術部	課長	岡本 浩
	〃	〃	土木設計部	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
	〃	〃	技術課	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
	基礎技術研究所	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	岡田 淳

(株)富士ピーエス	本店	技術部	次長	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(株)、石川島播磨重工業(株)、川田工業(株)、基礎地盤コンサルティング(株)・(株)エーイーエヌ、橋梁保繕(株)、ショーボンド建設(株)、新日本製鐵(株)、住友金属工業(株)、大成ロテック(株)、東燃(株)、飛島建設(株)・日本カイザー(株)、奈良建設(株)、日本鋼管(株)、(株)富士ピーエス、マグネ化学(株)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	橋梁保全(株)
F R Pグリッド補強工法	◎ 奈良建設(株)
2方向ケブラー繊維シートによる 床版下面補強工法	大成ロテック(株)
P S R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
F T S床版	東燃(株)
I形鋼格子床版	◎ 新日本製鐵(株)
S Cデッキ	川田工業(株)
T R C床版	住友金属工業(株)
鋼コンクリート合成床版	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
U I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
PC縦締めドライ目地による リップ付きプレキャスト床版	石川島播磨重工業(株)
S Bパネル	◎ ショーボンド建設(株)
B A R D床版	飛鳥建設(株)・ 日本カイザー(株)

◎：各グループの幹事会

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一2.2.1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6月1日までに試験が終了したZ床版、FTS床版、I形鋼格子床版、SCデッキ、UIスラブチャンネル形状プレキャストPC版工法の計6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

[illegible]

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カメラを床板下面に設置し、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。

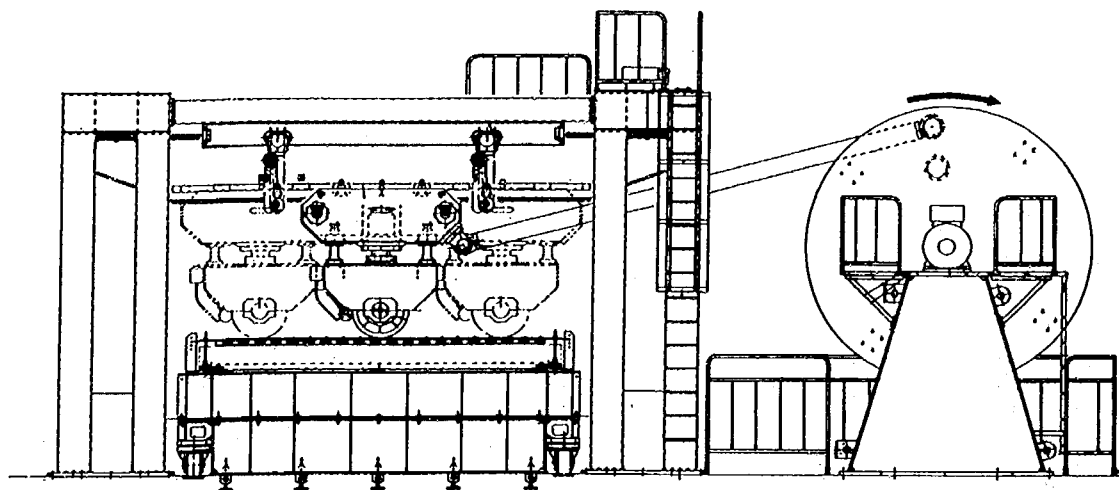


図-3.1.1.1 輪荷重走行試験機外観図

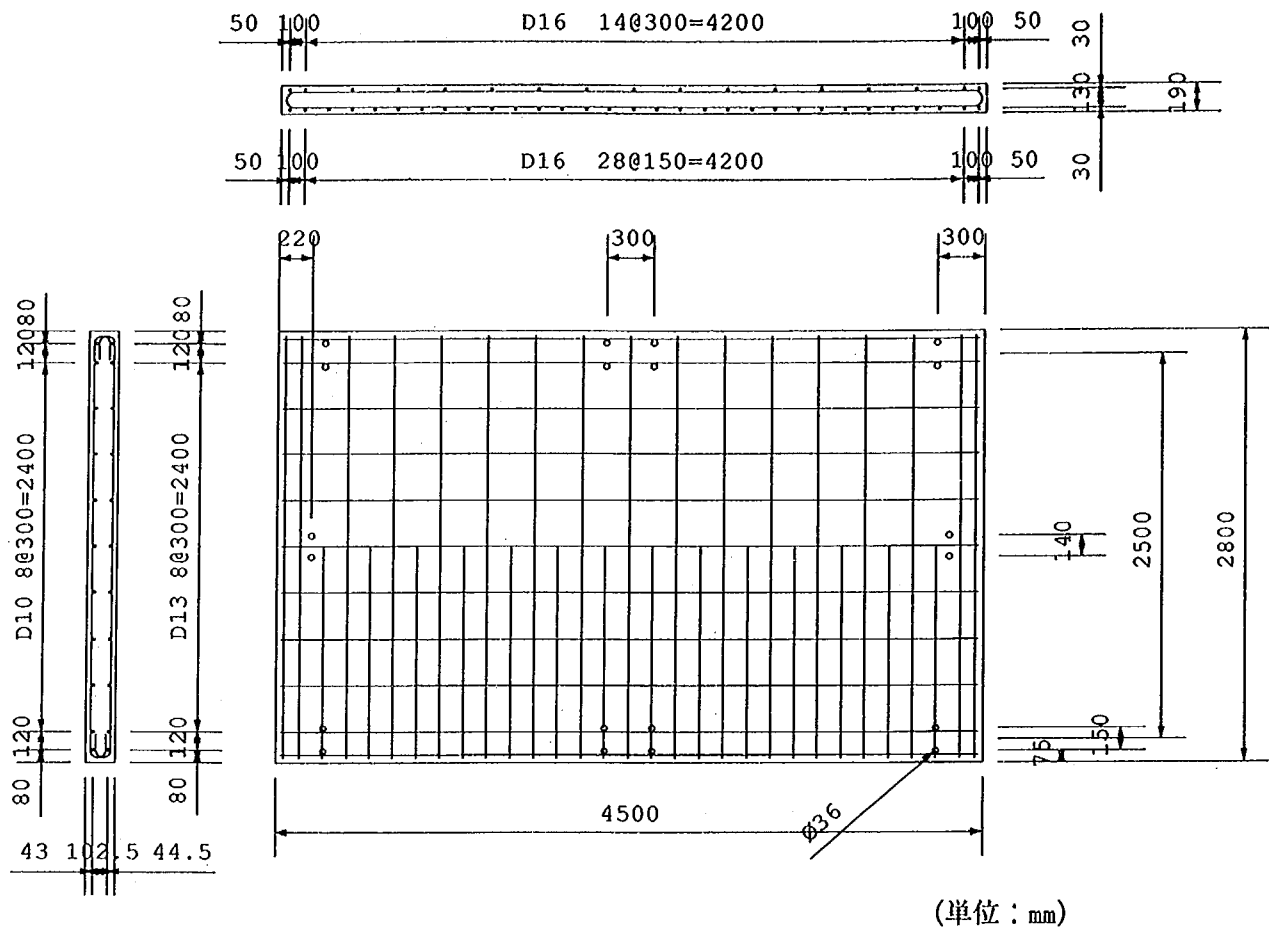
表-3.1.1.1 輪荷重走行試験機の主要諸元

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)
		治具の取替えにより桁部を含めた床版の実験も可能
	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
性能	駆 動	走 行 範 囲
		±0.5/±1.0/±1.25/±1.5m
	載 荷	最大回転速度
		59.8/42.3/37.8/34.7rpm
その他	設 置 台 数	走行時：50tf (490kN)
		停止時：100tf (981kN)
	設 置 場 所	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、図一3.1.1.2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。



図一3.1.1.2 基準供試体の形状・寸法 (RC 39 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、図一3.1.1.2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500×200mm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) 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。

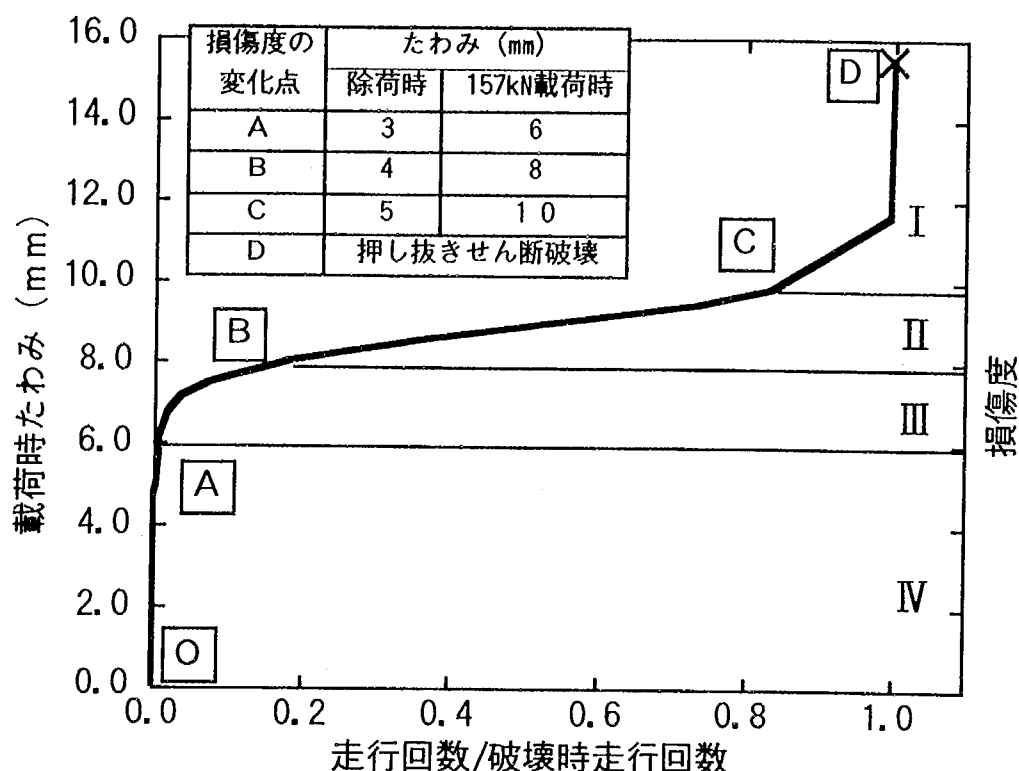


図-3.1.1.3 RC39 供試体の走行回数-載荷時供試体中央変位の関係

5) 補強の施工

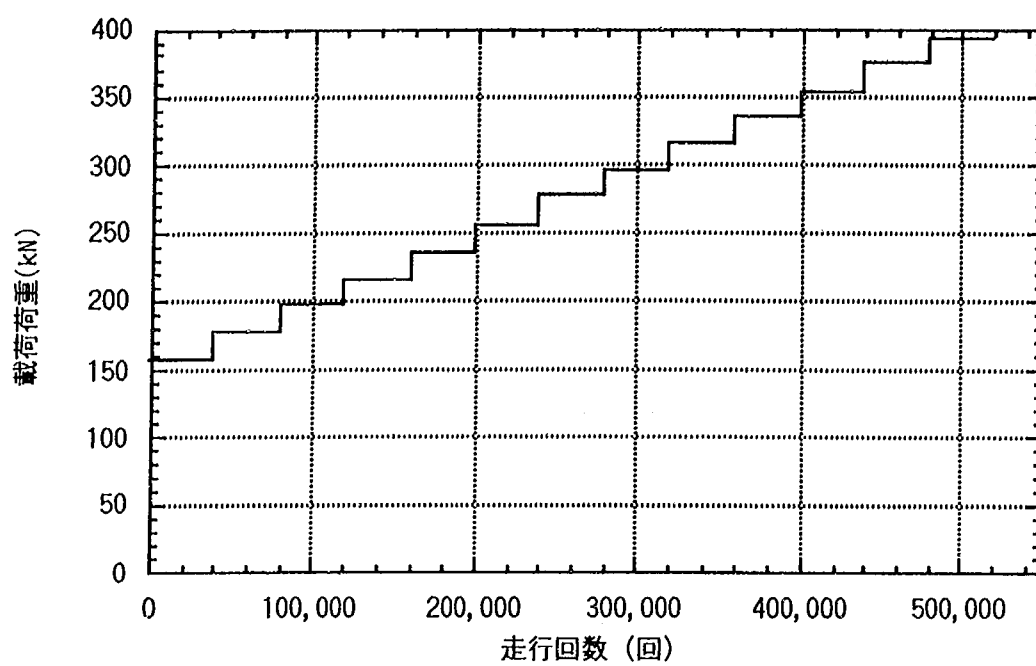
供試体の施工は、各工法の有する施工マニュアルに従い実橋における施工と同様になる様に行うものとした。

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52,000回392kN(40tonf)まで実施するものとした。



図一3.1.1.4 階段状荷重漸増載荷

(2) 新設・打ち換え床版（鋼合成、プレキャスト床版）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を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500×200mm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)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。

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。

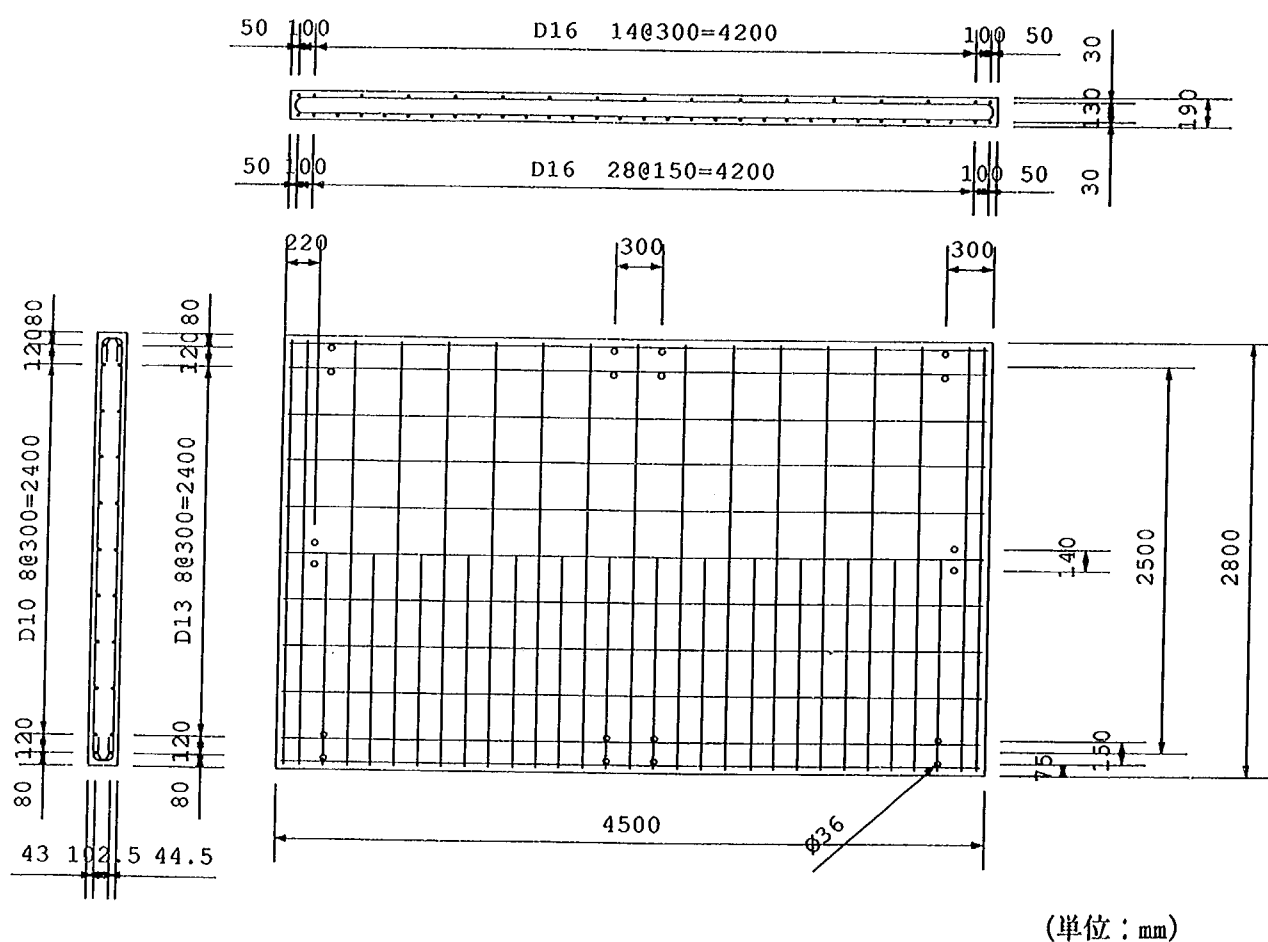
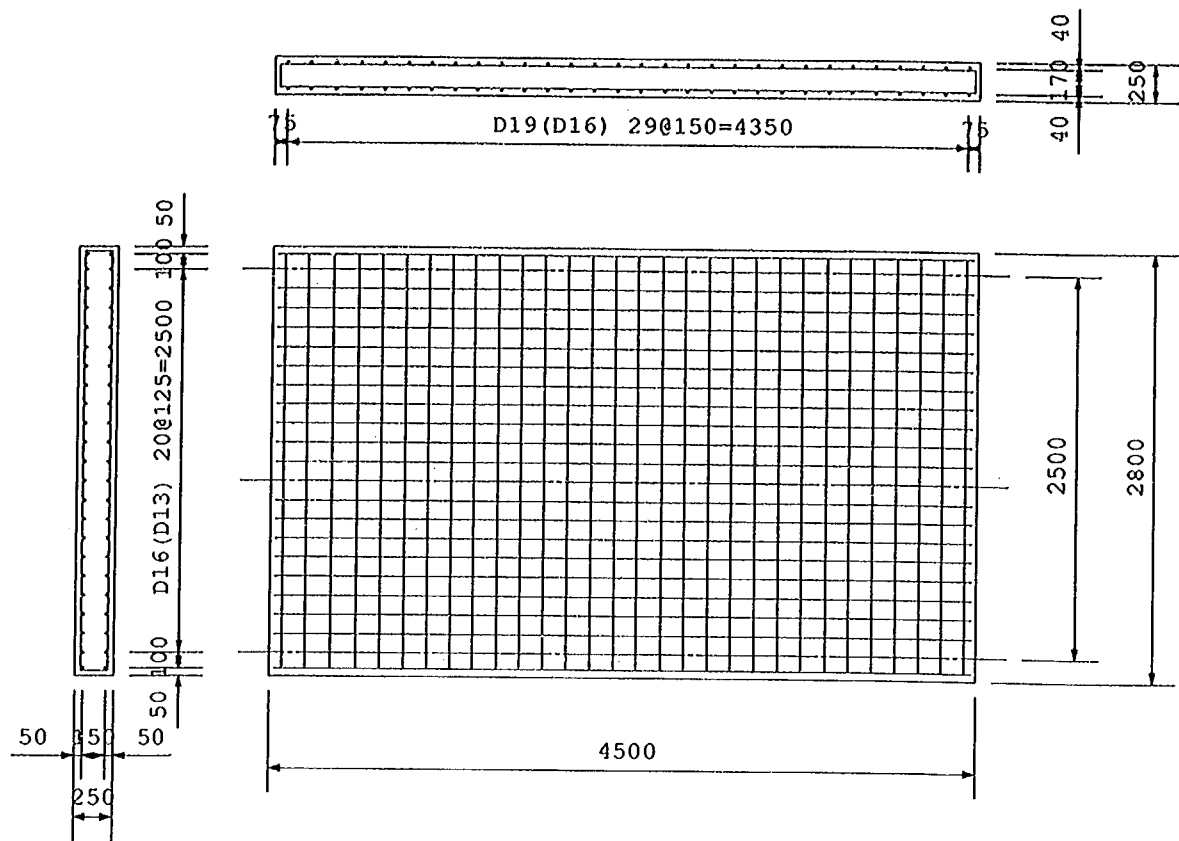
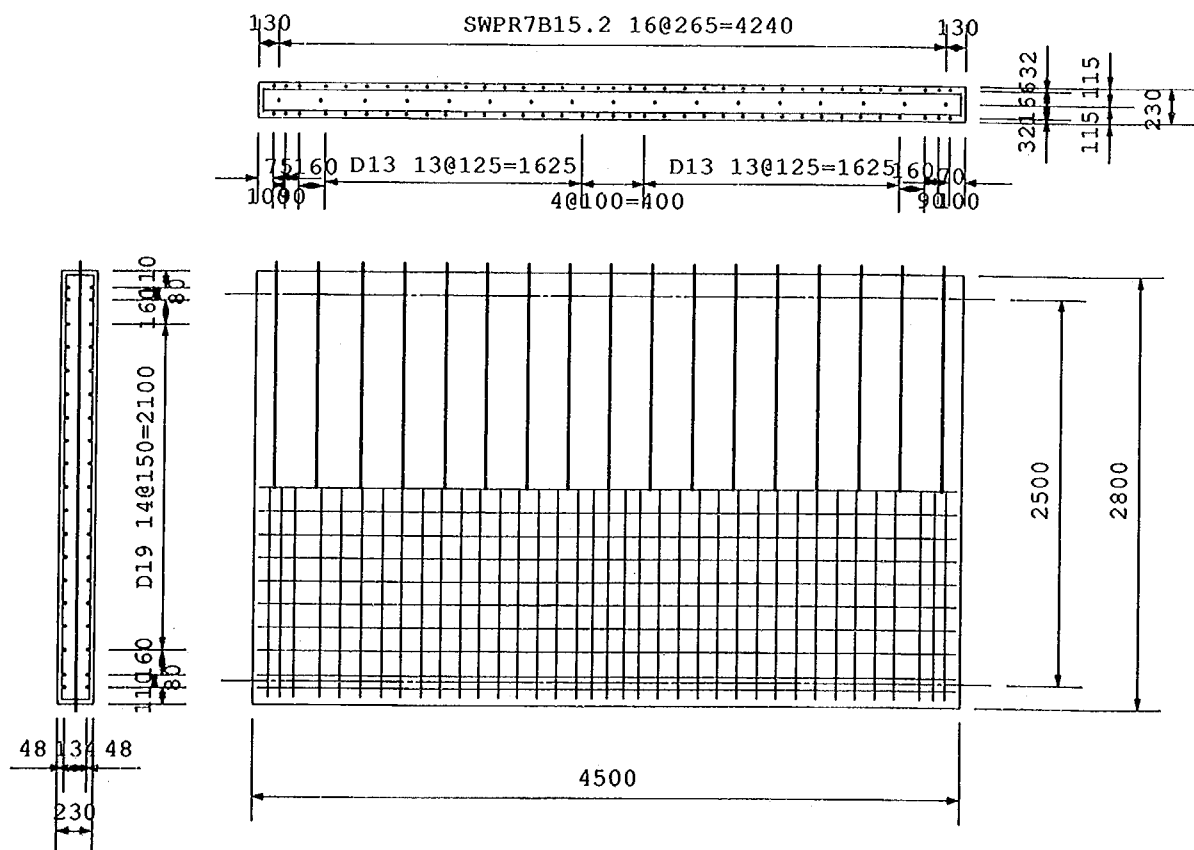


図-3.1.2.1 RC39供試体の形状・寸法



(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	SWPR7B15.2	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。

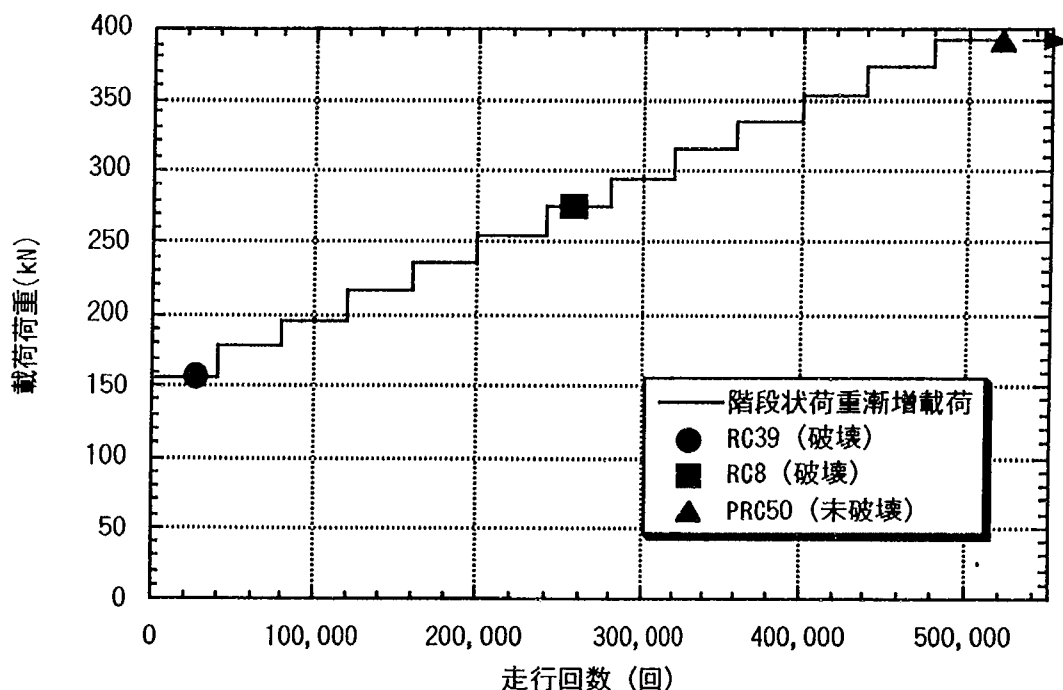


図-3.1.2.4 破壊時走行回数－破壊荷重の関係

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

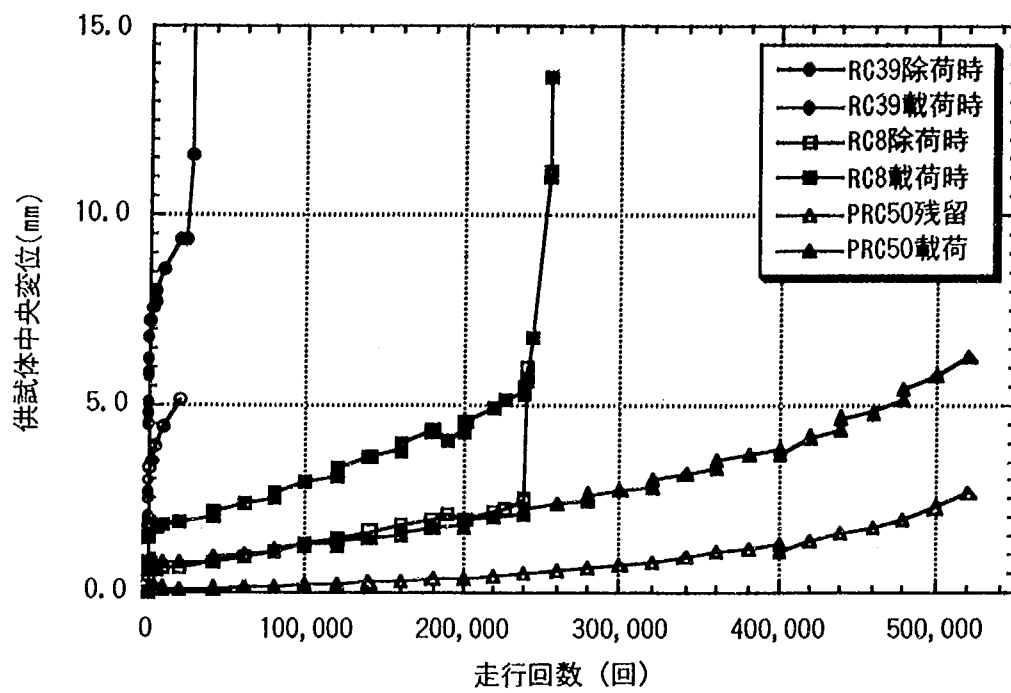


図-3.1.2.5 走行回数-供試体中央変位の関係

3. 2 鋼合成床版

3.2.1 Z床版

(1) 概要

1) 工法の概要

Z床版とは鋼道路橋用のプレファブ床版で、型枠作業と鉄筋作業の合理化をめざして開発したものである。構造を図-3.2.1.1に示す。幅1.5mの底板に底板リブが接合され、その上にZビームが載りパネルが構成される。パネル間の接合は接着テープでシールするのみで、構造体として力の伝達が行わない。パネルに鉄筋を設置し、コンクリートを打設して完成する。パネルは型枠としての機能として設計され、完成後の活荷重に対する構造部材として設計はしない。

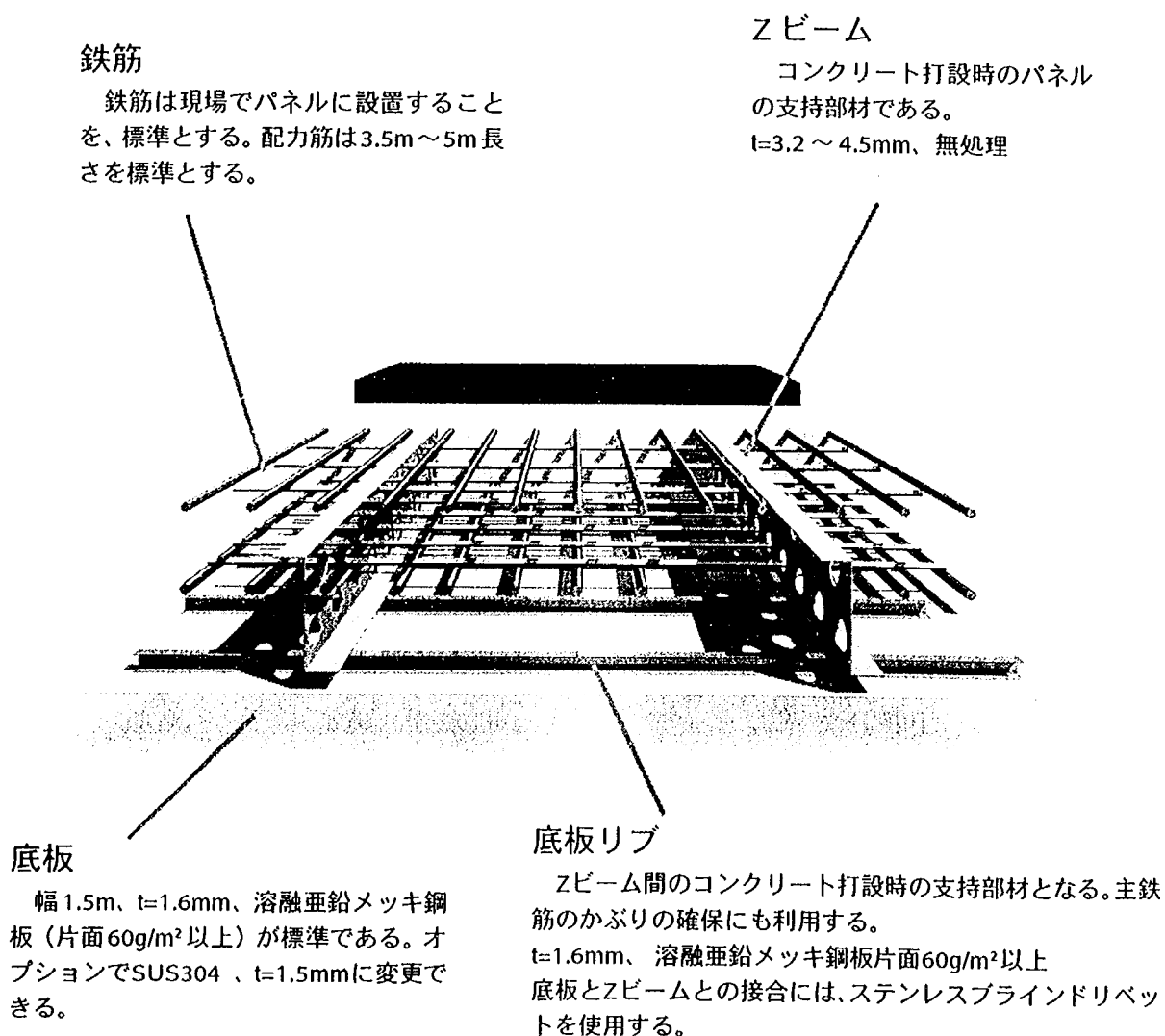


図 -3.2.1.1 工法の概要

2) 試験の着眼点

- ・弱点である継ぎ目を中央に配置し、特別な挙動の有無。
- ・破壊荷重

3) 設計の概要

① 死荷重

- ・Z床版の自重の設計は鉄筋コンクリート部の単位体積重量に、パネル単体重量を加えるものとする。
- ・コンクリートを含むパネルと鉄筋の死荷重は、パネルが負担しているので、鉄筋の応力検討では床版自体の死荷重は含まない。

② 構造部材

- ・硬化後の活荷重モーメントの検討には、パネルを構造部材として加えない。

③ 床版の最小厚

- ・床版の最小厚は道示の基準を参考とする。
- ・桁や下部構造が完成しているために、型枠機能パネルの自重増加が問題となる場合は、道示の基準より薄くする。ただし、薄くなることによる鉄筋量の増加を行い、薄くなる前のせん断耐力以上であることを、土木学会のコンクリート標準示方書の基準で確認をする。また、薄くしない場合以上の、曲げ剛性を有していることを確認する。

④ Z床版独自のライフサイクルコスト削減仕様

- ・ライフサイクルコスト削減から、平成8年の道示による床版より、強度を20%増加した耐久性を有する床版とする場合は、コンクリートの基準強度を 40N/mm^2 (400kgf/cm^2) とし、曲げモーメントによる鉄筋の応力を80%に落とし、土木学会のコンクリート標準示方書の基準を使用して、せん断耐力を20%増加した設計とする。

⑤ 供試体の設計仕様

- ・Z床版のメインを、床版厚さが1cm薄いライフサイクルコスト削減仕様としているので、この仕様によって設計した。
- ・床版厚さは24cmとし、床版下面の配筋は主筋がD22 @ 125で配力鉄筋がD16 @ 125である。

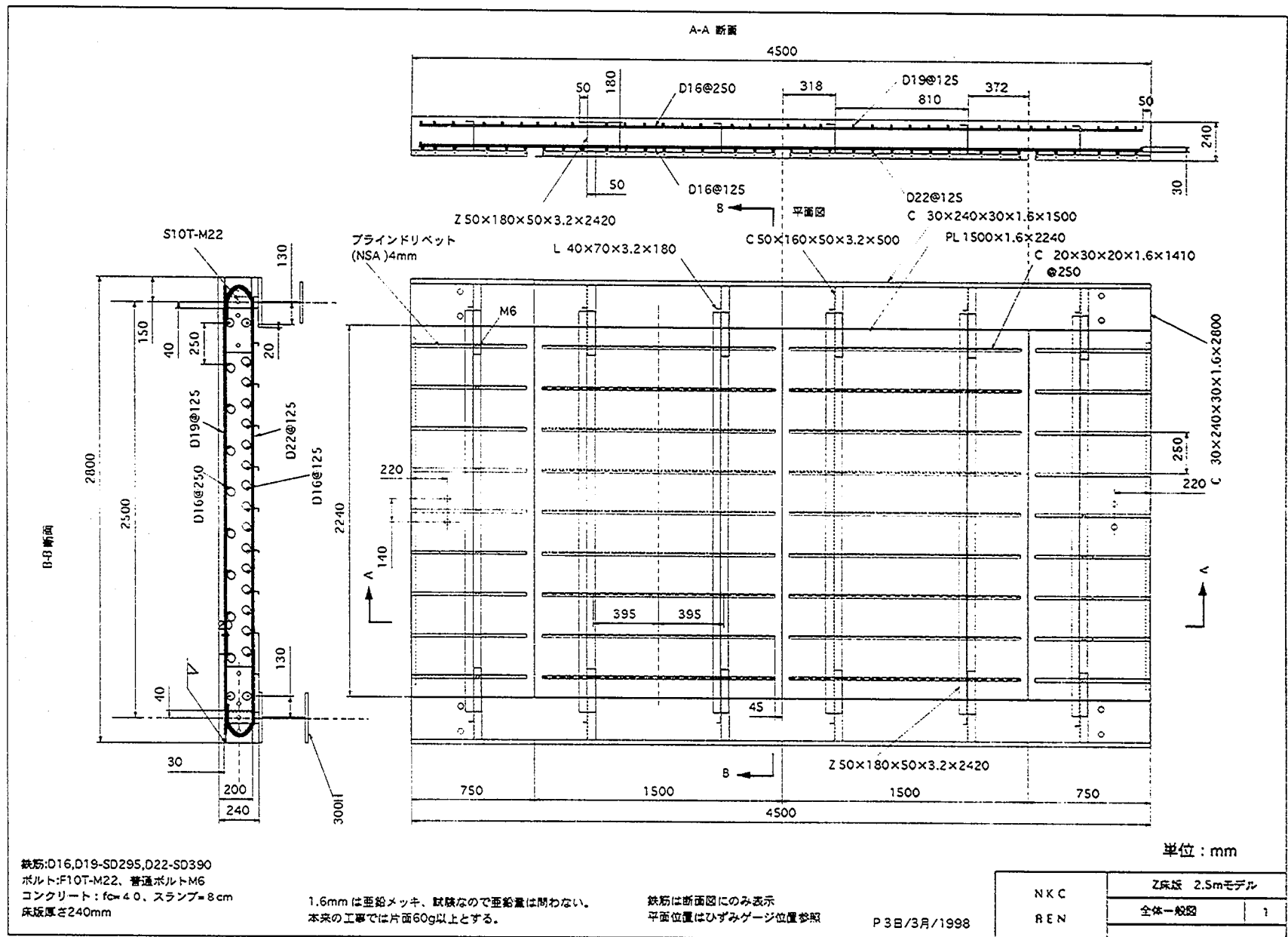
⑥ 設計応力度

- ・主鉄筋方向
コンクリート： -3.3N/mm^2 (-34kgf/cm^2) $> -13\text{N/mm}^2$ (-133kgf/cm^2)
鉄筋： -254N/mm^2 (-259kgf/cm^2) $> -140\text{N/mm}^2$ (-1400kgf/cm^2)
鉄筋： 70.5N/mm^2 (719kgf/cm^2) $< 140\text{N/mm}^2$ (1400kgf/cm^2)
- ・配力筋方向
コンクリート： -4.8N/mm^2 (-49kgf/cm^2) $> -13\text{N/mm}^2$ (-133kgf/cm^2)
鉄筋： -10.7N/mm^2 (-109kgf/cm^2) $> -140\text{N/mm}^2$ (-1400kgf/cm^2)
鉄筋： 113N/mm^2 (1152kgf/cm^2) $< -140\text{N/mm}^2$ (1400kgf/cm^2)

⑦ 供試体の図面

供試体の図面を図-3.2.1.2に示す。

図-3.2.1.2 供試体の図面



4) 施工の概要

① 供試体の設置条件

- ・全体の沈下を防止するため、厚さ400mmのコンクリートスラブの上で供試体を設置した。
- ・スラブの上に300Hを2本組み、レベルで1mm以下の平面を保つようにH鋼の高さを調整した。
- ・H鋼の下にグラウトを施工し、鋼材の沈下を防止した。
- ・パネルをセットし、ゲージを貼った鉄筋を組み、コンクリートを打設した。

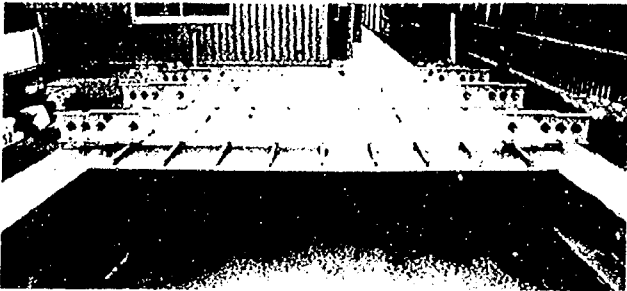


写真-3.2.1.1 パネル設置側面

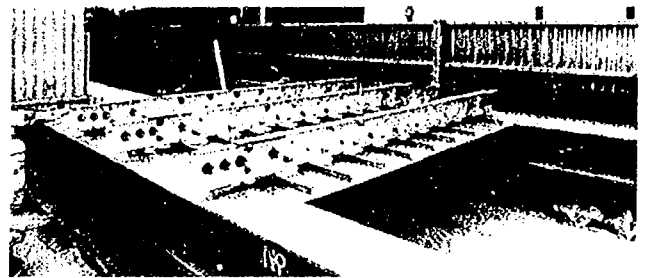


写真-3.2.1.2 パネル設置斜面



写真-3.2.1.3 パネルの接合部

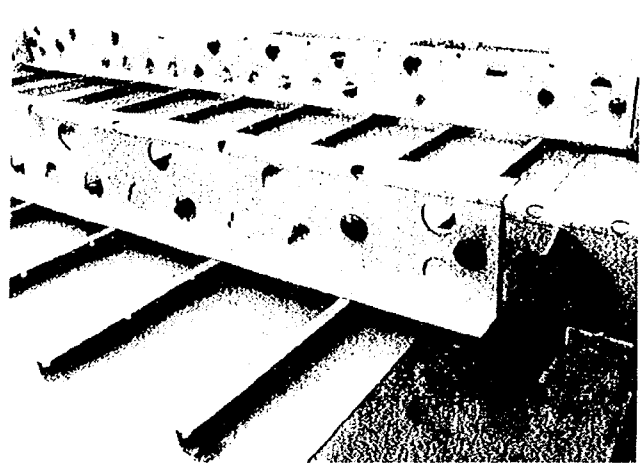


写真-3.2.1.4 パネルの側面

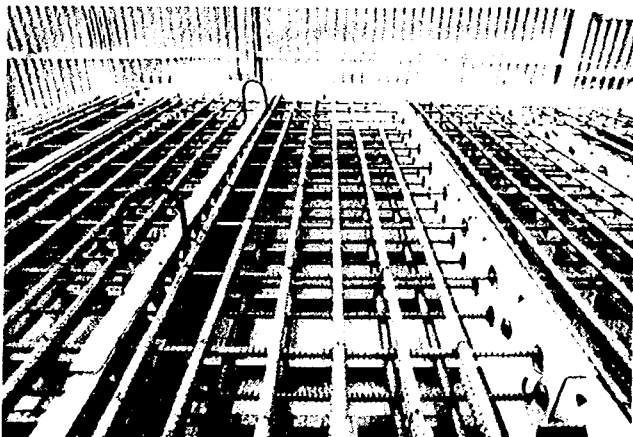


写真-3.2.1.5 鉄筋設置後



写真-3.2.1.6 パネル施工完了

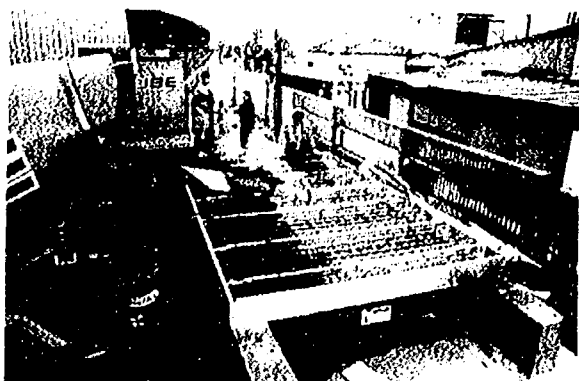


写真-3.2.1.7 コンクリート打設状況



写真-3.2.1.8 コンクリート打設状況 2



写真-3.2.1.9 コンクリート打設状況 3



写真-3.2.1.10 コンクリート打設状況 4

②コンクリートの配合

・準備したコンクリートの配合

呼び強度：40N/mm²

スランプ：8cm

最大骨材寸法：20mm

セメントの種類：早強セメント

・現場試験の結果

スランプ：13.5cm

③立会者

日時：平成9年12月29日-13時～16時

場所：千葉県稲毛市長沼原町51

基礎地盤コンサルタンツ株式会社

岩盤工学センター

基礎地盤コンサルタンツ株式会社：酒井運雄

基礎地盤コンサルタンツ株式会社：田中 勉

株式会社エーイーエヌ：橋本和夫

株式会社エーイーエヌ：高橋 司

④養生

・散水養生ではなく、ビニールシートによる乾燥防止構造で養生を実施した。

・凍結防止対策として、グラスファイバーによる表面の断熱、シートによる雨、雪よけ、放射冷却層の形成、電灯による加熱を実施した。

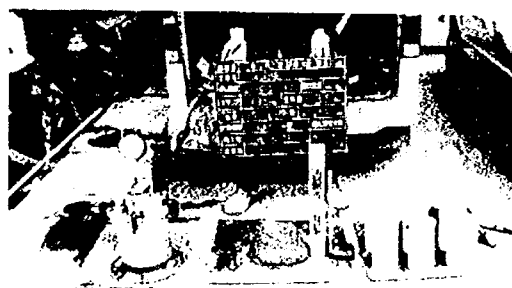


写真-3.2.1.11 現場試験

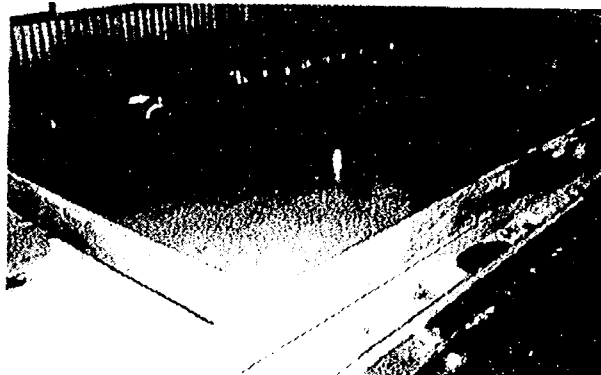


写真-3.2.1.12 コンクリート打設状況 5完了

5) 計測

ひずみゲージの位置を図-3.2.1.3、図-3.2.1.4、図-3.2.1.5に示す。

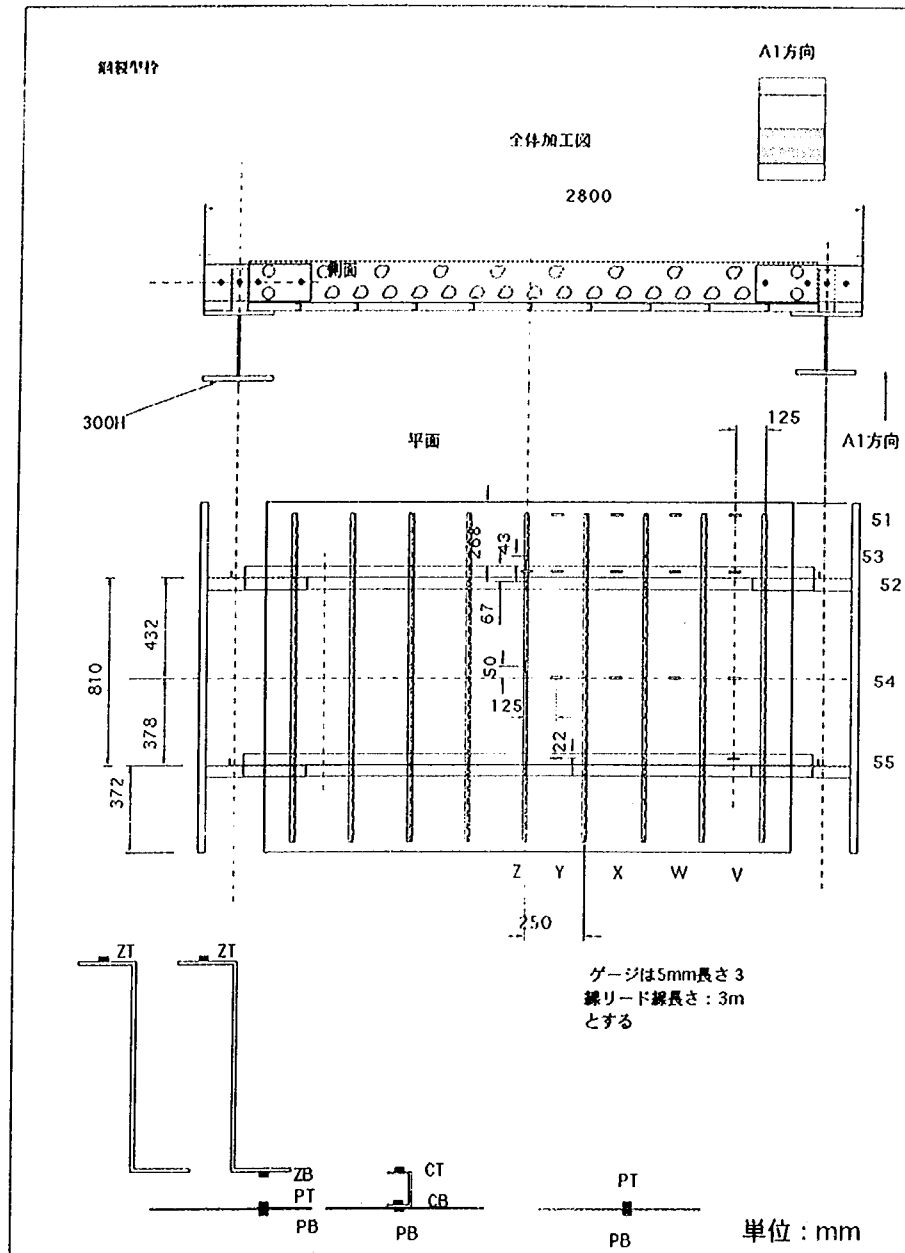


図-3.2.1.3 型枠パネル部ひずみゲージ位置

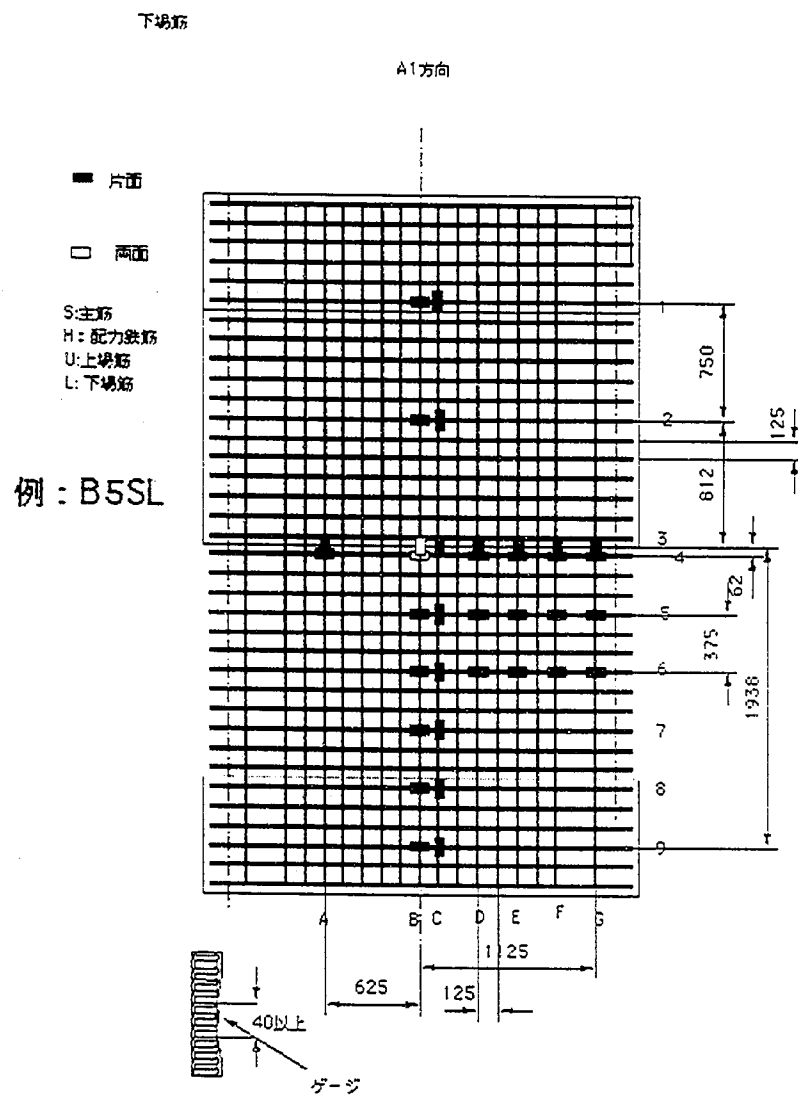


図-3.2.1.5 鉄筋ひずみゲージ位置 (下場筋)

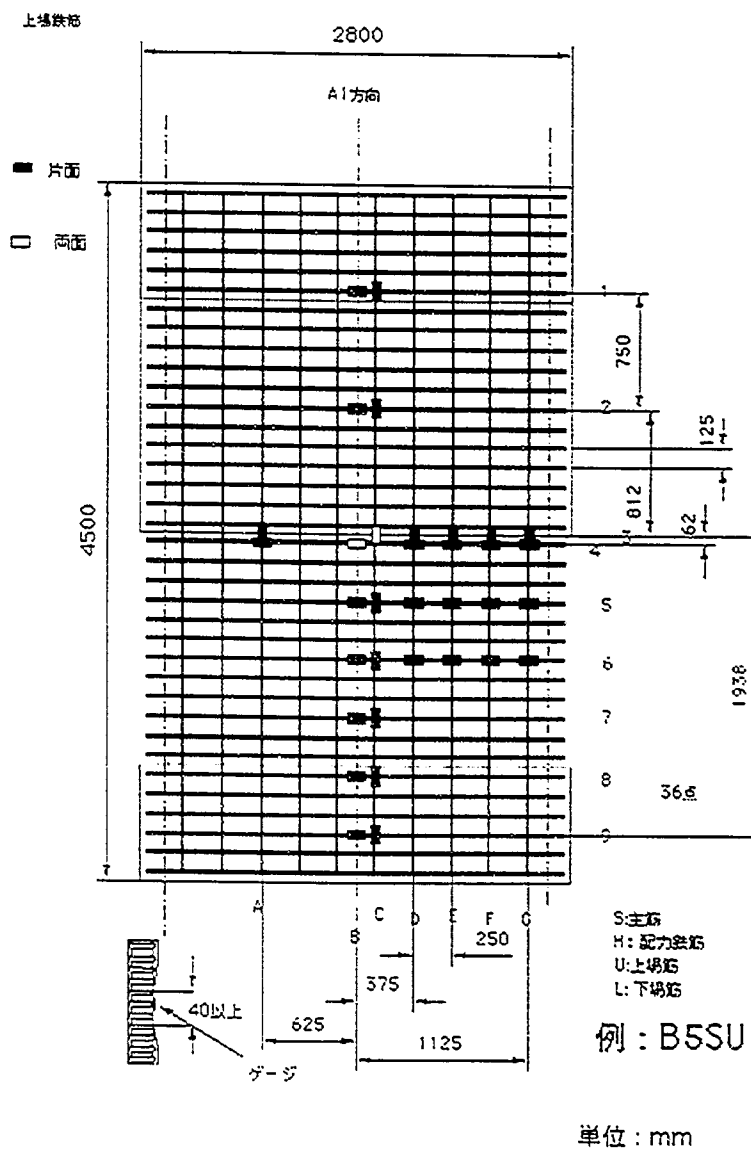


図-3.2.1.4 鉄筋ひずみゲージ位置 (上場筋)

6) 想定される破壊状態
コンクリートのせん断疲労破壊

(2) 試験結果

1) 材料試験結果

①コンクリート材料特性

配合設計表を表-3.2.1.1に、強度試験の結果を表-3.2.1.2、表-3.2.1.3に示す。強度試験の材令は53日あった。

表-3.2.1.1 配合設計表

呼び強度 N/mm ²	スランブ cm	最大 骨材寸法 mm	セメント の種類	水セメン ト比 %	細骨材率 %	単位量 kg/m ³				
						セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
40	8	20	早強	37.0	37.1	454	168	614	1054	AE減水剤 4.84

表-3.2.1.2 コンクリートの圧縮強度試験結果

番号	直径 mm	断面積 cm ²	最大荷重 kN (tf)	圧縮強度 N/mm ² (kgf/cm ²)	静弾性係数 kN/mm ² (×10 ⁵ kgf/cm ²)	ポアソン比
1	99.95	78.46	306 (31.19)	39.0 (398)	23.7 (2.42)	0.191
2	99.98	78.50	297 (31.47)	39.3 (401)	23.7 (2.42)	0.161
3	99.93	78.42	310 (31.62)	39.5 (403)	23.7 (2.42)	0.121
平均値				39.3 (401)		

表-3.2.1.3 コンクリートの引張強度試験結果

番号	直径 mm	長さ mm	最大荷重 kN (tf)	引張強度 N/mm ² (kgf/cm ²)	備考
1	100.00	199.55	100.7 (10.27)	3.21 (32.76)	
2	99.95	199.63	98.6 (10.05)	3.14 (32.07)	
3	100.00	199.18	83.1 (8.47)	26.6 (27.07)	
平均値				3.00 (30.60)	

② 鋼材の材料特性

使用した鋼材の規格を表-3.2.1.4に、強度試験の結果を表-3.2.1.5、表-3.2.1.6に示す。

表-3.2.1.4 使用鋼材の規格

使用鋼材	規格	降伏点応力 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び %
D16	SD295	295min.	440~600	16
D19	SD295	295min.	440~600	16
D22	SD390	390-510	560min.	16
亜鉛メッキ PL-1.6mm	SECC (原板SPCC)	-	(原板SPCC) 270min.	(原板SPCC) 38
PL-3.2mm	SS400	245min.	400~510	26

表-3.2.1.5 鉄筋の強度試験結果

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 (kgf/cm ²)	降伏点 ひずみ ×10 ⁻⁶	引張強さ N/mm ² (kgf/cm ²)	標点距離 (mm)		伸び (%)	公称 断面積 (cm ²)
						試験前	試験後		
D16-1	70.2 (7.16)	101 (10.31)	354 (3605)	1830	509 (5191)	129.05	156.40	21.2	1.986
D16-2	68.7 (7.00)	107 (10.27)	346 (3525)	2034	507 (5171)	128.30	155.45	21.2	
D16-3	69.3 (7.06)	101.1 (10.31)	349 (3555)	1892	509 (5191)	129.55	156.35	20.7	
平均値	-	-	349 (3562)	1899	509 (5184)	-	-	21.0	
D19-1	100 (10.22)	146 (14.86)	350 (3567)	1925	509 (5187)	152.80	182.70	19.8	2.865
D19-2	102 (10.36)	146 (14.88)	355 (3616)	1916	510 (5194)	152.65	183.35	20.1	
D19-3	101 (10.29)	167 (14.98)	352 (3592)	1905	513 (5229)	152.90	183.00	19.7	
平均値	-	-	352 (3592)	1915	510 (5203)	-	-	19.8	
D22-1	177 (18.00)	255 (26.05)	456 (4650)	2914	660 (6730)	176.15	204.55	15.8	3.871
D22-2	178 (18.16)	257 (26.15)	460 (4691)	2732	663 (6755)	176.65	204.80	15.9	
D22-3	178 (18.15)	257 (26.20)	460 (4689)	2822	664 (6768)	176.65	205.45	16.3	
平均値	-	-	459 (4677)	2823	663 (6751)	-	-	16.0	

表-3.2.1.6 鋼板の強度試験結果

試験片 番号	試験片の 種類	平均 断面積 (mm ²)	標点距離 (mm)		破断 位置 A,B,C	伸び (%)	降伏点		引張強さ	
			試験前	試験後			荷重 kN (kgf)	σ_y N/mm ² (kgf/cm ²)	荷重 kN (kgf)	σ_B N/mm ² (kgf/cm ²)
Z1.6-1	5号	39.8	49.90	70.45	A	41.18	9.58 (977)	241 (24.55)	13.1 (1332)	328 (33.47)
Z1.6-2	5号	39.7	50.45	69.80	A	38.35	9.33 (951)	235 (23.95)	12.8 (1300)	321 (32.75)
Z1.6-3	5号	38.4	50.45	70.50	A	39.74	9.56 (975)	245 (25.06)	12.8 (1302)	328 (33.47)
平均	-	-	-	-	-	39.76	-	241 (24.52)	-	326 (33.23)
Z3.2-1	5号	75.9	50.00	65.75	A	31.50	25.4 (2592)	335 (34.15)	31.3 (3194)	413 (42.08)
Z3.2-2	5号	75.6	50.25	65.40	A	30.15	25.4 (2590)	336 (34.26)	31.5 (3214)	417 (42.51)
Z3.2-3	5号	75.6	50.00	66.60	A	33.20	25.3 (2584)	335 (34.18)	31.4 (3200)	415 (42.33)
平均	-	-	-	-	-	31.62	-	336 (34.20)	-	415 (42.31)

2) 破壊時走行回数

破壊時走行回数は419,879回で、荷重は353kN (36tf) であった。

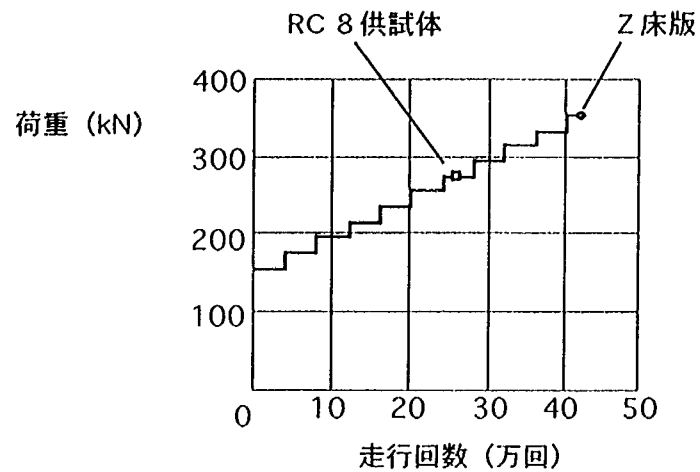


図-3.2.1.8 載荷荷重と走行回数

3) 破壊形態

供試体表面のクラックの状態を図-3.2.1.9、図-3.2.1.10に示す。
供試体断面ののクラックの状態を図-3.2.1.11～図-3.2.1.14に示す。
クラックの発生形状はRC8 供試体とほぼ同じ状態であった。

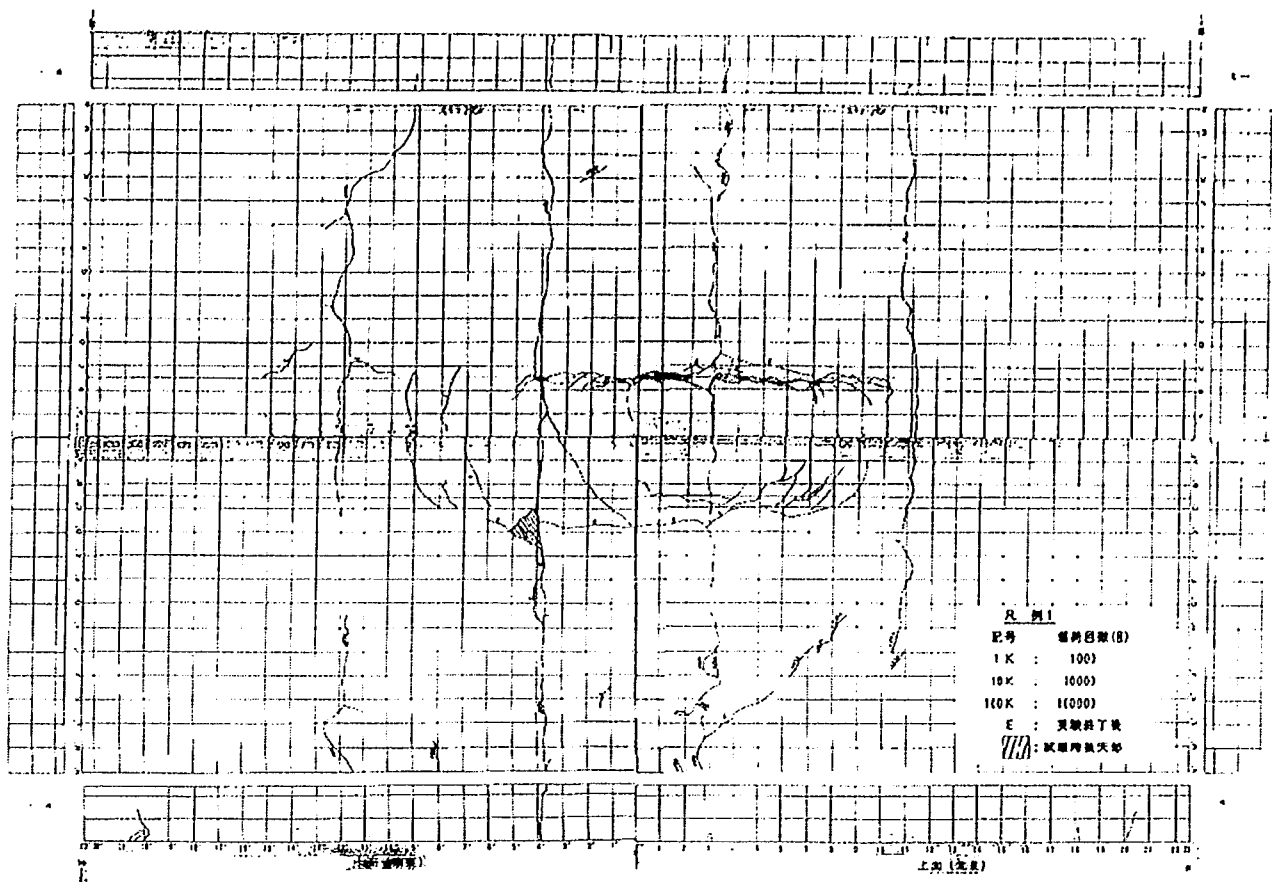


図-3.2.1.9 ひび割れ観察図 (Z床版・上面)

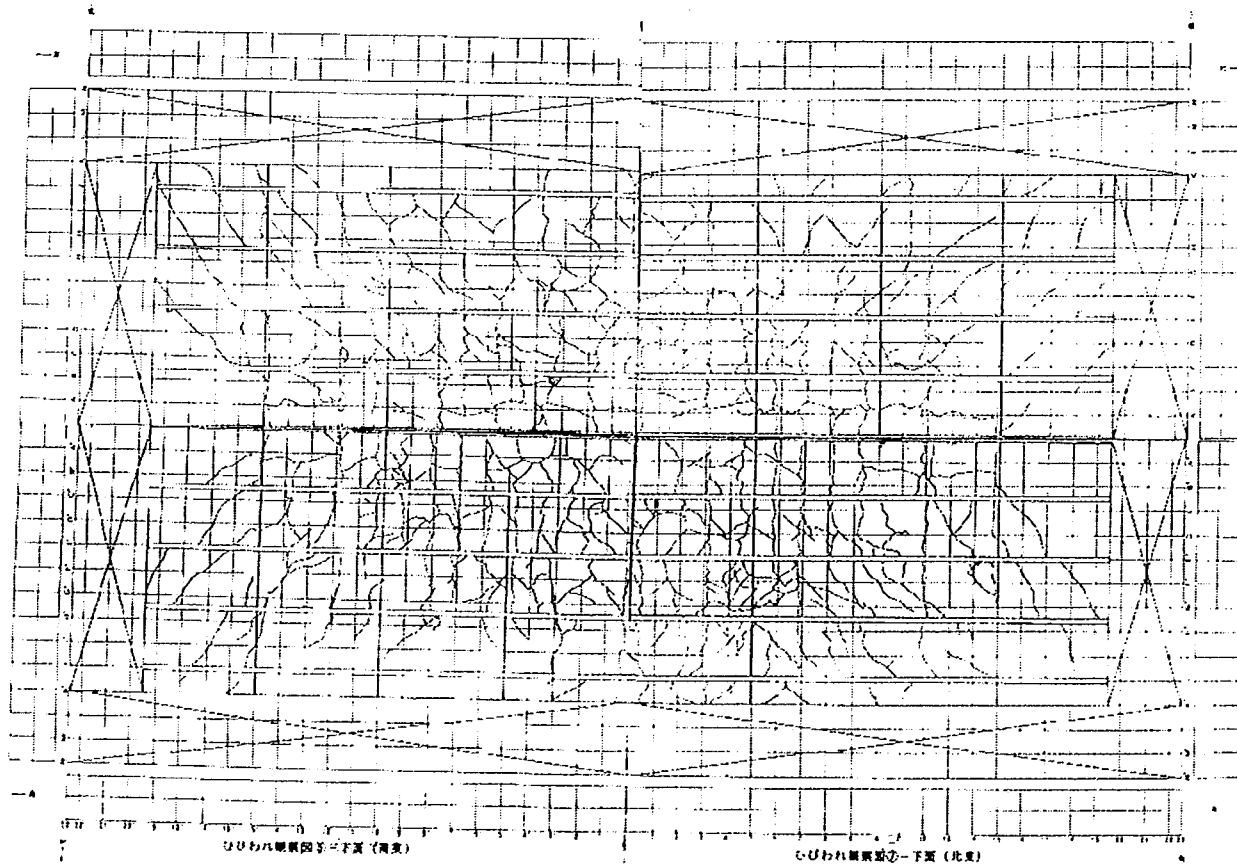


図-3.2.1.10 ひび割れ観察図 (Z床版・下面)

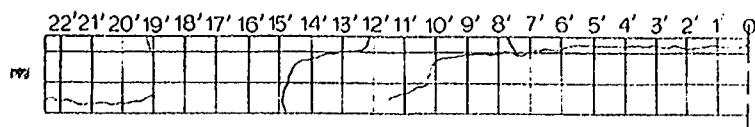


図-3.2.1.12 断面のクラック、A-A断面、南側

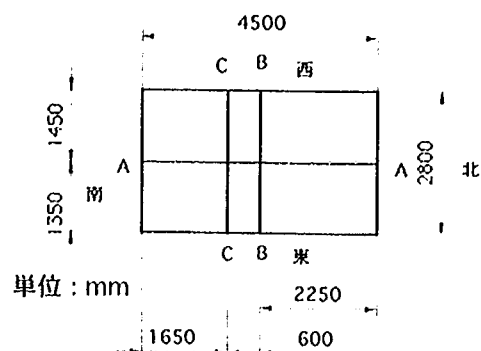


図-3.2.1.11 切断位置図

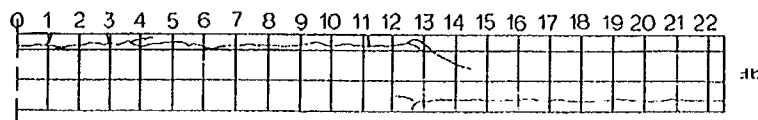


図-3.2.1.13 断面のクラック、A-A断面、北側

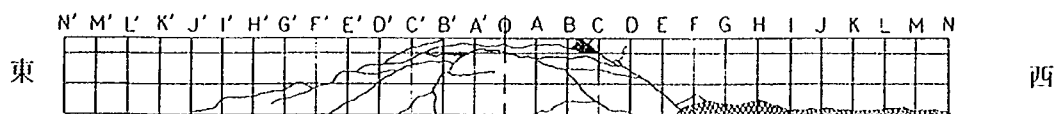


図-3.2.1.14 断面のクラック、B-B断面

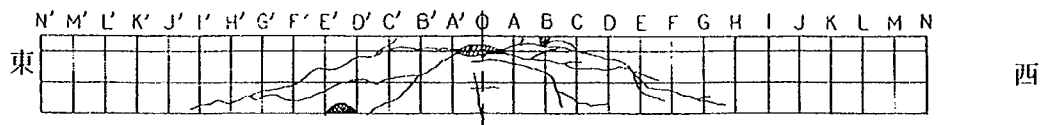


図-3.2.1.15 断面のクラック、C-C断面

4) 床版厚 (実測)

実験後に実測した床版厚さを表-3.2.1.7にしめす。計測位置については、断面のクラック図の位置表示に対応する。床版厚さで設計240mmにたいして10mm厚い250mmの部分がある。コンクリート打設時のたわみは5mmであった。(Zビームは連続梁で設計し、供試体は単純梁のため、たわみが大きくなった。)コンクリートの表面仕上げで平坦度を優先した結果、表面の仕上げで5mm厚くなったものと推定する。

表-3.2.1.7 床版厚さ

単位: mm

A断面南側	位置 寸法		0 -	1' -	2' -	3' -	4' -	5' -	6' -	7' -	8' -	9' -	10' -	11' -	12' 248	13' -	14' -	15' 248	16' 250	17' 248	18' 246	19' 245	20' -	21' -	22' -				
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 -							
B断面	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' 245	M' 246	N' 244
C断面	N 242	M 243	L 243	K 242	J 241	I 244	H 249	G -	F -	E -	D -	C -	B -	A -	0 -	A' -	B' -	C' -	D' -	E' -	F' -	G' -	H' -	I' -	J' 243	K' 243	L' 244	M' 244	N' 242

5) 供試体変位 - 走行回数関係

①静的

走行回数と床版中央のたわみとの関係を図-3.2.1.16、図-3.2.1.17に示す。1cm床版厚さは薄いが、RC 8供試体に比べて、たわみが小さいことを確認した。計測点がない部分は、底の鋼板から計測していたために、鋼板の剥離によりたわみの計測の精度が保てなかった部分である。後半のデータは直接コンクリートから計測したので、変化量は正確であるが、計測を鋼板からコンクリートに盛りかえたため、0.5mm程度の誤差が含まれている。

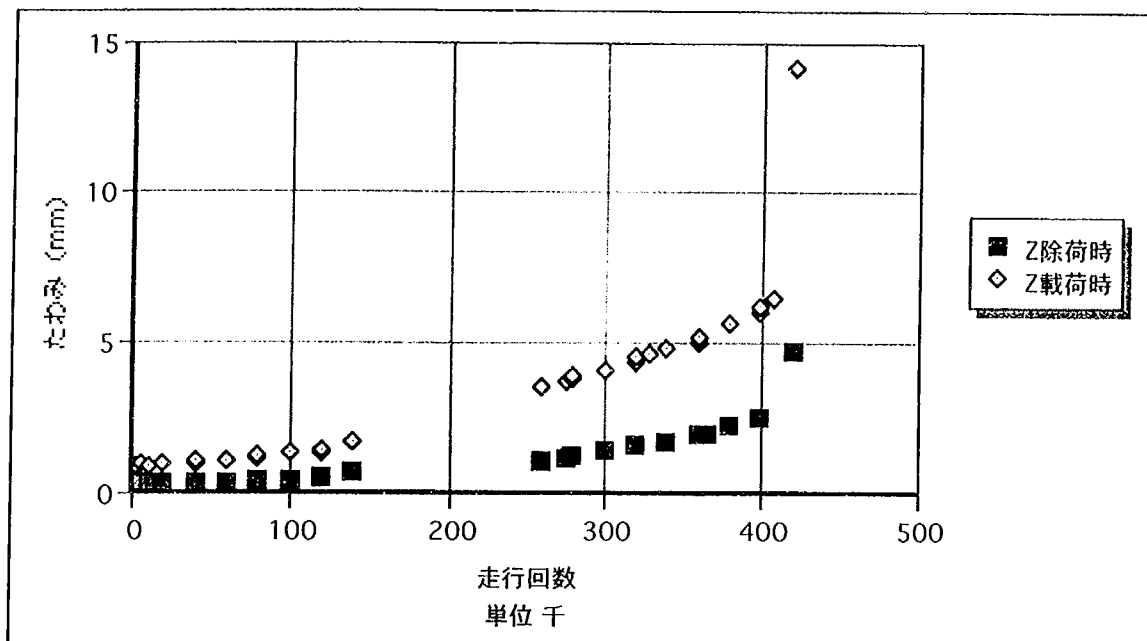


図-3.2.1.16 走行回数とたわみの関係

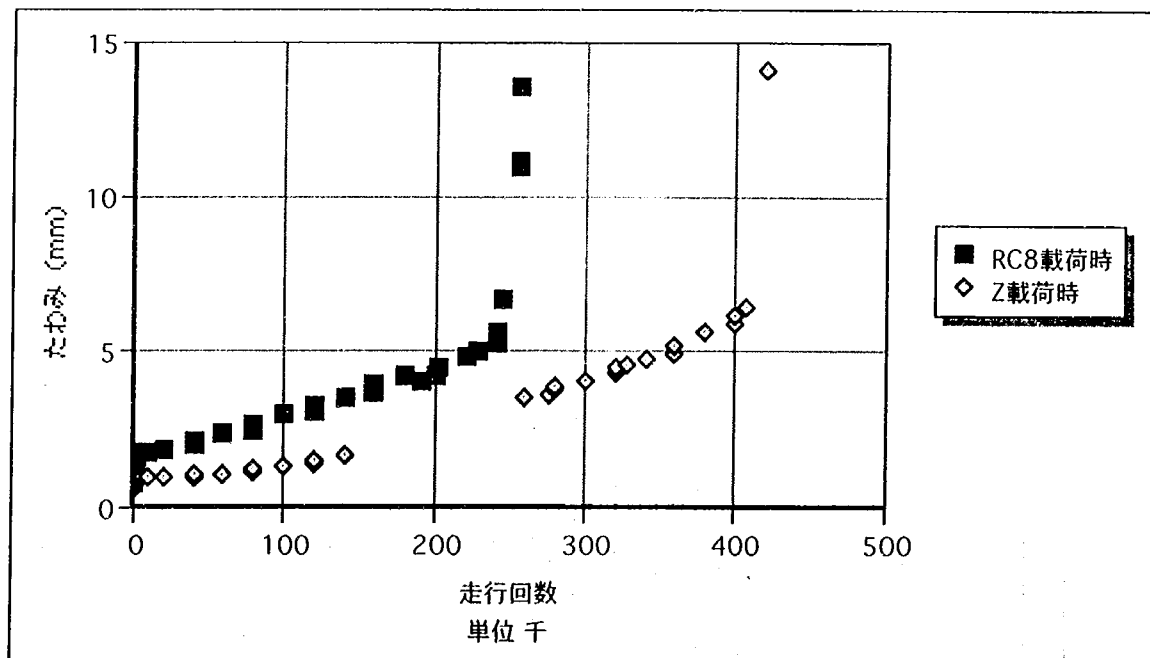


図-3.2.1.17 走行回数とたわみの関係
RC 8 供試体との比較

②動的

破壊直前の1時間の動的データをたわみについて図-3.2.1.18に示す。

鉄筋のひずみについて図-3.2.1.19に示す。

たわみには破壊直前の前兆のような、急激な変化はないが、中央部のたわみが徐々に大きくなっている。上面の主鉄筋に、計測終了15分前(約300回前)くらいから急激な異常な変動が記録されている。下面の配力鉄筋は降伏点のひずみに近い値であった。ほかの鉄筋は降伏点には余裕のある状態であった。

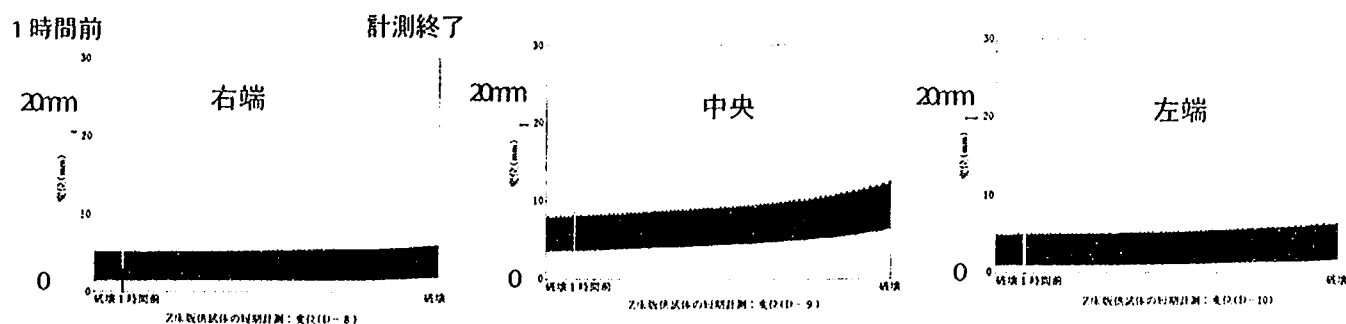


図-3.2.1.18 床版のたわみ
(最後の1H)

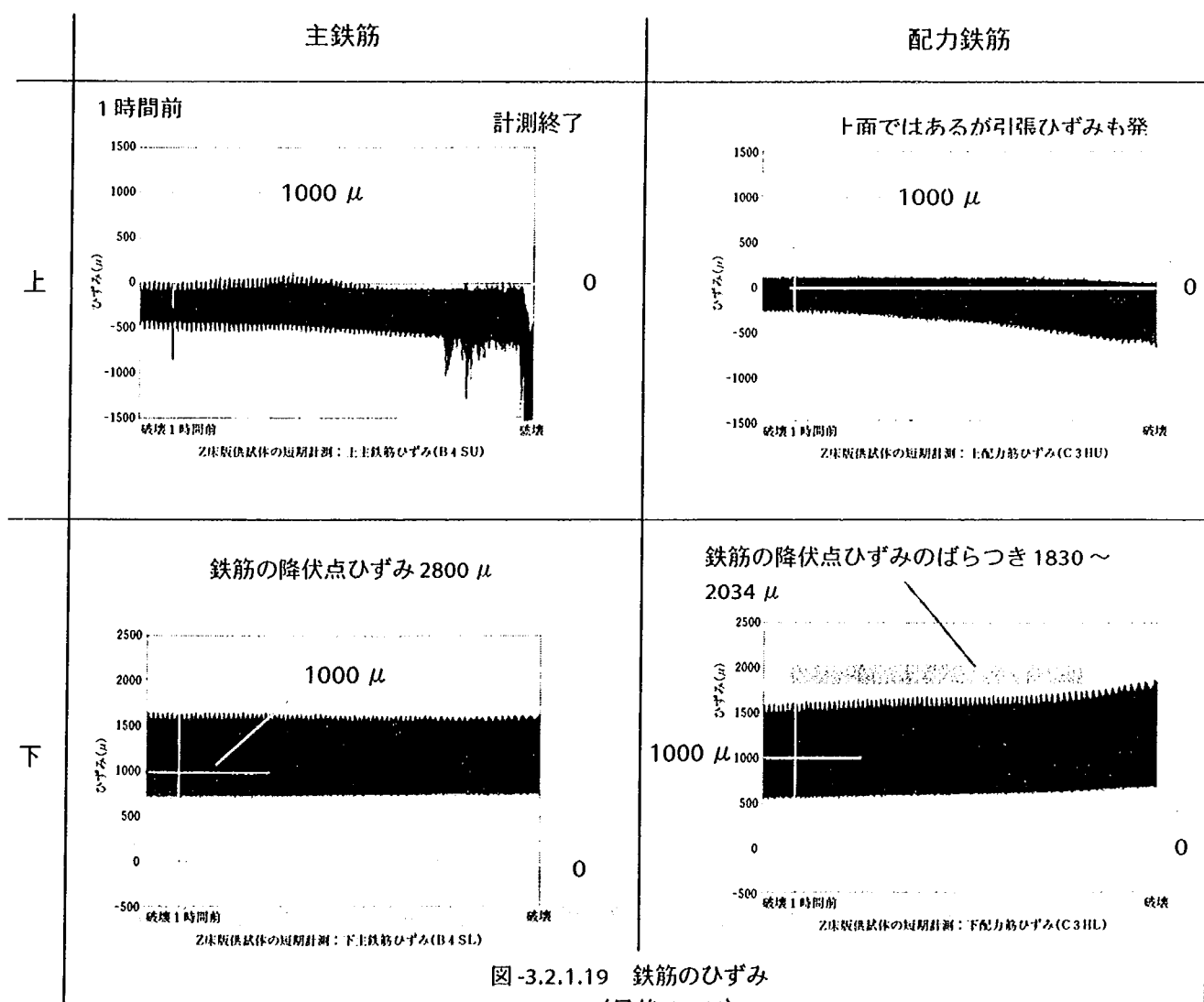


図-3.2.1.19 鉄筋のひずみ
(最後の1H)

6) 供試体ひずみ－ 走行回数関係

鉄筋およびスリーブのひずみの推移を図-3.2.1.20～図-3.2.1.24 にしめす。

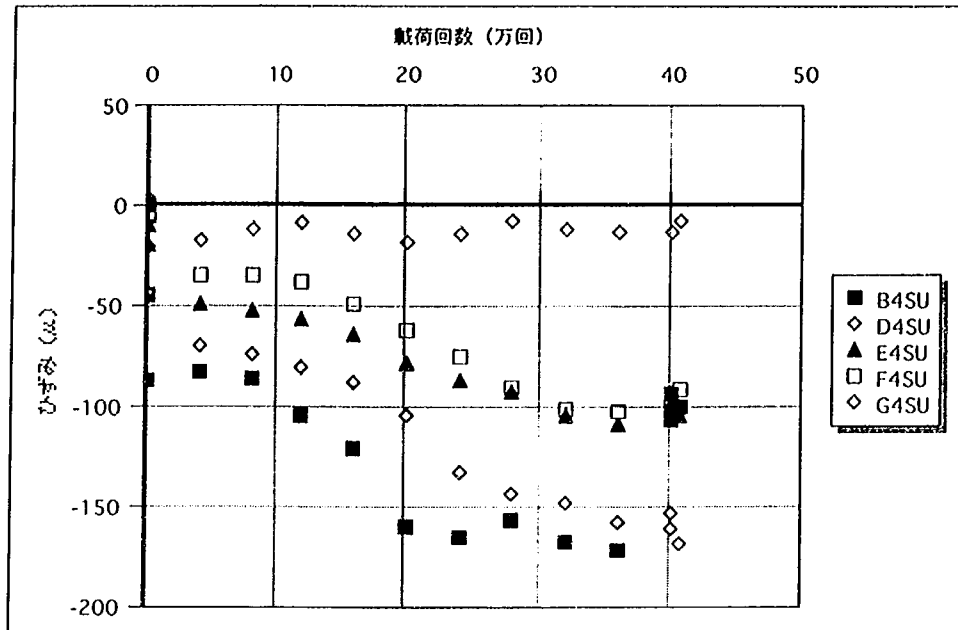


図-3.2.1.20 载荷回数とひずみの関係 主鉄筋（上）－主鉄筋方向変化

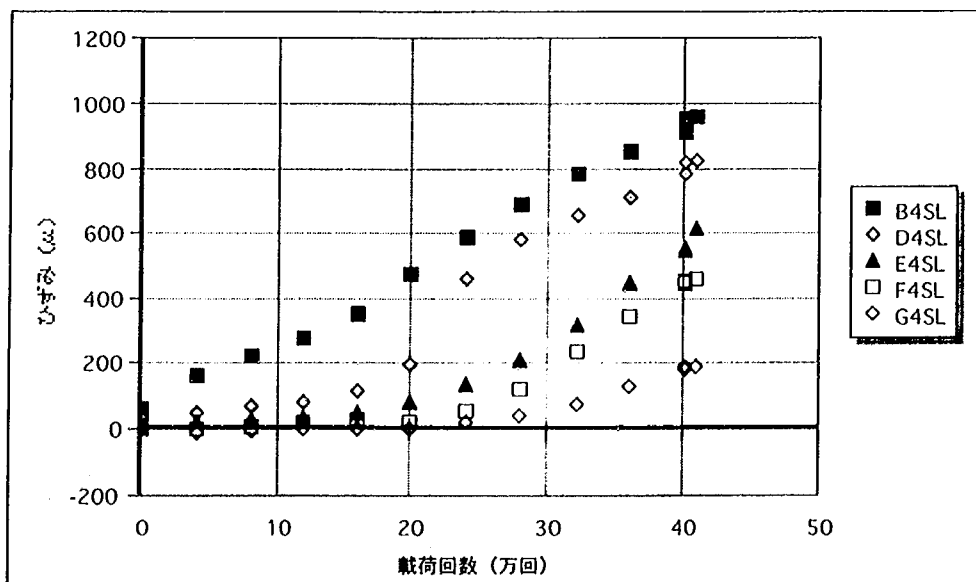


図-3.2.1.1.21 载荷回数とひずみの関係 主鉄筋（下）－主鉄筋方向変化

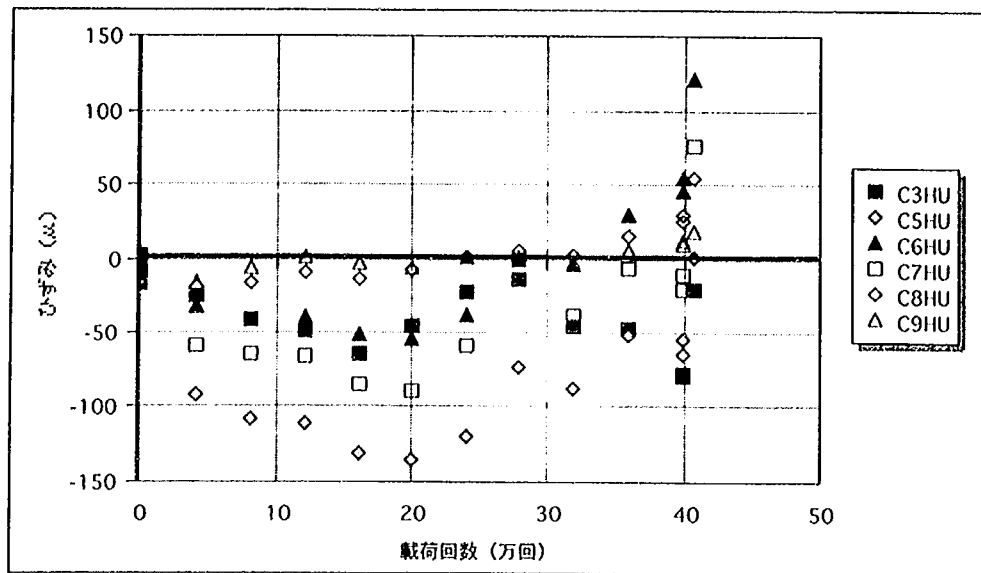


図-3.2.1.1.22 载荷回数とひずみの関係 配力鉄筋（上）- 配力鉄筋方向変化

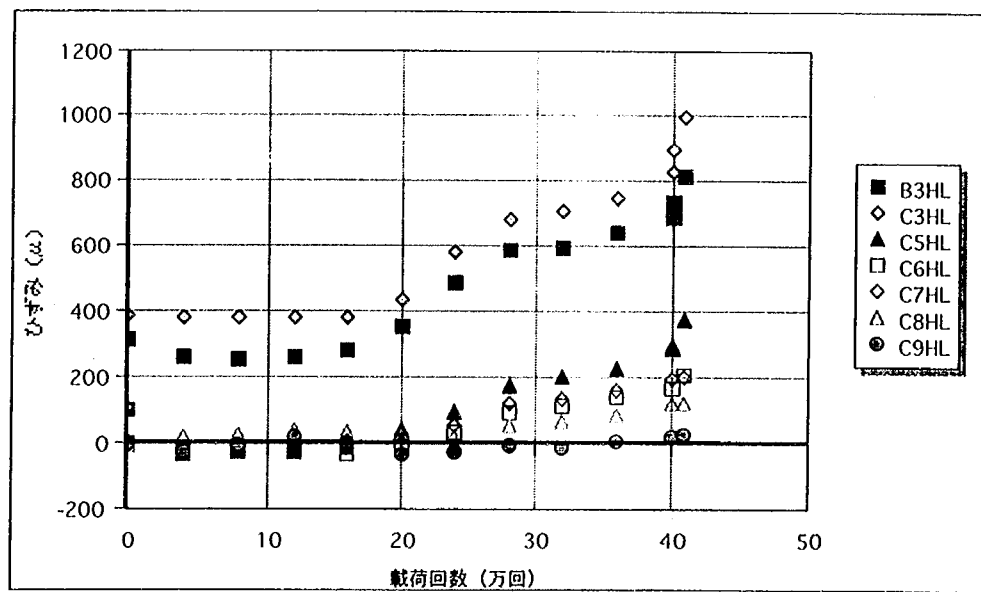


図-3.2.1.1.23 载荷回数とひずみの関係 配力鉄筋（下）- 配力筋方向変化

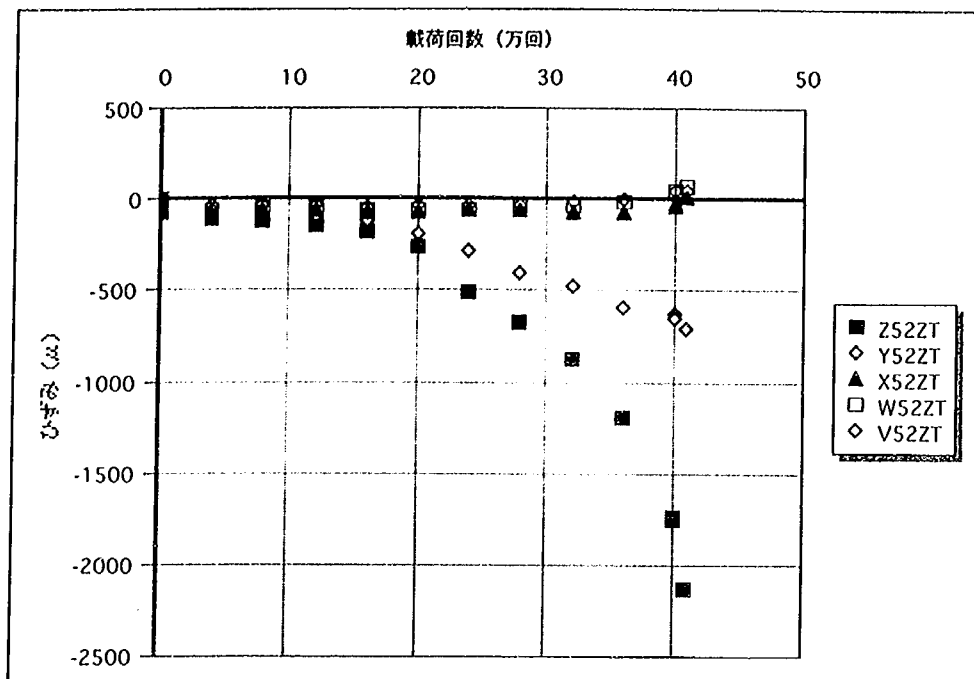


図-3.2.1.1.24 載荷回数とひずみの関係 Z ビーム (上) 主筋方向変化

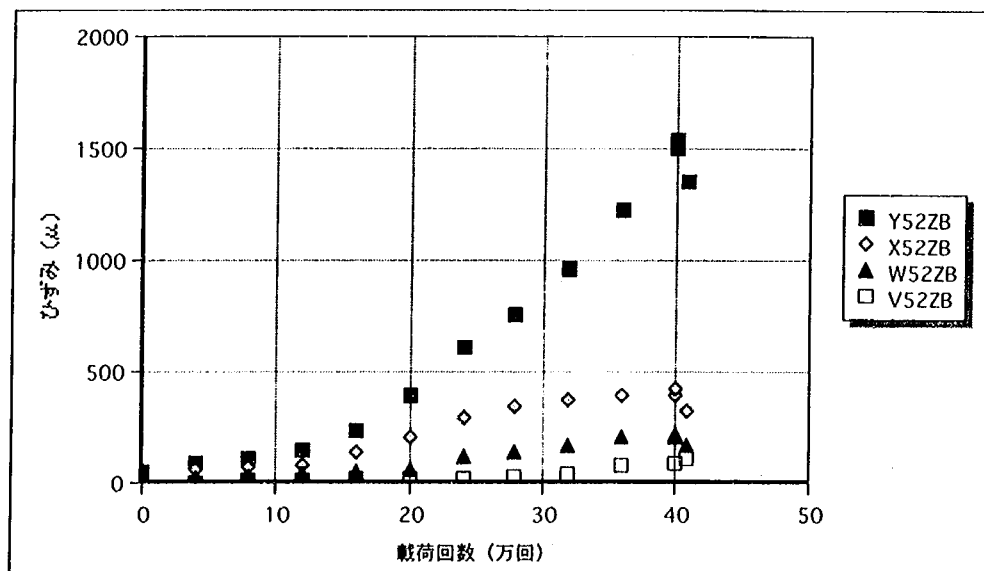


図-3.2.1.1.25 載荷回数とひずみの関係 Z ビーム (下) 主筋方向変化

7) 試験の着眼点の考察

①パネルの継目における特異な挙動の有無

パネルの継目で強度的に接合してないので、パネル自体は強度部材ではないけれども、継目部になんらかの特異な挙動があるかを観察したが、一般部と明確な差は見当たらなかった。

②破壊荷重

ライフサイクルコスト削減仕様で設計した供試体であり、RC8供試体に比べ20%以上の強度増加を目標とした。

破壊荷重は 353KN (36tf) で、RC8 供試体の 129%であった。

3.2.2 FTS床版

(1) 概要

1) 工法の概要

FTS床版（鉄筋付鋼製型枠工法）は、図-3.2.2.1に示すように在来工法であるRC床版の設計厚さ及び主鉄筋の配置を変えずに、シャーグリップ（鉄筋型枠支持金具）と固定プレートにより、主鉄筋と鋼製型枠とを一体化した構造を持つ。これは従来の支保工に代わる簡素な形としたものである。この構造が、架設からコンクリート打設後固まるまでの期間その役割を果たす。

シャーグリップは、上下の鉄筋間隔を保持し、架設時の荷重や固まるまでのコンクリート重量を支持する。固定プレートは、シャーグリップと鋼製型枠を連結・固定し、コンクリートかぶりを確保する役割を持つ。鋼製型枠としては、1.6mm厚の亜鉛メッキ鋼板、あるいは1.5mm厚のステンレス鋼板を用いている。

鋼板の継手部は、架設時にパネル間の隙間を2.5mm程度とし、粘着テープによりシールを行う。

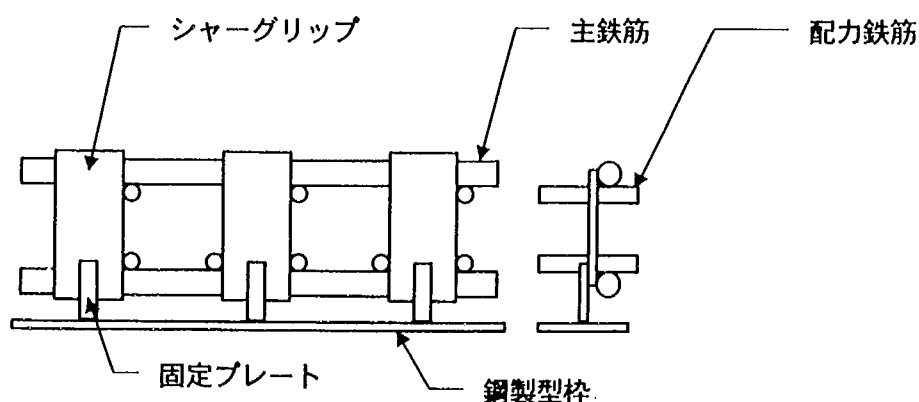


図-3.2.2.1 FTS床版パネル概要図

2) 試験の着目点

FTS床版は静的載荷試験により、構造上の不具合がないこと、一般的なRC床版に比べ強度低下がなく耐力も上がることを確認している。

RC床版との構造上の違いはシャーグリップ、鋼製型枠材にて一体化した構造であり、これらの部材の疲労耐久性、耐力に及ぼす影響の有無を把握する。特に設計上、非強度部材としている鋼製型枠材の疲労耐久性への関与を調査する。そのため、床版中央付近を含め鋼製型枠材の継ぎ目は、輪荷重の走行範囲に3ヶ所設けることとした。

3) 設計の概要

- ①道路橋示方書・同解説に準拠している。RC床版の設計厚さ(250mm)、及び主鉄筋の配筋を変えずに、シャーグリップ、固定プレート、鋼製型枠材にて一体化した構造としている。鋼製型枠材自体の剛性は、床版剛性計算・応力度計算上は無視している。
- ②既にRC床版の設計照査されている鉄筋応力相当が、FTS床版構造にて確保されているか、架設～コンクリート打設時～コンクリート打設後の各工程毎に照査を行う。
- ③桁上の負の曲げモーメントを負担する鉄筋は、折り曲げではなく直線で連続化する構造を基本とする。
- ④FTS床版の死荷重は、鉄筋コンクリート部の比重を2.6として設計する。
- ⑤コンクリート打設時のパネルたわみの目標値は5mm以下とする。
- ⑥シャーグリップの配置間隔については、配力下鉄筋のピッチとする事としている。
- ⑦設計応力度を下記に示す。

・主鉄筋方向：

コンクリート (圧縮)	$\sigma_c = 4.5 \text{ N/mm}^2$	$< \sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$
	(46 kgf/cm ²)	(80 kgf/cm ²)
鉄筋 (引張)	$\sigma_s = 120 \text{ N/mm}^2$	$< \sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2$
	(1224 kgf/cm ²)	(1400 kgf/cm ²)

・配力鉄筋方向：

コンクリート (圧縮)	$\sigma_c = 4.1 \text{ N/mm}^2$	$< \sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$
	(42 kgf/cm ²)	(80 kgf/cm ²)
鉄筋 (引張)	$\sigma_s = 101 \text{ N/mm}^2$	$< \sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2$
	(1031 kgf/cm ²)	(1400 kgf/cm ²)

4) 施工の概要

①施工の方法

かしめ専用台にシャーグリップを所定の間隔に置き、2本の主筋をセットし、順にシャーグリップをかしめ機によりプレスする。次にかしめられた主筋ユニットを鋼製型枠上に並べ、所定のかぶりを確保するために固定プレートを型枠に溶接にて固定する。

②施工時の供試体の保持方法

H型鋼にてフレームを組み、その上に鉄筋付鋼製型枠をセットしコンクリートを打設する。

支点部において鋼板を連続させない構造とするため、コンクリート硬化後に支点上の底板を切断した。

③コンクリート設計基準強度及び配合

設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ N/mm}^2$ (240 kgf/cm²)

配合条件：24-8-25N、水セメント比51.5%

④養生の方法

供試体の周囲をビニールシートで覆い、風を遮断するとともに、適切な保温が行えるよう煉炭コンロを

使用し養生を行う。養生期間は5日間とし、その後約20日間は本ビニールシート内での放置とする。

⑤供試体コンクリート打設

打設日時：平成10年1月28日

打設場所：長野県長野市屋島515 株式会社 角藤

立会者（敬称略）：（財）土木研究センター 鷹取 勲

（財）土木研究センター 山本 親志

東燃株式会社

榎本 守

5) 計測

供試体の形状・寸法・配筋を図-3.2.2.2に示す。また鉄筋ひずみゲージの貼付け位置を図-3.2.2.3、図-3.2.2.4に示す。ゲージは主筋、配力筋の交点から30mmずらしている。なお、ゲージは中央位置については2枚貼付けし、動的ひずみ計での測定に供するとともに、残り1枚は他のゲージと同様に静的測定に供した。中央位置以外は各側定点1枚のゲージを貼付けした。ゲージは東京測器社製ストレインゲージ(KFLA-6-11-3LT)を用いた。鉄筋はリブが供試体中で水平に位置するように設置しているため、ゲージはリブの一部を研磨して貼付けした。ゲージは、ゲージ接着専用の接着剤CNで鉄筋に貼付け後、一次コーティング処理し、その上にVMテープを巻付け、防湿・防水処理し、ビニールテープにより最終保護を実施する。鉄筋組み立ての状況を写真-3.2.2.1に示す。

鋼製型枠材ひずみゲージ、コンクリートひずみゲージ、及び変位計取付け位置を図-3.2.2.5～図-3.2.2.7に示す。これらの取付け作業は、土木研究所内で実施した。

なお、床版変位は供試体下面の鋼製型枠材部で測定する予定であったが、試験時に型枠材のコンクリートからの剥離が懸念されたため、変位計は鋼製型枠材にφ20の孔を明け、コンクリート下面に取付けることとした。

6) 想定される破壊状態

輪荷重走行試験においても、一般のRC床版と同様な挙動をすると考えられ、破壊形態もRC床版に類似すると想定している。

(2) 試験結果

1) 材料試験結果

①コンクリート材料特性

床版供試体の製作に使用したコンクリート材料を表-3.2.2.1に、配合表を表-3.2.2.2に、スランプテスト結果を表-3.2.2.3に示す。コンクリート圧縮強度は表-3.2.2.4に示す通り、 28.4 N/mm^2 (290 kgf/cm^2)であった。

②鋼材の材料特性

床版供試体の製作に使用した鉄筋の物理的性質を表-3.2.2.5に、鋼板の物理的性質を表-3.2.2.6に示す。鉄筋の強度試験結果を表-3.2.2.7に、鋼板の強度試験結果を表-3.2.2.8に示す。

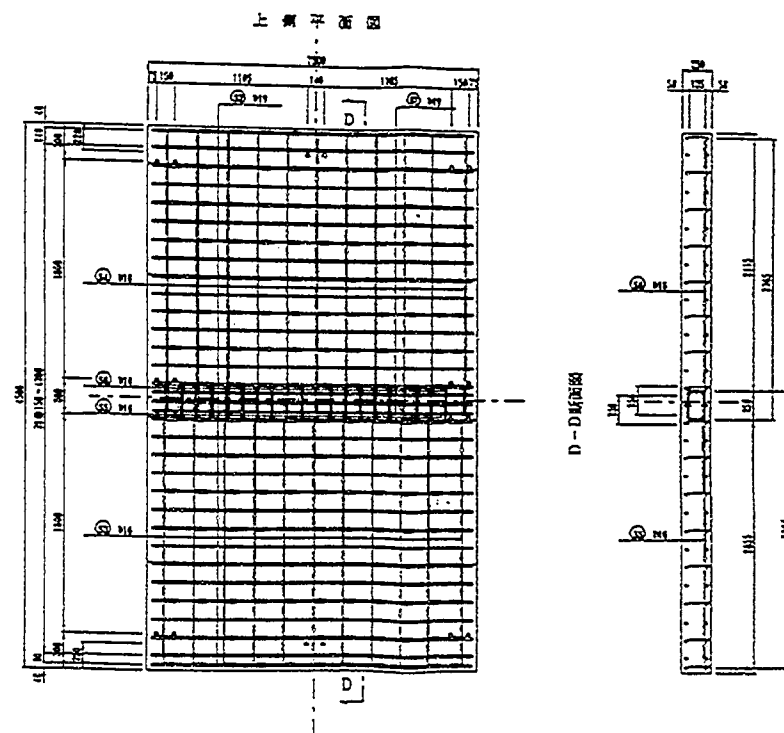
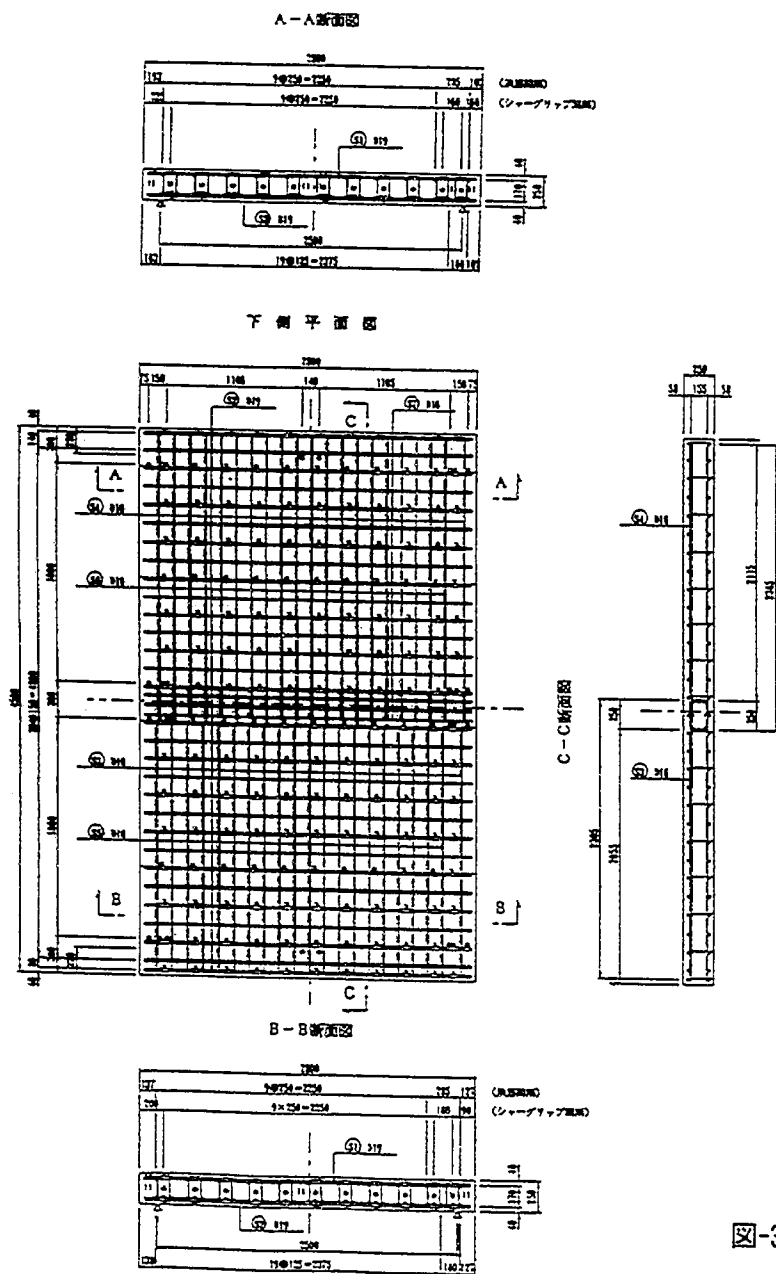


図-3.2.2.2a 供試体パネル図 (単位: mm)

工事名	
施工場所	
図面の種類	供試体パネル図
縮尺	図面番号
承認者	

床版パネル S=1/30

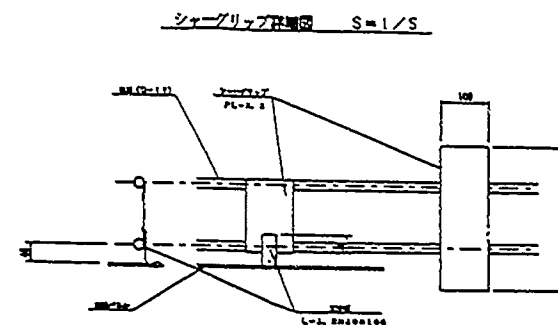
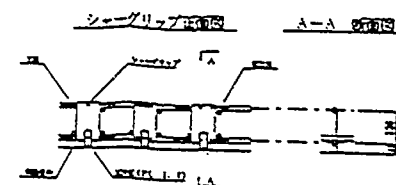
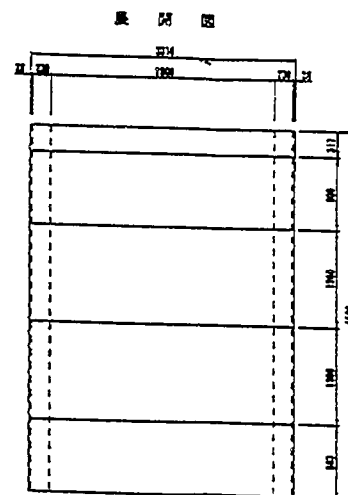
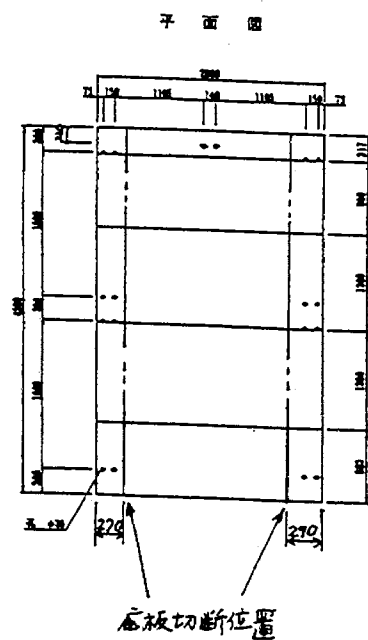
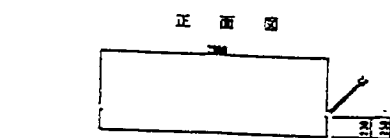


図-3.2.2.2b 供試体パネル詳細図 (単位:mm)

工事名			
竣工場所			
用途の別	各都道府県		
種 別	1.	国庫番号	/ /
事務所属			

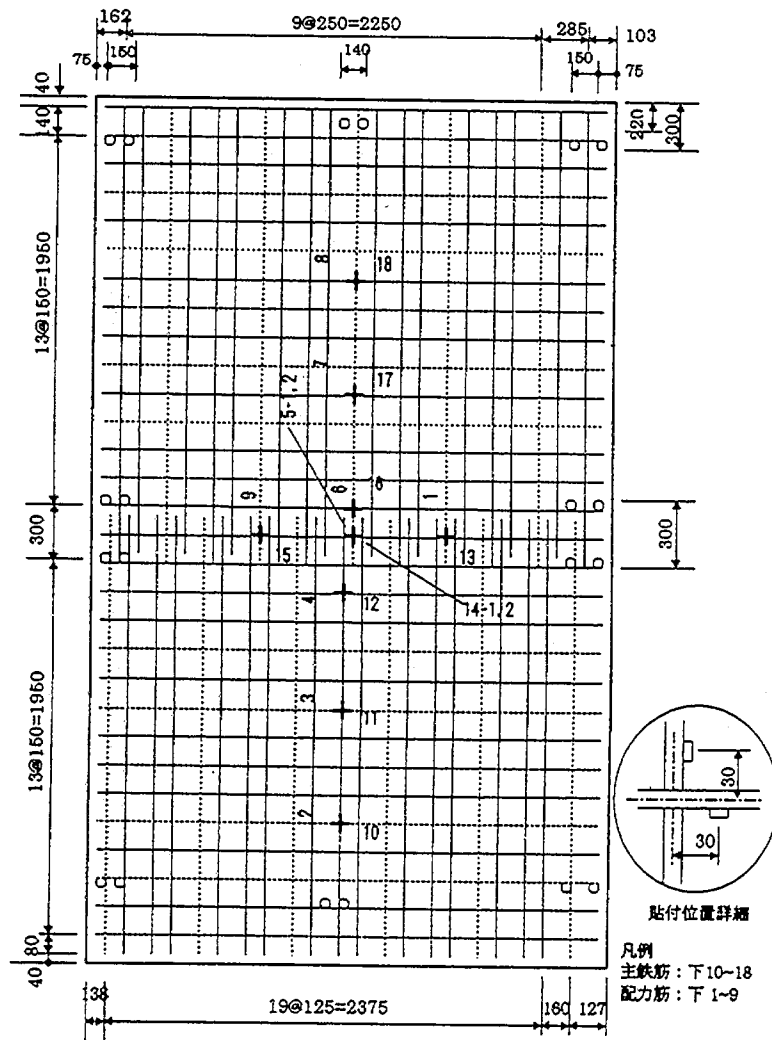


図-3.2.2.3 ひずみゲージ貼付位置(下鉄筋)

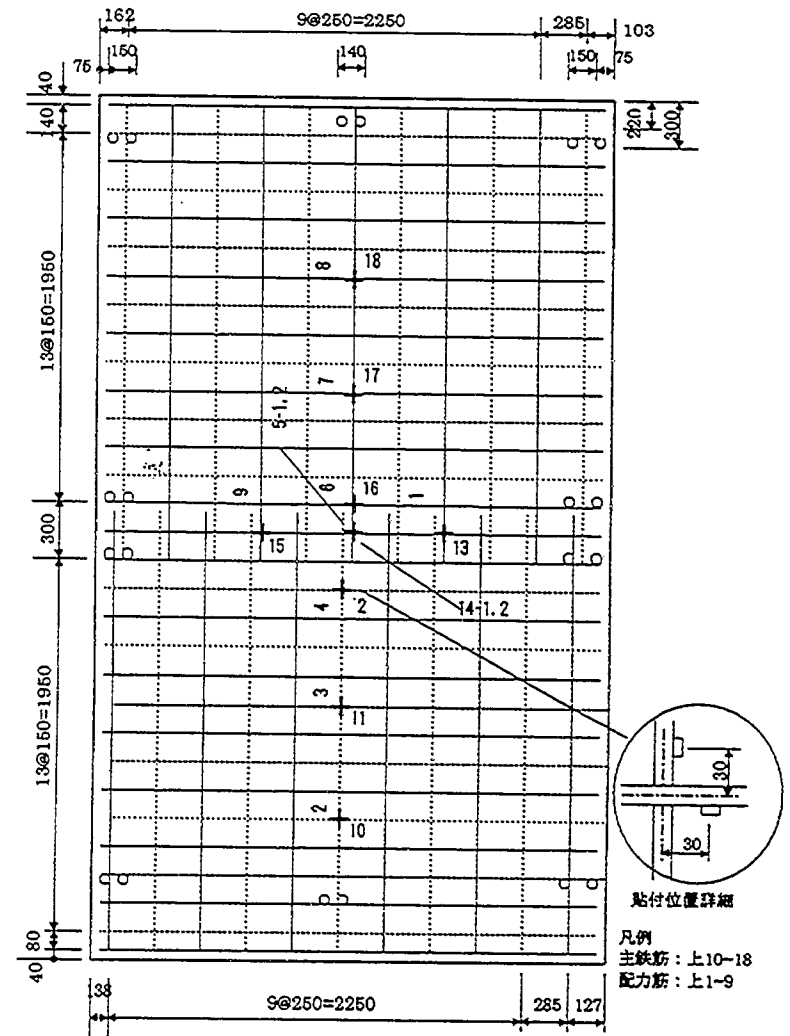


図-3.2.2.4 ひずみゲージ貼付位置(上鉄筋)

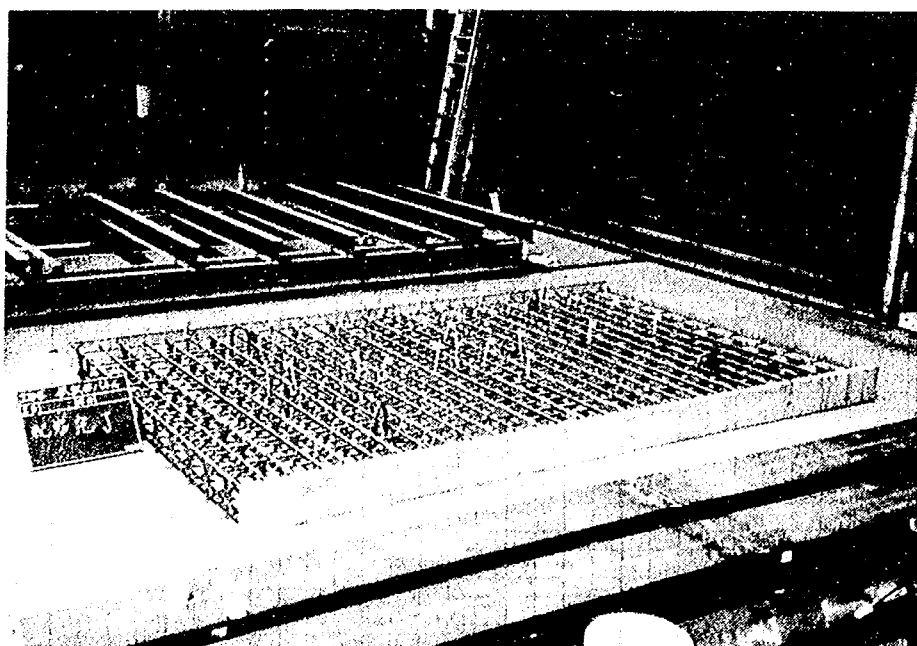
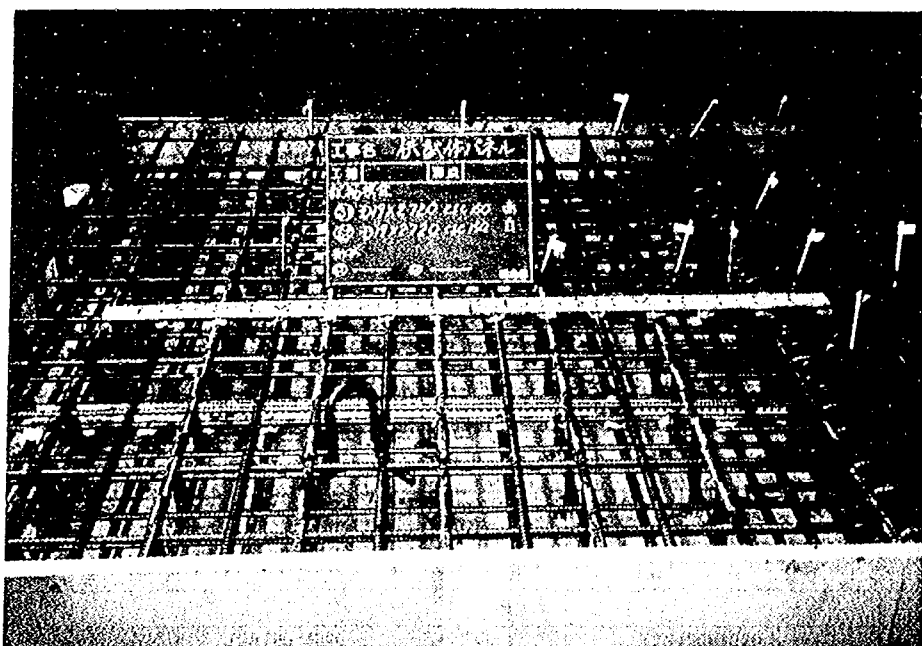


写真-3.2.2.1 FTSパネル鉄筋組み立て状況

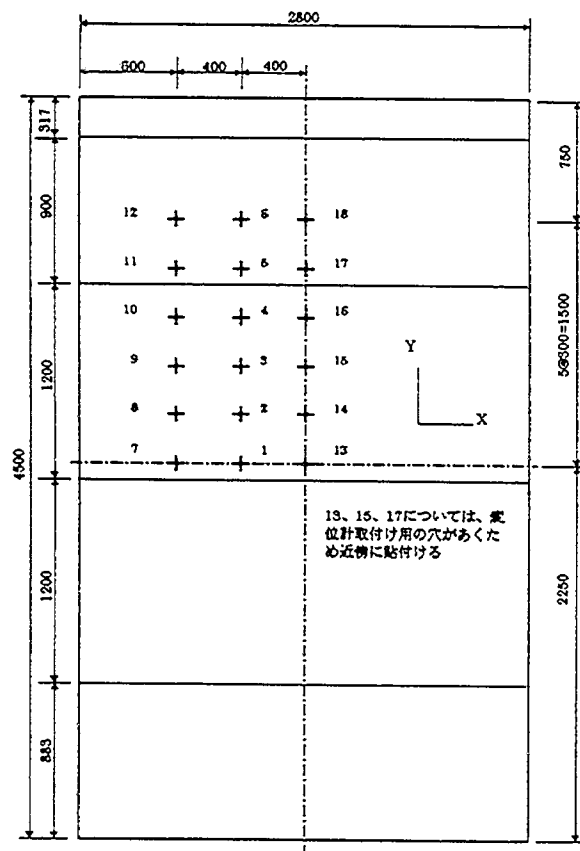


図-3.2.2.5
鋼板ひずみゲージ貼付位置図（鋼製型枠下面）
（ゲージ長6mm二軸ゲージ）

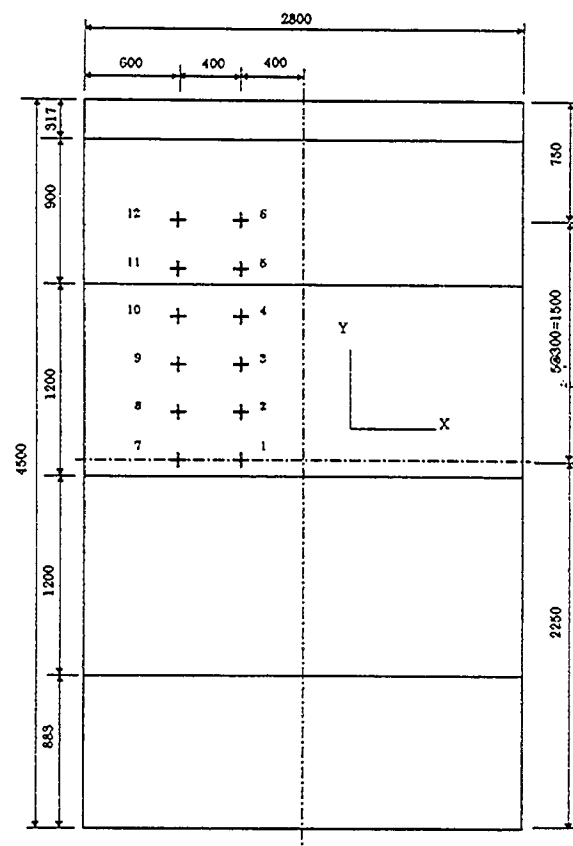


図-3.2.2.6
コンクリートひずみゲージ貼付位置図（上面）
（ゲージ長60mm一軸ゲージ）

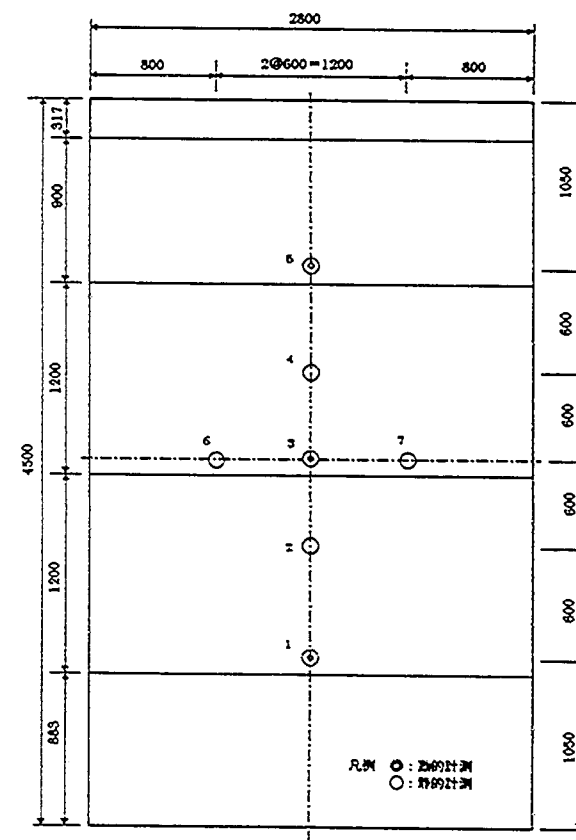


図-3.2.2.7
変位計取付位置図
（変位計はコンクリート下面に取付け）

表-3.2.2.1 コンクリート材料

材料	品 質
セメント	電気化学工業製 普通ポルトランドセメント 比重：3.15
細骨材	千曲川水系 砂、 表乾比重：2.58
粗骨材	千曲川水系 25mm、 表乾比重：2.60

表-3.2.2.2 コンクリート配合表

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位重量 (kg/m ³)					備考
		水 W	セメント C	細骨材 s	粗骨材 G	混和剤	
51.5	42.6	154	299	777	1056	2.99	普通24-8-25

表-3.2.2.3 スランプテスト結果

	スランプ cm	空気量 %	備 考
実測値	8.5	5.2	H10.1.28測定
計画値	8.0	4.5	

表-3.2.2.4 コンクリート強度試験結果

圧縮強度試験

番号	直径 mm	断面積 cm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比
			tonf	kgf/cm ²	×10 ⁵ kgf/cm ²	
1	100.23	78.89	212	26.9	19.4	0.110
			21.59	274	1.98	
2	100.15	78.78	214	27.2	19.5	0.178
			21.82	277	1.99	
3	100.23	78.89	248	31.4	21.2	0.191
			25.24	320	2.16	
平均値			224	28.4	20.0	0.160
			22.88	290	2.04	

引張強度試験

番号	直径 mm	長さ mm	最大荷重 kN	引張強度 N/mm ²	備 考
			tonf	kgf/cm ²	
1	100.10	199.85	69.6	2.22	
			7.10	22.59	
2	100.20	199.95	64.2	2.04	
			6.55	20.81	
3	100.18	200.13	76.2	2.42	
			7.77	24.67	
平均値			70.0	2.23	
			7.14	22.69	

*1 材令 : 53日

*2 実施時期 : 載荷試験前

表-3.2.2.5 鉄筋の物理的性質

種 類	降伏点		引張強度		伸び %
	N/mm ²	kgf/cm ²	N/mm ²	kgf/cm ²	
D 1 6	347~357	3540~3640	501~513	5110~5230	25~29
D 1 9	368	3750	537	5470	26

表-3.2.2.6 鋼板の物理的性質

材 質	降伏点		引張強度		伸び %
	N/mm ²	kgf/cm ²	N/mm ²	kgf/cm ²	
AHC-NC	267	2720	350	3570	44

表-3.2.2.7 鉄筋引張強度試験結果

鉄筋の種類	降伏荷重 kN	最大荷重 kN	降伏応力 N/mm ²	降伏ひずみ μ	引張強さ N/mm ²	伸び %
	tonf	tonf	kgf/cm ²		kgf/cm ²	
D16-1	67.2	98.5	338	1797	496	25.7
	6.85	10.04	3449		5055	
D16-2	69.1	98.4	348	1817	495	25.6
	7.04	10.03	3545		5050	
D16-3	67.8	97.5	341	1819	491	25.7
	6.91	9.94	3479		5005	
平均値	68.0	98.1	342	1811	494	25.7
	6.93	10.00	3491		5037	
D19-1	104	161	362	2188	561	22.5
	10.57	16.37	3689		5714	
D19-2	102	161	356	2129	561	22.1
	10.39	16.37	3627		5714	
D19-3	102	161	356	2102	561	23.2
	10.40	16.39	3630		5721	
平均値	103	161	358	2140	561	22.6
	10.45	16.38	3649		5716	

表-3.2.2.8 鋼板引張強度試験結果

*試験片の種類：JIS Z2201 5号試験片準拠

鋼板の種類		降伏荷重	最大荷重	降伏応力	破断位置 A, B, C	引張強さ	伸び %
		kN kgf	kN kgf	N/mm ² kgf/mm ²		N/mm ² kgf/mm ²	
型枠材:1.6mmt							
	1	9.10	12.9	230	A	326	42.00
		928	1314	23.49		33.27	
	2	9.10	13.0	230	A	340	41.10
		928	1329	23.49		34.61	
	3	8.89	13.0	228	B	334	40.87
		906	1325	23.29		34.06	
	平均値	9.03	13.0	230		333	41.32
		921	1323	23.42		33.98	
シャークリップ:2.3mmt							
	1	14.4	19.6	272	A	369	43.50
		1470	1997	27.74		37.61	
	2	14.3	19.7	270	A	372	35.96
		1457	2005	27.54		37.90	
	3	14.1	19.6	261	A	362	45.61
		1440	2000	26.57		36.90	
	平均値	14.3	19.6	268		368	41.69
		1456	2001	27.28		37.47	

2) 破壊時走行回数

F T S 床版の疲労破壊時の走行回数は約 24 万回であった。図-3.2.2.8 に走行回数と走行荷重との関係を示す。

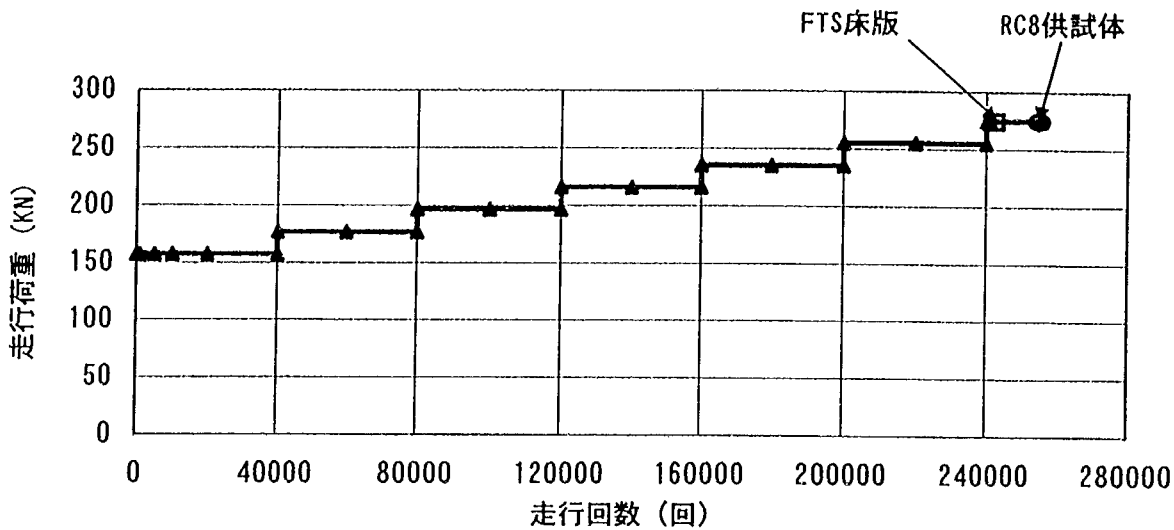


図 3.2.2.8 走行回数－走行荷重

3) 破壊形態

疲労試験終了後の F T S 床版下面及び上面のコンクリートひび割れ観察図を図-3.2.2.9、図-3.2.2.10 に示す。床版下面は鋼板で覆われているため、試験途中でのコンクリート表面のひび割れ状況は観察できなかったが、最終的には供試体長手方向（橋軸方向）と供試体横方向（橋軸直交方向）の両方向に無数のひび割れが発生しており、通常の R C 床版の輪荷重走行試験で観察される、亀甲状クラックの様相を呈している。

床版上面のコンクリートにおいては、輪荷重走行用レール（鉄板）に沿った、供試体長手方向のひび割れが顕著であったが、走行回数 13 万 8 千回、及び 17 万 2 千回の時点で、供試体端部から中央に向かう供試体横方向のクラックも観察されている。

鉄筋、鋼製型枠材の破壊は生じていない。写真-3.2.2.2 に供試体内部破壊状況を示す。供試体長手方向には上側主鉄筋を貫くようにひび割れが生じている（写真-3.2.2.2a）。供試体横方向には上側配力鉄筋直上に大きなクラックが生じており（写真-3.2.2.2b）、さらにこのクラックと供試体上面長手方向の輪荷重走行用レールに沿ったクラックとの交差する付近から、押し抜きせん断的にひび割れが供試体下面へ向かって発生している（写真-3.2.2.2c）。

表-3.2.2.9 に鋼製型枠材を除いた床版厚み測定結果を、図-3.2.2.11 に床版内部ひび割れ観察結果を示す。図-3.2.2.11 から、前述の写真-3.2.2.2 で説明したように、押し抜きせん断的な斜めひび割れが、橋軸方向（南北方向）ならびに橋軸直交方向（東西方向）の両方向に発生している様子がわかる。

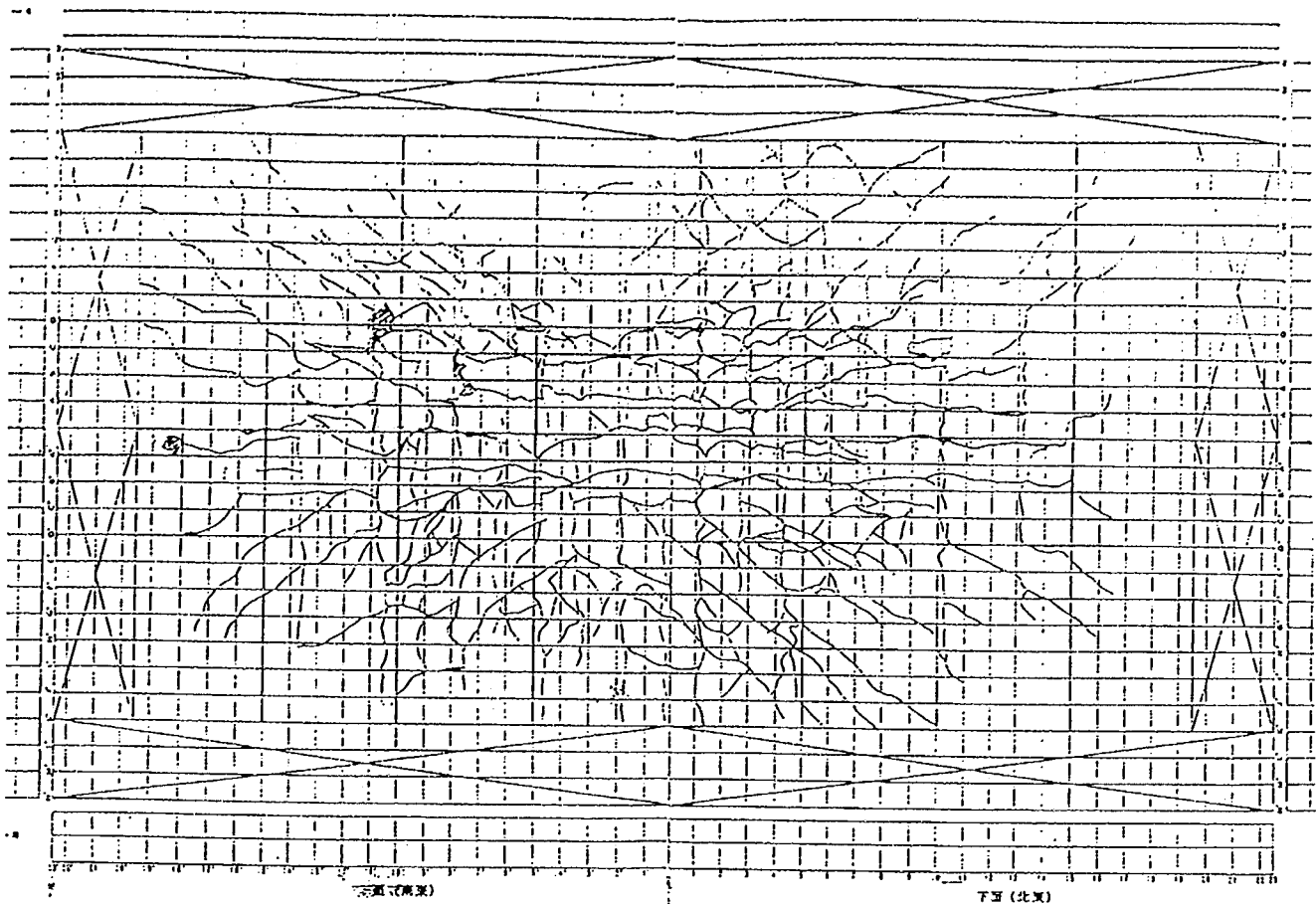


図-3.2.2.9 ひび割れ観察図 (床版下面)

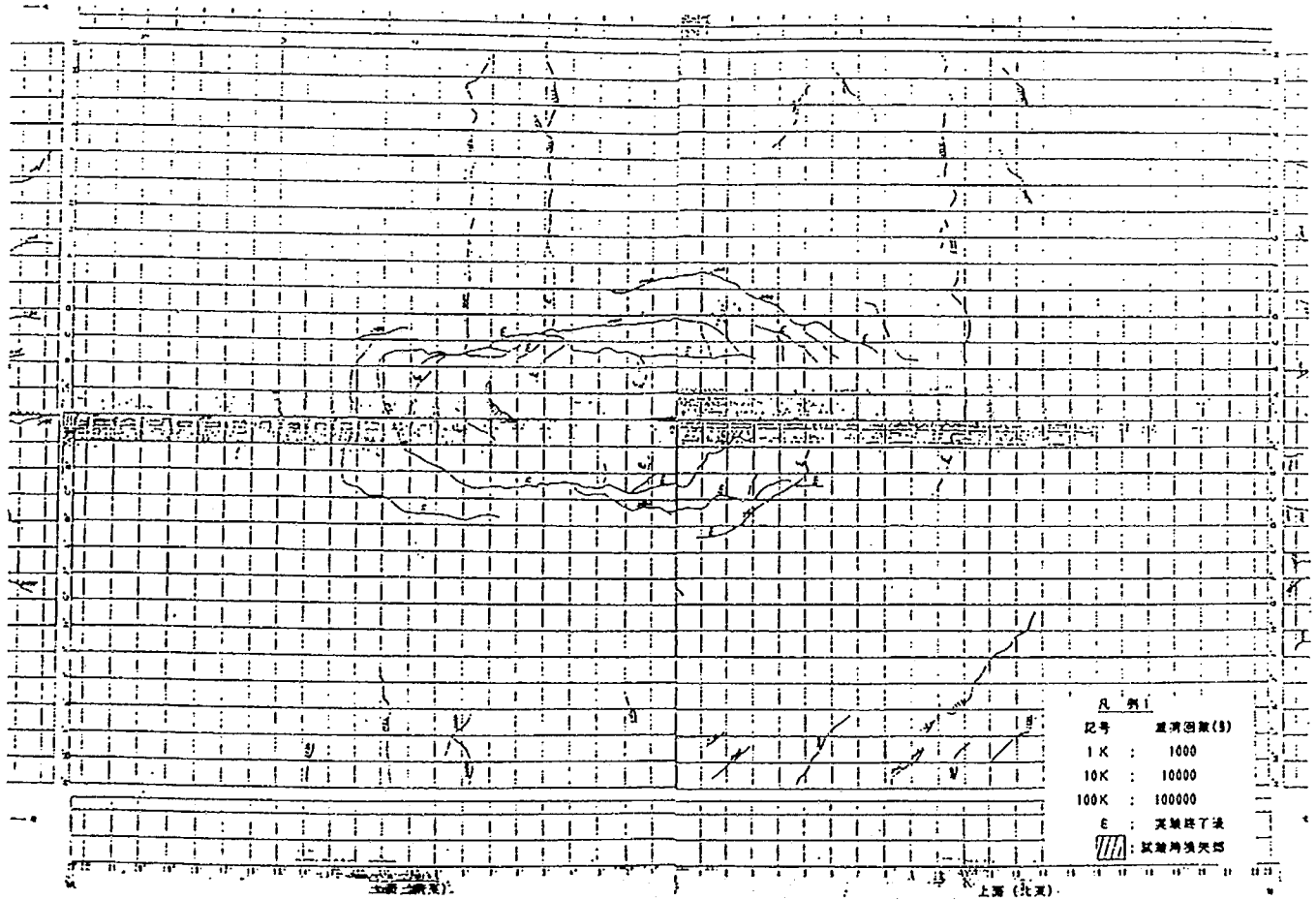
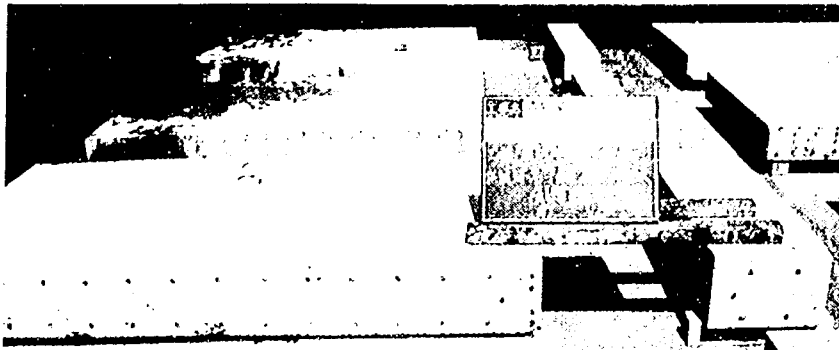
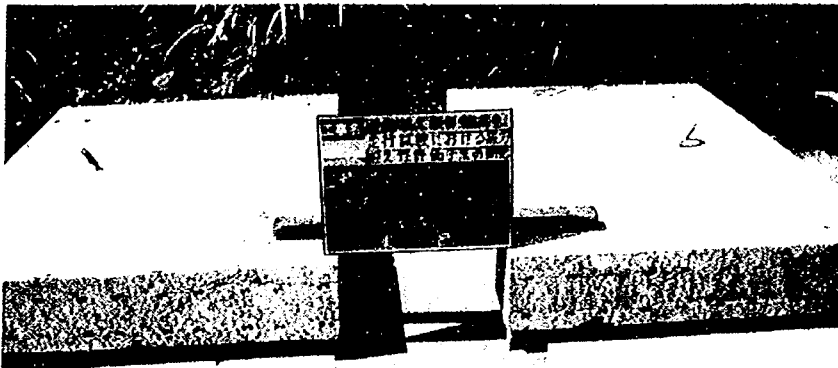


図-3.2.2.10 ひび割れ観察図 (床版上面)



a. 橋軸方向
上側主鉄筋を
横断するひび割れ



b. 橋軸直交方向
上側配力鉄筋直上
の大きなひび割れ



c. 橋軸直交方向
斜めひび割れ

写真-3.2.2.2 供試体内部破壊状況

表-3.2.2.9 床版厚み測定結果

*1 測定値は鋼板の厚みを除いた値

*2 -線部はひび割れのため未測定

A断面南側

A断面南側																						
0	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	16'	17'	18'	19'	20'	21'	22'
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	260	260	255	252
A断面北側																						

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
257	258	258	259	260	262	264	-	265	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

B断面西側

N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	0
-	-	-	-	257	260	261	-	-	-	-	-	-	-	-

B断面東側

A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
-	-	-	-	-	-	-	-	263	262	260	257	253	251

C断面西側

N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	0
249	252	255	258	261	262	262	262	263	-	-	-	-	-	-

C断面東側

A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
-	-	-	-	-	-	-	-	261	260	260	259	257	253

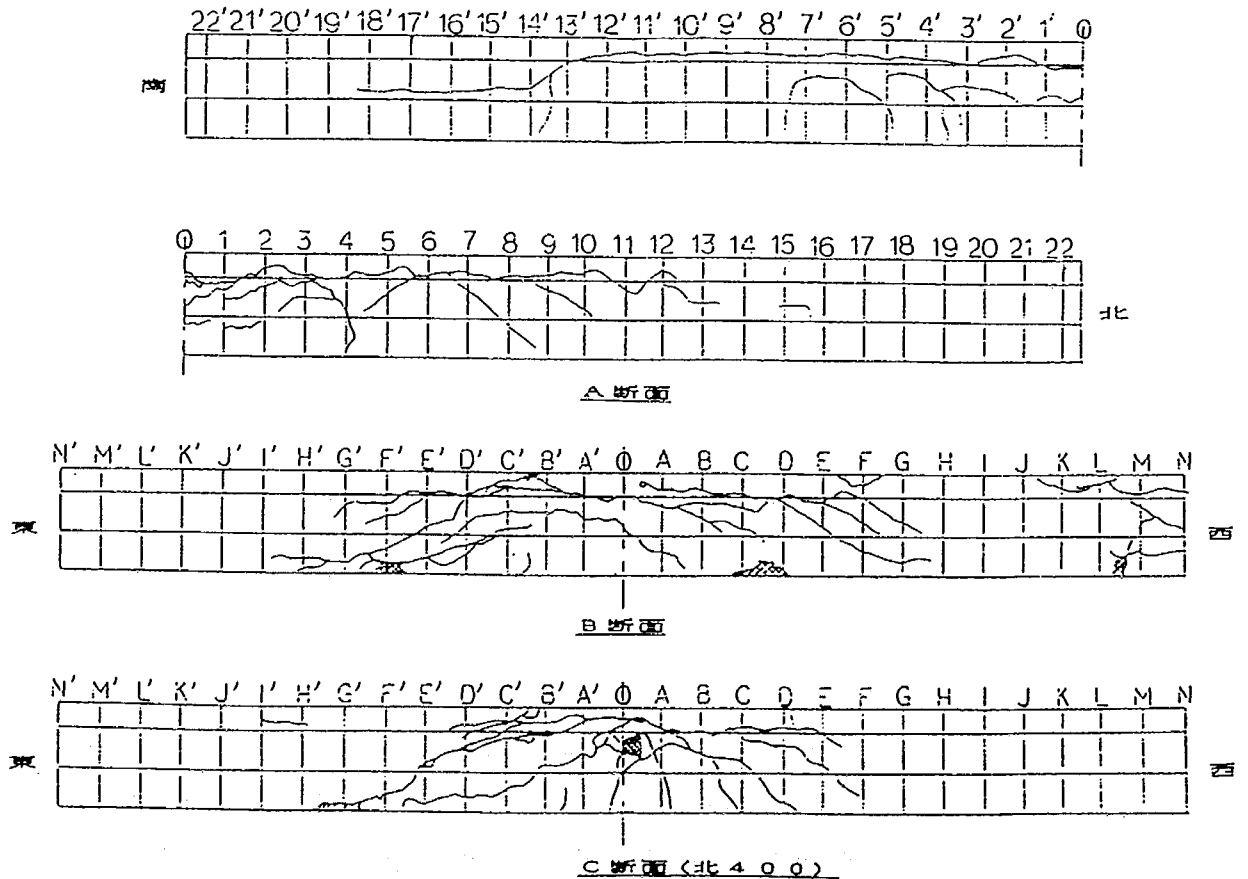


図-3.2.2.11 ひび割れ観察図 (床版内部)

4) 供試体変位－走行回数

図-3.2.2.12 に供試体中央変位と走行回数との関係を示す。F T S 床版の試験結果が□（載荷時）と■（除荷時）のラインで示されている。○（載荷時）と●（除荷時）のラインはH 8 年度道示に準拠して設計された供試体（以下、R C 8 供試体）の試験結果である。走行荷重は 157KN (16tonf) から始まり、4万回走行毎に 19.6KN (2tonf) ずつ増加させている。本試験での最終走行回数は 24万929回であり、この時の変位は除荷時で 5.6mm、載荷時で 11.2mm であった。

図-3.2.2.12 より F T S 床版の疲労寿命は R C 8 供試体とほぼ同等であると言える。しかしながら、変位量とその増加率に着目してみると明確な差異が見られる。R C 8 供試体では走行回数 24万回まで、ほぼ一定の割合で変位が漸次増大しているのに対して、F T S 床版では 8万回までは R C 8 供試体と同等な曲線の傾き（変位の増加率）であり、かつ変位量も小さく、R C 8 供試体の 60%程度である。ところが、8万回で 196KN (20tonf) への荷重増加後は、R C 8 供試体よりも曲線の傾きが大きく成り始め、その後の荷重増加ごと（12万回、16万回、20万回）に曲線の傾きが増大してゆき、18万回近くで F T S 床版の変位量は R C 8 供試体の変位量に並んでいる。

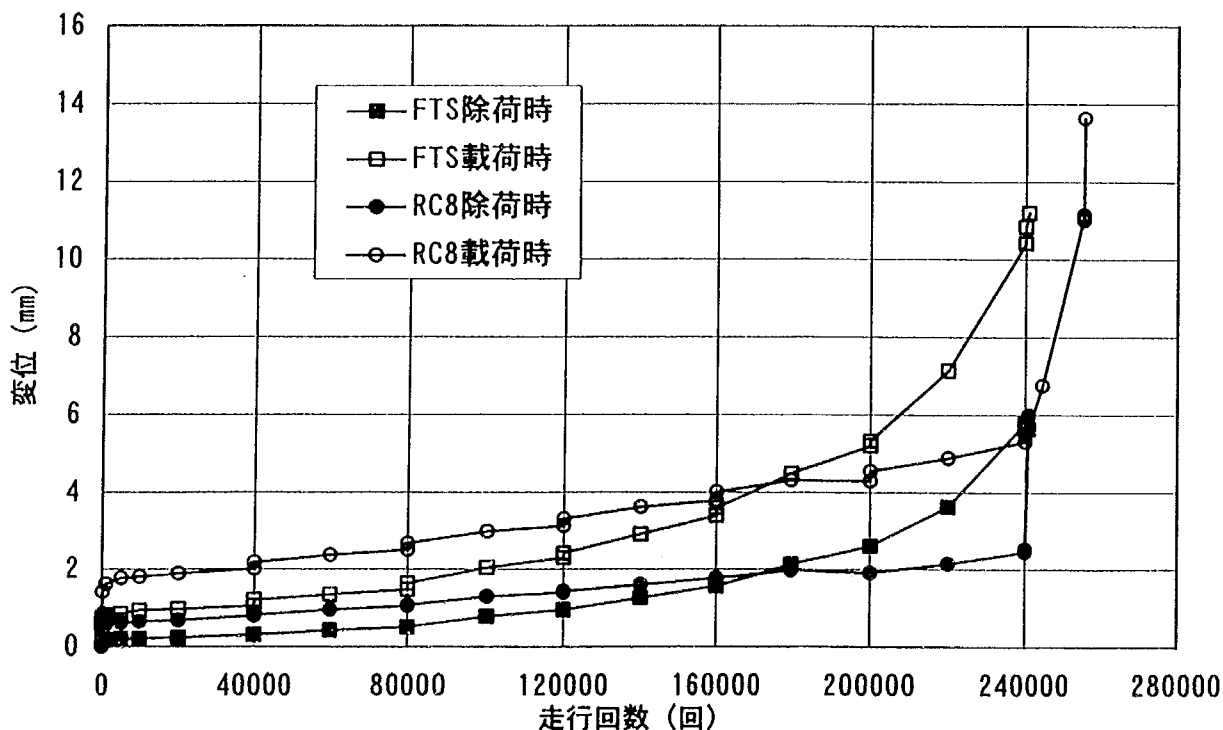


図-3.2.2.12 走行回数－供試体中央変位

5) 供試体ひずみ－走行回数

供試体中央部の鉄筋ひずみ（上下主鉄筋、上下配筋）、コンクリートひずみ（供試体上面）及び鋼製型枠材（鋼板）ひずみ（供試体下面）と走行回数との関係の代表例を図-3.2.2.13 から図-3.2.2.20 に示す。

この中で図-3.2.2.19 は測定点 No. 14 における X 方向（供試体横方向）の鋼板ひずみと走行回数との関係を表している。ひずみ量としては最大で 300 μ 程度発生しているが、走行回数 12万回（荷重 216KN (22tonf)）

を境にして、それまでの漸増から漸減へ転じている。これは走行荷重の増大に伴い、下鉄筋のかぶり部、あるいは固定プレートを通して鋼板へ伝達されるべき応力が伝達されないような状況になっていったことを意味する。この要因のひとつとしては鋼板の付着切れの進展度合いとの関連性などが考えられる。

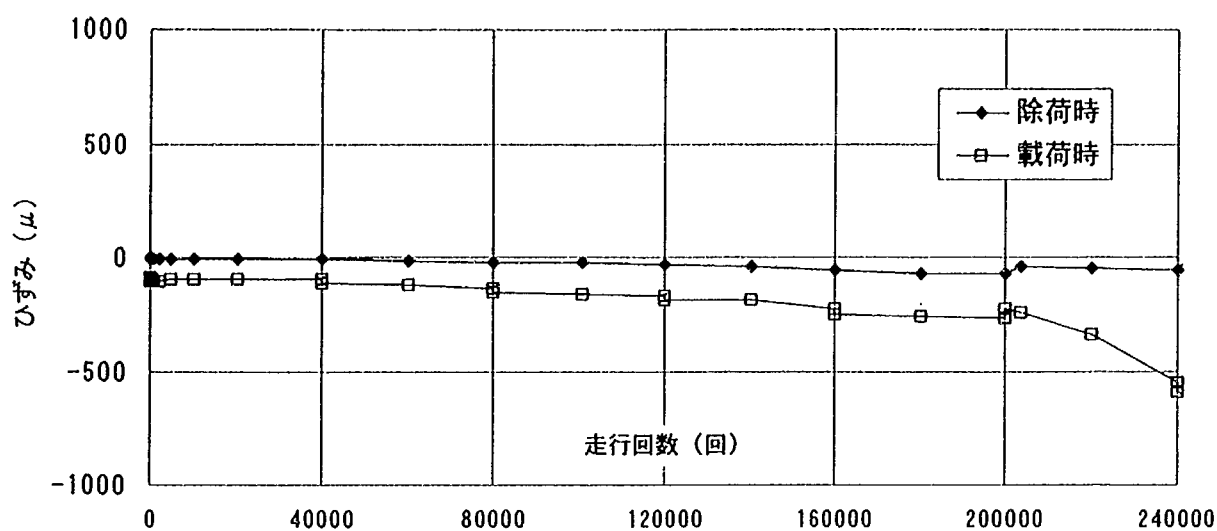


図-3.2.2.13 走行回数 - 上主鉄筋ひずみ (上16)

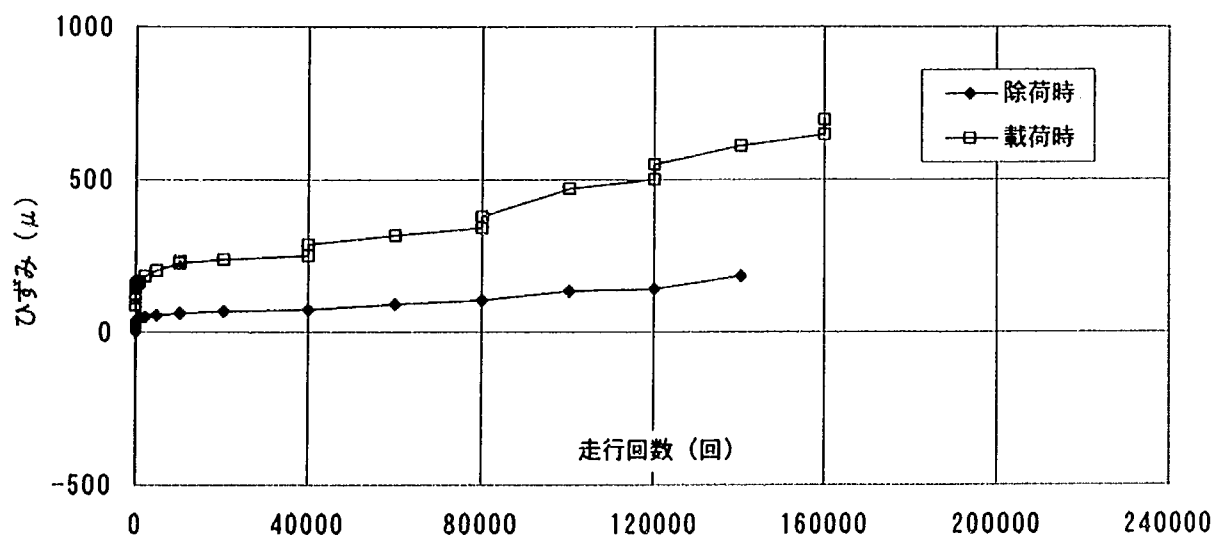


図-3.2.2.14 走行回数 - 下主鉄筋ひずみ (下16)

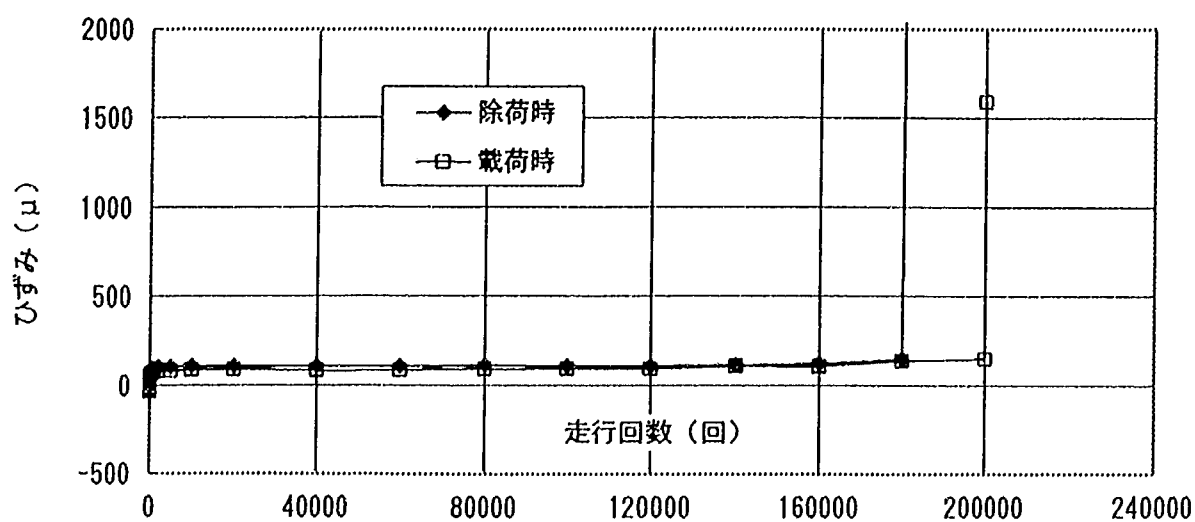


図-3.2.2.15 走行回数 - 上配力筋ひずみ (上 6)

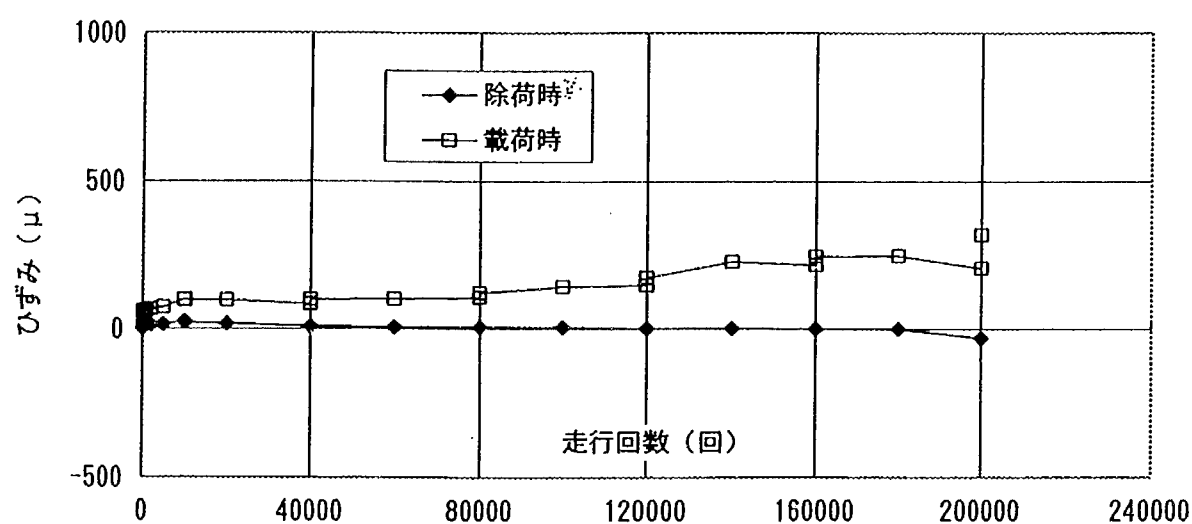


図-3.2.2.16 走行回数 - 下配力筋ひずみ (下 6)

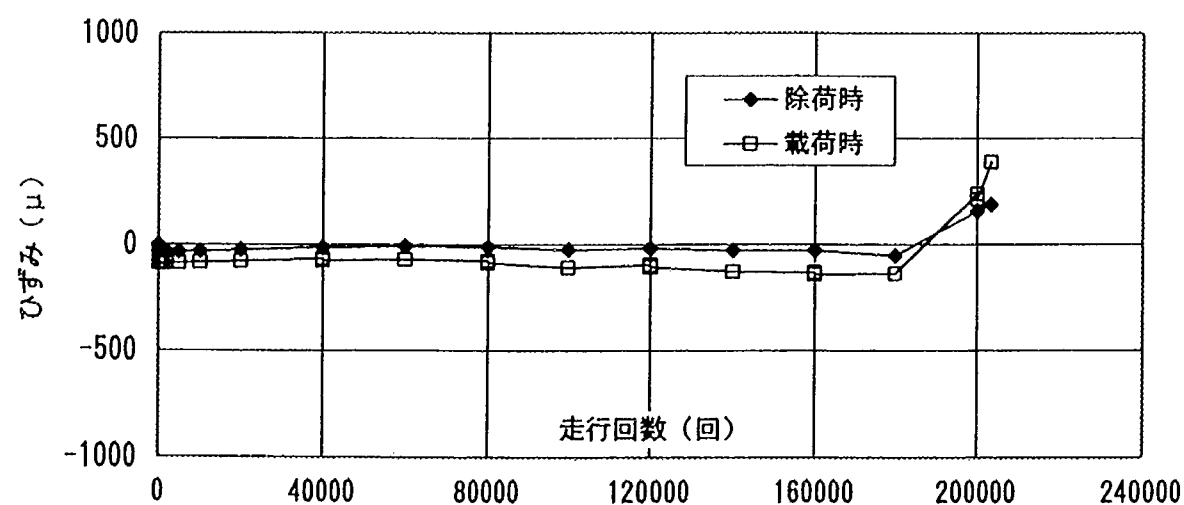


図-3.2.2.17 走行回数 - コンクリートひずみ (1-X)

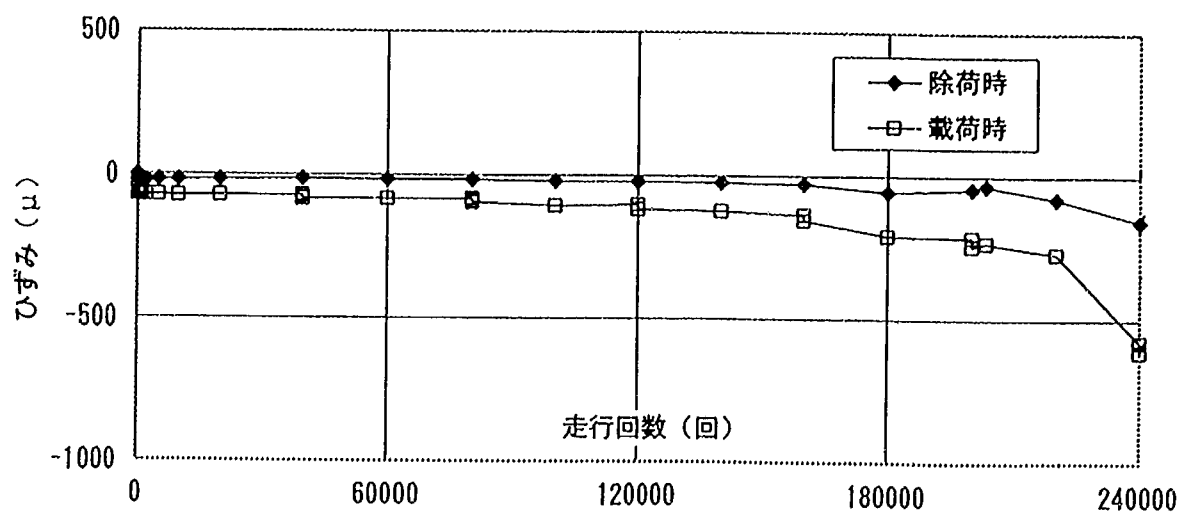


図-3.2.2.18 走行回数 - コンクリートひずみ (1-Y)

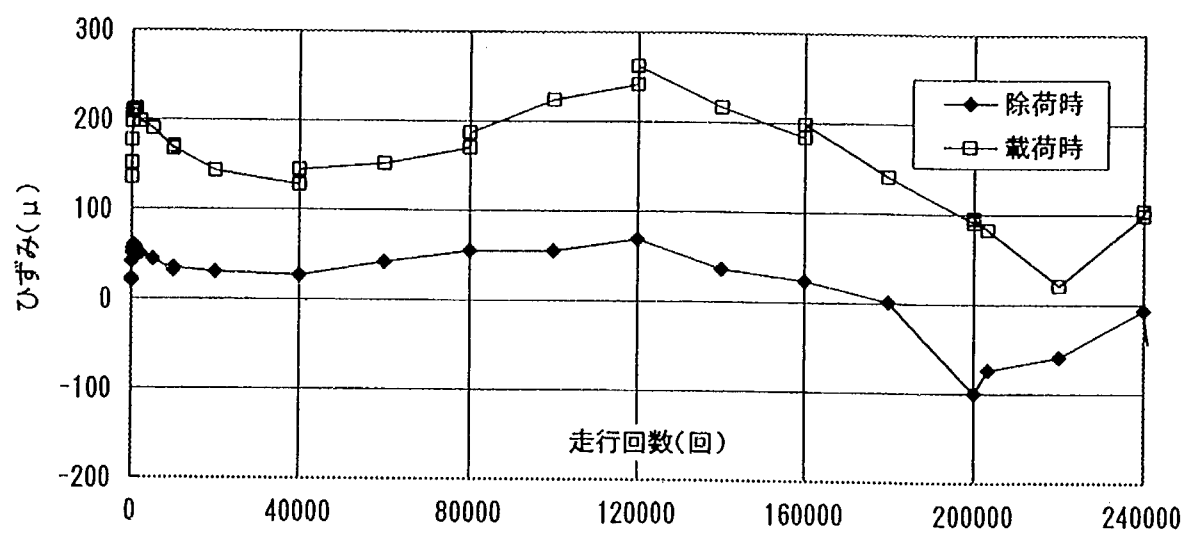


図-3.2.2.19 走行回数 - 鋼板ひずみ (14-X)

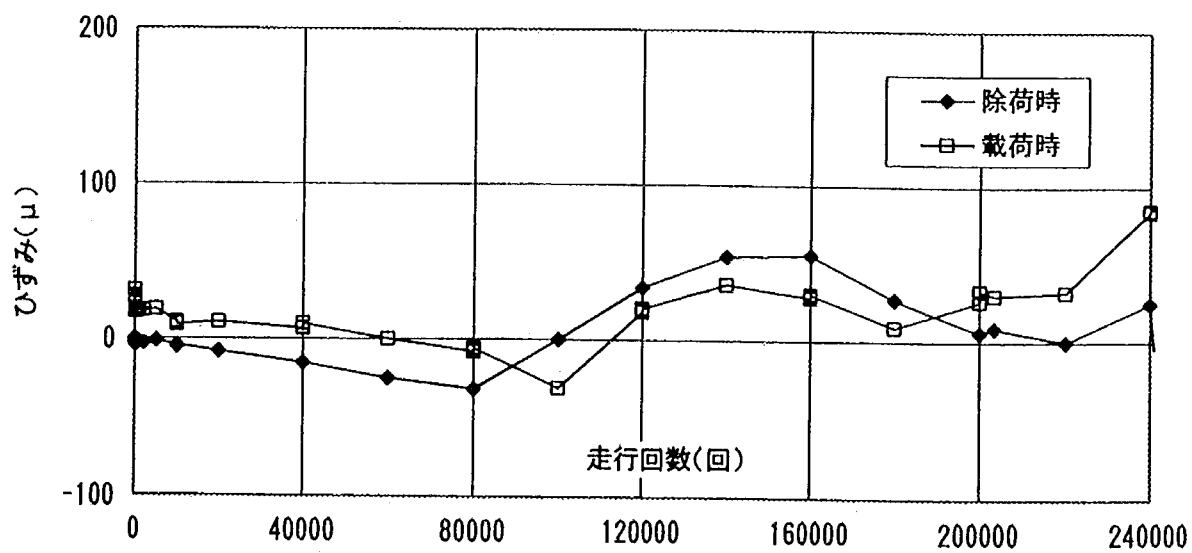


図-3.2.2.20 走行回数 - 鋼板ひずみ (14-Y)

6) 試験の着目点の考察

輪荷重走行試験におけるF T S床版の最終的な疲労寿命は、R C 8 供試体のそれと比較して、ほぼ同等であることがわかった。しかしながらその一方で、走行回数と供試体変位増加率との関係においては、それぞれ異なる挙動を示すことが認められた。

ここで、各走行回数における載荷時変位 (δL) と除荷時変位 (δD) との差を取り、これを載荷荷重 (P) で除した値の逆数 (ここでは仮に“床版剛度”と呼び、 S で表す) を求め、この値と走行回数との関係を整理し、F T S 床版 (SF) と R C 8 供試体 (S8) との比較を試みる。図-3.2.2.21 にその結果を示す。図-3.2.2.21 の縦軸は、次式で求められる値を表す。

$$S = P / (\delta L - \delta D) \quad [\text{kN/mm}^2]$$

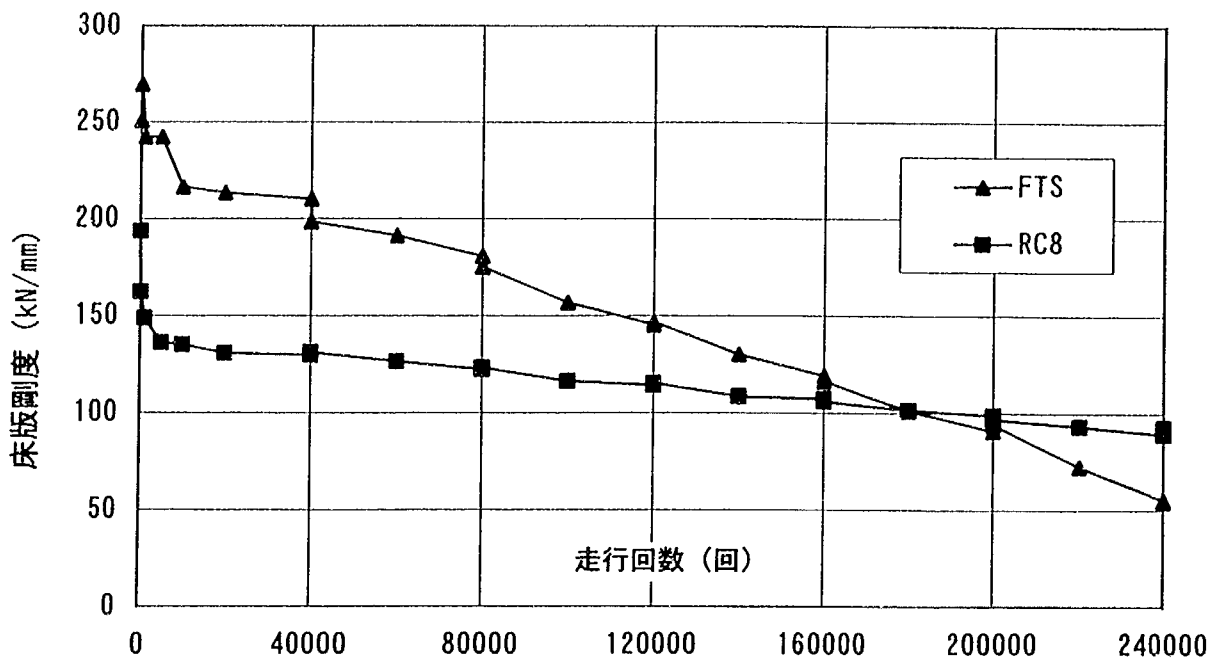


図-3.2.2.21 走行回数－床版剛度

床版剛度の初期値を比較すると、F T S 床版の方が R C 8 供試体より 40 % ほど高い。走行回数 1 万回ぐらいいまでに F T S 床版では 20 %、R C 8 供試体では 30 % ほど床版剛度が低下し、走行回数 4 万回まではこの値にほとんど変化はない。この時の SF 値は S8 値の 1.6 倍程度であり、鋼製型枠材自体の持つ曲げ剛性が F T S 床版としての剛度の向上に大きく寄与していることがわかる。すなわち、少なくともこの時点までは鋼製型枠材は R C 部分と完全に一体化し、走行荷重による曲げモーメントやせん断力を鉄筋、コンクリートと協同して受け持っているとみなすことができる。この後 R C 8 供試体では床版剛度は緩やかに低下し、最終的には初期値の約 1 / 2 で試験を終了していることに対して、F T S 床版では走行回数の進展に伴う床版剛度の低下度合いが大きく、走行回数 18 万回で、SF は S8 とほぼ同値となり、最終的には SF は S8 のほぼ 1 / 2 まで低下している。これは F T S 床版初期値の約 1 / 5 である。

F T S床版の床版剛度特性をR C 8 供試体のそれと比較してまとめると以下のようなになる。

- ① 初期値は約 1.4 倍
- ② 走行回数 4 万回以降の低下率が大きい
- ③ 最終値は約 $1/2$

以上

3. 2. 3 I 形鋼格子床版

(1) 概要

1) 工法の概要

I 形鋼格子床版は、図-3. 2. 3. 1 に示すように、小型の I 形鋼を主部材とし、このウェブに設けられたパンチ孔を通じて異形棒鋼を交差配置した鋼格子骨組みとコンクリートとの合成床版である。鋼格子骨組みはパネルとして工場で製作するが、I 形鋼の下フランジにはコンクリート打設用の型枠として薄い亜鉛鉄板がスポット溶接にて取り付けられている。このパネルを現場まで輸送し、桁上に敷き並べ、パネル相互の底板継手挿入および継手筋配置、パネル高さ調整を行った後にコンクリートを充填することによって完成する床版である。

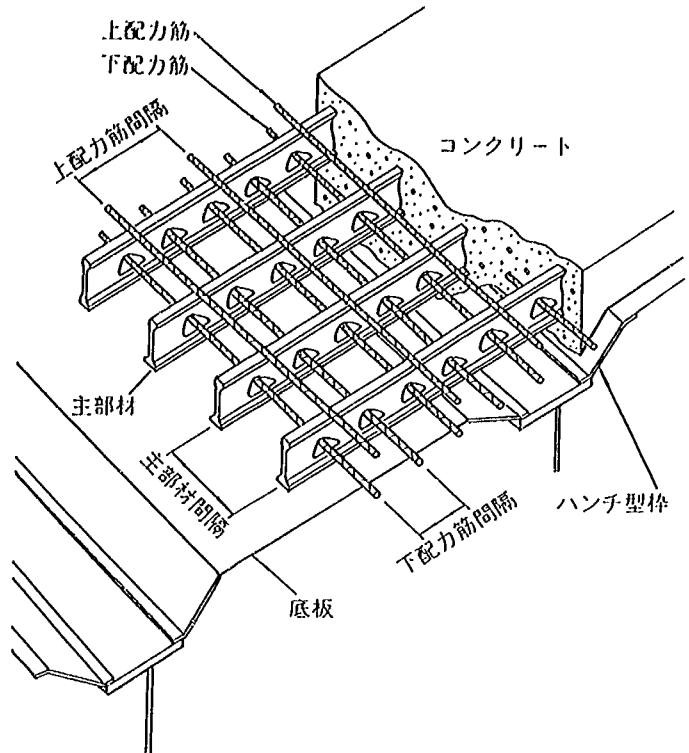


図-3. 2. 3. 1 I 形鋼格子床版

2) 試験の着目点

I 形鋼格子床版に関しては、既往の研究結果により実橋レベルで十分な疲労耐久性を有することが確認されているが、その疲労損傷については、

- ①コンクリートが I 形鋼の下フランジによって拘束されており、疲労を受けても RC 床版のようにコンクリートが抜け落ちずに I 形鋼の疲労破壊により終局状態に至ること、
 - ② I 形鋼のウェブのパンチ孔隅角部に応力集中を生じ、この部分が疲労強度上の弱点となること、
 - ③製作・輸送上パネルの形状保持のために I 形鋼と配力筋がある間隔で交点溶接されているが、下配力筋は応力集中部のパンチ孔隅角部で交点溶接されていることから、この部分が特に弱点となること、
- が指摘されている。このため、床版の疲労強度を向上させるべく応力集中を生じにくいパンチ孔形状や配力筋の交点溶接位置の改良が検討されており、今回の試験に織り込むこととした。

本試験では、I 形鋼と下配力筋の交点溶接部分に着目し、床版中央の静的載荷時の載荷点直下に位置する I 形鋼については全点パンチ孔隅角部での配力鉄筋との溶接を実施し、その疲労耐久性を確認する。パネル継手は、重ね継手筋が配置されて配力鉄筋量が多く、疲労強度上の弱点になるとは考えにくいことから、静的載荷時に載荷点直下となる床版中央部にはパネル継手は設けないこととした。なお、パネル継手は輪荷重の走行範囲に 2 か所設けており、繰り返し載荷による疲労耐久性については中央部と比較評価ができる。

また、設計上非強度部材である底板がどの程度強度に寄与しているのかについても調査を行う。

3) 設計の概要

供試体の形状・寸法を図-3.2.3.2に示す。本試験における供試体は床版支間 3.0 mの連続版としてB活荷重にて配筋を決定した。I形鋼格子床版の設計は、日本道路協会：「鋼道路橋設計便覧」に規定されている。配筋量の決定手順は基本的にRC床版と同様であり、主部材(I形鋼)方向、配力筋方向の各々に対して与えられた曲げモーメントに対して、I形鋼のパンチ孔部分、引張側コンクリートならびに底板を無視した断面計算により、配筋量を決定する。RC床版と異なるのは、主部材方向、配力筋方向の剛性が異なるため、床版の異方性を考慮して設計曲げモーメントが決められている点である。

床版厚については、I形鋼格子床版とRC床版との断面剛度を比較した場合、同じ床版厚ではI形鋼格子床版の剛度は平均的にRC床版の約1.1倍となることから、I形鋼格子床版の床版厚は道示Ⅱ.鋼橋編 6.1.5によって求められるRC床版の床版厚に0.9を乗じた値とする場合が多い。供試体の床版厚の決定に際しては、この考え方に従い、道示により求められる連続版のRC床版の床版厚、

$$d = k_1 \cdot (3L + 11) = 25 \text{ cm}$$

ここに、 $k_1 = 1.25$ (一方向あたりの大型車の計画交通量 2000 台/日以上)

$$L = 3.0 \text{ m (床版支間)}$$

を0.9倍した、 $25 \cdot 0.9 = 22.5 \rightarrow 22 \text{ cm}$ とした。

鋼材、ならびにコンクリートの許容応力度は道示によるものとした。I形鋼(SS400)、ならびに鉄筋(SD295)に作用する応力については、道示Ⅱ.鋼橋編 6.1.7の解説に従い、許容応力度の $140 \text{ N/mm}^2 (1400 \text{ kgf/cm}^2)$ に対し、 $20 \text{ N/mm}^2 (200 \text{ kgf/cm}^2)$ 程度余裕を持たせて設計した。また、コンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2 (240 \text{ kgf/cm}^2)$ とし、鋼とコンクリートのヤング係数比は $n = 15$ として設計した。設計値を以下に示す。

なお、パネル継手部の配力鉄筋は重ね継手により接続している。重ね継手については、道示Ⅲ.4.4.5(2)に、「鉄筋の継手位置は、原則として、一断面に集中させてはならない。」とあるが、プレファブパネルの接続部という構造上、鉄筋の重ね位置をずらして配置するのが困難である。このため、下側配力鉄筋の重ね継手は、すべて橋軸方向断面の同一位置に配置した。

(設計値)

・主部材断面

コンクリートの圧縮縁 $\sigma_{cc} = 5.01 \text{ N/mm}^2 (51.1 \text{ kgf/cm}^2) < 8 \text{ N/mm}^2 (80 \text{ kgf/cm}^2)$

I形鋼の圧縮縁 $\sigma_{sc} = 34.8 \text{ N/mm}^2 (355 \text{ kgf/cm}^2) < 140 \text{ N/mm}^2 (1400 \text{ kgf/cm}^2)$
(うち、活荷重による応力 $\sigma_{lc} = 16.9 \text{ N/mm}^2 (172 \text{ kgf/cm}^2)$)

I形鋼の引張縁 $\sigma_{st} = 123.0 \text{ N/mm}^2 (1255 \text{ kgf/cm}^2) < 140 \text{ N/mm}^2 (1400 \text{ kgf/cm}^2)$
(うち、活荷重による応力 $\sigma_{lt} = 100.5 \text{ N/mm}^2 (1025 \text{ kgf/cm}^2)$)

・配力筋断面

コンクリートの圧縮縁 $\sigma_{cc} = 4.33 \text{ N/mm}^2 (44.2 \text{ kgf/cm}^2) < 8 \text{ N/mm}^2 (80 \text{ kgf/cm}^2)$

圧縮側鉄筋 $\sigma_{sc} = 7.5 \text{ N/mm}^2 (76 \text{ kgf/cm}^2) < 140 \text{ N/mm}^2 (1400 \text{ kgf/cm}^2)$

引張側鉄筋 $\sigma_{st} = 99.24 \text{ N/mm}^2 (1012 \text{ kgf/cm}^2) < 140 \text{ N/mm}^2 (1400 \text{ kgf/cm}^2)$

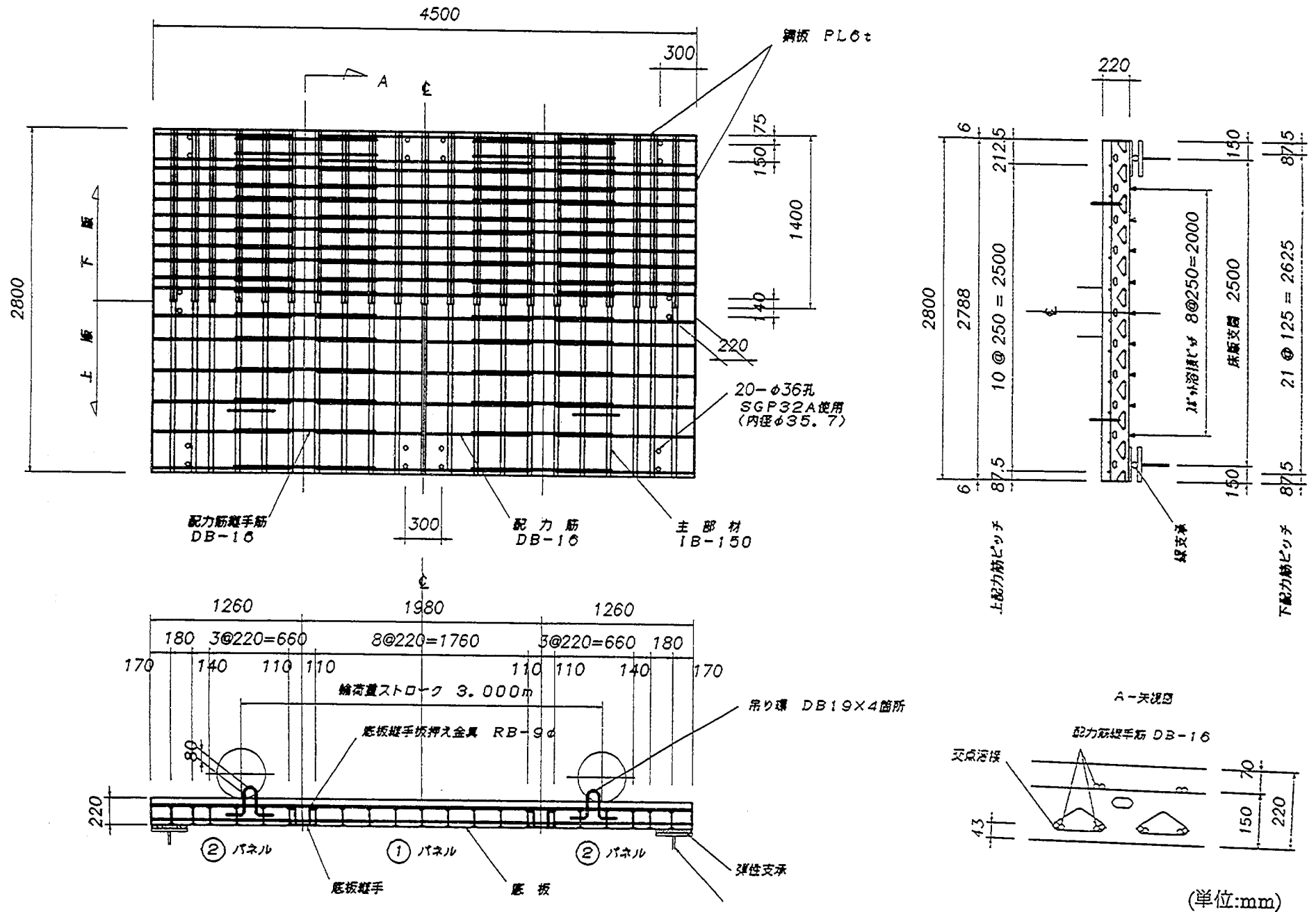


図-3.2.3.2 供試体の形状・寸法

(単位:mm)

4) 施工の概要

①供試体製作

通常の I 形鋼格子床版の施工と同様、以下の手順で供試体を作成した。

パネル製作→パネル敷設・調整→コンクリート打設→養生→完成

なお、パネル製作は通常の I 形鋼格子床版の製作要領に準拠した。パネルは 3 枚製作し、輪荷重走行範囲に 2 か所現場継手を設けた。

②製作上の留意点

供試体製作にあたっては、実橋における構造細目を実験供試体においてもなるべく正確に再現するように心がけ、以下のような点に注意を払った。

- ・実橋では底板が主桁上で連続していないことから、供試体においては底板を支点の手前で切断し、実構造におけるのと同様、底板が引張強度に過度に寄与することのないようにした。(図-3.2.3.3)。
- ・I 形鋼格子床版では I 形鋼のウェブに開けたパンチ孔により、鋼とコンクリートを一体化している。実験供試体では支点より外側の定着部分が短く、過大な荷重を載荷すると I 形鋼とコンクリートとの付着が十分に確保されない可能性があることから、I 形鋼とコンクリート打設用の側型枠を図-3.2.3.3 に示すように、すみ肉溶接にて固定した。

③コンクリート打設

コンクリートの示方配合は表-3.2.3.1 の通りである。供試体を図-3.2.3.4 のように H 形鋼で支持した状態でコンクリートを打設した。コンクリート打設直後の床版中央部のたわみは 1.04mm であった。

コンクリート打設後 7 日間は、供試体をシート（スポンジシート、ビニールシート）で覆い散水して湿潤養生を行い、8 日目以降はシートを外し放置した。なお、コンクリートのテストピースは供試体上に置いて養生を行っている。

表-3.2.3.1 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_{28} N/mm ² (kgf/cm ²)	粗骨材の最大寸法 mm	スラップ cm	水セメント比 W/C %	細骨材率 S/a %	単位置 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	24 (240)	20	8	53.5	46.7	1690 (172)	3160 (322)	7960 (812)	9360 (954)	7.89 (0.805)

混和材: 高性能 AE 減水剤

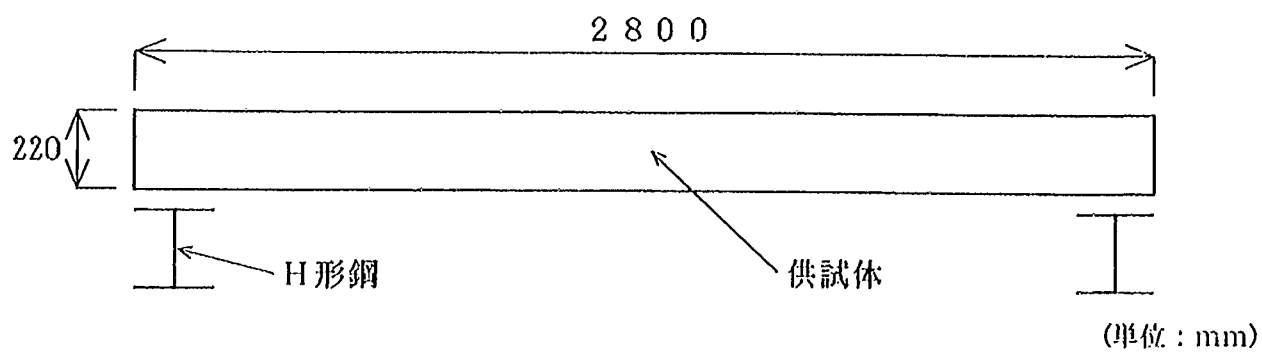


図-3.2.3.4 コンクリート打設時の供試体の支持方法

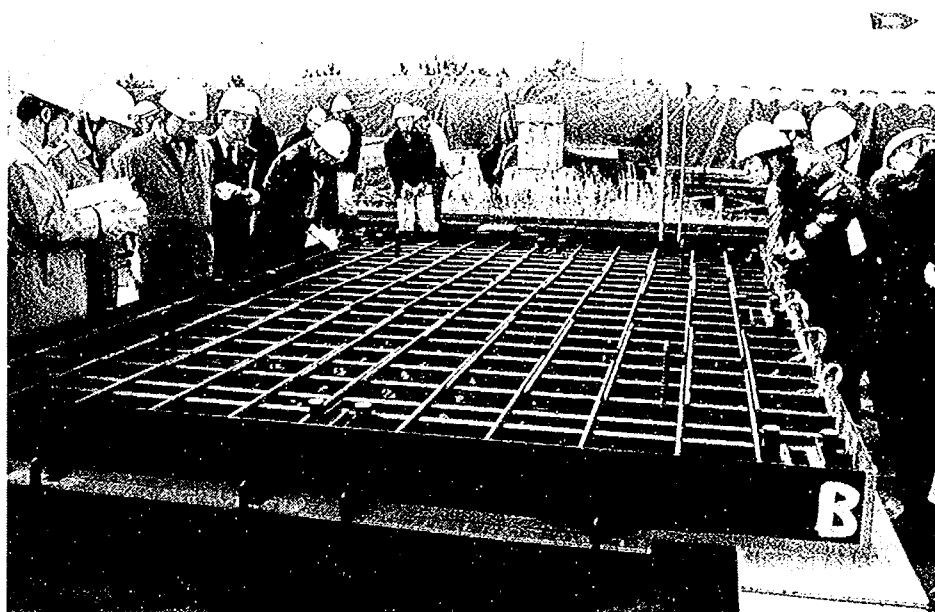


写真-3.2.3.1 供試体組立状況



写真-3.2.3.2 供試体の骨組

(コンクリート打設立会)

コンクリート打設日時：平成10年2月17日（火）

場所：（株）ダイクレ川尻工場（新日鐵グレーティング加工工場）

〒729-26 広島県豊田郡川尻町西1丁目7番1号 TEL:0823-87-2711

立会者氏名

（財）土木研究センター	山本親志
住友金属工業（株）	岡部健
住友ゴム工業（株）	山口聡
大成ロテック（株）	鍋島益弘
飛島建設（株）	岡本浩
日本カイザー（株）	木村勝利、平岩昌久
（株）富士ピーエス	岩本久信、篠原貴、山内健利
新日本製鐵（株）	藤井康盛、高木優任

5) 計測項目

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・コンクリートのひびわれ深さ等を評価するため、橋軸方向、ならびに橋軸直角方向に対して適度な間隔で変位計を設置した。

ひずみについては、以下の点を計測した。

- ① I 形鋼の下フランジ→橋軸方向、ならびに橋軸直角方向における応力分布の測定
- ② I 形鋼ウェブのパンチ孔近傍→パンチ孔周辺における疲労亀裂のモニター
- ③ 配力鉄筋→配力筋方向への荷重分配状態の測定
- ④ 底鋼板→非強度部材である底鋼板に作用する応力の評価

ひび割れ幅、ひび割れ密度については、底面に鋼板を有するため、計測できなかった。試験終了後、底鋼板をはがし、コンクリートのひび割れ状況を観察した。

動的：静的載荷時の①～④の各計測項目について、代表的な点について動的な測定を行った。測定位置は、静的載荷時の載荷点付近とした。

6) 想定される破壊状態

過去の研究によれば、本床版の最終的な破壊状態は I 形鋼の疲労破壊、とくに I 形鋼と配力鉄筋との交点溶接部から疲労亀裂が発生し、それが下フランジまで貫通することによって I 形鋼が破断することにより生じる（図-3.2.3.5 参照）ことが確認されている。つまり、本床版における破壊性状は鋼材の疲労破壊であるということが出来る。

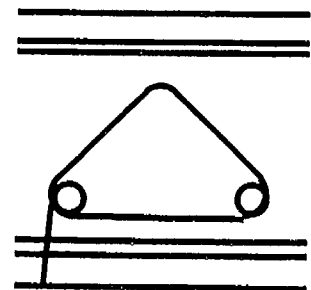


図-3.2.3.5 I 形鋼の疲労破壊

(2) 試験結果

1) 材料試験結果

①コンクリート材料特性

コンクリートの圧縮試験結果を表-3.2.3.2に、コンクリートの引張試験結果を表-3.2.3.3に示す。設計基準強度 24N/mm^2 (240kgf/cm^2) に対して、輪荷重走行試験開始時の実圧縮強度（材齢 57 日）は平均値で 43.1N/mm^2 (440kgf/cm^2) であった。

表-3.2.3.2 コンクリートの圧縮試験結果

番号	直径 (mm)	断面積 (cm^2)	最大荷重 kN(lf)	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
I-1	100.20	78.85	343.1 (34.99)	43.5 (444)	3.01 (3.07)	0.199
-2	100.10	78.70	347.1 (35.39)	44.1 (450)	3.00 (3.06)	0.192
-3	100.10	78.70	329.4 (33.59)	41.9 (427)	3.11 (3.17)	0.197
平均値	—	—	—	43.1 (440)	3.04 (3.10)	0.196

表-3.2.3.3 コンクリートの引張試験結果

番号	直径 (mm)	長さ (mm)	最大荷重 kN(lf)	引張強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)
4	100.10	199.98	88.3 (9.00)	2.80 (28.6)
5	100.20	199.90	78.6 (8.02)	2.50 (25.5)
6	100.20	199.90	114.7 (11.70)	3.65 (37.2)
平均				2.98 (30.4)

コンクリートの材齢～圧縮強度の関係として、供試体と同条件で養生されたテストピースについて別途実施した圧縮試験結果を表-3.2.3.4に示す。配合強度 28N/mm^2 (285kgf/cm^2) に対して、材齢 28 日強度はその 1.4 倍の 39.2N/mm^2 (400kgf/cm^2) と高くなったが、この理由として初期 7 日間の湿潤養生の効果、比較的温暖な気候条件（2 月平均気温 8.0°C 、例年比 $+2.50^\circ\text{C}$ ）が考えられる。

表-3.2.3.4 コンクリートテストピースの材齢と圧縮強度の関係

材齢	圧縮強度試験結果 N/mm^2 (kgf/cm^2)	平均 N/mm^2 (kgf/cm^2)
7 日	23.3 (258), 26.2 (267), 25.1 (256)	25.5 (260)
14 日	32.4 (330), 31.9 (325), 33.8 (345)	32.7 (333)
28 日	40.3 (411), 38.5 (393), 38.7 (395)	39.2 (400)

実施工ではプラント毎での配合設計及び管理値の違い、現場施工品質や養生環境条件のばらつきがあるため、コンクリートの実施工強度はばらつき、平均的には今回の実強度を下回るものと考えられる。

従来の RC 床版の疲労耐久性はコンクリートの押抜きせん断強度が支配的であり、コンクリート強度のばらつきが大きく影響することが知られている。一方、I 形鋼格子床版については、終局状態においても I 形鋼の拘束によりコンクリートの抜け落ちは生じず、I 形鋼の疲労強度が床版の疲労耐久性に対して支配的で

あることが指摘されており、コンクリート強度のばらつきが及ぼす影響はRC床版よりは緩和されていると考えることもできる。強度の変動に伴うコンクリートの弾性係数の変化を取り込んで設計計算を行っても、コンクリート強度の変動によるI形鋼の発生応力の変動は数%程度であり、計算上はI形鋼の疲労強度に大きな影響は生じないと考えられる。

しかしながら、コンクリート強度のばらつきがI形鋼格子床版の耐久性に及ぼす影響についての研究データはほとんどなく、定量的な判断は現時点ではできない。

②鋼材材料特性

a. 鉄筋の引張強度試験

引張試験結果を表-3.2.3.5に示す。3本の供試体の平均降伏応力度は $\sigma_y=374\text{N/mm}^2$ (3816kgf/cm²)であり、鋼材の公称降伏点 $\sigma_y=295\text{N/mm}^2$ (3000kgf/cm²)を上回った。

表-3.2.3.5 鉄筋の引張試験結果

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 ($\times 10^6$)	引張強さ N/mm ² (kgf/cm ²)	標点距離(mm)		伸び (%)	公称 断面積 (cm ²)
						試験前	試験後		
D16-1	76.1(7.76)	109.8(11.20)	383.1(3907)	2356	553.0(5639)	128.35	157.50	22.7	1.986
-2	70.6(7.20)	108.9(11.10)	355.5(3625)	2375	548.1(5589)	128.75	158.75	23.3	
-3	76.3(7.78)	109.0(11.12)	384.1(3917)	2356	549.1(5599)	127.85	158.40	23.9	
平均値	—	—	374.2(3816)	2362	550.1(5609)	—	—	23.3	

b. I形鋼の引張強度試験

表-3.2.3.6 I形鋼の材料試験結果

試験片 番号	試験片 の種類	平均 断面積 (mm ²)	標点距離(mm)		破断位置 A,B,C	伸び (%)	降伏点		引張強さ	
			試験前	試験後			荷重 kN(kgf)	σ_y N/mm ² (kgf/mm ²)	荷重 kN(kgf)	σ_B N/mm ² (kgf/mm ²)
I4.8-1	13A号	115.1	79.90	101.20	A	26.7	42.41(4325)	368.5(37.58)	50.11(5110)	435.4(44.40)
-2		115.7	80.00	102.75	A	28.4	43.39(4425)	375.1(38.25)	50.55(5155)	436.9(44.55)
-3		116.8	79.90	99.55	A	24.6	44.42(4530)	380.3(38.78)	50.41(5140)	431.6(44.01)
平均値		—	—	—	—	26.6	—	374.6(38.20)	—	434.6(44.32)

(参考) ミルシート値：降伏点 398N/mm² 引張強さ 462N/mm²

c. 底板の引張強度試験

表-3.2.3.7 亜鉛鉄板の材料試験結果

試験片 番号	試験片 の種類	平均 断面積 (mm ²)	標点距離(mm)		破断位置 A,B,C	伸び (%)	降伏点		引張強さ	
			試験前	試験後			荷重 kN(kgf)	σ_y N/mm ² (kgf/mm ²)	荷重 kN(kgf)	σ_B N/mm ² (kgf/mm ²)
11-1	5号	26.3	50.0	67.60	A	35.2	6.82(695)	259.1(26.42)	9.05(923)	344.2(35.10)
-2		27.1	50.0	66.35	A	32.7	6.82(695)	251.5(25.65)	8.80(897)	324.6(33.10)
-3		26.7	50.0	67.10	A	34.2	6.61(674)	247.5(25.24)	8.66(883)	324.3(33.07)
平均値		—	—	—	—	34.0	—	252.7(25.77)	—	331.1(33.76)

(参考) 亜鉛鉄板(SGCC)の機械的性質の参考値：降伏点 205N/mm²以上 引張強さ 270N/mm²以上

2) 破壊時走行回数 (破壊時荷重)

40 万回 (載荷荷重 353kN (36tf)) 程度から載荷点直下付近の変位が増加し始めた。43 万回 (353kN (36tf)) 程度からさらに変位の増加が大きくなったが載荷が可能であったので試験を継続した。45 万回 (373kN (38tf)) で変位計のストロークを超え、計測が不可能になったため、試験を終了した。

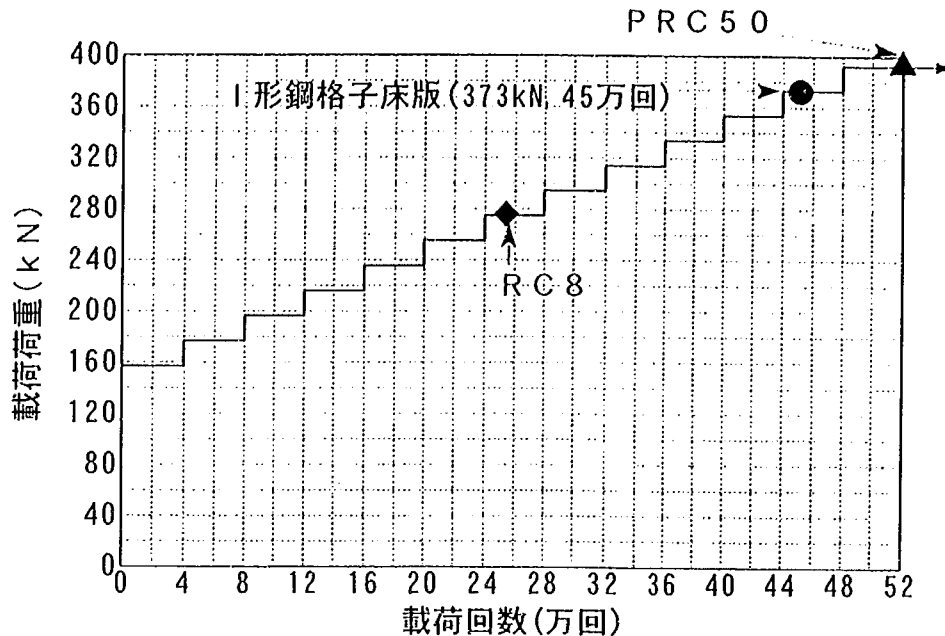


図-3.2.3.6 載荷回数と載荷荷重の関係

3) 破壊形態

①コンクリートのひび割れ状況

底面に鋼板を有するため、載荷試験中はひび割れの状況は観察できなかったが、試験終了後、底板を撤去し、下面の床版コンクリートのひび割れ発生状況を観察した。図-3.2.3.7 は床版上面のひび割れ発生状況、図-3.2.3.8 は床版下面のひび割れ発生状況である。

床版上面のひび割れは、30~34 万回程度で床版中央部において橋軸直角方向に数本のひび割れが発生した。図-3.2.3.7 において荷重移動範囲の橋軸方向両端部付近で 20cm 程度のピッチで橋軸方向にひび割れが多数発生しているが、これらは載荷回数が 40 万回を超え、床版のたわみが増加してから発生したものである。

支間中央部分の下面のひび割れは、図-3.2.3.8 に示すように、床版中央部付近は I 形鋼に直角にほぼ下配力筋に沿って生じ、中心から遠ざかるにつれて放射状になっている。また、図では明らかなではないが、橋軸直角方向のひび割れは I 形鋼に沿って生じていた。なお、図中でひび割れが記入されていない部分があるが、この部分は底板継手部であり、下面からの底板の撤去が困難なため、観察できなかった部分である。

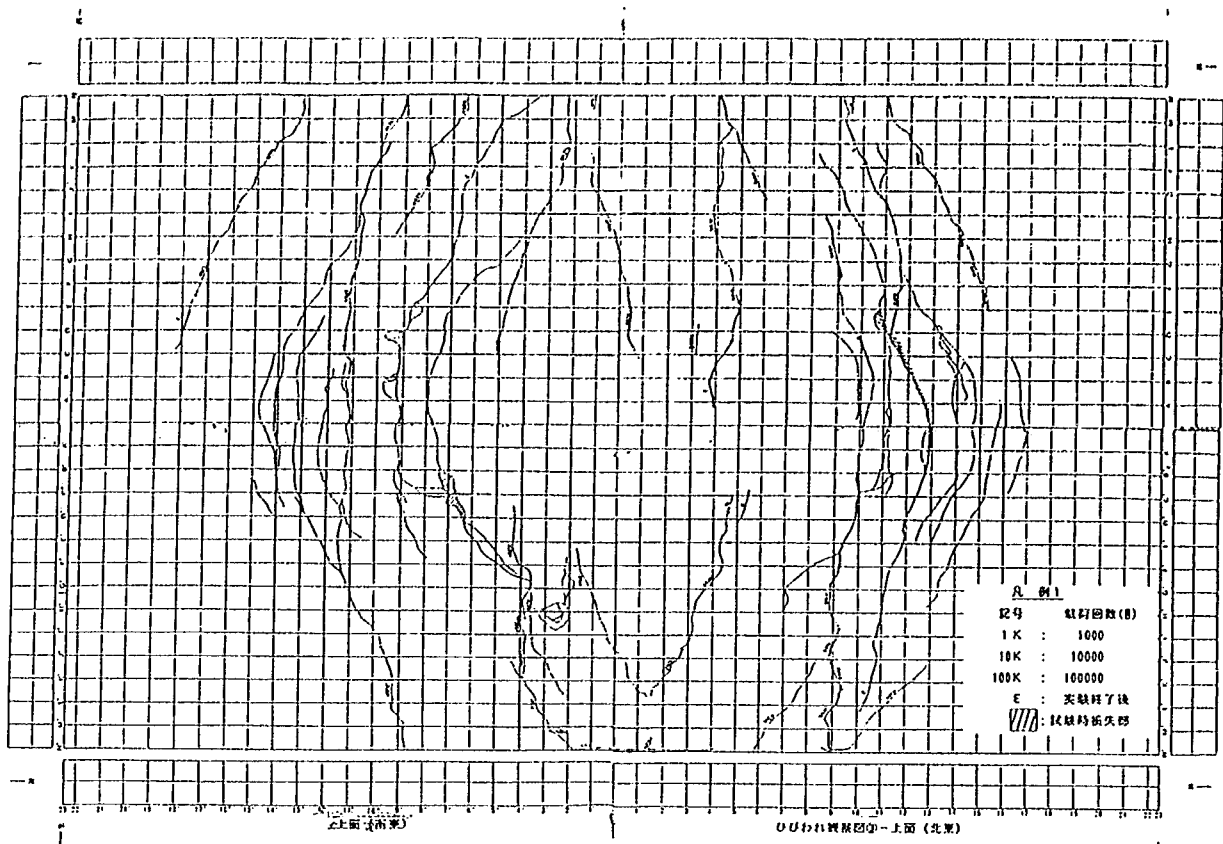


図-3.2.3.7 ひびわれ観察図(上面)

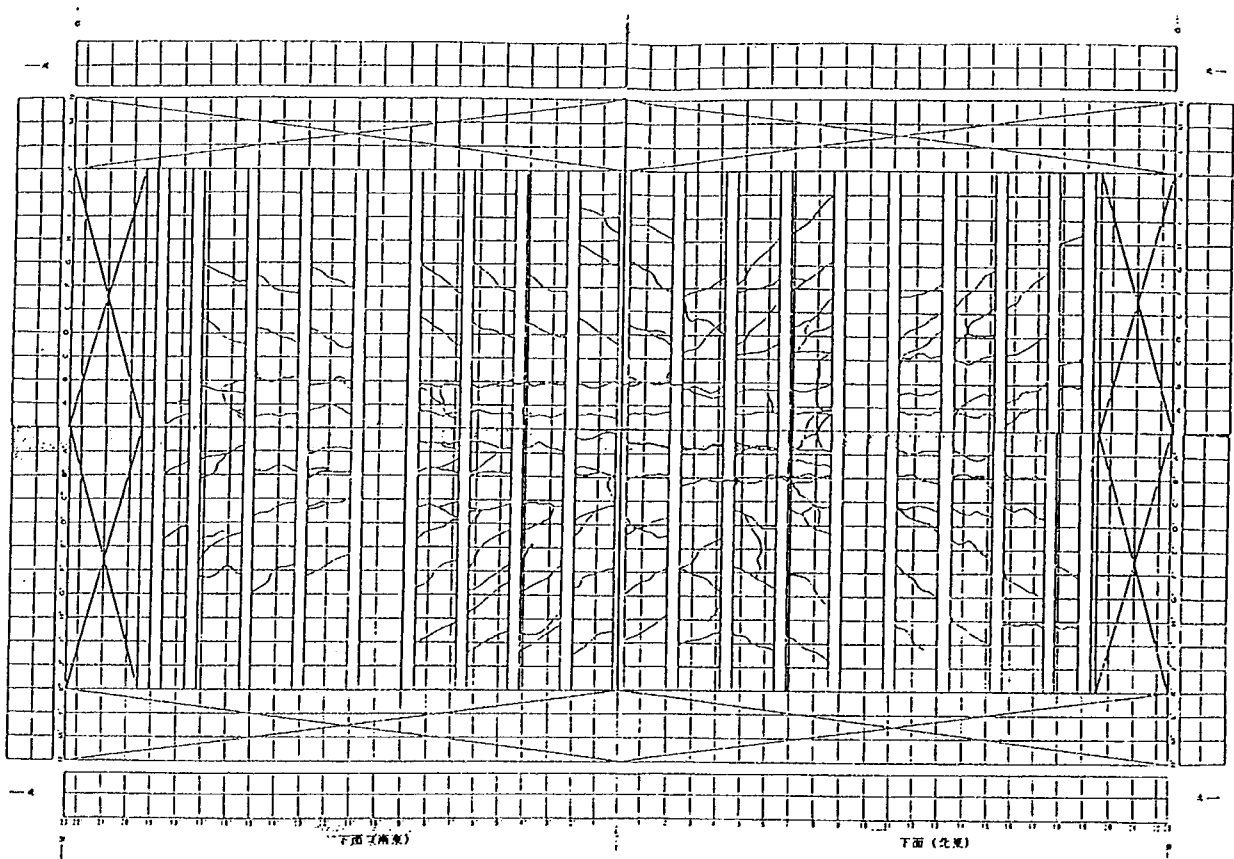


図-3.2.3.8 ひびわれ観察図(下面)

②鋼材

I 形鋼の下フランジが図-3. 2. 3. 9 に示すように 5 箇所破断していた。試験終了後、破断した I 形鋼の内の 1 本をはつりだし、破断の形態を観察したが、図-3. 2. 3. 5 に示したように、I 形鋼のパンチ孔隅角部から疲労亀裂が発生し、それが下フランジまで進展し、破断していた。

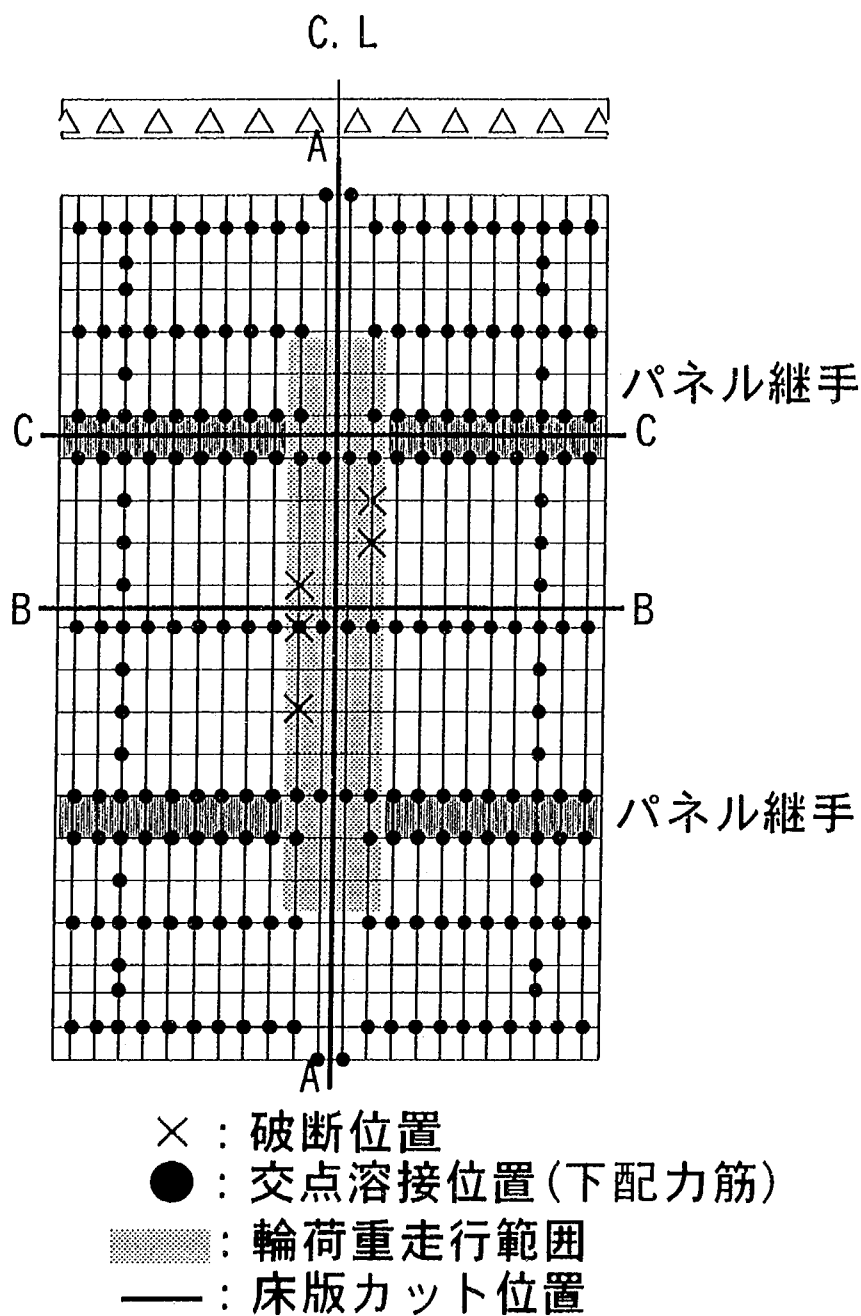
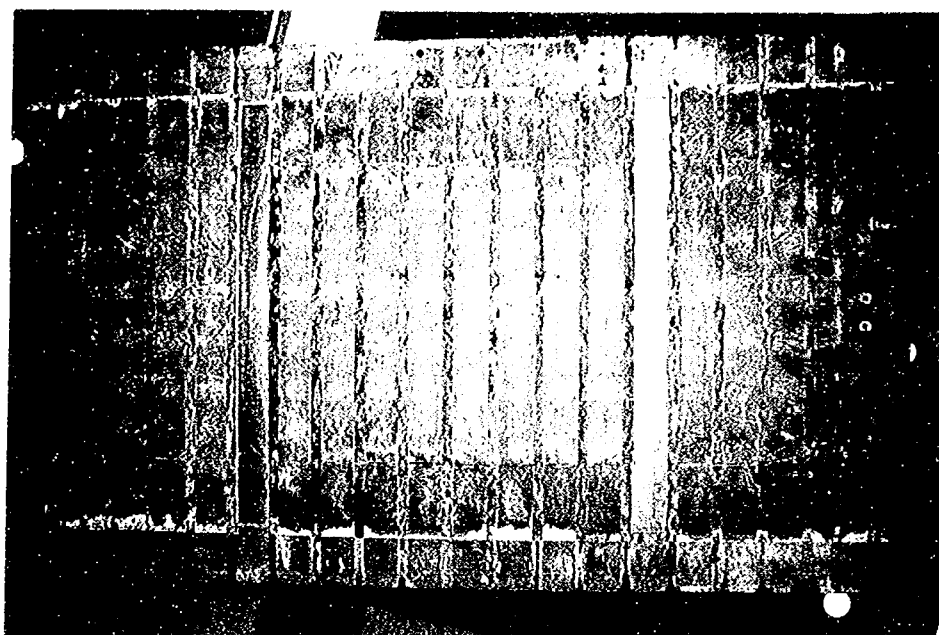


図-3. 2. 3. 9 I 形鋼の破断位置



③実測床版厚

試験終了後、供試体を十文字にカットし、床版内部のひび割れの発生状況の観察、ならびに床版厚の測定を行った。

図-3. 2. 3. 10 にカットした床版断面のひび割れ発生状況を示す。床版支間中央部付近では I 形鋼の上フランジに沿って、I 形鋼より上方のかぶり部分のコンクリートが圧壊していた。しかし、RC 床版のような載荷板のエッジからの押し抜きせん断破壊の形跡は見られなかった。

床版厚の測定結果を表-3. 2. 3. 6 に示す。床版中央部はコンクリートにひび割れが生じているため、正確な値が測定できないため、測定を省略した。測定部位により、多少のバラツキは見られるが、床版厚の誤差は+1~+7mm の範囲であった。

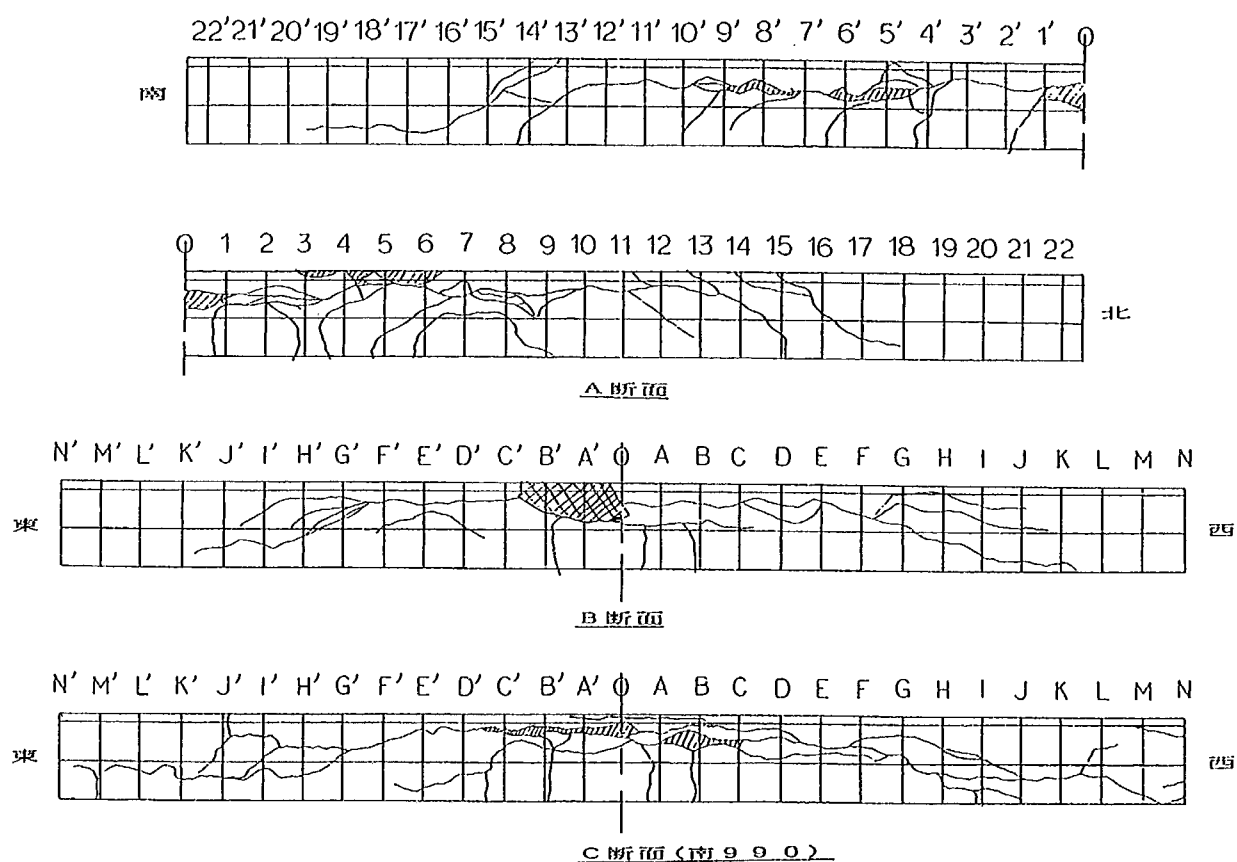


図-3. 2. 3. 10 床版切断面のひびわれ状況

表-3. 2. 3. 6 床版厚の測定結果

A 断面南側

0	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	16'	17'	18'	19'	20'	21'	22'
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	221	221	222

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
225	226	226	227	227	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

B 断面西側

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'
222	222	223	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	222	224	223	222

C 断面西側

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'
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	223

C 断面東側

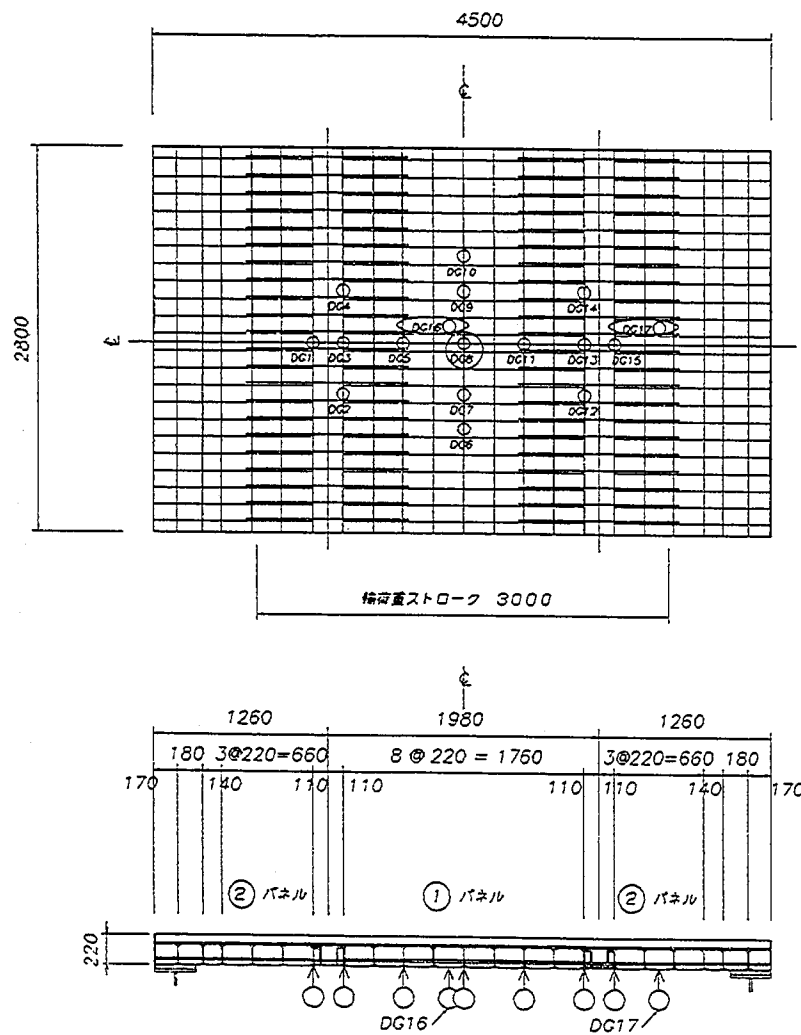
単位：mm

4) 供試体変位－走行回数関係

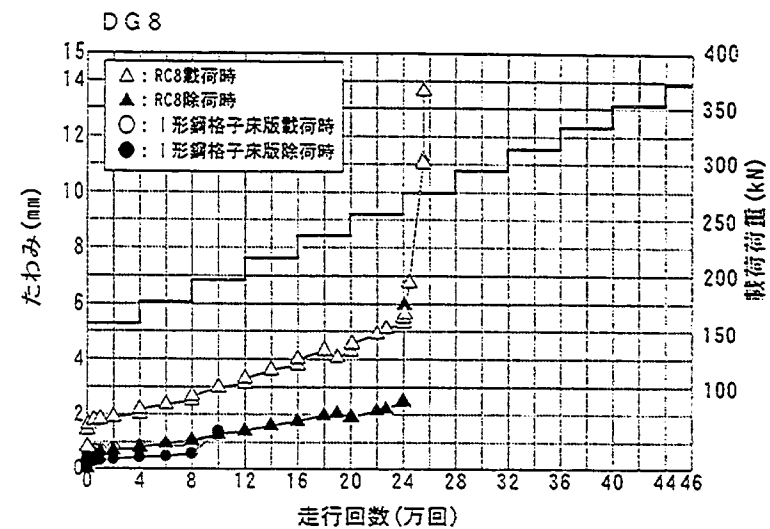
代表的な例として、載荷点近傍の変位の静的測定結果を図-3. 2. 3. 11 に示す。底板は 8 万～10 万回の間で床版中央部近傍のスポット溶接部にて剥離が見られた (D G 8)。破壊時走行回数の項で述べたとおり、40 万回載荷 (載荷荷重 353kN(36tf)) あたりから繰り返し載荷にともなう変位の増加量が増え始め、載荷回数の増加とともに変位が増大していった (D G 16)。最終的に 45 万回 (載荷荷重 373kN(38tf)) 載荷した時点で変位計の測定範囲を超えたため、試験を終了した。

図-3. 2. 3. 11 には、H 8 の道示に基づいて設計された R C 床版 (以下 R C 8 供試体) の試験結果も参考のために示している。載荷時、除荷時とも、I 形鋼格子床版のたわみは R C 8 供試体 (床版厚 25cm) と同様、荷重ならびに繰り返し回数の増加とともにたわみが漸増する傾向にあるが、その絶対値は R C 8 供試体の半分程度であり、断面剛性は高く保持されていることがわかる。また、R C 8 供試体では載荷時のたわみが 6 mm を超えると急激にたわみが増加し、破壊に至っているのに対し、I 形鋼格子床版では変位の急増に至るまでの繰り返し回数に若干の余裕がある。これは、破壊形態からもわかることであるが、R C 床版の破壊がコンクリートの押し抜きせん断によるぜい性的な破壊であるのに対し、I 形鋼格子床版では内部の I 形鋼がせん断補強の役割を果たすため、コンクリートの押し抜きせん断によるぜい性的な破壊が生じず、ねばりのある変形性状を示したものと考えられる。

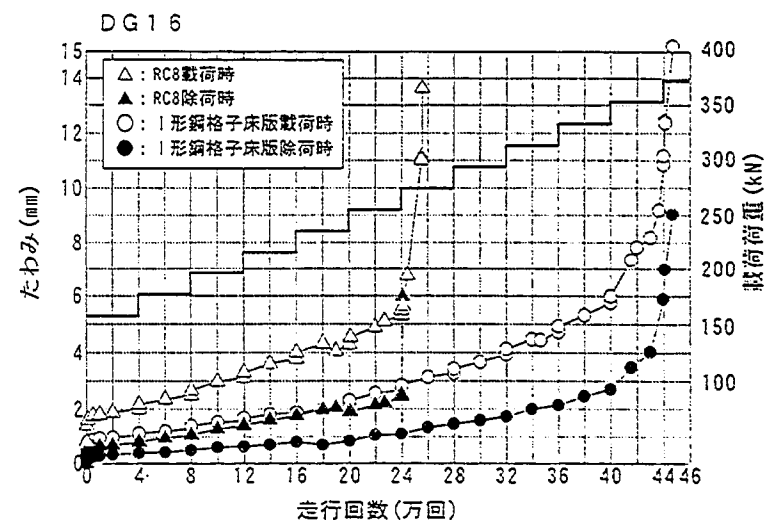
図-3. 2. 3. 12 に供試体のたわみ分布形状を示す。橋軸方向、橋軸直角方向ともになめらかな曲線を呈しており、角折れなどの変状は認められない。なお、終局時には底板がはがれたため、たわみ曲線は得られなかった。



(単位:mm)



(a) DG 8



(b) DG 16

図-3.2.3.11 供試体変位-走行回数関係

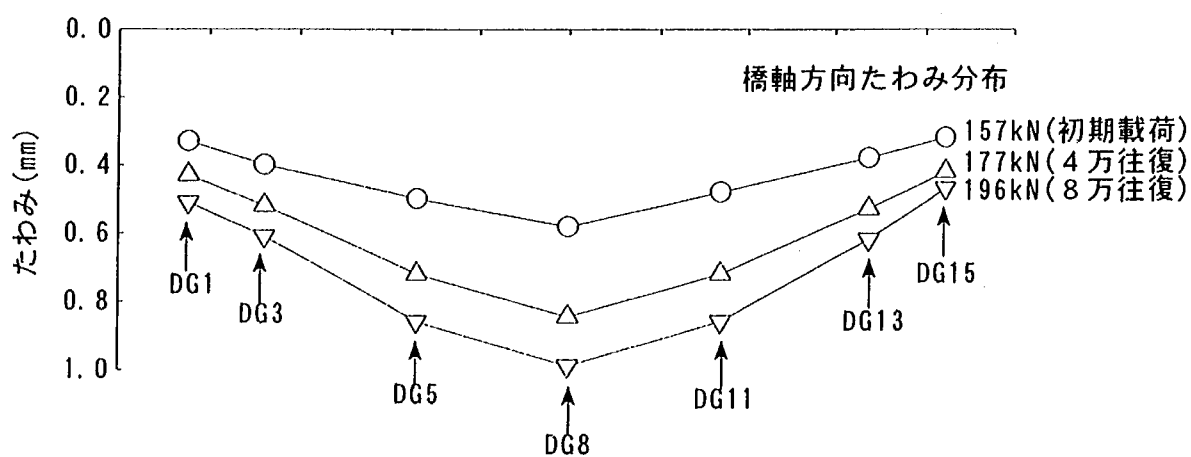
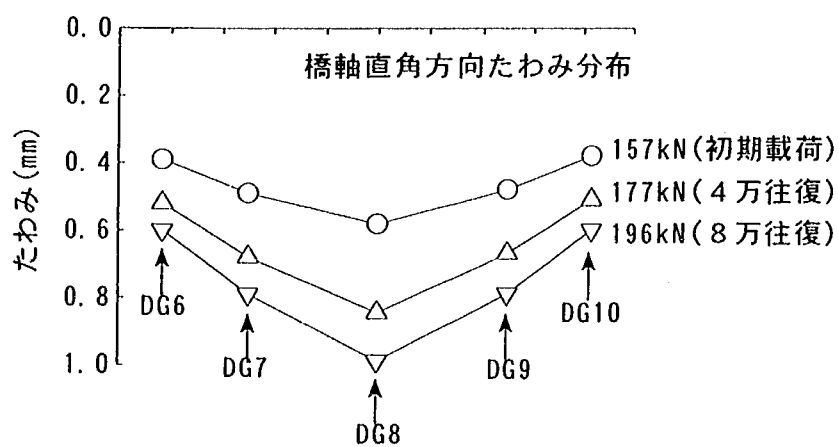
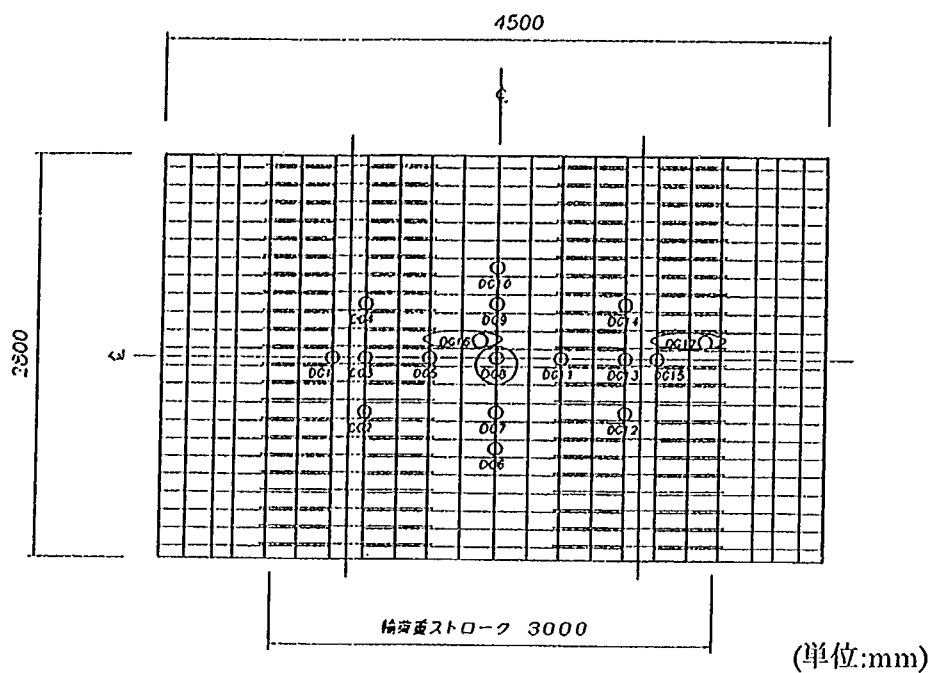


図-3.2.3.12 供試体たわみの分布

5) 供試体ひずみ－走行回数関係

代表的な例として、載荷点近傍の I 形鋼下フランジ、ウェブならびに下配力筋、底板のひずみと走行回数の関係を図－3. 2. 3. 13～図－3. 2. 3. 16 に示す。

① I 形鋼

図－3. 2. 3. 17 に、載荷点直下の I 形鋼のフランジとウェブのひずみ分布を示す。I 形鋼のウェブの応力は開口部の影響によりジグザグに分布している。ウェブに開口部を有する I 形鋼のパンチ孔隅角部には、図－3. 2. 3. 18 に示すように曲げモーメントによる直応力とせん断力による 2 次曲げ応力が作用しており、これらの応力が重なりあうことによってジグザグが現れていると考えられる。同一パンチ孔に着目した場合、ウェブの応力はせん断による 2 次曲げの影響により、支点側が大きく、支間中央側が小さくなり、フランジはその逆になる。

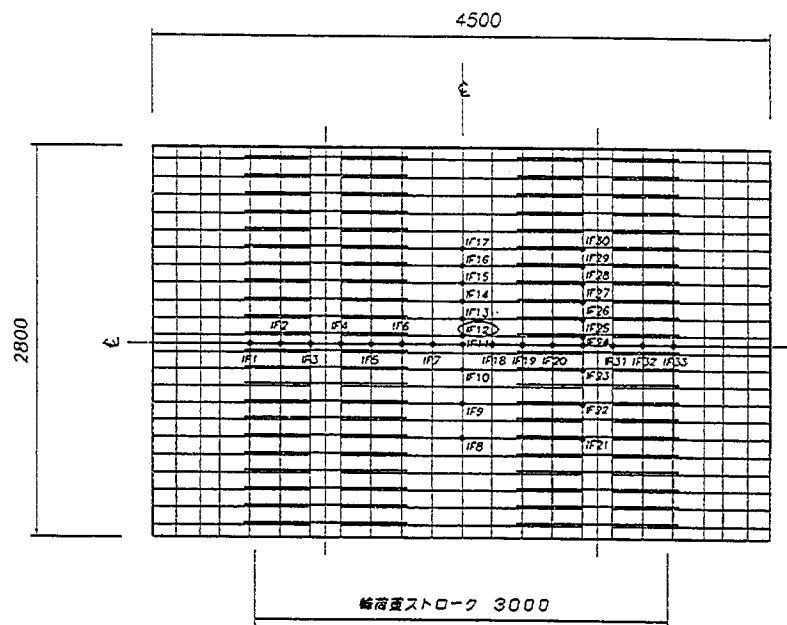
② 下配力筋

図－3. 2. 3. 15 より、活荷重による下配力筋のひずみは載荷荷重の増加、繰返し数の増加にともなって増加していることがわかる。また、残留ひずみは 4 万回近辺から減少し始め、20 万回以降は圧縮の残留ひずみとなっている。これは、載荷荷重ならびに載荷回数の進展にともない、コンクリートのひび割れが拡大し、徐荷によって鉄筋に圧縮力が作用するためであると推定される。

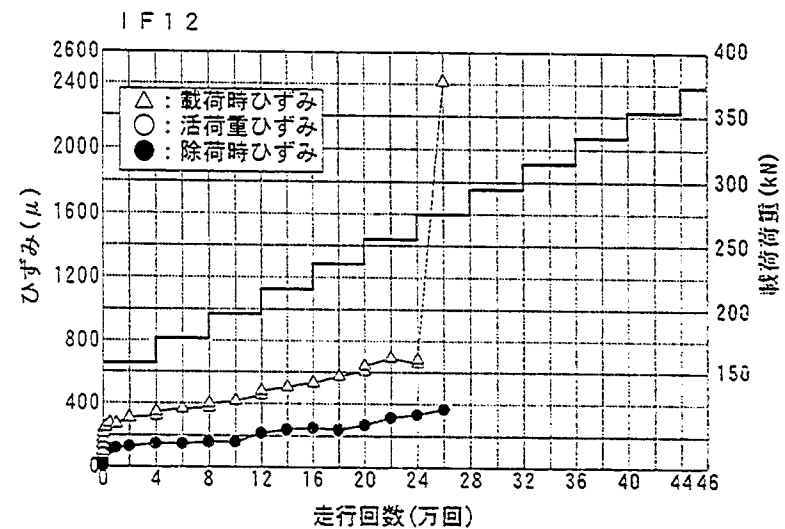
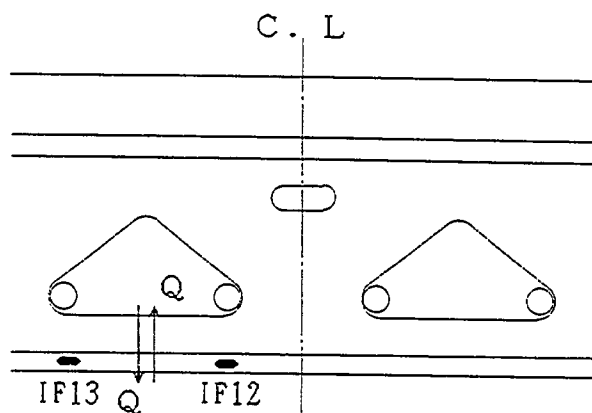
③ 底板

図－3. 2. 3. 16 から、底板には活荷重により 32 万回程度まで常に引張応力が生じていることがわかる。今回の実験では、支間中央部付近の底板は 8～10 万回載荷程度で剥離したが、活荷重による底板のひずみは 32 万回程度まで荷重の増加とともに増えており、底板はある程度有効に機能していると考えられる。これは、支間中央部付近のスポット溶接部は早い段階で剥がれたものの、端部付近のスポット溶接が健全であり、I 形鋼と底板とのずれを拘束し、引張りに対して有効に働いたものと考えられる。

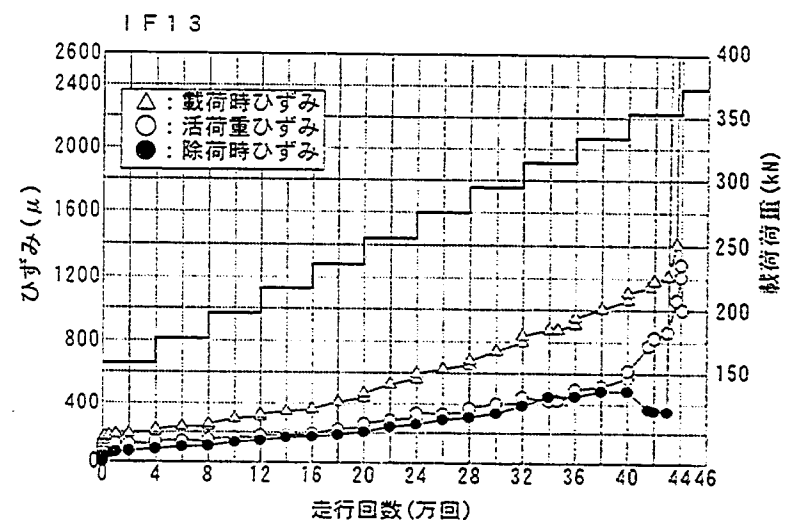
図－3. 2. 3. 19 に、底板に添付した 3 軸ゲージより算出した主応力分布を示す。載荷点直下付近の支間中央部では 2 方向に引張応力が生じており、床版のたわみにともなって、橋軸方向にも、橋軸直角方向にも引張られていることが読みとれる。また一方で、底板が不連続となっている底板の継手部に近づくにつれて、橋軸方向の応力成分は小さくなり、橋軸直角方向の応力が卓越するようになる。



(単位:mm)

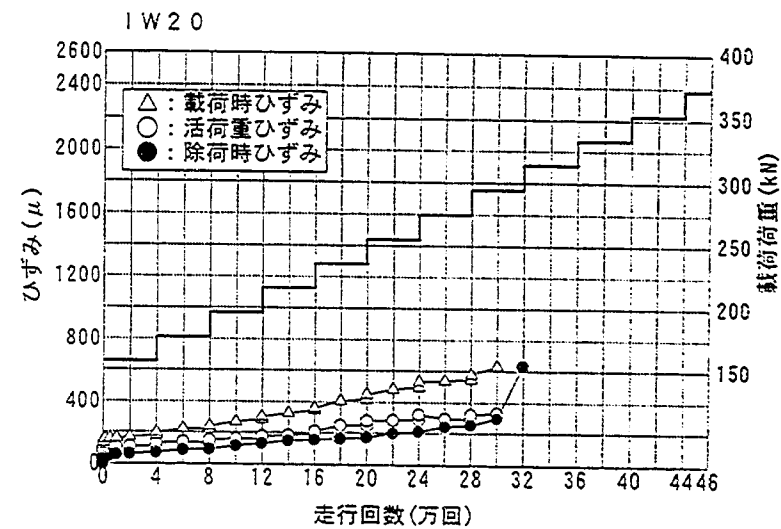
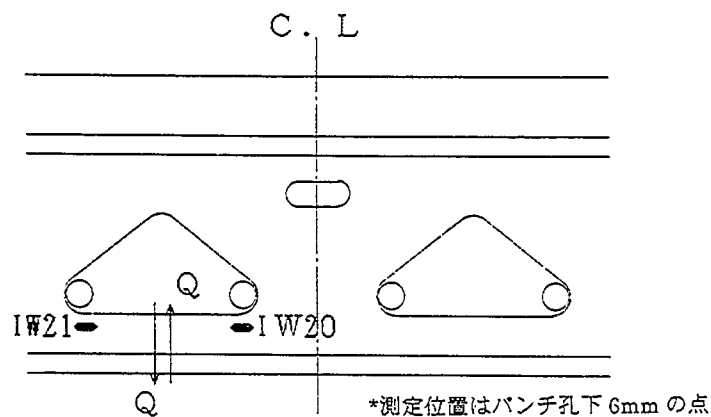
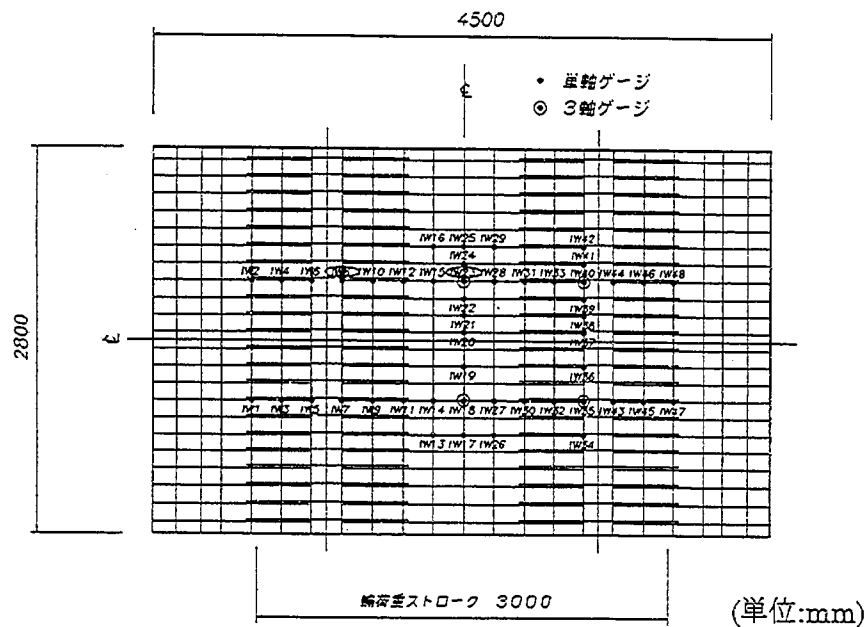


(a) i F 1 2

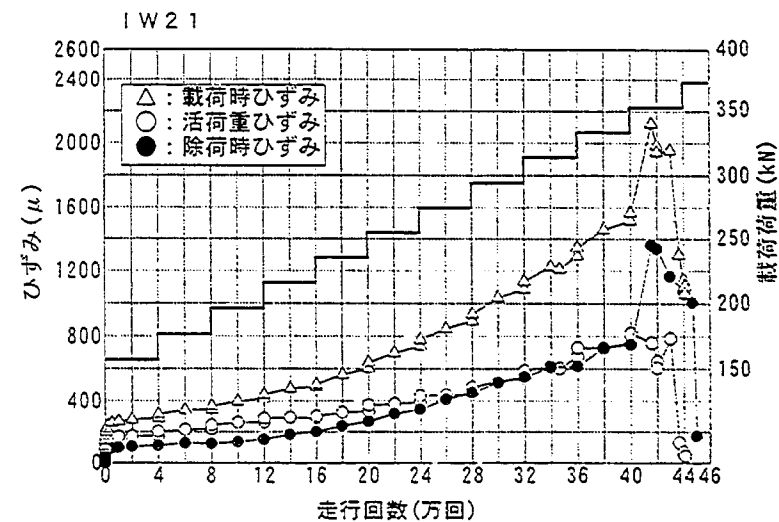


(b) I F 1 3

図-3. 2. 3. 13 供試体ひずみ-走行回数関係 (I 形鋼下フランジ)

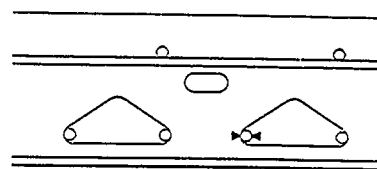
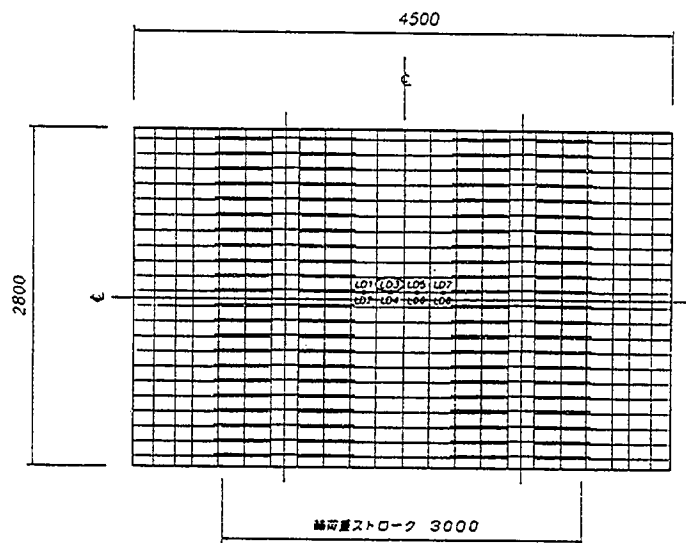


(a) IW20



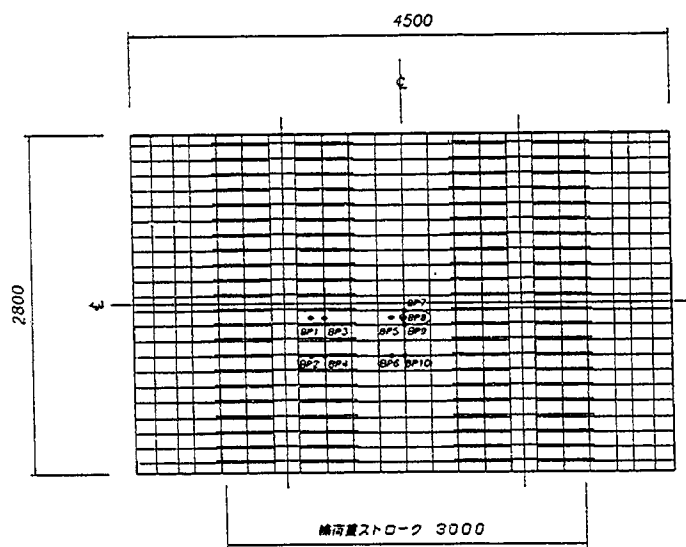
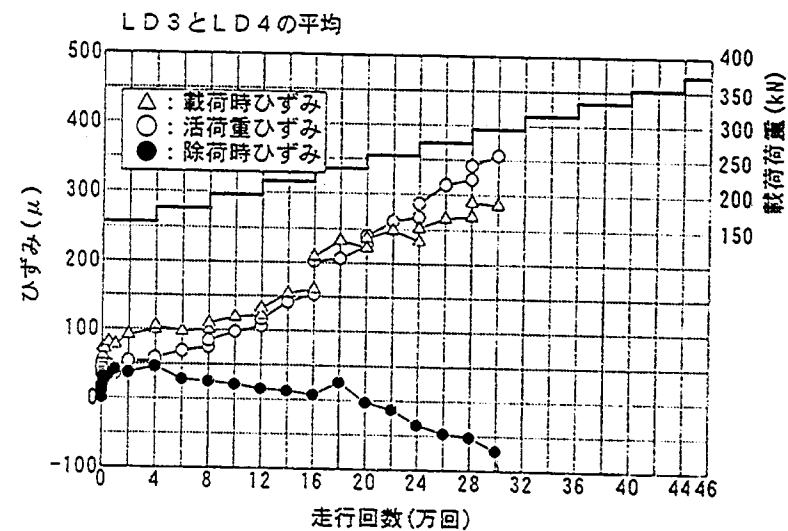
(b) IW21

図-3.2.3.14 供試体ひずみ-走行回数関係 (I形鋼ウェブ)

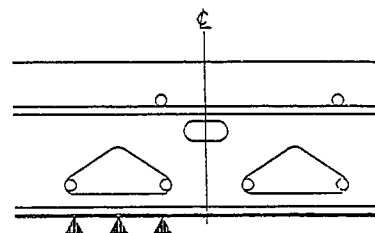


(単位:mm)

図-3.2.3.15 供試体ひずみ-走行回数関係 (下配力鉄筋)

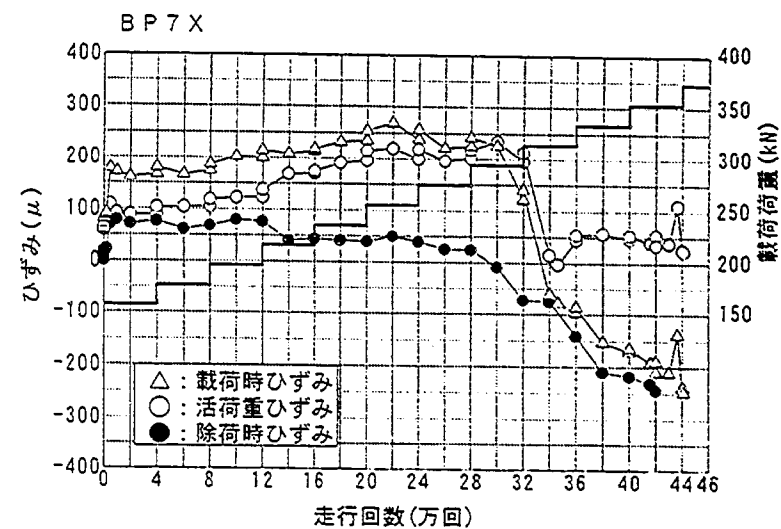


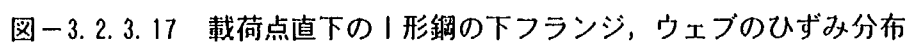
3軸ゲージは枝番表示
BP7X (橋軸直角方向)
BP7Y (斜め 45° 方向)
BP7Z (橋軸方向)

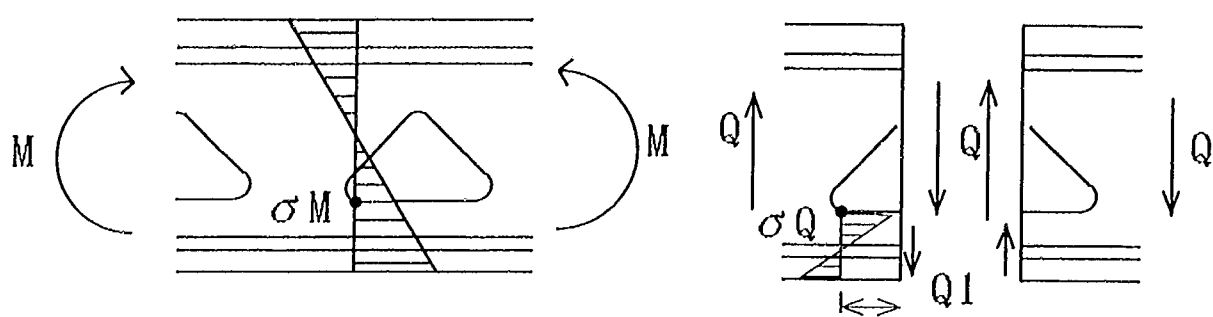


(単位:mm)

図-3.2.3.16 供試体ひずみ-走行回数関係 (底板)







$$\sigma = \sigma M + \sigma Q$$

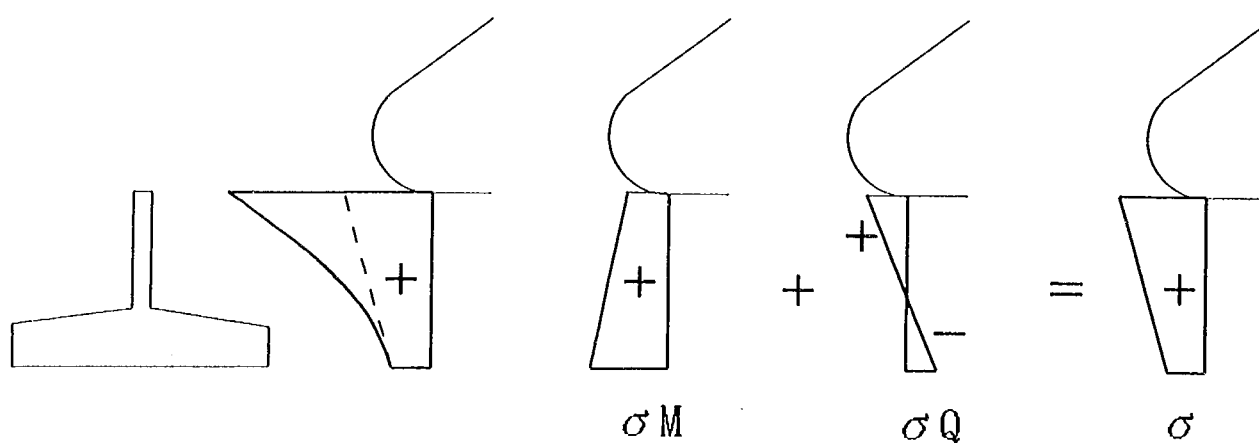


図-3. 2. 3. 18 I形鋼ウェブの応力

荷 重 : 178.6kN (活荷重のみ)

載荷回数 : 40012 回

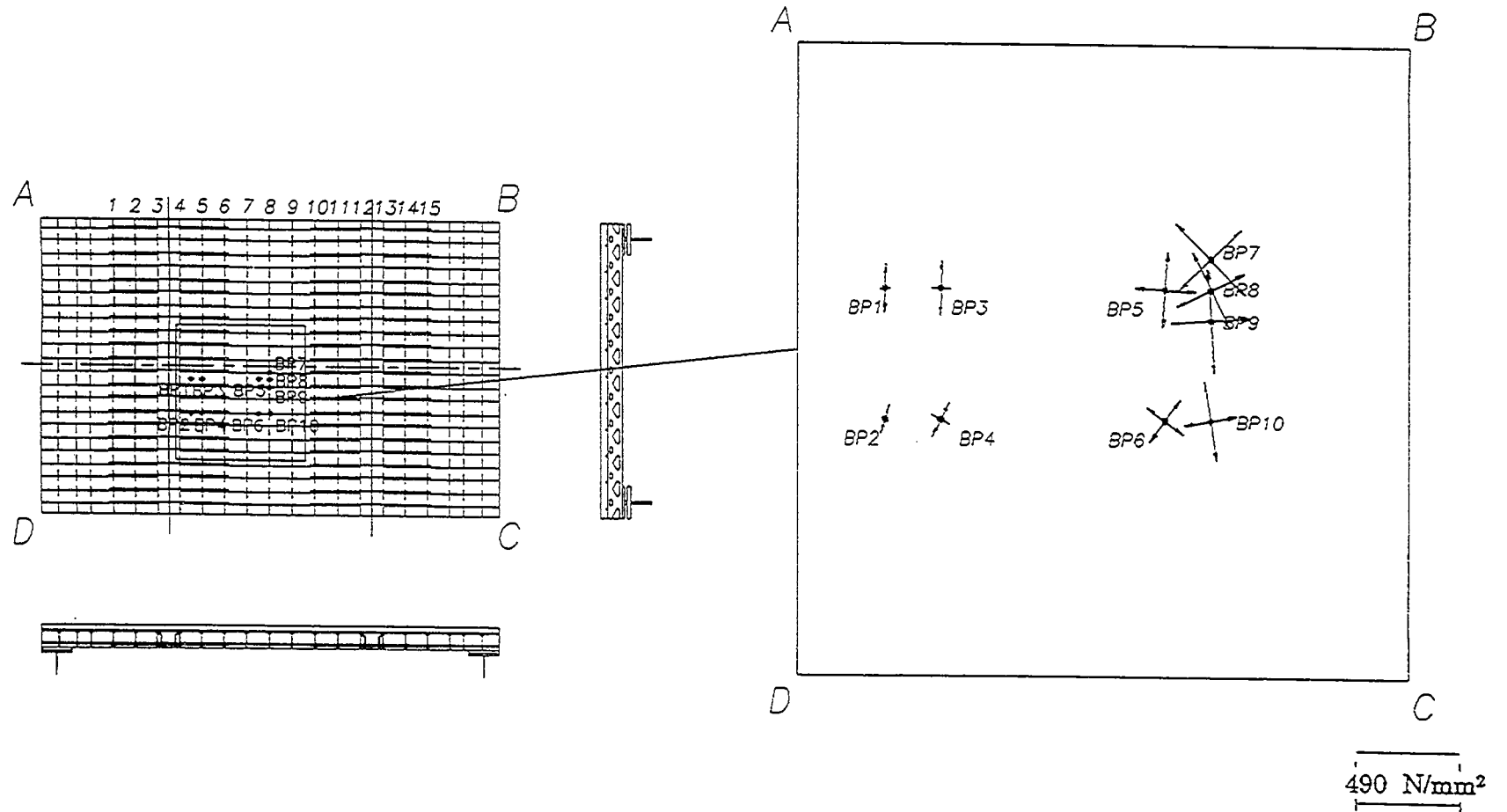


図-3.2.3.19 底板の主応力

6) 試験の着目点に関する考察

今回実施した I 形鋼格子床版の移動載荷疲労試験については、当初予想通り、I 形鋼の破断により終局状態に至った。I 形鋼格子床版は RC 8 供試体に比べより大きな荷重の繰り返し載荷に耐え、RC 床版と比較して十分な耐久性を有することを確認した。また、変形に関しても、終局時にコンクリートの押し抜きせん断のような脆い破壊は見られなかった。

I 形鋼の破断位置は図-3.2.3.9 に示すように I 形鋼と配筋鉄筋の交点溶接を行っているパネル中央部でも 1 か所見られたが、その他の 4 か所は溶接を行っていない部位であった。なお、I 形鋼の疲労亀裂は、最も応力集中が大きくなる支点側のパンチ孔隅角部が起点となっていた。

今回の実験においては、疲労強度を向上させるため、2) 試験の着目点でも述べたように、I 形鋼と下配筋の交点溶接部に着目し、交点溶接の実施位置を変更している。試験結果において、疲労亀裂は溶接位置からではなく、応力集中の最も高くなるパンチ孔隅角部より発生しており、交点溶接の位置を応力集中部から外すことによって、交点溶接部の疲労強度を向上できることが確認できた。

一方、底板継手は輪荷重走行範囲に 2 箇所設けたが、外見上変状は見られず、継手部が耐久性の上で問題となることはないことが確認された。

3. 2. 4 S Cデッキ

(1) 概要

1) 工法の概要

①工法の特長

- ・床版施工用の足場・支保工が不要であり、高架橋・跨線橋・跨道橋の新設および床版取替えに適している。
- ・複雑な現場型枠工・鉄筋の曲げ加工・P C緊張工が不要であり、現場施工の省力化を図ることができる。
- ・適用床版支間が2~6m程度であり、鋼少数主桁橋への適用も可能である。

②施工の手順

- ・スタッドと横リブを溶接した鋼板（下鋼板）を床版支間ごとにパネル製作する。
- ・下鋼板を現場に輸送し、クレーンにて設置する。
- ・下鋼板上に上側鉄筋を配筋し、コンクリートを打設する。

③各部位の役割および部材寸法

- ・下鋼板は、コンクリートの型枠と下側鉄筋の役割を担当する。
- ・スタッドは、下鋼板とコンクリートを一体化する。
- ・横リブは、コンクリート打設時の変形を防止する。
- ・図-3.2.4.1 の場合は、下鋼板の片持ち部の先端に鋼板を取付け、壁高欄の背面型枠も省略している。
- ・床版支間3mの場合の各部材寸法は以下の通りである。

鋼板(板厚 9mm)、横リブ(平鋼 100mm×16mm, 750 mm間隔)、頭付きスタッド(φ16mm×120mm, 250 mm間隔)

- ・下鋼板の防錆処理方法は、塗装・耐候性鋼材・溶融亜鉛メッキのいずれも可能である。

④工法の概要図

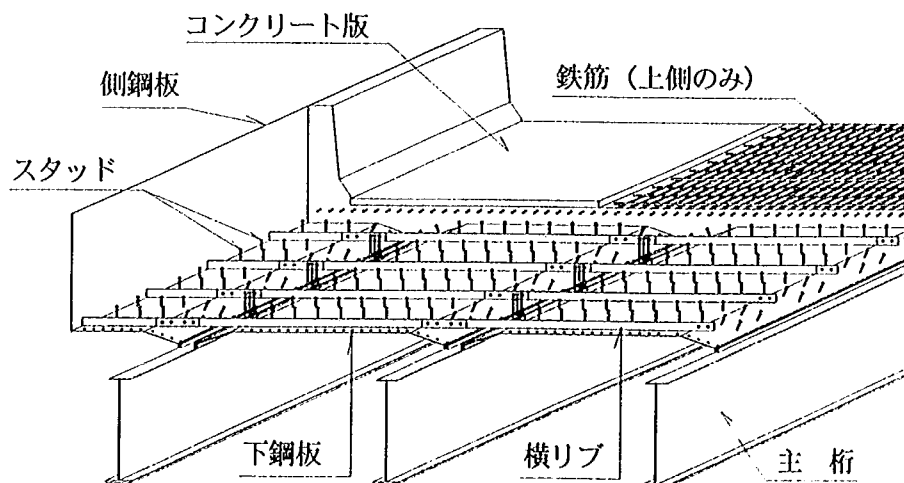


図-3.2.4.1 工法の概要図

2) 試験の着目点

①試験の着目点

SCデッキは独自の走行試験結果により、床版支間 3mの実物大の試験体において輪重 186kN(19tf)までの荷重に関する床版の挙動および疲労耐久性を確認している。このため、今回の試験では、輪重 186kN(19tf)を上回る荷重に関して、以下の項目について重点的に着目するものとする。

- ・各荷重載荷段階におけるたわみ・ひずみの進展を把握する。
- ・破壊時の荷重・走行回数および破壊形態を確認する。
- ・RC床版やPRC床版とのたわみの比較を行う。

②弱点と考えられる部分

SCデッキの既往の研究結果をふまえると、以下に示す部分が弱点になるものと考えられる。このため、これらの部分については、走行試験が完了したのち試験体の切断およびコンクリートのはつりを実施し、損傷度の確認を行うものとする。

- ・スタッドの溶植部
- ・下鋼板の高力ボルト継手部
- ・横リブ上縁からのひび割れ

3) 設計の概要

①準拠図書

- ・日本道路協会：道示・同解説、Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編、Ⅲコンクリート橋編
- ・土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物

②抵抗断面

- ・合成前死荷重（鋼重・コンクリート・鉄筋）に対しては下鋼板で抵抗するものとする。
- ・合成後死荷重（舗装・壁高欄・遮音壁）および活荷重に対しては下鋼板と鉄筋コンクリート版とが合成した断面で抵抗するものとする。

③設計曲げモーメント

- ・道示・Ⅱ鋼橋編に従う。（大型車の割増し係数考慮）

④応力計算

- ・合成前の構造系の応力計算は、下鋼板に作用する膜応力と横リブに作用する梁としての応力を重ねあわせて求める。
- ・合成後の構造系については、下鋼板を主鉄筋および配力筋とみなした単鉄筋の鉄筋コンクリート床版として応力を求める。ここで、ヤング係数比は $n=15$ とする。
- ・合成前の構造系の応力と合成後の構造系の応力を重ね合わせる。

⑤床版厚

- ・版の曲げ剛性が道路橋示方書により設計したRC床版（ $d=250\text{ mm}$ ）と同等となるように設定する。

⑥スタッドの設計

- ・鋼構造物設計指針 PART B に従う。

⑦設計応力度

- ・コンクリート : $-3.8\text{N/mm}^2 (-39\text{kgf/cm}^2) < 8.5\text{N/mm}^2 (85\text{kgf/cm}^2)$
- ・上側鉄筋 : $86.0\text{N/mm}^2 (877\text{kgf/cm}^2) < 140\text{N/mm}^2 (1,400\text{kgf/cm}^2)$
- ・下鋼板 : $57.6\text{N/mm}^2 (587\text{kgf/cm}^2) < 140\text{N/mm}^2 (1,400\text{kgf/cm}^2)$
- ・スタッド : $47.6\text{N/mm}^2 (485\text{kgf/cm}^2) < 50\text{N/mm}^2 (500\text{kgf/cm}^2)$

4) 施工の概要

①試験体の施工方法

試験体の施工は、実際のSCデッキの施工に条件を合わせるために、図-3.2.4.2のように主桁位置にH形鋼を配置し、H形鋼上で下鋼板を2辺支持する。その後、下鋼板の上に上側鉄筋を配筋しコンクリート打設する。試験体の施工状況を写真-3.2.4.1～3に示す。

②コンクリート打設時のたわみ

上記の方法で施工を行った結果、コンクリート打設時の下鋼板のたわみは図-3.2.4.3に示すように1.97mmであり、計算値2.10mmとほぼ一致した。

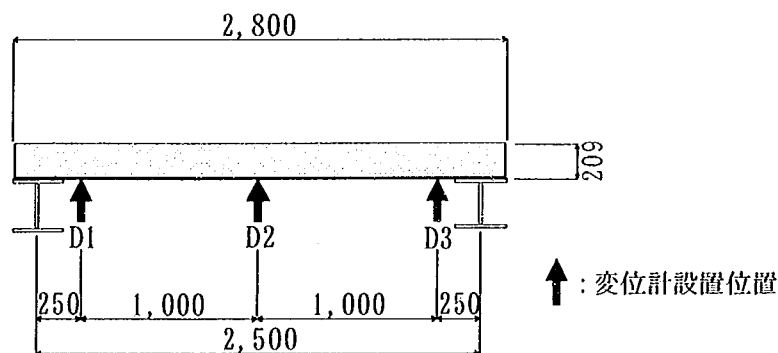


図-3.2.4.2 コンクリート打設時の支持方法 単位：mm

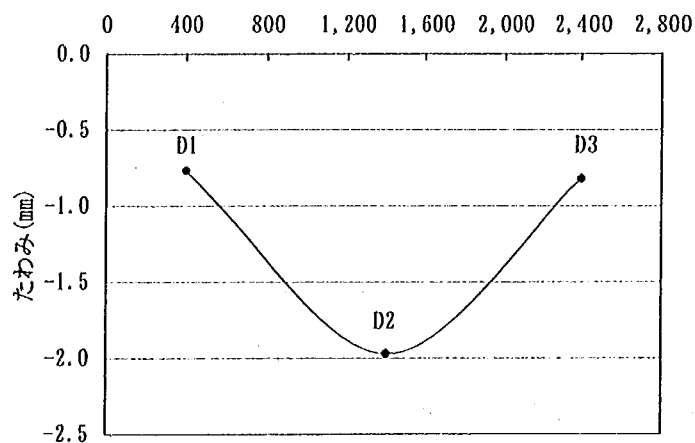


図-3.2.4.3 コンクリート打設時の下鋼板のたわみ

③コンクリート打設立会者氏名

- ・日時：平成10年3月24日（火）
- ・場所：川田建設（株） 那須工場（栃木県大田原市）
- ・立会者氏名（敬称略）：

建設省土木研究所	内田賢一
〃	廣松 新
〃	菅谷晃彦
（財）土木研究センター	山本親志
住友金属工業（株）	中川敏之
日本鋼管（株）	市川和臣
ショーボンド建設（株）	佐藤政勝
川田工業（株）	渡辺 滉
〃	街道 浩
川田建設（株）	鈴木淳一

④コンクリートの設計基準強度および配合

コンクリートの設計基準強度を以下に示す。また、配合設計条件および配合表はそれぞれ表－3.2.4.1、表－3.2.4.2 に示す通りである。

- ・ $\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2 (300\text{kgf/cm}^2)$
- ・ $\sigma_{ca} = 8.5\text{N/mm}^2 (85\text{kgf/cm}^2)$

表－3.2.4.1 配合設計条件

コンクリートの種類	呼 び 強 度	ス ラ ン プ	粗骨材の最大寸法による区分	セメントの種類による区分
普 通	$30\text{N/mm}^2 (300\text{kgf/cm}^2)$	120 mm (12 cm)	20 mm	N

表－3.2.4.2 配合表 単位： $\text{kN/m}^3 (\text{kgf/m}^3)$

セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	水セメント比	細骨材率	塩化物量
			5～20				
3.07 (313)	1.64 (167)	7.44 (758)	10.25 (1,045)	0.0307 (3.13) AE減水剤	53.5%	43.0%	0.0029 (0.30) 以下

⑤その他

実際のSCデッキの下鋼板は、主桁上において横リブのみ連続しており、鋼板は連続していない。このため、試験体にもこの構造を反映し、主桁上に相当する橋軸方向の支持辺上では、幅 300 mm の範囲にわたり鋼板と横リブを溶接せず、スタッドも溶植しない構造としている。

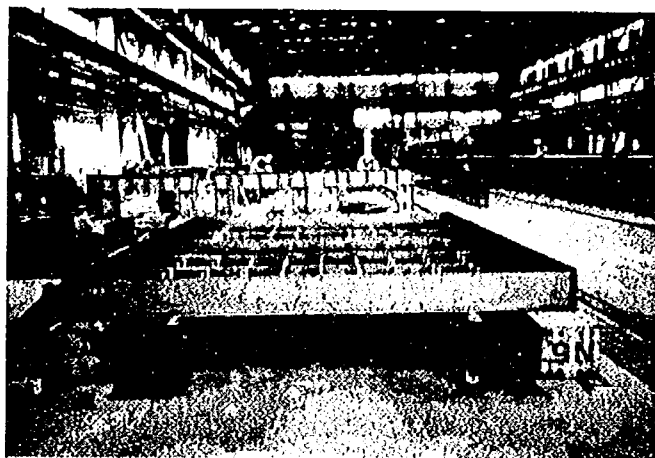


写真-3.2.4.1 下鋼板設置状況

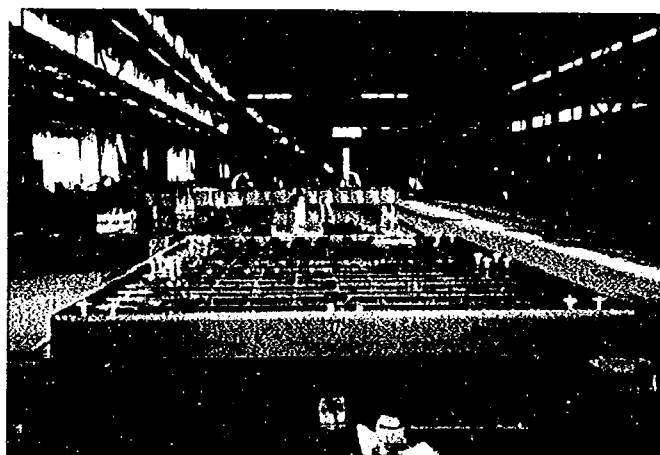


写真-3.2.4.2 上側鉄筋配筋状況

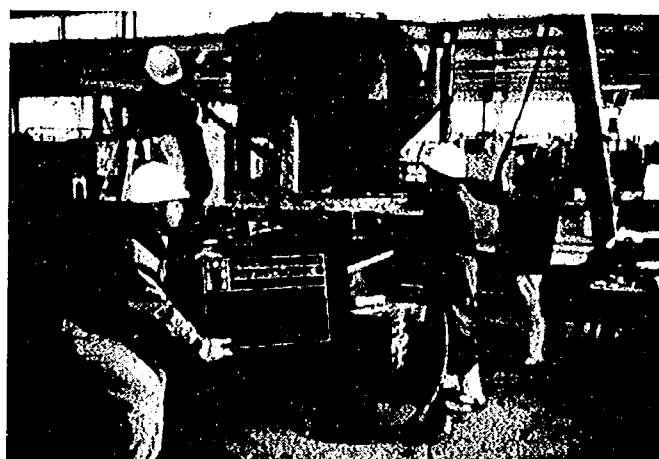


写真-3.2.4.3 コンクリート打設状況

5) 計測

試験体の詳細図および計測位置図をそれぞれ図-3.2.4.4、図-3.2.4.5 に示す。計測項目は以下に示す通りである。

①床版のたわみ

床版のたわみについては橋軸方向および橋軸直角方向の分布を評価するために、図-3.2.4.5 に示すように十字に変位計を配置する。変位計の間隔は 500 mm を基調とする。

②下鋼板のひずみ

下鋼板のひずみについても床版のたわみと同様に、図-3.2.4.5 に示すように十字にひずみゲージを貼付する。ひずみゲージは 3 軸の 5 mm ゲージとし、間隔は 500 mm を基調とする。ひずみゲージ番号の添え字 L・D・T はそれぞれ橋軸方向・45° 方向・橋軸直角方向を示す。なお、ひずみの分布を確認するために十字部のほかに L-1-2、L-2-2、L-3-2 を貼付する。

③鉄筋ひずみ

鉄筋のひずみについても床版のたわみと同様に、図-3.2.4.5 に示すように十字にひずみゲージを貼付する。ひずみゲージは 1 軸の 5 mm ゲージとし、リブを切削した異形鉄筋の側面に貼付する。ひずみゲージの間隔は 500 mm を基調とする。

④継手部の開閉量

継手部の開閉量を計測するために、床版支間中央に π ゲージ $\pi 3$ を設置する。なお、開閉量の分布を評価するために π ゲージ $\pi 1$ 、 $\pi 2$ もあわせて設置する。

⑤動的計測項目

上記の測定項目のうち主要点である D-1、D-4、D-7、 $\pi 3$ 、L-3-3L・T、U-4-3L1、U-4-3T1 については動的な計測を行う。その他については静的な計測を行う。

6) 想定される破壊形態

①スタッドの破断

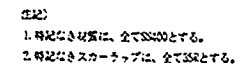
- ・コンクリートと下鋼板との付着が切れ、両者の挙動にずれが生ずる。
- ・スタッド基部の曲げ応力が増加し、スタッド溶植部が破断する。
- ・コンクリートと下鋼板とが分離し、床版剛性の低下にともない床版のたわみが増加し破壊に至る。

②下鋼板継手部の損傷

- ・下鋼板継手部の摩擦接合ボルトが滑り、継手部の開閉量が増加する。
- ・継手部において角折れが発生し、床版のたわみが増加し破壊に至る。

③横リブ上縁からのひび割れの発生

- ・横リブ上縁から上方に向かってひび割れが発生し、ひび割れが床版上面にまで貫通する。
- ・床版の異方性が高くなり、床版剛性の低下にともない床版のたわみが増加し破壊に至る。



図一3.2.4.4 試験体詳細図 単位:mm

圖—3.2.4.5 計測位置圖 單位：mm

(2) 試験結果

1) 材料試験結果

①コンクリート材料特性

コンクリートの製品同一養生供試体および標準養生供試体の圧縮強度試験結果をそれぞれ表-3.2.4.3、表-3.2.4.4 に示す。また、標準養生供試体の引張強度試験結果を表-3.2.4.5 に示す。製品同一養生供試体の圧縮強度試験結果の平均値は呼び強度の 1.28 倍となっているが、これは試験実施日が走行試験開始時の材齢 52 日であることから、呼び強度の基準となる材齢 28 日の試験強度を上回ったものと考えられる。このため、走行試験の試験体の耐荷力は計画値に比較し高めの傾向にあるものと予想されるが、SCデッキの破壊は独自の走行試験結果からスタッドの疲労破断が原因であると判断できることから、コンクリートの圧縮強度が試験体の耐久性に及ぼす影響は比較的小さいものと考えられる。

なお、床版のたわみに影響する静弾性係数については、製品同一養生供試体と道示に規定されている設計基準強度が $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ (300 kg f/cm^2) の場合の静弾性係数 $2.7 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ($2.8 \times 10^5 \text{ kg f/cm}^2$) との差が 5.0% であることから、走行試験の試験体に用いたコンクリートと道示の規定との差は比較的小さい。

表-3.2.4.3 コンクリートの圧縮強度試験結果：製品同一養生供試体

番 号	直 径 mm	断面積 $\text{mm}^2(\text{cm}^2)$	最大荷重 kN(lf)	圧縮強度 N/mm^2 (kg f/cm^2)	静弾性係数 $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ($\times 10^5 \text{ kg f/cm}^2$)	ポアソン比
SC-7	99.73	7,811(78.11)	297.8(30.37)	38.2(389)	2.95(3.01)	0.210
-8	99.65	7,799(77.99)	285.8(29.14)	36.7(374)	2.75(2.80)	0.208
-9	99.68	7,803(78.03)	295.4(30.12)	37.9(386)	2.95(3.01)	0.180
平均値	—	—	—	37.6(383)	2.88(2.94)	0.199

表-3.2.4.4 コンクリートの圧縮強度試験結果：標準養生供試体

番 号	直 径 mm	断面積 $\text{mm}^2(\text{cm}^2)$	最大荷重 kN(lf)	圧縮強度 N/mm^2 (kg f/cm^2)	静弾性係数 $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ($\times 10^5 \text{ kg f/cm}^2$)	ポアソン比
SC-1	99.68	7,804(78.04)	348.5(35.54)	44.6(455)	3.19(3.25)	0.194
-2	99.73	7,812(78.12)	349.5(35.64)	44.7(456)	3.03(3.09)	0.162
-3	99.68	7,804(78.04)	347.4(35.42)	44.5(454)	3.15(3.21)	0.180
平均値	—	—	—	44.6(455)	3.12(3.18)	0.179

表-3.2.4.5 コンクリートの引張強度試験結果：標準養生供試体

番 号	直 径 mm	長 さ mm	最大荷重 kN(lf)	引張強度 N/mm^2 (kg f/cm^2)	備 考
SC-4	99.65	200.28	114.4(11.67)	3.65(37.2)	
-5	99.65	197.90	111.3(11.35)	3.60(36.7)	
-6	99.68	199.90	118.2(12.05)	3.80(38.7)	
平均値	—	—	—	3.68(37.5)	

②鋼材の材料特性

鉄筋(SD345)および鋼板(SS400)の引張強度試験結果をそれぞれ表-3.2.4.6、表-3.2.4.7に示す。鉄筋については、公称降伏点応力 $345 \sim 440 \text{ N/mm}^2$ ($3,500 \sim 4,500 \text{ kg f/cm}^2$)、公称引張強さ 490 N/mm^2 以上 ($5,000 \text{ kg f/cm}^2$ 以上) を満足している。また、鋼板については、公称降伏点応力が 245 N/mm^2 以上 ($2,500 \text{ kg f/cm}^2$ 以上)、公称引張強さが $400 \sim 510 \text{ N/mm}^2$ ($4,050 \sim 5,200 \text{ kg f/cm}^2$) を満足している。

表-3.2.4.6 鉄筋の引張強度試験結果

	降伏荷重	最大荷重	降伏点 応 力	引張強さ	標点距離		伸び	公称面積	鋼種 材質
	kN(tf)	kN(tf)	N/mm^2 (kg f/cm^2)	N/mm^2 (kg f/cm^2)	試験前 (mm)	試験後 (mm)	%	$\text{mm}^2(\text{cm}^2)$	-
D16-1	79.5(8.10)	118.1(12.04)	400.0(4,079)	594.5(6,062)	128.35	155.00	20.8	198.6 (1.986)	D16 SD345
-2	80.6(8.22)	118.8(12.11)	405.9(4,139)	598.0(6,098)	128.25	152.65	19.0		
-3	78.5(8.00)	117.9(12.02)	395.0(4,028)	593.5(6,052)	128.50	151.85	18.2		
平均値	—	—	400.3(4,082)	595.4(6,071)	—	—	19.3	—	—
D19-1	102.0(10.40)	162.2(16.54)	356.0(3,630)	566.2(5,773)	152.30	183.60	20.6	286.5 (2.865)	D19 SD345
-2	101.0(10.30)	160.6(16.38)	352.6(3,595)	560.7(5,717)	152.15	183.80	20.8		
-3	100.0(10.20)	160.5(16.37)	349.1(3,560)	560.4(5,714)	152.35	183.60	20.5		
平均値	—	—	352.6(3,595)	562.4(5,735)	—	—	20.6	—	—

表-3.2.4.7 鋼板の引張強度試験結果

	降伏荷重	最大荷重	降伏点 応 力	引張強さ	標点距離		伸び	平 均 断面積	鋼種 材質
	kN(tf)	kN(tf)	N/mm^2 (kg f/cm^2)	N/mm^2 (kg f/cm^2)	試験前 (mm)	試験後 (mm)	%	$\text{mm}^2(\text{cm}^2)$	-
SP9-1	99.64(10.16)	152.9(15.59)	277.9(2,834)	426.5(4,349)	200.24	260.11	29.90	35,850(358.5)	PL t=9 SS400
-2	99.44(10.14)	152.0(15.50)	279.1(2,846)	426.6(4,350)	199.81	262.02	31.13	35,630(356.3)	
-3	103.4(10.54)	158.8(16.19)	287.6(2,933)	441.9(4,506)	200.13	263.04	31.43	35,930(359.3)	
平均値	—	—	281.6(2,871)	431.6(4,401)	—	—	30.82	—	—
SD9-1	107.1(10.92)	161.1(16.43)	303.5(3,095)	456.7(4,657)	199.71	253.44	26.90	35,280(352.8)	PL t=9 SS400
-2	104.1(10.61)	156.1(15.92)	299.1(3,050)	448.8(4,576)	199.94	258.03	29.05	34,790(347.9)	
-3	102.4(10.44)	156.1(15.92)	293.1(2,989)	447.0(4,558)	199.79	260.51	30.40	34,930(349.3)	
平均値	—	—	298.5(3,044)	450.8(4,597)	—	—	28.78	—	—
SL15-1	180.9(18.45)	275.6(28.10)	291.9(2,976)	444.5(4,532)	200.07	261.08	30.49	62,000(620.0)	FB t=16 SS400
-2	186.8(19.05)	274.6(28.00)	300.7(3,066)	442.0(4,507)	199.90	265.30	32.72	62,130(621.3)	
-3	182.9(18.65)	276.1(28.15)	294.3(3,001)	444.3(4,530)	199.72	260.44	30.40	62,140(621.4)	
平均値	—	—	295.6(3,014)	443.6(4,523)	—	—	31.20	—	—

2) 破壊時走行回数

SCデッキは、走行試験において荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回に至るまで、たわみやひずみの急激な変化をおこさなかった。図-3.2.4.6 に示す走行回数と載荷荷重の関係図に、SCデッキ、RC8 供試体、PRC50 供試体の最終載荷荷重を記入した。RC8 供試体は荷重 274kN(28tf)・走行回数 25.6 万回で破壊し、PRC50 供試体は荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回に至るまで破壊していない。なお、SCデッキの試験体には、過失により走行試験開始前において 392kN(40tf)の静的荷重を一度載荷した履歴があることを付記する。

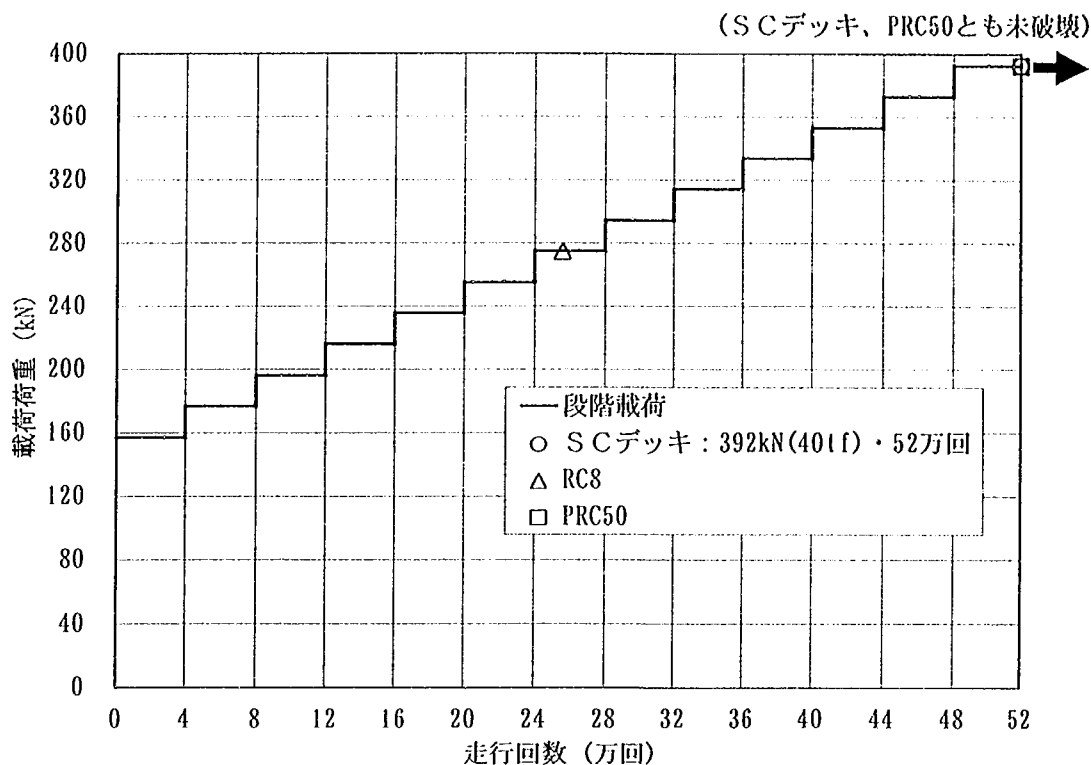


図-3.2.4.6 走行回数と載荷荷重の関係図

3) 破壊形態

SCデッキは走行試験によって破壊には至らなかったため、走行試験完了時の床版上面のひび割れ状況を図-3.2.4.7 に、切断面のひび割れ状況を図-3.2.4.8 および写真-3.2.4.4~6 に示す。また、弱点と考えられる部分の走行試験完了後の状況を確認するためにコンクリートの除去を行った結果を写真-3.2.4.7~9 に示す。

①コンクリート上面のひび割れ状況

- ・コンクリート上面のひび割れ状況を図-3.2.4.7 に示す。コンクリート上面のひび割れは比較的少なく、試験体中央部のほぼ橋軸直角方向に 3~4 箇所、橋軸方向の床版端部のほぼ橋軸直角方向に 20 箇所程度、吊り金具周辺 7~8 箇所発生している。

②床版切断面のひび割れ状況

- ・床版切断面のひび割れ状況を図-3.2.4.8 に示す。橋軸方向の切断面 A-A に関しては、横リブの頂部からひび割れが発生し緩やかな傾きで側方向に向かいアーチ状に進展している。場所によっては、ひび割

れがおたがいに連続しているところもある。これらのひび割れは、床版上面に貫通していないことから、破壊の原因になる有害なひび割れではないと判断できる。

- ・橋軸直角方向の切断面B-B、C-Cに関しては、断面中央付近にひび割れが集中しているが、RC床版の押し抜きせん断破壊時に認められるようなひび割れに比較して傾きが大きく、ひび割れの分布幅も狭いことが特徴である。
- ・床版上面のひび割れと切断面のひび割れを比較すると、両者に連続性はなく横リブの頂部から発生したひび割れと床版上面のひび割れは独立したものであると判断できる。
- ・橋軸方向の切断面A-Aの状況を写真-3.2.4.4に、橋軸直角方向の切断面B-BおよびC-Cの状況をそれぞれ写真-3.2.4.5、6に示す。なお、これらの写真においてはひび割れに着色を施している。

③コンクリート撤去状況

- ・試験体中央の輪荷重走行位置の直下のコンクリートを除去した状況を写真-3.2.4.7に示す。スタッドおよび横リブの変形や溶接部の損傷は認められない。
- ・試験体中央の橋軸直角方向のコンクリートを除去した状況を写真-3.2.4.8に示す。橋軸直角方向に並ぶスタッドの変形や溶接部の損傷は認められない。
- ・下鋼板添接位置の輪荷重走行位置直下のコンクリートを除去した状況を写真-3.2.4.9に示す。高力ボルトや添接板が移動した形跡が認められず、添接位置前後の横リブの変形や溶接部の損傷も認められない。
- ・なお、各切断面においてコンクリートと鋼板のはだすきは認められなかった。

④床版厚実測結果

- ・SCデッキのコンクリート版厚の実測結果を表-3.2.4.8に示す。ひび割れなどの影響が少なく測定が可能であった箇所のコンクリート版厚は197~204mmである。計画値の200mmとの差は-1.5~2.0%であり、設計計算におけるコンクリートおよび下鋼板の断面係数に与える影響はそれぞれ-2.6~3.6%および-1.7~2.3%と比較的小さい。

表-3.2.4.8 コンクリート版厚の実測値 mm

A-A断面南側

0	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	16'	17'	18'	19'	20'	21'	22'
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	200	-	200	198	197

A-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
200	202	-	-	202	204	-	-	-	-	-	200	200	-	-	-	-	-	-	-	-	-

B-B断面西側

B-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'
203	201	200	199	200	199	197	197	198	200	201	-	-	-	-	-	-	-	199	198	199	-	-	-	-	201	201	-	-

C-C断面西側

C-C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'
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

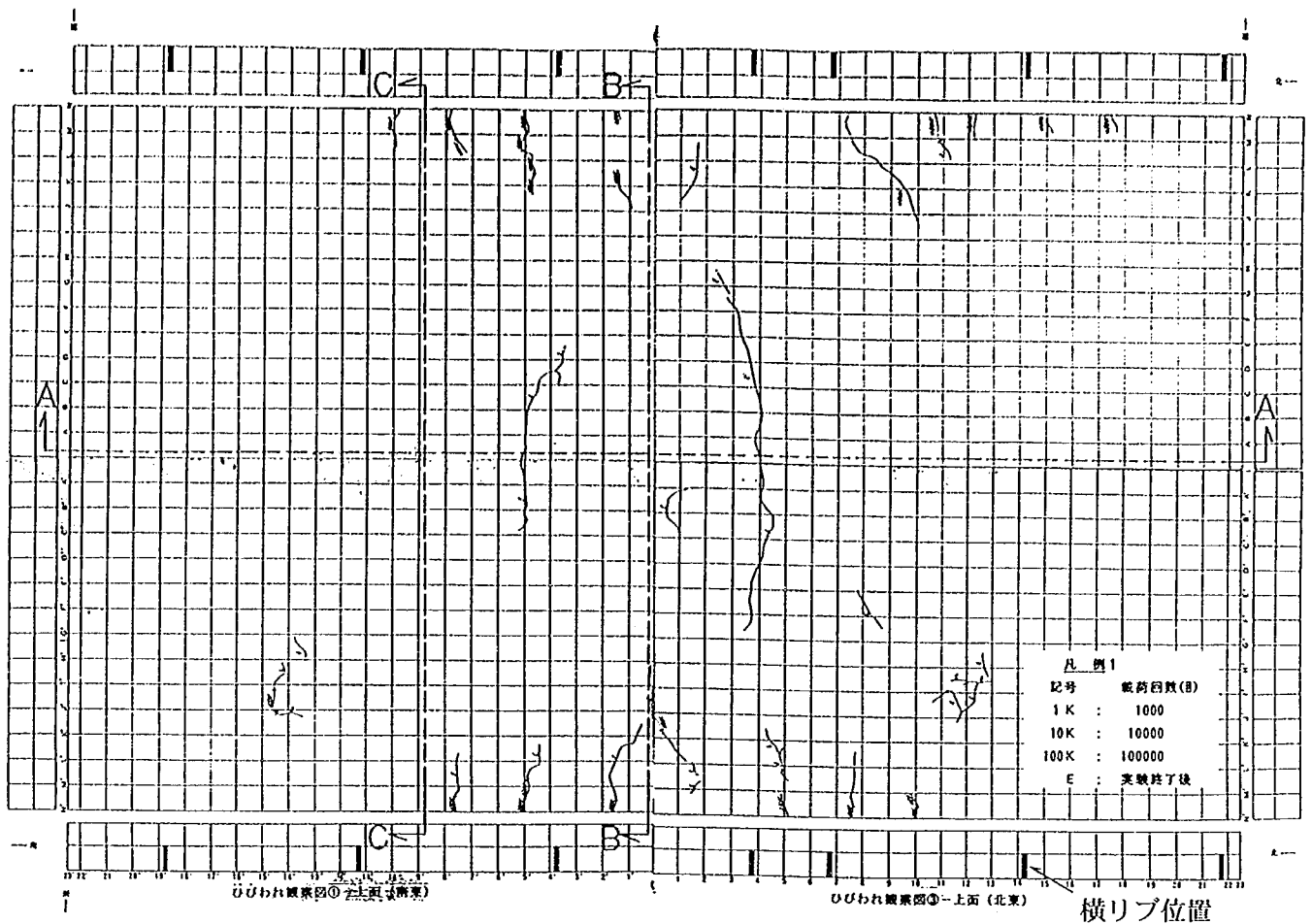


図-3.2.4.7 床版上面のひび割れ観察図

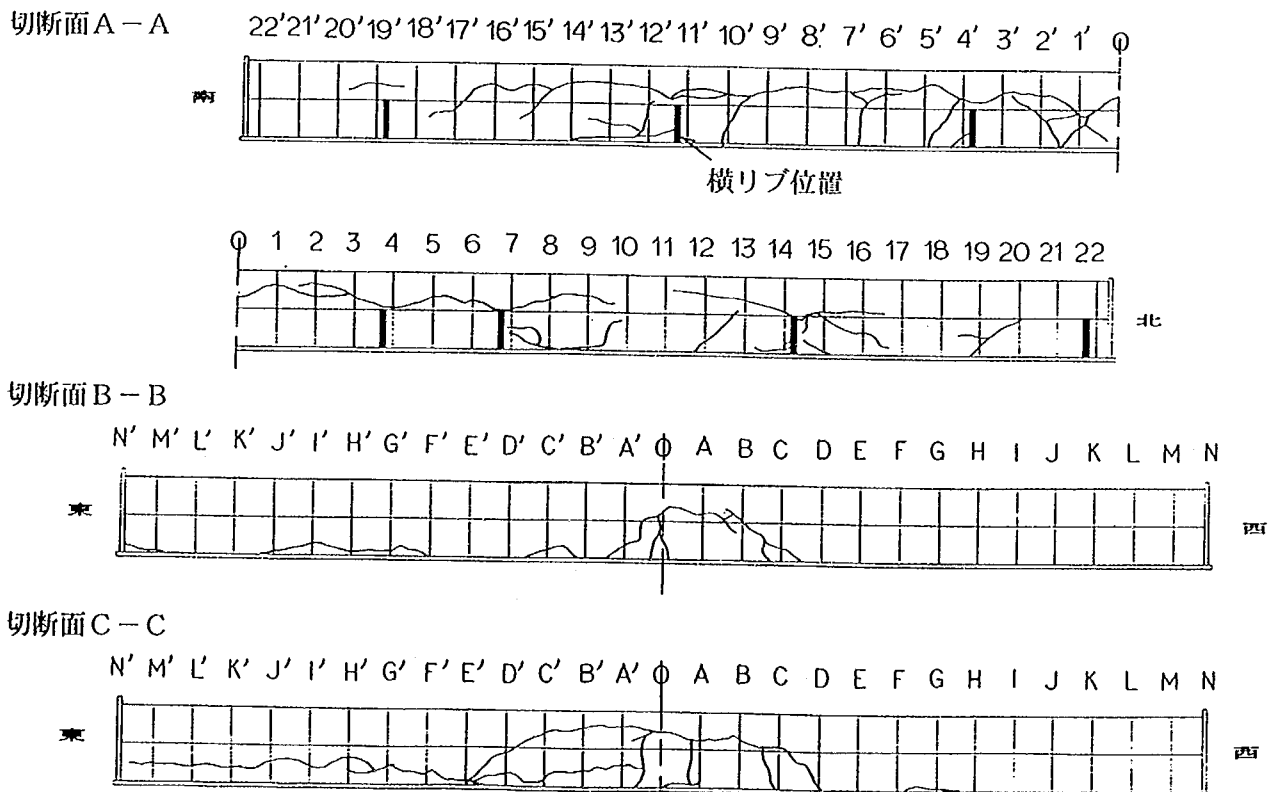


図-3.2.4.8 床版切断面のひび割れ観察図

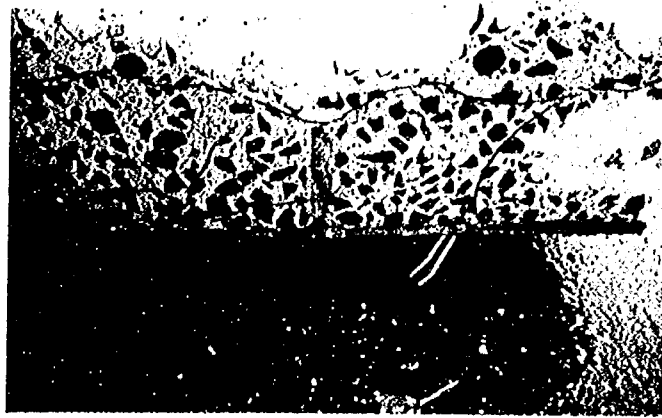


写真-3.2.4.4 橋軸方向の切断面A-Aのひび割れ状況：ひび割れは着色済み

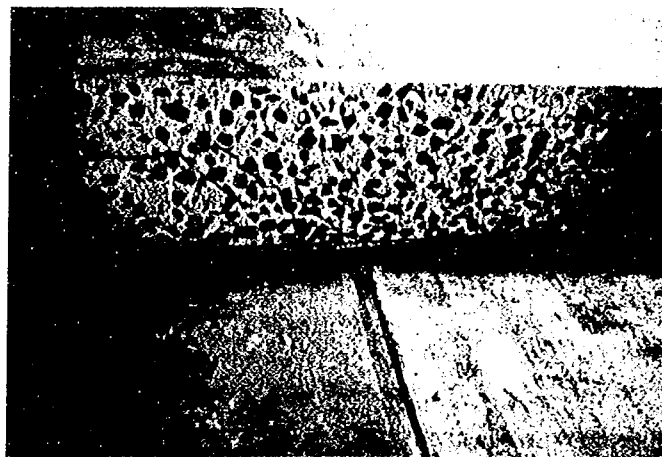


写真-3.2.4.5 橋軸直角方向の切断面B-Bのひび割れ状況：ひび割れは着色済み

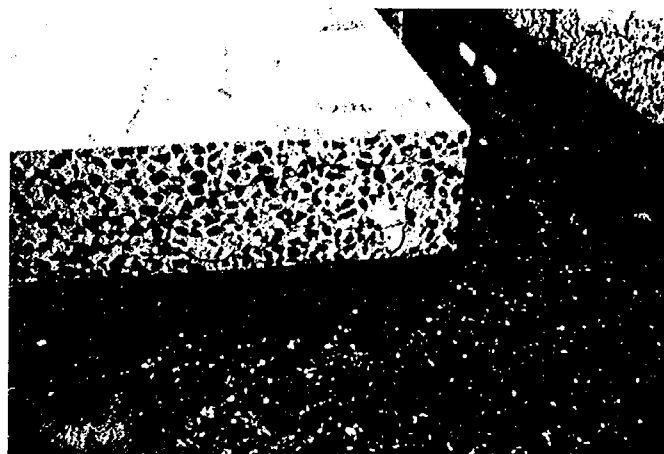


写真-3.2.4.6 橋軸直角方向の切断面C-Cのひび割れ状況：ひび割れは着色済み

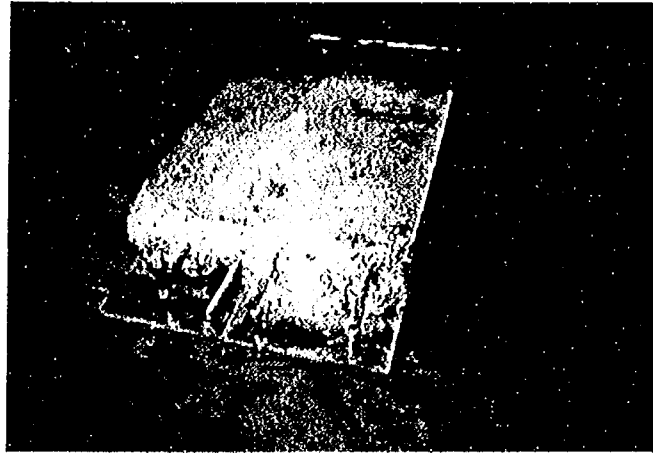


写真-3.2.4.7 コンクリート除去状況：試験体中央の輪荷重走行位置直下

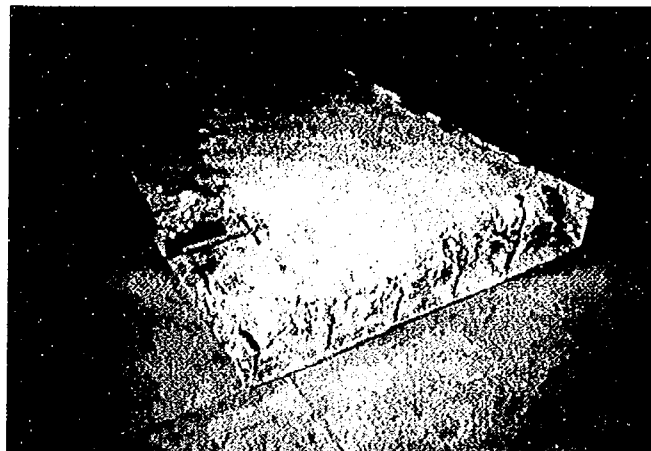


写真-3.2.4.8 コンクリート除去状況：試験体中央の橋軸直角方向

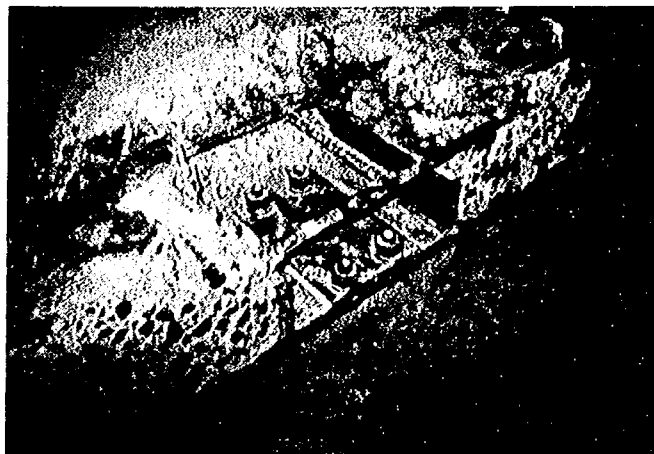
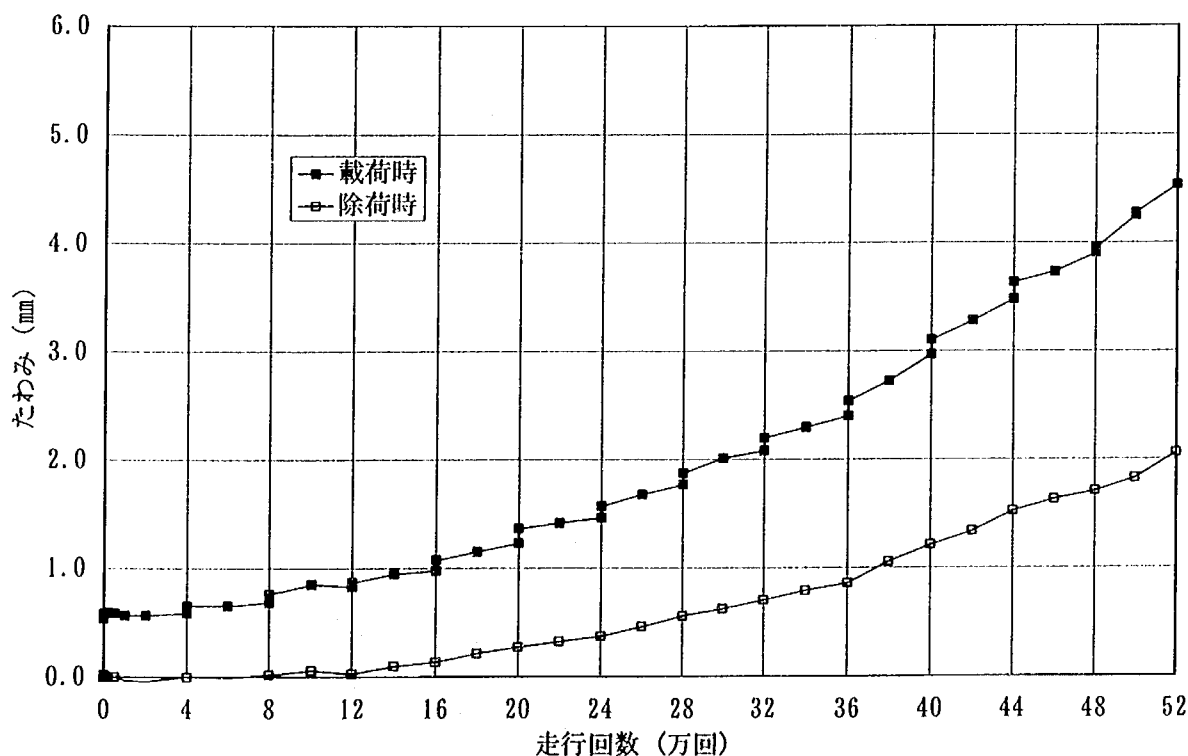


写真-3.2.4.9 コンクリート除去状況：下鋼板添接位置の輪荷重走行位置直下

4) 試験体たわみ－走行回数関係

- ・試験体中央(D-4)のたわみ－走行回数の静的測定結果を図－3.2.4.9に示す。たわみは荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回に至るまで急激な変化が認められず、最大たわみは 4.5 mmである。
- ・図－3.2.4.10 に示す静的測定結果から求めた弾性たわみにも急激な変化が認められず、最大弾性たわみは 2.5 mmである。同図中に併記した輪荷重 98kN(10tf)に換算した弾性たわみは、走行開始から荷重 176kN(18tf)・走行回数 8 万回まではほぼ一定であるが、徐々に換算弾性たわみは増加し、荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回では走行開始時の換算弾性たわみの 1.8 倍程度になる。
- ・試験体中央(D-4)のたわみ－走行回数の動的測定結果を図－3.2.4.11 に示すが、静的測定結果と同様に荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回に至るまで急激な変化が認められない。最大たわみは 5.1 mmであり、静的測定結果の 1.1 倍である。
- ・S Cデッキ、RC8 供試体、PRC50 供試体のたわみ－走行回数関係の静的測定結果を図－3.2.4.12 に併記する。S Cデッキと RC8 供試体とを比較すると、RC8 供試体のたわみが大きく変化する荷重 255kN(26tf)・走行回数 24 万回以前においてS CデッキのたわみはRC8 供試体の 30%程度である。また、S Cデッキと PRC50 供試体とを比較すると、荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回におけるS CデッキのたわみはPRC50 供試体の 70%程度である。



図－3.2.4.9 試験体中央変位計 D-4：静的たわみ

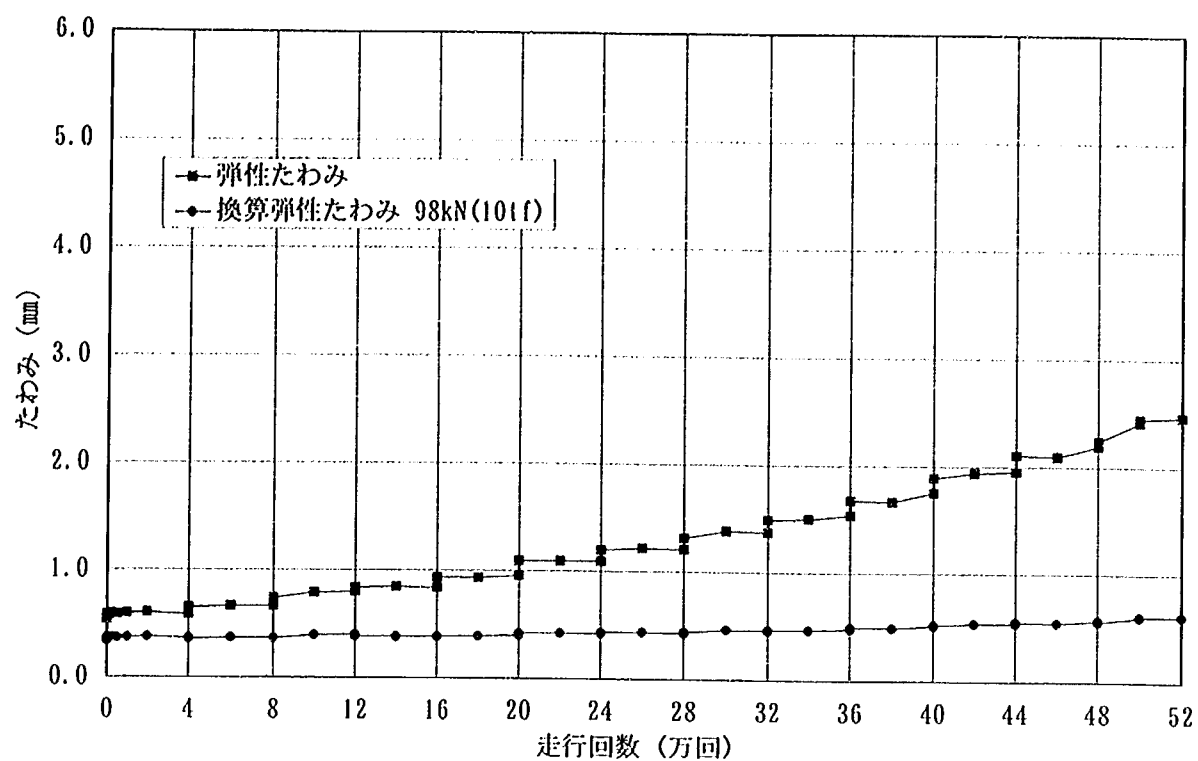


図-3.2.4.10 試験体中央変位計 D-4 : 静的弾性たわみ

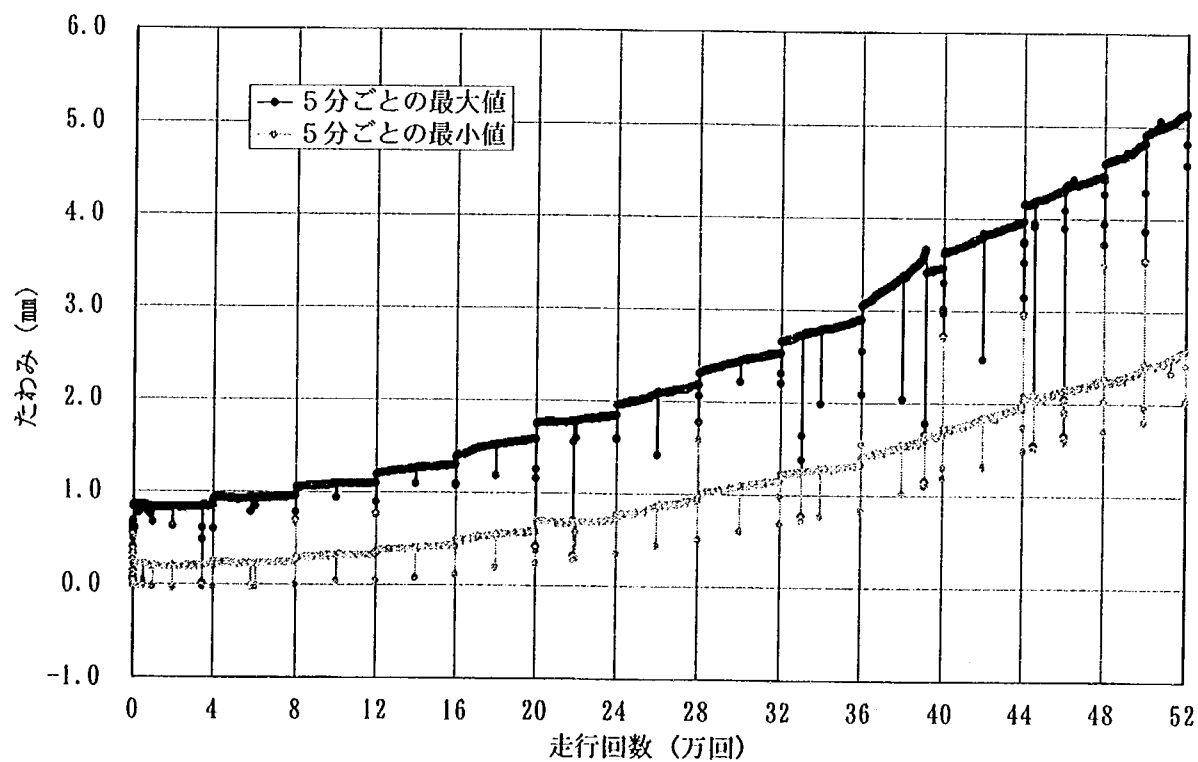


図-3.2.4.11 試験体中央変位計 D-4 : 動的たわみ

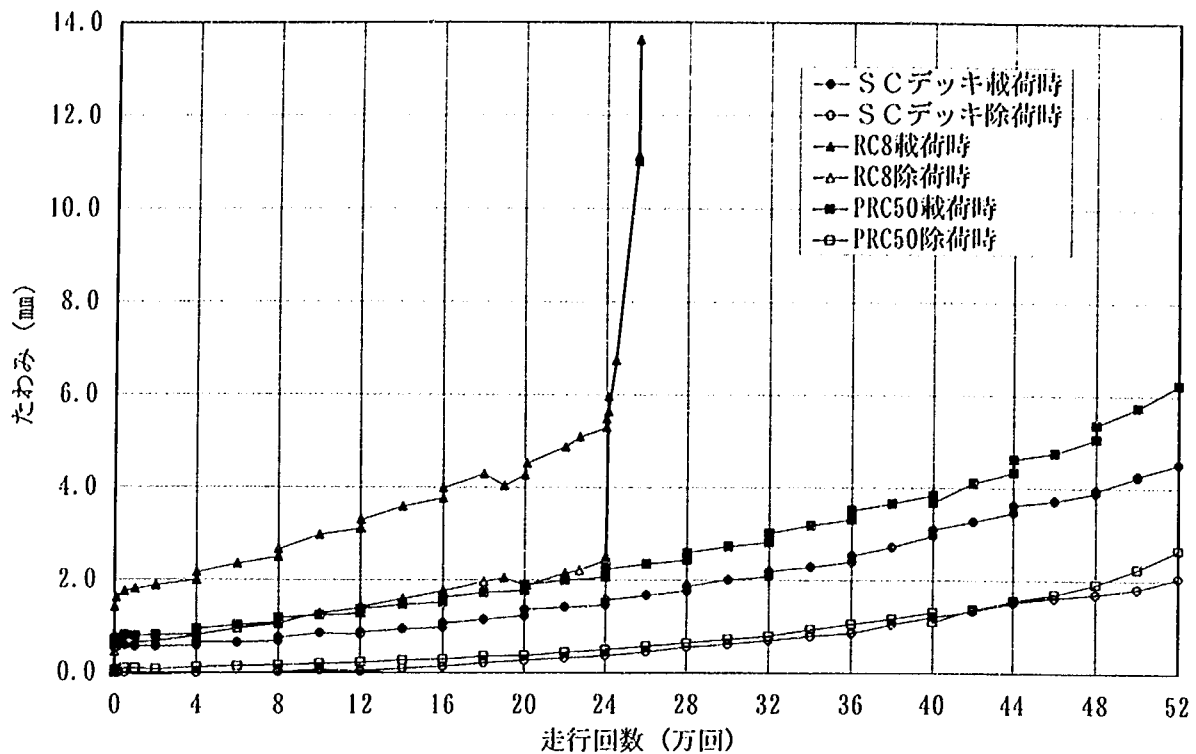


図-3.2.4.12 他形式床版とのたわみの比較

5) 試験体ひずみ-走行回数関係

①下鋼板のひずみ

- 試験体中央の下鋼板下面の橋軸直角方向(L-4-3T)および橋軸方向(L-4-3L)のひずみ-走行回数の静的測定結果を図-3.2.4.13、図-3.2.4.14に示す。静的測定による弾性ひずみの最大値は橋軸直角方向で 312μ 、橋軸方向で 149μ である。両図とも荷重 $372\text{kN}(38\text{tf})$ ・走行回数 48 万回までは大きなひずみの変化は認められないが、荷重 $392\text{kN}(40\text{tf})$ ・走行回数 48~52 万回ではひずみが乱れている。
- L-4-3 に隣接するひずみゲージの橋軸直角方向(L-3-3T)および橋軸方向(L-3-3L)のひずみ-走行回数の動的測定結果を図-3.2.4.15、図-3.2.4.16に示す。動的測定による弾性ひずみの最大値は、橋軸直角方向で 386μ 、橋軸方向で 247μ であり、それぞれ静的測定の 1.2 倍、1.7 倍である。両図の傾向は静的測定結果に類似しており、荷重 $392\text{kN}(40\text{tf})$ ・走行回数 48~52 万回でのひずみに乱れが認められる。
- なお、図-3.2.4.14 および図-3.2.4.16 において、下鋼板下面の橋軸方向のひずみの値がそれぞれ除荷時、最小値に関して圧縮ひずみである負の値を示している。下鋼板下面に圧縮ひずみが作用する原因は、コンクリートの乾燥収縮を下鋼板上面に橋軸直角方向に配置した横リブが拘束することによるものと考えられる。しかしながら、コンクリートのクリープにより材齢とともにこの圧縮ひずみは緩和されるものである。

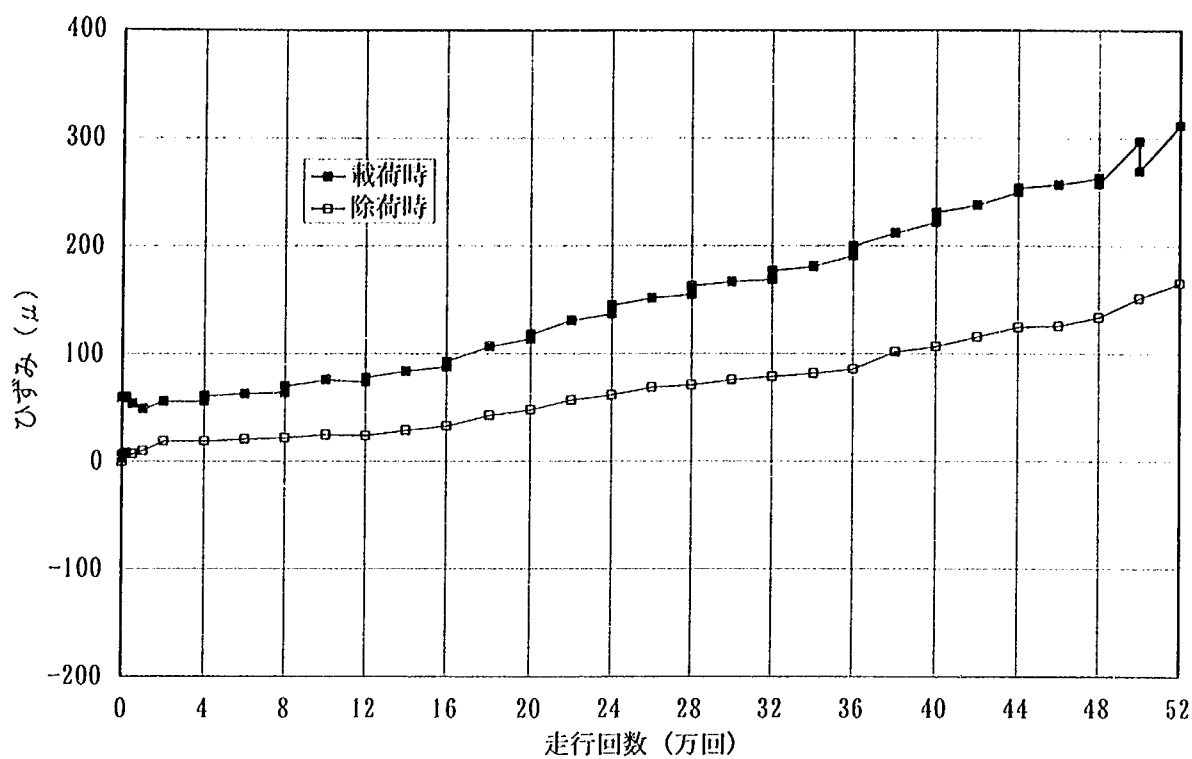


図-3.2.4.13 試験体中央下鋼板下面ひずみゲージL-4-3T：静的ひずみ（橋軸直角方向）

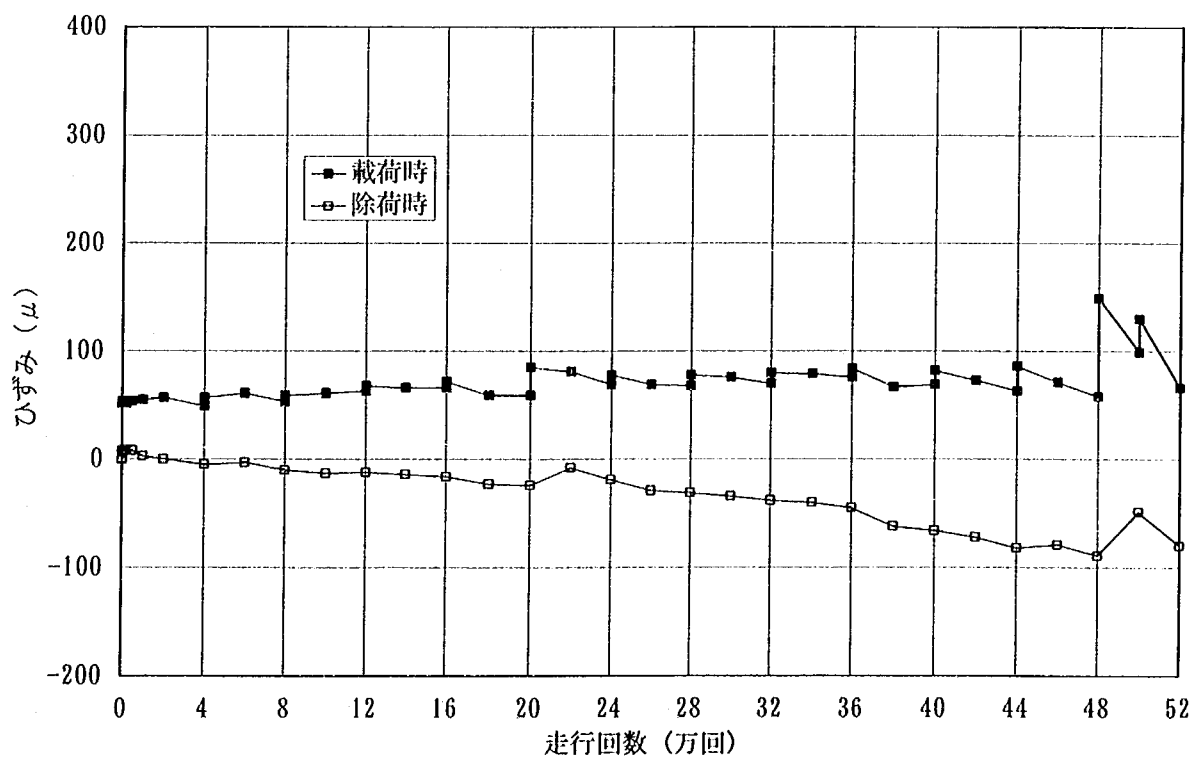


図-3.2.4.14 試験体中央下鋼板下面ひずみゲージL-4-3L：静的ひずみ（橋軸方向）

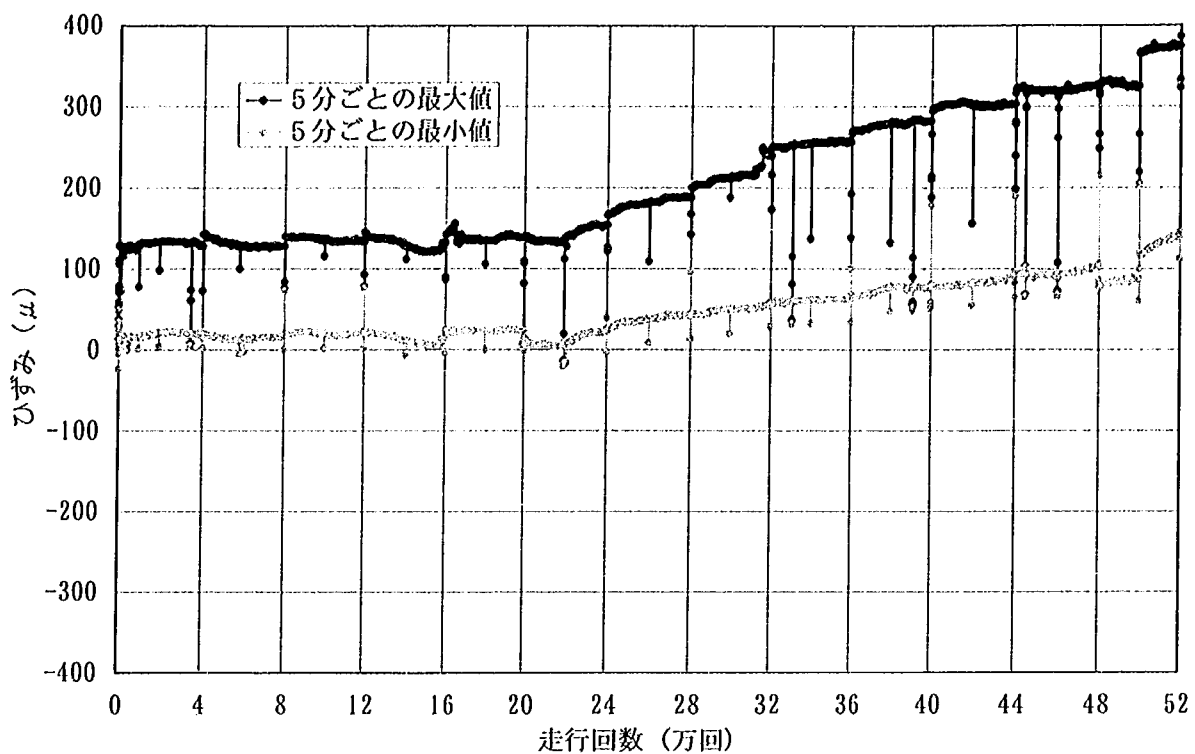


図-3.2.4.15 下鋼板下面ひずみゲージL-3-3T：動的ひずみ（橋軸直角方向）

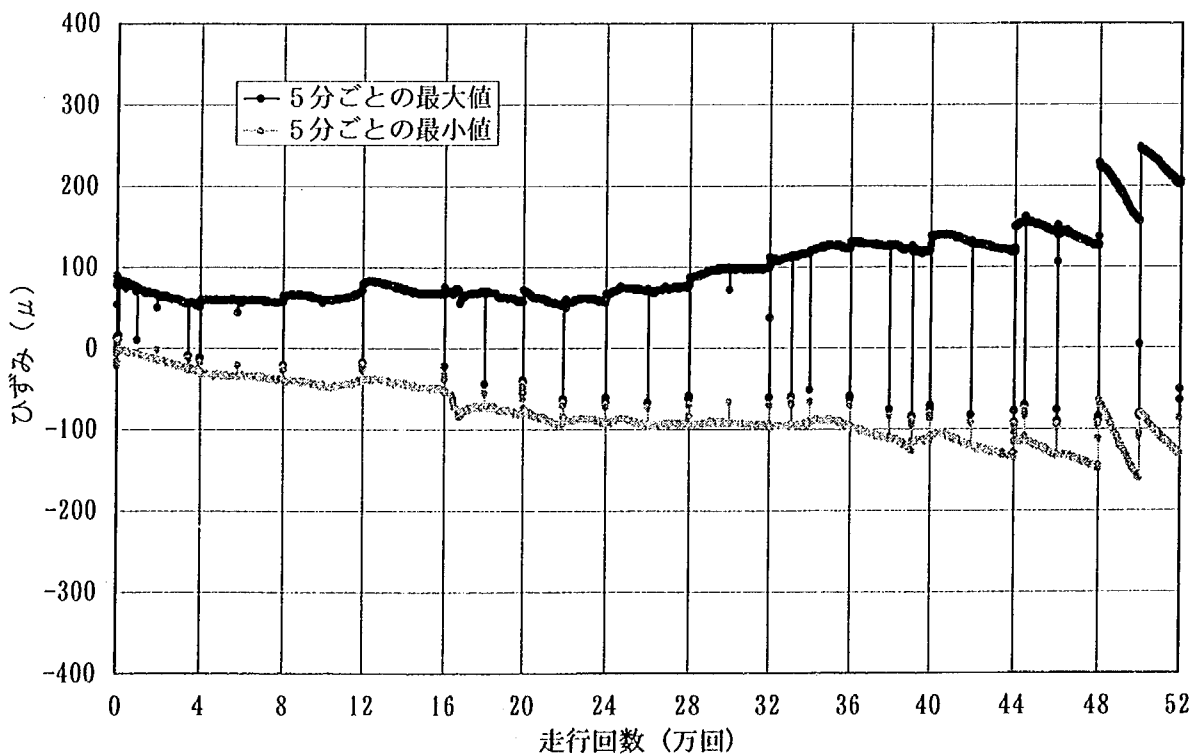
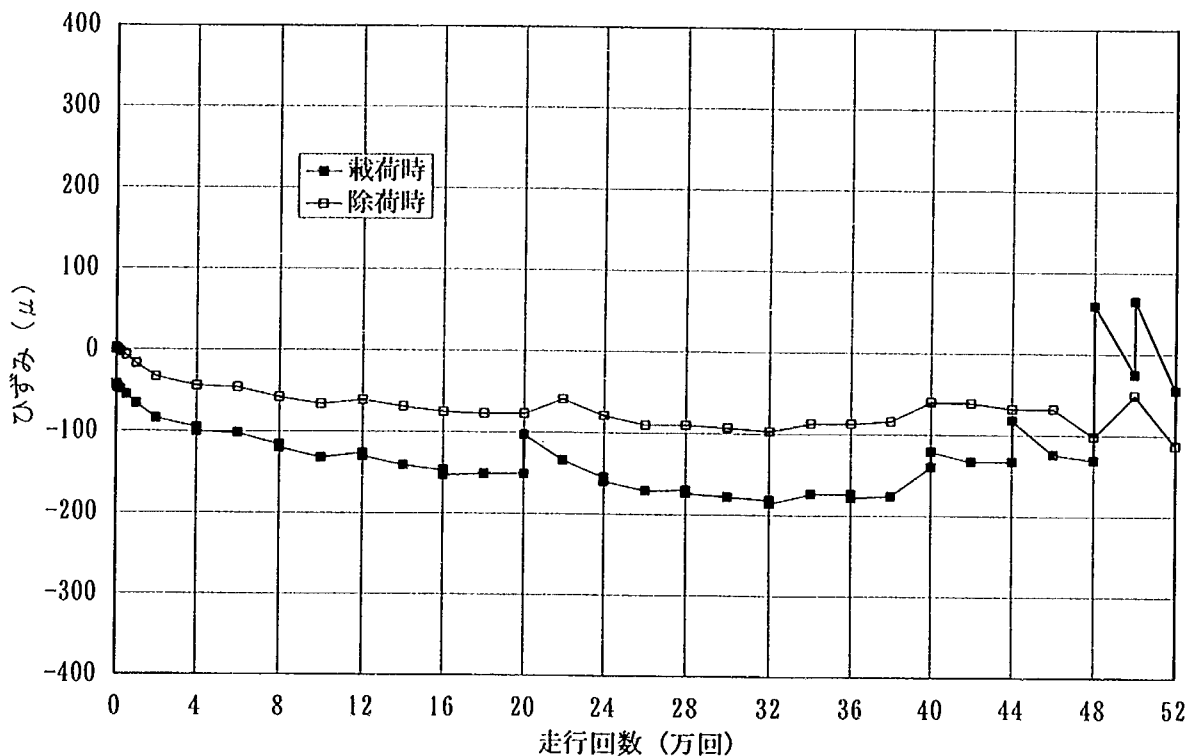


図-3.2.4.16 下鋼板下面ひずみゲージL-3-3L：動的ひずみ（橋軸方向）

②鉄筋のひずみ

- ・試験体中央の主鉄筋(U-4-3T2)および配力筋(U-4-3L2)の側面のひずみ－走行回数の静的測定結果を、それぞれ図－3.2.4.17、図－3.2.4.18に示す。静的測定による弾性ひずみの最小値は橋軸直角方向で -186μ 、橋軸方向で -287μ である。両図とも荷重 392kN(40tf)・走行回数 48～52 万回でのひずみに乱れが認められる。
- ・U-4-3T2、U-4-3L2 の鉄筋をはさんで反対側のひずみゲージの橋軸直角方向(U-4-3T1)および橋軸方向(U-4-3L1)のひずみ－走行回数の動的測定結果を図－3.2.4.19、図－3.2.4.20に示す。動的測定による弾性ひずみの最小値は、橋軸直角方向で -298μ 、橋軸方向で -295μ であり、それぞれ静的測定の 1.6 倍、1.0 倍である。両図の傾向は静的測定結果に類似しており、荷重 392kN(40tf)・走行回数 48～52 万回でのひずみに乱れが認められる。



図－3.2.4.17 試験体中央主鉄筋ひずみゲージU-4-3T2：静的ひずみ（橋軸直角方向）

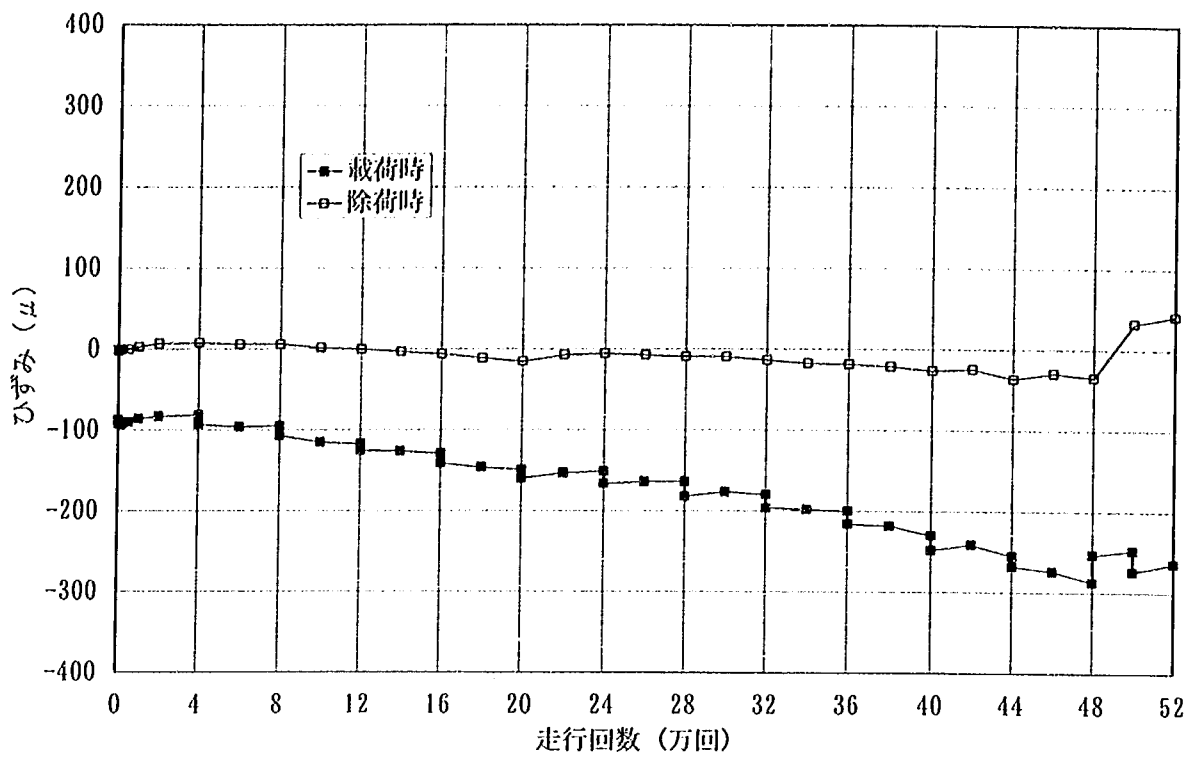


図-3.2.4.18 試験体中央配力筋ひずみゲージU-4-3L2：静的ひずみ（橋軸方向）

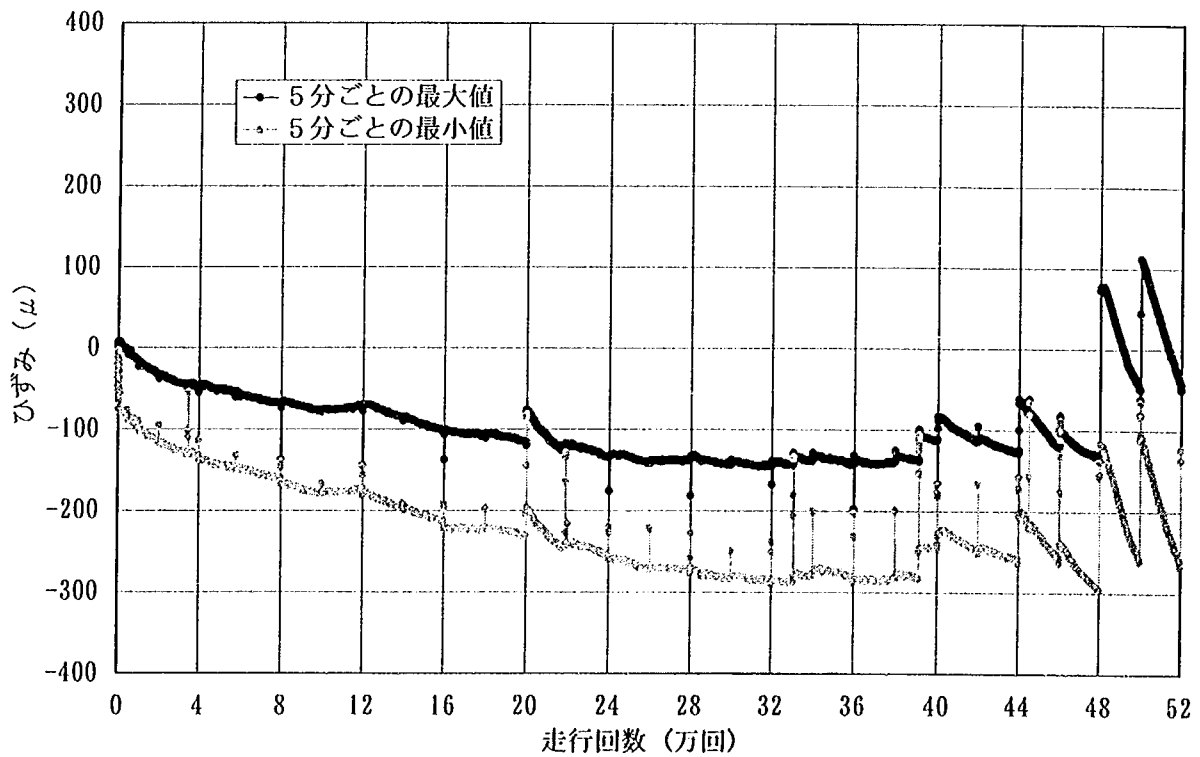


図-3.2.4.19 試験体中央主鉄筋ひずみゲージU-4-3T1：動的ひずみ（橋軸直角方向）

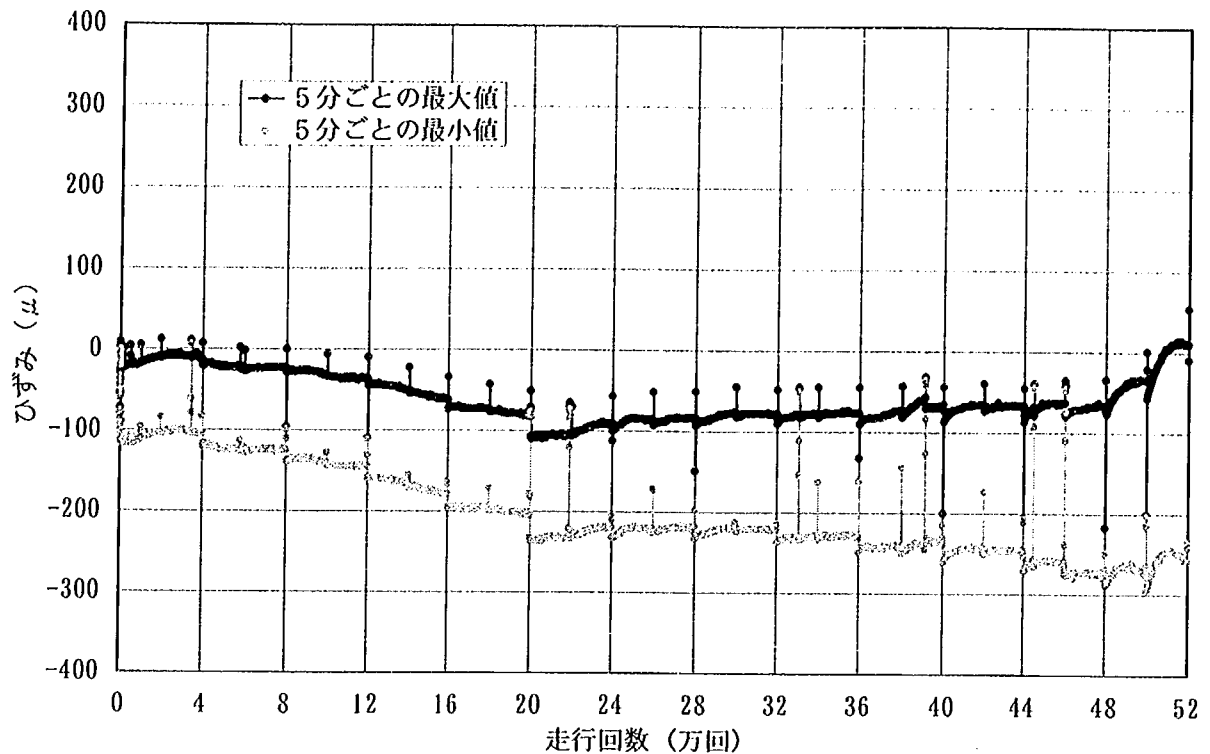


図-3.2.4.20 試験体中央配力筋ひずみゲージU-4-3L1：動的ひずみ（橋軸方向）

6) 継手部開閉量－走行回数関係

- ・継手部中央の π ゲージ($\pi 3$)の開閉量－走行関係の静的測定結果を図-3.2.4.21 に示す。静的測定による弾性開閉量の最大値は 0.03 mm、最小値は-0.07 mmである。開閉量も下鋼板のひずみ、鉄筋のひずみと同様に、荷重 392kN(40tf)・走行回数 48～52 万回で乱れていることが分かる。
- ・ π ゲージ($\pi 3$)の動的測定結果を図-3.2.4.22 に示す。動的測定による弾性開閉量の最大値は 0.21 mm、最小値は-0.07 mmであり、静的測定のそれぞれ 7.0 倍、1.0 倍である。
- ・なお、図-3.2.4.21 および図-3.2.4.22 において、継手部開閉量の値がそれぞれ除荷時、最小値に関して閉じる方向である負の値を示している。下鋼板の継手が閉じる原因は、下鋼板下面の橋軸方向のひずみと同様にコンクリートの乾燥収縮を下鋼板上面に橋軸直角方向に配置した横リブが拘束することによるものと考えられる。

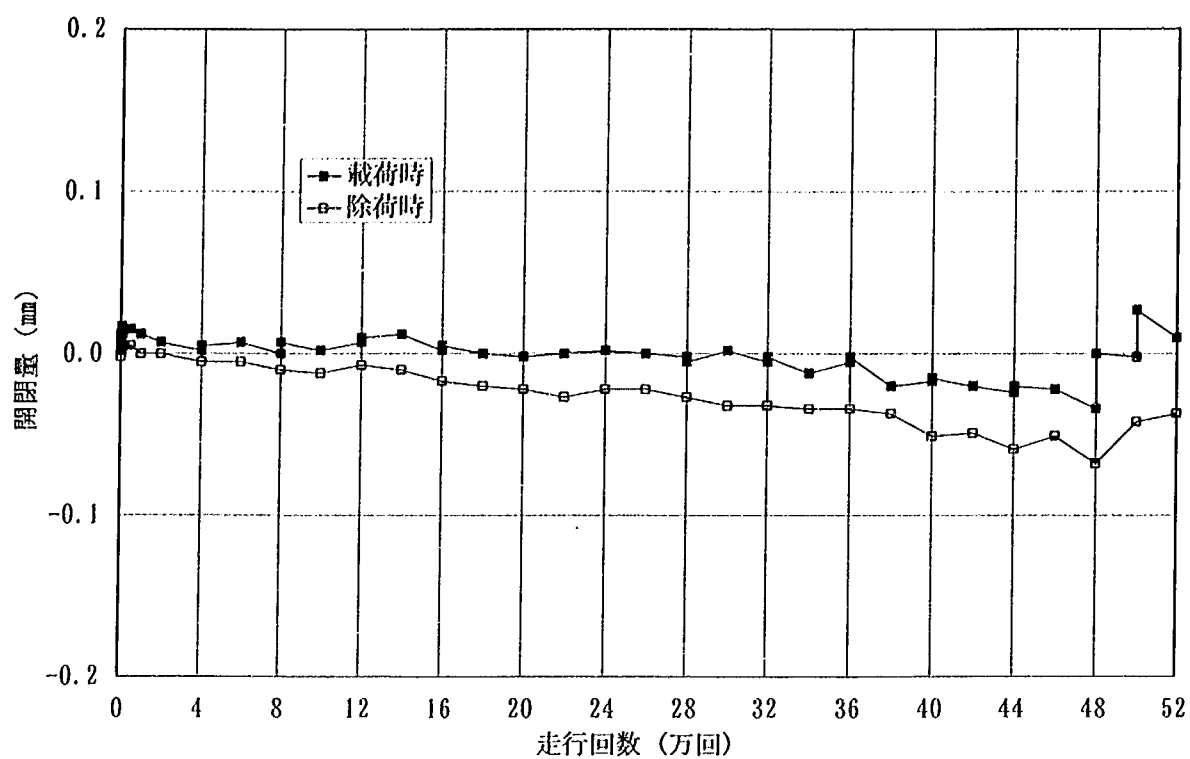


図-3.2.4.21 継手部 π ゲージ $\pi 3$: 静的開閉量 (橋軸方向)

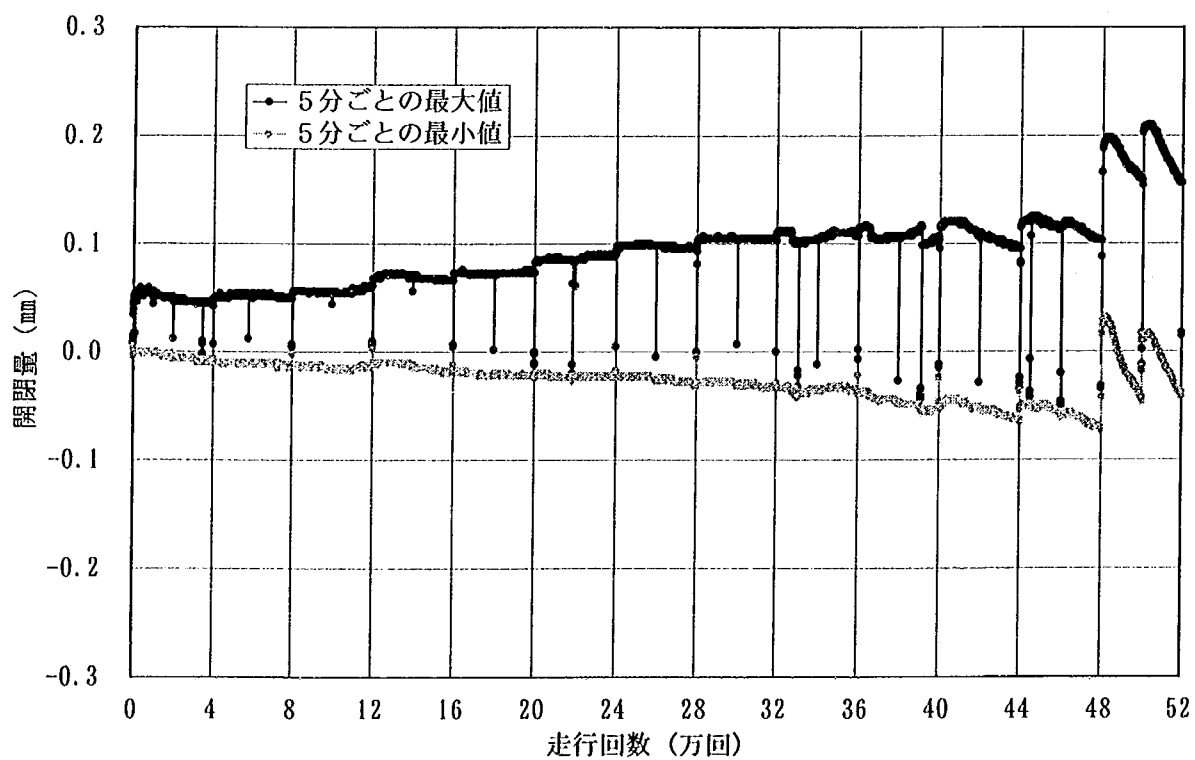


図-3.2.4.22 継手部 π ゲージ $\pi 3$: 動的開閉量 (橋軸方向)

7) 試験の着目点の考察

①各荷重・走行回数におけるたわみ・ひずみの進展

- ・たわみ—走行回数関係から荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回に至るまでたわみに急激な変化がないことが分かり、静的測定および動的測定によるたわみの最大値はそれぞれ 4.5 mm、5.1 mmである。
- ・静的測定結果から求めた弾性たわみにも急激な変化が認められず、最大弾性たわみは 2.5 mmである。輪荷重 98kN(10tf)に換算した弾性たわみは走行開始から荷重 176kN(18tf)・走行回数 8 万回まではほぼ一定であるが、徐々に換算弾性たわみは増加し、荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回では走行開始時の換算弾性たわみの 1.8 倍程度になる。
- ・下鋼板および鉄筋のひずみ—走行回数関係から、荷重 372kN(38tf)・走行回数 48 万回までは大きなひずみの変化は認められないが、荷重 392kN(40tf)・走行回数 48~52 万回ではひずみが乱れることが分かった。下鋼板のひずみの最大値は静的測定および動的測定においてそれぞれ 312μ 、 386μ 、鉄筋のひずみの最小値は静的測定および動的測定においてそれぞれ -287μ 、 -298μ である。

②破壊時の荷重・走行回数および破壊形態

- ・SCデッキは荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回においても破壊に至らなかった。

③RC床版やPRC床版とのたわみの比較

- ・SCデッキのたわみは、RC8 供試体のたわみが大きく変化する荷重 255kN(26tf)・走行回数 24 万回以前において RC8 供試体の 30%程度である。また、荷重 392kN(40tf)・走行回数 52 万回における SCデッキのたわみは PRC50 供試体の 70%程度である。

④スタッドの溶植部

- ・走行試験完了後のコンクリートの除去により、スタッドの変形や溶植部の損傷がないことを確認した。また、横リブについても変形や溶接部の損傷がないことを確認した。

⑤下鋼板の高力ボルト継手部

- ・静的測定および動的測定による弾性開閉量の最大値はそれぞれ 0.03 mm、0.21 mmであり、開閉量が非常に小さいことが分かった。
- ・走行試験完了後のコンクリートの除去により、高力ボルトや添接板が移動した形跡がないことを確認した。

⑥横リブ上縁からのひび割れ

- ・床版切断面のひび割れ状況から、横リブの頂部から発生したひび割れは緩やかな傾きで側方向に向かいアーチ状に進展することが分かった。これらのひび割れは、床版上面に貫通していないことから、破壊の原因になる有害なひび割れではないと判断できる。

3.3 プレキャスト床版

3.3.1 UIスラブ

(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。

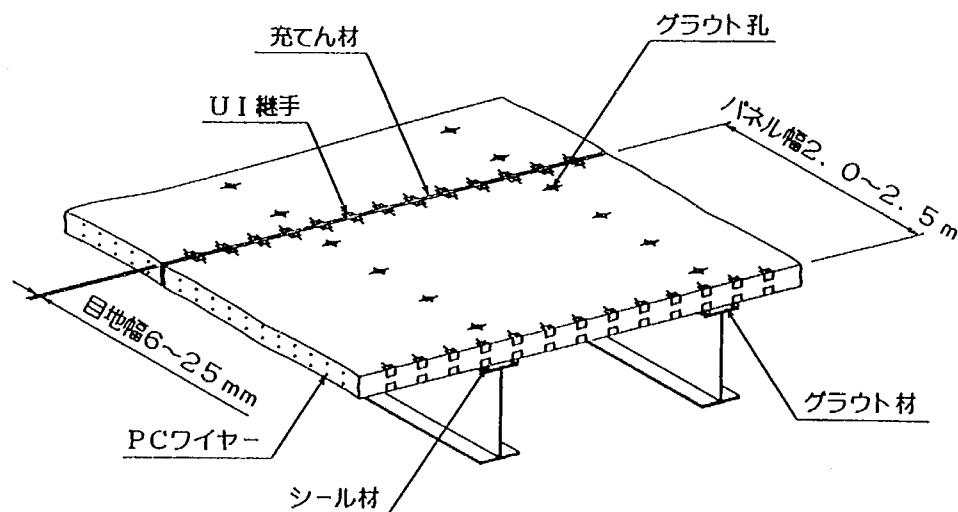


図-3.3.1.1 UIスラブ概念図

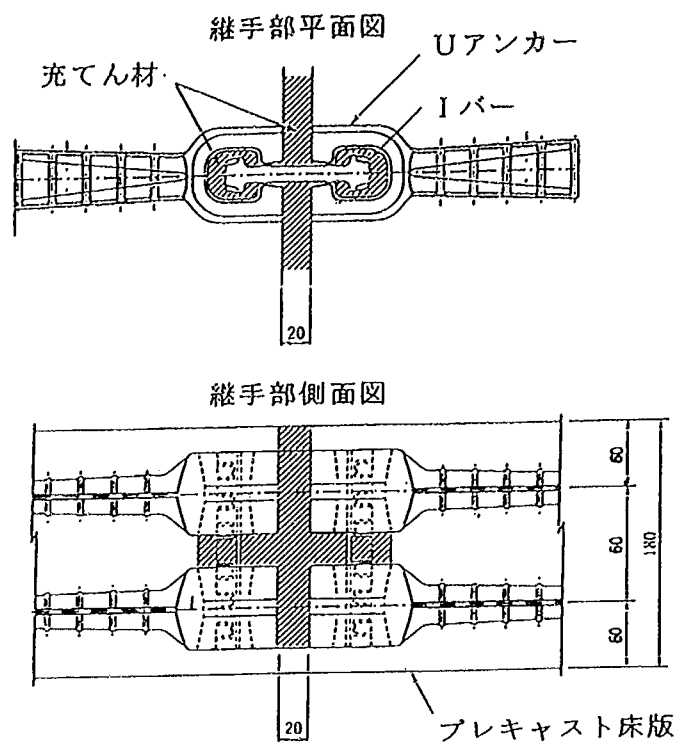


図-3.3.1.2 U I 継手の構造

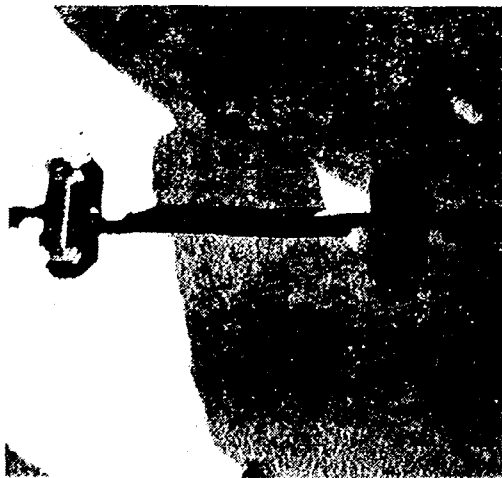


写真-3.3.1.1 継手部平面



写真-3.3.1.2 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)

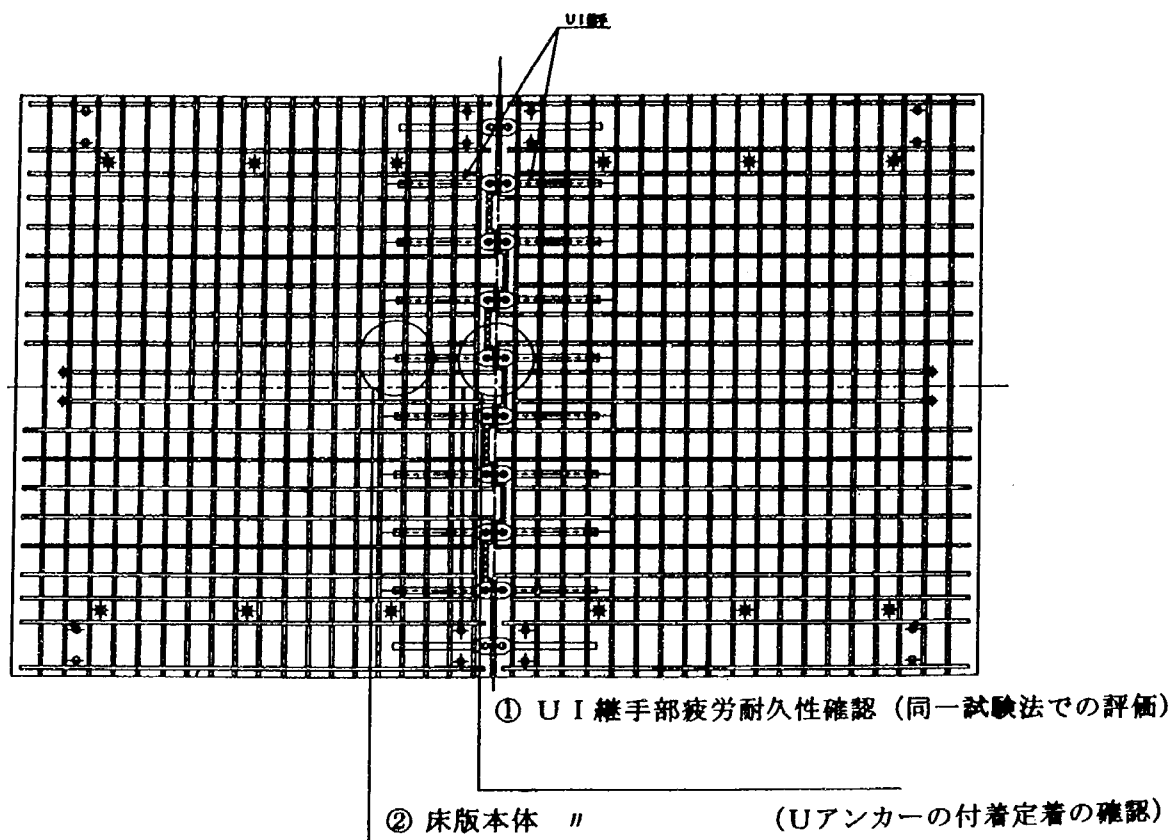


図-3.3.1.3 供試体着目点示図

3) 設計の概要

供試体の形状・寸法を図-3.3.1.4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なった。

① 床版厚

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、 $d = (3L + 11) \times 0.9 = 18.0\text{cm}$ $L = 3.0\text{m}$ (床版支間) とした。

② 版本体

・橋軸直角方向はP C構造 (プレテンションフルプレストレス) で設計を行ない、橋軸方向はR C構造として設計を行なう。

・主方向断面

コンクリートの許容応力度は道示 3-3-1. に準拠する。

P C 鋼材 I T 12.7mm (SWPR7B) 38 本使用

導入緊張力 1334N/mm² (136kgf/cm²)

表-3.3.1.1 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	11.0 (110.8)	11.0 (110.8)
死荷重時	9.0 (92.1)	7.0 (69.5)
設計時	16.0 (158.5)	0.3 (3.1)

・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 $\sigma_{sl} = 78 \text{ N/mm}^2$ (780kgf/cm²) < 140N/cm² (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 RC 構造として設計を行なう。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なう。

以下に結果を示す。

・継手部の応力度

$\sigma_{cc} = 3.7 \text{ N/mm}^2$ (38kgf/cm²) < 17.0N/mm² (170kgf/cm²)

$\sigma_{sl} = 99 \text{ N/mm}^2$ (990kgf/cm²) < 210N/mm² (2100kgf/cm²)

・U アンカーのフランジ部せん断耐力

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

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

・I バーのせん断耐力

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

アンカー筋の耐力

$P_{t\max} = 89 \text{ kN}$ (9090kgf) 全強 < $P_{\text{bar}} = 80 \text{ kN}$ (8022kgf)

$P_{t\max} = 89 \text{ kN}$ (9090kgf) 全強 < $P_{\text{bar}} = 80 \text{ kN}$ (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 ($\sigma_{ck} = 80 \text{ N/mm}^2$ (800kgf/cm²)) を使用する。モルタルの性状を表-3.3.1.2 に示す。

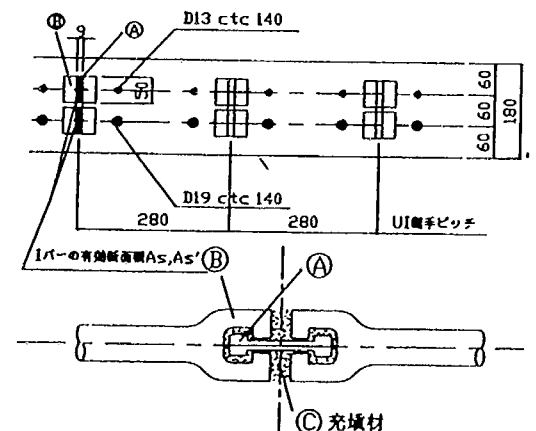


図-3.3.1.4 U I 継手構造図

表-3.3.1.2 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	UI 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	$\sigma = 76\text{N/mm}^2$ (758kgf/cm ²) 実験値 $\sigma = 97\text{N/mm}^2$ (970kgf/cm ²) 実験値
ヤング係数	試験中
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。 (現在試験中)

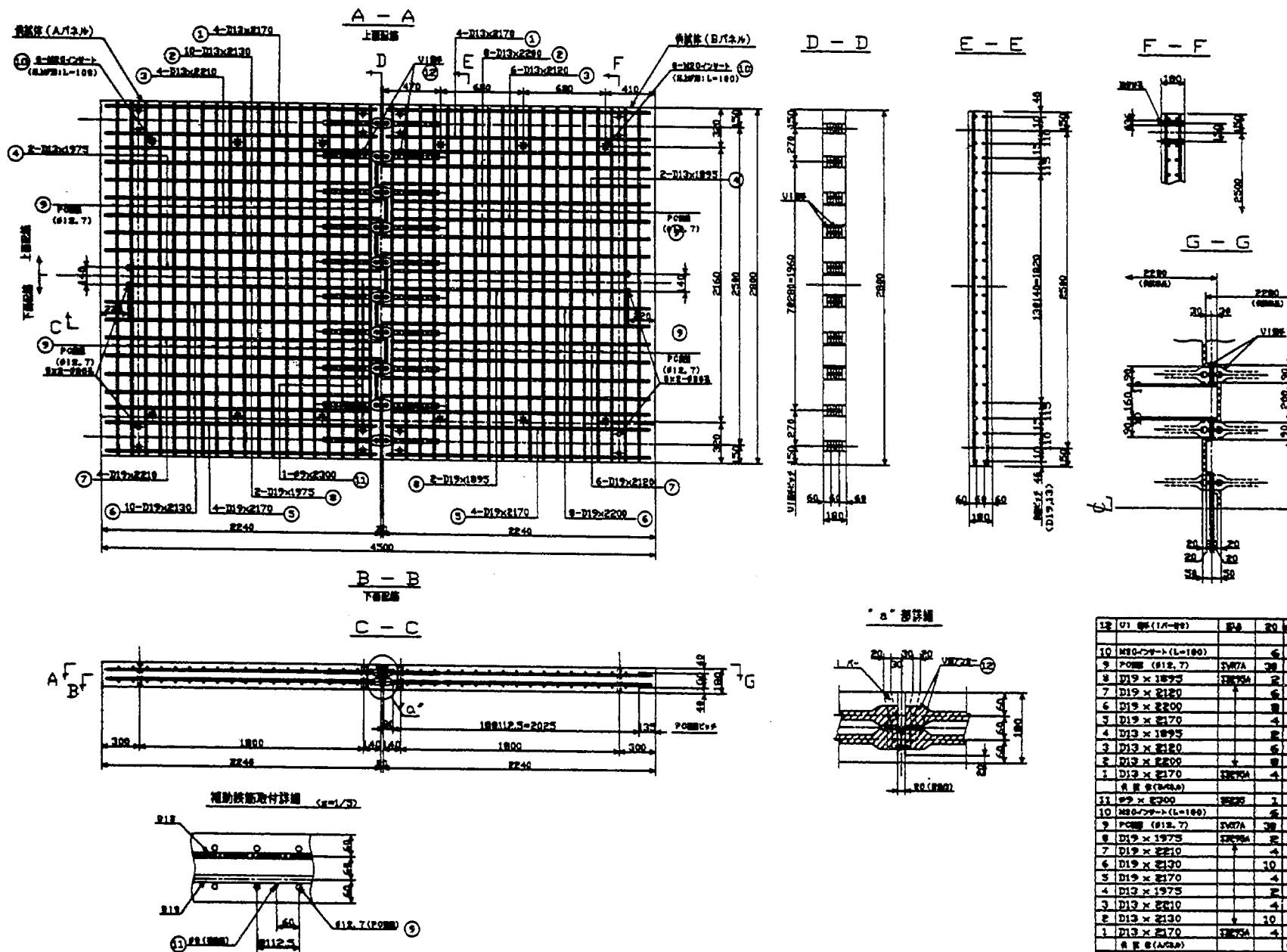


図-3.3.1.5 供試体図 (単位: mm)

TV = 278.7 kg

No.	品名 (JIS規格)	規格	数量	単位	重量 (kg)
12	U1 鋼 (JIS規格)	U1 鋼	20	本	278.7
10	M10 鋼 (JIS規格)	M10 鋼	6	本	18.2
9	PC鋼 (JIS規格)	PC鋼	30	本	18.2
8	D13 x 2170	D13 x 2170	4	本	18.2
7	D13 x 2170	D13 x 2170	6	本	18.2
6	D13 x 2170	D13 x 2170	8	本	18.2
5	D13 x 2170	D13 x 2170	4	本	18.2
4	D13 x 2170	D13 x 2170	2	本	18.2
3	D13 x 2170	D13 x 2170	6	本	18.2
2	D13 x 2170	D13 x 2170	8	本	18.2
1	D13 x 2170	D13 x 2170	4	本	18.2
11	鋼 (JIS規格)	鋼	1	本	18.2
10	M10 鋼 (JIS規格)	M10 鋼	6	本	18.2
9	PC鋼 (JIS規格)	PC鋼	30	本	18.2
8	D13 x 2170	D13 x 2170	4	本	18.2
7	D13 x 2170	D13 x 2170	6	本	18.2
6	D13 x 2170	D13 x 2170	8	本	18.2
5	D13 x 2170	D13 x 2170	4	本	18.2
4	D13 x 2170	D13 x 2170	2	本	18.2
3	D13 x 2170	D13 x 2170	6	本	18.2
2	D13 x 2170	D13 x 2170	8	本	18.2
1	D13 x 2170	D13 x 2170	4	本	18.2
10	M10 鋼 (JIS規格)	M10 鋼	6	本	18.2
9	PC鋼 (JIS規格)	PC鋼	30	本	18.2
8	D13 x 2170	D13 x 2170	4	本	18.2
7	D13 x 2170	D13 x 2170	6	本	18.2
6	D13 x 2170	D13 x 2170	8	本	18.2
5	D13 x 2170	D13 x 2170	4	本	18.2
4	D13 x 2170	D13 x 2170	2	本	18.2
3	D13 x 2170	D13 x 2170	6	本	18.2
2	D13 x 2170	D13 x 2170	8	本	18.2
1	D13 x 2170	D13 x 2170	4	本	18.2
10	M10 鋼 (JIS規格)	M10 鋼	6	本	18.2
9	PC鋼 (JIS規格)	PC鋼	30	本	18.2
8	D13 x 2170	D13 x 2170	4	本	18.2
7	D13 x 2170	D13 x 2170	6	本	18.2
6	D13 x 2170	D13 x 2170	8	本	18.2
5	D13 x 2170	D13 x 2170	4	本	18.2
4	D13 x 2170	D13 x 2170	2	本	18.2
3	D13 x 2170	D13 x 2170	6	本	18.2
2	D13 x 2170	D13 x 2170	8	本	18.2
1	D13 x 2170	D13 x 2170	4	本	18.2

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-3.3.1.6に示す。

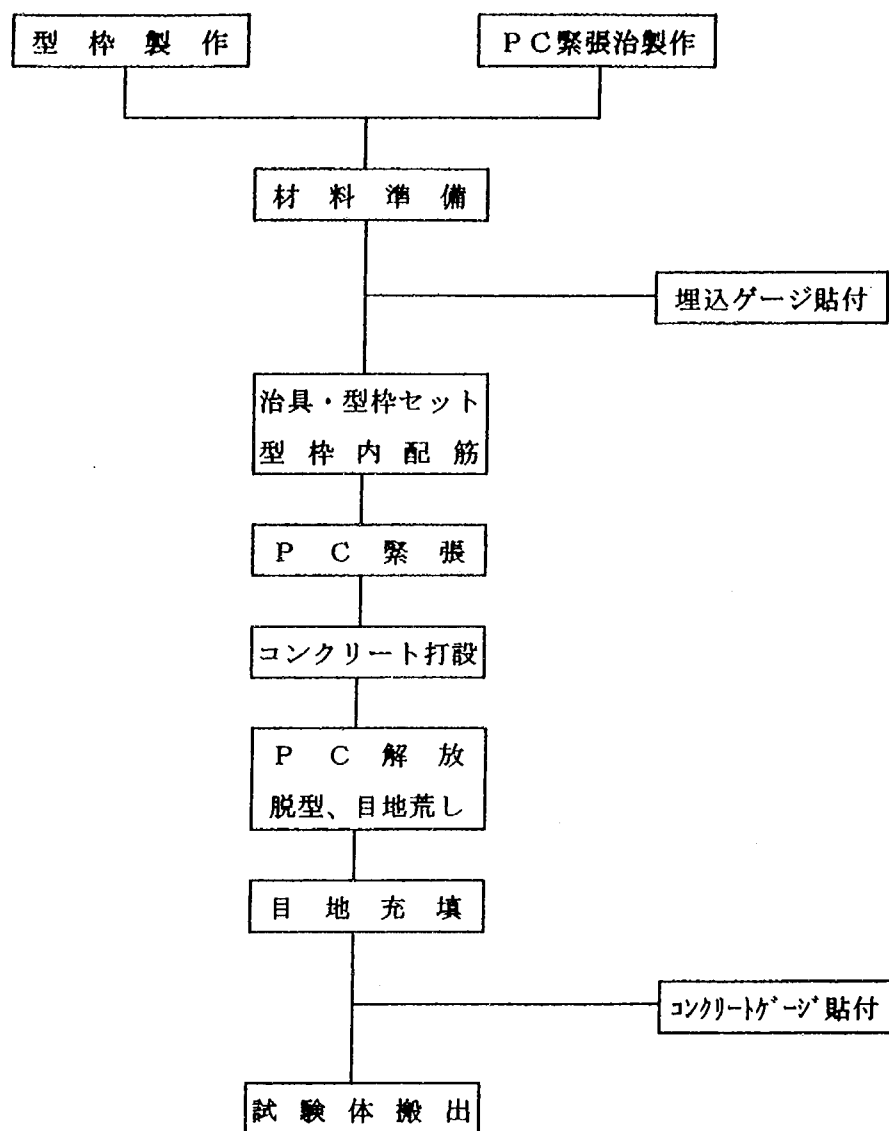


図-3.3.1.6 供試体製作フローチャート

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、吊り上げ方法は、図-3.3.1.7の様に行なう。

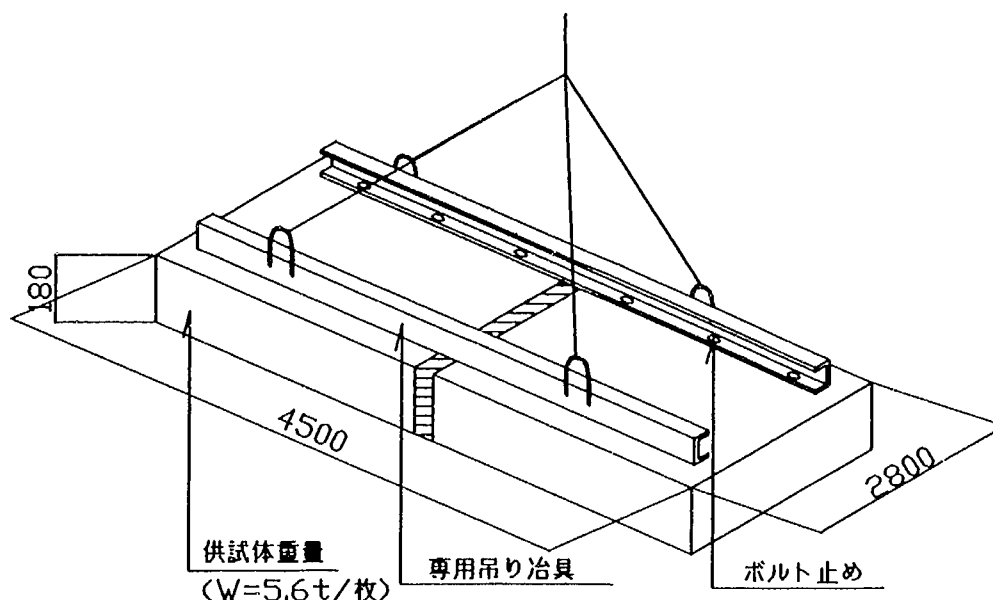


図-3.3.1.7 吊り上げ方法

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。

③コンクリートの設計基準強度

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

尚、示方配合を表-3.3.1.3に示す。

表-3.3.1.3 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	41.2	1579 (161)	4385 (447)	6838 (697)	9993 (1019)	40 (4.112)

④・本体 : 蒸気養生

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なう。

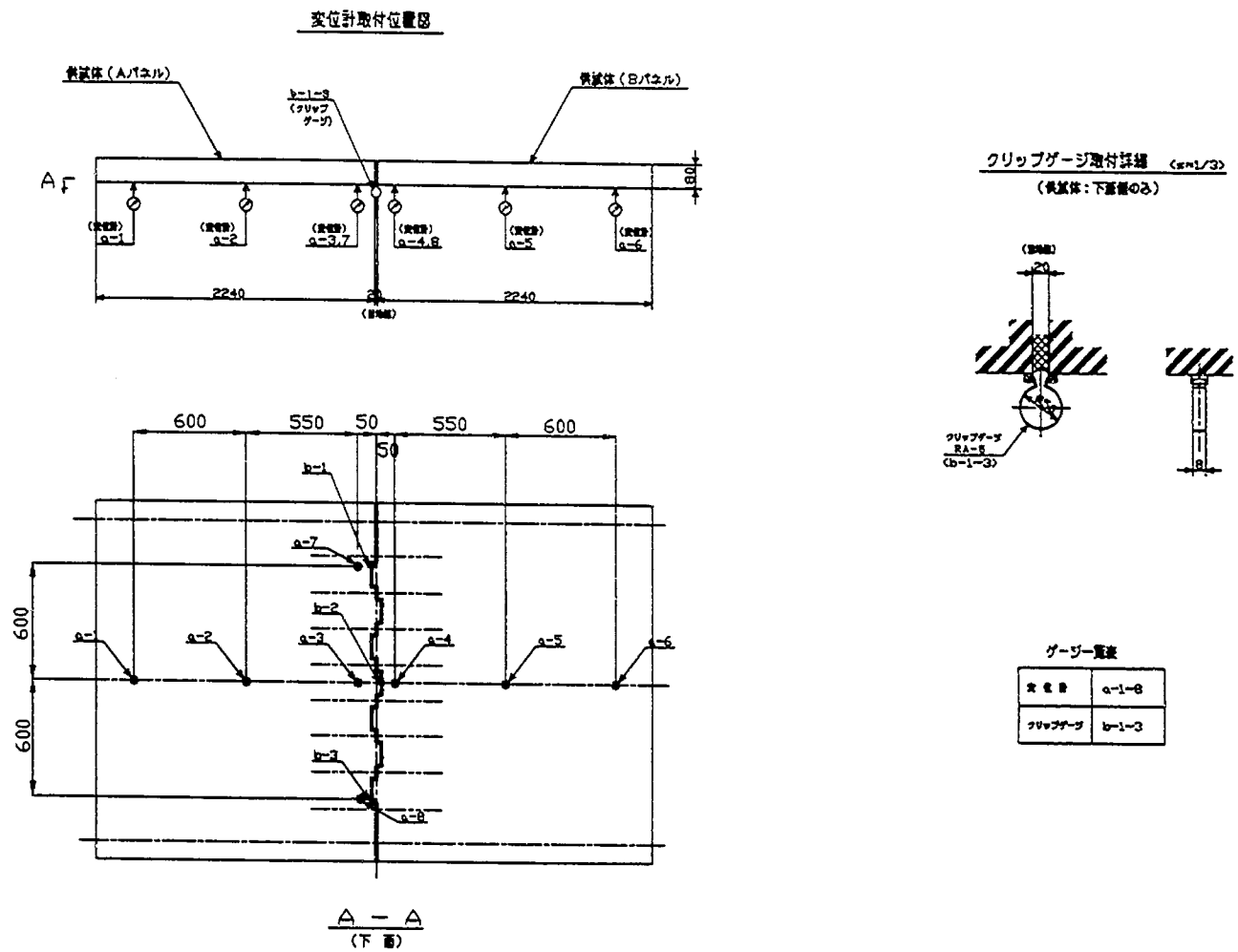
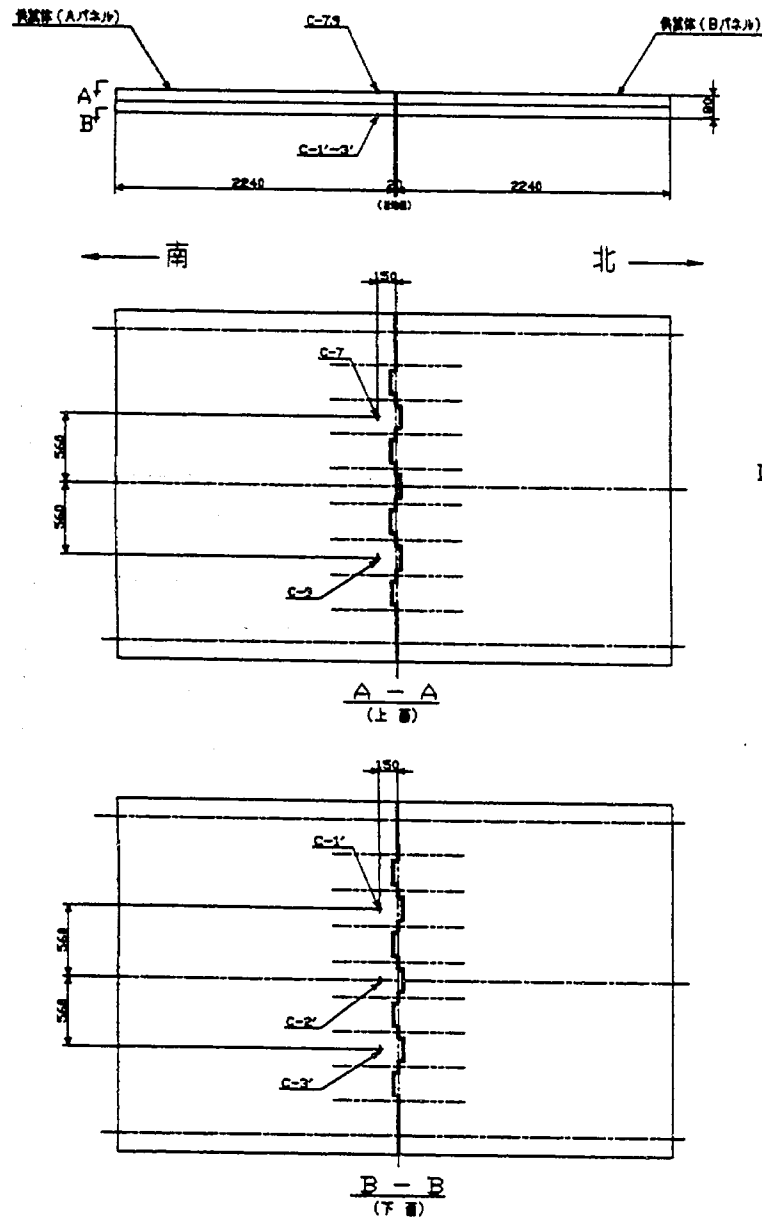


図-3.3.1.8 変位計、 π ゲージ取付け図 (単位: mm)

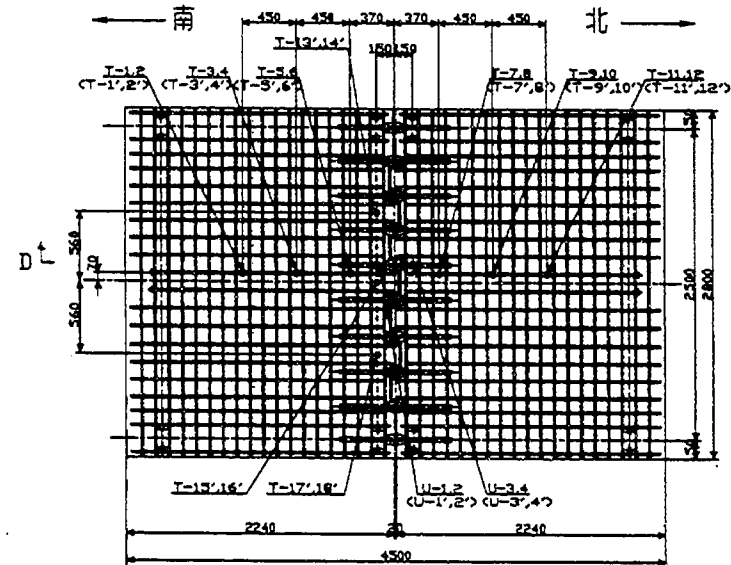
コンクリートゲージ貼付位置図



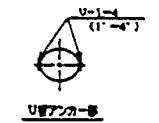
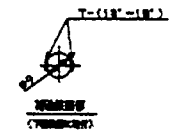
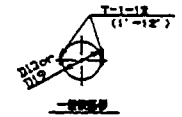
ゲージ貼付図 (s=1/20)

1. ゲージ番号の()内数字は、下面表適用を示す。

読筋用ゲージ貼付位置図



液流ゲージ取付手順



五、ゲージ理論

コンクリート	C-7.9 C-1'-3"
鉄筋	T-1-18 T-1'-18"
ウレタン	U-1-4 U-1'-4"
パイプ	U-5-8

補助鉄筋取付詳細 5-1/32

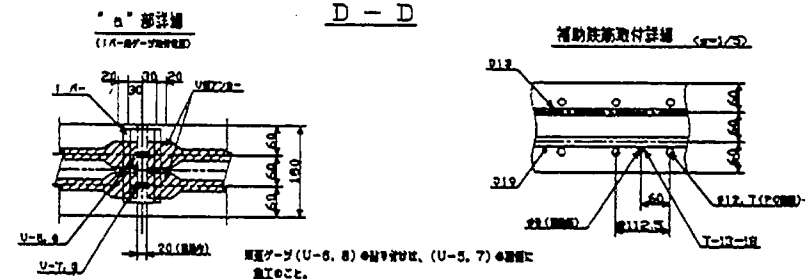


図-3.3.1.9 ゲージ貼り付け図 (単位: mm)

⑤コンクリート打設立会者氏名

- ・日時：平成10年2月5日（木）
- ・場所：石川島建機工業（株）海老名技術研究所
- ・立会者氏名（敬称略）

（財）土木研究センター	山本親志
石川島播磨重工業（株）	杉崎 守、花岡善郎、池崎直樹
（株）エーイーエヌ	橋本和夫
ショーボンド建設（株）	佐藤政勝
住友金属工業（株）	岡 崇彦
日本カイザー（株）	木村勝利
（株）富士ピーエス	猪川 充

5) 計測項目

変位計、 π ゲージ取り付け位置図、ケーシング貼り付け図をそれぞれ図-3.3.1.8及び図-3.3.1.9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 : 30ヶ所
- ・Uアンカー、Iバーひずみ : 8ヶ所
- ・コンクリートのひずみ : 上面2ヶ所、下面3ヶ所
- ・目地部の開き（クリップゲージ）：3ヶ所
- ・ひびわれ位置
- ・ひびわれ密度

6) 破壊の形態について

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。

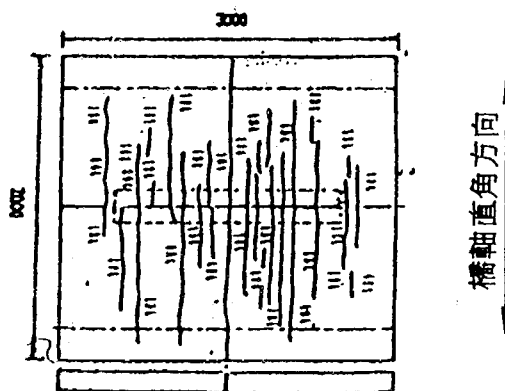


図-3.3.1.10 ひびわれ予想図

(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-3.3.1.4に、引張試験結果を表-3.3.1.5に示す。

テストピースの材齢は57日である。

表-3.3.1.4 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	99.25	77.37	574 (58.49)	74 (756)	2.99 (2.99)	0.206
UI-2	100.10	78.70	518 (52.79)	66 (671)	2.93 (2.93)	0.226
UI-3	99.75	78.15	500 (50.99)	64 (652)	2.96 (2.96)	0.225
平均値				68 (693)	2.96 (2.96)	0.219

表-3.3.1.5 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	100.15	198.60	99 (10.07)	3.2 (32.2)	
5	99.90	198.90	138 (14.05)	4.4 (45.0)	
6	99.88	199.80	127 (12.90)	4.0 (41.2)	
平均値				3.9 (39.5)	

充填材の材料特性

充填材の圧縮強度結果を表-3.3.1.6に、引張試験結果を表-3.3.1.7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-3.3.1.6 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	50.10	19.71	174 (17.75)	88 (901)
2	50.10	19.71	139 (14.22)	71 (721)
3	49.90	19.56	177 (18.01)	90 (921)
平均値				83 (848)

表-3.3.1.7 充填材の引張強度試験

番 号	直径 (mm)	長さ (mm)	最大荷重 kN (ton)	圧縮強度 (N/mm ² (kgf/cm ²))	備 考
4	50.55	99.60	56 (5.700)	7.0 (72.2)	
5	49.95	97.85	62 (6.305)	8.0 (82.0)	
6	99.93	199.58	53 (5.375)	7.0 (69.1)	
平均値				7.0 (74.4)	

③鋼材の材料特性

引張試験結果を表-3.3.1.8に示す。各径の鉄筋の平均降伏応力度は、D 13で $\sigma_y=356\text{N/mm}^2$ (3628kgf/cm²)、D 19で $\sigma_y=343\text{N/mm}^2$ (3496kgf/cm²)であり、共に鋼材の公称降伏点を上回った。

表-3.3.1.8 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(m)		伸び	公称断面積
	kN(tf)	kN(tf)	N/mm ² (kgf/cm ²)	*10 ⁻⁶	N/mm ² (kgf/cm ²)	試験前	試験	(%)	(mm ² (cm ²))
φ 9-1	20 (2.07)	28 (2.90)	319 (3255)	1721	447 (4560)	80.30	101.30	26.2	
φ 9-2	21 (2.12)	29 (2.95)	327 (3333)	1709	455 (4638)	80.20	102.00	27.2	63.6 (0.636)
φ 9-3	21 (2.14)	29 (2.94)	330 (3363)	1774	453 (4623)	80.25	101.20	26.1	
平均値	—	—	325 (3317)	1728	452 (4607)	—	—	26.5	
D 13-1	44 (4.45)	66 (6.69)	344 (3512)	1915	518 (5280)	104.00	133.30	28.2	
D 13-2	46 (4.66)	68 (6.91)	361 (3678)	2014	535 (5454)	103.90	131.00	26.1	126.7 (1.267)
D 13-3	46 (4.68)	68 (6.92)	362 (3694)	2089	536 (5462)	104.10	129.80	24.7	
平均値	—	—	356 (3628)	2006	530 (5339)	—	—	26.3	
D 19-1	98 (10.01)	153 (15.58)	343 (3494)	1970	533 (5438)	152.10	192.00	26.2	
D 19-2	98 (9.97)	152 (15.52)	341 (3480)	1954	531 (5417)	152.20	189.80	24.7	2.865
D 19-3	99 (10.07)	152 (15.54)	345 (3515)	1944	532 (5424)	152.25	189.80	24.7	
平均値	—	—	343 (3496)	1956	532 (5426)	—	—	25.2	

(参考)

表-3.3.1.9 引張強さ比較

	計測値 (N/mm ²)	ミルシート値 (N/mm ²)
D 13	530 (平均)	440~600
D 19	532 (平均)	456

2) 破壊時走行回数 (破壊時荷重)

図-3.3.1.11 に載荷回数と載荷荷重の関係を示す。この様に結果は版本体の損傷により、180kN (18.0tf) 7万回で終了させることにした。この理由は、

- ・ 供試体の中央変位の増加が著しいこと
- ・ 橋軸直角方向のPC鋼線の版本体への引き込み量が走行回数4万回で7.0mmと大きいこと
- ・ 北側供試体のCCD撮影部付近に橋軸方向に卓越したクラックが入っており損傷がひどいため、これ以上は実験を行なっても正確な継手の疲労耐久性の評価は難しいこと

に拠るものである。尚、図-3.3.1.12 に問題のクラック図を示す。

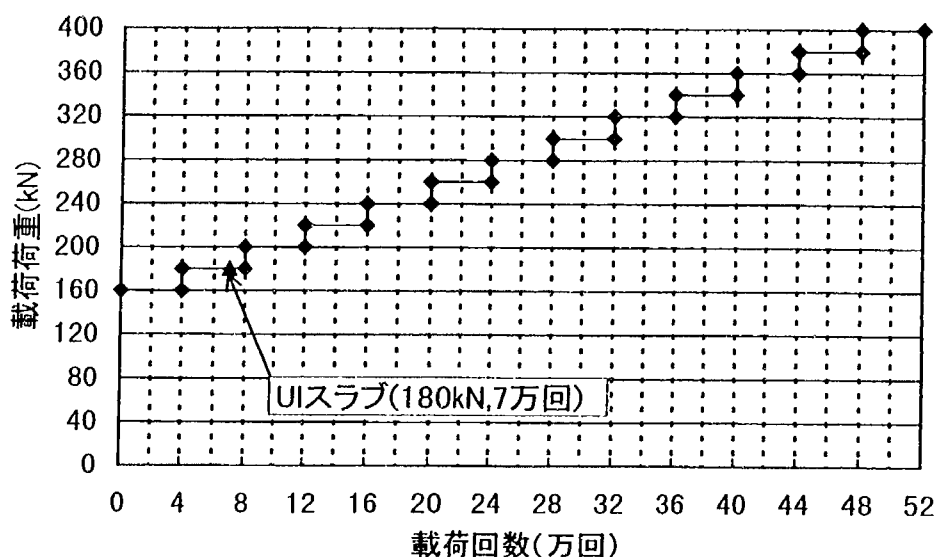


図 3.3.1.11 載荷回数と載荷荷重の関係

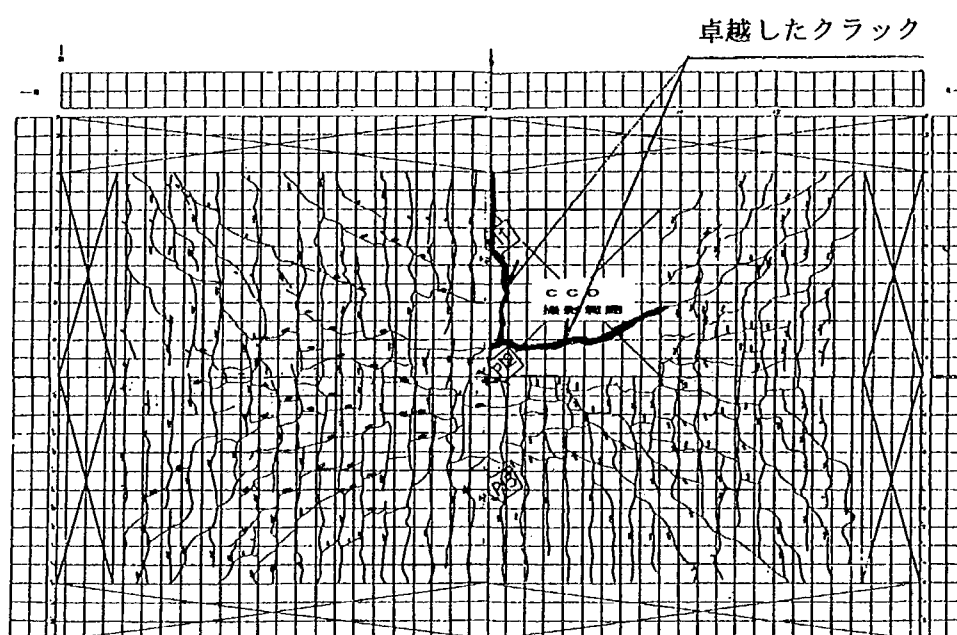


図 3.3.1.12 橋軸方向クラック発生位置図

3)破壊形態

①コンクリートのひび割れ状況

床版下面のコンクリートのひび割れ状況を図-3.3.1.13 に、上面のコンクリートのひび割れ状況を図-3.3.1.14 に示す。

図の様に走行回数 4.2 万回で放射状にクラックが入っている。しかし、CCD撮影範囲付近には、放射状に延びるクラックは確認できず、先にも述べた様に供試体支間中央付近に橋軸直角方向から橋軸方向にL字型の卓越したクラックが発生していた。このクラックは、走行回数 1000 回で 0.1mm 以下ではあるが橋軸方向に発生しており、走行回数 5000 回においては、目地部付近橋軸直角方向にも延びていた。最終的には、走行回数 70000 回でクラック幅は 0.2mm 以上になっていた。

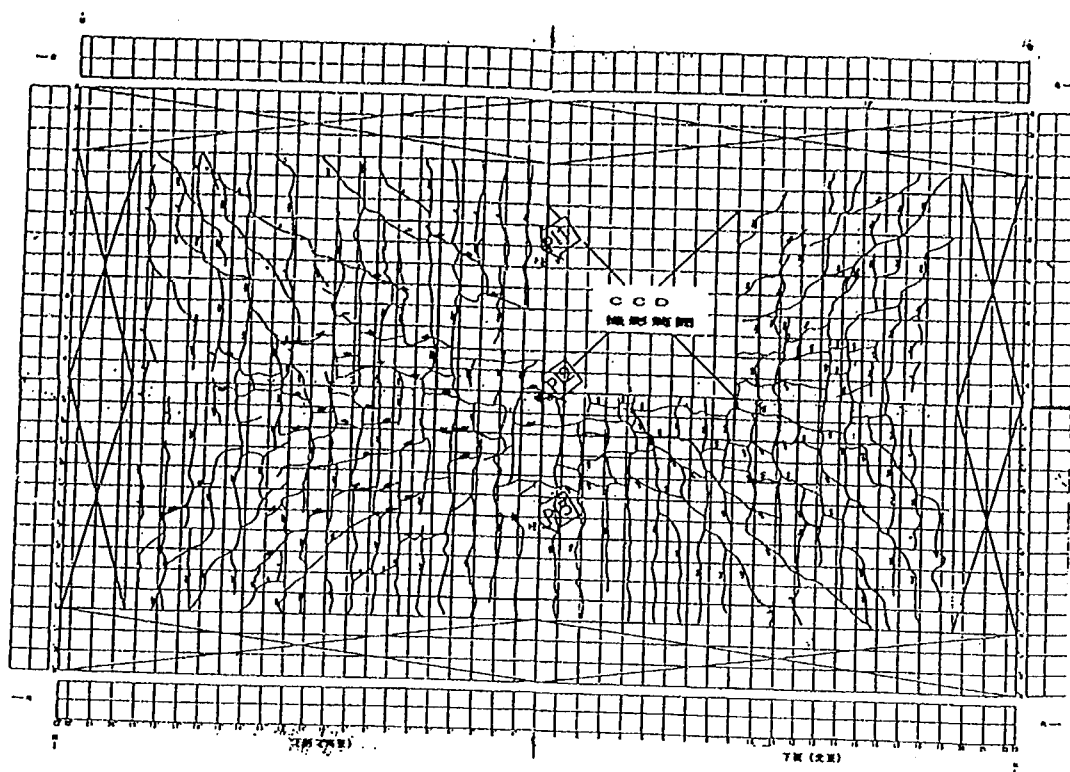


図-3.3.1.13 床版下面のコンクリートひび割れ状況

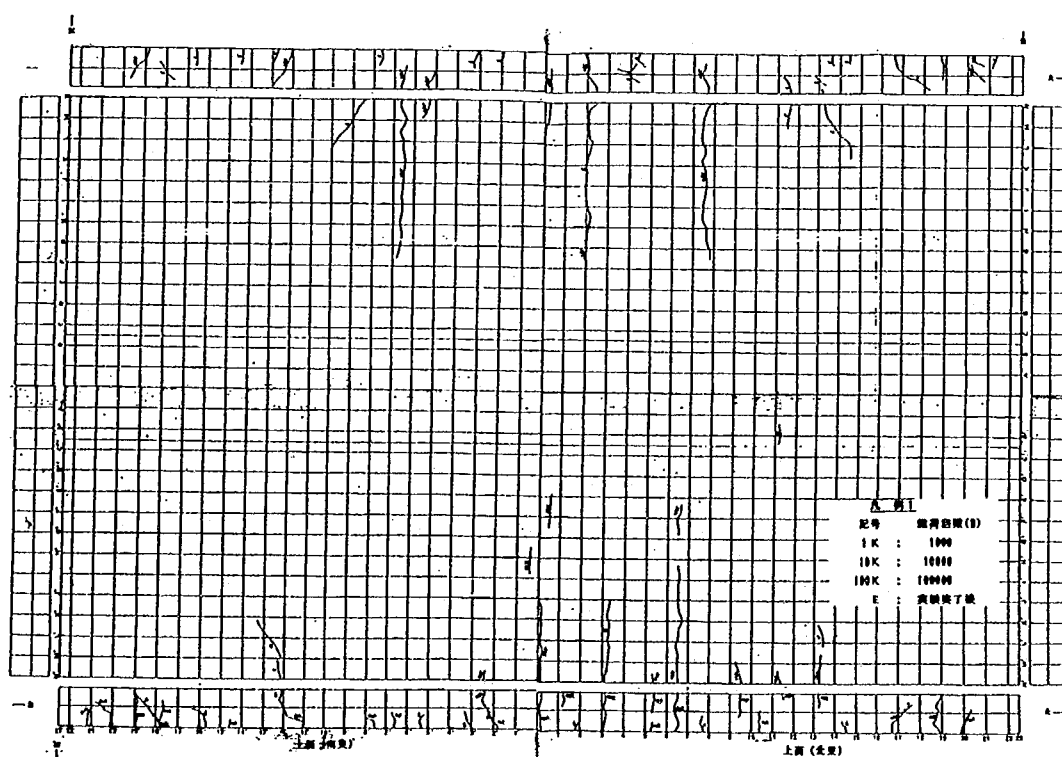


図-3.3.1.14 床版上面のコンクリートひび割れ状況



写真-3.3.1.3 試験後の床版上面

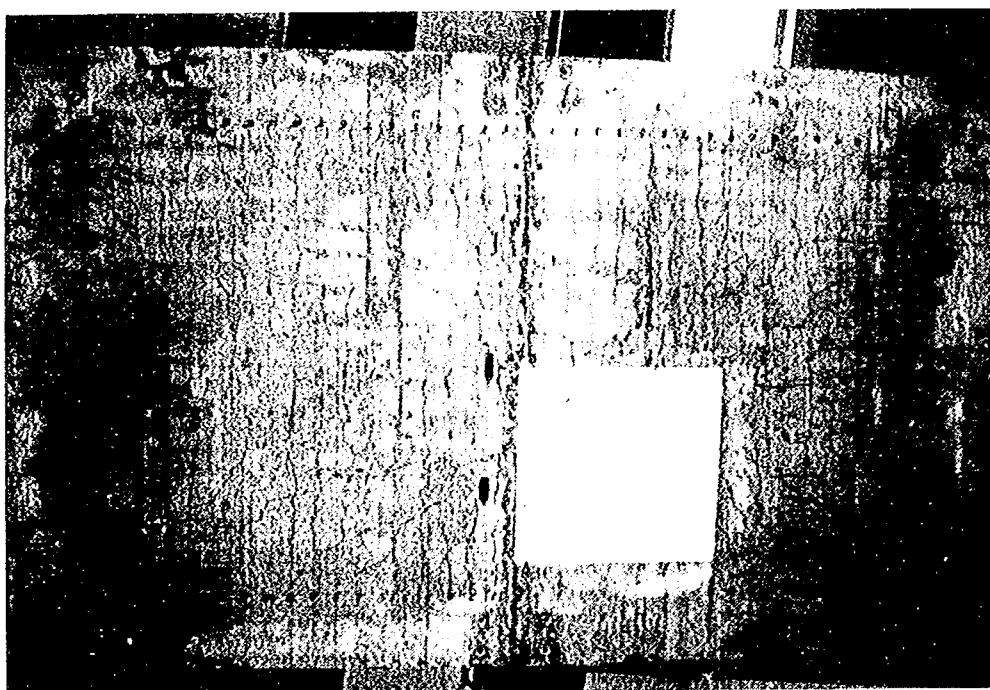


写真-3.3.1.4 試験後の床版下面

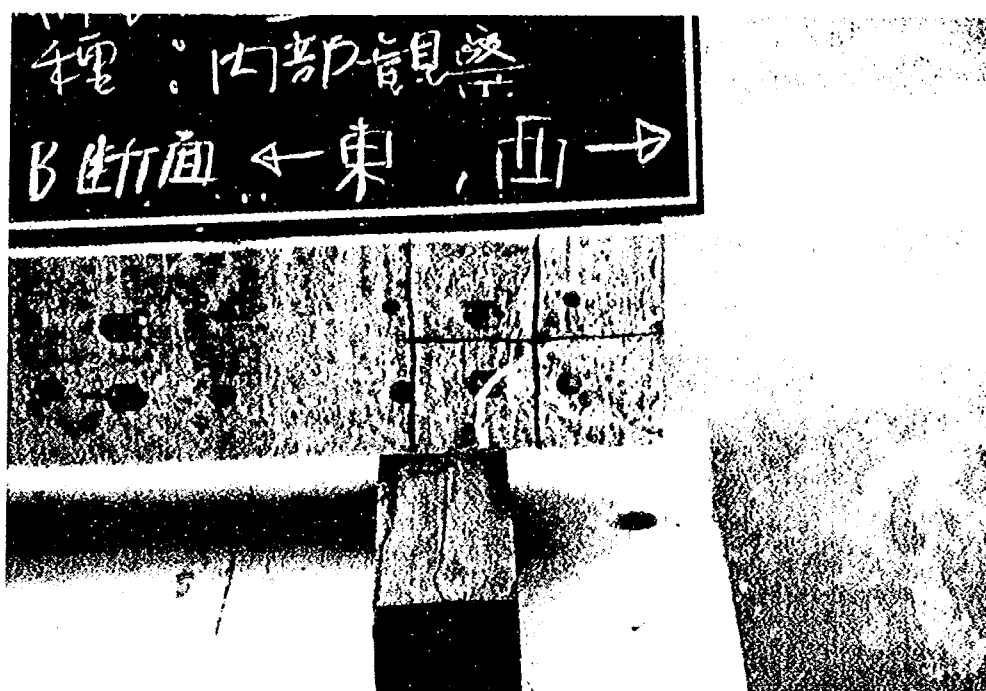


写真-3.3.1.5 試験後目地部断面

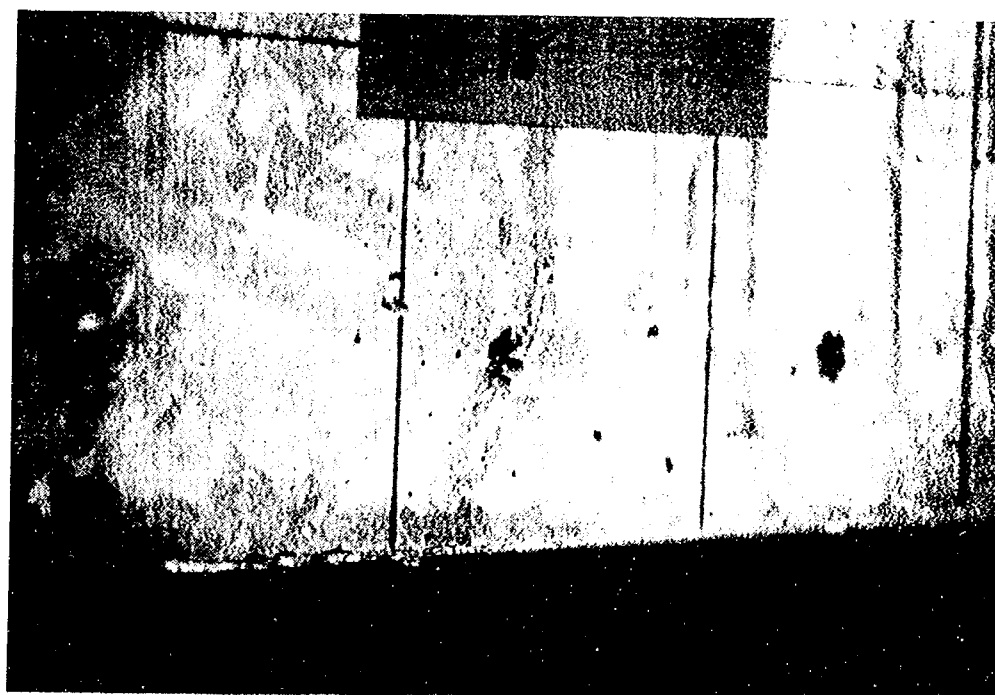


写真-3.3.1.6 試験後のPC鋼線の引き込み

②実測床版厚

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-3.3.1.15にカットした床版断面のひび割れ観察図を示す。床版内部のひび割れは支間中央のほぼ狭い領域に発生しており、局部的に力が集中したと考えられる。

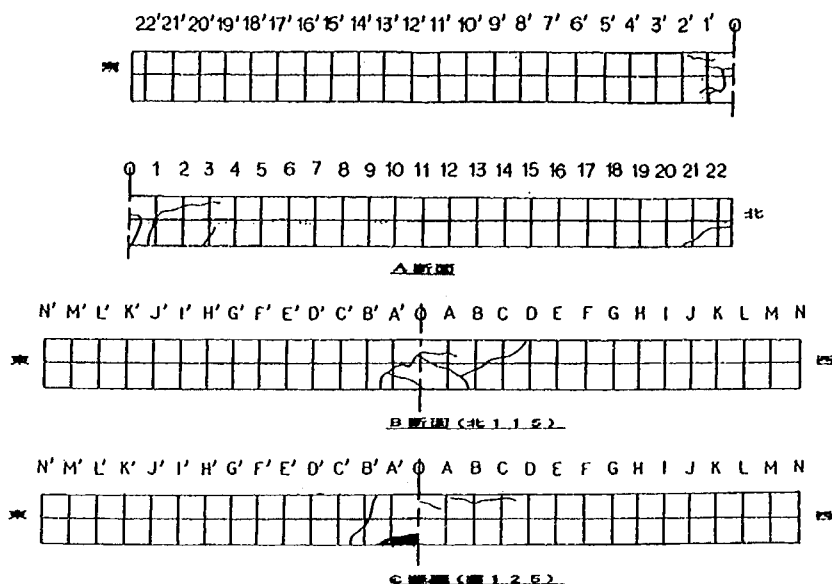


図-3.3.1.15 床版切断面のひび割れ観察図

床版厚の測定結果を表-3.3.1.10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~9mm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、版厚は厚い傾向にある為、版厚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。

A 断面南	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2
	183	184	183	185	185	187	188	188	188	188	189	188	188	188	189	189	186	188	188	187	187

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
			189	189	188	188	189	188	186	185	185	185	185	183	182	183	183	183	181

B 断面西	N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
	181	179	180	183	183	181	182	184	185	185	184	183	183	180	181	182	182	183	182	183	183	181	181	181

C 断面東	N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	A	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
	182	181	181	182	183	183	182	181	182	182	182	182	183	184	183	182	184	184	185	185	184	180	180	180

表-3.3.1.10 床版厚実測値

4) 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-3.3.1.16に示す。本供試体の変位は初期載荷157kN (16.0tf) でたわみ値1.4mmと大きく、その後走行回数を重ねる毎にたわみは大きくなっている。走行終了時、7万回の時点でたわみは8.24mmと大きくなったことから実験を終了することにした。また、走行回数40000回を境に変形性能が急激に増大しているのは貫通クラックによる急激な版剛性の低下と考えられる。

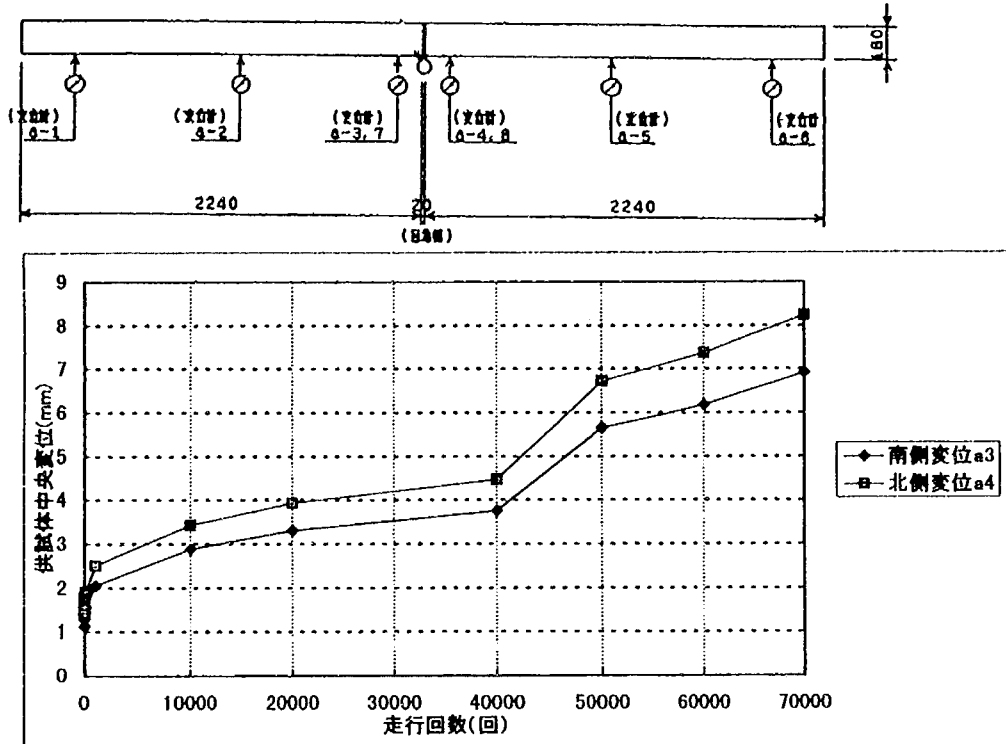


図-3.3.1.16 供試体変位－走行回数関係

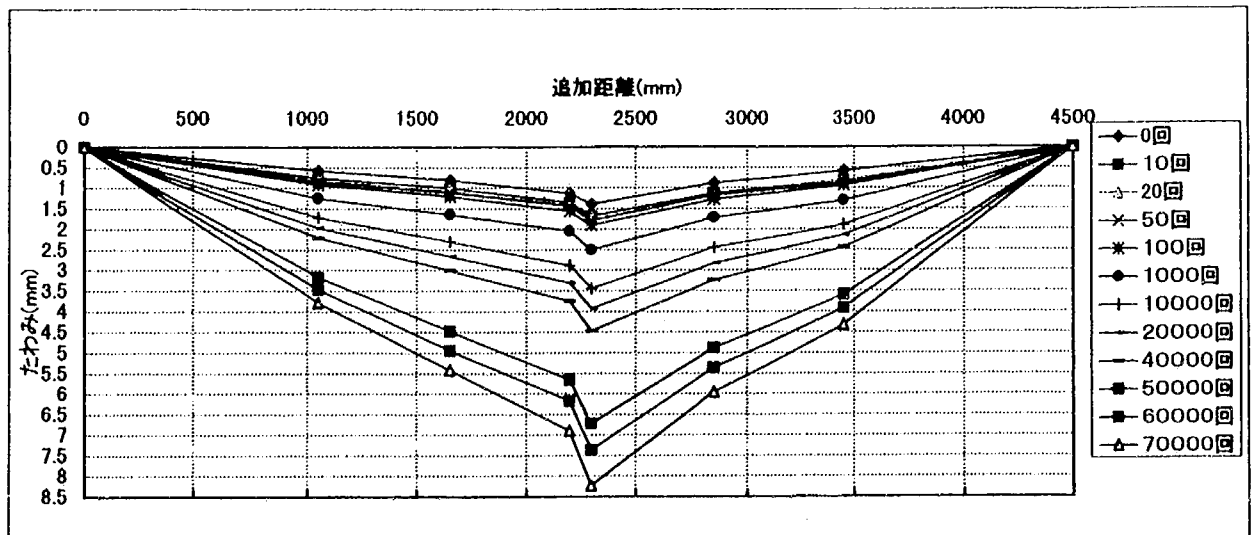


図-3.3.1.17 橋軸方向たわみ分布

5) 目地部目開き量

目開き量－走行回数を図-3.3.1.18に示す。両支点付近のクリップゲージb1、b3を見るとb1は走行回数 1000 回を境にして目開き量が増加しているが b3 部の目開き量にはほとんど変化がない。よって b2 付近（支間中央部）に発生した橋軸方向のクラック及びそこから更に延びた橋軸直角方向のクラックの影響により、版全体の荷重負担が不均一になっていることがわかる。又、このクラックは CCD 撮影部に発生していたため、走行回数毎におけるクラックの進行状況と照らし合わせた結果、やはり走行回数 1000 回で 0.1mm 程のクラックが入っていた。

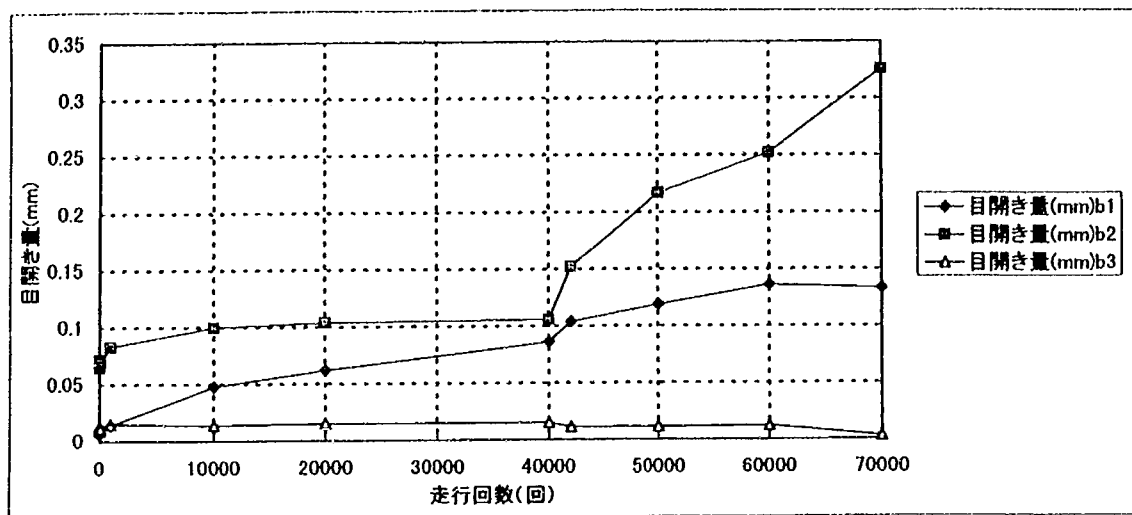


図-3.3.1.18 目開き量－走行回数関係

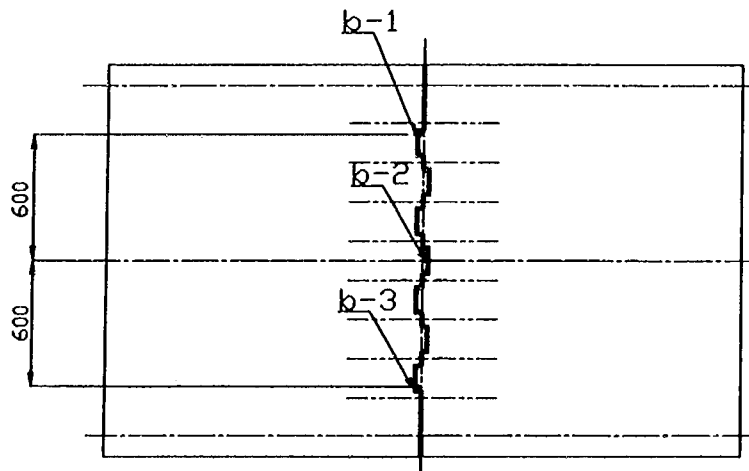


図-3.3.1.19 クリップゲージ位置

6) 供試体ひずみ－走行回数関係

①継手

ひずみ－走行回数の関係を図-3.3.1.20（南側供試体）及び図-3.3.1.21（北側供試体）に示す。これは支間中央部の鋼材のひずみレベルを供試体ごとにまとめたグラフである。早期の段階においてUアンカー及び、Iバーのひずみに着目すると同様のひずみ発生状況が見られる。これよりIバーを介しての応力の伝達は行なわれているものと考えられる。次に走行回数に着目すると走行回数4万回を境に鋼材全体のひずみが急激に変化している。これは、床版に発生した貫通クラックによる版全体の剛性低下の影響と考えられる。

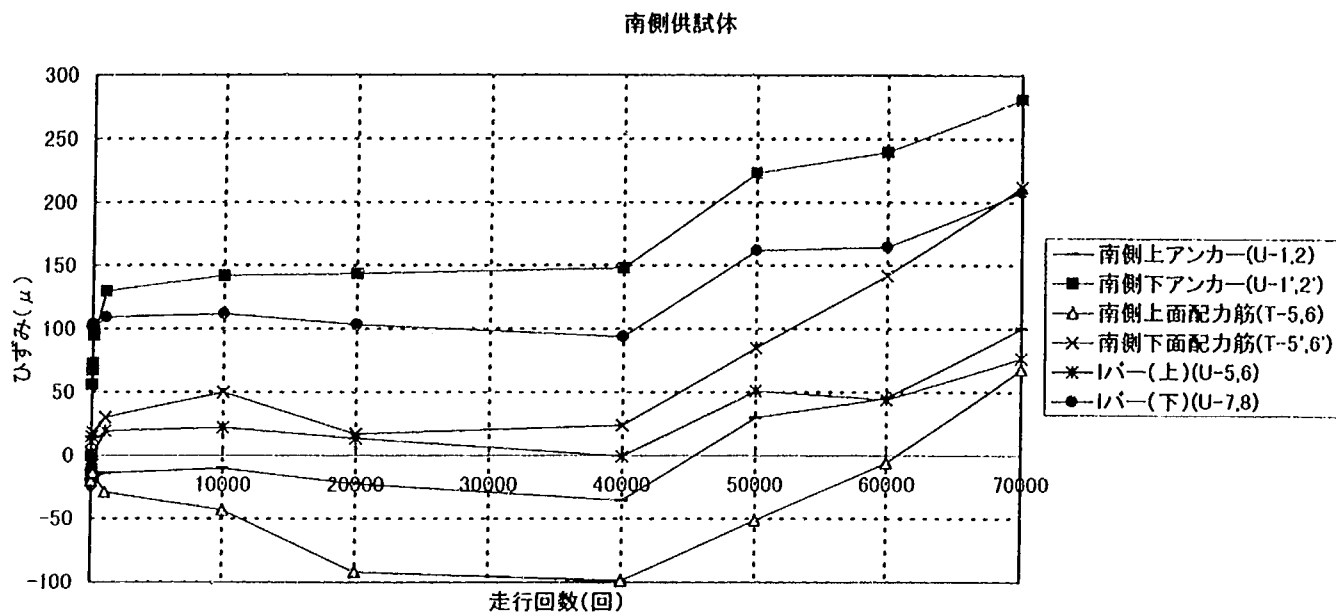


図-3.3.1.20 ひずみ－走行回数関係（南側供試体）

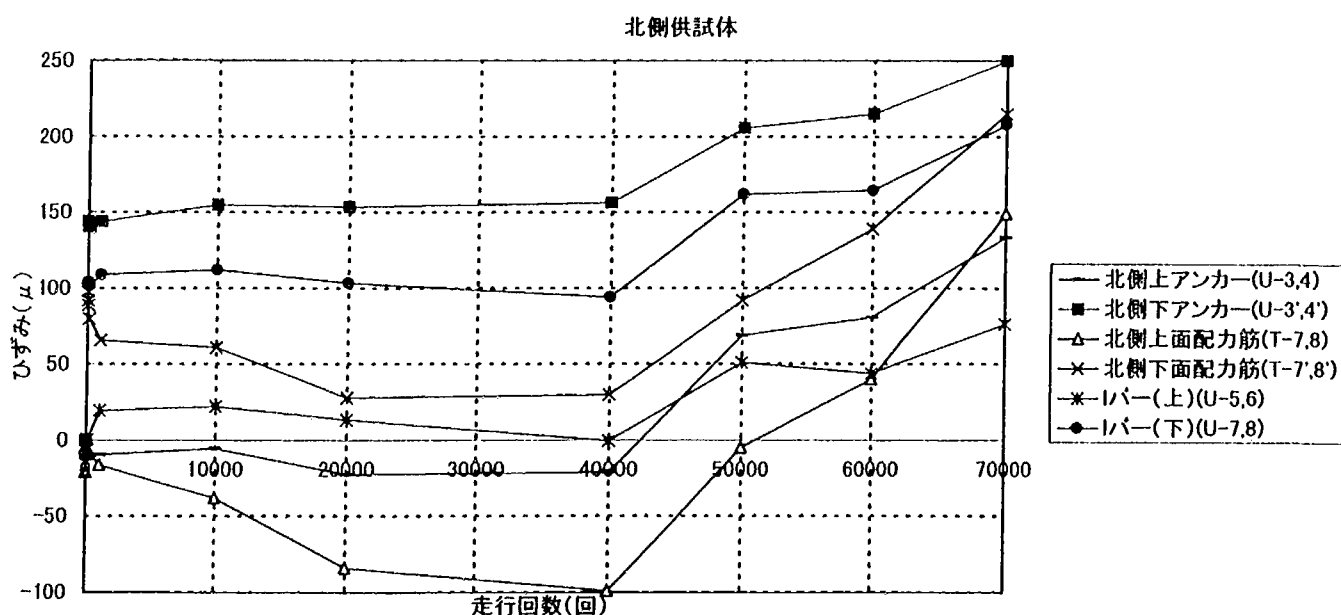
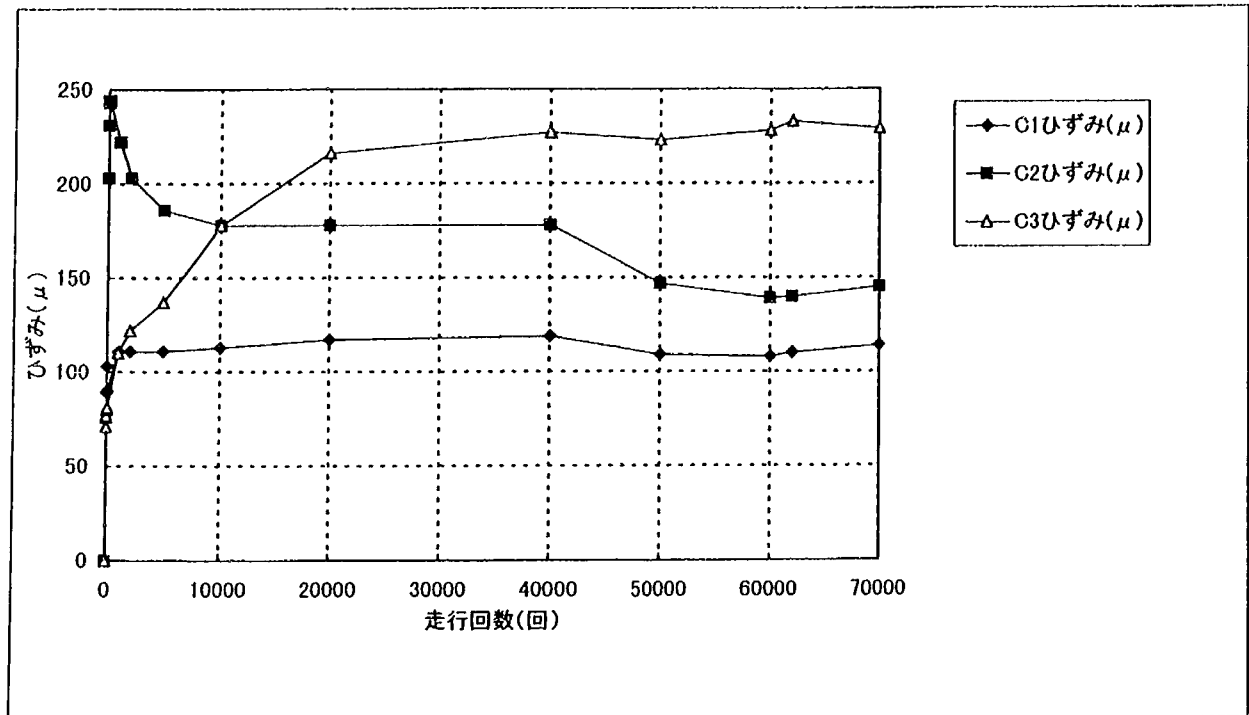


図-3.3.1.21 ひずみ－走行回数関係（北側供試体）

②コンクリート

橋軸直角方向におけるコンクリートのひずみ－走行回数関係を図 3.3.1.22 に示す。早期の段階では、C2 のひずみは C1、C3 のひずみと比較して大きな値を示している。これより C2 付近では、既にクラックが発生しているものと考えられ、CCD 撮影によるクラック観察結果とも一致する。走行回数に伴ない C3 位置のコンクリートひずみが急激に増加していることにより C3 付近にも、クラックが発生しているものと考えられる。



図－3.3.1.22 橋軸直角方向のコンクリートのひずみ－走行回数関係

7) 着目点に関する考察

①U I 継手部疲労耐久性確認

本供試体は変位の増加が著しく大きく、版本体の損傷により、試験を終了したことから、継手部の疲労耐久性の判定は現在のところ判定出来ないと考える。

②Uアンカーと配力筋との力の伝達について

南側及び北側に分けたひずみ－走行回数のグラフを見るとUアンカーと配力筋のひずみの動向は上下面筋共に同じような変化をみせており、力は伝達されているものと考えられる。

③版本体の早期破損について

原因としては、定着端付近におけるP C鋼より線のコンクリートとの付着切れによりP C鋼より線の引き込みによるプレストレス力の減少と考えられる。これにより早期にクラックが発生し、急激な版剛性の低下に至ったと考えられる。

3. 3. 2 チャンネル形状プレキャストP C床版工法

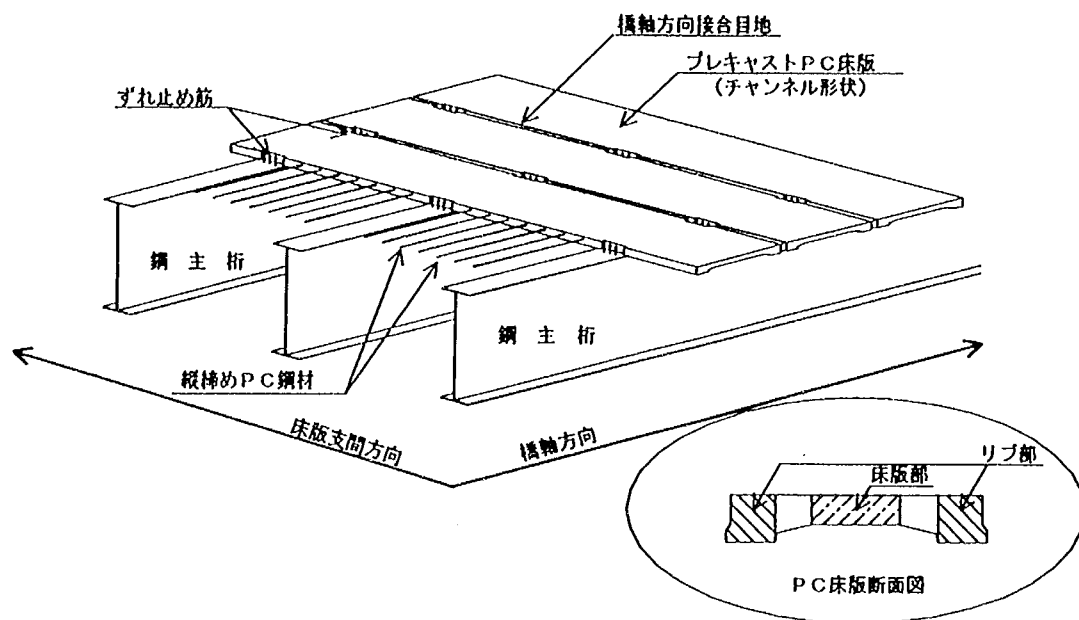
(1) 概 要

1) 工法の概要

チャンネル形状P C床版は、鋼橋の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、P C構造の工場製品である。

床版は、複数のP C床版を主桁上直角方向に敷設し、このP C床版に橋軸方向プレストレスを導入して一体化したものである。一体化したP C床版を主桁と結合して橋梁を建設する（図－3. 3. 2. 1 参照）。

本P C床版の断面はチャンネル形状をしており、抵抗断面が合理的で、コンクリート床版の軽量化が図れる。このP C床版を使用して、耐久性の向上、施工の省力化、コスト縮減を図ることを目的とする。



図－3. 3. 2. 1 チャンネル形状P C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-3.3.2.2に示す。

1. 橋軸方向 : 4.5m
2. 床版支間方向 : 2.8m
3. 床版支間 : 2.5m
4. 床版厚 : 一般床版部 $t = 17.0\text{cm}$ 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はプレテンション方式で導入し、橋軸方向には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、橋軸方向の定着具の配置が可能なようにリブ部を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、床版厚を、一般部17.0cm、リブ部27.0cm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

コンクリートの許容応力度は道示Ⅲ3.3を使用し、合成応力度はフルプレストレスとして設計した。

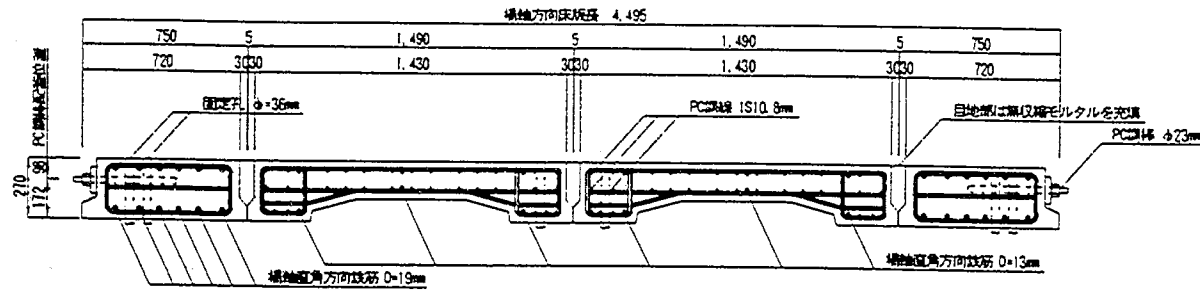
P C鋼材 1T10.8mm 32本使用

導入緊張力 1324N/mm^2 (135.0kgf/mm^2) (92249N/本 (9406.8kgf/本))

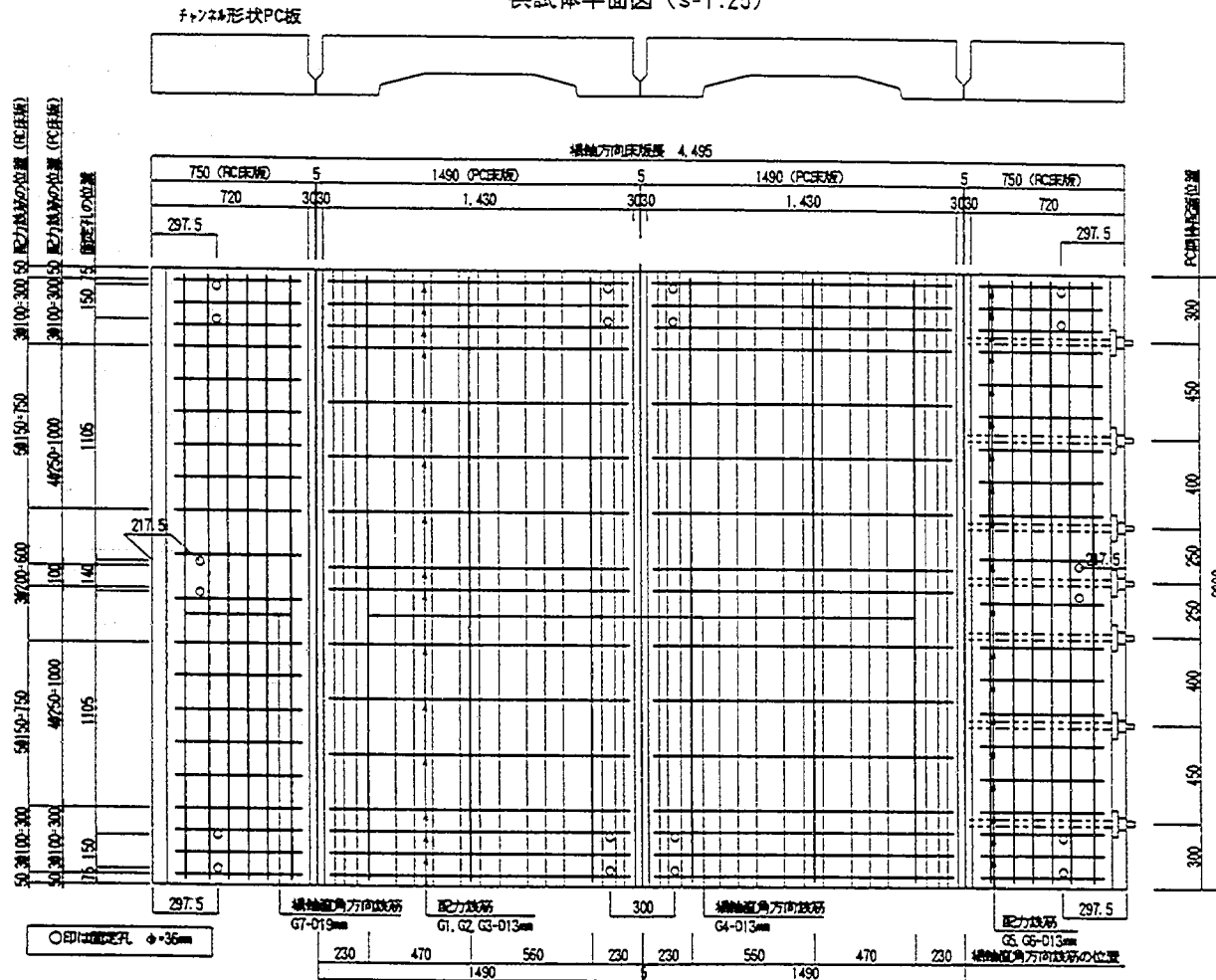
表-3.3.2.1 床版支間方向合成応力度

(N/mm ² (kgf/cm ²))					
		P C板上縁	床版下縁	リブ下縁	許容値
プレストレス導入時	支点上	7.8 (79.9)	7.8 (79.3)	7.7 (78.9)	-1.8 ~ 21.0
	支間中央	8.8 (89.8)	7.3 (74.3)	6.4 (65.1)	(-18 ~ 210)
死荷重時	支点上	6.8 (69.6)	7.2 (73.4)	7.4 (75.6)	0.0 ~ 17.0
	支間中央	8.3 (84.4)	6.5 (65.9)	5.4 (55.1)	(0 ~ 170)
設計時	支点上	0.6 (6.3)	10.4 (105.6)	16.1 (164.1)	0.0 ~ 17.0
	支間中央	12.0 (122.2)	4.6 (46.7)	0.2 (2.2)	(0 ~ 170)

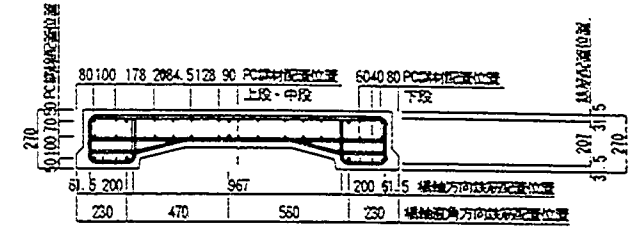
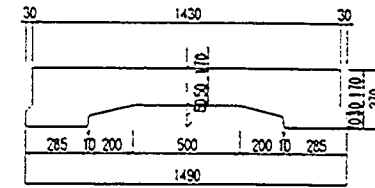
供試体側面図 (s=1:25)



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)



RC床版断面図 (s=1:25)

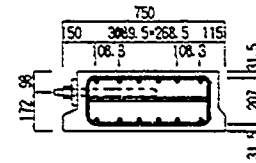
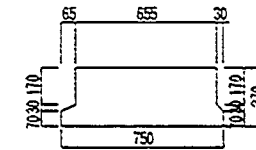


図-3.3.2.2 供試体の形状寸法図 (単位: mm)

④ 橋軸方向の設計

P C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 2.94N/mm^2 (30.0kgf/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。

尚、プレストレス導入には、P C鋼棒 $\phi 23\text{mm}$ 2.5本/mを使用した。

※目地部の設計

$$\sigma_c = \sigma_0 + \sigma_{1s} + \sigma_{pe} \quad (\text{一般床版部の設計})$$

$$\sigma_c = \sigma_0 + 1.7\sigma_{1s} + \sigma_{pe} \quad (\text{継目部の設計})$$

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_{1s} : 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-3.3.2.2 橋軸方向合成応力度

	(N/mm ² (kgf/cm ²))	
	P C版目地部 (20cm)	一般床版部 (17cm)
P C版上縁	9.9 (101.4)	7.4 (75.9)
床版下縁	—	-0.4 (-4.2)
目地下縁	-1.2 (-12.3)	—
活荷重割増し時	-4.0 (-40.9)	—
許容値	0 ~ 15.0 (0 ~ 150)	0 ~ 17.0 (0 ~ 170)
活荷重割増し時	-2.5 ~ 15.0 (-25 ~ 150)	—

4) 施工の概要

① 施工の方法

P C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P C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P C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。P C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

P C版コンクリート : 50N/mm^2 (500kgf/cm^2)

目地無収縮コンクリート : 40N/mm^2 (400kgf/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 3 月 9 日 (月)

場 所 : (株)富士ピー・エス 関東工場

〒321-4346 栃木県浮雲岡市松山町 16-1

立会者氏名 (敬称略)

建設省土木研究所 内田 賢一、廣松 新、宮崎 和彦、菅谷 晃彦

石川島建材工業(株) 荒井 孝

石川島播磨重工業(株) 池崎 直樹

ショーボンド建設(株) 佐藤 政勝、木田 秀人

住友金属工業(株) 中川 敏之

飛島建設(株) 岡本 浩、川島 知佳夫

日本カイザー(株) 木村 勝利、平岩 昌久

日本鋼管(株) 加納 勇、岡田 淳

(株)富士ピー・エス 藤川 敏弘、藤島 徹、猪川 充、岩本 久信、篠原 貴

5) 走行試験の計測項目、箇所

変位計・ π 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-3.3.2.3~図-3.3.2.5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) 想定される破壊状態

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、ひび割れが伸展して行き、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。

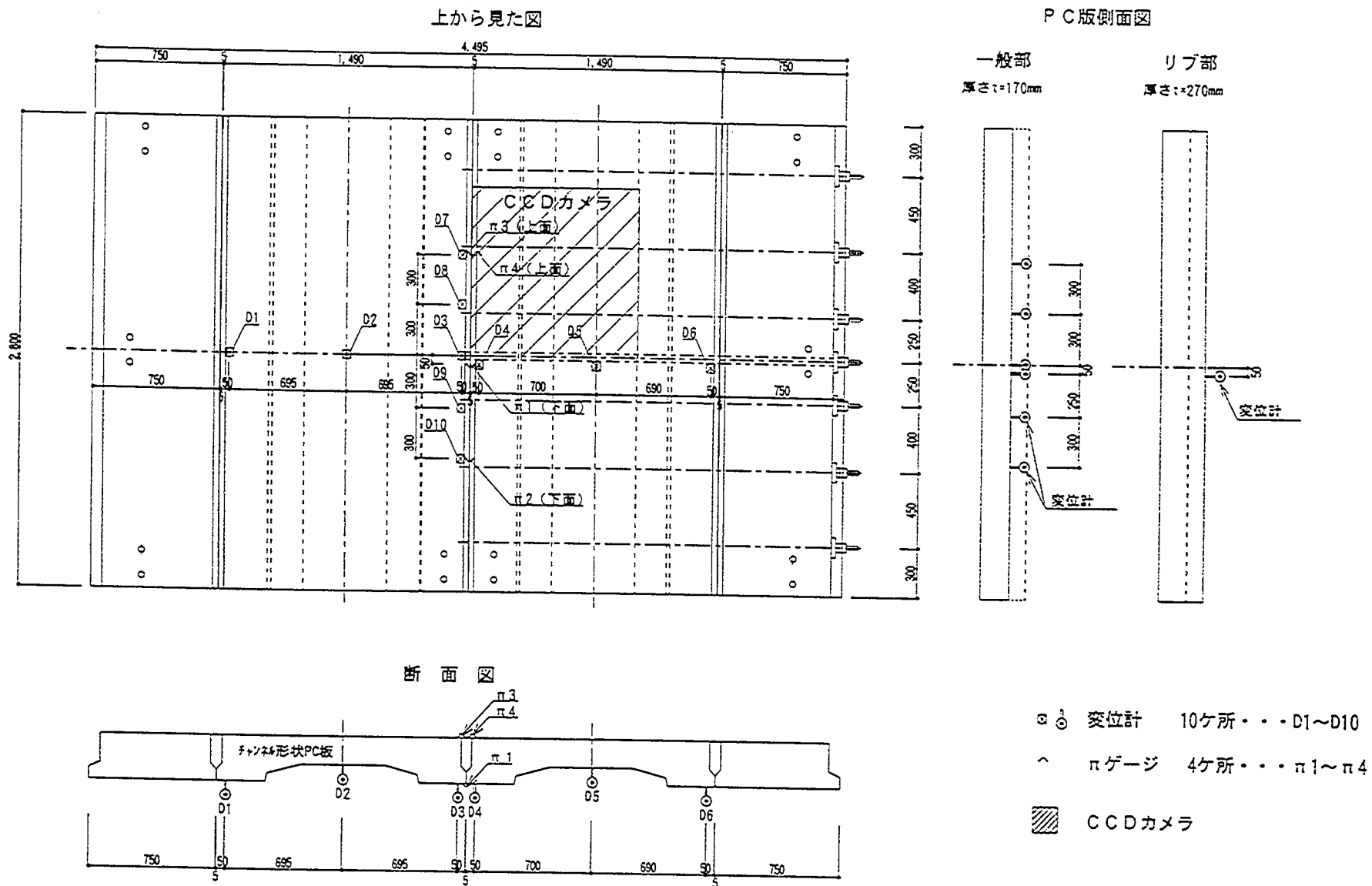


図-3.3.2.3 変位計・piゲージ取り付け位置図 (単位: mm)

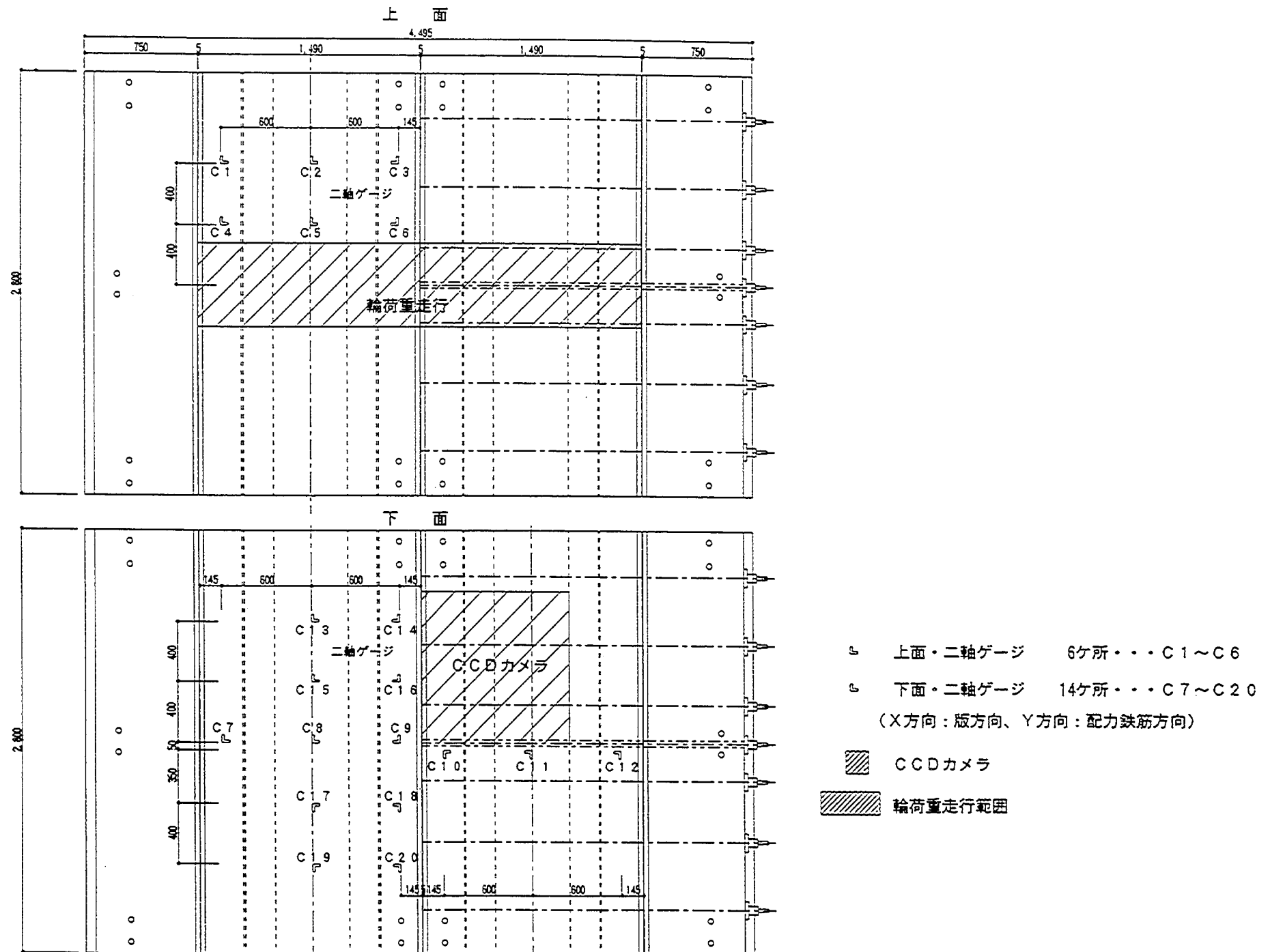
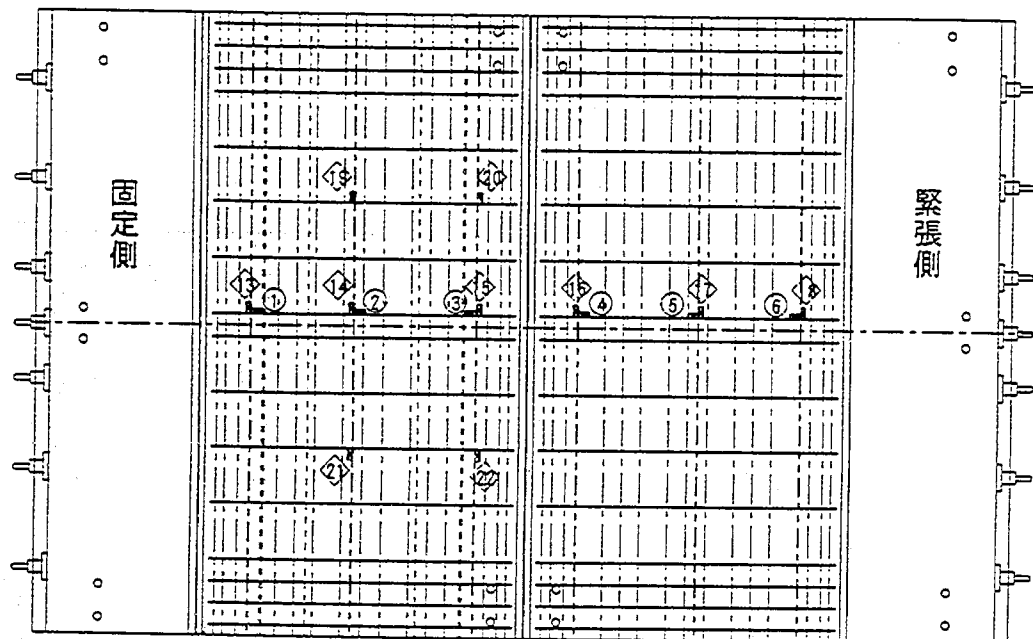
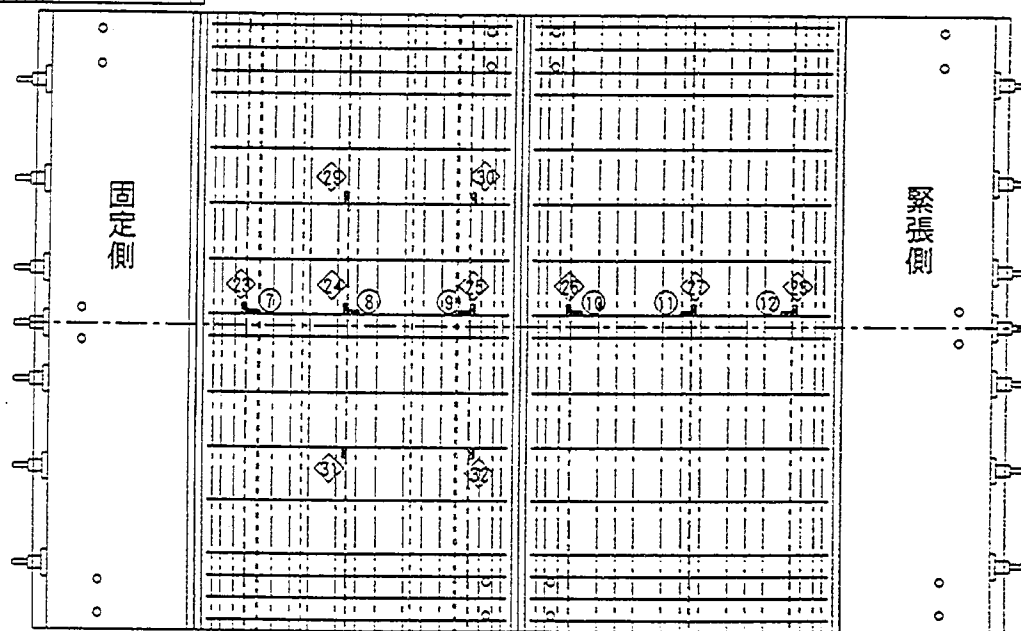


図-3.3.2.4 コンクリートひずみゲージ貼り付け位置図 (単位: mm)

上面鉄筋ゲージ



下面鉄筋ゲージ



□	: 配力鉄筋ゲージ	12ヶ所
上段	① - ⑥	= HT1 ~ HT6
下段	⑦ - ⑫	= HT7 ~ HT12
□	: PC版方向鉄筋ゲージ	20ヶ所
上段	⑬ - ⑳	= ST13 ~ ST22
下段	㉑ - ㉒	= ST23 ~ ST32

図-3.3.2.5 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-3.3.2.3 配合表

(N/m³ (kgf/m³))

セメント	水	細骨材 (砕砂)	細骨材 (川砂)	粗骨材 (碎石)	混和剤
3844 (392)	1500 (153)	3815 (389)	3844 (392)	10395 (1060)	30.8 (3.14)
水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	配合強度 (N/mm ² (kgf/cm ²))		細骨材配合比率	
39.0	43.0	56.4 (575)		50:50	

2. 強度試験結果

表-3.3.2.4 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	1 日 : 床版支間方向プレストレス導入時	①	41.8 (426)	3.06 (3.12)	-
		②	44.9 (458)	3.11 (3.17)	-
		③	46.5 (474)	3.08 (3.14)	-
		平均	44.4 (453)	3.08 (3.14)	-
	5 日 : 橋軸方向プレストレス導入時	①	64.3 (656)	3.45 (3.52)	-
		②	63.8 (651)	3.50 (3.57)	-
		③	62.3 (636)	3.39 (3.46)	-
		平均	63.5 (648)	3.45 (3.52)	-
	28 日 : σ ₂₈	①	73.5 (749)	3.62 (3.69)	3.5 (36)
		②	72.7 (741)	3.70 (3.77)	5.5 (56)
		③	73.1 (745)	3.82 (3.89)	5.4 (55)
		平均	73.1 (745)	3.71 (3.78)	4.8 (49)
	58 日 : 試験開始前日	①	79.3 (809)	3.76 (3.83)	-
		②	79.4 (810)	3.72 (3.79)	-
		③	81.0 (826)	3.89 (3.96)	-
		平均	79.9 (815)	3.79 (3.86)	-
	59 日 : 試験開始時	①	76.9 (785)	3.77 (3.84)	4.6 (47)
		②	74.9 (764)	3.73 (3.80)	4.3 (44)
		③	69.6 (710)	3.79 (3.86)	3.7 (38)
		平均	73.8 (753)	3.76 (3.83)	4.2 (43)

表-3.3.2.5 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)
グ ラ ウ ト	33 日 : 土研搬入時	①	15.2 (155)
		②	40.1 (409)
		③	34.6 (353)
		平均	30.0 (306)
	54 日 : 試験開始前日	①	29.4 (300)
		②	33.5 (342)
		③	38.7 (395)
		平均	33.9 (346)

チャンネル形状PC床版のコンクリート強度の結果では、1 日強度 (プレストレス導入強度

35N/mm²(350kgf/cm²)以上)で導入強度の1.29倍、28日強度(設計基準強度50N/mm²(350kgf/cm²))で設計基準強度の1.46倍となった。プレキャスト部材では、製造工程の関係から材令1日でプレストレス導入強度(35N/mm²(350kgf/cm²))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40N/mm²(400kgf/cm²)を目標に設計した。これは5N/mm²(50kgf/cm²)の変動を考慮した設計値としている。その結果、1日強度44.4N/mm²(453kgf/cm²)、28日強度が73.1N/mm²(745kgf/cm²)となった。

表-3.3.2.6 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)	静弾性係数 ×10 ⁴ N/mm ² (×10 ⁵ kgf/cm ²)
目 地 部 無 収 縮 モ ル タ ル	2日:橋軸方向プレストレス導入時	①	32.8 (335)	-
		②	38.7 (395)	-
		③	30.8 (314)	-
		平均	34.1 (348)	-
	3日:σ ₃	①	40.9 (417)	-
		②	39.6 (404)	-
		③	41.9 (427)	-
		平均	40.8 (416)	-
	5日:σ ₅	①	-	2.48 (2.53)
		②	-	2.60 (2.65)
		③	-	2.53 (2.58)
		平均	-	2.54 (2.59)
	28日:σ ₂₈	①	42.3 (432)	-
		②	47.5 (485)	-
		③	43.7 (446)	-
		平均	44.5 (454)	-
	56日:試験開始前日	①	47.7 (486)	-
		②	43.7 (446)	-
		③	46.3 (472)	-
		平均	45.9 (468)	-

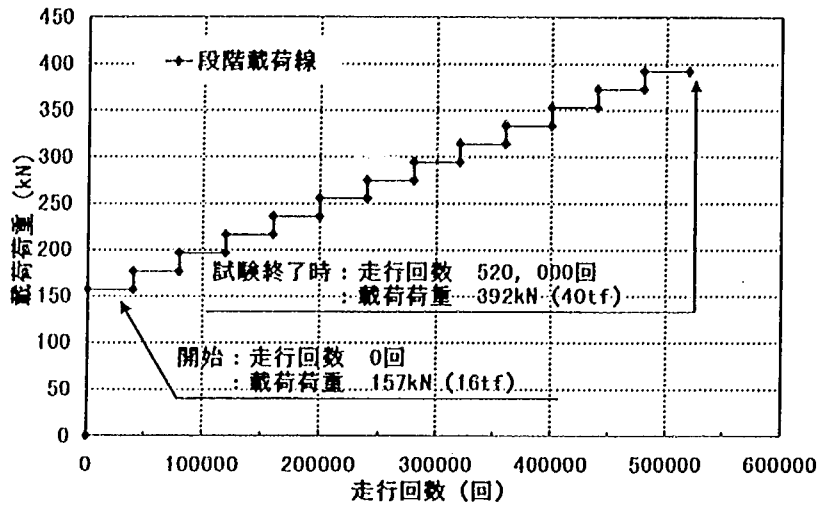
② 鋼材の材料特性

表-3.3.2.7 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 ⁻⁶)	引張強さ N/mm ² (kgf/cm ²)	伸び (%)	公称断面積 (cm ²)
D13-1	47.8	68.0	377.0	1956	536.4	24.0	1.267
D13-2	47.8	67.5	377.0	1984	532.5	26.4	
D13-3	47.9	67.5	377.8	1972	532.5	25.2	
平均	47.8 (4870)	67.7 (6900)	377.3 (3847)	1971	533.8 (5443)	25.2	
D19-1	97.4	142.0	340.0	1804	495.6	26.5	2.865
D19-2	96.6	143.0	337.1	1801	499.1	26.0	
D19-3	96.9	142.5	338.2	1788	497.4	24.2	
平均	97.0 (9890)	142.5 (14530)	338.4 (3451)	1798	497.4 (5072)	25.6	
PC鋼棒							
φ23-1	472.2	520.7	1136.4	7312	1253.3	9.3	4.155
φ23-2	472.2	528.6	1136.4	7342	1272.1	9.2	
φ23-3	472.2	532.5	1136.4	7234	1281.7	9.2	
平均	472.2 (48150)	527.3 (53770)	1136.4 (11588)	7296	1269.0 (12940)	9.2	
PC鋼より線							
IS10.8-1	-	129.8	-	-	-	-	-
IS10.8-2	-	130.2	-	-	-	-	-
IS10.8-3	-	129.6	-	-	-	-	-
平均	-	129.9 (13250)	-	-	-	-	-

2) 破壊時走行回数

輪荷重走行試験の途中、275kN (28tf) の走行中において約 2,000 回のオーバーランが生じ過載荷となった。以後、4 万回毎に荷重を増加させ、392kN (40tf)、522,245 万回で終了した。供試体は試験終了時においても未破壊であった。



図一3.3.2.6 輪荷重走行試験載荷要領

3) 損傷・破壊の形態

① ひび割れ

床版支間中央付近の下面およびリブ下面のひび割れ発生時の荷重、走行回数等を表一3.3.2.8に、同表の位置の概略図を図一3.3.2.7に示す。また、図一3.3.2.8、図一3.3.2.9にひび割れ観察図を示す。

床版部 (厚さ 17cm) とリブ (厚さ 27cm) において、ひび割れの方法が異なっていることがわかる。

表一3.3.2.8 床版支間中央付近のひび割れ発生状況

	位 置	発生荷重	発生時走行回数	ひび割れ方向
床版部下面	中央リブ付け根	235kN (24tf)	180, 000回	床版支間方向
	端部リブ付け根	235kN (24tf)	200, 000回	床版支間方向
	ハンチ開始部	275kN (28tf)	260, 000回	床版支間方向
	床版部	314kN (32tf)	324, 000回	床版支間方向
リブ下面	中央リブ支間中央	235kN (24tf)	180, 000回	橋軸方向
	端部リブ支間中央	294kN (30tf)	283, 000回	橋軸方向

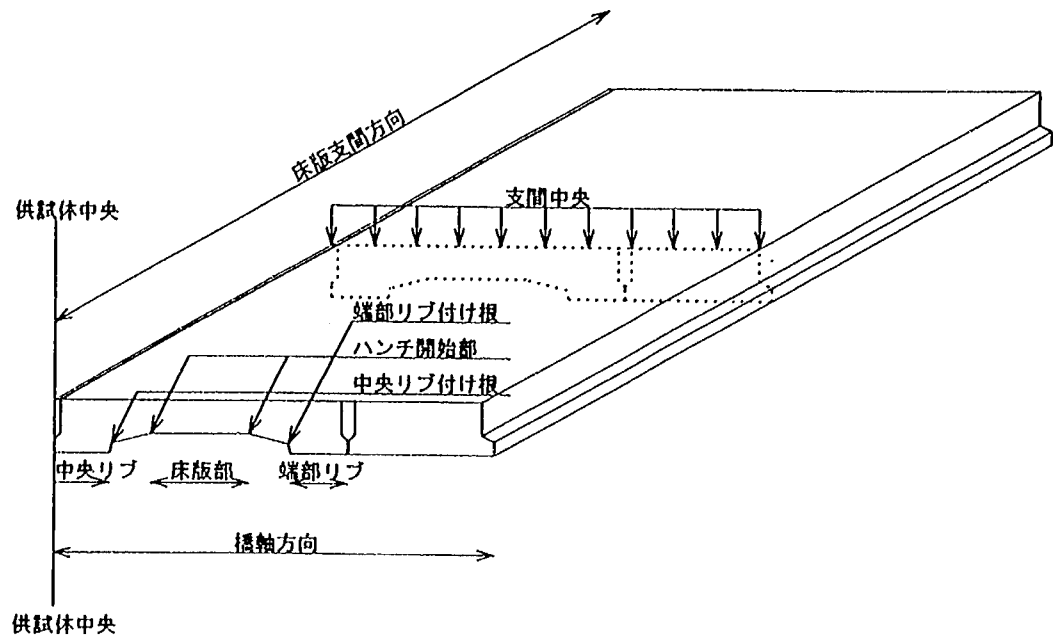


図-3.3.2.7 ひび割れ発生位置概略図

1. 床版部 (17cm) のひび割れ

床版部の初期ひび割れは、235kN (24t)、180,000 回で床版支間方向に発生し、その後荷重と走行回数の増加に伴って進展した。ひび割れの方が床版支間方向であることから、床版部は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。

本実験では、床版部の曲げ破壊、圧壊、押抜き破壊等の現象は見られなかった。

2. リブのひび割れ

リブの初期ひび割れは、235kN (24t)、180,000 回で橋軸方向に発生し、最終的には中央の左リブに 5 本、右リブに 7 本生じた (図-3.3.2.8) が、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。

荷重を増加する毎に観察したひび割れ観察図 (図-3.3.2.8) によれば、ひび割れは、荷重の増加に伴って連続的に増加発展するのではなく、しばらくは同じひび割れ長さで開閉を繰り返し、荷重の増加と走行回数の増加に伴って数回に分けて段階的に伸展していったことが分かる。また、ひび割れの方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分かる。

床版支間方向のプレストレス力による効果が大きく、曲げによる破壊には至らなかった。

3. ひび割れの方向

床版部及びリブのひび割れの方が各々直行していることから、それぞれ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分かる。部位のひび割れの制御には、各方向のプレストレス導入量にも深い関係があるといえる。

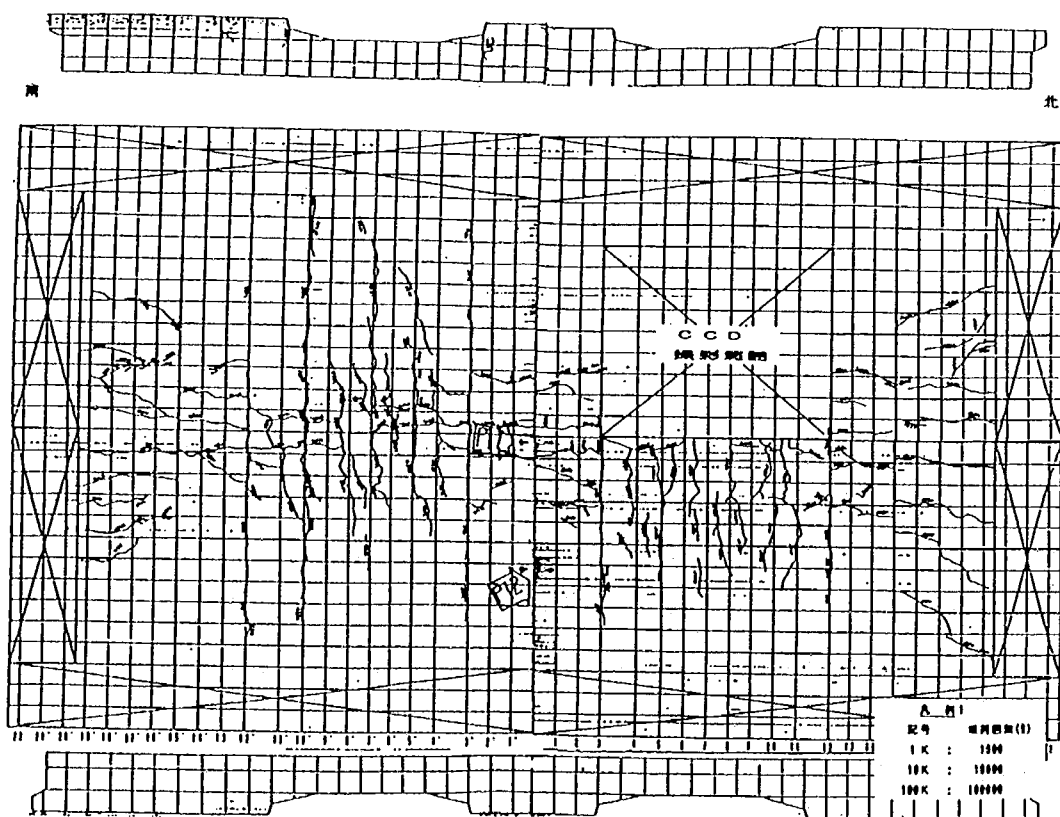
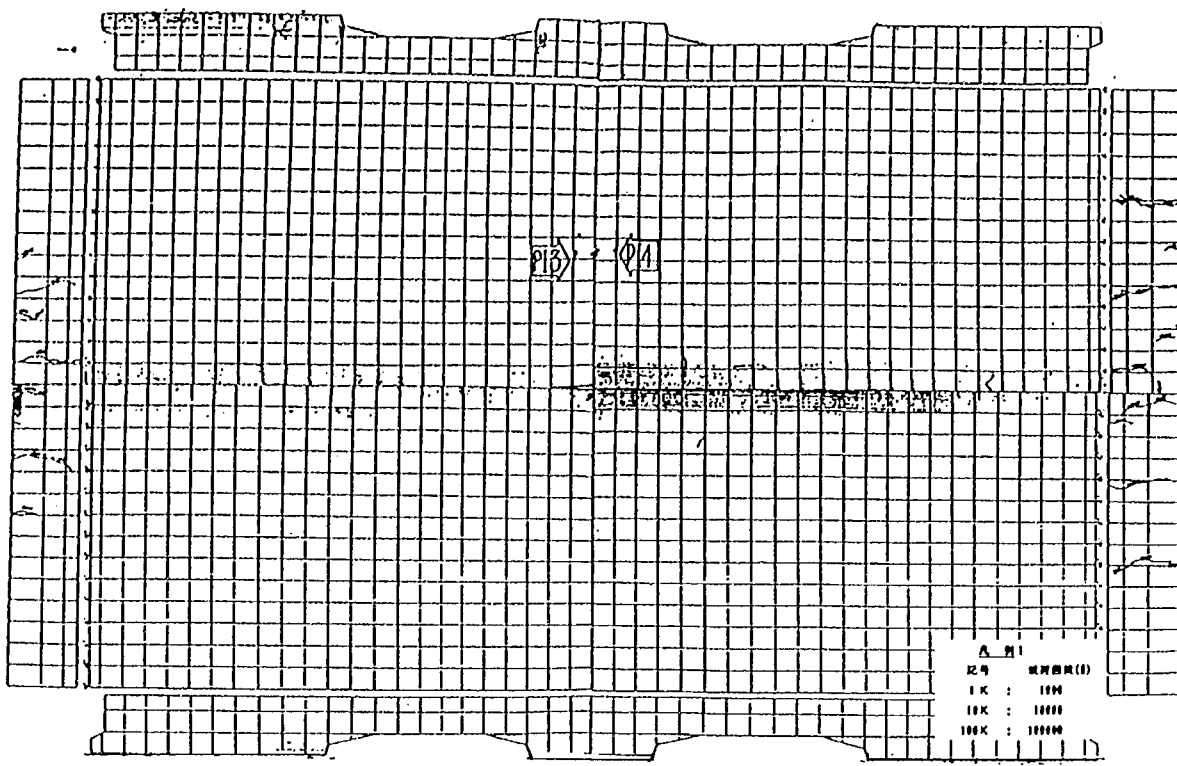
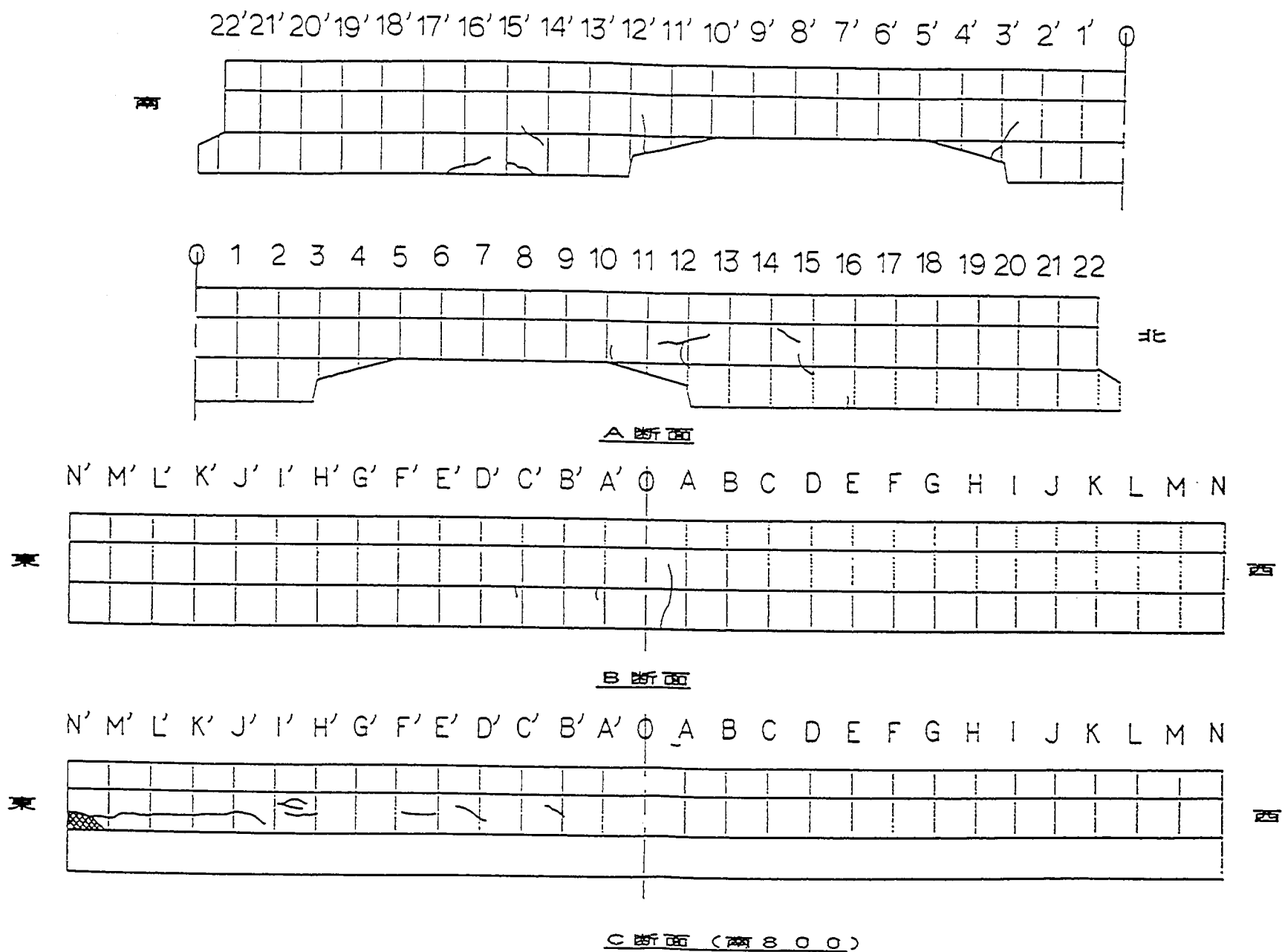


図-3.3.2.8 ひび割れ観察図(上:床版上面 下:床版下面)

図-3.3.2.9 内部ひび割れ観察図



ひび割れ観察図 (チャンネル形状プレキャストPC板・内部)

② PC床版相互の目地の開き

計測結果を表-3.3.2.9 と図-3.3.2.10 に示す。

表-3.3.2.9 目地の開き（走行試験終了時）

	場 所	0kN (0tf) 載荷時	392kN (40tf) 載荷時	計 測 位 置
目地の開き	支間中央下面	0.010mm	0.288mm	π 1
	支間中央上面	0.005mm	-0.150mm	π 4

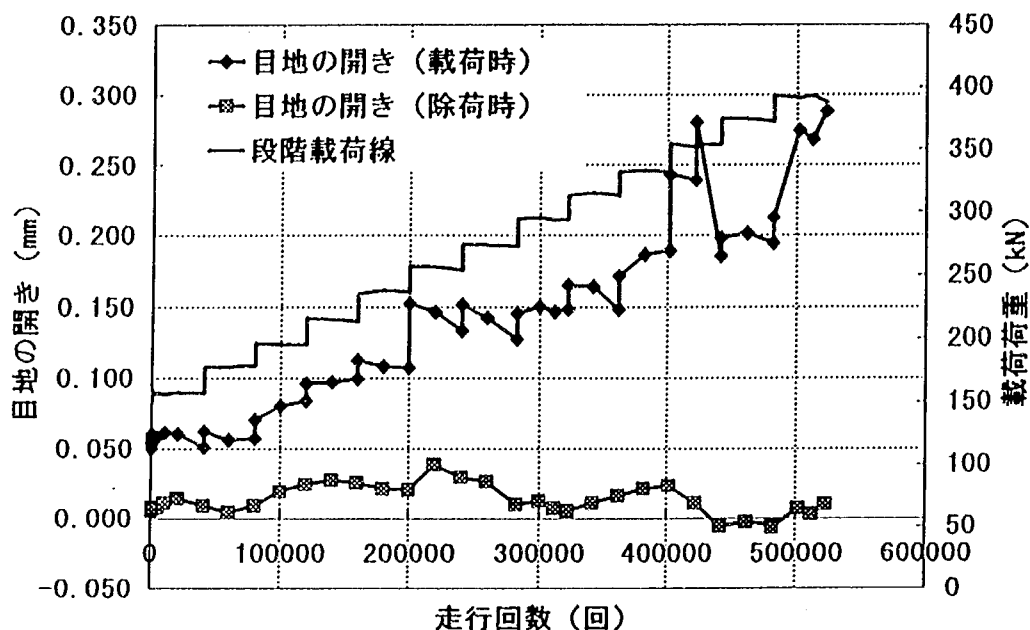


図-3.3.2.10 支間中央下面目地の開き

PC版相互の接合目地の開きは、走行回数および荷重の増加に伴って増加している。

床版支間中央の目地の開きは、走行前では 157kN (16tf) 載荷時 0.050mm、除荷時 0.001mm であり、走行終了時点（載荷 392kN (40tf) ,走行回数 522,245 回）では、荷重載荷時 0.288mm、荷重除荷時 0.010mm、であった。荷重除荷時の開きは、0～0.040mm で推移しており、荷重を除去すると開きはほぼ元の状態に戻ることが分かる。

載荷が 196kN (20tf)、80,000 回の時点で、開きが階段状に増加しており、初期ひび割れの発生時期と一致する。荷重 255kN (26tf)、200,000 回の時点で再び開きが増加している。

353kN (36tf)、400,000 回時点でも開きが一時的に増加し、その後閉じるような挙動を呈している。

このように目地の開きは、ひび割れの伸展とほぼ一致して大きく開くが、開き量は概ね荷重の増加に比例していることがわかる。

③ 床版厚の実測

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。床版厚の実測結果を次頁の表-3.3.2.10 に示す。

表-3.3.2.10 床版厚の実測結果

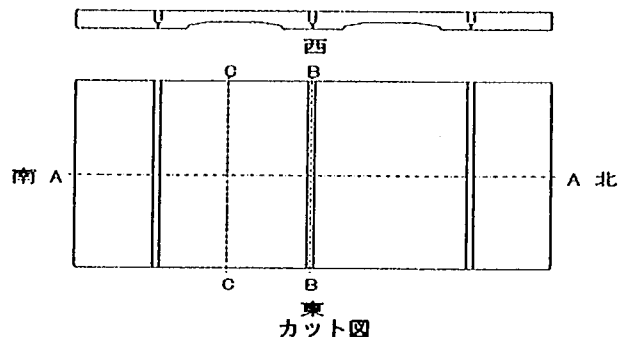
A断面南側															A断面北側									
22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'			
271	270	272	272	273	274	-	-	270	270	220	196	170	170	169	168	169	170	195	-	270	270			
(270)						-		(270)			-		(170)					-		(270)				
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		
270	271	271	220	193	169	170	170	171	171	173	199	-	271	272	272	273	274	274	273	274	272	272		
(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'										
272	272	271	272	272	-	272	271	271	271	271	271	271	271										
(270)					-					(270)													
0	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N									
270	270	271	271	271	271	271	271	271	270	271	271	271	273	274									
(270)																							

C断面東側														C断面西側									
N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'										
-	-	-	-	-	272	272	271	270	270	-	270	270	269										
-					(270)					-		(270)											
0	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N									
270	269	270	270	271	270	270	269	267	267	267	268	267	267	269									
(270)																							

注)

- 1) () は床版の設計厚。
- 2) 測定点は図-3.3.2.9を参照。
- 3) 床版部の設計厚は、170mm。
- 4) リブ部の設計厚は、270mm。
- 5) B断面I' は構目のため、測定不可。
- 6) -線部はひび割れのため、測定不可。

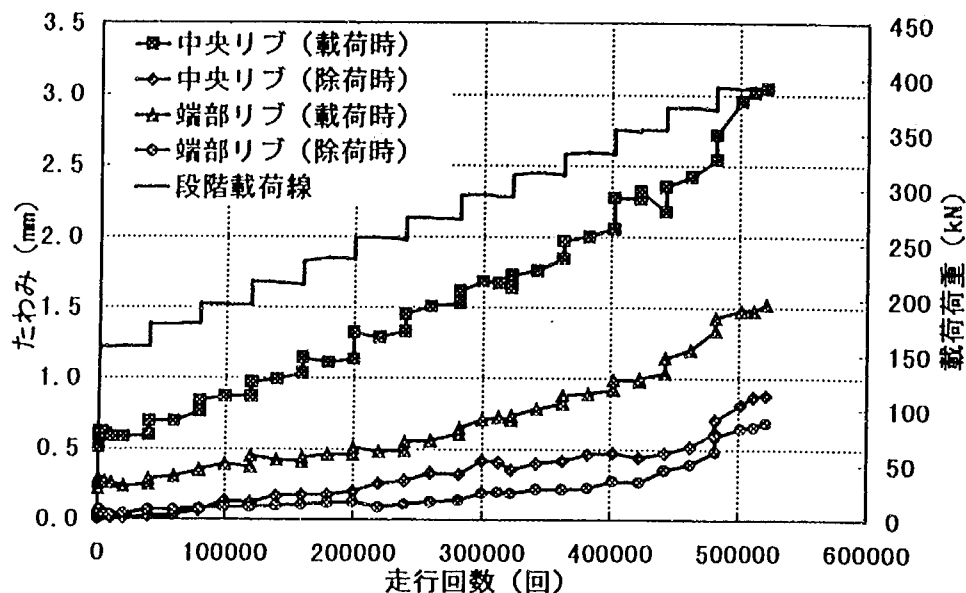


4) 供試体変位－走行回数関係

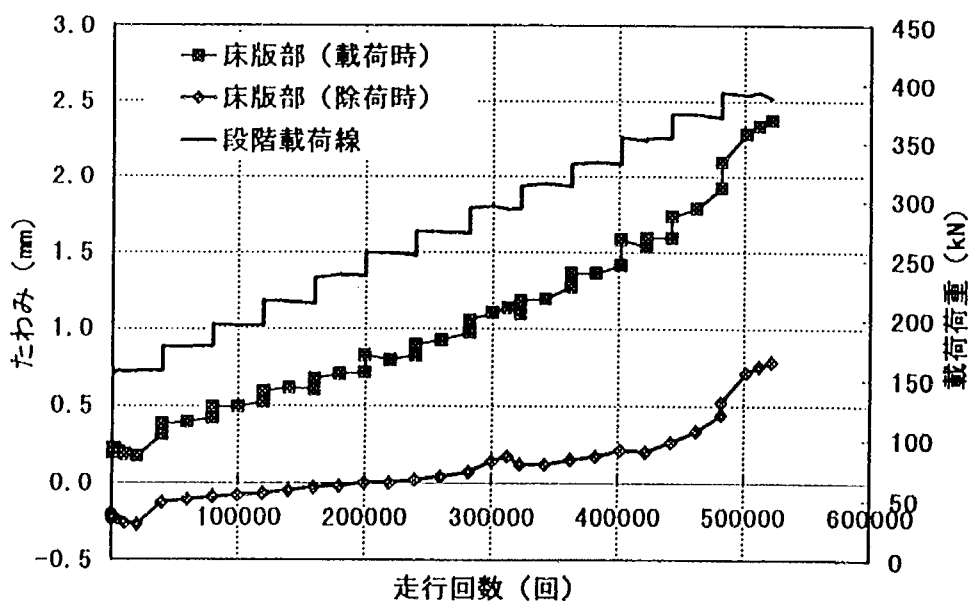
計測結果を表－3.3.2.11と図－3.3.2.11、図－3.3.2.12に示す。また、図－3.3.2.13にRC8供試体及びPRC50供試体の結果と比較した“荷重－たわみ－走行回数曲線”を示す。

表－3.3.2.11 床版下面のたわみ（走行試験終了時）

位 置	0kN (0tf) 載荷時	392kN (40tf) 載荷時	計 測 位 置
中央リブ支間中央	0.879mm	3.043mm	D 4
端部リブ支間中央	0.684mm	1.523mm	D 6
床版部支間中央	0.912mm	2.483mm	D 5



図－3.3.2.11 リブ部支間中央下面のたわみ



図－3.3.2.12 床版部支間中央下面のたわみ

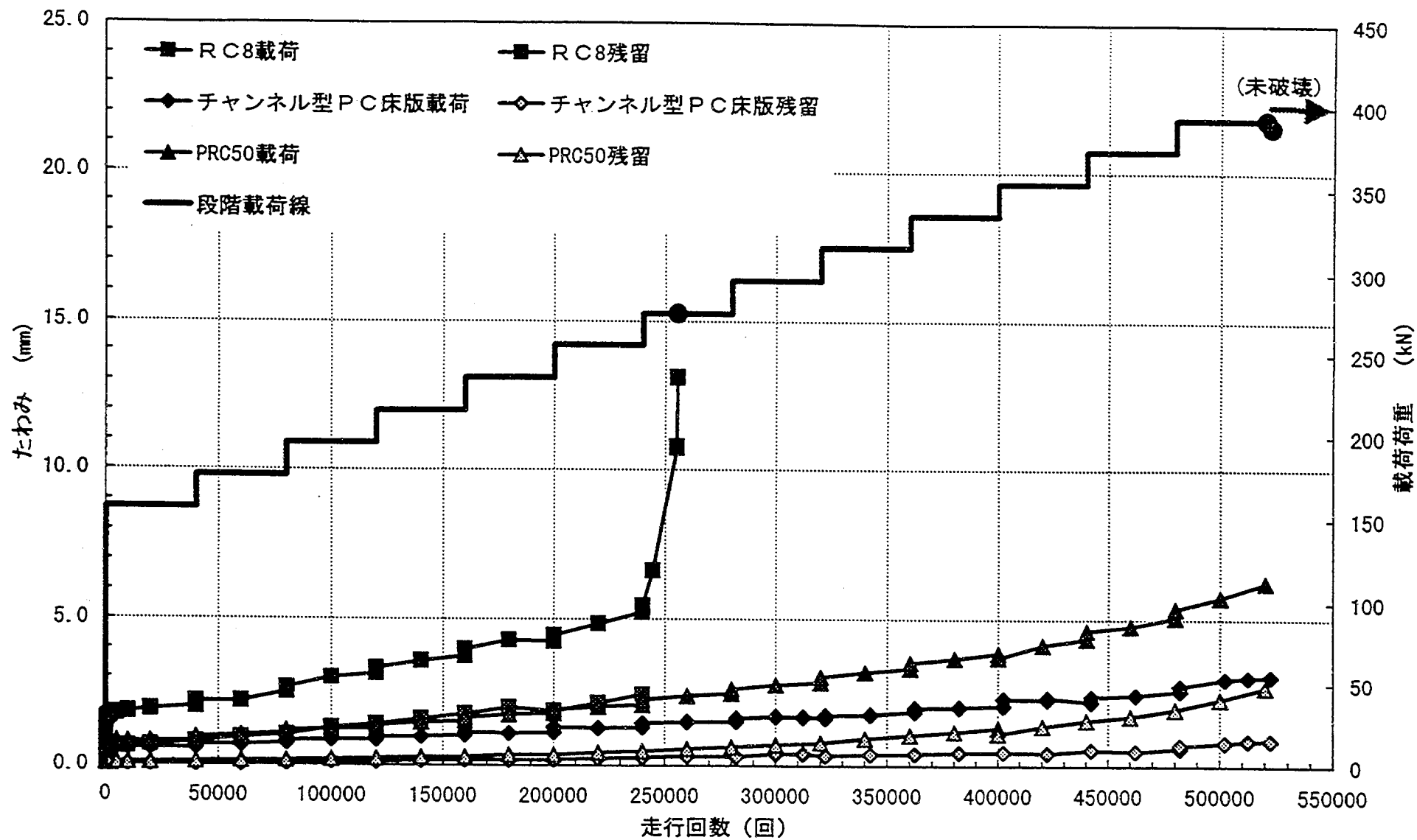


図-3.3.2.13 荷重-たわみ-載荷荷重曲線

リブおよび床版部のたわみは、荷重の増加とともに若干ではあるが上方に放物線状（上に凹）に増大していることがわかる。とくに残留たわみは340kN（34t）、400,000回を超過した時点から急激な増加が見られる。これはひび割れの増加とともに残留ひずみも大きくなっていると考えられ、ひび割れによる剛性低下が生じていることがいえる。

図-3.3.2.13によれば、RC8 供試体は280kN(28t)、250,000回で破壊しており、PRC50 供試体は、392kN(40t)、520,000回で載荷時約6mm、無載荷時約2.5mmのたわみを生じている。一方、PC床版は試験終了時点（載荷392kN（40t）、走行回数522,245回）で、除荷時0.879mm、392kN（40t）載荷時3.043mmのたわみである。終了時点のたわみ量はPRC 供試体の50%以下となっていることがわかる。

図-3.3.2.14に、供試体の中央リブ支間中央のたわみ量を走行前後の実測値と計算値を比較した。

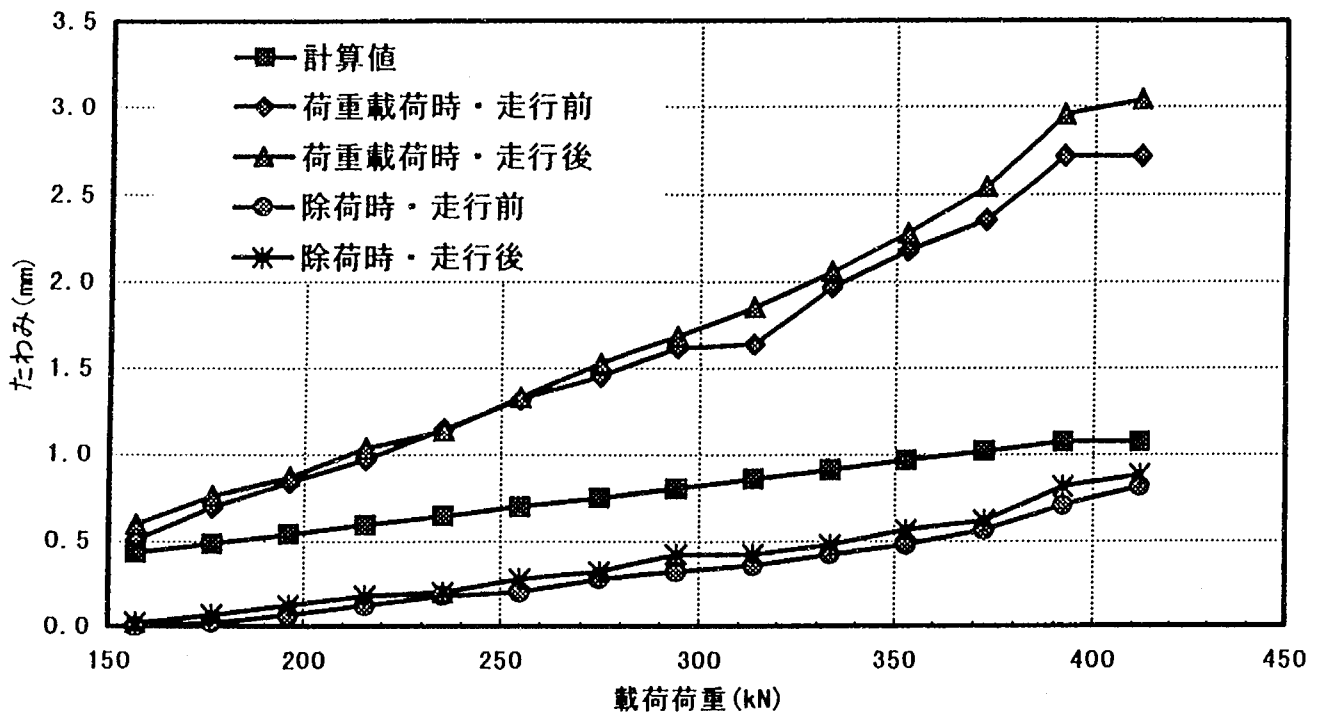


図-3.3.2.14 荷重-たわみ曲線

各段階荷重における除荷時のたわみ量を、走行前と走行後で比較すると、0.05mm程度のたわみ差が生じており、試験終了時までその差はほぼ一定である。また、残留ひずみが走行回数に比例して増加しており、走行により若干の剛性低下を示していることがわかる。

走行前後の同一荷重によるたわみ差は、255kN（26t）、240,000回程度まで見られないが、275kN（28t）、280,000回を越える時点からたわみ差が0.1～0.2mm生じている。この時点から鋼線の引き込まれによるプレストレスの減少がみられ、これが疲労による剛性低下の前兆と考えられる。また、荷重によるたわみ増加量が荷重とともに増加している（たわみ曲線の勾配が凹となっている）ことから、疲労による剛性の低下が生じていることがわかる。

同図の計算値は、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 $3.76 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ($3.83 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)

I : 断面二次モーメント (P C 換算) $158,498 \text{ cm}^4$

計算値と実測値の比較すると、荷重の増加とともにたわみ差が大きくなっており、供試体はひびわれやブレストレスの減少により剛性低下が生じていることが分かる。

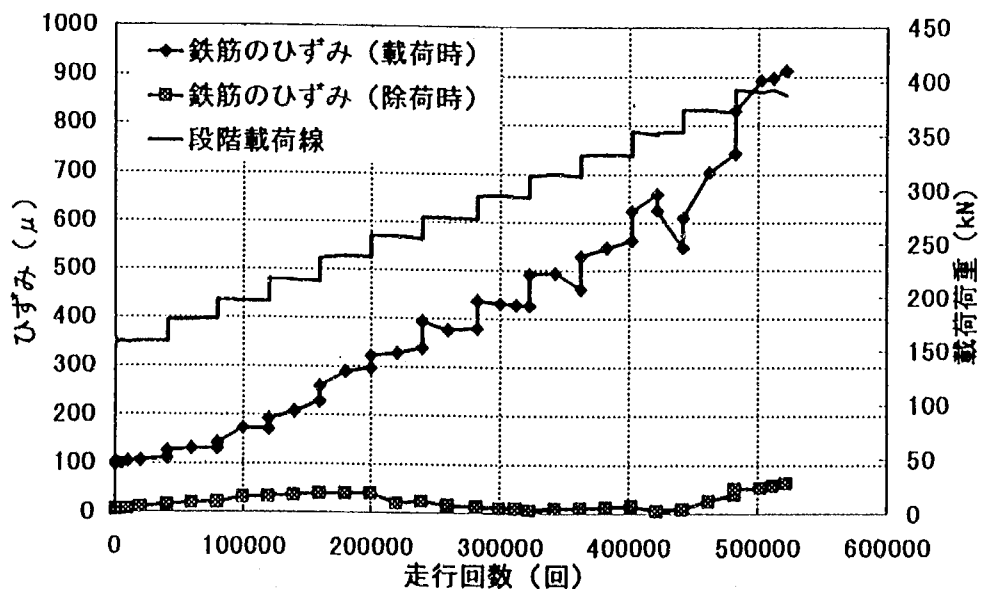
5) 供試体ひずみ－走行回数関係

① 床版支間方向鉄筋ひずみ

計測結果を表－3.3.2.12 と図－3.3.2.15 および図－3.3.2.16 に示す。

表－3.3.2.12 床版支間方向鉄筋ひずみ（走行試験終了時）

	場 所	0kN (0tf) 載荷時	392kN (40tf) 載荷時	計 測 位 置
床版支間方向鉄筋	リブ部上面	-350 μ	-521 μ	ST 1 5
	リブ部下面	62 μ	911 μ	ST 2 5
	床版部上面	-172 μ	-267 μ	ST 1 4
	床版部下面	104 μ	206 μ	ST 2 4



図－3.3.2.15 リブ部下面の床版支間方向鉄筋ひずみ (ST 2 5)

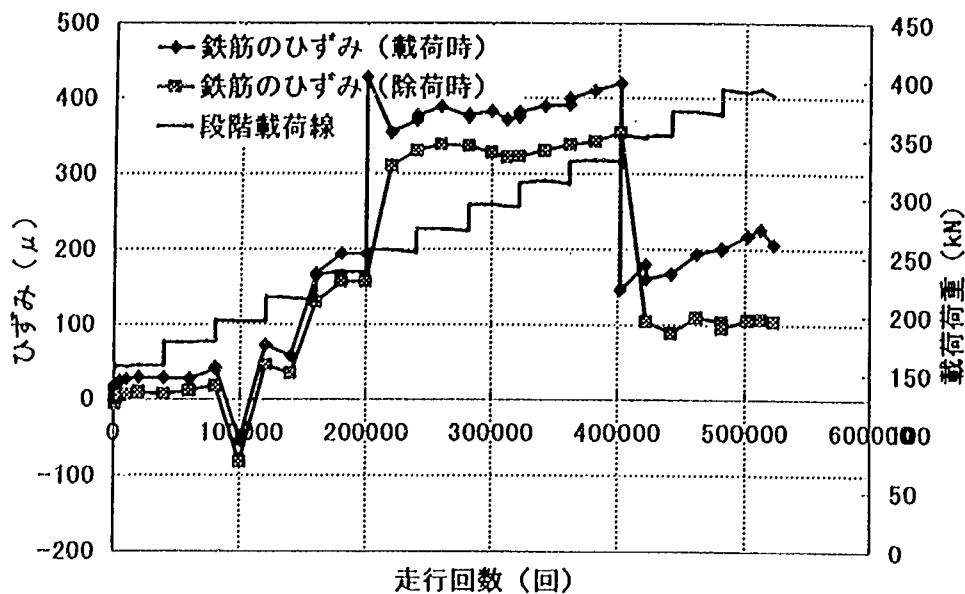


図-3.3.2.16 床版部下面の床版支間方向鉄筋ひずみ (ST24)

1. リブ下面の鉄筋ひずみ

床版支間中央の鉄筋ひずみは、荷重とともに線形的に増加している。試験終了時で 392kN (40t) の荷重による鉄筋ひずみは 911 μ (鉄筋引張応力度 : 174.4N/mm² (1778kgf/cm²)) 生じている。また、鉄筋の残留ひずみは 235kN (24t)、200,000 回で約 40 μ まで線形的に増加しているが、その後ひずみが減少しているので、この時点で近傍にひび割れが発生したことがわかる。これは表-3.3.2.8 のひび割れ発生状況とも一致している。試験終了時では 62 μ であった。

鉄筋のひずみは弾性範囲内で推移しており、走行による鉄筋の疲労はないと考えられる。

2. 床版部下面の鉄筋ひずみ

床版部の鉄筋は荷重載荷位置と離れているので、鉄筋方向のひずみを供試体の変位方向と直接的な因果関係として論ずることはできないが、荷重に対する相対的な鉄筋ひずみの増減関係は上記のグラフのごとくであるのでその範囲で述べる。

床版支間方向の鉄筋ひずみは、177kN (18t)、80,000 回までは約 50 μ と小さいが、196kN (20t)、100,000 回でひずみが一時的に減少している。その後再び増加に転じ、235kN (24t)、200,000 回までに約 200 μ 急激に増加している。196kN (20t)、100,000 回での一時的なひずみの減少は、測定結果からは推定不能である。

235kN (24t)、200,000 回走行後 255kN (26t) に荷重を増加して載荷したとき約 430 μ までひずみが増加している。その後ひずみは 333kN (34t)、400,000 回終了時 (約 420 μ 、80.4N/mm² (820kgf/cm²)) まで漸増していくが、400,000 回終了時点で荷重を 353kN (36t) に増加して載荷したとき、約 150 μ までひずみが減少している。

255kN (26t)、200,000 回時の急激なひずみ増加は、表-3.3.2.9 より 24t で床版部に生じた鉄筋方向の

ひび割れの影響で、一時的にひずみが急増したものと考えられる。また除荷時と載荷時のひずみ差が大きいのは、この時点でリブ部に生じた鉄筋直角方向のひび割れの影響と考えられる。400,000 回終了時点のひずみの減少は、この時点で近傍に新しいひび割れが発生し、このひび割れにより鉄筋の引張ひずみが近傍の領域に分配された結果、測定点の鉄筋ひずみが解放されて減少したものと考えられる。このことは、ひび割れ観察図で 400,000 回時点でリブ部および床版部に発展したひび割れが多いことからわかる。

試験終了時点では、残留ひずみが 104μ であり、荷重によるひずみも 206μ (鉄筋引張応力度 39.4N/mm^2 (402kgf/cm^2)) となっており、いずれも弾性範囲内であり走行による鉄筋の疲労はないと考えられる。

② 橋軸方向鉄筋ひずみ

計測結果を表-3.3.2.13 と図-3.3.2.17 に示す。

表-3.3.2.13 橋軸方向鉄筋ひずみ (走行試験終了時)

	場 所	0kN (0tf) 載荷時	392kN (40tf) 載荷時	計 測 位 置
橋軸方向鉄筋	リブ部上面	-357μ	-412μ	HT3
	リブ部下面	-109μ	-84μ	HT9
	床版部上面	-236μ	-228μ	HT2
	床版部下面	-103μ	-109μ	HT8

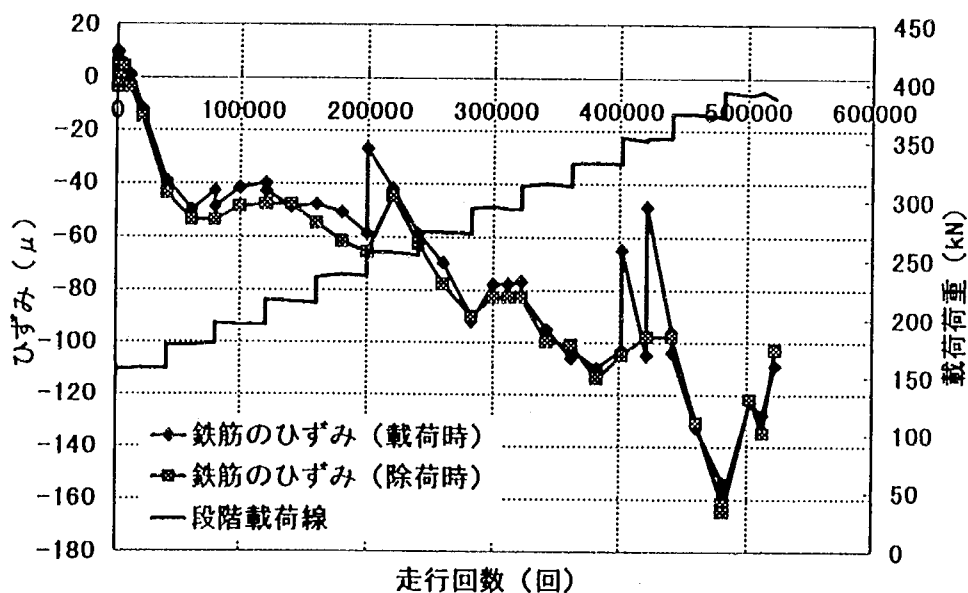


図-3.3.2.17 床版部下面の橋軸方向鉄筋ひずみ (HT8)

橋軸方向鉄筋は、供試体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ひずみは 160μ 以下で推移した。

③ コンクリート表面ひずみ

計測結果を表-3.3.2.14と図-3.3.2.18、図-3.3.2.19、図-3.3.2.20および図-3.3.2.21に示す。

表-3.3.2.14 コンクリートひずみ（走行試験終了時）

	場 所	方 向	0kN (0tf) 載荷時	392kN (40tf) 載荷時	計 測 位 置
コンクリート	リブ部上面	X方向	-151 μ	-308 μ	C 6
		Y方向	-26 μ	-116 μ	
	リブ部下面	X方向	13 μ	49 μ	C 9
		Y方向	-55 μ	-58 μ	
	床版部上面	X方向	-128 μ	-254 μ	C 5
		Y方向	測定不能	測定不能	
	床版部下面	X方向	測定不能	測定不能	C 8
		Y方向	測定不能	測定不能	

※ 1.X方向：床版支間方向 ※ 2.Y方向：橋軸方向

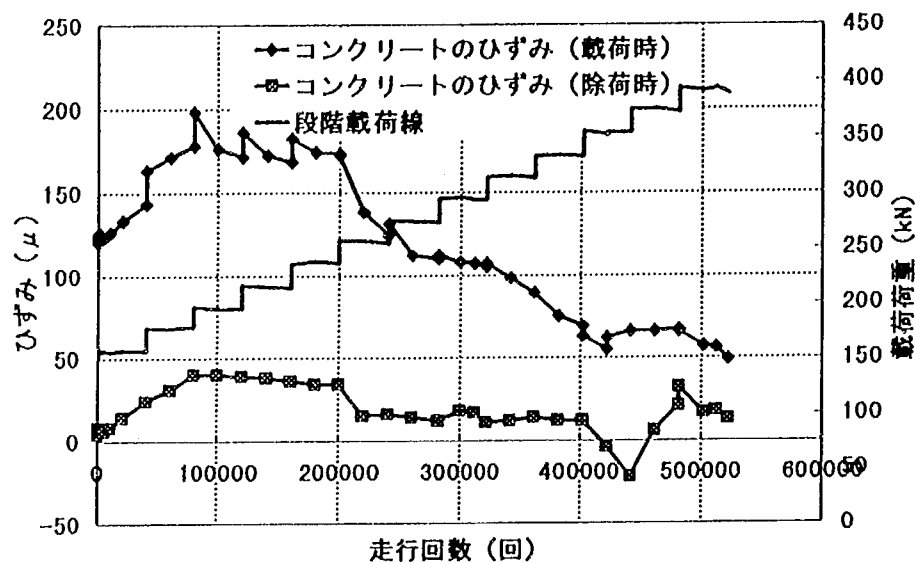


図-3.3.2.18 リブ部下面床版支間方向のコンクリートひずみ（C9）

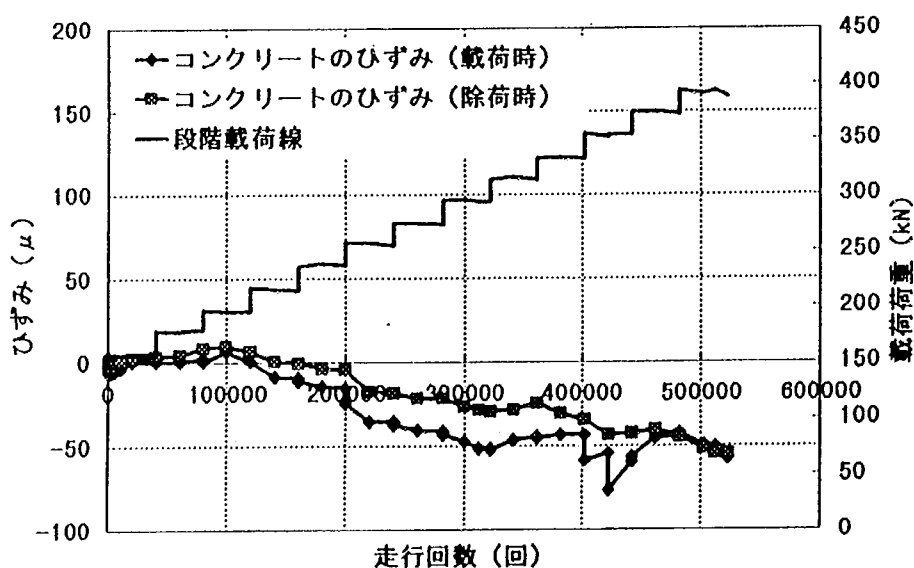


図-3.3.2.19 リブ部下面橋軸方向のコンクリートひずみ（C9）

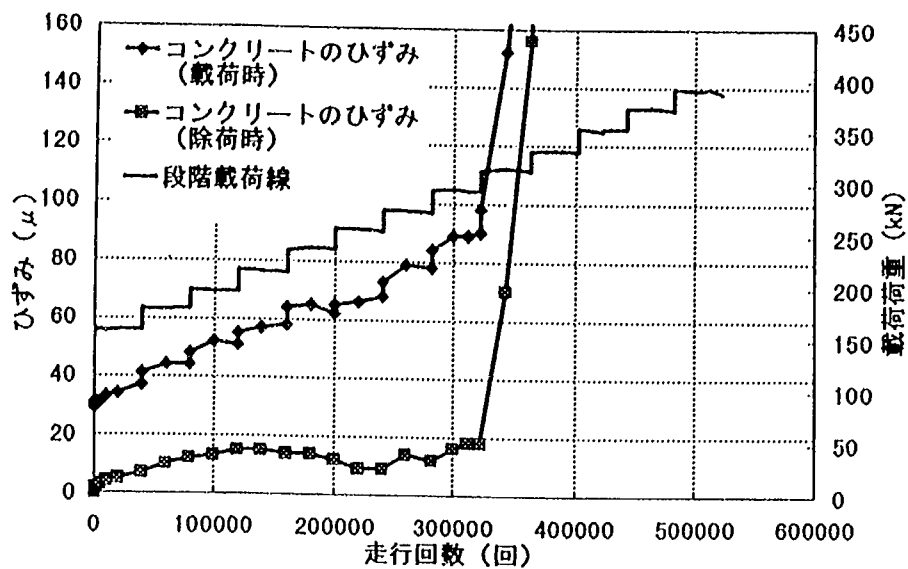


図-3.3.2.20 床版部下面床版支間方向のコンクリートひずみ (C8)

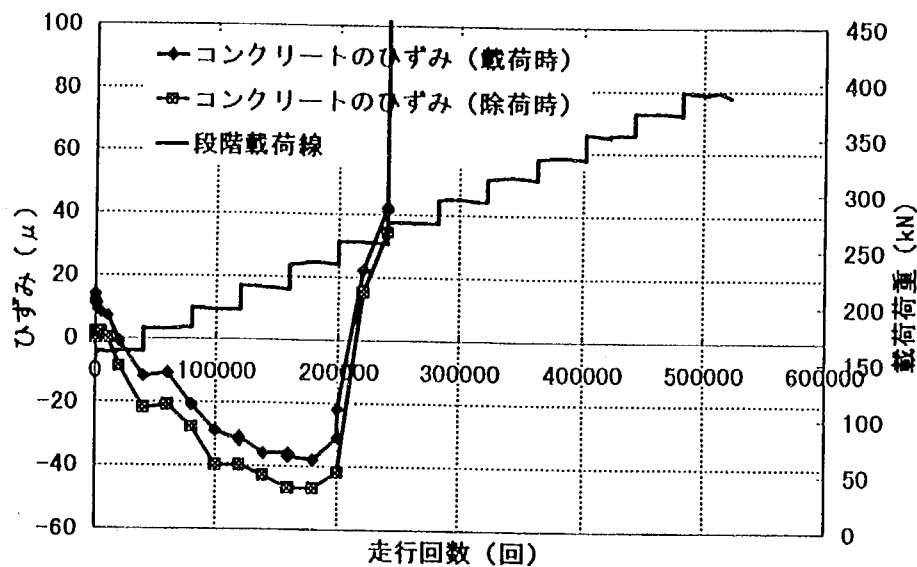


図-3.3.2.21 床版部下面橋軸方向のコンクリートひずみ (C8)

1. リブ下面のコンクリートひずみ

リブ下面のコンクリートのひずみは、床版支間方向 (X方向) および橋軸方向 (Y方向) とともに 177kN (18t)、80,000 回終了時点まで漸増しているが、以後は減少している。

床版支間方向のコンクリートひずみは、約 200μ (コンクリート引張応力度: 7.5N/mm^2 (76kgf/cm^2)) を最大値として減少しており、試験終了時には 50μ 以下に減少している。

橋軸方向のひずみは、177kN (18t)、80,000 回を境に圧縮ひずみに転じている。

2. 床版部下面のコンクリートひずみ

床版部下面の床版支間方向 (X方向) のひずみは、294kN (30t)、320,000 回終了時点まで漸増しているが、以後は、ひび割れの発生によりひずみが急増し、計測不能になっている。

橋軸方向（Y方向）のひずみは、235kN（24t）、180,000回まで漸増しているが、以後は走行中に発生した床版支間方向のひび割れによりゲージ計測不能となっている。

6) 試験の着目点に関する考察

PC版の損傷の形態は、235kN（24t）、180,000回でひび割れ発生、255kN（26t）、200,000回でひび割れ伸展、353kN（36t）、400,000回でひび割れ分散・発展等の各段階を経て進行している。これらの現象は、荷重載荷によるたわみ、PC版目地の開き、鉄筋ひずみ等が増加する時期とも一致している。

PC版のコンクリート下面のひび割れは、235kN（24t）、180,000回の時点で発生したが、リブ（厚さ27cm）には版直角方向（橋軸方向）に発生し、床版部（厚さ17cm）には版方向（床版支間方向）に発生した。これらのひび割れは、荷重および走行回数の増加とともに伸展しながら増加していった。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わかる。このことはプレストレス導入による補強方向にも重要な関係を持っていると考えられる。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する補強の役割を果たしており、床版支間方向のプレストレスはリブを主梁構造とする支持機構を形成し、床版支間方向の耐荷性を維持する役割を担っていると言える。

試験終了時点（392kN（40t）、522,245回）の残留たわみは0.879mm、PC版目地の残留開き量は0.010mm、鉄筋の残留ひずみは100 μ 以下となっており、ひび割れも閉じていることから、疲労による剛性低下は小さいと思われる。ひび割れ状況、目地の開き量、たわみ量、鉄筋ひずみ等からは破壊の兆候はみられなかった。

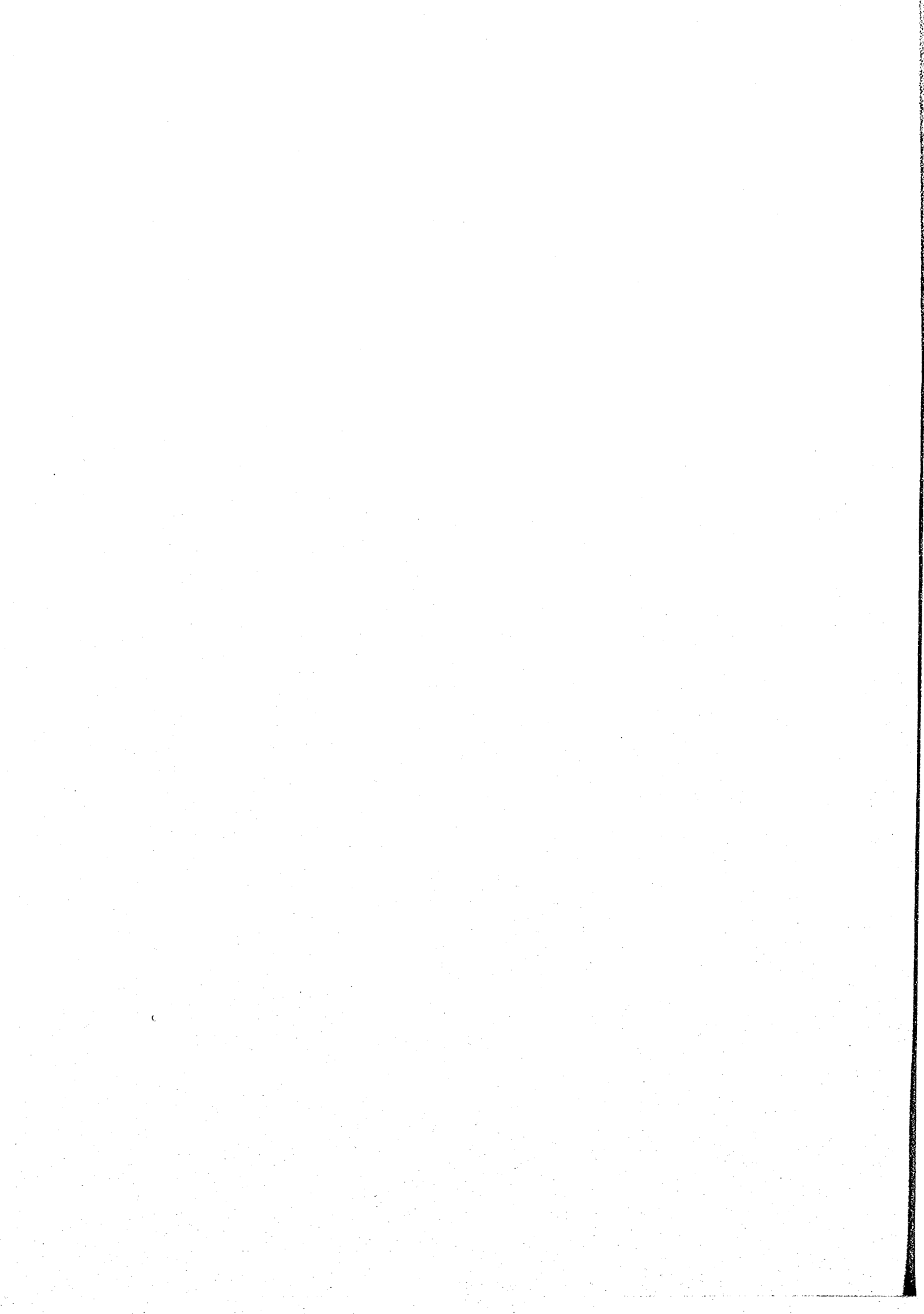
供試体の床版支間方向は、道路橋示方書に従って設計しており、床版下面には引張応力を発生させない構造となっている。また、橋軸方向には、軸応力度2.9N/mm²（30kgf/cm²）のプレストレス導入を目標に設計しており、これは設計荷重に対して床版部下縁で-0.4N/mm²（-4.2kgf/cm²）、目地部下縁で-1.2N/mm²（-12.3kgf/cm²）の応力度が生じる構造となっている。しかし、供試体は押し抜き破壊や曲げ破壊には至らず、軽微なひび割れ程度の損傷で終了しており、RC8供試体（鉄筋コンクリート床版）が255kN（26t）、250,000回載荷時点で破壊に至っていることと比較しても、本供試体の疲労耐久性、耐荷重性能はかなり高いものと言える。

以 上

付録－1 会議議事録

1) 第一回全体会議議事録 153

2) 第二回全体会議議事録 156



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 1 回全体会議
議事録**

1. 日 時：平成9年11月26日（水）13：00～17：00

2. 場 所：筑波第1ホテル彩雲の間

3. 出席者

土木研究所西川室長始め37名
別紙参照

4. 議 題

- 1) 床版の疲労耐久性の評価手法について
- 2) グループ分けについて
- 3) 試験スケジュールについて
- 4) 共同研究費用について
- 5) その他

（試験機の見学説明会：土木研究所にて）

5. 提出資料

- 1) 「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」

・・・・土木研究所橋梁研究室

①概要 ②評価手法案 ③共同研究参加グループ分け（案）

④スケジュール案 ⑤供試体形状寸法 ⑥損傷度判定標準 他

- 2) 平成9年度運営費案・・・・土木研究センター

6. 内容

- 1) 出席者の自己紹介の後、西川室長より挨拶があった。

①25社30タイプの申し込みがあり今回15タイプに絞った。

②選定の方法としては

・重複や類似のタイプは避けた。

・また当面具体的に欠けるものやコストアップにつながるものは避けて選定した。

③実施に当たり、・補修補強グループ（4社）・鋼合成床版グループ（6社）

・プレキャスト床版グループ（5社）の3グループに分けた。

④15タイプを実施した後、6ケースぐらい2体目の供試体について試験を行えばと考えている。

- 2) 試験方案について資料を交えて説明を行った後質疑応答を行った。

①補修補強用の供試体は仕様を同一にして土研センターで用意するが、供試体の損傷程度については、どの段階で各社が補修補強を行うのかは事前に各社にて決定し通知する。

②各社が持ち込む新設床版については設計仕様や測定個所などについて、事前に通知する。

③スケジュールについては、鋼合成床版→補修補強→プレキャスト床版の順に考えている。

3) 質疑の後、各社からのアンケート（別紙2参照）を採り当面実施する試験は

①基礎地盤コンサルツ（株）（1月）

②東燃（株）（2月）

③石川島建材工業（株）（3月）

に一応決定した。

他のスケジュールについては土木研究所とセンターにて各社の意向を反映して決めることとした。

4) その他確認事項

①供試体作成要領

（ホール位置：12点6カ所、吊り金具など）

→別途通知

②共同研究契約書について

→土木研究所企画部から土木研究センターに回ってから各社に回覧し捺印をもらう形で進める。

2ヶ月程度かかる。

5) 共同研究費用について

土木研究センターより説明があった後質疑応答を行い下記のようなになった。

①試験供試体を2体、望む会社は来年度試験費用が膨らむことから今年度80万円追加計上して合計金額210万円とする。

②費用については、詳細を付けて再度提示する。

③補修補強グループの会社は供試体を土木研究センターで用意するため、供試体作成費（120万円：ゲージ類込み）とクラック発生費用（50万円：計測データ込み）計170万円程度余分にかかる。

但し今年度は補修補強グループの計画はないため他グループと同一の210万円の共同研究費を徴収する。

7. 今後の進め方

基本的には各社対応で実施する、必要がある場合は再度打合会を開催することとする。

以 上

共同研究 「道路橋床板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1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	西川 和廣 内田 賢一 廣松 新
マグネ化学(株)		鈴木 利治(代) 塚崎 征(代) 小田原敏夫(代) 赤坂(代)
奈良建設(株)	技術研究所 主任研究員 グリッド研 研究員 グリッド研 研究員 グリッド研 研究員	佐藤 貢一 関根 健一 首藤 剛 財津 公明(代)
東レ・デューボン(株)	用途開発室長	角田 敦
三井建設(株)	研究副所長	田村 富雄
橋梁保繕(株)	技術開発課長	服部 恒二 福岡 政勝
川田工業(株)	東京技術部課長	橘 吉宏
住友金属工業(株)	東京橋梁設計室	中川 敏之
日本鋼管(株)	橋梁港湾建設部開発プロジェクト室課長 橋梁港湾建設部 開発プロジェクト室課長 基礎技術研究所都市工学研究部 土木チーム 主任研究員 基礎技術研究所都市工学研究部 耐風構造チーム 研究員	川畑 篤敬 加納 勇 長山 秀昭 岡田 淳
新日本製鉄(株)		高木 優任 藤井 康盛
東燃(株)	トワート事業室部長補佐	榎本 守
基礎地盤コンサルタンツ(株)	基礎地盤 設計本部長 エーイーエヌ 専務取締役	田島 重男 高橋 司
ショーボンド建設(株)	補修工学研究所 構造研究室 部長 構造研究室 課長	佐藤 政勝 横山 広
飛鳥建設(株)	土木本部土木設計部長 土木本部土木技術部担当課長	本多 新 岡本 浩
日本カイザー(株)	技術部技術課長	木村 勝利
石川島建材工業(株)	事業本部土木技術部第一グループ 課長代理	富沢 三郎
(株)富士ピーエス	本店技術部開発課課長	岩本 久信
石川島播磨重工業(株)	橋梁事業部基本計画部課長 機鉄本部技術開発部課員	花岡 善郎 鈴木 統
財)土木研究センター	企画調査部長 企画調査部次長	鷹取 勲 山本 親志

計 37名

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2回全体会議

議事録

1. 日 時：平成10年7月1日（水） 15:00～18:00

2. 場 所：弘済会館 萩の間

3. 出席者：建設省土木研究所橋梁研究室 西川室長他40名
別紙参照（出席者名簿）

4. 議 題

- （1）前回議事録の確認
- （2）報告書作成について
- （3）試験結果の中間報告
- （4）会計報告
- （5）追加試験について
- （6）共同研究成果の公表について

5. 配布資料

第2回全体会議議事次第

第2回全体会議出席者名簿

中間報告発表者名簿

第1回全体会議議事録

資料 2-1

共同研究報告書（その1）（案）

資料 2-2-①

原稿執筆にあたっての注意事項について

資料 2-2-②

コンクリートの設計基準強度と試験時実強度について

資料 2-2-③

SCデッキ 中間報告書

資料 2-3-①

Z床版 中間報告書

資料 2-3-②

I形鋼格子床版 中間報告書

資料 2-3-③

FTS床版 中間報告書

資料 2-3-④

UISラブ 中間報告書

資料 2-3-⑤

チャンネル型PC床版 中間報告書	資料 2-3-⑥
TRC床版 試験速報	資料 2-3-⑦
PC縦締めドライ目地によるリブ付きプレキャスト床版	資料 2-3-⑧
委託費清算報告および平成10年度運営費(案)	資料 2-4
輪荷重走向試験2体目について	資料 2-5
共同研究成果の公表について	資料 2-6

6. 内 容

(1) 橋梁研究室西川室長より挨拶があった。

(要旨)

- ・試験は試験機の調子に依存するところが大きいが順調に推移していると考えている。
- ・試験終了者の状況報告を目的として発表の機会を用意した。
- ・報告の形についても本会議の議題とした。これに関して全体の合意を得たい
- ・2体目の試験についても本会議の議題とした。

(2) 前回議事録が確認された。

(3) 内田研究員が資料2-2-①～③を説明した。

(要点)

- ・西川室長：報告書の内容については正確に報告することを目的とする。
- ・設計基準強度と試験時実強度の関係を整理する必要がある。
- ・西川室長：将来製品となる時、上記の事項をどのように考えるのか、また、共同研究の報告書においてどのように取り扱うのかグループ内で議論して欲しい。
- ・共同研究報告書(その1)の作製スケジュール：

報告書の内容をグループ内でレベリング	7月末
原稿完成	
各社の了解(回覧)	8月末
印刷	
- ・TRC床版とPC縦締めドライ目地によるリブ付きプレキャスト床版の試験は既に終了しているが、その報告を共同研究報告書(その1)に掲載するか改めて意見を聞く。

(資料訂正)

- ・資料 2-2-① 3.1 標準試験方法 2) 供試体の補強設計
(誤) 3.2m の連続版 → (正) 3.0m の連続版

- ・資料 2-2-① 各工法の目次を示すページ (2)試験結果
 (誤) 3)破壊時走向回数 → (正) 2) 破壊時走向回数
 (誤) 4)破壊形態 → (正) 3) 破壊形態
 - ・資料 2-2-③ 住友金属の行
 (誤) 設計基準強度 240 → (正) 300
 (誤) 試験時／設計 1.57 → (正) 1.26
- (4) 試験結果の中間報告が、資料 2-3-①～⑥についてはOHPによって発表された。そして、資料 2-3-⑦と⑧については速報として紹介された。
 (質議応答および要点)
- ・S Cデッキに単価に関する記載があるが、条件等を明確にしなければ分かりにくいのではないか。
 西川室長：単価の表示に関しては、報告書の内容をレベリングする中で検討して欲しいが、基本的には除外して欲しい。また、本試験については試験前に誤って40 t 荷重を1回かけてしまった経緯がある。
 - ・内田研究員：Z床版の試験に関して、データ空白部分を説明し、補完するのであれば、それに関してコメントして欲しい。
 - ・I形鋼格子床版の試験に関して、その破断形態はどうであったか。
 回答：低サイクル的な破壊であると想定される。詳しくはハツリ後鋼材の亀裂等を調査する。
 - ・F T S床版の試験に関して、底板は構造計算上考慮されているのか。
 回答：底板は構造計算上考慮していない。
 西川室長：ひずみ一回数の関係を示すグラフで、横軸(回数)の対数表示は見にくい。
 - ・鋼合成床版グループの試験において鋼板の破断はあったか。
 内田研究員：全ての工法で鋼板の破断はなかった。薄い鋼板を使用している工法については20ton 前後で鋼板が剥離した。
 - ・鋼合成床版グループの試験においてコンクリート打設時のたわみを測定したか、また、その値は。

S Cデッキ	1. 数 mm (1mm 強)
Z床版	約5 mm (計算値通り)
I形鋼格子床版	追って連絡する
F T S床版	計測していない
T R C床版	1. 数 mm (1mm 強)
 - ・T R C床版の試験に関して、図—1の欄外表示(破線および逆三角形)は何を意味するのか。

回答：破壊しなかったので推定値としてそのような表示とした。

西川室長：破壊しないで試験終了した時の表現方法を決める必要がある。報告書のレベリングのなかで決めて欲しい。

- ・内田研究員：工法比較は共同研究内では行わないこと。比較は平成8年の土研のデータと行うこと。この資料を持ってない者は連絡して欲しい。

(5) 事務局より資料 2-4 に基づき会計報告がなされた。

(6) 内田研究員が資料 2-5 を説明した。

(要点)

- ・現状のスケジュールによれば11月8日の週以降6体の追加試験が可能である。
- ・補修・補強Gは対象外と考えている。このことは同Gで了解を得ているものと理解している。
- ・希望者は7月末までに連絡して欲しい。この時実験の意義をコメントすること。
- ・西川室長：年内に平成11年度に継続するかどうかを決定したい。

(7) 内田研究員が資料 2-6 を説明した。

(要点)

- ・共同研究報告書は300部程度必要となろう。
- ・学会等の論文投稿およびパンフレット等の掲載に関しては、各社間で「研究成果の公表等に関する確認書」取り交わす。
- ・西川室長：繰り返しになるが、工法比較の対象は土研データとする。もしくは大学等から公表されているデータであれば問題はない。
- ・「研究成果の公表等に関する確認書」を整えるにはかなりの時間を要するので、次の運用をとる。ただし、同確認書は別途整える。

公表希望者→土研センター	原稿(案)	投稿締め切り4週間前
土研センター→各社	原稿(案)送付	各社チェック
各社→土研センター	回答	投稿締め切り2週間前
(回答がない場合は同意とみなす。)		

土研センター→公表希望者 返送(チェック内容同封)

- ・上記運用に関する要領を事務局で整理する。

以上

第2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	西川 和廣 内田 賢一
マグネ化学(株)		小田原敏夫 赤坂 晋作
奈良建設(株)	グリッド研 研究員	関根 健一 西村 重信 須田 幸彦
橋梁保繕(株)	技術開発課長	服部 恒二 福岡 鉄哉
大成ロテック(株)	三井建設(株)技術研究所主任研究員 技術課長	三上 浩 鍋島 益弘
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 東京橋梁設計室 土木技術研究室副主任研究員	井澤 衛 中川 敏之 阿部 幸夫
日本鋼管(株)	基礎技術研究所都市工学研究部 橋梁・港湾建設部開発技術室次長	長山 秀昭 猪村 康弘 加納 勇
新日本製鉄(株)	マネージャー	藤井 康盛 高木 優任
東燃(株)	トワント事業室部長補佐	榎本 守 大堀 尚宏
基礎地盤コンサルツ(株)	基礎地盤 技術本部長 基礎地盤 技術部課長代理	酒井 運雄 田中 勉
(株)エーイーエヌ	エーイーエヌ 代表取締役	橋本 和夫
ショーボンド建設(株)	補修工学研究部 構造研究室 部長 構造研究室 課長	佐藤 政勝 横山 広 木田 秀人
飛鳥建設(株) 日本カイザー(株)	土木本部土木技術部担当課長 技術部技術課長 技術部技術課長代理	岡本 浩 木村 勝利 平岩 昌久
石川島建材工業(株)	土木設計部課長代理 係員	細谷 均 成瀬 輝男 青木 卓也
(株)富士ピーエス	本店技術部開発課課長 本店技術部開発課研究員	岩本 久信 篠原 貴 井澤 亮
石川島播磨重工業(株)	橋梁事業部技術開発グループ部長 橋梁事業部技術開発グループ課員	杉崎 守 池崎 直樹
財)土木研究センター	企画調査部長 企画調査部次長	鷹取 勲 三木 正久

付録－2 Z床版

1) 設計計算書	161
2) 材料データ	165
①コンクリートの配合	165
②鉄筋のミルシート	166
③鋼板のミルシート	168
3) 写真	169
4) 荷重とひずみの関係図	172

1) 設計計算書

1 型枠機能設計書

1) 設計条件

床版形式 Z 床版

検討断面

最大主桁間隔 L1= 300.00 cm

張り出し長さ 中間部最大 L2= 0.10 cm

床版厚さ T1= 24.00 cm

純かぶり C1= 3.00 cm

はんち高さ H2= 0.10 cm

Zビーム寸法 t3= 0.32 cm

B3= 5.00 cm

H1= 18.00 cm

B4= 5.00 cm

ピッチ 75.00 cm

鉛直支持材 幅1 6.00 cm

幅2 3.00 cm

板厚 0.32 cm

最小2次半径 0.60 cm

断面積 2.80 cm²

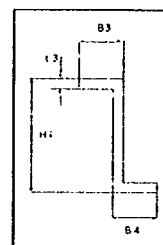
パネル自重 pw= 25.00 kgf/m²

パネル載荷時ユニット重量 0.10 tf

タイヤ間の距離 1.25 m

接合部 S10tM22 4.90 tf/本

間隔 18.00 cm



許容応力

施工時 SS400 1,750.00 kgf/cm² 25%up

常時 SS400 1,400.00 kgf/cm²

リベット

材質	径 (mm)	引張強度	応力度	安全率	許容応力度
NST	4.00	390.00 kgf	3,105	3.00	1,035
NS	6.40	750.00 kgf	2,333	3.00	778

(kgf/cm²)

(kgf/cm²)

鋼製型枠

型枠鋼板 T3= 0.16 cm

橋軸方向リベットピッチ 17.50 cm

橋軸直角方向リベットピッチ 25.00 cm

底板接続用リベット径 0.40 cm

支持ビーム ピッチ橋軸 75.00 cm

CH ピッチ直角 25.00 cm

Zビーム接合用リベット径 0.64 cm

Zビーム接合用リベットの数 2.00 個

コンクリート強度 400.00 kgf/cm²

2) Z床版の設計手順

- a Z床版の鋼板材料は型枠としての機能に徹し、コンクリート硬化後の強度には付加しない。
このため、鋼板材料の強度検討は施工時のみ実施する。

b 型枠で床版自体の死荷重を支持する。

3) 応力計算結果表

Zビーム	コンクリート打設時のモーメント	759.38 kgfm/m
	断面2次モーメント (1m当り)	449.23 cm ³
	中立軸から部材端までの距離	8.52 cm
	コンクリート打設時のせん断力	759.38 kgf/m
	開口による有効率	30.00 %
底板接合部に働く鉛直力		26.25 kgf
ZとCHとの接合部に働く鉛直力		112.50 kgf
CH (底板リップ) に働くモーメント		1,054.69 kgfcm
底板に働く軸力		9,375.00 kgf/m

応力 単位kgf/cm²

	荷重	場所	端応力	せん断応力	施工時許容応力	
Zビーム	コンクリート打設時	中間スパン	1,440		1,750	ok
				439.45	1,000	ok
CH (底板リップ)	コンクリート打設時		802		1,750	ok
Z接合リベット			175		778	ok
底板接合リベット			209		1,035	ok
底板の応力			586		1,750	ok

たわみ

場所	状況	許容たわみ	計算	
スパン中間	コンクリート打設時	0.50 cm	0.19 cm	ok

2 床版機能計算書

2-1 設計条件

設計対象
床版形式

Z床版

検討断面

Z床版の鉄筋

示方書の最小厚さ断面での鉄筋
応力が1200になる配筋
比較用

最大主桁間隔	300.00 cm	
最大張出し長さ	95.00 cm	
床版厚さ	24.00 cm	25.00 cm
舗装厚さ	6.00 cm	6.00 cm
かぶり	3.00 cm	3.00 cm
はんち高さ	0.00 cm	-1.00 cm
主鉄筋径 上	2.22 cm	1.59 cm
主鉄筋ピッチ	12.50 cm	15.00 cm
主鉄筋径 下	2.22 cm	1.91 cm
主鉄筋ピッチ	12.50 cm	15.00 cm
配力筋径 上	1.59 cm	1.27 cm
配力筋ピッチ	25.00 cm	12.50 cm
配力筋径 下	1.59 cm	1.59 cm
配力筋ピッチ	12.50 cm	12.50 cm
コンクリート強度	400.00 kgf/cm ²	245.00 kgf/cm ²

荷重係数 (A活荷重 : 0.8、B活荷重 : 1)

1.00 cm

雪荷重

0.00 tf/m²

地覆 幅
高さ

60.00 cm

31.00 cm

上フランジ幅

40.00 cm

Zビーム

主鉄筋方向	t	b	断面積	平均ピッチ	AS/m	
鋼材1 U	0.32	5.00	1.60	75.00	2.13	
鋼材2 W	18.00	0.32	5.76	75.00	7.68	
鋼材3 L	0.32	5.00	1.60	75.00	2.13	
合計					11.95	9.38 kg/m ²

底板	t	b	断面積	
鋼材1	0.16	100.00	16.00	12.56 kg/m ²
合計				21.94 kg/m ²

許容応力

完成時

SD295

1,400 kgf/cm²

ただし床版には1200kgf/cm²とする。

コンクリート

-133.33 kgf/cm²

z床版独自の20%強度アップのための設計基準

20%強度アップは、床版の車両の走行により疲労破壊が発生する部分について行う。

・メインの鉄筋応力を $1200 \times 0.8 = 960 \text{ kgf/cm}^2$ 前後とし、960に対する2方向の比率のかけ算が1以下になるようにする。
 ・RC構造での（Zの鋼材の効果なし）2方向でのせん断耐力を示方書床版と比率を求め、比率のかけ算が $1.2 \times 1.2 = 1.44$ 以上になるようにする。
 ・Z床版の断面2次モーメントと、薄くない示方書床版との比率で、2方向をかけた値が1より大きな値となるようにする。

2-2 計算結果一覧

中間支間主筋方向	B活荷重による床版のモーメント	3.44 tfm/m
	支間による曲げモーメントの割りまし	1.04
	舗装による死荷重曲げモーメント	0.12 tfm/m
	設計曲げモーメント	3.70 tfm/m
中間支間配力筋方向	B活荷重による床版のモーメント	2.72 tfm/m
	割りまし係数=	1.04
	設計モーメント=	2.83 tfm/m

20%強度アップ部		z床版RCのみ (kgf/cm2)		示方書床版 (kgf/cm2)		鉄筋応力の比較	
支間部		許容応力/ガイド応力					
主鉄筋方向	コンクリート応力	-34	-133	-42	X=	X*Y	0.90
	鉄筋応力	719	960	1,065			
配力筋方向	コンクリート応力	-49	-133	-42	Y=	<1	OK
	鉄筋応力	1,152	960	1,072			
主鉄筋方向	断面2次モーメント	89,573 cm4		69,239 cm4		断面2次モーメント	
						1.29	X*Y
配力筋方向	断面2次モーメント	40,284 cm4		48,077 cm4		0.84	1.08
							> 1
ok							
主鉄筋方向	RC構造でのせん断耐力 Zによる補強 全体	17,598 kgf/m 5,775 kgf/m 23,373 kgf/m		13,038 kgf/m		せん断耐力の比較	
						1.35	X*Y
配力筋方向	RC構造でのせん断耐力	13,175 kgf/m		11,572 kgf/m		1.14	1.54
							>1.44
ok							

2) 材料データ

① コンクリートの配合

レディーミクストコンクリート配合報告書										No.14700801	
(株) A E N											
取 ヤマカ建材工業株式会社 〒266 千葉市緑区東山科町14-43 番地 TEL (043) 228-4551(代)											
配合計画者名						篠崎 泰三					
工 事 名 称		Z 床 版									
所 在 地		千葉市稲毛区長沼原町51									
納入予定時期											
本配合の適用期間											
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	スランブ	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						
No.00000079	普 通	40	8	20	H						
指 定 事 項	軽量コンクリートの単位容積質量	---- (t/m ³) 以下		空 気 量	---- %						
	コンクリートの温度	---- °C		混 和 材 料 の 種 類	----						
	呼び強度を保証する材齢	--- 日		アルカリ骨材反応抑制方法	A						
	水セメント比の上限值	---- % 以下		単位セメント量の下限值又は上限値	---- kg/m ³ 以上						
	単位水量の上限值	---- kg/m ³		コンクリートの塩化物含有量	0.30 kg/m ³ 以下						
	流動化後のスランブ増大量	---- cm		(---- cm)							
使 用 材 料											
セメント	生産者名	宇部興産株式会社			密度(g/cm ³)	3.14	Na ₂ Oeq	0.56 %			
細 骨 材	① 産 地	市原市 万田野	ASR	A	モルタルバー法	粗 粒 率	2.60	比 重	絶 乾	2.58	
	② 又 は	----	による	---	----		----		絶 乾	----	
	③ 品 名	----	区 分	---	----		----		絶 乾	----	
粗 骨 材	① 産 地	栃木県 芳賀郡	ASR	A	化学法	又 は 粗 粒 率	61.0	比 重	絶 乾	2.61	
	② 又 は	----	による	---	----		----		絶 乾	----	
	③ 品 名	----	区 分	---	----		----		絶 乾	----	
混和剤	① 製品名	ボゾリスN0.70	種 類	AE減水剤標準型		細骨材の 塩化物量	①	②	③		
	②	----		----	0.01 %		---- %	---- %			
混和材	製品名	----	種 類	----	水の区分	地下水・上澄水					
配 合 表 (kg/m ³)											
セメント	水	細 骨 材			粗 骨 材			混 和 剤		混和材	
		①	②	③	①	②	③	①	②		
454	168	614	----	----	1054	----	----	4.840	----	----	
水セメント比	37.0 %	細 骨 材 率			37.1 %						
備 考											

② 鉄筋のミルシート

a) D16

検査証明書

証明書 No: 3584910 発行日付: 1997年12月19日
伝票 No: 77892-01-01-00
契約 No: AE1

需要家名: (株) AEN 殿
工事名: AEN Z床版走行荷重試験供試体

商社名: 有限会社古栄 殿
特約店名:
規格: JIS G3112 SD295A

日本工業規格表示許可番号

本社工場 JIS G3112 表示許可番号 370075
JIS G3101 表示許可番号 370076
八ヶ野工場 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
TEL: 03-5276-9
東京本社神鋼販売部 TEL: 03-5276-9027(直通)
東京本社エーエー品部 TEL: 03-5276-9027(直通)
本社工場: 栃木県小山市横倉新田520
TEL: 0285-28-1491(直通)
東北営業所: 宮城県仙台市青葉区本町1-12
TEL: 022-222-0368
八ヶ野工場: 青森県八ヶ野町東水南4-11
TEL: 0178-28-6561(代表)
総合センター: 栃木県小山市横倉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	引張 試験 片 No	降伏 点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び %	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 + Mn × 100 max	%		
D16	9000	33	257	A4133	2	295MIN	440-600	16	1.50									
						367	516	27	600L	20	13	68	32	38	31			
合計質量				257	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: 東京本社神鋼販売部

b) D19

検査証明書

証明書 No: 3584920 発行日付: 1997年12月19日
伝票 No: 77892-01-02-00
契約 No: AE1

需要家名: (株) AEN 殿
工事名: AEN Z床版走行荷重試験供試体

商社名: 有限会社古栄 殿
特約店名:
規格: JIS G3112 SD295A

日本工業規格表示許可番号

本社工場 JIS G3112 表示許可番号 370075
JIS G3101 表示許可番号 370076
八ヶ野工場 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
TEL: 03-5276-9
東京本社神鋼販売部 TEL: 03-5276-9027(直通)
東京本社エーエー品部 TEL: 03-5276-9027(直通)
本社工場: 栃木県小山市横倉新田520
TEL: 0285-28-1491(直通)
東北営業所: 宮城県仙台市青葉区本町1-12
TEL: 022-222-0368
八ヶ野工場: 青森県八ヶ野町東水南4-11
TEL: 0178-28-6561(代表)
総合センター: 栃木県小山市横倉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	引張 試験 片 No	降伏 点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び %	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 + Mn × 100 max	%		
D19	4000	38	342	A4104	2	295MIN	440-600	16	2D									
						366	508	24	600L	21	11	65	33	46	32			
合計質量				342	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: 東京本社神鋼販売部

a) 底板 (1.6mm 亜鉛メッキ鋼板)

○：使用鋼材

大坂府堺市石原町西5番地 Y592
TEL(0722)43-2532
NISHIHIN STEEL CO., LTD.
SAKAI WORKS
5 Ishizu-nishinachi, Sakai-shi
Osaka 592-8332 Japan
TEL 0722-43-2532

注文等照合番号
REFERENCE NO. :
規 格
SPECIFICATION : MSE-CC-P 10/10
寸 法
SIZE : 1.6X1624.0XC

上記注文品は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。
WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL HEREIN DESCRIBED HAS BEEN
MANUFACTURED IN ACCORDANCE WITH THE STANDARDS AND SPECIFICATIONS
SPECIFIED BY YOU AND THAT IT SATISFIES THE REQUIREMENTS.

REMARKS

検査担当課長
MANAGER OF INSPECTION BRANCH



○：使用鋼材

KAMASAKI STEEL COMPANY LTD NIIHONIMA WORKS
 〒712 倉敷市本島町四丁目
 1, NIIHONIMA KAMASAKI Bldg., KAMASAKI, JAPAN
 電話
 DATE: 1988. 12. 17

WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN SATISFACTORILY TESTED IN ACCORDANCE WITH THE SPECIFICATION.

MANAGER OF INSPECTION SECTION

3) 写真

① 供試体の設置条件

- ・全体の沈下を防止するため、厚さ 400mm のコンクリートスラブの上で供試体を設置した。
- ・スラブの上に 300H を 2 本組み、レベルで 1mm 以下の平面を保つように H 鋼の高さを調整した。
- ・H 鋼の下にグラウトを施工し、鋼材の沈下を防止した。
- ・パネルをセットし、ゲージを貼った鉄筋を組み、コンクリートを打設した。



写真-3.2.1.1 パネル設置側面

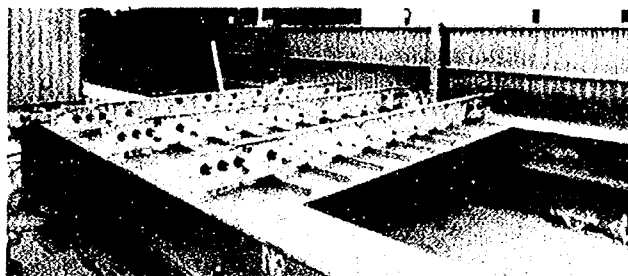


写真-3.2.1.2 パネル設置斜面

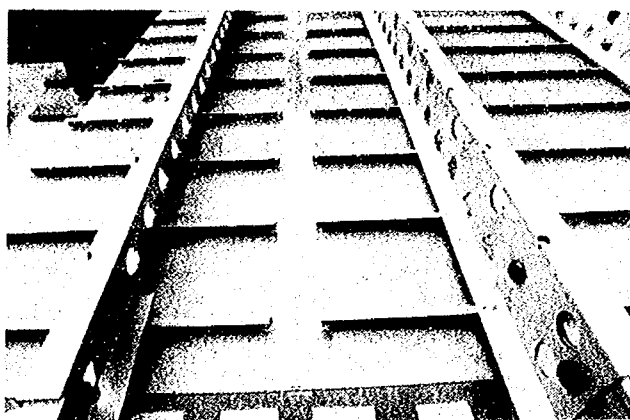


写真-3.2.1.3 パネルの接合部

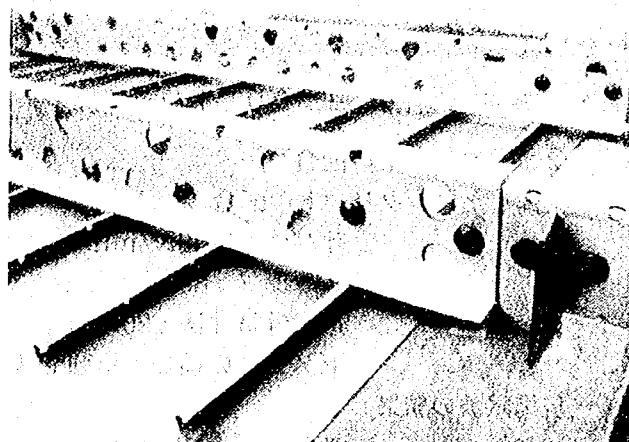


写真-3.2.1.4 パネルの側面

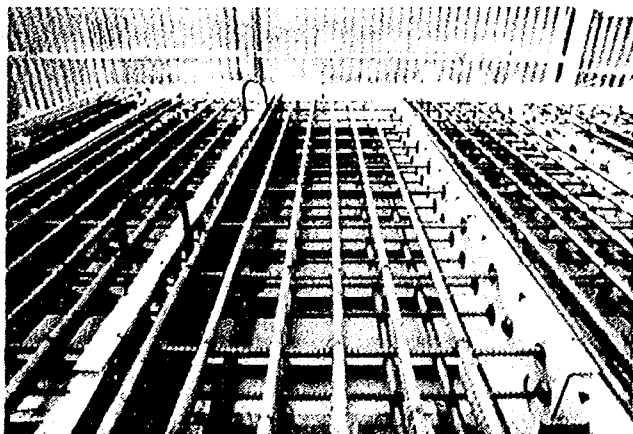


写真-3.2.1.5 鉄筋設置後



写真-3.2.1.6 パネル施工完了

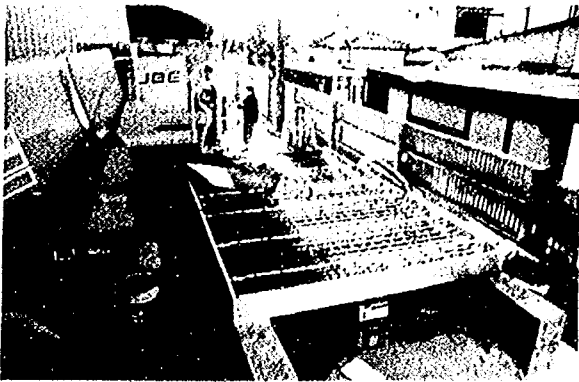


写真-3.2.1.7 コンクリート打設状況



写真-3.2.1.8 コンクリート打設状況 2



写真-3.2.1.9 コンクリート打設状況 3



写真-3.2.1.10 コンクリート打設状況 4

②コンクリートの配合

・準備したコンクリートの配合

呼び強度：40N/mm²

スランプ：8cm

最大骨材寸法：20mm

セメントの種類：早強セメント

・現場試験の結果

スランプ：13.5cm

③立会者

日時：平成9年12月29日-13時～16時

場所：千葉県稲毛市長沼原町51

基礎地盤コンサルタンツ株式会社

岩盤工学センター

基礎地盤コンサルタンツ株式会社：酒井運雄

基礎地盤コンサルタンツ株式会社：田中 勉

株式会社エーイーエヌ：橋本和夫

株式会社エーイーエヌ：高橋 司

④養生

・散水養生ではなく、ビニールシートによる乾燥防止構造で養生を実施した。

・凍結防止対策として、グラスファイバーによる表面の断熱、シートによる雨、雪よけ、放射冷却層の形成、電灯による加熱を実施した。

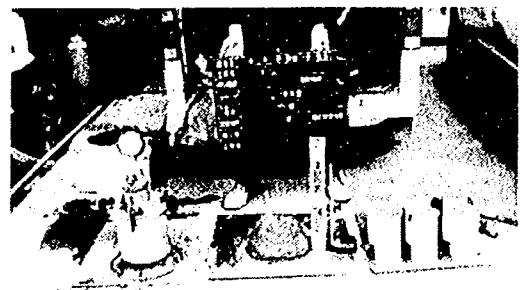


写真-3.2.1.11 現場試験

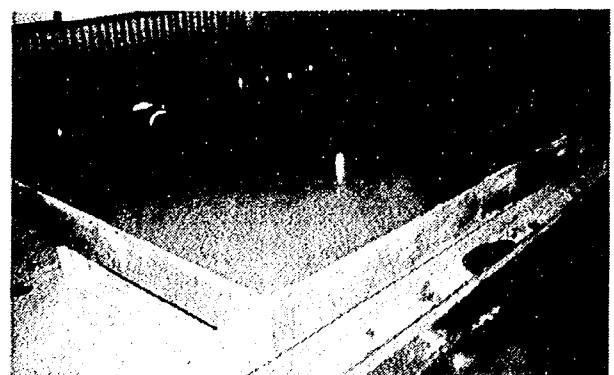


写真-3.2.1.12 コンクリート打設状況 5完了

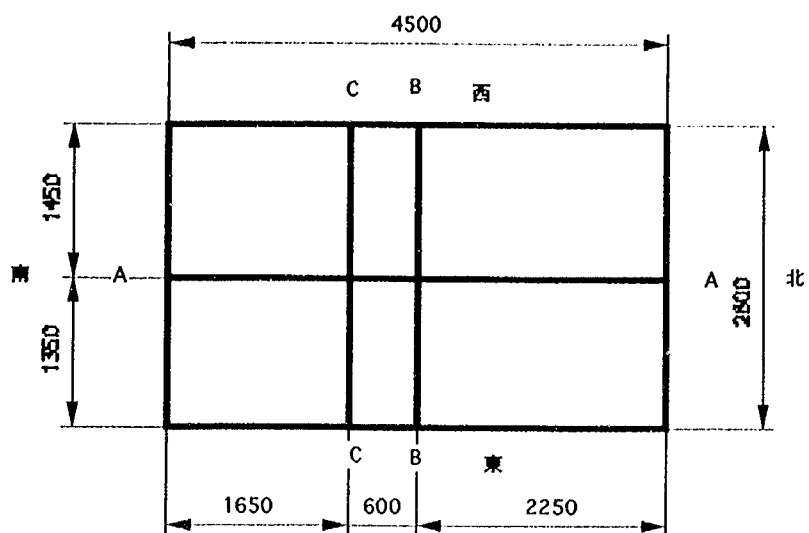


图-2.1 切断位置图 (单位: mm)

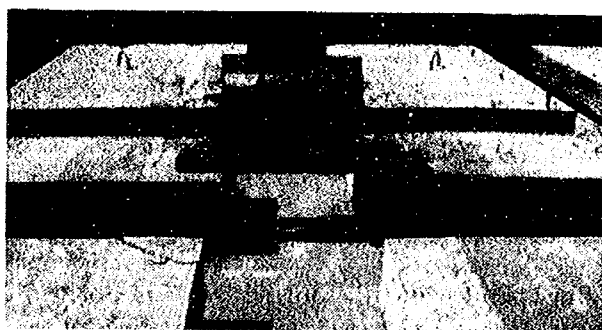


写真-2.2 C-C 断面

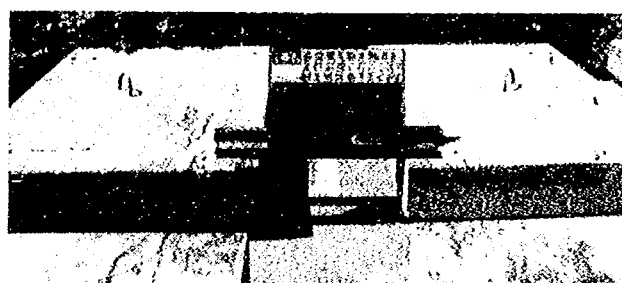


写真-2.1 B-B 断面



写真-2.3 A-A 断面 1/2

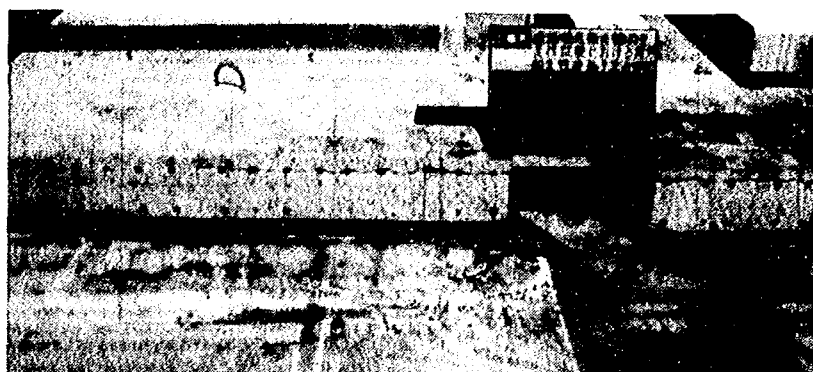


写真-2.4 A-A 断面 2/2

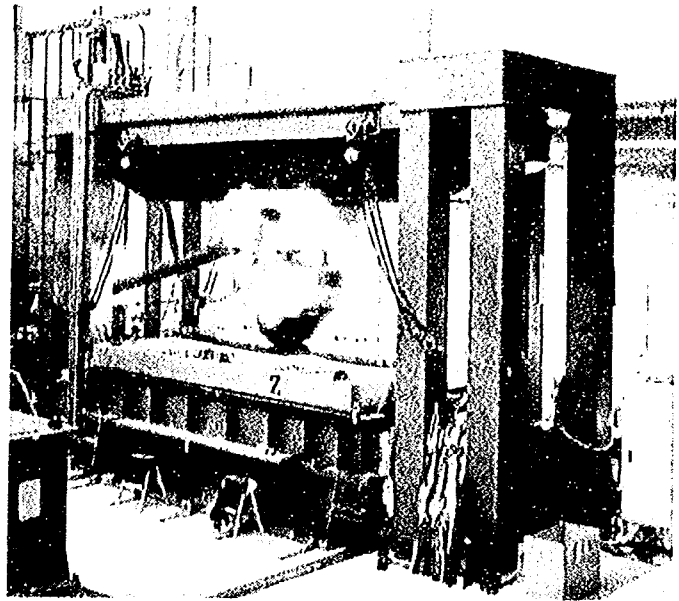


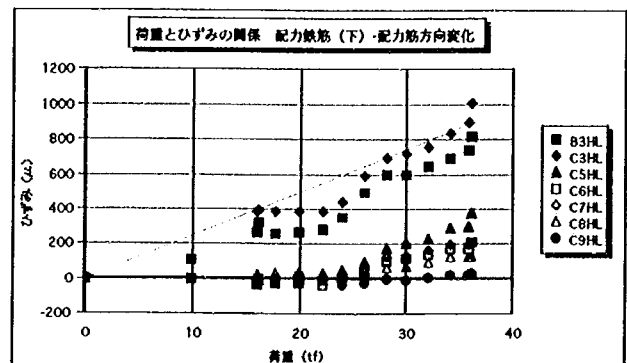
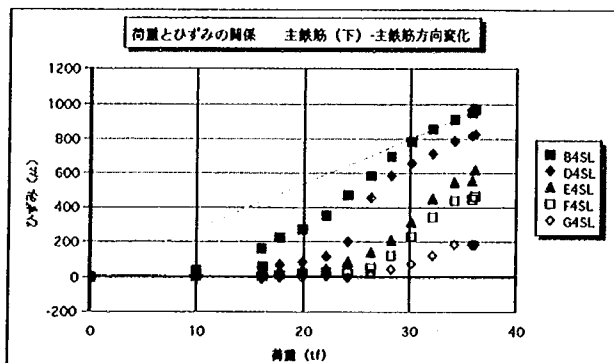
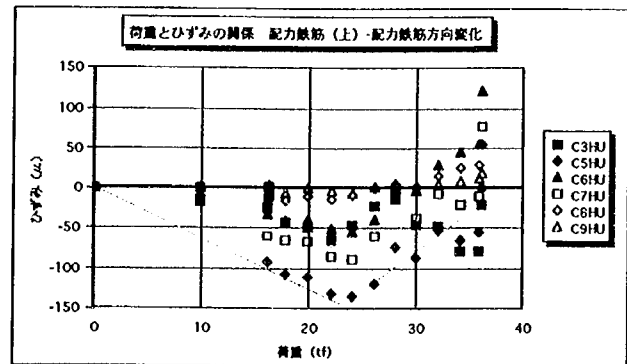
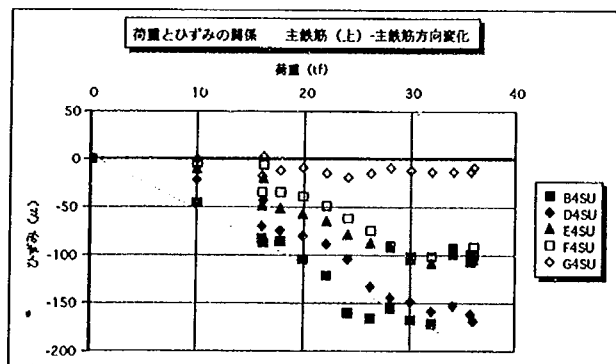
写真-2.5 載荷状態



写真-2.6 断面 C-C 切断面左右合体、湿潤状態

4) 荷重とひずみの関係図

各荷重ステージで、走行回数が4万回に達した時点での静的測定値を使用。36tfについては36tfに上った時点の値と静的で最後の計測値40.8万回での値を使用。載荷はその後約1万回くり返して終了した。荷重の上昇による最大ひずみの推移を把握するガイドとして、原点からの直線を書き加えた。



付録－3 F T S床版

1) 床版設計計算書	173
2) 鋼材検査証明書	178
3) コンクリート配合報告書	181

1) 床版設計計算書

道路橋床版の荷重走行試験供試体床版設計

FTS床版設計

1. 設計条件

1-1 応力図

1-2 諸元

名称		寸法	単位
主桁間隔	L1=	300.00	cm
床版厚さ	T1=	25.00	cm
舗装厚さ	T2=	10.00	cm
鉄筋位置	C1=	4.00	cm
1-3 中間部			
主鉄筋径 上	D1=	1.90	cm
主鉄筋ピッチ	B1=	15.00	cm
主鉄筋径 下	D11=	1.90	cm
主鉄筋ピッチ	B11=	15.00	cm
1-4 中間部			
配筋径 上	D1=	1.60	cm
配筋ピッチ	B1=	25.00	cm
配筋径 下	D11=	1.60	cm
配筋ピッチ	B11=	12.50	cm

2. R C床版設計

中間支間部

$$d = d_0 + k_1 + k_2$$

$$d_0 = 3L + 11$$

d : 床版厚(cm)

d₀ : 道示規定 床版の最小全厚

L : 床版支間

$$L = 3.00 \text{ m}$$

k₁ : 床版厚係数

$$k_1 = 1.25$$

k₂ : 床版厚係数

$$k_2 = 1.00$$

$$k_1 + k_2 = 1.25$$

計画交通量

大型車量2000台以上/1日/1方向

補修困難

$$d_0 = 3 \times 3.00 + 11 = 20.00 \text{ cm}$$

$$d = 20.00 \times 1.25 = 25.00 \text{ cm}$$

$$d' : \text{鉄筋量から決定した床版厚} = 25.00 \text{ cm}$$

a 死荷重強度

1 舗装の死荷重	2.30*	0.10 =	0.230 tf/m
2 床版の死荷重	2.60*	0.25 =	0.650 tf/m
計			0.880 tf/m

床版死荷重はFTS構造となるため $\gamma=2.60\text{t/a}^3$ としました。

b B活荷重による床版のモーメント

$$P = \text{後輪荷重} = 10.00 \text{ t}$$

c 主鉄筋方向の曲げモーメント

$$M_d = \frac{1}{10} \times 0.880 \times 3.00^2 = 0.792 \text{ tfa}$$

$$M_l = (0.12 \times L + 0.07) \times P \times 0.8 = 3.440 \text{ tfa}$$

$$\Sigma M = M_d + M_l = 0.792 + 3.440 = 4.232 \text{ tfa}$$

d 配筋方向断面曲げモーメント

$$M_l = (0.10 \times L + 0.04) \times P \times 0.8 = 2.720 \text{ tfa}$$

応力図

FTS構造

R C構造

活荷重 舗装	活荷重 舗装
床版ジョイント	床版ジョイント
△△△自重	

e 中間支間：主鉄筋

圧縮縁から中立軸までの距離を計算

複鉄筋で計算

$$X = -n (As1 + As2) / b + \sqrt{(n (As1 + As2) / b)^2 + 2n / b (d1 As1 + d2 As2)}$$

$$n = 15.00$$

$$\begin{array}{llll} \text{上主筋 } D=19.00 & as= & 2.865 & \text{cm}^2 \\ \text{下主筋 } D=19.00 & as= & 2.865 & \text{cm}^2 \end{array} \quad \begin{array}{ll} \text{上筋ピッチ} & 15.00 \text{ cm} \\ \text{下筋ピッチ} & 15.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} As1= & 2.865 & *100/ & 15.00 = 19.10 \text{ cm}^2/\text{m} \\ As2= & 2.865 & *100/ & 15.00 = 19.10 \text{ cm}^2/\text{m} \\ b= & 100.00 & & \\ d1= & & 4.00 & \text{cm} \\ d2= & \text{床版厚}-4= & 21.00 & \text{cm} \\ n (As1+As2)/b= & & 5.73 & \\ 2n/b (d1*As1 + d2*As2)= & & 143.25 & \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} X= & -5.73 & + & \sqrt{(5.73^2 + 143.25)} \\ = & -5.73 & + & \sqrt{176.08} \\ = & 7.540 & \text{cm} & \end{array}$$

$$Kc = b * X / 2 (d2 - x / 3) + n * As1 * (X - d1) / 2 = 9,255.72 \text{ cm}^3$$

$$KS = 1 / n * X / (d2 - X) * Kc = 345.63 \text{ cm}^3$$

コンクリートの応力度

$$\sigma_c = 4.232 \times 1000000 / 9,255.72 = 46 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

鉄筋

$$\sigma_s = 4.232 \times 1000000 / 345.63 = 1,224 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

f 中間支間：配力鉄筋

圧縮縁から中立軸までの距離を計算

複鉄筋で計算

$$X = -n (As1 + As2) / b + \sqrt{(n (As1 + As2) / b)^2 + 2n / b (d1 As1 + d2 As2)}$$

正曲げ部

$$n = 15.00$$

$$\begin{array}{llll} \text{上配力筋 } D 16.00 & as= & 1.986 & \text{cm}^2 \\ \text{下配力筋 } D 16.00 & as= & 1.986 & \text{cm}^2 \end{array} \quad \begin{array}{ll} \text{上筋ピッチ} & 25.00 \text{ cm} \\ \text{下筋ピッチ} & 12.50 \text{ cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} As1= & 1.986 & *100/ & 25.00 = 7.94 \text{ cm}^2/\text{m} \\ As2= & 1.986 & *100/ & 12.50 = 15.89 \text{ cm}^2/\text{m} \\ b= & 100.00 & & \\ d1= & 4+ (\text{主筋}+\text{配力筋径})/2/10= & 5.75 & \text{cm} \\ d2= & \text{床版厚}-4- (\text{主筋}+\text{配力筋径})/2/1 & 19.25 & \text{cm} \\ n (As1+As2)/b= & & 3.57 & \\ 2n/b (d1*As1 + d2*As2)= & & 105.46 & \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} X= & -3.57 & + & \sqrt{(3.57^2 + 105.46)} \\ = & -3.57 & + & \sqrt{118.24} \\ = & 7.299 & \text{cm} & \end{array}$$

$$Kc = b * X / 2 (d2 - x / 3) + n * As1 * (X - d1) / X * (d2 - d1) = 6,478.60 \text{ cm}^3$$

$$KS = 1 / n * X / (d2 - X) * Kc = 263.77 \text{ cm}^3$$

コンクリートの応力度

$$\sigma_c = 2.720 \times 1000000 / 6,478.60 = 42 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

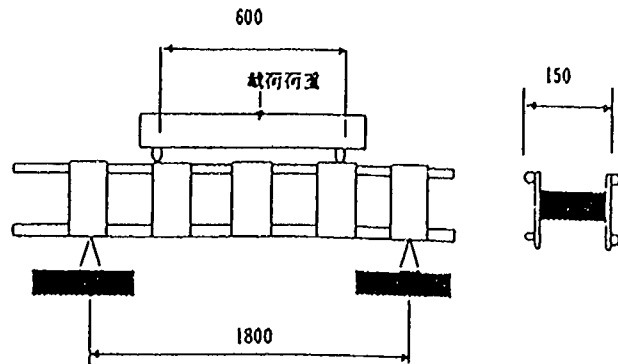
鉄筋

$$\sigma_s = 2.720 \times 1000000 / 263.77 = 1,031 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

3. FTS設計
主桁間の中央

FTS断面力 載荷試験結果による

諸元	単位
反力支間	180.00 cm
主筋径	19.00 cm
グリッパピッチ	25.00 cm
グリッパ幅	10.00 cm
たわみ	0.09 cm
載荷荷重	246.00 kg
載荷支間	60.00 cm
鉄筋上下間隔	15.00 cm



試験結果より2本組

$$\text{断面係数} = \text{載荷荷重} / 2 \times \text{載荷支間} / 24 / 2 \times E06 / 10000 \times (3 \times \text{反力支間}^2 - 4 \times \text{載荷支間}^2) \\ = 141.45 \text{ cm}^3 \times 1.28 = 181.68 \text{ cm}^3$$

$$I' / I = (100 \times (25 - 8)^2 / 6) / (100 \times (23 - 8)^2 / 6) = 1.28$$

1m当り断面係数

Zu=	181.68 / 2 * 100 /	30.00 =	302.81 cm ³
Zl=	181.68 / 2 * 100 /	30.00 =	-302.81 cm ³

鉄筋断面に代えてみると

鉄筋径 (cm) ピッチ (cm)		鉄筋断面力の 1.80 割増し程度				
鉄筋径 (cm)	ピッチ (cm)	鉄筋径 (cm ²)	仮想断面積 y (cm)	Ay (cm ³)	Ay2 (cm ⁴)	I0 (cm ⁴)
R-ber	1.90	30.00	9.55	17.19	8.50	146.12
R-ber	1.90	30.00	9.55	17.19	-8.50	-146.12
				34.38	0.00	0.00
				Av × e =		2,483.96
						0.00
						2,483.96
Mo軸偏移量 e=	0.00 /		34.38 =	0.00		
yu=	8.50 -		0.00			
y=	8.50					
yl=	-8.50 -		0.00			
y=	-8.50					
断面係数 Zu=	2,483.96 /		8.50 =	292.23 cm ³ <		302.81
Zl=	2,483.96 /		-8.50 =	-292.23 cm ³ <		-302.81

3-1 コンクリート打設時～硬化時の照査

仮死荷重	Q1=	25.00 kg/m
コンクリート重量	Q2=	T1 × 2.5 × 1000 / 100
	=	25.00 × 2.5 × 1000 / 100
	=	625.00 kg/m
	Q1 + Q2=	650.00 kg/m

コンクリート打設時のモーメント

$$M = q \times l^2 / 10$$

$$Ml = 650.00 \times 3.00^2 / 10 = 585.00 \text{ kgfm}$$

FTSの場合

σu=	585.00 × 100 /	292.23 =	200.18 kg/cm ²
σl=	585.00 × 100 /	-292.23 =	-200.18 kg/cm ²

RCの場合

	鉄筋径 (cm)	ピッチ (cm)	鉄筋径 (cm)	y (cm)	Ay (cm ²)	Ay2 (cm ⁴)	I0 (cm ⁴)
R-ber	1.90	15.00	19.10	8.50	162.35	1,379.98	
R-ber	1.90	15.00	19.10	-8.50	-162.35	1,379.98	
			38.20	0.00	0.00		2,759.95
		%				- Ay × e =	0.00
							0.00
Mo軸偏心率	e = Ay / A =	0.00 /		38.20 =		0.00	
	yu =	8.50 -		0.00			
	=	8.50					
	yl =	8.50 -		0.00			
	=	8.50					
断面係数	Zu =	2,759.95 /		8.50 =		324.70 cm ³	
	Zl =	2,759.95 /		8.50 =		324.70 cm ³	
σu =	585.00 × 100 /		324.70 =		180.17 kg/cm ²		
σl =	585.00 × 100 /		324.70 =		180.17 kg/cm ²		

3-2 RCとFTS全体応力の比較

RCの場合

死荷重時	死荷重 t/m	RC断面力 cm ³		
M =	0.88 *	8*	*3.0 ²	= 0.990 kg/cm ²
σs =	0.99 *1000*100 /	324.70	=	304.90 kg/cm ²
活荷重時				
	(全体応力-死荷重時応力)			
σs =	1224.43 -	304.9 =		919.53 kg/cm ²

FTSの場合

①Co打設時	σs =	200.18 kg/cm ²	3-1のケース	
②活荷重時				
	かしめされていない主筋応力	0.5 * 1.0 =	0.50	
	かしめされた主筋応力	0.5 * 1.8 =	0.90	
	活荷重応力はRCの		1.40 倍	
故に	919.53 /	1.40 =	656.81 kg/cm ²	
③As舗装時				
	死荷重 t/m			
M =	0.23 / 8*	*3.0 ²	=	0.259 tfm
コンクリート硬化後 FTS の応力割増し				
	RC鉄筋断面係数 * 1.4 =	324.70 * 1.4	=	454.58 cm ³
σs =	0.259 * 1000 * 100 /	454.58 =	56.92 kg/cm ²	
④FTS全体応力 = ① + ② + ③				
σs =	200.18 +	656.81 +	56.92 =	914 kg/cm ²
			<	1,200.00 kg/cm ²

3-3 たわみの検討

主桁間単純梁の場合

$$Y_{max} = 5 * Q * L^4 / 384 * E * I$$

コンクリート打設時

h' 板死荷重	Q1 =	25.00 kg/m
コンクリート重量	Q2 =	T1 * 2.5 * 1000 / 100
	=	25.00 × 2.5 × 1000 / 100

$$Q1 + Q2 = 625.00 \text{ kg/a}$$

$$650.00 \text{ kg/a}$$

$$Y_{\max} = 5 \times \frac{650.00}{1.12 \text{ ca}} \times \frac{1}{100} \times \frac{300.00 \times 4/384}{2100000} = 292.23$$

連続梁の場合

$$Y_{\max C} = \frac{\text{単純梁の} 1/5}{\frac{1.12}{0.22 \text{ ca}}} = 5.00$$

2) 鋼材検査証明書

1997年12月 11日

便宜証明書

品名: 118-48965-1
契約 No: 11-179-00101
出荷依頼 No: 02117
出荷案内 No: 010098

品名: CON295
規格: JIS G3112 SD295A

契約先: 伊藤忠商事(株)新潟支店
依頼店: 伊藤忠建設鋼材(株)
商受入: トライアン(株) 若柳建設工業
商受先:

N



新潟工場 366103 367130
三浦工場 366104 370000



北越メタル株式会社

新潟工場 〒940 新潟県新潟市東区
三浦工場 〒955 新潟県三条市

項目 規格 寸法	溶鋼番号	数量	重量 (kg)	化学成分(%)										引張試験			引張試験	備考
				C	Si	Mn	P	S						抗張力	引張率	伸び		
				×100			×1000					×100		N/mm ²	N/mm ²	%		
							50	50						2	295	440	18	
														3	295	440	18	
D16	74902	600	4,680	19	14	59	29	29						2	257	513	29	GOOD
D16	74880	750	6,435	18	13	67	30	28						2	353	501	25	GOOD
D16	74962	200	2,020	20	14	62	22	28						2	348	609	27	GOOD
D16	73625	400	4,040	20	16	64	24	31						2	347	607	28	GOOD
* サイズ計 *		1,050	17,175															
* 総合計 *		1,950	17,175															

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。



日本工業規格 JIS G 3112 SD295A

鋼材検査証明書 INSPECTION CERTIFICATE



トピー工業株式会社

TOPPY INDUSTRIES, LIMITED
新潟県新潟市東区
〒940-0000

検査依頼者
ORDER No.
検査品
CUSTOMER
注文品名
REFERENCE No.
注文先
CUSTOMER
品名
COMMODITY
品名
SPECIFICATION

日付
DATE: 1997年09月25日
検査番号
CERTIFICATE No.: M17V199
契約番号
CONTRACT No.: 7-02T-6A-8-7-M003 CASE: 1

工事物件名: 川島川大橋上流心9 (河川工事)

寸法 SIZE	品名 ITEM	数量 QUANTITY	重量 WEIGHT KG	検査番号 ITEM No.	化学成分(%) CHEMICAL COMPOSITION IN %													引張試験 TENSILE TEST		引張試験 TENSILE TEST		備考 REMARKS
					C	Si	Mn	P	S	Ca	Mg	Al	V		PCMC	引張力 TENSILE STRENGTH N/mm ²	引張率 ELONGATION %	伸び ELONGATION %	伸び ELONGATION %			
					×100			×1000							×100	×100	N/mm ²	%	%	%		
D16X11,500	T157055	1,740	43,584	740P	24	24	112	21	12								295	440	18			
	G.TOTAL	1,740	43,584																			
	G.TOTAL	1,740	43,584																			

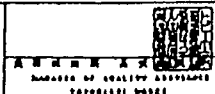
O. L. - 検査員
1-11
1-12
1-13
1-14

S. T. - 検査員
U. T. - 検査員

備考 (REMARKS)

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。

SURVEYOR TO



0770 : ORIENTAL RUBBER CO., LTD.
PACABRILL
所用工厂代码号
PACABRILL Order No. :
日文名 : TOYOH CORPORATION
Reading Co.:
日文名称代码号
Reference No. : GHI -35J82711
品名
Commodity : GALVANIZED STEEL SHEET IN COIL
(BASE METAL HOT ROLLED)
规格
Specification : JIS 03302 SHCH
COATING HEIGHT Z27 CHEMICAL TR

 NKK 日本国管株式会社
NKK CORPORATION

说明页编号 ZCY7770070
 Certificate No. PAGE NO 1 OF 1
 日期 1997-07-07
 地址 :
 Ship's No. :
 工程名称 :
 Construction No. :
 附件编号 :
 Contract No. :
 HKK CODE : N018-

品名及规格 Roll No.										化学成分分析 %										机械性能										其他																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
Heat No.	Spec. No.	Size T X H X L(MM)	Quantity	NET Mass	Chemical Composition										Yield Point		Tensile Strength		Elongation	Reduction of Area																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
					C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Mo	V	Nb	T.S. MPa	Y.P. MPa	Rm MPa	%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
1-6178-1	001	A6A200	1	10020.4	17	13	8																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														</

[illegible]

T. Matsuo
MANAGER OF INSPECTION SEC.
FUKUYAMA WORKS

岡山製作所：〒721 広島県岡山北原町1番10 FUKUYAMA WORKS: 1-KOHAN-CHO, FUKUYAMA 721 JAPAN

福山製鐵所検査室長

買 受 者	:	ORIENTAL ROOPS CO., LTD.
Purchaser	:	
買受者管理番号	:	
Purchaser's Order No.	:	TOMEN CORPORATION
注文 号	:	
Order No.	:	4H1 -S6J83311
注文内容品番	:	
Reference No.	:	
品 名	:	ALVANIZED STEEL SHEET IN COIL
Commodity	:	(BASE METAL HOT ROLLED)
仕 装	:	JIS G3302 SMC
仕 装 法	:	COATING HEIGHT Z27 CHEMICAL TR

NKK 日本加智株式会社
NKK CORPORATION

注册商号 ZCY78E0032
 Certificate No. PAGE NO 1 OF 1
 日期 1997-08-14
 船名 :
 Ship's No. :
 工本商号 :
 Construction No.
 合约编号 : 5861833
 Contract No.
 NKK CODE 1 J301-

品名 Roll No.	寸 Size T X W X L (MM)	数量 Quantity	重量 NET Mass	化学成分 Chemical Composition												力学性能 Mechanical Test								炉号 Furnace No.	热处理 Heat Treatment	备注 Remarks
				化学成分												力学性能										
				C	Si	Mn	P	S	CU	NI	Cr	Mo	V	Nb	Al	Tensile	Y.P	Y.S	T.S	Elv	VR					
品名 Heat No.	寸 Size	数量 Quantity	重量 NET Mass	化学成分												力学性能								炉号 Furnace No.	热处理 Heat Treatment	备注 Remarks
				化学成分												力学性能										
A-5143-2	478912	1	1580.3																							
03844	001 1.600 X 914.0 X COIL	1	1580.3																							
	TOTAL	1	1580KGS																							

[illegible]

T. Matsuo

MANAGER OF INSPECTION SEC.
FUKUYAMA WORKS

制作所：〒721 広島県福山市 1-1-1 株式会社 FUKUYAMA WORKS I, KOKAN-CHO, FUKUYAMA 721 JAPAN

攝山製鉄所検査室長

証明書番号 : M 011
Certificate No. : 001362 Page : 1 Date : 1997-04-26
ヨメダヨメダ XJ M M 山文製鋼番号
Order or Ship No. : Reference No. : 258-11-1000T
注文者
Shipper : ヨメダ K.K.
買主
Customer : ヨメダ/ワンダイ
規格
Standard : S11

品名
Commodity: コシエツ ナスイタ

FORM NO. H201-2-9

3) コンクリート配合報告書

レディーミクストコンクリート配合報告書										No. _____	
(株) 角藤 橋梁部 殿										平成10年 1月26日	
										日本工業規格表示許可工場 (株) 高見澤 生コン事業部 豊野工場	
工事名称 床版工										配合計画者 長張 一浩	
所在地 _____											
納入予定時期 _____											
本配合の適用期間 _____											
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	24	8	25	N						
(1) 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	— %							
	コンクリートの温度	— °C	混和材料の種類	—							
	呼び強度を保証する材齢	— 日	アルカリ骨材反応抑制方法(2)	AL(2.0kg/m ³) (1)式							
	水セメント比の上限値	— %	単位セメント量の下限值又は上限値	— kg/m ³							
	単位水量の上限値	— kg/m ³	コンクリートの塩化物含有量	— kg/m ³ 以下							
	流動化後のスランプ増大量	— cm									
使 用 材 料(3)											
セメント	生産者名	電気化学工業株式会社			密度	3.15 g/cm ³	Na ₂ O _{eq} %(4)	0.66			
細骨材	産地又は品名	千曲川水系 砂	ASR(5)による区分	B	—	粗粒率	2.80	比重	表乾	2.58	
		—	—	—	—		—		—		
		—	—	—	—		—		—		
粗骨材	産地又は品名	千曲川水系 25mm	ASR(5)による区分	B	—	実積率	62.0	比重	表乾	2.60	
		—	—	—	—		—		—		
		—	—	—	—		—		—		
混和剤	製品名	ホソリス78S	種類	AE減水剤(標準形I種)	細骨材の塩化物量	0.001 %					
混和材	製品名	—	種類	—	水の区分	地下水					
配 合 表 (kg/m ³) (6)											
セメント	水	細 骨 材		粗 骨 材		混 和 剤			混和材		
		普通		普通							
299	154	777	—	1056	—	—	2.99	—	—	—	
水セメント比		51.5 %		細 骨 材 率		42.6 %					
備考 _____											

注(1)呼び方欄以外に特に指定された場合に記入する。

(2)附属書6表1に示す記号で記入する。ただし、附属書1の区分Aの骨材を用いる場合は、記号Aを同欄に記入する。

(3)配合設計に用いた材料について記入する。

(4)ポルトランドセメントを使用した場合にだけ記入する。

(5)アルカリシリカ反応(ASR)性による区分及び判定に用いた試験方法を記入する。

(6)人工軽量骨材の場合は絶対乾燥状態の質量で、その他の骨材の場合は表面乾燥飽水状態の質量で表す。

付録ー 4 I 形鋼格子床版

1) 設計計算書	183
①供試体設計計算書	183
②コンクリート配合	186
③鋼材のミルシート	187
a) I 形鋼	187
b) 鉄筋	187
c) 底板	188
2) 図面	189
①配力筋溶接要領	189
②ひずみゲージ取り付け位置	190
3) 計測データ	191
① I 形鋼下フランジ	191
② I 形鋼ウェブ	192
4) 供試体施行時・試験後写真	194

1) 設計計算書

①供試体設計計算書

1. 設計条件

型 式	土研移動荷重疲労試験 (1)
全 幅 員	2.800m
有 効 幅 員	2.800m
桁 間 隔	3.000m 連続版
活 荷 重	B 活荷重
雪 荷 重	な し
横 断 勾 配	—
縦 断 勾 配	—
料 角	90-00-00
舗 装	アスファルト舗装 10cm
床 版	グレーティング床版 22 cm
許 容 応 力 度	コンクリート(圧縮): 80.0 kg/cm ² 鋼 材(圧縮): 1400 kg/cm ² 鋼 材(引張): 1400 kg/cm ²
ヤ ン グ 率 比	n = 15

2. 中間床版 (端支間)

床版支間(主桁間隔)	3.000 m
床版厚	22.00 cm
舗装厚	10.00 cm

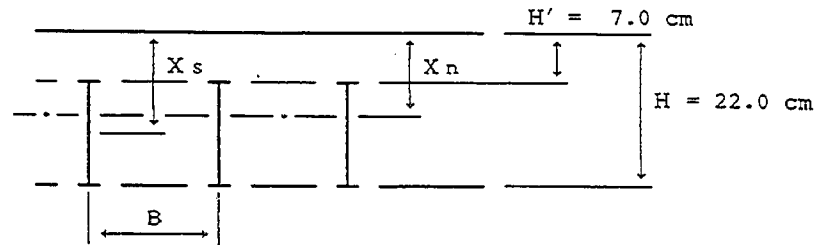
2-1. 主部材方向の曲げモーメント

死荷重 合成前 床版	$0.220 \times 2.65 = 0.583$
	$Wd1 = 0.583 \text{ t/m}^2$
合成後 舗 装	$0.100 \times 2.30 = 0.230$
	$Wd2 = 0.230 \text{ t/m}^2$
活荷重(トラック荷重)	P = 10.000 t
曲げモーメント 合成前 死荷重	$1/10 \times 0.583 \times 3.000^2 = 0.525$
	$M1 = 0.525 \text{ t}\cdot\text{m/m}$
割増係数	$1 + (3.000 - 2.5)/12 = 1.042$
合成後 死荷重	$1/10 \times 0.230 \times 3.000^2 = 0.207$
活荷重	$0.8 \times 1.2 \times (0.12 \times 3.000 + 0.07) \times 10.000 \times 1.042 = 4.300$
	$M2 = 4.507 \text{ t}\cdot\text{m/m}$

2-2. 配力筋方向の曲げモーメント

床版支間(主桁間隔)	L = 3.000 m
活荷重(トラック荷重)	P = 10.000 t
曲げモーメント トラック荷重	$0.8 \times 0.9 \times (0.10 \times 3.000 + 0.04) \times 10.000 = 2.448$
	$M3 = 2.448 \text{ t}\cdot\text{m/m}$

2-3. 主部材の断面



ここで、

X_s : I 形鋼の中立軸より圧縮縁までの距離 = 14.370 cm
 A_s : I 形鋼 1 本当りの断面積 (パンチ孔除く) = 11.800 cm²
 I_s : I 形鋼 1 本当りの断面二次モーメント (パンチ孔除く) = 489 cm⁴
 X_n : 合成断面の中立軸より圧縮縁までの距離 (cm)

I 形鋼 I-150 ピッチ $B = 22.0$ cm

$$X_n = \frac{1}{2B} \{-2nA_s + \sqrt{(2nA_s)^2 + 8nA_sX_sB}\}$$

$$= 9.158 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{100n}{B} \left\{ \frac{BX_n^3}{3n} + I_s + A_s(X_s - X_n)^2 \right\}$$

$$= 80799 \text{ cm}^4/\text{m}$$

合成前断面係数

圧縮縁 $Z_c = 66.35 * 100 / 22 = 301.6 \text{ cm}^3/\text{m}$

引張縁 $Z_t = 64.09 * 100 / 22 = 291.3 \text{ cm}^3/\text{m}$

合成後断面係数

コンクリートの圧縮縁

$$Z_{cc} = \frac{I_x}{X_n} = 8822.8 \text{ cm}^3/\text{m}$$

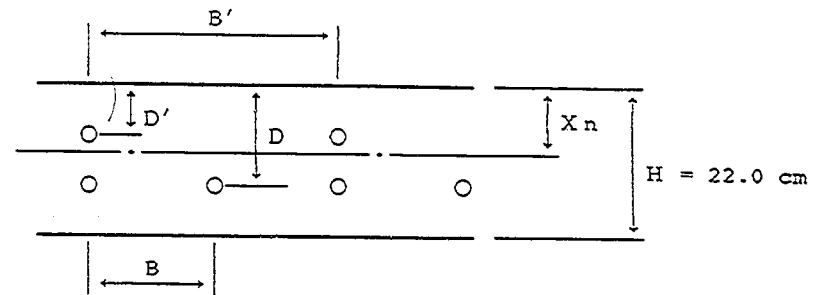
I 形鋼の圧縮縁

$$Z_{sc} = \frac{I_x}{n(X_n - H')} = 2496.1 \text{ cm}^3/\text{m}$$

I 形鋼の引張縁

$$Z_{st} = \frac{I_x}{n(H - X_n)} = 419.5 \text{ cm}^3/\text{m}$$

2-4. 配筋筋の断面



ここで、

A_s' : 上側鉄筋の断面積 = 1.986 cm²
 A_s : 下側鉄筋の断面積 = 1.986 cm²
 D' : 上側鉄筋中心より圧縮縁までの距離 = 6.200 cm
 D : 下側鉄筋中心より圧縮縁までの距離 = 17.700 cm
 X_n : 合成断面の中立軸より圧縮縁までの距離 (cm)

上側 D-16 ピッチ $B' = 25.0$ cm
 下側 D-16 ピッチ $B = 12.5$ cm

$$X_n = -n \left(\frac{A_s'}{B'} + \frac{A_s}{B} \right) + \sqrt{\left\{ n \left(\frac{A_s'}{B'} + \frac{A_s}{B} \right) \right\}^2 + 2n \left(\frac{D' A_s'}{B'} + \frac{D A_s}{B} \right)}$$

$$= 7.004 \text{ cm}$$

$$I_x = 100 \left\{ \frac{X_n^3}{3} + \frac{n A_s' (X_n - D')^2}{B'} + \frac{n A_s (D - X_n)^2}{B} \right\}$$

$$= 38795 \text{ cm}^4/\text{m}$$

合成後断面係数

コンクリートの圧縮縁

$$Z_{cc} = \frac{I_x}{X_n} = 5539.0 \text{ cm}^3/\text{m}$$

鉄筋の圧縮縁

$$Z_{sc} = \frac{I_x}{n(X_n - D')} = 3216.8 \text{ cm}^3/\text{m}$$

鉄筋の引張縁

$$Z_{st} = \frac{I_x}{n(D - X_n)} = 241.8 \text{ cm}^3/\text{m}$$

2-5. 主部材の応力度

コンクリートの圧縮縁

$$\sigma_{cc} = \frac{M_2}{Z_{cc}} = \frac{4.507 \times 10^5}{8822.8}$$

$$= 51.1 \text{ kg/cm}^2 < 80.0 \text{ kg/cm}^2$$

I 形鋼の圧縮縁

$$\sigma_{sc} = \frac{M_1}{Z_c} + \frac{M_2}{Z_{sc}} = \frac{0.525 \times 10^5}{301.6} + \frac{4.507 \times 10^5}{2496.1}$$

$$= 355 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

I 形鋼の引張縁

$$\sigma_{st} = \frac{M_1}{Z_t} + \frac{M_2}{Z_{st}} = \frac{0.525 \times 10^5}{291.3} + \frac{4.507 \times 10^5}{419.5}$$

$$= 1255 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

2-6. 配力筋の応力度

コンクリートの圧縮縁

$$\sigma_{cc} = \frac{M_3}{Z_{cc}} = \frac{2.448 \times 10^5}{5539.0}$$

$$= 44.2 \text{ kg/cm}^2 < 80.0 \text{ kg/cm}^2$$

鉄筋の圧縮縁

$$\sigma_{sc} = \frac{M_3}{Z_{sc}} = \frac{2.448 \times 10^5}{3216.8}$$

$$= 76 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

鉄筋の引張縁

$$\sigma_{st} = \frac{M_3}{Z_{st}} = \frac{2.448 \times 10^5}{241.8}$$

$$= 1012 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

②コンクリート配合

No. _____											
レディーミクストコンクリート配合報告書											
平成 10 年 1 月 21 日											
株式会社 ダイクレ _____ 殿					広島県豊田郡安浦町大字瀬戸西字迫田33-3 製造工場名 株式会社 光山 生コン工場						
					配合計画者名 池田 _____						
工 事 名 称		株式会社 ダイクレ川尻工場									
所 在 地		広島県豊田郡川尻町西1-7-1									
納 入 予 定 時 期		10年 2月中旬～ 年 月									
本配合の適用期間		当工事終了迄									
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	24	8	20	N						
指 定 事 項	経量コンクリートの単位容積質量	t/m ³	空 気 量	%							
	コン ク リ ー ト の 温 度	℃	澆和材料の種類及び使用量								
	呼び強度を保証する材齢	日	アルカリ骨材反応抑制方法	A							
	水セメント比の上限值	%	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	コンクリートの塩化物含有量	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	秩父小野田(株)		密度 g/cm ³	3.16	Na ₂ Oeq %	0.75				
細骨材	産地又は品名	大三島沖産海砂		ASR による 区 分	A 化学法	粗 粒 率	2.65	比 重	純乾	2.50	
		黒瀬町産 砕砂			A 化学法				2.95	表乾	2.53
										純乾	2.54
										表乾	2.58
粗骨材	産地又は品名	黒瀬町産 碎石		ASR による 区 分	A 化学法	は実 粗粒 率又	6.62	比 重	純乾	2.62	
										表乾	
澆和剤	製品名	サンフローK		種 類	AE減水剤標準形1種		細 骨 材 の 塩化物量	0.04	%		
澆和材	製品名			種 類			水の区分	回収水(上澄水)・上			
配 合 表 (kg/m³)											
セメント	水	細骨材	細骨材	細骨材	粗骨材	粗骨材	澆和剤	澆和剤	澆和材		
322	172	402	410		954		0.805				
水セメント比		53.5 %			細 骨 材 率		46.7 %				
備 考 : 規格区分 規格品											
細骨材の混合比(容積比) 50:50											

③鋼材のミルシート

a) I形鋼

鋼材検査証明書  **トピー工業株式会社**
INSPECTION CERTIFICATE

発行者: 株式会社トピー
 検査員: 三浦 浩二
 検査場所: 三浦 浩二
 検査日時: 1997年10月14日
 検査内容: 鋼材検査
 検査結果: 合格
 検査場所: 三浦 浩二
 検査日時: 1997年10月14日
 検査内容: 鋼材検査
 検査結果: 合格

品名: I形鋼
 規格: JIS G 3101 SS400
 寸法: 150X35X50X5X13.000
 重量: 299.105 kg/m

寸法	SIZE	単位	数量	重量	検査番号	CHEMICAL COMPOSITION (%)												P	S	C _{eq}	V	備考
						C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Al	V						
150X35X50X5X13.000	S-07405	363	50.939	A7AKP	5	10	34	16	21													
150X35X50X5X13.000	S-07404	796	121.788	A7AKN	6	12	34	16	21													
150X35X50X5X13.000	S-07405	398	60.694	A7AKP	5	10	34	16	21													
150X35X50X5X13.000	S-07406	428	65.484	A7AKR	6	11	34	16	24													
S. TOTAL	2.005	299.105																				
O. TOTAL	2.005	299.105																				

O. L. - 鋼材の長さ (mm) : 13000
 B. T. - 鋼材の厚さ (mm) : 50
 U. T. - 鋼材の重量 (kg) : 299.105

○印は使用材料を示す

b) 鉄筋

T-BAR 検査証明書  **東海鋼業株式会社**

発行者: 東海鋼業株式会社
 検査員: 三浦 浩二
 検査場所: 三浦 浩二
 検査日時: 1997年10月14日
 検査内容: 鉄筋検査
 検査結果: 合格

品名: 鉄筋
 規格: JIS G 3112
 表示許可番号: 8991

呼び名	長さ(M)	数量		製鋼番号	引張試験				曲げ試験	化学成分 (%)					
		本数	重量(kg)		降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	C		Si	Mn	P	S	C _{eq}	
016	8.5	1,680	22,344	C7227	370	551	26	G880	25	24	60	23	34		
016	8.5	720	9,576	C8219	385	558	23	G880	25	15	62	26	29		
016	9.5	40	592	C8217	365	538	25	G880	26	12	57	25	29		
計		2,440	32,512												
合計		2,440	32,512												

○印は使用材料を示す

c) 底板

注文書 No. : HITSUY BUSSAN
 注文書番号 : 7
 REFERENCE No. : 78018 - I8H0031
 契約書 No. : 7-172-M7-1-8-H003
 商 品 名 : AENTEPPAN
 SPECIFICATION : JIS G3302 SGCC:Z Y X
 備 記 :
 NOTE
 ITEM No. 01 SIZE: 1.0X1524X

鋼材検査証明書 INSPECTION CERTIFICATE

顧客 : DAIKUZE
 顧客管理番号 :
 CUSTOMER'S CONTROL No.

NIPPON STEEL CORPORATION
 本社 : 〒100 東京都千代田区千代田 2-1-8
 支店 : 〒143 東京都品川区大井町 2-1-8
 大阪支店 : 〒554 大阪府大阪市東淀川区 1-1-1
 YAMATA WORKS : 〒1-1 TORIMATACHO TORIATA-KU KITAYAMA CITY 84 JPN
 証明書番号 : 97H7200261
 発行年月日 : 1997-08-21
 発行所 : YAMATA WORKS
 発行所 : YAMATA WORKS

COATING: Z22

ITEM No.	管理番号・CONTROL No.		検査番号 INSPECTION No.	製造番号 CASTING No.	数量 QUANTITY	NET MASS THEO. KG	B.T. C.H.		CAST ANALYSIS (%)									
	CASE No.	検査番号 INSPECTION No.					BEND G/HZ	COIT G/HZ	C	SI	NI	P	S					
01		78G40372		(0705729) 32020440	1	13665	A 280	283		1	23	17	12					
		** TOTAL **			1	13665												

検査項目
 THEO.: THEORETICAL
 B.T.: BEND TEST
 A.: ACCEPTED
 C.H.: COATING MASS

上記注文書は鋼材の規格または仕様に基づいて製造され、その品質事項を満足していることを証明します。

○印は使用材料を示す

八幡製鉄所 検査管理室
 MANAGER INSPECTION
 YAMATA WORKS



HHH

091 J 03-

検査票 PACKAGE CARD

注文書 No. : 78018 - I8H0031
 注文書番号 : 7
 REFERENCE No. : 78018 - I8H0031
 契約書 No. : 7-172-M7-1-8-H003
 商 品 名 : AENTEPPAN
 SPECIFICATION : JIS G3302 SGCC:Z Y X
 製造番号 : 32020440
 検査番号 : 78G40372
 数量 : 1
 NET MASS : 13,665KG
 検査番号 : 7-8-6-4-0372
 製造年月日 : 1997-08-10
 検査場所 : 八幡製鉄所

上記注文書は検査の結果、指定の規格に合格したことを証明します。
 本品について御照会の際は、御手数ながら本係を本社又は最寄りの支店・営業所に御送付願います。
 IN CASE OF ANY TROUBLE OR QUESTION AS TO THIS MATERIAL, PLEASE REFER THIS SLIP

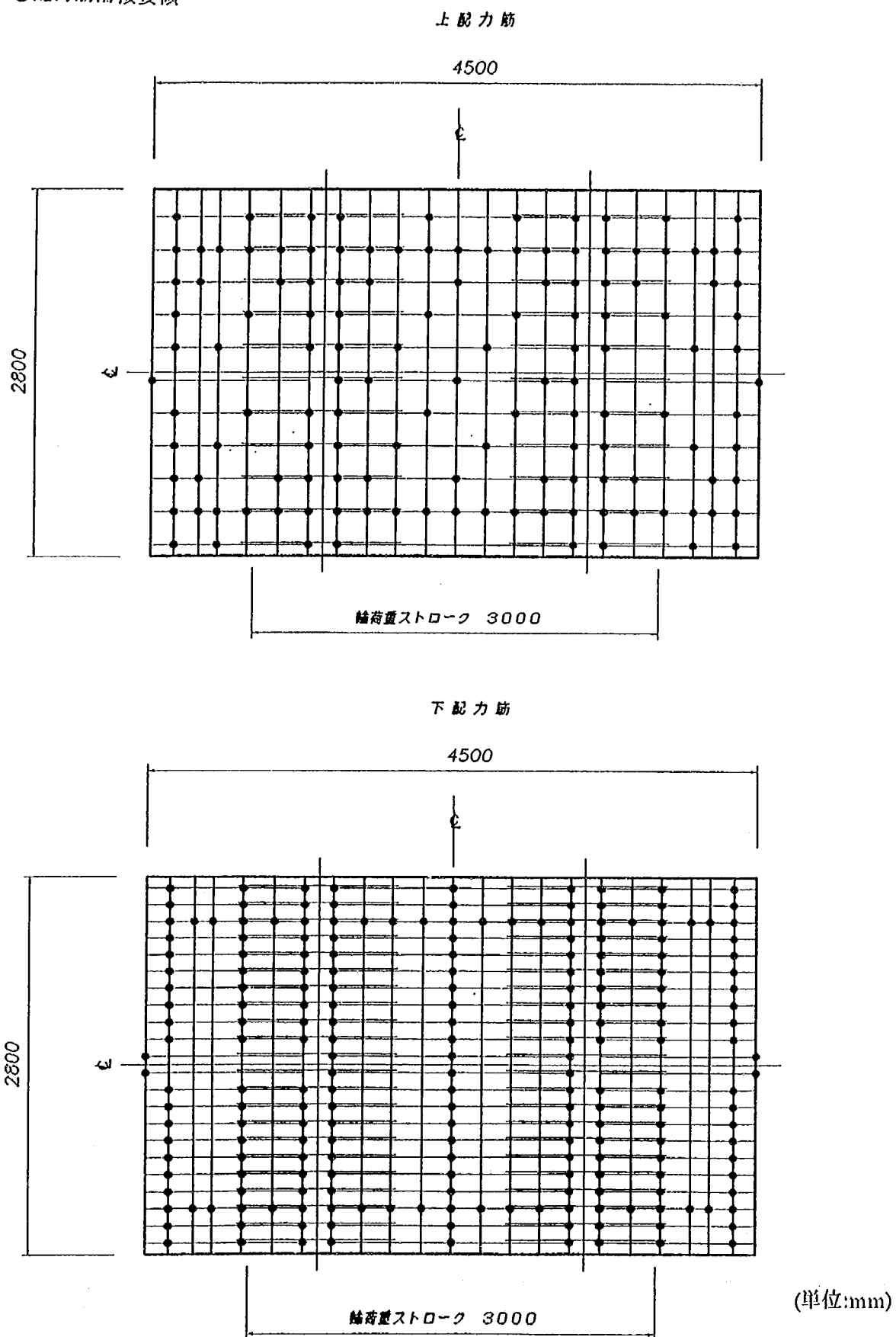
新日本製鐵株式会社
 Nippon Steel Corporation
 八幡製鐵所
 Yawata Works

規格記号
 SS400
 品 名 GB 150 形鋼
 寸 法 1200MM
 数 量 INDUSTRIES, LIMITED
 鋼 番 5-07404
 製造年 1997 年
 八幡製鐵所 検査製造所

許可番号
 8991
 G3112
 SD295A
 呼び名 16 × 8.5
 鋼 番 C8219
 本数 120P 検査 ⑤
 東海 ⑤ 鋼業

2) 図面

①配力筋溶接要領

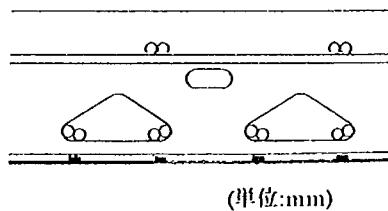
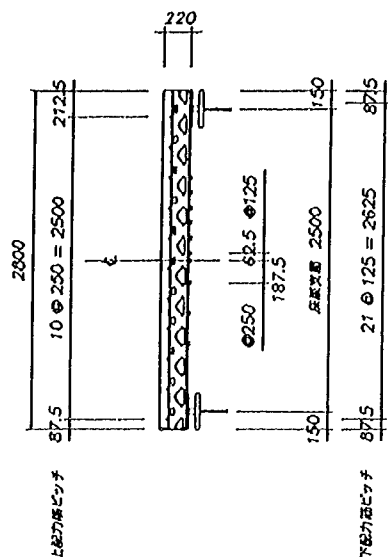
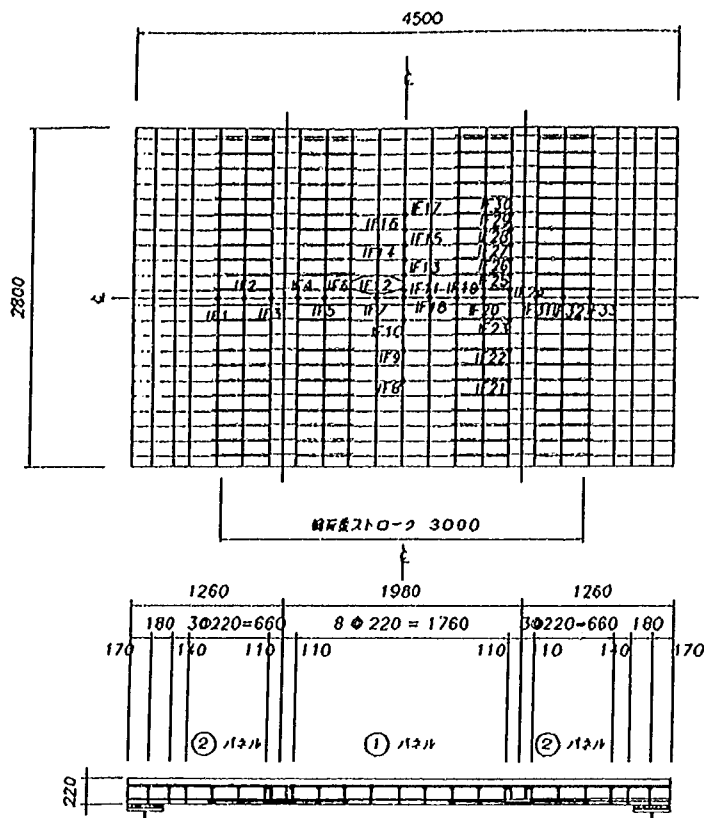


②ひずみゲージ取り付け位置

ストレインゲージ貼付図
主部材下フランジ N=33 (全て単軸ゲージ)

33 CH

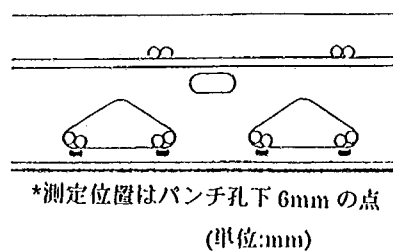
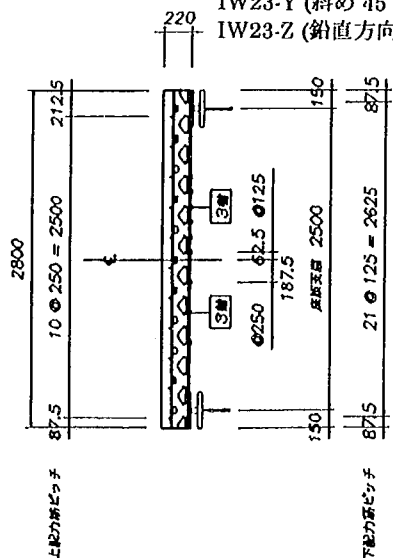
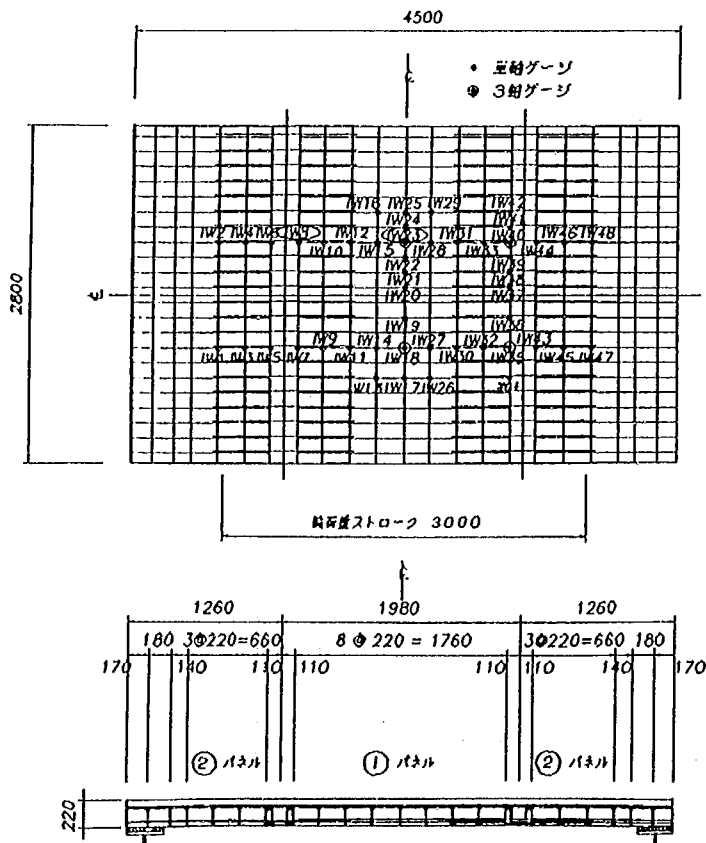
斜めモニターゲージ → IF12



ストレインゲージ貼付図

主部材ウェブ N=48 単軸ゲージ→44
3軸ゲージ→4

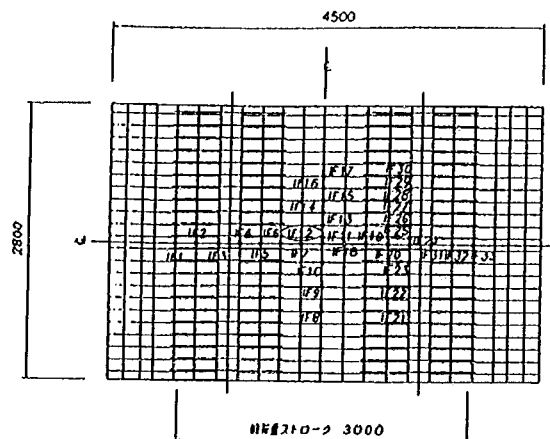
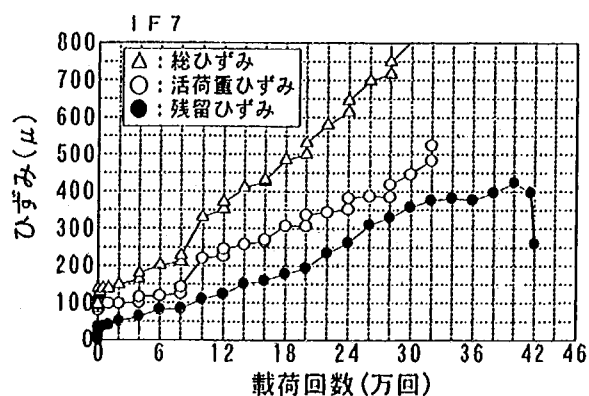
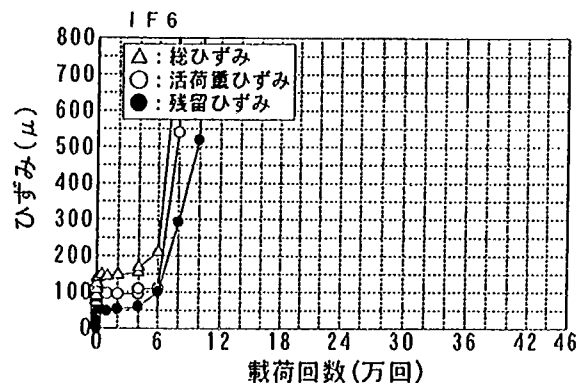
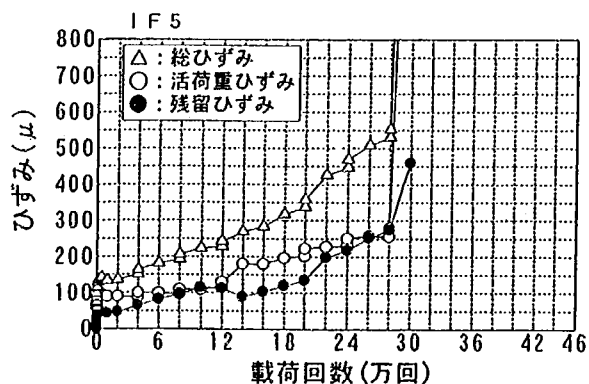
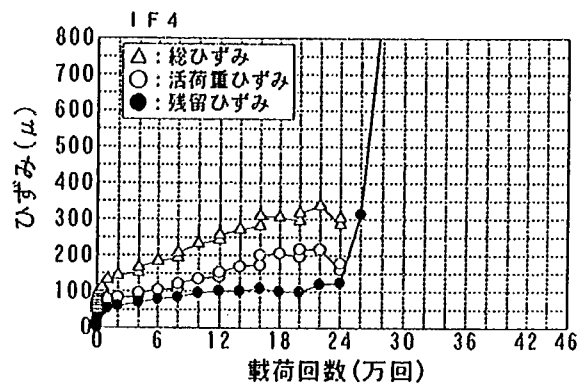
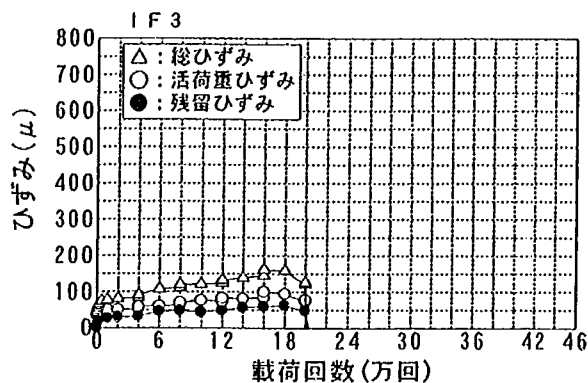
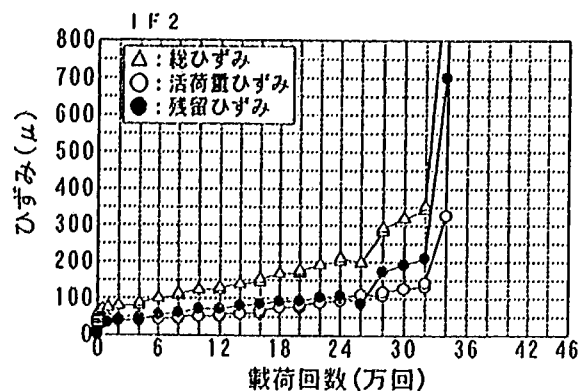
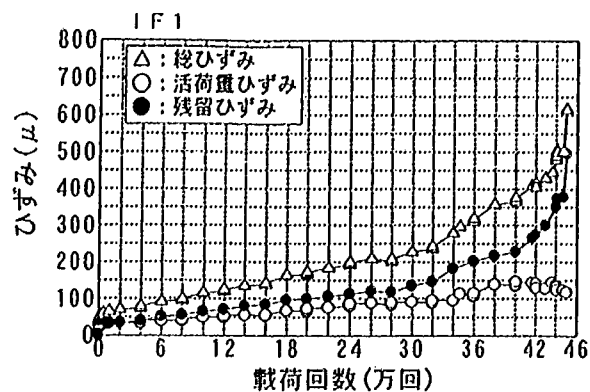
56CH/89CH 3軸ゲージは枝番表示とする。
EX) IW23-X (水平方向)
IW23-Y (斜め 45° 方向)
IW23-Z (鉛直方向)



*測定位置はパンチ孔下6mmの点
(単位:mm)

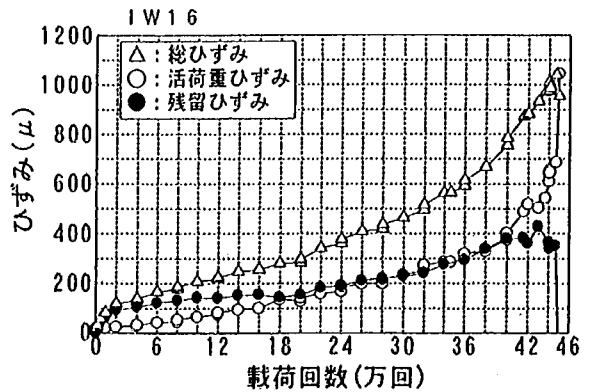
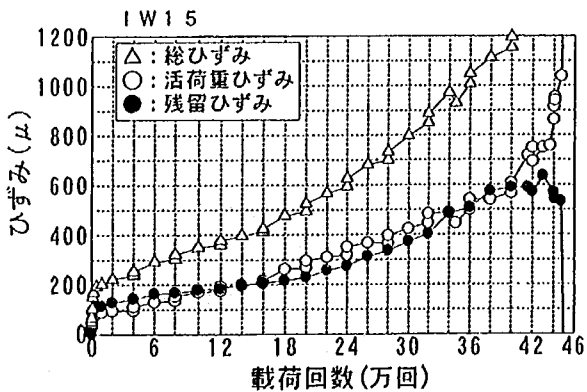
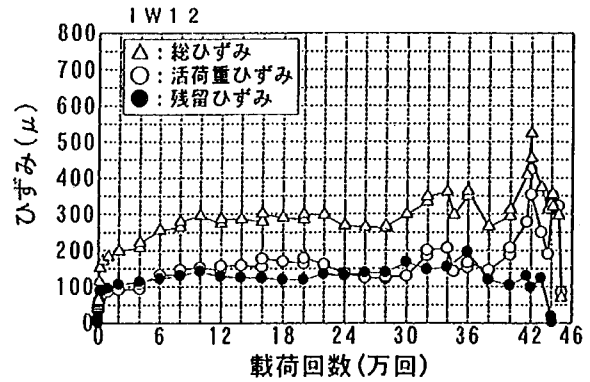
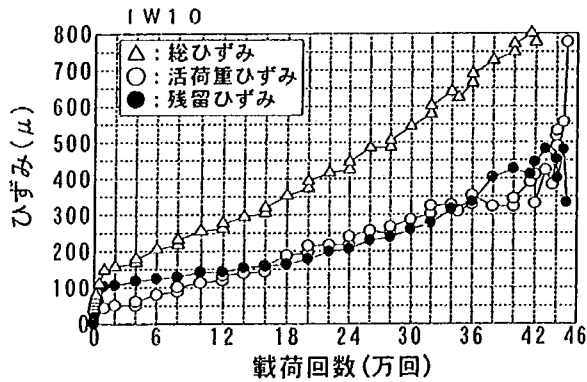
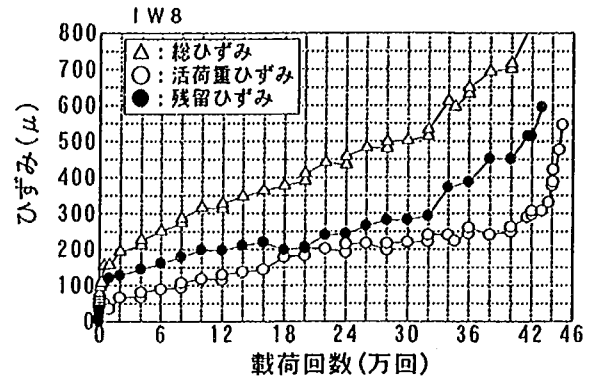
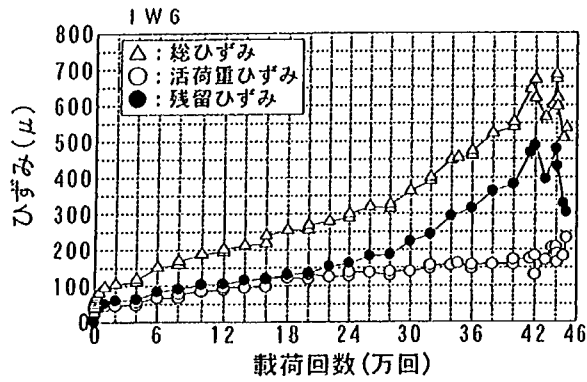
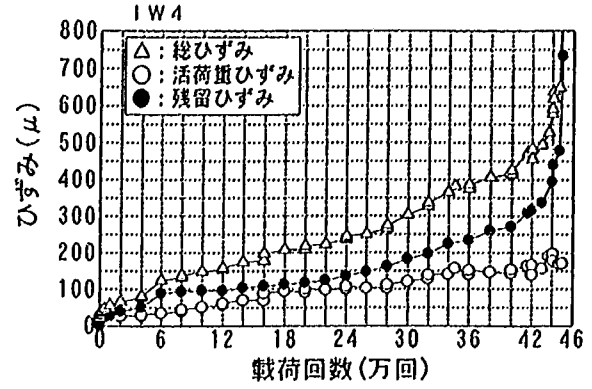
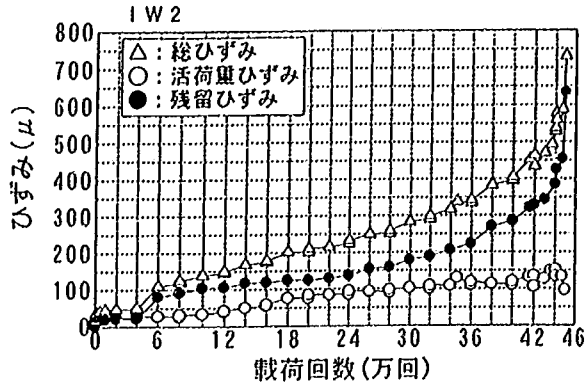
3) 計測データ

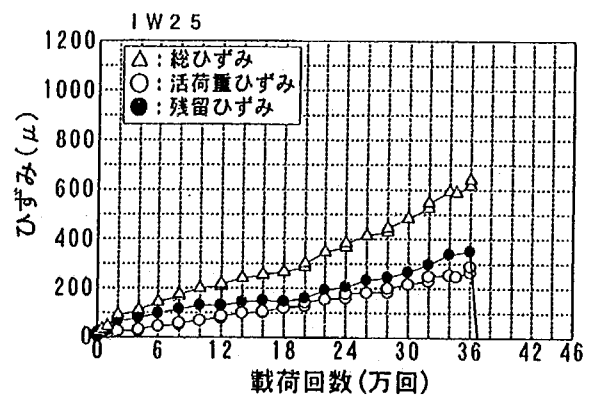
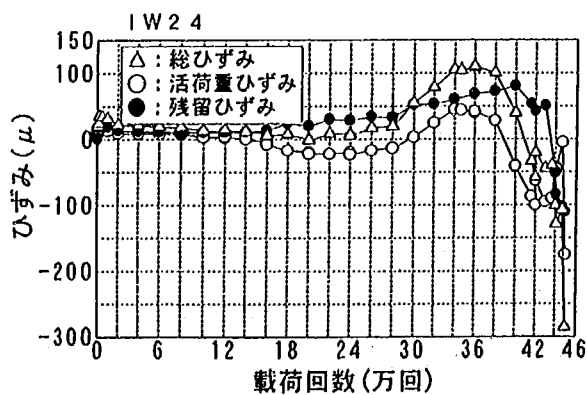
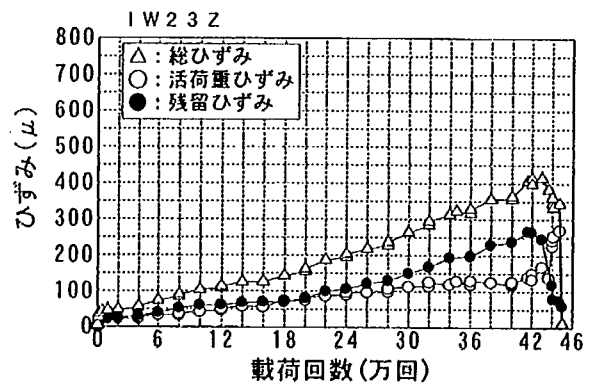
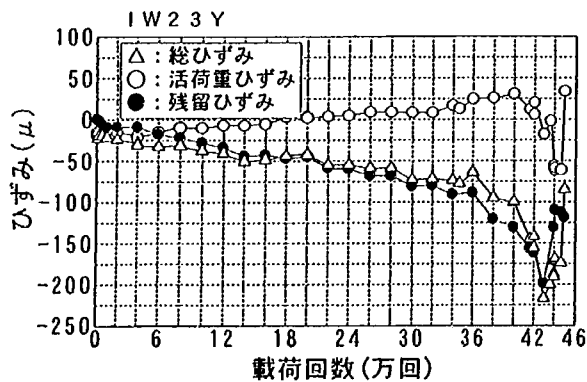
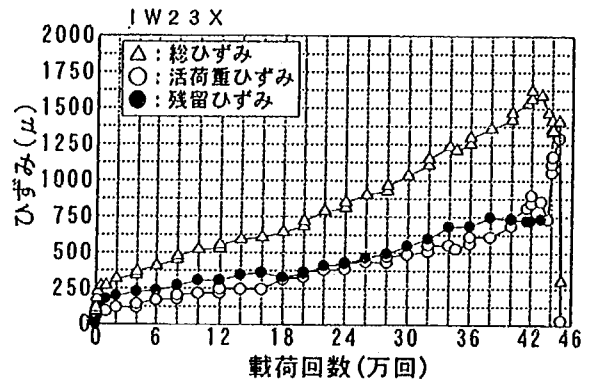
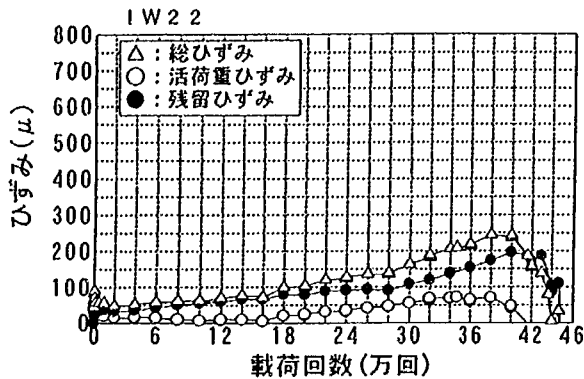
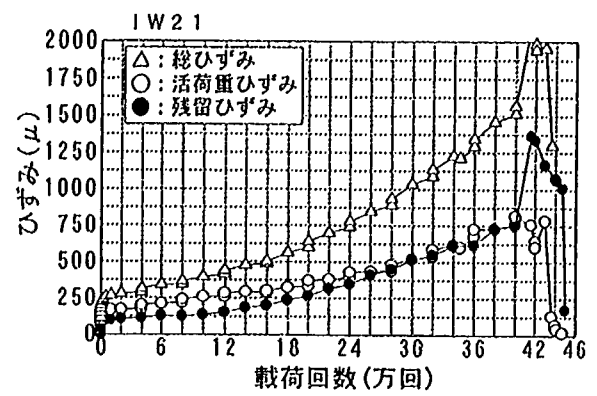
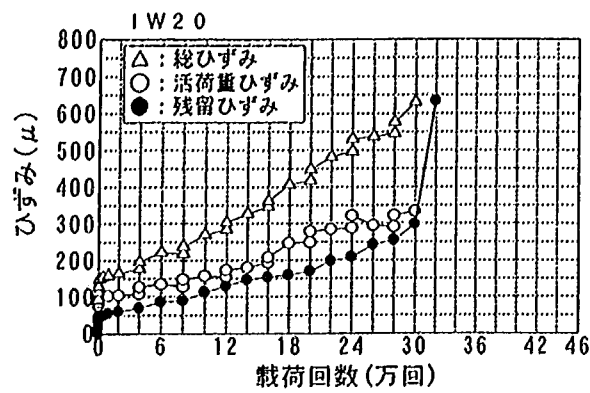
① I 形鋼下フランジ



(単位:mm)

② I 形綱ウェブ





4) 供試体施工時・試験後写真

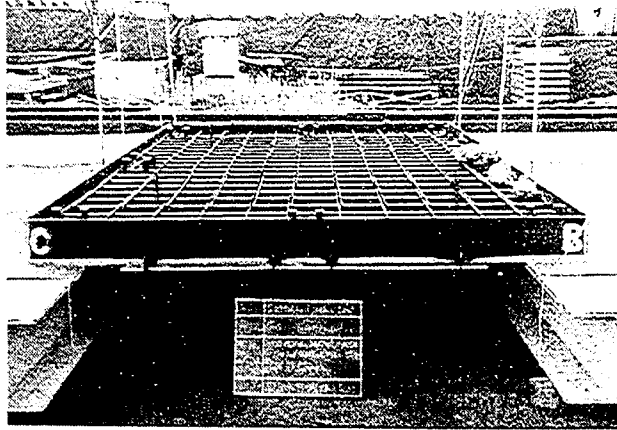


写真-1
コンクリート打設前の
供試体組立・支持状況

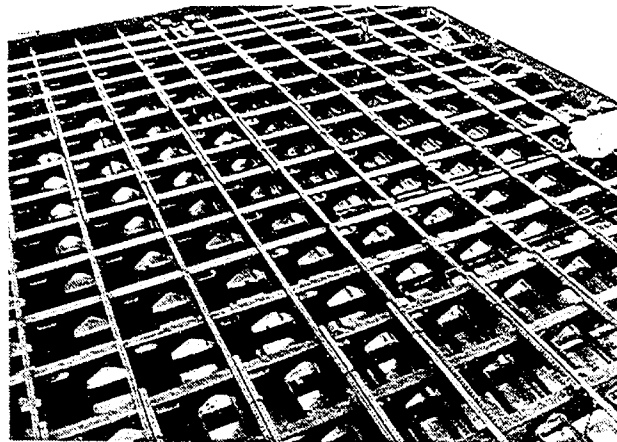


写真-2
パネルの骨組

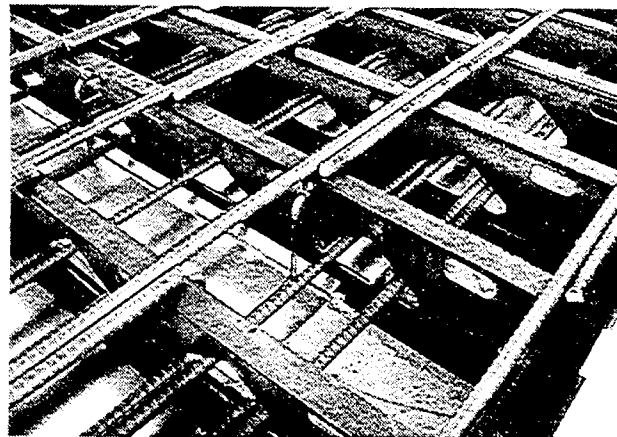


写真-3
パネル継手部の骨組

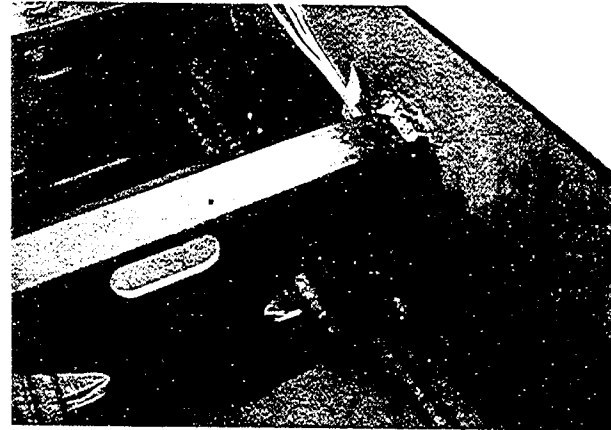


写真-4
パネル1 形鋼の端部
と側型枠の取り合い

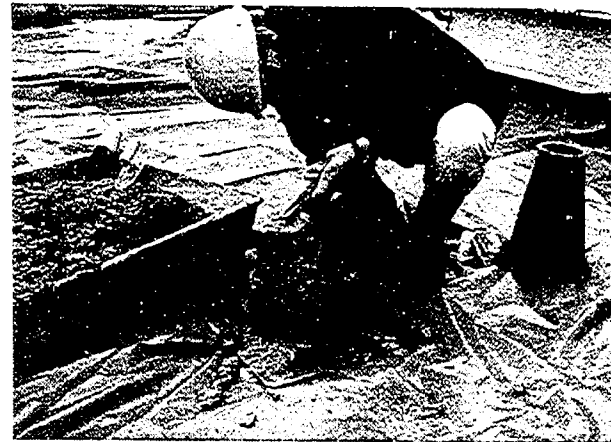


写真-5
コンクリート打設前
スランプ試験状況

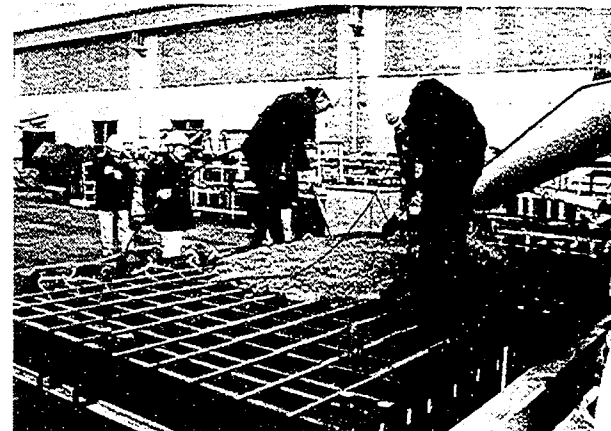


写真-6
コンクリート打設状況

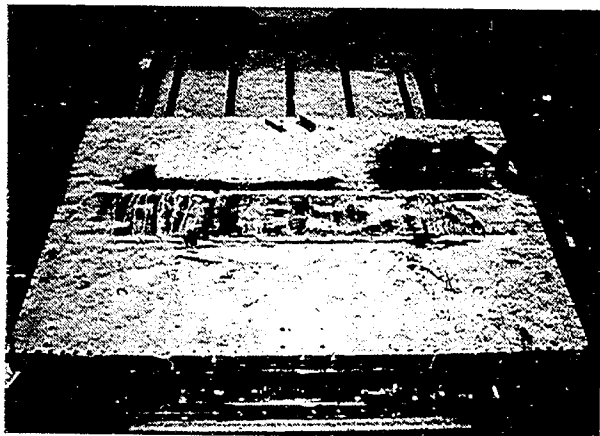


写真-7
試験後床版上面の状況

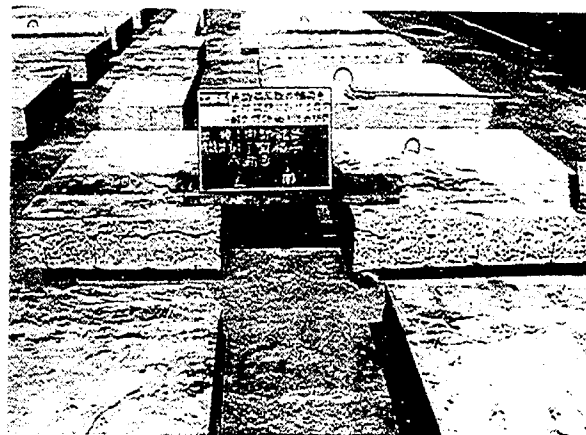


写真-10
試験後供試体
切断面の状況

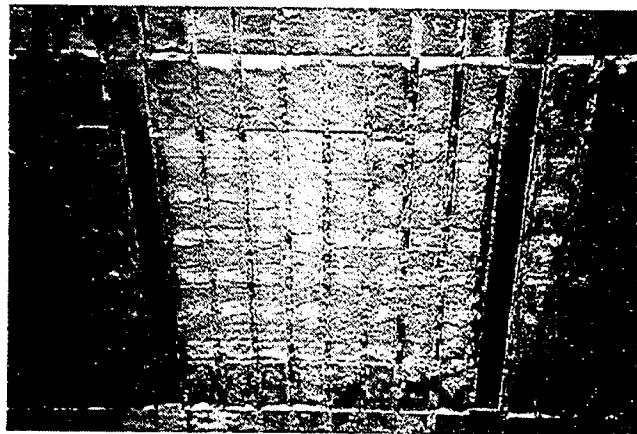


写真-8
試験後床版裏面の状況
(底板撤去後)

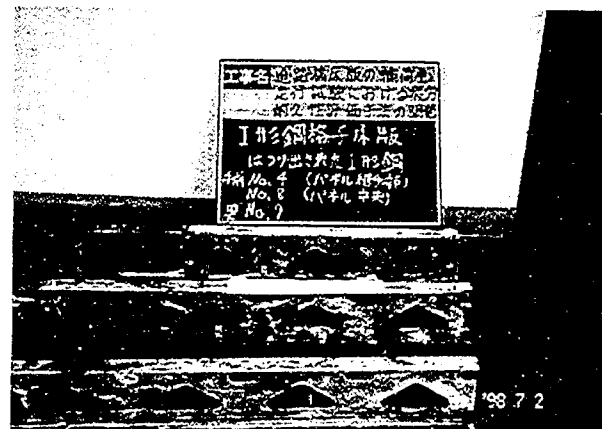


写真-11
試験後にはつり出した
I形鋼

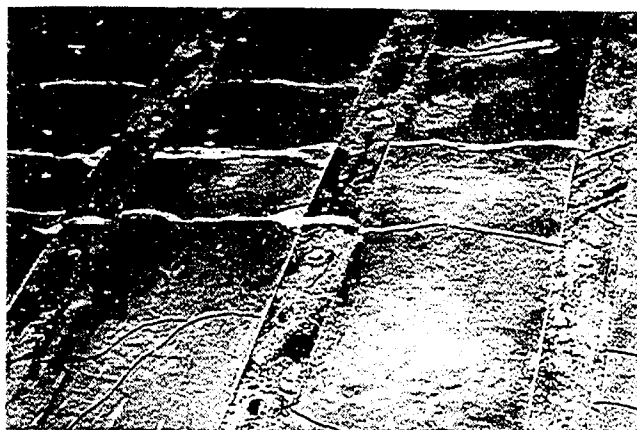


写真-9
試験後床版裏面の状況
(底板撤去後、中央部)

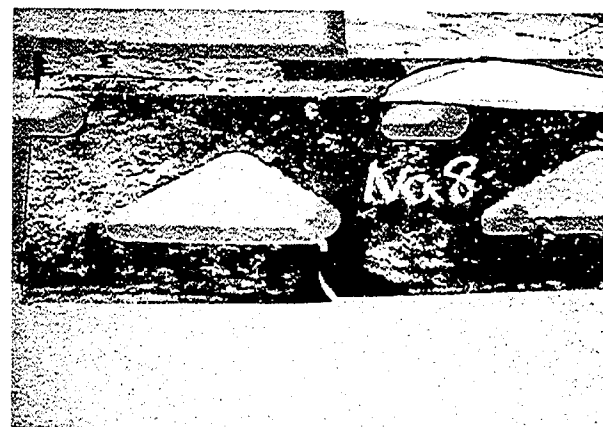


写真-12
試験後にはつり出した
I形鋼／破断状況

付録ー 5 S C デッキ

1) 設計計算書	197
①試験体設計計算書	197
②コンクリートの配合	202
③鋼材のミルシート	203
a) 鉄筋	203
b) 鋼板	204
c) 平鋼	204
d) スタッド	205
e) 高力ボルト	206

1) 設計計算書

①試験体設計計算書

(1) 設計条件

a) 各部寸法

床版支間長 (主桁間)	L	3.000 m
横リブ支間長 (主桁間)	L _r	3.000 m
ヤング係数比	n	15.0
鉄筋コンクリート版厚 (支間部)	t _c	0.200 m
鉄筋コンクリート版厚 (支点部)	t _{c s}	0.311 m
舗装厚	t _p	0.075 m
下鋼板		
下鋼板厚	t _s	0.009 m
横リブ間隔	b _r	0.750 m
" 高さ	h _r	0.100 m
" 板厚	t _r	0.016 m
スタッドピッチ	P _{s t}	0.250 m
" 断面積φ 16	A _{s t}	2.011 cm ²
ヤング率	E	2.100E+06 kgf/cm ²
ポアソン比	ν	0.3
上鉄筋		
主鉄筋ピッチ	P _s	0.125 m
" 断面積D 19	A _s	2.865 cm ²
" かぶり	d	0.040 m
配力筋ピッチ	P _{s'}	0.250 m
" 断面積D 16	A _{s'}	1.986 cm ²

b) 死荷重強度

	単位重量	死荷重強度
鉄筋コンクリート版	2,500 kgf/m ³	500.0 kgf/m ² /m
舗装	2,300 kgf/m ³	172.5 kgf/m ² /m
下鋼板、横リブ、スタッドなど	—	100.0 kgf/m ² /m

c) 活荷重強度

T荷重の片側荷重	10,000 kgf
----------	------------

(2) 合成前の構造系の計算

a) 下鋼板の膜作用の計算 (4 辺単純支持板として照査する。)

横リブ間隔	a	0.750 m	
横リブ支間長	b	3.000 m	
アスペクト比	b/a	4.000	
下鋼板厚	t_s	0.009 m	
下鋼板ヤング率	E	2.100×10^{10} kgf/m ²	
ポアソン比	ν	0.3	
鋼板の曲げ剛性	D	1401.9 kgf·m	
たわみの係数	α	0.01282	
主鉄筋方向曲げの係数	β_y	0.03840	
配力筋方向 "	β_x	0.12350	
コンクリート版および下鋼板重量	p_o	600.0 kgf/m ²	
断面係数	W	1.350×10^{-5} m ³ /m	
主鉄筋方向曲げモーメント	M_{ey}	13.0 kgf·m/m	
配力筋方向 "	M_{ex}	41.7 kgf·m/m	
鋼板のたわみ	w_m	0.0017 m	
主鉄筋方向応力	σ_{ey}	$96.0 \leq 1400$ kgf/cm ²	OK
配力筋方向応力	σ_{ex}	$308.8 \leq 1400$ kgf/cm ²	OK

b) 横リブの梁としての計算

横リブ支間長	L_r	3.000 m	
" の高さ	h_r	0.100 m	
" の板厚	t_r	0.016 m	
鋼板の板厚	t_s	0.009 m	
" 片側全幅	b'	0.375 m	
" 有効幅	b	0.319 m	
" 断面 2 次モーメント	I_r	508.8 cm ⁴	
コンクリート版および下鋼板重量	q	450.0 kgf/m	
設計曲げモーメント: $q \cdot L_r^2 / 8$		405.0 kgf·m	
横リブ上縁応力	σ_{uy}	$-773.0 \leq 1400$ kgf/cm ²	OK
横リブ下縁応力	σ_{lv}	$94.6 \leq 1400$ kgf/cm ²	OK
横リブたわみ	w_b	0.0036 m	

c) たわみの照査

膜作用と梁作用のたわみの合計	$w_b + w_m$	0.0053	
----------------	-------------	--------	--

(3) 合成後の構造系の計算

a) 支間部の計算 (単鉄筋として計算する。)

床版支間長	L	3.000 m	
コンクリート版厚	t_c	0.200 m	
下鋼板厚	t_s	0.009 m	
ヤング係数比	n	15.0	
単位幅	b	1.000 m	
下鋼板の断面積	A_s	0.009000 m ² /m	
有効高さ	d	0.205 m	
中立軸の位置	x	0.136 m	
コンクリートの断面係数	W_c	0.010823 m ³ /m	
下鋼板の断面係数	W_s	0.001344 m ³ /m	
① 舗装荷重による曲げモーメント (連続版として道路橋示方書に従い算出)			
舗装荷重	w_p	172.5 kgf/m ²	
主鉄筋方向曲げモーメント	M_d	155.3 kgf·m/m	
② 付加曲げモーメント (道路橋示方書に従い算出)			
ヤング係数比 (付加曲げ計算用)	n	7.0	
縦桁の断面 2 次モーメント	I_s	0.001833 m ⁴	
横桁の "	I_Q	0.012315 m ⁴	
床版の "	I_c	0.001190 m ⁴ /m	
縦桁支間	L	5.600 m	
床版支間	H	3.000 m	
	I_Q/I_s	6.717	
	Z	0.422	
床版支間に対する衝撃係数	i	0.377	
主鉄筋方向の曲げモーメント	ΔM	0.342 tf·m/m	
" (衝撃考慮)	$\Delta M_{(1+i)}$	0.470 tf·m/m	
配力筋方向の曲げモーメント	ΔM	0.743 tf·m/m	
" (衝撃考慮)	$\Delta M_{(1+i)}$	1.024 tf·m/m	
③ 活荷重による曲げモーメント (連続版として道路橋示方書に従い算出)			
T 荷重の片側荷重	P	10,000 kgf	
荷重による係数	λ_1	1.000	
床版支間による割り増し係数	λ_2	1.042	
主鉄筋方向 ($\Delta M_{(1+i)}$ 含む)	$M_{\ell v}$	4053.7 kgf·m/m	
配力筋方向 ($\Delta M_{(1+i)}$ 含む)	$M_{\ell x}$	3743.8 kgf·m/m	
④ 各部応力度の計算			
コンクリートの主鉄筋方向応力	σ_{cy}	-38.9 ≤ 85.7 kgf/cm ²	OK
" の配力筋方向応力	σ_{cx}	-34.6 ≤ 85.7 kgf/cm ²	OK
下鋼板の主鉄筋方向応力	σ_{sy}	313.1 ≤ 1400 kgf/cm ²	OK
" の配力筋方向応力	σ_{sx}	278.5 ≤ 1400 kgf/cm ²	OK
⑤ 各構造系の応力の重ね合わせ			
下鋼板の主鉄筋方向応力	$\Sigma \sigma_y$	503.7 ≤ 1400 kgf/cm ²	OK
" の配力筋方向応力	$\Sigma \sigma_x$	587.3 ≤ 1400 kgf/cm ²	OK

b) 支点部の計算 (単鉄筋として計算する。)

床版支間長	L	3.000 m
コンクリート版厚	t_c	0.311 m
上側鉄筋のかぶり	d	0.040 m
ヤング係数比	n	15.0
単位幅	b	1.000 m
上側鉄筋の断面積	A_s	0.002292 m ² /m
有効高さ	d	0.271 m
中立軸の位置	x	0.106 m
コンクリートの断面係数	W_c	0.012529 m ³ /m
上側鉄筋の断面係数	W_s	0.000540 m ³ /m
① 舗装荷重による曲げモーメント (連続版として道路橋示方書に従い算出)		
舗装荷重	w_p	172.5 kgf/m ²
主鉄筋方向曲げモーメント	M_d	-155.3 kgf·m/m
② 付加曲げモーメント (道路橋示方書に従い算出)		
ヤング係数比 (付加曲げ計算用)	n	7.0
縦桁の断面 2 次モーメント	I_s	0.001833 m ⁴
横桁の	I_Q	0.012315 m ⁴
床版の	I_c	0.001190 m ⁴ /m
縦桁支間	L	5.600 m
床版支間	H	3.000 m
	I_Q / I_s	6.717
	Z	0.422
床版支間に対する衝撃係数	i	0.377
主鉄筋方向の曲げモーメント	ΔM	0.723 tf·m/m
" (衝撃考慮)	$\Delta M_{(1+i)}$	0.996 tf·m/m
③ 活荷重による曲げモーメント (連続版として道路橋示方書に従い算出)		
T 荷重の片側荷重	P	10,000 kgf
荷重による係数	λ_1	1.000
床版支間による割り増し係数	λ_2	1.042
主鉄筋方向 ($\Delta M_{(1+i)}$ 含む)	M_{lv}	-4579.5 kgf·m/m
④ 各部応力度の計算		
コンクリートの主鉄筋方向応力	σ_{cy}	-37.8 ≤ 85.7 kgf/cm ² OK
上側鉄筋の主鉄筋方向応力	σ_{sy}	877.0 ≤ 1400 kgf/cm ² OK

c) スタッドの計算

荷重作用の分担率	k	0.500	
床版支間長	L	3.000 m	
T荷重の片側荷重	P	10,000 kgf	
スタッドの設計に用いる版のせん断力	S	3,900 kgf/m	
スタッドの断面積	A_{st}	2.011 cm ²	
” のピッチ	p_{st}	0.250 m	
” に作用するせん断応力度	τ_{st}	484.9 $\leq$ 500kgf/cm ²	OK

②コンクリートの配合

コンクリート C 配合報告書

										配合計画者名		佐 藤 勇 平		
コンクリートの打込箇所				試験体										
配 合 の 設 計 条 件														
呼 び 方		コンクリートの種類		呼 び 強 度		ス ラ ン プ		粗骨材の最大寸法による区分		セメントの種類による区分				
		普 通		3 0		1 2		2 0		N				
使 用 材 料														
セメント製造会社名		住友大阪セメント		密 度 (g/cm ³)		3.15		全アルカリ量 (%)		0.75 以下				
				(g/cm ³)				塩化物量 C l ⁻ (%)		0.020 以下				
細骨材	産地又は品名	黒磯産 砂		ASR による 区 分	A	化 学 法		粗粒率	2.65	比 重	絶 乾	—	表 乾	2.56
		—				—			—		—	絶 乾	—	表 乾
粗骨材	産地又は品名	栗野産 2005		ASR による 区 分	A	化 学 法		又実は粗粒率率	6.64	比 重	絶 乾	—	表 乾	2.66
		—				—			62.0		絶 乾	—	表 乾	—
混和剤	製品名	ヤマソー 90		種 類		A E 減水剤		細骨材の塩化物量		0.00 %				
混和材	製品名	—		種 類		—		水 の 区 分		地 下 水				
配 合 表 (kg/m ³)														
セメント	水	細 骨 材		粗 骨 材		混 和 剤	混 和 材							
				5~20	—									
313	167	758	—	1045	—	3.13	—							
水セメント比	53.5 %	細骨材率	43.0 %	コンクリートに含まれる塩化物量 (塩素イオンとして)		0.30 kg/m ³ 以下								
備 考														

③鋼材のミルシート

a) 鉄筋

Contract No. 注文 No. : 11127782010
 Order's No. 11127782010
 Supplier 注文先 : 日鐵商事株式会社
 Commodity 品名 : 鉄筋
 Specification 規格 : JIS G 3112 SD345
 Customer 顧客 :
 Shipper 船主 :
 Destination 目的地 : 倉入れ

INSPECTION CERTIFICATE 鋼材検査証明書

(株) 日鐵商事株式会社
 JIS G 3112
 (株) 日鐵商事株式会社 倉入れ
 Insp No 証書番号 : 354016

GODOSTEEL LTD. FURUBASHI WORKS
 合同製鐵株式会社 船貨製造所
 2-2-1 MINAMIKALAH, FURUBASHI-CITY, CHIBA, JAPAN
 船 橋 市 南 部 2 丁 0 2 番 1 号
 List No. 発 行 号 : 31763
 Date 発 行 日 : 1998.01.07
 発 行 コーデ : 9107 28712

Size 寸 法	Length 長 尺	Quantity 量 数	Mass 質 量 (kg)	Charge No. 荷 番	Chemical Composition 化 学 成 分 (%)								CE C (%)							
					C	Si	Mn	P	S	Al	N	As								
0 16	5.000R	180	6.083	529034	26	17	89	29	30	41										
0 16	3.500R	1,300	11.154	529268	24	16	86	40	30	34										
0 16	6.000R	1,040	9.734	529267	24	16	90	36	30	39										
0 16	9.000R	390	5.460	529209	24	17	87	32	27	34										
合 計		3,510	32.432																	
Size 寸 法	Charge No. 荷 番	Tensile Test 引 張 試 験		Bend Test 曲 げ 試 験	Hardness 硬 度	Impact Test 打 撃 試 験														
		Y.P. 降伏点 N/MM ²	T.S. 引張強さ N/MM ²			5mm 夏 J/N	5mm 冬 J/N													
0 16	529034	414	690	21	1.50	180														
0 16	529268	399	576	24	GOOD															
0 16	529267	407	591	21	GOOD															
0 16	529209	418	615	22	GOOD															

○印 本工事使用材

本証明書は○印 5 本のみの
 平成 年 月 日
 丸 杉 物 産 鋼 材 株 式 有 限 公 司
 埼玉県内郡上三川町大字石田2-1-1
 黒 板 規 夫

CE: C+Mn/6
 上記注文品は鋼材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

発行日 97年 2月 17日

検査証明書

証明書番号: 128-17972-1
 契約 No: 02-009-00143 品 名: U-CON345
 出荷依頼書 No: 94582
 出荷案内書 No: 096400 規 格: JIS G3112 SD345

契約先: 日鐵商事 (株) 条鋼部棒鋼チーム
 持店: 新達商事/神戸製鋼
 持受先: 儀名川橋



日本工業規格表示許可番号
 長岡庄延工場 366103 367139
 371242
 三条庄延工場 366104 378008

北越メタル株式会社

長岡庄延工場 〒940 新潟県長岡市東区1-1-1
 三条庄延工場 〒955 新潟県三条市南四区2-1-1

項目 規格 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						C+Mn/6	試験温度 ℃	降伏点	引張強さ	伸び											
				×100			×1000		×100							N/mm ²	N/mm ²	%											
				27	55	160	40	40								50	2	440	490			18							
														3	440	490	20												
															346	490													
															346	490													
D19 6.0 D19 6.0 * サイズ 計 * * 総合計 *	65605 65607	2,550 50 2,600 2,600	34,425 676 35,100 35,100	22 22 22	22 18	91 87	28 28	28 25					37 37	2 2	417 414	575 566	21 22	GOOD GOOD											
<table><tr><td>責任課長</td><td>責任係長</td><td>責任主任</td><td>責任主任</td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td>(印)</td><td></td></tr></table>																				責任課長	責任係長	責任主任	責任主任					(印)	
責任課長	責任係長	責任主任	責任主任																										
			(印)																										

検査部長 倉庫係長 品質主任 安全主任
 (印)

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。

品質保証部

NOTES: G.L.A=200 MM
 1. R.=RIB TYPE, SLEED RATIO. E.A.=E212 DEVIATION AREA. S.F.=脆性斷面 SHEAR FRACTURE. C.F.=脆性斷面 CENTRAE FRACTURE. D-----BEND TEST---GOOD(GC). (C)=複合計算 (COMPOSITE CALCULATION)

c) 平鋼

鋼材検査証明書

発行番号 000593

平成 09年 02月 06日

契約先 日鉄商事 殿

需要者名 樋口鋼材 殿

契約番号	
規格	SS 400


 JIS G3101
 JIS G3106
 許可番号 321161

 株式会社 石原製鋼所
 〒771-01 千葉県市川市広田3-1-1
 TEL 市川(0473)57-1181
 FAX 市川(0473)57-6363

工事名

鋼 番	製 品 明 細			引 張 試 験		化 学 成 分										備 考		
	形 状	寸 法	尺 数	質 量	引 張 試 験			化 学 成 分										
					引 張 力	伸 び	断 面 収 縮 率	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr			
					kg	N/mm ²	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	
7165	F.89X150	5.500	34	1.982	289	428	32	良	9	16	63	22	22					
6744	F.812X100	5.500	38	1.968	309	460	30	良	12	21	62	17	21					
7013	F.816X100	5.500	28	1.940	305	455	31	良	12	19	60	17	25					

d) スタッ

鋼材検査証明書



新日本製鐵株式会社

本社 東京都千代田区大手町二丁目4番1号
営業所 千葉県市川市

注文書番号 131 -17F62866
注文者 NITTETSU SHOJI
注文品 7-210-E2-1-8-115E-05
品名 BAR IN COIL
規格 NOCHI6K
発着所 OKABE KIKO/TOKYO
検査管理番号

証明書番号 JE25200357
発行年月日 1997年 09月 09日

寸法	法	異 数	異 異	製鋼番号	引 張 試 験			曲 げ 試 験	%	%	%	化 学 成 分					%	%	%															
					GL = GD		引張強さ					伸び	C	Si	Mn	P				S														
					所収本文に準拠	N/HR2															X100	X100	X100	X100	X100									
16		10	18.528	2H1335	258	436	26					14	20	68	10	22																		
					277	437	25																											
16		32	61.896	RJ1692	273	440	23					15	20	65	16	20																		
					279	435	23																											
GRAND TOTAL				42	80.424																													
附 号																																		
(注)					(G) 金相					DEC : 断面収縮試験										CIT : シェールビー試験					KMSC : kg-m/cm ²					S-AL : Sol-Al				
YS : 耐力					HB : ブリネル硬さ					DM-T : 断面収縮					SF : 断面収縮率					VALUE : 断面収縮率					M-MSM : N-m/cm ²					P : テンション				
UE : 一伸び					HV : ビッカース硬さ					DM-F : フェライト試験					BF : 断面収縮率					LE : 断面収縮率					SPT : シェールビー試験					HMI : 断面収縮率(断面収縮)				
YR : 断面収縮					HRA : ロックウェル硬さ					DM-S : 断面収縮					VALU : 断面収縮率					L-E : 断面収縮率					MIS : シェールビー試験					L-TON : Long Ton				
RBT : 断面収縮					HRC : ロックウェル硬さ					DM-P : 断面収縮					JOLSC : JOUL/cm ²					TE : テンション														
AGS : オーステナイト相組織					HFS : シェード硬さ					JT : シェールビー試験																								
FGS : フェライト相組織					SFT : シェード硬さ																													
UT : 超音波探傷試験																																		

東京製鐵所 検査管理室長



e) 高力ボルト

製品検査証明書

812468

トルコネーボルト

規格		法		セットロットNo		ボルト	ナット	母座金
JIS B 1186		JIS B 1187		S193806		S193806 KH810 C18702	81255006 KH810 C18703	211510F KH835 FL1352
R 10 A H		22 55						

1. ボルト n = 3

項目 規格	試験片の機械的性質試験				製品の機械的性質試験		形状寸法	ねじ精度	外観
	耐力	引張強さ	伸び	絞り	引張荷重	かたさ			
	20 kgf/mm ² 以上	100 ~ 120 kgf/mm ²	14 % 以上	10 % 以上	20300 (kgf) 以上	27 ~ 33 HRC			
成績	194.2	109.3	19.2	69.7	32167	33.1	合格	合格	合格

2. ナット n = 3

項目 規格	かたさ試験	保証荷重試験	形状寸法	ねじ精度	外観
	かたさ	保証荷重			
	25 ~ 35 HRC	20300 (kgf)			
成績	27.5	合格	合格	合格	合格

3. 母座金 n = 3

項目 規格	かたさ試験	形状寸法	外観
	かたさ		
	27 ~ 35 HRC		
成績	合格	合格	合格

4. セットのトルク係数値試験 n =

項目 規格	平均値	標準偏差
	0.0000	0.0000
成績	0.0000	0.0000

5. セットの標付軸力試験 n = 5

項目 規格	平均値	標準偏差	トルク
	21.2 (mm)	1.500	100.0
成績	22.10	0.773	71

6. 溶融亜鉛めっき試験 n =

項目 規格	目視量	浸漬時間	密着性	外観
	550g/m ² 以上	6時間		
ボルト	合格	合格	合格	合格
ナット	合格	合格	合格	合格
母座金	合格	合格	合格	合格

上記の製品は、検査の結果合格したことを証明します。

日本工業規格表示許可工場 JIS B1186 373160



神鋼ボルト株式会社
技術部



付録ー6 UIスラブ

1) 設計計算書	207
2) コンクリートの配合	214
3) 鉄筋のミルシート	215
4) PC鋼より線ミルシート	216

1). 設計計算書

§. 床版の設計

本供試体の設計は床版支間 3.0 m 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 : 非合成単純版桁
 幅 員 : 2.800 m
 床版支間 : 3.000 m
 床 版 : プレキャスト床版
 床 版 厚 : $18.0 \text{ cm} \geq (3L + 11) \times 0.9 = 18.0 \text{ cm}$
 舗 装 : アスファルト舗装 $t = 10.0 \text{ cm}$

床版構造 : 橋軸直角方向 PC 構造
 橋軸方向 RC 構造

床版の連結 : 橋軸方向 UI 継手による RC 構造

2. 材料強度及び許容応力度

(1) コンクリート

単位 (kgf/cm²)

設 計 基 準 強 度		500
プレストレス導入時の圧縮強度		350
許容曲げ圧縮応力度	プレストレッシング直後	210
	設計荷重作用時	170
許容曲げ引張応力度	プレストレッシング直後	-18
	設計荷重作用時	0

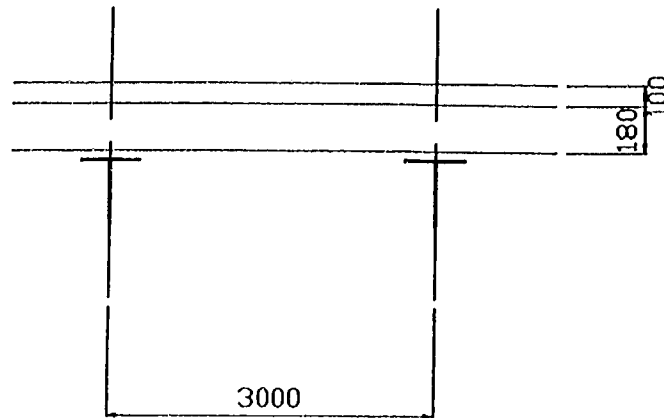
(2) PC 鋼材

		支間方向
鋼 材 種 類		SWPR7B 12.7
引 張 強 度		190
降 伏 点 応 力 度		160
許容引張応力度	プレストレッシング中	144
	プレストレス導入直後	133
	設計荷重作用時	114

(3) 継手金物 (S45C)

許容軸方向引張応力度 $\sigma_{ta} = 2100 \text{ kgf/cm}^2$
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{pa} = 2100 \text{ kgf/cm}^2$
 許容せん断応力度 $\tau_{ta} = 1500 \text{ kgf/cm}^2$

3. 荷重強度



・死荷重

$$\text{舗装} : 0.100 \times 2.300 = 0.230 \text{tf/m}^2$$

$$\text{床版} : 0.180 \times 2.500 = 0.450 \text{tf/m}^2$$

・活荷重

$$\text{輪荷重} : Pr = 10.000 \text{tf}$$

4. 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

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

$$\begin{array}{r} \text{床版} : 1/10 \times 0.450 \times 3.000^2 \\ \hline \Sigma Md = 0.612 \text{tf} \cdot \text{m} \end{array}$$

(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 $M \ell$

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

(3)合計曲げモーメント

$$\Sigma M = \Sigma M d + \Sigma M \ell = 0.612 + 3.584 = 4.196 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(4)配力筋方向曲げモーメント

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

5. 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	0.612
活荷重	3.584
合計	4.196

2) 断面

	幅 (cm)	高さ (cm)	断面積 (cm^2)	断面係数 $Z1$ (cm^3)	図心距離 (cm)	PC鋼材図心位置 $Z2$ (cm^3)
支間部	100	18.0	1800	5400	9.0	5400

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	11.3	-11.3
活荷重応力度	66.4	-66.4
合計応力度	77.7	-77.7

4) 合成応力度

(単位: kgf/cm^2)

	支間部上縁	支間部下縁
死荷重	11.3	-11.3
活荷重	66.4	-66.4
直後のプレストレス σ_{pt}	110.8	110.8
有効のプレストレス σ_{pe}	80.8	80.8
プレストレス導入直後	92.1	69.5
設計荷重作用時	158.5	3.1

プレストレスの計算を次頁に示す。

(1) 支間部

PC鋼材の配置

使用PC鋼材 SWPR7B 12.7mm

本数 17.8本 断面積 $A_p = 98.71\text{mm}^2$

リラックス率 $\gamma_1 = 6\%$ (プレストレス導入前)

リラックス率 $\gamma_2 = 7\%$ (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: $\sigma_i = 129\text{kgf/mm}^2$

導入前リラックスによる減少量: $\Delta\sigma_{pr}$

$$\Delta\sigma_{pr} = \Delta\sigma_{pi} \times \gamma_1 = 129 \times 0.06$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 7.74\text{kgf/mm}^2$$

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

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

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

$$N = (1000 / 112.5) \times 2 = 17.8 \text{ 本}$$

$$\sigma_{pi} = 129\text{kgf/mm}^2$$

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

$$A_c = 1800\text{mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{pt} = 8.05\text{kgf/mm}^2$$

プレストレス直後の緊張力: σ_{pt}

$$\sigma_{pt} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pt} - \Delta\sigma_{pr} = 129 - 8.05 - 7.74$$

$$\sigma_{pt} = 113.21\text{kgf/mm}^2 < \sigma_{pa} = 133.0\text{kgf/mm}^2$$

プレストレス導入力: P_t

$$P_t = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pt} = 17.8 \times 98.71 \times 113.21$$

$$P_t = 198914\text{kgf}$$

プレストレスによるコンクリートの応力度(直後)

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

$$\sigma_{pt} = P_t / A_c + P_t \times e_p / W_c = 198914 / 1800$$

$$= 110.8\text{kgf/mm}^2 < \sigma_{ca} = 170\text{kgf/cm}^2$$

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 (11.3kgf/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 (110.8kgf/cm^2)

σ_{pt} = プレストレスによるPC鋼材の緊張力

$$\Delta\sigma_{pcs} = 22.84\text{kgf/mm}^2$$

リラックスによる引張応力度の減少量

$$\Delta\sigma_{pr} = \gamma_2 \cdot \sigma_{pi} = 0.07 \times 113.21$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 7.92\text{kgf/mm}^2$$

有効引張応力度: σ_{pe}

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{pcs} - \Delta\sigma_{pr} = 113.21 - 22.84 - 7.92$$

$$\sigma_{pe} = 82.45\text{kgf/mm}^2 < \sigma_{pa} = 114\text{kgf/mm}^2$$

有効係数: η

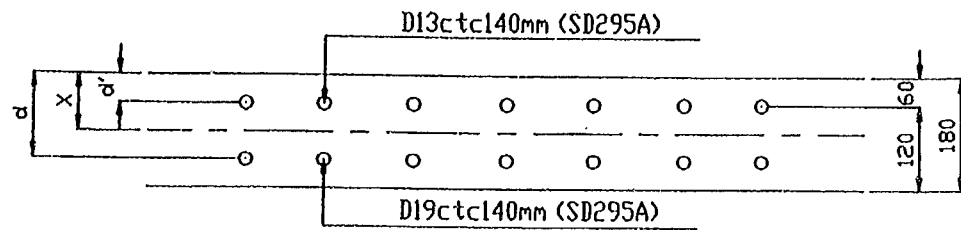
$$\eta = \sigma_{pe} / \sigma_{pt} = 82.45 / 113.21 = 0.729$$

プレストレスによるコンクリートの応力度(有効)

$$\sigma_{ce} = \eta \cdot \sigma_{pt} = 0.729 \times 110.8$$

$$\sigma_{ce} = 80.7\text{kgf/mm}^2 < \sigma_{ca} = 170\text{kgf/cm}^2$$

6. 配筋断面算定



$$A_s = 2.865 \times 1000 / 140 = 20.464 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s' = 1.267 \times 1000 / 140 = 9.050 \text{ cm}^2$$

$$n = 15$$

$$d = 120 \text{ cm}$$

$$M = 2.720 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$d' = 60 \text{ cm}$$

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

$$= 60.40 \text{ cm}$$

$$I_i = \frac{b x^3}{12} \left(d - \frac{x}{3} \right) + n A_s' (x - d') (d - d')$$

$$= 18249 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_c = \frac{M x}{I_i} = 90.0 \text{ kgf/cm}^2 < 100 \text{ kgf/cm}^2$$

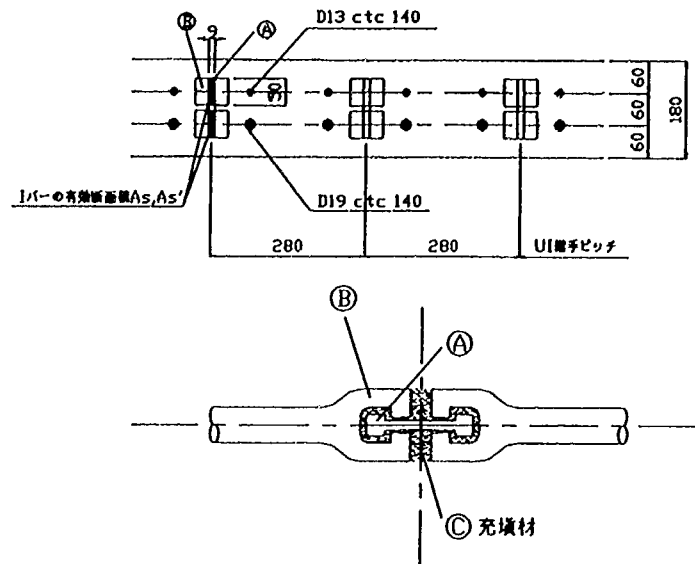
$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{d - x}{x} = 1333 \text{ kgf/cm}^2 < 1400 \text{ kgf/cm}^2$$

7. UI 継手の計算

(1) 作用荷重

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

(2) 構造



(3) 使用材料

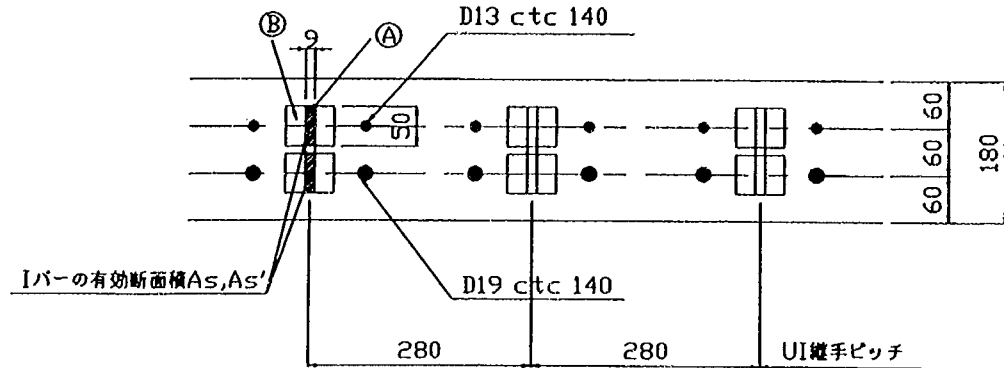
以下の材料を使用するものとする。

- 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

(5) 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



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

$$D = 12.0 \text{ cm}$$

$$D' = 6.0 \text{ cm}$$

$$n = 15$$

$$x = 5.668 \text{ cm} \quad I = 15761$$

$$\sigma_c = 97.8 \text{ kgf/cm}^2 < 170 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c = 1639 \text{ kgf/cm}^2 < 2100 \text{ kgf/cm}^2$$

・ U アンカーのフランジ部せん断耐力

$$P_{\gamma \max} = b / t / \sigma_{\tau a} \cdot n$$

$$= 1.5 \times 5.0 \times 1500 \times 2 \text{ 面} = 22500 \text{ kgf (全強)} > P_{\text{bar}}$$

$$P_{\text{bar}} = A(D19) \times 2 \text{ 本分}$$

$$= 2.865 \times 2 \times 1400 = 8022 \text{ kgf (全強)}$$

・ I バーのせん断耐力

$$P_s = l \cdot t \cdot \tau_{ta} \cdot n$$

$$= 11 \times 0.9 \times 1500 \times 1000 / 280 = 53036 \text{ kgf (全強)} > S = 10000 \text{ kgf}$$

アンカー筋の耐力

$$P_{t \max} = A \cdot \sigma_{ta}$$

$$= 3.03 \times 3000 = 9090 \text{ kgf (全強)} < P_{\text{bar}} = 8022 \text{ kgf}$$

2). コンクリートの配合

No. 023-001											
レディーミクストコンクリート配合報告書											
平成 10 年 1 月 28 日											
石川島建材工業 (株) 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 TEL 0462 (31) 1451 FAX 0462 (33) 8978						
					配合計画者名 島島 忠雄						
工 事 名 称		輪荷重合座試験									
所 在 地		綾瀬市小園地内									
納入予定時期											
本配合の適用期間											
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	($\% = 36.0\%$)	12	20	H						
指定事項	軽量コンクリートの単位容積質量	-	t/m ³	空 気 量	4.5	%					
	コンクリートの温度	-	℃	混和材料の種類及び使用量							
	呼び強度を保証する材齢	-	日	アルカリ骨材反応抑制方法	A						
	水セメント比の上限値	-	%	単位体積重量の下限値又は上限値	- kg/m ³						
	単位水量の上限値	-	kg/m ³	コンクリートの塩化物含有量	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	秩父小野田株式会社		密度 g/cm ³	3.14	Na ₂ Oeq %	0.75				
細骨材	産地又は品名	相模川水系産 千葉県市原産		ASR による 区 分	A 化学法	粗 粒 率	2.80	比 重	絶対乾	-	
		-			A 物理法				表乾	2.59	
		-			-				-	絶対乾	-
		-			-				-	表乾	-
粗骨材	産地又は品名	津久井郡城山町小倉産 東京都八王子市美山産		ASR による 区 分	A 化学法	は実 粗粒 粒率 率又	6.60	比 重	絶対乾	-	
		-			-				表乾	2.66	
		-			-				-	絶対乾	-
		-			-				-	表乾	-
混和剤	製品名	レオビルドSP-8S		種 類	AE減水剤標準形		細 骨 材 の 塩化物量	0.001	%		
混和材	製品名	-		種 類	-		水の区分	地下水			
配 合 表 (kg/m³)											
セメント	水	細骨材	細骨材	細骨材	粗骨材	粗骨材	混和剤	混和剤	混和材		
447	161	697	-	-	1019	-	4.112		-		
水セメント比		36.0 %			細 骨 材 率		41.2 %				
備 考 : 規格区分 規格外品											
標準期配合											

3). 鉄筋のミルシート

発行年月日 1997. 4. 8 証明番号 616- 3

指図書番号 JS- 30 契約番号

注文者 阪和興業株式会社 流通販売部販売第三課

経 由 アイ・テック 神奈川支店

需要家 海老名鋼材

工事名

品 名 鉄筋コンクリート用棒鋼 丸鋼 (NR-1)



JIS G 3112
許可番号第9567号

朝日鋼管株式会社

埼玉県川口市管理室

埼玉県川口市 22番地
TEL 048-222-2713

規格 JIS G 3112 S235

表 19

長さ m	本数 本	質量 kg	鋼番 No.	化 学 成 分 (%)								引 張 試 験				曲げ試験 ×180°
				C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	Cu ×100			屈服点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び %		
5.5	160 合計質量	1760 1968	50036	10	20	51	19	18 以下余白	31			L=80 152	≥ 235 333	380 ~ 520 456	≥ 20 31	1.50 6000

上記製品の内○印があるのみ
出荷した事を証明致します。
平成 年 月 日
株式会社 海老名鋼材



契約番号 1-7-09-0232-033 出荷年月日 97-10- 7 伝票番号 1712220

依頼者 阪和興業株式会社 神中

特約店 アイ・テック 神奈川支店 販

需要家 海老名鋼材 販

工事名 販

納入先 海老名鋼材 販

鋼材検査証明書

規格 JIS G3112



TOUGH-CON (9777)

許可番号 396007

下記納入品は検査の履歴履歴の規格に合格していることを証明致します。

伝票 No. 6710594 発行年月日 97-10-11

関東スチール株式会社
〒300-41 茨城県新治郡新治町 1-1-1
電話 0298(62) 1111
FAX 0298(62) 1112

品 名	長 さ	鋼 番	長 度	質 量	化 学 成 分 (%)										引 張 試 験		曲げ試験 ×180°	内側半径
					C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	Cu ×100	Nb ×100	Ti ×100	N ×100	O ×100				
															MIN.	MAX.		
SD295A D10	5.5 m	11950 11963 小 計 中 計	1800 1800 3600 3600	11088 11088	295 360 389	440- 600	MIN 16	180°	1.5D					23 12 52 43	32 33			
SD295A D13	5.5 m	11632	300		349	499	26	GOOD	19	16	63	37	39					
		11716	2400		345	500	27	GOOD	20	14	63	44	37					
		11717	900		345	487	26	GOOD	19	14	58	41	38					
		小 計	3600	19692														
		中 計	3600	19692														
上記製品の内○印があるのみ 出荷した事を証明致します。 平成 年 月 日 株式会社 海老名鋼材																		

上記製品の内○印があるのみ
出荷した事を証明致します。
平成 年 月 日
株式会社 海老名鋼材



※引張試験片の種類について 呼び径25mm以下は2号試験片、25mmを超えるものは3号試験片。但しD25は後者に属する。

平成10年1月31日

試験成績表

石川島建材工業株式会社
技術研究所

御中

試験番号 1A81310015

契約数量:

仕様書:

納品数量: 402 KG

コイル数: 40 マル

種類の記号: JIS G 3536 SWPR7BN

品名 PC鋼より線 7本より 12.7mm

納入製品は御指定の規格による検査の結果
合格していることを証明致します

神鋼鋼線工業株式会社

尼崎事業所 〒650-0001 日本工業規格協会認可工場
 新栄町 628010
 〒650-0001 尼崎 中央 10番地1
 電話 079-411-1914

PC事業部
品質保証室

試験項目 規格 番号	直径 (D) mm	引張荷重 kN	0.2%永久伸び に対する荷重 kN	破断時伸び %	リラクセーション %	よりの長さ D × 倍	心線径と側 線径との差 mm				
	+ 0.4 - 0.2	≥ 183	≥ 156	600mm ≥ 3.5	1000hr ≤ 8.0	12~18	≥ 0.08				
7Z0510029	12.7	190	177	7.6		13.1	0.17				
1000hr後のリラクセーション値 試験日 1996.8.14 サンプルNo. 8-1260001 リラクセーション値 1.06 %											

付録ー 7 チャンネル形状プレキャストP C床版工法

1) チャンネル形状P C床版の設計計算書	217
2) 鋼材のミルシート	221
①SD295A D13mm	221
②SD295A D19mm および D22mm	222
③PC 鋼より線 10.8mm	223
④PC 鋼棒 ϕ 23mm	224
3) 鉄筋	225
①鉄筋の加工	225
②鉄筋ひずみゲージ貼付要領	225
4) たわみ	226
①載荷時 (橋軸方向)	226
②載荷時 (床版支間方向)	226
③除荷時 (橋軸方向)	227
④除荷時 (床版支間方向)	227
⑤載荷時・除荷時たわみデータ	228
5) 施工・試験の写真	229

1) チャンネル形状PC床版の設計計算書

◎チャンネル形状PC床版の設計：設計条件

活荷重	0.8 kN/m ²
既設方向床版長	4.495 m
既設方向支間長	3.9 m
既設方向方向床版長	2.8 m
既設方向方向支間長	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
適用図書	大型車交通量 2000台以上/日/1方向 道路橋設計基準・同解説 平成8年12月 (日本道路協会)

◎チャンネル形状PC床版の設計：床版支間方向の検討

1. 断面力

曲げモーメント (kN・m/1.5m)

	支点上	支間中央
既荷重曲げモーメント	-0.311	0.311
既荷重曲げモーメント (アスファルト舗装)	-0.699	0.699
既荷重曲げモーメント (アスファルト舗装)	-0.029	0.029
既荷重曲げモーメント合計	-1.039	1.039
活荷重曲げモーメント	-8.984	5.375
曲げモーメント合計	-10.023	6.414

2. 断面性能

1) 断面寸法

PC鋼材の配置	1T10.8 mm (上縁から)
配置	本数 上縁からの距離
1段目	13本 5 cm
2段目	13本 12 cm
3段目	6本 22 cm

PC鋼材の種類	1T10.8 mm
PC鋼材断面積	0.6968 cm ² /本
PC鋼材断面積	1.08 cm ² /本
PC鋼材ヤング係数	2000000 kgf/cm ²
アスファルト導入時の応力度	135 kgf/cm ²
PC鋼材のヤング係数	0.05
PC鋼材の断面積	22.2976 cm ²

2) 材料強度及び許容応力度 (kgf/cm²)

	アスファルト舗装	場所打ち部
基準圧縮強度	500	400
アスファルト導入時の圧縮強度	350	—
許容曲げ圧縮応力度	アスファルト導入直後 210 設計荷重作用時 170	—
許容曲げ引張応力度	アスファルト導入直後 -18 設計荷重作用時 0	—
ヤング係数	設計荷重作用時 330000 アスファルト導入時 295000	310000

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/枚)
Z : 断面係数 (cm³/枚)

断面	係数
既設断面	上縁 13605 下縁 -9846
PC鋼材換算断面	上縁 13995 PC鋼材圆心 538667 中間床版下縁 -27932 リブ下縁 -10112
場所打ちコンクリート換算断面	上縁 14197 PC鋼材圆心 691938 中間床版下縁 -27867 リブ下縁 -10160

a) アスファルト舗装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	σ cd0' = -5.00	5.00
PC鋼材圆心	σ cd0 = -0.13	0.13
中間床版下縁	σ cd0 = 2.50	-2.50
リブ下縁	σ cd0 = 6.91	-6.91

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 = -2918	2918
上縁	σ cd1' = -0.21	0.21
PC鋼材圆心	σ cd1 = -0.01	0.01
中間床版下縁	σ cd1 = 0.11	-0.11
リブ下縁	σ cd1 = 0.29	-0.29

c) 舗装荷重 (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	σ cd2' = -2.19	2.19
PC鋼材圆心	σ cd2 = -0.01	0.01
中間床版下縁	σ cd2 = 1.11	-1.11
リブ下縁	σ cd2 = 3.06	-3.06

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 = -898138	537500

(次の頁へ)

◎チャンネル形状PC床版の設計：横断方向の検討

・支間中央床版部 (t=17cm)

1. 断面力

曲げモーメント (kN・m)

既荷重曲げモーメント	0.000
既荷重曲げモーメント (アスファルト舗装)	0.000
既荷重曲げモーメント (アスファルト舗装)	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

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	2.5本 9.8 cm

PC鋼材の種類	φ23 mm
PC鋼材断面積	4.048 cm ² /本
PC鋼材断面積	17.026 cm ² /本
PC鋼材ヤング係数	2000000 kgf/cm ²
アスファルト導入時の応力度	85.5 kgf/cm ²
PC鋼材のヤング係数	0%
PC鋼材の断面積	10.12 cm ²

2) 材料強度及び許容応力度 (kgf/cm²)

	アスファルト舗装	場所打ち部
基準圧縮強度	500	—
アスファルト導入時の圧縮強度	350	—
許容曲げ圧縮応力度	アスファルト導入直後 210 設計荷重作用時 170	—
許容曲げ引張応力度	アスファルト導入直後 -18 設計荷重作用時 0	—
ヤング係数	設計荷重作用時 330000 アスファルト導入時 295000	—

断面性能の計算

NO	B (cm)	H (cm)	N	γ (cm)	A (cm ²)	A・γ (cm ³)	A・γ ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1	100.0	17.0	1	8.5	1700	14450	122825	40942

断面積	A = 1700 cm ²
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 cm ⁴
断面係数 (上縁)	Zu = 4817 cm ³
断面係数 (下縁)	Zl = -4817 cm ³
断面1次モーメント	Q = 14450 cm ³

純断面性能

NO	B (cm)	H (cm)	N	γ (cm)	A (cm ²)	A・γ (cm ³)	A・γ ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1	—	—	—	—	1700	14450	122825	40942
2	3.0	2.5	2.5	9.8	1682	14277	121129	40932

断面積	A = 1682 cm ²
中立軸～上縁の距離	Yu = 8.5 cm
PC鋼材の圆心位置	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 = 40902 cm ⁴
断面係数 (上縁)	Zu = 4820 cm ³
断面係数 (PC鋼材圆心位置)	Zp = -31136 cm ³
断面係数 (下縁)	Zl = -4804 cm ³
断面1次モーメント	Q = 14277 cm ³

PC鋼材換算断面

NO	B (cm)	H (cm)	N	γ (cm)	A (cm ²)	A・γ (cm ³)	A・γ ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1	—	—	—	—	1682	14277	121129	40932
PC鋼材1段目	φ23mm	2.5	2.5	9.8	61	601	5890	0

PC鋼材ヤング係数	Ep = 2000000 kgf/cm ²
床版ヤング係数	Ec = 330000 kgf/cm ²
ヤング係数比	np = 6.061
換算断面積	Ac = 1744 cm ²
中立軸～上縁の距離	Yu = 8.5 cm
PC鋼材の圆心位置	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 = 41004 cm ⁴
断面係数 (上縁)	Zu = 4806 cm ³
断面係数 (PC鋼材圆心位置)	Zp = -31214 cm ³
断面係数 (下縁)	Zl = -4843 cm ³
断面1次モーメント	Q = 14878 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)

断面	係数
上縁	4806
PC鋼材圆心	-31214
下縁	-4843

a) 設計荷重作用時

	M = 272000 kgf・cm/全幅
設計曲げモーメント	M = 272000 kgf・cm/全幅
上縁	σ = 56.60
PC鋼材圆心	σ = -8.71
下縁	σ = -56.17

4. アスファルト

(次の頁へ)

上端	$\sigma_{L1}' =$	-63.28	37.86
PC鋼材中心	$\sigma_{L1} =$	-1.30	0.78
中間床版下縁	$\sigma_{L1} =$	32.24	-19.29
リブ下縁	$\sigma_{L1} =$	88.43	-52.90

色川底力度春日		支点上	支間中央
上縁	σ'	-70.68	45.25
配筋材中心	σ_p	-1.49	0.96
中間床版下縁	σ	35.96	-23.01
リブ下縁	σ	98.69	-63.17

4. プレストレスによる応力

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 $\sigma_{pi(max)} = 135 \text{ kgf/cm}^2$

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 4 kgf/cm^2
 $\Delta\sigma_{ps}$: ねじりによる減少量 3 kgf/cm^2

$\Delta\sigma_{ps} = E_p \cdot \Delta L/L$
ねじり定数係数 $L = 20000 \text{ mm}$

ねじり量 (仮定) $\Delta L = 3 \text{ mm}$

PC鋼材のねじり係数 $E_p = 20000 \text{ kgf/cm}^2$

$\Delta\sigma_{pt}$: 温度補正係数 3 kgf/cm^2

$\Delta\sigma_{pt} = \Delta P \cdot \sigma \cdot E_p \cdot (1 - t_1)C$
 ΔP : PC鋼材の公称断面積 179 kgf

σ : PC鋼材の弾性係数 69.68 mm^2

E_p : PC鋼材のねじり係数 0.00001

t_1 : 養生最高温度 20000 kgf/cm^2

C : 温度補正係数 60°C

$\therefore \sigma_{pi} = 125 \text{ kgf/cm}^2 \leq 135 \text{ kgf/cm}^2$ O.K.

b) プレストレス導入後の引張応力度の減少量
 $\Delta\sigma_{py1} = \sigma_{pi} \cdot \gamma_1$

ここに、
 γ_1 : プレストレス導入後のPC鋼材の引張応力度の減少率 4%

$\therefore \Delta\sigma_{py1} = 5 \text{ kgf/cm}^2$

2) プレストレス導入後の引張応力度の減少量
c) フックの弾性変形によるPC鋼材引張応力度の減少量
 $\Delta\sigma_{pd} = n_1 \cdot (\sigma_{ctg} + \sigma_{cd0})$

ここに、
 n_1 : 導入時のフック係数比 (E_p/E_{c0}) 6.780

E_p : PC鋼材のフック係数 2000000 kgf/cm^2

E_{c0} : 導入時コンクリートのフック係数 295000 kgf/cm^2

σ_{ctg} : PC鋼材中心位置におけるプレストレスによるフックの応力度

$\sigma_{ctg} = (\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{py1}) \cdot A_{pl} \cdot (1/A_{c0} \cdot e_p/Z_p)$

A_{pl} : PC鋼材の断面積 $2229.8 \text{ mm}^2/\text{枚}$

A_{c0} : PC鋼材の換算断面積 $3220 \text{ cm}^2/\text{枚}$

e_p : PC鋼材の偏心量 (PC鋼材換算断面) 0.3 cm

Z_p : PC鋼材中心位置の断面係数 (PC鋼材換算断面) $538667 \text{ cm}^3/\text{枚}$

よって、
 $\sigma_{ctg} = 83.53465 \text{ kgf/cm}^2$

σ_{cd0} : プレストレス導入後の引張応力度の減少量によるPC鋼材中心位置のフックの応力度

σ_{cd0} (支点上) $= -0.130 \text{ kgf/cm}^2$

σ_{cd0} (支間中央) $= 0.130 \text{ kgf/cm}^2$

$\therefore \Delta\sigma_{pd}$ (支点上) $= 565.5 \text{ kgf/cm}^2 = 5.65 \text{ kgf/cm}^2$

$\Delta\sigma_{pd}$ (支間中央) $= 567.2 \text{ kgf/cm}^2 = 5.67 \text{ kgf/cm}^2$

d) プレストレス導入後のPC鋼材の引張応力度
 $\sigma_{pi} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{py1} - \Delta\sigma_{pd}$

$\therefore \sigma_{pi}$ (支点上) $= 114.76 \text{ kgf/cm}^2 \leq 123 \text{ kgf/cm}^2$ O.K.

σ_{pi} (支間中央) $= 114.74 \text{ kgf/cm}^2$

3) 有効プレストレス
e) プレストレス導入後の引張応力度の減少量
 $\Delta\sigma_{py2} = \sigma_{pi} \cdot (\gamma_2 + \gamma_3)$

ここに、
 γ_2 : プレストレス導入後のPC鋼材の引張応力度の減少率 5%

γ_3 : 高層養生の影響による引張応力度の減少率 2%

$\Delta\sigma_{py2}$ (支点上) $= 8.03 \text{ kgf/cm}^2$

$\Delta\sigma_{py2}$ (支間中央) $= 8.03 \text{ kgf/cm}^2$

f) フック、乾燥収縮によるPC鋼材引張応力度の減少量
 $\Delta\sigma_{p\phi} = \Delta\sigma_{p\phi 1} + \Delta\sigma_{p\phi 2}$

$\Delta\sigma_{p\phi 1} = [n_1 \cdot \phi_1 \cdot (\sigma_{ctg} + \sigma_{cd0}) \cdot (1/n_1 \cdot (\sigma_{ctg}/\sigma_{pi}) \cdot (1 + \phi_1/2))]$

$\Delta\sigma_{p\phi 2} = [n_2 \cdot \phi_2 \cdot (\sigma_{ctg} + \sigma_{cd0}) \cdot (1/n_2 \cdot (\sigma_{ctg}/\sigma_{pi}) \cdot (1 + \phi_2/2))]$

ここに、
 n_1 : 導入時のフック係数比 (E_p/E_{c0}) 6.780

n_2 : 設計荷重作用時のフック係数比 (E_p/E_c) 6.061

E_p : PC鋼材のフック係数 2000000 kgf/cm^2

E_c : コンクリートのフック係数 330000 kgf/cm^2

E_{c0} : 導入時コンクリートのフック係数 295000 kgf/cm^2

ϕ_1 : 場所打ちコンクリート打設までの乾燥収縮係数 2.60

ϕ_2 : 場所打ちコンクリート打設後の乾燥収縮係数 1.20

s_1 : 場所打ちコンクリート打設までの乾燥収縮率 0.00020

s_2 : 場所打ちコンクリート打設後の乾燥収縮率 0.00012

σ_{cpl} : 場所打ちコンクリート打設までのPC鋼材中心位置における持続荷重 (プレストレス床版) 及び直後のプレストレスによるフックの応力度

$\sigma_{cpl} = \sigma_{cd0} + \sigma_{cpl}$

σ_{cd0} : PC鋼材中心位置におけるプレストレス導入後の引張応力度によるフックの応力度

σ_{cd0} (支点上) $= -0.13 \text{ kgf/cm}^2$

σ_{cd0} (支間中央) $= 0.13 \text{ kgf/cm}^2$

$\sigma_{cpl} = \sigma_{pi} \cdot A_{pl} \cdot (1/A_{c0} \cdot e_p/Z_p)$

$\sigma_{cpl} = \sigma_{ctg} + \sigma_{cd0} - (\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{py1})$

σ_{cpl} (支点上) $= 79.61 \text{ kgf/cm}^2$

σ_{cpl} (支間中央) $= 79.60 \text{ kgf/cm}^2$

σ_{cpl} (支点上) $= 79.48 \text{ kgf/cm}^2$

σ_{cpl} (支間中央) $= 79.73 \text{ kgf/cm}^2$

σ_{cp2} : 場所打ちコンクリート打設後のPC鋼材中心位置における持続荷重 (場所打ちコンクリート自重) によるフックの応力度

(次の頁へ)

PC鋼材として引張強度 $\phi 23 \text{ mm}$ を 2.5 本
配筋し、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

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

b) PC鋼材の初期引張応力度

$\sigma_{pi} = 60.0 \text{ kgf/cm}^2 < 85.5 \text{ kgf/cm}^2$ O.K.

c) 床版によるPC鋼材の引張応力度の減少量

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

ここに、

σ_{pi} : PC鋼材の初期引張応力度 60.0 kgf/cm^2

λ : PC鋼材1m当たりの摩擦係数 0

L : PC鋼材の張設端からの設計断面までの長さ 1.5 m

μ : 角変化1箇所当たりの摩擦係数 0.3

α : 角変化 0.000 ラジアン

$\therefore \sigma_{pti} = 60.0 \text{ kgf/cm}^2$

d) 定着具のねじりによるPC鋼材の引張応力度の減少量

$\Delta\sigma_i$: ねじり量 0 mm

L : PC鋼材の張設端からの設計断面までの長さ 1.5 m

ねじり後の張設、張設例 60.0 kgf/cm^2

設計断面 60.0 kgf/cm^2

e) プレストレス導入直後のPC鋼材の引張応力度 (最小点)

$\sigma_{pi}' = 60.0 \text{ kgf/cm}^2$

f) フックの弾性変形によるPC鋼材引張応力度の減少量

$\Delta\sigma_p = 1/2 \cdot n \cdot \sigma_{cd0} \cdot (N-1)/N$

ここに、

n : 導入時のフック係数比 6.780

E_p : PC鋼材のフック係数 2000000 kgf/cm^2

E_{c0} : 導入時コンクリートのフック係数 295000 kgf/cm^2

N : PC鋼材本数 2.5 本

$\sigma_{cd0} = \sigma_{ctg} + \sigma_{cd0}$ 38.65 kgf/cm^2

σ_{cd0} : PC鋼材中心位置におけるプレストレスによるフックの応力度

$\sigma_{cd0} = P \cdot A_{pl} / A_{c0} \cdot e_p / Z_c$ 38.65 kgf/cm^2

P : 純断面積 60720 kgf

A : 純断面積 1682 cm^2

e_p : PC鋼材中心位置 -1.3 cm

Z_c : 純断面のPC鋼材中心位置の断面係数 -31136 cm^3

σ_{cd0} : PC鋼材中心位置における床版自重によるフックの応力度

$\Delta\sigma_p = 78.62 \text{ kgf/cm}^2$

$\sigma_{pi}' = 0.8 \text{ kgf/cm}^2$

g) プレストレス直後のPC鋼材引張応力度

$\therefore \sigma_{pi}' = \sigma_{pi}' - \Delta\sigma_p < 59.2 \text{ kgf/cm}^2 < 85.5 \text{ kgf/cm}^2$ O.K.

h) プレストレス導入後のプレストレスによるフックの応力度

$\sigma_{ct} = P \cdot A_{pl} / A_{c0} \cdot e_p / Z_c$

P : 純断面積 69924 kgf

A : 純断面積 1682 cm^2

e_p : PC鋼材中心位置 -1.3 cm

Z_c : 断面係数 (純断面) 4820 cm^3

上端 -31136 cm^3

PC鋼材中心 -4804 cm^3

下縁 -4804 cm^3

上縁 σ_{ct}' $19.3 \geq -18.0$

PC鋼材中心位置 σ_{cpe} $38.1 \leq 210.0$ kgf/cm^2

下縁 σ_{ct} 52.0

2) 有効プレストレス

a) フックによるPC鋼材引張応力度の減少量

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

ここに、
 γ_3 : プレストレス導入後のPC鋼材の引張応力度の減少率 0%

$\Delta\sigma_{py} = 0.0 \text{ kgf/cm}^2$

b) フック、乾燥収縮によるPC鋼材引張応力度の減少量

$\Delta\sigma_{p\phi} = [n_2 \cdot \phi_2 \cdot (\sigma_{ctg} + \sigma_{cd0}) \cdot E_p \cdot s_2] / [1 + n_2 \cdot (\sigma_{ctg}/\sigma_{pi}) \cdot (1 + \phi_2/2)]$

ここに、

n_2 : フック係数比 6.061

E_p : PC鋼材のフック係数 2000000 kgf/cm^2

E_c : コンクリートのフック係数 330000 kgf/cm^2

ϕ : フック係数 0

σ_{cpl} : PC鋼材中心位置におけるプレストレス導入後のプレストレスによるフックの応力度

$\sigma_{cpl} = \sigma_{cd0} + \sigma_{cpl}$ 38.1 kgf/cm^2

σ_{cd0} : PC鋼材中心位置における全死荷重によるフックの応力度

$\sigma_{cd0} = 0 \text{ kgf/cm}^2$

s : フックの乾燥収縮率 0

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

$\sigma_{pi}' = 0.0 \text{ kgf/cm}^2$

c) PC鋼材の有効引張応力度及び有効係数

$\sigma_{pe} = \sigma_{pi}' - \Delta\sigma_{py} - \Delta\sigma_{p\phi}$ 59.2 kgf/cm^2

$\eta = \sigma_{pe}/\sigma_{pi}$ $< 71.2 \text{ kgf/cm}^2$ O.K.

d) 有効プレストレスによるフックの応力度

$\sigma_{ce} = \eta \cdot \sigma_{ct}$ 1.000

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フックの応力度

上縁 σ_{ce} $19.3 \geq -18.0$

PC鋼材中心位置 σ_{cpe} $38.1 \leq 210.0$ kgf/cm^2

下縁 σ_{ce} 52.0

5. 合成応力度

上縁 σ' $75.9 \geq 0.0$

PC鋼材中心位置 σ_p $29.4 \leq 170.0$ kgf/cm^2

下縁 σ -4.2 O.K.

(次の頁へ)

$\sigma_{cp2} = \sigma_{cp1} + \sigma_{cg1} + \sigma_{cg2}$
 σ_{cp2} (支点上) = 79.43 kgf/cm^2
 σ_{cp2} (支間中央) = 79.78 kgf/cm^2

よって、

$\Delta \sigma_{p\phi 1}$ (支点上) = 152.41 kgf/cm^2 1.52 kgf/mm^2
 $\Delta \sigma_{p\phi 1}$ (支間中央) = 152.77 kgf/cm^2 1.53 kgf/mm^2
 $\Delta \sigma_{p\phi 2}$ (支点上) = 105.82 kgf/cm^2 1.06 kgf/mm^2
 $\Delta \sigma_{p\phi 2}$ (支間中央) = 106.15 kgf/cm^2 1.06 kgf/mm^2

$\Delta \sigma_{p\phi}$ (支点上) = 2.58 kgf/mm^2
 $\Delta \sigma_{p\phi}$ (支間中央) = 2.59 kgf/mm^2
 2) PC鋼材の有効引張応力度
 $\sigma_{pe} = \sigma_{pl} - \Delta \sigma_{py2} - \Delta \sigma_{p\phi}$
 σ_{pe} (支点上) = 104.14 kgf/mm^2
 σ_{pe} (支間中央) = 104.12 kgf/mm^2

4) プレストレス力
 a) 有効係数
 $\eta = \sigma_{pe} / \sigma_{pl}$
 η (支点上) = 0.907
 η (支間中央) = 0.907
 b) プレストレス力
 $P_l = \sigma_{pl} \cdot A_{pl}$
 P_l (支点上) = 255888 kgf 255.89 tf
 P_l (支間中央) = 255848 kgf 255.85 tf

有効プレストレス力
 $P_e = \eta \cdot P_l$
 P_e (支点上) = 232.22 tf
 P_e (支間中央) = 232.17 tf
 c) プレストレス力
 直後のプレストレス力
 $M_{pl} = P_l \cdot e_p$ e_p : PC鋼材換算断面
 M_{pl} (支点上) = 0.753 $\text{tf} \cdot \text{m}$
 M_{pl} (支間中央) = 0.753 $\text{tf} \cdot \text{m}$
 有効プレストレス力
 $M_{pe} = P_e \cdot e_p$ e_p : PC鋼材換算断面
 M_{pe} (支点上) = 0.683 $\text{tf} \cdot \text{m}$
 M_{pe} (支間中央) = 0.683 $\text{tf} \cdot \text{m}$

d) プレストレス力による曲げ応力度
 $\sigma_{cl} = P_l / A_c \cdot M_{pl} / Z$
 ここに、
 A_c : PC鋼材換算断面面積 3220 cm^2 /枚
 Z : 断面係数 (PC鋼材換算断面)

上	下	支点上	支間中央	
PC鋼材重心	84.85	84.84		kgf/cm^2
中間床版下縁	79.61	79.60		
リブ下縁	72.03	72.02		

(a) 有効プレストレス力による曲げ応力度

上	下	支点上	支間中央	
PC鋼材重心	77.00	76.99		kgf/cm^2
中間床版下縁	72.25	72.24		
リブ下縁	69.67	69.66		

5) 合成応力度

上	下	支点上	支間中央	備考
PC鋼材重心	79.86	89.83		
中間床版下縁	79.48	79.73	$\geq -18.0 \text{ kgf/cm}^2$	
リブ下縁	79.28	74.26	$\leq 210 \text{ kgf/cm}^2$	

b) 設計荷重作用時

上	下	支点上	支間中央	備考
PC鋼材重心	69.61	84.38		
中間床版下縁	72.07	72.42	$\geq 0.0 \text{ kgf/cm}^2$	
リブ下縁	73.40	65.91	$\leq 170 \text{ kgf/cm}^2$	

c) 設計荷重時

上	下	支点上	支間中央	備考
PC鋼材重心	6.33	122.24		
中間床版下縁	70.77	73.19	$\geq 0.0 \text{ kgf/cm}^2$	
リブ下縁	105.64	46.65	$\leq 170 \text{ kgf/cm}^2$	

◎チャンネル形状PC床版の設計：橋軸方向の検討

・支間中央地部 ($t=20\text{cm}$)

1. 断面力

項目	値
自重	0.000
土圧	0.000
活荷重	2.720
合計	2.720

2. 断面性能

1) 断面寸法

項目	値
PC鋼材の配置	$\phi 23$ mm : 上縁から
配置	本数
1段目	2.5本

PC鋼材の種類	$\phi 23$ mm
PC鋼材断面積	4.048 cm^2 /本
PC鋼材慣性矩	17.026 cm^4 /本
PC鋼材ヤング係数	2000000 kgf/cm^2
プレストレス導入時応力度	85.5 kgf/cm^2
PC鋼材リセッション	0%
PC鋼材総断面積	10.12 cm^2

2) 材料強度及び許容応力度 (kgf/cm^2)

項目	値
基準圧縮強度	400
プレストレス導入時の圧縮強度	340
許容曲げ圧縮応力度	190
設計荷重作用時	150
許容曲げ引張応力度	-15
設計荷重作用時	0
リブ係数	310000
設計荷重作用時	280000

断面定数の計算

NO	B (cm)	H (cm)	N	y (cm)	A (cm^2)	$A \cdot y$ (cm^3)	$A \cdot y^2$ (cm^4)	I_x (cm^4)
1	100.0	20.0	1	10	2000	20000	200000	66667

断面積	A = 2000 cm^2
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

NO	B (cm)	H (cm)	N	y (cm)	A (cm^2)	$A \cdot y$ (cm^3)	$A \cdot y^2$ (cm^4)	I_x (cm^4)
1	100.0	20.0	1	10	2000	20000	200000	66667
2	100.0	20.0	1	10	2000	20000	200000	66667
合計					1982	19827	198304	66657

断面積	A = 1982 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 = 66656 cm^4
断面係数 (上縁)	Zu = 6664 cm^3
断面係数 (下縁)	Zl = -6664 cm^3
断面1次モーメント	Q = 19827 cm^3

NO	B (cm)	H (cm)	N	y (cm)	A (cm^2)	$A \cdot y$ (cm^3)	$A \cdot y^2$ (cm^4)	I_x (cm^4)
1	100.0	20.0	1	10	1982	19827	198304	66657
2	100.0	20.0	1	10	1982	19827	198304	66657
合計					2048	20467	204574	66657

PC鋼材ヤング係数	Ep = 2000000 kgf/cm^2
床版ヤング係数	Ec = 310000 kgf/cm^2
ヤング係数比	np = 6.452
換算断面積	Ac = 2048 cm^2
中立軸～上縁の距離	Yu = 10.0 cm
PC鋼材の重心位置	ep = 0.2 cm
中立軸～下縁の距離	Yl = -10.0 cm
断面2次モーメント	I = 66659 cm^4
断面係数 (上縁)	Zu = 6669 cm^3
断面係数 (PC鋼材重心位置)	Zp = 330350 cm^3
断面係数 (下縁)	Zl = -6663 cm^3
断面1次モーメント	Q = 20467 cm^3

3. 曲げ応力度

$\sigma = M / Z$

ここに、

σ : 曲げ応力度 (kgf/cm^2)
 M : 設計曲げモーメント ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$ /全幅)
 Z : 断面係数 (cm^3 /全幅)

項目	値
上	6669
PC鋼材重心	330350
下	-6663

a) 設計荷重作用時

項目	値
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	40.79
PC鋼材重心	0.82
下	-40.82

項目	値
曲げ応力度	$1.7 \cdot \sigma$
上	69.34
PC鋼材重心	1.40
下	-69.40

4. プレストレス

PC鋼材としてヤング係数 $E_p = 2000000$ を 2.5 本

配置し、両引きとする。

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

(次の頁へ)

(次の頁へ)

③チャンネル形状PC床版の設計：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	IT10.8 mm
PC鋼材断面積 (日本) : A_{pl}	0.6968 cm ²

PC鋼材配置

	上縁からの距離	本数
上縁	d_u 5 cm	N_{pu} 13 本
中縁	d_m 12 cm	N_{pm} 13 本
下縁	d_b 22 cm	N_{pl} 6 本

圧縮フランジ有効幅 : B 143 cm

3. 中立軸の仮定

下縁及び中縁の19本のPC鋼材が降伏しているものとして

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

$$= 4.4 \text{ cm}$$

上縁から中立軸までの距離 5.8 cm と仮定する。

4. 下縁PC鋼材の引張応力度

$$\epsilon_{pl} = (d_b - X) / X \cdot \epsilon_{cu} \cdot \epsilon_{pe}$$

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

$$\epsilon_{pe} : \text{有効グレスレインによるPC鋼材のひずみ} = \sigma_{pe} / E_s$$

$$\sigma_{pe} = 104.12 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\epsilon_{pe} = 0.004958$$

$$\therefore \epsilon_{pl} = 0.014734 < 0.015 : \text{PC鋼材の終局ひずみ}$$

$$> 0.00798 : \text{PC鋼材の弾性限界ひずみ}$$

よって下縁PC鋼材は降伏しておらず

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

$$= 16215 \text{ kgf/cm}^2$$

5. 中縁PC鋼材の引張応力度

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

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

$$> 0.00798 : \text{PC鋼材の弾性限界ひずみ}$$

よって中縁PC鋼材は降伏しておらず

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

$$= 14861 \text{ kgf/cm}^2$$

6. 上縁PC鋼材の引張応力度

上縁PC鋼材は荷重によるひずみが圧縮になるため

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

$$\therefore \epsilon_{pu} = 0.004475 < 0.00798 : \text{PC鋼材の弾性限界ひずみ}$$

よって上縁PC鋼材は弾性範囲にあり

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

$$= 8951 \text{ kgf/cm}^2$$

7. 張力Tと圧縮力Cの計算

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

$$= 283493.8 \text{ kgf}$$

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

$$= 49620 \text{ kgf}$$

$$T \approx C \text{ のため}$$

$$X = 5.8 \text{ cm} \text{ となる}$$

8. 破壊抵抗曲げモーメント

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

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

$$= 2851097 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$= 28.51097 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

9. 終局荷重作用時曲げモーメント

$$M_1 = 1.3 \cdot M_1 \cdot 2.5 \cdot M_1$$

$$M_2 = 1.7 \cdot (M_1 + M_2)$$

$$M_3 : \text{死荷重による曲げモーメント}$$

$$M_4 : \text{活荷重による曲げモーメント}$$

$$= 23.8117 \text{ tf} \cdot \text{m/枚}$$

$$= 17.0398 \text{ tf} \cdot \text{m/枚}$$

$$= 1.039 \text{ tf} \cdot \text{m/枚}$$

$$= 8.984 \text{ tf} \cdot \text{m/枚}$$

10. 安全度の検討

$$F_1 = M_r / M_1 = 1.20 > 1.0$$

$$F_2 = M_r / M_2 = 1.67 > 1.0$$

よって安全である。

$$\sigma_{pl}(\max) = 85.6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$b) \text{ PC鋼材の初期緊張応力度}$$

$$\sigma_{pl} = 60.0 \text{ kgf/cm}^2 < 85.6 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$c) \text{ 摩損によるPC鋼材の引張応力度の減少量}$$

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

ここに、

$$\sigma_{pl} : \text{PC鋼材の初期緊張応力度} \quad 60 \text{ kgf/cm}^2$$

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

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

$$\mu : \text{角変化13°/m当たりの摩損係数} \quad 0.3$$

$$\alpha : \text{角変化} \quad 0.000 \text{ 1/1}$$

$$\therefore \sigma_{pli} = 60.0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$d) \text{ 定着具のむしりによるPC鋼材の引張応力度の減少量}$$

$$\Delta L : \text{むしり量} \quad 0.0 \text{ mm}$$

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

$$\text{滑り後の緊張: 緊張側} \quad 60.0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{設計断面} \quad 60.0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$e) \text{ グレスレイン導入直後のPC鋼材の引張応力度 (最小点)}$$

$$\sigma_{pl}' = 60.0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f) \text{ コンクリートの弾性変形によるPC鋼材引張応力度の減少量}$$

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

ここに、

$$n : \text{導入時のコンクリート係数比} \quad 7.143$$

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

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

$$N : \text{PC鋼材本数} \quad 2.5 \text{ 本}$$

$$\sigma_{cpg} = \sigma_{cgt} + \sigma_{d0g}$$

$$\sigma_{cgt} : \text{PC鋼材図心位置におけるグレスレインによるコンクリートの応力度}$$

$$\sigma_{cgt} = P_t / A \cdot P_t \cdot e_p / Z_c$$

$$\sigma_{pl}' = \sigma_{pl}' \cdot A_p$$

$$A : \text{純断面積} \quad 1982 \text{ cm}^2$$

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

$$Z_c : \text{純断面のPC鋼材図心位置の断面係数} \quad 330337 \text{ cm}^3$$

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

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

$$\Delta \sigma_p = 65.72 \text{ kgf/cm}^2$$

$$= 0.657 \text{ kgf/cm}^2$$

$$g) \text{ グレスレイン導入直後のPC鋼材引張応力度}$$

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

$$= 59.3 \text{ kgf/cm}^2 < 80.7 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$f) \text{ グレスレイン導入直後のグレスレインによるコンクリートの応力度}$$

$$\sigma_{ct} = P_t / A \cdot P_t \cdot e_p / Z$$

$$P_t = \sigma_{pl} \cdot A_p$$

$$A : \text{純断面積} \quad 1982 \text{ cm}^2$$

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

$$Z : \text{断面係数 (純断面)}$$

$$\text{上縁} \quad 6664 \text{ cm}^3$$

$$\text{PC鋼材図心} \quad 330337 \text{ cm}^3$$

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

上縁	σ_{ct}'	32.1	≥ -15.0
PC鋼材図心	σ_{cpl}	30.3	≤ 190.0
下縁	σ_{cl}	28.5	

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

2) 有効グレスレイン

$$a) \text{ グレスレインによるPC鋼材引張応力度の減少量}$$

$$\Delta \sigma_{py} = \sigma_{pl} \cdot \gamma_3$$

ここに、

$$\gamma_3 : \text{グレスレイン導入後のPC鋼材のグレスレイン率} \quad 0\%$$

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

$$b) \text{ ガーブ、乾燥収縮によるPC鋼材引張応力度の減少量}$$

$$\Delta \sigma_{p\phi} = [n_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{cgt} + \sigma_{d0g}) \cdot E_p \cdot \epsilon_s] / [1 + n_2 \cdot (\sigma_{cgt} / \sigma_{pl}) \cdot (1 + \phi / 2)]$$

ここに、

$$n_2 : \text{コンクリート係数比} \quad 6.452$$

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

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

$$\phi : \text{ガーブ係数} \quad 0$$

$$\sigma_{cpl} : \text{PC鋼材図心位置におけるグレスレイン導入直後のグレスレインによるコンクリートの応力度}$$

$$30.3 \text{ kgf/cm}^2$$

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

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

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

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

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

$$c) \text{ PC鋼材の有効引張応力度及び有効係数}$$

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pl} - \Delta \sigma_{py} - \Delta \sigma_{p\phi}$$

$$= 59.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\leq 71.2 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

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

$$= 1.000$$

$$d) \text{ 有効グレスレインによるコンクリートの応力度}$$

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

ここに、

$$\sigma_{ct} : \text{グレスレイン導入直後のグレスレインによるコンクリートの応力度}$$

上縁	σ_{ce}'	32.1	≥ -15.0
PC鋼材図心	σ_{cpe}	30.3	≤ 190.0
下縁	σ_{ce}	28.5	

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

5. 合成応力度

合成応力度			
上縁	σ'	72.9	≥ 0.0
PC鋼材図心位置	σ_p	31.2	≤ 150.0
下縁	σ	-12.3	

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

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'	101.4	≥ -25.0
PC鋼材図心位置	σ_p	31.7	≤ 150.0
下縁	σ	-40.9	

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

2) 鋼材のミルシート

① S D295A D13mm

1-8-01-0301-011 98- 2- 9 1721396

N-18-11

製造所 日産商事株式会社 鋼材

得意店 新達商事株式会社 鉄

需要元 株式会社富士ビー・ニス 鉄

工事名 材料貯蔵品

納入先 株式会社富士ビー・ニス関東工場 鉄

鋼材検査証明書

規格 JIS G3112

許可番号



TOUGH-CON (タフコン)

396007



関東スチール株式会社

〒300-4111 茨城県所治郡新治町大字新治5-1-1

TEL 0298(63) 3333

FAX 0298(63) 3334

下記納入品は検査の結果指定の規格に合格していることを証明致します。

品名	長さ	鋼番	員数	質量 (kg)	※引張試験										化学成分 (%)					
					引張強さ		伸び率	曲げ角度	内側半径	C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	C+Mn ×100					
					0.2%耐力 (N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)													
MIN.	440-	MIN											MAX	MAX						
	295	600	16	180°	1.5D								50	50						
SD295A D13	8.0 m	13503	100		366	520	25	GOOD		23	14	59	41	39						
		13687	2400		352	510	29	GOOD		23	12	58	35	32						
		小計	2500	19900																
		中計	2500	19900																
合 計				2500	19900															

※引張試験片の種類について 呼び径25mm以下は2号試験片、25mmを超えるものは3号試験片。但しD25は後者に属する。

② S D295A D19mm×5.0D22mm

平成 10 年 01 月 05 日

製品検査証明書

阪和興業株式会社 御中

糸井新事務所 幸都宮支店 御中
加添橋

株式会社 富士ビーエス

JIS G3112

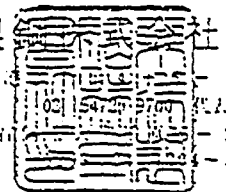
許可番号 365265

No.F26771

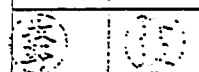
◎東洋製

〒 105 TEL

〒 315 TEL



検査員 田嶋昌司



種類の記号 SD295A

製品番号	製品明細			試験片	機械試験										化学成分					
					引張点		引張強さ		伸び	断面収縮率	C	Si	Mn	P	S	C+P				
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²		N/mm ²	%	%	×100									×100	×100	×1000	×1000
寸法×長さ(M)	本数	質量(Kg)	上	295 _{min}	600 _{max} 440 _{min}	16 _{min}	180 _{max}						50 _{max}	50 _{max}						
F7585	D19 X 5.0	500	5.600	2	353	532	27	GOOD	20	14	72	25	30							
F7587	D19 X 6.0	280	3.780	2	368	553	26	GOOD	22	13	75	27	30							
F7519	D22 X 7.0	80	1.704	2	377	555	24	GOOD	23	12	70	28	35							
== TOTAL ==		860	11.084																	

上記製品は検査の結果、合格したことを証明します。

検査番号 02175

③ PC鋼より線 10.8mm

試驗成績表

(株) 富士ビーエス
関東工場

战出番号

1997 年 11 月 25 日

97-X-4322

契約重量 10,000.0 KG

FILE NO. JLS G 3536 SUP872H.

總重量 10.357.0 KG

コイル数 5

制作番号 703276

品名	PC コポリトン
	10.800 HH


住友電気工業株式会社
 特殊線事業部品質保証
 〒664 兵庫県伊丹市長瀬1丁目1
 TEL 0727-71-0506(内線)
 FAX 0727-72-3458

特殊線事業部品質保

Y664 美國麻伊丹州民地北1丁目1
1F1 0727-71-0506(夜)

FAX 0727-72-3458

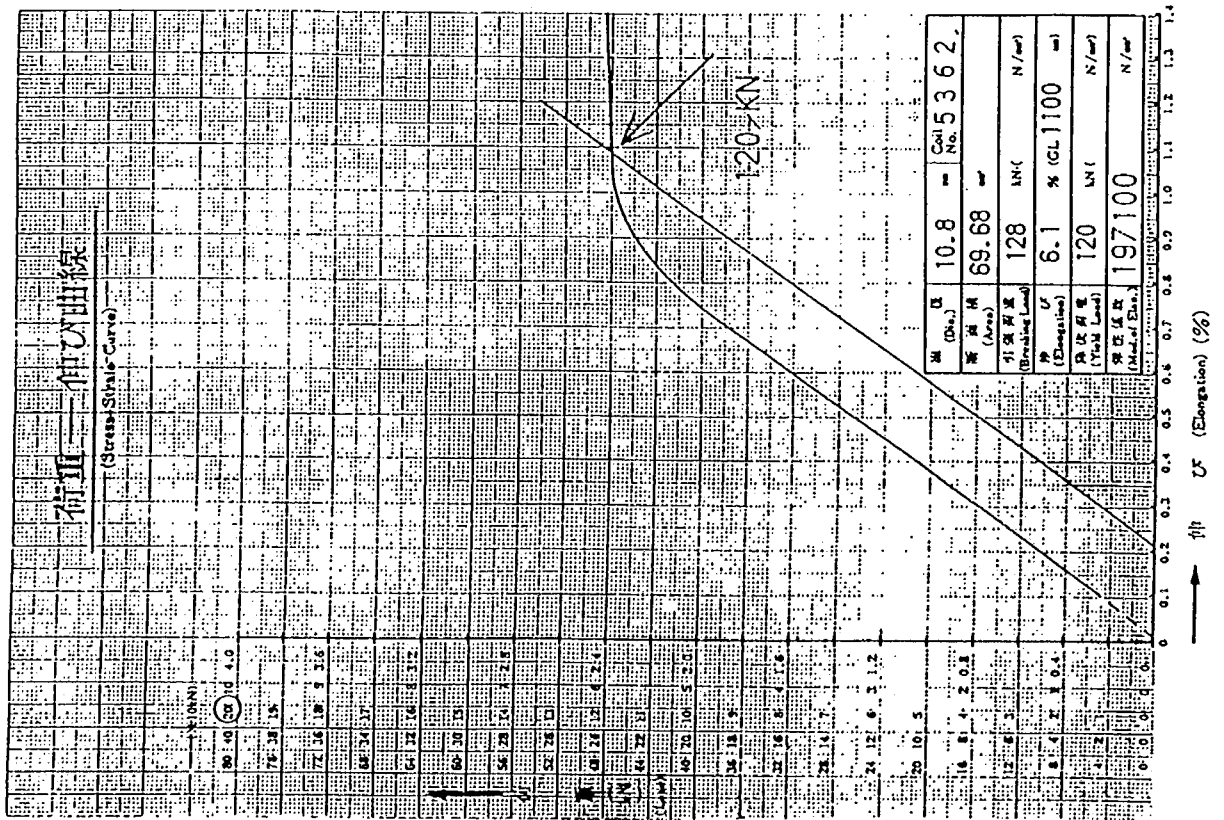
[illegible]

1000Hz 域のリラクセーション係	8.00 % 以下
共振周波数	97.09.18
サンプリング周波数	5356
セーシェン係	1.08 %

8.00	% 117
8.00	% 117

97.09.18
5356

497	5356	
セーレン機	1.08	%



3) 鉄筋

① 鉄筋の加工

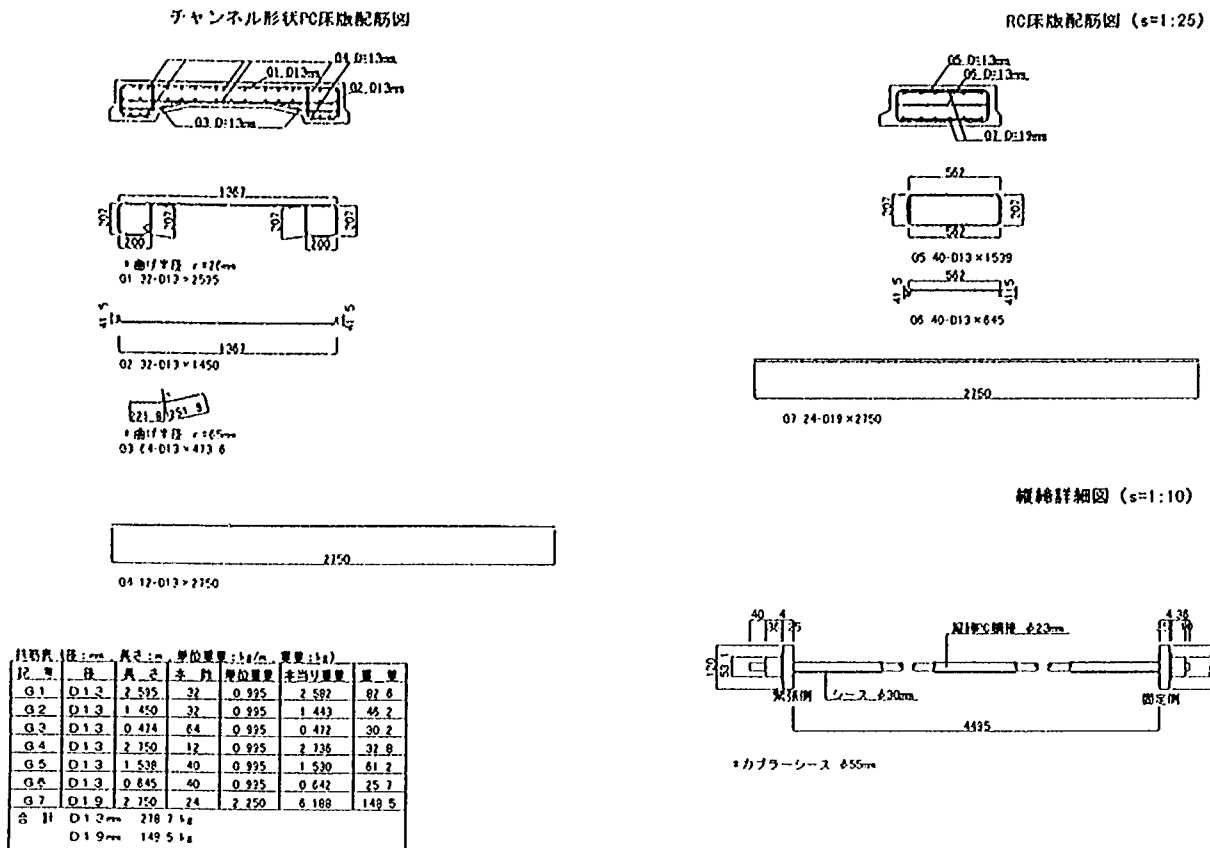
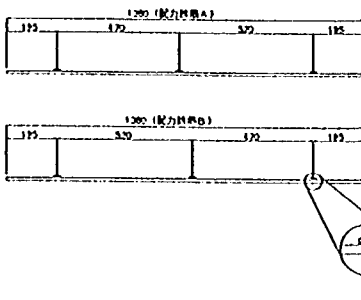


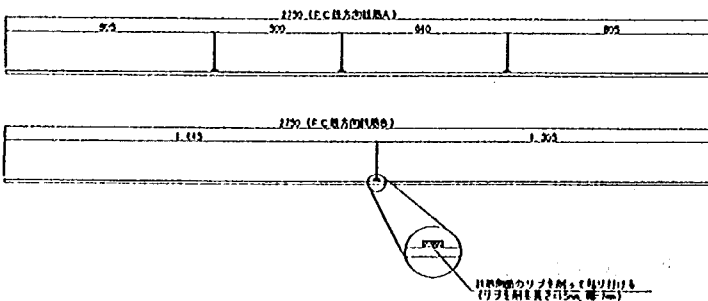
図-3.3.2.22 鉄筋加工図 (単位: mm)

② 鉄筋ひずみゲージ貼り付け要領

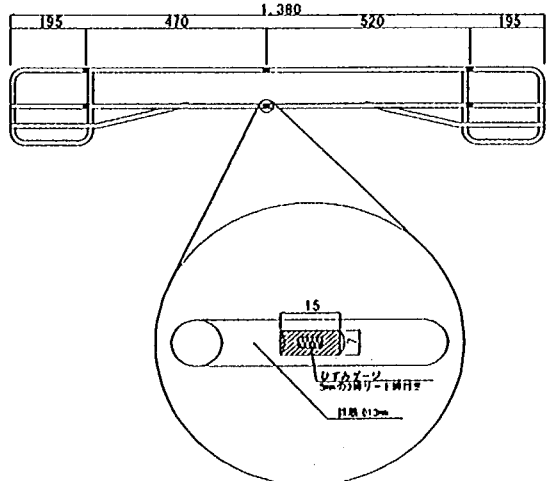
配力鉄筋ゲージ貼り付け位置図 (上から見た図)



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)



鉄筋	寸法	1本量リブゾーン数	ゾーン数	ゾーン長 (mm)
配力鉄筋A	1本	1本	1本	1本
配力鉄筋B	1本	1本	1本	1本
PC版方向鉄筋A	1本	1本	1本	1本
PC版方向鉄筋B	1本	1本	1本	1本

図-3.3.2.23 鉄筋ひずみゲージ貼り付け要領図 (単位: mm)

4) たわみ

① 載荷時 (橋軸方向)

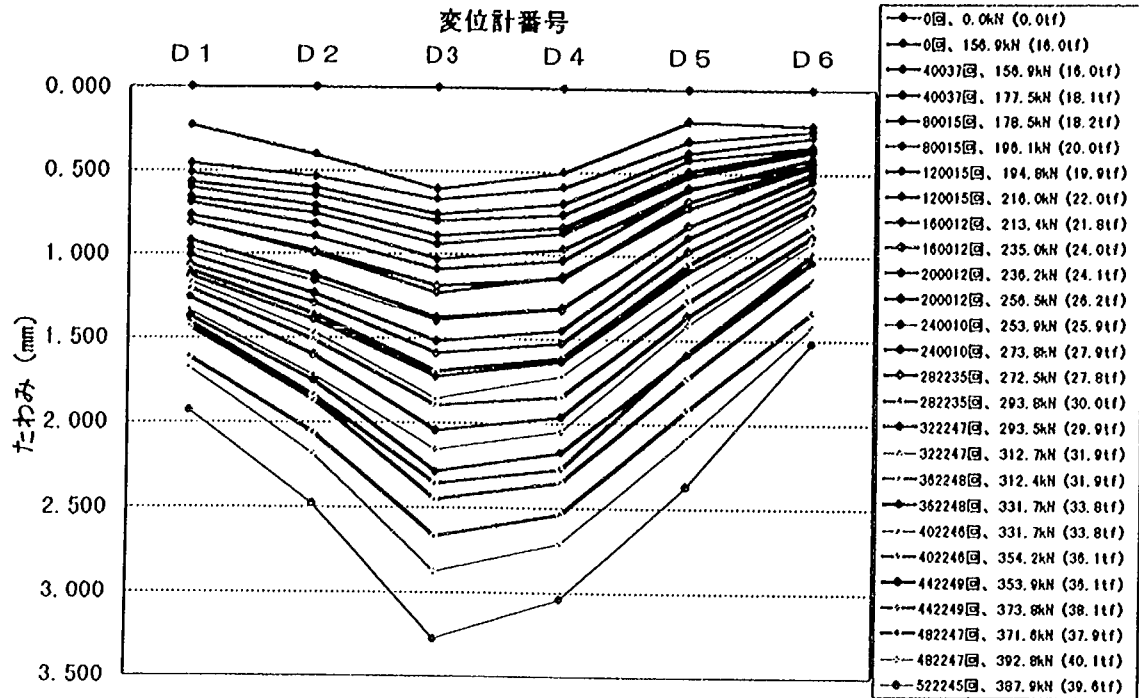


図-3.3.2.24

② 載荷時 (床版支間方向)

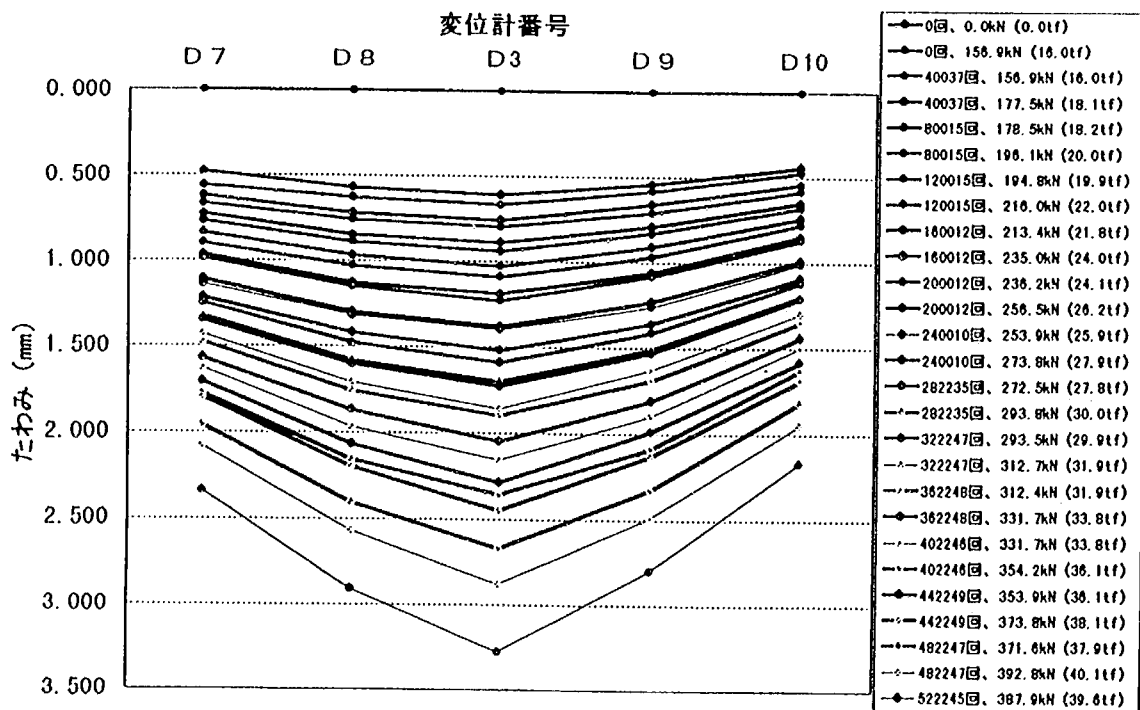


図-3.3.2.25

③ 除荷時 (橋軸方向)

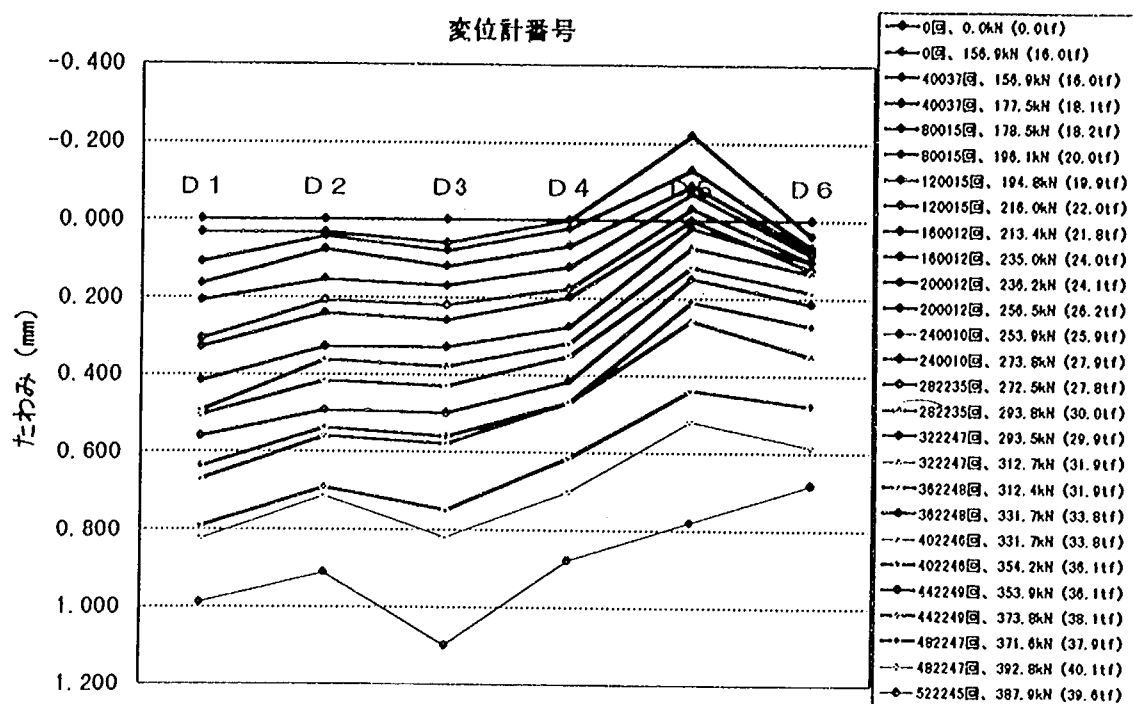


図-3.3.2.26

④ 除荷時 (床版支間方向)

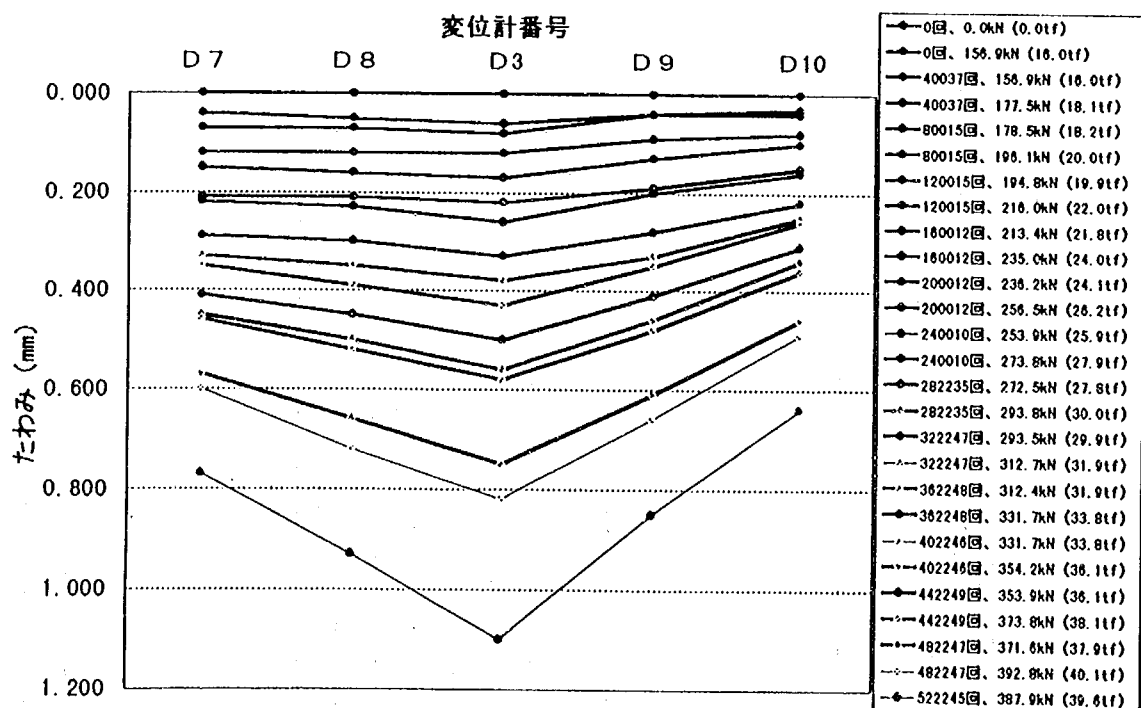


図-3.3.2.27

表-3.3.2.15

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	0.00	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0	16.00	156.9	0.231	0.033	0.406	0.033	0.610	0.060	0.505	0.000	0.190	-0.220	0.215	0.039	0.480	0.040	0.570	0.050	0.540	0.040	0.440	0.030
40037	16.00	156.9	0.461	0.110	0.538	0.044	0.670	0.080	0.593	0.022	0.310	-0.130	0.244	0.068	0.560	0.070	0.630	0.070	0.580	0.040	0.470	0.040
40037	18.10	177.5	0.516	0.110	0.604	0.044	0.760	0.080	0.692	0.022	0.380	-0.130	0.283	0.068	0.620	0.070	0.720	0.070	0.660	0.040	0.540	0.040
80015	18.20	178.5	0.571	0.165	0.648	0.077	0.800	0.120	0.758	0.066	0.420	-0.090	0.342	0.078	0.670	0.120	0.760	0.120	0.710	0.090	0.580	0.080
80015	20.00	196.1	0.604	0.165	0.714	0.077	0.890	0.120	0.835	0.066	0.490	-0.090	0.352	0.078	0.730	0.120	0.850	0.120	0.790	0.090	0.650	0.080
120015	19.86	194.8	0.659	0.209	0.758	0.154	0.940	0.170	0.868	0.121	0.520	-0.070	0.371	0.088	0.770	0.150	0.890	0.160	0.830	0.130	0.680	0.100
120015	22.03	216.0	0.692	0.209	0.824	0.154	1.030	0.170	0.967	0.121	0.590	-0.070	0.449	0.088	0.840	0.150	0.970	0.160	0.910	0.130	0.740	0.100
160012	21.76	213.4	0.769	0.308	0.901	0.209	1.090	0.220	1.033	0.176	0.600	-0.030	0.410	0.107	0.900	0.210	1.030	0.210	0.970	0.190	0.780	0.150
160012	23.96	235.0	0.813	0.308	0.989	0.209	1.190	0.220	1.143	0.176	0.670	-0.030	0.439	0.107	0.970	0.210	1.130	0.210	1.060	0.190	0.850	0.150
200012	24.09	236.2	0.813	0.330	1.000	0.242	1.230	0.260	1.132	0.198	0.710	0.000	0.459	0.127	0.990	0.220	1.150	0.230	1.080	0.200	0.870	0.160
200012	26.16	256.5	0.923	0.330	1.132	0.242	1.380	0.260	1.318	0.198	0.820	0.000	0.508	0.127	1.110	0.220	1.300	0.230	1.230	0.200	0.990	0.160
240010	25.89	253.9	0.967	0.417	1.165	0.330	1.400	0.330	1.329	0.275	0.820	0.020	0.488	0.107	1.140	0.290	1.320	0.300	1.260	0.280	1.010	0.220
240010	27.92	273.8	1.011	0.417	1.241	0.330	1.520	0.330	1.450	0.275	0.890	0.020	0.547	0.107	1.220	0.290	1.420	0.300	1.360	0.280	1.090	0.220
282235	27.79	272.5	1.066	0.494	1.296	0.363	1.590	0.380	1.527	0.319	0.970	0.070	0.605	0.137	1.250	0.330	1.480	0.350	1.410	0.330	1.120	0.250
282235	29.96	293.8	1.099	0.494	1.362	0.363	1.700	0.380	1.615	0.319	1.050	0.070	0.645	0.137	1.330	0.330	1.580	0.350	1.510	0.330	1.200	0.250
322247	29.93	293.5	1.132	0.505	1.395	0.417	1.730	0.430	1.637	0.352	1.090	0.120	0.703	0.186	1.350	0.350	1.600	0.390	1.530	0.350	1.210	0.260
322247	31.89	312.7	1.165	0.505	1.472	0.417	1.860	0.430	1.725	0.352	1.180	0.120	0.732	0.186	1.430	0.350	1.710	0.390	1.630	0.350	1.300	0.260
362248	31.86	312.4	1.208	0.560	1.516	0.494	1.900	0.500	1.846	0.417	1.270	0.150	0.820	0.215	1.480	0.410	1.760	0.450	1.690	0.410	1.350	0.310
362248	33.82	331.7	1.263	0.560	1.604	0.494	2.050	0.500	1.967	0.417	1.360	0.150	0.879	0.215	1.570	0.410	1.870	0.450	1.810	0.410	1.440	0.310
402246	33.82	331.7	1.340	0.637	1.725	0.538	2.160	0.560	2.054	0.472	1.410	0.210	0.918	0.273	1.630	0.450	1.970	0.500	1.900	0.460	1.500	0.340
402246	36.12	354.2	1.406	0.637	1.846	0.538	2.360	0.560	2.274	0.472	1.580	0.210	0.986	0.273	1.780	0.450	2.160	0.500	2.090	0.460	1.630	0.340
442249	36.09	353.9	1.373	0.670	1.758	0.560	2.290	0.580	2.175	0.472	1.590	0.260	1.035	0.352	1.710	0.460	2.070	0.520	1.990	0.480	1.580	0.360
442249	38.12	373.8	1.439	0.670	1.868	0.560	2.450	0.580	2.351	0.472	1.730	0.260	1.143	0.352	1.800	0.460	2.200	0.520	2.130	0.480	1.690	0.360
482247	37.89	371.6	1.615	0.791	2.065	0.692	2.670	0.750	2.538	0.615	1.920	0.440	1.338	0.479	1.960	0.570	2.410	0.660	2.330	0.610	1.820	0.460
482247	40.05	392.8	1.681	0.824	2.186	0.714	2.880	0.820	2.714	0.703	2.090	0.520	1.426	0.586	2.080	0.600	2.570	0.720	2.490	0.660	1.950	0.490
522245	39.55	387.9	1.934	0.989	2.483	0.912	3.280	1.100	3.043	0.879	2.370	0.780	1.523	0.684	2.340	0.770	2.910	0.930	2.800	0.850	2.170	0.640

5) 施工・試験写真

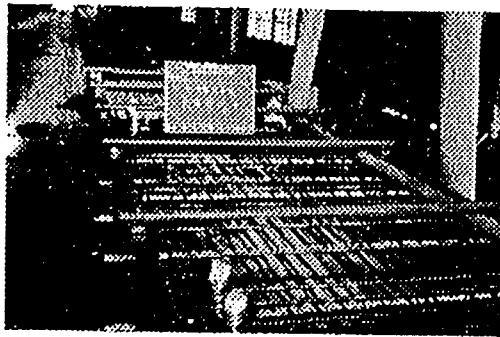


写真-1 PC床版配筋状況

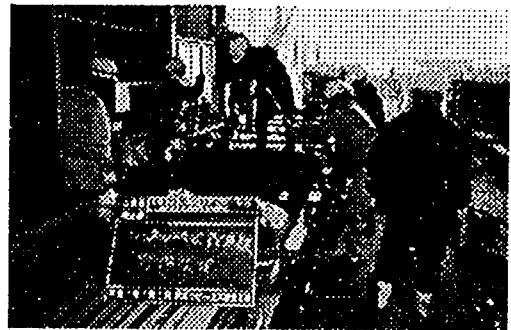


写真-2 PC床版打設状況

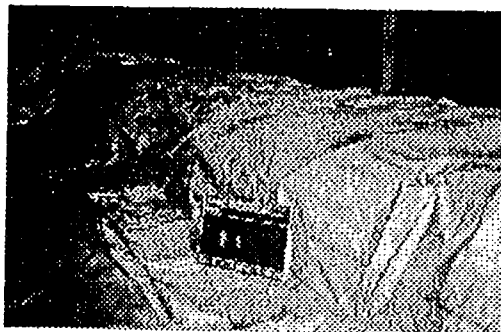


写真-3 PC床版養生状況

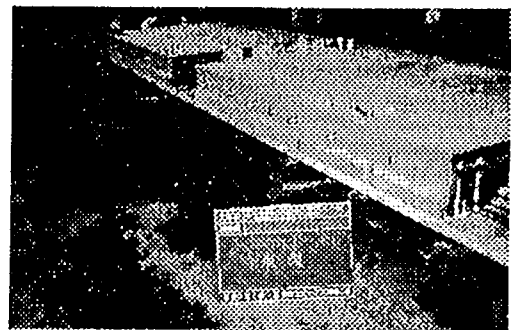


写真-4 PC床版脱型状況



写真-5 PC床版支間方向緊張状況



写真-6 PC床版目地モルタル打設状況

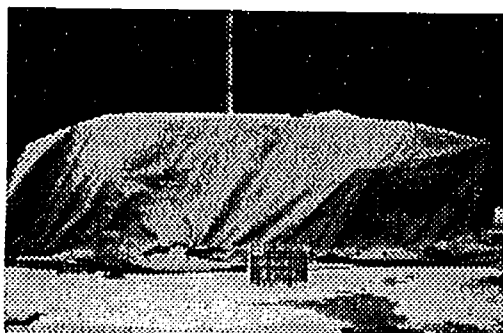


写真-7 PC床版目地モルタル養生状況
(練炭使用)



写真-8 PC床版橋軸方向緊張状況



写真-9 PC床版グラウト工（その1）

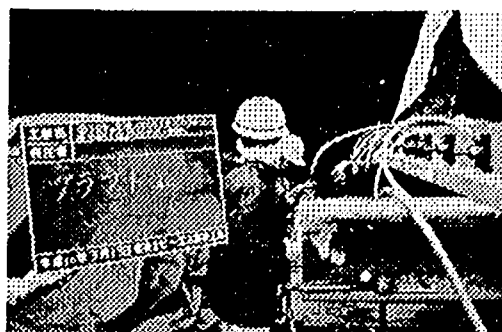


写真-10 PC床版グラウト工（その2）



写真-11 輪荷重走行試験状況



写真-12 PC床版下面のひび割れ状況（その1）



写真-13 PC床版下面のひび割れ状況（その2）

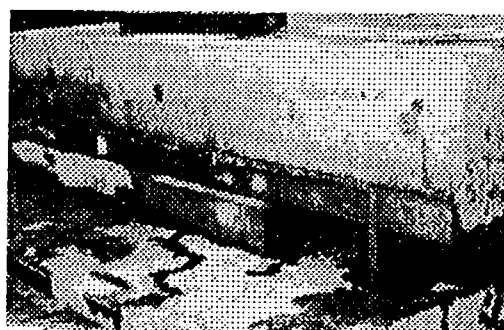


写真-14 内部ひび割れ状況（その1）

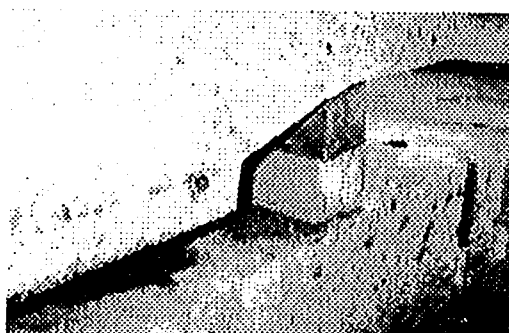


写真-15 内部ひび割れ状況（その2）

