マイクロフィルム用資料

共同研究報告書
整理番号第230号
031

コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書（Ⅱ）

—炭素繊維シート接着工法による コンクリート部材の補強効果に関する研究—

平成11年10月

建設省土木研究所
構造橋梁部　橋梁研究室
炭素繊維補修・補強工法技術研究会

Copyright © (1999) by P.W.R.I.

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

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

共同研究報告書
第230号　1999年10月

コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書（Ⅱ）

—炭素繊維シート接着工法による コンクリート部材の補強効果に関する研究—

建設省土木研究所
構造橋梁部　橋梁研究室
炭素繊維補修・補強工法技術研究会

要旨

現在，日本では約13万橋（橋長15m以上）の道路橋が供用されており，こうした膨大な数の道路橋を適切に維持管理していくことが重要な課題となっている。炭素繊維シート接着工法は、軽量で施工性に優れ，腐食を生じないといった特徴を有している。このような特徴を有する炭素繊維シート接着工法を橋梁上部工のコンクリート部材の補修・補強工法として用いることが検討されている。一方，炭素繊維シート接着工法は新しい工法でありその補強効果，適用範囲，設計・施工法が十分に明らかにはされていない。

本研究は，建設省土木研究所と炭素繊維補修・補強工法技術研究会の共同で，これらの問題を明らかにし，設計・施工法の整備を目的として，平成8年度より3カ年，各種試験を行ったものである。

本報告書は，平成10年度において実施した，炭素繊維シートによるプレストレストコンクリートげたの曲げ補強およびコンクリートげたのせん断補強効果，鉄筋コンクリート床版の輪荷重走行試験に関する試験結果をとりまとめたものである。

キーワード：炭素繊維シート，コンクリートげた，鉄筋コンクリート床版，補修・補強

共同研究者名簿

建設省土木研究所

岡原　美知夫	（構造橋梁部	部長）
西川　和廣	（　〃	橋梁研究室　室長）
内田　賢一	（構造橋梁部	橋梁研究室　研究員）
松尾　伸二	（　〃	〃　交流研究員）

炭素繊維補修・補強工法技術研究会

応用地質㈱	㈱大林組
㈱オリエンタルコンサルタンツ	鹿島建設㈱
㈱建設技術研究所	㈱コンステック
三信建設工業㈱	清水建設㈱
ショーボンド建設㈱	新日本製鐵㈱
大成建設㈱	㈱竹中工務店
㈱長大	㈱東邦アーステック
東レ㈱	日石三菱㈱
日鉄コンポジット㈱	日東紡績㈱
日本技術開発㈱	㈱ニューテック
ピーシー橋梁㈱	三菱化学㈱
三菱建設㈱	

ワーキンググループメンバー

古賀　政二郎	（(株) 大林組）	
鈴木　巧	（(株) 大林組）	
渡辺　英夫	（(株) オリエンタルコンサルタンツ）	
鈴木　章夫	（鹿島建設（株））	
後藤　和満	（(株) 建設技術研究所）	
矢田　聡	（(株) コンステック）	
小野　定	（清水建設（株））	～平成１０年７月
前田　敏也	（清水建設（株））	平成１０年７月～
江口　和雄	（ショーボンド建設（株））	
佐野　正	（ショーボンド建設（株））	
山田　寛次	（新日本製鐵（株））	～平成１１年３月
山崎　義人	（新日本製鐵（株））	平成１１年３月～
宇治　公隆	（大成建設（株））	
堀　倫裕	（大成建設（株））	
堀川　道広	（(株) 長大）	～平成１０年１１月
今門　宏之	（(株) 長大）	平成１０年１１月～
服部　明生	（東レ（株））	
深川　英明	（東レ（株））	
高木　英敏	（日石三菱㈱）	平成１１年５月～
森　悦栄	（日石三菱㈱）	平成１１年５月～

小林　朗	（日鉄コンポジット（株））	
杉山　哲也	（日鉄コンポジット（株））	
遠藤　喜弘	（日東紡績（株））	
常田　哲夫	（日本技術開発（株））	
神内　隆行	（（株）ニューテック）	
梅田　均	（ピーシー橋梁（株））	
谷木　謙介	（三菱化学（株））	
太田黒　博文	（三菱化学（株））	～平成１０年１１月
藤田　崇	（三菱化学（株））	平成１０年１１月～
星島　時太郎	（炭素繊維補修・補強工法技術研究会幹事長）	

まえがき

安定成長期に入った我が国の経済状況下において、社会資本である既設橋梁構造物は維持管理しながら、また必要によりリニューアルを施しながら延命を図り、長期間使用していくことが重要な課題となってきている。しかしながら、近年、大型車交通量の増加にともなう橋梁上部工のコンクリート部材の早期劣化が顕在化してきており、さらに、平成5年11月の車両制限令の車両総重量規制緩和および道路構造令の設計自動車荷重の増大にともない、ますます劣化が促進されることが懸念されるようになっている。このような背景のもと、橋梁上部工のコンクリートの主げたや床版の耐荷力ならびに疲労耐久性の向上を早期に図る必要が生じている。

本研究は、コンクリート部材の耐荷力および疲労耐久性の向上を目的として、軽量で施工性に優れ、腐食しないという特長を有しており、近年、施工実績が増加している炭素繊維シート接着工法に着目して各種試験を行ったものである。なお、本研究は、建設省土木研究所と炭素繊維補修・補強工法技術研究会共同で、炭素繊維シート接着工法の特徴を活かした既設コンクリート部材の補強方法を確立するために、平成8年度から3ヶ年行ったものである。

平成8年度、9年度は、炭素繊維シートの材料特性の把握、炭素繊維シートによる鉄筋コンクリートげたの曲げ補強効果の確認、鉄筋コンクリート床版においては疲労耐久性向上のための補強効果を検討するため、輪荷重走行試験機による疲労試験を行った。これら2年間の成果は、共同研究報告書（I）としてとりまとめた。

平成10年度は、炭素繊維シートによるプレストレストコンクリートげたの曲げ補強効果およびコンクリートげたのせん断補強効果について検討を行った。また、鉄筋コンクリート床版においては2年間の成果を踏まえて、さらに輪荷重走行試験機による疲労試験を行った。本報告書は、その結果をとりまとめたものである。

目　次

第Ⅰ編　炭素繊維シートによるプレストレストコンクリートげたの曲げ補強に関する研究

1.　目的 …… Ⅰ-3
2.　試験計画 …… Ⅰ-5
2.1　対象橋梁 …… Ⅰ-5
2.2　試験体計画 …… Ⅰ-6
2.3　炭素繊維シート補強量の設定 …… Ⅰ-8
2.4　試験方法 …… Ⅰ-9
2.4.1　載荷装置 …… Ⅰ-9
2.4.2　ひび割れ発生荷重の確認と試験体の養生 …… Ⅰ-9
2.4.3　疲労試験 …… Ⅰ-9
2.4.4　疲労試験後の静的載荷試験 …… Ⅰ-10
2.5　測定項目および計器の配置 …… Ⅰ-10
3.　材料試験結果 …… Ⅰ-14
4.　実験結果 …… Ⅰ-15
4.1　ひび割れ発生荷重と繰返し載荷荷重 …… Ⅰ-15
4.1.1　ひび割れ発生荷重確認結果 …… Ⅰ-15
4.1.2　繰返し載荷荷重設定結果 …… Ⅰ-17
4.2　疲労試験 …… Ⅰ-18
4.2.1　載荷回数とひび割れ幅、たわみの関係 …… Ⅰ-18
4.2.2　載荷回数と各部ひずみの関係 …… Ⅰ-25
4.3　静的載荷試験 …… Ⅰ-29
4.3.1　試験結果 …… Ⅰ-29
4.3.2　各試験体の終局までの挙動 …… Ⅰ-29
4.3.3　中央断面の上縁コンクリート、引張鉄筋および炭素繊維シートのひずみ …… Ⅰ-31
4.3.4　初期ひび割れの開口 …… Ⅰ-33
4.3.5　けた長手方向の炭素繊維シートのひずみ …… Ⅰ-33
5.　補強効果の検討 …… Ⅰ-35
5.1　補強後PCげた挙動の領域分類 …… Ⅰ-35
5.2　補強効果評価方法の検討 …… Ⅰ-35
5.2.1　補強効果検討条件の設定 …… Ⅰ-35
5.2.2　領域Ⅰおよび領域Ⅱにおける計算手法適用性の検討 …… Ⅰ-37
5.3　曲げ耐力向上効果の評価方法 …… Ⅰ-39
6.　まとめ …… Ⅰ-41

資料－1　検討対象橋梁モデル I-42
資料－2　試験体の設計 I-53
資料－3　軸圧縮力を受けるT型梁の曲げ応力度 I-71
資料－4　軸圧縮力を受けるT型梁の曲げ耐力 I-75
資料－5　ひび割れ観察図 I-80
資料－6　写真集 I-91

目　次

第Ⅱ編　炭素繊維シートによるコンクリートげたのせん断補強に関する研究

1. 試験目的 …… II-3

2. 試験計画 …… II-4

2.1 試験体計画の基本方針 …… II-4

2.1.1 けた形状種類 …… II-4

2.1.2 けた寸法 …… II-4

2.1.3 炭素繊維シート貼付方法 …… II-4

2.2 試験体計画 …… II-5

2.2.1 試験体ケースの設定 …… II-5

2.2.2 無補強試験体の設計 …… II-10

2.2.3 補強試験体の設計 …… II-11

2.2.4 機械式定着部の設計 …… II-13

2.3 試験方法 …… II-14

2.3.1 載荷方法 …… II-14

2.3.2 測定項目および計器配置 …… II-14

3. 材料試験 …… II-22

4. 試験結果 …… II-24

4.1 試験結果の大要 …… II-24

4.2 破壊進行状況 …… II-25

4.2.1 T型試験体の破壊進行状況 …… II-25

4.2.2 I型試験体の破壊進行状況 …… II-27

4.3 ひび割れ進展状況 …… II-29

4.3.1 T型試験体のひび割れ進展状況 …… II-29

4.3.2 I型試験体のひび割れ進展状況 …… II-31

4.4 荷重とスパン中央変位の関係 …… II-39

4.4.1 T型試験体の荷重とスパン中央変位の関係 …… II-39

4.4.2 I型試験体の荷重とスパン中央変位の関係 …… II-40

4.5 荷重とスターラップひずみの関係 …… II-40

4.5.1 T型試験体の荷重とスターラップひずみの関係 …… II-40

4.5.2 Ⅰ型試験体の荷重とスターラップひずみの関係 …… II-41
4.6 荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係 …… II-43
4.6.1 Ｔ型試験体の荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係 …… II-43
4.6.2 Ⅰ型試験体の荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係 …… II-44
5. せん断補強効果に関する考察 …… II-47
5.1 せん断耐力向上効果 …… II-47
5.1.1 Ｔ型試験体のせん断耐力向上効果 …… II-47
5.1.2 Ⅰ型試験体のせん断耐力向上効果 …… II-54
5.2 ひび割れ抑制効果 …… II-57
5.2.1 Ｔ型試験体のひび割れ抑制効果 …… II-57
5.2.2 Ⅰ型試験体のひび割れ抑制効果 …… II-59
5.3 変位抑制効果 …… II-60
5.3.1 Ｔ型試験体の変位抑制効果 …… II-60
5.3.2 Ⅰ型試験体の変位抑制効果 …… II-61
5.4 スターラップひずみ低減効果 …… II-64
5.4.1 Ｔ型試験体のスターラップひずみ低減効果 …… II-64
5.4.2 Ⅰ型試験体のスターラップひずみ低減効果 …… II-64
5.5 ＣＦＲＰシートの耐力負担効果 …… II-65
5.5.1 Ｔ型試験体のＣＦＲＰシートの耐力負担効果 …… II-65
5.5.2 Ⅰ型試験体のＣＦＲＰシートの耐力負担効果 …… II-71
6. まとめ …… II-73
6.1 Ｔ型試験体に関する試験のまとめ …… II-73
6.1.1 試験概要 …… II-73
6.1.2 炭素繊維シート接着工法によるせん断補強効果 …… II-73
6.2 Ⅰ型試験体に関する試験のまとめ …… II-74
6.2.1 試験概要 …… II-74
6.2.2 炭素繊維シート接着工法によるせん断補強効果 …… II-74
7. 今後の課題 …… II-75
参考文献 …… II-76
付属資料 …… II-77
資料－１ 試験体に関する諸計算資料 …… II-77
資料－２ コンクリートおよび軸方向主鉄筋のひずみ …… II-89

資料－3 スターラップひずみ ····· II-102
資料－4 ＣＦＲＰシートひずみ ····· II-111
資料－5 ひび割れ観察図(詳細) ····· II-127
資料－6 載荷状況写真 ····· II-146

目　次

第Ⅲ編　炭素繊維シートによる鉄筋コンクリート床版の補強に関する研究

1. はじめに …… III-3

2. 供試体 …… III-4

3. 使用材料 …… III-10

4. 試験要因および試験方法 …… III-12

5. 試験結果および考察 …… III-18

5.1 初期損傷の状況 …… III-18
5.2 各供試体の破壊荷重と破壊回数 …… III-31
5.3 各供試体の破壊状況 …… III-33
5.4 炭素繊維シートの補強効果 …… III-37
5.5 補強後の載荷回数とRC床版中央のたわみ …… III-38
5.6 補強後のRC床版中央の鉄筋ひずみ …… III-44
5.7 RC床版中央の炭素繊維シートのひずみ …… III-51
5.8 炭素繊維シートの付着応力度および荷重分担 …… III-56
5.9 炭素繊維シートと鉄筋の荷重分担 …… III-61
5.10 ひび割れ近傍での炭素繊維シートのひずみ分布 …… III-65

6. 考察（各要因が炭素繊維シートで補強したRC床版の疲労耐久性におよぼす影響） …… III-69

6.1 初期損傷度の影響 …… III-69
6.2 養生中載荷の影響 …… III-70
6.3 段階載荷による高い荷重の影響 …… III-71

7. まとめ …… III-75

参考文献 …… III-76

第Ⅰ編　炭素繊維シートによるプレストレストコンクリートげたの曲げ補強に関する研究

1. 目的

プレストレストコンクリートけた（以下、PC げたと略す）の曲げに関する設計は、道路橋示方書に準じた場合、以下の原則に基づいて実施されている。

① PC げたの全断面を有効として求めたコンクリートの応力度を許容値以下に抑えること

② 設計荷重作用時に、コンクリートに引張応力度が生じる部分には、引張補強鉄筋を配置すること

③ 終局荷重作用時に所定の破壊抵抗曲げ耐力を有すること

炭素繊維シート接着工法は、これらの設計原則に拠って PC げたの曲げ補強設計を行う時、以下の問題を抱えている。つまり、炭素繊維シートは、鉄筋と同等あるいはその数倍の弾性係数を持つものの、その１枚あたりの厚さが 0.2mm弱と非常に薄く、シート１枚の貼付けがコンクリート換算断面に与える効果として、桁高 2mm程度の増加効果しか得られないことである。

従って、上記の設計原則①によって PC げたの全断面を有効として補強設計を行う場合、コンクリートの応力度低減を目的としてコンクリート全断面の曲げ剛性あるいは断面係数を増加させるために必要となる、炭素繊維シートの断面積あるいはシート枚数は、非常に大きなものとなり、不経済なものとなるのが一般的である。

また、設計の原則②によって引張補強鉄筋に対する補強設計を行う場合、PC げたの全断面を有効として求めるコンクリートの引張応力度低減への効果が少ないのと同様に、引張応力発生部分に配置する引張補強鉄筋の補強においても単純な引張剛性増加効果しか持たない。

一方、炭素繊維シートは、鉄筋と同等あるいはその数倍の弾性係数を持ち、しかもコンクリート表面に貼付することから有効高さが大きく、鉄筋より引張応力分担能力が高い。そして、鉄筋より遥かに高強度で１％以上にも達する弾性域を持つことから、コンクリートにひび割れが発生した後、あるいは鉄筋が降伏した後にも増加引張力を弾性的に負担することが出来る、等の特徴を持っている。

そして、これらの特徴を利用した補強効果調査を目的として平成９年度に実施した鉄筋コンクリートけた（以下、RC けたと略す）の曲げ試験結果では、共同研究報告書（Ⅰ）にまとめた通り、たわみの減少、ひび割れ分散、ひび割れ発生後の鉄筋応力度の低減、および破壊抵抗曲げモーメントの向上等の効果が確認されている。

従って、全断面有効として求めた PC げたのコンクリート応力度が引張となる場合において、引張補強鉄筋の応力度、あるいは曲げ耐力の算定等について、コンクリート断面に発生する引張応力度を無視して断面応力度を算定する RC けたの設計手法が適用可能であれば、より経済的になると考えることができる。

本研究は、以上の諸問題を解決することを目的として、プレストレストコンクリート橋の中でも代表的な規模のポストテンション方式単純Ｔ型げた橋に用いられる PCＴげたを対象とした試験体を作製し、これに曲げ補強対策として炭素繊維シートを貼り付けたのち、繰り返し載荷による疲労試験によりひび割れ発生前後の疲労耐久性に関する補強効果と、また、静的載荷による破壊試験により曲げ補強耐力に関する補強効果をそれぞれ確認・評価したものである。

本研究において実施した炭素繊維シート接着工法により補強した PC げたに関して、確認・評価項目は以下の通りである。

Ⅰ．設計荷重相当の繰り返し荷重による疲労載荷試験下における補強効果

①　ひび割れ発生荷重以下の載荷状態

－たわみの低減

－引張縁側コンクリート応力度の低減

－引張補強鉄筋応力度の低減

－炭素繊維シート応力度の変化

②　ひび割れ発生荷重程度の載荷状態

－たわみの低減

－引張縁側コンクリート応力度の低減

－引張補強鉄筋応力度の低減

－炭素繊維シート応力度の変化

Ⅱ．疲労試験後の曲げ耐力向上効果

－断面内ひずみ分布の変化

－終局曲げ耐力

Ⅲ．RC けたと同様の設計手法の適用性検討

2. 試験計画

2.1 対象橋梁

対象とする橋梁は、L-20 荷重で設計されたポストテンション方式単純Tげた橋（付属資料：資料-1 参照）で、支間 30m、有効幅員 9.5mとした。

L-20 で設計された対象実橋梁の PC げたに B 活荷重が作用する場合の、コンクリートに発生する応力度を表-2.1.1 に示す。

表-2.1.1　　実橋対象モデル荷重別曲げ応力度

荷重項目		支間中央曲げモーメント kN-m (tf-m)	曲げ応力度 N/mm² (kgf/cm²)	
			断面係数（上縁）	断面係数（下縁）
			3.827×10^8 mm³	2.397×10^8 mm³
①	有効プレストレス	—	-2.71 (-27.7)	18.71 (190.7)
②	桁自重	1866 (190.31)	5.00 (51.0)	-8.65 (-88.2)
3	橋面死荷重	1275 (139.00)	3.13 (31.9)	-5.56 (-56.7)
4	活荷重 (20tf)	1276 (130.11)	2.79 (28.4)	-5.17 (-52.7)
5	活荷重 (B 活)	1661 (169.39)	3.50 (35.7)	-6.48 (-66.1)
①+②			2.29 (23.3)	10.06 (102.5)
①+②+３ (死荷重)			5.42 (55.2)	4.50 (45.8)
①+②+３+４ (20 tf)			8.21 (83.6)	-0.67 (-6.9)
①+②+３+５ (B 活)			8.92 (90.9)	-1.98 (-20.3)

本橋は、設計時点では、

1．死荷重作用時においてフルプレストレス状態
2．活荷重 200kN(20tf)作用時においてパーシャルプレストレス状態で、-0.7N/mm²(-7kgf/cm²)の引張応力度発生を認めている

となっており、B 活荷重作用時には、コンクリート下縁に約-2.0 N/mm²(-20kgf/cm²)の引張応力度が発生することになり、引張補強筋の増設が必要とされる PCT 型げたを持つ橋梁である。

2.2 試験体計画

試験体の断面寸法は 2.1 に示した対象橋梁 PC げたの約 1/2 とし、コンクリート下縁に発生する応力度が対象橋梁の PC げたとほぼ同じになるように、プレストレス力、死荷重あるいは活荷重に相当する荷重を設定した。(付属資料：資料－2 参照)

試験体は無補強試験体（PC-No. 1)、補強試験体（PC-No. 2）の２体製作した。試験体の形状寸法、配筋を図-2.1.1 および図-2.1.2 に、実橋 PC げたと試験体との相似比を表-2.1.2 に示す。また、試験体計画時の載荷荷重と発生応力度の目標は、表-2.1.3 の通りであった。

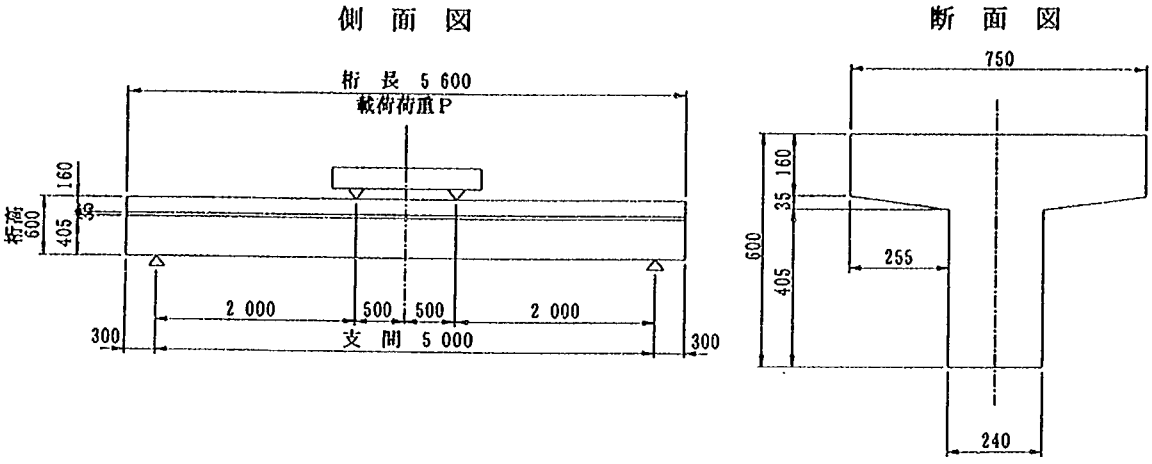
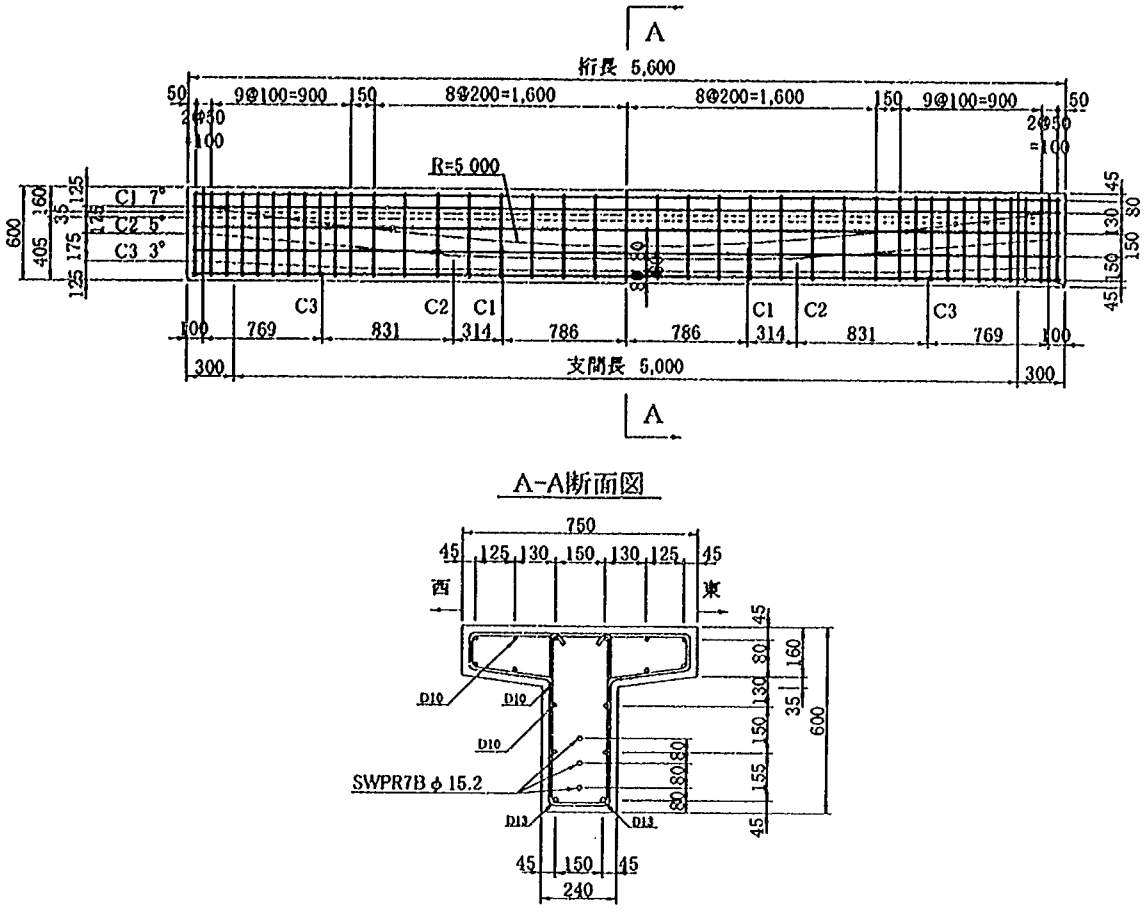


図-2.1.1 試験体の形状・寸法（単位：mm）

表-2.1.2 実橋と試験体断面の相似比

項 目	実 橋	試験体	相似比
断面寸法	1500×1700	750×600	
床版幅	1500 mm	750 mm	0.50
床版厚	180 mm	160 mm	0.88
けた高	1700 mm	600 mm	0.353
腹部厚	160 mm	240 mm	1.50
か ぶ り	35 mm	25 mm	
断 面 積	6.553×10^5 mm^2	2.311×10^5 mm^2	0.353
断面２次ﾓｰﾒﾝﾄ	2.435×10^{11} mm^4	7.036×10^9 mm^4	0.029
粗骨材寸法	25mm	20mm	
PC 鋼材	SWPR 12-φ7 461.8mm^2 N=9 本	SWPR7B φ15.2 138.7mm^2 N=3 本	0.10 (断面積比)
コンクリート	σ= 40 N/mm^2	σ= 40 N/mm^2	
鉄筋(SD295A)	D13×4 = 506.8 mm^2	D13×2 = 253.4 mm^2	0.50



図－2.1.2　試験体の配筋（単位：mm）

表-2.1.3 試験体計画時の載荷荷重と発生応力度の目標

荷重項目		支間中央曲げモーメント kN-m (tf-m)	曲げ応力度　N／mm² (kgf/cm²)	
			断面係数（上縁）	断面係数（下縁）
			3.213×10⁷ mm³	1.832×10⁷ mm³
①	有効プレストレス	—	-1.09 (-11.1)	6.75 (68.9)
②	桁自重	18 (1.83)	0.56 (5.7)	-0.98 (-10.0)
3	載荷荷重　98 kN(10 tf)	98 (10.00)	3.05 (31.1)	-5.35 (-54.6)
4	載荷荷重 147 kN(15 tf)	147 (15.00)	4.58 (46.7)	-8.03 (-81.9)
5	載荷荷重 196 kN(20 tf)	196 (20.00)	6.10 (62.2)	-10.70 (109.2)
①+②			-0.53 (-5.4)	5.77 (58.9)
①+②+3	98 kN(10 tf)		2.52 (25.7)	0.39 (4.0)
①+②+4	147 kN(15 tf)		4.05 (41.3)	-2.28 (-23.3)
①+②+5	196 kN(20 tf)		5.57 (56.8)	-4.96 (-50.6)

2.3 炭素繊維シート補強量の設定

炭素繊維シート1枚あたりの補強効果は、それを貼付けしたPCげたの全断面が有効であるとしてコンクリートの応力度を算出する場合、炭素繊維シート1枚あたりの厚さが0.2mm弱と非常に薄いため、換算コンクリート断面の厚さをわずかに2mm程度の効果に留まる。試算によると、本試験体の下縁の引張応力を2.0N/mm²（20kgf/cm²）低減するために必要な炭素繊維シートの枚数は、18枚と非常に多くの補強枚数となる。

しかし、平成9年度に実施したRCげたの補強効果確認試験（共同研究報告書（I）参照）では高強度型および高弾性型の炭素繊維シート、3～6枚の補強量で鉄筋の応力度低減および曲げ耐力の向上効果が確認され、さらに、鉄筋応力度低減効果は補強シートの引張剛性（$E_{cf}A_{cf}$）が等しければほぼ同等であること、炭素繊維シート1枚あたりの鉄筋応力度低減効果は高弾性型の炭素繊維シートの方が高いこと、しかし高弾性型炭素繊維シートはひび割れ開口等に敏感であるために、曲げ耐力の向上効果は高強度型炭素繊維シートの方が得やすいこと等も確認されている。

このことから、PCげたの補強設計において、RCげたの場合と同様に、コンクリートのひび割れを許容し、コンクリートの引張応力度を無視すれば、数枚の補強により引張補強鉄筋応力度の低減効果、そして、曲げ耐力の向上効果が十分期待できると考えられる。

従って、本研究で用いる炭素繊維シートは鉄筋応力度低減効果が比較的大きく、大きなひび割れ発生がある終局時にも曲げ耐力向上効果が得やすい、平均弾性係数 E_{cf} = 3.9×10⁵ N/mm²（4.0×10⁶ kgf/cm²）、保証引張強度 σ_{cf} = 2,940 N/mm²（30,000 kgf/cm²）を有する中弾性型炭素繊維シートとし、炭素繊維シートの引張断面剛性が、ほぼ同サイズの試験体で実施されたRCげたの試験（試験体No.3）とほぼ同一となるように設定した。PCげた試験体の補強量をRCげたの実験と比較して表-2.3.1に示す。中弾性型炭素繊維シート4層が、RCげたで鉄筋応力度低減効果が得られた高弾性型炭素繊維シート3層とほぼ同等の引張剛性となる。試験に使用した炭素繊維シートの規格値を表-2.3.2に示す。なお、炭素繊維シートの貼り付け長さは、試験体下面の支点内側全長とした。

表-2.3.1　炭素繊維シート補強量比較

試験体	断面寸法 幅×高さ mm	使用シート種別	補強枚数	炭素繊維断面積 Acf mm²	炭素繊維引張剛性 Ecf·Acf kN（kgf）	炭素繊維引張耐力 σcf·Acf kN（kgf）
RC-No.2	750×600	高強度型	8	321	7.39×10⁴(7.54×10⁶)	11.01×10²(11.22×10⁴)
RC-No.3		高弾性型	3	103	6.56×10⁴ (6.69×10⁶)	2.02×10² (2.06×10⁴)
RC-No.4		高弾性型	6	206	13.12×10⁴ (13.38×10⁶)	4.04×10² (4.12×10⁴)
PC-No.1	750×600	無し	—	—	—	—
PC-No.2		中弾性型	4	158	6.22×10⁴ (6.34×10⁶)	4.66×10² (4.75×10⁴)

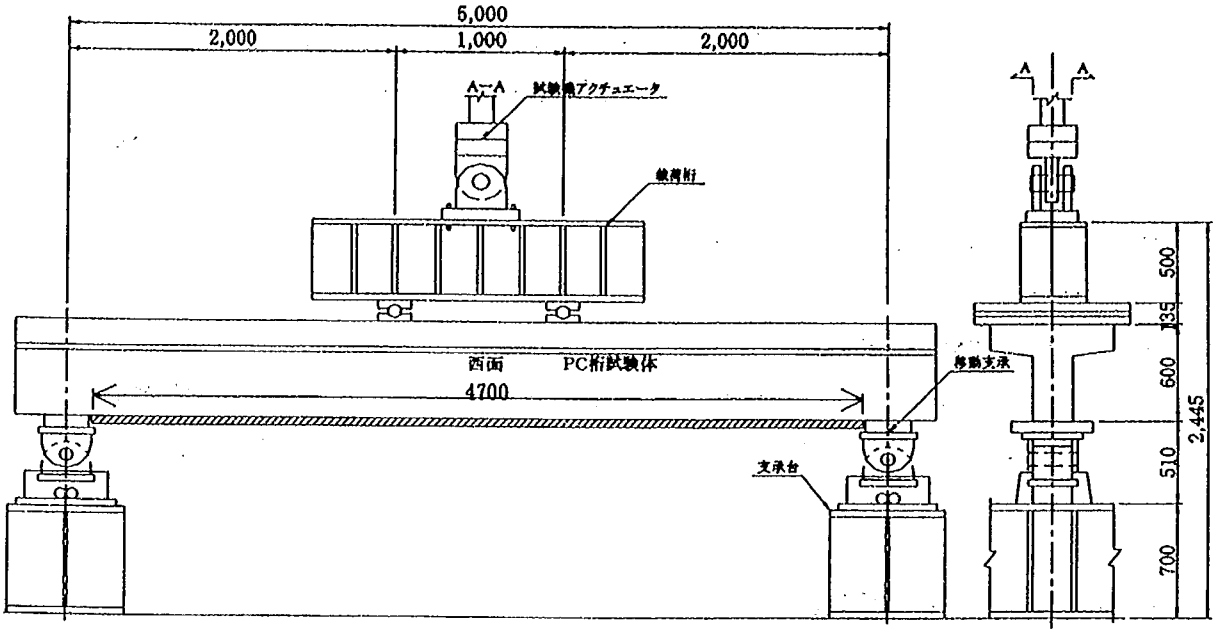
表-2.3.2　炭素繊維シートの規格値

繊維の種類	繊維目付 g/m²	1層当り厚さ mm	平均弾性係数 N/mm²（kgf/cm²）	保証引張強度 N/mm²（kgf/cm²）
中弾性型炭素繊維	300	0.0165	3.9×10⁵ (4.0×10⁶)	2,940 (30,000)

2.4 試験方法

2.4.1 載荷装置

載荷方法は、図－2.4.1に示す装置により、2点載荷とした。



図－2.4.1 載荷装置（単位：mm）

2.4.2 ひび割れ発生荷重の確認と試験体の養生

疲労試験に先立ち、試験体のプレストレス状態を知るために、各試験体の曲げひび割れ発生荷重を測定した。

また、その後、両試験体の条件を等しくするため以下に示す養生を行うこととした。

①PC-No.1

対象実橋梁PCげた下縁に死荷重作用時に発生する応力度が、試験体下縁に発生する曲げモーメントを試験機により載荷したまま1週間保持。

②PC-No.2

対象実橋梁PCげた下縁に死荷重作用時に発生する応力度が、試験体下縁に発生する曲げモーメントを載荷した状態で、炭素繊維シートを貼り付け、そのまま1週間エポキシ樹脂が完全に硬化するまで保持。

2.4.3 疲労試験

疲労試験は、各試験体について2段階の繰返し載荷荷重で各200万回づつ、合計400万回の繰り返し載荷を実施することとした。各段階の繰返し載荷レベルは、対象実橋モデルのコンクリート下縁に発生する応力度を参考に、以下のように設定することとした。

載荷レベル１　下限荷重：死荷重時応力度状態となる荷重

［下縁コンクリート応力度　4.5 N/mm² （45.5 kgf/cm²）程度］

上限荷重：下縁コンクリートの応力度が、0.00 N/mm² (0.0 kgf/cm²) 状態となる荷重

載荷レベル２　下限荷重：死荷重時応力度状態となる荷重

［下縁コンクリート応力度　4.5 N/mm² (45.5 kgf/cm²) 程度］

上限荷重：下縁コンクリートにひび割れが発生する荷重

［下縁コンクリート応力度　−3.5〜−3.6 N/mm² (−36〜−37 kgf/cm²) 程度］

なお、疲労試験時の繰返し載荷速度は 1 Hz〜3 Hz とした。

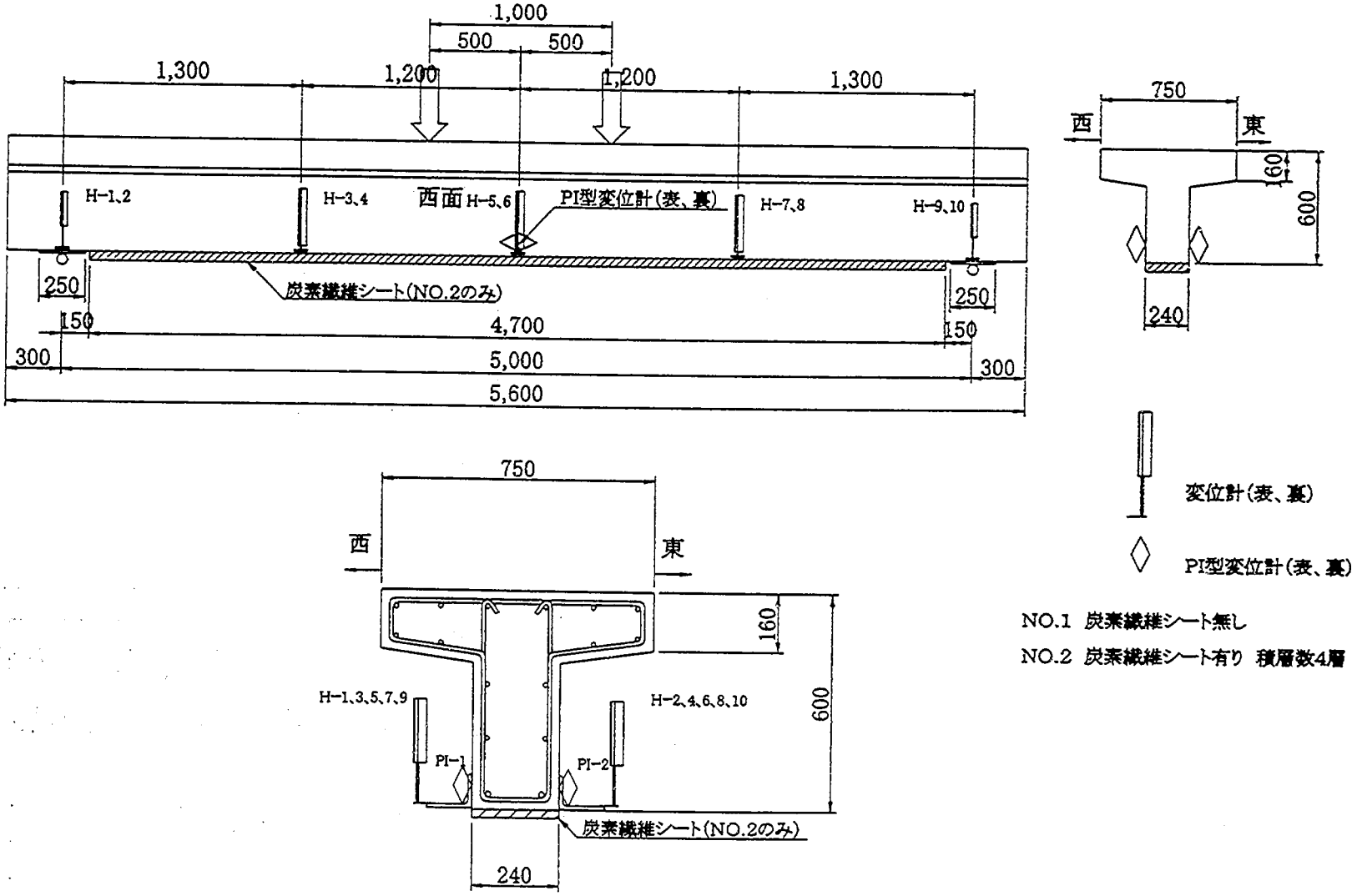
2.4.4 疲労試験後の静的載荷試験

各載荷レベルでそれぞれ 200 万回、合計 400 万回の繰り返し載荷を実施した後、単調載荷の静的載荷試験を行い、試験体が破壊するまでの荷重とたわみ、各部のひずみ、ひび割れ幅を測定した。

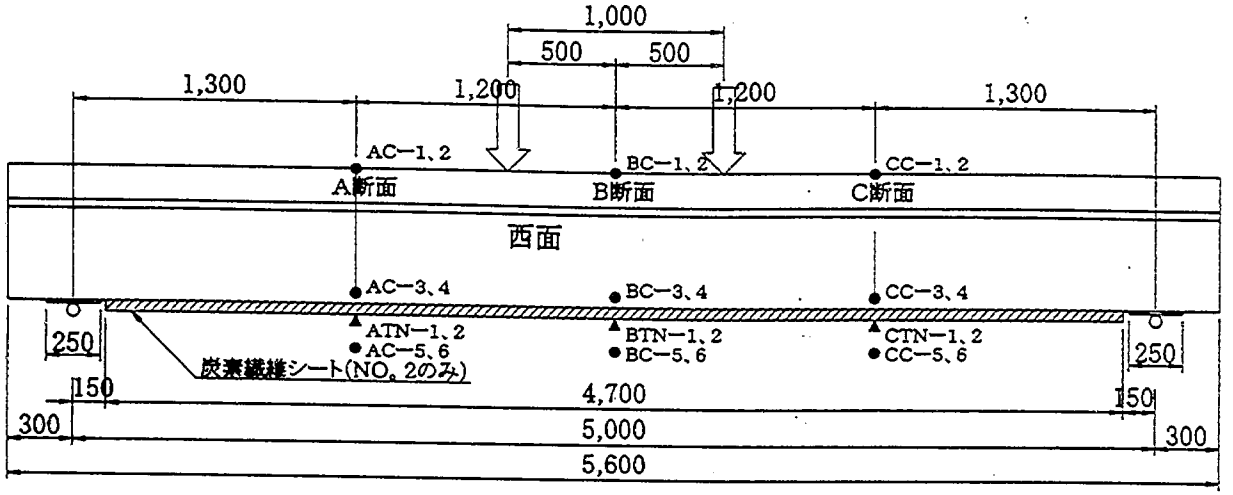
2.5　測定項目および計器の配置

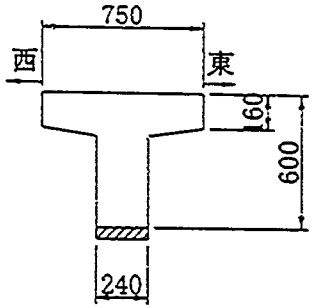
変位計・ひずみゲージは、図−2.4.2、図−2.4.3、図−2.4.4 に示す位置に取り付けた。なお、補強を実施する No.2 試験体は、炭素繊維シートを貼り付ける際にコンクリートひずみゲージを取り除き、炭素繊維シートを貼り付けた後、その上にひずみゲージを貼り付けた。また、ひび割れ発生荷重確認時に発生したひび割れ位置にπゲージを取り付けた。

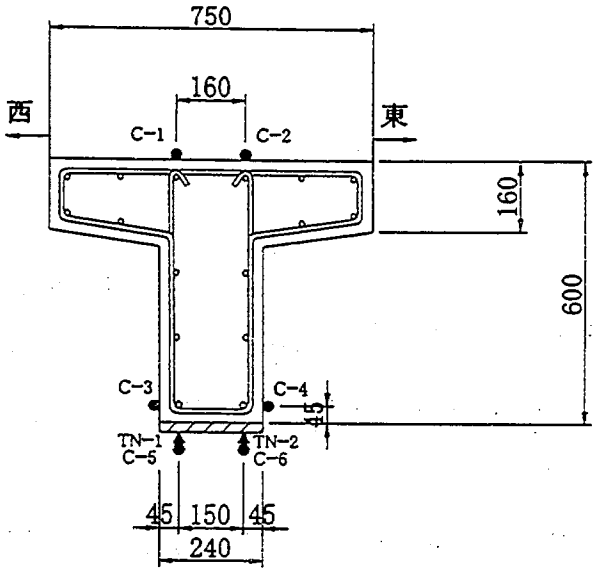
疲労試験時には、繰返し載荷回数 1、100、1000、10,000、100,000、200,000 回、および、これ以降 20 万回ごとに、それぞれの下限荷重・上限荷重での各部のひずみ、たわみ、ひび割れ幅を測定した。



図－2.4.2　変位計取り付け位置（単位：mm）







供試体中央(B断面)の上、下縁コンクリートのひずみゲージは
供試体製作時に貼付済

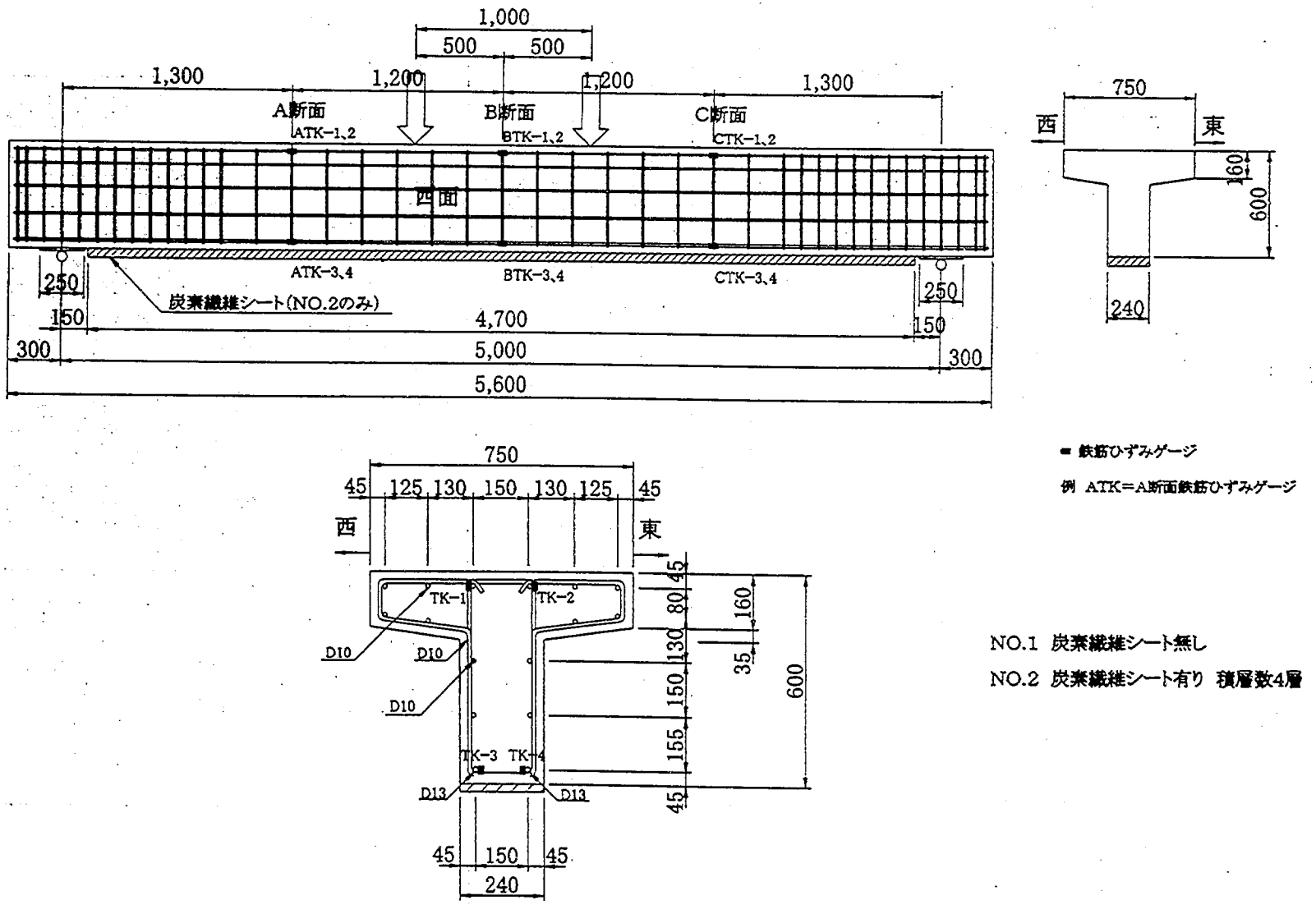
● コンクリートひずみゲージ
▲ 炭素繊維シートひずみゲージ
BC−1、2貼付済
BC−5、6貼付済

例 AC＝A断面コンクリートひずみゲージ
ATN＝A断面炭素繊維シートひずみゲージ

NO.1 炭素繊維シート無し

NO.2 炭素繊維シート有り 積層数4層

図−2.4.3 ひずみ測定位置（単位：㎜）



■ 鉄筋ひずみゲージ

例 ATK＝A断面鉄筋ひずみゲージ

NO.1 炭素繊維シート無し

NO.2 炭素繊維シート有り 積層数4層

図－2.4.4 鉄筋ひずみ測定位置（単位：mm）

3. 材料試験結果

試験体に使用した鉄筋とコンクリートおよび炭素繊維シートの材料特性を把握するため、載荷試験に先立ちそれぞれの強度試験を実施した。表-3.1.1、表-3.1.2 および表-3.1.3 に鉄筋、コンクリートおよび炭素繊維シートの材料試験結果を示す。

表－3.1.1　鉄筋の引張試験結果

試験片		降伏点 N/mm² (kgf/cm²)	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)	弾性係数 N/mm² (kgf/cm²)
D10 (SD345)	No.1	389.0 (3967)	564.5 (5756)	1.78×10^5 (1.82×10^6)
	No.2	371.2 (3785)	563.1 (5742)	1.85×10^5 (1.89×10^6)
	No.3	363.0 (3701)	550.5 (5613)	1.80×10^5 (1.84×10^6)
	平均	374.4 (3818)	559.4 (5704)	1.81×10^5 (1.85×10^6)
D13 (SD295)	No.1	344.4 (3512)	514.0 (5241)	1.82×10^5 (1.86×10^6)
	No.2	351.4 (3583)	515.8 (5260)	1.81×10^5 (1.85×10^6)
	No.3	351.4 (3583)	515.6 (5257)	1.85×10^5 (1.89×10^6)
	平均	349.0 (3559)	515.2 (5253)	1.83×10^5 (1.87×10^6)

表－3.1.2　コンクリートの試験結果

PC-No.1 試験前	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	弾性係数 N/mm² (kgf/cm²)	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)	ポアソン比
No.1	52.9 (539)	3.05×10^4 (3.11×10^5)	3.33 (33.9)	0.21
No.2	53.1 (541)	3.38×10^4 (3.45×10^5)	3.57 (36.4)	0.23
No.3	52.6 (536)	3.14×10^4 (3.20×10^5)	4.02 (41.0)	0.20
平均	52.9 (539)	3.19×10^4 (3.25×10^5)	3.64 (37.1)	0.21
PC-No.2 試験前	圧縮強度 N/mm² (kgf/cm²)	弾性係数 N/mm² (kgf/cm²)	引張強度 N/mm² (kgf/cm²)	ポアソン比
No.1	62.5 (637)	3.39×10^4 (3.46×10^5)	3.61 (36.8)	0.24
No.2	56.1 (572)	3.28×10^4 (3.34×10^5)	3.41 (34.8)	0.22
No.3	57.4 (585)	3.39×10^4 (3.46×10^5)	3.51 (35.8)	0.27
平均	58.6 (598)	3.35×10^4 (3.42×10^5)	3.51 (35.8)	0.24

表－3.1.3　炭素繊維シートの引張試験結果

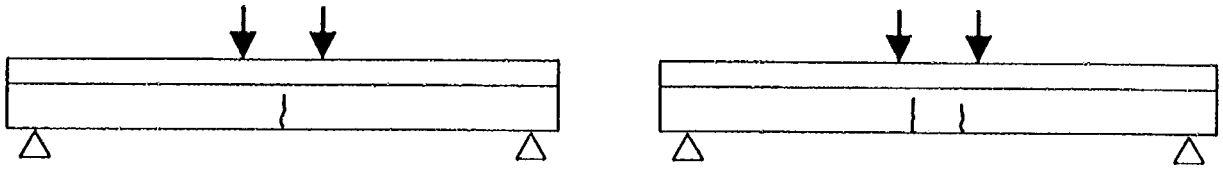
試験片		引張強度 N/mm² (kgf/cm²)	弾性係数 N/mm² (kgf/cm²)
中弾性型 炭素繊維 シート	No.1	3904 (39810)	3.72×10^5 (3.80×10^6)
	No.2	4295 (43800)	3.82×10^5 (3.90×10^6)
	No.3	4043 (41230)	4.12×10^5 (4.20×10^6)
	No.4	4480 (45680)	4.12×10^5 (4.20×10^6)
	No.5	4232 (43150)	3.81×10^5 (3.89×10^6)
	平均	4191 (42730)	3.92×10^5 (4.00×10^6)

4. 実験結果

4.1 ひび割れ発生荷重と繰返し載荷荷重

4.1.1 ひび割れ発生荷重確認結果

ひび割れ発生荷重確認試験時に発生したひび割れは、図-4.1 に示すように、PC-No.1 では載荷荷重 172 kN(17.5 tf)で載荷スパン中央に、PC-No.2 では 191 kN (19.5 tf) で載荷点直下にそれぞれひび割れが発生した。



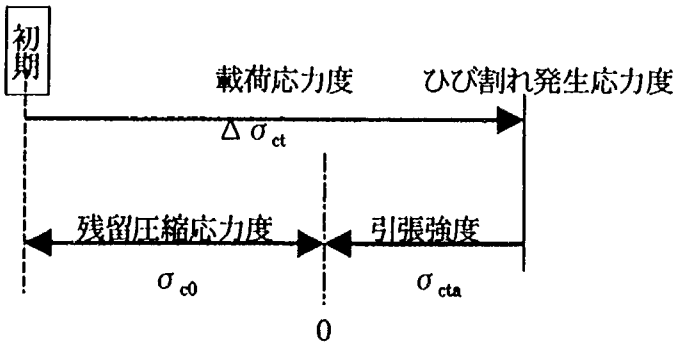
(a)PC-No.1 試験体　　(b)PC-No.2 試験体

図－4.1　ひび割れ発生位置

載荷直前のコンクリート下縁の残留圧縮応力度は、コンクリート下縁の応力度がコンクリートの引張強度に達した時にひび割れが発生したと仮定し、実測で得た曲げひび割れ発生荷重を基準として、以下の手順により決定した。

$\Delta \varepsilon_{cl}$	：ひび割れ発生までのコンクリート下縁ひずみの増分（実測値）	
σ_{cta}	：コンクリートの実測引張強度	N/mm^2
E_{cex}	：コンクリートの実測弾性係数	N/mm^2
W_{cl}	：試験体下縁（PC 鋼材換算断面）の断面係数	1.832×10^7 mm^3

とすると、



ひび割れ発生までにコンクリート下縁に発生した応力度変化は、

$$\Delta \sigma_{c1} = E_{cex} \times \Delta \varepsilon_{c1}$$

であり、載荷直前のコンクリート下縁の残留圧縮応力度は、次式で推定することができる。

$$\sigma_{c0} = \Delta \sigma_{c1} - \sigma_{c1a}$$

確認した各試験体のひび割れ発生荷重と載荷直前のコンクリート下縁の圧縮応力度推定値を表-4.1.1 に示す。

表－4.1.1　各試験体のひび割れ発生荷重と下縁残留圧縮応力度

試験体			PC-No.1	PC-No.2
ひび割れ発生荷重		kN (tf)	172 (17.5)	191 (19.5)
コンクリート引張強度	σ_{c1a}	N/mm² (kgf/cm²)	3.64 (37.1)	3.51 (35.8)
コンクリート弾性係数	E_{cex}	N/mm² (kgf/cm²)	3.19×10^4 (3.25×10^5)	3.35×10^4 (3.42×10^5)
ひび割れ発生までのひずみ増分	$\Delta \varepsilon_{c1}$	μ	264	292
ひび割れ発生までの応力度増分	$\Delta \sigma_{c1}$	N/mm² (kgf/cm²)	8.42 (85.9)	9.79 (99.8)
下縁残留圧縮応力度推定値	σ_{c0}	N/mm² (kgf/cm²)	4.78 (48.8)	6.28 (64.0)

4.1.2 繰返し載荷荷重設定結果

疲労試験での載荷曲げモーメントは、コンクリート下縁に発生させる応力度をσ_d（死荷重相当＝下限荷重）、σ_1（載荷レベル1の上限応力度）、σ_2（載荷レベル2の上限応力度）とすると、それぞれ以下のようになる。

下限値（死荷重相当）　：$\Delta M_d = |\sigma_d - \sigma_{c0}| \times W_{el}$
上限値（載荷レベル1）　：$\Delta M_1 = \sigma_{c0} \times W_{el}$
上限値（載荷レベル2）　：$\Delta M_2 = (\sigma_{c0} + \sigma_{c1a}) \times W_{el}$

以上より求めた疲労試験で適用する下限荷重及び上限荷重を表－4.1.2に示す。載荷する荷重の大きさは、有効プレストレスの違いにより各試験体毎に異なるが、両者の各載荷レベルでの上限荷重と下限荷重の差はほぼ等しくなっている。

表－4.1.2　疲労試験の載荷荷重

試験体	シート補強	載荷レベル1		載荷レベル2	
		コンクリート下縁応力度 下限／上限 N/mm² (kgf/cm²)	載荷荷重 下限／上限 kN (tf)	コンクリート下縁応力度 下限／上限 N/mm² (kgf/cm²)	載荷荷重 下限／上限 kN (tf)
PC-No.1	無し	4.5／0.0 (45.5／0.0)	10／88 (1.0／9.0)	4.5／-3.5 (45.5／-36.0)	10／172 (1.0／17.5)
PC-No.2	4層	4.5／0.0 (45.5／0.0)	34／113 (3.5／11.5)	4.5／-3.5 (45.5／-36.0)	34／191 (3.5／19.5)

4.2 疲労試験

疲労試験時に繰返し載荷回数毎に測定された試験体各部のひずみ・たわみ等の諸量は、表－4.2.1、表－4.2.2に示す通りである。

4.2.1 載荷回数とひび割れ幅、たわみの関係

(1) ひび割れ幅の挙動

上限荷重と下限荷重との差である活荷重相当荷重によって生じた試験体西面のひび割れ幅（ひびわれ１）、試験体東面のひび割れ幅（ひび割れ２）、および両者の平均を載荷回数との関係として、図-4.2.1に示す。

試験開始から載荷回数200万回までの載荷レベル１の活荷重範囲においては、PC-No.1およびPC-No.2試験体両者間で、両者のひび割れ発生位置が異なるという点はあるものの、大きな差は見られない。従って、計算上コンクリートに引張応力度が発生しない程度、または0.02mm以下の微少ひび割れ幅が発生している程度の繰返し載荷重作用下での炭素繊維シート貼付け効果は殆どないと考えられる。

載荷回数200万回から400万回までの載荷レベル２の活荷重範囲においては、PC-No.1試験体は、計算上3.5 kN (36 kgf/cm^2)程度の引張応力度が発生し、しかも、実試験体のひび割れ発生を確認した荷重と同程度の繰り返し上限荷重の作用下であることから、載荷直後にひび割れ幅が0.14～0.16mmに拡大し、その後も載荷回数の増加と共にひび割れ幅の増大が見られている。

一方、PC-No.2試験体は、載荷直後のひび割れ幅増加量は、PC-No.1試験体の1/3程度に留まり、載荷回数が増加してもひび割れ幅の増大は殆ど見られない。

また、PC-No.1では載荷レベル２で初期ひび割れの他に新たなひび割れの発生が観察されたが、PC-No.2では載荷レベル２においても新たなひび割れの発生は確認されなかった。（付属資料：資料－６参照）

以上より、コンクリートに3.5 N/mm^2 (36 kgf/cm^2)程度の引張応力度が発生し、ひび割れ幅が0.15mm程度発生する可能性のある載荷レベル２の領域では、繰返し載荷を受けてもひび割れの顕著な増加は認められず、炭素繊維シートによるひび割れの抑制効果があり、また、その効果に与える疲労による影響は、無補強試験体の場合と比較して小さいことが確認されたといえる。

(2) たわみの挙動

載荷回数と試験体中央断面のたわみの関係を図－4.2.2および図－4.2.3に示す。また、図－4.2.4に載荷回数と、上限荷重と下限荷重の差である活荷重によって生じたたわみ（以下、活荷重たわみ）の関係を示す。

試験開始から200万回までの載荷レベル１では、断面が全断面有効に近い状態であることから、両試験体ともたわみ量に大きな変化は見られず、また炭素繊維シートの貼り付けによるたわみの明確な低減も見られなかった。

載荷荷重を載荷レベル２まで増加させると、PC-No.1のたわみは、載荷直後に急増し、その後も繰り返し数と共に徐々に増加する傾向を示した。なお、PC-No.2についても、載荷レベル２に荷重を増加させた後に全体のたわみ量の増加が見られているが、これは下限荷重でのたわみが増加傾向にあったためであり、図－

4.2.4 から明らかなように、活荷重たわみは、載荷レベル２を負荷した 200 万回以降もほどんど変化していない。即ち、図-4.2.4 は、炭素繊維シートで補強した PC-No.2 にたわみの低減効果が現れていること、その効果に与える疲労の影響は、無補強試験体に与える疲労の影響と比較して小さいこと、を示している。

疲労試験前、疲労試験 200 万回終了後（載荷レベル１）、疲労試験 400 万回終了時（載荷レベル２）の各試験体の荷重とたわみの関係を図－4.2.5 および図－4.2.6 に示す。PC-No.1 は載荷レベル１および載荷レベル２の繰返し載荷により剛性の低下傾向が見られるが、PC-No.2 は載荷レベル１による疲労試験後の剛性低下が無く載荷レベル２による疲労試験後も剛性低下度が少ないことがわかる。

なお、400 万回終了時点の炭素繊維シート補強によるたわみの低減量は、無補強に比べ、活荷重相当分で約 25%、全たわみ量比較で約 12%であった。

表－4.2.1　疲労試験結果（PC-No.1　無補強試験体）

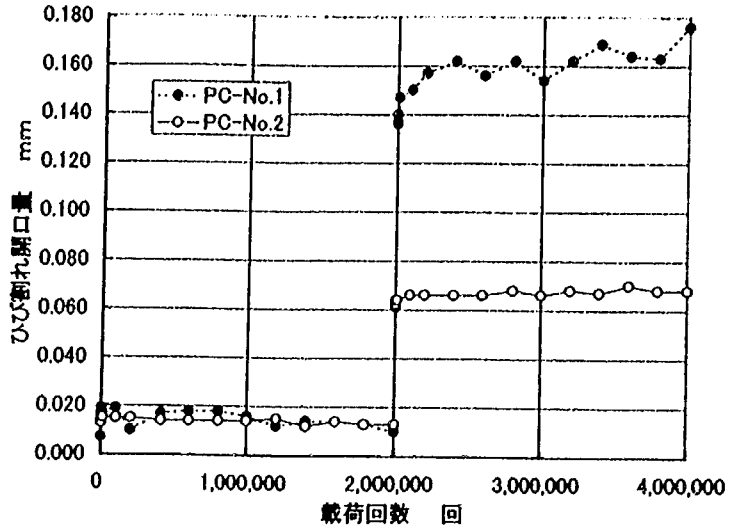
疲労回数	下限荷重 10kN											上限荷重 88kN											載荷速度	温度
	たわみ (mm)	コンクリート上縁 (μ)	コンクリート上縁 (μ)	コンクリート下縁 (μ)	コンクリート下縁 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	ひび割れ幅1 mm	ひび割れ幅2 mm	たわみ (mm)	コンクリート上縁 (μ)	コンクリート上縁 (μ)	コンクリート下縁 (μ)	コンクリート下縁 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	ひび割れ幅1 mm	ひび割れ幅2 mm	(Hz)	(℃)
疲労1　1	0.26	-114	24	-38	36	-75	-74	35	0	-0.01	0.011	1.08	-178	-43	62	240	-132	-132	165	137	0.006	0.029	—	19.5
10	0.28	-109	29	-45	38	-68	-71	35	-2	-0.009	0.009	1.17	-181	-47	60	239	-132	-133	168	133	0.008	0.027	—	19.5
100	0.27	-101	36	-36	46	-62	-65	39	0	-0.006	0.015	1.08	-180	-47	63	248	-133	-133	162	142	0.001	0.033	1.0	19.5
1,000	0.30	-105	32	-43	41	-58	-65	13	-14	-0.013	0.014	1.17	-177	-44	52	234	-130	-131	160	137	0.006	0.032	1.0	20.5
10,000	0.33	-109	30	-44	38	-73	-71	29	-1	-0.011	0.011	1.14	-181	-40	65	228	-132	-130	163	140	0.006	0.033	1.0	20.5
100,000	0.33	-99	43	-28	60	-64	-68	40	4	-0.017	0.004	1.14	-169	-29	88	236	-129	-127	174	141	0.002	0.026	1.5	20.0
200,000	0.32	-85	68	-28	61	-51	-53	49	8	-0.019	0	1.22	-159	-13	82	204	-121	-120	167	134	-0.009	0.015	1.7	20.0
400,000	0.44	-99	53	-44	34	-60	-65	38	6	-0.026	-0.005	1.30	-165	-13	79	172	-124	-114	162	133	-0.009	0.014	2.4	21.0
600,000	0.41	-136	49	-37	35	-67	-58	0	-18	-0.009	0.005	1.30	-201	-25	55	241	-140	-137	133	121	0.009	0.024	2.4	23.0
800,000	0.28	-71	90	50	138	-72	-76	54	-6	-0.006	0.01	1.13	-138	13	141	353	-128	-135	188	139	0.012	0.03	1.5	17.5
1,000,000	0.31	-73	93	55	141	-68	-75	45	-3	-0.011	0.005	1.16	-142	12	149	344	-134	-145	183	138	0.005	0.023	2.4	18.0
1,200,000	0.34	-75	86	51	136	-71	-76	50	-4	-0.017	0.001	1.16	-140	9	153	336	-134	-137	178	134	-0.005	0.02	2.4	18.0
1,400,000	0.50	-67	85	22	128	-61	-65	37	0	-0.024	-0.005	1.35	-134	8	131	287	-130	-127	165	129	-0.01	0.011	2.4	20.5
1,600,000	0.51	-108	67	-15	58	-76	-67	21	-9	-0.028	-0.009	1.40	-166	16	94	206	-144	-129	144	120	-0.014	0.007	2.4	22.0
1,800,000	0.35	-137	55	-58	9	-73	-67	12	-22	-0.028	-0.01	1.36	-201	-28	55	138	-142	-129	131	101	-0.015	0.006	2.5	22.0
2,000,000	0.41	-149	50	-53	0	-87	-80	19	-20	-0.014	0.001	1.22	-217	-24	44	154	-145	-142	138	107	-0.004	0.017	2.4	20.5

疲労回数	下限荷重 10kN											上限荷重 172kN											載荷速度	温度
	たわみ (mm)	コンクリート上縁 (μ)	コンクリート上縁 (μ)	コンクリート下縁 (μ)	コンクリート下縁 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	ひび割れ幅1 mm	ひび割れ幅2 mm	たわみ (mm)	コンクリート上縁 (μ)	コンクリート上縁 (μ)	コンクリート下縁 (μ)	コンクリート下縁 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	ひび割れ幅1 mm	ひび割れ幅2 mm	(Hz)	(℃)
疲労2　2,000,001	0.45	-142	50	-36	31	-83	-84	15	-25	-0.013	0.002	2.52	-328	-159	31	2187	-248	-238	866	880	0.123	0.141	—	20.5
2,000,010	0.48	-149	49	-30	183	-83	-81	18	-19	-0.01	0.001	2.78	-333	-165	45	2292	-252	-242	872	892	0.127	0.143	—	20.5
2,000,100	0.41	-141	45	-24	631	-86	-82	20	-15	-0.011	0.004	2.62	-331	-163	53	2711	-250	-242	874	895	0.129	0.152	1.0	20.5
2,001,000	0.46	-133	58	-18	1947	-77	-76	24	-8	-0.007	0.011	2.72	-336	-167	54	4014	-252	-242	871	892	0.13	0.156	1.0	20.5
2,010,000	0.47	-145	50	-20	366634	-89	-87	27	-9	0	0.015	2.73	-331	-170	49		-260	-251	881	894	0.147	0.164	1.0	19.5
2,100,000	0.48	-108	66			-81	-91	73	15	0.014	0.028	2.75	-311	-167			-269	-263	941	937	0.164	0.177	1.6	17.0
2,200,000	0.48	-86	80			-77	-87	90	22	-0.002	0.014	2.79	-275	-145			-251	-253	968	950	0.155	0.173	1.8	15.5
2,400,000	0.45	-83	89			-69	-87	82	22	0.006	0.025	2.86	-277	-143			-222	-264	970	953	0.168	0.185	2.4	16.0
2,600,000	0.36	-70	100				-85	96	20	0.005	0.028	2.74	-259	-140				-257	965	942	0.161	0.175	2.5	14.5
2,800,000	0.40	-70	96				-93	109	25	0.018	0.04	2.80	-256	-141				-267	983	962	0.18	0.19	2.4	13.0
3,000,000	0.48	-71	107				-91	106	24	0.005	0.02	2.88	-257	-135				-267	973	952	0.159	0.178	2.4	15.0
3,200,000	0.58	-89	96				-98	72	22	0	0.018	3.09	-282	-151				-269	964	962	0.162	0.176	2.6	17.5
3,400,000	0.66	-95	85				-96	69	18	-0.01	0.011	3.17	-287	-163				-280	960	957	0.159	0.173	2.7	19.0
3,600,000	0.50	-88	98				-96	76	0	0.003	0.019	3.02	-276	-153				-276	985	955	0.167	0.182	2.5	17.0
3,800,000	0.55	-75	110				-93	84	11	0.011	0.03	3.06	-278	-147				-276	987	981	0.174	0.191	2.6	16.0
4,000,000	0.57	-88	106				-103	71	10	0.008	0.036	3.11	-287	-153				-288	993	995	0.184	0.201	2.6	17.0

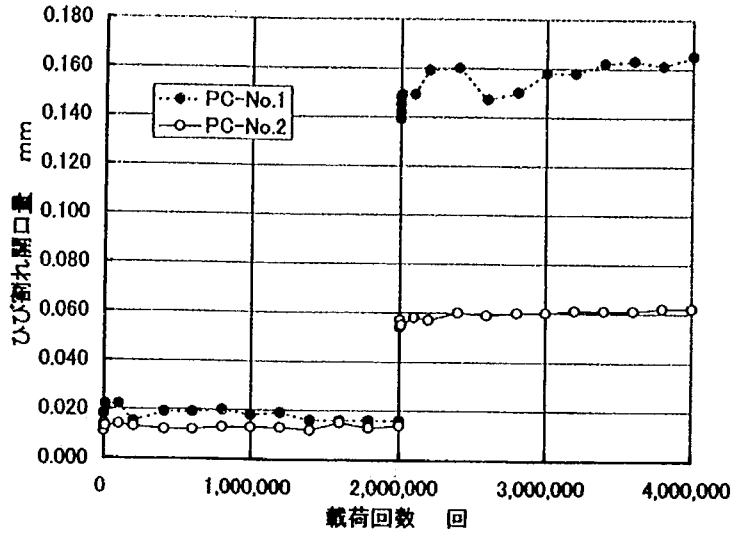
表－4.2.2　疲労試験結果（PC-No.2　補強試験体）

疲労回数	下限荷重 34kN											上限荷重 113kN											載荷速度	温度
	たわみ (mm)	コンクリート上縁 (μ)	コンクリート上縁 (μ)	シート下縁 (μ)	シート下縁 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	ひび割れ幅1 mm	ひび割れ幅2 mm	たわみ (mm)	コンクリート上縁 (μ)	コンクリート上縁 (μ)	シート下縁 (μ)	シート下縁 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	ひび割れ幅1 mm	ひび割れ幅2 mm	(Hz)	(℃)
シート接着前	0.62	-40	-38	53	64	-38	-35	51	65															16
シート接着後	0.64	-15	-28			-39	-37	56	68															15
	0.65	-17	-29			-41	-38	55	67															15
	0.50	-14	-13			-34	-40	102	82															10
	0.59	-16	-17			-35	-36	64	74															11
	0.56	-18	-18			-41	-42	92	81															16
	0.65	-20	-23			-43	-40	52	72															14
	0.66	-22	-34			-47	-42	49	63															16
	0.65	-26	-29			-53	-50	54	69															15
	0.65	-20	-9			-46	-49	76	78															13
疲労1　1	0.53	-14	4	59	60	-33	-34	127	97	-0.031	0.023	1	-79	-63	174	182	-98	-110	239	206	-0.018	0.034	—	7
10	0.59	-17	2	59	60	-34	-45	127	98	-0.031	0.022	1	-79	-63	175	183	-98	-109	238	208	-0.017	0.035	—	7
100	0.60	-16	3	57	60	-33	-44	125	97	-0.032	0.021	1	-80	-63	174	182	-99	-109	238	209	-0.018	0.034	1.0	7
1,000	0.60	-18	2	56	58	-35	-45	122	96	-0.034	0.019	1	-81	-65	173	180	-100	-110	234	208	-0.021	0.033	1.0	9
10,000	0.59	-20	0	56	57	-38	-46	114	96	-0.036	0.016	1	-83	-67	173	179	-103	-110	227	207	-0.021	0.029	2.0	11
100,000	0.48	-17	14	60	68	-32	-44	131	98	-0.044	0.015	1	-80	-52	180	193	-99	-109	247	212	-0.029	0.029	1.7	8
200,000	0.60	-21	6	55	60	-39	-44	98	92	-0.047	0.01	1	-83	-60	175	183	-104	-109	212	206	-0.032	0.023	3.0	11
400,000	0.66	-26	0	54	59	-45	-47	89	90	-0.037	0.023	2	-87	-65	173	182	-110	-112	202	203	-0.023	0.035	2.5	13
600,000	0.64	-28	4	62	70	-46	-51	114	100	-0.032	0.023	2	-90	-62	180	193	-112	-118	227	211	-0.018	0.035	2.7	11
800,000	0.62	-29	7	66	80	-45	-57	136	105	-0.036	0.019	1	-90	-59	185	202	-111	-122	249	217	-0.022	0.032	2.7	9
1,000,000	0.55	-26	11	63	76	-44	-55	128	98	-0.039	0.017	1	-87	-56	182	200	-111	-121	242	210	-0.025	0.03	2.3	7
1,200,000	0.63	-30	1	66	76	-52	-58	119	99	-0.053	0.005	1	-97	-67	184	199	-118	-125	233	211	-0.038	0.018	2.3	16
1,400,000	0.65	-31	-6	66	76	-56	-59	105	95	-0.049	0.008	1	-93	-76	184	198	-123	-127	218	207	-0.037	0.02	2.3	10
1,600,000	0.59	-32	5	74	91	-52	-62	141	108	-0.043	0.017	1	-92	-61	193	213	-118	-127	254	221	-0.029	0.032	2.3	7.0
1,800,000	0.69	-31	13	77	93	-49	-60	146	113	-0.045	0.017	2	-91	-52	195	216	-114	-125	259	225	-0.032	0.03	2.3	8.0
2,000,000	0.63	-28	5	68	81	-51	-57	122	98	-0.048	0.014	1	-89	-62	186	203	-116	-122	235	210	-0.035	0.028	2.2	7.5

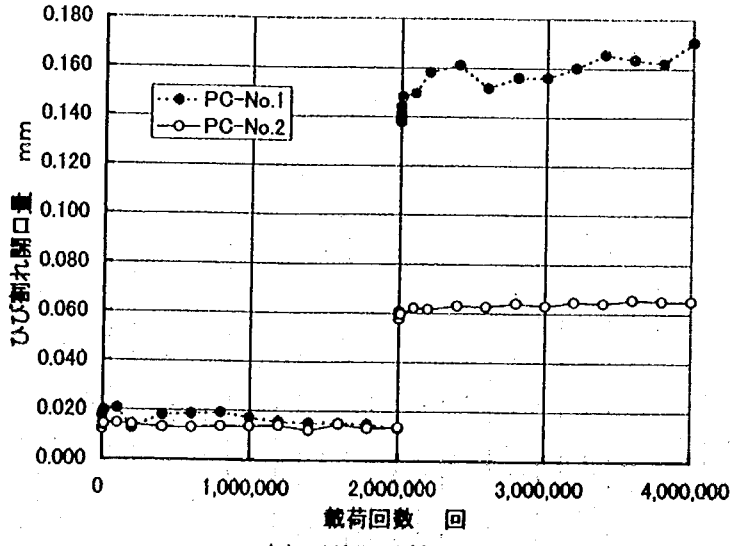
疲労回数	下限荷重 34kN											上限荷重 191kN											載荷速度	温度
	たわみ (mm)	コンクリート上縁 (μ)	コンクリート上縁 (μ)	シート下縁 (μ)	シート下縁 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	ひび割れ1幅 mm	ひび割れ2幅 mm	たわみ (mm)	コンクリート上縁 (μ)	コンクリート上縁 (μ)	シート下縁 (μ)	シート下縁 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋上側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	鉄筋下側 (μ)	ひび割れ1幅 mm	ひび割れ2幅 mm	(Hz)	(℃)
疲労2　2,000,001	0.63	-30	2	74	87	-53	-59	126	104	-0.045	0.017	3	-169	-145	311	351	-192	-198	359	338	0.016	0.071	—	8.5
2,000,010	0.68	-30	3	79	91	-54	-59	128	105	-0.043	0.017	3	-173	-148	319	361	-198	-202	365	348	0.02	0.074	—	8.5
2,000,100	0.67	-31	2	80	91	-55	-60	129	107	-0.043	0.017	3	-172	-148	318	359	-198	-202	364	348	0.019	0.074	1.0	8.5
2,001,000	0.67	-32	2	81	93	-55	-62	130	109	-0.043	0.017	3	-173	-149	322	364	-200	-205	368	354	0.021	0.074	1.0	9.0
2,010,000	0.70	-31	-1	86	99	-57	-61	136	114	-0.043	0.016	3	-177	-152	330	377	-203	-208	378	366	0.021	0.071	2.0	9.0
2,100,000	0.75	-36	-5	93	107	-62	-67	139	119	-0.055	0.004	3	-182	-162	345	394	-207	-213	386	381	0.011	0.062	1.4	9.5
2,200,000	0.87	-36	-11	93	102	-65	-67	124	114	-0.059	0	3	-205	-170	346	393	-212	-214	374	380	0.007	0.057	3.0	10.0
2,400,000	0.81	-39	-16	94	108	-68	-70	124	115	-0.048	0.012	3	-188	-173	348	401	-216	-217	375	384	0.018	0.072	2.5	10.0
2,600,000	0.86	-41	-10	105	123	-68	-73	147	124	-0.037	0.023	3	-190	-167	361	422	-217	-221	400	398	0.029	0.082	2.5	8.0
2,800,000	0.91	-44	-8	104	122	-68	-74	145	125	-0.041	0.019	3	-192	-165	364	424	-218	-223	402	402	0.027	0.079	2.5	9.0
3,000,000	0.73	-39	7	103	129	-60	-73	177	126	-0.035	0.025	3	-182	-147	364	434	-210	-221	434	406	0.031	0.085	2.5	5.0
3,200,000	0.82	-46	-7	107	128	-73	-79	158	126	-0.041	0.016	3	-194	-165	372	439	-223	-230	421	411	0.027	0.077	2.5	8.0
3,400,000	0.81	-46	-13	109	129	-76	-81	154	125	-0.043	0.013	3	-197	-173	375	442	-228	-232	417	412	0.024	0.074	2.4	8.0
3,600,000	0.83	-50	-13	111	132	-79	-85	163	127	-0.044	0.016	3	-198	-170	376	445	-228	-235	427	417	0.026	0.077	2.3	9.0
3,800,000	0.88	-52	-10	113	139	-80	-87	173	132	-0.028	0.029	3	-198	-167	380	453	-231	-238	436	422	0.04	0.091	2.3	7.5
4,000,000	0.88	-55	0	112	139	-80	-91	182	133	-0.026	0.028	3	-198	-154	378	454	-230	-240	445	423	0.042	0.09	2.3	6.5



(a) ひび割れ 1

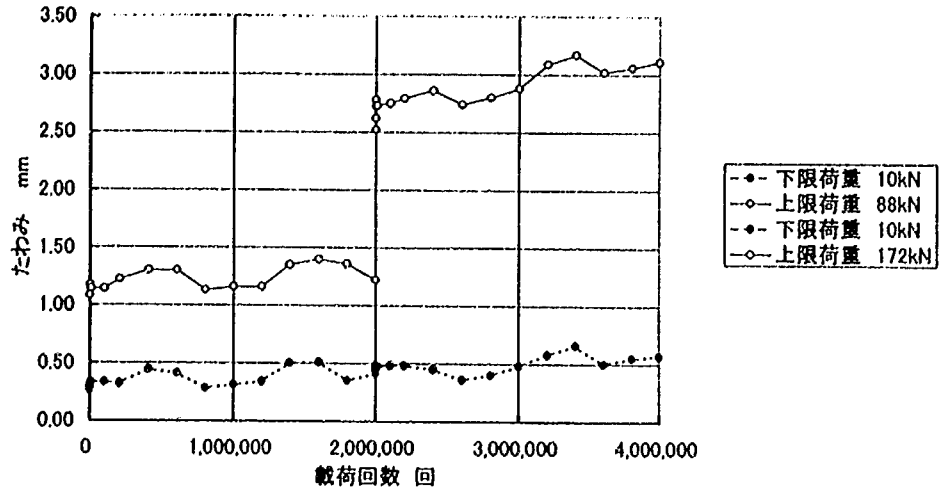


(b) ひび割れ 2

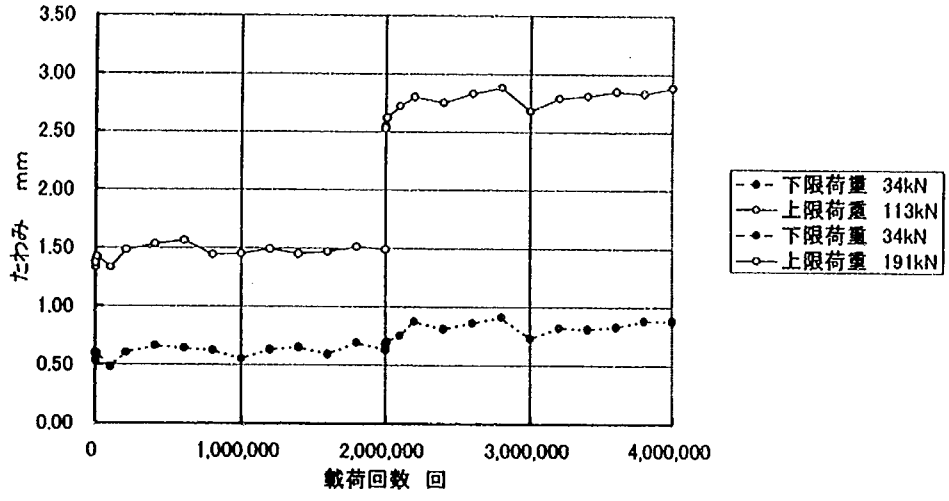


(c) 平均ひび割れ幅

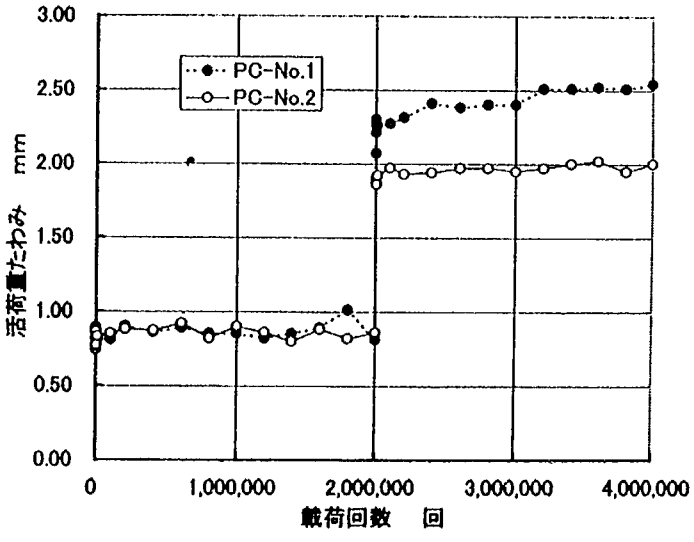
図－4.2.1　載荷回数と活荷重によるひび割れ幅の関係



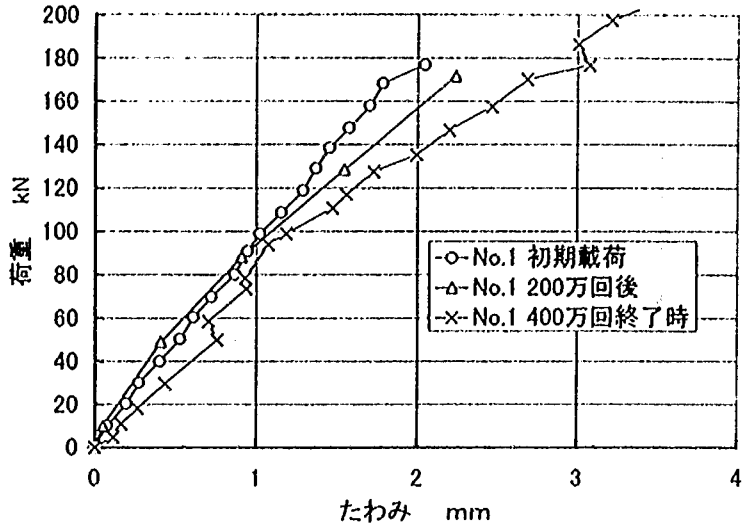
図－4.2.2　載荷回数と中央部たわみの関係(PC-No.1)



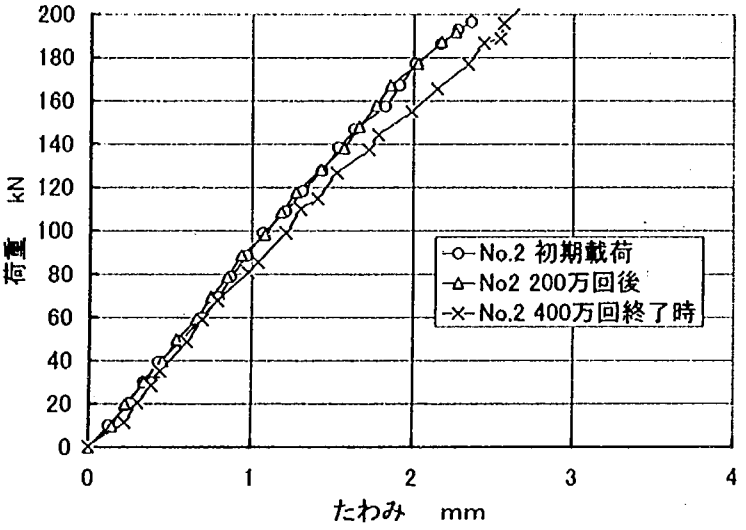
図－4.2.3　載荷回数と中央部たわみの関係(PC-No.2)



図－4.2.4　載荷回数と中央部活荷重たわみの関係



図－4.2.5　各段階の荷重―たわみの関係（PC-No.1）



図－4.2.6　各段階の荷重―たわみの関係（PC-No.2）

4.2.2 載荷回数と各部ひずみの関係

(1) 引張補強鉄筋のひずみ

載荷回数と試験体支間中央部の引張補強鉄筋ひずみの関係を図－4.2.7～図－4.2.9 に示す。なお、各図に示すひずみは疲労試験開始前の荷重除荷時をゼロとした値である。

PC-No.1 の鉄筋ひずみは、けた下縁にプレストレスが残存している載荷レベル１とけた下縁に引張力が作用する載荷レベル２とではその値に大きな違いが見られた。また、載荷レベル２においては、載荷直後にひずみ量が急増し、しかも載荷回数と共にひずみが漸増する傾向が認められた。

PC-No.2 の鉄筋ひずみは、ひび割れが鉄筋ひずみの測定点である支間中央には発生せず、載荷点直下に発生しているため、PC-No.1 との直接比較は出来ないが、載荷レベル２を載荷しても急激なひずみの増加はなく、載荷荷重にほぼ比例したひずみ値となった。その後、全ひずみは載荷回数の増加と共に、やや増加する傾向が見られたが、図-4.2.9 の活荷重ひずみは、殆ど増加傾向を示しておらず、炭素繊維シートによる補強効果に対する疲労の影響が少ないことを示している。

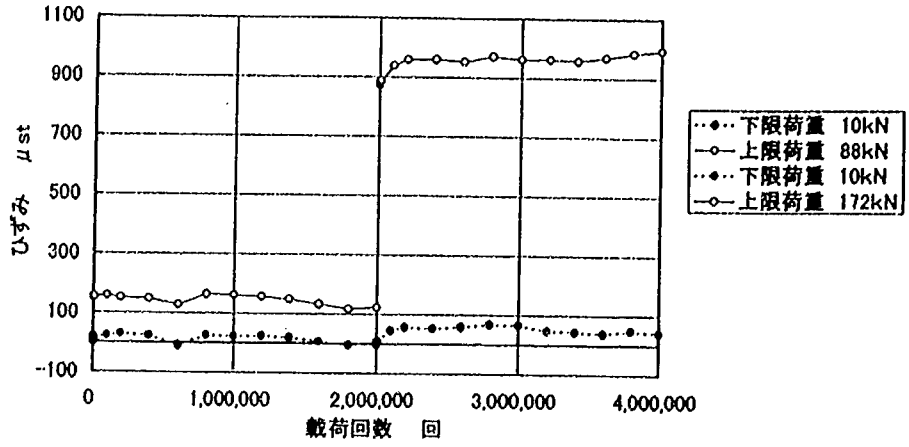
PC-No.1、PC-No.2 両試験体の疲労試験前、載荷レベル１で 200 万回終了後、載荷レベル２で 400 万回終了後の各段階における、荷重と支間中央部の引張補強鉄筋ひずみの関係を図－4.2.10、図－4.2.11 に示した。

無補強の PC-No.1 では、載荷レベル１の 200 万回終了時で、試験開始前のひび割れ発生確認荷重 172kN(17.5tf)の半分程度の載荷重である約 90kN(9.2tf)の段階ですでに荷重とひずみの関係が非線形となっており、一度ひび割れが発生すれば、ひび割れ発生荷重より低い荷重でひび割れ発生部の鉄筋ひずみが増大していることがわかる。一方、補強を行った PC-No.2 では、載荷レベル２の 400 万回終了時でも、荷重－鉄筋ひずみの関係に大きな変化は現れず、支間中央でのひび割れ発生の兆候が見られなかったことから、炭素繊維シートによる補強効果が大きいことを示しているといえる。

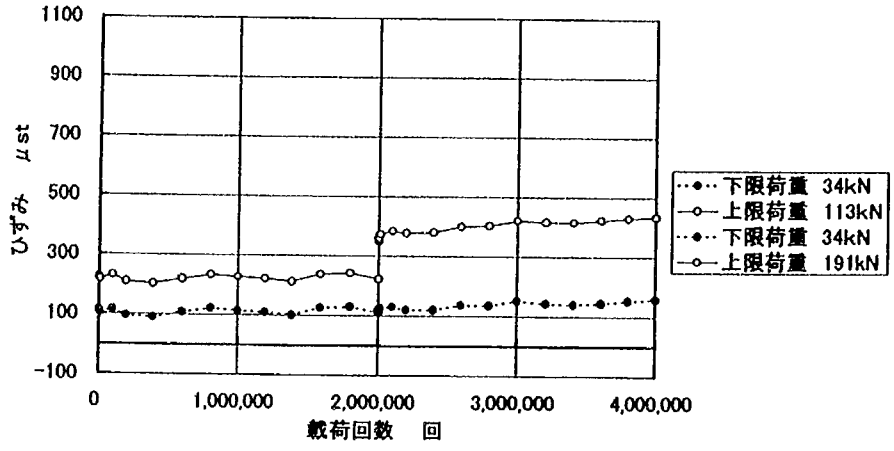
(2) コンクリート下縁および炭素繊維シートのひずみ

PC-No.1 試験体の載荷回数と支間中央部コンクリート下縁ひずみの関係を図-4.2.12 に、PC-No.2 試験体の載荷回数と支間中央部下縁炭素繊維シートひずみの関係を図-4.2.13 に、両試験体の載荷回数と支間中央部下縁のコンクリートまたは炭素繊維シートの活荷重ひずみを図-4.2.14 に、各々示す。

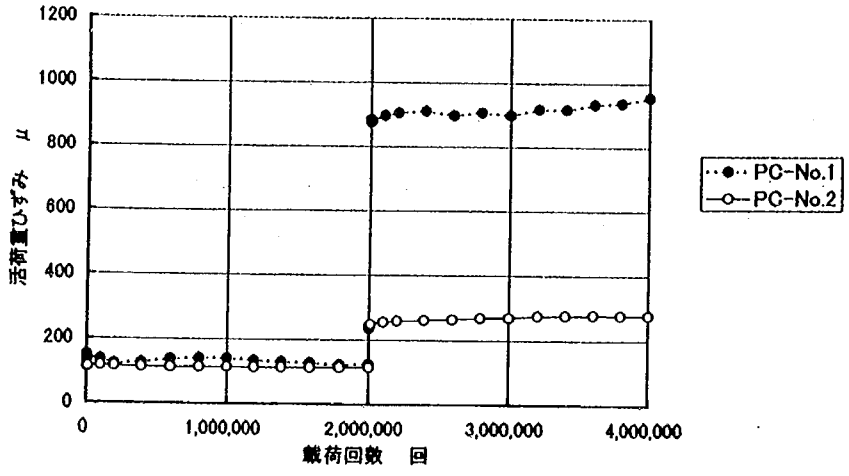
PC-No.1 のけた下縁のコンクリートひずみは、ひび割れの存在により非常に不安定な挙動を示し、載荷荷重を載荷レベル２に増加させた直後にひび割れの拡大により測定不能となった。これに対し、PC-No.2 の炭素繊維シートひずみは、載荷レベル２においても連続的に測定され、ひずみの推移については引張鉄筋（図－4.2.8 参照）と類似のひずみ値および傾向を示し、また、炭素繊維シートのひずみに与える疲労の影響が少ないことを示している。



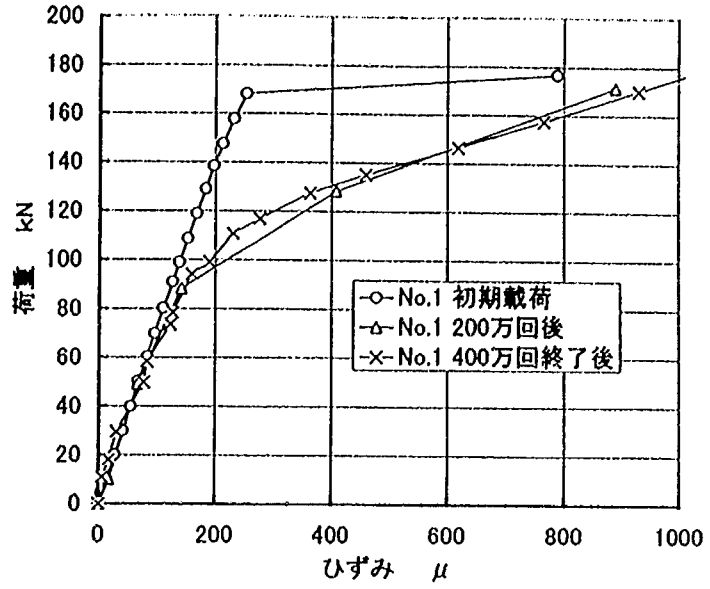
図－4.2.7 載荷回数と引張鉄筋ひずみの関係 (PC-NO.1)



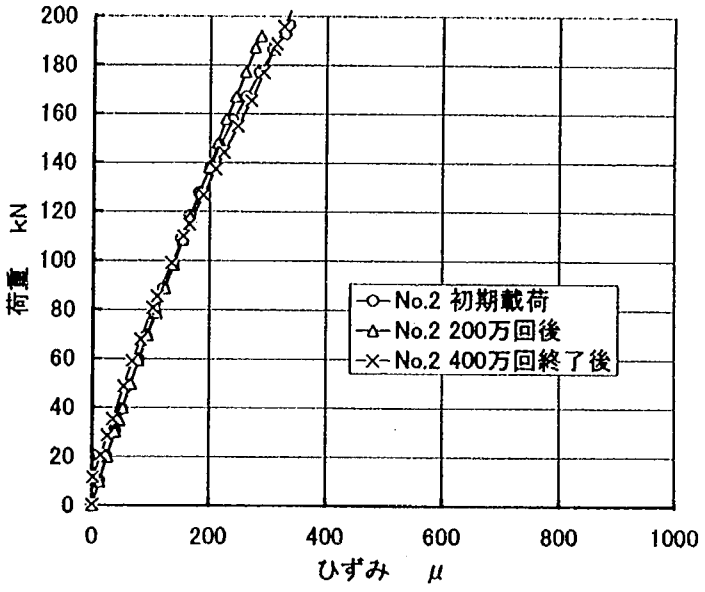
図－4.2.8 載荷回数と引張鉄筋ひずみの関係 (PC-NO.2)



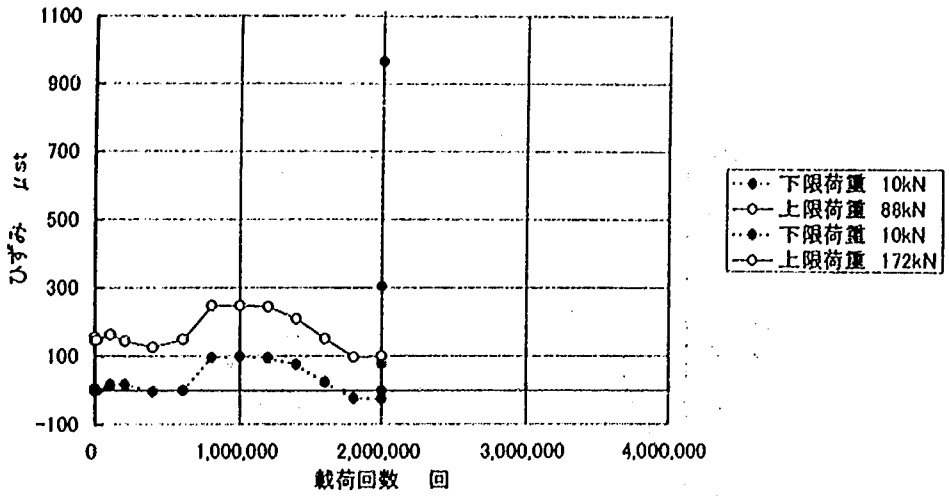
図－4.2.9 載荷回数と引張鉄筋活荷重ひずみの関係



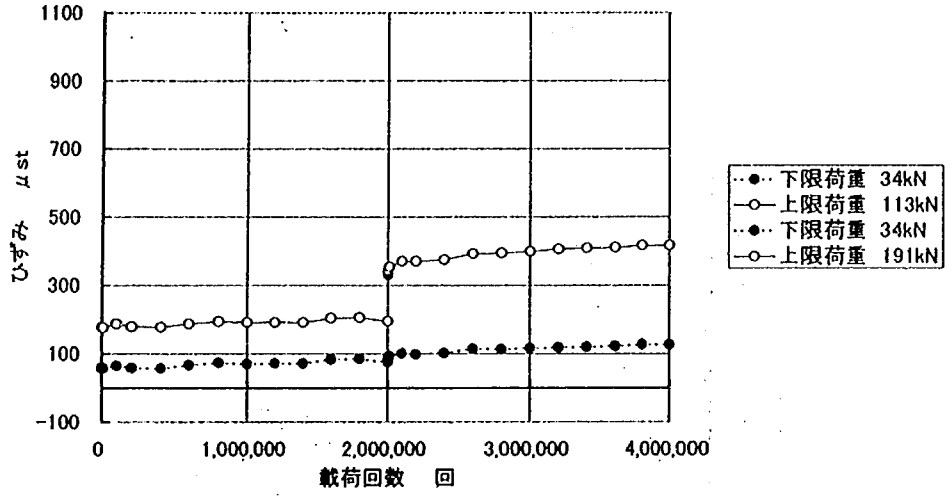
図－4.2.10　各段階の荷重－引張鉄筋ひずみの関係（PC-No.1）



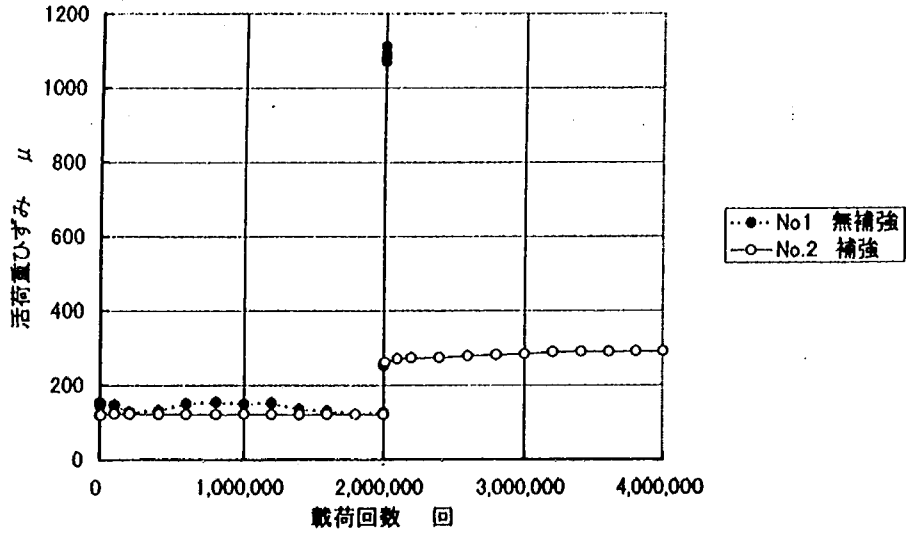
図－4.2.11　各段階の荷重－引張鉄筋ひずみの関係（PC-No.2）



図－4.2.12 載荷回数とコンクリート下縁ひずみの関係(PC-No.1)



図－4.2.13 載荷回数と炭素繊維シートひずみの関係(PC-No.2)



図－4.2.14 載荷回数と下縁活荷重ひずみの関係

4.3 静的載荷試験

4.3.1 試験結果

載荷レベル1で200万回の繰返し載荷、および載荷レベル2で200万回の繰返し載荷による合計400万回載荷の疲労試験を行った後に実施した、各試験体の静的載荷試験結果を、表－4.3.1に示す。

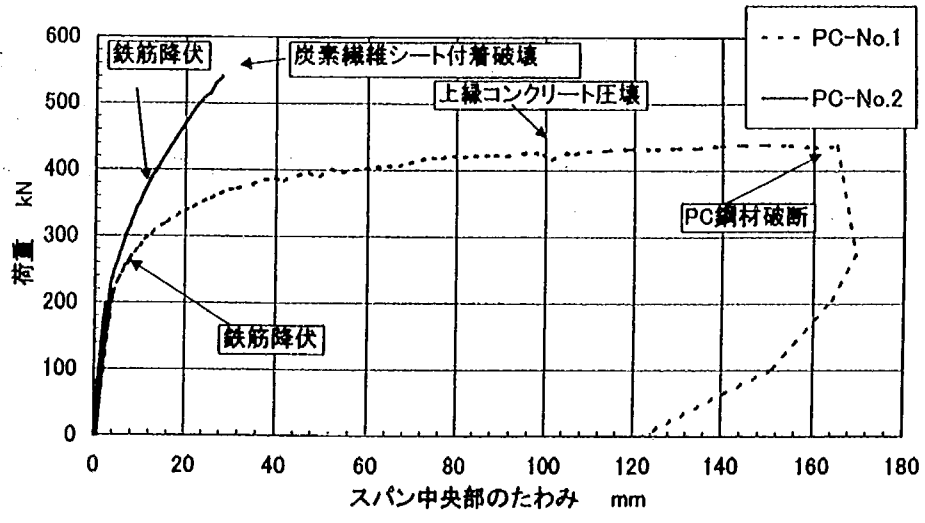
なお、各試験体の鉄筋降伏時のひずみが材料試験結果の降伏ひずみ D13 : 349 N/mm² / 1.83×10⁵ N/mm² ≒1900[μ]と比較して大きいのは、試験開始時に残存している有効プレストレス力による圧縮応力の影響であると考えられる。

表－4.3.1 静的載荷試験結果

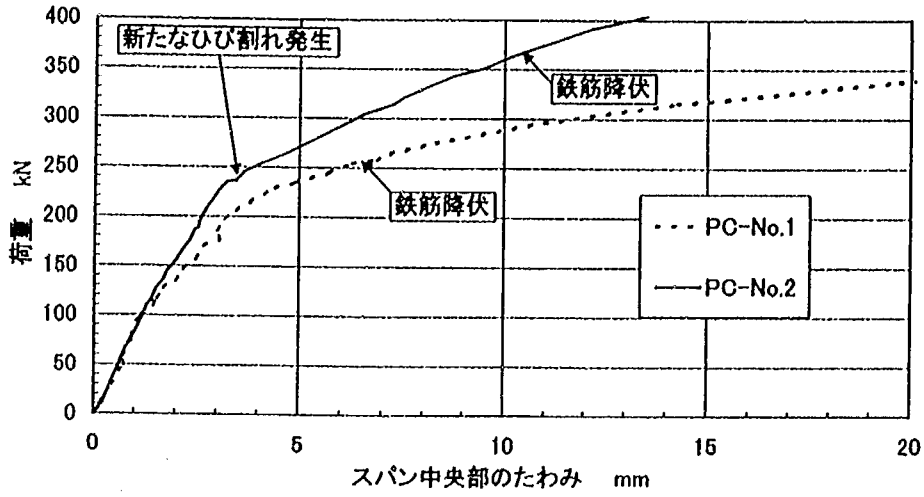
試験体名		No.1			No.2	
状態		引張鉄筋降伏	上縁ｺﾝｸﾘｰﾄ圧壊	PC鋼材破断	引張鉄筋降伏	炭素繊維ｼｰﾄ付着破壊
荷重 kN (tf)		255(26.0)	427(43.6)	435(44.4)	372(38.0)	538(54.9)
たわみ mm		6.7	109.4	165.2	11.2	28.2
上縁ｺﾝｸﾘｰﾄひずみ μ	1	-518	-3656	—	-661	-1343
	2	-400	-3514	—	-614	-1274
	平均	-459	-3585	—	-638	-1309
引張鉄筋ひずみ μ	1	2199	—	—	2390	—
	2	2185	—	—	2367	—
	平均	2192	—	—	2379	—
炭素繊維シートひずみ μ	1	—	—	—	2238	5331
	2	—	—	—	2509	5743
	平均	—	—	—	2374	5537

4.3.2 各試験体の終局までの挙動

各試験体の荷重－たわみの関係を図－4.3.1に示す。また、載荷荷重 400 kN までの部分を拡大して図－4.3.2に示す。



図－4.3.1 疲労試験後の各試験体の荷重－たわみ線図



図－4.3.2　疲労試験後の各試験体の荷重－たわみ線図

(1)　PC-No.1

PC-No.1 は、図-4.3.2 に示すように、試験開始前のひび割れ発生確認荷重 172 kN (17.5 tf) より低い載荷荷重から曲げ剛性の低下が見られ、載荷荷重 255kN(26tf)で引張鉄筋が降伏した後は更にその傾向を強め、427kN(43.6tf)で圧縮側のコンクリートが圧壊を始めた。その後、図-4.3.1 に示すように、荷重はほとんど増加せず、最終的に PC 鋼材の破断により試験体破壊となった。

(2)　PC-No.2

PC-No.2 は、図-4.3.2 に示すように、補強前でのひび割れ発生確認荷重 191kN(19.5 tf)を過ぎても荷重とたわみの関係はほぼ直線形を保ち、235kN(24.0 tf)で試験体中央部に新たなひび割れ発生が認められた後に曲げ剛性の低下が確認されたが、その低下度は無補強に比べて小さかった。引張鉄筋の降伏荷重は 372kN(38tf)と無補強の場合に比べ 46%向上した。荷重は、引張鉄筋が降伏した後も、炭素繊維シートが付着破壊を起こしシートが完全にはがれるまで増加し続けた。付着破壊時の載荷荷重は 538kN(54.9tf)であり、最大曲げ耐力が、PC-No.1 に比べ 24%向上した。また、この時の支間中央部における炭素繊維シートのひずみは、約 5500μであった。

なお、炭素繊維シートの付着破壊後は、荷重の急激な低下により変位計が外れ、載荷試験計測続行不能となり試験を中止したことから、図-4.3.1 に示す終了状態となっているが、その後の荷重と変位の関係は、平成９年度に実施した RC げたの載荷試験（共同研究報告書(Ⅰ)参照）と同様に無補強の試験体（PC-No.1）と同様の荷重－変位の関係を示すものと推測される。

4.3.3 中央断面の上縁コンクリート、引張鉄筋および炭素繊維シートのひずみ

(1) ひずみの傾向

載荷試験中の各試験体中央断面のコンクリート上縁、引張鉄筋、炭素繊維シートのひずみを図－4.3.3 及び図－4.3.4 に示す。これらの図より、ひび割れ発生荷重[No.1：1.72kN(17.5tf)、No.2：191kN(19.5tf)]以後のひずみが補強により大きく低減されていることがわかる。

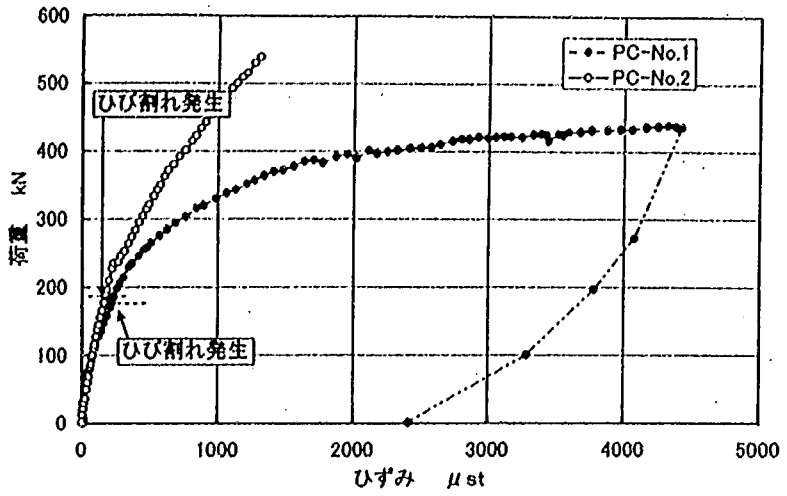
(2) PC-No.1 のひずみ

PC-No.1 は、図-4.3.4 において、ひび割れ発生確認荷重 172kN(17.5tf)に達する以前（図－4.2.10 によれば約 90kN）から荷重と鉄筋ひずみの関係が初期勾配から外れ始める傾向を示し、その後ほぼ線形な荷重とひずみの関係を示したが、その後、載荷荷重 255 kN(26.0 tf)で鉄筋が降伏した。

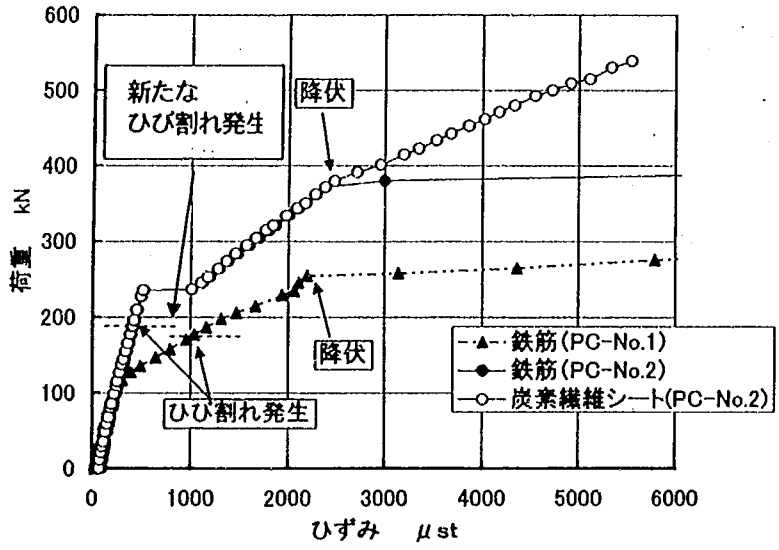
(3) PC-No.2 のひずみ

PC-No.2 の荷重と鉄筋ひずみの関係は、図-4.3.4 において、ひび割れ発生確認荷重 191kN(19.5tf)を過ぎてもは初期勾配を保ったのち、載荷荷重 235 kN(24tf)でひずみが急増した。これは、支間中央のひずみ測定点近傍に新たな曲げひび割れが発生し、下縁コンクリートが負担していた引張力を、鉄筋と炭素繊維シートが分担したためであると考えられる。その後、炭素繊維シートは、鉄筋降伏までは鉄筋と同等でかつ弾性的な荷重とひずみ関係を示したのち、鉄筋降伏後も増加荷重を負担して弾性的なひずみ増加を呈している。

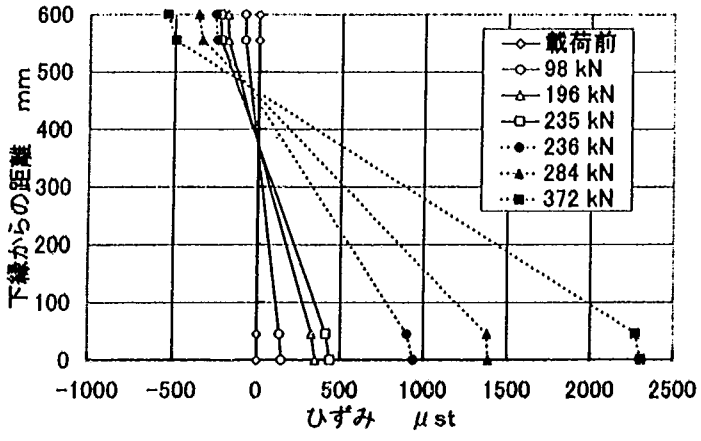
PC-No.2 の中央断面における各載荷段階のひずみ分布を図－4.3.5 に示す。図に示すように、引張補強鉄筋ひずみに若干のひずみ集中の傾向が見られるものの、引張補強鉄筋および炭素繊維シートの応力度を推定する上においては、ひずみの平面保持が仮定できる傾向にあるといえる。



図－4.3.3　静的載荷試験時のコンクリート上縁ひずみ



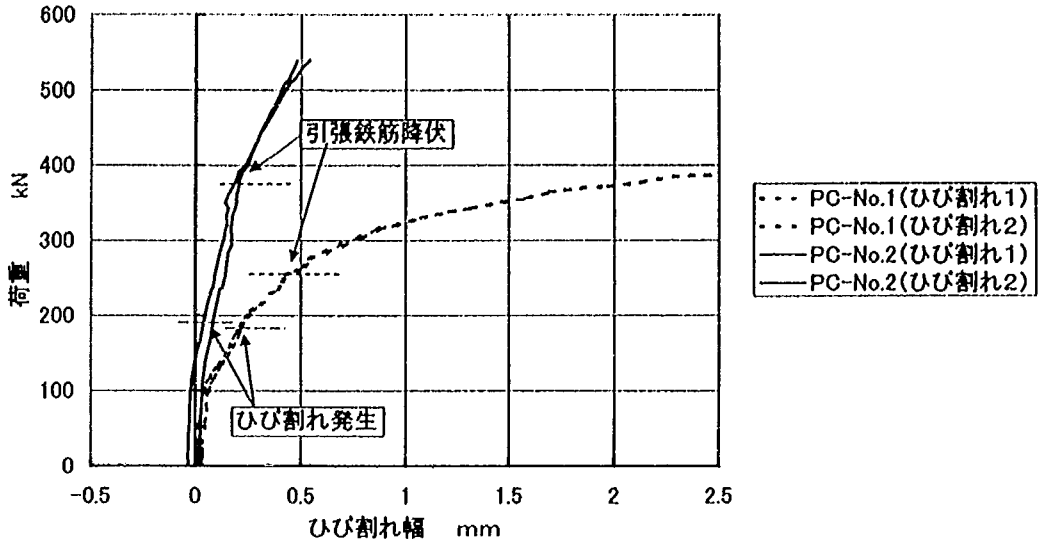
図－4.3.4　静的載荷試験時の引張鉄筋および炭素繊維シートのひずみ



図－4.3.5　PC-No.2の中央断面のひずみ分布

4.3.4 初期ひび割れの開口

疲労試験前のひび割れ荷重確認時に発生させたひび割れ開口幅の、載荷荷重による変化を図－4.3.6 に示す。PC-No.1 はひび割れ発生確認荷重 172 kN（17.5tf）以下でひび割れ幅が急増しているが、PC-No.2 はひび割れ発生確認荷重を超えてもひび割れ幅は急変せず、炭素繊維シートによる補強が既存ひび割れ開口の抑制効果を持つことがわかる。



図－4.3.6　載荷荷重と初期ひび割れの開口量の関係

4.3.5 けた長手方向の炭素繊維シートのひずみ

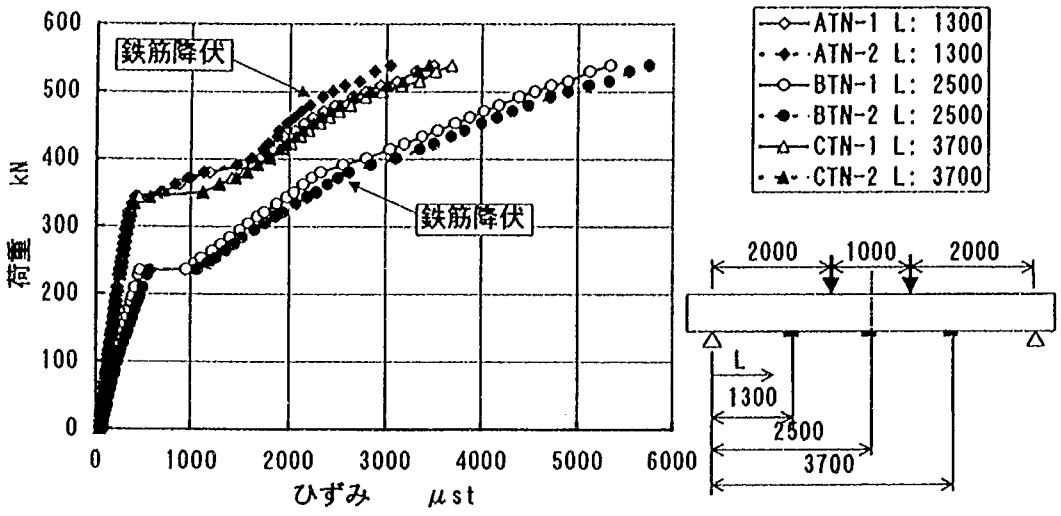
支間中央部、および載荷点外側の合計３測定点における炭素繊維シートひずみの、載荷荷重増加に伴う変化状況を図－4.3.7 に示す。

同じ載荷荷重作用下において、支間中央と載荷点外側とでは、発生曲げモーメントが異なるためコンクリートに発生する引張ひずみも異なり、これに伴って、炭素繊維シートひずみも異なることとなる。従って、これは、コンクリートの全断面が有効に機能していると考えられる載荷初期段階で、支間中央と載荷点外側とでのひずみの立ちあがり勾配の違いとなって顕著に現れている。

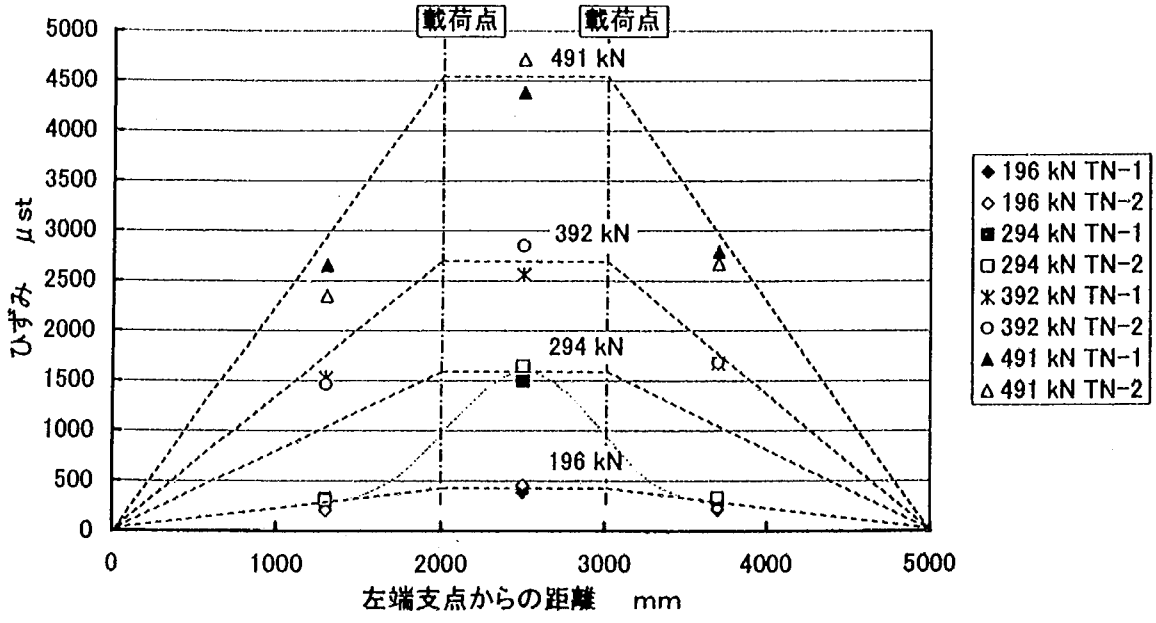
その後、支間中央では 240kN、載荷点外側では 350kN の、ひび割れ発生確認荷重を大きく超えた載荷荷重作用下において、各々の点でひび割れの発生または拡大の影響と考えられる 500μ程度から 1000μ程度へのひひずみの飛躍が見られたのち、支間中央・載荷点外側とも 2200～2500μで引張鉄筋の降伏によってひずみ増加度をやや増しながら、炭素繊維シートの付着破壊荷重 538kN(54.9tf)へ達している。

載荷荷重ごとの試験体長手方向の炭素繊維シートひずみ分布の一例を図－4.3.8 に示す。図－4.3.8 において、支間中央部のひずみを基準として、曲げモーメントが台形分布していたものと仮定すると、けた下縁のひずみは図中に破線で示すような分布となるものと考えられる。図－4.3.7 より、３測定点全てが全断面有効として働いていると考えられる載荷荷重 196kN(20tf)の段階、および、３測定点とも近傍にひび割れが

発生していると考えられる載荷荷重 491kN(50tf)の段階では、ひずみの測定値は、ほぼ破線で示した台形状の分布をしていることがわかる。一方、載荷荷重 294kN(30tf)の場合には、支間中央部のみにひび割れが発生しており、載荷点外側の断面は全断面有効として機能しているため、載荷点外側でのひずみの測定値は、支間中央部のひずみを基準に引いた台形状の破線よりも小さな値となっている。



図－4.3.7　載荷荷重と各測定点の炭素繊維シートのひずみ



図－4.3.8　炭素繊維シートのひずみ分布

5. 補強効果の検討

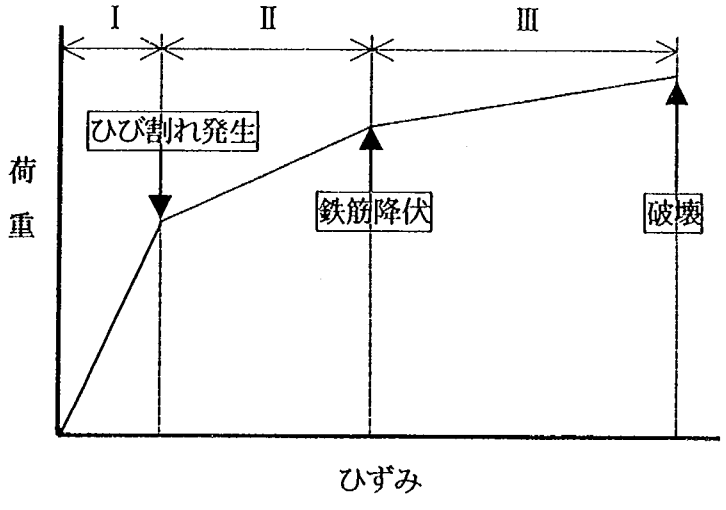
5.1 補強後 PC げた挙動の領域分類

補強を行った PC げた試験体 PC-No.2 は、静的載荷試験時の挙動を示した図-4.3.2 および図-4.3.4 より、荷重と鉄筋および炭素繊維シートひずみの関係を図－5.1.1 の３つの領域に分類して評価検討することができると考えられる。

領域Ⅰ（載荷開始からひび割れ発生まで）
：けたの全断面が有効に作用する状態での関係

領域Ⅱ（ひび割れ発生から鉄筋降伏まで）
：コンクリート下縁にひび割れが発生し、プレストレスによる軸力と偏心曲げモーメントがかかった RC 部材状態での関係

領域Ⅲ（鉄筋降伏から炭素繊維シート付着破壊まで）
：鉄筋が降伏し、それ以後炭素繊維シートと PC 鋼材が引張力の増加分を負担して、最終的には炭素繊維シートの破断等による破壊に至る状態での関係



図－5.1.1　炭素繊維シート補強後の荷重と鉄筋ひずみの関係

5.2 補強効果評価方法の検討

5.2.1 補強効果検討条件の設定

炭素繊維シートによる PC げたを対象とした補強効果の検討・評価は、載荷荷重に対する各部の実測ひずみと計算ひずみの定量的な比較により行うものとする。計算に使用する各構成材料の材料物性等の諸値は、材料試験結果を参考とした。また、PC げた断面に作用する軸力は、試験体のひび割れ発生荷重より求めたコンクリート下縁の残留圧縮応力度から、次式より算出することとした。

$$\sigma_{c0} = P_1 \ (1/ A_{c1} + e_{p1} / W_{c1})$$

$$P_1 = \sigma_{c0} / \ (1/A_{c1} + e_{p1}/W_{c1})$$

ここで、

P_1 ：プレストレスによる軸力

σ_{c0} ：プレストレスによるコンクリート下縁の応力度

A_{c1} ： PC鋼材換算コンクリート断面積 2.338×10^5 mm^2

W_{c1} ：けた下縁断面係数（PC鋼材換算） 1.832×10^7 mm^3

e_{p1} ：図心軸よりPC鋼材図心までの距離（PC鋼材換算） 222 mm

これらを表－5.2に示す。

表－5.2 材料物性値および軸力

試験体		No.1	No.2
コンクリート	弾性係数 N/mm^2 (kgf/cm^2)	3.19×10^4 (3.25×10^5)	3.35×10^4 (3.42×10^5)
	圧縮強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	52.9 (539)	58.6 (598)
PC鋼材	弾性係数 N/mm^2 (kgf/cm^2)	1.97×10^5 (2.01×10^6)	1.97×10^5 (2.01×10^6)
	引張強度 N/mm^2 (kgf/cm^2)	1,940 (19,800)	1,940 (19,800)
鉄筋	弾性係数 N/mm^2 (kgf/cm^2)	1.83×10^5 (1.87×10^6)	1.83×10^5 (1.87×10^6)
	降伏点 N/mm^2 (kgf/cm^2)	349 (3560)	349 (3560)
炭素繊維シート	弾性係数 N/mm^2 (kgf/cm^2)	—	3.92×10^5 (4.0×10^6)
プレストレスによる軸力 kN (tf)		292 (29.8)	383 (39.1)

5.2.2 領域Ⅰおよび領域Ⅱにおける計算手法適用性の検討

載荷荷重に対する圧縮側コンクリートおよび引張鉄筋の計算ひずみを領域Ⅰおよび領域Ⅱについて求め、実験結果と合わせて図－5.2.1、図－5.2.2に示す。各領域の計算条件は、以下に示す通りである。

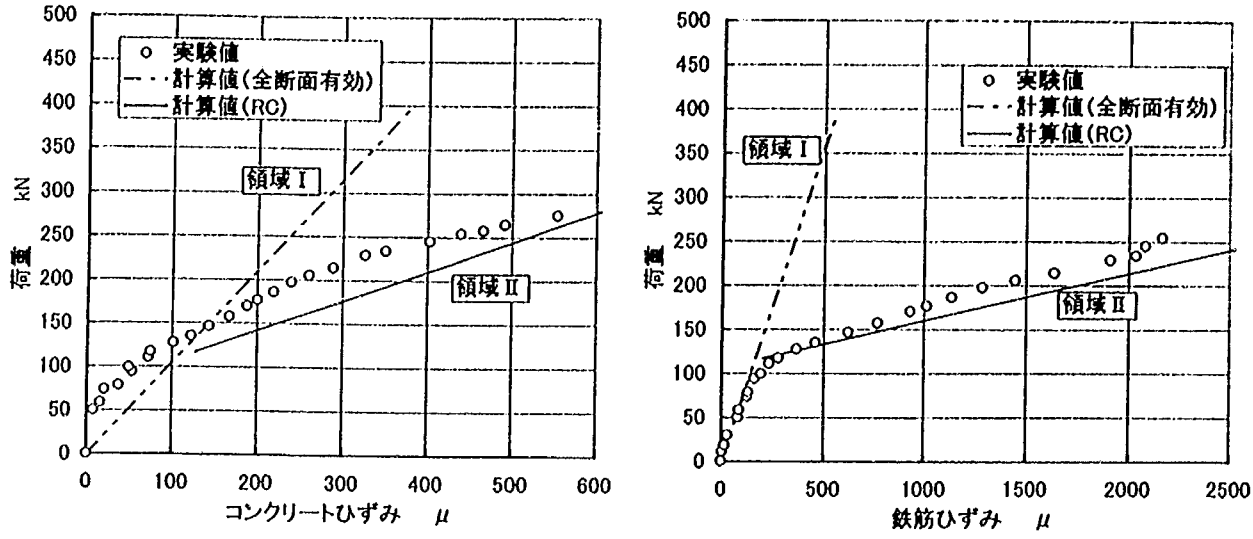
領域Ⅰ：ひび割れ発生まで

コンクリートげたの全断面を有効とするプレストレストコンクリート部材とし、繊ひずみが直線分布すると仮定。

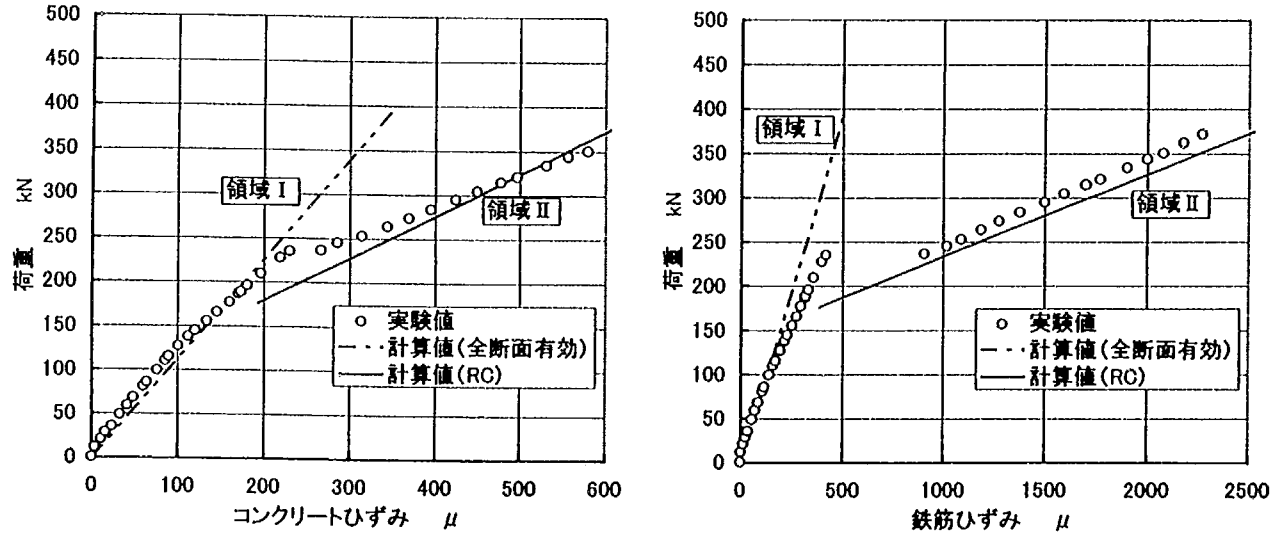
領域Ⅱ：引張鉄筋降伏まで

プレストレス力による軸力と偏心曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材とし、繊ひずみが直線分布し、コンクリートの引張応力度を無視できると仮定。（計算経過は、付属資料：資料－3を参照）なお、計算ではPC鋼材も引張鋼材として考慮。

図より、領域Ⅰ、領域Ⅱの断面算定方法によって、コンクリートおよび鉄筋の実験値をほぼ正確に追跡することが可能であるといえる。



図－5.2.1　コンクリートと鉄筋のひずみ（PC-No.1）



図－5.2.2　コンクリートと鉄筋のひずみ（PC-No.2）

5.3 曲げ耐力向上効果の評価方法

試験体の最大曲げ耐力を、軸力が作用する部材として、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編の破壊抵抗曲げモーメント計算法に基づき算出した。なお、算出にあたっては、PC鋼材に発生する引張力も断面内力として考慮した。PC-No.1については、PC鋼材の終局時の引張強度は、材料試験結果より、$\sigma pu=1940\ N/mm^2$とした。また、PC-No.2については、実験で炭素繊維シートが付着破壊したため、この時点での炭素繊維シートのひずみ5500μから断面内のひずみが直線分布していたと仮定して、PC鋼材、引張補強鉄筋のひずみを求め、それぞれの引張力から曲げ耐力を算出した（計算経過は付属資料：資料－４を参照）。

算出結果を表－5.3に示す。表に示すように、計算結果は実験値とほぼ一致した。実験値／計算値の比は、PC-No.1とPC-No.2とでは、PC-No.1の方が10％程度大きな値となっているが、適切な係数を設定することで、炭素繊維シートにより補強を行った場合にも、十分安全な評価が可能であるものと思われる。

従って、実際の設計においては、炭素繊維シートの破断耐力に適切な係数を設定するとともに、終局時の破壊の形態、即ち炭素繊維シートの破断または付着破壊を判別し、付着破壊の場合には炭素繊維シートの付着応力度が許容付着応力度に達する時の照査断面での炭素繊維シートの引張力を算出する、また、シート破断の場合には炭素繊維シートの破断耐力を用いる、等の扱いが必要になると考えられる。

表－5.3　試験体の最大曲げ耐力

項　目		No.1			No.2		
引張力		実験値	計算値	比	実験値	計算値	比
炭素繊維シート	kN (kgf)	－	－	－	342 (34848)	342 (34848)	－
PC鋼材引張力	kN (kgf)	－	807 (82375)	－	－	679 (69257)	－
鉄筋の引張力	kN (kgf)	－	88 (9021)	－	－	88 (9021)	
曲げ耐力	kN-m (tf-m)	435 (44.4)	392 (40.0)	1.11	538 (54.9)	536 (54.7)	1.00

参考として、最大耐力発生時における炭素繊維シートの最大引張力から、けた下面のコンクリートと炭素繊維シートの付着面積を用いて、平均付着応力度を算出する方法を以下に示す。

① 付着面積を載荷スパン外側とした場合の平均付着応力度

炭素繊維シートの最大引張力

$$T_{cf} = A_{cf} \times \varepsilon_{cf} \times E_{cf} = 158.4 \times 5500 \times 10^{-6} \times 3.92 \times 10^{5} = 3.415 \times 10^{5}\ N$$

付着面積

$A = 2000 \times 240 = 480000\ mm^2$

平均付着応力度

$\tau_{cf} = 3.415 \times 10^5 / 4800000 = 0.71\ N/mm^2\ (7.3\ kgf/cm^2)$

② 付着面積をけたの中央より片側全面とした場合の平均付着応力度

炭素繊維シートの最大引張力

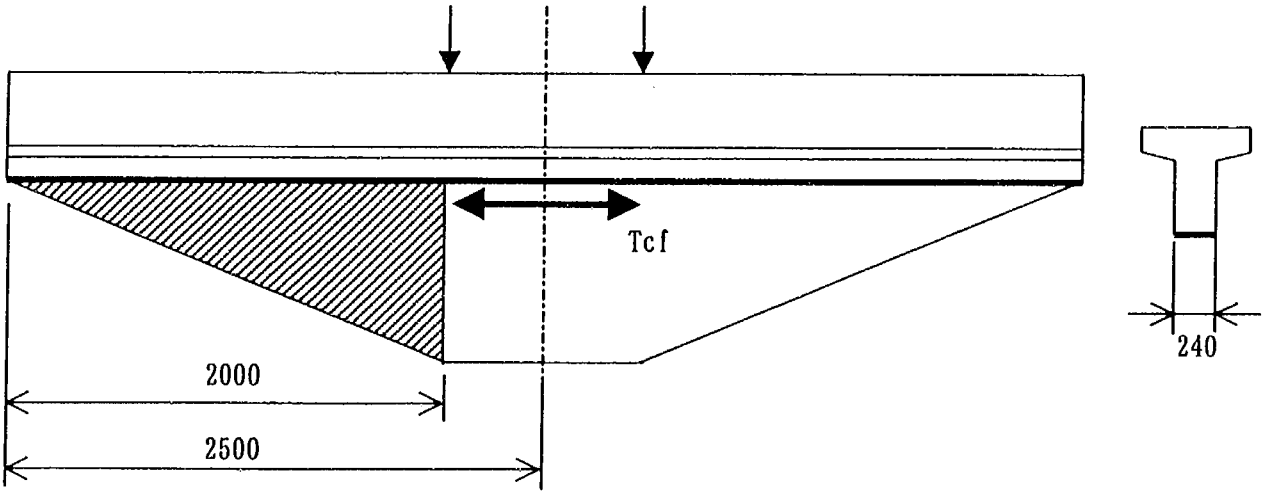
$T_{cf} = A_{cf} \times \varepsilon_{cf} \times E_{cf} = 158.4 \times 5500 \times 10^{-6} \times 3.92 \times 10^5 = 3.415 \times 10^5\ N$

付着面積

$A = 2500 \times 240 = 600000\ mm^2$

平均付着応力度

$\tau_{cf} = 3.415 \times 10^5 / 600000 = 0.57\ N/mm^2\ (5.8\ kgf/cm^2)$



図－5.3 平均付着応力度の算出 (単位:mm)

6. まとめ

PCげた下縁に発生するコンクリート応力度が実橋のPCげたとほぼ等しくなるように設計された1/2規模断面を持つ2体の試験体を製作し、1体を無補強、他の1体を弾性係数3.9×10^5 N/mm^2（4.0×10^6 kgf/cm^2）の炭素繊維シートで曲げ補強を行い、それぞれ2段階の載荷レベルで200万回づつ、合計400万回の疲労試験と静的載荷試験を実施し、両試験体での試験結果の比較により、以下の結論を得た。

（1）炭素繊維シートにより補強を行ったPCげた試験体の各部の曲げ変形挙動は、次の3つの領域に分類し評価することができる。

領域Ⅰ：けたの全断面が有効に作用し弾性挙動をする領域

領域Ⅱ：コンクリート下縁にひび割れが発生し、軸力と偏心曲げモーメントがかかったRC部材として挙動する領域

領域Ⅲ：鉄筋が降伏し、それ以後は炭素繊維シートとPC鋼材が引張力の増加分を負担し、最後は曲げ破壊する領域

（2）領域Ⅰにおいては、炭素繊維シートによる補強効果は、殆ど認められないほど僅かであった。

（3）PCげたの下縁にひび割れが発生する領域Ⅱの状態で荷重を繰り返し載荷する場合、無補強試験体は、低繰り返し数で活荷重たわみが急増し、その後も繰り返し数とともにたわみが増加して、曲げ剛性の低下が確認された。一方、炭素繊維シートで補強した試験体は、載荷直後のたわみがほぼ維持され、繰り返し載荷による曲げ剛性の低下が抑制されることが確認できた。

（4）疲労試験後の静的載荷試験において、無補強試験体では、疲労載荷前のひび割れ発生荷重よりも小さな荷重でひび割れの開口が確認された。一方、炭素繊維シートで補強した試験体では、ひび割れの急激な開口が抑制された。

（5）炭素繊維シートで曲げ補強したPCげた下縁にひび割れが発生する領域Ⅱ以降では、炭素繊維シートが引張力を有効に分担し、たわみ及び各部の応力度を大きく低減することが確認され、また曲げ耐力も増加させることができた。

（6）炭素繊維シートで曲げ補強したPCげたのひび割れ発生から鉄筋降伏までの領域Ⅱでの挙動は、断面ひずみの直線分布を仮定した、軸力が作用する鉄筋コンクリート部材として推定することができる。また、鉄筋降伏以降、領域Ⅲでの曲げ耐力は、終局時の炭素繊維シートの負担する引張力を適切に規定すれば、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編に基づく計算手法により算出可能である。

付属資料

資料－１　検討対象橋梁モデル

1.1　概要

Ｌ－２０荷重で設計された一般的なＰＣＴ桁橋を検討対象モデルとする。以下に対象モデル橋の概要と試算結果を示す。

対象とする橋梁は、昭和４０～４９年頃に施工されたもので、一般構造図、主桁構造図に示すとおりとする。設計活荷重は、ＴＬ－２０およびB活荷重について試算する。使用する主ケーブルは、１２φ７mmを９本とするが、比較のため１２φ７mmを８本でも試算する。

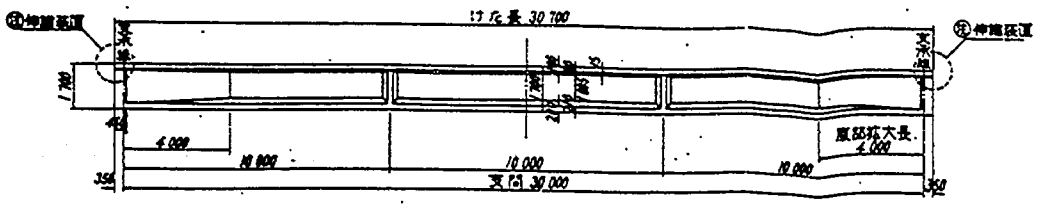
なお、荷重および桁の曲げに関する検討は、道路橋仕方書・同解説　Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編（昭和53年1月）に準ずる。

1.2　試算条件

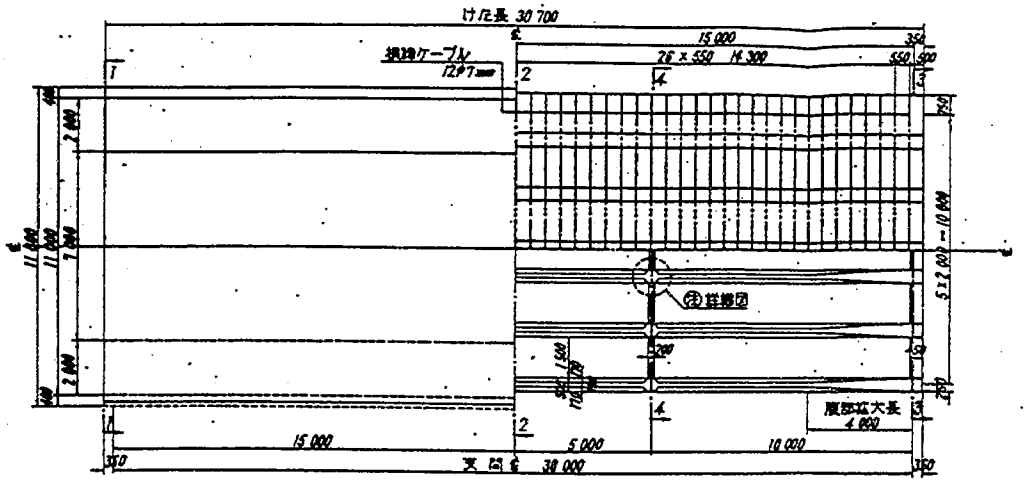
1.2.1 試算条件

構造種別　：　プレストレストコンクリート道路橋
構造形式　：　ポストテンション方式単純Ｔ桁橋
橋　　長　：　３０．８００m
桁　　長　：　３０．７００m
支 間 長　：　３０．０００m
有効幅員　：　１．５０m（左歩道）＋６．５０m（車道部）＋１．５０m（右歩道）
斜　　角　：　９０°
活 荷 重　：　ＴＬ－２０（活荷重－１とする）群集荷重３５０kgf/m²（主桁）
　　B活荷重　（活荷重－２とする）　〃
衝撃係数　：　ｉ＝１０／（２５＋１）（主桁）
終局荷重作用時の荷重の組合せ：
　　１．３×（死荷重）＋２．５×（活荷重＋衝撃）
　　１．０×（死荷重）＋２．５×（活荷重＋衝撃）
　　１．７×（死荷重＋活荷重＋衝撃）

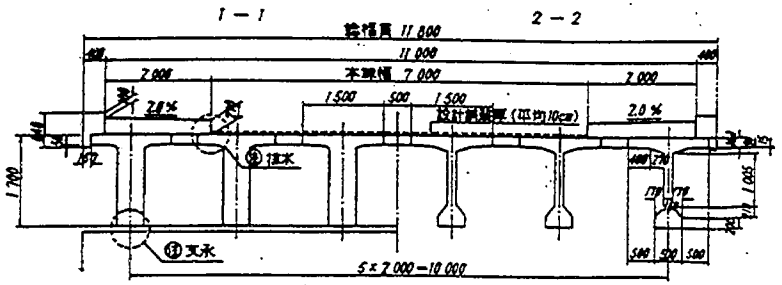
側面図



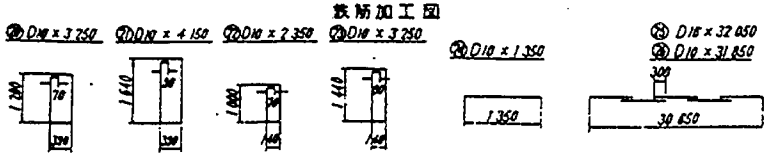
平面図



断面図

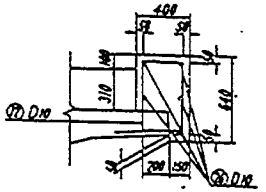


鉄筋加工図

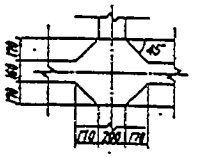


(単位mm)

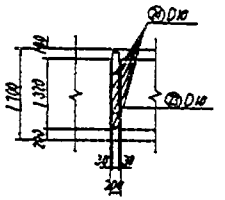
地覆断面図



持げた部詳細図



5−5



設計条件

けた長	30 700
支間	30 000
本体幅	7 000
斜角	90°
荷重	L−20 T−20
型式	ポストテンション方式

反力

	橋台	橋脚
死荷重	287	574
活荷重	98	159
合計	385t	733t

材料強度

			kg/cm²
コンクリート			
主げた設計基準強度		σ_{ck} =	400
許容曲げ圧縮応力度	部材圧縮部	σ_{ca} =	130
	部材引張部	σ_{ta} =	180
許容曲げ引張応力度	部材圧縮部	$\sigma_{ca'}$ =	15
	部材引張部	$\sigma_{ta'}$ =	15
許容斜引張応力度	設計荷重時	σ_a =	10
	破壊荷重時	σ_a' =	20
許容支圧応力度		σ_p =	110
プレストレス導入時圧縮強度	主げた	σ_{ci} =	340
	床版	σ_{ci}' =	255
場所打ちコンクリート設計基準強度		σ_{ck} =	300

PC鋼線 φ7mm		kg/mm²
引張強度	σ_{pu} =	155
降伏点応力度	σ_{py} =	135
許容引張応力度 設計荷重時	σ_{pa} =	93
許容引張応力度 導入直後	σ_{pai} =	108.5
緊張作業時	σ_{pm} =	121.5

材料表

種別		仕様	単位	1連あたり数量	摘要
主げた			本	6	
床版現げた	コンクリート	σ_{ck} = 300 kg/cm²	m³	23.9	
	PC鋼線	12−φ7mm	t	1.236	
	シース	φ45	m	668.6	
	グラウト		m³	0.643	
	型わく		m²	168.6	
	鉄筋	SD30	t	1.900	
場面工	舗装	車道	m²	184.2	
		歩道	・	122.8	
		側帯	・	30.7	
	地覆	コンクリート	m³	47.3	
		型わく	m²	98.2	
		鉄筋	t	0.178	
伸縮装置					
支承					

鉄筋表

記号	径	長さ (mm)	本数	単位重量	1本あたり重量	重量	形状	摘要
⑳	D10	3 250	40	0.559	1.817	72.7		㉓は地覆鉄筋であり合計には含まれていない
㉑	〃	4 150	30	〃	2.320	69.6		
㉒	〃	2 350	40	〃	1.314	52.5		
㉓	〃	3 250	30	〃	1.817	54.5		
㉔	〃	1 350	200	〃	0.755	150.9		
㉕	D16	32 050	30	1.56	49.998	1 499.9		
㉖	D10	31 850	10	0.559	17.804	178.0		
					合計	1.900 t		

横締プレストレッシング〔フルプレストレス〕

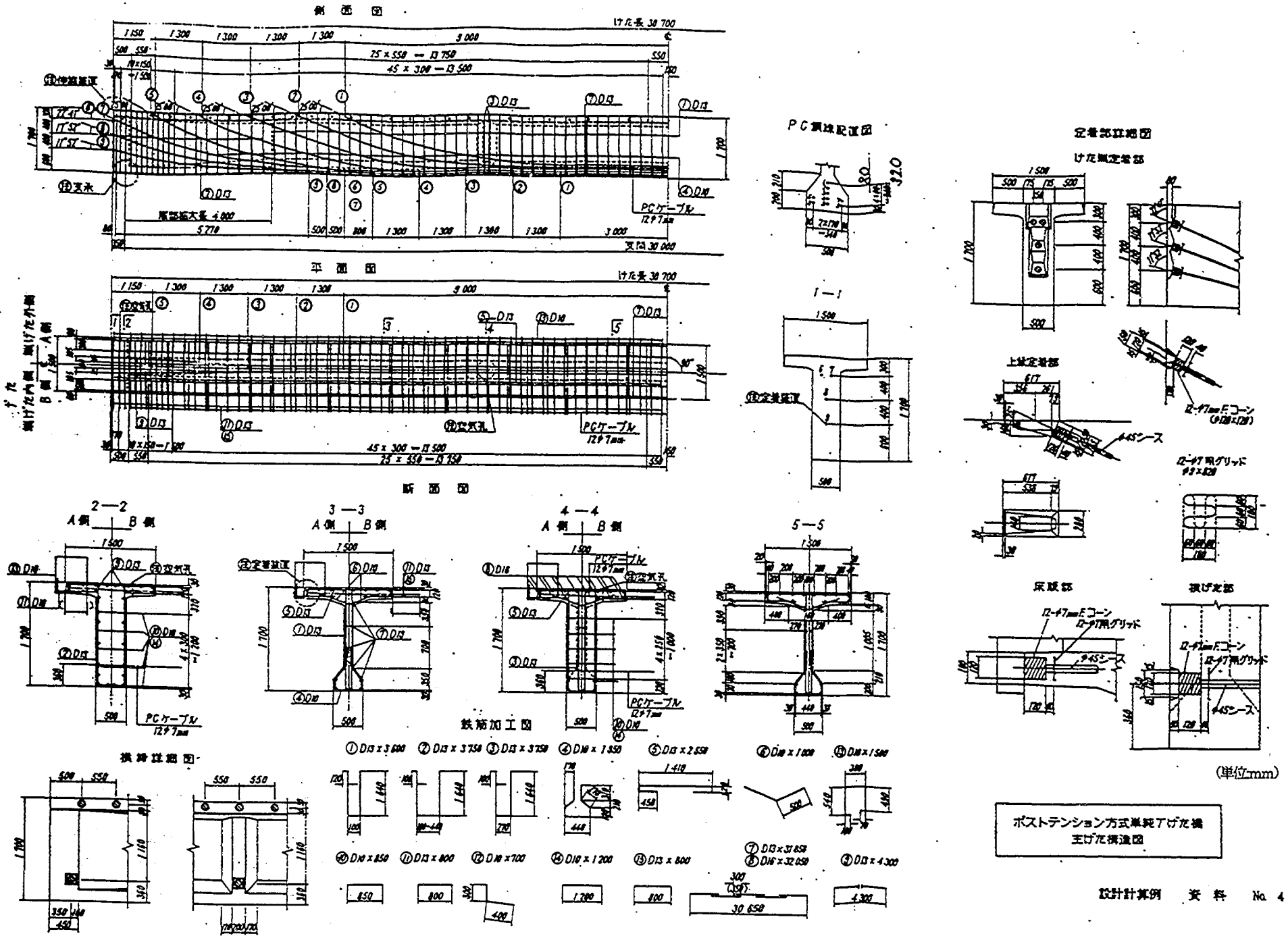
種別	1ケーブル当たり鋼材重量 (kg/ケーブル)	緊張力 (kg/本)	伸び (mm)	ケーブル長 (mm)	摘要
持げた	30.7	130.5	50	10 400	λ = 0.004, μ = 0.3
床版	30.7	130.5	55	11 400	片引き 両端とも緊張
合計ケーブル長				668 600	持げた 4本 床版 55本

(注)

1) 架設地点名，道路線形，下部工の形状寸法，地質柱状図，基礎の種類と形状寸法，水位等必要諸元を記載する一般図は別途作成する必要がある．

2) 高欄，支承，伸縮装置，排水装置，耐震装置等　付属施設の設計は省略してある．

ポストテンション方式単純T げた橋
一般構造図



ポストテンション方式単純T げた橋
主げた構造図

1.2.2 材料強度および許容応力度

（1）コンクリート

	主　桁		場所打ち	
設計基準強度	400	kgf/cm²	300	kgf/cm²
プレストレス導入時圧縮応力度	340		250	
許容曲げ圧縮応力度				
プレ導入直後	190		150	
設計荷重時	140		110	
許容曲げ引張応力度				
プレ導入直後	−15		0	
設計荷重時	−15		0	
許容せん断応力度				
設計荷重時	5.5		4.5	
終局荷重時	53		40	
許容斜引張応力度	10		8	

（2）ＰＣ鋼材

	主　桁	
ＰＣ鋼材種類	12φ7	mm×9ケーブル（8ケーブル）
鋼材断面積	461.8	mm²
シース径	45	mm
引張強度	155	kgf/mm²
降伏点強度	135	kgf/mm²
許容引張応力度		
設計荷重時	93	kgf/mm²
プレ導入直後	108.5	kgf/mm²
緊張作業時	121.5	kgf/mm²

（3）鉄筋

	主　桁	
鉄筋種類	SD295	
許容引張応力度	1800	kgf/cm²
降伏点応力度	3000	kgf/cm²

1.2.3　材料の特性値

コンクリートのヤング係数

主　　桁　σck＝４００ kgf/cm² ・・・ Ec＝3.5×10⁵ kgf/cm²

場所打ち　σck＝３００ kgf/cm² ・・・ Ec＝3.0×10⁵ kgf/cm²

コンクリートのクリープ係数	φ ＝2.6
コンクリートの乾燥収縮度	εs＝2.0×10⁶
ＰＣ鋼材のヤング係数	Ep＝2.0×10⁶ kgf/cm²
縦締めＰＣ鋼材のリラクセーション	５％
鉄筋のヤング係数	Es＝2.1×10⁶ kgf/cm²

1.3　主桁の試算

1.3.1　支間中央断面の断面諸数

			支間中央断面			
			総断面	純断面	ＰＣ鋼線換算断面	場所打ち換算断面
コンクリート断面積		cm²	A = 6553	A_c = 6410	A_{e1} = 6647	A_{e2} = 7419
図心軸より上縁までの距離		cm	y' = 64.2	y_c' = 62.3	y_{e1}' = 65.5	y_{e2}' = 59.6
図心軸より上縁までの距離		cm	y = -105.8	y_c = -107.7	y_{e1} = -104.5	y_{e2} = -110.4
図心軸より PC 鋼線図心までの距離		cm		e_c = -89.1	e_{e1} = -85.9	e_{e2} = -91.7
断面２次モーメント		cm⁴	I = 24347200	I_c = 23236700	I_{e1} = 25052800	I_{e2} = 2727700
断面係数	桁上縁	cm³	W' = 379100	W_c' = 373110	W_{e1}' = 382720	W_{e2}' = 457750
	桁下縁	cm³	W = -230180	W_c = -215710	W_{e1} = -239650	W_{e2} = -247050
	PC 鋼線図心位置	cm³		W_{cg} = -260930	W_{e1g} = -291750	W_{e2g} = -297330

支点断面の断面諸数値

			支点断面 総断面
コンクリート断面積		cm²	A_0 = 10423
図心軸より上縁までの距離		cm	y_0' = 71.1
図心軸より上縁までの距離		cm	y_0 = -98.9
断面２次モーメント		cm⁴	I_{00} = 29435600
断面係数	桁上縁	cm³	W_0' = 414000
	桁下縁	cm³	W_0' = -297600
	PC鋼材図心位置	cm³	

1.3.2 各主桁に作用する断面力

荷　重	主　桁　No.1（耳けた）			主桁　No.2（中けた）		
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	せん断力 tf		曲げﾓｰﾒﾝﾄ	せん断力 tf	
	tf･m	支　点	中　央	tf･m	支　点	中　央
活　荷　重	140.45	18.73	6.36	130.11	17.35	6.01
（B 活 荷 重）	(174.09)	(25.46)	(8.36)	(163.39)	(24.01)	(8.00)
桁　自　重	190.31	26.82		190.31	26.82	
場所打ちｺﾝｸﾘｰﾄ	17.63	2.19		35.15	4.31	
地覆･高欄荷重	24.14	3.22		21.79	2.91	
舗　　装	82.01	10.91		82.06	10.94	
死荷重合計	314.19	43.14		329.31	44.98	
合　　計	454.54	61.87	6.36	459.42	62.33	6.01
	(488.18)	(68.60)	(8.36)	(492.70)	(68.99)	(8.00)

1.3.3 計算断面（支間中央断面）の曲げ応力度

（1）設計荷重による曲げ応力度

	曲げモーメント ×10^5 kgf・cm	断面係数 ×10^5 cm^3	曲げ応力度 kgf/cm^2 桁上縁	桁下縁	PC鋼材図心
主桁自重	190.31	W_c'= 3.7311 W_c= -2.1571 W_{cg} =-2.6093	51.0	-88.2	-72.9
場所打ちｺﾝｸﾘｰﾄ	35.15	W_{c1}'= 3.8272 W_{c1} =-2.3965 W_{c1g}=-2.9175	9.2	-14.7	-12.0
地覆・高欄	21.79	W_{c2}'= 4.5775 W_{c2} =-2.4705 W_{c2g}=-2.9733	4.8	-8.8	-7.3
舗装	82.06	W_{c2}'= 4.5775 W_{c2} =-2.4705 W_{c2g}=-2.9733	17.9	-33.2	-27.6
活荷重	130.11	W_{c2}'= 4.5775 W_{c2} =-2.4705 W_{c2g}=-2.9733	28.4	-52.7	-43.8
活荷重（B活荷重）	(163.39)	W_{c2}'= 4.5775 W_{c2} =-2.4705 W_{c2g}=-2.9733	35.7	-66.1	-55.0
合計	459.42 (492.70)		111.3 (118.6)	-197.6 (-211.0)	-163.6 (-174.8)

（2）プレストレスの計算

1）プレストレス導入直後のＰＣ鋼線の応力度

$\sigma pt = \sigma pt1 - \Delta\sigma p1 - \Delta\sigma p2 = 102.0 - 0.0 - 3.8 = 98.2$ kgf/mm²

σpt ：導入直後のＰＣ鋼材応力度

$\sigma pt1$ ：ＰＣ鋼線とシースの摩擦による影響を考慮

ＰＣ鋼線１２φ７mmの初期引張応力度$\sigma pi = 0.9\sigma py \fallingdotseq 120$kgf/mm² としＰＣ鋼線とシースの摩擦による影響を考慮して　$\sigma pt1 = 102$kgf/mm²

$\Delta\sigma p1$：定着具のセットによるＰＣ鋼材応力度減少を考慮

この桁の場合、セットによる影響が支間中央（設計断面）にまで及ばない。

$\Delta\sigma p2$：コンクリートの弾性変形による減少

$$\Delta\sigma p2=\frac{1}{2}\cdot n\cdot\sigma cpg\cdot\frac{N-1}{N}$$

ここに、$n=Ep/Ec=20.0\times10^5/3.2\times10^5=6.25$

σcpg：σclgとσdogの合成応力度

N　：全ＰＣ鋼材本数＝９本

σclg：プレストレスによるＰＣ鋼材図心位置のコンクリート応力度

σdog：主桁自重によるＰＣ鋼材図心位置のコンクリート応力度 ＝－７２．９ kgf/cm²

Pt' ＝N・$\sigma pt1$・Ap＝９×１０２×４６１．８＝４２３ ９３２ kgf

$$\sigma clg=\frac{Pt'}{Ac}+\frac{Pt'\cdot epc}{Wcg}=\frac{423\ 932}{6\ 410}+\frac{423\ 932\times89.1}{(-260\ 930)}=210.9\ kgf/cm^2$$

$$\Delta\sigma p2=\frac{1}{2}\times6.25\times(210.9-72.9)\times\frac{9-1}{9}=383\ kgf/cm2=3.8\ kgf/mm^2$$

$$\sigma pt=\sigma pt1-\Delta\sigma pt-\Delta\sigma p2=102.0-0.0-3.8=98.2\ kgf/mm^2$$

２）プレストレス導入直後のコンクリートの応力度

導入直後の全プレストレス

Pt ＝N・$\sigma pt1$・Ap＝９×９８．２×４６１．８＝４０８ １４０ ｋｇｆ

epc＝－８９．１ｃｍ

プレストレスによるコンクリート応力度は、

$$\sigma ct'=\frac{Pt}{Ac}+\frac{Pt\cdot epc}{Wc'}=\frac{408\ 140}{6\ 410}+\frac{408\ 140\times(-89.1)}{373\ 110}=-33.8\ kgf/cm^2$$

$$\sigma ct=\frac{Pt}{Ac}+\frac{Pt\cdot epc}{Wc}=\frac{408\ 140}{6\ 410}+\frac{408\ 140\times(-89.1)}{(-215\ 710)}=232.3\ kgf/cm^2$$

$$\sigma cpt=\frac{Pt}{Ac}+\frac{Pt\cdot epc}{Wcg}=\frac{408\ 140}{6\ 410}+\frac{408\ 140\times(-89.1)}{(-260\ 930)}=203.1\ kgf/cm^2$$

直後のプレストレスと主桁自重による応力度との合成されたものが、プレストレス導入直後のコンクリートの応力度となる。

上　縁　$\sigma ct'+\sigma do'$ ＝　－３３．８＋５１．０ ＝　１７．２ kgf/cm² ≧ $\sigma do'$ ＝－１５ kgf/cm2

下 縁 $\sigma ct + \sigma ct = 232.3 - 88.2 = 144.1$ kgf/cm² ≦ $\sigma ct = 190$ kgf/cm²

3）有効プレストレスの計算

コンクリートのクリープ及び乾燥収縮によるプレストレス力の減少量

$$\Delta\sigma p\phi = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma cp + Ep \cdot \varepsilon s}{1 + n \cdot \frac{\sigma cpt}{\sigma pt}\left(1 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

ここに、$\Delta\sigma p\phi$：クリープ及び乾燥収縮による鋼材応力度の減少量

ϕ：コンクリートのクリープ係数　2.6

εs：コンクリートの乾燥収縮度　20×10^{-5}

n：ヤング係数比　Ep／Ec＝20.0／3.5＝5.714

Ep：2.0×10^{6} kgf/cm²

Ec：3.5×10^{5} kgf/cm²

σcp：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

（導入直後のプレ及び死荷重）$\sigma cp = \sigma cpt - \sigma d = 203.1 - 119.8 = 83.3$ kgf/cm²

σpt：導入直後の鋼材引張応力度　$\sigma pt = 98.2$ kgf/cm²

σcpt：鋼材位置における導入直後のプレストレス　$\sigma cpt = 203.1$ kgf/cm²

$$\Delta\sigma p\phi = \frac{5.714\times2.6\times83.3 + 2.0\times10^{6}\times 20\times10^{-5}}{1 + 5.714\times\frac{203.1}{9820}\left(1 + \frac{2.6}{2}\right)} = 1288 \text{ kgf/cm}^2$$

$= 12.9$ kgf/mm2

PC鋼材の見かけのリラクセーションによるプレストレス力の減少量

$\Delta\sigma pr = \gamma \cdot \sigma pt = 0.05\times98.2 = 4.9$ kgf/mm²

PC鋼材の有効引張応力度

$\sigma pe = \sigma pt - \Delta\sigma p\phi - \Delta\sigma pr = 98.2 - 12.9 - 4.9 = 80.4$ kgf/mm² ≦ $\sigma pa = 93$ kgf/mm²

有効係数は、

$$\eta = \frac{80.4}{98.2} = 0.819$$

有効プレストレス

$\sigma ce' = \eta \cdot \sigma ct' = 0819\times(-33.8) = -27.7$ kgf/cm²

$\sigma ce = \eta \cdot \sigma ct = 0819\times 232.8 = 190.7$ kgf/cm²

1.3.4 設計荷重作用時に対する曲げ応力度の合成

		プレストレス導入時 kgf/cm²		設計荷重時 kgf/cm²	
		上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
1	直後のプレストレス	-33.8	232.8		
2	有効プレストレス			-27.7	190.7
	(PC鋼材8本の場合)			(-24.6)	(169.5)
3	主 桁 自 重	51.0	-88.2	51.0	-88.2
4	場所打ちｺﾝｸﾘｰﾄ			9.2	-14.7
5	地覆・高欄			4.8	-8.8
6	舗 装			17.9	-33.2
7	活 荷 重			28.4	-52.7
	(B 活 荷 重)			(35.7)	(-66.1)
8	合 計 (TL20)	17.2	144.6	83.6	-6.9
	合 計 (B活荷重)			90.9	-20.3
	PC鋼材8本の場合				
	合 計 (TL20)			86.7	-28.1
	合 計 (B活荷重)			94.0	-41.5
9	許 容 値	>-15	<190	<140	>-15

1.3.5 引張鉄筋の計算

必要引張鉄筋量を計算する。

$$As = \frac{Tc}{\sigma sa} = \frac{b \cdot x \cdot \sigma ct}{2 \cdot \sigma sa}$$

ここに、As ： 必要引張鉄筋量 cm²

Tc ： コンクリートに生じる引張応力の合力 kgf

σsa ： 引張鉄筋の許容引張応力度 kgf／cm²

b ： 下フランジ幅 cm

x ： 下フランジ下縁から中立軸までの距離 cm

（1）必要引張鉄筋量

設計荷重時＝（死荷重＋活荷重＋有効プレストレス）

		設計荷重時（ＴＬ２０）	
主ケーブル本数		9本	（8本）
σ_{cl}' ：主桁上縁応力度	kgf/cm²	８３．６	８６．７
σ_{cl} ：主桁下縁応力度	kgf/cm²	－６．９	－２８．１
H ：主桁の桁高	cm	１７０	１７０
b ：下フランジ幅	cm	５０	５０
x ：引張応力作用高さ	cm	１３．０	４１．６
σ_{sa} ：引張鉄筋の許容引張応力度	kgf/cm²	１８００	１８００
A_{sa} ：必要引張鉄筋量	cm²	１．０６５	１６．２３６
A_{smin} ：最小必要鉄筋量	cm²	３．２５０	１０．４００
使用引張鉄筋　Ｄ１３（１．２６７cm²）		3本 - 3.801 cm²	13本 - 16.471 cm²
使用引張鉄筋　Ｄ１６（１．９８６cm²）		2本 - 3.972 cm²	9本 - 17.874 cm²

		設計荷重時（B活荷重）	
主ケーブル本数		9本	（8本）
σ_{cl}' ：主桁上縁応力度	kgf/cm²	９０．９	９４．０
σ_{cl} ：主桁下縁応力度	kgf/cm²	－２０．３	－４１．５
H ：主桁の桁高	cm	１７０	１７０
b ：下フランジ幅	cm	５０	５０
x ：引張応力作用高さ	cm	３１．０	５２．１
σ_{sa} ：引張鉄筋の許容引張応力度	kgf/cm²	１８００	１８００
A_{sa} ：必要引張鉄筋量	cm²	８．７４５	２９．４５３
A_{smin} ：最小必要鉄筋量	cm²	７．７５０	１３．０５３
使用引張鉄筋　Ｄ１３（１．２６７cm²）		7本 - 8.869 cm²	24本 - 30.408 cm²
使用引張鉄筋　Ｄ１６（１．９８６cm²）		5本 - 9.930 cm²	15本 - 29.790 cm²

（2）最小引張鉄筋量

Asmin＝０．００５ｂ・ｘ＝０．００５×５０×１３．０＝３．２５　ｃｍ2

1.3.6 ＰＣ鋼材応力度の増加

ＰＣ鋼材の最大引張応力度$\Delta\sigma$pmaxは、

$\Delta\sigma pmax = n\ (\Sigma\sigma dg + \sigma lg) + \sigma pe < \sigma pa$

ここに　n ：ヤング係数比（Ep／Ec）　kgf/mm²

σpe：ＰＣ鋼材の有効引張応力度　kgf/mm²

$\Sigma\sigma$dg：ＰＣ鋼材図心位置における主桁自重以外の死荷重曲げ応力度　kgf/mm²

（有効引張応力度のときに作用しているのでここでは無視する。）

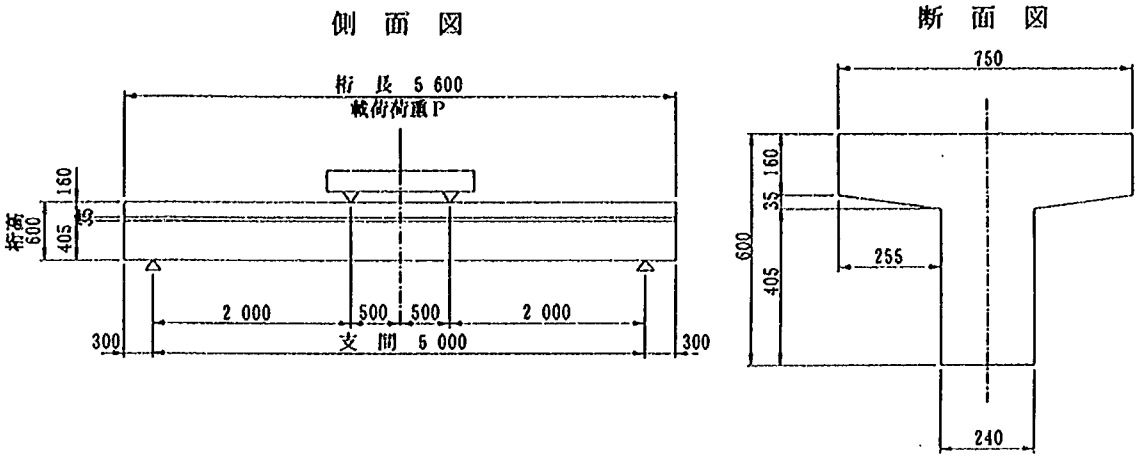
σlg：　〃　活荷重による曲げ応力度　kgf/mm²

$\Delta\sigma pmax = 5.71 \times (\Sigma\ (0.469) + 0.55) + 80.4 = 86.2 kgf/mm2 < \sigma pa = 93 kgf/mm^2$

資料－２　試験体の設計

2.1　試験体概要

2.1.1 構造寸法



付図-2.1　試験体の形状・寸法（単位：mm）

付表 - 2.1　実橋と試験桁断面の相似比

項　目	実 橋	試験体	相似比
断面寸法	1500×1700	750×600	
床版幅	1500 mm	750 mm	0.50
床版厚	180 mm	160 mm	0.88
けた高	1700 mm	600 mm	0.353
腹部厚	160 mm	240 mm	1.50
か　ぶ　り	35 mm	25 mm	
断　面　積	6.553×10^{5} mm^2	2.311×10^{5} mm^2	0.353
断面２次ﾓｰﾒﾝﾄ	2.435×10^{11} mm^4	7.036×10^{9} mm^4	0.029
粗骨材寸法	25mm	20mm	
PC鋼材	SWPR 12-φ7 461.8mm^2 N=9本	SWPR7B φ15.2 138.7mm^2 N=3本	0.10 (断面積比)
コンクリート	σ= 400 kgf/cm^2	σ= 400 kgf/cm^2	
鉄筋(SD295A)	D13×4 = 5.068 cm^2	D13×2 = 2.534 cm^2	0.50

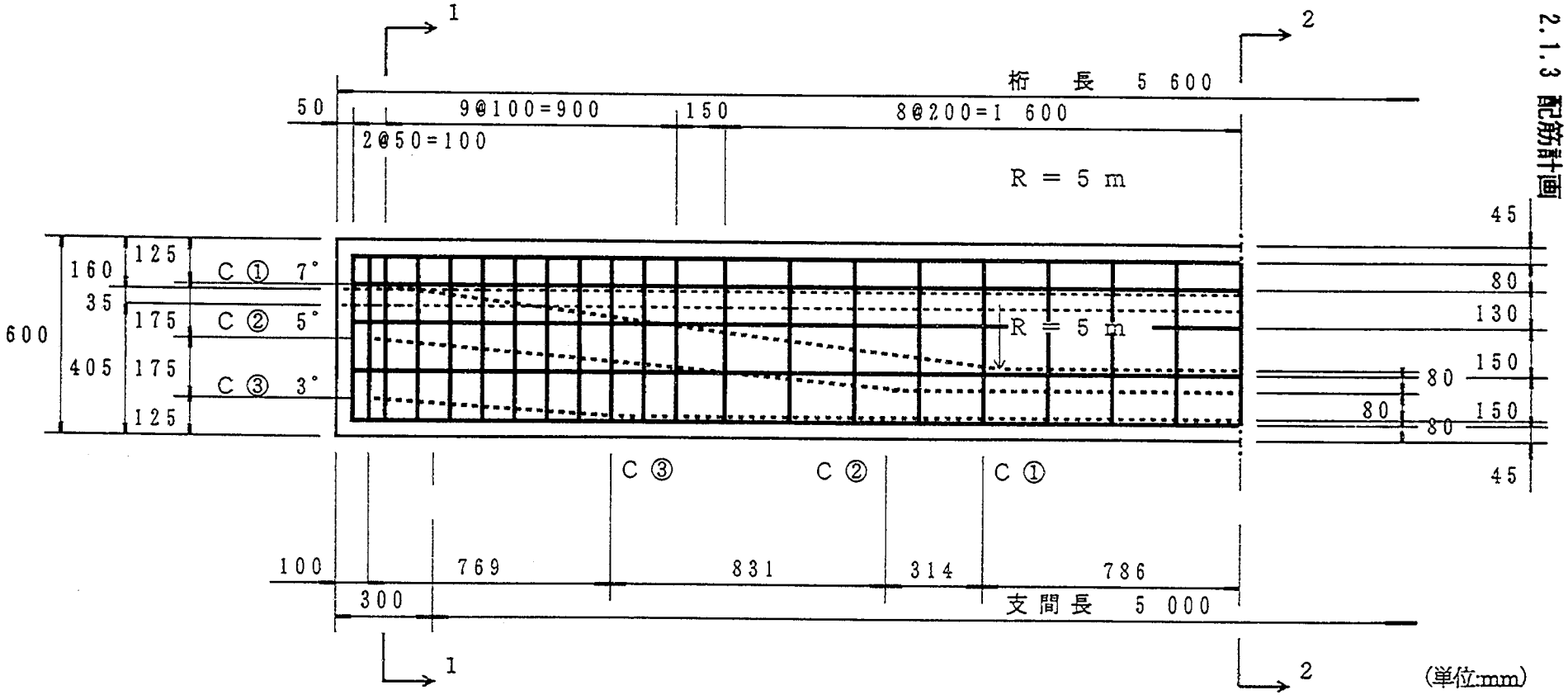
2.1.2 試験体応力度

付表-2.2　　試験体計画時の載荷荷重と発生応力度の目標

荷重項目		支間中央曲げモーメント kN-m (tf-m)	曲げ応力度　N／mm² (kgf/cm²)	
			断面係数（上縁）	断面係数（下縁）
			3.189×10⁷ mm³(純 断 面) 3.213×10⁷ mm³(換算断面)	1.785×10⁷ mm³(純 断 面) 1.832×10⁷ mm³(換算断面)
①	有効プレストレス	－	-1.09 (-11.1)	6.75 (68.9)
②	桁自重	18 (1.83)	0.56 (5.7)	-0.98 (-10.0)
3	載荷荷重　98 kN(10 tf)	98 (10.00)	3.05 (31.1)	-5.35 (-54.6)
4	載荷荷重 147 kN(15 tf)	147 (15.00)	4.58 (46.7)	-8.03 (-81.9)
5	載荷荷重 196 kN(20 tf)	196 (20.00)	6.10 (62.2)	-10.70 (109.2)
⑥	曲げひび割れ発生ﾓｰﾒﾝﾄ	(18.12)	5.53 (56.4)	-9.69 (-98.9)
⑦	破壊抵抗曲げモーメント	(29.70)	9.06 (92.4)	-15.89(-162.1)
①+②			-0.53 (-5.4)	5.77 (58.9)
①+②+３　98 kN(10 tf)			2.52 (25.7)	0.39 (4.0)
①+②+４　147 kN(15 tf)			4.05 (41.3)	-2.28 (-23.3)
①+②+５　196 kN(20 tf)			5.57 (56.8)	-4.96 (-50.6)
①+⑥			4.44 (45.3)	-2.94 (-30.0)
①+⑦			7.97 (81.3)	-9.13 (-93.2)
許　容　値			-１５≦σc≦１４０	

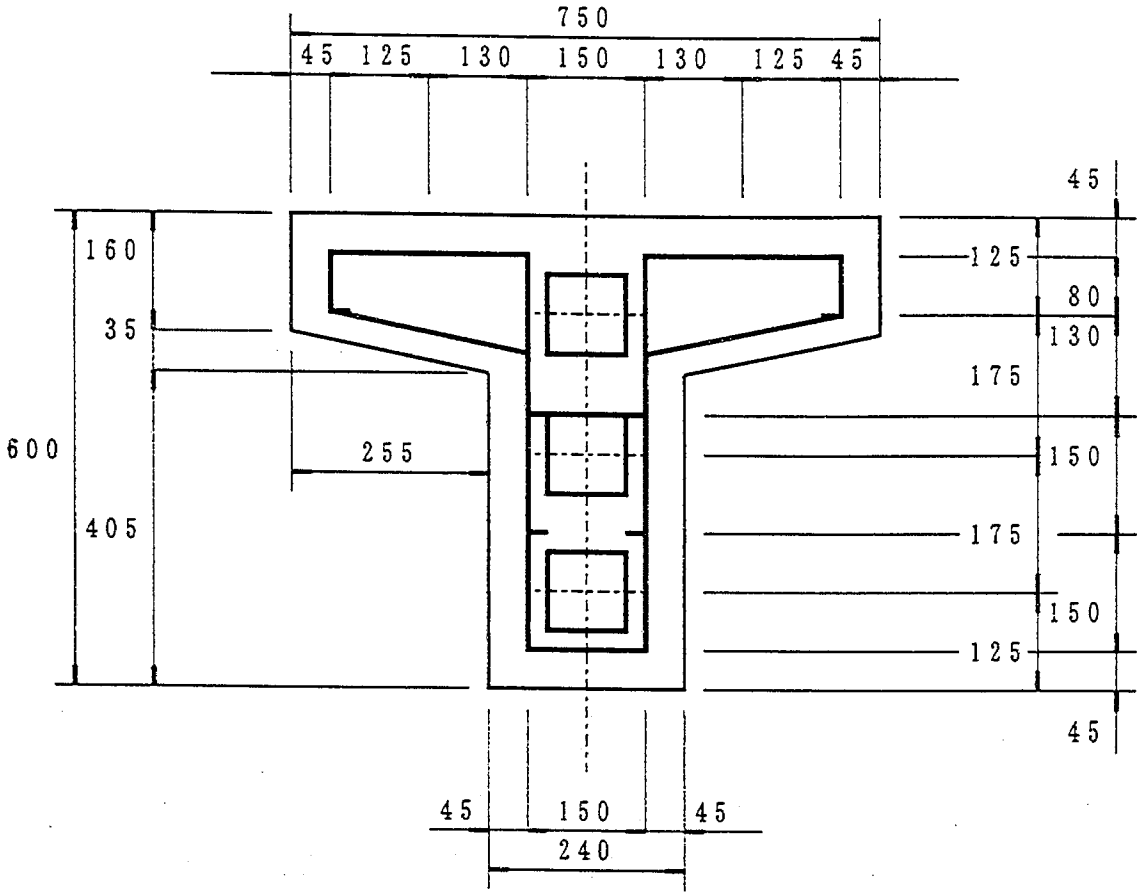
付表-2.3　　実橋対象モデル荷重別曲げ応力度

荷重項目		支間中央曲げモーメント kN-m (tf-m)	曲げ応力度　N／mm² (kgf/cm²)	
			断面係数（上縁）	断面係数（下縁）
			3.731×10⁸ mm³(純 断 面) 3.827×10⁸ mm³(換算断面)	2.157×10⁸ mm³(純 断 面) 2.397×10⁸ mm³(換算断面)
①	有効プレストレス	－	-2.71 (-27.7)	18.71 (190.7)
②	桁自重	1866 (190.31)	5.00 (51.0)	-8.65 (-88.2)
3	橋面死荷重	1275 (139.00)	3.13 (31.9)	-5.56 (-56.7)
4	活荷重（20tf）	1276 (130.11)	2.79 (28.4)	-5.17 (-52.7)
5	活荷重（B活）	1661 (169.39)	3.50 (35.7)	-6.48 (-66.1)
⑥	曲げひび割れ発生ﾓｰﾒﾝﾄ	5183 (528.91)	13.54 (138.2)	21.63(-220.7)
⑦	破壊抵抗曲げモーメント	8497 (867.07)	22.21 (226.6)	35.46(-361.8)
①+②			2.29 (23.3)	10.06 (102.5)
①+②+３（死荷重）			5.42 (55.2)	4.50 (45.8)
①+②+３+４（20 tf）			8.21 (83.6)	-0.67 (-6.9)
①+②+３+５（B活）			8.92 (90.9)	-1.98 (-20.3)
①+⑥			10.83 (110.5)	-2.94 (-30.0)
①+⑦			19.49 (198.9)	16.77(-171.1)
許　容　値			-1.5≦σc≦14 (-15≦σc≦140)	

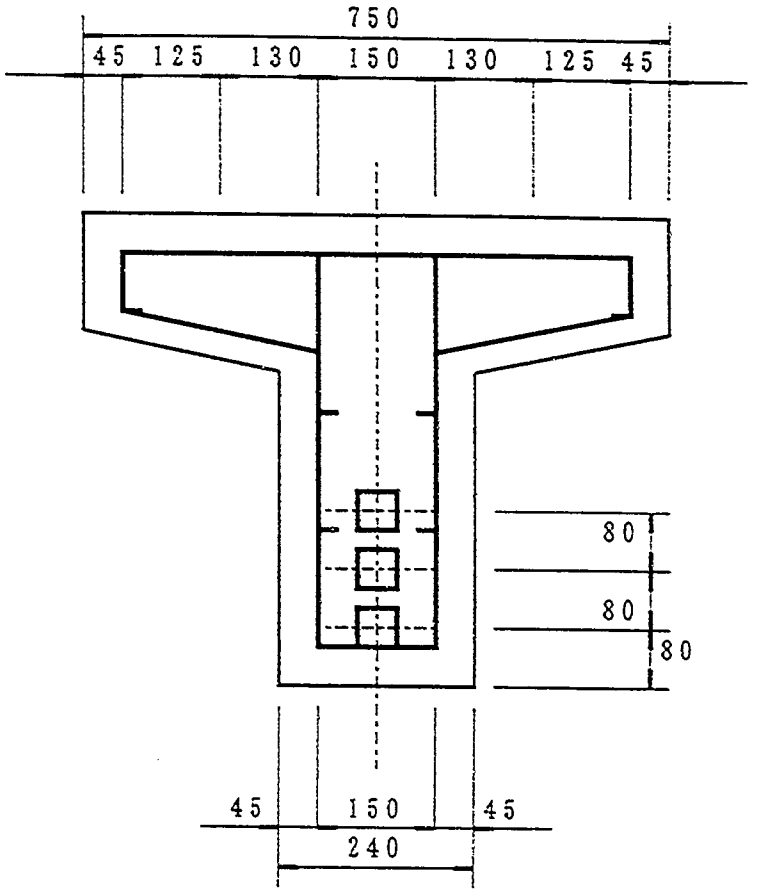


試 験 体 詳 細 図 （ 配 筋 図 ） S ＝ 1 ／ 2 0

桁端部断面図（１－１断面）



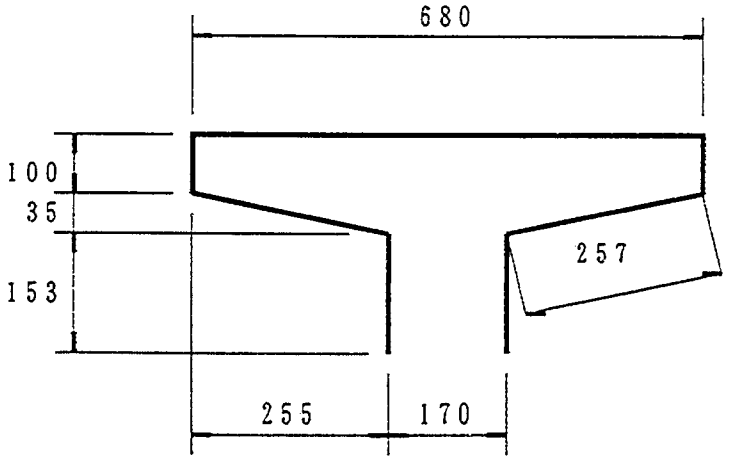
中央部断面図（２－２断面）



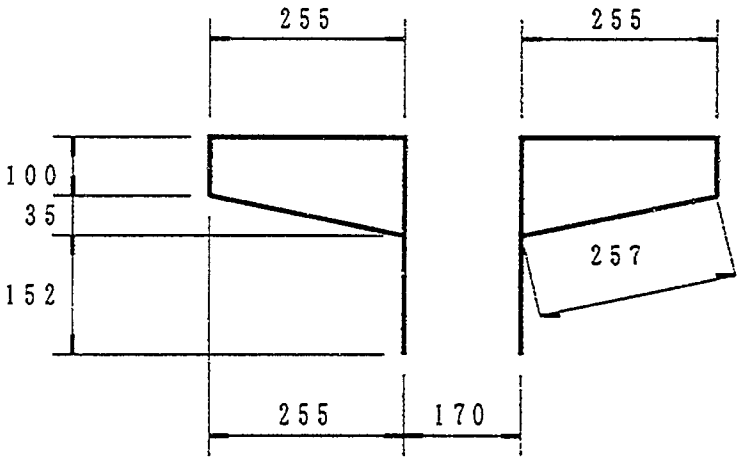
（単位:mm）

試験体詳細図（配筋図） S＝１／１０

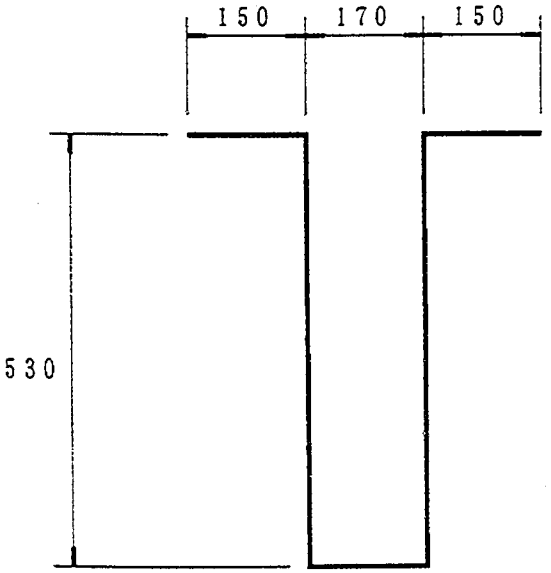
① 37－D10×1700



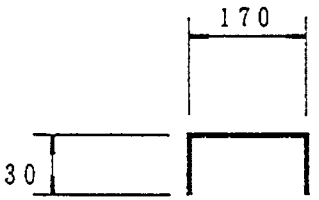
② 4－D10×2100



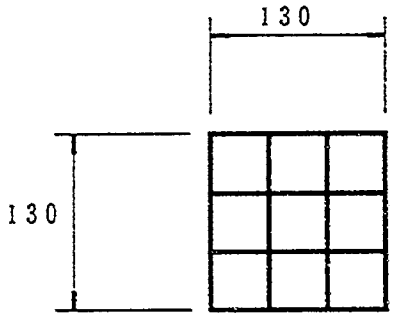
③ 41－D10×1530



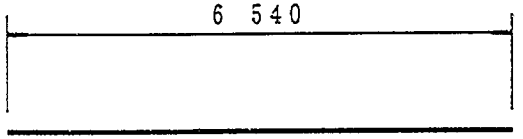
④ 15－D10×230



⑥ 6－φ9×1040

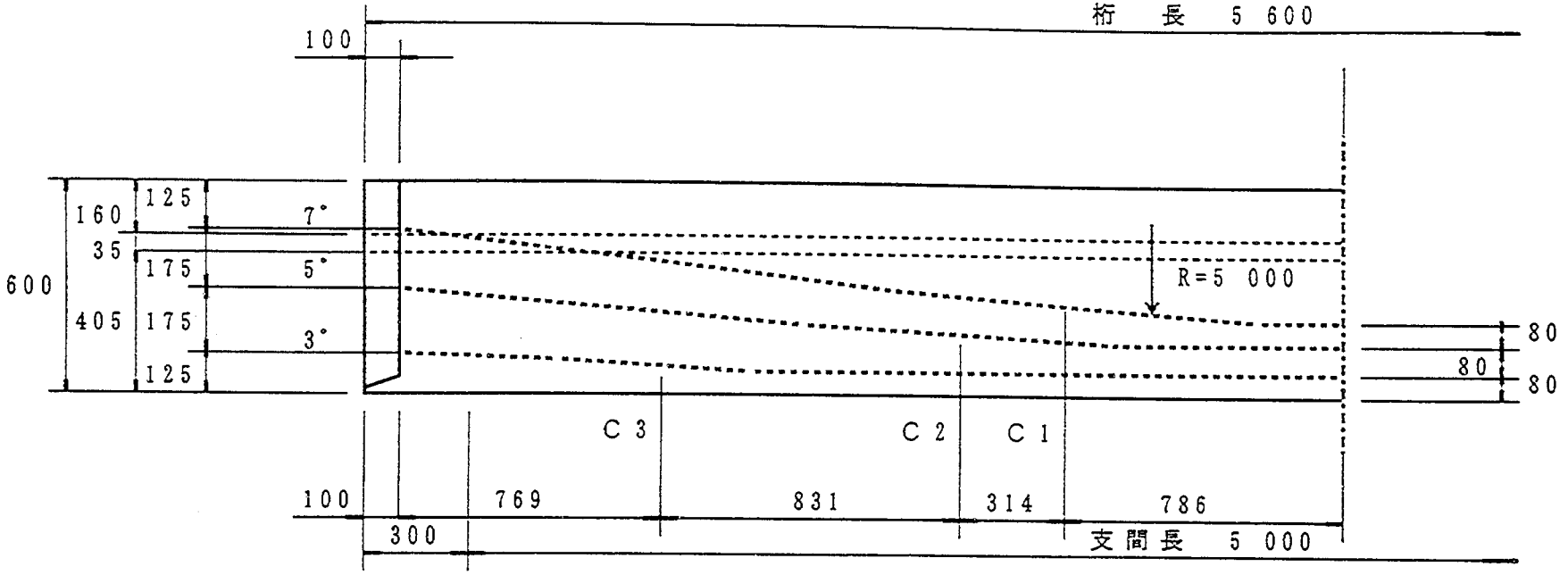


⑤ 14－D10×5540
⑥ 2－D13×5540

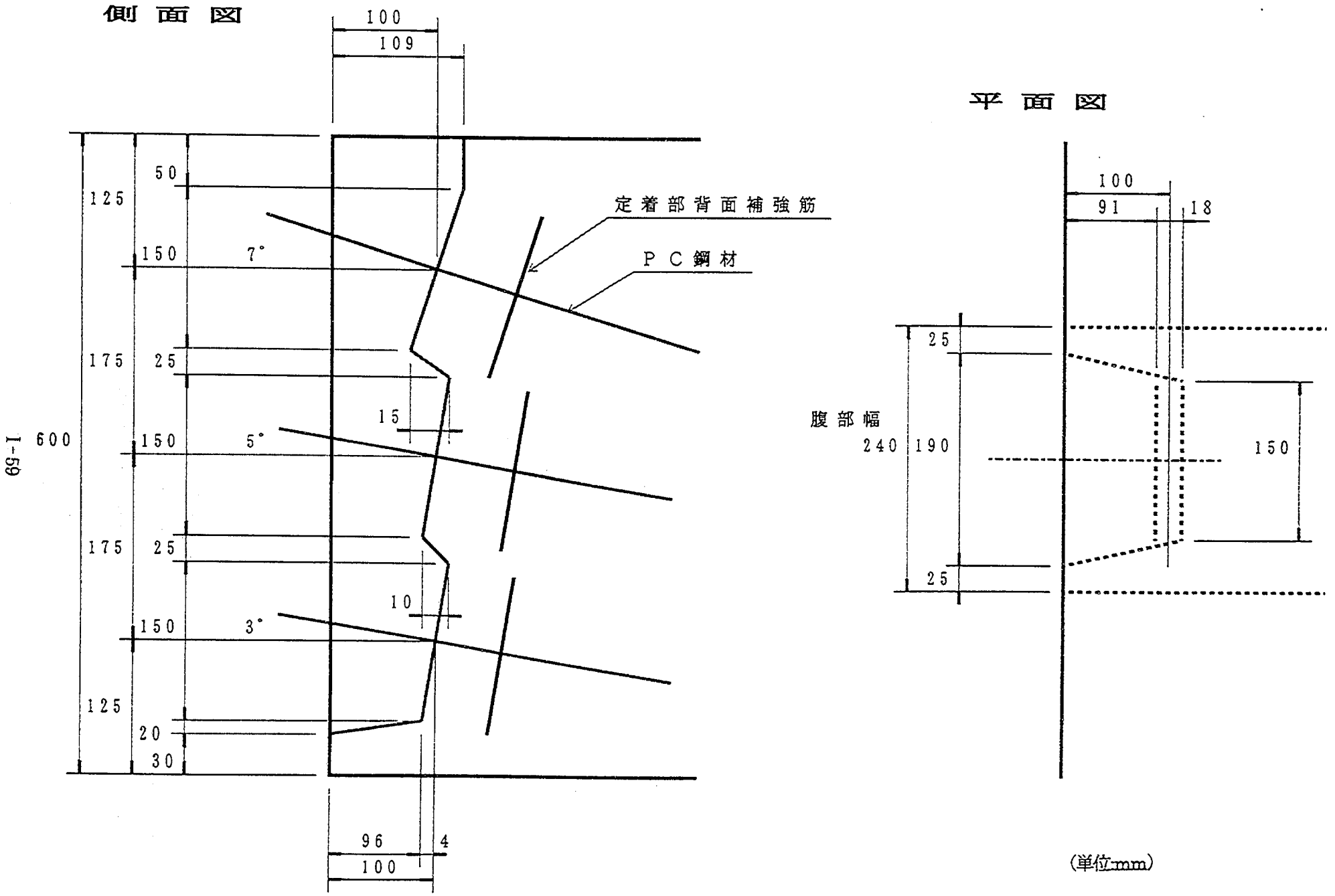


(単位:mm)

鉄筋加工図



試験体詳細図（ケーブル形状図）　(単位:mm)



PC鋼材定着部詳細図（桁端部箱抜き）

2.2 試験体計算条件

2.2.1 構造条件

構造形式 ： ポストテンション方式単純T桁

桁　　長 ： 5.600m

支 間 長 ： 5.000m

2.2.2 材料強度および許容応力度

（1）コンクリート

設計基準強度	400	kgf/cm²
プレストレス導入時圧縮応力度	340	kgf/cm²
許容曲げ圧縮応力度		
プレ導入直後	190	kgf/cm²
設計荷重時	140	kgf/cm²
許容曲げ引張応力度		
プレ導入直後	−15	kgf/cm²
設計荷重時	−15	kgf/cm²
許容せん断応力度		
設計荷重時	5.5	kgf/cm²
終局荷重時	53	kgf/cm²
許容斜引張応力度	10	kgf/cm²

（2）ＰＣ鋼材

ＰＣ鋼材種類	1Sφ15.2mm（SWPR7B）×3ケーブル	
鋼材断面積	138.7	mm²
シース径	38	mm
引張強度	190	kgf/mm²
降伏点強度	160	kgf/mm²
許容引張応力度		
設計荷重時	114	kgf/mm²
プレ導入直後	133	kgf/mm²
緊張作業時	144	kgf/mm²

（3）鉄筋

鉄筋種類	SD295	
許容引張応力度	1800	kgf/cm²
降伏点応力度	3000	kgf/cm²

2.2.3 材料の特性値

コンクリートのヤング係数

σck=４００ kgf/cm2 ・・・ $Ec=3.10\times10^{5}$ kgf/cm²

σck=３４０ kgf/cm2 ・・・ $Ec=2.95\times10^{5}$ kgf/cm²

コンクリートのクリープ係数	$\phi = 2.6$
コンクリートの乾燥収縮度	$\varepsilon s=2.0\times10^{-6}$
ＰＣ鋼材のヤング係数	$Ep=2.0\times10^{6}$ kgf/cm²
縦締めＰＣ鋼材のリラクセーション	５％
鉄筋のヤング係数	$Es=2.1\times10^{6}$ kgf/cm²

2.3 試験体ＰＣ桁の断面寸法

2.3.1 中央断面の断面諸数値

付表 - 2.4 試験体の断面諸数値

		支間中央断面		
		総断面	純断面	PC鋼材換算断面
コンクリート断面積	cm^2	$A=$ 2345	$A_c=$ 2311	$A_{el}=$ 2338
図心～上縁までの距離	cm	$y'=$ 21.9	$y_c'=$ 21.5	$y_{el}'=$ 21.8
図心～下縁までの距離	cm	$y=$ -38.1	$y_c=$ -38.5	$y_{el}=$ -38.2
図心～PC鋼材図心までの距離	cm		$e_c=$ -22.5	$e_{el}=$ -22.2
断面２次モーメント	cm^4	$I=$ 703600	$I_c=$ 686600	$I_{el}=$ 700000
断面係数 mm^3	桁上縁	$W=$ 32190	$W_c'=$ 3 1890	$W_{el}'=$ 32130
	桁下縁	$W=$ -18450	$W_c=$ -17850	$W_{el}=$ -18320
	PC鋼材図心位置		$W_{cg}=$ -30560	$W_{elg}=$ -31520

2.3.2 支間中央断面の曲げ応力度

（1）主桁自重による曲げ応力度

付表 - 2.5　自重と載荷荷重による曲げ応力度

	曲げモーメント ×10^5 kgf・cm	断面係数 ×10^4 cm^3	曲げ応力度　kgf/cm^2		
			桁上縁	桁下縁	PC鋼材図心
主桁自重	1.832	W_c'= 3.189 W_c= -1.785 W_{cg}= -3.056	5.7	-10.3	-6.0
載荷重（10.0tf）	10.000	W_{el}'= 3.213 W_{el} = -1.832 W_{elg}= -3.152	31.1	-54.6	-31.7

（2）プレストレスの計算

1）プレストレス導入直後のＰＣ鋼材の応力度

$\sigma pt = \sigma pt1 - \Delta\sigma p1 - \Delta\sigma p2 = 133.0 - 17.0 - 1.0 = 115.0$ kgf/mm²

σpt　：導入直後のＰＣ鋼材応力度

$\sigma pt1$ ：ＰＣ鋼材とシースの摩擦による影響を考慮

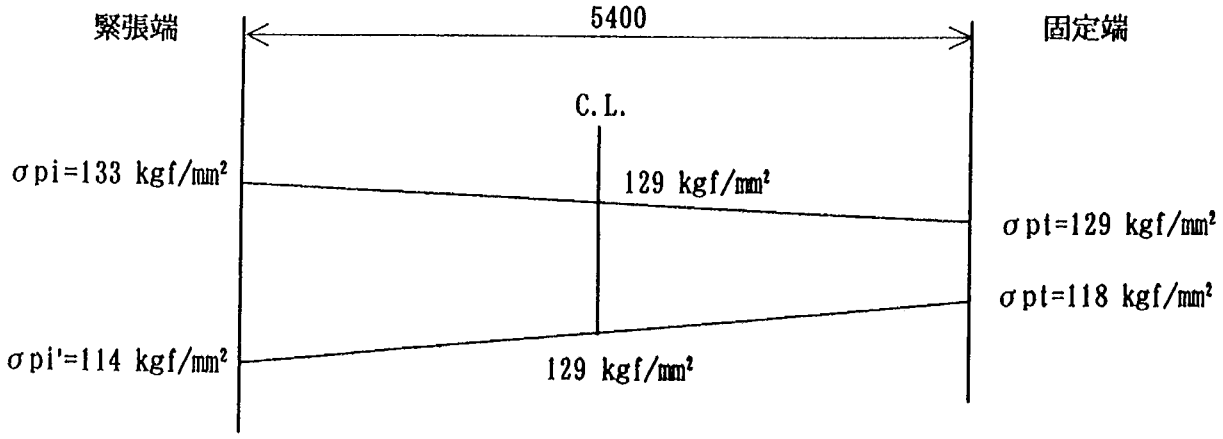
ＰＣ鋼材　１Ｓ１５．２Ｂの初期引張応力度$\sigma pi = 0.9\sigma py \fallingdotseq 144$kgf/mm²とし

ＰＣ鋼材とシースの摩擦による影響を考慮して　$\sigma pt1 = 133$kgf/mm²とする。

$\Delta\sigma p1$：定着具のセットによるＰＣ鋼材応力度の減少を考慮

この桁の場合、セットによる影響が支間中央断面にまでおよぶ

$\Delta\sigma p1 = 133 - 116 = 17$ kgf/mm²



Δσp2：コンクリートの弾性変形による減少

$$\Delta\sigma p2 = \frac{1}{2} \cdot n \cdot \sigma cpg \cdot \frac{N-1}{N}$$

ここに、n＝Ep／Ec＝２０．０×１０^{5}／２．９５×１０^{5}＝６．７８

σcpg：σctgとσdogの合成応力度

N ：全ＰＣ鋼材本数＝３本

σctg：プレストレスによるＰＣ鋼材図心位置のコンクリート応力度

σdog：主桁自重によるＰＣ鋼材図心位置のコンクリート応力度 ＝ －６．０ kgf/cm2

Pt' ＝N・σpti・Ap＝３×１１６×１３８．７＝ ４８ ２７０ ｋｇｆ

$$\sigma ctg = \frac{Pt'}{Ac} + \frac{Pt' \cdot epc}{Wcg} = \frac{48\ 270}{2\ 311} + \frac{48\ 270 \times 22.5}{30\ 560} = 56.4\ kgf/cm^2$$

$$\Delta\sigma p2 = \frac{1}{2} \times 6.78 \times (56.4 - 6.0) \times \frac{3-1}{3} = 114\ kgf/cm2 = 1\ kgf/mm^2$$

2）プレストレス導入直後のコンクリートの応力度

導入直後の全プレストレス

Pt ＝N・σpti・Ap＝３×１１５×１３８．７＝ ４７ ８５０ ｋｇｆ

epc＝－３４．３ｃｍ

プレストレスによるコンクリート応力度は、

$$\sigma ct' = \frac{Pt}{Ac} + \frac{Pt \cdot epc}{Wc'} = \frac{47\ 850}{2\ 311} + \frac{47\ 850 \times (-22.5)}{31\ 890} = -13.1\ kgf/cm^2$$

$$\sigma ct = \frac{Pt}{Ac} + \frac{Pt \cdot epc}{Wc} = \frac{47\ 850}{2\ 311} + \frac{47\ 850 \times (-22.5)}{-17\ 850} = 70.0\ kgf/cm^2$$

$$\sigma cpt = \frac{Pt}{Ac} + \frac{Pt \cdot epc}{Wcg} = \frac{47\ 850}{2\ 311} + \frac{47\ 850 \times (-22.5)}{-30\ 560} = 55.9\ kgf/cm^2$$

直後のプレストレスと主桁自重による応力度との合成されたものが、プレストレス導入直後のコンクリート の応力度となる。

上 縁 σct' ＋σdo' ＝－１３．１＋ ５．７ ＝ －７．４ kgf/cm² ≧ σdo' ＝ －１５ kgf/cm²

下 縁 σct ＋σct ＝ ８１．０－１０．３ ＝ ７０．７ kgf/cm² ≦ σct ＝ １９０ kgf/cm²

3）有効プレストレスの計算

コンクリートのクリープ及び乾燥収縮によるプレストレス力の減少量

$$\Delta\sigma p\phi = \frac{n\cdot\phi\cdot\sigma cp + Ep\cdot\varepsilon s}{1+n\cdot\dfrac{\sigma cpt}{\sigma pt}\left(1+\dfrac{\phi}{2}\right)}$$

ここに、$\Delta\sigma p\phi$：クリープ及び乾燥収縮による鋼材応力度の減少量

ϕ：コンクリートのクリープ係数　2.6

εs：コンクリートの乾燥収縮度　20×10^{-5}

n：ヤング係数比　Ep／Ec＝20.0／3.1＝6.45

Ep：2.0×10^{6} kgf/cm2

Ec：3.1×10^{5} kgf/cm2

σcp：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

(導入直後のプレ及び死荷重) $\sigma cp=\sigma cpt-\sigma d=55.9-6.0=49.9$ kgf/cm²

σpt：導入直後の鋼材引張応力度　$\sigma pt=115.0$ kgf/cm²

σcpt：鋼材位置における導入直後のプレストレス　$\sigma cpt=55.9$ kgf/cm²

$$\Delta\sigma p\phi = \frac{6.45\times2.6\times49.9+2.0\times10^{6}\times20\times10^{-5}}{1+6.45\times\dfrac{55.9}{11600}\left(1+\dfrac{2.6}{2}\right)} = 1154 \text{ kgf/cm}^2$$

$$= 12.0 \text{ kgf/mm}^2$$

ＰＣ鋼材の見かけのリラクセーションによるプレストレス力の減少量

$\Delta\sigma pr=\gamma\cdot\sigma pt=0.05\times116.0=5.8$ kgf/mm²

ＰＣ鋼材の有効引張応力度

$\sigma pe=\sigma pt-\Delta\sigma p\phi-\Delta\sigma pr=116.0-12.0-5.8$

$= 98.2$ kgf/mm² ≦ $\sigma pa=114$ kgf/mm²

有効係数は、

$$\eta=\frac{98.2}{116}=0.85$$

有効プレストレス

$\sigma ce'=\eta\cdot\sigma ct'=0.85\times(-13.1)=-11.1$ kgf/cm²

$\sigma ce=\eta\cdot\sigma ct=0.85\times81.0=68.9$ kgf/cm²

4）荷重を載荷した場合の曲げ応力度の合成

付表－2.6　曲げ応力度の合成

荷重項目		曲げ応力度　kgf/cm² 上　縁	下　縁
①	有効プレストレス	-11.1	68.9
②	桁自重	5.7	-10.3
3	載荷荷重　10 tf	31.1	-54.6
4	載荷荷重　15 tf	46.7	-81.9
5	載荷荷重　20 tf	62.2	-109.2
①+②		-5.4	58.6
①+②+ 3	10 tf	25.7	4.0
①+②+ 4	15 tf	41.3	-23.3
①+②+ 5	20 tf	56.8	-50.6
許　容　値		-15≦σc≦140	

（3）引張鉄筋の計算

必要引張鉄筋量を計算する。

$$As = \frac{Tc}{\sigma sa} = \frac{b \cdot x \cdot \sigma cl}{2 \cdot \sigma sa}$$

ここに、As ： 必要引張鉄筋量　cm²

Tc ： コンクリートに生じる引張応力の合力　kgf

σsa ： 引張鉄筋の許容引張応力度　kgf／cm²

b ： 下フランジ幅　cm

x ： 下フランジ下縁から中立軸までの距離　cm

1）必要引張鉄筋量

載荷荷重（１０tf、１５tf、２０tf）の時＝（桁自重＋載荷荷重＋有効プレストレス）

		載荷荷重時 (P-15tf)	載荷荷重時 (P-20tf)
主ケーブル本数		3本	3本
σ_{c1}' ：主桁上縁応力度	kgf/cm²	４１．３	５６．８
σ_{c1} ：主桁下縁応力度	kgf/cm²	－２３．３	－５０．６
H ：主桁の桁高	cm	６０．０	６０．０
b ：下縁幅	cm	２４．０	２４．０
x ：引張応力作用高さ	cm	２１．６	２８．３
σ_{sa} ：引張鉄筋の許容引張応力度	kgf/cm²	１８００	１８００
A_{sa} ：必要引張鉄筋量	cm²	３．３５５	９．５４７
使用引張鉄筋 Ｄ１３（１．２６７cm²）		3本 - 3.801 cm²	8本 - 10.136 cm²
使用引張鉄筋 Ｄ１６（１．９８６cm²）		2本 - 2.534 cm²	7本 - 8.869 cm²

（4）曲げひび割れモーメント：(Mcr)

曲げひび割れ発生荷重の計算値は、試験体下縁のコンクリート応力度がコンクリートの曲げ引張強度に達したとして求める。

$Mcr=(\sigma ct+\sigma pe)\cdot Wel=(30.0+68.9)\times 18320=18.118$ tf·m

ここに：コンクリートの曲げ引張強度　$\sigma ct=-30.0$ kgf/cm²

σpe：試験体下縁の有効プレストレス　$\sigma pe=68.9$ kgf/cm²

Wel：試験体下縁の断面係数　Wel＝１８，３２０cm³

（5）部材断面の破壊抵抗曲げモーメント：(Ｍｒ)

1）基本条件

・縦ひずみは、中立軸からの距離に比例する。

・コンクリートの引張強度は無視する。

・コンクリートの圧縮応力度の分布は、Ｔ形断面であるので以下のとおりとする。

ξcu：コンクリートの終局ひずみ（=0.0035）

ξs ：鋼材のひずみ

σck：コンクリートの設計基準強度

σs ：鋼材の応力度

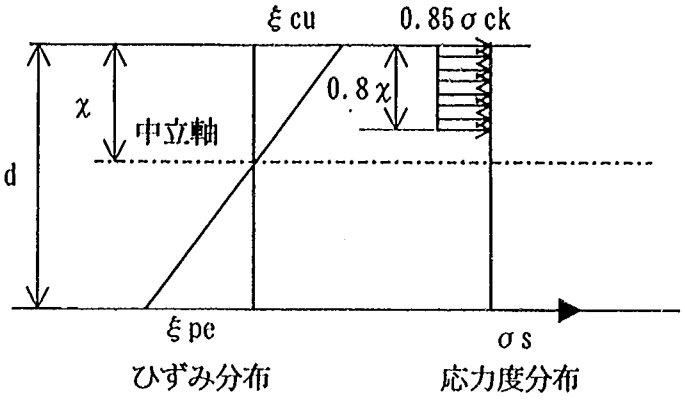
d ：部材断面の有効高

χ ：圧縮縁から中立軸までの距離

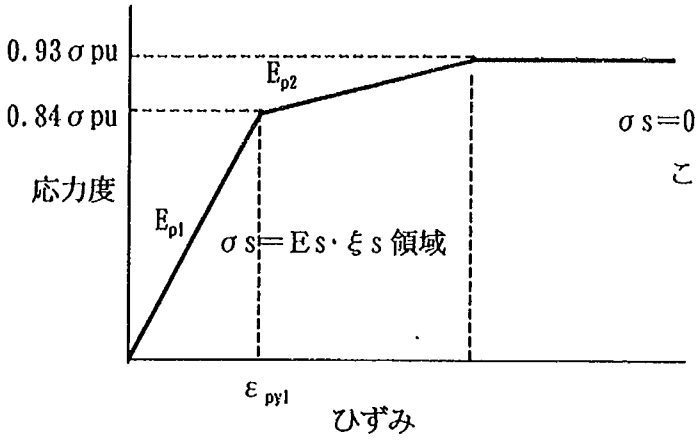
ξpe：有効プレストレス力によるＰＣ鋼材のひずみ

・引張鋼材としては、ＰＣ鋼材のみを考慮し、ＰＣ鋼材図心位置を有効高とする。

・圧縮部材断面としての上フランジ部のハンチは無視する。



・PC鋼材の応力-ひずみ線図



σs＝0.93σpu 領域

ここに。

σpu	：PC鋼材の引張強さ
σs	：鋼材の応力度
Es	：鋼材のヤング係数
ξs	：鋼材のひずみ

2）ξp領域の判定

χ ：ひずみの適合条件より終局つり合い鋼材時の中立軸までの距離（cm）

ξcu：コンクリートの終局ひずみ ＝ 0.0035

ξs ：引張鋼材のひずみ ＝ 0.015

σs ：鋼材の応力度

ξpe：有効プレストレス力によるＰＣ鋼材のひずみ

＝σpe／Es＝ 9 820／20×10^5 ＝ 0.0049

d ：部材断面の有効高 60.0 -16.0 ＝ 44.0 cm

Es ：鋼材のヤング係数 20×10^5 kgf/cm^2

σpe：ＰＣ鋼材の有効引張応力度 9 820 kgf/cm^2

σck：コンクリートの設計基準強度 400 kgf/cm^2

Ap ：引張鋼材の全断面積 N・Ap=3×138.7= 416.1 mm^2

σpu：ＰＣ鋼材の引張強さ 19 000 kgf/cm^2

B ：試験桁の上フランジ幅 75 cm

t ： 〃 厚 16 cm

b ： 〃 腹部厚 24 cm

$$\chi = \frac{\xi cu}{\xi s - \xi pe + \xi cu} \cdot d = \frac{0.0035}{0.015 - 0.0049 + 0.0035} \times 44.0 = 11.3 \text{ cm}$$

$T = 0.93 \cdot \sigma pu \cdot Ap = 0.93 \times 19\,000 \times 4.161 = 73\,520$ kgf

$0.8\chi = 0.8 \times 11.3 = 9.0$ cm $< t = 16.0$ cm　圧縮域が長方形である。

$C = 0.68 \cdot \sigma ck \cdot B \cdot \chi = 0.68 \times 400 \times 75 \times 9.0 = 183\,600$ kgf

C≧Tとなり、ＰＣ鋼材のひずみξpは領域Ⅰにある。

3）破壊抵抗曲げモーメントの計算（Ｍｒ）

Ｍｒ＝Ｔ（ｄ－ｋ・ｘ）＝７３　５２０×（４４．０－０．４×９．０）

＝　２９．７０２　ｔｆ・ｍ　（載荷荷重Ｐ＝２７．８７０ｔｆ）

（6）せん断応力度の照査

1）平均せん断応力度と斜引張鉄筋の計算

終局荷重作用時の平均せん断応力度

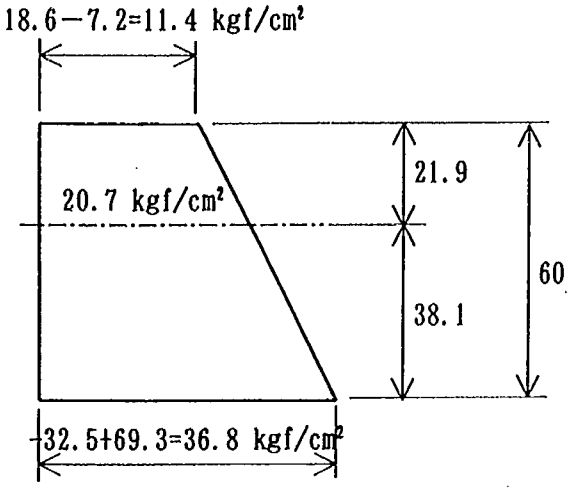
$$\tau max = \frac{Su - Sp}{bw \cdot d} = \frac{(30\ 000 - 0)}{24 \times 54.0} = 23\ kgf/cm^2 \leqq \tau ma = 53\ kgf/cm^2$$

2）設計荷重作用時のせん断力による斜引張応力度

$$\tau = \frac{(S - Sp) \cdot Q}{bw \cdot I} = \frac{(12\ 000 - 0) \times 17400}{24 \times 703600} = 12.4\ kgf/cm^2$$

σc：部材断面のコンクリートの圧縮応力度　　20.7 kgf/cm²

（支点から３０ｃｍの位置）



$$\sigma I = \frac{1}{2}(\sigma c - \sqrt{\sigma c 2 + 4\tau 2}) = \frac{1}{2}(20.7 - \sqrt{20.7 2 + 4 \times 12.4 2}) = -5.8\ kgf/cm^2$$

$$\leqq \sigma Ia = 10.0\ kgf/cm^2$$

σＩａ：コンクリートの許容斜引張応力度＝10 kgf/cm²

4）設計荷重作用時の平均せん断応力度

$$\tau max = \frac{S - Sp}{bw \cdot d} = \frac{(12\ 000 - 0)}{24 \times 54.0} = 9.3\ kgf/cm2 \leqq \tau c = 5.5\ kgf/cm^2$$

τc：コンクリートが負担できる平均せん断応力度　　5.5 kgf/cm²

bw：桁の腹部厚　　24.0 cm²

コンクリートが負担できる平均せん断応力度を満足しないため斜引張鉄筋を算出する。

5）終局荷重作用時のせん断に対しての斜引張鉄筋量（Aw）

τc：コンクリートが負担できる平均せん断応力度　5．5 kgf/cm²

bw：桁の腹部厚　２４．０ cm

d　：有効高　５４．０ cm

Sc：コンクリートが負担できるせん断力

Sc＝k・τc・bw・d＝2×5．5×２４．０×５４．０＝１４．２５６ tf

Su：終局荷重作用時のせん断力

Sc：ＰＣ鋼材の引張力による鉛直分力

Sh'：斜引張鉄筋が負担するせん断力＝Su－Sp－Sc＝３０．０－１４．２＝１５．８ tf

$$Aw=\frac{1.15\cdot Sh'\cdot a}{\sigma s\cdot d}=\frac{1.15\times 15\ 800\times 10}{3000\times 54.0}=1.12\ cm^2$$

6）最小鉄筋量（Aw min）

Aw min＝ 0.002・bw・a＝ 0.002・24.0・20 ＝ 0.96 cm²

斜引張鉄筋の配置

必要鉄筋量（cm2）　1.12 cm²

斜引張鉄筋（cm2）　D10×2＝0.7133×2＝ 1.43 cm²

7）せん断に対する軸方向鉄筋（Az）

$$Az=\frac{Sh'}{2\cdot\sigma sy}=\frac{15\ 800}{2\times 3000}=2.63\ cm^2$$

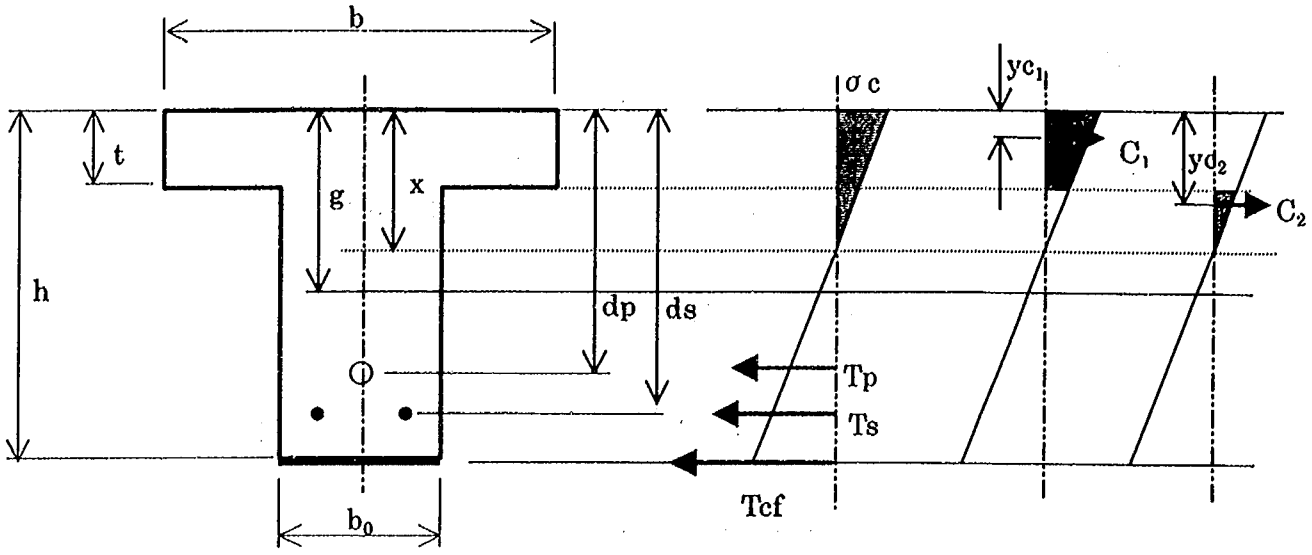
軸方向鉄筋の配置

必要鉄筋量（cm2）　2.63 cm²

軸方向鉄筋（cm2）　D10×6 本＝0.7133cm2×6 本＝ 4.28 cm²

資料－３　軸圧縮力を受けるＴ型梁の曲げ応力度

3.1　曲げ応力度算定方法



付図－3.1　軸力が作用するＴ型梁

C_1　：フランジ部コンクリート圧縮応力度の合力

C_2　：ウェブ部コンクリート圧縮応力度の合力

T_p　：PC鋼材の引張力　　T_s　：鉄筋の引張力

T_{cf}　：炭素繊維シートの引張力

A_p　：PC鋼材断面積　　A_s　：鉄筋断面積

A_{cf}　：炭素繊維シート断面積

d_p　：圧縮縁から外側引張鉄筋までの距離　　d_s　：圧縮縁から外側圧縮鉄筋までの距離

d_{cf}　：炭素繊維シート断面積

x　：圧縮縁から中立軸までの距離　　g　：圧縮縁から図心までの距離

y_{c1}　：圧縮縁からフランジ部に生じるコンクリート圧縮合力作用位置までの距離

y_{c2}　：圧縮縁からウェブ部に生じるコンクリート圧縮合力作用位置までの距離

b　：フランジ部の幅　　b_o：ウエブ部の幅

h　：梁高さ

σ_c　：圧縮縁のコンクリート応力度

σ_{cl}　：圧縮縁からｔの位置のコンクリート応力度

付図－3.1 において、圧縮縁のコンクリートの応力度をσ_c、圧縮縁から中立軸までの距離をｘとする。ひずみが直線分布するものと仮定すると、ＰＣ鋼材、鉄筋、炭素繊維シートの応力度は、それぞれ下式で表せる。

ＰＣ鋼材　　：$\sigma p = n_p \cdot [(d_p - x) / x] \cdot \sigma_c$
鉄筋　　：$\sigma s = n \cdot [(d_s - x) / x] \cdot \sigma_c$
炭素繊維シート　：$\sigma cf = n_{cf} \cdot [(d_{cf} - x) / x] \cdot \sigma_c$
ここで、n_p、n、n_{cf}はそれぞれPC鋼材、鉄筋、炭素繊維シートの弾性係数比

従って、ＰＣ鋼材、鉄筋、炭素繊維シートの引張力は、

$$\left.\begin{array}{ll} \text{ＰＣ鋼材} & : T_p = n_p \cdot A_p \cdot [(d_p - x) / x] \cdot \sigma_c \\ \text{鉄筋} & : T_s = n \cdot A_s \cdot [(d_s - x) / x] \cdot \sigma_c \\ \text{炭素繊維シート} & : T_{cf} = n_{cf} \cdot A_{cf} \cdot [(d_{cf} - x) / x] \cdot \sigma_c \end{array}\right] \quad -①$$

と表せる。軸力の釣り合いと、図心周りのモーメントの釣り合いの以下の式を満足する中立軸までの距離 x 及び圧縮縁のコンクリート応力度σ_cを求め、鉄筋、炭素繊維シートの応力度を算出する。

（1）中立軸がウェブ内にある場合（ｘ＞ｔ）

軸力をN、曲げモーメントをM、フランジ部コンクリートの圧縮応力の合力をC_1、ウェブ部コンクリートの圧縮応力の合力をC_2とすると、軸力の釣り合いより、

$$C_1 + C_2 - T_p - T_s - T_{cf} - N = 0 \quad -②$$

図心周りの曲げモーメントの釣り合いより、

$$C_1 \cdot (g - y_{c1}) + C_2 \cdot (g - y_{c2}) + T_p \cdot (d_p - g) + T_s \cdot (d_s - g) + T_{cf} \cdot (h - g) = M \quad -③$$

ここで、

$$\left.\begin{array}{l} C_1 = b \cdot t \cdot (\sigma_c + \sigma_{c1}) / 2, \quad C_2 = b_0 \cdot (x - t) \cdot \sigma_{c1} / 2, \\ \sigma_{c1} = \sigma_c \cdot (x - t) / x, \\ y_{c1} = \{ \sigma_{c1} \cdot t^2 / 2 + (\sigma_c - \sigma_{c1}) \cdot t^2 / 6 \} / \{ \sigma_{c1} \cdot t + (\sigma_c - \sigma_{c1}) \cdot t / 2 \}, \\ y_{c2} = t + (x - t) / 3, \\ g = [b \cdot t^2 / 2 + b_0 \cdot (h^2 - t^2) / 2 + n \cdot A_s \cdot d_s + n_p \cdot A_p \cdot d_p + n_{cf} \cdot A_{cf} \cdot h] \\ \qquad\qquad / [b \cdot t + b_0 \cdot (h - t) + n \cdot A_s + n_p \cdot A_p + n_{cf} \cdot A_{cf}] \end{array}\right] \quad -④$$

式①,④を式②,③に代入して、ｘ、σ_cを求める。

（2）中立軸がフランジ内にある場合（$x \leqq t$）

中立軸がフランジ内にある場合は、式④で

$C_1 = b \cdot \sigma_c \cdot x / 2$,　$C_2 = 0$,　$\sigma_{c1} = 0$,

$y_{c1} = x / 3$

とする。

プレストレス力による軸力が作用する位置が断面の重心と異なる場合には、偏心曲げモーメントが発生するため、軸力と発生曲げモーメントの関係は下式となる。

$$M' = M + N_p \cdot (d_p - g)$$

M'　：発生曲げモーメント

M　：断面に作用する曲げモーメント

N_p　：軸力

d_p　：圧縮端から軸力作用位置までの距離

g　：圧縮端から重心までの距離

3.2　試験体の曲げ応力度計算結果

以上の関係より、PC-No.1、PC-No.2 の各試験体について、載荷曲げモーメントと各部のひずみの関係を算出した結果を付表－3.3 に示す。なお、軸力および各構成部材の物性値は付表－3.2 に示す通りとした。

付表－3.2　各部の材料物性値

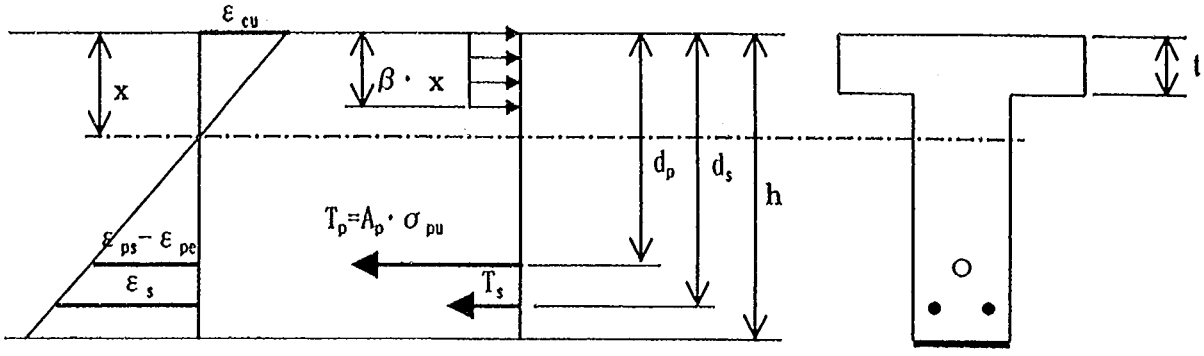
試験体		No.1	No.2
軸力	kN	292	383
コンクリート	弾性係数　N/mm²	3.19×10^4	3.35×10^4
PC鋼材	弾性係数　N/mm²	1.97×10^5	1.97×10^5
鉄筋	弾性係数　N/mm²	1.83×10^5	1.83×10^5
炭素繊維シート	弾性係数　N/mm²	－	3.92×10^5

付表－3.3　曲げモーメントと各部のひずみ計算結果

試験体		No.1		No.2	
軸力　N_0 kN		292		383	
発生曲げモーメント　M' kN-m		117.7	294.3	176.6	392.4
偏心量　m		0.222	0.222	0.222	0.222
作用曲げモーメント　M kN-m		52.8	229.4	91.5	307.3
発生ひずみ μ	コンクリート	127	646	194	643
	鉄筋	200	3489	381	2713
	炭素繊維シート	—	—	427	2986

資料－４　軸圧縮力を受けるＴ型梁の曲げ耐力

4.1　PC-No.1（無補強試験体）



ひずみ分布　　応力度分布

コンクリート強度	σ_{ck}	: 52.9 N/mm²	β	: 0.777	ε_{cu} : 0.00321
有効プレストレス力	P_I	: 292 kN			
	E_p	: 1.97×10^5 N/mm²	σ_{pu}	: 1940 N/mm²	
	E_s	: 1.83×10^5 N/mm²	σ_{sy}	: 349 N/mm²	
	(ε_{sy}	: 1.907×10^{-3})			
鋼材断面積	A_p	: 416.1 mm²			
	A_s	: 253.4 mm²			

有効プレストレス力によるPC鋼材のひずみ　ε_{pe}：

$$\varepsilon_{pe}=292000\ /\ 416.1/\ 1.97\times10^5\ =\ 3.56\times10^{-3}$$

・中立軸の算出

力のつり合い条件

$$C-T_p-T_s=0 \qquad \text{----------①}$$

$$Mu=C\cdot(g-g_c)+T_p\cdot(d_p-g)+T_s\cdot(d_s-g) \qquad \text{----------②}$$

ひずみの適合条件

$$\frac{\varepsilon_s}{d_s-x}=\frac{\varepsilon_p-\varepsilon_{pe}}{d_p-x}$$

したがって、各部の断面力は、

$$\left.\begin{array}{ll} T_s = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s = E_s \cdot A_s \cdot \dfrac{d_s - x}{h - x} \cdot \varepsilon_{cfu} & (\varepsilon_s \le \varepsilon_{sy}) \\ T_s = \sigma_{sy} \cdot A_s & (\varepsilon_s \ge \varepsilon_{sy}) \\ T_p = A_p \cdot \sigma_{pu} & \\ C = 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot \beta x & (\beta x \le t) \\ C = 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot \{b \cdot t + b_0(\beta x - t)\} & (\beta x > t) \end{array}\right\} \quad \text{--------③}$$

と表わせる。式③を式①に代入して、中立軸の位置Xを求める。

中立軸の位置　　X＝34.2 mm

$\beta X = 0.777 \times 34.2 = 26.6 < t = 160$

したがって、圧縮域が長方形であり、コンクリートの圧縮力の作用位置 g_c は、

$g_c = \beta X/2 = 13.3$ mm

である。鉄筋のひずみは、

$\varepsilon_s = (\varepsilon_{ps} - \varepsilon_{pe}) \cdot (d_s - X) / (d_p - X)$

$= (0.015 - 0.00356) \times (550 - 34.2) / (440 - 34.2)$

$= 1.45 \times 10^{-2} > \varepsilon_{sy} = 1.475 \times 10^{-3}$ ：降伏

各部の断面力は下記となる。

$T_p = A_p \cdot \sigma pu$

$= 416.1 \times 1940$

$= 807234 = 807.3$ kN

$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy} = 253.4 \times 349 = 88437$

$= 88.4$ kN

破壊抵抗曲げモーメント　Mu

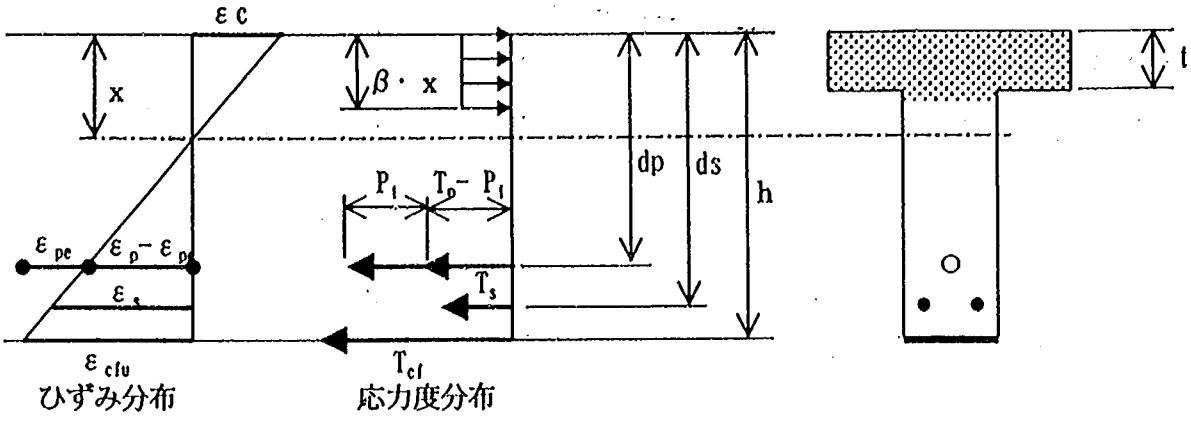
$Mu = C \cdot (g - g_c) + T_p \cdot (d_p - g) + T_s \cdot (d_s - g)$

$= T_p \cdot (d_p - \beta x/2) + T_s \cdot (d_s - \beta x/2)$

$= 807.3 \times (440 - 13.3) + 88.4 \times (555 - 13.3)$

$= 392361$ kN-mm $= 392$ kN-m

4.2 PC-No.2（補強試験体）



炭素繊維シートが付着破壊した際の破壊抵抗曲げモーメントを算出する。

有効プレストレス力　P_t　：3.83×10⁵ N

コンクリート　σ_{ck}　：58.6 N/mm²

β　：0.73　　ε_{cu}　：0.00264

鋼材　ＰＣ鋼材

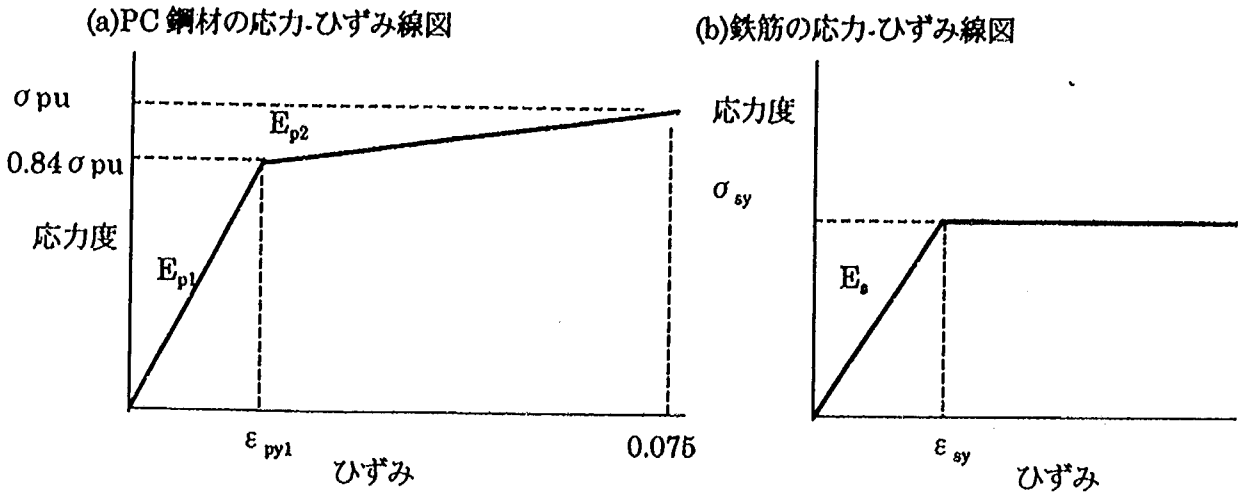
断面積	A_p	：416.1 mm²
ヤング係数	E_{p1}	：1.97×10⁵ N/mm²
	E_{p2}	：4.65×10³ N/mm²
	ε_{py1}	：8.27×10⁻³
引張強度	σ_{pu}	：1940 N/mm²
圧縮端からの位置	d_p	：440 mm

引張鉄筋

断面積	A_s	：253.4 mm²
ヤング係数	Es	：1.83×10⁵ N/mm²
降伏点	σ_{sy}	：349 N/mm²
降伏ひずみ	ε_{sy}	：1.91×10⁻³
圧縮端からの位置	d_s	：555 mm

炭素繊維シート

設計厚み	t_{cf}	：0.165 mm
ヤング係数	E_{cf}	：3.92×10⁵ N/mm²
付着破壊時のひずみ	ε_{cfu}	：5.50×10⁻³
断面積	A_{cf}	：0.165×240×4＝158.4 mm²
圧縮端からの位置	h	：600 mm



有効プレストレス力によるPC鋼材のひずみ ε_{pe}：

$$\varepsilon_{pe}=383000\ /\ 416.1/\ 1.97\times10^{5}\ =\ 4.67\times10^{-3}$$

・中立軸の算出

力のつり合い条件

$$C-T_p-T_s-T_{cf}=0 \qquad \text{----------①}$$

$$Mu=C\cdot(g-g_c)+T_p\cdot(d_p-g)+T_s\cdot(d_s-g)+T_{cf}\cdot(h-g) \qquad \text{----------②}$$

ひずみの適合条件

$$\frac{\varepsilon_{cfu}}{h-x}=\frac{\varepsilon_s}{d_s-x}=\frac{\varepsilon_p-\varepsilon_{pe}}{d_p-x}$$

したがって、各部の断面力は、

$$T_s=\varepsilon_s\cdot E_s\cdot A_s=E_s\cdot A_s\cdot\frac{d_s-x}{h-x}\cdot\varepsilon_{cfu} \qquad (\varepsilon_s\le\varepsilon_{sy})$$

$$T_s=\sigma_{sy}\cdot A_s \qquad (\varepsilon_s\ge\varepsilon_{sy})$$

$$T_p=\varepsilon_p\cdot E_p\cdot A_p$$

$$=(\varepsilon_p-\varepsilon_{pe})\cdot E_p\cdot A_p+P_t=E_{p1}\cdot A_p\cdot\frac{d_p-x}{h-x}\cdot\varepsilon_{cfu}+P_t \qquad (\varepsilon_p\le\varepsilon_{py1})$$

$$T_p=A_p\cdot\left\{0.84\cdot\sigma_{pu}+E_{p2}\cdot\left(\frac{d_p-x}{h-x}\cdot\varepsilon_{cfu}-\varepsilon_{py1}\right)\right\} \qquad (\varepsilon_{py1}<\varepsilon_p)$$

$$T_{cf}=E_{cf}\cdot A_{cf}\cdot\varepsilon_{cfu}$$

$$C=0.85\cdot\sigma_{ck}\cdot b\cdot\beta x \qquad (\beta x\le t)$$

$$C=0.85\cdot\sigma_{ck}\cdot\{b\cdot t+b_0(\beta x-t)\} \qquad (\beta x>t)$$

----------③

と表わせる。

式③を式①に代入して、中立軸の位置Xを求める。

中立軸の位置　　X=40.6 mm

$\beta X=0.731\times40.6=29.7 < t=160$

したがって、圧縮域が長方形であり、コンクリートの圧縮力の作用位置 g_c は、

$g_c=\beta X/2=14.8$ mm

また、圧縮端から断面の図心までの距離は、

$g=218$ mm

である。断面各部のひずみは、

$\varepsilon_p-\varepsilon_{pe}=\varepsilon_{cf}\cdot(d_p-X)/(h-X)$

$=0.0055\times(440-40.6)/(600-40.6)=3.93\times10^{-3}$

$\varepsilon_p=(3.93+4.67)\times10^{-3}=8.60\times10\text{-}3 > \varepsilon_{pyl}=8.27\times10^{-3}$

$\varepsilon_s=\varepsilon_{cf}\cdot(d_s-X)/(h-X)$

$=0.0055\times(555-40.6)/(600-40.6)$

$=5.06\times10^{-3}>\varepsilon_{sy}=1.91\times10^{-3}$：降伏

したがって、各部の断面力は下記となる。

$T_p=A_p\cdot\{0.84\sigma pu+E_{p2}\cdot(\varepsilon_p-\varepsilon_{pyl})\}$

$=416.1\times\{0.84\times1940+4.65\times10^3\times(8.60-8.27)\times10^{-3}\}$

$=678715=678.7$ kN

$T_s=A_s\cdot\sigma_{sy}=253.4\times349=88437$

$=88.4$ kN

$T_{cf}=A_{cf}\cdot E_{cf}\cdot\varepsilon_{cfu}=158.1\times3.92\times10^5\times0.0055$

$=341510=341.5$ kN

$C=0.85\sigma ck\cdot b\cdot\beta X$

$=0.85\times58.6\times750\times29.7$

$=1109518$ N $=1109$ kN

破壊抵抗曲げモーメント　Mu

$Mu=T_p\cdot(d_p-g)+T_s\cdot(d_s-g)+T_{cf}\cdot(h-g)+C\cdot(g-g_c)$

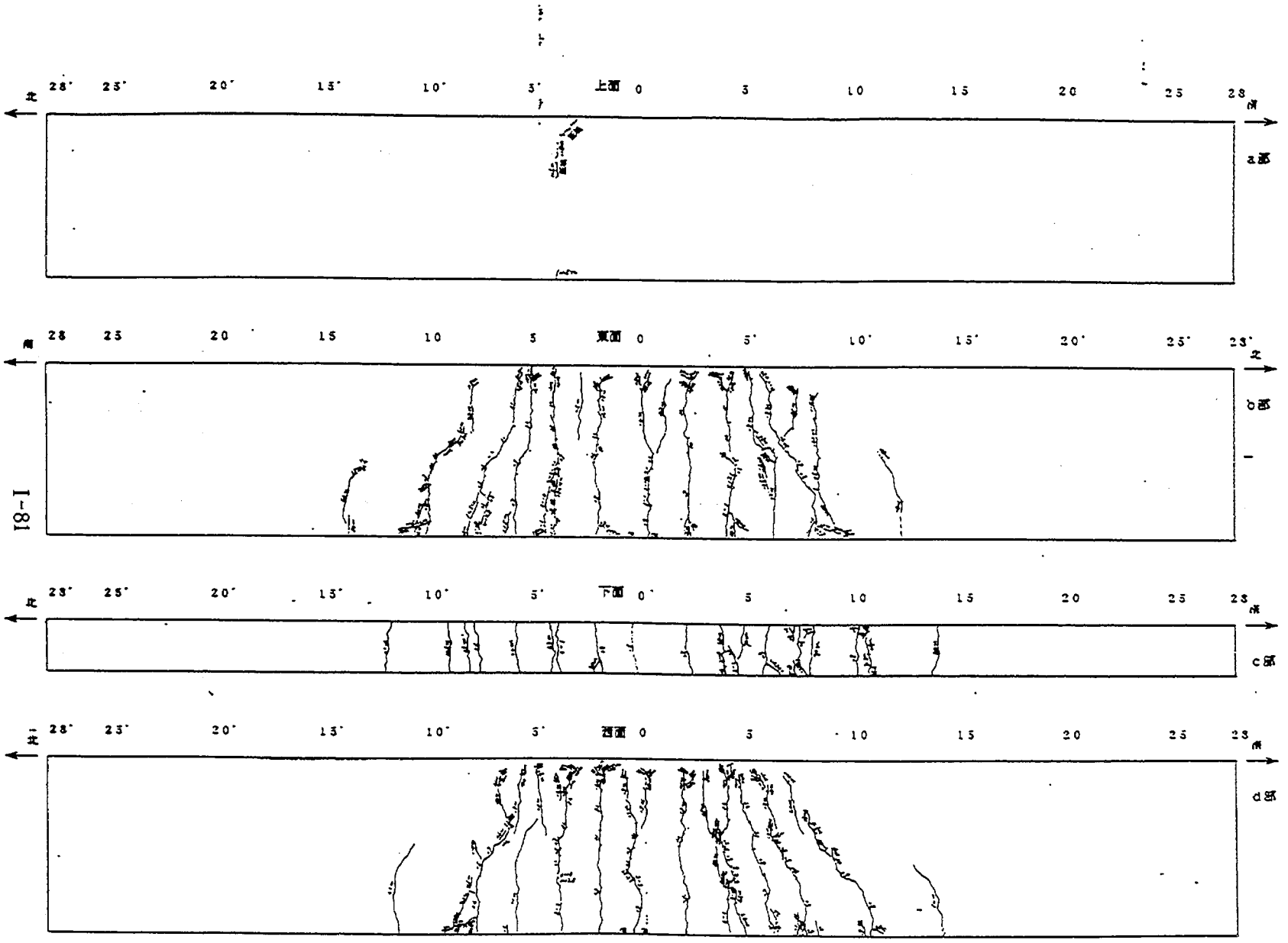
$=678.7\times(440-218)+88.4\times(555-218)$

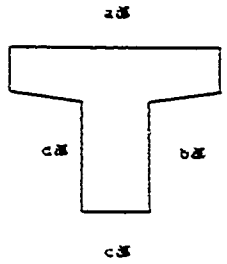
$+341.5\times(600-218)+1109.5\times(218-14.8)$

$=536366$ kN-mm$=536.4$ kN-m

となる。

資料－５　ひび割れ観察図

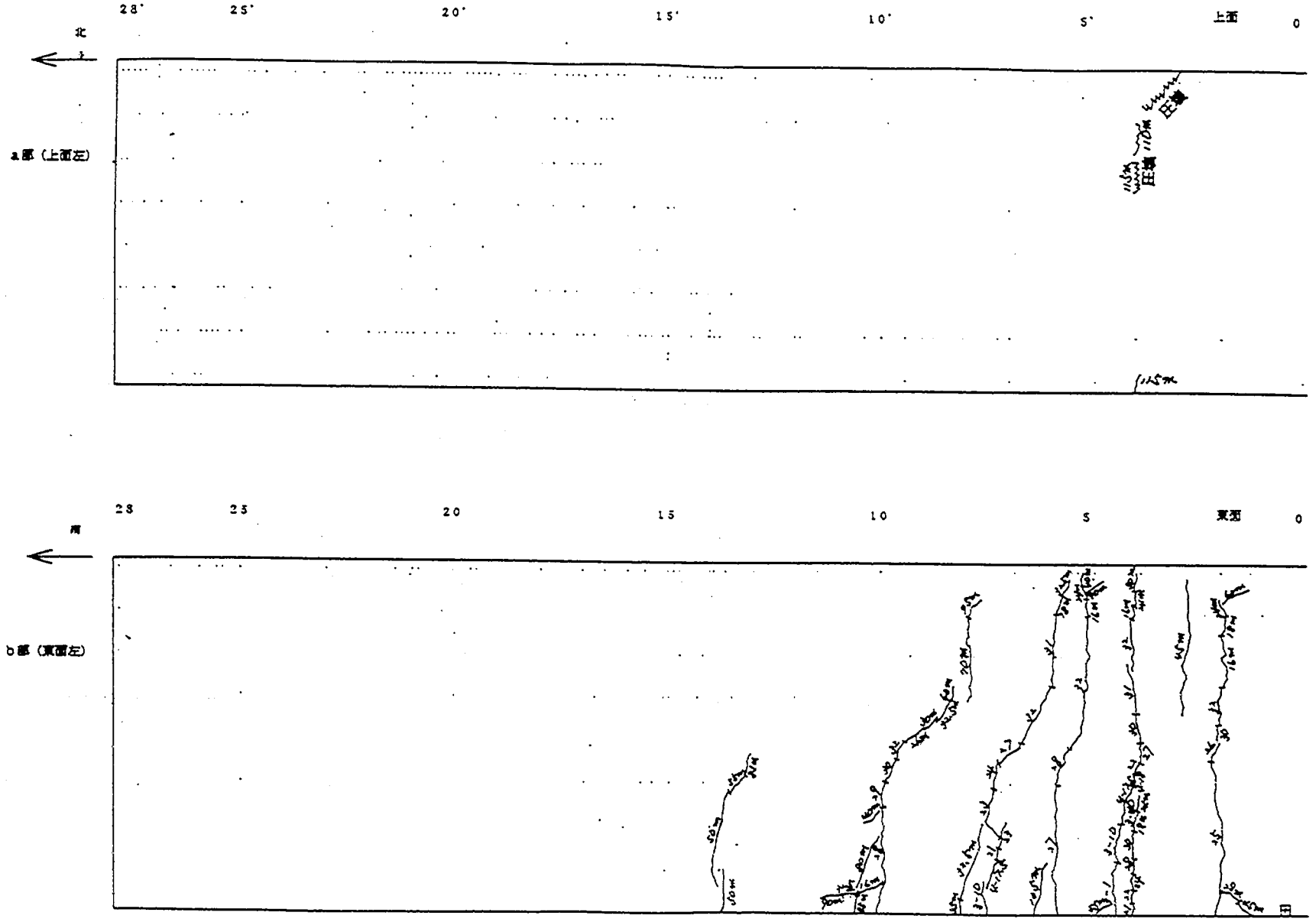




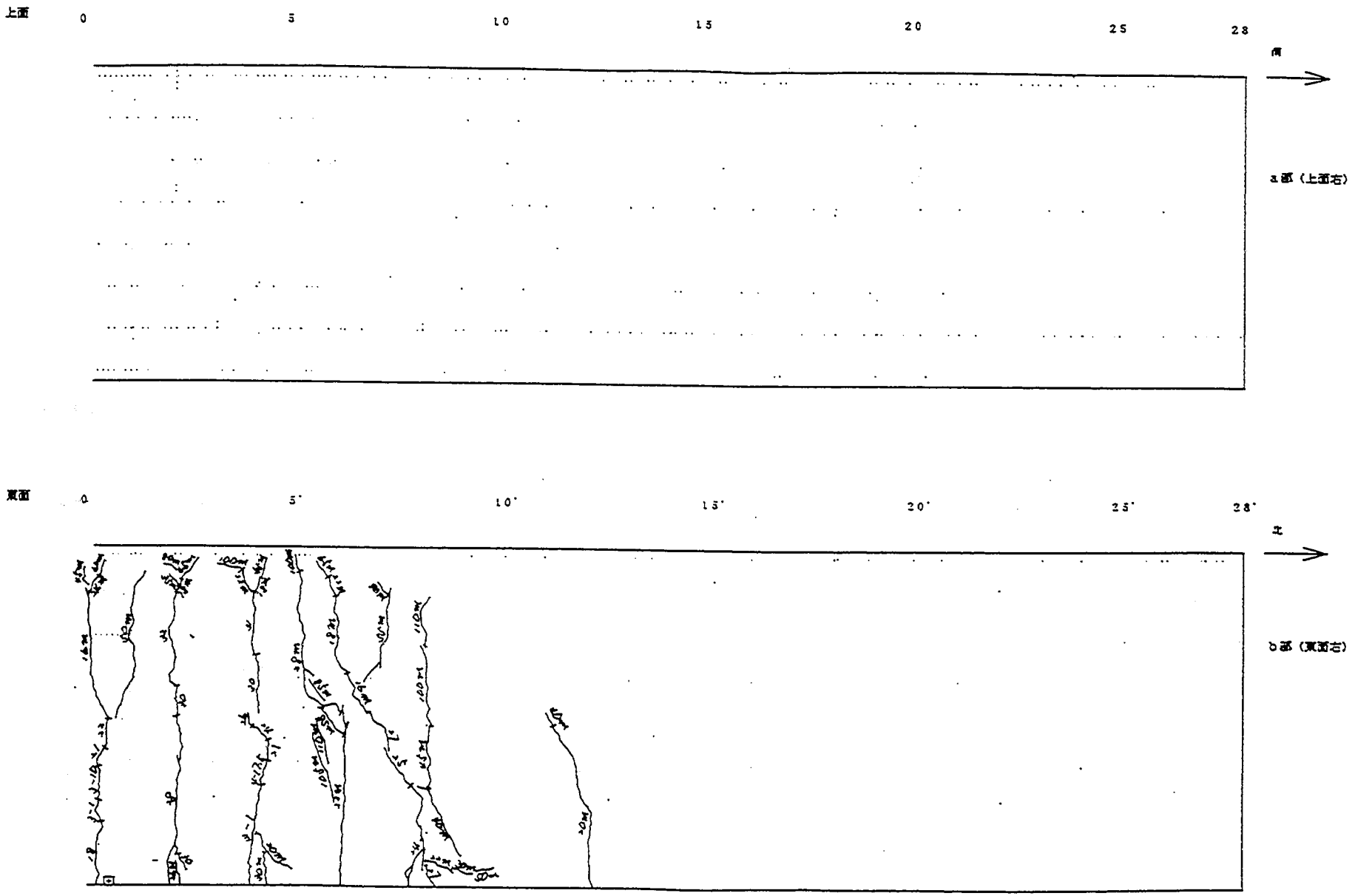
凡例

1. 図中の数字に深度（t）を表示しています。
2. 図中のMに中央の変位（mm）を表示しています。
3. b部、d部に展開図で見ています。

ひびわれ状態スケッチ図　（供試体番号　1）

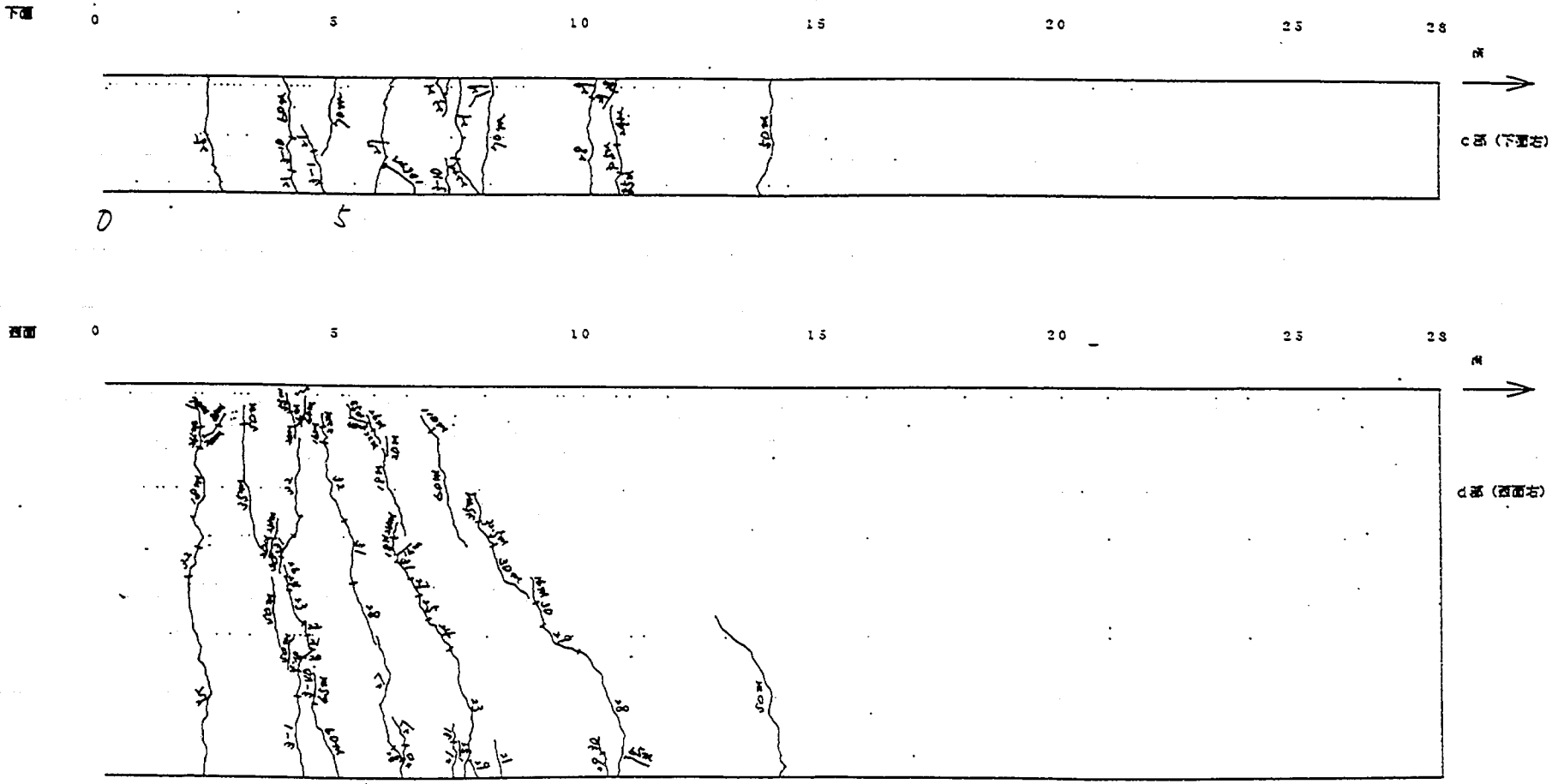


こびわれ状態スケッチ図　（部分拡大図　1）　供試体番号 1

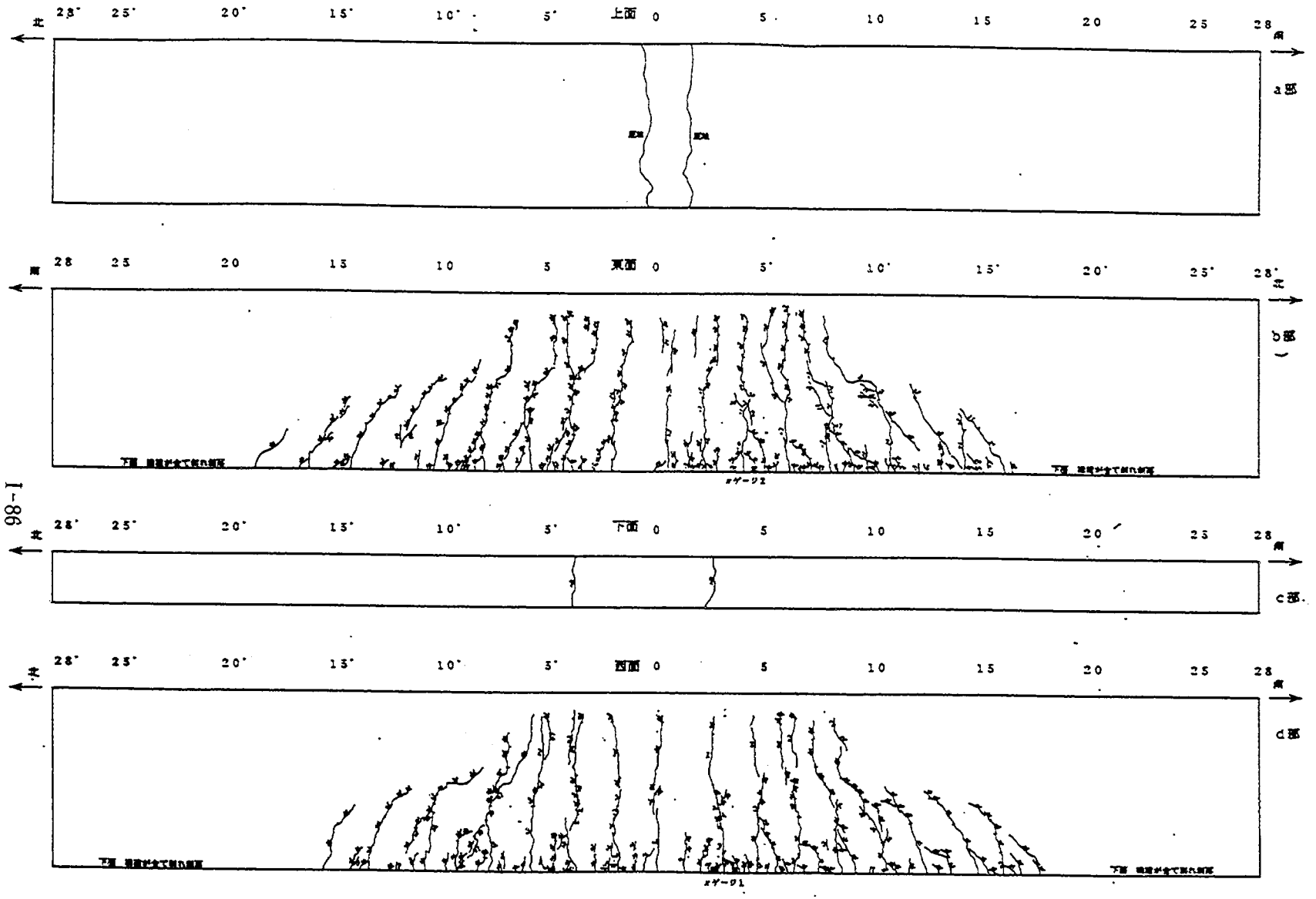


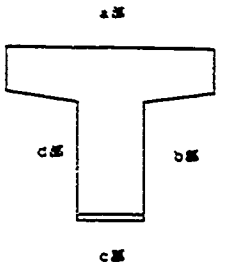
ひびわれ状態スケッチ図　（部分拡大図　2）　供試体 1

ひびわれ状態スケッチ図　（部分拡大図　3）　供試体 1



ひびわれ状態スケッチ図　（部分拡大図　4）　供試体 1

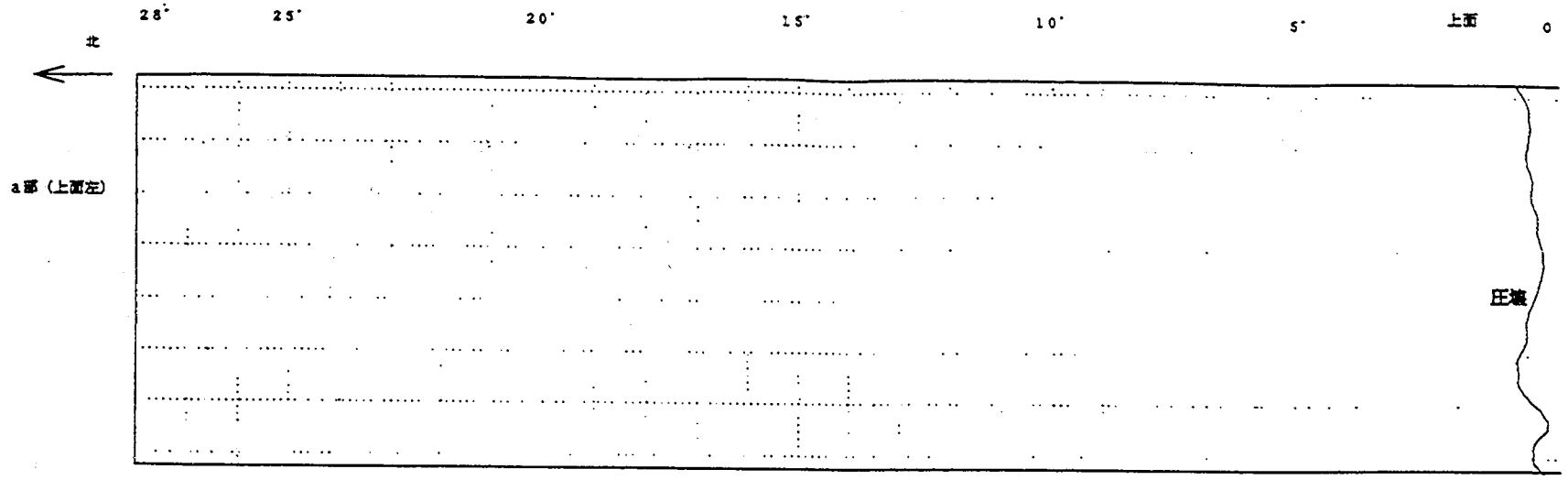


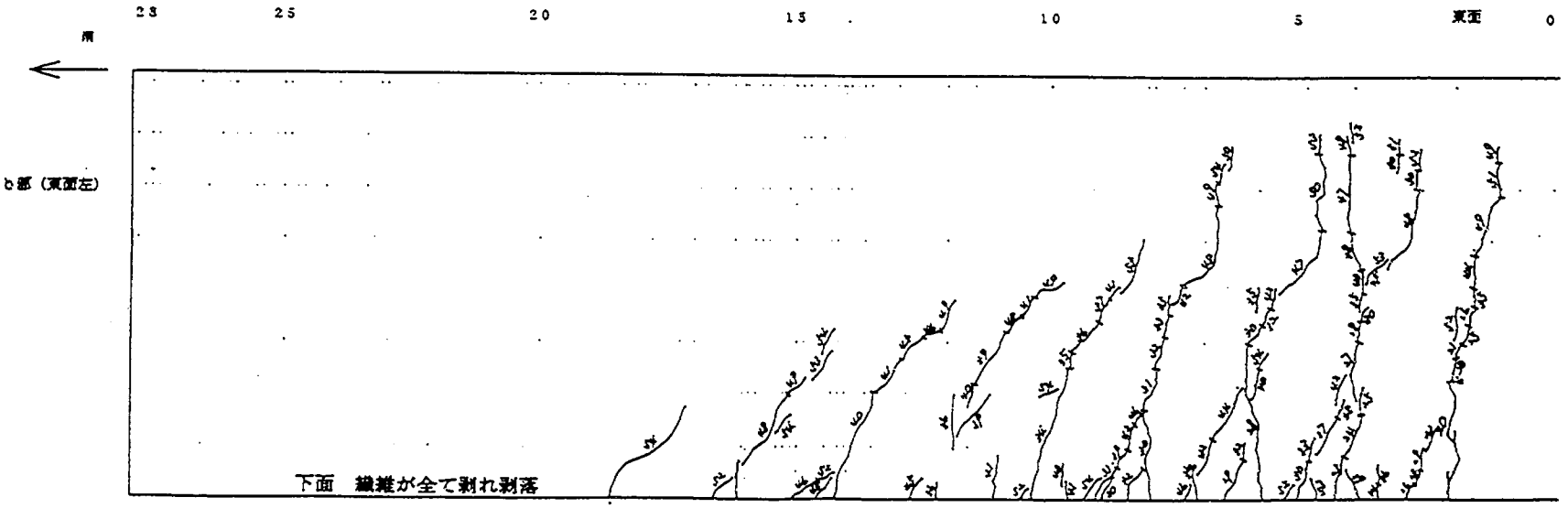


凡例

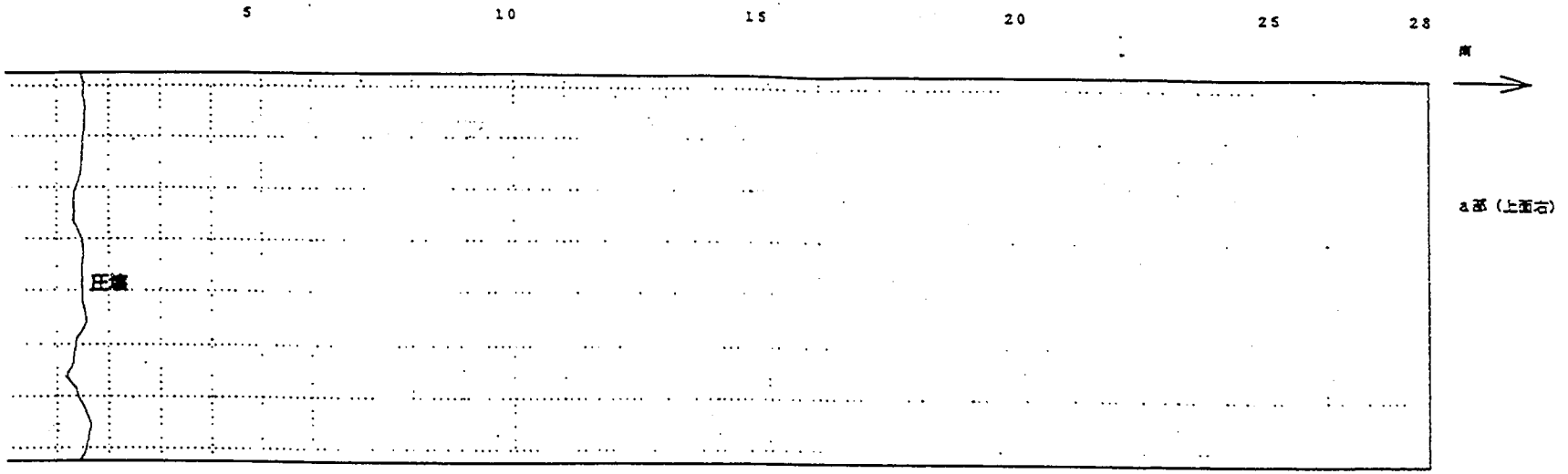
1. 図中の数字に荷重（t）を表示しています。
2. 図中のMは中央の変位（mm）を表示しています。
3. b部、d部は展開図で見ています。
4. c部に炭素繊維シート貼付供試体でのスケッチです。

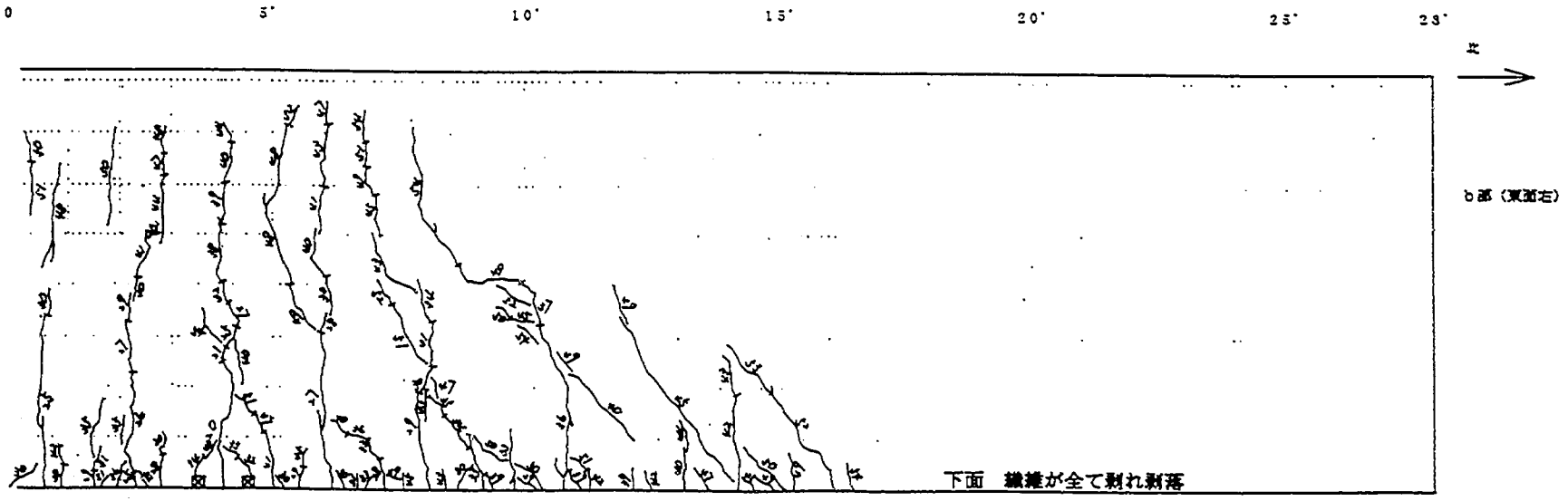
ひびわれ状態スケッチ図　（供試体番号　2）



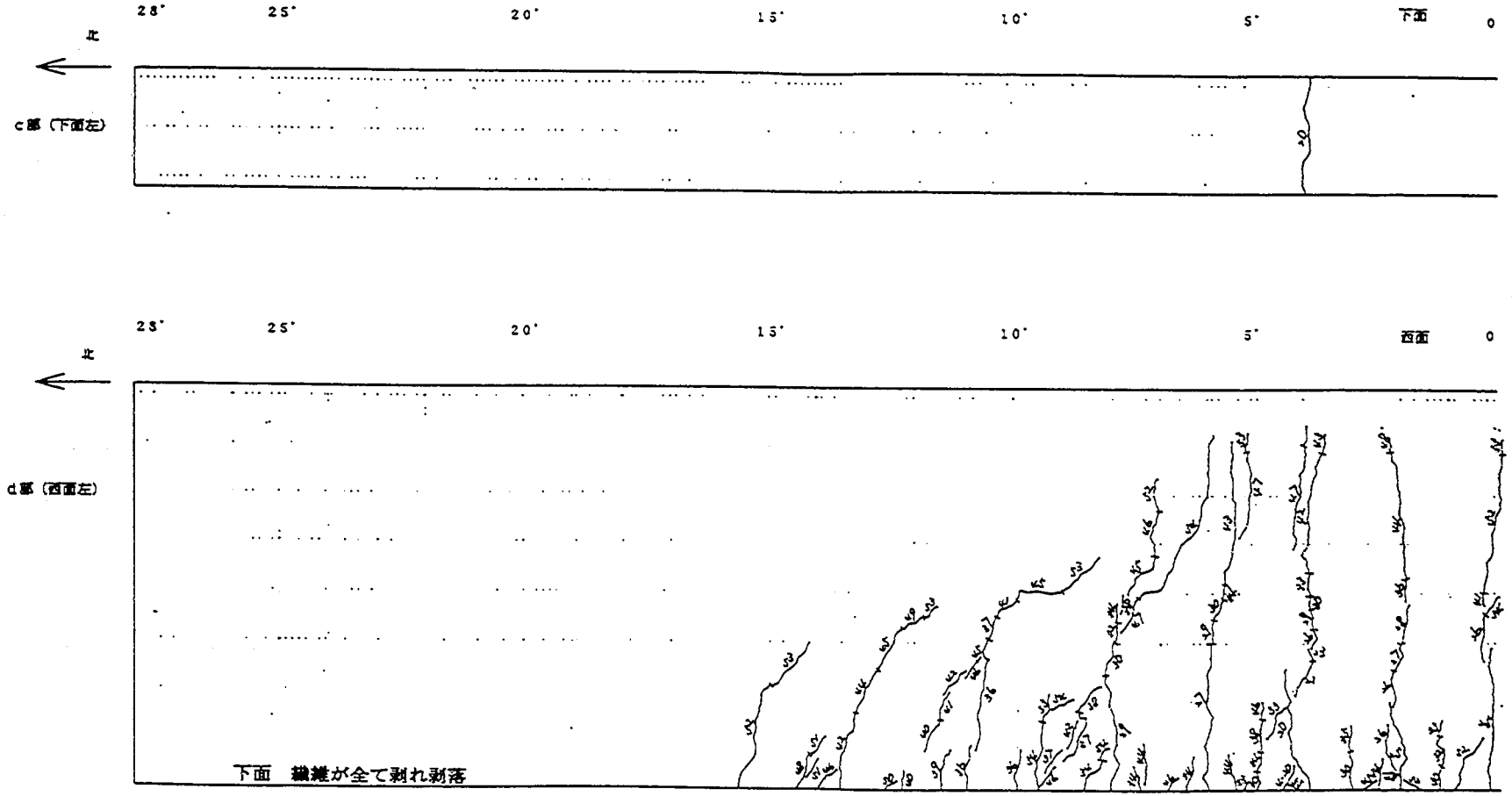


ひびわれ状態スケッチ図　（部分拡大図　1）　供試体番号 2

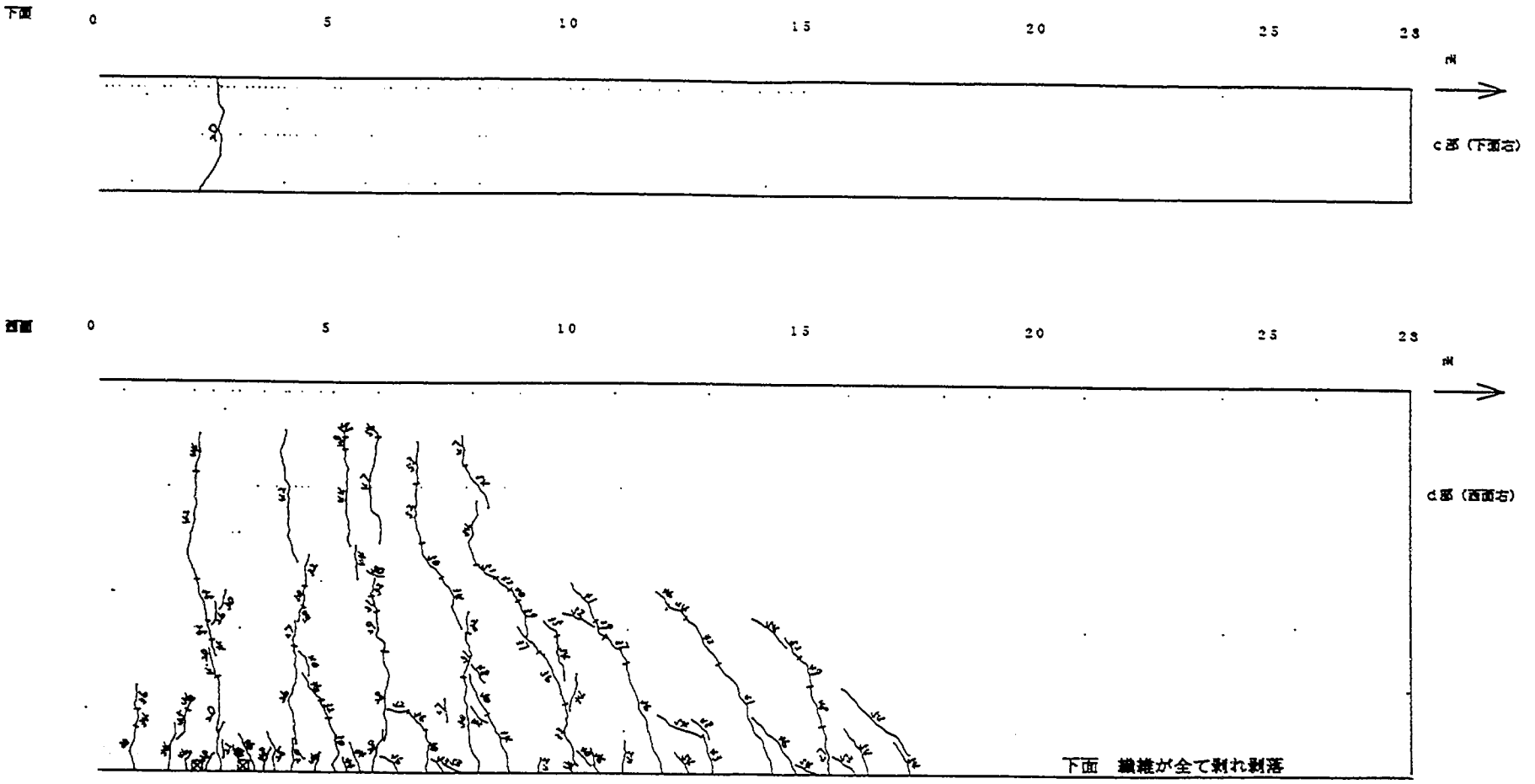




ひびわれ状態スケッチ図　（部分拡大図　2）　供試体 2



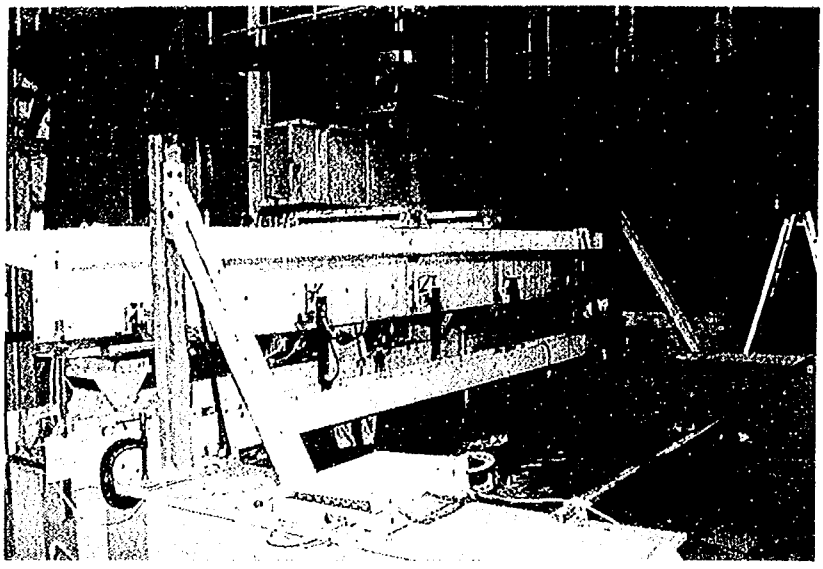
ひびわれ状態スケッチ図　（部分拡大図　3）　供試体 2



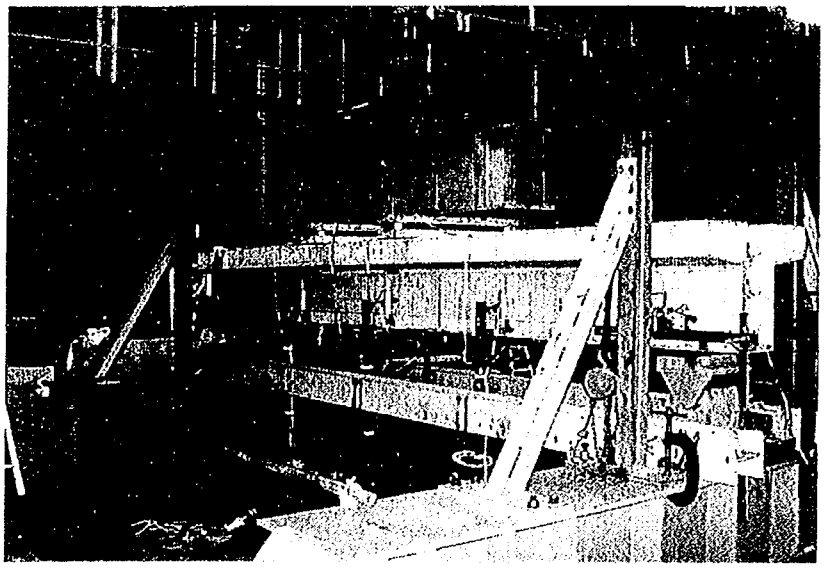
こびわれ状態スケッチ図　（部分拡大図　4）　供試体2

資料－６　写真集

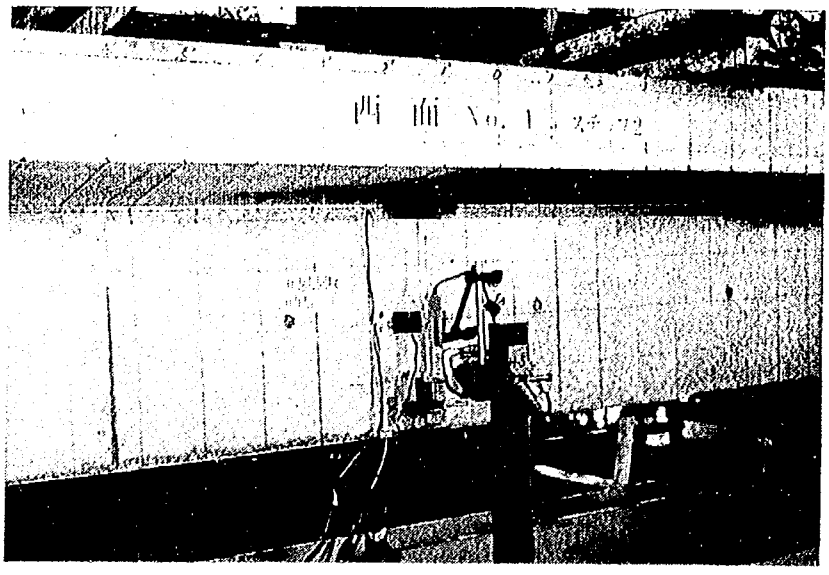
PC-No. 1（無補強）



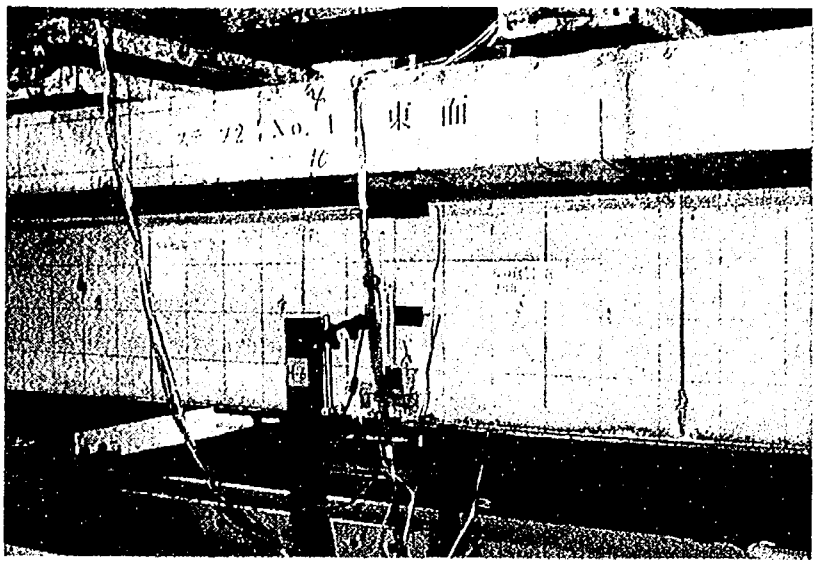
試験体設置状況



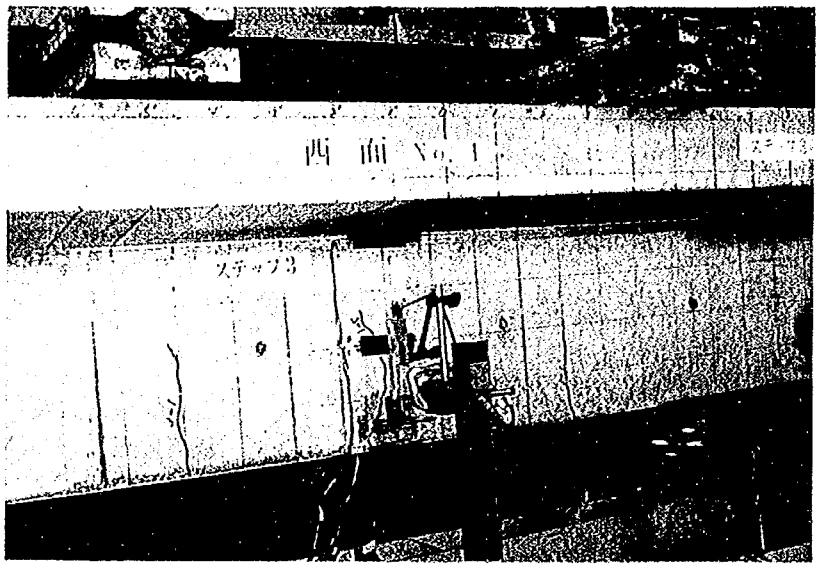
試験体設置状況



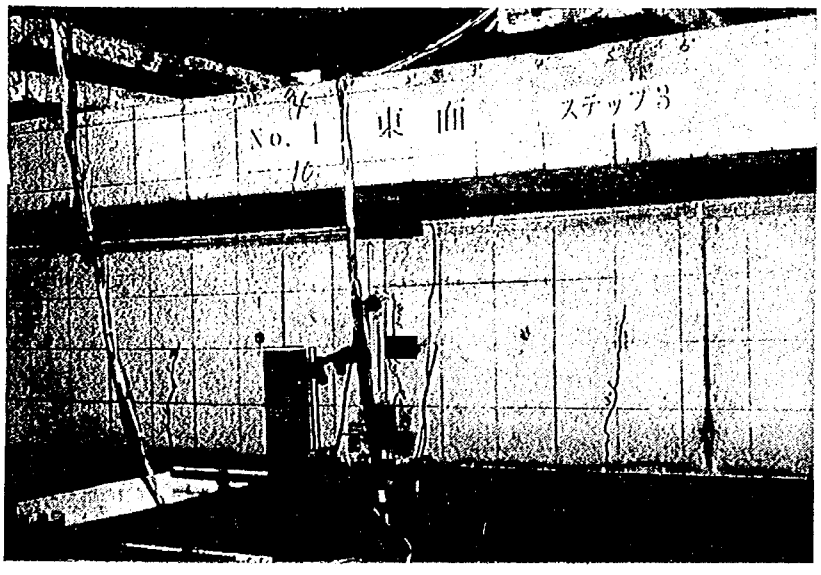
疲労試験
載荷レベル1
２００万回終了後
（西面）



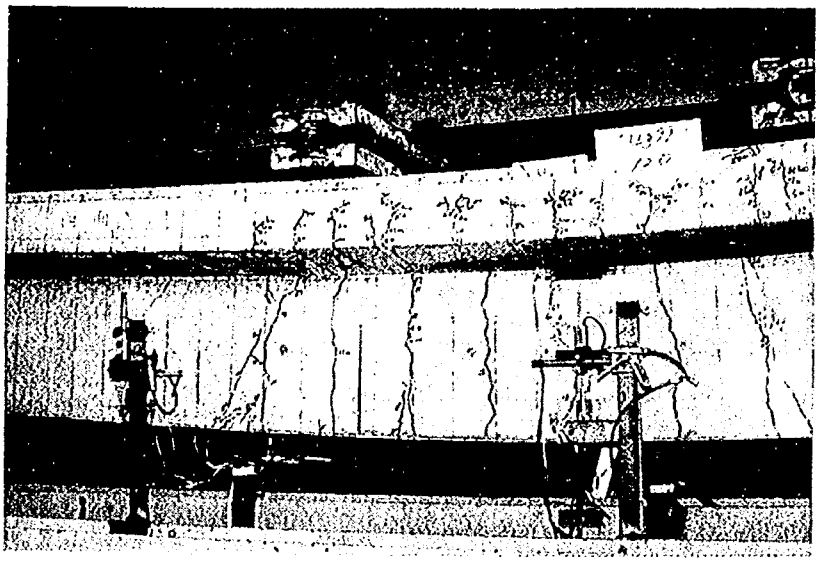
疲労試験
載荷レベル1
２００万回終了後
（東面）



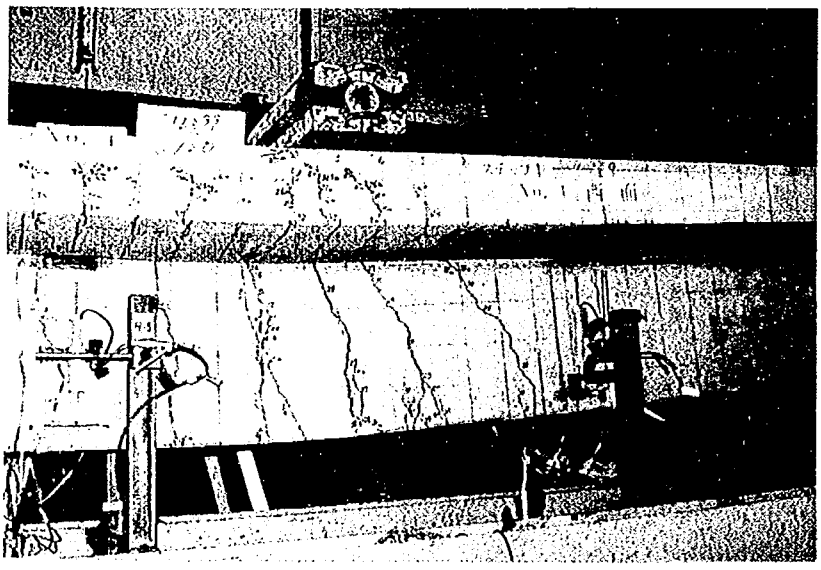
疲労試験
載荷レベル2
２００万回終了後
（西面）



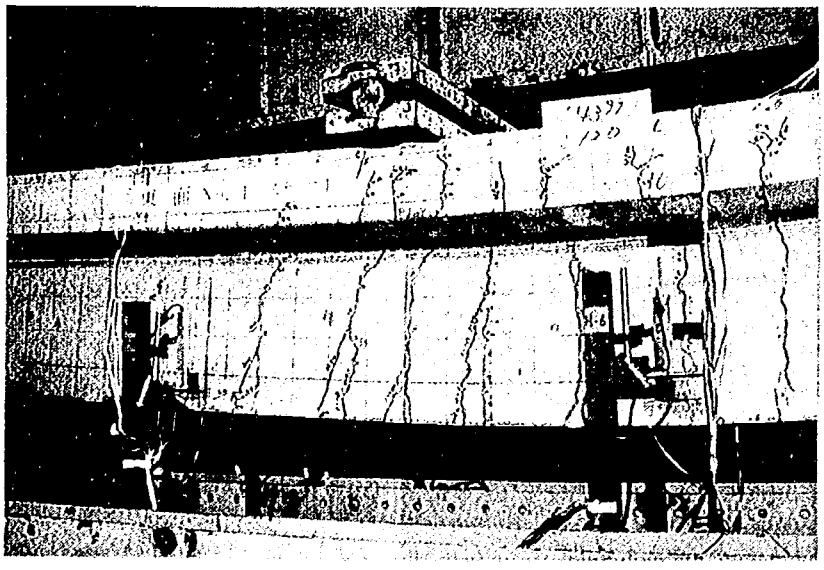
疲労試験
載荷レベル2
２００万回終了後
（東面）



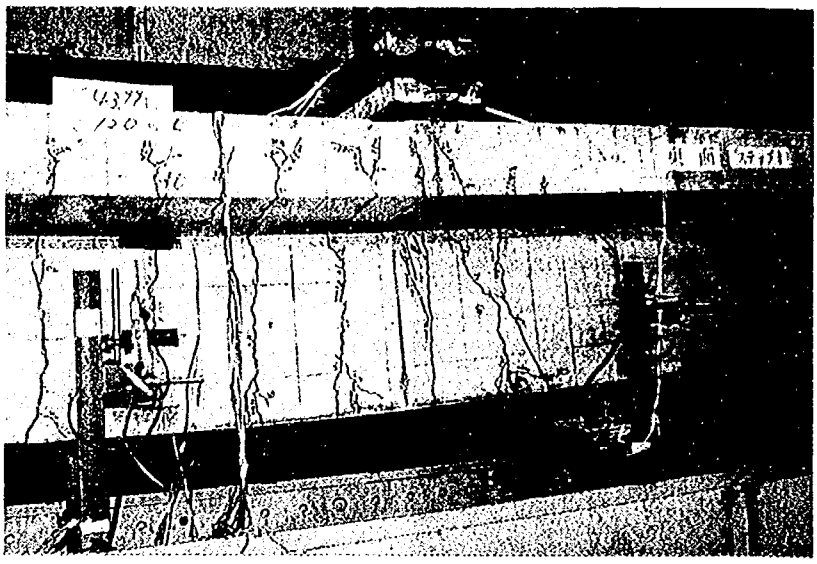
静的載荷試験
載荷荷重　432ｋN
（西面）



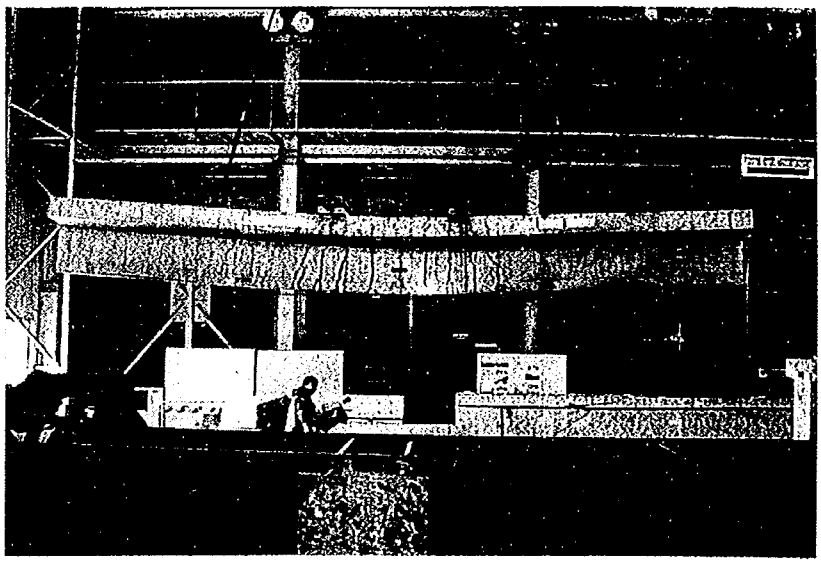
静的載荷試験
載荷荷重　432ｋN
（西面）



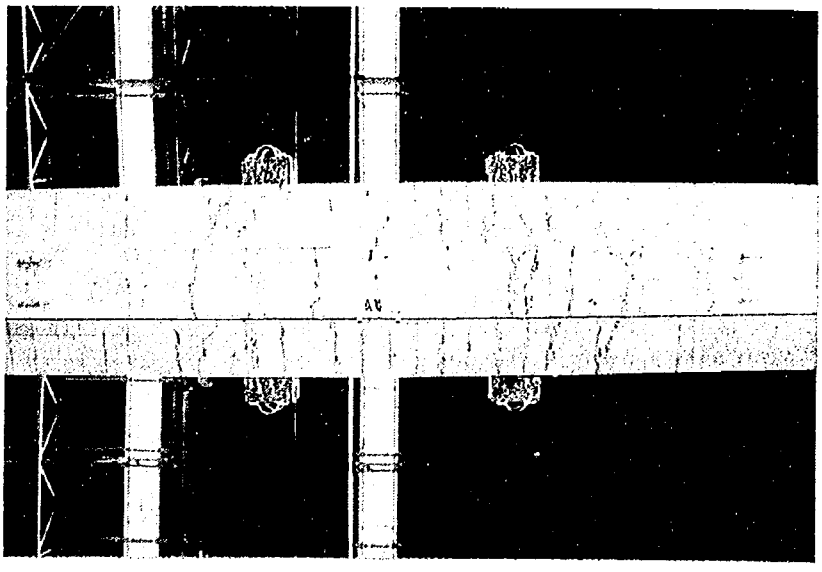
静的載荷試験
載荷荷重　432kN
（東面）



静的載荷試験
載荷荷重　432kN
（東面）

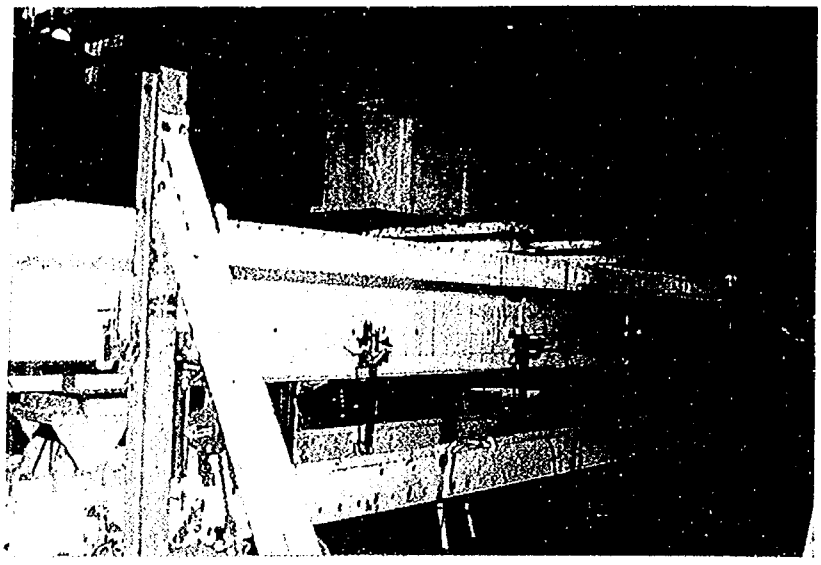


終局状態
（側面）

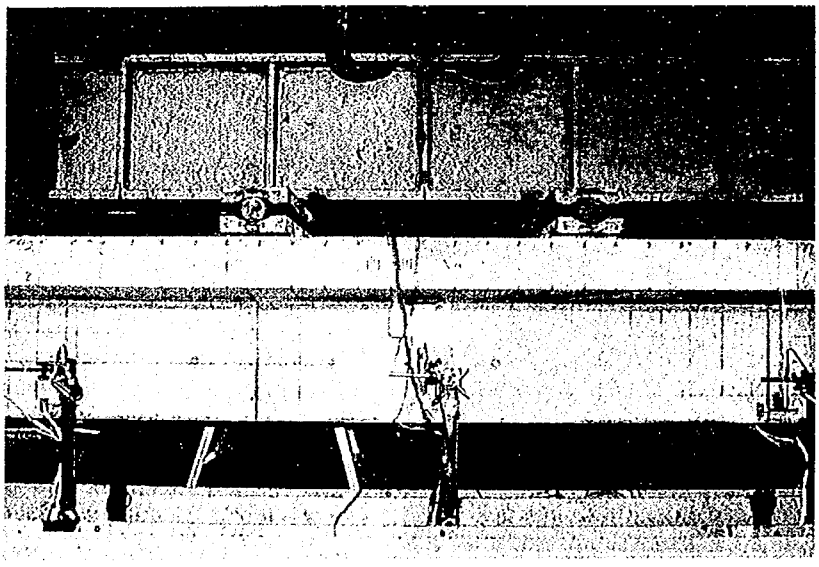


終局状態
（下面）

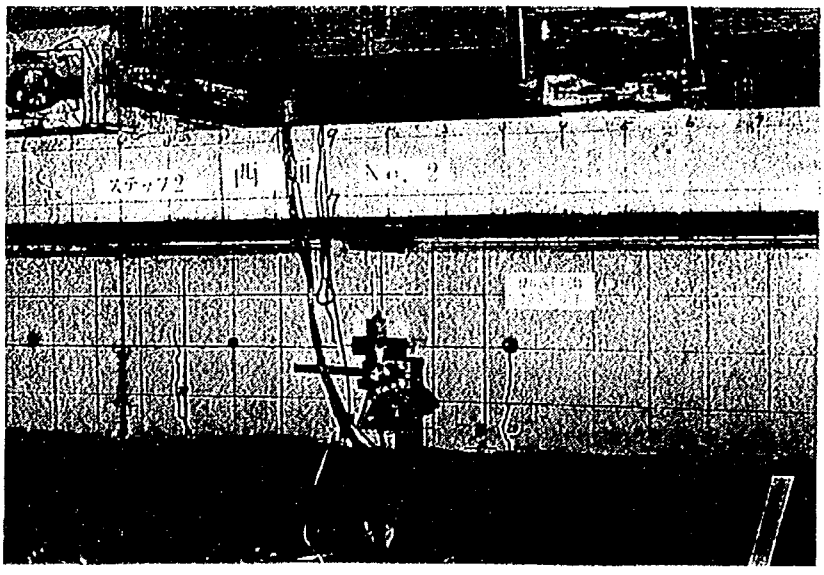
PC-No.2（補強）



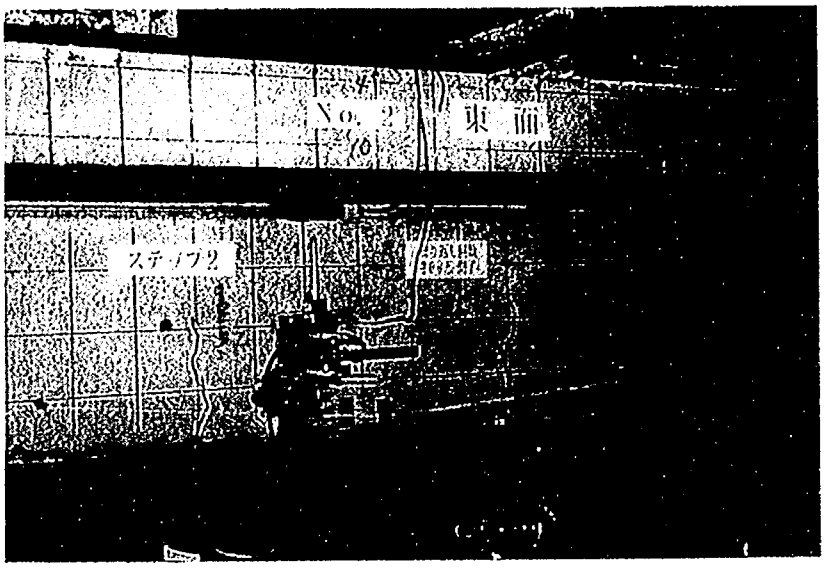
試験体設置状況



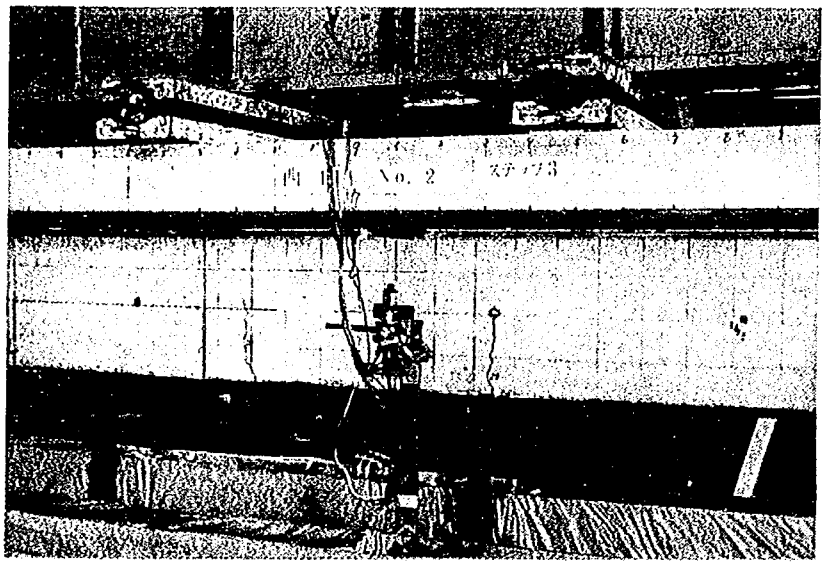
試験体設置状況



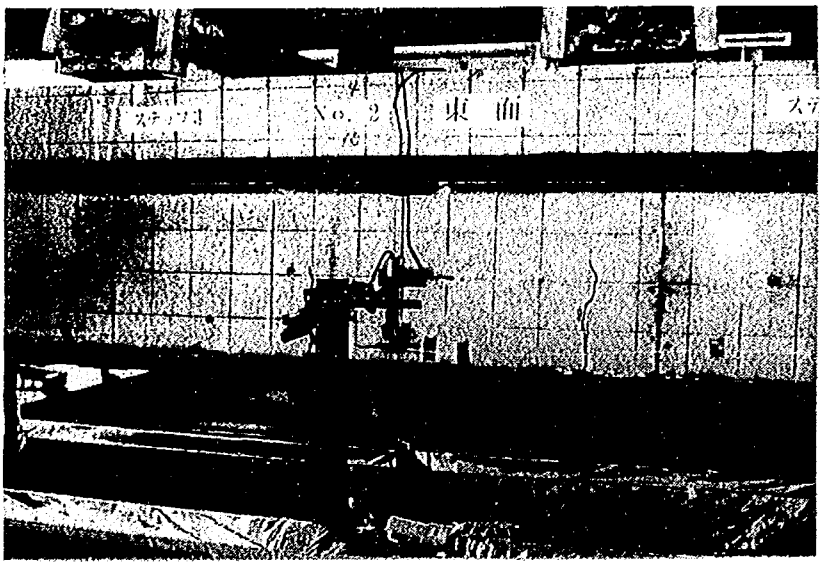
疲労試験
載荷レベル1
２００万回終了後
（西面）



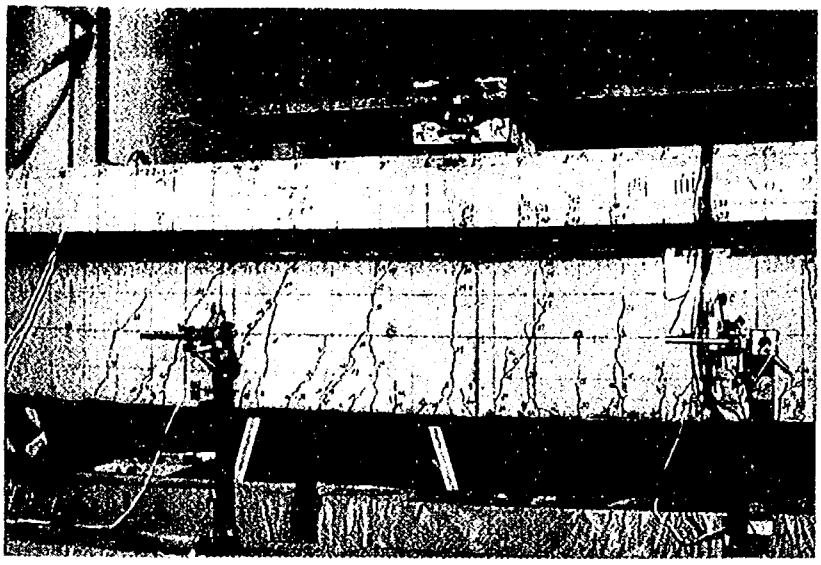
疲労試験
載荷レベル１
２００万回終了後
（東面）



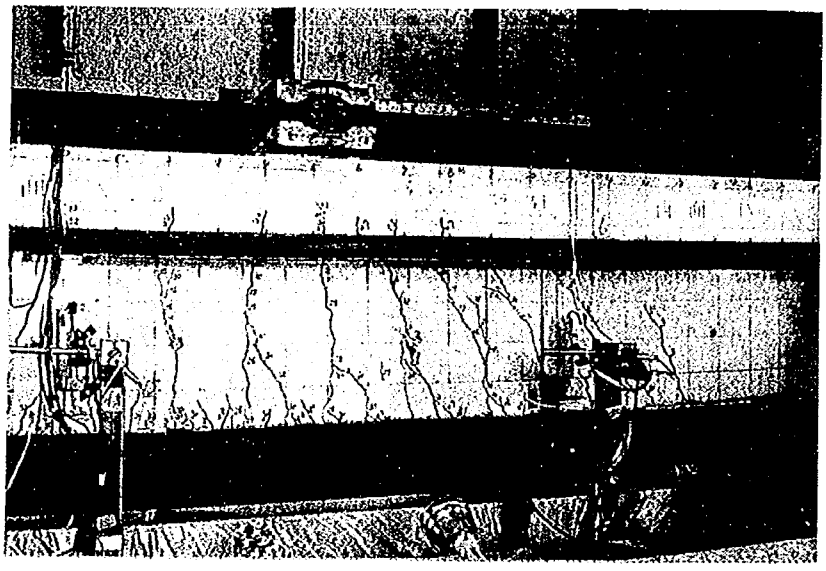
疲労試験
載荷レベル２
２００万回終了後
（西面）



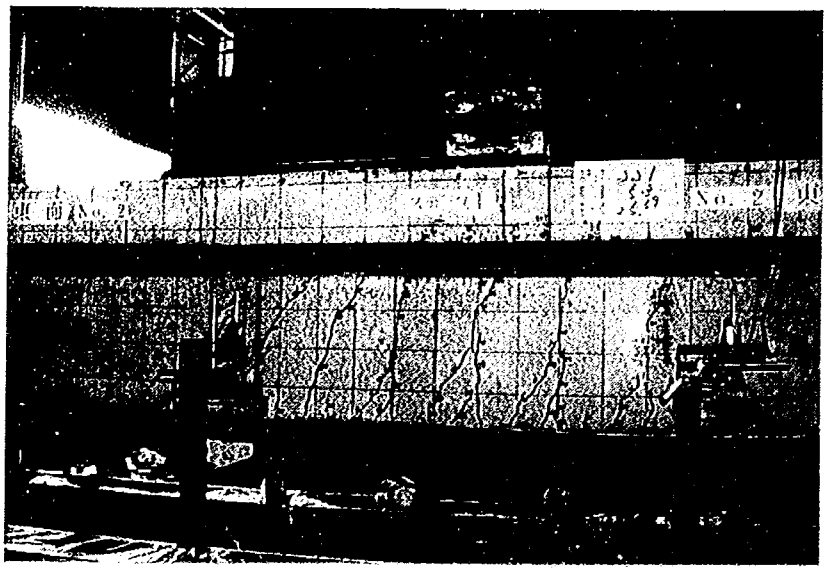
疲労試験
載荷レベル２
２００万回終了後
（東面）



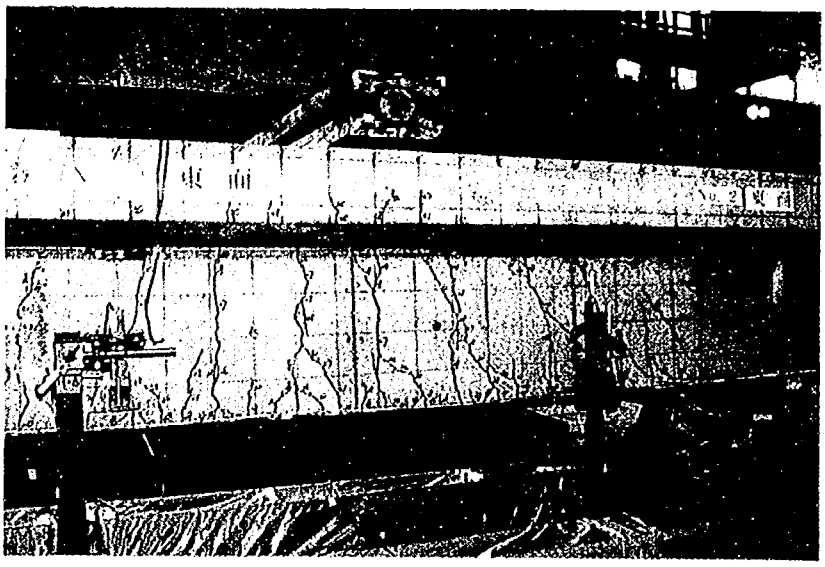
静的載荷試験
載荷荷重　520ｋN
（西面）



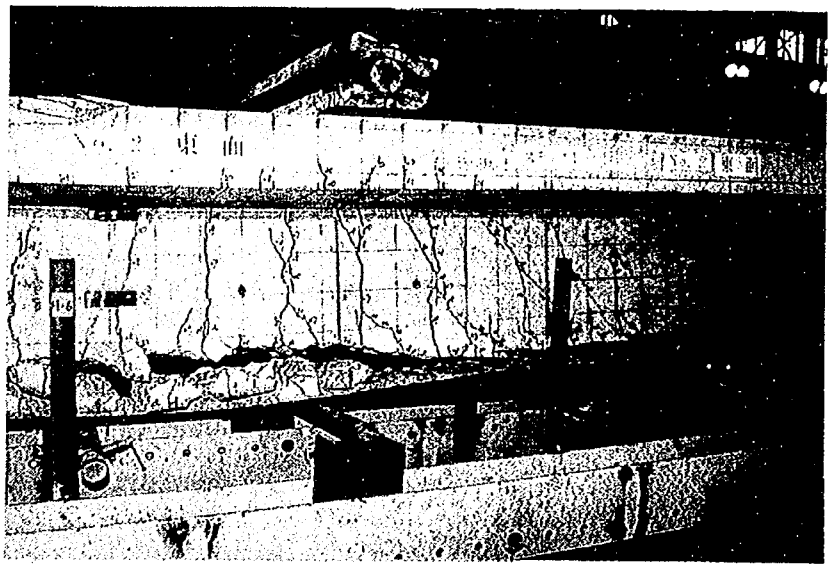
静的載荷試験
載荷荷重　520ｋN
（西面）



静的載荷試験
載荷荷重　520kN
（東面）



静的載荷試験
載荷荷重　520kN
（東面）



終局状態
（側面）



終局状態
（下面）

第Ⅱ編　炭素繊維シートによるコンクリートげたのせん断補強に関する研究

1．試験目的

既設道路橋は、交通車両の大型化あるいは道路橋を構成するコンクリート部材中の引張補強鉄筋の腐食等による部材性能低下等を原因として、コンクリート造主要部材を対象とする補強が強く望まれている。そして、これらコンクリート部材の補強は、必ずしも曲げ補強ばかりではなく、せん断補強も必要としている。

道路橋を構成する主要部材である鉄筋コンクリートけた（以下ＲＣげたと称す）やプレストレストコンクリートけた（以下ＰＣげたと称す）等のせん断補強工法は、補強対象が既設部材であることから、現場施工性に優れ、しかも既設コンクリートを痛めることのない工法が求められ、これに適合するものとして炭素繊維シート接着工法が有望視されている。

炭素繊維シート接着工法によるコンクリート部材のせん断補強は、柱状部材に炭素繊維シートを閉鎖型に巻き付けて実験した結果を踏まえ、耐震補強を目的とする評価方法の研究が進み、この分野での実用化が図られている。

しかし、梁状部材のせん断補強を目的として、炭素繊維シートをその腹部にU型等の方法で貼付し、その挙動と補強効果の評価を行った例は少ないのが実情である。

そこで、本実験では、炭素繊維シート接着工法によるコンクリートけたのせん断補強効果を確認することを目的として、実橋規模の断面寸法を持つＴ型およびＩ型のＲＣげたを対象として、無補強と補強を施した試験体を用いて、両者のせん断挙動を調査し対比するための静的載荷試験を行うこととした。

実施した試験内容は以下の通りである。

（1）Ｔ型ＲＣげたを対象とする以下の補強効果確認のための静的載荷試験

① 無補強試験体による基本挙動の確認

② 炭素繊維シートU型貼付による補強効果の確認

③ 炭素繊維シートU型貼付とシート先端部での機械式定着併用による補強効果の確認

（2）Ｉ型ＲＣげたを対象とする以下の補強効果確認のための静的載荷試験

① 無補強試験体による基本挙動の確認

② 炭素繊維シートをウェブのみ貼付による補強効果の確認

なお、補強効果確認のために静的載荷試験中に調査・計測を行う項目は以下の通りとした。また、本報告書では、補強材料または補強作業中の材料として扱う場合を炭素繊維シート、炭素繊維シートに含浸接着樹脂を含浸・硬化させたものをＣＦＲＰシートと称して使い分けることとした。

（a）曲げひび割れ発生荷重
（b）斜めひび割れ発生荷重
（c）スターラップ降伏荷重
（d）終局荷重
（e）ひび割れ進展状況
（f）スターラップのひずみ
（g）ＣＦＲＰシートのひずみ
（h）破壊モード

2．試験計画

2.1　試験体計画の基本方針

2.1.1　けた形状種類

実橋けたの炭素繊維シートによるせん断補強では、ＲＣげた、ＰＣげたの両者が、また断面形状も大きく分けてＴ型とＩ型の２形状が対象になる。更に、斜めひび割れの始点がＴ型断面では下端、Ｉ型断面ではウェブ中央となるのが一般的であり、両者のひび割れの発生と進展に対するせん断補強効果を把握する必要があると考えられる。

そこで本試験では、試験体の形状と種類をＴ型断面およびＩ型断面のＲＣげたとした。なお試験体をＲＣげたのみとしたのは、ＰＣげたのせん断耐力、平均せん断応力度、斜引張応力度などは、それぞれＲＣげたのそれらの値にプレストレス力の水平成分または鉛直成分の影響を加えたものであり、ＲＣげたで得られる補強効果をＰＣげたにも直接適用できると考えられることによる。

2.1.2　けた寸法

試験体のけた寸法は、以下の考え方に基づいて決定した。

（１）斜めひび割れの進展に対するＣＦＲＰシート定着の効果とＣＦＲＰシートに作用する引張力によるＣＦＲＰシート剥離の確認は、ＣＦＲＰシートの付着力を正しく反映するモデル化が必要である。従って、試験体のけた高は実けたと同程度とする。

（２）試験は斜めひび割れ進展の影響とせん断耐力の把握を主目的とすることから、無補強および補強後の試験体は、共に曲げの影響が少ないせん断スパンでのせん断破壊が支間中央での曲げ破壊より先行することが望ましい。従って、試験体のせん断スパン比を2.5と設定する。

2.1.3　炭素繊維シート貼付方法

補強試験体のせん断補強用炭素繊維シート貼付による補強方法は、以下の考え方に基づいて行うものとした。

（１）せん断補強用炭素繊維シートの貼付け区間はせん断スパン内とする。

（２）せん断補強用炭素繊維シートの貼付け方向はけた軸直角方向とする。

（３）炭素繊維シートの貼付け方法は、貼付け幅10cm、すき間2.5cmの短冊状とし、試験時のひび割れ進展状況の目視観察が行えるように配慮する。

（４）Ｔ型断面のＲＣげたでは、けたウェブへＵ型に貼付けたＣＦＲＰシートは、試験の進行と共に進展する斜ひび割れの影響による付着切れによって、炭素繊維シートによる終局せん断耐力の向上効果を明確にし得ない可能性があり、炭素繊維シートの上端に付着切れ防止のため機械式定着等が必要と考えられる。従って、機械式定着を使用し、この定着方式が補強効果に与える影響も併せて確認する。

（５）Ｉ型断面のＲＣげたでは、ウェブ部へ短冊状に貼付けたＣＦＲＰシートがＴ型断面のＲＣげたと同様

に付着切れの可能性が高い。しかし、このけたの場合、炭素繊維シート貼付長が短く、機械式定着を併用する寸法的余地がないことから、炭素繊維シート貼付けのみの補強とする。

2.2 試験体計画

2.2.1 試験体ケースの設定

（1）試験体ケース設定結果

試験体ケースを表-2.2.1に示す。

試験パラメータは断面形状（T型およびI型断面）、炭素繊維シート補強量および機械式定着の有無とし、補強に用いる炭素繊維シートは高強度型とした。

表-2.2.1 試 験 体 ケ ー ス 一 覧

断面形状	試験体No.	補強方法	炭素繊維シート種類				備考
			弾性係数 N/mm² (kgf/cm²)	保証引張強度 N/mm² (kgf/cm²)	目付量 g/m²	補強量 層	
T型	1	無補強	—	—	—	—	
	2	炭素繊維シート	2.30×10⁵ (2.35×10⁵)	3,430 (35,000)	200	0.8	
	3	炭素繊維シート＋機械式定着				0.8	炭素繊維シートによる曲げ補強を実施
	4					1.6	
I型	5	無補強	—	—	—	—	
	6	炭素繊維シート	2.30×10⁵ (2.35×10⁵)	3,430 (35,000)	200	0.8	

（2）T型試験体

No.1は無補強基準試験体で、No.2～No.4はNo.1を補強した試験体である。T型試験体の構造配筋を図-2.2.1に、また炭素繊維シート貼付状況を図-2.2.3に示す。No.2試験体は、けたのウェブおよび底面に炭素繊維シートをU型に貼付けた。No.3、No.4試験体は、No.2試験体と同様に貼付けた炭素繊維シートをウェブ上端で鋼板とアンカーボルトを用いた機械式定着によりコンクリートへ定着した。

（3）I型試験体

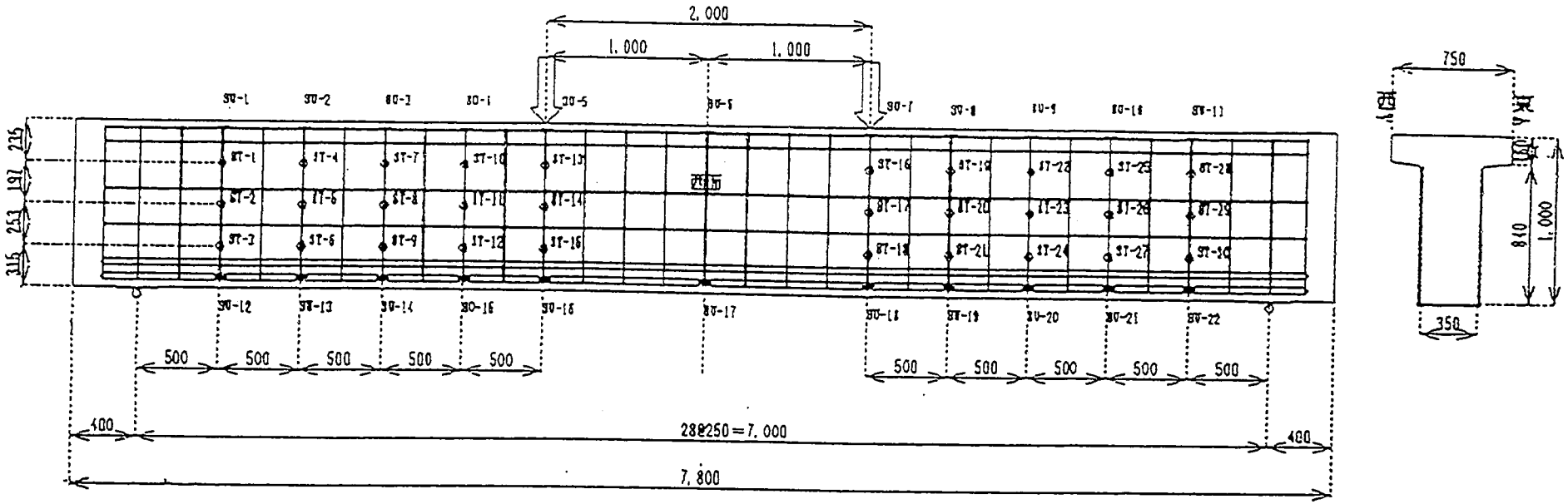
No.5は無補強基準試験体で、No.6試験体はNo.5のウェブに炭素繊維シートを短冊状に貼付して補強した試験体である。I型試験体の構造配筋を図-2.2.2に、また炭素繊維シート貼付状況を図-2.2.3に示す。

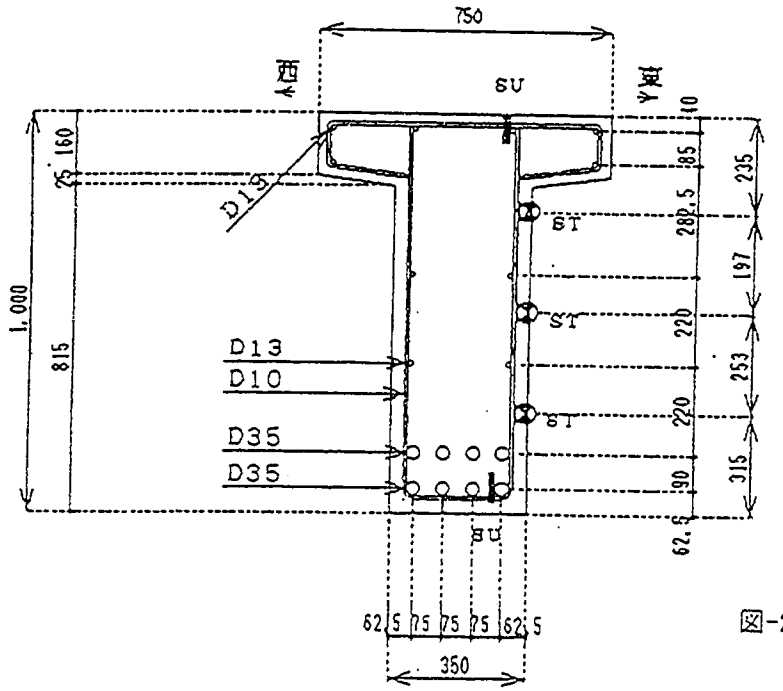
（4）炭素繊維シートの種類および補強量

炭素繊維シートの種類は、保証引張強度3,430N/mm²、弾性係数2.30×10⁵N/mm²の高強度型炭素繊維シートを用いることとした。これは、中弾性あるいは高弾性型のＣＦＲＰシートが斜めひび割れ拡大により早期に破断する可能性があることを考慮したためである。炭素繊維シートの貼付方法は、載荷試験中のひび割れ発生とその進展観察のため、図-2.2.3および図-2.2.4に示すように、貼付シート幅100mm、

中心間隔125mm、すき間25mmで統一した。炭素繊維シートの補強量は、最小補強量から効果の調査を始めることとし、T型試験体No. 2、No. 3、およびI型試験体No. 6は、汎用品としては最も繊維量の少ない目付量200g/m²の炭素繊維シート1枚を貼付して100/125=0. 8層、T型試験体No. 4はNo. 3試験体の2倍である1. 6層とした。

なお、試験体設計時の試算では、T型無補強No. 1試験体およびT型補強No. 2試験体、I型無補強No. 5試験体およびI型補強No. 6試験体はせん断破壊先行と予想された。しかし、T型補強No. 3およびNo. 4試験体は、炭素繊維シートに機械式定着を併用することにより終局せん断耐力が向上し、曲げ破壊先行の可能性がある。従って、No. 3、No. 4試験体は曲げ補強を施すこととし、図-2. 2. 3に示すように、けた底面の純曲げ区間からせん断スパン内側へ定着長さ425mmまでの範囲に、目付量300g/m²の炭素繊維シート2層を、せん断補強用炭素繊維シート貼付けの前に、貼付けることとした。



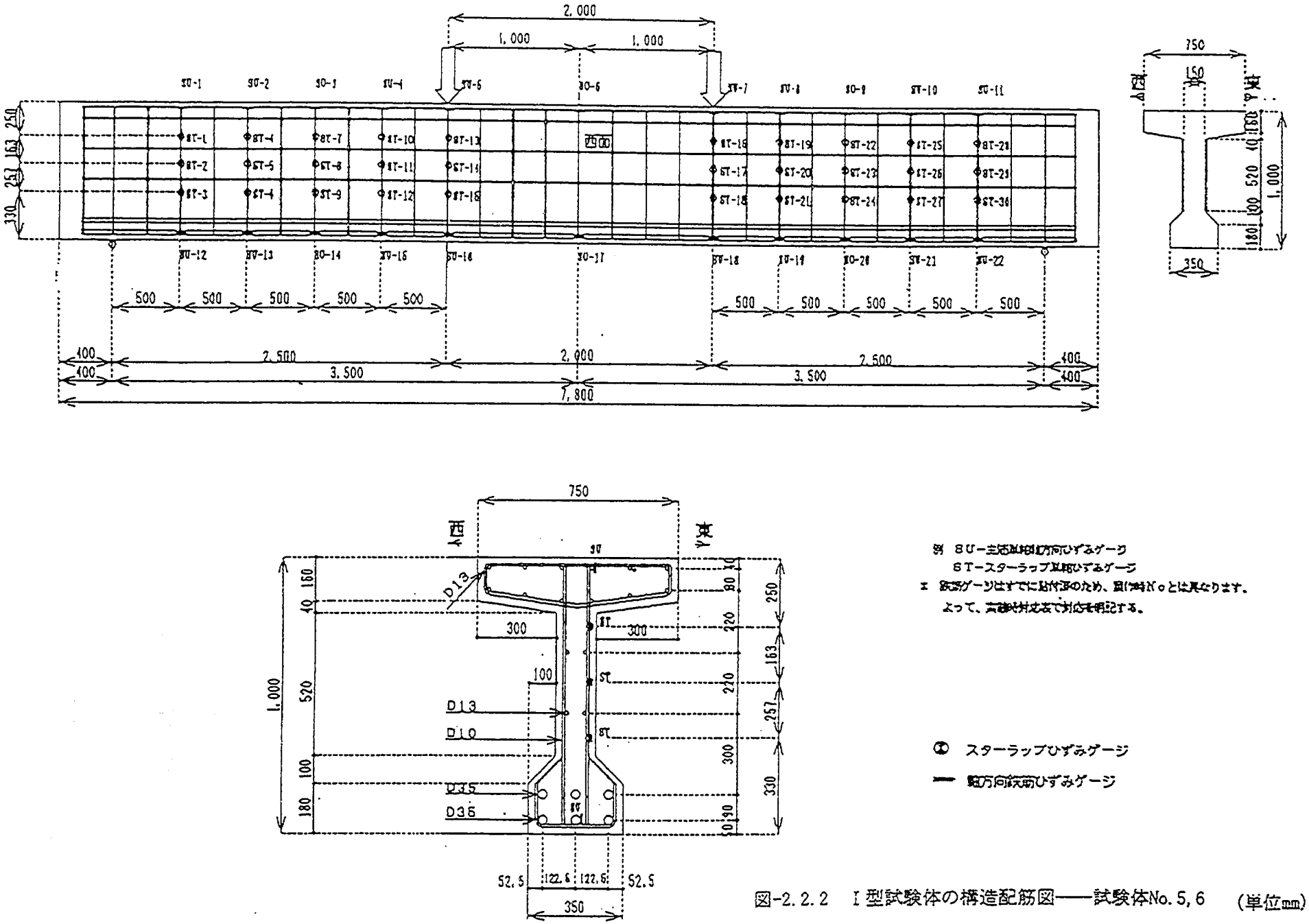


※ SU＝主筋直角方向ひずみゲージ
　 ST＝スターラップ直角ひずみゲージ
x 供試体にすでに貼付けのため、貼付位置No.とは異なります。
　よって、実際の対応表で対応を確認する。

スターラップひずみゲージ

主方向鉄筋ひずみゲージ

図-2.2.1　T型試験体の構造配筋図——試験体No. 1, 2, 3, 4　(単位mm)

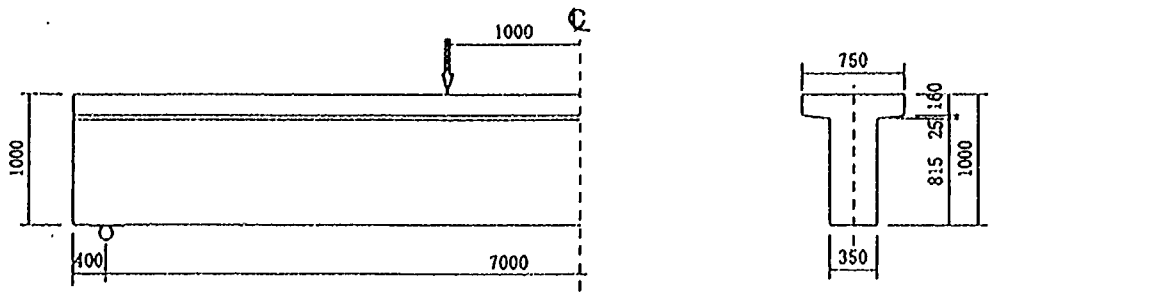


※ SU－主筋軸直方向ひずみゲージ
　 ST－スターラップ軸直ひずみゲージ
＊ 添字ゲージはすでに貼付済のため、図に記入No.とは異なります。
　 よって、下記対応表で対応を明記する。

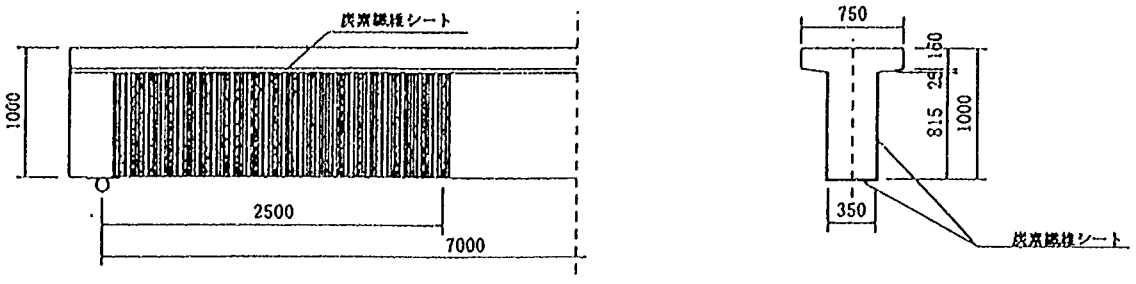
◎ スターラップひずみゲージ

— 軸方向鉄筋ひずみゲージ

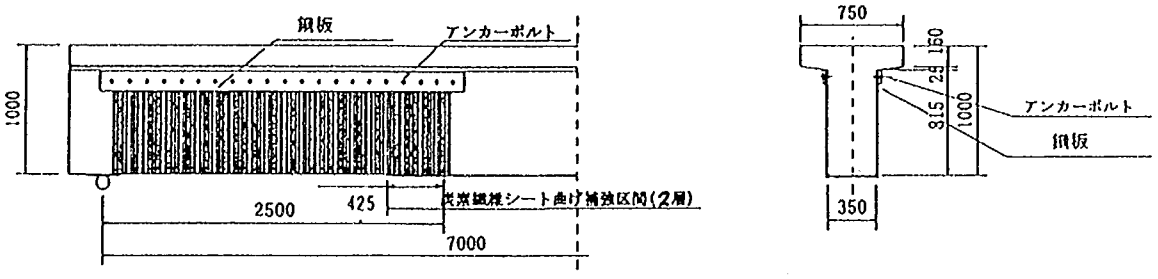
図-2.2.2　I型試験体の構造配筋図——試験体No.5,6　(単位mm)



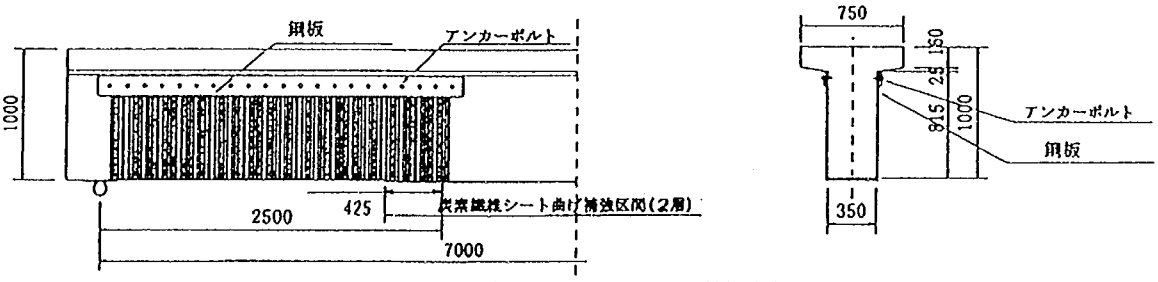
No. 1試験体：無補強（ＲＣＴ型断面）



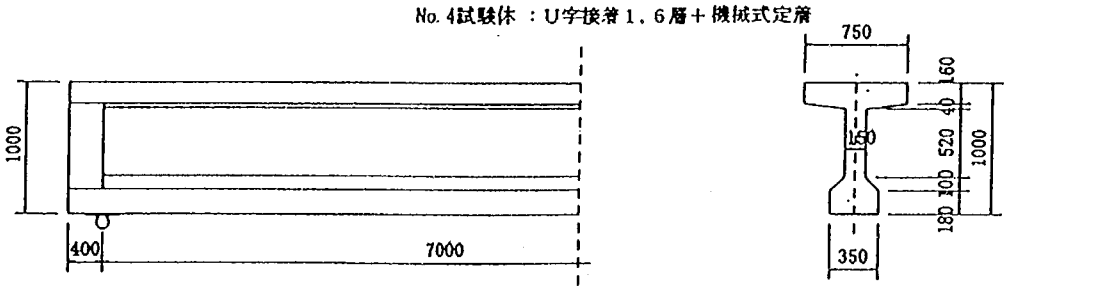
No. 2試験体：U字接着０．８層



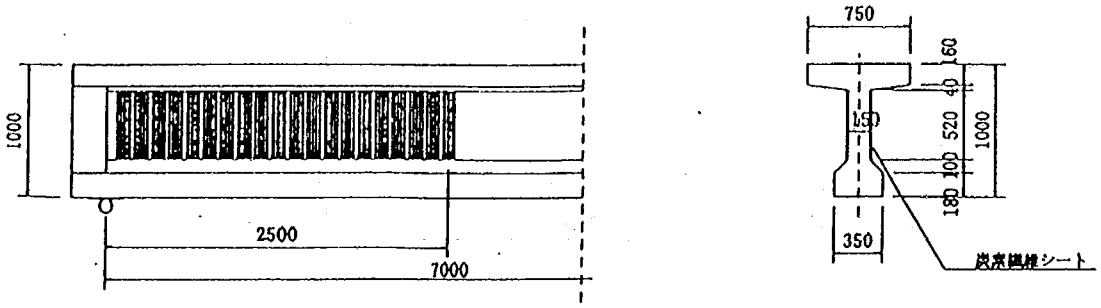
No. 3試験体：U字接着０．８層＋機械式定着



No. 4試験体：U字接着１．６層＋機械式定着



No. 5試験体：無補強（ＲＣＩ型断面）



No. 6試験体：ウェブのみ０．８層

図-2.2.3　桁のせん断試験用、炭素繊維シートの貼付状況図（単位：mm）

2.2.2 無補強試験体の設計

（1）設計方針

無補強試験体は、せん断スパン部分でのせん断破壊先行となるように設計した。

せん断耐力は、コンクリートの負担するせん断耐力Ｓcと斜引張鉄筋が負担するせん断耐力Ｓhとの合計であるΣＳ＝Ｓc＋Ｓhで推定することとし、コンクリートの負担するせん断耐力Ｓcの算定に用いる終局時の平均せん断応力度τ_u*は、土木研究所資料第３４２６号[1]において実験データに部材有効高さｄの影響を評価して求められている $\tau_u^*=7.2d^{-0.33}$ を適用することとした。

ただし、このτ_u*は、実験で得られた終局時の平均せん断応力度τ_uを土木学会コンクリート標準示方書の設計式[2]に従って、

$$\tau_u^* = \tau_u \times (240/f_c')^{1/3} \times (1.2/p_t)^{1/3}$$

ここで、 τ_u ：平均せん断応力度（kgf/cm²）

ｄ ：部材の有効高さ（m）

f_c' ：コンクリートの圧縮強度（kgf/cm²）

p_t ：引張鉄筋比（%）

によりコンクリートの圧縮強度f_c'が240kgf/cm²、引張鉄筋比p_tが1.2%へ基準化されている。従って、試験体の設計では、必要に応じて終局時の平均せん断応力度τ_uを

$\tau_u=7.2d^{-0.33}(f_c'/240)^{1/3}(p_t/1.2)^{1/3}$ で推定することとした。

（2）試験体のせん断耐力および破壊モード想定結果

Ｔ型およびＩ型断面無補強試験体の、せん断耐力，曲げ耐力の算定結果を表-2.2.2に示す。ここで、曲げ耐力は道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編に基づき算定した。また、使用した材料の基準値は、コンクリートの圧縮強度σ_{ck}=23.5N/mm²(240kgf/cm²)、弾性係数E_c=2.45×10⁴N/mm²(2.5×10⁵kgf/cm²)、鉄筋の降伏点強度σ_y=295N/mm²(3,000kgf/cm²)、弾性係数E_t=2.0×10⁵N/mm²(2.1×10⁶kgf/cm²)である。

なお、両者に関する設計計算の詳細は、付属資料-1の1.1 無補強試験体の設計計算 に示す通りである。無補強試験体の最終破壊は、いずれもせん断破壊先行であることが想定される。

表-2.2.2 試験体耐力想定結果

項目		Ｔ型	Ｉ型
せん断耐力	Ｓc	２９０（ ２９.６）	１５０（ １５.３）
	Ｓh	１３０（ １３.３）	１３２（ １３.５）
	ΣＳ	４２０（ ４２.９）	２８２（ ２８.８）
	Ｐ	８４３（ ８６.０）	５６９（ ５８.０）
曲げ耐力	Mur	１,８４４（１８８.０）	１,４３２（１４６.０）
	Ｐu	１,４７１（１５０.０）	１,１４７（１１７.０）
想定破壊モード		せん断破壊	せん断破壊

ここで、Sc ：コンクリートが負担するせん断耐力(kN, (tf))
Sh ：斜引張鉄筋が負担するせん断耐力(kN, (tf))
ΣS ：せん断耐力(kN, (tf))
P ：せん断破壊時載荷重(kN, (tf))
Mur：破壊抵抗曲げモーメント(kN･m, (tf･m))
Pu ：曲げ破壊時載荷重(kN, (tf))

2.2.3 補強試験体の設計

(1) 設計方針

炭素繊維シート接着工法でせん断補強した試験体のせん断耐力ΣSの推定は、柱等のせん断補強において一般に使用されている、コンクリートが負担するせん断耐力をSc、斜引張鉄筋が負担するせん断耐力をSh、ＣＦＲＰシートが負担するせん断耐力をScfとして、これらを累加する ΣS＝Sc＋Sh＋Scf によることとする。

(2) せん断補強用炭素繊維シート量の決定方法

ＣＦＲＰシートが負担するせん断耐力Scfは、次のいずれかで定まる。

① ＣＦＲＰシートの破断時耐力：

・コンクリートの斜めひび割れ幅の拡大が進んだ時、ひび割れ周辺にあるＣＦＲＰシートのひび割れ追随のための伸び量が不足し、ＣＦＲＰシートの局部引張応力集中により破断した時の耐力。

・ＣＦＲＰシートのコンクリート斜めひび割れ追随が良好に働き、ＣＦＲＰシートが全体的に終局ひずみに達して破断した時の耐力。

② ＣＦＲＰシートの剥離時耐力：

・コンクリートの斜めひび割れ拡大に伴うＣＦＲＰシート引張力の増加により、ＣＦＲＰシートとコンクリートとの間の付着応力度が限界値を超えて発生するシート剥離時の耐力。

しかし、ここで計画する試験体においてはこれらが不明である。従って、本実験では次の方法で各試験体の炭素繊維シート補強量および機械式定着の併用を決定することとした。

① No.1およびNo.5無補強試験体：

基準試験体の破壊形態と破壊荷重の確認を行う。

② No.2補強試験体：

現実的には最小補強量となる目付量200g/m²の炭素繊維シート1枚の貼付は、貼付け方法がU型であり閉鎖型ではないことから、せん断補強用ＣＦＲＰシートとして早期剥離の可能性がある。また、付属資料－１の1.2.4 せん断耐力計算結果 によれば、ＣＦＲＰシートが負担するせん断耐力約568kN(58tf)、増加載荷重約1,128kN(115tf)の補強であり、剥離が生じなければＣＦＲＰシート破断の可能性もある。従って、No.2補強試験体は、最小補強量である目付量200g/m²の炭素繊維シート1枚を貼付

して、その破壊形態と破壊荷重を調査する。なお、炭素繊維シート1枚貼付け時の試験体補強シート量は、シート幅100mm、中心間隔125mm、すき間25mmなので100/125＝0.8層となる。

以上の①②を先行試験した結果、No.1無補強試験体は表-2.2.2に示した想定せん断耐力より大きいせん断耐力を示した。また、No.2補強試験体はＣＦＲＰシート剥離が生じ破壊に至った。以上より、No.3～No.6の補強試験体は以下の通りとした。

③ No.3補強試験体：

ＣＦＲＰシート破断によって試験体が破壊することを目的として、目付量200g/m²の炭素繊維シート0.8層を貼付し、機械式定着を併用する。

④ No.4補強試験体：

炭素繊維シート補強量の増加が補強効果に及ぼす影響を調査することを目的として、目付量200g/m²の炭素繊維シート1.6層を貼付し、機械式定着を併用する。

⑤ No.6補強試験体：

No.2試験体と同様の扱いを目的として、目付量200g/m²の炭素繊維シート0.8層を貼付する。

（3）曲げ補強用炭素繊維シートの貼付

No.1無補強試験体は、試験体計画時の推定せん断耐力420kN(43tf)および載荷重840kN(86tf)に対して、他の試験体に先行して実施した載荷試験の結果、後述する表-4.1.1のようにせん断耐力666kN(67.9tf)および載荷重1,332kN(135.8tf)が得られた。これは、後述する表-5.1.4に示すようにコンクリートの負担するせん断耐力Ｓcが計算値の約1.5倍に達する耐力を発揮したと考えてよい。

従って、試験体の設計終局曲げ耐力時の載荷重推定値が、表-2.2.2より、1,471kN(150.0tf)であることから、試験体が曲げ破壊するまでに載荷し得る荷重は約(1,470-1,330)＝140kN(14tf)程度となる。

これに対して、目付量200g/m²の炭素繊維シート0.8層を貼付し機械式定着を併用してせん断補強するNo.3およびNo.4試験体は、ＣＦＲＰシートが全強発揮時に負担するせん断耐力565kN(57.6tf、付属資料-1の1.2.4参照)相当分せん断耐力が増加する可能性があり、この時これらをせん断破壊させるために必要となる増加載荷重が約1,130kN(115tf)、合計載荷重が約1,330＋1,130＝2,460kN(251tf)となることから、曲げ破壊先行となる可能性が高いと想定された。

従って、No.3およびNo.4試験体は、目付量300g/m²の曲げ補強用炭素繊維シート2層を下縁純曲げ区間に貼付することとした。この曲げ補強用炭素繊維シートの定着は、せん断スパン内での挙動に及ぼす影響を極力少なくする範囲に留めることとし、この曲げ補強ＣＦＲＰシートの剥離防止を目的として、純曲げ区間からせん断スパン内側へ定着長さ425mmの部分をせん断補強用ＣＦＲＰシートで覆うこととした。

これらの炭素繊維シート貼付けは、図-2.2.3に示した通りである。また、曲げ補強用炭素繊維シート量の決定経緯は付属資料-1の1.2.6にまとめた。

2.2.4　機械式定着部の設計

せん断補強を目的としてＲＣげた側面に貼付したＣＦＲＰシートは、定着長さが短いことから、これに引張力が作用すると剥離を生じ、ＣＦＲＰシートが保有する引張耐力を発揮し得ない場合がある。そこで、本試験では炭素繊維シート端部を機械的に定着して剥離破壊を防止する方法についてもその効果を確認することとした。

試験体No.3およびNo.4に適用した炭素繊維シートの機械式定着方法を図-2.2.4に示す。機械式定着は厚さ9mm，幅150mmのSS400製鋼板を埋め込み長さ80mmのM-20ボルトにより間隔125mmで固定する方式とした。鋼板と炭素繊維シートの接着は、鋼板の表面をあらかじめサンドブラスト処理ののち、エポキシ樹脂による接着とした。

ここで適用した機械式定着部設計の基本的考え方は以下の通りである。

炭素繊維シート端部に設ける機械式定着部は、斜めひび割れの進展につれてＣＦＲＰシートの剥離が進行していくことから、最終的にはＣＦＲＰシートに作用する引張力全部をコンクリートへ伝達する必要がある。機械式定着部でのＣＦＲＰシートからコンクリートへの力の伝達は、以下の２経路が同時に働くものと考えた。

①定着部におけるＣＦＲＰシートとコンクリート表面との接着面からの伝達。

②定着部におけるＣＦＲＰシートと鋼板との接着面から、鋼板および鋼板を支えるアンカーボルトを介してコンクリートへの伝達。

ただし、これらの伝達経路は、両者の変形抵抗性に応じた引張力を負担することから、引張力分担に相応しい鋼板剛性も要求される。

なお、本実験では、100mm幅のＣＦＲＰシートの両側にあるアンカーボルトが有効に働くものとしてアンカーボルトの径と本数を決定した。

機械式定着部の設計詳細は、付属資料-1の1.2.5にまとめた。

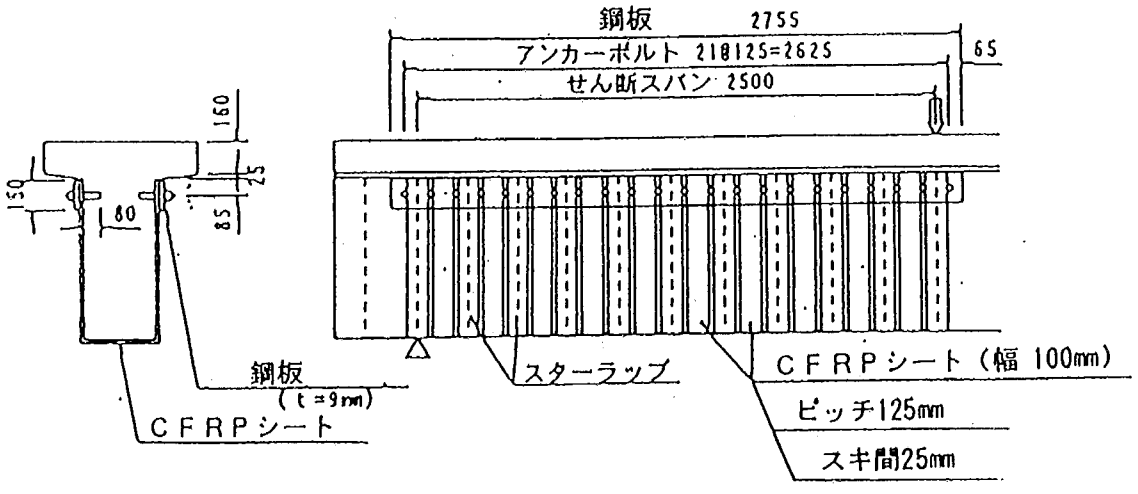


図-2.2.4　炭素繊維シートの機械式定着方法　　（単位：mm）

2.3 試験方法

2.3.1 載荷方法

載荷方法は、いずれの試験体も載荷点を試験体中央から外側1mの位置2か所による載荷点間隔2mの2点載荷とし、破壊に至るまで静的単調載荷とした。

2.3.2 測定項目および計器配置

（1）測定項目

静的載荷試験における測定項目は次の4項目である。また、静的載荷試験中の載荷過程では、初期曲げひび割れ発生，斜めひび割れ発生，シートの付着切れ開始およびその進展状況等を目視で確認した。スターラップおよび軸方向鉄筋の降伏は鉄筋に貼付けたひずみゲージの値より判断した。

①荷重－変位

②荷重－ひずみ（コンクリート、鉄筋、ＣＦＲＰシート）

③荷重－ひび割れ進展状況

④荷重－破壊進行状況

（2）計器配置

上記の項目について測定を行うため、試験体には各種の計器を設置した。Ｔ型試験体について変位計取付位置を図-2.3.1に、鉄筋ひずみゲージ(スターラップ、軸方向鉄筋：単軸)を図-2.3.2に、コンクリートひずみゲージ(単軸および3軸)およびＣＦＲＰシートひずみゲージ(3軸)を図-2.3.3に示す。また、Ｉ型試験体について変位計取付位置を図-2.3.4に、鉄筋ひずみゲージ(スターラップ、軸方向鉄筋：単軸)を図-2.3.5に、コンクリートひずみゲージ(単軸および3軸)およびＣＦＲＰシートひずみゲージ(3軸)を図-2.3.6に示す。また、載荷試験の各試験体の計測点数を表-2.3.1に示す。

表-2.3.1 各試験体の計測点数

断面形状	試験体No.	ｺﾝｸﾘｰﾄ用ｹﾞｰｼﾞ		CFRP用ｹﾞｰｼﾞ	鉄筋用ｹﾞｰｼﾞ		変位計	計測点数
		単軸	3軸	3軸	軸方向鉄筋	ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ		
Ｔ型	1	3	30	－	22	30	10	95
	2	3	－	30	22	30	10	95
	3	3	－	30	22	30	10	95
	4	3	－	30	22	30	10	95
Ｉ型	5	3	30	－	22	30	10	95
	6	3	－	30	22	30	10	95

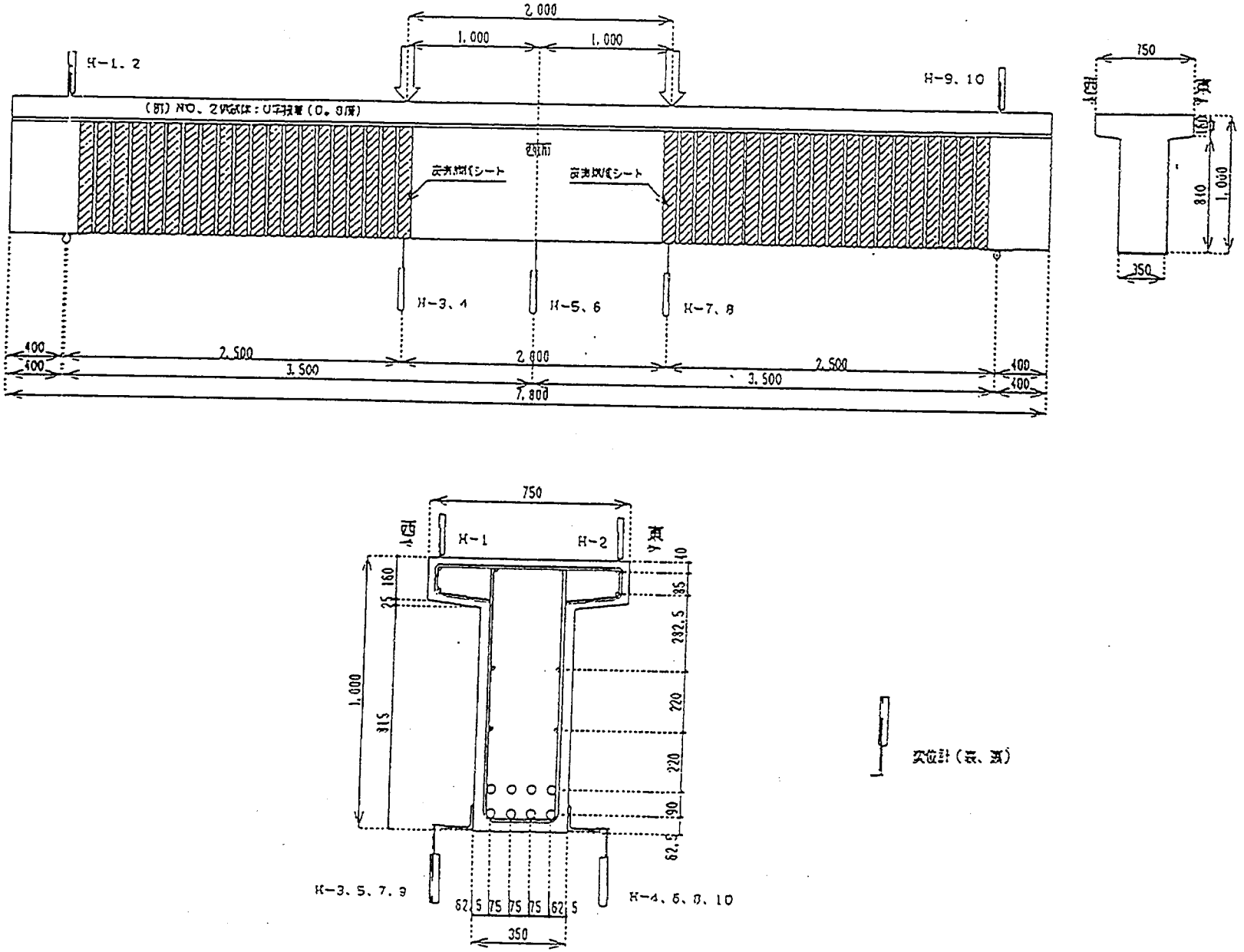


図-2.3.1　T型試験体の変位計取付位置——試験体No.1,2,3,4　（単位：mm）

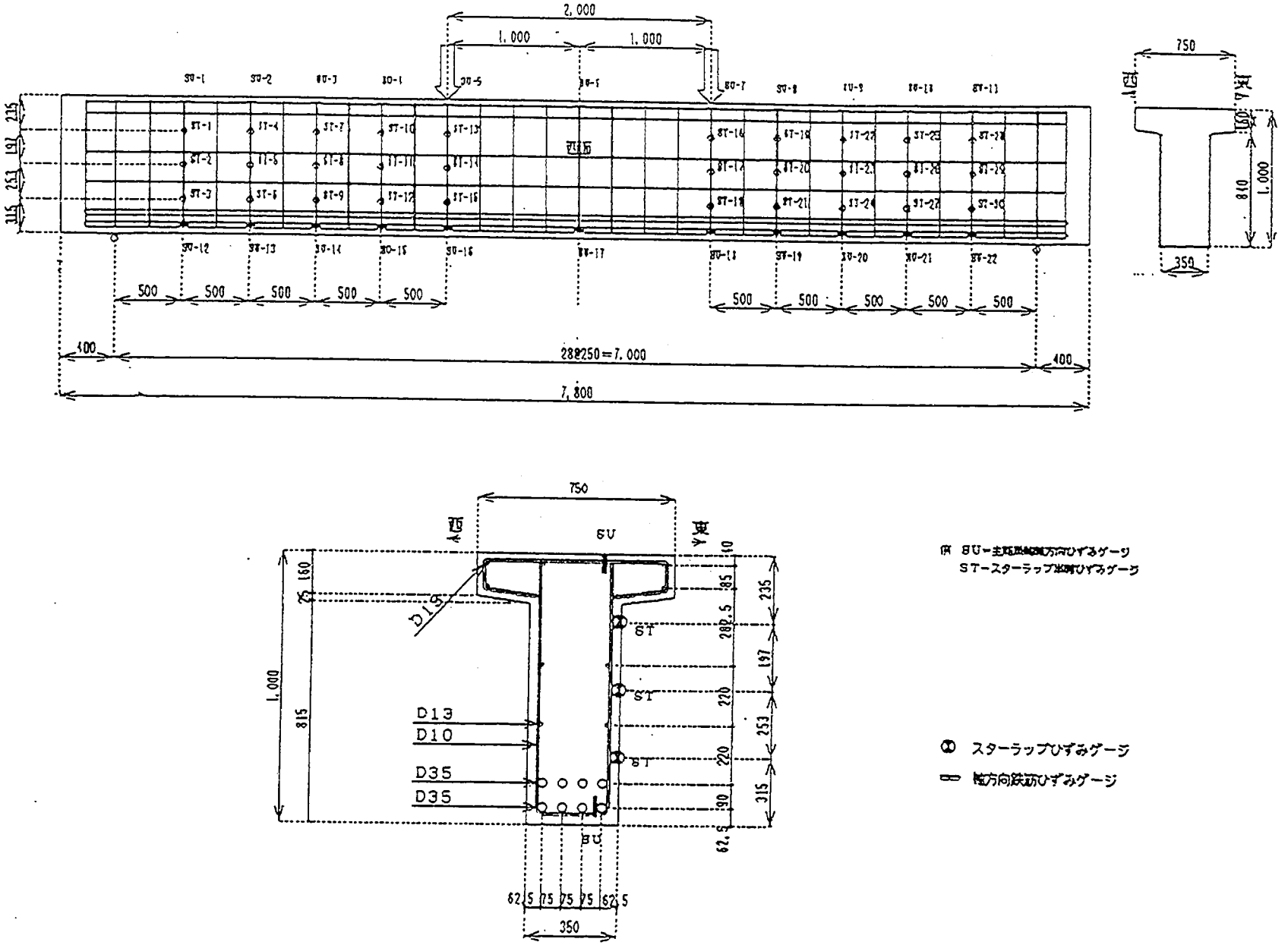


図-2.3.2　T型試験体の配筋および鉄筋ひずみゲージ貼付け位置——試験体No. 1, 2, 3, 4　（単位：mm）

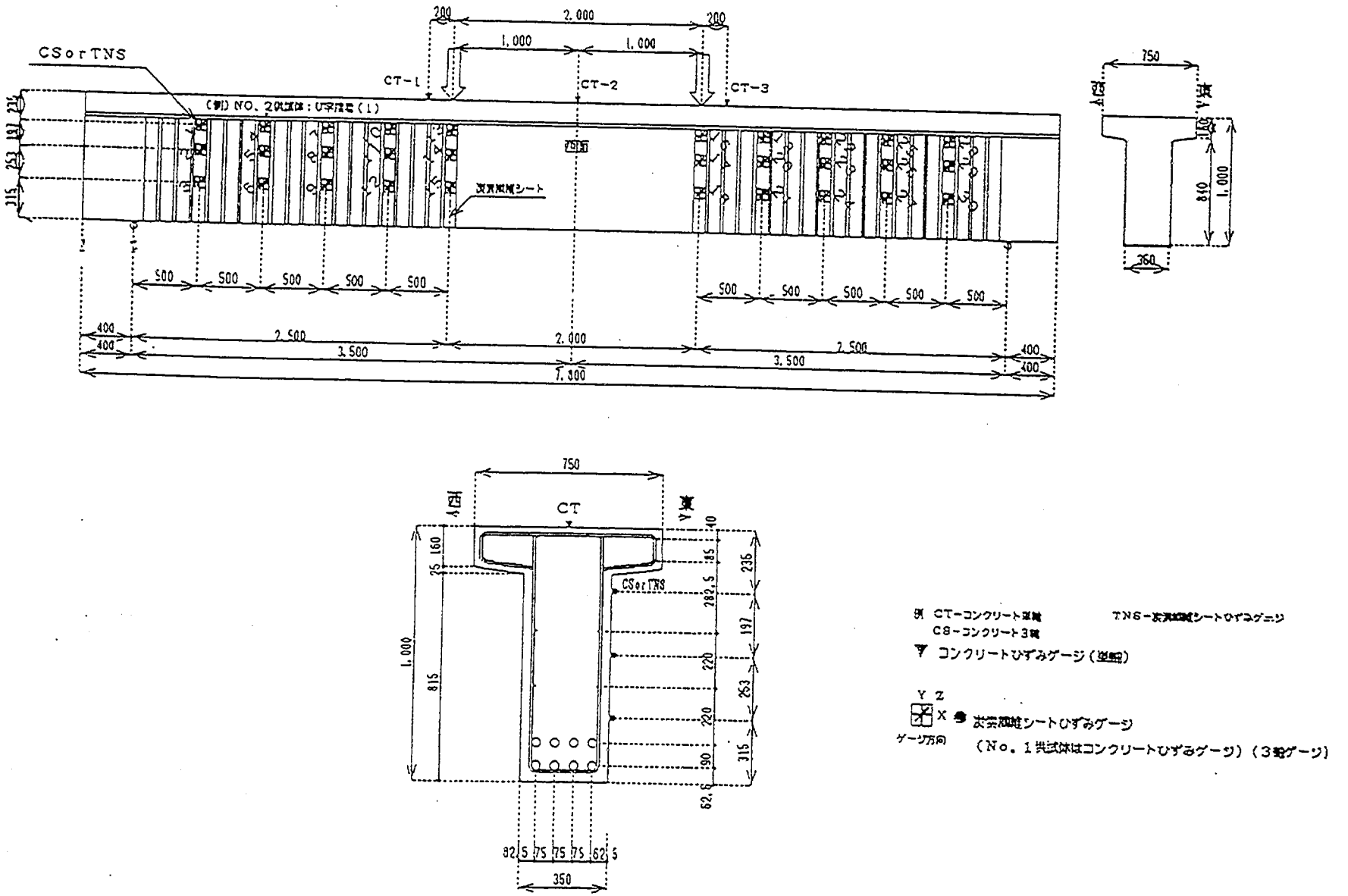


図-2.3.3(1)　T型試験体のコンクリートひずみゲージおよびＣＦＲＰシートひずみゲージ貼付け位置
——試験体No.1,2　（単位：mm）

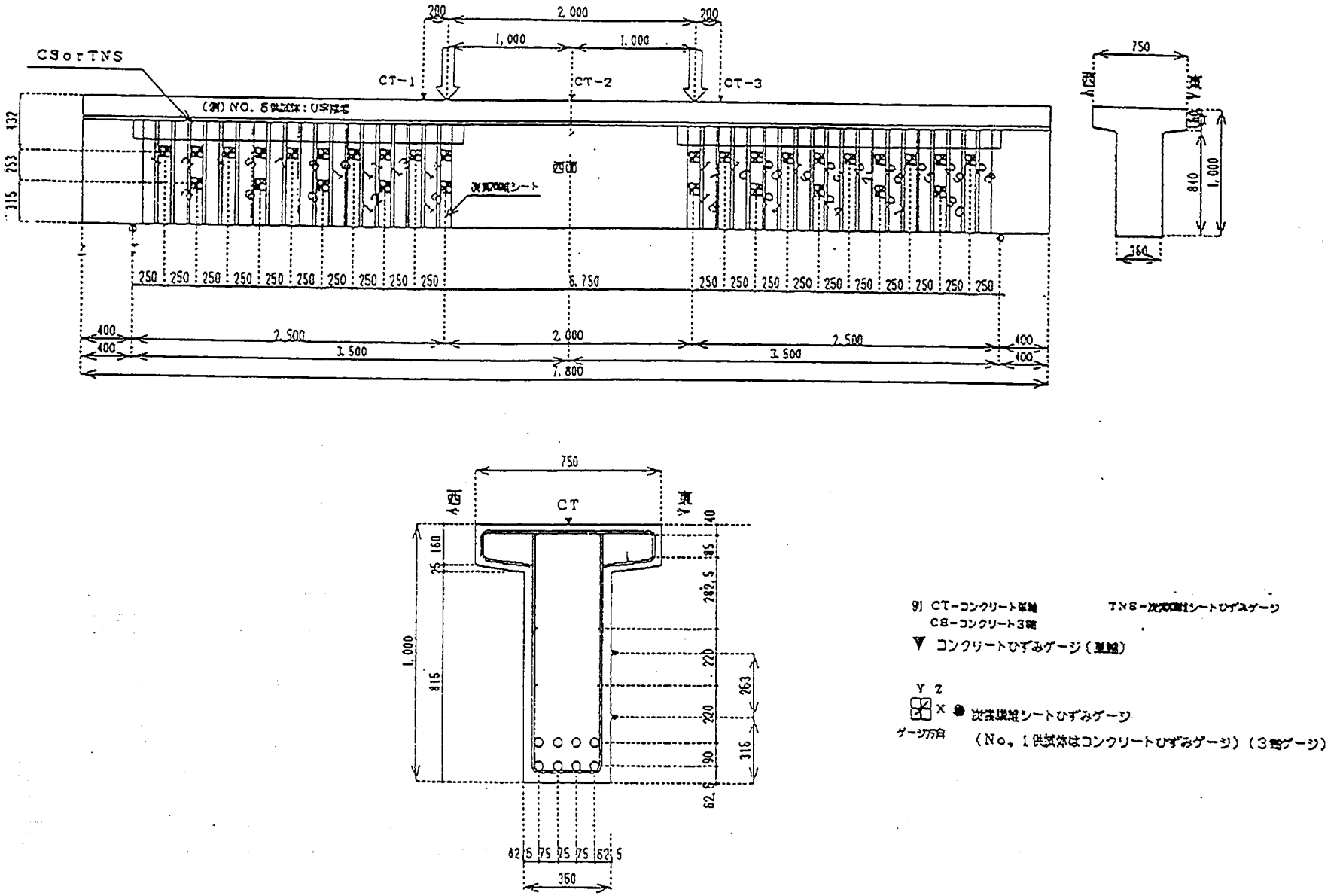


図-2.3.3(2)　T型試験体のコンクリートひずみゲージおよびＣＦＲＰシートひずみゲージ貼付け位置
——試験体No.3,4　（単位：mm）

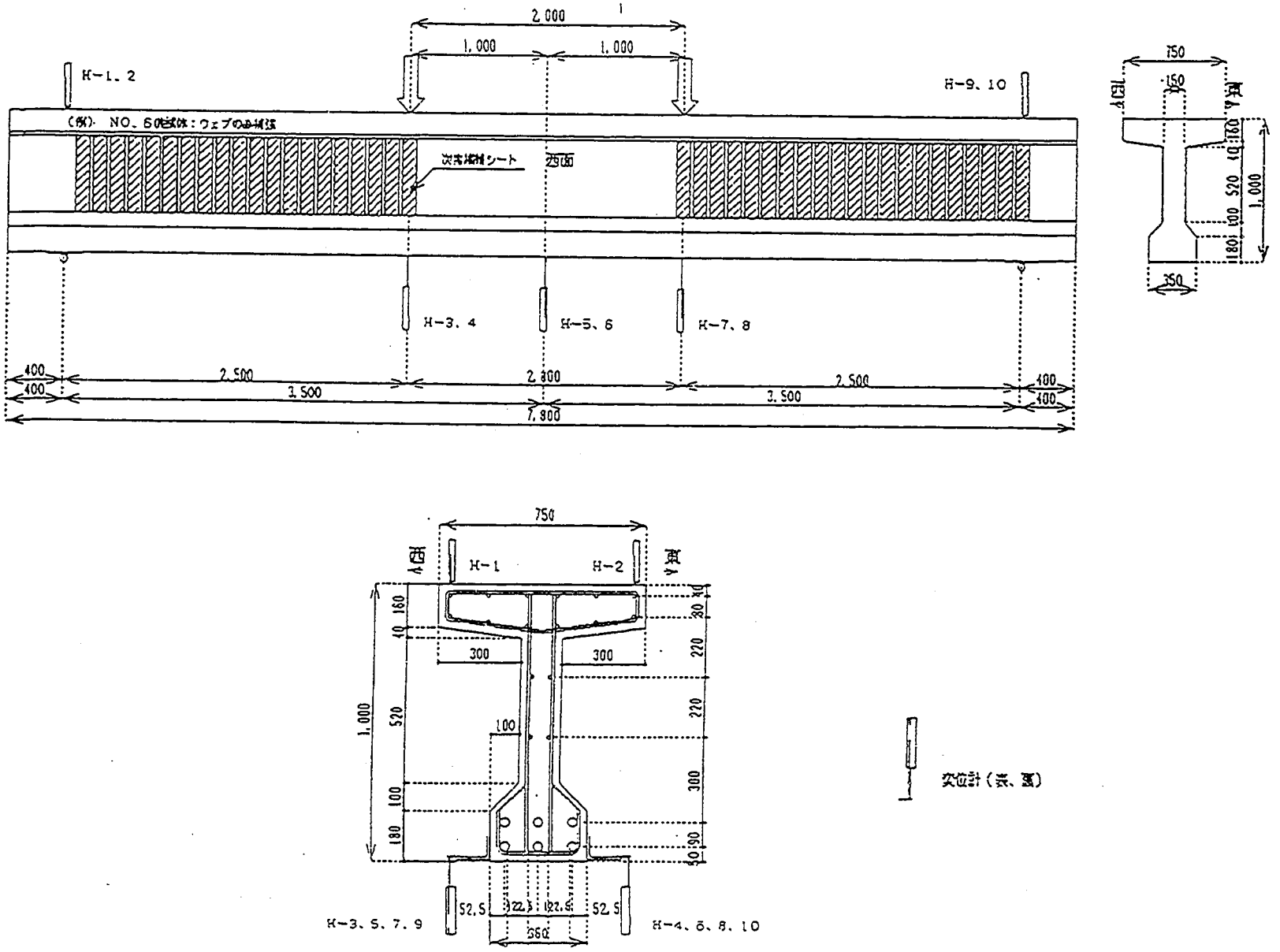


図-2.3.4　I型試験体の変位計取付位置——試験体No.5,6　（単位：mm）

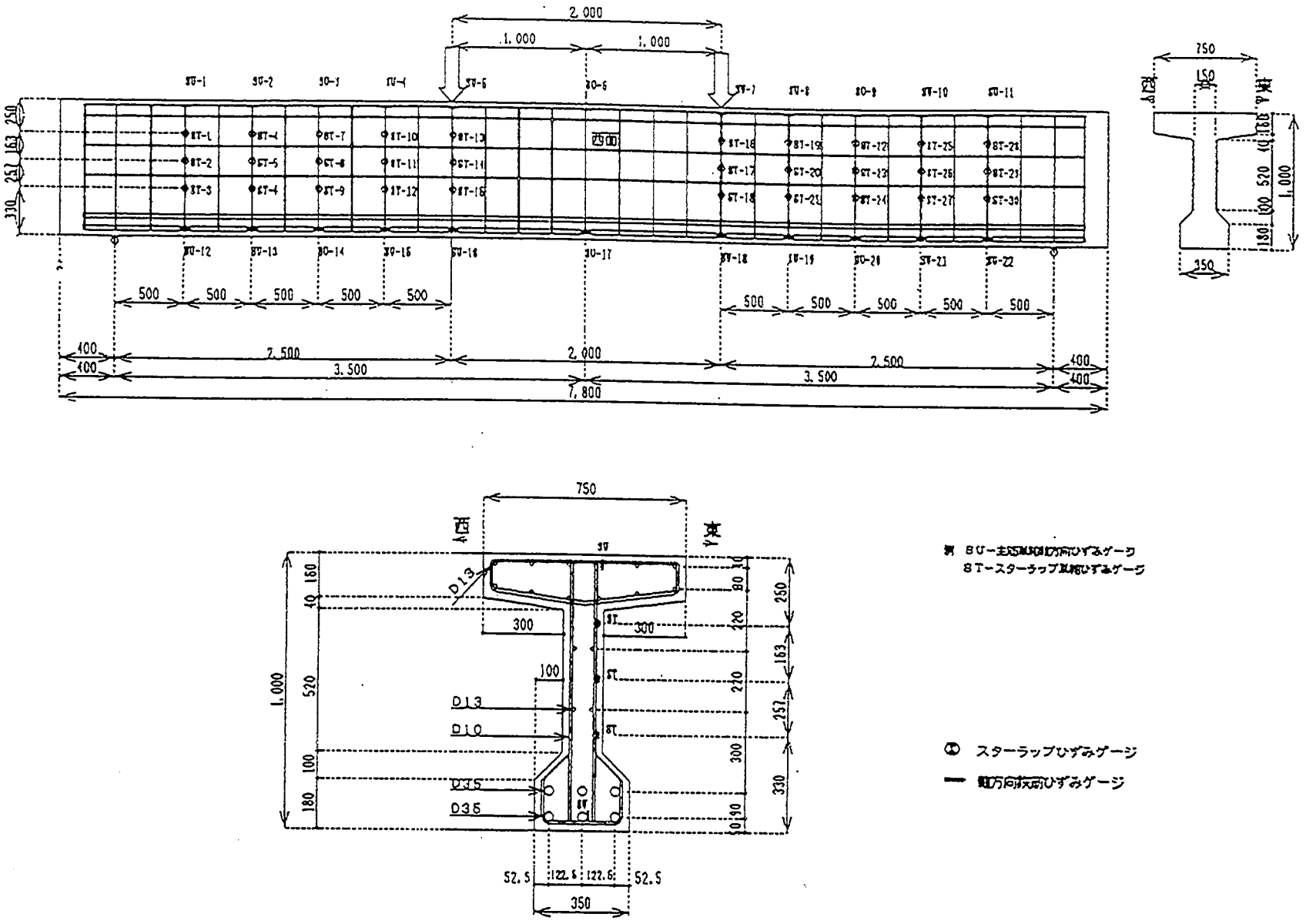


図-2.3.5　Ⅰ型試験体の配筋および鉄筋ひずみゲージ貼付け位置――試験体No.5,6　（単位：mm ）

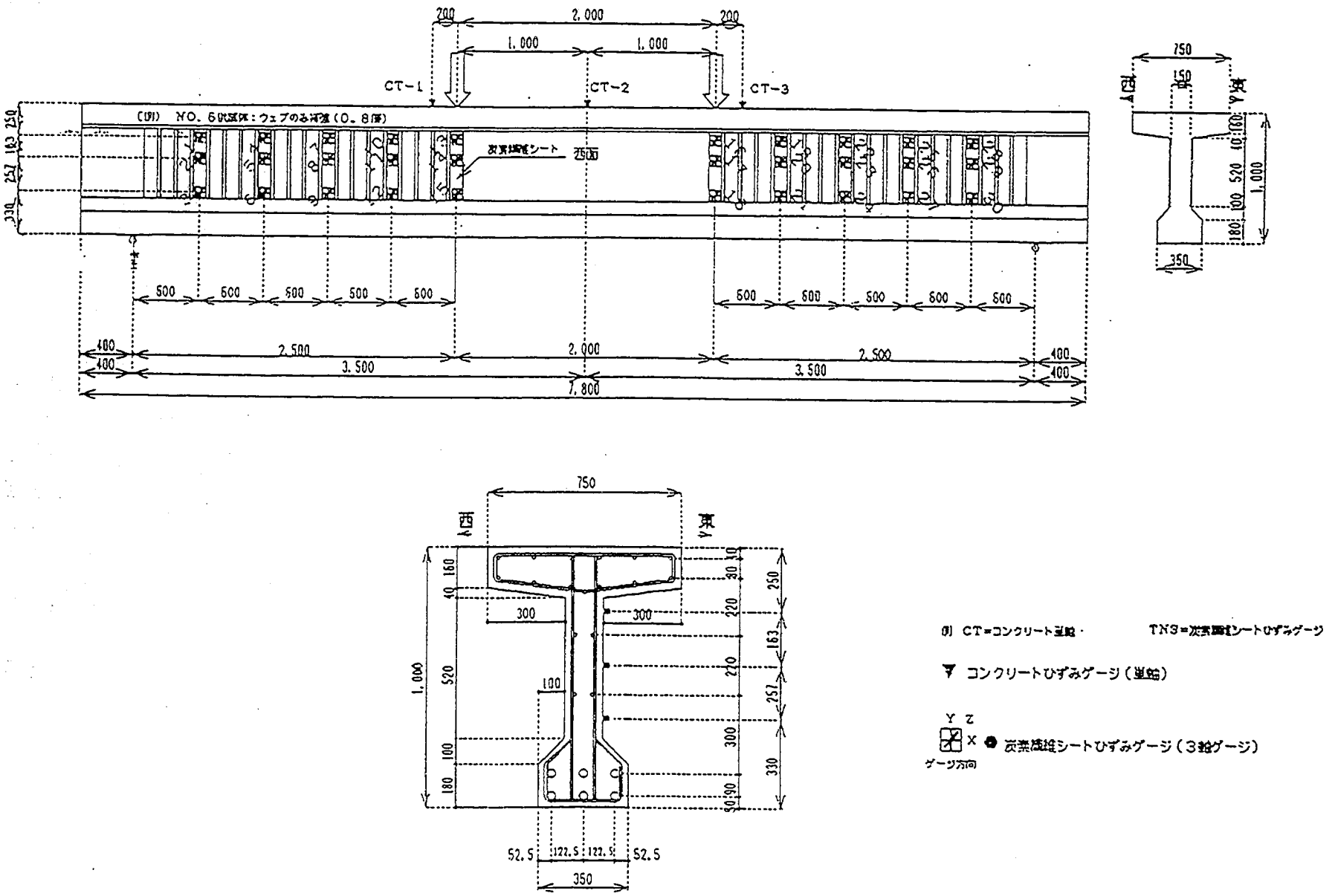


図-2.3.6　Ｉ型試験体のコンクリートひずみゲージおよびＣＦＲＰシートひずみゲージ貼付け位置
——試験体No.5,6　（単位：mm）

3．材料試験

載荷試験に先立ち、試験体作製に用いたコンクリートと鉄筋およびＣＦＲＰシートの材料特性を把握するため、コンクリートの圧縮・引張強度試験と鉄筋の引張強度試験およびＣＦＲＰシートの引張試験を行った。材料試験の種類と数量を表-3.1に、コンクリートの試験結果を表-3.2に、鉄筋の試験結果を表-3.3に、またＣＦＲＰシートの試験結果を表-3.4に示す。

表-3.1　材料試験の種類と数量

試験体	試験名	数量(本)	備　　考
コンクリート 円柱試験体 (φ10×20cm)	圧縮強度試験	18	弾性係数、ポアソン比測定 n＝3 および 平均値
	引張強度試験	18	最大荷重のみ測定 n＝3 および 平均値
鉄筋試験片	引張強度試験	9	D10(SD295)，D13(SD295)，D35(SD295)
ＣＦＲＰシート	引張強度試験	10	引張強度，弾性係数

表-3.2　コンクリートの圧縮・引張試験結果

コンクリート打設日=98.9.22

断面形状	試験体No.	試験No.	圧縮強度	弾性係数	引張強度	ポアソン比	コンクリート打設バッチ	試験日
			N/mm² (kgf/cm²)					
T型	1	①	27.1 (276)	27,100 (276,000)	2.23 (22.7)	0.211	A	98年10月19日
		②	28.1 (287)	26,800 (273,000)	2.14 (21.8)	0.175		
		③	27.9 (285)	24,500 (250,000)	2.24 (22.8)	—		
		平均	27.8 (283)	26,100 (266,000)	2.20 (22.4)	0.193		
	2	①	22.8 (232)	21,900 (223,000)	2.05 (20.9)	0.215	B	98年10月22日
		②	23.7 (242)	22,900 (234,000)	2.03 (20.7)	0.207		
		③	22.8 (232)	21,800 (222,000)	1.96 (20.0)	0.184		
		平均	23.0 (235)	22,200 (226,000)	2.01 (20.5)	0.202		
	3	①	27.2 (277)	21,200 (216,000)	2.04 (20.8)	0.179	D	98年11月16日
		②	26.9 (274)	22,200 (226,000)	1.98 (20.2)	0.181		
		③	27.1 (276)	22,800 (232,000)	1.77 (18.0)	0.248		
		平均	27.1 (276)	22,000 (225,000)	1.93 (19.7)	0.203		
	4	①	27.6 (281)	21,200 (216,000)	2.34 (23.9)	0.153	D	98年11月19日
		②	26.9 (274)	20,200 (206,000)	1.71 (17.4)	0.168		
		③	37.2 (380)	20,200 (206,000)	2.03 (20.7)	0.171		
		平均	27.3 (278)	20,500 (209,000)	2.03 (20.7)	0.164		
I型	5	①	24.4 (249)	24,300 (248,000)	2.31 (23.6)	0.180	C	98年10月27日
		②	24.9 (254)	23,700 (242,000)	2.49 (25.4)	0.181		
		③	30.0 (306)	23,800 (243,000)	2.62 (26.7)	0.197		
		平均	26.5 (270)	24,000 (244,000)	2.47 (25.2)	0.186		
	6	①	28.9 (295)	24,200 (247,000)	2.21 (22.5)	0.209	A	98年11月4日
		②	30.3 (309)	23,400 (239,000)	2.29 (23.4)	0.163		
		③	28.7 (293)	24,500 (250,000)	2.25 (22.9)	0.156		
		平均	29.3 (299)	24,100 (245,000)	2.25 (22.9)	0.176		

表-3.3　鉄筋の引張試験結果

単位：N/mm² (kgf/cm²)

鉄　筋		降伏点強度	引張強度	弾性係数
D10 (SD295)	①	340 (3,460)	481 (4,910)	1.81×10⁵ (1.84×10⁶)
	②	329 (3,350)	467 (4,770)	1.77×10⁵ (1.80×10⁶)
	③	327 (3,340)	465 (4,740)	1.75×10⁵ (1.79×10⁶)
	平均	332 (3,380)	471 (4,800)	1.76×10⁵ (1.81×10⁶)
D13 (SD295)	①	339 (3,460)	507 (5,170)	1.87×10⁵ (1.91×10⁶)
	②	339 (3,460)	502 (5,110)	1.83×10⁵ (1.86×10⁶)
	③	330 (3,360)	490 (5,000)	1.81×10⁵ (1.85×10⁶)
	平均	336 (3,420)	499 (5,090)	1.84×10⁵ (1.87×10⁶)
D35 (SD295)	①	333 (3,400)	531 (5,420)	1.87×10⁵ (1.91×10⁶)
	②	333 (3,400)	531 (5,420)	1.82×10⁵ (1.86×10⁶)
	③	333 (3,400)	531 (5,420)	1.85×10⁵ (1.89×10⁶)
	平均	333 (3,400)	531 (5,420)	1.85×10⁵ (1.89×10⁶)

表-3.4　ＣＦＲＰシートの引張試験結果

単位：N/mm² (kgf/cm²)

種　　類		引張強度	弾性係数
せん断補強用 (200 g/m²)	①	4,305 (43,900)	2.46×10⁵ (2.51×10⁶)
	②	3,970 (40,500)	2.36×10⁵ (2.41×10⁶)
	③	4,110 (41,900)	2.40×10⁵ (2.45×10⁶)
	④	3,820 (39,000)	2.43×10⁵ (2.48×10⁶)
	⑤	4,280 (43,600)	2.36×10⁵ (2.41×10⁶)
	平均	4,100 (41,800)	2.40×10⁵ (2.45×10⁶)
曲げ補強用 (300 g/m²)	①	4,250 (43,300)	2.51×10⁵ (2.56×10⁶)
	②	4,220 (43,000)	2.54×10⁵ (2.59×10⁶)
	③	4,200 (42,800)	2.55×10⁵ (2.60×10⁶)
	④	4,220 (43,000)	2.56×10⁵ (2.61×10⁶)
	⑤	4,050 (41,300)	2.53×10⁵ (2.58×10⁶)
	平均	4,190 (42,700)	2.54×10⁵ (2.59×10⁶)

4．試験結果

4.1 試験結果の大要

試験結果のうち、試験体に変状が発生した時の荷重と変位を一覧にして、表-4.1.1に示す。

表-4.1.1 試 験 結 果 一 覧 表

試験体 No	曲げひび割れ発生(目視)		斜めひび割れ発生(目視)		スターラップ降伏		せん断補強シート剥離発生			軸方向鉄筋降伏		最大荷重		破壊荷重	
	荷重	変位	荷重	変位	荷重	変位	荷重	変位	シートひずみ	荷重	変位	荷重	変位	荷重	変位
	kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm	μ	kN	mm	kN	mm	kN	mm
	tf		tf		tf		tf			tf		tf		tf	
1	101	0.46	491	4.49	710	7.94				—	—	1,332	21.65	1,332	21.65
	10.3		50.1		72.4					—		135.8		135.8	
	（破壊形態）せん断破壊														
2	198	1.16	639	6.24	1,039	12.00	1,275	15.51	4,483	—	—	1,482	20.17	1,482	20.17
	20.2		65.2		105.9		130.0			—		151.1		151.1	
	（破壊形態）せん断補強ＣＦＲＰシートの剥離ののちせん断破壊														
3	269	1.53	636	5.93	1,130	12.40	—	—	—	1,569	19.36	1,833	41.57	1,755	56.24
	27.4		64.9		115.2		—			160.0		186.9		179.0	
	（破壊形態）・曲げ補強ＣＦＲＰシート剥離後、上フランジコンクリートの圧壊による曲げ破壊 ・最大荷重は曲げ補強ＣＦＲＰシート剥離時														
4	293	1.76	686	6.49	1,249	14.50	—	—	—	1,568	19.27	1,859	53.23	1,838	55.18
	29.9		70.0		127.4		—			159.9		189.6		187.4	
	（破壊形態）・曲げ補強ＣＦＲＰシート剥離後、上フランジコンクリートの圧壊による曲げ破壊 ・最大荷重は曲げ補強ＣＦＲＰシート剥離時														
5	196	1.39	294	2.87	843	12.90				—	—	1,237	30.04	1,237	30.04
	20.0		30.0		86.0					—		126.1		126.1	
	（破壊形態）ウェブ内の斜め方向圧壊、および、上フランジとウェブ境界での水平せん断破壊														
6	197	1.57	392	4.40	955	14.00	1,087	16.95	2,582	—	—	1,204	25.26	1,204	25.26
	20.1		40.0		97.4		110.8					122.8		122.8	
	（破壊形態）せん断補強ＣＦＲＰシート剥離ののち、ウェブ内の斜め方向圧壊、および、上フランジとウェブ境界での水平せん断破壊														

4.2 破壊進行状況

4.2.1 T型試験体の破壊進行状況

T型試験体に関するそれぞれの荷重とスパン中央変位の関係を、図-4.2.1に示す。各試験体の破壊進行状況は、それぞれ次のとおりであった。なお、ここで述べる曲げひび割れ発生、および斜めひび割れ発生は、共に目視にて確認したものである。

（1）T型No.1試験体

T型No.1試験体は、無補強の基準試験体である。

試験体は、載荷荷重101kN(10.3tf)で純曲げ区間に曲げひび割れが発生したのち、載荷荷重491kN(50.1tf)でけた下縁から斜めひび割れが発生・進行し、載荷荷重710kN(72.4tf)でスターラップが降伏した。その後、載荷荷重825kN(84.1tf)で斜めひび割れがフランジ下縁水平部まで進展し、載荷荷重1,332kN(135.8tf,中央変位21.65mm)で斜めひび割れが大きく拡大し、せん断破壊により終局に至った。

（2）T型No.2試験体

T型No.2試験体は、目付量200g/m²の炭素繊維シート0.8層を貼付してせん断補強した試験体である。

試験体は、載荷荷重198kN(20.2tf)で純曲げ区間に曲げひび割れが発生したのち、載荷荷重639kN(65.2tf)で斜めひび割れが発生し、載荷荷重1,039kN(105.9tf)でスターラップが降伏した。その後、載荷荷重1,157kN(118.0tf)程度でせん断補強用ＣＦＲＰシートの局部剥離発生と思われる音が観測され、載荷荷重1,275kN(130.0tf)で、ＣＦＲＰシート上端部に剥離が観察された。載荷荷重1,323kN(134.89tf)で斜めひび割れがフランジ部まで進展し、載荷荷重1,482kN(151.1tf, 中央変位20.17mm)でせん断補強用ＣＦＲＰシートが剥離してせん断破壊により終局に至った。

なお、せん断補強用ＣＦＲＰシートは、スターラップ降伏位置を通る斜めひび割れの先端がＣＦＲＰシートの上端付近へ達した時、その部分のＣＦＲＰシートから、貼付幅100mmのスリット単位で、支点方向へ向かって剥離が順次進行し、けたのせん断破壊時には当該ひび割れの拡大を拘束していたＣＦＲＰシートの上方の定着がすべて剥離した。

（3）T型No.3試験体

T型No.3試験体は、目付量200g/m²の炭素繊維シート0.8層を貼付したのち炭素繊維シート端部に機械式定着を併用してせん断補強し、かつ、けた曲げ区間中央部に目付量300g/m²の炭素繊維シート2層で曲げ補強した試験体である。

試験体は、載荷荷重269kN(27.4tf)で純曲げ区間に曲げひび割れを発生したのち、載荷荷重636kN(64.9tf)で斜めひび割れが発生し、1,130kN(115.2tf)でスターラップが降伏した。載荷荷重1,569kN(160.0tf)で軸方向鉄筋が降伏したのちは、載荷荷重1,755kN(179tf、中央変位25mm)付近から荷重が上がらず変位のみが進展する状態になった。載荷荷重1,785kN(182tf、中央変位29mm)付近で曲げ補強ＣＦＲＰ

シートの局部的剥離発生と思われる音が観測され、載荷荷重の最大値1,833kN(186.9tf)を経た後、載荷荷重1,755kN(179tf、中央変位56.2mm)で上フランジコンクリートの局部圧壊が観察され、載荷荷重1,711kN(174.5tf、中央変位61.1mm)で曲げ補強ＣＦＲＰシートが剥落したのち、上フランジコンクリートの圧壊で終局に至った。

また、せん断補強用ＣＦＲＰシートは、斜めひび割れの拡大によりひび割れ周辺で浮きが観察されているが、機械式定着を施した端部では終局に至るまで剥離や浮きも観察されなかった。機械式定着部でも、鋼板の浮きや変形は見られず、アンカーボルトの変形や曲がりも観察されなかった。

なお、曲げ補強用ＣＦＲＰシートは、曲げ補強ＣＦＲＰシートの定着端部外面を覆うせん断補強用ＣＦＲＰシートを切断しながら、剥離が進行した。

（4）Ｔ型No.4試験体

Ｔ型No.4試験体は、目付量200g/m²の炭素繊維シート1.6層を貼付したのちシート端部に機械式定着を併用してせん断補強し、かつ、けた曲げ区間中央部に目付量300g/m²の炭素繊維シート2層で曲げ補強した試験体である。

試験体は、載荷荷重293kN(29.9tf)で純曲げ区間に曲げひび割れを発生したのち、載荷荷重686kN(70.0tf)で斜めひび割れが発生し、1,249kN(127.4tf)でスターラップが降伏した。載荷荷重1,568kN(159.9tf)で軸方向鉄筋が降伏したのちは、載荷荷重1,697kN(173tf，中央変位25mm)付近から荷重の増加は見られず変位のみが進展する状態になった。載荷荷重1,755kN(179tf、中央変位28mm)付近で曲げ補強ＣＦＲＰシートの局部的剥離発生と思われる音が観測され、載荷荷重の最大値1,859kN(189.6tf)を経た後、載荷荷重1,838kN(187.4tf、中央変位55.18mm)でフランジコンクリートの局部圧壊が観察され、載荷荷重1,648kN(168.0tf、中央変位64.0mm)で曲げ補強ＣＦＲＰシートが剥落したのち、フランジコンクリートの圧壊で終局に至った。

また、せん断補強ＣＦＲＰシートは、斜めひび割れの拡大により、ひび割れ周辺部で浮きが観察されているものの、機械式定着を施した端部では、No.3試験体と同様、終局に至るまで剥離や浮きは確認されなかった。また、機械式定着部、および、曲げ補強ＣＦＲＰシートの剥離進行状況もNo.3試験体と同様であった。

4.2.2　Ｉ型試験体の破壊進行状況

Ｉ型試験体に関するそれぞれの荷重とスパン中央変位の関係を、図-4.2.2に示す。各試験体の破壊進行状況は、それぞれ次の通りであった。なお、ここで述べる曲げひび割れ発生、および斜めひび割れ発生は、共に目視にて確認したものである。

（1）Ｉ型No.5試験体

Ｉ型No.5試験体は、無補強の基準試験体である。

試験体は、載荷荷重196kN(20.0tf)で純曲げ区間に曲げひび割れを発生したのち、載荷荷重294kN(30.0tf)でウェブ中央部から斜めひび割れが発生・進行し、834kN(85tf)で斜めひび割れが上フランジ下縁水平部まで進展した。その後、載荷荷重843kN(86.0tf)でスターラップが降伏し、載荷荷重1,237kN(126.1tf、中央変位30.04mm)で斜めひび割れ拡大後のウェブコンクリート圧壊および上フランジとウェブ境界でのけた端へ向かう水平せん断破壊により終局に至った。

（2）Ｉ型No.6試験体

Ｉ型No.6試験体は、目付量200g/㎡の炭素繊維シート0.8層を貼付してウェブのみをせん断補強した試験体である。

試験体は、載荷荷重197kN(20.1tf)で純曲げ区間に曲げひび割れを発生したのち、載荷荷重392kN(40.0tf)で斜めひび割れが発生し、955kN(97.4tf)でスターラップが降伏した。その後、載荷荷重1,030kN(105.0tf)で斜めひび割れが上フランジ下縁水平部まで進展し、載荷荷重1,087kN(110.8tf)でせん断補強用ＣＦＲＰシートの剥離音と浮きが観察された。さらに載荷を続けると、斜めひび割れ拡大につれて貼付幅100mmのスリット単位でせん断補強用ＣＦＲＰシートが順次剥落し、載荷荷重1,204kN(122.8tf、中央変位25.26mm)時にウェブコンクリート圧壊と上フランジとウェブ境界でのけた端へ向かう水平せん断破壊により終局に至った。

なお、せん断補強用ＣＦＲＰシートの剥離は、スターラップ降伏位置を通る最大幅の斜めひび割れが進展したとき、当該ひび割れに対する定着長が短い部分から1枚ずつ、上端からの剥離は支点方向へ、下端からの剥離は載荷点方向へ、いずれもせん断スパン中央に向かって順次進展し、最後にせん断スパン中央のせん断補強用ＣＦＲＰシートが剥離した。

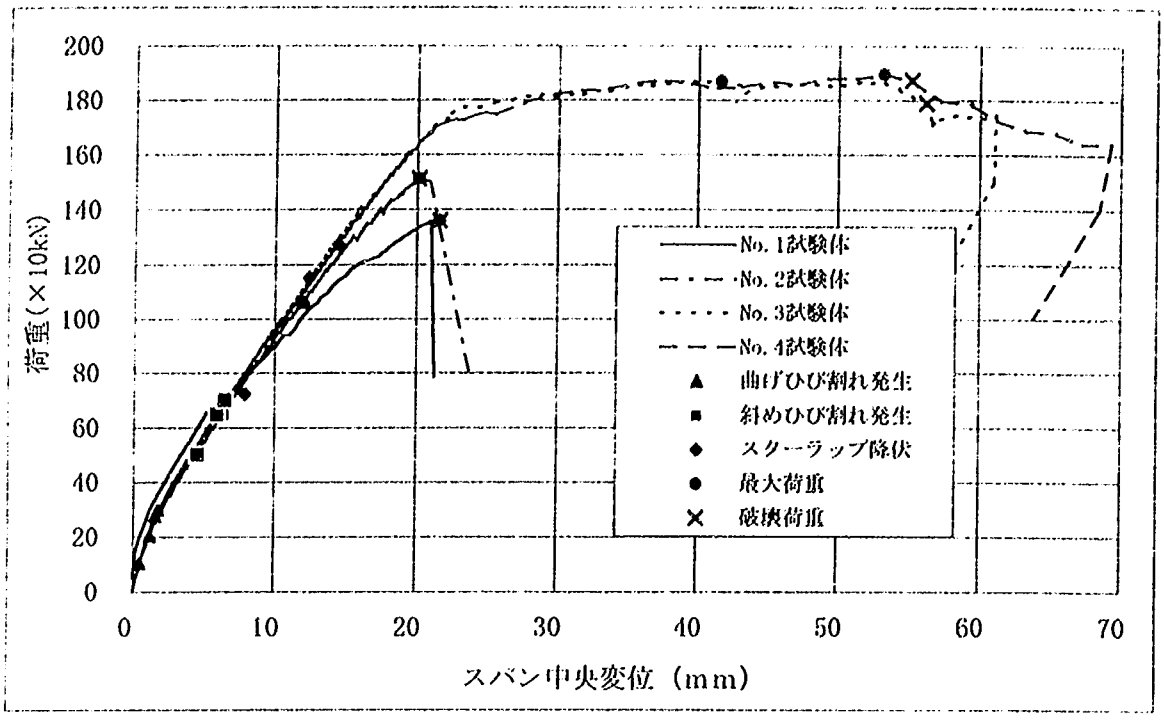


図-4.2.1　T型試験体：荷重～スパン中央変位

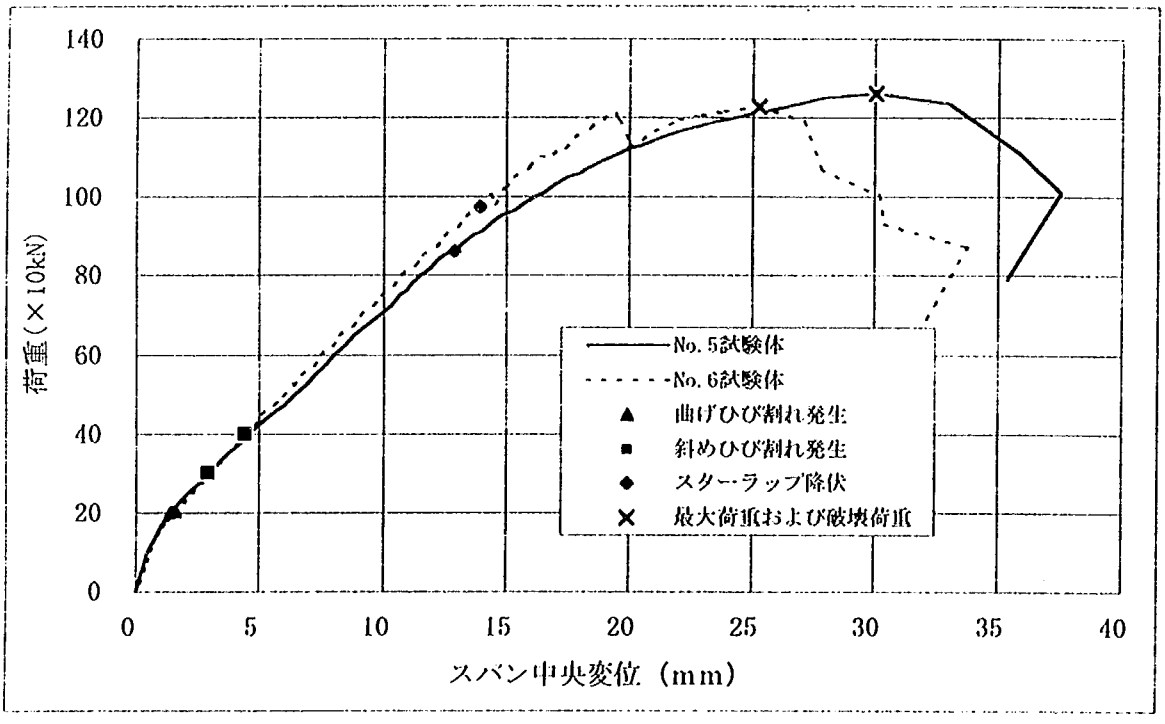


図-4.2.2　I型試験体：荷重～スパン中央変位

4.3　ひび割れ進展状況

4.3.1　Ｔ型試験体のひび割れ進展状況

各試験体ごとの目視によるひび割れ進展状況は以下に述べる通りであり、その観察結果を各試験体ごとに図-4.3.1～図-4.3.4に示す。

（１）Ｔ型No.1試験体〔無補強〕

①初期～斜めひび割れ発生［491kN(50.1tf)］

・純曲げ区間では、載荷荷重101kN(10.3tf)でウェブ下部に曲げひび割れが観察され、載荷荷重196～294kN(20～30tf)で概ね25cm間隔で均等に約10本の曲げひび割れが発生し、載荷荷重が増加するにつれてウェブ上方に進行しウェブ中央付近まで到達した。

・せん断スパン内では、載荷荷重294kN(30tf)で載荷点から1.5mの付近まで上記と同様のピッチで曲げひび割れが生じた。このひび割れは、載荷荷重の増加に伴いウェブ下端から20～30cm上方に進行したのち、491kN(50.1tf)で載荷点方向に向かう斜めひび割れとなった。

②斜めひび割れ発生～スターラップ降伏［710kN(72.4tf)］

・せん断スパン内では、載荷点より0.5mから2.0mの範囲に、新たな斜めひび割れ4～5本が発生し載荷点に向かい進行した。

・せん断スパン内の斜めひび割れ発生本数は、スターラップ降伏時9～10本であり、せん断スパン中央付近の斜めひび割れが部材中立軸となす角度は、40～45°であった。

・スパン全体で、ウェブ下面の曲げひび割れは約30本に達し、その後増加しなかった。

③スターラップ降伏～最大荷重［1,332kN(135.8tf)］

・斜めひび割れはさらに載荷点方向に進行し、最大荷重時にはフランジ下縁に到達した。

（２）Ｔ型No.2試験体〔せん断補強用ＣＦＲＰシート＝目付200g/m²の炭素繊維シート0.8層貼付〕

①初期～斜めひび割れ発生［639kN(65.2tf)］

・純曲げ区間では載荷荷重198kN(20.2tf)でウェブ下部に曲げひび割れが観察され、載荷荷重294kN(30tf)で4～7本に増加した。これらのひび割れは載荷荷重が増加するにつれてウェブ中央付近まで進行した。

・せん断スパン内では、曲げひび割れがウェブ下端から5～10cmに進行したのち、載荷荷重639kN(65.2tf)で載荷点方向に向かう斜めひび割れとなった。

②斜めひび割れ発生～スターラップ降伏［1,039kN(105.9tf)］

・せん断スパン内では、載荷点より0.5mから2.0mの範囲に、新たな斜めひび割れが左右それぞれ5～6本ずつ生じ、載荷点に向かい進展した。

・せん断スパン内の斜めひびわれ発生本数は、スターラップ降伏時10～12本であり、せん断スパン中央付近の斜めひびわれが部材中立軸となす角度は、40°前後であった。

③スターラップ降伏～最大荷重［1,482kN(151.1tf)］

・上記斜めひび割れの間に新たな斜めひび割れが生じるとともに、最大荷重時にはフランジ下縁付近まで進行した。

・最大荷重時にスパン全体のウェブ下面に観察された曲げひび割れは約20本であり、No.1に比べ10本程度少なかった。

（3）T型No.3試験体　せん断補強用ＣＦＲＰシート＝目付200g／m²の炭素繊維シート0.8層貼付に機械式定着併用　曲げ補強用ＣＦＲＰシート＝目付300g／m²の炭素繊維シート2層貼付

①初期～斜めひび割れ発生［636kN(64.9tf)］

・純曲げ区間では、載荷荷重269kN(27.4tf)でウェブ下部に曲げひび割れが観察され、このひび割れは載荷荷重490kN(50tf)で11～13本に増加し、載荷荷重が増加するにつれて上方へ進展した。

・せん断スパンでは、載荷荷重636kN(64.9tf)で斜めひび割れが観察されたが、この段階でのせん断スパン内の斜めひび割れは左右それぞれ1本のみであった。

②斜めひび割れ発生～スターラップ降伏［1,130kN(115.2tf)］

・せん断スパン内で左右約7本ずつ新たな斜めひび割れが発生し、ウェブ中央付近を越えたところまで進行した。

③スターラップ降伏～軸方向鉄筋降伏［1,569kN(160.0tf)］

・せん断スパン内に新たな斜めひび割れが左右約５本ずつ生じ、ウェブ中央付近を越えたところまで進行した。

・せん断スパン内の斜めひび割れ発生本数は、スターラップ降伏時8～10本であり、せん断スパン中央付近の斜めひび割れが部材中立軸となす角度は、30～35°であった。

④軸方向鉄筋降伏～最大荷重［1,833kN(186.9tf)］

・せん断スパン内に新たな斜めひび割れが数本生じた。

・最大荷重時には、曲げひび割れはフランジ下端まで、斜めひび割れはウェブ中央付近を少し越えたところまで到達した。

（4）T型No.4試験体　せん断補強用ＣＦＲＰシート＝目付200g／m²の炭素繊維シート1.6層貼付に機械式定着併用　曲げ補強用ＣＦＲＰシート＝目付300g／m²の炭素繊維シート2層貼付

①初期～斜めひび割れ発生［686kN(70.0tf)］

・純曲げ区間では載荷荷重293kN(29.9tf)で曲げひび割れが観察され、載荷荷重343～490kN(35～50tf)で9本に増加し、載荷荷重が増加するにつれさらに増加し686kN(70.0tf)で13～15本となった。

・せん断スパン内では、載荷荷重686kN(70.0tf)で斜めひび割れが観察されたが、この段階でのせん断スパン内の斜めひび割れは左右それぞれ2本ずつであった。

②斜めひび割れ発生～スターラップ降伏［1,249kN(127.4tf)］

・せん断スパン内で、左右それぞれ約9本ずつ新たな斜めひび割れが生じ、載荷点方向に向かい、ウェブ中央付近を越えたところまで到達した。

・せん断スパン内の斜めひび割れ発生本数は、スターラップ降伏時8～12本であり、せん断スパン中央付近の斜めひび割れが部材中立軸となす角度は、30°前後であった。

③スターラップ降伏～軸方向鉄筋降伏［1,568kN(159.9tf)］

・せん断スパン内に新たな斜めひび割れが左右約5本ずつ生じ、ウェブ中央を越えたところまで到達した。

・この段階で観察されたウェブ下面の曲げひび割れは6本であった。

④軸方向鉄筋降伏～最大荷重［1,838kN(187.4tf)］

・せん断スパン内に新たな斜めひび割れが数本生じた。

・最大荷重時には、曲げひび割れはフランジ下端まで，斜めひび割れはウェブ中央付近を越えたところまで到達した。

4.3.2　I型試験体のひび割れ進展状況

各試験体ごとの目視によるひび割れ進展状況は以下に述べる通りであり、その観察結果を各試験体ごとに図-4.3.5～図-4.3.6に示す。

（1）I型No.5試験体〔無補強〕

①初期～斜めひび割れ発生［294kN(30.0tf)］

・純曲げ区間では、載荷荷重196kN(20.0tf)で下フランジ下部に曲げひび割れが観察され、載荷荷重294kN(30.0tf)で概ね25cm間隔で9本の曲げひび割れとなった。

・せん断スパン内については、載荷点に近いところに2本程度生じた曲げひび割れが上方に28cm進行し、断面変化したところで斜めひび割れに移行した。

②斜めひび割れ発生～スターラップ降伏［843kN(86.0tf)］

・純曲げ区間では、載荷荷重539kN(55tf)で9本のひび割れの間に新たな曲げひび割れが生じ、合計17本に増加した。

・せん断スパン内に新たな曲げひび割れが10～15cm間隔で生じ、断面変化部まで上方に進行したところで斜めひび割れに移行し上フランジ付近まで到達した。

・せん断スパン内の斜めひび割れ発生本数は、スターラップ降伏時17～18本であり、せん断スパン中央付近の斜めひび割れが部材中立軸となす角度は、40～45°であった。

③スターラップ降伏～最大荷重［1,237kN(126.1tf)］

・せん断スパン内のウェブ面に斜めひび割れが多数生じ上フランジ部まで進行した。

（2） Ｉ型No.6試験体〔せん断補強用ＣＦＲＰシート＝目付200g／㎡の炭素繊維シート0.8層貼付〕

①初期～斜めひび割れ発生［392kN(40.0tf)］

・純曲げ区間では、載荷荷重197kN(20.1tf)で下フランジ下部に曲げひび割れが観察され、このひび割れは載荷荷重294kN(30tf)で10～15cm間隔で9本となった。

・せん断スパン内については、載荷点から1.5mの範囲に4～5本程度生じた曲げひび割れが上方に28cm進行し、断面変化したところで斜めひび割れに移行した。

②斜めひび割れ発生～スターラップ降伏［955kN(97.4tf)］

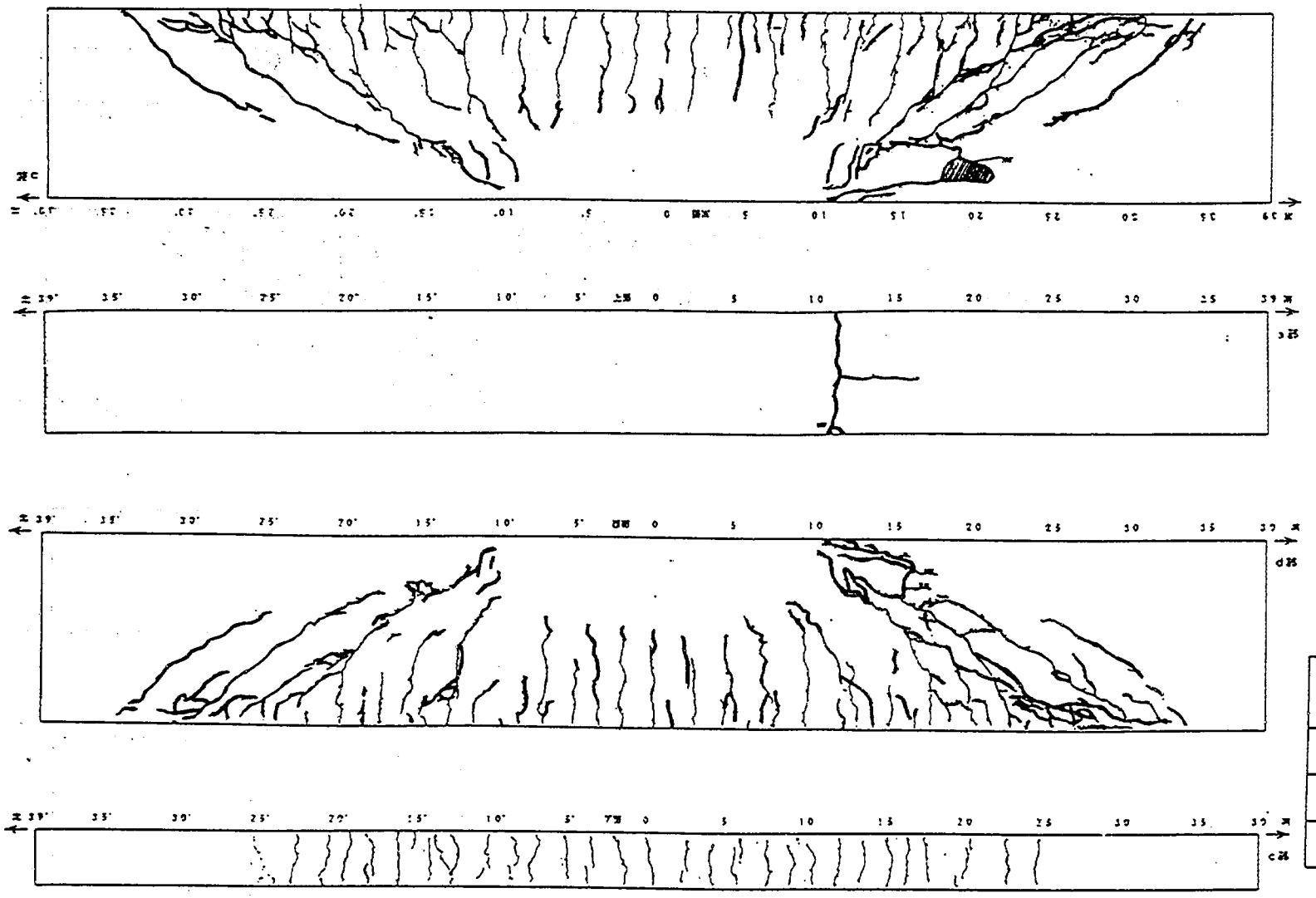
・純曲げ区間では、載荷荷重490kN(50tf)で9本のひび割れの間に新たな曲げひび割れが入り、合計18本に増加した。

・せん断スパン内に新たな曲げひび割れが10～15cm間隔で生じ、断面変化部まで上方に進行したところで斜めひび割れに移行し上フランジ付近まで到達した。

・せん断スパン内の斜めひび割れ発生本数は、スターラップ降伏時14～16本であり、せん断スパン中央付近の斜めひび割れが部材中立軸となす角度は、35～40°であった。

③スターラップ降伏～最大荷重［1,204kN(122.8tf)］

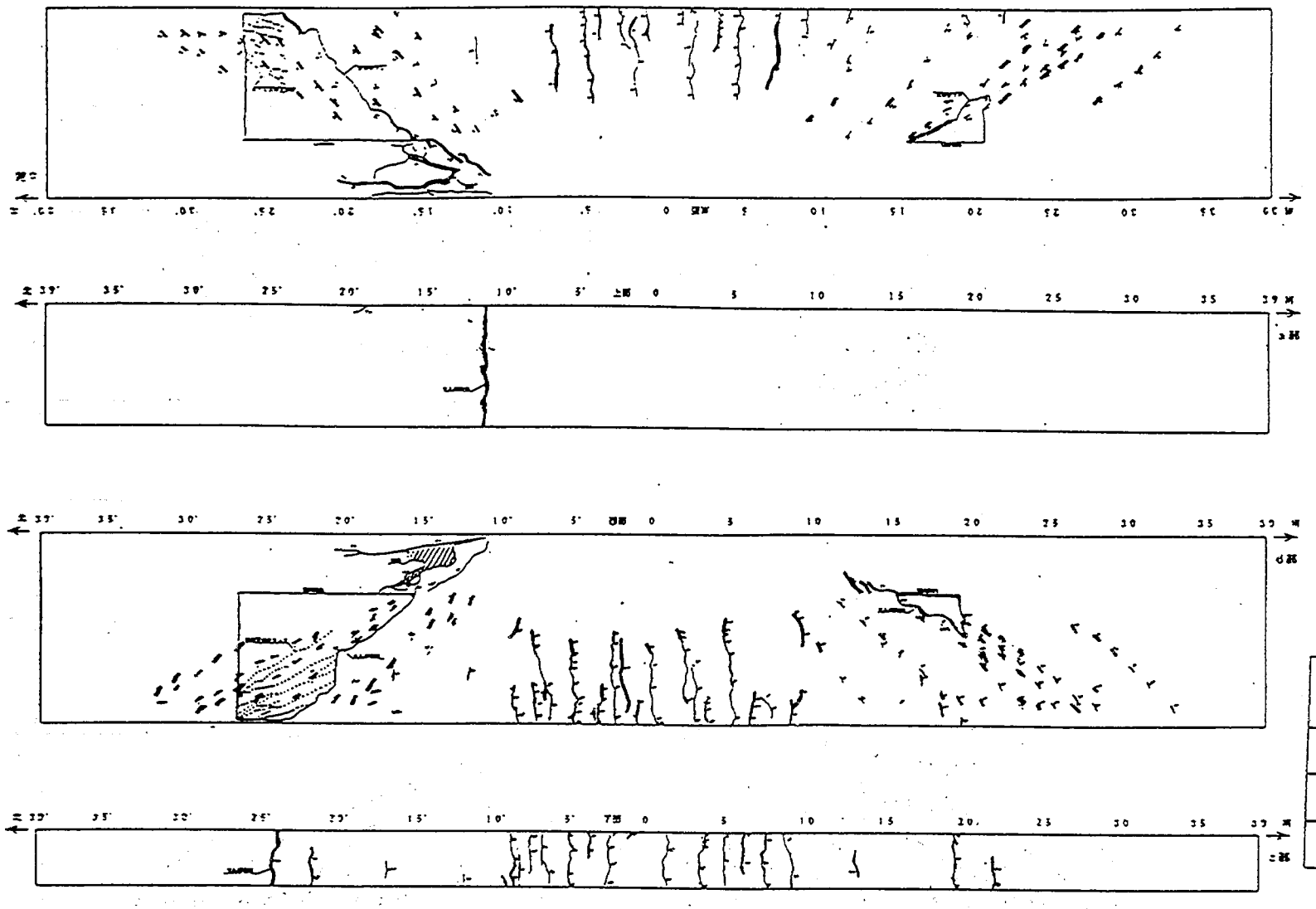
・せん断スパン内のウェブ面に斜めひび割れが多数生じ、上フランジ部まで進行した。



凡例 (No. 1)

荷重 tf (KN)	区分
初期～斜めひび割れ発生 0(0)　50.1(491.0)	——
斜めひび割れ発生～ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ降伏 50.1(491.0)　72.4(709.5)	——
ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ降伏～最大荷重 72.4(709.5)　135.6(1330.8)	——

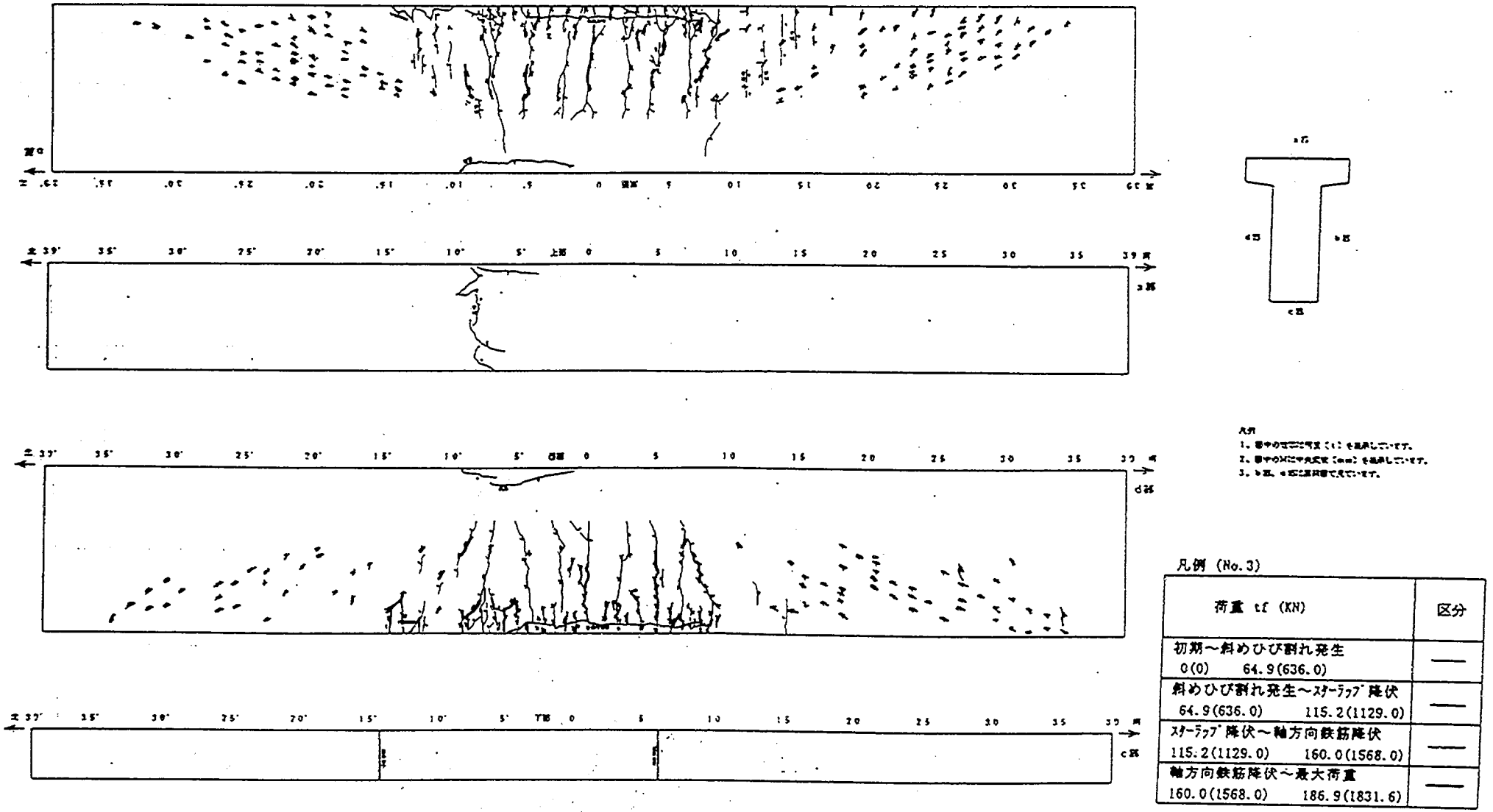
図-4.3.1　ひび割れ進展状況観察図……T型試験体No.1



凡例 (No.2)

荷重 tf (XN)	区分
初期～斜めひび割れ発生 0(0)　65.2(639.0)	——
斜めひび割れ発生～ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ降伏 65.2(639.0)　105.9(1037.8)	——
ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ降伏～最大荷重 105.9(1037.8)　151.1(1480.8)	——

図-1.3.2　ひび割れ進展状況観察図……T型試験体No.2



凡例 (No.3)

荷重 tf (KN)	区分
初期～斜めひび割れ発生 0(0)　64.9(636.0)	——
斜めひび割れ発生～ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ降伏 64.9(636.0)　115.2(1129.0)	——
ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ降伏～軸方向鉄筋降伏 115.2(1129.0)　160.0(1568.0)	——
軸方向鉄筋降伏～最大荷重 160.0(1568.0)　186.9(1831.6)	——

図-4.3.3　ひび割れ進展状況観察図……T型試験体No.3

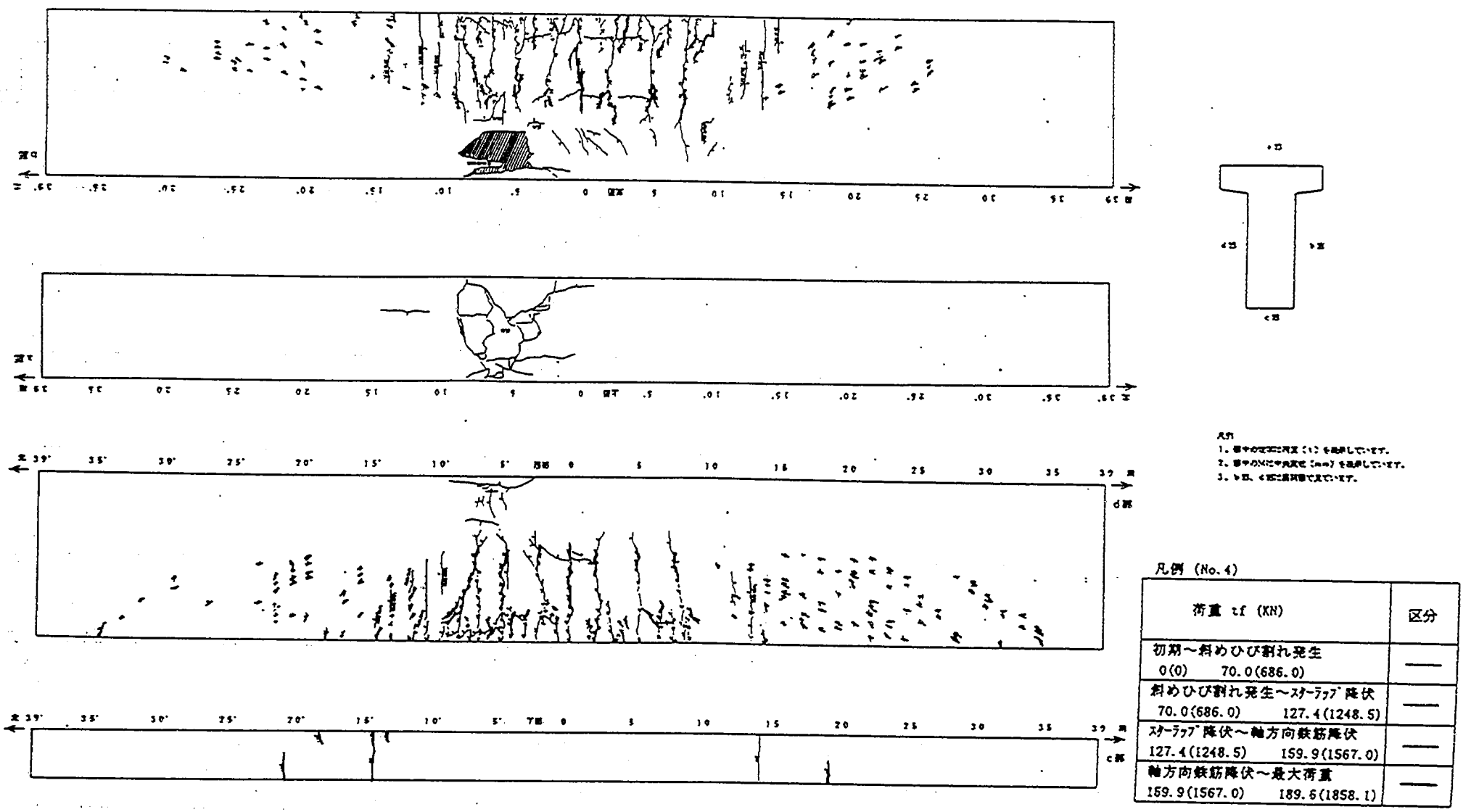
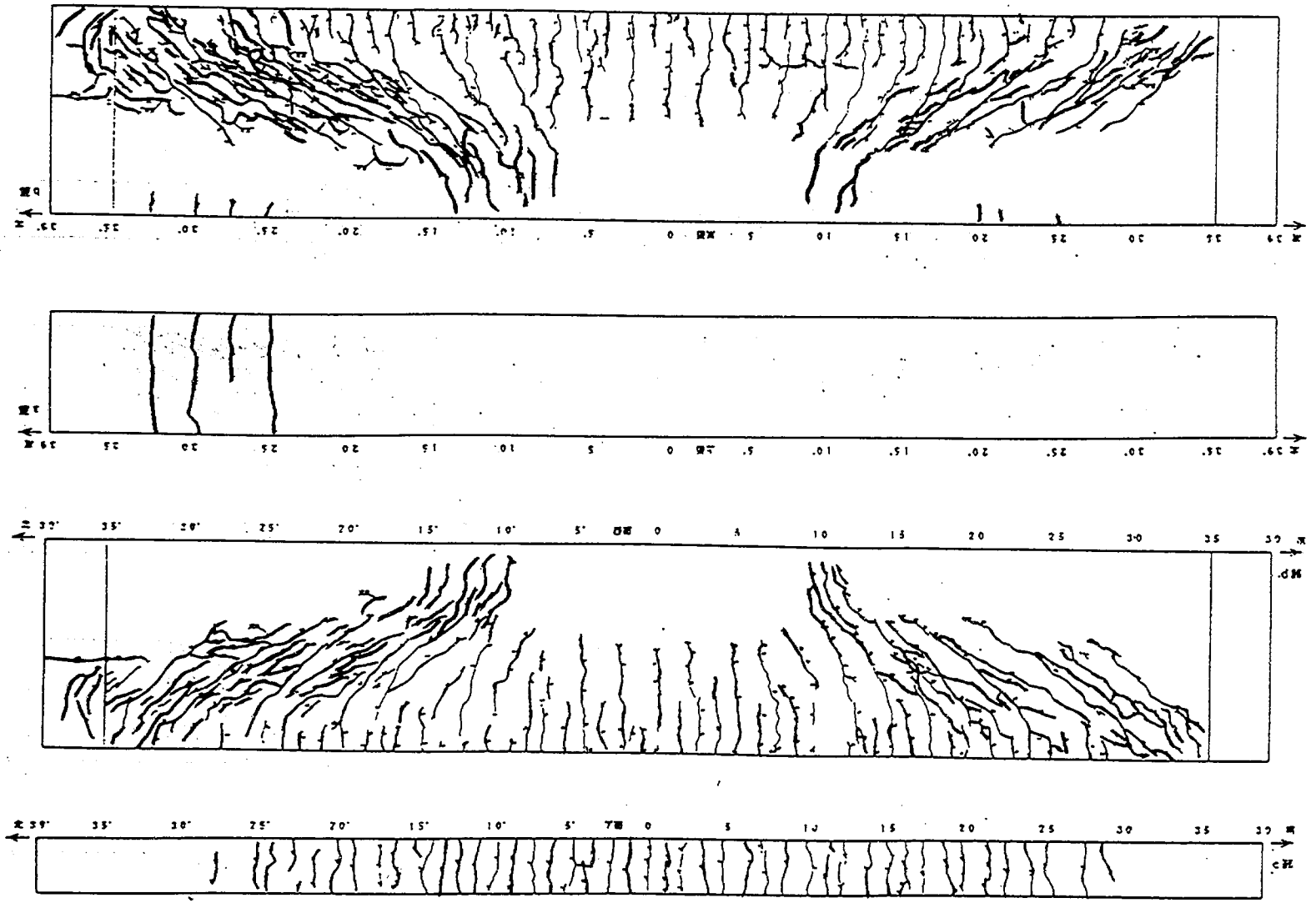


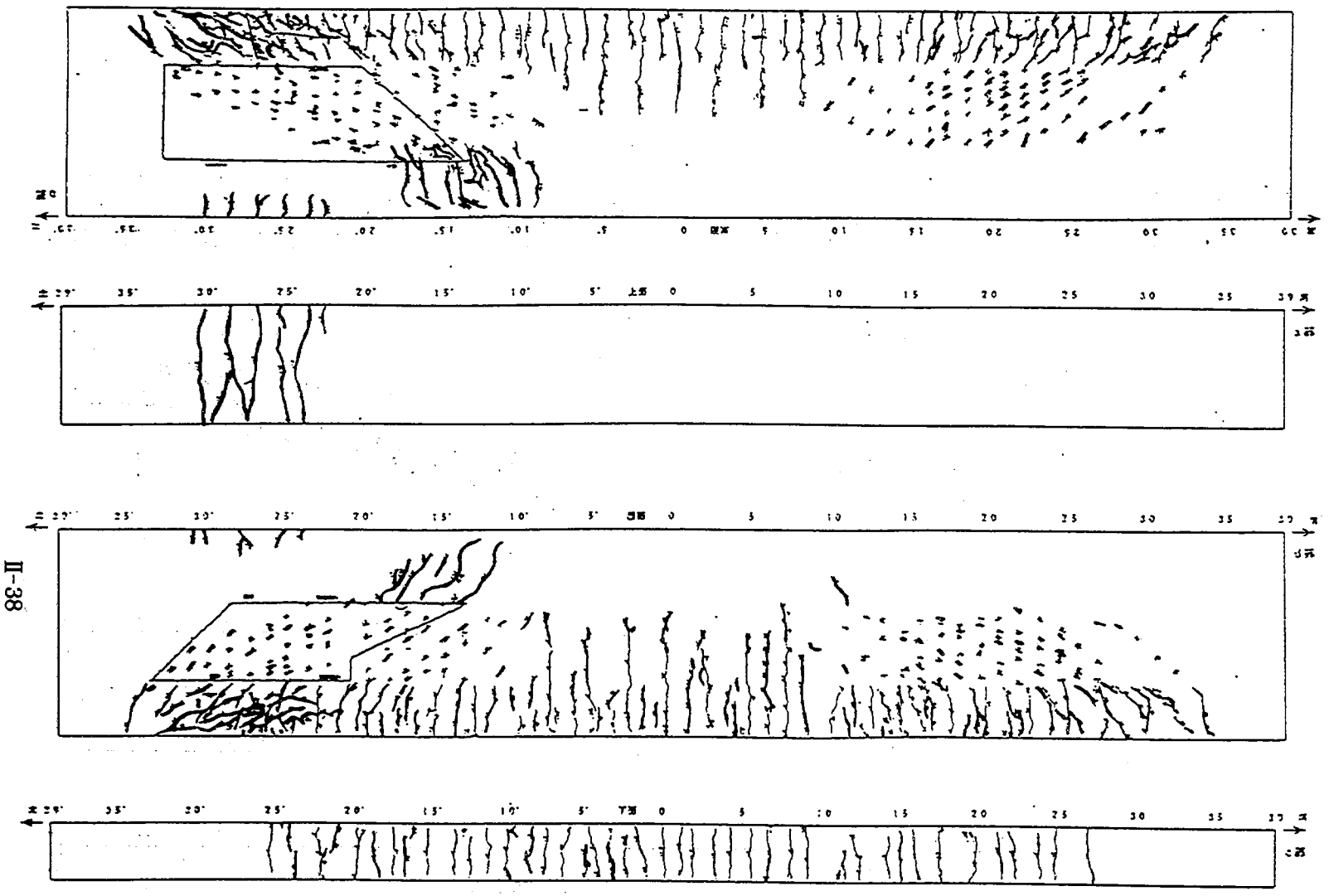
図-4.3.4 ひび割れ進展状況観察図……T型試験体No.4

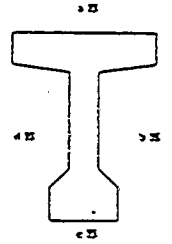


凡例 (No. 5)

荷重 tf (KN)	区分
初期～斜めひび割れ発生 0(0)　30.0(294.0)	——
斜めひび割れ発生～ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ降伏 30.0(294.0)　86.0(842.8)	——
ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ降伏～最大荷重 86.0(842.8)　126.1(1235.8)	——

図-4.3.5　ひび割れ進展状況観察図……Ⅰ試験体No. 5





凡例 (No. 6)

荷重 tf (KN)	区分
初期～斜めひび割れ発生 0(0)　40.0(392.0)	——
斜めひび割れ発生～ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ降伏 40.0(392.0)　97.4(954.5)	——
ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ降伏～最大荷重 97.4(954.5)　122.8(1203.4)	——

図-4.3.6　ひび割れ進展状況観察図……Ⅰ試験体No.6

4.4 荷重とスパン中央変位の関係

4.4.1 T型試験体の荷重とスパン中央変位の関係

T型試験体の荷重とスパン中央変位の関係を次に示す。関係図は図-4.2.1に示した通りである。

（1）目視による曲げひび割れ発生時の中央変位は、No.1無補強試験体が0.46㎜であったのに対し、せん断補強用炭素繊維シート0.8層をU型に貼付したNo.2試験体は1.16㎜、No.2に機械式定着を併用し、かつ曲げ補強を施したNo.3試験体は1.53㎜、No.3の補強量を2倍にして1.6層を貼付したNo.4試験体は1.76㎜である。炭素繊維シートおよび機械式定着によるせん断補強を行うことにより曲げひび割れ発生時の荷重が増加するとともに、曲げひび割れ発生時の中央変位も増加する傾向を示した。

（2）目視による斜めひび割れ発生時の中央変位は、No.1試験体が4.49㎜、No.2試験体が6.24㎜、No.3試験体が5.93㎜、No.4試験体が6.49㎜である。No.2に機械式定着を併用したNo.3は荷重、変位ともNo2試験体と比較して若干減少したが、機械式定着の有無による顕著な差は確認できなかった。補強量を2倍にしたNo.4は、No.3に比較して荷重の増加とともに変位も増加し炭素繊維シート補強量との相関が見られた。

（3）スターラップ降伏時の中央変位は、No.1試験体が7.30㎜、No.2試験体が12.00㎜、No.3試験体が12.40㎜、No.4試験体が14.50㎜であり、炭素繊維シート補強量の増加および機械式定着の併用によりスターラップ降伏時の荷重が増加するとともに変位も増加する傾向がみられた。

（4）軸方向鉄筋降伏時のNo.3、No.4試験体の中央変位は、それぞれ19.36㎜、19.27㎜とほぼ同じであり、荷重もほぼ同程度であった。

（5）最大荷重時の中央変位は、No.1試験体が21.65㎜、No.2試験体が20.17㎜、No.3試験体が41.57㎜、No.4試験体が53.23㎜であった。No.1とNo.2を比較すると荷重が約10%増加したが、変位は約7%減少した。No.1とNo.3を比較すると最大荷重は37%増加し、変位は92%増加した。No.1とNo.4を比較すると荷重は約40%、変位は約150%増加した。No.2とNo.3を比較すると荷重は約25%、変位は約100%増加した。No.3とNo.4を比較すると、最大荷重が約1%程度しか増加しなかったにも関わらず、変位は約30%増加した。これは、両者が機械式定着の併用と炭素繊維シート300g/m²2層の曲げ補強を行った試験体で、いずれも曲げ破壊であり、曲げ破壊時変位のバラツキの影響によるものと推測できる。

（6）各試験体の荷重－変位曲線の勾配（ΔP／Δδ）を比較すると、目視による斜めひび割れ発生荷重時まではほぼ同様の勾配であるが、その後No.1はNo.2に比べ勾配が小さくなった。この傾向はスターラップ降伏後顕著になり、炭素繊維シートをU型に貼り付けることにより変形を抑制していることが分かる。No.3、No.4はNo.2に比べると斜めひび割れ発生後、若干急勾配であり、機械式定着により変形が抑制されたものと考えられる。ただし、軸方向鉄筋降伏後はいずれも荷重が上昇せず変位のみが増加する傾向に変化した。

4.4.2　I型試験体の荷重とスパン中央変位の関係

I型試験体の荷重とスパン中央変位の関係を次に示す。関係図は図-4.2.2に示した通りである。

（1）目視による曲げひび割れ発生時の中央変位は、No.5試験体(無補強)が1.39mmであったのに対し、炭素繊維シート0.8層をウェブに貼り付けたNo.6試験体は1.57mmであり、この時の荷重はNo.5が196kN(20.0tf)、No.6が197kN(20.1tf)でほぼ同等であった。

（2）目視による斜めひび割れ発生時の中央変位は、No.5が2.87mmに対し、No.6は4.40mmであり、荷重が約30%増加したことにより変位も約50%増加した。

（3）スターラップ降伏時の中央変位は、No.5が12.90mmに対し、No.6は14.00mmであり、荷重、変位とも約10%増加した。

（4）最大荷重時の中央変位は、No.5が30.04mmであったのに対し、No.6が25.26mmであり、No.6はNo.5に比べて荷重が3%減少したのに対し変位が16%減少した。

（5）両試験体の荷重－変位曲線の勾配(ΔP／Δδ)を比較すると、目視による斜めひび割れ発生荷重時まではほぼ同様の勾配であるが、その後No.6は若干勾配が大きくなり、スターラップ降伏後さらに勾配が大きくなる傾向を示した。炭素繊維シートをウェブに貼り付けることにより若干変形を抑制したものと考えられる。ただし、No.6は、ＣＦＲＰシートの剥離(載荷重1,087kN(110.8tf)、変位16.95mm)後、載荷重1,177kN(120tf)、変位19mmで荷重が急激に低下し、No.5と同様の荷重－変位関係に沿ったものとなった。

4.5　荷重とスターラップひずみの関係

4.5.1　T型試験体の荷重とスターラップひずみの関係

T型試験体の荷重とスターラップひずみの関係を次に示す。関係図は付属資料-3の資料図-3.1(1)～(5)に示した通りである。なお、文中のひずみゲージ位置は図-2.3.2に対応したものである。

（1）T型断面におけるスターラップのひずみが大きいゲージ位置は、資料図-3.1(1)～(5)において、ST-3、5、6、8、10およびST-19、20、23、26、27、30であり、これらは載荷点と支点とを結ぶ線とほぼ一致する。また、載荷点直下のST-13、14、15およびST-16、17、18ではひずみの発生量が小さい。

（2）スターラップひずみの代表的なものとして、支点と載荷点を結ぶ線上の中央に位置し、比較的荷重の低い段階からひずみが発生し、資料図-3.1の各図に示したひずみの測定値より判断して、各試験体とも両者のうちのいずれかのスターラップが最初に降伏したと考えられるST-8およびST-23を選び、これを図-4.5.1(1)(2)に示した。ST-8およびST-23のひずみが発生し始める荷重は、図-4.5.1(1)(2)によれば、No.1～No.3試験体で490～539kN(50～55tf)、No.4試験体で539～637kN(55～65tf)であり、いずれも目視で確認された斜めひび割れ発生荷重よりやや小さい荷重が得られている。

従って、マイクロクラック的な斜めひび割れは目視による斜めひび割れ確認よりやや早目に発生していると思われる。

（3）スターラップひずみは、同一荷重時において、図-4.5.1(1)(2)より、No.1、No.2、No.3、No.4の各試験体の順で小さくなる傾向にあり、炭素繊維シート貼付および機械式定着併用により、スターラップ負担分の応力をＣＦＲＰシートが一部負担し、スターラップに生じる応力を低減していると言える。

従って、No.1～No.4試験体のスターラップにひずみが発生して、コンクリートのマイクロクラック発生となる荷重に大差はないものの、せん断補強程度の違いによって、No.1からNo.4の順で目視確認できる程のひび割れへの成長に差が出た結果、目視による斜めひび割れ発生荷重の差となって現れたものと考えられる。

特に、No.2試験体のスターラップひずみは、No.1に比較して荷重の増加に伴うひずみの増加の傾向が小さくなっており、炭素繊維シートの貼付のみであっても補強を行うことの効果は大きいものがある。

（4）炭素繊維シート1.6層を貼付し機械的定着を併用したNo.4試験体のスターラップひずみは、図-4.5.1より、炭素繊維シート0.8層を貼付し機械式定着を併用したNo.3試験体のスターラップひずみに比べると、同一荷重レベルで減少しており、炭素繊維シート補強量の増加がスターラップひずみの減少に効果があったものと考えられる。

4.5.2　Ｉ型試験体の荷重とスターラップひずみの関係

Ｉ型試験体の荷重とスターラップひずみの関係は、付属資料-3の資料図-3.2(1)～(3)に示した通りである。なお、文中のひずみゲージ位置は図-2.3.5に対応している。

（1）Ｉ型断面におけるスターラップのひずみが大きいゲージ位置は、資料図-3.2(1)～(3)において、ST-8、9、11、12およびST-20、21、23、24であり、これらは載荷点と支点とを結ぶ線のやや載荷点寄り下側である。

（2）スターラップひずみの代表的なものとして、支点と載荷点を結ぶ線の中間に位置し、比較的荷重の低い段階からひずみが発生するST-8、ST-23を選び、これを図-4.5.2(1)(2)に示した。ST-8およびST-23のひずみが発生し始める荷重は、図-4.5.2(1)(2)によれば、No.5試験体で343～392KN(35～40tf)、No.6試験体で392～441KN(40～45tf)であり、いずれも目視確認された斜めひび割れ発生荷重とほぼ同等の荷重が得られている。

従って、スターラップひずみ発生と同時に斜めひび割れが目視されたこととなり、Ｉ型試験体No.5およびNo.6は、Ｔ型試験体に比べて、ひび割れの成長を抑える力が弱いと考えられる。

（3）No.6試験体の斜めひび割れ発生後のスターラップひずみは、図-4.5.2(1)(2)より、No.5試験体に比して、同一荷重レベルにおいて、ST-8では増加、ST-23では減少と両者逆の傾向が見られ、炭素繊維シートの貼付がスターラップひずみに与える影響にばらつきがある。

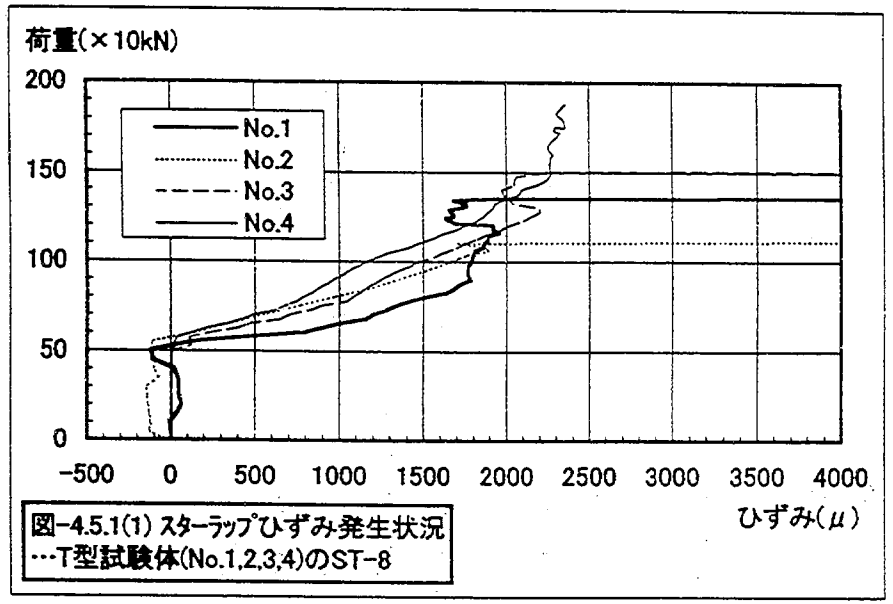


図-4.5.1(1) スターラップひずみ発生状況
…T型試験体(No.1,2,3,4)のST-8

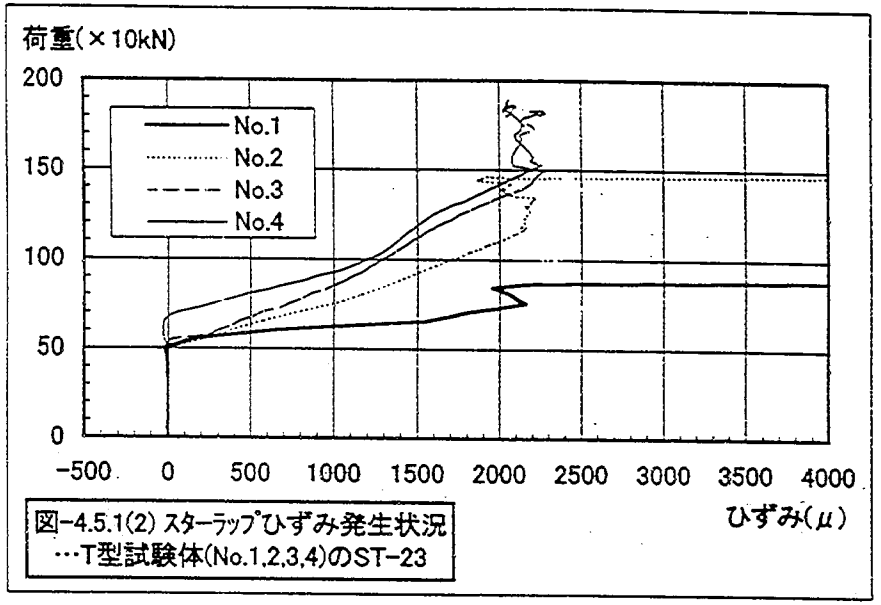


図-4.5.1(2) スターラップひずみ発生状況
…T型試験体(No.1,2,3,4)のST-23

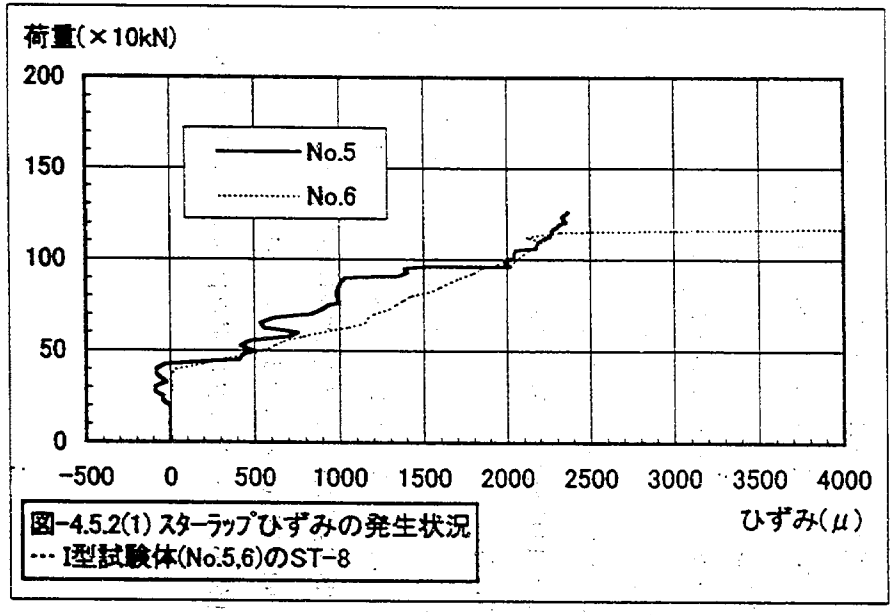


図-4.5.2(1) スターラップひずみの発生状況
… I型試験体(No.5,6)のST-8

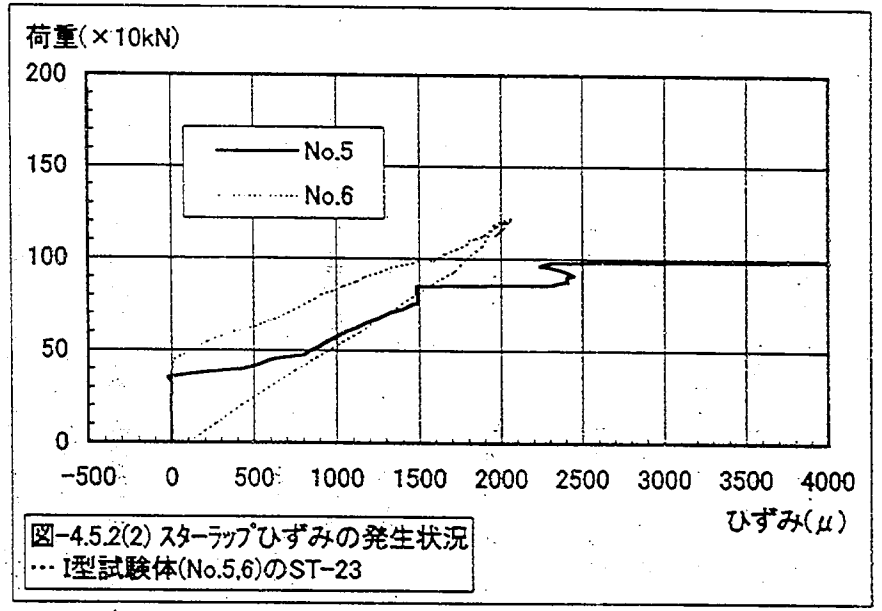


図-4.5.2(2) スターラップひずみの発生状況
… I型試験体(No.5,6)のST-23

4.6 荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係

4.6.1 Ｔ型試験体の荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係

Ｔ型試験体における荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係を、付属資料-4の資料図-4(1)～(15)に示す。なお、ＣＦＲＰシートのひずみゲージ位置は図-2.3.3(1)(2)に示したとおりである。載荷点付近の代表的なものとして選択したＣＦＲＰシートTNS-15のひずみを図-4.6.1(1)～(4)に、また、4.5で検討したスターラップひずみST-8およびST-23に対応するＣＦＲＰシートTNS-8、23のひずみを図-4.6.2 (1)(2)に示す。ここで、図中のＸはけた軸方向、Ｙはけた高さ方向、Ｚはそれらと45°で交わる方向のひずみをそれぞれ示す。

これらより得られた結果は以下の通りである。

（1）ＣＦＲＰシートひずみは、支点および載荷点付近で小さく、せん断スパンの中央付近で大きな値を示した。ただし、載荷点付近のTNS-15でＸ方向ひずみが大きい値を示しているのは曲げひび割れおよび斜めひび割れの影響によるものと考えられる。

（2）ＣＦＲＰシートの繊維方向であるＹ方向のひずみが早く発生するのはスターラップのST-8およびST-23と対応しているTNS-8、およびTNS-23であり、この時の荷重は比較的小さく斜めひび割れ発生によるものと考えられる。

（3）ＣＦＲＰシートの繊維方向であるＹ方向の最大ひずみは、せん断スパン中央のTNS-6～10およびTNS-22～27で発生し、No.2試験体では5,121μ、No.3試験体では6,040μ、No.4試験体では3,828μであり、いずれも最大荷重に達した時点で発生した値であった。

（4）ＣＦＲＰシートの最大ひずみに及ぼす機械式定着の効果は、ＣＦＲＰシートTNS-23の繊維方向であるＹ方向最大ひずみが、剥離破壊したNo.2試験体で5,121μ、曲げ破壊のため剥離していないNo.3試験体で6,040μであることから、機械式定着を併用したことによりＣＦＲＰシートの最大ひずみを1,000μ(約20%)程度向上させ、かつ剥離破壊が防止された。

（5）炭素繊維シート補強量増加の影響をNo.3試験体およびNo.4試験体で比較すると、補強量が2倍であるNo.4試験体(1.6層)の最大ひずみがNo.3試験体(0.8層)に比べて約1/2となった。これは、両試験体の最大荷重がそれぞれ1,834KN(187tf)および1,863KN(190tf)とほぼ同等であることから、ＣＦＲＰシートの負担する引張力も同程度であり、その引張力を断面積が２倍のＣＦＲＰシートで負担しているために、ひずみが約1/2程度になったものと考えられる。

4.6.2　Ｉ型試験体の荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係

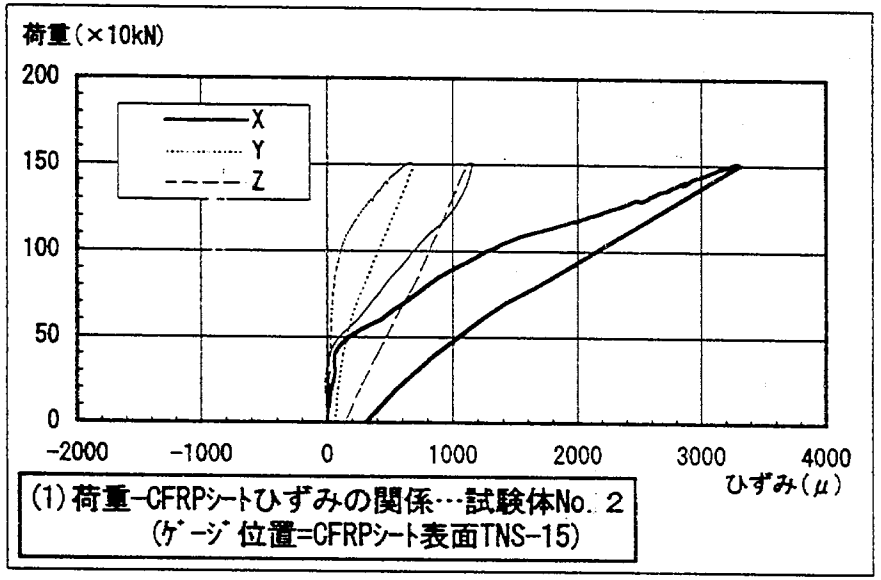
Ｉ型試験体における荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係を、付属資料-4の資料図-4(1)～(15)に示す。なお、ＣＦＲＰシートのひずみゲージ位置は図-2.3.6に示したとおりである。また、Ｔ型試験体と同様に、TNS-15のひずみを図-4.6.1(4)に、TNS-8および23のひずみを図-4.6.3に示す。ここで、図中のＸはけた軸方向、Ｙはけた高さ方向、Ｚはそれらと45°で交わる方向のひずみをそれぞれ示す。

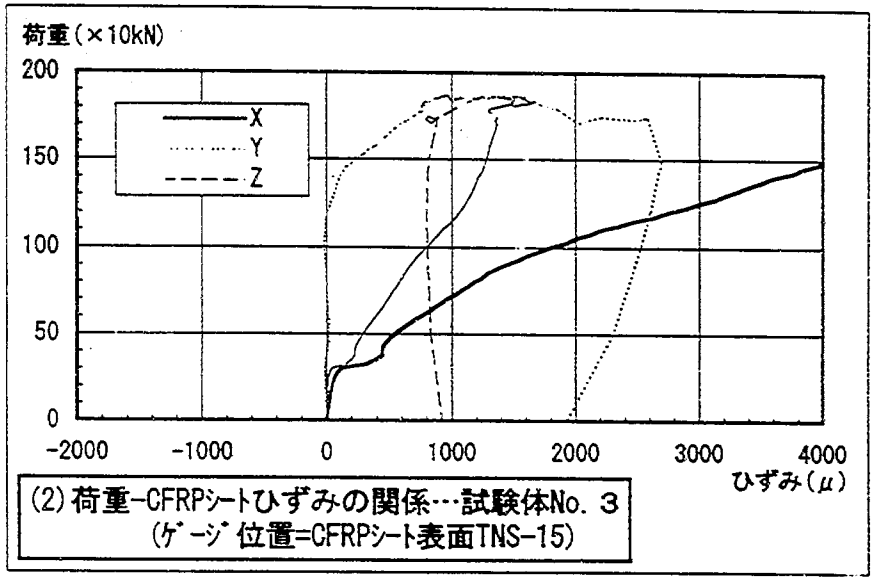
これらより得られた結果は以下の通りである。

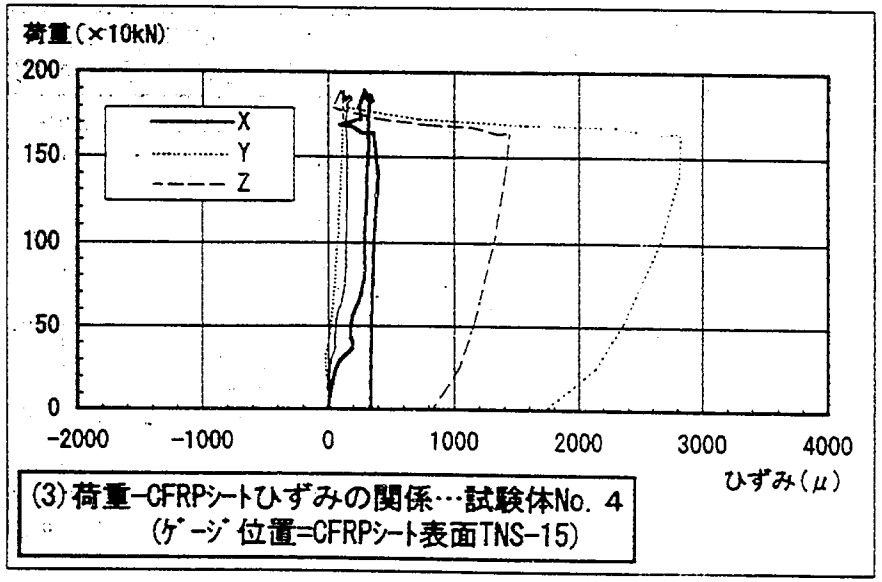
（1）ＣＦＲＰシートひずみは、支点および載荷点付近で小さく、せん断スパンの中央付近で大きな値を示した。ただし、載荷点付近のTNS-15でＸ方向やＹ方向が大きい値を示しているのは曲げひび割れおよび斜めひび割れの影響によるものと考えられる。

（2）ＣＦＲＰシートの繊維方向であるＹ方向のひずみが早く発生するのはスターラップのST-8およびST-23と対応しているTNS-8およびTNS-23であり、この荷重は比較的小さく斜めひび割れ発生荷重とほぼ一致する。

（3）No.6試験体では、ＣＦＲＰシートが剥離し、せん断破壊して最大荷重に達した時のＣＦＲＰシートの繊維方向であるＹ方向の最大ひずみは、せん断スパンの中央付近のTNS-8で発生しており、記録データによれば4,724μであった。これは、同じ補強量で、また、同じ貼付のみでせん断補強したＴ型No.2試験体で得たＣＦＲＰシートTNS-23での最大ひずみ5,121μの92%であり、定着長さが短くなったことの影響を受けていると考えられる。







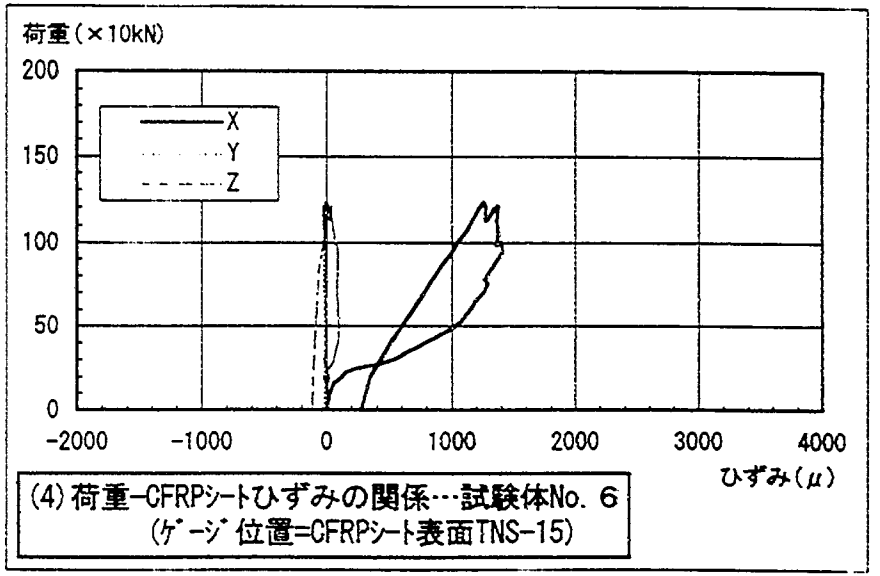


図-4.6.1　載荷点付近の荷重とＣＦＲＰひずみの関係　　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-15]

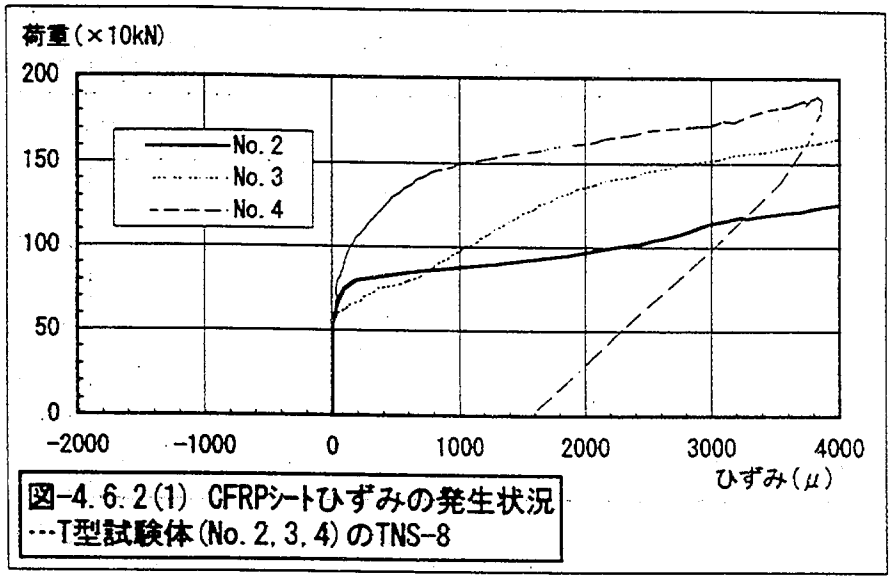


図-4.6.2(1) CFRPシートひずみの発生状況
…T型試験体(No.2,3,4)のTNS-8

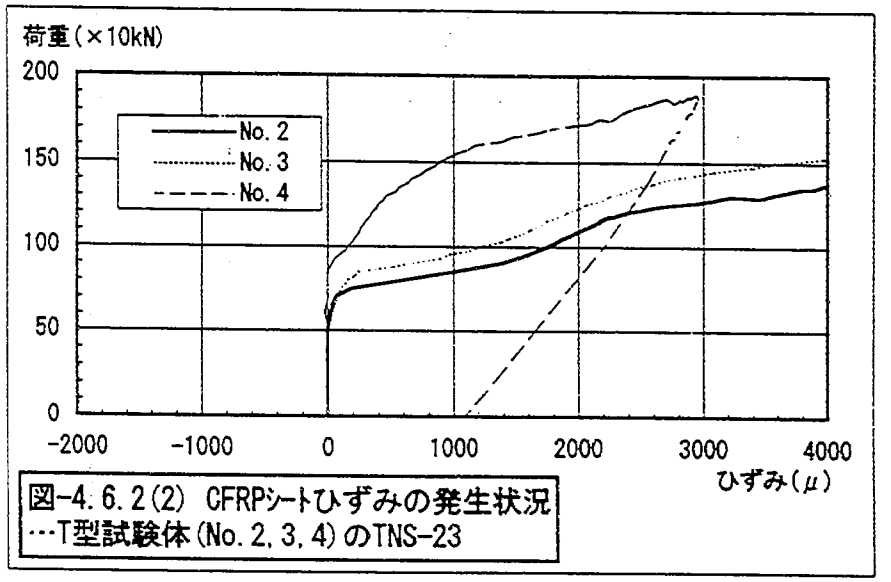


図-4.6.2(2) CFRPシートひずみの発生状況
…T型試験体(No.2,3,4)のTNS-23

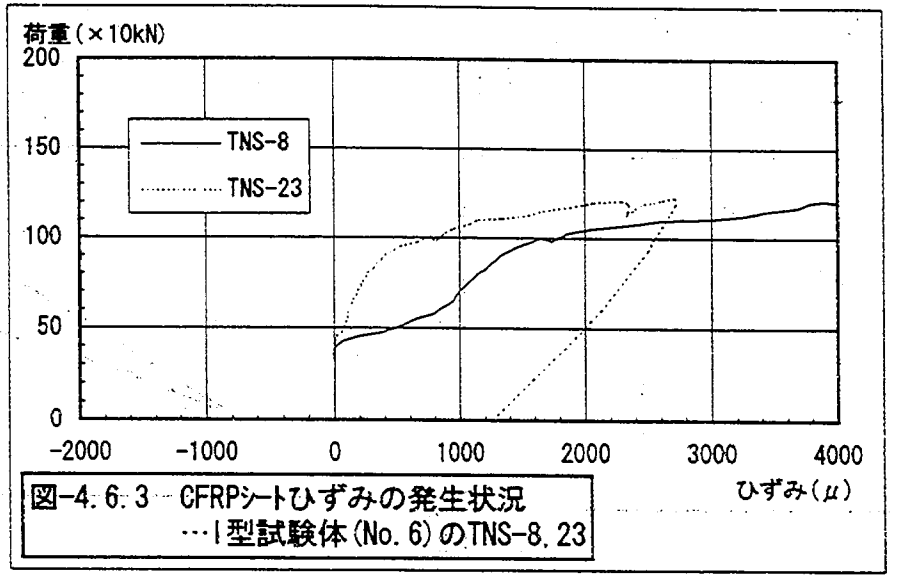


図-4.6.3 CFRPシートひずみの発生状況
…I型試験体(No.6)のTNS-8,23

5．せん断補強効果に関する考察

5.1　せん断耐力向上効果

5.1.1　T型試験体のせん断耐力向上効果

（1）斜めひび割れ発生荷重に与える効果

表-4.1.1に示した斜めひび割れ発生荷重は、載荷試験時に目視により斜めひび割れを認めた時点での載荷重を示したものである。

しかし、斜めひび割れは目視確認以前に発生している可能性がある。従って、ここではひび割れ進展状況観察図および斜引張補強筋であるスターラップのひずみ増加状況を再検討して、斜めひび割れ発生荷重を見直すこととした。

また、各試験体のコンクリート圧縮強度が異なることから、各試験体コンクリートの実測引張強度を参考として各試験体の斜めひび割れ発生荷重を補正することとした。

これらの処理経過および処理結果を表-5.1.1に示す。

表-5.1.1　斜めひび割れ発生荷重見直し値と荷重増加率

試験体		目視による荷重	ｽﾀｰﾗｯﾌﾟひずみによる荷重見直し値		ｺﾝｸﾘｰﾄ強度補正			補正後の荷重	荷重比
					圧縮強度	引張強度とその比			
形状	No.	kN (tf)	荷重 kN (tf)	ゲージNo.	N/mm² (kgf/cm²)	強度 N/mm² (kgf/cm²)	比	kN (tf)	
T型	1	491 (50.1)	442 (45.1)	ST-20	27.8 (283)	2.20 (22.4)	1.000	442 (45.1)	1.000
	2	639 (65.2)	492 (50.2)	ST-11	23.0 (235)	2.01 (20.5)	1.093	538 (54.9)	1.216
	3	636 (64.9)	489 (49.9)	ST-12	27.1 (276)	1.93 (19.7)	1.137	574 (58.5)	1.298
	4	686 (70.0)	576 (58.7)	ST-24	27.3 (278)	2.03 (20.7)	1.082	623 (63.5)	1.408
I型	5	294 (30.0)	270 (27.5)	ST-12	26.5 (270)	2.47 (25.2)	1.000	270 (27.5)	1.000
	6	392 (40.0)	404 (41.2)	ST-8	29.3 (299)	2.25 (22.9)	1.100	444 (45.3)	1.648

表-5.1.1において、スターラップひずみによる斜めひび割れ発生荷重の見直し値は、以下の方法で求めた。無補強基準試験体No.1のひび割れ進展状況観察図（図-4.3.1参照）によれば、せん断スパン内に発生した曲げひび割れが載荷点へ向かう45°方向の斜めひび割れへと変化しているのが載荷重442kN（45.1tf）であり、この載荷重時での斜めひび割れ位置のスターラップひずみ値は、ST-20（資料図-3.1(4)参照）に関する荷重・ひずみ関係データにおいて、105μと測定されている。また、このひずみ値105μは、No.1試験体コンクリートの実測引張強度と実測弾性係数とから求まる引張破壊時推定ひずみ（2.20N/mm²）/（26,100N/mm²）＝80μを超えており、斜めひび割れ発生時のひずみであると考えられる。

以上より、No.1試験体の斜めひび割れ発生荷重は442kN(45.1tf)であるとし、またNo.2～No.4試験体の斜めひび割れ発生荷重は、各試験体のスターラップひずみ値が105μを超える時の載荷重と見なすこととし、資料図-3.1(1)～(5)を参考としながら荷重・ひずみ関係データから読み取った載荷重とした。

更に、表-5.1.1において、斜めひび割れ発生荷重のコンクリート強度の差異による補正は、斜めひび割れ発生に対する抵抗力がコンクリートの引張強度に比例するものとして、No.2～No.4試験体コンクリートの実測引張強度がNo.1無補強基準試験体の実測引張強度と等しくなるようにそれぞれの比(No.1)/(No.2～No.4)を斜めひび割れ発生荷重に乗ずるものとした。

炭素繊維シート接着工法によるせん断補強が斜めひび割れ発生荷重に及ぼす効果は、表-5.1.1から以下のように評価することが出来る。

補強試験体No.2～4の無補強試験体No.1に対する斜めひび割れ発生荷重増分およびその増加率は、No.2試験体が96kN(9.8tf)で22%、No.3試験体が132kN(13.4tf)で30%、No.4試験体が181kN(18.4tf)で41%であった。

これより、炭素繊維シートによるせん断補強が斜めひび割れ発生荷重増加に及ぼす影響は、0.8層であっても補強を施した場合は22%の補強効果をもたらすこと、そして、その補強効果は、0.8層補強で機械式定着併用のNo.3試験体が30%、1.6層補強で機械式定着併用のNo.4試験体が41%であり、0.8層増加のみの影響が11%であることから、炭素繊維シート補強量の増加に伴い増加することが明らかになった。

また、機械式定着が斜めひび割れ発生荷重増加に及ぼす影響は、0.8層補強で機械式定着を伴わないNo.2試験体の荷重増加率が22%、0.8層補強で機械式定着を併用したNo.3試験体の荷重増加率が30%であり、8%程度の荷重増加をもたらしているといえる。

そして、0.8層の貼付のみであっても補強を施した場合の荷重増加率が22%であるのに対して機械式定着併用によって得られる荷重増加率が8%であることから、機械式定着を併用した炭素繊維シート接着工法によるせん断補強が斜めひび割れ発生荷重の増加に与える効果は、その70%程度がＣＦＲＰシートのコンクリート表面への付着によってもたらされる効果であり、炭素繊維シート端部に施した機械式定着部によってもたらされる効果は30%程度であるといえる。

(2) スターラップ降伏荷重に与える効果

スターラップ降伏荷重は、各試験体のスターラップひずみがスターラップ用鉄筋D10の実測降伏点強度と実測弾性率とから求まる降伏点推定ひずみ(3,380kgf/cm²)/(1.81×10⁶kgf/cm²)＝1,867μを超えた時点の載荷重とした。各試験体のスターラップ降伏荷重、および、No.1無補強基準試験体に対するNo.2～No.4試験体の荷重増加とその増加率を表-5.1.2に示した。

炭素繊維シートによるせん断補強が斜引張補強筋であるスターラップの降伏荷重に及ぼす効果は、表-5.1.2から以下のように評価することが出来る。

表-5.1.2　スターラップ降伏荷重と荷重増加率

試験体		スターラップ降伏荷重		増分荷重	
形状	No.	荷重 kN （tf）	ゲージNo.	kN （tf）	%
T型	1	710 （72.4）	ST-23	－ （－）	－
	2	1,039 （105.9）	ST-8、-23	329 （33.5）	46
	3	1,130 （115.2）	ST-8	420 （42.8）	59
	4	1,249 （127.4）	ST-8	539 （55.0）	76
I型	5	843 （86.0）	ST-5、6、12、20、23	－ （－）	－
	6	955 （97.4）	ST-8	112 （11.4）	13

補強試験体No.2～No.4の無補強試験体No.1に対するスターラップ降伏荷重増分およびその増加率は、No.2試験体が329kN(33.5tf)で46%、No.3試験体が420kN(42.8tf)で59%、No.4試験体が539kN(55.0tf)で76%であった。

この結果を炭素繊維シート補強量の観点からみると、荷重増加率は0.8層補強のNo.2、No.3試験体が46～59%、1.6層補強のNo.4試験体が76%であり、補強を施せば格段の補強効果が得られ、しかも補強効果は補強量の増加に伴い確実に増加することが明らかになった。

また、機械式定着は、0.8層補強で機械式定着を伴わないNo.2試験体の荷重増加率が46%であり、これに対して0.8層補強で機械式定着を併用したNo.3試験体の荷重増加率が59%であることから、スターラップ降伏荷重を13%確実に増加させる効果を持つものであるといえる。

そして、0.8層の貼付のみであっても補強を施した場合の荷重増加率が46%に対して機械式定着併用によって得られる荷重増加率が13%であることから、機械式定着を併用した炭素繊維シート接着工法によるせん断補強がスターラップ降伏荷重の増加に与える効果は、その80%程度がＣＦＲＰシートのコンクリート表面への付着によってもたらされる効果であり、炭素繊維シート端部に施した機械式定着部によってもたらされる効果は20%程度であるといえる。

（3）最大荷重

各試験体がせん断破壊することを前提に材料試験結果を用いて計算により推定した最大荷重(計算は付属資料-1の1.2.4 参照)を、実験で得られた最大荷重と対比して、表-5.1.3に示す。また、表-5.1.3では実験で得られた最大荷重のNo.1無補強試験体の最大荷重に対する増分とその割合、および、計算値に対する実験値の比を示した。

表-5.1.3において、最大荷重の実験値は、計算値に対して、せん断破壊したNo.1試験体で1.47倍が得られているが、せん断補強用ＣＦＲＰシートの剥離を伴うせん断破壊であったNo.2試験体では0.74倍、そして曲げ補強用ＣＦＲＰシート剥離後に曲げ破壊したNo.3およびNo.4試験体では各々0.86倍と0.58倍しか得られていない。

しかし、炭素繊維シート接着工法によるせん断補強が最大荷重に及ぼす効果に関しては、以下のように評価することが出来る。

表-5.1.3　最大荷重に関する計算値と実験値の対比

試験体		計算値		実験値			実験値/計算値	破壊形状
形状	No.	せん断耐力 kN (tf)	最大荷重 kN (tf)	最大荷重 kN (tf)	増分 kN (tf)	比 (%)		
T型	1	454 (46.37)	908 (92.54)	1,332 (135.8)	— (—)	—	1.47	せん断破壊
	2	1,000 (102.01)	2,000 (204.02)	1,482 (151.1)	150 (15.3)	11	0.74	シート剥離を伴うせん断破壊
	3	1,016 (103.63)	2,033 (207.26)	1,833 (186.9)	501 (51.1)	38	0.86	曲げ補強シート剥離時に最大荷重を示したのち曲げ破壊
	4	1,582 (161.31)	3,164 (322.62)	1,859 (189.6)	527 (53.8)	40	0.58	曲げ補強シート剥離時に最大荷重を示したのち曲げ破壊
I型	5	306 (31.18)	612 (62.36)	1,237 (126.1)	— (—)	—	2.02	ウェブ圧壊
	6	884 (90.16)	1,768 (180.32)	1,204 (122.8)	-33 (-3.3)	-3	0.68	シート剥離を伴うウェブ圧壊

補強試験体No.2～No.4の無補強試験体No.1に対する最大荷重の増分およびその増加率は、各々の破壊形態が異なるものの、No.2試験体が150kN(15.3tf)で11%、No.3試験体が501kN(51.1tf)で38%、No.4試験体が527kN(53.8tf)で40%であった。この結果は、炭素繊維シート0.8層を貼付したのみの補強を施したNo.2試験体がせん断補強用ＣＦＲＰシート剥離破壊により荷重増加率11%に留まったのに対し、同じ補強量でありながら機械式定着を併用したNo.3試験体が破壊形態を曲げ破壊に移行させた時点で荷重増加率38%を確保していること、そして、炭素繊維シート補強量が0.8層と1.6層の差はあるものの、共に曲げ破壊で終局に達したNo.3とNo.4試験体が各々38%および40%と同程度の荷重増加率であったことを示している。

従って、炭素繊維シート接着工法によるせん断補強が最大荷重増加に与える効果は、実験中の観察によれば斜めひび割れの進展と共にひび割れ周辺からＣＦＲＰシート剥離の進行が認められていることから、炭素繊維シートの貼付のみによる効果はそれほど大きくなく、ＣＦＲＰシートの完全剥離を防止している機械式定着による効果が支配的であると言える。

また、スターラップ降伏後における増加せん断耐力の殆どがＣＦＲＰシートによって負担される傾向にあること、ＣＦＲＰシートによって負担させるせん断耐力の殆どが最終的には機械式定着部で支えられること、そして、機械式定着を併用した炭素繊維シート補強量1.6層のＣＦＲＰシートひずみが機械式定着を併用した同0.8層のＣＦＲＰシートひずみの50%程度であったことから、ＣＦＲＰシート破断までには大きく余裕があること、などを勘案すると、炭素繊維シート量の増加は、機械式定着が有効な範囲で更にせん断耐力を増加させる傾向にあると考えられる。

なお、機械式定着併用でせん断補強を施したNo.3およびNo.4試験体は、その破壊形態が曲げ破壊であったことから、終局せん断耐力が確認されていない。しかし、No.3およびNo.4試験体は、機械式定着が有効に機能すれば、破壊モードがせん断破壊となる場合の補強効果として、ＣＦＲＰシートの破断に相応したせん断耐力増加が可能であると想定される。

（4）せん断力負担構成の検討

最大せん断耐力を、その構成要因であるコンクリートが負担するせん断力Ｓc、斜引張補強鉄筋が負担するせん断力ＳhおよびＣＦＲＰシートが負担するせん断力Ｓcfに試算分解したものが表-5.1.4である。

表-5.1.4の、材料試験値から求めたせん断耐力の構成は、以下により求めた(計算経過は付属資料-1の1.2参照)。

①コンクリートが負担するせん断耐力Ｓcは、2.2.2で述べたように、土木研究所資料第3426号の実験データ評価式に土木学会コンクリート標準示方書に定めるコンクリート圧縮強度補正を行った、終局時の平均せん断応力度を用いて算出した。

②斜引張補強鉄筋が負担するせん断耐力Ｓhは、スターラップの降伏応力度を用いて、トラス理論により求めた。

③ＣＦＲＰシートが負担するせん断耐力Ｓcfは、ＣＦＲＰシートの引張強度が100%有効に働くものとして、トラス理論により求めた。

④せん断耐力ΣＳは、以上の①～③の合計とした。

表-5.1.4の、実験時荷重から求めた負担力の構成は、以下により求めた。

①最大せん断力ΣＳは、最大荷重の1／2とした。

②斜引張補強鉄筋が負担したせん断力Ｓhは、試験体に配置されているスターラップの降伏応力度を用いてトラス理論により求めた。

③無補強試験体のコンクリートが負担したせん断力Ｓcは、Ｓc＝ΣＳ－Ｓhで求めた。

④補強試験体のコンクリートが負担したせん断力Ｓcの推定値は、土木研究所資料第3426号を参考として算出した各試験体が保有する終局時平均せん断応力度τuから求めた計算値Ｓcに対して、無補強試験体で得られた計算値と実験結果よりの推定値の比52.93／31.30＝1.691を乗じたものとした。

⑤ＣＦＲＰシートが負担したせん断力Ｓcfは、ΣＳ－(Ｓc＋Ｓh)とした。

表-5.1.4の、ひずみから求めた負担力の構成は、以下により求めた。

①コンクリートが負担するせん断耐力は、材料試験値から求めるせん断耐力の構成の場合と同様とした。

②ＣＦＲＰシートが負担するせん断耐力は、実験で得られている最大荷重時のＣＦＲＰシートの最大ひずみに材料試験結果である実測弾性係数を乗じて求めた(付属資料-1の1.3参照)。

③スターラップが負担するせん断力は、実験で得られている最大荷重時のスターラップひずみが材料試験結果である実測降伏ひずみを超えていることを確認して、実測降伏応力度を用いてトラス理論により求めた。

④合計せん断力ΣＳは、ΣＳ＝Ｓc＋Ｓh＋Ｓcf で求めた。

⑤なお、表中の[　]に示した各々が負担するせん断力および合計せん断力の比は、実験時荷重から求めた各々が負担するせん断力に対する比である。

表-5.1.4から以下のことを明らかにすることができた。

①土木研究所資料3426号に示されているコンクリートが終局時に保有する平均せん断応力度推定式を基本とし、土木学会コンクリート標準示方書に定めるコンクリート強度補正を適用して求める、コンクリートが負担するせん断力Ｓcは、実験時の作用せん断力から推定したＳcの約60%程度である。

②炭素繊維シート接着工法によるせん断補強において、ＣＦＲＰシート端部に機械式定着を併用しない場合(No.2試験体)は、ＣＦＲＰシートが負担するせん断耐力を評価できない。

③炭素繊維シート接着工法によるせん断補強において、ＣＦＲＰシート端部に機械式定着を併用した場合(No.3およびNo.4試験体)は、ＣＦＲＰシートが負担するせん断耐力を評価することができる。

④ＣＦＲＰシート端部に機械式定着を併用した場合において、実験時に得られているＣＦＲＰシートひずみを用いてトラス理論によって求めたＣＦＲＰシートが負担するせん断力Ｓcfは、実験時の作用せん断力から推定したＳcfの79～95%であった。

⑤ＣＦＲＰシート端部に機械式定着をした場合、土木研究所資料第3426号と土木学会コンクリート標準示方書を適用した平均せん断応力度から求めたコンクリートが負担するせん断力、降伏点強度からトラス理論によって求めたスターラップが負担するせん断力、および、ＣＦＲＰシートに発生しているひずみからトラス理論によって求めたＣＦＲＰシートが負担するせん断力を合計して求めたせん断力は、実験時の作用せん断力の71～76%となった。

表-5.1.4 せ ん 断 耐 力 負 担 構 成 対 比 表

試験体		材料試験値から求めたせん断耐力の構成						実験時荷重から求めた負担力の構成					ひずみから求めた負担力の構成および[比]			
形状	No.	コンクリート負担力			スターラップ負担力	CFRPシート負担力	せん断耐力	載荷重	最大せん断力	コンクリート負担力	スターラップ負担力	CFRPシート負担力	コンクリート負担力	スターラップ負担力	CFRPシート負担力	合計
		圧縮強度 σc N/mm² (kgf/cm²)	平均せん断応力度 N/mm² (kgf/cm²)	Sc kN (tf)	Sh kN (tf)	Scf kN (tf)	ΣS kN (tf)	kN (tf)	ΣS kN (tf)	Sc kN (tf)	Sh kN (tf)	Scf kN (tf)	Sc kN (tf)	Sh kN (tf)	Scf kN (tf)	ΣS kN (tf)
T型	1	27.8 (283)	0.98 (10.02)	307 (31.30)	147 (14.97)	—	454 (46.27)	1,332 (135.8)	666 (67.90)	519 (52.93)	147 (14.97)	—	307 (31.30) [0.591]	147 (14.97) [1.000]	--	454 (46.27) [0.681]
	2	23.0 (235)	0.92 (9.42)	289 (29.43)	147 (14.97)	565 (57.61)	1,000 (102.01)	1,482 (151.1)	741 (75.55)	488 (49.77)	147 (14.97)	106 (10.81)	289 (29.43) [0.591]	147 (14.97) [1.000]	170 (17.29) [1.599]	605 (61.69) [0.817]
	3	27.1 (276)	0.97 (9.94)	304 (31.05)	147 (14.97)	565 (57.61)	1,016 (103.63)	1,833 (186.9)	916 (93.45)	515 (52.51)	147 (14.97)	255 (25.97)	304 (31.05) [0.591]	147 (14.97) [1.000]	200 (20.40) [0.786]	651 (66.42) [0.711]
	4	27.3 (278)	0.98 (9.96)	305 (31.11)	147 (14.97)	1,130 (115.23)	1,582 (161.31)	1,859 (189.6)	930 (94.80)	516 (52.61)	147 (14.97)	267 (27.22)	306 (31.11) [0.591]	147 (14.97) [1.000]	254 (25.85) [0.950]	705 (71.93) [0.759]
I型	5	26.5 (270)	1.16 (11.79)	157 (16.00)	149 (15.18)	—	306 (31.18)	1,237 (126.1)	618 (63.05)	469 (47.87)	149 (15.18)	—	157 (16.00) [0.334]	149 (15.18) [1.000]	—	306 (31.18) [0.495]
	6	29.3 (299)	1.12 (12.20)	162 (16.56)	149 (15.18)	573 (58.42)	884 (90.16)	1,204 (122.8)	602 (61.40)	486 (49.55)	149 (15.18)	-33 (-3.33)	162 (16.56) [0.334]	149 (15.18) [1.000]	159 (16.18) [—]	470 (47.92) [0.780]

注）[ ]は、(ひずみから求めた負担力)／(実験時荷重から求めた負担力) で求めた。

5.1.2　I型試験体のせん断耐力向上効果

（1）斜めひび割れ発生荷重に与える効果

表-4.1.1に示した斜めひび割れ発生荷重は、載荷試験時に目視により斜めひび割れを認めた時点での載荷重を示したものである。

しかし、斜めひび割れは目視確認以前に発生している可能性があることから、ここでは、T型試験体と同様に、ひび割れ進展状況観察図および斜引張補強筋であるスターラップのひずみ増加状況を再検討して、斜めひび割れ発生荷重を見直すこととした。

また、各試験体のコンクリート圧縮強度が異なることから、各試験体コンクリートの実測引張強度を参考として各試験体の斜めひび割れ発生荷重を補正することもT型試験体と同様である。

これらの処理経過および処理結果は表-5.1.1に示した通りである。表-5.1.1において、スターラップひずみによる斜めひび割れ発生荷重の見直し値は、以下の方法で求めた。無補強基準試験体No.5のひび割れ進展状況観察図(図-4.3.5参照)によれば、せん断スパン内のウエブに発生した載荷点へ向かう45°方向の斜めひび割れ発生荷重が294kN(30.0tf)と記録されており、これは目視結果と同じ荷重値である。また、この載荷重時でのこの斜めひび割れ位置のスターラップひずみ値は、ST-12(資料図-3.2(1)参照)に関する荷重・ひずみ関係データにおいて、189μを測定されている。しかし、このひずみ値189μはNo.5試験体コンクリートの実測引張強度と実測弾性係数とから求まる引張破壊時推定ひずみ(2.47N/mm²)/(24,000 N/mm²)＝103μを大きく超えており、斜めひび割れ発生時より遅いひずみ値であると考えられる。

従って、No.5試験体の斜めひび割れ発生荷重は、同じST-12のひずみ値が103μに近い104μへ達した時の荷重である270kN(27.5tf)であるとし、また、No.6試験体の斜めひび割れ発生荷重は、試験体のスターラップひずみ値が104μへ達した時の載荷重と見なすこととし、資料図-3.2(1)～(3)を参考としながら荷重・ひずみ関係データから読み取った載荷重404kN(41.2tf)とした。

更に、表-5.1.1において、斜めひび割れ発生荷重のコンクリート強度の差異についての補正は、斜めひび割れ発生に対する抵抗力がコンクリートの引張強度に比例するものとして、No.6試験体コンクリートの実測引張強度がNo.5無補強基準試験体の実測引張強度と等しくなるように引張強度比(No.5)/(No.6)を斜めひび割れ発生荷重に乗ずるものとした。

炭素繊維シート接着工法によるせん断補強が斜めひび割れ発生荷重に及ぼす効果は、表-5.1.1から以下のように評価することができる。

補強試験体No.6の無補強試験体No.5に対する荷重増分およびその増加率は174kN(17.8tf)で65%であり、炭素繊維シート補強量が0.8層であっても大きい補強効果が得られることが明らかとなった。なお、この効果の殆どが、T型試験体と同様、ＣＦＲＰシートのコンクリート表面での付着によってもたらされているものと想定される。

（2）スターラップ降伏荷重に与える効果

スターラップ降伏荷重は、各試験体のスターラップひずみがスターラップ用鉄筋D10の実測降伏点強度と実測弾性率とから求まる降伏点推定ひずみ(3,380kgf/cm²)/(1.81×10⁶kgf/cm²)＝1,867μを超えた時点の載荷重とした。各試験体のスターラップ降伏荷重、および、No.5無補強基準試験体に対するNo.6試験体の荷重増分とその増加率は表-5.1.2にまとめた通りである。

炭素繊維シート接着工法によるせん断補強が斜引張補強鉄筋であるスターラップの降伏荷重に及ぼす効果は、表-5.1.2から、以下のように評価することが出来る。

補強試験体No.6の無補強試験体No.5に対する荷重増分およびその増加率は112kN(11.4tf)で13%であり、T型断面程の補強効果が得られていないことが明らかとなった。これは、この効果がＣＦＲＰシートのコンクリート表面への付着によってもたらされる効果であり、ＣＦＲＰシートの付着剥離に対する抵抗性に大きく左右されると想定されることから、斜めひび割れがウエブ中央部分から発生したＩ型試験体でのせん断補強用ＣＦＲＰシート定着長は、斜めひび割れがけた下縁に近い方で発生し、しかもU型貼付を行っているT型試験体でのせん断補強用ＣＦＲＰシート定着長より短いことに起因するものと考えられる。

（3）最大荷重に与える効果

各試験体がせん断破壊することを前提に材料試験結果を用いて計算により推定した最大荷重(計算は付属資料-1の1.2.4参照)を実験で得られた最大荷重と対比した結果は表-5.1.3に示した通りである。
また、表-5.1.3では実験で得られたNo.6試験体の最大荷重のNo.5無補強試験体の最大荷重に対する増分とその割合、および、計算値に対する実験値の比を示した。

表-5.1.3において、最大荷重の実験値は、計算値に対して、ウェブ圧壊したNo.5試験体で2.02倍が得られているが、補強用ＣＦＲＰシートの剥離を伴うウェブ圧壊であったNo.6試験体では0.6倍しか得られていない。

また、補強試験体No.6の無補強試験体No.5に対する荷重増加およびその増加率は-33kN(-3.3tf)で-3%と負の値となっており、補強効果が認められていない。これは、T型試験体の結果から明らかなように、この効果のほとんどがＣＦＲＰシート端部の機械式定着によりもたらされていることから、T型試験体のU型貼付に比して定着長が短く、しかも、機械式定着も施されていないＩ型試験体では炭素繊維シートによるせん断補強が最大荷重に及ぼす効果としてほとんど得られていないことを意味しているといえる。

（4）せん断力負担構成の検討

最大せん断耐力をその構成要因であるコンクリートが負担するせん断力Ｓc、斜引張補強鉄筋が負担するせん断力ＳhおよびＣＦＲＰシートが負担するせん断力Ｓcfに試算分解した結果は、すでにT型試験体と同時に、表-5.1.4に示した通りである。

また、表-5.1.4において、材料試験値から求めたせん断耐力の構成、実験時荷重から求めた負担せん断力の構成、および、ひずみから求めた負担せん断力の構成の試算方法は、5.1.1.(4)に述べたT型試験体に関する試算方法と同様である。なお、実験時荷重から求めた負担力の構成のうち補強試験体No.6のコン

クリートが負担したせん断力Ｓｃの推定値は、土木研究所資料第3426号を参考として算出した各試験体が保有する終局時の平均せん断応力度τｕから求めた計算値Ｓｃに対して、無補強試験体No.5で得られた計算値と実験結果よりの推定値の比47.87/16.00＝2.992を乗じて求めた。

表-5.1.4から以下のことを明らかにすることができた。

①土木研究所資料3426号に示されているコンクリートが終局時に保有する平均せん断応力度推定式を基本とし、土木学会コンクリート標準示方書に定めるコンクリート強度補正を適用して求めるコンクリートが負担するせん断力Ｓｃは、実験時の作用せん断力から推定したＳｃの約33%程度である。

②炭素繊維シート接着工法によるせん断補強は、ＣＦＲＰシート端部に機械式定着を併用しない場合、ＣＦＲＰシートが負担するせん断力に相当するせん断耐力を増加させることが出来ない。

5.2　ひび割れ抑制効果

5.2.1　T型試験体のひび割れ抑制効果

（1）斜めひび割れ発生荷重等の向上に伴う斜めひびわれ抑制効果

炭素繊維シートによるせん断補強は、表-4.1.1および表-5.1.1～5.1.3に示したように、斜めひび割れ発生荷重にとどまらず、スターラップ降伏荷重および最大荷重について、無補強に対する補強の実施(試験体No.1～No.4)、補強量の増加(試験体No.3とNo.4)、機械式定着の併用(試験体No.2とNo.3)に応じて、それらに対する効果を確実に増加させ、「5.1.1 T型試験体のせん断耐力向上効果」で求めたような荷重増加率を示した。

このことは、炭素繊維シートによるせん断補強が、同じ載荷重やせん断力の作用に対して、斜めひび割れ発生、スターラップの降伏による斜めひび割れ幅拡大とひび割れの大きな進展を抑制する効果を持つことを明確に示したものと言える。

（2）斜めひび割れ進展の抑制効果

炭素繊維シートによるせん断補強は、（1）で述べたように斜めひび割れ発生荷重からスターラップ降伏荷重を経て最大荷重に至るまでのそれぞれの荷重を増加させる効果を示すものの、増加した各荷重に対応する各試験体での斜めひび割れの進展の違いに関しては、本試験では斜めひび割れ幅の計測を実施していないこともあり、目視により大きな差異を認めるほどの効果を明確に識別出来ていない。

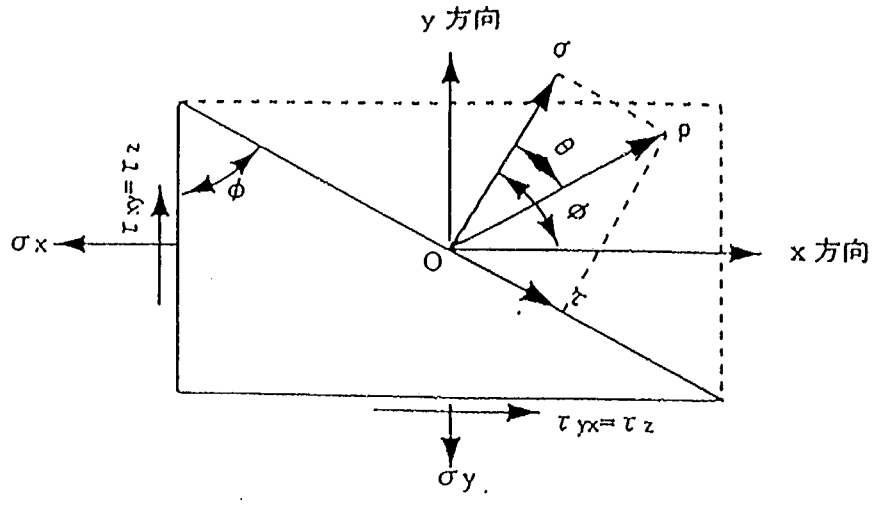
（3）斜めひび割れ発生数の抑制効果

斜め引張補強鉄筋であるスターラップの降伏時における斜めひび割れ発生数は、No.1試験体(無補強)で9～12本、No.2試験体(0.8層貼付)で10本程度、No.3試験体(0.8層貼付で機械式定着併用)で8～10本、No.4試験体(1.6層貼付で機械式定着併用)で8～12本であった。

従って、炭素繊維シートによるせん断補強の斜めひび割れ発生数抑制効果については、顕著な傾向が得られていない。

（4）斜めひび割れ発生角度に関する検討

せん断スパン内に発生している斜めひび割れは、各試験体とも、おおよそ載荷点から試験体支点を結ぶ角度より大きい角度で発生しており、主たる斜めひび割れが部材中立軸となす角度θは、No.1試験体で40～45°、No.2試験体で40°前後、No.3試験体で35～30°、No.4試験体で30°前後と、せん断補強の強化に伴ってその角度を減じている傾向にある。



σ x ：X軸に対する垂直面に作用する垂直応力度

σ y ：Y軸に対する垂直面に作用する垂直応力度

τ xy：X軸に対する垂直面に作用するY方向せん断応力度

τ yx：Y軸に対する垂直面に作用するX方向せん断応力度

σ ：斜面に働く垂直応力度

τ ：斜面に働くせん断応力度

P ：σ と τ の合成応力度

図-5.2.1 平 面 応 力 状 態

一般に、平面内任意点の平面応力状態は、図-5.2.1が適用されることが知られている[3)]。
本試験体のせん断スパン内で中立軸上の平面応力状態を考えると、図中の諸応力度は軸方向垂直応力度σx=0、軸直角方向垂直応力度σy=0、面に平行に働くせん断応力度τzが作用せん断力による応力度であり、

斜面に垂直に働く応力度 $\sigma = \tau z \cdot \sin 2\phi$

斜面に平行に働く応力度 $\tau = \tau z \cdot \cos 2\phi$

ここで、 θ ：斜面が水平軸となす角度

ϕ ：$90^\circ - \theta$

と書き表すことができる。

この時、中立軸上の斜面はせん断試験体の斜めひび割れ面であり、斜面に垂直に働く応力度σがひび割れ面に垂直に働いている斜め引張応力度を示すことになる。

ここで、炭素繊維シートでせん断補強した試験体について考えると、許容斜引張応力度σが無補強試験体の値と殆ど変化しておらず、作用せん断応力度τzが無補強試験体に比べＣＦＲＰシートが負担するせん断力Ｓcfに相応する分増加していることから、$\sigma = \tau z \cdot \cos 2\phi$ において、$\sin 2\phi$ が減少することとなる。そして、この$\sin 2\phi$ の減少は、$2\phi > 90^\circ$ 、つまり $\phi > 45^\circ$ の範囲で角度を増すこととなり、結果的に $\theta = 90^\circ - \phi < 45^\circ$ で斜めひび割れ発生角度を減じることを意味している。

以上のことより、炭素繊維シートによるせん断補強効果は、斜めひび割れ発生角度の減少となって現れ、せん断補強の強化とともに発生角度を減じた斜めひび割れは、試験体の載荷点から支点に向かって緩やかな角度で、無補強の場合に比べてより多くの斜め引張補強材であるスターラップおよびＣＦＲＰシートと交差することとなり、その結果、上記(1)～(3)に記した斜めひび割れ抑制効果となったものと考えられる。

5.2.2　Ｉ型試験体のひび割れ抑制効果

（１）斜めひび割れ発生荷重等の向上に伴う斜めひび割れ抑制効果

炭素繊維シートによるせん断補強は、表-4.1.1および表-5.1.1～5.1.3に示したように、無補強に対して、斜めひび割れ発生荷重およびスターラップ降伏荷重を確実に増加させ、「5.1.2 Ｉ型試験体のせん断耐力向上効果」で求めたような荷重増加率を示した。

このことは、炭素繊維シートによるせん断補強が、同じ載荷重やせん断力の作用に対して、斜めひび割れ発生、スターラップ降伏による斜めひび割れの拡大と進展を抑制する効果を明確に示したものと言える。

（２）斜めひび割れ進展の抑制効果

炭素繊維シートによるせん断補強は、斜めひび割れ発生荷重およびスターラップ降伏荷重を増加させる効果を持つものの、斜めひび割れ発生後あるいはスターラップ降伏後の増加した荷重に対応する斜めひび割れ進展の無補強の場合との違いに関しては、目視によって大きな差異を認める程の効果を明確に識別できていない。

（３）斜めひび割れ発生数の抑制効果

スターラップ降伏時の斜めひび割れ発生数は、No.5試験体(無補強)で17～18本、No.6試験体(炭素繊維シート0.8層貼付)で14～16本であった。

このことは、炭素繊維シートによるせん断補強が、斜めひび割れ発生を無補強の場合と比較してやや改善させる効果を持つことを示しているといえる。

（４）斜めひび割れ発生角度低減効果

せん断スパン内に発生している主たる斜めひび割れが部材中立軸となす角度θは、無補強試験体No.5で40～45°、補強試験体No.6で35～40°であり、せん断補強により斜めひび割れ発生角度が減少している。従って、Ｔ型試験体の項で述べたように、炭素繊維シート補強によって発生角度を減少させた斜めひび割れが、無補強の場合に比べてより多くのスターラップおよびＣＦＲＰシートと交差することとなり、その結果、上記(１)～(３)に記したようなせん断補強による斜めひび割れ抑制効果がＩ型試験体にも現れたものといえる。

5.3　変位抑制効果

5.3.1　T型試験体の変位抑制効果

（1）変位抑制量の推定

2点載荷式の載荷試験結果から得られた変位データは、曲げ変形による変位とせん断変形による変位を含んだデータである。従って、炭素繊維シートによるせん断補強を施した試験体を対象として変位抑制効果を評価するためには、せん断補強の有無およびその方法の違いによって変わるせん断スパン区間でのせん断変形による変位の差を検討するのが良いと考えられる。

ここでは、無補強試験体No.1および補強試験体No.2～No.4の間で、それぞれの変位の差を求めることにより、せん断変形によって生じる変位の差を算出することとし、次の2つの場合を対象とした。

a．No.2－No.1＝炭素繊維シート0.8層貼付のみのせん断補強によるせん断変形抑制効果

b．No.4－No.3＝機械式定着併用時の炭素繊維シート補強量増のせん断補強によるせん断変形抑制効果

支間中央での変位差、およびせん断スパンのせん断変形差による変位差を最もよく反映していると思われる載荷点位置での変位差の算出結果を載荷重刻みで示したものが図-5.3.1である。従って、図-5.3.1に示す支間中央および載荷点位置での変位差(たわみ差)のグラフは、せん断スパン内のせん断変形がせん断補強によって抑制されたことによる、各載荷重時の変位抑制量を表していることとなる。

（2）せん断補強が変位抑制に与える効果の傾向

無補強の場合のせん断変形によって生じる変位に対して、せん断補強によって得られる変位の抑制量の傾向は、図-5.3.1中の(No.2－No.1)により、以下のように見ることができる。

①抑制量が支間中央より載荷点位置においてやや大きく現れているものの大略的には良く似た傾向と値を示していることから、両者の推定値はせん断スパンのせん断変形抑制量を良く表していると言える。

②抑制量は、荷重載荷直後から斜めひび割れ発生荷重に近い490kN(50tf)程度まで少なく、その後増加傾向を強める。

③抑制量は、スターラップ降伏荷重直前の981kN(100tf)から急に増大しており、ひび割れ拡大によるせん断変形の抑制に大きく寄与している。

（3）せん断補強量が変位抑制に与える効果の傾向

せん断補強量が変位抑制に与える効果は、図-5.3.1中の(No.4－No.3)により、以下の通り評価することが出来る。

①炭素繊維シート1.6層貼付で機械式定着を併用した試験体No.4は、炭素繊維シート0.8層貼付で機械式定着を併用した試験体No.3に比して、せん断補強による変位抑制量の増加が殆ど見られない。

②しかし、この結果を(No.2－No.1)と対比すれば、炭素繊維シート0.8層の貼付のみによって行うせん断補強がせん断変形抑制に及ぼす効果は大きいと言える。

5.3.2　I 型試験体の変位抑制効果

（1）変位抑制量の推定

I 型試験体において、せん断補強による変位抑制効果を評価するためには、T 型試験体と同様の方法により、せん断スパン間でのせん断変形による変位の差を検討する必要がある。

I 型試験体では、無補強試験体No. 5と補強試験体No. 6との間で、両者の変位の差を求めることにより、せん断変形によって生じる変位の差を算出した。この算出方法による変位の差は、

No. 6－No. 5＝炭素繊維シート0. 8層貼付のみのせん断補強によるせん断変形抑制効果

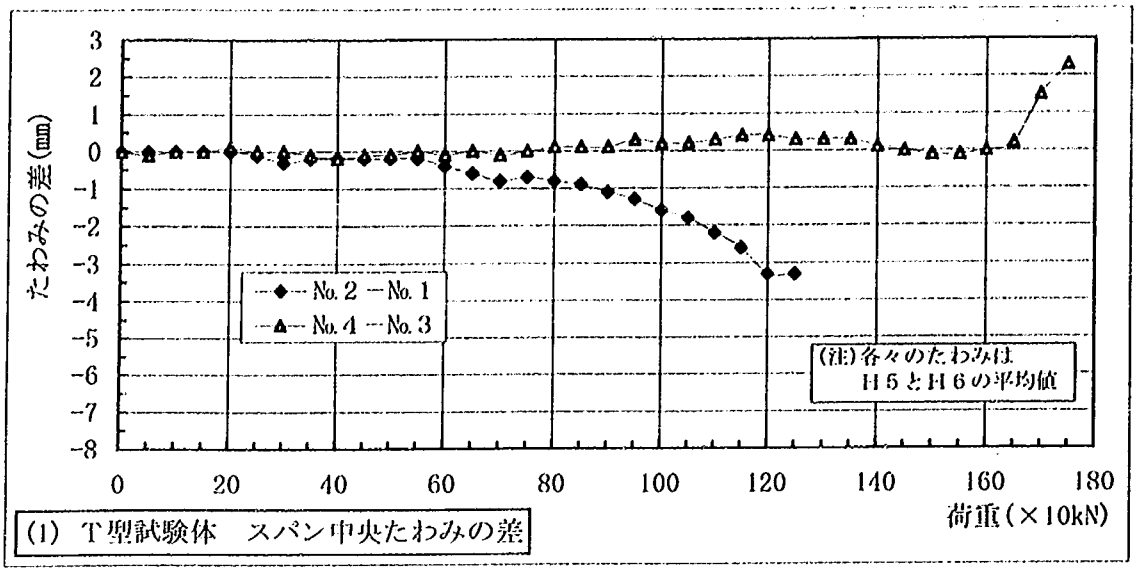
を示すこととなる。T 型試験体の場合と同様、支間中央での変位差、およびせん断スパンのせん断変形差による変位差を最もよく反映していると思われる載荷点位置での変位差の計算結果を載荷重刻みで示したものが図-5. 3. 2である。また、ここで得られた値が変位抑制量となる。

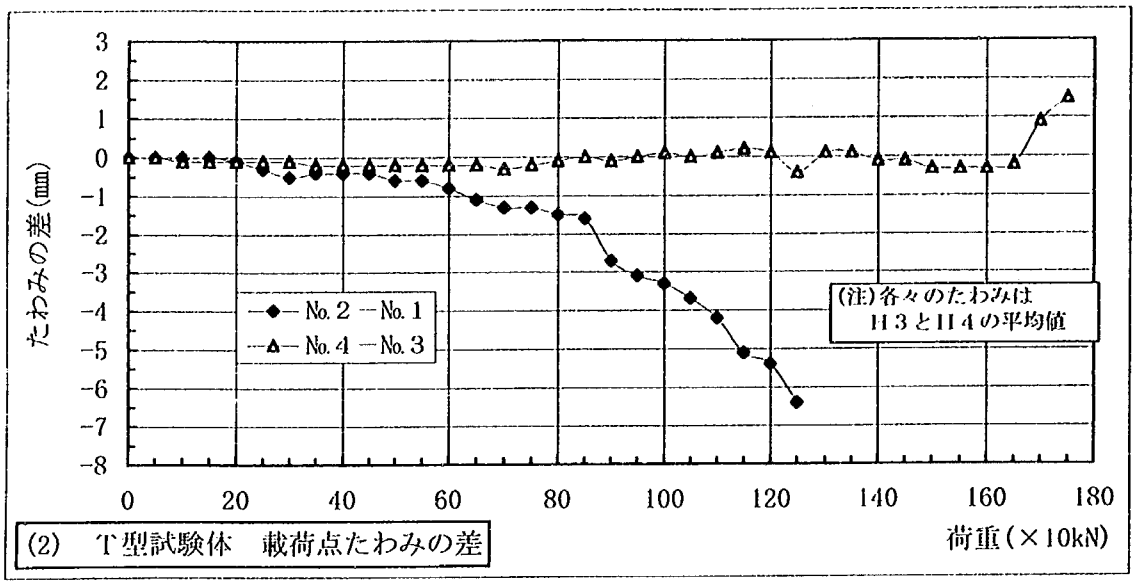
（2）せん断補強が変位抑制に与える効果の傾向

せん断補強による変位抑制量の傾向は、図-5. 3. 2より以下のように評価することが出来る。

①抑制量は、支間中央部および載荷点とも同様に現れており、推定値は、せん断スパンのせん断変形抑制を良く表していると言える。

②抑制量は、斜めひび割れ発生荷重に近い392kN(40tf)作用頃から急激に増加を始めており、T 型試験体同様、ひび割れ拡大によるせん断変形の抑制に大きく寄与していると言える。





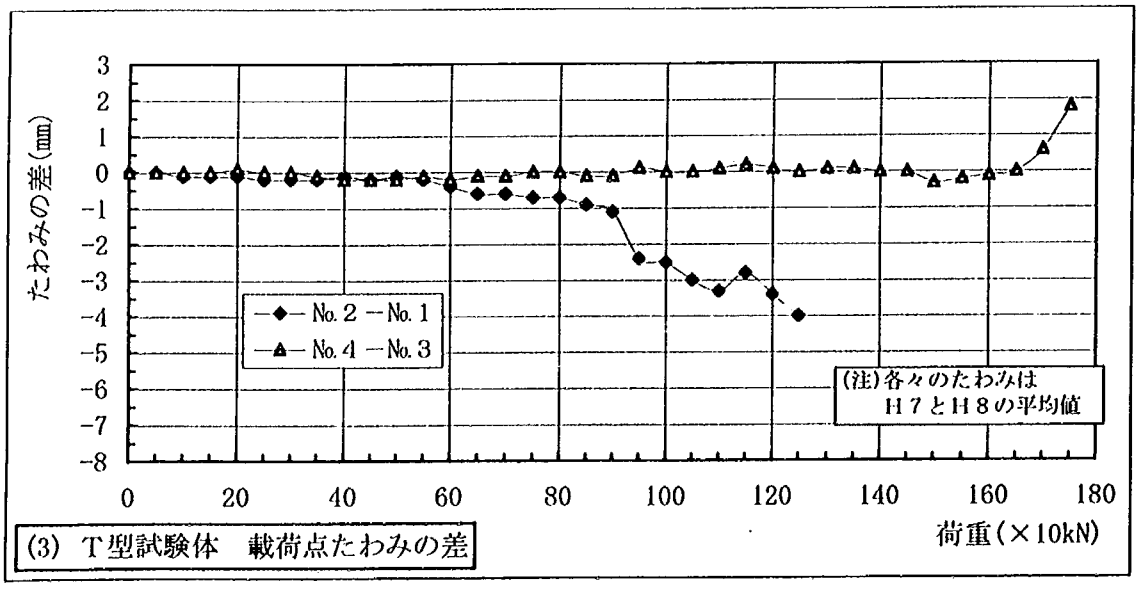
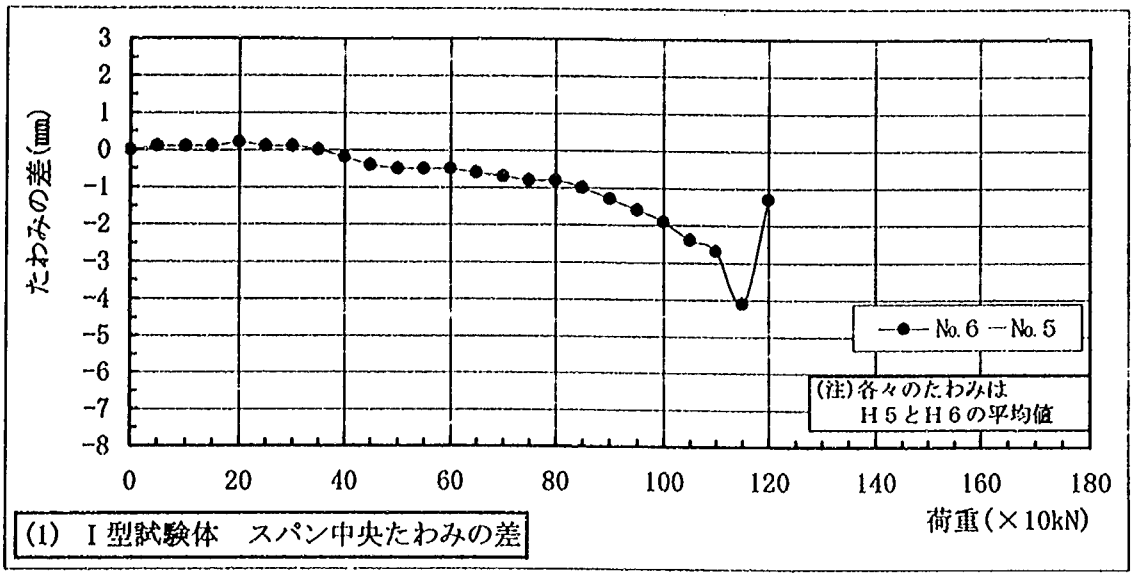
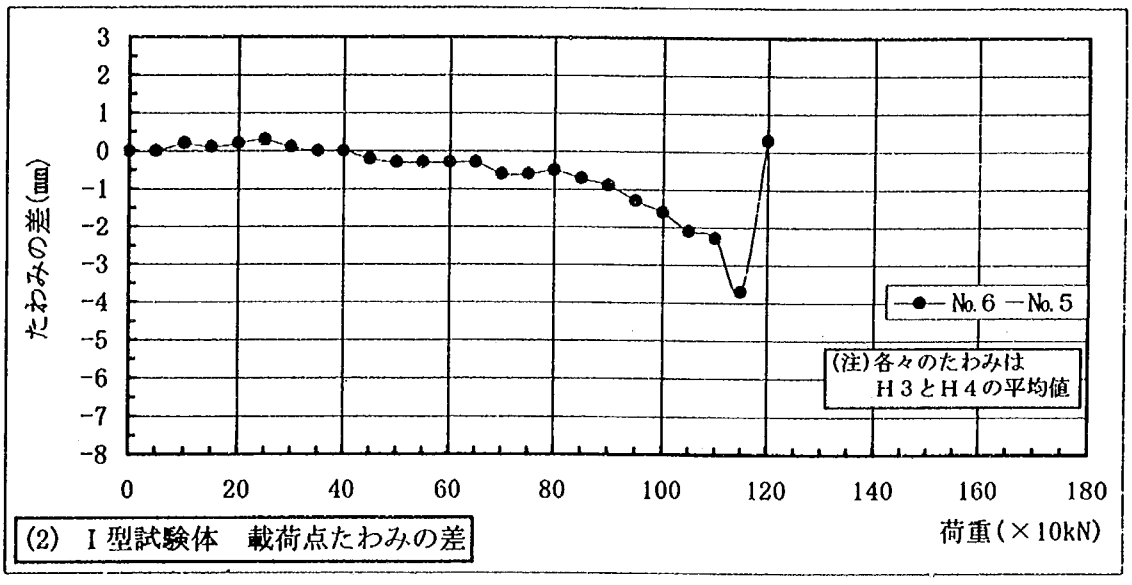


図-5.3.1　T型試験体における変位抑制効果





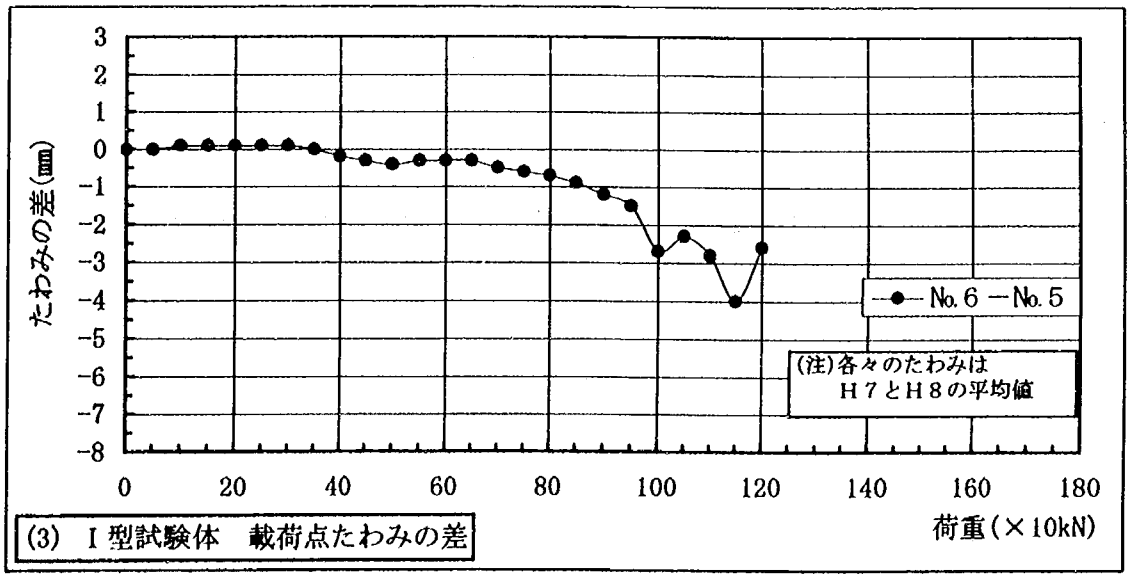


図-5.3.2 I型試験体における変位抑制効果

5.4 スターラップひずみ低減効果

5.4.1 T型試験体のスターラップひずみ低減効果

試験結果のうちスターラップひずみに関してまとめた「4.5.1 T型試験体の荷重とスターラップひずみの関係」において述べたように、炭素繊維シート貼付または機械式定着併用によるせん断補強がスターラップひずみの低減をもたらすことは明らかとなった。

また、スターラップのひずみの低減は、ＣＦＲＰシートがスターラップのひずみを分担することによってもたらされ、しかも、炭素繊維シート貼付または機械式定着併用によるせん断補強によるスターラップひずみの低減効果は、スターラップひずみの発生開始荷重を増大させる効果より、その後のひずみの増加を抑制し、スターラップの降伏点ひずみへの到達を遅らせる効果が顕著に現れること、そして、その効果は、補強の程度に左右されることが明らかになった。

従って、炭素繊維シートで補強したT型断面ＲＣげたにおいて、同一荷重作用下で、無補強T型断面ＲＣげたのスターラップひずみより小さいスターラップひずみとなることは、設計上の照査応力度を緩和することができることを意味しており、ひいてはスターラップ降伏までの設計荷重を増大させることができることも意味している。

なお、ＣＦＲＰシートがスターラップのひずみ、あるいはスターラップが分担するせん断力を分担していく傾向については、「5.5.1 T型試験体のＣＦＲＰシートの耐力負担効果」において述べる。

5.4.2 I型試験体のスターラップひずみ低減効果

試験結果のうちスターラップひずみに関してまとめた「4.5.2 I型試験体の荷重とスターラップひずみの関係」において述べたように、炭素繊維シートによるせん断補強がスターラップひずみの低減をもたらすことが、T型試験体と同様に、明らかとなった。

しかし、スターラップのひずみの低減効果は、ＣＦＲＰシートがスターラップのひずみを分担し作用せん断力を分担することによってもたらされはするものの、炭素繊維シート貼付のみで補強されたI型試験体においては、ＣＦＲＰシートの定着長がT型No.2試験体に比べて短いことから、スターラップひずみの低減効果とスターラップひずみの増加抑制効果が、T型No.2試験体に比べ劣る傾向であった。

なお、ＣＦＲＰシートがスターラップのひずみ、あるいはスターラップが分担するせん断力を分担していく傾向については、「5.5.2 I型試験体のＣＦＲＰシートの耐力負担効果」において述べる。

5.5　ＣＦＲＰシートの耐力負担効果

5.5.1　Ｔ型試験体のＣＦＲＰシート耐力負担効果

（1）ＣＦＲＰシートのスターラップに対するひずみ分担効果

ＣＦＲＰシートが試験体に作用するせん断力を分担する効果を持つことは、これまでの検討で明らかである。ここでは、この分担効果の発揮状況を検討する目的で、No.2～No.4試験体について、せん断補強用ＣＦＲＰシートに貼付したゲージTNS-8とTNS-23のＹ方向、および、これと対応するスターラップに貼付したゲージST-8とST-23を抽出して、スターラップのひずみに対するＣＦＲＰシートひずみの比を求めた。

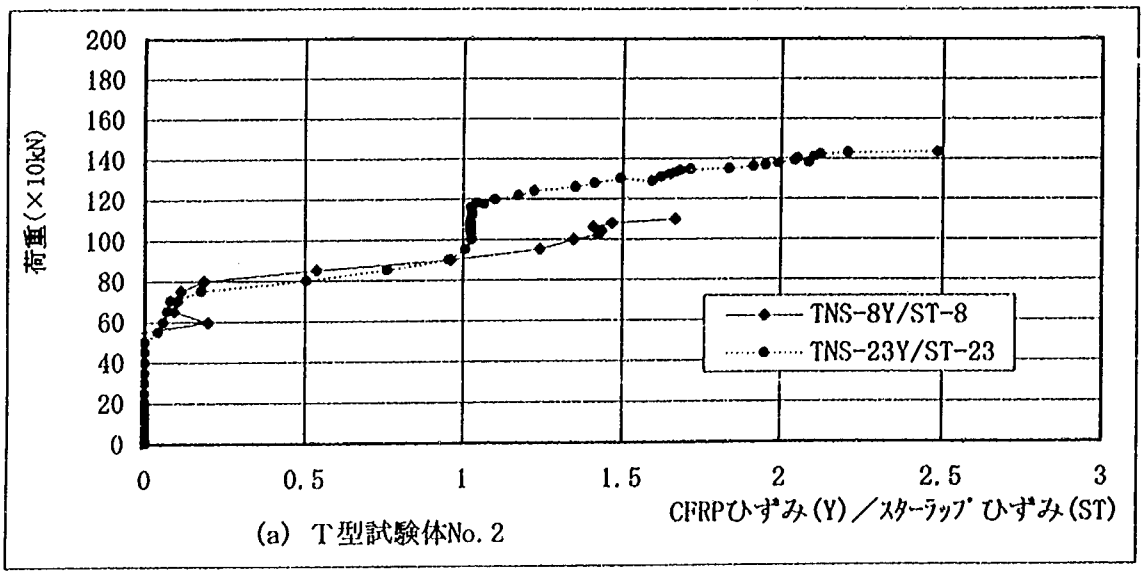
図-5.5.1は、載荷重の増加と共に変化する両者のひずみ値の比（ＣＦＲＰシートのひずみ値 ε cf）／（スターラップのひずみ値 ε s）を示したものである。ＣＦＲＰシートは、図-5.5.1によると、ひずみの小さい領域では両者の比が必ずしも正しい傾向を示しているとはいえないものの、スターラップひずみに対して以下の特徴を持つひずみ分担を行っているといえる。

①斜めひび割れ発生荷重であるNo.2試験体の492kN(50.2tf)、No.3試験体の489kN(49.9tf)、No.4試験体の576kN(58.7tf)までは、ほとんど ε cf/ ε s＝0であり、ＣＦＲＰシートがひずみを分担していない。

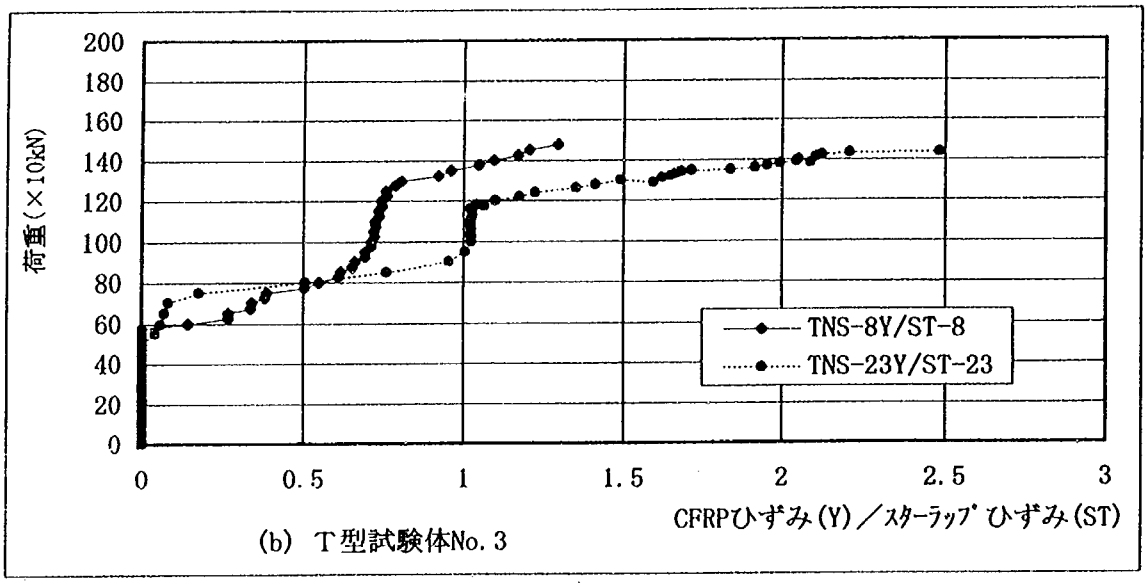
②その後、スターラップ降伏荷重であるNo.2試験体の1,039kN(105.9tf)、No.3試験体の1,130kN(115.2tf)、No.4試験体の1,249kN(127.4tf)までは、荷重増加と共に ε cf/ ε sが増加を始め、スターラップ降伏荷重時に、No.2試験体では ε cf/ ε s＝1.0前後へ、No.3試験体では ε cf/ ε s＝0.75～1.0前後へ、せん断補強量の多いNo.4試験体では ε cf/ ε s＝0.25前後へそれぞれ達しており、ＣＦＲＰシートがひずみを有効に分担している。

③更に、スターラップ降伏後では、ＣＦＲＰシートはスターラップひずみの増加より遥かに大きいひずみを発生しながら載荷重を負担し、その負担は荷重増加に比例したものである。

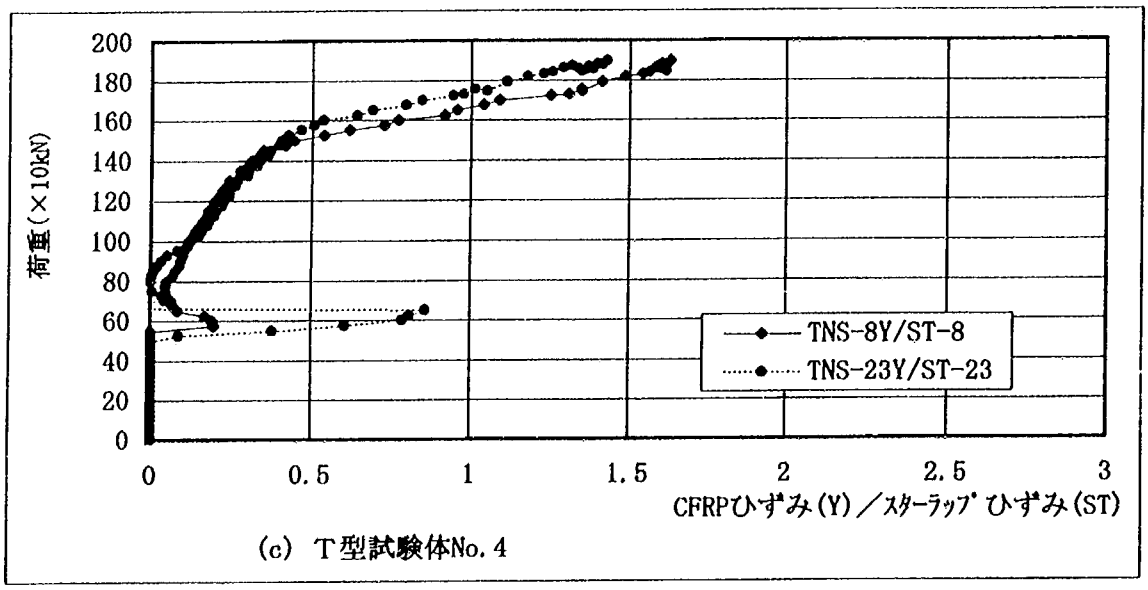
また、このスターラップ降伏後におけるＣＦＲＰシートが負担するひずみ増加の直線性は、No.2試験体ではＣＦＲＰシート剥離まで、No.3試験体では軸方向鉄筋降伏まで、そして、No.4試験体では軸方向鉄筋降伏後曲げ破壊まで、いずれも保たれていると評価できる。



(a) T型試験体No. 2



(b) T型試験体No. 3



(c) T型試験体No. 4

図-5.5.1 T型試験体のＣＦＲＰシートとスターラップの発生ひずみの比

（2）ＣＦＲＰシートのせん断力負担効果

ＣＦＲＰシートおよびスターラップに発生しているひずみ値 ε cfと ε sから、載荷重の増加と共に変化する両斜引張補強材に作用する引張力を推算した結果を図-5.5.2(1)～(3)に示す。なお、図ではＣＦＲＰシートのひずみ分担を調べたゲージTNS-8とTNS-23以外にも、全体の傾向を見るために、TNS-8、9、11、12およびTNS-20、21、23、24について示した。

それぞれの引張力推算は、スターラップ配置間隔25cm幅を対象とすることとして、ＣＦＲＰシートの引張力Pcfを

$$Pcf = \varepsilon cf \times Acf \times Ecf$$

ここに、Acf＝厚0.0111cm×幅25cm×(0.8～1.6層)×2

$Ecf = 2.40 \times 10^5$ N/mm²

で、また、スターラップの引張力Psを

$$Ps = \varepsilon s \times As \times Es$$

ここに、$Acf = 2 \times D_{10} = 2 \times 0.7133$ cm²

$Es = 1.76 \times 10^5$ N/mm²

で求めた。ただし、スターラップのひずみが降伏点ひずみ1,867μを大きく超え、荷重が更に増加している場合は、ＣＦＲＰシートが負担する引張力との対比を明確にするために、その値を便宜的に1,867μとした。

これら図-5.5.2(1)～(3)は、前記(1)で述べたＣＦＲＰシートがスターラップと関連しながらせん断力を負担して行く状況を、引張荷重の面から良く表している。

つまり、

①斜めひび割れ発生荷重までは、ＣＦＲＰシートはせん断力を殆ど負担していないことが明らかである。なお、この段階までは、スターラップのせん断力負担もわずかである。

②斜めひび割れ発生後、荷重の増加と共に、スターラップは即座に増加せん断力を負担するが、一方、ＣＦＲＰシートはせん断力負担がやや遅い傾向にある。

③スターラップの降伏少し前から、増加荷重に対するスターラップのせん断力分担効果の低下に伴い、ＣＦＲＰシートはその分担をそれまでより増加させ始め、しかも、スターラップ降伏後も載荷重の増加と比例してせん断力の負担を増加させて行く傾向にある。

そして、スターラップ降伏後におけるＣＦＲＰシートのせん断力負担は直線的増加であり、ＣＦＲＰシートが機械式定着により確実に定着されて定着破壊しない限り、試験体がせん断破壊形態へ達するまで継続し得ることを示していると考えられる。

④なお、各試験体の特徴を良く表していると考えられるＣＦＲＰシートに貼付したひずみゲージTNS-8とTNS-23位置での両斜引張補強材に作用する引張力の増加傾向を比較すると、せん断補強の強化に伴い、スターラップおよびＣＦＲＰシート共に作用する引張力の増加傾向が緩くなることが明確であり、スターラップ降伏後のＣＦＲＰシートは機械式定着併用があれば補強量の増加により引張力分担傾向を著しく増すことを推測することができる。

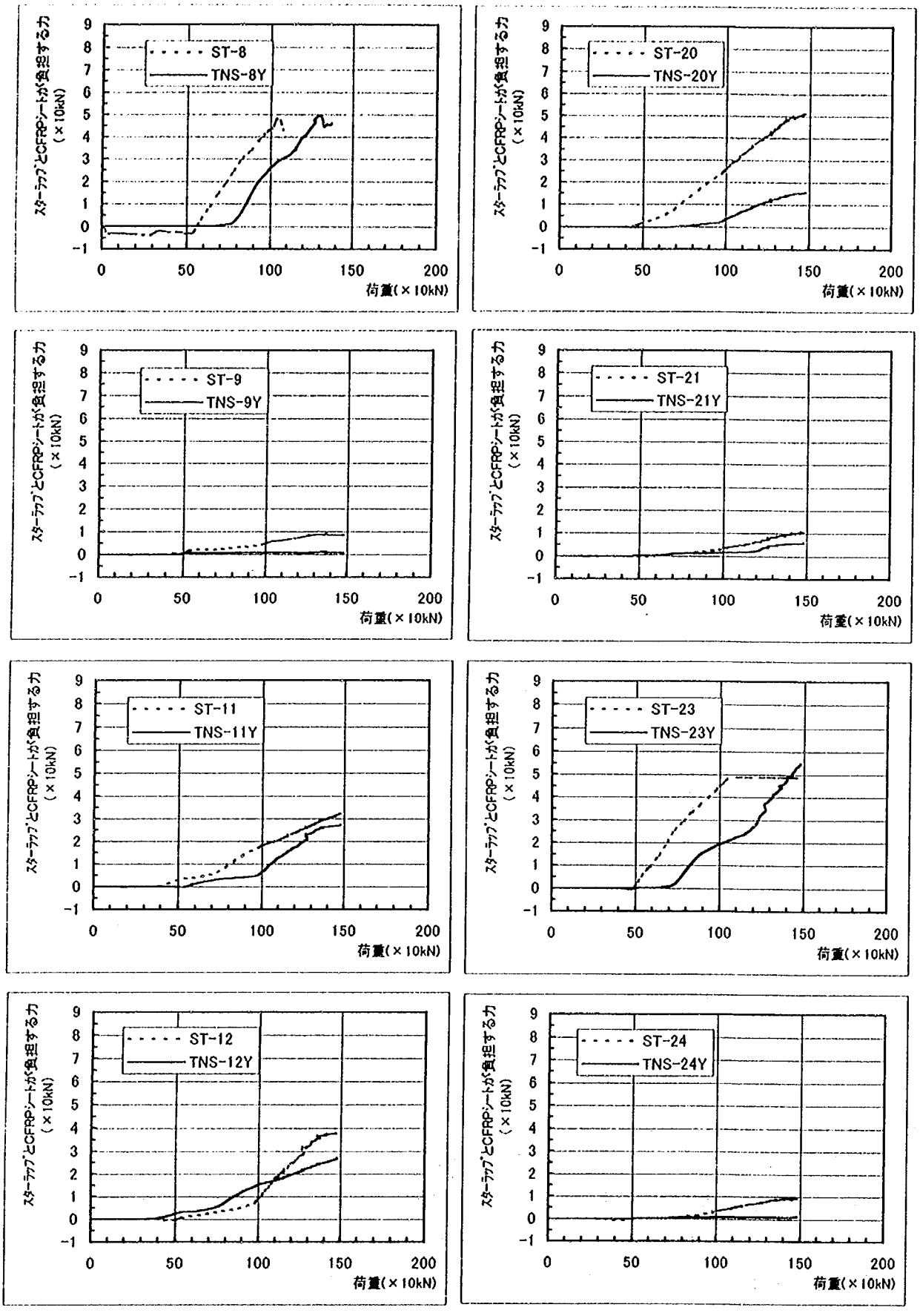


図-5.5.2(1) T型試験体No.2, 斜引張補強材のせん断力分担状況

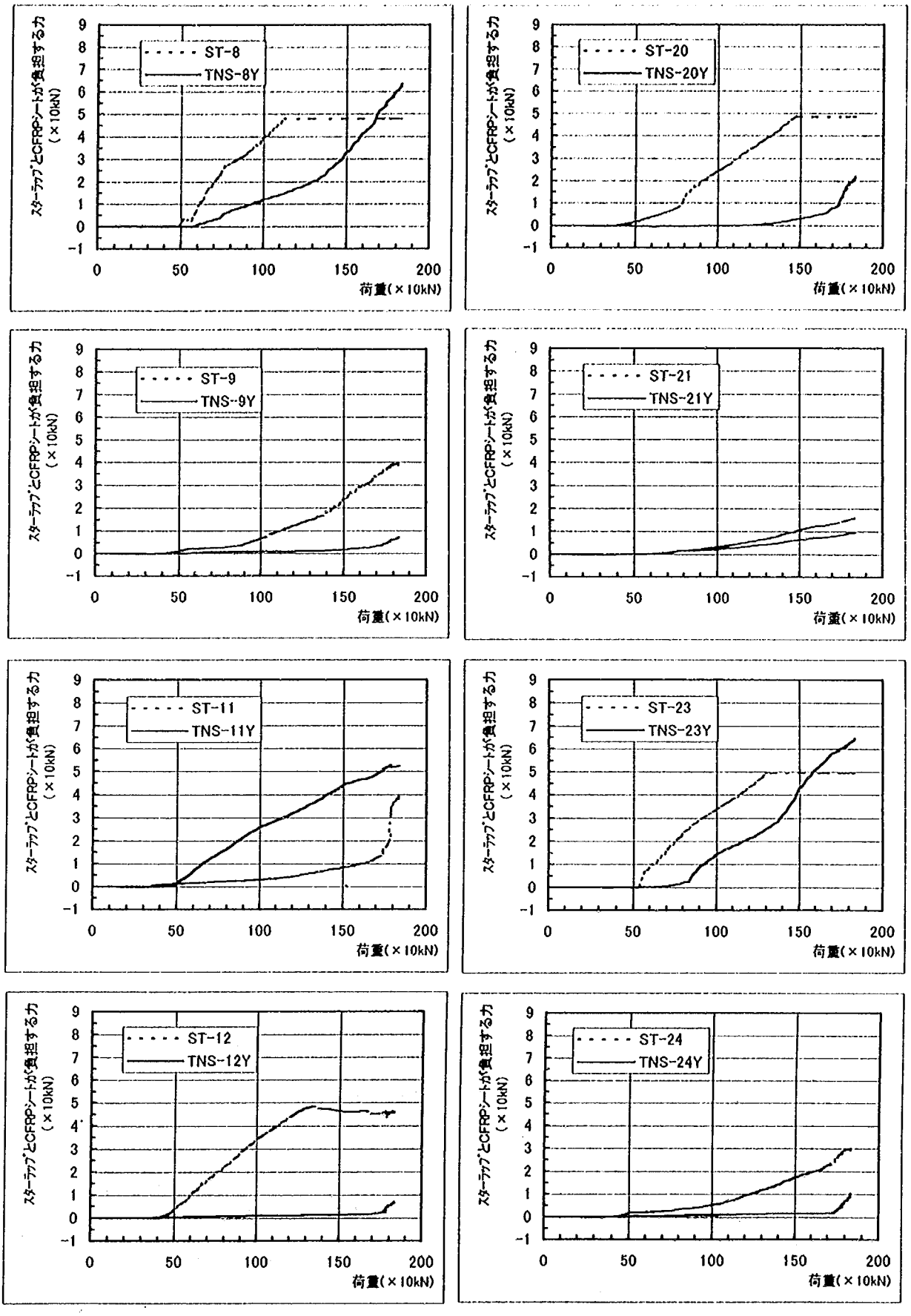
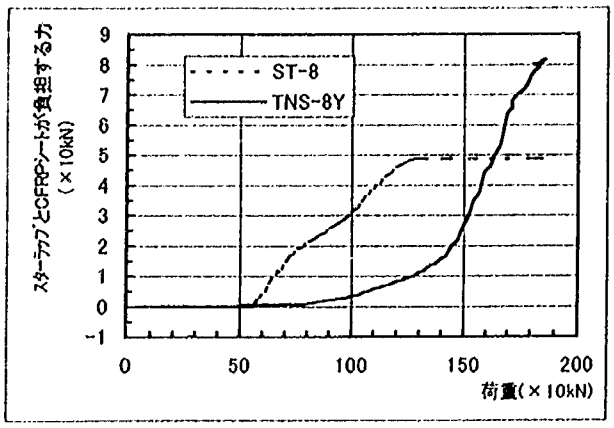
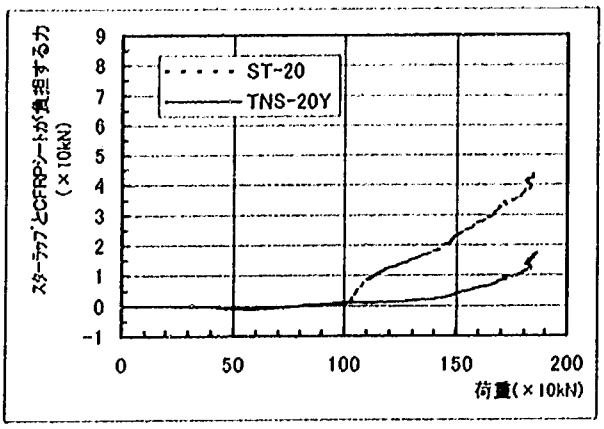
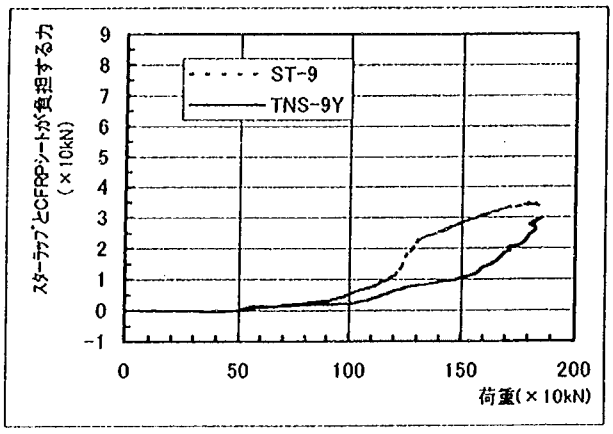
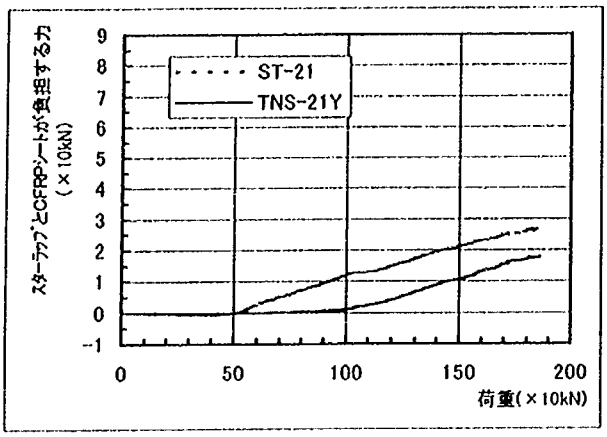


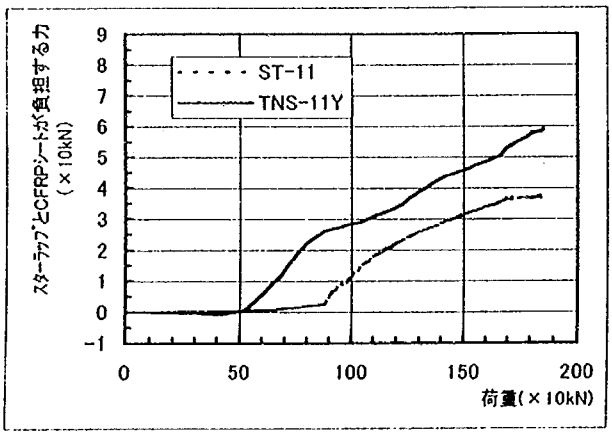
図-5.5.2(2) T型試験体No.3, 斜引張補強材のせん断力分担状況

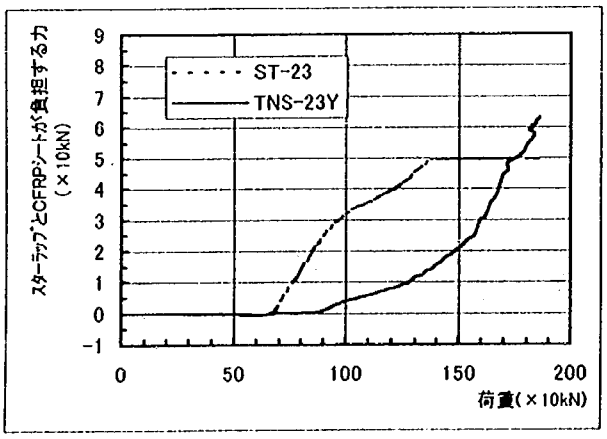


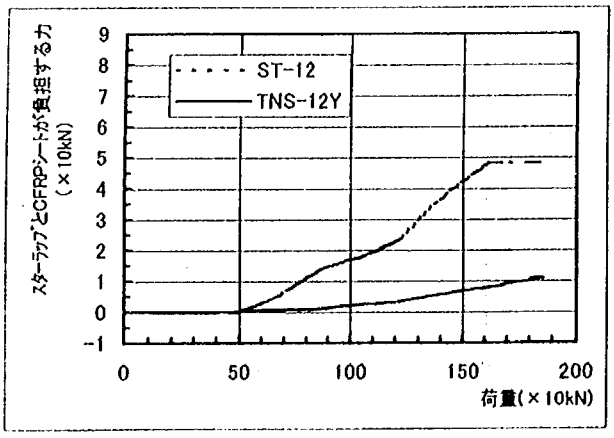












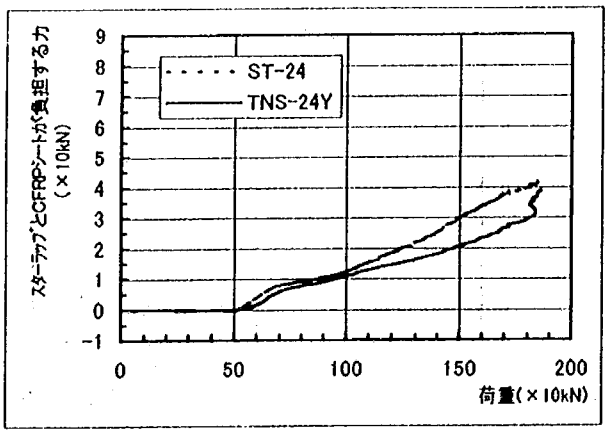


図-5.5.2(3) T型試験体No.4, 斜引張補強材のせん断力分担状況

5.5.2　Ｉ型試験体のＣＦＲＰシートの耐力負担効果

（1）ＣＦＲＰシートのスターラップに対するひずみ分担効果

Ｔ型試験体と同様の考え方で、Ｉ型試験体No.6を対象として、載荷重の増加と共に変化する斜引張補強材ひずみ値の比（ＣＦＲＰシートのひずみ値 ε cf）／（スターラップのひずみ値 ε s）を、TNS-8とTNS-23のＹ方向とこれに対応するST-8とST-23について求めたものが図-5.5.3である。

ＣＦＲＰシートは、図-5.5.3によると、斜めひび割れ発生荷重404kN（41.2tf）までは殆どひずみを分担していないこと、スターラップ降伏荷重955kN（97.4tf）までは荷重増加と共にひずみ分担が進むが ε cf／ ε s＝0.25～0.5程度に留まっていたこと、スターラップ降伏後ではやや大きいひずみ分担を示すもののＣＦＲＰシート剥離荷重に達するのが早く、Ｔ型No.2試験体の最大値と比べて、1.5／2.5＝0.6程度の分担度であったこと、などの特徴を持つひずみ分担を行っているといえる。

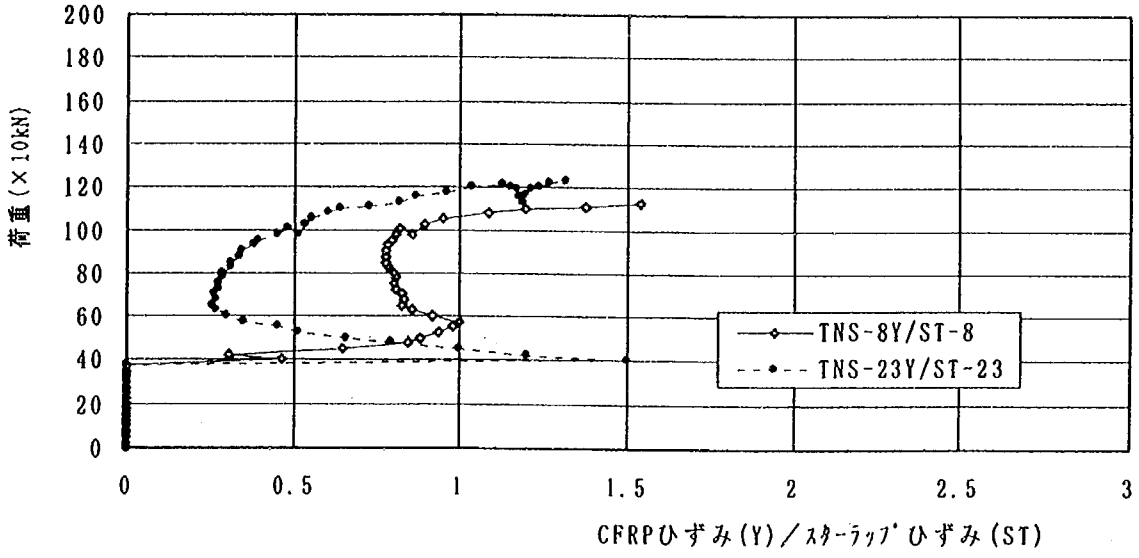


図-5.5.3　Ｉ型試験体のＣＦＲＰシートとスターラップの発生ひずみの比

（2）ＣＦＲＰシートのせん断力負担効果

Ｉ型試験体を対象として、Ｔ型試験体と同様の方法で、載荷重の増加と共に変化するＣＦＲＰシートとスターラップの作用引張力を推算した結果を図-5.5.4に示す。この図から、Ｉ型試験体No.6の両斜引張補強材は以下のようなせん断力負担を行っていたことを見ることができる。

①斜めひび割れ発生荷重までは、ＣＦＲＰシートおよびスターラップ共に殆どせん断力を負担していない。

②斜めひび割れ発生後、スターラップは即座に増加荷重を負担するが、一方、ＣＦＲＰシートはせん断力負担がやや遅い傾向にある。

③スターラップ降伏前後から、ＣＦＲＰシートはそのせん断力負担を急激に増加させ、その増加傾向はせん断補強用ＣＦＲＰシート剥離まで継続している。

④しかし、ＣＦＲＰシートのせん断力負担は、炭素繊維シート0.8層貼付のみで機械式定着を併用していないＴ型試験体No.2と比して、全体に弱く、その増加傾向に一定性がない。

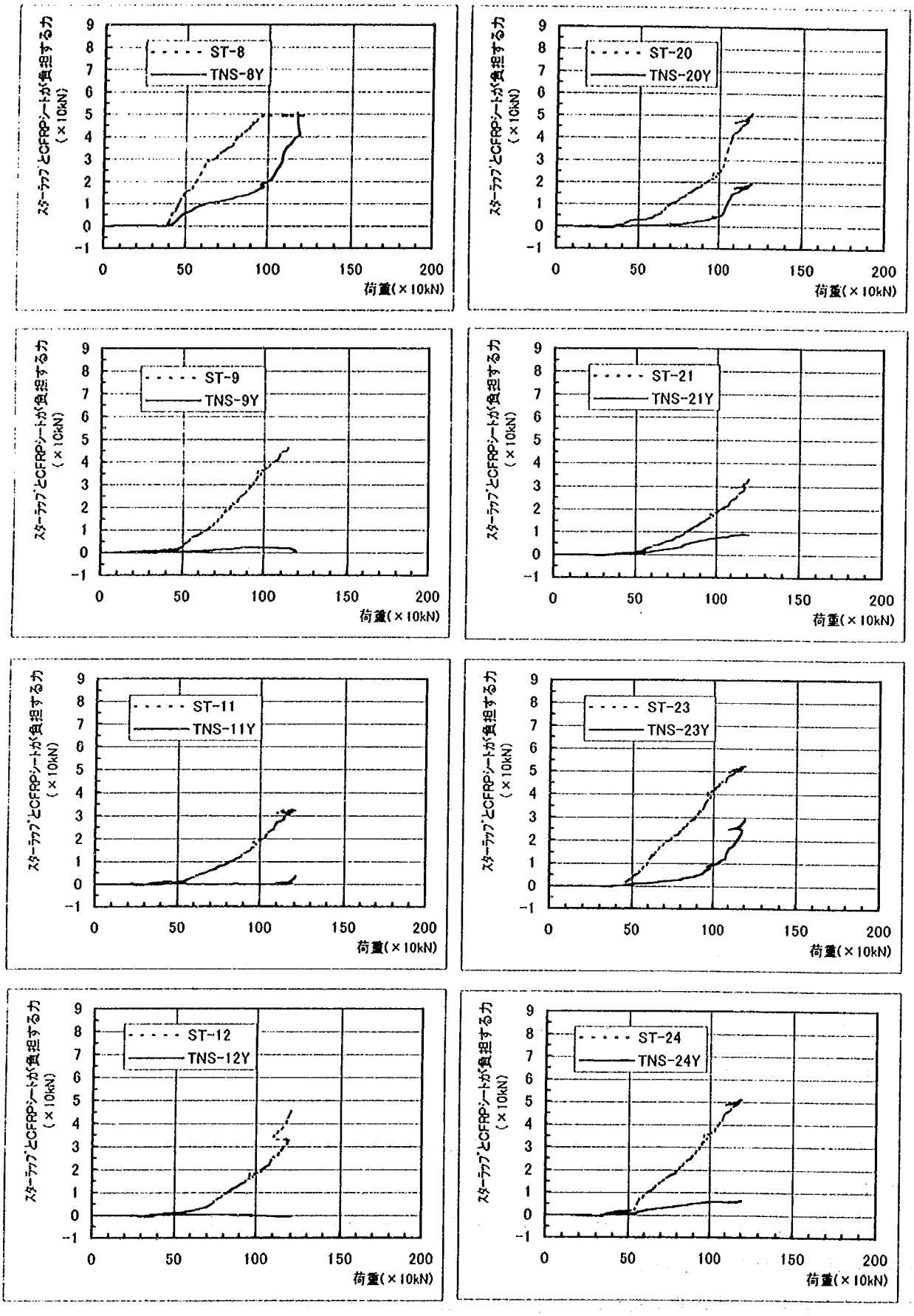


図-5.5.4 I型試験体No.6, 斜引張補強材のせん断力分担状況

6．まとめ

6.1　T型試験体に関する試験のまとめ

6.1.1　試験概要

実物大規模のT型断面を有する鉄筋コンクリートけたを対象に、炭素繊維シート接着工法によるせん補強効果を静的単調載荷試験により確認した。ただし、試験体は以下の4体である。

（1）No.1試験体：

基準試験体となる無補強試験体。

（2）No.2試験体：

目付量200g/m²の炭素繊維シート0.8層をウェブに短冊状でU型に貼付した試験体。

（3）No.3試験体：

目付量200g/m²の炭素繊維シート0.8層をウェブに短冊状でU型に貼付し、ウェブ上端部で鋼鈑とアンカーボルトによる機械式定着を行った試験体。ただし、曲げ補強として目付量300g/m²の炭素繊維シート2層をけた下縁に貼付。

（4）No.4試験体：

目付量200g/m²炭素繊維シート1.6層をウェブに短冊状でU型に貼付し、ウェブ上端部で鋼鈑とアンカーボルトによる機械式定着を行った試験体。ただし、曲げ補強として目付量300g/m²炭素繊維シート2層をけた下縁に貼付。

6.1.2　炭素繊維シート接着工法によるせん断補強効果

（1）斜めひび割れ発生荷重に対する補強効果

せん断補強した試験体の斜めひび割れ発生荷重は、無補強試験体に比して、炭素繊維シート0.8層補強の場合に約22%、0.8層補強で機械式定着併用の場合に約30%、1.6層補強で機械式定着併用の場合に約41%、それぞれ増加した。

従って、炭素繊維シート接着工法によるせん断補強は、補強を施すことが斜めひび割れ発生荷重に対する補強効果を得ることとなる。また、炭素繊維シート先端に施した機械式定着は、その補強効果を増加させる傾向にある。

（2）スターラップ降伏荷重に対する補強効果

せん断補強した試験体のスターラップ降伏荷重は、無補強試験体に比して、炭素繊維シート0.8層補強の場合に約45%、0.8層補強で機械式定着併用の場合に約60%、1.6層補強で機械式定着併用の場合に約75%、それぞれ増加した。

従って、炭素繊維シート接着工法によるせん断補強は、炭素繊維シート量の増加と機械式定着の両者がスターラップ降伏荷重に対する補強効果を増加させる傾向にある。

（3）最大荷重に対する補強効果

せん断補強した試験体の最大荷重は、無補強試験体に比して、炭素繊維シート0.8層補強の場合でＣＦＲＰシートの剥離破壊時に約11%、0.8層補強に機械式定着併用の場合で曲げ破壊時に約38%、1.6層補強に機械式定着併用の場合で曲げ破壊時に約40%の増加が確認された。

従って、炭素繊維シート接着工法によるせん断補強は、最大荷重に対する補強効果を得るためには機械式定着が必要である。

そして、機械式定着を併用した場合の炭素繊維シート量の増加は、ＣＦＲＰシートに発生するひずみを低減し、しかもＣＦＲＰシートは、機械式定着が有効な範囲でその保証ひずみまで耐力を発揮することが可能と想定することができる。

（4）機械式定着を併用した場合において、載荷試験で得られたコンクリート、スターラップおよびＣＦＲＰシートの負担するせん断力と合計せん断力に対する、材料試験結果と載荷試験時発生ひずみからトラス理論によって求めたそれぞれの計算せん断力は、コンクリートが約60%、スターラップが100%、ＣＦＲＰシートが79～95%、そして合計が71～76%である。従って、機械式定着を併用した場合の炭素繊維シート接着工法によりせん断補強した試験体のせん断耐力推定は、ＣＦＲＰシートの負担するせん断力を設定ひずみを用いてトラス理論によって算出することにより、コンクリート、スターラップおよびＣＦＲＰシート各々が負担するせん断力の合計によって行うことができる。

6.2　Ｉ型試験体に関する試験のまとめ

6.2.1　試験概要

実物大規模のＩ型断面を有する鉄筋コンクリートけたを対象に、炭素繊維シート接着工法によるせん断補強効果を静的単調載荷試験により確認した。ただし、試験体は以下の2体である。

（1）No.5試験体：

基準試験体となる無補強試験体。

（2）No.6試験体：

目付量200g/m²の炭素繊維シート0.8層をウェブのみに短冊状に貼付した試験体。

6.2.2　炭素繊維シート接着工法によるせん断補強効果

炭素繊維シート0.8層でせん断補強した試験体は、無補強試験体に比して、斜めひび割れ発生荷重を約65%、スターラップ降伏荷重を約10%向上させることができた。しかし、無補強と同程度の最大荷重でせん断補強用ＣＦＲＰシート剥離ののちウェブ圧壊したため、せん断耐力向上効果は認められなかった。

従って、この場合のせん断補強効果は、ＣＦＲＰシートの付着が確保された状態での斜めひび割れ発生荷重のみに限られるといえる。しかし、ウェブに貼付した炭素繊維シートの上下端を機械式に定着することができる場合は、Ｔ型げたと類似の傾向が得られると想定される。

7．今後の課題

今回の実験は、ＲＣＴ型断面についてはウェブに炭素繊維シートをＵ型に貼り付けた試験体、および剥離防止のために機械式定着を併用した試験体、また、ＲＣＩ型断面についてはウェブ側面に炭素繊維シートを貼り付けた試験体の、合計6体の試験体を対象としてせん断補強効果を実験的に確認したものである。

しかし、今回の試験結果から炭素繊維シートによるせん断補強効果を定量的に評価するには、データ数も少ないことから未解明な点も多い。今後の課題として以下を付記しておく。

（1）最大せん断耐力の補強効果に影響を与える要因としては、試験体の形状寸法，せん断スパン比，軸方向鉄筋量，斜引張補強材量(スターラップおよびＣＦＲＰシート)，コンクリート圧縮強度，骨材寸法，炭素繊維シート定着方法など各種パラメータがあり、今後さらにデータを蓄積し、それぞれの要因による傾向把握と定量的評価が必要である。

（2）炭素繊維シートに機械式定着を併用したせん断補強による斜めひび割れ荷重、スターラップ降伏荷重および最大荷重に対する補強効果を定量的にかつ精度良く評価するには、スターラップおよびＣＦＲＰシートによる斜引張補強材比をパラメータとする実物大規模の更なるデータ蓄積が必要である。

（3）最大せん断耐力の向上に最も効果のある機械式定着に関して、機械式定着部の破壊耐力の確認、および機械式定着部でのＣＦＲＰシート破断による終局せん断破壊を確認する試験も必要である。

参　考　文　献

（1）河野広隆、渡辺博志、菊森佳幹：大型ＲＣはり供試体のせん断強度に関するデータ集、
土木研究所資料第３４２６号、平成８年１月
（2）土木学会：コンクリート標準示方書［設計編］、平成８年
（3）川田雄一：材料力学　Ｐ１３　共立出版、　昭和６０年

付　属　資　料

付属資料－１　　試験体に関する諸計算資料

試験体に関する諸計算資料は、以下の項目から構成しており、当報告書本文中で引用している諸計算の計算仮定、計算経過および計算結果をまとめたものである。

1.1　無補強試験体の設計計算
1.1.1　設計の前提
1.1.2　Ｔ型無補強試験体のせん断耐力と曲げ耐力計算
1.1.3　Ｉ型無補強試験体のせん断耐力と曲げ耐力計算

1.2　試験体の材料試験結果に基づく終局せん断耐力等の計算
1.2.1　使用材料の実測基準値
1.2.2　各試験体のせん断耐力推定方法
1.2.3　各試験体の炭素繊維シート補強量
1.2.4　せん断耐力計算結果
1.2.5　機械式定着の検討
1.2.6　曲げ補強用炭素繊維シートの検討

1.3　せん断試験結果評価のための終局せん断耐力計算
1.3.1　設計の前提
1.3.2　せん断耐力の計算方法
1.3.3　斜引張補強材の発生応力度推定方法
1.3.4　せん断耐力計算結果

1.1 無補強試験体の設計計算

1.1.1 設計の前提

(1) 構造寸法

T型試験体については本文の図-2.2.1を、I型試験体については図-2.2.2を、各々参照のこと。

(2) 使用材料の基準値

コンクリート：σck=240 kgf/cm²

鉄　　筋：ＳＤ２９５　(σsy=3,000 kgf/cm²)

(3) せん断耐力の計算方法

せん断耐力は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編に準じて、次式により算出を行う。

$$\Sigma S = Sc + Sh$$

ΣＳ：せん断耐力

Ｓｃ：コンクリートが負担するせん断力

$Sc = \tau c \cdot bw \cdot d$

ただし、τcは、土木研究所資料第3426号を参考にして、以下により算出した値とする。

$$\tau c = 7.2 \times d^{-0.33} \times (\sigma ck / 240)^{1/3} \cdot (pw / 1.2)^{1/3}$$

τc：コンクリートが負担し得るせん断応力度(kgf/cm²)

ｂｗ：部材断面のウェブ厚(cm)（資料図-1.1 参照）

ｄ　：部材断面の有効高(m)（資料図-1.1 参照）

ｐｗ：引張鉄筋比

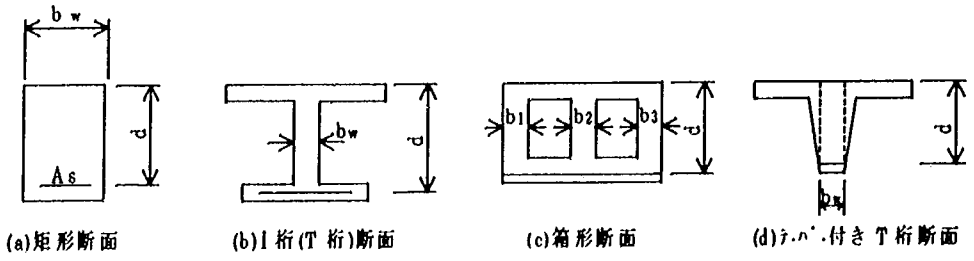
Ｓｈ：斜引張鉄筋が負担するせん断力

$$Sh = Aw \cdot \sigma sy \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta) / (1.15 \cdot a)$$

Ａｗ　：角度θで配筋されて斜引張鉄筋の断面積(cm²)

σsy：斜引張鉄筋の降伏点強度(kgf/cm²)

ａ　　：斜引張鉄筋の軸方向間隔

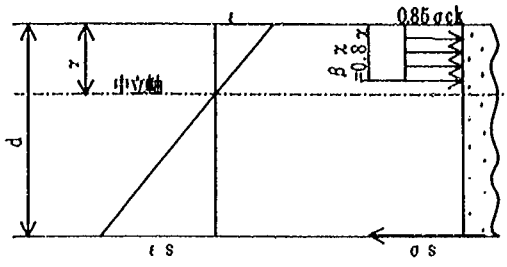


資料図-1.1　基本的な断面形状に対するｂｗ，ｄのとり方

(4) 曲げ耐力の計算方法

曲げ耐力は、下記に従い算出する。

破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のひずみおよび応力度の分布



ひずみ分布　　応力度分布

ここに、

εcu：コンクリートの終局ひずみ＝0.0035

εs　：鋼材のひずみ

σck：コンクリートの設計基準強度(kgf/cm²)

σs　：鋼材の応力度(kgf/cm²)

d　　：部材断面の有効高(cm)

χ　　：圧縮縁から中立軸までの距離(cm)

力のつり合い条件より、

$Cu = Tu$

ここに、

Cu：コンクリートの圧縮応力度の合力

$= 0.85 \cdot \sigma ck \cdot b \cdot \beta \chi$

b　：コンクリート圧縮幅

Tu：鋼材引張力の合力

$= As \cdot \sigma sy$

ひずみの適合条件より、

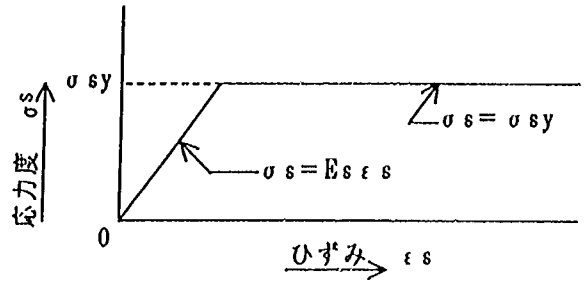
$$\frac{\chi}{\varepsilon cu} = \frac{d - \chi}{\varepsilon s}$$

破壊抵抗曲げモーメントは次式で求める。

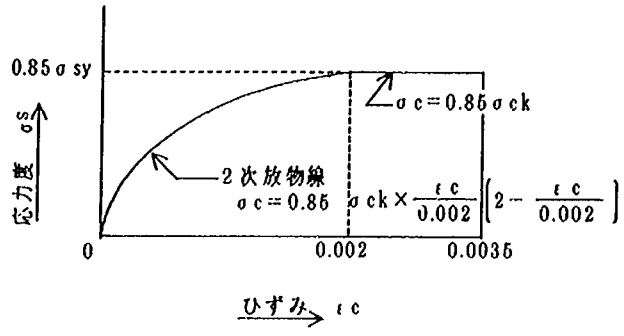
$Mur = Tu(d - 0.5\beta\chi)$

$= Tu(d - 0.4\chi)$

鋼材の応力度－ひずみ曲線



コンクリートの応力度－ひずみ曲線



ここに、

σ ck：コンクリートの設計基準強度(kgf/cm²)

σ c ：コンクリートの応力度(kgf/cm²)

ε c ：コンクリートのひずみ

1.1.2 T型無補強試験体のせん断耐力と曲げ耐力計算

(1) コンクリートが負担するせん断力

bw＝35.00cm ， d＝89.25 cm ， Pw＝2.45 %

$\tau c = 7.2(0.8925)^{-0.33} \times (240/240)^{1/3} \times (2.45/1.2)^{1/3} = 9.483$ kgf/cm²

Sc＝9.483×35.00×89.25＝29,623 kgf ⇒ 29.6tf

(2) 斜引張鉄筋が負担するせん断力

Aw＝D10×1組＝0.7133×2本＝1.4266 cm²

a ＝25 cm

Sh＝1.4266×3,000×89.25／(1.15×25)＝13,286 kgf ⇒ 13.3 tf

(3) せん断耐力およびせん断破壊時載荷重

ΣS＝Sc＋Sh＝29.7＋13.3＝43.0 tf

従って、せん断破壊時載荷重は以下の通り。

P＝2×ΣS＝86.0 tf

(4) 終局曲げ耐力

終局曲げ耐力の計算結果は下表の通り。

桁　高	Hg	(cm)	100.0
T＝As・σsy			
鉄筋の断面積	As	(cm²)	76.528
鉄筋の降伏強度	σsy	(kgf/cm²)	3,000
鉄筋の引張力	Ts	(kgf)	229,584
鉄筋の図心位置	ds	(cm)	10.75
C＝0.85σck・Ac			
コンクリートの設計基準強度	σck	(kgf/cm²)	240
圧縮領域の幅(上ﾌﾗﾝｼﾞ部)	B1	(cm)	75.0
圧縮領域の高さ(上ﾌﾗﾝｼﾞ部)	H1	(cm)	16.0
圧縮領域の高さ(ハンチ部)	H2	(cm)	2.5
圧縮領域の幅(ウェブ)	B3	(cm)	35.0
コンクリートの圧縮域	Ac	(cm²)	1,125.4
圧縮応力分布高	βx	(cm)	15.01
中心位置	x	(cm)	18.76
圧縮力	C	(kgf)	229,584
ｺﾝｸﾘｰﾄの圧縮ひずみ	εc	—	0.0035
鉄筋のひずみ	εs	—	0.0132
T＝Cより			
部材断面の有効高	d	(cm)	89.25
圧縮領域の図心位置	kx	(cm)	7.50
曲げ破壊抵抗モーメント	Mur	(tf･m)	188
曲げ破壊時載荷重	P	(tf)	150
せん断耐力時載荷重	ΣS	(tf)	86

以上の結果より、T型無補強試験体の終局曲げ耐力は、せん断耐力に比べ1.7倍以上(載荷重での比較)耐力を有する。従って、T型無補強試験体はせん断破壊先行が予想される。

1.1.3　I型無補強試験体のせん断耐力と曲げ耐力計算

(1) コンクリートが負担するせん断力

bw＝15.00 cm ,　d＝90.50cm ,　Pw＝4.24 %

$\tau c = 7.2(0.9050)^{-0.33} \times (240/240)^{1/3} \times (4.24/1.2)^{1/3} = 11.33$ kgf/cm²

Sc＝11.33×15.00×90.50＝15,380 kgf ⇒ 15.3 tf

(2) 斜引張鉄筋が負担するせん断力

Aw＝D10×1組 ＝0.7133×2本 ＝1.4266 cm²

a ＝25 cm

Sh＝1.4266×3,000×90.50／(1.15×25)＝13,466kgf ⇒ 13.5 tf

(3) せん断耐力およびせん断破壊時載荷重

$\Sigma S = Sc + Sh = 15.3 + 13.5 = 28.8$ tf

従って、せん断破壊時載荷重は以下の通り。

$P = 2 \times \Sigma S = 58$ tf

(4) 終局曲げ耐力

終局曲げ耐力の計算結果は下表の通り。

桁　高	Hg	(cm)	100.0
T＝As・σsy			
鉄筋の断面積	As	(cm²)	57.396
鉄筋の降伏強度	σsy	(kgf/cm²)	3,000
鉄筋の引張力	Ts	(kgf)	172,188
鉄筋の図心位置	ds	(cm)	9.50
C＝0.85σck・Ac			
コンクリートの設計基準強度	σck	(kgf/cm²)	240
圧縮領域の幅(上ﾌﾗﾝｼﾞ部)	B1	(cm)	75.0
圧縮領域の高さ(上ﾌﾗﾝｼﾞ部)	H1	(cm)	16.0
圧縮領域の高さ(ハンチ部)	H2	(cm)	4.0
圧縮領域の幅(ウェブ)	B3	(cm)	15.0
コンクリートの圧縮域	Ac	(cm²)	844.1
圧縮応力分布高	βx	(cm)	11.25
中心位置	x	(cm)	14.07
圧縮力	C	(kgf)	172,188
ｺﾝｸﾘｰﾄの圧縮ひずみ	εc	—	0.0035
鉄筋のひずみ	εs	—	0.0190
T＝Cより			
部材断面の有効高	d	(cm)	90.50
圧縮領域の図心位置	kx	(cm)	5.63
曲げ破壊抵抗モーメント	Mur	(tf・m)	146
曲げ破壊時載荷重	P	(tf)	117
せん断耐力時載荷重	ΣS	(tf)	58

以上の結果より、I型無補強試験体の終局曲げ耐力は、せん断耐力に比べ2倍以上(載荷重での比較)耐力を有する。従って、I型無補強試験体はせん断破壊先行が予想される。

1.2 試験体の材料試験結果に基づく終局せん断耐力等の計算

1.2.1 使用材料の実測基準値

各使用材料の実測基準値は下表の通り。

単位：kN (kg/cm²)

断面形状	試験体No.	コンクリート圧縮強度	終局時平均せん断応力度τc	スターラップ降伏点応力度	ＣＦＲＰシート引張強度
Ｔ型	1	27.8 (283)	0.983 (10.02)	332 (3,380)	4,100 (41,800)
	2	23.0 (235)	0.924 (9.42)	332 (3,380)	4,100 (41,800)
	3	27.1 (276)	0.975 (9.94)	332 (3,380)	4,100 (41,800)
	4	27.3 (278)	0.977 (9.96)	332 (3,380)	4,100 (41,800)
Ｉ型	5	26.5 (270)	1.156 (11.79)	332 (3,380)	4,100 (41,800)
	6	29.3 (299)	1.196 (12.20)	332 (3,380)	4,100 (41,800)

1.2.2 各試験体のせん断耐力推定方法

(1) 方針

炭素繊維シートで補強した試験体のせん断耐力ΣＳは、無補強試験体のせん断耐力(Ｓc＋Ｓh)に、ＣＦＲＰシートにより受け持たれるせん断耐力Ｓcfを加えて算出する。

(2) コンクリートおよび斜引張鉄筋が負担するせん断耐力

無補強試験体のせん断耐力の計算方法に準ずる。

(3) ＣＦＲＰシートが負担するせん断耐力

ＣＦＲＰシートが負担するせん断耐力は、ＣＦＲＰシートが100%有効に機能するものとして材料試験値を用いトラス理論に基づいた次式により算出した。

$$Scf = Acf \cdot \sigma cf \cdot d(\sin\theta + \cos\theta) / 1.15 \cdot a$$

Ｓcf：ＣＦＲＰシートが負担できるせん断力

Ａcf：間隔ａ、角度θで配置されるＣＦＲＰシートの断面積

σcf：ＣＦＲＰシートの引張強度

ｄ　：部材断面の有効高さ

ただし、Ｔ型試験体の場合、ｄ＝ 89.25 cm

Ｉ型試験体の場合、ｄ＝ 90.50 cm

1.2.3 各試験体の炭素繊維シート補強量

各試験体の炭素繊維シート補強量は下表の通り。

断面形状	試験体No.	炭素繊維シート補強量	
		炭素繊維シート量	断面積 (cm²/m)
T型	2	200 g/m² × 0.8 層	1.11 × 0.8 × 2 = 1.776
	3	200 g/m² × 0.8 層	1.11 × 0.8 × 2 = 1.776
	4	200 g/m² × 1.6 層	1.11 × 1.6 × 2 = 3.552
I型	6	200 g/m² × 0.8 層	1.11 × 0.8 × 2 = 1.776

1.2.4 せん断耐力計算結果

計算結果は下表の通り。

断面形状	試験体No.	Sc (tf)	Sh (tf)	Scf (tf)	ΣS	
					(tf)	(kN)
T型	1	31.30	14.97	—	46.27	454
	2	29.43	14.97	57.61	102.01	1,000
	3	31.05	14.97	57.61	103.63	1,016
	4	31.11	14.97	115.23	161.31	1,582
I型	5	16.00	15.18	—	31.18	306
	6	16.56	15.18	58.42	90.16	884

1.2.5 機械式定着の検討

せん断補強を目的としてコンクリートけた側面に接着した炭素繊維シートは、ＣＦＲＰシート化したのちに作用する引張力によって剥離を生じることが懸念される。そこで、今回の試験では、試験体No.3およびNo.4に機械的方法により炭素繊維シート端部定着を併用し、その効果を調査した。

炭素繊維シートの機械式定着方法は、本文の図-2.2.4に示した通りである。機械式定着にはアンカーボルトM20と幅150mm厚さ9mmの鋼板SS400を使用した。鋼板とＣＦＲＰシートとの界面は、鋼板の接着面にあらかじめサンドブラスト処理を施したのち、炭素繊維シートをエポキシ樹脂により接着した。

機械式定着部設計検討の大要を以下に示す。

使用する炭素繊維シートを目付量200g/m²，厚さ0.0111cm，接着幅10cm，ＣＦＲＰシートの破断荷重を41,800kgf/cm²とすると、ＣＦＲＰシートの破断荷重Tcfuは、

$$Tcfu = 0.0111 \times 10 \times 41,800 = 4,640 \text{ kgf/枚}$$

である。これに対して、機械式定着を構成する各部の抵抗力は各々次の様に考えることができる。

①ＣＦＲＰシートと鋼板との付着耐力 Ru1：

ＣＦＲＰシートと鋼板との付着強度を40kgf/cm²、鋼板の幅を15cmとすると、

Ru1＝40×10×15＝6,000 kgf

ただし、接着面はサンドブラスト処理および脱脂処理を施すものとする。

②鋼板のせん断耐力 Ru2：

SS400の許容せん断応力度を800kgf/cm²、鋼板の厚さを0.9cmとすると、

Ru2＝800×15×0.9＝10,800 kgf

③鋼板とボルトの支圧耐力 Ru3：

ボルト径を2cm，SS400の許容支圧応力度を2,400kgf/cm²とすると、

Ru3＝2,400×2×0.9＝4,320 kgf

④ボルトのせん断耐力 Ru4：

ボルトM20の断面積を3.14cm²、ボルト(SS400)の許容せん断応力度を800kgf/cm²とすると、

Ru4＝800×3.14＝2,512 kgf/本

⑤ボルトスリーブとコンクリートとの支圧耐力 Ru5：

スリーブ径を2.54cm，スリーブ長を8cm，支圧強度をコンクリートの圧縮強度250kgf/cm²とすると、

Ru5＝2.54×8×250＝5,080 kgf

従って、ボルトのせん断耐力Ru4が不足する。

ここで、鋼板で圧着されたＣＦＲＰシートとコンクリートとの付着強度をコンクリートの引張強度程度であるσb＝25kgf/cm²とすると、付着強度Rubは、

Rub＝25×10×15＝3,750 kgf

であり、また、この時、鋼板を圧着しているボルトに伝達されるせん断力Ｓ1は、

Ｓ1＝Tcfu－Rub＝4,640－3,750＝890 kgf

となり、ボルトのせん断耐力Ru4に対して安全である。また、ＣＦＲＰシート2層の場合、Ｓ1は

Ｓ1＝2×Tcfu－Rub＝2×4,640－3,750＝5,530 kgf

となるが、実際には、100mm幅のＣＦＲＰシートを2本のアンカーボルトで定着することとなり、2×Ru4が約5,000kgfであることから、ボルトのせん断耐力をほぼ満足するものと考えられる。

1.2.6 曲げ補強用炭素繊維シートの検討

Ｔ型試験体No.3およびNo.4のウェブ底面に貼り付ける曲げ補強用炭素繊維シートの検討を次に示す。

試験体No.1の載荷試験結果によると、

最　大　荷　重　　P ＝135.8 tf

最大せん断耐力　　ΣS＝67.90 tf

であった。

これに、炭素繊維シートによるせん断補強を行い、この端部に機械式定着を施す予定の試験体No.3およびNo.4は、ＣＦＲＰシート剥離による破壊が無い場合、

最大せん断耐力：ΣS＝(Sc＋Sh)＋Scf≒67.90＋(57.6～115.2)＝125.5～183.1 tf

最　大　荷　重：　P ＝250～360 tf

に達することが考えられ、無補強試験体No.1の終局曲げ耐力発生時載荷重の計算値150tfを大きく越える可能性がある。従って、試験体No.3, No.4は曲げ補強を必要とする。しかし、ここで行う曲げ補強は、炭素繊維シートを試験体ウェブ底面に貼付して行うこととするが、試験体がせん断試験用であり、曲げ補強用炭素繊維シートをせん断スパン内へ大きく伸ばして付着定着させることは試験の目的を損なう恐れがあることから、定着長に制限を受ける補強とならざるを得ない。

このことから、曲げ補強用炭素繊維シートの定着長を、せん断試験結果に影響を及ぼさない範囲に留めるために、帯状に貼付するせん断補強用炭素繊維シート4枚目までとし、荷重載荷点よりせん断スパン側へ、Lcfa＝42.5cmと定めることとする。

定着長に応じた曲げ補強用炭素繊維シート量は以下の方法で求める。

せん断補強用ＣＦＲＰシートで拘束されている曲げ補強用ＣＦＲＰシートのコンクリートとの付着応力度は、一般に、拘束がない時の付着応力度の目安とされるσb＝4.5kgf/cm²より大きいことが知られているが、その値は明確ではない。曲げ補強用ＣＦＲＰシートは、付着切れを起こしたのち拘束しているせん断補強用ＣＦＲＰシートの中で、付着切れが生じたコンクリート面の微小な凹凸を乗り越えながら滑って行き、最終的には付着破壊となると考えられる。ここでは、この時の応力度を乗り越え摩擦応力度としてσbu(c+cf)＝30kgf/cm²程度と想定することとした。

従って、下フランジ底面に定着長42.5cm、幅28.0cmで貼付したＣＦＲＰシートの支え得る引張耐力Tcfは、

Tcf＝(42.5×28.0)×30＝35,700 kgf

となり、曲げ補強用ＣＦＲＰシートの実引張強度が42,700kgf/cm²のとき、貼付し得る炭素繊維シート量は次の通りとなる。

tcf＝Tcf／(実引張強度×シート幅)＝35,700／(42,700×28.0)＝0.030 cm

以上より、目付量300g/m², シート厚さ0.0167cm, 実引張強度42,700kgf/cm²の高強度タイプ炭素繊維シートをウェブ下面に幅28cmで軸方向に2層貼付し、ＣＦＲＰシート化するものとする。

なお、この曲げ補強による載荷荷重の増加は大略次のようになる。

増加曲げ耐力：ΔMu＝Tcf× d ＝35,700kgf×89.25cm＝31.9 tfm

増加載荷重　：ΔP　＝(150tf／188tfm)×31.9tfm＝25.5 tf

最大載荷荷重：　P　＝150＋25.5＝175.5 tf

1.3 せん断試験結果評価のための終局せん断耐力計算

1.3.1 設計の前提

(1) 構造寸法

T型試験体については本文の図-2.2.1を、I型試験体については図-2.2.2を、各々参照のこと。

(2) 使用材料の基準値

コンクリート：本文中 3.材料試験結果 の通り。

斜引張鉄筋：同 上

1.3.2 せん断耐力の計算方法

付属資料-1.1 無補強試験体の設計計算 および 同-1.2 材料試験結果 に基づく補強試験体の終局せん断耐力等の計算 に準ずる。

1.3.3 斜引張補強材の発生応力度推定方法

(1) ＣＦＲＰシートの応力度

せん断ひび割れが大きく発生した近傍で得られているＣＦＲＰシートひずみの最大値に実測弾性係数を乗じたものとする。なお、載荷重の最大値は、ひずみの最大値が発生した時の荷重とする。発生応力度推定に用いるひずみの設定は資料表-1.3.1に示す通りである。

資料表-1.3.1 ＣＦＲＰシートの最大ひずみ値設定表

ひずみゲージNo.		ひずみ（μ）			
		試験体No.2	試験体No.3	試験体No.4	試験体No.6
6Y		4,943	5,976	2,562	1,065
8Y		4,637	5,923	3,828	4,724
9Y		124	660	1,404	194
10Y		75	4,918	2,871	2,582
11Y		2,540	4,916	2,762	309
19Y		131	4,406	2,770	2,001
23Y		5,121	6,040	2,946	2,714
24Y		107	944	1,814	585
22Y		1,159	2,474	3,052	2,018
27Y		4,785	1,632	2,879	964
採用値	ひずみ（μ）	5,121	6,040	3,828	4,724
	載荷重（tf）	151.1	186.9	189.6	122.8

(2) 斜引張補強鉄筋の応力度

ＣＦＲＰシートの引張方向ひずみ値が得られている最大荷重に対応した斜引張補強鉄筋のひずみ値に実測弾性係数を乗じたものとする。ただし、この値が降伏点ひずみ $\varepsilon y = 1,870\mu$ を越えている場合は、降伏点ひずみを用いる。発生応力度推定に用いるひずみ値の設定は資料表-1.3.2に示す通りである。

資料表-1.3.2　斜引張補強筋の最大ひずみ値設定表

ひずみゲージNo.		ひずみ（μ）					
		試験体No.1	試験体No.2	試験体No.3	試験体No.4	試験体No.5	試験体No.6
ST-7		7,594	1,134	1,589	1,409	1,952	2,130
ST-8		7,441	15,325	7,156	2,347	2,369	—
ST-9		1,062	340	1,547	1,343	2,023	2,120
ST-10		13,822	1,927	1,840	1,553	7,830	5,301
ST-11		274	1,274	1,547	1,491	503	1,297
ST-12		468	1,498	1,817	2,010	8,353	1,825
ST-22		2,225	765	1,243	1,461	2,036	1,565
ST-23		8,055	12,427	2,046	2,059	12,854	2,058
ST-24		1,053	360	1,167	1,637	2,153	2,015
ST-19		2,327	1,733	1,665	1,665	16,291	1,807
ST-20		732	2,018	2,128	1,721	26,496	2,000
ST-21		234	415	637	1,054	1,151	1,301
採用値	ひずみ（μ）	1,870	1,870	1,870	1,870	1,870	1,870
	載荷重(tf)	135.8	151.1	186.9	189.6	126.1	122.8

1.3.4　せん断耐力計算結果

計算結果は資料表-1.3.3に示す通り。

資料表-1.3.3　計　算　結　果

試験体No.	ｺﾝｸﾘｰﾄ負担耐力 Sc(tf)	スターラップ			ＣＦＲＰシート			ΣS (tf)
		ひずみ（μ）	強度 (kgf/cm²)	負担耐力 Sh(tf)	ひずみ（μ）	強度 (kgf/cm²)	負担耐力 Scf(tf)	
1	31.30	1,870	3,384	14.97	—	—	—	46.27
2	29.43	1,870	3,384	14.97	5,121	12,546	17.29	61.69
3	31.05	1,870	3,384	14.97	6,040	14,798	20.40	66.42
4	31.11	1,870	3,384	14.97	3,828	9,379	25.85	71.93
5	16.00	1,870	3,384	15.18	—	—	—	31.18
6	16.56	1,870	3,384	15.18	4,724	11,574	16.18	47.92

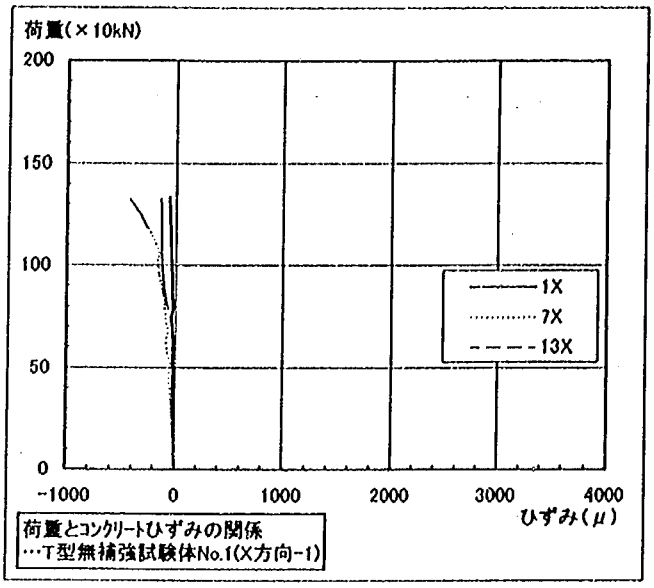
付属資料－２　　コンクリートおよび軸方向主鉄筋のひずみ

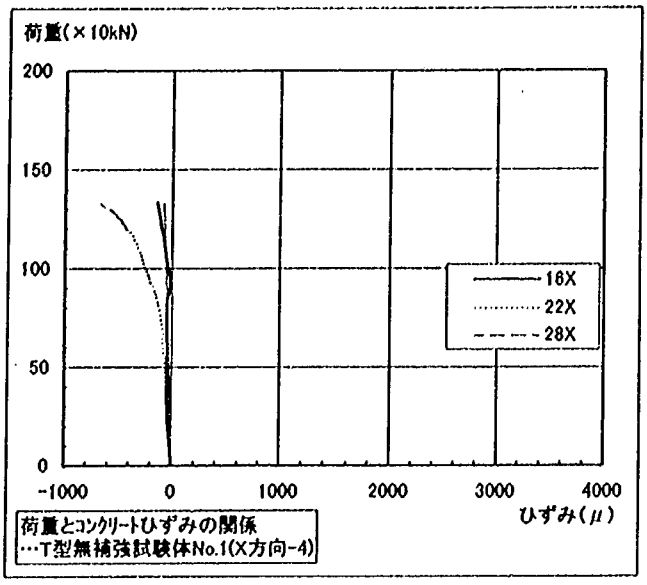
2.1　Ｔ型試験体のコンクリートおよび軸方向主鉄筋のひずみ

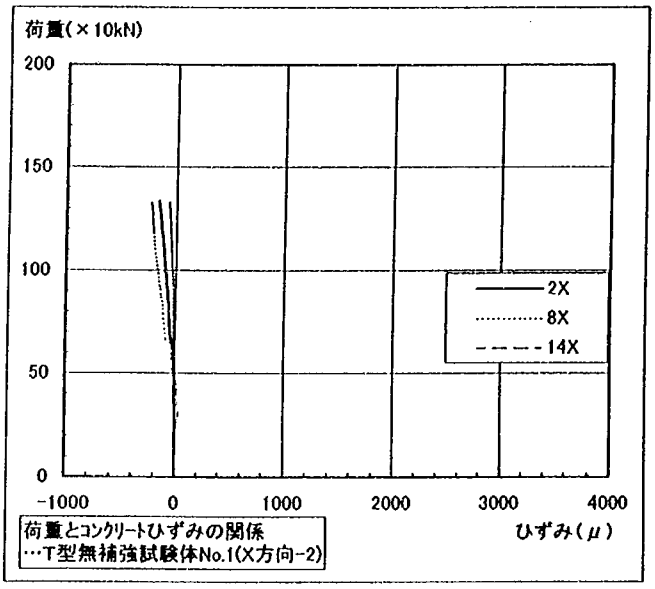
無補強試験体No. 1の荷重とコンクリートひずみの関係を資料図-2.1(1)～(3)に、無補強および補強試験体No. 1～No. 4の荷重と主鉄筋ひずみの関係を資料図-2.2(1)～(4)に示す。

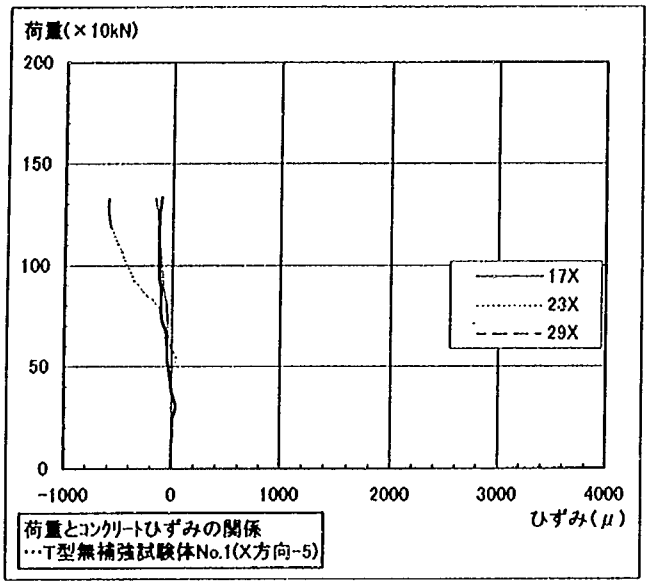
2.2　Ｉ型試験体のコンクリートおよび軸方向主鉄筋のひずみ

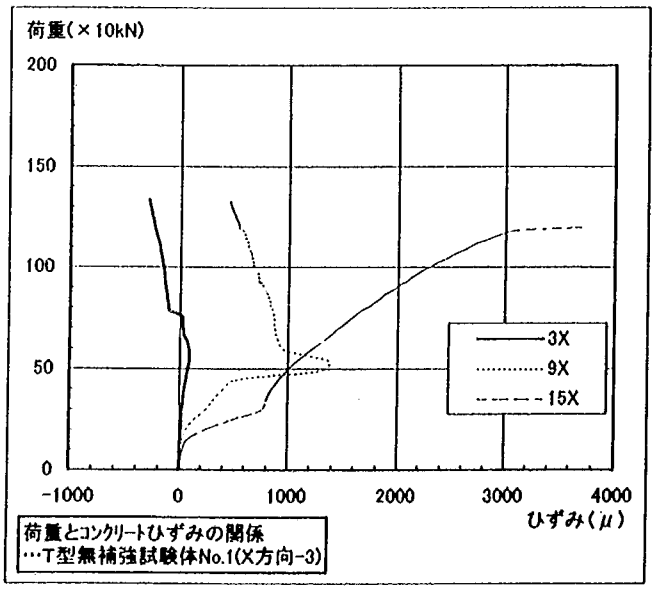
無補強試験体No. 5の荷重とコンクリートひずみの関係を資料図-2.3(1)～(3)に、無補強および補強試験体No. 5, No. 6の荷重と主鉄筋ひずみの関係を資料図-2.4(1)～(2)に示す。

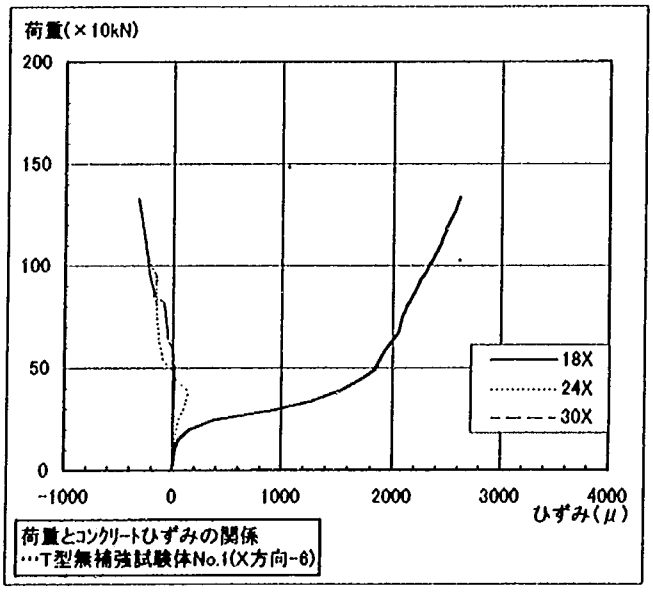




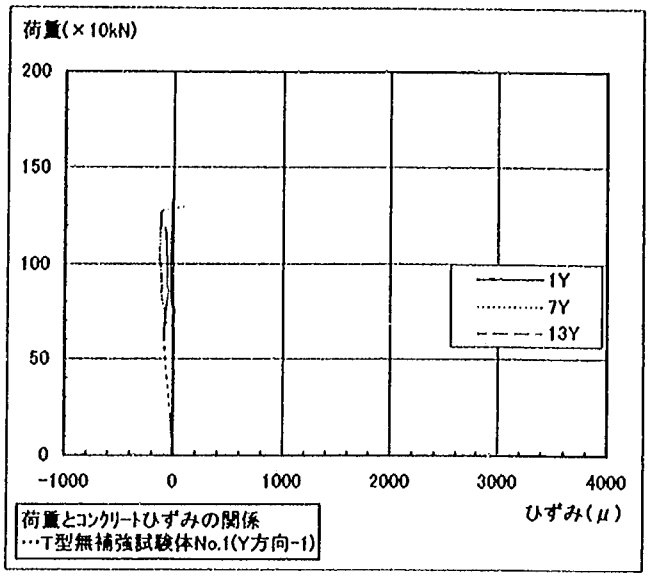


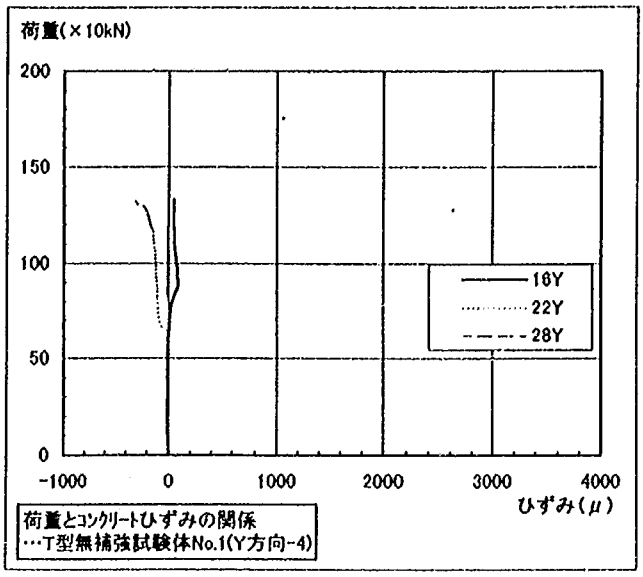


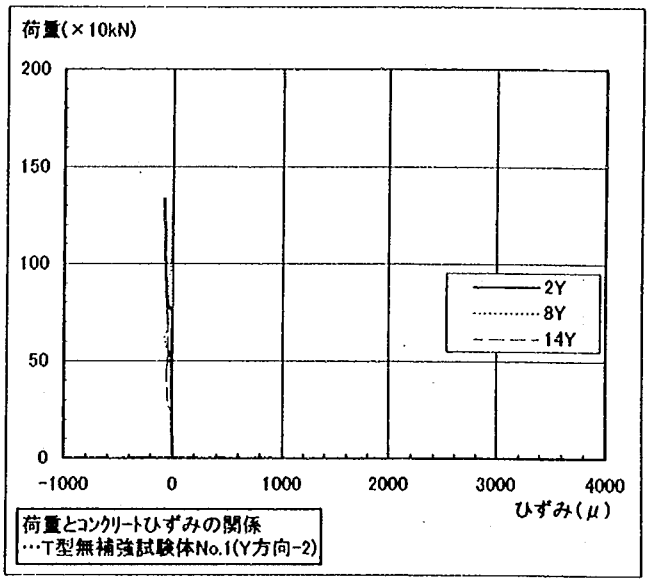


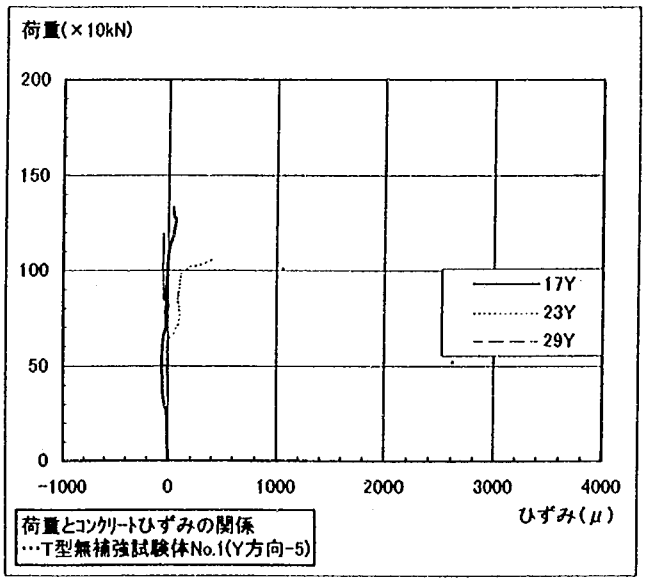


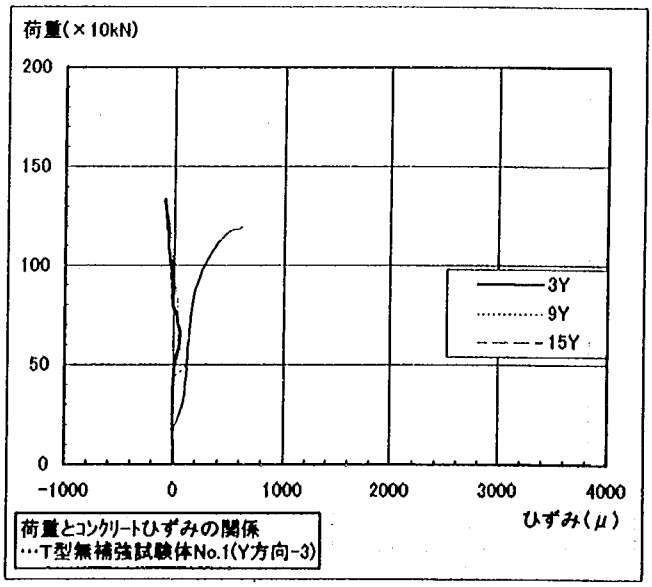
資料図-2.1(1) T桁試験体No.1(無補強)の荷重とコンクリートひずみの関係(1)

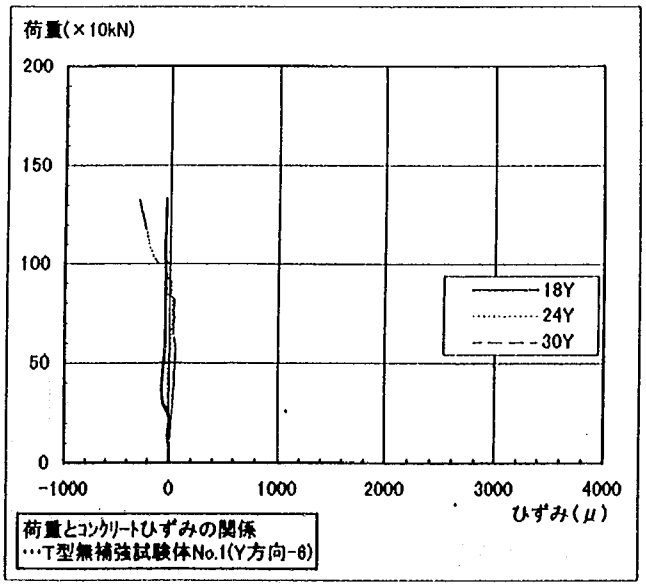




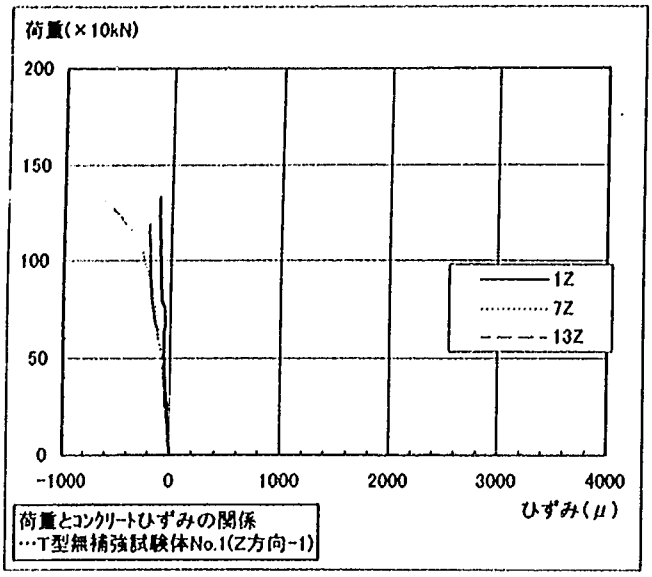


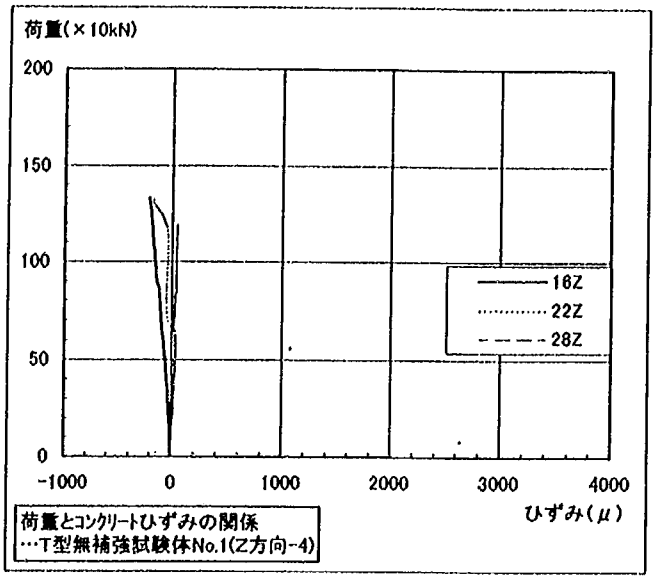


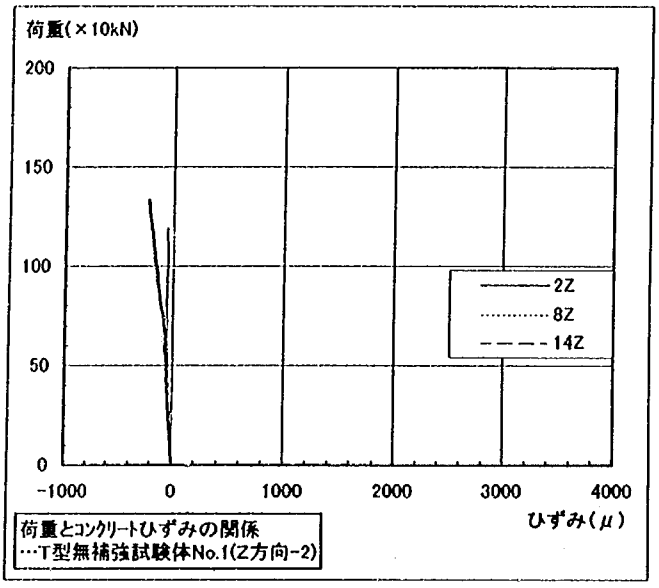


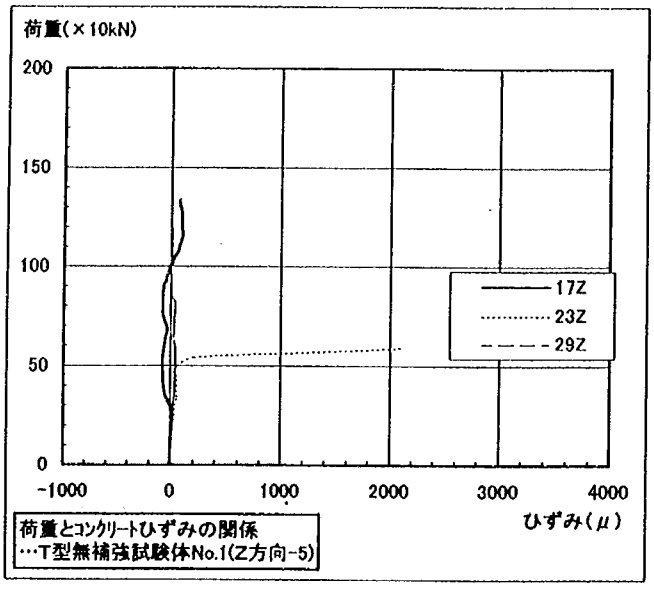


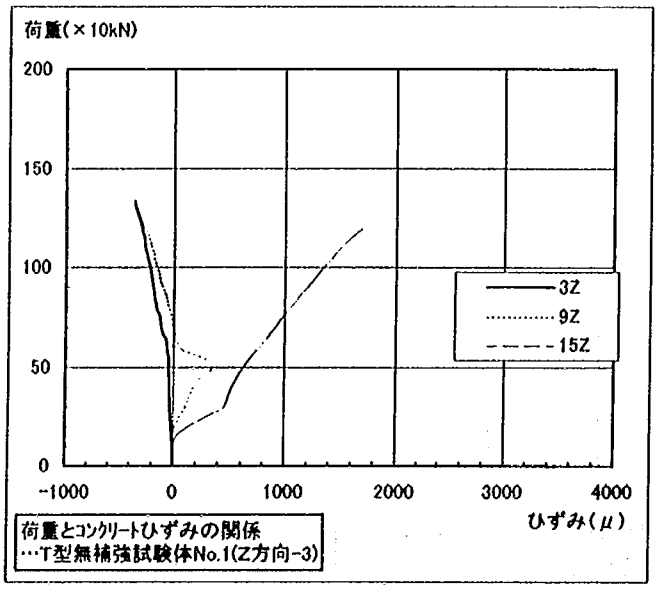
資料図-2.1(2) T桁試験体No.1(無補強)の荷重とコンクリートひずみの関係(2)

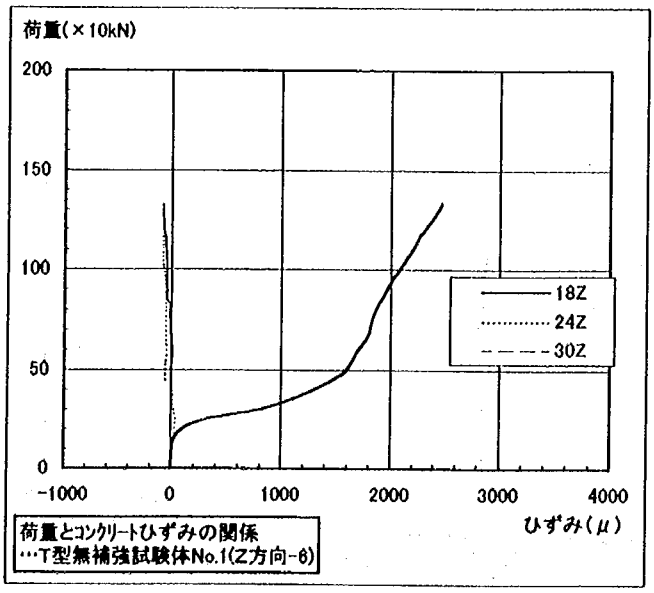




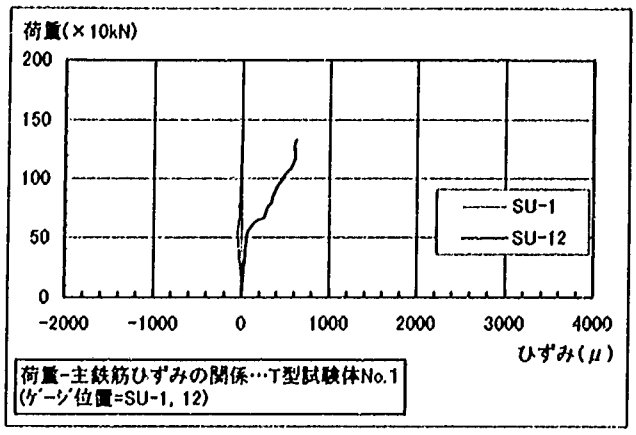


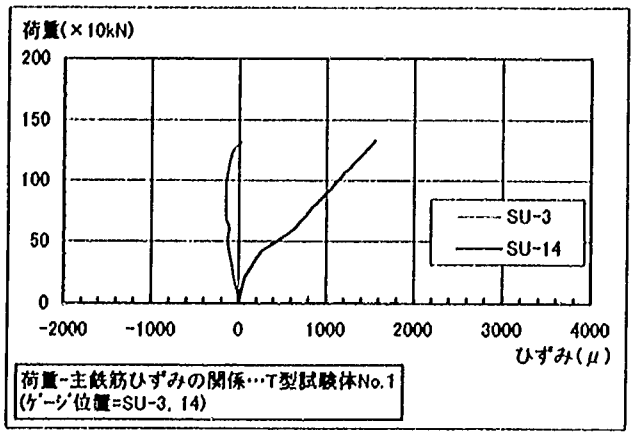


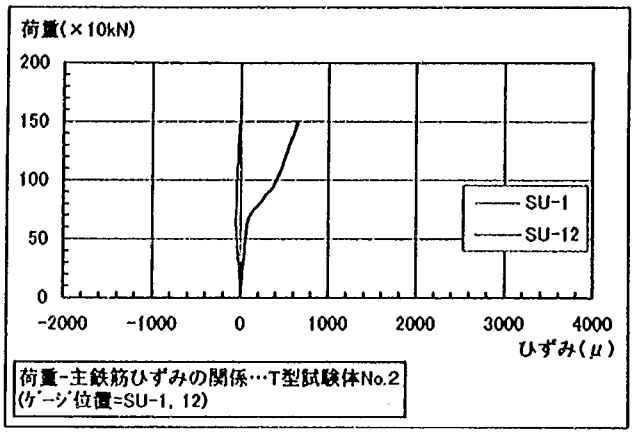


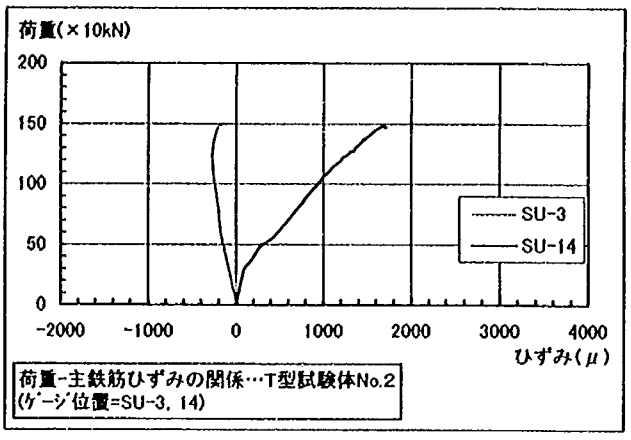


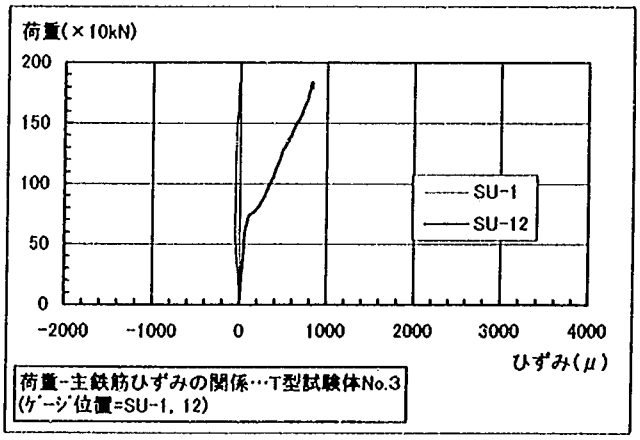
資料図-2.1(3) T桁試験体No.1(無補強)のコンクリートひずみの関係(3)

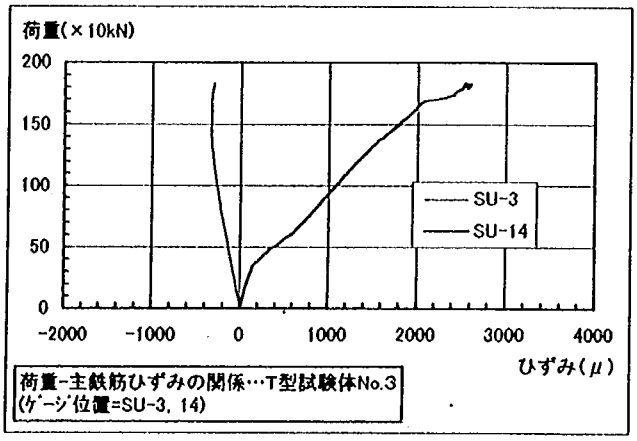


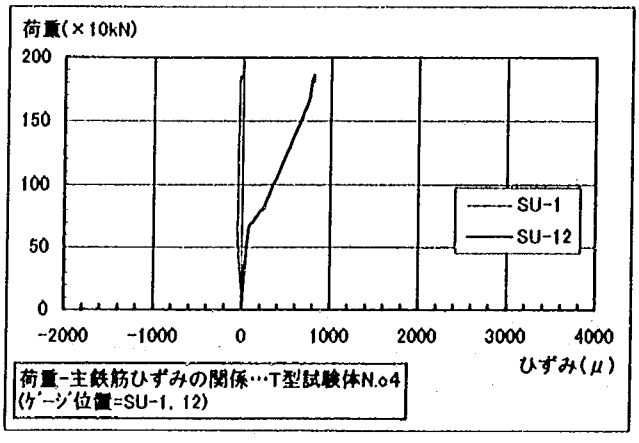


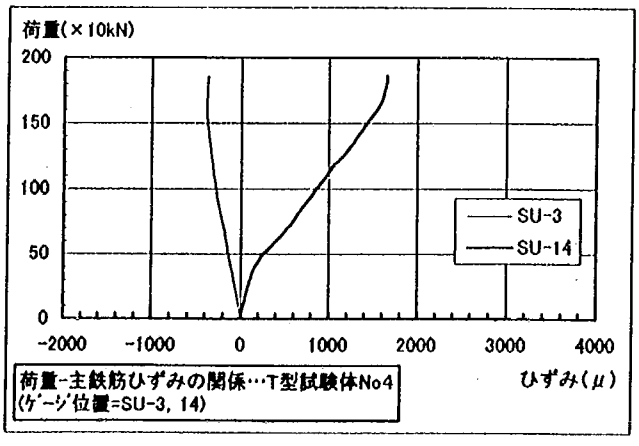




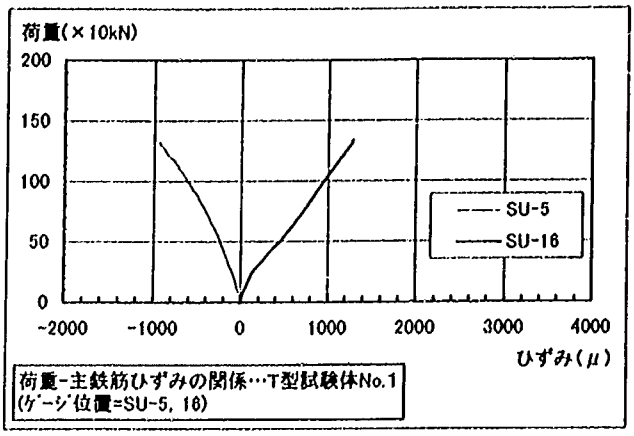


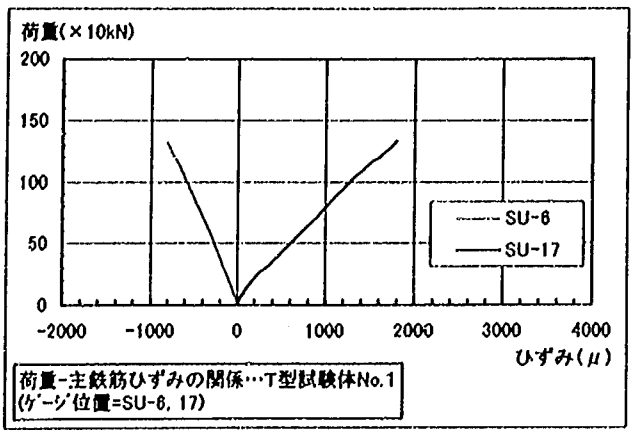


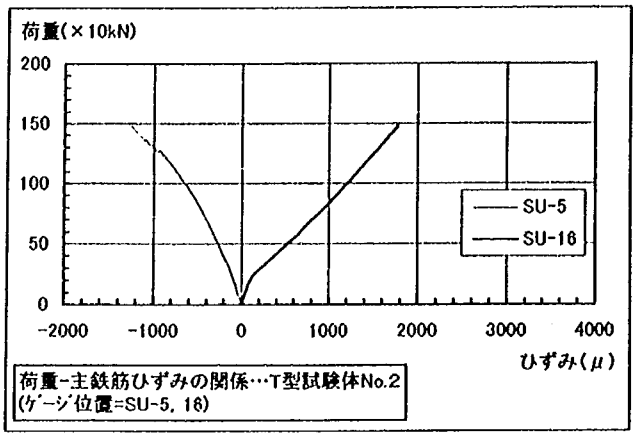


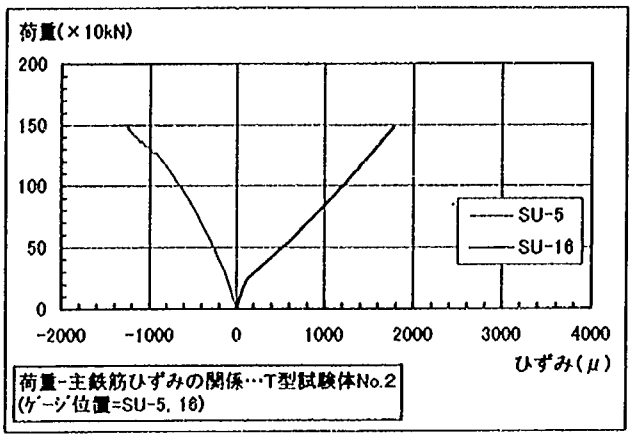


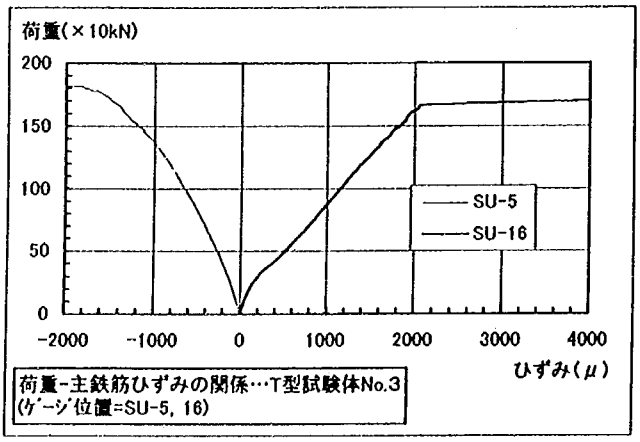
資料図-2.2(1) Ｔ型試験体No.1～4の荷重と主鉄筋ひずみの関係(1)

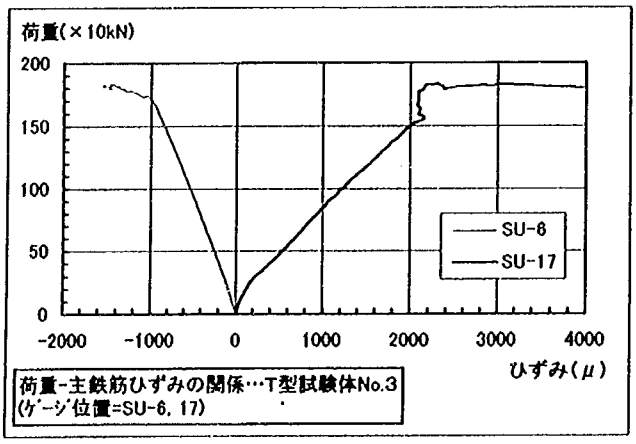


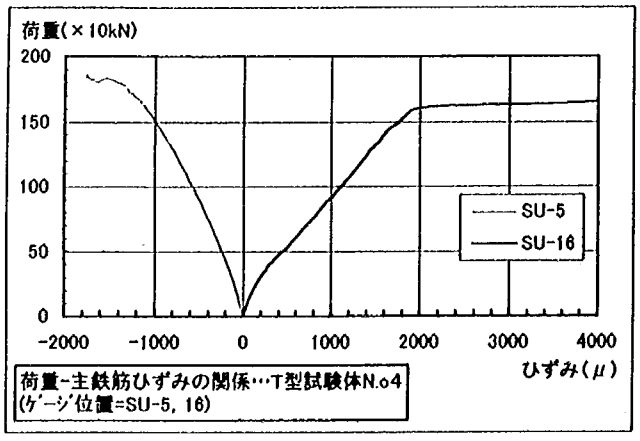


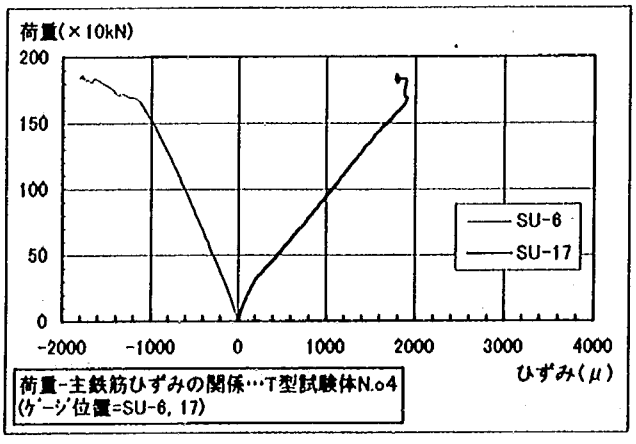




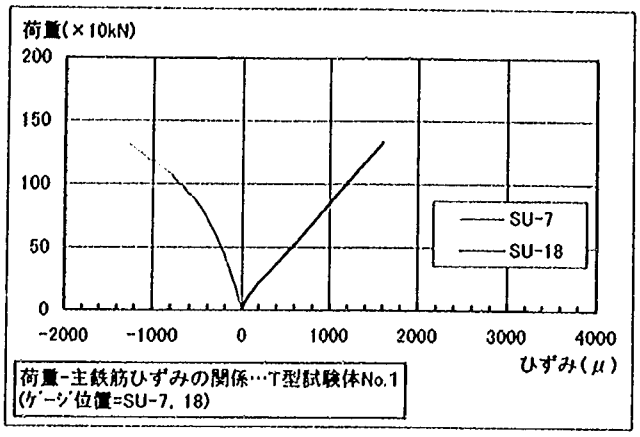


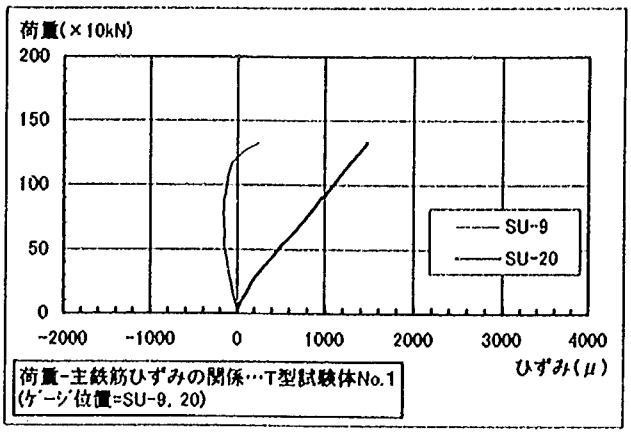


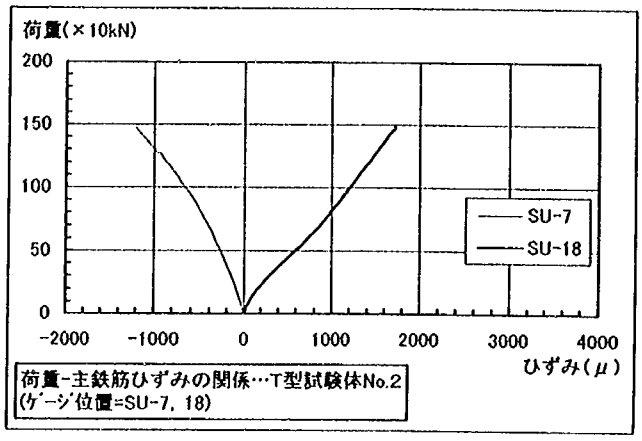


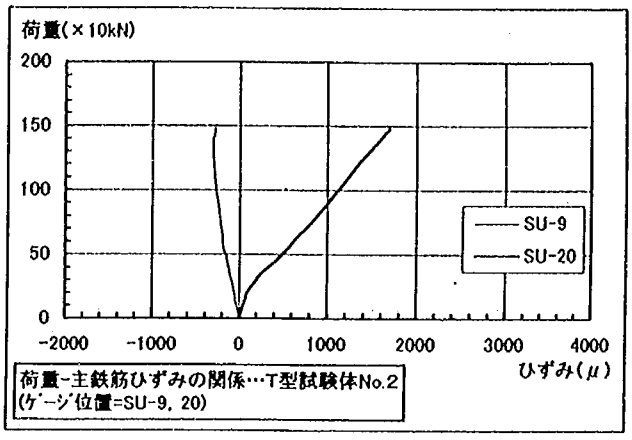


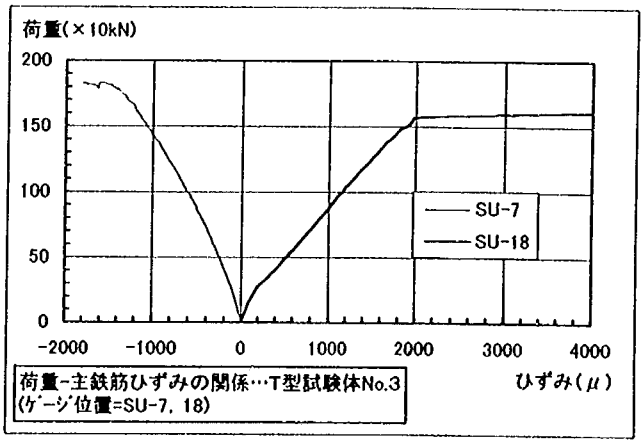
資料図-2.2(2)　T型試験体No.1～4の荷重と主鉄筋ひずみの関係(2)

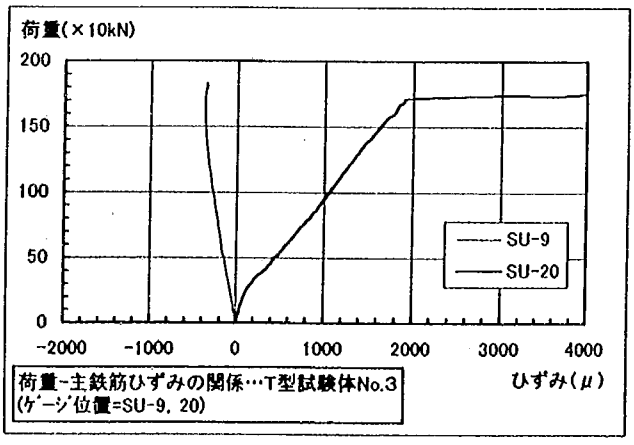


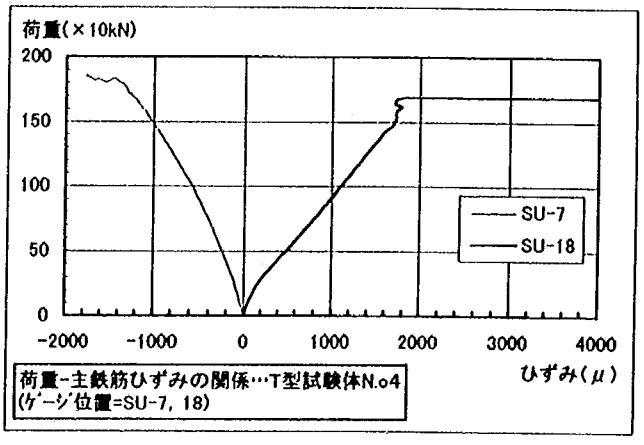


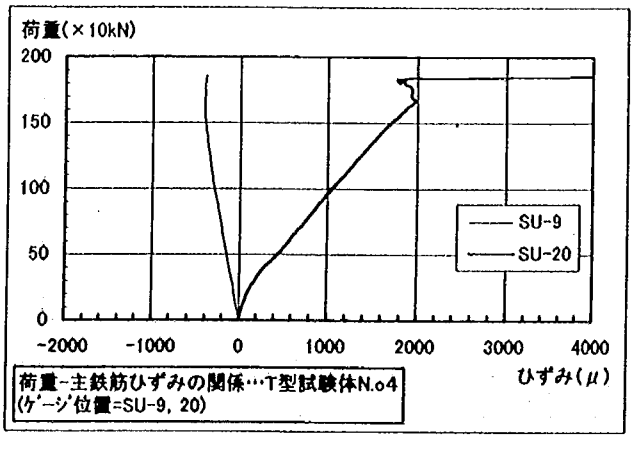




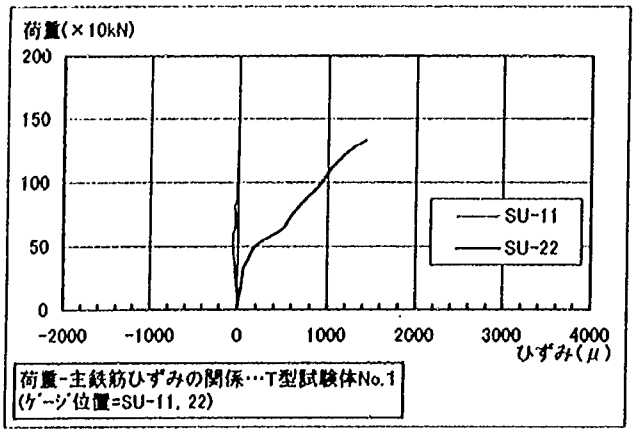


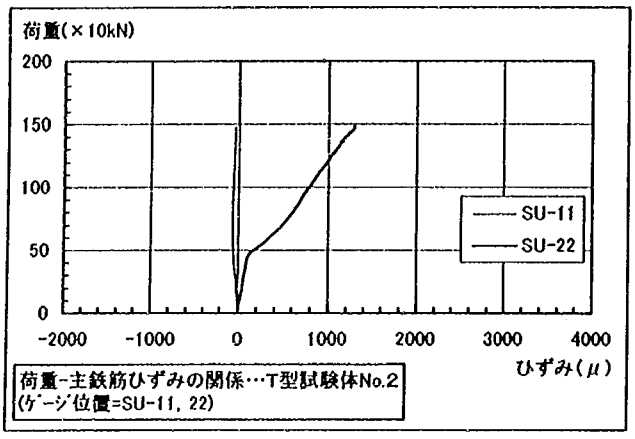


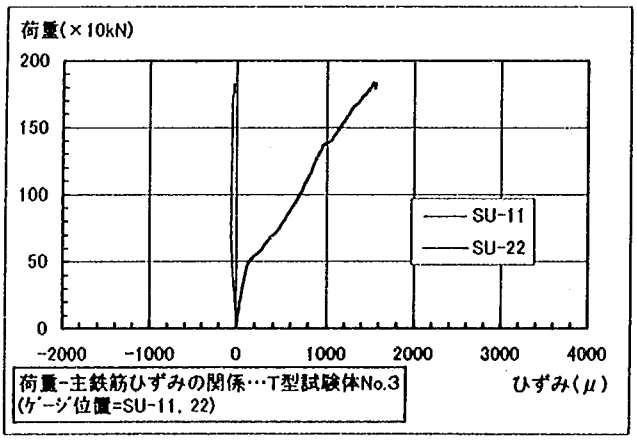


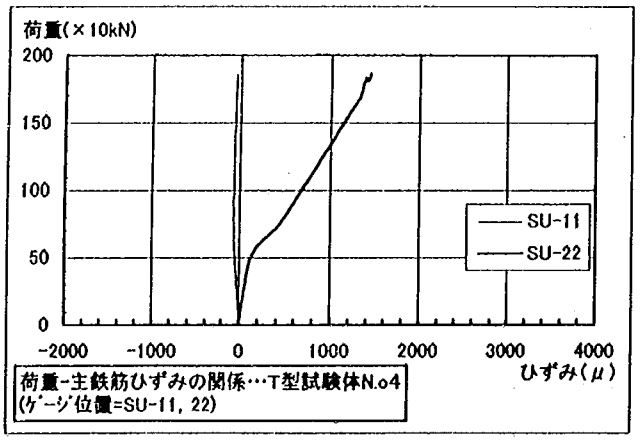


資料図-2.2(3)　T型試験体No.1～4の荷重と主鉄筋ひずみの関係(3)

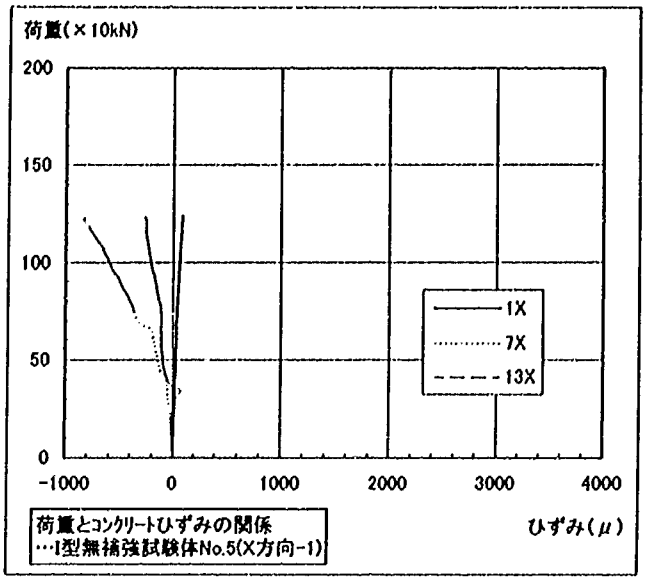


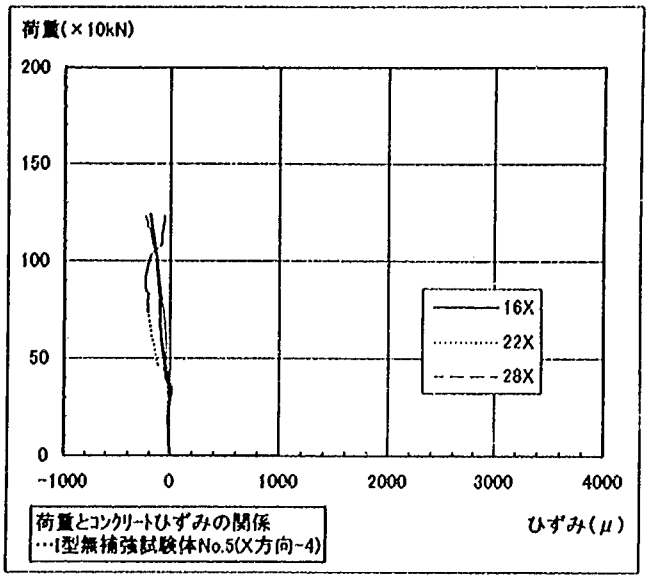


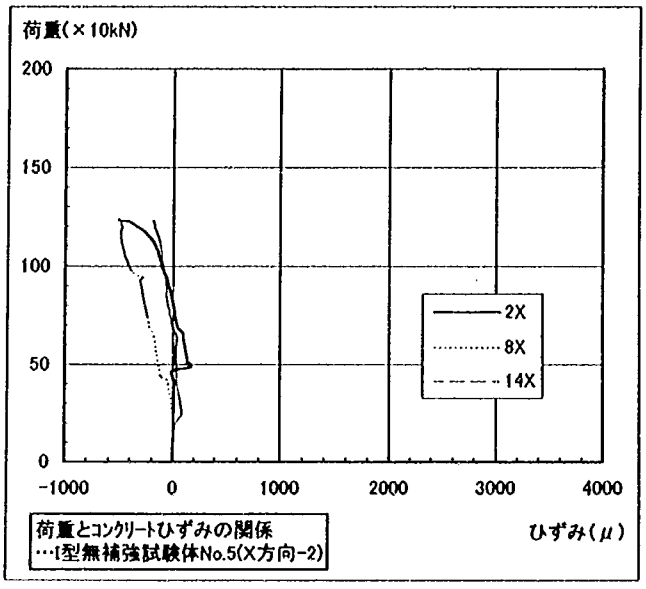


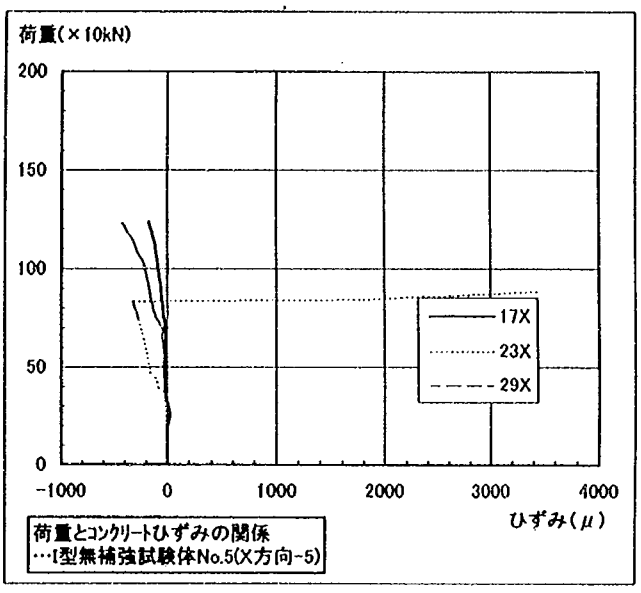


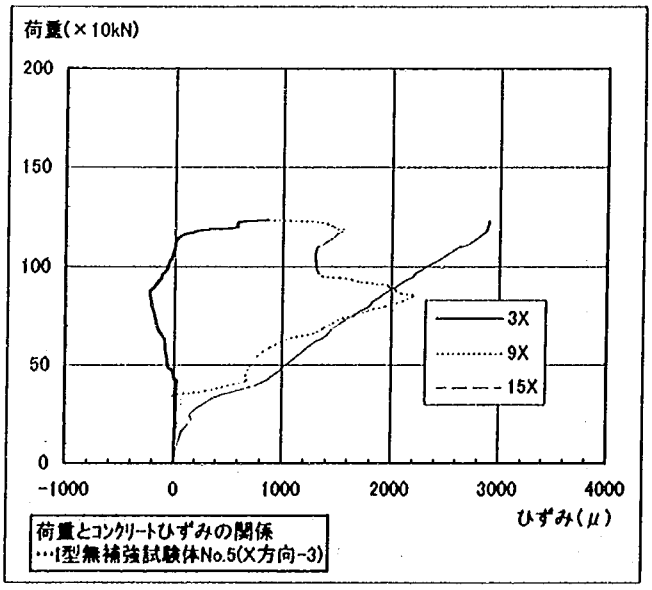
資料図-2.2(4)　T型試験体No.1～4の荷重と主鉄筋ひずみの関係(4)

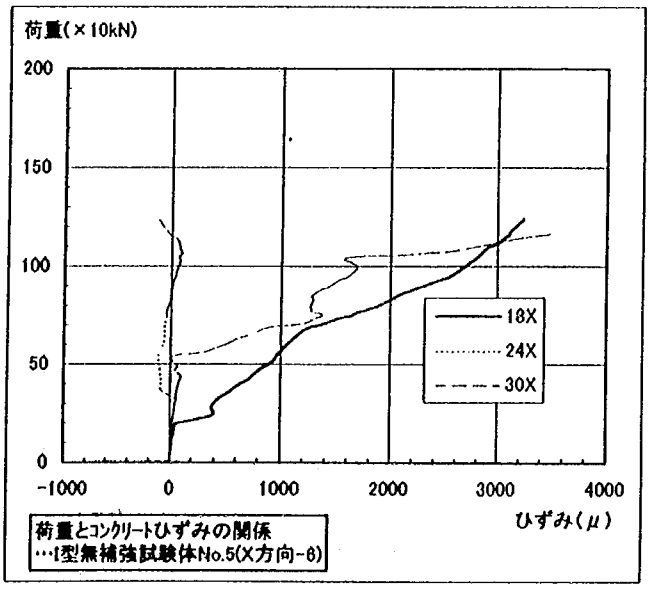




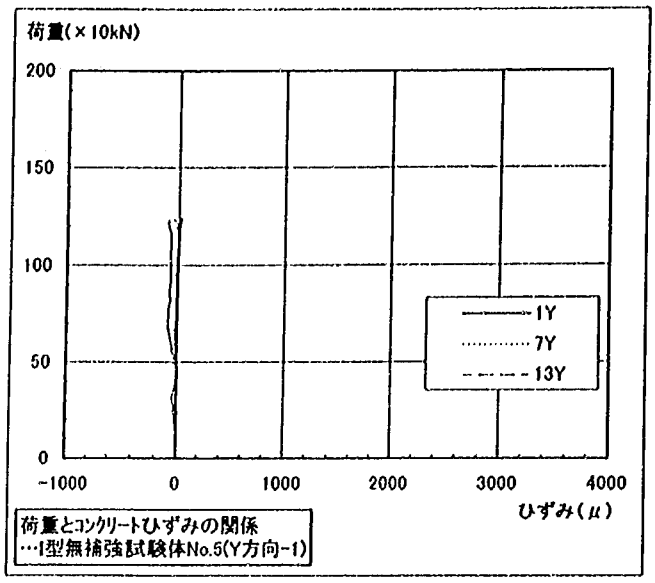


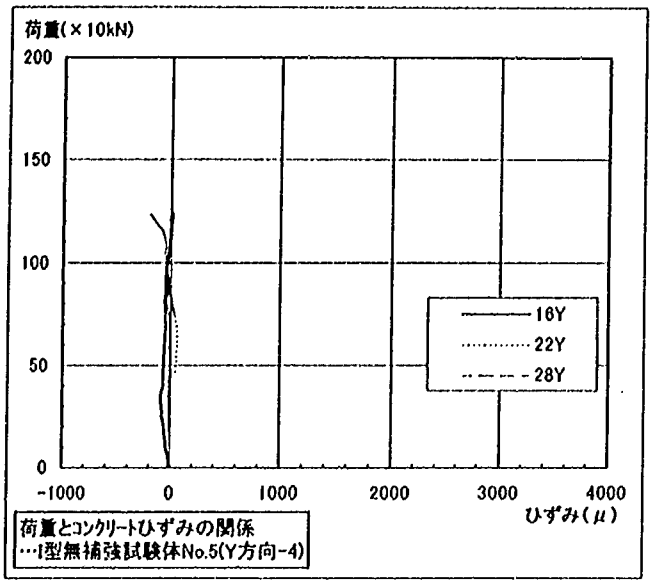


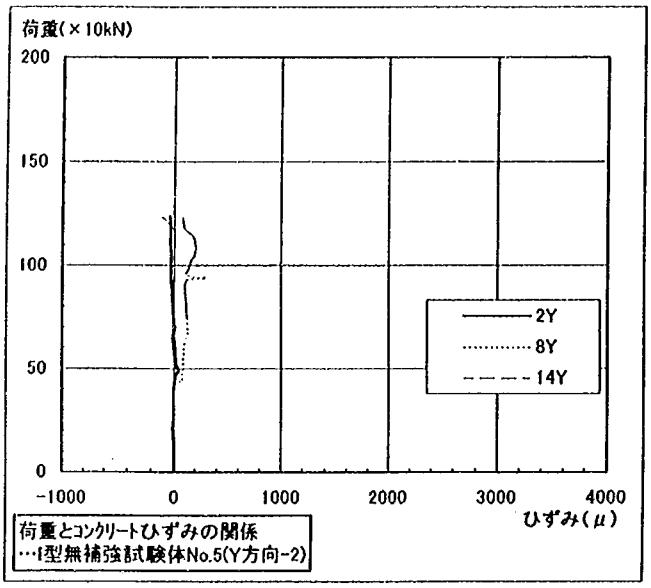


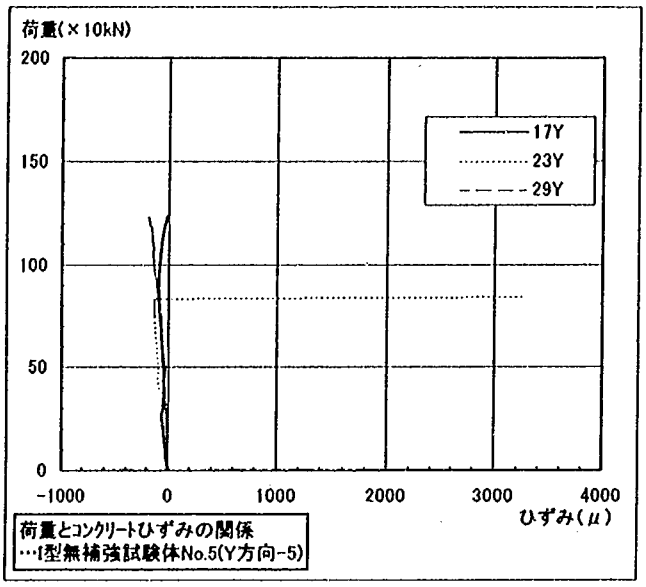


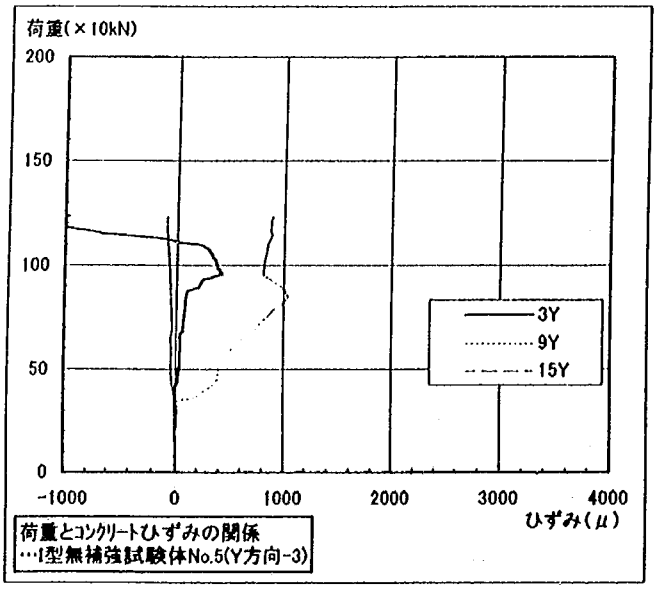
資料図-2.3(1) I桁試験体No.5(無補強)の荷重とコンクリートひずみの関係(1)

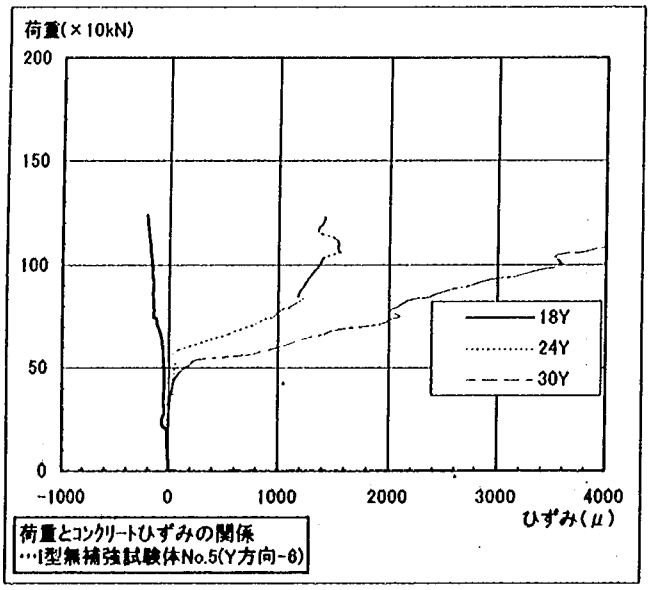




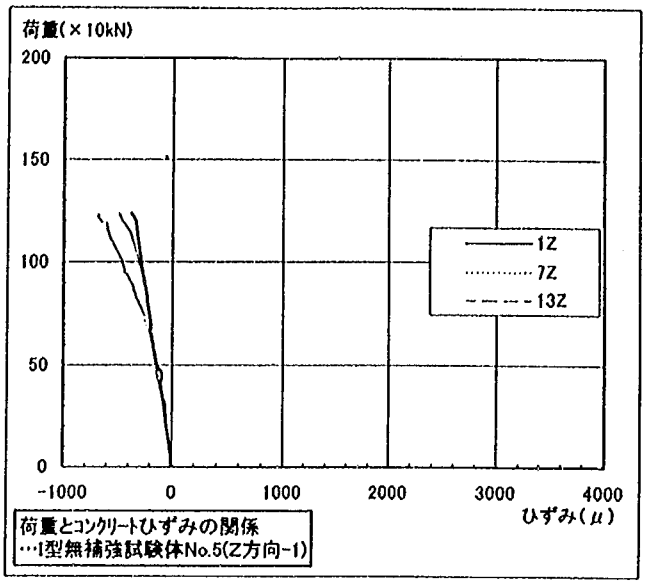


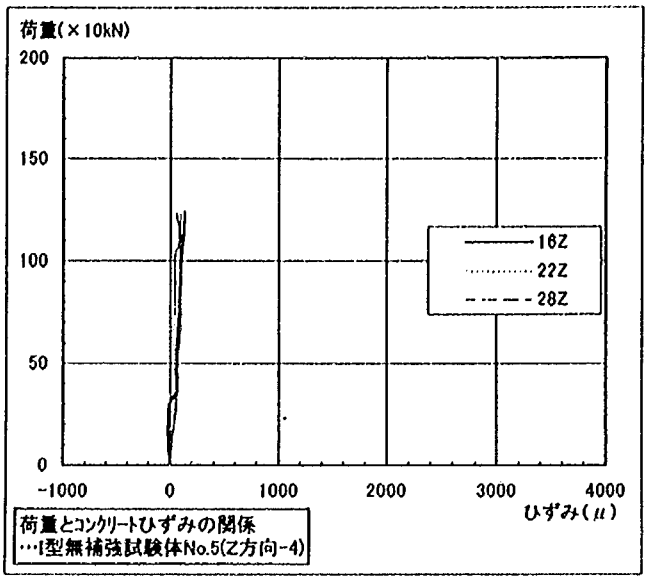


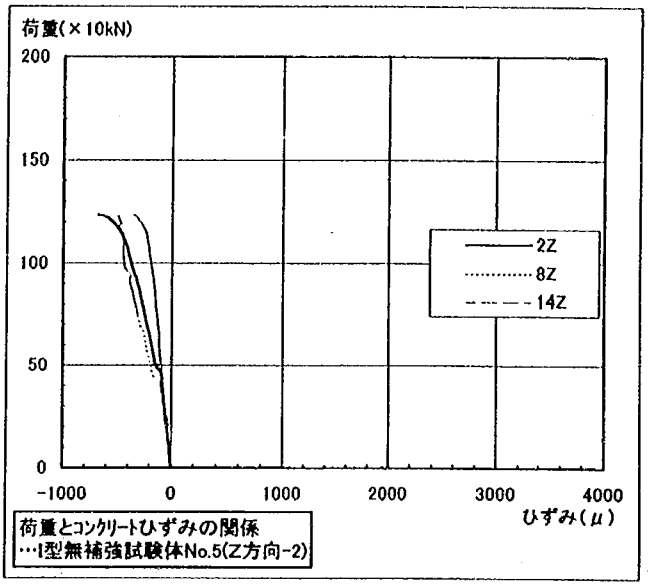


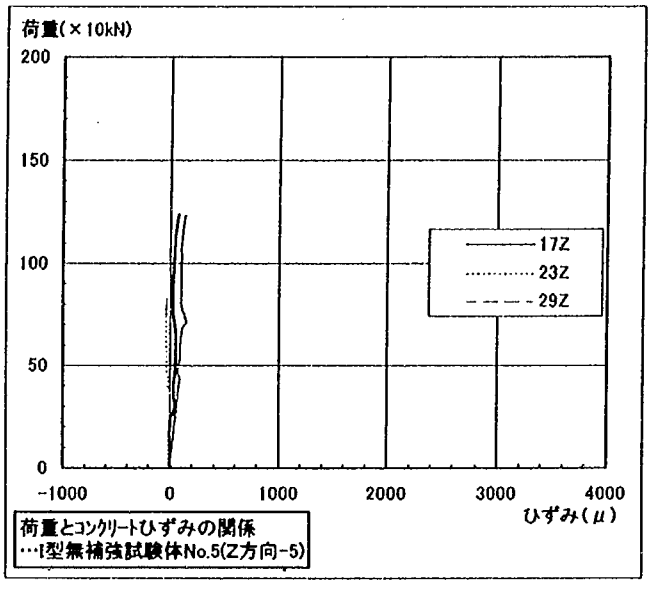


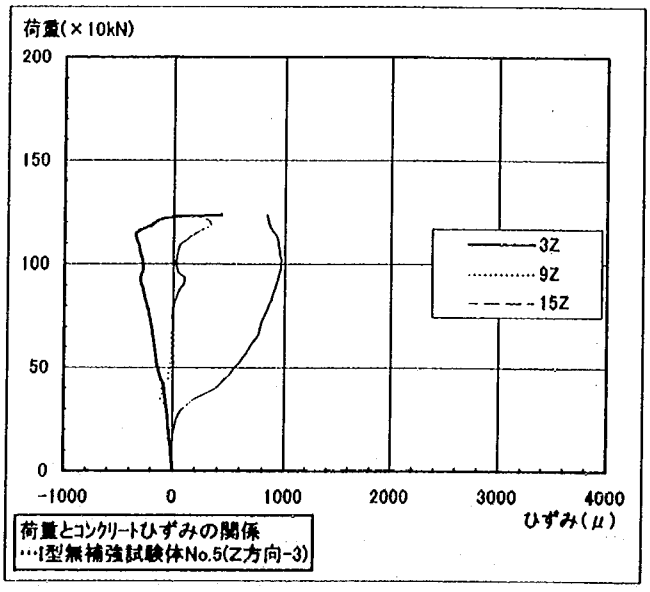
資料図-2.3(2)　I桁試験体No.5(無補強)の荷重とコンクリートひずみの関係(2)

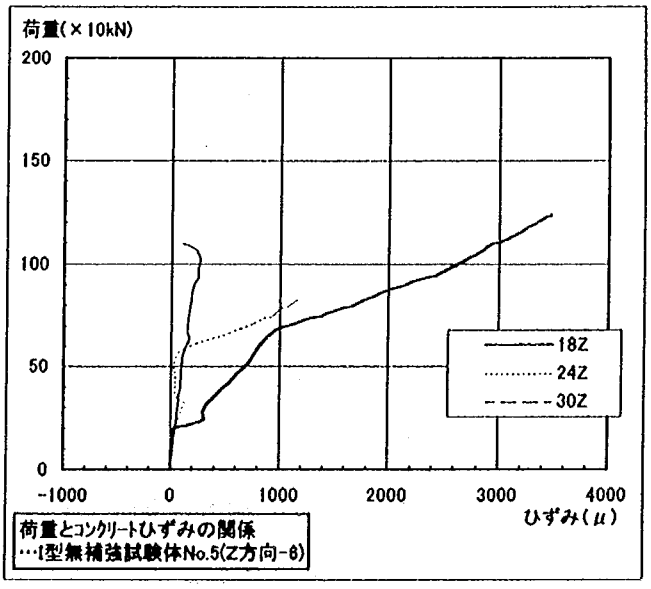




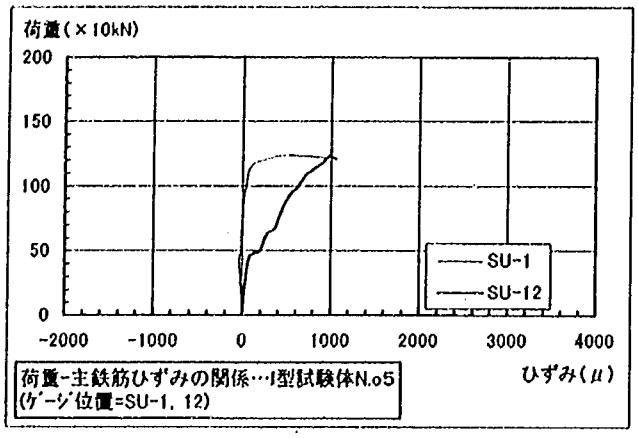


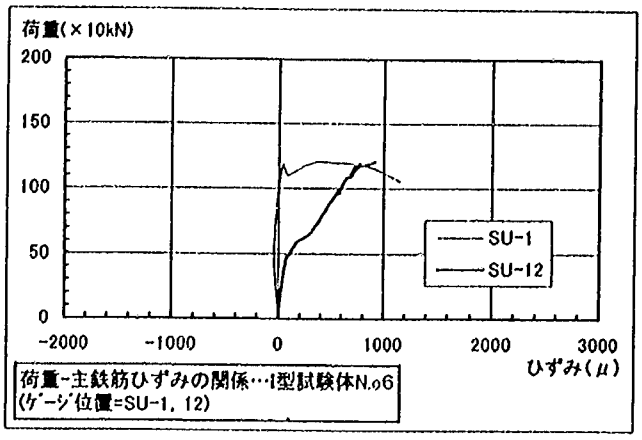


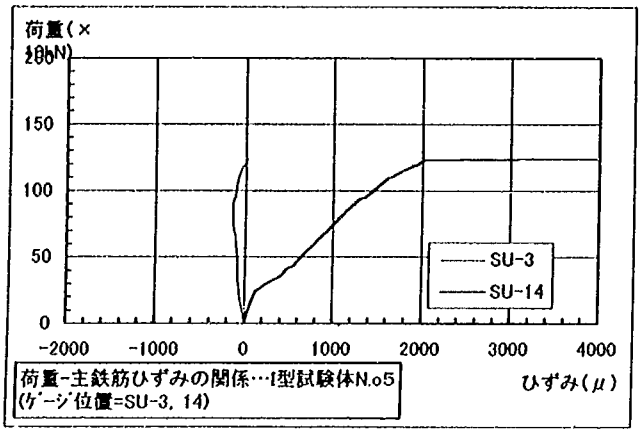


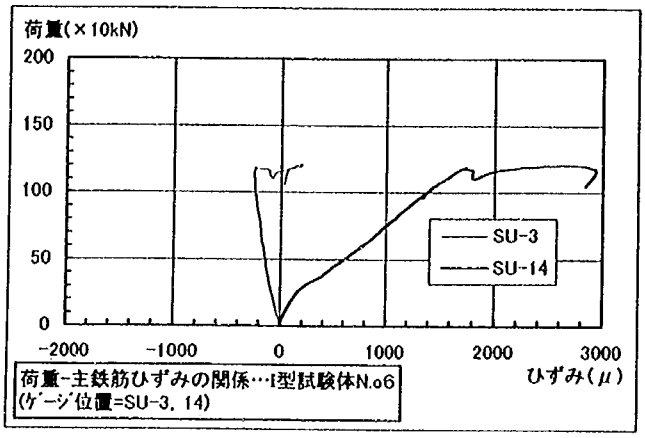


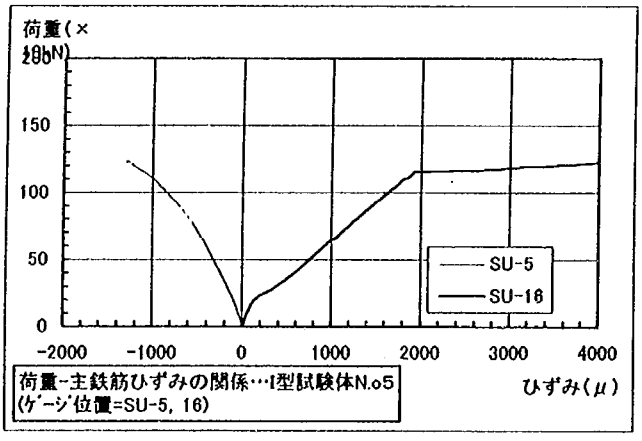
資料図-2.3(3)　I桁試験体No.5(無補強)の荷重とコンクリートひずみの関係(3)

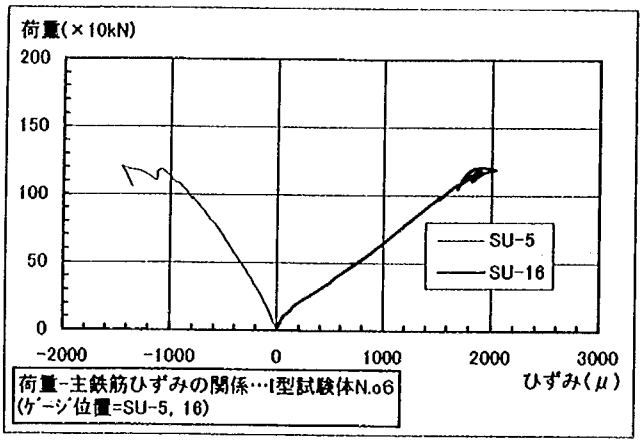


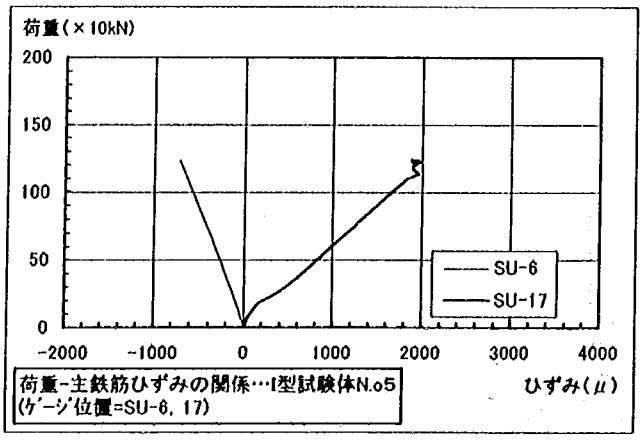


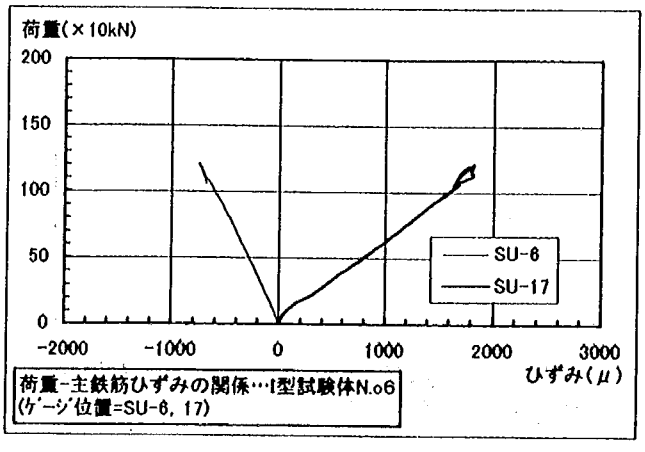




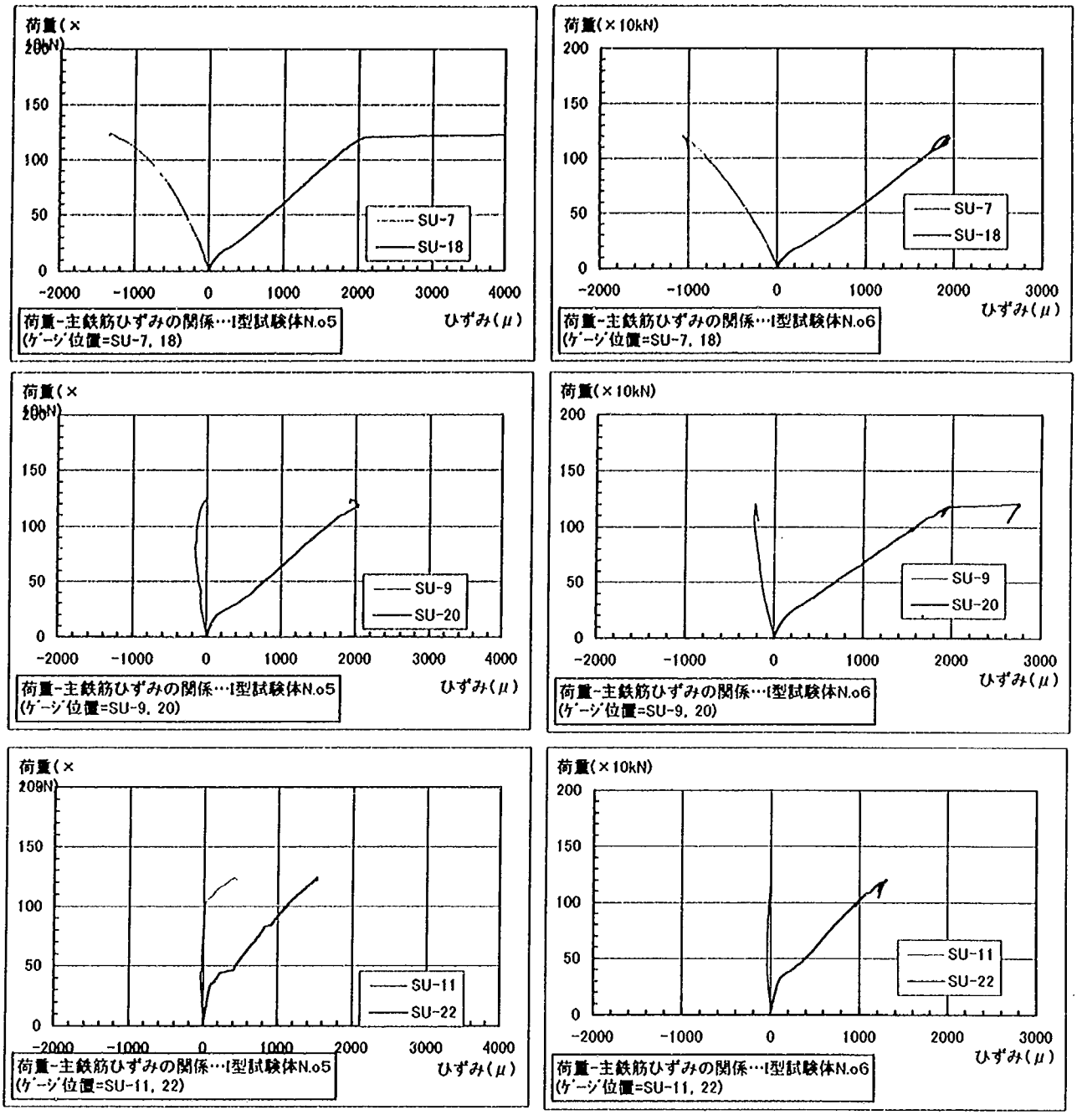








資料図-2.4(1) I型試験体No.5～6の荷重と主鉄筋ひずみの関係(1)



資料図-2.4(2) I型試験体No.5～6の荷重と主鉄筋ひずみの関係(2)

付属資料－３　　スターラップのひずみ

3.1　Ｔ型試験体のスターラップのひずみ

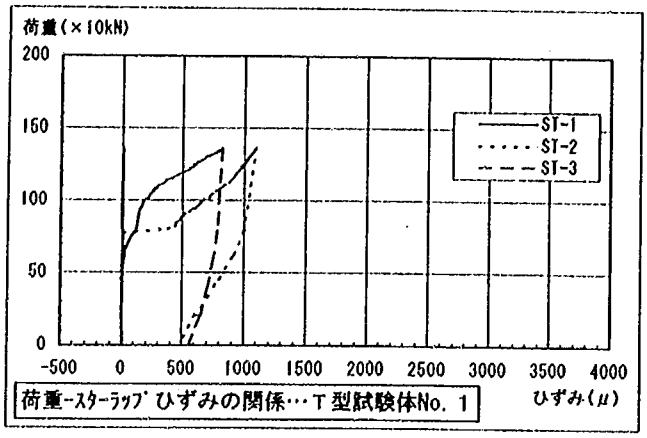
Ｔ型試験体No.1～4の荷重とスターラップのひずみの関係を資料図-3.1(1)～(5)に示す。
ひずみゲージNo.と資料図との対応は次の通り。

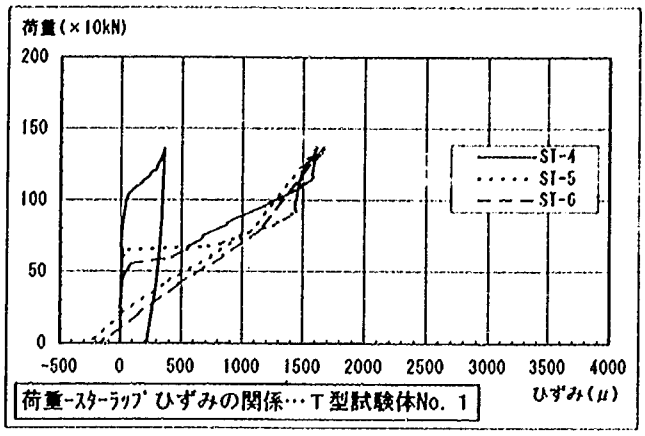
スターラップのひずみゲージ	No.ST- 1～ 6	：	資料図-3.1(1)
	No.ST- 7～12	：	資料図-3.1(2)
	No.ST-13～18	：	資料図-3.1(3)
	No.ST-19～24	：	資料図-3.1(4)
	No.ST-25～30	：	資料図-3.1(5)

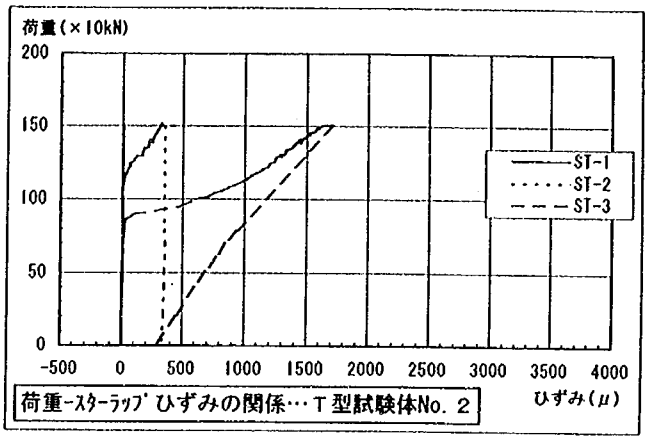
3.2　Ｉ型試験体のスターラップのひずみ

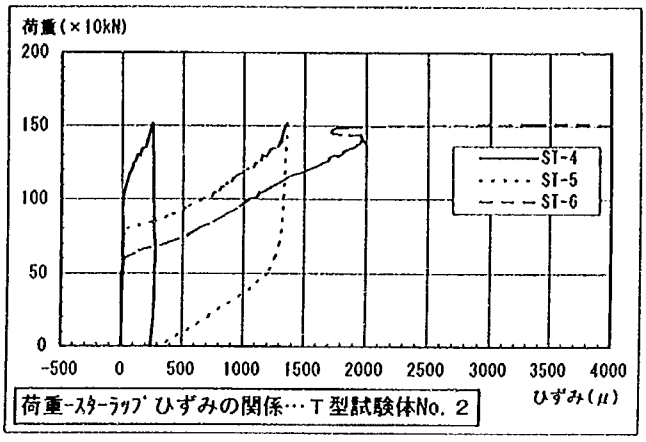
Ｉ型試験体No.5～6の荷重とスターラップのひずみの関係を資料図-3.2(1)～(3)に示す。
ひずみゲージNo.と資料図との対応は次の通り。

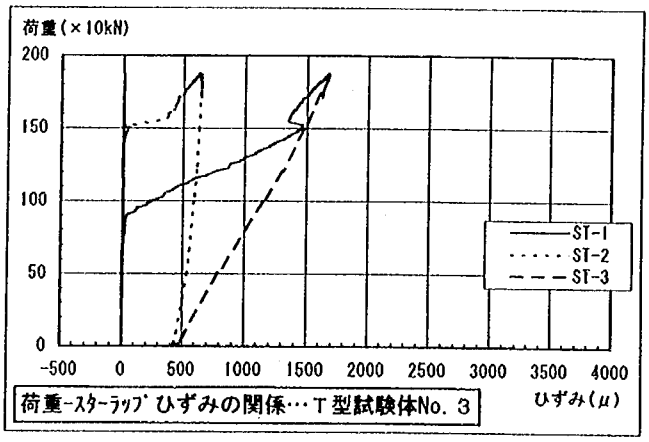
スターラップのひずみゲージ	No.ST- 1～12	：	資料図-3.2(1)
	No.ST-13～24	：	資料図-3.2(2)
	No.ST-25～30	：	資料図-3.2(3)

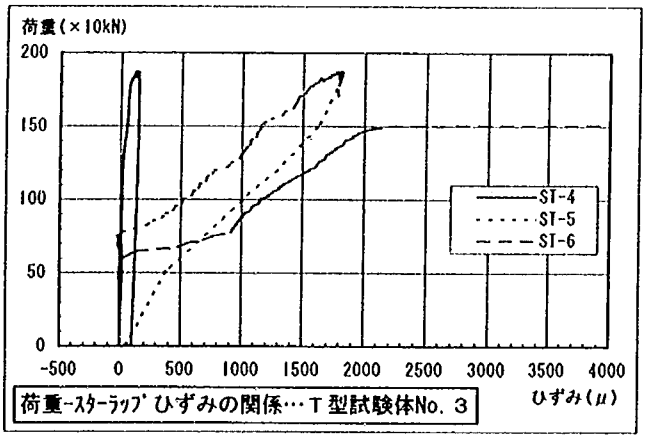


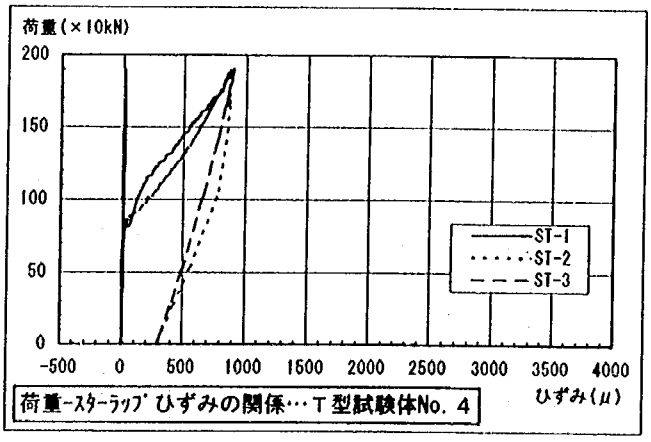


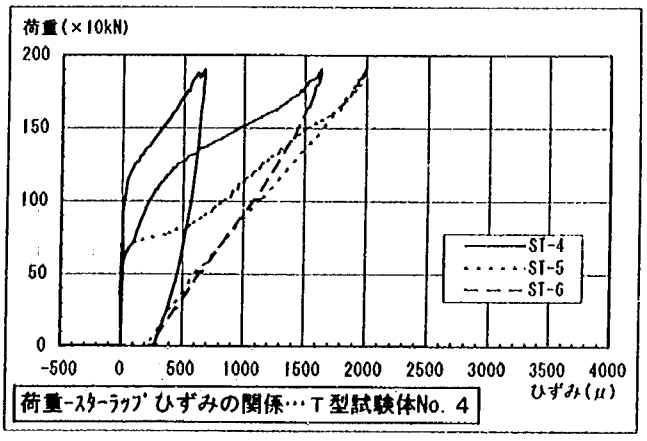




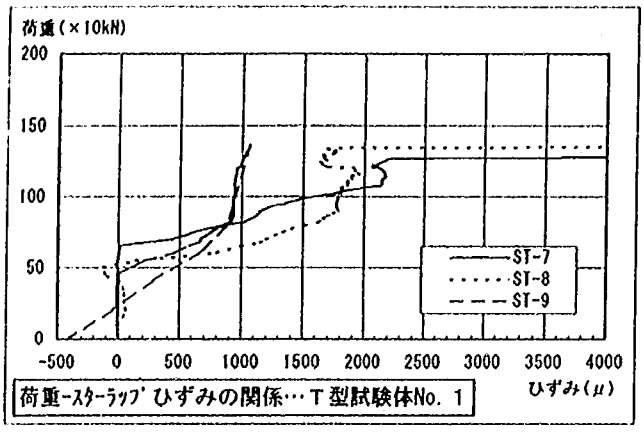


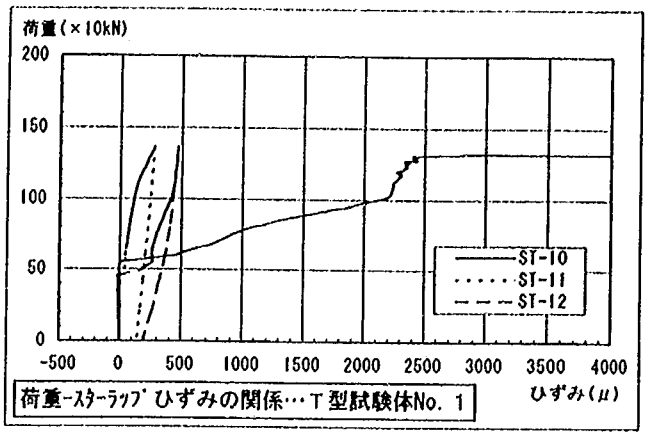


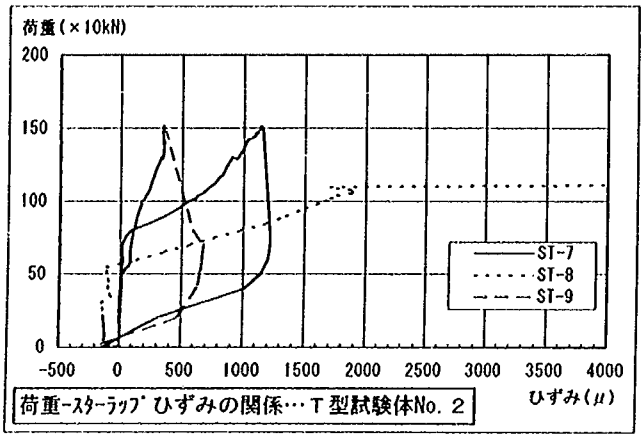


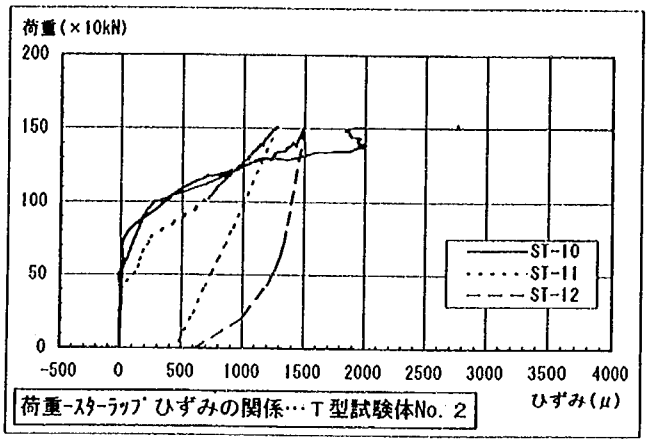


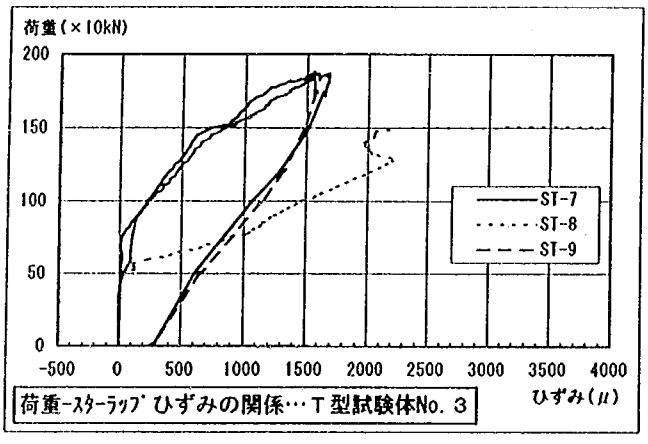
資料図-3.1(1)　T型試験体の荷重とスターラップひずみの関係(1)　[ST-1～6]

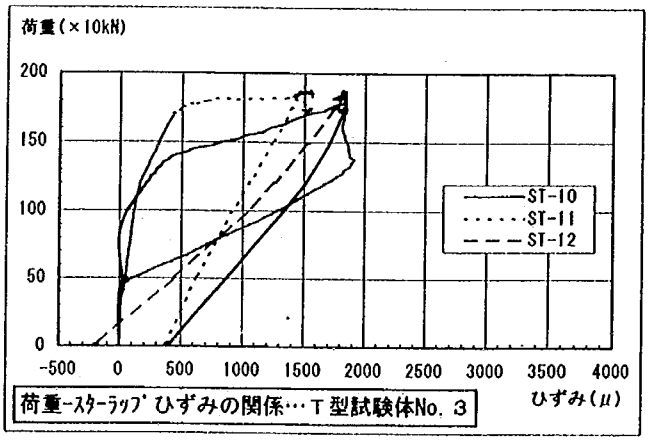


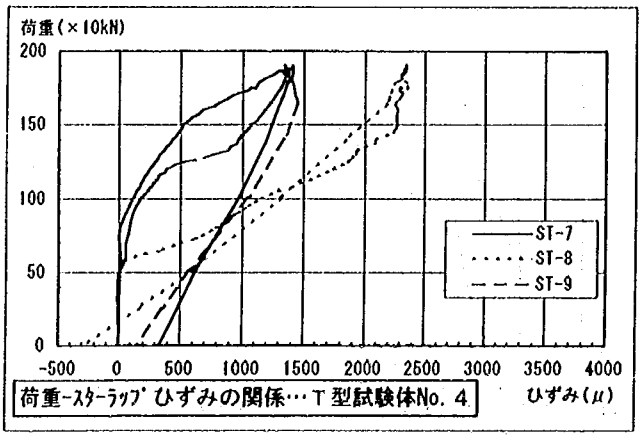


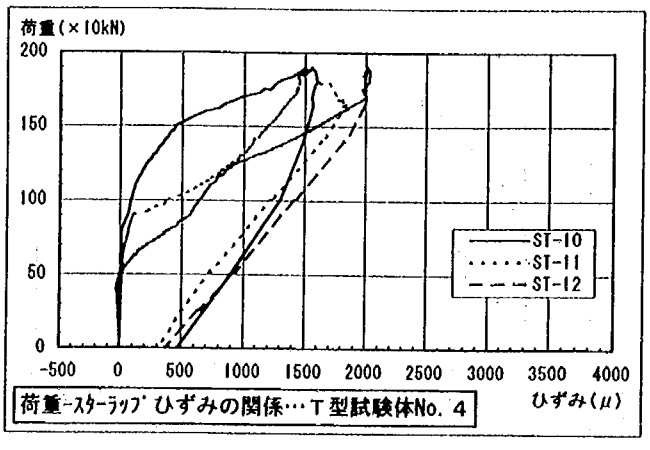




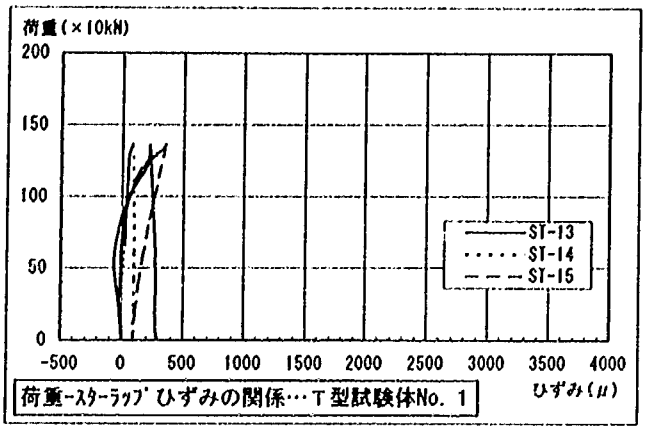


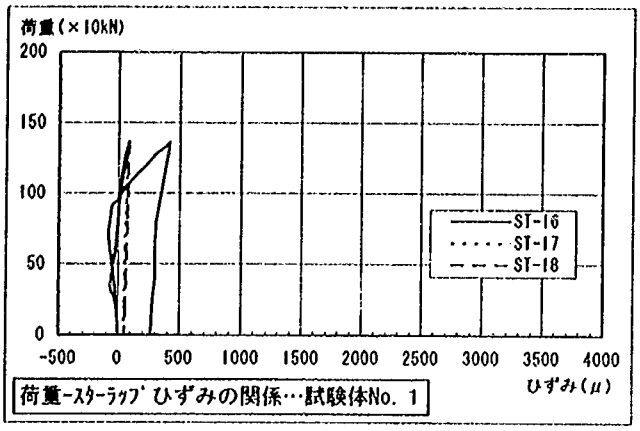


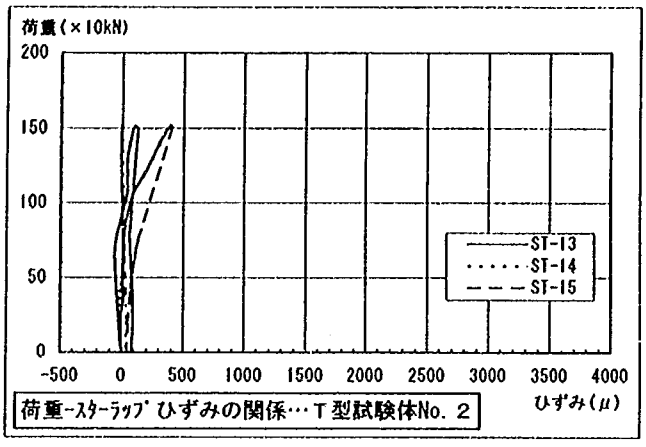


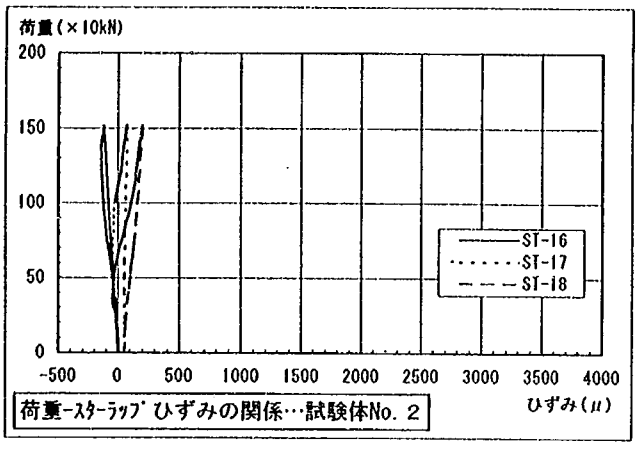


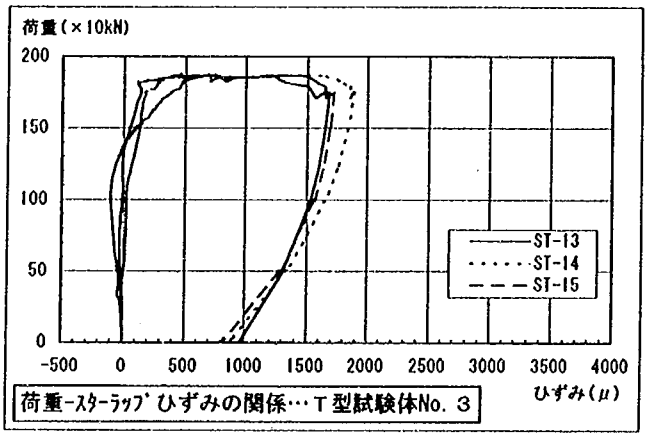
資料図-3.1(2)　T型試験体の荷重とスターラップひずみの関係(2)　[ST-7～12]

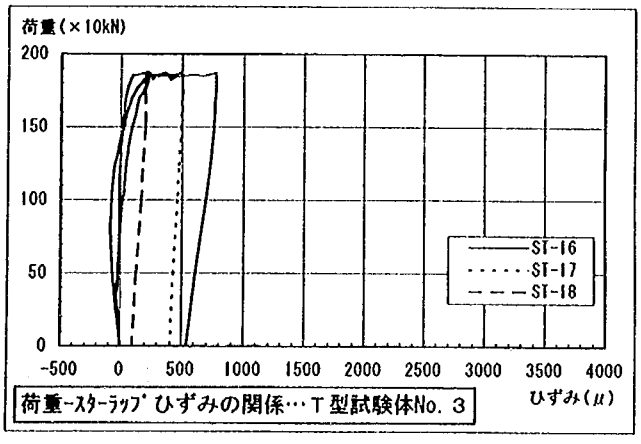


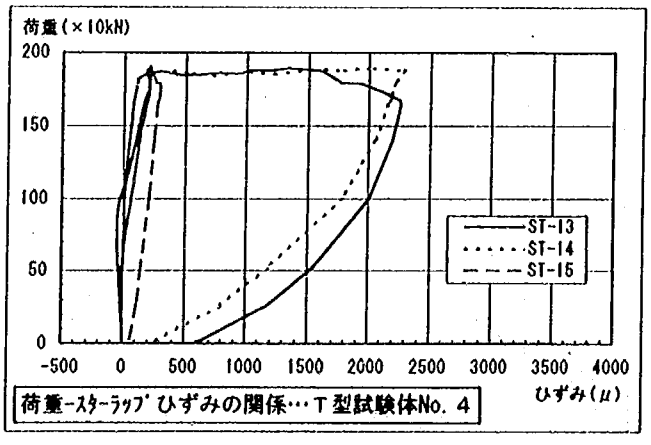


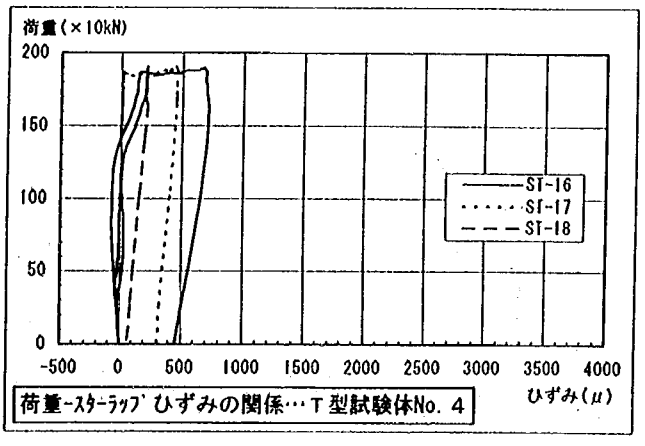




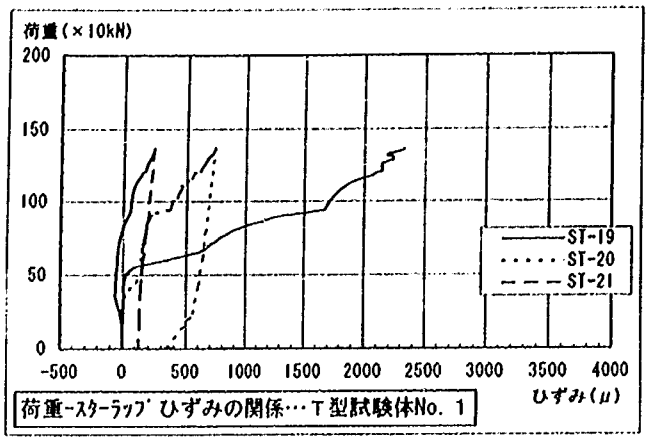


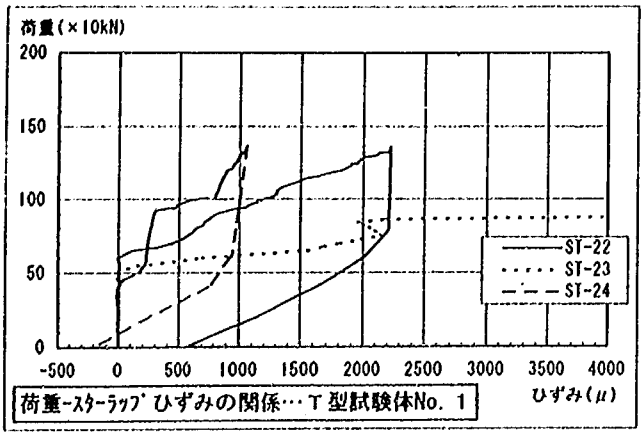


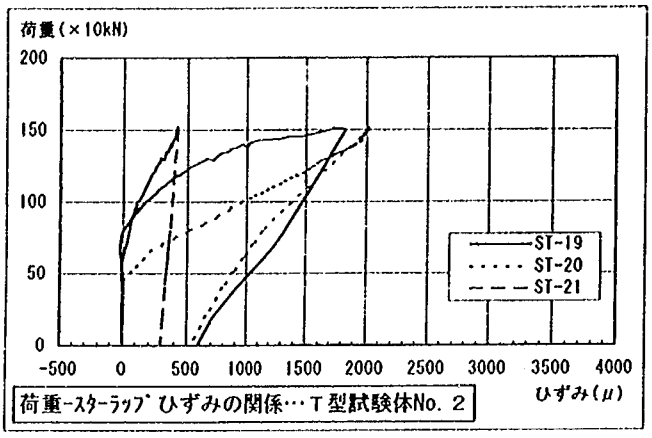


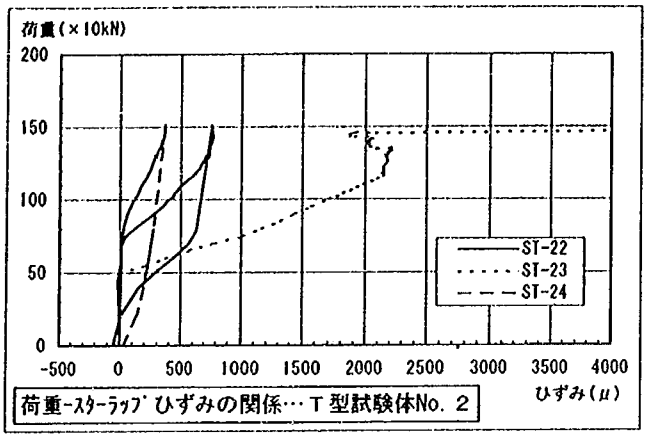


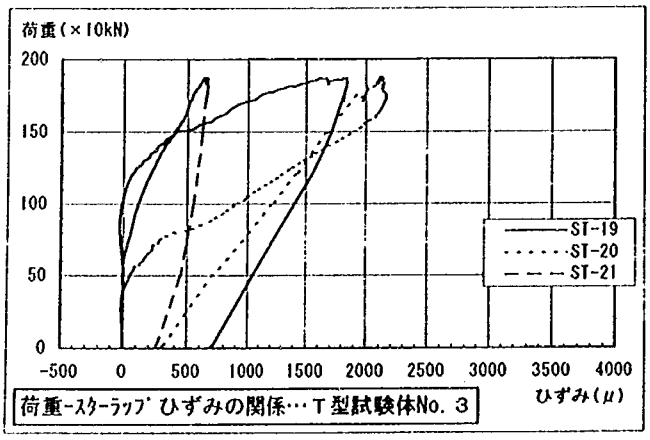
資料図-3.1(3)　T型試験体の荷重とスターラップひずみの関係(3)　[ST-13～18]

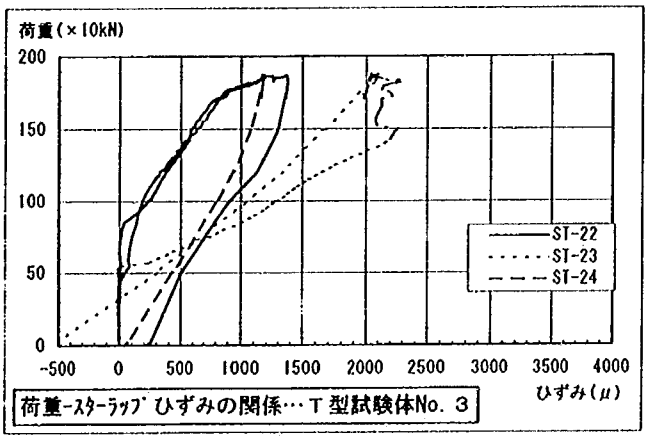


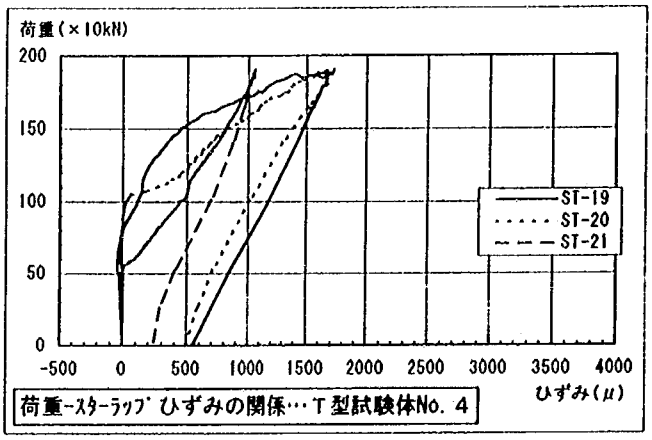


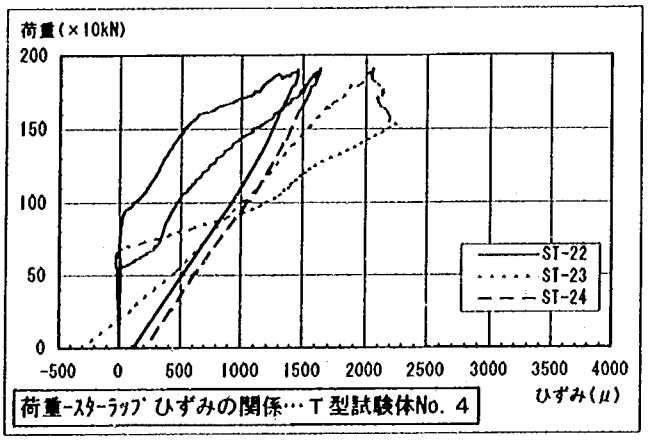




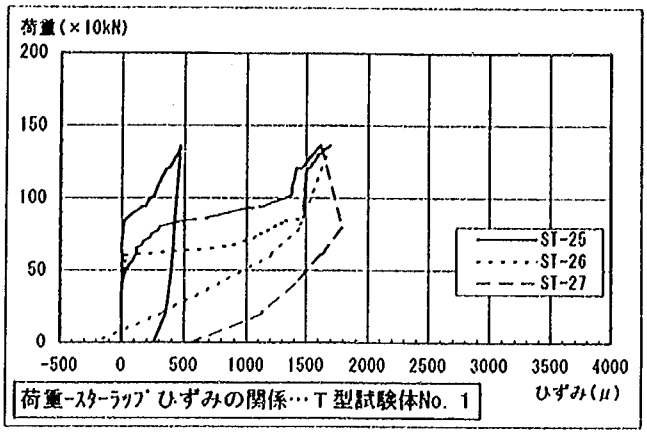


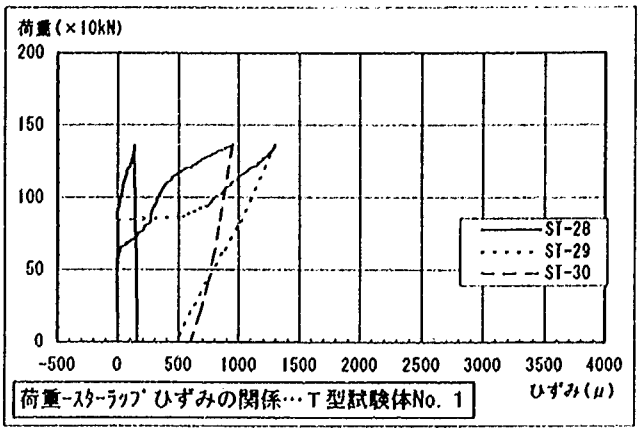


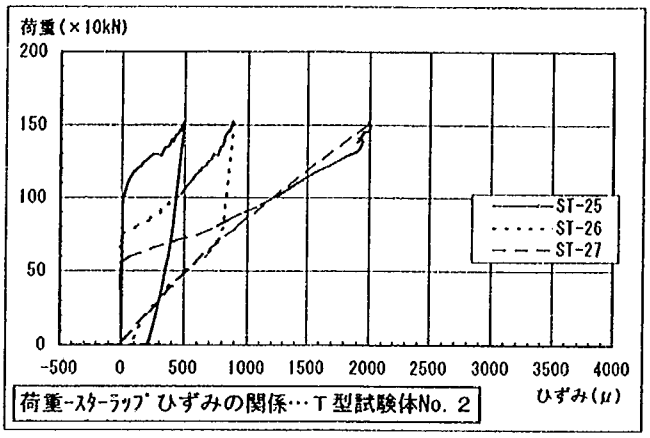


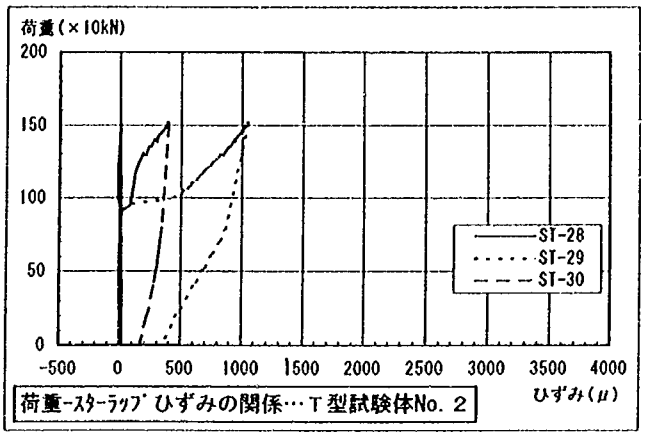


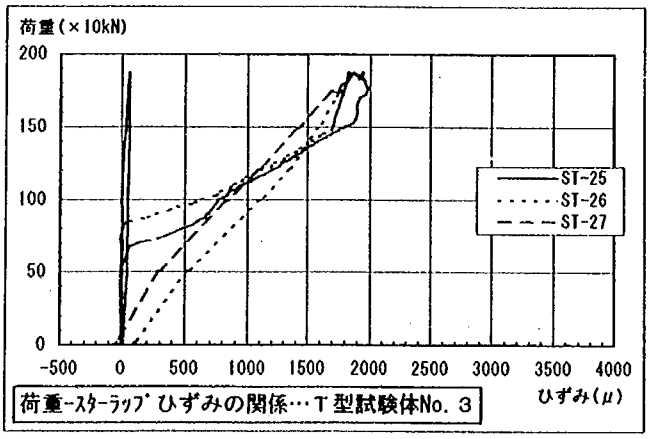
資料図-3.1(4)　T型試験体の荷重とスターラップひずみの関係(4)　[ST-19～24]

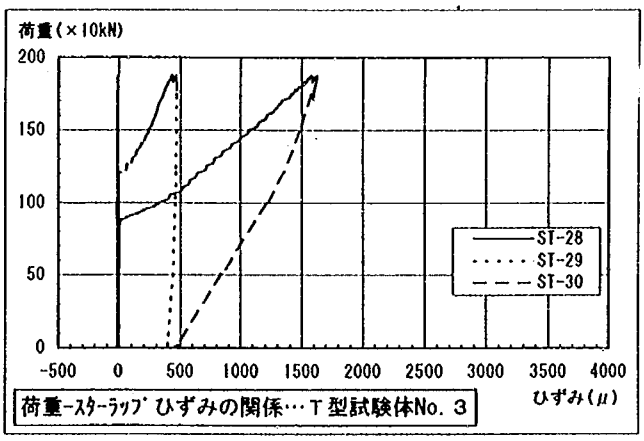


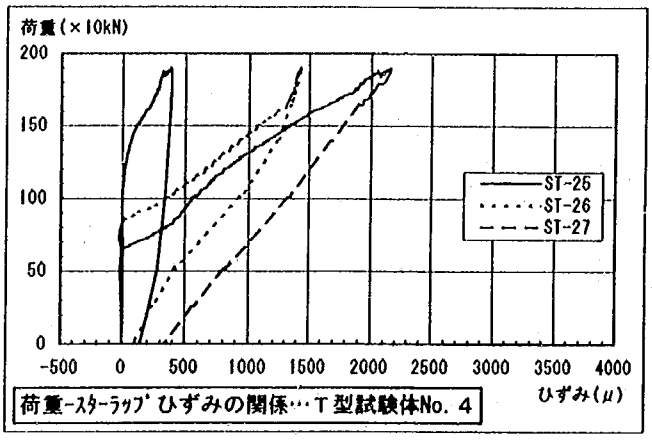


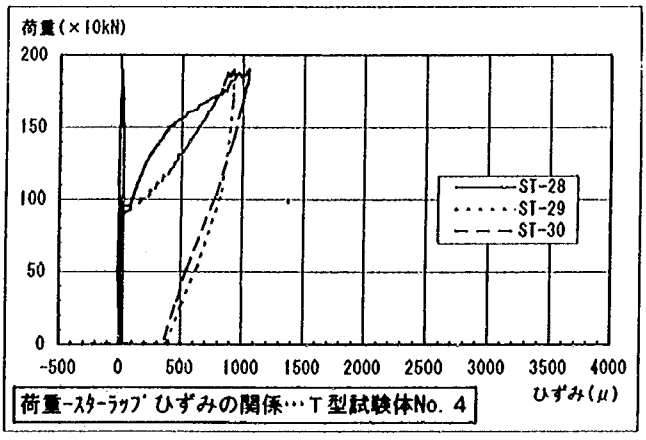




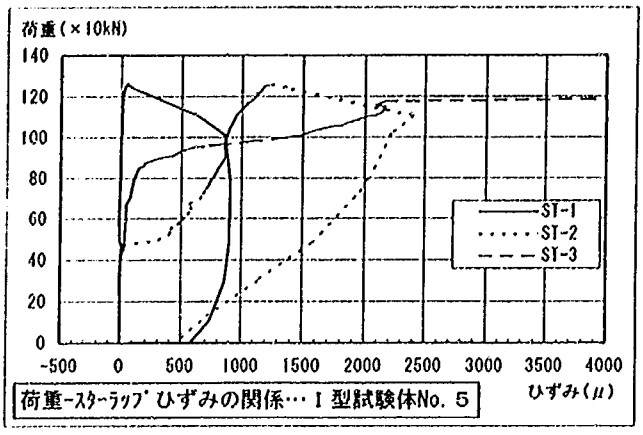


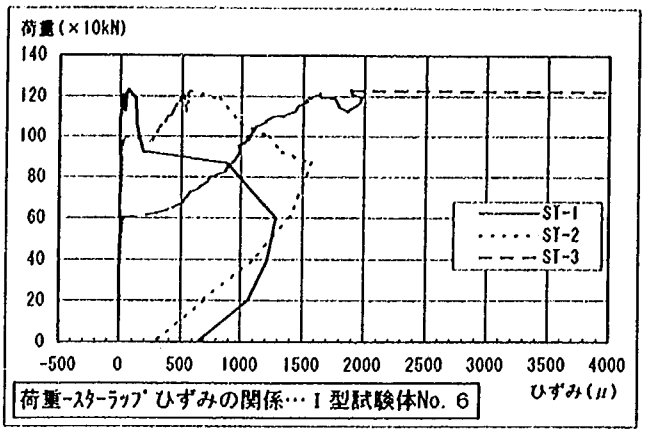


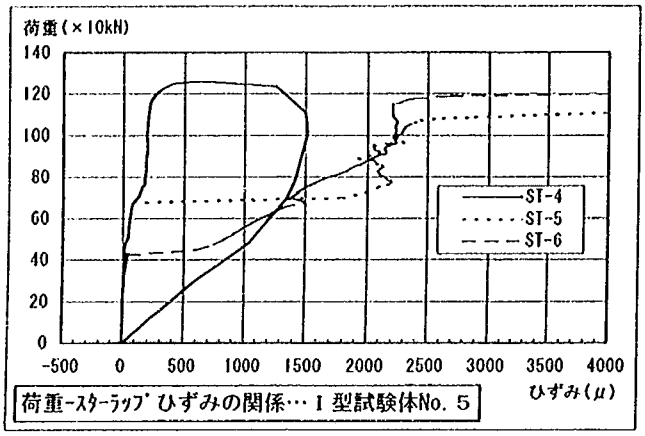


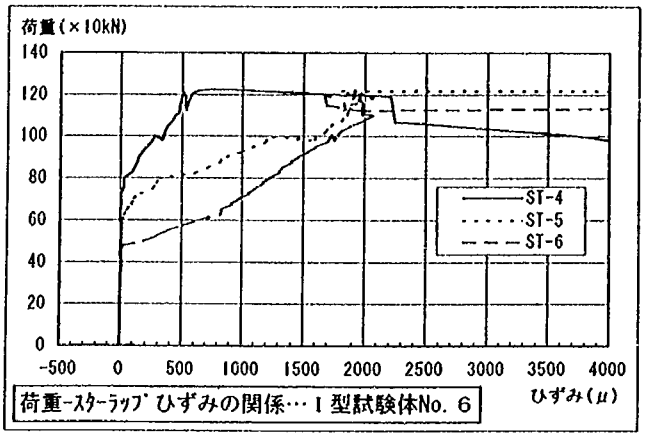


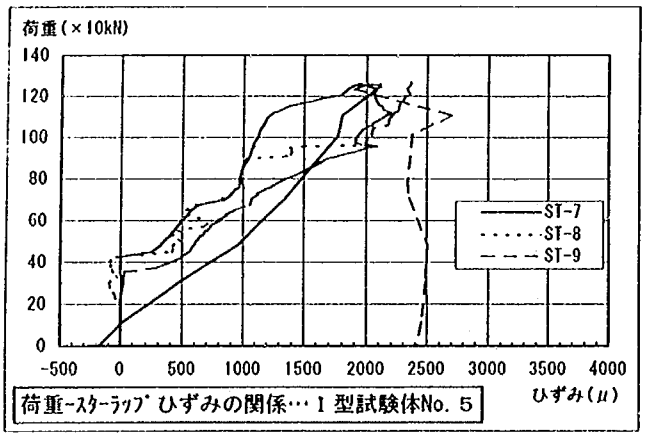
資料図-3.1(5)　T型試験体の荷重とスターラップひずみの関係(5)　[ST-25～30]

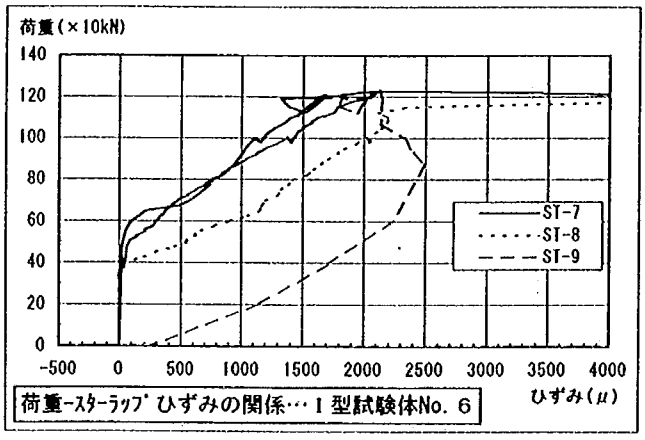


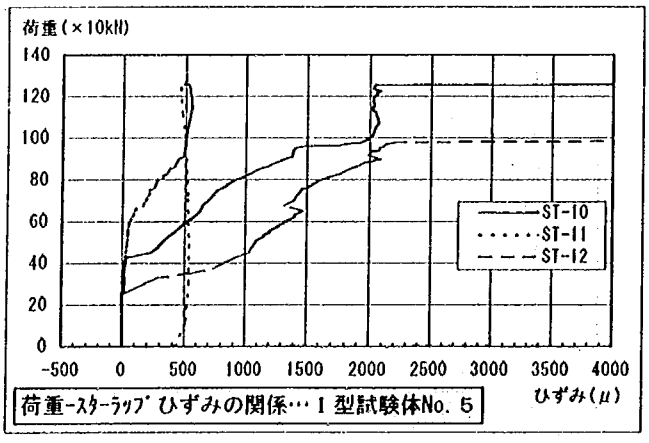


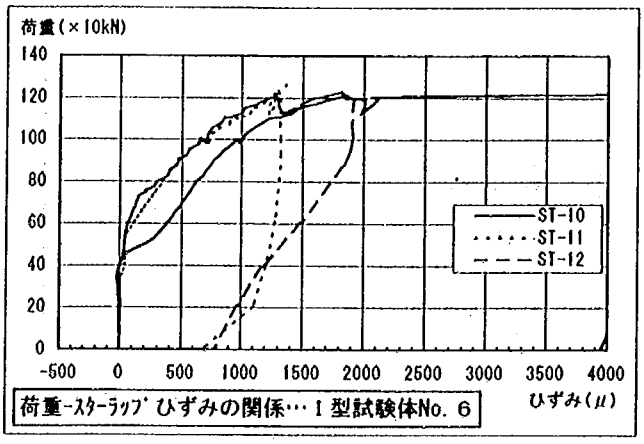




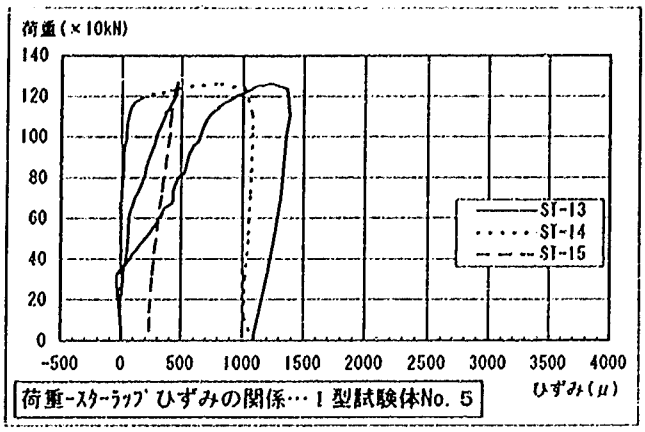


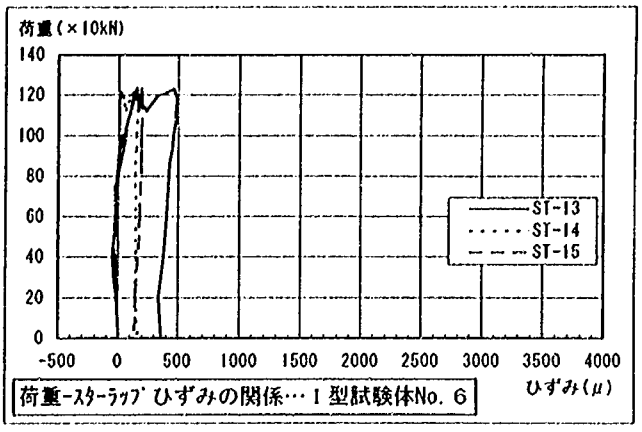


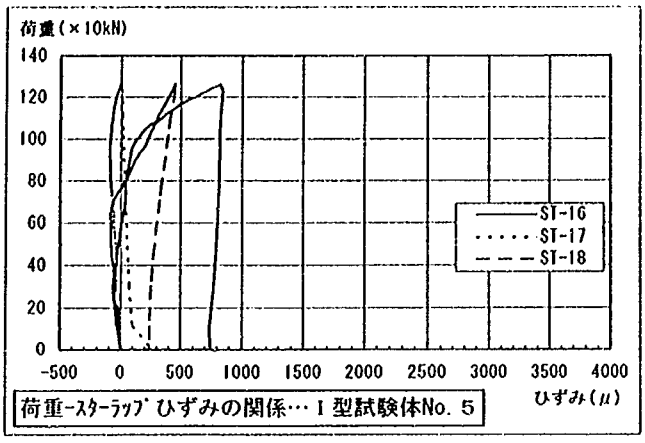


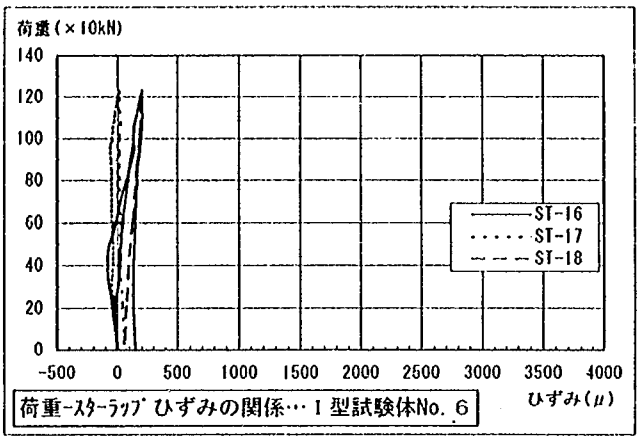


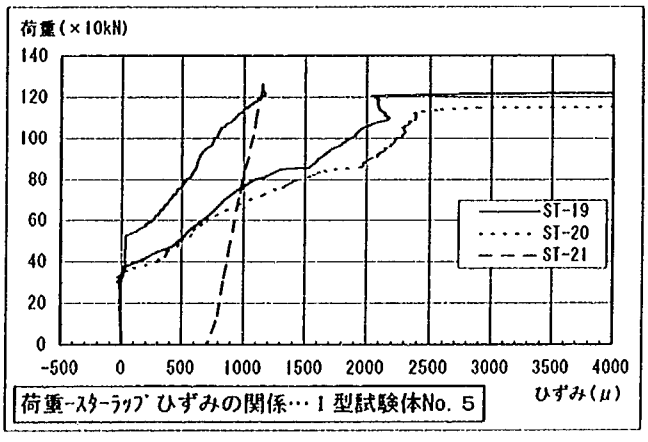
資料図-3.2(1)　I 型試験体の荷重とスターラップひずみの関係(1)　〔ST-1～12〕

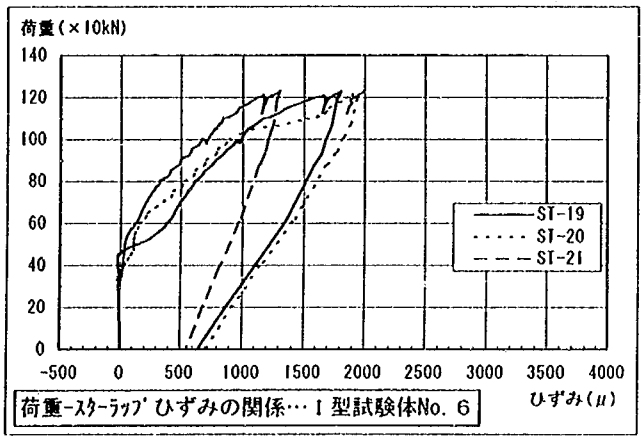


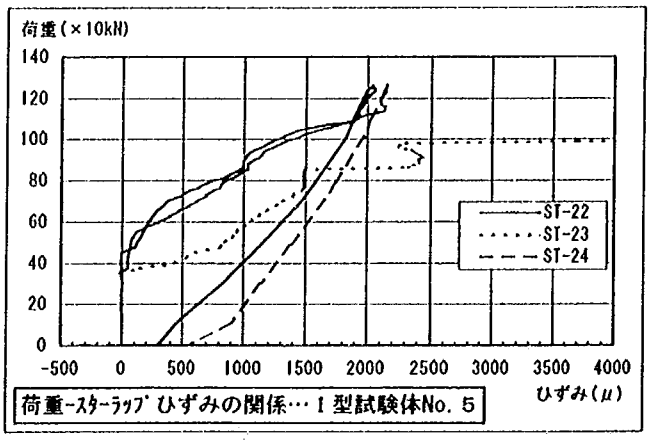


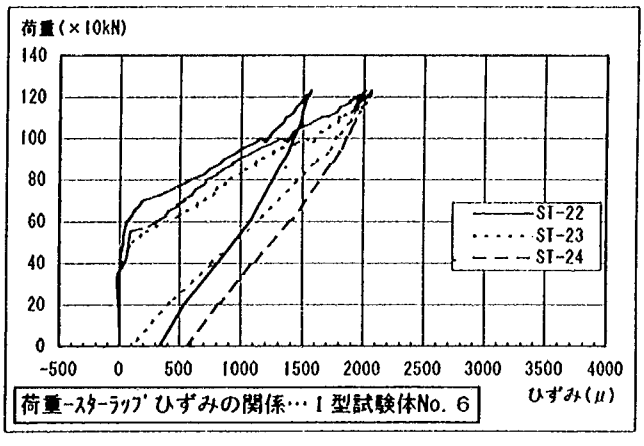




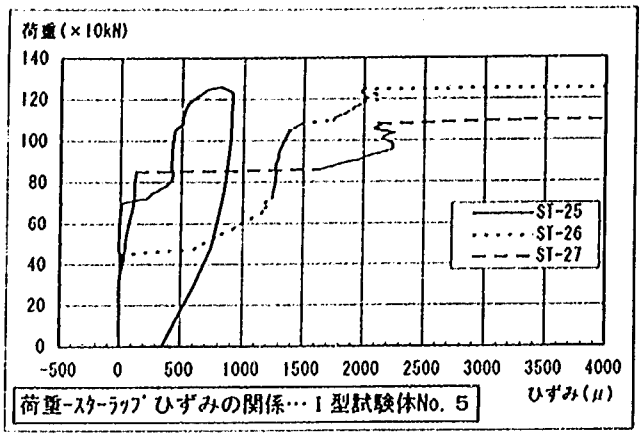


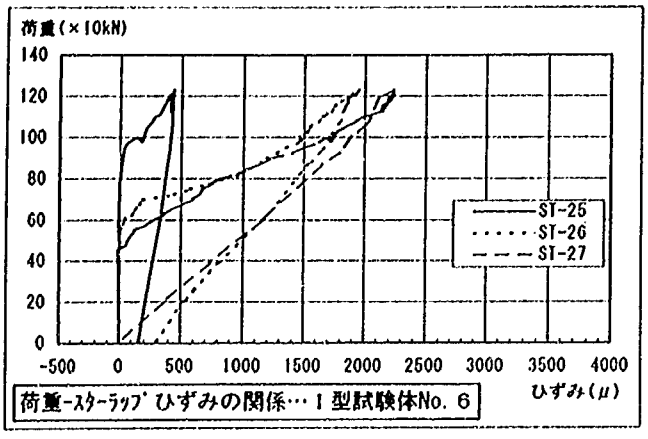


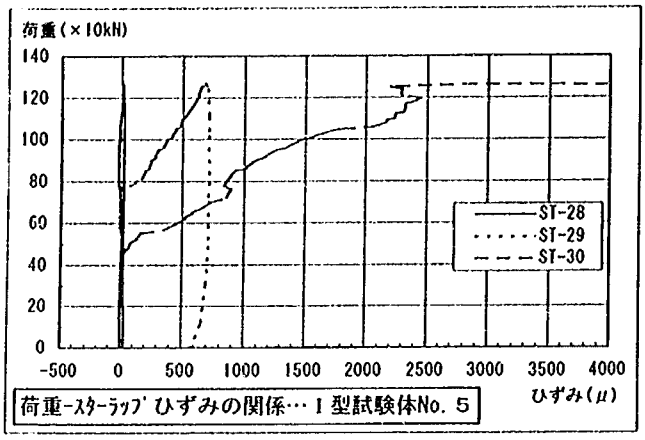


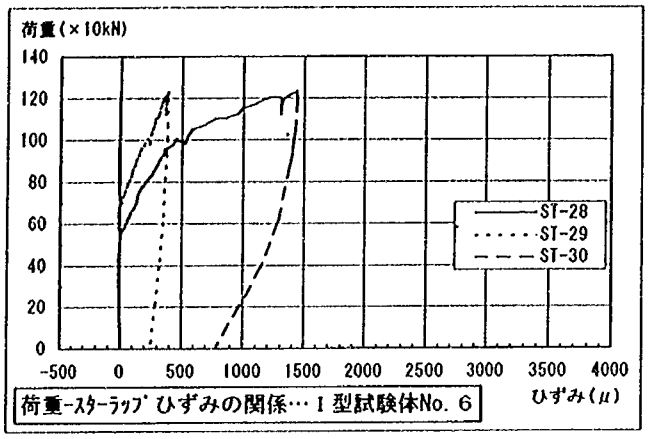


資料図-3.2(2)　I 型試験体の荷重とスターラップひずみの関係(2)　[ST-13～24]









資料図-3.2(3)　I 型試験体の荷重とスクーラップひずみの関係(3)　〔ST-25～30〕

付属資料－４　　ＣＦＲＰシートのひずみ

Ｔ型およびＩ型各試験体の荷重とＣＦＲＰシートのひずみの関係を資料図-4(1)～(15)に示す。
ひずみゲージNo.と資料図との対応は次の通り。

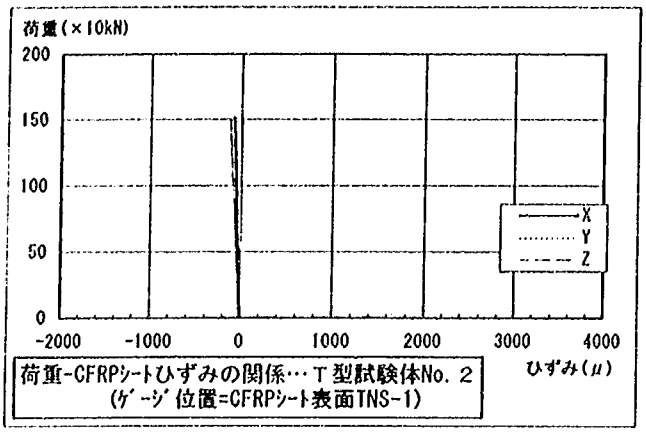
ＣＦＲＰシートのひずみゲージ	No. TNS- 1～ 2	：	資料図-4(1)
	No. TNS- 3～ 4	：	資料図-4(2)
	No. TNS- 5～ 6	：	資料図-4(3)
	No. TNS- 7～ 8	：	資料図-4(4)
	No. TNS- 9～10	：	資料図-4(5)
	No. TNS-11～12	：	資料図-4(6)
	No. TNS-13～14	：	資料図-4(7)
	No. TNS-15～16	：	資料図-4(8)
	No. TNS-17～18	：	資料図-4(9)
	No. TNS-19～20	：	資料図-4(10)
	No. TNS-21～22	：	資料図-4(11)
	No. TNS-23～24	：	資料図-4(12)
	No. TNS-25～26	：	資料図-4(13)
	No. TNS-27～28	：	資料図-4(14)
	No. TNS-29～30	：	資料図-4(15)

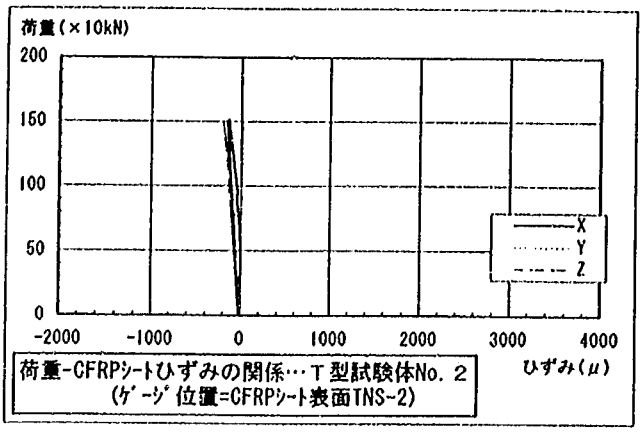
なお、図中X, Y, Zはそれぞれ次のひずみを示す。

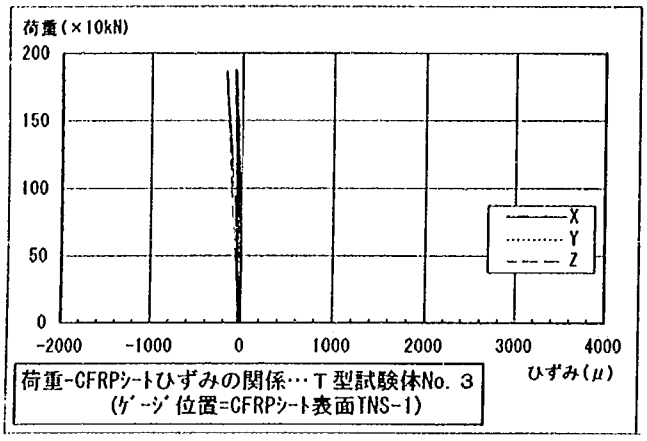
X：試験体けた軸方向のひずみ

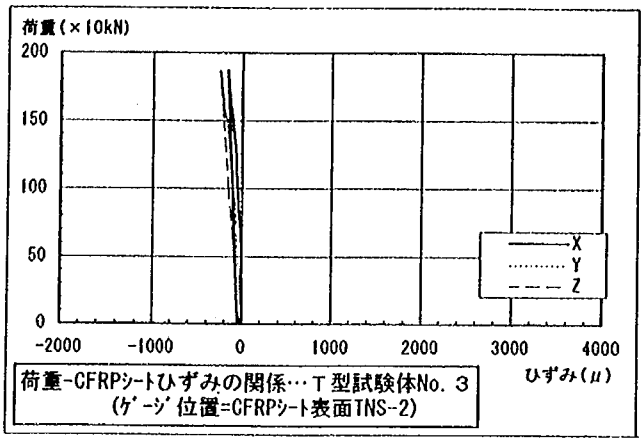
Y：試験体けた軸直角方向のひずみ

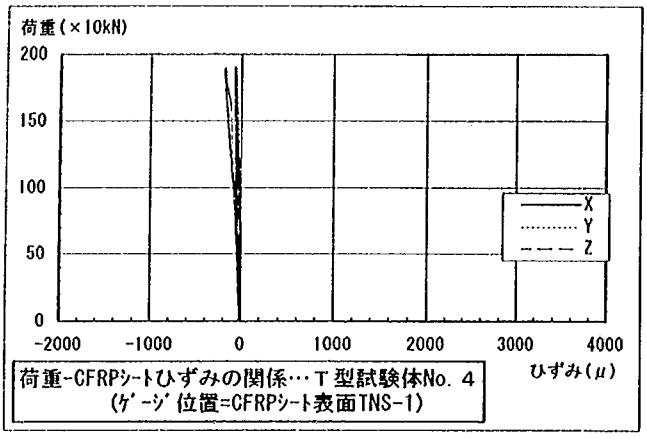
Z：XとYとから45°方向のひずみ

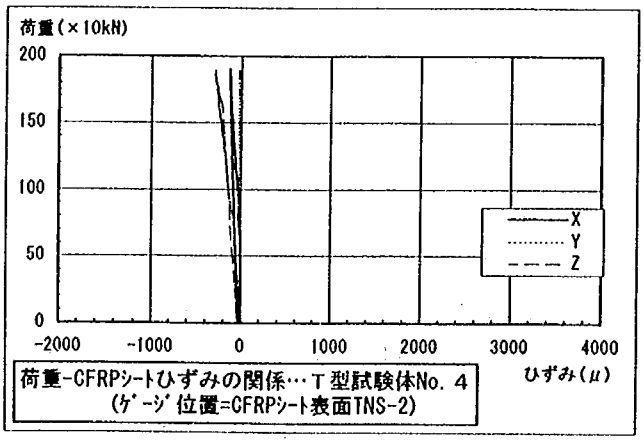


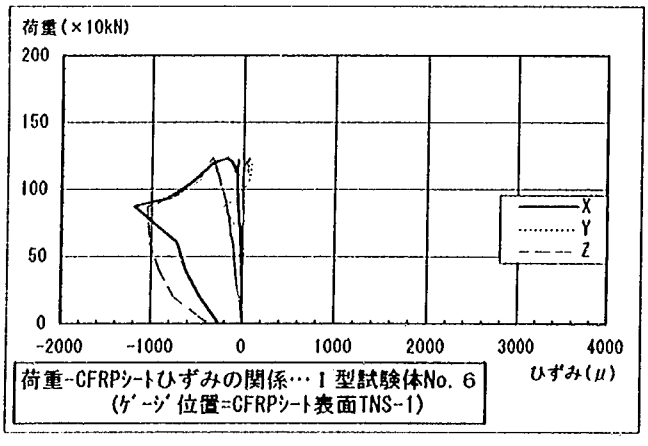


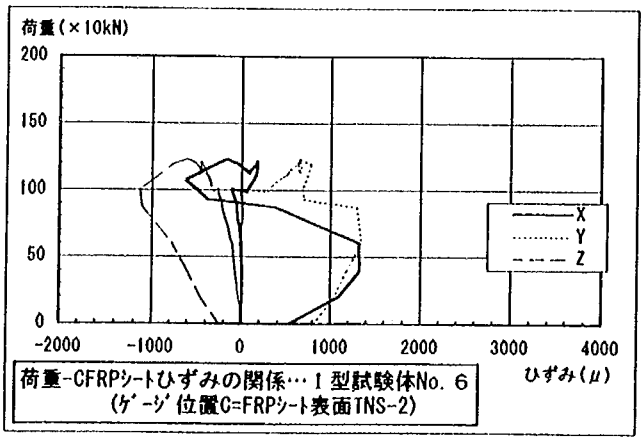




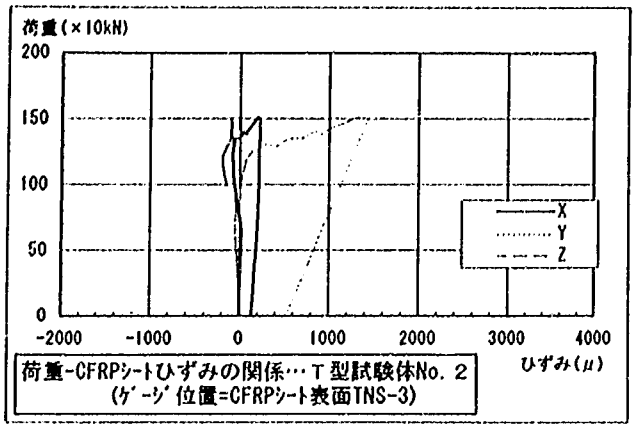


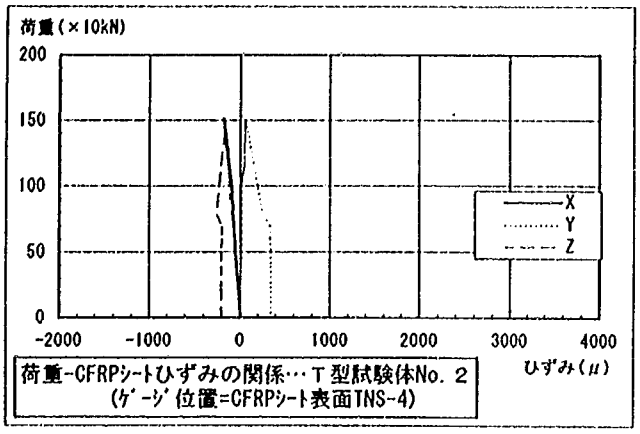


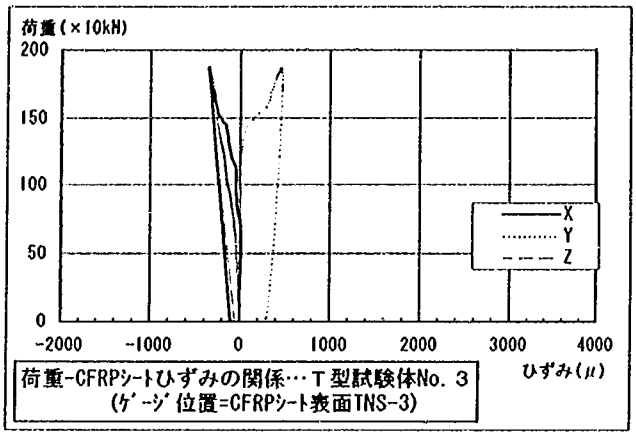


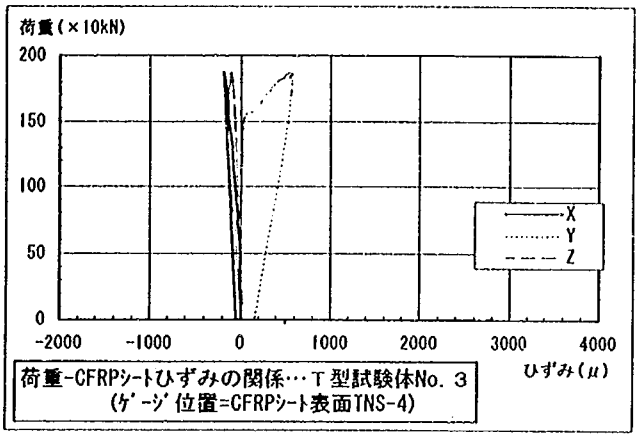


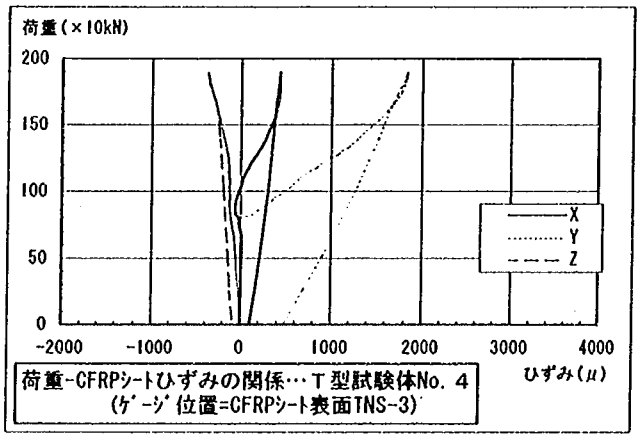
資料図-4(1)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(1)　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-1, 2]

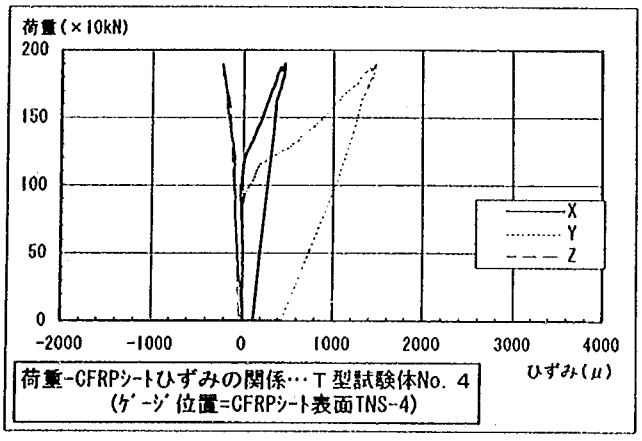


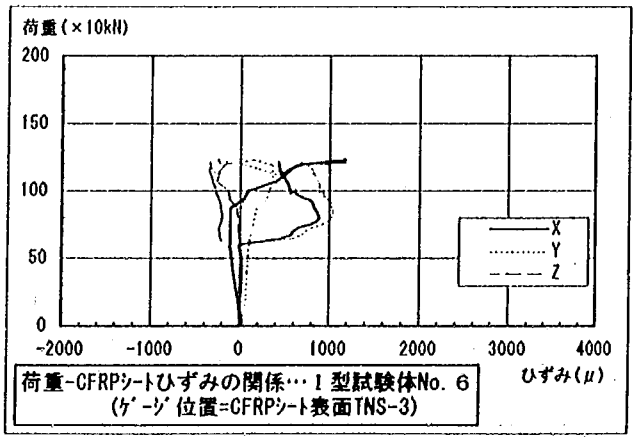


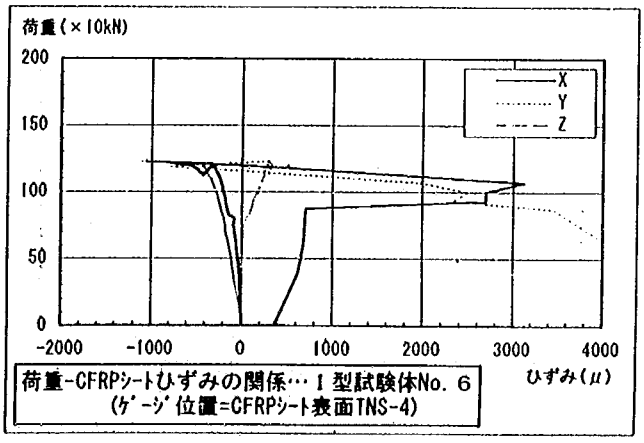




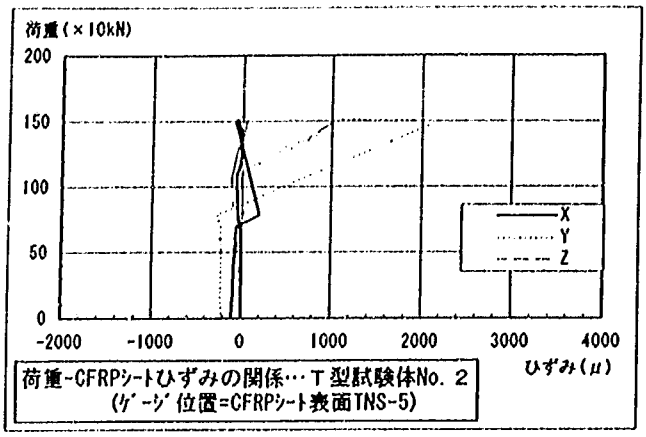


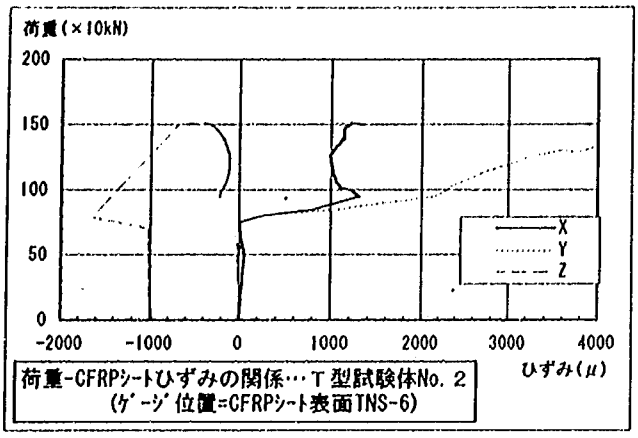


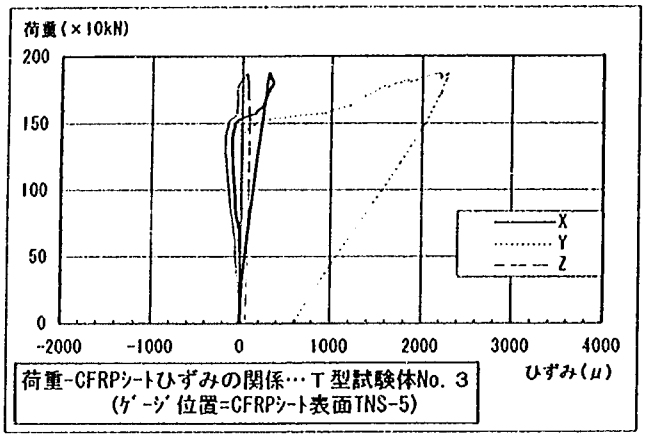


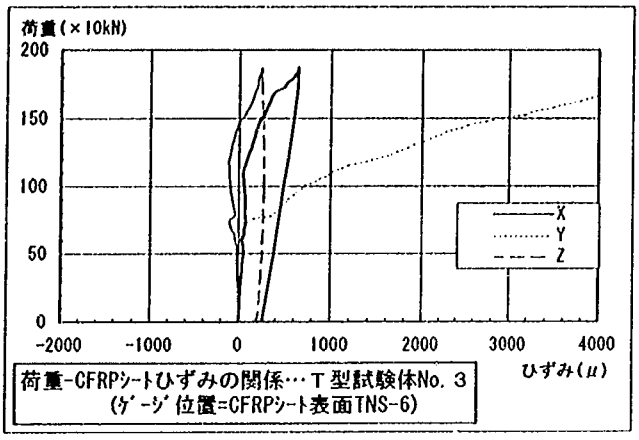


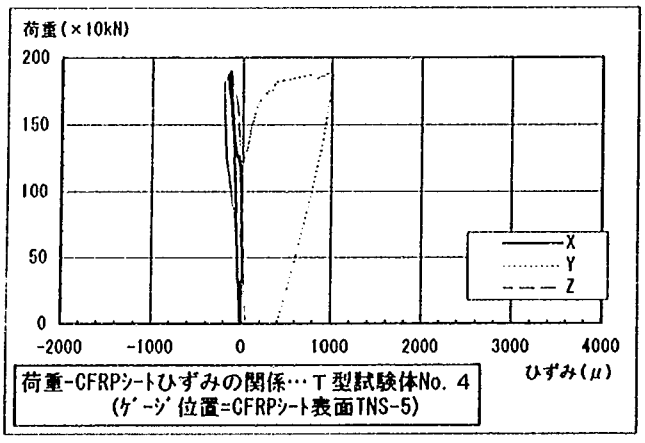
資料図-4(2)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(2)　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-3, 4]

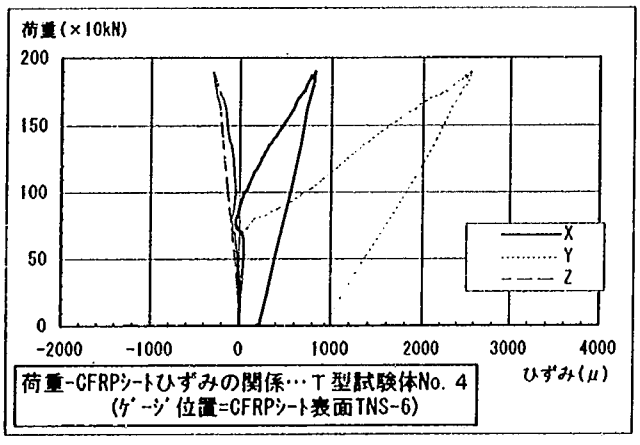


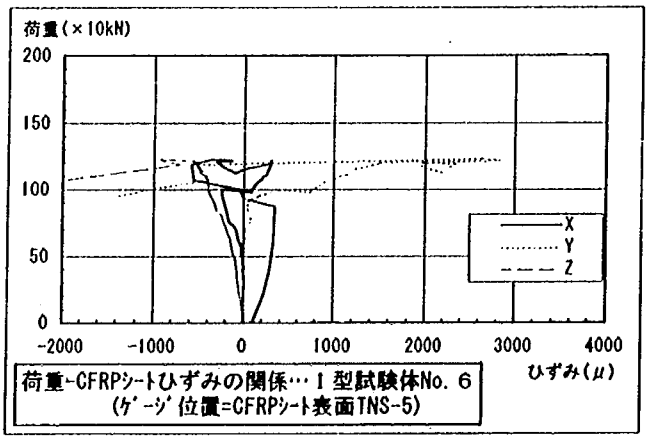


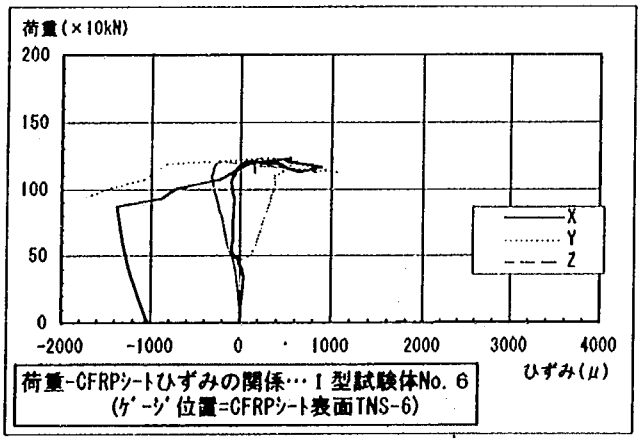




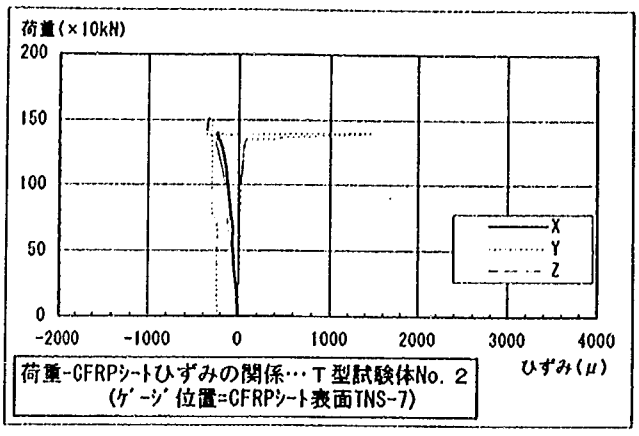


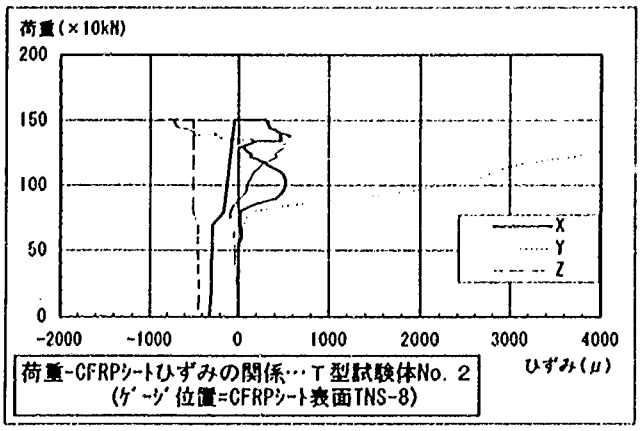


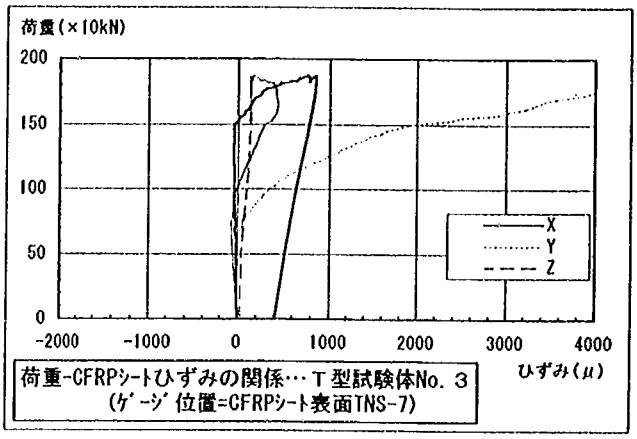


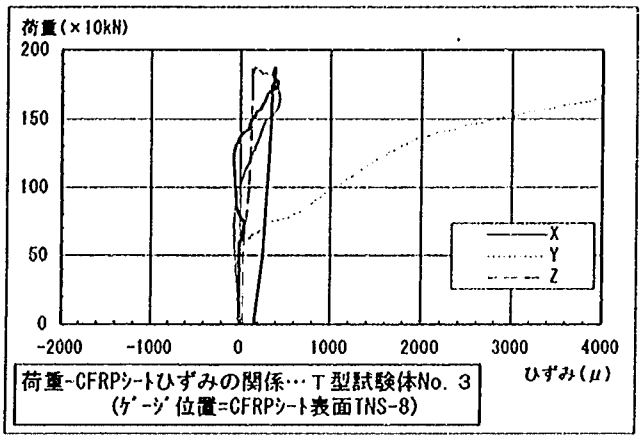


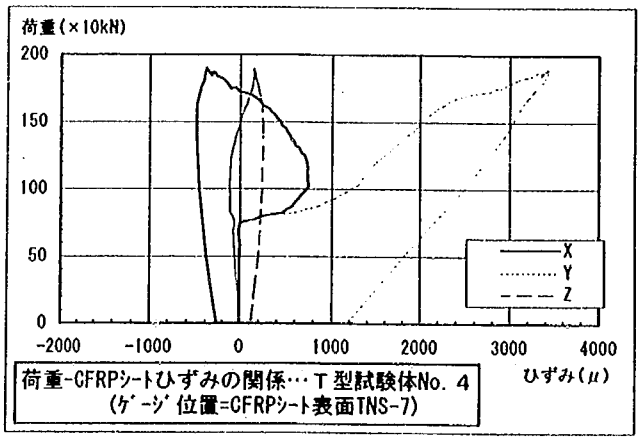
資料図-4(3)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(3)　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-5, 6]

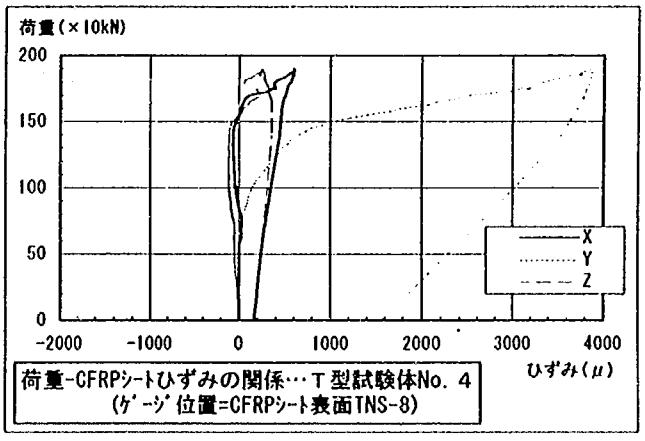


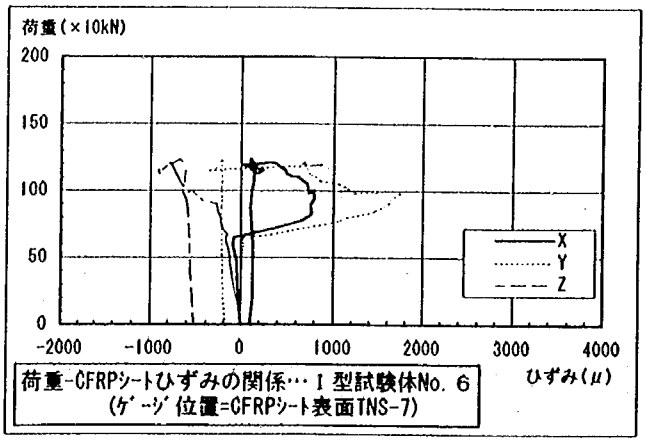


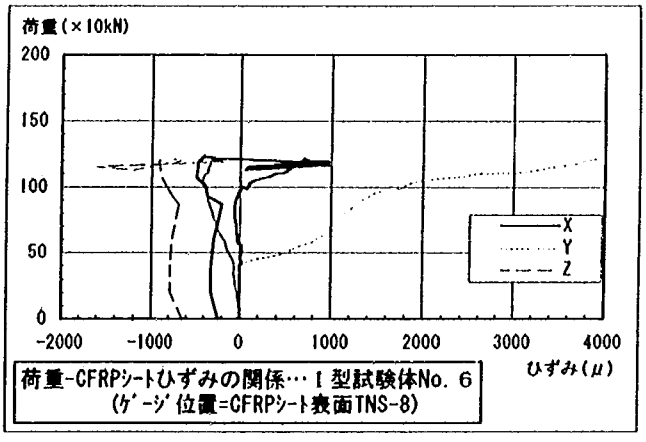




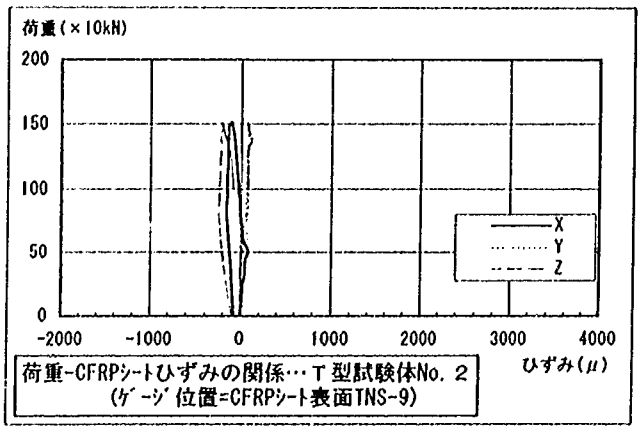


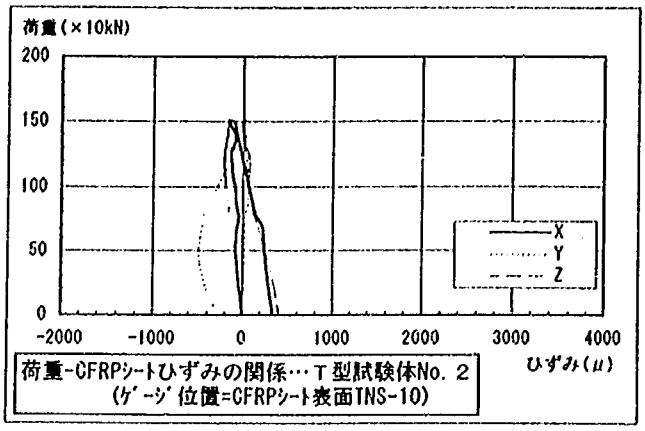


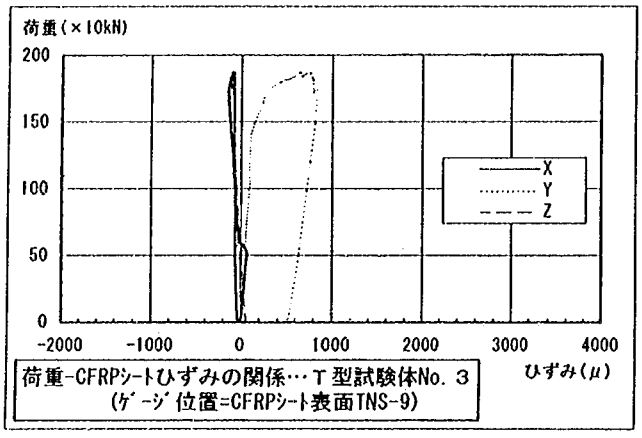


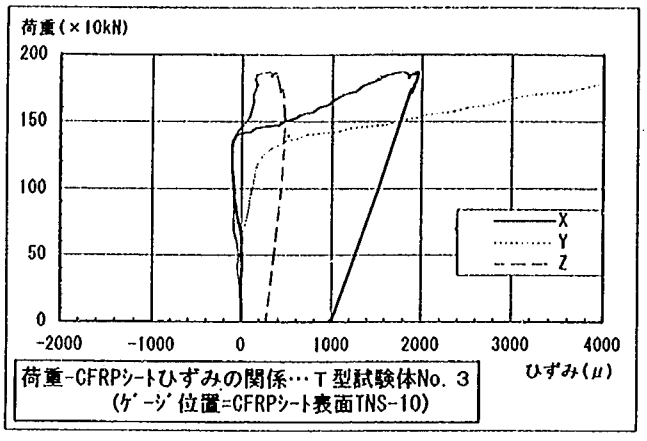


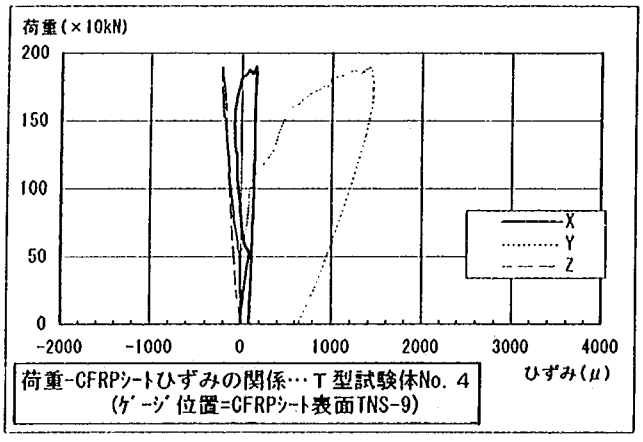
資料図-4(4)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(4)　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-7, 8]

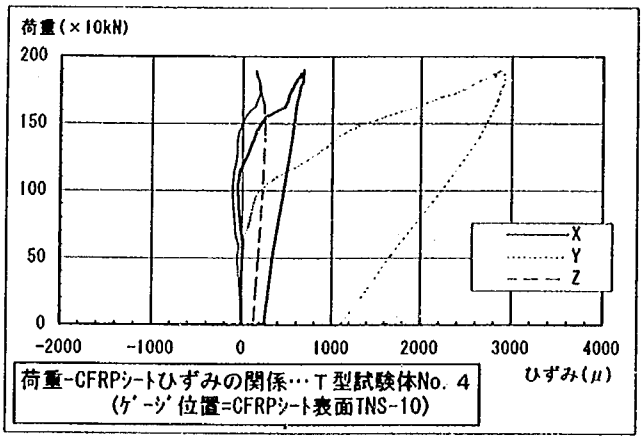


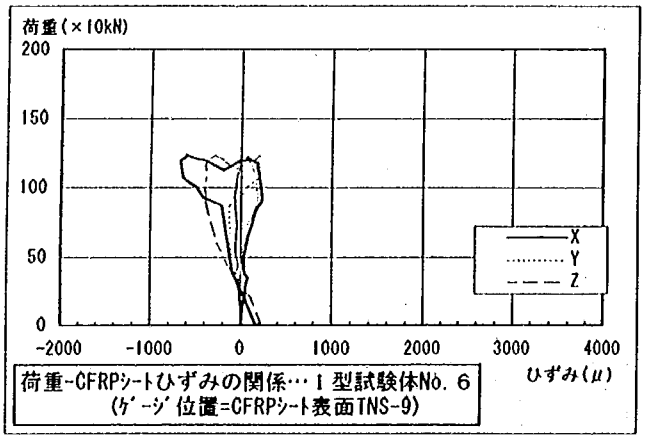


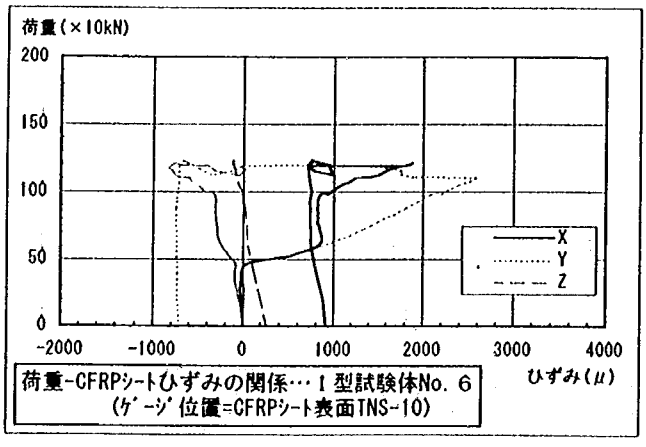




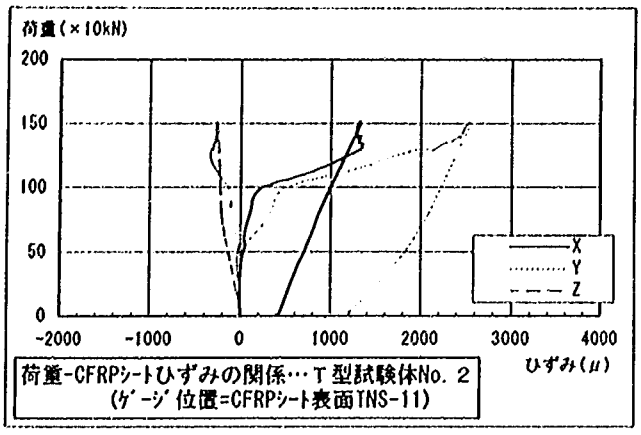


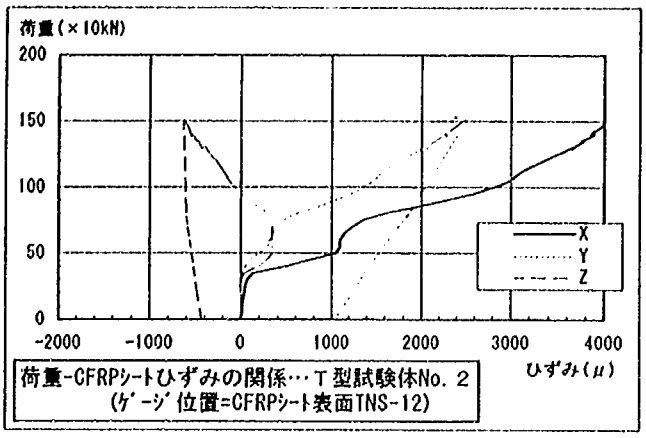


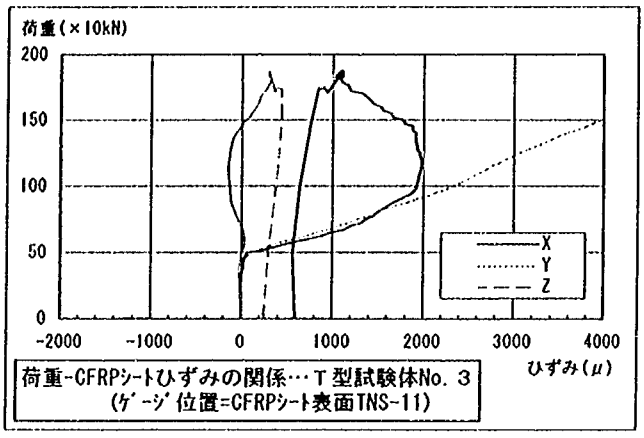


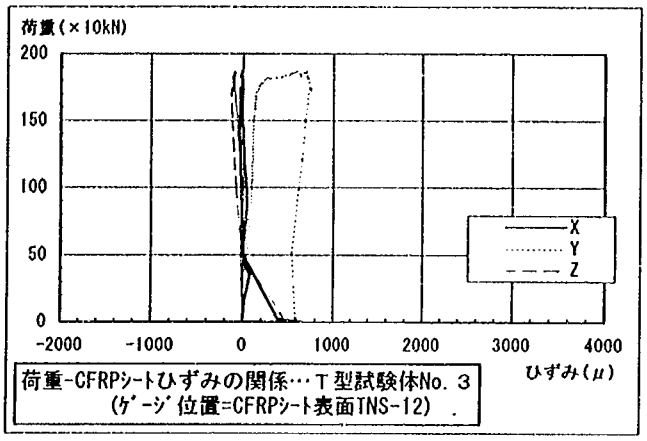


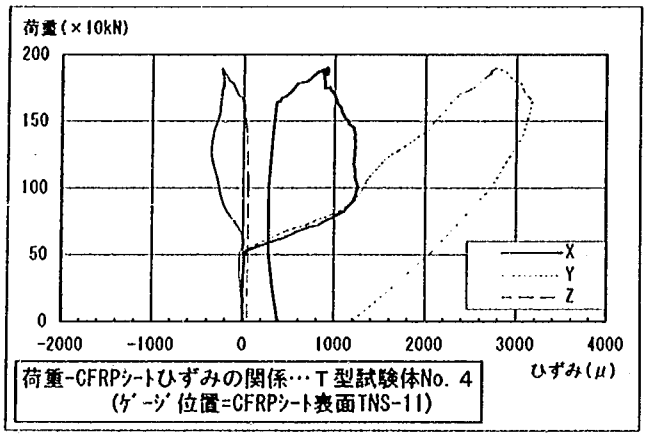
資料図-4(5)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(5)　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-9, 10]

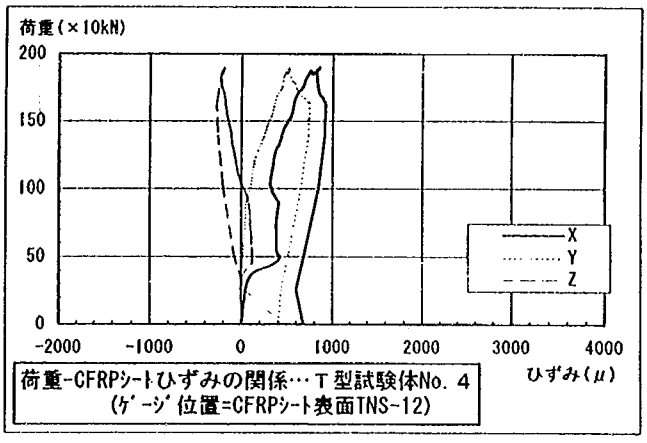


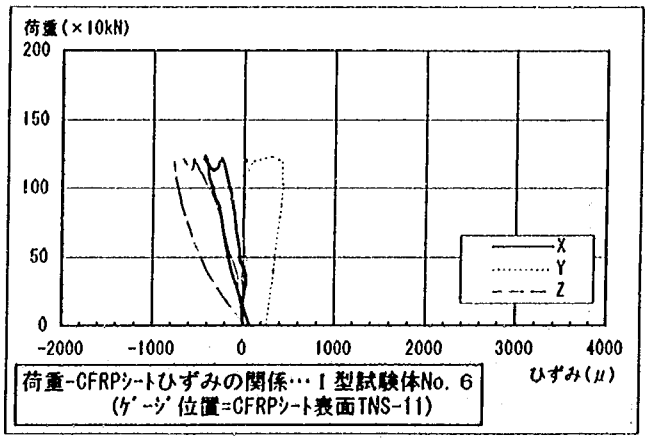


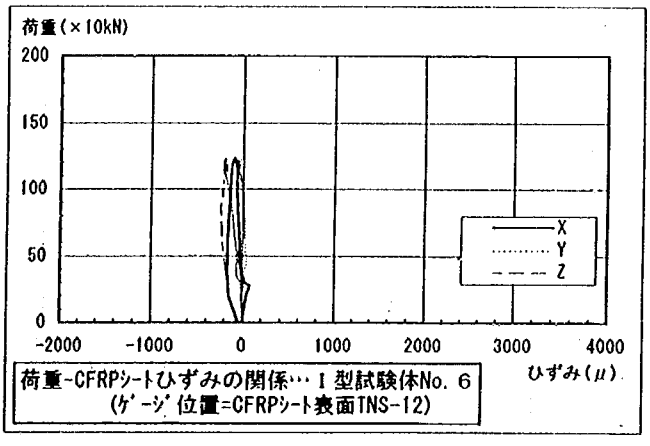




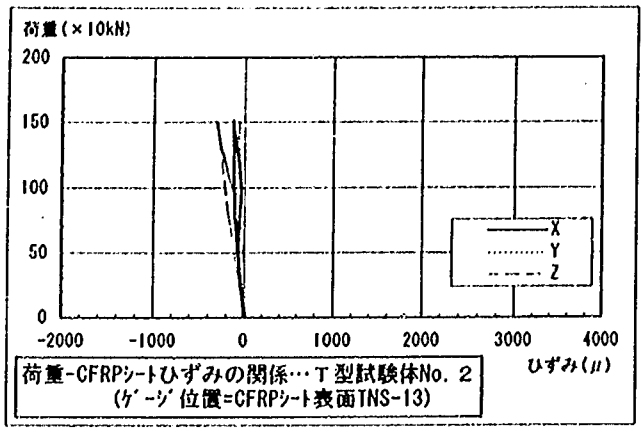


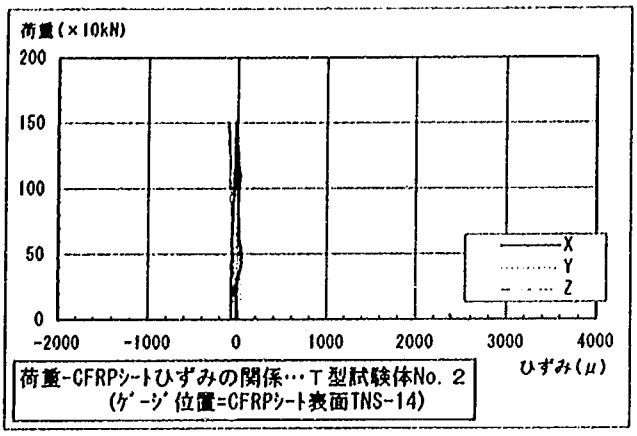


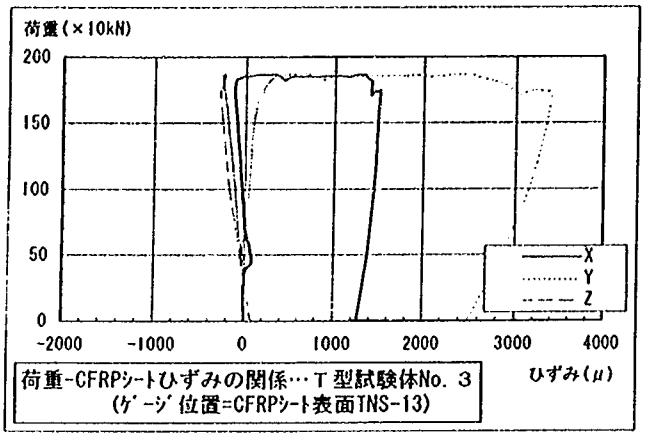


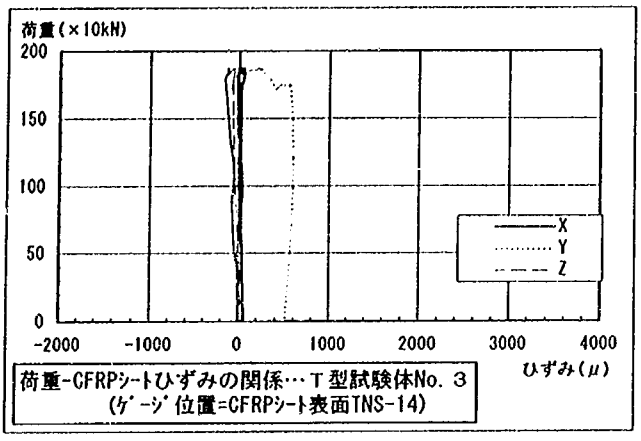


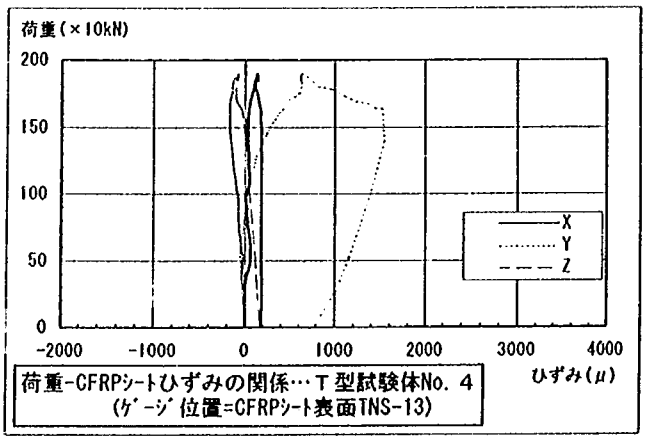
資料図-4(6)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(6)　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-11, 12]

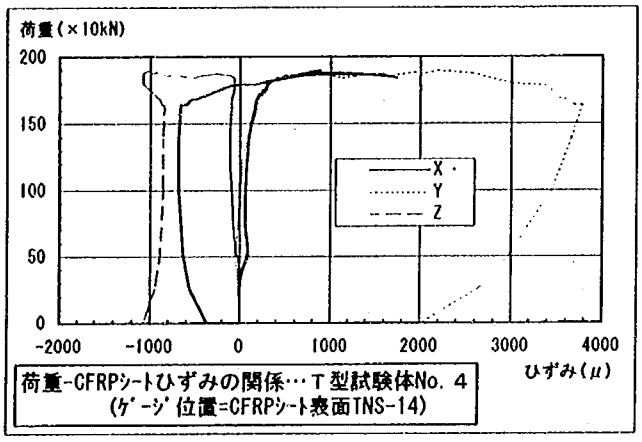


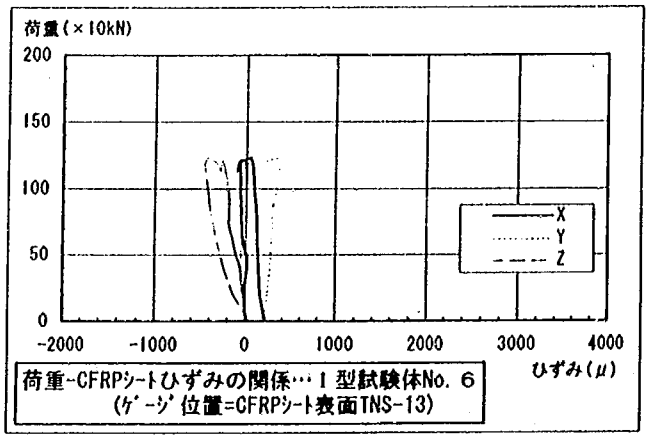


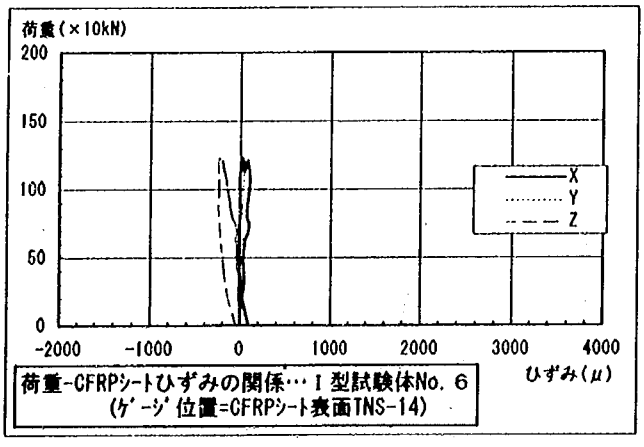




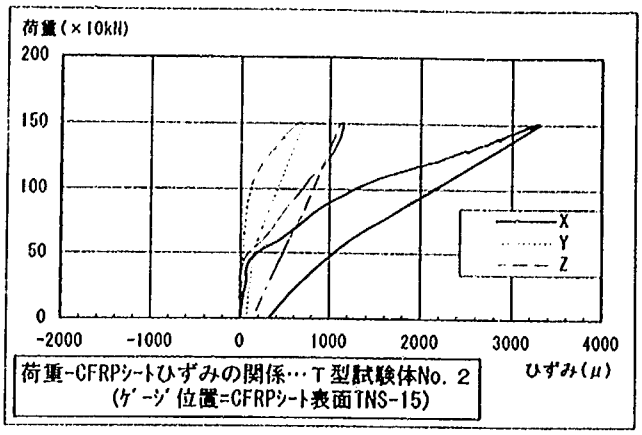


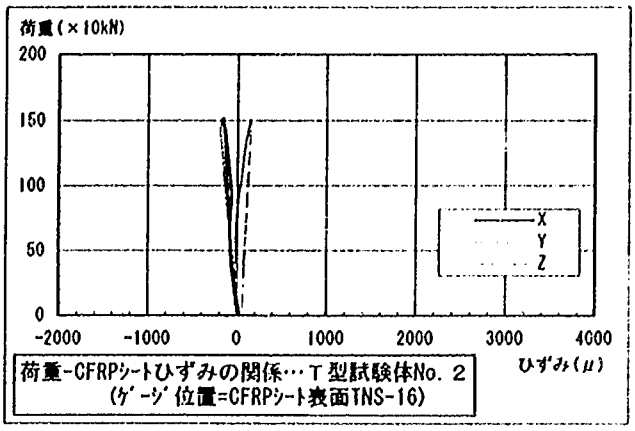


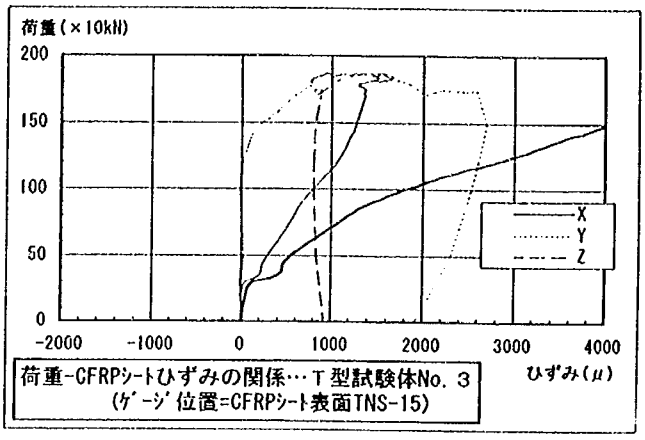


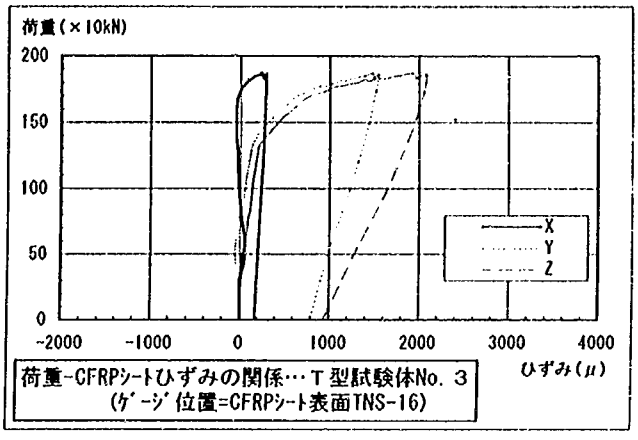


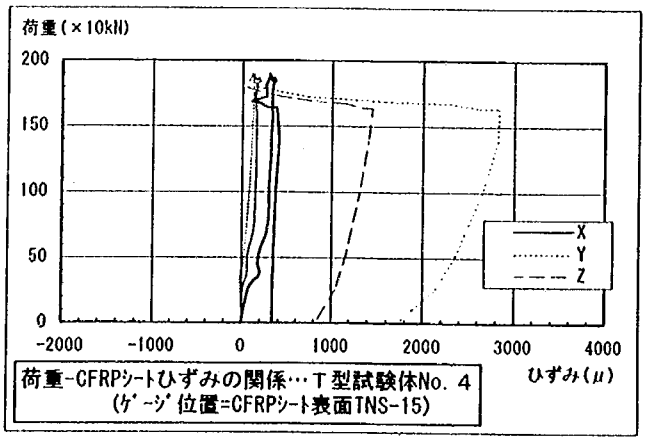
資料図-4(7)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(7)　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-13, 14]

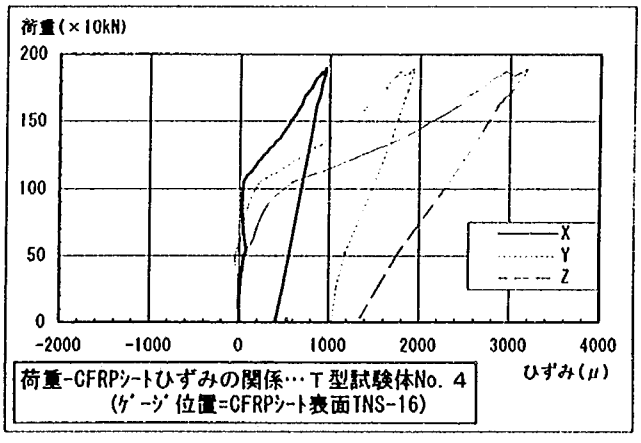


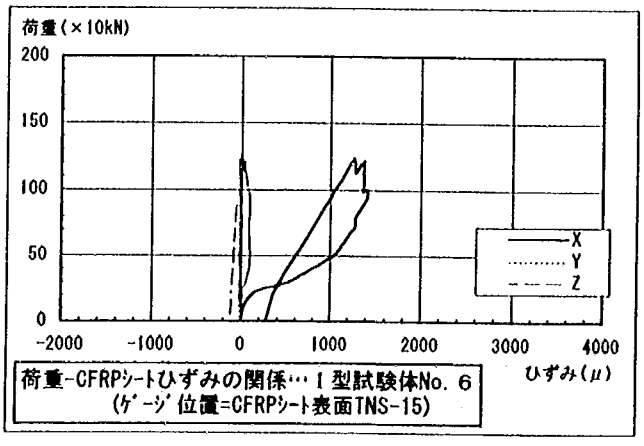


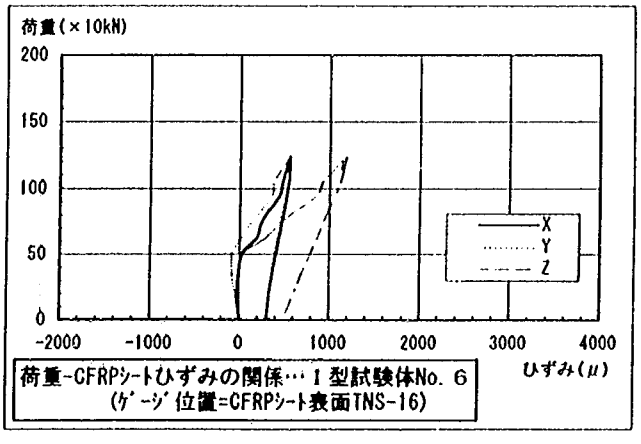




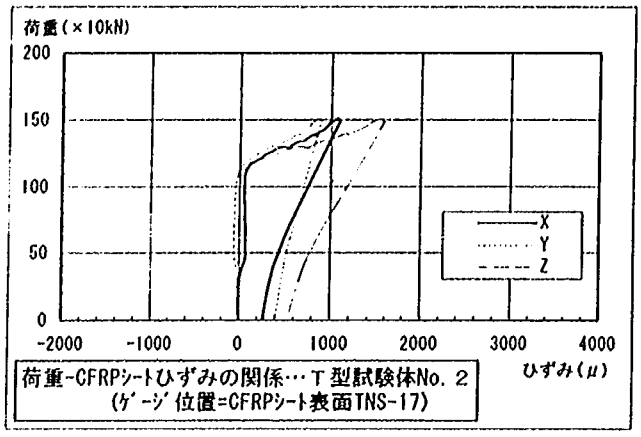


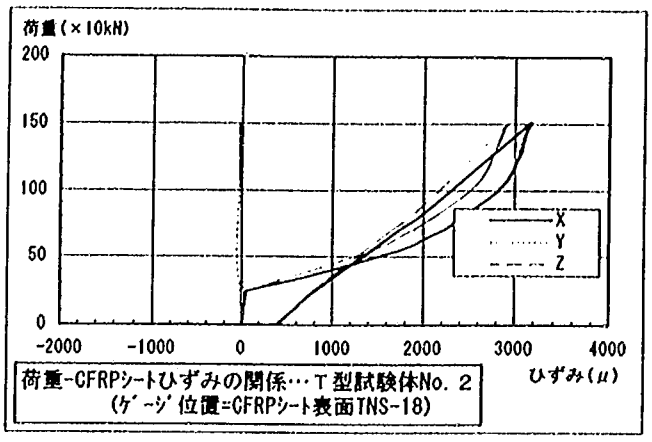


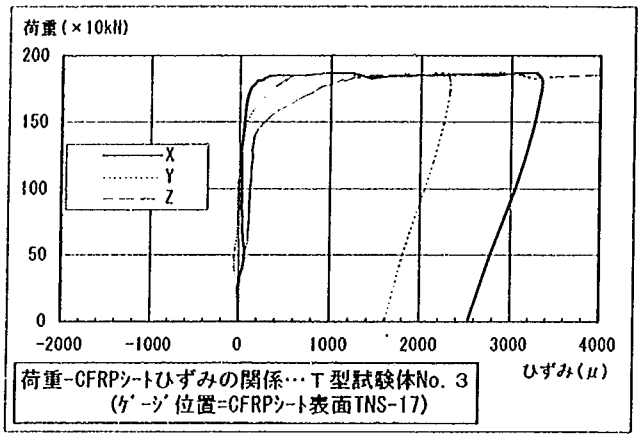


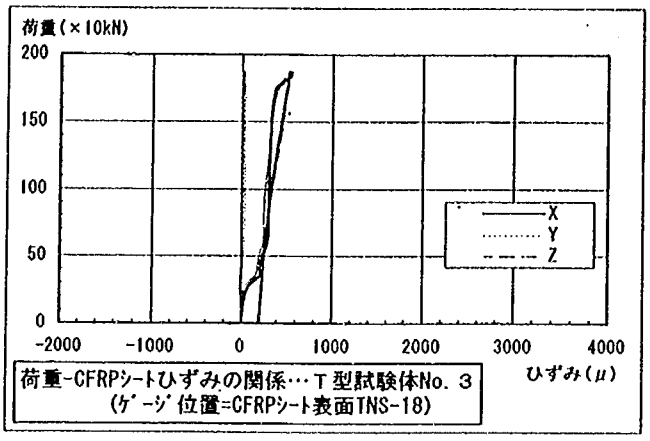


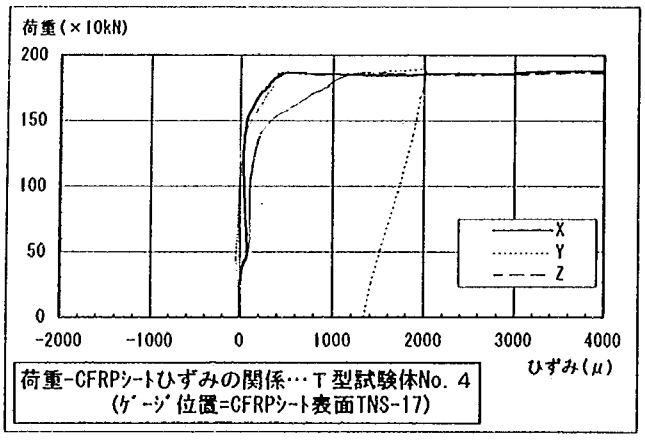
資料図-4(8)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(8)　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-15, 16]

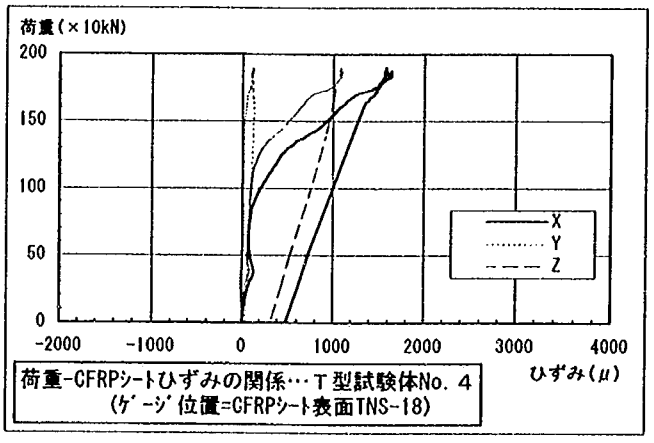


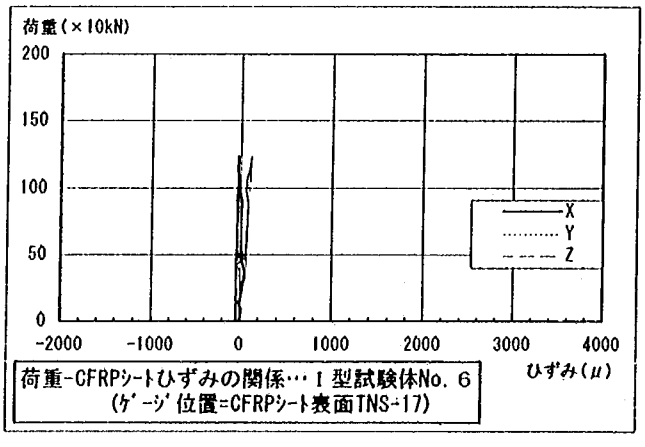


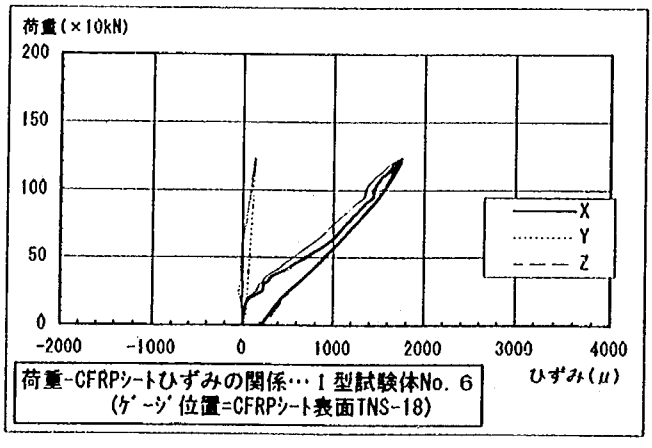




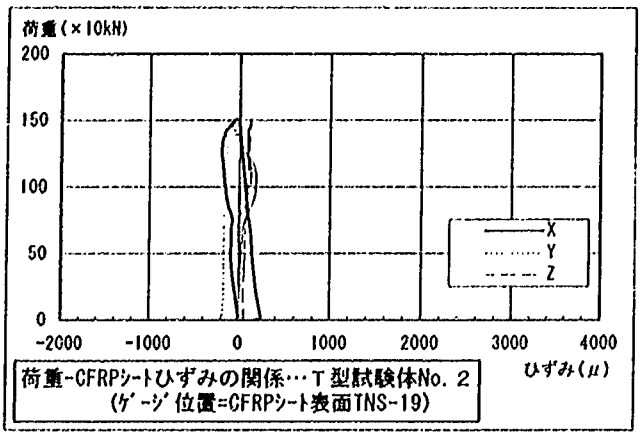


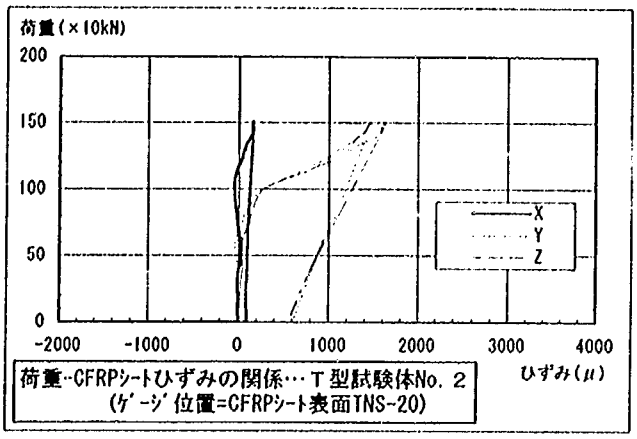


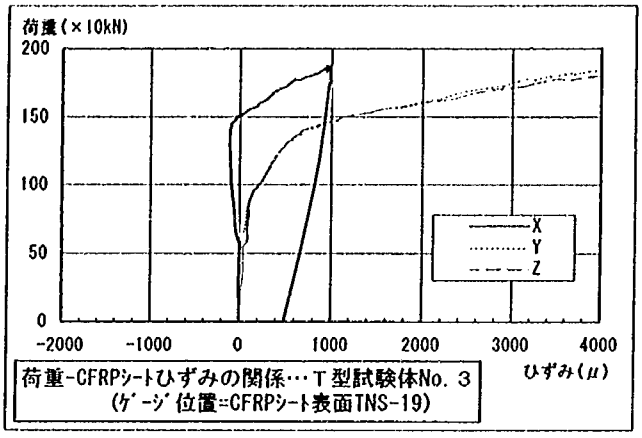


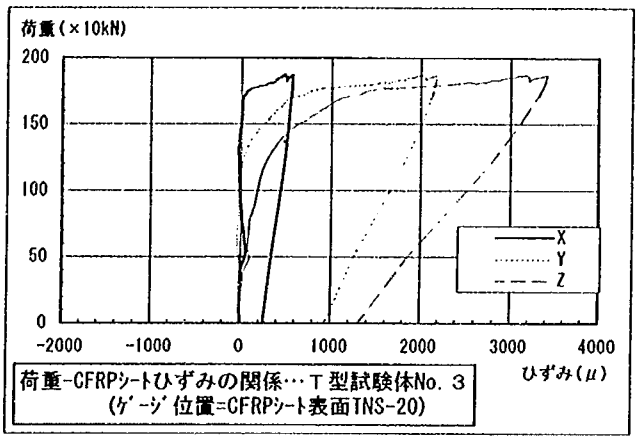


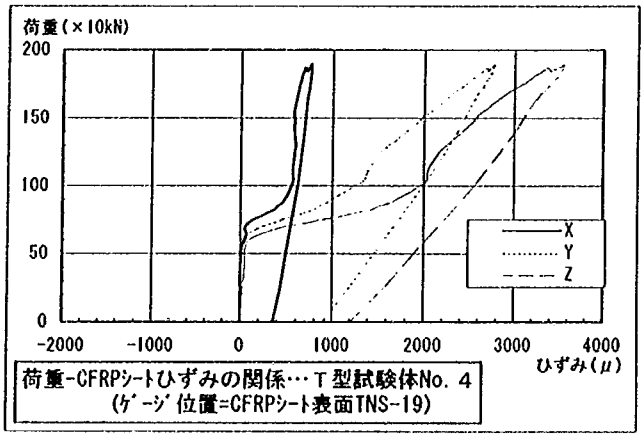
資料図-4(9)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(9)　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-17, 18]

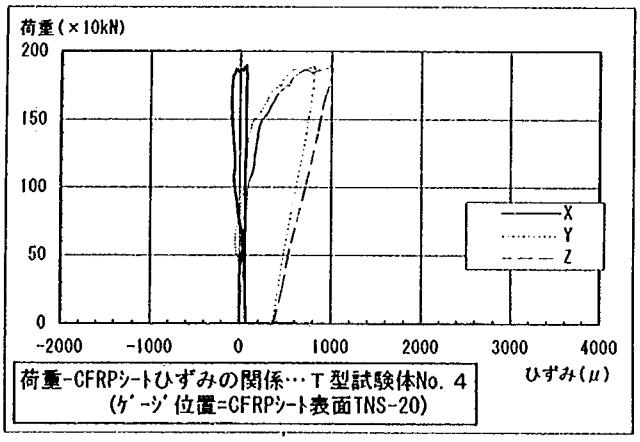


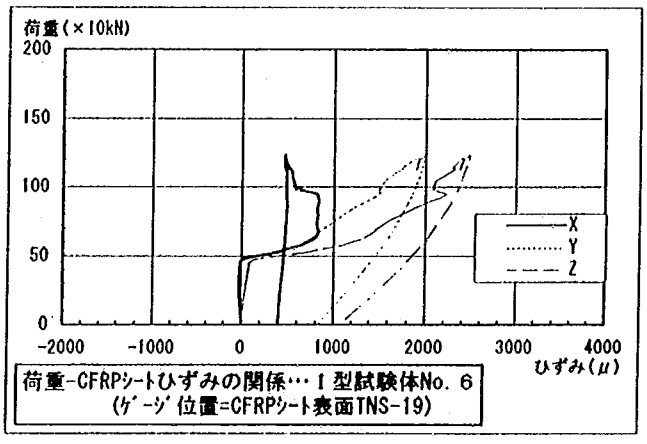


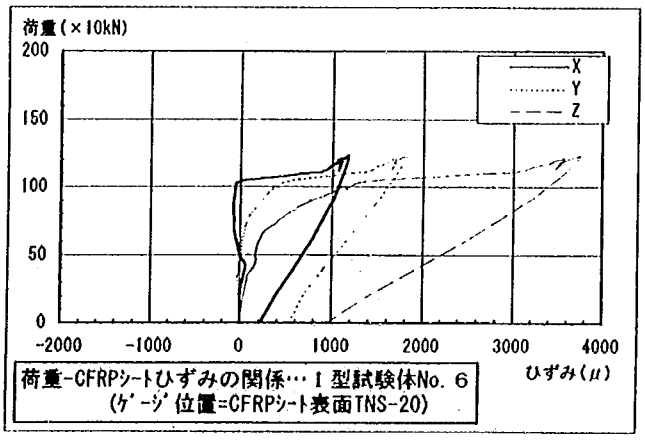




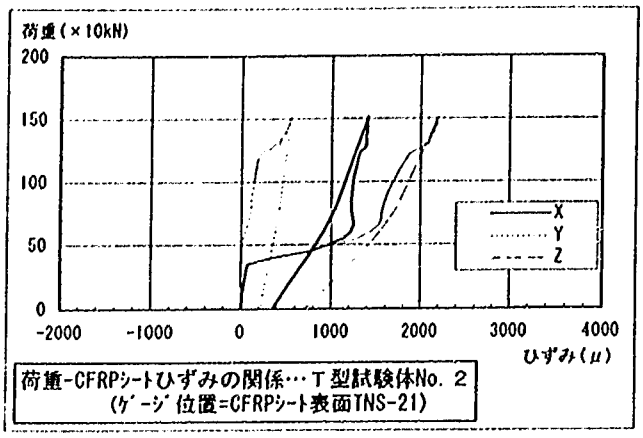


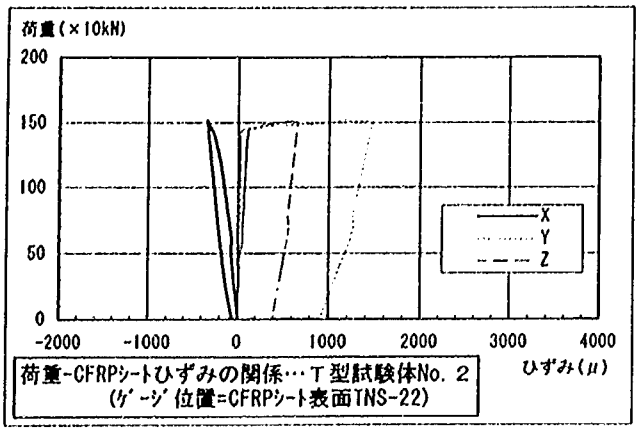


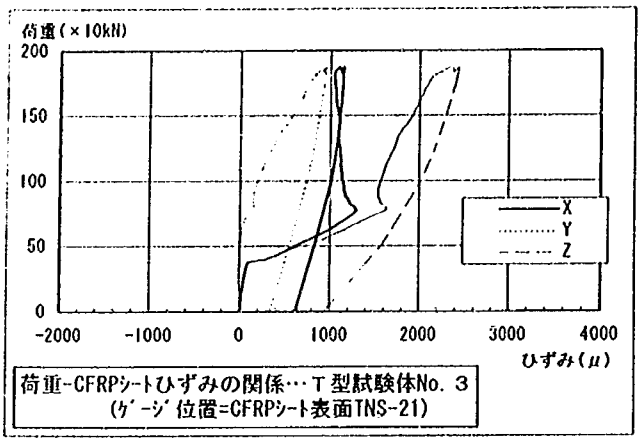


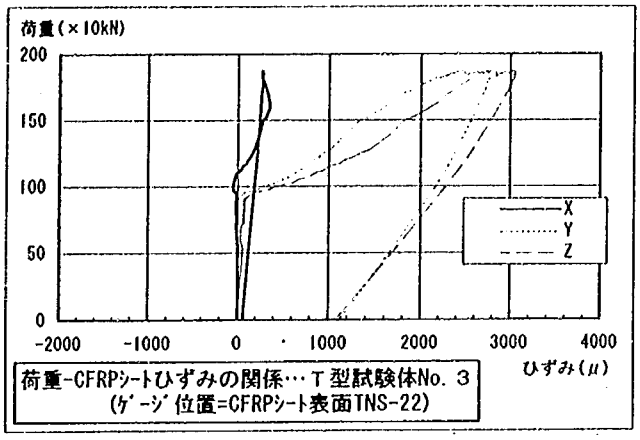


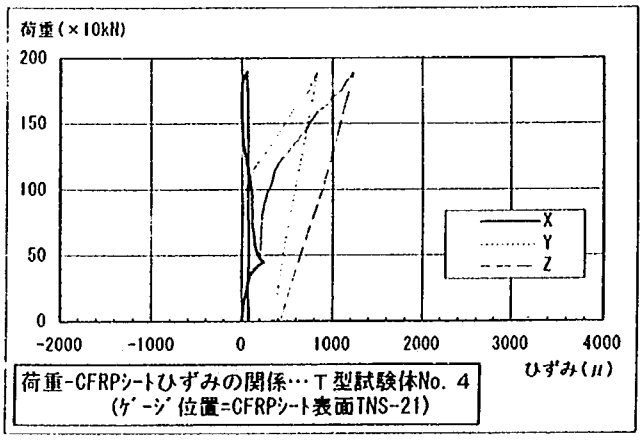
資料図-4(10)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(10)　〔ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-19, 20〕

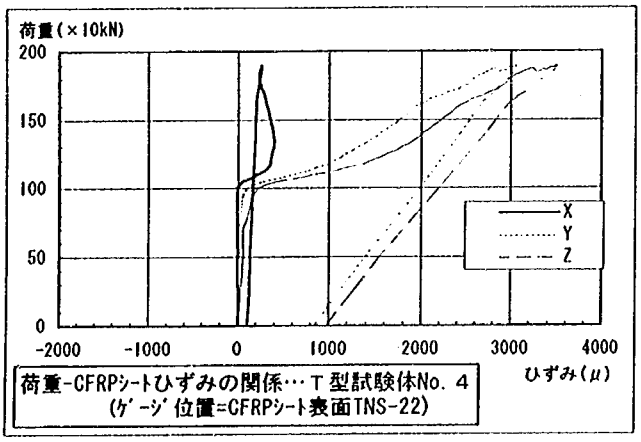


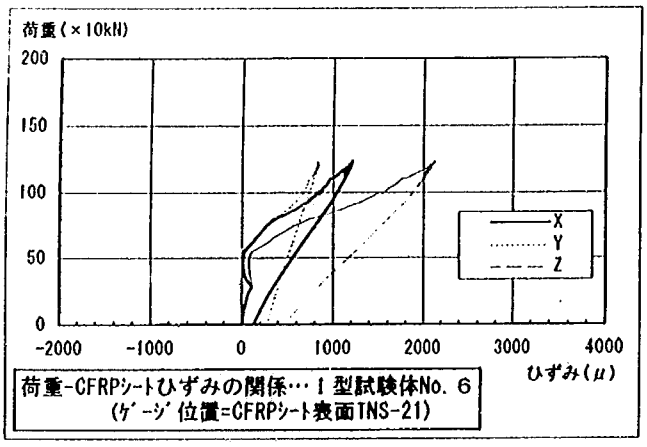


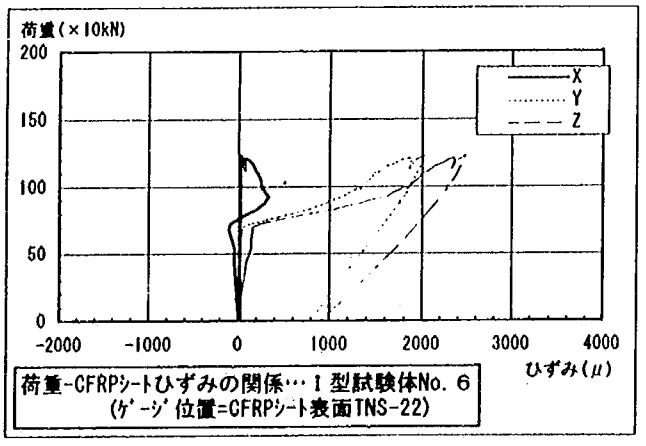




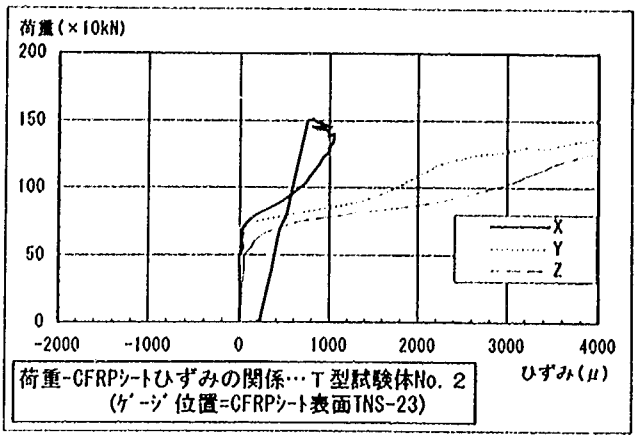


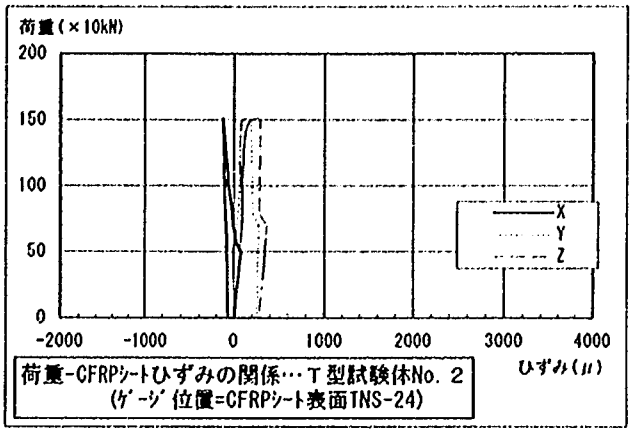


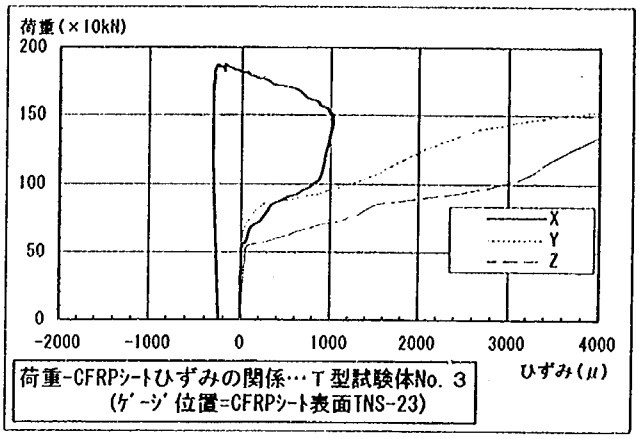


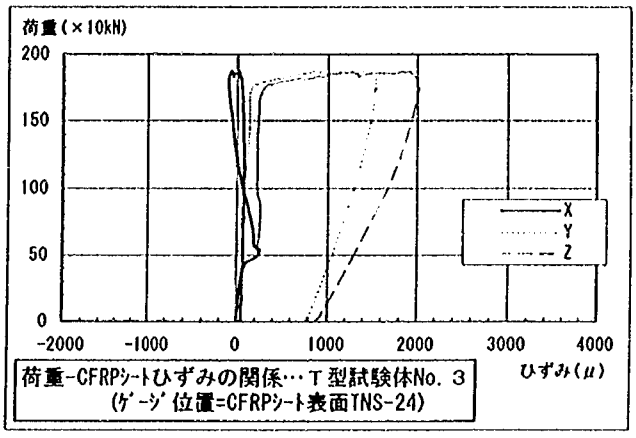


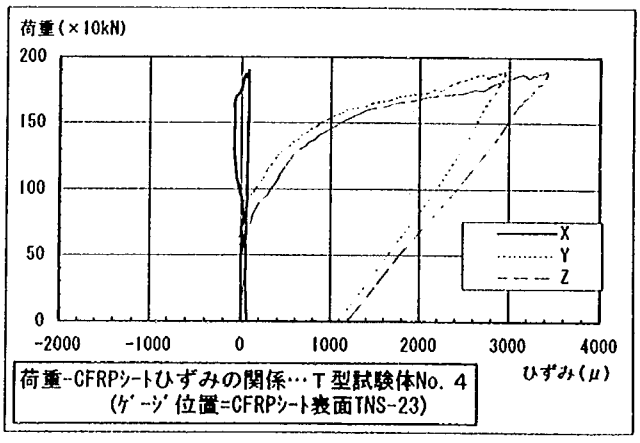
資料図-4(11)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(11)　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-21,22]

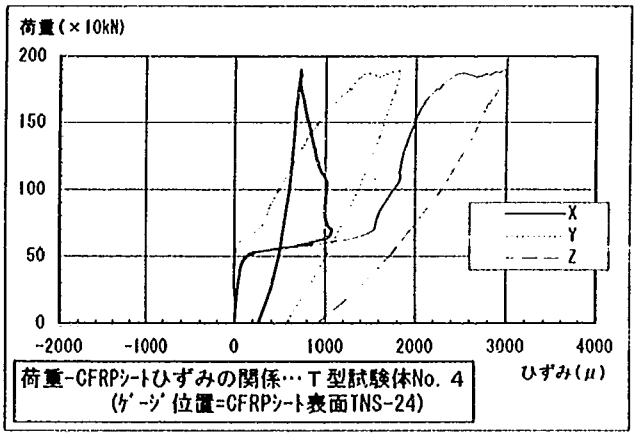


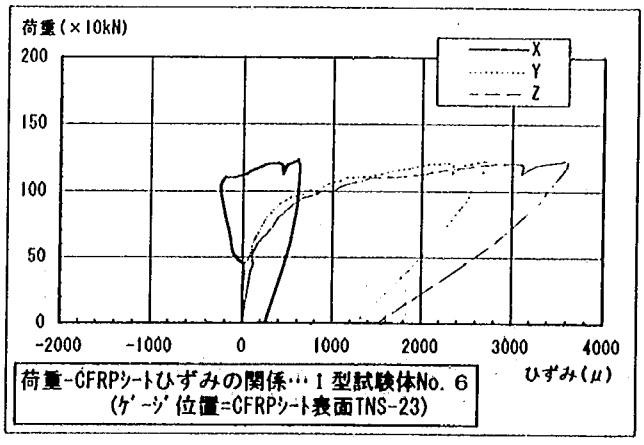


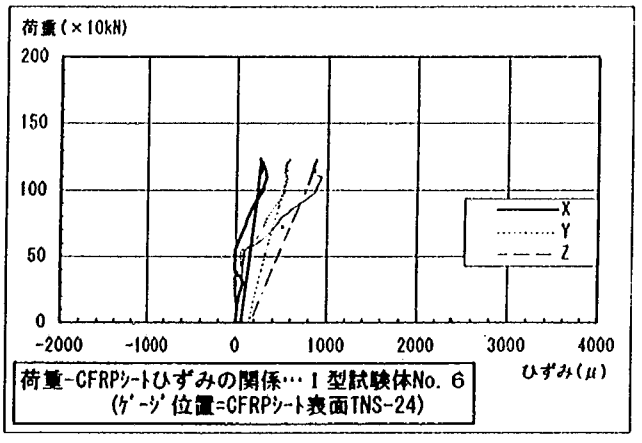




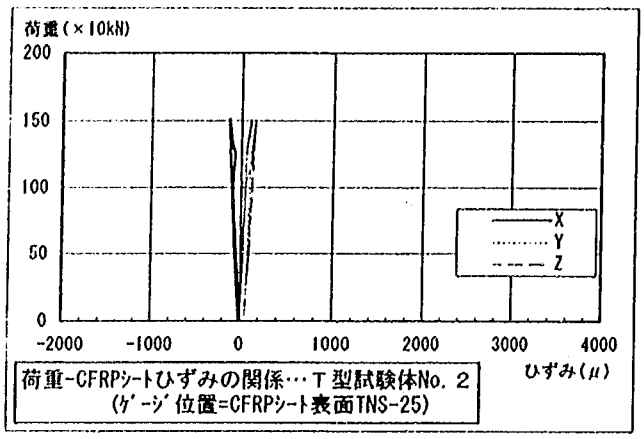


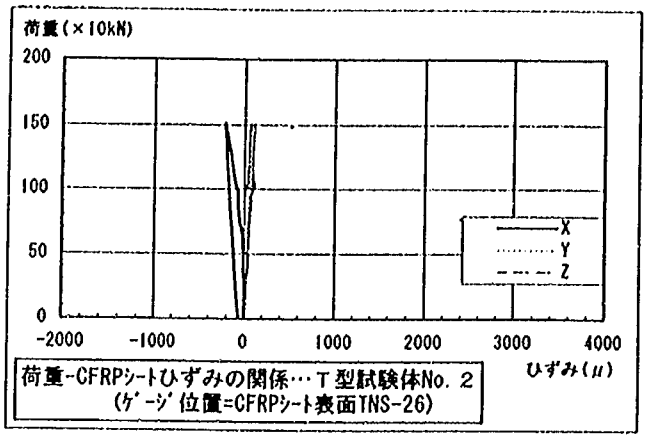


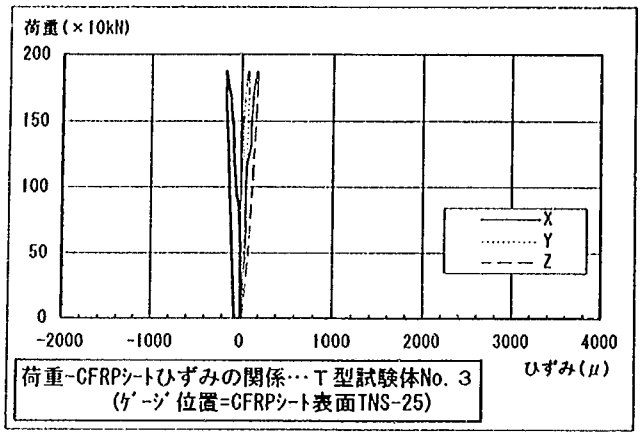


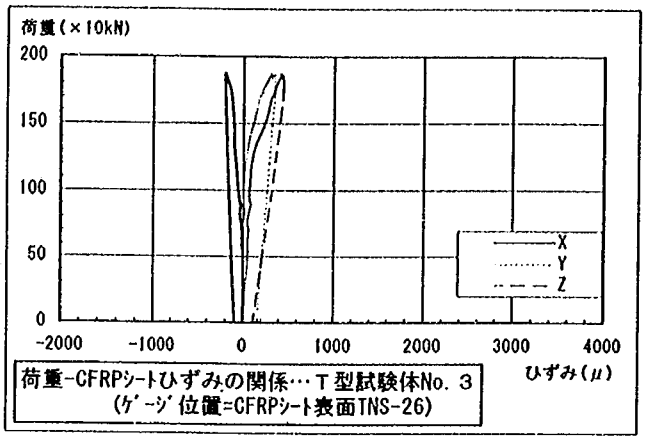


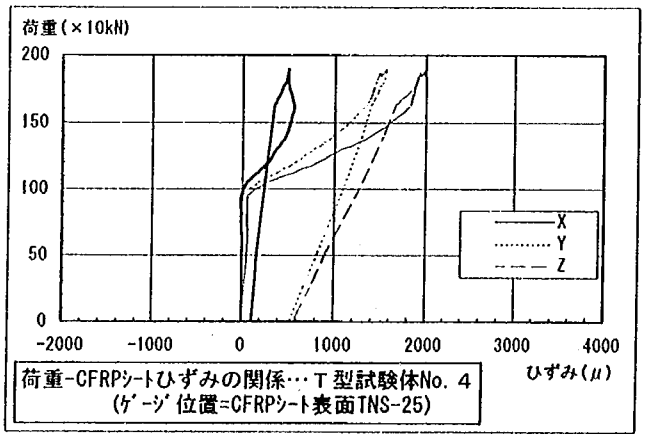
資料図-4(12)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(12)　〔ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-23, 24〕

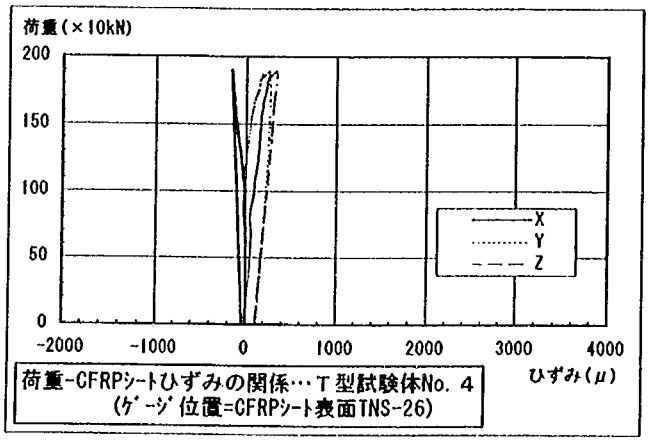


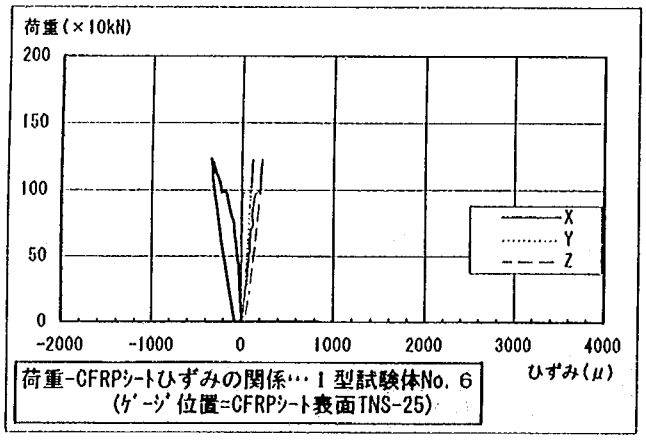


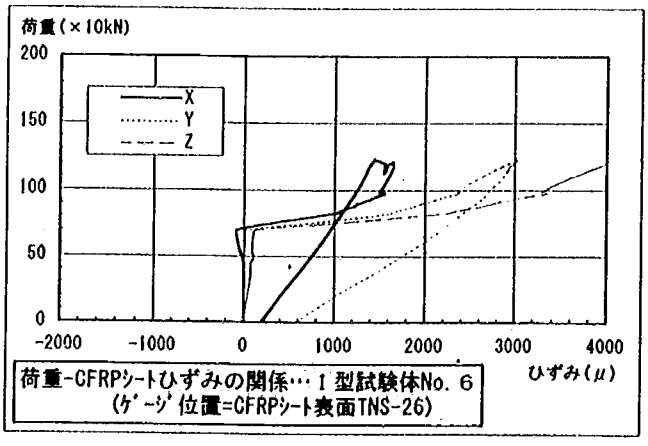




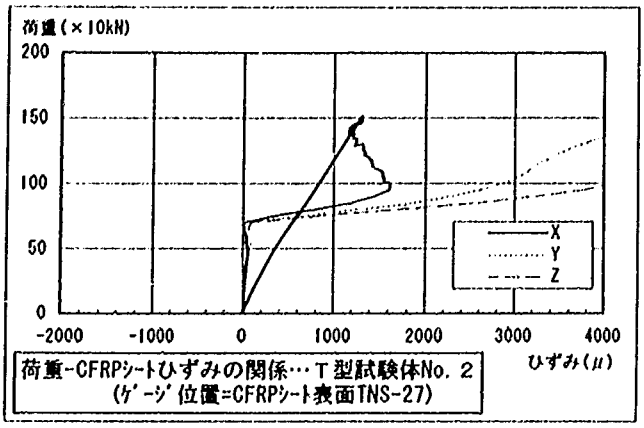


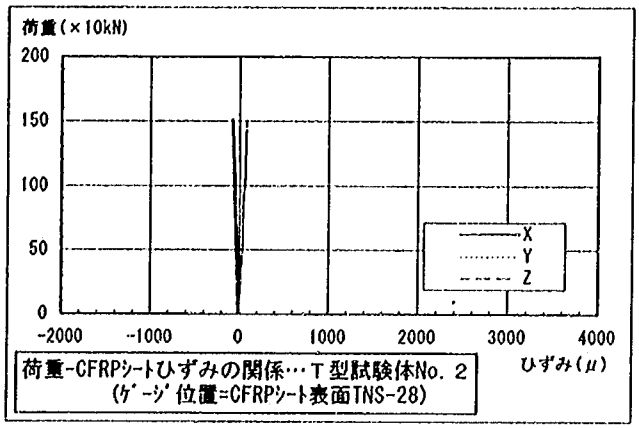


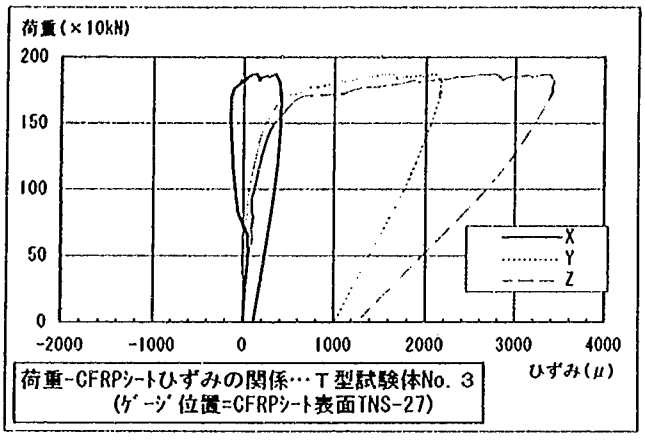


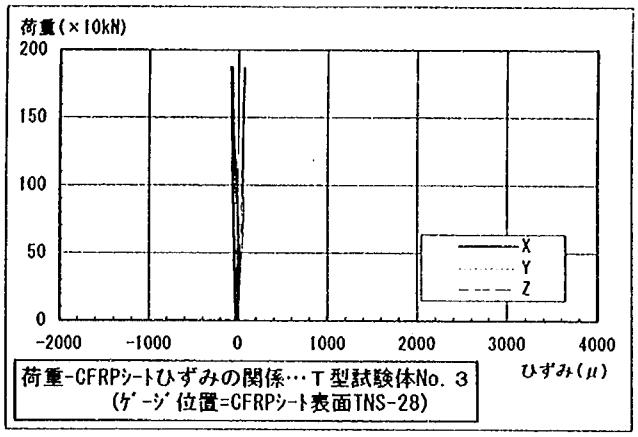


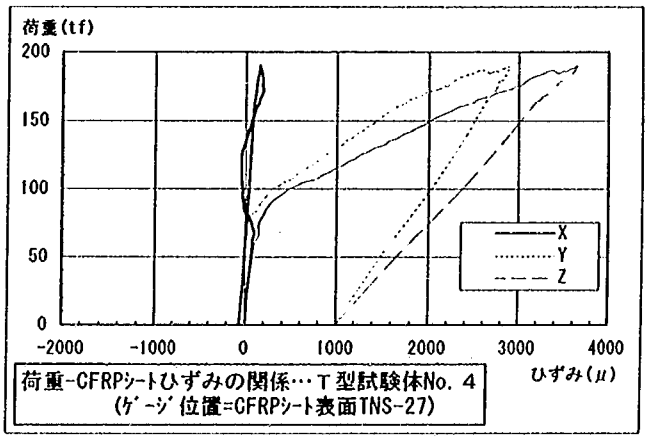
資料図-4(13)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(13)　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-25, 26]

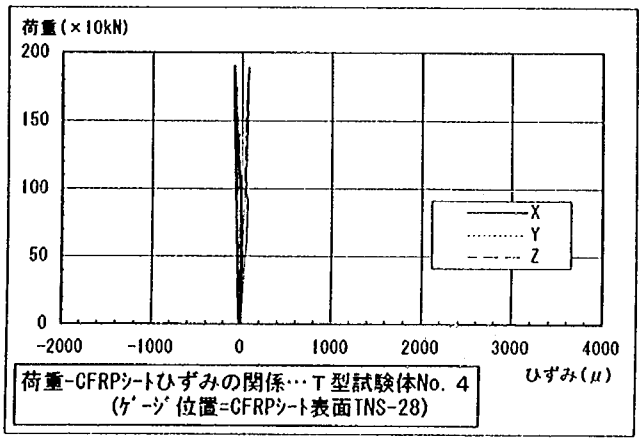


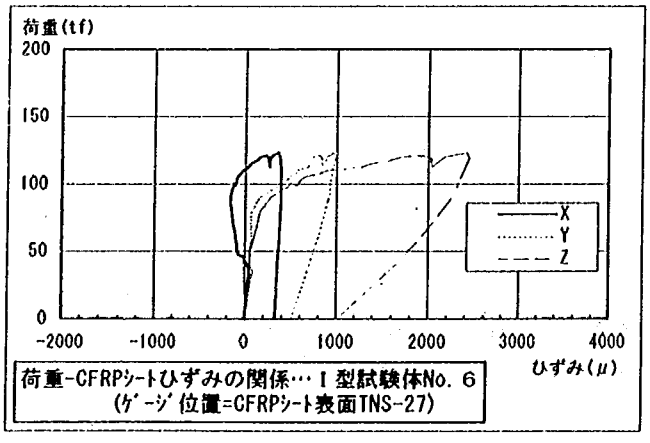


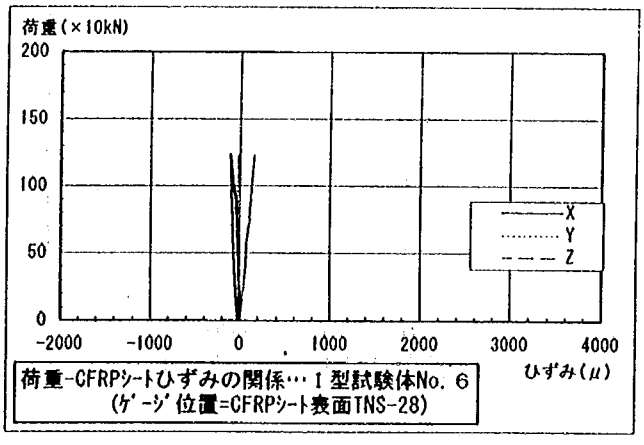




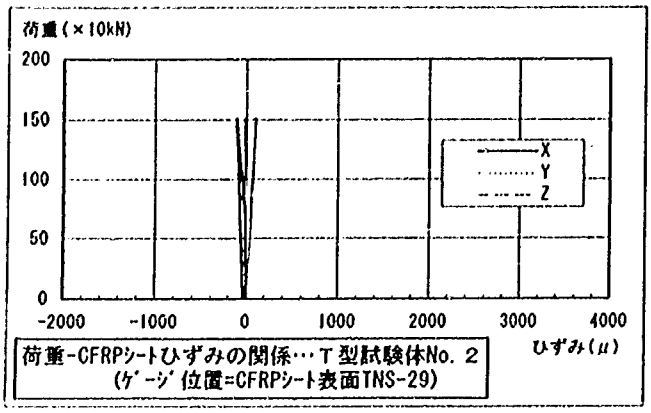


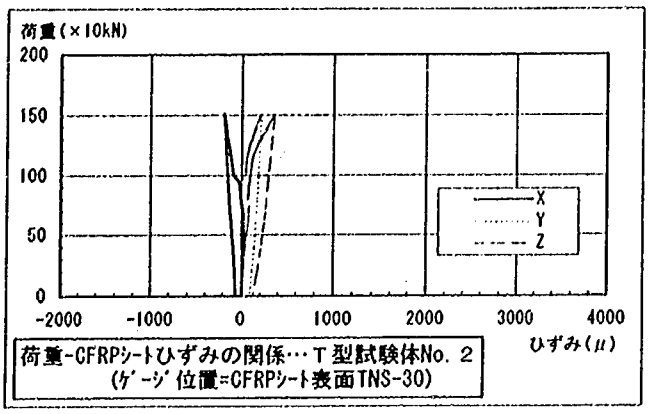


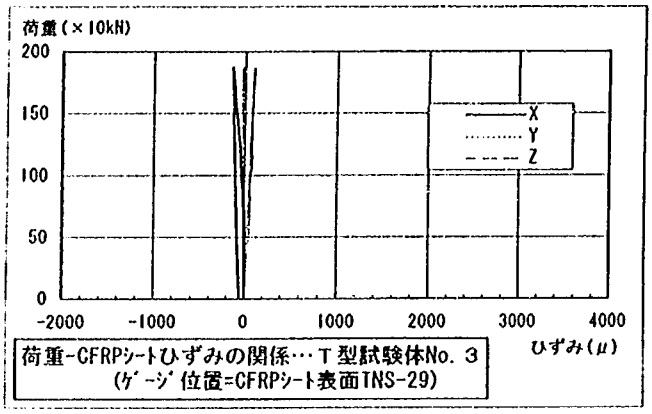


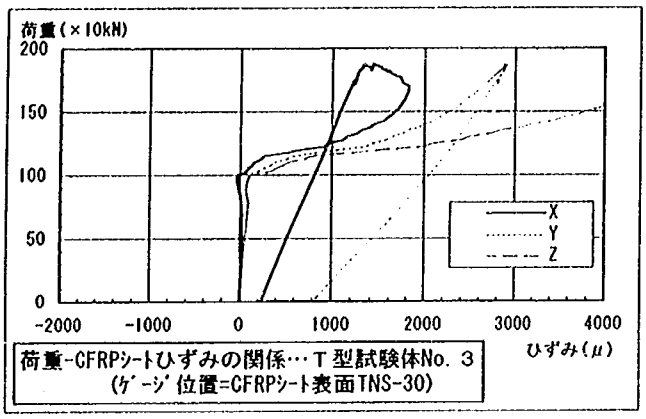


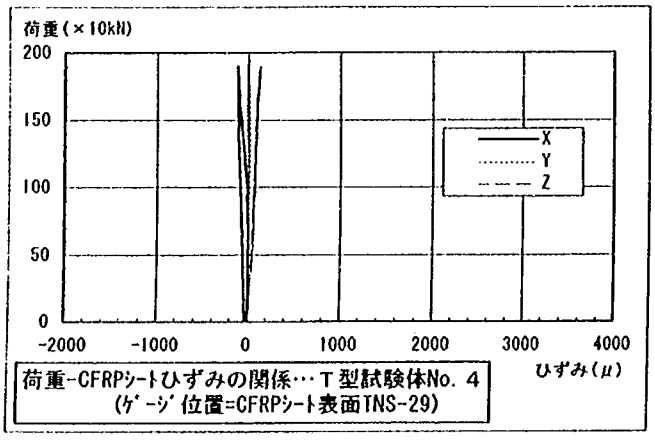
資料図-4(14)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(14)　[ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-27, 28]

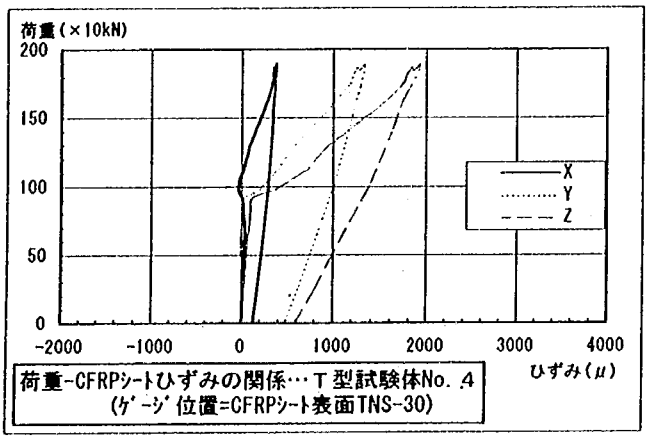


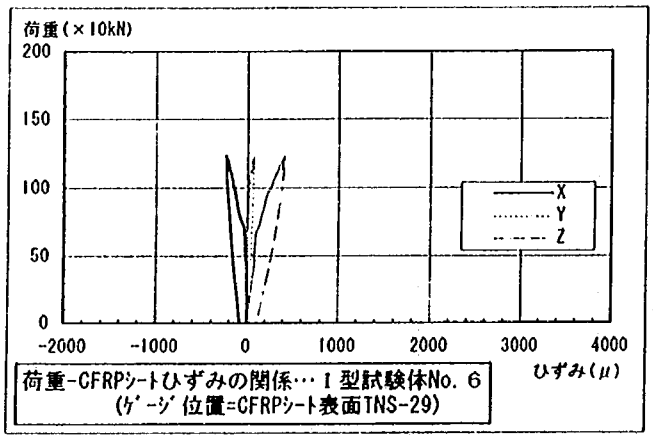


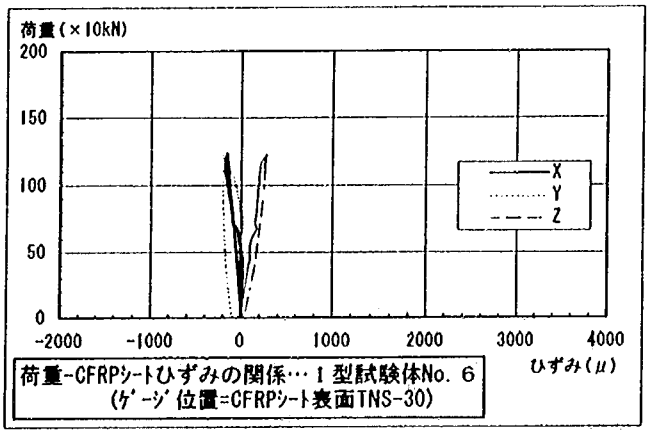










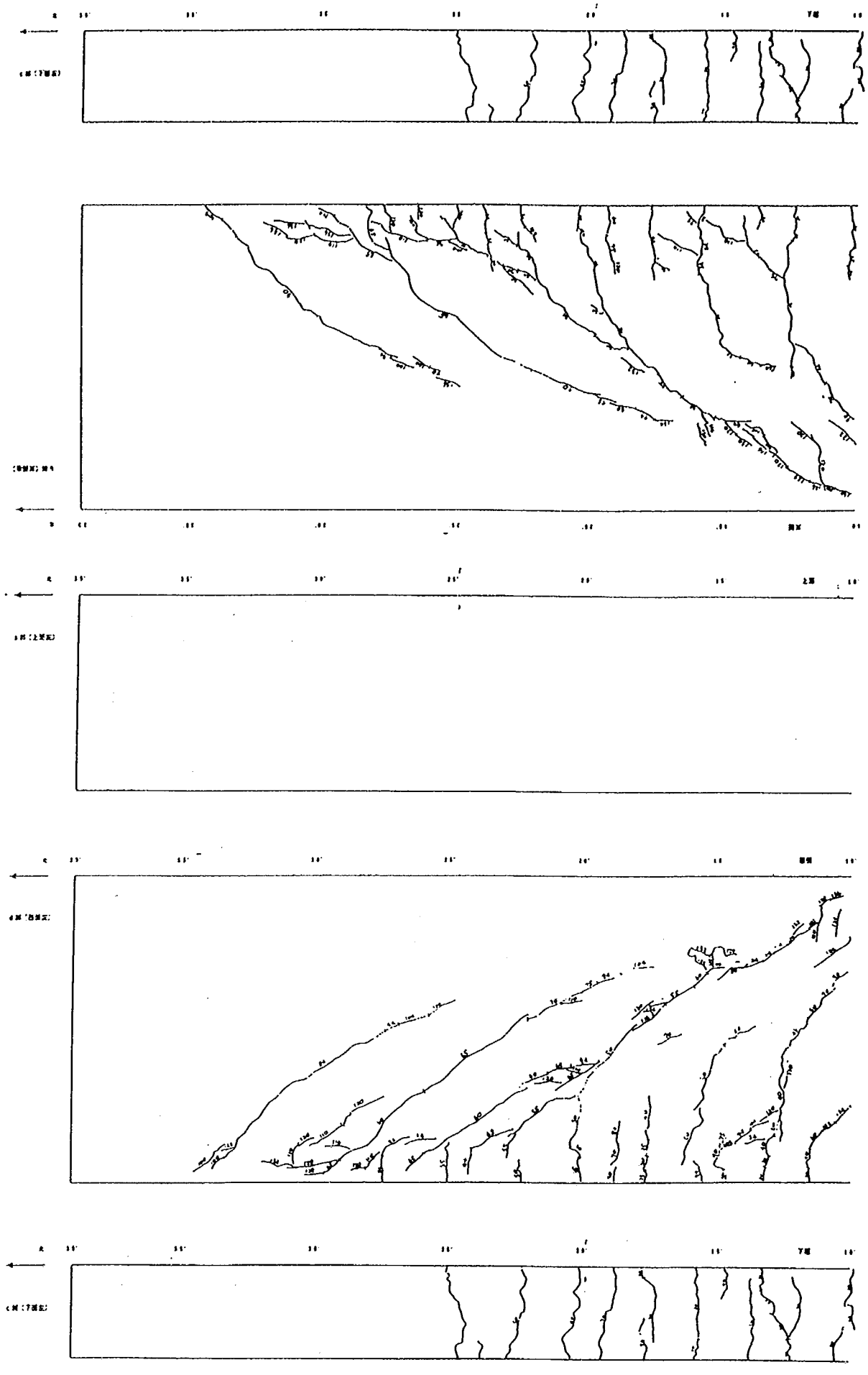


資料図-4(15)　荷重とＣＦＲＰシートひずみの関係(15)　〔ｹﾞｰｼﾞ位置=CFRPシート表面TNS-29, 30〕

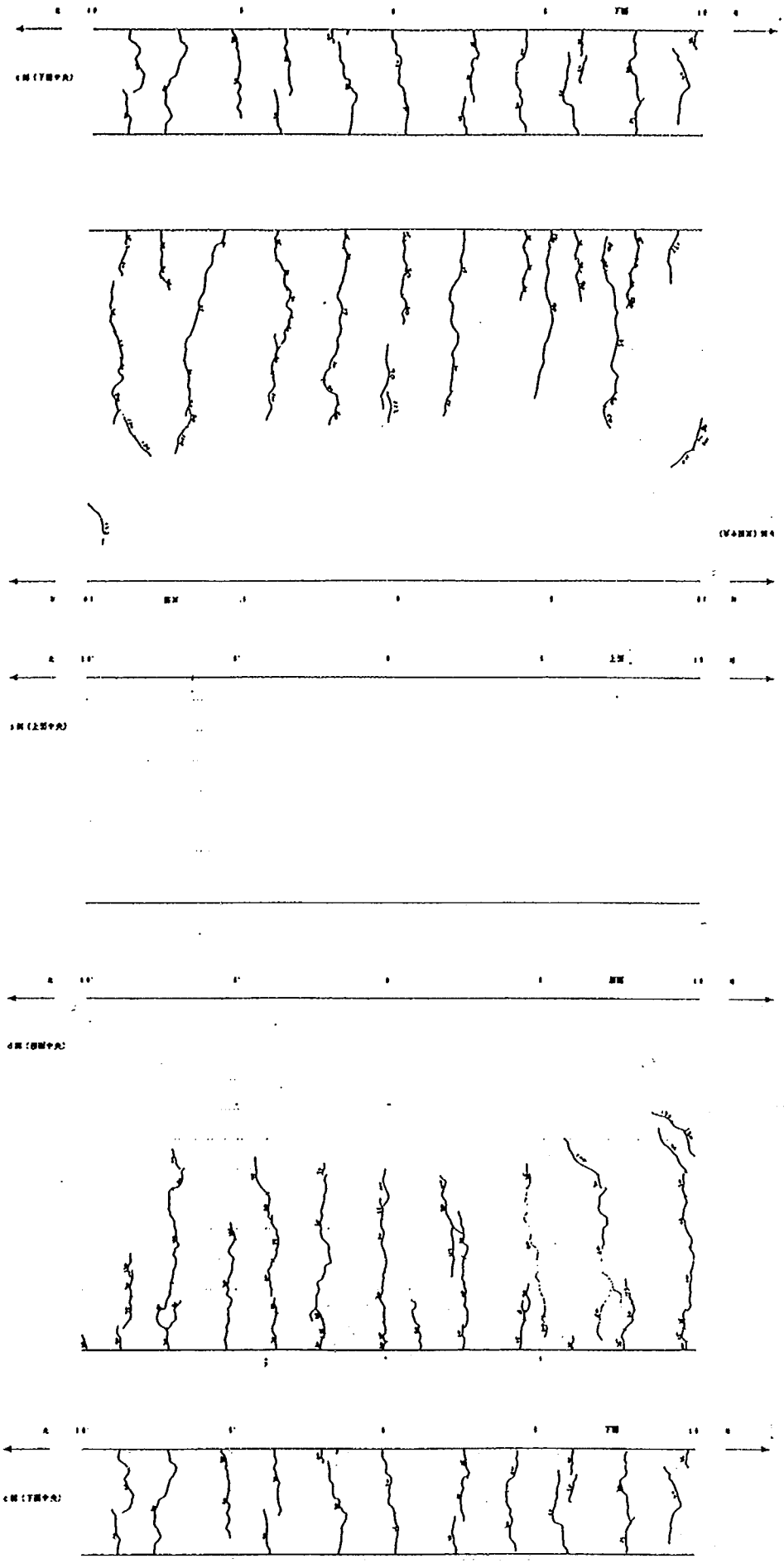
付属資料－５　ひ び 割 れ 観 察 図

Ｔ型およびＩ型各試験体のひび割れ観察図をそれぞれ次の図に示す。

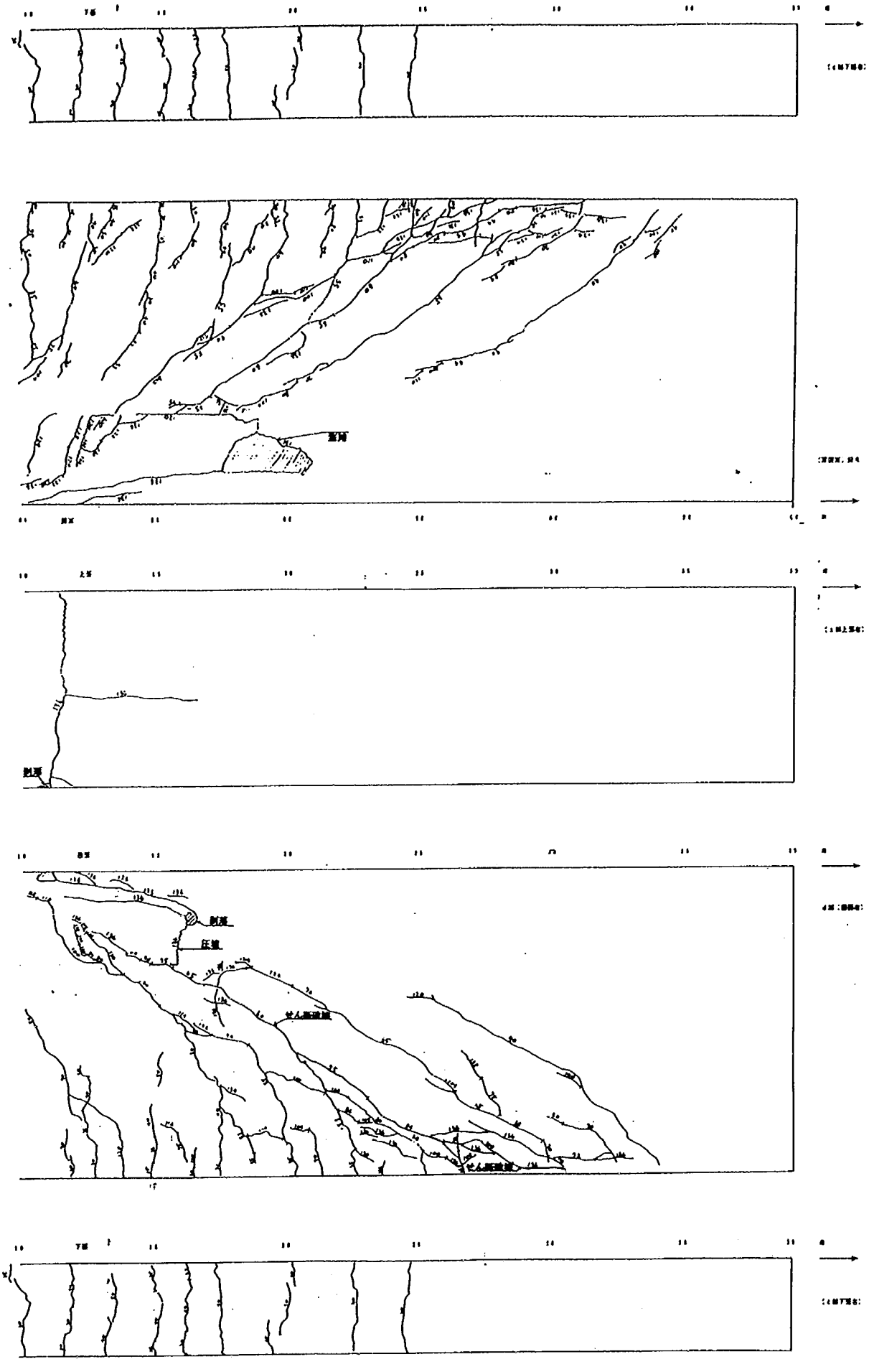
試験体 No.１：資料図-5.１(1)～(3)
試験体 No.２：資料図-5.２(1)～(3)
試験体 No.３：資料図-5.３(1)～(3)
試験体 No.４：資料図-5.４(1)～(3)
試験体 No.５：資料図-5.５(1)～(3)
試験体 No.６：資料図-5.６(1)～(3)



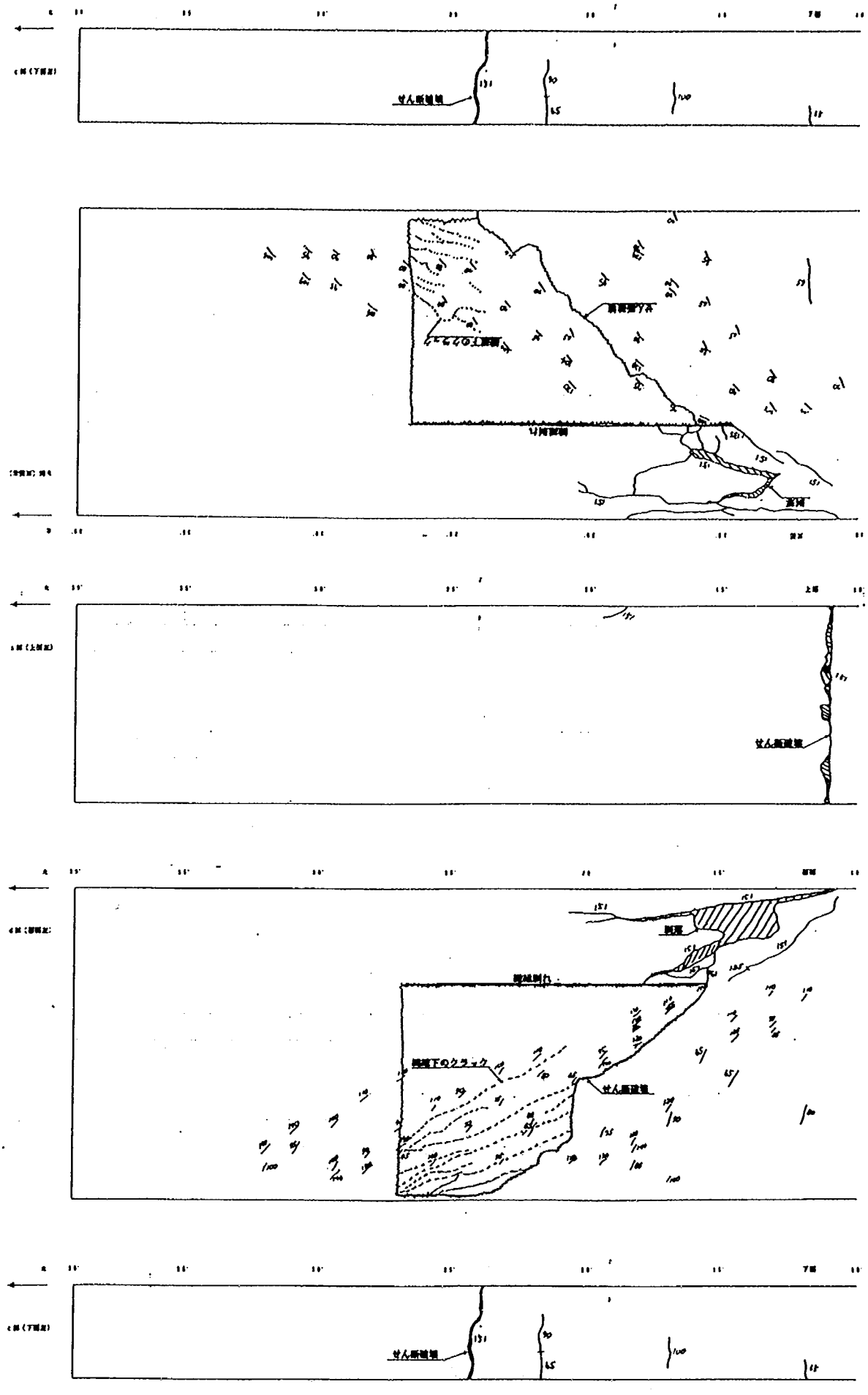
資料図-5.1(1) ひび割れ状態観察図……試験体 No.1 (部分拡大図-1)



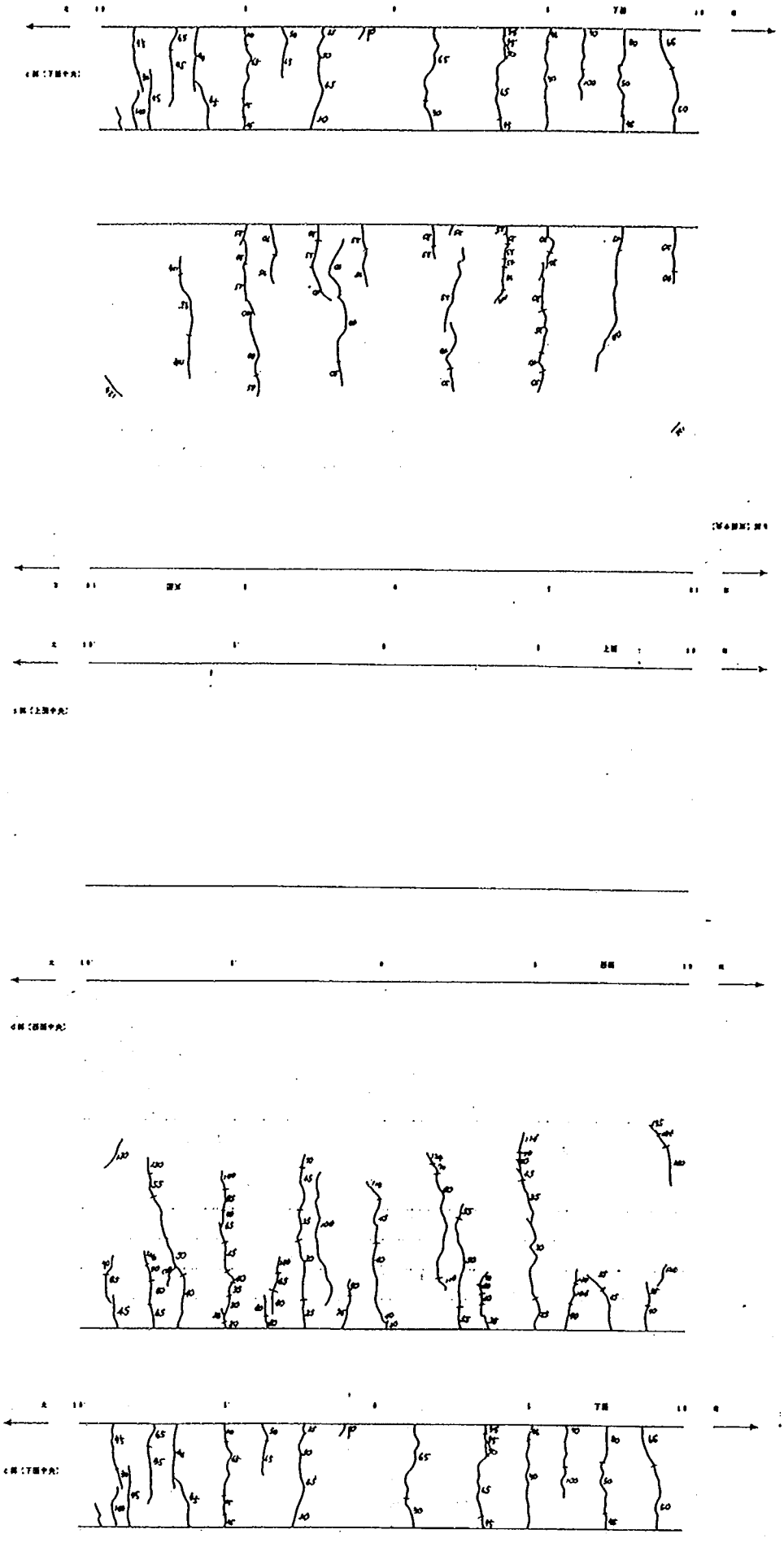
資料図-5.1(2) ひび割れ状態観察図……試験体 No.1 (部分拡大図-2)



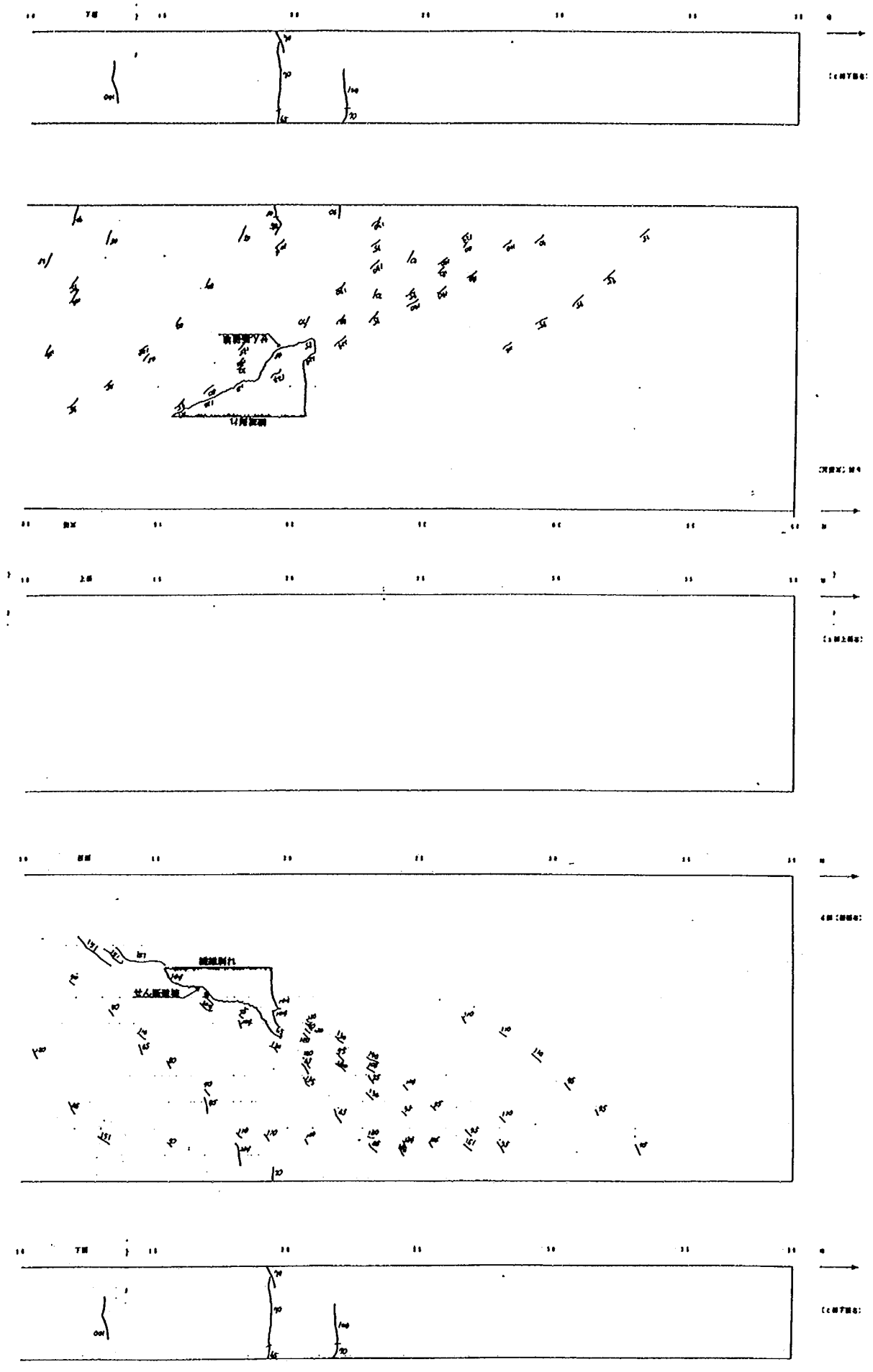
資料図-5.1(3) ひび割れ状態観察図……試験体 No.1 (部分拡大図-3)



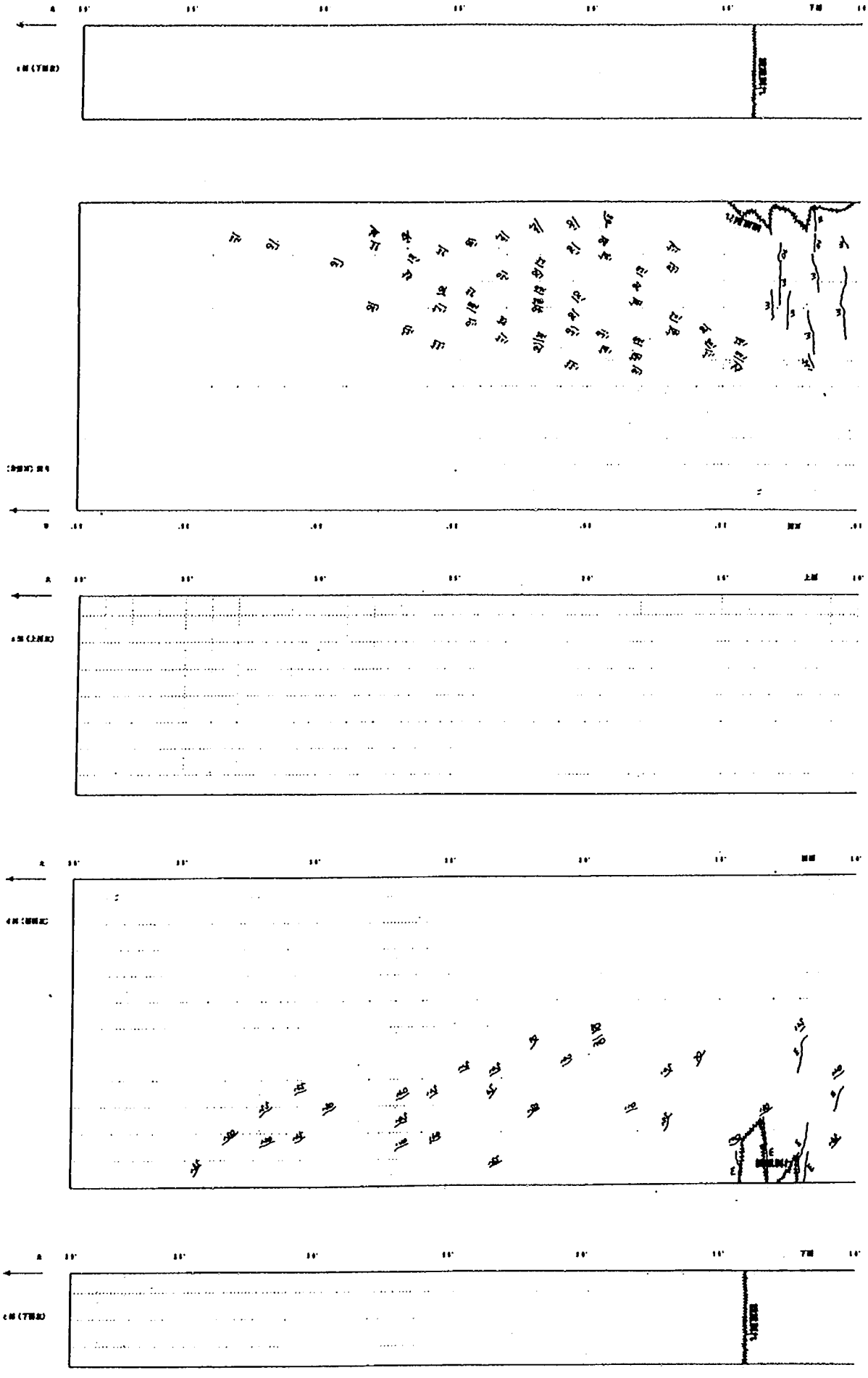
資料図-5.2(1) ひび割れ状態観察図……試験体 No.2 (部分拡大図-1)



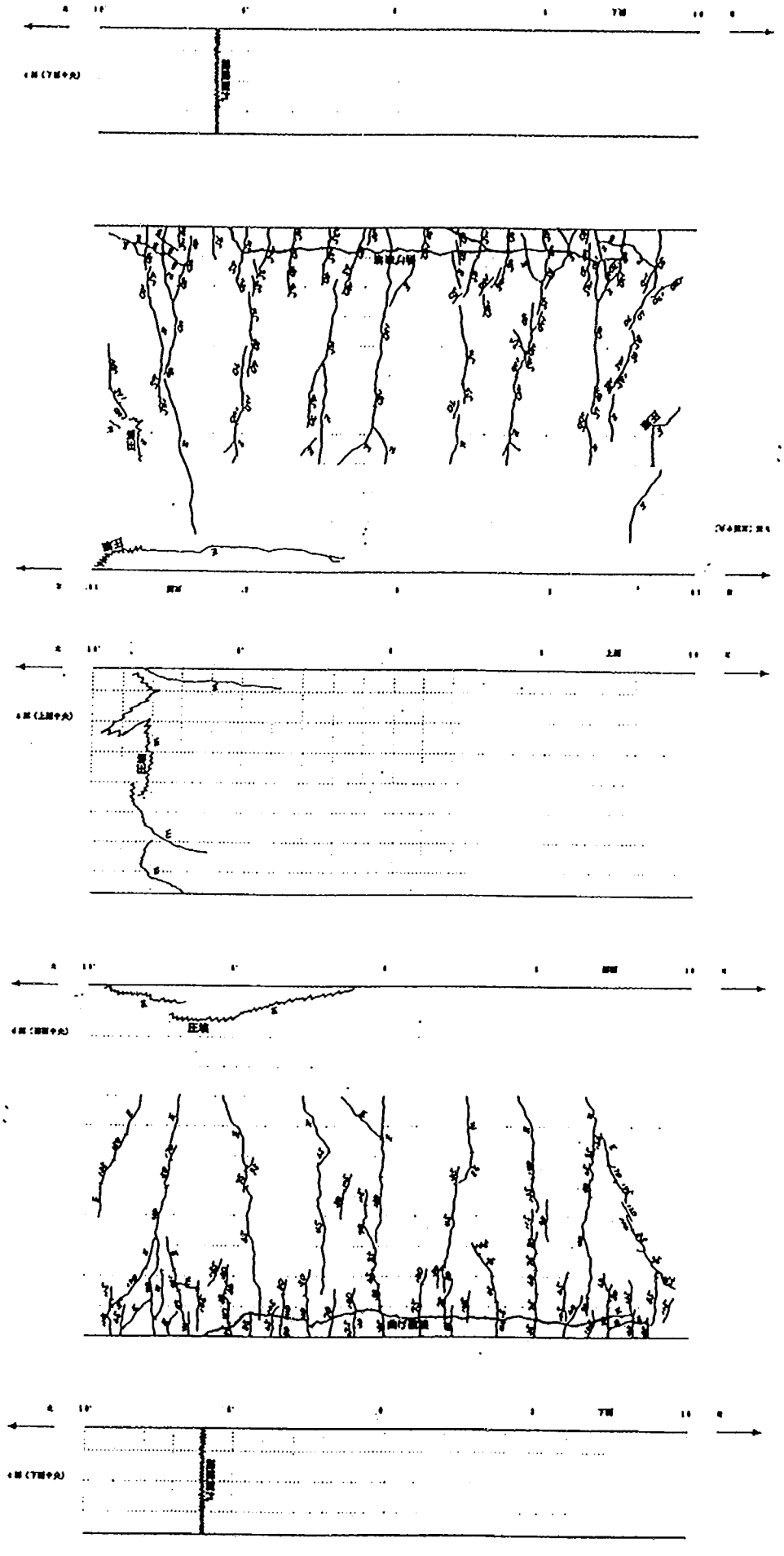
資料図-5.2(2) ひび割れ状態観察図……試験体 No.2 (部分拡大図-2)



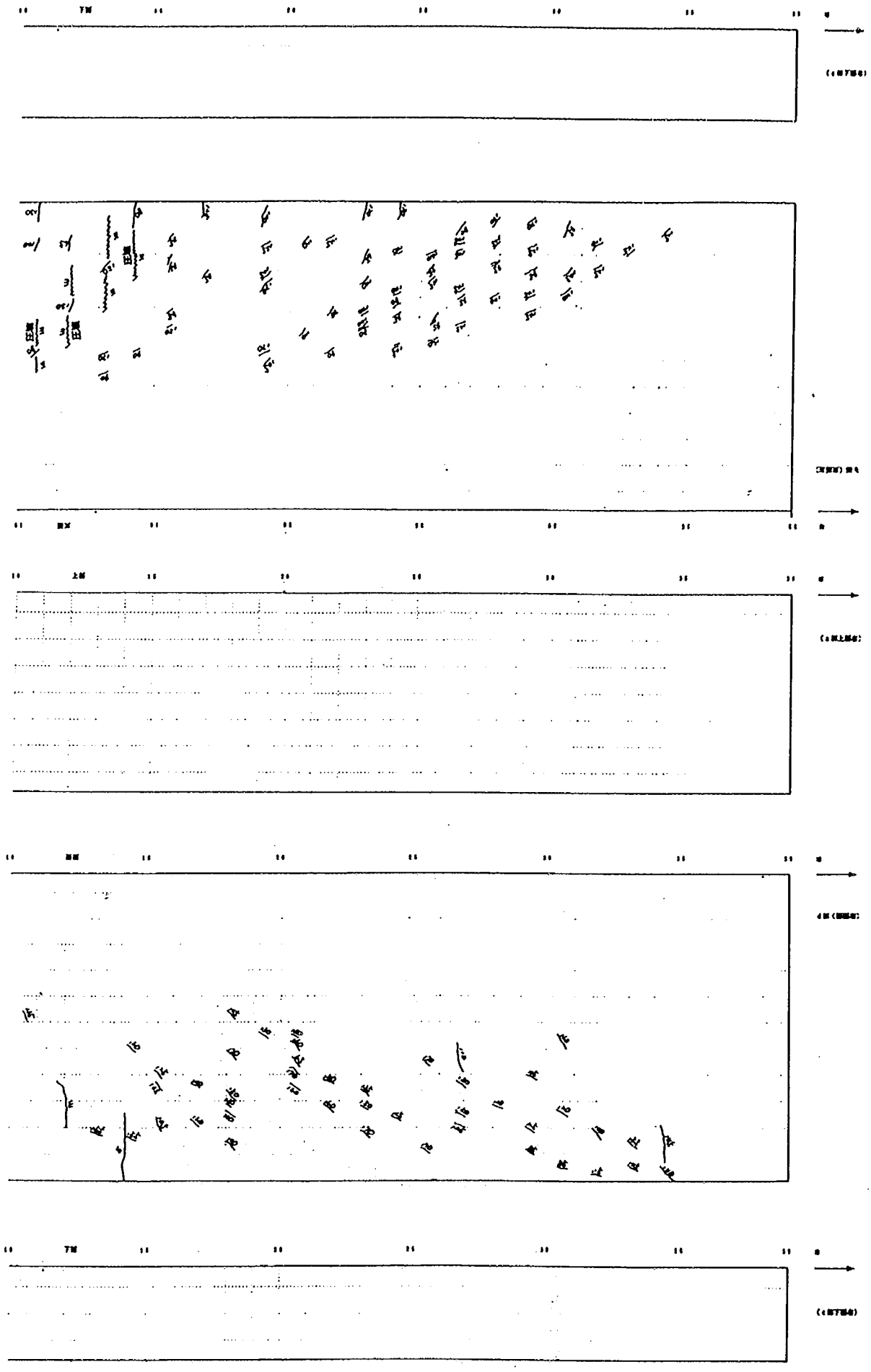
資料図-5.2(3) ひび割れ状態観察図……試験体 No.2 (部分拡大図-3)



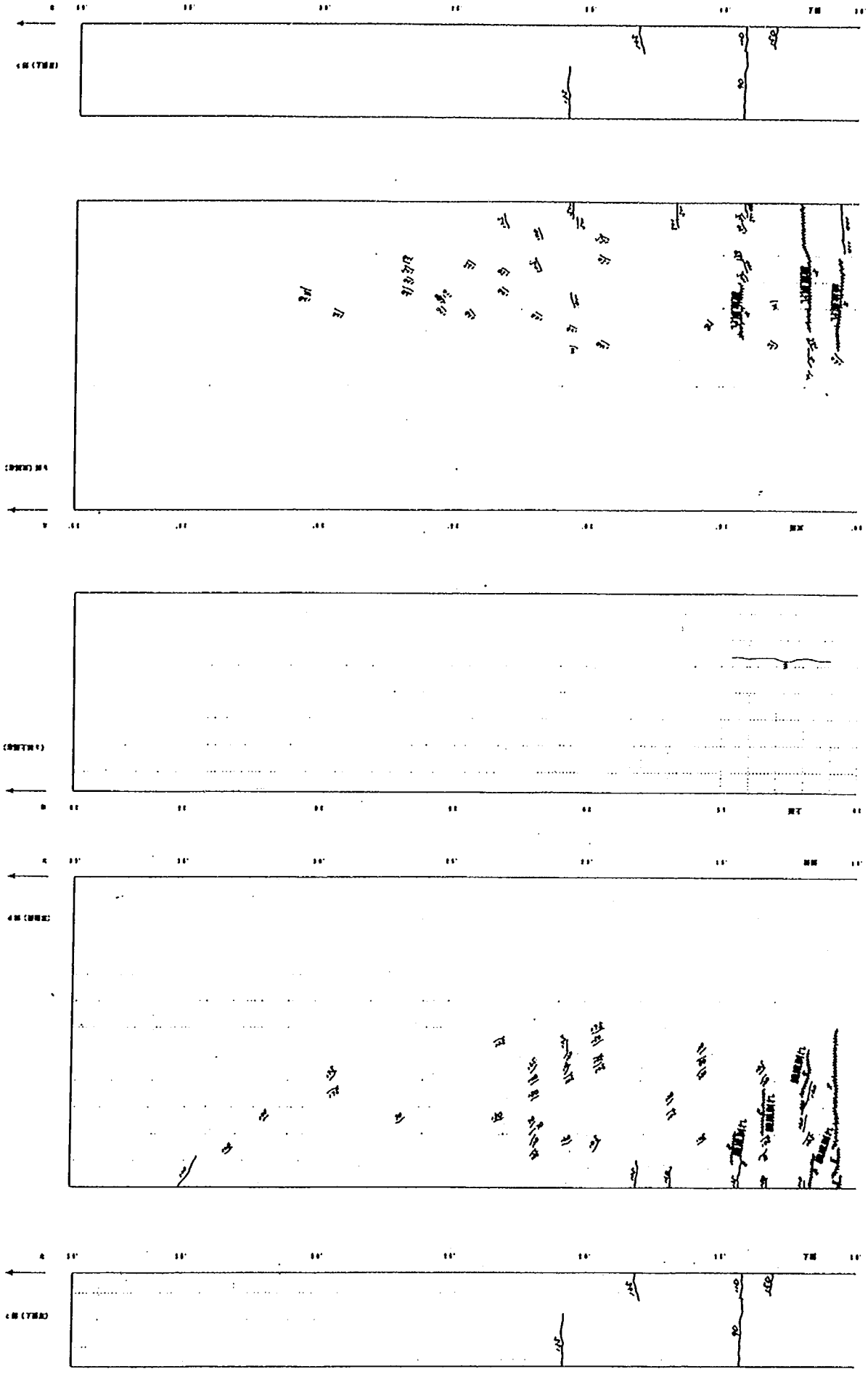
資料図-5.3(1) ひび割れ状態観察図……試験体 No.3 (部分拡大図-1)



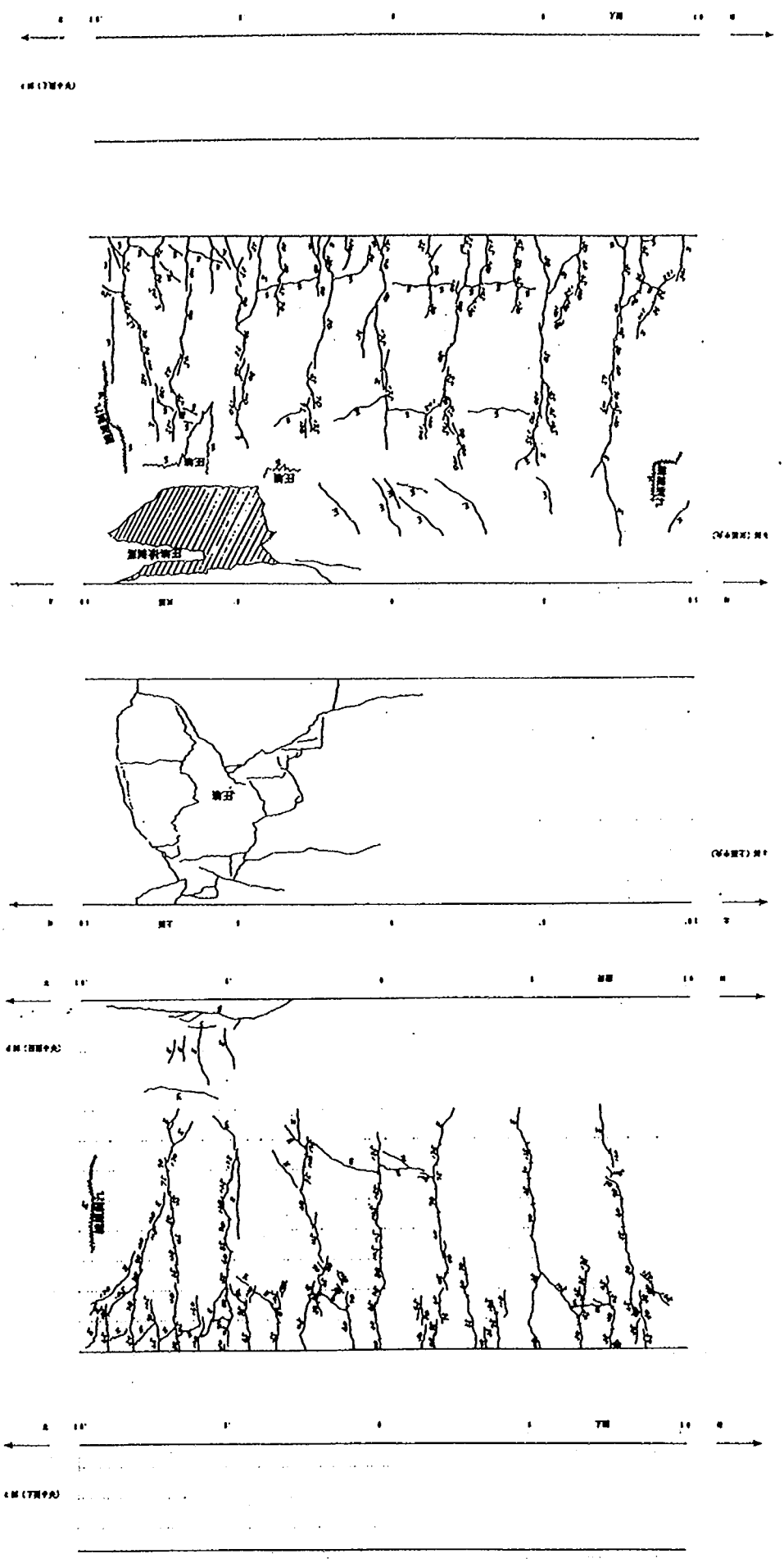
資料図-5.3(2) ひび割れ状態観察図……試験体 No.3 (部分拡大図-2)



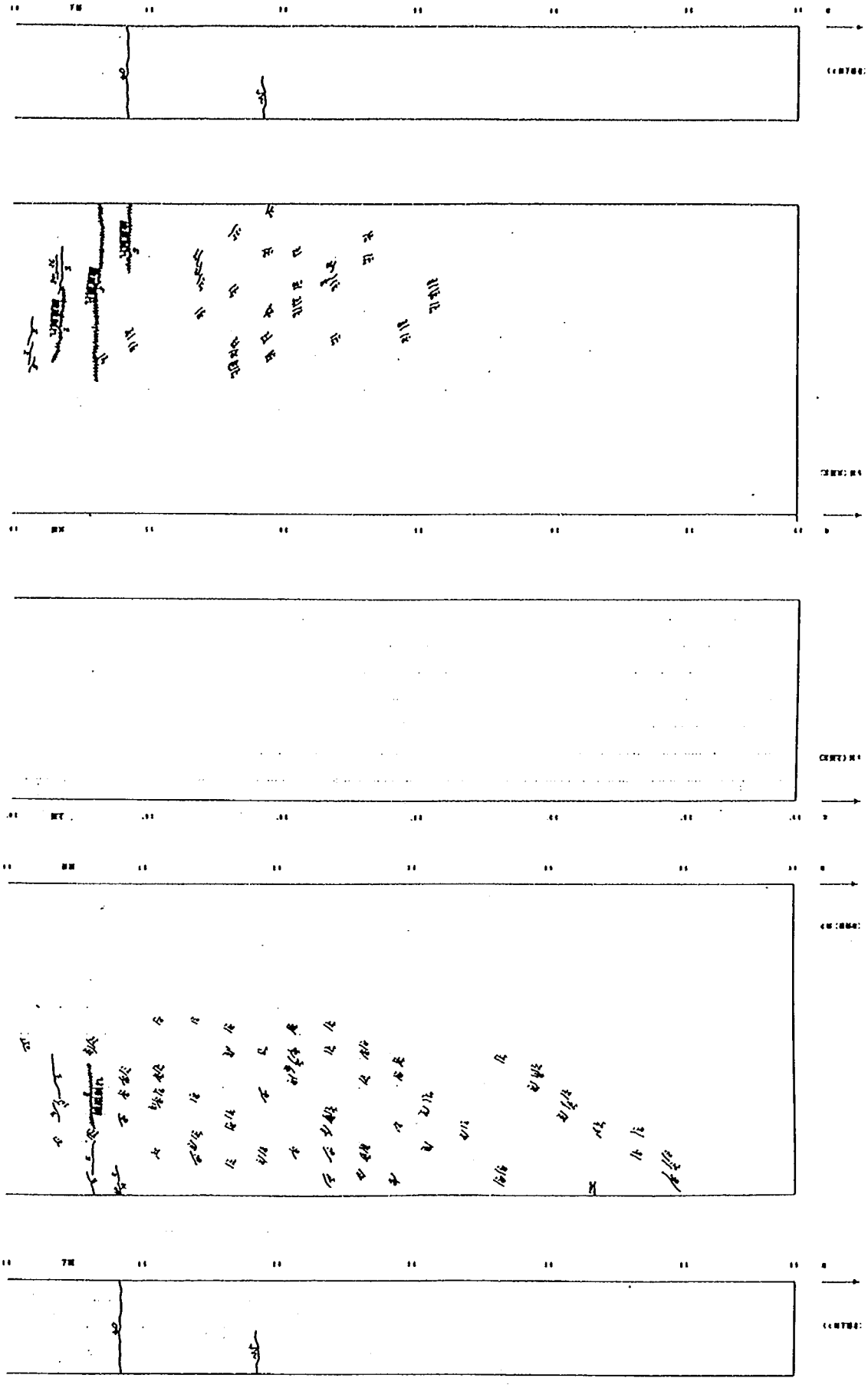
資料図-5.3(3) ひび割れ状態観察図……試験体 No.3 (部分拡大図-3)



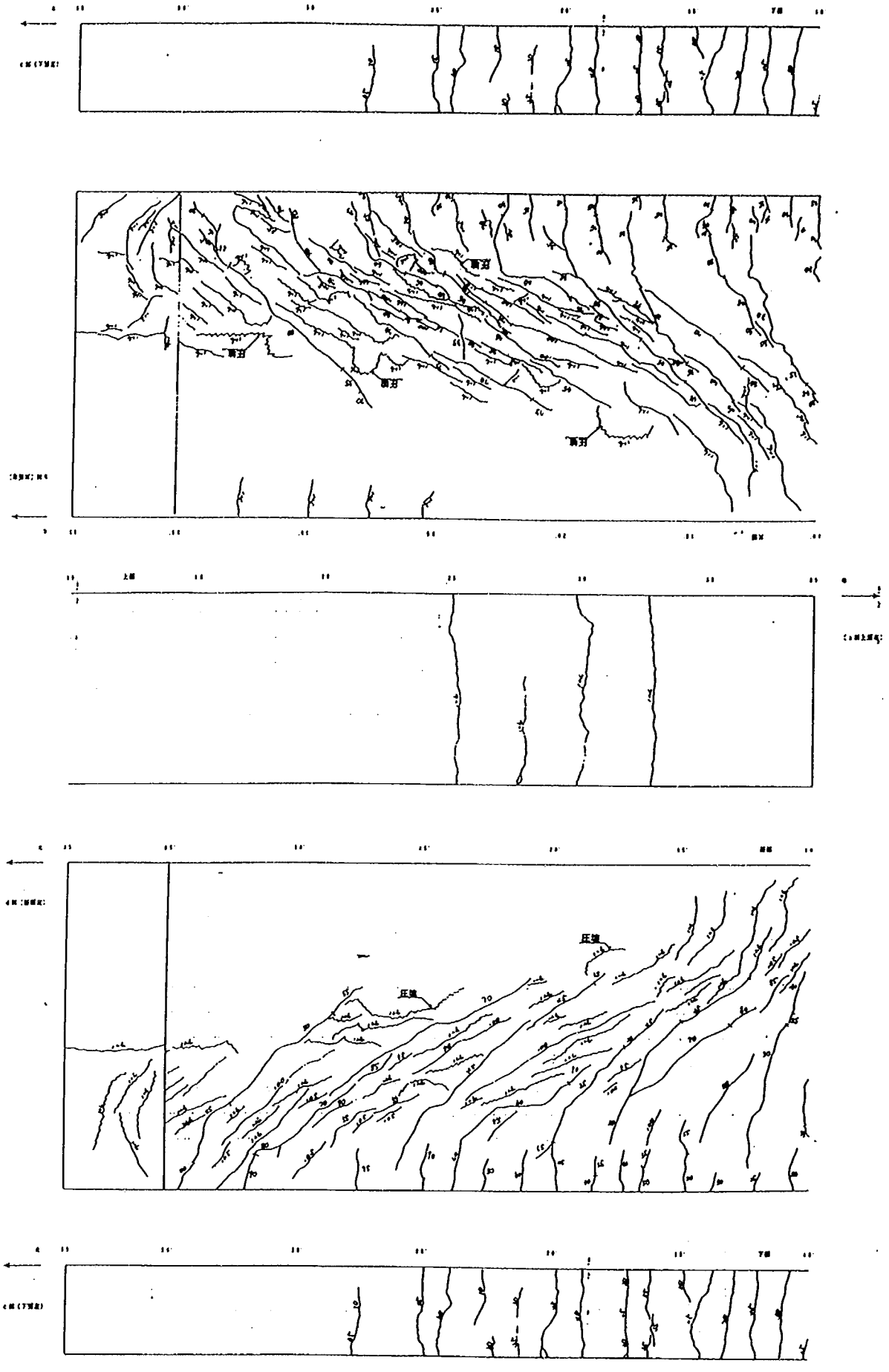
資料図-5.4(1) ひび割れ状態観察図……試験体 No.4 (部分拡大図-1)



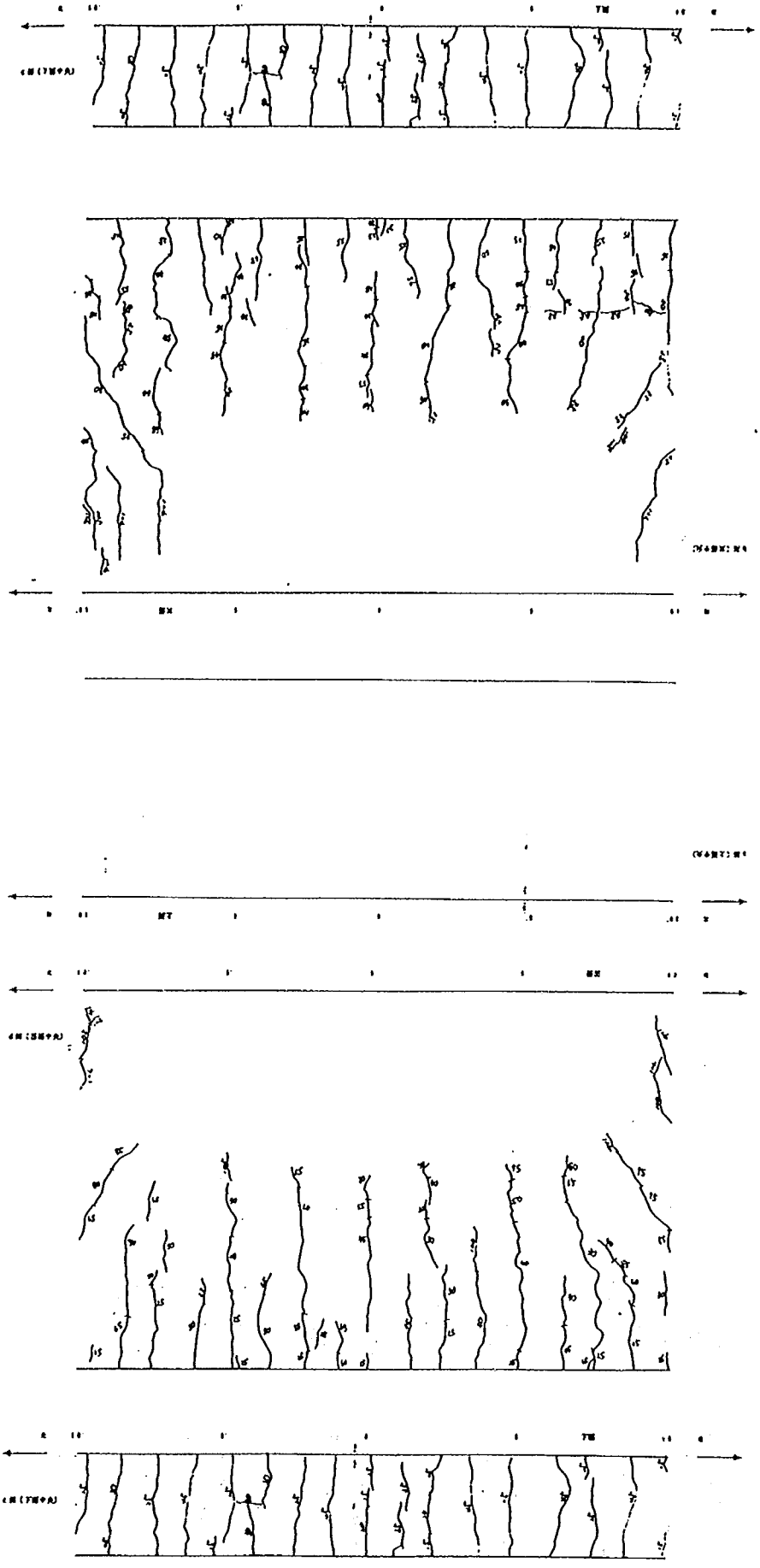
資料図-5.4(2) ひび割れ状態観察図……試験体 No.4 (部分拡大図-2)



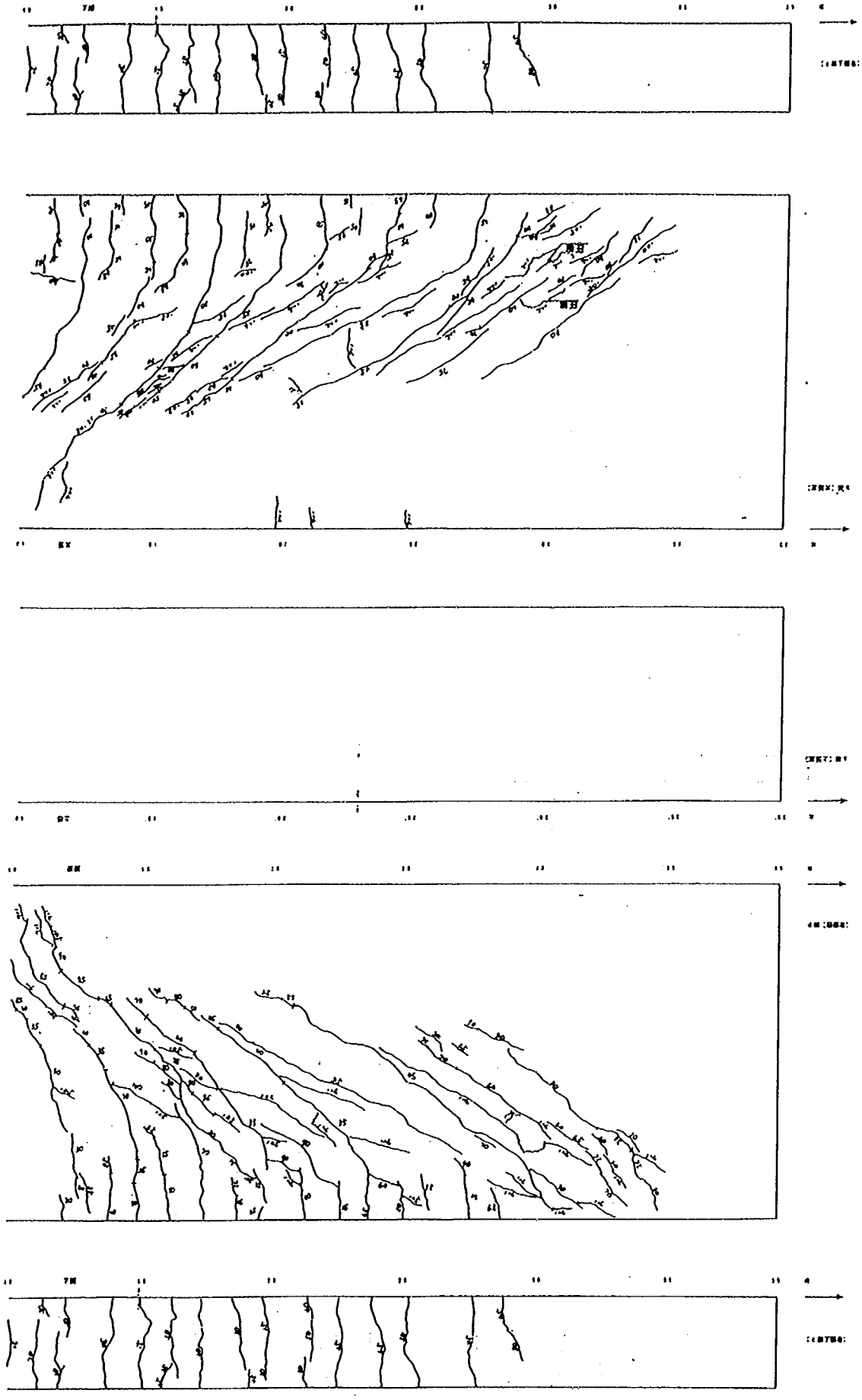
資料図-5.4(3) ひび割れ状態観察図……試験体 No.4 (部分拡大図-3)



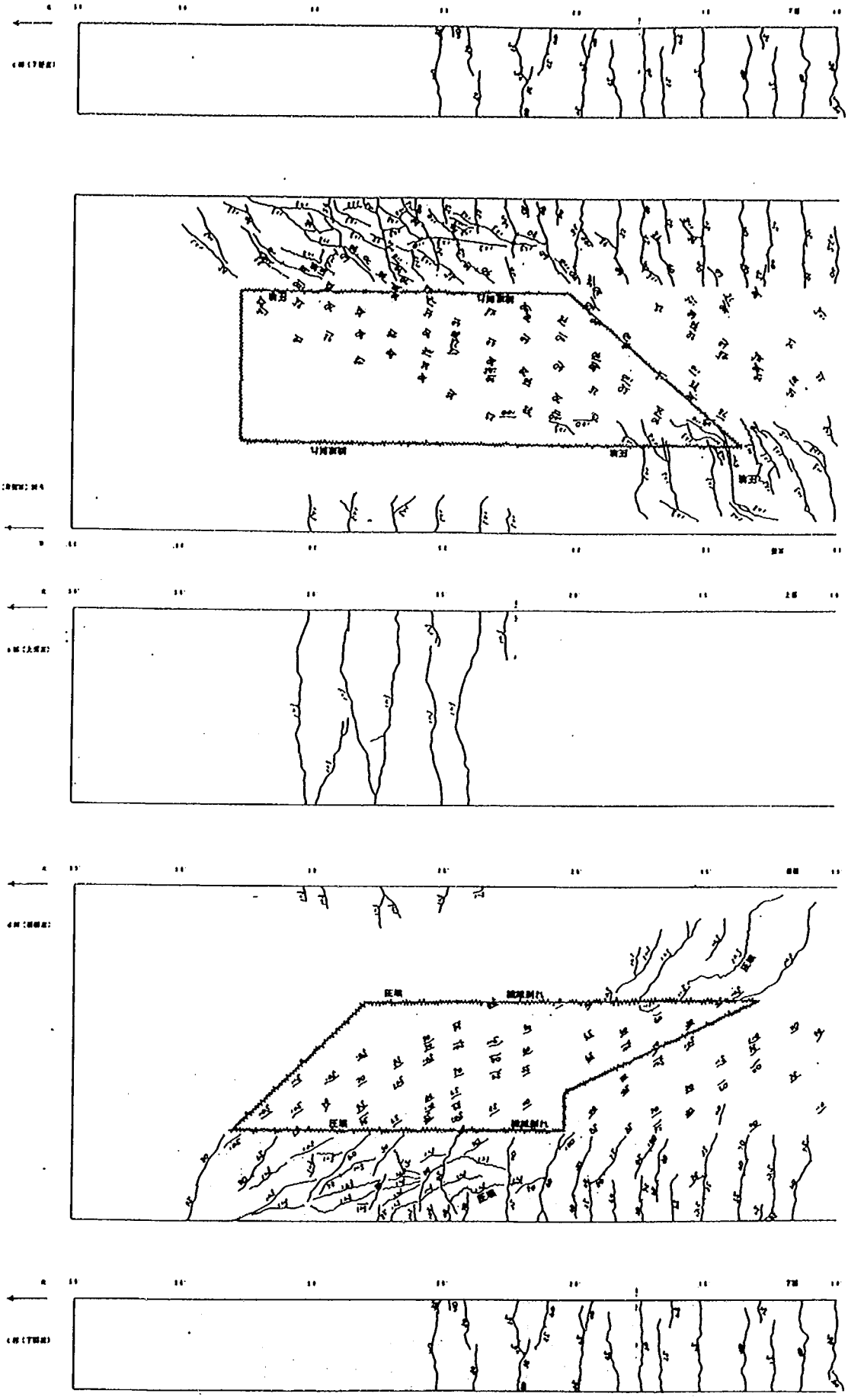
資料図-5.5(1) ひび割れ状態観察図……試験体 No.5 (部分拡大図-1)



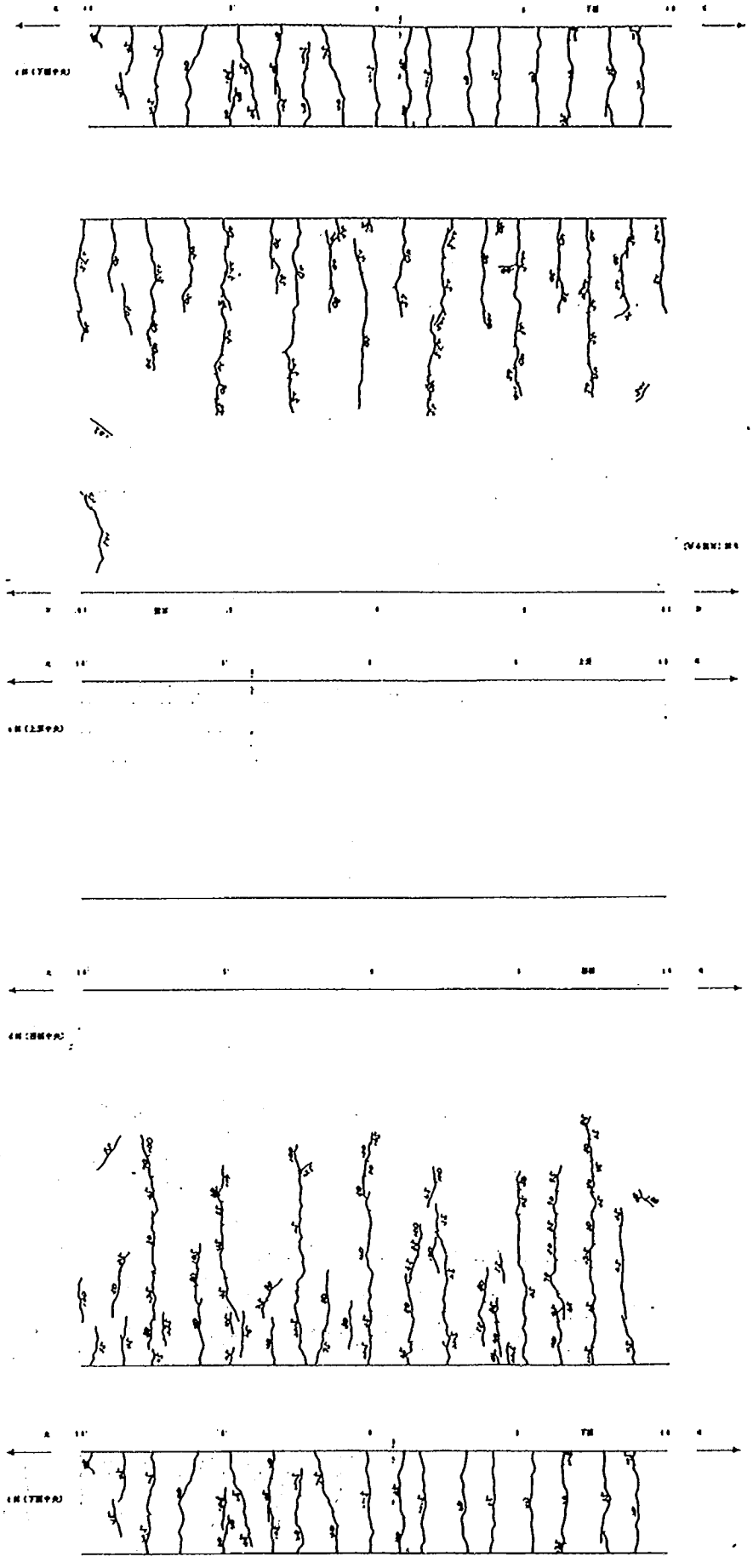
資料図-5.5(2) ひび割れ状態観察図……試験体 No.5 (部分拡大図-2)



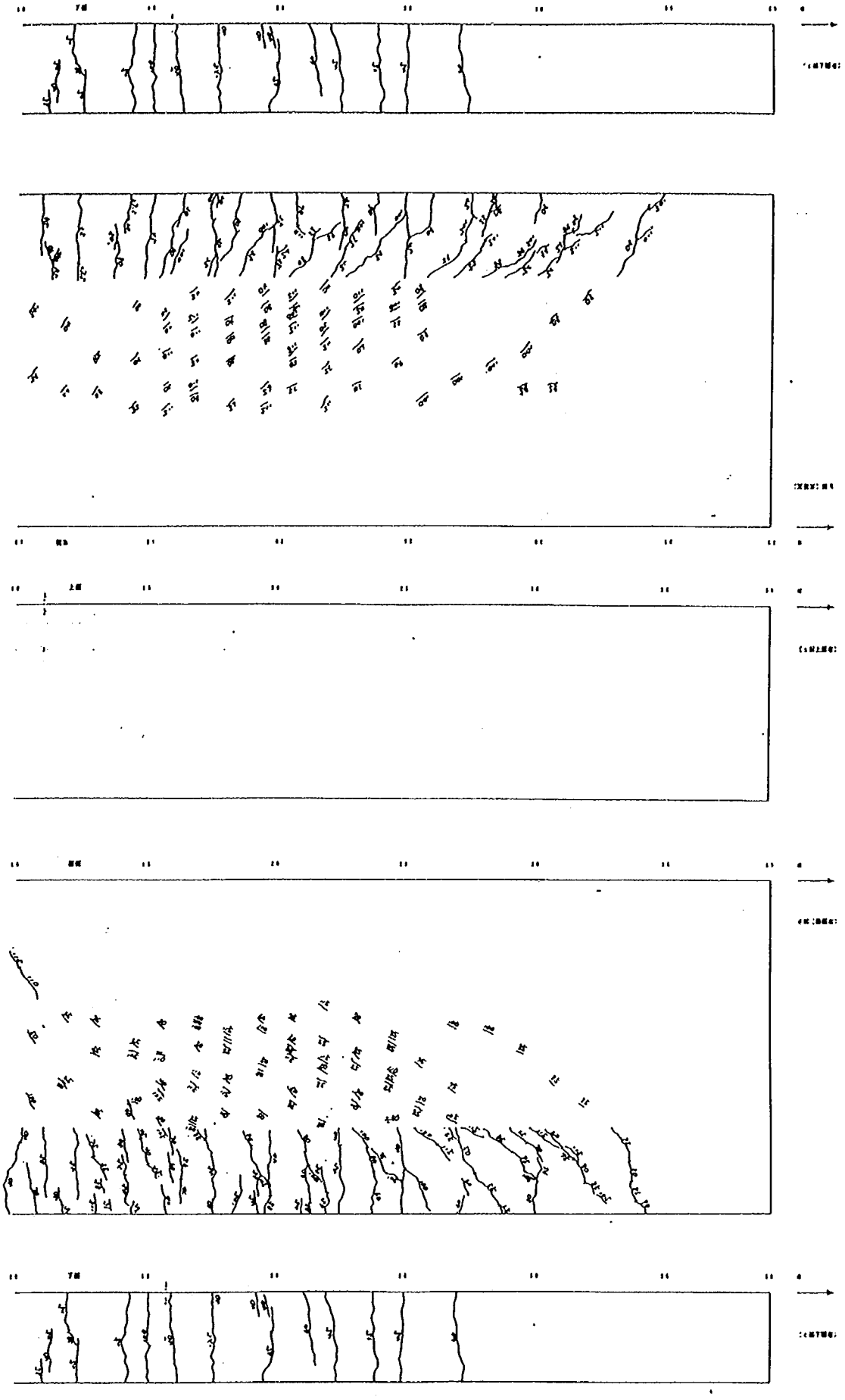
資料図-5.5(3) ひび割れ状態観察図……試験体 No.5 (部分拡大図-3)



資料図-5.6(1) ひび割れ状態観察図……試験体 No.6 (部分拡大図-1)



資料図-5.6(2) ひび割れ状態観察図……試験体 No.6 (部分拡大図-2)

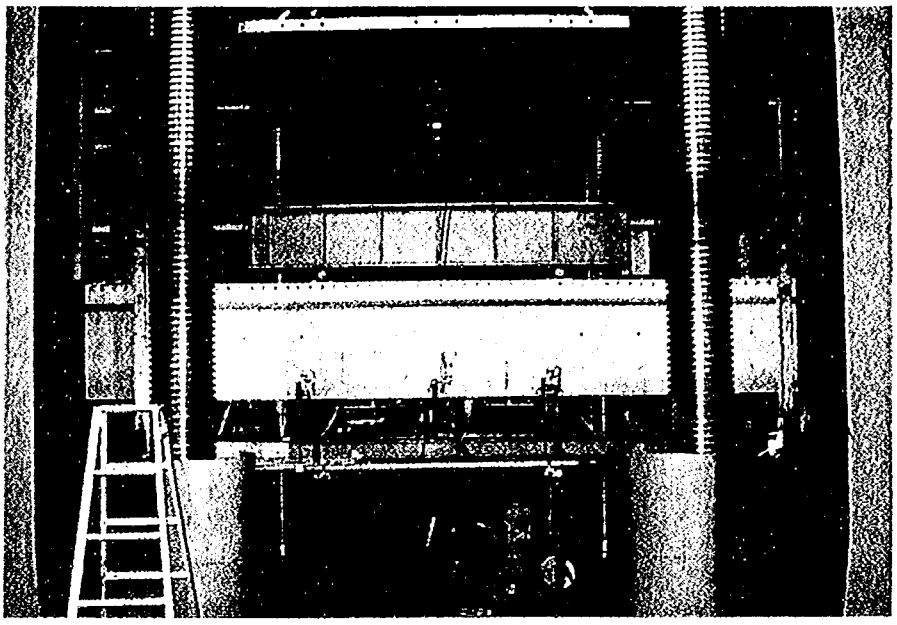


資料図-5.6(3) ひび割れ状態観察図……試験体 No.6 (部分拡大図-3)

付属資料－６　載荷状況写真

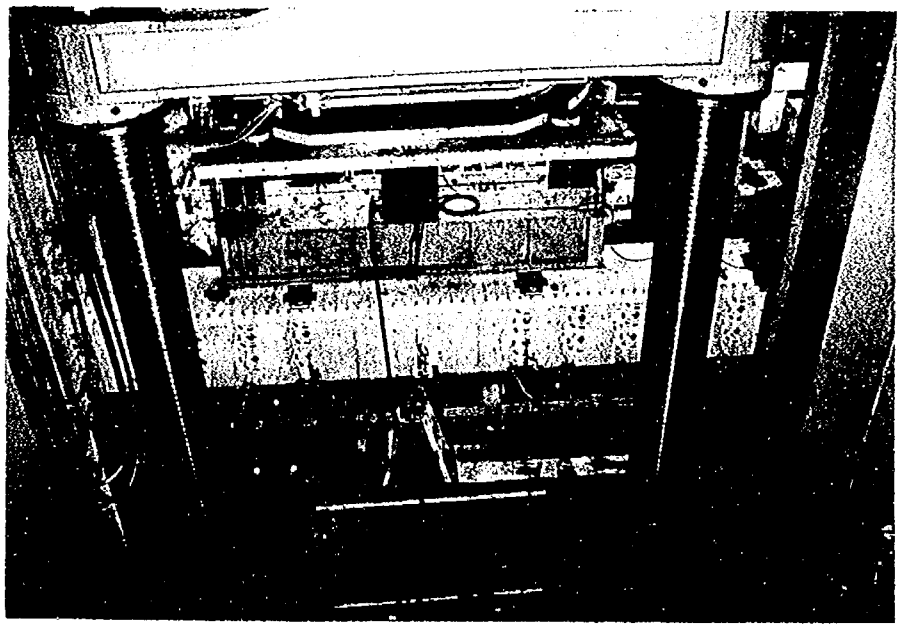
Ｔ型およびＩ型各試験体の載荷状況写真をそれぞれ次の写真に示す。

試験体 No. 1 : 写真-1～9
試験体 No. 2 : 写真-10～19
試験体 No. 3 : 写真-20～31
試験体 No. 4 : 写真-32～39
試験体 No. 5 : 写真-40～46
試験体 No. 6 : 写真-47～54



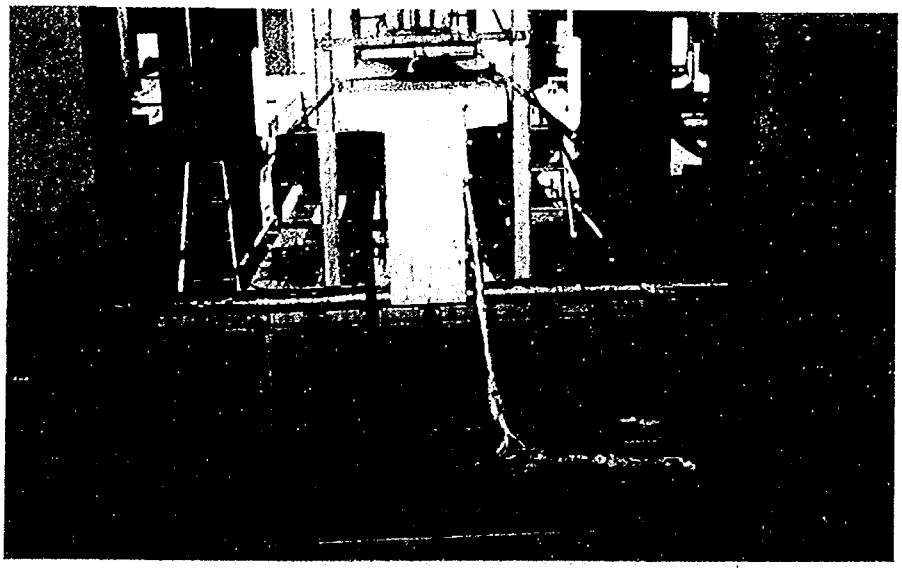
[写真-1]
Ｎｏ．１試験体-1

試験体セット状況-①



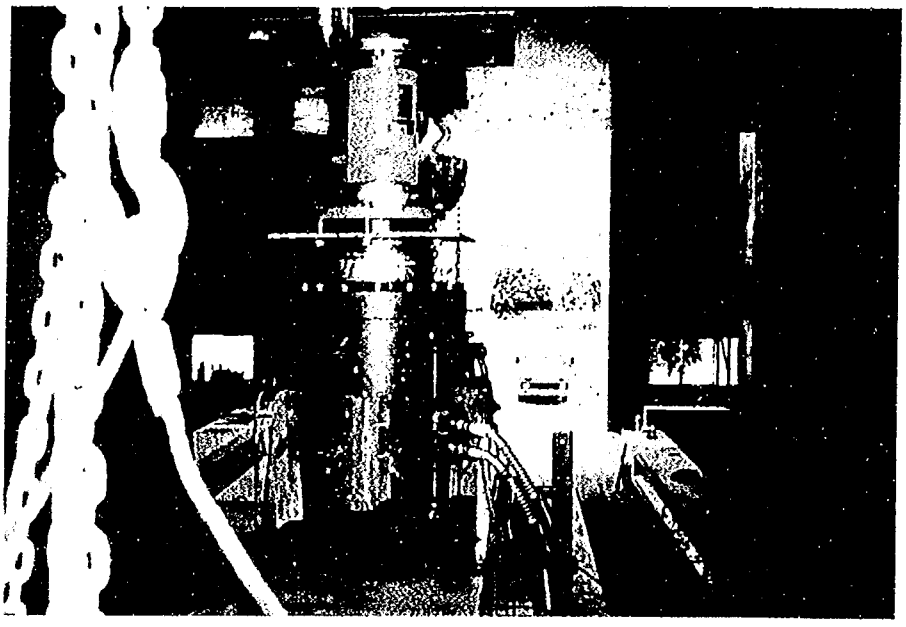
[写真-2]
Ｎｏ．１試験体-2

試験体セット状況-②



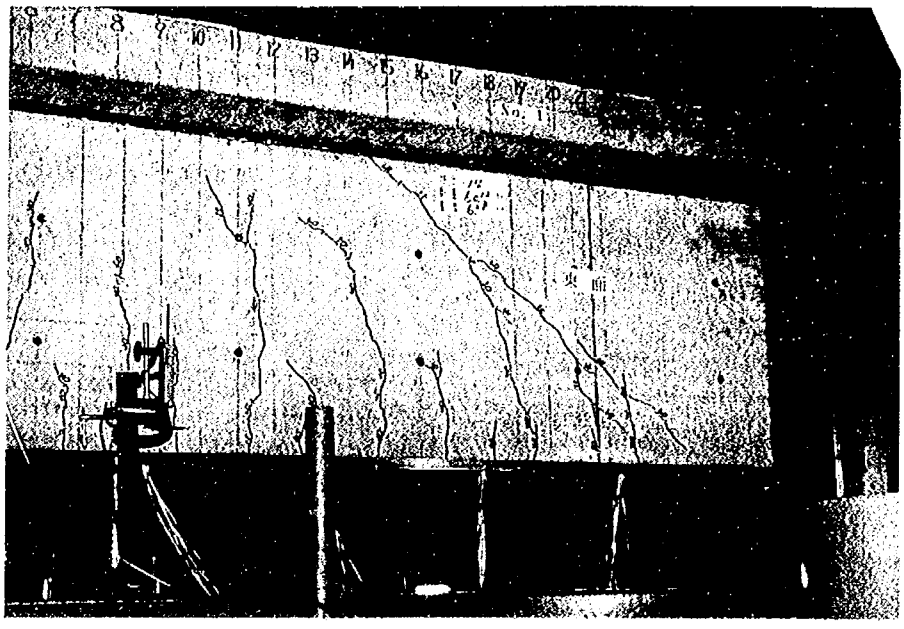
[写真-3]
Ｎｏ．１試験体-3

試験体セット状況-③



[写真-4]
Ｎｏ．１試験体-4

試験体セット状況-④



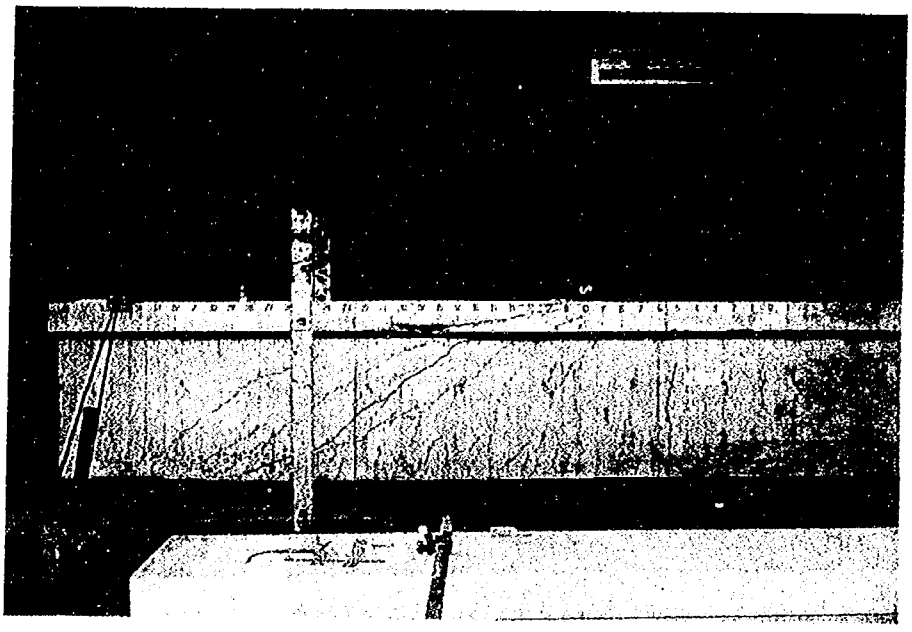
[写真-5]
Ｎｏ．１試験体-5

ステップ14
載荷荷重：　590 kN
（ 60.12 tf）
中央変位：　6.28 mm



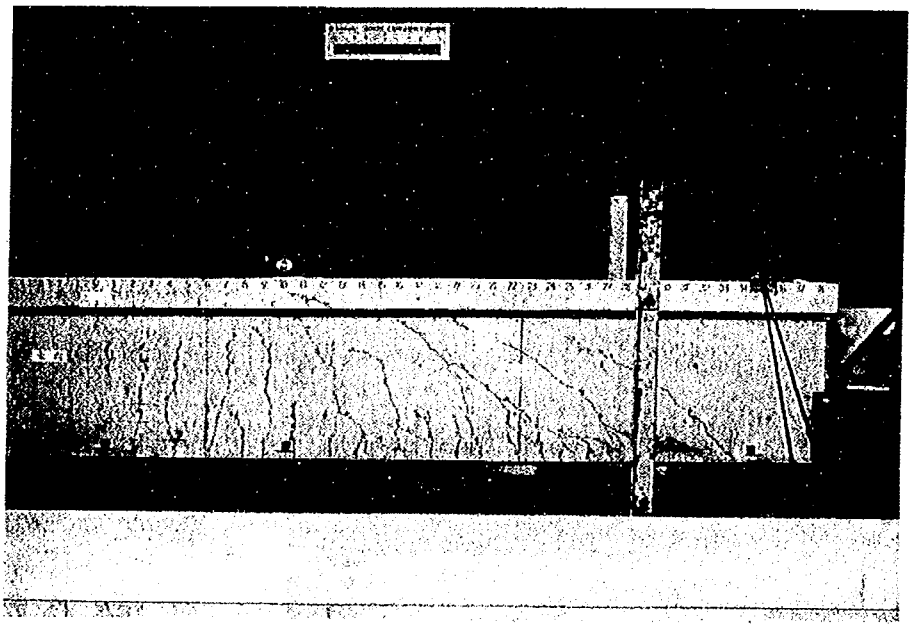
[写真-6]
Ｎｏ．１試験体6

ステップ42
載荷荷重：1,177 kN
（ 120 tf）
中央変位：16.71 mm



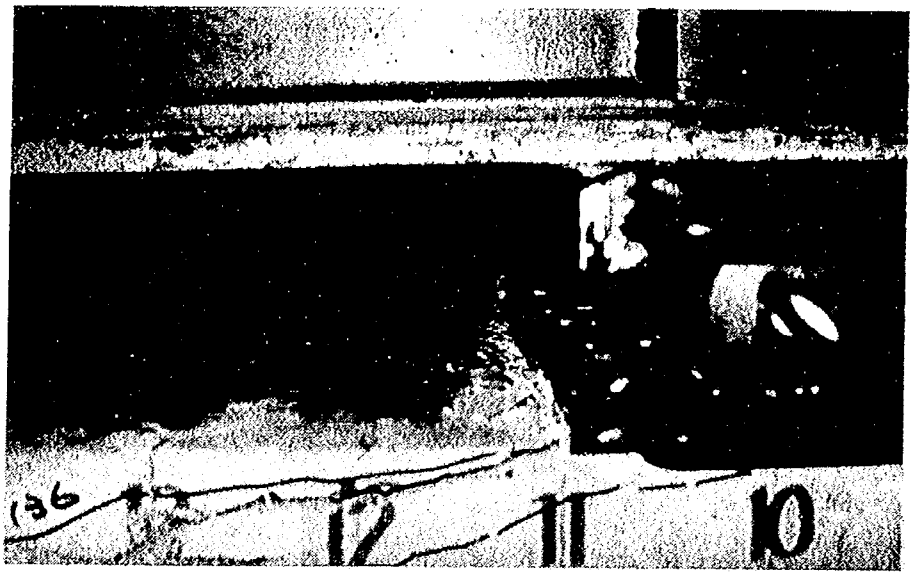
[写真-7]
Ｎｏ．１試験体-7

ステップ58
＝終局状況-①
載荷荷重：1,334 kN
(136 tf)
中央変位：21.65 mm



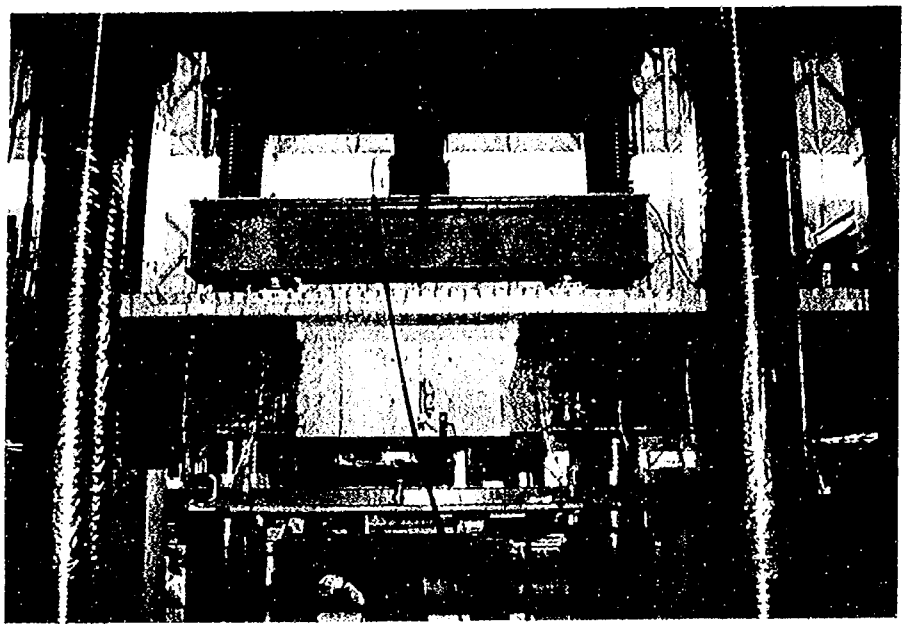
[写真-8]
Ｎｏ．１試験体-8

ステップ58
＝終局状況-②
載荷荷重：1,334 kN
(136 tf)
中央変位：21.65 mm



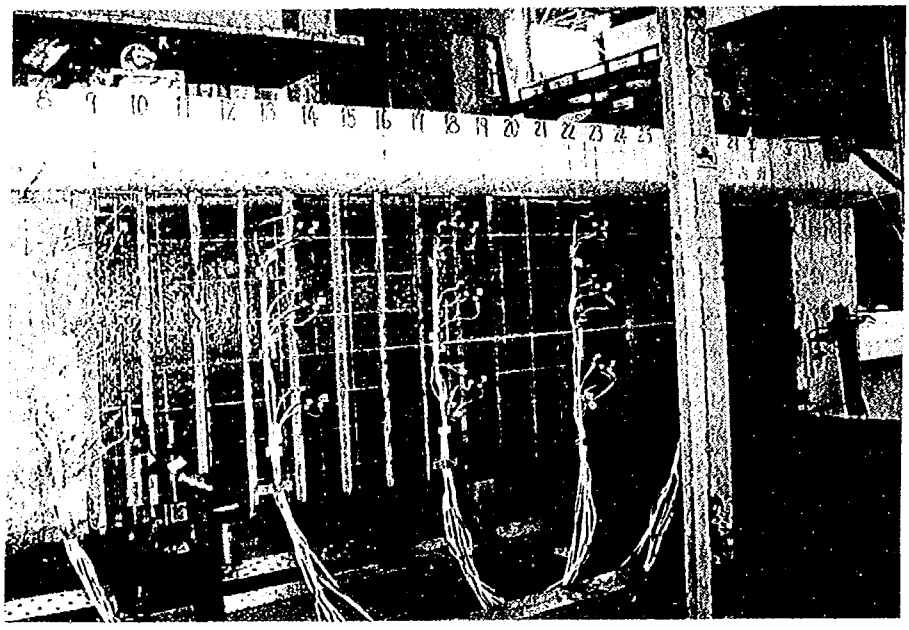
[写真-9]
Ｎｏ．１試験体-9

ステップ58
＝終局状況-③
載荷荷重：1,334 kN
(136 tf)
中央変位：21.65 mm



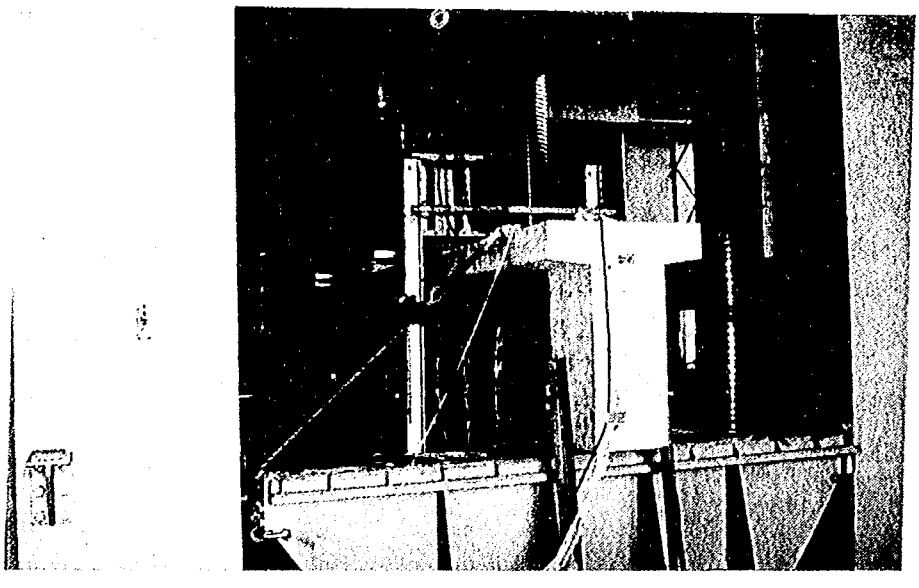
[写真-10]
Ｎｏ．２試験体-1

試験体セット状況-①



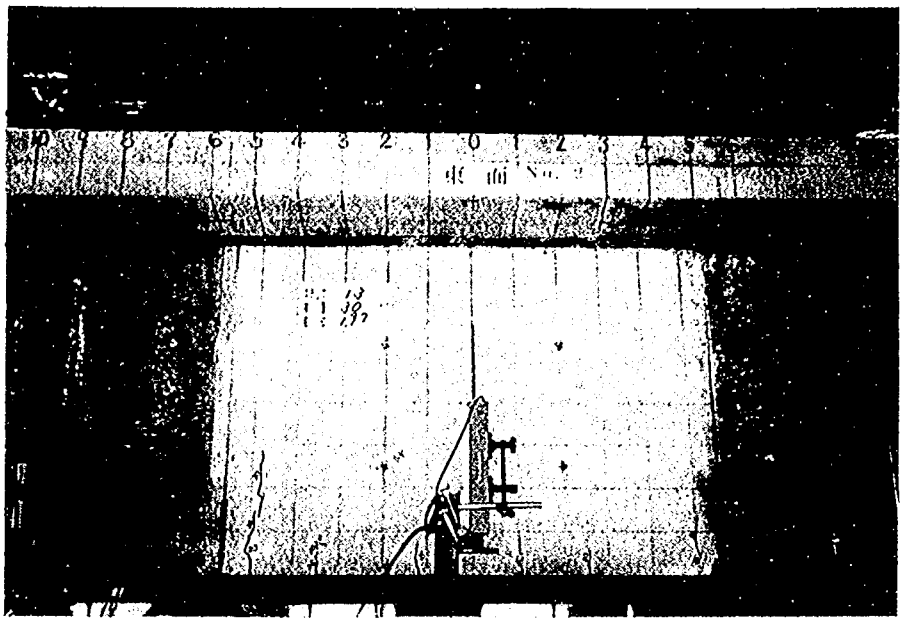
[写真-11]
Ｎｏ．２試験体-2

試験体セット状況-②



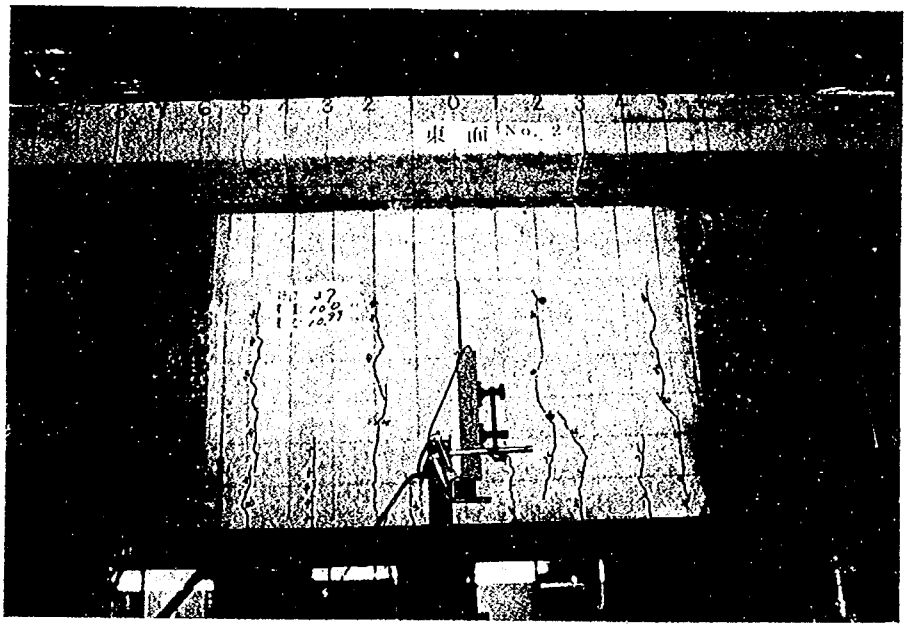
[写真-12]
Ｎｏ．２試験体-3

試験体セット状況-③



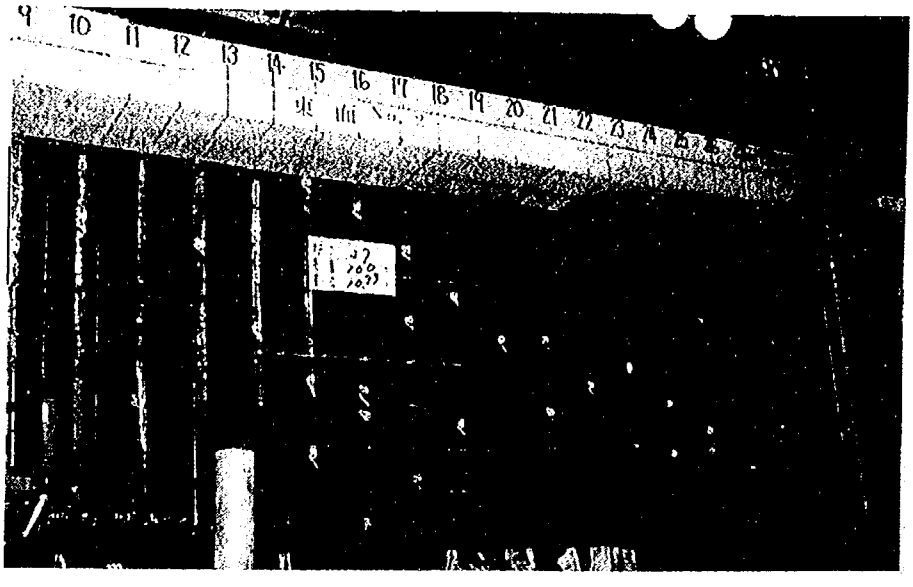
[写真-13]
Ｎｏ．２試験体-4

ステップ13
載荷荷重：　294 kN
（ 30 tf）
中央変位：　1.97 mm



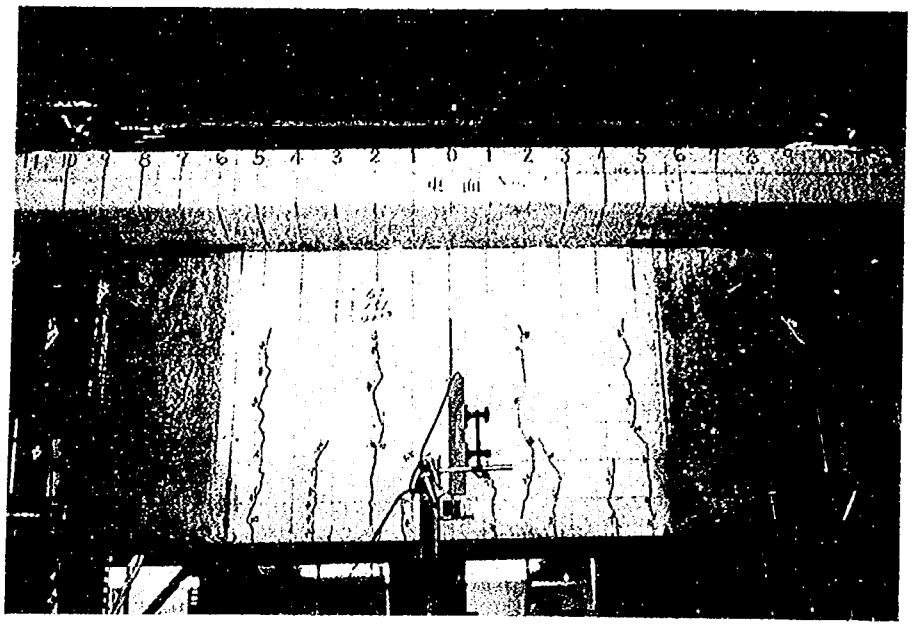
[写真-14]
Ｎｏ．２試験体-5

ステップ27-①
載荷荷重：　981 kN
（ 100 tf）
中央変位：10.99 mm



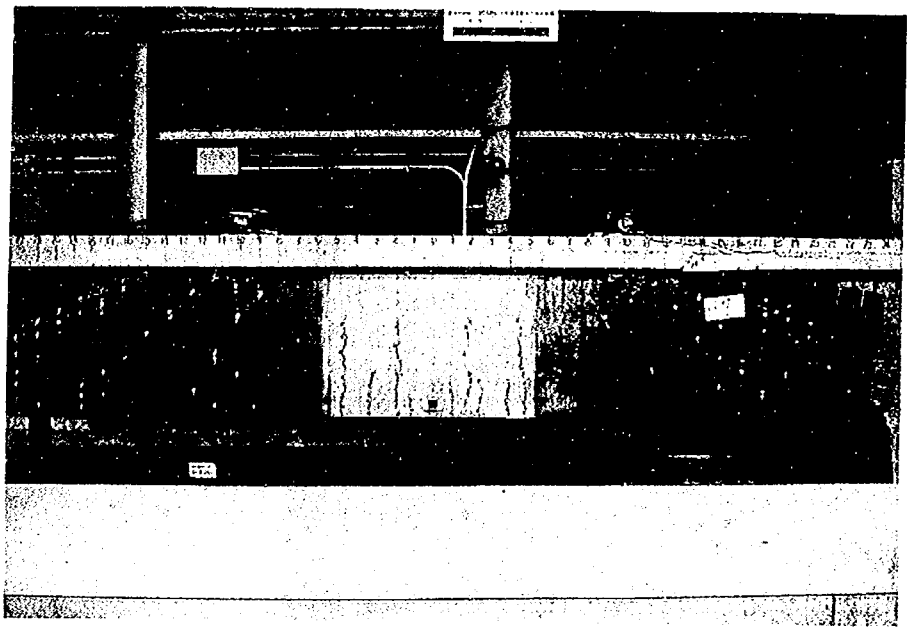
[写真-15]
Ｎｏ．２試験体-6

ステップ27-②
載荷荷重：　981 kN
（ 100 tf）
中央変位：10.99 mm



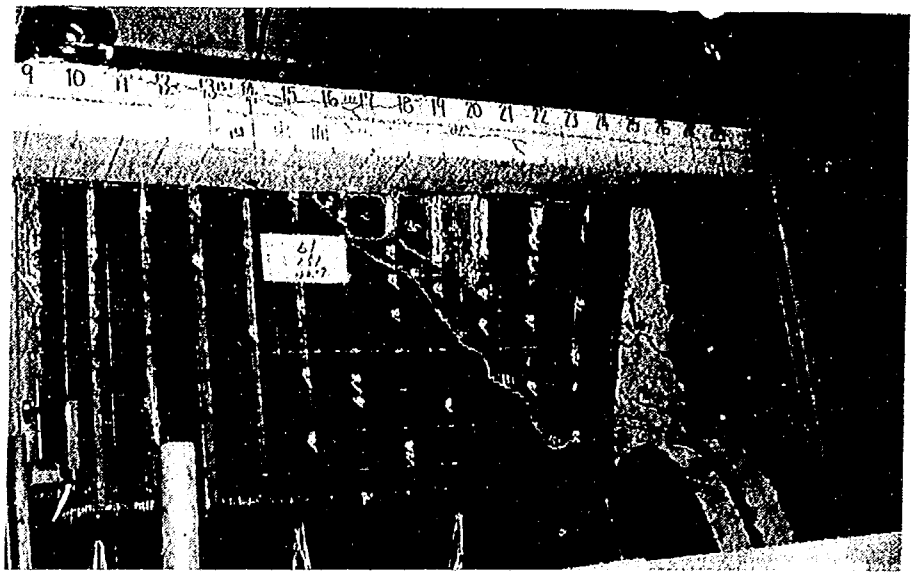
[写真-16]
Ｎｏ．２試験体-7

ステップ69
＝終局状況-①
載荷荷重：1,481 kN
(151 tf)
中央変位：20.17 mm



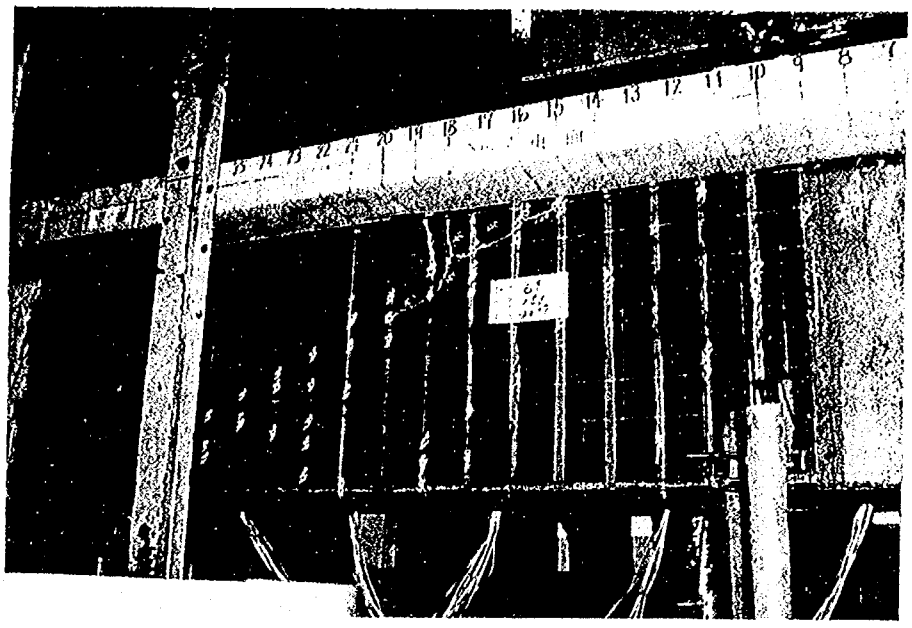
[写真-17]
Ｎｏ．２試験体-8

ステップ69
＝終局状況-②
載荷荷重：1,481 kN
(151 tf)
中央変位：20.17 mm



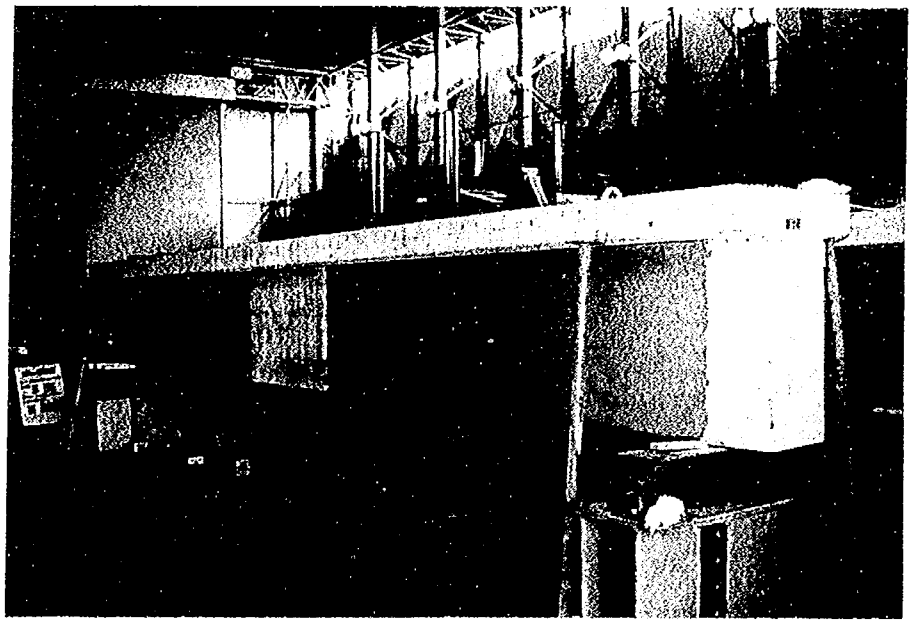
[写真-18]
Ｎｏ．２試験体-9

ステップ69
＝終局状況-③
載荷荷重：1,481 kN
(151 tf)
中央変位：20.17 mm



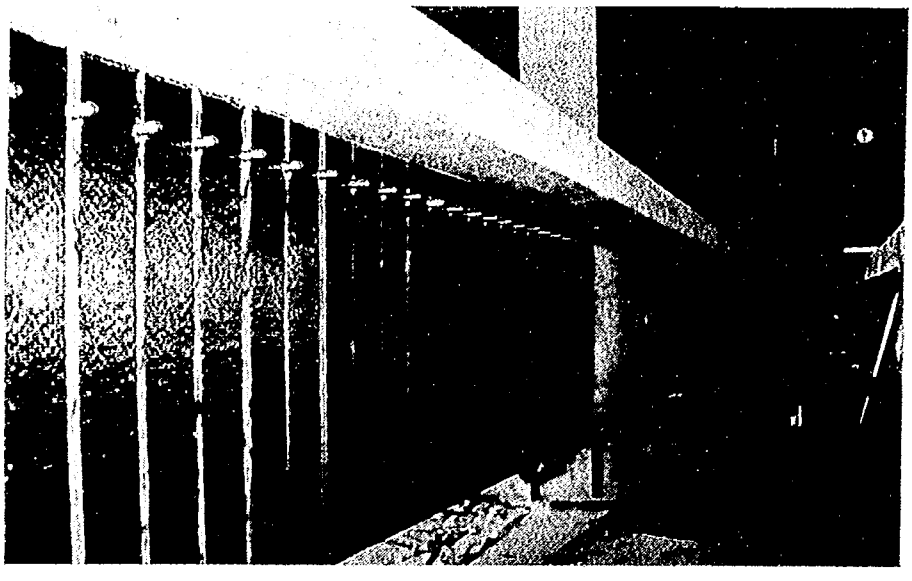
[写真-19]
Ｎｏ．２試験体-10

ステップ69
＝終局状況-④
載荷荷重：1,481 kN
(151 tf)
中央変位：20.17 mm



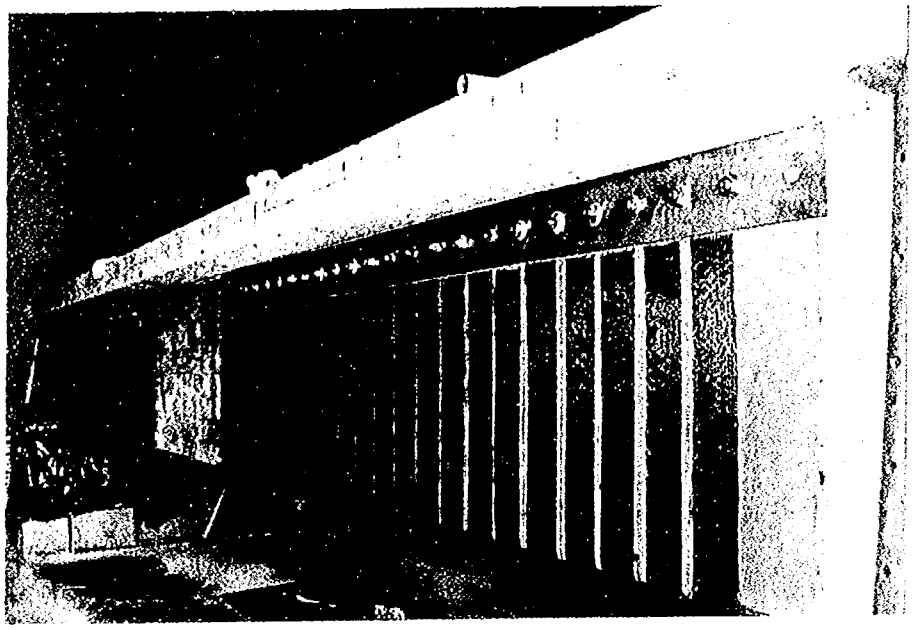
[写真-20]
Ｎｏ．３試験体-1

パテ塗布状況



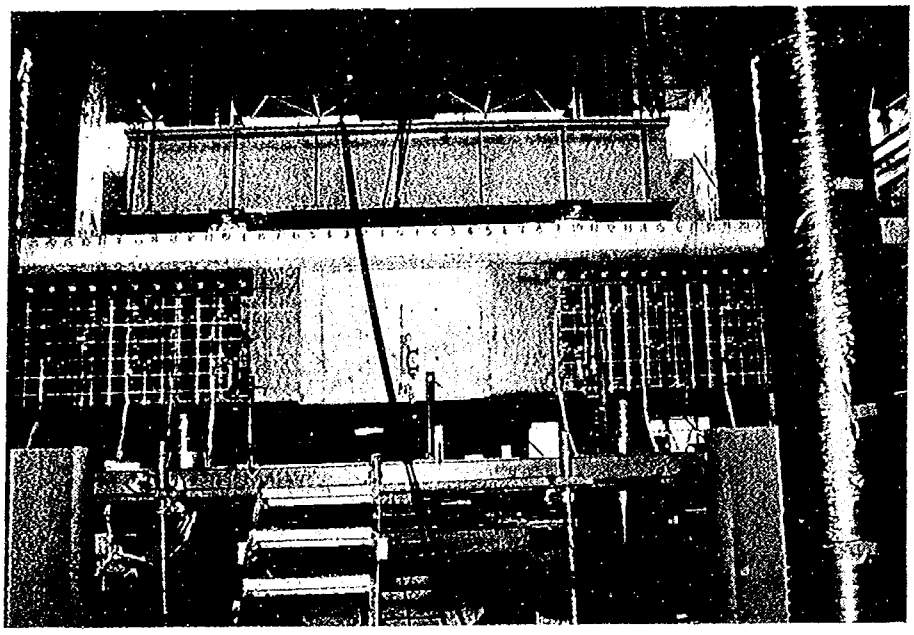
[写真-21]
Ｎｏ．３試験体-2

CFRPシート貼り付け
・アンカーボルト
取付状況



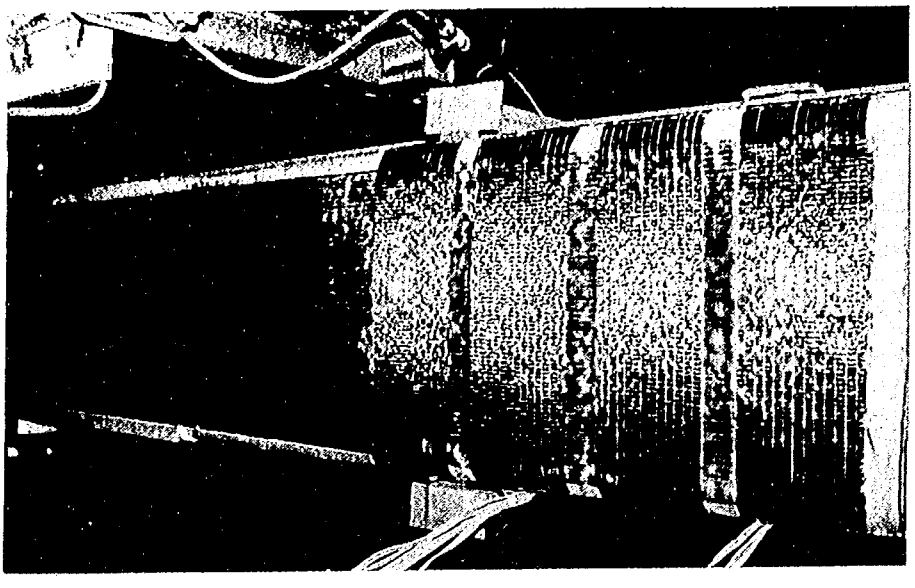
[写真-22]
Ｎｏ．３試験体-3

鋼板アンカー
取付状況



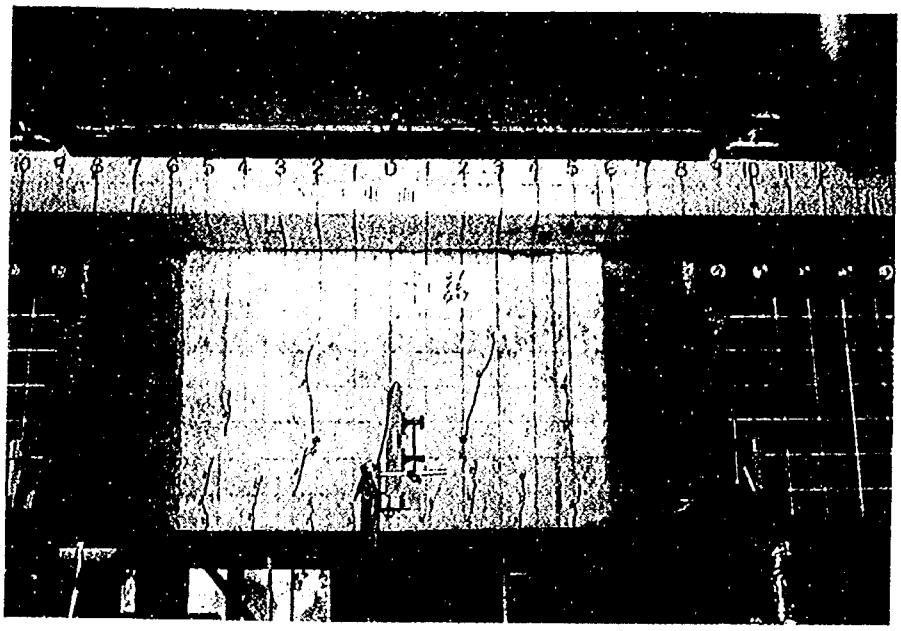
[写真-23]
Ｎｏ．３試験体-4

試験体セット状況-①



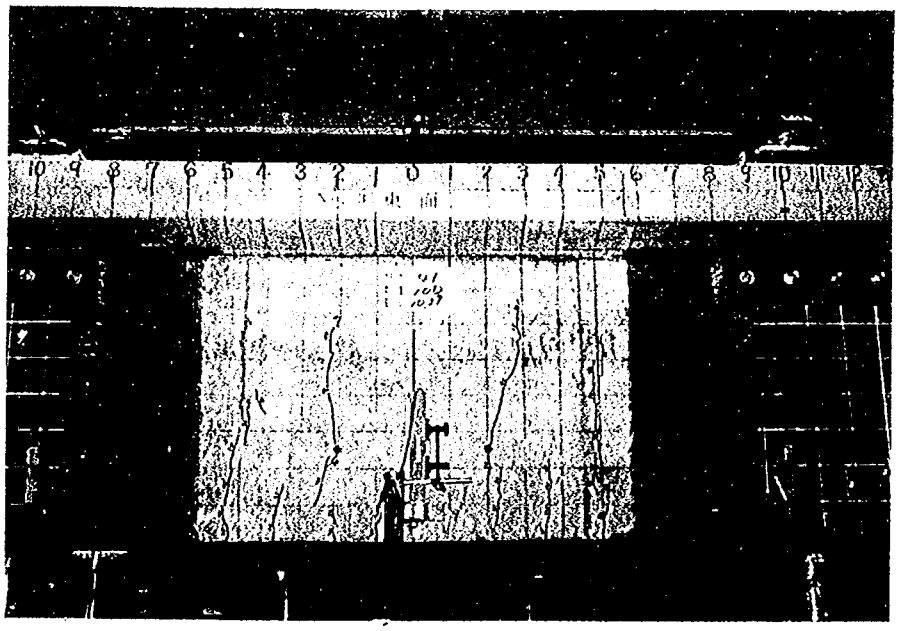
[写真-24]
Ｎｏ．３試験体-5

試験体セット状況-②



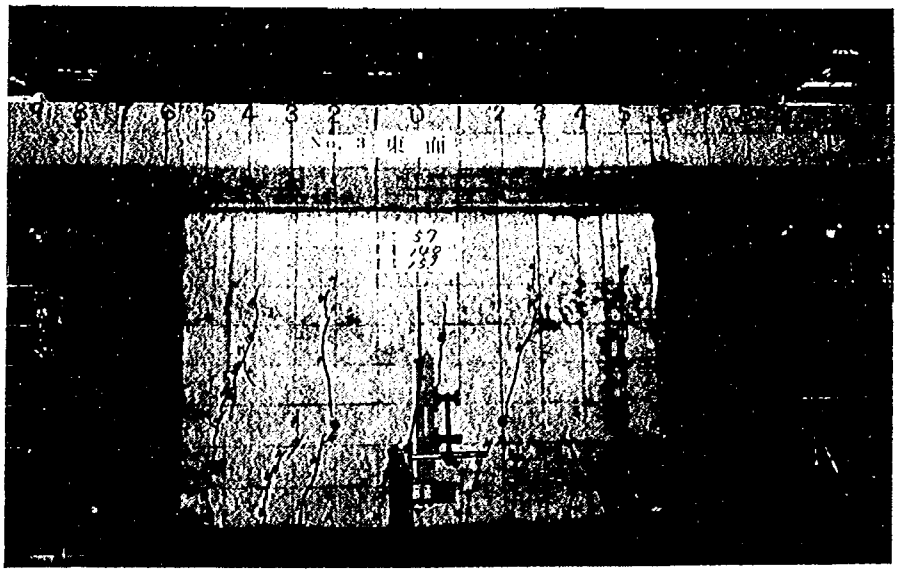
[写真-25]
Ｎｏ．３試験体-6

ステップ21
載荷荷重：　490 kN
（ 50 tf）
中央変位：　4.09 mm



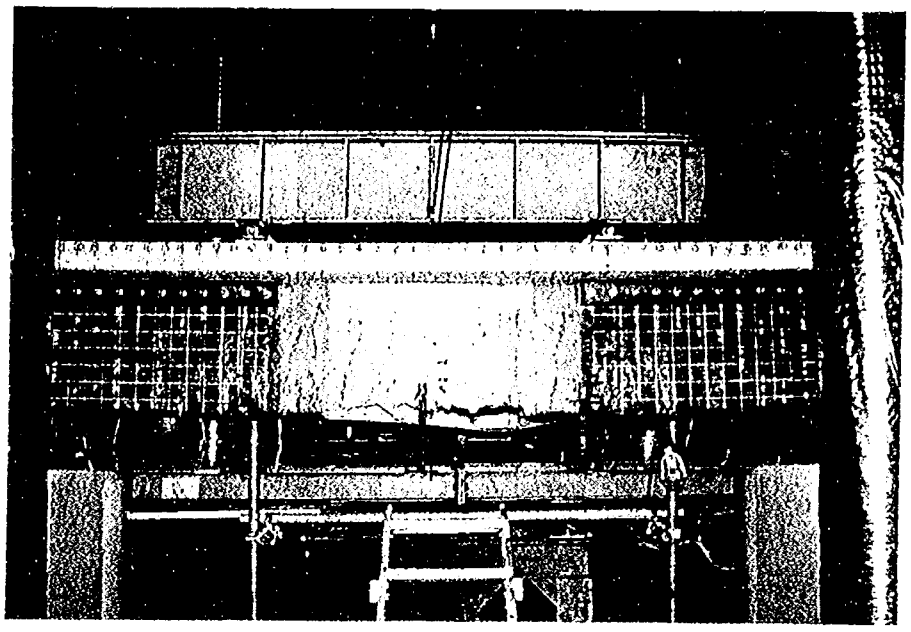
[写真-26]
Ｎｏ．３試験体-7

ステップ41
載荷荷重：　981 kN
（ 100 tf）
中央変位：10.39 mm



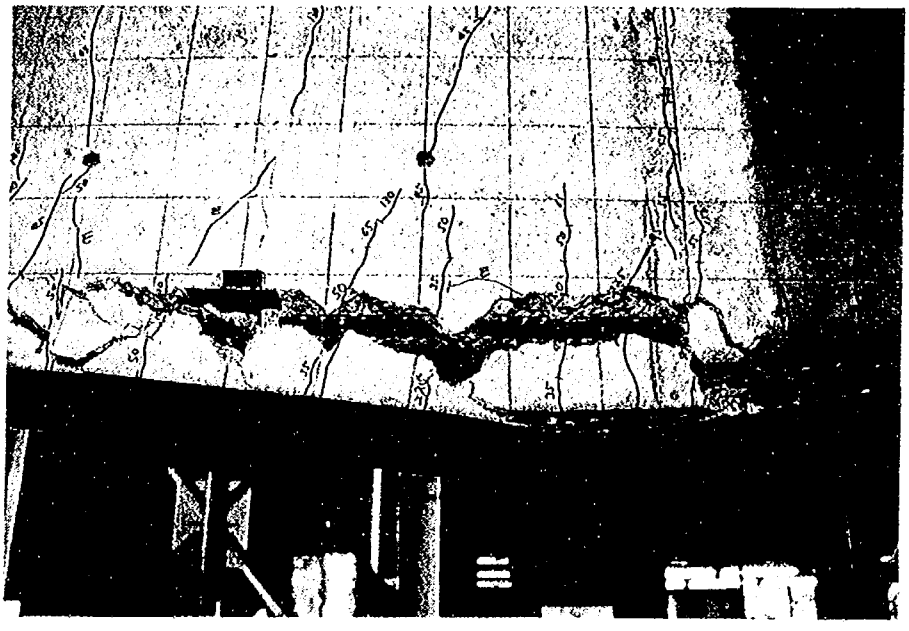
[写真-27]
Ｎｏ．３試験体-8

ステップ57
載荷荷重：1,373 kN
（ 140 tf）
中央変位：　15.9 mm



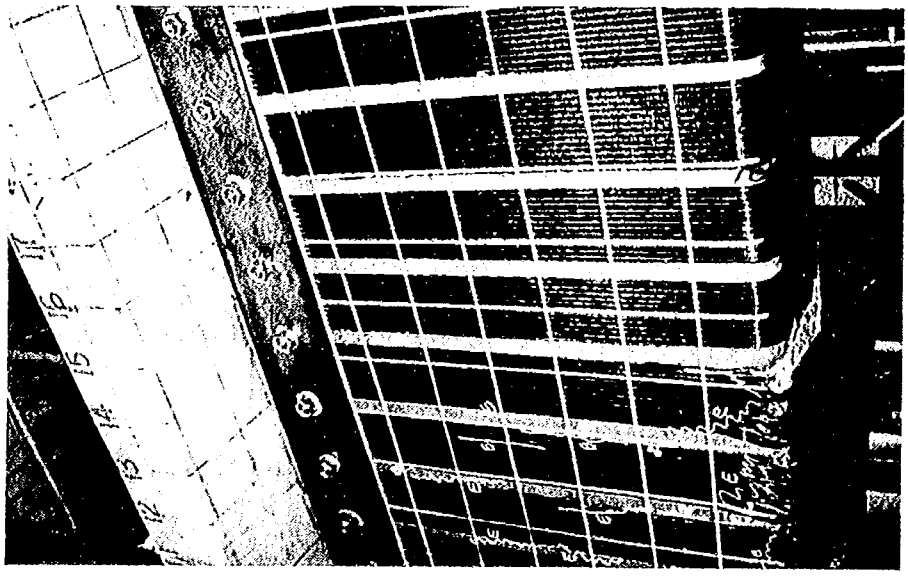
〔写真-28〕
Ｎｏ．３試験体-9

ステップ90
＝終局状況-①
載荷荷重：1,834 kN
(187 tf)
中央変位：41.57 mm



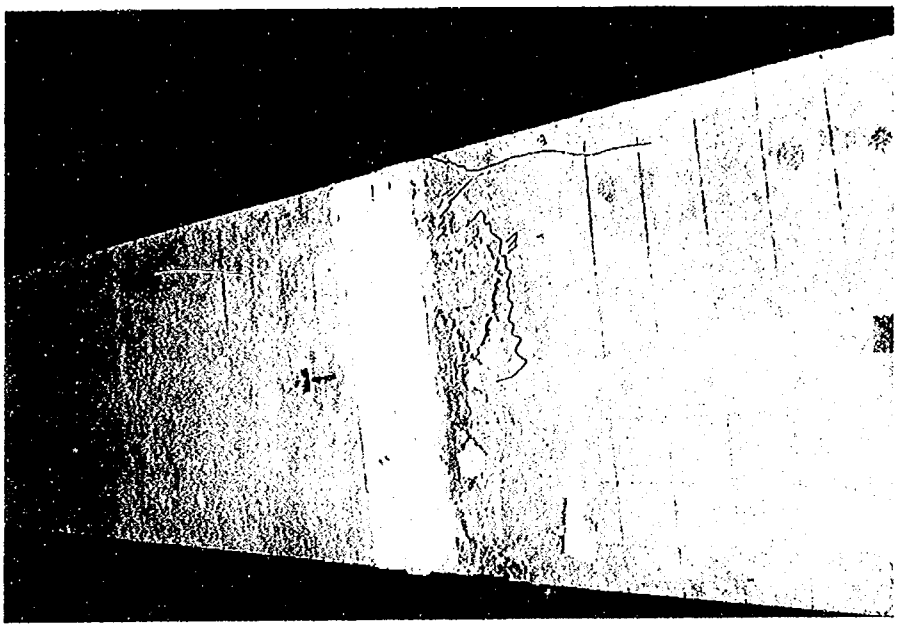
〔写真-29〕
Ｎｏ．３試験体-10

ステップ90
＝終局状況-②
載荷荷重：1,834 kN
(187 tf)
中央変位：41.57 mm



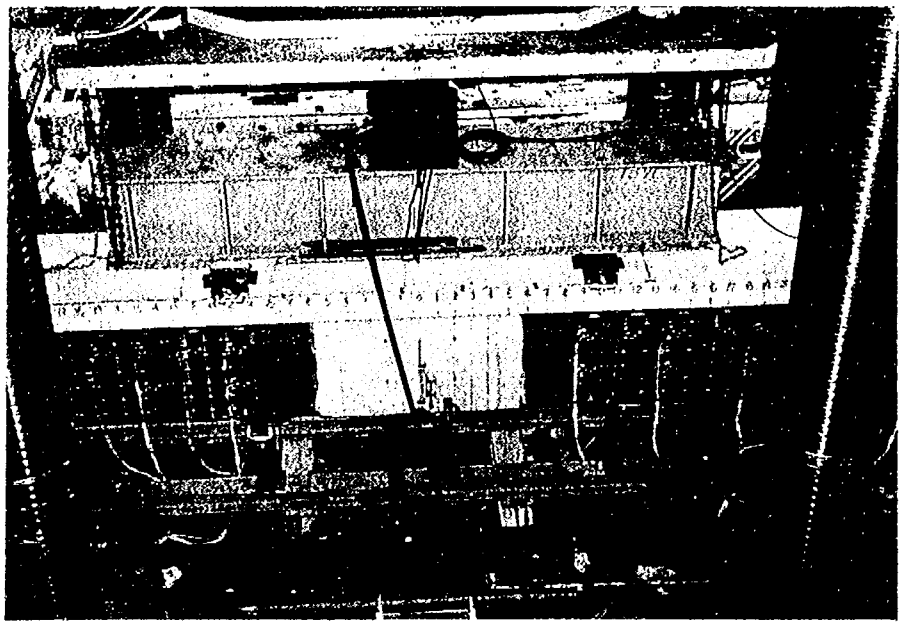
〔写真-30〕
Ｎｏ．３試験体-11

ステップ90
＝終局状況-③
載荷荷重：1,834 kN
(187 tf)
中央変位：41.57 mm



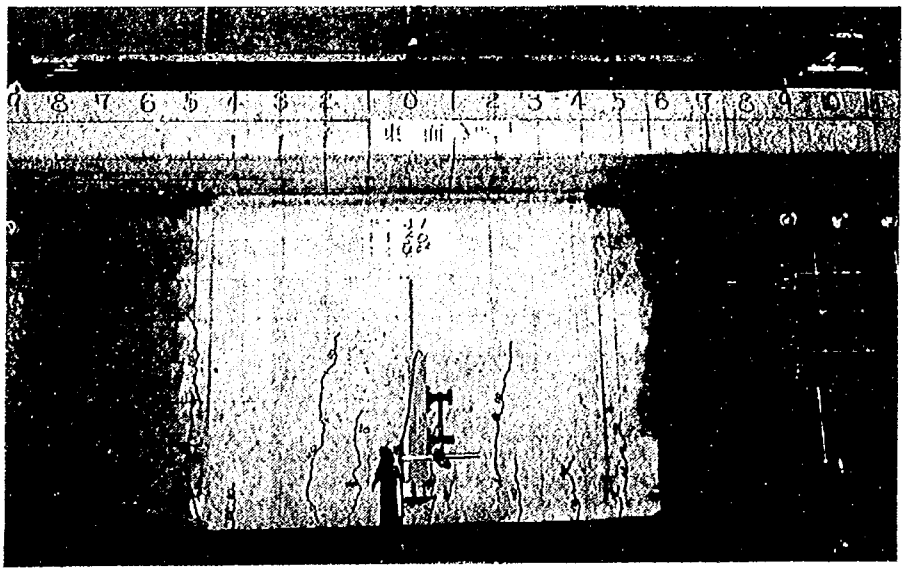
[写真-31]
No．3試験体-12

ステップ90
＝終局状況-④
載荷荷重：1,834 kN
(187 tf)
中央変位：41.57 mm



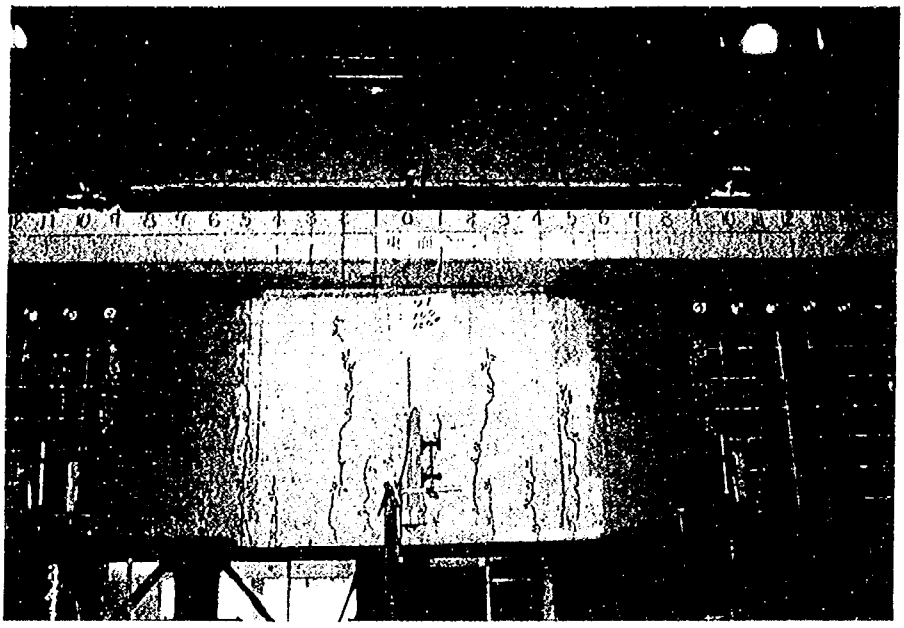
[写真-32]
No．4試験体-1

試験体セット状況



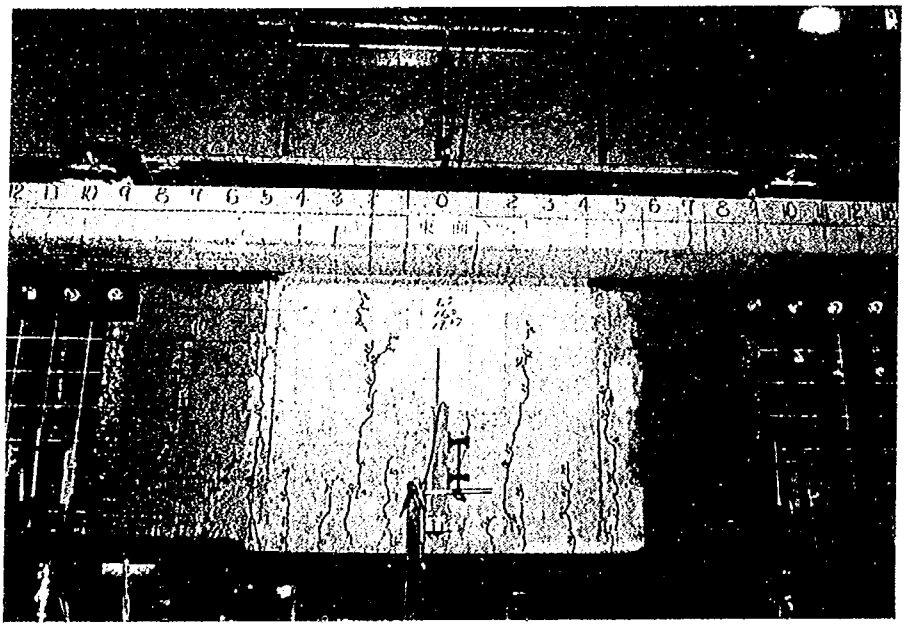
[写真-33]
No．4試験体-2

ステップ21
載荷荷重： 490 kN
(50 tf)
中央変位： 4.02 mm



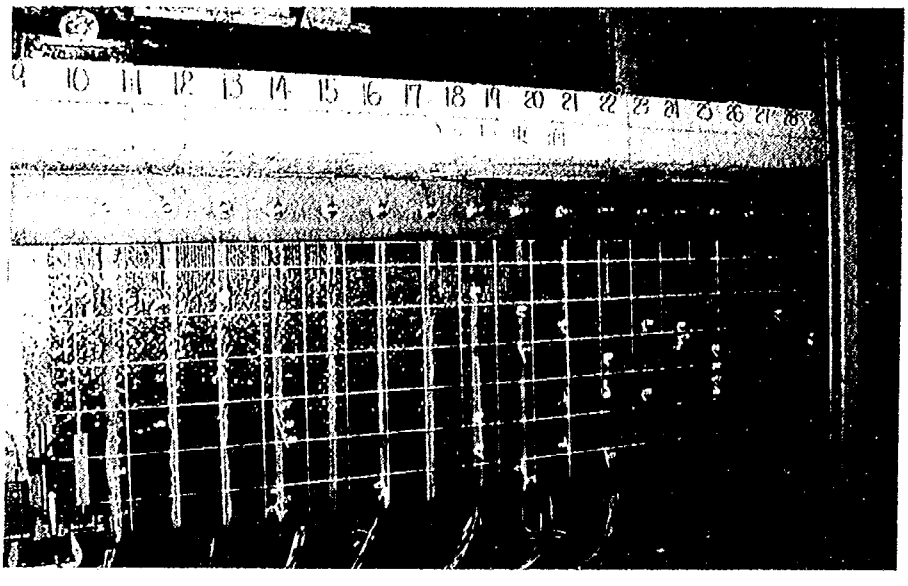
[写真-34]
Ｎｏ．４試験体-3

ステップ41
載荷荷重：　981 kN
（ 100 tf）
中央変位：10.60 mm



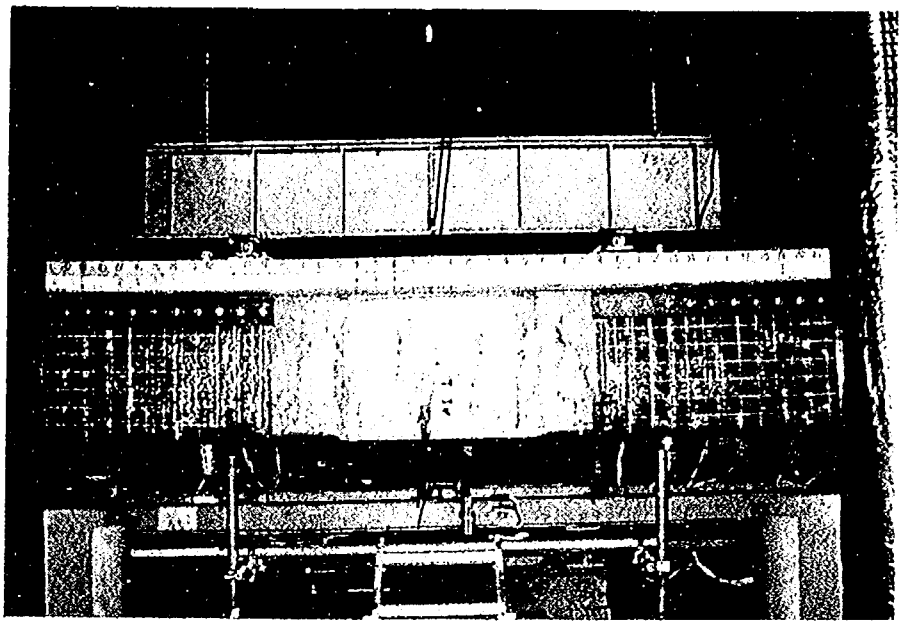
[写真-35]
Ｎｏ．４試験体-4

ステップ65-①
載荷荷重：1,569 kN
（ 160 tf）
中央変位：19.27 mm



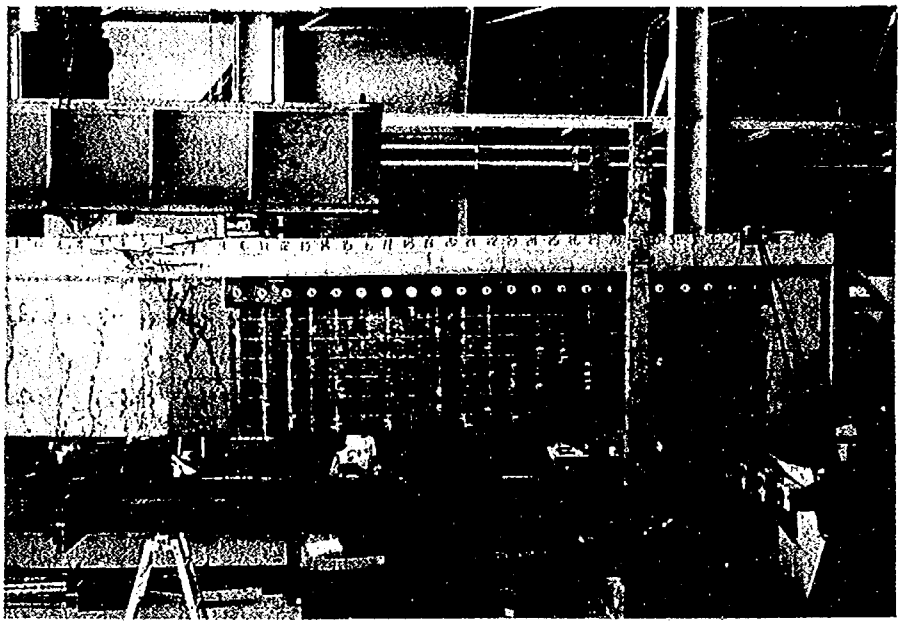
[写真-36]
Ｎｏ．４試験体-5

ステップ65-②
載荷荷重：1,569 kN
（ 160 tf）
中央変位：19.27 mm



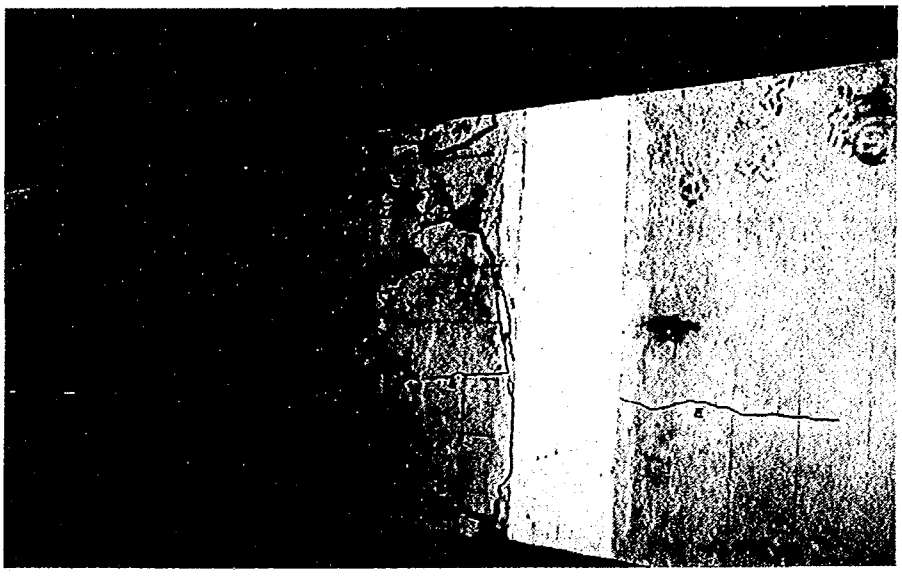
[写真-37]
Ｎｏ．４試験体-6

ステップ72
＝終局状況-①
載荷荷重：1,716 kN
(175 tf)
中央変位：24.64 mm



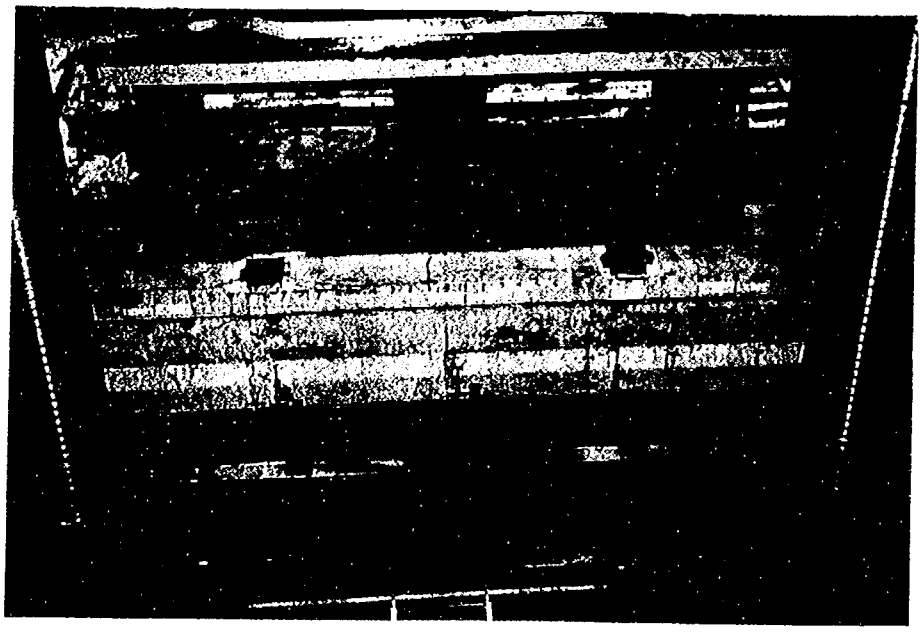
[写真-38]
Ｎｏ．４試験体-7

ステップ72
＝終局状況-②
載荷荷重：1,716 kN
(175 tf)
中央変位：24.64 mm



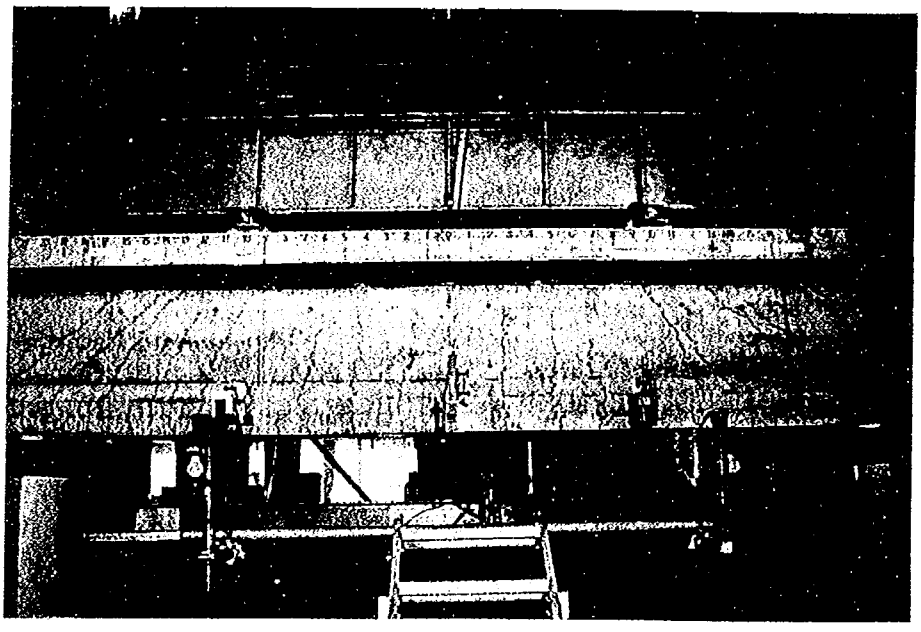
[写真-39]
Ｎｏ．４試験体-8

ステップ72
＝終局状況-③
載荷荷重：1,716 kN
(175 tf)
中央変位：24.64 mm



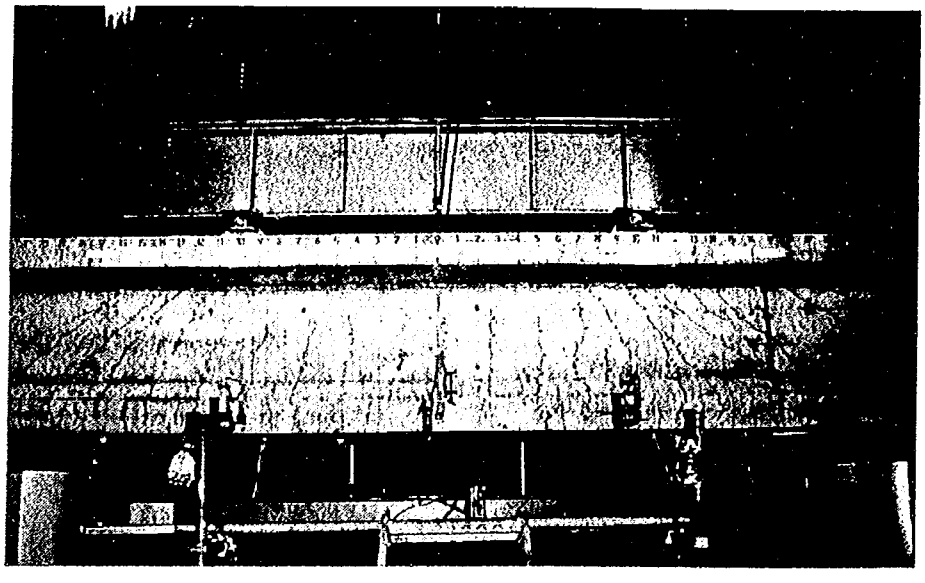
[写真-40]
Ｎｏ．５試験体-1

試験体セット状況



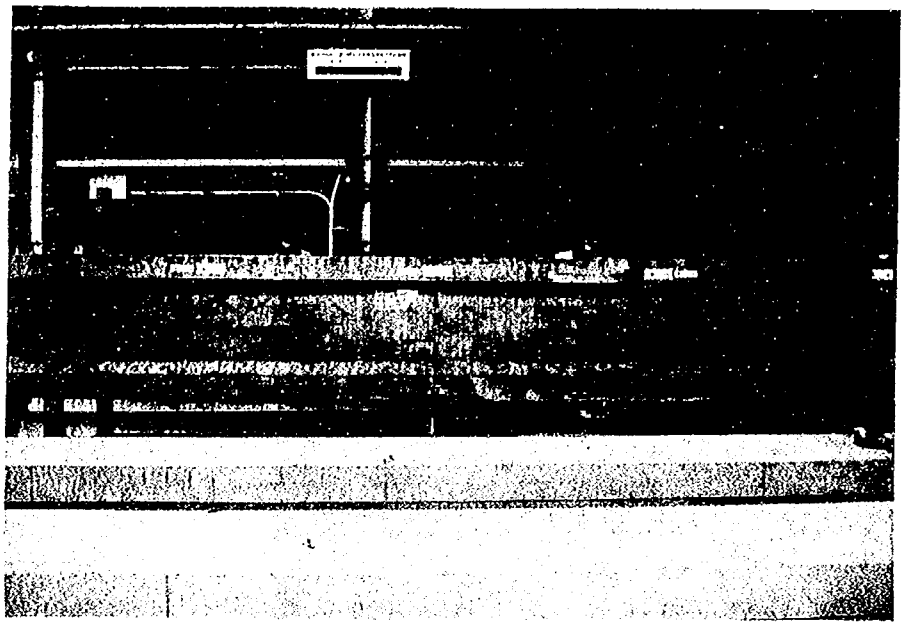
[写真-41]
Ｎｏ．５試験体-2

ステップ23
載荷荷重：　490 kN
（ 50 tf）
中央変位：　6.42 mm



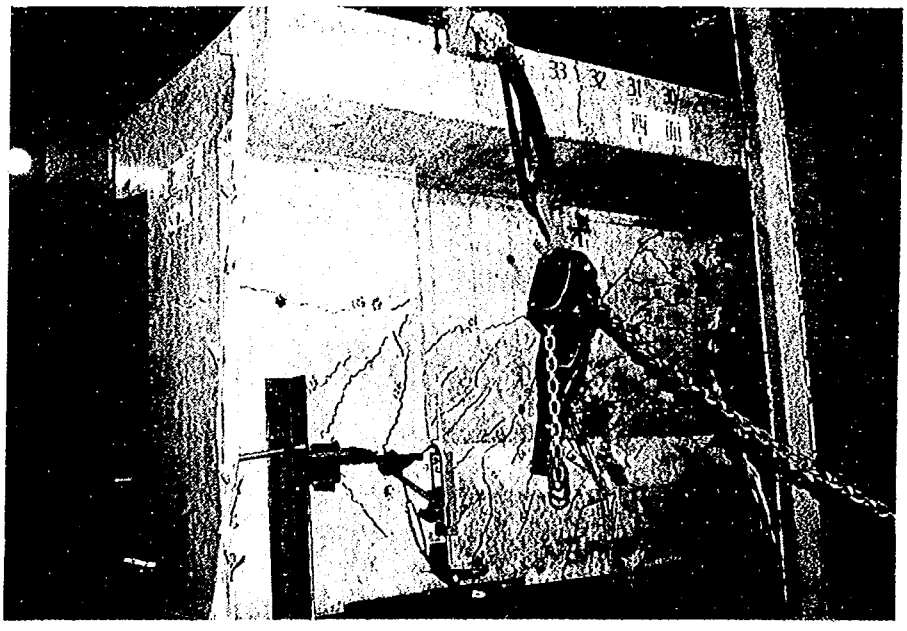
[写真-42]
Ｎｏ．５試験体-3

ステップ48
載荷荷重：　883 kN
（ 90 tf）
中央変位：13.64 mm



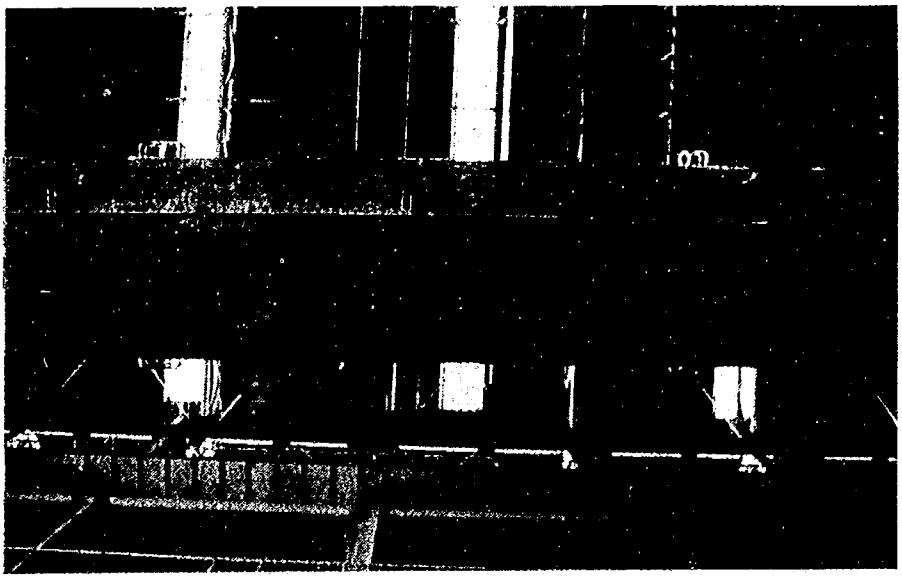
[写真-43]
Ｎｏ．５試験体-4

ステップ85
＝終局状況-①
載荷荷重：1,236 kN
(126 tf)
中央変位：30.04 mm



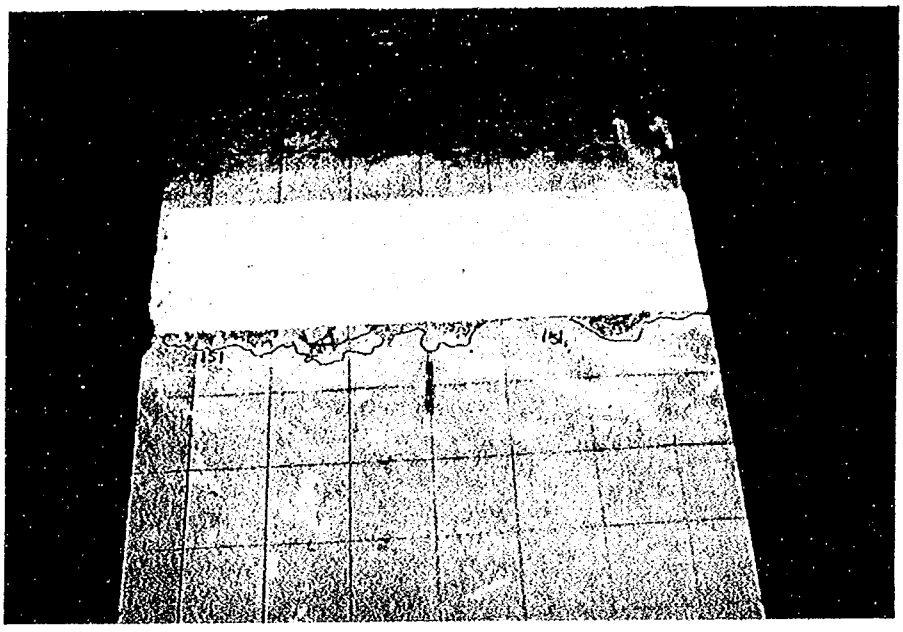
[写真-44]
Ｎｏ．５試験体-5

ステップ85
＝終局状況-②
載荷荷重：1,236 kN
(126 tf)
中央変位：30.04 mm



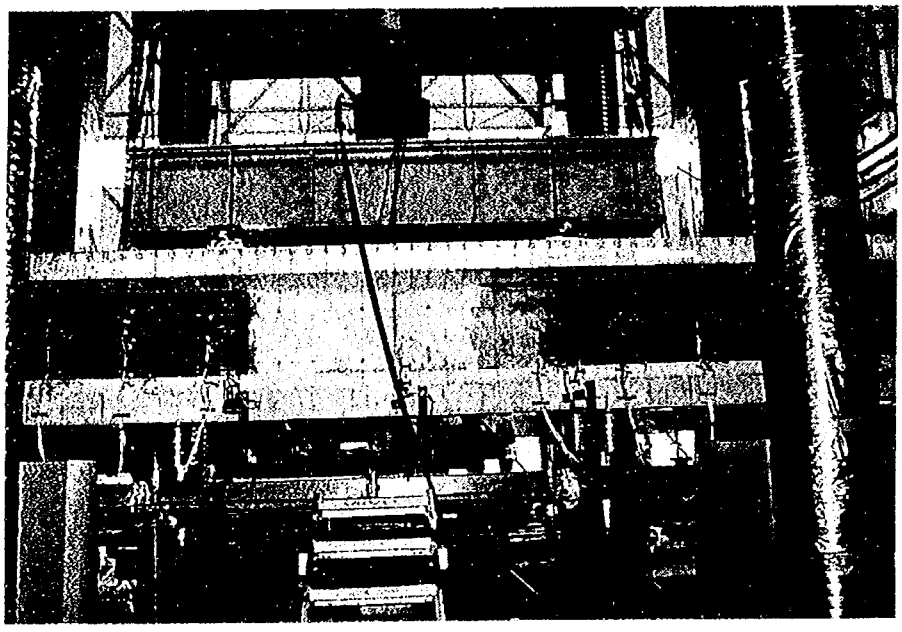
[写真-45]
Ｎｏ．５試験体-6

ステップ85
＝終局状況-③
載荷荷重：1,236 kN
(126 tf)
中央変位：30.04 mm



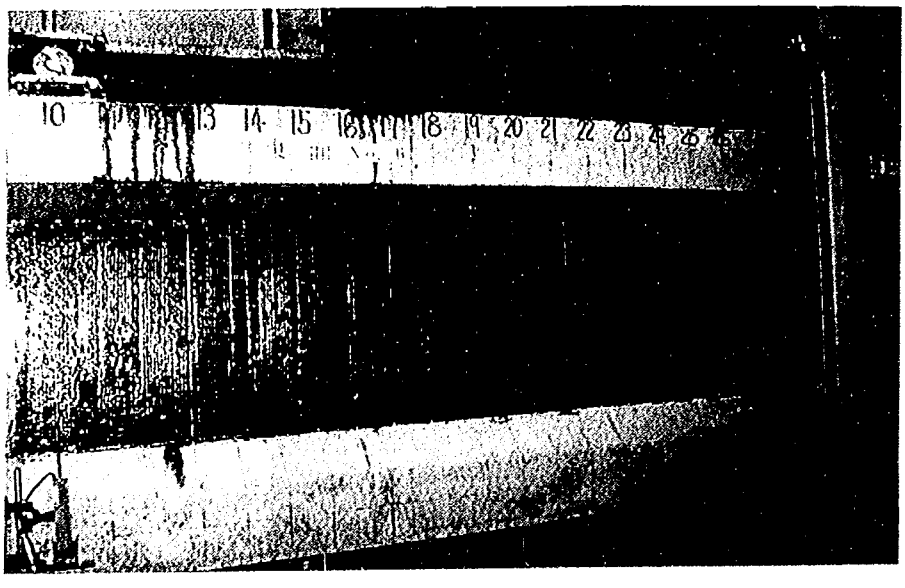
[写真-46]
Ｎｏ．５試験体-7

ステップ85
＝終局状況-④
載荷荷重：1,236 kN
(126 tf)
中央変位：30.04 mm



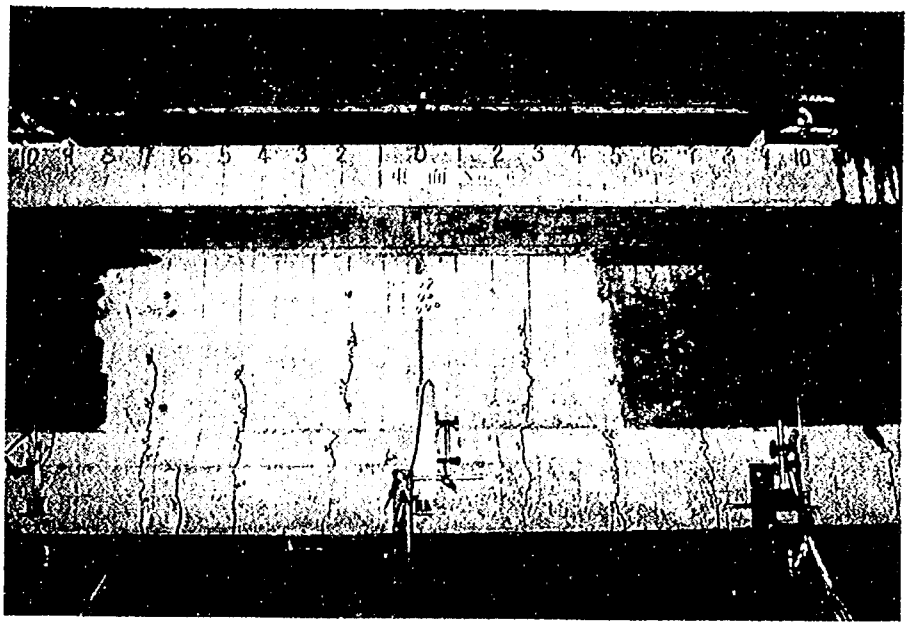
[写真-47]
Ｎｏ．６試験体-1

試験体セット状況-①



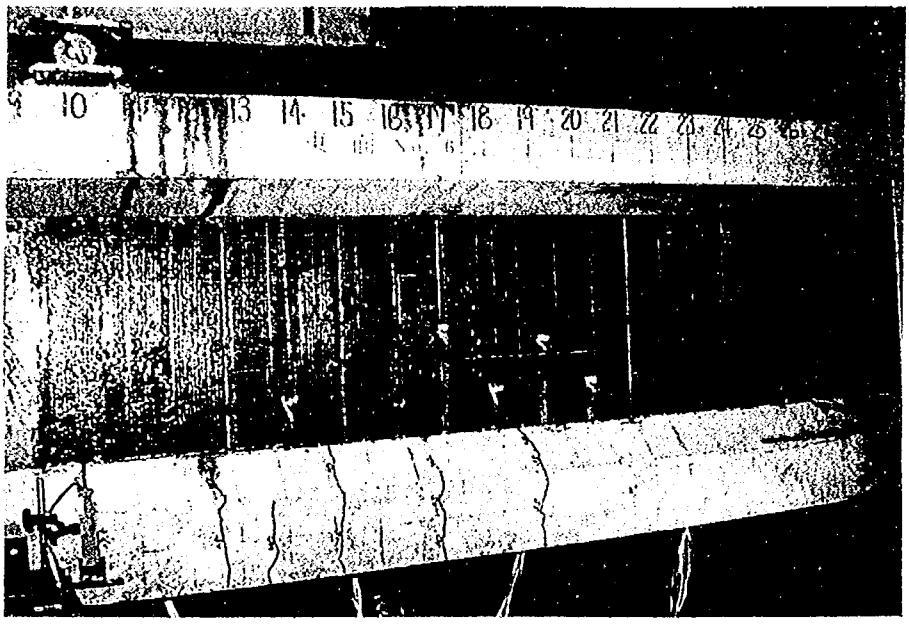
[写真-48]
Ｎｏ．６試験体-2

試験体セット状況-②



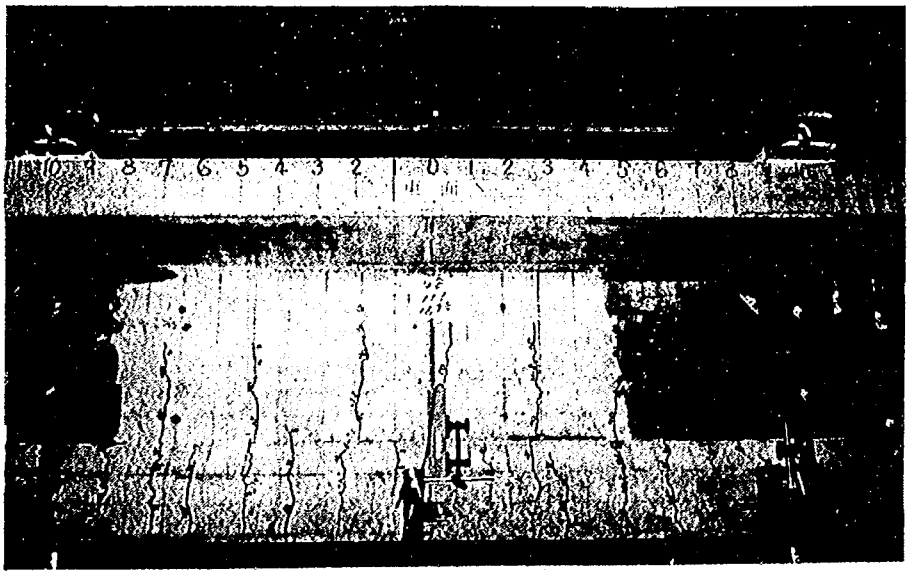
[写真-49]
Ｎｏ．６試験体-3

ステップ18-①
載荷荷重：　392 kN
（ 40 tf）
中央変位：　4.40 mm



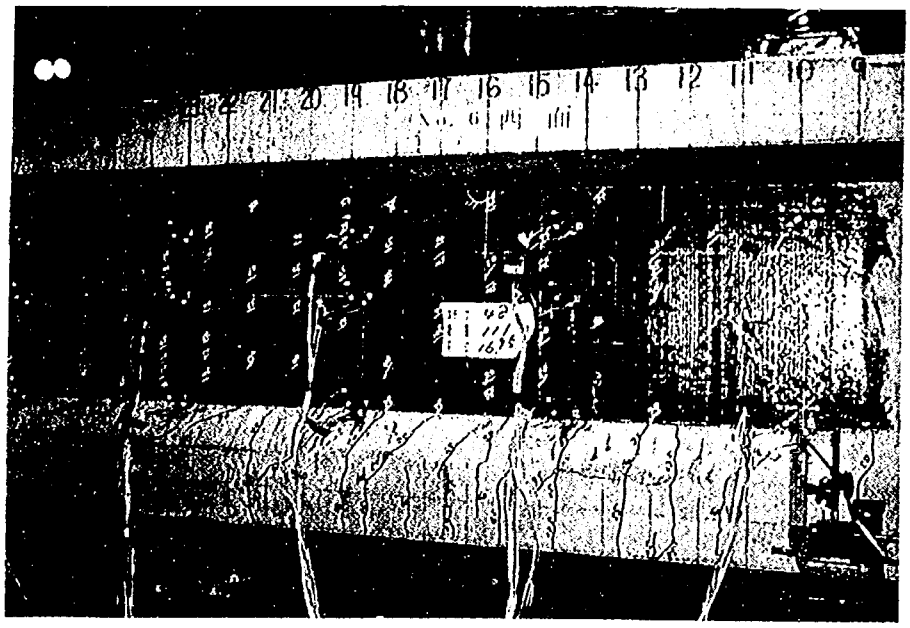
[写真-50]
Ｎｏ．６試験体-4

ステップ18-②
載荷荷重：　392 kN
（ 40 tf）
中央変位：　4.40 mm



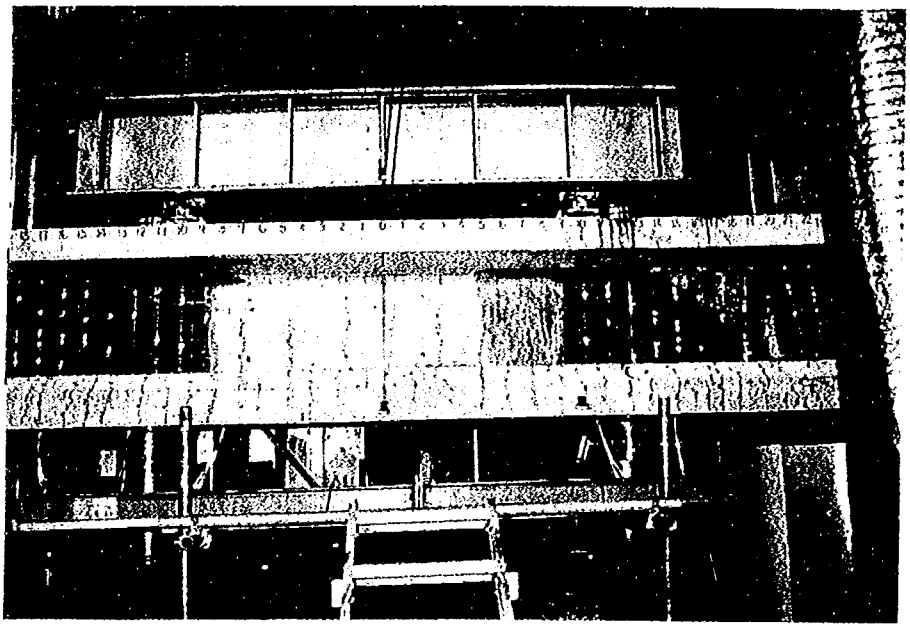
[写真-51]
Ｎｏ．６試験体-5

ステップ48-①
載荷荷重：1,089 kN
（ 111 tf）
中央変位：16.95 mm



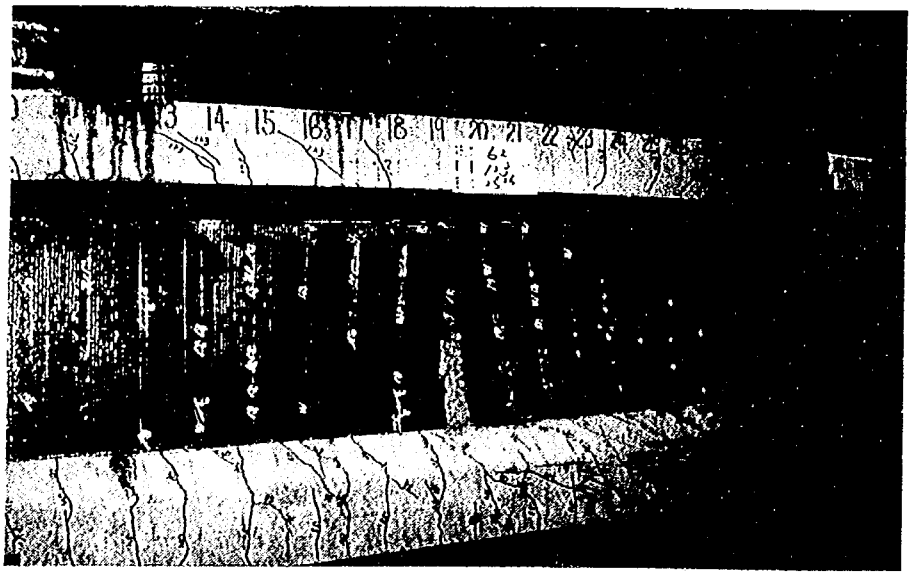
〔写真-52〕
Ｎｏ．６試験体-6

ステップ48-②
載荷荷重：1,089 kN
（ 111 tf）
中央変位：16.95 mm



〔写真-53〕
Ｎｏ．６試験体-7

ステップ62
＝終局状況-①
載荷荷重：1,206 kN
（ 123 tf）
中央変位：25.26 mm



〔写真-54〕
Ｎｏ．６試験体-8

ステップ62
＝終局状況-③
載荷荷重：1,206 kN
（ 123 tf）
中央変位：25.26 mm

第Ⅲ編　炭素繊維シートによる鉄筋コンクリート床版の補強に関する研究

1. はじめに

自動車交通量の増大に伴い、道路橋における鉄筋コンクリート床版（以下 RC 床版）の劣化が顕在化している。また、平成５年の車両制限令における車両総重量緩和や、道路構造令の設計自動車荷重の変更により車両の大型化が進み、より劣化進行が懸念され、既設の道路橋 RC 床版の耐荷力を向上させる必要があるものもある。その対策の一つとして、炭素繊維シートを既設 RC 床版の下面に貼り付けることにより、構造耐力を向上させるとともに疲労耐久性を向上させる、炭素繊維シート接着工法が採用されている。しかしながら、この工法による RC 床版の補強効果、疲労耐久性および耐荷力については未だ十分に解明されていないのが現状である。

そこで本研究では、建設省土木研究所の輪荷重走行試験機を用い、より実状に近い条件での載荷試験を行って、RC 床版への炭素繊維シート補強による補強効果が疲労耐久性、および耐荷力に及ぼす影響を評価した。また、試験結果をもとに疲労劣化進行のメカニズムについて検討した。

本研究は、建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室と炭素繊維補修・補強工法技術研究会の共同研究のもと、平成８年度より３年間の計画で実施されているもので、本編は共同研究のうちの平成 10 年度の炭素繊維シートによる RC 床版の補強に関する研究成果をとりまとめたものである。平成９年度までは、主に炭素繊維シートの補強量に着目した研究を行なったが、平成 10 年度は炭素繊維シート補強前の損傷度の影響、炭素繊維シート接着後の養生中の載荷の影響について検討するとともに、荷重を一定とした輪荷重走行試験も行ない実橋より大きな荷重が炭素繊維シート補強床版の疲労耐久性に及ぼす影響について検討した。

2. 供試体

供試体は、昭和39年鋼道路橋示方書に従って設計・製作した平成8，9年度の供試体と同一の仕様のRC床版を用いた。供試体の形状・寸法・配筋を図2.1に示す。また、鉄筋ひずみゲージの貼り付け位置を図2.2に示す。ゲージは、主鉄筋、配力鉄筋の交点から20mmずらしている。なお、ゲージは中央位置について2枚貼付し、動的ひずみ計での測定に供するとともに、残りの1枚は他のゲージと同様に静的測定に供した。中央位置以外は各測定点1枚のゲージを貼付した。ゲージは東京測器社製ワイヤーストレインゲージ（FLA3-11-3L、FLA3-11-3LT）を用いた。鉄筋は、リブが供試体中で水平に位置するように曲げ加工しているため、ゲージはリブの一部を研磨して貼付した。ゲージは、ゲージ接着専用の接着剤（東京測器社製CN）で鉄筋に貼付し、その上にVMテープを巻き付け防水処理し、さらに包帯を巻いて防水ゴムを塗布してゲージの損傷を防いだ。供試体端部にはφ40mmのシース管をあらかじめ配置し、試験機に固定できるようにした。

炭素繊維シート接着後、図2.3、図2.5に示す位置に炭素繊維シート上にひずみゲージを接着した。供試体S39+2×2S-D3は、図2.4に示すようにひび割れ位置の炭素繊維シートの上に密にひずみゲージを取り付けて、ひび割れを近傍の炭素繊維シートのひずみの分布を計測した。

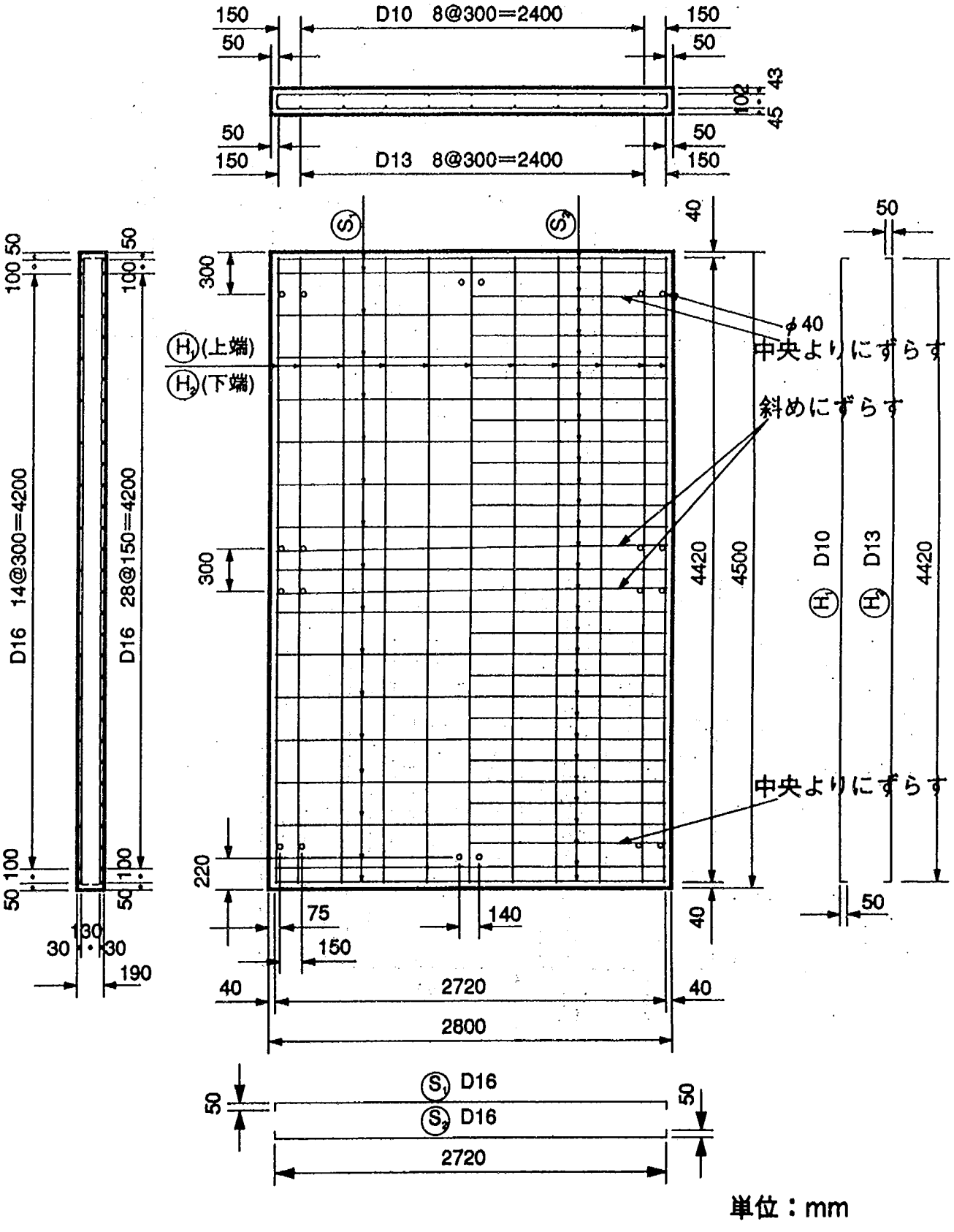
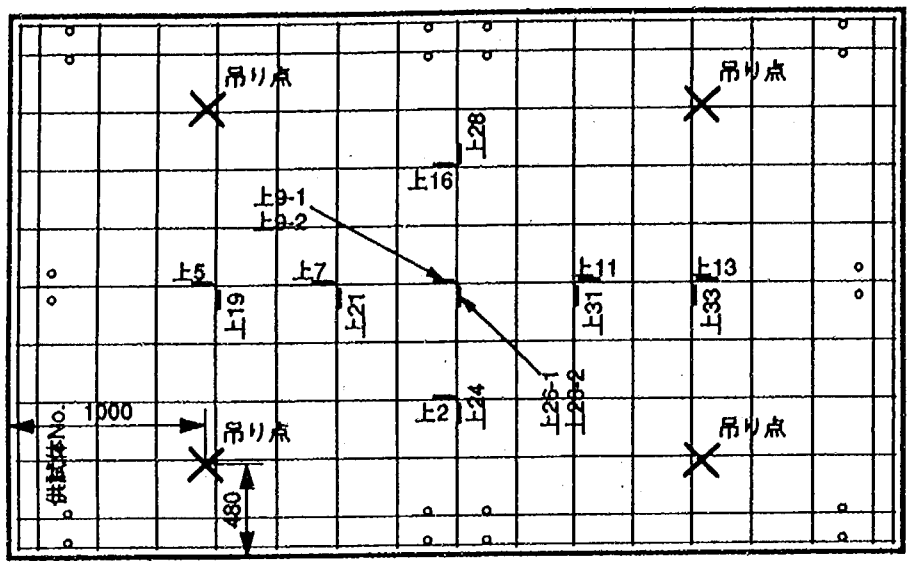
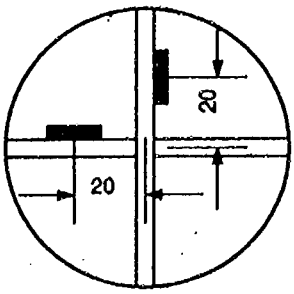

D10 8@300=2400
D13 8@300=2400
150
50
43
102
45
D16 14@300=4200
D16 28@150=4200
100
300
220
130
30
190
75
140
40
2720
2800
φ40
中央よりにずらす
斜めにずらす
中央よりにずらす
(上端)
(下端)
4420
4500
D10
D13
S1 D16
S2 D16
単位：mm

図 2.1　S39 配筋図





拡大図

上面

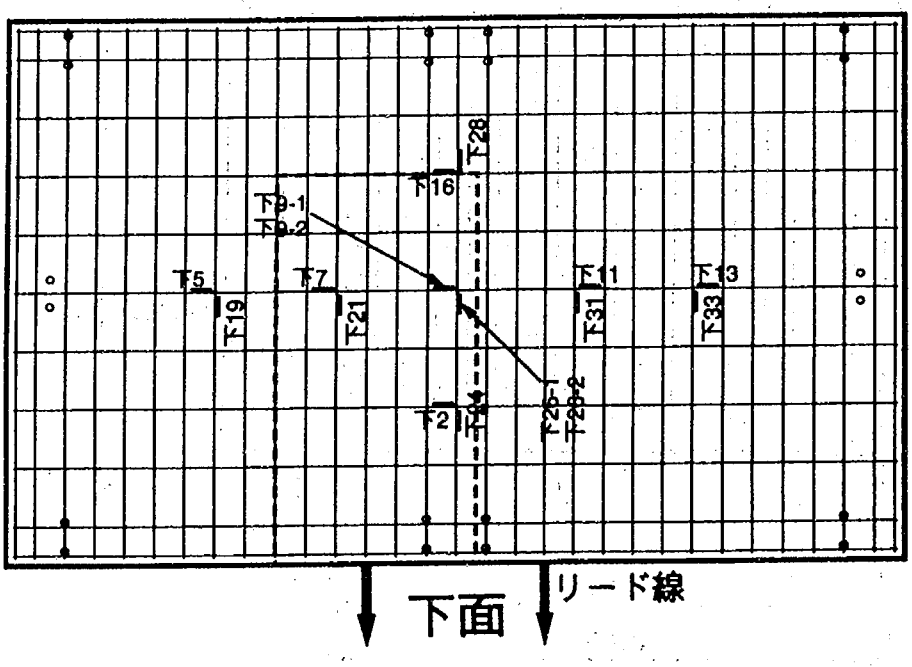
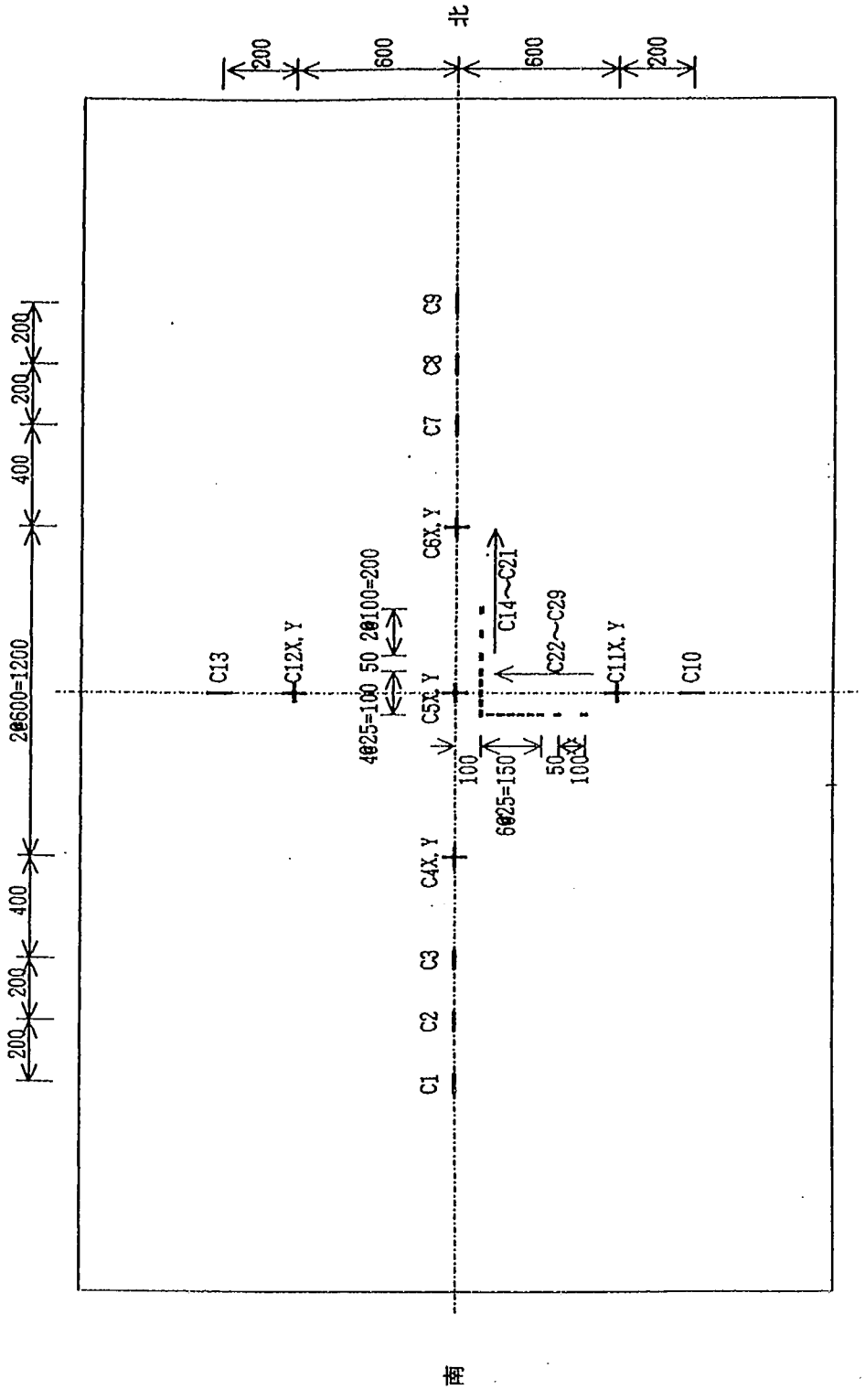


図 2.2　ひずみゲージ貼付位置図　　(単位:mm)



単位（mm）

図 2.3　炭素繊維シートのひずみゲージ貼付位置図

（供試体 S39+2×2S-D3）

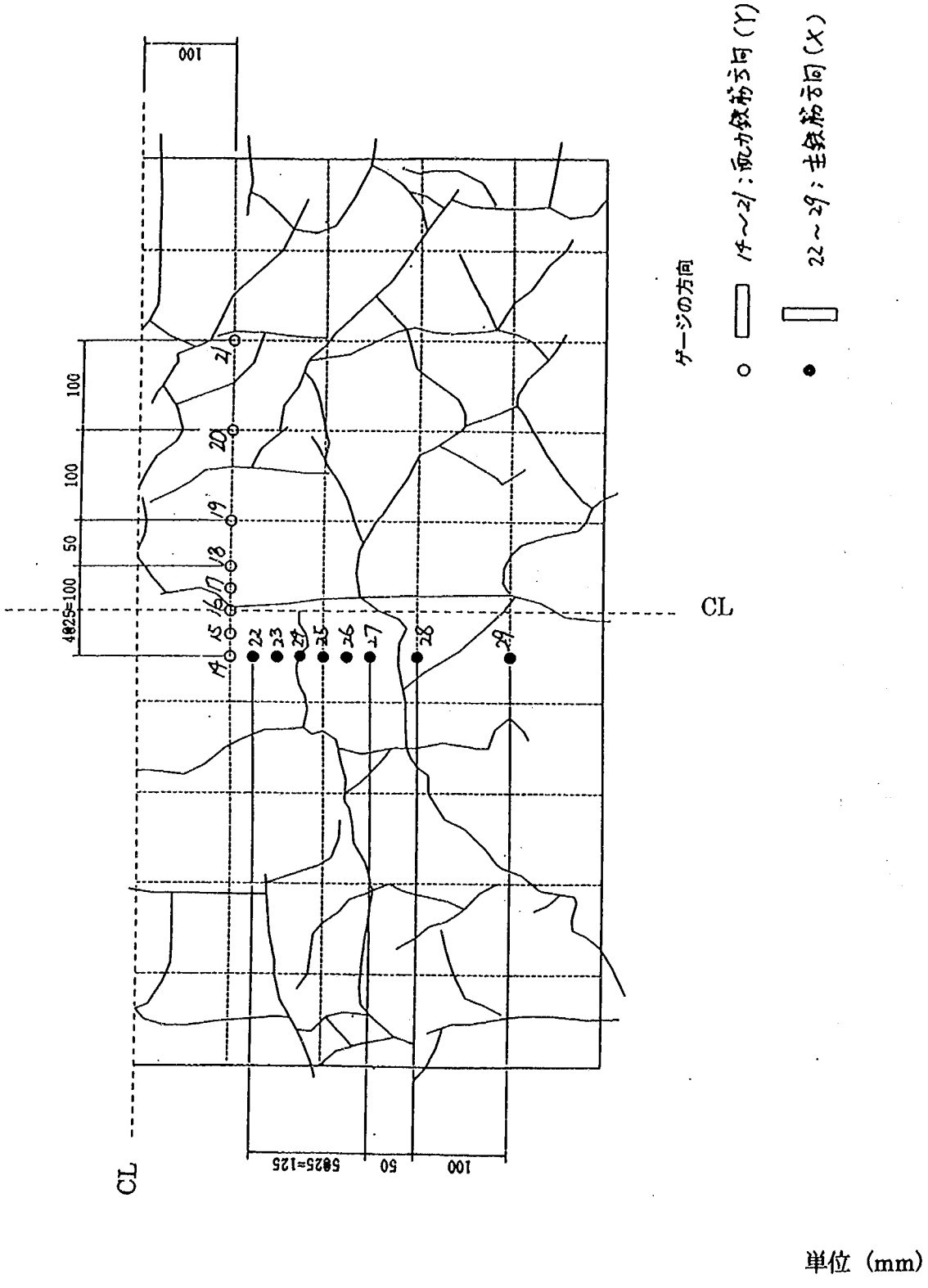
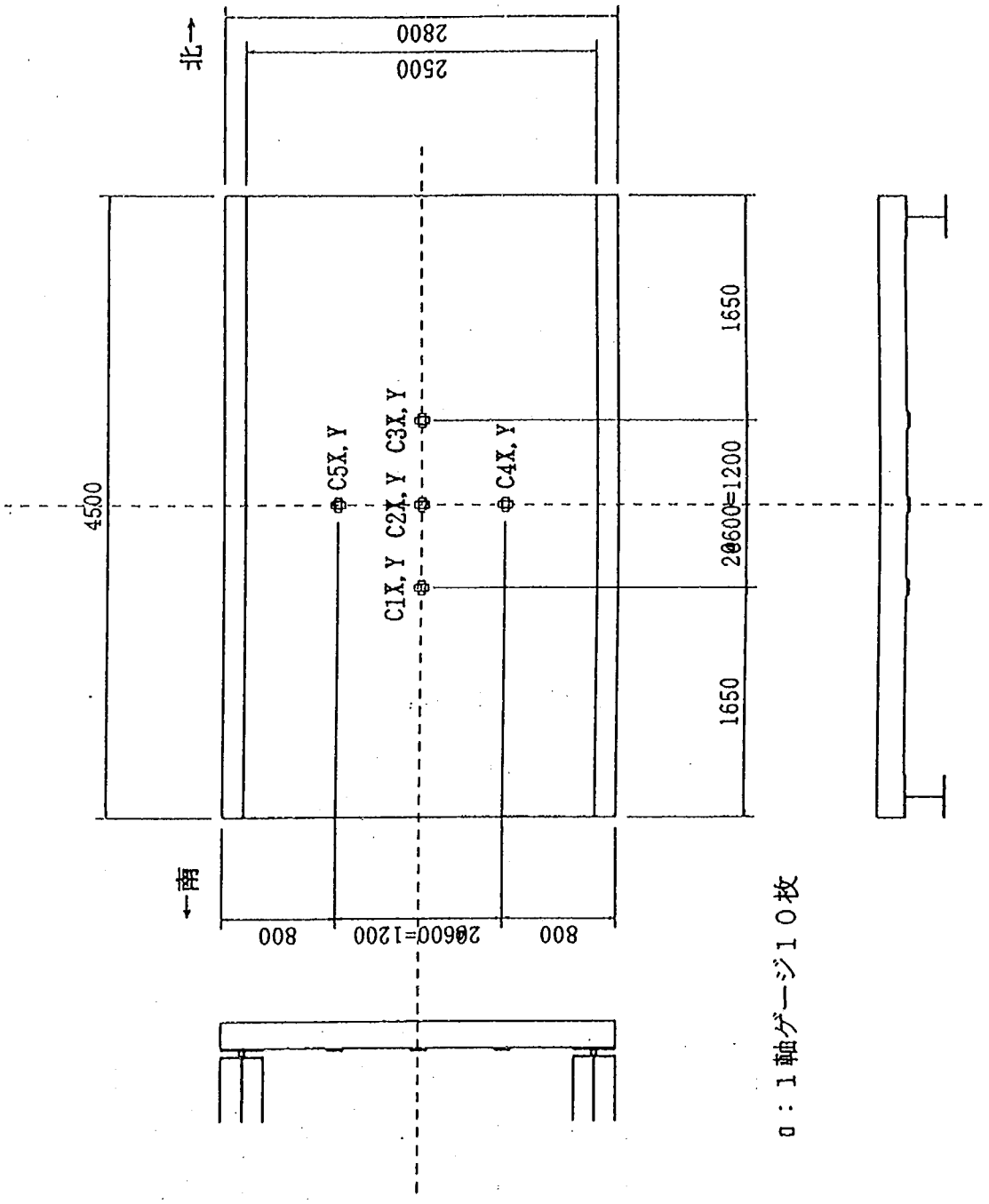


図 2.4　炭素繊維シートのひずみゲージ貼付位置図
（供試体 S39+2×2S-D3　ひび割れ部詳細）



単位（mm）

図 2.5　炭素繊維シートのひずみゲージ貼付位置図
（供試体 S39+2×2S-D3-2）

3. 使用材料

RC床版供試体の製作に使用したコンクリートの配合は、平成8、9年度に使用した配合2と同一とした。使用材料を表3.1、配合を表3.2、フレッシュコンクリートの物性を表3.3に示す。また、使用した鉄筋の物理的性質を表3.4に、炭素繊維シートの物理的性質を表3.5に示す。炭素繊維シートの貼り付けには、プライマーおよび含浸接着樹脂を使用した。プライマーおよび含浸・接着樹脂はいずれも、2液混合型の常温硬化型エポキシ樹脂であり、その品質規格をそれぞれ表3.6、表3.7に示す。

表3.1　コンクリートの使用材料

配合	材料	品質
配合2	セメント	日本セメント社製普通ポルトランドセメント、比重3.16
	細骨材	千葉県君津市産山砂、比重2.58 埼玉県秩父郡産砕砂、比重2.63
	粗骨材	山梨県大月市産、表乾比重2.65 青森県八戸市産、表乾比重2.70

表3.2　コンクリートの配合

配合No.	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 砕砂	細骨材 s 山砂	粗骨材G 砕石	混和材	備考
配合2	60.5	46.6	151	250	266	1034	611	0.625	H9.7.29, H10.8.5打設

表3.3　フレッシュコンクリートの物性

生コン車No.	6	7	8	9	10
スランプ	95mm	90mm	95mm	65mm	85mm
空気量	4.1%	3.9%	4.7%	3.9%	3.5%
練上り温度	31℃	31℃	31℃	31℃	32℃
単位体積重量	2.300 kg/l	2.315 kg/l	2.300 kg/l	2.343 kg/l	2.343 kg/l
摘要	供試体No.2, No.7, No.12 H9.7.29打設			供試体No.11, No.13 H10.8.5打設	

表3.4　鉄筋の物理的性質

種類	使用供試体	降伏点(N/mm²)	引張強度(N/mm²)	伸び（%）
D10	No.1, No.3, No.4, No.6, No.9	343	489	21.9
	No.2, No.5, No.7, No.8, No.12	387	582	18.5
	No.11、No.13	361	509	21.4
D13	No.1, No.3, No.4, No.6, No.9	360	531	22.9
	No.2, No.5, No.7, No.8, No.12	347	494	22.9
	No.11, No.13	345	491	26.4
	No.10	331	474	23.2
D16	No.1, No.3, No.4, No.6, No.9	340	507	25.1
	No.2, No.5, No.7, No.8, No.12	358	525	19.6
	No.11, No.13	381	562	21.8
	No.10	347	508	20.7
D19	No.10	353	533	20.0

表3.5　炭素繊維シートの物理的性質

繊維種類	繊維目付(g/m²)	弾性係数(N/mm²)	引張強度(N/mm²)
高強度型炭素繊維シート	300	2.3×10^5	3400
高弾性型炭素繊維シート	300	6.4×10^5	1900

表3.6　プライマーの品質規格

試験法	試験用基板	接着強度
JIS K 5400に準ずる	モルタル板	1.4N/mm²以上

表3.7　含浸・接着樹脂の品質規格

項目	規格値	試験法
引張強度	29N/mm²以上	JIS K 7113
曲げ強度	39N/mm²以上	JIS K 7203
引張せん断強度	9.8N/mm²以上	JIS K 6850

4. 試験要因および試験方法

前年度までの２ヶ年（平成8,9年度）で炭素繊維シートの接着枚数、炭素繊維シートの弾性係数の相違が、RC 床版の疲労耐久性、および耐荷力に及ぼす影響を把握することを目的として研究を実施した。本年度の研究ではさらに以下の要因がRC床版の疲労耐久性、および耐荷力に及ぼす影響を把握することを目的とした。

・補強前のRC床版の劣化度
・炭素繊維シート接着後の養生中の載荷の影響
・階段載荷による高い荷重の影響

試験要因を表4.1に示す。No.11～No13が本年度実施したもので、No.1～No10は昨年度までに実施したものである。輪荷重走行試験開始時（炭素繊維シートで補強したRC床版では、初期載荷開始時）のコンクリート圧縮強度は、表4.1に示すとおり23.6～34.1N/mm^{2}であった。

炭素繊維シートの必要補強量は、平成８年道路橋示方書で設定されている設計荷重に基づき鉄筋応力度を指標として算定すると高強度型の炭素繊維シートを用いた場合には、主鉄筋方向、配力鉄筋方向ともに４層づつ必要となる（表4.2参照）。しかしながら、昨年度までの階段載荷による輪荷重走行試験の結果では高強度型炭素繊維シートで２×２層で補強したものが、最も高い疲労耐久性を示したことから、本年度の研究では、すべての供試体で高強度型炭素繊維シート２×２層補強とした。

試験では、図4.1に示す輪荷重走行試験機を使用した。試験機の仕様を表4.3に示す。輪荷重走行試験機は、幅50cmの鉄輪を供試体長さ方向（橋軸方向に対応）に±1.5m往復させて、RC床版が受ける実際の挙動にできるだけ近い条件を再現している。載荷速度は30～50回／分とした。供試体には、炭素繊維シートを貼り付ける前にあらかじめこの輪荷重走行試験機で157kN（S39+2×2S-D2-2は、172kN）の一定荷重を作用させて初期損傷を与え、ひび割れを発生させた後に、炭素繊維シートを貼り付けた。初期損傷度は、S39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2では損傷度Ⅲ（昨年度までは１ランク高い損傷度Ⅱ）、S39+2×2S-D2-2では損傷度Ⅱとした。ここで損傷度は、図4.2、表4.4に示す指標で判定した。損傷度Ⅲは、S39供試体に対して、たわみが除荷時で3mm、載荷時で6mm程度となった状態とした。また損傷度Ⅱは、S39供試体に対して、たわみが除荷時で4mm、載荷時で8mm程度となった状態と前年度までの試験では定義していたが、S39+2×2S-D2-2では除荷時たわみ3.3mm、載荷時たわみ5.5mmであったが上面に主鉄筋方向のひび割れが発生したので損傷度Ⅱに達したと判断した。ここで用いている損傷度は、建設省土木研究所の橋梁点検要領（案）[1]に基づくものであり、損傷度Ⅱは『二方向のひび割れが生じ、漏水や遊離石灰が認められる。（損傷が大きく、詳細調査を実施し補修するかどうかの検討を行なう必要がある。）』、損傷度Ⅲは『部分的に二方向のひび割れが発生し、漏水や遊離石灰が認められる。（損傷が認められ、追跡調査を行なう必要がある。）』という状態である。なお、供試体下面の中央付近の800×800mmを対象に、定期的にCCDカメラでひび割れ状況を記録した。

炭素繊維シートの貼り付けは、まず主鉄筋方向（橋軸直角方向）から行ない、次に配力鉄筋方向（橋軸方向）へと交互に行った。貼り付け範囲は図4.3に示す通りである。炭素繊維シートの接着は、RC床版を試

験機の桁上に設置したまま実橋と同様の手順で下面から行い、接着完了後、最低7日間の養生期間を確保した。39+2×2S-D3 およびS39+2×2S-D2-2 の2供試体では、施工中および養生期間中は載荷を行わなかった。

S39+2×2S-D3-2 は、初期載荷後炭素繊維シートを接着し翌日ゲージ類を取り付けた後 68.6kN の一定荷重で載荷を行ないながら6日間養生した。養生中の載荷速度は、20回/分とし70000回載荷した。これは、一般にエポキシ樹脂が完全硬化するためには7日間程度の養生期間が必要であるが、実橋では施工中から交通荷重が作用していることから、接着剤の養生中において床版コンクリートの振動が補強効果に及ぼす影響の有無を検討することを目的としている。

養生終了後、S39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2 の2体に対しては、図4.4に示すように、157kN を初期荷重として所定の荷重で一定回数（40,000 回）載荷させた後、荷重を 19.6kN 増加させてあらためて一定回数載荷する、階段状荷重漸増載荷（以下、階段載荷）とした。なお、載荷回数は、輪荷重走行試験機の鉄輪が RC 床版供試体の中央を通った回数である。初期損傷を与えるための 157kN および階段載荷における荷重 19.6kN ずつの増加、一定回数として 40,000 回としたのは、過去の橋梁研究室の試験結果を参考にしている。

階段載荷は各種床版の疲労耐久性を直接比較するに適していると考えられる。しかし、炭素繊維シート接着工法のようにコンクリートと炭素繊維シートの付着性能が重要である工法では、階段載荷の破壊直前において、実際の供用状態と比較して大きな荷重を作用させたことにより、コンクリートと炭素繊維シートの付着切れが促進されたと考えられる。そこでS39+2×2S-D2-2は、実橋床版が受ける荷重状態において、炭素繊維シート接着床版の疲労耐久性を把握することを目的とし、低荷重の荷重一定載荷(以下、一定載荷)による輪荷重走行試験を行った。

階段載荷による輪荷重走行試験の結果、H8 道示床版の破壊荷重は 274kN(走行回数 255,649 回)、平成8年度に行なった S39+2×2S-D2 床版は載荷荷重 235kN 時にコンクリートと炭素繊維シートの付着切れが生じ、最終的に載荷荷重 255kN(走行回数 200,626 回)で破壊に至った。そこでS39+2×2S-D2-2 の載荷荷重を以下のように決定した。H8 道示床版の破壊荷重と走行回数を、RC 床版の疲労耐久性はマイナー則が適用できるとの報告[2]により、S-N 線の傾きを 12.76 乗とし換算を行った。その結果、試験日数およびコンクリートと炭素繊維シートとの付着切れが発生する荷重等を考慮し、載荷荷重を 196kN とした。ここで、H8 道示床版を 196kN 一定載荷として換算した時の破壊時の走行回数は約 288 万回である。

表4.1　試験要因

No.	記号	炭素繊維シートタイプ	積層数（主筋方向×配力筋方向）	試験年度	初期損傷度	載荷方法	コンクリート圧縮強度 (N/mm²)
1	S39-1	—	—	H8		一定	26.9
2	S39-2	—	—	H9		一定	26.6
3	S39+1×1S-D2	高強度	1層×1層	H8	II	階段	34.0
4	S39+2×2S-D2	高強度	2層×2層	H8	II	階段	29.0
5	S39+3×3S-D2	高強度	3層×3層	H9	II	階段	31.9
6	S39+4×4S-D2	高強度	4層×4層	H8	II	階段	26.4
7	S39+1×1E-D2	高弾性	1層×1層	H9	II	階段	28.5
8	S39+2×2E-D2	高弾性	2層×2層	H9	II	階段	23.6
9*1	(S39+4×4S-D2)	高強度	4層×4層	H8	II	階段	31.9
10*2	H8	—	—	—		階段	27.6
11	S39+2×2S-D3	高強度	2層×2層	H10	III	階段	29.2
12	S39+2×2S-D3-2	高強度	2層×2層	H10	III	養生中載荷階段	28.4
13	S39+2×2S-D2-2	高強度	2層×2層	H10	II	一定	34.1

*1　載荷初期で破壊したため、No.6で再試験

*2　別の試験データから引用

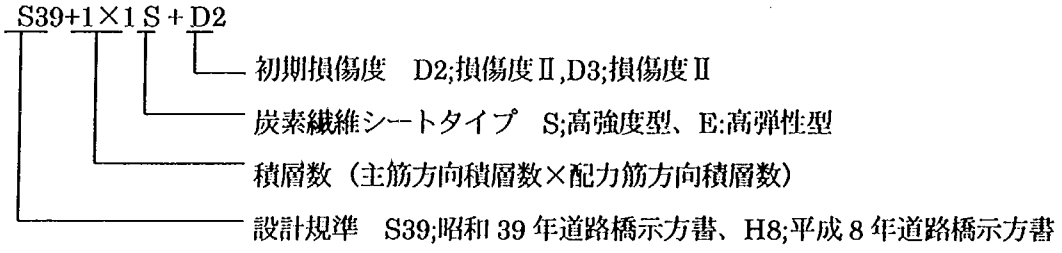


表4.2　炭素繊維シート補強した床版の応力度の計算結果（H8道示設計荷重）

方向	主筋方向			配力筋方向		
供試体	鉄筋	コンクリート	炭素繊維シート	鉄筋	コンクリート	炭素繊維シート
S39	217	8.39		508	11.60	
S39+1×1S-D2	182	7.74	238	278	8.48	452
S39+2×2S-D2,D3	158	7.26	204	190	7.12	316
S39+3×3S-D2	139	6.89	178	144	6.33	243
S39+4×4S-D2	125	6.59	158	115	5.80	198
S39+1×1E-D2	151	7.11	535	170	6.78	787
S39+2×2E-D2	117	6.41	405	100	5.49	484

（単位　N/mm²　許容応力度　鉄筋140N/mm²、コンクリート7N/mm²、
炭素繊維シート118N/mm²（高強度タイプ）、660N/mm²(高弾性タイプ)）

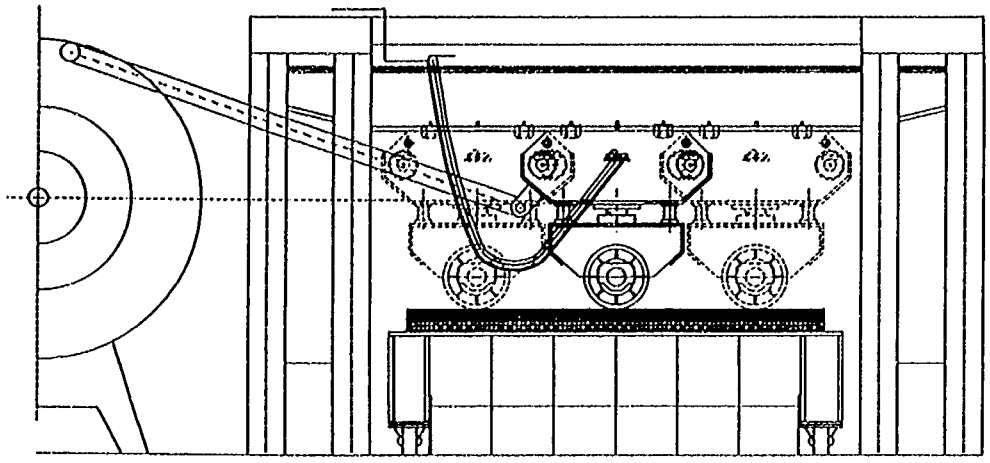


図 4.1　輪荷重走行試験機

表4.3　輪荷重走行試験機の仕様

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
			フライフォイール ： 直径3.5m、重さ10tf
		供試体最大寸法	幅3.0m×長さ4.5m×厚さ0.35m(床版)
			治具の取替えにより桁部を含めた床版の試験も可能
		車輪の種類	鉄輪 ： 直径700mm×幅300mm
			鉄輪 ： 直径700mm×幅500mm
			ゴムタイヤ ： 9.00-R20-14PR相当
性能	駆動	走行範囲	±0.5／±1.0／±1.25／±1.5m
		最大回転速度	59.8／42.3／37.8／34.7rpm
	載荷	最大載荷力	走行時 ： 490kN
			停止時 ： 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

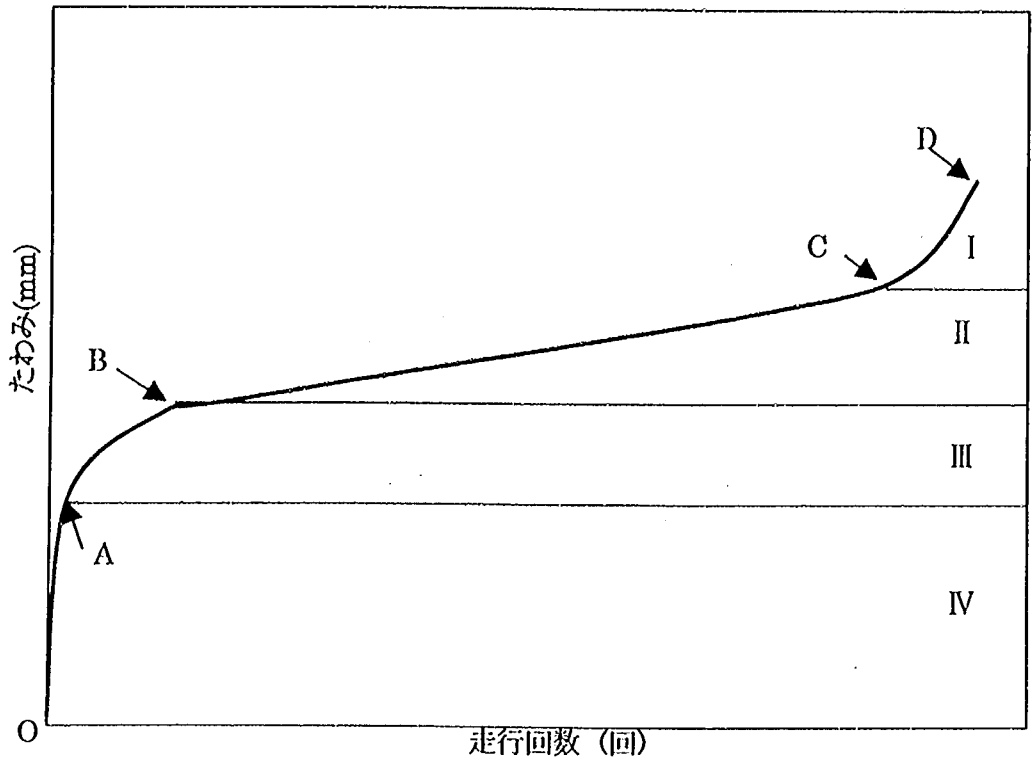


図 4.2　走行回数と劣化の関係（S39 土研供試体）

表 4.4　損傷度の指標（S39 土研供試体）

橋梁点検要領(案)における損傷度	RC 床版損傷度の変化点	たわみ(mm) 損傷目標値	
		除荷	157kN
O.K.			
	O		
Ⅳ			
	A		
Ⅲ		3	6
	B		
Ⅱ		4	8
	C		
Ⅰ		5	10
	D		

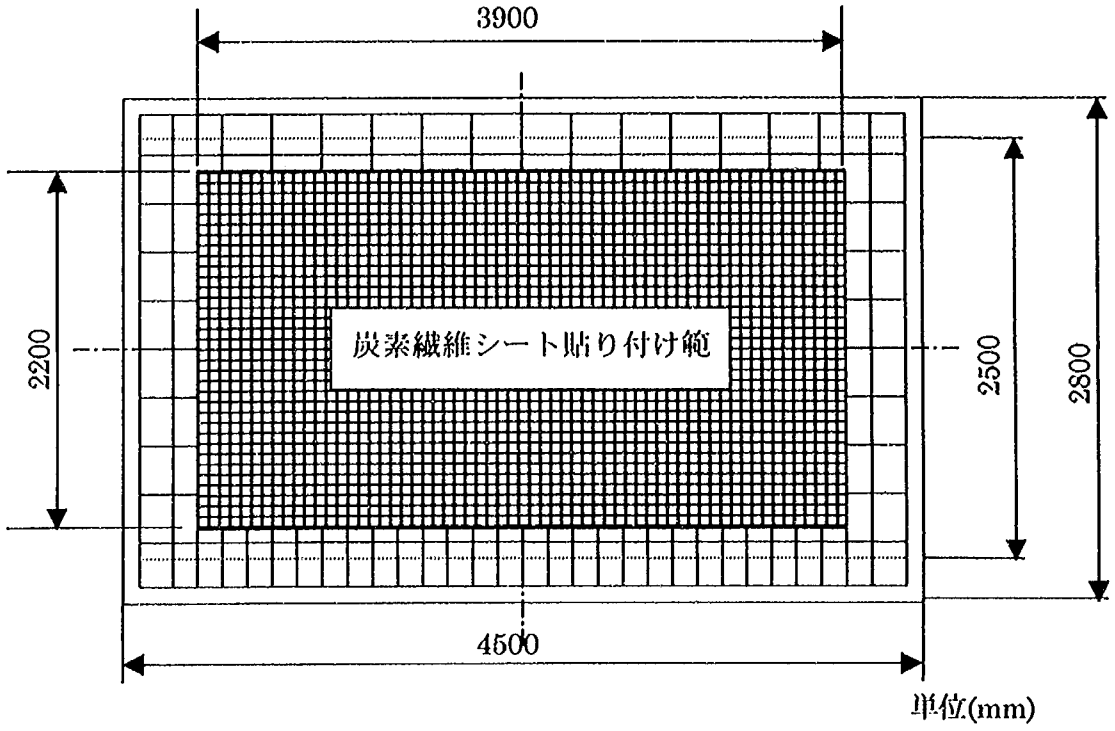


図 4.3　炭素繊維シートの貼り付け範囲

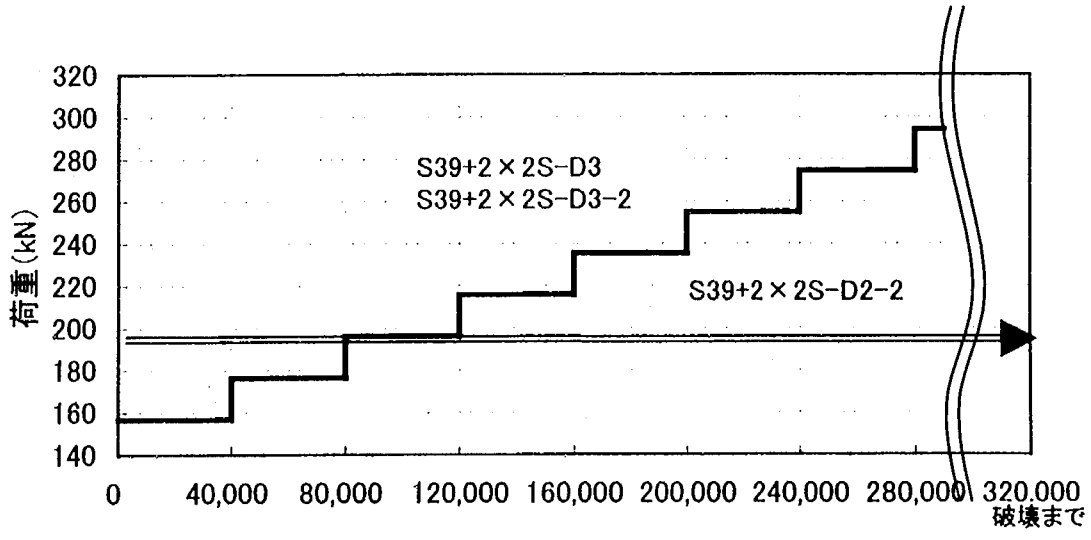


図4.4　載荷方法

5. 試験結果および考察

5.1 初期損傷の状況

初期載荷において炭素繊維シート接着を行う前の載荷回数、たわみの値を表 5.1.1 に示す。S39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2 は、157kN 載荷時のたわみ 6mm を損傷度Ⅱの指標として初期損傷を与えたが、CCD カメラで測定した部分のひび割れ密度は各供試体でそれぞれ 4.78 m/m²：0.9m/m²（除荷時）、6.25 m/m²：2.28m/m²（載荷時）と大きく異なった。S39+2×2S-D3 の初期載荷回数は、112010 回と S39+2×2S-D3-2 の 40 倍程度と非常に多くなった。

表5.1.1 初期損傷時のたわみおよびひび割れ密度

供試体名	炭素繊維シート種類	劣化度	積層数 主筋×配力筋	荷重 (kN)	走行回数 (回)	たわみ (mm)			ひび割れ密度 (m/m²)	
						除荷	載荷	活荷重	除荷	載荷
S39-1*1	なし	OK	なし	157	(5005)	(3.90)	(7.97)	(4.07)	(5.26)	(7.40)
S39-2*1	なし	OK	なし	157	(130006)	(4.44)	(7.99)	(3.55)		
S39+1×1S-D2	高強度	Ⅱ	1×1	157	16010	4.19	8.15	3.96	6.08	7.29
S39+2×2S-D2	高強度	Ⅱ	2×2	157	28014	4.03	8.02	3.99	5.74	7.63
S39+2×2S-D2-2*2	高強度	Ⅱ	2×2	172	700011	3.16	5.47	2.31		
S39+2×2S-D3	高強度	Ⅲ	2×2	157	112010	3.32	5.98	2.66	4.78	6.25
S39+2×2S-D3-2	高強度	Ⅲ	2×2	157	2808	2.56	5.99	3.43	0.9	2.28
S39+3×3S-D2	高強度	Ⅱ	3×3	157	16010	4.04	8.04	4.00	2.75	5.23
S39+4×4S-D2	高強度	Ⅱ	4×4	157	3511	3.65	8.04	4.39	4.89	6.58
S39+1×1E-D2	高弾性	Ⅱ	1×1	157	50304	4.11	8.00	3.89	7.01	8.95
S39+2×2E-D2	高弾性	Ⅱ	2×2	157	3512	4.05	7.99	3.94	4.89	6.4
H8*3	なし		なし	157	(40000)	(0.64)	(1.83)	(1.19)	(0.05)	(0.09)

*1 S39 無補強 RC 床版では 157kN 一定荷重で損傷度Ⅱに達した時の走行回数とたわみ

*2 S39+2×2S-D2-2 は載荷荷重 172kN

*3 H8 無補強 RC 床版では 4 万回 157kN 載荷時の回数およびたわみ

図 5.1.1、図 5.1.2、図 5.1.3（図 5.1.1(2)、図 5.1.2(2)、図 5.1.3(2)はそれぞれ初期の 10000 回載荷時までの拡大図）にそれぞれ載荷回数と RC 床版中央の除荷時たわみ、載荷時たわみ、活荷重たわみ（載荷時たわみと除荷時たわみの差）の関係を示す（S39-1、S39-2 は載荷時たわみが 8mm となるまで、H8 は 157kN、40000 回載荷までのたわみを示した）。載荷時たわみは、繰り返し載荷の初期に 5～6mm 程度まで急速に増加し、その後たわみの増加がゆるやかになる。図 4.2 に示すように損傷度Ⅲの指標としては、このたわみの初期の急増領域の終了点を目安としているが、S39+2×2S-D3 ではたわみが 4.5mm に達した後、たわみの増加が非常に緩やかなり、6mm に達するまでに 10 万回以上の載荷を要している。

図 5.1.4、図 5.1.5、図 5.1.6 に RC 床版下面の中央載荷時における荷重走行方向の中心線上のたわみの分布を示す。

S39+2×2S-D3は、除荷時のたわみが北側600mmの位置で最大になっており、S39+2×2S-D3とS39+2×2S-D3-2のRC床版中央の載荷時たわみはほぼ同じレベルにあるが、S39+2×2S-D3は北側600mmの位置で大きな値を示している。

活荷重たわみの最大値はS39+2×2S-D3：2.66mm、S39+2×2S-D3-2：3.43mmであり、S39+2×2S-D3-2の方が約30%大きく、S39+2×2S-D3-2の活荷重たわみは、損傷度ⅢのS39+2×2S-D3と損傷度ⅡのS39-1、S39+2×2S-D2の中間にある。S39+2×2S-D3とS39+2×2S-D3-2の載荷時たわみはほぼ等しいが、活荷重たわみはS39+2×2S-D3-2の方が大きくS39+2×2S-D3より床版の曲げ剛性が低下していたと考えられる。

図5.1.7、図5.1.8、図5.1.9にRC床版中央部下側主鉄筋の除荷時ひずみ、載荷時ひずみ、活荷重ひずみを示す（図5.1.7(2)、図5.1.8(2)、図5.1.9(2)はそれぞれ初期の10000回までの拡大図）。同様に図5.1.10、図5.1.11、図5.1.12にRC床版中央下側配力鉄筋の除荷時ひずみ、載荷時ひずみ、活荷重ひずみを示す（図5.1.10(2)、図5.1.11(2)、図5.1.12(2)はそれぞれ初期の10000回までの拡大図）。主鉄筋のひずみについて見ると、載荷時ひずみの最大値は、損傷度Ⅲとした供試体S39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2ともに約1300μであったが、前年度までに実施した昭和39年道路橋示方書のRC床版(No1～No9)は、同じ諸元で損傷度Ⅱまで載荷したが、載荷時ひずみは1200～1400μであり、損傷度Ⅲとした供試体と損傷度Ⅱとした供試体で明確な差異は認められなかった。活荷重ひずみの最大値は、損傷度Ⅲとした2体は，S39+2×2S-D3が初期載荷終了時の2008回で804μ、S39+2×2S-D3-2が1010回（1010回以降はひずみは暫減）で817μと共に800μを超えているが、損傷度ⅡのS39+2×2S-D2およびS39+2×2S-D2-2は約730μ、S39-1およびS39-2は約600μとなり、損傷度が低いS39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2の方が大きな活荷重ひずみが生じていた。

配力鉄筋の活荷重ひずみの最大値は、S39-1が950μ、S39+2×2S-D3-2が878μと大きく、他の供試体は600μ以下とこの2体に比べて小さい。配力鉄筋の活荷重ひずみは、損傷度Ⅱと損傷度Ⅲで大きな差は認められず、たわみの増加が早いものは配力鉄筋の最大ひずみが大きくなる傾向にある。

除荷時のひび割れ密度と載荷回数の関係を図5.1.13に、載荷時のひび割れ密度と載荷回数の関係を図5.1.14に示す。S39+2×2S-D3の載荷時のひび割れ密度は、S39+2×2S-D2とほぼ同様の増加傾向を示しているが、初期載荷終了時のひび割れ密度は、損傷度の低いS39+2×2S-D3の方がS39+2×2S-D2より大きくなっている。CCDによる測定では、載荷回数が多くなるとひび割れの角落ちの影響でひび割れ密度が多くなる傾向にあり、S39+2×2S-D3は載荷回数が多くこの影響もあったものと推定される。S39+2×2S-D3-2は初期載荷終了時のひび割れ密度は2.28m/m^{2}とS39+2×2S-D3の6.25 m/m^{2}より小さく、また損傷度Ⅱの他の供試体よりかなり小さな値となった。

図5.1.15～図5.1.18にS39+2×2S-D2、S39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2、S39+2×2S-D2-2の初期載荷終了時のRC床版下面のひび割れ状況を示す。初期損傷終了時のひび割れは、RC床版中央では10cm程度の間隔で主鉄筋方向・配力鉄筋方向に格子状に生じていた。周辺部ではひび割れ間隔は20～30cmと広くなりRC床版中央から4隅に向かう放射状のひび割れが見られた。初期載荷終了時の損傷度をⅢとしたS39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2のひび割れの発生状況は、床版中央付近では損傷度Ⅱとした他の供試体

と同様の密度、配置であったが、橋軸方向の中心線（走行軌道直下）付近から支持桁側では発生数、密度が低くなる傾向が見られた。

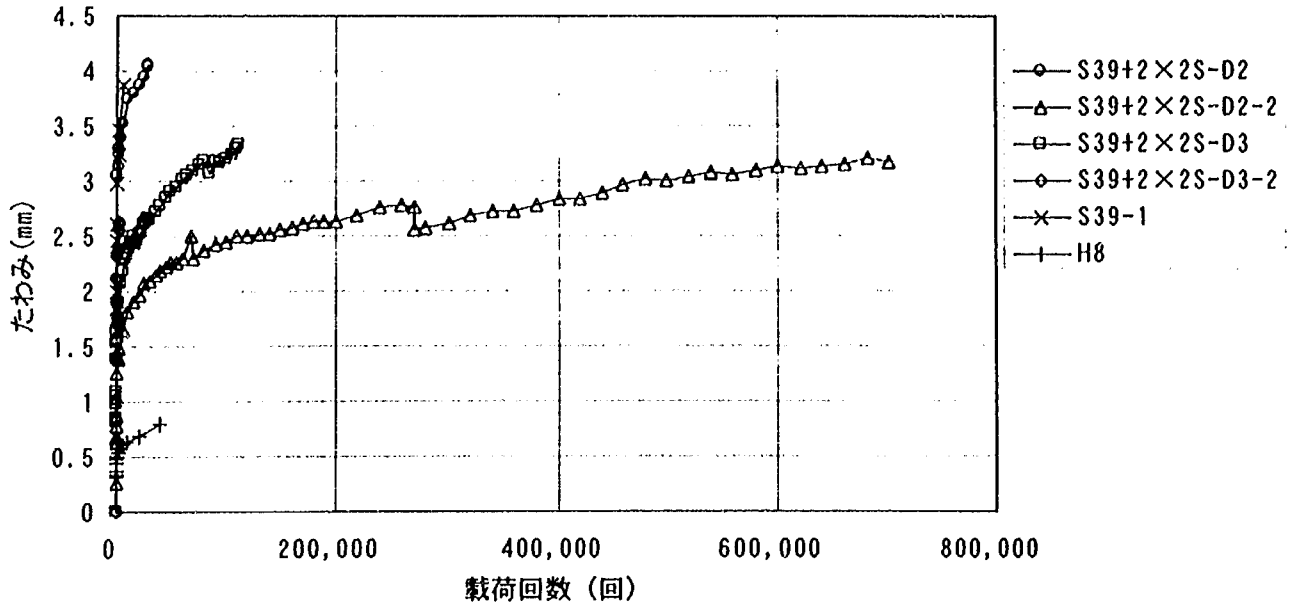


図5.1.1　補強前　床版中央の除荷時たわみ

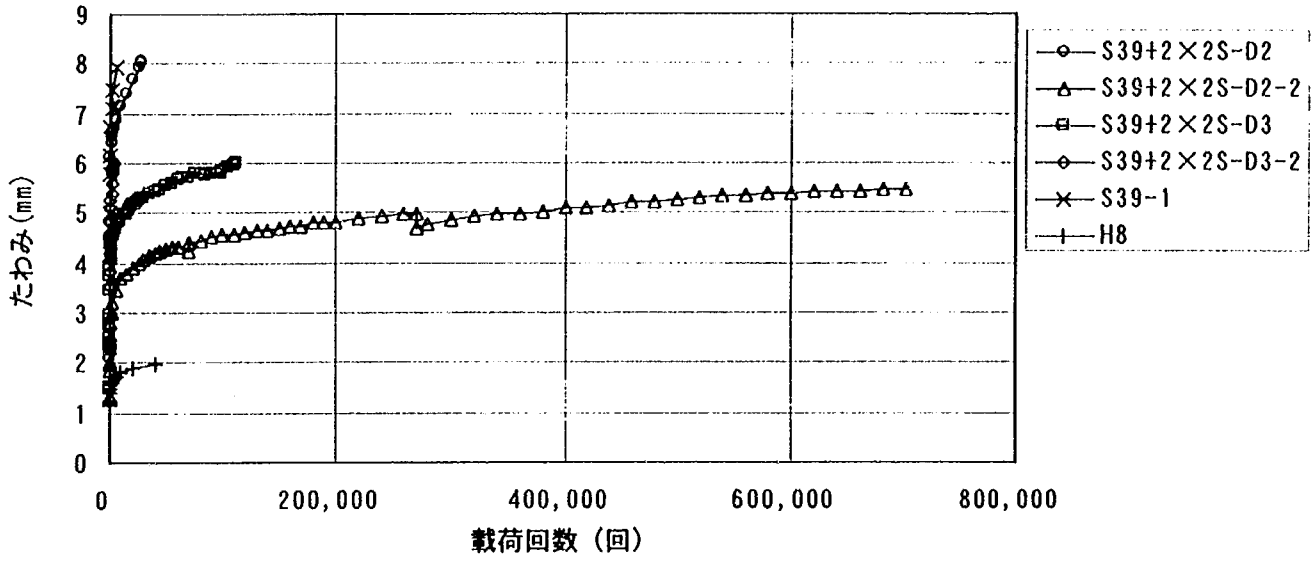


図5.1.2　補強前　床版中央の載荷時たわみ（荷重157kN）

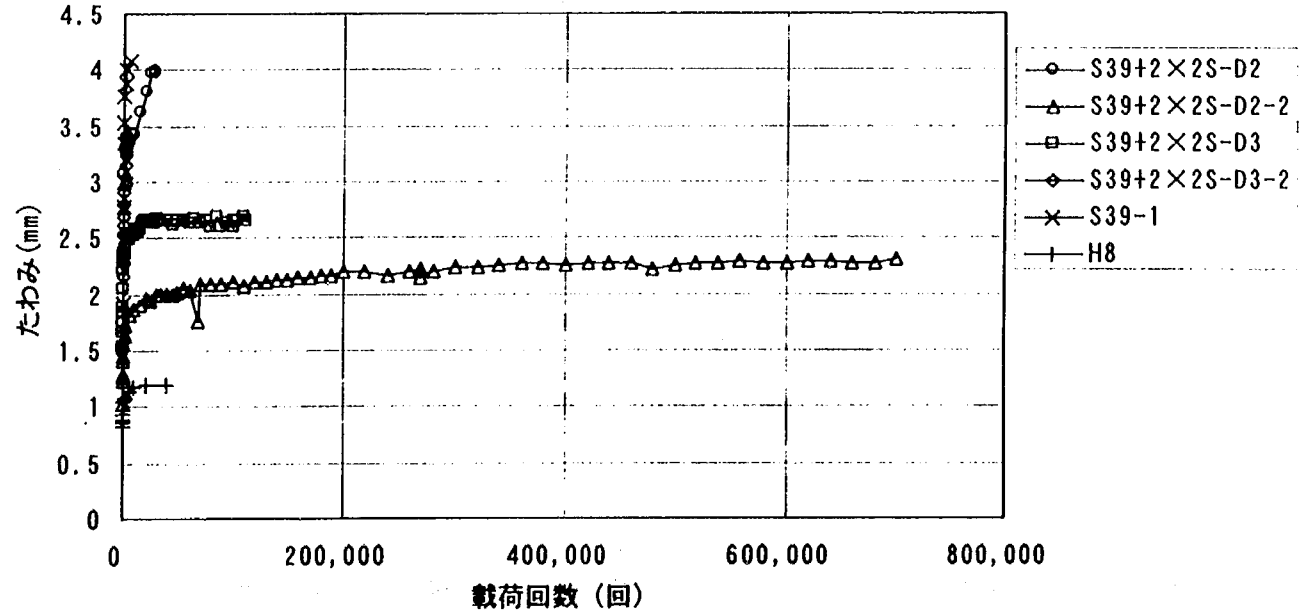


図5.1.3　補強前　床版中央の活荷重たわみ（荷重157kN）

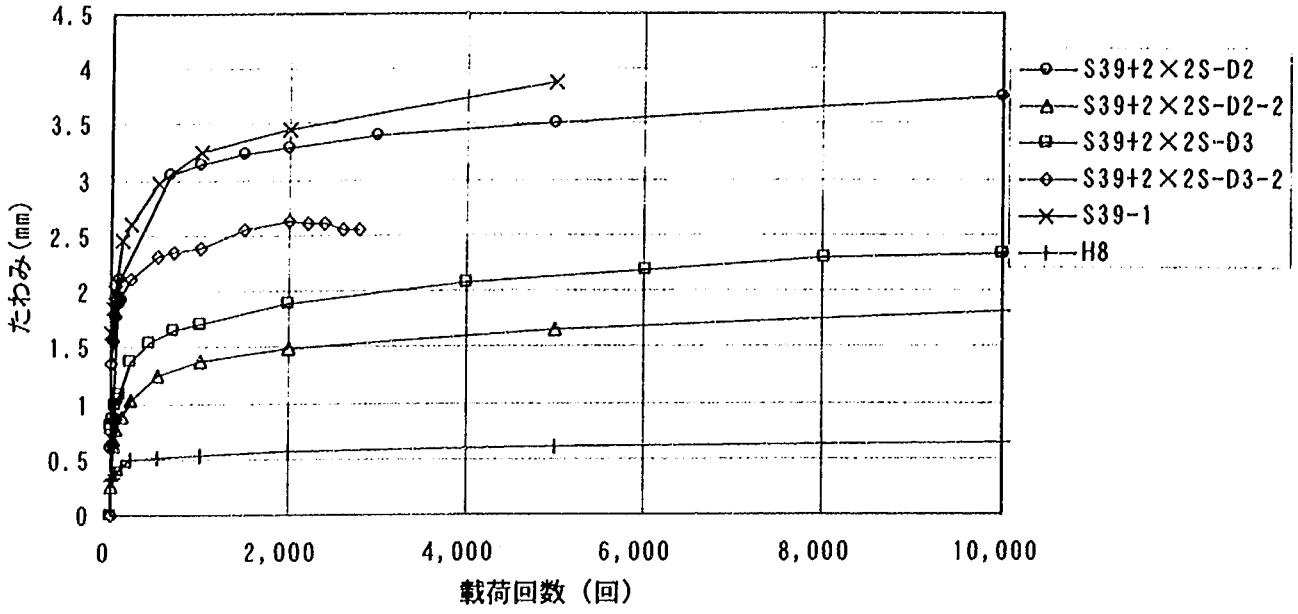


図5.1.1(2)　補強前　床版中央の除荷時たわみ

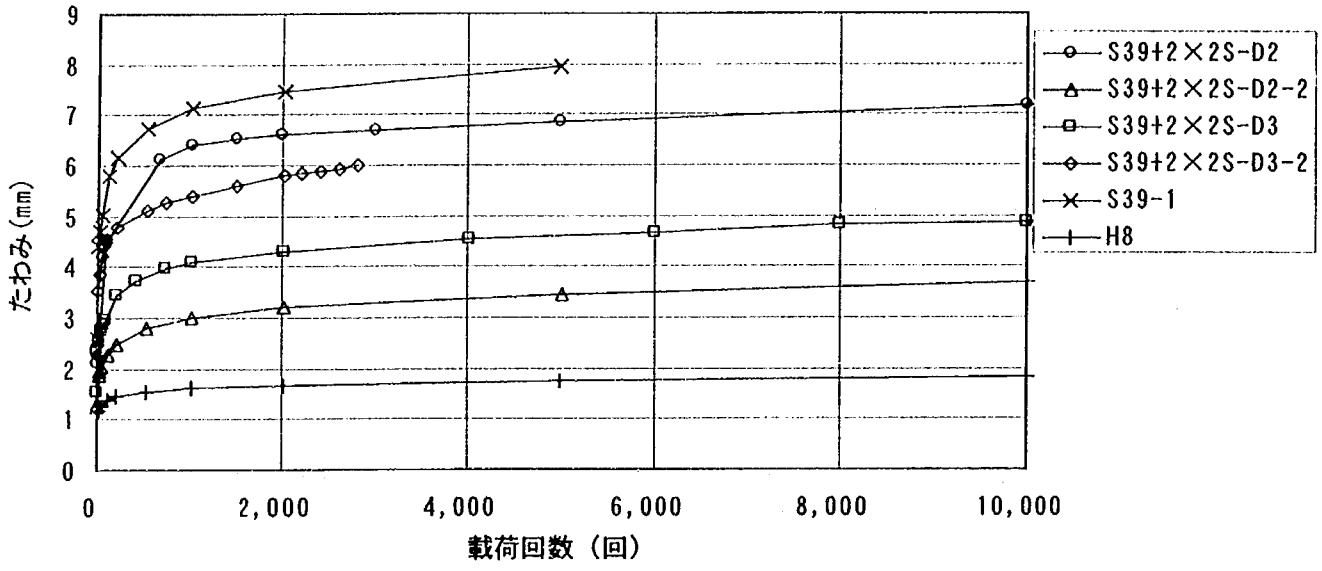


図5.1.2(2)　補強前　床版中央の載荷時たわみ（荷重157kN）

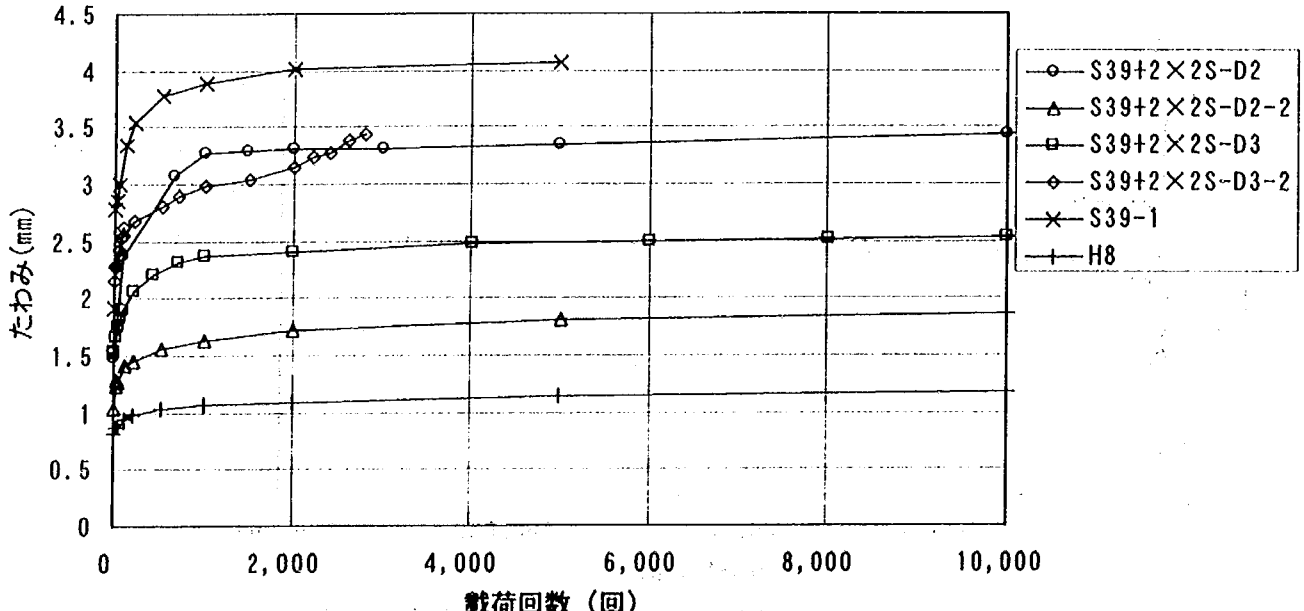


図5.1.3(2)　補強前　床版中央の活荷重たわみ（荷重157kN）

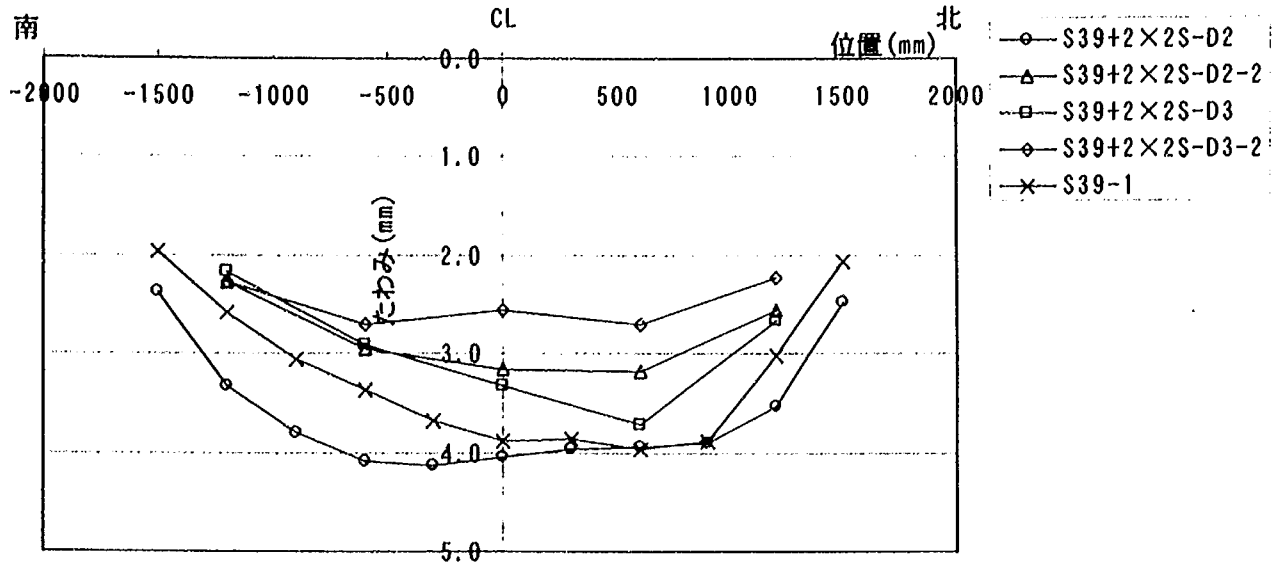
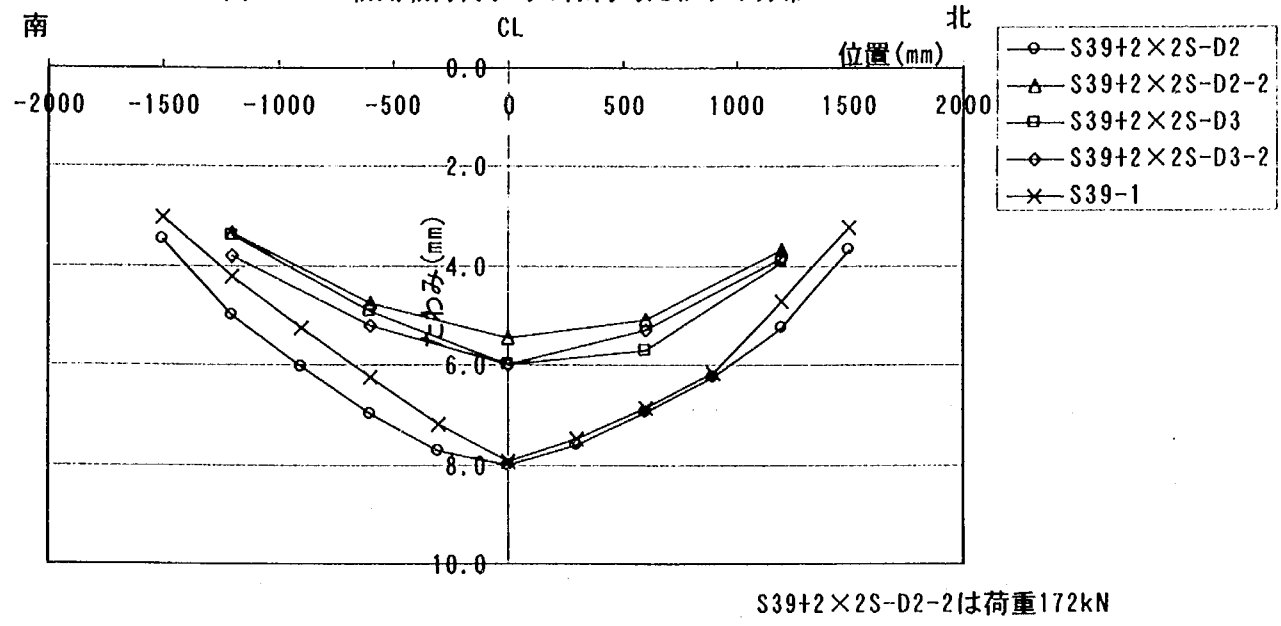
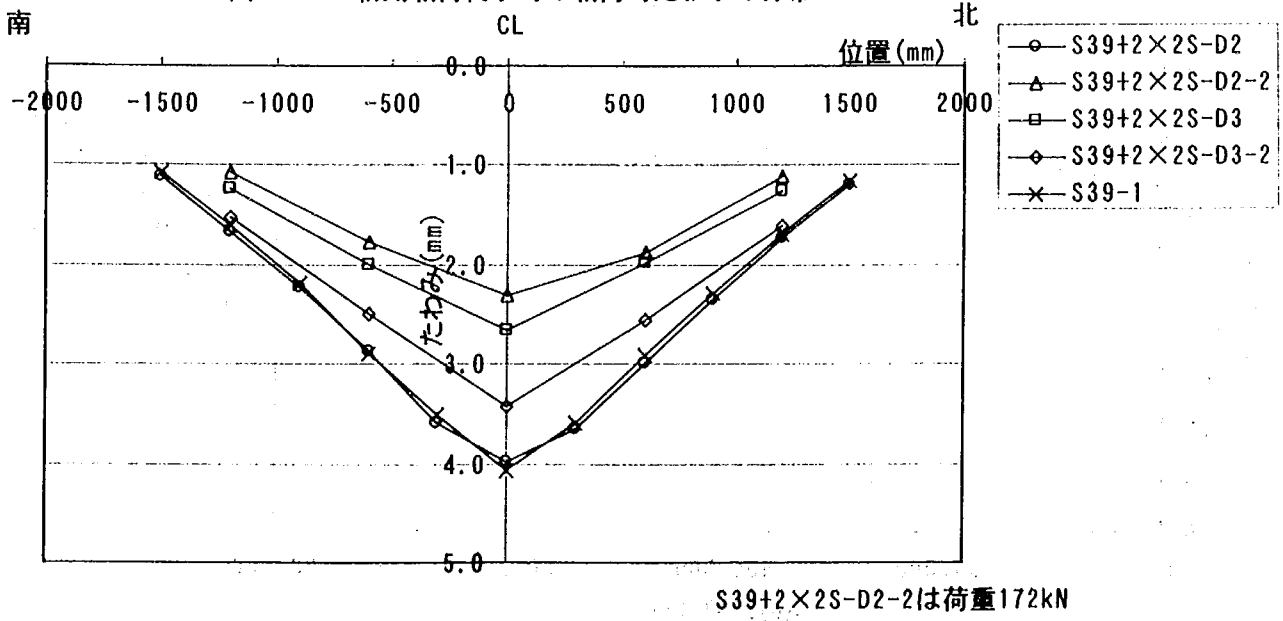


図5.1.4　初期載荷終了時の除荷時たわみの分布



S39+2×2S-D2-2は荷重172kN

図5.1.5　初期載荷終了時の載荷時たわみの分布



S39+2×2S-D2-2は荷重172kN

図5.1.6　初期載荷終了時の活荷重たわみの分布

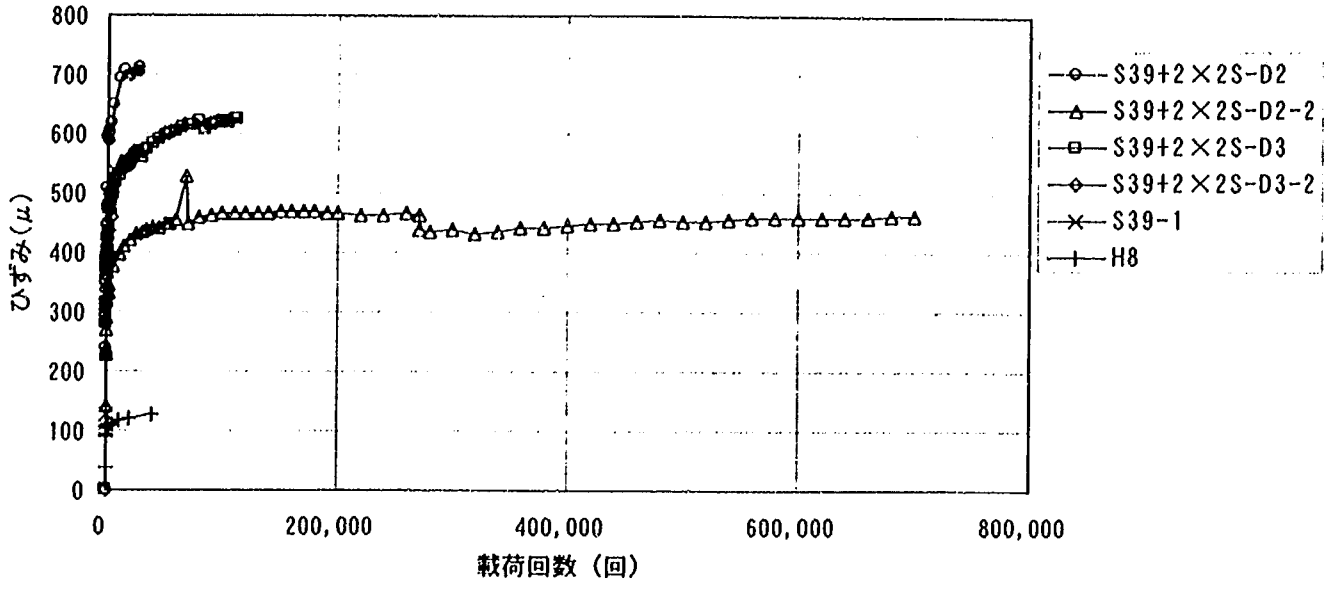


図5.1.7　補強前　床版中央主鉄筋（下）の除荷時ひずみ

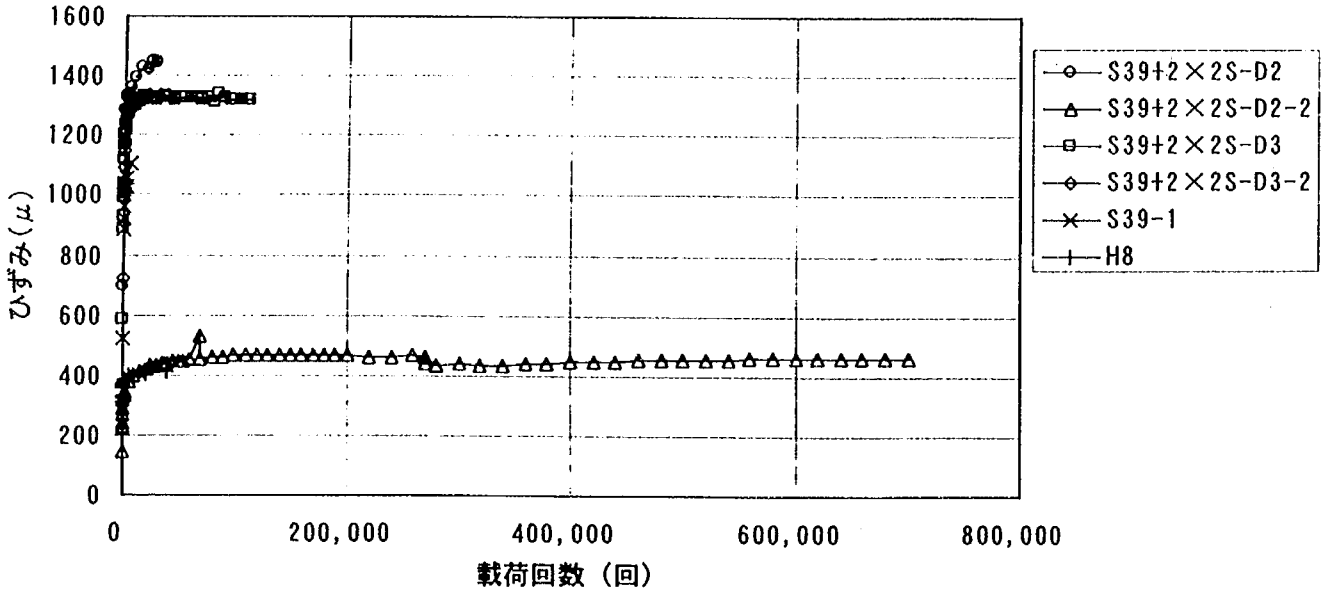


図5.1.8　補強前　床版中央主鉄筋(下)の載荷時ひずみ（荷重157kN）

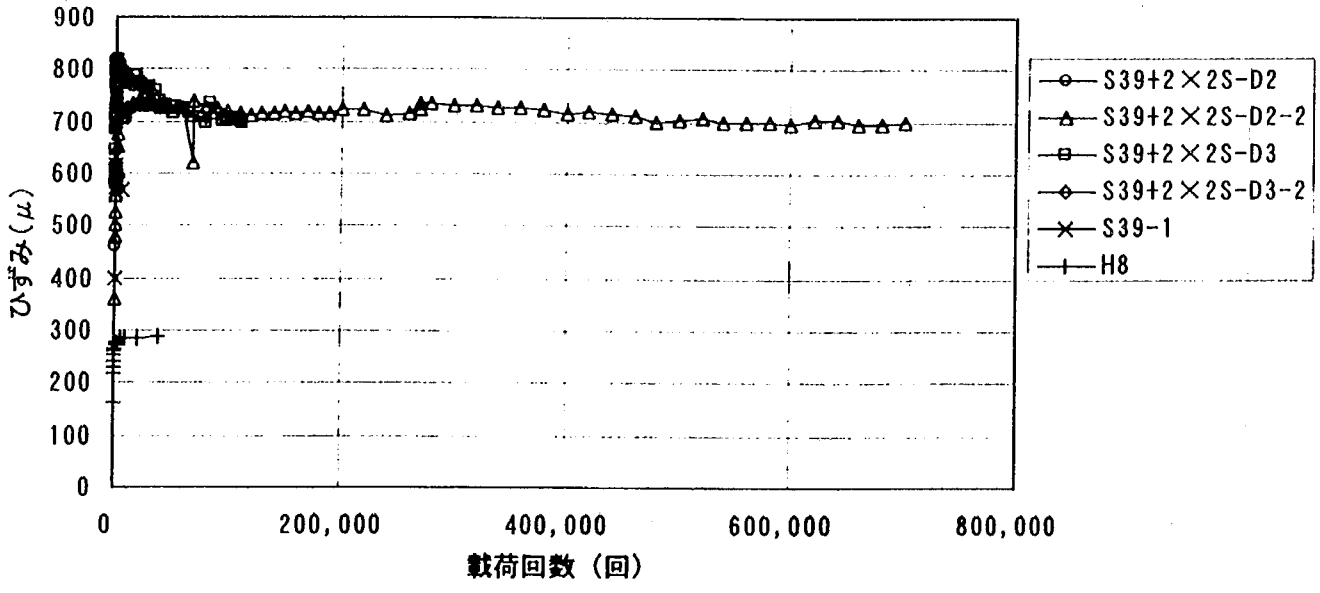


図5.1.9　補強前　床版中央主鉄筋（下）の活荷重ひずみ（荷重157kN）

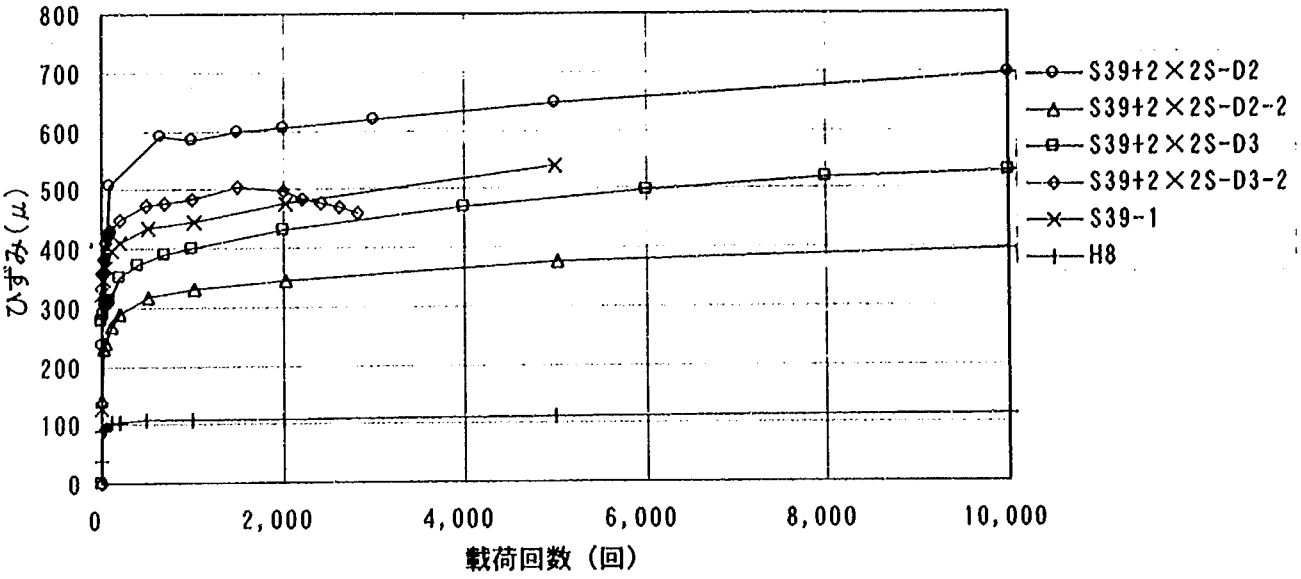


図5.1.7(2)　補強前　床版中央主鉄筋（下）の除荷時ひずみ

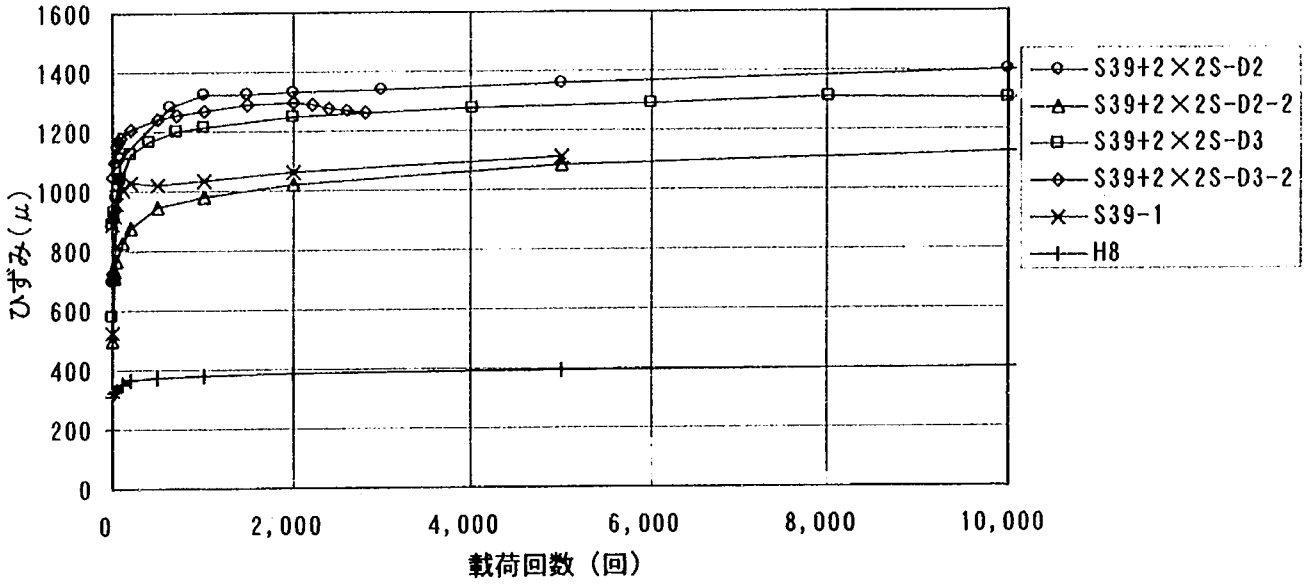


図5.1.8(2)　補強前　床版中央主鉄筋(下)の載荷時ひずみ（荷重157kN）

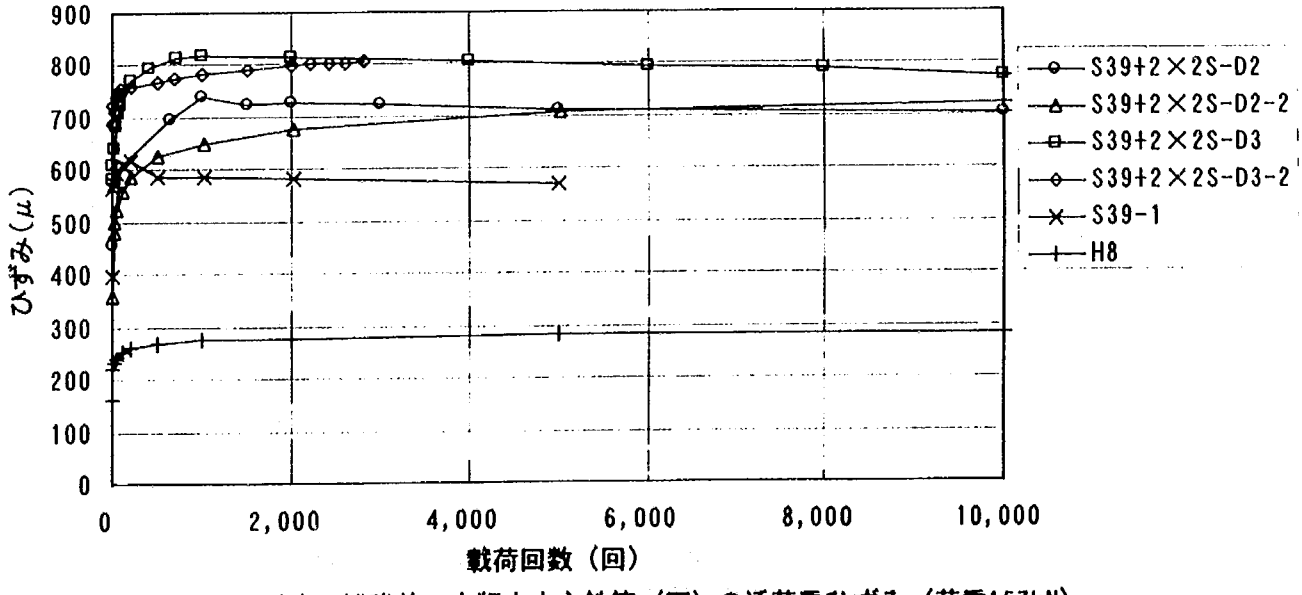


図5.1.9(2)　補強前　床版中央主鉄筋（下）の活荷重ひずみ（荷重157kN）

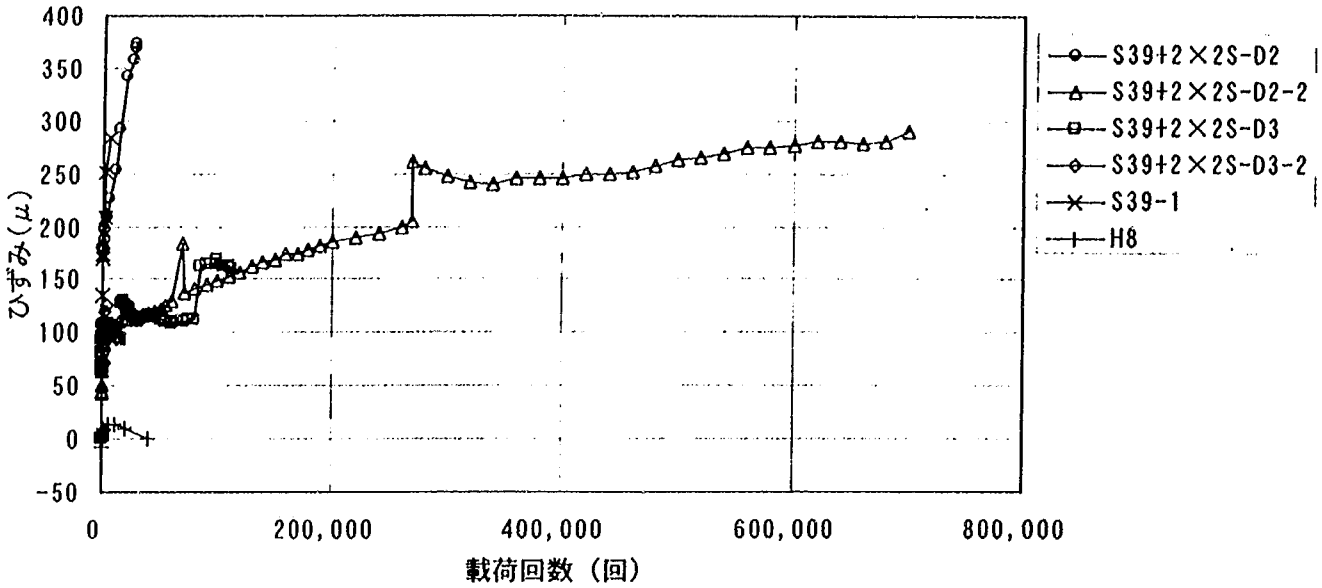


図5.1.10　補強前　床版中央配力鉄筋（下）の除荷時ひずみ

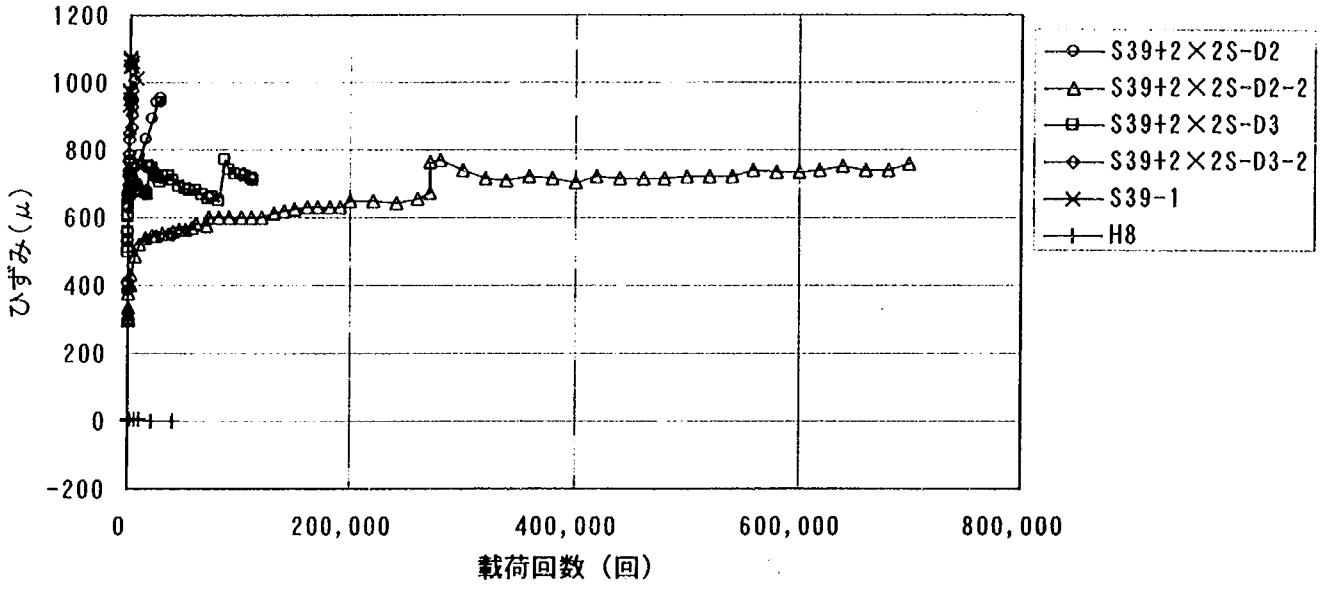


図5.1.11　補強前　床版中央配力鉄筋(下)の載荷時ひずみ（荷重157kN)

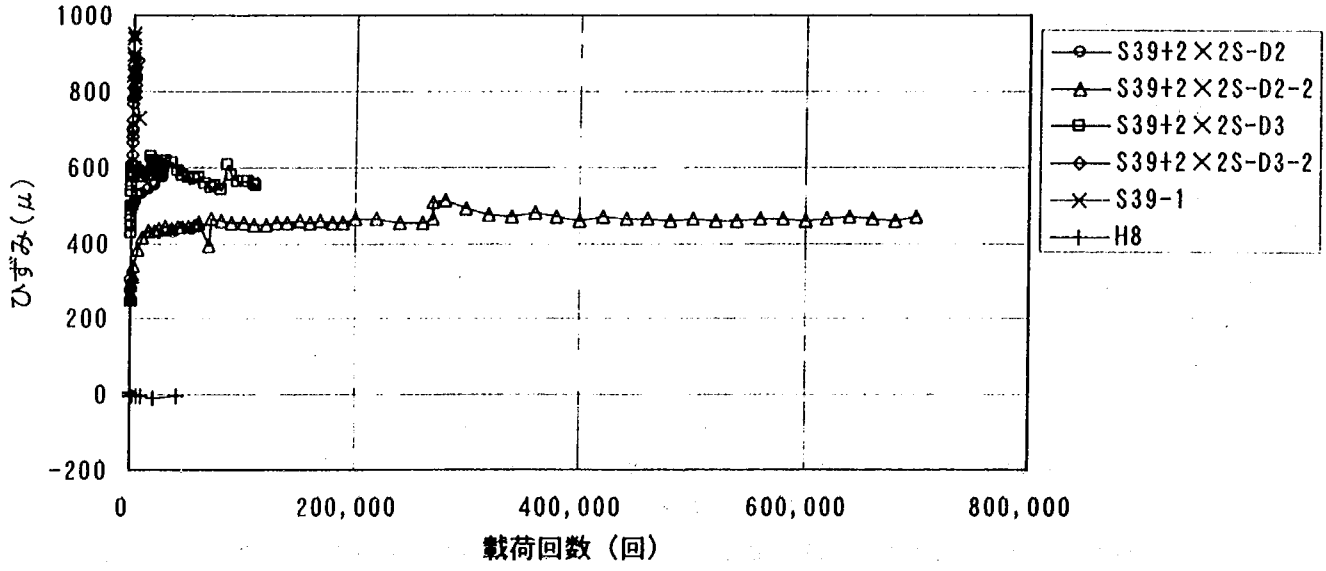


図5.1.12　補強前　床版中央配力鉄筋（下）の活荷重ひずみ（荷重157kN)

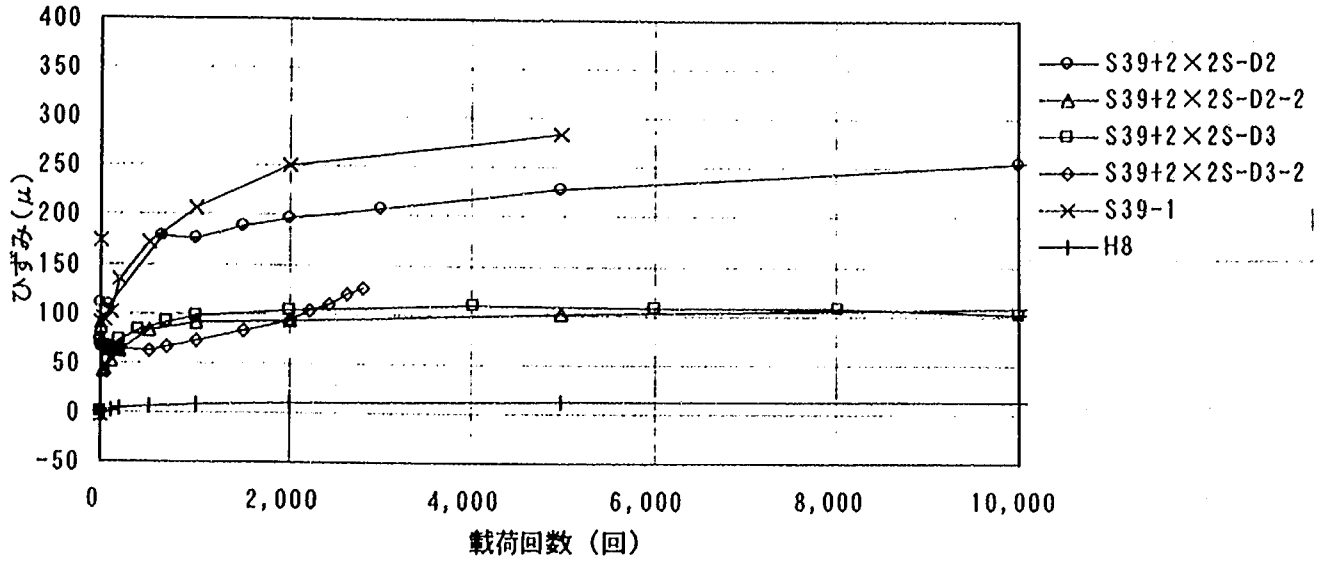


図5.1.10(2) 補強前 床版中央配力鉄筋(下)の除荷時ひずみ

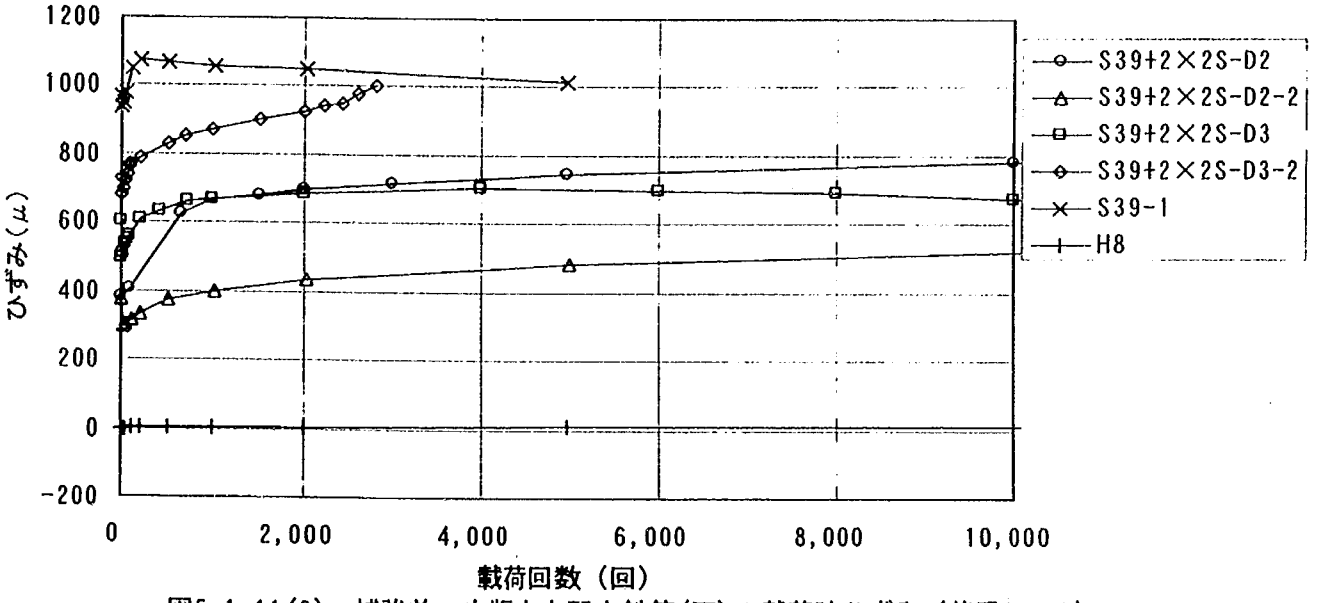


図5.1.11(2) 補強前 床版中央配力鉄筋(下)の載荷時ひずみ（荷重157kN)

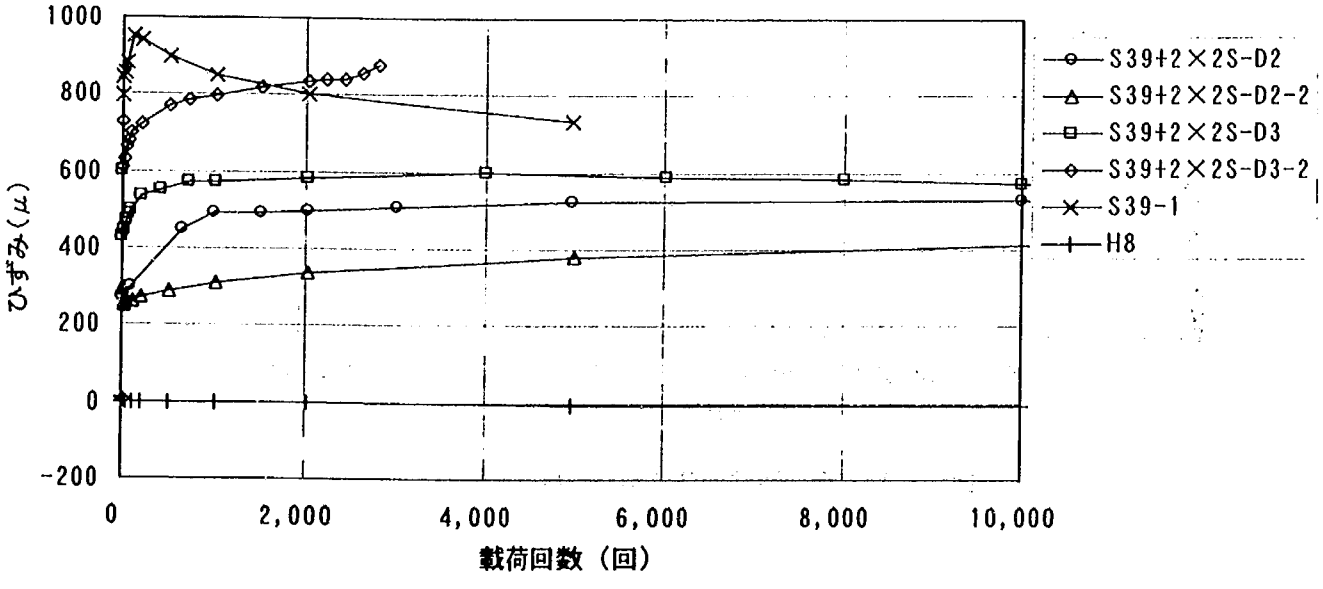


図5.1.12(2) 補強前 床版中央配力鉄筋(下)の活荷重ひずみ（荷重157kN)

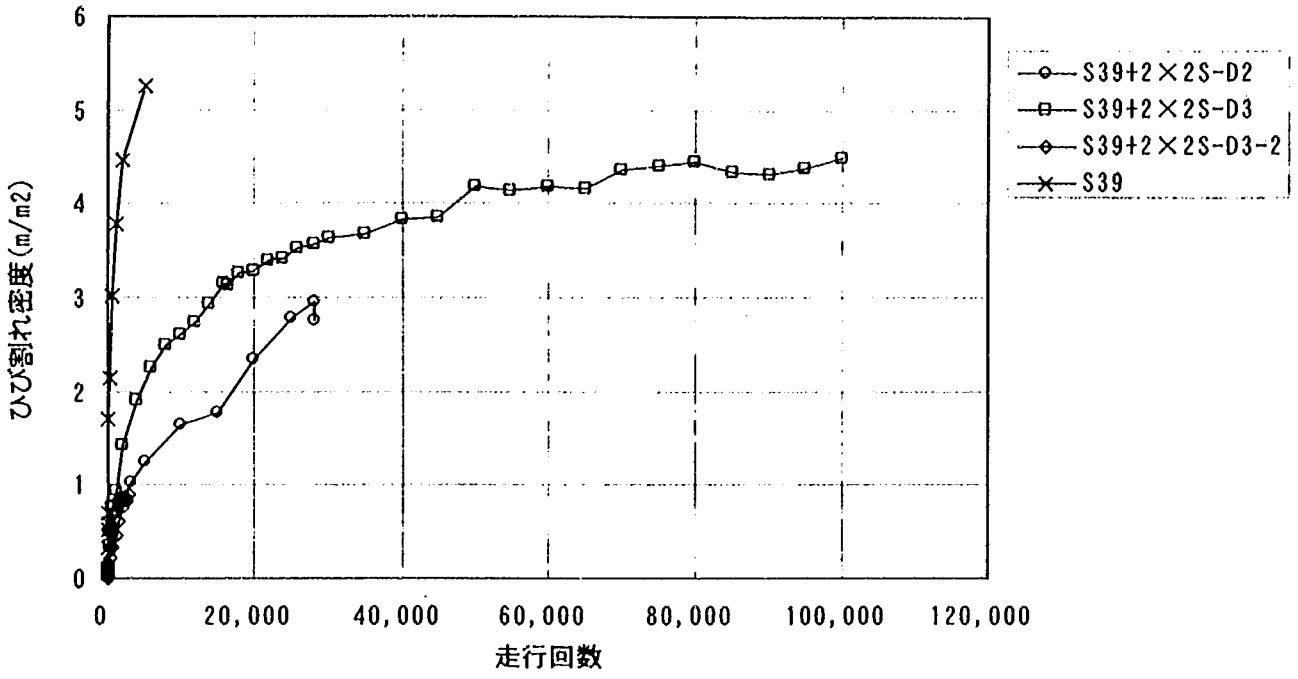


図5.1.13　走行回数とひび割れ密度（除荷時）

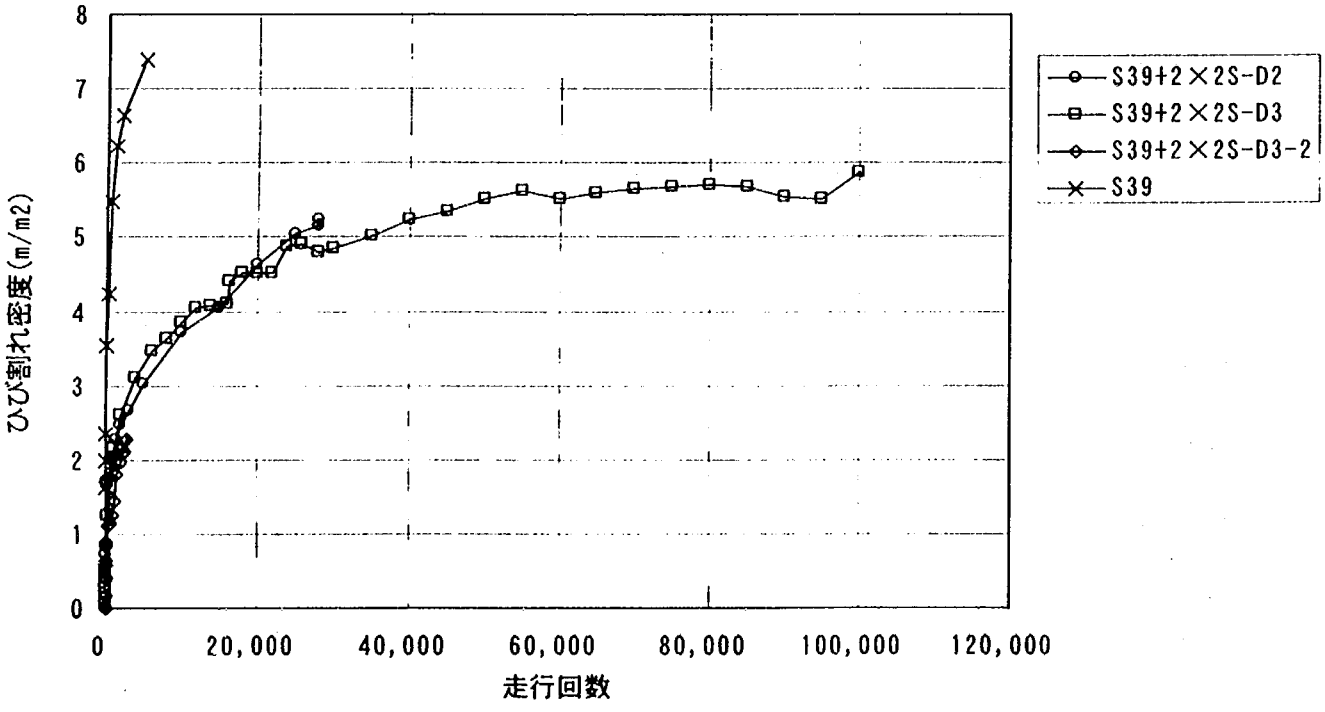


図5.1.14　走行回数とひび割れ密度（載荷時）

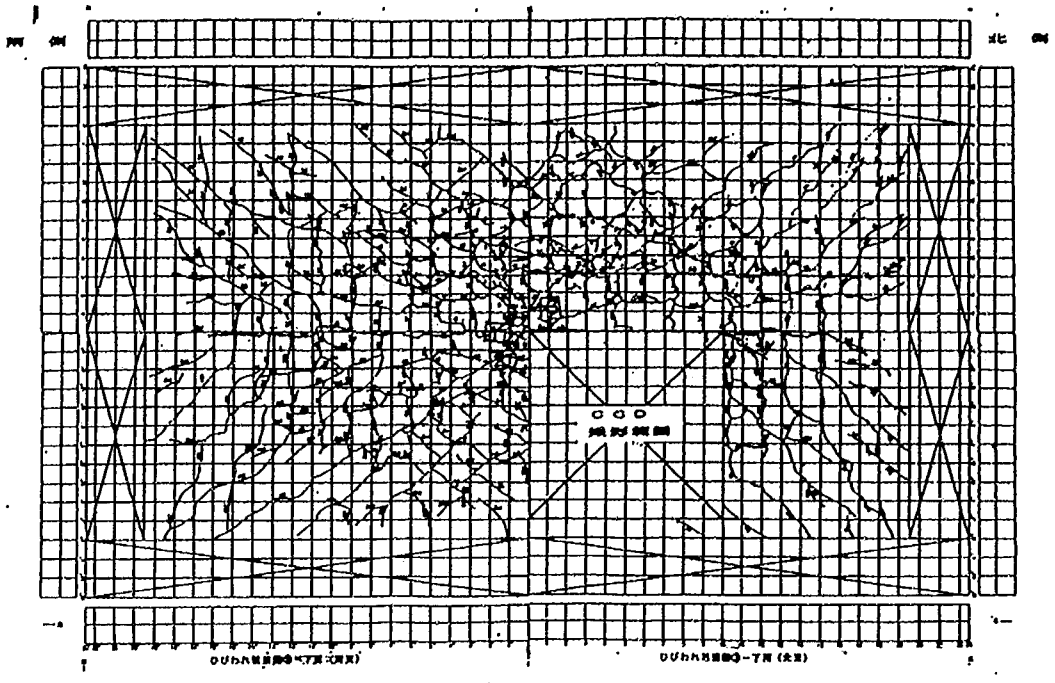


図 5.1.15　初期損傷を与えた供試体（S39+2×2S-D2）のひび割れ状況

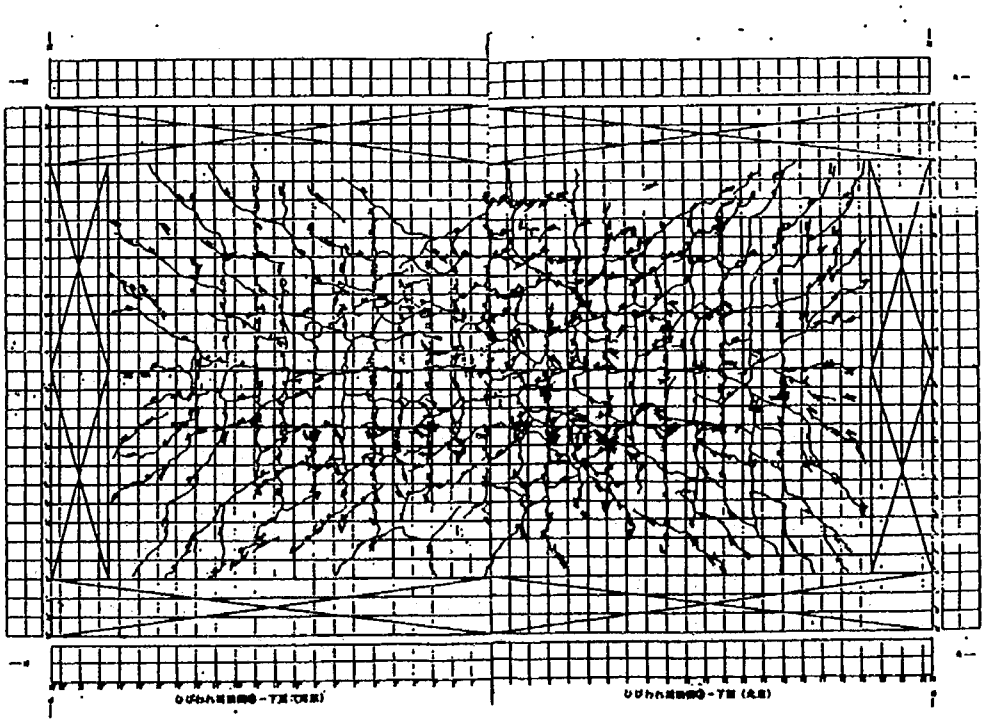


図 5.1.16　初期損傷を与えた供試体（S39+2×2S-D2-2）のひび割れ状況

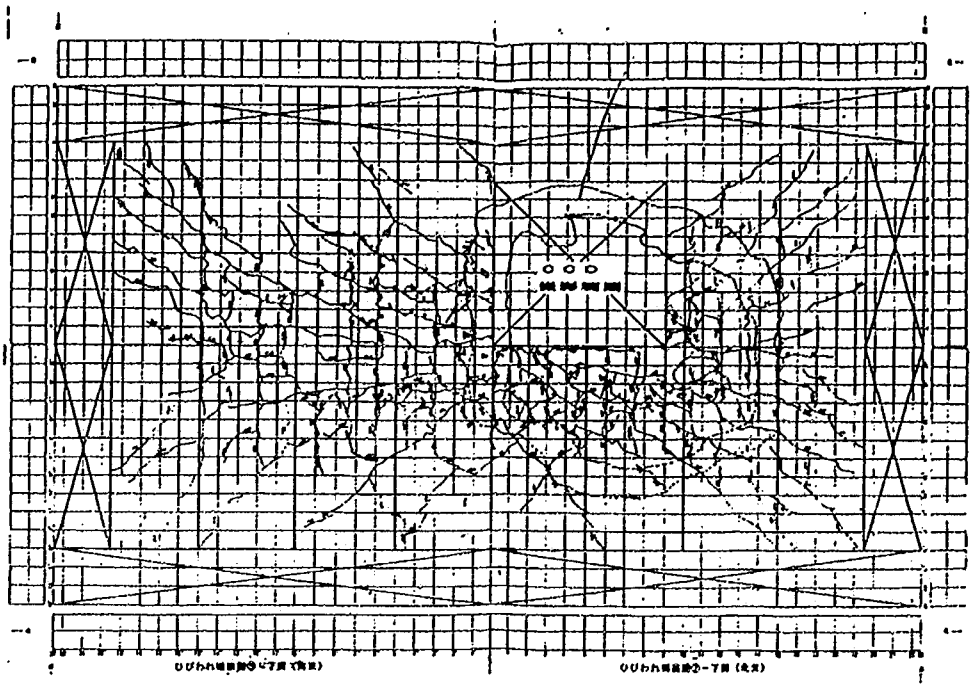


図 5.1.17　初期損傷を与えた供試体（S39+2×2S-D3）のひび割れ状況

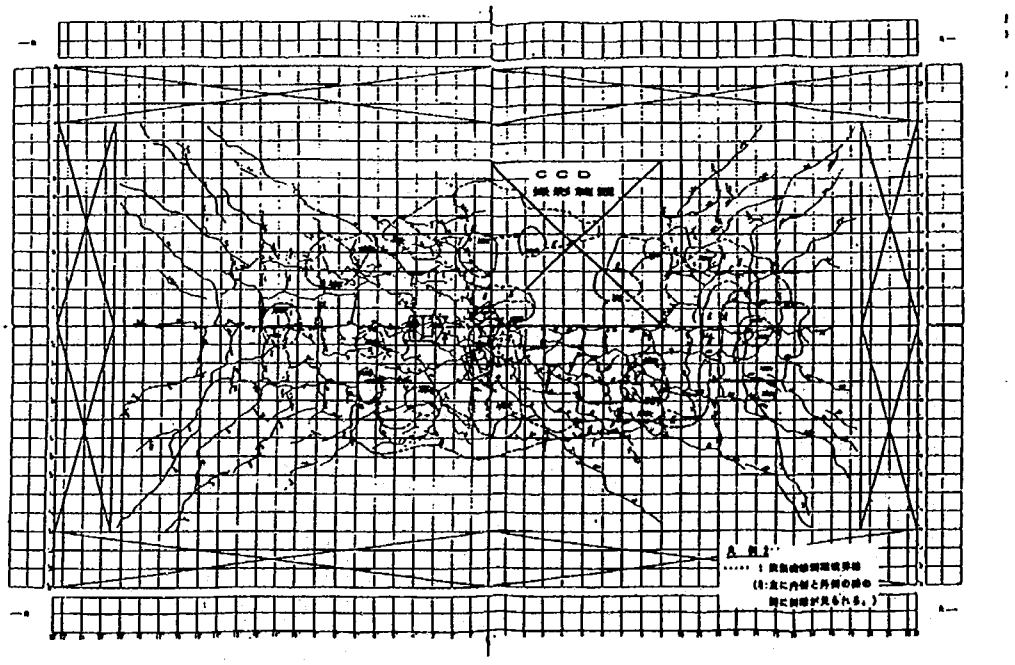


図 5.1.18　初期損傷を与えた供試体（S39+2×2S-D3-2）のひび割れ状況

5.2　各供試体の破壊荷重と破壊回数

表 5.2.1 および図 5.2.1 に各供試体の破壊時の荷重および載荷回数を示す。以下、補強後の破壊時までの載荷回数を破壊回数と呼ぶ。初期損傷度Ⅲとした S 39+2×2S-D3 は 235kN（197981 回）で破壊し、損傷度Ⅱの S 39+2×2S-D2 の 255kN (200626 回)とほぼ同等の疲労耐久性を示した。養生中載荷を行なった S 39+2×2S-D3-2 は 235 k N (162569 回)、養生中載荷を行なわなかった S 39+2×2S-D3 より若干少ない走行回数で破壊した。

昭和 39 年鋼道路橋示方書に準じて設計した RC 床版に初期損傷度Ⅲを与えたのち炭素繊維シート 2 × 2 層補強した場合でも、階段載荷による輪荷重走行試験の結果では平成 8 年示方書に順じて製作した RC 床版 H8 に比べると疲労耐久性（破壊荷重および、載荷回数）が低かった。

197kN の一定荷重で載荷した S 39+2×2 S -D2-2 は、載荷回数 500 万回で未破壊であるが、炭素繊維シートと床版コンクリートの付着切れが床版中央付近で発生していた。なお図 5.2.1 に示している一定荷重の破壊回数と階段載荷の破壊回数の換算については後節（5.11）で記述している。

表5.2.1　各供試体の破壊回数および破壊時荷重

供試体名	炭素繊維シートタイプ	初期損傷度	積層数 主筋方向×配力筋方向	CFRPの引張剛性 N/m幅	CFRPの曲げ剛性 N·m²/m幅	初期載荷回数	補強後破壊までの載荷回数	破壊時荷重 (kN)
S39-1	なし	OK	なし			5005	27392	157
S39-2	なし	OK	なし			130006	224764	157
S39+1X1S-D2	高強度	Ⅱ	1×1	4.15E+07	5.18	16010	114496	196
S39+2X2S-D2	高強度	Ⅱ	2×2	8.30E+07	63.34	28014	200626	255
S39+2X2S-D2-2	**高強度**	**Ⅱ**	**2×2**	**8.30E+07**	**63.34**	**700011**	**500万回未破壊**	**196**
S39+2X2S-D3	**高強度**	**Ⅲ**	**2×2**	**8.30E+07**	**63.34**	**112010**	**197981**	**235**
S39+2X2S-D3-2	**高強度**	**Ⅲ**	**2×2**	**8.30E+07**	**63.34**	**2808**	**162569**	**235**
S39+3X3S-D2	高強度	Ⅱ	3×3	1.25E+08	247.42	16010	173860	235
S39+4X4S-D2	高強度	Ⅱ	4×4	1.66E+08	614.41	3511	132070	216
S39+1X1E-D2	高弾性	Ⅱ	1×1	9.41E+07	4.63	50304	155210	216
S39+2X2E-D2	高弾性	Ⅱ	2×2	1.88E+08	132.85	3512	144643	216
H8	なし		なし				255649	274

（ ）S39 無補強 RC 床版では、157kN 一定荷重で損傷度Ⅱに達するまでの載荷回数

*　無補強床版の補強後破壊回数は、載荷開始からの破壊回数

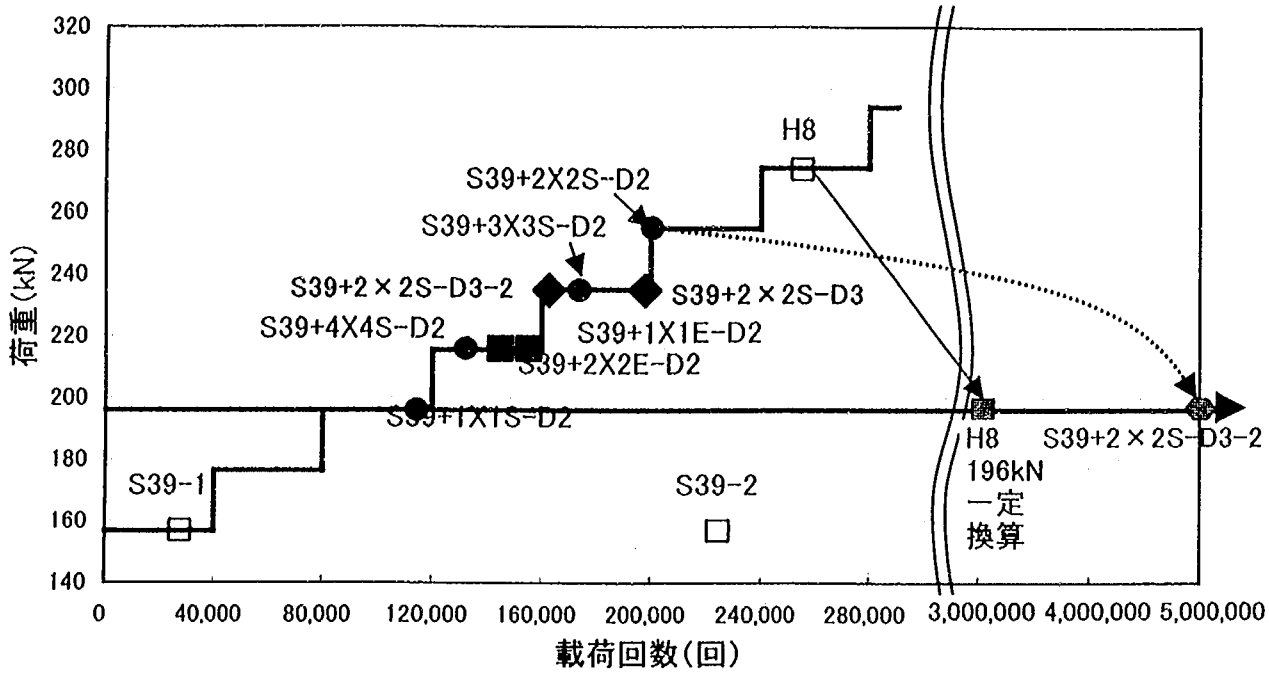

320
300
280
260
240
220
200
180
160
140
荷重(kN)
H8
S39+2X2S--D2
S39+3X3S-D2
S39+2×2S-D3-2
S39+2×2S-D3
S39+4X4S-D2
S39+1X1E-D2
S39+2X2E-D2
S39+1X1S-D2
S39-1
S39-2
H8
196kN
一定
換算
S39+2×2S-D3-2
0
40,000
80,000
120,000
160,000
200,000
240,000
280,000
3,000,000
4,000,000
5,000,000
載荷回数(回)

図5.2.1　疲労試験結果

5.3　各供試体の破壊状況

各供試体の破壊後のひび割れ状況（上・下面、内部切断面）、炭素繊維シートの剥離状況を、図 5.3.1～図 5.3.3 に示す。いずれの供試体も最終的な破壊はコンクリートの押抜きせん断によって生じた。上面では、載荷板の幅 0.5m 程度で車輪の進行方向に 1.3～1.7m 程度の長さで陥没が生じていた。RC 床版下面では、主鉄筋方向に幅 1.5～1.9m 程度の幅で、車輪の走行方向には 1.8～2.8m 程度の長さで抜け落ちが生じていた。S39+2×2S-D2-2 供試体の上面には主鉄筋方向に顕著なひび割れが載荷終了時に観られた（図 5.3.3(a)参照）。

S39+2×2S-D2-2 を除いて炭素繊維シートで補強した RC 床版では、下面の抜け落ち部に沿って部分的に剥離を生じていたが、端部からの全面的な剥離は生じなかった。破壊後も炭素繊維の破断は生じていなかった。試験終了後、RC 床版を切断して断面を観察したところ、炭素繊維シートとコンクリートの剥離部では炭素繊維シート側に RC 床版の接着面の表層のコンクリートが数 mm の厚さで付着していた。このように炭素繊維シートとコンクリートの剥離は接着界面および接着剤の中では生ぜず、接着面の表層のコンクリート内で生じていた。

S39+2×2S-D3 は、北側 600mm 付近を中心に抜け落ちて破壊した。図 5.1.4 に示すように初期載荷終了時の除荷時のたわみは、北側 600mm の位置で最大になっており、初期載荷時にこの位置で損傷が進行していたと考えられる。

一定荷重 196kN で載荷した S39+2×2S-D2-2 は、500 万回載荷したが最終的な破壊は生じなかった。床版中央付近で載荷回数 180 万回ごろから剥離部分が観測され、抜け落ち部の内部にも炭素繊維シートの剥離部分が多数生じていた（図 5.3.3(b)参照）。また載荷終了後切断した断面を見ると、中横断面では主筋方向に床版を斜めひび割れが発生していた（図 5.3.3(c)参照）。

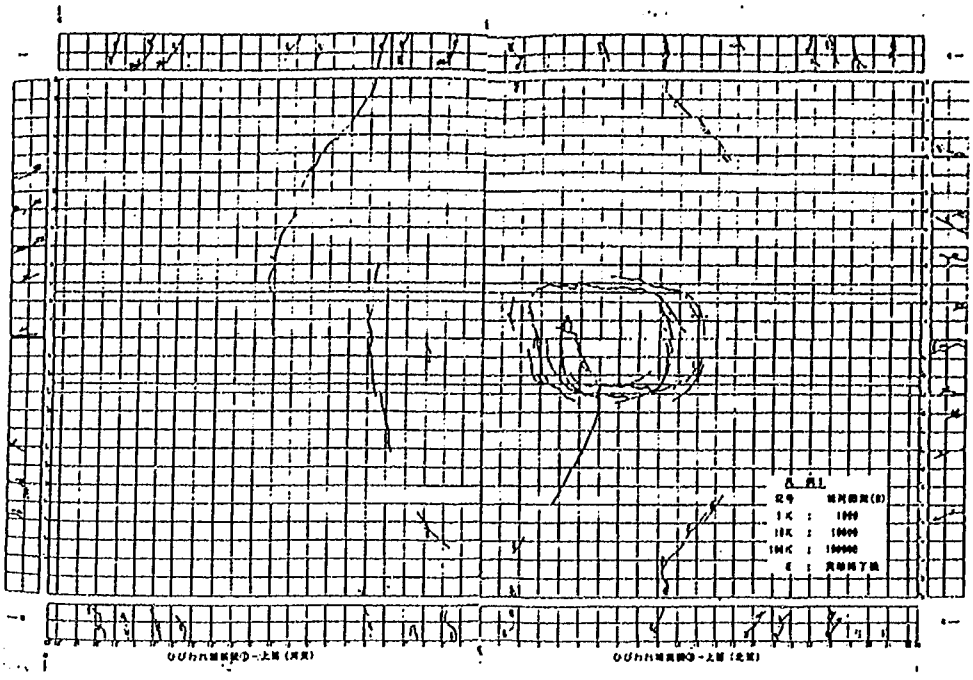


図 5.3.1(a)　S39-2×2S-D3　ひび割れ観察図（上面）

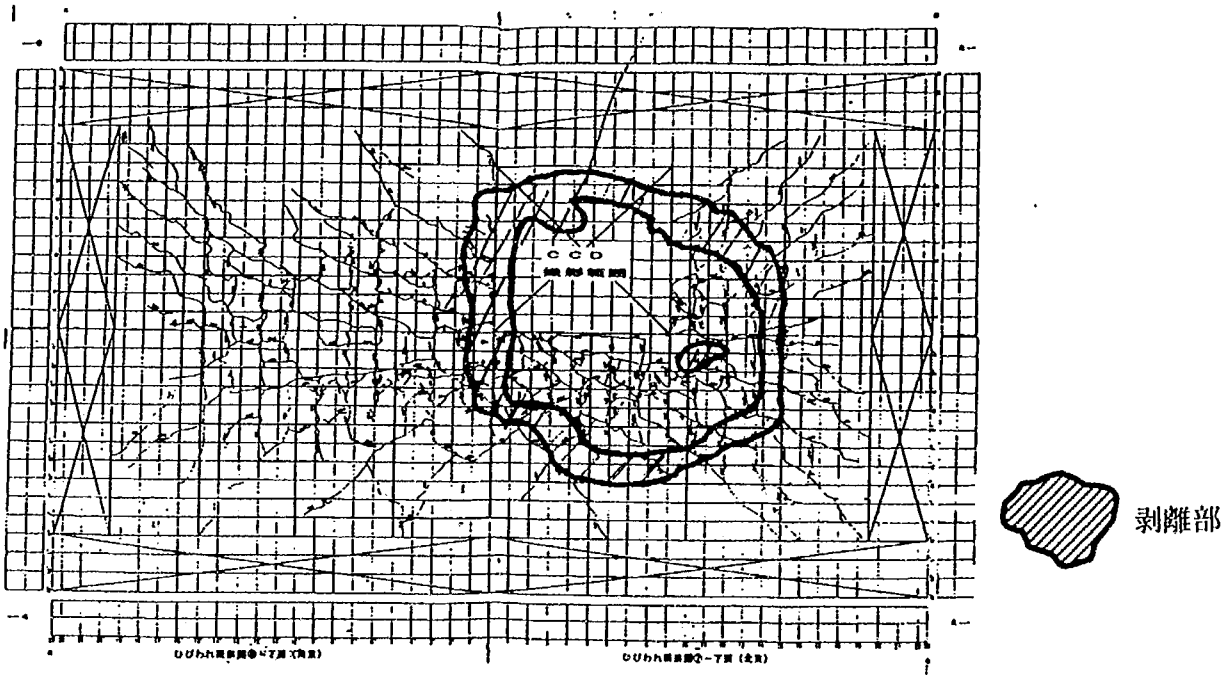


図 5.3.1(b)　S39-2×2S-D3 ひび割れ観察図（下面）

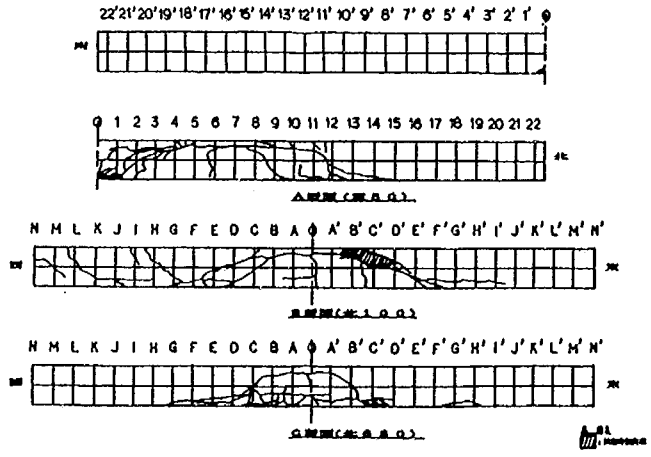


図 5.3.1(C)　S39-2×2S-D3 ひび割れ観察図（内部　断面）

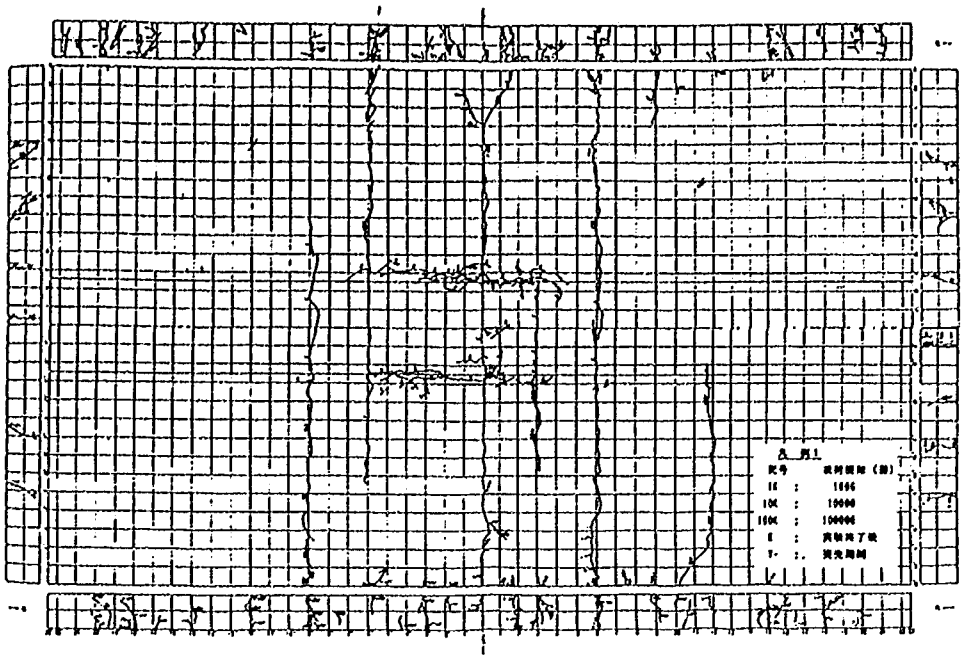


図 5.3.2(a)　S39-2×2S-D3-2　ひび割れ観察図（上面）

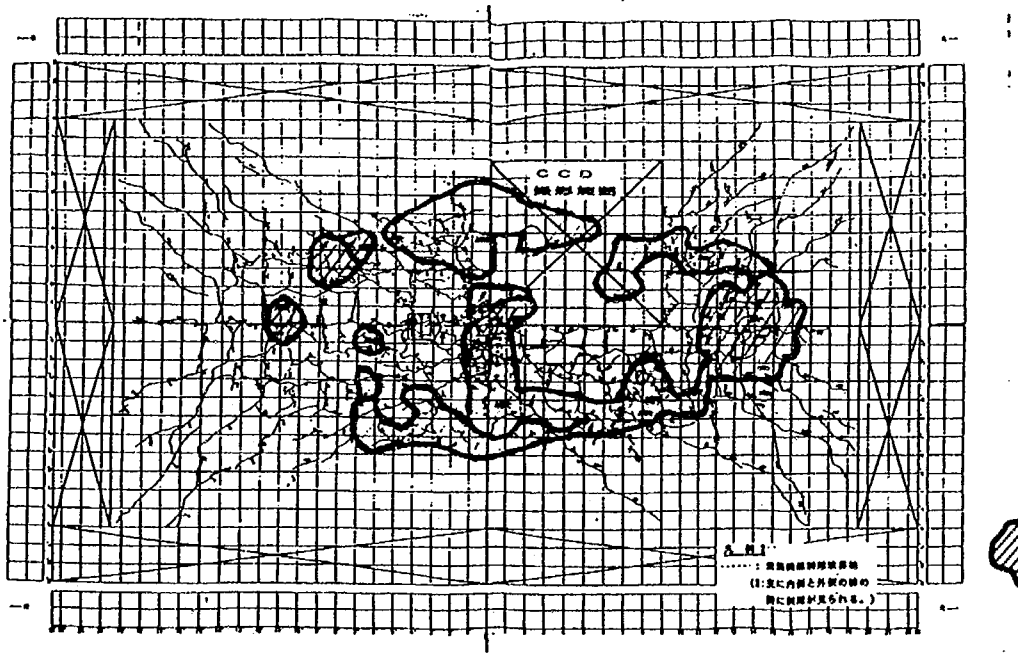


図 5.3.2(b)　S39-2×2S-D3-2　ひび割れ観察図（下面）

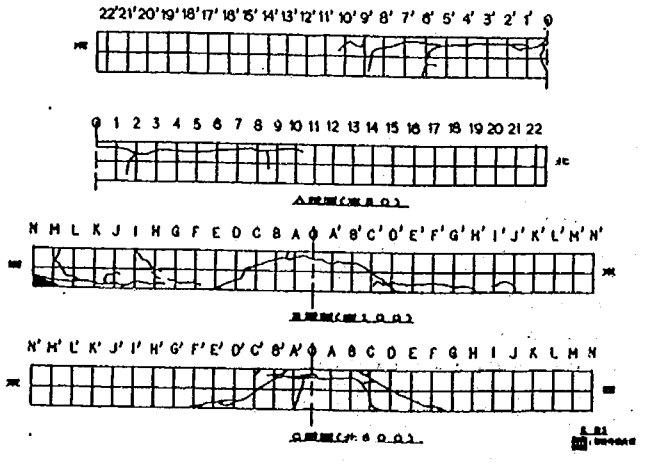


図 5.3.2(C)　S39-2×2S-D3-2　ひび割れ観察図（内部　断面）

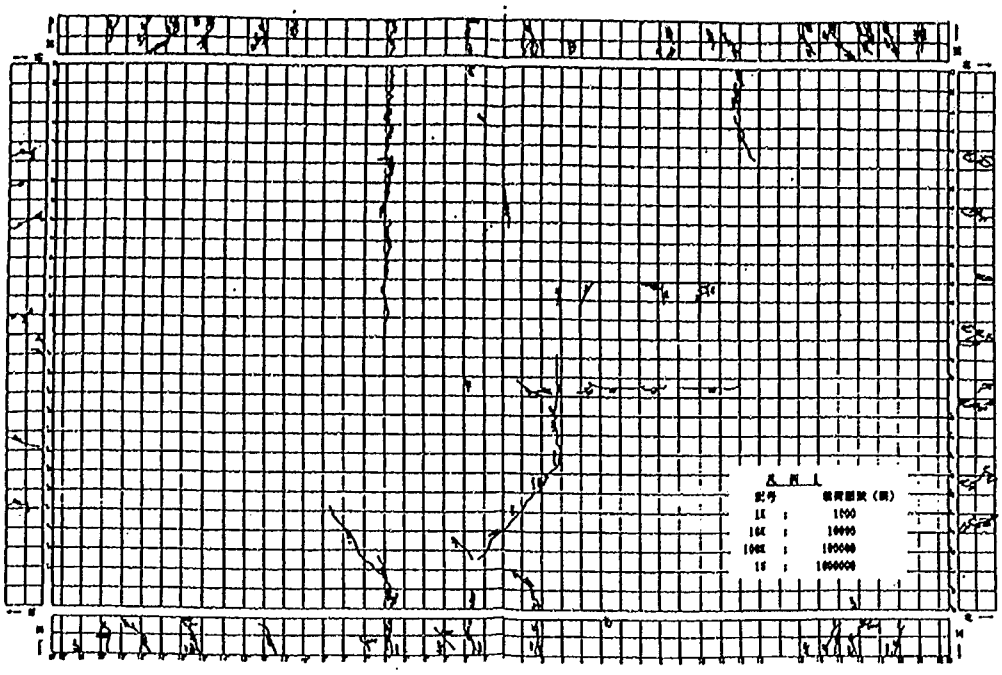


図 5.3.3(a)　S39+2×2S-D2-2　ひび割れ観察図（上面）

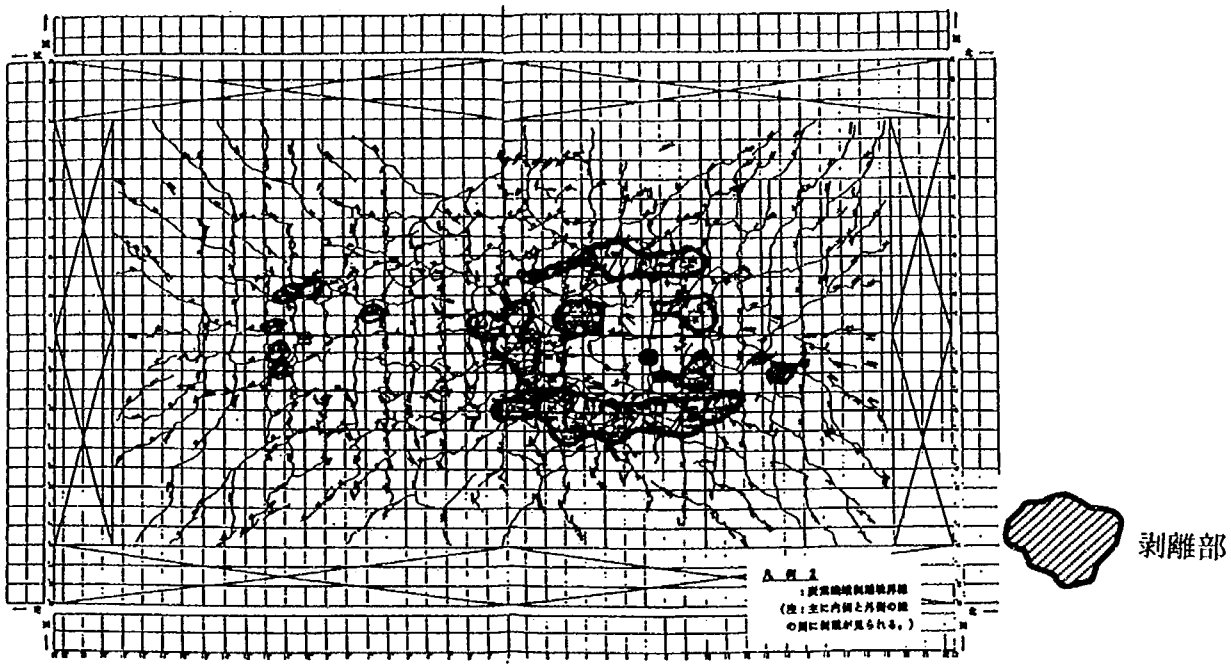


図 5.3.3(b)　S39+2×2S-D2-2　ひび割れ観察図（下面）

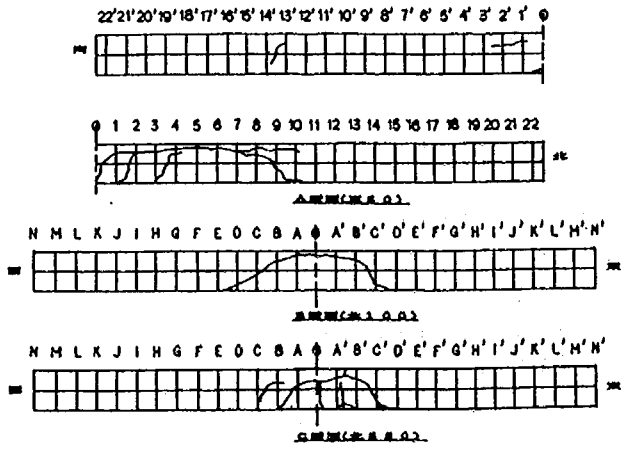


図 5.3.3(C)　S39+2×2S-D2-2　ひび割れ観察図（内部　断面）

5.4　炭素繊維シートの補強効果

表 5.4.1 に炭素繊維シート補強前後の RC 床版中央の活荷重たわみ、ひび割れ開閉幅の変化を、表 5.4.2 に RC 床版中央下側の主鉄筋、配力鉄筋の活荷重ひずみの変化を示す。なお各供試体ともひび割れ幅の計測用にπゲージを 3 箇所とりつけたが、床版中央部での主鉄筋方向に開閉するひび割れを選択して比較した。また図 5.4.1 に炭素繊維シート補強直後の RC 床版中央の活荷重たわみ、ひび割れ開閉幅および RC 床版中央下側の主鉄筋および配力鉄筋の活荷重ひずみの低減率を示す。

補強前（初期載荷終了時）の活荷重たわみは、損傷度Ⅱとした S39+2×2S-D2 が 4.0mm、S39+2×2S-D2-2 が 2.3mm（157kN 換算 2.1mm）、損傷度Ⅲとした S39+2×2S-D3 が 2.7mm、S39+2×2S-D3-2 が 3.4 mm と同じ損傷度でも違いが見られた。補強後の活荷重たわみは、損傷度Ⅱとした S39+2×2S-D2 が 2.4mm、S39+2×2S-D2-2 が 1.2mm、損傷度Ⅲとした S39+2×2S-D3 が 1.5mm、S39+2×2S-D3-2 が 2.2mm となり、補強前の活荷重たわみが大きいものほど、補強後の値も大きくなった。しかし、たわみの低減率は、補強量が同じ S39+2×2S-D2 と S39+2×2S-D2-2 および S39+2×2S-D3 が 41～43％と同等の低減率を示したが、養生中載荷を行なった S39+2×2S-D3-2 は 35％と若干低い値となった。

補強前（初期載荷終了時）の鉄筋の活荷重ひずみは、主鉄筋方向、配力鉄筋方向ともに損傷度Ⅲの S39+2×2S-D3-2 が最大となり、損傷度Ⅱの S39+2×2S-D2 よりも大きく、特に S39+2×2S-D3-2 の配力鉄筋のひずみは S39+2×2S-D3-2 が 878μ となり、他の S39+2×2S-D2 が 578μ などと比較して相当大きな値となった。主鉄筋の活荷重ひずみの低減率は、損傷度によらず 44%～53%と同程度であった。配力鉄筋の活荷重ひずみの低減率は S39+2×2S-D3-2 以外は 57～60%程度と同程度であったが、養生中載荷を行なった S39+2×2S-D3-2 は 68%と最も高い低減率となった。

表5.4.1　補強前後の活荷重たわみ、ひび割れ幅の比較

試験体	床版下面中央の活荷重たわみ(mm)			活荷重によるひび割れ開閉幅(mm)		
名称	補強前	補強後	低減率	補強前	補強後	低減率
S39+2×2S-D2	3.99	2.37	41%	0.111	0.063	43%
S39+2×2S-D2-2*	2.11	1.24	41%	0.174	0.061	65%
S39+2×2S-D3	2.66	1.53	43%	0.189	0.075	60%
S39+2×2S-D3-2	3.43	2.23	35%	0.285	0.144	49%

表5.4.2　補強前後の鉄筋の活荷重ひずみの比較

試験体	床版中央下主筋の活荷重ひずみ(μ)			床版中央下配力筋の活荷重ひずみ(μ)		
名称	補強前	補強後	低減率	補強前	補強後	低減率
S39+2×2S-D2	743	419	44%	578	250	57%
S39+2×2S-D2-2*	638	297	53%	426	174	59%
S39+2×2S-D3	696	366	47%	549	220	60%
S39+2×2S-D3-2	804	451	44%	878	278	68%

*S39+2×2S-D2-2　補強前 172kN で載荷しているので活荷重ひずみ,たわみ,ひび割れは 157kN 換算した
補強後は補強直後の静的載荷の 157kN 時の値を使用した。

5.5　補強後の載荷回数とRC床版中央のたわみ

図5.5.1に、S39+2×2S-D3-2の養生載荷中の床版中央のたわみを示すが、載荷開始から載荷終了まで除荷時たわみ、活荷重たわみともに顕著な変化はないが、載荷回数が増えるに従って活荷重たわみが若干低下している。

階段載荷を行なったS39-1、S39+2×2S-D2、S39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2の補強後の載荷回数と、RC床版中央の除荷時たわみ・載荷時たわみ・活荷重たわみおよびたわみ率の関係をそれぞれ図5.5.2～図5.5.5に示す。ここで、載荷方法が4万回ごとに19.6kNづつ荷重を増加させる階段載荷となっているため、異なる荷重レベルでのRC床版剛性の比較を行うために、活荷重たわみ（載荷時たわみ－除荷時たわみ）を活荷重で除した"たわみ率"を用いた。

たわみ率＝活荷重たわみ／活荷重　（mm/kN）

図5.5.6には、S39+2×2S-D2-2の補強後の載荷回数と、RC床版中央の除荷時たわみ・載荷時たわみ・活荷重たわみおよびたわみ率の関係を示す。

図5.5.2より除荷時たわみは、S39-1、S39+2×2S-D2とS39+2×2S-D3が載荷初期は同程度の値であったが、無補強のS39-1は載荷直後から除荷時たわみの増加が顕著で157kN（27392回）で破壊に至った。養生中に載荷していないS39+2×2S-D2とS39+2×2S-D3を比較すると初期損傷度ⅡのS39+2×2S-D2は235kN(16万回)以降除荷時たわみが増加し、破壊直前には7.5mmまで達しているが、初期損傷度ⅢのS39+2×2S-D3は除荷時たわみの増加が緩やかで235kN（16万回）を超えても急激な増加を示さずS39+2×2S-D2より低い5mm以下のたわみであった。養生中載荷したS39+2×2S-D3-2は補強直後の除荷時たわみはS39+2×2S-D2やS39+2×2S-D3より小さくその後の増加も緩やかであったが、196kN(8万回)を超えた後、増加傾向が顕著になり、12万回以降急速に増加しS39+2×2S-D3の除荷時たわみより大きくなり破壊前には6.8mmに達していた。H8の除荷時たわみは、S39RC床版の1/3以下と小さくその増加も破壊直前までは緩やかであった。

図5.5.4および図5.5.5より活荷重たわみおよびたわみ率は、初期損傷度ⅡのS39+2×2S-D2と初期損傷度Ⅲとして養生中載荷を行なったS39+2×2S-D3-2でほぼ同程度の値で、同様の増加傾向を示したが、S39+2×2S-D3-2は235kN(16万回)以降活荷重たわみ、たわみ率ともに急増し破壊に至った。初期損傷度ⅢのS39+2×2S-D3は活荷重たわみ、たわみ率ともにS39+2×2S-D2およびS39+2×2S-D3-2より小さく破壊直前までその増加傾向は緩やかであった。

図5.5.6より、196kNの一定荷重で載荷を行なったS39+2×2S-D2-2は、除荷時たわみ、載荷時たわみ、活荷重たわみともに緩やかに増加するが載荷終了の500万回まで急激な変化は見られなかった。活荷重たわみの増加に比べて除荷時たわみの増加が顕著である。活荷重たわみは、載荷回数175万回以降若干の増加傾向を示しているが、これはたたき点検で剥離が確認された載荷回数180万回とほぼ一致しいる。たわみ率は、0.009mm/kN～0.012mm/kN程度でS39+2×2S-D3より若干低い値で安定しており、S39-1やS39+2×2S-D2、S39+2×2S-D3-2より低い値となっている。

図5.5.7、図5.5.8に補強直後の各供試体の中央載荷時の載荷時たわみ、活荷重たわみの分布を、図5.5.9

～図 5.5.1 1 に破壊前の除荷時たわみ、載荷時たわみ、活荷重たわみの分布を示す。破壊前のたわみ分布は、除荷時たわみが計測されていないものもあるため、除荷時たわみと活荷重たわみは除荷時と載荷時のたわみが同一載荷回数で測定されている最終載荷回数の値を使用し、載荷時たわみは、測定された最終載荷回数の値を使用した。

S39-1 と S39+2×2S-D3 の除荷時たわみは、北側にそれぞれ 900mm、600mm の位置で最大となっており、この 2 供試体では床版コンクリートの押し抜きせん断破壊も中央より北側で生じていた。S39+2×2S-D3 を除いて破壊した供試体では、載荷時たわみの最大値は 13~15mmとなった（図 5.5.10 参照）。

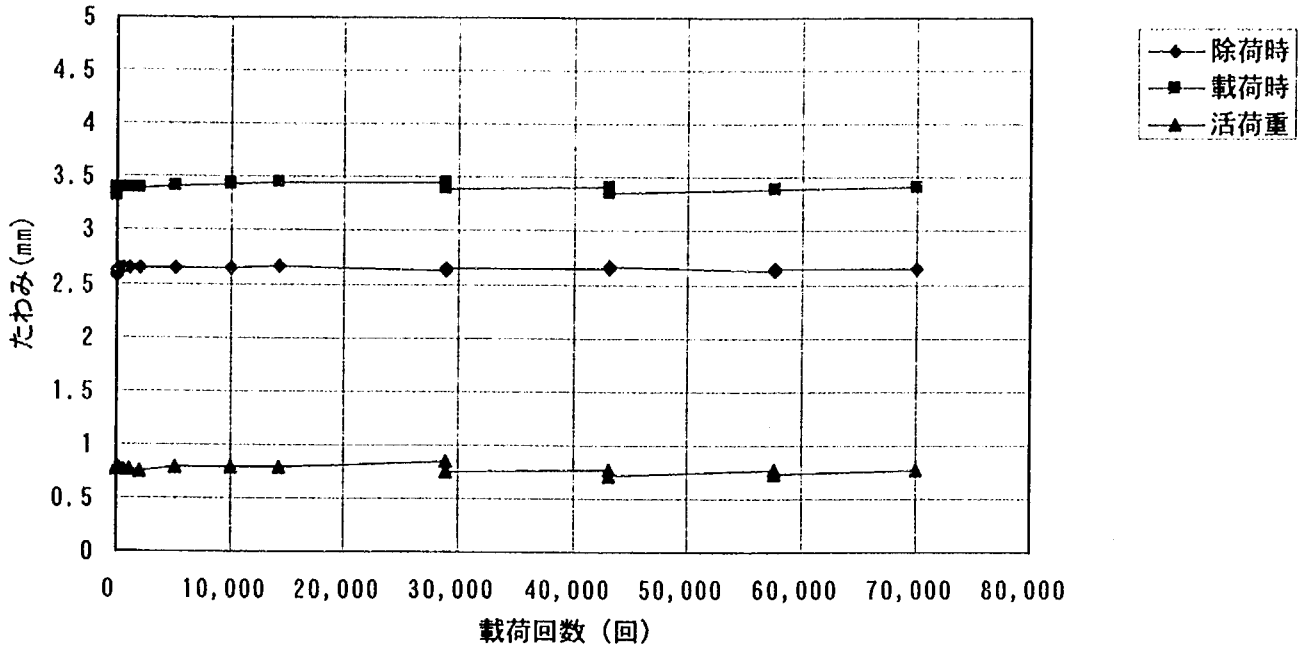


図5.5.1　S39+2×2S-D3-2の養生載荷中の床版中央たわみ

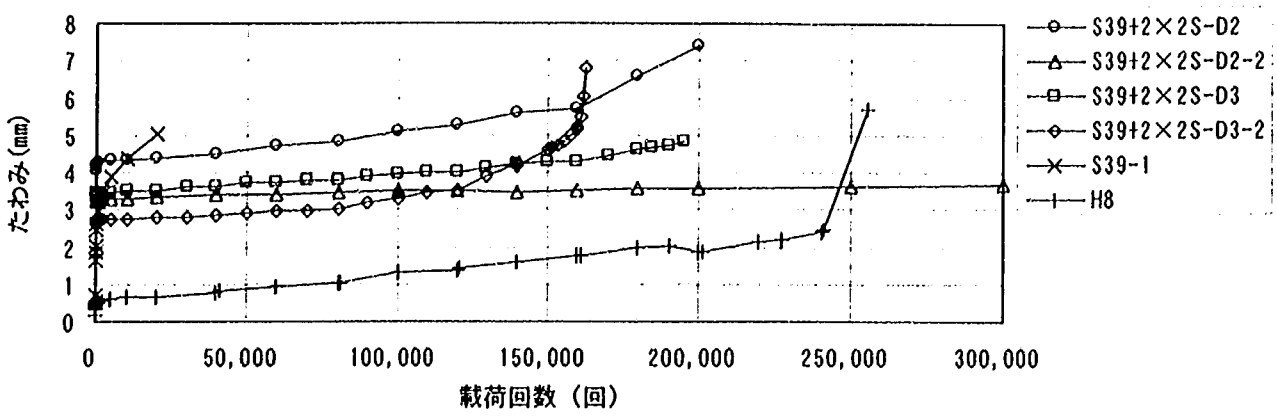


図5.5.2　補強後　床版中央の除荷時たわみ

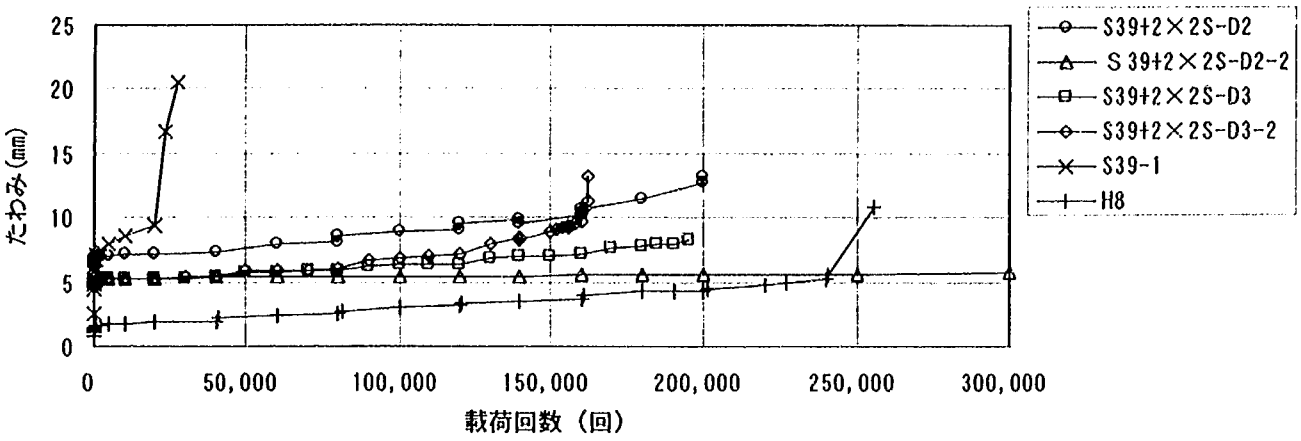


図5.5.3　補強後　床版中央の載荷時たわみ

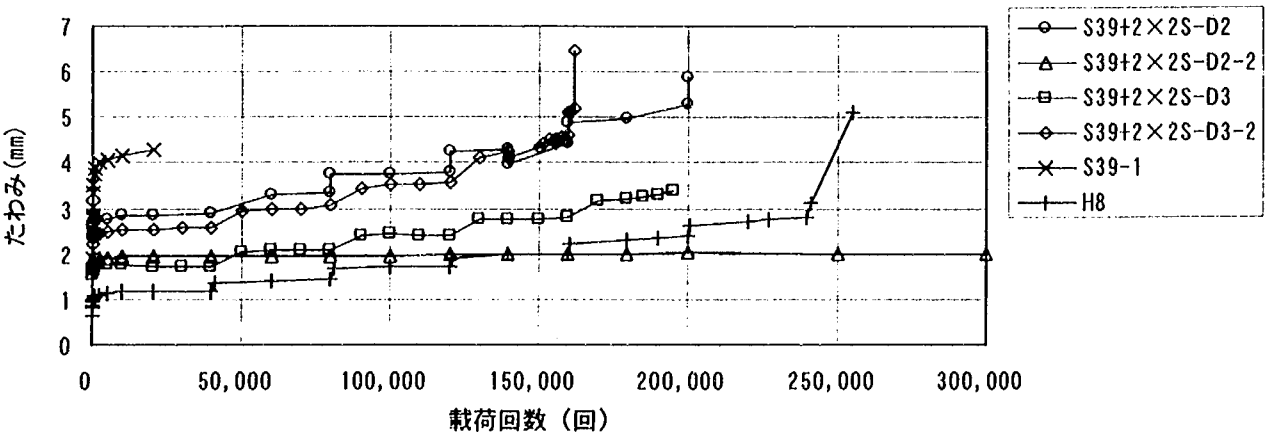


図5.5.4　補強後　床版中央の活荷重たわみ

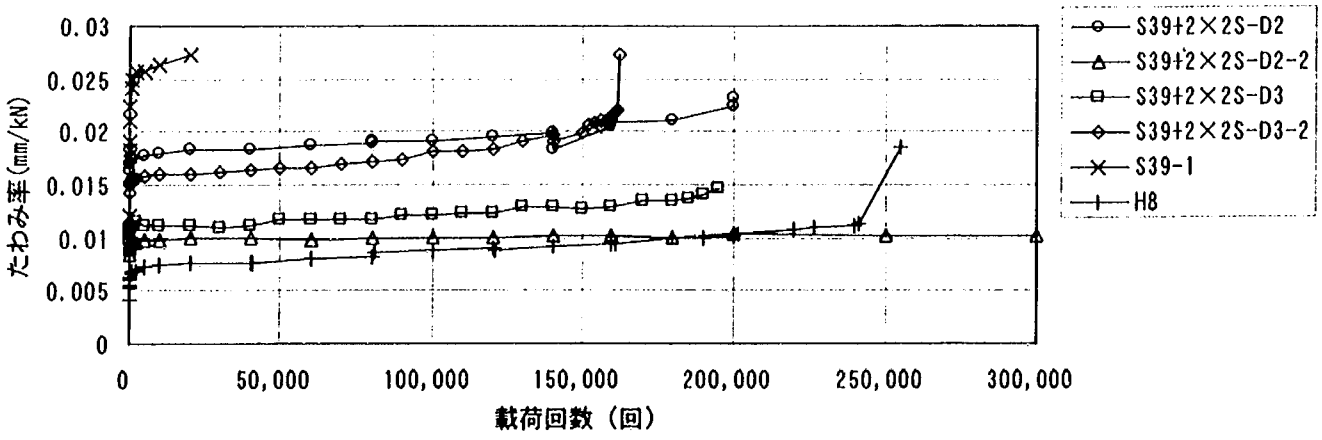


図5.5.5　補強後　床版中央のたわみ率

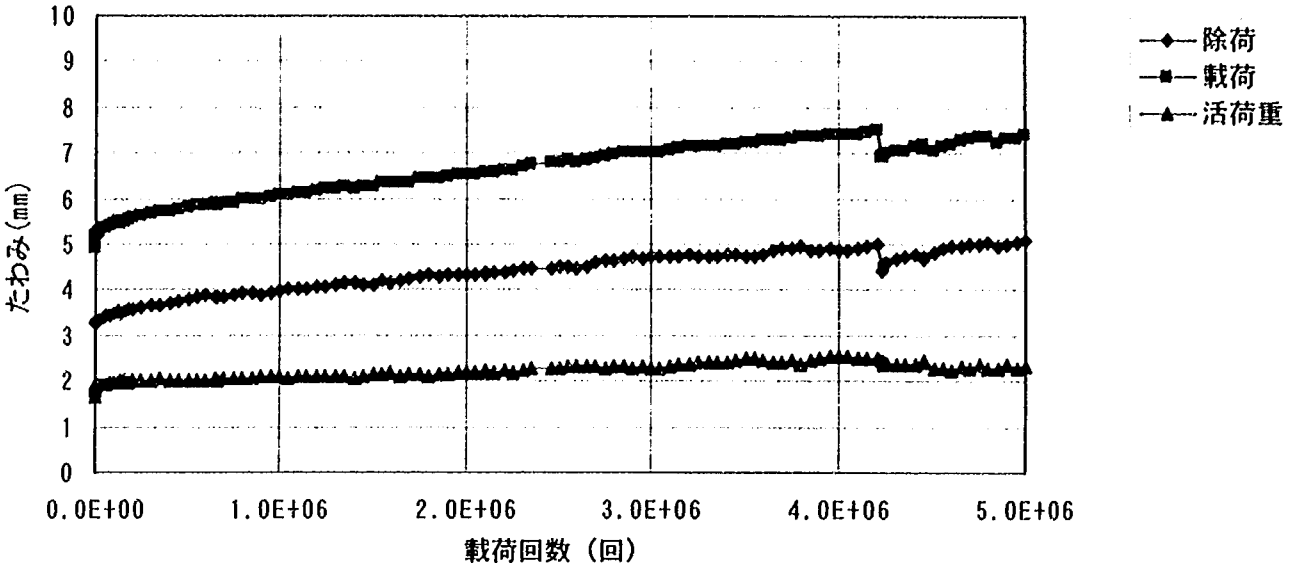


図5.5.6　S39+2×2S-D2-2の床版中央たわみ

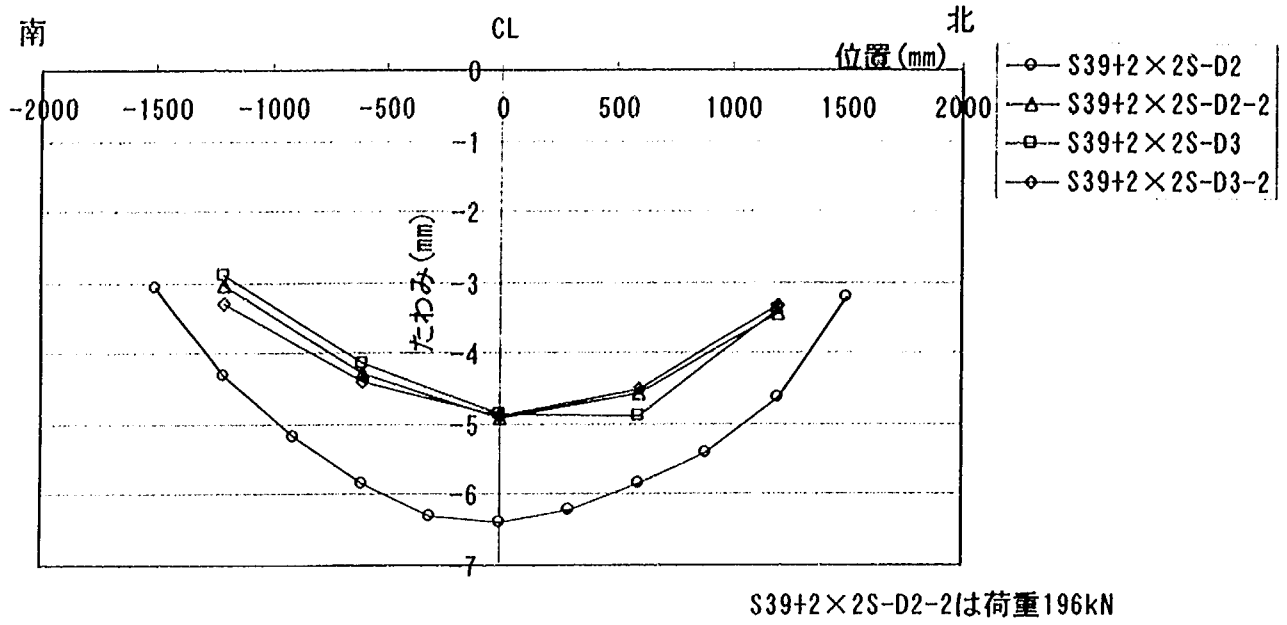


図5.5.7　補強直後の載荷時たわみの分布

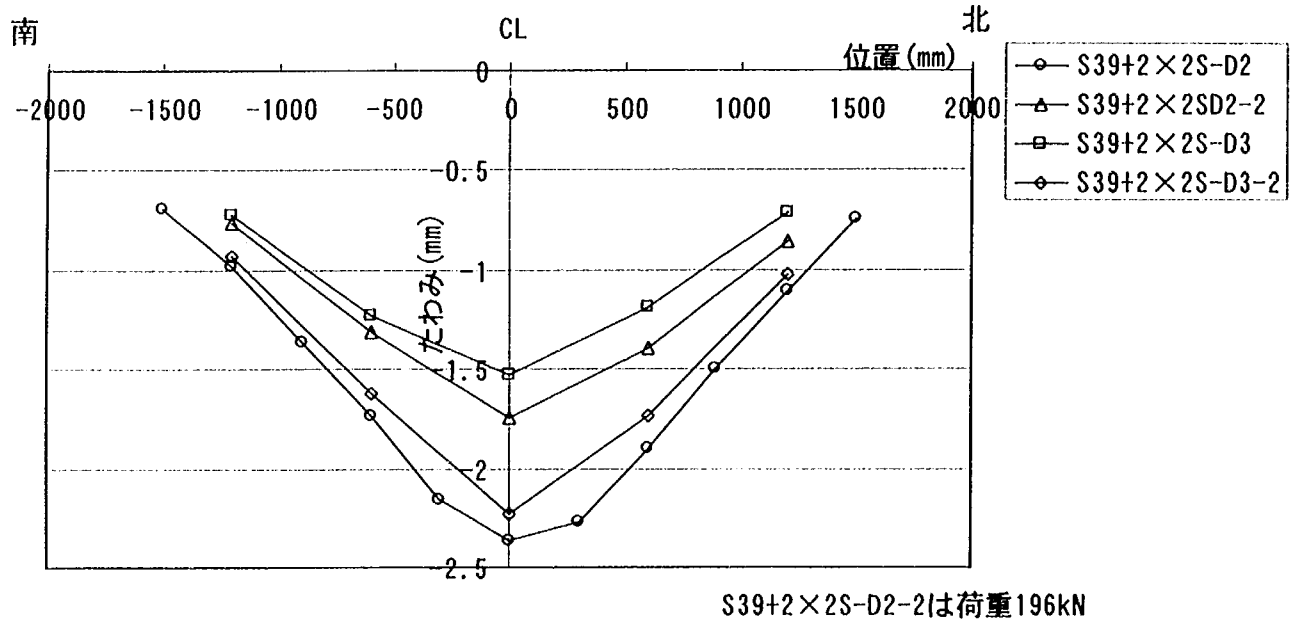


図5.5.8　補強直後の活荷重たわみの分布

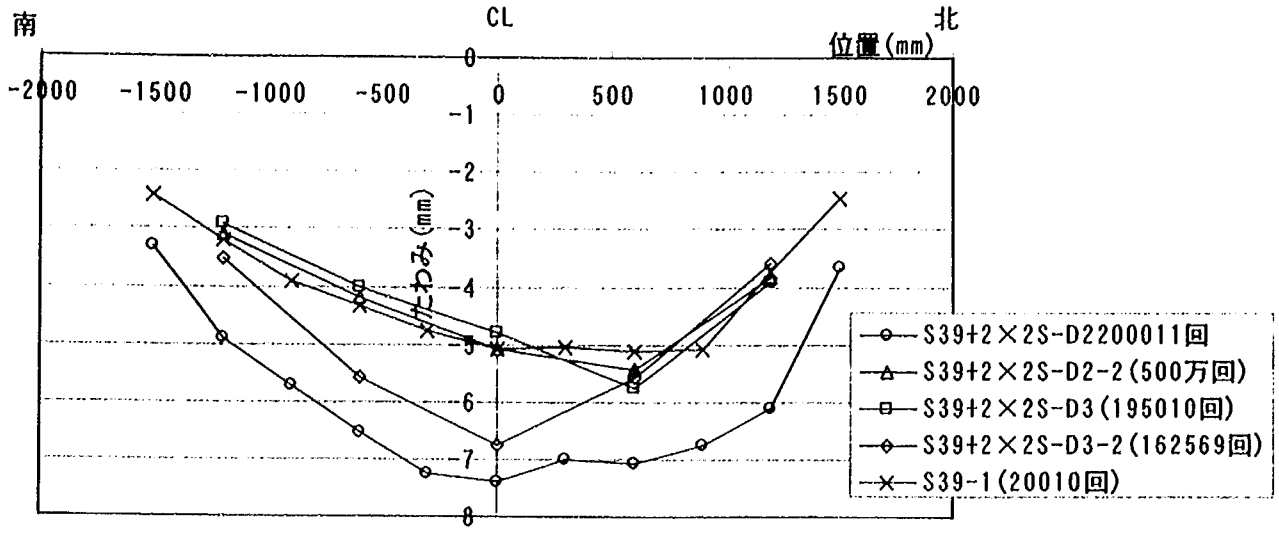


図5.5.9　破壊前測定時の除荷時たわみの分布

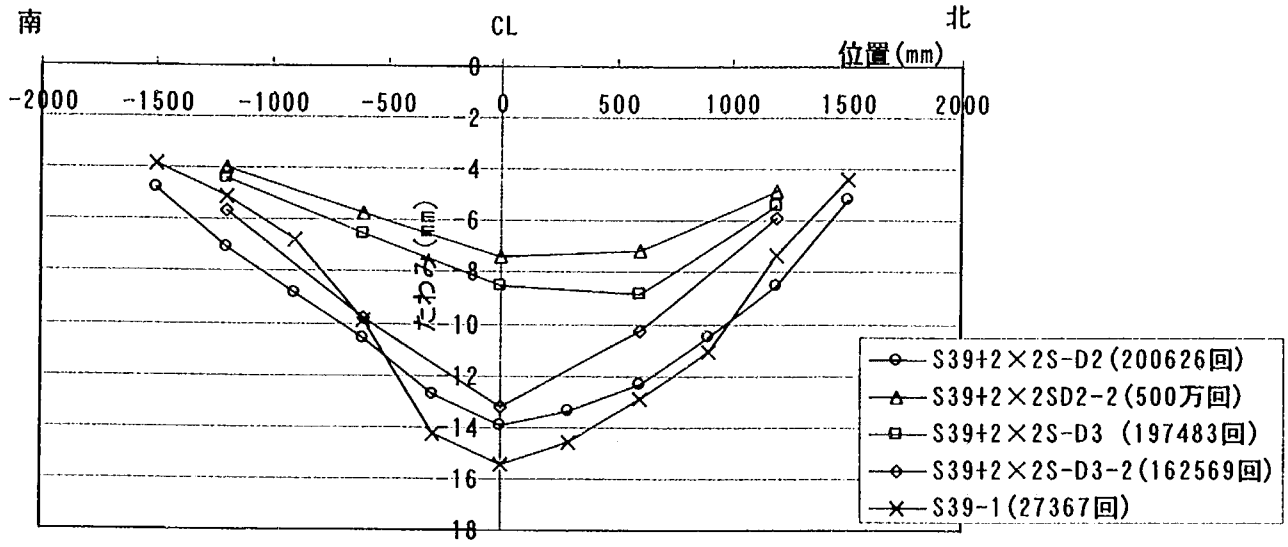


図5.5.10　破壊前測定時の載荷時たわみの分布

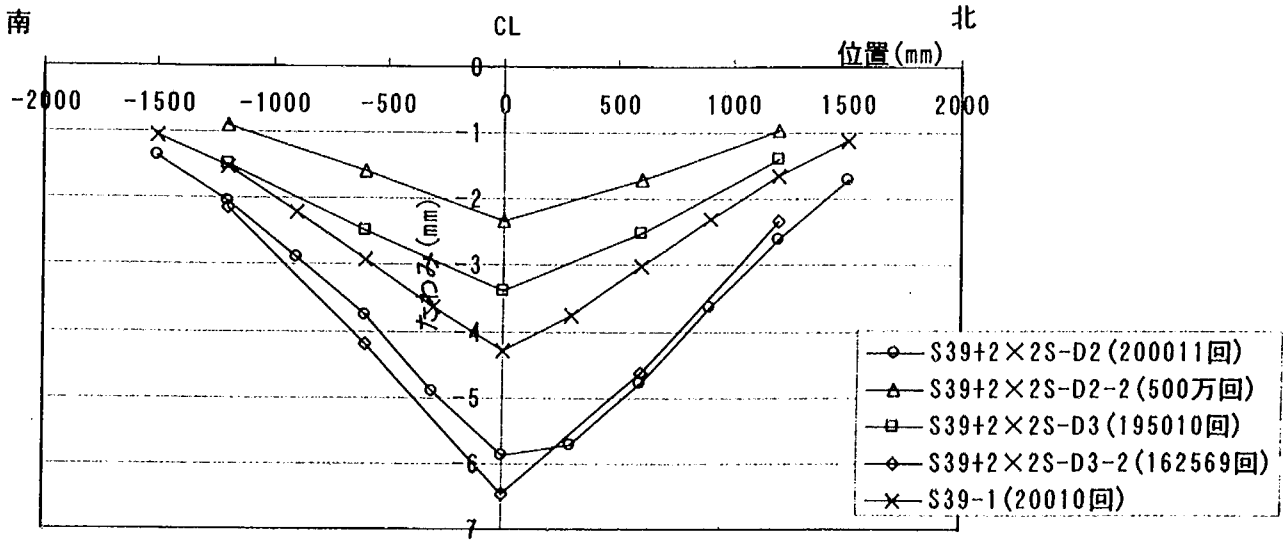


図5.5.11　破壊前測定時の活荷重たわみの分布

5.6　補強後の RC 床版中央の鉄筋ひずみ

図 5.6.1~図 5.6.16 には補強後の鉄筋のひずみを示す。初期載荷終了時には、鉄筋には残留ひずみが生じているので、補強後の鉄筋のひずみは除荷時でも 0 とならない。補強後のひずみの増減を見るために、補強後のひずみの測定値から、補強後載荷前のひずみ（残留ひずみ）を減じて載荷開始時の値を 0 に補正したひずみも示した。このひずみを補正後のひずみとして図中では除荷（補正後）、載荷（補正後）として示している。

S39+2×2S-D3-2 の養生中載荷時の鉄筋ひずみと載荷回数の関係を図 5.6.1（主鉄筋）、図 5.6.2（配力鉄筋）に示す。養生中載荷では、鉄筋ひずみに大きな変化は見られないが、配力鉄筋の活荷重ひずみが載荷回数が増加するのに従いわずかに減少する傾向が見られる。

S39+2×2S-D2、S39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2 の階段載荷試験による、除荷時ひずみ（残留ひずみ補正前、補正後）、載荷時ひずみ（残留ひずみ補正前、補正後）、活荷重ひずみ、ひずみ率を図 5.6.3～図 5.6.8 に RC 床版中央下側の主鉄筋について、図 5.6.9～図 5.6.14 に RC 床版中央下側の配力鉄筋についてそれぞれ示す。ひずみ率は、たわみ率と同様に活荷重ひずみを荷重で除したものである。

主鉄筋の除荷時ひずみは、載荷回数に従って徐々に増加し、階段載荷開始から終了時までに 100～160 μ 増加した。除荷時ひずみは、S39+2×2S-D2＞S39+2×2S-D3＞S39+2×2S-D3-2 の順で大きくなった。配力鉄筋の除荷時ひずみは、60000 回までは、載荷回数が増加するとともに低下するが S39+2×2S-D2、S39+2×2S-D3 はその後除荷時ひずみが増加する傾向にある。

主鉄筋のひずみ率（図 5.6.8）は、S39+2×2S-D2 と S39+2×2S-D3-2 はほぼ同程度の値で荷重が増加すると低下する傾向にあり、S39+2×2S-D3 は、載荷初期から 16 万回程度まで、S39+2×2S-D2、S39+2×2S-D3-2 より低いが載荷回数が増加すると増加し 16 万回以降では S39+2×2S-D2 および S39+2×2S-D3-2 より大きくなる。配力鉄筋のひずみ率（図 5.6.14）は、初期より S39+2×2S-D3-2 が最も大きく S39+2×2S-D2、S39+2×2S-D3 も載荷回数ともにひずみ率は増加するが、S39+2×2S-D3-2 の増加が最も顕著である。

同様に 196kN の一定荷重で試験を行なった S39+2×2S-D2-2 の鉄筋ひずみを図 5.6.15（主鉄筋）、図 5.6.16（配力鉄筋）に示す。主鉄筋、配力鉄筋ともに除荷時ひずみ、載荷時ひずみ、活荷重ひずみ、ひずみ率に大きな変化はなくほぼ一定値で安定しているが、主鉄筋の活荷重ひずみがわずかに低下傾向を示している。約 400 万回以降主鉄筋および配力鉄筋の載荷時ひずみ、活荷重ひずみの低下傾向が顕著になっている。

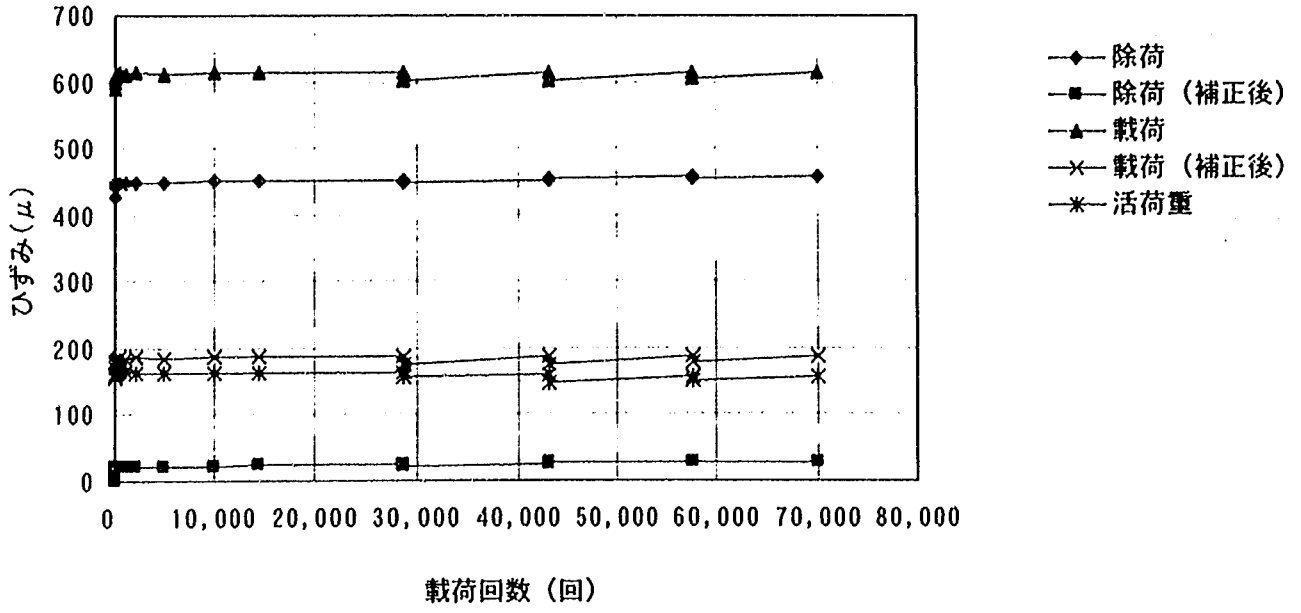


図5.6.1　S39+2×2S-D3-2の養生載荷中の床版中央主鉄筋ひずみ

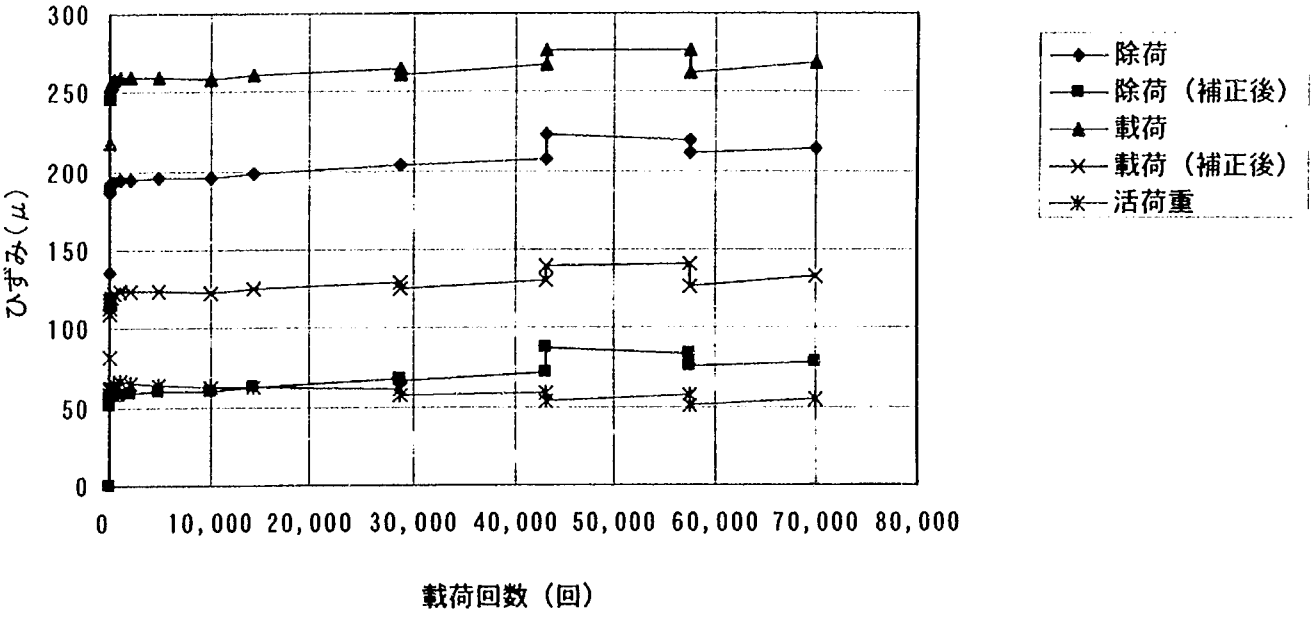


図5.6.2　S39+2×2S-D3-2の養生載荷中の床版中央配力筋ひずみ

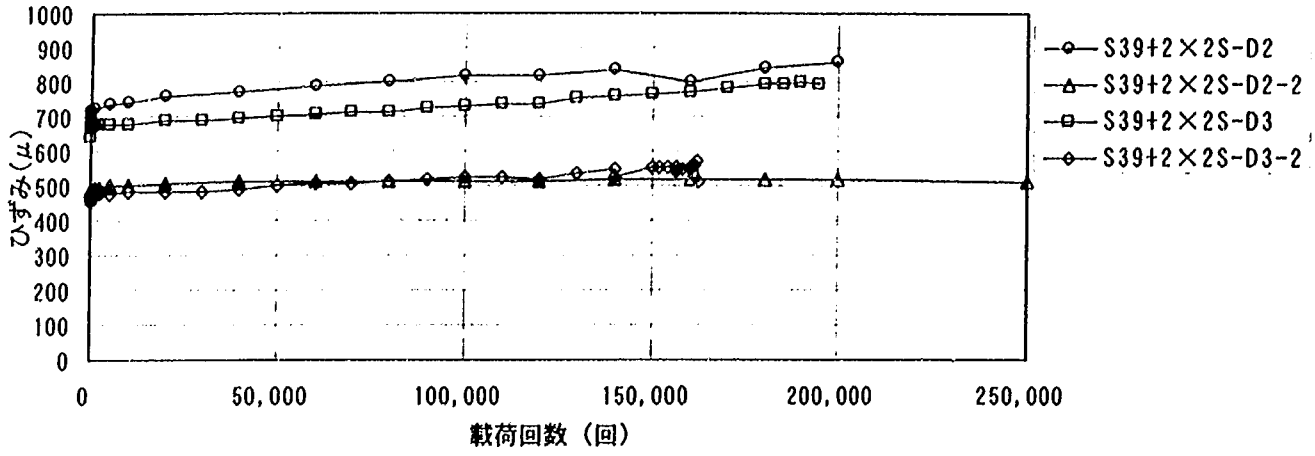


図5.6.3　補強後　床版中央主鉄筋（下）の除荷時ひずみ

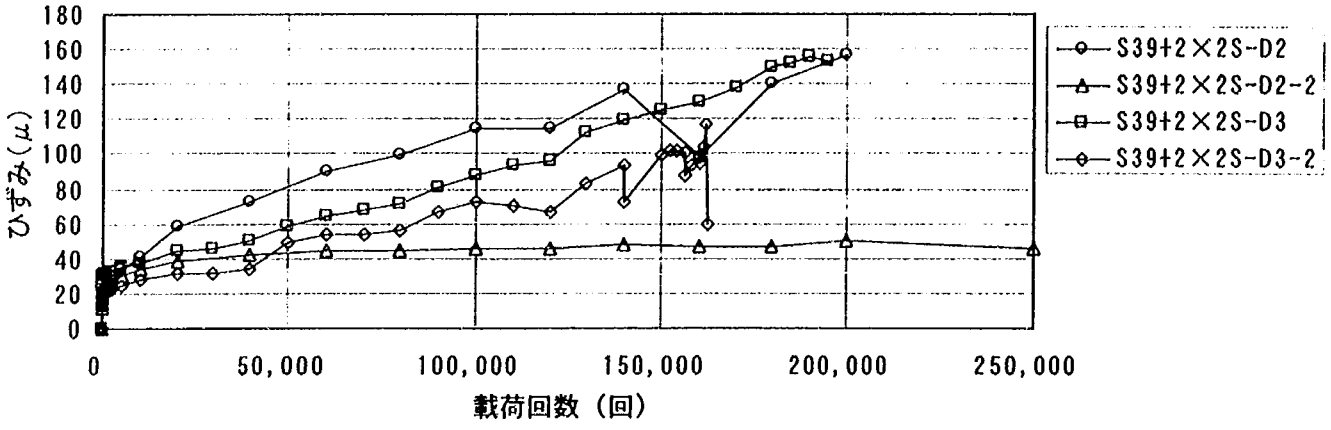


図5.6.4　補強後　床版中央主鉄筋(下)の除荷時ひずみ
(残留ひずみ0補正後)

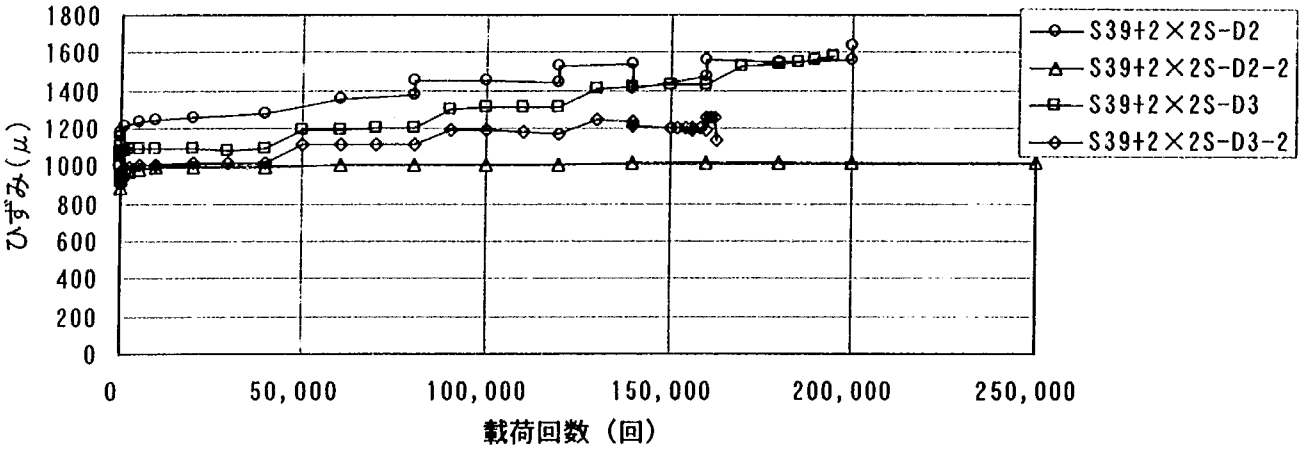


図5.6.5　補強後　床版中央主鉄筋(下)の載荷時ひずみ

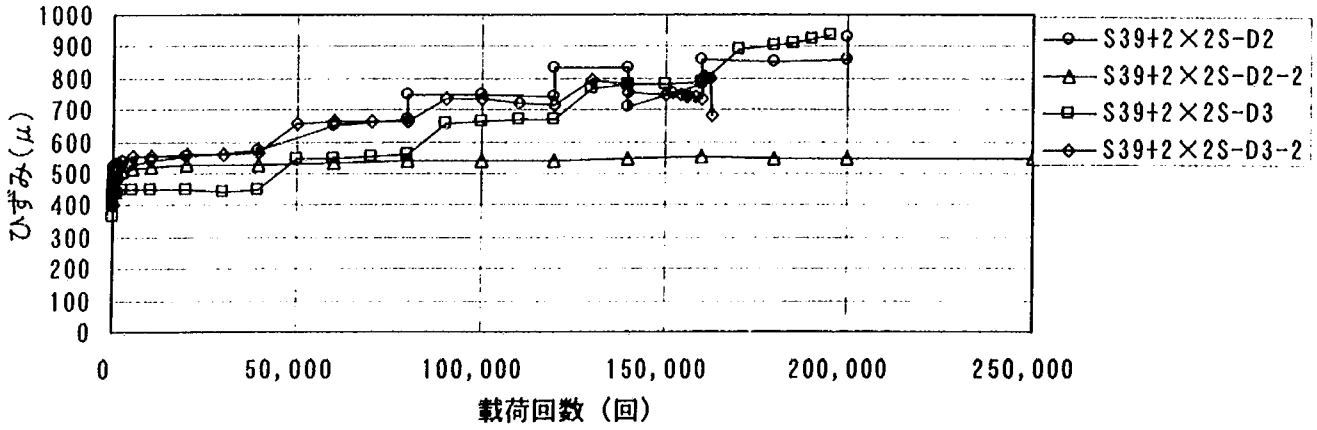


図5.6.6　補強後　床版中央主鉄筋(下)の載荷時ひずみ
(残留ひずみ0補正後)

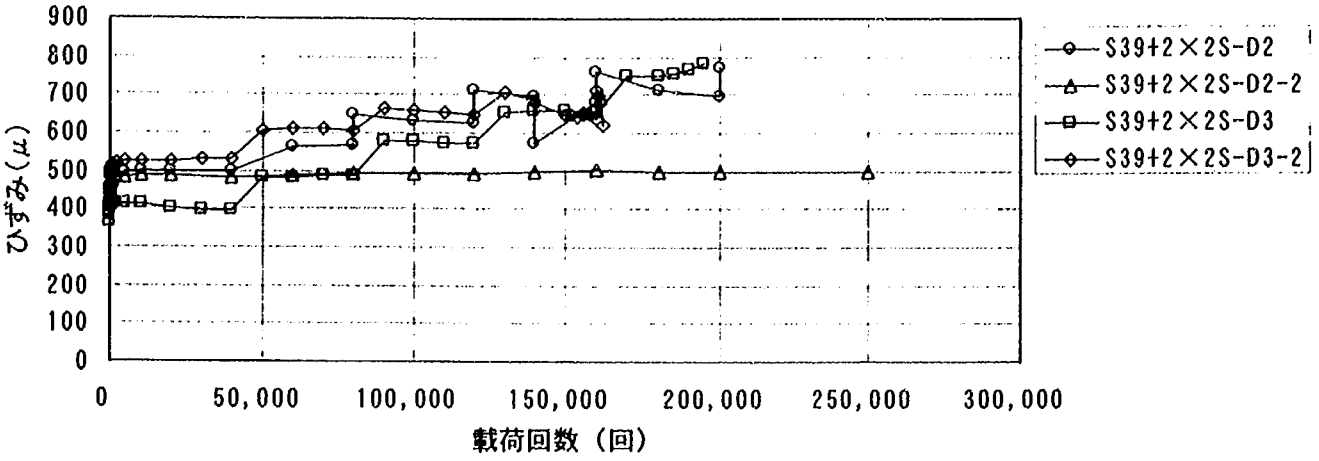


図5.6.7　補強後　床版中央主鉄筋（下）の活荷重ひずみ

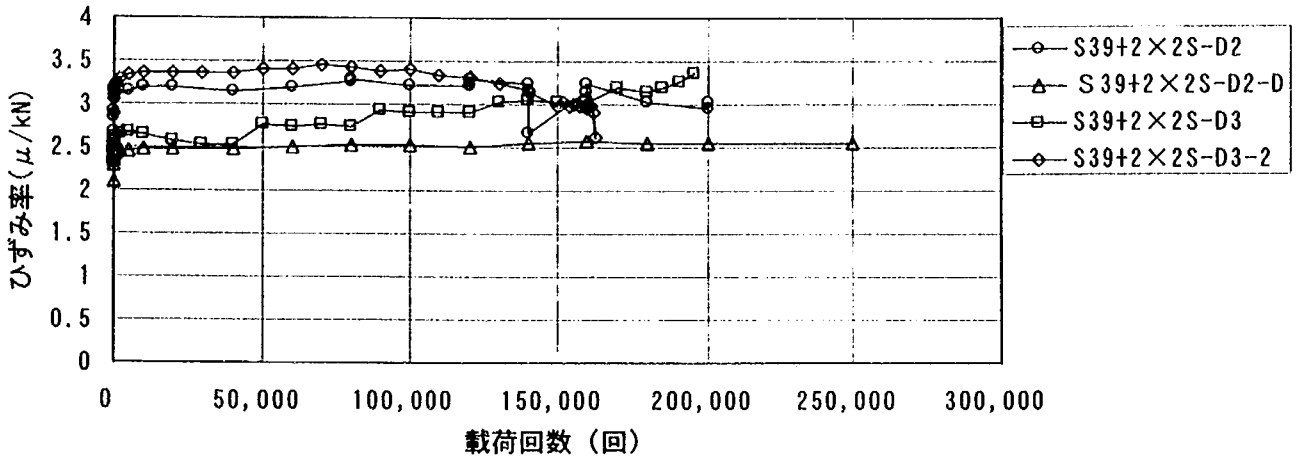


図5.6.8　補強後　床版中央主鉄筋（下）のひずみ率

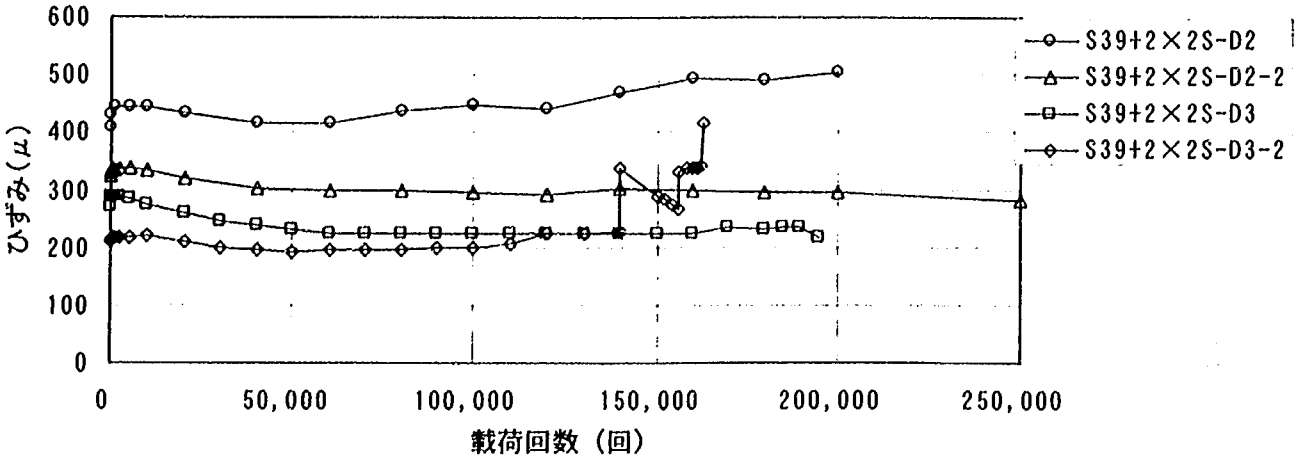


図5.6.9　補強後　床版中央配力鉄筋（下）の除荷時ひずみ

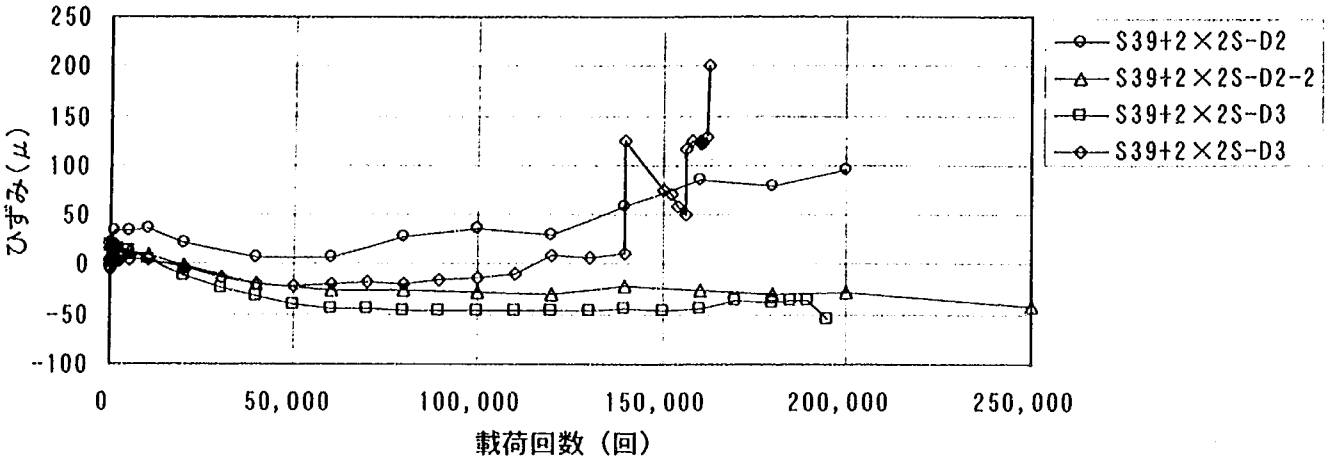


図5.6.10　補強後　床版中央配力鉄筋（下）の除荷時ひずみ(残留ひずみ0補正後)

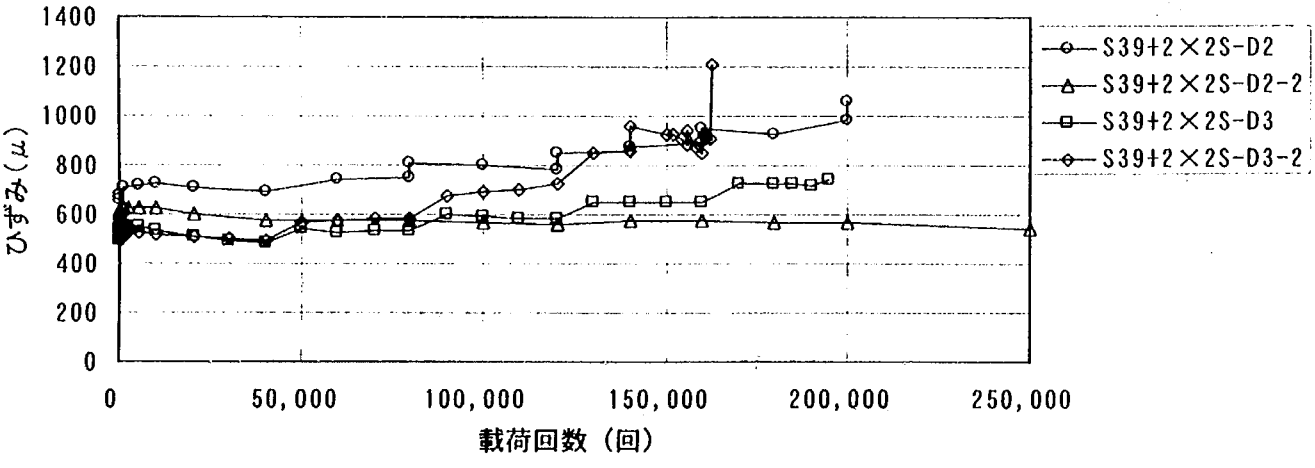


図5.6.11　補強後　床版中央配力鉄筋(下)の載荷時ひずみ

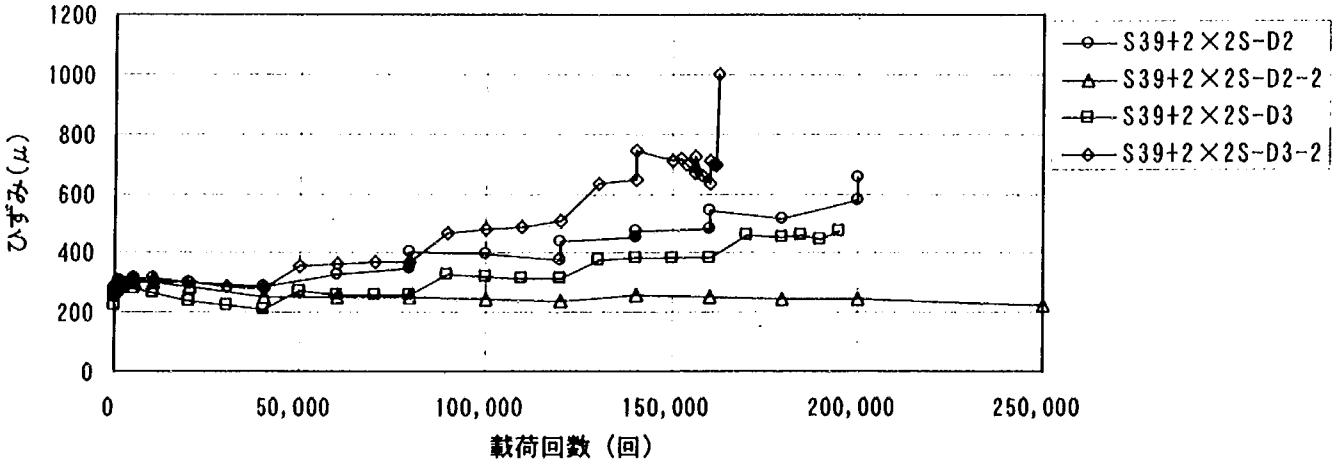


図5.6.12　補強後　床版中央配力鉄筋(下)の載荷時ひずみ(残留ひずみ0補正後)

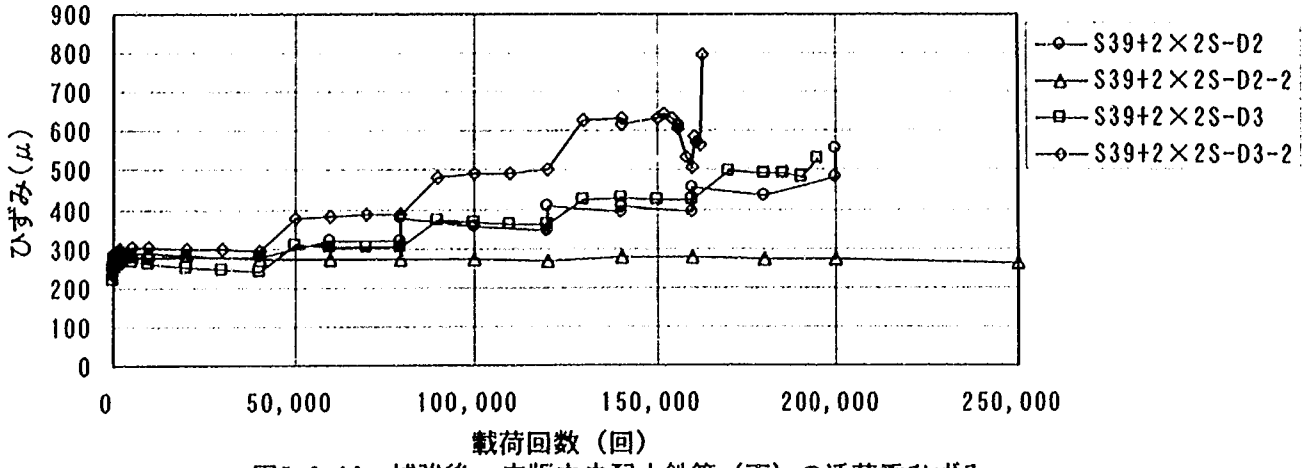


図5.6.13　補強後　床版中央配力鉄筋（下）の活荷重ひずみ

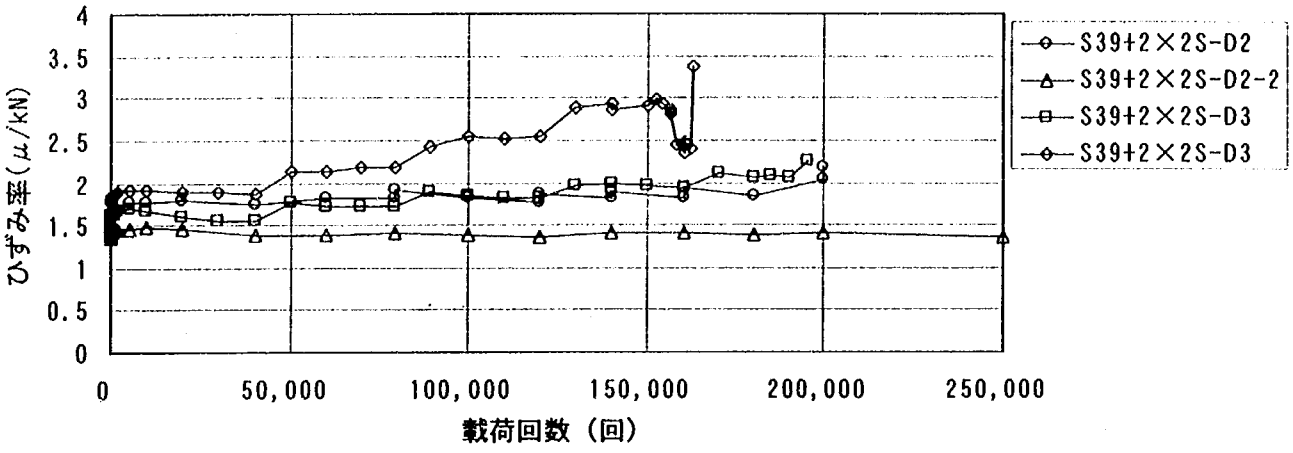


図5.6.14　補強後　床版中央配力鉄筋（下）のひずみ率

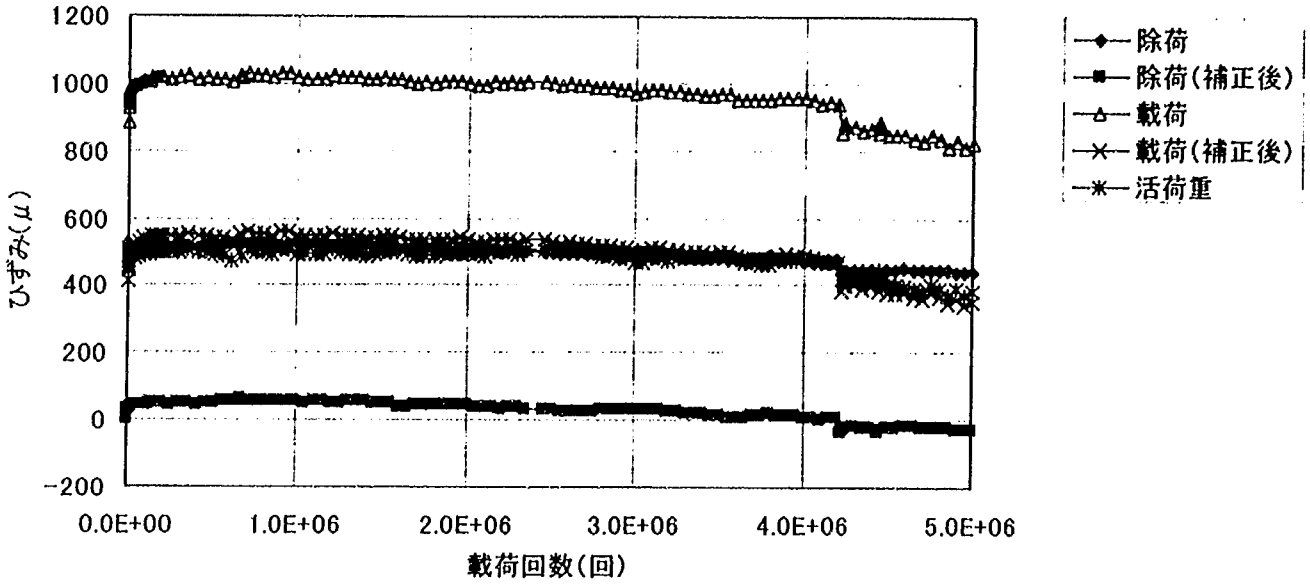


図5.6.15　S39+2×2S-D2-2の床版中央主鉄筋ひずみ

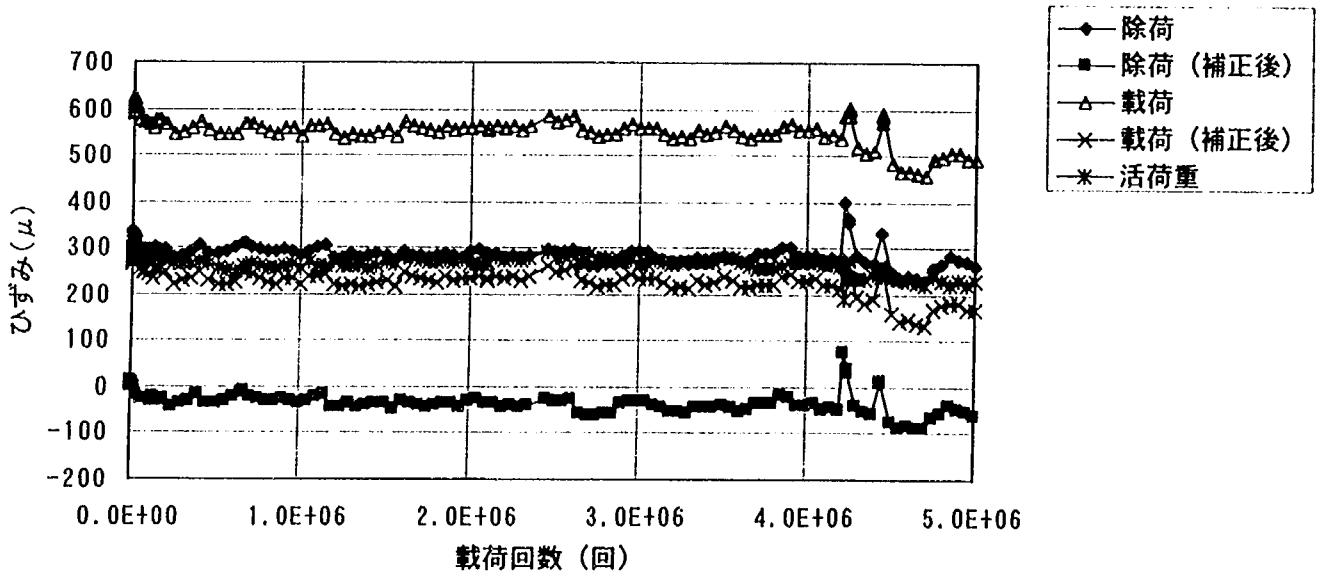


図5.6.16　S39+2×2S-D2-2の床版中央配力筋ひずみ

5.7　RC 床版中央の炭素繊維シートのひずみ

S39+2×2S-D3-2 の養生中載荷時の、ＲＣ床版中央の炭素繊維シートの主鉄筋方向のひずみを図 5.7.1、配力鉄筋方向のひずみを図 5.7.2 に示す。養生載荷中の炭素繊維シートの載荷時ひずみ、活荷重ひずみは主鉄筋方向、配力鉄筋方向ともに載荷初期から約 4 万回載荷時まで増加しその後ほぼ一定値となる。

S39+2×2S-D2、S39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2 の RC 床版中央の主鉄筋方向の炭素繊維シートの除荷時ひずみ、載荷時ひずみ、活荷重ひずみ、ひずみ率を図 5.7.3～図 5.7.6 に、配力鉄筋方向の炭素繊維シートのひずみを図 5.7.7～図 6.7.10 に示す。

S39+2×2S-D2 およびＳ39+2×2Ｓ-Ｄ3-2 の主鉄筋方向の除荷時ひずみは、荷重 216kN・12 万回以降急速に増加する。S39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2 の主鉄筋方向の除荷時ひずみは載荷初期は減少傾向を示し S39+2×2S-D3 は荷重 235kN・16 万回以降、S39+2×2S-D3-2 は荷重 216kN・12 万回以降それぞれ増加傾向に転じ、それぞれ破壊直前には減少している。配力鉄筋方向の除荷時ひずみは、S39+2×2S-D2 と S39+2×2S-D3-2 が載荷開始から荷重 176kN・6 万回まで緩やかに減少傾向を示し、216kN・12 万回以降急激に増加する。これに対し、S39+2×2S-D3 は載荷初期から破壊前まで減少傾向（圧縮ひずみが増加）を示し、破壊時には大きな圧縮ひずみを示した。

主鉄筋方向の炭素繊維シートの載荷時ひずみは、載荷初期は S39+2×2S-D3-2 が最も大きかったが荷重 216kN・12 万回以降は S39+2×2S-D2 が最も大きくなり破壊時には 1600μに達した。配力鉄筋方向の炭素繊維シートの載荷時ひずみは、S39+2×2S-D3-2 が載荷初期から破壊まで最も大きかった。S39+2×2S-D 2-2 と S39+2×2S-D3-2 を除くと載荷時ひずみは、主鉄筋方向の方が配力鉄筋方向より大きな値を示した。計測された載荷時ひずみの最大値は、S39+2×2S-D3-2 の配力鉄筋方向の 1920μであったが、炭素繊維シートの破断ひずみ 15000μに比べると十分小さい値であった。

ひずみ率は、主鉄筋方向、配力鉄筋方向ともに S39+2×2S-D3-2 が S39+2×2S-D2 および S39+2×2S-D3 に比べて大きかったが、S39+2×2S-D3-2 の主鉄筋方向のひずみ率は、10 万回以降減少し 14 万回で S39+2×2S-D2 および S39+2×2S-D3 より小さくなった。S39+2×2S-D2、S39+2×2S-D3 の主鉄筋方向の炭素繊維シートのひずみ率は載荷初期から破壊前までほぼ一定で安定していた。配力鉄筋方向については S39+2×2S-D3-2 が最もひずみ率が大きかった。S39+2×2S-D2 は破壊までほぼ一定で安定していた。S39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2 も破壊前まではほぼ一定で安定していたが破壊直前には増加傾向を示した。

196kN の一定荷重で載荷した S39+2×2S-D2-2 の炭素繊維シートのひずみを図 5.7.11（主鉄筋方向）、図 5.7.12（配力鉄筋方向）に示す。除荷時ひずみ、載荷時ひずみは載荷回数とともに若干増加しているが、活荷重ひずみはほぼ一定で安定しいる。載荷回数 420 万回以降では、主鉄筋と配力鉄筋の除荷時ひずみおよび載荷時ひずみの増加傾向が顕著であり、活荷重ひずみは低下傾向を示していた。

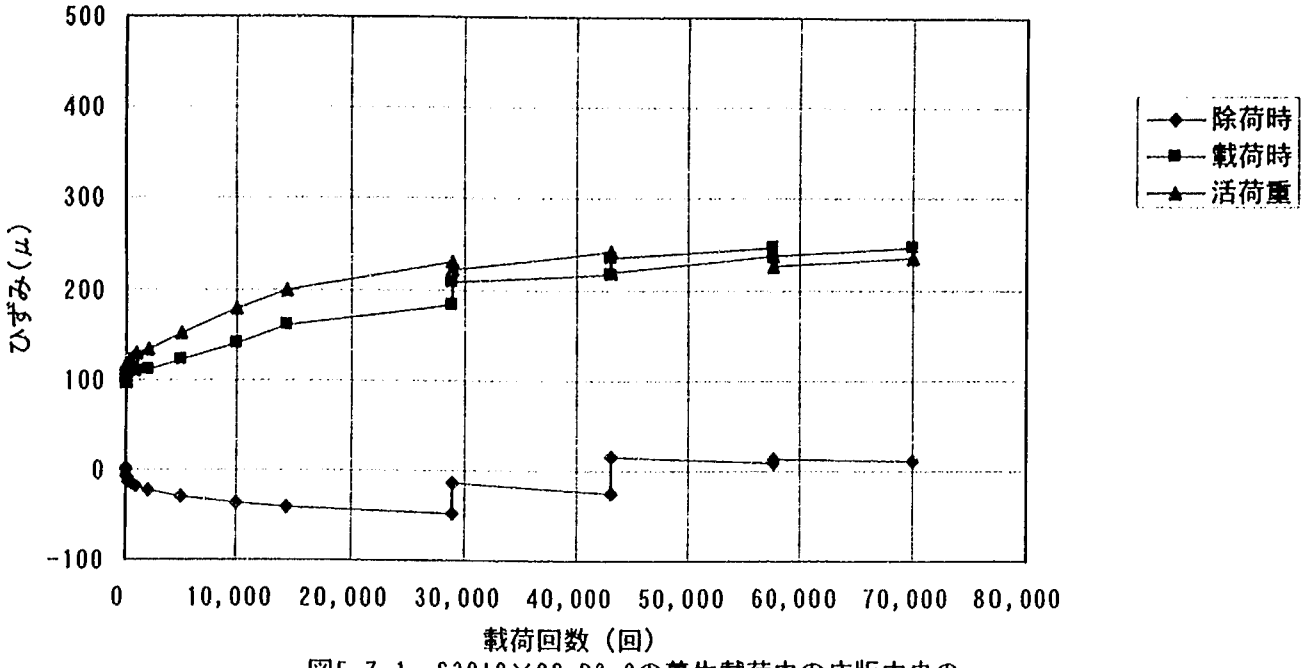


図5.7.1　S39+2×2S-D3-2の養生載荷中の床版中央の
炭素繊維シート主筋方向ひずみ

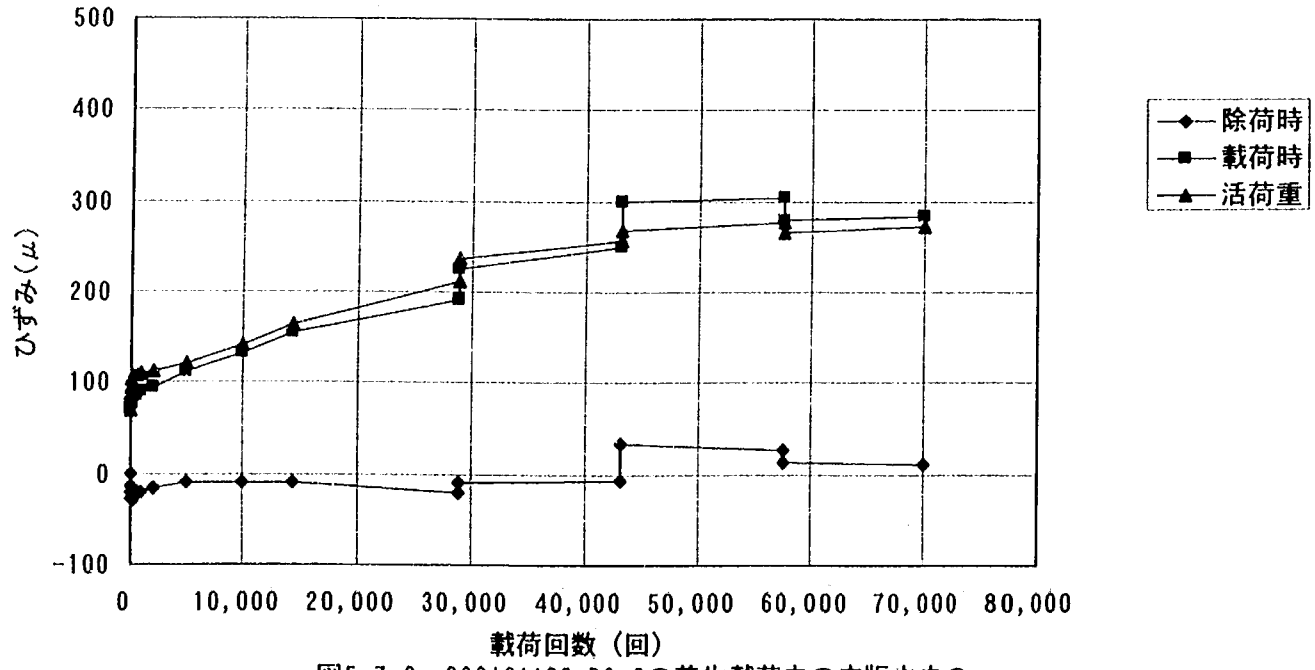


図5.7.2　S39+2×2S-D3-2の養生載荷中の床版中央の
炭素繊維シート配力筋方向ひずみ

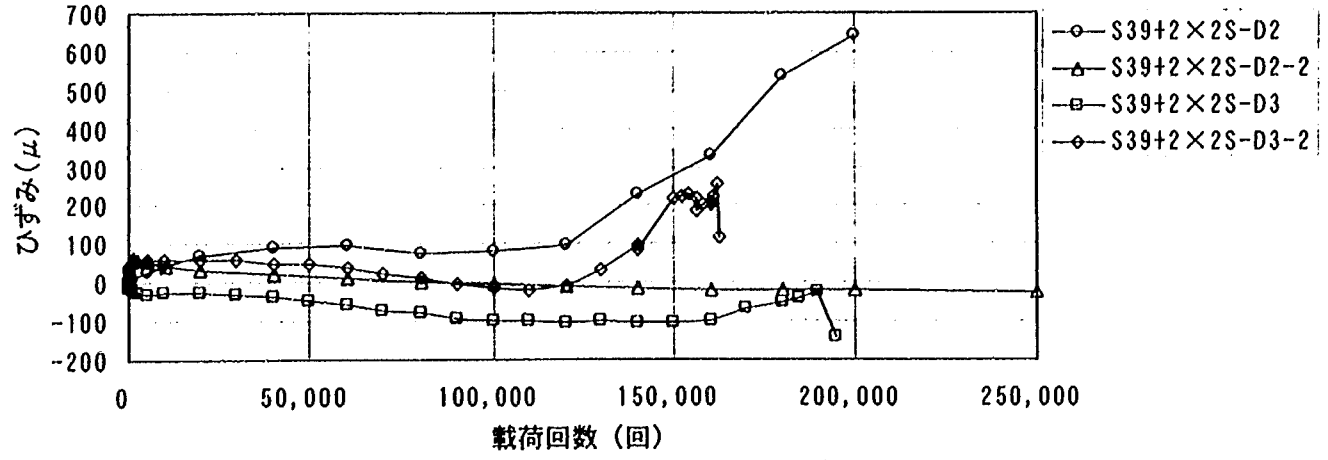


図5.7.3　補強後　床版中央炭素繊維シートの主筋方向除荷時ひずみ

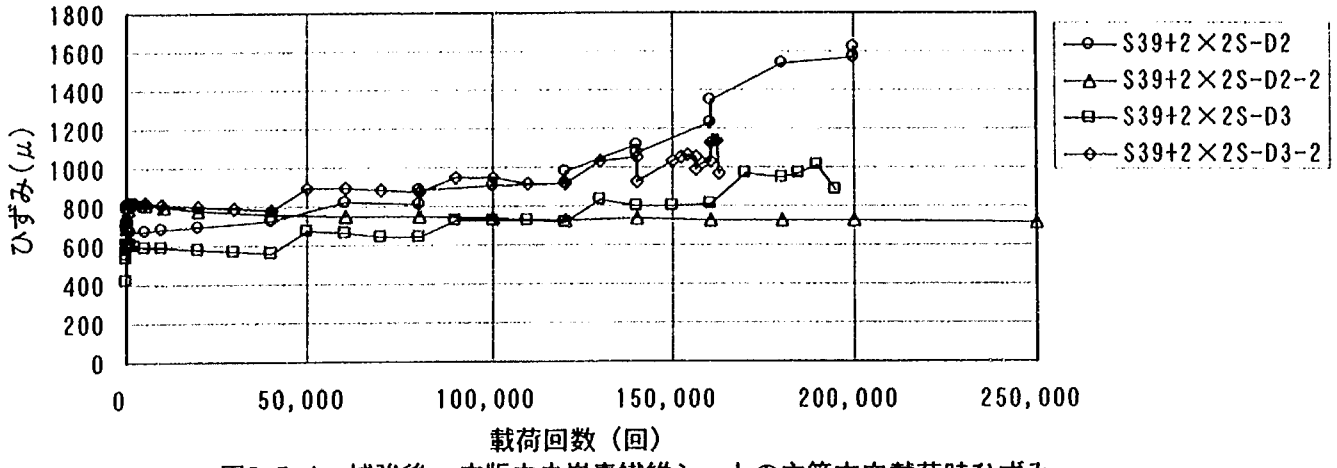


図5.7.4　補強後　床版中央炭素繊維シートの主筋方向載荷時ひずみ

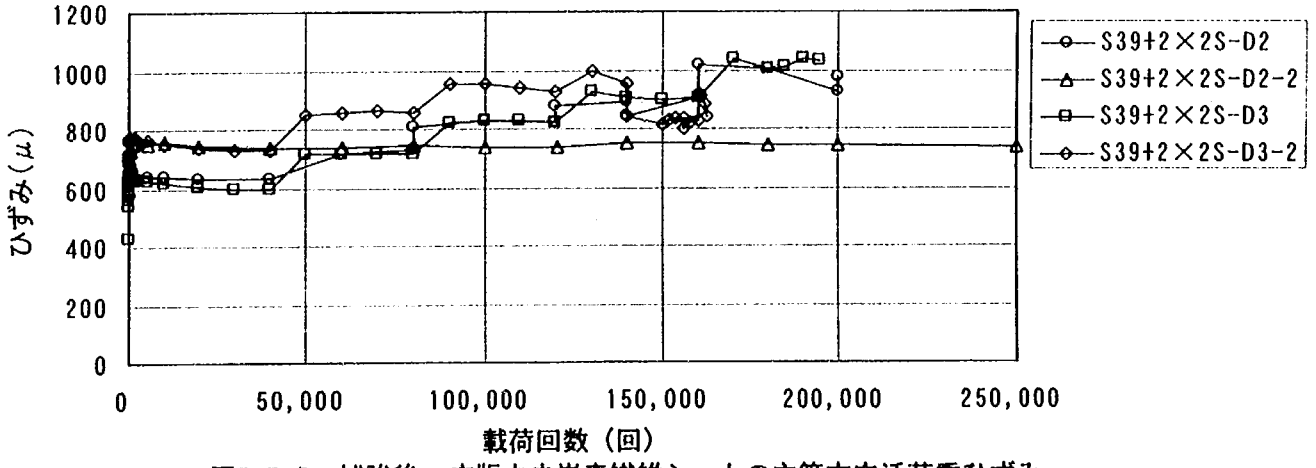


図5.7.5　補強後　床版中央炭素繊維シートの主筋方向活荷重ひずみ

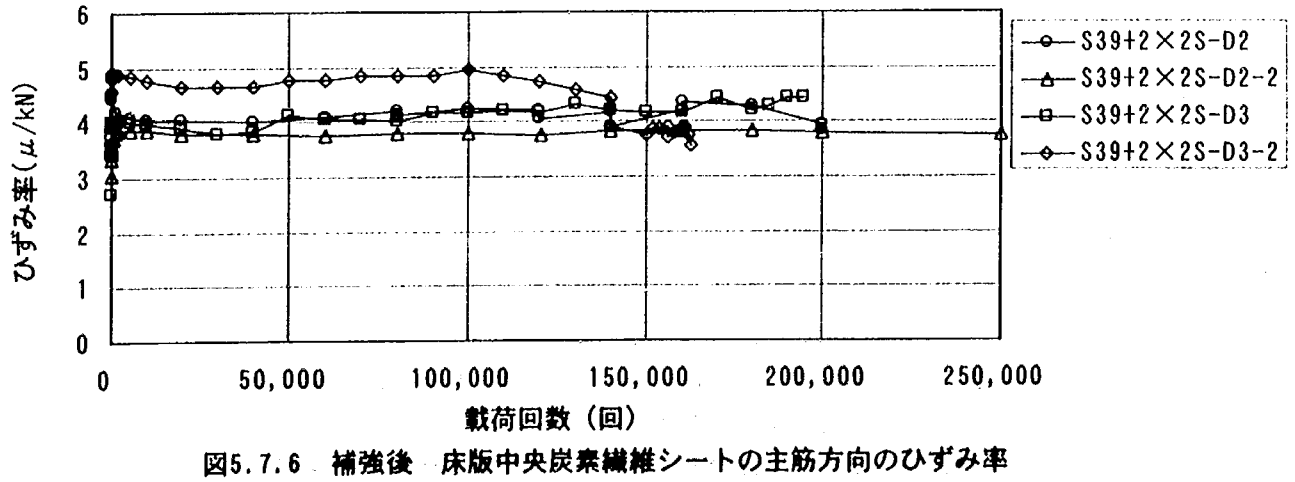


図5.7.6　補強後　床版中央炭素繊維シートの主筋方向のひずみ率

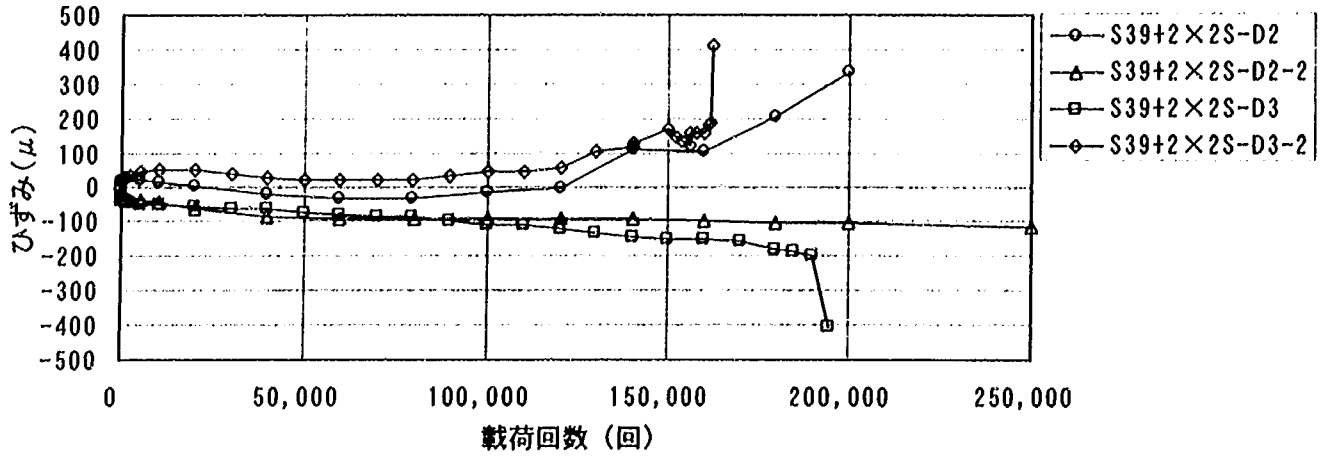


図5.7.7　補強後　床版中央炭素繊維シートの配力筋方向除荷時ひずみ

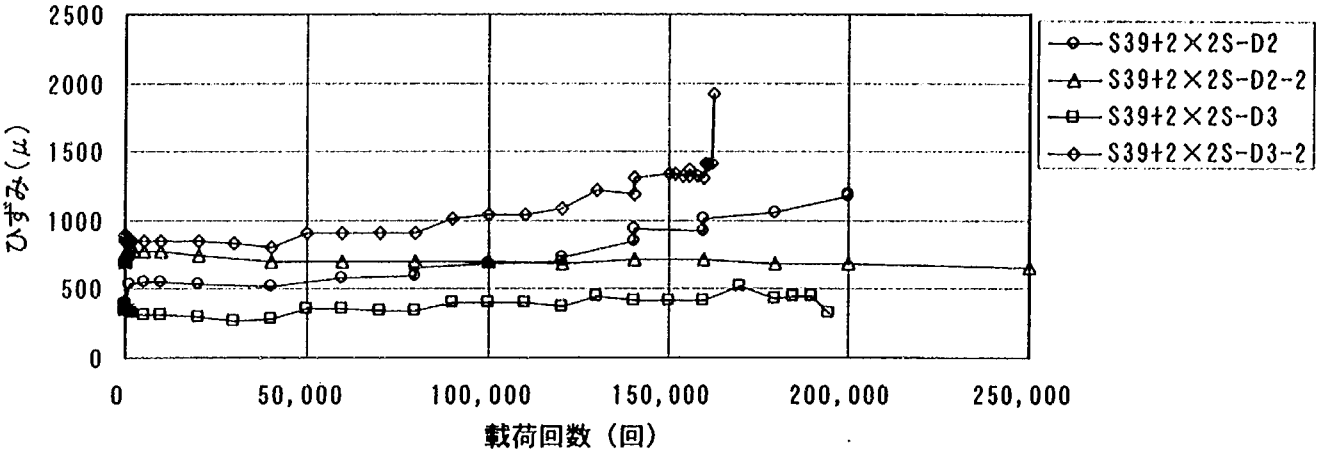


図5.7.8　補強後　床版中央炭素繊維シートの配力筋方向載荷時ひずみ

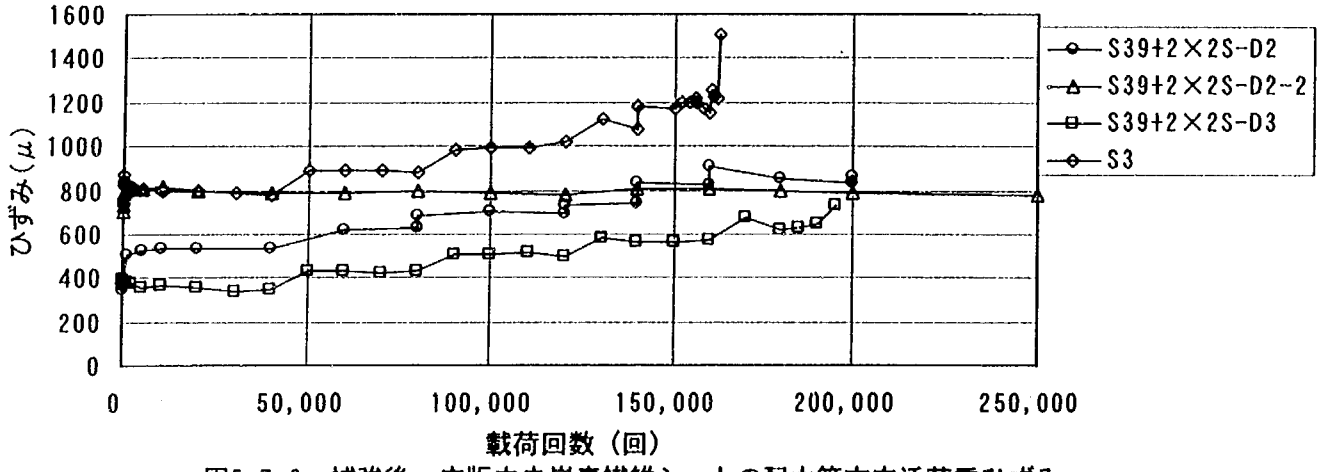


図5.7.9　補強後　床版中央炭素繊維シートの配力筋方向活荷重ひずみ

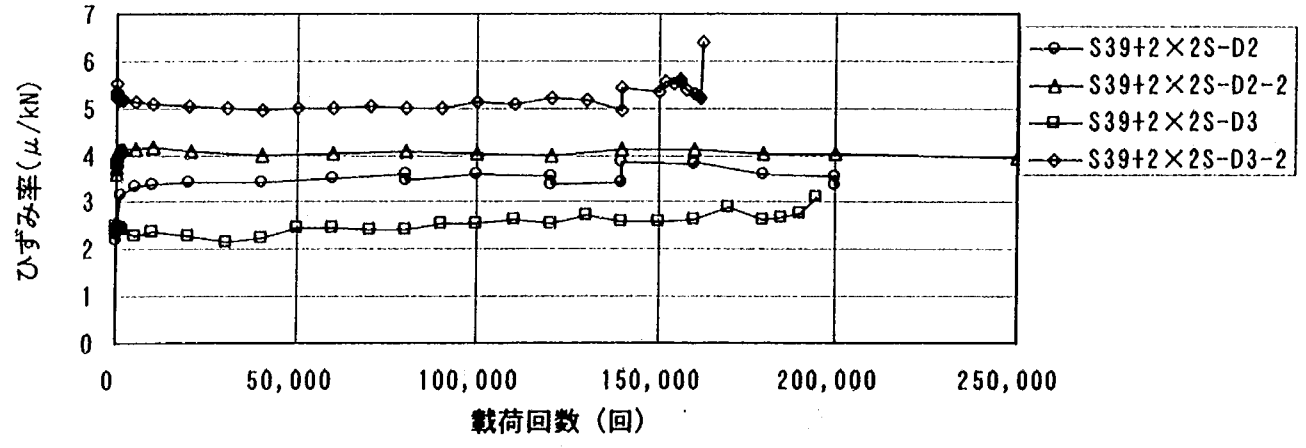


図5.7.10　補強後　床版中央炭素繊維シートの配力筋方向のひずみ率

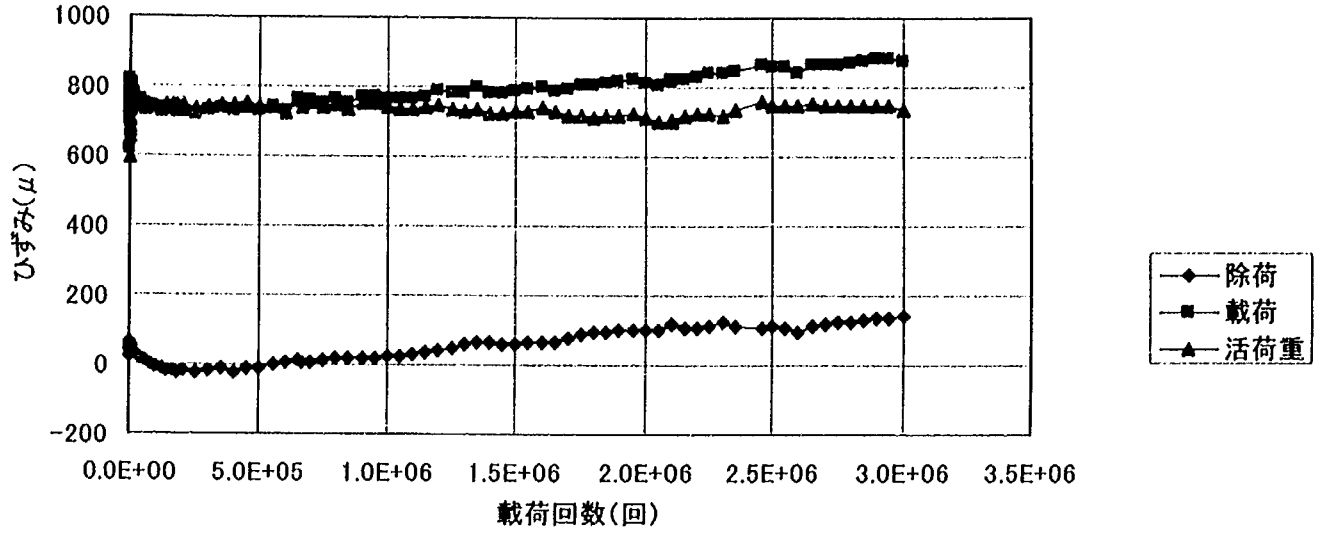


図5.7.11　S39+2×2S-D2-2の主鉄筋方向の炭素繊維シートのひずみ

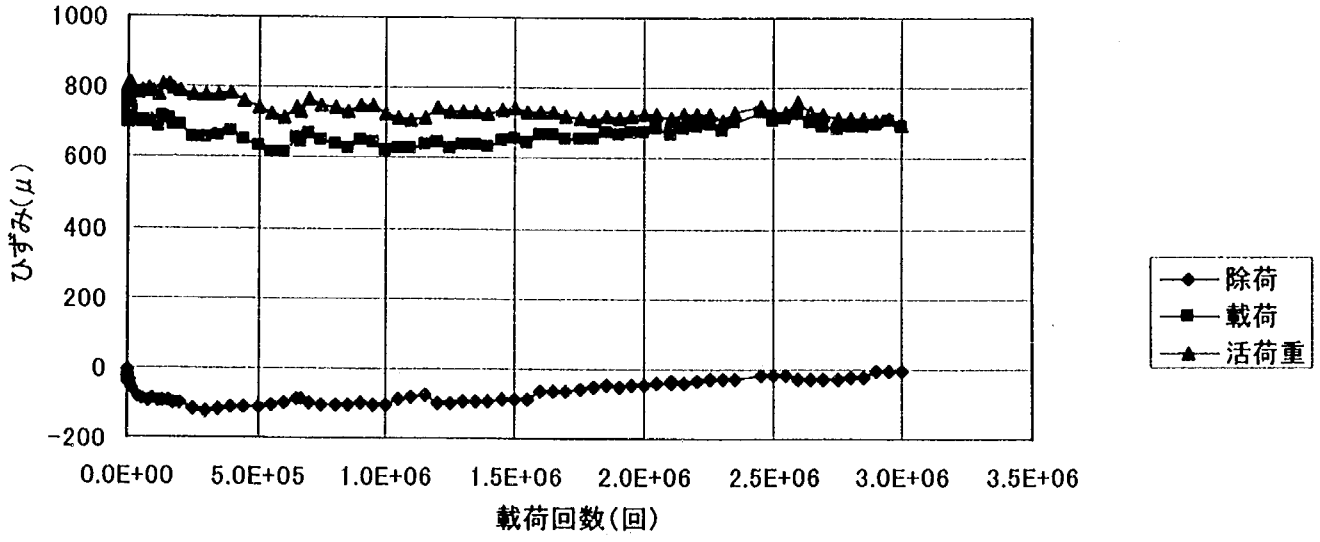


図5.7.12　S39+2×2S-D2-2の配力鉄筋方向の炭素繊維シートのひずみ

5.8 炭素繊維シートの付着応力度および荷重分担

炭素繊維シートで補強したRC床版に曲げモーメントが作用した場合、CFRPの引張剛性（E・A)が高くなにつれてCFRPの負担する引張力が増加し、結果としてCFRPとコンクリートの付着応力度も高くなる。ここではCFRPとコンクリートの付着応力度と破壊回数の関係について検討する。

付着長さは、モーメントの影響範囲、ひび割れ間隔、有効付着範囲などの影響を受けるが、ここでは全供試体の炭素繊維シートの貼り付け寸法が同一であるので各供試体間の比較を目的として、簡単のため主鉄筋方向、配力鉄筋方向のそれぞれ炭素繊維シートの貼り付け長さの1/2を付着長とした。付着応力度の絶対値を検討する場合には、実際の付着長さ、付着応力度の分布を用いる必要がある。

CFRPとコンクリートの平均付着応力度を次式で示す。

$$\tau_b = \frac{P_{cf}}{L} = \frac{\sigma_{cf} \cdot A_{cf}}{L} = \frac{E_{cf}\varepsilon_{cf}A_{cf}}{L}$$

ここに、

τ_b ：平均付着応力度(N/mm²)

L ：付着長さ(cm)

P_{cf} ：炭素繊維シートが負担する単位幅あたりの引張力(N/mm)

$P_{cf}=\sigma_{cf}\cdot A_{cf}$

σ_{cf} ：炭素繊維シートの引張応力度(N/mm²)

A_{cf} ：炭素繊維シートの単位幅あたりの断面積(mm²/m)

E_{cf} ：炭素繊維シートのヤング係数(N/mm²)

ε_{cf} ：炭素繊維シートのひずみ

ここで平均付着応力度は、炭素繊維シートのRC床版下面中央での単位幅あたりの張力をひずみの測定値から算定し付着長（同様に炭素繊維シート長さの 1/2）で除したものである。炭素繊維シートの活荷重ひずみの測定値から算出した平均付着応力度と載荷回数の関係を主鉄筋方向、配力鉄筋方向についてそれぞれ載荷回数25万回までの範囲で図5.8.1、図5.8.2に示した。S39+2×2S-D2-2は25万回までに破壊せず、500万回まで載荷しても破壊していないため横軸を500万回まで示したものが図5.8.1(2)および図5.9.2(2)であ

る。S39+2×2S-D2-2 は載荷初期から若干の低下傾向はあるもののほぼ一定の値を示しているが、載荷回数 420 万回以降その低下傾向が顕著となった。階段載荷を行なった S39+2×2S-D2、S39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2 の主鉄筋方向の付着応力度は、荷重が増加するほど高くなり、S39+2×2S-D3-2 は荷重 176ｋN・4 万回以降、S39+2×2S-D2 と S39+2×2S-D3 は荷重 196kN・8 万回以降、一定荷重 196ｋN を載荷した S39+2×2S-D2-2 を超える付着応力が生じている。

同様に炭素繊維シートの載荷時のひずみから算定した平均付着応力度と載荷回数の関係を主鉄筋方向、配力鉄筋方向についてそれぞれ載荷回数 25 万回までの範囲で図 5.8.3、図 5.8.4 に示した。載荷時ひずみから算定した平均付着応力度は、活荷重ひずみから算定した平均付着応力度と概ね道教の値となっているが、S39+2×2S-D2 の主筋方向および配力筋方向、S39+2×2S-D3-2 は破壊前には活荷重ひずみから算定した平均付着応力度より大きな値を示している。

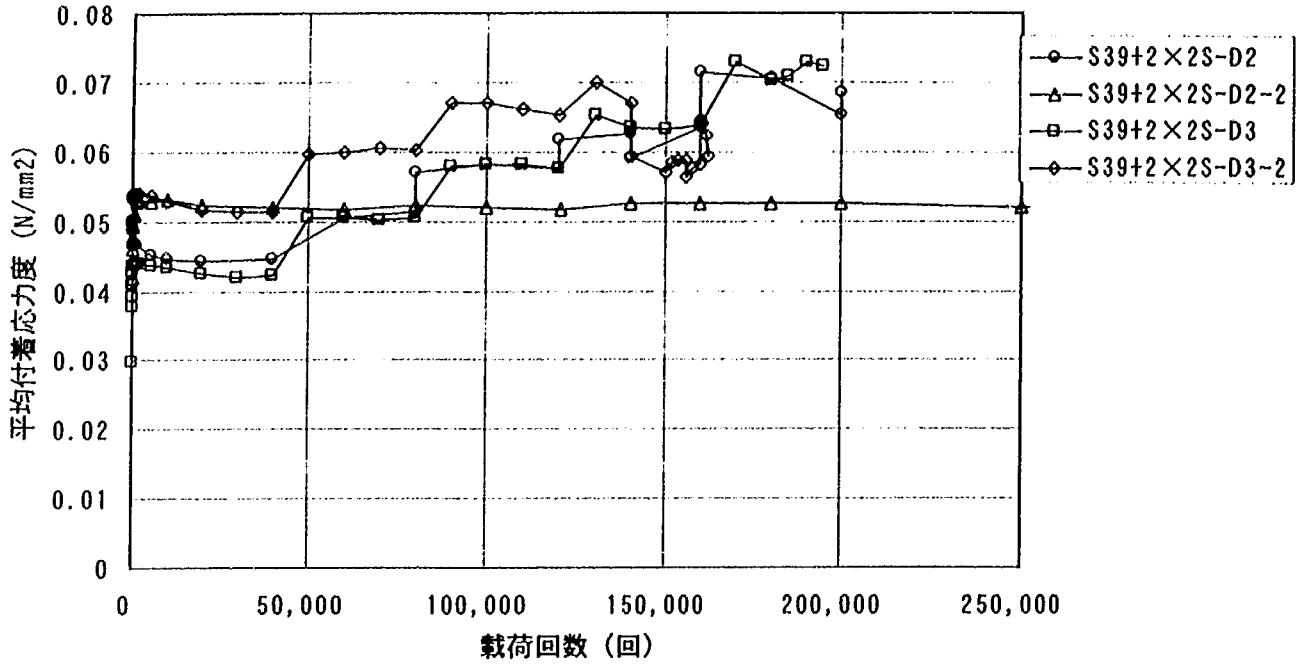


図5.8.1　主筋方向の炭素繊維シートとコンクリートの
平均付着応力度（活荷重時）

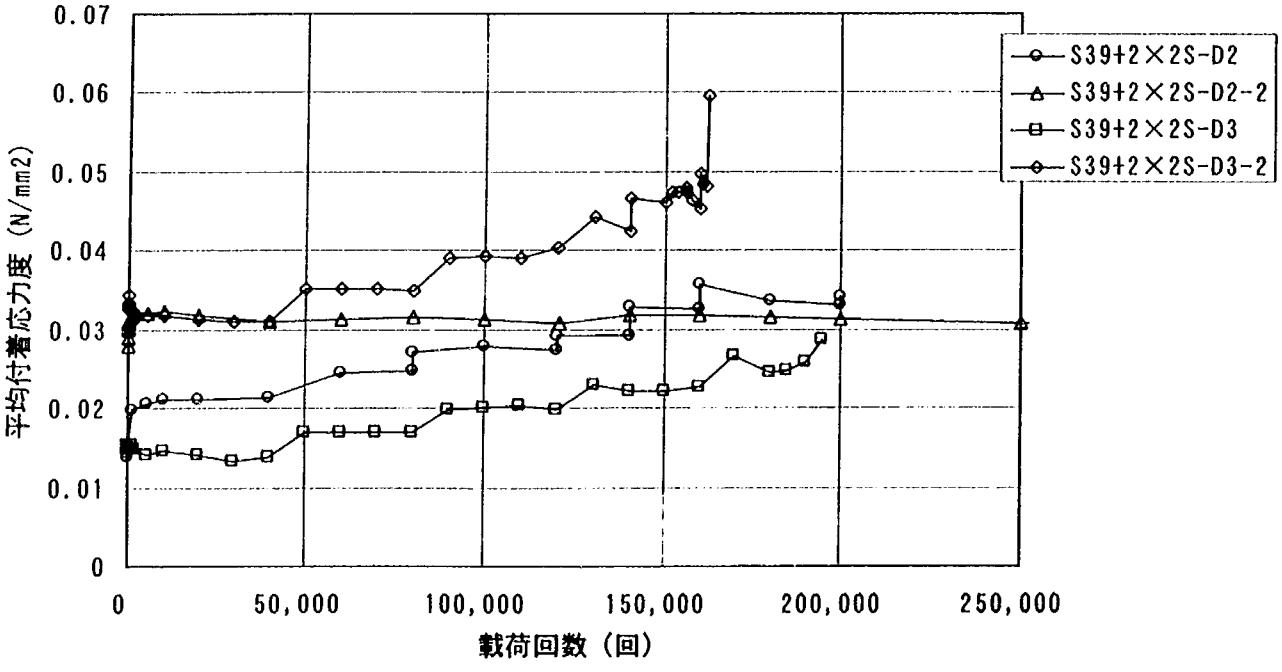


図5.8.2　配力筋方向の炭素繊維シートとコンクリートの
平均付着応力度（活荷重時）

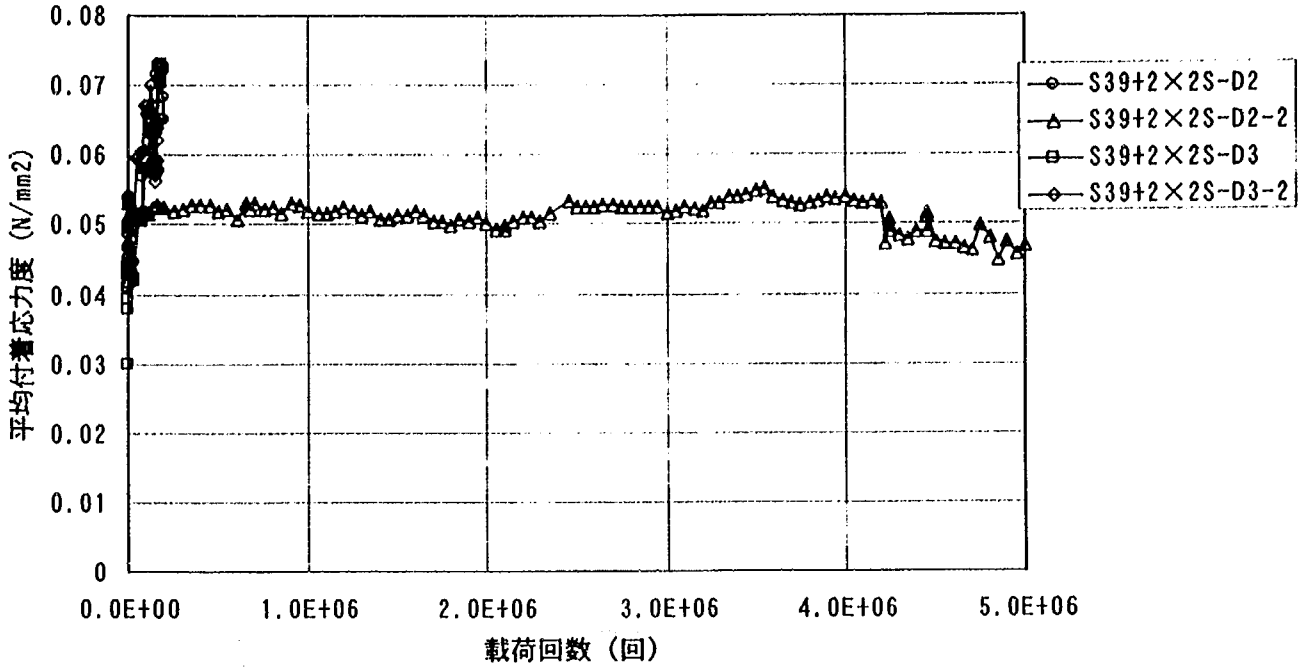


図5.8.1(2)　主筋方向の炭素繊維シートとコンクリートの
平均付着応力度（活荷重時）

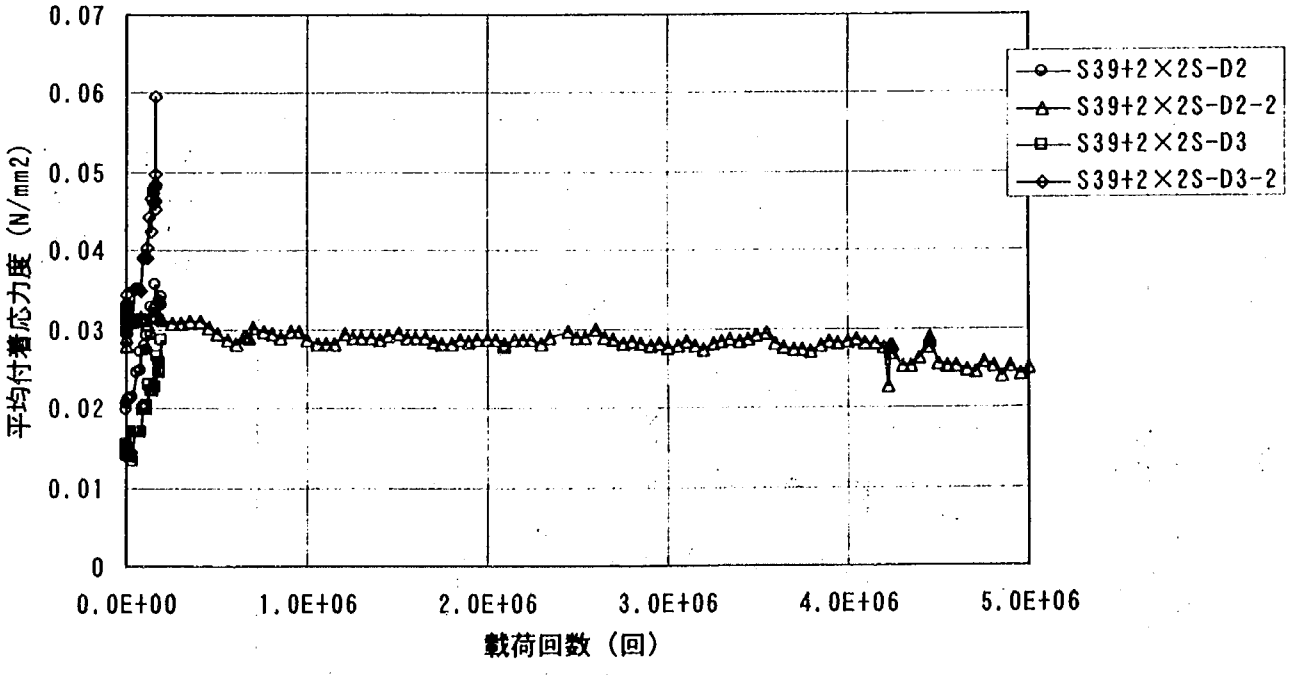


図5.8.2(2)　配力筋方向の炭素繊維シートとコンクリートの
平均付着応力度（活荷重時）

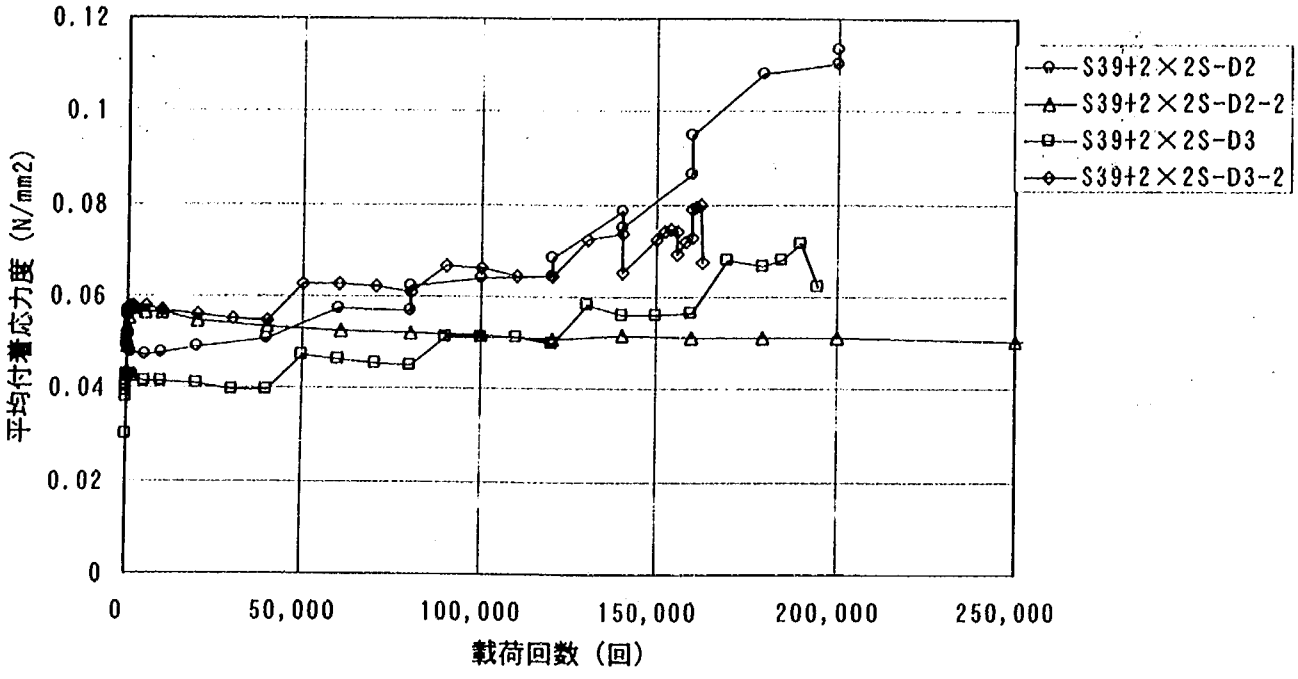


図5.8.3　主筋方向の炭素繊維シートとコンクリートの
平均付着応力度（載荷時）

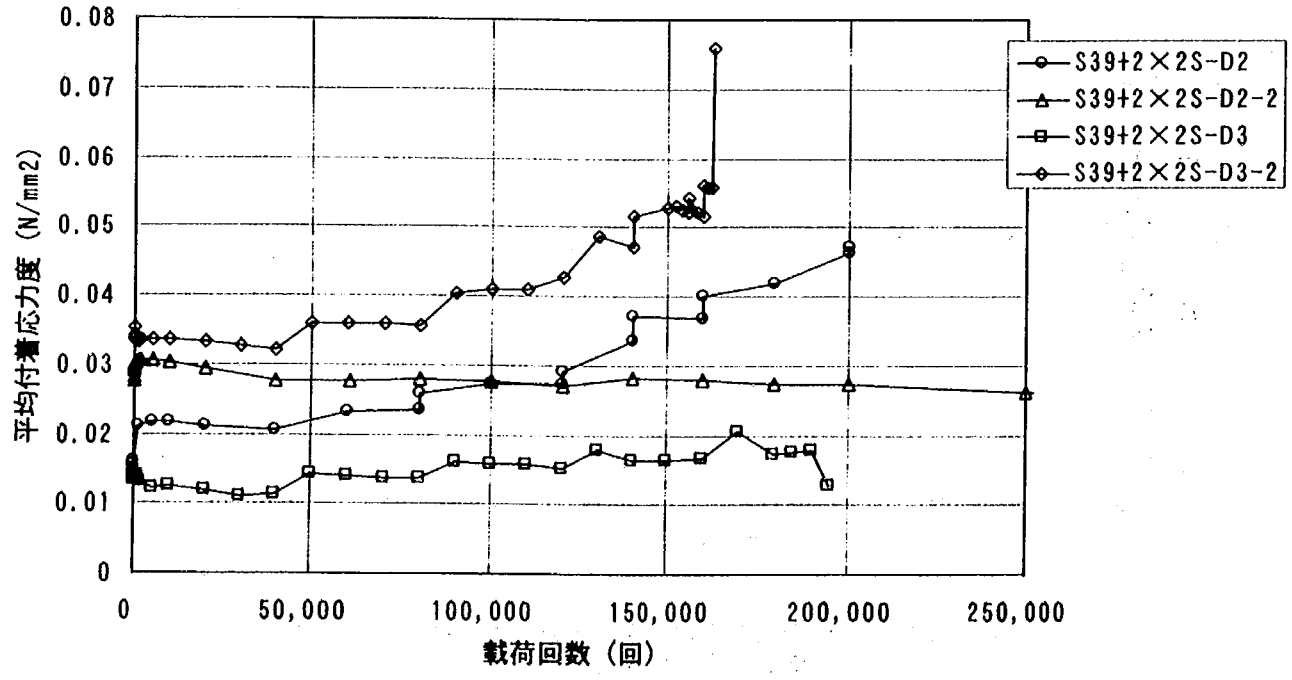


図5.8.4　配力筋方向の炭素繊維シートとコンクリートの
平均付着応力度（載荷時）

5.9 炭素繊維シートと鉄筋の荷重分担

ここで、鉄筋および炭素繊維シートのひずみの測定結果から炭素繊維シートの付着破壊について検討する。炭素繊維シートの付着破壊範囲が広がると、付着破壊を生じた範囲の炭素繊維シートの応力負担が減少し、相対的に鉄筋の応力負担が増加（張力比が減少）することになると考えられる。そこで各測定時点での鉄筋と炭素繊維シートの引張力の負担割合（これを張力比と呼ぶ）について検討する。炭素繊維シートで補強した床版では、鉄筋の活荷重ひずみは各荷重段階内では破壊前を除きおおむね一定で安定しいるので、この張力比が変化した場合、その原因としては炭素繊維シートまたは鉄筋の付着破壊が進行が考えられる。

$$R_p = P_{cf} / P_{rb}$$

$$P_{cf} = \varepsilon_{cf} \cdot E_{cf} \cdot A_{cf}$$

$$P_{rb} = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s$$

ここに、

R_p ：張力比（kN/kN）

P_{cf} ：炭素繊維シート（1m 幅）の負担する張力(kN)

P_{rb} ：鉄筋（床版 1m 幅）の張力(kN)

ε_{cf} ：炭素繊維シートのひずみ

E_{cf} ：炭素繊維シートのヤング係数（N/mm^2）

A_{cf} ：炭素繊維シート（1m 幅）の断面積(cm^2)

ε_s ：鉄筋のひずみ

E_s ：鉄筋のヤング係数(N/mm^2)

A_s ：鉄筋の RC 床版（1m 幅）の断面積（cm^2）

図 5.9.1 に主鉄筋方向、図 5.9.2 に配力鉄筋方向の張力比と載荷回数の関係を載荷回数 28 万回までの範囲で示す。図 5.9.1(2)、図 5.9.2(2)は、一定荷重の載荷を行なった S39+2×2S-D2-2 の結果を示すためにこれらを横軸の載荷回数を 500 万回まで示したものである。ここでは床版中央に着目し、床版中央での鉄筋および炭素繊維シートの活荷重ひずみを用いて張力比を算出した。

196kN の一定荷重で載荷した S39+2×2S-D2-2 の主鉄筋方向の張力比は、200 万回まで概ね 0.42 程度で安定しているが、200 万回以降増加傾向にあり 500 万回では 0.49 となった。S39+2×2S-D2-2 では、200 万回以降主鉄筋の活荷重ひずみが低下傾向を示していた。S39+2×2S-D2 の主鉄筋方向の張力比は、載荷初期に減少した後はほぼ一定値となり荷重 216kN・15 万回程度から増加する。張力比の増加の原因としては鉄筋とコンクリートの付着疲労破壊も考えられる。S39+2×2S-D3 の主鉄筋方向の張力比は、載荷初期の 0.42 から破壊前の 0.37 まで低下する。S39+2×2S-D3-2 の張力比は荷重 216kN・14 万回までは、0.4 程度でほぼ一定であったが 14 万回で 0.35 まで急変しており、この時点で付着破壊が進行したことが推測される。

配力鉄筋方向についてみると、S39+2×2S-D2-2 の張力比は 100 万回以降緩やかな減少傾向を示し 170 万回で最少値 2.24 となりその後緩やかに増加して 500 万回では 2.44 となっているが、階段載荷を行なった他

の供試体より張力比の変化は少ない。170 万回以降は S39+2×2S-D2 は荷重 235kN・16 万回以降破壊時まで減少傾向を示し、S39+2×2S-D3 はほぼ一定で安定している。S39+2×2S-D3-2 は、初期の張力比は 2.3 であったが、4 万回ごとの荷重増加時に張力比が低下し荷重 216kN・14 万回で 1.5 まで低下した後、荷重 235kN・16 万回で再び 2.0 まで増加している。

階段載荷を行なった試験体では、主鉄筋方向または配力鉄筋方向のいずれかで載荷回数の増加に伴い、張力比が減少する傾向にあり、これらの供試体に比べると一定荷重 196kN で載荷した S39+2×2S-D2-2 の張力比は 500 万回まで安定して変化が少ない。

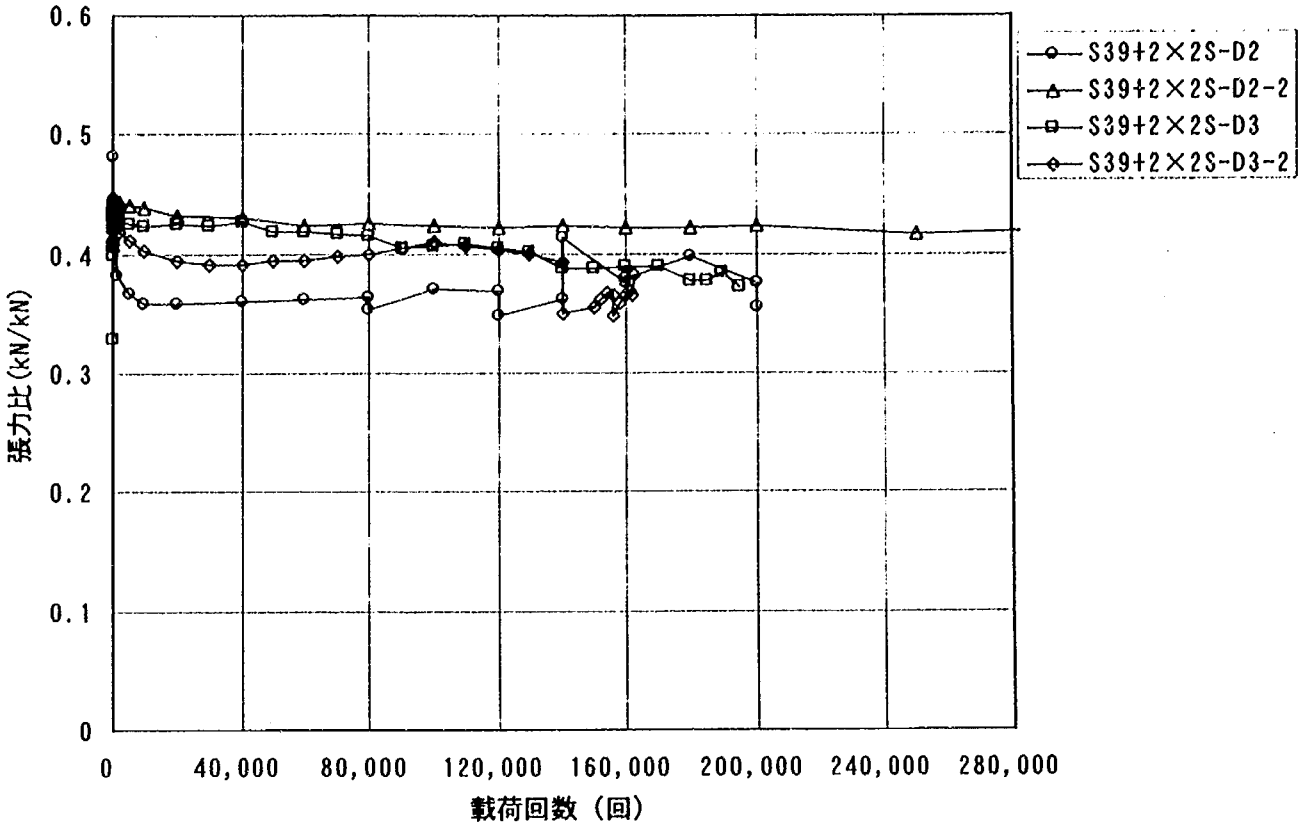


図5.9.1　主筋方向の鉄筋と炭素繊維シートの張力比（活荷重時）

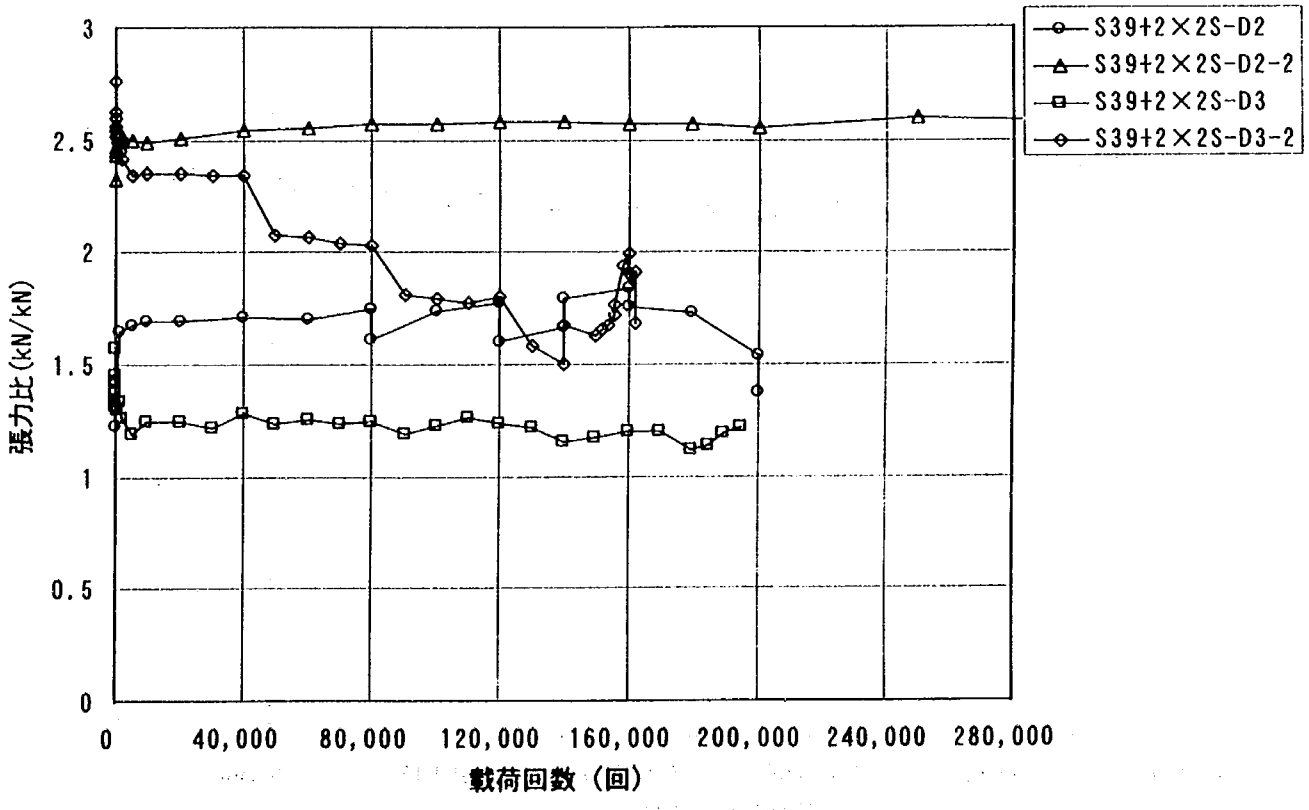


図5.9.2　配力筋方向の鉄筋と炭素繊維シートの張力比（活荷重時）

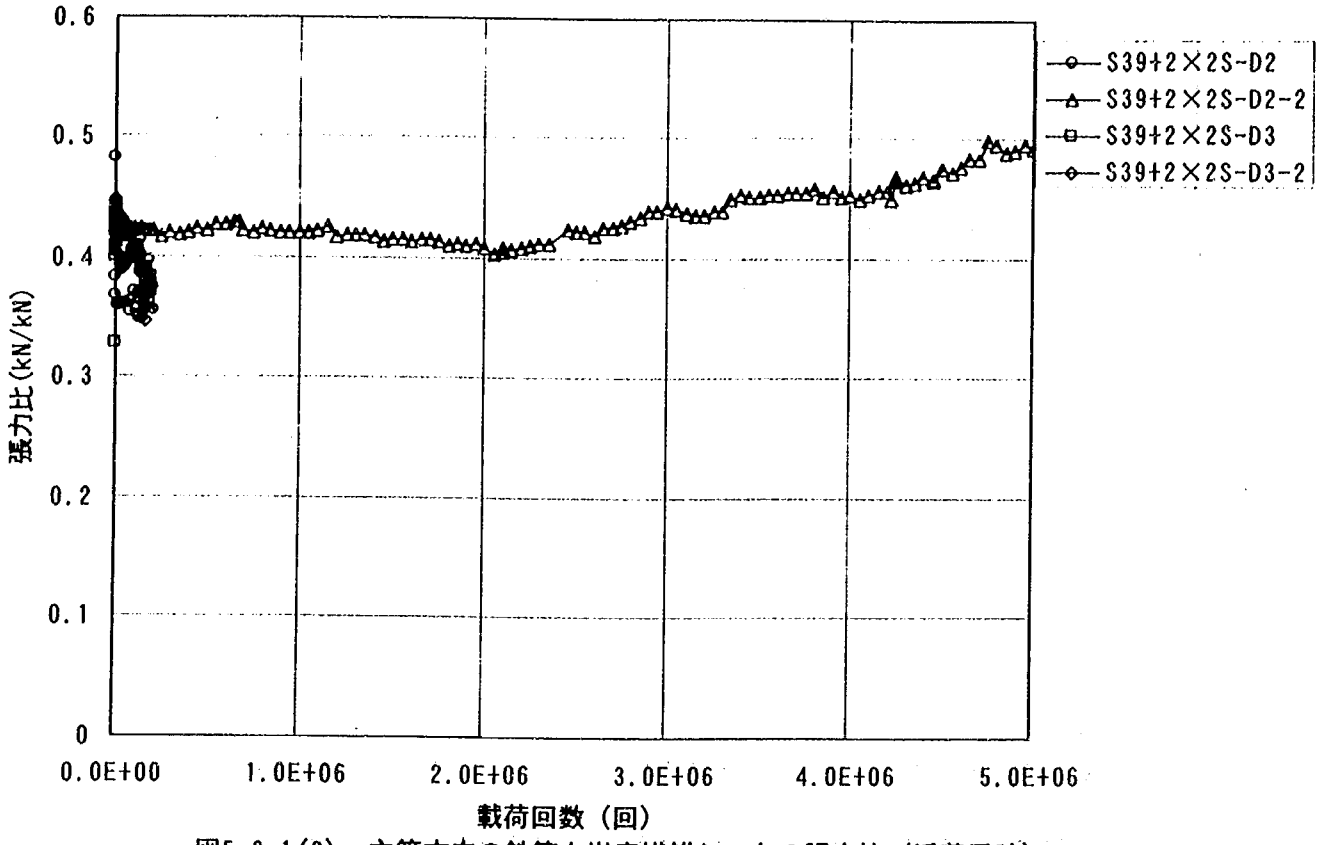


図5.9.1(2)　主筋方向の鉄筋と炭素繊維シートの張力比（活荷重時）

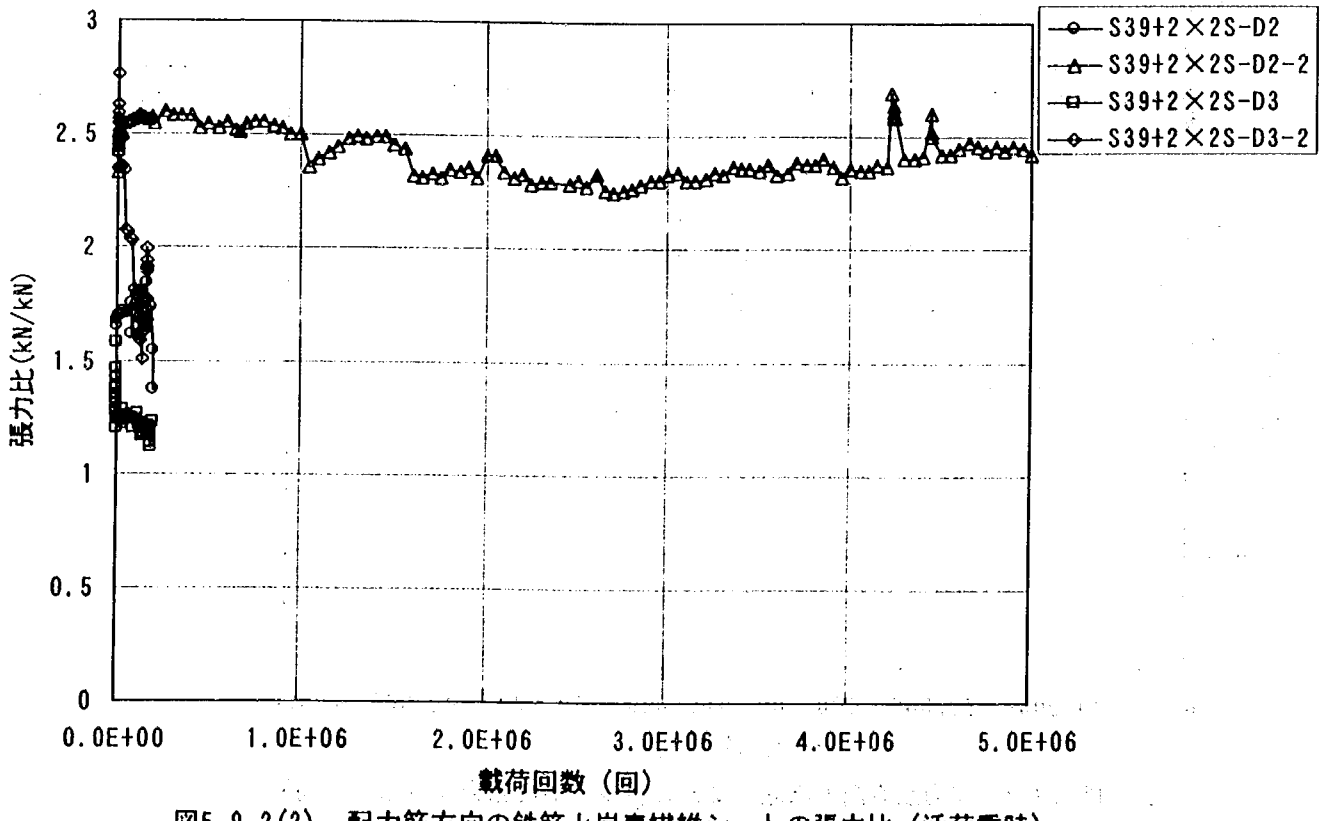


図5.9.2(2)　配力筋方向の鉄筋と炭素繊維シートの張力比（活荷重時）

5.10 ひび割れ近傍での炭素繊維シートのひずみ分布

S39+2×2S-D3 は、補強前の初期載荷で生じたひび割れ位置を近傍に炭素繊維シート接着後、図 5.10.1 に示すようひずみゲージを密に貼付け、ひび割れ近傍の炭素繊維シートのひずみ分布を測定した。図 5.10.2 にひび割れ A,B をまたぐ炭素繊維シートの配力鉄筋方向のひずみ分布（ゲージ 14～21）を、図 5.10.3 にひび割れ C,D をまたぐ炭素繊維シートの配力鉄筋方向のひずみ分布（ゲージ 22～29）を示す。図 5.10.4 はひび割れ直近または直上のゲージ 16、ゲージ 28 のひずみと載荷回数の関係を示したものである。

ひび割れが開口するとひび割れ直上の炭素繊維シートが拘束力を発揮し、ひび割れ直上の炭素繊維シートには高いひずみが生じる。このひび割れを拘束することにより炭素繊維シートに生じる引張力は、ひび割れの両側でコンクリートに付着伝達される。この付着伝達が行なわれる範囲では、ひび割れからの距離が大きくなるに従ってひずみが低くなるひずみ勾配が観測される。ひび割れ直上より付着切れが進展すると、炭素繊維シートとコンクリートがはく離した範囲のひずみ分布が一定（水平）になると考えられる。図 5.10.2 に示すようにひび割れ位置 A（ゲージ 16）で炭素繊維シートに大きなひずみを生じており、荷重の増加とともにひずみが増加し、荷重 235kN・16 万回で最大ひずみ 1290μ を生じ、その後ひずみは載荷回数の増加ともに低下し、この位置のひずみ分布が水平に近づいて行き、荷重 235kN・19.5 万回ではゲージ 16 では 550μ、その隣のゲージ 17 では 800μ とひずみの分布が急変している。これより荷重 235kN・16 万回載荷ごろから付着切れが進行し始め、荷重 235kN・19.5 万回ではゲージ 16 近傍の炭素繊維シートは完全に付着破壊していたものと考えられる。なお載荷回数 19.5 万回時のたたき点検により炭素繊維シートと付着切れが確認されている。

図 5.10.3 ではひび割れ D の直近のゲージ 27、28 で大きなひずみを生じておりゲージ 27 では、荷重 235kN・19.5 万回で最大ひずみ 1 340μ となりその後ひずみは低下している、ゲージ 28 では荷重 235kN、16 万回でひずみは最大値 1124μ を示しその後低下して 197483 回では 751μ まで低下している。したがってひび割れ D 上の炭素繊維シートも荷重 235kN・16 万回載荷以降剥離が進行しているものと考えらる。

図 5.10.4 には、ゲージ 16、28 で測定した炭素繊維シートのひずみと載荷回数の関係を示すが、荷重が 235kN に増加した 16 万回以降のひずみの低下が顕著で破壊直前の 19 万回以降はひずみが急減しいる。したがって炭素繊維シートで補強した RC 床版では、階段載荷による高い荷重の繰り返しによりコンクリートのひび割れ直上に高いひずみを生じたのち、炭素繊維シートとコンクリートの付着切れが進行することで、疲労耐久性に大きな影響を与えているものと考えられる。

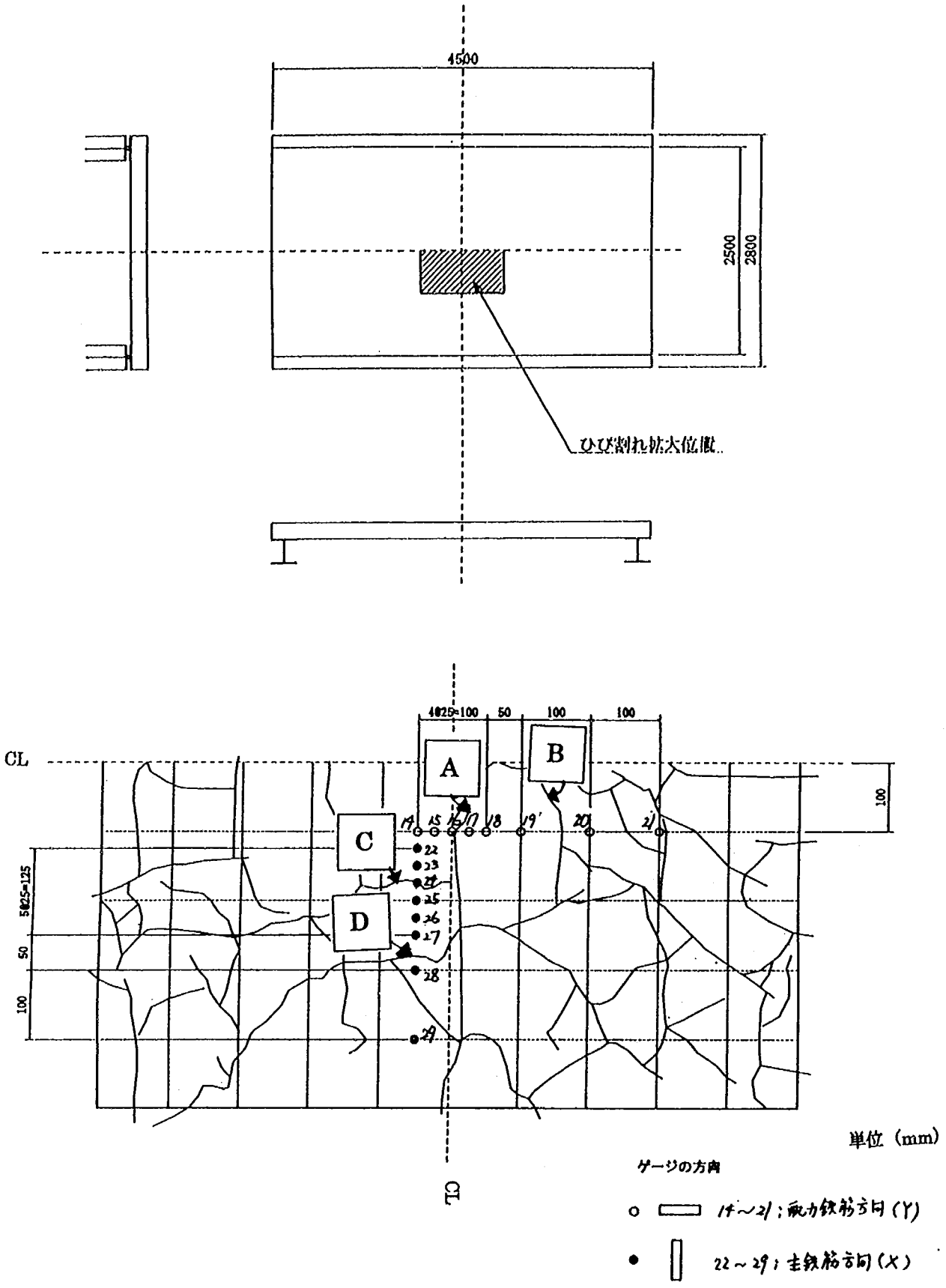


図 5.10.1　ひび割れ測定位置のおよびひずみゲージ貼付け位置

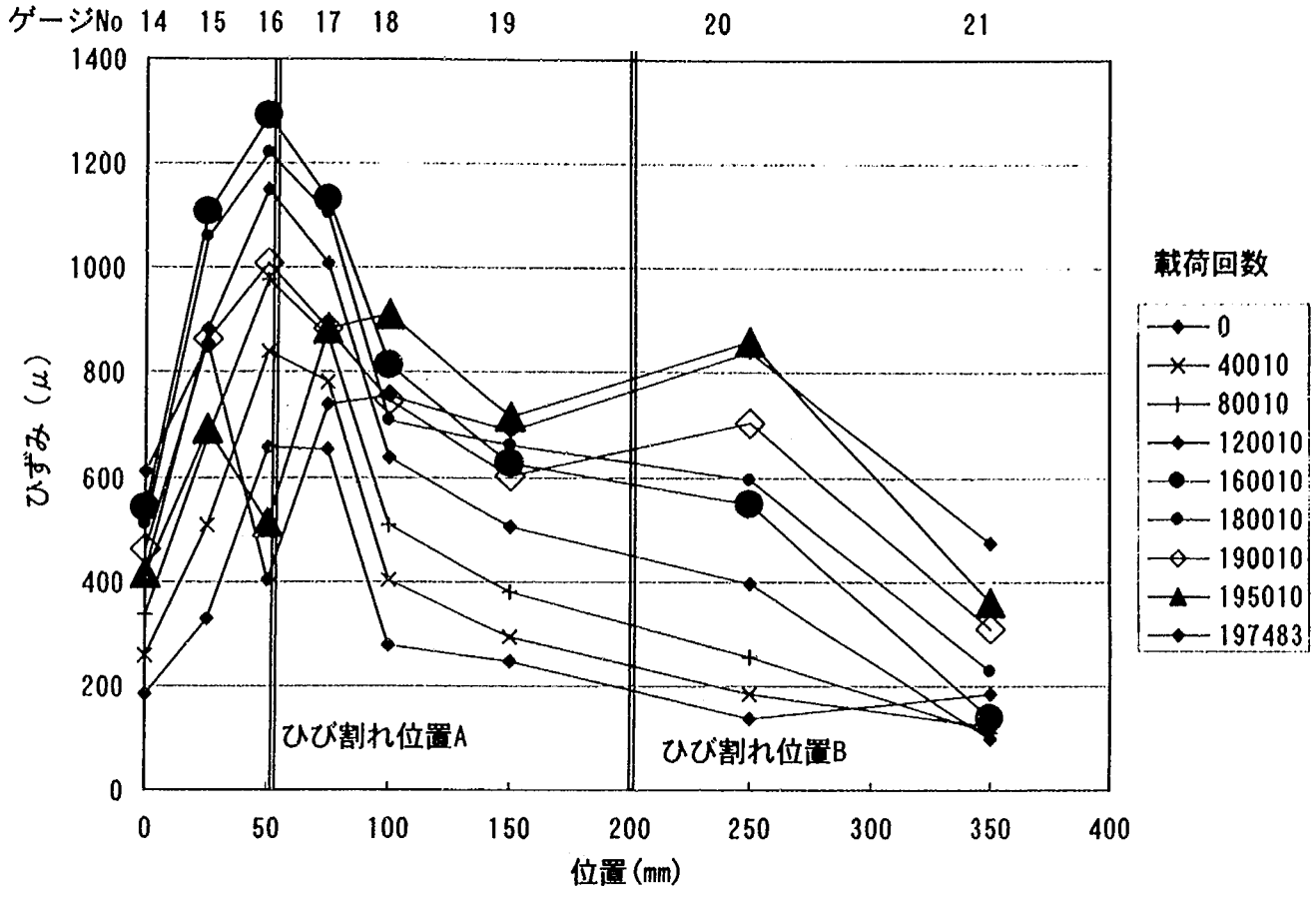


図5.10.2　ひび割れ位置での炭素繊維シートのひずみ分布(配力筋方向)

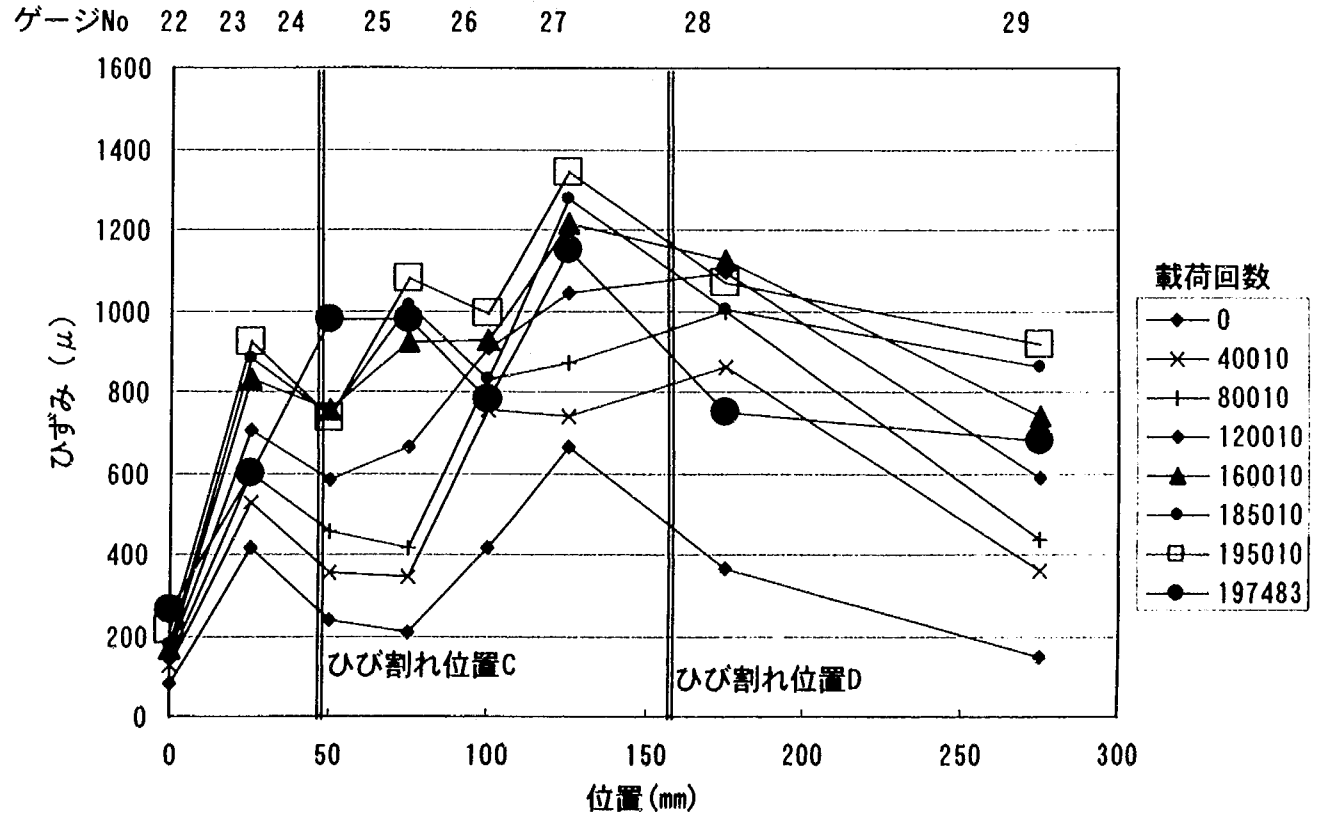


図5.10.3　ひび割れ位置での炭素繊維シートのひずみ分布（主筋方向）

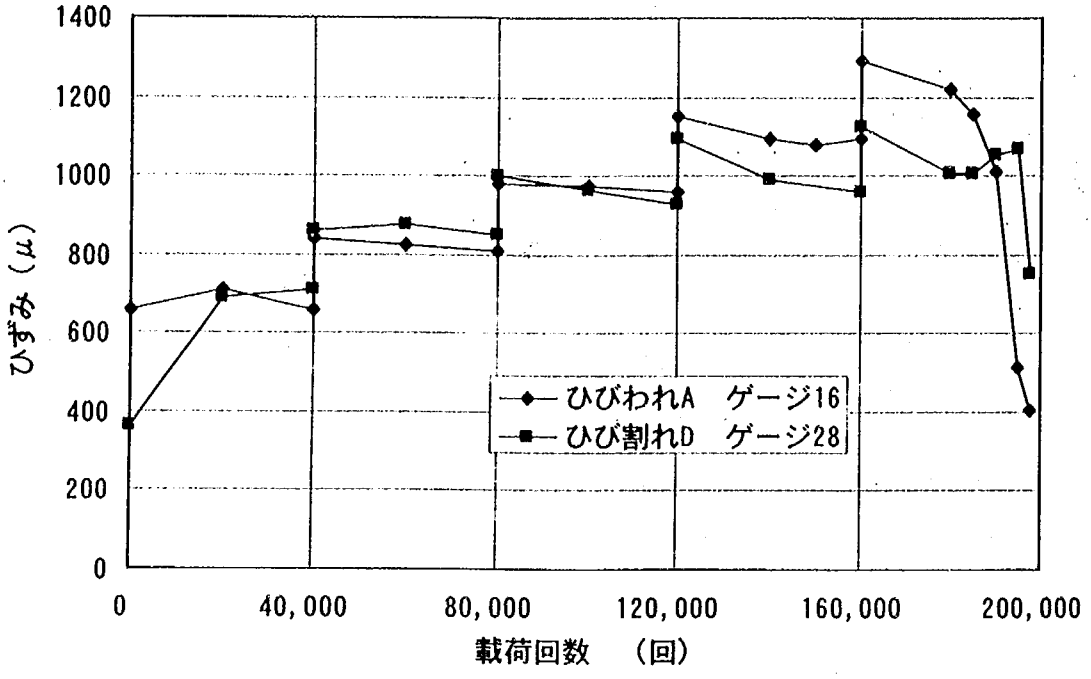


図5.10.4　ひび割れ位置のひずみの変化

6. 考察（各要因が炭素繊維シートで補強したRC床版の疲労耐久性におよぼす影響）

6.1 初期損傷度の影響

初期損傷度ⅢのS39+2×2S-D3の方が初期損傷度ⅡのS39+2×2S-D2に比べて各荷重段階でのたわみ、鉄筋応力度は小さかったが、破壊回数はS39+2×2S-D2より若干小さくなった。本来、ひび割れ損傷が軽微な床版には補強効果が大きいと予想されたが、階段載荷による疲労耐久性には顕著な差は認められなかった。

RC床版の配筋、版厚、コンクリート強度などの構造諸元が同等であれば、補強前のひび割れ損傷が大きく曲げ剛性の低下している床版を補強したものの方がたわみや、鉄筋ひずみの低減効果は高くなると考えられる。しかしながら、初期損傷度ⅡとしたS39+2×2S-D2と初期損傷度ⅢとしたS39+2×2S-D3の補強前後のたわみ、鉄筋ひずみの低減率を比較すると両者に明確な差異は認められなかった。

損傷度Ⅱとしては、床版中央における活荷重たわみ4mm、載荷時たわみ8mmを、損傷度Ⅲとしては、活荷重たわみ3mm、載荷時たわみ6mm指標としたが、両者ともに2方向のひび割れが生じており、下面のひび割れ状態としては大きな違いは無かったと考えられる。また損傷度Ⅱとした供試体では、RC床版上面に貫通ひび割れと思われるひび割れが生じていたが、この段階では貫通ひび割れのせん断方向の動きや、すり磨き作用などによる床版のせん断耐力の顕著な低下が生じていなかったものと考えられる。したがって炭素繊維シートによる補強は、曲げに対する補強であるが、貫通ひび割れが発生した直後でRC床版のせん断耐力の低下が顕著でない段階で補強を行なえば比較的高い補強効果が得られるものと考えられる。一方今回の研究では損傷度Ⅱから損傷度Ⅰへ移行する直前の状態では試験を行なっていないため、同じ損傷度Ⅱでもさらに損傷が進行しせん断耐力の低下が顕著である床版への適用については慎重に検討する必要がある。

その他の要因としては、本載荷方法が荷重を増加した促進試験であったことや初期損傷状態のばらつきなどが考えられる。初期損傷度の指標として床版中央のたわみを用いたが、S39+2×2S-D3では補強前の初期載荷において中央より北側の除荷時におけるたわみが大きくなっており、補強前にS39+2×2S-D3の北側で劣化が進行していたことにより、損傷度ⅡとしたS39+2×2S-D2と損傷度ⅢとしたS39+2×2S-D3の損傷状態の差が小さかったものと考えられる。

6.2　養生中載荷の影響

養生中に載荷を行なったS39+2×2S-D3-2では養生中には炭素繊維シートの付着切れや破断などの損傷や変状は生じなかった。養生の初期の3日程度は炭素繊維シートのひずみが少なく、時間が経過するとひずみが増加した。炭素繊維シートの接着に用いたエポキシ樹脂は、数時間で初期硬化するが、完全硬化には7日程度要する樹脂であり、施工直後は完全硬化しておらず床版コンクリートからの力の伝達が完全には行なわれていなかったものと考えられる。養生載荷終了後のたわみ、ひずみの低減効果は養生中に載荷を行なわなかったものと大きな差はなかった。破壊荷重は、S39+2×2S-D3、S39+2×2S-D3-2ともに235kNであったが、破壊回数は養生中載荷を行なわなかったS39+2×2S-D3の197981回より少なく162569回であった。

以上のように施工直後は、含浸接着剤が完全硬化しておらず炭素繊維シートが完全に荷重分担をできないが、養生期間中に剥離などの有害な損傷は生ぜず、完全硬化後は養生期間中に載荷を行なわなかった場合と、概ね同等の補強効果が得られることがわかった。

6.3　段階載荷による高い荷重の影響

昨年度までに行なった、階段載荷による輪荷重走行試験では、補強量を増加させた場合ある補強量で疲労耐久性は最大となり、それ以上補強量を増加させると逆に疲労耐久性が低下する傾向が見られた。これは、階段載荷では実橋より相当大きな荷重が作用するため、接着した炭素繊維シートの剛性と炭素繊維シートとコンクリートの付着強度が疲労耐久性に影響したためと推測される。

前年度の報告書（Ⅰ）[9]で述べたように、炭素繊維シートを RC 床版下面に接着することで RC 床版の曲げ剛性の向上によるたわみの減少、ひび割れの拘束によるひび割れ進展の抑止効果により、RC 床版の疲労耐久性が向上するものと考えられている。一方、炭素繊維シートで補強した RC 床版は、コンクリートに炭素繊維シートを接着した複合構造であり、RC 床版自体の疲労破壊メカニズムと同時に炭素繊維シートと床版コンクリートの付着部の疲労破壊メカニズムについても考慮する必要がある。RC 床版下面のひび割れを跨ぐ炭素繊維シートとコンクリートの付着領域には高いせん断応力（付着応力）が作用し、ひび割れ近傍で炭素繊維シートとコンクリートの付着疲労破壊が進行するものと考えられる（図 6.3.1）。

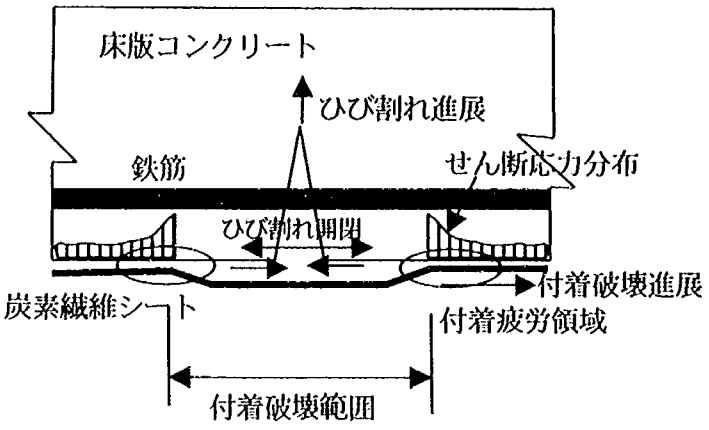


図 6.3.1　付着疲労の概念図

炭素繊維シートで補強した RC 床版の疲労破壊は、次の二つの要因に依存すると考えられる。

① RC 床版自体（コンクリート）の疲労

② コンクリートと炭素繊維シートの付着部の疲労

図 6.3.2 は、一定荷重下での RC 床版の疲労寿命と補強量との関係を、(a)荷重レベルが高い場合と(b)低い場合に分けて概念的に示したものである。荷重レベルが高い場合には、①の RC 床版自体の疲労に加え②の

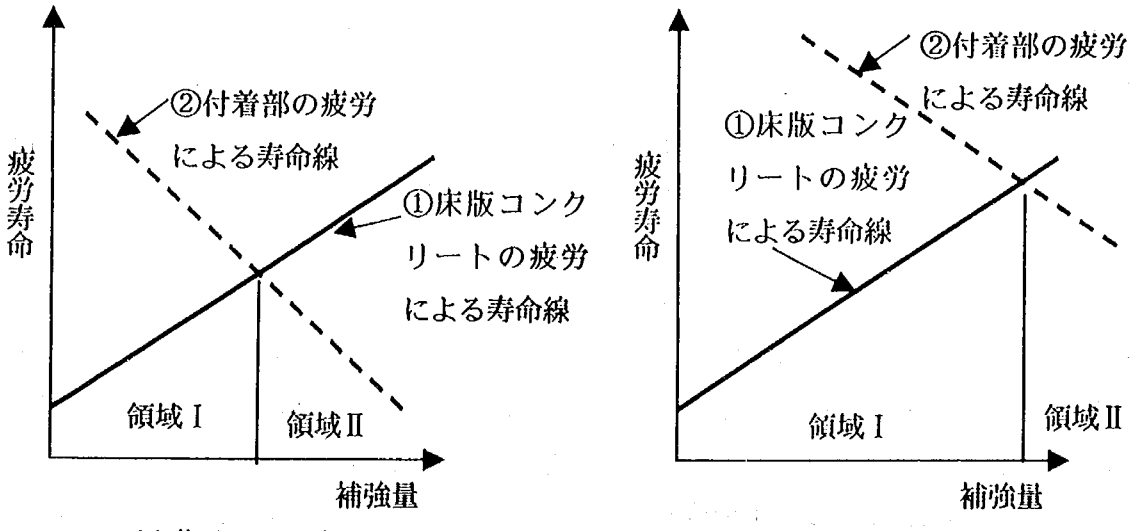


図 6.3.2　補強量と疲労寿命の概念図

付着部の疲労の影響も考えられるため、①の要因で決まる寿命と補強量の関係を実線で示し、②の要因で決まる寿命と補強量の関係を破線で示す。荷重レベルが低い場合には、②の要因の影響は少なく、①の要因が主因と考えられる。

補強量の少ない場合や、荷重が低く付着応力度の低い場合では、①のRC床版自体の疲労が支配的であり、通常のRC床版と同様にひび割れの動きにより床版コンクリートが疲労し、この領域Ⅰでは補強量が増大するのに伴い疲労寿命も増加する。補強量の高い領域や荷重が高く付着応力度が高い領域Ⅱでは、②の付着部の疲労破壊が支配的であり、この範囲では補強量が増加するのに伴い付着応力度が高くなり付着部の疲労破壊が進行し、これに伴いひび割れの拘束効果も低減し床版コンクリートの疲労も進展すると考えられる。

ここで炭素繊維シートによる①のRC床版自体の疲労抑制効果の一つであるひび割れの拘束効果について見ると、ひび割れ付近のひずみの測定で確認されたように、炭素繊維シートがコンクリートのひび割れの開閉に対して拘束力を発揮しており、ひび割れの開閉によるRC床版コンクリートの曲げ剛性の低下を抑制していたため、RC床版の疲労耐久性が向上したものと考えられる。

無補強のS39は、載荷初期からひび割れ幅の増加が顕著でひび割れの開閉幅が0.2mmを超え破壊に至っている。補強量の最も少ない（炭素繊維シートの引張剛性が小さい）S39+1×1S-D2も荷重157kNの段階でひび割れの開閉幅がこれより補強量の多い他の供試体に比べて大きく、荷重176kN、4万回以降は開閉幅の増加が顕著である。これより補強量の多いS39+2×2S-D2、S39+3×3S-D2、S39+4×4S-D2、S39+1×1E-D2、S39+2×2E-D2は前述の2体よりひび割れ開閉幅が小さい。S39+2×2S-D2は荷重176kN40000万回以降徐々にひび割れ開閉幅が増大しているのに対し、S39+3×3S-D2、S39+4×4S-D2、S39+1×1E-D2、S39+2×2E-D2は荷重196kNまでは同一荷重段階ではひび割れ開閉幅の増加は少なく、破壊直前に急速にひび割れ開閉幅が増大している。196kNの一定荷重で載荷した高強度型S39+2×2S-D2-2のひび割れ開閉幅は0.13mm程度で安定していた。従ってS39+1×1E-D2やS39+3×3S-D2などS39+2×2S-D2よりもひび割れの拘束効果が高かった供試体についても、荷重196kN程度の一定荷重で載荷を行なえば、S39+2×2S-D2-2と同様にひび割れ開閉幅は安定してその増加傾向は小さいものと推察される。

共同研究報告書（Ⅰ）[9]のⅢ編の「6.4炭素繊維シートの補強効果」で述べたように、炭素繊維シートの引張剛性EAが大きいものほど、床版のたわみや鉄筋のひずみなどの低減効果が高かった。ここまで検討したように炭素繊維シートの補強効果の指標として、たわみの低減、鉄筋ひずみの低減、ひび割れ開閉量に着目すると、荷重が200kNの段階では以下の概ね炭素繊維シートの引張剛性（E・A）に応じて補強効果が高くなっており、繊維種類による顕著な相違はないものと考えられる。

つぎに②のコンクリートと炭素繊維シートの付着部の疲労について検討する。共同研究報告書（Ⅰ）[9]「6.8補強RC床版の疲労耐久性に及ぼす炭素繊維シートの各種要因の検討」では、補強量の多いものほど高い荷重レベルでは付着破壊の進行が顕著である傾向が見られた。本報告書の5.9で同じ補強量の供試体で同様に炭素繊維シートと鉄筋の荷重分担比を検討したが、階段載荷では供試体によって異なるが荷重が226kNを超えるような範囲では炭素繊維シートの張力比が低下する傾向が顕著であったのに対し、一定載荷の結果では階段載荷に比べて炭素繊維シートの荷重分担の低下が非常に緩やかであった。また、5.10に示すように階段載荷を行なったS39+2×2S-D3のひび割れ近傍の炭素繊維シートのひずみ分布をみると、付着破壊の影

響は、荷重が 235kN を超えた以降で顕著になっている。このように階段載荷による高い荷重による炭素繊維シートと床版コンクリートの付着疲労破壊が影響していたものと考えられる。

階段載荷による輪荷重走行試験では、炭素繊維シートで補強した供試体はいずれも、H8 供試体に疲労耐久性が至らなかったが、これは炭素繊維シート接着工法ではその疲労耐久性に対する補強効果がコンクリートと炭素繊維シートの付着性能に依存していることが考えられる。

付着破壊の影響が顕著でないと考えられる荷重 196kN の一定載荷とした S39+2×2S-D2-2 と階段載荷による平成8年道示に準じて設計製作した H8 供試体の疲労耐久性について比較する。H8 供試体は、階段載荷により載荷荷重 274kN、載荷回数 255649 回で破壊した。RC 床版にはマイナー則が適用できることが松井らにより報告されている。松井らの研究によると RC 床版の輪荷重走行試験による破壊回数は、荷重の 12.76 乗に比例する。これより階段載荷の破壊回数を、196kN の一定荷重に換算すると約 288 万回になる。炭素繊維シートで補強した RC 床版を 196kN の一定荷重で載荷した S39+2×2S-D2-2 は、500 万回載荷しても破壊しなかった。従って階段載荷を行なった S39+2×2S-D2 も一定荷重 196kN で載荷を行なえば S39+2×2S-D2-2 と同等の疲労耐久性（載荷回数 500 万回で未破壊）を示すものと考えられる（図 5.2.1.参照）

S39 床版を炭素繊維シートで補強して一定荷重 196kN で載荷したＳ39+2×2Ｓ-D2-2 はこの 288 万回を大きく上回る 500 万回の載荷でも炭素繊維シートの部分的付着切れはみられるもの破壊せず、活荷重たわみやひずみに大きな変化はなく、車両の走行に影響を与えるような変状や耐荷力の不足は生じていない。したがって昭和 39 年道示に準じて設計製作し、初期損傷を与えた後に炭素繊維シート２×２層で補強した RC 床版は、平成８年道示に準じて設計製作した RC 床版と同等の疲労耐久性を持つと考えられる。

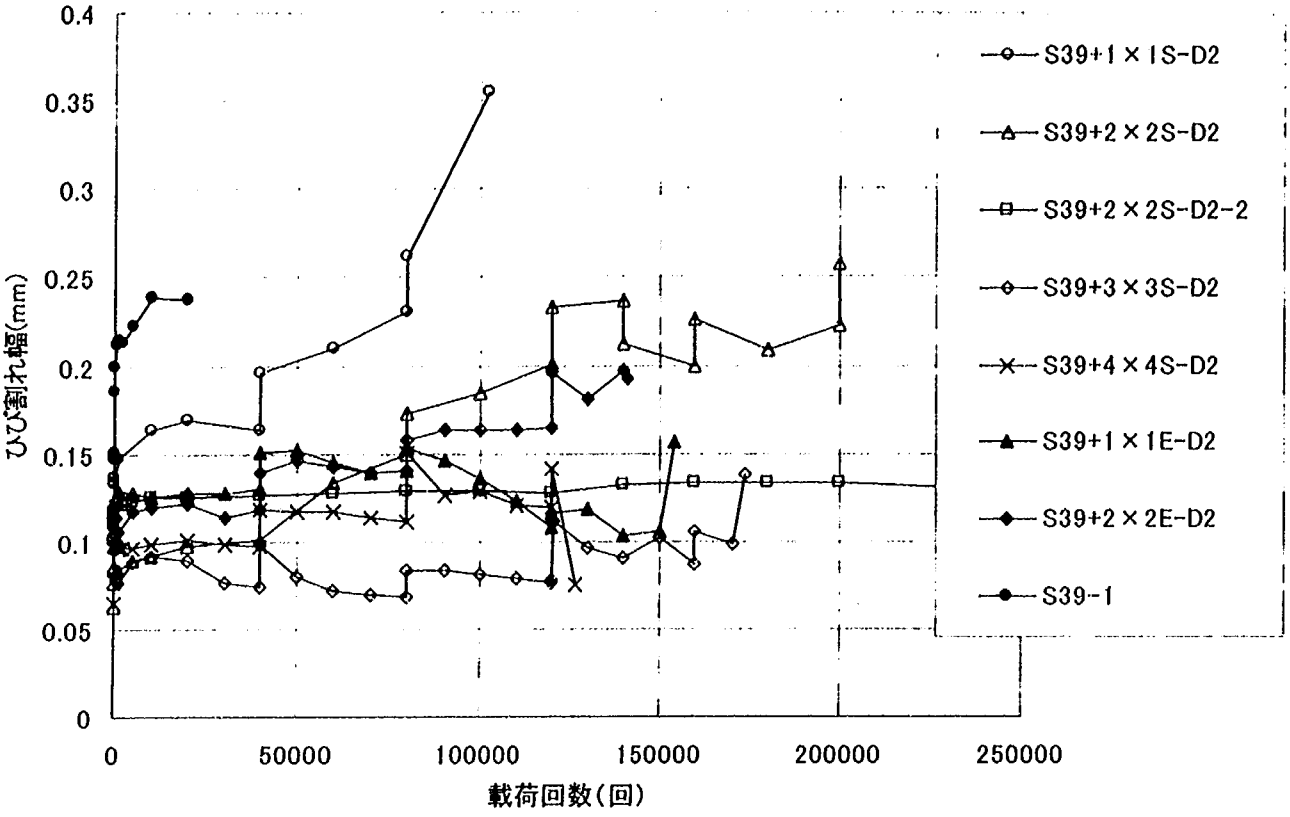


図6.3.3 活荷重時ひび割れ幅

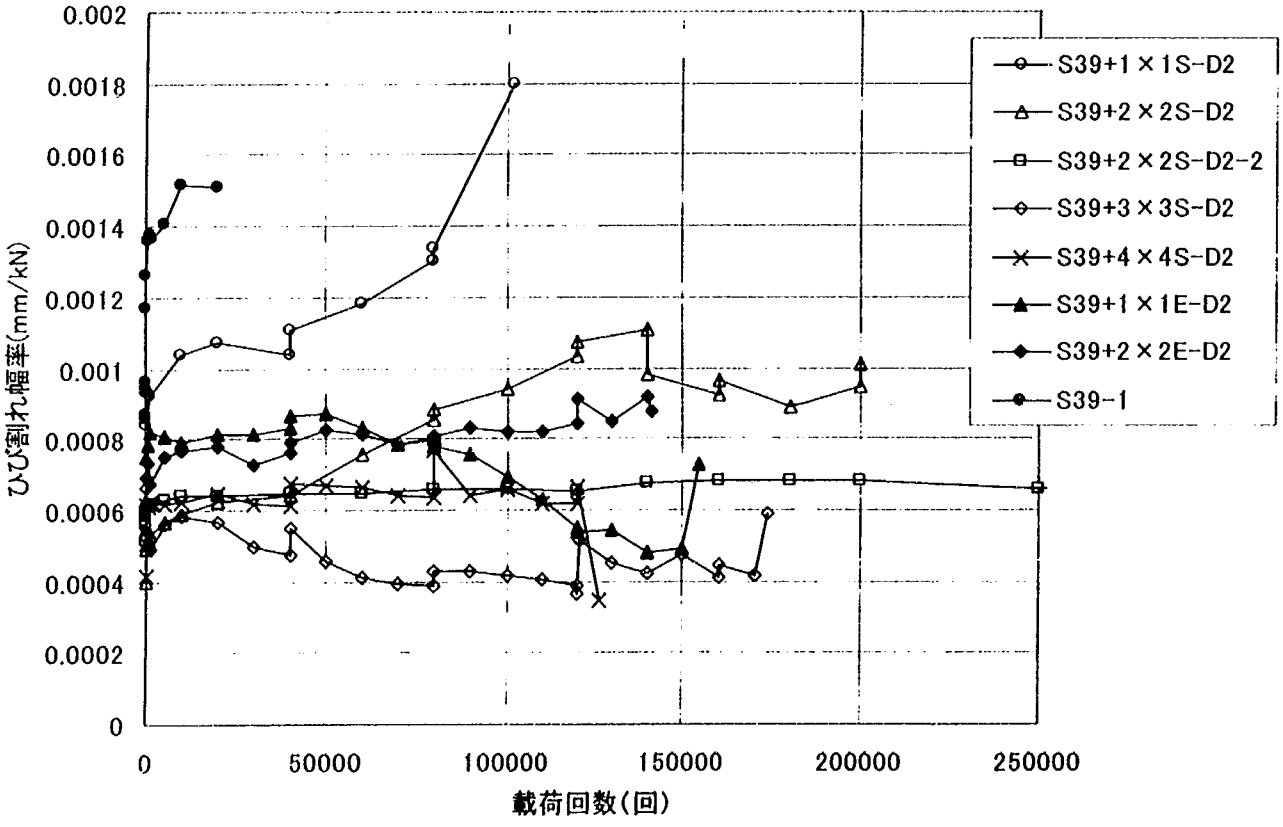


図6.3.4 ひび割れ幅率の変化

7. まとめ

本研究では、損傷を与えたＲＣ床版（Ｓ39 道示床版）に炭素繊維シート補強を実施し、階段載荷による輪荷重走行試験を行なった結果、以下の知見を得た。

(1)炭素繊維シート補強前の初期損傷度を変化させた結果、階段載荷による疲労耐久性に差異は見られなかった。

(2)炭素繊維シートで補強した後、養生中に載荷を行なったRC床板の階段載荷による輪荷重走行試験を行なった。養生中の載荷により、炭素繊維シートの付着切れや破断などの損傷は生じなかったが炭素繊維シートが養生中載荷の初期段階では、炭素繊維シートの荷重分担が低く、その後、養生時間が経過するに従って荷重分担が大きくなった。これより本試験で用いたエポキシ樹脂では、完全硬化して荷重を伝達するまでにある程度の養生期間が必要なことがわかった。養生後の階段載荷による輪荷重走行試験では、養生中載荷を行なわなかった供試体と疲労耐久性に大きな差は無かった。

(3)コンクリートのひび割れ直近および直上の炭素繊維シートのひずみの測定より、炭素繊維シートによるひび割れの拘束効果が確認された。また高い荷重では、コンクリートのひび割れの直上から付着切れが進行することが確認された。

(4)炭素繊維シートで補強したＲＣ床版（Ｓ39 道示床版）の荷重を一定とした輪荷重走行試験の結果、H8 道示床版の階段載荷による結果をマイナー則により一定荷重に換算したものと同等の疲労耐久性を示し、本工法が損傷を受けた既設ＲＣ床版の補強工法として十分な効果を有していることが確認された。階段載荷は、各種床板の疲労耐久性を相対的に比較することが可能であるが、今回の一定載荷試験との比較により、コンクリートと炭素繊維シートの付着性能が重要な本工法では、実際の供用状態と比較して、高い載荷荷重で試験を行なう場合、試験結果が過小評価となるため、その評価に注意が必要である。

また炭素繊維シートの補強量は、鉄筋の許容応力度を規準に設計された積層数よりも少ない積層数として試験を行ったが、十分な疲労耐久性を有する結果であった。

参考文献

1) 建設省土木研究所：土木研究所資料　橋梁点検要領（案），1997.12

2) 松井繁之、庄中憲、石井孝男、国原博司：23年間供用された鋼道路橋ＲＣ床版の疲労試験、土木学会第48回年次学術講演会、1993

3) 森成道、松井繁之、若下藤紀、西川和廣：炭素繊維シートによる床版下面補強に関する研究、橋梁と基礎、1995-3

4) 西川和廣、神田昌幸、内田賢一：輪荷重走行試験機による道路橋床版の疲労試験、土木学会第51回年次学術講演会,1996

5) 高井　剣・松井繁之・林田充弘：「炭素繊維シートによる床版補強に関する研究」，土木学会第52回年次学術講演会,1997

6) 西川和廣、神田昌幸、内田賢一、淵上優子、宮崎和彦：炭素繊維シート接着工法による RC 床版の補強効果に関する実験的研究、土木学会第52回年次学術講演会,1997

7) 宇治公隆、西川和廣、内田賢一、松尾伸二：炭素繊維シートによる道路橋床版の補強に関する研究、コンクリート構造物の補強設計・施工の将来像シンポジウム論文集、土木学会、1998

8) 松尾伸二、西川和廣、内田賢一：炭素繊維シート接着工法による既設ＲＣ床版の疲労耐久性に関する研究、第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集、土木学会、1998

9) 建設省土木研究所、炭素繊維補修・補強工法技術研究会：　「コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書（Ⅰ）―炭素繊維シート接着工法によるコンクリート部材の補強効果に関する研究―」　共同研究報告書　整理番号第220号 1999.3