マイクロフィルム用資料

共同研究報告書
整理番号第233号
042

道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その２）

－標準試験方法および第２回試験報告－

平成11年10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)
日本鋼管(株)
(株)富士ピーエス
マグネ化学(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発刊したものである。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。

共同研究報告書
第233号1999年10月

道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その２）

－標準試験方法および第２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)
日本鋼管(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・・・

付録--5　ＰＳＲ工法・・・

共同研究参加者名簿（平成11年度）

建設省土木研究所	構造橋梁部		部長	岡原　美知夫
	〃	橋梁研究室	室長	西川　和廣
	〃	〃	研究員	内田　賢一
	〃	〃		川間　重一
(財)土木研究センター	理事			佐伯　彰一
	企画部		部長	鷹取　勲
	〃		次長	三木　正久
石川島建材工業(株)	事業本部　土木設計部		課長	小野辺良一
	〃　〃		課員	青木　卓也
	〃　〃		課員	黒沢　隆
石川島播磨重工業(株)	橋梁事業部　基本計画部	技術開発グループ	部長	田中　健治
	〃　〃	〃	課長	西土　隆幸
	〃　〃	〃	課員	鈴木　統
	〃　〃	〃	課員	松野　憲司
川田工業(株)	技術部	統括部長		渡辺　滉
	名古屋設計課	課長		武田　芳久
	東京技術部	課長		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

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

奈良建設㈱		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㈱	橋梁・港湾建設部	開発技術室		課長	川畑　篤敬
	〃	〃		次長	加納　勇
	基盤技術研究所	都市工学研究部	土木チーム	主査	長山　秀昭
	〃	〃	耐風・構造チーム	研究員	滝口　信明
㈱富士ピーエス	本店	技術部		部長	岩本　久信
	福岡支店	技術部	設計課	課長	堤　忠彦
	大阪支店	技術部	設計課	課長代理	真鍋　英規
	本店	技術部	開発課	研究員	篠原　貴
マグネ化学㈱		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㈱土木研究センター、石川島建材工業㈱、石川島播磨重工業㈱、川田工業㈱、基礎地盤コンサルタンツ㈱・㈱エーイーエヌ、橋梁保繕㈱、ショーボンド建設㈱、新日本製鐵㈱、住友金属工業㈱、大成ロテック㈱、東燃㈱、飛島建設㈱・日本カイザー㈱、奈良建設㈱、日本鋼管㈱、㈱富士ピーエス、マグネ化学㈱と共同で実施した。

2．研究の概要

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

2．1　各工法の分類

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

表－２．１．１　補修補強グループ

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

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㈱・ ㈱エーイーエヌ
ＦＴＳ床版	東燃㈱
Ｉ形鋼格子床版	◎　新日本製鐵㈱
ＳＣデッキ	川田工業㈱
ＴＲＣ床版	住友金属工業㈱
Ｕリブ合成床版	日本鋼管㈱

表－２．１．３　プレキャスト床版グループ

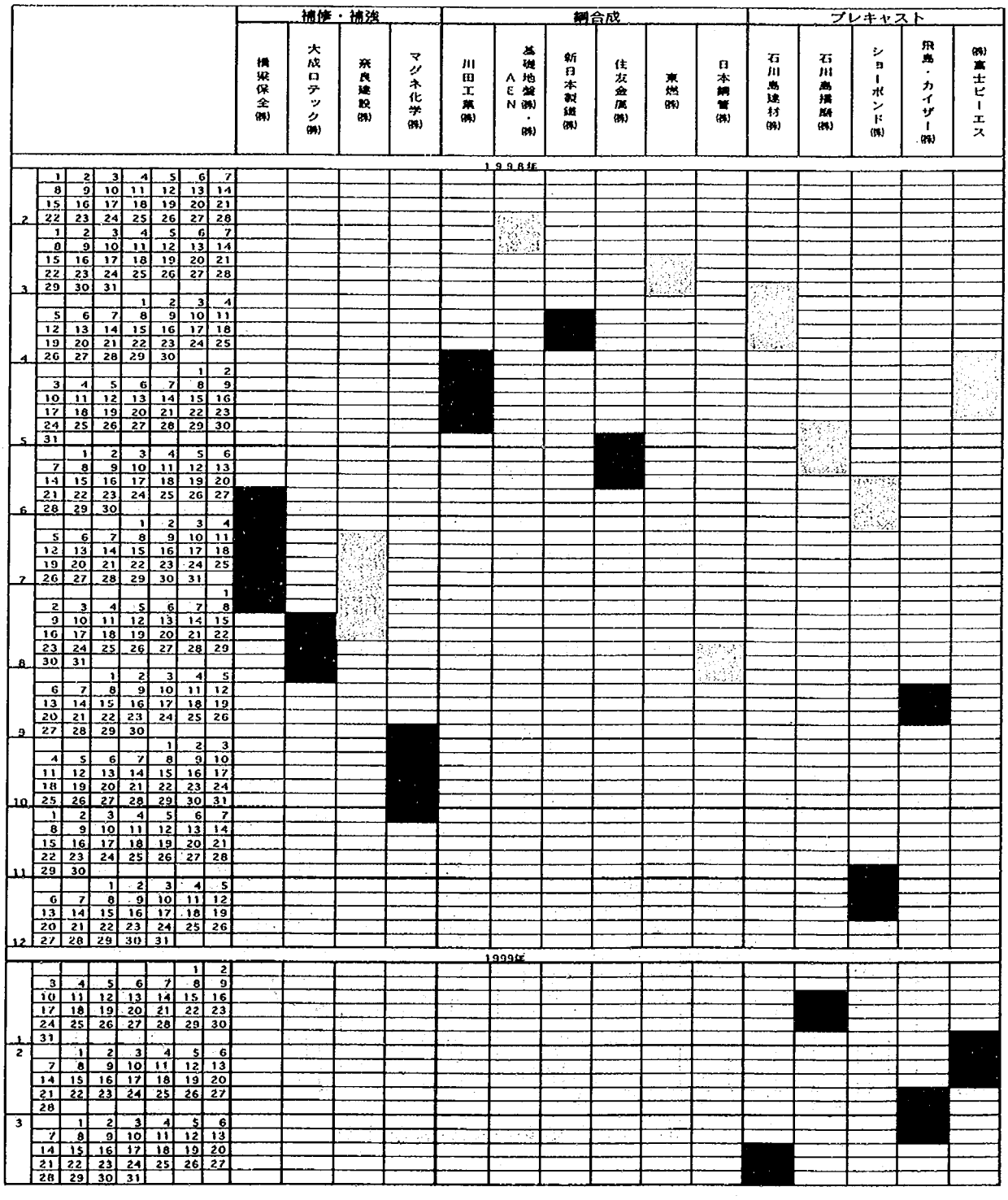
工法名	共同研究者
ＵＩスラブ工法	石川島建材工業㈱
ﾁｬﾝﾈﾙ形状ﾌﾟﾚｷｬｽﾄPC版工法	㈱富士ピーエス
リブ付きマッチキャスト床版	石川島播磨重工業㈱
ＳＢパネル	◎　ショーボンド建設㈱
ＢＡＲＤ床版	飛島建設㈱・ 日本カイザー㈱

◎：各グループの幹事会社

2．2　試験の全体スケジュール

試験の全体スケジュールを表－2.2.1 に示す。試験は、土木研究所所有の輪荷重走行試験機を２台同時に用いることとし、平成１０年２月から開始した。本報告書はこれらの試験のうち平成１０年６月から平成１０年１１月までに試験が終了したホゼン式工法、FRP グリット床版補強工法、２方向ケブラーシート工法、PSR 工法、TRC 床版、U リブ合成床版、リブ付きマッチキャスト床版、SB パネル、BARD 床版工法の計９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



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

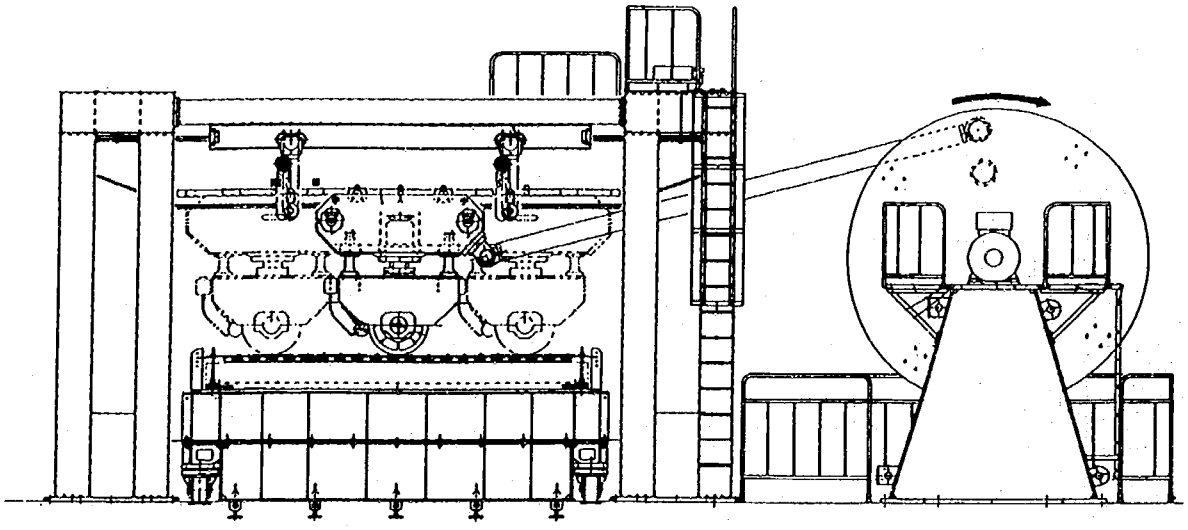
道路橋床版の疲労耐久性試験に用いる輪荷重走行試験機、補修補強床版および新設打ち換えを対象とした床版の試験手法を以下に述べる。さらに試験結果の比較のために別途試験を行った昭和３９年鋼道路橋設計示方書（以下「昭和３９年道示」）に準じて製作されたＲＣ床版（以下「ＲＣ３９」）供試体、平成８年道路橋示方書（以下「平成８年道示」）に準じて製作されたＲＣ床版（以下「ＲＣ８」）供試体および同道示にてフルプレストレスで設計された供試体のＰＣ鋼材量を半減した（以下「ＰＲＣ５０」）供試体の諸元および試験結果について述べる。

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われの幅、長さおよび密度を算出することが可能である。



図－3.1.1.1　輪荷重走行試験機外観図

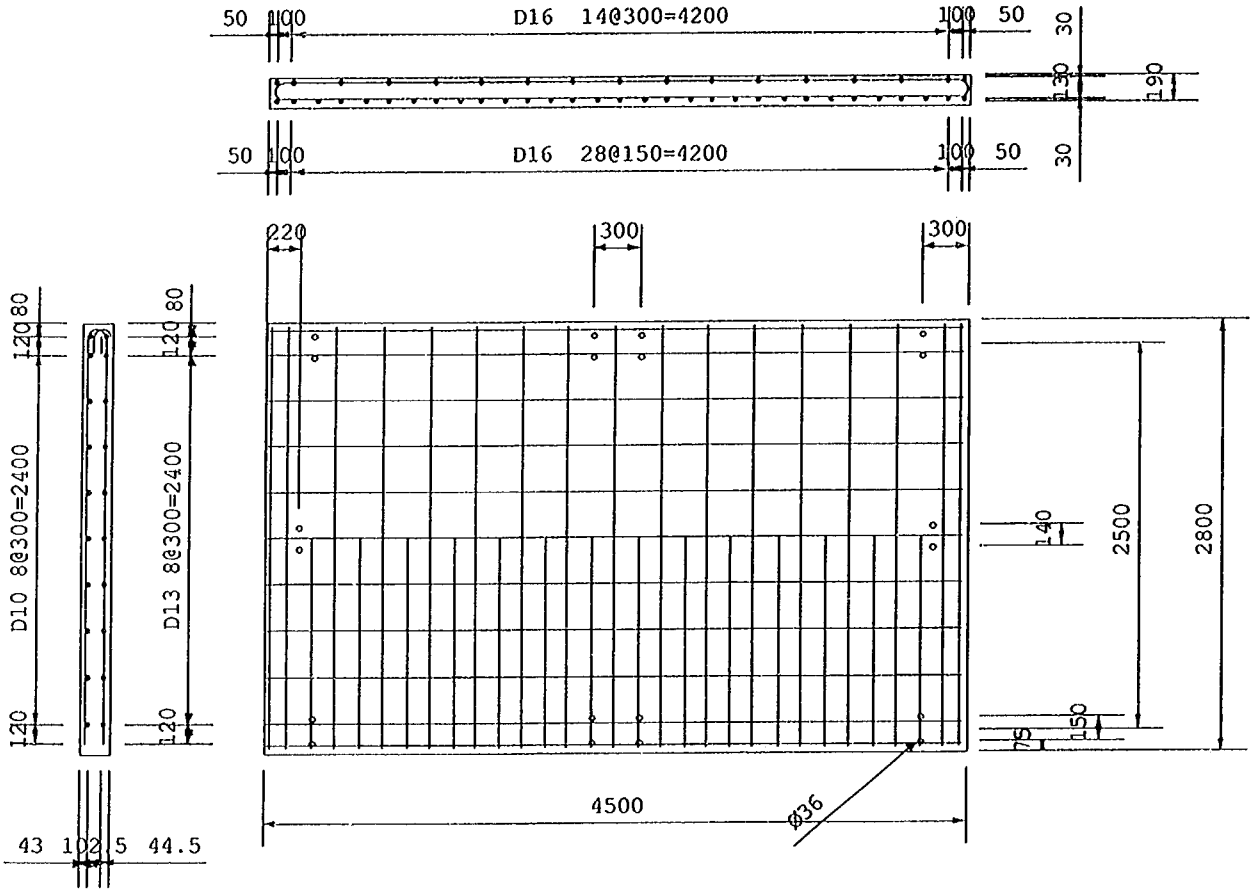
表－3.1.1.1　輪荷重走行試験機の主要諸元

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

（2）補修補強床版供試体載荷試験方法

1）基準供試体の製作

補修補強工法を施工する基準供試体は、図－3.1.1.2 に示す昭和３９年道示に準じて設計された長さ 4.5m ×幅 2.8m×高さ 19cm の供試体を用いるものとした。なお、供試体には、ハンチを設けていない。使用材料は、鉄筋が SD295A を用い、試験時のコンクリート強度が 25N/mm²～30N/mm²(250～300kgf/cm²) となるように考慮するものとした。さらに供試体は乾燥収縮によるひび割れ等の影響を受けないように製作するものとした。



（単位：mm）

図－3.1.1.2　基準供試体の形状・寸法（ＲＣ３９供試体）

2）供試体の補強設計

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

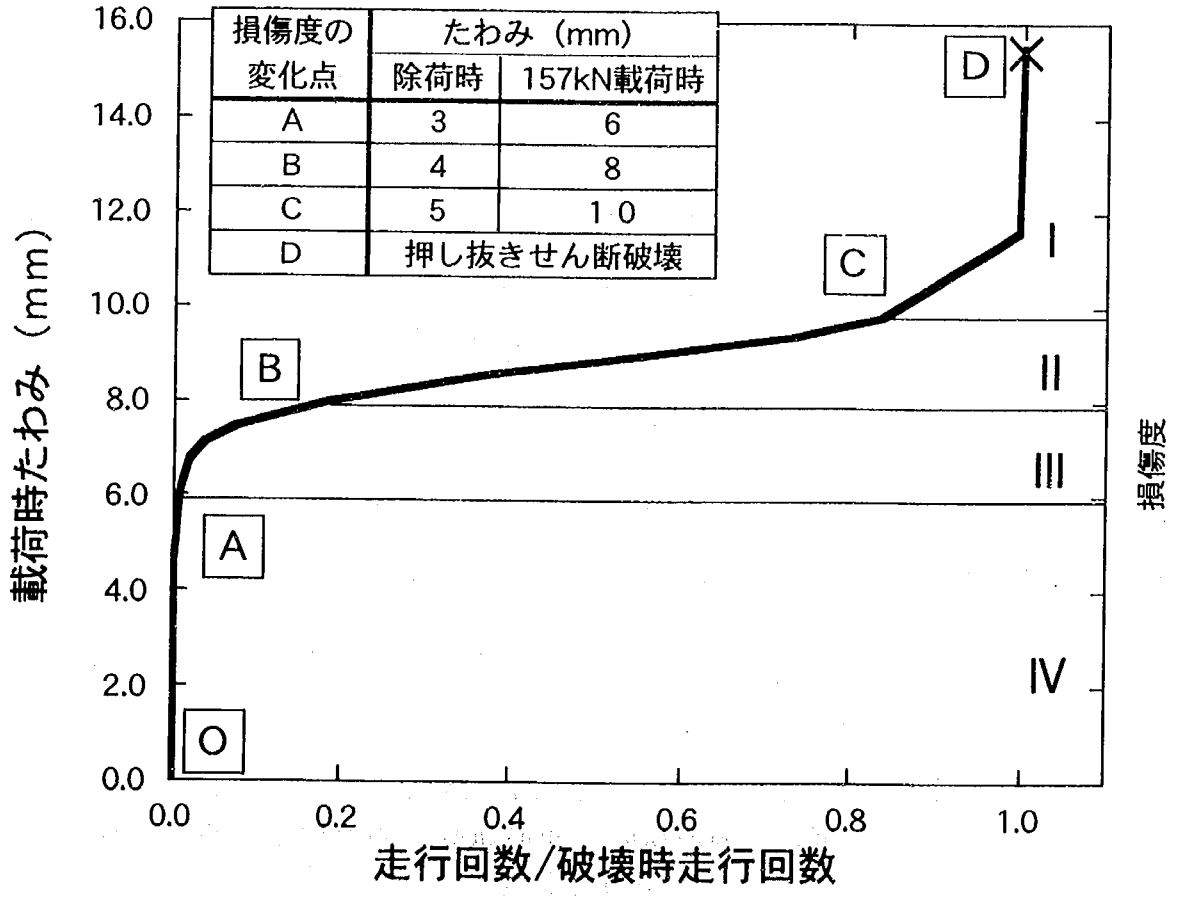
て各工法が独自の設計マニュアルを有する場合は、道示によらずそれに従うものとした。

3）供試体の設置

供試体は、床版支間方向に単純支持、橋軸方向に弾性支持し、回転拘束を与えないように浮き上がりを防止して輪荷重走行試験機に固定した。輪荷重走行試験は、床版供試体上に 500×200 ㎜の載荷ブロックを一列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

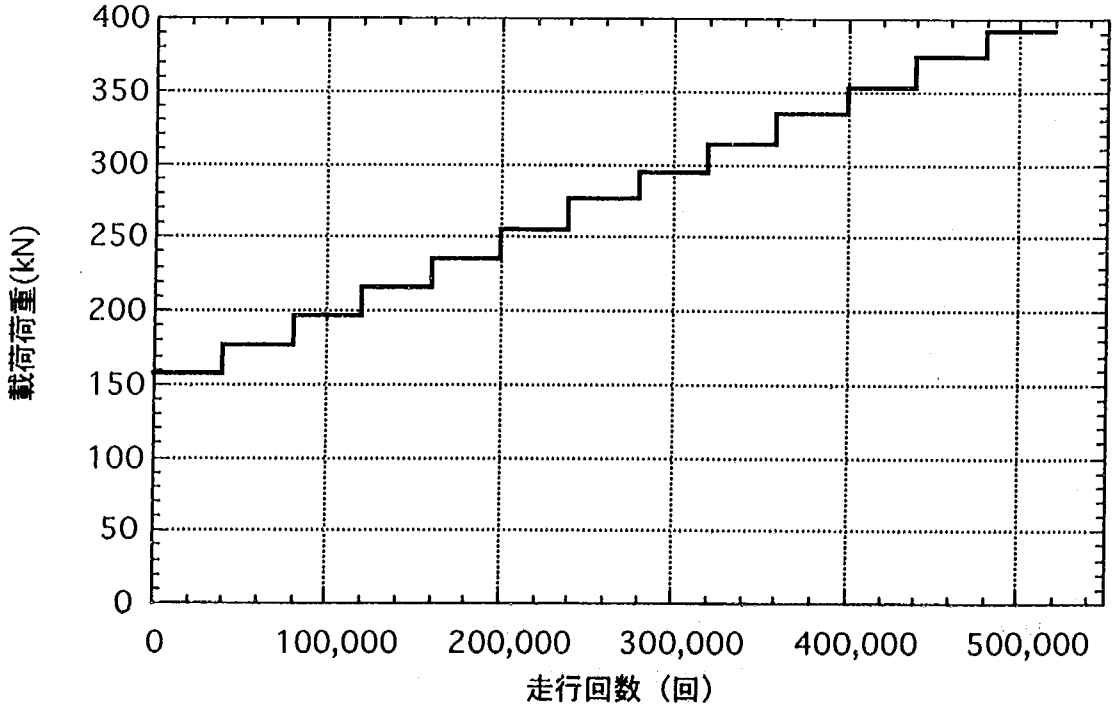
供試体の施工は、各工法の有する施工マニュアルに従い実橋における施工と同様になる様に行うものとした。

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 520,000 回 392kN(40tonf)まで実施するものとした。



図－3.1.1.4　階段状荷重漸増載荷

（3）新設・打ち換え床版（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 500×200 ㎜の載荷ブロックを一列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。

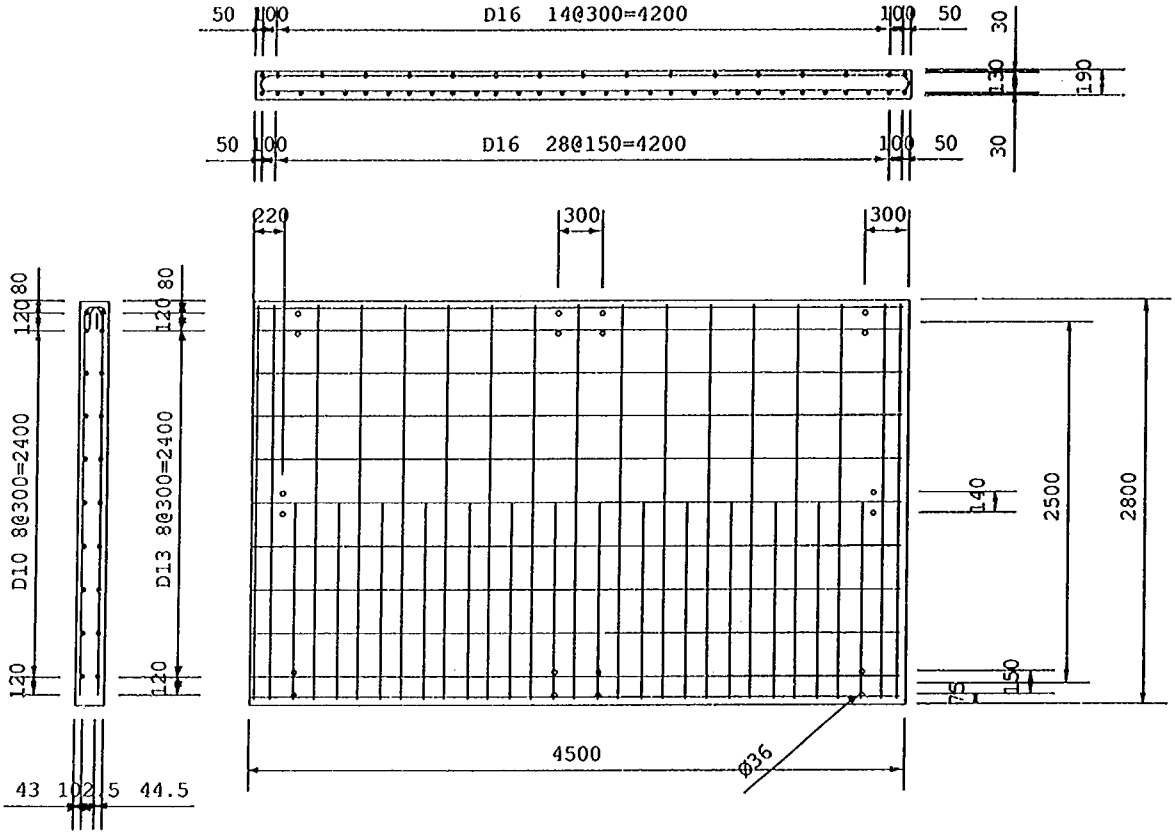
4）階段状荷重漸増載荷試験

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

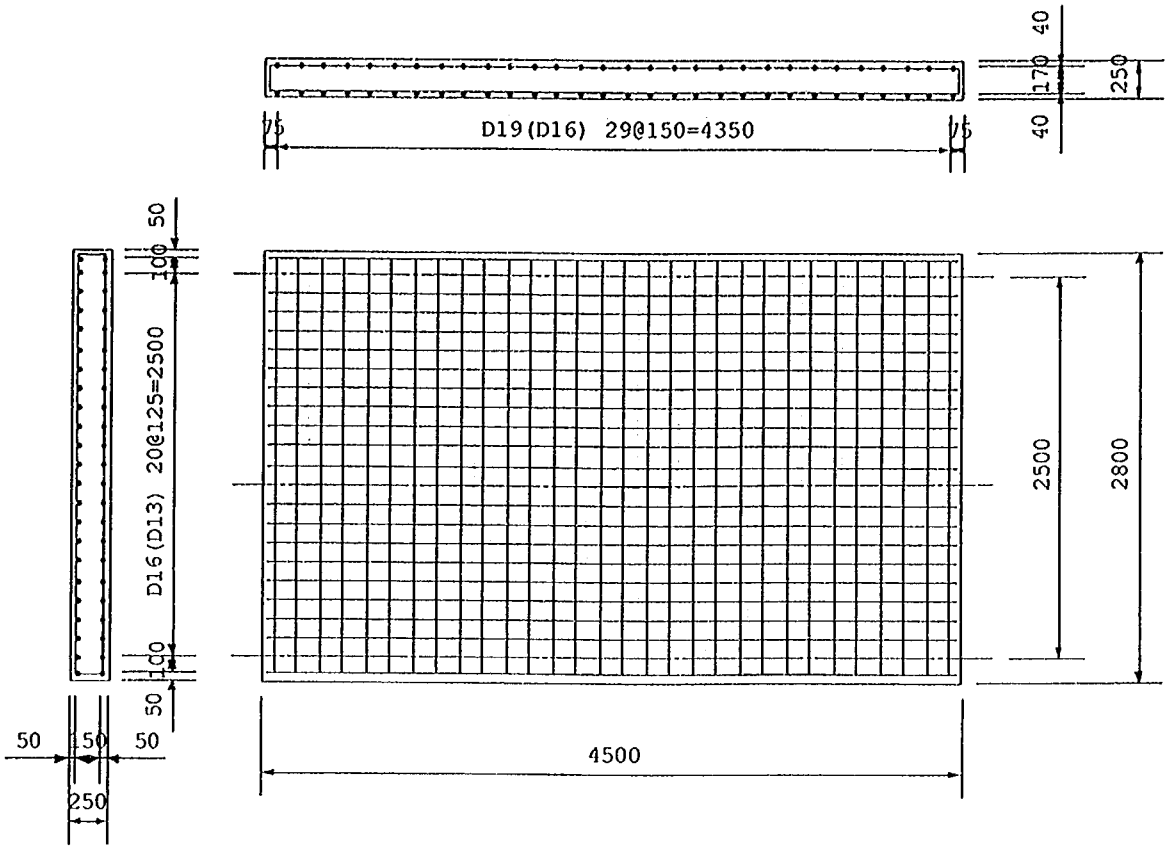
（１）供試体の形状寸法

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。



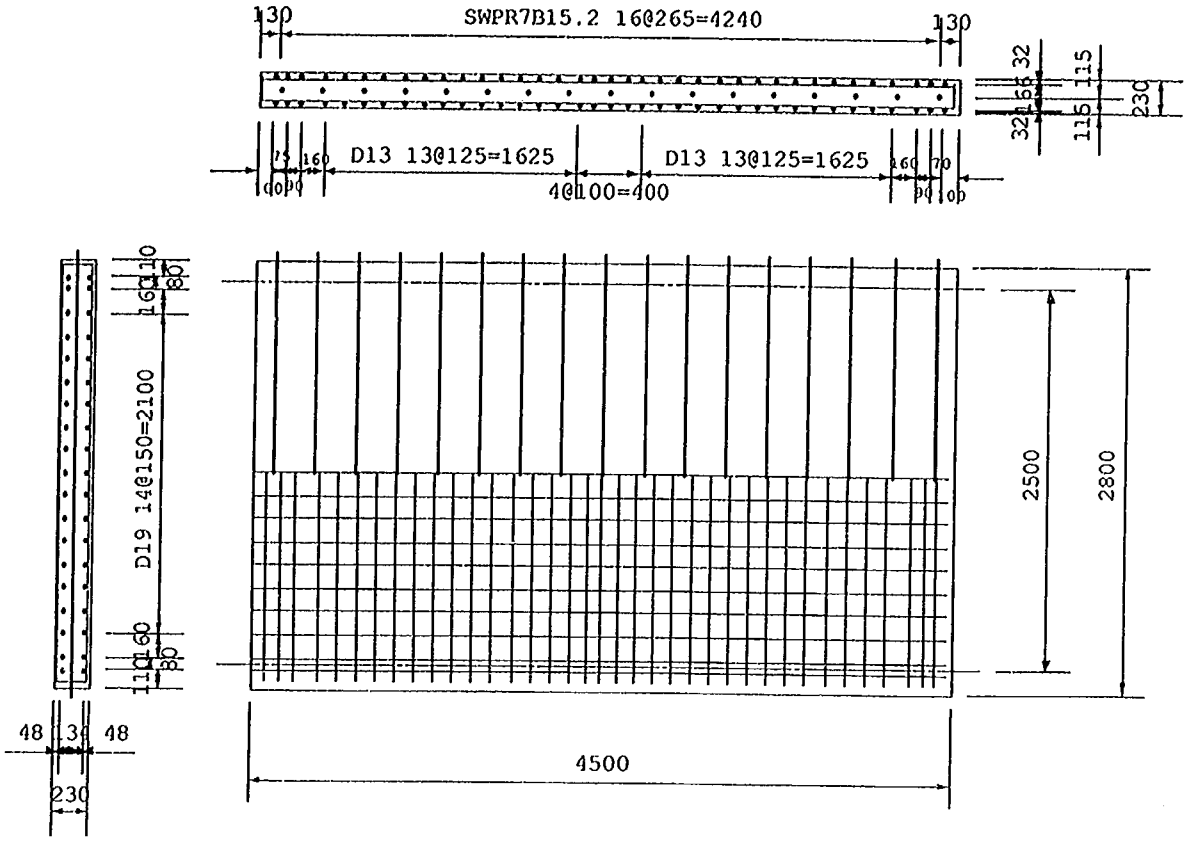
（単位：mm）

図－3.1.2.1　ＲＣ３９供試体の形状・寸法



(単位：mm)

図－3.1.2.2　ＲＣ８供試体の形状・寸法



(単位：mm)

図－3.1.2.3　ＰＲＣ５０供試体の形状・寸法

表－3.1.2.1　各供試体の諸元

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

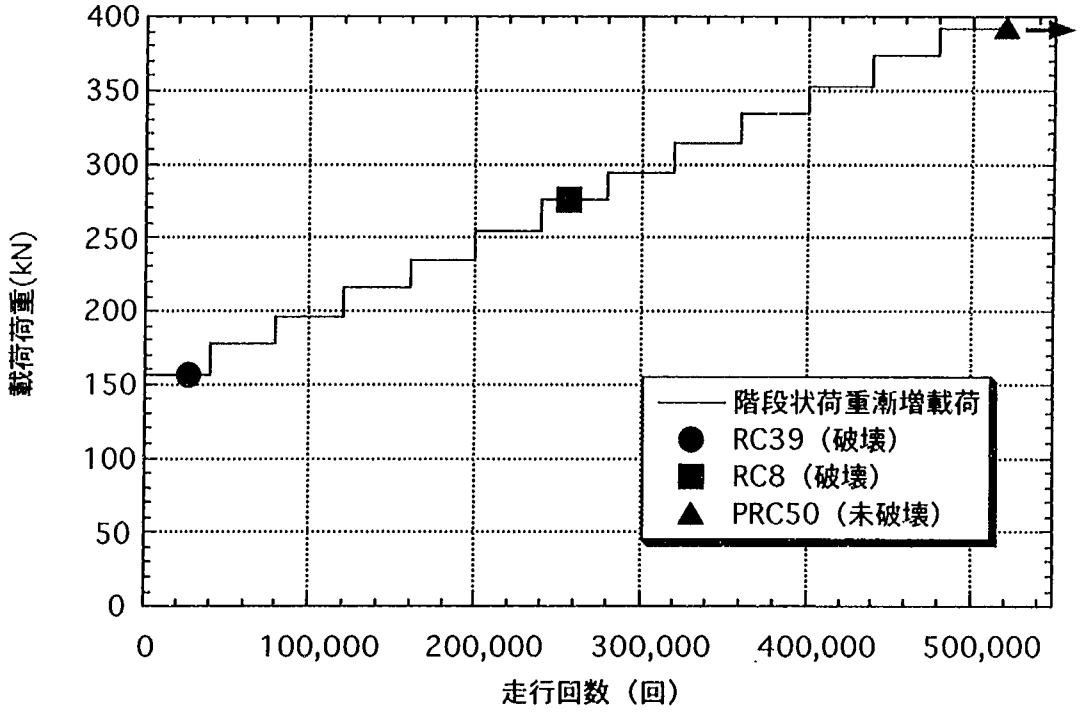
( ) 内は圧縮側鉄筋の値

（2）階段状荷重漸増載荷試験

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

（3）試験結果

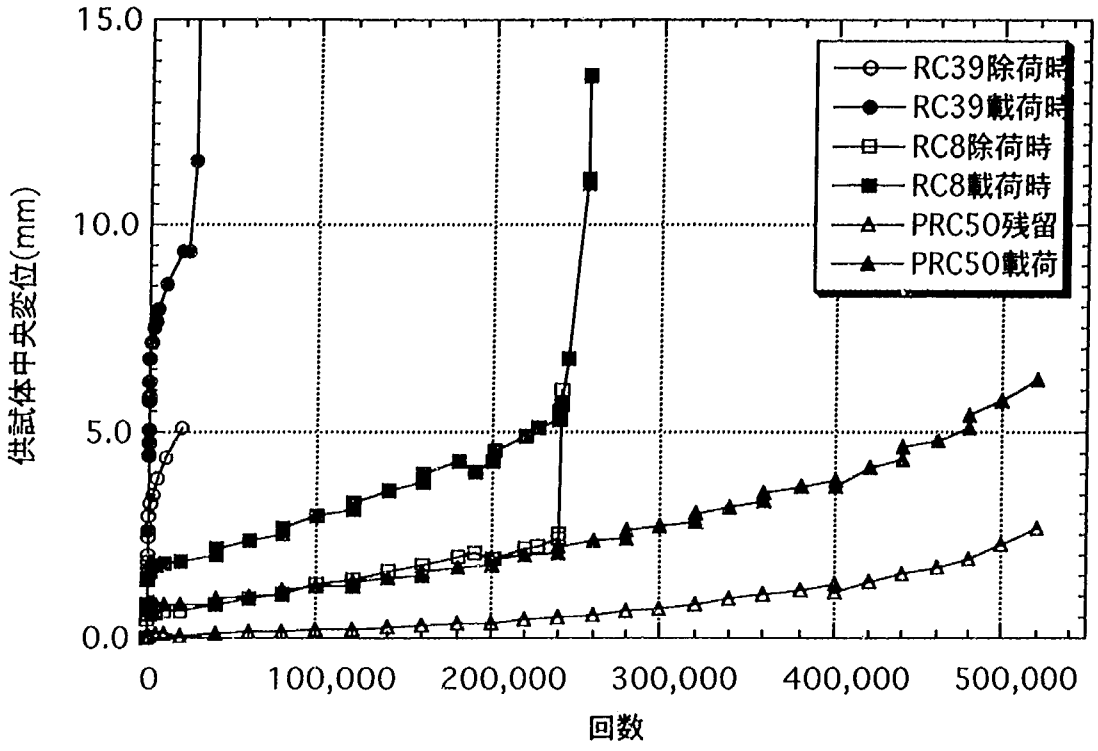
図－3.1.2.4 に各供試体の破壊時走行回数と載荷荷重の関係を示す。表－3.1.2.2 に各供試体の走行回数および破壊状況を示す。さらに、図－3.1.2.5 に各供試体の走行回数と供試体中央変位の関係を示す。



図－3.1.2.4　破壊時走行回数ー破壊荷重の関係

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/mm² (kgf/cm²)	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　補修・補強床版

３．２．１　基準供試体床版の製作

（１）基準供試体床版の製作

4工法全ての基準供試体が同一の条件となるよう、基準供試体の製作はコンクリート二次製品工場にて行った。基準供試体の製作状況を下表に示す。また、基準供試体コンクリートの圧縮強度、曲げ強度等の強度性状は4工法の基準供試体の初期損傷を目的とした輪荷重走行開始日に実施した（試験方法は３．１．１標準試験方法（２）補修補強床版供試体載荷試験方法参照）。

表3.2.1.1　基準供試製作状況

番号	既設床版打設日	場　所	対象工法	会　社	既設床版初期損傷開始日
1	4月16日	オリエンタル建設（株）関東工場	ホゼン式工法	橋梁保繕（株）	6月29日
2	4月16日	オリエンタル建設（株）関東工場	FRPｸﾞﾘｯﾄ工法	奈良建設（株）	7月 9日
3	5月14日	オリエンタル建設（株）関東工場	二方向ｹﾌﾞﾗｰ製シート工法	大成ロテック（株）他	8月17日
4	5月14日	オリエンタル建設（株）関東工場	ＰＳＲ工法	マグネ化学（株）	10月5日

※基準供試体の形状寸法（RC39道示）は３．１．１標準試験方法（２）補修補強床版供試体載荷試験方法の項図-3.1.1.2参照

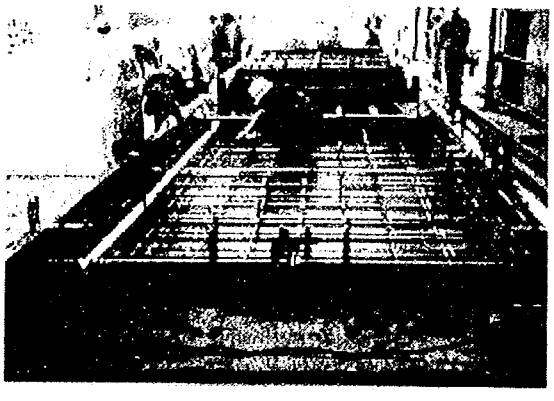


写真3.2.1.1　基準供試体配筋状況



写真3.2.1.2　基準供試体コンクリート打設状況

（2）基準供試体床版の材料強度試験結果

表3.2.1.2　基準供試体床版コンクリート強度（平均値）

工法名	試験日	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	静弾性係数 N/mm² (kgf/cm²)	ポアソン比	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)
ホゼン式工法	6月29日	28.4 (290)	2.14 × 10^4 (2.18 × 10^5)	0.181	2.48 (25.3)
FRPグリット工法	7月 9日	29.1 (297)	2.10 × 10^4 (2.14 × 10^5)	0.157	2.30 (23.5)
二方向ケブラー製シート工法	8月17日	36.0 (367)	2.58 × 10^4 (2.63 × 10^5)	0.187	3.03 (30.9)
ＰＳＲ工法	10月15日	37.2 (379)	2.42 × 10^4 (2.47 × 10^5)	0.185	3.01 (30.7)

表3.2.1.3　基準供試体床版鉄筋強度（補修補強４供試体共通・平均値）

鉄筋の種類	公称 断面積 (mm²)	降伏点応力度 N/mm² (kgf/cm²)	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)	静弾性係数 N/mm² (kgf/cm²)	伸び (%)
Ｄ１０	71.33	358.3 (3654)	512.8 (5229)	1.83 × 10^5 (1.87 × 10^6)	23.5
Ｄ１３	126.7	367.7 (3749)	533.6 (5430)	1.89 × 10^5 (1.93 × 10^6)	18.9
Ｄ１６	198.6	343.5 (3503)	499.8 (5096)	1.85 × 10^5 (1.89 × 10^6)	25.6

３．２．２ホゼン式工法

（１）　概要

１）工法の概要

ホゼン式工法は、ＲＣ床版をＲＣ構造で下面側から補強する工法である。橋梁の下面からの補強工法は、一般交通の通行止めを必要としないため有効な補強工法であるが、その反面走行車両の振動・衝撃が施工時から連続して作用するため、絶えず歪みを繰り返している。

このような状況下、既設床版と補強鉄筋・補強部材を一体化させ補強効果を高めるには歪みを段階的に減少させながら施工を行うことが効果的である。

ホゼン式工法は、３段階の補強行程を施すことにより既設床版と補強部材を確実に一体化できる補強工法である。

①第一段階の補強　（第一段階の歪み量の減少）

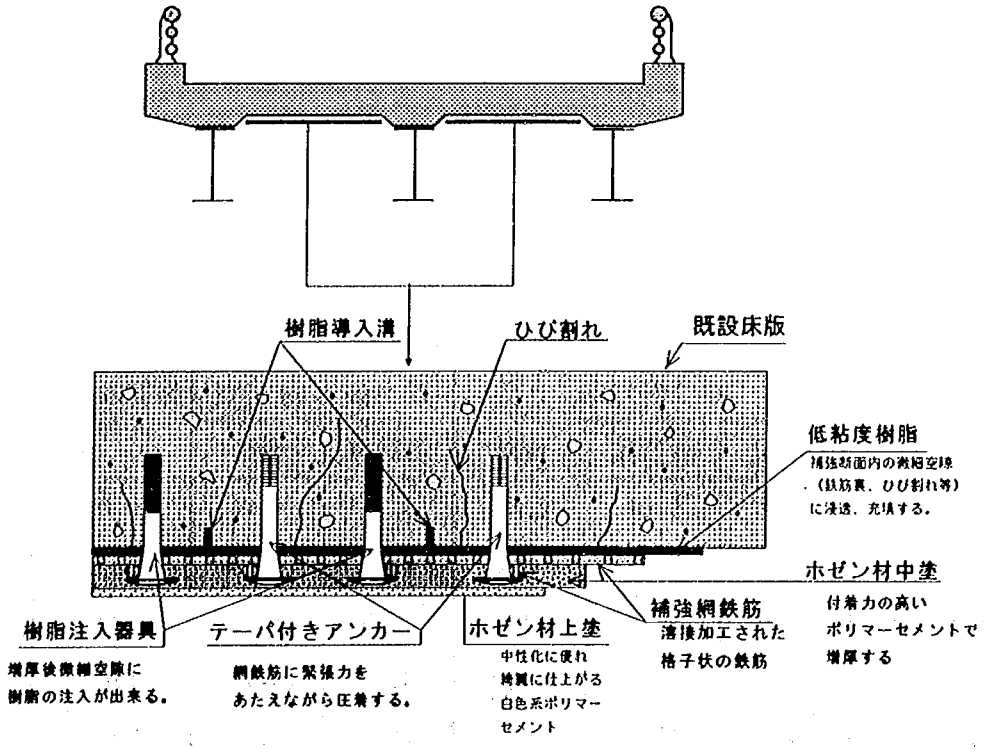
損傷が生じた床版の引張力や剪断力が作用する面に、テーパ付きアンカーで補強網鉄筋に緊張力を与えて圧着固定する。

②第二段階の補強　（第二段階の歪み量の減少）

接着力の高いホゼン材（ポリマーセメントモルタル）を塗り込むことで、圧着固定した鉄筋と既設床版を接着する。

③第三段階の補強　（第三段階の歪み量の減少）

低粘度樹脂（エポキシ樹脂）を微細空隙（鉄筋と既設床版の隙間や既存するひび割れ等）に注入する。



図－3.2.2.1　ホゼン式工法概要図

2）試験の着目点

①下面増厚工法の補強効果の持続性の確認

下面増厚工法の利点としては供用しながら施工が可能な点にあるが、材料の硬化前に絶えず振動、衝撃が床版に作用するため、既設床版と補強材の一体化をより確実なものとせねばならない。これに対して本工法では、テーパ付きアンカーを用いた工法に樹脂注入を加え、一体化の向上を図っている。そこで本研究では施工後すぐに輪荷重をかける試験により養生中のひずみやたわみを計測する他、ひび割れや浮きに着目して養生中（材料硬化前）の輪荷重の影響について調べる。

②下面増厚工法の破壊に至る経過の確認

下面増厚工法の有効性についての載荷試験は、100 橋以上の実橋で行ってきたが、破壊に至るまでの経過の確認は実橋において行うことはできない。

本研究では破壊に至る荷重までのひずみやたわみの関係に着目し、どの載荷段階まで一体化が保持されているかについて調べる。

③ RC8 供試体との比較

下面増厚工法は RC8 供試体に対して不足した鉄筋量を付加するため理論的に RC8 供試体を越えることは出来ない。そこで本工法により補強された供試体の疲労耐久性が RC8 供試体にどこまで近付けるかを調べる。

3）設計の概要

①設計は、道示及び既設道路橋の補修、補強マニュアルに基づく。

②必要鉄筋量の算出

RC8 供試体に対し不足量の鉄筋を補う。ただし鉄筋許容応力度は 120N/mm²（1200kg/cm²）とする。

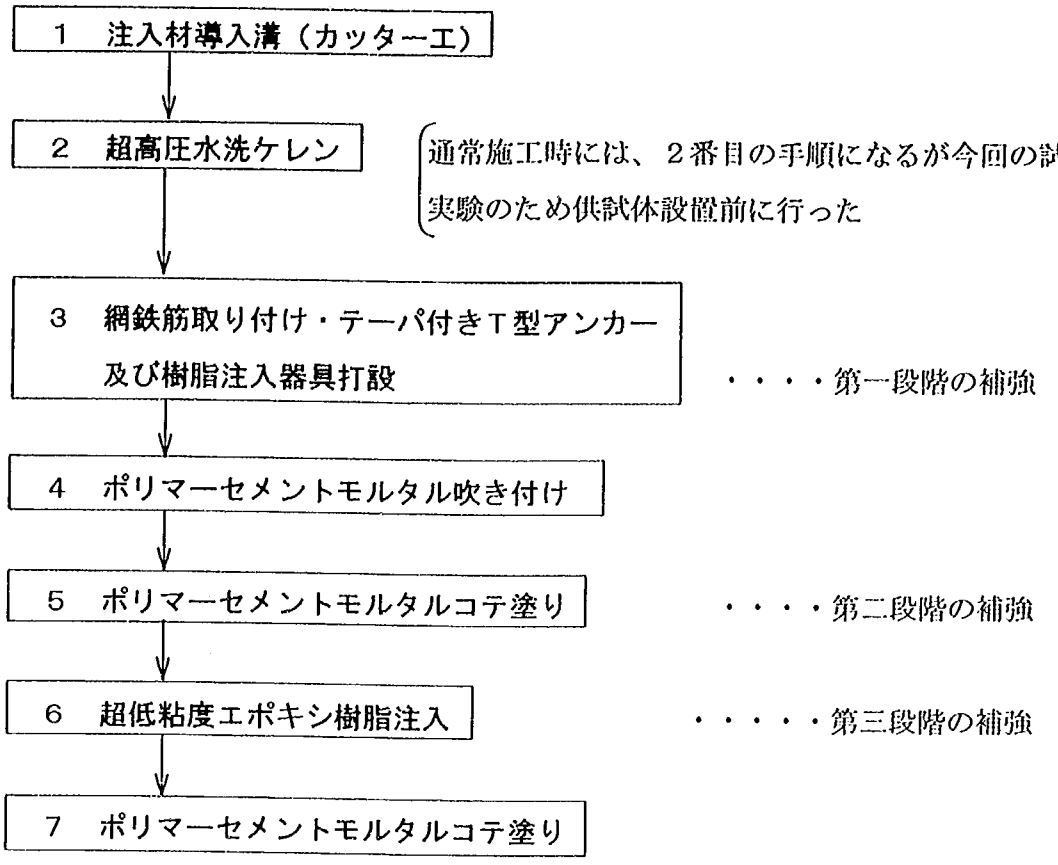
③補強断面の荷重負担

既設断面・補強断面の死荷重は既設断面で負担し、補強後の活荷重は既設断面・補強断面で負担する。

表－３．２．２．１　設計計算結果

	主鉄筋方向 N/mm²,(kg/cm²)			配力筋方向 N/mm²,(kg/cm²)		許容応力度 N/mm²(kg/cm²)
	死荷重	活荷重	合計	活荷重	合計	
ｺﾝｸﾘｰﾄ	1.42 (14.5)	5.01 (51.1)	6.43 (65.6)	4.11 (41.9)	4.11 (41.9)	9.00 (90.0)
既設鉄筋	36.8 (375)	76.0 (775)	113 (1150)	60.5 (617)	60.5 (617)	120 (1200)
補強鉄筋	－ －	109 (1112)	109 (1112)	110 (1126)	110 (1126)	120 (1200)

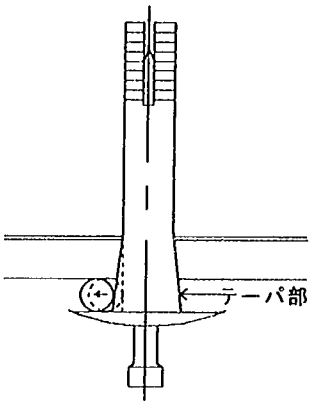
4）施工の概要



図－3.2.2.2　施工フロー

①第一段階の補強

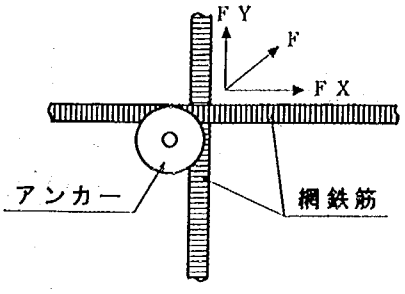
損傷が生じた床版にテーパ付きＴ型アンカーで溶接加工された網鉄筋を圧着固定する。テーパ付きアンカーとは胴部がくさび状（テーパ）に加工してあり（図-3.2.2.3）、それを網鉄筋の交点に打設する事により網鉄筋に緊張力Ｆを与える。（図-3.2.2.4）



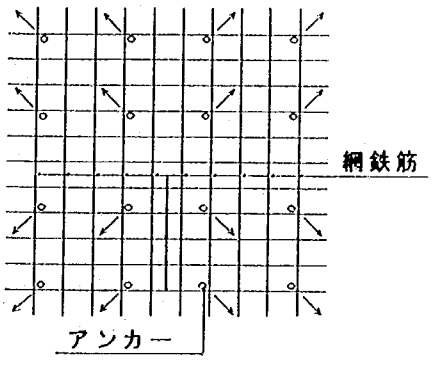
図－3.2.2.3
テーパ付きアンカー

緊張力Ｆは分配されＦｘ，Ｆｙの緊張力となり図-3.2.2.5に示すように数本のアンカーを打設する事で網鉄筋全面に緊張力を導入することができる。

緊張力を導入された状態で貼付けられた鉄筋は、既設床版の応力を分担し歪み量を減少させる。また既設床版と補強鉄筋の挙動が同じ状態に近くなり、相対的に静止状態に近くすることができる。



図－3.2.2.4　緊張力



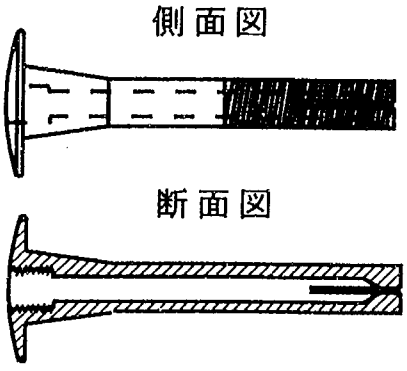
図－3.2.2.5　網鉄筋全体図

②第二段階の補強.

既設床版にアンカーで貼り付けた網鉄筋の応力伝達は、アンカー位置つまり（点）による伝達になっているため、ポリマーセメントモルタルで増厚し、（面）の伝達に変える必要がある。

実橋の施工では、絶えず振動している床版をアンカー取り付け時に補強鉄筋と既設床版の挙動を同じ状態に近づけてあるため、緩みやずれを生じにくい施工が出来るようにしている。

ポリマーセメントモルタルで既設床版と鉄筋を接着することにより全面接着を施すことで面の伝達が可能となることから、応力伝達率が向上し歪みの量を減少させることが出来る。



図－3.2.2.6　樹脂注入器具

③第三段階の補強

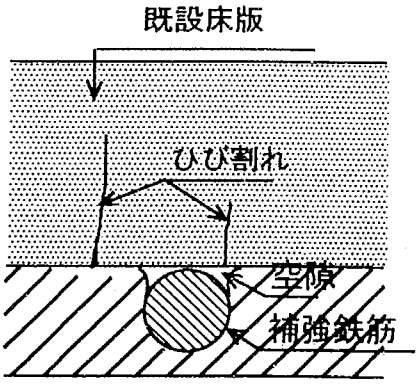
超低粘度エポキシ樹脂を注入する。

樹脂注入器具（図-3.2.2.6）は網鉄筋取り付け時にアンカーと同じように取り付けておく。

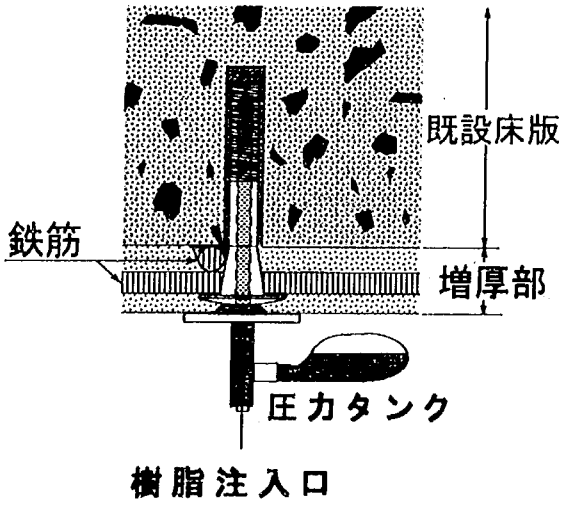
既設床版に補強鉄筋を密着させた状態で、増厚するとその際(図-3.2.2.7)に示すように空隙が出来る。また、注入ピンを鉄筋に密着させるためピンと鉄筋の空隙がつながり連続化する。

注入ピンに圧力タンク付樹脂プラグを取り付け樹脂を低圧注入する（図3.2.2.8)。樹脂はピンより注入されて、ピンと削孔穴の隙間を埋め鉄筋裏の空隙やカッター溝を回りひび割れに浸透していく（図-3.2.2.9)。そのため完全密な補強断面に仕上がり既設床版との確実な一体化が可能になる。さらに既設床版のひび割れも注入できる。

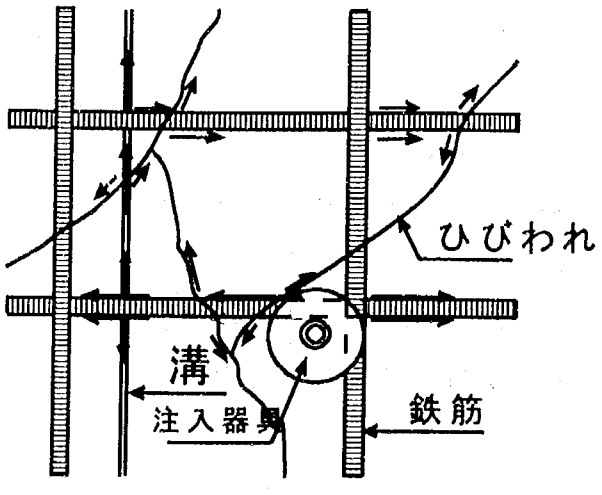
また、拡張アンカーを打設する際に既設床版のコンクリートに負担を掛けひび割れ等を発生させることがあっても樹脂が浸透し補うことが出来る。



図－3.2.2.7　増厚後断面



図－3.2.2.8　樹脂注入断面



図－3.2.2.9　樹脂注入平面

④ 施工立会い　（敬称略）　　日時　平成10年7月7日　　場所　建設省土木研究所

土木研究所	内田賢一	松尾伸二	土木研究センター	三木正久	
飛島建設（株）	岡本浩		日本カイザー（株）	木村勝利	平岩昌久　川島知佳夫
基礎地盤ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ（株）	田中勉		ショーボンド建設（株）	佐藤政勝	辻本和敬　横山広
マグネ化学（株）	藤巻正義	小田原敏夫	奈良建設（株）	佐藤貢一	関根健一　須田幸彦
丸紅建材リース（株）	赤坂晋作		日本鋼管（株）	長山秀昭	市川和臣　滝口伸明

5）実験概要

基準供試体の製作　39年道示に準じ設計した供試体を製作し、補強を施工する基準供試体とする。

↓

養　　生　基準供試体の養生

↓

初期損傷　基準供試体の補強を施す前に輪荷重走行試験機により荷重 157kN(16tf)で初期損傷を与える。目標損傷度はII、中央たわみ量 8mm まで損傷を与える。

↓

補強施工　損傷した供試体にホゼン式工法で補強をする。

↓

養　　生　供用下での施工が可能なため3週間の補強材料の養生中にも輪荷重の走行を行う。（荷重 69kN(7tf)、回数 20 万回／3週）

↓

輪荷重走行試験　輪荷重走行試験は、初期荷重 157kN(16tf)から4万回走行毎に 20kN(2tf)づつ荷重を増加させて破壊に至るまで行う。

図－3.2.2.10　実験フロー

6）計測項目　　（計測位置は付録に貼付）

・載荷荷重
・走行回数
・供試体の変位（橋軸方向、床版支間方向）
・ひずみ（コンクリート、基準供試体鉄筋、補強鉄筋）
・変状（ひび割れ、浮き）

7）想定される破壊形態

基準供試体と補強部材の確実な一体化が出来れば RC8 供試体と同様の挙動をするが、疲労が重なり一体化率の変化を起こせば、基準供試体鉄筋に負担が多くなり供試体鉄筋の降伏、押し抜き破壊、最後に補強鉄筋の降伏が考えられる。

（2）試験結果

1）材料試験結果

設計基準強度は、曲げ強度 6.0N/mm²(60kgf/cm²)、圧縮強度 24N/mm²(240kgf/cm²) (28 日強度)、試験開始時の圧縮強度においては、設計より約 1.17 倍となり設計に近い状態で試験を行うことができた。

表－3.2.2.2　ポリマーセメントモルタル曲げ・圧縮強度結果

材令	番号	曲げ強度		圧縮強度		材令	番号	曲げ強度		圧縮強度	
		曲げ荷重 kN (kgf)	曲げ強度 N/mm² (kgf/cm²)	圧縮荷重 kN (kgf)	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)			曲げ荷重 kN (kgf)	曲げ強度 N/mm² (kgf/cm²)	圧縮荷重 kN (kgf)	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)
7日	1	2.93 (299)	6.86 (70.0)	39.36 (4016)	24.6 (251)	14日	1	3.50 (357)	8.18 (83.5)	44.86 (4578)	28.0 (286)
				40.85 (4168)	25.6 (261)					42.12 (4298)	26.4 (269)
	2	2.78 (284)	6.52 (66.5)	39.95 (4077)	25.0 (255)		2	3.42 (349)	8.01 (81.7)	43.16 (4404)	27.0 (275)
				38.71 (3950)	24.2 (247)					40.43 (4125)	25.3 (258)
	3	2.96 (302)	6.93 (70.7)	41.18 (4202)	25.8 (263)		3	3.71 (379)	8.69 (88.7)	43.88 (4478)	27.4 (280)
				37.32 (3808)	23.3 (238)					42.61 (4348)	26.7 (272)
平均			6.77 (69.1)		24.8 (253)	平均			8.29 (84.6)		26.8 (273)
23日	1	3.22 (329)	7.55 (77.0)	46.88 (4784)	29.3 (299)	28日	1	3.22 (329)	7.55 (77.0)	47.33 (4830)	29.6 (302)
				43.49 (4438)	27.1 (277)					41.52 (4237)	26.0 (265)
	2	3.42 (349)	8.01 (81.7)	42.76 (4363)	26.8 (273)		2	3.27 (334)	7.66 (78.2)	43.44 (4433)	27.1 (277)
				40.90 (4173)	25.6 (261)					46.87 (4783)	29.3 (299)
	3	3.48 (355)	8.14 (83.1)	46.74 (4769)	29.2 (298)		3	3.20 (327)	7.50 (76.5)	46.56 (4751)	29.1 (297)
				43.32 (4420)	27.0 (276)					44.61 (4552)	27.9 (285)
平均			7.90 (80.6)		27.5 (281)	平均			7.57 (77.2)		28.2 (288)

表－3.2.2.3　ポリマーセメントモルタル付着力結果

材令	番号	荷重 kN(kgf)	付着強度 N/mm²(kg/cm²)	破壊状況	材令	番号	荷重 kN(kgf)	付着強度 N/mm²(kg/cm²)	破壊状況
7日	1	2.23(228)	1.40(14.3)	付着面で剥離100%	14日	1	2.25(230)	1.41(14.4)	付着面で剥離 90%
	2	2.32(237)	1.45(14.8)	付着面で剥離100%		2	2.71(277)	1.70(17.3)	付着面で剥離 90%
	3	2.45(250)	1.53(15.6)	付着面で剥離100%		3	2.78(284)	1.74(17.8)	付着面で剥離100%
	4	2.24(229)	1.40(14.3)	付着面で剥離100%		4	3.54(361)	2.21(22.6)	付着面で剥離100%
	5	2.97(303)	1.85(18.9)	付着面で剥離100%		5	3.11(317)	1.94(19.8)	付着面で剥離100%
平均			1.53(15.6)		平均			1.80(18.4)	
21日	1	2.23(228)	1.40(14.3)	付着面で剥離 80%	33日	1	3.07(313)	1.92(19.6)	付着面で剥離100%
	2	1.68(171)	1.05(10.7)	付着面で剥離 70%		2	3.17(323)	1.98(20.2)	付着面で剥離 95%
	3	2.77(283)	1.73(17.7)	付着面で剥離 90%		3	3.65(372)	2.28(23.3)	付着面で剥離100%
	4	2.79(285)	1.74(17.8)	付着面で剥離 95%		4	3.29(336)	2.06(21.0)	付着面で剥離100%
	5	2.77(283)	1.73(17.7)	付着面で剥離100%		5	2.72(278)	1.71(17.4)	付着面で剥離100%
平均			1.53(15.6)		平均			1.99(20.3)	

表－3.2.2.4　静弾性試験結果

番号	直径 mm	断面積 cm²	最大荷重 kN (tf)	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	静弾性係数 *10⁵kg/cm²	ポアソン比
1	49.90	19.56	33.6 (3.43)	17.2 (176)	1.11	0.221
2	50.05	19.67	—	—	—	—
3	50.15	19.75	38.1 (3.89)	19.3 (197)	0.97	0.208
平均値	—	—	—	18.3 (187)	1.04	0.215

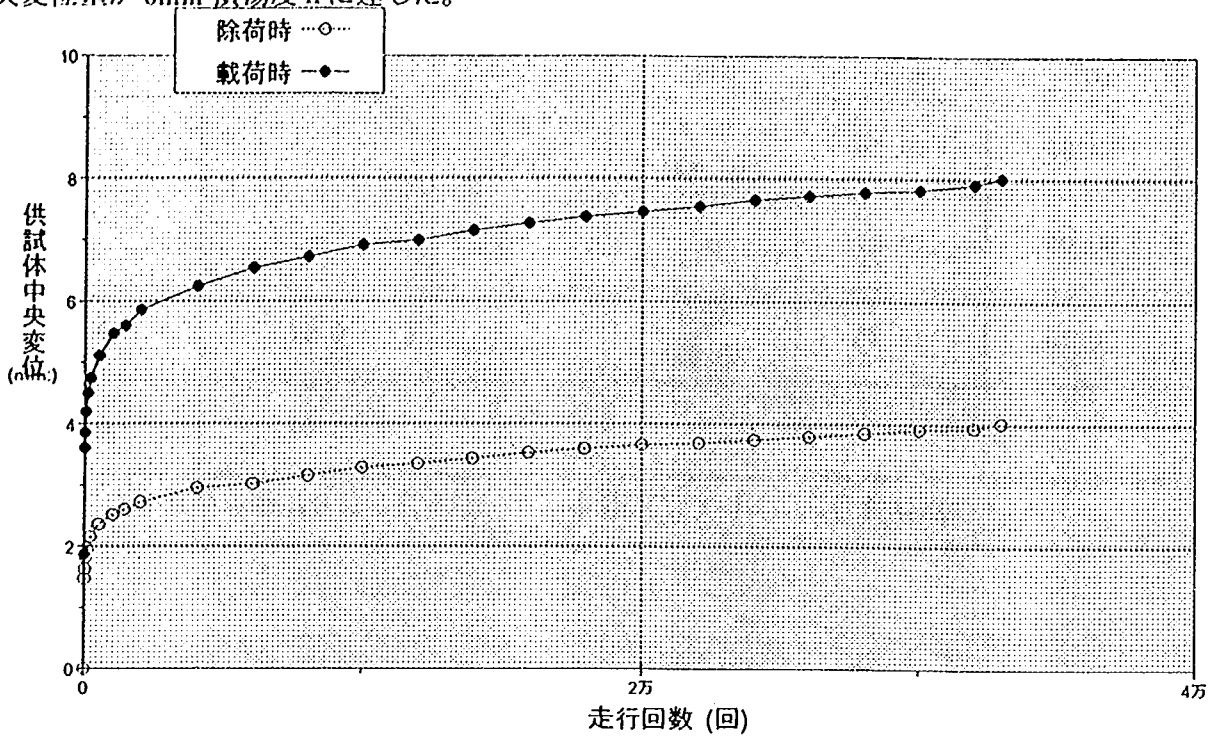
＊供試体番号２については試験中にゲージ不良となり試験を中止した

表－3.2.2.5　鉄筋引張試験結果　　D10-4.5.6は溶接鉄筋

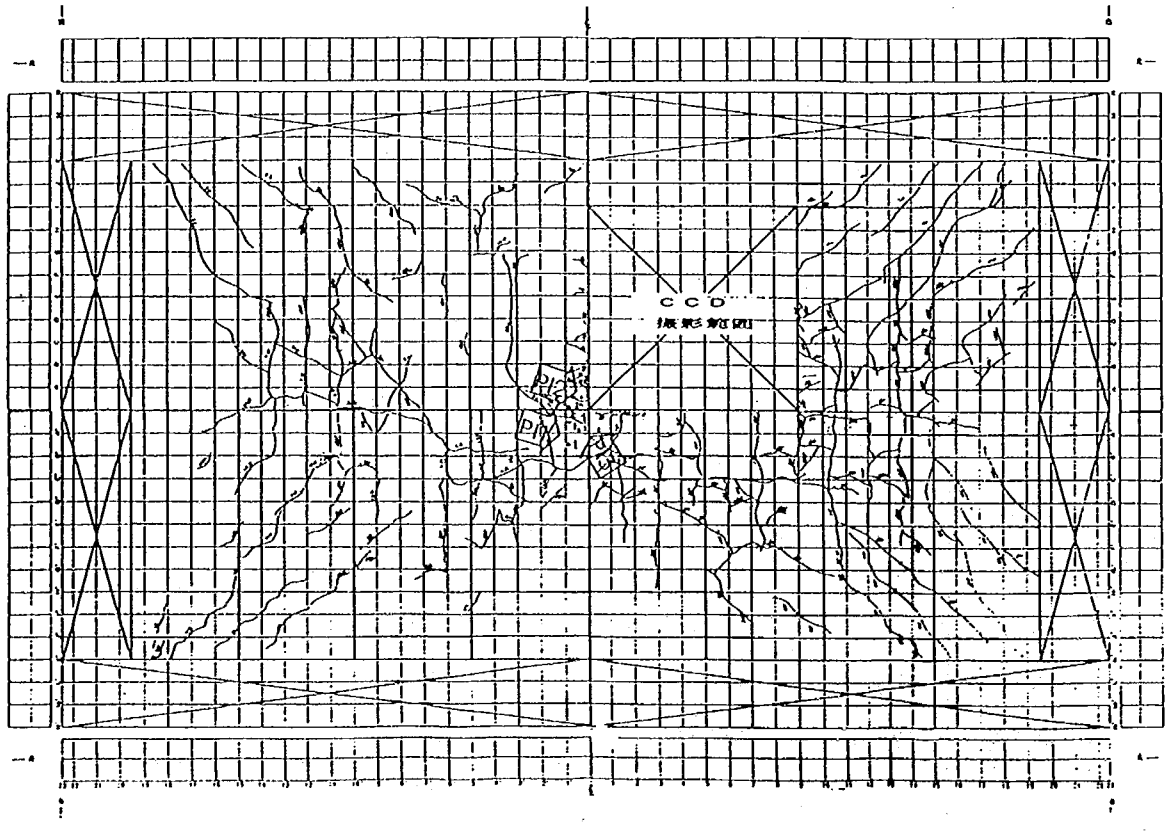
鉄筋の種類	降伏荷重 kN (tf)	最大荷重 kN (tf)	降伏点応力 N/mm² (kgf/cm²)	降伏点ひずみ x10⁻⁶	引張強さ N/mm² (kgf/cm²)	標点距離 試験前 mm	標点距離 試験後 mm	伸び (%)	公称断面積 (cm²)
D10-1	26.1 (2.66)	36.6 (3.73)	365 (3729)	1958	512 (5229)	79.90	100.30	25.5	
D10-2	25.7 (2.62)	36.7 (3.74)	360 (3673)	1933	514 (5243)	80.10	100.65	25.7	
D10-3	25.7 (2.62)	36.6 (3.73)	360 (3673)	1913	512 (5229)	80.20	102.05	27.2	
平均値	—	—	362 (3692)	1935	513 (5234)	—	—	26.1	0.713
D10-4	25.2 (2.57)	36.0 (3.67)	353 (3603)	1928	504 (5145)	80.35	95.00	18.2	
D10-5	25.5 (2.60)	36.4 (3.71)	357 (3645)	1960	510 (5201)	80.40	94.85	18.0	
D10-6	25.3 (2.58)	36.0 (3.67)	354 (3617)	1927	504 (5145)	80.30	95.05	18.4	
平均値	—	—	355 (3622)	1938	506 (5164)	—	—	18.2	0.713

2）初期損傷

初期載荷の供試体中央変位と走行回数の関係を図-3.2.2.11に示す。載荷荷重 157kN(16tf)、33000 回で供試体中央変位量が 8mm 損傷度Ⅱに達した。



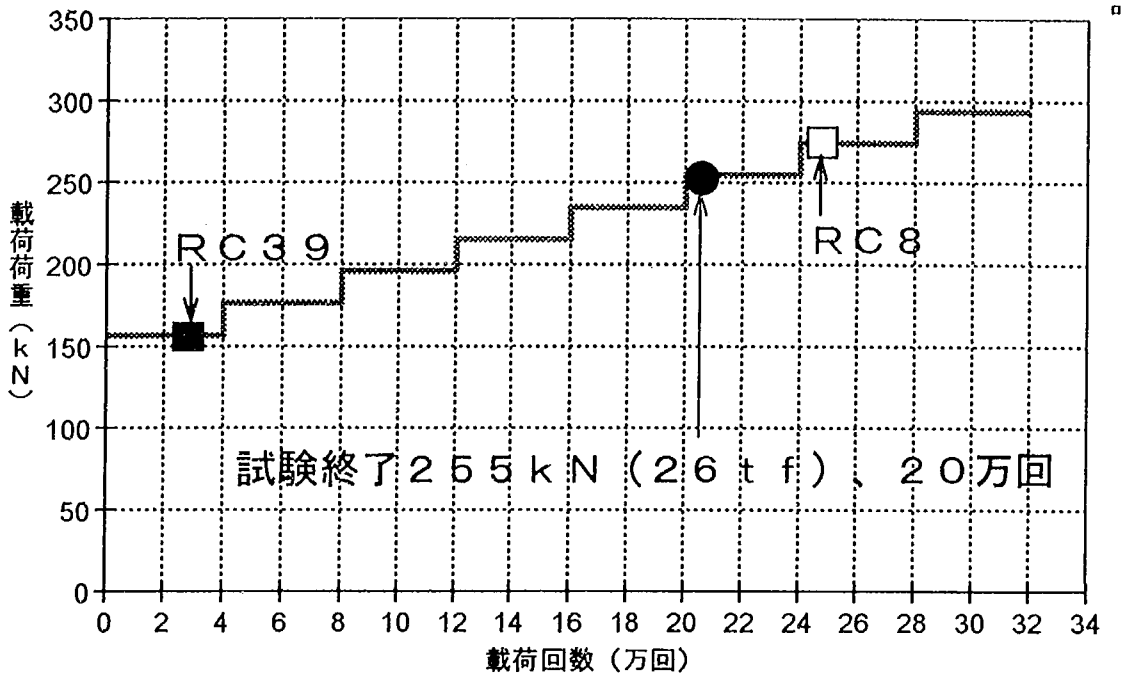
図－3.2.2.11　初期載荷（初期損傷）



図－3.2.2.12　初期損傷による供試体下面のひび割れ

3）破壊走行回数（破壊時荷重）

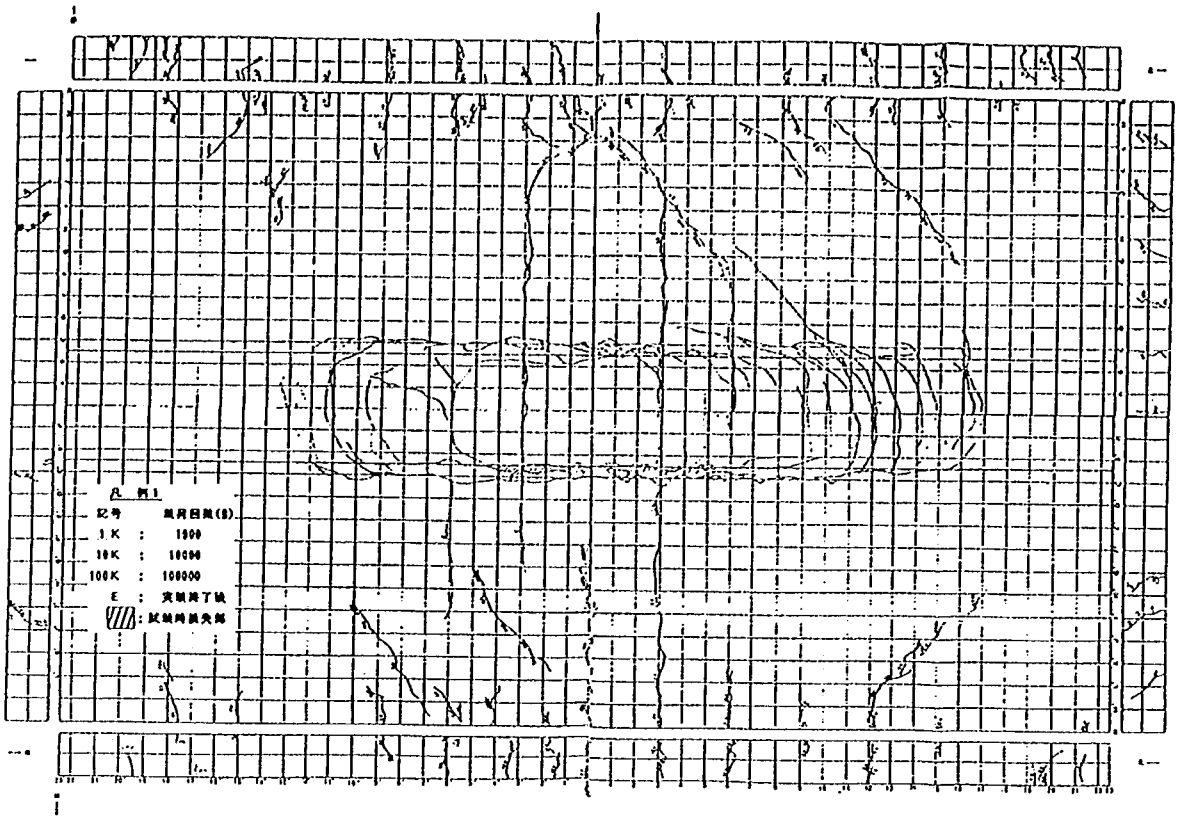
載荷荷重 255kN(26tf)・載荷回数 205,078 回で中央変位量 8mm を越し、供試体内部に部分剥離が確認され、供試体上部が陥没を起こしだしたため試験を終了した。



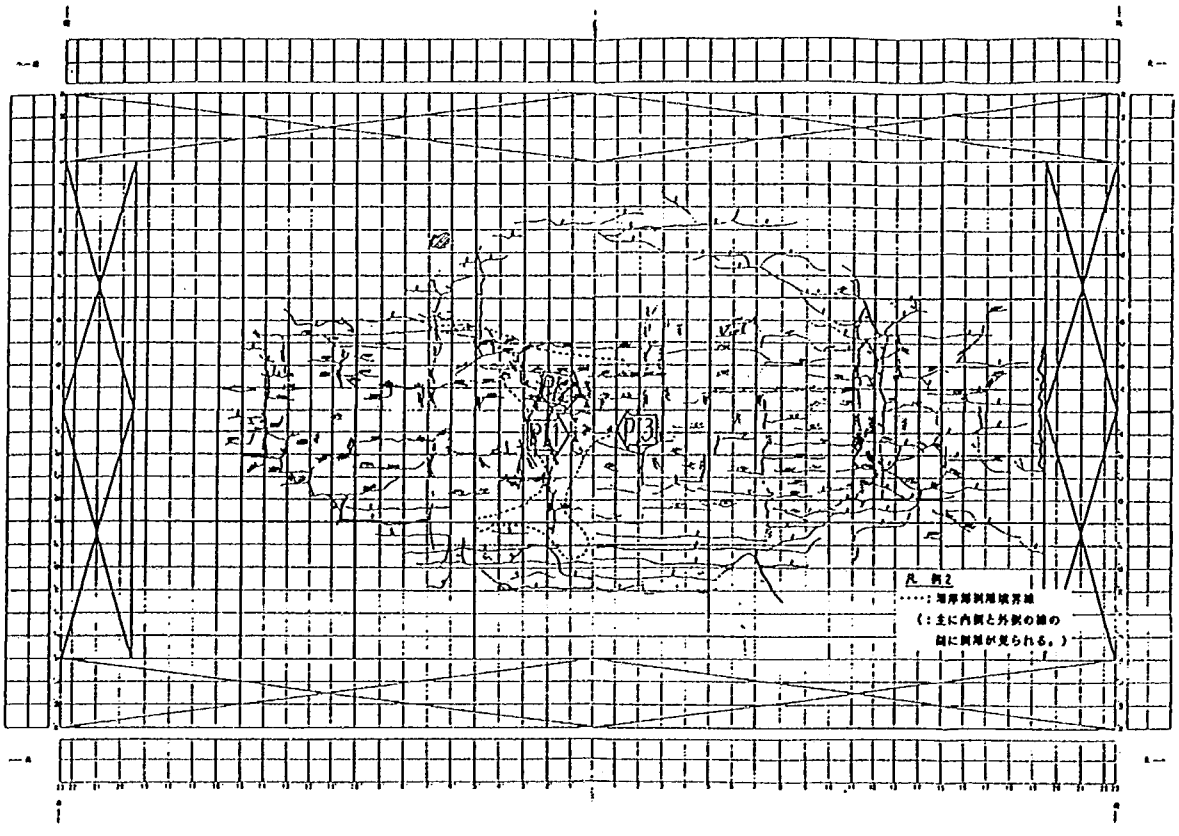
図－3.2.2.13　載荷回数と載荷荷重の関係

4）破壊形態（ひび割れ、浮き）

試験終了時に試験機の誤作動により 402kN(41tf)の荷重が載荷されたため、ひび割れや剥離が増大し供試体の最終破壊形態を検討することが困難になった。



図－3.2.2.14　供試体上面のひび割れ

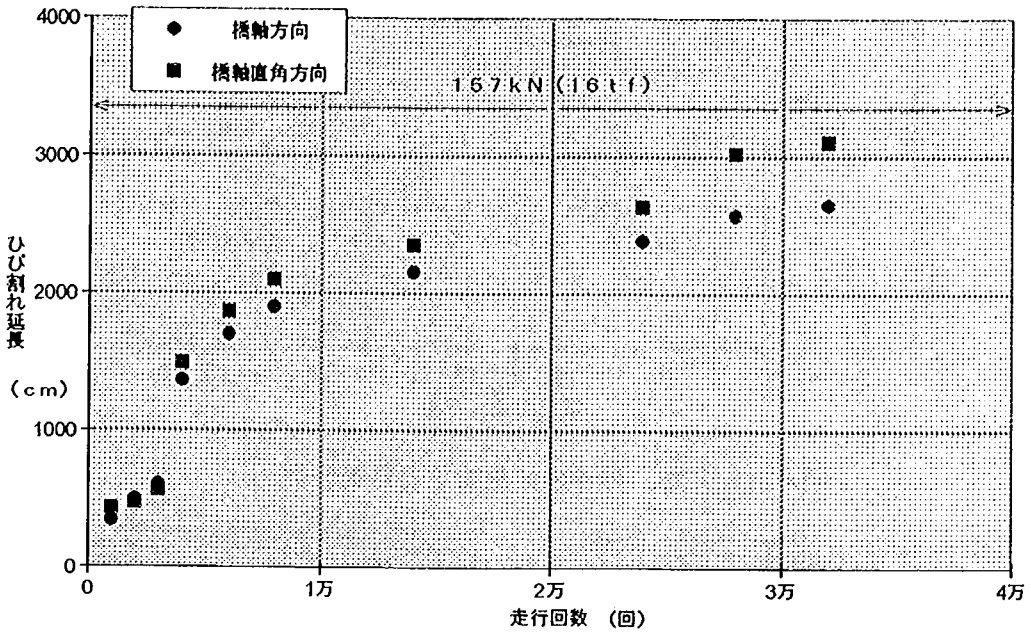


図－3.2.2.15　補強後走行荷重によるひび割れ

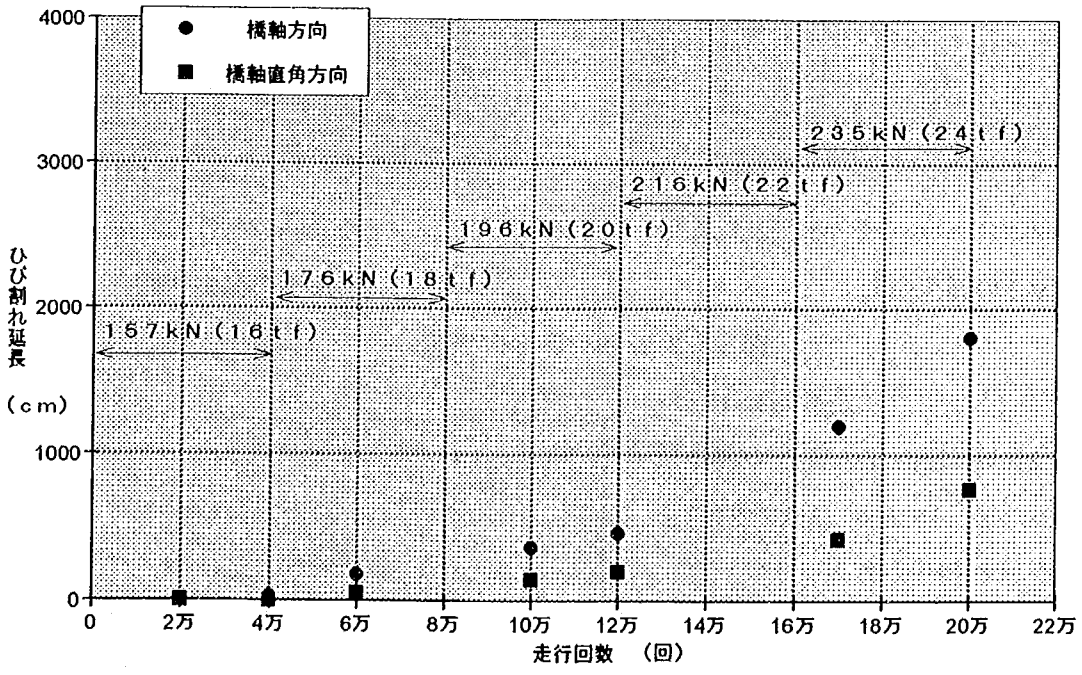
ひび割れの発生状況からの検討

ひび割れ延長を橋軸方向および橋軸直角方向に分け、延長と走行回数の関係を初期損傷時は図-3.2.2.16に、補強後本載荷時は図-3.2.2.17にそれぞれ示す。

ただし、斜め方向のひび割れは、２方向に換算して作成した。



図－3.2.2.16　初期損傷時のひび割れ発生状況



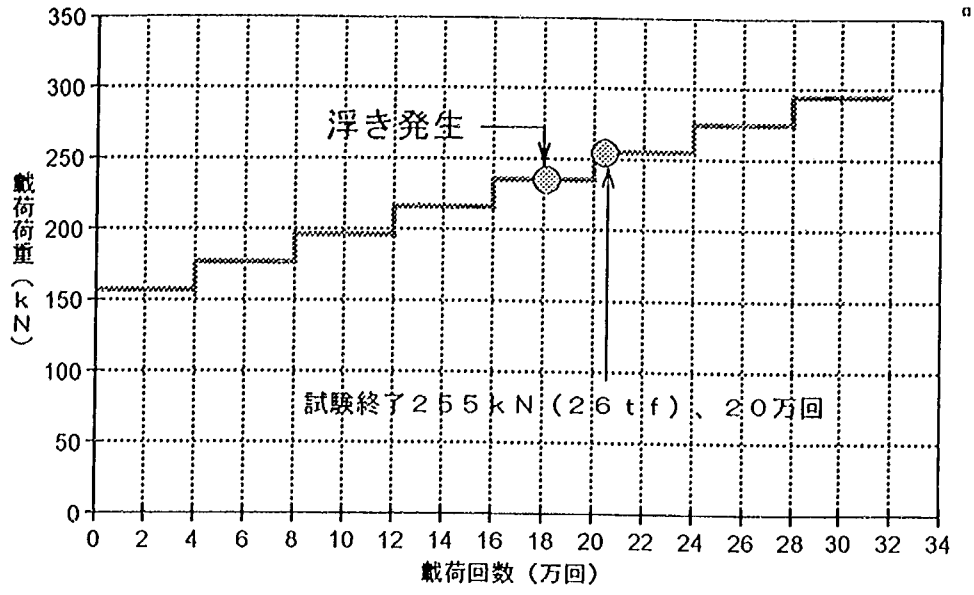
図－3.2.2.17　本載荷時のひび割れ発生状況

○初期損傷時のひび割れは、低い走行回数で急激に増加する傾向がある。

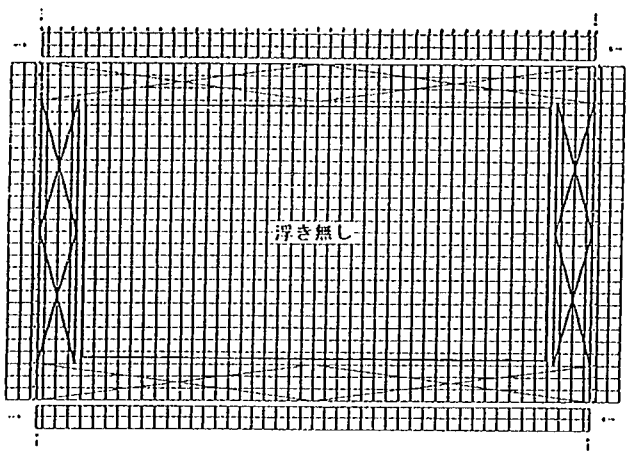
○補強後は、216kN(22tf)程度まで緩やかに増加する。

○補強前は橋軸直角方向のひび割れの増加率が大きかったが補強することにより減少している。

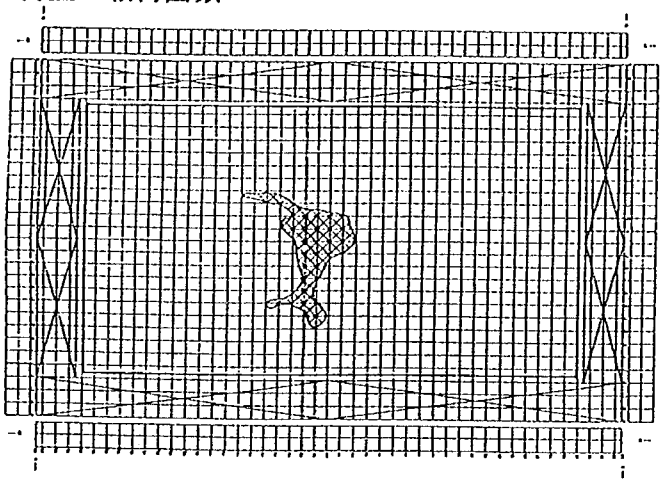
浮きの発生状況からの検討



図－3.2.2.18　浮きの発生荷重と載荷回数



養生中69kN(7tf)から216kN(22tf)まで
浮きの発生無し



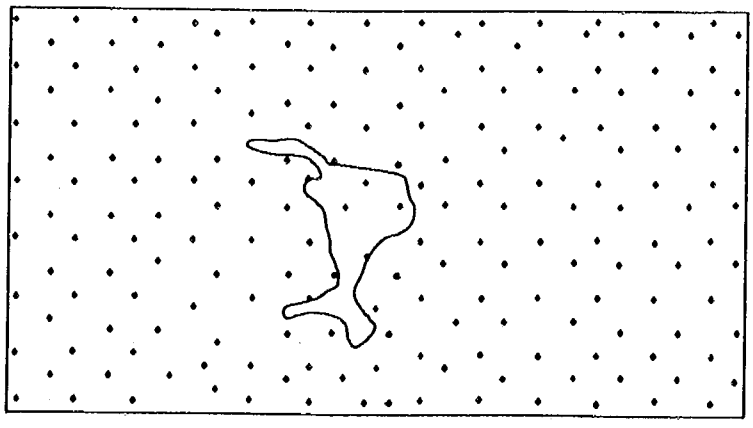
235kN(24tf)の時の
浮きの発生状態

図－3.2.2.19　浮きの状態

図－3.2.2.18に示すように走行回数16万回、載荷荷重 216kN(22tf)まで浮きの現象は確認できなかったが、18万回 235kN(24tf)を越えた頃から浮きが発生した。

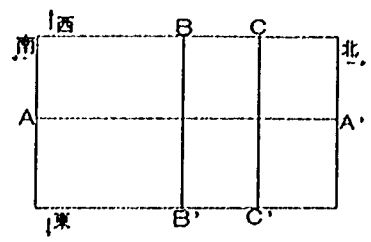
浮きの発生状況は当初、長い楕円形の形状に出来、徐々に広がりを見せた。

図-3.2.2.20は、浮きと鉄筋取付アンカーおよび樹脂注入器具との関係を示した。この図から浮きはアンカー間より発生し、アンカーの存在により浮きの拡大を押さえており、アンカーに浮きの抑制効果があることが推察される。

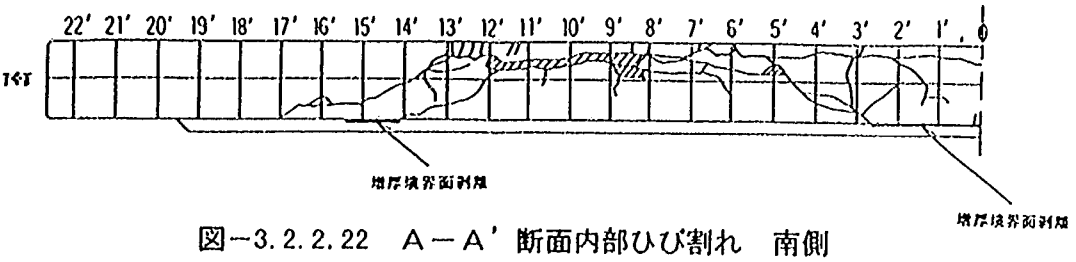


・はアンカーと樹脂注入器具取付位置

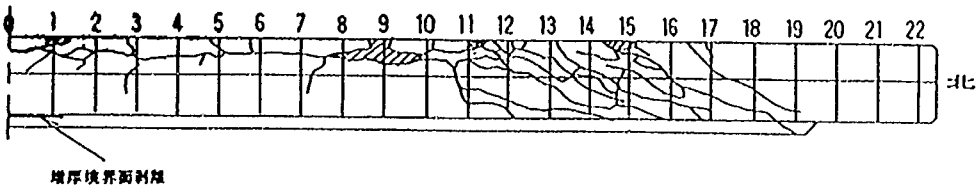
図－3.2.2.20　浮きの状態と
アンカーおよび樹脂注入器具の関係



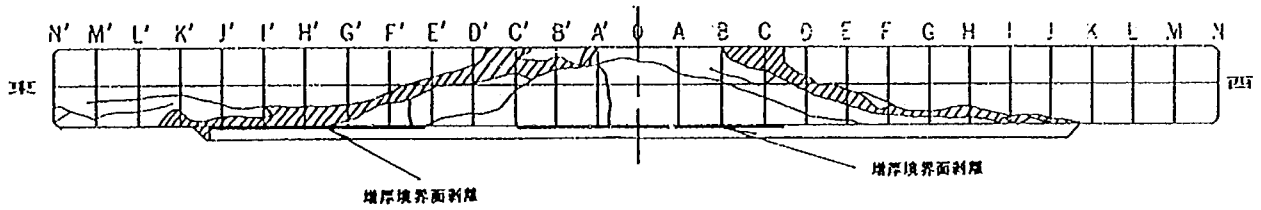
図－3.2.2.21　切断位置



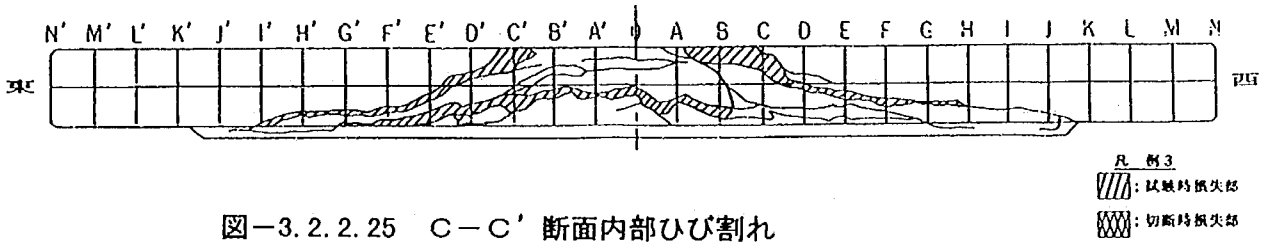
図－3.2.2.22　A－A'断面内部ひび割れ　南側



図－3.2.2.23　A－A'断面内部ひび割れ　北側



図－3.2.2.24　B－B'断面内部ひび割れ



図－3.2.2.25　C－C'断面内部ひび割れ

切断後に実測した増厚部の厚みを表－3.2.2.6から表－3.2.2.8に示す。設計厚24mmに対して実測では、平均28.5mmとなり5mm程度増厚量が増えていた。これは、樹脂注入前の中塗仕上げで表面を丹念に仕上げたため厚みが増えたものと考えられる。

表－3.2.2.6　A－A'断面補強部増厚量（実測）

位置	22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'
供試体	188.5	188	188.5	196.5	215.5	217	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
増厚部				11	28	27.5	28.5	27	27	27	26.5	28	27	29	28.5	28.5	28.5	30	28	27	29	30

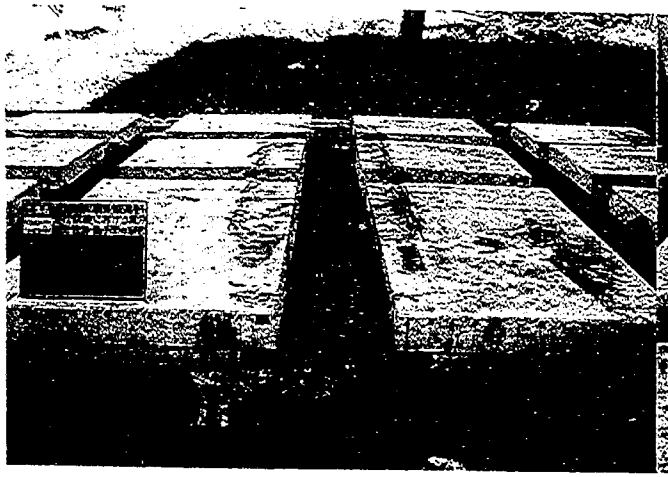
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	191.5	191	190.5
29	28	28	29	27	27.5	27	28.5	30.5	29.5	28	28.5	28.5	28.5	28.5	28	29.5	27.5	27	—			

表－3.2.2.7　B－B'断面補強部増厚量（実測）

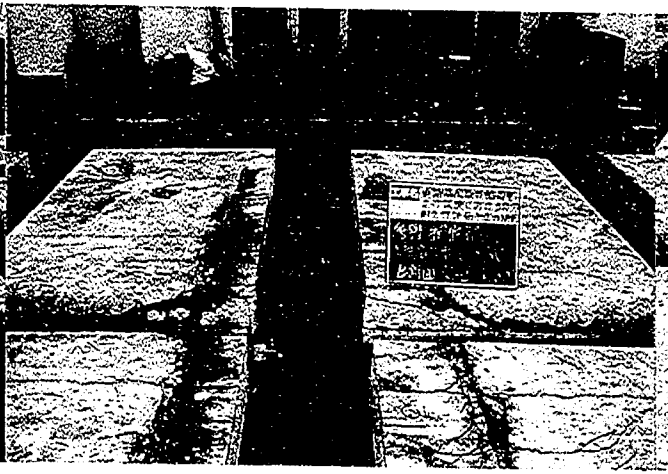
N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	189.5	189.5	190	191.5
				32	25.5	26	28	28	28	27	27	27.5	30	29	29	28	29	29.5	29.5	29	30	30	29.5	28				

表－3.2.2.8　C－C'断面補強部増厚量（実測）

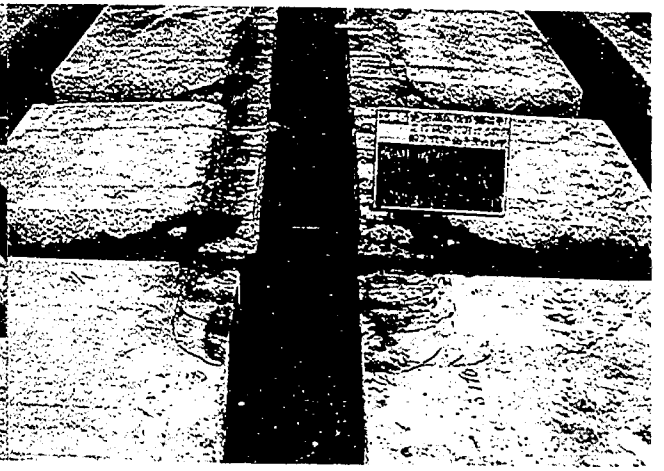
N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
191	192	192	192	219.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	186.5	188	188.5	191
				27	26.5	26.5	29	26	27	26	26.5	29	29	28.5	28.5	29.5	30	30	30	29	29.5	29.5	29.5	29				



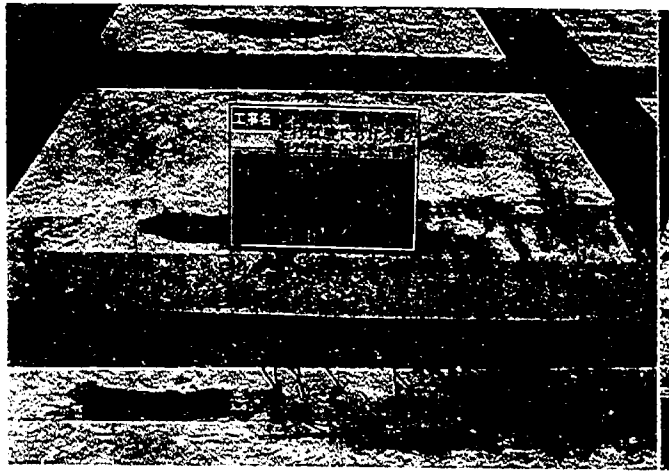
写真－3.2.2.1　切断状況



写真－3.2.2.2　B－B’断面内部ひび割れ



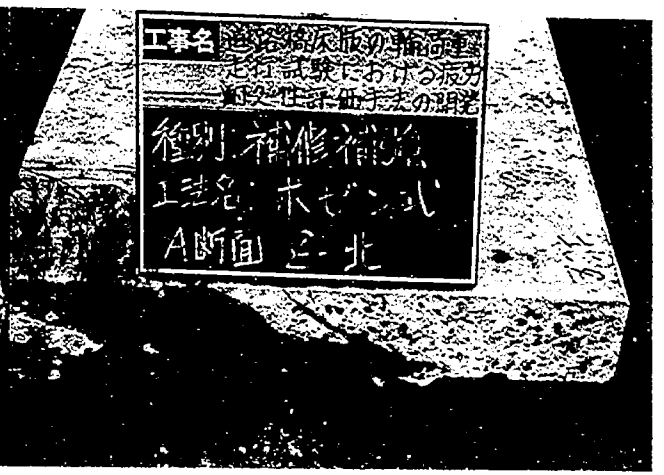
写真－3.2.2.3　C－C’断面内部ひび割れ



写真－3.2.2.4　A－A’断面内部ひび割れ１



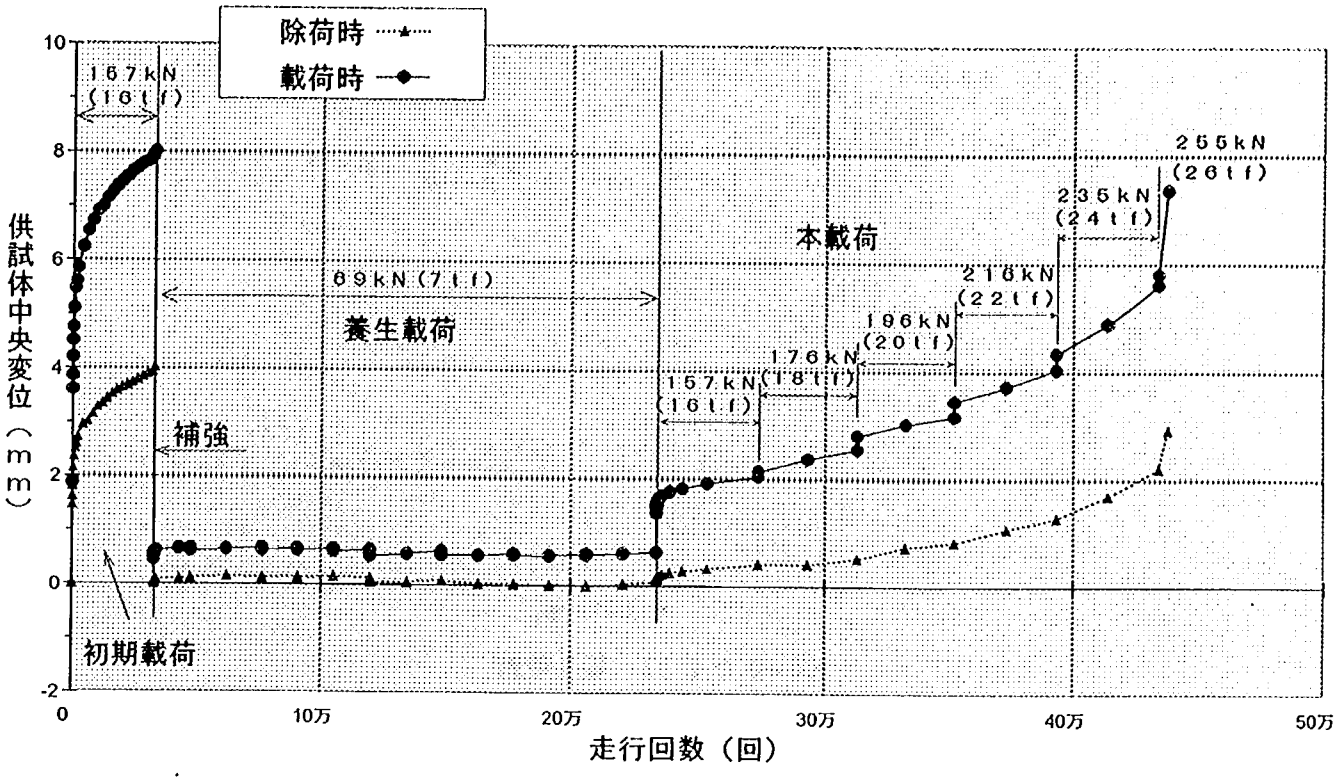
写真－3.2.2.5　A－A’断面内部ひび割れ２



写真－3.2.2.6　A－A’断面内部ひび割れ３

5）供試体変位（走行回数関係）

図-3.2.2.26に供試体中央変位と走行回数との関係を示す。



図－3.2.2.26　供試体中央変位による試験の流れ

補修補強工法の場合は、初期載荷、養生載荷および本載荷（階段載荷）と三つの試験を行うため、一連の流れが分かるよう中央変位の変化で表した。

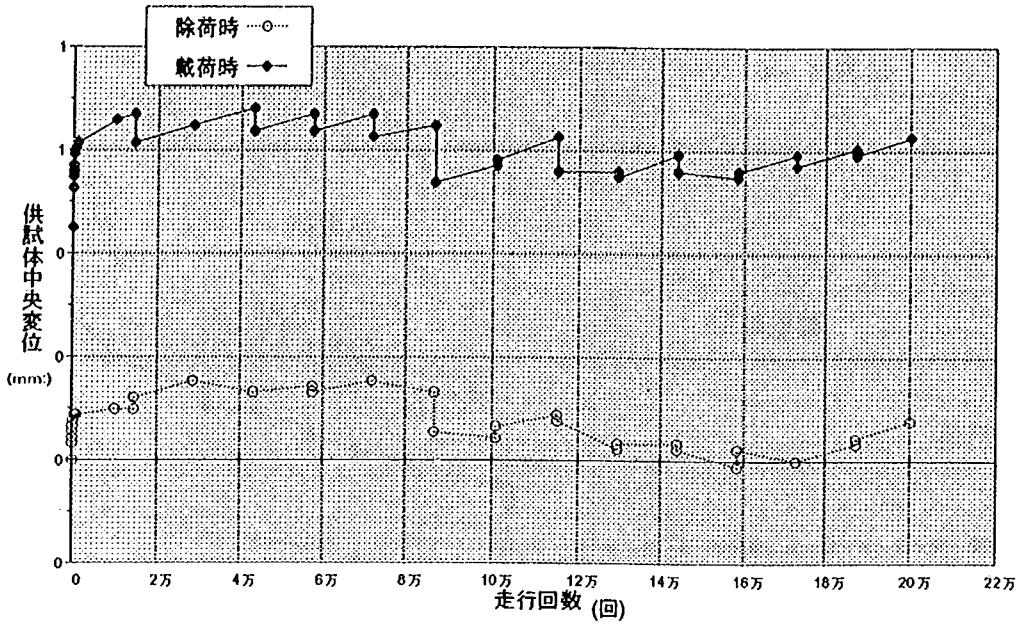
＊初期載荷は、39 年道示に準じて設計した新しい供試体を荷重 157kN(16tf)で損傷させ、目標損傷度はII、中央たわみ量 8mm まで行った。

＊養生載荷は補強完了翌日から３週間、荷重 69kN(7tf)で回数 20 万回の輪荷重の走行を行う。

＊本載荷（階段載荷）は初期荷重 157kN(16tf)から４万回走行毎に 20kN(2tf)づつ荷重を増加させ、六段階目の 255kN(26tf)で変位量に急激な増加があらわれ内部破壊と上部の陥没が確認されたため試験を終了した。

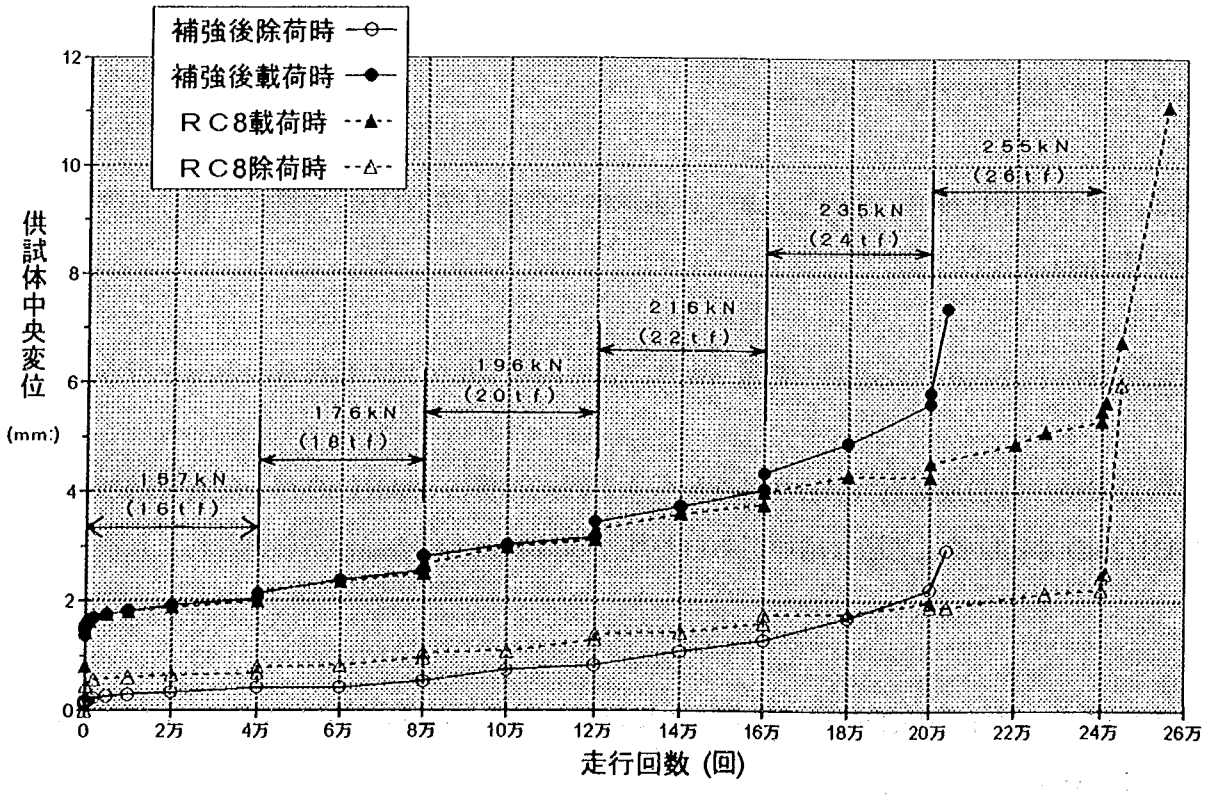
初期載荷と本載荷で、同荷重 157kN(16tf)において変位量が補強前約 8mm 補強後約 2mm と約 1/4 減少していることが確認される。

養生載荷中の供試体中央変位と走行回数の関係を図-3.2.2.27に示す。載荷荷重69kN(7tf)で日数3週間、走行回数20万回載荷した。図より変位量が同じ走行回数で減少していることが認められるが、それは、夜間および土日に無載荷状態で放置していたため復元したと思われる。また全体的に見て変位量は下り傾向になっていることから、増厚材の硬化により補強効果が向上しているものと推察される。



図－3.2.2.27　養生載荷

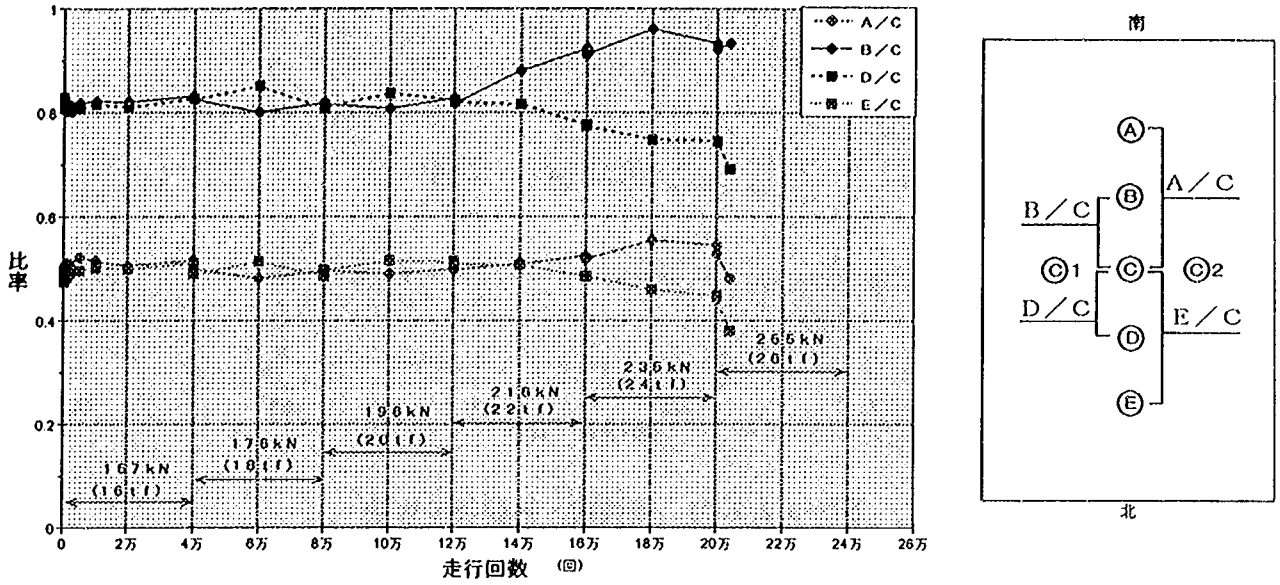
補強後本載荷（階段載荷）の供試体中央変位と走行回数の関係をRC8供試体と比較して図-3.2.2.28に示す。載荷時の値は、157kN(16tf)初期から216kN(22tf)終了までRC8供試体とほぼ同等の値を示したが、235kN(24tf)以降は増加した。



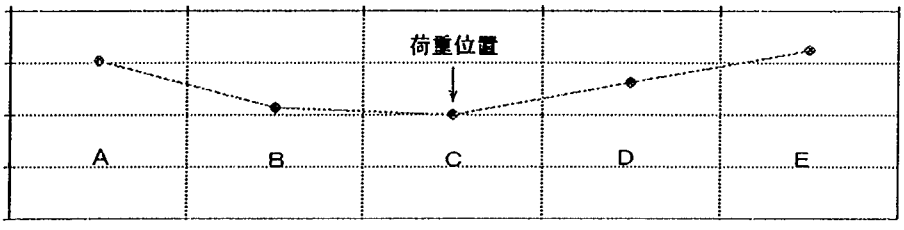
図－3.2.2.28　RC8床版との比較

次に本載荷時（階段載荷）の各計測位置の変位量を比率で検討した。

橋軸方向の比率を図-3.2.2.29に示す。157kN(16tf)から216kN(22tf)半ばまで比率の変化は少なかったが、235kN(24tf)以降は変化量が増加し、供試体が変形を起こすようになり内部破壊が起こっていると推察される。また、最終破壊時の供試体の変形状態を図-3.2.2.30に示す。

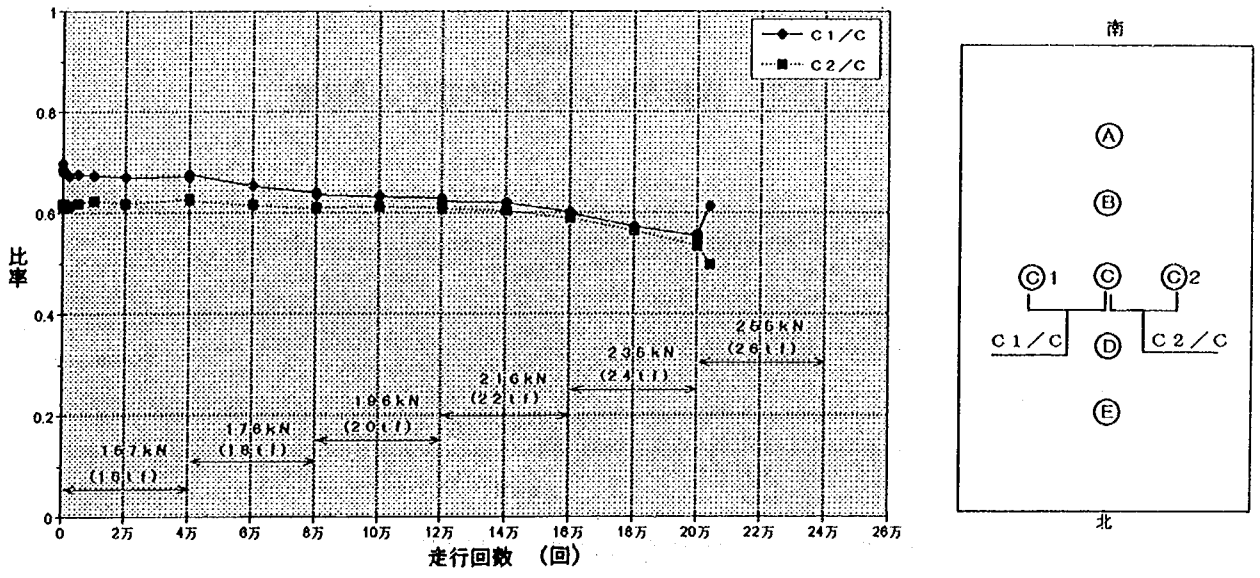


図－3.2.2.29　橋軸方向の各位置の変化量比



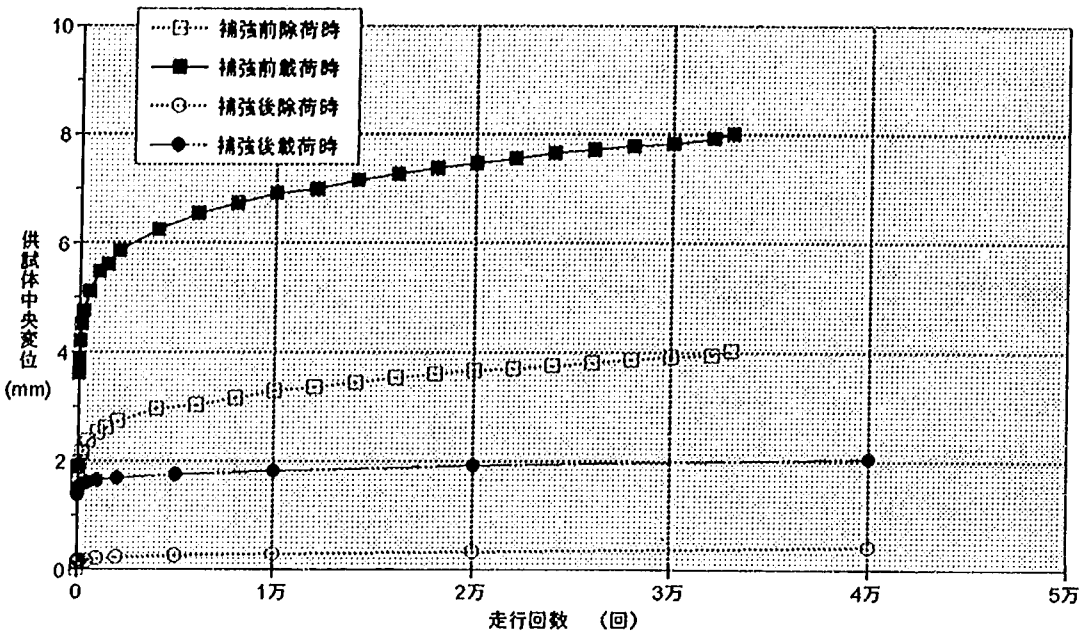
図－3.2.2.30　最終破壊時の供試体変形

橋軸直角方向の比率を図-3.2.2.31に示す。橋軸直角方向では比率の大きな変化が255kN(26tf)以降に認められたが、それ以前の段階で少しずつ比率が低下する傾向にある。つまり中央部が徐々に押し抜かれていると推察される。



図－3.2.2.31　橋軸直角方向の各位置の変位量比

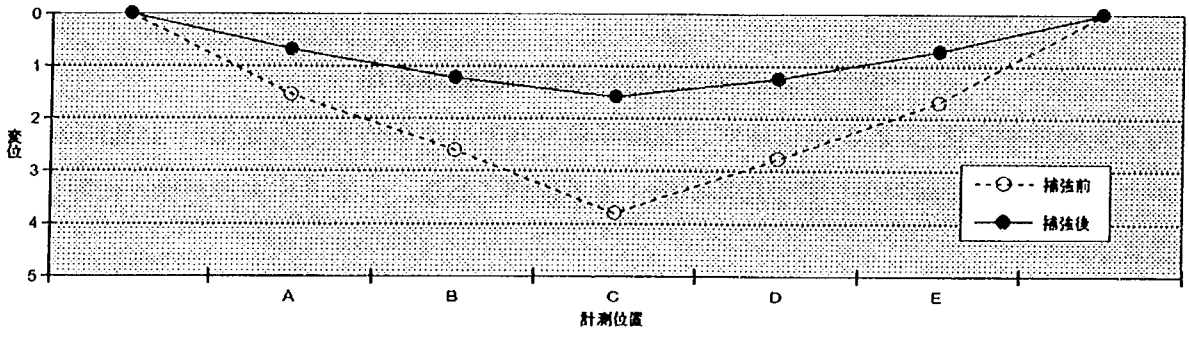
補強前（初期損傷）と補強後（本載荷）の同じ載荷重157kN(16tf)時の変位を比較して図-3.2.2.32に示す。



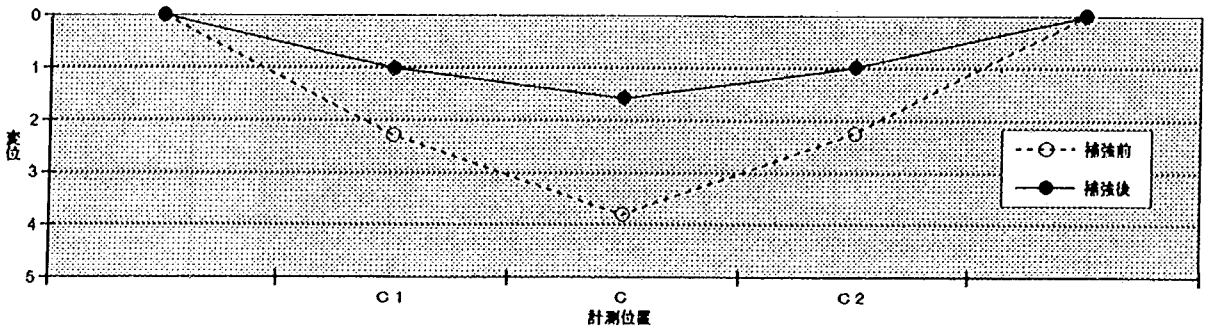
図－3.2.2.32　補強前・補強後の比較

補強前と補強後の各計測位置による変位の比較を橋軸方向を図-3.2.2.33に橋軸直角方向を図-3.2.2.34にそれぞれ示す。

走行回数は２万回の位置で活荷重によるたわみ量で比較した。橋軸および橋軸直角方向とも剛性が向上し補強効果が確認された。



図－3.2.2.33　橋軸方向の各計測位置による比較

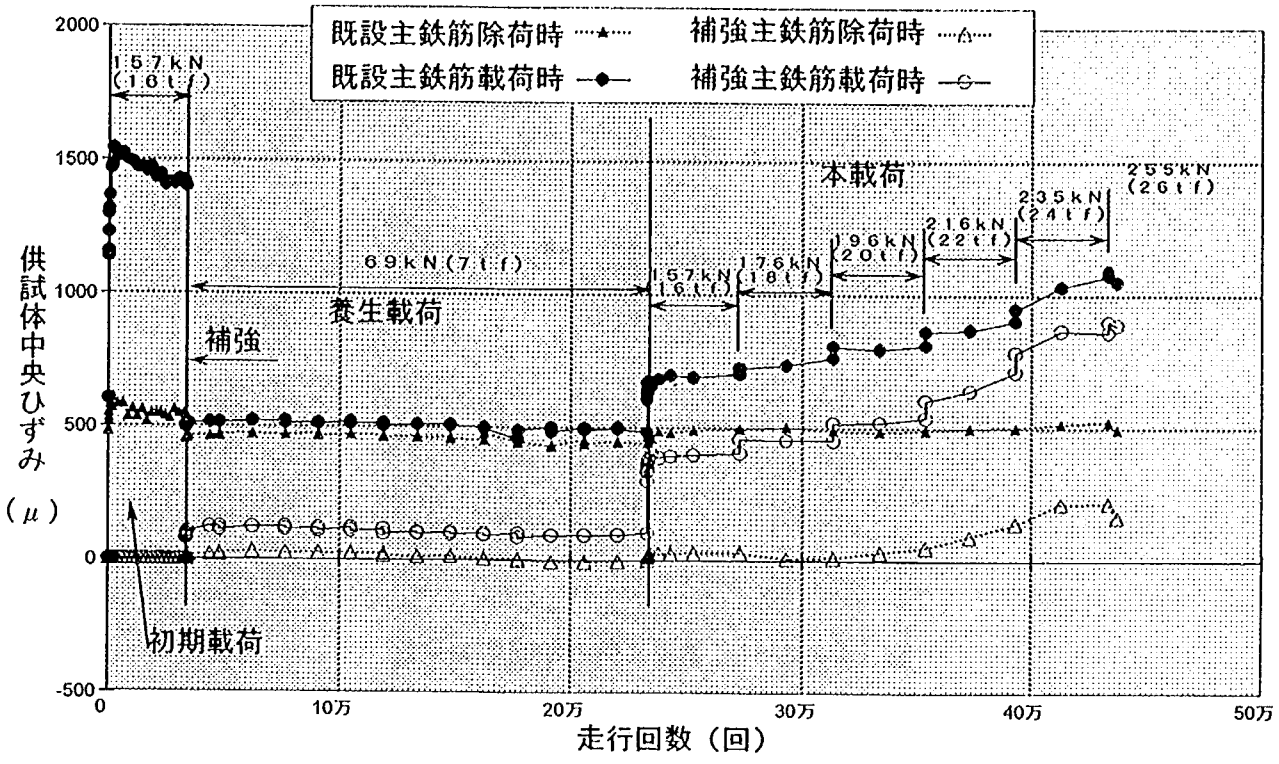


図－3.2.2.34　橋軸直角方向の各計測位置による比較

6）供試体ひずみ（走行回数関係）

図-3.2.2.35に供試体中央位置の既設主鉄筋と補強主鉄筋のひずみと走行回数の関係を初期載荷、養生載荷および本載荷（階段載荷）の一連の流れが分かるように示す。

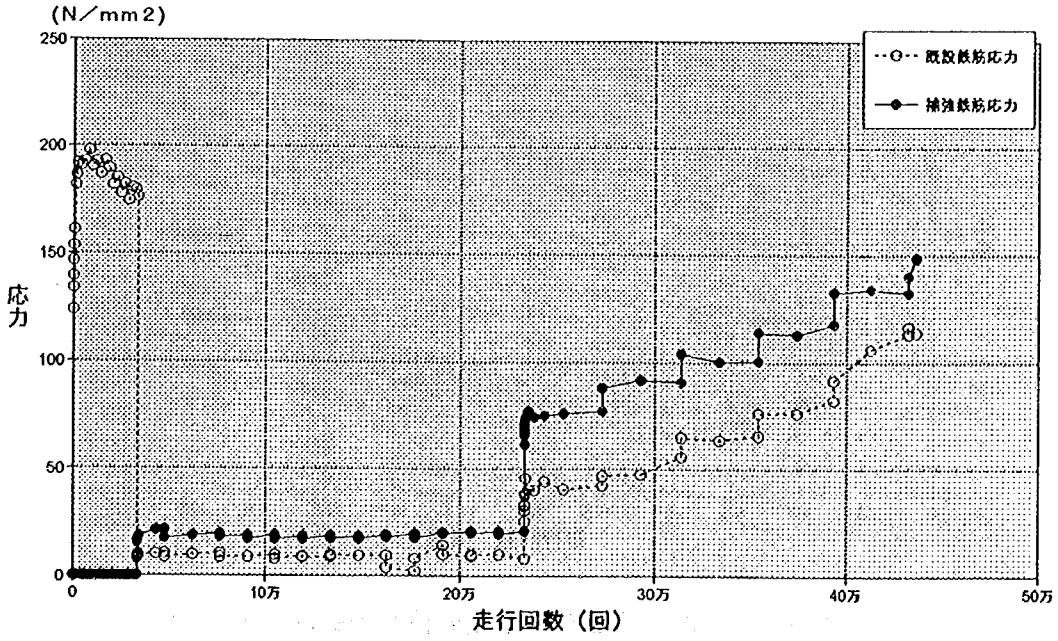
図より初期載荷終了時に既設主鉄筋に500 x 10 $^{-6}$程度の残留ひずみが残っていることが分かる。



図－3.2.2.35　供試体中央の既設主鉄筋・補強主鉄筋ひずみ

以降からのひずみと走行回数の関係の検討では、活荷重ひずみ（載荷時－除荷時）を用いて行った。

既設主鉄筋および補強主鉄筋のひずみを活加重で表し、それぞれ応力に置換し、図-3.2.2.36に示す。

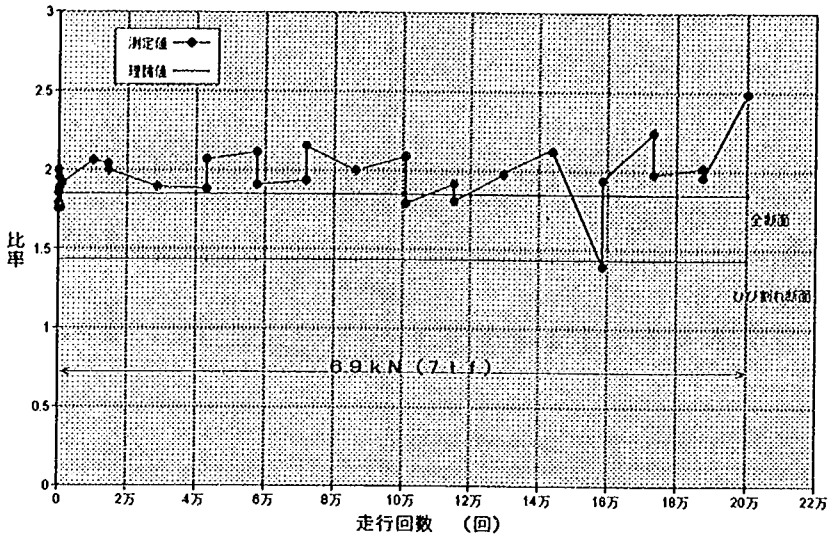


図－3.2.2.36　供試体中央の既設主鉄筋・補強主鉄筋応力

下面増厚では、既設鉄筋と補強鉄筋が一体化することにより補強効果が増すことから、既設鉄筋応力と補強鉄筋応力の比率を検討した。 比率は補強鉄筋応力／既設鉄筋応力で検討し、養生載荷の応力比率を図-3.2.2.37に示す。

図より養生載荷中の補強鉄筋の応力の受け持ちが全断面有効の場合の理論値より大きい。

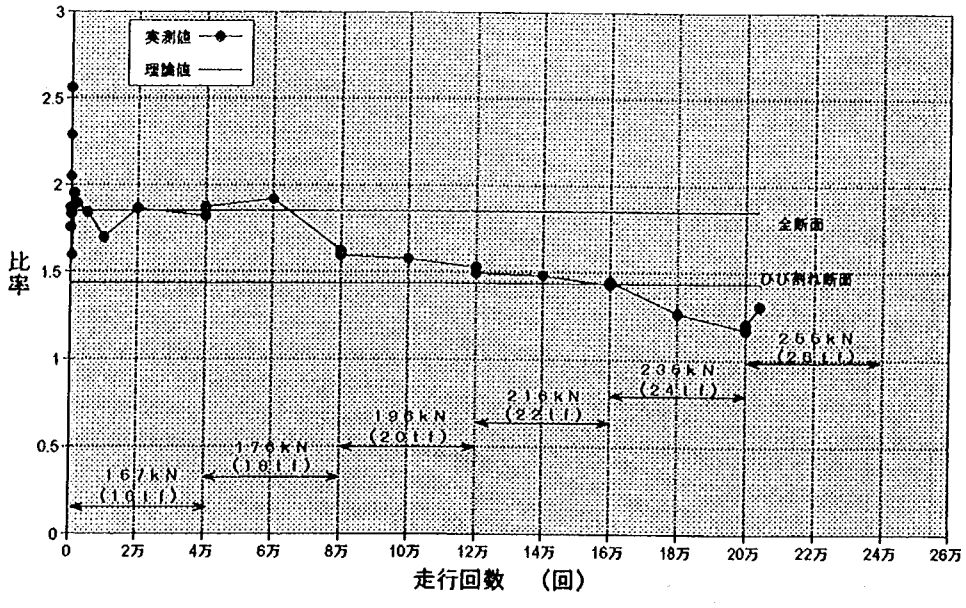
養生載荷の応力は図-3.2.2.36から見ても分かるように既設鉄筋で平均 9N/mm² 補強鉄筋で平均 18N/mm² と値が小さく、比率に換算するとばらつきが大きくなる。



図－3.2.2.37 養生載荷の鉄筋応力度比

本載荷（階段載荷）の鉄筋応力比率を図-3.2.2.38に示す。

実測値は、176kN(18tf)まで全断面有効の理論値と同等の傾向を示していたが、196kN(20tf)から 216kN(22tf)までひび割れ断面と同等となり 235kN(24tf)以降は理論値を下まわる結果となった。



図－3.2.2.38 本載荷（階段載荷）の鉄筋応力度比

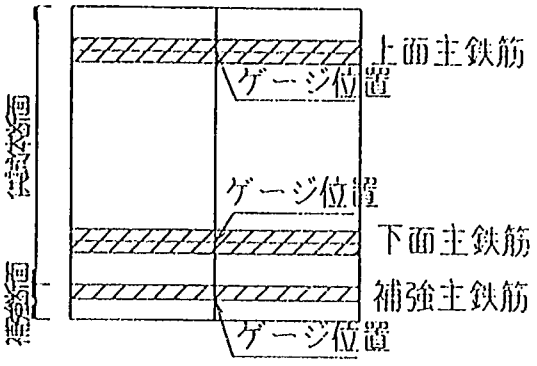
補強効果の向上には既設鉄筋と補強鉄筋の一体化が最も重要と考え、一体化がどの載荷段階まで保持しているかを検討するため、供試体中央位置のひずみを上面主鉄筋、下面主鉄筋および補強主鉄筋のゲージ取付位置で分布図にした。

それぞれの位置関係を図-3.2.2.39に示す。

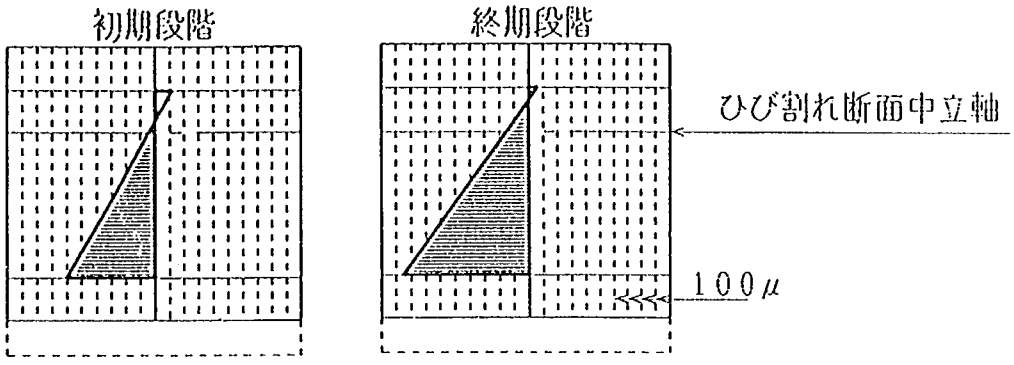
図-3.2.2.40は初期載荷 157kN(16tf)のひずみ分布図でひび割れ断面の中立軸を越して損傷したことが確認される。

図-3.2.2.41は養生載荷 69kN(7tf)時の分布図で全断面有効時の中立軸まで復元していることが確認される。

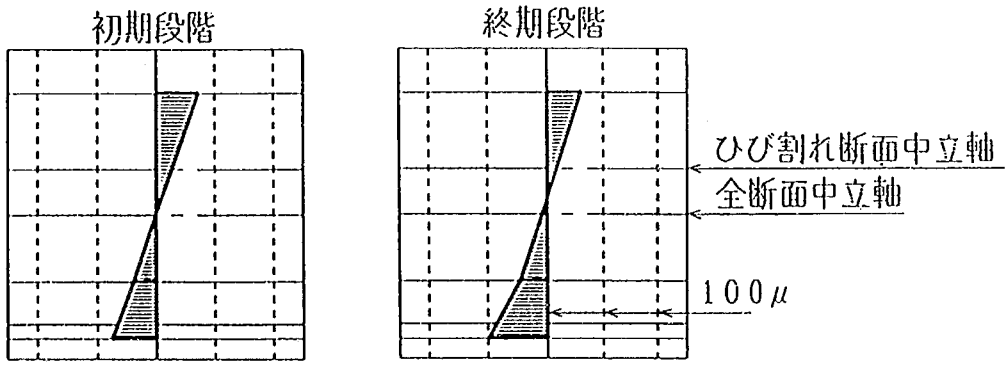
図-3.2.2.42は養生載荷終了時に載荷荷重をあげる際に 20kN(2tf)から 157kN(16tf)まで段階ごとに静的試験を行った結果で、補強鉄筋側に多くひずみが発生している。



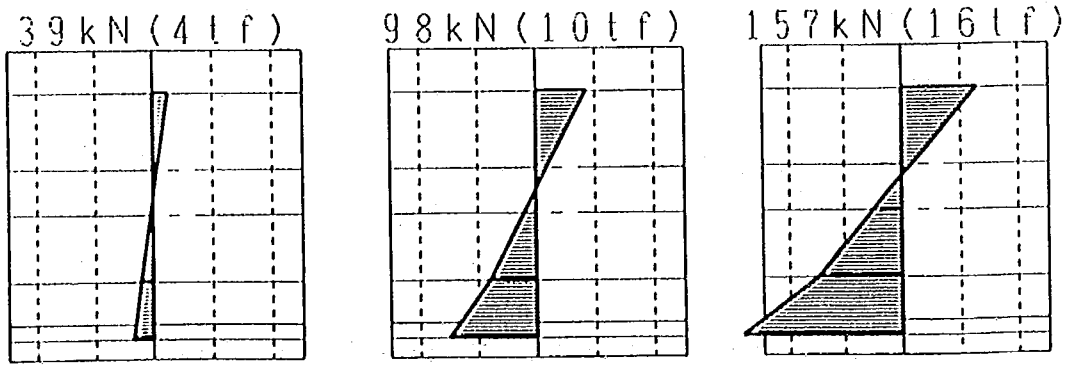
図－3.2.2.39　ゲージ取付位置



図－3.2.2.40　初期載荷時のひずみ分布　　（横軸１メモリ100μ）



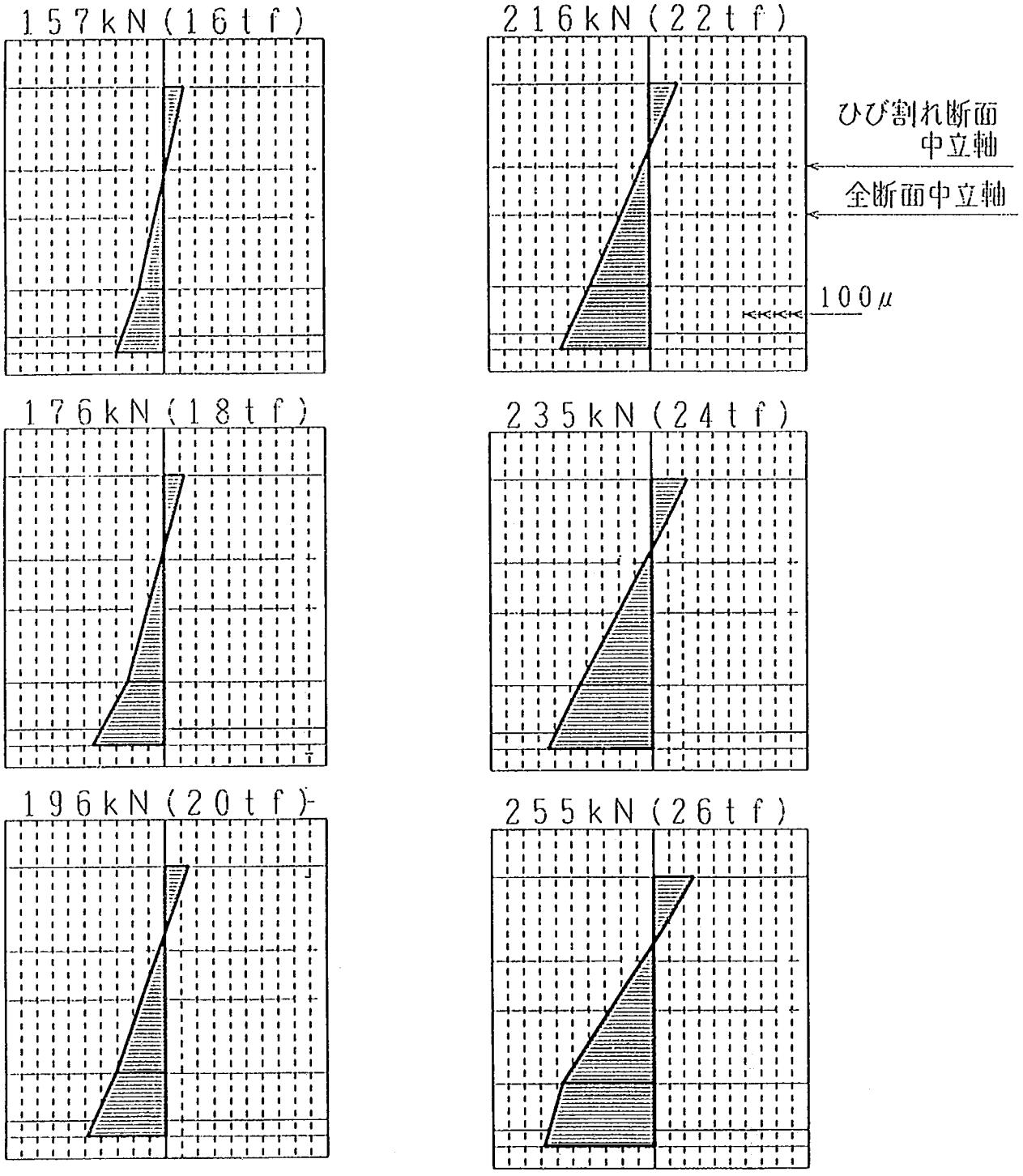
図－3.2.2.41　養生載荷時のひずみ分布　　（横軸１メモリ100μ）



図－3.2.2.42　養生終了時のひずみ分布　（横軸１メモリ100μ）

図-3.2.2.43に本載荷（階段載荷）時の各荷重における中央位置のひずみ分布を示す。

157kN(16tf)から 196kN(20tf)まで補強鉄筋側にひずみ値が大きくでている。また、中立軸はひび割れ断面の理論中立軸とほぼ同位置にあることが分かる。216kN(22tf)では既設および補強鉄筋が直線上になっているが、中立軸は、ひび割れ断面の理論中立軸を少し上回ることが分かる。235kN(24tf)では、補強鉄筋側が少しひずみ値が小さくなっているが図からは、ほぼ直線上になっているため一体化はまだ保てていると推察される。255kN(26tf)では、補強鉄筋側のひずみ値が小さくなり一体化がくずれ出したと推察される。

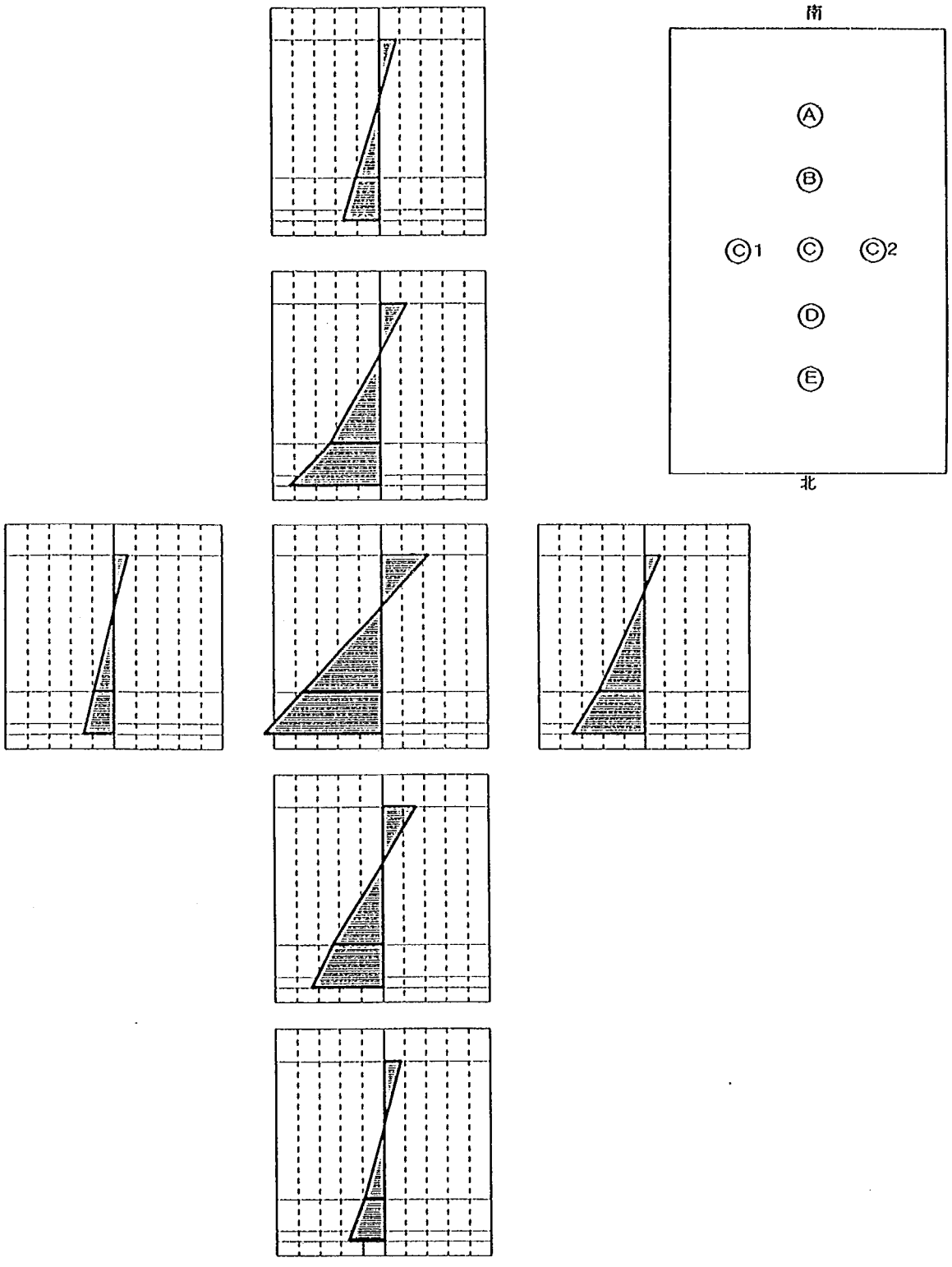


図－3.2.2.43　本載荷時の各荷重におけるひずみ分布　（横軸１メモリ100μ）

図-3.2.2.44に本載荷（階段載荷）時216kN(22tf)の各測定位置別ひずみ分布を示す。

図より供試体全体の一体化の傾向を検討する。橋軸方向(A~E)は中心からの対称位置ひずみに差異が少ないが、橋軸直角方向(C1~C2)では、C2 方向に大きなひずみが出る傾向にある。これは、初期載荷時より同様の傾向が見られるため補強による影響とは異なると推察される。また、中央位置では、既設および補強鉄筋が直線化しているが、全体的には補強鉄筋側に大きなひずみが出ていることが確認された。

235kN(24tf)以降は、ゲージが切れた箇所が増え全体の傾向が確認できない。



図－3.2.2.44　各計測位置のひずみ分布　（横軸１メモリ100μ）

7）試験の着目点の考察

着目点の概要

特長	施工時に通行止め（規制）を必要としない
課題	衝撃・振動による既設床版と補強材の一体化の確実性
対策	テーパ付きアンカーと微細空隙への樹脂注入
着目点	A　一体化の保持
	B　載荷による RC8 供試体との比較

着目点のまとめ

A　一体化の保持

既設鉄筋（上下面）の中央ひずみによる比率から、養生荷重 69kN(7tf)においては全断面有効の中立軸を示し、既設鉄筋と補強鉄筋の中央ひずみによる比率からは、養生載荷 69kN(7tf)から本載荷 176kN(18tf)まで全断面有効の理論比率に近い値を示した。

一体化の保持については、既設鉄筋（上下面）と補強鉄筋の中央ひずみ分布図より 235kN(24tf)まで一体化の保持が確認された。また、変状の変化からひび割れの発生量が増えるのと浮きの発生が 235kN(24tf)で有ることから 235kN(24tf)で一体化が少しずつ破壊されだしたと推測される。

B　載荷による RC8 供試体との比較

本載荷（階段載荷）の供試体中央変位と走行回数の関係から、157kN(16tf)初期から 216kN(22tf)終了まで RC8 供試体と補強供試体の疲労による変化、載荷時のたわみ量が近似値であった。

３．２．３ＦＲＰグリット床版補強工法

（１）ＦＲＰグリット床版補強工法概要

１）工法の概要

ＦＲＰグリット工法は新素材であるＦＲＰ格子筋と吹き付けポリマーセメントモルタルを用いて、既設道路橋床版の補修・補強を行う工法である。本工法は新素材であるＦＲＰ格子を補強筋に用いることにより、従来使用されてきた鉄筋に対し、高強度化、高弾性化、高耐久性化、軽量化、工場製品化を図ったものである。その結果、補強工法の省力化と高品質化を進め、信頼性の向上を実現した工法である。同時に既設床版と補強筋であるＦＲＰグリットの一体化を図るポリマーセメントモルタルは、吹き付け工法により施工する工法を用いさらなる施工の合理化を進めている。

①特徴

ａ．ＦＲＰグリットの使用による特徴

・ＦＲＰグリットが軽量で、容易に持ち運びが可能である。

・工場で格子状に加工されるため品質が安定し信頼性が高い。

・高耐久性で錆びない。海浜構造物には極めて有効である。

・高弾性・高強度であるため必要断面量が少量となる。

・交点が平面加工され、鉄筋のような溶接点の疲労破断の懸念がない。

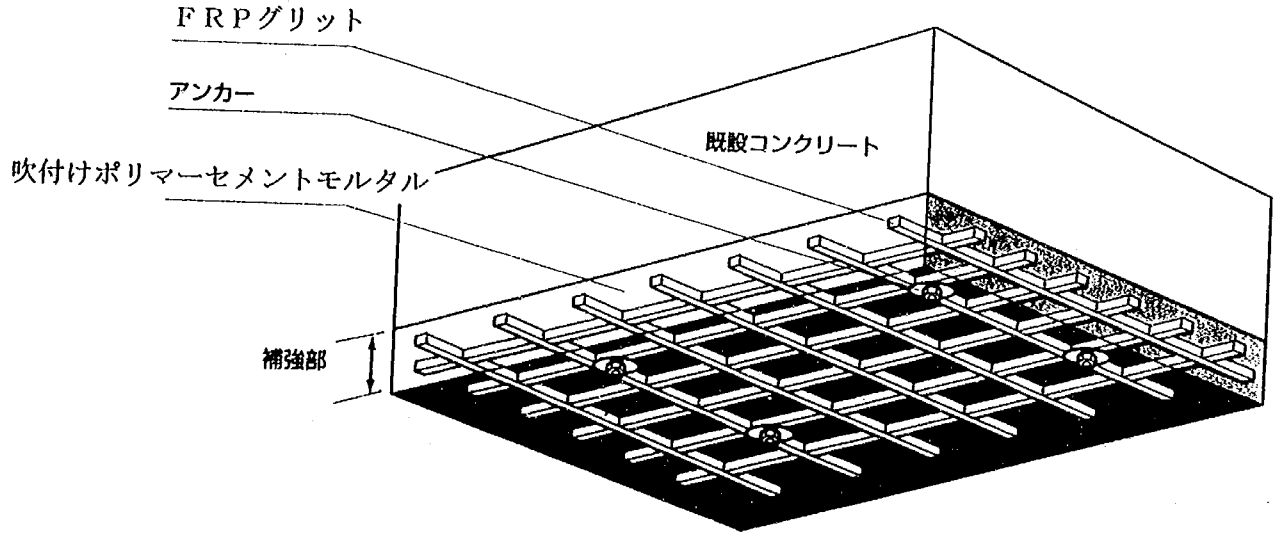
ｂ．吹き付けポリマーセメントモルタル

・吹き付け作業により床版下面への吹き付けが可能である。

・一度に吹き付けを行い、床版下面に3cm以上の厚付けが可能である。

・吹き付けによるロス率が低い。

・ポリマー等がコンパウンドにプレミックスされており現場では水と練り混ぜるだけで所定の性能を得ることが可能である。



図－3.2.3.1　グリット工法概要

2）試験の着目点

①床版補強筋として使用したＦＲＰグリットの補強効果及び応力性状の確認

②ＦＲＰグリット重ね継ぎ手が補強効果・補強性状に及ぼす影響

③吹き付けポリマーセメントモルタルの補強性状への影響

④ＦＲＰグリット工法の破壊性状の把握

3）補強設計の概要

① 道路橋示方書・同解説に準拠

② 補強筋は設計上、鉄筋と同様に扱う。補強筋の断面積は鉄筋とＦＲＰの弾性係数比分を換算した値を使用する。

③ 既設床版が既設床版の死荷重モーメントを負担するものとする。また、既設床版と補強部が合成構造として機能し、下面の補強部分の死荷重と活荷重モーメントを負担するものとして応力照査を行う。

④ ＦＲＰグリットの補強筋量は、既設床版断面の主鉄筋及び配力鉄筋応力度が現行の道路橋示方書許容値を満足する値以上配置する。

⑤ 設計計算結果を以下に示す。

表－3.2.3.1 設計計算結果

	主鉄筋方向		配力鉄筋方向	
	補強前	補強後	補強前	補強後
コンクリート応力度 N/mm²(kgf/cm²)	8.70 (88.7)	6.71 (68.4)	11.00 (112.2)	5.59 (57.0)
許容値	8.00 (80.8)			
鉄筋応力度 N/mm²(kgf/cm²)	224.9 (2293)	135.2 (1379)	470.1 (4794)	131.0 (1336)
許容値 N/mm²	140.0 (1400)			
ＦＲＰグリット応力度 N/mm²(kgf/cm²)	---	258.8 (2639)	---	373.2 (3806)
許容値 N/mm²	1000.0 (10000)			

4）施工の概要

① 施工手順

a．ケレン工：コンクリート表面のレイタンス層、劣化部（風化、遊離石灰、汚れ等）をバキュームブラスト工法（アルミナチップ打付け）で除去する。

b．ＦＲＰグリット取付工：ＦＲＰグリットを床版下面に取り付ける。ＦＲＰグリットは樹脂により床版下面に接着した後、コンクリートアンカーで床版下面に固定する。

C．プレウェッティング工：吹付けたモルタルの水分が既設床版に移動しないように、吹付け前に噴霧器等を使用して表面乾燥湿潤状態にする。

d．吹付け工：ポリマーセメントモルタルはコンクリートミキサーを使用し練り混ぜを行う。ＦＲＰグリット面まで１次吹き付けを行う（13㎜程度）。グリット角部等空隙を木コテ等で充填する。かぶり部の吹付けを行う(16㎜)。

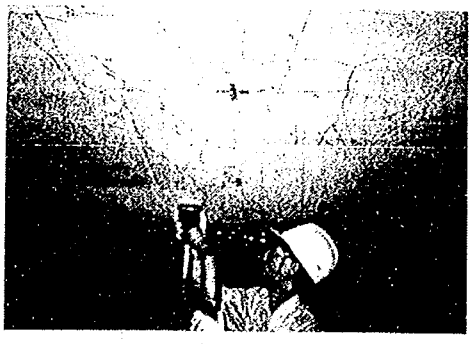
②施工立会い

日時　平成 10 年 7 月 22 日（水）14:00～16:00

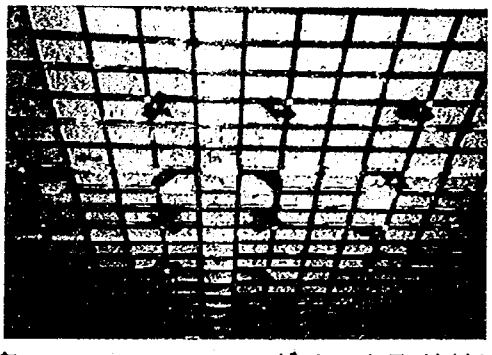
場所　建設省　土木研究所

立ち会い者

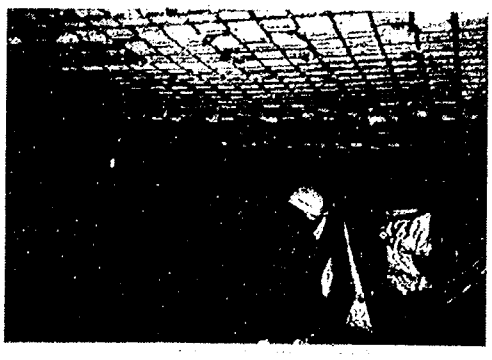
土木研究所	内田、松尾	土木研究センター	鷹取
飛島建設（株）	岡本	日本カイザー（株）	木村
ショーボンド建設（株）	横山、久、木田、若杉	橋梁保繕（株）	服部、高山
マグネ化学（株）	藤巻	丸紅建材リース（株）	赤坂
（株）富士ピーエス	岩本		



写真—3.2.3.1　バキュームブラスト施工状況



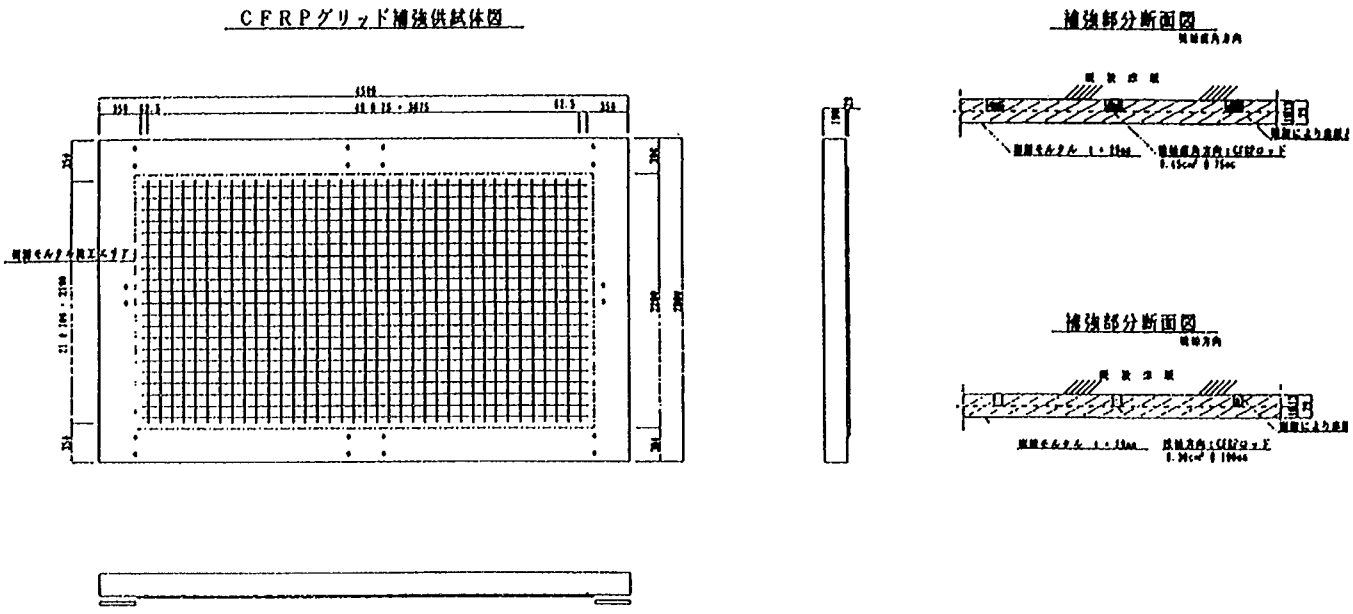
写真—3.2.3.2　ＦＲＰグリット取り付け状況



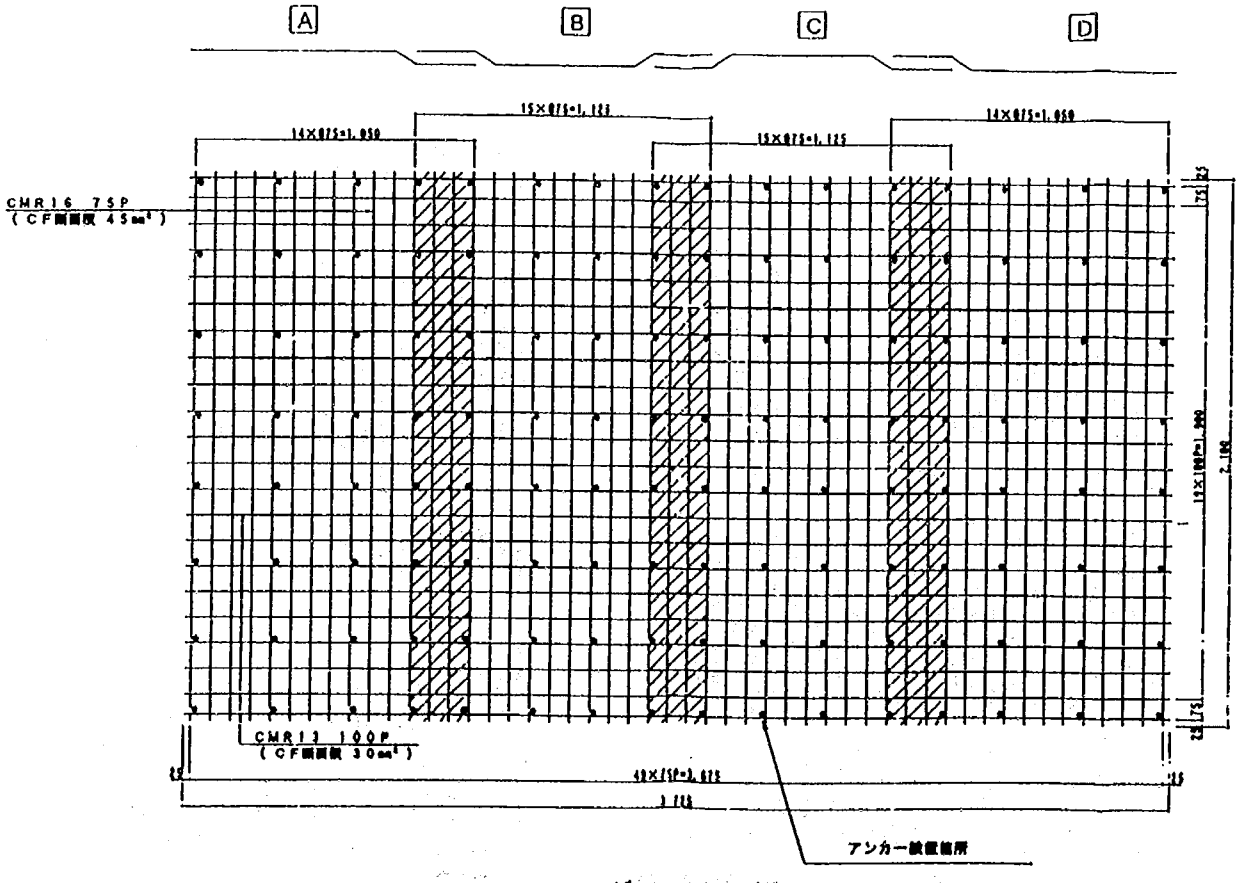
写真—3.2.3.3　ﾎﾟﾘﾏｰｾﾒﾝﾄﾓﾙﾀﾙ吹付け状況



写真—3.2.3.4　仕上がり状況



図－3.2.3.2　FRP グリット補強概要



図－3.2.3.3　FRPグリット配置図

③使用材料

a．ＦＲＰグリット（炭素繊維）

表－3.2.3.2　ＦＲＰグリット性状

繊維断面積（１本当たり mm²）	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)	引張弾性率 N/mm² (kgf/cm²)
橋軸直角方向　45	1176 (12000)	3.9 × 10⁶ (4.0 × 10⁵)
橋軸方向　30	1176 (12000)	3.9 × 10⁶ (4.0 × 10⁵)

b．吹き付けポリマーセメントモルタル

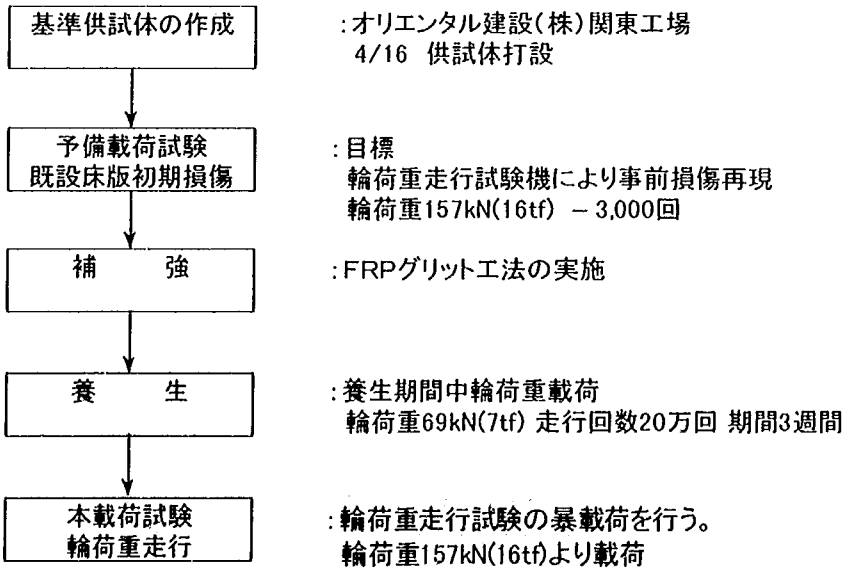
表－3.2.3.3　ポリマーセメントモルタル成分

構成成分	重量比率
普通ポルトランドセメント	３８％
珪砂	５４％
特殊繊維 高性能減水剤（粉体） 保水剤（粉体） アクリル系パウダーポリマー	８％

表－3.2.3.4　ポリマーセメントモルタル配合表

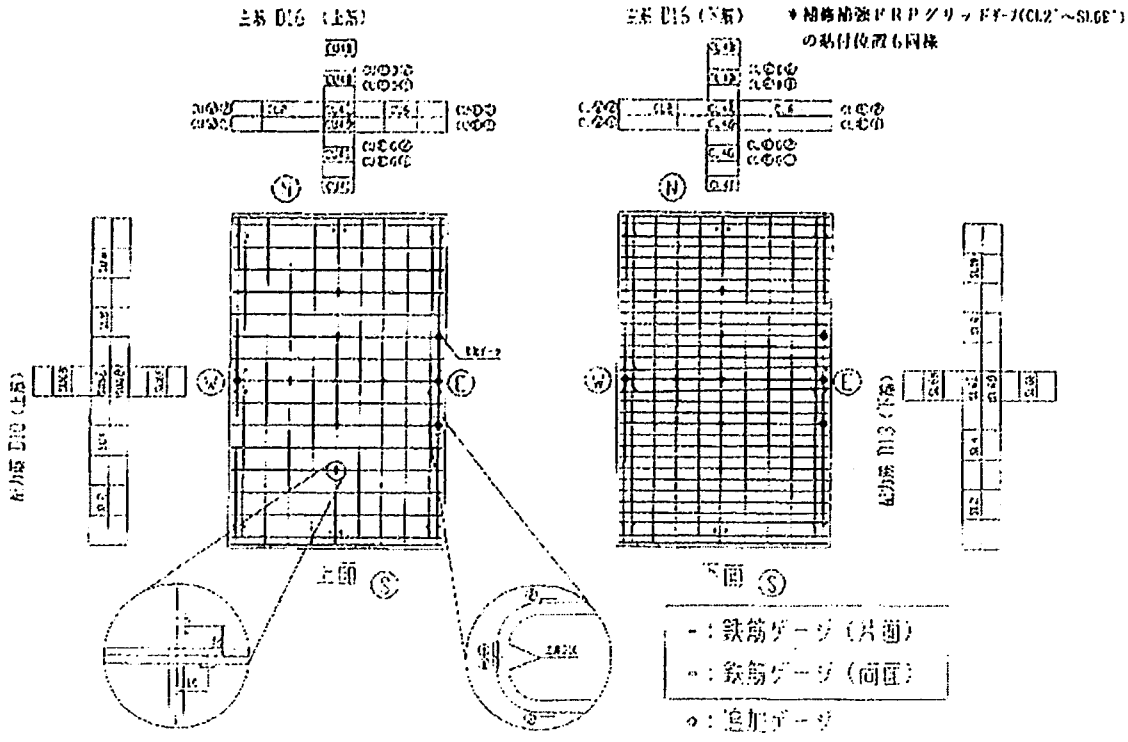
	水ｺﾝﾊﾟｳﾝﾄﾞ比 W/C	吹き付け ﾎﾟﾘﾏｰｾﾒﾝﾄﾓﾙﾀﾙ	水 ﾘｯﾄﾙ	練上り量
１袋当たり	17%	１袋（　20kg）	3.4ﾘｯﾄﾙ	約12ﾘｯﾄﾙ

５）実験フロー

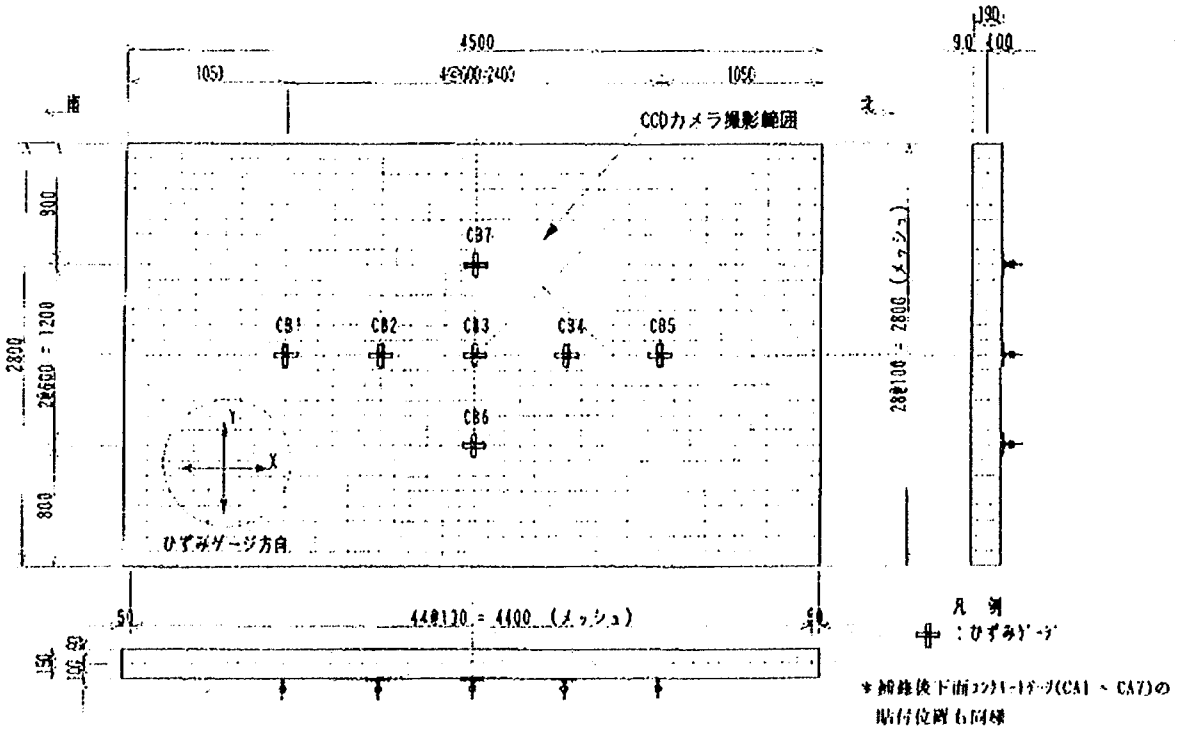


図－3.2.3.4　実験フロー

6）計測

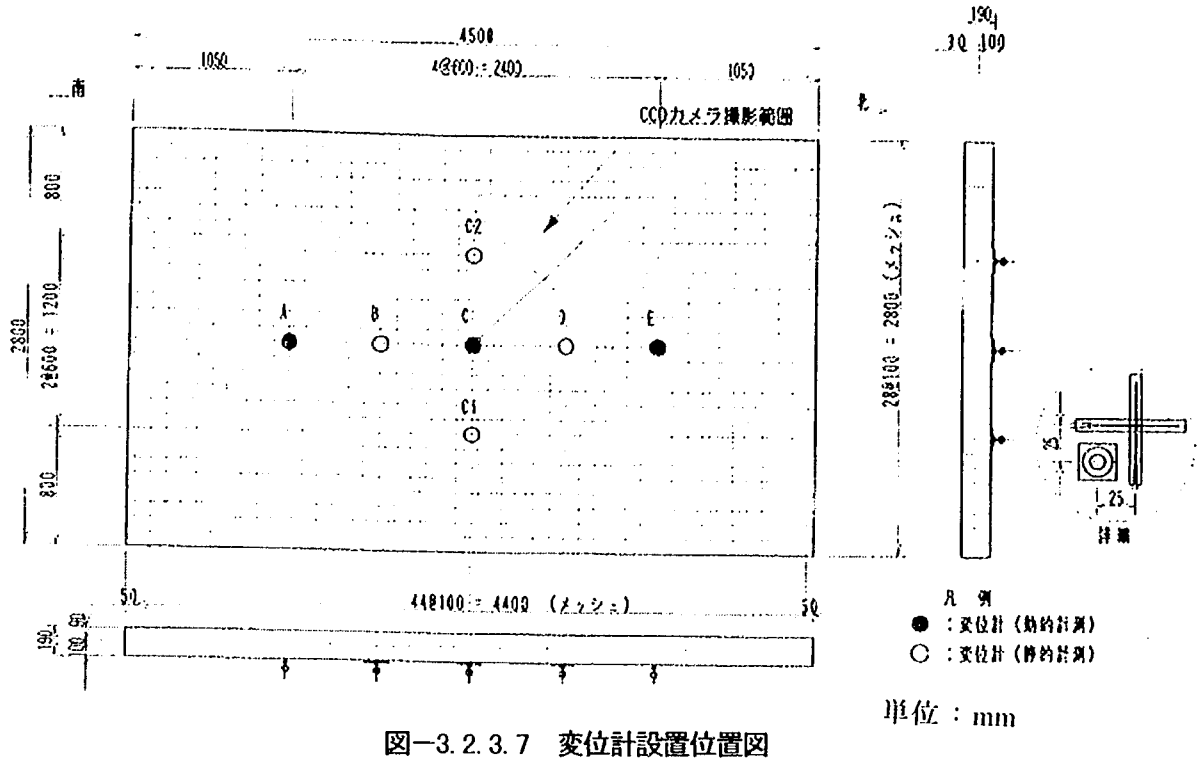


図—3.2.3.5　ひずみゲージ取付位置図（鉄筋）



単位：mm

図—3.2.3.6　ひずみゲージ取付位置図（コンクリート）



図－3.2.3.7　変位計設置位置図

7）想定される破壊形態

荷重の増加により床版下面の増厚部表面に二方向ひびわれが発生しひびわれ密度は増加する。この荷重増加により床版のたわみ量も増加し、終局的に押し抜きせん断破壊する事が想定される。床版は床版上面から下面に円錐状に押し抜かれ、円錐の下面縁に沿って床版下面補強部の剥離が生じる。

（2）試験結果

1）材料試験結果

表−3.2.3.5　ポリマーセメントモルタル強度性状

材　例	圧縮強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	曲げ強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	付着	
			付着強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	剥離位置
σ_7	27.1 (277)	6.35 (64.8)	2.47 (25.2)	付着面剥離100%(5/5試料)
σ_{14}	30.7 (307)	7.39 (75.4)	3.69 (37.7)	付着面剥離100%(5/5試料)
σ_{22} 本載荷日	34.7 (354)	7.25 (74.0)	3.49 (35.6)	母材破壊100%(3/5試料) 付着面95%母材5%(1/5試料) 付着面80%母材20%(1/5試料)
σ_{28} 本載荷終了	35.2 (359)	7.35 (75.0)	3.48 (35.5)	付着面剥離100%(5/5試料)

表−3.2.3.6　ポリマーセメントモルタル静弾性係数・ポアソン比

圧縮強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	静弾性係数 $\times 10^4 N/mm^2$ ($\times 10^5 kgf/c^2$)	ポアソン比
31.0 (316)	1.23 (1.25)	0.211

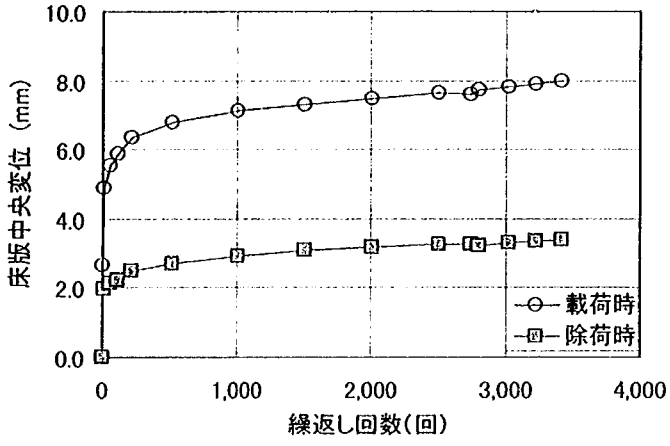
表−3.2.3.7　ＦＲＰグリット強度性状

種　類	繊維断面積 (mm^2)	最大荷重 kN (kgf)	引張強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)
主筋方向	45	128.9 (13140)	2864 (29200)
配力筋方向	30	83.5 (8507)	2782 (28357)

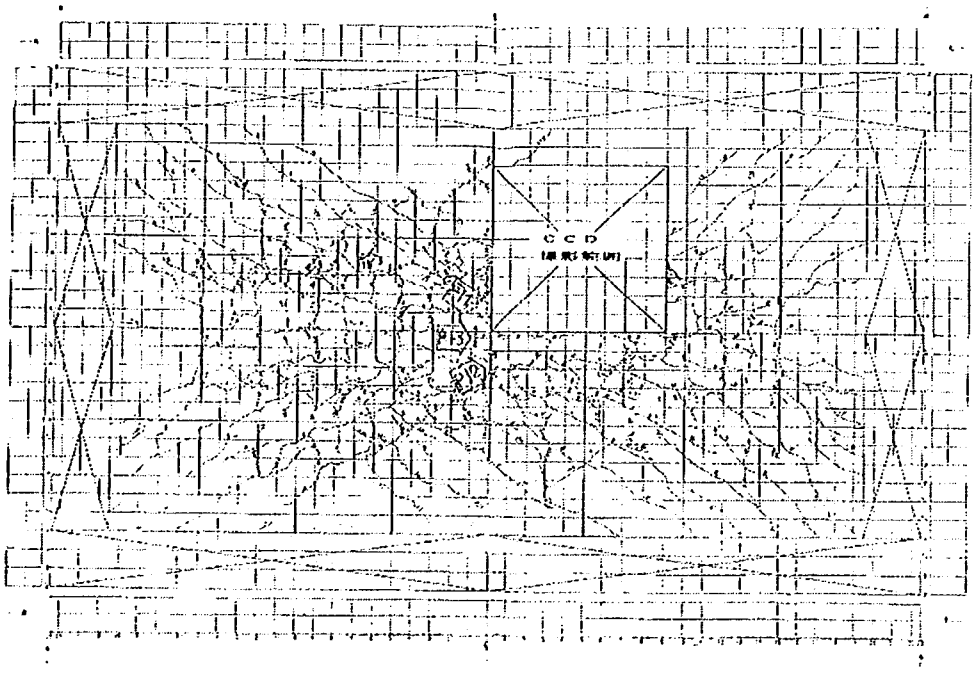
2）初期損傷

初期損傷を目的とした輪荷重載荷試験の繰り返し回数と変位の関係を図-3.2.3.8に示す。載荷荷重は157kN(16tf)である。初期損傷は損傷度IIランクを目標に輪荷重を載荷し、基準供試体床版の総たわみ量が8.0mmに達したときとした（3．1．1（2）参照）。本試験の基準供試体は走行回数が約3,400回で損傷度IIランクの総たわみ量8.0mmに達した。

初期損傷終了時の床版下面ひびわれは、2方向に発生し、10～20cm間隔の亀甲状となった。ひびわれ密度は輪荷重直下で9.5m/m²あり、10m/m²程度で使用限界と考えられていることから、本実験での初期損傷は実橋床版の損傷を十分再現できているものと判断できる。たわみ量ひびわれ密度の両面から十分な初期劣化を与えることができたものと考えられる。



図－3.2.3.8　初期載荷　変位と走行回数との関係（床版中央部）

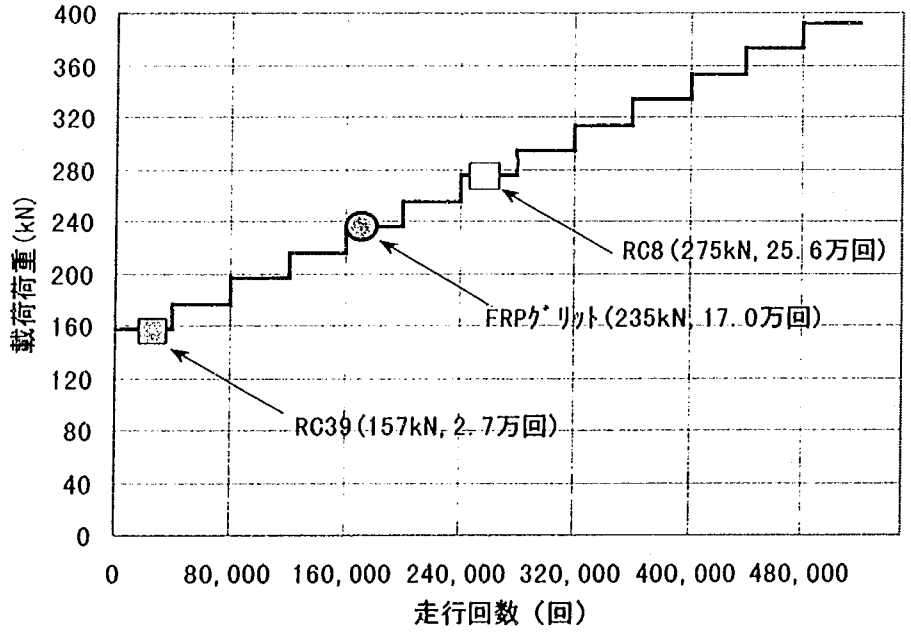


図－3.2.3.9　初期損傷終了時　床版下面ひびわれ状況

3）破壊時走行回数

FRPグリット補強床版の破壊時走行回数は235kN(24tf)N=172,000回であった。RC8供試体が274kN(28tf)255,649回で破壊したのに対し、本補強供試体は破壊走行回数が下回る結果となった。しかし、RC39床版が157kN 27,392で破壊し、本床版の基準供試体が157kN 3,400回で損傷ランクIIに達したことと比べると、補強後の輪荷重繰り返し作用に対する耐久性は大きく向上し補強効果が発揮されているものと判断できる。

RC8床版に対し本補強供試体は破壊走行回数が下回る結果となった事に関し、以下に考察する。本工法は基準供試体下面にFRPグリットを配置し、ポリマーセメントモルタルを下面に増厚一体化するものである。従って補強部分が床版下面に接着している構造である。本試験においては補強後の本載荷では157kN(16tf)の載荷荷重から40,000回の輪荷重走行毎に載荷荷重を20kN(2tf)増加する。FRPグリット補強床版は載荷荷重235kN(24tf)より、あらかじめ初期損傷を与えた母床版（補強床版の基準床版部分のみを意味する。）の中央部輪荷重直下が30cm四方程度の部分が母床版他部分と分離し、輪荷重の走行に伴い分離部が上下にずれる現象が観察された。このとき基準床版中央部はすでにせん断力を負担できない状況となりたわみ量が急激に増加し破壊に至った。この母床版が30cm四方程度の塊状に分離した状況でも補強部分の剥離は局部的なもので輪荷重直下には浮きは生じていない。このことから本試験のように短期間で載荷荷重が増加するような場合、高荷重下において直接荷重の作用する母床版の損傷が進行し、補強部の剥離が少なく一部であってもRC8床版と比較して早期に破壊したものと考えられる。



図－3.2.3.10　走行回数と載荷荷重との関係

4）破壊形態（ひび割れ、剥離状況）

ひびわれ発生および破壊の経過を以下に示す。

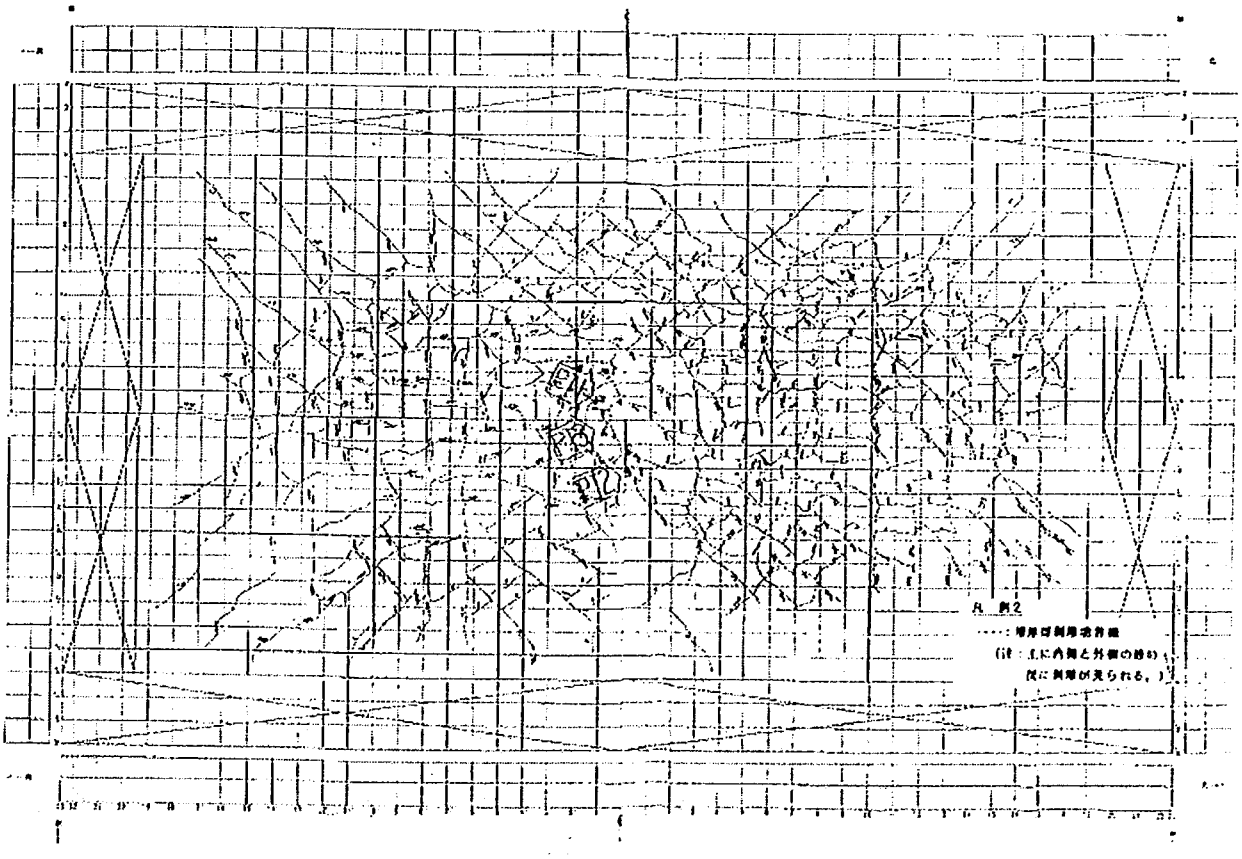
①養生期間

69kN(7tf)200,000回の養生期間において床版中央と中央より約1mの位置に橋軸直角方向ひびわれが発生した。検査ハンマーにより補強部分を打撃し補強部分の浮きや剥離を調査したが検出されなかった（以下補強部の浮き剥離調査は検査ハンマーによる打撃法にて行った）。

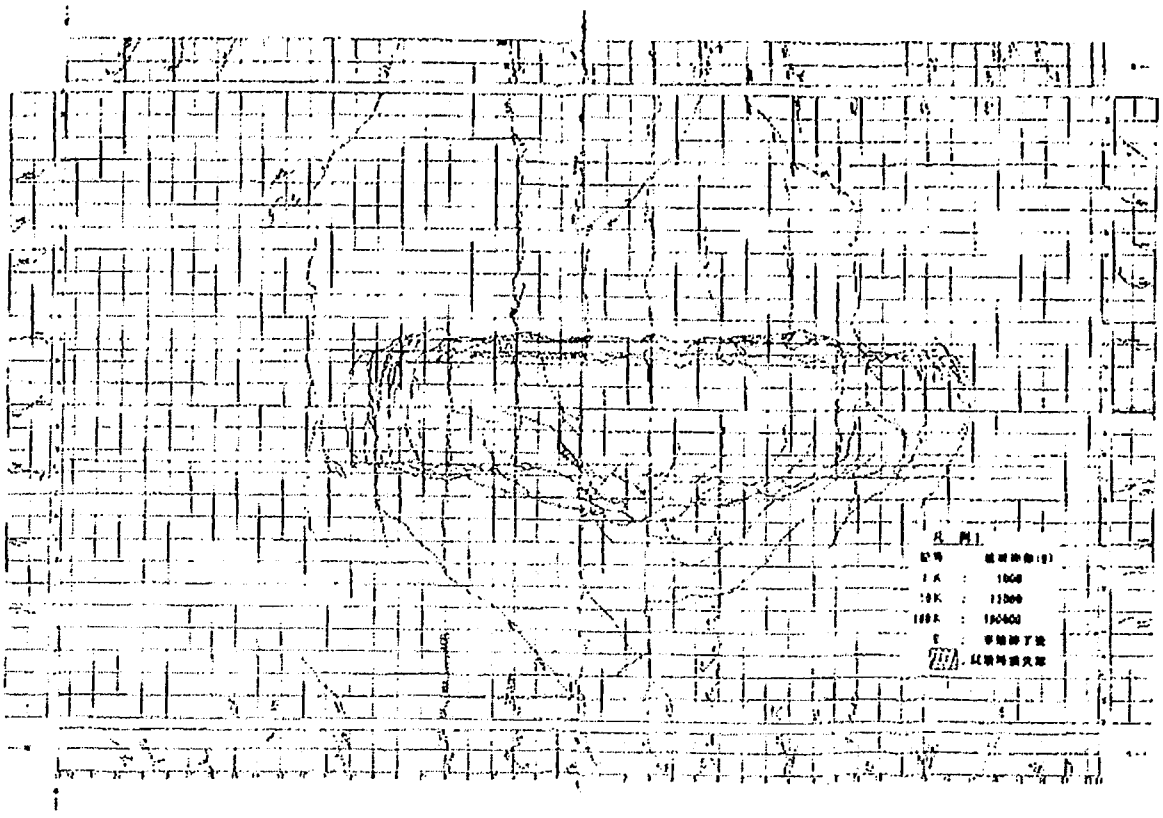
②本載荷

輪荷重 157kN(16tf)載荷時に二方向微細ひびわれが発生した。補強部分の浮き剥離は検出されなかった。載荷荷重 196kN(20tf)載荷時に床版下面全体に二方向ひびわれが進展した。196kN(20tf)での浮き剥離の発生はなかった。216kN(22tf)荷重載荷時に 0.3～0.4m² 程度の浮きが発生した。浮きの生じた箇所は輪荷重走行位置端部より橋軸直角方向に楕円形にのびるものである。浮き箇所とＦＲＰグリット重ね継ぎ手位置との相関関係は特に見られなかった。235kN(24tf)荷重載荷時に輪荷重軌道中央直下の床版上面の橋軸直角方向ひびわれと橋軸方向ひびわれで囲まれた 30cm 四方の部分が、輪荷重走行に伴い若干の上下すり磨き方向の移動を示した。輪荷重の走行に伴いたわみ量は増加し、床版上部中央部が 1mm 程度沈み出し輪荷重の移動とともに急激に沈下範囲が拡張し、押し抜きせん断破壊した。

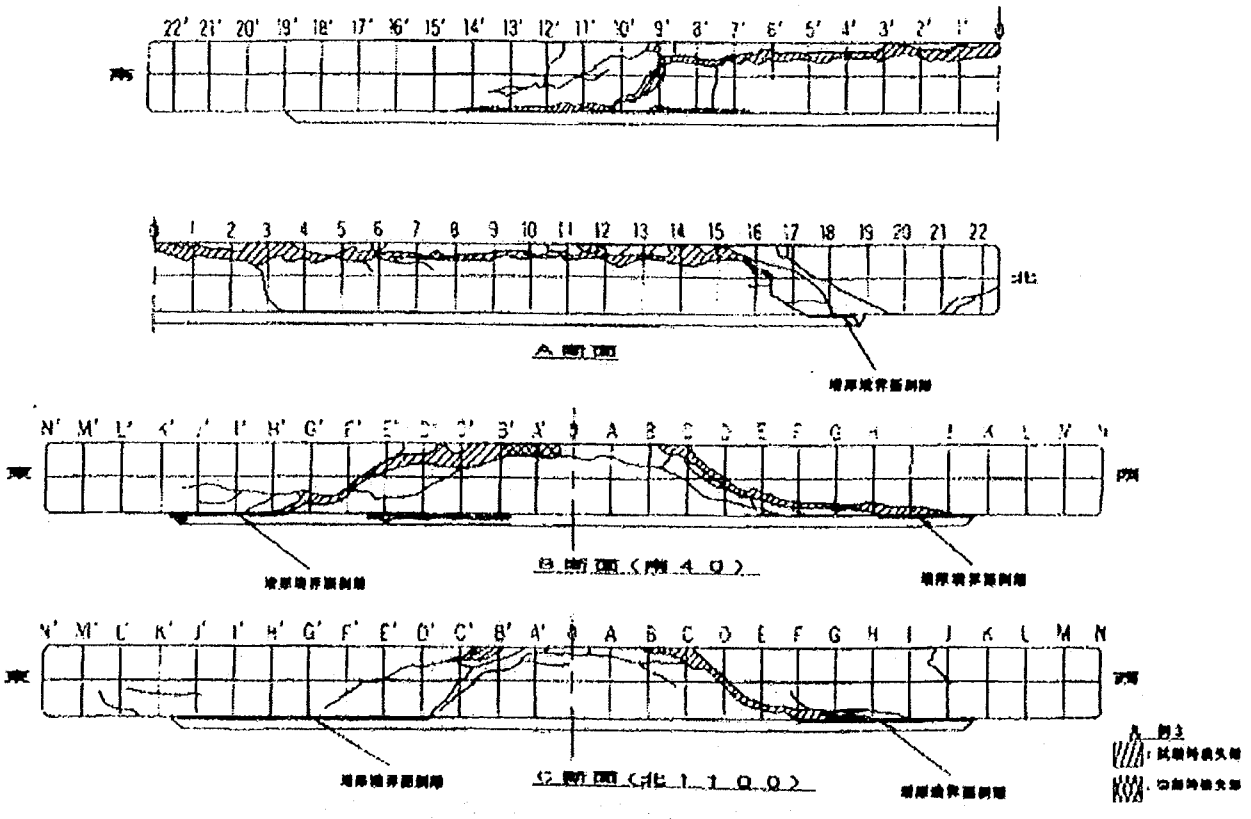
破壊時における床版下面の剥離は、床版上面中央から斜め方向に下がった円錐底面に沿ったドーナツ状楕円弧の一部分で生じた。



図－3.2.3.11　破壊時　床版下面ひびわれ状況



図－3.2.3.12　破壊時　床版上面ひびわれ状況



図－3.2.3.13　破壊時　床版断面ひびわれ状況

③床版形状

補強床版各位置の寸法値を以下に示す。増厚量は設計値29mmに対し全測点の平均値は29.6mmで最小厚さ27.5mm（0.95）～31.5mm（1.09）の値であった。A断面北側中央部測点2～8で29mm以下の測定個所がありこの個所がやく1mm程度薄い状態となっているが、その他の測点は概ね設計値以上の値であった。本工法は吹き付けによる薄肉増厚施工であるが、精度良く施工でき設計断面を確保できているものと判断できる。

A　断　面

位置	0'	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	16'	17'	18'	19'	20'	21'	22'
床版厚(mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	222.5	222	220	220	189	190	191	191
増厚量(mm)	29.5	31.0	30.5	30.5	30.0	29.5	30.0	29.5	29.5	29.5	29.0	30.0	30.0	31.0	31.0	30.0	30.5	30.0	30.0				

（中央：0'　A断面南側：22'）

位置	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	
床版厚(mm)	—	—	—	—	187	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
増厚量(mm)					27.5	28.5	29.0	29.0	30.0	30.0	29.5	29.0	28.5	29.5	28.0	28.5	28.0	28.5	28.5	28.5	28.5	29	

（A断面北側：22　中央：1'）

B　断　面

位置	N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	O
床版厚(mm)	191	189	188.5	188.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
増厚量(mm)					30.5	31.5	31.0	29.5	30.0	29.5	29.5	30.0	30.5	29.0	30.0

（B断面東側：N　中央：O）

位置	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
床版厚(mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	192	192	192.5	193.5
増厚量(mm)	31.0	—	—	—	—	29.5	30.0	30.0	28.5	28.0				

（中央：A'　B断面西側：N'）

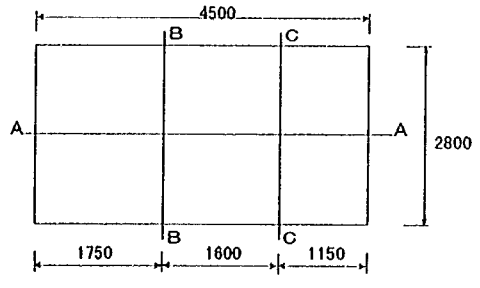
C　断　面

位置	N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	O
床版厚(mm)	191	190	189	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
増厚量(mm)					28.0	30.5	30.5	30.0	29.0	29.5	29.0	29.5	29.0	28.5	29.0

（C断面東側：N　中央：O）

位置	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
床版厚(mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	191	191.5
増厚量(mm)	29.5	29.0	30.0	30.5	31.0	30.0	30.0	28.5	29.0	29.5				

（C断面西側：N'）



単位：mm

図－3.2.3.14　補修補強供試体実測形状

5）供試体変位－走行回数関係

以下に示す変位は床版中央部を中心に述べる。

①　初期載荷（載荷荷重157kN，走行回数3,411回，総変位量7.965mm，残留変位3.395mm）

輪荷重157kN(16tf)走行回数3,400回で床版中央部の変位が8mm に達し、目標損傷度Ⅱに達した。変位8mmとなる走行回数は従来の土木研究所実験と比べ少なかったが、変位の増加は急激に進行するものではなかった（図-3.2.3.8）。図－3.2.3.19に床版軸方向の変位を示しているが、補強前は計測位置3500mmのE点変位量が対象となるA点と比べ大きく軸方向変位は非対称であるといえる。このことから北川E点付近の劣化度が南側A点付近より進行していたものと考えられる。

②　残留変位

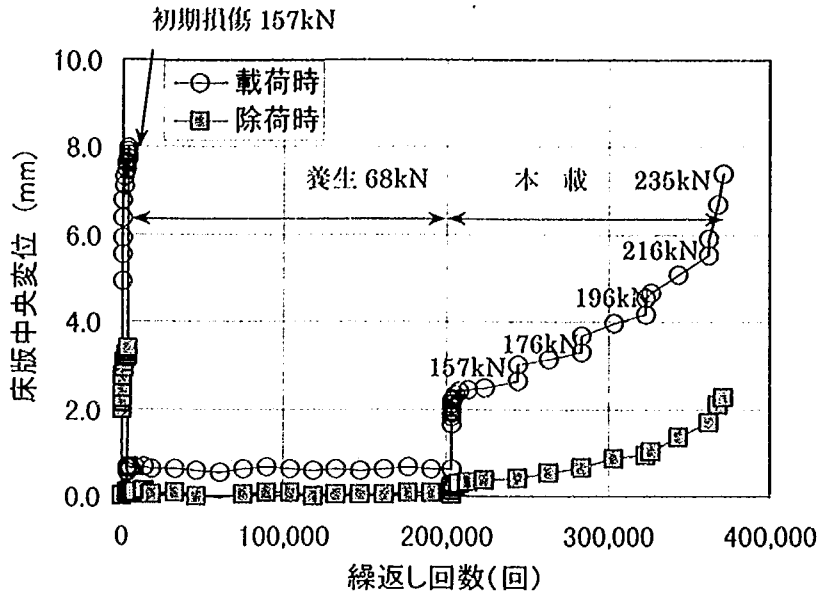
初期載荷の後下面増厚施工を実施したため既設床版下面の変位計は施工時に一度撤去し、養生時に再び変位計を設置した。従って初期載荷で生じた残量変位は計測上養生載荷時に0点より開始している。施工中に残留変位の変化があるものと考えられるが、その変化を無視して考えると初期載荷終了時の残留変位を養生開始時の残留変位に加えたものが総残留変位と言える。

③　養生期間（載荷荷重68kN，走行回数20万回，総変位量0.604mm，残留変位0.033mm）

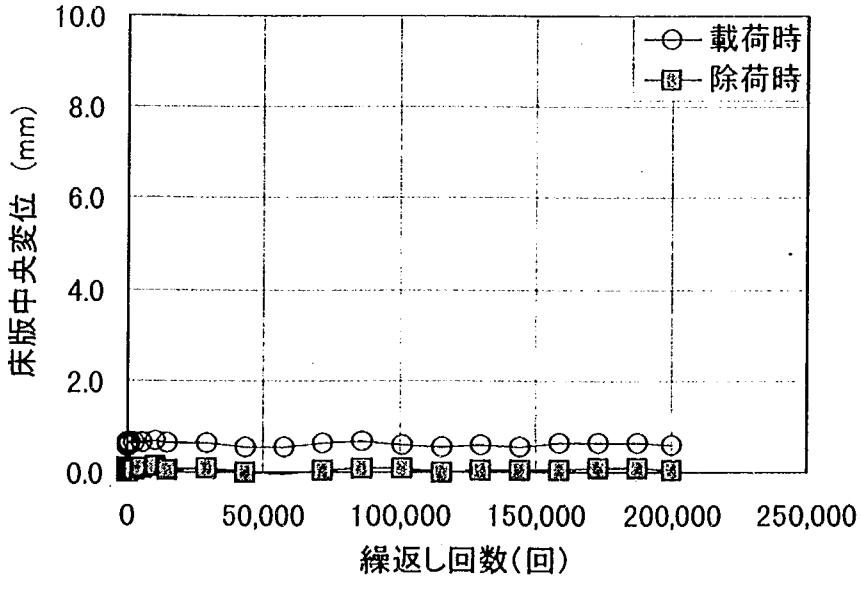
養生期間中、変位の増加や変動は少なかった。養生期間中の載荷荷重は68kN（7tf）20万回であり、施工直後より実橋と同様に荷重を載荷したこととなるが、養生中の補強床版の損傷や変化等は無いものと判断できる。

④　本載荷

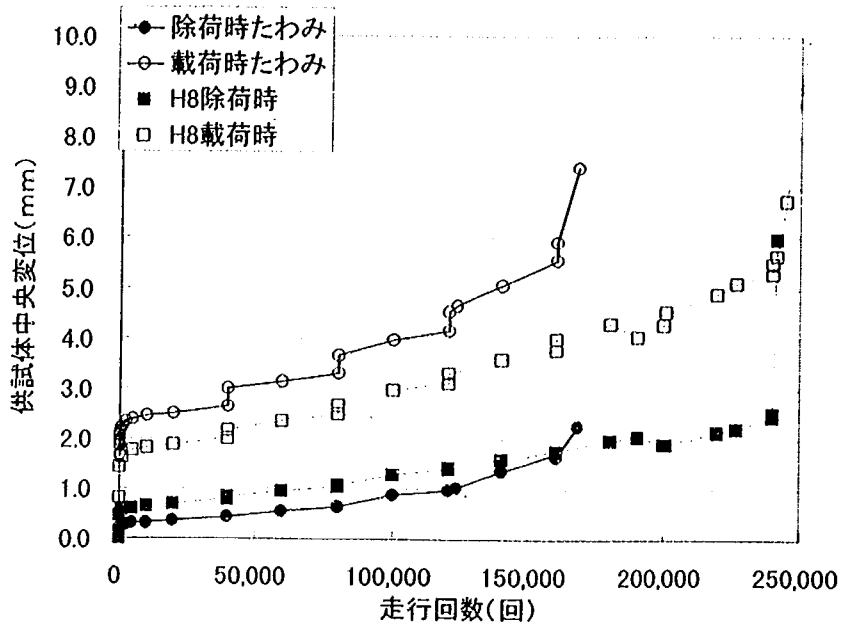
本載荷157kN(16tf)開始後初期段階より、載荷時変位量はRC8供試体と比較し約2割程度大な値を示した（図－3.2.3.17）。除荷時の残留変位量はRC8供試体より小さい値であった。そのため活荷重変位はRC8供試体より大きな値となっている。活荷重変位は初期損傷時の載荷荷重157kN(16tf)と比べ補強後は破壊に至る載荷荷重235kNまで床版変位を低減し、変位の急激な増加もなく変位低減効果が確認できる。この活荷重低減効果は床版中央のみならず床版主筋方向測点C1・C2、配力鉄筋方向測点A～Eでも同様に確認できる（図-3.2.3.18～19）。荷重増加と共に増加する変位の量は216kN（22tf)までほぼ安定していた。このことから補強部と母床版が一体となって機能し、補強筋として使用したFRPグリットは変位の低減効果があるものといえる。



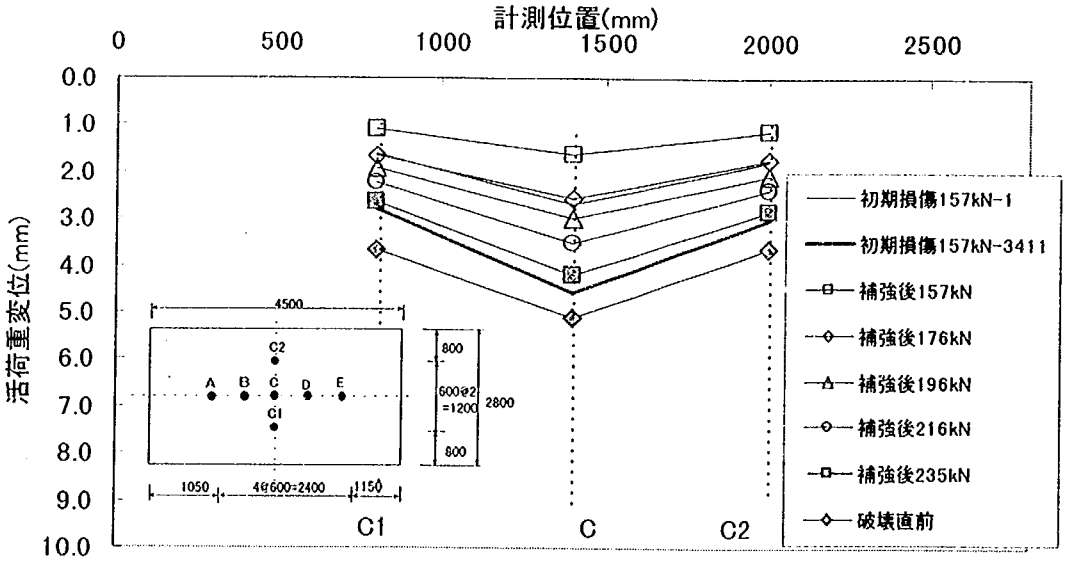
図－3.2.3.15　変位と走行回数との関係（初期損傷・養生・本載荷）



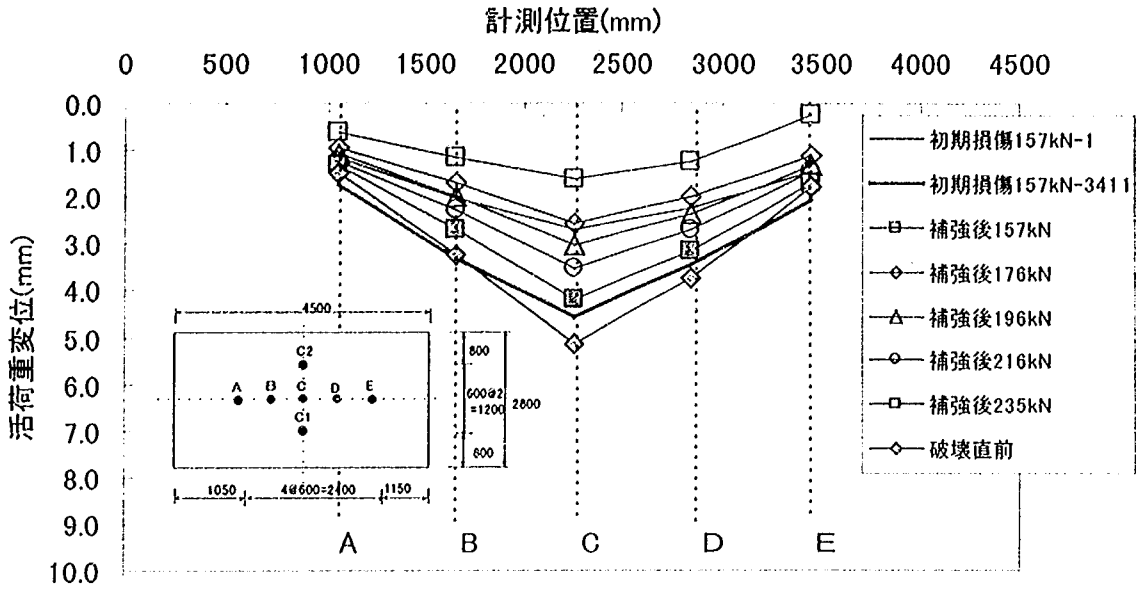
図－3.2.3.16　変位と走行回数との関係（養生）



図－3.2.3.17　変位と走行回数との関係（本載荷）



図－3.2.3.18　変位と計測位置との関係　（直角方向断面）



図－3.2.3.19　活荷重変位と計測位置との関係　（軸方向断面）

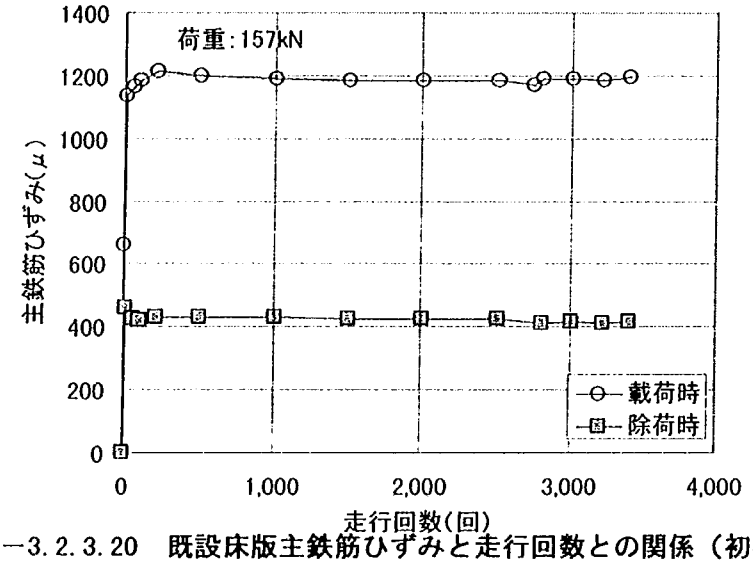
6）供試体ひずみ－走行回数関係

供試体ひずみと走行回数の関係を床版中央部下側主鉄筋の挙動を中心に述べる。

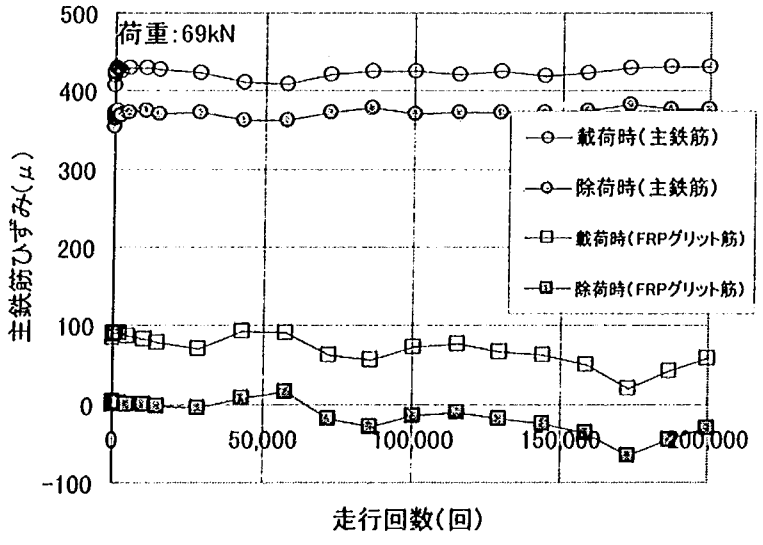
補強前初期損傷157kN(16tf)における主鉄筋活荷重ひずみは約800 μ 弱であった。全ひずみは約1200 μ であったが（図－3.2.3.20）補強後は157kN(16tf)載荷時で活荷重ひずみ約180～230 μ、全ひずみ600～680 μ 程度に低減している（図－3.2.3.22）。

道示に準拠した設計計算では40%の応力低減効果を期待しているが、157kN(16tf)荷重載荷時は活荷重ひずみで70%の応力低減効果が確認された。図－3.2.3.23に主鉄筋の活荷重ひずみと走行回数に関し実測値と計算値との比較を示す。主鉄筋活荷重ひずみは全断面有効計算値とRC断面計算値との間に位置し弾性領域内にいる。また、荷重の増加に伴うひずみの増加は荷重235kN(24tf)までほぼ一定であった。

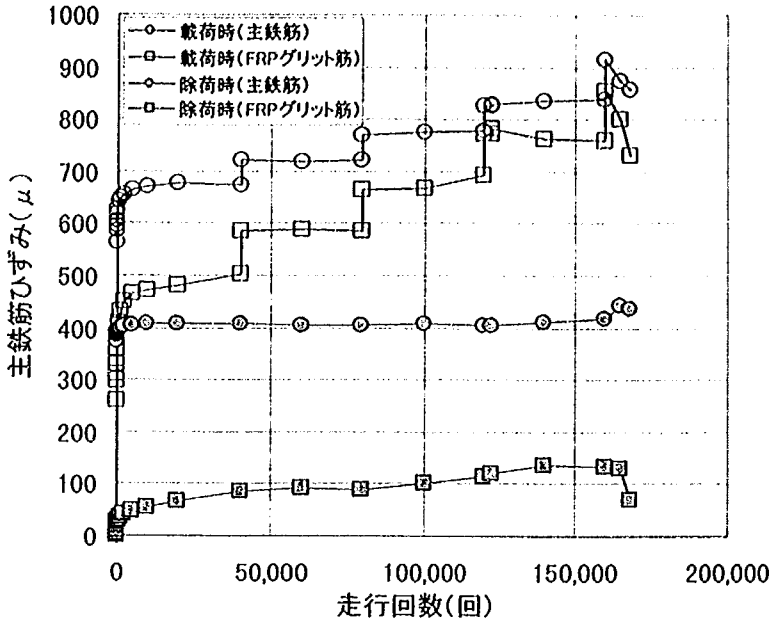
さらに、破壊に至るまで補強筋の活荷重ひずみ量は既設床版主鉄筋の活荷重ひずみ量より大きな値を示している（図－3.2.3.22）。



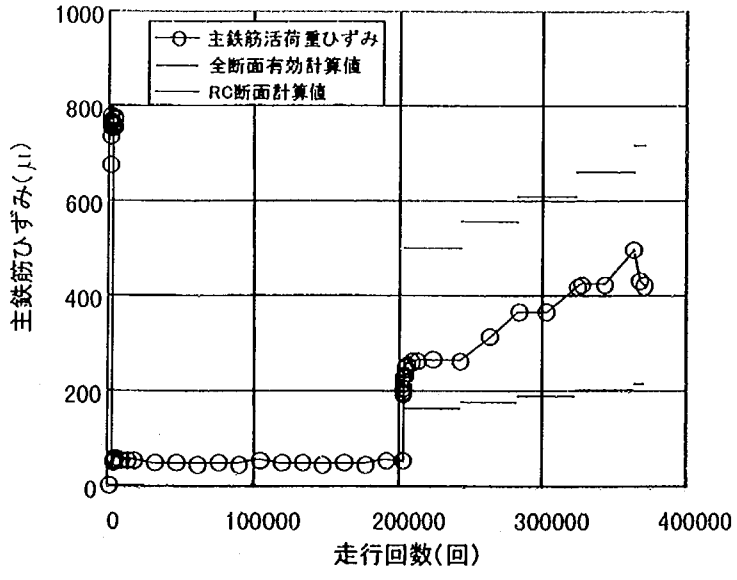
図－3.2.3.20　既設床版主鉄筋ひずみと走行回数との関係（初期損傷）



図－3.2.3.21　既設床版主鉄筋ひずみと走行回数との関係（養生中）



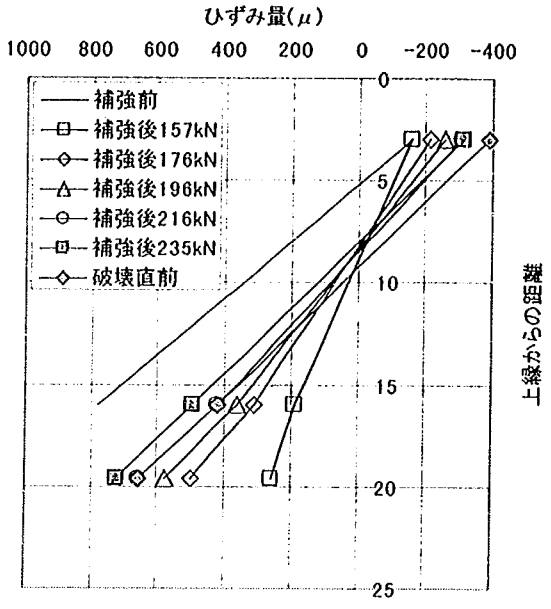
図－3.2.3.22　既設床版主鉄筋ひずみと走行回数との関係（本載荷）



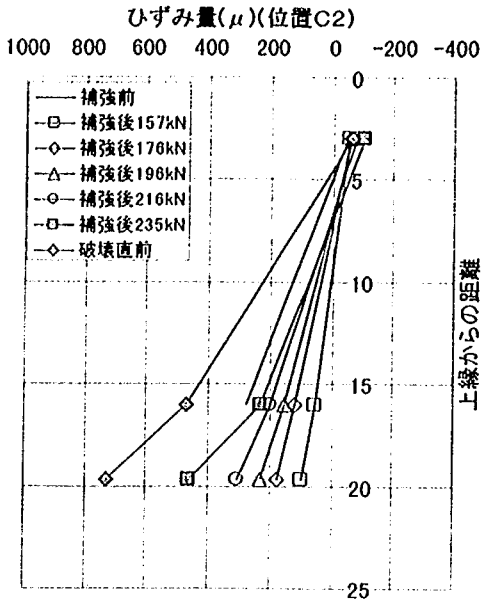
図－3.2.3.23　既設床版主鉄筋ひずみと走行回数との関係（計測値・計算値）

7）ひずみ分布

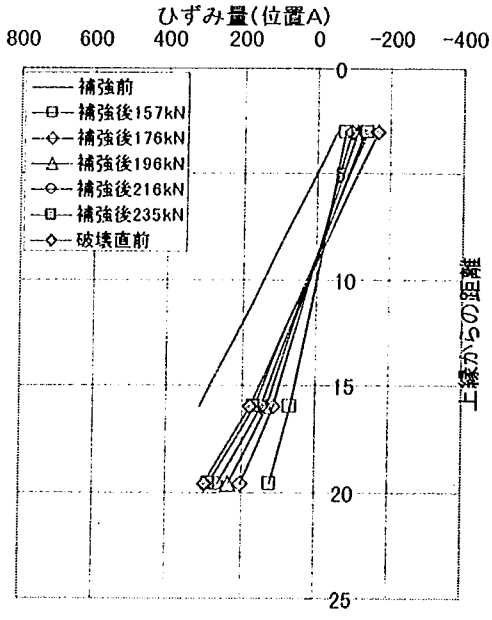
床版端部の測点Ａ，Ｃ2床版中央点Ｃ位置における床版断面のひずみ分布を図－3.3.2.3.24～26に示す。補強後本載荷荷重157kN(16tf)から荷重が増加し、破壊直前の荷重235kN(24tf)に至るまで床版断面各位置のひずみ分布は直線的に分布している。また、この傾向は床版の中央点Ｃだけでなく測点Ａ，Ｃ１でも同様の傾向であった。このことから補強床版断面は補強部と母床版が一体化し、破壊直前まで下面増厚全面にわたり合成構造が持続し平面保持は成立していたものと考えられる。



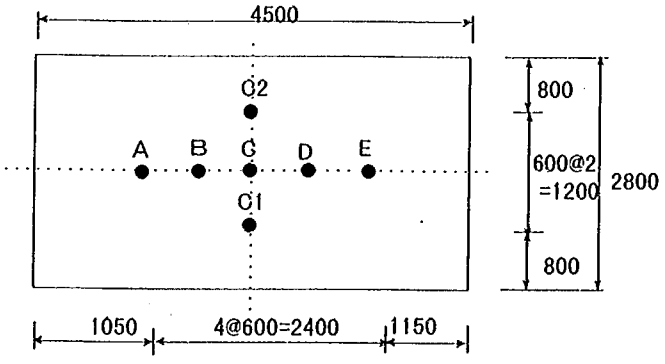
図－3.2.3.24　ひずみ分布と載荷荷重の関係
（床版中央点Ｃ）



図－3.2.3.25　ひずみ分布と載荷荷重の関係
（床版中央点Ｃ２）



図－3.2.3.26　ひずみ分布と載荷荷重の関係
（床版中央点Ａ）



図－3.2.3.27　計測位置図

8）試験の着目点の考察

①床版補強筋としてＦＲＰグリットを使用し、たわみ量低減効果、既設鉄筋応力度低減効果、疲労耐久性向上等の補強効果が確認された。

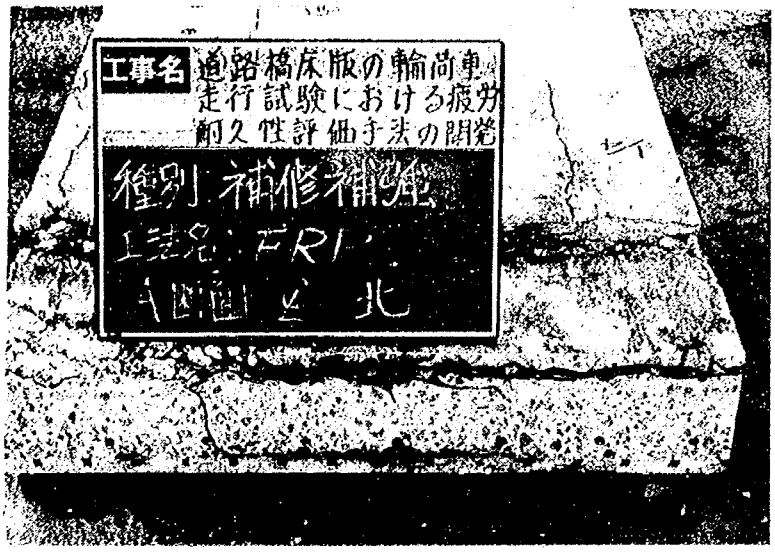
②ＦＲＰグリット重ね継ぎ手箇所の補強筋分離、抜けだし、吹き付けポリマーセメントモルタルの浮き、ひびわれ集中などの現象は発生しなかった。

③吹き付けポリマーセメントモルタルを既設床版と補強筋の一体化材料として使用し、補強効果が確認された。また、輪荷重走行中有害な浮きや剥がれはなく終局状態まで既設床版と補強部の一体化を保ち、平面保持が成り立っていた。

④ＦＲＰグリット工法の破壊性状は押し抜きせん断破壊により破壊した。



写真－3.2.3.5　載荷後供試体縦断（南－中央）



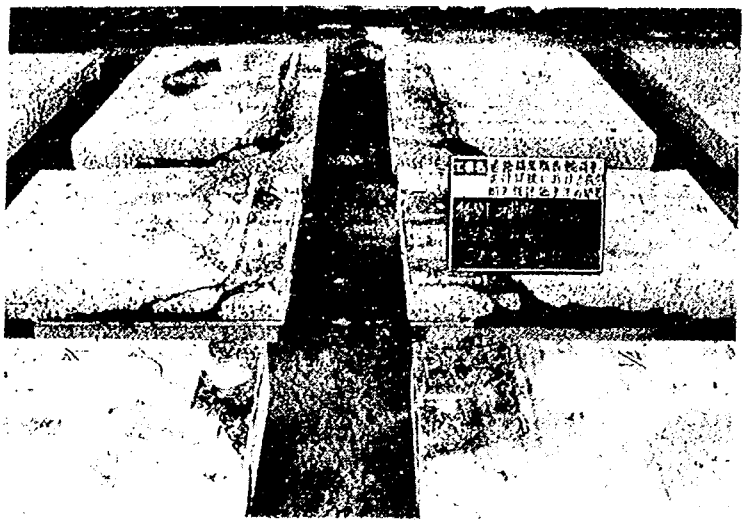
写真－3.2.3.6　載荷後供試体縦断（中央－北）



写真－3.2.3.7　載荷後供試体縦断（中央－北）



写真－3.2.3.8　載荷後供試体横断（東－西　南 50）



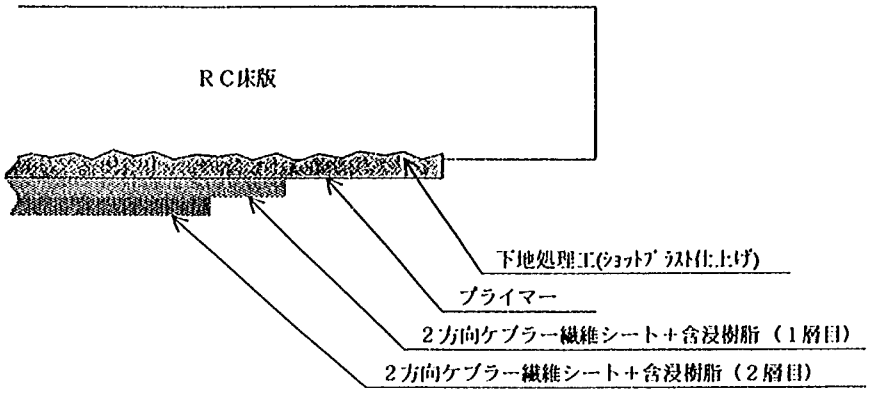
写真－3.2.3.9　載荷後供試体横断（東－西　北 110）

3．2．4二方向ケブラー製シート工法

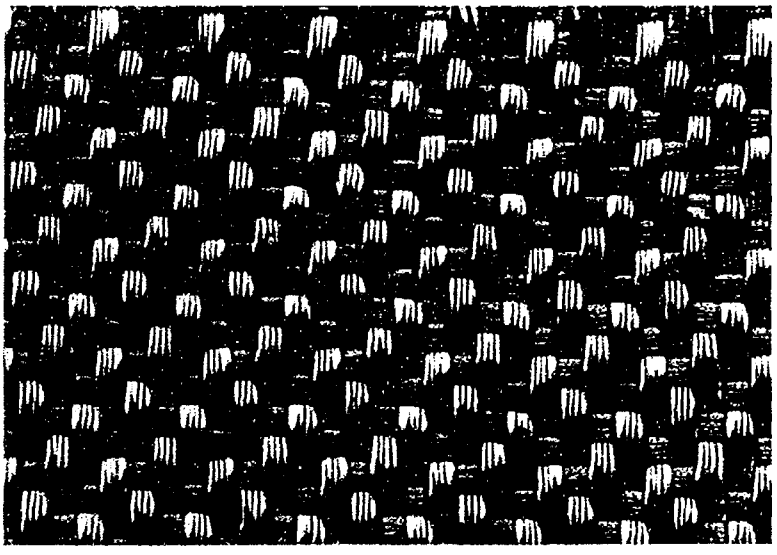
（1）概要

1）工法の概要

本実験における二方向ケブラー製シートによる床版下面補強工法の断面図を図－3.2.4.1 に、二方向ケブラー製シートの表面形状を図－3.2.4.2 に示す。



図－3.2.4.1 補強の標準断面



図－3.2.4.2　二方向ケブラー製シート

二方向ケブラー製シートによる床版下面補強工法に使用する繊維シートの力学特性を表－3.2.4.1 に、含浸樹脂の力学特性を表－3.2.4.2 にそれぞれ示す。

表－3.2.4.1　二方向ケブラーシートの特性

項目	単位	特性値	備考
公称耐力 縦×横	kN/m (tf/m)	600×600 (60×60)	単位幅 1 m あたりの値
目付量	g	870	
設計厚さ	mm	0.3	
弾性係数	N/mm^2 (kgf/cm^2)	1.2×10^5 (1.2×10^6)	
引張強度	N/mm^2 (kgf/cm^2)	2.1×10^3 (2.1×10^4)	
引張剛性	kN/m (tf/m)	3.6×10^4 (3.6×10^5)	単位幅 1 m あたりの値

表－3.2.4.2　含浸樹脂の特性

項目	単位	特性値	備考
比重	－	1.0～1.3	
可使時間	分	60 以上	温度上昇法 (300g ｽｹｰﾙ)
樹脂の粘度	mPa･s	7000～30000	23℃ (1rpm)
ﾁｸｿｲﾝﾃﾞｯｸｽ*	－	3.0 以上	23℃ (1/10rpm)
引張強度	N/mm^2 (kgf/cm^2)	50 以上 (500 以上)	
曲げ強度	N/mm^2 (kgf/cm^2)	50 以上 (500 以上)	
引張せん断強度	N/mm^2 (kgf/cm^2)	10 以上 (100 以上)	
接着強度	N/mm^2 (kgf/cm^2)	1.5 以上 (15 以上)	又は下地破壊

＊：回転粘度計を使用し、回転数 10rpm で測定した粘度を
回転数 1rpm で測定した粘度で除した値

2）試験の着目点

① 補強材として用いた二方向ケブラー製シートの補強効果

・補強後の床版内鉄筋に発生するひずみ（応力度）レベルとその分布性状

・補強後の床版の変位レベルとその分布性状

・ケブラー製シートに発生する応力度レベルとその分布性状

・平面保持の成立

・載荷回数と床版中央部変位の関係

（ケブラー製シート工法による疲労寿命改善効果の位置付け：RC39 および RC8 道示床版との比較）

② 補強後のシートの性状

・シートの浮きや剥離、破断の有無および剥離範囲などの確認

③ 補強後の破壊性状の確認

・押抜きせん断破壊とシート剥離あるいは破断の関係

3）設計の概要

①設計

設計は、道示および既設道路橋の補修・補強マニュアルに基づく

②二方向ケブラー製シートの補強層数

RC8 試験体に対して不足する鉄筋相当の二方向ケブラー製シートを貼付するものとする。ただし、鉄筋の応力度は 120N/mm^2(1200kgf/cm^2)とし、二方向ケブラー製シートは、繊維方向にのみ応力を負担するものとする。

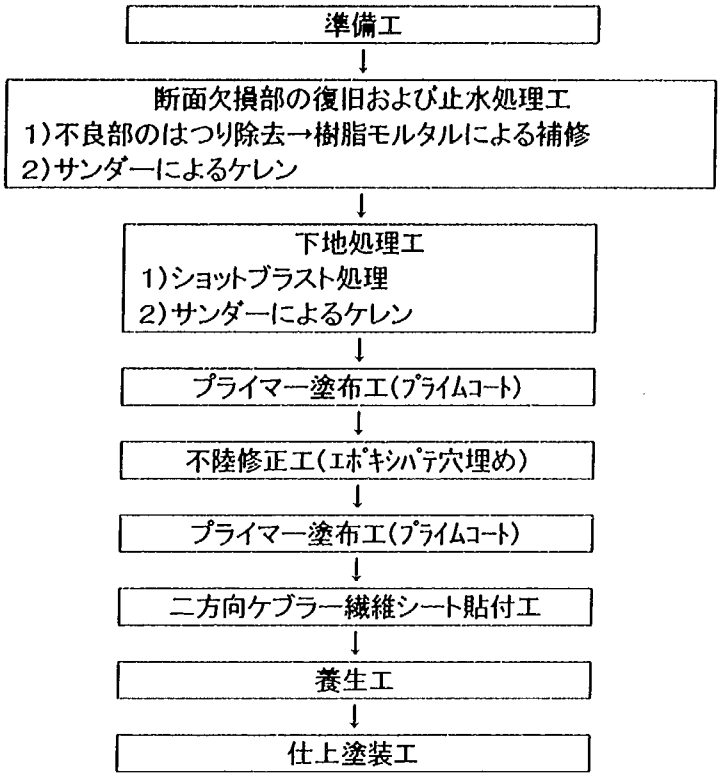
③二方向ケブラー製シートの荷重負担

既設断面の死荷重は既設断面で負担し、補強後の活荷重は、既設断面および二方向ケブラー製シートで負担する。なお、二方向ケブラー製シートおよび含浸樹脂の重量は考慮しないものとする。設計例を付録1「二方向ケブラー製シート工法の設計例」に示す。

4）施工の概要

①施工手順

二方向ケブラー製シートによる床版下面補強工法の標準的な施工フローを図－3.2.4.3 に示す。



図－3.2.4.3　施工フロー

②施工見学会

二方向ケブラー製シート工法の施工見学会を下記の日程で実施した。

期日：平成 10 年 8 月 25 日(火)

場所：建設省土木研究所

参加者：右表の通り。

見学内容：二方向ケブラー製シート

2 層目の貼付作業

表－ 3.2.4.3 施工見学会参加者

	所属	氏名
1	建設省土木研究所橋梁研究室	内田　賢一
2	(財)土木研究センター企画調査部	三木　正久
3	日本鋼管(株)橋梁・港湾開発部	加納　勇
4	丸紅建材リース(株)マグネライン部	赤坂　晋作
5	奈良建設(株)建設事業部技術研究所	佐藤　貢一
6	日本カイザー(株)土木製品グループ	木村　勝利
7	(株)富士ピー・エス東京支店技術部	黒木　隆二
8	飛島建設(株)土木本部土木設計部	川島知佳夫
9	ショーボンド建設(株)補修工学研究所	栗原　慎介
10	同上	佐藤　正勝
11	同上	木田　秀人

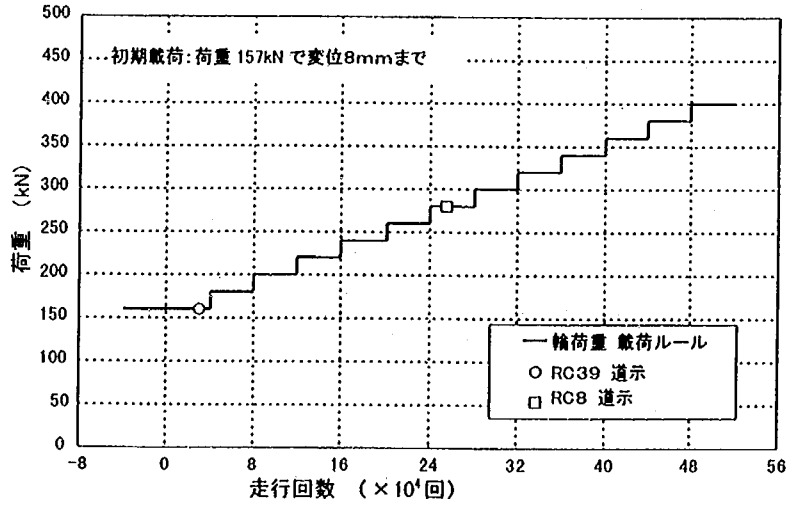
5）実験概要

① 実験フロー

本試験における作業のフローを図－3.2.4.4 に、載荷ルールを図－3.2.4.5 にそれぞれ示す。予め床版に与える損傷のレベルは、損傷度Ⅱ、変化点Bに設定し、輪荷重 157kN(16tf)で変位が 8mm となるまで走行を行うものとした。

5.14	試験体の製作	39 年道示に準じて設計した試験体を製作する。
	↓	
	養生	
	↓	
8.17	初期損傷	二方向ケブラー製シートにより補強を施す前に輪荷重走行試験により荷重 157kN(16tf)で初期損傷を与える。目標損傷度は、Ⅱ、中央たわみ量 8mm まで損傷を与える。
	↓	
8.24 8.25	補強施工	損傷した試験体に二方向ケブラー製シートにより補強を行う。1 目 1 層の手順で 2 層を貼付する。施工中の載荷は、実施しない。
	↓	
8.26	養生	供用開始は、樹脂が硬化する施工後 6 時間を目標としている。このため、硬化後の養生期間は、計測機器の設置作業に必要な時間のみとし、養生中の載荷（荷重 69kN(7tf)、回数 20 万回／3 週間）は実施しない。
	↓	
8.26	輪荷重走行試験	輪荷重走行試験は、荷重 157kN(16tf)から 4 万回走行毎に 20kN(2tf)づつ荷重を増加させて破壊に至るまで行う。
	↓	
9.1	走行試験終了	輪荷重 216kN、走行回数 145012 回で押抜きせん断破壊により試験終了。

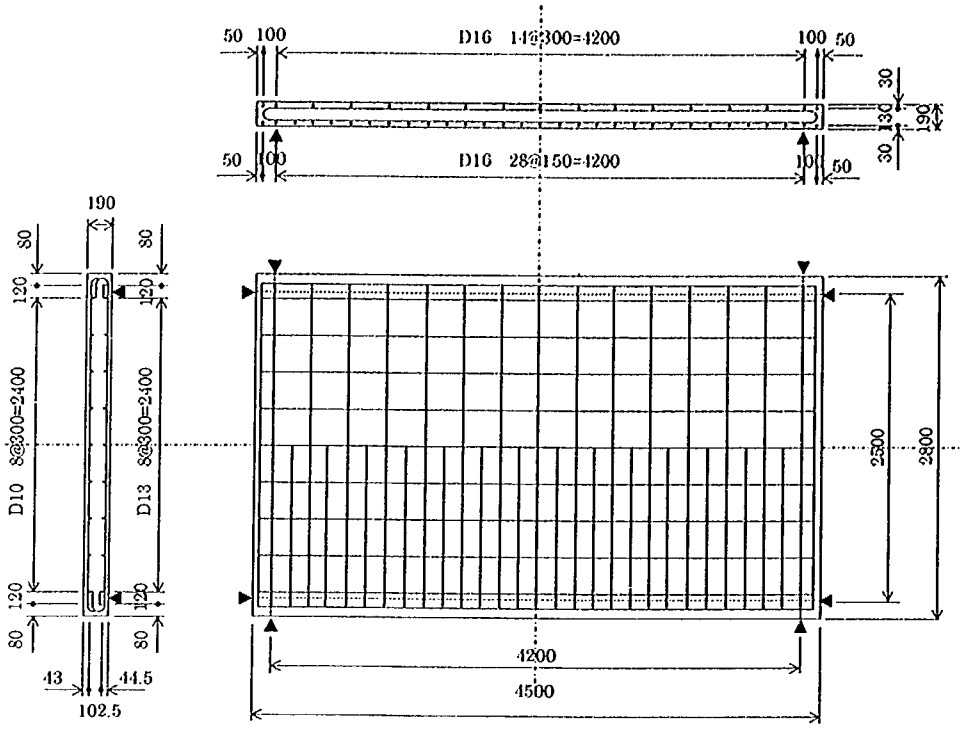
図－3.2.4.4　実験フロー



図－3.2.4.5　載荷ルール

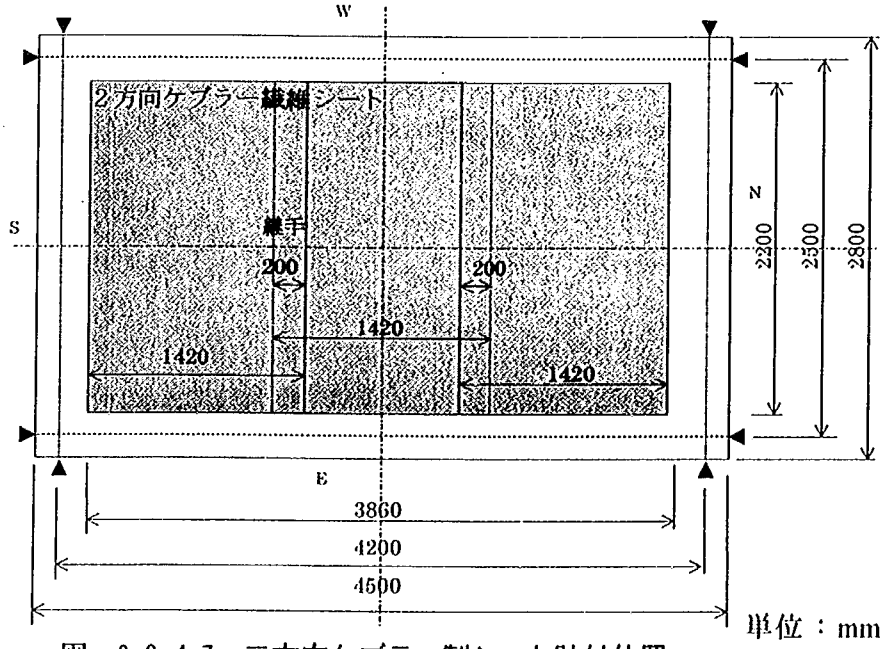
②試験体

試験体の形状・寸法および配筋を図－3.2.4.6 に示す。二方向ケブラー製シートの貼付位置を図－3.2.4.7 に示す。二方向ケブラー製シートは、幅 1420mm、長さ 2200 mm のシートを継手長 200mm で貼付した。2 層目の貼付方法は 1 層目と同様とし、継手位置を重複させるものとした。



単位：mm

図－3.2.4.6　試験体形状寸法および配筋

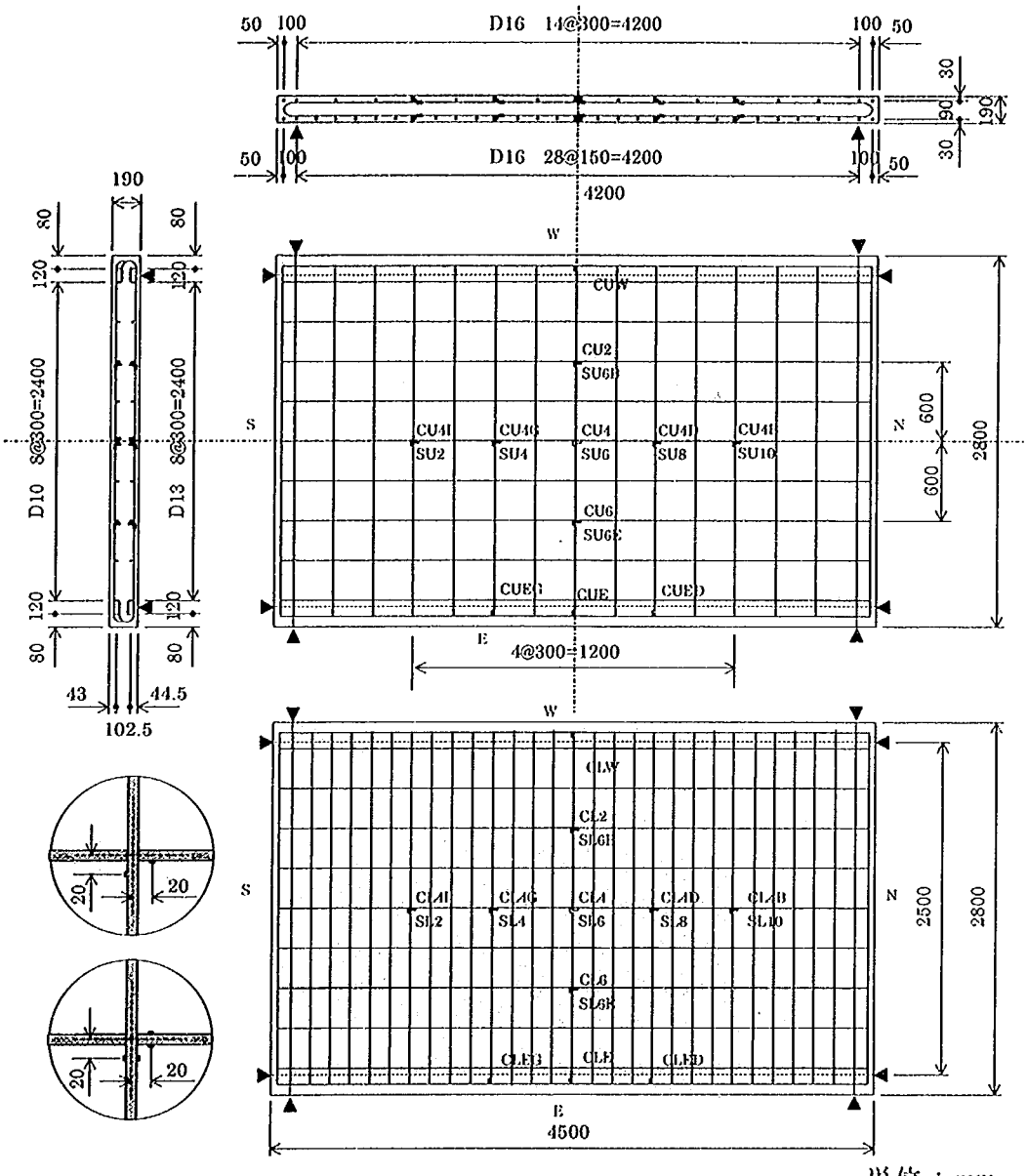


単位：mm

図－3.2.4.7　二方向ケブラー製シート貼付位置

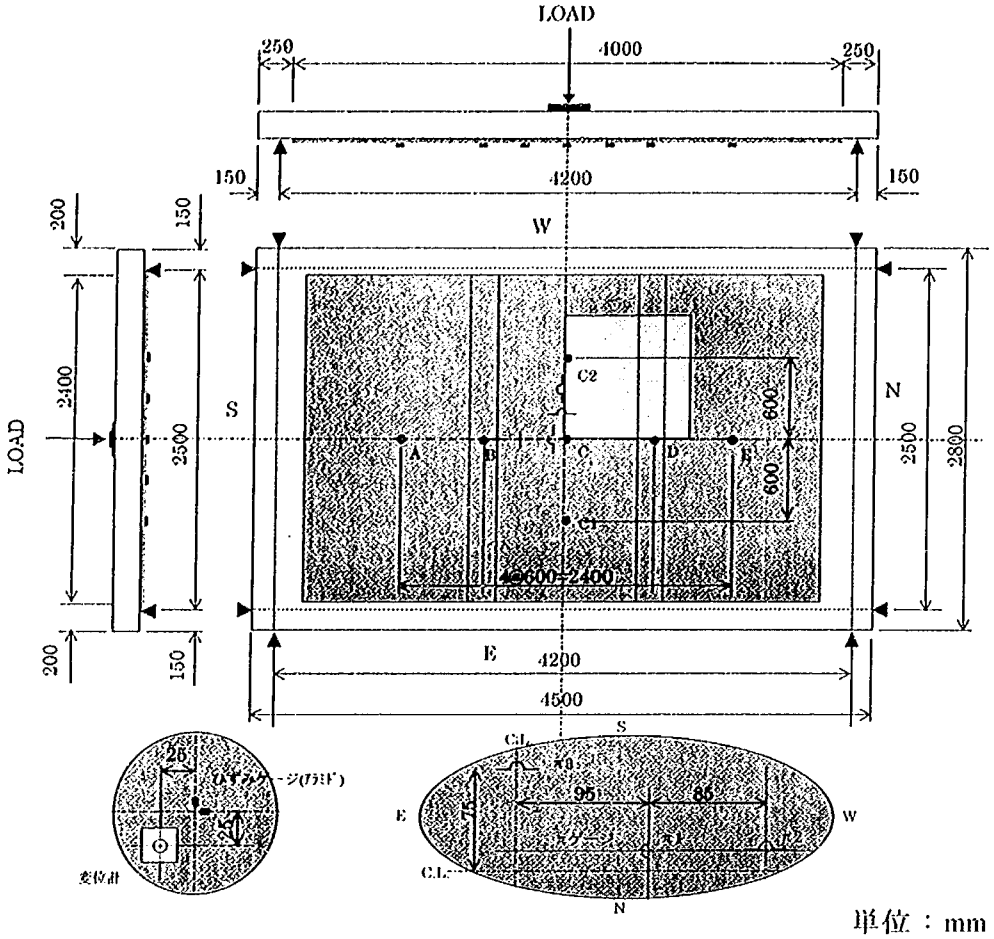
6）計測方法

補強筋のひずみゲージ貼付位置を図－3.2.4.8 に、変位計およびﾊﾟｹﾞｰｼﾞの取付位置を図－3.2.4.9 に、ケブラー製シートのひずみゲージの貼付位置を図－3.2.4.10 にそれぞれ示す。ここでひびわれ幅測定用のﾊﾟｹﾞｰｼﾞは、取付部のケブラー製シートを一部切断して開口部を作り、コンクリート面に直接設置した。



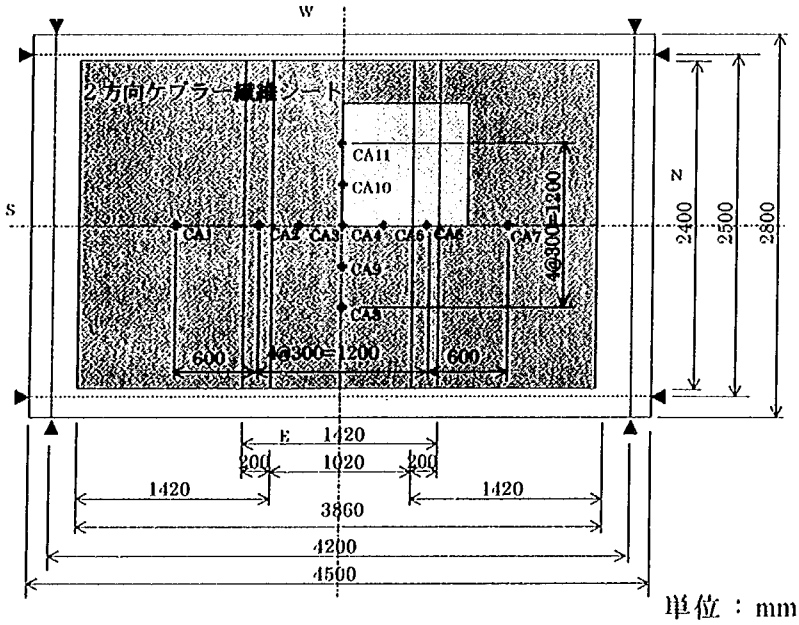
単位：mm

図－3.2.4.8　補強材ゲージ貼付位置



単位：mm

図－3.2.4.9　変位計およびπゲージ取付位置



単位：mm

図－3.2.4.10　ケブラー製シートひずみゲージ貼付位置

7）想定される破壊形態

二方向ケブラー製シートと床版コンクリートの一体性が良好な段階では、補強を行わないＲＣ８試験体に比べて、変位量および主鉄筋ひずみの減少などの補強効果が期待できる。載荷荷重の増加および走行回数の増加と共に床版コンクリートの変形量が増加し、最終的に押抜きせん断破壊が発生して耐荷力を喪失するものと予想される。この際の、シートの剥離やシートの破断の発生状況が重要な着目点となる。

（2）試験結果

1）材料試験結果

二方向ケブラー製シートの力学的特性を表－3.2.4.4 示す。なお、シートの力学特性は、繊維のみの断面積で評価したものである。

表－3.2.4.4 二方向ケブラー製シートの力学的特性

		引張強度* N／mm² (kgf/cm²)	弾性係数* N／mm² (kgf/cm²)
2層成型品	1	2280 (23300)	1.25×10^5 (1.28×10^6)
	2	2290 (23400)	1.28×10^5 (1.31×10^6)
	3	2250 (23000)	—
	4	2260 (23100)	1.25×10^5 (1.27×10^6)
	5	2344 (24000)	—
	平均値	2286 (23300)	1.26×10^5 (1.29×10^6)

＊：繊維の実断面積で計算

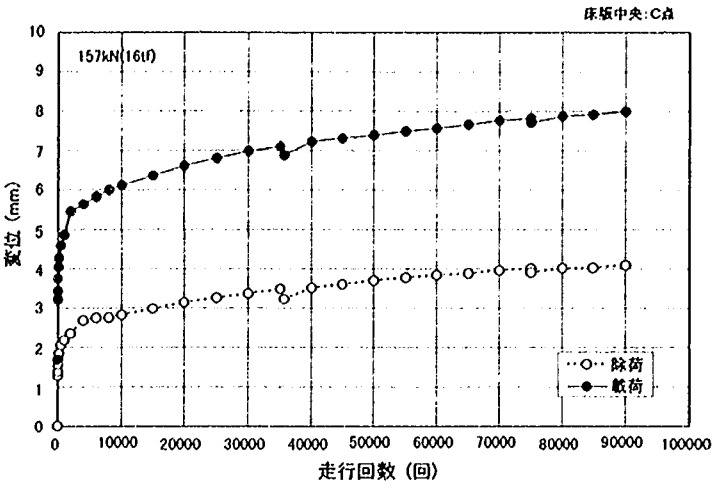
二方向ケブラー製シートとコンクリートの接着強度を表－3.2.4.5 示す。破壊形式は、全ての試験体においてコンクリートとシートの界面破壊となったが、接着強度は一般の繊維シート補強工法の基準値 1.5 N／mm² (15 kgf/cm²) を満足した。

表－3.2.4.5 接着力試験結果

材令	No.	付着強度 N／mm² (kgf/cm²)	破壊状況
走行開始 材令１日	1	2.21 (22.6)	界面破壊 (100%)
	2	1.82 (18.6)	界面破壊 (100%)
	3	2.41 (24.6)	界面破壊 (100%)
	4	1.68 (17.1)	界面破壊 (100%)
	5	1.89 (19.3)	界面破壊 (100%)
	平均	2.00 (20.4)	
走行終了 材令７日	1	3.69 (37.6)	界面破壊 (100%)
	2	3.10 (31.6)	界面破壊 (100%)
	3	3.07 (31.3)	界面破壊 (100%)
	4	2.93 (29.9)	界面破壊 (100%)
	5	2.19 (22.3)	界面破壊 (100%)
	平均	2.99 (30.5)	

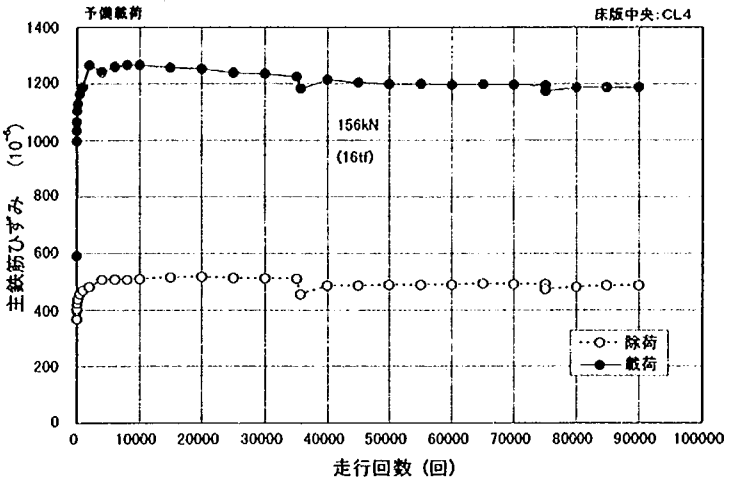
2) 初期損傷

初期載荷における試験体中央部の変位と走行回数の関係を図－3.2.4.11 に示す。予備載荷時の変位は、走行回数 1 回から 2000 回にかけて急増している。この載荷初期の変位の急増は、曲げひびわれの発生・進展によるものと推察される。その後、変位は徐々に勾配が低下しながら緩やかに増加する傾向が認められる。目標損傷レベルの変位量 8mm は、走行回数 90024 回で到達した。



図－3.2.4.11　初期損傷時の変位

初期載荷における走行回数と下端主鉄筋ひずみの関係を図－3.2.4.12 に示す。下端主鉄筋ひずみは、変位と同様に走行回数 1 回から 2000 回にかけて急増し、その後は走行回数 1 万回まではほぼ同一のひずみとなっている。しかしながら、1 万回以降のひずみは僅かながら減少傾向が現れている。これは、走行回数の増加に伴い、損傷範囲がより広域的に広がったことと対応している。

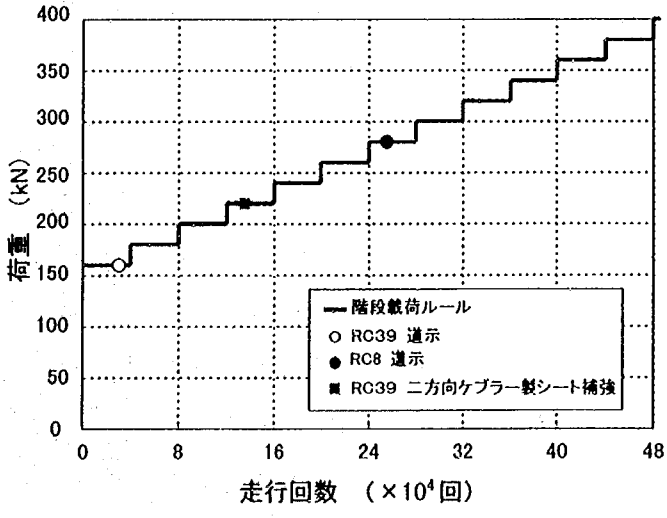


図－3.2.4.12　初期損傷時の主鉄筋ひずみ

床版下面のひびわれ発生状況は、走行レーン直下を中心に密集した分布状態を示した(図－3.2.4.18 参照)。

3) 補強後の破壊走行回数

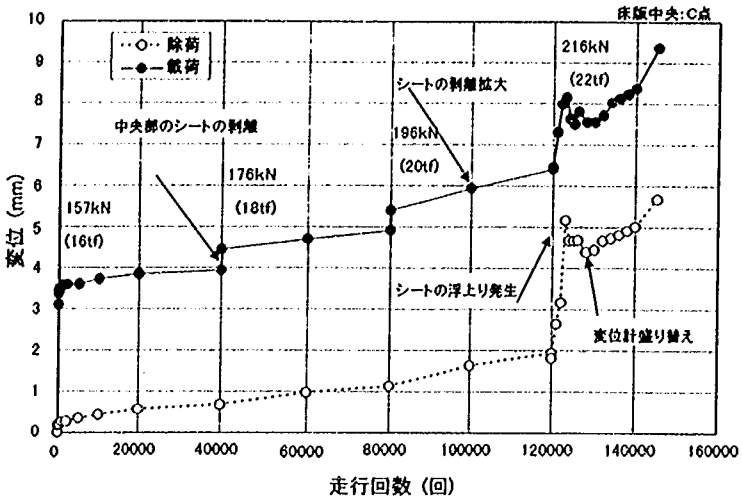
載荷荷重 216kN(22tf)、走行回数 145012 回で床版コンクリートの押抜きせん断破壊により試験を終了した。二方向ケブラー製シートで補強した床版の寿命は、図－3.2.4.13 に示す通り RC39 道示床版と RC8 道示床版のほぼ中間に位置する結果となった。



図－3.2.4.13　走行回数

4）破壊状況

走行回数と床版中央変位の関係を図－3.2.4.14 に示す。さらに、試験中の二方向ケブラー製シートの観察状況を表－3.2.4.6 に示す。走行試験開始の初期の段階からシートの剥離が発生し、載荷荷重および走行回数の増加とともに徐々に剥離の範囲が拡大したことが認められる。この時、シートの周辺部の付着状態は良好であり、アンボンドケーブル的な機構で補強性能を発揮していた可能性が示唆される。12 万回以降、中央部のシートはコンクリート面から大きく浮上り、床版自体の変位も急増している。床版中央におけるコンクリートとシートの間隙は、除荷時で 3.5mm、載荷時で 3.0mm であった。最終的に 216kN(22tf)でコンクリートの押抜きせん断破壊が発生し（図－3.2.4.19 参照）、同時に健全であった端部のシートも剥離して耐荷力を喪失した。なお、押抜きせん断破壊が急激に進行し、試験体の損傷が著しいため、切断面の観察により破壊状況を検討することは不可能であった。なお、試験終了まで二方向ケブラー製シートの破断は認められなかった。

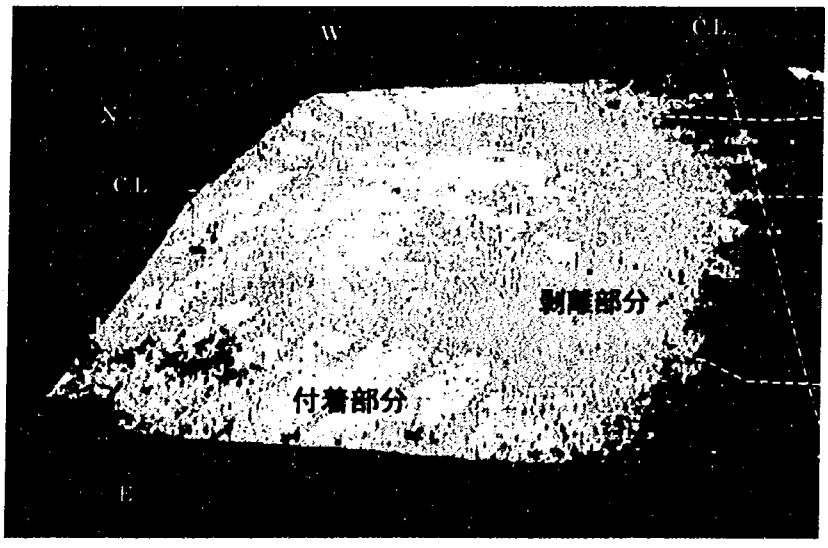


図－3.2.4.14　走行回数と変位の関係

表－3.2.4.6　シートの観察状況

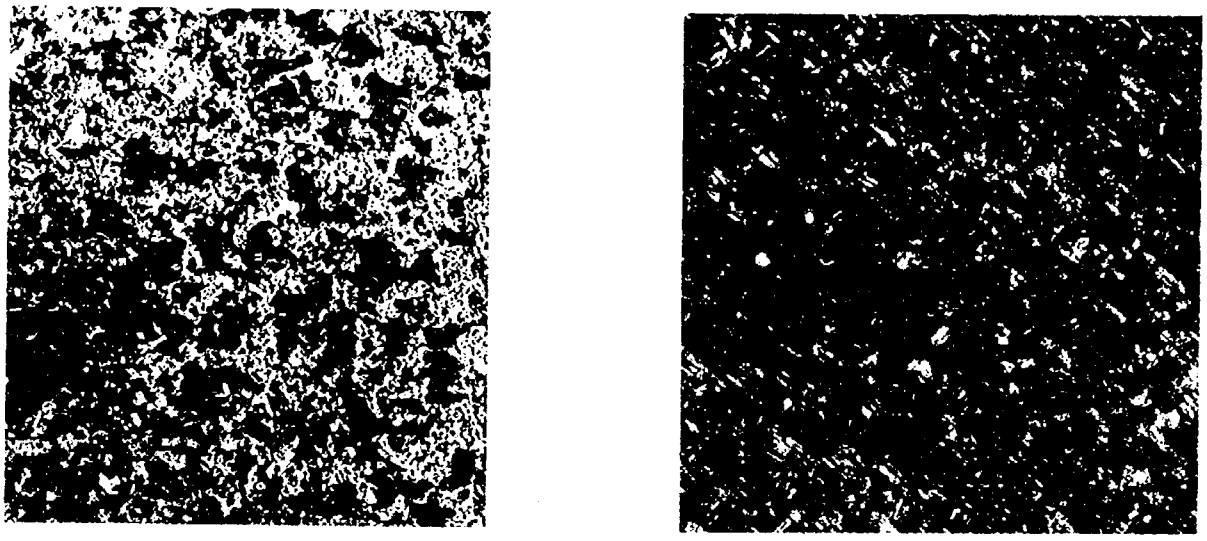
走行回数 回	載荷荷重 kN (tf)	観察状況
40012	157 (16)	走行レーン周辺に浮きが認められる
100012	196 (20)	床版全体に浮きが拡大
120012	216 (22)	変位の増加量が大きくなる
130012	216 (22)	浮上り変位が急増、変位計の盛り替え
145012	216 (22)	シートの片側が完全に剥離して破壊

試験終了後の二方向ケブラー製シートのコンクリートとの接着面の状態を図－3.2.4.15 に示す。床版周辺部は、コンクリート塊が全体的に付着していることが認められるのに対して中央部は、コンクリート塊の付着がほとんど認められない状態であった。床版中央部の二方向アラミド繊維シートとコンクリート界面の拡大状態を図－3.2.4.16 に示す。コンクリート界面の表面状態は平滑であるのに対し、アラミド繊維シートの表面状



図－3.2.4.15　破壊後の接着面（床版の北半面）

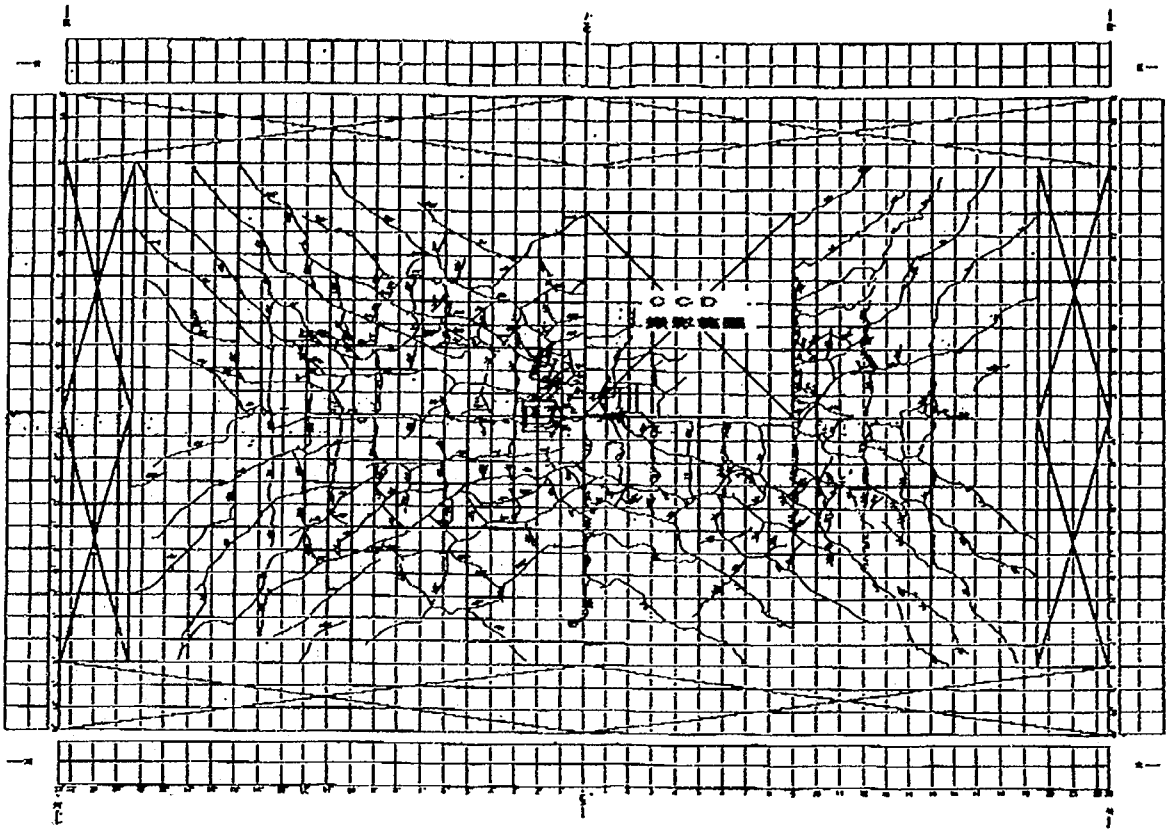
態は樹脂含浸が不十分な状態と同様に、織による凹凸が認められた。これは、凹部を充填すべき樹脂が不足し、凸部のみがコンクリート面に接している状態を示しており、シートの剥離は接着界面の樹脂が不足したためと判断される。一方、周囲の界面の状態は、図－3.2.4.17 に示すようにコンクリートが付着しており中央部と対称的に良好な接着状態を示した。界面の樹脂不足は、設定した必要樹脂量そのものが小さく問題であったことを示しているが、床版中央部と周辺部で違いが生じた原因は明確に出来なかった。図－3.2.4.18 に示す初期損傷時の損傷状態を見ると損傷の著しい領域と付着不良の領域がほぼ一致することから、接着力の低下原因は下地処理が不適切であった可能性もあり、最適な樹脂量および施工方法に付いて再検討する必要がある。



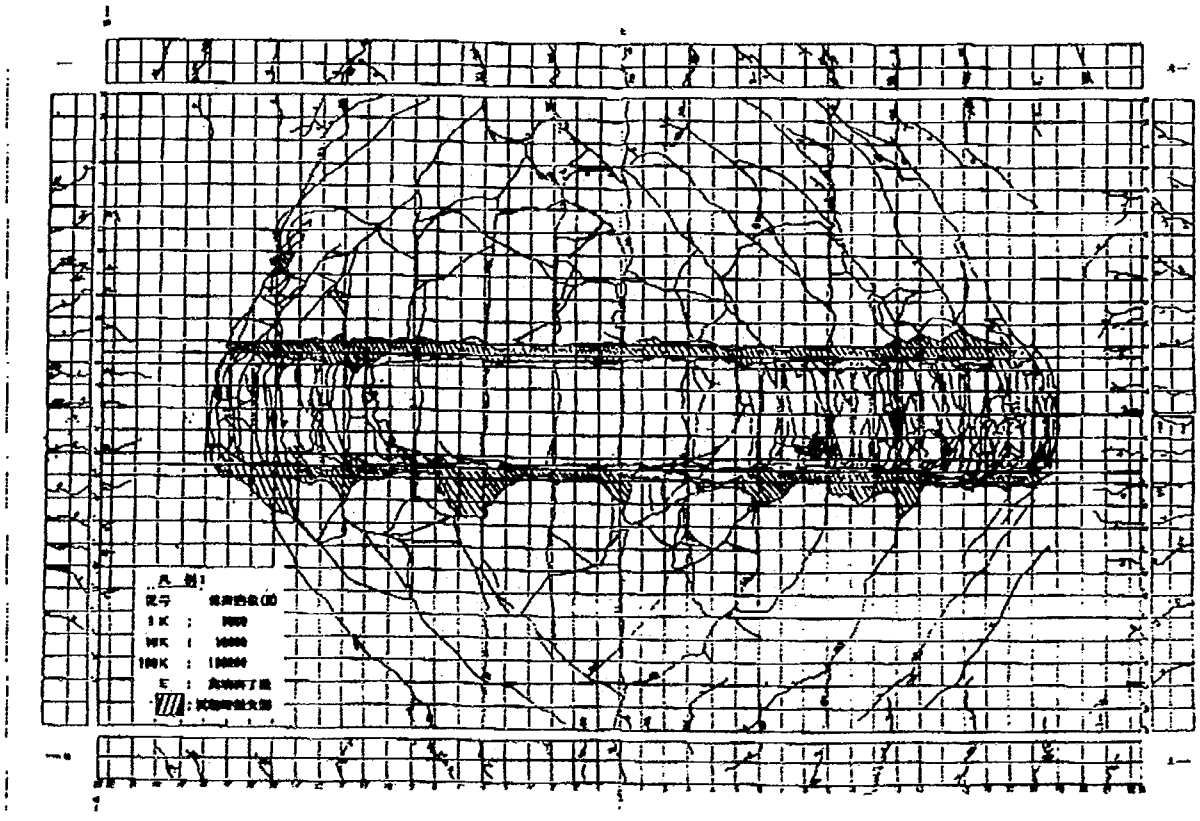
図－3.2.4.16　床版中央部の界面



図－3.2.4.17 床版周辺部の界面



図－3.2.4.18　初期損傷時のひびわれ発生状況（床版下面）



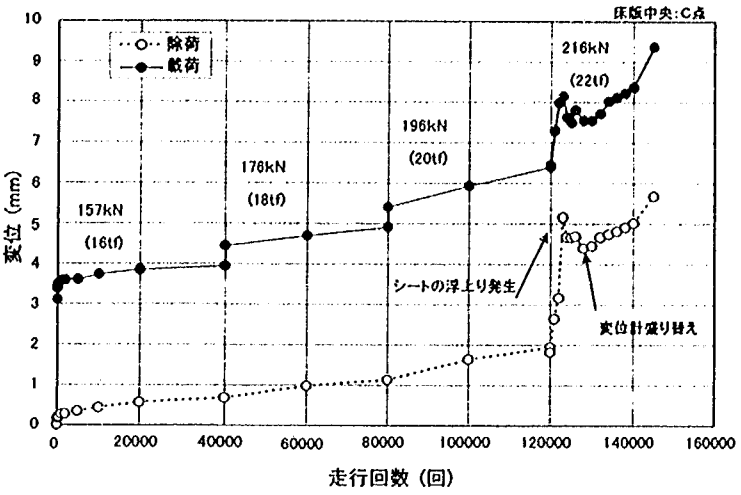
図－3.2.4.19　補強後の破壊状況（床版上面）

5）変位

①走行回数と変位の関係

補強後の本試験における走行回数と床版中央変位の関係を図－3.2.4.20 に示す。変位と走行回数のなす勾配は、荷重レベルの増大に伴い大きくなり、特に 216kN(22tf)で変位は急増し破壊に至った。除荷時の変位も走行回数の増加に伴いほぼ直線的に増加し、これも 216kN(22tf)で急増している。

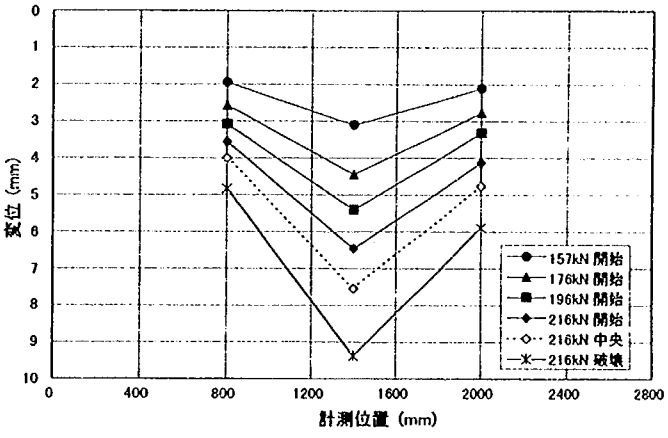
なお、変位の測定は、二方向ケブラー製シートの下面で行っていたが、荷重レベル 216kN(22tf)、走行回数 12 万回以降、シートの浮き上がりが発生したことにより計測精度が低下したため、走行回数 12 万回において変位計の盛り替えを行い、コンクリート下面での測定に変更している。この時の床版中央におけるコンクリートとシートの間隙は、除荷時で 3.5mm、載荷時で 3.0mm であった。



図－3.4.2.20 変位と走行回数の関係

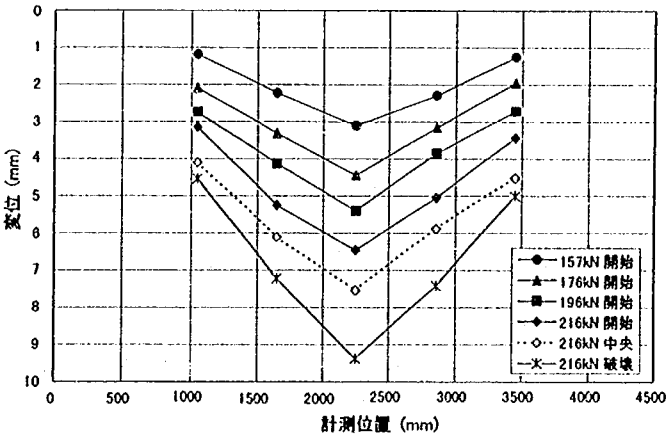
②変位分布

主鉄筋方向の変位分布を図－3.2.4.21 に示す。主鉄筋方向の変位は、216kN(22tf)で破壊するまで荷重レベルの増加とともに全測点で増加している。これは、載荷荷重の増加、走行回数の増加とともに損傷範囲が主鉄筋方向に広がっていることを示している。



図－3.2.4.21　変位分布（主鉄筋方向）

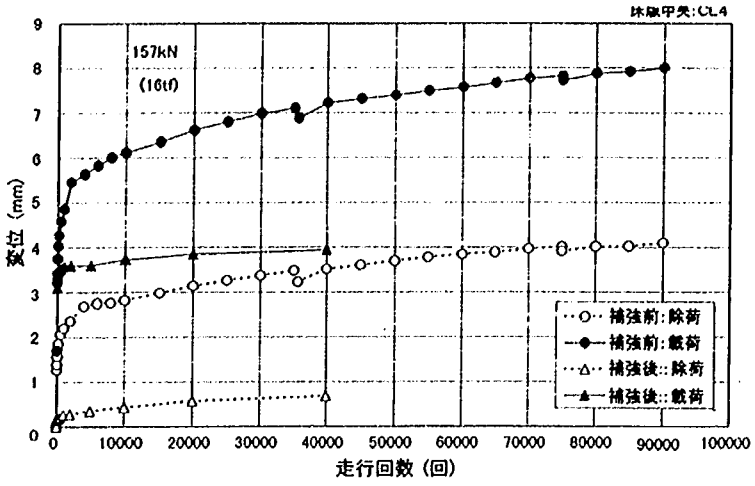
配力筋方向の変位分布を図－3.2.4.22 に示す。配力筋方向の変位は、主鉄筋方向と同様に、荷重レベルの増加とともに全測点で増加している。損傷範囲が配力筋方向にも広域的に広がっていることを示している。なお、主鉄筋方向と配力筋方向の変位レベルは、大略同程度である。



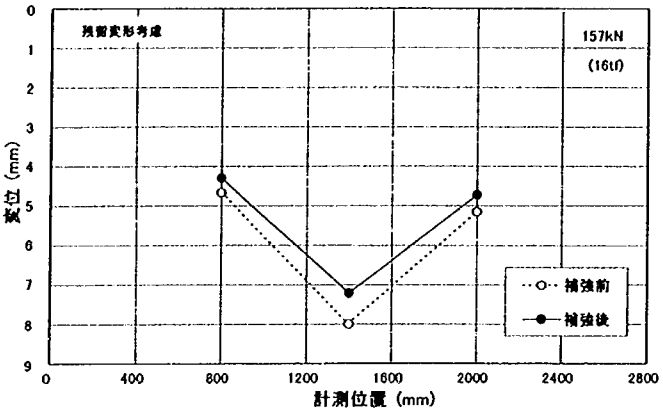
図－3.2.4.22　変位分布（配力筋方向）

③補強効果

二方向ケブラー製シートの補強効果を、シート剥離の影響が軽微な載荷荷重157kN(16tf)におけるシートの貼付前後のデータの比較により考察する。補強前後の走行回数と変位の関係の比較を図－3.2.4.23 に示す。なお、補強後の変位は初期損傷による変形を無視して変位量0を基準として表示している。補強前の変位は、走行回数 2000 回以降の走行回数の増加とともに徐々に勾配が低下しながら緩やかに増加し、約9万回で 8mm に達している。補強後の載荷時の変位は、増加傾向が顕著ではなく4万回経過後も 4mm 程度であり無補強の4万回時の変位 7mm と比べて 3mm 程度小さくなっている。除荷時の変位も同様に増加傾向が顕著ではなく4万回経過後も 0.7mm 程度であり、無補強の4万回時の変位 3.5mm と比べて 3mm 弱小さくなっている。

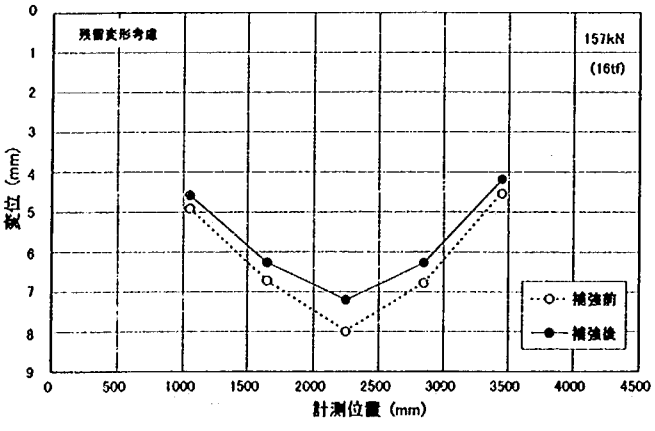


図－3.2.4.23　変位－走行回数関係の比較



図－3.2.4.24 変位分布の比較（主鉄筋方向）

補強前後の変位分布の比較を主鉄筋方向について図－3.2.4.24 に、配力筋方向について図－3.2.4.25 にそれぞれ示す。図中、補強後の変位は、初期載荷における残留変位を加算して表示した。主鉄筋方向の変位分布は、補強前は床版中央に集中する傾向が強く両側点との差が約 3mm である。補強後の分布状態もほぼ同様な分布状態を示している。補強による変位の減少量は、中央部で1mm 程度であった。配力筋方向の変位分布は、若干滑らかな形状を示しているものの、主鉄筋方向の分布とほぼ同様の傾向を示している。

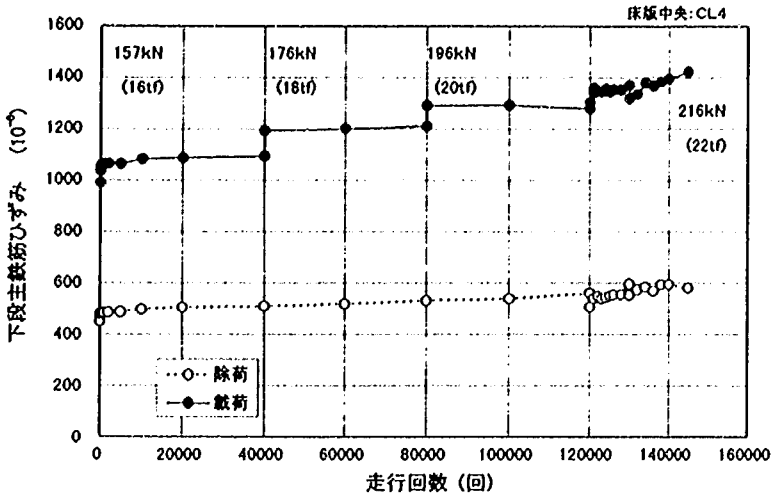


図－3.2.4.25 変位分布の比較（配力筋方向）

6）下端筋ひずみ

①走行回数とひずみの関係

補強後の本試験における走行回数と床版中央の下端主鉄筋ひずみの関係を図－3.2.4.26 に示す。主鉄筋ひずみは、荷重レベルの増加とともに増大する傾向にあるが、変位と異なり 216kN(22tf)レベルでの増加は顕著ではない。なお、除荷時の変位は、載荷回数の増加とともに直線的に増加する傾向を示している。

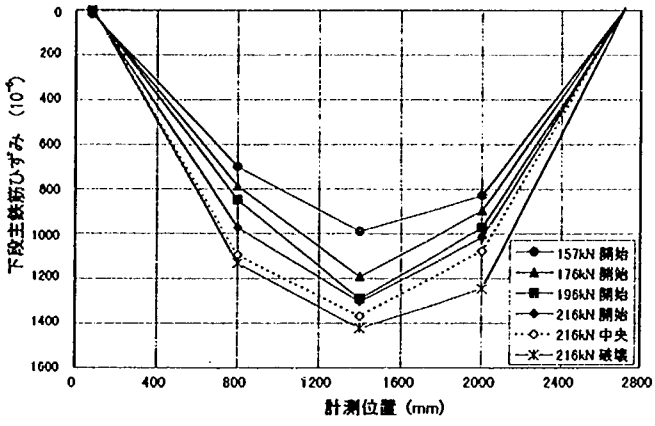


図－3.2.4.26 主鉄筋ひずみと走行回数の関係

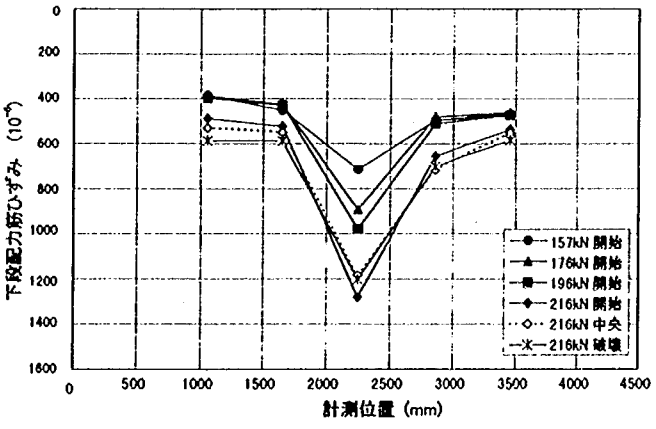
②ひずみ分布

主鉄筋ひずみの主鉄筋方向分布を図－3.2.4.27 に示す。主鉄筋ひずみは、床版中央および両側の計測点で大きく、216kN(22tf)レベルでは 1200～1400 $\times 10^{-6}$ 程度を示している。また、主鉄筋のひずみは、荷重レベルの増大に対応して増加している。

配力鉄筋ひずみの配力筋方向分布を図－3.2.4.28 に示す。配力筋ひずみは、床版中央部のみ極めて大きく、最大で 1200$\times 10^{-6}$ 程度を示している。一方、主鉄筋のひずみ分布と大きく異なり、床版中央部の両側の計測点におけるひずみは 700$\times 10^{-6}$ 程度である。なお、床版中央部の配力筋ひずみは、216kN(22tf)載荷初期で急増したものの、その後は減少して終局に至っている。



図－3.2.4.27　主鉄筋ひずみ分布（主鉄筋方向）

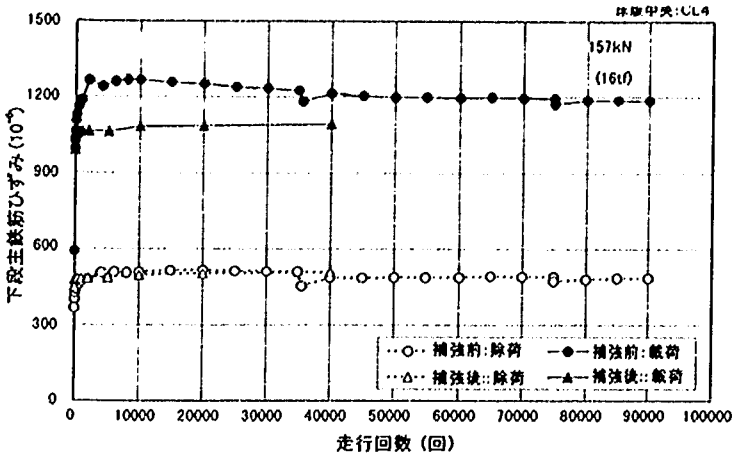


図－3.2.4.28　配力筋ひずみ分布（配力筋方向）

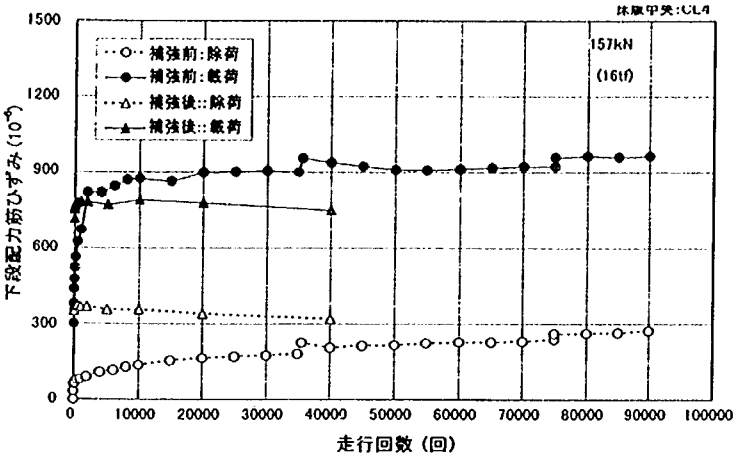
③補強効果

ケブラー製シートの補強効果を、載荷荷重157kN(16tf)におけるシートの貼付前後のデータの比較により考察する。下端主鉄筋の比較を図－3.2.4.29 に示す。補強前の下端主鉄筋のひずみは、載荷回数 2000 回まで急増し、その後線形的に増加し、1万回以降では逆に低下している。一方、補強後のひずみは、走行回数が増加しても載荷時のひずみの増加は少なく、4 万回経過時では、200×10^{-6} 程度補強前よりも小さくなっている。なお、除荷時のひずみレベルは、載荷初期には差があるものの、4 万回経過時周辺ではほとんど差が無いことが分かる。

下端配力筋の比較を同様に図－3.2.4.30 に示す。補強前の配力筋の載荷時のひずみは、走行回数の増加とともに増加しており、4 万回経過時では約 900×10^{-6} を示している。この増加傾向は、除荷時のひずみに関してもほぼ同様である。補強後の配力筋ひずみは、載荷回数に関わらずほぼ同等であり、載荷時は、$700\sim800\times10^{-6}$ 程度となっている。一方、除荷時のひずみは、300×10^{-6} 程度となっており、無補強時の９万回経過時のひずみとほぼ等しい。

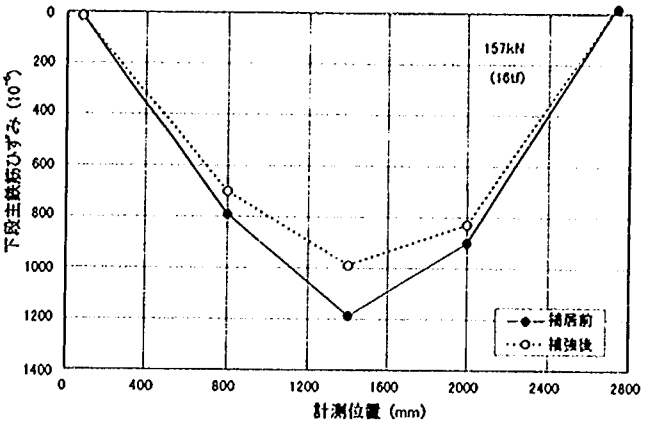


図－3.2.4.29　主鉄筋ひずみ－走行回数の比較

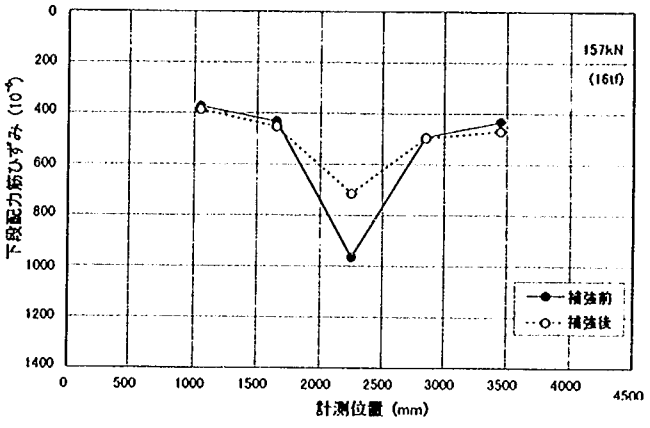


図－3.2.4.30　配力筋ひずみ－走行回数の比較

補強前後のひずみ分布の比較を主鉄筋の主鉄筋方向について図－3.2.4.31 に、配力筋の配力筋方向について図－3.2.4.32 にそれぞれ示す。主鉄筋の主鉄筋方向のひずみ分布は、補強前後でほぼ同様の分布形状を示しているが、何れの測点も補強後の方がひずみが小さい。補強後の最大ひずみは、約 1000×10^{-6} であり、補強前の最大ひずみ約 1200×10^{-6} に比べて 200×10^{-6} 程度減少している。配力筋の配力筋方向のひずみは、補強前後共に中央部に集中するほぼ同様の分布形状を示している。中央部の補強後の最大ひずみは、700×10^{-6} 程度であり、補強前の最大ひずみ約 1000×10^{-6} に比べて 300×10^{-6} 程度減少しているが、中央部以外のひずみには補強前後で大差が無い。



図－3.2.4.31 主鉄筋ひずみ分布の比較(主鉄筋方向)

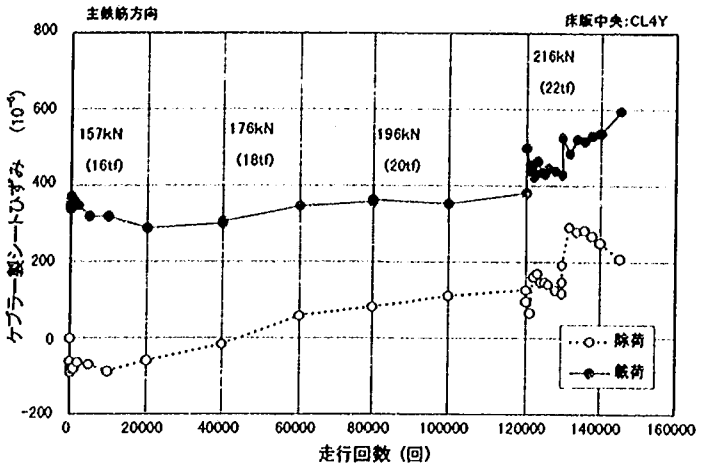


図－3.2.4.32 配力筋ひずみ分布の比較(配力筋方向)

7）二方向ケブラー製シートのひずみ

①走行回数とひずみの関係

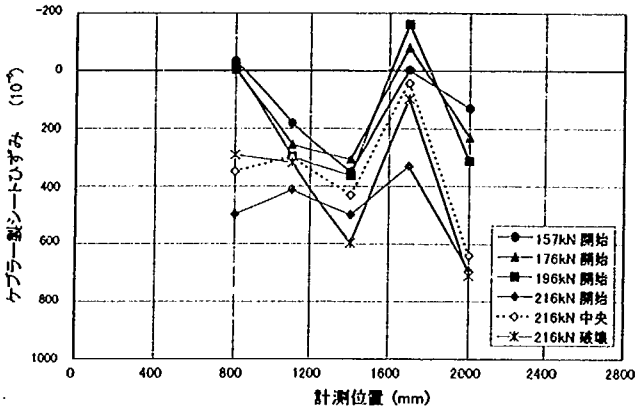
走行回数とケブラー製シートのひずみの関係を床版中央の主筋方向を例として図－3.2.4.33 に示す。ケブラー製シートは、196kN(20tf)レベルまでのひずみの増加量はわずかであり、400×10^{-6}程度以下であった。しかしながら、216kN(22tf)レベルにおいてひずみは急増し、破壊直前は 600×10^{-6} 程度を示した。除荷時のひずみは載荷回数の増加に伴いほぼ直線的に増大し、216kN(22tf)レベルにおいて急増する傾向を示している。



図－3.2.4.33 ケブラー製シートのひずみと走行回数の関係

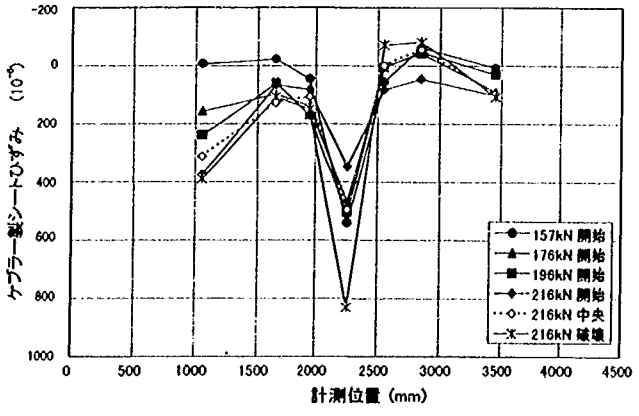
②ひずみ分布

主鉄筋方向のアラミドひずみの主鉄筋方向分布を図－3.2.4.34 に示す。主鉄筋方向のケブラー製シートのひずみ分布は、不規則な形状となっているが、両サイドの計測点のひずみは、載荷荷重が増大するのにしたがい増大し、計測の範囲内ではほぼ同等のひずみレベルを示している。これは、載荷荷重、走行回数の増加とともにシートの剥離範囲が広域的に広がったことを示すものと推察される。



図－3.2.4.34 ケブラー製シートのひずみ分布（主鉄筋方向）

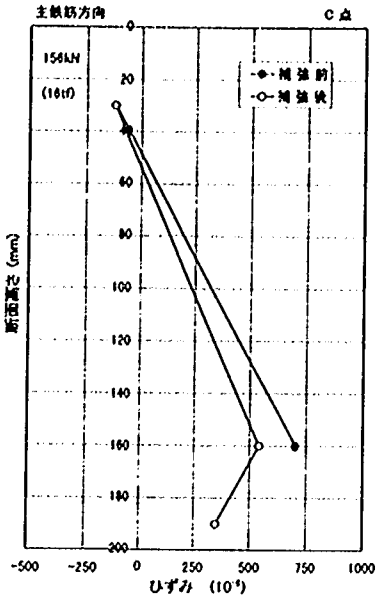
配力筋方向のアラミドひずみの配力筋方向分布を図－3.2.4.35 に示す。配力筋方向のケブラー製シートのひずみ分布は、床版中央部のみで大きく破壊直前では、800×10^{-6} 程度を示している。ただし、片側の測点で載荷荷重の増大とともにひずみは増大していることから、シートの剥離現象は、局所的に多様に変化・進行することが分かる。



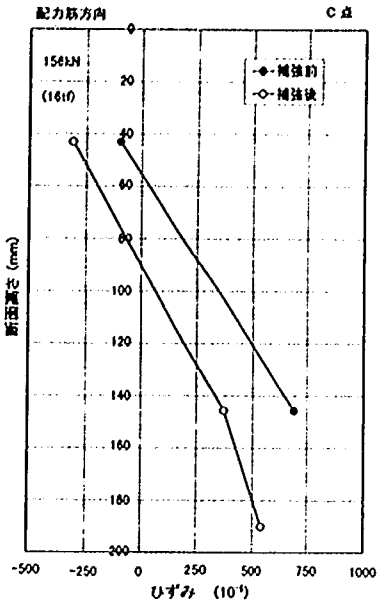
図－3.2.4.35 ケブラー製シートのひずみ分布（配力筋方向）

8）断面内分布

床版中央における主鉄筋方向ひずみの断面内分布を上端主筋、下端主筋、二方向ケブラー繊維シートの３測点の数値を用いて図－3.2.4.36 に、同様に配力筋方向ひずみの断面内分布を図－3.2.4.37 に示す。何れも補強効果を比較するため、載荷荷重 157kN(16tf)におけるシートの貼付前後の値を表示した。なお、図中に示した数値は、各荷重レベルの除荷時の測定値を基準として載荷時のひずみを表示しており、残留ひずみの影響を除去した値である。

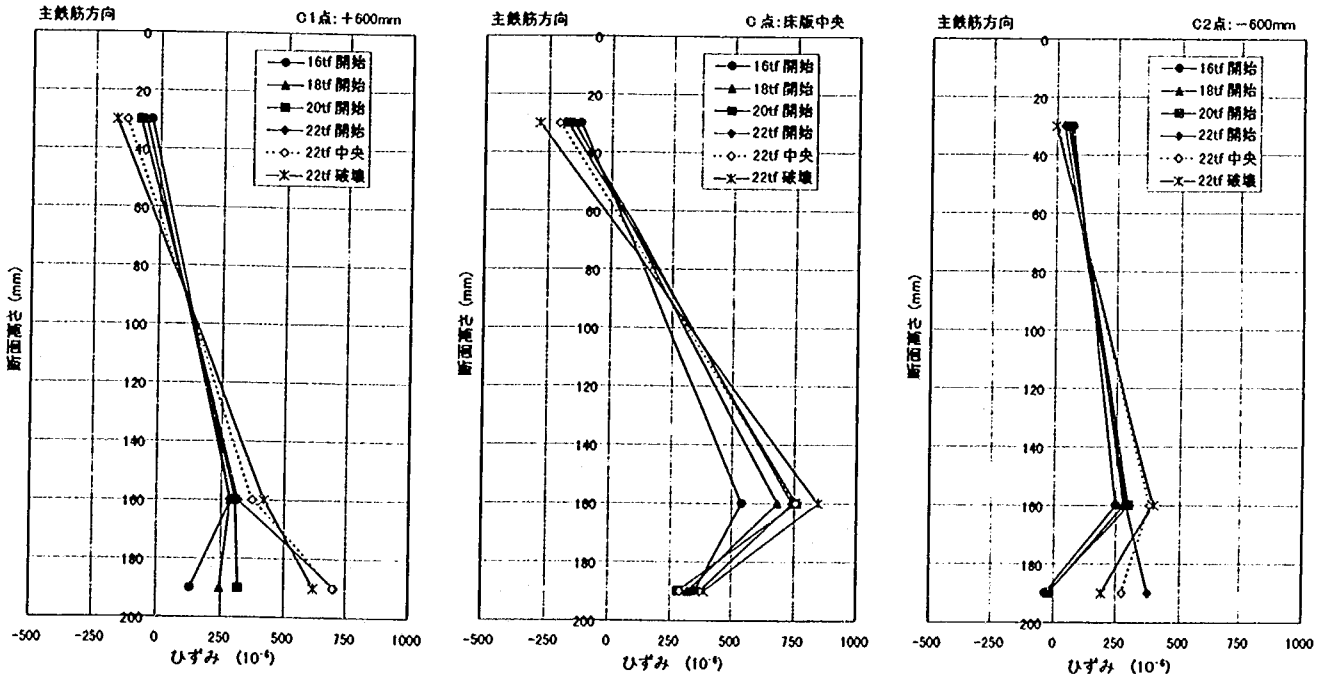


図－3.2.4.36 主鉄筋方向ひずみの断面内分布

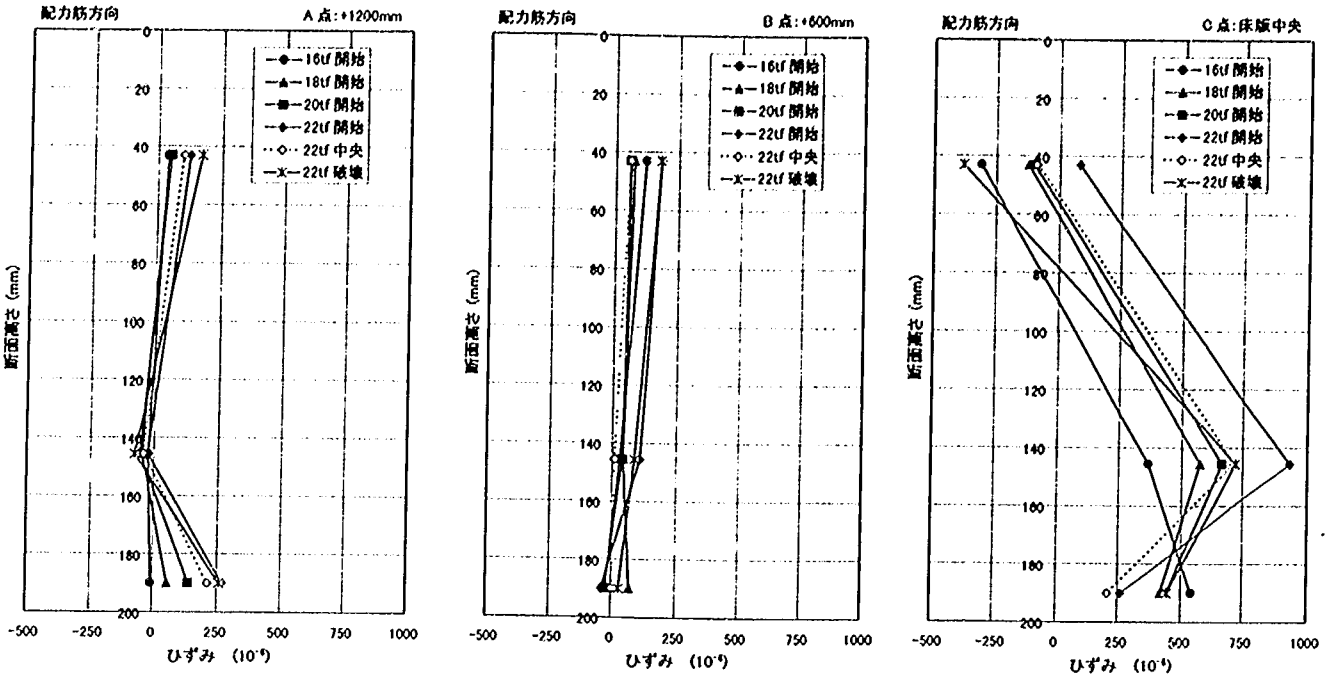


図－3.2.4.37 配力筋方向ひずみの断面内分布

補強後の主鉄筋ひずみは、下端筋で約 540×10^{-6} と補強前に比して 160×10^{-6} 程度の減少を示しているが、二方向ケブラー繊維シートのひずみは約 350×10^{-6} と下端筋ひずみよりも小さな値を示した。補強後の配力筋方向ひずみは、補強前に比して上端筋、下端筋共に 200×10^{-6} 程度の減少を示した。二方向ケブラー繊維シートのひずみは約 540×10^{-6} と下端筋ひずみの約 360×10^{-6} よりも大きな値を示した。



図－3.2.4.38 各計測位置の断面内ひずみ分布 （主鉄筋方向）



図－3.2.4.39　各計測位置の断面内ひずみ分布　（配力筋方向）

主鉄筋方向の各計測位置における主鉄筋方向ひずみの断面内分布を図－3.2.4.38 に示す。図中の数値は、各荷重レベルの除荷時の測定値を基準として載荷時の値を示し、残留ひずみの影響を除去している。

断面中央のひずみ分布によると載荷レベルの増大に伴い下段主鉄筋のひずみは増加するものの、二方向ケブラー製シートのひずみに顕著な増加は認められず、破壊に至るまで下段主鉄筋のひずみを下回っている。これは、コンクリートとシートの剥離が徐々に拡大し、ひずみが平均化したためと考えられる。両測点の分布は、載荷レベル 196kN(20tf)までは大きな変化は生じていないが、載荷レベル 216kN(22tf)において二方向ケブラー製シートのひずみが急増したことが認められる。

配力筋方向の各計測位置における配力筋方向ひずみの断面内分布を同様に図－3.2.4.39 に示す。断面中央においては下段主鉄筋のひずみが増加しても、二方向ケブラー製シートのひずみは逆に減少している。床版中央から 600mm の位置の分布状態は、上端筋、下端筋、二方向ケブラー製シートの何れにおいてもは有意な変化が認められないが、床版中央から 1200mm の位置の二方向ケブラー製シートのひずみは載荷レベルの増大に伴い僅かながら増加している。これは、床版中央部の二方向ケブラー製シートとコンクリートとの一体性が比較的に低い荷重レベルで失われてしまったことに対して、周辺部の接着状態は良好であったためと考えられる

9）試験の着目点に関する考察

① 二方向ケブラー製シートの補強性状

走行試験開始の初期の段階から二方向ケブラー製シートの剥離が発生し、載荷荷重および走行回数の増加とともに徐々に剥離の範囲が拡大したことが認められた。床版の周辺部のコンクリートとシートの周辺部の付着状態は良好であり、本試験における二方向ケブラー製シートはアンボンドケーブル的な機構で補強性能を発揮していた可能性が示唆された。このため、シートに生じたひずみは、剥離区間で平均化されて比較的小さな値となり、ひずみの平面保持も成立しない結果となったと考えられる。

接着力の低下原因は、設定した必要樹脂量そのものが少なく界面の樹脂不足が生じたためであり、最適な樹脂量および施工方法に付いて再検討する必要がある。

なお、試験終了時まで二方向ケブラー製シートの破断は認められなかった。

② 二方向ケブラー製シートの補強効果

載荷荷重 157kN(16tf)の走行開始の初期の段階で二方向ケブラー製シートの剥離が発生した。剥離発生後、載荷荷重および走行回数の増加とともに剥離の範囲は徐々に拡大した。最終的に、載荷荷重 216kN(22tf)、走行回数 145012 回で床版コンクリートの押抜きせん断破壊により試験を終了した。二方向ケブラー製シートで補強した床版の寿命は、RC39 道示床版と RC8 道示床版のほぼ中間に位置する結果となった。

3.2.5　ＰＳＲ工法

（１）概要

１）工法の概要

ＰＳＲ工法は図3.2.5-1に示すように道路橋の鉄筋コンクリート床版（以後ＲＣ床版という）に所定の補強鉄筋を配置し、これをマグネライン（ＰＡＥ系ポリマーセメントモルタル、マグネタイト、以後ＰＰＭＧモルタルという）で既設床版と合成させる工法である。この工法は旧床版にＰＰＭＧモルタルによって補強鉄筋を一体化させて、作用する自動車荷重による断面力を負担させ、床版のたわみ量や鉄筋応力度を低減させるものである。また、床版全厚増加によりせん断力も増加する。下記に特徴を述べる。

①既設床版と補強材ＰＰＭＧモルタルの接着が優れ、補強鉄筋が旧床版と一体となって機能する。また、補強効果の持続性が高い。

②曲げおよびせん断に対する補強効果が同時に得られる。

③ＰＳＲ工法による補強によって、既設床版のコンクリートと鉄筋の応力度、たわみ量、ひび割れ幅を低減でき、床版の耐久性を大幅に向上させる。

④補強材が適度な剛性であるため、繰り返し荷重作用下においても、既設部と補強部の間界面剥離を生じない。

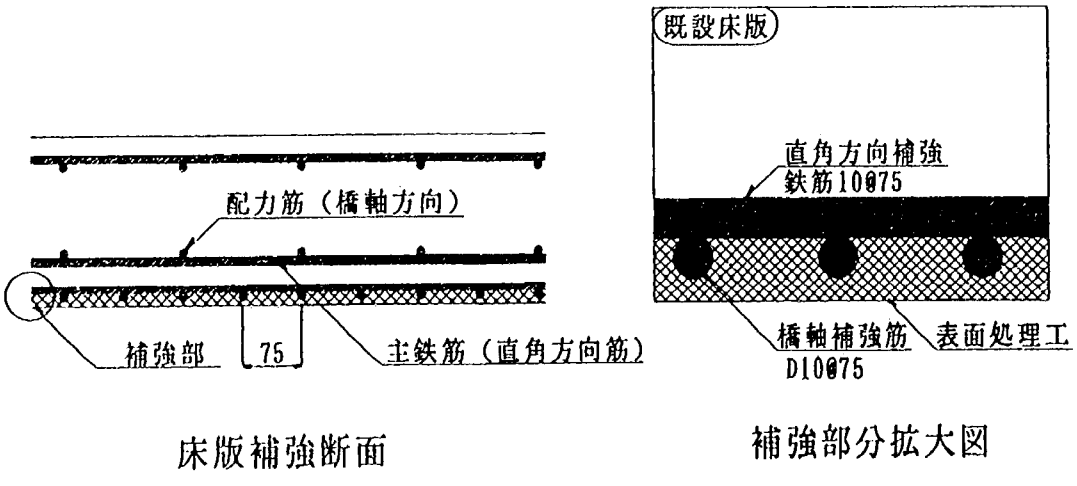


図3.2.5-1　ＰＳＲ工法概要

2）試験の着目点

①ＰＳＲ工法で補強した床版の破壊性状を確認する。

②本工法の補強効果および効果の持続性を確認する。

③破壊に至るまでの母床版と補強材の界面を観察し、補強材の接着性能を確認する。

④既設鉄筋および補強鉄筋のひずみ量を観察し、補強鉄筋が耐荷力に寄与していることを確認する。

⑤既往の輪荷重走行疲労試験で得られたデータと比較して、今回の試験の補強効果を確認する。

3）設計概要

①道路橋示方書・同解説に基づいて行う。

②補強設計は許容応力度法によって設計する。

③死荷重モーメントは既設床版で、活荷重モーメントは既設床版と補強材が一体となって負担するものとして応力度照査を行う。

④設計計算結果

表3.2.5-1　設計計算結果

単位　N/mm2 (kgf/cm2)	主筋方向		配力筋方向	
	補強前	補強後	補強前	補強後
ｺﾝｸﾘｰﾄ応力度	8.80 (89.8)	6.48 (66.1)	11.15 (117.3)	4.77 (48.7)
許容値	8.00 (80.0)			
既設鉄筋応力度	227.50 (2321)	117.40 (1198)	481.50 (4913)	93.00 (949)
許容値	140.00 (1400)			
補強鉄筋応力度	-	126.00 (1286)	-	134.80 (1376)
許容値	140.00 (1400)			

4）施工の概要

1. ケレン工　1種ケレン（サンドブラスト）

既設床版下面の遊離石灰・塵埃・油分・レイタンス等を除去する。コンクリートの比較的健全な部分まで露出させるために1種ケレンを行う。

2. 下塗り工　：ＰＰＭＧモルタル・タイプⅠ（吹付材）0.5～1.0mm

既設床版コンクリートとの界面での接着が、合成体を作る上で重要であるため、プライマーとして十分な接着力を持っている必要がある。ＰＳＲ工法では、接着強度が1.5N/mm^{2}の材料をプライマーとして使用する。

3. 補強鉄筋

既設床版の不足鉄筋量は、道路橋示方書の基準により算出する。今回の試験ではSD295A D10－75×75ctcメッシュ加工品を使用した。重ね継手は30Dとした。

4. アンカー設置工

ＰＳＲ工法でのアンカーは、鉄筋の落下防止及び増厚材が十分な接着強度を発揮するまでの固定用具である。

アンカーはコンクリート用ネジ切アンカーを用い、鉄筋固定金具は図－２のように取り付けた。

5. 増厚工

増厚にはＰＰＭＧモルタル・タイプⅠ（吹付材）1.5mm分とＰＰＭＧモルタル・タイプⅡ6.5mmの互層を３回に分けて計24mm施工した。

6. 仕上吹付工

最終に、ＰＰＭＧモルタル・タイプⅠ（吹付材）0.5～1.0mmを増厚表面の劣化防止及び化粧仕上げの目的で吹き付けた。

7. 立会者

土木研究所	内田　賢一　・　松尾　伸二
（財）土木研究センター	三木　正久
日本カイザー(株)	木村　勝利　・平岩　昌久
ショーボンド建設(株)	横山　広　・若杉　三紀夫　・木田　秀人
奈良建設(株)	須田　幸彦
グリッド研	関根　健一
橋梁保繕(株)	服部　恒二　・高山　敬右

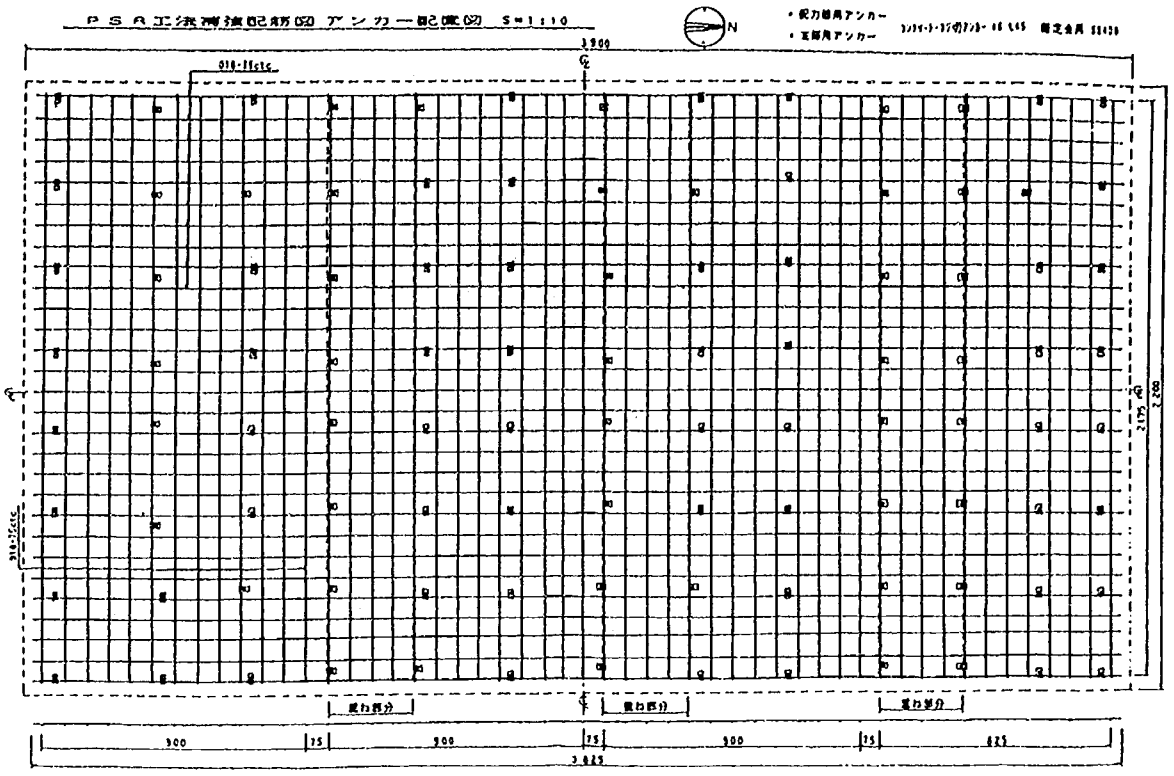
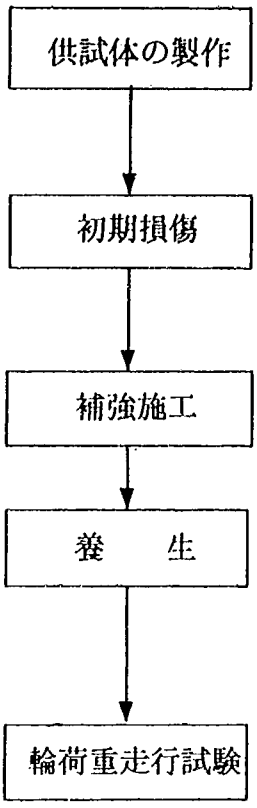


図3.2.5-2　補強鉄筋配置図

5）実験の概要

下記のフローに従って、供試体製作から走行試験までを実施する。



３９年道路橋示方書に準じ設計した供試体を製作する。

輪荷重走行試験機で事前に損傷を与える。
走行荷重158kN(16tf)、損傷ランクⅡ、床版中央変位8mm

補強工の実施

供用下での施工を想定して、３週間の養生期間中を通じて走行荷重68.6kN(7tf)、走行回数20万回を載荷し、その後1週間無載荷で経過。

輪荷重走行試験の本載荷
初期荷重158kN(16tf)から4万回走行毎に19.6kN(2tf)づつ増加させて破壊に至るまで行う。

6）計測項目

実験における測定項目は以下に示すとおりであるが、主な測定点を図3.2.5-4～7に示す。

①載荷荷重、走行回数
　耐荷力と載荷回数

②床版の変位量
　変位－走行回数関係、変位分布

③コンクリート、鉄筋のひずみ量
　コンクリート、基本供試体の鉄筋、補強鉄筋のひずみ－走行回数関係

④ひび割れ　　（目視）
　ひび割れ分布、顕著なひび割れの幅

⑤破壊状況　　（目視）
　コンクリートの剥離等の有無と最終破壊状況

7）想定される破壊形態

基本供試体と補強材が一体化していれば、床版の一般的な破壊形態である押し抜きせん断破壊が予想される。

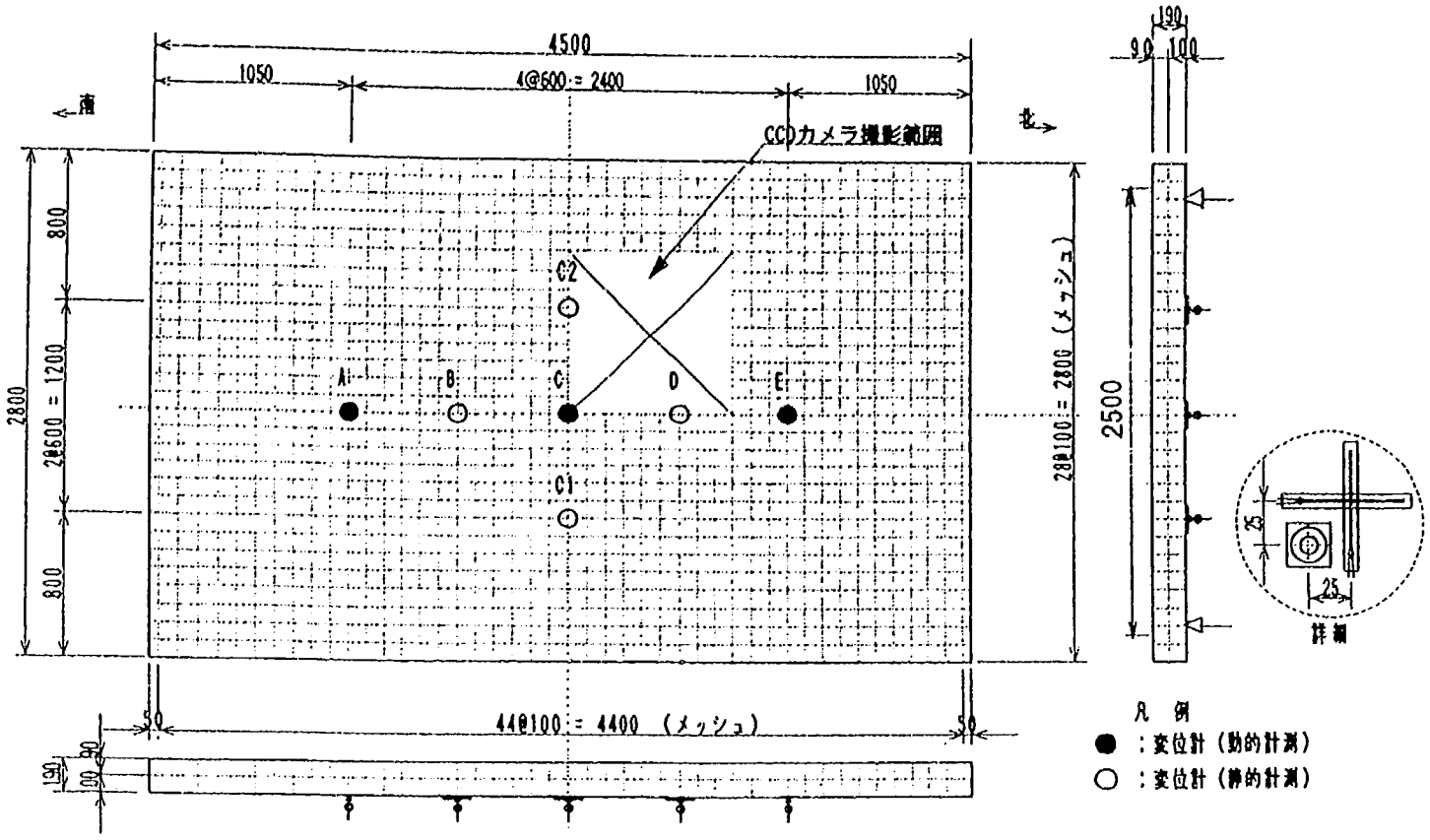


図3.2.5-3　変位計取付位置

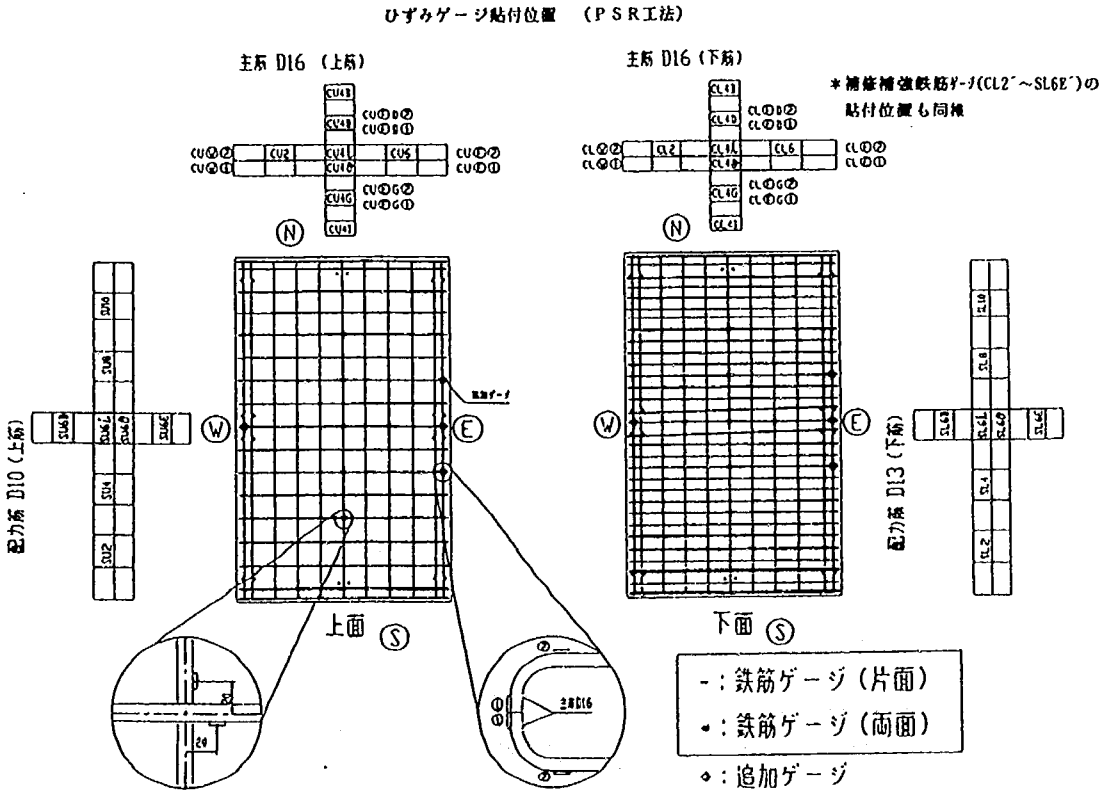
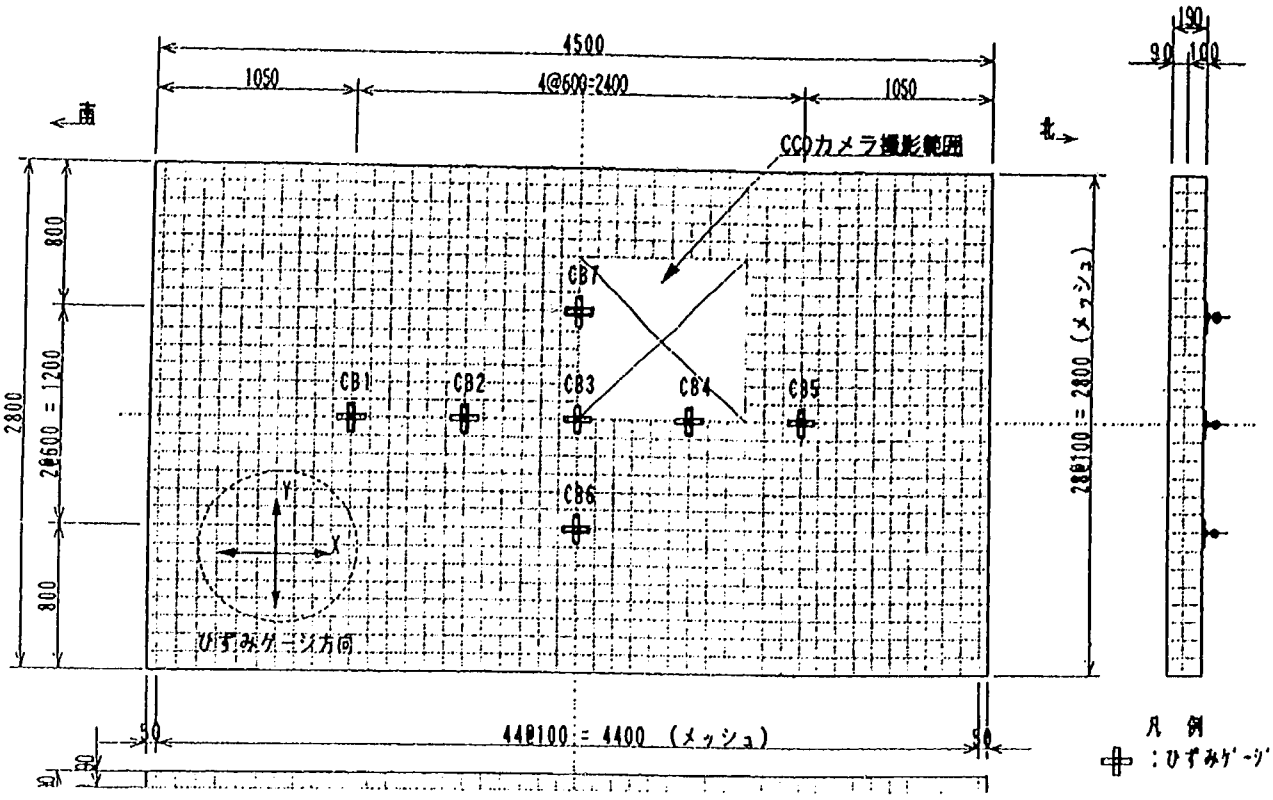


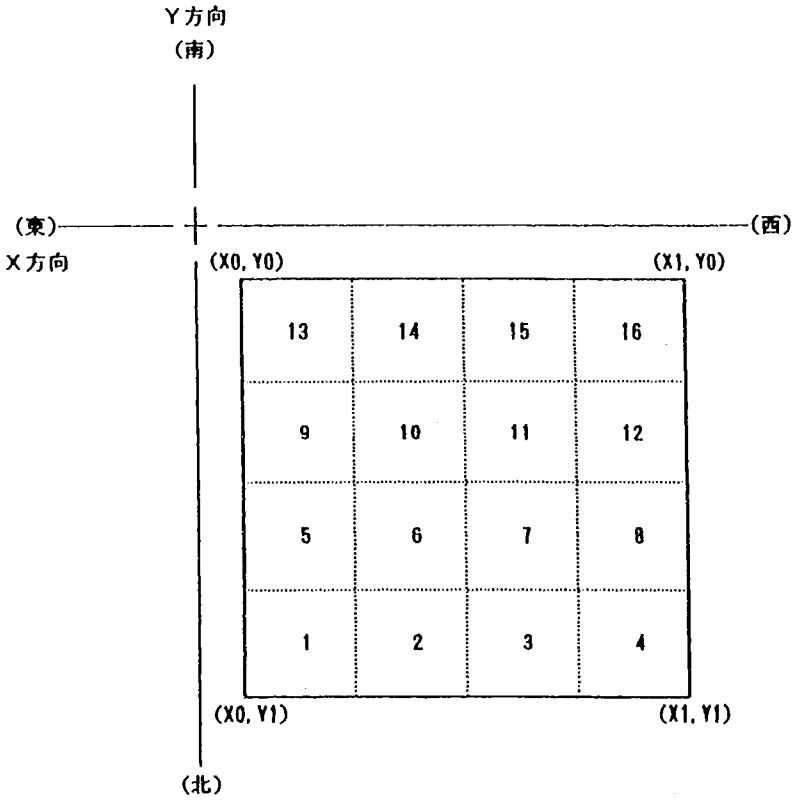
図3.2.5-4　鉄筋ひずみ用ゲージ貼付位置



＊補修後下面ｺﾝｸﾘｰﾄｹﾞｰｼﾞ(CA1 ~ CA7)の貼付位置も同様

図3.2.5-5　コンクリート下面ゲージ取付位置

ＣＣＤカメラ撮影範囲位置



単位：mm

供試体NO	(X0, Y0)	(X1, Y0)	(X0, Y1)	(X1, Y1)
ＰＳＲ工法	47, 62	847, 62	47, 862	847, 862

＊数値は供試体中央(X, Y)を(0, 0)とした座標値。

図3.2.5-6　CCDカメラ撮影位置

(2)試験結果

1)材料試験結果

①供試体コンクリート

供試体のコンクリートには,設計基準強度：σck＝24.0N/mm^2（240kgf/cm^2）、最大粗骨材寸法20mmのレディーミクストコンクリートを用いた。圧縮強度は：37.1N/mm^2（379kgf/cm^2・表3.2.5-2）、引張強度は：3.01N/mm^2（30.7kgf/cm^2・表3.2.5-3）であった。

②ＰＰＭＧモルタル

ＰＰＭＧモルタルは、白セメントと硅砂からなるコンパウンドとＰＡＥ系エマルジョンとを練り混ぜて作成するものである。試験結果を表3.2.5-4～6に示す。
圧縮強度15.1N/mm^2（154kgf/cm^2）、曲げ6.83N/mm^2(69.7kgf/cm^2)、付着強度2.32N/mm^2（23.7tf/cm^2)であった。

③供試体鉄筋

主鉄筋の引張・圧縮側鉄筋は共に異形Ｄ16、また配力筋の引張側に異形Ｄ13、圧縮側には異形Ｄ10を用いた。また、各々の引張強度試験を行った結果を表3.2.5-7に示す。それぞれの異径鉄筋降伏強度は、Ｄ10：365N/mm^2（3654 kgf/cm^2）Ｄ13：375N/mm^2（3749 kgf/cm^2、Ｄ16：350N/mm^2（3503kgf/cm^2）であった。

④補強鉄筋

補強部の鉄筋は、供試体に用いた鉄筋とほぼ同じものを用いた。引張強度試験の結果を、表3.2.5-8に示す。鉄筋は主鉄筋・配力筋とも異形Ｄ10を使用しており、各々の降伏強度は主鉄筋：363N/mm^2（3706kgf/cm^2）、配力筋：383N/mm^2（3911kgf/cm^2）であった。

コンクリート強度試験結果

工法名　：ＰＳＲ
試験材令：　10/5　、材令　144日
実施時期　：　載荷試験前

表3.2.5-2　圧縮強度試験

番号	直　径 mm	断面積 cm²	最大荷重 kN (tf)	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	静弾性係数 x10⁴N/mm2 (x10³kg/cm2)	ポアソン比
1	100.25	78.93	296 (30.24)	37.5 (383)	2.47	0.184
2	100.23	78.90	296 (29.72)	36.9 (377)	2.49	0.191
3	100.30	79.01	291 (29.69)	36.8 (376)	2.45	0.179
平均値	－	－	－	37.1 (379)	2.47	0.185

表3.2.5-3　割裂試験結果

番号	直　径 mm	長　さ mm	最大荷重 kN (tf)	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)	備　考
4	100.43	200.8	84.2 (9.27)	2.87 (29.3)	
5	100.40	200.9	98.2 (10.82)	3.35 (34.2)	
6	100.30	200.6	81.9 (9.02)	2.79 (28.5)	
平均値	－	－	－	3.01 (30.7)	

モルタル強度試験結果

工法名　：ＰＳＲ
試験材令：　1　、材令　14日
実施時期　：　載荷試験前

表3.2.5-4　PPMG圧縮強度試験

番号	直　径 mm	断面積 cm2	最大荷重 kN (tf)	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	静弾性係数 x10⁴N/mm² (x10³kg/cm²)	ポアソ比
1	49.98	19.62	773.51 (3.002)	14.99 (153)	0.80	0.185
2	49.93	19.58	773.22 (3.054)	15.29 (156)	0.80	0.204
3	49.95	19.60	774.30 (3.021)	15.09 (154)	0.69	0.193
平均値	－	－	－	15.09 (154)	0.76	0.194

表3.2.5-5 モルタル曲げ圧縮強度試験

材令	番号	曲げ荷重 N (kgf)	曲げ強度 N/mm² (kgf/cm²)	圧縮荷重 N (kgf)	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)
7日	1	1666 (170)	3.90 (39.8)	168.4 (1718) 158.3 (1615)	10.5 (107) 9.90 (101)
	2	1774 (181)	4.16 (42.4)	172.1 (1756) 166.1 (1695)	10.8 (110) 10.4 (106)
	3	1392 (142)	3.25 (33.2)	169.3 (1727) 166.1 (1694)	10.6 (108) 10.4 (106)
平均			3.77 (38.5)		10.4 (106)
14日	1	2440 (249)	5.71 (58.3)	287.8 (2937) 234.1 (2389)	14.7 (150) 14.6 (149)
	2	2283 (233)	5.34 (54.5)	215.6 (2200) 216.2 (2206)	13.5 (138) 13.5 (138)
	3	2499 (255)	5.85 (59.7)	234.0 (2388) 201.0 (2061)	14.6 (149) 12.6 (129)
平均			5.64 (57.5)		13.9 (142)
29日 本載荷開始日	1	2793 (285)	6.54 (66.7)	287.4 (2933) 239.7 (2446)	17.9 (183) 15.0 (153)
	2	3185 (325)	7.46 (76.1)	259.5 (2648) 287.3 (2932)	16.3 (166) 17.9 (183)
	3	2822 (288)	6.61 (67.4)	269.8 (2753) 262.6 (2680)	16.9 (172) 16.5 (168)
平均			6.87 (70.1)		16.8 (171)
36日 本載荷終了日	1	3009 (307)	7.04 (71.8)	304.7 (3109) 276.9 (2825)	19.0 (194) 17.4 (177)
	2	2793 (285)	5.56 (66.7)	265.5 (2709) 271.6 (2771)	16.6 (169) 17.0 (173)
	3	2960 (302)	6.93 (70.7)	271.8 (2773) 268.8 (2743)	17.0 (173) 17.6 (171)
平均			6.83 (69.7)		17.3 (176)

表3.2.5-6 モルタル引張り付着強度試験

材令	番号	荷重 N (kg)	付着強度 N/mm² (kgf/cm²)	破壊状況
7日	1	1980 (202)	1.23 (12.6)	付着面で剥離１００%
	2	2038 (208)	1.27 (13.0)	付着面で剥離１００%
	3	2528 (258)	1.58 (16.1)	付着面で剥離１００%
	4	2136 (218)	1.33 (13.6)	付着面で剥離１００%
	5	2234 (228)	1.40 (14.3)	付着面で剥離１００%
平均			1.36 (13.9)	
14日	1	3058 (312)	1.91 (19.5)	付着面で剥離１００%
	2	3126 (319)	1.95 (19.9)	付着面で剥離１００%
	3	2999 (306)	1.87 (19.1)	付着面で剥離１００%
	4	2901 (296)	1.81 (18.5)	付着面で剥離１００%
	5	3293 (336)	2.06 (21.0)	付着面で剥離１００%
平均			1.92 (19.6)	
32日 本載荷開始日	1	3332 (340)	2.09 (21.3)	付着面で剥離１００%
	2	3675 (375)	2.29 (23.4)	付着面で剥離１００%
	3	3832 (391)	2.39 (24.4)	付着面で剥離１００%
	4	3753 (383)	2.34 (23.9)	付着面で剥離１００%
	5	3842 (392)	2.40 (24.5)	付着面で剥離１００%
平均			2.30 (23.5)	
36日 本載荷終了日	1	3538 (361)	2.21 (22.6)	付着面で剥離１００%
	2	3655 (373)	2.28 (23.3)	付着面で剥離１００%
	3	3900 (398)	2.44 (24.9)	付着面で剥離１００%
	4	3606 (368)	2.25 (23.0)	付着面で剥離１００%
	5	3871 (395)	2.42 (24.7)	付着面で剥離80%、接着面で剥離20%
平均			2.32 (23.7)	

表3.2.5-7　補強鉄筋の引張強度試験結果（ＰＳＲ工法）

		降伏荷重 kN (tf)	最大荷重 kN (tf)	降伏点応力 N/mm² (kgf/cm²)	降伏点のひずみ ×10⁻⁶	引張強さ N/mm² (kgf/cm²)	標点距離 mm		伸び %	公称断面積 cm²
							試験前	試験後		
主鉄筋	D10-1	25.8 (2.63)	36.1 (3.68)	361 (3687)	1911	506 (5159)	80.70	101.00	25.2	
	D10-2	25.8 (2.63)	36.3 (3.70)	361 (3687)	1886	508 (5187)	80.90	標点外	—	0.7133
	D10-3	26.2 (2.67)	36.3 (3.70)	367 (3743)	1910	508 (5187)	80.30	100.30	24.9	
平均値		—	—	363 (3706)	1902	508 (5187)	—	—	25.1	
配力筋	D10-4	27.1 (2.77)	38.3 (3.91)	381 (3883)	—	537 (5482)	80.25	標点外	—	
	D10-5	27.4 (2.80)	37.5 (3.83)	385 (3925)	—	526 (5369)	80.50	88.30	9.7	0.7133
	D10-6	27.4 (2.80)	38.9 (3.97)	385 (3925)	—	545 (5566)	80.45	99.60	23.8	
平均値		—	—	383 (3911)	—	536 (5472)	—	—	16.8	

※ D10-4,5,6は、溶接鉄筋。

2）補強部増厚量

補強部増厚量の測定結果を表3.2.5-8に示す。設計増厚量26 mmに対し、最大厚：30.5mm、最小厚：24.0mmであった。これらの厚さの計測は、ノギスを用いて行った。

設計増厚量の施工誤差はせん断耐力にも影響する。全床版厚に対する誤差は増厚＋2%（4.5mm）、減厚－0.9%(2.0mm)であった。

表3.2.5-8　床版厚実寸法値

供試体名：ＰＳＲ工法

一段目：計測点
二段目：床版厚(cm)
三段目：増厚量(cm)

A断面南側

22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0'
187.5	187.5	188	214	212.5	212	212	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
			26	24.5	24	24.5	26	24.5	25.5	25	26	25	26.5	28	29	29	28	26.5	25	25.5	28.5	30.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
33	29.5	28.5	27.5	28.5	30	29.5	29	28.5	29	30	30.5	29	28.5	27.5	27	27	28	–			

A断面北側

B断面東側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
190	188.5	188.5	189	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	187.5	188	188.5	192
				25	25	25	24.5	28	27	25	26.5	28.5	30	28.5	29	27	25.5	25	24	28	27	26.5	27	27.5				

B断面西側

C断面東側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
189.5	188	186	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	185	186.5	188.5	191.5
			28	28	28	28	28	28	28.5	29	28	29	28.5	30	29	30	30	30	29.5	29.5	–	29	28.5	28				

C断面北側

※増厚部は境界面のブラスト処理有り。

－線部は、ひび割れの為未測定。

計測点の位置は、図3.2.5-4参照。

3）初期損傷

補強前の供試体に初期損傷を与える。走行荷重157kN(16tf)を繰り返し作用させて、損傷ランクⅡ：床版中央変位 8mmを生じさせた。この時の走行回数は2,002回であった。変位－走行回数関係を図3.2.5-7に、ひび割れ観察図を図3.2.5-8に示す。

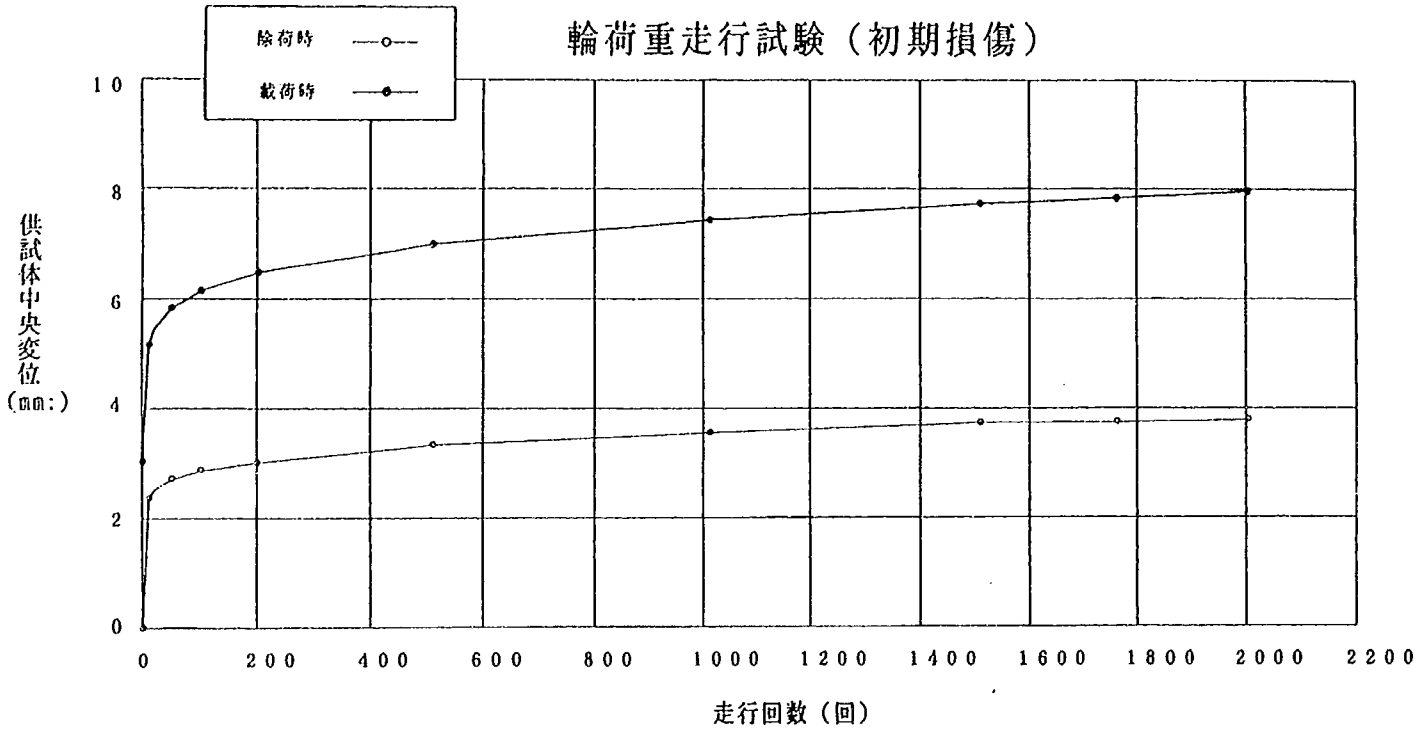


図3.2.5-7　初期損傷－走行回数関係図

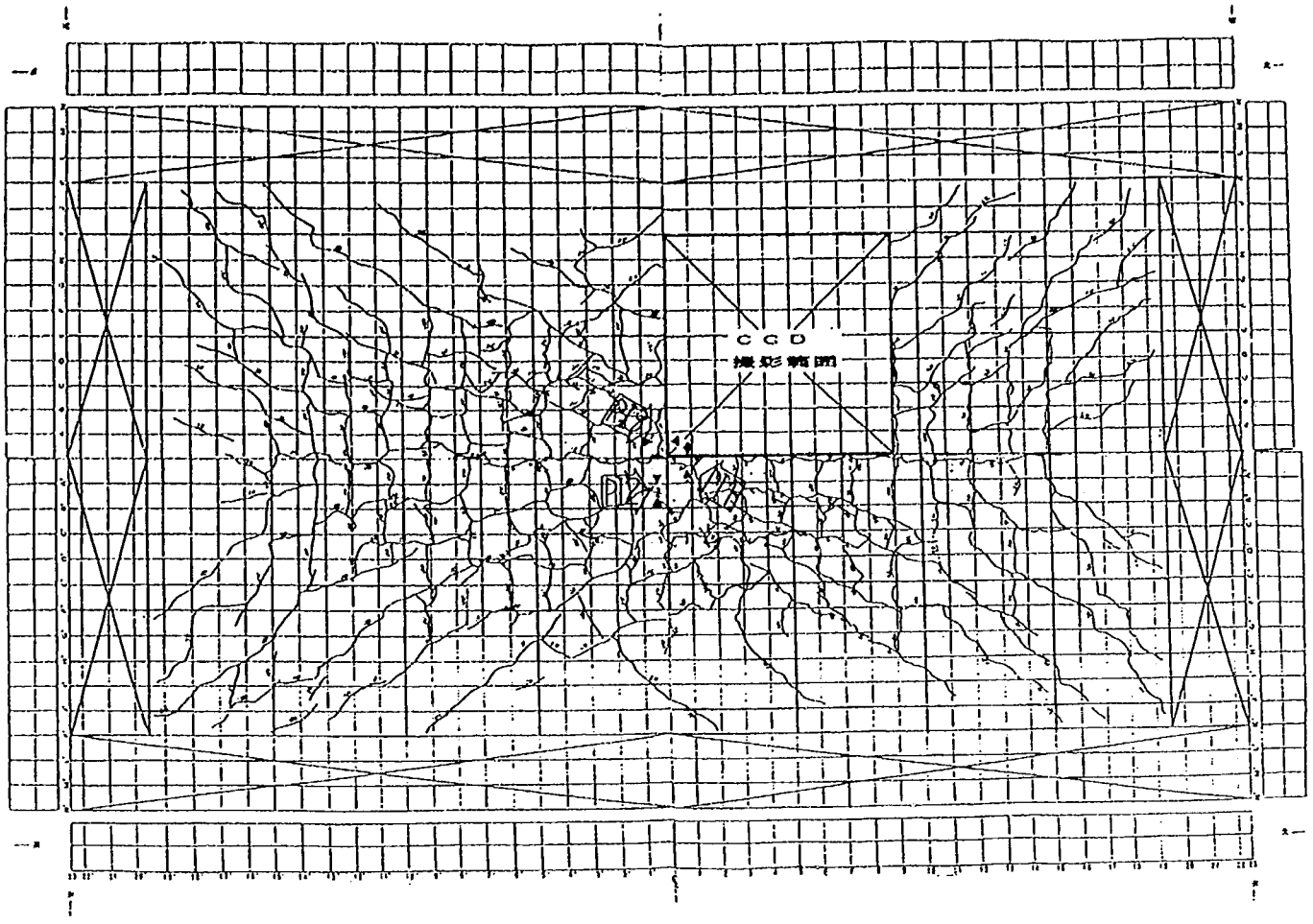


図3.2.5-8　ひびわれ観察図（PSR工法・下面補修補強前）

4）破壊走行回数

本載荷試験として、走行荷重157KN（16tf）から走行回数4万回毎に走行荷重を19.6KN（2tf）ずつ階段状に増加させ、破壊に至るまで輪荷重走行載荷試験を行った。

破壊は、走行荷重235KN(24tf)総走行回数N＝172,874回で起こった。変位－走行関係を図3.2.5-15に示している。同時に図3.2.5-9に平成8年道路橋示方書基準を満たす無補強ＲＣ床版供試体の試験結果を併記した。

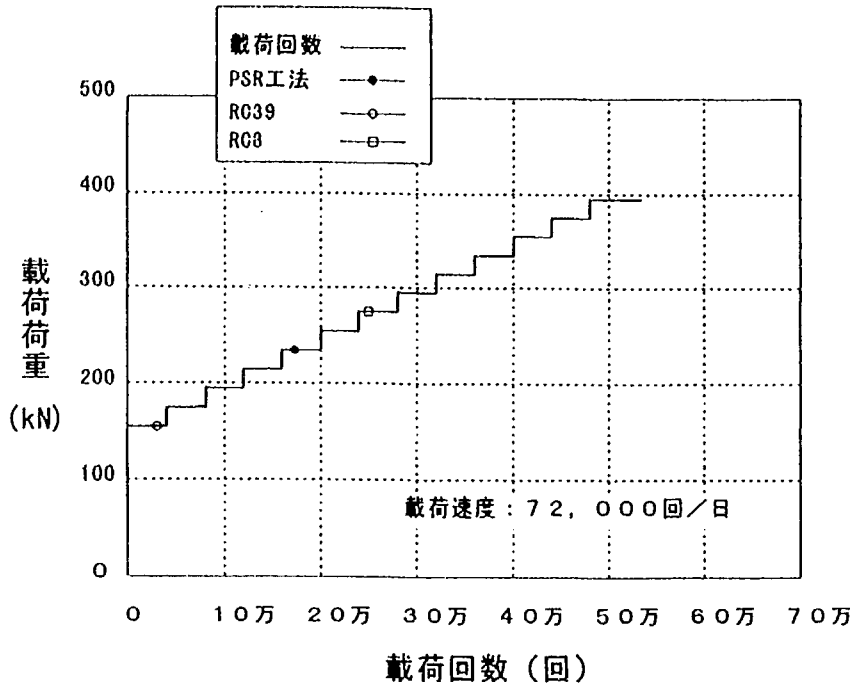


図3.2.5-9　段階載荷試験

5）破壊形態

破壊時のひび割れ観察図を、図3.2.5-10～12に示す。破壊は、鉄筋の破断無しで起こっており、押し抜きせん断破壊であることを示している。ひび割れは、始めに走行荷重の進行方向直角に起こり、およそ30cm間隔の一方向ひび割れを形成しており、ほぼ下側鉄筋の１本おきに発生したことになる（図3.2.5-10参照）。次に、走行荷重進行方向のひび割れが加わり、格子状のひび割れを呈する（図3.2.5-11参照）。上面にも間隔30cmで直角方向にひび割れが発生し、このひび割れは下側からのひび割れ位置とほぼ同じ位置に発生している。これが走向回数の増加に伴い、ひび割れ面が徐々に損傷・拡大し、ついには上面から下面まで貫通する。破壊後の床版切断時の断面のひび割れ状況を図3.2.5-12に示すが、押し抜きせん断破壊は上記のように貫通ひび割れで挟まれた梁状化した部分が、車輪の両側からせん断破壊したことを示している。

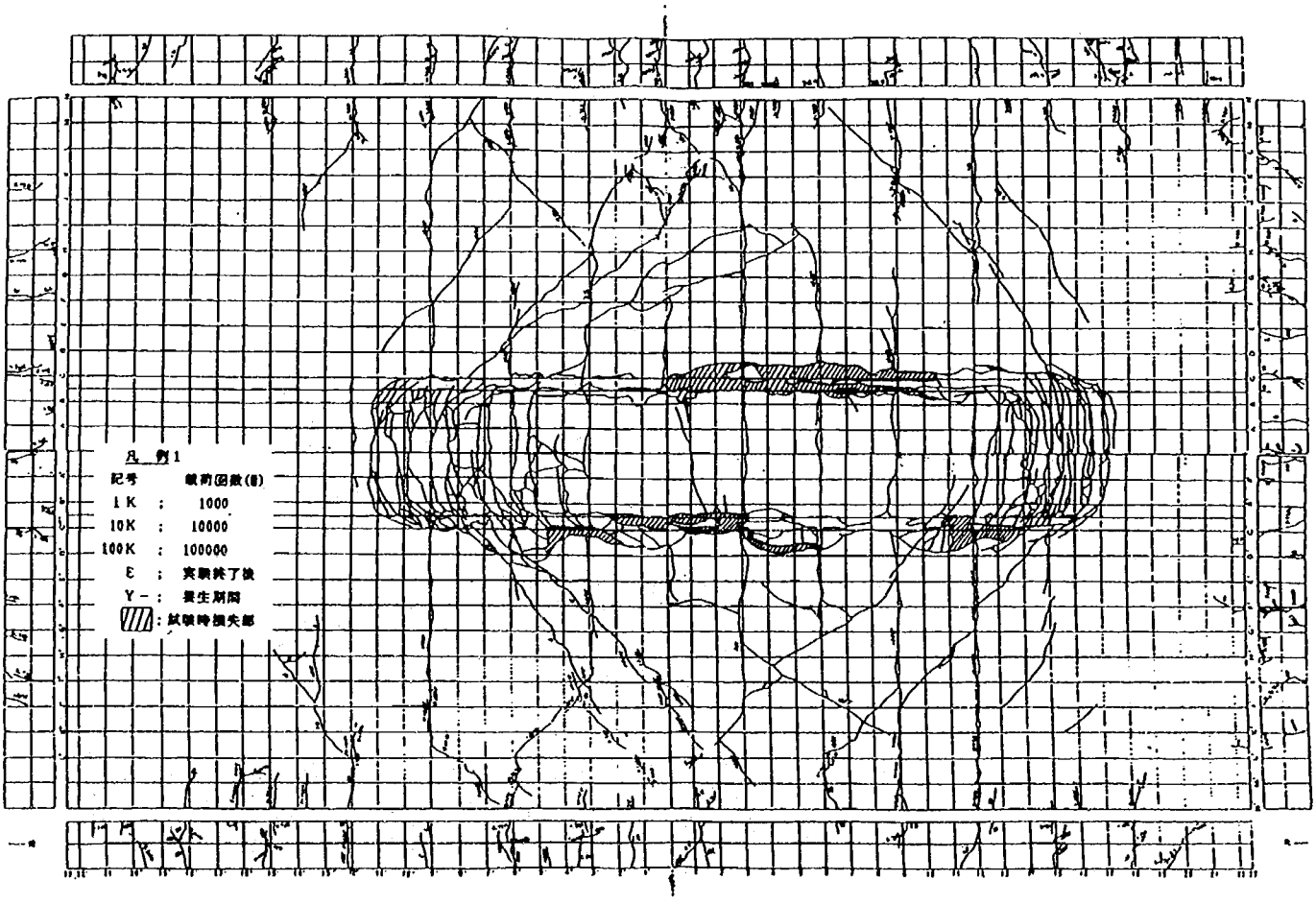


図3.2.5-10　ひびわれ観察図（PSR工法・上面）

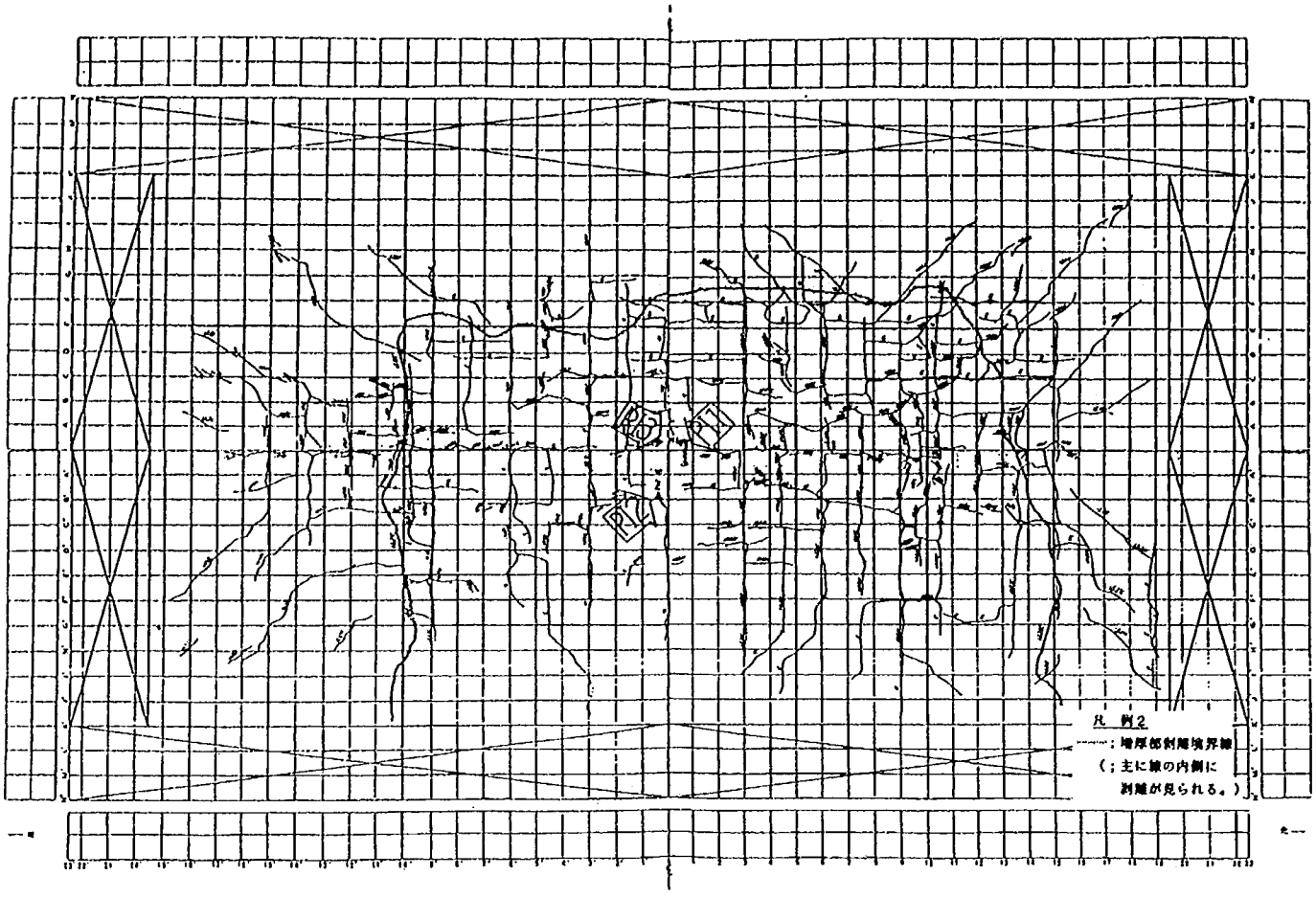


図3.2.5-11　ひびわれ観察図（PSR工法・下面補修補強後）

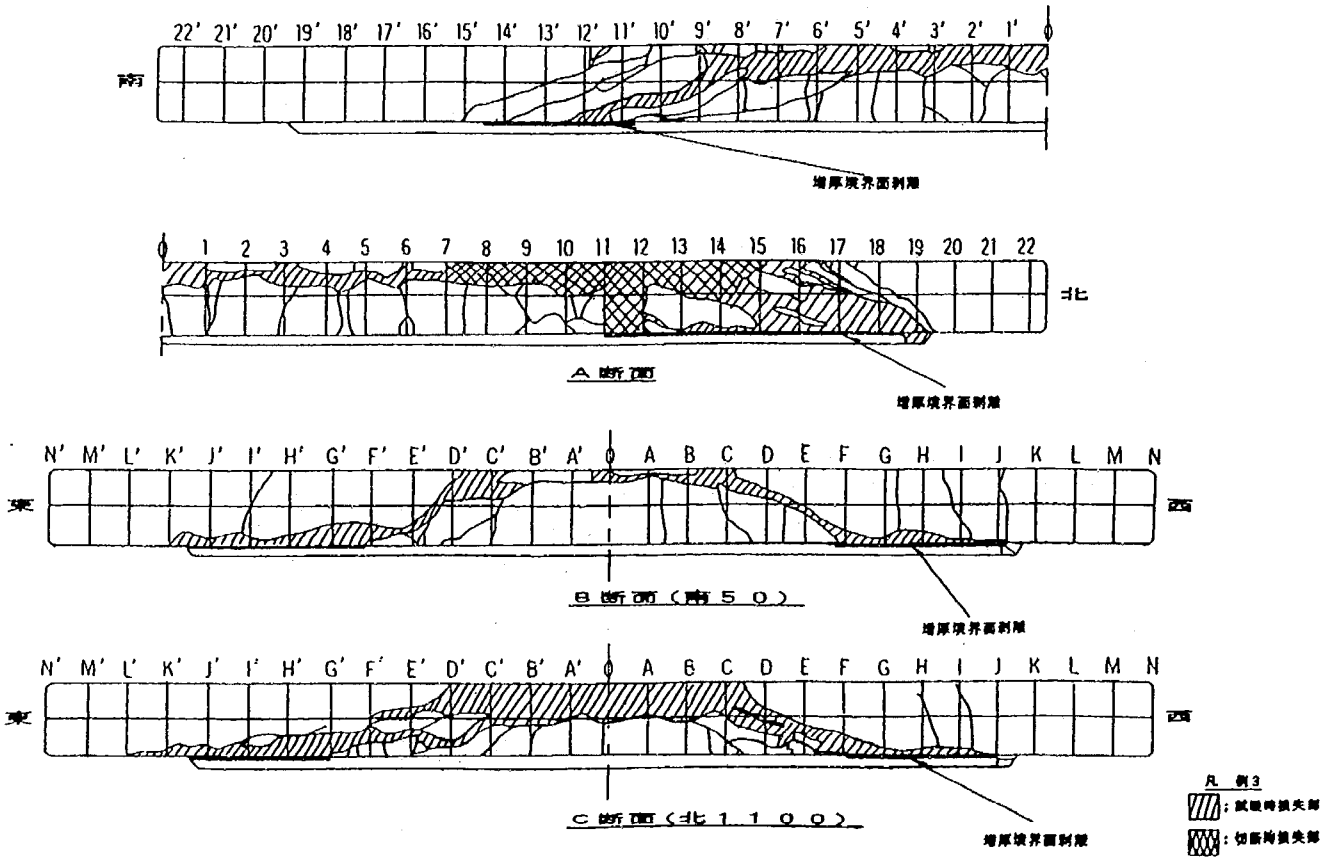


図3.5.2-12　ひびわれ観察図（PSR工法・内部）

6）変位－走行回数関係

供試体変位と走行回数の関係を図3.2.5-13～15に示した。初期損傷を図3.2.5-13に、養生走行載荷試験を図3.2.5-14、本試験を図3.2.5-15に示している。本載荷試験結果には、走行載荷時たわみ量、除荷時のたわみ量および昭和39年と平成8年12月道路橋示方書に基いて設計された鉄筋コンクリート床版の試験結果を併記している。（以後RC39、RC8と略記する。）

初期損傷時の変位－走行回数関係は、荷重158kN(16tf)で走行載荷を行い、2002回で中央たわみ量8mmに達した。この時の残留たわみ量は3.79mm、ひずみは載荷時1403μ、除荷時570μであった。

養生載荷は69kN(7tf)を20万回走行載荷を行った。補強部のモルタルの硬化にしたがって、中央たわみ量が0.8mmから0.6mmに変化した。

ＰＳＲ工法の本載荷試験は、載荷荷重157kN(16tf)からはじめて4万回載荷する度に20.6kN(2tf)を増加し、破壊にいたるまで走行載荷を繰り返した。載荷荷重216kN(22tf)、走行回数14万回あたりから中央たわみ量の増加が加速し、載荷荷重235kN(24tf)、中央たわみ量10.96mm走行回数172007回で破壊した。

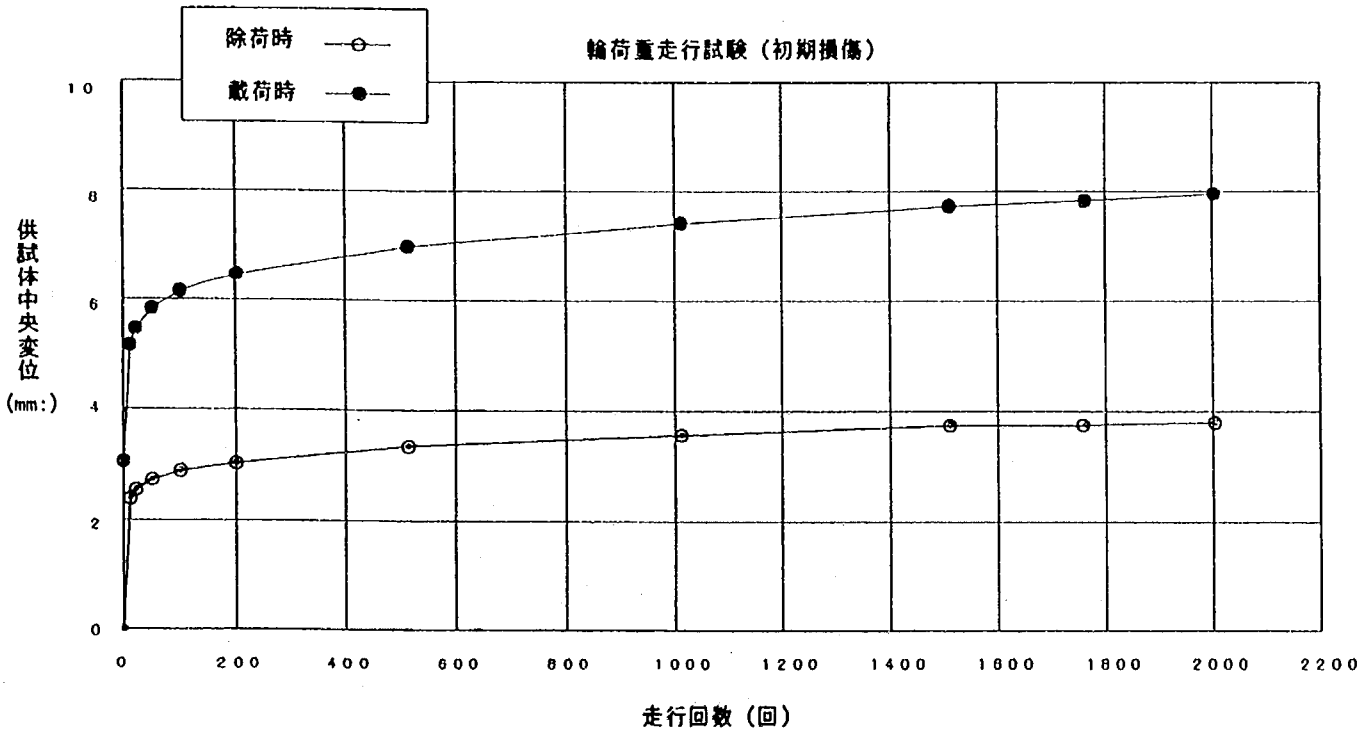


図3.2.5-13　変位－走行関係（初期損傷）

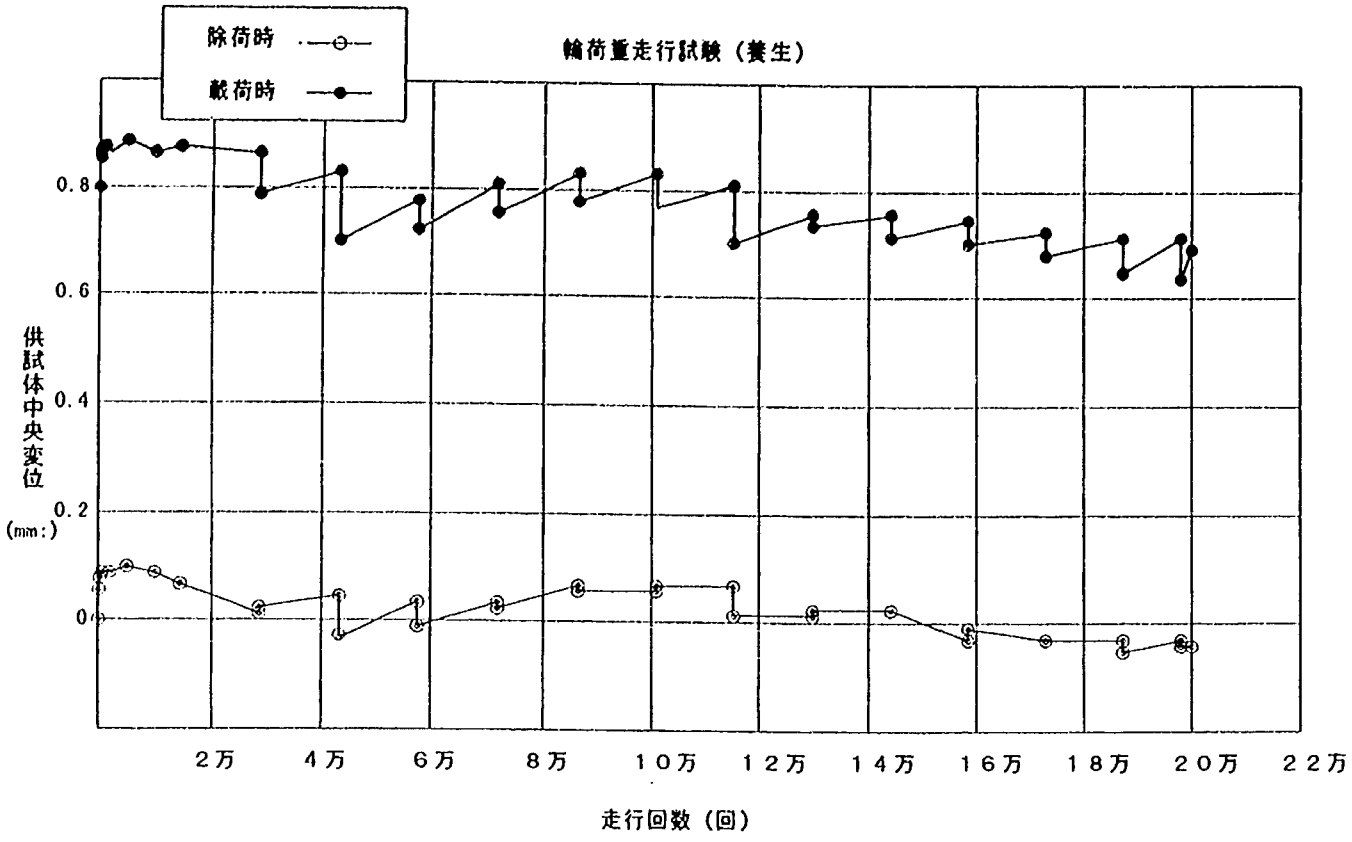


図3.2.5-14　変位－走行関係（養生）

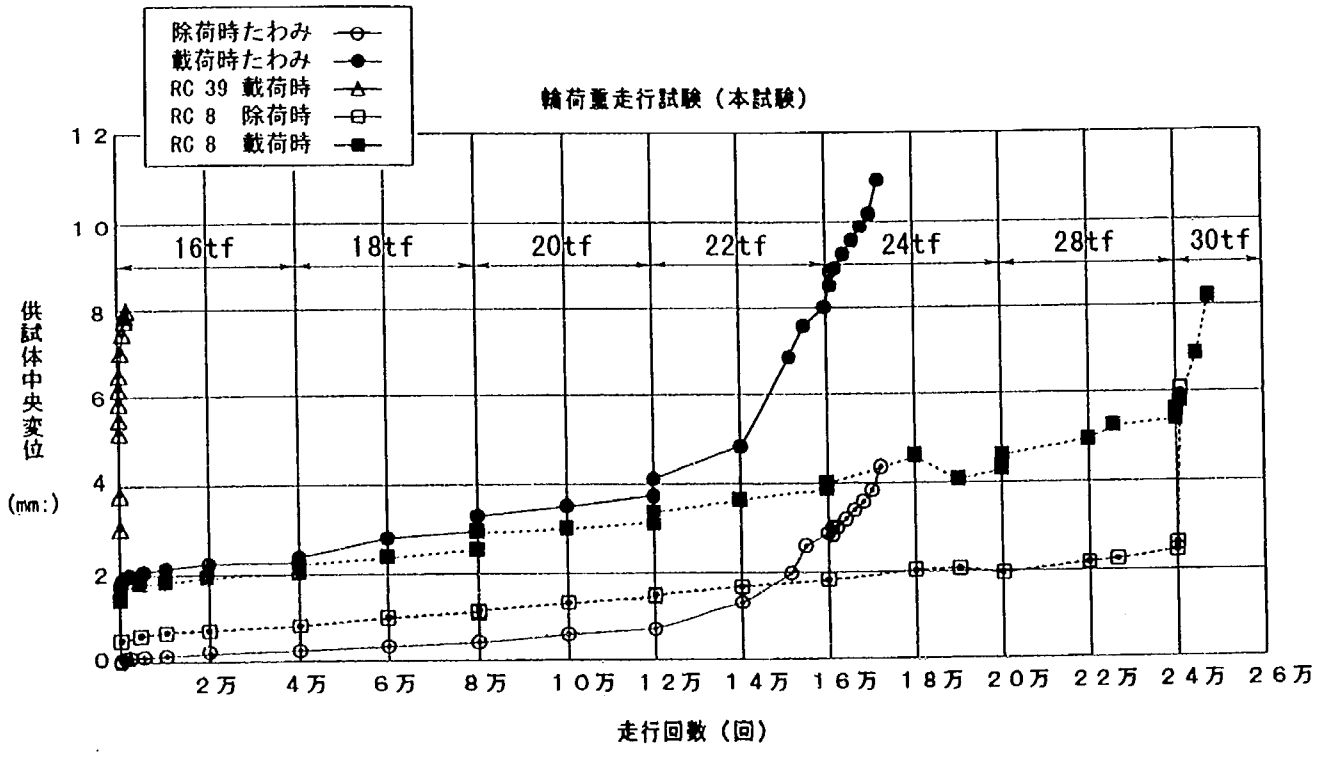


図3.2.5-15　変位－走行関係（本試験）

7）ひずみ--走行回数関係

鉄筋のひずみー走行回数関係を図3.2.5-16及び17に示す。図は、供試体の上側鉄筋・下側鉄筋及び下面増厚部内の補強鉄筋の試験値を同時に示している。その時のひずみゲージの貼付け位置は、図3.2.5-4（1.概要・第7項）に示すとおりである。

計測結果に示されるように、主鉄筋（走行荷重進行方向に直角な鉄筋）については試験開始直後は鉄筋のひずみは次第に増加しているが、走行回数14万回付近で、主筋方向の補強鉄筋ひずみは急激に低下している（図3.2.5-16参照）。この時点で、補強モルタルの一部の剥離が発生したと考えられる。そして、荷重は既設床版の主鉄筋・配力鉄筋と補強部の配力鉄筋で担うこととなった。以後の経過を見ると、その後すぐに供試体の破壊に至ってはおらず、走行回数17万回まではコンクリートの損傷域が徐々にひろがり、17万回付近で耐荷力を失い破壊に至っている。これは、配力筋（走行荷重進行方向の鉄筋・図3.2.5-17）が荷重を担うようになったためである。

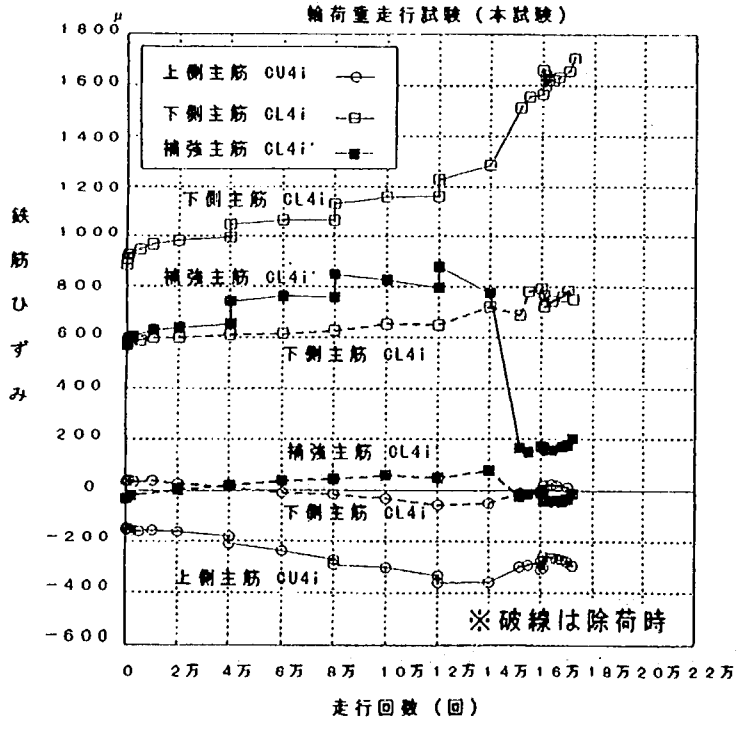


図3.2.5-16 ひずみー走行関係（主鉄筋・載荷時）

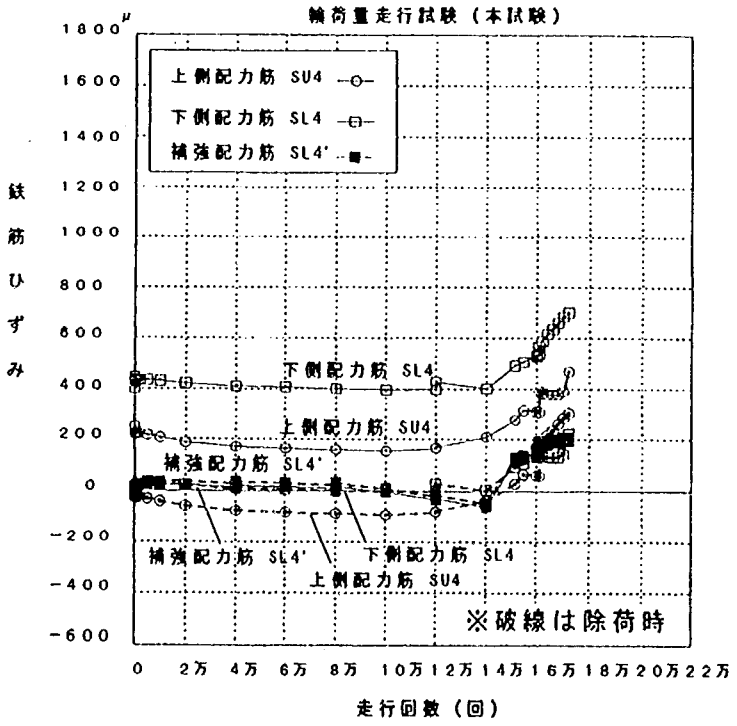


図3.2.5-17 ひずみー走行関係（配力鉄筋・載荷時）

8）試験結果の着目点の考察

① 破壊時のひび割れ観察図でひび割れ損傷が断面内部を貫通している事がわかる。また、鉄筋が破断せず破壊に達していることから、破壊形態は押し抜きせん断破壊であった。

破壊時の状況は、平面のひび割れ観察図に表れているように、押し抜きせん断破壊の範囲が広く起こった。上面は車輪幅で陥没するが、下面はかぶり破壊のため非常に広く破壊する。このような状況は一般的なものである。

② 本工法の補強効果およびその持続性は次の試験結果により示されている。

初期損傷時の157kN(16tf)載荷時、走行回数2千回のたわみ量8mmが補強後では1.56mmに減少した。

たわみ量が8mmに達するのは216kN(22tf)載荷時、走行回数16万回であった。さらに荷重を増加し、235kN(24tf)載荷時、走行回数17万2千回、たわみ量10.96mmで破壊した。

③ 破壊時のひび割れ観察図（内部）によれば、床版中央で載荷重直下の位置で、母床版と補強材の界面剥離は認められなかった。鉛直方向のひび割れの損傷部の分布は、上面載荷幅の両端部から、下方向に向かって水平面に対し約24°の角度をもって広がり、下面に達している。この下面に達した位置で母床版と補強材の界面で剥離している。そして、剥離面においては、補強材に母床版の破片が付着している状態が観察された。

④ ひずみ走行回数関係から、初期損傷時の157kN(16tf)載荷時主筋ひずみが1403μ、除荷時570μであったものが、補強後では載荷時既設主鉄筋ひずみが820μに減少した。この時の補強主鉄筋ひずみは518μであり、補強鉄筋が耐荷力に寄与していることがわかる。

⑤ RC39床版（補強前の供試体）にたわみ8mmの損傷を与えたときの走行回数と荷重は2000回、157kN（16tf）であった。

PSR工法で補強後の床版のたわみが8mmに達したのは、157kN（16tf）を4万回、177kN（18tf）を4万回、196kN（20tf）を4万回、216kN（22tf）を4万回、合計16万回の時であり大幅に改善した。

RC8床版と補強床版との比較において破壊時最大荷重は274kN（28tf）に対して235kN（24tf）、走行回数は25万回に対して17万2千回と、それぞれ減少した。

また補強供試体の破壊時の中央たわみ量は10.96mmに達し、本補強工法によるゆるやかな破壊経緯を示していた。

３．３　鋼合成床版

３．３．１　ＴＲＣ床版

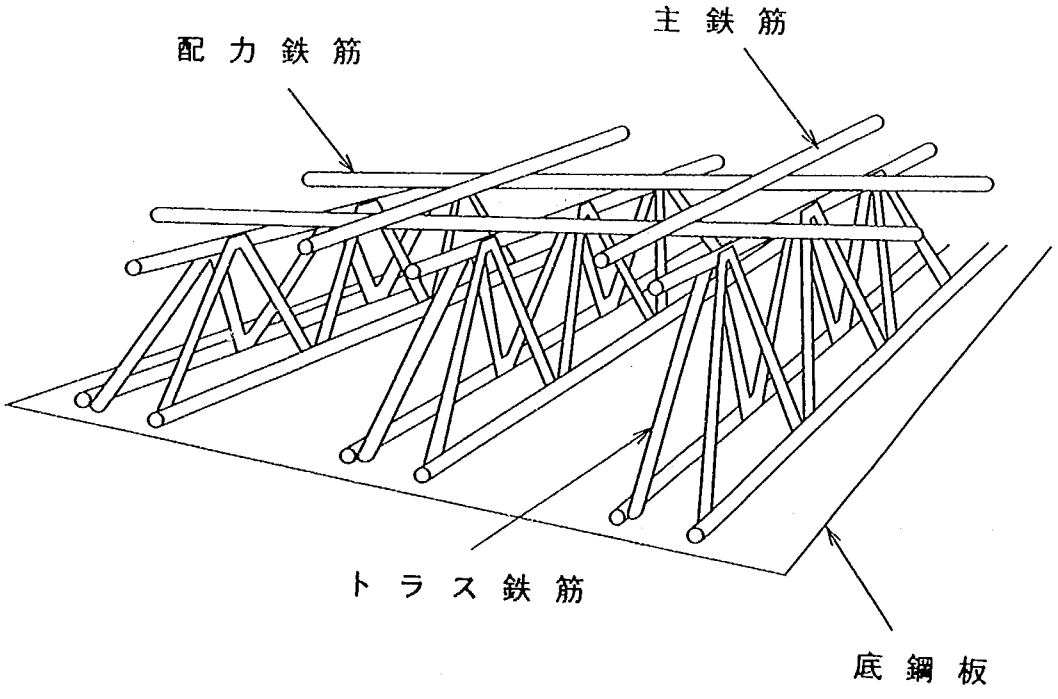
（１）概要

１）工法の概要

ＴＲＣ床版は図－3.3.1.1 に示すように、機械製造されたトラス鉄筋を型枠鋼板の主鉄筋方向に工場溶接により取り付け、この得られた鋼製型枠に現場にて上側主鉄筋及び上側配力鉄筋の配筋を行うプレハブ床版である。型枠鋼板を主部材としており、下側の主・配力鉄筋は省略され、下側の配筋は継ぎ手部のみとなる。

本床版の構成部材であるトラス鉄筋は、機械製造により製作されている点が特徴であり、従来の合成床版に用いられているトラス型ジベルに比べて材料及び製作性からコスト的に有利であると考えられる。また配筋作業の際、トラス鉄筋をスペーサとして代用することにより作業の大幅な省力化が図れる。一方底鋼板について、防錆処理は溶融亜鉛メッキ仕様を標準としておりまた、底鋼板を主部材とするため、板厚は t = 6 ㎜を標準とする。

また、床版１パネルの大きさは輸送上の制約に配慮して幅 ２．２５ｍ×橋梁総幅員を基本サイズとする。現地での作業はプレファブパネルを主桁上に敷設した後、パネル間に継ぎ手部パネルを取り付け、そこに継ぎ手部配力鉄筋及び上側主・配力鉄筋を配筋後、コンクリート打設により完成する。



図－3.3.1.1　ＴＲＣ床版概念図

2）試験の着目点

①調査項目

ＴＲＣ床版は、移動輪載荷試験装置を用いた既往の研究により、床版支間2.2m・床版厚18cmの試験体に対し18tf(177kN)で100万回走行載荷させた後、21tf(206kN)で60万回走行載荷させても疲労破壊が生じていないことを確認している。また、同じく床版支間2.2m・床版厚18cmの試験体に対し、水張り状態で18tf(177kN)・60万回走行載荷させた後、21tf(206kN)・13万回走行載荷させても、上側主鉄筋のかぶりコンクリート部が一部骨材化した程度で貫通ひび割れ等は発生せず、疲労破壊していないことも確認している。よって、今回の移動輪載荷試験では、過去に実施してきた試験と比較して、若干ではあるが床版支間が2.5mと広く、また、載荷荷重も最大40tf(392kN)まで作用させることにより、以下の項目について調査することを目的とする。

・破壊時の荷重・走行回数および破壊形態（終局限界状態を把握し、設計の基礎資料を得る）
・各荷重載荷段階における床版たわみ、継手部目開き量および各部発生ひずみ
・RC床版やPRC床版とのたわみの比較
・試験後のコンクリートはつりにより、トラス鉄筋と底鋼板との溶接部およびトラス鉄筋を構成する鉄筋同士の溶接部の疲労損傷度

②弱点と考えられる部分

・底鋼板とトラス鉄筋との溶接部
・トラス鉄筋の斜材と上下弦材との溶接部

3）設計の概要

①抵抗断面

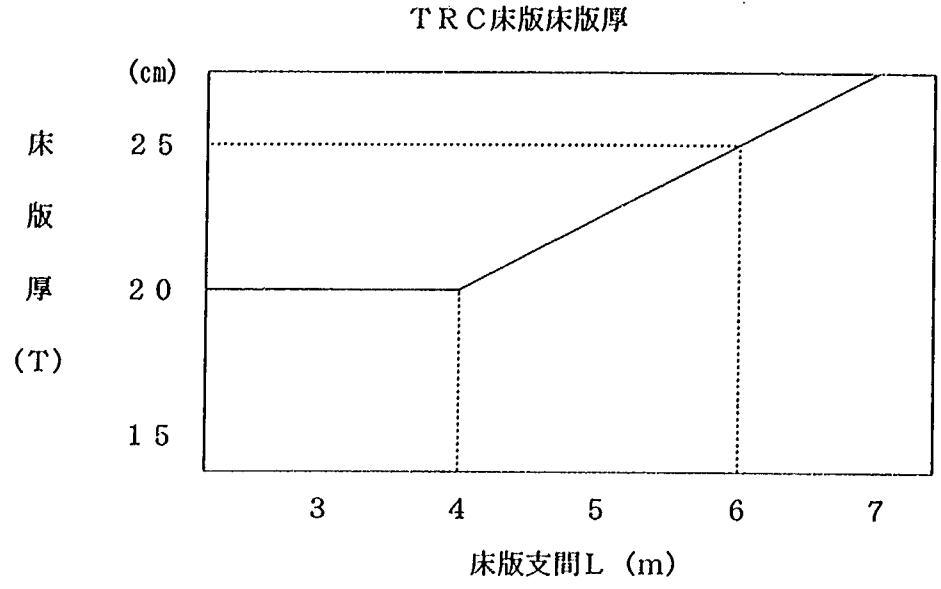
合成前死荷重（鋼板・鉄筋・コンクリート）に対してはトラス鉄筋及び底鋼板で抵抗し、合成後死荷重（舗装・壁高欄・遮音壁）及び活荷重に対しては底鋼板，上側主・配力鉄筋及びコンクリートが合成した断面で抵抗するものとする（合成後の断面にトラス鉄筋は考慮しない）。

②床版厚

土木学会：鋼構造物設計指針ＰＡＲＴＢ　合成構造物　平成９年版による。

床版厚算出式　　Ｔ＝２．５Ｌ＋１０　（ｃｍ）

最小床版厚　　Ｔmin＝２０ｃｍ



図－3.3.1.2　床版支間と床版厚

③コンクリートの設計基準強度　σｃｋ＝30N/mm²(300kgf/cm²)以上を標準とする。

④設計断面力

土木学会：鋼構造物設計指針ＰＡＲＴＢ　合成構造物　平成９年版による。

⑤準拠図書

土木学会　　：鋼構造物設計指針ＰＡＲＴＢ　合成構造物　平成９年版

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

⑥設計応力度

・コンクリート　　3.8N/mm²(39kgf/cm²)< 10N/mm²(100kgf/cm²)

・鉄筋　　40.9N/mm²(417kgf/cm²)<140N/mm²(1400kgf/cm²)

・底鋼板　　47.5N/mm²(485kgf/cm²)<140N/mm²(1400kgf/cm²)

４）施工の概要

①施工方法

試験体の施工は、実際の施工に条件を合わせるために主桁位置にＨ形鋼を配置し、溶融亜鉛メッキ処理された底鋼板とトラス鉄筋からなるプレファブパネルをＨ形鋼上で２辺支持する。床版に上側鉄筋を配置し、コンクリートを打設する。

試験体の施工状況を写真－3.3.1.1～3に示す。

②コンクリート打設時のたわみ

コンクリート打設時のたわみ量は1.97mmであり、計算値とほぼ一致した。

③コンクリート打設立会者氏名

・日時　　平成１０年４月１７日（金）

・場所　　住友金属工業（株）波崎研究センター（茨城県鹿島郡波崎町）

・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，三木　正久
日本鋼管（株）	長山　秀明
東燃（株）ﾄｳｼｰﾄ事業室	大堀　尚宏
ｼｮｰﾎﾞﾝﾄﾞ建設（株）	佐藤　政勝
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
石川島建材工業（株）	青木　卓也
石川島播磨重工業（株）	鈴木　統

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、配合設計条件及び配合表はそれぞれ表－3.3.1.1、3.3.1.2に示す通りである。

・$\sigma ck=30N/mm^2$（ $300kgf/cm^2$）

・$\sigma ca=10N/mm^2$（ $100kgf/cm^2$）

表－3.3.1.1 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	$30N/mm^2$	80mm	20mm	N

表－3.3.1.2 配合表（kg/m^3）

セメント	水	細骨材	粗骨材	混和材	水セメント比	細骨材率
299	157	799	1081	2.99	52.5%	43.7%

⑤その他

実橋においては、主桁上において底鋼板は不連続でありトラス鉄筋のみ連続している。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300mmの範囲にわたり鋼板とトラス鉄筋を溶接しない構造としている。

5）計測

試験体の変位測定位置を図－3.3.1.3 に、ひずみ測定位置を図－3.3.1.4～6に示す。なお、コンクリート表面ならびに底鋼板のひずみ計測に関しては、図に示したゲージの長手方向が計測方向である。また、鉄筋のひずみ計測については、鉄筋の軸ひずみを測定するため、鉄筋の側面にひずみゲージを貼付し、曲げひずみの影響をキャンセルするよう配慮した。各計測項目を以下に示す。

①床版のたわみ

床版のたわみについては、橋軸直角方向および橋軸方向の分布を調査するため、図--3.3.1.3に示すように、試験体中心位置に対して十字に変位計を設置した（橋軸直角方向：δ1～δ7、橋軸方向：δ12～δ19）。

②継手部の目開き量

底鋼板が不連続となる床版パネル間の継手部の目開き量を計測するため、図--3.3.1.3に示すように、床版支間中央付近にπゲージを設置した（δ8～δ11）。

③コンクリート表面のひずみ

コンクリート表面のひずみを計測するため、図－3.3.1.4に示すように、輪荷重走行範囲を避けた位置にゲージ長60㎜のひずみゲージを貼付した（橋軸直角方向：ε1～ε6、橋軸方向：ε7～ε11）。

④上側主鉄筋および配力鉄筋のひずみ

床版の上側に配置した主鉄筋および配力鉄筋のひずみを計測するため、図－3.3.1.5に示すように、ゲージ長5㎜のひずみゲージを鉄筋の軸方向に貼付した（主鉄筋：ε12～ε22、配力鉄筋：ε23～ε38）。

⑤継手部下側配力鉄筋およびトラス鉄筋のひずみ

床版パネル間の継手部の下側に配置した配力鉄筋および試験体の中央付近に位置するトラス鉄筋のひずみを計測するため、図－3.3.1.6に示すように、ゲージ長5㎜（配力鉄筋）とゲージ長2㎜（トラス鉄筋）のひずみゲージを鉄筋の軸方向に貼付した（配力鉄筋：ε39～ε46、トラス鉄筋：ε47～ε52）。

⑥底鋼板下面および継手プレート上面のひずみ

底鋼板下面および継手プレート上面のひずみを計測するため、図－3.3.1.6に示すように、底鋼板については橋軸直角方向と橋軸方向の２方向、継手プレートについては橋軸方向の１方向にゲージ長5㎜のひずみゲージを貼付した（底鋼板橋軸直角方向：ε54～ε64、底鋼板橋軸方向：ε65～ε74、継手プレート橋軸方向：ε53）。

⑦動的計測項目

上記測定項目のうち主要計測点である床版中央部のたわみδ4（Dδ1）、床版中央継手部の目開き量δ11（Dδ2）、上側主鉄筋ε14（D1）、上側配力鉄筋ε34（D2）、継手部下側配力鉄筋ε45（D3）、底鋼板橋軸直角方向ε56（D4）、底鋼板橋軸方向ε72（D5），ε73（D6）について、動的計測を実施した。なお、上記括弧内は動的計測ナンバーを示す。

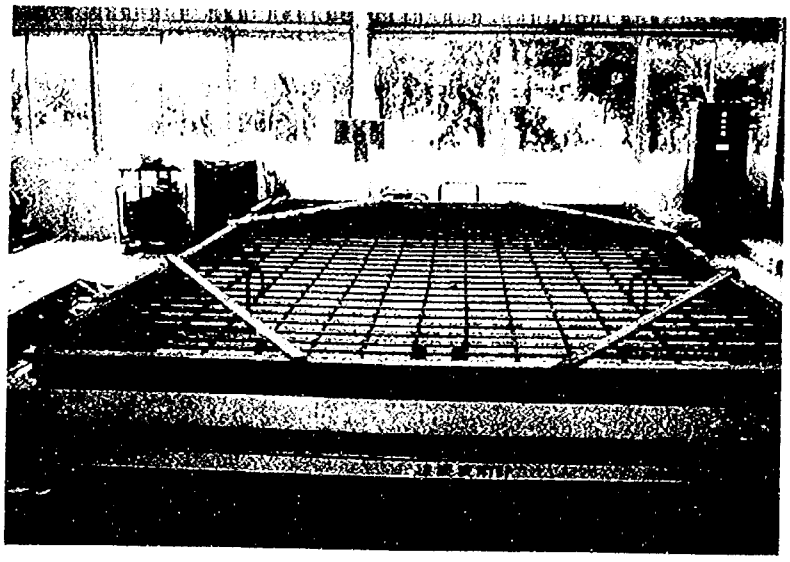
6）想定される破壊形態

①底鋼板とトラス鉄筋との溶接部の破断

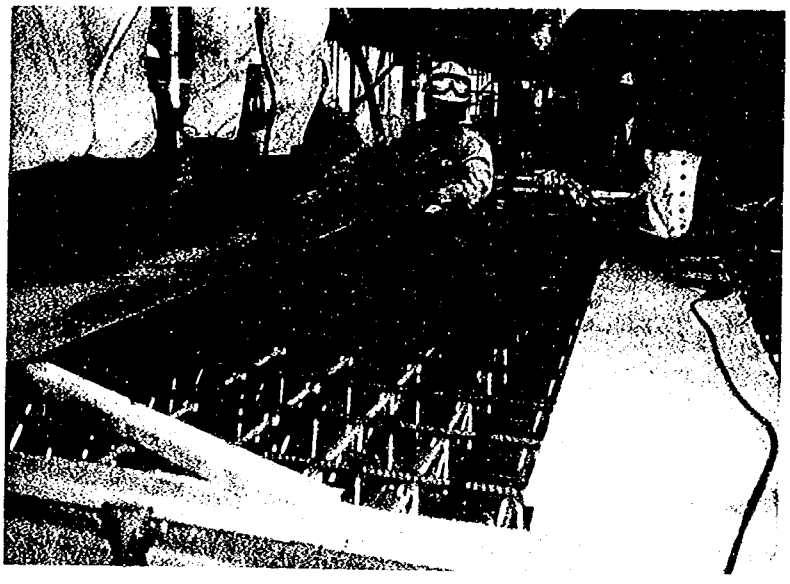
・底鋼板がコンクリートから剥離し、底鋼板とトラス鉄筋とを連結している溶接部にずれ力が作用する。
・底鋼板とトラス鉄筋との溶接部に作用する繰り返しずれ力により、溶接部が疲労破断する。
・底鋼板がトラス鉄筋を含むコンクリート部から離れ、床版剛性の低下が生じ、破壊に至る。

②トラス鉄筋の斜材と上下弦材との溶接部の破断

・トラス鉄筋を構成している斜材と上下弦材との溶接部が繰り返し荷重を受けることにより疲労破断する。
・トラス鉄筋のトラス機構が成立しなくなり、コンクリート部へのトラス鉄筋せん断補強効果が減少する。
・せん断耐力を失ったコンクリート部が押し抜きせん断力によりせん断破壊する。



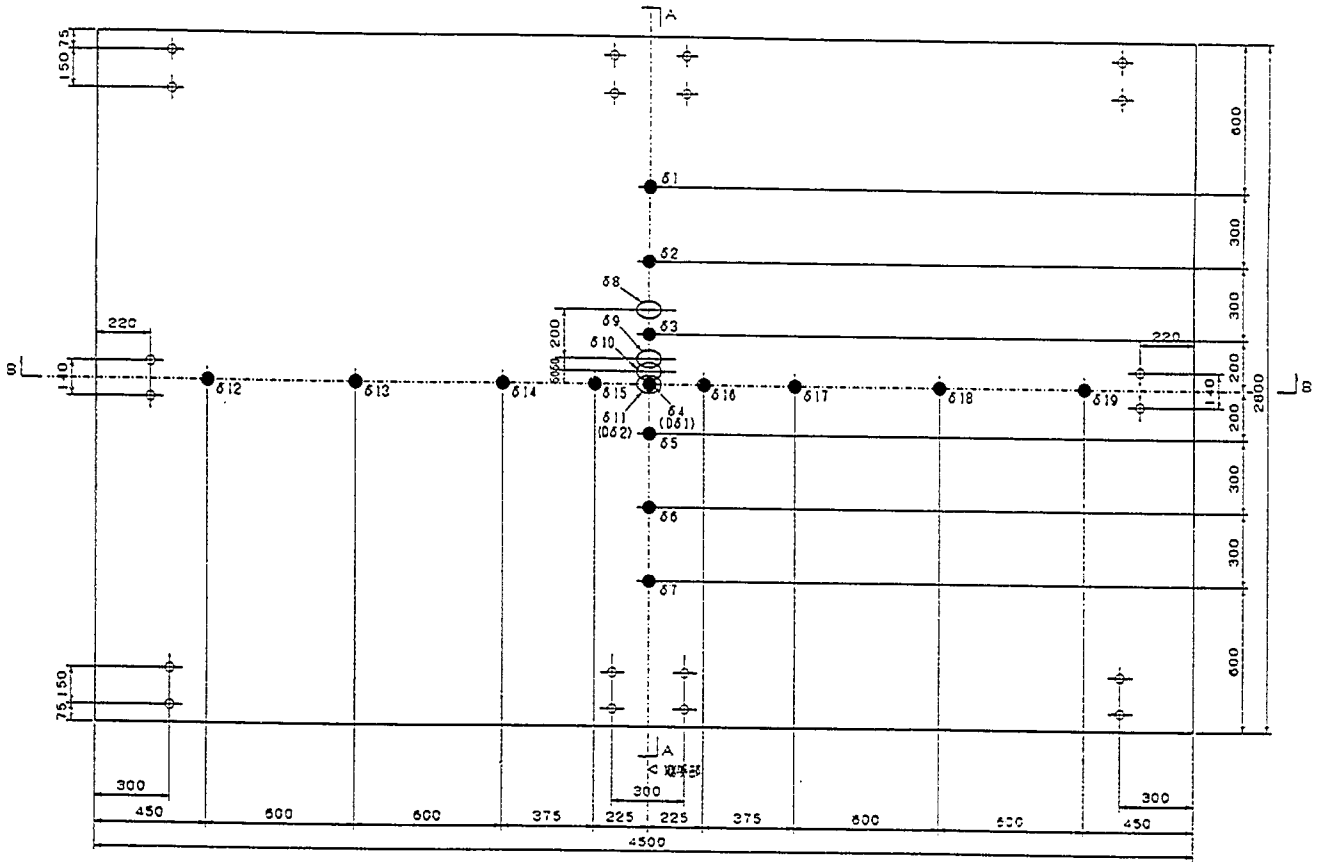
写真－3.3.1.1　上側配筋状況



写真－3.3.1.2　ｺﾝｸﾘｰﾄ打設状況

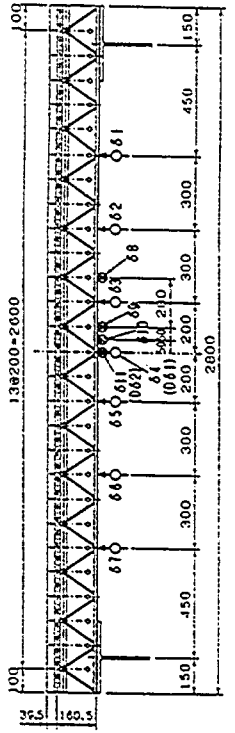


写真－3.3.1.3　材料試験状況

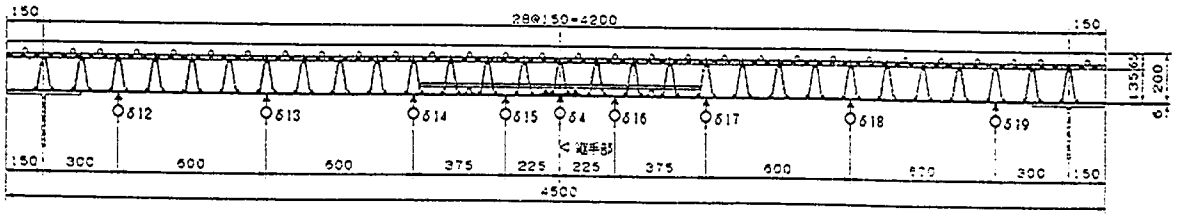


平 面 図　S=1/20

※ D：動的計測用



A－A 断面図　S=1/20

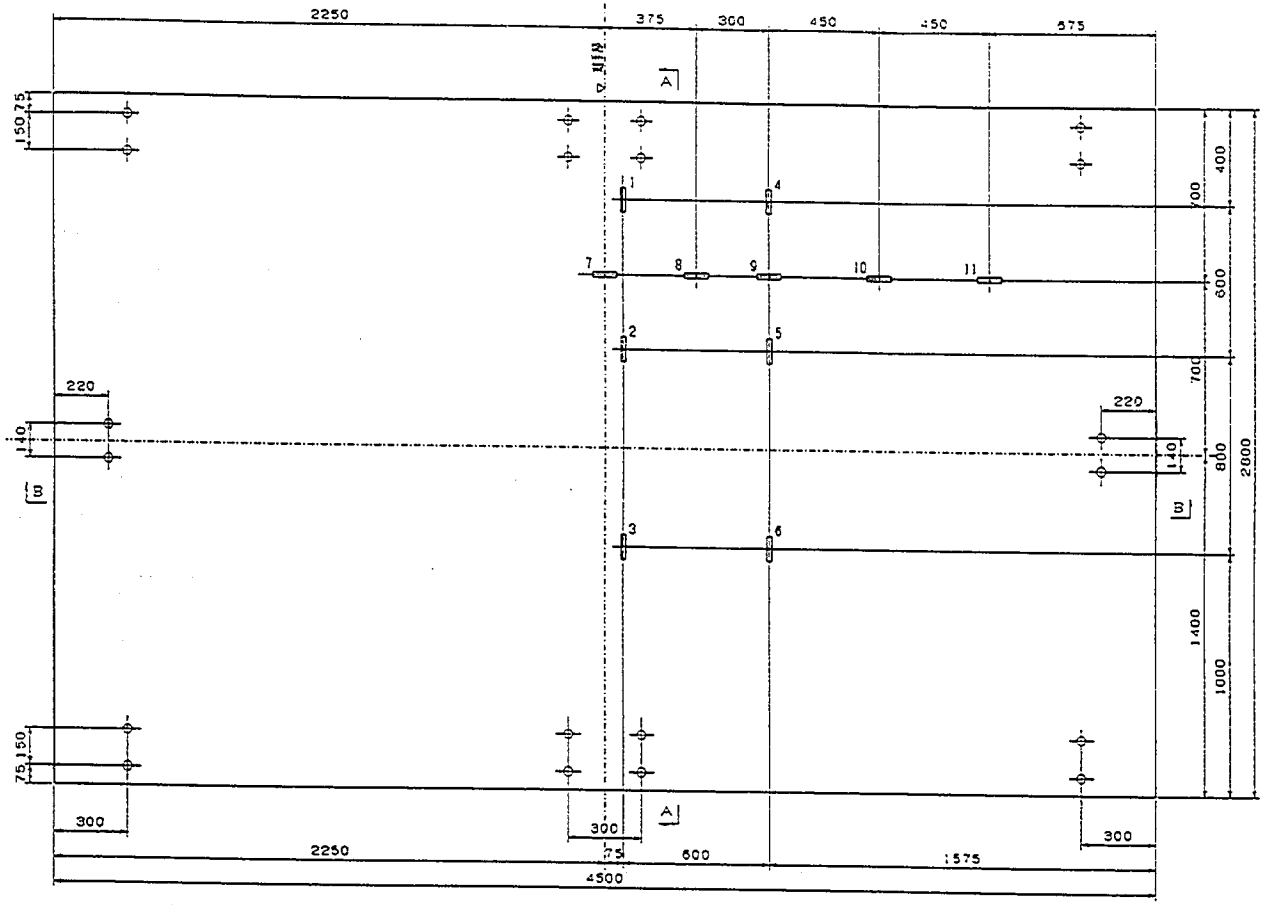


B－B 断面図　S=1/20

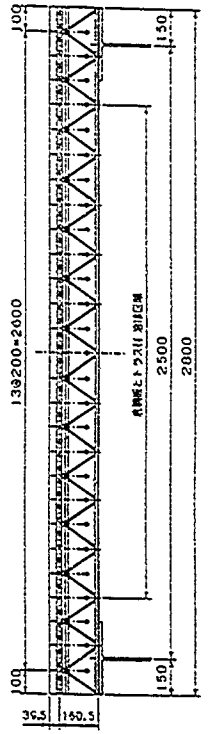
測定部位	変位 No.
●：底版鉛直たわみ	δ1～δ7，δ12～δ19（静的），D61（動的）
○：遊手台両き（Ω型変位計）	δ8～δ11（静的），D62（動的）

単位：mm

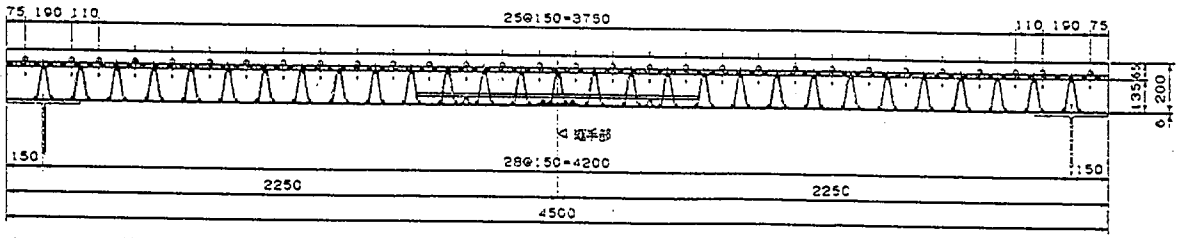
図－3.3.1.3　変位測定位置



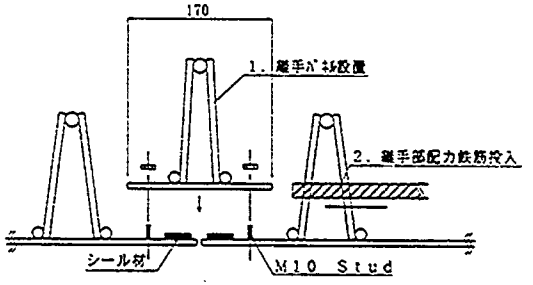
平 面 図（コンクリート上面） S=1/20



A - A 断面図 S=1/20

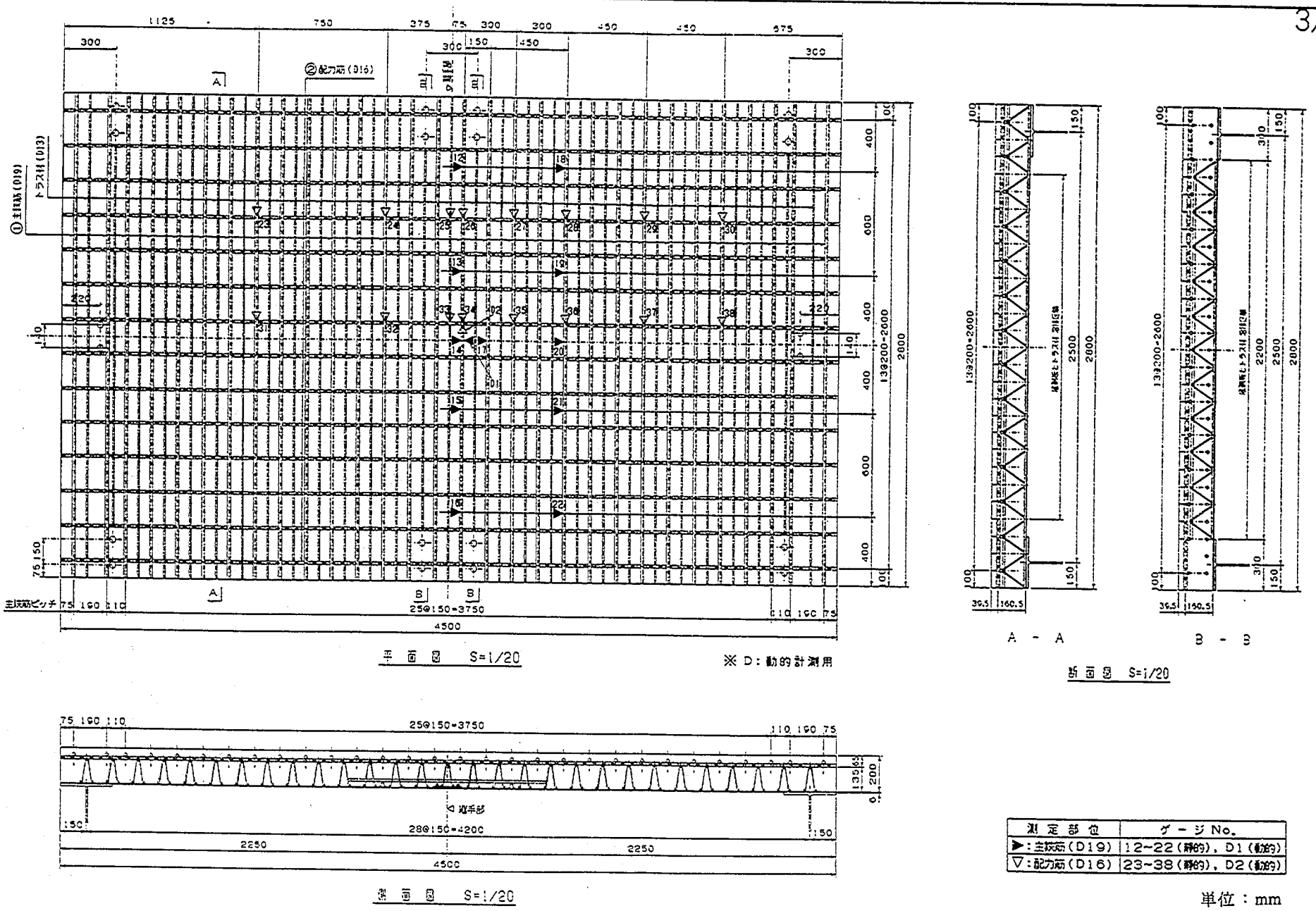


B - B 断面図 S=1/20



図－3.3.1.4 ひずみ測定位置

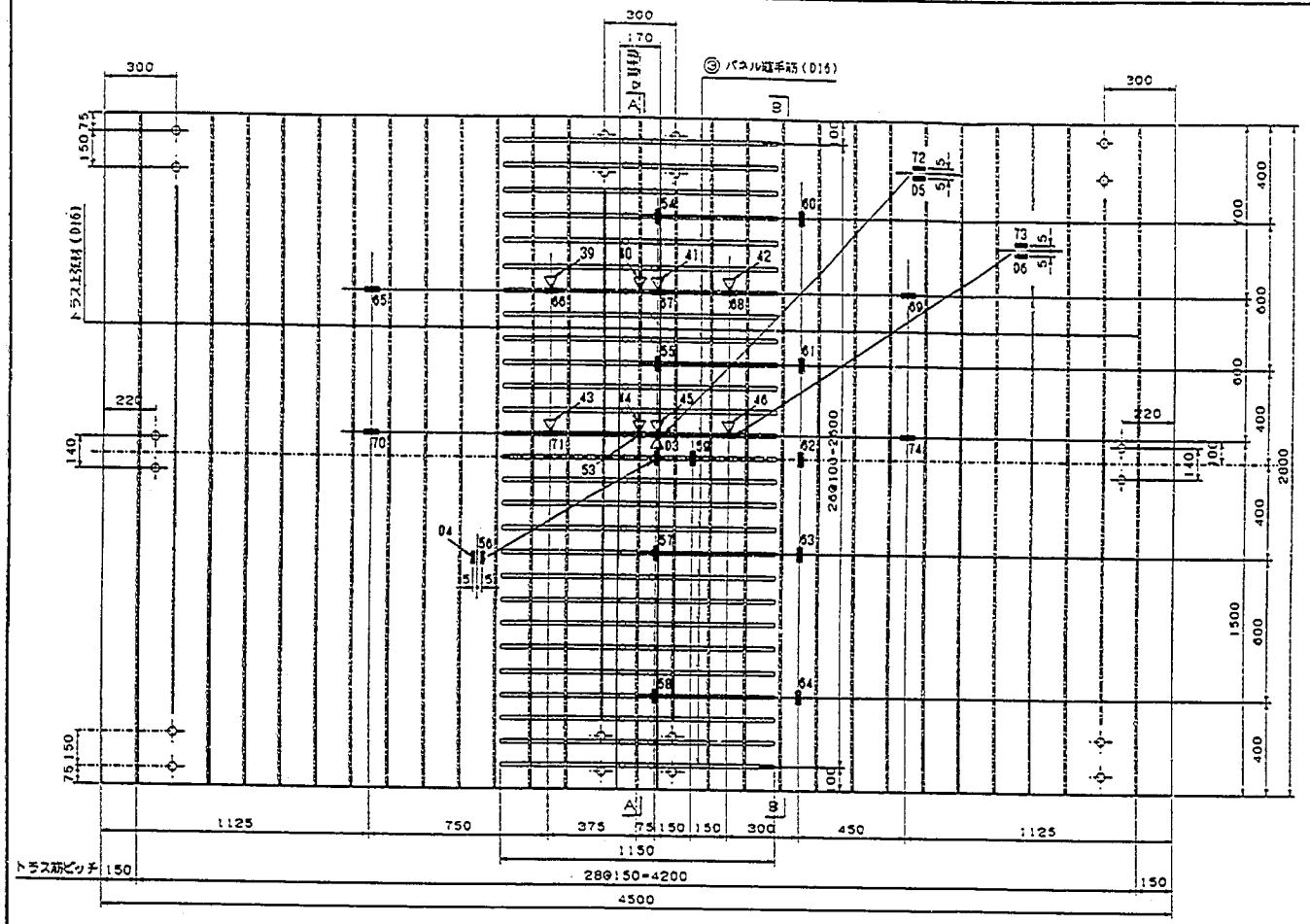
単位：mm

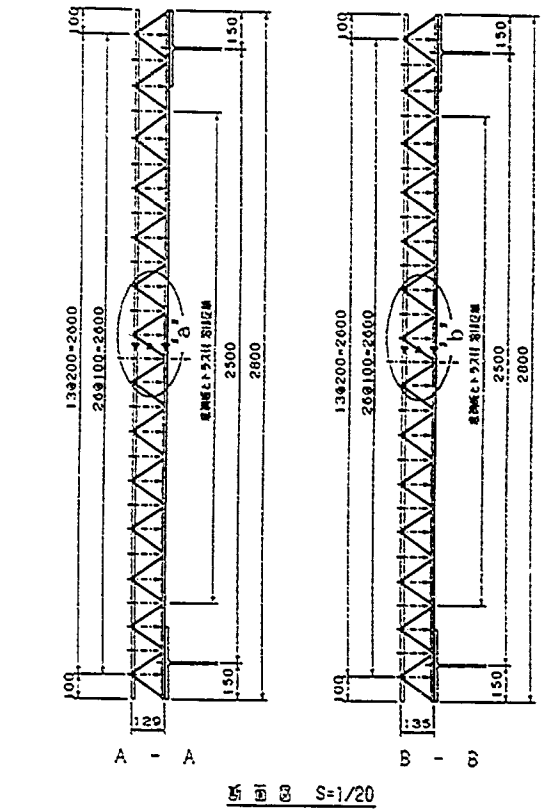


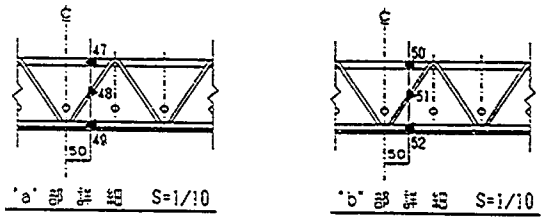
測定部位	ゲージNo.
▶：主鉄筋(D19)	12~22(静的)，D1(動的)
▽：配力筋(D16)	23~38(静的)，D2(動的)

単位：mm

図－3.3.1.5　ひずみ測定位置







単位：mm

測定部位	ゲージNo.
▽：パネル縦手筋(D16)	39~46(静的)，D3(動的)
◀：トラス筋上下弦材・斜材	47~52
▭：縦手プレート上面(配力筋方向)	53
▮：底鋼板下面(主鉄筋方向)	54~64(静的)，D4(動的)
▬：底鋼板下面(配力筋方向)	65~74(静的)，D5~D6(動的)

図－3.3.1.6 ひずみ測定位置

（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の圧縮強度試験結果を表－3.3.1.3に示す。

圧縮強度試験結果の平均値は、呼び強度の1.23倍となっているが、これは試験実施日が走行試験開始時材齢６０日強であることから、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。

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σck=30N/mm²(300kgf/cm²)の場合の静弾性係数2.7×10⁴N/mm²(2.8×10⁵kgf/cm²)との差が0.7%であり、床版のたわみ値に対して無視できる値と考えられる。

表－3.3.1.3　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 mm² (cm²)	最大荷重 kN (tf)	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	静弾性係数 *10⁴N/mm² (*10⁵kg/cm²)	ポアソン比
1	.....	7885	300.1	38.0	2.68	
	100.2	(78.85)	(30.62)	(388)	(2.73)	0.137
2	.....	7885	287.0	36.4	2.63	
	100.2	(78.85)	(29.29)	(371)	(2.68)	0.141
3	.....	7870	286.6	36.5	2.69	
	100.2	(78.70)	(29.24)	(372)	(2.74)	0.164
平均値	—	—	—	36.9	2.67	
				(377)	(2.72)	0.147

②鋼材の材料特性

鉄筋(SD295A)及び鋼板(SS400)の引張強度試験結果を表－3.3.1.4、表－3.3.1.5に示す。鉄筋については、公称降伏点応力300N/mm²以上(2950kgf/cm²以上)、公称引張強さ450～610N/mm²（4400～6000kgf/cm²)を満足している。また鋼板については、公称降伏点応力が245N/mm²以上（2500kgf/cm²以上)、公称引張強さが400～510N/mm²(4050～5200kgf/cm²)を満足している。

表－3.3.1.4　鉄筋の引張強度試験結果

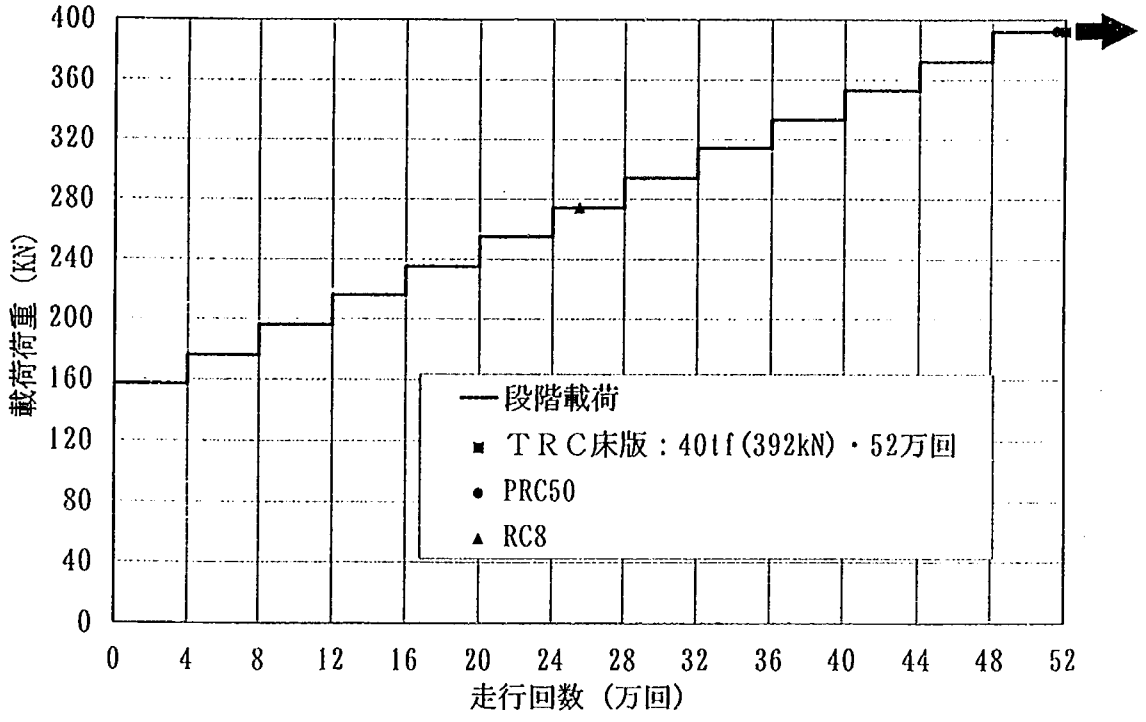
	降伏荷重	最大荷重	降伏点応力	引張強さ	評点距離		伸び	公称断面積	鋼種材質
	kN (tf)	kN (tf)	N/mm² (kgf/cm²)	N/mm² (kgf/cm²)	試験前 mm	試験後 mm	% —	mm² (cm²)	—
D16-1	73.4 (7.52)	113.9 (11.62)	371.1 (3,787)	573.4 (5,851)	128.40	155.85	21.4		
D16-2	75.3 (7.68)	114.3 (11.66)	379.0 (3,867)	575.4 (5,871)	128.25	155.20	21.0	198.6 (1.986)	D16 SD295A
D16-3	73.9 (7.54)	112.1 (11.44)	372.1 (3,797)	564.5 (5,760)	127.95	156.65	22.4		
平均値	—	—	374.1 (3,817)	571.0 (5,827)	—	—	21.6	—	—
D19-1	104.7 (10.68)	155.8 (15.90)	365.3 (3,728)	543.9 (5,550)	152.40	186.10	22.1		
D19-2	103.9 (10.60)	156.0 (15.92)	362.6 (3,700)	544.6 (5,557)	152.35	185.90	22.0	286.5 (2.865)	D19 SD295A
D19-3	104.1 (10.62)	156.0 (15.92)	363.3 (3,707)	544.6 (5,557)	152.55	184.85	21.2		
平均値	—	—	363.8 (3,712)	544.4 (5,555)	—	—	21.8	—	—

表－3.3.1.5　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	評点距離		伸び	平均断面積	鋼種材質
	kN (tf)	kN (tf)	N/mm² (kgf/cm²)	N/mm² (kgf/cm²)	試験前 mm	試験後 mm	% —	mm² (cm²)	—
T6-1	48.4 (4.935)	64.0 (6.530)	339.9 (3,468)	449.7 (4,589)	50.10	68.20	36.1	142.3 (1.423)	
T6-2	46.0 (4.690)	64.5 (6.585)	326.4 (3,331)	458.3 (4,677)	50.00	68.45	36.9	140.8 (1.408)	PL t=6 SS400
T6-3	45.3 (4.625)	64.7 (6.600)	319.9 (3,264)	456.5 (4,658)	49.95	68.25	36.6	141.7 (1,417)	
平均値	—	—		454.8 (4,641)	—	—	36.6	—	—

2）破壊時走行回数

図－3.3.1.7に示す走行回数と載荷荷重との関係図に、今回実施したＴＲＣ床版のほか、既往研究により得られたRC8供試体、PRC50供試体の試験結果も記載した。ＴＲＣ床版は、本試験での最終荷重値392kN(40tf)・最終走行回数52万回に至っても、たわみ値やひずみ値に疲労破壊につながるような急増現象は見られず、ほぼ健全な状態を保持していた。なお、RC8供試体は、荷重値274kN(28tf)・走行回数25.6万回で押し抜きせん断破壊し、PRC50供試体は、荷重値392kN(40tf)・走行回数52万回を載荷しても破壊していない。



図－3.3.1.7　走行回数と載荷荷重の関係図

3）破壊形態および試験体ひび割れ状況

ＴＲＣ床版は、今回の走行試験において、破壊に至らずに試験終了したため、破壊形態については調査できなかった。

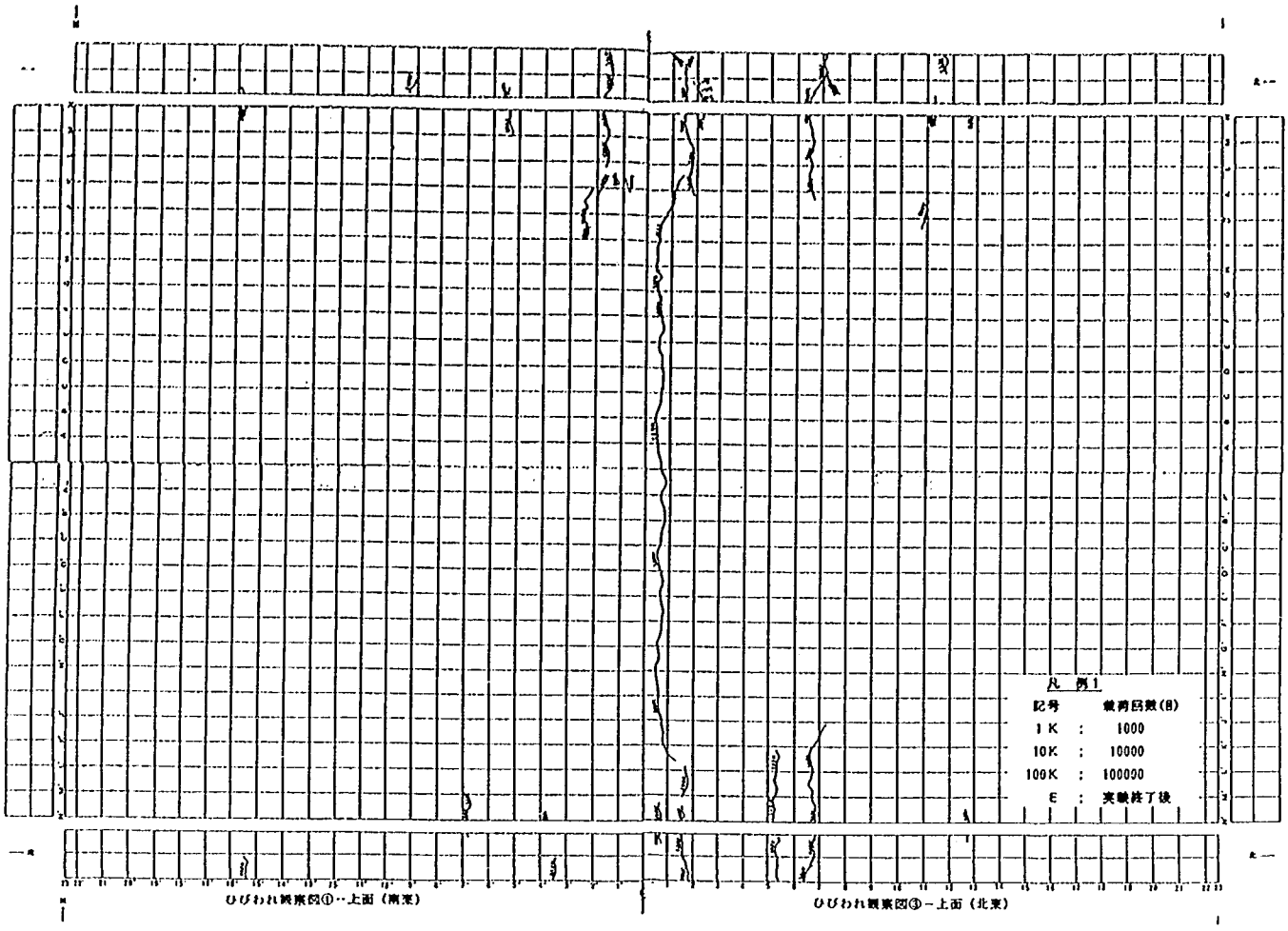
走行試験完了後の床版上面のひび割れ状況を図－3.3.1.8に、試験後の試験体切断面のひび割れ状況を図－3.3.1.9および**写真**－3.3.1.4（A断面）、**写真**－3.3.1.5（B断面）、**写真**－3.3.1.6（C断面）に示す。ひび割れ状況を以下にまとめる。

①コンクリート上面のひび割れ状況（**図**－3.3.1.8）

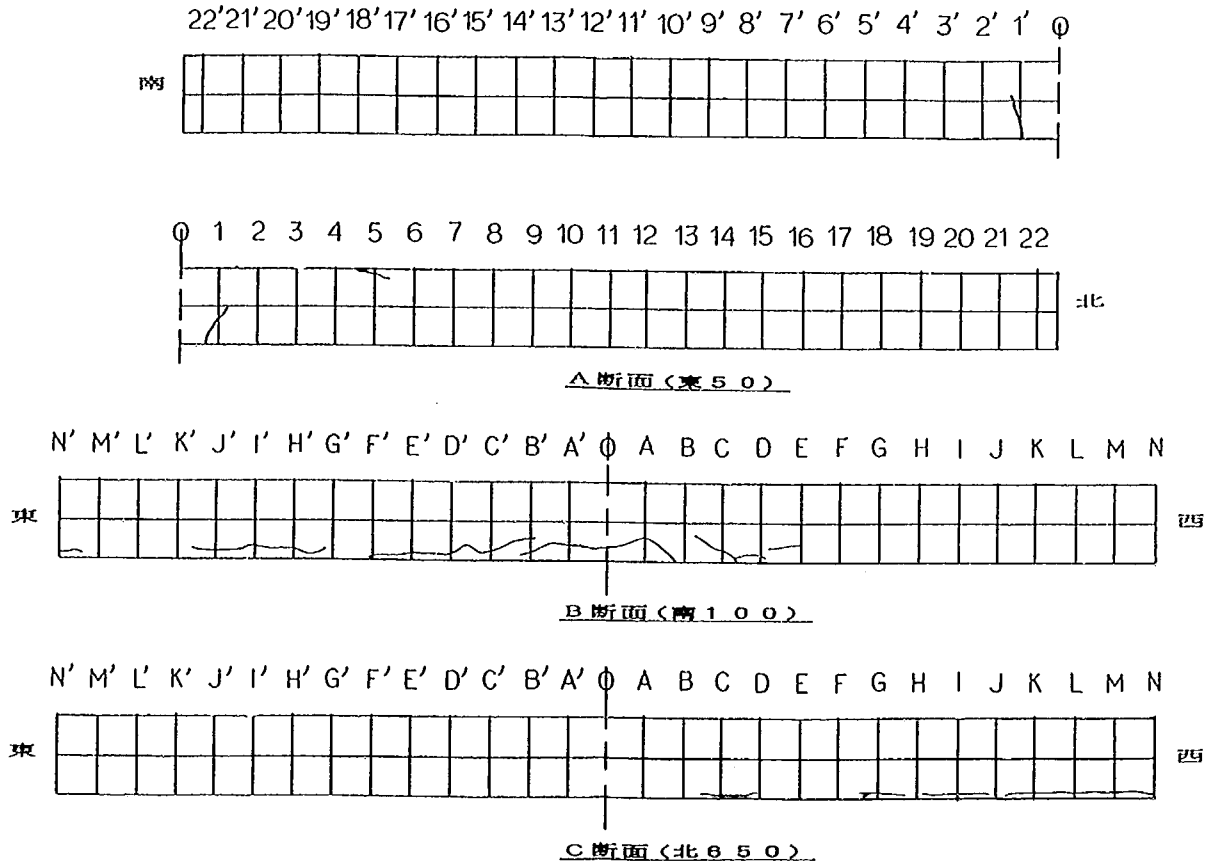
・試験体中央部に最終走行回数５２万回の時点で、橋軸直角方向ひび割れが1本、試験体端部の桁位置付近に橋軸直角方向ひび割れが10本程度発生していた。

②床版切断面のひび割れ状況（**図**－3.3.1.9、**写真**－3.3.1.4～6）

・Ｂ断面、Ｃ断面において、水平方向のひび割れが数本見られるが、いずれも試験体下側に位置しており、押し抜きせん断破壊につながるような貫通ひび割れは認められない。よって、試験終了時点でもほぼ健全な状態を保持しているものと考えられる。



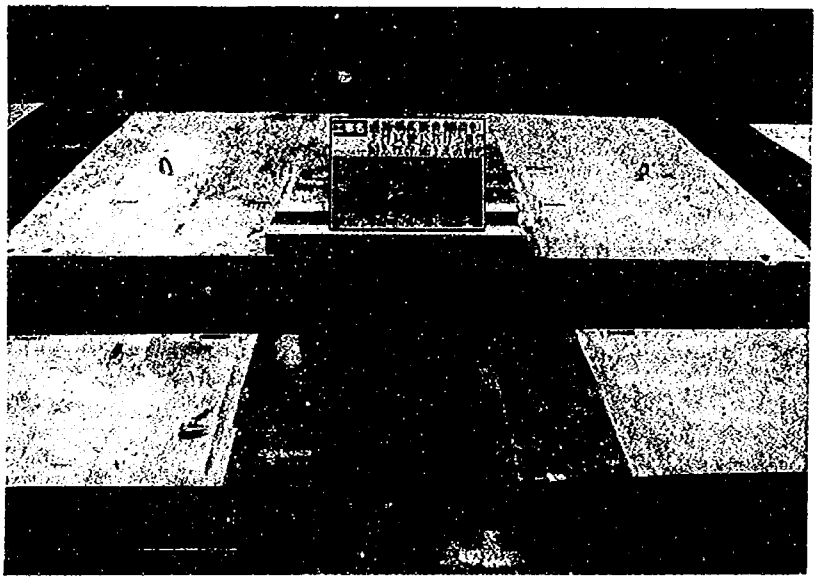
図－3.3.1.8　床版上のひび割れ状況



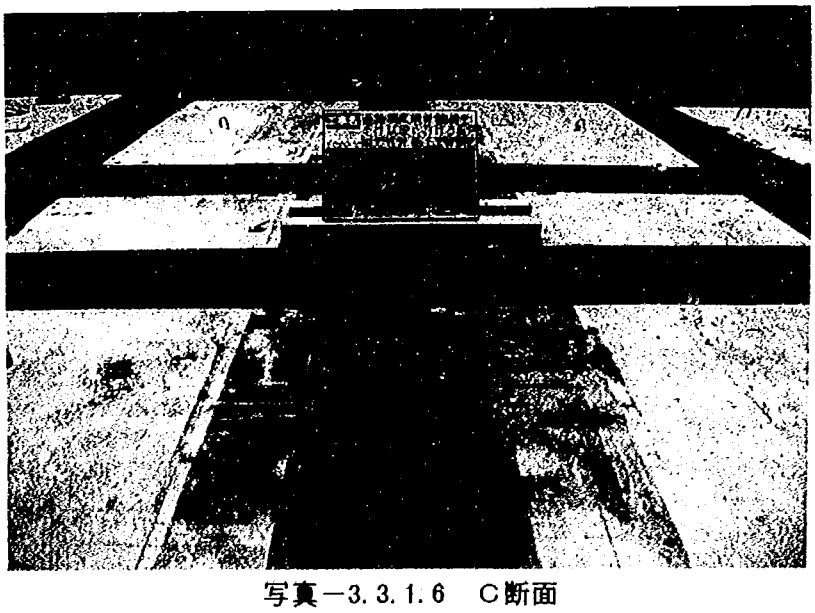
図－3.3.1.9　試験体切断面のひび割れ状況



写真－3.3.1.4　A断面



写真－3.3.1.5　B断面



写真－3.3.1.6　C断面

4）床版厚実測状況

試験後の試験体切断面から実測した床版厚を表－3.3.1.6にまとめる。ひび割れの影響がなく測定が可能であった箇所の底鋼板の厚みを除いたコンクリート版厚は規定値200mmに対して196～212mm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。よって、今回供した試験体の形状は、設計計算から得られた形状と整合性がとれているものと判断できる。

表－3.3.1.6　コンクリート版厚の実測値(mm)

A断面北側

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
－	203	203	205	－	205	206	205	206	205	205	205	205	205	204	204	204	204	204	204	204	205

A断面南側

22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0
196	201	208	205	206	207	206	206	206	206	206	206	206	206	206	206	205	204	204	204	205	205	196

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
204	204	203	203	－	－	－	203	－	－	－	－	－	－	－	－	204	－	－	－	205	205	204	205

B断面西側

J	K	L	M	N
205	205	204	204	204

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
201	200	200	200	－	203	204	204	204	205	205	206	205	205	205	206	207	－	210	210	212	－	211	－

C断面西側

J	K	L	M	N
211	－	－	－	－

5）床版のたわみ－走行回数関係

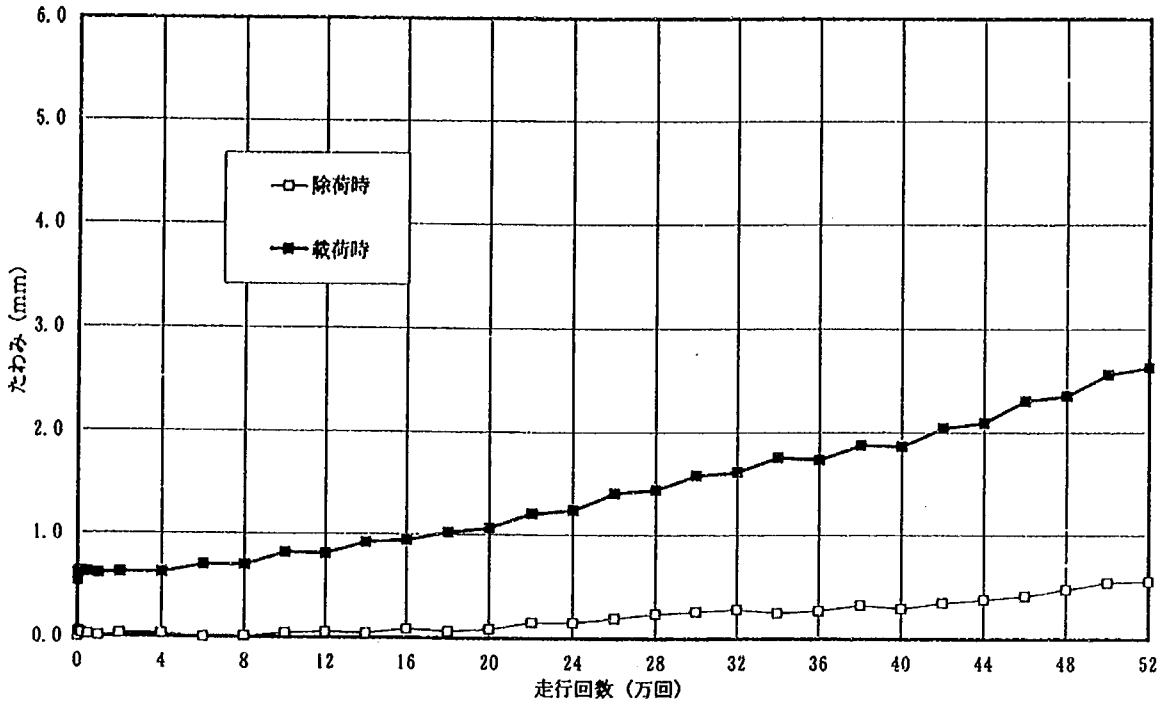
・試験体中央のたわみ（δ4）の静的測定結果と走行回数との関係を図－3.3.1.10に示す。たわみは、載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回に至るまで破壊につながるような急激な増加現象は認められず、最終たわみは、392kN(40tf)載荷時で2.5mm程度、除荷時で0.5mm程度であった。

・載荷時のたわみから除荷時のたわみを差し引き、載荷時の荷重のみによる弾性たわみと走行回数との関係を図－3.3.1.11に示す。また、本図には、各載荷荷重段階の弾性たわみを157kN(16tf)載荷時の弾性たわみに換算したときの値も併記した。弾性たわみに関しては試験終了時まで疲労破壊につながるような急激な増加現象は生じず、最大でも2.0mm程度であった。また、157kN(16tf)換算弾性たわみについても、増加はほとんど見られず、載荷開始から52万回載荷完了までの間に増加したたわみ量は、0.3mm程度であった。

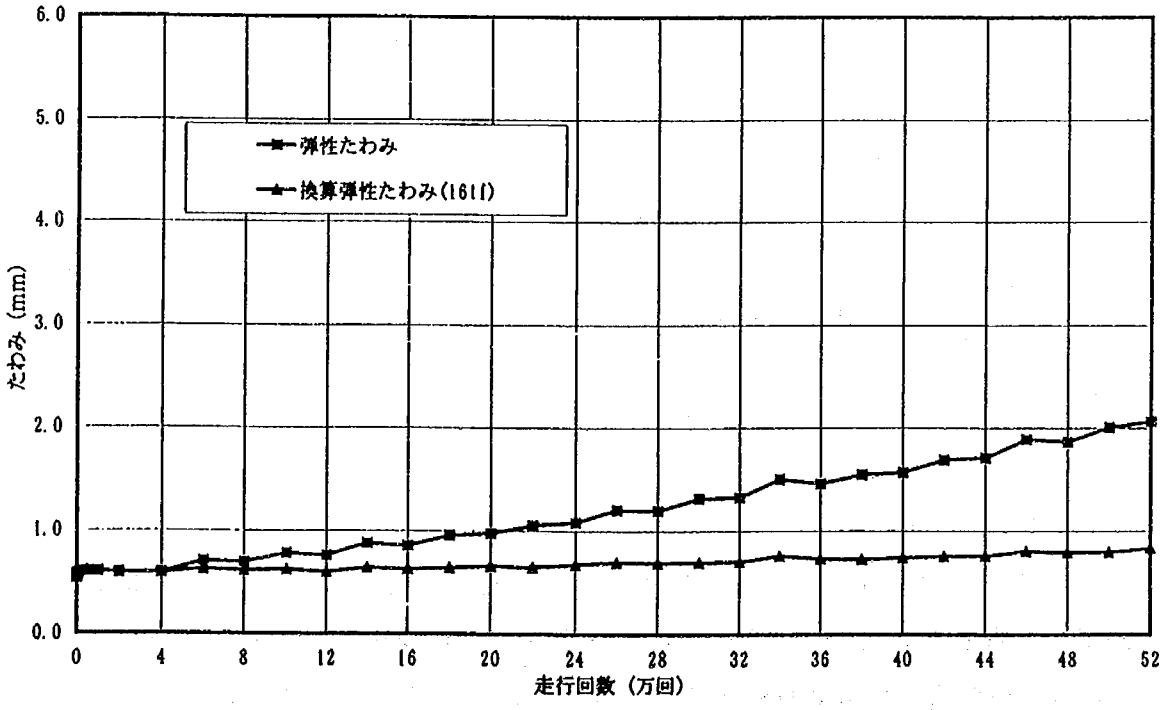
・試験体中央の動的たわみ（Dδ1）の測定結果と載荷回数との関係を図－3.3.1.12に示す。静的測定結果（図－3.3.1.10）と同じく、載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回に至るまで急激な増加現象は生じておらず、最大でも3.2mm程度と静的測定結果の1.3倍程度に収まっていた。

・ＴＲＣ床版の試験体中央の静的たわみ測定結果と走行回数との関係図に、既往研究により得られたRC8供試体、PRC50供試体の試験結果も併記したものを図－3.3.1.13に示す。ＴＲＣ床版とRC8試験体とを比較すると、RC8試験体のたわみが急増する直前の載荷荷重255kN(26tf)・走行回数24万回のＴＲＣ床版の載荷時

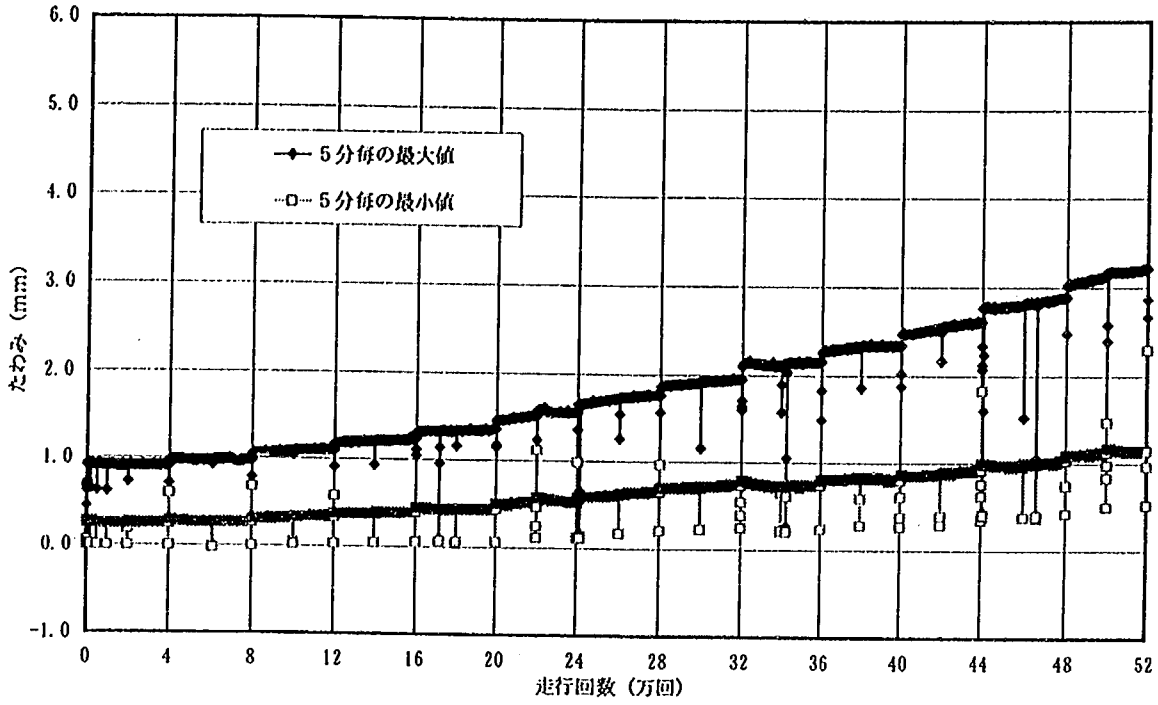
のたわみは、1.3㎜程度とRC8試験体のたわみ5.2㎜の約25%であり、除荷時のたわみに関しては、0.1㎜程度とRC8試験体2.5㎜の約4%であった。一方、ＴＲＣ床版とPRC50試験体とを比較すると、最終載荷段階となる392kN(40tf)・走行回数52万回時点のＴＲＣ床版の載荷時のたわみは、2.6㎜程度とPRC50試験体のたわみ6.2㎜の約40%であり、除荷時のたわみについては、0.6㎜程度とPRC50試験体2.7㎜の約20%であった。



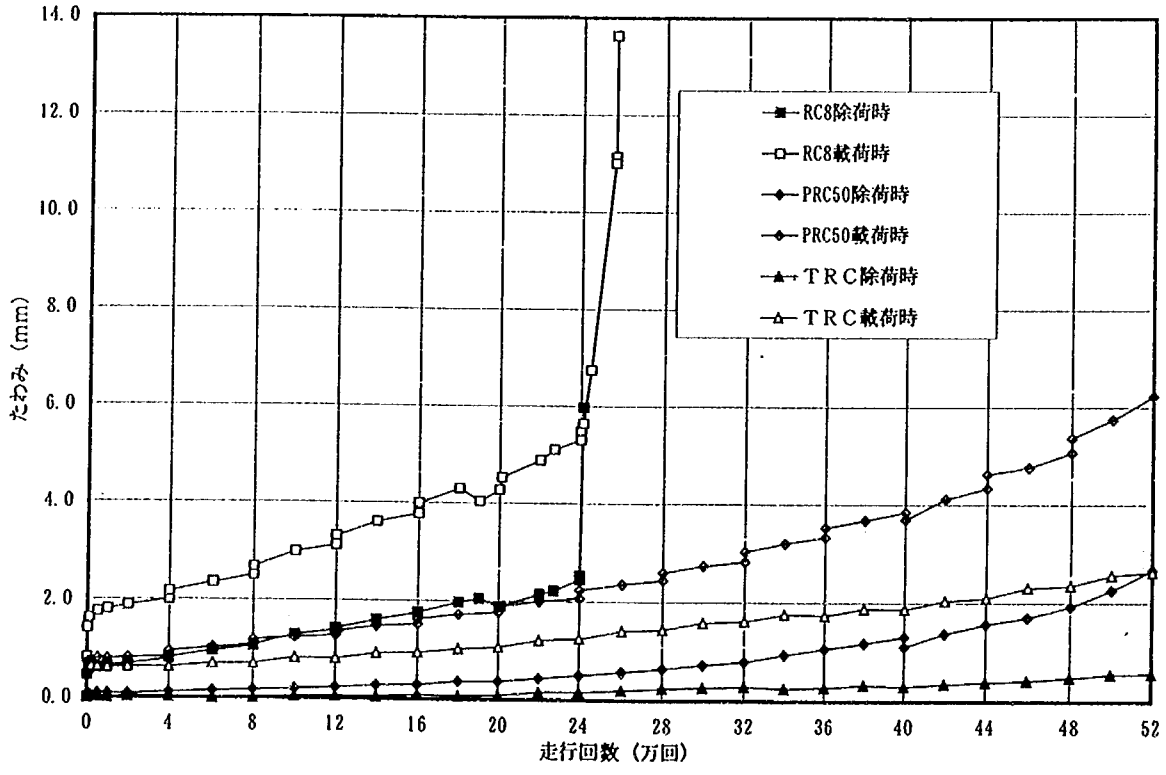
図－3.3.1.10　試験体中央のたわみδ4：静的たわみ



図－3.3.1.11　試験体中央のたわみδ4：静的弾性たわみ



図－3.3.1.12　試験体中央のたわみDδ1：動的たわみ



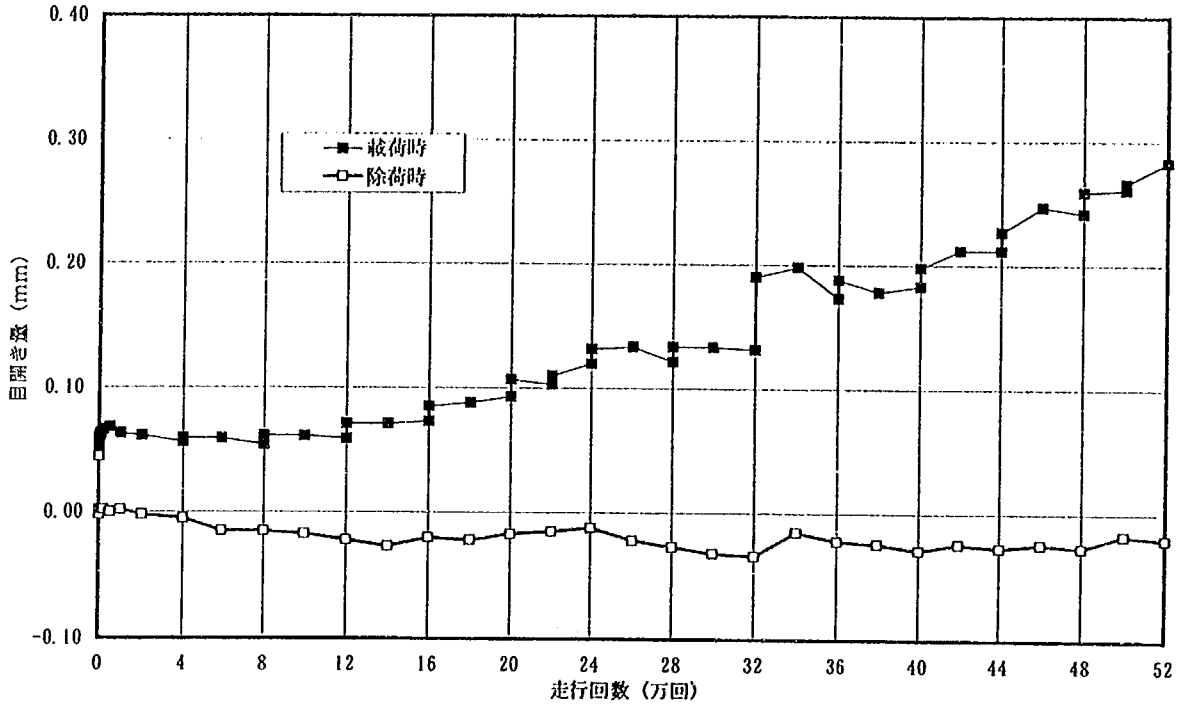
図－3.3.1.13　他形式床版とのたわみ比較

6）継手部の目開き量－走行回数関係

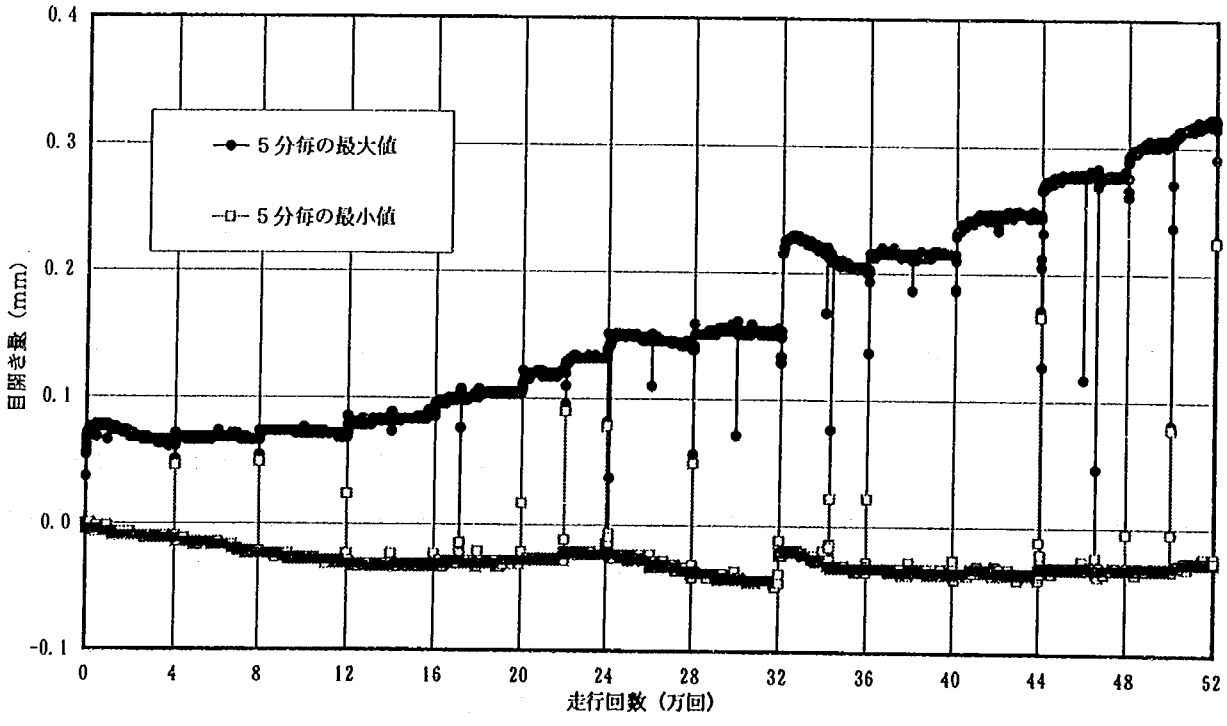
・試験体中央の継手部目開き量（δ11）の静的測定結果と走行回数との関係を図－3.3.1.14に示す。静的測定による載荷時の目開き量は、載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回において0.28mm程度であった。また、除荷時の目開き量は載荷開始から試験終了時まで増加は見られず-0.03mm前後を推移していた。なお、除荷

時の目開き量が負の値、すなわち、載荷開始状態より継手が閉じる方向を示した。これはコンクリートの橋軸方向の乾燥収縮を底鋼板が拘束することによって、継手部に橋軸方向軸圧縮力が生じていたことによる。

・同じ測定位置の動的目開き量（Dδ2）と走行回数との関係を図－3.3.1.15に示す。動的測定による走行時の最大目開き量は、載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回において0.32mm程度であり、静的載荷時の約15%の増加であった。また、走行時の最小目開き量については、静的載荷の除荷時と同様、-0.03mm前後を推移していた。



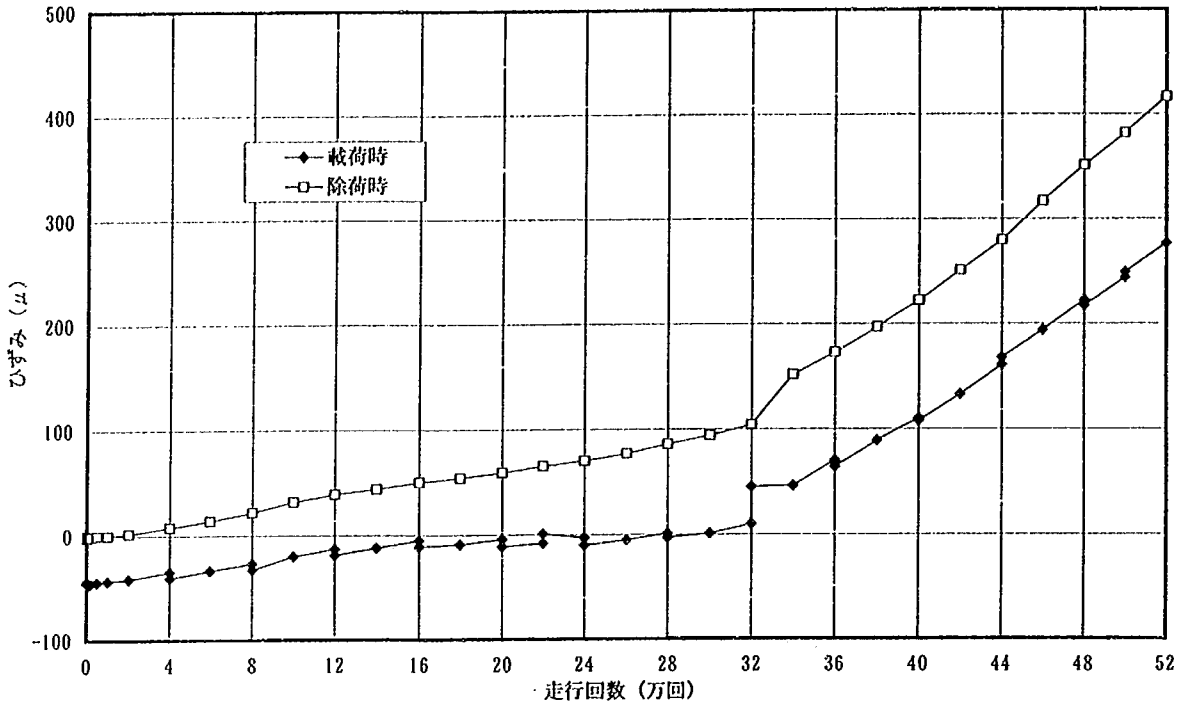
図－3.3.1.14　試験体中央の継手部目開き量δ11：静的目開き量



図－3.3.1.15　試験体中央の継手部目開き量Dδ2：動的目開き量

7）コンクリート表面のひずみ－走行回数関係

・輪荷重走行範囲を避けた試験体中央付近のコンクリート表面橋軸直角方向ひずみ（ε2）の静的測定結果と走行回数との関係を図－3.3.1.16に示す。載荷時のひずみから除荷時のひずみを差し引いた弾性ひずみは、載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回において約-150μであり、急激な増加現象や乱れは見られない。なお、除荷時のひずみが引張側に移行したのは、コンクリートの乾燥収縮が底鋼板および主鉄筋・トラス鉄筋により拘束されるため、コンクリートに引張側のひずみが生じたことによる。

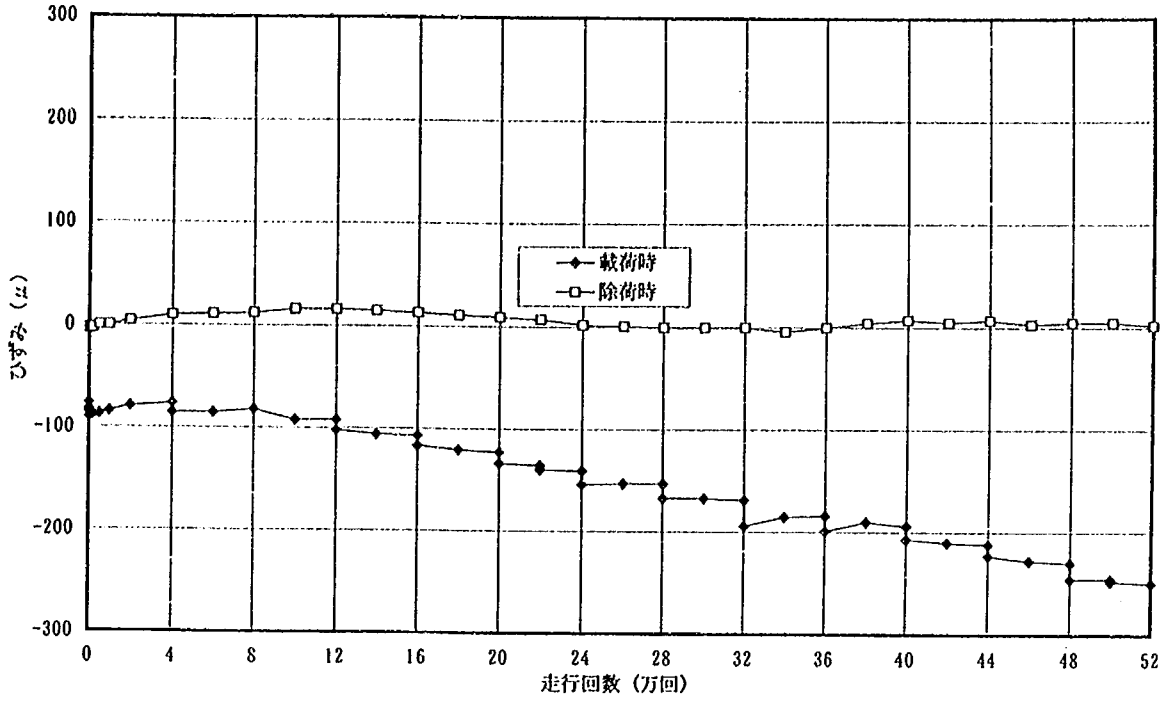


図－3.3.1.16　試験体中央付近コンクリート表面橋軸直角方向ひずみε2：静的ひずみ

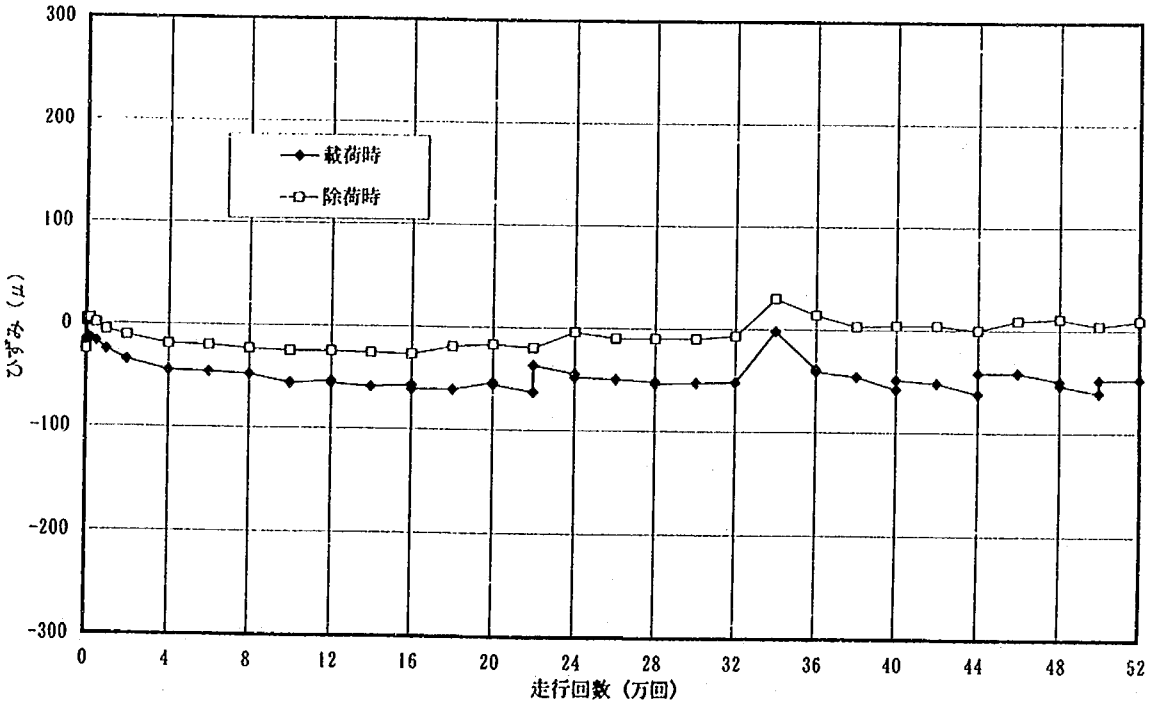
8）上側主鉄筋および配力鉄筋のひずみ－走行回数関係

・試験体中央の上側主鉄筋ひずみ（ε14）の静的測定結果と走行回数との関係を図－3.3.1.17に示す。載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回の載荷時のひずみは-250μ程度であり、急激な増加現象や乱れは見られず、載荷荷重の増加とともに階段状に増えているのが判る。また、除荷時のひずみは載荷開始から終了時まで0μ前後を安定的に推移していた。

・試験体中央の上側配力鉄筋ひずみ（ε34）の静的測定結果と走行回数との関係を図－3.3.1.18に示す。載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回の載荷時のひずみは-50μ程度であり、多少の乱れはあるが安定的に推移していた。



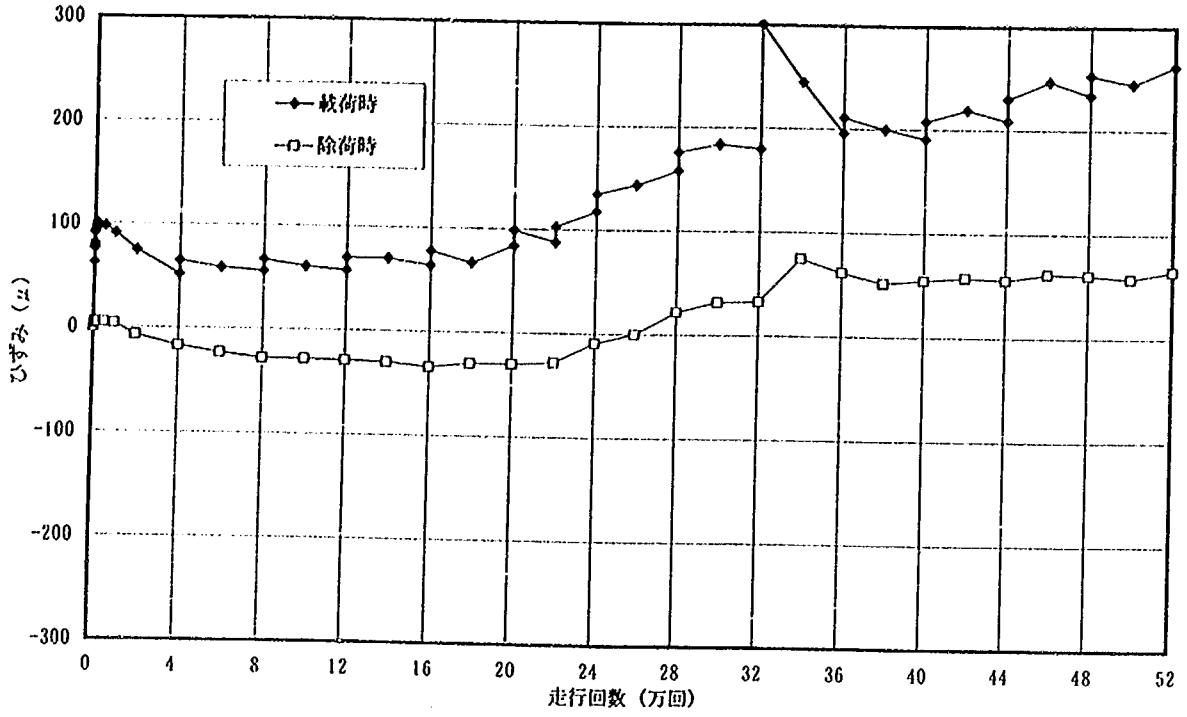
図－3.3.1.17　試験体中央の上側主鉄筋ひずみ ε 14：静的ひずみ



図－3.3.1.18　試験体中央の上側配力鉄筋ひずみ ε 34：静的ひずみ

9）継手部下側配力鉄筋のひずみ－走行回数関係

・試験体中央の継手部下側配力鉄筋ひずみ（ε 45）の静的測定結果と走行回数との関係を図－3.3.1.19に示す。載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回の載荷時のひずみは260μ程度であり、走行回数32万回付近で一部乱れがあるものの、安定的に推移していた。除荷時のひずみは最大でも70μ程度であった。

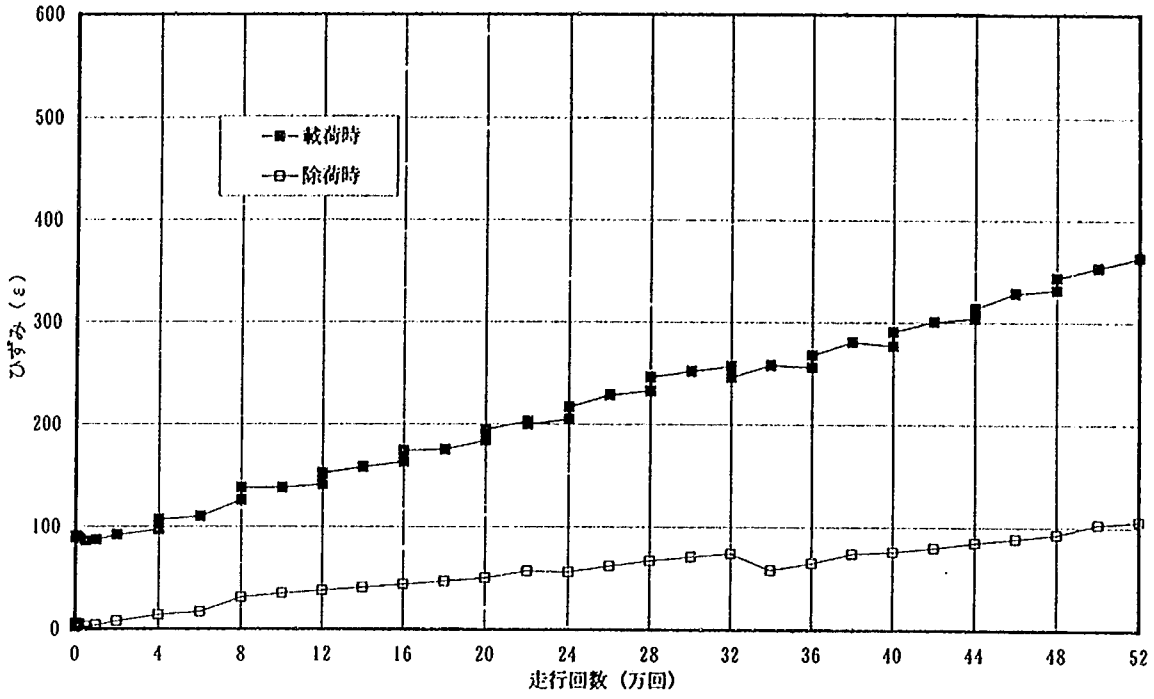


図－3.3.1.19　試験体中央の継手部下側配力鉄筋ひずみε45：静的ひずみ

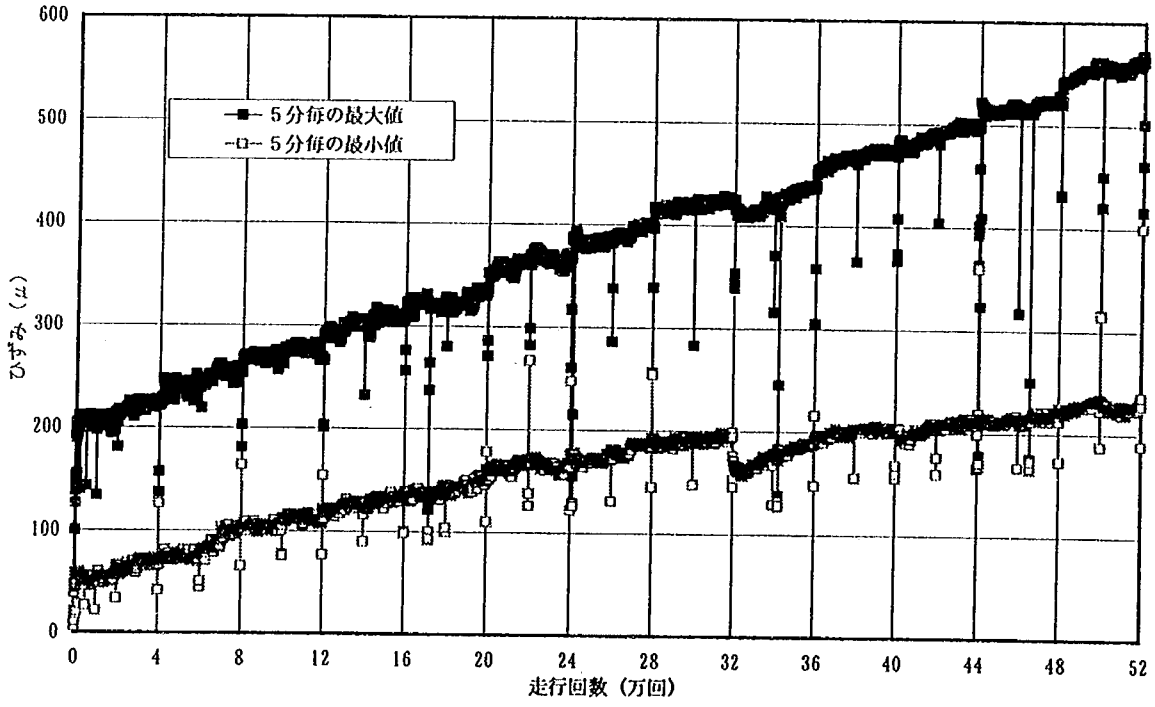
10）底鋼板下面のひずみ－走行回数関係

・試験体中央の底鋼板下面橋軸直角方向ひずみの静的測定結果（ε56）と走行回数との関係を図－3.3.1.20に、同じく動的測定結果（D4）と走行回数との関係を図－3.3.1.21に示す。静的測定結果については、載荷時の値から除荷時の値を差し引いた弾性ひずみが載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回のときで250μ程度であり、載荷開始から荷重の段階的な増加に連動して安定的に推移していた。また、除荷時の残留ひずみは110μ程度であった。動的測定結果についても静的と同様に安定的に推移していた。動的ひずみの値に関しては、載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回において最大走行時の値の560μ程度と静的載荷時の360μに比べて約50％の増加であり、走行時の最小値については230μと除荷時の110μの約2倍であった。

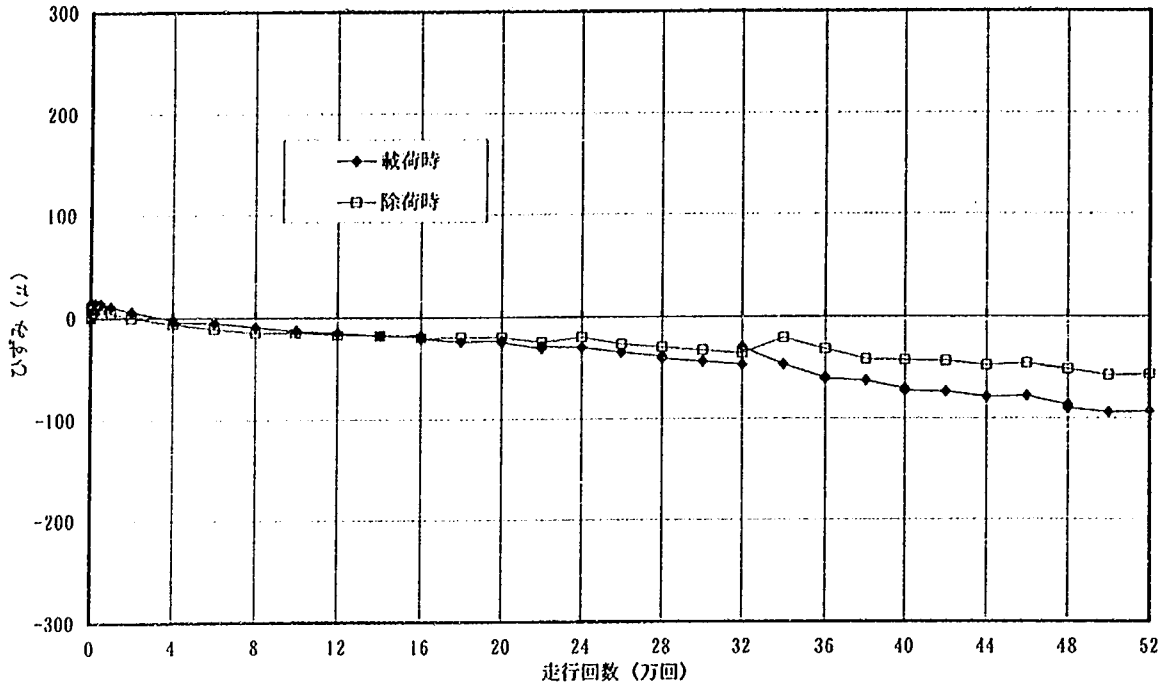
・試験体中央の底鋼板下面橋軸方向ひずみに関して、継手部近傍の静的測定点（ε72）および動的測定点（D5）は、継手プレート（170mm幅）の範囲内に位置する。この位置では主に継手プレートが底鋼板に生じた橋軸方向の応力を伝達するため、継手プレート下の底鋼板には橋軸方向にほとんどひずみが発生しない。よって、継手プレート端部から橋軸方向に290mm離れた位置での静的測定点（ε73）と動的測定点（D6）で底鋼板の橋軸方向ひずみを調査する。静的測定結果（ε73）と走行回数との関係を図－3.3.1.22に、動的測定結果（D6）と走行回数との関係を図－3.3.1.23に示す。静的測定結果については、載荷回数32万回付近でわずかに乱れがあるものの、安定的に推移しており、載荷時の値から除荷時の値を差し引いた弾性ひずみが載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回のときで-40μ程度であった。動的測定結果についても載荷回数の初期から終了時まで安定的に推移していた。



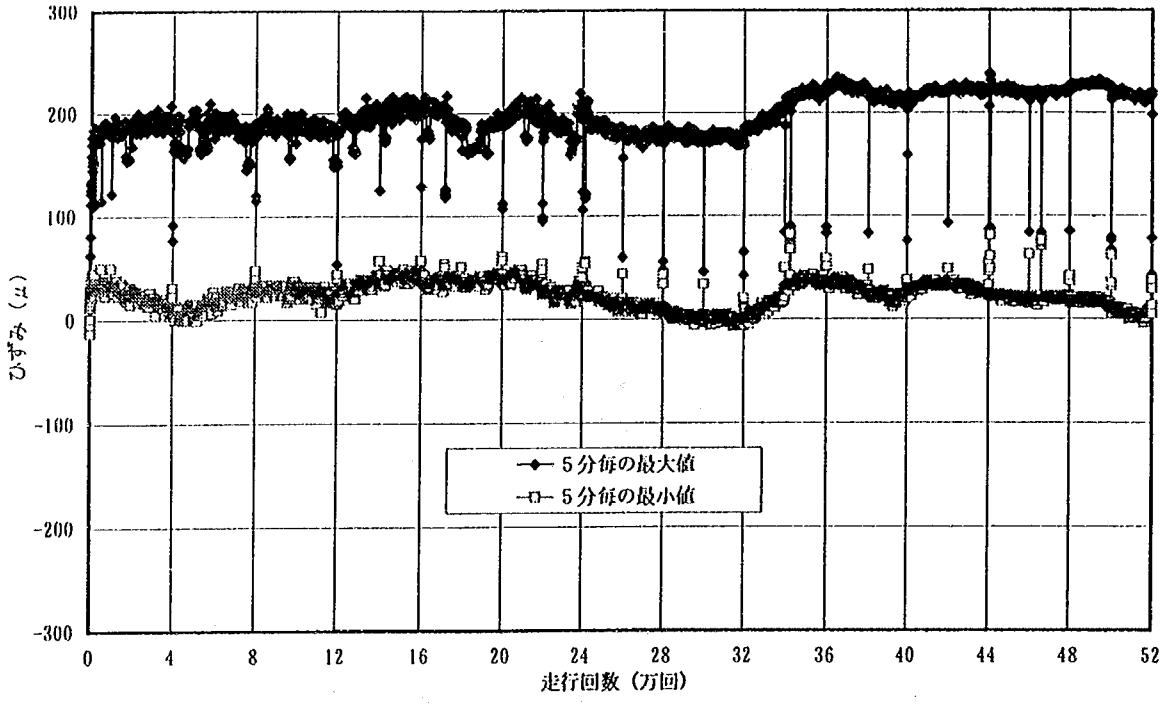
図－3. 3. 1. 20　試験体中央の底鋼板下面橋軸直角方向ひずみε56：静的ひずみ



図－3. 3. 1. 21　試験体中央の底鋼板下面橋軸直角方向ひずみD4：動的ひずみ



図－3.3.1.22　試験体中央の底鋼板下面橋軸方向ひずみ ε 73：静的ひずみ



図－3.3.1.23　試験体中央の底鋼板下面橋軸方向ひずみD6：動的ひずみ

11）試験の着目点の考察

①破壊時の荷重・走行回数および破壊形態

・ＴＲＣ床版は、本試験最終段階である載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回においても破壊に至らず、その兆候も認められなかった。よって、今回の試験から破壊形態の調査はもとより、その予測をすることもできなかった。

②各荷重載荷段階における床版たわみ、継手部目開き量および各部発生ひずみ

・床版のたわみ--走行回数の関係から、載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回に至るまでたわみは安定的に推移しており、静的測定および動的測定の最大値はそれぞれ2.5mm、3.2mmであった。

・静的測定の載荷時たわみから除荷時たわみを差し引いた弾性たわみも試験終了まで安定的に推移しており、最大でも2.0mm程度であった。また、載荷荷重157kN(16tf)に換算した弾性たわみは、載荷開始から終了までの間、0.3mm程度の増加量であった。

・継手部の目開き量－走行回数の関係から、載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回のときで、静的測定値0.28mm程度、動的測定値0.32mm程度であった。

・コンクリートの表面ひずみ、上側主鉄筋・配力鉄筋ひずみ、継手部下側配力鉄筋ひずみおよび底鋼板下面ひずみのいずれも載荷開始から終了まで安定的に推移していた。載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回時点での載荷時ひずみはそれぞれ、コンクリート-150μ（弾性ひずみ）、上側主鉄筋-250μ、上側配力鉄筋-50μ、下側配力鉄筋260μ、底鋼板360μ（橋軸直角方向）であった。

③RC床版やPRC床版とのたわみ比較

・ＴＲＣ床版のたわみは、RC8試験体のたわみが大きく変化する荷重255kN(26tf)・走行回数24万回時点でRC8試験体の約25%であった。また、載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回でのＴＲＣ床版のたわみはPRC50試験体の約40%であった。

④トラス鉄筋と底鋼板との溶接部およびトラス鉄筋を構成する鉄筋同士の溶接部

・試験終了後の供試体コンクリートをはつり各溶接部の調査を実施した。調査箇所としては、橋軸方向中心に位置するパネル継ぎ手部の移動輪荷重載荷直下近辺を重点的に調査したが、トラス鉄筋と底鋼板の溶接部およびトラス鉄筋を構成する鉄筋同士の溶接部には全く損傷が見られず健全な状態であった。

⑤以上試験結果より、従来のＲＣ床版（RC8試験体）が載荷荷重255kN(26tf)・走行回数24万回時点でたわみが急増し押し抜きせん断破壊に至ったのに対して、ＴＲＣ床版は本試験の最終段階載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回までたわみは安定的に推移し未破壊で試験を終了した。これによりＴＲＣ床版の優れた疲労耐久性が確認できたと言える。

また、ＰＣ床版（PRC50試験体）については、最終段階の載荷荷重392kN(40tf)・走行回数52万回を未破壊で終了していはいるが、同じ最終段階でのＴＲＣ床版のたわみはＰＣ床版の約40%と小さな値であり、ＴＲＣ床版は、ＰＣ床版と同等以上の疲労耐久性を有し優れた性能が確認できた。

3.3.2　Uリブ合成床版

(1) 概要

1) 工法の概要

合成床版には、コンクリート打設時の型枠支保工や足場が不要であること、プレファブ化による現場施工の軽減、短縮などのメリットがある。しかし、鋼部材を使用すること、鉄筋の配筋など完全なプレファブ化が困難であることなどから、工費や工期の面でその利点を十分に活かせていないのが現状である。

本合成床版は、この点を改良し、底鋼板にUリブを溶接したものを型枠支保工を兼ねる主部材として用いることにより、製作時の溶接長の低減を図り製造コストを低減すること、パネル継手部で底鋼板を連続させずに継手筋により応力伝達する方式を採用し、現場配筋作業の低減及び底鋼板の現場溶接の省略による現場作業の合理化を目指したUリブ合成床版である。

基本構造を図- 3.3.2.1に示す。

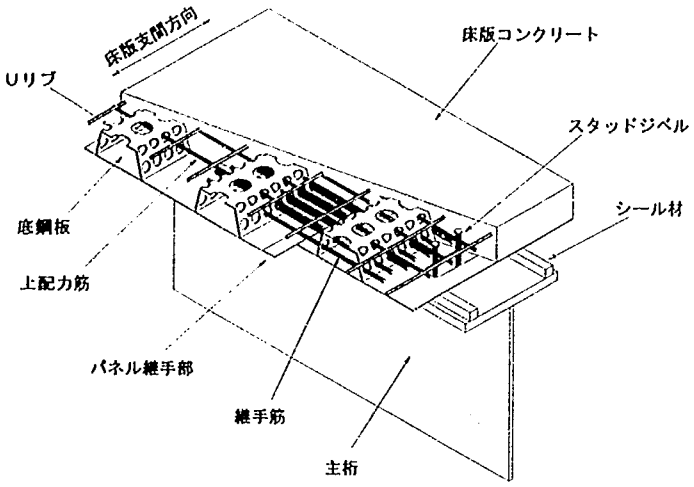


図- 3.3.2.1　Uリブ合成床版概要図

2) 試験の着目点

試験の着目点は、基本構造であるUリブ合成床版の耐力と、パネル継手部の耐力である。パネル継手部は底鋼板を連続させない構造であるため、配力筋方向のこの継手部が十分な応力伝達を成すか、最終破壊時で極端な耐力低下を起こさないかが着目点となる。

3) 設計の概要

① 概要

- 本床版は、鋼･コンクリート合成床版である。
- 本床版は、工場にてUリブを底鋼板に溶接し配力筋を配筋した鋼部材パネルを現地に輸送敷設し、パネル間の連結を行った後にコンクリートの打設を行う、セミプレファブタイプで型枠・支保工が不要の床版である。
- 底鋼板は、Uリブと一体として機能する構造部材と考える。底鋼板およびUリブと、コンクリートとの合成作用により、比較的薄い床版厚で床版支間を長くすることが出来るため、少数主桁橋などに適用可能である。
- 合成前死荷重(鋼部材、床版コンクリート自重)に対しては鋼部材が抵抗し、合成後死荷重(舗装等)と、活荷重に対しては鋼・コンクリート合成断面が抵抗する。

② 設計曲げモーメント

設計曲げモーメントは「道路橋示方書」に準じる。

③ 床版厚の決定

・ 床版のコンクリート部分の最小厚は、200mm または(25L+100)mm(L:床版支間[m])のうちの大きい方とする。負の曲げモーメントが生じる主桁上の床版は、耐久性を考慮して、200mm 以上とする。

・ Uリブ上面では、コンクリートの剥離、あるいはひび割れの発生を抑えるため十分なかぶり厚を確保する必要がある。ここでは、Uリブ上面の必要かぶり厚を 40mm とした。また、鉄筋については純かぶり厚 30mm を確保するものとする。

・ 底鋼板の最小厚は、4.5mm とする。鋼部材の構造、桁との取合構造を極力単純化しており、路面滞水の排水方法を工夫するなど防食上十分な配慮を行うことを前提に、鋼板厚 4.5mm を最小板厚とした。

④ 断面設計

a．主部材方向

・ 引張領域のコンクリートは無視し、Uリブの開孔部は断面欠損として設計する。

・ 鋼とコンクリートのヤング係数比は n=15 とする。

・ 底鋼板については、道示鋼橋編 6.2.4「デッキプレートの有効幅」により有効幅を考慮する。

・ 連続版中間支点や、片持版などの負の曲げモーメントが作用する部位では、Uリブ間の配力筋上に鉄筋を配置することにより補強し、ひび割れに対し十分な鉄筋量を確保する。

b．配力部材方向

・ 主部材パネルの橋軸方向継手部の底鋼板を連続させないこととし、継手部では底鋼板を断面に考慮しない複鉄筋断面として設計を行い、配力筋量を決定する。

・ また、継手部が一般部に対して極端に強度が落ちることを避けるため、継手部断面の破壊抵抗曲げモーメントが一般部の 75%以上を確保するような配力筋量とする。

c．許容応力度

・主部材方向

コンクリートの圧縮縁　：-3.9N/mm^2（-40kgf/cm^2）＜-7.7N/mm^2（σ ck/3.5 =-77kgf/cm^2）

底鋼板の応力度　：64.8N/mm^2（661kgf/cm^2）＜140N/mm^2（1400kgf/cm^2）

・配力筋方向

コンクリートの圧縮縁　：-2.6N/mm^2（-27kgf/cm^2）＜-7.7N/mm^2（σ ck/3.5 =-77kgf/cm^2）

圧縮側鉄筋　：16.5N/mm^2（-168kgf/cm^2）＜140N/mm^2（1400kgf/cm^2）

底鋼板の応力度　：36.3N/mm^2（370kgf/cm^2）＜140N/mm^2（1400kgf/cm^2）

図- 3. 3. 2. 2に供試体の形状・寸法を示す。

c 許容応力度

- 各部の応力度照査は、以下の式による。

$\sigma c \leqq \sigma ck / 3$ (ただし、10N/mm^2(100kgf/cm^2)を越えない)

$\sigma s \leqq \sigma sa$

ここで、

σc ：コンクリートに作用する圧縮応力度

σck：コンクリートの設計基準強度であり、σck=27N/mm^2(270kgf/cm^2)以上

σs ：鋼部材(主部材、鉄筋)に作用する引張応力度または圧縮応力度

σsa：鋼部材の許容応力度(表- 3.3.2.1参照)

表- 3.3.2.1 鋼部材の許容応力度

鋼部材	単位	引張応力度	圧縮応力度
主部材(SM400A)	N/mm^2(kgf/cm^2)	140(1,400)	140(1,400)
鉄筋(SD295A)	N/mm^2(kgf/cm^2)	140(1,400)	180(1,800)

主部材の活荷重応力度は 120N/mm^2(1200kgf/cm^2)以下とする。

鉄筋は、上表より 20N/mm^2(200kgf/cm^2)程度の応力度の余裕をみて設計する。

図- 3.3.2.2に供試体の形状・寸法を示す。

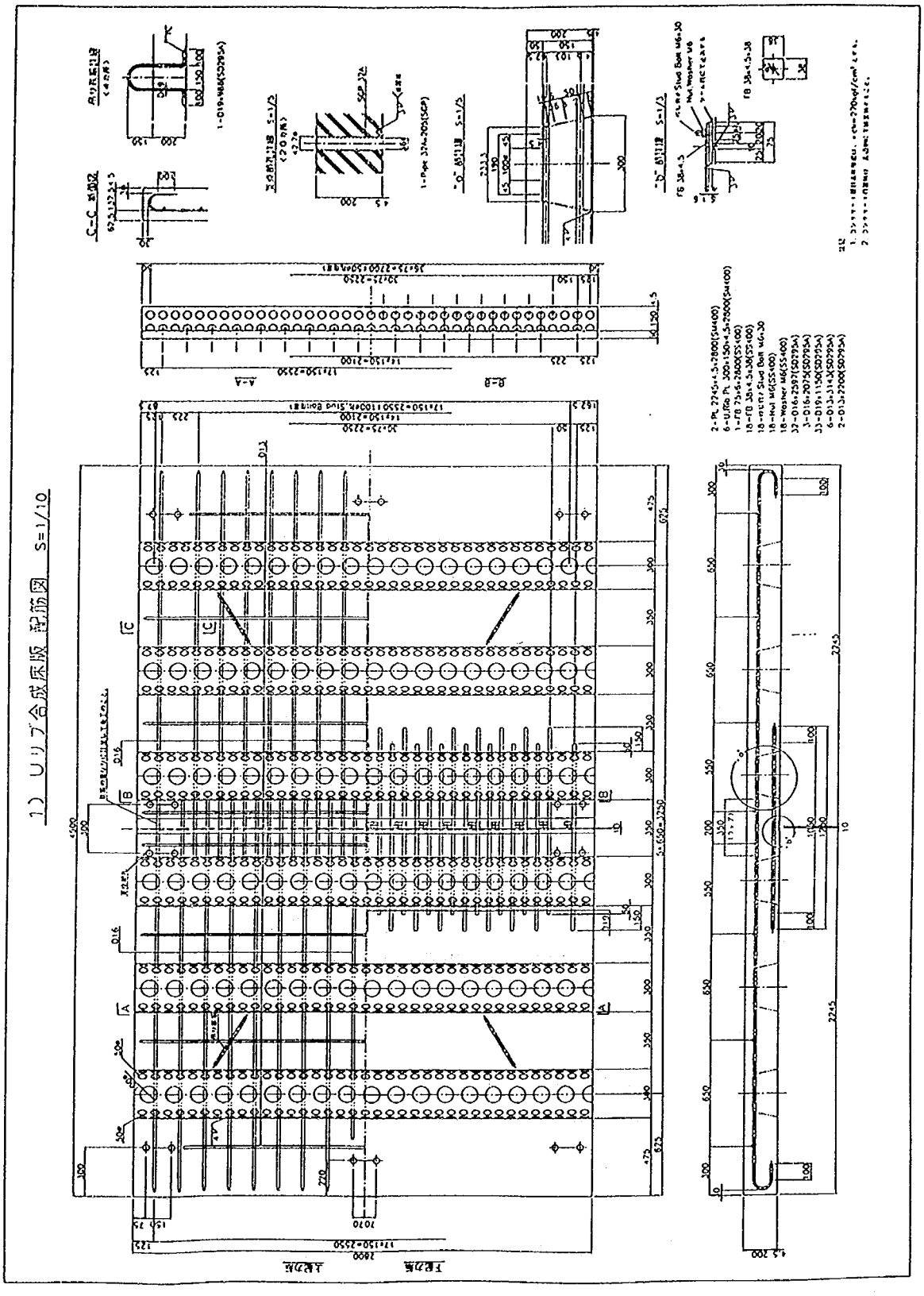


図- 3.3.2.2　供試体の形状・寸法

4) 施工の概要

① 施工の方法

a 鋼部材パネルの製作

b 配力筋の配筋

c 鋼部材パネルの据付け実施工に合わせて、配筋された鋼部材パネルを単純支持する。

d コンクリートの打設実施工では型枠を必要としないが、供試体では周辺型枠を設置する。

② 施工時の供試体の保持方法

a コンクリート打設時　２辺単純支持

b コンクリート養生時　２辺単純支持

c 床版吊り上げ時　　４点吊り支持(これによるひび割れを入れない)

d 運搬時　　多点支持(これによるひび割れを入れない)

③ 使用材料の設計基準強度とコンクリートの配合

a　コンクリート　　$\sigma ck = 27N/mm^2(270kgf/cm^2)$

b　鉄筋　ＳＤ２９５Ａ　　$\sigma ta = 140N/mm^2(1400kgf/cm^2)$　引張許容応力度

c　鋼板　ＳＭ４００Ａ　　$\sigma ta = 140N/mm^2(1400kgf/cm^2)$　引張許容応力度

表- 3.3.2.2　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	セメントの種類
普通	27 N/mm^2	＊20cm	20 mm	N

(＊)高性能ＡＥ減水剤を使用

表- 3.3.2.3　配合表[kg/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
316	163	838	996	0.841	51.6%	46.6%

④ コンクリート打設立会

コンクリート打設日時　平成１０年７月２４日(金)

場所　日本鋼管(株)鶴見事業所

〒２３０－００４４　神奈川県横浜市鶴見区末広町２－１

立会者氏名(敬称略)

建設省土木研究所　内田賢一、宮崎和彦、松尾伸二

(財)土木研究センター　三木正久

住友金属工業(株)　阿部幸夫、中川敏之

(株)富士ピー・エス　岩本久信

新日本製鐵(株)　高木優任

飛島建設(株)　　岡本浩、川島知佳夫
日本カイザー(株)　　木村勝利
ショーボンド建設(株)　佐藤政勝
日本鋼管(株)　　川畑篤敬、加納勇、猪村康弘、武田勝昭、
長山秀昭、滝口伸明、中西克佳、市川和臣

打設時の支持方法を図- 3.3.2.3に示す。また、コンクリート打設によるたわみを図- 3.3.2.4に示す。(ゲージ位置については図- 3.3.2.12を参照)

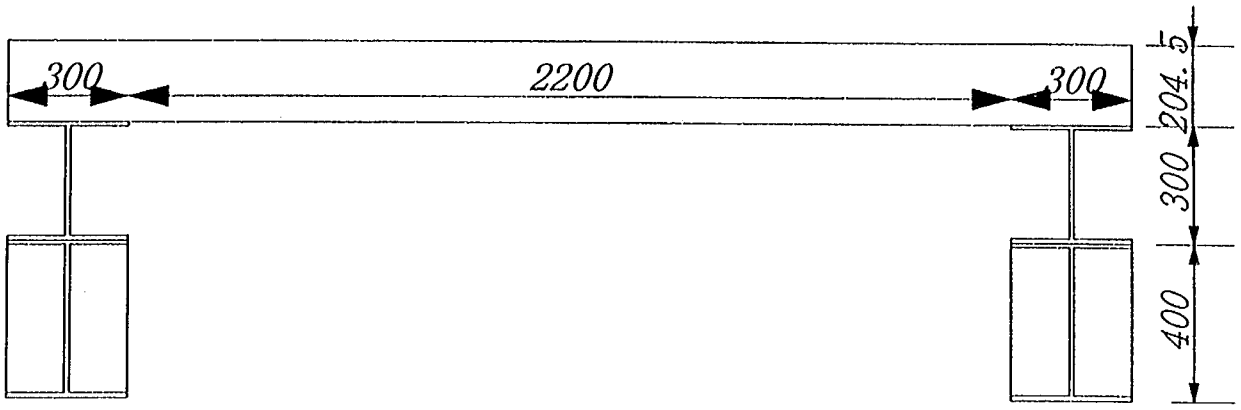


図- 3.3.2.3　コンクリート打設時の支持方法

単位：mm

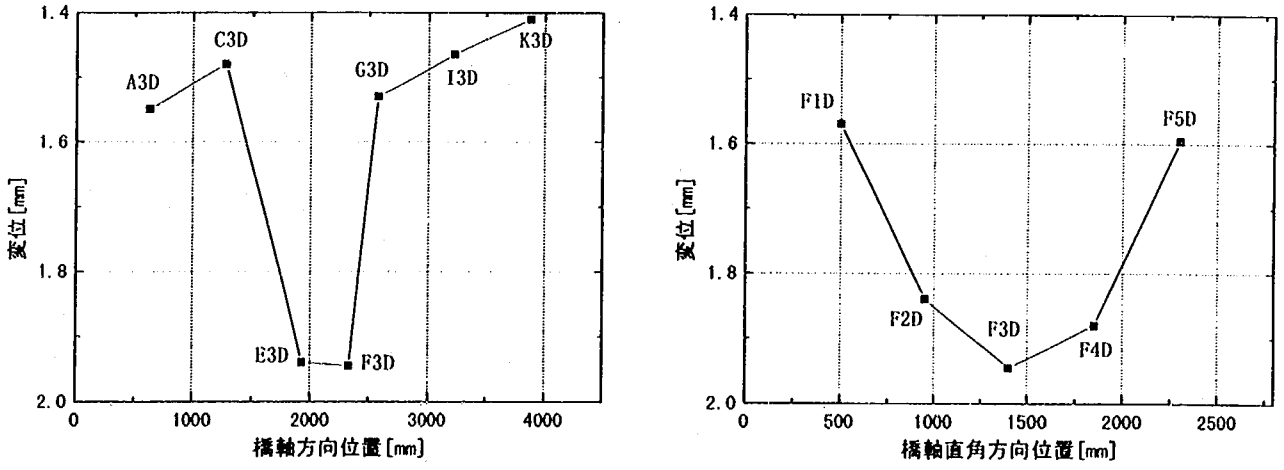


図- 3.3.2.4　コンクリート打設時たわみ

⑤ 養生の方法

室内で、養生マットで覆い湿潤状態を保つ方法による。

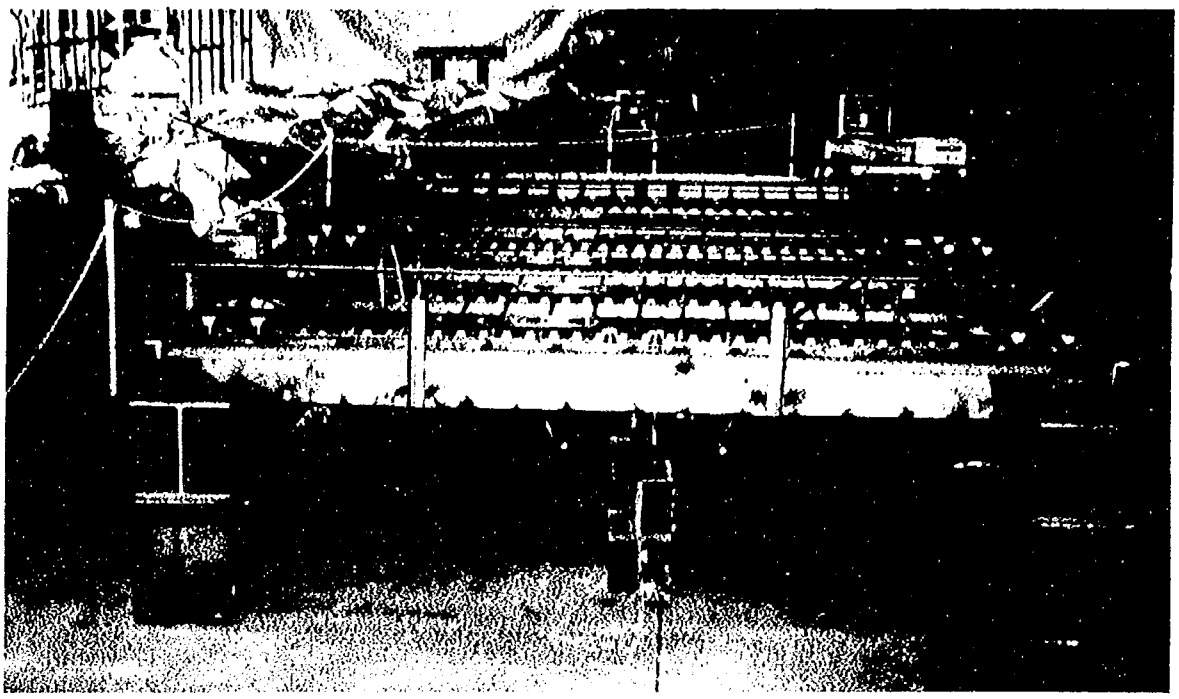


写真- 3.3.2.1　供試体設置状況



写真- 3.3.2.2　鉄筋配筋状況

5) 計測

疲労耐久性評価にあたって、以下の項目について計測を行う。

a 変位(橋軸方向、橋軸直角方向の変位分布、継手部の目開き)

橋軸方向：７箇所、橋軸直角方向：４箇所　　合計１１箇所

なお、橋軸方向の３箇所については、随時、動的にモニタリングする。

継手部５箇所

なお、継手部１箇所については、随時、動的にモニタリングする。

b 鋼材ひずみ

底鋼板

橋軸方向：１５箇所(静的)

橋軸直角方向：１５箇所(静的)、１箇所(動的)　　合計３１箇所

下側鉄筋

橋軸方向：８箇所(静的)、１箇所(動的)　　合計９箇所

上側鉄筋

橋軸方向：１６箇所(静的)、１箇所(動的)

橋軸直角方向：１０箇所(静的)、１箇所(動的)　　合計２８箇所

c コンクリートひずみ

橋軸方向：６箇所、橋軸直角方向：６箇所　　合計１２箇所

6) 想定される破壊形態

破壊への推移を次のように予測している。

継手部において、最初に、正曲げにより下側鉄筋の塑性化及び、コンクリート上面の圧縮破壊により曲げ剛性が低下して、ヒンジ状態となる。次に、継手部左右の床版パネルで支持された片持ち梁形態に変わり、せん断破壊に至る。

(2) 試験結果

1) 材料試験結果

① コンクリート材料特性

製品同一養生供試体の圧縮試験の結果を表- 3.3.2.4に、引張試験の結果を表- 3.3.2.5に示す。

材齢は３４日であり、設計基準強度 27.0N/mm²(270kgf/cm²)に対して、実強度は 1.14 倍の 30.9N/mm² (309kgf/cm²)であった。

表- 3.3.2.4 コンクリート圧縮試験結果

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 $*10^5$ N/mm^2 (kgf/cm^2)	ポアソン比
1	100.4	79.17	245.4(25.02)	31.0(316)	0.275(2.80)	0.155
2	100.4	79.17	248.8(25.37)	31.4(320)	0.285(2.91)	0.149
3	100.4	79.17	225.5(22.99)	28.4(290)	0.281(2.87)	0.211
平均値	-	-	-	30.3(309)	0.280(2.86)	0.172

表- 3.3.2.5 コンクリート引張試験結果

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
4	100.43	200.35	82.9(8.45)	2.62(26.7)	
5	99.78	200.05	84.8(8.65)	2.71(27.6)	
6	99.80	198.45	86.0(8.77)	2.77(28.2)	
平均値	-	-	-	2.70(27.5)	

② 鋼材材料特性

鋼板の引張試験の結果を表- 3.3.2.6に、鉄筋の引張試験の結果を表- 3.3.2.7にそれぞれ示す。

表- 3.3.2.6 鋼板引張試験結果

試験片番号	試験片の種類	断面寸法 mm						平均断面積 mm^2	評点距離 mm		破断位置A,B,C	伸び %	降伏点		引張強さ	
		D1	H1	D2	H2	D3	H3		試験前	破断後			荷重 kN (kgf)	σa N/mm^2 (kgf/mm^2)	荷重 kN (kgf)	σb N/mm^2 (kgf/mm^2)
U4.5-1	-	25.00	4.40	25.00	4.45	25.00	4.40	110.4	50.10	69.50	A	38.72	-	-	49.89(5087)	4.519(46.08)
2	-	25.00	4.40	25.00	4.40	25.00	4.40	110.0	50.25	69.65	A	38.61	-	-	48.98(4995)	4.453(45.41)
3	-	25.00	4.40	25.00	4.45	25.00	4.45	110.9	50.25	69.05	A	37.41	-	-	49.63(5061)	4.476(45.64)
平均												38.25	-	-	49.50(5048)	4.483(45.71)

表- 3.3.2.7 鉄筋引張試験結果

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 μ	引張強さ N/mm^2 (kgf/cm^2)	評点距離(mm) 試験前	評点距離(mm) 試験後	伸び %	公称断面積 cm^2
D13-1	47.5(4.85)	71.0(7.24)	375.4(3828)	2207	560.4(5714)	104.02	125.55	20.7	
D13-2	48.3(4.93)	70.6(7.20)	381.6(3891)	2233	557.3(5683)	104.35	125.70	20.5	1.267
D13-3	48.3(4.93)	70.6(7.20)	381.6(3891)	2118	557.3(5683)	103.75	124.55	20.0	
平均値	-	-	379.5(3870)	2186	558.3(5693)	-	-	20.4	
D16-1	75.7(7.72)	111.4(11.36)	381.2(3887)	2143	561.0(5721)	128.50	154.40	20.2	
D16-2	74.9(7.64)	111.3(11.35)	377.3(3847)	2186	560.5(5715)	127.90	153.40	19.9	1.986
D16-3	75.4(7.69)	111.2(11.34)	379.7(3872)	2299	560.0(5710)	128.10	154.10	20.3	
平均値	-	-	379.4(3869)	2209	560.5(5715)	-	-	20.1	
D19-1	105.7(10.78)	156.9(16.00)	369.0(3763)	2095	547.7(5585)	152.60	187.35	22.8	
D19-2	103.0(10.50)	156.9(16.00)	359.4(3665)	2173	547.7(5585)	152.10	187.60	23.3	2.865
D19-3	104.5(10.66)	156.9(16.00)	364.9(3721)	2168	547.7(5585)	152.40	186.15	22.1	
平均値	-	-	364.4(3716)	2145	547.7(5585)	-	-	22.7	

用いた鋼板の材質はＳＳ４００で公称引張強さ 400～510N/mm^2(4000～5200kgf/cm^2)を満足している。鉄筋の材質はＳＤ２９５で公称降伏点 295N/mm^2(3000kgf/cm^2)以上、公称引張強さ 440～600N/mm^2(4400～6100kgf/cm^2)を満足している。

2) 破壊時走行回数

破壊時走行回数は約35万6千回で、荷重は314kNであった。

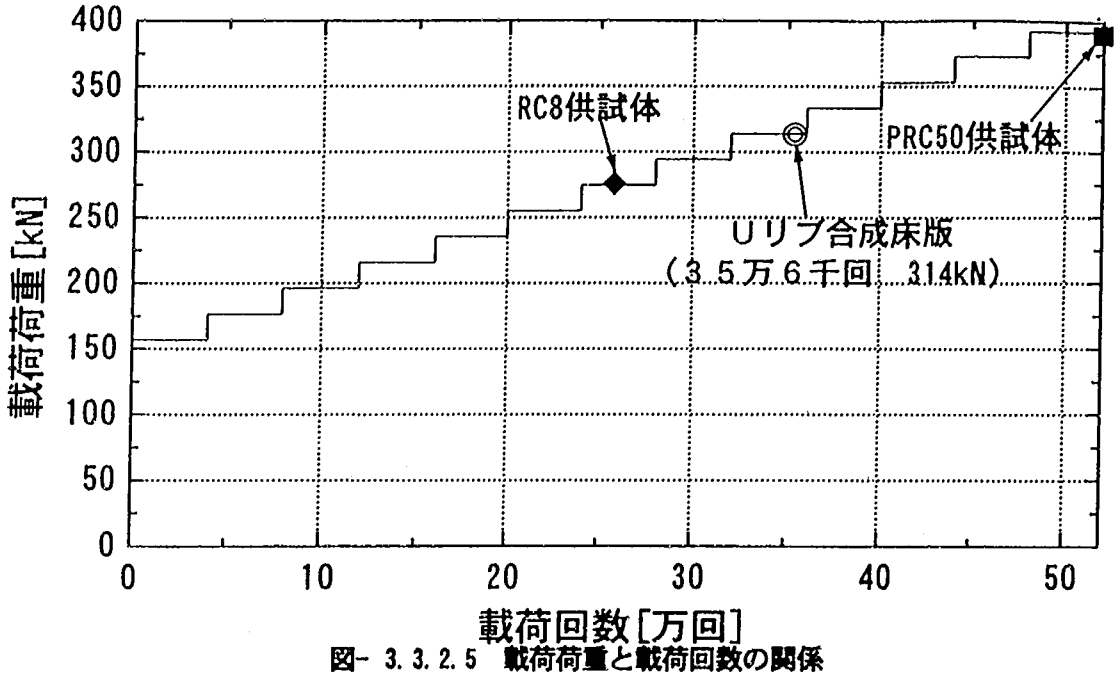


図- 3.3.2.5 載荷荷重と載荷回数の関係

図- 3.3.2.5にRC8供試体、PRC50供試体の結果も同時に示す。RC8供試体と比較すると、Uリブ合成床版は十分な耐久性を保持しているといえる。

3) 破壊形態

① 試験時のひび割れ状況

コンクリートのひび割れは、まず床版の側面でUリブのある位置(橋軸方向長さLに対して、端部からL/4程度)に発生し、橋軸直角方向のひびわれとなって徐々に支間中央方向に進展していき、30万回程度で支間中央部に達した。最終的には、図- 3.3.2.6に示すように橋軸方向の中央部分でUリブ間のコンクリートが3本の梁のように独立に挙動するようになり、走行回数約35万6千回で破壊した。図- 3.3.2.9に試験終了後のコンクリート上面のひび割れ観察図を示す。

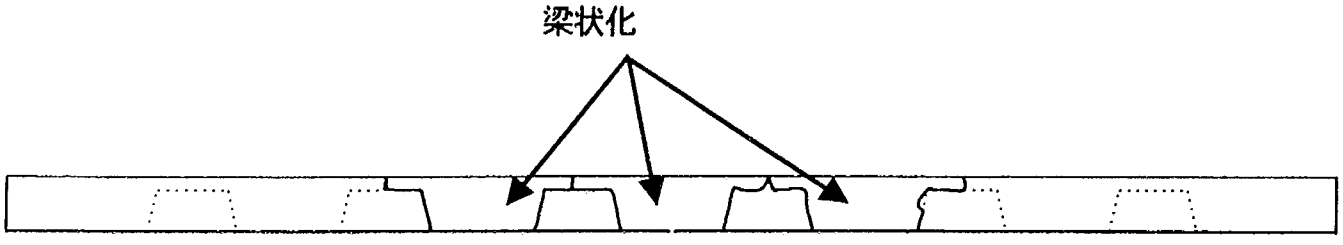


図- 3.3.2.6 床版側面図

② 床版切断面の状況

試験終了後に図- 3.3.2.7に示すように床版を４ヶ所で切断し、床版内部の様子を観察した。

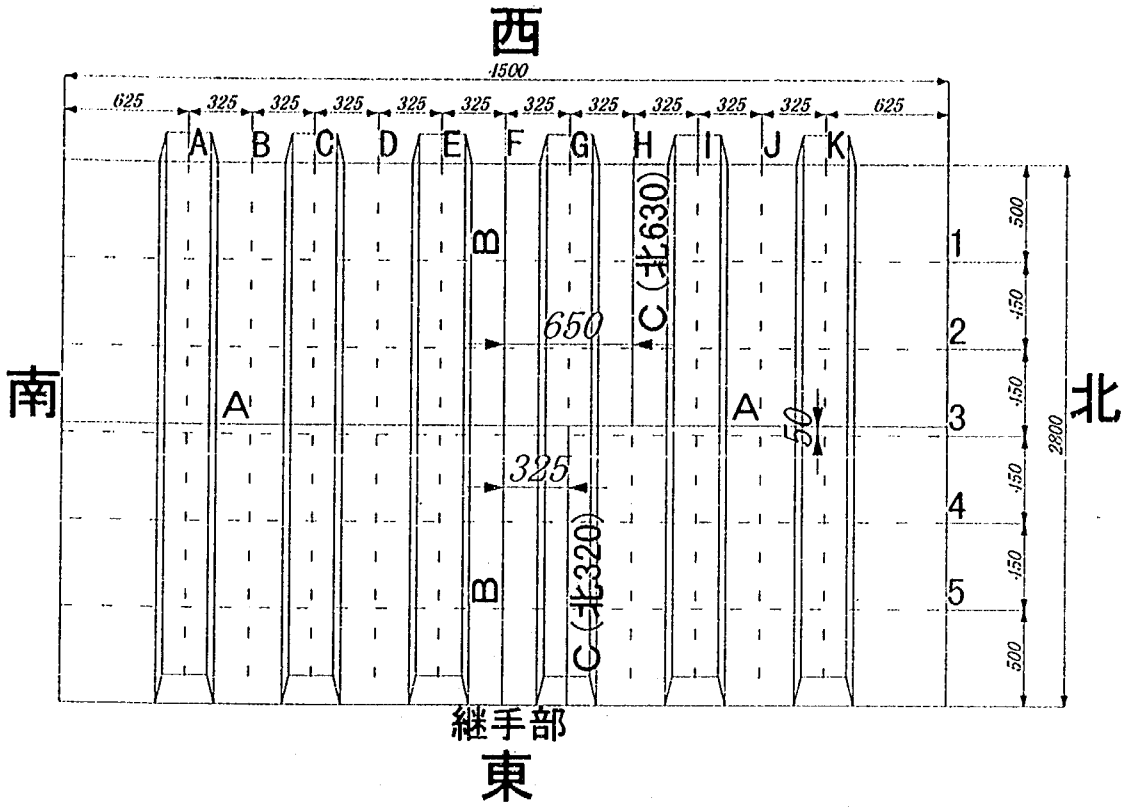


図- 3.3.2.7 床版切断位置

写真- 3.3.2.3、写真- 3.3.2.4、写真- 3.3.2.5に床版の切断面を示す。なお、ひび割れは黒線で示している。

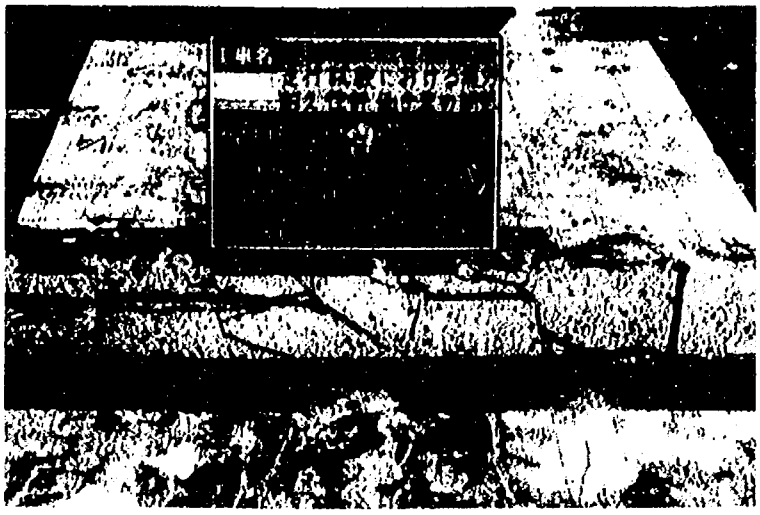


写真- 3.3.2.3　橋軸方向Ａ－Ａ断面

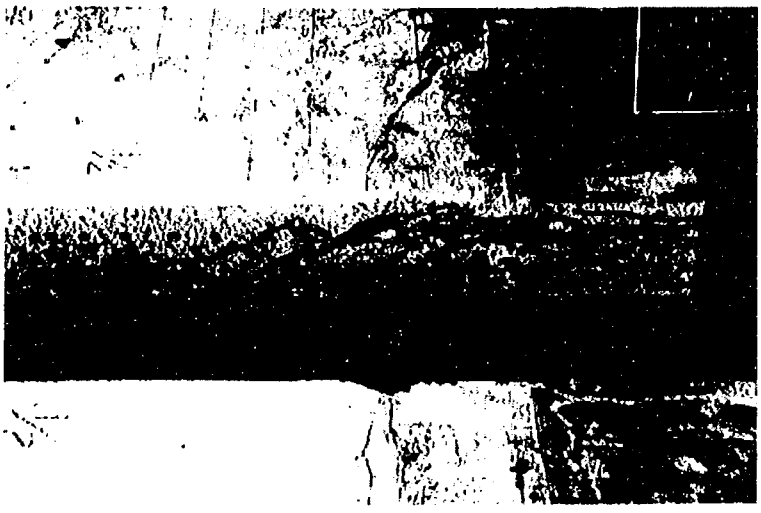


写真- 3.3.2.4　橋軸直角方向Ｂ－Ｂ断面

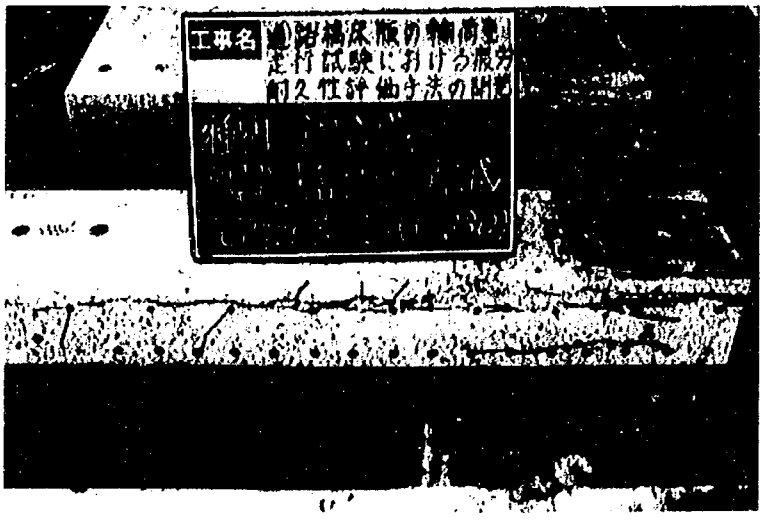
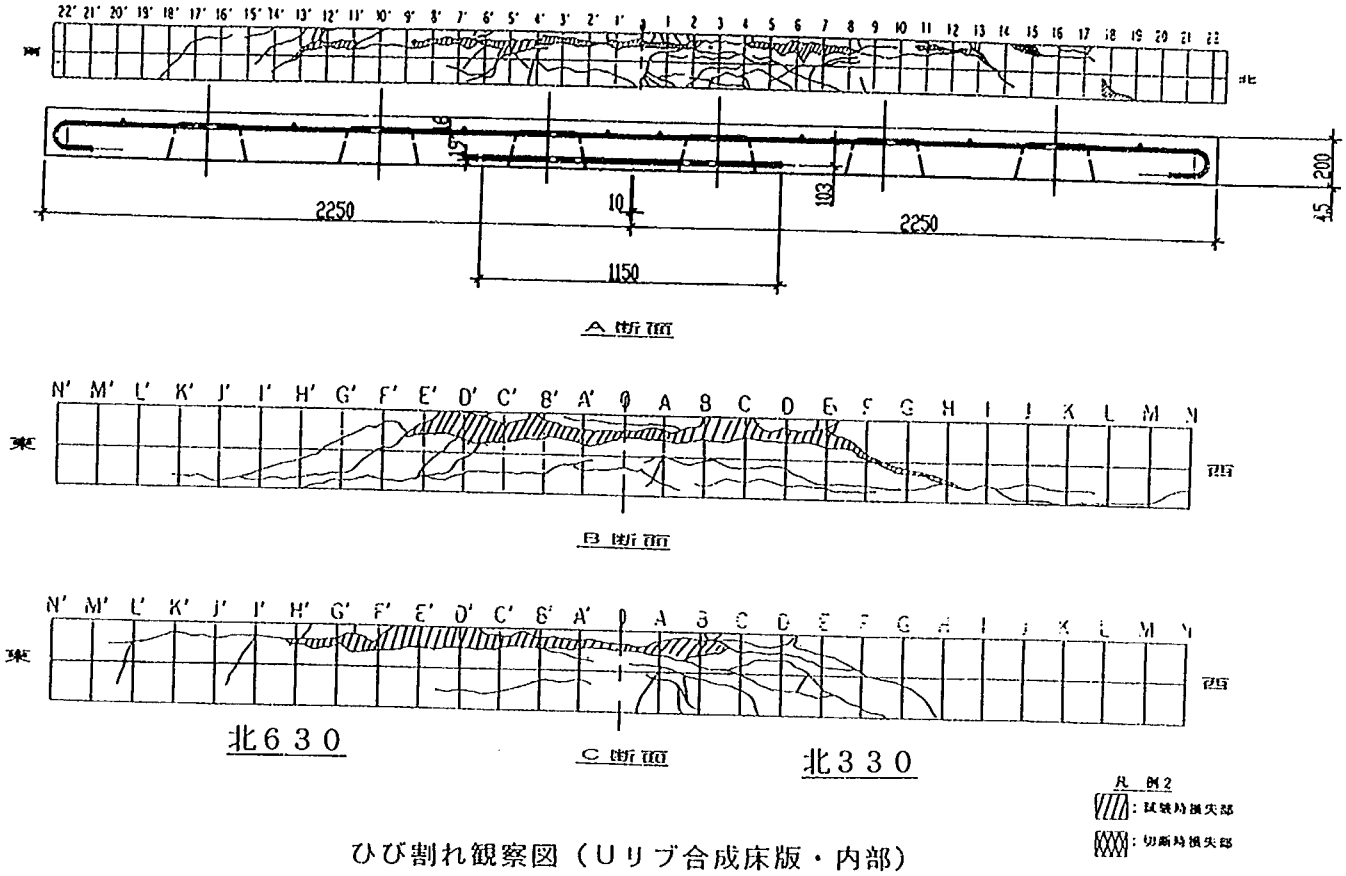


写真- 3.3.2.5　橋軸直角方向Ｃ－Ｃ断面(北３３０)

図- 3.3.2.8に切断面のひび割れ図を示す。

橋軸直角方向の断面は継手部(B断面)とUリブ間(C北６３０断面)ではせん断ひび割れが発生しており、Uリブ上(C北３２０断面)ではUリブ上部に沿ったひび割れとなっている。

橋軸方向はUリブ上部を結ぶようなひび割れが発生している。



ひび割れ観察図（Uリブ合成床版・内部）

図- 3.3.2.8 切断面のひび割れ状況

③ 床版実測厚の計測

試験体切断後、Ｕリブ合成床版の実測厚を計測した結果を表- 3.3.2.7に示す。

表- 3.3.2.7　床版の実測厚

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'
－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	206	205	206	206

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'
205	205	205	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－

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'
－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	200	199	197

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'
201	203	203	204	205	206	206	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	202	202

(注)測定値は底板の厚みを除いた値である。－線部はひび割れのため未計測である。

中央部分では計測ができないため測点は少ないが、平均厚は 203mm であり、設計値の 200mm に非常に近い値となっている。

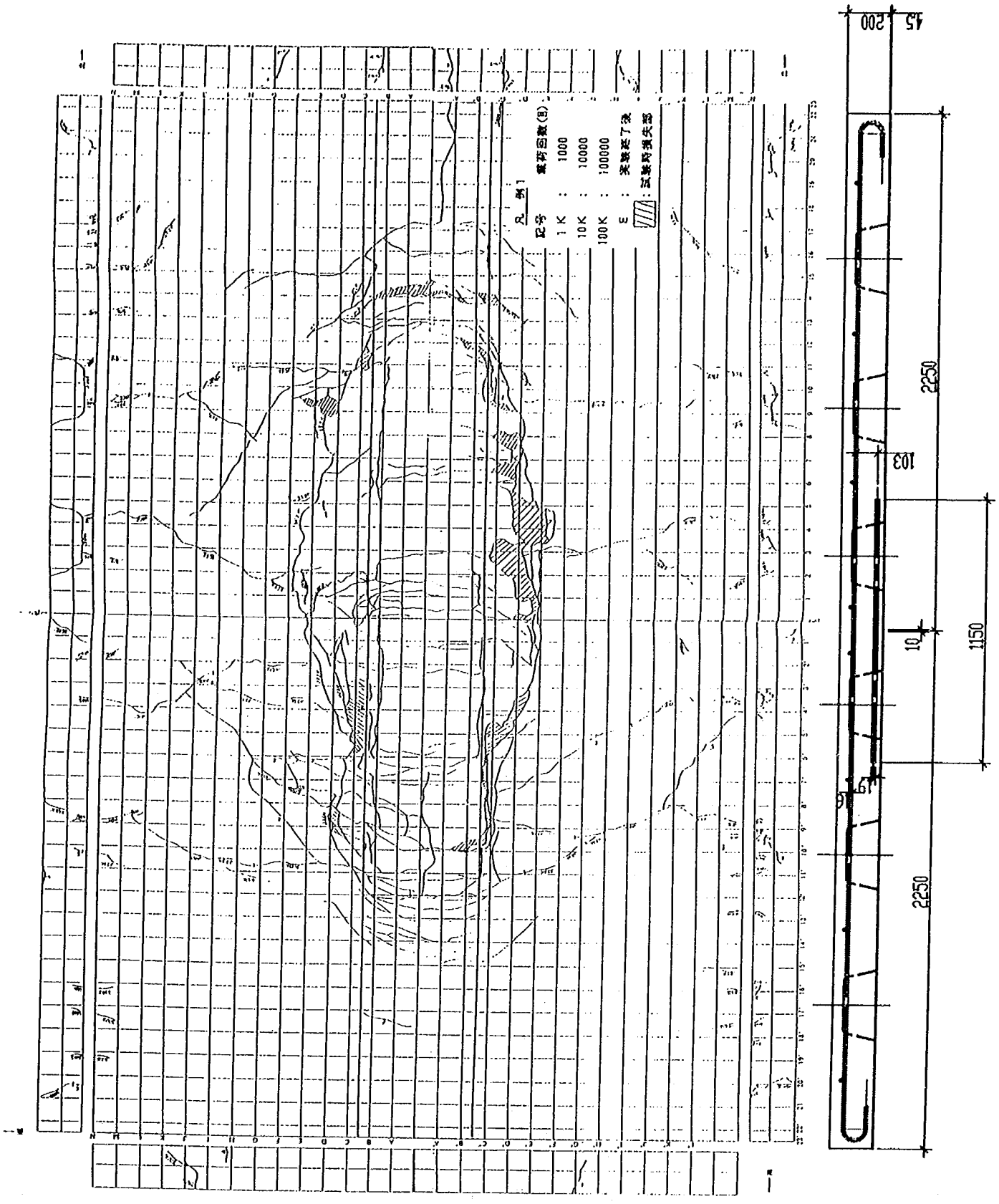


図- 3.3.2.9　ひび割れ観察図(上面)

4) 供試体変位－走行回数関係

試験体中央部での変位－走行回数関係を図- 3.3.2.10に、RC8 供試体の変位－走行回数関係を図- 3.3.2.11に示す。また、変位計の配置図を図- 3.3.2.12に示す。

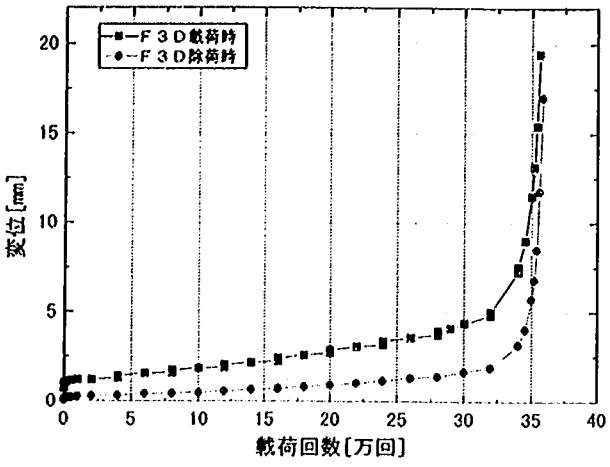


図- 3.3.2.10 中央部での変位－走行回数関係

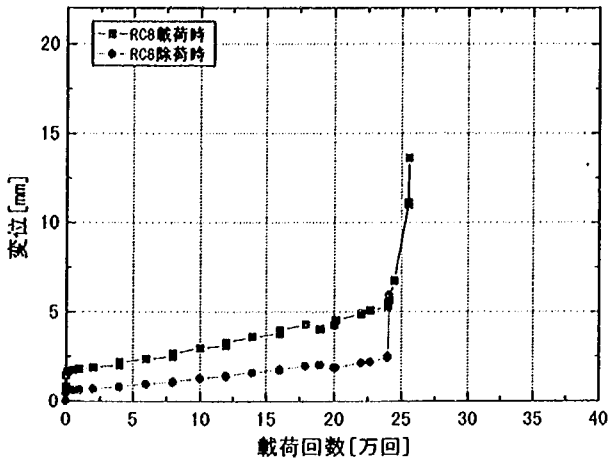


図- 3.3.2.11 RC8 供試体の変位－走行回数関係

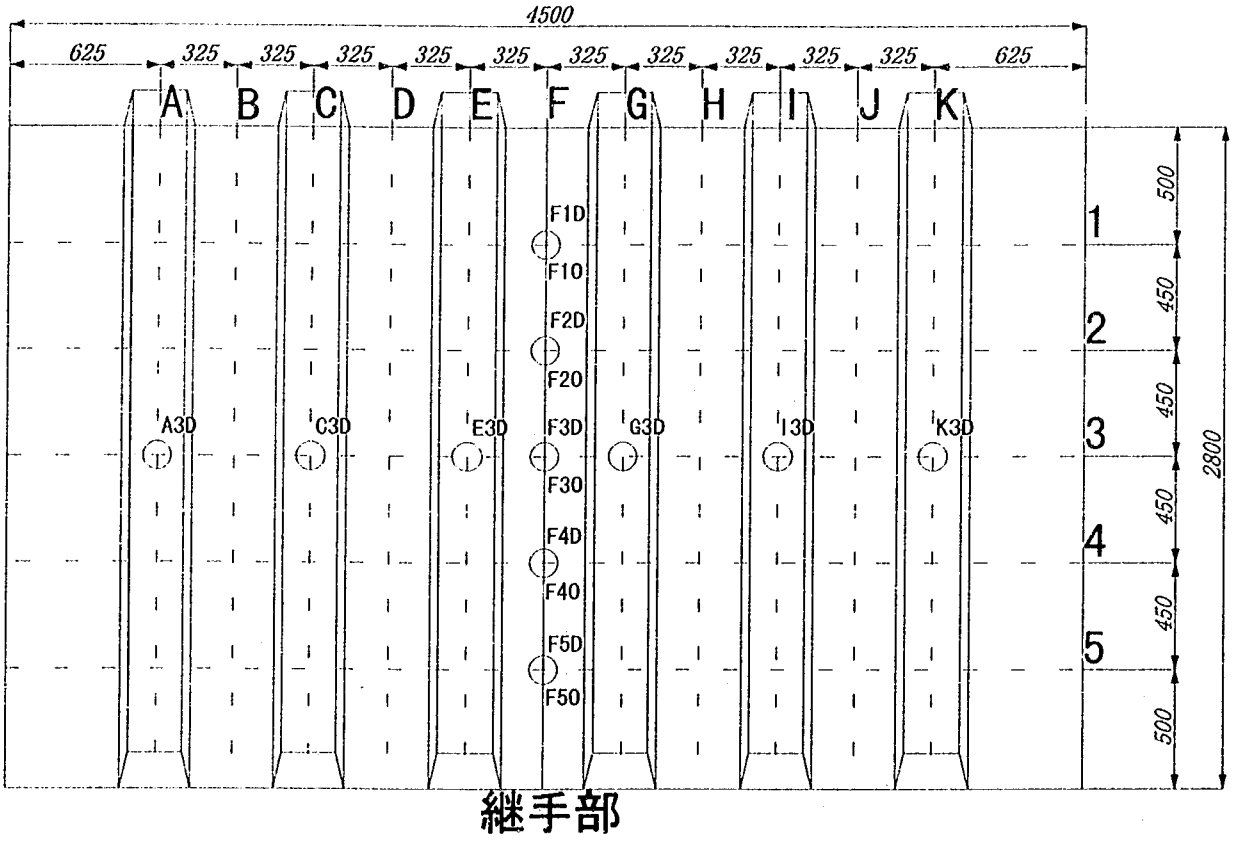


図- 3.3.2.12 変位計配置図

走行回数が増加するにつれて変位が漸増する傾向は同様であるが、変位量は RC8 供試体より大分小さくなっている。変位が 5mm 程度までの範囲の荷重－変位関係は図- 3.3.2.13の様であり、本床版は RC8 供試体に比べ剛性が１．７倍程度高くなっていることがわかる。

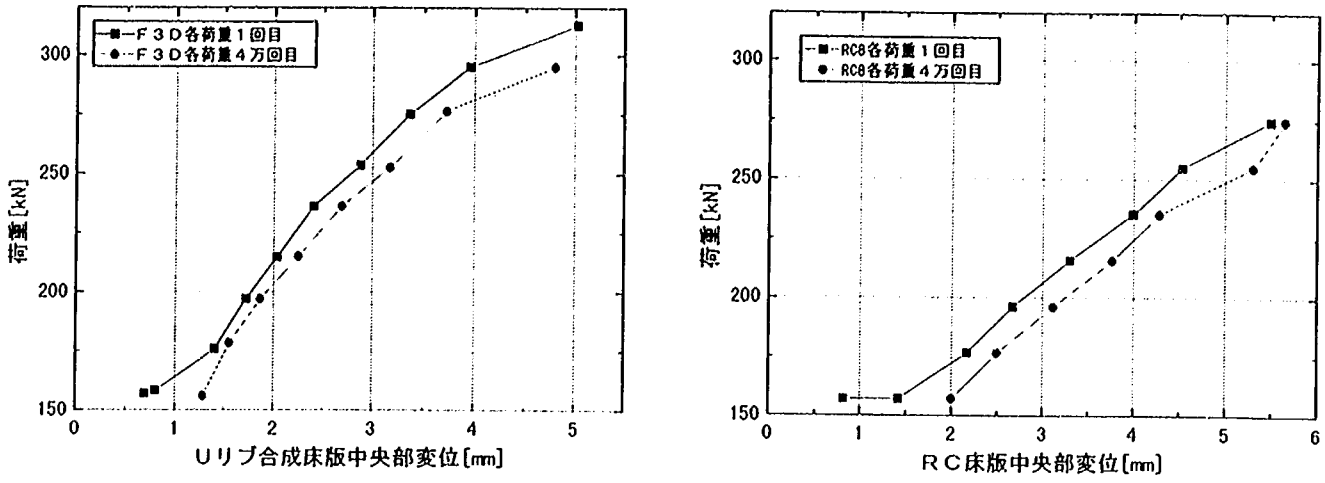


図- 3.3.2.13　剛性比較

図- 3.3.2.14に橋軸直角方向と橋軸方向のたわみ分布を示す。載荷初期はなめらかな曲線になっており、版としてのたわみ分布になっているのに対して、荷重が大きくなるに従って中央部分の変位が卓越している。

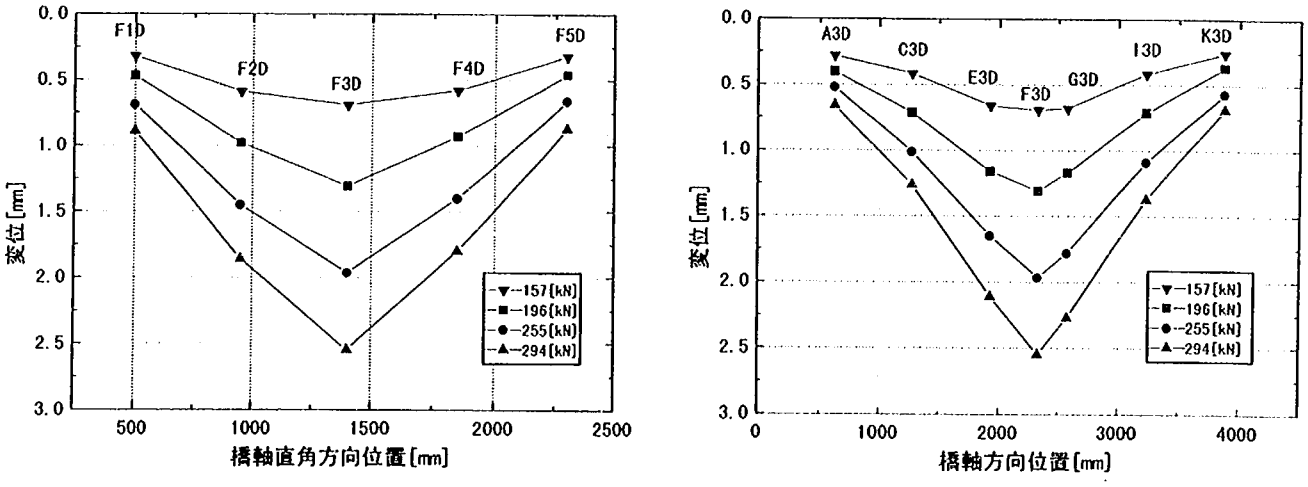


図- 3.3.2.14　供試体のたわみ分布

5) 供試体ひずみ－走行回数関係

① 底鋼板

図- 3.3.2.15に継手部分の底鋼板ひずみの一例を示す。橋軸方向には初期から最終段階まで圧縮ひずみが発生しており、橋軸直角方向は引張ひずみが発生している。

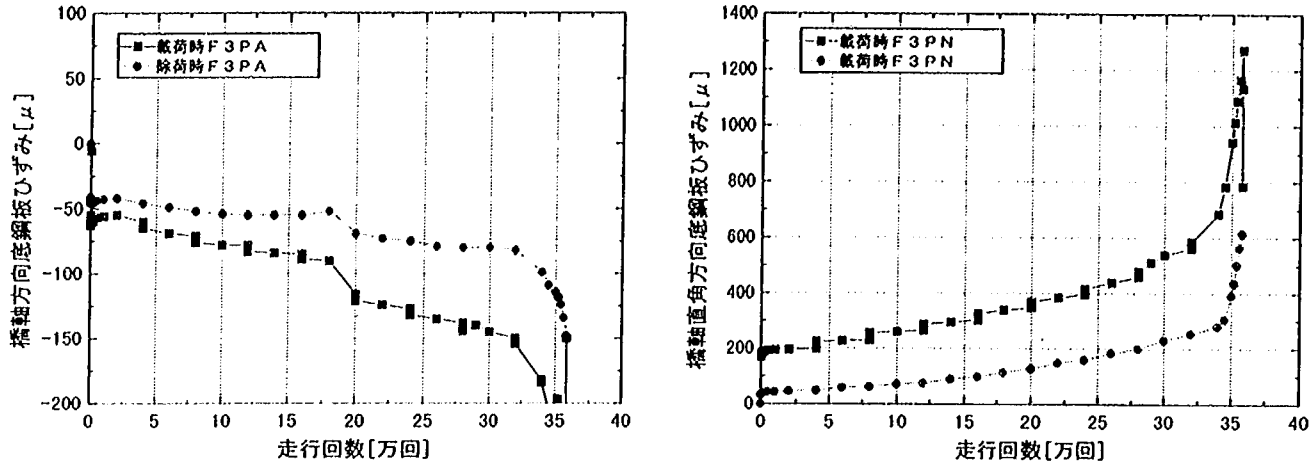


図- 3.3.2.15 底鋼板ひずみ

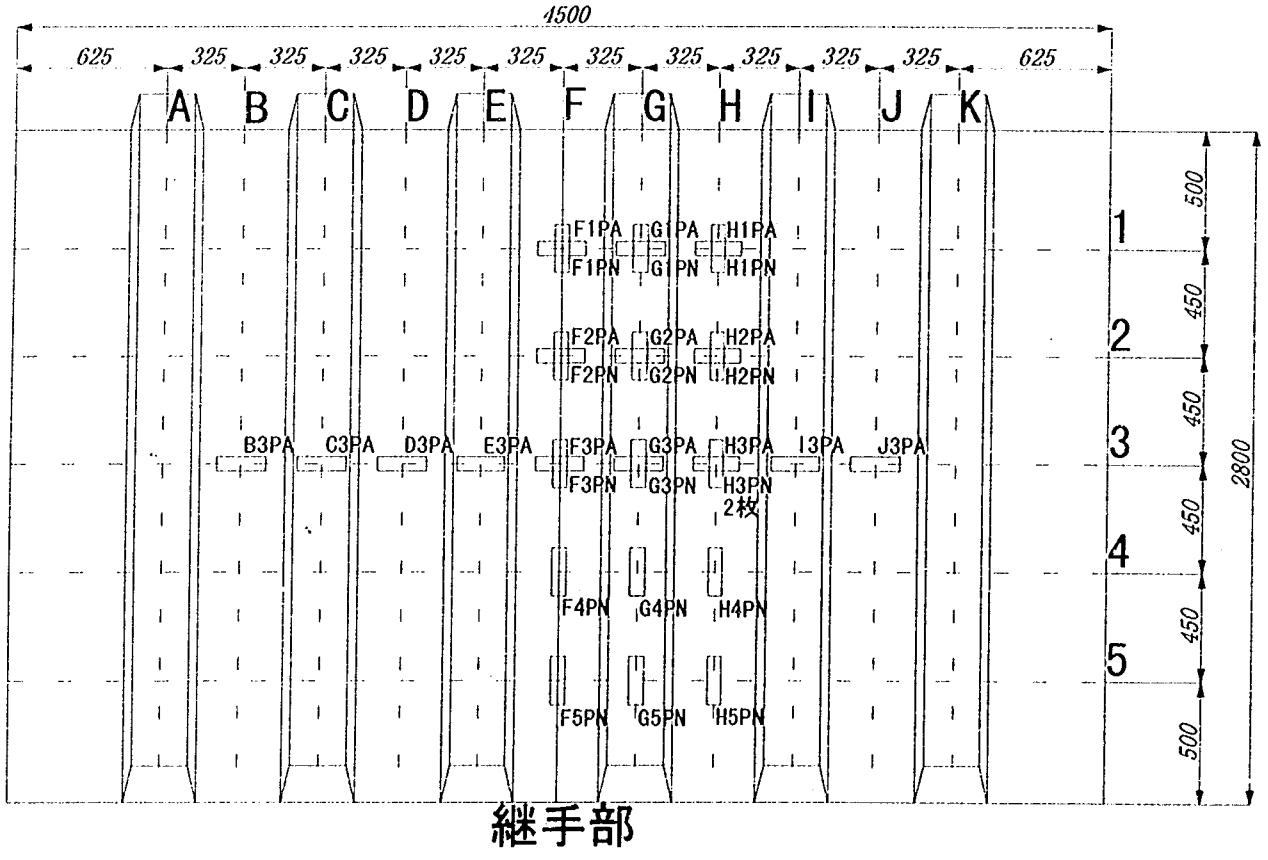


図- 3.3.2.16 底鋼板ひずみゲージ配置図

② 下側鉄筋

図- 3.3.2.17に継手部下側鉄筋のひずみの例を示す。載荷時に引張ひずみが発生しているが、除荷後のひずみは圧縮になっている。

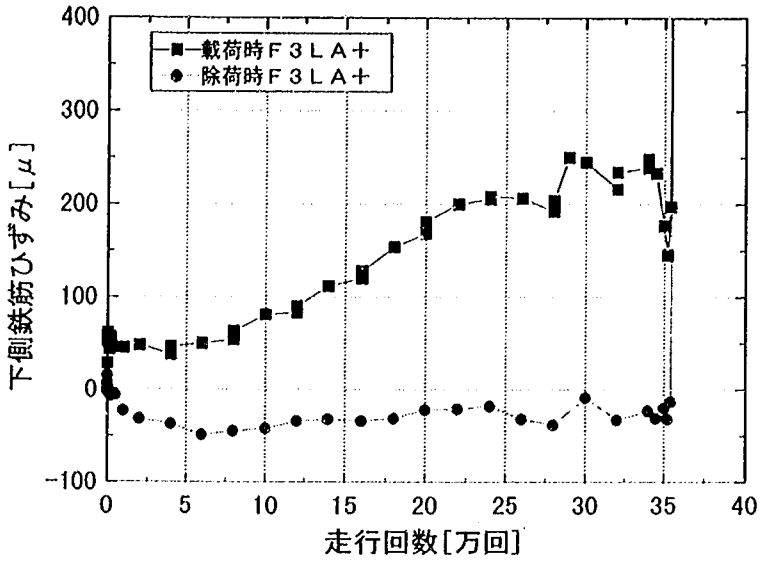


図- 3.3.2.17 下側鉄筋ひずみ

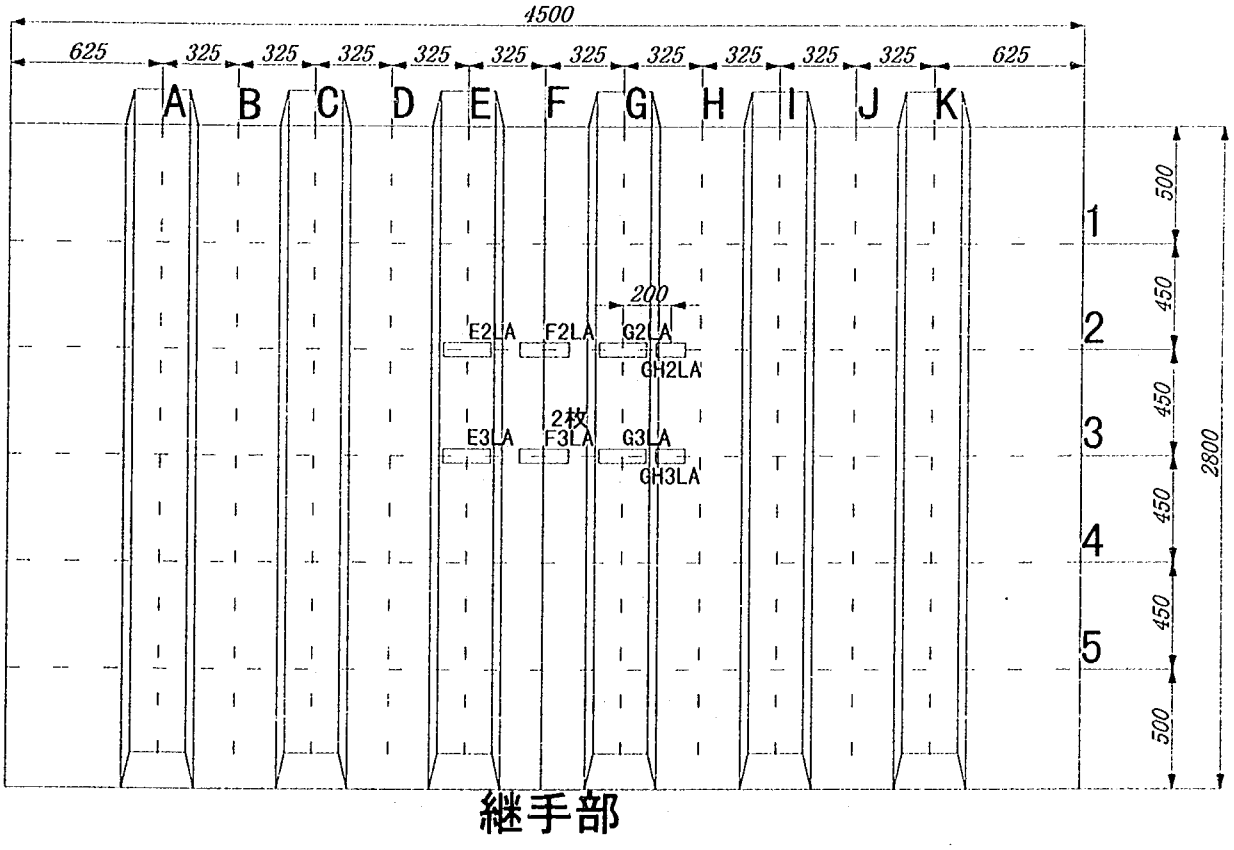


図- 3.3.2.18 下側鉄筋ひずみゲージ配置図

③ 上側鉄筋

図- 3.3.2.19に継手部分の上側鉄筋のひずみの例を示す。橋軸方向、橋軸直角方向とも圧縮ひずみが生じており、特に橋軸直角方向は線形的な圧縮ひずみが確認された。

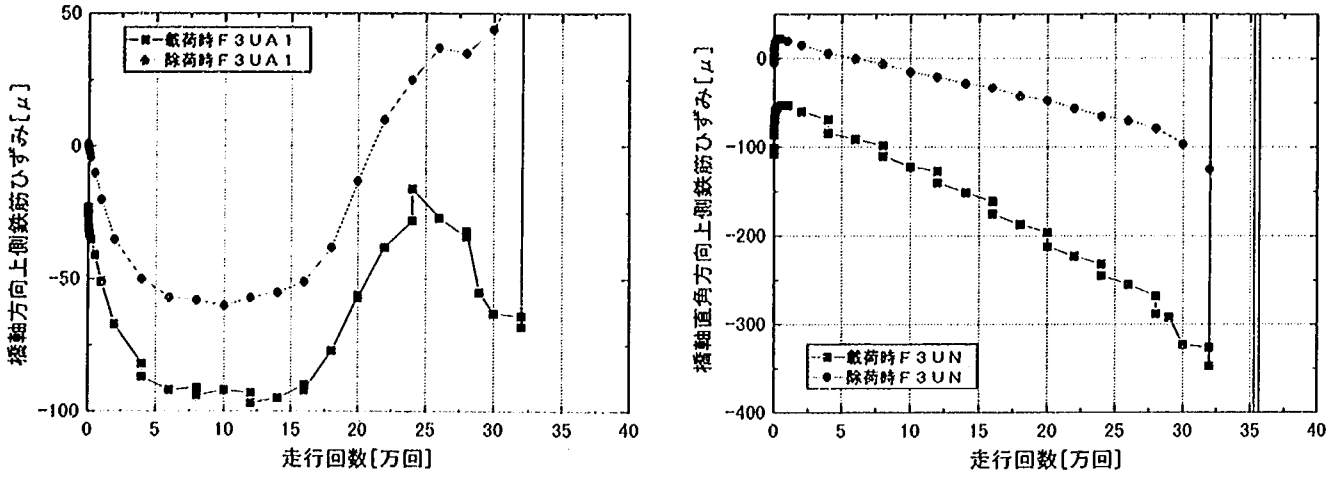


図- 3.3.2.19 上側鉄筋ひずみ

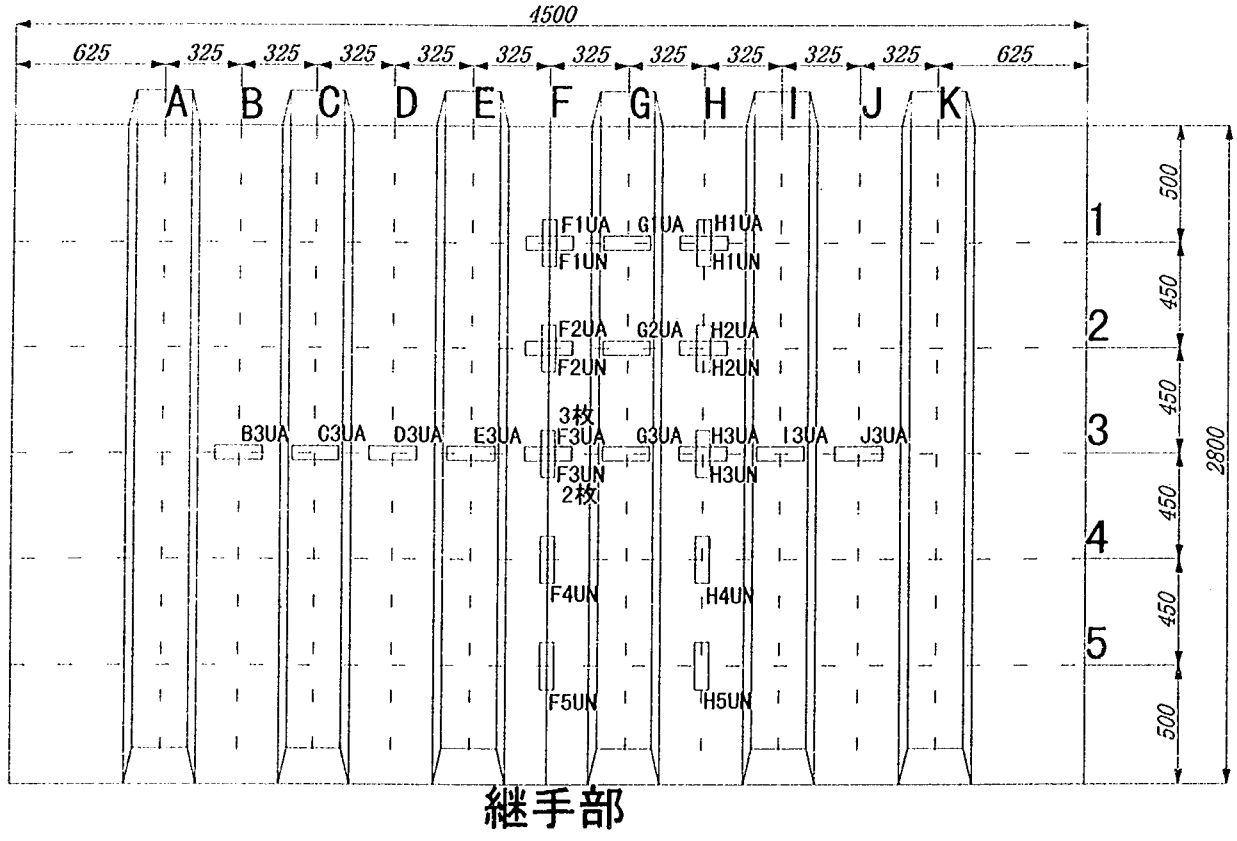


図- 3.3.2.20 上側鉄筋ひずみゲージ配置図

④ 上面コンクリート

図- 3.3.2.21に上面コンクリートのひずみの例を示す。橋軸、橋軸直角方向とも活荷重ひずみとしては線形的に圧縮ひずみが生じているが、残留する引張ひずみが徐々に蓄積している結果が得られた。

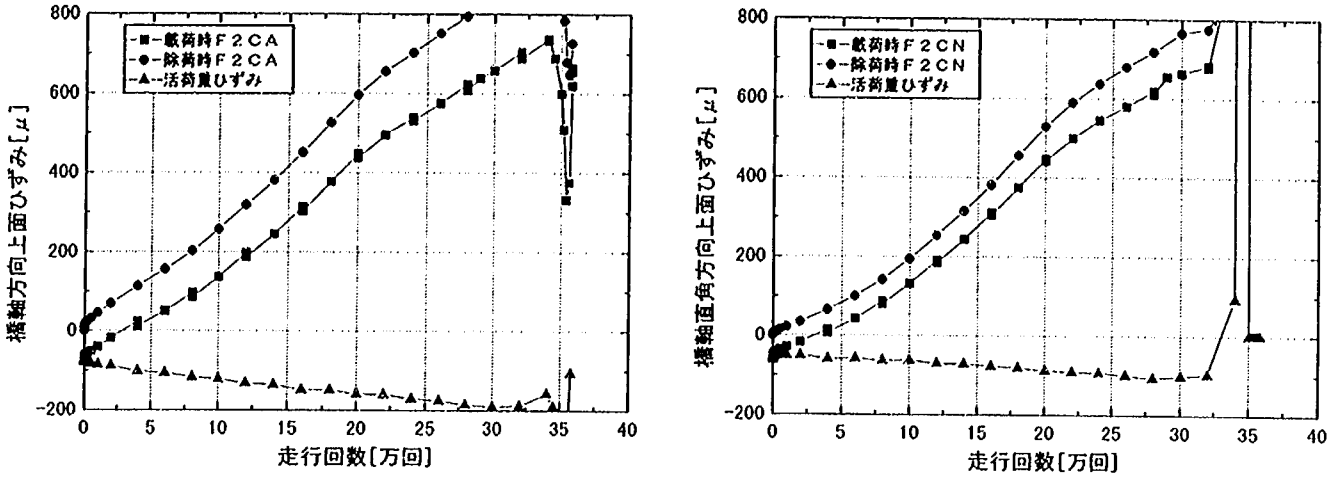


図- 3.3.2.21 上面コンクリートひずみ

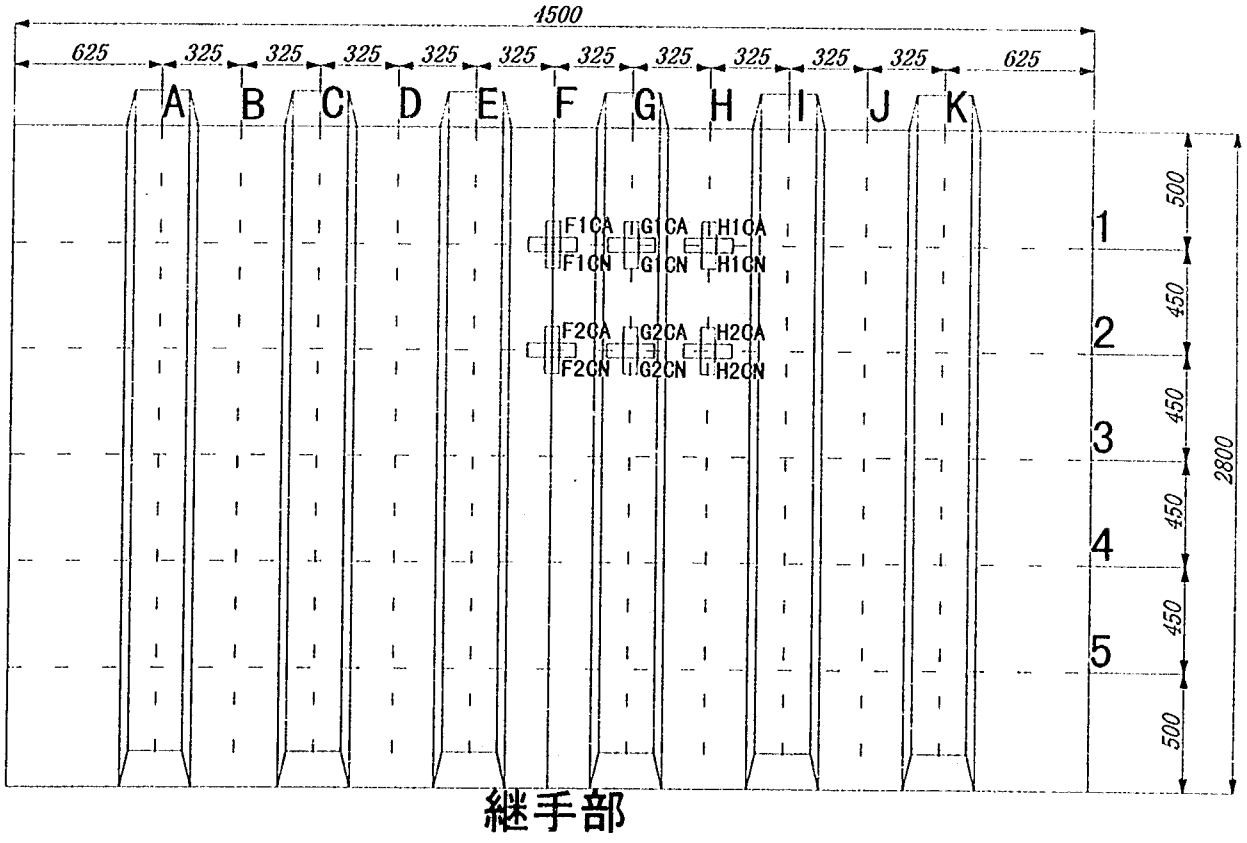


図- 3.3.2.22 上面コンクリートひずみゲージ配置図

⑤ 継手部断面

継手部の挙動を確認するために支間中央部断面でのひずみ分布を図- 3.3.2.24に示す。

橋軸、橋軸直角方向とも、中立軸からの距離に比例してひずみが発生しており、鋼とコンクリートが一体となって挙動している。

なお設計計算では、継手部の橋軸方向の中立軸の位置は上面から 8.84cm、橋軸直角方向の中立軸の位置は上面から 10.56cm であり、橋軸方向、橋軸直角方向ともほぼ設計値に近くなっており、継手部分はほぼ設計通りに機能しているといえる。

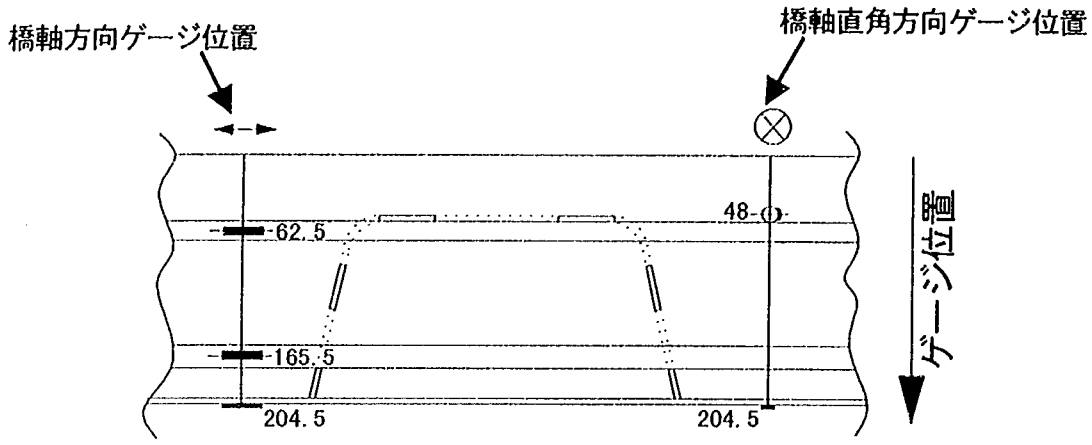


図- 3.3.2.23 ゲージ位置

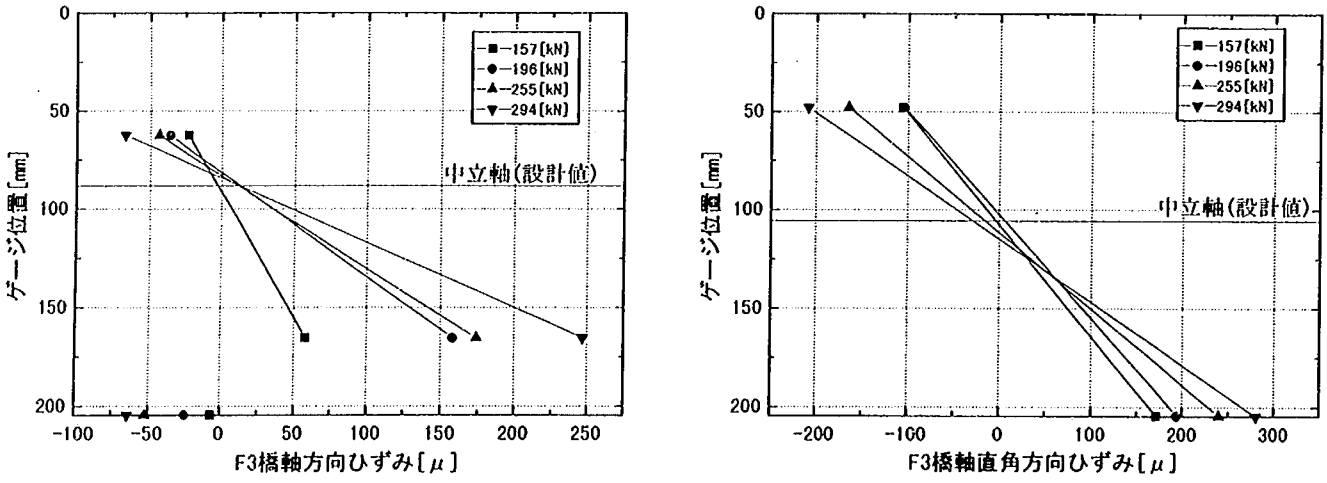


図- 3.3.2.24 橋軸方向・橋軸直角方向の中立軸の位置(ゲージ位置は床版上面からの距離)

6) 試験の着目点の考察

① Uリブ合成床版の耐力

床版支間方向である橋軸直角方向のひずみ挙動から、本床版が鋼とコンクリートの合成構造として機能していることを確認した。

本床版は RC8 供試体と比較して十分な疲労耐久性を保持している。また、底鋼板があるためひび割れ後の変位は大きくなるものの、ＲＣ床版にみられる脆性的な破壊にはならず、十分な靭性を確保していることを確認した。

② パネル継手部の耐力

本床版は、現地施工の合理化を目指し、底鋼板を連続させない構造を採用しているため、パネル継手部の疲労耐久性が主要着目点であり、＜ 6)想定される破壊形態＞では、継手部でのせん断破壊を想定していた。しかし実際には継手自身は破壊せず、本構造では継手部分は一般部と同等な耐力を保持している。また、継手部の開口変位について図- 3. 3. 2. 25に示すが、破壊直前まで目視でも鋼板のはがれはなく、今回の試験では特に問題は発生しなかった。

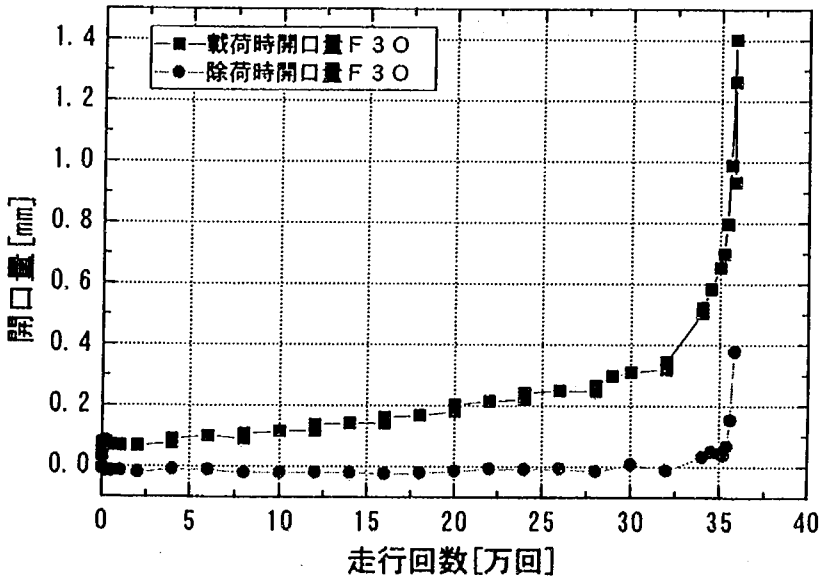


図- 3. 3. 2. 25 継手部開口量－走行回数関係

3.4　プレキャスト床版

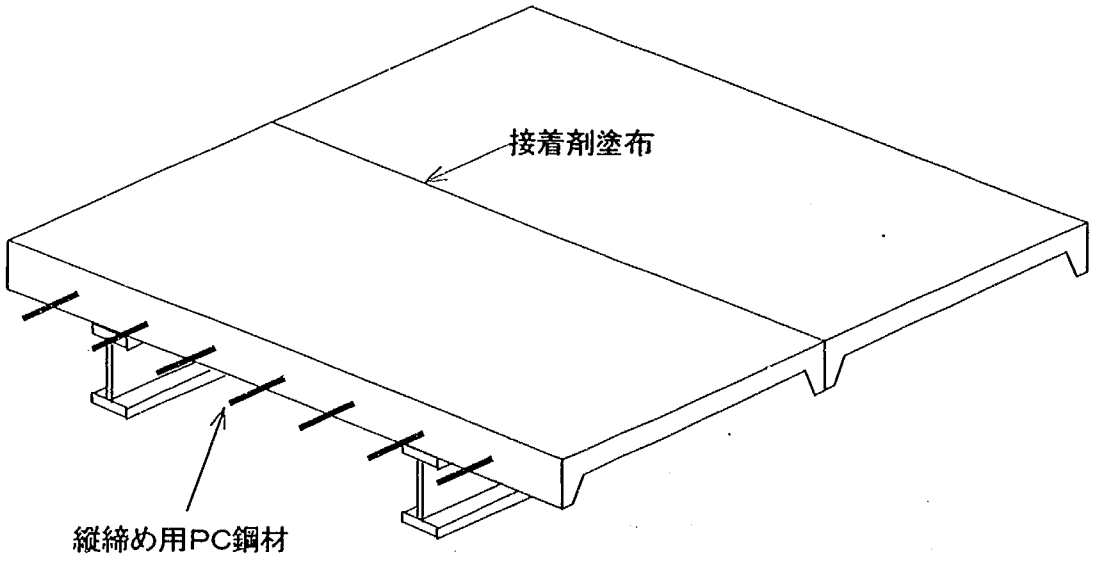
3.4.1 リブ付きマッチキャスト床版

（1）概要

1）工法の概要

従来工法のプレキャスト床版では、継手部に後打ちモルタルを施工する手間がかかったり、後打ちしたモルタルに欠陥が発生する可能性があった。

リブ付きマッチキャスト床版は、継手部に接着剤を用いるドライ目地とすることにより現場での作業の低減を図り、目地部にリブを設けることによって断面を大きくし、橋軸方向をプレストレスの縦締めを行い構造を強化するものである。また、目地部のリブによって橋軸直角方向の剛性が高まり、横締めプレストレスを導入することで長支間の床版にも対応が可能となる。なお、目地部にはせん断キーを設け、密着性をよくするためにマッチキャスト工法を用いる。



図－3.4.1.1　リブ付きマッチキャスト床版概要図

2）　試験の着目点

試験の着目点としては

①目地部

②床版部

の2つに大別できる。

目地部では、目地下端の開き、応力集中によるリブ付け根部分のひび割れ、目地上端でのコンクリート圧壊状態に着目する。

床版部では、リブによる荷重分配効果、床版としての疲労耐久性に着目する。

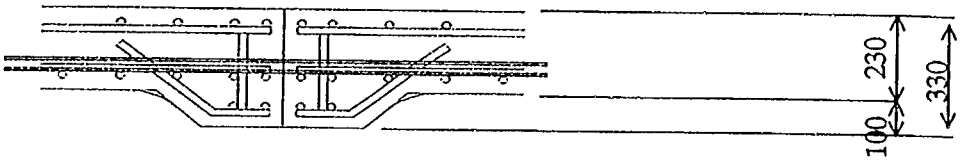
3）設計の概要

供試体の形状・寸法を図－3.4.1.3リブ付きマッチキャスト床版寸法図に示す。

①適用規準：道路橋示方書・同解説　Ⅰ．共通編　Ⅱ．鋼橋編　Ⅲ．コンクリート橋編

②設計条件：

・支間3m、床版厚230mmのRC連続床版として設計する。この床版厚は従来の実験との整合性、リブ高（100mm）とPC鋼材の配置を考慮し、リブ部で330mm、一般部で230mmと決定した。リブ高を100mmと決定すると下側主鉄筋までの距離が140mmで、主鉄筋の上にＰＣ鋼材のシースを設置することによってＰＣ鋼材がほぼ継手断面の中立軸近傍に配置される。（図－3.4.1.2参照）



図－3.4.1.2　PC鋼材位置図

上記の床版厚を用いて、道路橋示方書のRC床版に準じて設計を行った。

主鉄筋方向の計算値は

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

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

・継手部圧着のため橋軸方向にプレストレスを導入する。プレストレス力は先行して行った静的載荷試験、および解析結果から、目地部下端で$3.2 N/mm^2$（$33 kgf/cm^2$）になるようPC鋼棒1本あたり324kN（33.0t）とした。

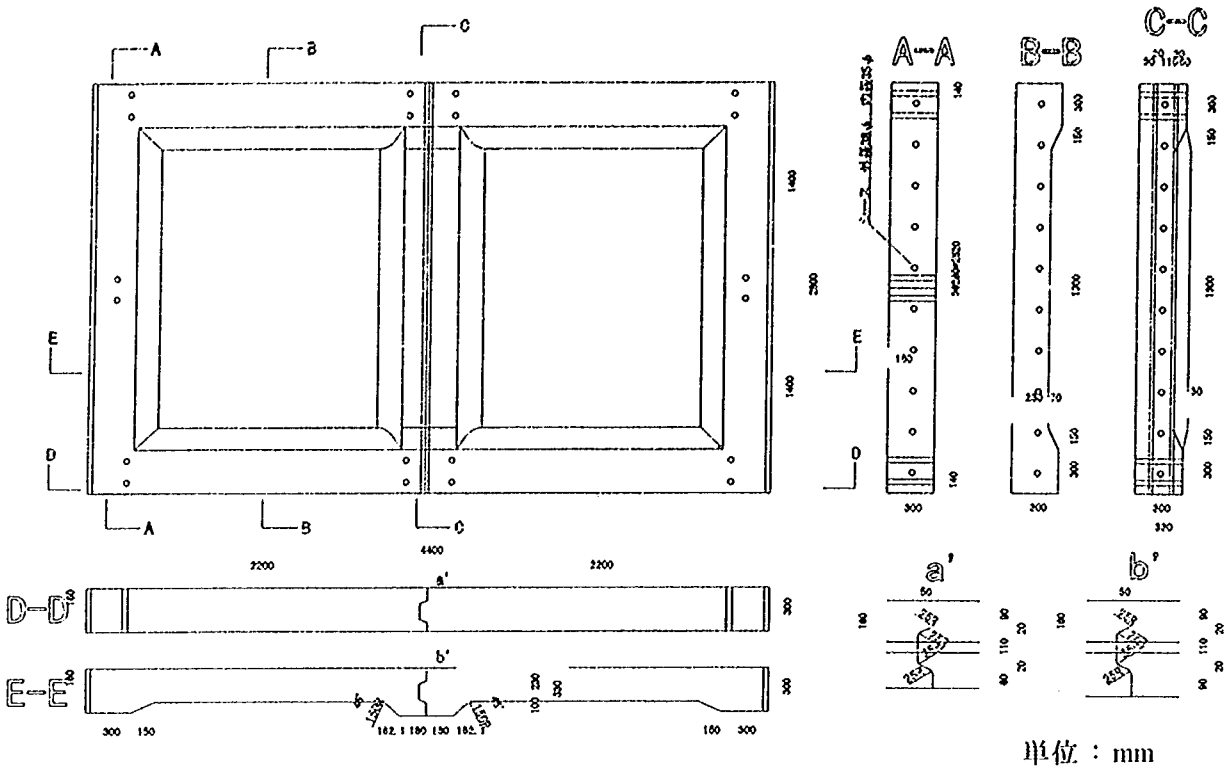
③コンクリートは$\sigma ck = 45 N/mm^2$（$450 kgf/cm^2$）以上とする。目地部には接着剤を塗布する。

使用接着剤：ブロック工法用接着剤『シーカデュアW（日本シーカ株式会社）』

接着剤の性状を表－3.4.1.1に示す

表－3.4.1.1　接着剤性状表

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



図－3.4.1.3 リブ付きマッチキャスト床版寸法図

4）施工の概要

①供試体の製作

供試体打設時はマッチキャスト工法を用いるため、まず1体目を打設し脱型する。1体目の目地部(リブ部)側の面を、型枠の目地部(リブ部)の面の代わりに据え付けた後、2体目を打設する。以下にその手順を図－3.4.1.4と写真に示す。

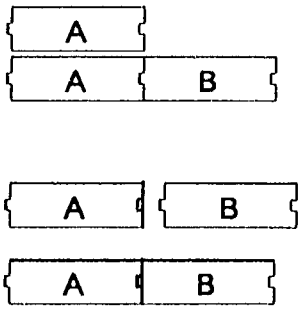
a）マッチキャスト床版（A）の組立・打設（写真－3.4.1.1）

b）マッチキャスト床版（B）の組立･打設（写真－3.4.1.2～3.4.1.4）
（マッチキャスト床版（A）の継手部を型枠の一部とする）

c）マッチキャスト床版（A）、（B）の設置

d）目地部の接着（写真－3.4.1.5）

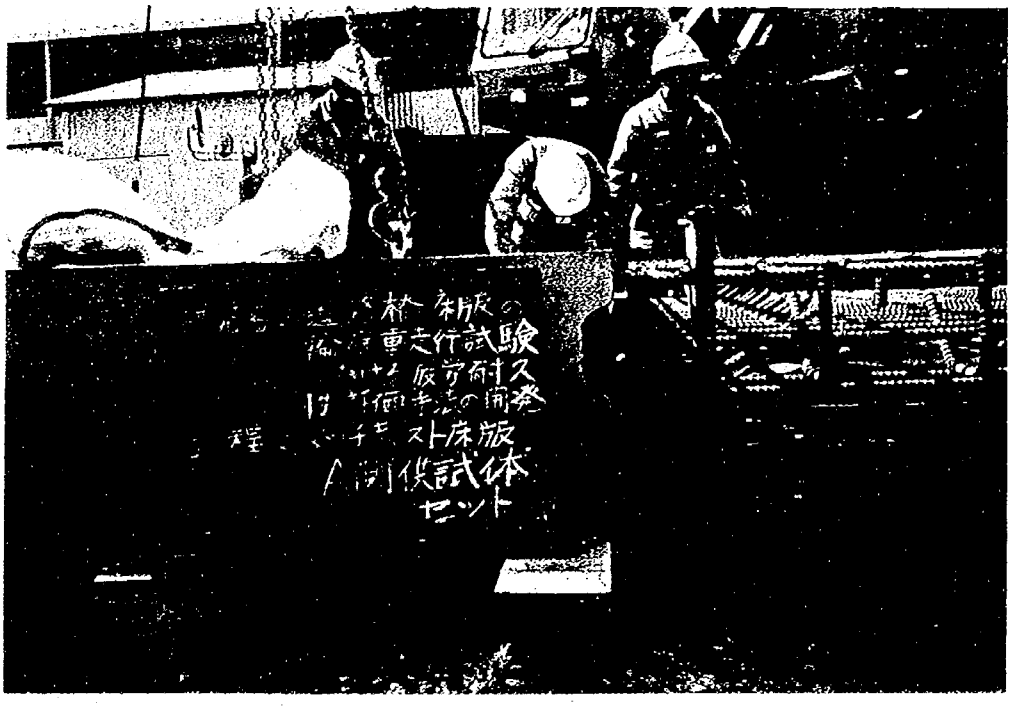
e）床版の圧着（プレストレス導入）（写真－3.4.1.6）



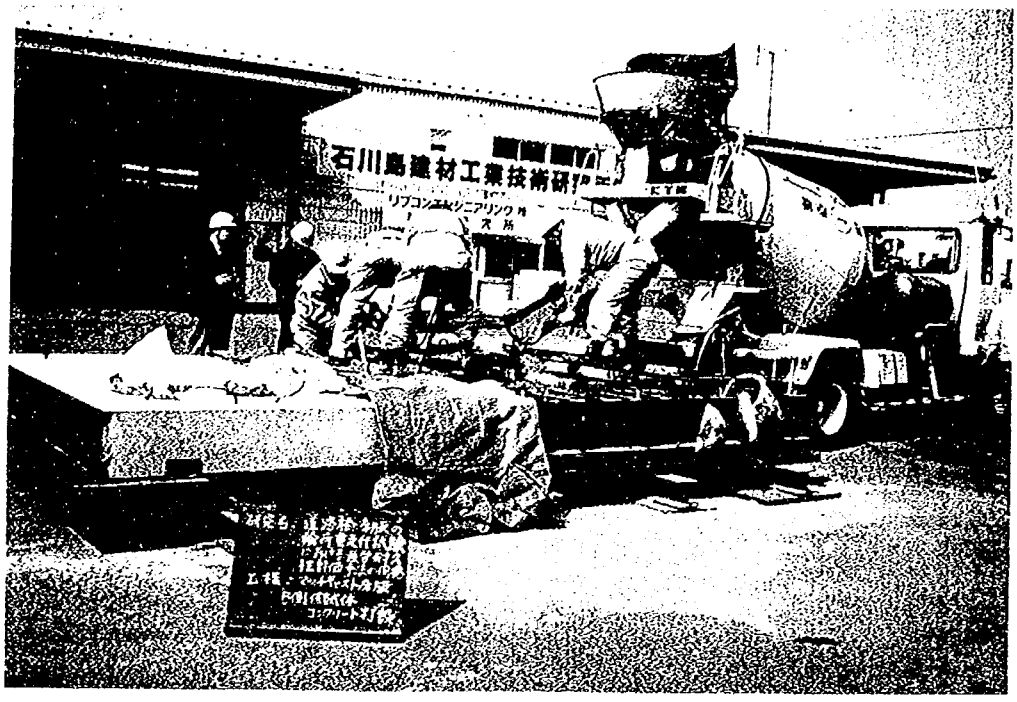
図－3.4.1.4 供試体打設要領



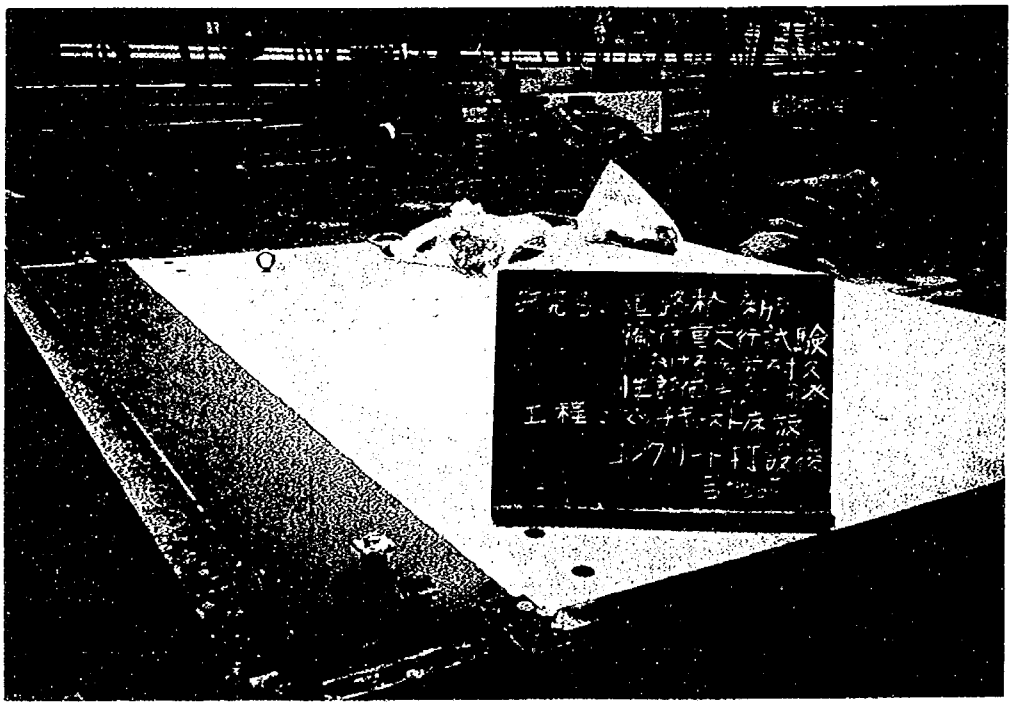
写真－3.4.1.1　1体目（供試体A）打設



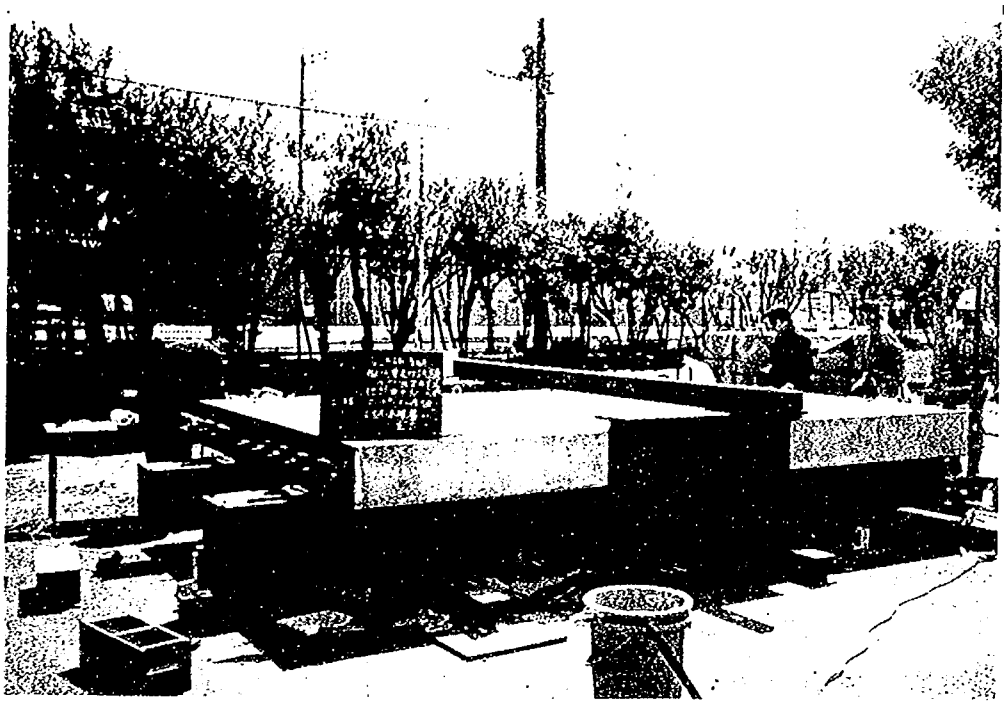
写真－3.4.1.2　供試体Aセット完了（供試験体B完了）



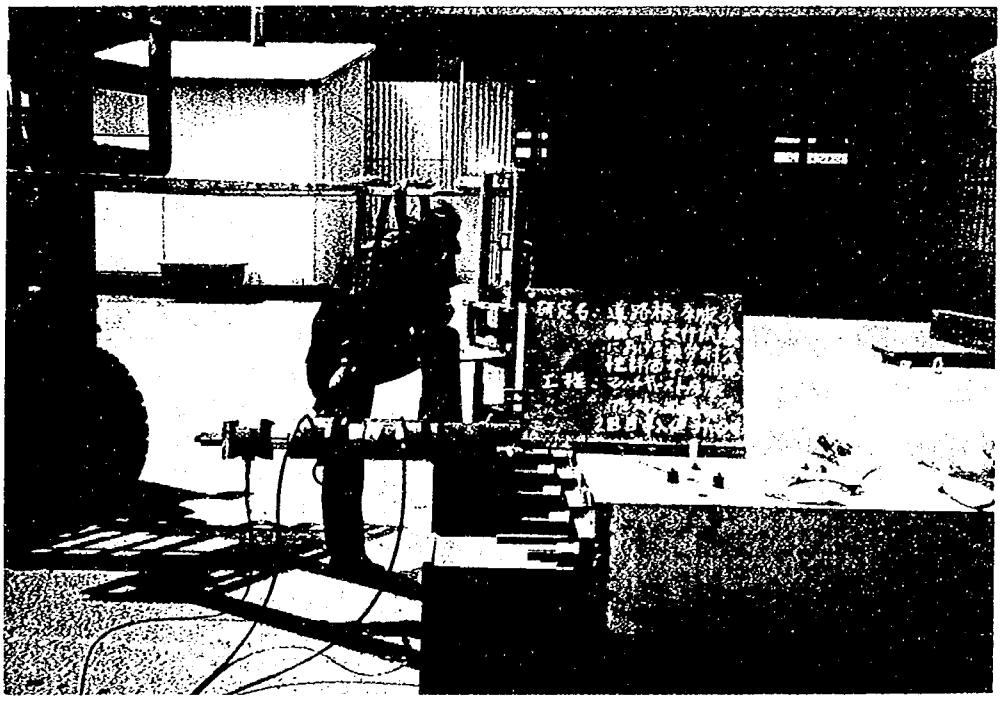
写真－3.4.1.3　2体目（供試体B）打設



写真－3.4.1.4　供試体B打設後目地部



写真－3.4.1.5　供試体接着完了



写真－3.4.1.6　プレストレス導入

供試体製作上の留意点

・本供試体は、リブ部で330mmの厚さとなるが、試験機の制約上、架台位置で300mmに押さえなければならない。そこで図－3.4.1.3のC－C断面に示すよう、架台上300mmの厚さからテーパーをつけ330mm厚にすりつけた。また、リブ付け根部分は応力集中を避けるため、150mmのRを設けた。

・床版のPC鋼材定着面には鉄板を張り、定着部での破壊を防ぎ、プレストレスの分散を計った。

・縦じめのプレストレスの設計値は33t／本であるが、誤差やセット量を考慮してジャッキ側の読みで333kN（34.0t）導入した。この時PC鋼棒のひずみゲージでも確認を行ったが、311kN、320kN(31.7t、32.6t)程度の値であった。

③供試体の打設

供試体の打設は平成10年3月5日と3月11日の2回に分けて行った。コンクリートの示方配合は以下のとおり。

表－3.4.1.2　コンクリートの示方配合

コンクリートの種類	設計基準強度 σck N/mm² (kgf/cm²)	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 kg/m³				
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
普通	45.0 (450)	20	12	39.0	41.8	1.57 (160)	4.02 (410)	7.06 (720)	10.07 (1027)	0.039 (4.018)

・第１回打設日時：平成10年3月5日　10:00～12:00

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

立会者（敬称略）：（財）土木研究センター　山本 親志

日本鋼管（株）　加納 勇

日本カイザー（株）　木村 勝利

石川島建材工業（株）　青木 卓也

石川島播磨重工業（株）　花岡善郎、池崎直樹　（計6名）

・第２回打設日時：平成10年3月11日　10:30～12:00

場所：石川島建材工業株式会社　技術研究所

立会者（敬称略）：石川島建材工業（株）　青木 卓也

新日本製鐵（株）　坂田 豊

石川島播磨重工業（株）　池崎 直樹　（計3名）

・プレストレス導入日時：平成10年4月20日

場所：石川島建材工業株式会社　技術研究所

立会者（敬称略）：石川島建材工業（株）　青木 卓也

石川島播磨重工業（株）　池崎 直樹　（計2名）

5）計測項目

計測項目は床版のたわみ、目地部の開き、鉄筋・ PC 鋼棒のひずみ、コンクリートのひび割れがある。ゲージの配置は図－3. 4. 1. 5 供試体ゲージ等取付図に示す。

・たわみゲージは橋軸方向の床版の中心線上、橋軸直角方向は目地付近に適当な間隔を置いて配置した。（橋軸方向 9 個所 D1～D9、橋軸直角方向 6 個所 D10～D15）

・目地の開きは目地部下端πゲージで計測した。（3 個所 π1～π3）

・鉄筋のひずみは橋軸方向中心線上に沿って 2 方向、橋軸直角方向目地近傍で 2 方向のひずみを計測した。｛橋軸方向 58 個所 X 上（or 中 or 下）1（or 1'）～ 7（or 7'）、橋軸直角方向 65 個所 Y 上(or 下) 1 (or 1')～11(or 11')｝

・PC 鋼棒は目地位置での橋軸直角方向のひずみを計測した。｛2 個所 PC1(or 1') ～PC2(or 2'))

・ひび割れ個所・密度、およびひび割れ幅の変移を計測した。

6）予想される破壊状態

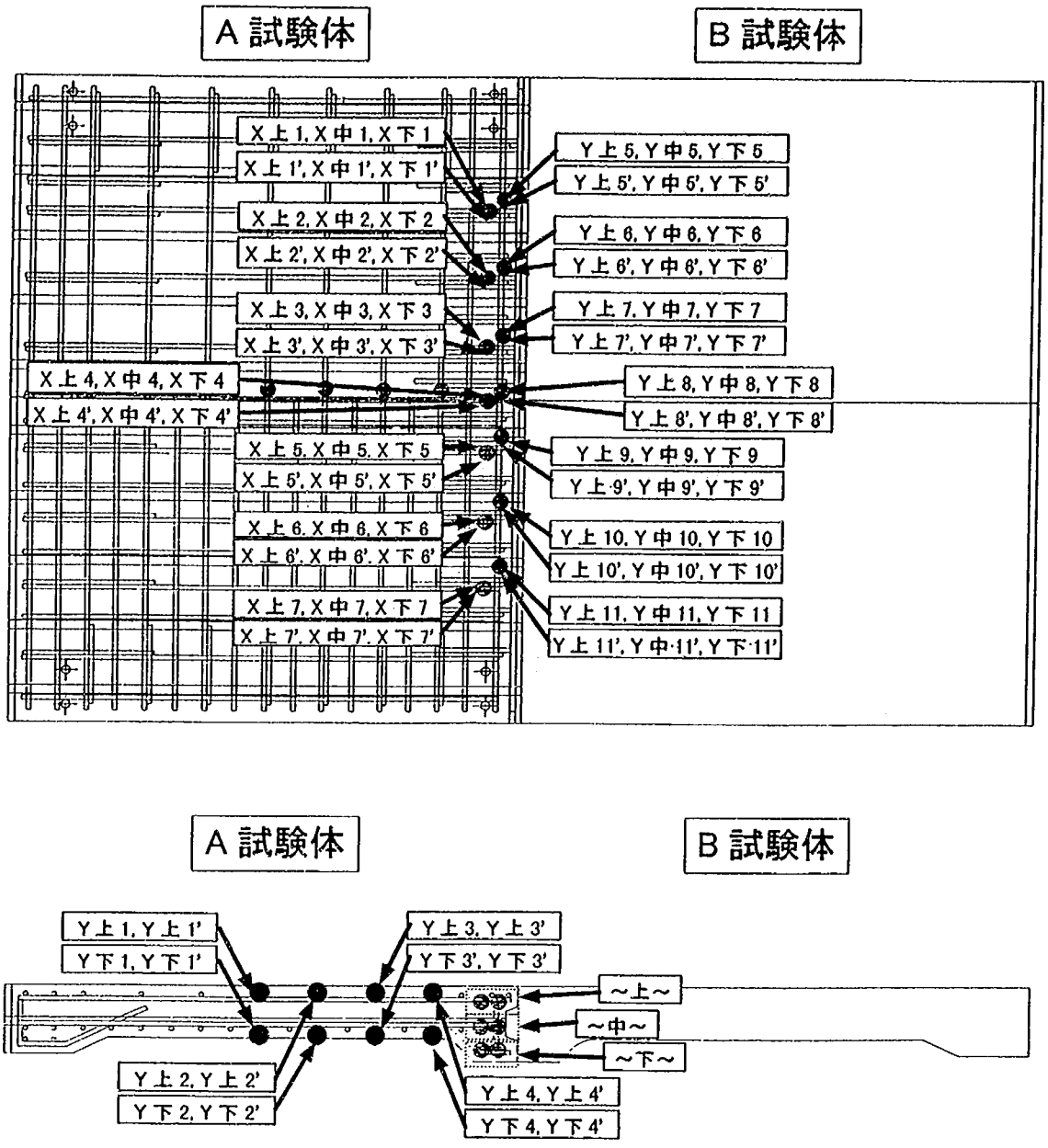
過去に行った梁状のスラブの静的曲げ破壊試験では、目地部での応力の伝達が確認されており、梁での曲げ破壊を生じ目地部での破壊には至っていない。本実験では

①床版部分の押し抜き破壊

②目地部の破壊

③目地部コンクリート上面の圧壊

を想定して実験を行った。



図—3．4．1．5(a) 鉄筋ひずみゲージ取付図

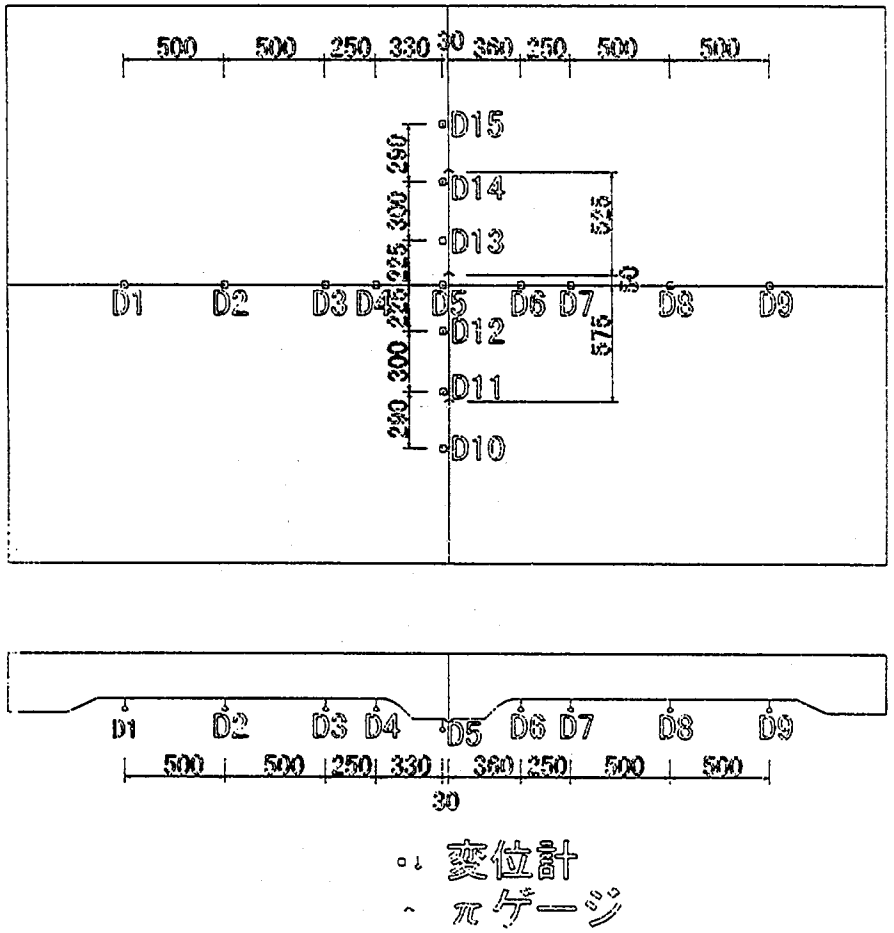
注1）A試験体は目地部が凹形、B試験体は凸形の供試体。

注2）A試験体、B試験体ともゲージ配置は同じ。

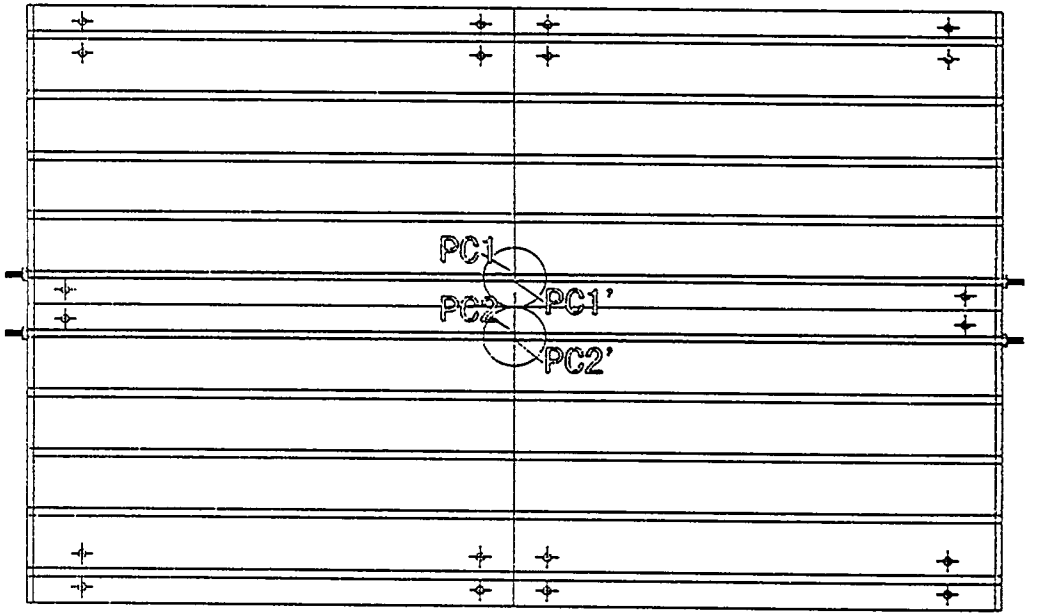
注3）ゲージの名称は、[試験体名][ゲージ配置名]となっている。

例）AX上1、BY下7'

図—3．4．1．5 供試体ゲージ等配置図



図—3．4．1．5(b) 変位計・πゲージ取付図



図—3．4．1．5(c) PC鋼棒ひずみゲージ取付図

図—3．4．1．5 供試体ゲージ等配置図

（2）試験結果

1）材料試験結果

①コンクリート材料特性

コンクリート圧縮試験結果を表－3. 4. 1. 3 に、引張り試験結果を表－3. 4. 1. 4 に示す。 設計基準強度は45N/mm^2（450kgf/cm^2）であったが,実験時には全体に 1.35～1.5 倍ほどの強度となった。

表－ 3. 4. 1. 3 コンクリートの圧縮試験結果（材齢 116 日）

番　号	直　径 mm	断面積 cm^2	最大荷重 kN (tonf)	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
1	100.10	78.70	539.0 (54.96)	68.4 (698)	3.21 (3.27)	0.207
2	99.98	78.51	520.2 (53.04)	66.3 (676)	3.02 (3.08)	0.191
3	100.20	78.85	484.4 (49.39)	61.4 (626)	2.93 (2.99)	0.200
平均値	—	—	—	65.4 (667)	3.05 (3.11)	0.199

表－ 3. 4. 1. 4 コンクリートの引張試験結果（材齢 110 日）

番　号	直　径 mm	長　さ mm	最大荷重 kN (tonf)	引張強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	備　考
4	99.98	197.8	99.25 (10.12)	3.20 (32.6)	
5	100.10	196.7	127.5 (13.00)	4.12 (42.0)	
6	100.10	197.3	103.2 (10.52)	3.32 (33.9)	
平均値	—	—	—	3.55 (36.2)	

②鋼材材料特性

鉄筋の引張り試験結果を表－3. 4. 1. 5 に示す。

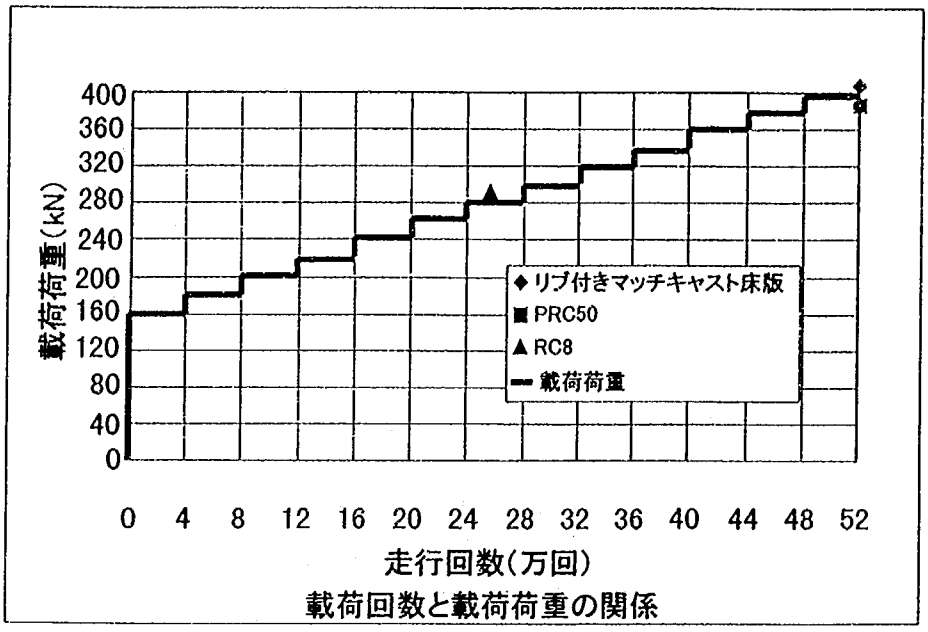
表－3. 4. 1. 5 鉄筋の引張り試験結果

鉄筋の種類	降伏荷重 kN (tf)	最大荷重 kN (tf)	降伏点応力 N/mm^2 (kgf/cm^2)	降伏点ひずみ (*10^{-6})	引張り強さ N/mm^2 (kgf/cm^2)	標点距離 試験前 (mm)	標点距離 試験後 (mm)	伸び (%)	公称断面積 (cm^2)
D19－1	99.05 (10.10)	151.5 (15.45)	345.7 (3525)	2164	528.9 (5393)	151.65	186.55	23.0	2.865
D19－2	98.07 (10.00)	144.7 (14.75)	342.3 (3490)	2188	504.9 (5148)	152.95	189.75	24.1	
D19－3	98.85 (10.08)	148.9 (15.18)	345.0 (3518)	2189	519.6 (5298)	152.50	190.65	25.0	
平均値	—	—	344.3 (3511)	2180	517.8 (5280)	—	—	24.0	

2）破壊時走行回数

載荷回数 520,010 回で未破壊で終了した。

これは H8 道示による設計の供試体 PRC50 と同等の結果である。（図－3. 4. 1. 6 参照）



図－3. 4. 1. 6　走行回数－荷重グラフ

3）損傷・破壊の形態

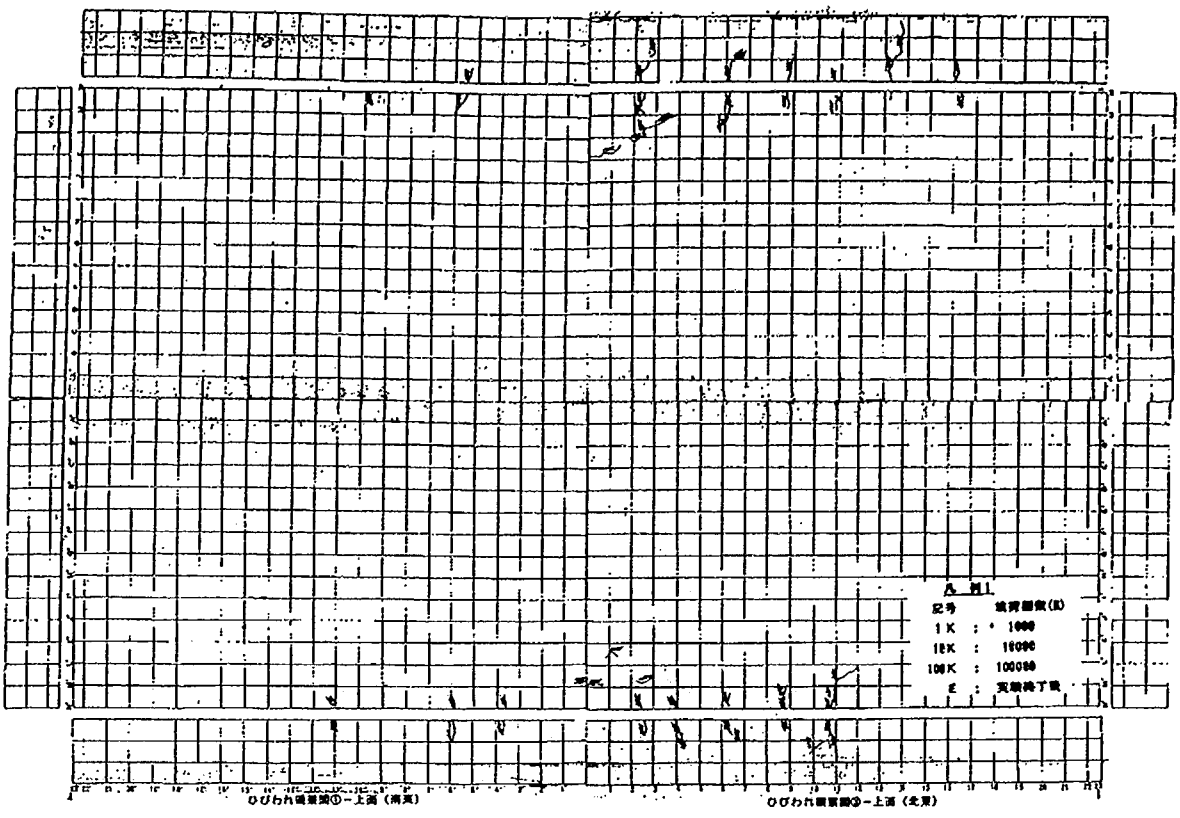
①ひび割れ

試験終了後供試体の上面、側面にはひび割れ、圧壊はほとんど見られなかった（図－3. 4. 1. 7 参照）。

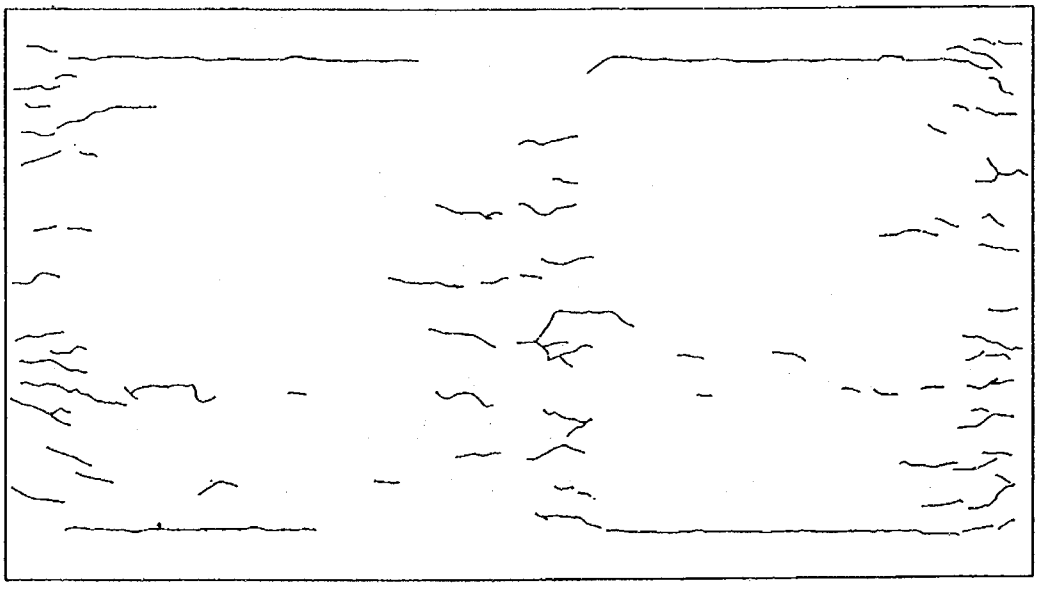
最終的な破壊には至らなかったが、終了時には供試体下面にひび割れ（図－3. 4. 1. 10 参照）が発生していたが、そのほとんどが橋軸方向のひび割れであった。

ひび割れの進行状況を見ると、載荷回数 100 回未満(図－3. 4. 1. 8 参照)の初期で支点部ハンチの線に沿って、橋軸方向の大きなひび割れが発生した。その後、載荷回数 100～10 万回未満(図－3. 4. 1. 9 参照)では、平板部を中心に橋軸方向のひび割れが発生した。試験終了近くになると、橋軸直角方向のひび割れも発生してきた。

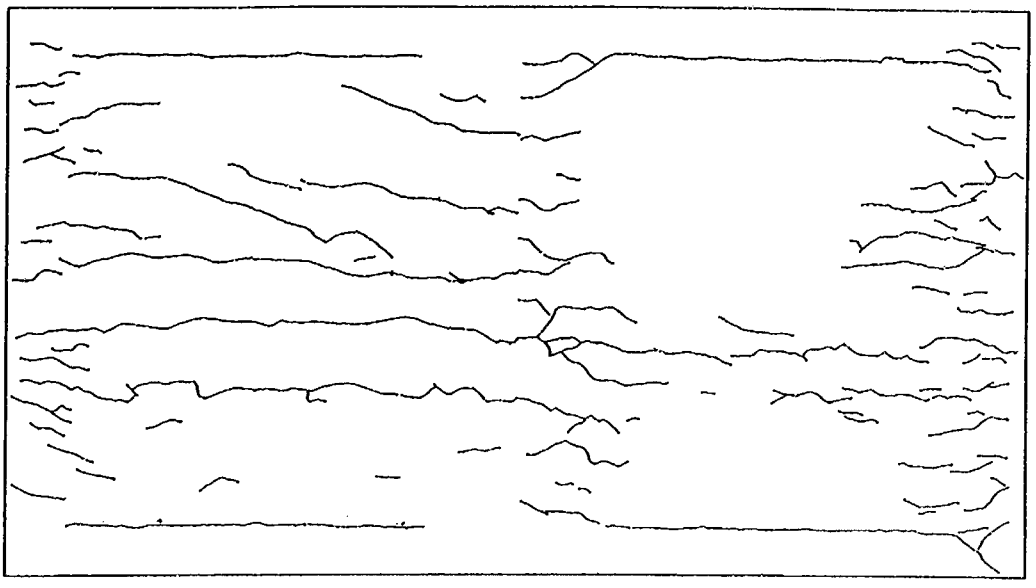
また,供試体をカットして床版内部のひび割れ状況を観察したところ床版下面の荷重直下で橋軸方向にクラックが発生しているが、橋軸直角方向には見られない。床版上面で目地部を中心に橋軸方向に水平にクラックが入っているのが確認できるが、上面コンクリートの圧壊までには至っていない。（図－3. 4. 1. 11 参照）



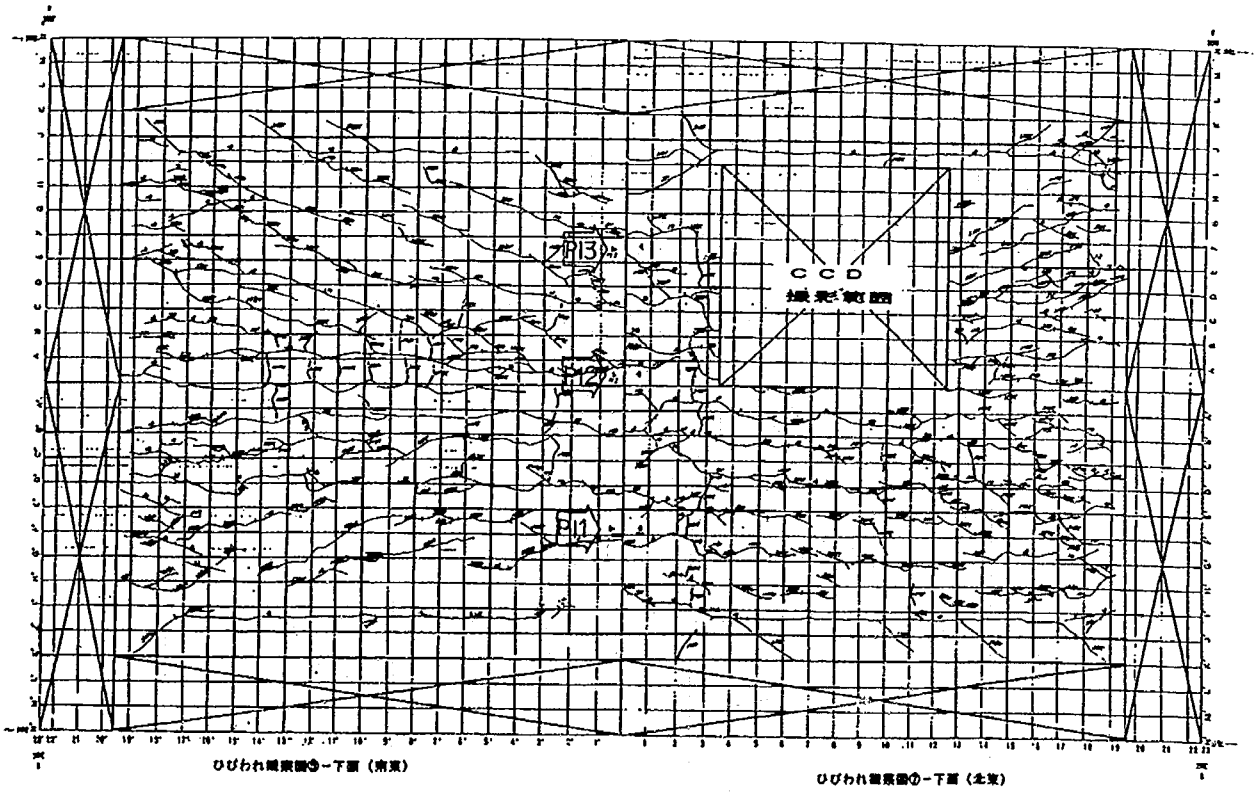
図—3．4．1．7 ひび割れ観察図(上面・試験終了時)



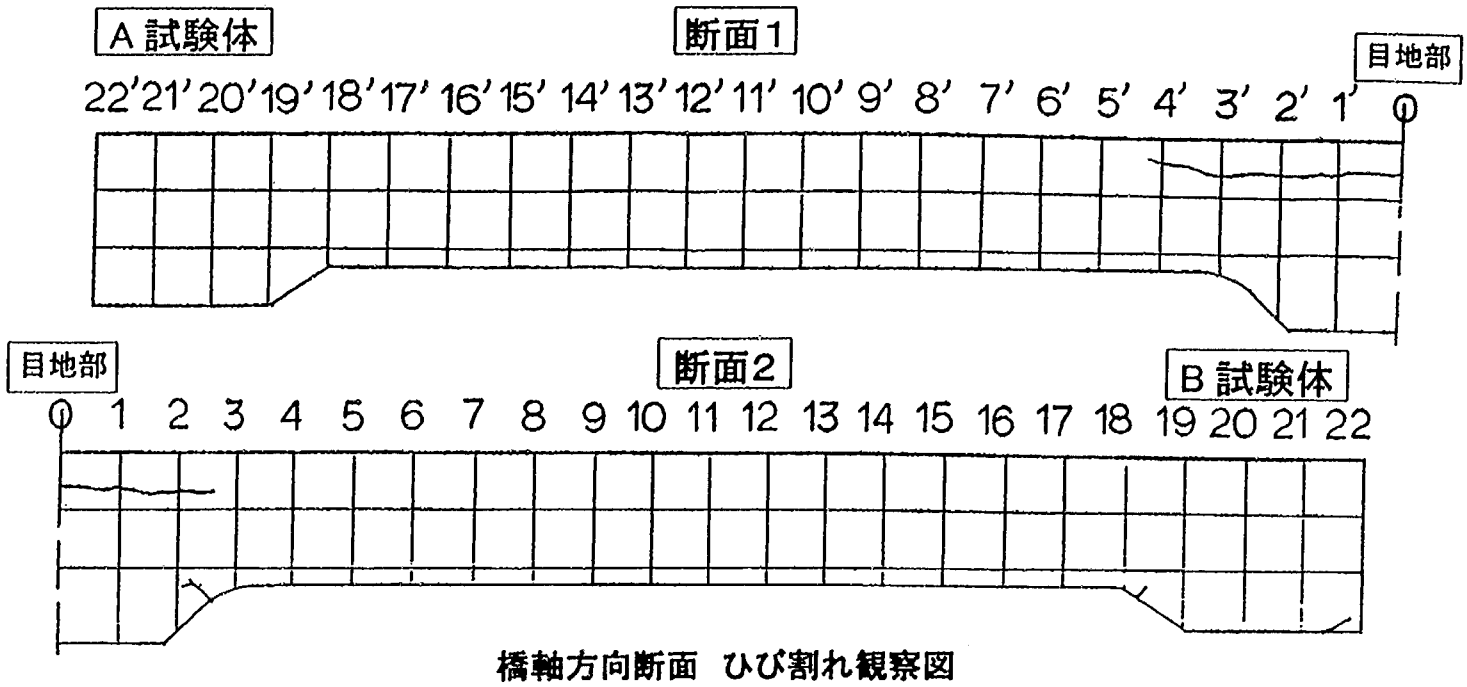
図—3．4．1．8 ひび割れ観察図(下面・試験開始時～100 回未満)



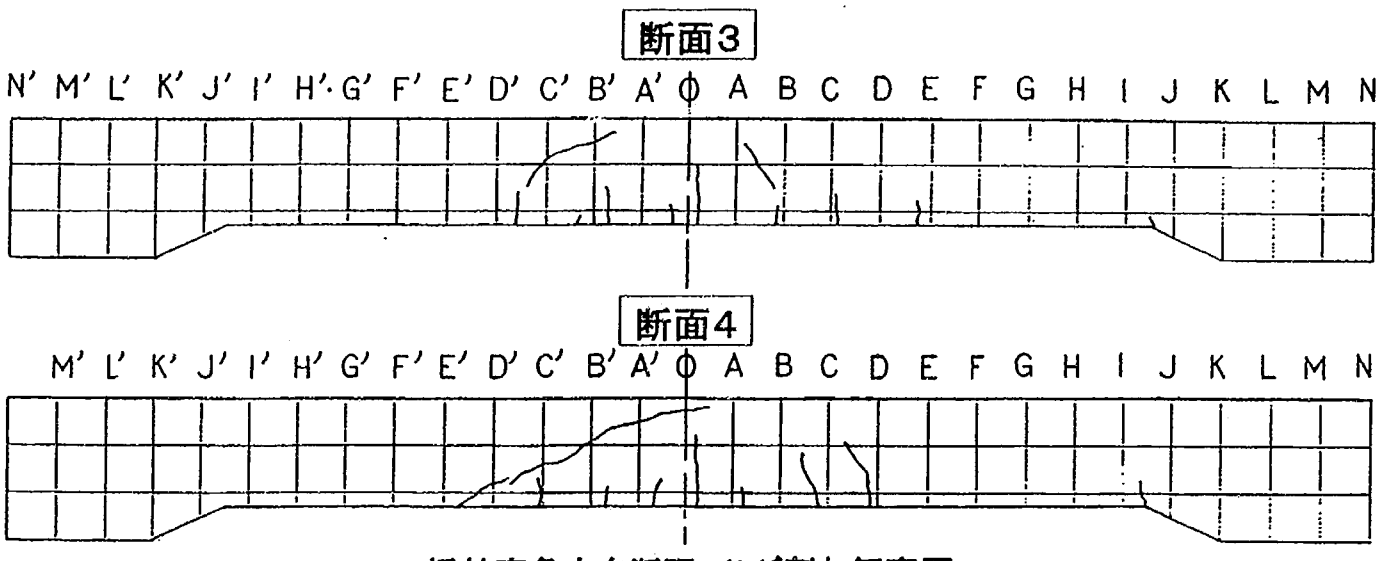
図—3．4．1．9　ひび割れ観察図(下面・100 回～10 万回)



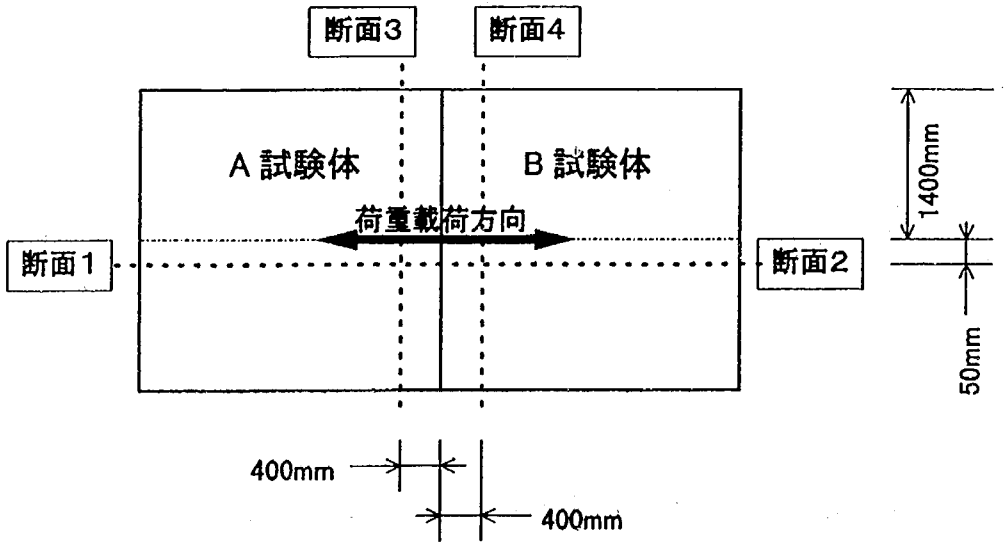
図—3．4．1．10 ひび割れ観察図(下面・試験終了時)



橋軸方向断面　ひび割れ観察図



橋軸直角方向断面　ひび割れ観察図



断面位置図

図—3. 4. 1. 11　供試体断面のひび割れ観察図

②実測床版厚

試験終了後、供試体をカットして床版厚の測定を行った。床版厚測定結果を表－3.4.1.6 にに示す。

床版厚は全体的に設計値より大き目の値が出ているが、道示Ⅱ鋼橋編 15.5.11 に示される誤差の範囲（+20mm~--10mm）内である。

表－3.4.1.6 床版厚測定結果（床版切断面）

A断面南側

22'	21'	20'	19'	18'	17'	16'	15'	14'	13'	12'	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0'
－	302	302	303	260	235	235	236	236	235	235	235	235	236	237	236	235	234	－	－	－	－	－

A断面北側

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
－	－	237	236	236	237	238	239	238	237	238	237	237	237	237	238	238	257	305	304	304	－

B断面東側

N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0
301	302	301	302	254	233	233	234	234	235	－	－	－	233	234

B断面西側

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
234	235	234	234	234	236	234	235	235	260	304	302	301	301

C断面東側

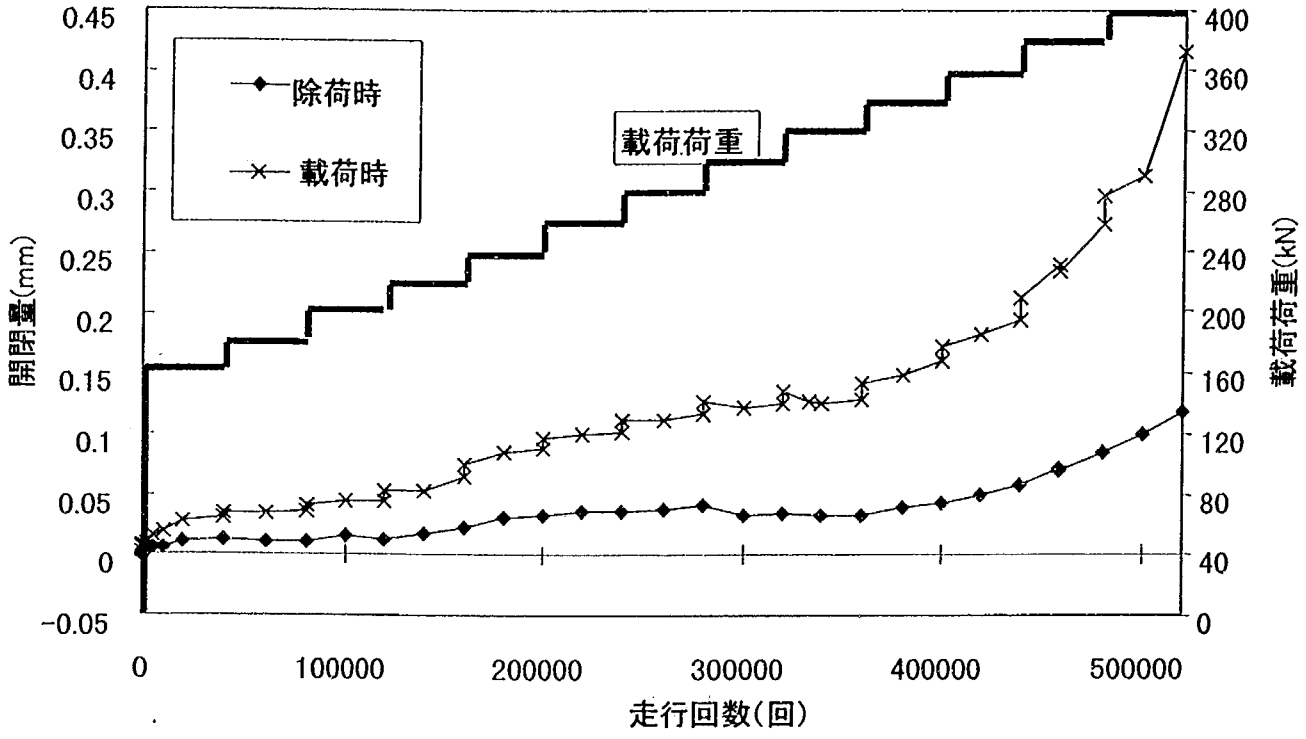
N'	M'	L'	K'	J'	I'	H'	G'	F'	E'	D'	C'	B'	A'	0
301	300	302	302	260	235	235	236	236	234	－	－	－	－	－

C断面西側

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
236	236	236	236	236	236	235	234	233	255	301	301	301	301

③目地の開き

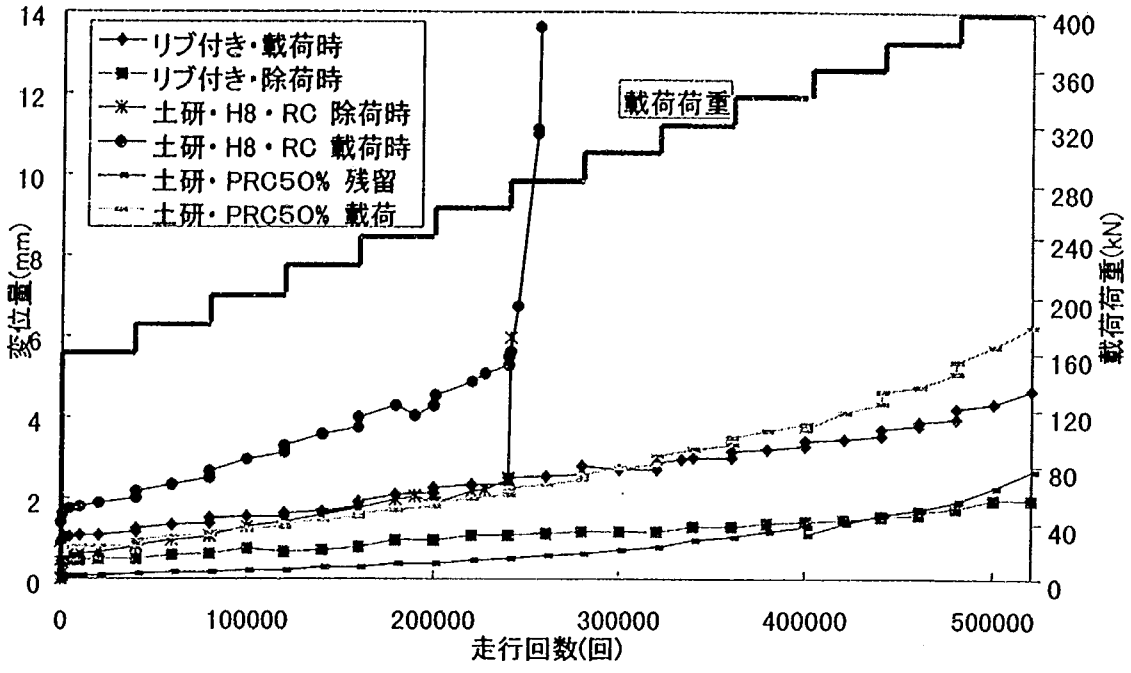
目地部の開き量は走行回数が 40 万回を超えるまではほぼ一定の増加割合で推移している。40 万回を超えたあたりから開きの増加割合が大きくなってきているが、52 万回走行時でもその値は目地部中央（ゲージ π2）で 0.5mm 以下に過ぎない。開き量は 36t までは載荷荷重の大きさにほぼ比例しているといえる。（図－3. 4. 1. 12 参照）



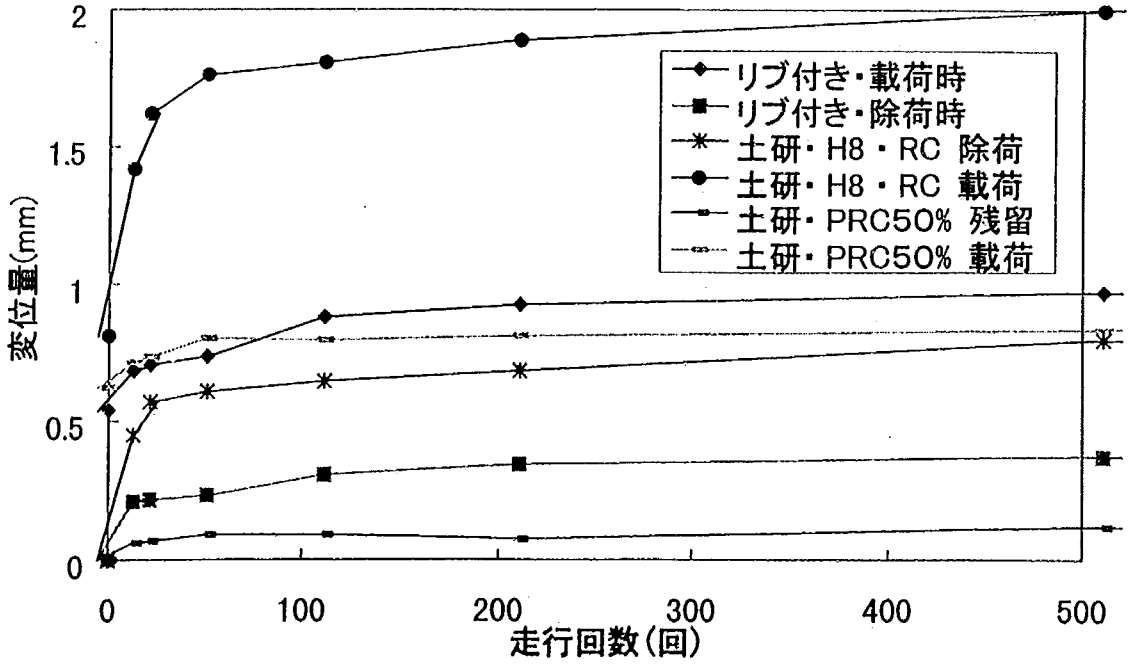
図－3. 4. 1. 12　目地中央部(π2)開閉量グラフ

④たわみ

供試体中央のたわみ（ゲージD5）が100回以下で一度急激に増加している（載荷時約0.7mm、除荷時約0.2mm　図－3.4.1.14参照）。その後52万回まで一定の割合で増加し、最終的なたわみは約4mm（除荷時約1.3mm）程度であった。（図－3.4.1.13参照）



図－3.4.1.13　供試体中央(D5)　変位量



図－3.4.1.14　供試体中央(D5)　変位量(～500回)

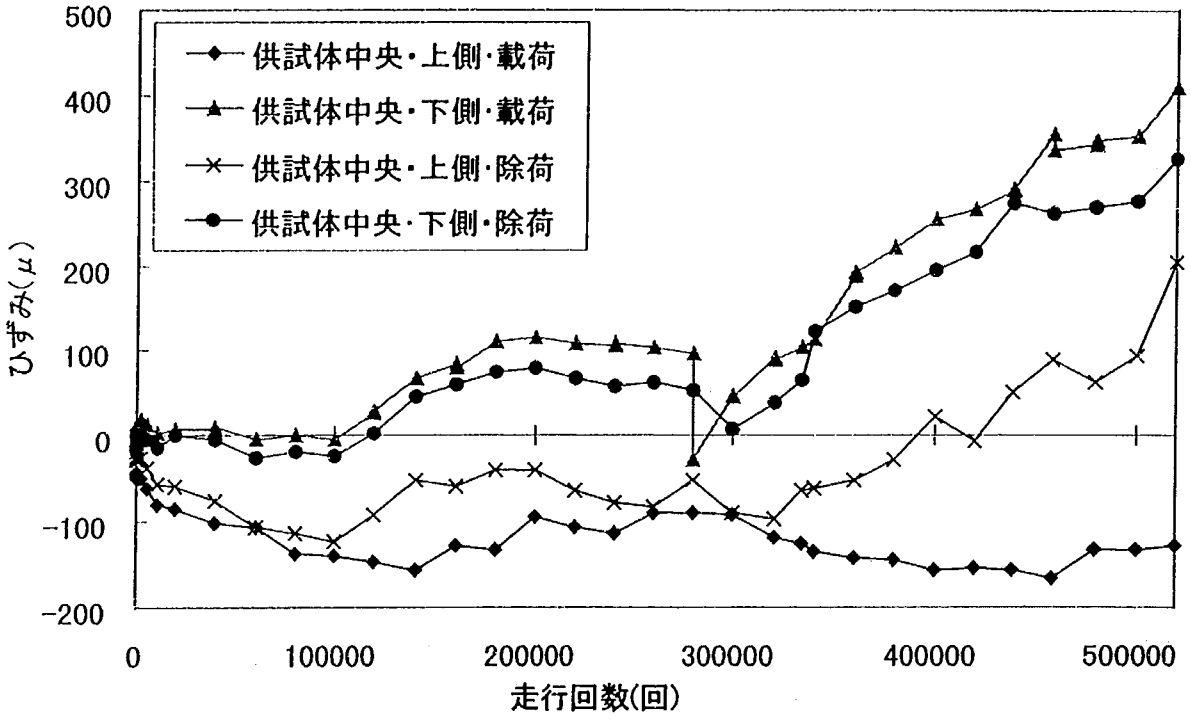
⑤配力鉄筋のひずみ

供試体中央の配力筋の静的なひずみを見てみると、10万回と30万回あたりを境に、変化が見られた。(図－3.4.1.15参照)

10万回あたりまでは、上側の鉄筋では載荷時・除荷時とも少しずつ増加している。一方、下側の鉄筋では0に近い状態が続き、ほとんど引張が生じていないことがわかる。10万回を過ぎると、上側のひずみが引張りへ移行してきていることがわかる。

30万回付近でひずみ量の増加が止まり、一旦減少する。がしかし、30万回を超えると再度増加の傾向に向かう。

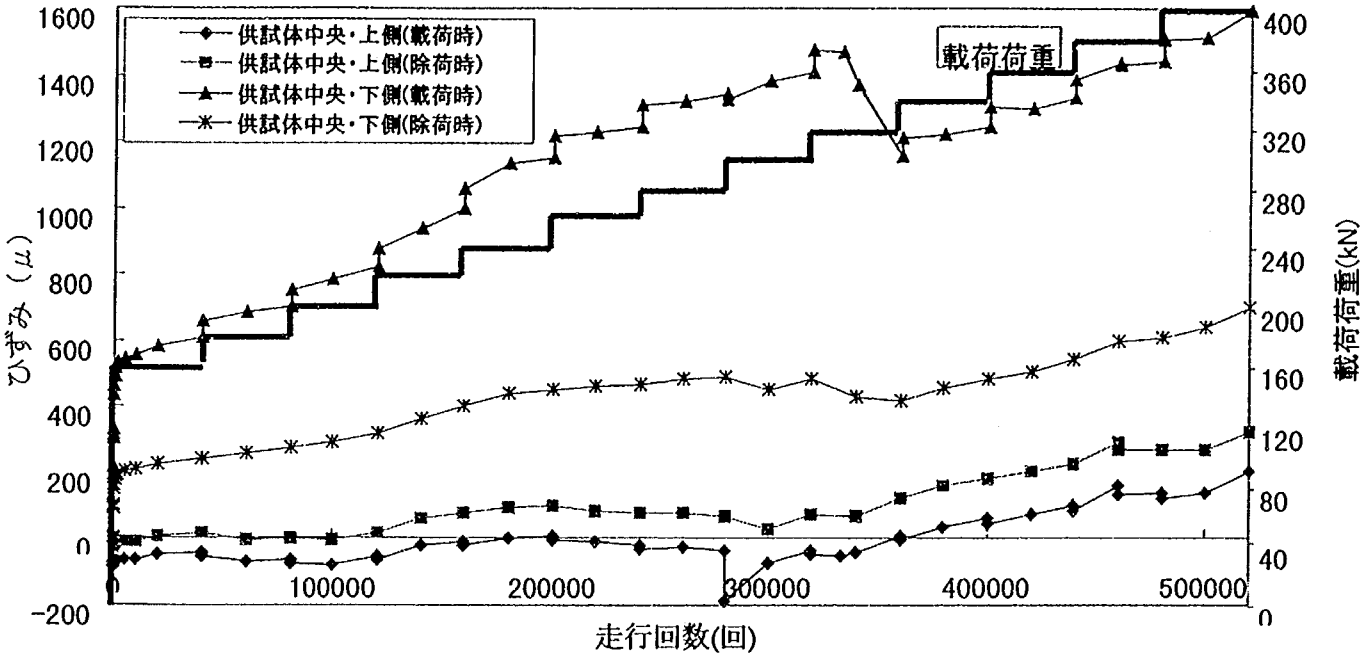
ひずみは、最終的には最大400μ位（載荷時）まで増加した。最終的な静的なひずみ量は、下側では最大約400μ、上側では最大約200μ（いずれも引張）になった。



図－3.4.1.15　供試体中央(AY4, 4')　配力鉄筋ひずみ量

⑥主鉄筋のひずみ

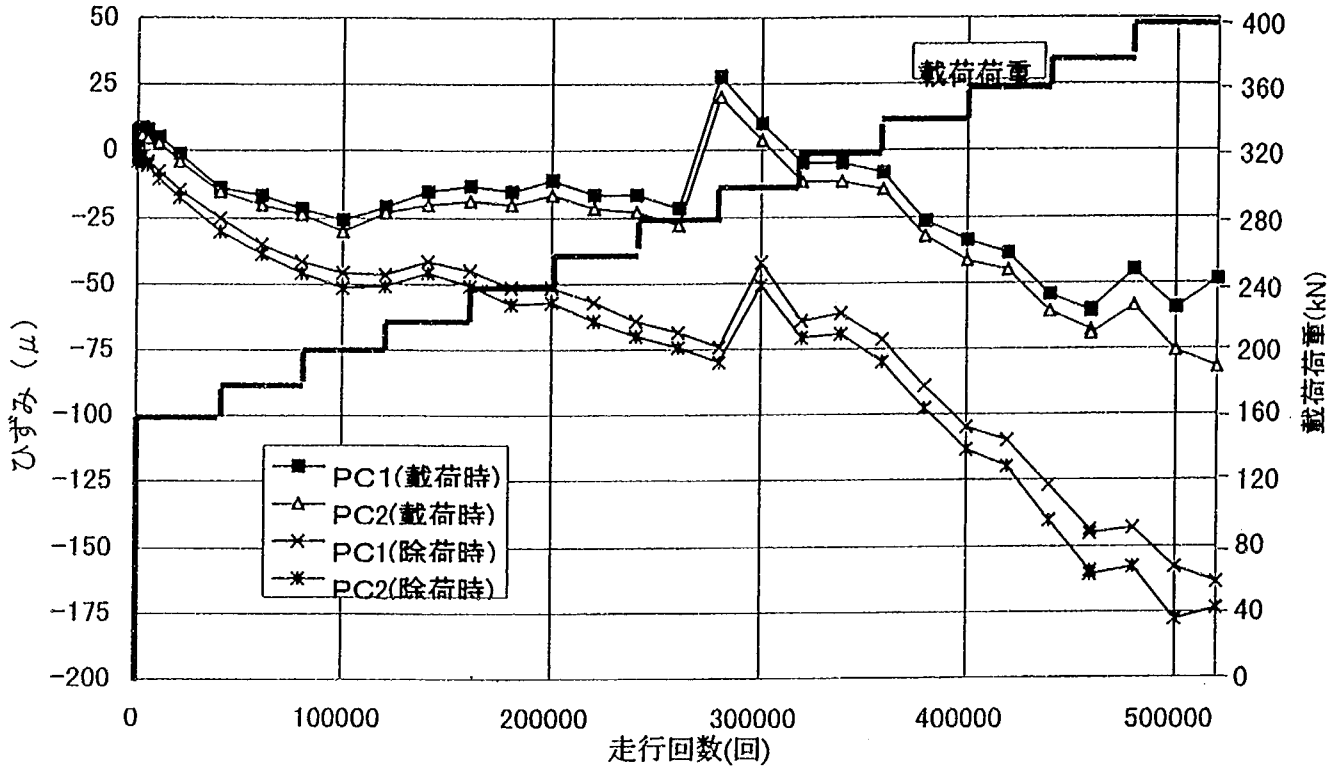
供試体中央部近傍の主鉄筋のひずみ(ゲージ AY8, 8)の計測結果を図－3. 4. 1. 16 に示す。上側主鉄筋はほぼ横這いに推移している。下側主鉄筋ではひずみの増加は荷重の増加に比例しているといえる。



図－3. 4. 1. 16　供試体中央部主鉄筋ひずみ(AY8, 8)

⑦PC 鋼棒のひずみ

図－3.4.1.19 のグラフより、PC 鋼棒のひずみは載荷回数の増加にしたがって除荷時の負の残留ひずみが増大している。



図－3.4.1.19　ＰＣ鋼棒ひずみ

（3）着目点に関する考察

・床版中央部でのたわみは荷重の増加に比例している。載荷初期の残留たわみがやや大きかった。

・目地の開き量は荷重の増加に比例している。52 万回載荷終了後で、40 t の静的荷重載荷時に約 0.42mm、除荷時には約 0.12mm 程度であり問題無いレベルと考える。また、目視による目地部のせん断に対するずれ、コンクリート上部の圧壊などは確認できず、目地部は最終的に健全な状態であることが確認された。

・今回の試験結果から、本床版は輪荷重による繰り返し載荷に対して PRC50 床版と同等の耐久性を有することが確認できた。

3．4．2　SBパネル（その1）

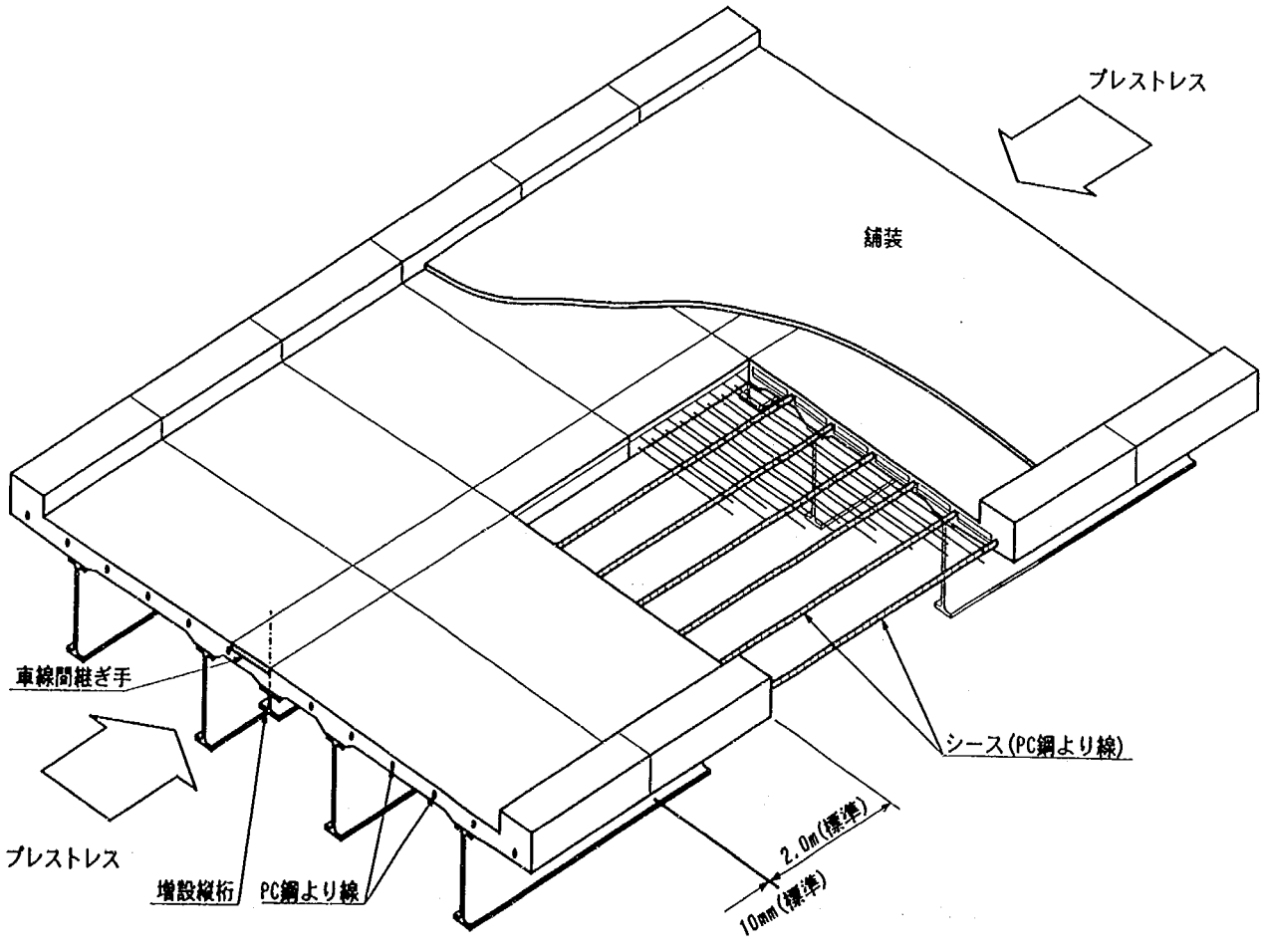
(1) 概 要

1) 工法の概要

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

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

図－3.4.2.1 に工法概要を示す。図はプレートガーダー4 主桁の床版を打ち換える際の標準的なものである。



図－3.4.2.1 工法概要図

2) 試験の着目点

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

3) 設計の概要

① 設計条件

床版は支間 3.0m の連続版とし、B活荷重で設計する。

② 設計の考え方

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

また、床版厚さと同様に、プレストレス量についても過去の実験で低減可能であることを確認しているため、道示による配力鉄筋方向の曲げモーメントに対するフルプレストレスを約 75%に低減する。

・床版厚さの計算（道示Ⅱ鋼橋編 6.1.5　床版の最小全厚）

$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$ (cm)

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

k_2：床版支持桁の剛性が異なる場合の付加曲げモーメントの係数

$d_0 = 3L+11$(cm)　$L = 3.0$ m

示方書による床版厚	$d = 25$ cm	$d = 1.25 \times 1 \times (3 \times 3.0 + 11)$
試験供試体	$d = 20$ cm	$d = 1 \times 1 \times (3 \times 3.0 + 11)$

・導入プレストレス量

活荷重による応力度 σc　$= \pm 4.0$ N/mm^2　（± 40.8 kgf/cm^2）

プレストレスによる応力度 $\sigma cuo = \sigma clo = 2.9$ N/mm^2　（30.0 kgf/cm^2）

σcuo（σclo）／$\sigma c = 2.9 / 4.0 = 0.73$（約 75%）

③ 設計計算のまとめ

主鉄筋断面は通常の鉄筋コンクリート構造として計算を行い、配力鉄筋断面はプレストレストコンクリート構造として計算している。ただし、既設橋梁の打ち換え工法では架設時のプレストレス導入前に交通を仮解放する場合があるため、配力鉄筋断面にも現行の道示による必要鉄筋量を配置するように鉄筋コンクリート構造としての計算も行っている。計算結果は以下の通りである。

・ 主鉄筋方向（RC）

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

鉄筋の引張応力度　$\sigma sm = 111$ N/mm^2 (1134 kgf/cm^2) $\leqq \sigma sa = 140$ N/mm^2 (1400 kgf/cm^2)

・ 配力鉄筋方向（RC）

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

鉄筋の引張応力度　$\sigma sd = 116\ N/mm^2(1178\ kgf/cm^2) \leqq \sigma sa = 140\ N/mm^2(1400\ kgf/cm^2)$

・ 目地部コンクリートの応力度（配力鉄筋方向）

プレストレスによる圧縮応力度	$\sigma cuo = \sigma clo = 2.9\ N/mm^2$	(30.0 kgf/cm²)
活荷重による応力度	$\sigma c = \pm 4.0\ N/mm^2$	(±40.8 kgf/cm²)
活荷重作用時の床版上縁の応力度	$\sigma cu = 6.9\ N/mm^2$	(70.8 kgf/cm²)
下縁の応力度	$\sigma cl = -1.1\ N/mm^2$	(-10.8 kgf/cm²)

※道示に準じて鉄筋には 20 N/mm²(200 kgf/cm²)程度の余裕を持たせる。

4) 施工の概要

図－3.4.2.2 に試験に供した SB パネル供試体の形状図を、図－3.4.2.3 に配筋図を示す。供試体は目地を中央にした対称形で、目地部は図－3.4.2.2 に示すように凹形のキー形状となっている。

① 施工の方法

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

② 施工時の供試体の支持方法

目地材の充填、プレストレス導入は走行疲労試験と同じ支持条件で行う。

③ コンクリートの設計基準強度

$f'ck = 40N/mm^2$（400kgf/cm²）

④ コンクリートの配合

使用したコンクリートの配合は表－3.4.2.1 の通りである。

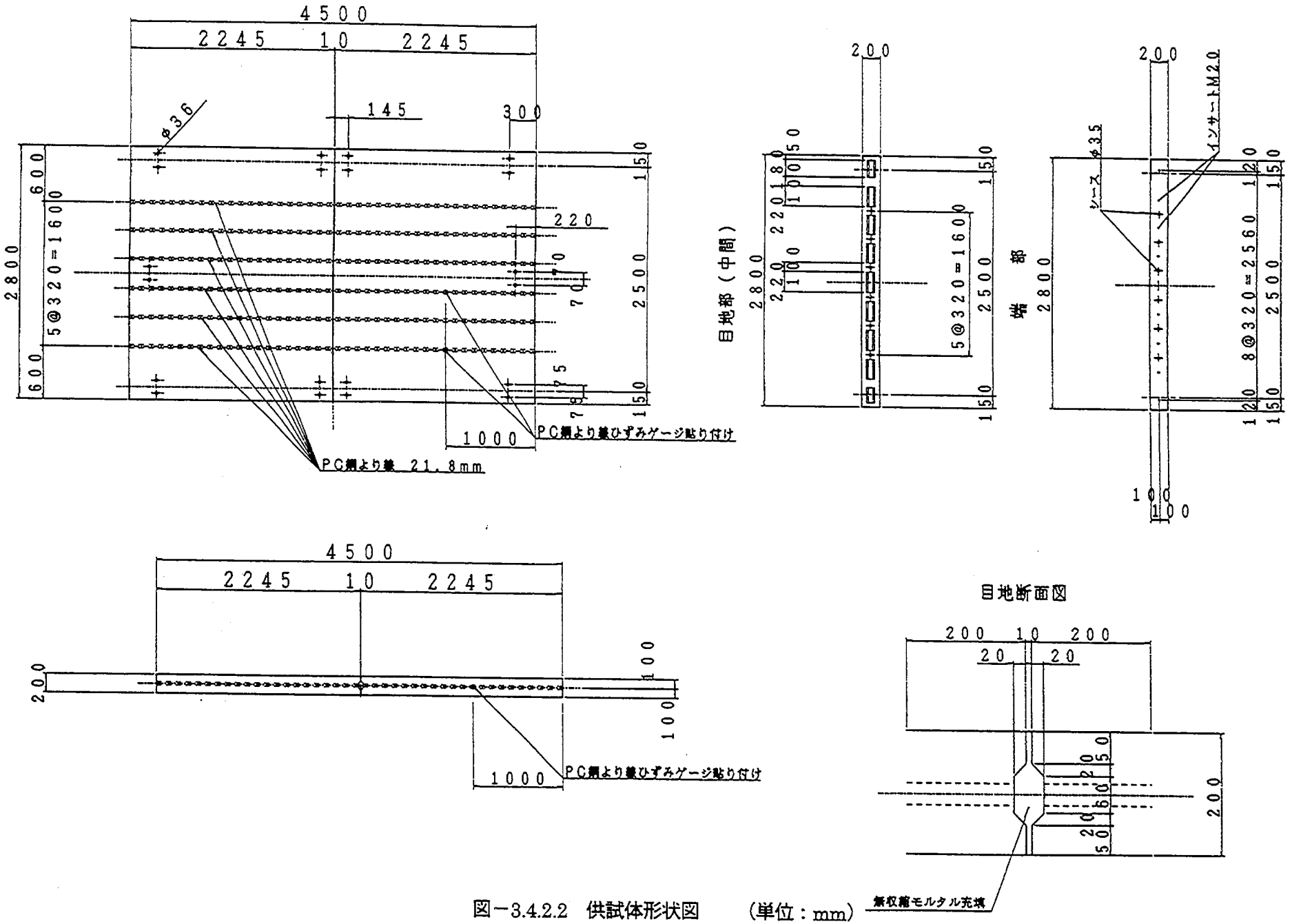
⑤ 養生の方法

コンクリート打設直後より設計基準強度の 80%まで加温養生

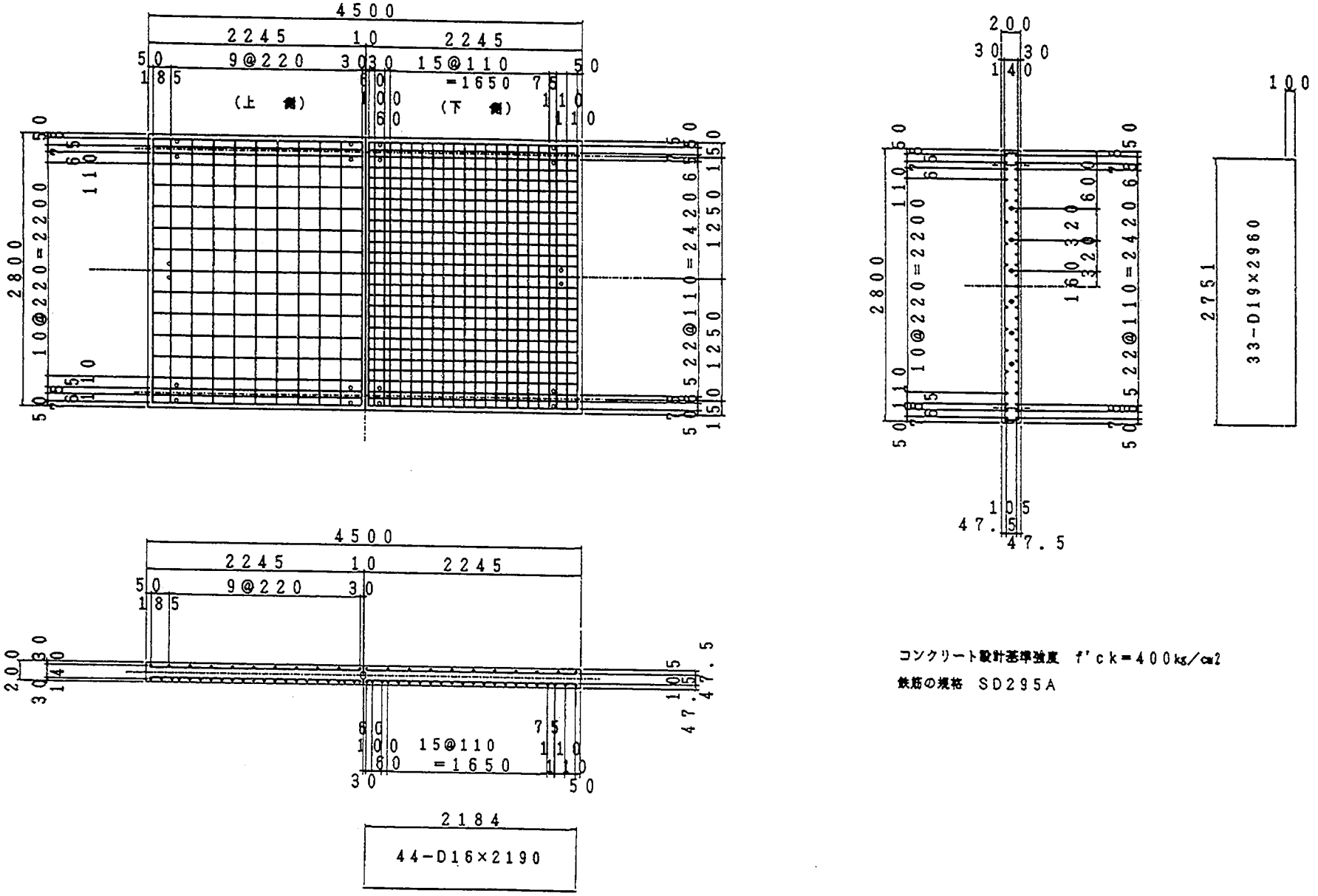
加温養生後は試験時まで自然環境下で養生

表－3.4.2.1　コンクリートの配合

配合強度 (N/mm²)	W／C (%)	s／a (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位量 (kg/m³)				
					C	W	S	G	混和剤
47.5	39.0	40.0	8.0±2.5	5.0±1.5	410	160	676	1026	3.28



図－3.4.2.2　供試体形状図　　（単位：mm）



図－3.4.2.3 供試体配筋図 （単位：mm）

⑥ コンクリート打設立会者氏名

・日時：平成10年4月8日（水）

・場所：昭栄コンクリート工業（株）福島工場（福島県田村郡大越町）

・立会者氏名（敬称略）

建設省土木研究所	内田賢一
〃	松尾伸二
(財) 土木研究センター	山本親志
〃	三木正久
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
(株)富士ピーエス	猪川　充

5) 計測項目、箇所について

内部鉄筋のひずみゲージ設置位置を図－3.4.2.5に、変位計等の計測器の設置位置を図－3.4.2.6に示す。計測項目は以下に示すとおりである。

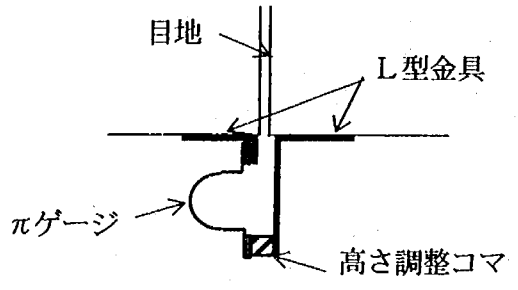
・静的：たわみ、鉄筋のひずみ、コンクリートのひび割れ発生状況、、目地の開きと段差

・動的：たわみ、鉄筋のひずみ、目地の開きと段差

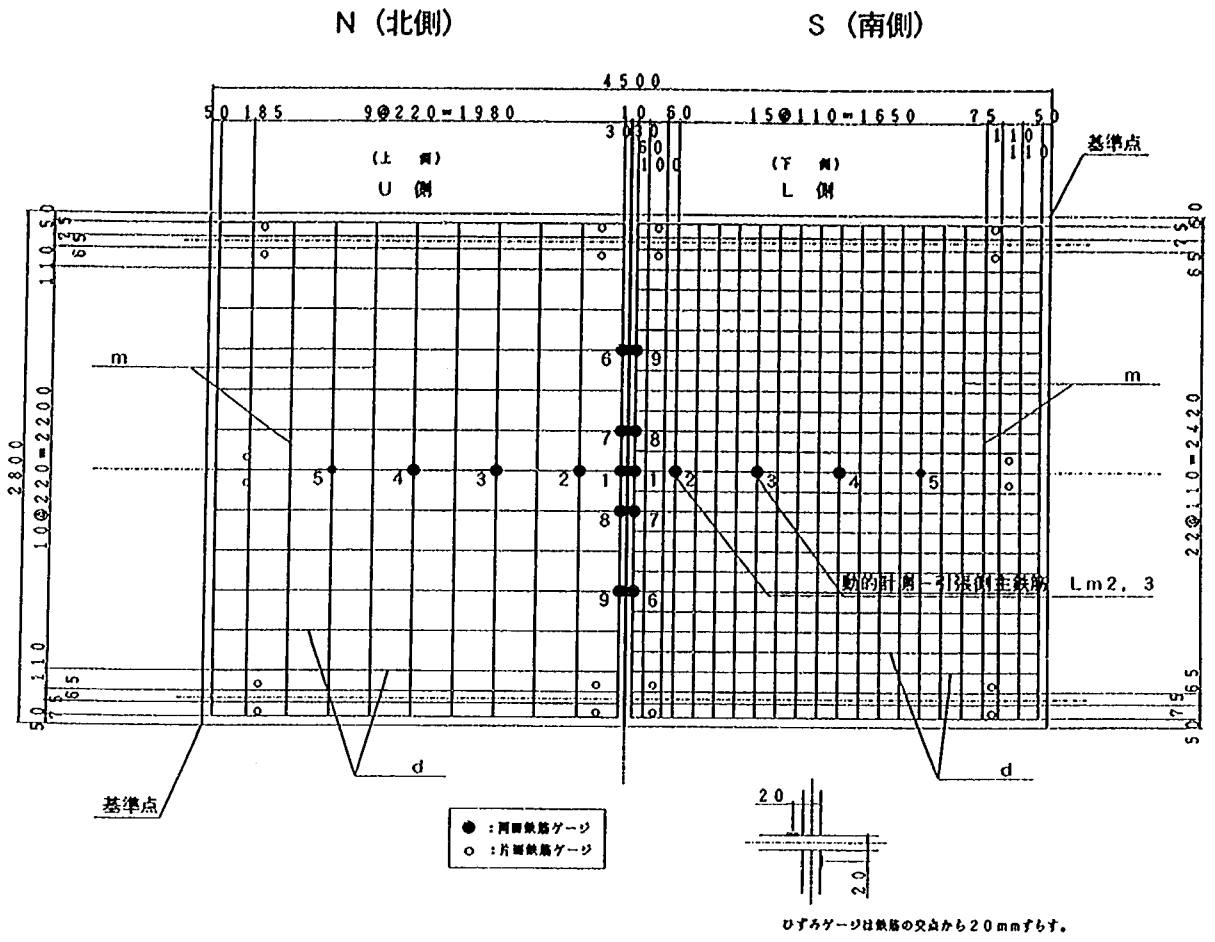
目地の開き、段差はπゲージによって計測する。ただし、段差計測用πゲージは図－3.4.2.4 に示す L 型金具によって固定するため、開き方向の変位の影響を受けるが、本試験ではその影響を無視し計測結果を段差とする。

6) 破壊の形態について

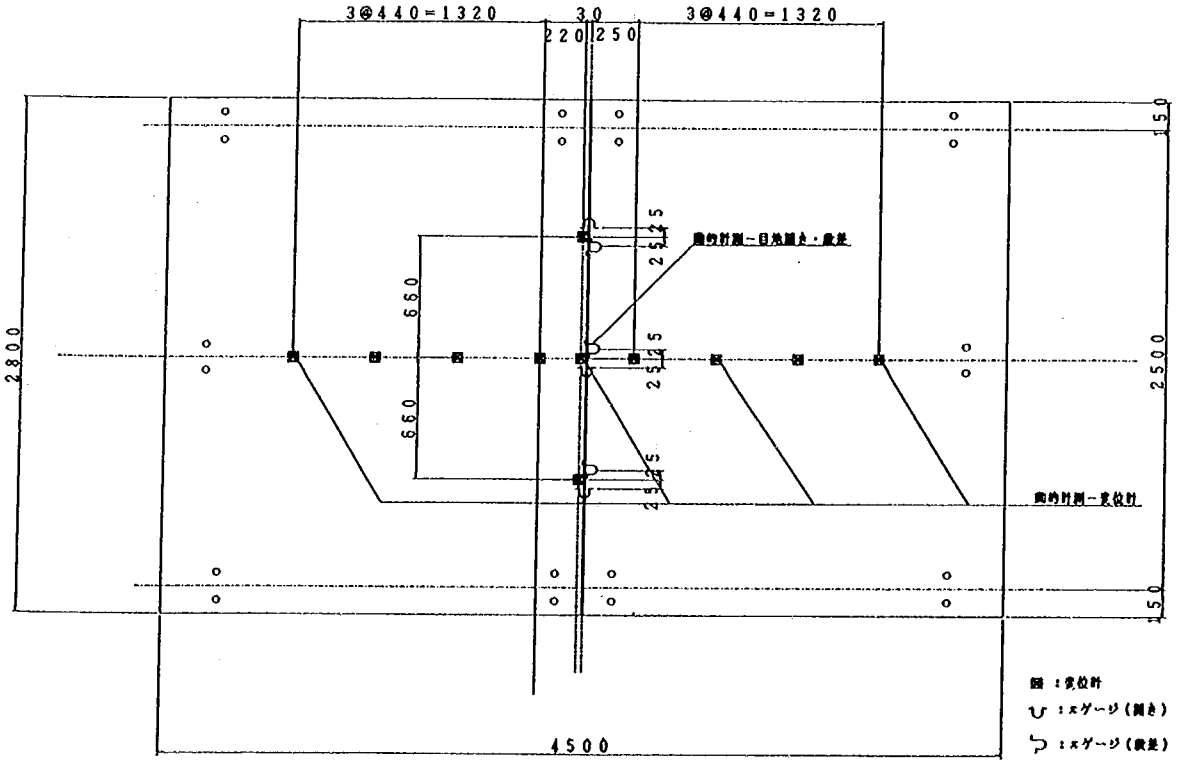
予想される破壊形態は押し抜きせん断形で、プレストレスが導入されている方向は過去の経験より、広範囲に破壊するものと考えられる。



図－3.4.2.4　目地の段差測定



図－3.4.2.5　鉄筋ひずみゲージの設置位置　　（単位：mm）



図－3.4.2.6　変位計等の設置位置　　（単位：mm）

(2) 試験結果

1) 材料試験結果

① コンクリート、目地材、シース内グラウトの材料試験結果

コンクリートの材料試験結果を表－3.4.2.2、3.4.2.3 に示す。試験開始時のデータは建設省土木研究所によるもので、他は社内管理値である。試験時のコンクリートの実強度は設計基準強度の 1.3 倍であったが、土木学会のコンクリート標準示方書設計編の面部材における設計押し抜きせん断耐力式を参考にすれば、コンクリートの圧縮強度は平方根で耐力に関係するので、試験結果への影響は少ないものと考えられる。

表－3.4.2.4 は目地充填材料、表－3.4.2.5 はシース内グラウトの圧縮強度試験結果で、社内管理値である。

表－3.4.2.2　圧縮強度試験結果

材令	番号	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	ポアソン比
σ14	1	349	44.4	———	———
	2	366	46.6	———	———
	3	355	45.2	———	———
	平均	357	45.4	———	———
σ28	1	348	44.3	35	0.141
	2	388	49.4	34	0.157
	3	380	48.4	33	0.156
	平均	372	47.4	34	0.151
σ61 (試験開始)	1	423	53.9	34	0.173
	2	369	47.0	31	0.151
	3	434	55.3	33	0.174
	平均	409	52.1	33	0.166

表－3.4.2.3　引張強度試験結果

材令	番号	最大荷重 (kN)	引張強度 (N/mm^2)
σ28	1	84	2.7
	2	108	3.4
	3	109	3.5
	平均	100	3.2
σ61 (試験開始)	1	98	3.1
	2	118	3.7
	3	96	3.0
	平均	104	3.3

表－3.4.2.4 目地材の圧縮強度試験結果

材令	番号	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm^2)
σ3	1	103	53
	2	93	47
	3	93	47
	平均	96	49

表－3.4.2.5　シース内グラウトの圧縮強度試験結果

材令	番号	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm^2)
σ16 (試験開始)	1	82	42
	2	84	43
	3	98	50
	平均	88	45

② 鉄筋、ＰＣ鋼材の材料試験結果

本試験に使用した鉄筋とＰＣ鋼より線の引張強度試験結果を、表－3.4.2.6、3.4.2.7 に示す。鉄筋の試験結果は建設省土木研究所によるもので、ＰＣ鋼より線の値は工場出荷時の試験成績表によるものである。

表－3.4.2.6　鉄筋の引張強度試験結果

種類	番号	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	降伏点応力 (N/mm^2)	降伏点ひずみ (μ)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)
D16	1	68	99	344	2164	499	27.5
	2	68	99	343	2188	498	25.1
	3	68	99	342	2189	501	25.4
	平均	68	99	343	2180	499	26.0
D19	1	102	153	356	2164	534	——
	2	102	153	356	2188	534	20.8
	3	102	153	356	2189	534	17.0
	平均	102	153	356	2180	534	18.9

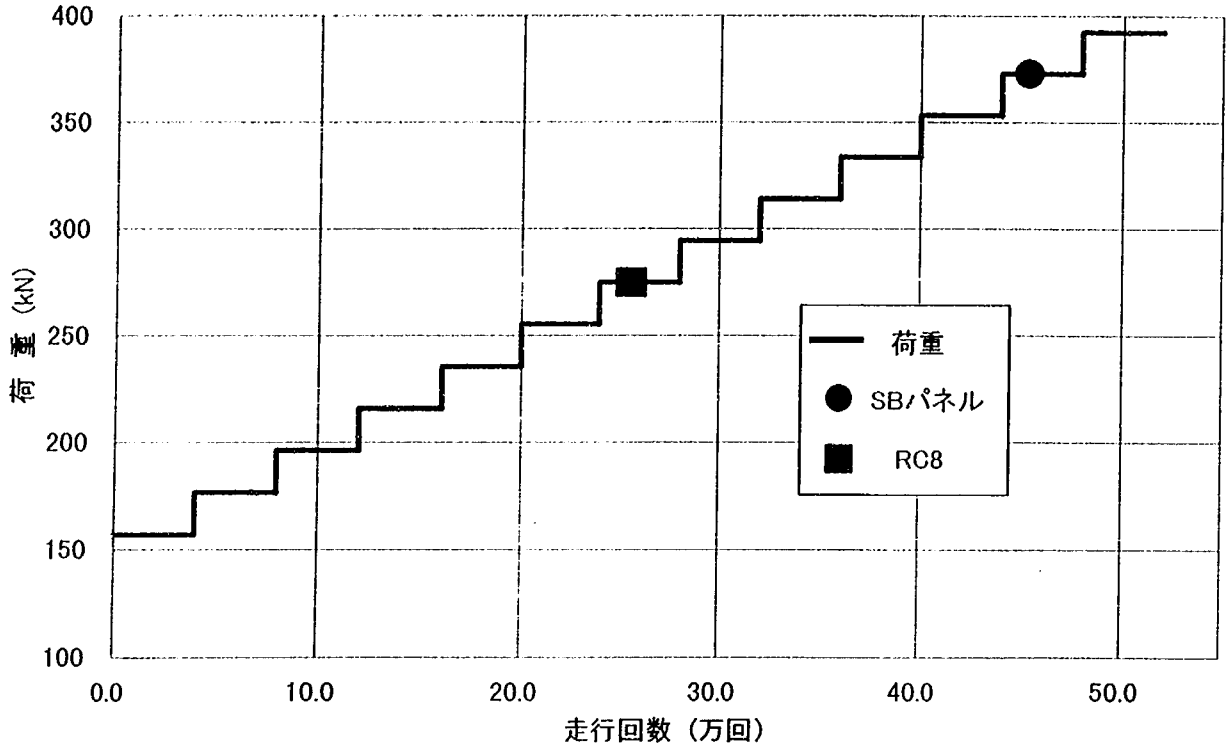
表－3.4.2.7　ＰＣ鋼より線の引張強度試験結果

線径 (mm)	断面積 (mm2)	降伏荷重 (kN)	引張荷重 (kN)	伸び (%)	静弾性係数 (kN/mm2)
21.8	312.9	555	600	5.7(GL.1000)	191

2) 輪荷重走行試験の結果

① 破壊時荷重および走行回数

図－3.4.2.7 に破壊時の荷重と走行回数の関係を示す。図には SB パネル供試体と RC8 供試体の試験結果を示している。SB パネル供試体は載荷荷重 373kN(38tf)、走行回数 453,625 回で破壊し、RC8 供試体は載荷荷重 275kN（28tf)、走行回数 255,469 回で破壊した。

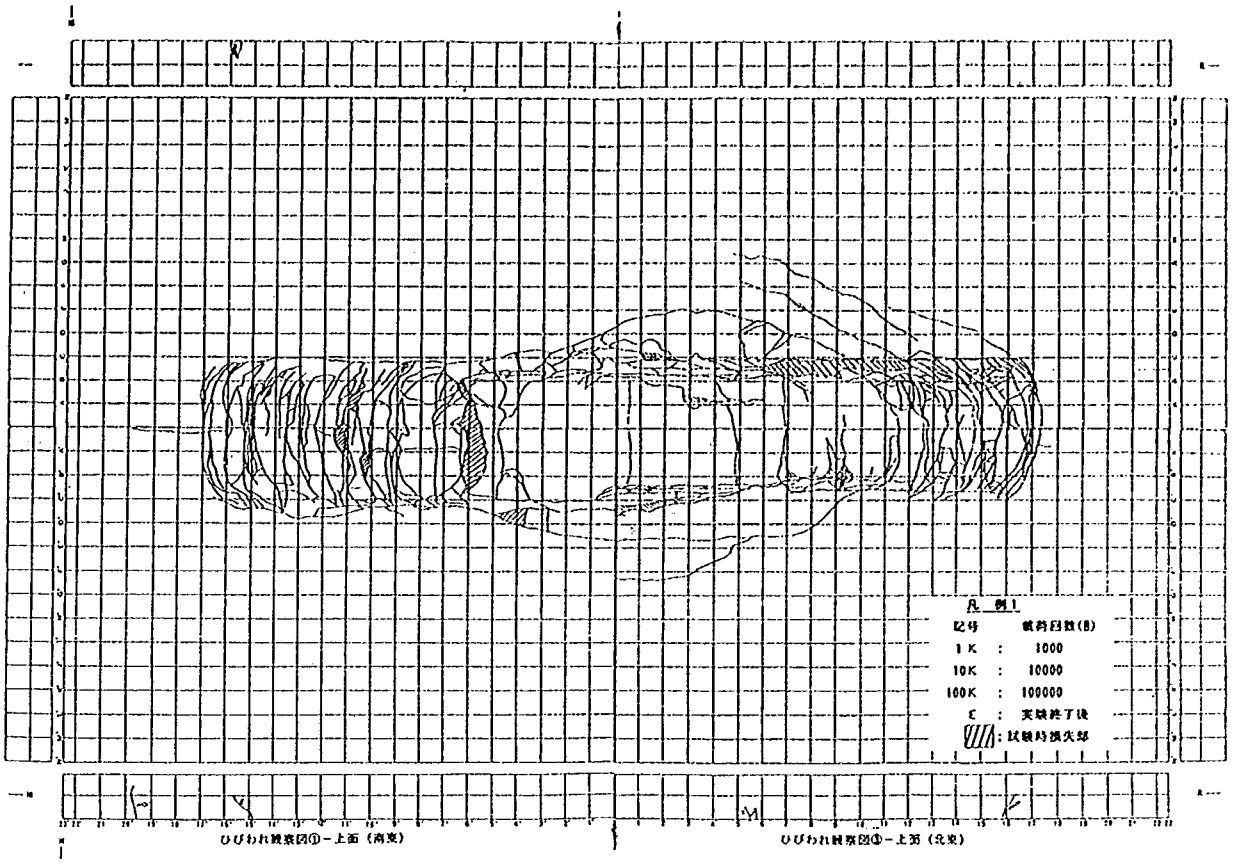


図－3.4.2.7　荷重と走行回数の関係

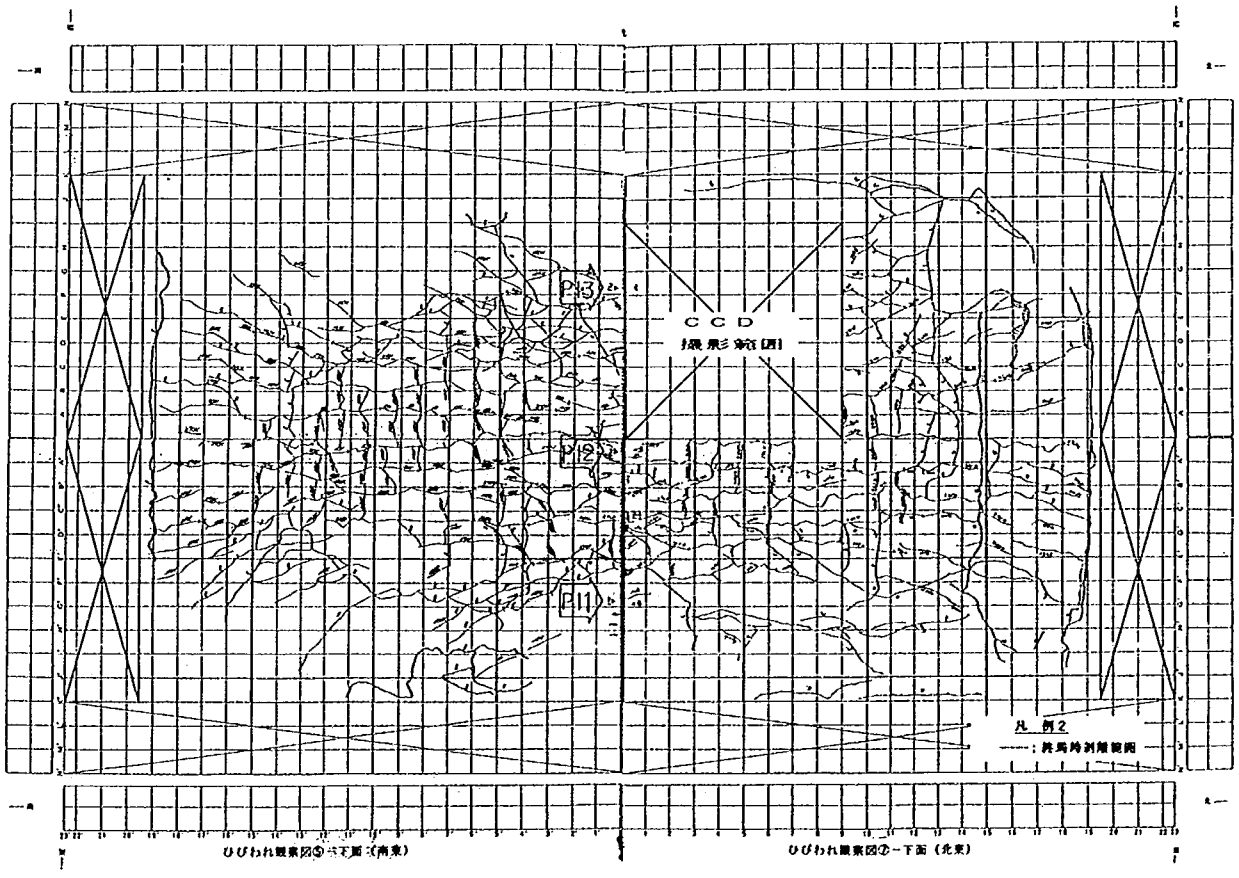
② 破壊形態

図－3.4.2.8 に試験後のひび割れ状況を、図－3.4.2.9 に切断面のスケッチを示す。破壊形態は押し抜きせん断型で、広範囲に陥没変形した。破壊時の状況は、中央のたわみが急増した後に目地部から煙状の粉が噴出し、その後、荷重の移動にあわせて陥没破壊が進行するものであった。

表－3.4.2.8 に切断後の床版厚さの実測結果を示す。破壊が広範囲であるためデータ数が少ないものの、すべてが+2mm 以内の範囲で道示のＲＣ床版の許容誤差（-10mm～+20mm）を満足している。



a．上面



b．下面

図－3.4.2.8　試験後のひび割れ発生状況

表－3.4.2.8 切断後の床版厚さの実測結果（単位：mm）

A断面南側

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

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断面西側

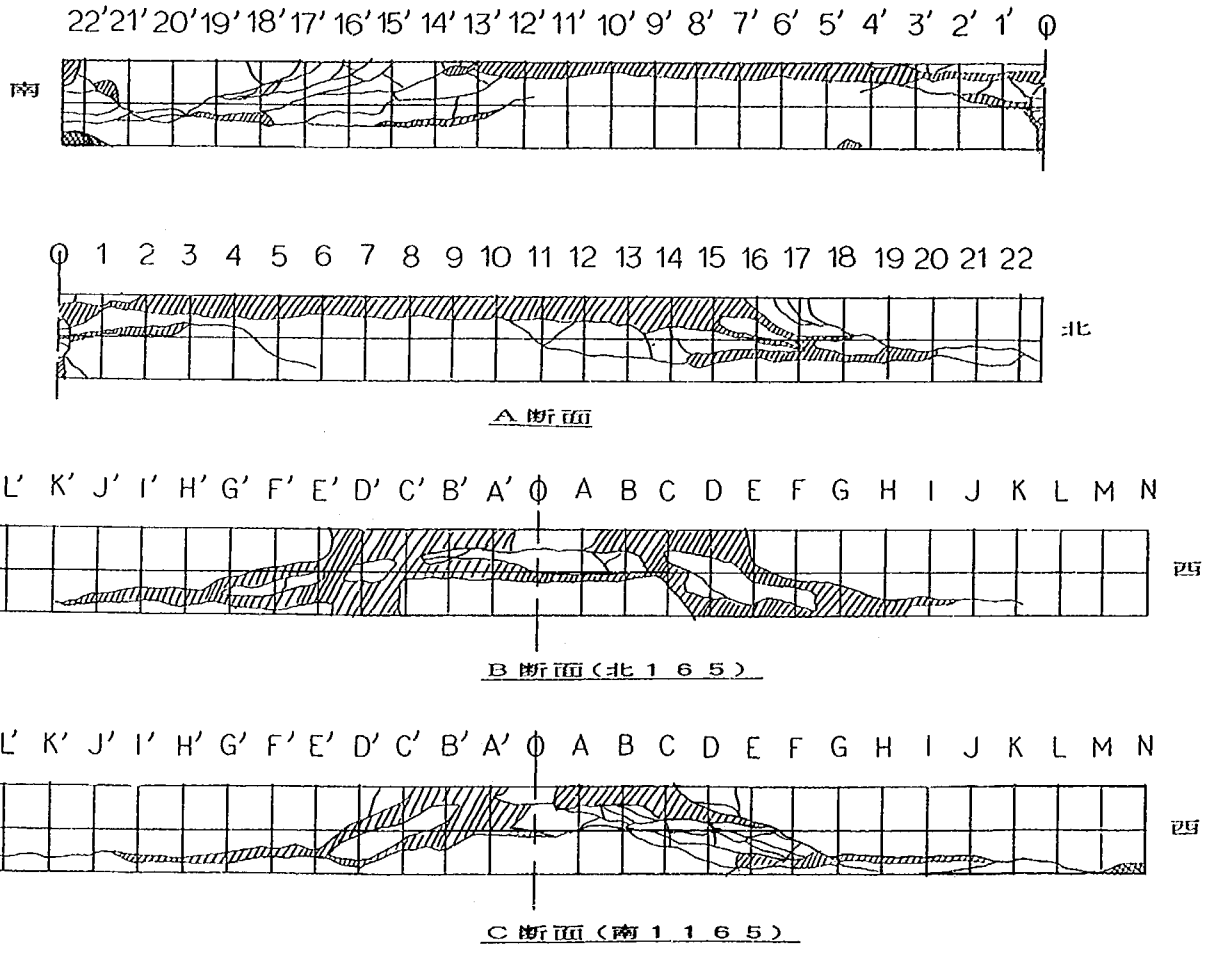
N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
201	201	202	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	202	202	202	201

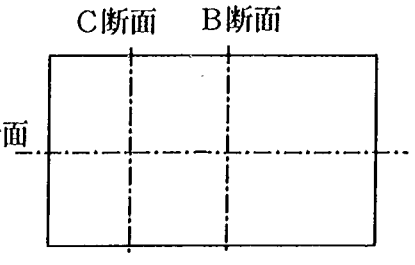
B断面東側

C断面西側

N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

C断面東側



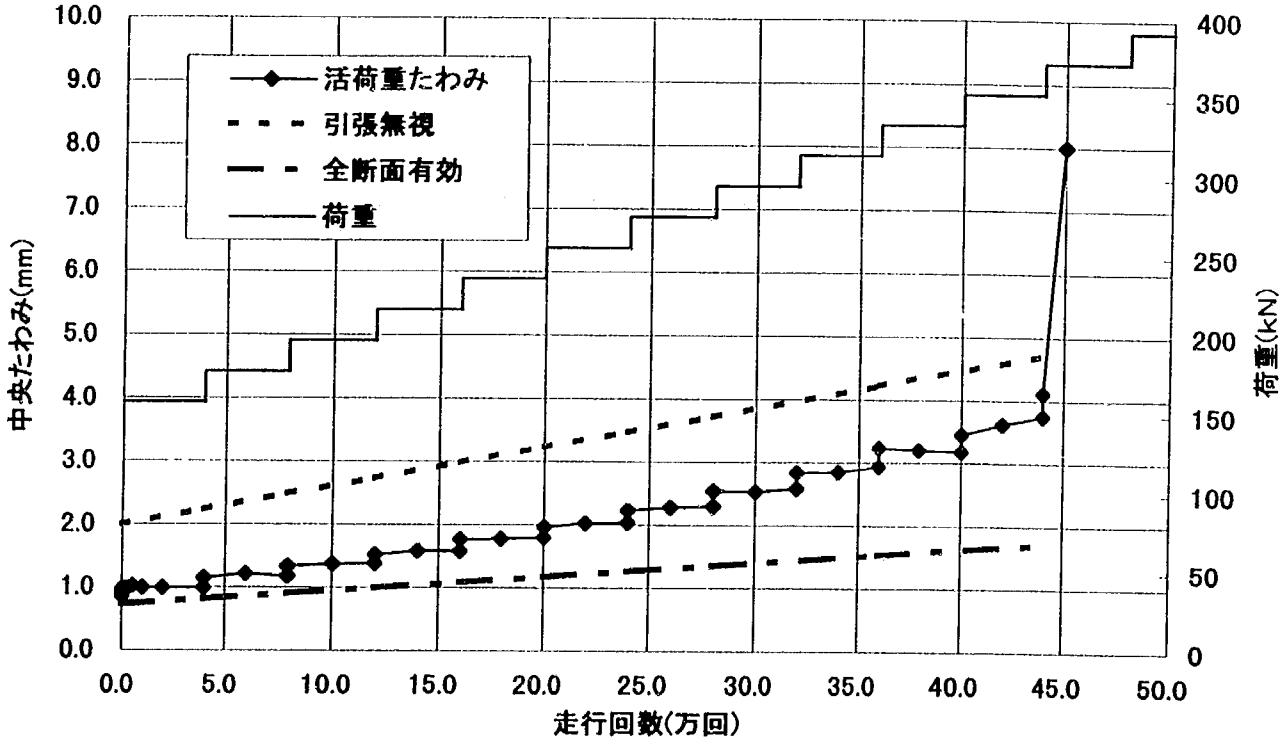


図－3.4.2.9 切断面のスケッチ

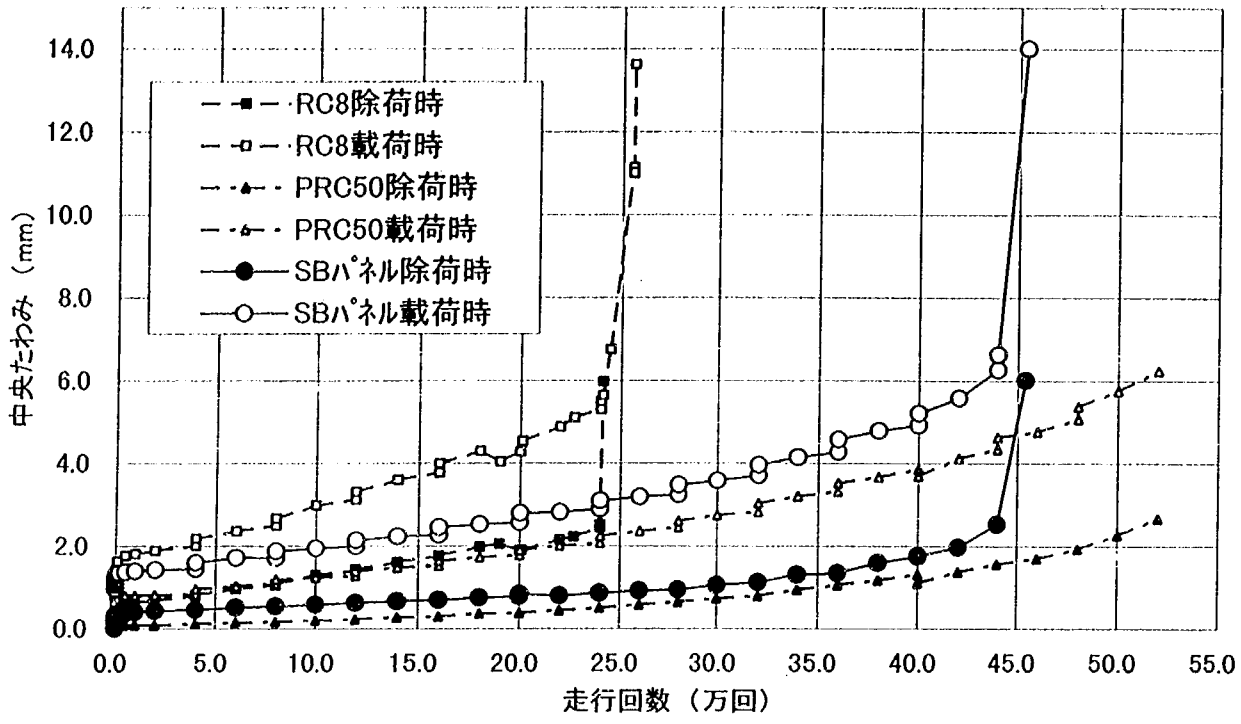
③ たわみの変化

図－3.4.2.10 にたわみの経時変化を示す。図に示すたわみのデータは、所定回数走行後の静載荷による計測結果の推移である。図には版理論によるたわみの計算結果を示しており、試験開始時の活荷重たわみは、計算による全断面有効に近い値を示している。その後、荷重の増加にあわせてたわみ量が引張無視に近づき、4mm を超えるとたわみが急増し破壊に至っている。ここでいう活荷重たわみとは、載荷時たわみから除荷時たわみを減じたものである。なお、版理論による計算では、コンクリートの弾性係数を 29k N/mm ^{2} (3.0 $\times 10^5$ kgf/cm^2)、ポアソン比を 0.167 とした。

図－3.4.2.11 には載荷時たわみの比較用として RC8 供試体と、PRC50 供試体の結果を示している。本供試体の結果は載荷荷重 353kN(36tf)、走行回数約 40 万回までは載荷時たわみ、除荷時たわみともに PRC50 とほぼ平行に推移しており、載荷時たわみで PRC50 より本供試体の方が 2 割程度大きい値となっている。最終段階では載荷荷重 353kN (36tf)、走行回数約 40 万回を超えた付近から載荷時たわみが急増し、453,625 回で破壊した。破壊直前の荷重－たわみ関係の急激な変化点のたわみ量は、載荷時が約 6.6mm、除荷時で約 2.5mm と RC8 に類似していた。

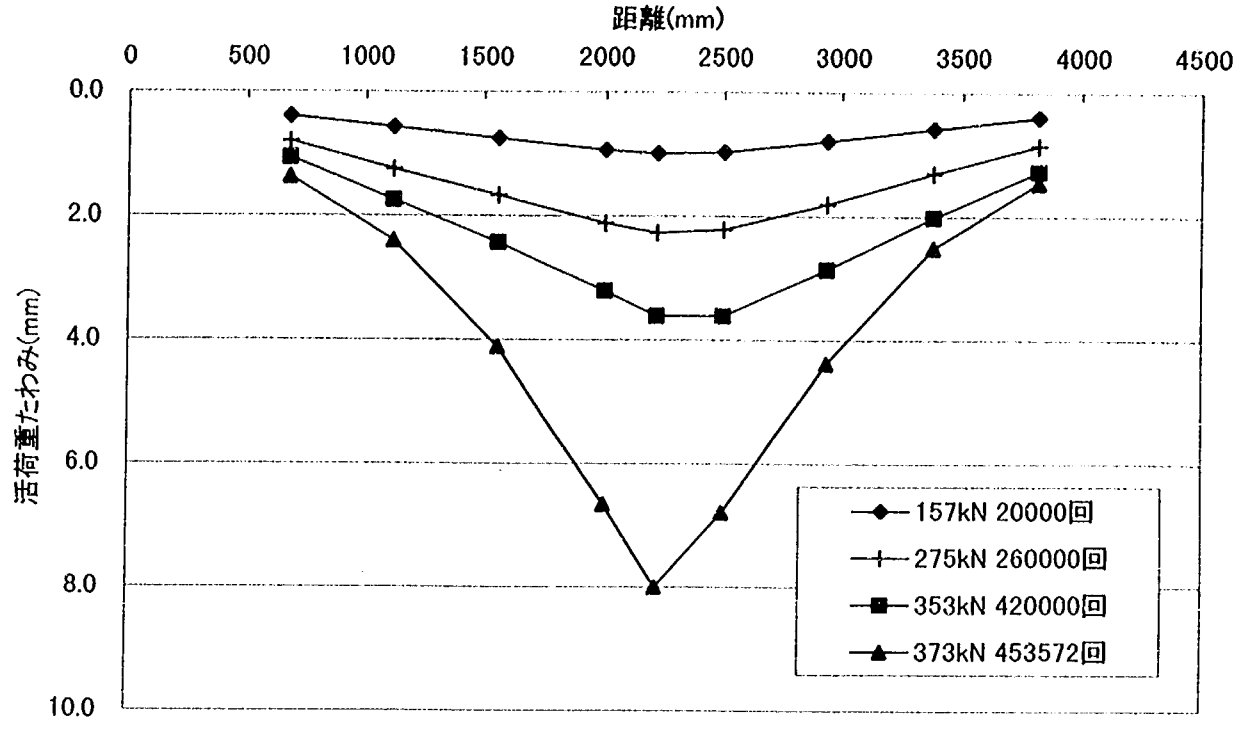


図－3.4.2.10　たわみの経時変化（理論計算値との比較）

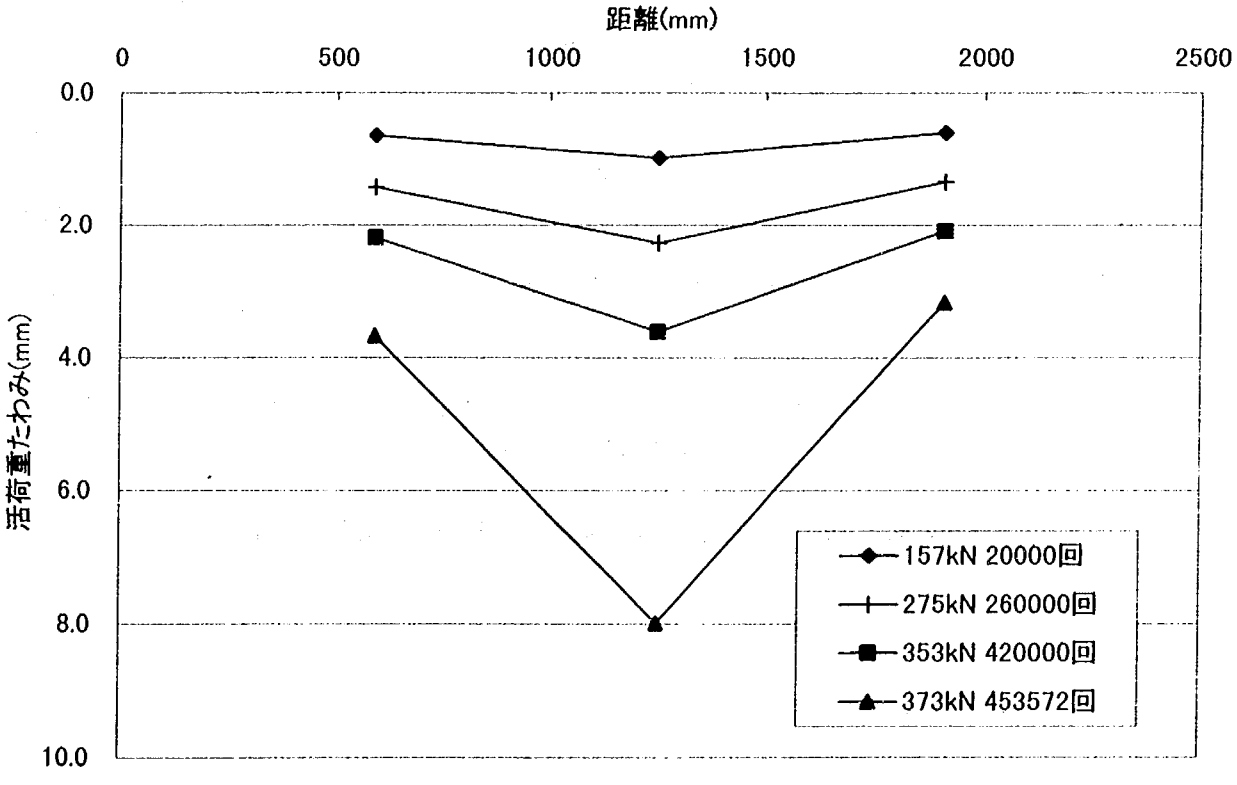


図－3.4.2.11　たわみの経時変化（RC8、PRC50との比較）

橋軸方向と支点方向の活荷重たわみの分布を図－3.4.2.12、3.4.2.13 に示す。載荷荷重 157kN(16tf)から 353kN(36tf)までは荷重レベルにあわせてたわみが増加しており、破壊直前の載荷荷重 373kN(38tf)でたわみが急増している。



図－3.4.2.12　橋軸方向の活荷重たわみ分布



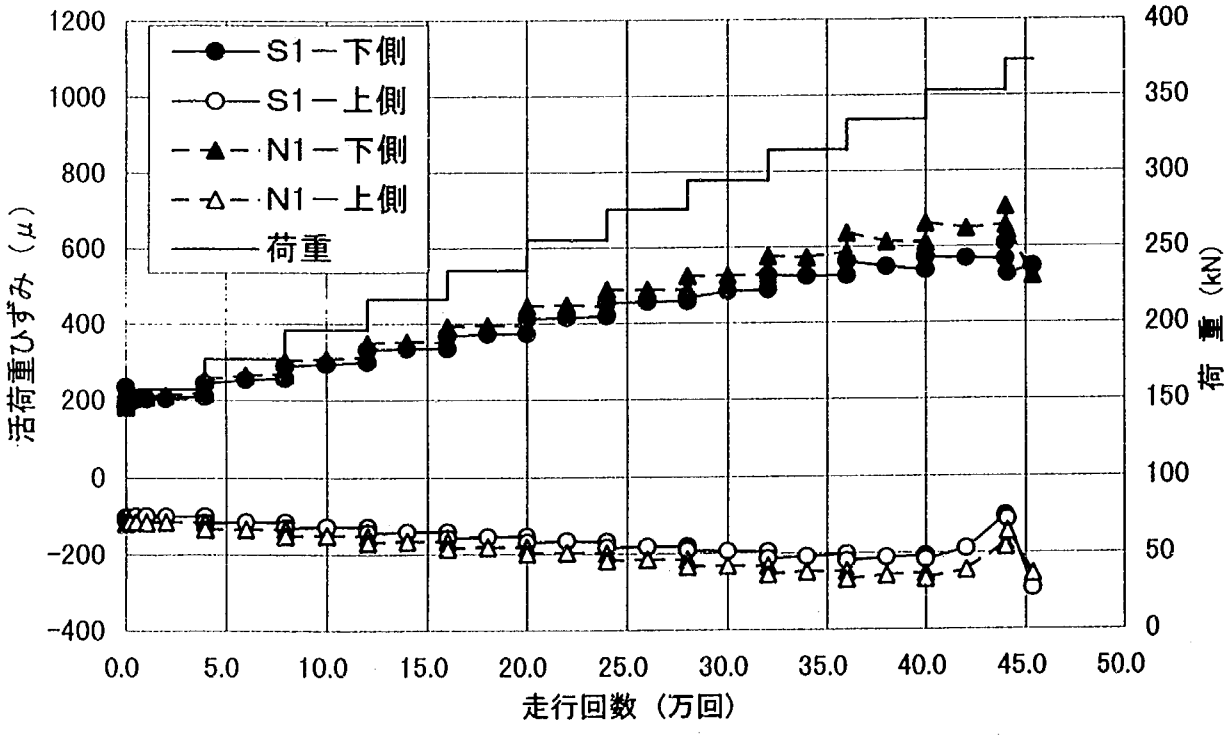
図－3.4.2.13　支点方向の活荷重たわみ分布

④ 鉄筋ひずみの変化

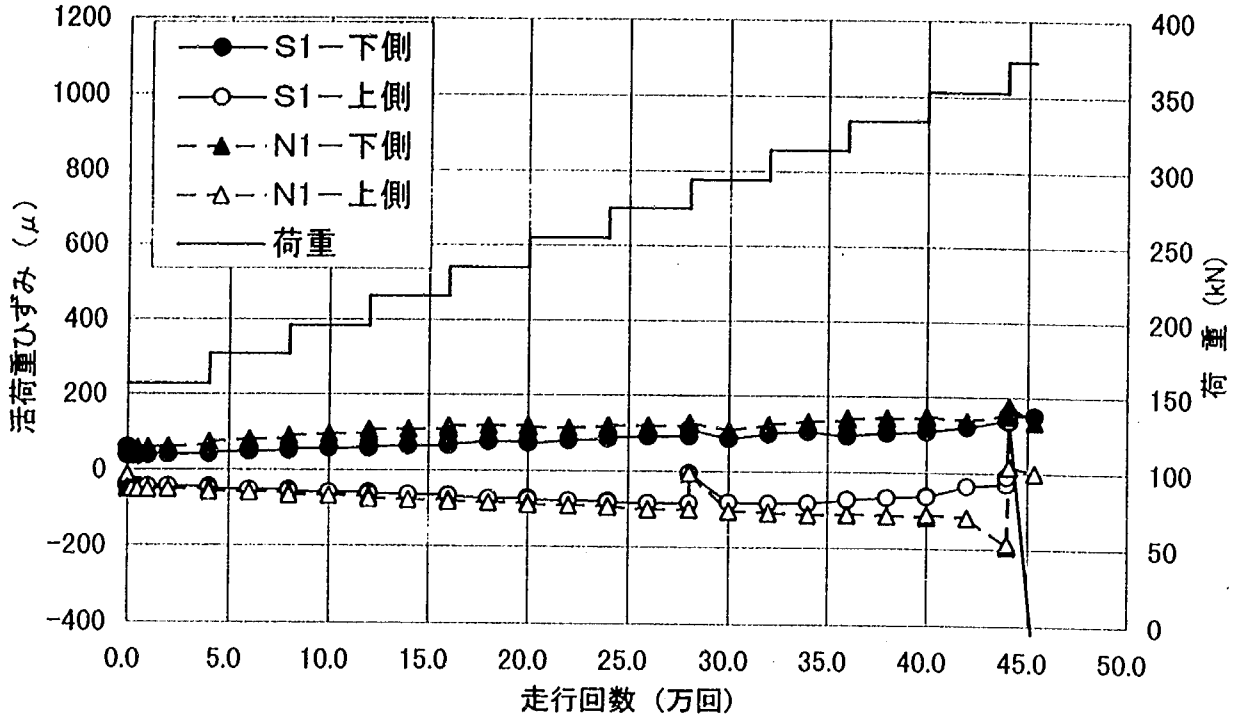
目地部主鉄筋と配力鉄筋のひずみの経時変化を図－3.4.2.14、3.4.2.15 に示す。目地を挟んだ両側の引張側主鉄筋のひずみ発生状況はほぼ同等で載荷荷重 372kN(38tf)、走行回数約 44 万回で最大値を示し（606μ、704μ）、破壊まで降伏ひずみを超えなかった。配力鉄筋のひずみ発生レベルは主鉄筋よりも小さく、引張側、および圧縮側の両方の値が±200μの範囲内で推移していた。図－3.4.2.16 に目地部の主鉄筋と配力鉄筋による走行回数毎の維ひずみの分布を示す。主鉄筋断面の計算上の中立軸は 7.5cm で破壊までの実測結果とほぼ一致している。プレストレスを導入している配力鉄筋断面では載荷荷重 294kN(30tf)、走行回数約 30 万回までは中立軸が断面中心にあり、その後の荷重増加にともない上方へ移動している。図－3.4.2.17 は目地部の主鉄筋から橋軸方向に 220mm 離れた位置の主鉄筋ひずみの経時変化を示したもので、引張側は目地部の値より平均で約 30%小さく、圧縮側は目地部とほぼ同等の値であった。

⑤ ＰＣ鋼より線ひずみの変化

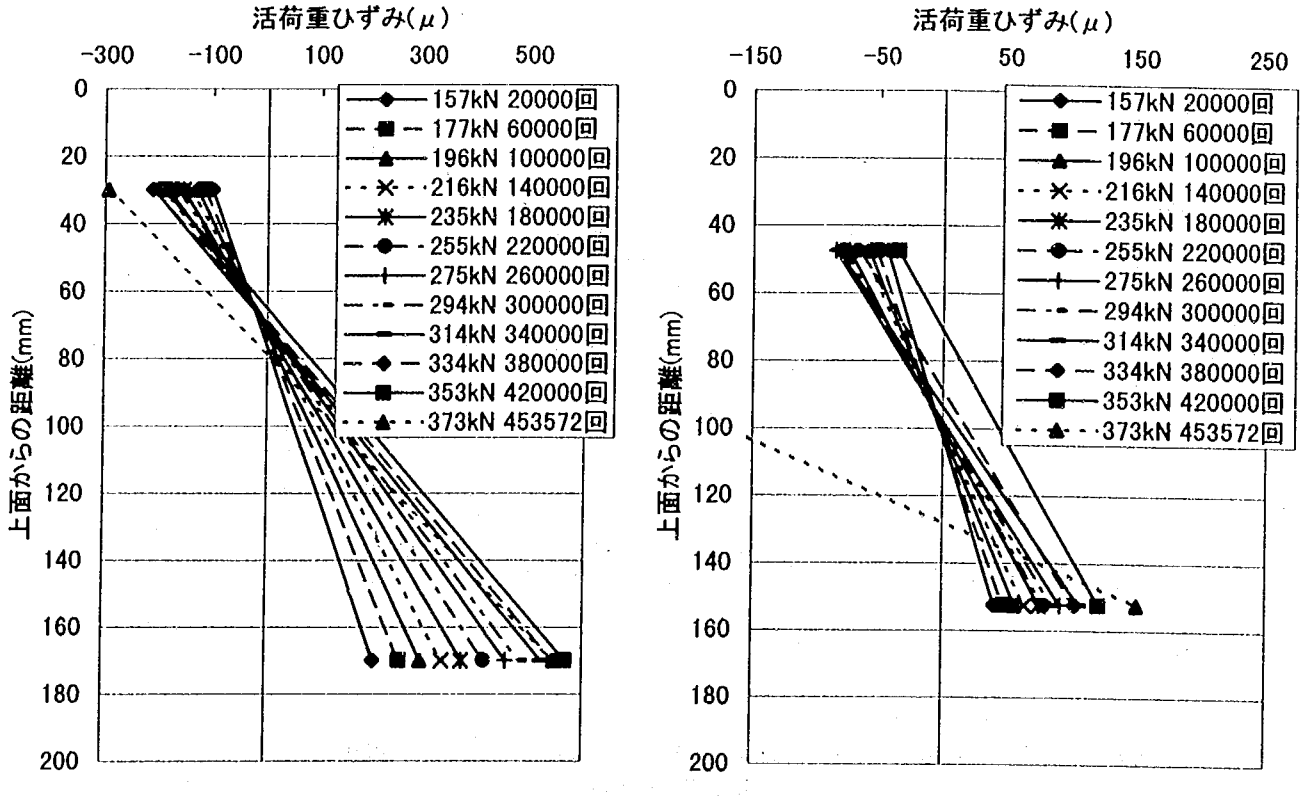
図－3.4.2.18 にＰＣ鋼より線ひずみの経時変化を示す。ひずみの発生レベルは破壊まで小さいが、載荷荷重 294kN(30tf)、走行回数 30 万回から増加傾向にある。



図－3.4.2.14　目地部主鉄筋ひずみ（S1，N1）の経時変化

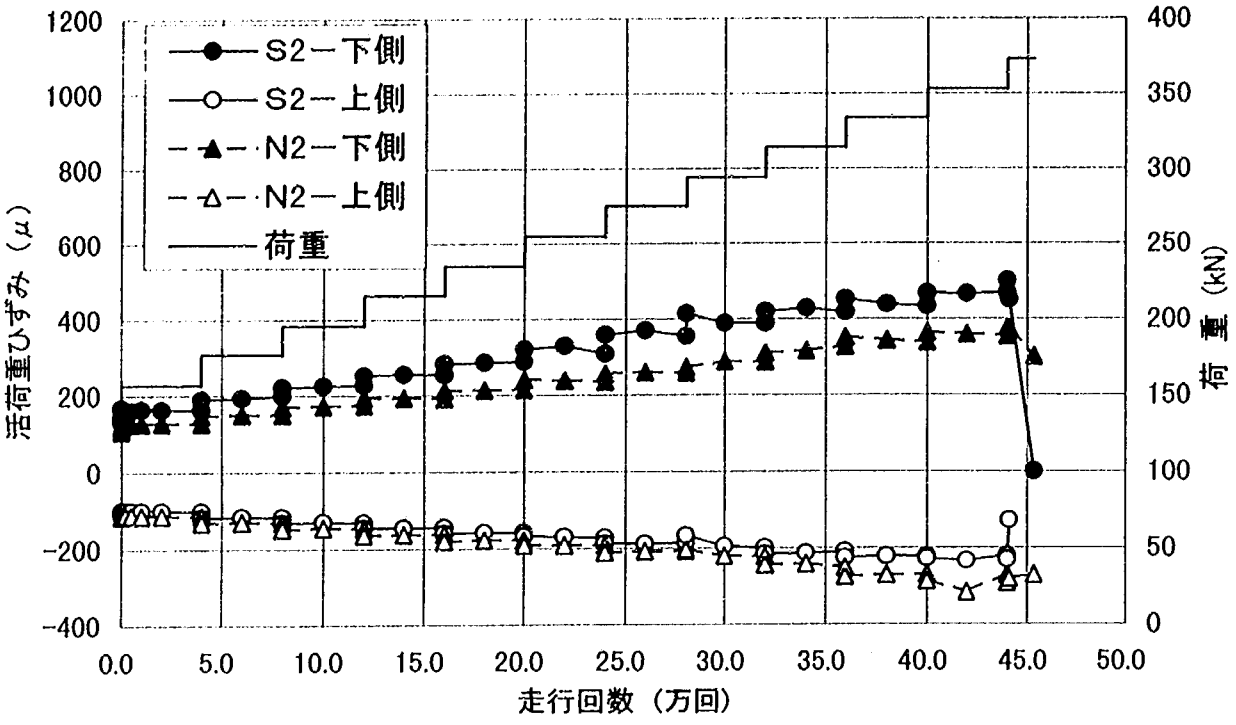


図－3.4.2.15　目地部配力鉄筋ひずみ（S1，N1）の経時変化

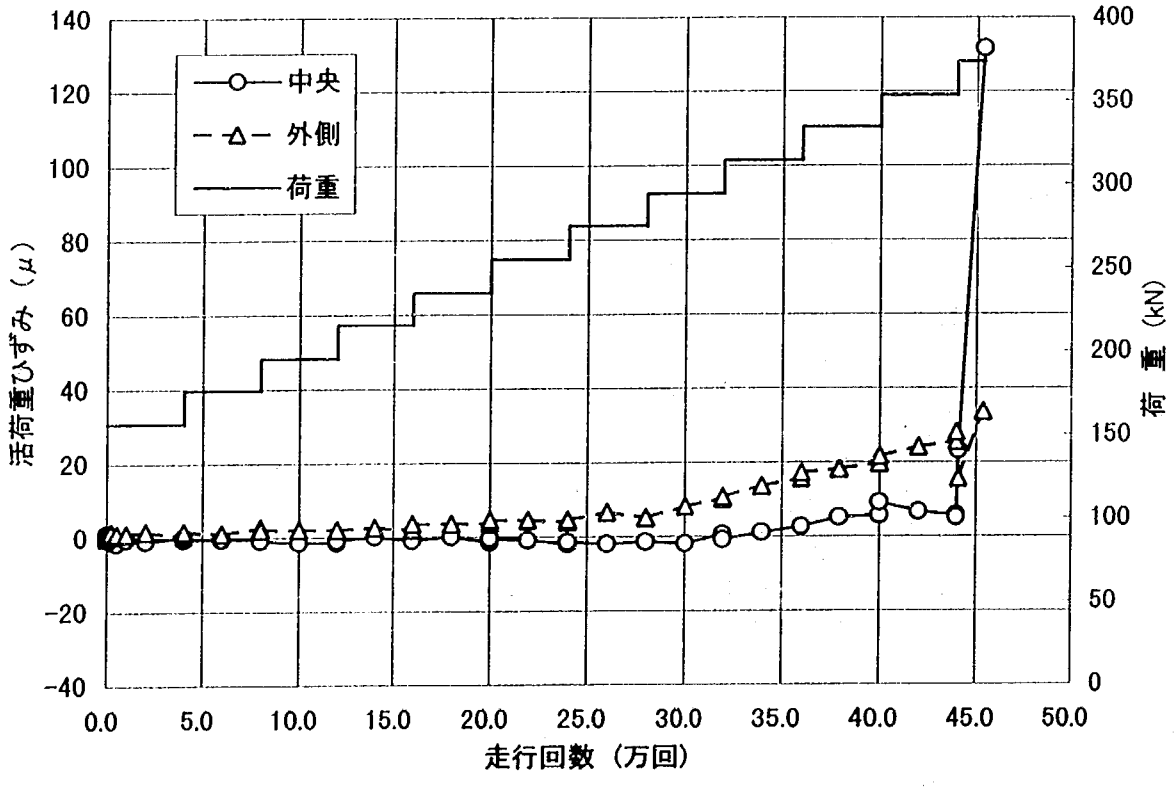


a．主鉄筋断面　　b．配力鉄筋断面

図－3.4.2.16　維ひずみの分布



図－3.4.2.17　目地部主鉄筋ひずみ（S2，N2）の経時変化

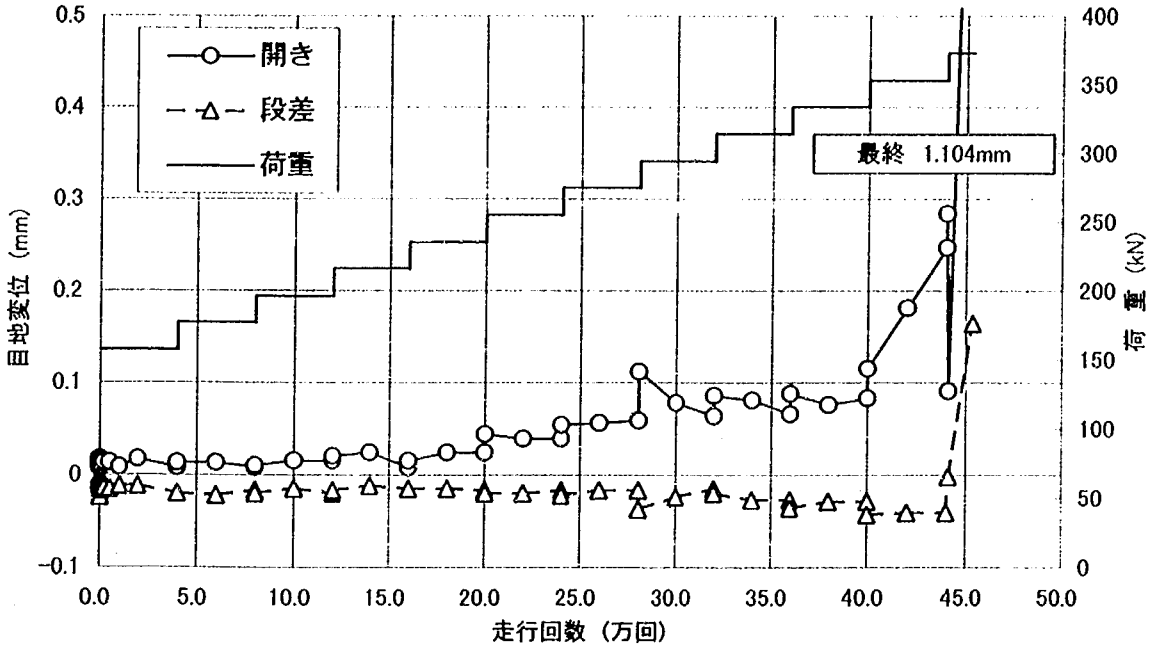


図－3.4.2.18　ＰＣ鋼より線ひずみの経時変化

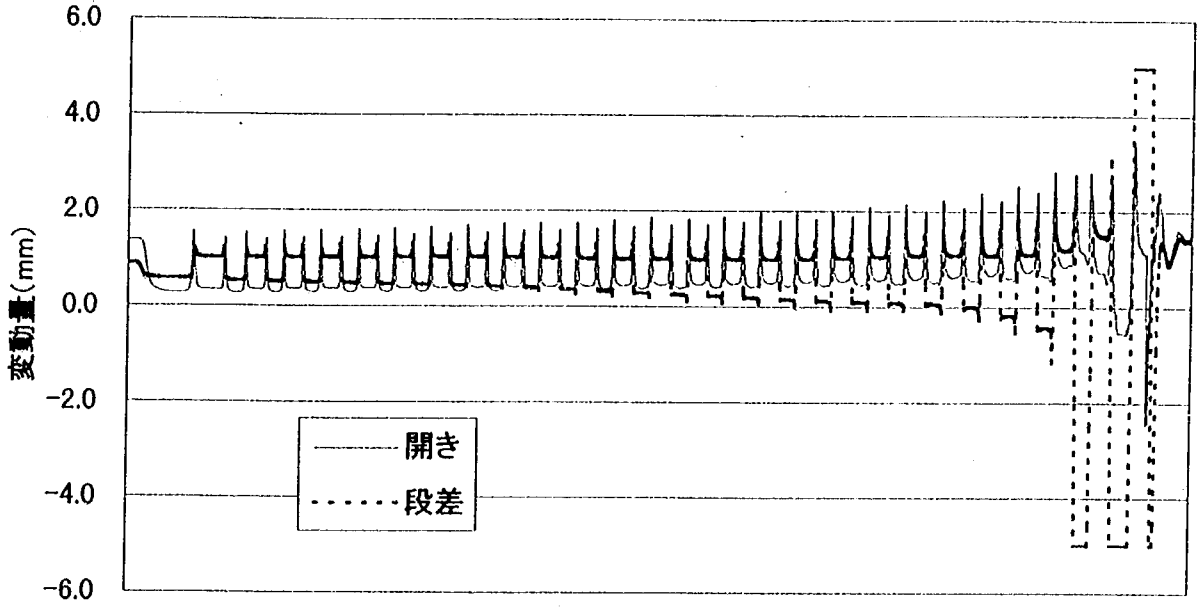
⑥ 目地部の状況

床版中央部の目地部の開き・段差の経時変化を図－3.4.2.19 に示す。開きは載荷荷重 255kN(26tf)、走行回数 20 万回から増加し、最終破壊前で 0.28mm であった。段差量は目地直上の静的載荷の結果では大きな変化が認められなかった。図－3.4.2.20 に動的計測の結果を示すが、破壊寸前(約 1 分前)まで目地部に異常な動きはなかった。

目視による目地部の充填材と床版との打ち継ぎ部のひび割れ（縁切れ）は、載荷荷重 334kN(34tf)、走行回数 36 万回から発生している。



図－3.4.2.19　目地中央部の開き・段差の経時変化

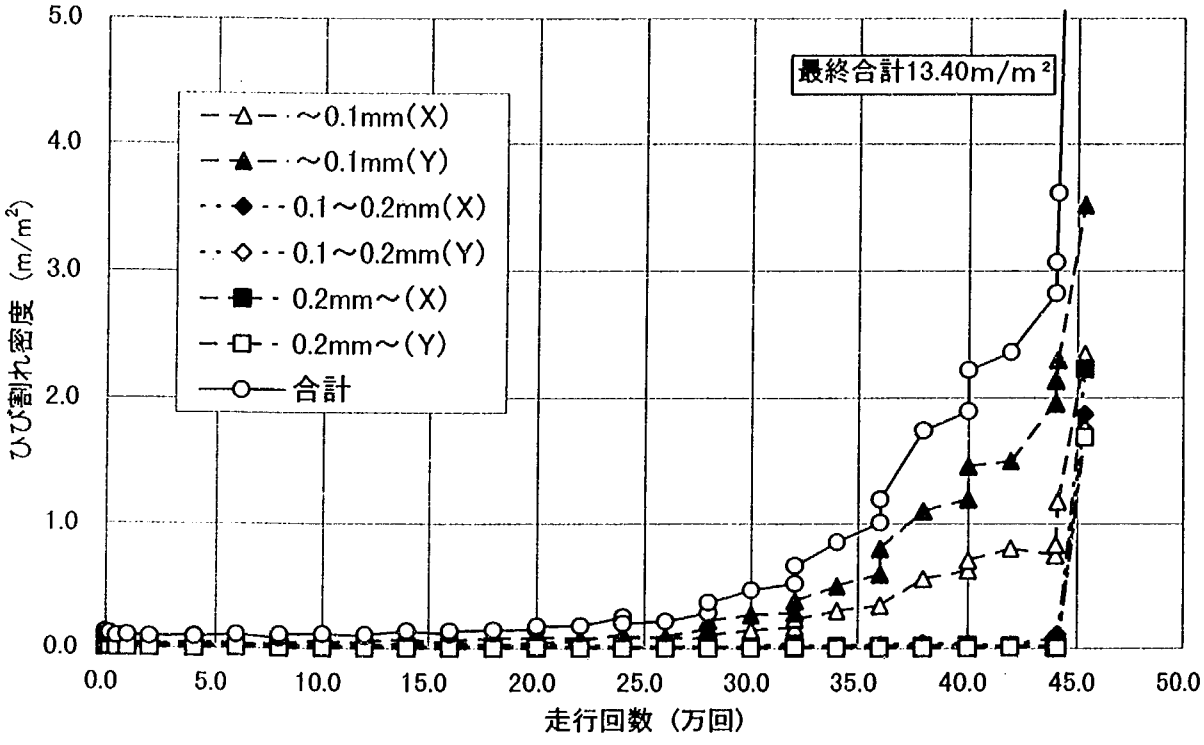


図－3.4.2.20　破壊直前の目地の動き（動的計測結果）

⑦ コンクリートのひび割れ発生状況

ひび割れは載荷荷重 157kN(16tf)、走行回数 100 回から支間中央に橋軸方向のものが部分的に発生し、載荷荷重 196kN(20tf)、走行回数 9 万回から中央付近でつながっている。その後載荷荷重 275kN(28tf)、走行回数 27 万回までは橋軸方向のひび割れが支点に近い範囲まで増加し、載荷荷重 294kN（30tf)、走行回数 29.5 万回で橋軸直角方向のひび割れが発生し始めている。載荷荷重 353kN(36tf)、走行回数 40 万回では軌道直下付近のひび割れが格子状になっている。

ひび割れ密度は図－3.4.2.21 に示すとおり載荷荷重 294kN(30tf)、走行回数約 30 万回から増加し、最終破壊時で 13.4m/m^2 であった。ひび割れ密度の増加は橋軸直角方向のひび割れ発生時期と一致している。



図－3.4.2.21　ひび割れ密度の経時変化

(3) まとめと着目点の考察

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

1) SBパネル供試体は載荷荷重372kN(38tf)、走行回数453,625回で破壊した。走行回数約40万回(353kN、36tf)までのたわみはPRC50結果とほぼ平行に推移した。破壊直前の荷重－たわみ曲線が急変する点でのたわみ量は、載荷荷重275kN(28tf)、走行回数255,649回で破壊したRC8供試体と同等であった。

2)破壊形状は押し抜きせん断形で広範囲に陥没変形した。

3) 目地を挟んだ両側の引張主鉄筋のひずみ発生レベルはほぼ同等で、破壊まで降伏ひずみを超えなかった。配力鉄筋断面の維ひずみの分布では載荷荷重294kN(30tf)、走行回数30万回を超えた時点で中立軸が上方へ移動した。

4) PC鋼より線ひずみは、破壊直前まで発生レベルが小さいものの載荷荷重294kN(30tf)、走行回数30万回から増加傾向を示した。

5) ひび割れ発生状況は、初期の段階では橋軸方向ものが発生しており、載荷荷重294kN(30tf)、走行回数29.5万回から橋軸直角方向のひび割れが発生している。ひび割れ密度の急増点は橋軸直角方向ひび割れの発生時期と一致している。

6) 目視による目地のひび割れ（縁切れ）は載荷荷重334kN(34tf)、走行回数36万回から確認されているが、動的計測の結果では破壊寸前まで異常な動きはなかった。

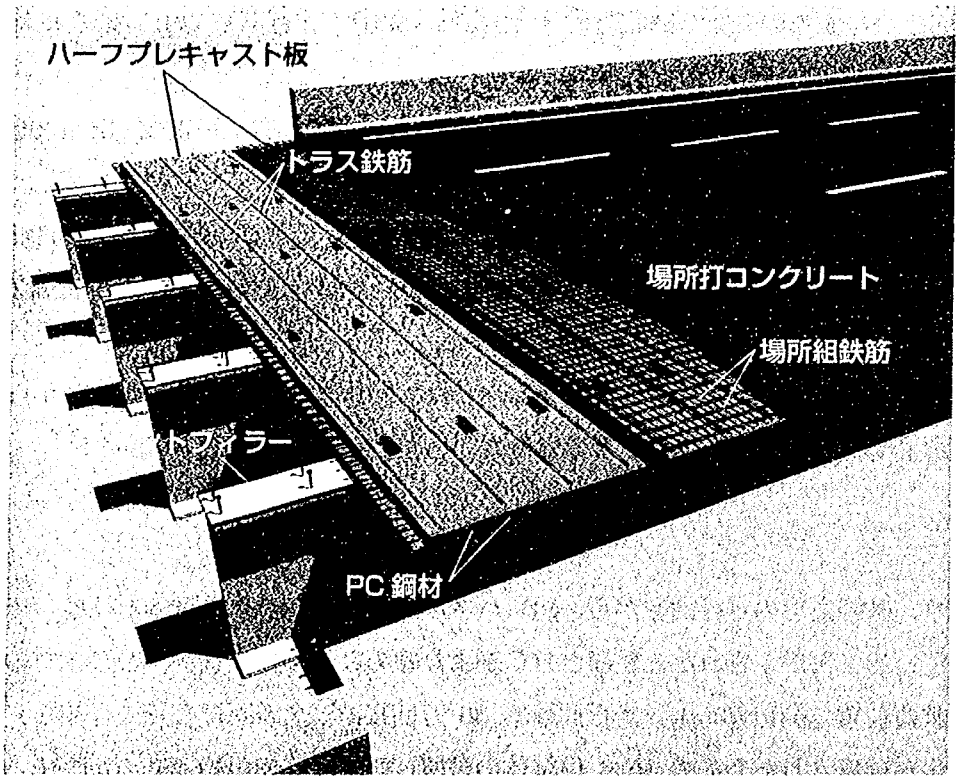
以上の結果より、破壊までの走行回数から、SBパネル供試体はRC8供試体と比較して実用上十分な疲労耐久性を有していることが示された。鉄筋とPC鋼より線のひずみ発生状況、ひび割れの発生状況から、プレストレスは載荷荷重294kN(30tf)、走行回数約30万回までは全断面に有効に作用し、その後、床版下面にひび割れ発生が確認されたもののRC8供試体の破壊した走行回数が約25万回であることを考慮すれば、SBパネル供試体に導入したプレストレス量は実用上問題のないレベルであると考えられる。また、目地部も破壊寸前まで異常な動きがなく、本試験の範囲では床版構造として弱点になっていないことが確認された。

３．４．３　ＢＡＲＤ床版工法

（１）概　要

１）工法の概要

ＢＡＲＤ床版工法は、ハーフプレキャスト工法のひとつで、トラス鉄筋を組み込み、橋軸方向の構造継手を持つ薄いプレキャスト版にプレテンション方式でプレストレスを導入し(PC-Pca 版)、これを型枠・足場兼用として桁上に架設した後、鉄筋の配筋および場所打コンクリートの打設により一体の床版を構築する工法である。図－3.4.3.1 に本工法の概念図を示す。



図－3.4.3.1　ＢＡＲＤ床版工法概念図

２）試験の着目点

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

３）設計の概要

①　設計条件

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

② 試験体の概要

1. 平面寸法：橋軸方向 450cm×橋軸直角方向 280cm
2. 床版厚　：22.5cm（Pca 版 10.0cm、場所打ち部 12.5cm）
3. コンクリート強度：Pca 版　　50N/mm² (500kgf/cm²)
   場所打ち部　30N/mm² (300kgf/cm²)

＊床版厚の決定

設計支間長：L=3.0m

大型車両交通量による割り増し係数　k_1=1.25

プレストレス（1 方向）による低減係数　90%

$d_0=(3L+11)\times k_1\times 0.9=(3\times 3+11)\times 1.25\times 0.9$

$=22.5$cm

③ 設計方針

表－3.4.3.1、表－3.4.3.2 に、本工法における設計計算の考え方を示す。

表－3.4.3.1　ＢＡＲＤ床版工法の設計の考え方（支間中央部）

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

表－3.4.3.2　ＢＡＲＤ床版工法の設計の考え方（支点部）

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

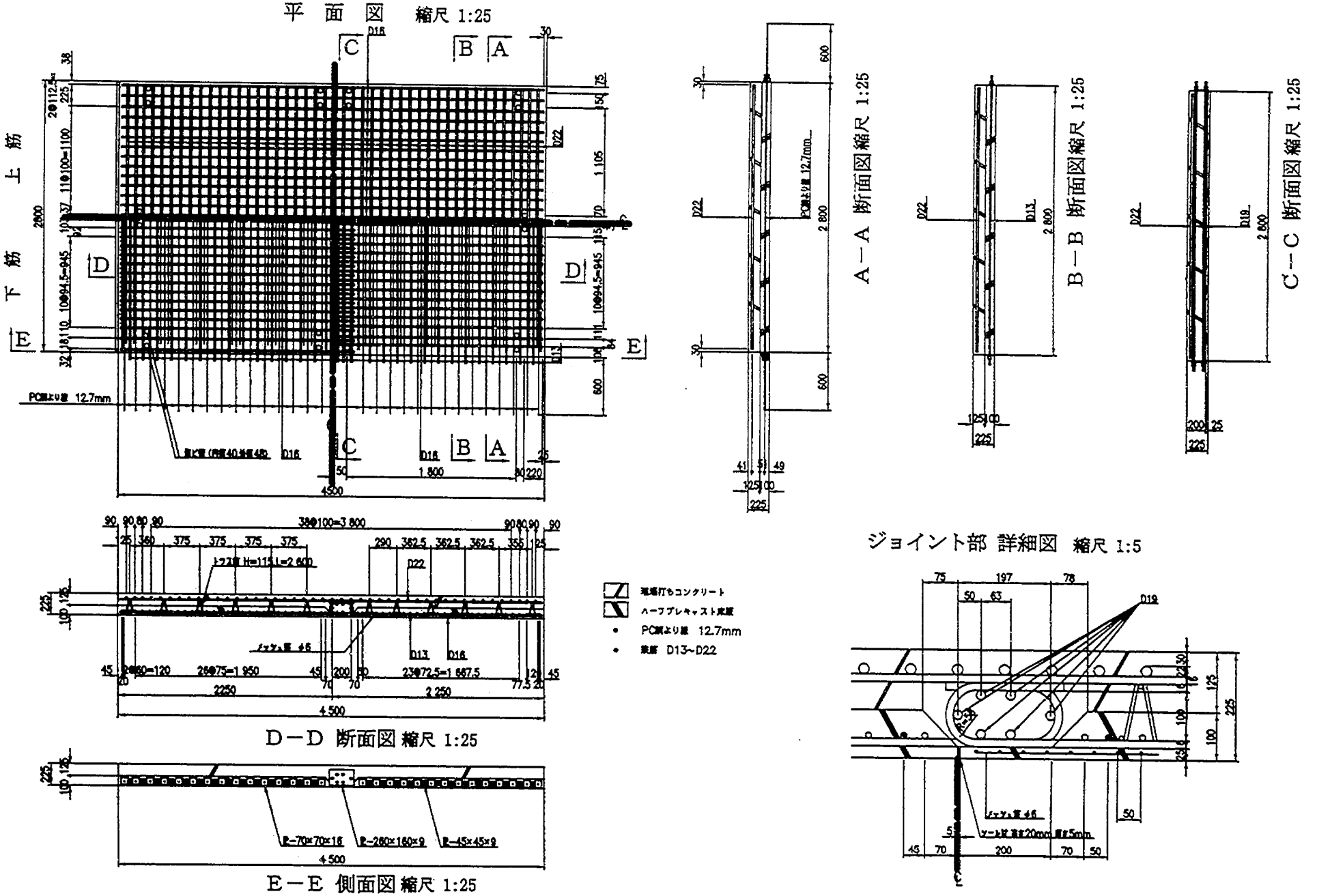
④ 設計結果

計算結果を表－3.4.3.3～表－3.4.3.6 に、配筋図を図－3.4.3.2 に示す。

配置ＰＣ鋼材

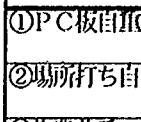
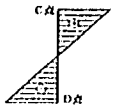
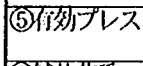
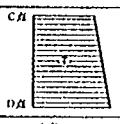
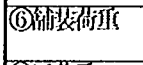
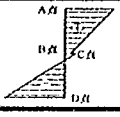
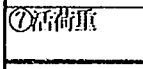
1S12.7(SWPR7BN)を 15cm ピッチで配置する。

輪荷重走行試験用床版配筋図（ＢＡＲＤ床版工法）



図－3.4.3.2 試験体配筋図

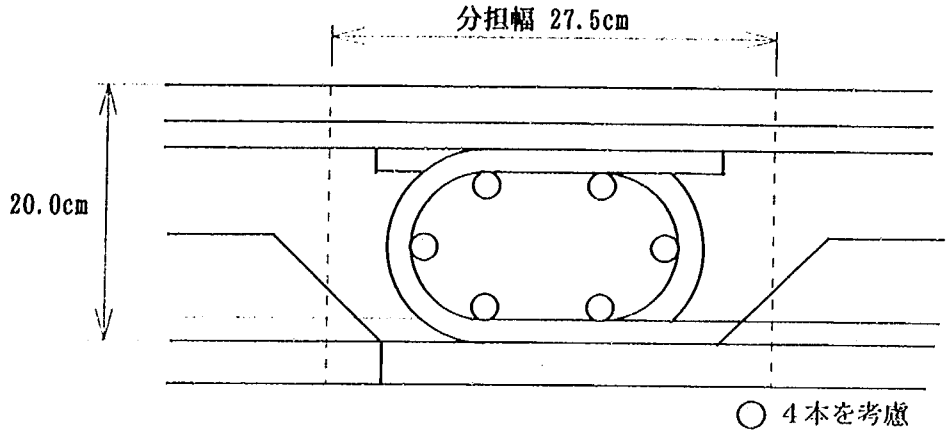
表－3.4.3.3　支間中央部橋軸方向計算結果

荷重	荷重図	応力度分布図	コンクリート応力度(N/mm2(kgf/cm2))			
			A	B	C	D
①PC板自重			--	--	1.3	-1.3
②場所打ち自重			--	--	(13.5)	(-13.5)
③作業荷重			--	--	1.7	-1.7
			--	--	(16.9)	(-16.9)
④直後プレストレス			--	--	0.8	-0.8
⑤有効プレストレス			--	--	(8.1)	(-8.1)
			--	--	7.3	8.3
			--	--	(74.8)	(84.3)
⑥舗装荷重			--	--	5.9	6.6
			--	--	(59.9)	(67.5)
⑦活荷重			0.2	0.0	0.0	-0.3
			(2.4)	(-0.2)	(-0.2)	(-2.6)
			4.0	-0.3	-0.3	-4.3
			(40.8)	(-2.7)	(-3.2)	(-44.3)
Pca版の設計	プレストレス導入直後 (①+④)		--	--	8.7	6.9
					(88.3)	(70.8)
	許容値：				-1.8～21.0	(-18～210)
	場所打ち部打設時 (①+②+③+⑤		--	--	9.6	2.8
					(98.3)	(29.0)
	許容値：				-1.8～21.0	(-18～210)
合成床版の設計 (①+②+⑤+⑥+⑦)			4.2	-0.3	8.5	-1.0
			(43.1)	(-2.9)	(86.8)	(-9.7)
許容値：			-1.2～12.0	(-12～120)	-1.8～17.0	(-18～170)

注）A：場所打ち部上縁、B：場所打ち部下縁、C：PC板上縁、D：PC板下縁

表－3.4.3.4　支間中央部橋軸方向のＲＣ断面計算結果

曲げモーメント	M	(kN･m(tf/m))	26.7(2.720)
鉄筋量	As	(cm^2)	19.86
有効高さ	D	(cm)	19.2
中立軸の位置	X	(cm)	8.124
コンクリート応力度	σc	N/mm^2 (kgf/cm^2)	3.98＜12.0 (40.6＜120)
鉄筋応力度	σs	N/mm^2 (kgf/cm^2)	81.4＜140 (830＜1400)



図－3.4.3.3　継手部のＲＣ設計分担幅

表－3.4.3.5　継手部の断面計算結果

分担幅	B (cm)	27.5
高さ	H (cm)	20.0
曲げモーメント	M (kN·m(tf·m))	10.2(1.042)
１段目鉄筋量	As1(cm²)	5.73(D19×2 本)
有効高さ	d1 (cm)	17.45
２段目鉄筋量	As2(cm²)	5.73(D19×2 本)
有効高さ	d2 (cm)	12.60
コンクリート応力度σc(N/mm² (kgf/cm²))		6.47(66.0)
		許容値：12.0(120)
鉄筋応力度	σs(N/mm² (kgf/cm²))	95(970)
		許容値：140(1400)

表－3.4.3.6　支点部の断面計算結果

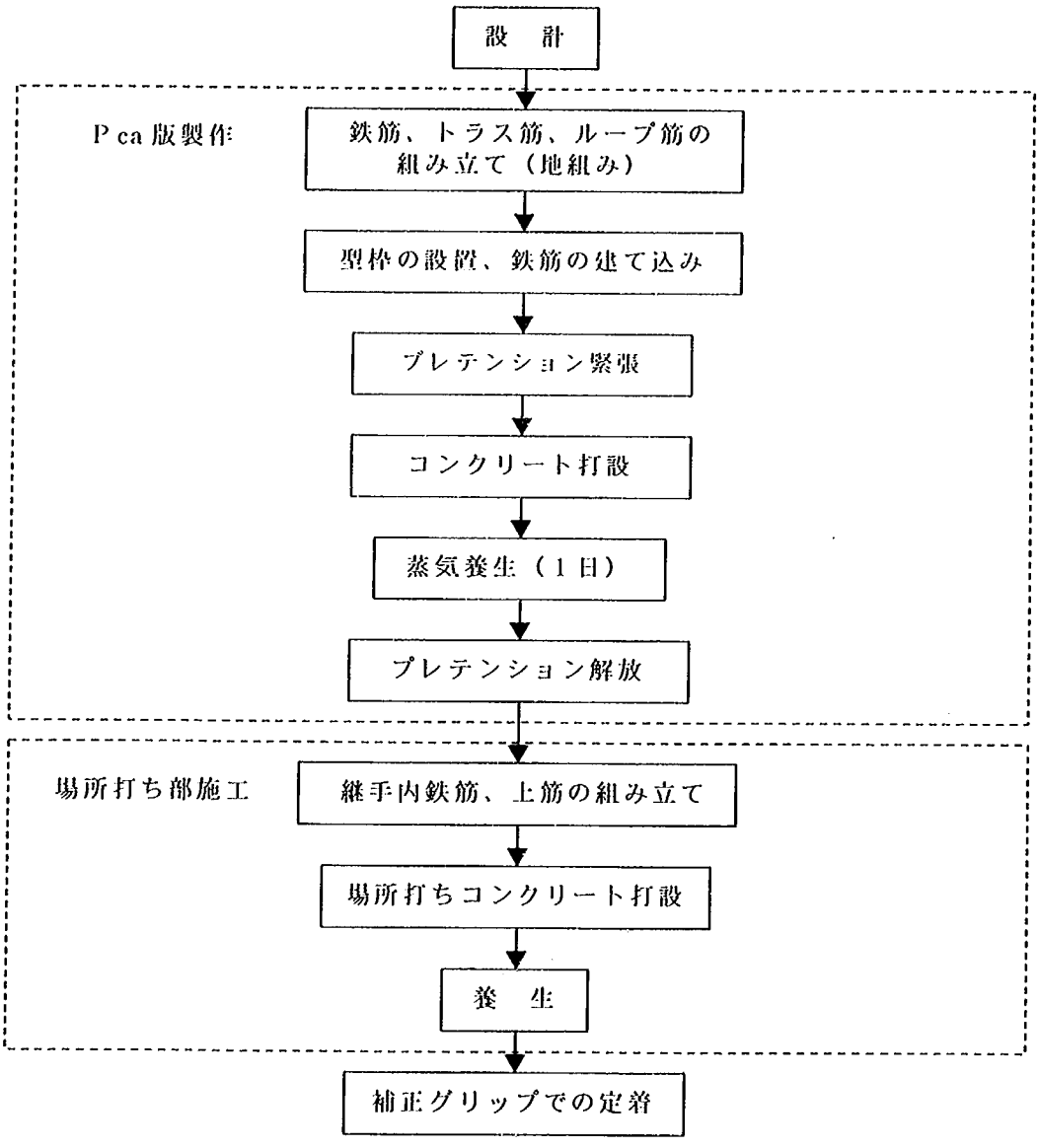
曲げモーメント	M	(tf·m)	60.8(6.197)
鉄　筋　量	As	(cm²)	38.71
有　効　高　さ	D	(cm)	18.4
中立軸の位置	X	(cm)	9.922
コンクリート応力度	Σc	N/mm² (kgf/cm²)	8.12＜12.0 (82.8＜120)
鉄筋応力度	Σs	N/mm² (kgf/cm²)	104＜140 (1061＜1400)

4）施工の概要

① 試験体の施工手順

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

コンクリート打設より 10 日後、製作したPca 版上場所打ちコンクリートを打設した。強度の発現後屋外に移動し、28 日間の気中養生を行った。**図－3.4.3.4** に試験体作製のフローを示す。



図－3.4.3.4　ＢＡＲＤ床版工法施工フロー

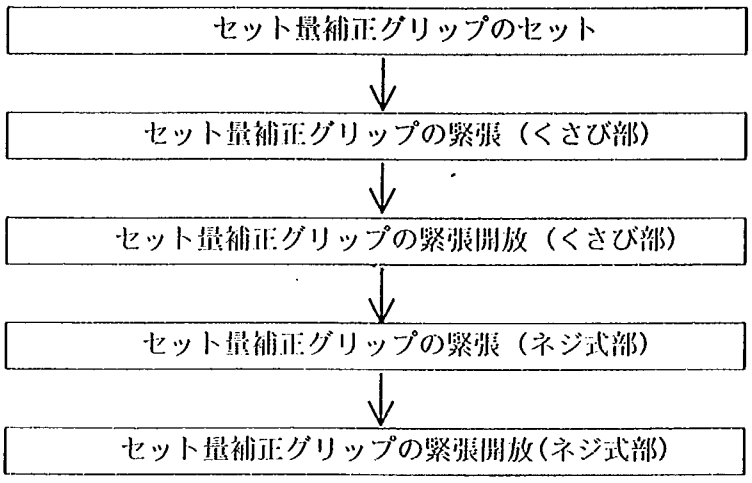
② 実験の制約に関わる特別措置

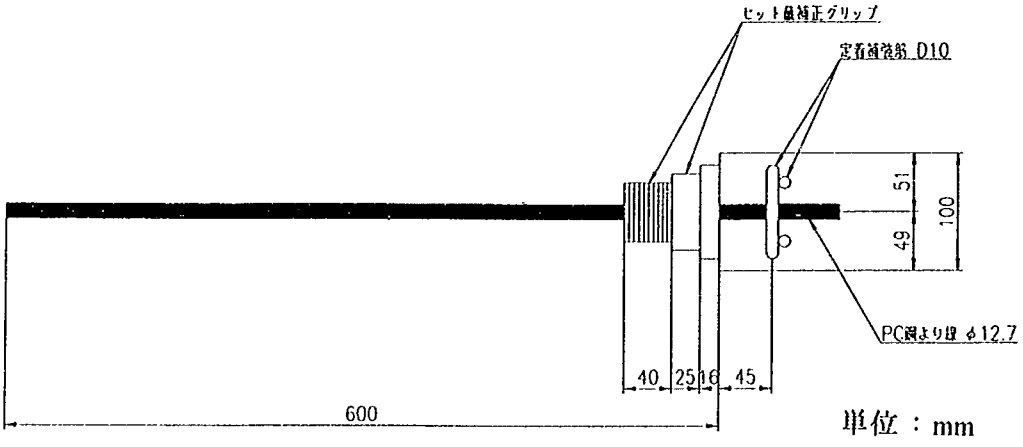
カイザー合成床版工法を実橋に適用した場合には、橋軸直角方向は連続構造であるので、不感のひびわれに対してもプレテンション方式のＰＣ鋼より線が抜けることはない。

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

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

図－3.4.3.5 に定着部詳細図を示す。





図－3.4.3.5　定着部詳細図（セット量補正グリップ）

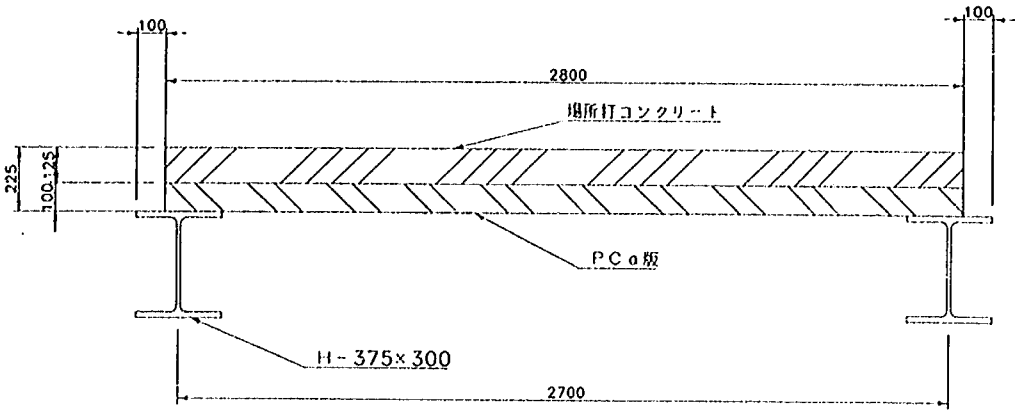
③ 試験体の保持方法

・Ｐca 版制作時

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

・場所打ちコンクリート打設時

プレテン用ベッド上に、Ｈ鋼（Ｈ－375×300）を置き、その上に製作したＰca 版を配置した（**図－3.4.3.6** 参照）。



図－3.4.3.6　場所打ちコンクリート打設時状況　　単位：mm

・床版吊り上げ時

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

④　使用材料

コンクリートの配合設計

・ＰＣａ版用（σck＝50N/mm²（500kgf/cm²），早強コンクリート，蒸気養生）

表－3.4.3.7　プレキャスト版用コンクリートの配合

骨材最大寸法 (mm)	ｽﾗﾝﾌﾟ (cm)	空気量 (%)	水ｾﾒﾝﾄ比 (%)	細骨材率 (%)	単位重量 N/m³(kgf/m³)				
					水	ｾﾒﾝﾄ	細骨材	粗骨材	混和剤
20	8.0±2.5	2.0±1.0	39.0	42.0	1580 (161)	4050 (413)	7670 (782)	10590 (1080)	82.4 (8.40)

混和剤は NL-4000 を使用

・場所打ち用（σck＝30N/mm²（300kgf/cm²），普通コンクリート，気中養生）

表－3.4.3.8　場所打ち用コンクリートの配合

骨材最大寸法 (mm)	ｽﾗﾝﾌﾟ (cm)	空気量 (%)	水ｾﾒﾝﾄ比 (%)	細骨材率 (%)	単位重量 N/m³(kgf/m³)				
					水	ｾﾒﾝﾄ	細骨材	粗骨材	混和剤
20	8.0±2.5	2.0±1.0	46.4	42.0	1580 (161)	3400 (347)	7910 (806)	10920 (1113)	69.3 (7.06)

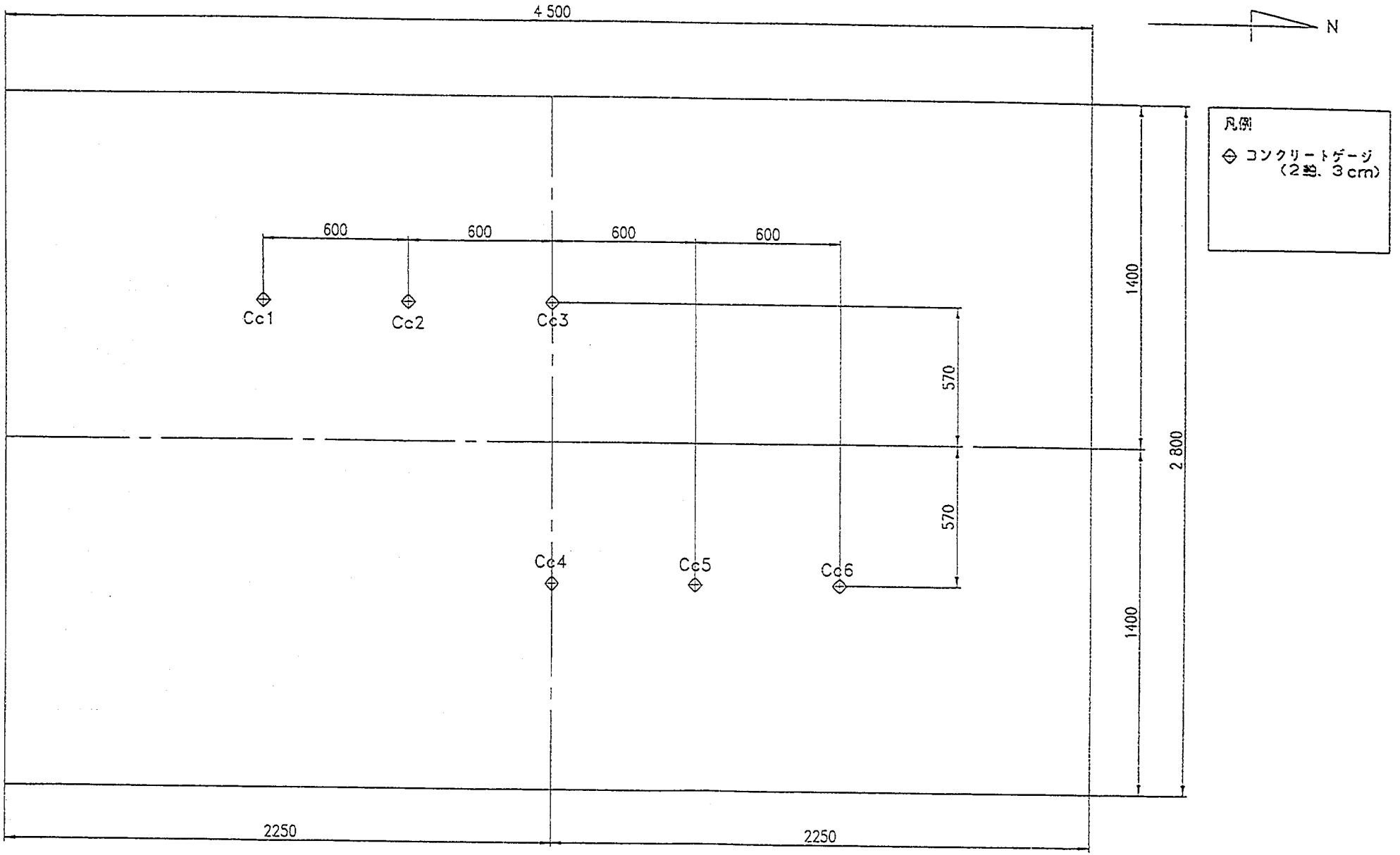
混和剤は NL-4000 を使用

・ＰＣ鋼材の材質

表－3.4.3.9　使用ＰＣ鋼材の材質

ＰＣ鋼材の種類	使用個所	規　格
1S12.7	ＰＣａ版内、橋軸直角方向	SWPR7B

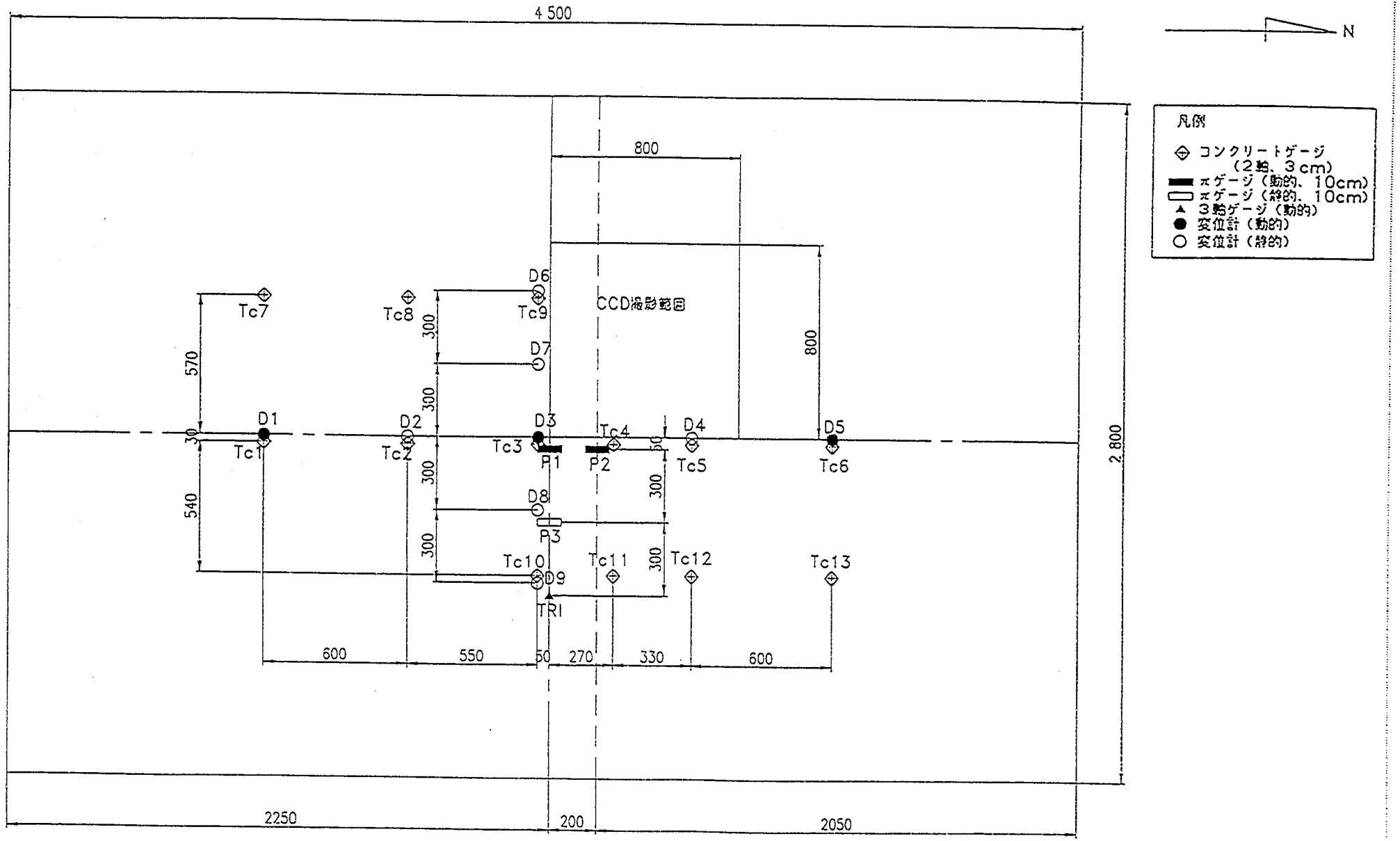
輪荷重走行試験用床版コンクリートゲージ位置図（上面）



図－3.4.3.7　コンクリートひずみゲージ配置図（上面）

単位：mm

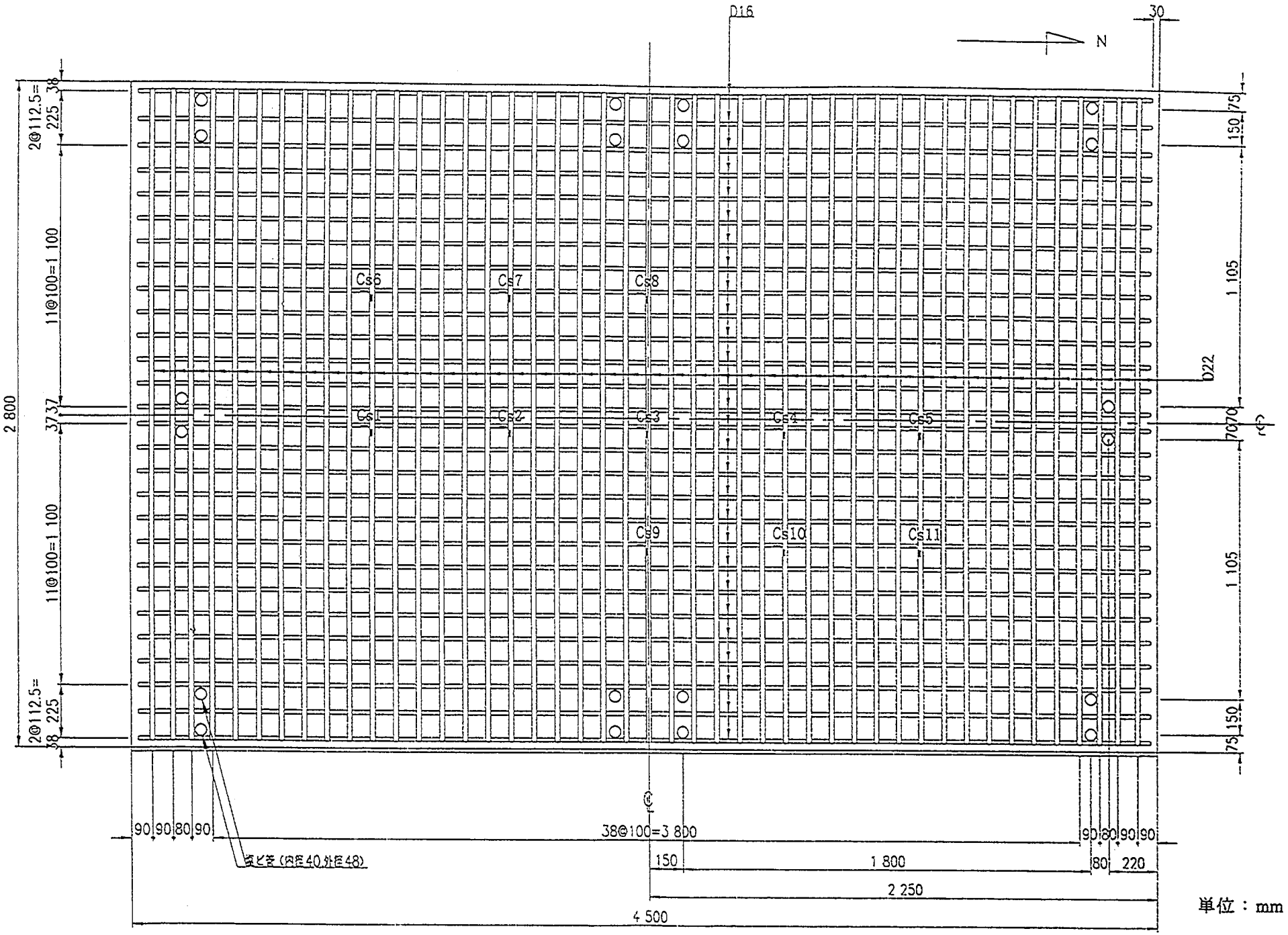
輪荷重走行試験用床版コンクリートゲージ位置図（下面）



図－3.4.3.8　変位計、コンクリートひずみゲージ配置図（下面）

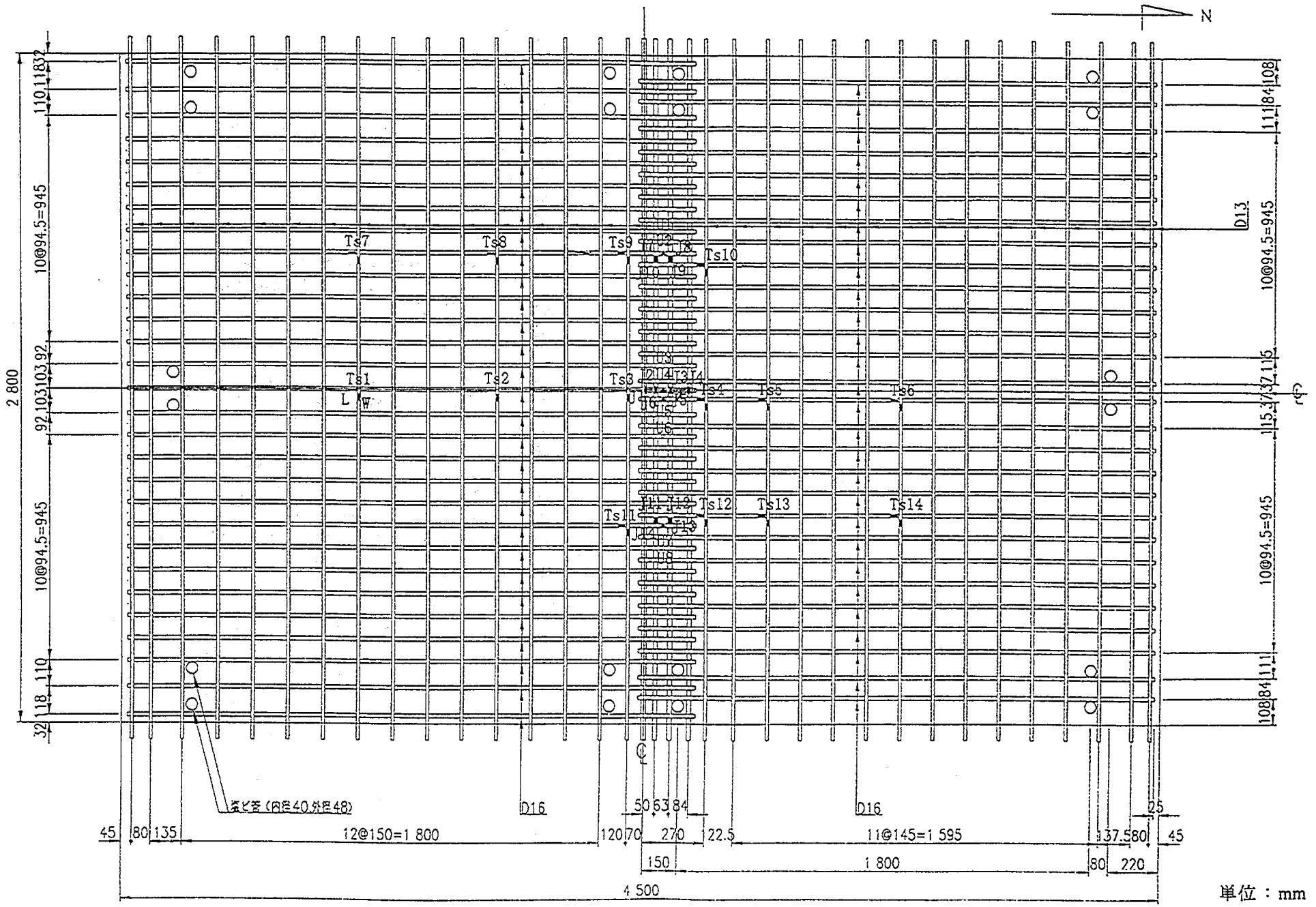
単位：mm

輪荷重走行試験用床版上端鉄筋ゲージ配置図



図－3.4.3.9　上側鉄筋ひずみゲージ配置図

輪荷重走行試験用床版下端鉄筋ゲージ配置図



図－3.4.3.10　継手部、下側鉄筋ひずみゲージ配置図

6）想定される破壊状態

構造上は、継手部周辺が弱点と考えられるが、継手部（ループ筋内）には橋軸直角方向鉄筋を配置してＲＣ構造として設計しているのである程度の耐久性を有しているものと考えられる。

また、橋軸直角方向に導入したプレストレスにより、ひびわれの進展を押さえる効果があり、押し抜きせん断耐力は大幅に上昇するものと考えられる。

このことから、以下の破壊形態を予測している。

①橋軸方向のひびわれが進展した場合には、押し抜きせん断破壊。

②継手部の橋軸直角方向の応力伝達が十分でなくなった場合は、継手部まわりの曲げせん断破壊。

③その他、実験上の制約（プレストレスや鉄筋の端部処理等）に関わる破壊。

（2）試験結果

1）材料試験結果

① コンクリート

本試験体において、プレキャスト版コンクリートについては、設計基準強度 500 kgf/cm² に対し、強度試験の結果は圧縮応力度 568 kgf/cm² となった。

また、場所打ち部コンクリートの圧縮強度が、設計基準強度 300 kgf/cm² に対し 460 kgf/cm² となったのは、プレキャスト版を製造したプレキャスト工場において、300 kgf/cm² という設計基準強度が、実績が少なかったため、変動係数を大きく見込み、配合強度を大きくしたためである。

表－3.4.3.12～15 に各コンクリートの強度試験結果を示す。

表－3.4.3.12　プレキャスト版コンクリートの圧縮強度試験結果（σck＝50N/mm²(500(kgf/cm²))

（材令 48 日）

供試体 TP No.,	直径 mm	断面積 cm	最大荷重 kN (tf)	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	割線弾性係数 (*10^4 N/mm²) (*10^5kg/cm²)	ポアソン比 ν
KAI-1	99.70	78.07	450 (45.86)	57.6 (587)	3.58 (3.65)	0.238
KAI-2	99.80	78.23	430 (43.86)	55.0 (561)	3.68 (3.75)	0.259
KAI-3	99.63	77.95	424 (43.26)	54.4 (555)	3.69 (3.76)	0.253
平均	99.71	78.08	435 (44.33)	55.7 (568)	3.65 (3.72)	0.250

表－3.4.3.13　プレキャスト版コンクリートの引張強度試験結果（σck＝50N/mm²(500(kgf/cm²)）

（材令 48 日）

供試体 TP No.,	直径 mm	長さ			最大荷重 kN (tf)	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)
		l1 mm	l2 mm	l mm		
KAI-7	99.850	200.90	201.45	201.175	105 (10.67)	3.32 (33.82)
KAI-8	99.850	196.30	196.45	196.375	116 (11.85)	3.77 (38.47)
KAI-9	99.650	199.10	198.90	199.000	122 (12.40)	3.91 (39.81)
平均	99.783	198.767	198.933	198.850	114 (11.64)	3.67 (37.37)

表－3.4.3.14　場所打ち部コンクリートの圧縮強度試験結果（σck＝30N/mm²(300(kgf/cm²)）

（材令 41 日）

供試体 TP No.,	直径 mm	断面積 cm	最大荷重 kN (tf)	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	割線弾性係数 (*10^4 N/mm²) (*10^5kg/cm²)	ポアソン比 ν
KAI-4	99.60	77.91	342 (34.89)	43.9 (448)	3.40 (3.47)	0.193
KAI-5	99.63	77.95	363 (36.99)	46.6 (475)	3.52 (3.59)	0.228
KAI-6	99.65	77.99	350 (35.72)	44.9 (458)	3.24 (3.31)	0.218
平均	99.63	77.95	352 (35.87)	45.1 (460)	3.39 (3.46)	0.213

表－3.4.3.15　場所打ち部コンクリートの引張強度試験結果（σck＝30N/mm²(300(kgf/cm²)）

（材令 41 日）

供試体 TP No.,	直径 mm	長さ			最大荷重 kN (tf)	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)
		l1 mm	l2 mm	l mm		
KAI-10	99.575	197.65	197.20	197.425	104 (10.65)	3.37 (34.40)
KAI-11	99.825	198.30	197.70	198.000	86.0 (8.77)	2.77 (28.25)
KAI-12	99.800	200.60	200.10	200.350	98.6 (10.05)	3.14 (32.00)
平均	99.733	198.850	198.333	200.350	96.2 (9.82)	3.09 (31.55)

② 鋼材

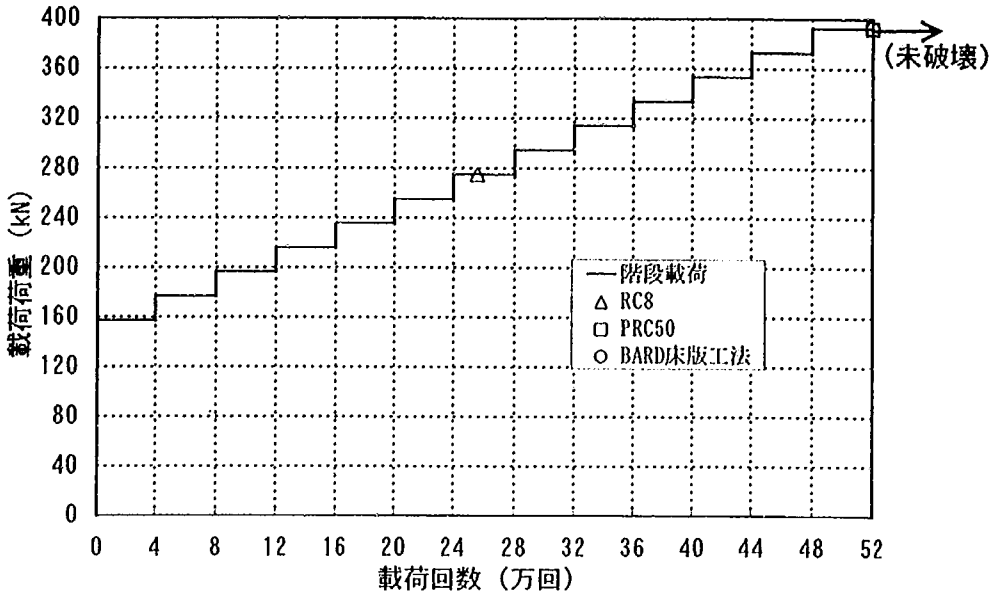
使用した鋼材の引張強度試験結果を表－3.4.3.16 に示す。

表－3.4.3.16　鋼材の引張強度試験結果

鉄筋の種類	降伏荷重 kN (tf)	最大荷重 kN (tf)	降伏点応力 N/mm² (kg/cm²)	降伏点ひずみ *10⁻⁶	引張強さ N/mm² (kg/cm²)	標点距離(mm)		伸び %	公称断面積 cm²
						試験前	試験後		
D13-1	45.9 (4.68)	66.8 (6.81)	362 (3694)	1941	527 (5375)	104.15	132.05	26.8	
D13-2	46.7 (4.76)	66.9 (6.82)	369 (3757)	1917	528 (5383)	104.35	標点外	—	1.267
D13-3	46.3 (4.72)	66.7 (6.80)	365 (3725)	1926	527 (5367)	105.20	標点外	—	
平均値	—	—	365 (3725)	1928	527 (5375)	—	—	26.8	
D16-1	74.2 (7.56)	106 (10.78)	373 (3807)	1907	532 (5428)	127.60	162.95	27.7	
D16-2	73.6 (7.50)	106 (10.76)	370 (3776)	1959	532 (5418)	127.00	155.90	22.8	1.986
D16-3	73.6 (7.50)	105 (10.74)	370 (3776)	1919	531 (5408)	128.50	158.60	23.4	
平均値	—	—	371 (3786)	1928	532 (5418)	—	—	24.6	
D19-1	109 (11.08)	163 (16.62)	379 (3867)	2044	569 (5801)	152.10	188.90	24.2	
D19-2	109 (11.08)	164 (16.72)	379 (3867)	2035	573 (5836)	152.75	188.70	23.5	2.865
D19-3	109 (11.12)	163 (16.66)	381 (3881)	2070	570 (5815)	152.00	188.70	24.1	
平均値	—	—	380 (3872)	2050	571 (5817)	—	—	23.9	
D22-1	145 (14.80)	219 (22.28)	375 (3823)	2171	565 (5756)	175.95	219.45	24.7	
D22-2	146 (14.85)	226 (23.08)	376 (3834)	2114	585 (5962)	177.10	217.20	22.6	3.871
D22-3	147 (15.00)	227 (23.12)	380 (3875)	2223	586 (5973)	176.15	216.10	22.7	
平均値	—	—	377 (3844)	2169	578 (5897)	—	—	23.3	
TD13-1	— —	66.4 (6.77)	— —	—	524 (5343)	104.15	124.40	19.4	
TD13-2	— —	67.4 (6.87)	— —	—	532 (5422)	103.05	125.70	22.0	1.267
TD13-3	— —	66.7 (6.80)	— —	—	527 (5367)	105.20	128.85	22.5	
平均値	— —	— —	— —	—	527 (5377)	—	—	21.3	
PC12.7-1	— —	189 (19.28)	— —	—	1916 (19532)	—	—	—	
PC12.7-2	— —	177 (18.00)	— —	—	1789 (18235)	—	—	—	0.9871
PC12.7-3	— —	175 (17.84)	— —	—	1773 (18073)	—	—	—	
平均値	— —	— —	— —	—	1826 (18613)	—	—	—	

TD13 はトラス筋。

2）載荷荷重



図－3.4.3.12　載荷回数と載荷荷重の関係

3）損傷形態

①　ひび割れ

最終的な破壊には至らず、試験体下面には、橋軸直角方向に多数のひび割れが発生している。橋軸方向のひび割れは、36～38 万回頃から発生し始めたが、52 万回まででではまだ進展の途中段階であるように見える。試験体上面には、ほとんどひび割れが見られない。これら全てのひび割れは、切断断面からみても、表面に近い部分の浅いものであった。ただ、継手部の中心部に橋軸直角方向のひび割れがみられた。

図－3.4.3.13～図－3.4.3.15 にひび割れ観察図を示す。

②　ひび割れ密度

計測断面にひび割れが生じなかったのでひび割れ密度は計測不能であった。

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。

実測の結果、設計床版厚 225mm に対し、最大で 230mm の厚さであった。これは、場所打ち部コンクリートを均す際に用いた定規（木製の桟木）の剛性が低く、若干のたわみが生じたためと思われる。

床版厚の実測結果を表－3.4.3.17 に示す。

表－3.4.3.17　床版厚の実測結果

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'
228.5	228.5	228.5	228.5	229	230	230	230	230	230	228.5	229	229	228.5	228.5	228.5	228.5	228	228	227.5	227.5	227	---

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
225.5	226.5	227	228	228.5	228.5	228.5	228.5	228	227.5	226.5	225	225	226.5	228	230	231	231.5	231	231	---	231

B断面東側

0	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
231	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

B断面西側

N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A
228	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	231

C断面東側

0	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'	H'	I'	J'	K'	L'	M'	N'
230.5	231	---	230.5	230	230	229.5	229	228	228	227	227	228.5	228.5	228.5

C断面西側

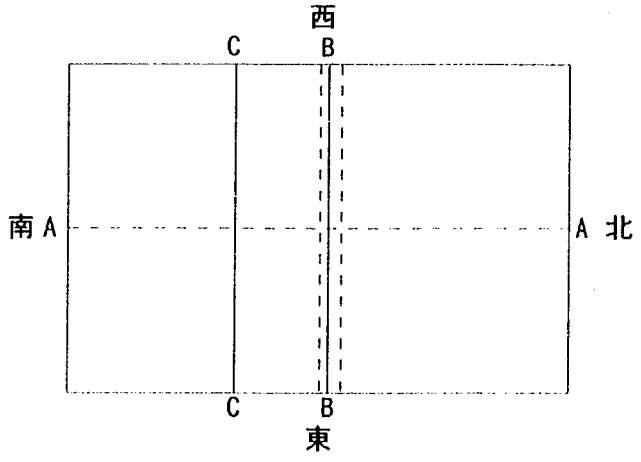
N	M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A
229	228.5	228.5	---	229	---	229	228.5	228.5	229	229	229	230	230.5

1) 単位は mm

2) 測定点は、図-3.4.3.15 を参照（断面番号は下図の通り）

3) 床版厚の設計値は、225mm

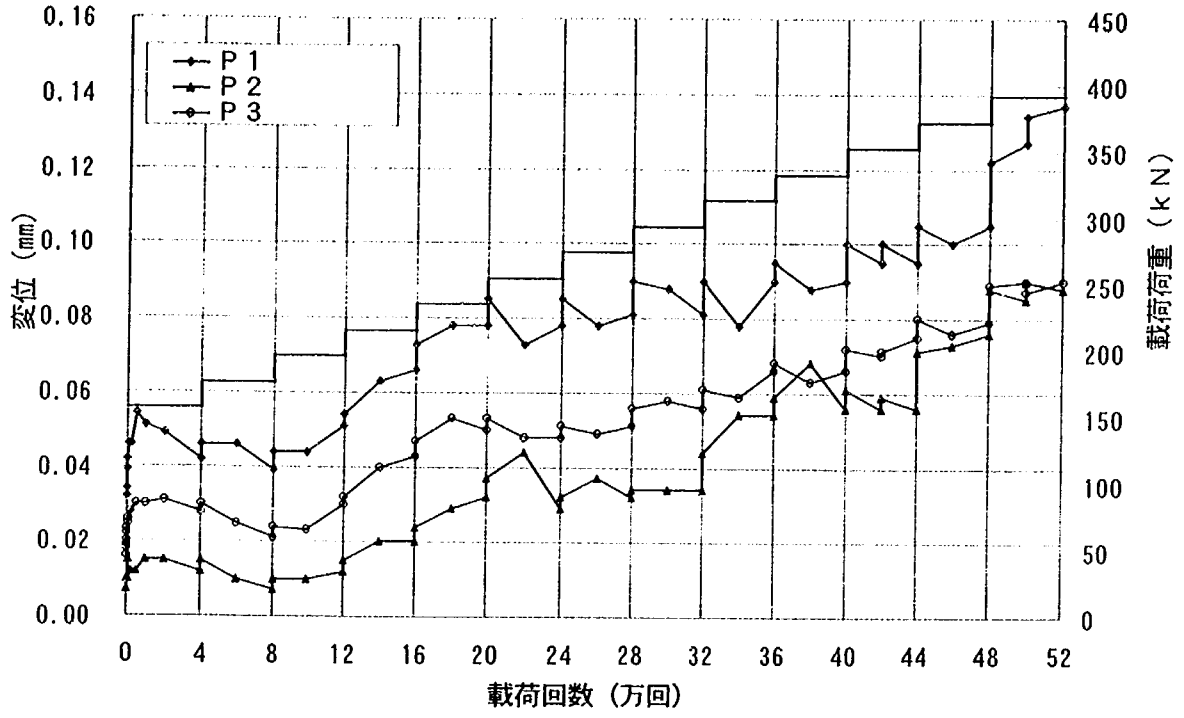
4) 「---」部はひびわれのため、未測定



④　ＰＣ版相互の目地の開き

図－3.4.3.16 にＰＣ版目地部ならびに継手部に設置したπ型ゲージの計測結果を示す。

Ｐca 版相互の目開きは最大 0.1mm 程度の開きで、目開き量（変位）は荷重に対して弾性的に挙動しており、継手による不連続性がないことが伺える。

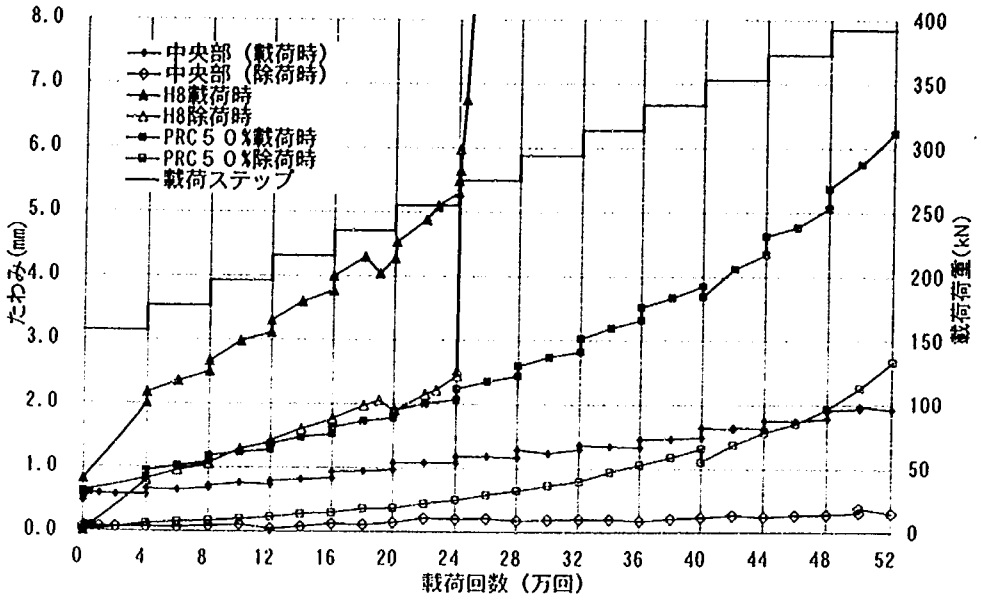


図－3.4.3.16　Ｐca 相互の変位（目開き：π型ゲージ計測結果）

4）たわみ－走行回数関係

図－3.4.3.17 に床版中央における載荷時たわみならびに残留たわみを示す。

本試験における載荷時たわみおよび除荷時たわみはそれぞれ、1.9mm、0.3mm と非常に小さく、載荷荷重にほぼ比例しており、弾性的な挙動と言える。

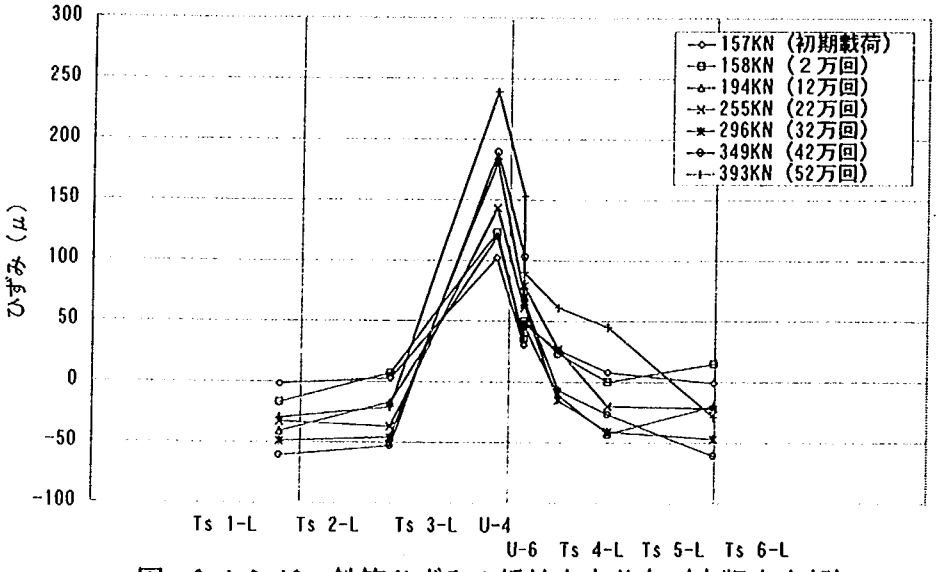


図－3.4.3.17　床版中央のたわみ

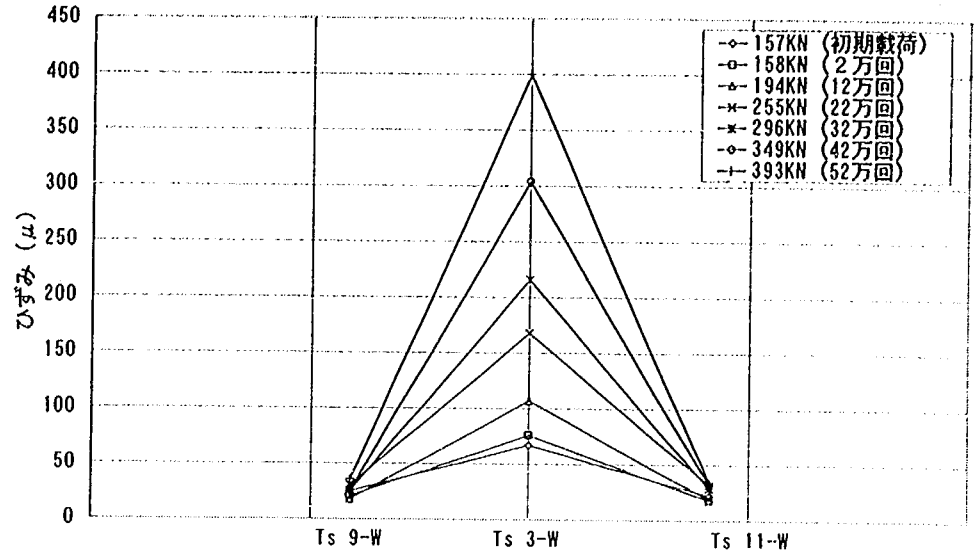
5）鉄筋ひずみ

鉄筋ひずみの計測結果を図－3.4.3.18～図－3.4.3.20 に示す。

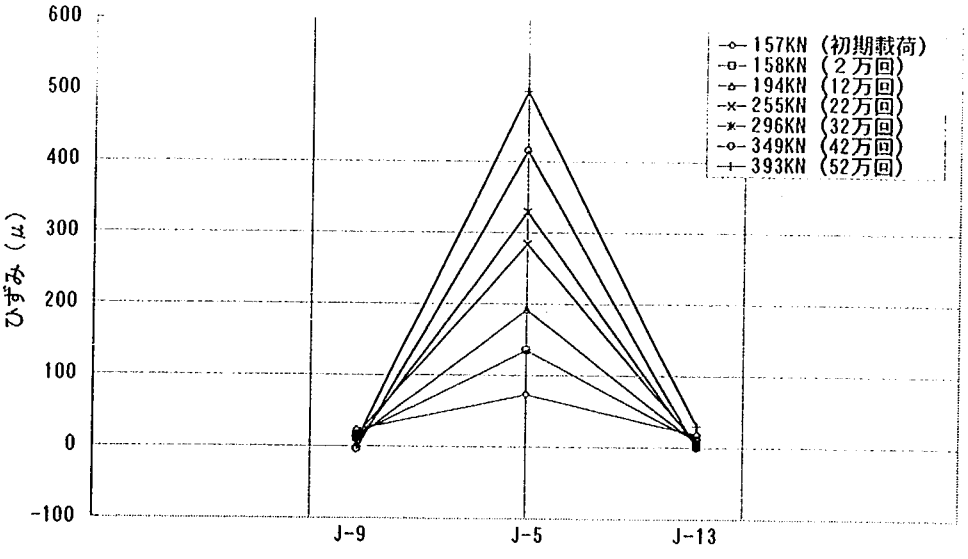
図－3.4.3.18 に示すように、床版中央部における橋軸方向鉄筋の橋軸方向ひずみは、継手のない床版部で最大であり、その値はせいぜい 250μ程度と小さい。また、図－3.4.3.19 および図－3.4.3.20 に示すように、床版中央部の橋軸直角方向鉄筋の橋軸直角方向ひずみは、継手内部の鉄筋ひずみの方がやや大きい。継手部内の鉄筋ひずみはひび割れの影響を多少受けていると考えられるが、応力度に換算すると 392 kN(40tf)荷重載荷時でせいぜい 100N/mm²(1050 kgf/cm²)程度であり、充分弾性範囲内である。



図－3.4.3.18　鉄筋ひずみの橋軸方向分布（床版中央部）



図－3.4.3.19　鉄筋ひずみの橋軸直角方向分布（Pca 版内中央部）



図－3.4.3.20　鉄筋ひずみの橋軸直角方向分布（継手内部）

6）試験の着目点に関する考察

①載荷荷重 392kN(40tf、52 万回)において、本工法試験体のたわみおよび残留たわみはそれぞれ 1.9mm、0.3mm であり、RC８と比較して大きな耐荷性を示し、PRC50 とは同等（たわみはそれ以下）であった。

②本工法の継手構造に対して、十分な信頼性が得られた。

③今回の実験では破壊に至らなかったので、破壊形態が不明である。たわみおよび残留たわみの状況から、22.5cm（ＰCa 版：10cm、場所打ちコンクリート：12.5cm）の本床版は十分な耐久性を有している。

④コンクリートの圧縮強度試験の結果よると、今回の試験体での場所打ちコンクリートにおいて、設計基準強度 30 N/mm2(300 kgf/cm2)に対し、45.1 N/mm2(460 kgf/cm2)と、圧縮強度が大きく発現した。それより、押し抜きせん断耐力が想定していたより若干大きくなった可能性がある。

付録－１　会議議事録

１）第３回全体会議議事録 …… 219

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３回全体会議

議事録

１．日　時：平成１０年１２月８日（火）　13:30～17:00

２．場　所：鉄鋼会館　606号会議室

３．出席者：建設省土木研究所橋梁研究室　西川室長他３６名
別紙参照（出席者名簿）

４．議　題

（１）前回議事録の確認

（２）２体目試験について

（３）試験結果の中間報告

（４）報告書作成要領について

５．配布資料

第３回全体会議議事次第	
第２回全体会議議事録	資料 3-1
２体目供試体の載荷試験について	資料 3-2-1
ＳＢパネル　２体目供試体の着目点	資料 3-2-2-①
PC縦締めﾄﾞﾗｲ目地によるﾘﾌﾞ付きﾌﾟﾚｷｬｽﾄ床版　〃	資料 3-2-2-②
チャンンエル形状ＰＣ床版　〃	資料 3-2-2-③
ＵＩスラブ　〃	資料 3-2-2-④
ＢＡＲＤ床版工法　〃	資料 3-2-2-⑤
Ｚ床版　〃	資料 3-2-2-⑥
ホゼン式工法　中間報告書	資料 3-3-①
ＦＲＰグリッド工法　中間報告書	資料 3-3-②
二方向ケブラー製シート工法　中間報告書	資料 3-3-③
ＰＳＲ工法　中間報告書	資料 3-3-④
ＴＲＣ床版　中間報告書	資料 3-3-⑤
Ｕリブ合成床版　中間報告書	資料 3-3-⑥

リブ付きプレキャスト床版	資料 3-3-⑦
ＳＢパネル　中間報告書	資料 3-3-⑧
カイザー合成床版　中間報告書	資料 3-3-⑨
共同研究報告書執筆内容	資料 3-4-1
報告書作成要領	資料 3-4-2
Ｈ８床版	資料 3-5

6．内　容

（1）橋梁研究室西川室長より挨拶があった。

(要旨)

・報告書のまとめ方を議論して欲しい。

・道路橋示方書の次の改訂時期に来つつある。性能規程と国際基準との比較がポイントである。この改訂に新床版の掲載が間に合うか微妙と考えている。

（2）前回議事録が確認された。

（3）２体目試験について

・内田研究員が資料 3-2-1 を説明した。

・２体目試験実施各社が試験着目点を報告した。

（4）試験結果の中間報告

・試験結果の中間報告が、資料 3-3-①～⑨についてＯＨＰによって発表された。

(コメント)

・破壊性状が予測と違ったかどうかがポイントである。

・鋼合成Ｇは鋼の疲労が議論になろうかと考えた。ＴＲＣの結果を見ると問題とならないようだ。

（5）内田研究員が土研の新規Ｈ８床版の試験状況（資料 3-5）を紹介した。

（6）報告書作成要領について

・内田研究員が資料 3-4-1 を説明した。

・疲労耐久性の評価を報告書（その３）に加える、もしくは別途報告書（その４）として試験結果をまとめたい。→　形式・内容等についてグループ会議等で議論していく。

・報告書作成要領が説明された。

・工法比較は土研結果との比較を基本とする。

（7）その他

・報告書（その２）の作成スケジュールに関して、１月中にグループ会議等を開催してスタートさせることが確認された。

・共同研究結果の公表に関する同意手続きはいつまでとなるのか。→調査した後、事務局より各社に連絡する。

以　上

共同研究「道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発」

第３回全体会議出席者名簿

機　関　名	役　　職	氏　名
建設省土木研究所	橋梁研究室室長 研究員 研究員 研究員	西川　和廣 内田　賢一 広松　新 松尾　伸二 宮崎　和彦
マグネ化学(株)	専務取締役	塚崎　征 赤坂　晋作
奈良建設(株)	技術研究所主任研究員 グリッド研　研究員	佐藤　貢一 関根　健一
橋梁保繕(株)	技術開発課長 設計課長	服部　恒二 高山　敬右
川田工業(株)	東京技術部係長	街道　浩
住友金属工業(株)	東京橋梁設計室長	井澤　衛 中川　敏之
日本鋼管(株)	橋梁・港湾建設部開発技術室 基礎技術研究所都市工学研究部土木ﾁｰﾑ 耐風・構造ﾁｰﾑ	猪村　康弘 市川　和臣 滝口　伸明
新日本製鐵(株)	建材開発技術部橋梁開発技術ｸﾞﾙｰﾌﾟﾏﾈｼﾞｬｰ	藤井　康盛
東燃(株)	ﾄｳｼｰﾄ事業室部長補佐 営業ｸﾞﾙｰﾌﾟ営業主幹	榎本　守 谷口　硯士
(株)エーイーエヌ	代表取締役	橋本　和夫
ショーボンド建設(株)	構造研究室　課長	横山　広 木田　秀人
飛島建設(株) 日本カイザー(株)	土木本部土木技術部担当課長 土木設計部主任 技術部技術課長代理	岡本　浩 川島　知佳夫 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 青木　卓也 富沢
(株)富士ピー・エス	本店技術部開発課課長 研究員	岩本　久信 篠原　貴
石川島播磨重工業(株)	橋梁事業部技術開発グループ部長 機鉄本部技術開発部課員	杉崎　守 鈴木　統 成瀬
大成ロテック(株)	三井建設(株)技術研究所主任研究員	三上　浩
(財)土木研究センター	企画部部長 次長	鷹取　勲 三木　正久

計 37 名

付録－２　ホゼン式工法

１）補強断面計算 …… 223

２）図面関係
①ひずみゲージ貼付位置（鉄筋） …… 227
②ひずみゲージ貼付位置（コンクリート） …… 228
③変位計取付位置 …… 229
④網鉄筋取付位置 …… 230
⑤網鉄筋取付位置（継ぎ手部） …… 231

床版の補強は、ホゼン式工法とする。

(1) 必要鉄筋量の算出

補強断面の荷重負担は次ぎの通りとする。

既設死荷重＋後死荷重（補強増加荷重）――既設断面（既設鉄筋）

活荷重　――補強断面（既設鉄筋＋補強鉄筋）

必要鉄筋量は以下の結果となる。

よって補強鉄筋はＤ１０@６０㎜メッシュ（As=11.883㎠）とする。

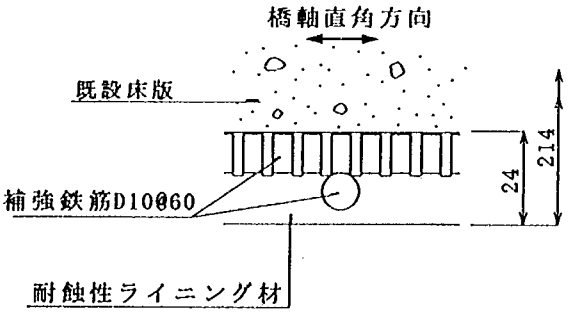
(2)補強断面応力度照査

補強鉄筋にＤ１０@６０㎜メッシュを使用し、増厚量が２．４cmとなるため、この断面増厚による死荷重増加を考慮した曲げモーメントで照査をおこなう。

（支間）

既設死荷重	=	0.635
増加死荷重 1/10×Wd×1^2	=	0.054
		0.689 tf･m

補強断面



応力度照査結果は次頁の通りとなる。

荷重分担は

合計死荷重応力度――既設断面のみ

活荷重応力――――既設＋補強断面　とする。

・補強後応力度計算（主鉄筋）

b=	100	d1(下)=	16.000	d2(上)=	3.000	d3(鏡)=	19.500	Md=	68900
n=	15	As1=	13.240	As2=	6.620	As3=	11.883	Ml=	358400

[死荷重計算]

(中立軸)

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

$= -297.900 / 100 + \sqrt{8.874 + 0.300 (211.840}$

$+ 19.860 = 5.874cm$

(断面２次モーメント)

$I=b\times X^3/3+n\times As1(d1-X)^2+n\times As2(d2-X)^2$

$= 6756 + 20364 + 820$

$= 27940 \quad cm4$

(応力度)

コンクリート応力度　$\sigma c=M/I\times X$　$= 14.5$ kg/cm

既設鉄筋応力度　$\sigma s1=n\times M/I\times(d1-X)$　$= 374.6$ kg/cm

[活荷重計算]

(中立軸)

$X=-n\times\Sigma AS/b+\sqrt{(n\times\Sigma As/b)^2+2n/b(d1\times As1+d2\times As2+d3\times As3)}$

$= -476.145 / 100 + \sqrt{22.671 + 0.300 (211.840}$

$+ 19.860 + 231.719) = 7.955cm$

(断面２次モーメント)

$I=b\times X^3/3+n\times As1(d1-X)^2+n\times As2(d2-X)^2+n\times As3(d3-X)^2$

$= 16780 + 12854 + 2438 + 23758$

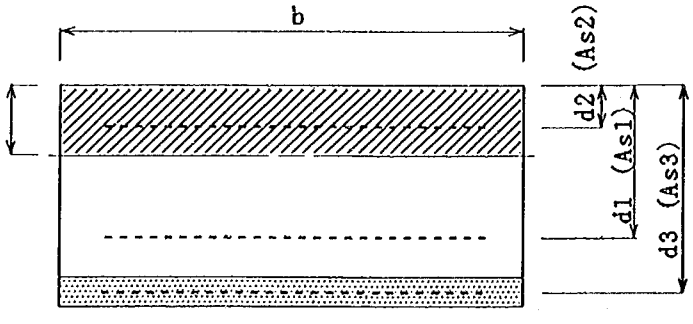
$= 55830 \quad cm4$

(応力度)

コンクリート応力度　$\sigma c=M/I\times X$　$= 51.1$ kg/cm

既設鉄筋応力度　$\sigma s1=n\times M/I\times(d1-X)$　$= 774.7$ kg/cm

補強鉄筋応力度　$\sigma s3=n\times M/I\times(d3-X)$　$= 1111.7$ kg/cm



合計応力度

コンクリート応力度

14.5	+	51.1	=	65.6	kg/cm	<	90 kg/cm

既設鉄筋応力度

374.6	+	774.7	=	1149.3	kg/cm	<	1200 kg/cm

補強鉄筋応力度

			=	1111.7	kg/cm	<	1200 kg/cm

以上、補強後はすべてB活荷重に対する必要耐荷力は十分有する結果が得られた。

・補強後応力度計算（配力筋）

b=	100	d1(下)=	14.550	d2(上)=	4.300	d3(繰)=	20.500	--	
n=	15	As1=	4.223	As2=	2.377	As3=	11.883	M1=	272000

[活荷重計算]

(中立軸)

$$X=-n\times\Sigma AS/b+\sqrt{(n\times\Sigma As/b)^2+2n/b(d1\times As1+d2\times As2+d3\times As3)}$$

$$= -277.245 / 100 + \sqrt{7.686 + 0.300 (61.445 + 10.221 + 243.602)} = 7.340cm$$

(断面２次モーメント)

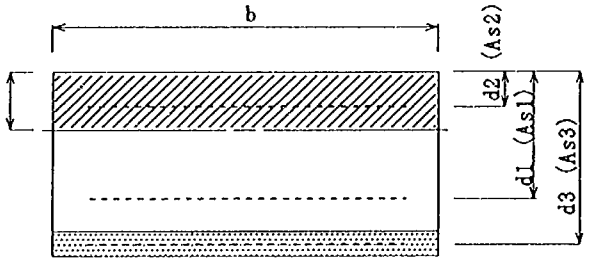
$$I=b\times X^3/3+n\times As1(d1-X)^2+n\times As2(d2-X)^2+n\times As3(d3-X)^2$$

$$= 13182 + 3293 + 330 + 30869$$

$$= 47674 \quad cm4$$

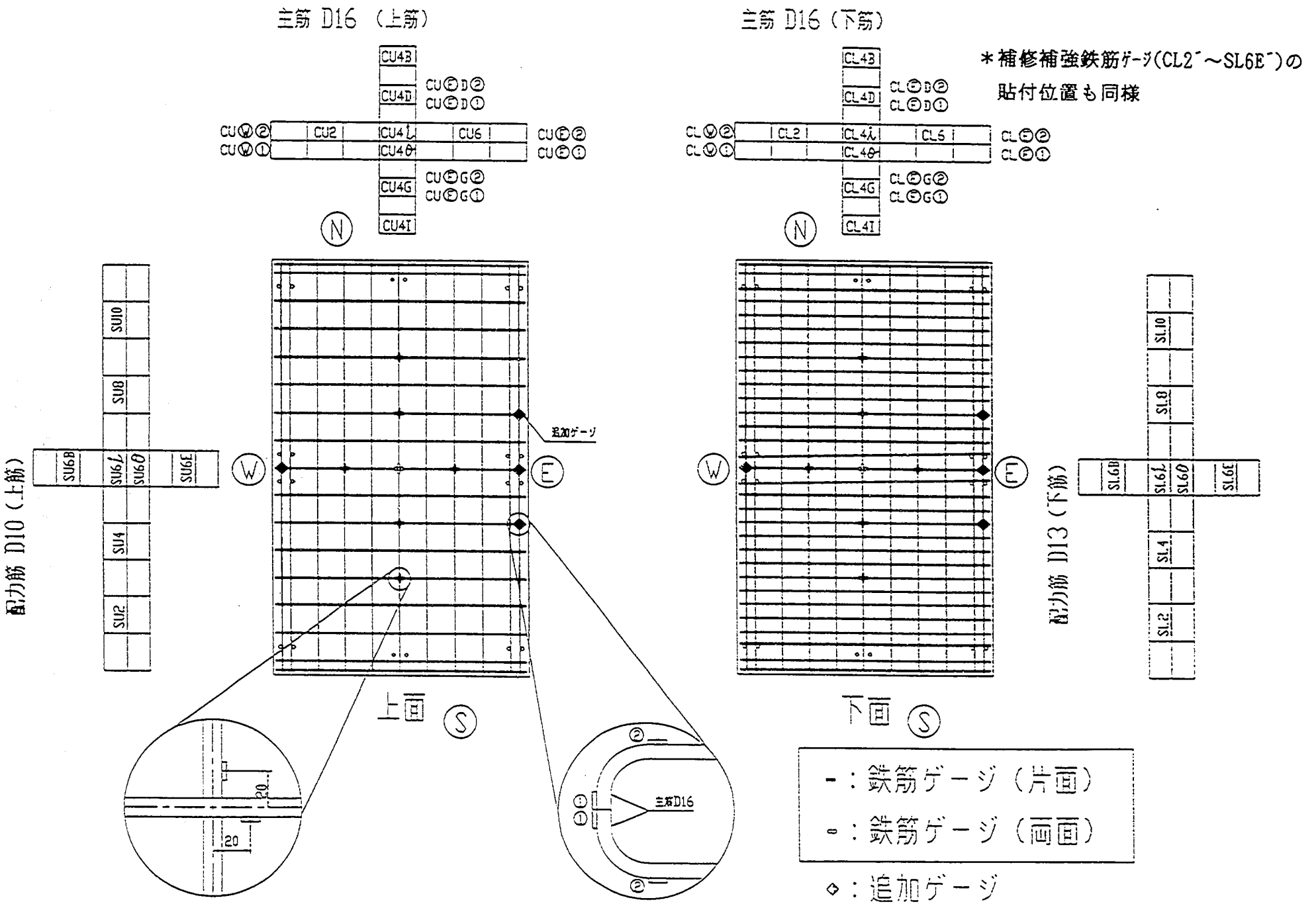
(応力度)

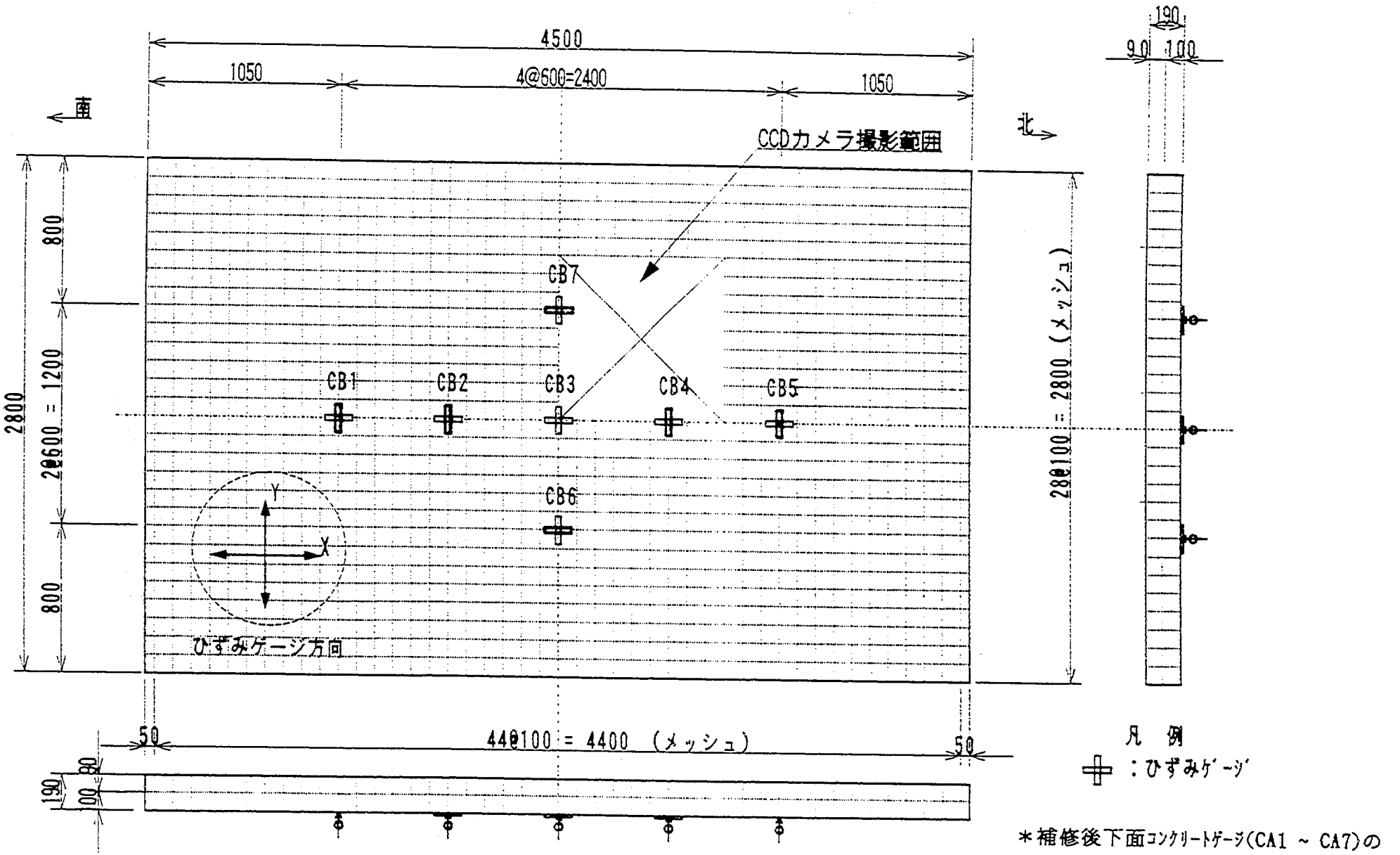
コンクリート応力度	σc=M/I×X	=	41.9	kg/cm²	<	90 kg/cm²
既設鉄筋応力度	σs1=n×M/I×(d1-X	=	617.0	kg/cm²	<	1200 kg/cm²
補強鉄筋応力度	σs3=n×M/I×(d3-X	=	1126.2	kg/cm²	<	1200 kg/cm²



以上、補強後はすべてＢ活荷重に対する必要耐荷力は十分有する結果が得られた。

図　2-1-1　ひずみゲージ貼付位置　（ホゼン式工法）





＊補修後下面ｺﾝｸﾘｰﾄｹﾞｰｼﾞ(CA1 ～ CA7)の
貼付位置も同様

図　2-1-2　ひずみゲージ貼付位置　（ホゼン式工法）

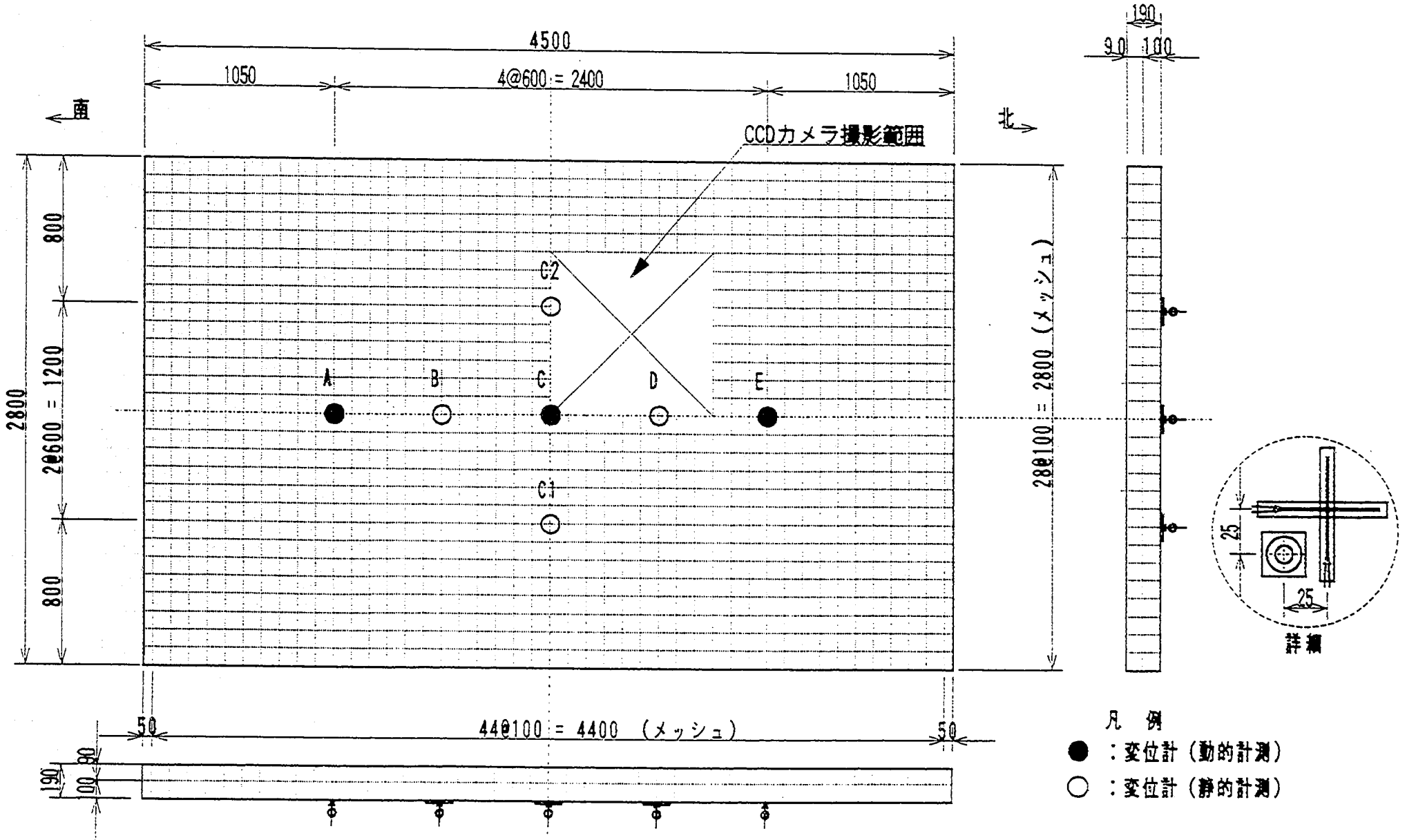
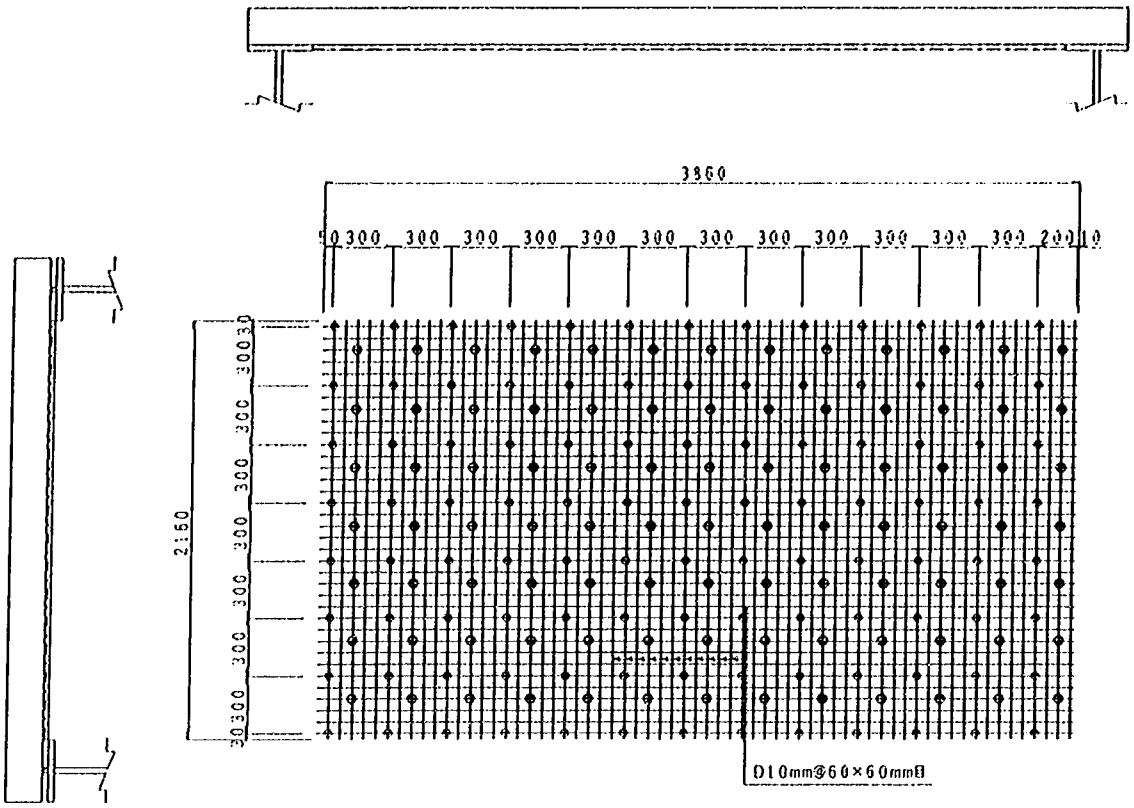
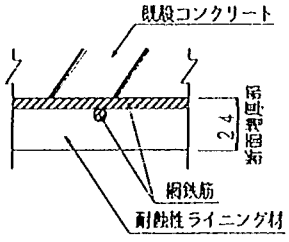


図 3-1 変位計取付位置 （ホゼン式工法）

図　4-1-1　網鉄筋取付位置　（ホゼン式工法）

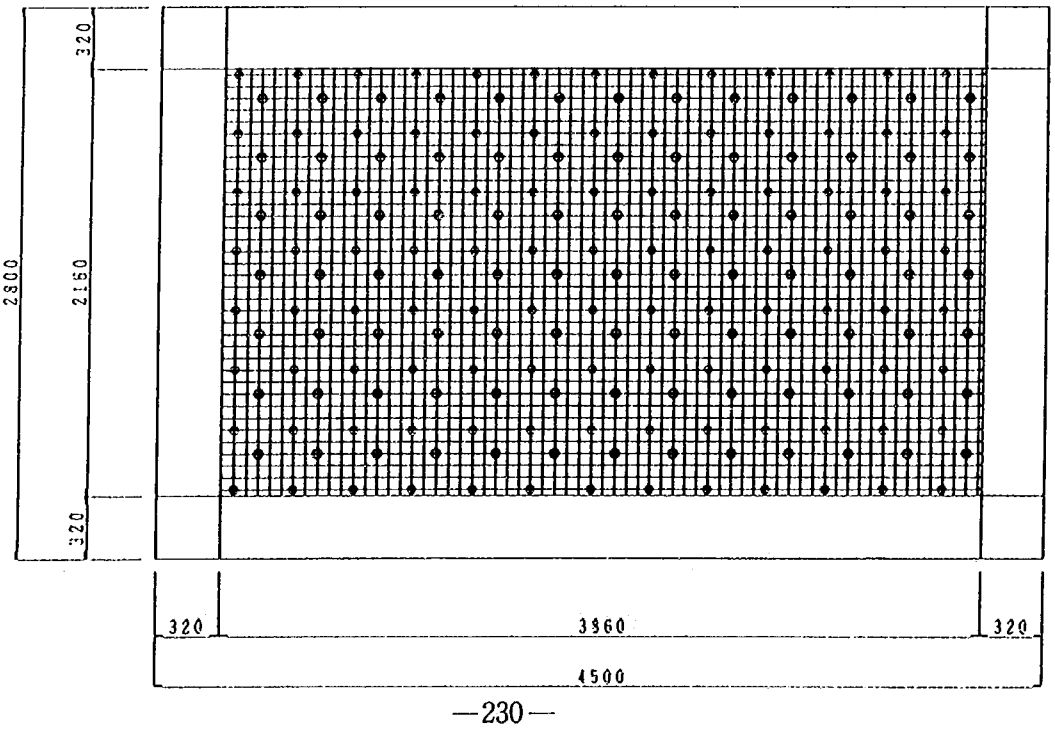


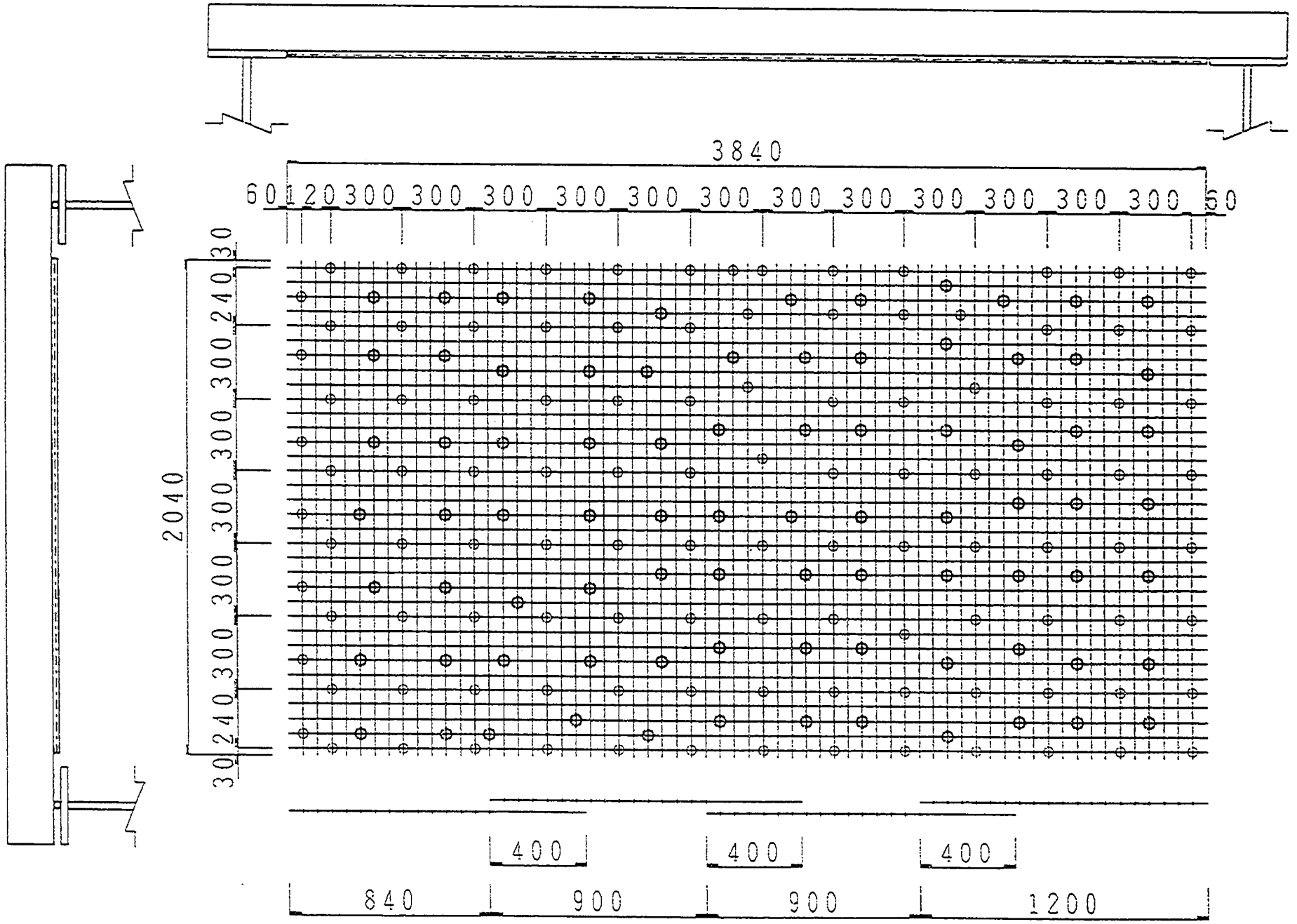


施工方法

1　注入材導入溝（サンダー工）
2　超高圧水洗クレン
3　網鉄筋取付、テーパ付T型アンカー及び樹脂注入器具打設
4　耐蝕性ライニング材吹付（1.8kg／m²）
5　耐蝕性ライニング材コテ塗22mm（39.6kg／m²）
6　低粘度樹脂注入
7　耐蝕性ライニング材コテ塗2mm（3.8kg／m²）

供試体平面図





※　◎は、樹脂注入ピン
　　○は、テーパ付T型アンカー

図　4-1-2　網鉄筋取付位置　（ホゼン式工法）

付録－３　ＦＲＰグリット工法

１）床版補強設計設計計算書

§１　概要 …… 233
§２　補強前（現況）断面の検討 …… 235
§３　CFRP グリット補強後断面の検討 …… 239

§1. 概要

1. 設計条件

1) 主桁間隔　　L = 3.0 m

2) 床 版 厚　　T = 190 mm

3) 舗 装 厚　　Ta = 100 mm

4) 補強による断面増加量　　Tu = 29 mm

5) 単位容積重量
- 舗 装(アスファルト)　　Was = 2.30 tf/m^3
- 床 版　　wrc = 2.50 tf/m^3

6) ヤング率
- コンクリート　　Ec = 140000 kgf/cm^2
- 鉄　筋　　Es = 2100000 kgf/cm^2
- 炭素繊維(CFRPｸﾞﾘｯﾄﾞ)　　Ecg = 4000000 kgf/cm^2

7) 許 容 値
- コンクリート　　σca = 90 kgf/cm^2 (= σck / 3 = 275 / 3)
- 鉄　筋　　σsa = 1400 kgf/cm^2
- 炭素繊維(CFRPｸﾞﾘｯﾄﾞ)　　σcga = 10000 kgf/cm^2

8) 活 荷 重　　B活荷重 : 10 tf　　主桁間隔割増係数　　1.042

2. 応力照査結果及び補強形状

		主鉄筋方向		配力鉄筋方向	
		補強前	補強後	補強前	補強後
死荷重曲げモーメント	tf·m	0.635		---	
活荷重曲げモーメント	tf·m	3.584		2.720	
増加死荷重曲げモーメント	tf·m	---	0.066	---	
圧縮側鉄筋量	cm^2	D16 ctc 300 =6.62		D10 ctc 300 =2.38	
引張側鉄筋量	cm^2	D16 ctc 150 =13.24		D13 ctc 300 =4.22	
CFRPｸﾞﾘｯﾄﾞ量	cm^2 @ mm	---	0.45 @ 75	---	0.30 @ 100
ｺﾝｸﾘｰﾄ応力度	kgf/cm^2	*88.7*	*66.0*	*111.4*	*57.6*
許容応力度	kgf/cm^2	90			
鉄筋応力度	kgf/cm^2	*2293*	*1168*	*4812*	*1331*
許容応力度	kgf/cm^2	1400			
CFRPｸﾞﾘｯﾄﾞ応力度	kgf/cm^2	---	*2155*	---	*3799*
許容応力度	kgf/cm^2	10000			

§2. 補強前(現況)断面の検討

1. 断面力の計算

1) 死荷重曲げモーメントの計算

a. 死 荷 重

舗 装	0.1	*	2.30	=	0.23	
床 版	0.19	*	2.50	=	0.475	
			合 計	=	0.705	tf/m^2

b. 死荷重モーメント

$$\text{連続版端支間 } Md = \frac{0.705 * 3^2}{10} = 0.635 \text{ tf·m}$$

2) 活荷重曲げモーメントの計算

B 活 荷 重　　P = 10 tf

a. 主鉄筋(橋軸直角)方向

ML1 = (0.12 * 3 + 0.07) * 10 * 1.042 * 0.8 = 3.584 tf·m

b. 配力鉄筋(橋軸)方向

ML2 = (0.10 * 3 + 0.04) * 10 * 0.8 = 2.72 tf·m

3) 設計曲げモーメント

a. 主鉄筋(橋軸直角)方向

・死荷重曲げモーメント　*0.635* tf·m

・活荷重曲げモーメント　*3.584* tf·m

b. 配力鉄筋(橋軸)方向

・活荷重曲げモーメント　*2.720* tf·m

2. 補強前応力度の算定(主鉄筋方向)

1) 鉄筋及び補強材量 (単位幅当たり)

・引張側鉄筋量　　As = 13.24 cm^2 , d = 16.0 cm

・圧縮側鉄筋量　　As' = 6.620 cm^2 , d' = 3.0 cm

2) 中立軸

$$X = (- A + \sqrt{(A^2 + 2 * b * B)}) / b$$

$$A = n \cdot As + n \cdot As'$$

$$B = n \cdot As \cdot d + n \cdot As' \cdot d'$$

$$A = 15 \cdot 13.24 + 15 \cdot 6.62 = 297.9$$

$$B = 15 \cdot 13.24 \cdot 16.0 + 15 \cdot 6.62 \cdot 3.0 = 3475.5$$

$$X = (- 297.9 + \sqrt{(297.9^2 + 2 \cdot 100 \cdot 3475.5)}) / 100 = 5.874 \text{ cm}$$

3) 断面2次モーメント

$$I = b \cdot X^3 / 3 + n \cdot As' \cdot (d' - X)^2 + n \cdot As \cdot (d - X)^2$$

$$= 100 \cdot 5.874^3 / 3 + 15 \cdot 6.62 \cdot (3 - 5.874)^2 + 15 \cdot 13.24 \cdot (16 - 5.874)^2 = 27940 \text{ } cm^4$$

4) コンクリート応力度

・死荷重応力度　$\sigma cd = \dfrac{0.635 * 10^5 * 5.874}{27940} = 13.4$ kgf/cm^2

・活荷重応力度　$\sigma cl = \dfrac{3.584 * 10^5 * 5.874}{27940} = 75.3$ kgf/cm^2

・コンクリート応力度　13.4 + 75.3 = ***88.7*** kgf/cm^2 < 90.0 kgf/cm^2 O.K.

5) 鉄筋応力度

・死荷重応力度　$\sigma sd = \dfrac{0.635 * 10^{5} * (16 - 5.874) * 15}{27940}$

$= 345$ kgf/cm^2

・活荷重応力度　$\sigma sl = \dfrac{3.584 * 10^{5} * (16 - 5.874) * 15}{27940}$

$= 1948$ kgf/cm^2

・鉄筋応力度　$345 + 1948 = 2293$ kgf/cm^2

> 1400 kgf/cm^2 N.G.

3. 補強前応力度の算定(配力鉄筋方向)

1) 鉄筋及び補強材量 (単位幅当たり)

・引張側鉄筋量　　As = 4.223 cm^2 , d = 14.55 cm

・圧縮側鉄筋量　　As' = 2.380 cm^2 , d' = 4.3 cm

2) 中 立 軸

$X = (- A + \sqrt{} (A^2 + 2 * b * B) / b$

$A = n \cdot As + n \cdot As'$

$B = n \cdot As \cdot d + n \cdot As' \cdot d'$

$A = 15 \cdot 4.223 + 15 \cdot 2.38 = 99.045$

$B = 15 \cdot 4.223 \cdot 14.55 + 15 \cdot 2.38 \cdot 4.3 = 1075.2$

$X = (- 99.045 + \sqrt{} (99.045^2 + 2 \cdot 100 \cdot 1075.2) / 100 = 3.751$ cm

3) 断面2次モーメント

$I = b \cdot X^3 / 3 + n \cdot As' \cdot (d' - X)^2 + n \cdot As \cdot (d - X)^2$

$= 100 \cdot 3.751^3 / 3 + 15 \cdot 2.38 \cdot (4.3 - 3.751)^2 + 15 \cdot 4.223 \cdot (14.55 - 3.751)^2 = 9157$ cm^4

4) コンクリート応力度

・活荷重応力度　$\sigma cl = \dfrac{2.720 * 10^5 * 3.751}{9157} = 111.4$ kgf/cm^2 > 90 kgf/cm^2

5) 鉄筋応力度

・活荷重応力度　$\sigma sl = \dfrac{2.720 * 10^5 * (14.6 - 3.751) * 15}{9157} = 4812$ kgf/cm^2 > 1400 kgf/cm^2 N.G.

§3. CFRPグリッド補強後断面の検討

1. 断面力の計算

1) 増加死荷重曲げモーメントの計算

a. 断面増加死荷重

床 版　0.029 ＊ 2.50 ＝ 0.073 tf/m^2

b. 死荷重モーメント

$$\text{連続版端支間 } Md = \frac{0.073 * 3^2}{10} = 0.066 \text{ tf·m}$$

2) 設計曲げモーメント

a. 主鉄筋(橋軸直角)方向

・死荷重曲げモーメント　*0.635* tf·m　(補強前断面力の頁参照)

・(活荷重+増加死荷重)曲げモーメント　*3.65* tf·m

b. 配力鉄筋(橋軸)方向

・活荷重曲げモーメント　*2.720* tf·m　(補強前断面力の頁参照)

2. 補強後応力度の算定(主鉄筋方向)

1) 鉄筋及び補強材量 (単位幅当たり)

・引張側鉄筋量　　As = 13.24 cm^2 , d = 16.0 cm
・圧縮側鉄筋量　　As' = 6.62 cm^2 , d' = 3.0 cm
・CFRPグリッド中の炭素繊維量　　Acg = *6.00* cm^2 , h = 19.7 cm
・炭素繊維ヤング率　Ecg = 3800000
・炭素繊維とコンクリートのヤング率比　ncf = 27.14

2) 中 立 軸

$$X = (- A + \sqrt{} (A^2 + 2 * b * B) / b$$

$$A = n \cdot As + n \cdot As' + ncf \cdot Acg$$

$$B = n \cdot As \cdot d + n \cdot As' \cdot d' + ncf \cdot Acg \cdot h$$

$$A = 15 \cdot 13.24 + 15 \cdot 6.62 + 27.14 \cdot 6 = 460.74$$

$$B = \cdot 13.24 \cdot 16 + 15 \cdot 6.62 \cdot 3 + 27.14 \cdot 6 \cdot 19.65 = 6675.3$$

$$X = (- 460.74 + \sqrt{} (460.74^2 + 2 \cdot 100 \cdot 6675.3) / 100 = 7.832 \text{ cm}$$

3) 断面2次モーメント

$$I = b \cdot X^3 / 3 + n \cdot As' \cdot (d' - X)^2 + n \cdot As \cdot (d - X)^2 + ncf \cdot Acg \cdot (h - X)^2$$

$$= 100 \cdot 7.832^3 / 3 + 15 \cdot 6.62 \cdot (3 - 7.832)^2 + 15 \cdot 13.24 \cdot (16 - 7.832)^2 + 27.14 \cdot 6 \cdot (19.65 - 7.832)^2 = 54325 \text{ } cm^4$$

4) コンクリート応力度

・死荷重応力度　　σcd = = 13.4 kgf/cm^2

・(活+増加死)応力度　$\sigma cl = \dfrac{3.65 * 10^5 * 7.832}{54325}$ = 52.6 kgf/cm^2

・コンクリート応力度　13.4 + 52.6 = *66.0* < 90.0 kgf/cm^2 O.K.

5) 鉄筋応力度

・死荷重応力度　　σsd =　　= 345 kgf/cm^2

・(活+増加死)応力度　$\sigma sl = \dfrac{3.65 * 10^5 * (16 - 7.832) * 15}{54325}$

= 823 kgf/cm^2

・鉄筋応力度　345 + 823 = *1168* < 1400 kgf/cm^2 O.K.

6) CFRPグリッド応力度

・(活+増加死)応力度　$\sigma cl = \dfrac{3.65 * 10^5 * (19.7 - 7.832) * 27.14}{54325}$

= *2155* kgf/cm^2

< 10000 kgf/cm^2 O.K.

3. 補強後応力度の算定(配力鉄筋方向)

1) 鉄筋及び補強材量 (単位幅当たり)

・引張側鉄筋量　As = 4.223 cm^2 , d = 14.55 cm

・圧縮側鉄筋量　As' = 2.38 cm^2 , d' = 4.3 cm

・CFRPグリッド中の炭素繊維量　Acg = 3.00 cm^2 , h = 19.7 cm

・炭素繊維ヤング率　Ecg = 3800000 kgf/cm^2

・炭素繊維とコンクリートのヤング率比　ncf = 27.14

2) 中立軸

$X = (- A + \sqrt{} (A^2 + 2 * b * B) / b$

$A = n \cdot As + n \cdot As' + ncf \cdot Acg$

$B = n \cdot As \cdot d + n \cdot As' \cdot d' + ncf \cdot Acg \cdot h$

$A = 15 \cdot 4.223 + 15 \cdot 2.38 + 27.14 \cdot 3 = 180.47$

$B = \cdot 4.223 \cdot 14.55 + 15 \cdot 2.38 \cdot 4.3 + 27.14 \cdot 3 \cdot 19.65$

$= 2675.1$

$X = (- 180.47 + \sqrt{} (180.47^2 + 2 \cdot 100 \cdot 2675.1) / 100$

$= 5.729$ cm

3) 断面2次モーメント

$I = b \cdot X^3 / 3 + n \cdot As' \cdot (d' - X)^2 + n \cdot As \cdot (d - X)^2 + ncf \cdot Acg \cdot (h - X)^2$

$= 100 \cdot 5.729^3 / 3 + 15 \cdot 2.38 \cdot (4.3 - 5.729)^2 + 15 \cdot 4.223 \cdot (14.55 - 5.729)^2 + 27.14 \cdot 3 \cdot (19.65 - 5.729)^2 = 27048$ cm^4

4) コンクリート応力度

・活荷重応力度　$\sigma cl = \dfrac{2.720 * 10^5 * 5.729}{27048} =$ *57.6* kgf/cm^2

< 90 kgf/cm^2 O.K.

5) 鉄筋応力度

・活荷重応力度　$\sigma sl = \dfrac{2.720 * 10^5 * (14.6 - 5.729) * 15}{27048}$

$=$ *1331* kgf/cm^2

< 1400 kgf/cm^2 O.K.

6) CFRPグリッド応力度

・活荷重応力度　$\sigma cl = \dfrac{2.720 * 10^{5} * (19.7 - 5.729) * 27.14}{27048}$

$= 3799$ kgf/cm^2

< 10000 kgf/cm^2 O.K.

付録－４　２方向ケブラー製シート工法

１）二方向ケブラー繊維シートの RC 床版補強設計 …… 245

２）二方向ケブラー繊維シートの施工手順 …… 252

1．二方向ケブラー繊維シートのRC床版補強設計例

活荷重　　B活荷重

許容応力　コンクリート　$\sigma ca = 80\ kgf/cm^2$　(弾性係数 $1.4\times10^5 kgf/cm^2$)

鉄　　筋　$\sigma sa = 1{,}400\ kgf/cm^2$　(弾性係数 $2.1\times10^6 kgf/cm^2$)

二方向ｱﾗﾐﾄﾞ繊維ｼｰﾄ（87ﾀｲﾌﾟ）

$\sigma cf = 8{,}400\ kgf/cm^2$　(弾性係数 $1.2\times10^6 kgf/cm^2$)

設計厚　　二方向ｱﾗﾐﾄﾞ繊維ｼｰﾄ（87ﾀｲﾌﾟ）

$t\,cf = 0.0300cm$

支間距離　　$L = 2.395m$

2．荷　重

死荷重　ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装　$0.05 \times 2{,}300 = 115\ kgf/m^2$

R C 床版　$0.16 \times 2{,}500 = 400\ kgf/m^2$

$515\ kgf/m^2$

強化繊維ｼｰﾄ、含浸樹脂の重量は考慮しない。

活荷重　後輪荷重　$p = 10.0\ t$

衝撃係数　$i = 1.0$

3．設計曲げモーメント

①死荷重モーメント

②a）支間中央部

$Md = 1/10\ \ WL^2 = 1/10 \cdot 515 \cdot 2.395^2 = 295\ kgf \cdot m$

b）支点上

$Md' = -1/8\ \ WL^2 = -1/8 \cdot 515 \cdot 2.395^2 = -369\ kgf \cdot m$

③活荷重モーメント

a）主鉄筋方向

$M1 = \pm0.8 \times (0.12L + 0.07)\ P$

$= \pm0.8 \times (0.12\ \ 2.395 + 0.07)\ \ 10{,}000 = \pm\ 2{,}859\ kgf \cdot m$

b）配力鉄筋方向

$M2 = 0.8 \times (0.10L + 0.04)\ P$

$= 0.8 \times (0.10\ \ 2.395 + 0.04)\ \ 10{,}000 = 2{,}236\ kgf \cdot m$

③合　　計

a）支間中央部－主鉄筋方向

M　= Md + M1 = 295 + 2,859 = 3,154 kgf・m

b）支間中央部－配力鉄筋方向

M　= M2 = 2,236 kgf・m

c）支点上－主鉄筋方向

M　= Md'+ M1 = －369 － 2,859 = 3,228 kgf・m

4．発生応力度の検討

4-1．断面状態

①支間中央部

主鉄筋

引張鉄筋　D16　@110

圧縮鉄筋　D16　@220

断面積　　As = 18.28 cm^2 （引張）

As' = 9.14 cm^2 （圧縮）

配力鉄筋

引張鉄筋　D13　@25

圧縮鉄筋　D13　@250

断面積　　As = 5.31 cm^2 （引張）

As' = 5.31 cm^2 （圧縮）

②支点上

主鉄筋

引張鉄筋　D16　@110

圧縮鉄筋　D16　@220

断面積　　As = 18.28 cm^2 （引張）

As' = 9.14 cm^2 （圧縮）

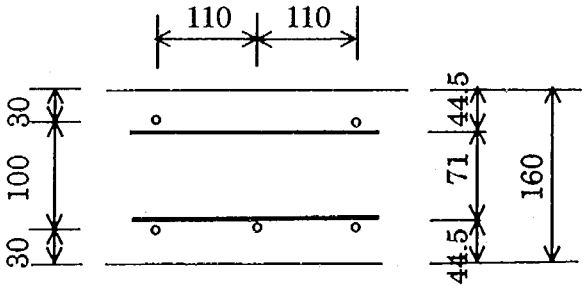


図1　補強筋配置

4-2. 無補強時の応力度

圧縮縁から中立軸までの距離Xは，次式となる。

$$X = -n(As+As') / b + \{[n(As+As')/b]^2 + 2n(d \cdot As + d' \cdot As')/b\}^{1/2}$$

n ： 鉄筋とコンクリートの弾性係数比

b ： 有効幅 （100 cm）

d ： 引張鉄筋の圧縮端からの距離

d' ： 圧縮鉄筋の圧縮縁からの距離

・断面二次モーメントは次式で示される。

$$I = b \cdot X^3/3 + n \cdot As'(d'-X)^2 + n \cdot As(d-X)^2$$

① 支間中央部～主筋方向

$$X = -15(18.28+9.14)/100 + \{[15(18.28+9.14)/100]^2 + 2 \cdot 15(13 \cdot 18.28 + 3 \cdot 9.14)/100\}^{1/2}$$
$$= -4.113 + 9.820 = 5.707 \text{ cm}$$

$$I = 100 \quad 5.707^3/3 + 15 \cdot 9.14(3-5.707)^2 + 15 \cdot 18.28(13-5.707)^2$$
$$= 21,784.6 \text{ cm}^4$$

・発生応力度

コンクリート $\sigma c = M \cdot X / I$
$= 315,400 \quad 5.707 / 21,784.6 = 83 \text{ kgf/cm}^2$

引張鉄筋 $\sigma s = M \quad (d-X) \quad n / I$
$= 315,400 \quad (13-5.707) \cdot 15/21,784.6 = 1,584 \text{ kgf/cm}^2$

②支間中央部～配力筋方向

$$X = -15(5.31+5.31)/100 + \{[15(5.31+5.31)/100]^2 + 2 \cdot 15(11.55 \cdot 5.31 + 4.45 \cdot 5.31)/100\}^{1/2}$$
$$= -1.593 + 5.294 = 3.701 \text{ cm}$$

$I = 100 \cdot 3.701^3 / 3 + 15 \cdot 5.31(4.45 - 3.701)^2 + 15 \quad 5.31(11.55-3.71)^2$
$= 6,\ 641.47\ cm^4$

・発生応力度

コンクリート $\sigma c = M \quad X / I$
$= 223,600 \quad 3.701 / 6,\ 641.47 = 125\ kgf/cm^2$

引張鉄筋 $\sigma s = M \quad (d - x) \quad n / I$
$= 223,600 \quad (11.55 - 3.701) \quad 15 / 6,\ 641.47$
$= 3,964\ kgf/cm^2$

③支点上～主筋方向

$X = -15\ (18.28 + 9.14) / 100 +$
$\{[15(18.28 + 9.14) / 100]^2 + 2 \cdot 15(19.5 \cdot 18.28 + 6.5 \cdot 9.14) / 100\}^{1/2}$
$= -4.113 + 11.90 = 7.79\ cm$

$I = 100 \quad 7.79^3 / 3 + 15 \quad 9.14(6.5-7.79)^2 + 15 \quad 18.28(19.5-7.79)^2$
$= 53,\ 585.2\ cm^4$

・発生応力度

コンクリート $\sigma c = M \quad X / I$
$= 322,800 \quad 7.79 / 53,\ 585.2 = 47\ kgf/cm^2$

引張鉄筋 $\sigma s = M \quad (d-X) \cdot n / I$
$= 322,800 \quad (19.5-7.79) \quad 15 / 53,\ 585.2$
$= 1,058\ kgf/cm^2$

応力度照査の結果、支間中央部においてコンクリート応力度、引張鉄筋応力度は、主筋方向、配力筋方向ともに許容応力度を越えている。支点上では現状で許容応力度を越えることはない。

表１　補強前の床版応力度計算結果

	支間中央部		支点上
	主筋	配力筋	主筋
コンクリート応力度　kgf／cm²	83	125	47
コンクリート許容応力度 kgf／cm²	80	80	80
判　定	NG	NG	OK
引張鉄筋応力度　kgf／cm²	1,584	3,964	1,058
引張鉄筋許容応力度　kgf／cm²	1,400	1,400	1,400
判　定	NG	NG	OK

4-3. 補強方法

支間中央部の床版下面に二方向アラミド繊維シート（87タイプ）を2層接着補強する。

4-4. 二方向アラミド繊維シート（87タイプ）接着補強時の応力度

・圧縮縁から中立軸までの距離Xは、次式となる。

$$X = (-A + [A^2 + 2 \cdot b \cdot B]^{1/2}) / b$$

$$A = n \cdot As + n \cdot As' + ncf \cdot Acf$$

$$B = n \cdot As \cdot d + n \cdot As' \cdot d' + ncf \cdot Acf \cdot h$$

Acf　：二方向アラミド繊維シート(87タイプ)の断面積

ncf　：二方向アラミド繊維シート(87タイプ)とコンクリートの弾性係数比

h　：床版厚さ

・断面二次モーメントは次式で示される。

$$I = b \cdot X^3/3 + n \cdot As'(d'-X)^2 + n \cdot As(d-X)^2 + ncf \cdot Acf \cdot (h-X)^2$$

①支間中央部～主筋方向

$$A = 15 \cdot 18.28 + 15 \cdot 9.14 + 8.6 \cdot 6.00 = 462.9$$

$$B = 15 \cdot 18.28 \cdot 13 + 15 \cdot 9.14 \cdot 3 + 8.6 \cdot 6.00 \cdot 16 = 4,801.5$$

$$X = (-462.9 + [462.9^2 + 2 \cdot 100 \cdot 4,801.5]^{1/2}) / 100 = 6.21$$

$$I = 100 \cdot 6.21^3/3 + 15 \cdot 9.14(3-6.21)^2 + 15 \cdot 18.28(13-6.21)^2 + 8.6 \cdot 6.00 \cdot (16-6.21)^2 = 26,982\ cm^4$$

・発生応力度

コンクリート　$\sigma c = M \cdot X / I$

$= 315,400 \cdot 6.21 / 26,982 = 72.5\ kgf/cm^2$

引張鉄筋　$\sigma s = M \cdot (d-x) \cdot n / I$

$= 315,400 \cdot (13-6.21) \cdot 15 / 26,982 = 1,191\ kgf/cm^2$

二方向アラミド繊維シート(87タイプ)

$\sigma cf = M \cdot (h-X) \cdot ncf / I$

$= 315,400 \cdot (16-6.21) \cdot 8.6 / 26,982 = 984\ kgf/cm^2$

②支間中央部～配力筋方向

$A = 15 \cdot 5.31 + 15 \cdot 5.31 + 8.6 \cdot 6.0 = 210.9$

$B = 15 \cdot 5.31 \cdot 11.55 + 15 \cdot 5.31 \cdot 4.45 + 8.6 \cdot 6.0 \cdot 16 = 2,100.0$

$X = (-210.9 + [210.9^2 + 2 \cdot 100 \cdot 2,100.0]^{1/2}) / 100 = 4.71$

$I = 100 \cdot 4.71^3/3 + 15 \cdot 5.31(4.45-4.71)^2 + 15 \cdot 5.31(11.55-4.71)^2 + 8.6 \cdot 6.0 \cdot (16-4.71)^2 = 16,792\ cm^4$

・発生応力度

コンクリート　$\sigma c = M \cdot X / I$

$= 223,600 \cdot 4.71 / 16,792 = 62.7\ kgf/cm^2$

引張鉄筋　$\sigma s = M \cdot (d-X) \cdot n / I$

$= 223,600 \cdot (11.55-4.71) \cdot 15 / 16,792$

$= 1,366.3\ kgf/cm^2$

二方向アラミド繊維シート(87タイプ)

$\sigma cf = M \cdot (h-X) \cdot ncf / I$

$= 223,600 \cdot (16-4.71) \cdot 8.6 / 16,792$

$= 1,292.9\ kgf/cm^2$

二方向アラミド繊維シート(87 タイプ)を2層接着補強することにより、コンクリート応力度および引張鉄筋応力度を許容応力度以下にすることができた。また、この時の二方向アラミド繊維シート(87 タイプ)の発生応力度も許容応力度以下である。

表2　接着時の床版応力度計算結果

	支間中央部	
	主筋	配力筋
コンクリート応力度　kgf／cm²	73	63
コンクリート許容応力度　kgf／cm²	80	80
判定	OK	OK
引張鉄筋応力度　kgf／cm²	1,191	1,366
引張鉄筋許容応力度　kgf／cm²	1,400	1,400
判定	OK	OK
二方向アラミド繊維シート(87タイプ)応力度　kgf／cm²	984	1,293
二方向アラミド繊維シート(87タイプ)許容応力度 kgf／cm²	8,400	8,400
判定	OK	OK

4-5. 補強範囲の検討

二方向アラミド繊維シート(87 タイプ)の補強範囲は床版下面の全体とし、ハンチ部も含める。

$$\sigma cf \cdot t \cdot (\text{積層数}) < \tau_a \cdot L$$

L ： 必要定着長さ (cm)　τ_a ： 許容付着応力度 (kgf／cm²)とする。

①主軸方向

$$984 \cdot 0.0300 \cdot 2 < 6.0 \cdot L$$

$$9.8 < L \quad (cm)$$

②配力筋方向

$$1{,}293 \cdot 0.0300 \cdot 2 < 6.0 \cdot L$$

$$12.9 < L \quad (cm)$$

以上の検討により、補強範囲は床版下面の全体で十分である。



写真１　下地処理：ブラスト処理



写真２　下地処理：プライマー塗布



写真３　含浸接着樹脂塗布：下塗り



写真４　ケブラーシート貼付け



写真５　整形　脱泡処理



写真６　含浸接着樹脂塗布：上塗り



写真７　整形－脱泡処理



写真８　初期硬化後：２層目貼付け

付録－２　二方向ケブラー繊維シートの施工手順

付録－５　ＰＳＲ工法

１）　設計計算書 …… 253

２）　試験状況写真 …… 255

３）　計測器ゲージNo.対応表 …… 258

４）　材料試験結果 …… 259

５）　変位走行関係図 …… 262

６）　ひずみ走行関係図 …… 264

1）設計計算書

§2．設計条件

2－1荷重

（1）死荷重
（現行示方書）

ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装	γ＝ 2.30 tf/m3	
鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ	γ＝ 2.50 tf/m3	
増厚ﾓﾙﾀﾙ	γ＝ 2.50 tf/m3	

（2）活荷重
補強設計　B荷重

2－2許容応力度

（1）コンクリート
許容圧縮応力度　σca ＝ 80 kg/cm2

（2）鉄筋
許容引張応力度（既設鉄筋）　σsa ＝1400 kg/cm2 (SD295)
（床版補強鉄筋）　σsa ＝1400 kg/cm2 (SD295)

2－3構造諸元

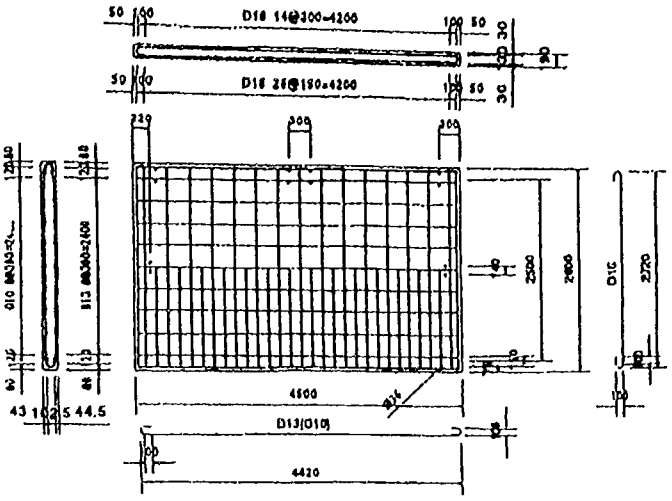
（1）床版厚　19.0cm　（舗装厚 10cm　連続床版支間3.0m）

2－4適用示方書及び参考文献

（1）道路橋示方書・同解説
平成　8年12月　日本道路協会

§3．床版の検討

3－1構造寸法



供試体の形状寸法図

3－2既設床版の鉄筋量

配筋図より既設の鉄筋量が判明している．

a）張出床版
主筋（橋軸直角方向）
上側鉄筋　D16-300ctc　＝　6.62 cm2/m
下側鉄筋　D16-150ctc　＝　13.24 cm2/m
配力筋（橋軸方向）
上側鉄筋　D10-300ctc　＝　2.38 cm2/m
下側鉄筋　D13-300ctc　＝　4.22 cm2/m

3－3現行基準による断面力の計算

道路橋示方書・同解説　Ⅱ鋼橋編　6.1.4床版の設計モーメントに基づいて設計断面力を求める。

a）主桁間部床版（支間　L＝3.0m）

（1）橋軸直角方向
1．死荷重モーメント
舗装　0.10*2.30*3.0*3.0/10　＝　0.207 tf･m
床版　0.19*2.30*3.0*3.0/10　＝　0.393 tf･m
Md ＝　＝　0.600 tf･m

2．活荷重モーメント
割増係数 α=1+(L-2.5)/12
=1+(3.0-2.5)/12　＝　1.042
ML1＝ (0.12･L+0.07)･P･0.8･α
＝ (0.12*3.0+0.07)*10*0.8*1.042　＝　3.584 tf･m

3．合計モーメント
M1 ＝ 0.600 + 3.584　＝　4.184 tf･m

（2）橋軸方向
M2 ＝ (0.10･L+0.04)･P･0.8
＝ (0.10*3.0+0.04)*10*0.8　＝　2.720 tf･m

3－4現況断面における応力度の計算

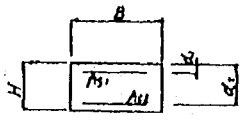
（1）断面応力度

項目		単位	橋軸直角方向 主筋	橋軸方向 配力筋	備考
断面力	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	tf･m	4.184	2.720	
断面寸法	b	cm	100.0	100.0	
	H	〃	19.0	19.0	
上側既設鉄筋	d	〃	3.00	4.30	
	ctc	-	D16-300	D10-300	
	As	cm2	6.62	2.38	
下側既設鉄筋	d	〃	16.00	14.56	
	ctc	-	D16-150	D13-300	
	As	cm2	13.24	4.22	
応力度	ｺﾝｸﾘｰﾄ	kgf/cm2	*88.0	*111.5	> 80-Out
	鉄筋	〃	*2274.5	*4814.6	>1400-Out

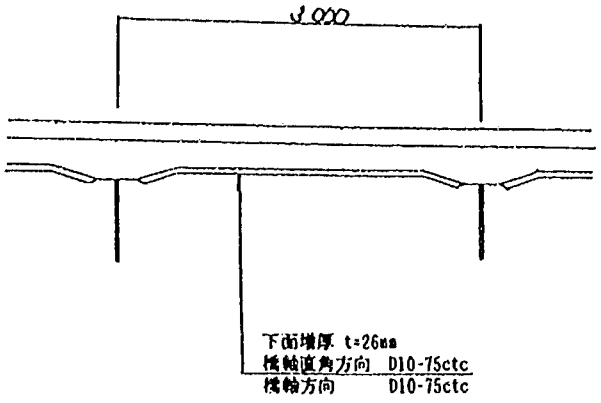
*は許容値を越えている．補強が必要である．

RC.矩形断面応力度計算

項目		供試体補強前			
断面力	断面 モーメント M (tf･m)	主筋方向 4.184	配力筋 2.720		
	軸力 N (tf)	0.000	0.000		
	せん断力 S (tf)	0.000	0.000		
部材	部材幅 B (cm)	100.0	100.0		
	高 H (cm)	19.0	19.0		
	鉄筋段数nt	2	2		
	圧縮カヲノ d1 (cm)	3.00	4.30		
	有効高 d2 (cm)	16.00	14.56		
	鉄筋量 As1(cm2/m)	6.62	2.38		
	As2(cm2/m)	13.24	4.22		
計算	鉄筋比 n ＝ Es/Ec	15	15		
	断面1次 Gc(cm3)	1725	703		
	モーメント Gs(cm3)	-1725	-703		
	断面2次 Ic(cm4)	6756	1756		
	モーメント Is(cm4)	21182	7394		
	ΣGi(cm3)	0	0		
	ΣIi(cm4)	27940	9152		
	中立軸 x (cm)	5.87	3.75		
応力度	ｺﾝｸﾘｰﾄ σc (Kgf/cm2)	88.0	111.5		
	鉄筋 σs1(Kgf/cm2)	-645.7	245.0		
	σs2(Kgf/cm2)	2274.5	4814.8		
	せん断 τm (Kgf/cm2)	0.00	0.00		
許容値	ｺﾝｸﾘｰﾄ σca(Kgf/cm2)	80.0	80.0		
	鉄筋 σsa(Kgf/cm2)	1400.0	1400.0		
	せん断 τa (Kgf/cm2)	0.00	0.00		



3－5 補強断面



床版下面に厚さ26mmのモルタルで増厚し、補強鉄筋D10-75x75ctcを配置する。
下面増厚によって、つぎの増加モーメントが生じる。

下面増厚による増加モーメント
M' = 0.026*2.50*3.0*3.0/10 = 0.059 tf・m
死荷重モーメントの合計
Md= 0.600 + 0.059 = 0.659 tf・m

3－6 補強断面における応力度の計算

（1）橋軸直角方向（主筋）

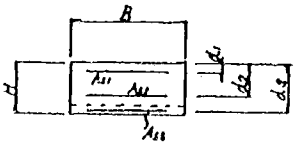
項目		単位	死荷重	活荷重	合計	備考
断面力	曲げモーメント	tf・m	0.659	3.584	4.243	
断面寸法	b	cm	100.0	100.0		
	H	〃	19.0	21.6		26mm増厚
上側既設鉄筋	d	〃	3.00	3.00		
	-	ctc	D16-300	D16-300		
	As	cm2	6.62	6.62		
下側既設鉄筋	d	〃	16.00	16.00		
	-	ctc	D16-150	D16-150		
	As	cm2	13.24	13.24		
補強鉄筋	d	cm	-	20.50		
	-	ctc	-	D10-75		
	As	cm2	-	9.51		
応力度	コンクリート	kgf/cm2	13.9	50.9	64.8	< 80-Ok
	既設鉄筋	〃	358.2	815.8	1174.0	<1400-Ok
	補強鉄筋	〃	-	1260	1260.0	<1400-Ok

（2）橋軸方向（配力筋）

項目		単位	死荷重	活荷重	合計	備考
断面力	曲げモーメント	tf・m	-	2.720	2.720	
断面寸法	b	cm	-	100.0		
	H	〃	-	21.6		18mm増厚
上側既設鉄筋	d	〃	-	4.30		
	-	ctc	-	D10-300		
	As	cm2	-	2.38		
下側既設鉄筋	d	〃	-	14.55		
	-	ctc	-	D13-300		
	As	cm2	-	4.22		
補強鉄筋	d	cm	-	19.50		
	-	ctc	-	D6-30		
	As	cm2	-	10.56		
応力度	コンクリート	kgf/cm2	-	47.7	47.7	< 80-Ok
	既設鉄筋	〃	-	930.0	930.0	<1400-Ok
	補強鉄筋	〃	-	1348	1348.0	<1400-Ok

RC.矩形断面応力度計算

項目			供試体補強(D10)			
	断面		主筋Md	主筋ML	配力筋	
断面力	モーメント	M (tf・m)	0.659	3.584	2.720	
	軸力	N (tf)	0.000	0.000	0.000	
	せん断力	S (tf)	0.000	0.000	0.000	
部材	部材幅	B (cm)	100.0	100.0	100.0	
	高	H (cm)	19.0	21.6	21.6	
	鉄筋段数	nt	2	3	3	
	圧縮カバー	d1 (cm)	3.00	3.00	4.30	
	有効高	d2 (cm)	16.00	16.00	15.55	
		d3 (cm)		20.50	19.50	
計算	鉄筋量	As1(cm2/m)	6.62	6.62	2.38	
		As2(cm2/m)	13.24	13.24	4.22	
		As3(cm2/m)		9.51	9.51	
	鉄筋比	n = Es/Ec	15	15	15	
	断面1次モーメント	Gc(cm3)	1725	2992	2286	
		Gs(cm3)	-1725	-2992	-2286	
	断面2次モーメント	Ic(cm4)	6758	15429	10302	
		Is(cm4)	21182	39034	28255	
		ΣGi(cm3)	0	0	0	
		ΣIi(cm4)	27940	54463	38557	
	中立軸	x (cm)	5.87	7.74	6.76	
応力度	コンクリート	σc (Kgf/cm2)	13.9	50.9	47.7	
	鉄筋	σs1(Kgf/cm2)	-101.7	-467.4	-260.4	
		σs2(Kgf/cm2)	358.2	815.8	930.0	
		σs3(Kgf/cm2)		1260.0	1348.0	
	せん断	τm (Kgf/cm2)	0.00	0.00	0.00	
許容値	コンクリート	σca(Kgf/cm2)	80.0	80.0	80.0	
	鉄筋	σsa(Kgf/cm2)	1400.0	1400.0	1400.0	
	せん断	τa (Kgf/cm2)	0.00	0.00	0.00	

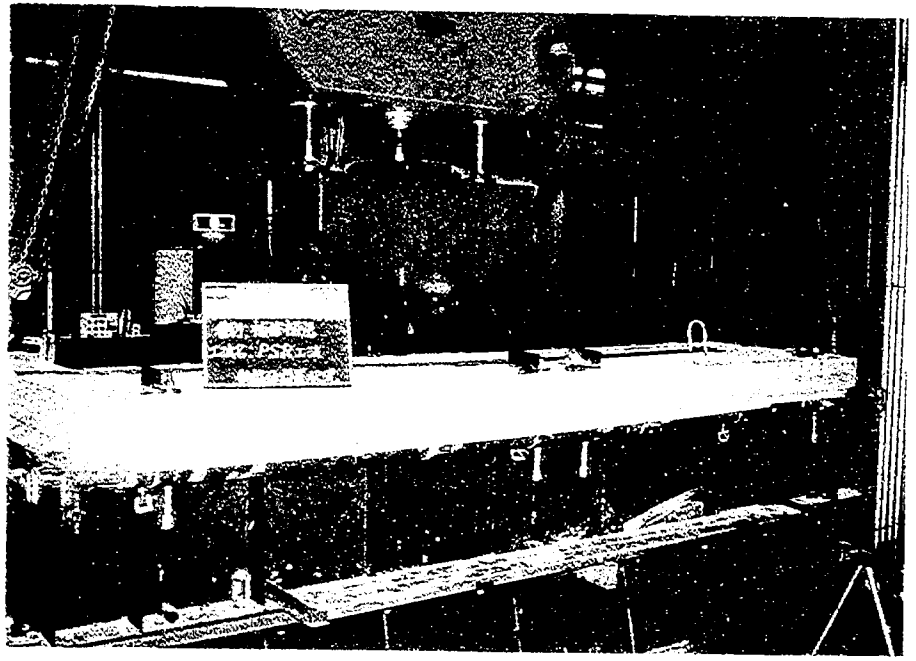


3－7 補強断面の破壊安全率

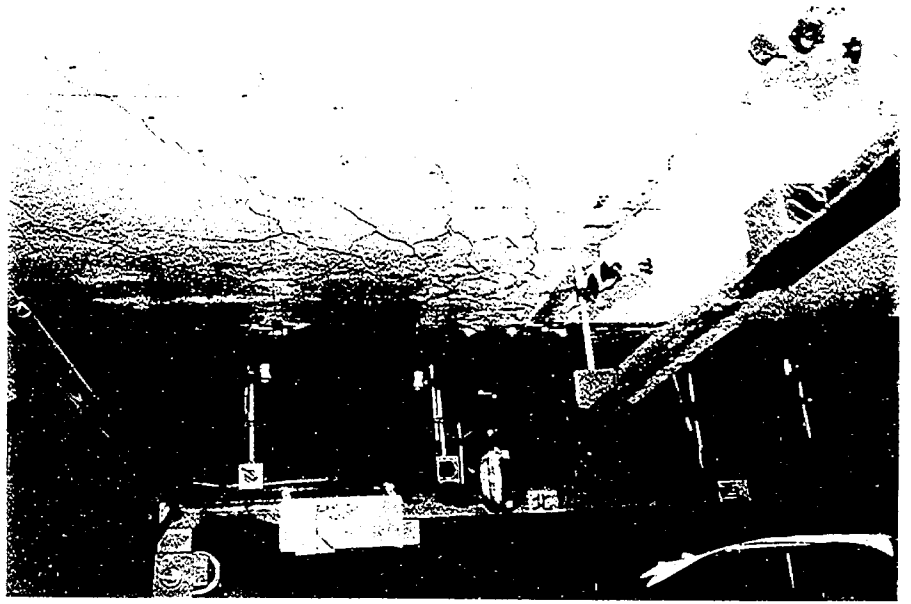
終局荷重時モーメント（M）
M = 1.3・Md + 2.5・ML
Md:死荷重モーメント
ML:活荷重モーメント
破壊抵抗モーメント（Mu）
Mu = As・σsy・(d-1/2・(As・σsy)/(0.85σck・b))
As:引張鉄筋量 σsy:引張鋼材の降伏点
b :圧縮縁の幅 σck:コンクリートの設計基準強度
d :有効高

主桁間部床版

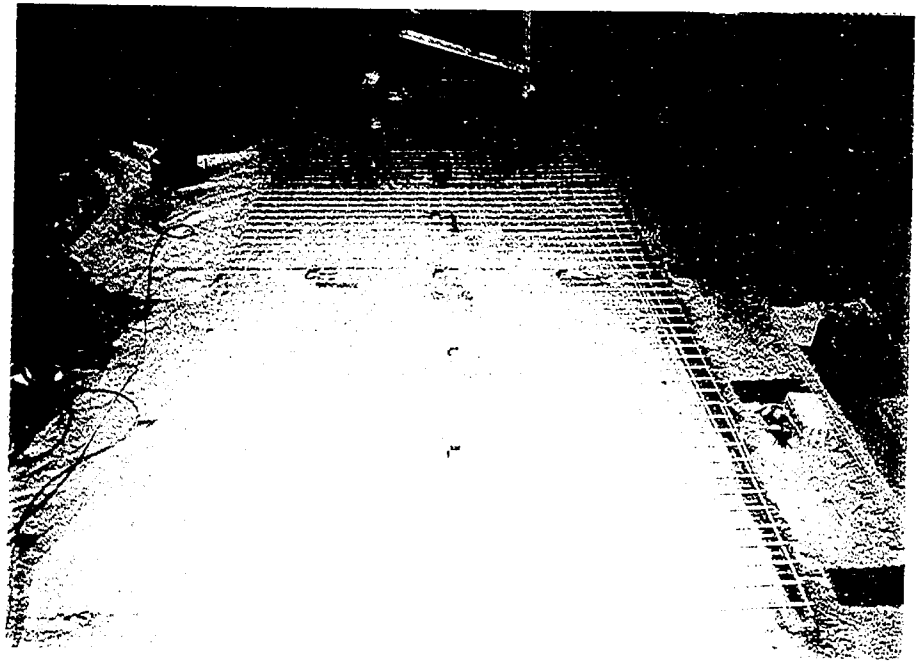
項目		単位	主筋 M1	配力筋 M2	備考
終局荷重時モーメント	Md	tf・m	0.641	-	
	ML	〃	3.584	2.720	
M=1.3Md+2.5ML		〃	9.793	6.800	
既設鉄筋	d	cm	16.00	15.55	
	As1	cm2	13.24	4.22	
	σsy1	kgf/cm2	3000	3000	
	Σ	kgf	39720	12660	
補強鉄筋	d	cm	20.50	19.50	
	As2	cm2	9.51	9.51	
	σsy2	kgf/cm2	3000	3000	
	Σ	kgf	28532	28530	
ΣAs・σsy		kgf	68252	41190	
破壊抵抗モーメント	d	cm	17.881	17.979	
	σck	kgf/cm2	240	240	
	b	cm	100	100	
	Mu	tf・m	11.062	6.999	
破壊安全率	Mu/M	-	1.13	1.03	
判定		-	> 1.0 OK	> 1.0 OK	



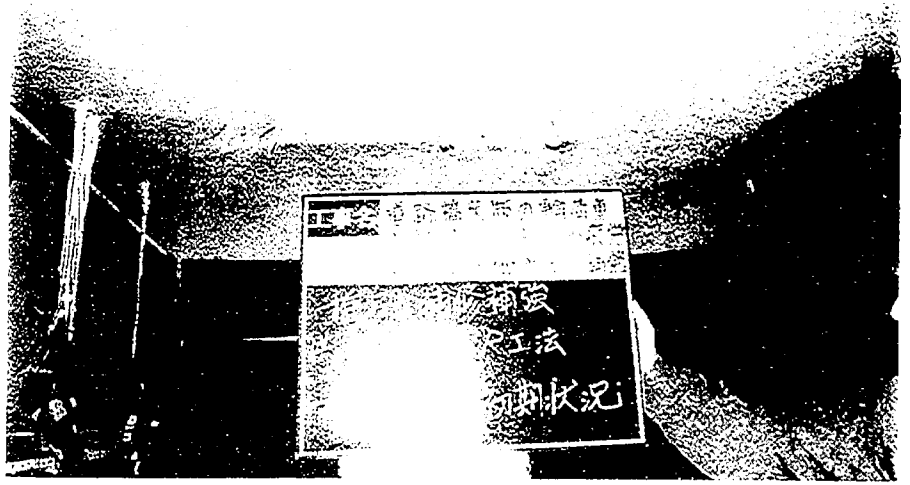
写3.2.5-1　供試体設置状況



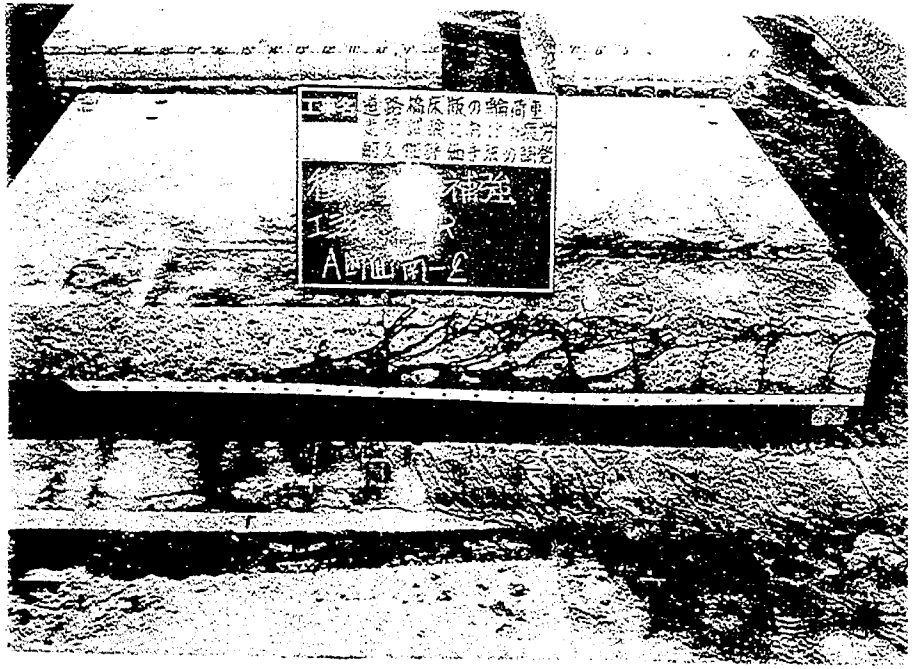
写3.2.5-2　初期載荷試験後（2K,載荷回数：2000回）



写3.2.5-3　補強鉄筋配置後



写3.2.5-4　補修補強後供試体初期状況



写3.2.5-5 A断面－1（配力筋方向切断）



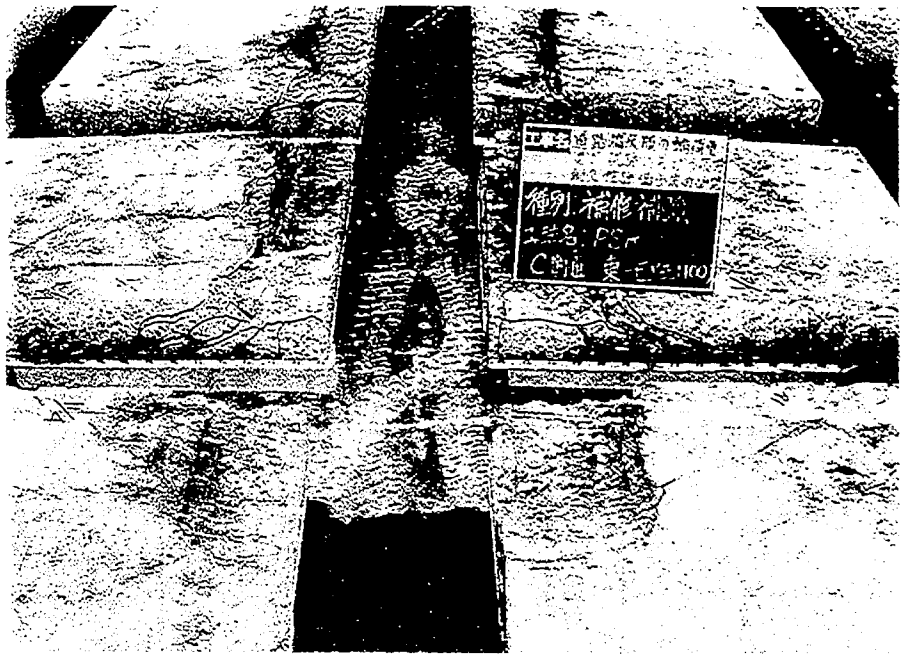
写3.2.5-6 A断面－2（配力筋方向切断）



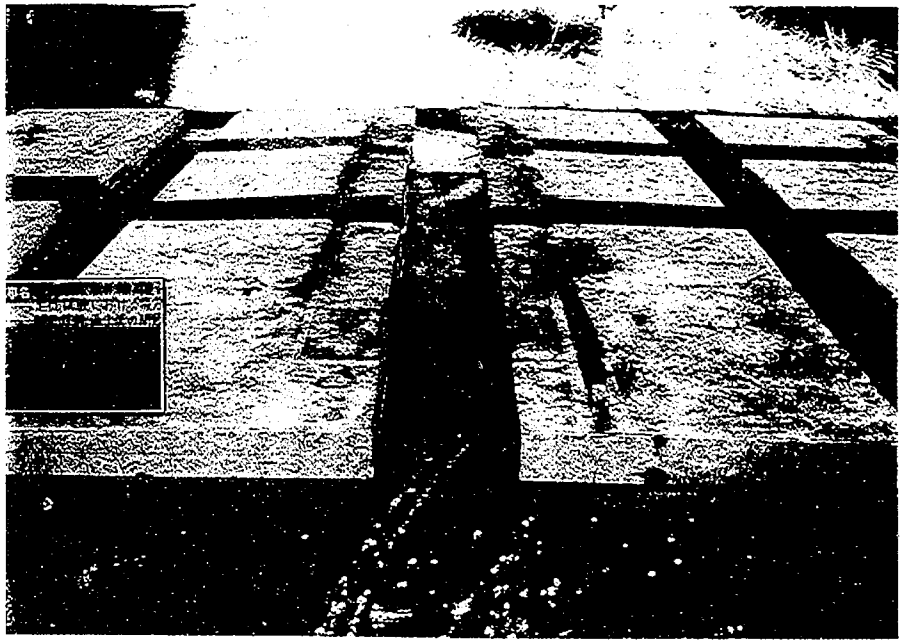
写3.2.5-7 A断面－3（配力筋方向切断）



写3.2.5-8　B断面（主鉄筋方向切断）



写3.2.5-9　C断面（主鉄筋方向切断）



写3.2.5-10　載荷面の状況（上面）

3）測定機器ゲージNo.対応表

表3.2.5-11　GAGE No. 対応表

CH NO	GAGE NO	SENS(μs)	R.O(V)	LPF(HZ)	MEMO
1	A	4012	2.0	100	床版変位　No. 21106　校正値 1337.4μ /3mm/2v
2	C	4004	2.0	100	〃　No. 21107　校正値 1334.8μ /3mm/2v
3	E	3995	2.0	100	〃　No. 21108　校正値 1331.5μ /3mm/2v
4	π1	3750	2.0	100	π型変位　No. 1　Cap=2mm　1875μ / mm
5	CU4i	2500	5.0	30	主鉄筋ひずみ（上筋D16）
6	SU6i	2500	5.0	30	配力筋ひずみ（上筋D10）
7	CL4i	2500	5.0	30	主鉄筋ひずみ（下筋D16）
8	SL6i	2500	5.0	30	配力筋ひずみ（下筋D13）

表3.2.5-12　GAGE－SWBOX対応表

No. 1

DATANO	CH NO	GAGE NO	CONST	MODE	MEMO
1	9	000	A	1.0	16 変位計(橋軸方向測り) No. 21106 動的計測
2	10	01	B	2.727po3	No. 21112
3	11	02	C	1.0	No. 21107 動的計測
4	12	03	D	2.487po3	No. 21113
5	13	04	E	1.0	No. 21108 動的計測
6	14	05	C1	2.510po3	(橋軸直角方向測り) No. 21114
7	15	06	C2	2.449po3	No. 21115
8	16	07	CUW1	0.939	11 主筋 D16(1段) GF=2.13
9	17	08	CUW2		
10	18	09	CU2		
11	19	010	CU4B		
12	20	11	CU4D		
13	21	12	CU4i		動的計測
14	22	13	CU4o		
15	23	14	CU4G		
16	24	15	CU4I		
17	25	16	CU6		
18	26	17	CUED1		
19	27	18	CUED2		
20	28	19	CUE1		
21	29	020	CUE2		
22	30	21	CUEG1		
23	31	22	CUEG2		
24	32	23	SU6B		配力筋 D10(1段)
25	33	24	SU2		
26	34	25	SU4		
27	35	26	SU8i		動的計測
28	36	27	SU6o		
29	37	28	SU8		
30	38	29	SU10		
31	39	030	SU8E		
32	40	31	CLW1		主筋 D16(7段)
33	41	32	CLW2		
34	42	33	CL2		
35	43	34	CL4B		
36	44	35	CL4D		
37	45	36	CL4i		動的計測
38	46	37	CL4o		
39	47	38	CL4G		
40	48	39	CL4I		
41	49	040	CL6		
42	50	41	CLED1		
43	51	42	CLED2		
44	52	43	CLE1		
45	53	44	CLE2		
46	54	45	CLEG1		
47	55	46	CLEG2		
48	56	47	SL6B		配力筋 D13(1段)
49	57	48	SL2		
50	58	49	SL4		

表3.2.5-13　GAGE－SWBOX対応表

No. 4

DATANO	CH NO	GAGE NO	CONST	MODE	MEMO
51	59	050	SL6I	0.939	11 配力筋 D13(7段) 動的計測
52	60	51	SL8o		
53	61	52	SL8		
54	62	53	SL10		
55	63	54	SL8E		
56	64	55	CB1X	0.957	コンクリート下面配力筋方向(橋軸直角方向測り) GF=2.09
57	65	56	CB1Y		主筋方向
58	66	57	CB2X		
59	67	58	CB2Y		
60	68	59	CB3X		
61	69	060	CB3Y		
62	70	61	CB4X		
63	71	62	CB4Y		
64	72	63	CB5X		
65	73	64	CB5Y		
66	74	65	CB6X		コンクリート下面配力筋方向(橋軸直角方向測り)
67	75	66	CB6Y		主筋方向
68	76	67	CB7X		
69	77	68	CB7Y		
70	78	69	π1	1.0	16 コンクリート下面ひび割れ Cap=2mm 動的計測
71	79	070	π2	5.076po4	校正 1970μ/mm
72	80	71	π3	5.291po4	1890μ/mm
73	81	72	CA1X	0.957	11 端部コンクリート下面配力筋方向(橋軸直角方向測り)
74	82	73	CA1Y		主筋方向
75	83	74	CA2X		
76	84	75	CA2Y		
77	85	76	CA3X		
78	86	77	CA3Y		
79	87	78	CA4X		
80	88	79	CA4Y		
81	89	080	CA5X		
82	90	81	CA5Y		
83	91	82	CA6X		端部コンクリート下面配力筋方向(橋軸直角方向測り)
84	92	83	CA6Y		主筋方向
85	93	84	CA7X		
86	94	85	CA7Y		
87	95	86	CL2'	0.939	補強主鉄筋 GF=2.13
88	96	87	CL4B'		
89	97	88	CL4D'		
90	98	89	CL4I'		
91	99	090	CL4G'		
92	100	91	CL4I'		
93	01	92	CL6'		
94	02	93	SL6B'		補強配力筋
95	03	94	SL2'		
96	04	95	SL4'		
97	05	96	SL6I'		
98	06	97	SL8'		
99	07	98	SL10'		
100	08	99	SL8E'		

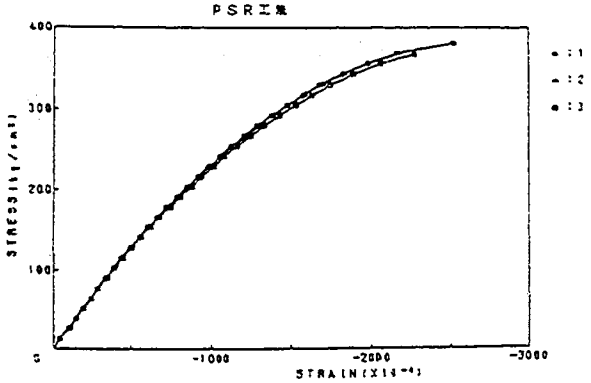


図3.2.5-18　コンクリート圧縮応力ーひずみ線図

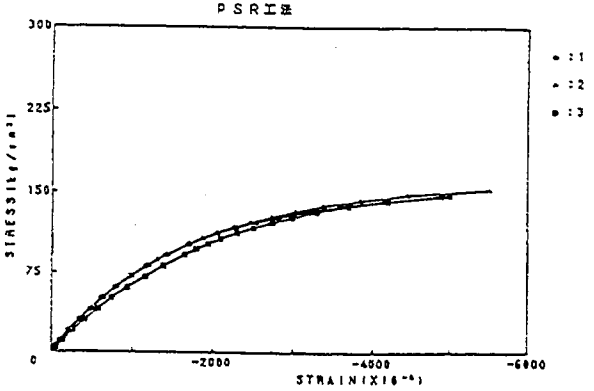


図3.2.5-19　PPMGモルタル圧縮応力ーひずみ線図

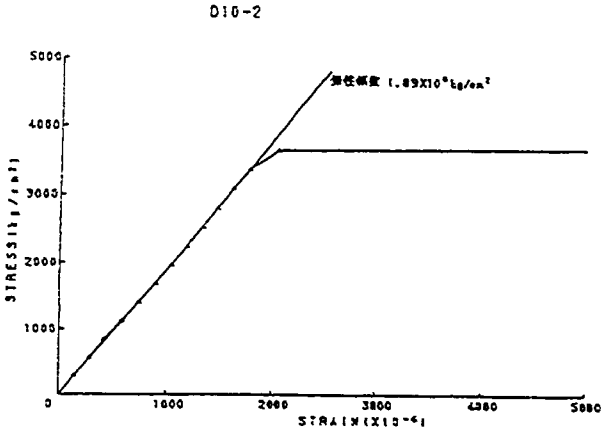


図3.2.5-20　鉄筋引張応力ーひずみ線図（４供試体共通）

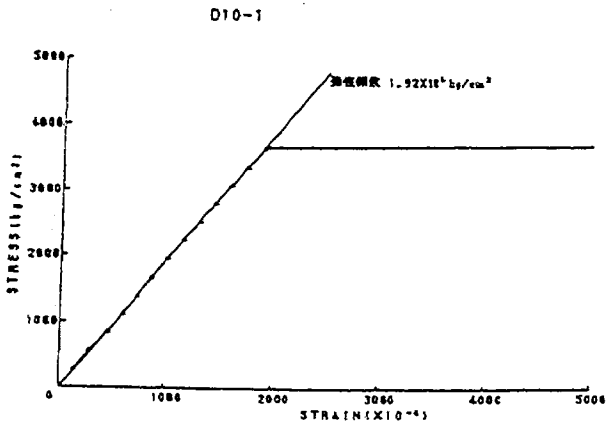


図3.2.5-21 鉄筋引張応力ーひずみ線図（４供試体共通）

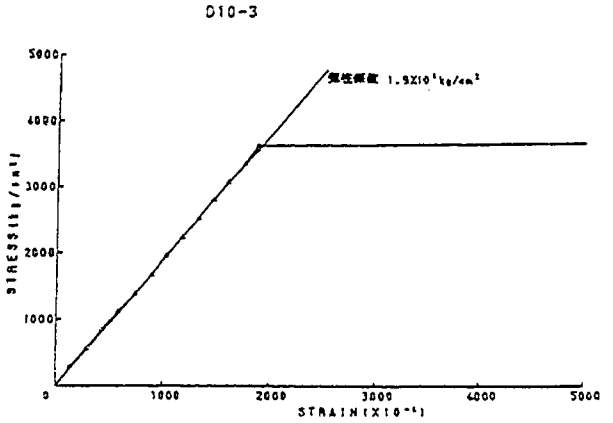


図3.2.5-22 鉄筋引張応力ーひずみ線図（４供試体共通）

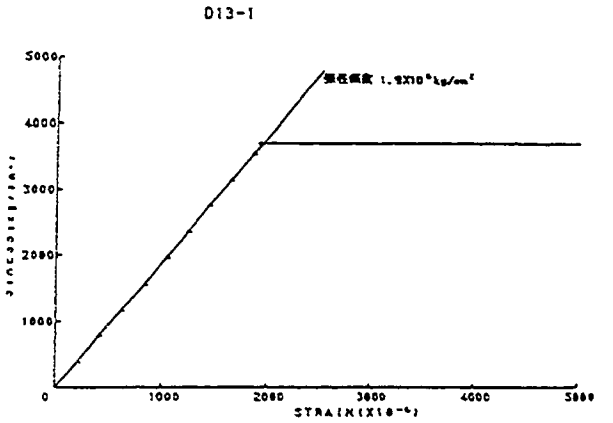


図3.2.5-23 鉄筋引張応力ーひずみ線図（４供試体共通）

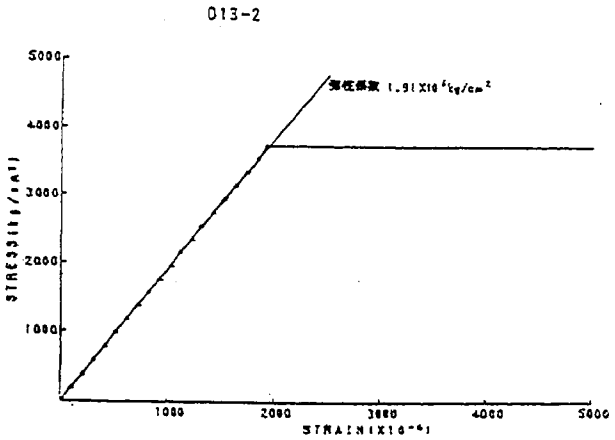


図3.2.5-24 鉄筋引張応力ーひずみ線図（４供試体共通）

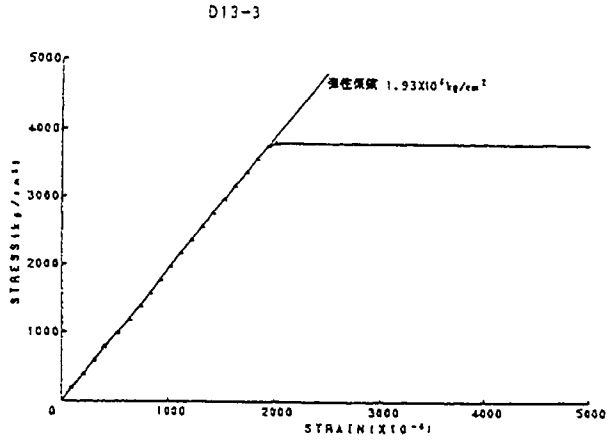


図3.2.5-25 鉄筋引張応力ーひずみ線図（４供試体共通）

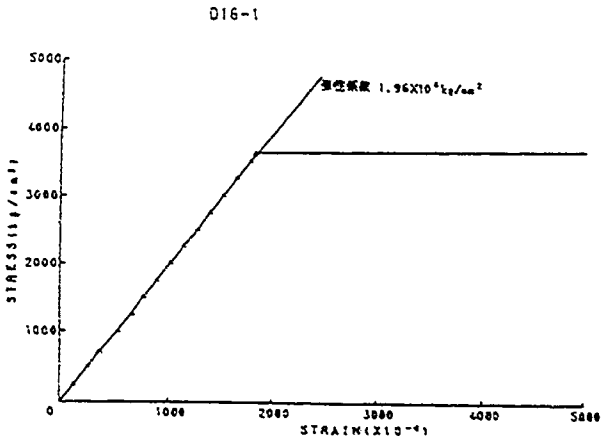


図3.2.5-26 鉄筋引張応力ーひずみ線図（４供試体共通）

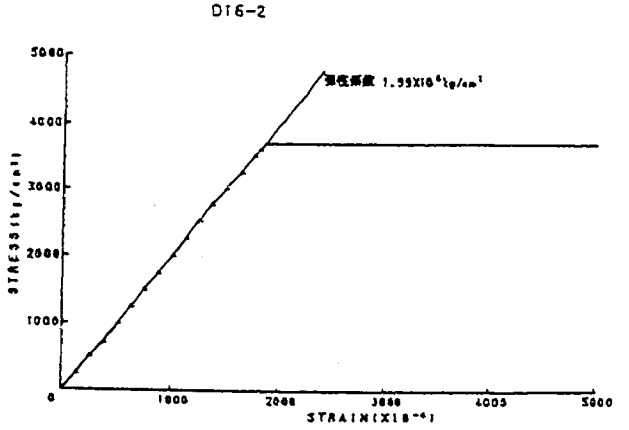


図3.2.5-27 鉄筋引張応力ーひずみ線図（４供試体共通）

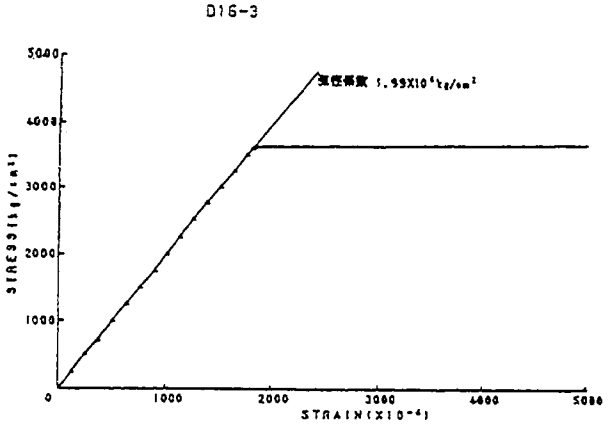


図3.2.5-28 鉄筋引張応力ーひずみ線図（４供試体共通）

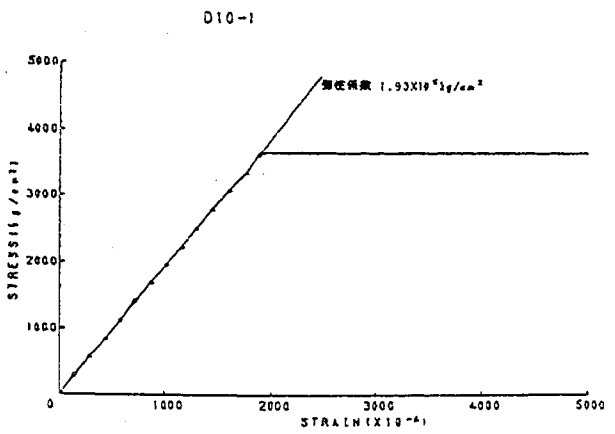


図3.2.5-29 鉄筋引張応力ーひずみ線図（PSR工法）

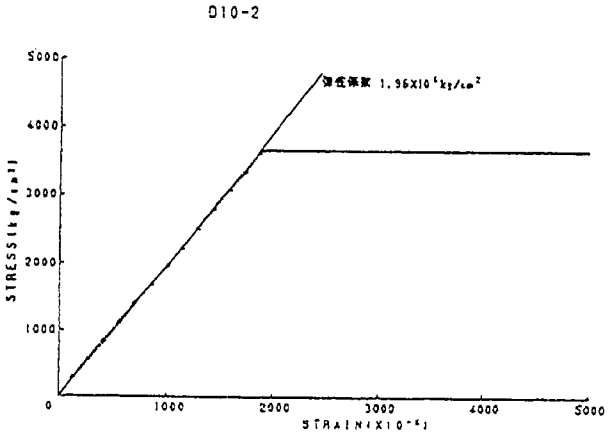


図3.2.5-30 鉄筋引張応力ーひずみ線図（PSR工法）

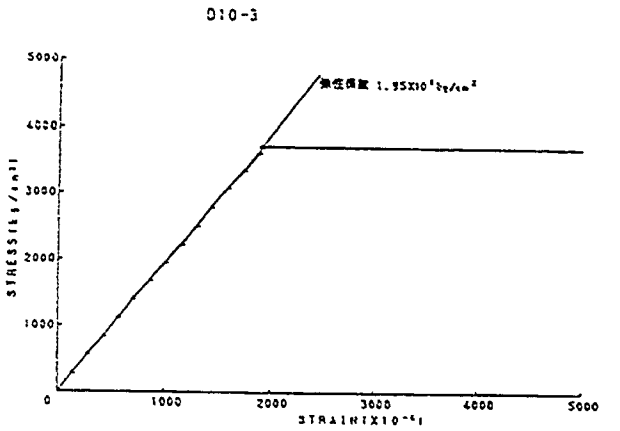


図3.2.5-31 鉄筋引張応力ーひずみ線図（PSR工法）

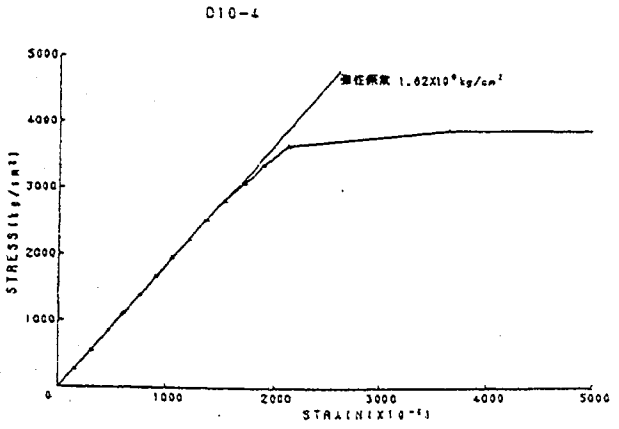


図3.2.5-32 鉄筋引張応力ーひずみ線図（PSR工法）

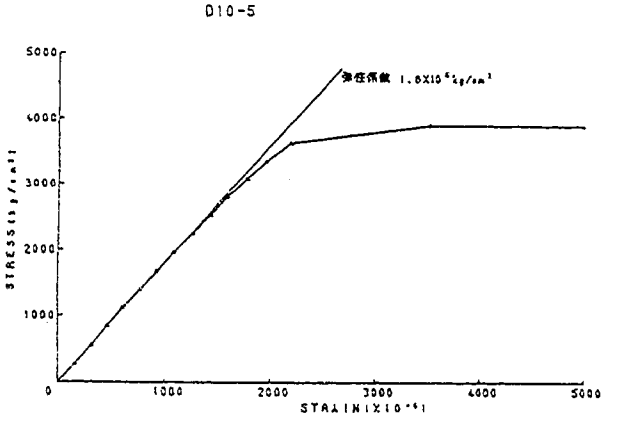


図3.2.5-33 鉄筋引張応力ーひずみ線図（PSR工法）

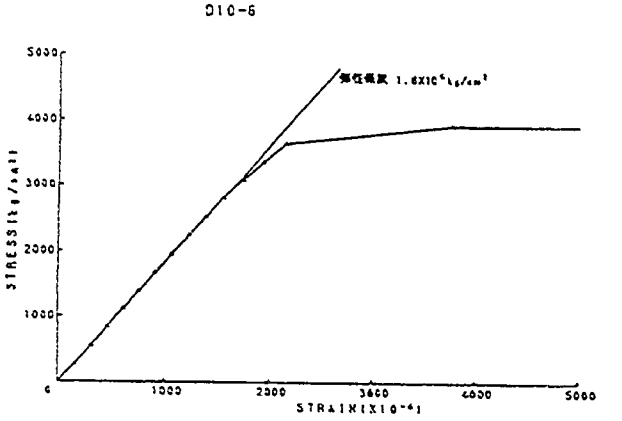


図3.2.5-34 鉄筋引張応力ーひずみ線図（PSR工法）

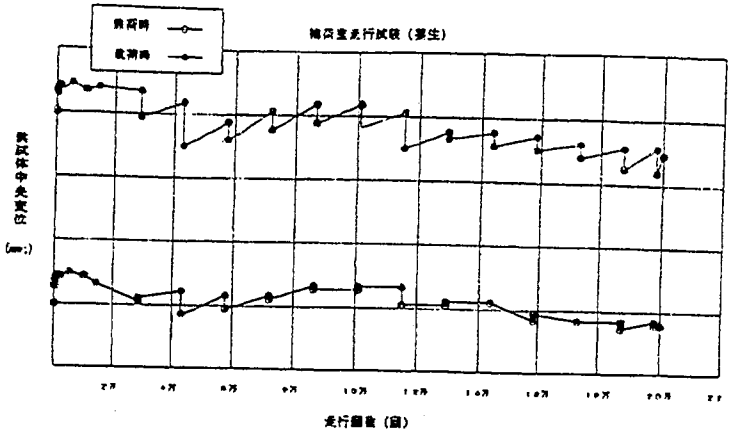


図3.2.5-35 変位－走行関係（養生）

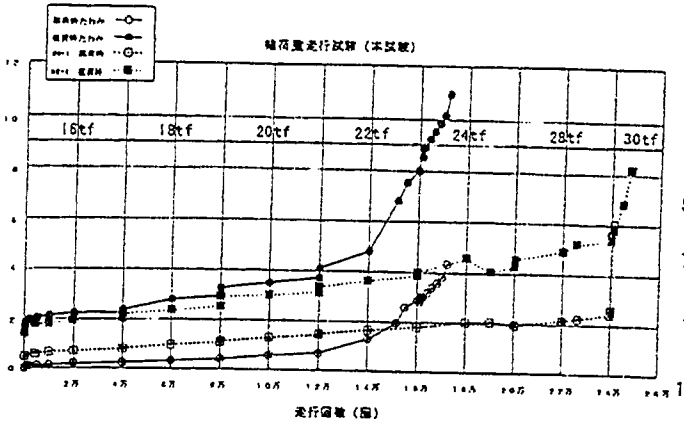


図3.2.5-36 変位－走行関係（本試験）

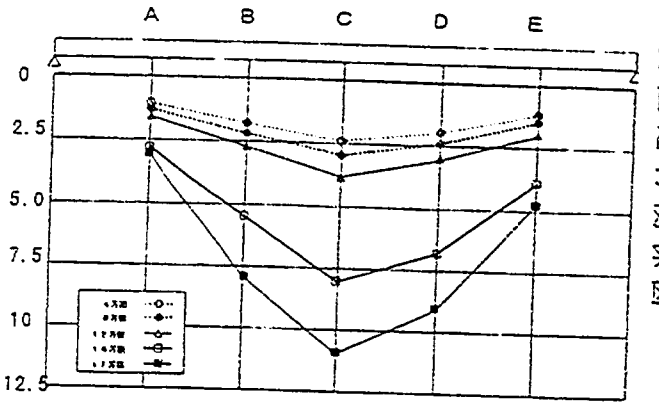


図3.2.5-37 変位－走行関係（　軸方向分布）

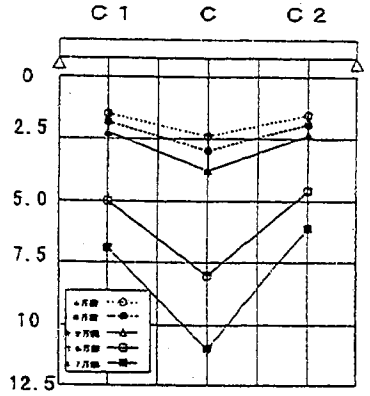


図3.2.5-38 変位－走行関係（直角方向分布）

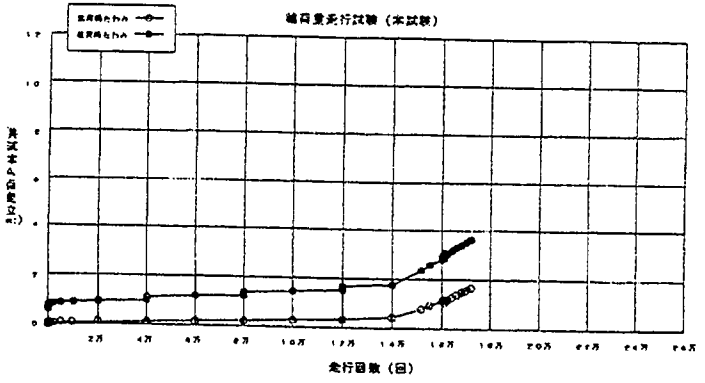


図3.2.5-39 変位－走行関係（A点）

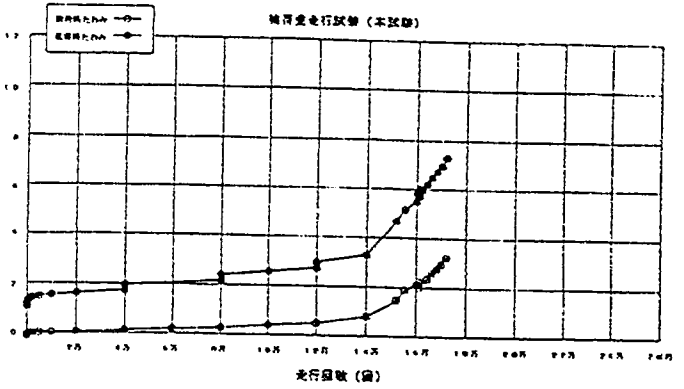


図3.2.5-40 変位－走行関係（B点）

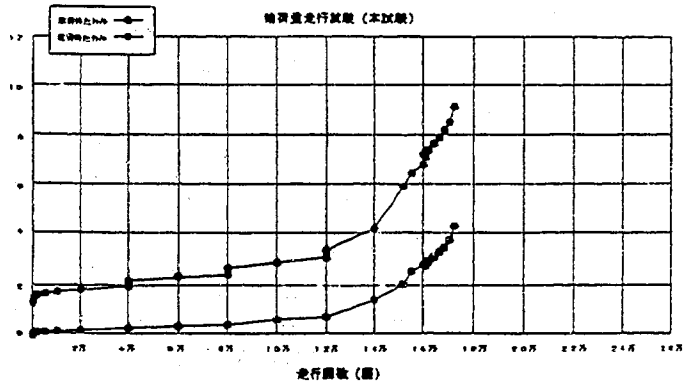


図3.2.5-41 変位－走行関係（C点）

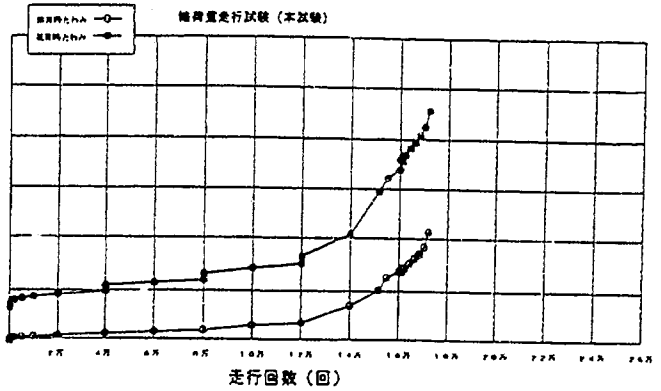


図3.2.5-42 変位－走行関係（D点）

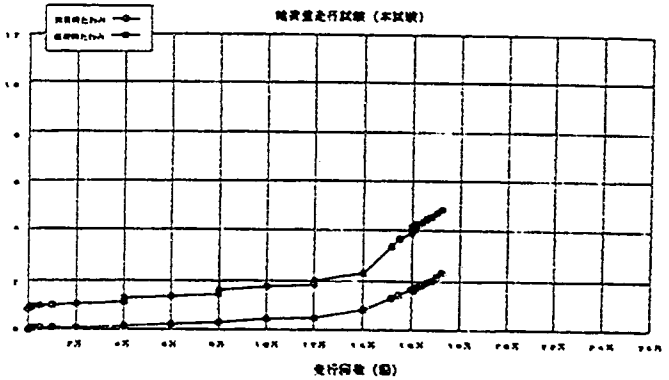


図3.2.5-43 変位－走行関係（E点）

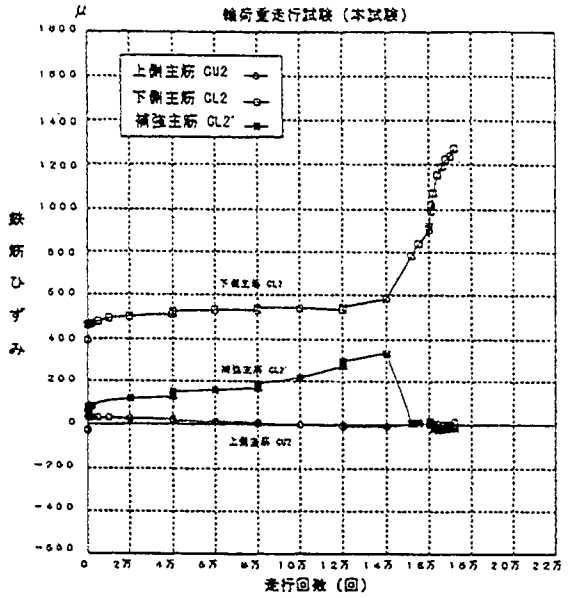


図3.2.5-44 ひずみー走行関係（主鉄筋）

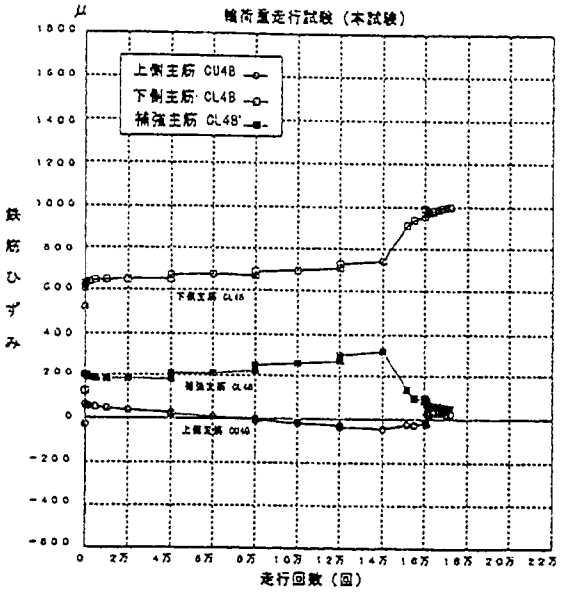


図3.2.5-45 ひずみー走行関係（主鉄筋）

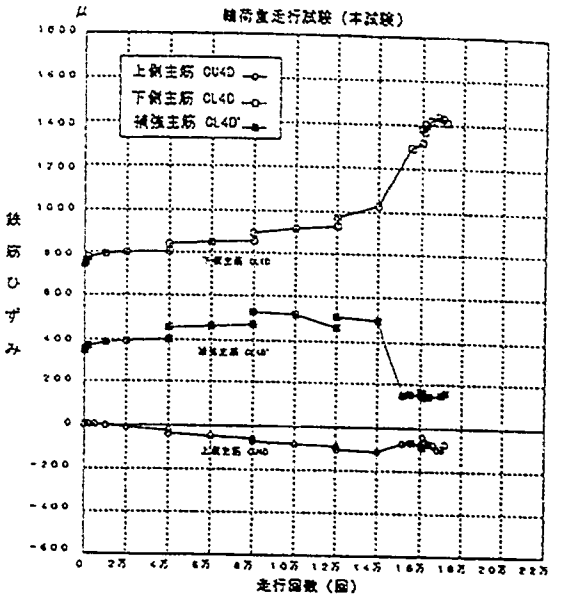


図3.2.5-46 ひずみー走行関係（主鉄筋）

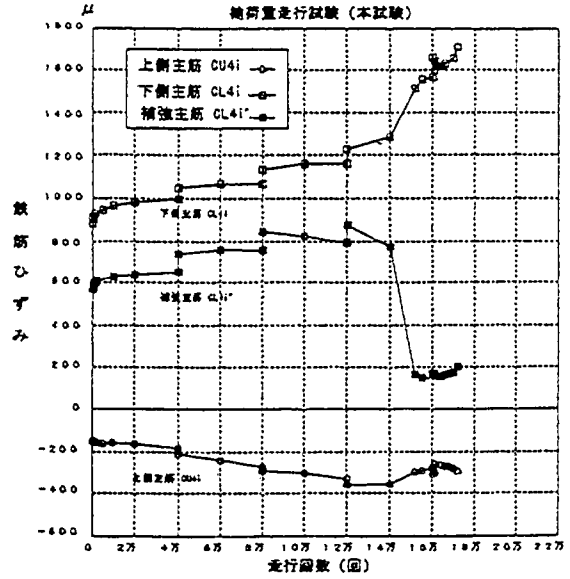


図3.2.5-47 ひずみー走行関係（主鉄筋）

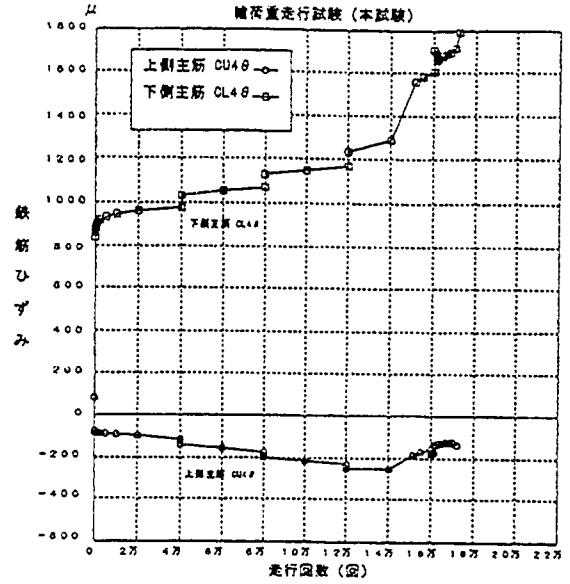


図3.2.5-48 ひずみー走行関係（主鉄筋）

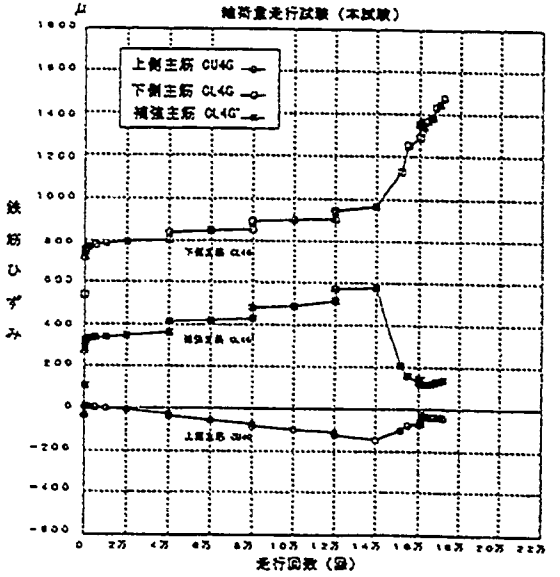


図3.2.5-49 ひずみー走行関係（主鉄筋）

付録－6　ＴＲＣ床版

1）　供試体設計計算書 …… 265

2）　コンクリートの配合 …… 274

3）　鉄筋のミルシート …… 275

4）　試験終了後供試体の溶接部状況写真 …… 280

（１）供試体設計計算書

§１　設計条件

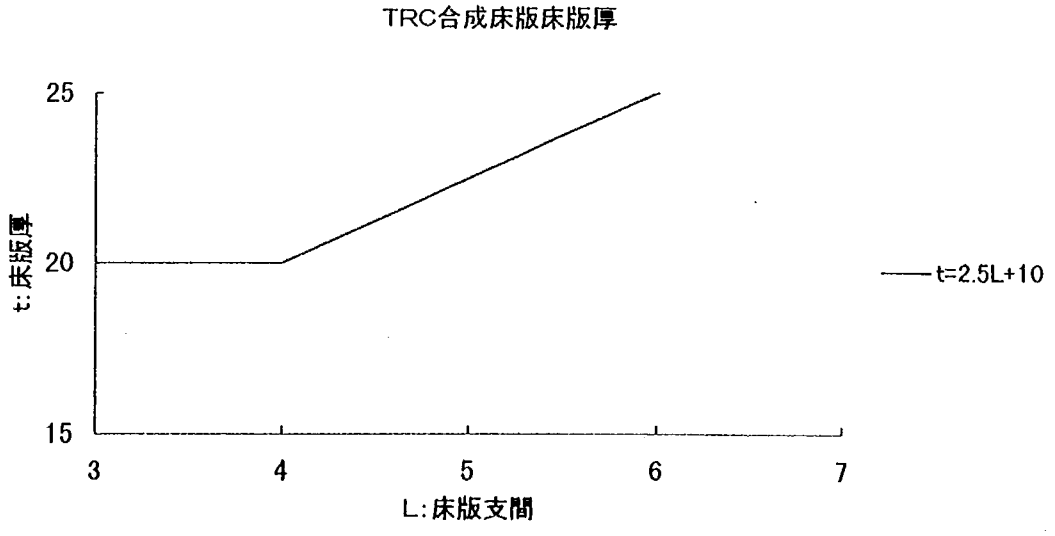
主桁間隔	L	＝	3.000 m	連続版、車両進行方向に直角	
アスファルト舗装厚	t	＝	100 mm		
輪荷重	P	＝	10 tf		
ハンチ高		＝	50 mm		
コンクリート許容曲げ圧縮応力度		σca	＝	100 kgf/cm^2	(σck=240kg/cm2)
鉄筋許容引張り応力度		σsa	＝	1400 kgf/cm^2	(SD345)
弦材の許容引張応力度		σta	＝	1400 kgf/cm^2	(SS400)
底鋼板の許容引張応力度		σPLa	＝	1400 kgf/cm^2	(SS400)

§２　床版厚の決定

t1 ＝ 2.5 ＊ L ＋ 10 , 20cm以上
　＝ 2.5　＊　3.000 ＋　10 ＝　17.5 →　20 cm

t ＝ t1 ＋ 底鋼板厚
　＝ 20　＋　0.6 ＝　20.6 cm

注）合成床版として取り扱うため、床版厚は「鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物　7.5 」
平成９年版　－土木学会－　による。

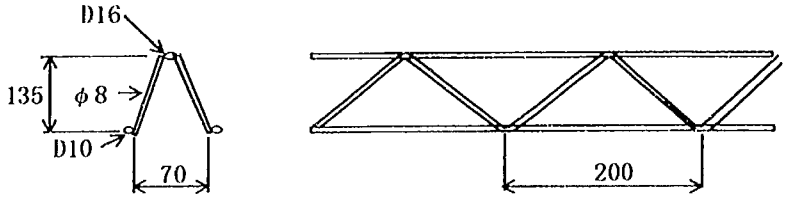


§３　型枠の設計

床版コンクリート打設時における型枠として設計する。

3 - 1　設計条件

1) トラス断面	：上弦材	1 - D16		Au＝	1.986 cm^2
	下弦材	2 - D10		AL＝	0.713 cm^2
	斜　材		φ8	Ab＝	0.503 cm^2
2) ﾋﾟｯﾁ（橋軸）	：	p＝	150 mm		
3) トラス格間長	：	l＝	200 mm		
4) トラス筋高さ	：	h＝	135 mm		
5) 下弦材間隔	：	B＝	70 mm		
6) 斜材長	：		172 mm		
7) 斜辺長	：		139 mm		



3 - 2　荷重計算

1）型枠自重の算出

PL		0.006	×	1.000	×	7850				＝	47 kgf/m^2
上弦材	D16	1.560	×		(	1	/	0.150	)	＝	10 kgf/m^2
下弦材	D10	0.560	×		(	1	/	0.075	)	＝	7 kgf/m^2
斜材	φ8	0.395	×	1.716	×(	1	/	0.075	)	＝	9 kgf/m^2
									合計		73 kgf/m^2
								73	× 1.2	＝	88 kgf/m^2
									型枠自重	＝	88 kgf/m^2

2）前死荷重曲げﾓｰﾒﾝﾄの算出

(1)支間部

床版	2.5 *	0.200 *(	3.000)^2*(1/10)＝	0.450 (tf･m/m)
型枠		0.088 *(	3.000)^2*(1/10)＝	0.079 (tf･m/m)
			合計	0.529 (tf･m/m)
			Md＝	0.529 (tf･m/m)

(2)支点部

床版	2.5 *	0.200 *(	3.000)^2*(1/8)＝	0.563 tf･m/m
型枠		0.088 *(	3.000)^2*(1/8)＝	0.099 tf･m/m
			合計	0.661 tf･m/m
			Md＝	0.661 tf･m/m

3 - 3　上下弦材の設計

(1) 支間部　　Md = 0.529 tf･m/m

	A	Y	A・Y	A・Y^2	I
上弦材 1 -	13.24	7.3	97	708	2
下弦材 2 -	9.51	19.5	185	3608	1
型枠プレート	60.00	20.3	1218	24725	2
	82.75		1500	29041	5

e = 1500 / 82.75 = 18.1 cm　　Y1 = -10.8 cm
I = 29046 − 82.75 × 18.1^2 = 1936 cm^4　　Y2 = 1.4 cm
Y3 = 2.5 cm

：架設時割り増し係数　　K= 1.25
：許容応力の算出
有効座屈長　200 mmによる許容軸方向圧縮応力度
r= 4　l= 200　l/r = 50
20< l/r ≦93
σca= 1400 - 8.4 * (l/r-20) = 1148 kgf/cm^2

σu = Md / I*Y1　(上弦材)

= -295 kgf/cm^2 < σua = -1435 kgf/cm^2 (-1148 × 1.25)

σL = Md / I*Y2　(下弦材)

= 38 kgf/cm^2 < σLa= 1750 kgf/cm^2 (1400 × 1.25)

σPL = Md / I*Y3　(型枠プレート)

= 68 kgf/cm^2 < σLa= 1750 kgf/cm^2

(2) 支点部　　Md = 0.661 tf･m/m

	A	Y	A・Y	A・Y^2	I
上弦材 1-	13.24	17.7	234	4142	2
下弦材 2-	9.51	5.5	52	286	1
	22.75		286	4428	3

e = 286 / 22.75 = 12.6 cm　　Y1 = -5.1 cm
I = 4431 − 22.75 × 12.6^2 = 819 cm^4　　Y2 = 7.1 cm

：架設時割り増し係数　　K= 1.25
：許容応力の算出
有効座屈長　200 mmによる許容軸方向圧縮応力度
r= 2　l= 200　l/r = 84
20< l/r ≦93
σca= 1400 - 8.4 * (l/r-20) = 862 kgf/cm^2

σu = Md / I*Y1　(上弦材)

= -412 kgf/cm^2 < σua = 1750 kgf/cm^2

σL = Md / I*Y2　(下弦材)

= 573 kgf/cm^2 < σLa = -1078 kgf/cm^2 (-862 × 1.25)
有効座屈長　200 mmによる許容軸方向圧縮応力度

3 - 4　斜材の設計

θH = arctan（（トラス格間長／2）／トラス筋高）

= 36.529 (deg.)

θv = arctan（下弦材間隔／（2＊トラス筋高）

= 14.534 (deg.)

せん断力による斜材座屈の照査

せん断力の算出

床版	2.5 ＊	0.200 ＊	3.000	=	1.500 tf/m
型枠		0.088 ＊	3.000	=	0.263 tf/m
ハンチ(	0.300 +	0.500)＊	0.050 / 2 ＊	2.5 =	0.050 tf/m
			S	=	1.813 tf/m

：許容応力の算出

有効座屈長　172 mmによる許容軸方向圧縮応力度

r= 2　l= 172　l/r = 86

l/r ＞93

σca= 12,000,000/{6,700+(l/r)^2}= 846 kgf/cm^2

σb = S・p／(2・10^3・cosθH・cosθv・Ab)

= 1813×150 ／ (2×10^3×COS 36.529° ×COS 14.534° ×0.503)

= 348 kgf/cm^2 ＜ σba = 1057 kgf/cm^2 (846 × 1.25)

有効座屈長　172 mmによる許容軸方向圧縮応力度

§４　床版の設計

4-1　断面力の算出

1）主鉄筋方向曲げモーメントの算出（支間部）

(1) 後死荷重曲げモーメントの算出

舗装 Md ： 2.30 × 0.100 ×(3.000)^2 / 10 = 0.207 tf・m/m

(2) 活荷重曲げモーメントの算出

ML= （0.114L＋0.144）×P×0.8

= (0.114 × 3.00 + 0.144) × 10 × 0.8

= 3.888 tf・m/m

注）合成床版として取り扱うため、活荷重曲げモーメントは「鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物 7.7.2 」平成９年版　－土木学会－　による。

(3) 合計曲げモーメント

M = Md + ML

= 0.207 + 3.888

= 4.095 tf・m/m

2）主鉄筋方向曲げモーメントの算出（支点部）

(1) 後死荷重曲げモーメントの算出

舗装 Md ： -2.30 ＊ 0.100 ＊(3.000)^2 / 8 = -0.259 tf･m/m

(2) 活荷重曲げモーメントの算出

ML = －（0.114L＋0.144）×P×0.8

=-(0.114 × 3.00 ＋ 0.144) × 10 × 0.8

= -3.888 tf･m/m

(3) 合計曲げモーメント

M = Md＋ ML

= -0.259 ＋ -3.888

= -4.147 tf･m/m

3）配力鉄筋方向曲げモーメントの算出

ML = （0.095L＋0.098）×P×0.8

=(0.095 × 3.00 ＋ 0.098) × 10 × 0.8

= 3.064 tf･m/m

4）設計曲げモーメント集計表

(単位tf･m/m)

主鉄筋方向	支間部	4.095
	支点部	-4.147
配力筋方向	支間部	3.064

4-2　断面計算

1）　主鉄筋（支間部）

σck = 300 kgf/cm^2
σsa = 1400 kgf/cm^2

Md =	0.207 tf·m/m	(後死荷重による死荷重曲げモーメント)
ML =	3.888 tf·m/m	(衝撃を含む活荷重曲げモーメント)
計	4.095 tf·m/m	

活荷重作用時の検討

M = 4.095 tf·m/m

使用鉄筋（圧縮側）
D19 @ 150 : As' = 2.865 × 1000 ／ 150 = 19.10 cm^2/m
使用鋼板（引張側）
t=6 @ : As = 0.6 × 100 = 60.00 cm^2/m

As =	60.00 cm^2/m	x =	10.01 cm			
As' =	19.10 cm^2/m	Kc =	10384 cm^3/m			
b =	100 cm	Ks =	1010.8 cm^3/m			
n =	10	σc =	39 kgf/cm^2	<	σca =	100 kgf/cm^2
d =	20.30 cm	σs =	405 kgf/cm^2	<	σsa =	1400 kgf/cm^2
d' =	3.95 cm	鋼板下縁応力度 $\sigma s'$ =	417 kgf/cm^2	<	σsa =	1400 kgf/cm^2

2）　主鉄筋（支点部）

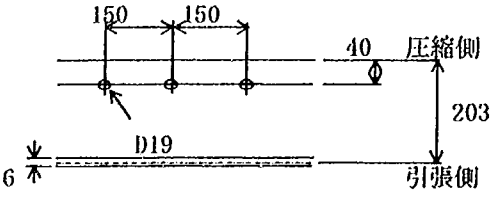
σck = 300 kgf/cm^2
σsa = 1400 kgf/cm^2

M = -4.147 tf·m/m

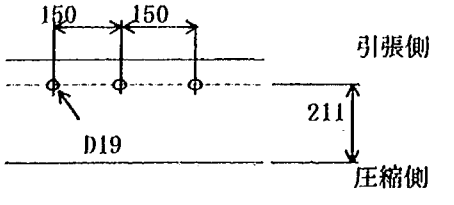
使用鋼板（圧縮側）
t=6 @ : As' = 0.6 × 0 = 0.00 cm^2/m
使用鉄筋（引張側）
D19 @ 150 : As = 2.865 × 1000 ／ 150 = 19.10 cm^2/m

As =	19.10 cm^2/m	x =	8.485 cm			
As' =	0.00 cm^2/m	Kc =	7731 cm^3/m			
b =	100 cm	Ks =	348.0 cm^3/m			
n =	15					
d =	21.05 cm	σc =	54 kgf/cm^2	<	σca =	100 kgf/cm^2
d' =	0.00 cm	σs =	1192 kgf/cm^2	<	σsa =	1400 kgf/cm^2

支間部　（合成断面）



支点部　（鉄筋コンクリート断面）



3）　配力筋（支間部）

M = 3.064 tf･m/m

使用鉄筋（圧縮側）
D16　@　200 :　As' = 1.986 × 1000 ／ 200 = 9.93 (cm2/m)
使用鋼板（引張側）
t=6　@　: As = 0.6 × 100 = 60.00 (cm2/m)

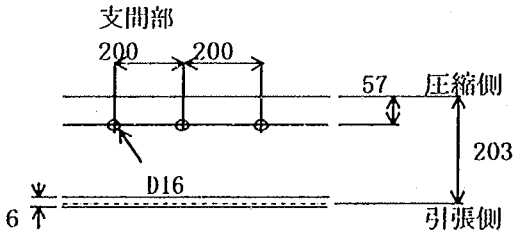
As =	60.00 cm²/m	x =	10.44 cm			
As' =	9.93 cm²/m	Kc =	9436 cm³/m			
b =	100 cm	Ks =	999 cm³/m			
n =	10	σc =	32 kgf/cm²	<	σca =	100 kgf/cm²
d =	20.30 cm	σs =	307 kgf/cm²	<	σsa =	1400 kgf/cm²
d' =	5.70 cm	鋼板下縁応力度σs' =	316 kgf/cm²	<	σsa =	1400 kgf/cm²

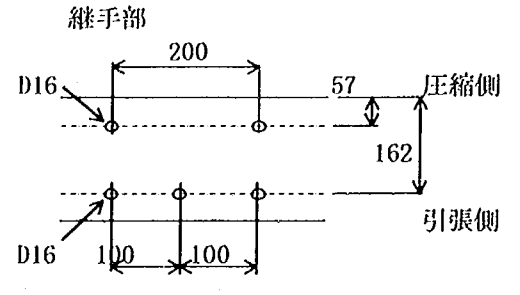
4）　配力筋（支間部）　　継手部

M = 3.064 tf･m/m

使用鉄筋（圧縮側）
D16　@　200 :　As' = 1.986 × 1000 ／ 200 = 9.93 cm²/m
使用鋼板（引張側）
D16　@　100 :　As = 1.986 × 1000 ／ 100 = 19.86 cm²/m

As =	19.86 cm²/m	x =	7.08 cm			
As' =	9.93 cm²/m	Kc =	5207 cm³/m			
b =	100 cm	Ks =	270 cm³/m			
n =	15					
d =	16.20 cm	σc =	59 kgf/cm²	<	σca =	100 kgf/cm²
d' =	5.70 cm	σs =	1136 kgf/cm²	<	σsa =	1400 kgf/cm²





§５　底鋼板の応力度の照査

底鋼板においては（前死荷重作用時）＋（後死荷重作用時＋活荷重作用時）の応力を足し合わせて照査する。

$$\sigma PL = 68 + 417 = 485 < \sigma PLy = 1400\ kgf/cm^2$$

§６　応力度の集計表

型枠の照査
前死荷重による断面力

照査位置		設計断面力 (tf・m/m)		応力度 (kgf/cm2)			許容応力度 (kgf/cm2)		判定
上弦材　D16	支間部	M=	0.529	σ u=	-295	<	σ ua=	-1435	OK
	支点部	M=	0.661	σ u=	-412	<	σ ua=	1750	OK
下弦材　D10	支間部	M=	0.529	σ l=	38	<	σ la=	1750	OK
	支点部	M=	0.661	σ l=	573	<	σ la=	-1078	OK
底鋼板　6mm	支間部	M=	0.529	σ PL=	68	<	σ PLa=	1750	OK
斜材　φ8		S=	1.813	σ b=	348	<	σ ba=	1057	OK

床版の照査
後死荷重＋活荷重による断面力

照査位置		設計断面力 (tf・m/m)		応力度 (kgf/cm2)			許容応力度 (kgf/cm2)		判定
主鉄筋　D19	支間部	M=	4.095	σ c=	39	<	σ ca=	100	OK
				σ s'=	417	<	σ sa=	1400	OK
	支点部	M=	-4.147	σ c=	54	<	σ ca=	100	OK
				σ s=	1192	<	σ sa=	1400	OK
配力筋　D16	支間部	M=	3.064	σ c=	32	<	σ ca=	100	OK
				σ s'=	316	<	σ sa=	1400	OK
	継手部	M=	3.064	σ c=	59	<	σ ca=	100	OK
				σ s=	1136	<	σ sa=	1400	OK
底鋼板※　6mm				σ PL=	485	<	σ PLy=	1400	OK

※）底鋼板は（前死荷重作用時）＋（後死荷重作用時＋活荷重作用時）の応力を足し合わせた照査。

§７　押抜せん断耐荷力の照査

$P = \tau smax \{2(a + 2Xm) Xd + 2 (b + 2Xd) Xm\} + \sigma tmax \{2 (4Cd + 2dd + b) Cm + 2 (a + 2dm) Cd \}$

ただし、ｺﾝｸﾘｰﾄの最大せん断応力度　　(σck=　300 kgf/cm2)

$\tau smax = 0.252\sigma ck - 0.000246\sigma ck^{\wedge}2 =$　53.46 kgf/cm2

ｺﾝｸﾘｰﾄの最大引張応力度

$\sigma tmax = 0.583 (\sigma ck)^{\wedge}2/3 =$　26.13 kgf/cm2

載荷版の主鉄筋方向辺長　a =　50 cm、配力筋方向辺長 b=　20 cm

中立軸を x 、ただし、 n = Es/Ec =　10 とすると

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

主鉄筋断面(D19@150)の xm

$$xm = -\frac{10(15*0.6+2.865)}{15} + \sqrt{\left[\frac{10(15*0.6+2.865)}{15}\right]^2 + \frac{2*10(15*0.6*20.3+2.865*3.95)}{15}} = 10.0 \text{ cm}$$

配力筋断面(D16@200)の xd

$$xd = -\frac{10(20*0.6+1.986)}{20} + \sqrt{\left[\frac{10(20*0.6+1.986)}{20}\right]^2 + \frac{2*10*(20*0.6*20.3+1.986*5.70)}{20}} = 10.4 \text{ cm}$$

底鋼板有効高さ　dm = dd =　20.3 cm

底鋼板かぶり厚さ　Cm = Cd =　0 cm

これより　P= 53.46 * { 2 * (50 + 2 * 10.01) * 10.44 + 2 * (20 + 2 * 10.44) * 10.01 } + 0

= 121.91 tf

(参考文献)

松井, 武藤, 竹内　;　「重交通路線におけるＲＣ床版損傷に対する疲労寿命評価と耐久性向上の一考察」, 橋梁と基礎, １９９２．１１

（2）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.

平成 10 年 3 月 6 日

日本工業規格表示許可工場　第 371026 号
鹿島中央コンクリート 株式会社　鹿島工場
茨城県鹿嶋市平井 1271
TEL 0299-82-3421

(株) 大林組　殿

配合計画者名　大川　政人

工事名称	TRC床版　土研共研向け試験体製作
所在地	住友金属工業　総合技術研究所
納入予定時期	10 年 3 月 19 日　～　年　月　日
本配合の適用期間	10 年 3 月 6 日　～　10 年 3 月 31 日
コンクリートの打込み箇所	

配合の設計条件

呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法による記号	セメントの種類による記号
	普通	30	8	20	N

指定事項				
軽量コンクリートの単位容積質量	- (kg/m³)	空気量	4.5 %
コンクリートの温度	最高・最低 -°C	混和材料の種類	-
呼び強度を保証する材齢	28 日	アルカリ骨材反応抑制方法	A
水セメント比の上限値	- %	単位セメント量の下限値又は上限値	- kg/m³
単位水量の上限値	- kg/m³	コンクリートの塩化物含有量	0.300 kg/m³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	日立セメント株式会社				密度 (g/cm³)		3.15		
						Na₂Oeq		0.65 %		
細骨材	産地又は品名	鹿嶋	ASRによる区分	A	化学法	粗粒率	2.50	比重	表乾	2.60
		-		-	-		-		-	-
粗骨材	産地又は品名	岩間砕石 2005	ASRによる区分	A	モルタルバー法	実積率又は粗粒率	60.0 %	比重	表乾	2.73
		-		-	-		-		-	-

混和剤	製品名	パリック SA	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	粗骨材	粗骨材	混和剤	混和材
299	157	799	-	1081	-	2.99	-

水セメント比	52.5 %	細骨材率	43.7 %
-		-	
-		-	

備考

（3）鋼材ミルシート

契約番号 Contract No. 01-0093

製品検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

JIS G 3112 許可番号 271038

株式会社 伊藤製鐵所 石巻工場
宮城県石巻市蛇田字西道下986
電話 0225(96)1111(代表)
ファクス 0225(96)0256

ITOH IRON & STEEL CO., LTD.
ISHINOMAKI WORKS
2, Shigeyoshi-Town, Ishinomaki-City
Miyagi-Pref, Japan.

商社 Shipper 伊藤忠建設鋼材ＫＫ
特約店 （株）東華商会
需要家 Customer Destination
工事名

製品名 Commodity 鉄筋コンクリート用棒鋼 Deformed Steel Bar
発行番号 No. Issue 01-0522
規格 Specification JIS G 3112 種類 Grade SD295A 結束 Bundles 総質量 Total 7,956 kg 証明書番号 Sheet No. 9868603 発行日 Date of Issue 98.01.13

納入明細 Quantity						機械的性質 Mechanical Property					化学成分 Chemical Composition %								
溶鋼番号 Charge No.	呼び名又は径 Diameter	長さ Length m	結束番号 Bundle No.	本数 No. of Pieces	質量 Mass kg	試験片(号)	降伏点又は耐力 Yield Point N/mm²	引張強さ Tensile Strength N/mm²	伸び Elongation %	曲げ試験 Bend Test 角度180° 内側半径 Rad	C ×10⁻²	Si ×10⁻²	Mn ×10⁻²	P ×10⁻³	S ×10⁻³	C+Mn/6 ×10⁻²	×10⁻²	×10⁻²	×10⁻³	×10⁻²
							295 以上	440～600	2号≧16 3号≧18	≦D16 1.5D >D16 2.0D				50 以下	50 以下					
5741	D16	3.500		200	1,092	2	362	536	23	GOOD	23	19	78	19	42					
1000	D16	4.500		200	1,404	2	351	509	23	GOOD	21	17	75	24	39					
5910	D16	5.500		200	1,716	2	335	486	26	GOOD	22	17	72	23	35					
5907	D16	6.000		400	3,744	2	361	536	23	GOOD	25	18	79	26	38					

岩手県花巻市上町7番11号
株式会社 東華商会
佐藤良介

Surveyor to

We hereby certify that above steels have been satisfactorily tested in accordance with the specification.

Chief of Inspection Section

Page

契約番号 Contract No. 01-0093

製品検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

JIS G 3112 許可番号 271038

株式会社 伊藤製鐵所 石巻工場
宮城県石巻市蛇田字西道下986
電話 0225(96)1111(代表)
ファクス 0225(96)0256

ITOH IRON & STEEL CO., LTD.
ISHINOMAKI WORKS
2, Shigeyoshi-Town, Ishinomaki-City
Miyagi-Pref, Japan.

商社 Shipper 伊藤忠建設鋼材ＫＫ
特約店 （株）東華商会
需要家 Customer Destination
工事名

製品名 Commodity 鉄筋コンクリート用棒鋼 Deformed Steel Bar
発行番号 No. Issue 01-0522
規格 Specification JIS G 3112 種類 Grade SD295A 結束 Bundles 総質量 Total 7,956 kg 証明書番号 Sheet No. 9868603 発行日 Date of Issue 98.01.13

納入明細 Quantity						機械的性質 Mechanical Property					化学成分 Chemical Composition %								
溶鋼番号 Charge No.	呼び名又は径 Diameter	長さ Length m	結束番号 Bundle No.	本数 No. of Pieces	質量 Mass kg	試験片(号)	降伏点又は耐力 Yield Point N/mm²	引張強さ Tensile Strength N/mm²	伸び Elongation %	曲げ試験 Bend Test 角度180° 内側半径 Rad	C ×10⁻²	Si ×10⁻²	Mn ×10⁻²	P ×10⁻³	S ×10⁻³	C+Mn/6 ×10⁻²	×10⁻²	×10⁻²	×10⁻³	×10⁻²
							295 以上	440～600	2号≧16 3号≧18	≦D16 1.5D >D16 2.0D				50 以下	50 以下					
5741	D16	3.500		200	1,092	2	362	536	23	GOOD	23	19	78	19	42					
1000	D16	4.500		200	1,404	2	351	509	23	GOOD	21	17	75	24	39					
5910	D16	5.500		200	1,716	2	335	486	26	GOOD	22	17	72	23	35					
5907	D16	6.000		400	3,744	2	361	536	23	GOOD	25	18	79	26	38					

岩手県花巻市上町7番11号
株式会社 東華商会
佐藤良介

Surveyor to

We hereby certify that above steels have been satisfactorily tested in accordance with the specification.

Chief of Inspection Section

Page

契約番号 Contract No. 01-0093

製品検査証明書

INSPECTION CERTIFICATE

JIS G 3112 許可番号 271038

株式会社 伊藤製鐵所
石巻工場
宮城県石巻市貞吉町
電話 0225(96)1111(代表)
ファクス 0225(96)0256

ITOH IRON & STEEL CO., LTD.
ISHINOMAKI WORKS
2, Shigeyoshi-Town, Ishinomaki-City
Miyagi-Pref, Japan.

商社 Shipper 伊藤忠建設鋼材ＫＫ

特約店 （株）東華商会

需要家 Customer Destination

工事名

製品名 Commodity 鉄筋コンクリート用棒鋼 Deformed Steel Bar

発行番号 No. Issue 01-0522

規格 Specification JIS G 3112 種類 Grade SD295A 結束 Bundles 総質量 Total 7,956 kg 証明書番号 Sheet No. 9868603 発行日 Date of Issue 98.01.13

納入明細 Quantity						機械的性質 Mechanical Property					化学成分 Chemical Composition %								
溶鋼番号 Charge No.	呼び名又は径 Diameter	長さ Length m	結束番号 Bundle No.	本数 No. of Pieces	質量 Mass kg	試験片 (号)	降伏点又は耐力 Yield Point N/mm²	引張強さ Tensile Strength N/mm²	伸び Elongation %	曲げ試験 Bend Test 角度180° 内側半径 Rad	C ×10⁻²	Si ×10⁻²	Mn ×10⁻²	P ×10⁻³	S ×10⁻³	C+Mn/6 ×10⁻²	×10⁻²	×10⁻²	×10⁻³	×10⁻²
						2号	295 以上	440～600	2号≧16 3号≧18	≦D16 1.5D >D16 2.0D				50 以下	50 以下					
5741	D16	3.500		200	1,092	2	362	536	23	GOOD	23	19	78	19	42					
1000	D16	4.500		200	1,404	2	351	509	23	GOOD	21	17	75	24	39					
5910	D16	5.500		200	1,716	2	335	486	26	GOOD	22	17	72	23	35					
5907	D16	6.000		400	3,744	2	361	536	23	GOOD	25	18	79	26	38					

岩手県花巻市上田7番4号
株式会社 東華商会
佐藤良介

Surveyor to

We hereby certify that above steels have been satisfactorily tested in accordance with the specification.

Chief of Inspection Section

検査員 | 検査

Page

契約番号 Contract No. 01-0294

製品検査証明書

INSPECTION CERTIFICATE

JIS G 3112 許可番号 271038

株式会社 伊藤製鐵所
石巻工場
宮城県石巻市貞吉町
電話 0225(96)1111(代表)
ファクス 0225(96)0256

ITOH IRON & STEEL CO., LTD.
ISHINOMAKI WORKS
2, Shigeyoshi-Town, Ishinomaki-City
Miyagi-Pref, Japan.

商社 Shipper 伊藤忠商事（株）

特約店 （株）東華商会

需要家 Customer Destination

工事名

製品名 Commodity 鉄筋コンクリート用棒鋼 Deformed Steel Bar

発行番号 No. Issue 02-0746

規格 Specification JIS G 3112 種類 Grade SD295A 結束 Bundles 総質量 Total 5,216 kg 証明書番号 Sheet No. 9741909 発行日 Date of Issue 97.02.13

納入明細 Quantity						機械的性質 Mechanical Property					化学成分 Chemical Composition %								
溶鋼番号 Charge No.	呼び名又は径 Diameter	長さ Length m	結束番号 Bundle No.	本数 No. of Pieces	質量 Mass kg	試験片 (号)	降伏点又は耐力 Yield Point N/mm²	引張強さ Tensile Strength N/mm²	伸び Elongation %	曲げ試験 Bend Test 角度180° 内側半径 Rad	C ×10⁻²	Si ×10⁻²	Mn ×10⁻²	P ×10⁻³	S ×10⁻³	C+Mn/6 ×10⁻²	×10⁻²	×10⁻²	×10⁻³	×10⁻²
						2号	295 以上	440～600	2号≧16 3号≧18	≦D16 1.5D >D16 2.0D				50 以下	50 以下					
8424	D19	4.000		160	1,440	2	338	517	25	GOOD	21	24	71	28	33					
8501	D19	4.500		160	1,616	2	366	550	23	GOOD	24	22	78	27	29					
8510	D19	6.000		160	2,160	2	349	534	23	GOOD	23	15	70	22	26					

岩手県花巻市上田7番4号
株式会社 東華商会
佐藤良介

Surveyor to

We hereby certify that above steels have been satisfactorily tested in accordance with the specification.

Chief of Inspection Section

検査員 | 検査

Page

契約番号 Contract No. 01-0294

製品検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

JIS G 3112 許可番号 271038

商社 Shipper 伊藤忠商事(株)

特約店 (株)東華商会

需要家 Customer Destination

工事名

株式会社 伊藤製鉄所
石巻工場
宮城県石巻市貞吉町
電話 0225(96)1111(代表)
ファクス 0225(96)0256

ITOH IRON & STEEL CO., LTD.
ISHINOMAKI WORKS
2, Shigeyoshi-Town, Ishinomaki-City
Miyagi-Pref, Japan.

製品名 Commodity 鉄筋コンクリート用棒鋼 Deformed Steel Bar

発行番号 No. Issue 02-0746

規格 Specification JIS G 3112 種類 Grade SD295A 結束 Bundles 総質量 Total 5,216 kg 証明書番号 Sheet No. 9741909 発行日 Date of Issue 97.02.13

納入明細 Quantity						機械的性質 Mechanical Property					化学成分 Chemical Composition %									
溶鋼番号 Charge No.	呼び名又は径 Diameter	長さ Length m	結束番号 Bundle No.	本数 No. of Pieces	質量 Mass kg	試験片(号)	降伏点又は耐力 Yield Point N/mm²	引張強さ Tensile Strength N/mm²	伸び Elongation %	曲げ試験 Bend Test 角度180° 内側半径 Rad	C ×10³	Si ×10²	Mn ×10²	P ×10³	S ×10³	C+Mn/6 ×10²	×10²	×10²	×10³	×10²
							295以上	440～600	2号≧16 3号≧18	≦D16 1.5D >D16 2.0D				50以下	50以下					
8424	D19	4.000		160	1,440	2	338	517	25	GOOD	21	24	71	28	33					
8501	D19	4.500		160	1,616	2	366	550	23	GOOD	24	22	78	27	29					
8510	D19	6.000		160	2,160	2	349	534	23	GOOD	23	15	70	22	26					

岩手県花巻市上町7番11号
株式会社 東華商会
佐藤良介

We hereby certify that above steels have been satisfactorily tested in accordance with the specification.

Surveyor to

Chief of Inspection Section

検査 Page

契約番号 Contract No. 01-0294

製品検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

JIS G 3112 許可番号 271038

商社 Shipper 伊藤忠商事(株)

特約店 (株)東華商会

需要家 Customer Destination

工事名

株式会社 伊藤製鉄所
石巻工場
宮城県石巻市貞吉町
電話 0225(96)1111(代表)
ファクス 0225(96)0256

ITOH IRON & STEEL CO., LTD.
ISHINOMAKI WORKS
2, Shigeyoshi-Town, Ishinomaki-City
Miyagi-Pref, Japan.

製品名 Commodity 鉄筋コンクリート用棒鋼 Deformed Steel Bar

発行番号 No. Issue 02-0746

規格 Specification JIS G 3112 種類 Grade SD295A 結束 Bundles 総質量 Total 5,216 kg 証明書番号 Sheet No. 9741909 発行日 Date of Issue 97.02.13

納入明細 Quantity / 機械的性質 Mechanical Property / 化学成分 Chemical Composition %

溶鋼番号 Charge No.	呼び名又は径 Diameter	長さ Length m	結束番号 Bundle No.	本数 No. of Pieces	質量 Mass kg	試験片(号)	降伏点又は耐力 Yield Point N/mm²	引張強さ Tensile Strength N/mm²	伸び Elongation %	曲げ試験 Bend Test 角度180° 内側半径 Rad	C ×10³	Si ×10²	Mn ×10²	P ×10³	S ×10³	C+Mn/6 ×10²	×10²	×10²	×10³	×10²
							295以上	440～600	2号≧16 3号≧18	≦D16 1.5D >D16 2.0D				50以下	50以下					
8424	D19	4.000		160	1,440	2	338	517	25	GOOD	21	24	71	28	33					
8501	D19	4.500		160	1,616	2	366	550	23	GOOD	24	22	78	27	29					
8510	D19	6.000		160	2,160	2	349	534	23	GOOD	23	15	70	22	26					

岩手県花巻市上町7番11号
株式会社 東華商会
佐藤良介

We hereby certify that above steels have been satisfactorily tested in accordance with the specification.

Surveyor to

Chief of Inspection Section

検査 Page

MILL SHEET

発行年月日(Date of Issue) 1997-08-05

契約番号(Contract No.) M07NW101
売 渡(Supplier) NISSHO-IWAI CO., LTD.
買 主(Purchaser) NISSEI K.K.

製鉄所番号(Sheet No.) W-74186
納入品コード(Section Code) 185
注文書照合番号(Reference No.) B7R0002
製造管理番号(Order No.)

神戸製鋼所
加古川製鉄所 特殊鋼工場
KOBE STEEL, LTD.
KAKOGAWA WORKS

		C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Ni+Cr												結晶粒度 (Grain Size)
化学成分 (Chemical Composition) %	元素 (Elements)	・100	・100	・100	・1000	・1000	・100	・100	・100	・100												
	規格(Spec.) Min.																					
	Max.																					
	成績 (Results)	21	19	66	17	8																

機械的性質 (Mechanical Properties)	項目 (Items)	降伏点, 耐力 (0.2% or 0.5%)	引張強さ (T.S.)	伸び (El.)		絞り (R.A.)	衝撃試験 (Impact Test)				カタサ (Hardness)	曲げ試験 (Bend Test)	製品カタサ (Body Hardness)	寸法表面検査 (Measurement & Surface Inspection)		超音波探傷 (Ultrasonic Test)					
	指定事項 (Matl Designated)	N/MM2		標点距離 (G.L.)	%	%						1.5D 180°		マクロ試験 (Macro Structure Test)		組織試験 (Micro Structure Test)					
	規格(Spec.) Min.			8D			温度 (Temp.)	形状 (Notch)	吸収エネルギー (Ind.)	平均 (Ave.)				脱炭試験 (Decarburization Test)							
	Max.																				
	AVE.	318	492		31							GOOD		非金属介在物試験 (Non Metallic Inclusions Test)							
	成績 (Results)																				

一端焼入性試験 (End Quench Hardenability Test) HRC	焼入端からの距離 (Position)																					
	規格(Spec.) Min.																					
	Max.																					
	成績 (Results)																					

備考 (Remarks)

ニッセイ株式会社
社則照合
確認済
9年9月11日
確認者 細川

上記の注文品は、御指定の規格又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 specification specified by you that it satisfies the requirement.)

品質保証室室長
Manager of Quality System Section

規格 (Specification)	SD295A (JIS G 3112)			納入状態 (Delivery Condition)	AS ROLLED	数量 (Quantity)	20	質量 (Mass) kg	19,314		
溶解番号 (Heat No.)	7C4981	寸法 (Size)	径 mm	16.0	BC						

試験成績書

(JIS G 3532普通鉄線 8,000mm)
SWM—B

日本カイザー株式会社御中

平成 10年 2 月 3 日

月日 / 記号 / 試験項目	材質記号	試料番号	引張試験: 径×巾×厚 (mm)	断面積 (mm²)	降伏点荷重 KN	降伏点 N/mm²	最大荷重 KN	引張強さ N/mm²	標点距離 (mm)	絞り (%)	硬度試験 HB (10/3000)	保証荷重試験: 荷重 KN	伸び (mm)	判定	記事
2.03	SWRM8	1	7.960				25.7	517							
〃	〃	2	〃				25.6	515							

備考: SWRM8 9.00 鋼番 30387

試験立会者: 岡部

試験担当員:

許可番号 375014

製造工場名 千葉大東鋼業株式会社

〒263 千葉市稲毛区六方町155番地
TEL 043 (422) 1 4 9 1

発行日　92年　3月 11日

検査証明書

日本工業規格表示許可番号
長岡圧延工場　366103　367139
三条圧延工場　366104　378008

証明書番号：358-01697-1
契　約　No.：03-028-20106　　品　名：バーインコイル
出荷依頼書No.：01367
出荷案内書No.：005666　　規　格：JIS G3112 SD295A

契　約　先：伊藤忠商事（株）特殊鋼鉄材部
特　約　店：日本カイザー工業（株）
荷　受　人：
持　込　先：

北越メタル株式会社
長岡圧延工場　〒940 新潟県長岡市
三条圧延工場　〒955 新潟県三条市南四日

項目 / 規格値 / 寸法	溶鋼番号	数量	質量 (kg)	化学成分 (%) C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	引張試験 試験片番号	降伏点 N/mm²	引張強さ N/mm²	伸び %	曲げ試験	備考
							60	60	2		600			
										295	440	16		
D10　4255	4809	3	2,972	21	20	83	20	15	2	407	571	26	GOOD	
D10　4255	4808	6	5,946	22	20	85	23	25	2	397	570	26	GOOD	
D10　4255	4807	2	1,981	23	23	86	23	15	2	417	577	25	GOOD	
D10　4255	4143	2	1,981	24	23	92	21	19	2	418	596	25	GOOD	
＊サイズ　計＊		13	12,880											
＊　総合計　＊		13	12,880											

上記注文品は検査の結果指定の規格に合格したことを証明します。

MF A　116 J 04

証明書番号 Certificate No.：68695-001　日付 Date：1997-12-25
船番 Ship No.：
注文書番号 Order No.：59424
注文者 Shipper：056893890129 スミキン フ゛ツサン モリオカ
需要家 Customer：ニットク コウカン K.K.
規格 Standard：JIS G3101 SS400

検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

住友金属工業株式会社　鹿島製鉄所
〒314 茨城県鹿嶋市大字光3番地
SUMITOMO METAL INDUSTRIES,LTD.
KASHIMA STEEL WORKS
3 Hikari Kashima Ibaraki 314 Japan

品名 Commodity：アソイタ

需要家照合子番号 Order Item No. / 部内番号 Our Ref. No.	寸法 Size (MM)	板番号 Plate No.	数量 Quantity 質量 Mass KG	鋳片番号 Cast No. / 試験片番号 Test Piece No.	引張試験 Tensile Test YP N/MM2	TS N/MM2	EL %	衝撃試験 Test Temp.	化学成分 % C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	Cu ×100	Ni ×100	Cr ×100	Mo ×100	V ×1000	Ti ×1000	Sol.Al ×10000	N ×10000	B ×100	Cev ×100	Pcm
MBXZ		Y11210303-05	37	C31612																			
00946	.00X2000X8000		2331	N03194T	C2 295	438	29		L17	12	49	12	4										
		Y11210701-02	27	C31612																			
			1554	N03194																			
		Y11200101-05	57	C31612																			
00956	.00X2400X8000		4655	N03194T	C2 295	438	29		L17	12	48	12	4										
		Y11410201-05	57	C31621																			
			4655	N03274T	C2 323	457	26		L17	12	54	13	6										
00969	.00X2000X8000	Y51100242	17	C10509																			
			1164	N00133T	C2 288	433	30		L17	13	53	14	5										
		Y16730304-05	27	C32013																			
			2328	N04712T	C2 304	443	29		L17	11	48	14	5										
		Y19201201-06	67	C32209																			
			6984	N05297T	C2 288	444	32		L18	13	49	15	4										
		Y16610306	17	C32011																			
00979	.00X2400X8000		1397	N04668T	C2 311	447	30		L17	11	49	11	5										
		Y16610401-03	37	C32011																			
			4191	N04668																			

備考 Remarks:

NOTES: The Material Tests are mean results in case of the same Test Piece Number. The Chemical Compositions are mean results in case of the same Cast Number.
① 試験片熱処理区分 Heat Treatment for Test Piece…　② 採取位置 Position…T:Top, B:Bottom.　③ 方向 Direction…L:Longitudinal, C:Crossvise, T:Through Thickness.
④ 標点間距 Gauge Length 平板試験片 Rectangular Tensile Test Specimen…1:200mm(8"), 5:50mm(2"), 6:5.65√A　丸棒試験片 Round Tensile Test Specimen…A:50mm(2"), B:50(5.65√A).
⑤ 降伏点又は耐力 Y.P.or 0.5…U.P.:Upper yield point, L.P.:Lower yield point, .2T5:0.2%offset, .5T5:0.5% extension-under-load.　⑥ 曲げ試験 Bend Test…G:Good.
⑦ 分析区分 Analysis…L:Ladle, P:Product.　⑧ 超音波試験 Ultrasonic Test…G:Good　⑨ 寸法、外観、形状検査 Dimension, Visual, Shape Inspection…G:Good　⑩ 硬度試験位置 Hardness Test Position…SUR.:Surface, 1/2T:1/2 t, 1/4T:1/4 t.
⑪ 衝撃試験片番号 Impact Test Specimen　⑫ 出荷状態 Conditions of Supply

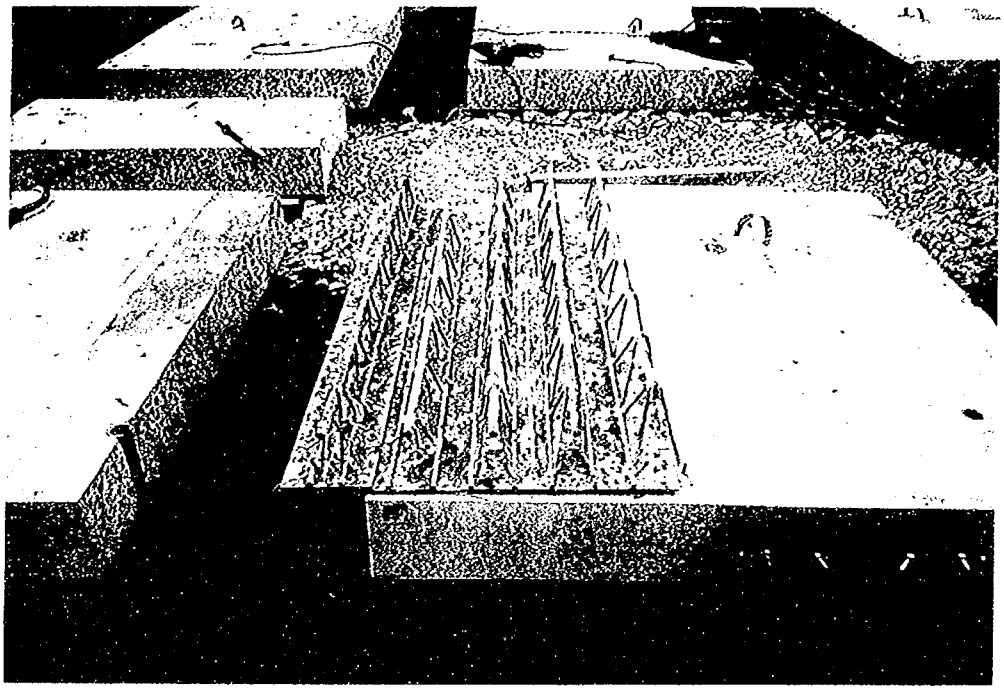
上記注文品は、御指定の規格または仕様に従って製造され、その要求事項を満足していることを証明します。

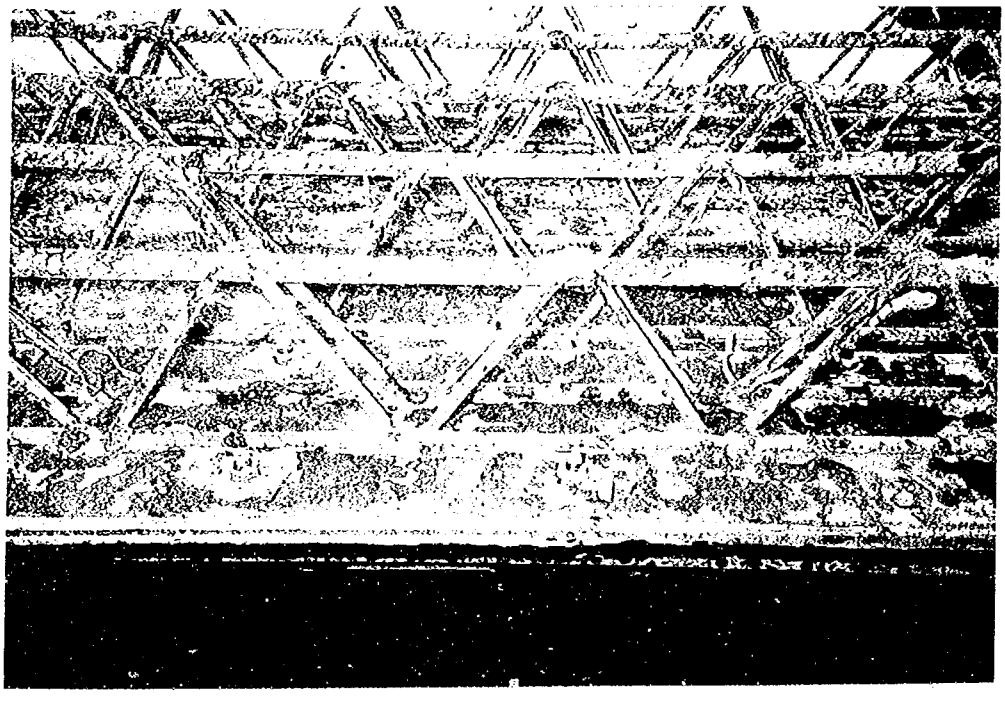
岩手郡玉山村渋民盛岡工業団地内
日東鋼管株式会社
鋼材センター

品質保証室長
Manager of Quality Assurance Section

Form No. AA00-2-0

（4）試験終了後供試体の溶接部状況写真





付録－７　Ｕリブ合成床版

１）　供試体設計計算書 …… 281

２）　コンクリートの配合 …… 289

３）　鋼材ミルシート
　　１）底鋼板 …… 290
　　２）鉄筋 …… 290

①設計計算書

1）設計断面力（道示による）

L=	3.00 m	床版支間長（支持桁間隔）
P=	10,000 kgf	B活荷重　　（A活荷重の場合は、kを0.80とする）
k=	1.042	床版支間長による曲げモーメントの割り増し係数 （A活荷重の場合は考慮しない）
H=	20.45 cm	全床版厚（鉄筋コンクリート厚+底鋼板厚）
w=	542 kgf/m2	床版自重（合成前死荷重）
Hs=	10.0 cm	舗装厚
ws=	230 kgf/m2	舗装自重（合成後死荷重）

支間タイプ　2　　1：単純版、2：連続版端支間、3：連続版中間支間

主部材方向

$Md= +w \cdot L^2/10$	合成前死荷重曲げモーメント
= 488 kgf.m	
Ml= +(0.12L+0.07)P*0.80*k	合成後活荷重曲げモーメント
= 3,583 kgf.m	
$Mws= +ws \cdot L^2/10$	合成後死荷重曲げモーメント
= 207 kgf.m	
Mv= Ml+Mws	合成後曲げモーメント
= 3,790 kgf.m	

配力部材方向

M= +(0.10L+0.04)P*0.80	合成後活荷重曲げモーメント
= 2,720 kgf.m	

2）断面設計

コンクリートの設計基準強度

$\sigma ck=$　270 kgf/cm2

鋼材材質　SM400

鉄筋材質　SD295

主部材方向

H=	20.45 cm	全床版厚（鉄筋コンクリート厚+底鋼板厚）
B=	65.0 cm	Uリブ中心間隔
h=	15.0 cm	Uリブ高さ
a=	30.0 cm	Uリブ腹板間隔
t=	0.45 cm	Uリブ板厚
tb=	0.45 cm	底鋼板の板厚

・底鋼板の有効幅の算出

L=	3.00 m	床版支間長
支間タイプ	2	1：単純版、2：連続版端支間、3：連続版中間支間
l=	2.40 m	等価支間長
b1=	15.00 cm	Uリブ腹板間隔/2（Uリブ内側）
b2=	17.50 cm	Uリブ腹板間隔/2（Uリブ外側）
b1/l=	0.063 (0.02＜b/l＜0.30)	
b2/l=	0.073 (0.02＜b/l＜0.30)	

$\lambda = b$ (b/l≦0.02)

$= \{1.06-3.2(b/l)+4.5(b/l)\}$ (0.02＜b/l＜0.30)　道示(式6.2.2)

$= 0.15 \cdot l$ (0.30≦b/l)

λ1=	13.16 cm	底鋼板の片側有効幅（Uリブ内側）
λ2=	14.89 cm	底鋼板の片側有効幅（Uリブ外側）
λ=	56.10 cm	Uリブ１本あたりの底鋼板の有効幅 =2*(λ1+λ2)

・断面諸量の算出

	B (cm)	T (cm)	A (cm2)	Y (cm)	A*Y (cm3)	A*Y^2 (cm4)	I (cm4)
頂部	9.00	0.45	4.05	-14.78	-60	884	0
腹板	11.00	0.90	9.90	-5.50	-54	299	100
腹板欠損部	5.00	-0.90	-4.50	-5.00	23	-113	-9

底鋼板	56.10	0.45	25.24	0.23	6	1	0
		ΣA=	34.69	ΣA*Y=	-86	IO=	1,163

※1 頂部幅は、欠損部を除いた幅
※2 Yは底鋼板上面からの寸法

δs=	2.48 cm	(=ΣA*Y/ΣA)	
As=	34.69 cm2/本	主部材1本あたりの断面積	
Is=	950 cm4/本	主部材1本あたりの断面二次モーメント	(=IO-δs^2*ΣA)
ysu=	12.52 cm	主部材断面の中立軸より圧縮縁までの距離	(Uリブ頂部側)
ysl=	2.93 cm	主部材断面の中立軸より引張縁までの距離	(底鋼板側)
Zsu=	76 cm3/本	主部材1本あたりの圧縮側断面係数	(Uリブ頂部側)
Zsl=	324 cm3/本	主部材1本あたりの引張側断面係数	(底鋼板側)
n=	15	鉄筋コンクリートのヤング係数比	
D=	17.52 cm	主部材断面の中立軸より合成断面圧縮縁までの距離	

$$X = \frac{-n \cdot As}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot As}{B}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{B} \cdot As \cdot D}$$

=	10.56 cm	合成断面の中立軸より合成断面圧縮縁までの距離

$$Iv = \left\{\frac{B \cdot X^3}{3 \cdot n} + As \cdot (D - X)^2 + Is\right\} \times \frac{100}{B}$$

=	6,662 cm4	合成断面の断面二次モーメント

Zdsc= Zsu·100/B		
=	117 cm3	合成前断面の主部材圧縮縁の断面係数
Zdst= Zsl·100/B		
=	498 cm3	合成前断面の主部材引張縁の断面係数
Zsc= Iv/(h+tb-H+X)		
=	1,199 cm3	合成後断面の主部材圧縮縁の断面係数
Zst= Iv/(H-X)		
=	673 cm3	合成後断面の主部材引張縁の断面係数
Zcc= n·Iv/X		
=	9,465 cm3	合成後断面のコンクリート圧縮縁の断面係数

・応力計算

Md=	488 kgf.m	合成前死荷重曲げモーメント	
Ml=	3,583 kgf.m	合成後活荷重曲げモーメント	
Mws=	207 kgf.m	合成後死荷重曲げモーメント	
Mv=	3,790 kgf.m	合成後曲げモーメント	=Ml+Mws

σcc= Mv/Zcc			
=	-40 kgf/cm2	コンクリート圧縮縁の応力	<77kgf/cm2(=σck/3.5)
σdsc= Md/Zdsc			
=	-418.kgf/cm2	主部材圧縮縁　合成前死荷重応力	<1,750kgf/cm2
σdst= Md/Zdst			
=	98 kgf/cm2	主部材引張縁　合成前死荷重応力	<1,750kgf/cm2
σvsc= Mv/Zsc			
=	-316 kgf/cm2	主部材圧縮縁　合成後死活荷重応力	<1,400kgf/cm2
σvst= Mv/Zst			
=	563 kgf/cm2	主部材引張縁　合成後死活荷重応力	<1,400kgf/cm2
σsc= σdsc+σvsc			
=	-734 kgf/cm2	主部材圧縮縁の応力	<1,400kgf/cm2
σst= σdst+σvst			
=	661 kgf/cm2	主部材引張縁の応力	<1,400kgf/cm2
σsl= Ml/Zst			
=	532 kgf/cm2	主部材引張縁の活荷重応力	<1,200kgf/cm2

配力部材方向

a　一般部

H=	20.45 cm	全床版厚
h=	15.0 cm	U-RIB高さ
t=	0.45 cm	Uリブ板厚

tb=	0.45 cm	引張側底鋼板の板厚
D1=	20.225 cm	引張側底鋼板板厚中心より圧縮縁までの距離
As1=	45.00 cm2	単位幅あたりの引張側底鋼板断面積
	D16	圧縮側鉄筋呼び名
P2=	15.0 cm	圧縮側鉄筋間隔
D2=	6.25 cm	圧縮側鉄筋中心より圧縮縁までの距離
Ad2=	1.986 cm2	圧縮側鉄筋１本あたりの断面積
As2=	13.24 cm2	単位幅あたりの圧縮側鉄筋断面積
ΣA=	58.24 cm2	単位幅あたりの主部材総断面積
n=	15	鉄筋コンクリートのヤング係数比

$$X = \frac{-n \cdot \Sigma A}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot \Sigma A}{B}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{B} \cdot (As1 \cdot D1 + As2 \cdot D2)}$$

= 10.61 cm　合成断面の中立軸より圧縮縁までの距離

$$Iv = \left\{\frac{B \cdot X^3}{3 \cdot n} + As1 \cdot (D1 - X)^2 + As2 \cdot (X - D2)^2\right\} \times \frac{100}{B}$$

= 7,066 cm4　合成断面の断面二次モーメント

Zcc= n·Iv/X　合成後断面のコンクリート圧縮縁の断面係数
= 9,992 cm3

Zsc= Iv/(X-D2)　合成後断面の圧縮鉄筋の断面係数
= 1,621 cm3

Zst= Iv/(D1-X)　合成後断面の底鋼板引張縁の断面係数
= 735 cm3

・応力計算

M= 2,720 kgf.m　合成後活荷重曲げモーメント

σc= M/Zcc
= -27 kgf/cm2　コンクリート圧縮縁の直応力　<77kgf/cm2(=σck/3.5)

σsc= M/Zsc

=	-168 kgf/cm2	圧縮鉄筋の直応力	<1,800-200kgf/cm2
σst= M/Zst			
=	370 kgf/cm2	底鋼板引張縁の直応力	<1,400kgf/cm2

・破壊抵抗曲げモーメントの算出

α=	0.85	σc=α・σck	
β=	0.80	σck<500, 0.80	
		σck>600, 0.75	
σck=	270 kgf/cm2		
εcu=	0.0035	コンクリートの終局ひずみ	σck<500, 0.0035
			σck>600, 0.0025
σsy=	2,400 kgf/cm2	引張鋼材の降伏点	
Es=	2,100,000 kgf/cm2	引張鋼材のヤング率	
As1=	45.000 cm2	引張鋼材の断面積（／m）	
D1=	20.225 cm	引張鋼材の有効高	
As2=	13.240 cm2	圧縮鉄筋の断面積（／m）	
D2=	6.25 cm	圧縮鉄筋の有効高	
x=	6.054 cm	圧縮縁より中立軸までの距離	

xは、 $Nd = \alpha \cdot \beta \cdot \sigma ck \cdot b \cdot x + As2 \cdot Es \cdot \varepsilon cu \frac{x - D2}{x} - As1 \cdot \sigma sy = 0$ の解（b=100cm）。

C=	α・β・σck・b・x	コンクリート圧縮力の合力	（圧縮正）
=	111,151 kgf/m		
Tc=	As2・Es・εcu・(x-D2)/x	鉄筋圧縮力の圧縮力	（圧縮正）
=	-3,151 kgf/m		
Ts=	As1・σsy	引張鋼材の引張力	（引張正）
=	108,000 kgf/m		
H=	20.45 cm	全床版厚	
d=	0.225 cm	引張縁から引張部材中心までの距離（=H-D1）	

$$Mu0 = C\left(\frac{H}{2} - \frac{\beta}{2}x\right) + Tc\left(\frac{H}{2} - D2\right) + Ts\left(\frac{H}{2} - d\right)$$

=	19,348 kgf.m/m	破壊抵抗曲げモーメント（／m）

b　継手部（鉄筋コンクリート複鉄筋断面として設計）

H=	20.45 cm	全床版厚
h=	15.0 cm	U-RIB高さ
t=	0.45 cm	Uリブ板厚
tb=	0.45 cm	底鋼板の板厚
	3.45 cm	下側鉄筋位置（底鋼板上面より）

	D19	引張側鉄筋呼び名 (D13, D16, D19, D22, D25)
P1=	7.5 cm	引張側鉄筋間隔
D1=	16.55 cm	引張側鉄筋中心より圧縮縁までの距離
Ad1=	2.865 cm2/本	引張側鉄筋１本あたりの断面積
As1=	38.20 cm2	単位幅あたりの引張側鉄筋断面積
	D16	圧縮側鉄筋呼び名
P2=	15.0 cm	圧縮側鉄筋間隔
D2=	6.25 cm	圧縮側鉄筋中心より圧縮縁までの距離
Ad2=	1.986 cm2/本	圧縮側鉄筋１本あたりの断面積
As2=	13.24 cm2	単位幅あたりの圧縮側鉄筋断面積
ΣA=	51.44 cm2	単位幅あたりの鉄筋総断面積
n=	15	鉄筋コンクリートのヤング係数比

$$X = \frac{-n \cdot \Sigma A}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot \Sigma A}{B}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{B} \cdot (As1 \cdot D1 + As2 \cdot D2)}$$

= 8.84 cm　　合成断面の中立軸より圧縮縁までの距離

$$Iv = \left\{\frac{B \cdot X^3}{3 \cdot n} + As1 \cdot (D1 - X)^2 + As2 \cdot (X - D2)^2\right\} \times \frac{100}{B}$$

= 3,895 cm4　　合成後断面の単位幅あたりの断面二次モーメント

Zcc= n·Iv/X　　合成後断面のコンクリート圧縮縁の断面係数
= 6,610 cm3

Zsc= Iv/(X-D2)　　合成後断面の圧縮鉄筋の断面係数
= 1,505 cm3

Zst= Iv/(D1-X)　　合成後断面の引張鉄筋の断面係数
= 505 cm3

・応力計算

M= 2,720 kgf.m　　合成後活荷重曲げモーメント

σcc= M/Zcc
= -41 kgf/cm2　　コンクリート圧縮縁の直応力　　<77kgf/cm2(=σck/3.5)
σsc= M/Zsc

=	-181 kgf/cm2	圧縮鉄筋の直応力	<1,800-200kgf/cm2
σs1= M/Zs1			
=	539 kgf/cm2	引張鉄筋の直応力	<1,400-200kgf/cm2

・破壊抵抗曲げモーメントの算出

α=	0.85	σc=α・σck	
β=	0.80	σck<500, 0.80	
		σck>600, 0.75	
σck=	270 kgf/cm2		
εcu=	0.0035	コンクリートの終局ひずみ	σck<500, 0.0035
			σck>600, 0.0025
σsy=	3,000 kgf/cm2	引張鋼材の降伏点	
Es=	2,100,000 kgf/cm2	引張鋼材のヤング率	
As1=	38.200 cm2	引張鋼材の断面積（／m）	
D1=	16.55 cm	引張鋼材の有効高	
As2=	13.240 cm2	圧縮鉄筋の断面積（／m）	
D2=	6.25 cm	圧縮鉄筋の有効高	
x=	6.246 cm	圧縮縁より中立軸までの距離	

xは、 $Nd = \alpha \cdot \beta \cdot \sigma ck \cdot b \cdot x + As2 \cdot Es \cdot \varepsilon cu \frac{x - D2}{x} - As1 \cdot \sigma sy = 0$ の解（b=100cm）。

C=	α・β・σck・B・x	コンクリート圧縮力の合力	（圧縮正）
=	114,669 kgf/m		
Tc=	As2・Es・εcu・(x-D2)/x	鉄筋圧縮力の圧縮力	（圧縮正）
=	-69 kgf/m		
Ts=	As1・σsy	引張鋼材の引張力	（引張正）
=	114,600 kgf/m		
H=	20.45 cm	全床版厚	
d=	3.90 cm	引張縁から引張部材中心までの距離（=H-D1）	

$$Mu = C\left(\frac{H}{2} - \frac{\beta}{2}x\right) + Tc\left(\frac{H}{2} - D2\right) + Ts\left(\frac{H}{2} - d\right)$$

=	16,106 kgf.m/m	破壊抵抗曲げモーメント（／m）	
=	0.83 ×Mu0	*OK!*	（一般部の75%以上確保されているか？）

② コンクリート配合

レディーミクストコンクリート配合報告書

No 2020A

平成 10年7月　日

保工業株式会社 殿

川崎市川崎区桜本1-14-5
芙蓉コンクリート株式会社
TEL(044)277-2721 FAX044-277-6909

配合計画者名　安部 哲也

工事名称	Uリブ試験体
所在地	
納入予定時期	平成10年7月24日
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	27	12→20	20	N

指定事項				
	軽量コンクリートの単位容積質量	—	空気量	—
	コンクリートの温度	—	混和材料の種類	
	呼び強度を保証する材齢	—	アルカリ骨材反応抑制対策の方法	A
	水セメント比の上限値	—	単位セメント量の下限値又は上限値	—
	単位水量の上限値	—	塩化物含有量	0.30kg/m³ 以下
	流動化後のスランプ増大量	8 cm		

使用材料

セメント	生産者名	日本セメント株式会社	密度(g/cm³)	3.16	Na_2Oeq(%)	0.62
混和材①	製品名		種類		密度(g/cm³)	
混和材②	製品名		種類		密度(g/cm³)	

骨材	No	種類	産地又は品名	ASRによる区分		粒の大きさの範囲	粗粒率又は実積率	密度(g/cm³) 絶乾	密度(g/cm³) 表乾	吸水率(%)
細骨材	①	砂	千葉県君津	A	モルタルバー法	5	2.60	--	2.60	1.50
	②									
	③									
粗骨材	①	砕石	西多摩郡奥多摩	A	モルタルバー法	20～5	60.0	—	2.69	0.658
	②									
	③									

混和剤①	製品名	ポゾリスNo.70	種類	AE減水剤(標準形)	細骨材の塩化物量 ①②③ 0.04%以下
混和剤②	製品名		種類		水の区分 上水＋上澄水

配合表 (kg/m³)

セメント	混和材①	混和材②	水	細骨材①	細骨材②	細骨材③	粗骨材①	粗骨材②	粗骨材③	混和剤①	混和剤②
316			163	838			996			0.841	

水セメント比	51.6 %	水結合材比	—	細骨材率	46.6 %

備考

[規格外]

③ 鋼材のミルシート

a) 底鋼板

証明書番号 CERTIFICATE NO. : 411602
契約番号 CONTRACT NO. : 2234-50193 (0021181181A0CD)
納入先 SUPPLIER : ﾌｼﾞﾜﾗ ｺｳｻｲ
納入業 CUSTOMER : FUJIWARA KOZAI K.K.
品名 NAME OF ARTICLE : HOT PLATE SS400+U

検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

川崎製鉄株式会社
水島製鉄所
KAWASAKI STEEL CORPORATION MIZUSHIMA WORKS
〒712 倉敷市水島川崎通1丁目
1, MIZUSHIMA KAWASAKI-DORI, KURASHIKI, JAPAN

日付 DATE : MARCH 20,1998

溶解番号 HEAT NO.	検品番号 INSPECTION NO.	製品寸法 DIMENSIONS mm	枚数 本数 QUANTITY	質量 MASS kg	試験番号 TEST NO.	引張試験 TENSILE TEST 降伏点 N/MM2	引張強さ N/MM2	伸び %	曲げ試験	衝撃試験	化学成分 CHEMICAL COMPOSITION C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	備考
4-31897	17819511	3.200X 1829X 6096	10	2830	AA303	292	450	40	G		11	1	78	22	4						
		TOTAL	10	2830																	NO.(FUJIWARAKOZAI)
5-30191	17446631	4.500X 2100X 6096	10	4570	AA403	322	443	40	G		12	2	79	16	10						
	17446632		6	2742	AA403																
		TOTAL	16	7312																	NO.(FUJIWARAKOZAI)
		G-TOTAL	26	10142																	

本証明書は○○○○○○○です
10年
神奈川県座間市広野台2丁目6番地
藤原鋼材株式会社
電話 0462
支店長 原口安徳

上記鋼材は規定の検査を行ない これに合格したことを証明する。
WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN SATISFACTORILY TESTED IN ACCORDANCE WITH THE SPECIFICATION.

MANAGER OF INSPECTION SECTION

PAGE : 1

(P-00164)

b) 鉄筋

INSPECTION CERTIFICATE
鋼材検査証明書

GOOD STEEL,LTD.FUNABASHI WORKS
合同製鐵株式会社 船橋製造所
2-2-1 MINAMIKUJIRI, FUNABASHI-CITY, CHIBA, JAPAN
船橋市南習志野2丁目2番1号

Contract No. 注文No. : 111-7864003
Order's No. 注文書番号 :
Supplier 注文者 : 日鉄商事株式会社
Commodity 品名 : 異形棒鋼
Specification 規格 : JIS G 3112 SD295A
Customer 需要家 :
Shipper :
Destination 渡地 :
工事名称 :

(株) 黒山庄之助商店
納入場所コード : 364078
(控) 黒山庄之助商店 資安
Ship No.控え :

List No. 発行 No: 27354
Date 発行日: 1998.06.26
荷扱コード: 0626-10383

Size 寸法	Length 長さ	Quantity 員数	Mass 質量 KG	Charge No. 鋼番	Chemical Composition 化学成分(%) C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000 MAX 50	S ×1000 MAX 50
D 16	5.000M	320	4,056	658213	24	18	80	34	24
D 16	3.000M	1,300	10,140	668085	24	18	39	36	24
D 16	5.300M	260	2,231	648023	25	15	56	26	28
D 16	5.300M	1,360	13,385	648030	23	14	56	27	30
D 16	5.500M	260	2,231	648031	21	14	58	27	29
D 16	7.000M	740	8,502	648028	26	13	59	29	29
D 16	7.000M	385	6,376	658213	24	18	60	34	24
合計		3,265	46,921						

Size 寸法	Charge No. 鋼番	Tensile Test 引張試験 (G.L=80) Y.P. Point N/MM2 MIN. 295	T.S. Strength N/MM2 440 - 600	El. 伸び % MIN. 16	A.A. 絞り %	Bend Test 曲げ試験 d	Hardness 硬度	Impact Test 衝撃試験
D 16	658213	399	572	24		1.5D 180	GOOD	
D 16	668085	398	555	22			GOOD	
D 16	648023	375	545	23			GOOD	
D 16	648030	390	544	21			GOOD	
D 16	648031	380	537	20			GOOD	
D 16	648028	406	568	20			GOOD	
D 16	658213	399	572	24			GOOD	

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

Surveyor to

品質管理課
Manager of Quality Control Section

INSPECTION CERTIFICATE
鋼材検査証明書

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

Contract No. 注文No：111278330002
Order's No. お客様番号：
Supplier 注文者：日鐵商事株式会社
Commodity 品名：異形棒鋼
Specification 規格：JIS G 3112 SD295A
Customer 需要家：
Shipper 荷主：
Destination 着地：
受渡条件：

（株）黒山庄之助商店
納入先コード：364076

（株）黒山庄之助商店 御安
Ship to 送荷：

Lot No. 発行No：68045
Date 発行日：1998.03.19
発場コード：0319 33525

Size サイズ	Length 長さ	Quantity 員数	Mass 質量 kg	Charge No. 溶解番号	Chemical Composition 化学成分(%) C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000 MAX. 50	S ×1000 MAX. 50
D 19	5,500m	450	5,580	628198	17	15	58	33	29
合計		450	5,580						

Size サイズ	Charge No. 溶解番号	Tensile Test 引張試験 Y.P. N/mm² MIN.	T.S. N/mm²	EL %	入熱量 %	Bend Test 曲げ試験	Hardness 硬度	Impact Test 衝撃試験
						1	Impact	
D 19	628198	395	565	20		GOOD		

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

Surveyor to

品質管理課
Manager of Quality Control Section

付録－８　リブ付きマッチキャスト床版

１）　設計計算書 …… 293

２）　レディーミクストコンクリート配合報告書 …… 298

３）　接着剤カタログ …… 299

４）　試験後クラック発生状況写真 …… 301

設計計算

1．設計条件

主桁：　2主桁、　　主桁間隔=　3.0　m、　　床版厚=　23.0　cm、

床版：

橋軸方向長さ=　1.0　m

鉄筋)　SD295A、　　ϕ =　19.0　mm

σ sa=　1400.0　kg/cm²

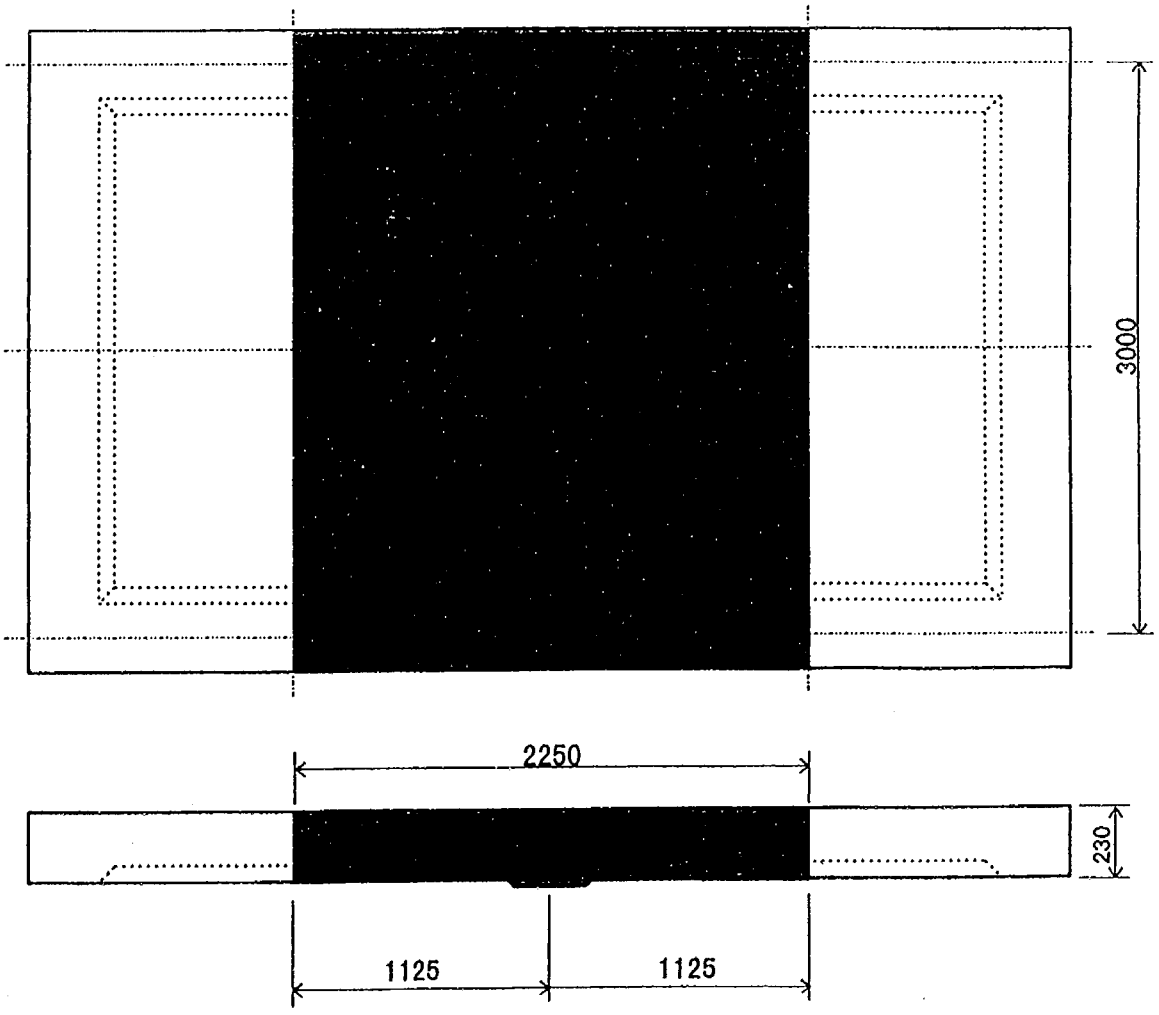
コンクリート)

厚さ=　23.0　cm、　　σ ck=　450.0　kg/cm²

σ ca=　150.0　kg/cm²

圧着時のプレストレス(目地部)　　σ =　33.0　kg/cm²

設計は、以下の斜線部の範囲とする。



2．荷重

死荷重：

鉄筋コンクリート　　2500.0×0.23=575.0kg/ m²

活荷重：B活荷重で設計する。

T荷重（衝撃含む）　　P=10000.0kg

2－1．床版の曲げモーメント

連続版として設計する。

i) 主鉄筋方向（橋軸直角方向）の曲げモーメント

支間曲げモーメント（端支間）

Md=（wd×L^2）/10=(575.0×3.0^2)/10=517.5kgm/m

L=3.0 より、

Mi+l=（0.12L+0.07）P×0.80×（1.0+（L−2.5）/12）

=（0.12×3.0+0.07）×10000.0×0.80×（1.0+（3.0−2.5）/12）

=3583.3kgm/m

M=Md+Mi+l=517.5+3583.3=<u>4100.8</u>kgm/m

ii) 配力鉄筋方向（橋軸方向）の曲げモーメント

支間曲げモーメント（端支間）

Md=0.0kgm/m（無視しても可(道示より)）

Mi+l=（0.10L+0.04）P×0.80

=（0.10×3.0+0.04）×10000.0×0.80

=3400.0kgm/m

M=Md+Mi+l=0.0+3400.0=<u>3400.0</u>kgm/m

2－2．床版の鉄筋

a) 主鉄筋

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

b=100.0cm、鉄筋間隔=12.5cm とすると、

引張側鉄筋断面積 As=2.865×(100.0/12.5)=22.92cm²

圧縮側鉄筋断面積 As'=As/2=11.46cm²

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

x=－n((As+As')/b)+√((n((As+As')/b)^2+(2×n/b)×(d×As+d'×As'))

=－15×((22.92+11.46)/100.0)+

√((15×(22.92+11.46)/100.0)^2+(2×15/100.0)×(19.0×22.92+4.0×11.46))

=7.92cm

圧縮側コンクリートの抵抗断面係数 Wc は、

Wc=(b×x/2)×(d－(x/3))+(n×As/2)×((x－d')/x)×(d－d')

=(100.0×7.92/2)×(19.0－(7.92/3))+(15×22.92/2)×((7.92－4)/7.58)×(19.0－4.0)

=7750cm³

引張鉄筋の抵抗断面係数は Ws は、

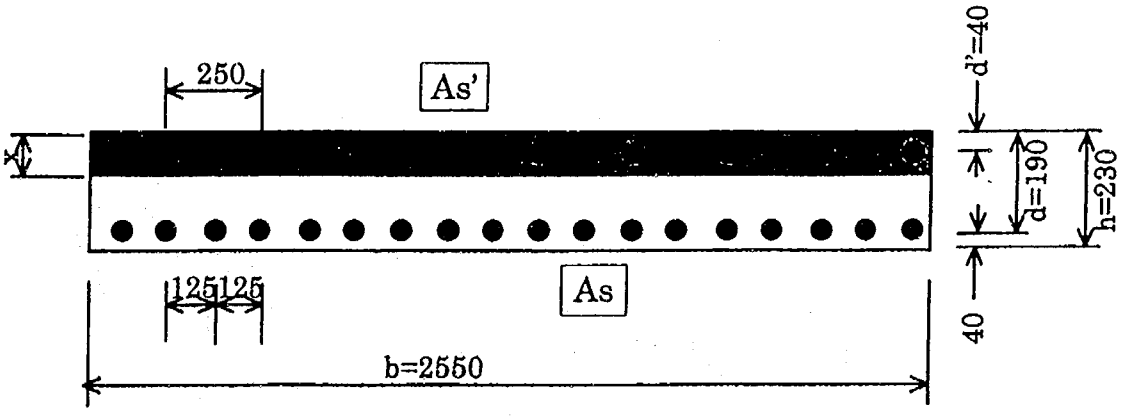
Ws=(Wc/n)×(x/(d－x))=(7750/15)×(7.92/(19.0－7.92))= 369.5cm³

となる。したがって、コンクリートの圧縮応力度σ c は、

σ c=M/Wc=410080/7750=53kg/cm²＜150kg/cm² ———> (OK)

鉄筋の引張応力度σ s は、

σ s=M/Ws=410080/369.5=1110kg/cm²＜1400kg/cm² ———> (OK)



b) 配力鉄筋

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

b=100.0cm、鉄筋間隔=15.0cm とすると、

引張側鉄筋断面積 As=2.865×(100.0/15.0)=19.10cm²

圧縮側鉄筋断面積 As'=As/2=9.55cm²

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

$$x=-n((As+As')/b)+\sqrt{((n((As+As')/b)^2+(2\times n/b)\times(d\times As+d'\times As'))}$$

$$=-15\times((19.10+9.55)/100.0)+\sqrt{((15\times(19.10+9.55)/100.0)^2+(2\times 15/100.0)\times(17.0\times 19.10+6.0\times 9.55))}$$

$$=7.25\text{cm}$$

圧縮側コンクリートの抵抗断面係数 Wc は、

$$Wc=(b\times x/2)\times(d-(x/3))+(n\times As/2)\times((x-d')/x)\times(d-d')$$

$$=(100.0\times 7.25/2)\times(17.1-(7.25/3))+(15\times 19.10/2)\times((7.25-5.9)/7.25)\times(17.1-5.9)$$

$$=5620\text{cm}^3$$

引張鉄筋の抵抗断面係数は Ws は、

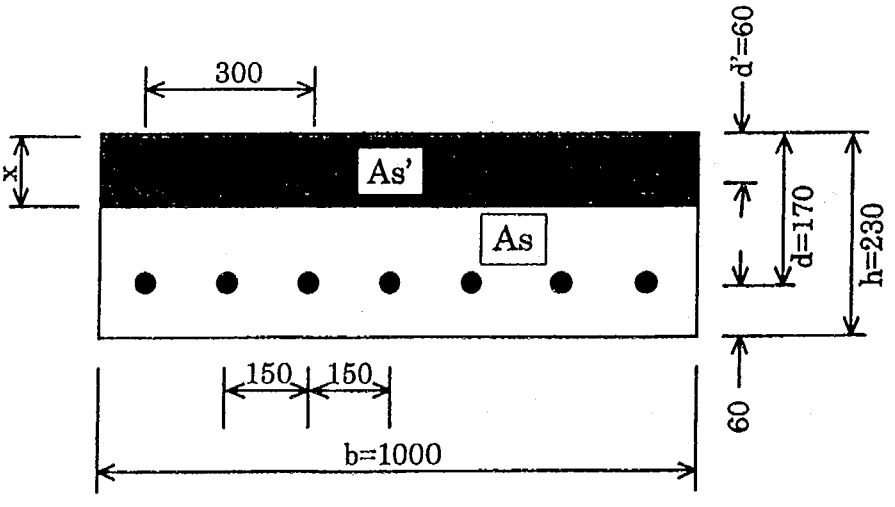
$$Ws=(Wc/n)\times(x/(d-x))=(5620/15)\times(7.25/(17.1-7.25))=275.9\text{cm}^3$$

となる。したがって、コンクリートの圧縮応力度 σc は、

$\sigma c=M/Wc=340000.0/5620=\underline{60.5}\text{kg/cm}^2<150\text{kg/cm}^2$ ———> (OK)

鉄筋の引張応力度 σs は、

$\sigma s=M/Ws=340000.0/275.9=\underline{1232}\text{kg/cm}^2<1400\text{kg/cm}^2$ ———> (OK)



3．圧着時のＰＣ量の決定

目地部でσ＝33.0 kg/cm^{2}より、供試体全体でのプレストレスは

P_s＝33.0×33.0×280.0

＝304920kg

＝305 ton

PC鋼棒を10本使用すると、PC鋼棒1本あたり

p_s＝30.5 ton

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

No. 025-003

レディーミクストコンクリート配合報告書

平成 10 年 3 月 4 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）１４６１
ＦＡＸ ０４６２（３３）８９７８

配合計画者名	鳥島 忠雄

工事名称	ＩＨＩ向マッチキャスト
所在地	綾瀬市小園７２０
納入予定時期	10年 3月～ 年 月
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	w／c＝３９．０％	12	20	H

指定事項					
	軽量コンクリートの単位容積質量	- kg/m³	空気量	4.5 %	
	コンクリートの温度	- ℃	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値	- %	単位セメント量の下限値又は上限値	-	kg/m³
	単位水量の上限値	- kg/m³	塩化物含有量	0.30	kg/m³以下
	流動化後のスランプ増大量	- cm			

使用材料

セメント	生産者名	秩父小野田株式会社		密度(g/cm³)	3.14	Na₂Oeq(%)	0.75				
細骨材	産地又は品名	相模川水系産	ASRによる区分	A	化学法	粗粒率	2.80	比重	絶乾	-	
		千葉県市原産		A	ﾓﾙﾀﾙﾊﾞｰ法				表乾	2.59	
		-		-	-				絶乾	-	
		-		-	-		-		表乾	-	
		-		-	-				絶乾	-	
		-		-	-		-		表乾	-	
粗骨材	産地又は品名	津久井郡城山町小倉産	ASRによる区分	A	化学法	は実粗粒率又は実積率		比重	絶乾	-	
		東京都八王子市美山産		-	-		6.60		表乾	2.66	
		-		-	-				絶乾	-	
		-		-	-		-		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
410	160	720	-	-	1027	-	4.018		-

水セメント比	39.0 %	細骨材率	41.8 %

備考： 規格区分 規格外品
標準期配合

承認印

ブロック工法用接着剤

シーカデュア® W

概　要

無溶剤タイプ，2成分形エポキシ樹脂ベースのブロック工法用接着剤です。

用　途

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

特　長

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

荷　姿

4kgセット×6／箱　　A成分：2.66kg／缶
B成分：1.34kg／缶

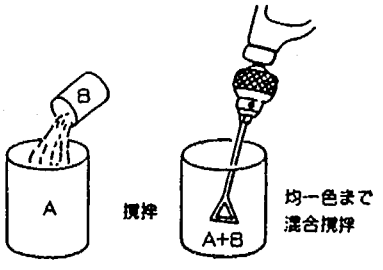
使用方法

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

表面処理

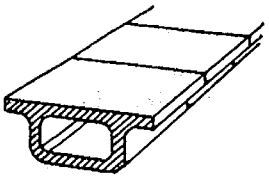
混合(重量比)

主剤(A)：硬化剤(B)　=2：1



接着剤の主剤，硬化剤は定められた混合比に計量してあります。
主剤(A)缶に硬化剤(B)を全量入れ，電気ドリルに攪拌翼を付け，均一な色になるまで低速で十分攪拌して下さい。

施　工



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

片付け作業

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

施工上の注意

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

取扱い上の注意

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

技術資料

品質項目		単位	条件	品質規格	シーカデュアW	備考
未硬化の接着剤	外観	—		有害と認められる異物の混入がなく材料分離が生じないこと。	なし	
	比重	—	常温 20±2℃	1.2～1.6	1.5	JIS-K-6833 比重カップ
	粘度	cp	使用時基準温度	1×10^4～5×10^4	5×10^4	JIS-K-6838
	可使時間	h	使用時基準温度	2以上	2.2	ガードナー式
	だれ最小厚さ	mm	使用時基準温度	0.3以上	だれなし	
硬化した接着剤	引張強さ	kgf／cm²	常温 材令7日	125以上	220	JIS-K-6911
	圧縮強さ	kgf／cm²	常温 材令7日	700以上	750	JIS-K-6911
	接着強さ	kgf／cm²	常温 材令7日	60以上	60	剪断試験

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

日本シーカ株式会社

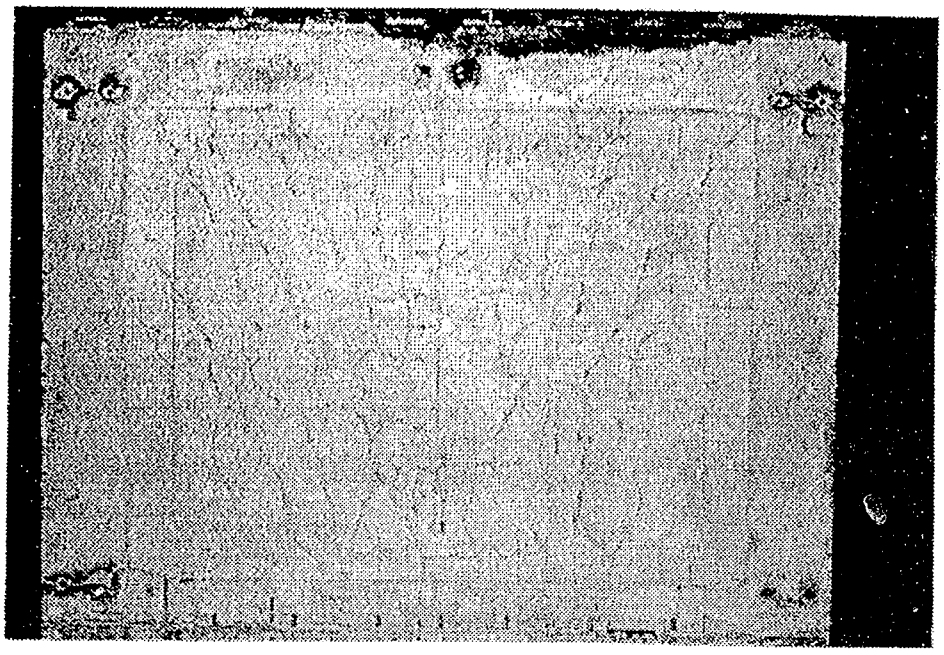
本　社 〒143 東京都大田区大森北2-4-18・東京建物大森ビル ☎(03)3767-9821 FAX(03)3766-2117
東京支店 〒143 東京都大田区大森北2-4-18・東京建物大森ビル ☎(03)3767-7221 FAX(03)3767-9389
大阪支店 〒530 大阪市北区野崎町7-8・梅田パークビル ☎(06) 315-7851 FAX(06) 315-6901
名古屋営業所 〒464 名古屋市千種区内山3-10-17・今池セントラルビル ☎(052)733-7353 FAX(052)731-4344
仙台営業所 〒980 仙台市青葉区五橋2-4-27・宮城県米ビル ☎(022)267-2501 FAX(022)266-3783
札幌営業所 〒060 札幌市中央区北2条西2丁目・加森ビル1 ☎(011)221-6331 FAX(011)231-8542
福岡営業所 〒812 福岡市博多区博多駅東3-11-14・博多第3ムカイビル ☎(092)472-1684 FAX(092)472-1685
沖縄出張所 〒901-21 浦添市仲西1-3-25フロンテージ仲西6F・(有)リウゼン内 ☎(098)874-5441 FAX(098)874-5453

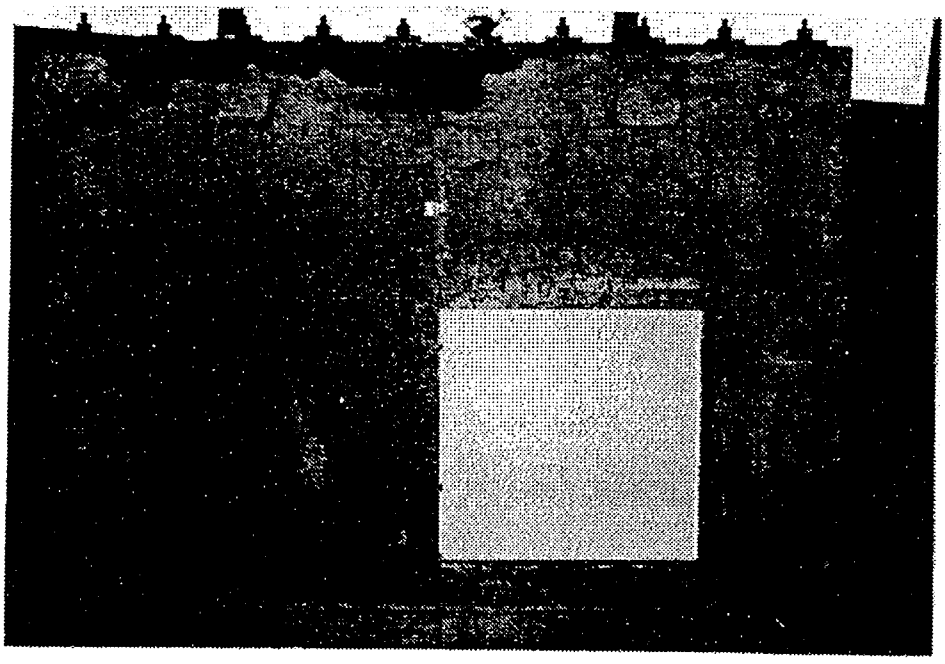
●販売店

3000.1.5.94
CODE No.913301

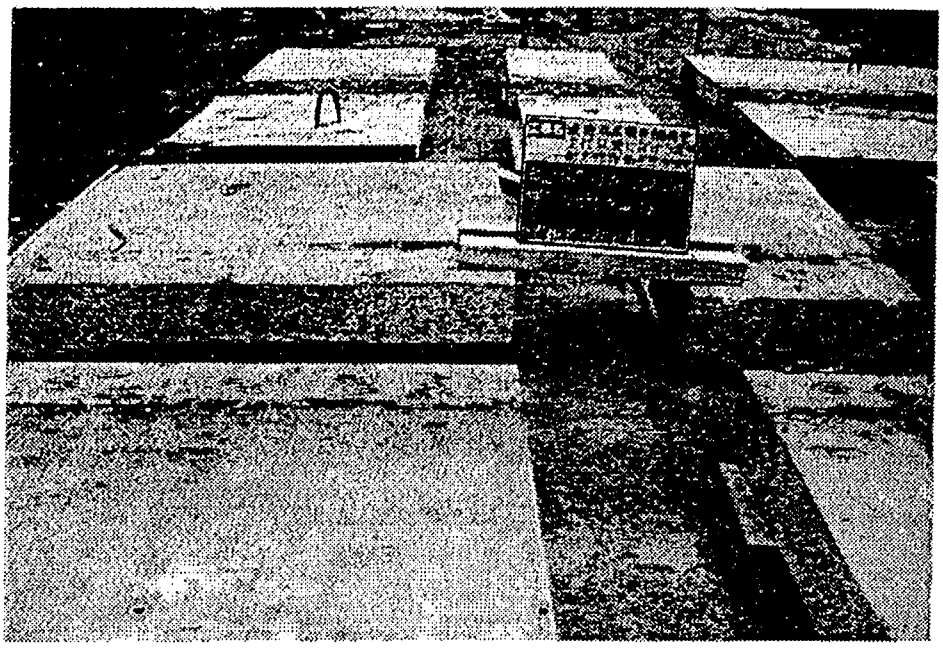
試験後クラック発生状況

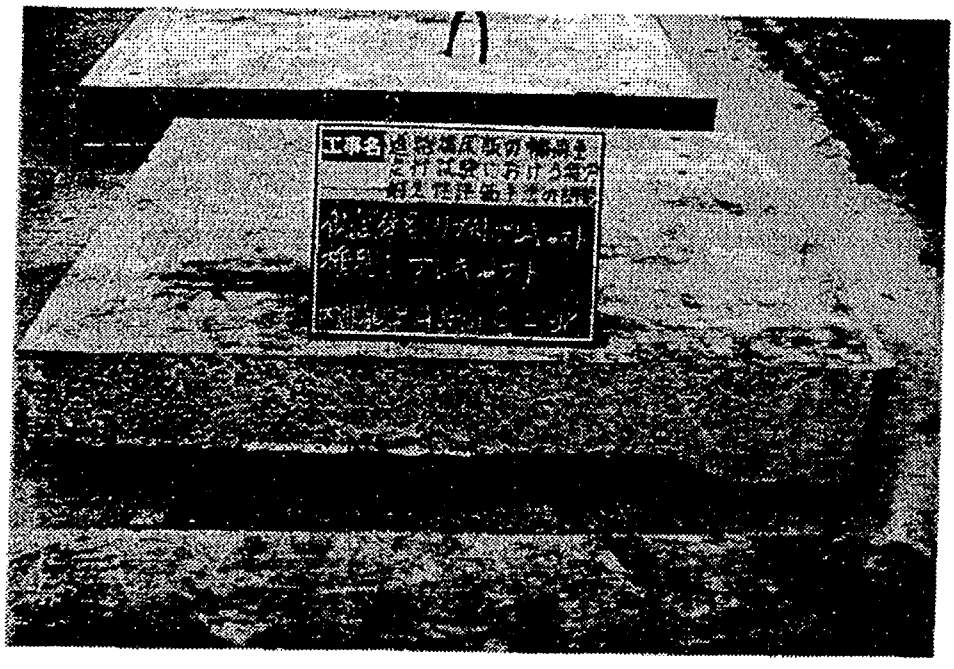
床版下面（実験終了後）



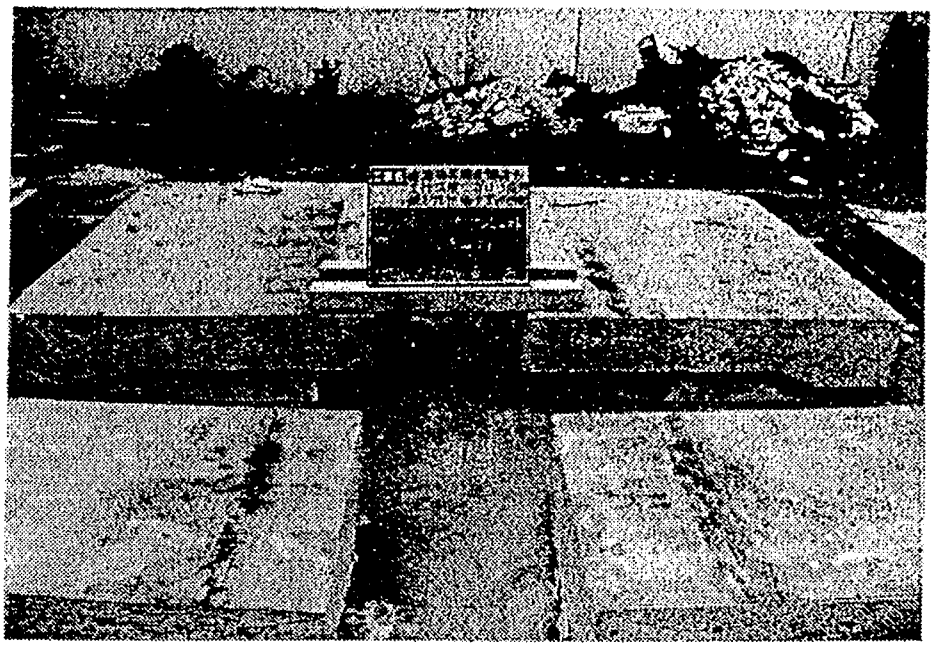


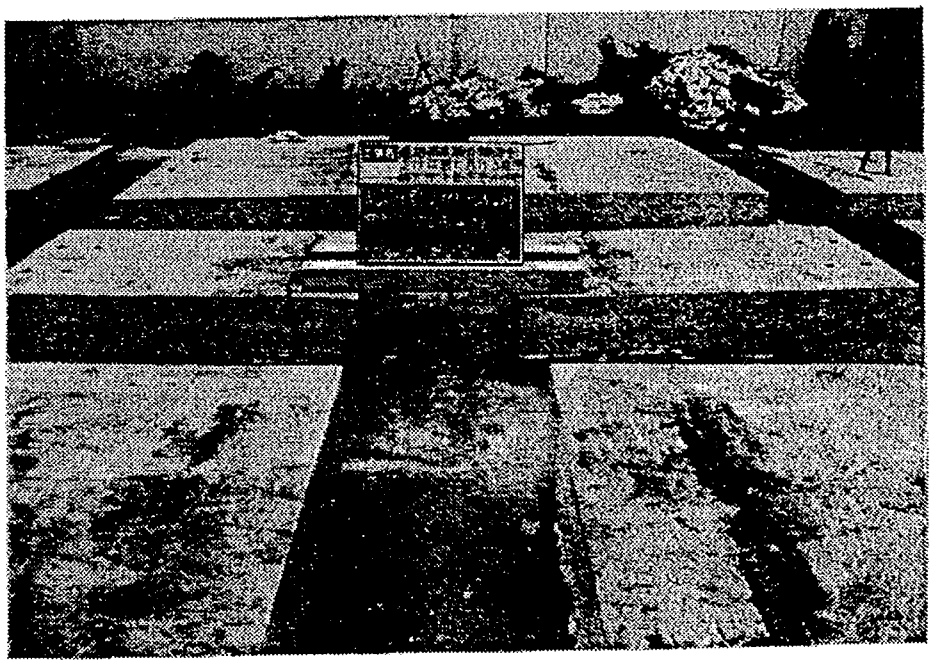
床版断面（実験終了後）





床版断面（実験終了後）





付録－9　ＳＢパネル

1）　設計計算書 …… 305
①供試体設計計算書 …… 305
a) 床版の計算 …… 305
b) 継目部の計算 …… 306
②コンクリートの配合 …… 313
③鋼材のミルシート …… 315
a) 鉄筋 …… 315
b) PC 鋼より線 …… 316

2）　試験データ …… 317

3）　施工・試験の写真 …… 319

1） 設計計算書

① 試験体設計計算書

a） 床版の計算

1 設計条件

・連続板　支間　$L = 3.0\,m$　　（計算は端支間で行う）

・舗装厚　$8\,cm$

2 床版厚の決定（道路橋示方書-鋼橋-6.1.5）

$$t = 3 \times L + 11 = 3 \times 3.0 + 11 = 20\,cm$$

軸方向プレストレスにより耐力向上が望めるため、大型車割り増しは無視する。

3 曲げモーメント（道路橋示方書-鋼橋-6.1.4）

(1)死荷重による床版単位幅あたりの設計曲げモーメント

アスファルト舗装単位重量　$2.3\,tf/m^3$

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

舗装

$$0.10m \times 2.3\,tf/m^3 = 0.230\,tf/m$$

床版

$$0.20m \times 2.5\,tf/m^3 = 0.500\,tf/m$$

単位幅あたりの等分布死荷重

$$\omega = 0.230 + 0.500 = 0.730\,tf/m$$

主鉄筋方向の曲げモーメント

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

(2)活荷重による床版単位幅あたりの設計曲げモーメント

・主鉄筋方向

T荷重

$$P_r = 10.0\,tf$$

割り増し係数

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

設計曲げモーメント

$$M_\lambda = (0.12 \cdot L + 0.07) \times P \times 0.8 \times k$$
$$= (0.12 \times 3 + 0.07) \times 10.0 \times 0.8 \times 1.042$$
$$= 3.584\,tf \cdot m$$

・配力鉄筋方向

$$M_\lambda = (0.10 \cdot L + 0.04) \times P \times 0.8$$
$$= (0.10 \times 3.0 + 0.04) \times 10.0 \times 0.8$$
$$= 2.720\,tf \cdot m$$

・合計曲げモーメント

主鉄筋方向

$$\sum M = M_d + M_\lambda = 0.657 + 3.584 = 4.241\,tf \cdot m$$

配力鉄筋方向

$$\sum M = M_\lambda = 2.720\,tf \cdot m$$

4 応力度の照査

4.1 主鉄筋方向

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

4.2 配力筋方向

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

b) 継目部の計算

1．設計条件

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

① 断面積　$Ap = 3.129\ (cm^2)$

② 重量　$W_1 = 2.482\ (kgf/m)$

③ 引張強度　$\sigma pu = 18500\ kgf/cm^2$

④ 降伏強度　$\sigma yu = 16000\ kgf/cm^2$

⑤ 許容応力度

(道示Ⅱコンクリート橋編　表-3.3.5)

＊ プレストレス導入時

$\sigma pia = 0.9 \times \sigma yu = 14400\ kgf/cm^2$　　$(< 0.80 \times \sigma pu = 14800\ kgf/cm^2)$

＊ プレストレス導入直後

$\sigma pta = 0.7 \times \sigma pu = 12950\ kgf/cm^2$　　$(< 0.85 \times \sigma yu = 13600\ kgf/cm^2)$

＊ 設計荷重時

$\sigma pea = 0.6 \times \sigma pu = 11100\ kgf/cm^2$　　$(< 0.75 \times \sigma yu = 12000\ kgf/cm^2)$

⑥ 使用シース　$Ds = 35\ mm$

⑦ ＰＣ鋼より線のヤング係数　(道示Ⅰ　共通編　表-3.3.1)

$Ep = 2.00 \times 10^6\ kgf/cm^2$

⑧ ＰＣ鋼より線の見かけのレラクセーション率　(道示Ⅰ　共通編　表-3.3.2)

$\gamma = 5.0\%$

⑨ ＰＣ鋼線の使用本数　　$N = 6$本

1.2 床版コンクリート

① 設計基準強度

$\sigma ck = 400\ kgf/cm^2$

② コンクリートのヤング係数　(道示Ⅰ　共通編　表-3.3.3)

$Ec = 3.10 \times 10^5\ kgf/cm^2$

③ コンクリートのクリープ係数　（道示Ⅰ　共通編　表-2.1.8）

$\phi = 2.2$

④ プレストレス導入時の乾燥収縮度　（道示Ⅰ　共通編　表-2.1.9）

$\varepsilon s = 18 \times 10^{-5}$

⑤ 許容圧縮応力度

$\sigma ca = 100\,kgf/cm^2$

⑥ 許容曲げ引張応力度　（道示Ⅲ　コンクリート橋　表-3.3.2）

$\sigma ta = 20\,kgf/cm^2$

床版（全断面）の断面２次モーメント計算表

No.	W (cm)	H (cm)	A (cm^2)	Y (cm)	AY (cm^3)	AY^2 (cm^4)	I_0 (cm^4)
1	140.0	20.0 20.0	5600	10.0	56000	560000	186666
TOTAL		—	5600	—	56000	560000	186666

（床版が左右対称なので、面積Aは２倍されている）

$$Y_c = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{56000}{5600} = 10.00\,cm$$

$$I_c = \sum AY^2 + \sum I_o - (\sum A) \times Y_c^2$$

$$= 5600 + 186666 - 5600 \times 10.00^2 \fallingdotseq 190000\,cm^4$$

2. 断面、その他諸元

① 床版厚さ　$t = 20.0\,cm$

② 断面積　（全断面）　$Ac = 5600\ cm^2$

③ 断面２次モーメント（全断面）　$Ic = 190000\ cm^4$

④ 中立軸（全断面）　$X_1 = 10.00\ cm$

⑤ 断面２次モーメント（設計断面）　$I_1 = 66667\ cm^4$

⑥ 中立軸（設計断面）　$X_2 = 10.00\ cm$

⑦ 鋼材位置　$Y = 10.00\ cm$

⑧ ＰＣ鋼材の緊張端から設計断面までの長さ　$L = 4.500\ m$

⑨ ＰＣ鋼材の初期緊張力（緊張端）　$Pi = 33.000\ tf$

$$Pi < Pk = \sigma pia \times Ap \div 1000$$

$$= 14400 \times 3.129 \div 1000 = 45.058\ tf$$

⑩ 活荷重曲げモーメント　$My = 2.720\ tf \cdot m$

3. 引張力の損失量の計算

3.1　ＰＣ鋼材とシースとの摩擦による損失の計算

Px（設計断面におけるＰＣ鋼材の引張力）

$$Px = Pi \times e^{(-\lambda \cdot L)} = 32.411\ tf$$

$\lambda = 0.0040$（ＰＣ鋼材の長さ1m当りの摩擦係数）

*損失量　ΔPx

$$\Delta Px = Pi - Px = 33.000 - 32.411 = 0.589\,tf$$

3.2　ＰＣ鋼線の伸び量の計算（ΔL）

$$\Delta L = \frac{Pi \times L \times \left\{1 + e^{(-\lambda \cdot L)}\right\}}{2 \times Ep \times Ap}$$

$$= \frac{33.000 \times 4.500 \times 10^6 \times \left\{1 + e^{(-0.0040 \times 4.500)}\right\}}{2 \times 2.00 \times 10^6 \times 3.129}$$

$= 24\,mm$　　（両引きの場合は $2 \times 24 = 48\,mm$ ）

$Ep = 2.00 \times 10^6\ kgf/cm^2$　　：ＰＣ鋼線のヤング係数

$Ap = 3.129\,cm^2$　　：ＰＣ鋼より線の断面積

3．3　ＰＣ鋼線のセット（定着）による損失量（$\Delta Pset$）の計算

$\sigma set : 0.0\,mm$ ：セット量

セット（定着）による損失量 $\Delta Pset$ とセットの影響を受けるＰＣ鋼線の位置までの長さ L_1 を求める

＊　$L > \geqq L_1$ のとき

$$2 \cdot Pi\left\{1/\lambda - e^{(-\lambda \cdot L_1)} \cdot (1/\lambda + L_1)\right\} - \delta set \cdot Ep \cdot Ap = 0 \qquad \text{----------(1)}$$

上式より L_1 を求めれば、次式より $\Delta Pset$ が得られる。

$$\Delta Pset = 2 \cdot Pi\left\{1 - e^{(-\lambda \cdot L_1)}\right\} \qquad \text{----------(2)}$$

＊　$L_1 > L$ のとき

L_1 を(1)式より求め、$L_1 > L$ であれば(3)式より $\Delta Pset$ を求める。

$$\Delta Pset = \frac{\delta set \cdot Ep \cdot Ep + 2Pi\left\{1/\lambda(e^{(-\lambda \cdot L - 1)} - 1) + L\right\}}{L} \qquad \text{----------(3)}$$

(1)式より L_1 を求める。

$$2 \cdot Pi\left\{1/\lambda - e^{(-\lambda \cdot L_1)} \cdot (1/\lambda + L_1)\right\} - \delta set \cdot Ep \cdot Ap = 0$$

$L_1 = 0.300\ m < L = 4.500\ m$

この場合は $L_1 > L$ なので(2)式より（$\Delta Pset$）を求める。

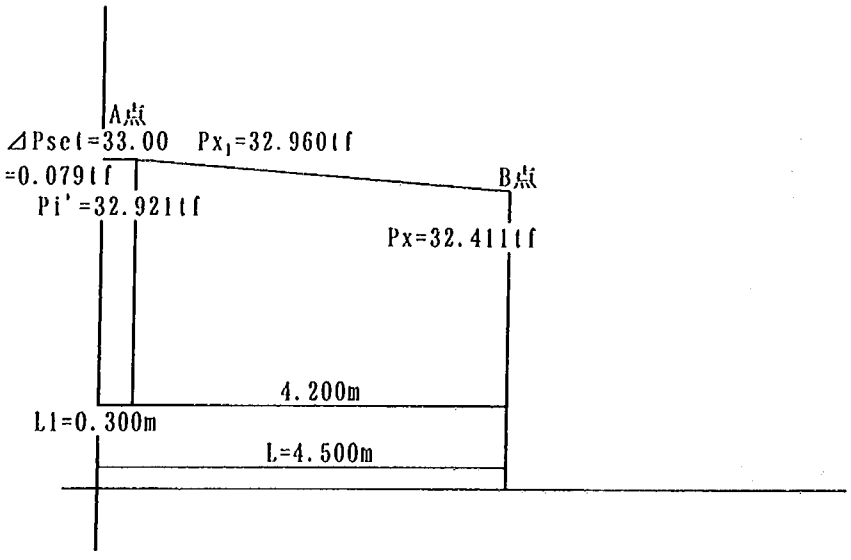
$$\Delta Pset = 2 \cdot Pi\left\{1 - e^{(-\lambda \cdot L_1)}\right\} = 0.079\ tf$$

$$Pi' = Pi - \Delta Pset = 33.000 - 0.079 = 32.921\ tf$$

＊セットの影響が終わる位置でのＰＣ鋼より線の張力

$$Px_1 = Pi \times e(-\lambda \times L_1) = 32.960\ tf$$

＊従ってＰＣ鋼線定着後の緊張力分布は次の図のようになる。



ＰＣ鋼線定着後の緊張力分布図

後の計算はＡ点、Ｂ点について行う。

3．4　コンクリートの弾性変形による損失の計算

$$\Delta\sigma p = n \cdot \frac{\sigma cpy \cdot (N-1)}{2 \cdot N}$$

N：ＰＣ鋼材の緊張回数（ＰＣケーブル本数）　6本

$$n = \frac{Ep}{Ec} = 6.45$$

Ep：ＰＣ鋼板のヤング係数　$2.00\times10^{6}\ kgf/cm^{2}$

Ec：コンクリートのヤング係数　$3.10\times10^{5}\ kgf/cm^{2}$

σcpy：プレストレッシングによるＰＣ鋼材の図心位置でのコンクリートの応力度

Ac：断面の全断面積　$5600\ cm^{2}$

I：断面２次モーメント（全断面）　$190000\ cm^{4}$

Yp：ＰＣ鋼材の偏心量　$Yp = X1 - Y = 10.00 - 10.00 = 0.00\ cm$

Ａ点

$$Px = 32960\times6 = 197760\ kgf$$

$$Mp = 197760\times0.00 = 0\ kgf\cdot cm$$

$$\sigma cpy = \frac{Px}{Ac} + \frac{Mp\cdot Yp}{I} = \frac{197760}{5600} + \frac{0\times0.00}{190000} = 35.3\ kgf/cm^{2}$$

$$\Delta\sigma p = n\cdot\frac{\sigma cpy\cdot(N-1)}{2\cdot N} = 6.45\times\frac{35\times(6-1)}{2\times6} = 95\ kgf/cm^{2}$$

Ｂ点

$$Px = 32411\times6 = 194466\ kgf$$

$$Mp = 194466\times0.00 = 0\ kgf\cdot cm$$

$$\sigma cpy = \frac{Px}{Ac} + \frac{Mp\cdot Yp}{I} = \frac{194466}{5600} + \frac{0\times0.00}{190000} = 34.7\ kgf/cm^{2}$$

$$\Delta\sigma p = n\cdot\frac{\sigma cpy\cdot(N-1)}{2\cdot N} = 6.45\times\frac{35\times(6-1)}{2\times6} = 93\ kgf/cm^{2}$$

4．プレストレッシング導入直後のＰＣ鋼材の応力度の照査

Ａ点

$$\sigma pt = \frac{32960}{3.129} - 95 = 10439\ kgf/cm^{2} \quad < \sigma pta = 12950\ kgf/cm^{2}$$

Ｂ点

$$\sigma pt = \frac{32411}{3.129} - 93 = 10265\ kgf/cm^{2} \quad < \sigma pta = 12950\ kgf/cm^{2}$$

5．コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による損失量

$$\Delta\sigma p\phi = \frac{n\cdot\phi\cdot\sigma cp + Ep\cdot\varepsilon s}{1 + \dfrac{n\cdot\sigma cp\cdot(1+\dfrac{\phi}{2})}{\sigma pt}}$$

$\Delta\sigma cp\phi$: ｺﾝｸﾘｰﾄのｸﾘｰﾌﾟ及び乾燥収縮によるＰＣ鋼材の応力度の減少量 (kgf/cm^2)

ϕ: コンクリートのクリープ係数　　$\phi = 2.2$

εs: コンクリートの乾燥収縮度　　$\varepsilon s = 18.0\times10^{-5}$

n: ヤング係数比　　$n = 6.45$

σcp: ＰＣ鋼材位置におけるコンクリート断面の持続荷重による応力度 (kgf/cm^2)

σcpt: ＰＣ鋼材におけるﾌﾟﾚｽﾄﾚｯｼﾝｸﾞ直後のＰＣ鋼材の引張応力度 (kgf/cm^2)

$\sigma cp = \sigma cd + \sigma cpt = \sigma cpt$　　（但し、 $\sigma cd = 0$）

$$\sigma cpt = \frac{Px}{Ac} + \frac{Mp\cdot Yp}{I}$$

Ac: 断面の全断面積　　$5600\ cm^2$

I: 断面２次モーメント（全断面）　　$190000\ cm^4$

A点

$$\sigma pt = 10439\ kgf/cm^2$$

$$pt = \sigma pt\cdot Ap\cdot N$$

$$= 10439\times3.129\times6 = 195982\ kgf$$

$$Mp = Pt\cdot Yp$$

$$= 195982\times0.00 = 0\ kgf\cdot cm$$

$$\sigma cpt = \frac{Px}{Ac} + \frac{Mp\cdot Yp}{I}$$

$$= \frac{195982}{5600} + \frac{0\times0.00}{190000} = 35.0\ kgf/cm^2$$

$$\Delta\sigma cp\phi = \frac{n\cdot\phi\cdot\sigma cp + Ep\cdot\varepsilon s}{1+\dfrac{n\cdot\sigma cp\cdot(1+\frac{\phi}{2})}{\sigma pt}}$$

$$= \frac{6.45\times2.20\times35.0 + 2.00\times10^6\times18.00\times10^{-5}}{1+\dfrac{6.45\times35.0\times(1+\frac{2.20}{2})}{10439}}$$

$$= 820\ kgf/cm^2$$

B点

$$\sigma pt = 10265\ kgf/cm^2$$

$$pt = \sigma pt\cdot Ap\cdot N$$

$$= 10265\times3.129\times6 = 192715\ kgf$$

$$Mp = Pt\cdot Yp$$

$$= 192715\times0.00 = 0\ kgf\cdot cm$$

$$\sigma cpt = \frac{Px}{Ac} + \frac{Mp\cdot Yp}{I}$$

$$= \frac{192715}{5600} + \frac{0\times0.00}{190000} = 34.4\ kgf/cm^2$$

$$\Delta\sigma cp\phi = \frac{n\cdot\phi\cdot\sigma cp + Ep\cdot\varepsilon s}{1+\dfrac{n\cdot\sigma cp\cdot(1+\frac{\phi}{2})}{\sigma pt}}$$

$$= \frac{6.45\times2.20\times34.4 + 2.00\times10^6\times18.00\times10^{-5}}{1+\dfrac{6.45\times34.4\times(1+\frac{2.20}{2})}{10265}}$$

$$= 811\ kgf/cm^2$$

6. 鋼材のレラクセーションによる損失量の計算

$\Delta\sigma p\gamma = \gamma \cdot \sigma pt$

$\Delta\sigma p\gamma$: ＰＣ鋼材のﾚﾗｸｾｰｼｮﾝによるＰＣ鋼材の引張応力度の減少量(kgf/cm^2)

γ : ＰＣ鋼材の見かけのレラクセーション率

σpt : ＰＣ鋼材の位置におけるﾌﾟﾚｽﾄﾚｯｼﾝｸﾞ直後のﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ(kgf/cm^2)

A点

$$\Delta\sigma pr = 0.050 \times 10439 = 522\ kgf/cm^2$$

B点

$$\Delta\sigma pr = 0.050 \times 10265 = 513\ kgf/cm^2$$

7. 有効引張応力度の計算

A点

$$\sigma pe = \sigma pt - \Delta\sigma p\phi - \Delta\sigma p\gamma$$
$$= 10439 - 820 - 522$$
$$= 9097\ kgf/cm^2$$

有効係数 $\eta = \dfrac{\sigma pe}{\sigma pt}$

$$= \frac{9097}{10439} = 0.871$$

B点

$$\sigma pe = \sigma pt - \Delta\sigma p\phi - \Delta\sigma p\gamma$$
$$= 10265 - 811 - 513$$
$$= 8941\ kgf/cm^2$$

有効係数 $\eta = \dfrac{\sigma pe}{\sigma pt}$

$$= \frac{8941}{10265} = 0.871$$

8. 設計荷重作用時の応力度の照査

8．1 設計荷重作用時の応力度

＊活荷重による曲げモーメント $My = 272000\ kgf \cdot cm$

＊断面２次モーメント I_1

$$I_1 = \frac{100 \times t^3}{12} = \frac{100 \times 20.00^3}{12} = 66667\ cm^4$$

＊活荷重曲げモーメントによる床版応力 σc

$$\sigma c = \pm\frac{My}{I_1} \cdot Y = \pm\frac{272000}{66667} \times 10.00 = \pm 40.8\ kgf/cm^2$$

8．2 ＰＣ鋼線の引張応力度

設計断面でのＰＣ鋼材の偏心量 $Y_1 = X_2 - Y = 10.00 - 10.00 = 0.00\ cm$

$$\sigma pt_1 = n \cdot \frac{My}{I_1} \cdot Y_1 = 6.45 \times \frac{272000}{66667} \times 0.00 = 0\ kgf/cm^2$$

＊合計応力度 （A点）

$$\sigma pe = \sigma pe + \sigma pt_1 = 9097 + 0 = 9097 kgf/cm^2$$
$$< \sigma pea = 11100 kgf/cm^2$$

8．3　プレストレス

A点

♯床版上縁

$$\sigma cu' = \frac{Pt}{Ac} + \frac{Mp \cdot X_1}{I}$$

$$= \frac{195982}{5600} + \frac{0 \times 10.00}{190000} = 35.0\,kgf/cm^2$$

$$\sigma cu = \sigma cu' \times \eta = 35.0 \times 0.871 = 30.5\,kgf/cm^2$$

♯床版下縁

$$\sigma c_L' = \frac{Pt}{Ac} - \frac{Mp \cdot (t - X_1)}{I}$$

$$= \frac{195982}{5600} - \frac{0 \times 10.00}{190000} = 35.0\,kgf/cm^2$$

$$\sigma c_L = \sigma c_L' \times \eta = 35.0 \times 0.871 = 30.5\,kgf/cm^2$$

B点

♯床版上縁

$$\sigma cu' = \frac{Pt}{Ac} + \frac{Mp \cdot X_1}{I}$$

$$= \frac{192715}{5600} + \frac{0 \times 10.00}{190000} = 34.4\,kgf/cm^2$$

$$\sigma cu = \sigma cu' \times \eta = 34.4 \times 0.871 = 30.0\,kgf/cm^2$$

♯床版下縁

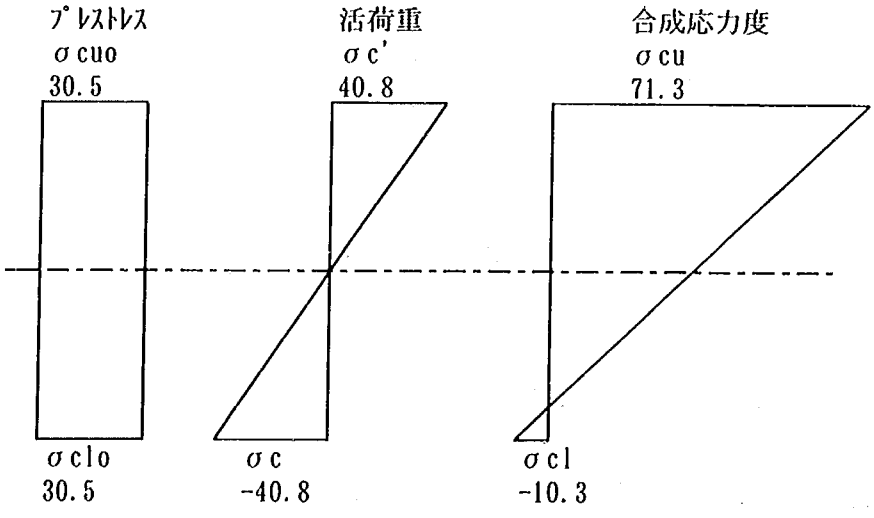
$$\sigma c_L' = \frac{Pt}{Ac} + \frac{Mp \cdot (t - X_1)}{I}$$

$$= \frac{192715}{5600} + \frac{0 \times 10.00}{190000} = 34.4\,kgf/cm^2$$

$$\sigma c_L = \sigma c_L' \times \eta = 34.4 \times 0.871 = 30.0\,kgf/cm^2$$

8．4　床版の合成応力度

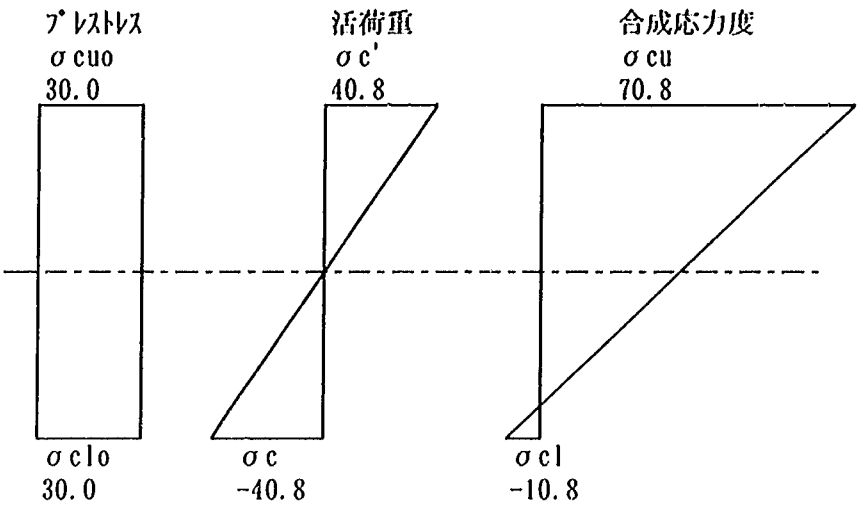
A点



〈応力度分布図〉
(kgf/cm^2)

床版上縁 $\sigma cu = 30.5 + 40.8 = 71.3\,kgf/cm^2 < \sigma ca = 100\,kgf/cm^2$
床版下縁 $\sigma c_L = 30.5 - 40.8 = -10.3\,kgf/cm^2 > \sigma ca = -20\,kgf/cm^2$

B点



〈応力度分布図〉
(kgf/cm^2)

床版上縁 $\sigma cu = 30.0 + 40.8 = 70.8\,kgf/cm^2 < \sigma ca = 100\,kgf/cm^2$
床版下縁 $\sigma c_L = 30.0 - 40.8 = -10.8\,kgf/cm^2 > \sigma ca = -20\,kgf/cm^2$

②コンクリートの配合

1．配合設計条件

・設計基準強度（f′ck） （標準養生、材令14日）	40．0N／mm²
・粗骨材最大寸法	25mm
・目標スランプ値	8．0±2．5cm
・目標空気量値	5．0±1．5％
・セメント（普通ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ）比重（Pc）	3．16
・細骨材（山砂）の比重（Ps）	2．56
・粗骨材（山砂利）の比重（P_G）	2．59

2．示方配合の決定

（1）配合強度（f′cr）

f′cr＝f′ck＋3δ　　δ；2．5N／mm²

＝40．0＋（3×2．5）＝47．5N／mm²

（2）水セメント比（W／C）の決定

当工場における水セメント比と圧縮強度の関係式は、次式の通りである。

W／C＝21．5／（f′cr＋8．1）×100

よって、f′cr＝47．5N／mm²の水セメント比は、下記の通りである。

W／C＝21．5／（47．5＋8．1）×100

＝39％

（3）単位水量（W）の決定

単位水量は、当社実績値により決定した。

W＝160kg／m³

（4）単位セメント量（C）の決定

C＝｛W／（W／C）｝×100＝（160／39）×100＝410kg／m³

（5） 細骨材率（s／a）の決定

細骨材率は当社実績値により決定した。

s／a＝４０％

（6） 細・粗骨材量（S・G）の決定

・全骨材量の絶対容積（Va）

Va＝１０００－｛W＋（C／Pc）＋空気量｝

＝１０００－｛１６０＋（４１０／３．１６）＋５０｝

＝６６０．２（l）

・単位細骨材量（S）

S＝Va×｛(s／a）／１００｝×Ps

＝６６０．２×０．４０×２．５６

＝６７６kg／m³

・単位粗骨材量（G）

G＝Va×｛1－（s／a）／１００｝×P_G

＝６６０．２×０．６０×２．５９

＝１０２６kg／m³

（7） 混和剤（AE減水剤）の決定

混和剤添加率；C×０．８％

混和剤＝C×（０．８／１００）

＝４１０×０．００８＝３．２８kg／m³

（8） 示方配合

配合強度 (N/m²)	W／C (%)	s／a (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位量（kg／m³）				
					C	W	S	G	混和剤
47.5	39.0	40.0	8.0±2.5	5.0±1.5	410	160	676	1026	3.28

（9） 現場配合

・表面水　　砂；５．０％、　砂利；０．５％

・コンクリート　　スランプ；１０．５cm,　空気量；５．２％

配合強度 (N/m²)	W／C (%)	s／a (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位量（kg／m³）				
					C	W	S	G	混和剤
47.5	39.0	40.0	8.0±2.5	5.0±1.5	410	121	710	1031	3.28

③ 鋼材のミルシート

a) 鉄筋

製品検査証明書

INSPECTION CERTIFICATE

JIS G 3112 許可番号 271038

株式会社 伊藤製鐵所
石巻工場
宮城県石巻市重吉町
電話 0225(96)1111(代表)
ファクス 0225(96)0256

ITOH IRON & STEEL CO., LTD.
ISHINOMAKI WORKS
2, Shigeyoshi-Town, Ishinomaki-City
Miyagi-Pref, Japan.

契約番号 Contract No. 01-5019
商社 Shipper 丸紅(株)
特約店 (株)トーセン郡山
需要家 Customer Destination
工事名
製品名 Commodity 鉄筋コンクリート用棒鋼 Deformed Steel Bar
規格 Specification JIS G 3112 種類 Grade SD295A 結束 Bundles 総質量 Total 1,212kg 証明書番号 Sheet No. 9868324
発行番号 No. Issue 01-0242
発行日 Date of Issue 98.01.09

納入明細 Quantity						機械的性質 Mechanical Property					化学成分 Chemical Composition %									
溶鋼番号 Charge No.	呼び名又は径 Diameter	長さ Length m	結束番号 Bundle No.	本数 No. of Pieces	質量 Mass kg	試験片 (号)	降伏点又は耐力 Yield Point N/mm²	引張強さ Tensile Strength N/mm²	伸び Elongation %	曲げ試験 Bend Test 角度180° 内側半径 Rad	C ×10⁻²	Si ×10⁻²	Mn ×10⁻²	P ×10⁻³	S ×10⁻³	C+Mn/6 ×10⁻²	×10⁻²	×10⁻²	×10⁻³	×10⁻³
							295 以上	440～600	2号≧16 3号≧18	≦D16 1.5D >D16 2.0D				50 以下	50 以下					
0526	D16	6.500		120	1,212	2	350	532	23	GOOD	21	28	67	18	36					

We hereby certify that above steels have been satisfactorily tested in accordance with the specification.

Surveyor to

Chief of Inspection Section

Page

製品検査証明書

INSPECTION CERTIFICATE

JIS G 3112 許可番号 271038

株式会社 伊藤製鐵所
石巻工場
宮城県石巻市重吉町
電話 0225(96)1111(代表)
ファクス 0225(96)0256

ITOH IRON & STEEL CO., LTD.
ISHINOMAKI WORKS
2, Shigeyoshi-Town, Ishinomaki-City
Miyagi-Pref, Japan.

契約番号 Contract No. 03-5150
商社 Shipper 丸紅(株)
特約店 (株)トーセン郡山
需要家 Customer Destination
工事名
製品名 Commodity 鉄筋コンクリート用棒鋼 Deformed Steel Bar
規格 Specification JIS G 3112 種類 Grade SD295A 結束 Bundles 総質量 Total 675kg 証明書番号 Sheet No. 9873455
発行番号 No. Issue 03-1167
発行日 Date of Issue 98.03.18

納入明細 Quantity						機械的性質 Mechanical Property					化学成分 Chemical Composition %									
溶鋼番号 Charge No.	呼び名又は径 Diameter	長さ Length m	結束番号 Bundle No.	本数 No. of Pieces	質量 Mass kg	試験片 (号)	降伏点又は耐力 Yield Point N/mm²	引張強さ Tensile Strength N/mm²	伸び Elongation %	曲げ試験 Bend Test 角度180° 内側半径 Rad	C ×10⁻²	Si ×10⁻²	Mn ×10⁻²	P ×10⁻³	S ×10⁻³	C+Mn/6 ×10⁻²	×10⁻²	×10⁻²	×10⁻³	×10⁻³
							295 以上	440～600	2号≧16 3号≧18	≦D16 1.5D >D16 2.0D				50 以下	50 以下					
1287	D19	6.000		50	675	2	352	528	23	GOOD	22	17	72	23	36					

We hereby certify that above steels have been satisfactorily tested in accordance with the specification.

Surveyor to

Chief of Inspection Section

Page

b) PC鋼より線

SE1156

CCLJ

試 験 成 績 表

平成10年 5月 12日

成績表番号 1A8512003301

ショーボンド建設株式会社 御中

補修工学研究所

株式会社 シー・シー・エル・ジャパン
〒100 東京都千代田区大手町1-4-55
電話 東京(03)3279-0461

FKK 極東興和コンクリート技術株式会社
〒104 東京都中央区銀座6-2-10(大同ビル)
電話 東京(03)3571-4465

神鋼鋼線工業株式会社
PC事業部品質保証室
〒660 兵庫県尼崎市今北町10-1
電話 大阪(06)411-1021

名 称 PC鋼より線 19本より 21.8mm

規 格 JIS G 3536

種類の記号 SWPR19N

契約数量

納入数量 357 kg

数 量 24

コンプレッショングリップ加工付

品質保証主任

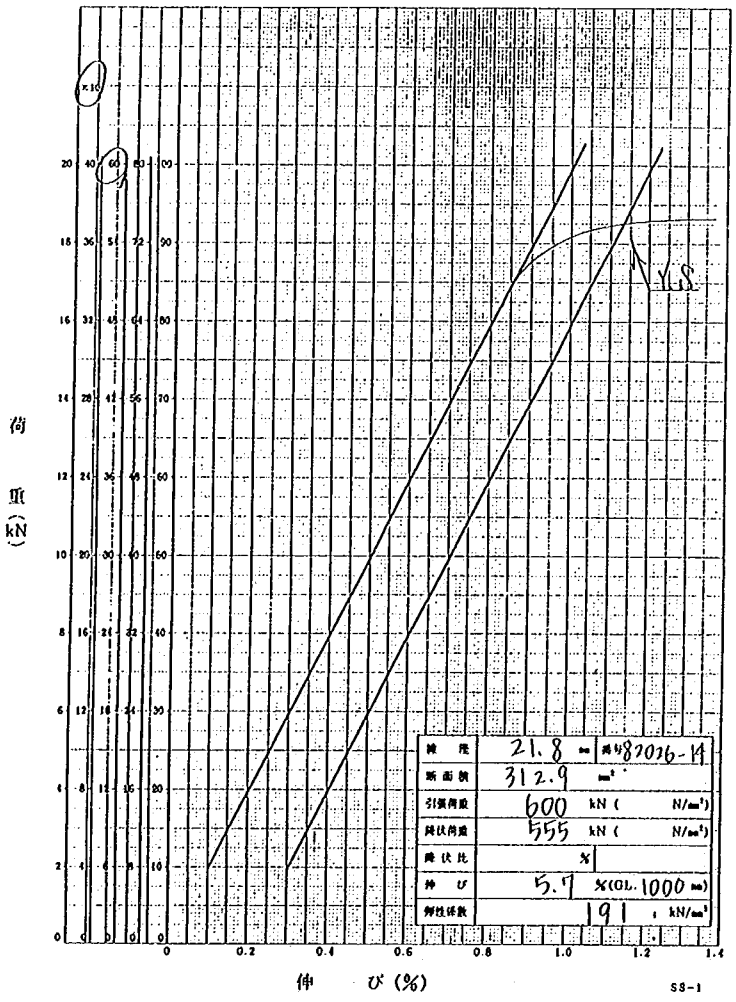
試験項目 / 番号 / 規格	直径 mm	引張荷重 kN	0.2%永久伸びに対する荷重 kN	破断時伸び GL=1000mm %	よりの長さ 0.6m
	-0.250 -0.600	MIN 573	MIN 486	MIN 3.5	MIN 12 MAX 18
HAA182026 -0014	21.8	600	555	5.7	14.0

1000h後のリラクセーション値(%) サンプル数	試験日	規 格	リラクセーション値
3-0410001	1997.07.17	MAX. 8.0	1.11

コンプレッショングリップ効率

数	引張荷重 kN	効 率 %
1	594	103.7

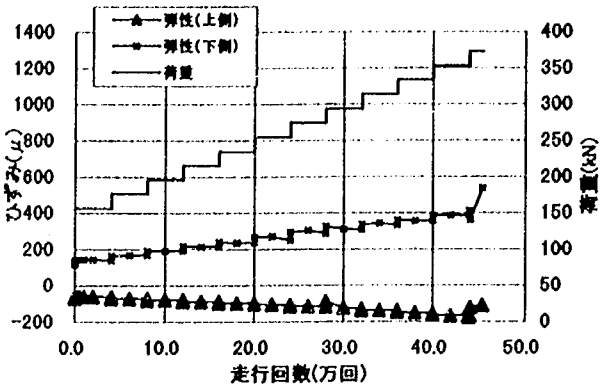
荷重－伸び曲線



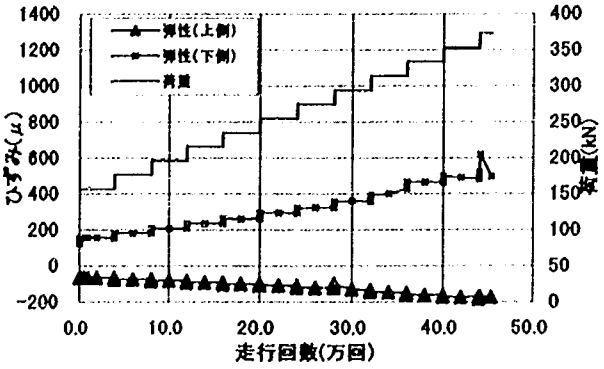
SS-1

2) 試験データ

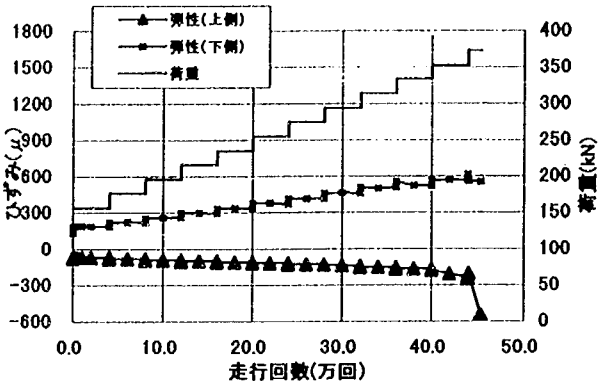
鉄筋ひずみS3主鉄筋



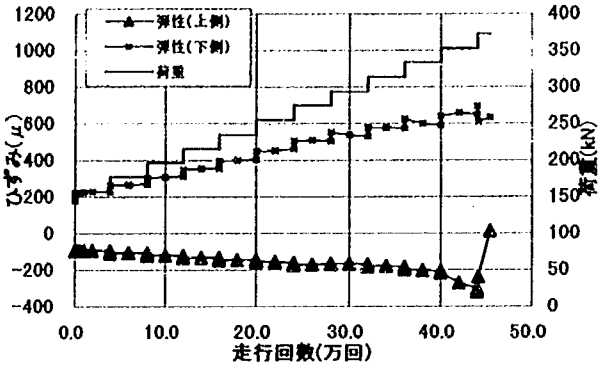
鉄筋ひずみN3主鉄筋



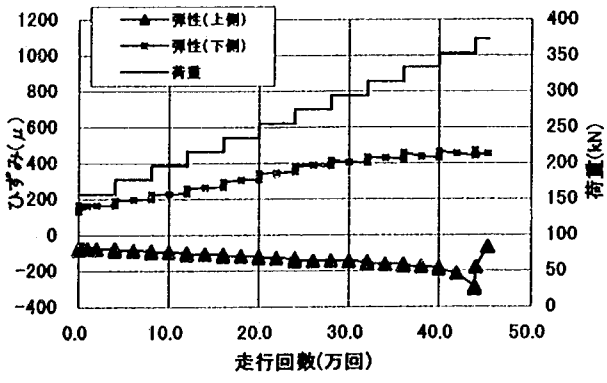
鉄筋ひずみS7主鉄筋



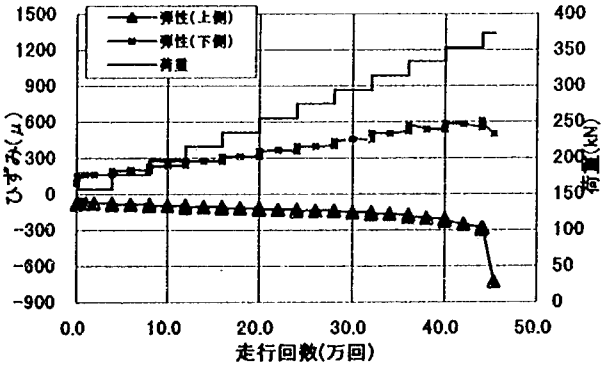
鉄筋ひずみN7主鉄筋



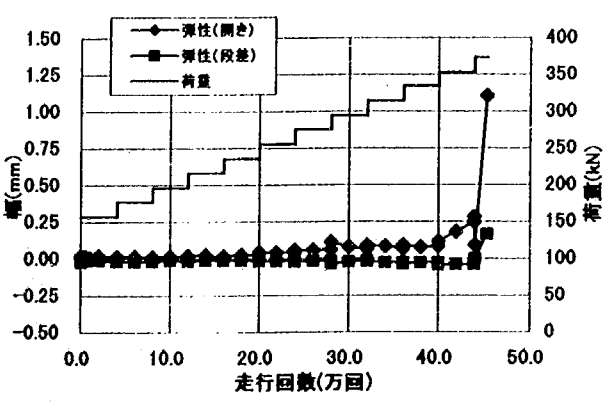
鉄筋ひずみS8主鉄筋

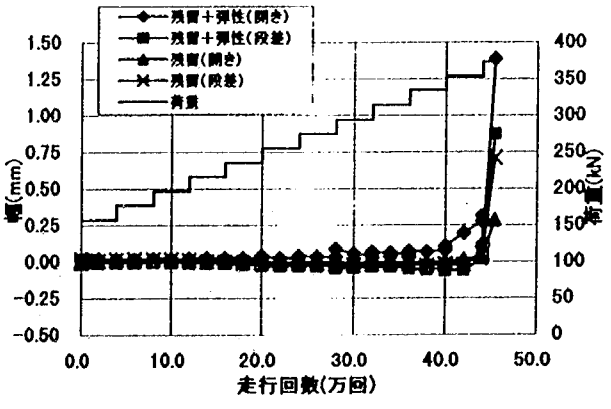


鉄筋ひずみN8主鉄筋

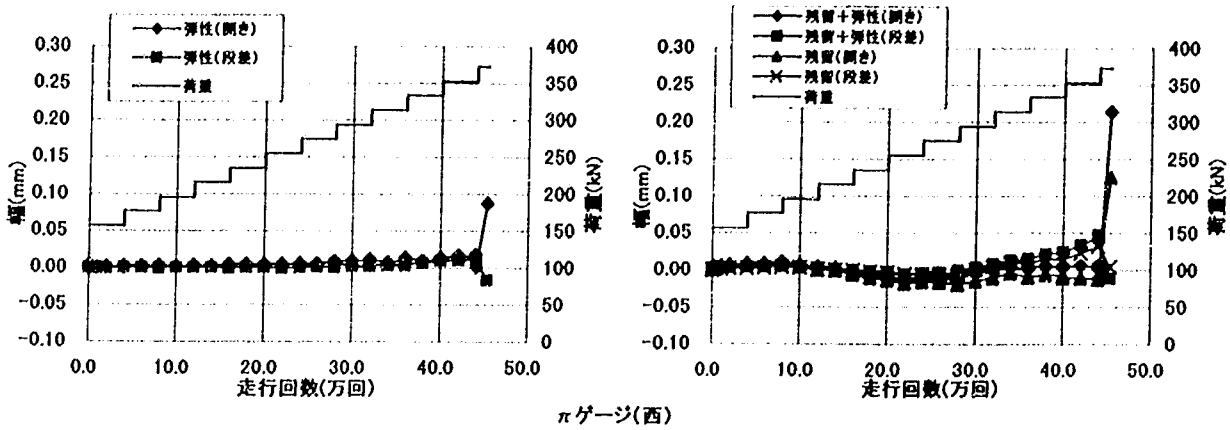


πゲージ(中央)

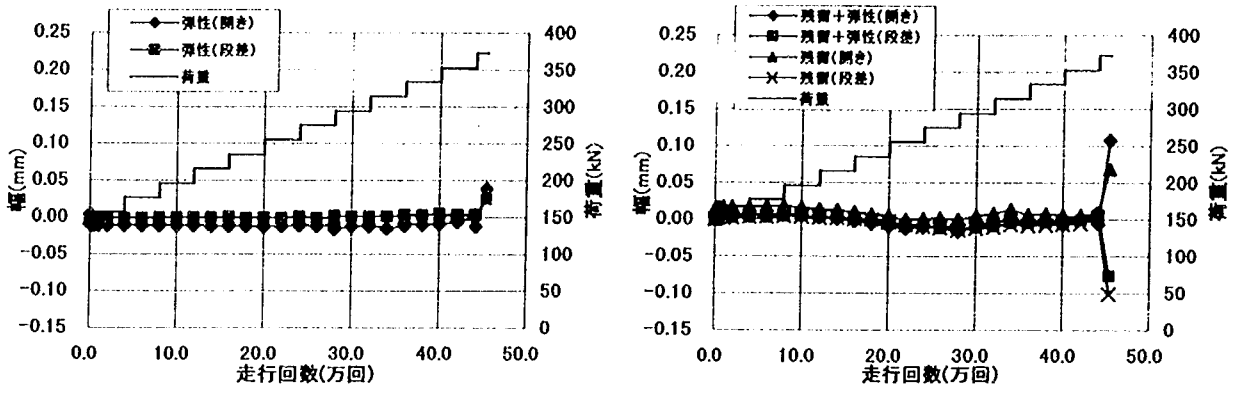




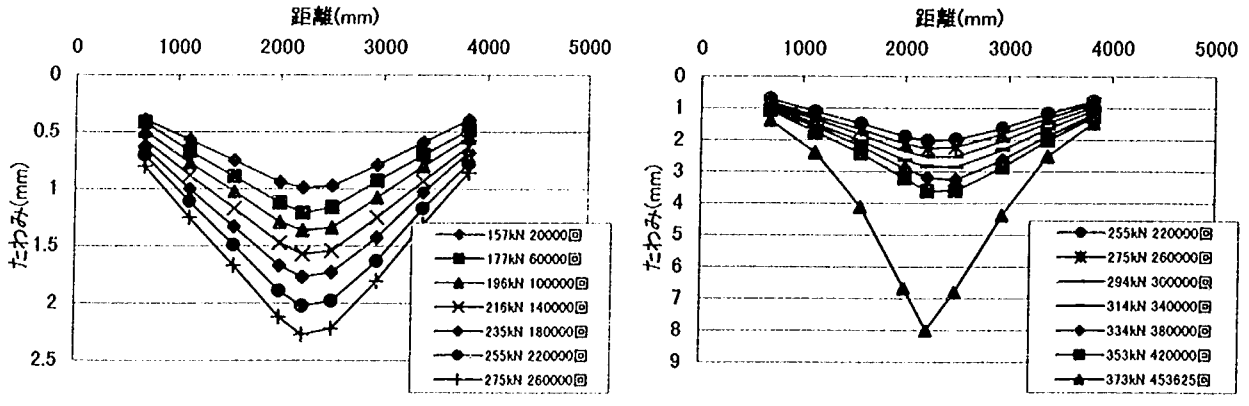
πゲージ(東)



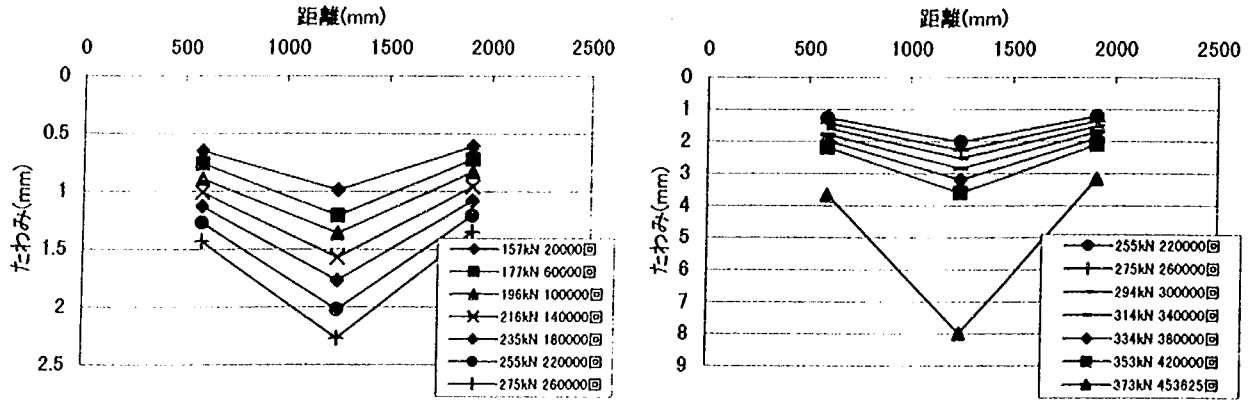
πゲージ(西)



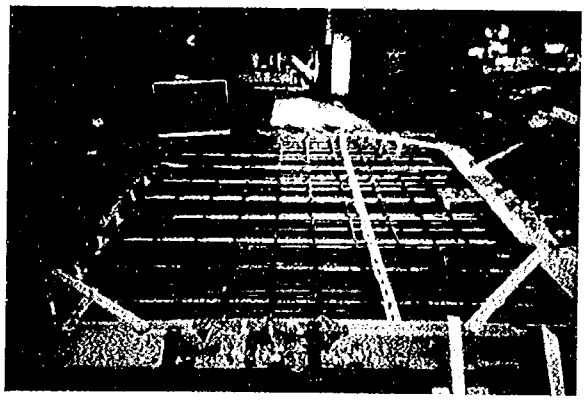
橋軸方向たわみ分布(弾性)



橋軸直角方向たわみ分布(弾性)



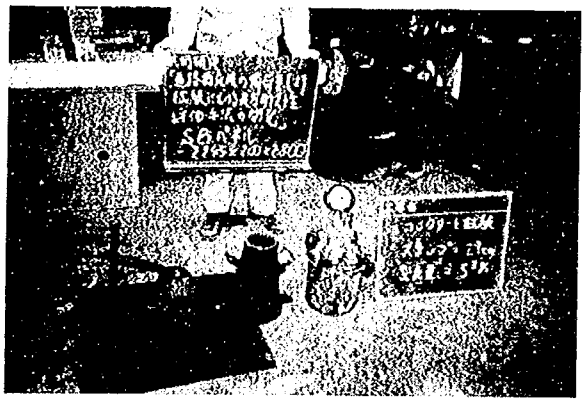
3) 施工・試験の写真



床版配筋状況



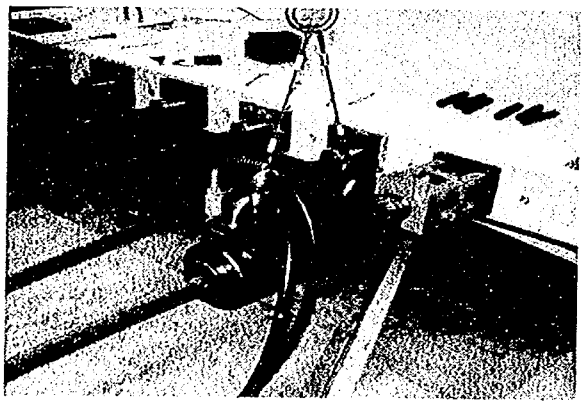
床版打設状況



品質管理状況



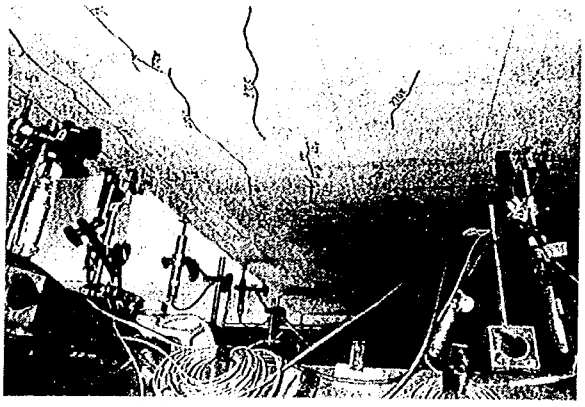
目地材打設状況



橋軸方向緊張状況



シースグラウト材充填状況



床版下面のひび割れ状況

（RC8 の破壊荷重に対応）



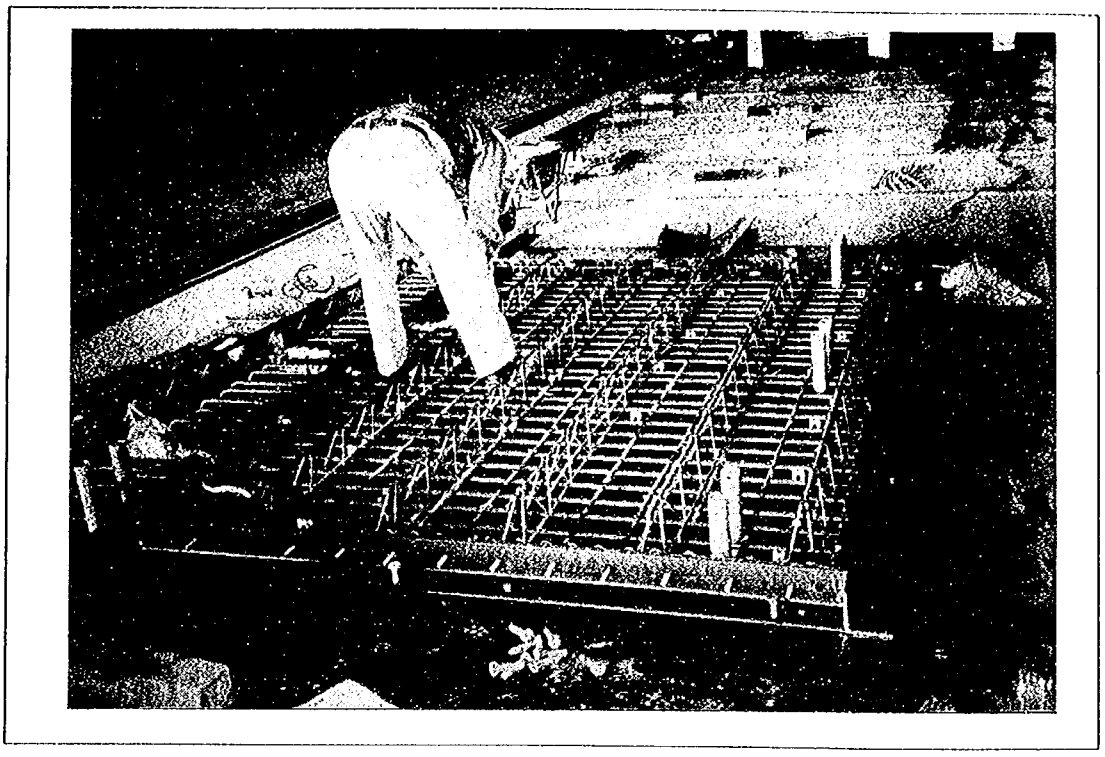
試験終了後の床版上面

付録－１０　BARD 床版

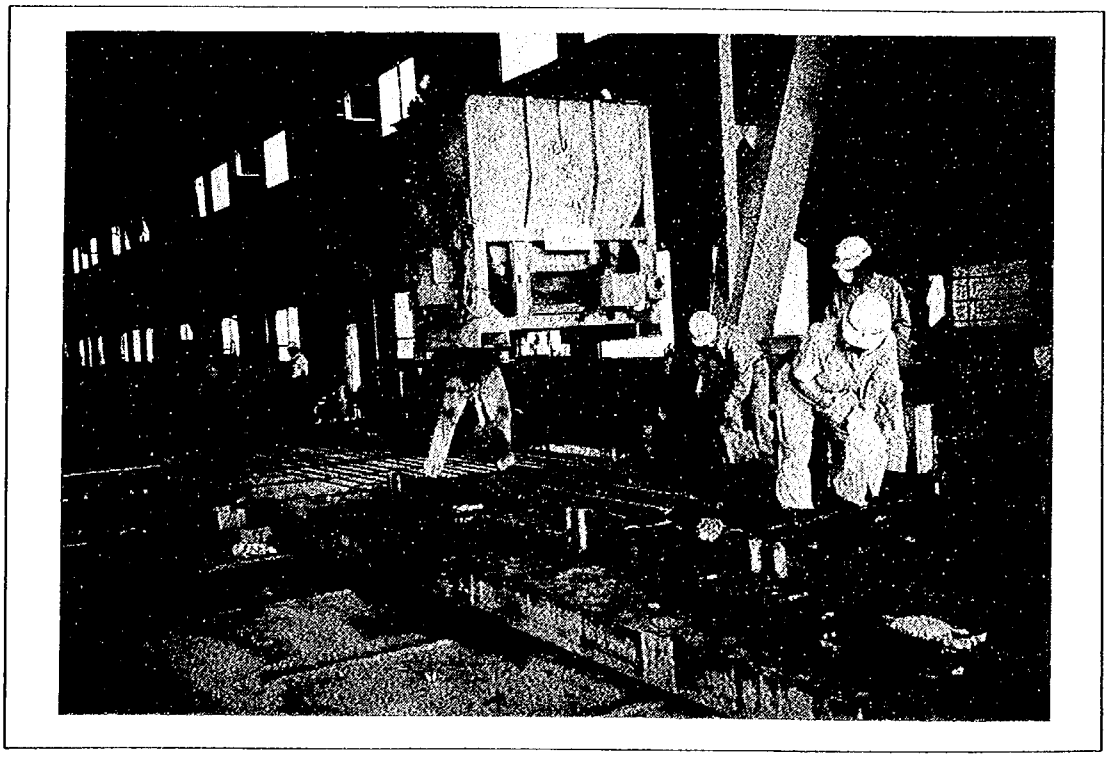
1）　写真 …… 321

2）　設計計算書 …… 324

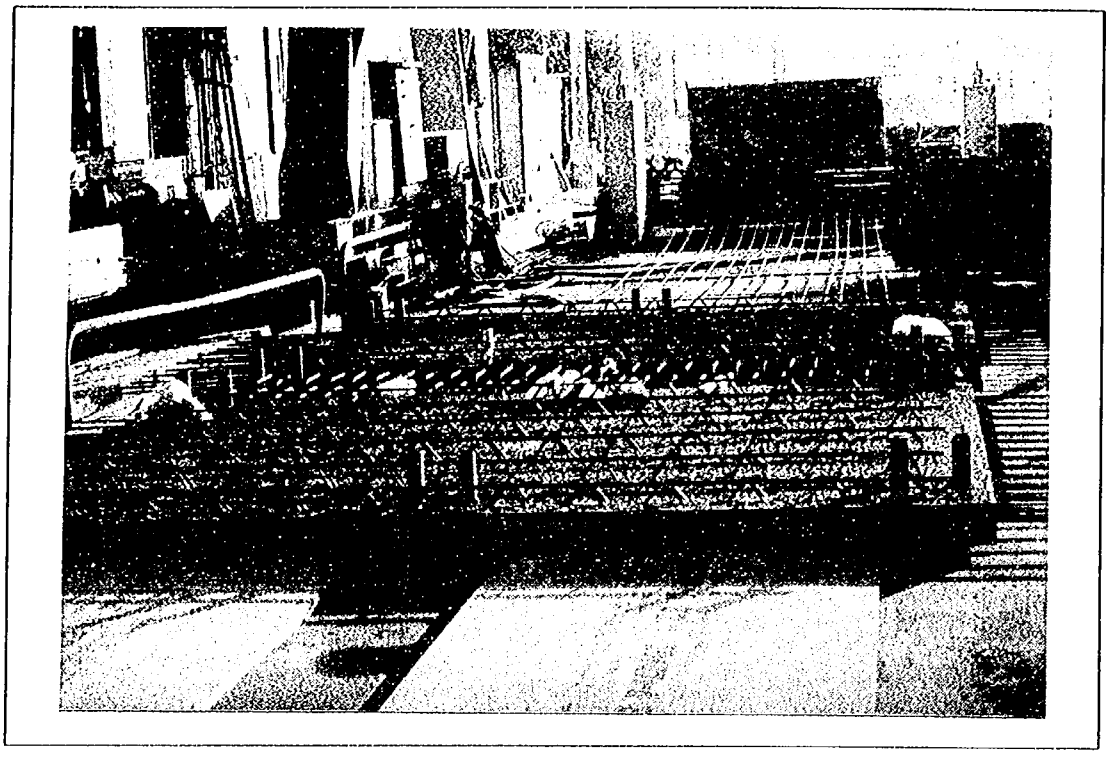
3）　材料試験成績表 …… 325



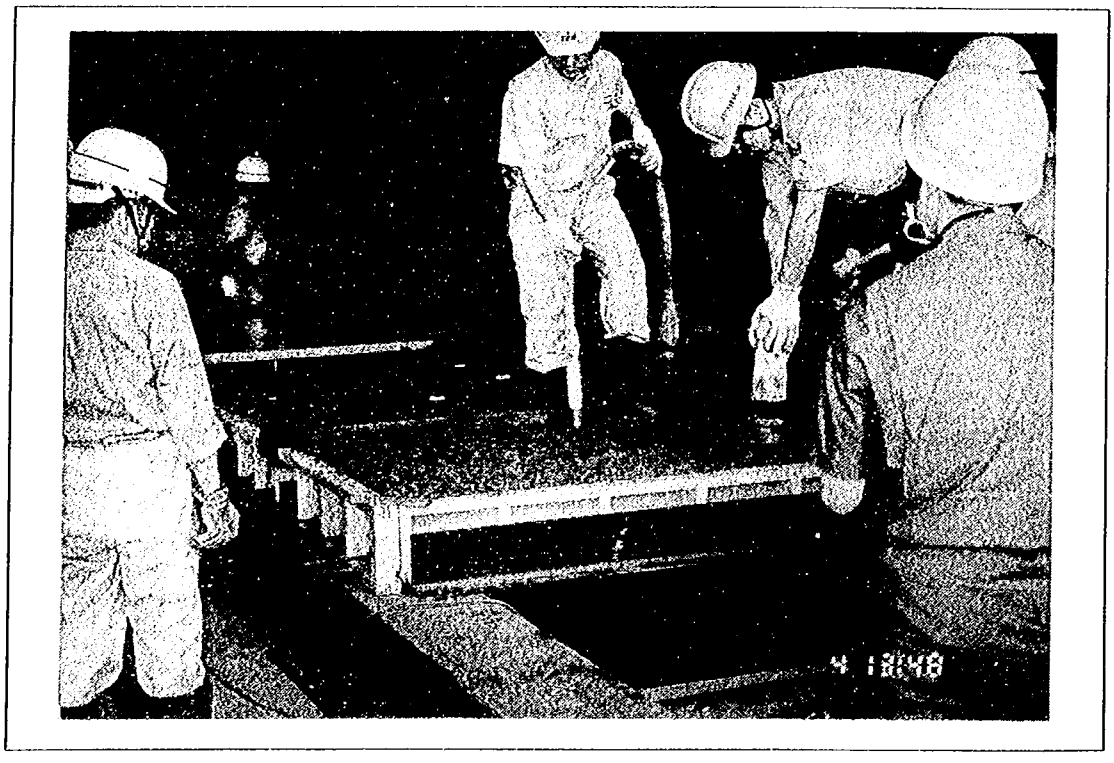
PCa 版型枠設置完了



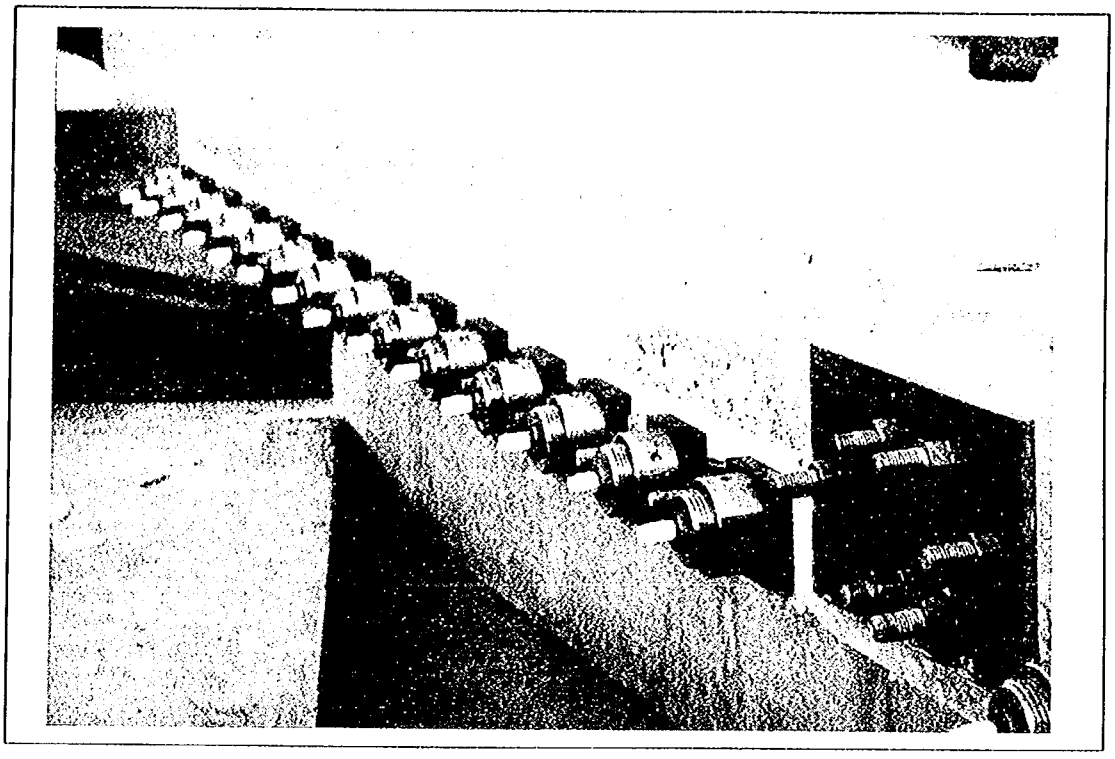
PCa 版型コンクリート打設状況



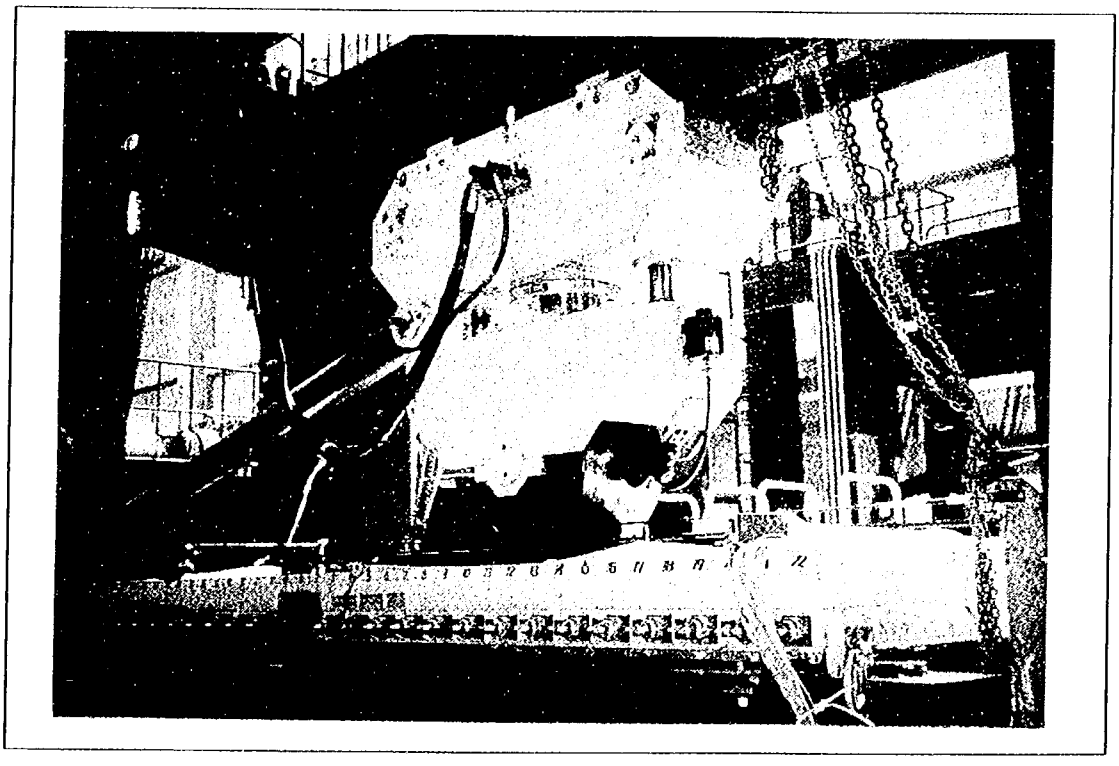
PCa 製作完了



場所打ちコンクリート打設状況



ＰＣ鋼材定着状況



輪荷重走行試験状況

2）設計計算書

1. 設計条件

1. 設計条件

1. 1 設計荷重
　B 活荷重

1. 2 設計支間長
　3.0 mの道路版(単純版への変換: 3 /(10/8)=2.4m)

1. 3 床版支間による割増し係数 β
　β = 1.0+(L-2.5)/12= 1.042

2. 最小床版厚(道路版)
　1) 鉄筋コンクリート床版(d0)
　　3L+11= 20 cm

　2) 大型車の交通が多い場合
　　0～500台/日未満 1.10×d0 = 22.00 cm
　　500～1000台/日未満 1.15×d0 = 23.00 cm
　　1000～2000台/日未満 1.20×d0 = 24.00 cm
　　2000台/日以上 1.25×d0 = 25.00 cm

　3) プレストレスコンクリート床版(1方向プレストレス)
　　鉄筋コンクリート床版の90% 18.0 cm

よって、カイザープレキャスト床版を用いたPC合成床版の厚さを 22.5 cm とし、
プレキャスト版の厚さを 10.0 cm、場所打ち部コンクリートを 12.5 cm とする。

3. 使用材料

3. 1 コンクリート

　1) プレキャスト版コンクリート

　・設計基準強度 σ_{ck} = 500 kgf/cm2
　・ヤング係数 E_{c1} = 3.3E+05 kgf/cm2
　・プレストレス導入時コンクリート圧縮強度 σ_{ci} = 350 kgf/cm2
　・プレストレス導入時ヤング係数 E_{ci} = 2.95E+05 kgf/cm2
　・クリープ係数 ϕ = 3.0
　・乾燥収縮ひずみ ε_s = 2.5E-04

　2) 場所打ちコンクリート

　・設計基準強度 σ_{ck} = 300 kgf/cm2
　・ヤング係数 E_{c2} = 2.8E+05 kgf/cm2

3. 2 PC鋼材
　・使用PC鋼材種別 SWPR7BN
　・使用PC鋼材 1S12.7
　・PC鋼材ピッチ 150 mm
　・PC鋼材断面積 0.9871 cm2
　・引張強度 σ_t 19,000 kgf/cm2
　・降伏点応力度 σ_y 16,000 kgf/cm2
　・許容応力度(プレストレス導入時) 144.0
　・許容応力度(プレストレス導入直後) 133.0
　・許容応力度(設計荷重時) 114.0
　・ヤング係数 E_p = 2.0E+06 kgf/cm2
　・リラクセーション率 γ = 5 %
　・高温の影響を受ける場合に加算するリラクセーション率 γ = 2 %

3. 3 鉄筋(SD345)

　1) プレキャスト版部

　・降伏点応力度 σ_{sy1} = 3,500 kgf/cm2
　・許容引張応力度 σ_{sa1} = 1,400 kgf/cm2
　・ヤング係数 E_{s1} = 2.1E+06 kgf/cm2

　1) 場所打ちコンクリート部

　・降伏点応力度 σ_{sy2} = 3,500 kgf/cm2
　・許容引張応力度 σ_{sa2} = 1,400 kgf/cm2
　・ヤング係数 E_{s2} = 2.1E+06 kgf/cm2

4. 橋通寸法
　1) 支柱間隔 2.400 m
　2) PC版長さ 2.600 m
　3) PC版の設計用スパン長 3.000 m
　4) PC合成床版用スパン長 3.000 m
　5) PC鋼材のピッチ 150 mm
　6) PC版厚 10.0 cm
　7) 場所打ちコンクリート厚 12.5 cm
　8) PC合成床版厚 22.5 cm
　9) 鉄筋厚 10.0 cm

5. 設計荷重
　1) コンクリートの単位重量 2.5 tf/m3
　2) 場所打ちコンクリート打設時の作業荷重 0.15 tf/m2
　3) アスファルト舗装の単位重量 2.3 tf/m3
　4) 活荷重(指定荷重) 10.0 tf
　5) 床版支間長による割り増し係数 1.042

6. 応力度の制限
　1) プレストレスによる純圧縮応力度の制限値 100 kgf/cm2
　2) 曲げ圧縮応力度の最大値と最小値の差の制限値 0.600 (=3/5)

8. 橋通計算

1. 設計曲げモーメントの計算

1. 1 PC版設計時

　(1) PC版自重
　　w_{d1} = 0.100 ×2.5 = 0.2500 tf/m2
　　M_{d1} = 1/10× 0.250 × 3.000 ^{2} = 0.225 tf·m

　(2) 場所打ちコンクリート荷重
　　w_{d2} = 0.125 ×2.5 = 0.3125 tf/m2
　　M_{d2} = 1/10× 0.313 × 3.000 ^{2} = 0.281 tf·m

　(3) 作業荷重
　　w_c = 0.150 tf/m2
　　M_c = 1/10× 0.150 × 3.000 ^{2} = 0.135 tf·m

　(4) 死荷重合計
　　$\Sigma M_d = \Sigma M_{d1} + \Sigma M_{d2}$ = 0.225 + 0.281 = 0.506 tf·m

　(5) 死荷重、作業荷重合計
　　$\Sigma M_{d+1} = \Sigma M_d + \Sigma M_c$ = 0.506 + 0.1350 = 0.641 tf·m

1. 2 PC合成床版設計時

　(1) 後面(舗装)荷重
　　w_{d3} = 0.100 ×2.3 = 0.230 tf/m2

　1) 支間部
　　M_{d3} = 1/10× 0.230 × 3.000 ^{2} = 0.207 tf·m

　2) 支点部
　　M_{d3} = -1/10× 0.230 × 3.000 ^{2} = -0.207 tf·m

　(2) 活荷重

　1) 支間部
　　支間方向 M_L =(0.12+0.07)·P·80%·β = 3.583 tf·m
　　直角方向 M_L =(0.10+0.04)·P·80% = 2.720 tf·m

　2) 支点部
　　M_L = -(0.15+0.125)·P·β = -5.990 tf·m

　(3) 合 計(後面+活荷重)

　1) 支間部
　　支間方向 $\Sigma M_0 = \Sigma M_{d3} + \Sigma M_L$ = 0.207 + 3.583 = 3.790 tf·m
　　直角方向 $\Sigma M_0 = \Sigma M_{d3} + \Sigma M_L$ = 2.720 tf·m

　2) 支点部
　　$\Sigma M_0 = \Sigma M_{d3} + \Sigma M_L$ = -0.207 + -5.990 = -6.197 tf·m

2. 中間床版部の設計

2. 1 断面諸定数

　(1) ヤング係数比

　1) PC版コンクリートと場所打ちコンクリートのヤング係数比
　　$n_c = E_{c1} / E_{c2}$ = 3.30E+05 / 2.80E+05 = 1.18

　2) PC鋼材とPC版コンクリートのヤング係数比
　　$n_p = E_p / E_{c1}$ = 2.00E+06 / 3.30E+05 = 6.06

　(2) PC版断面諸定数

　1) PC版断面積
　　A=100× 10.0 = 1000 cm2

　2) 断面2次モーメント
　　I= 1/12 ×100× 10.0 ^{3} = 8,333 cm4

　3) PC鋼材偏心量
　　e_p = -0.1 cm

　4) 断面係数
　　PC版上縁 $Z_U = I/e_U$ = 1,667 cm3
　　PC鋼材図心位置 $Z_p = I/e_p$ = -83,333 cm3
　　PC版下縁 $Z_L = I/e_L$ = -1,667 cm3

　(3) 合成床版断面諸定数

　1) 場所打ちコンクリート換算PC版幅
　　b' = n_c × 100 = 118 cm

　2) 重心位置(PC版下縁より)
　　$y_0 = \Sigma M / \Sigma A$ = 10.790 cm

　3) 断面2次モーメント
　　I= 102,873 cm4

　4) 断面係数
　　合成床版上縁 $Z_1 = I/e_1$ = 8,785 cm3
　　場所打ち下縁 $Z_2 = I/e_2$ = -130,146 cm3
　　PC鋼材図心位置 $Z_p = I/e_p$ = -17,464 cm3
　　合成床版下縁 $Z_3 = I/e_3$ = -9,534 cm3

No. 2

試験成績表

1 引張試験結果 (D13×7×D10)

試験片の記号	線径 a	線径 b	引張強さ (N/mm²)	判定	備考 (JIS規格値)
No. 1	D13φ	7φ	547	OK	440~600N/mm²
2	〃	〃	547	〃	〃
3	〃	〃	550	〃	〃
4	D10φ	7φ	548	〃	〃
5	〃	〃	552	〃	〃
6	〃	〃	543	〃	〃

2 溶接強度試験結果

試験片の記号	線径 c	線径 d	最大荷重 (Kgf)	判定	備考 (カイザートラス製品規格値)
No. 1	D13φ	7φ	2,110	OK	1,000Kgf
2	〃	〃	2,121	〃	
3	〃	〃	1,825	〃	
4	D10φ	7φ	734	〃	400Kgf
5	〃	〃	713	〃	
6	〃	〃	550	〃	

3 参考資料

①引張強さ (N/mm²) JIS G3112鉄筋コンクリート用棒鋼より

種類の記号	引張強さ (N/mm²)
SR295	440~600
SD295A	440~600

②溶接強度 (Kgf) カイザートラス製品規格より

a) ラチス筋とトップ筋の溶接強度	ラチス筋 6φ	800Kgf以上
	ラチス筋 7φ	1,000Kgf以上
	ラチス筋 8φ	1,200Kgf以上
b) ラチス筋と下弦筋の溶接強度		400Kgf以上

発行日 92年 1月 14日

検査証明書

証明書番号：358-01475-1
契約 No.：11-057-20106　　品 名：バーインコイル
出荷依頼書No.：01120
出荷案内書No.：005198　　規 格：JIS G3112 SD295A

契 約 先：伊藤忠商事（株）特殊鋼線材部
特 約 店：日本カイザー工業（株）
荷 受 人：
持 込 先：

日本工業規格表示許可番号
長岡圧延工場　366103　367139
三条圧延工場　366104　378008

北越メタル株式会社
長岡圧延工場　〒940 新潟県長岡市蔵王[illegible]
三条圧延工場　〒955 新潟県三条市南四日[illegible]

寸法	項目/規格値	溶鋼番号	数量	質量 (kg)	化学成分 (%) C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	引張試験 試験片数	降伏点 N/mm²	引張強さ N/mm²	伸び %	曲げ試験	備考
	上限							60	50	2		600			
	下限										295	440	16		
	上限														
	下限														
D13	4255	4405	1	986	21	21	86	27	17	2	387	564	24	GOOD	
D13	4255	4676	2	1,973	22	20	85	26	13	2	397	584	25	GOOD	
D13	4255	4675	9	8,883	22	18	83	24	15	2	403	578	26	GOOD	
D13	4255	4673	1	986	20	19	87	26	20	2	373	563	24	GOOD	
D13	4255	4413	1	986	22	21	85	28	19	2	403	574	24	GOOD	
D13	4255	4412	1	986	22	19	82	24	14	2	390	562	24	GOOD	
＊サイズ計＊			15	14,800											
＊ 総合計 ＊			15	14,800											

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。