

コンクリート橋の設計・施工の 省力化に関する共同研究報告書(Ⅱ)

－ P C 合成げた橋（P C 合成床版タイプ）に関する研究－

平成10年12月

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

Copyright © (1998) 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。

コンクリート橋の設計・施工の 省力化に関する共同研究報告書（Ⅱ）

—— PC合成げた橋（PC合成床版タイプ）に関する研究 ——

建設省土木研究所		
構造橋梁部	部長	岡原 美知夫
現（社）全国地質調査業協会連合会		
	専務理事	藤城 泰行
構造橋梁部 橋梁研究室	室長	西川 和廣
現 都市局 街路課	課長補佐	神田 昌幸
構造橋梁部 橋梁研究室	研究員	内田 賢一
〃	研究員	廣松 新
現 企画部 国際研究協力推進室	国際係	長屋 優子
構造橋梁部 橋梁研究室	研究員	宮崎 和彦
〃	交流研究員	管谷 晃彦
（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会		
	徳良 賢一	伊澤 亮
	石川 善信	岩本 久信
	梅田 順治	春日 昭夫
	近藤 真一	澤田 浩昭
	清水 俊一	中條 友義
	中村 一樹	野村 貞広
	林下 敦	深山 清六
	山根 隆志	渡辺 浩良

要 旨

PC橋の施工の省力化と建設コストの縮減を目的としてPC合成げた橋（PC合成床版タイプ）が提案されている。この構造では、PC板を床版底面の埋設型枠として現場打設のRC部と合成させ、PC合成床版として兼用する。これにより吊足場や型枠の組払いがほとんど省略でき、従来の形式に比べて施工性や安全性が向上すると考えられる。

PC合成げた橋（PC合成床版タイプ）の構造は、床版部において橋軸方向に配置されるPC板相互に継目を有し、またPC板のかかり部である主げた上フランジには切欠部を有する。このような従来形式とは異なる部分の耐荷力や疲労耐久性については不明確である。また、床版と主げた上フランジとの結合面の水平せん断耐力についても確認しておく必要もある。

本研究では、PC合成床版の疲労耐久性と、主げた上フランジ切欠部の施工時・完成時の耐荷力、およびけたと床版の結合面における水平せん断耐力に関して実験、検討を行った。

本報告書はこれらの実験結果と本構造に関する設計・施工指針（案）を取りまとめたものである。

キーワード：省力化，PC合成げた橋，PC合成床版，耐久性，輪荷重走行試験，ずれ止め鉄筋

目 次

1. まえがき	1
2. 研究目的	2
3. 床版部疲労耐久性確認試験	4
3. 1 目的	4
3. 2 試験方法	5
3.2.1 試験供試体	5
3.2.2 使用材料	10
3.2.3 載荷方法および計測方法	11
3. 3 試験結果	21
3.3.1 鉛直変位	21
3.3.2 ひびわれ	23
3.3.3 破壊状況	31
3.3.4 鉄筋の応力度	34
3.3.5 PC板の挙動	36
3. 4 まとめ	38
4. 切欠部耐荷性能試験	39
4. 1 目的	39
4. 2 試験方法	40
4.2.1 試験供試体	40
4.2.2 使用材料	46
4.2.3 載荷方法および計測方法	47
4. 3 試験結果	52
4.3.1 切欠部載荷試験	52
4.3.2 繰り返し載荷試験	58
4. 4 まとめ	64
5. 水平せん断強度確認試験	65
5. 1 目的	65
5. 2 試験方法	66
5.2.1 試験供試体	66
5.2.2 使用材料	74
5.2.3 載荷方法および計測方法	79
5. 3 試験結果	89
5.3.1 プッシュオフ試験	89
5.3.2 はり載荷試験	107
5.3.3 実験値の補正	120
5.3.4 水平せん断強度の実験結果と国内外の許容応力度との比較 およびずれ止め鉄筋比の関係	124
5.3.5 ずれ破壊挙動について	128

5. 4 まとめ	131
6. PC合成げた橋（PC合成床版タイプ）の設計・施工指針（案）	133
6. 1 総則	133
6. 1. 1 適用の範囲	133
6. 1. 2 用語の定義	133
6. 2 材料および許容応力度	134
6. 2. 1 材料の品質	134
6. 2. 2 設計計算に用いる物理定数	135
6. 2. 3 許容応力度	136
6. 3 荷重	138
6. 3. 1 荷重の種類	138
6. 3. 2 荷重の組合せ	138
6. 4 設計に関する一般事項	139
6. 4. 1 一般	139
6. 4. 2 斜橋・曲線橋への対応	139
6. 4. 3 連続化への対応	140
6. 4. 4 プレキャストセグメント橋への対応	140
6. 5 PC板の設計	141
6. 5. 1 一般	141
6. 5. 2 PC板の支間長	141
6. 5. 3 PC板の配置	142
6. 5. 4 施工時に対する検討	142
6. 5. 5 構造細目	143
6. 6 PC合成床版の設計	146
6. 6. 1 一般	146
6. 6. 2 支間および設計曲げモーメント	146
6. 6. 3 曲げに対する検討	148
6. 6. 4 構造細目	149
6. 7 主げたの設計	151
6. 7. 1 一般	151
6. 7. 2 合成げたの有効断面	152
6. 7. 3 けたと床版の結合	154
6. 7. 4 構造細目	156
6. 8 横げたの設計	157
6. 8. 1 一般	157
6. 8. 2 支点横げたの設計	157
6. 8. 3 中間横げたの設計	159
6. 9 施工	160
6. 9. 1 一般	160
6. 9. 2 主げたの製作	161
6. 9. 3 プレキャストセグメントの吊上げおよび運搬	161
6. 9. 4 プレキャストセグメントの接合	161
6. 9. 5 主げたの架設	161
6. 9. 6 横げたの施工	163

6.9.7 P C板の製造	164
6.9.8 P C板の運搬および敷設	168
6.9.9 P C合成床版の施工	174
7. あとがき	175
8. 参考文献	177
付録ー1 輪荷重走行試験	ー 動的変位データ計測結果 ー ... 179
付録ー2 輪荷重走行試験	ー 静的変位データ計測結果 ー ... 185
付録ー3 輪荷重走行試験	ー 主ひずみ分布図 ー ... 195
付録ー4 輪荷重走行試験	ー ひびわれ図 (C C Dカメラ) ー ... 201
付録ー5 切欠部耐荷性能試験 (静的載荷試験)	ー 変位データ計測結果 ー ... 207
付録ー6 切欠部耐荷性能試験 (静的載荷試験)	ー 主ひずみ分布図 ー ... 211
付録ー7 切欠部耐荷性能試験 (繰り返し載荷試験)	ー 静的変位計測結果 ー ... 215
付録ー8 切欠部耐荷性能試験 (繰り返し載荷試験)	ー 主ひずみ分布図 ー繰り返し載荷時... 217
付録ー9 切欠部耐荷性能試験 (繰り返し載荷試験)	ー 主ひずみ分布図 ー静的載荷時 ... 221
付録ー10 水平せん断強度確認試験 (プッシュオフ試験)	載荷荷重ー開き量、ずれ量、鉄筋ひずみ量の関係 ... 223
付録ー11 水平せん断強度確認試験 (プッシュオフ試験)	コンクリート3軸ひずみゲージの計測結果を用い計算した水平せん断強度 ... 229
付録ー12 水平せん断強度確認試験 (プッシュオフ試験)	ー ひびわれ図 ー ... 231
付録ー13 水平せん断強度確認試験 (はり載荷試験)	ー たわみ図 ー ... 239
付録ー14 水平せん断強度確認試験 (はり載荷試験)	ー載荷荷重ー鉛直方向応力度 σ_y ー ... 241
付録ー15 水平せん断強度確認試験 (はり載荷試験)	ーコンクリート主ひずみ図ー ... 245
付録ー16 水平せん断強度確認試験 (はり載荷試験)	ー載荷荷重ーコンクリート軸ひずみ図, 引張主鉄筋ひずみ図ー ... 251
付録ー17 水平せん断強度確認試験 (はり載荷試験)	ー ひびわれ図 ー ... 255

1. まえがき

現在我が国では高齢化、土木の施工現場における技能労働者の減少が進行中であり、今後ますます労働事情は厳しくなると考えられる。また、高齢化社会に向けての社会資本整備強化の必要性等も含めて、建設現場での施工の省力化や道路管理上のメンテナンスの合理化に関して種々の技術開発が産・官・学それぞれで進められている。また公共工事のコスト縮減については、我が国の重要な施策として掲げられており、建設省の2回の行動計画（平成6年12月、平成9年4月）、政府の行動指針（平成9年4月）として策定された。

建設省土木研究所と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会は、表題に掲げた研究テーマ「コンクリート橋の設計・施工の省力化」に関して平成6年度より共同研究を行ってきた。

平成6～7年度においては、コンクリート橋の施工の省力化を目的に、まず、施工件数の多いプレストレストコンクリート（以降PCとする）Tげた橋に着目することが有効であると考え、床版厚の増加や横締めプレストレスの増加等による中間横げたの減少、省略に関する研究¹⁾を行った。この研究成果は、道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編（以降道示Ⅲとする）（平成8年12月刊行）においても取り入れられている。

また、平成7～9年度においては、施工の省力化と建設コスト縮減を図るために、合成げたとPC板を利用した構造を有するPC合成げた橋（PC合成床版タイプ）について検討することとした。これまでに国内で施工されてきた従来タイプの合成げた橋（RC床版タイプ）は型枠の設置等の施工面で大きな労力を要していた。今回検討した構造はこうした点を大幅に改善し、現場作業の省力化を可能とし建設コストの縮減を実現できる構造として期待できるものである。

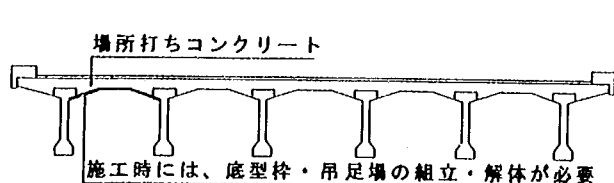
本共同研究では、省力化と建設コスト縮減を目的として、平成7年度から9年度にかけてPC合成げた橋（PC合成床版タイプ）の提案を行い、この構造に関する検討を実験および解析により行った。本報告書はその結果をとりまとめたものである。

2. 研究目的

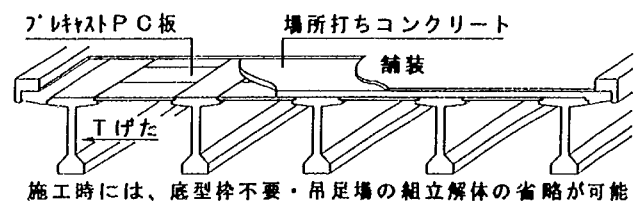
平成6年12月に「公共工事の建設費の縮減に関する行動計画」が建設省で策定、公表され、縮減策として①資材費の低減②生産性の向上③技術開発に分類し、設計から維持管理までを含めたトータルコストでの検討を喚起している。PCTげた橋においても合理的で耐久性に富む構造について開発する必要に迫られている。本共同研究では平成6～7年度に中間横げたの省略あるいは減少が可能であることを確認したが、さらにPCTげた橋の省力化とコスト縮減を指向したPC合成げた橋（PC合成床版タイプ）の構造に関して実験および解析を行うこととした。このPC合成げた橋（PC合成床版タイプ）は、主げたであるTげたを架設後、隣接する主げた間にPC板を敷設し、その上に場所打ちコンクリートを打設する構造で、従来のPC合成げた橋構造で必要とされる床版の底版型枠の組立およびそれに伴う仮設吊足場を省略することができる。また、PC板と場所打ちコンクリートが一体となって挙動し、後死荷重および活荷重に抵抗するPC合成床版を用いて床版支間を大きくすることにより、主げたの少数化を図ることも可能となる。図-2.1にPC合成げた橋の断面図を示す。

PC板を埋設型枠として使用する構造の研究は以前から行われており、その結果はコンクリートライブラリー第62号³⁾にまとめられている。この中では、定点繰返し試験によって床版に生じる疲労に関する研究も行われているが、最近の研究から床版の疲労は輪荷重の走行による載荷によって、より実橋に近い形で破壊までのメカニズムを解明できることがわかってきた。

また、ライブラリーではPC板支持部についてPC板のかかり長が2.5cm以上あればPC板自体は十分な疲労耐久性があることを確認している。しかし、PCTげたの上フランジ切り欠き部側の耐力等から決定される最小かかり長については言及されていない。これはライブラリーでは主げたは鋼げたやPCIげたを想定しており、主げたのPC板支持部は十分な耐荷力や疲労耐久性があることが予想されるためである。これに対し、PC合成げた橋（PC合成床版タイプ）の構造は、PC板の支持部をPCTげた上フランジ端部を切り欠いた部分としているため、従来構造と比較して薄く、PC板の支持部に関して確認を行う必要があると考えられる。



(a) RC床版タイプ



(b) PC合成床版タイプ

図-2.1 PC合成げた橋断面図

さらに、道示Ⅲコンクリート橋編 9 章合成げた橋には「ずれ止め鉄筋が最小鉄筋量の場合のコンクリートの許容せん断応力度を 5kgf/cm^2 とする」こと、「ずれ止め鉄筋の鉄筋量は、けたと床版の結合面の面積の0.2%以上としなければならない」ことが明記されている。しかし、結合面を有するコンクリート部材の水平せん断強度に関しては不明な点が残されている。また、ずれ止め鉄筋量の最小値として道示で規定している結合面積の0.2%は、海外の研究結果および規定を参考にすると安全側の値であるため、鉄筋量を減少させることにより省力化、省コスト化できる可能性があると考えられる。

そこで、P C合成げた橋（P C合成床版タイプ）の構造特性を明らかにするため、以下の項目について検討を行うこととした。

- 1) P C合成床版の疲労耐久性に関する評価
- 2) P C板支持部であるTげた上フランジの切り欠き部の耐荷力および耐久性に関する評価
- 3) P C主げたと場所打ちコンクリート床版の打継目の水平せん断強度の評価

以上の項目について、模型供試体を用いた載荷試験を実施し、F E M解析等の検討を含めP C合成げた橋（P C合成床版タイプ）の挙動の確認を行った。さらに、本構造に関する設計施工指針（案）を作成した。

3. 床版部疲労耐久性確認試験

3. 1 目的

過去の研究²⁾では、P C合成げた橋(P C合成床版タイプ)の床版部は、床版支間中央部付近においてP C板と場所打ちコンクリートが接合した構造となっており、P C板上面の接合面に適切な凹凸を設けることにより合成された床版として挙動することが確認されている。ここで、床版支間方向にはP C板と場所打ちコンクリートは合成された断面となっているが、床版支間直角方向に見た場合には、P C板の継目位置(通常1 mごと)では場所打ち鉄筋コンクリート断面構造となっているため、この部分は床版の弱点となることが懸念される。一方、道示Ⅲ5. 4床版の最小全厚では、今回提案する構造のように床版支間直角方向に継目を有する床版については言及されていないが、過去の研究²⁾では、一体の版として挙動し、かつ十分な疲労耐力を有していることが実験的研究により確認されている。

これらの研究成果は、静的耐力に関する実験や定点での疲労試験により確認されたものであるが、近年の研究では、床版の損傷は走行する輪荷重による疲労現象に起因するものと報告されている。そのため、P C板と場所打ちコンクリートとの接合面の付着性状や、隣接するP C板との継目部の疲労耐久性を確認するために、平成7年度に土木研究所に設置された輪荷重走行試験機を用いて疲労試験を行うこととした。

対象とする床版は、①基準供試体として平成8年道示に従ったR C床版、②道示に規定されている最小床版厚を満足するP C合成床版、並びに、③最小床版厚の規定を満足しないP C合成床版の適用の可能性を確認するために床版厚を3 cm減少させたP C合成床版の3体とし、比較検討するものとした。

3. 2 試験方法

3.2.1 試験供試体

P C合成床版の疲労耐力の検証を行うために、平成8年道示に準じて製作したR C床版供試体とP C合成床版供試体に対して輪荷重走行試験を行った。供試体は、実橋における床版支間3mの連続版として設計し、同程度の断面力が作用する支間2.5mの単純版として載荷試験を行うこととした。各供試体の諸元と場所打ちコンクリート部のコンクリートおよび鉄筋応力度を表-3.2.1に、形状、寸法および鉄筋配置を図-3.2.1～図-3.2.4に示す。P C合成床版供試体(その1)は「道路橋P C合成床版工法 設計施工便覧」(平成6年8月、P C合成床版協会発刊)に従って設計を行った供試体とし、P C合成床版供試体(その2)は場所打ちコンクリート厚の影響を確認するために、P C合成床版供試体(その1)の場所打ちコンクリート部の床版厚を3cm減じ同量の鉄筋量を配置したタイプとした。これらのP C合成床版供試体を現行のR C床版供試体と比較することにより、P C合成床版の疲労耐久性の確認を行った。

P C合成床版供試体のP C板部分は、場所打ちコンクリートおよびP C板の自重と作業荷重に対して施工時の検討も行った。また、P C合成床版は床版支間方向にはP C板と場所打ちコンクリート部が合成した構造として、床版支間直角方向にはP C板継目部を想定し場所打ち床版部のみの構造として設計した。なお、床版支間直角方向の検討の際にはP C合成床版供試体(その1)の鉄筋の許容応力度は 140N/mm^2 (1400kgf/cm^2)とした。これにより、同量の鉄筋量で床版厚を減少したP C合成床版供試体(その2)のコンクリートおよび鉄筋に発生する応力度は表-3.2.1に示すようにそれぞれ 12.3N/mm^2 (126kgf/cm^2)、 169.0N/mm^2 (1725kgf/cm^2)となり、許容応力度を超える応力度が発生した。R C床版供試体は鉄筋コンクリート床版として設計することとし、鉄筋量は道示で規定されている許容応力度 140N/mm^2 (1400kgf/cm^2)に 20N/mm^2 (200kgf/cm^2)程度の余裕を考慮して決定した。P C合成床版供試体はP C板の製作、場所打ちコンクリート部の打設の順に行った。P C板の製作はプレテンション方式でP C鋼材を緊張し、鉄筋および型枠を組み立てコンクリートを打設した。この時、コンクリート表面には打継目の付着性状が向上するように高さ4mm程度の凹凸を設けた。コンクリートを蒸気養生して圧縮強度が 35N/mm^2 (350kgf/cm^2)以上発現したことを確認した後、緊張力を解放してプレストレスを導入した。設計で考慮した養生期間後、実橋の床版工と同等になるように両端部のみで支持したP C板を4枚隣接して敷設し、場所打ちコンクリート部の製作を行った。場所打ちコンクリート部の製作はP C板を底版型枠とし鉄筋を配置し側枠を組み立てコンクリートの打設を行った。

表-3.2.1 供試体諸元

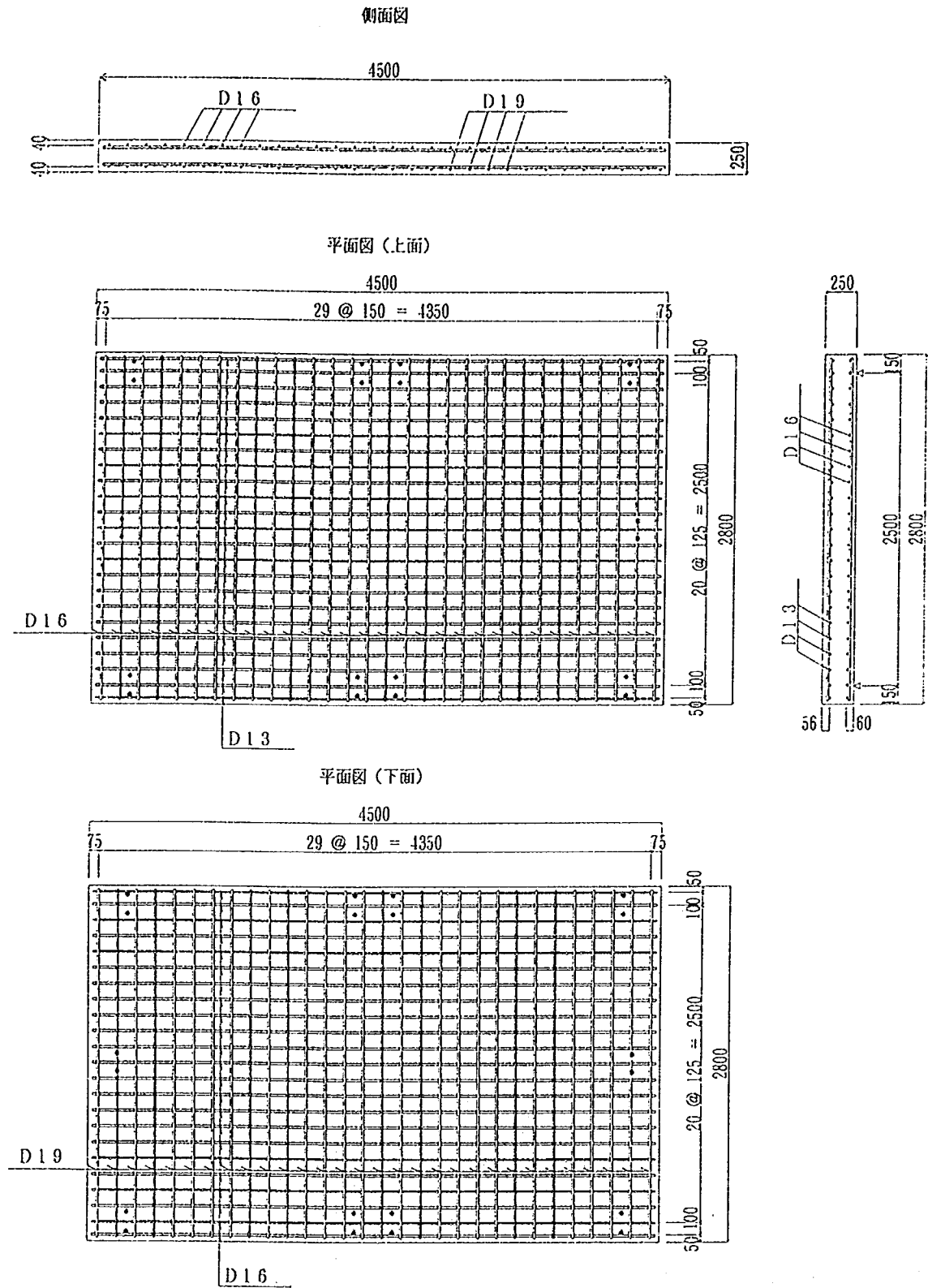
供試体名	適用 示方書等	寸法(cm)	支間 (cm)	主鉄筋(cm)			配鉄筋(cm)			計算応力度(N/mm^2)		備 考
				径	有効高	間 隔	径	有効高	間 隔	コンクリート	鉄 筋	
R C 床 版	平成8年道示	280×450 $\times 25$	250	D19 (D16)	20.5 (4.3)	15.0 (15.0)	D16 (D13)	18.8 (5.8)	12.5 (12.5)	5.4 [4.3]	119 [101]	基準供試体
P C合成床版 (その1)	P C合成床版 設計施工便覧	280×450 $\times 25$	250	D16 (D16)	13.0 (4.3)	15.0 (15.0)	D19 (D13)	13.0 (5.8)	15.0 (15.0)	— [7.8]	— [128]	P C板使用 (8cm厚)
P C合成床版 (その2)	—	280×450 $\times 22$	250	D16 (D16)	10.0 (4.3)	15.0 (15.0)	D19 (D13)	10.0 (5.8)	15.0 (15.0)	— [12.3]	— [169]	P C板使用 (8cm厚)

注1)主鉄筋、配鉄筋中の()内の値は場所打ち部上側の配置を示す。

注2)コンクリートおよび鉄筋応力度の値は床版支間方向の応力度を、[]内の値は橋軸方向の応力度を示す。

注3)P C鋼材の偏心量はP C合成床版(その1)は1mm、P C合成床版(その2)は4mmでどちらもフルプレストレスとして設計した。

注4)P C合成床版(その2)はほぼP C合成床版設計施工便覧に従っているが、版厚、鉄筋応力度等の規定は満足していない。



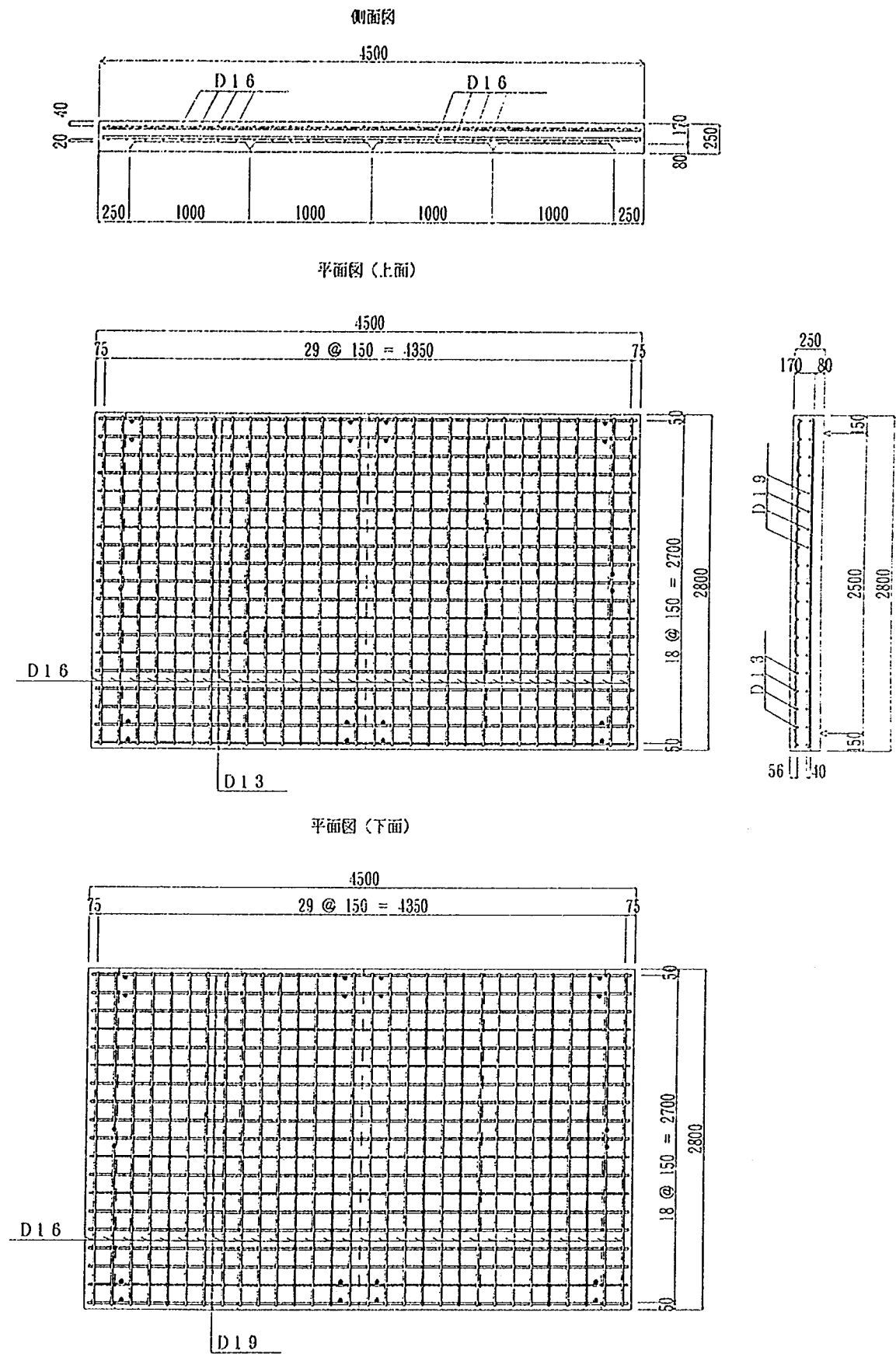


図-3.2.2 供試体詳細図(PC合成床版供試体(その1)) (単位 mm)

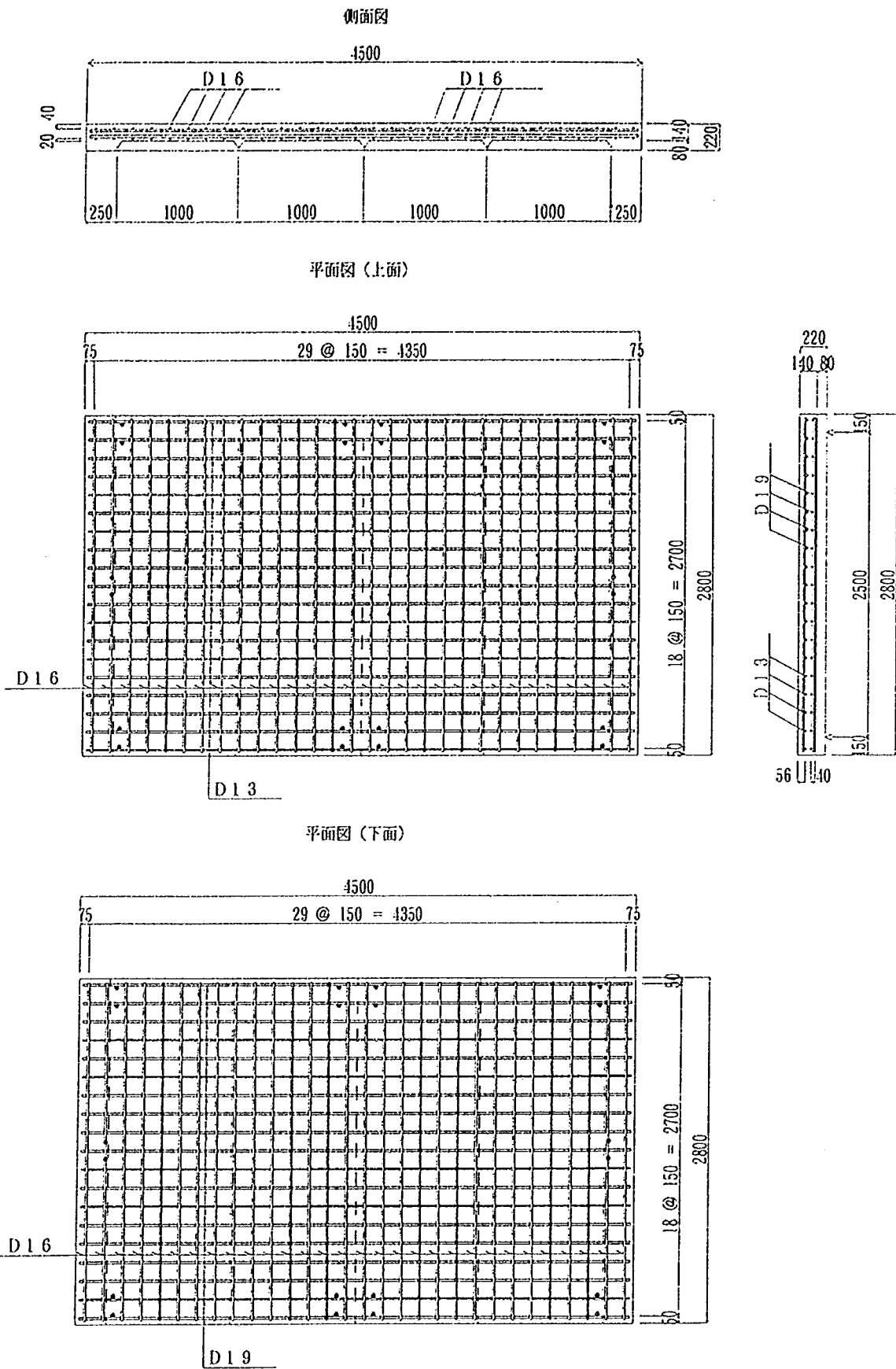


図-3.2.3 供試体詳細図(PC合成床版供試体(その2)) (単位 mm)

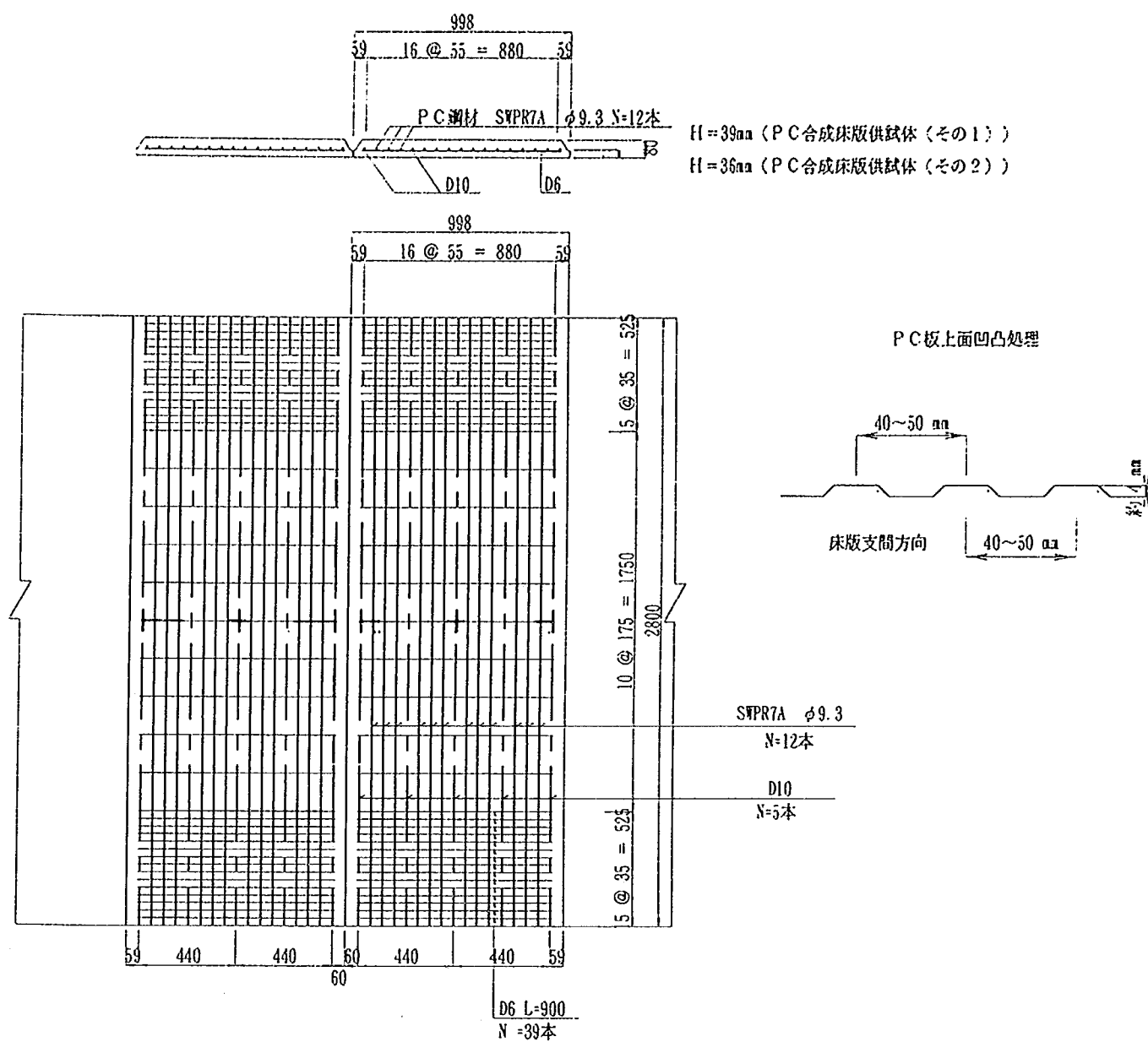


図-3.2.4 供試体詳細図(P C板) (単位 mm)

3.2.2 使用材料

供試体に使用するコンクリートは、P C合成げた橋に一般的に用いられる材料と同等のものとした。P C板に使用するコンクリートは、早強ポルトランドセメント、設計基準強度 50N/mm^2 (500kgf/cm^2)とした。また、場所打ちコンクリートも早強ポルトランドセメントを使用し、P C合成床版の場所打ち部については、設計基準強度 30N/mm^2 (300kgf/cm^2)、R C床版供試体については、設計基準強度 24N/mm^2 (240kgf/cm^2)とした。表-3.2.2に供試体製作に使用するコンクリートの示方配合を、表-3.2.3に硬化コンクリートの力学的性質を示す。また、鋼材の力学的性質を表-3.2.4に示す。

表-3.2.2 コンクリートの示方配合

打設箇所	設計基準強度 (N/mm^2)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量(kg/m^3)				
							水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 R
R C 床 版	24	15	6.0	3.0	71.0	46.0	164	231	872	1,047	2.19
P C合成床版 (P C板)	50	15	6.0	3.0	43.0	43.0	161	374	769	1,042	3.55
P C合成床版 (R C部)	30	15	6.0	3.0	60.0	47.0	164	273	875	1,010	2.59

表-3.2.3 硬化コンクリートの力学的性質

試験供試体	対象となる コンクリート	材 令 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	ポアソン比
R C床版供試体	場所打ちコンクリート部	18	27.0	2.3	2.42	0.168
P C合成床版	P C板	63	50.1	3.3	3.22	0.193
供試体(その1)	場所打ちコンクリート部	35	32.6	3.2	2.25	0.151
P C合成床版	P C板	38	49.0	3.7	3.23	0.139
供試体(その2)	場所打ちコンクリート部	28	30.4	2.0	2.65	0.172

表-3.2.4 鋼材の力学的性質

種 類	径	降 伏 点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)	伸 び (%)
鉄筋(SD295A)	D 6	361 (-)	507 (520)	1.68 (1.73)	18.8 (17.8)
	D10	358 (341)	521 (499)	1.78 (1.67)	22.6 (18.0)
	D13	331 (329)	474 (500)	1.78 (1.61)	23.2 (19.3)
	D16	347 (334)	508 (500)	1.80 (1.67)	20.7 (20.1)
	D19	353 (341)	533 (525)	1.79 (1.64)	20.0 (20.2)
P C 鋼 線	1T9.3	1789 (-)	2051 (-)	2.17 (-)	- (-)

注) ()内はP C合成床版供試体(その2)の値を示す。

3.2.3 載荷方法および計測方法

(1) 載荷方法

載荷試験は建設省土木研究所の輪荷重走行試験機により行った。試験機の仕様を表-3.2.5に示す。今回の走行試験では、幅50cmの鉄輪が床版支間直角方向(実橋における橋軸方向)に供試体中央から±1.5mの範囲を回転速度25rpmにて走行するものとした。載荷試験の全景を写真-3.2.1に、輪荷重の走行モデル概念図を図-3.2.5に示す。載荷は道示に規定されたT荷重の片輪に相当する50cm×20cmと同等の面積となるように、供試体の上面に鋼製ブロックとゴム板を配置し、その上を鉄輪が走行する構造となっている。これにより供試体の凹凸に対し局部的に荷重が集中しない構造となっている。また、本試験機では床版長を4.5mとしており、輪荷重走行方向の供試体端部に横桁を配置した構造となっている。

荷重の載荷方法を図-3.2.6に示す。初期荷重は157kN(16tf)で、4万回走行ごとに順次19.6kN(2tf)ずつ走行荷重を増加させ最大荷重は392kN(40tf)とした。試験手順は図-3.2.7に示すフローチャートに従った。

表-3.2.5 輪荷重走行試験機の仕様

項 目	仕 様
試 験 機 寸 法	フ レ ー ム：高さ約5m、長さ約8m フライホイール：直径3.5m、重さ98kN(10tf)
供 試 体 最 大 寸 法	幅3.0m×長さ4.5m×厚さ0.35m(床版) 治具の取り替えによりけた部を含めた床版の実験も可能
車 輪 の 種 類	鉄 輪：直径700mm×幅300mm 鉄 輪：直径700mm×幅500mm ゴムタイヤ：9.00-R20-14PR相当(ダブル)
走 行 範 囲	±0.5/±1.0/±1.25/±1.5m
最 大 回 転 速 度	59.8/42.3/37.8/34.7 r p m
最 大 載 荷 力	走行時： 490kN(50tf) 停止時： 981kN(100tf)
最大鉛直載荷ストローク	200mm

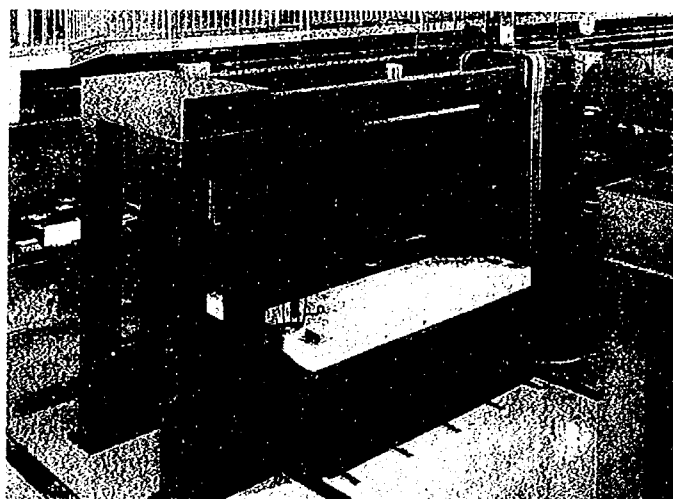


写真-3.2.1 載荷試験機全景

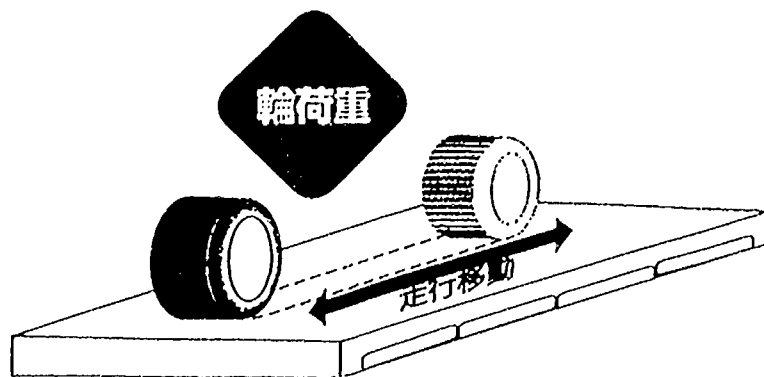


図-3.2.5 輪荷重走行モデル図

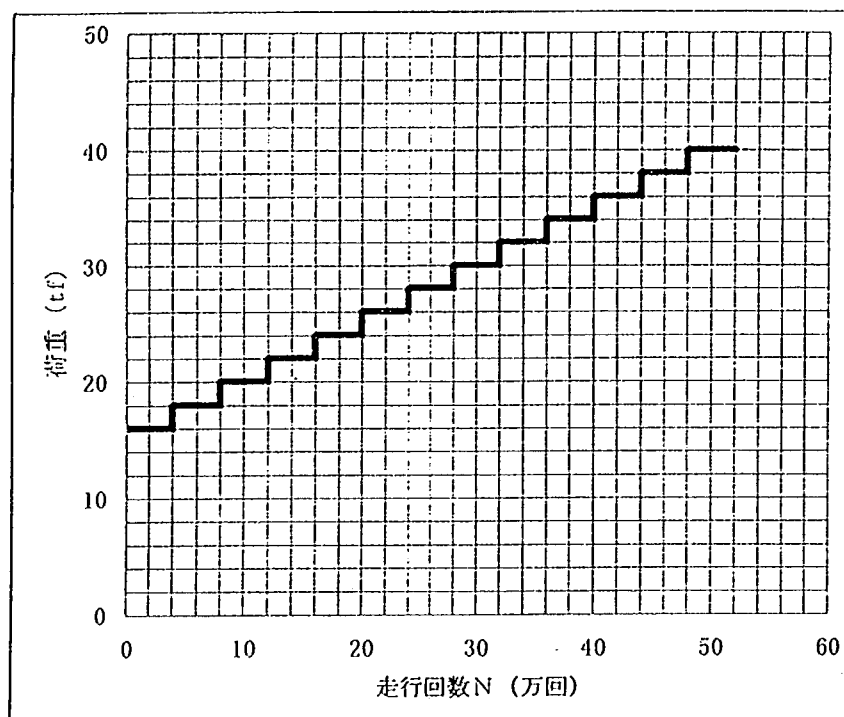


図-3.2.6 載荷方法

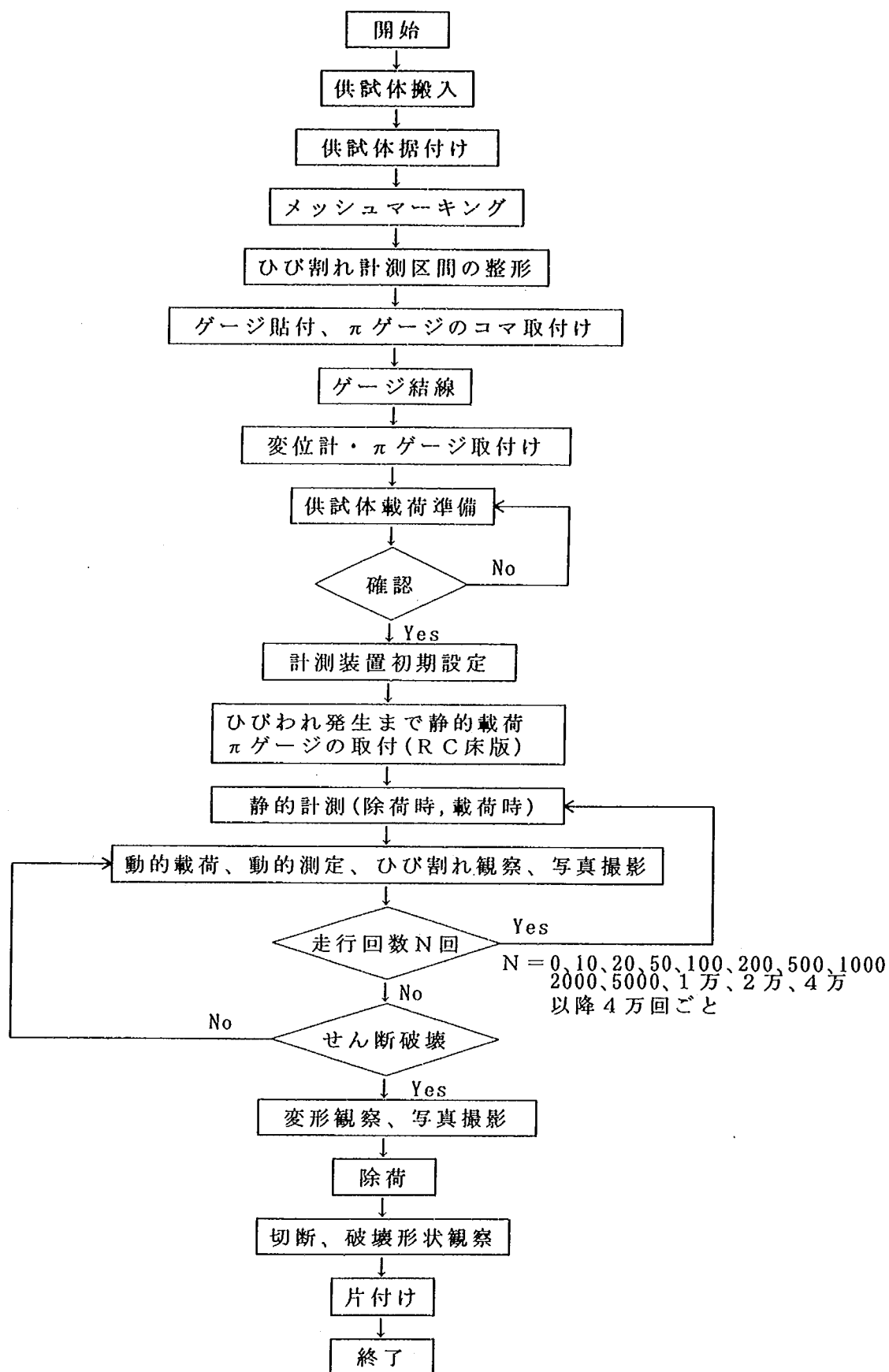


図-3.2.7 試験手順

(2) 計測方法

図-3.2.8にコンクリートのひずみゲージ、図-3.2.9に高感度変位計および π 型変位計、図-3.2.10～図-3.2.13に鉄筋のひずみゲージの取付位置を示す。また、RC床版供試体の π ゲージは静的に荷重を加えひびわれを発生させた後除荷し、ひびわれ位置に取り付けた。

建設省土木研究所の輪荷重走行試験機は、自動運転、データの自動計測が可能な性能を有しており、今回の試験においては以下の計測を行った。なお、動的計測は試験機に設置してあるA/D変換機を用いて、静的計測はデータロガーおよびCCDカメラ（ひびわれ状況、ひびわれ密度計測用）を用いて行った。

・主要位置での変位、ひずみの動的計測(計8点)

その内訳は、図-3.2.9に示すDH1～DH3の高感度変位計、PI2の π 型変位計(RC床版に対してはひびわれに対し3箇所計測した中の1箇所)、図-3.2.10～図-3.2.12に示すMR-3U、MR-3L、DB-4U(RC床版はDB-3U)、DB-4L(RC床版はDB-3L)の鉄筋ゲージである。

・変位、ひずみおよびひびわれ密度の静的計測

計測は、鉄輪にて供試体中央部にその走行回数時の荷重レベルを静的載荷した場合と除荷した場合の2ケースに対して行うこととし、計測間隔は輪荷重の走行回数が0、10、20、50、100、200、500、1000、2000、5000、1万、2万、4万、以降荷重増加直後(4万回ごと)とする。

コンクリートのひずみの計測は図-3.2.8に示すR1～R6、E1～E10(PC合成床版供試体(その2)ではE1～E8)を、供試体の変位の計測は図-3.2.9に示すD1～D12、PI1、PI2を、鉄筋のひずみの計測は図-3.2.10～図-3.2.12に示すMRおよびDBで示すゲージにより行った。ここでMRは床版支間方向の鉄筋のひずみを、DBは橋軸方向の鉄筋のひずみを計測することとし、上筋の計測は末尾にUを、下筋の計測は末尾にLを付けて示した。ここで、鉄筋のひずみゲージには動的計測と同じ番号のものがあるが同じ鉄筋断面对称の位置に貼付した別個のゲージとした。また、PC板の主筋、配力筋ひずみの計測は図-3.2.13のMR、DBで示した鉄筋ゲージにより行った。

・供試体表面および切断面に生じたひびわれの観察

供試体表面の観察は、走行回数1000、5000、1万、以降約6万回程度ごとに、切断面の観察は試験終了後に行った。

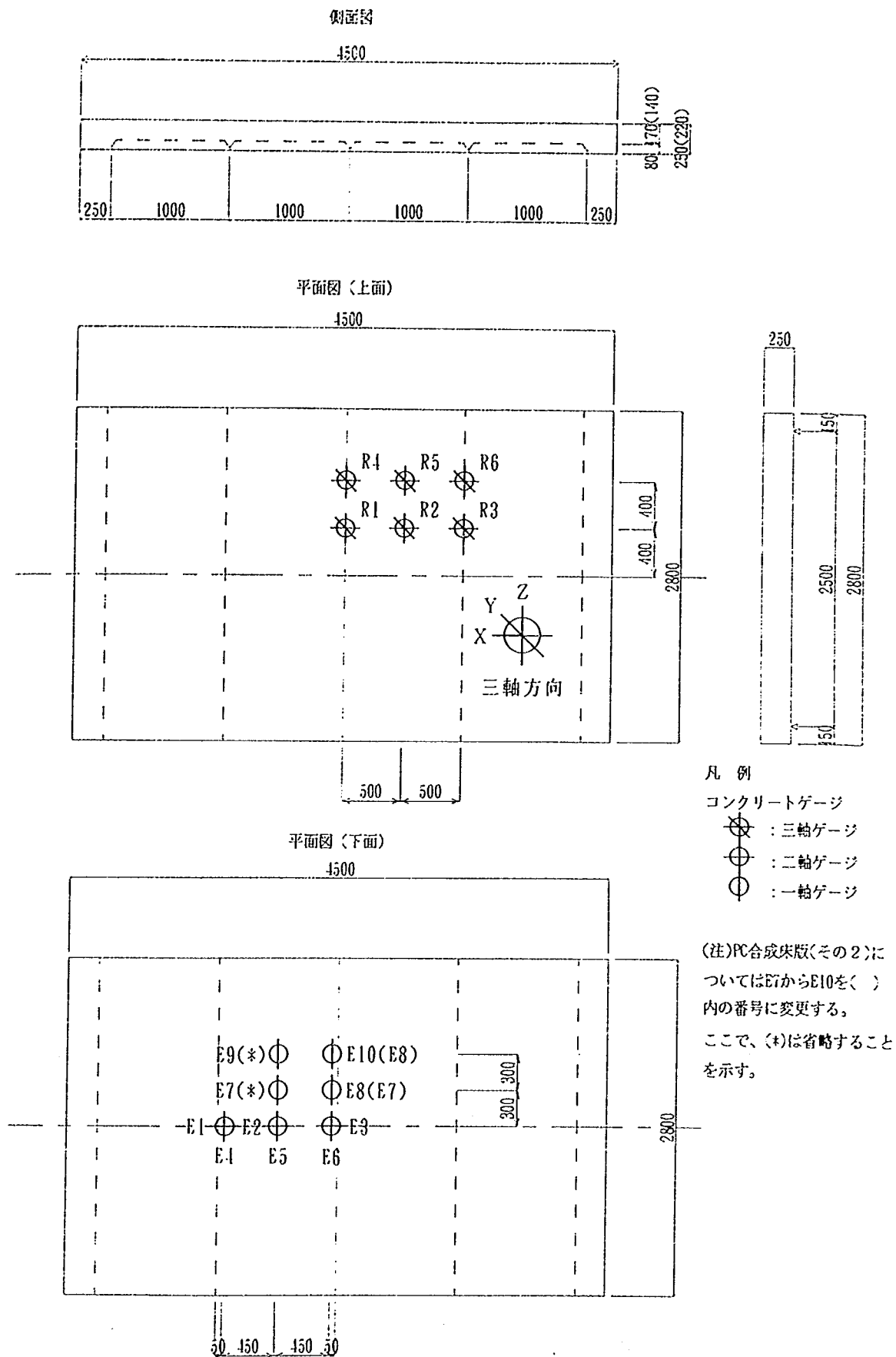


図-3.2.8 コンクリートゲージ取付位置図 (単位 mm)

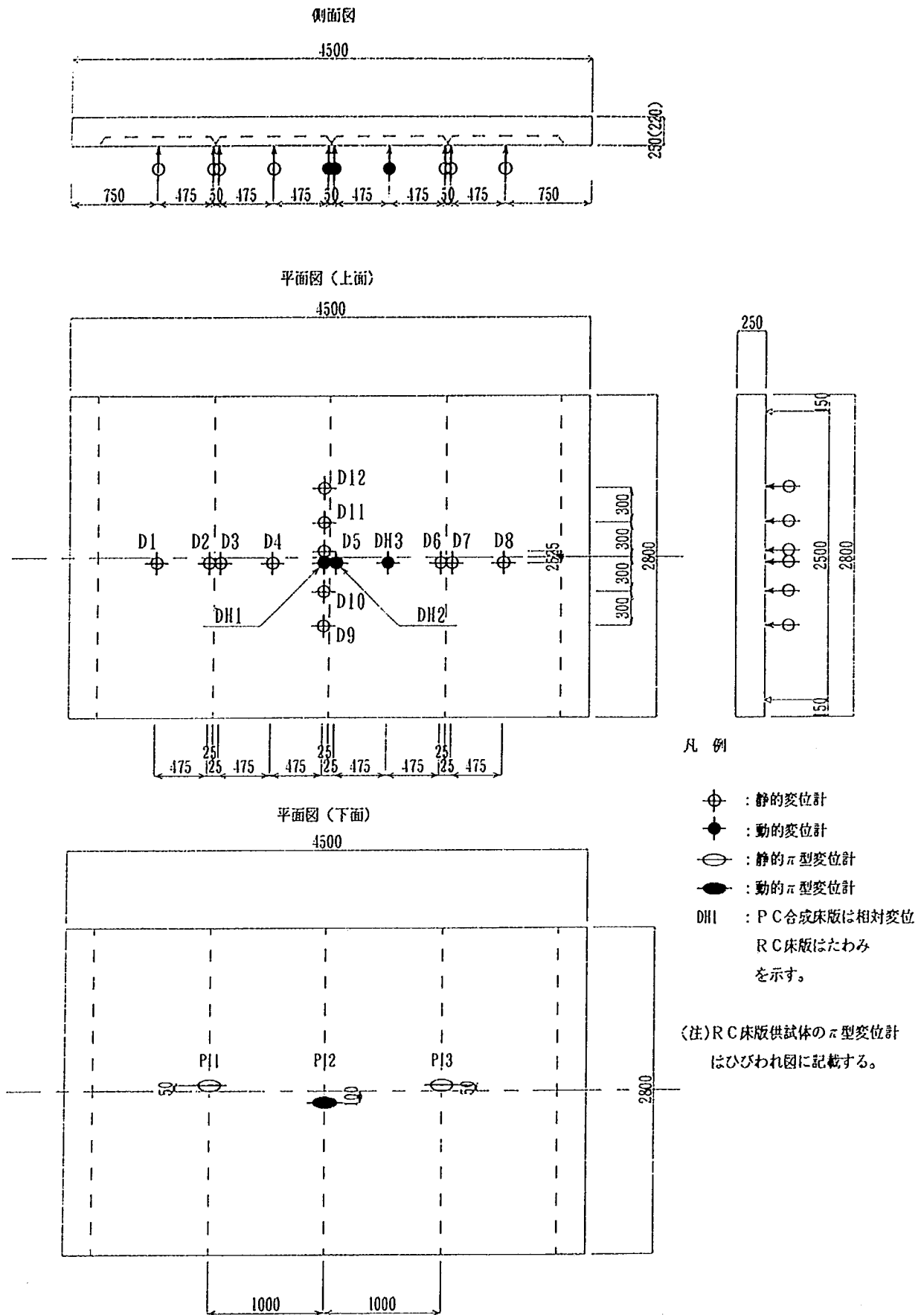


図-3.2.9 高感度変位計および π 型変位計取付位置図 (単位 mm)

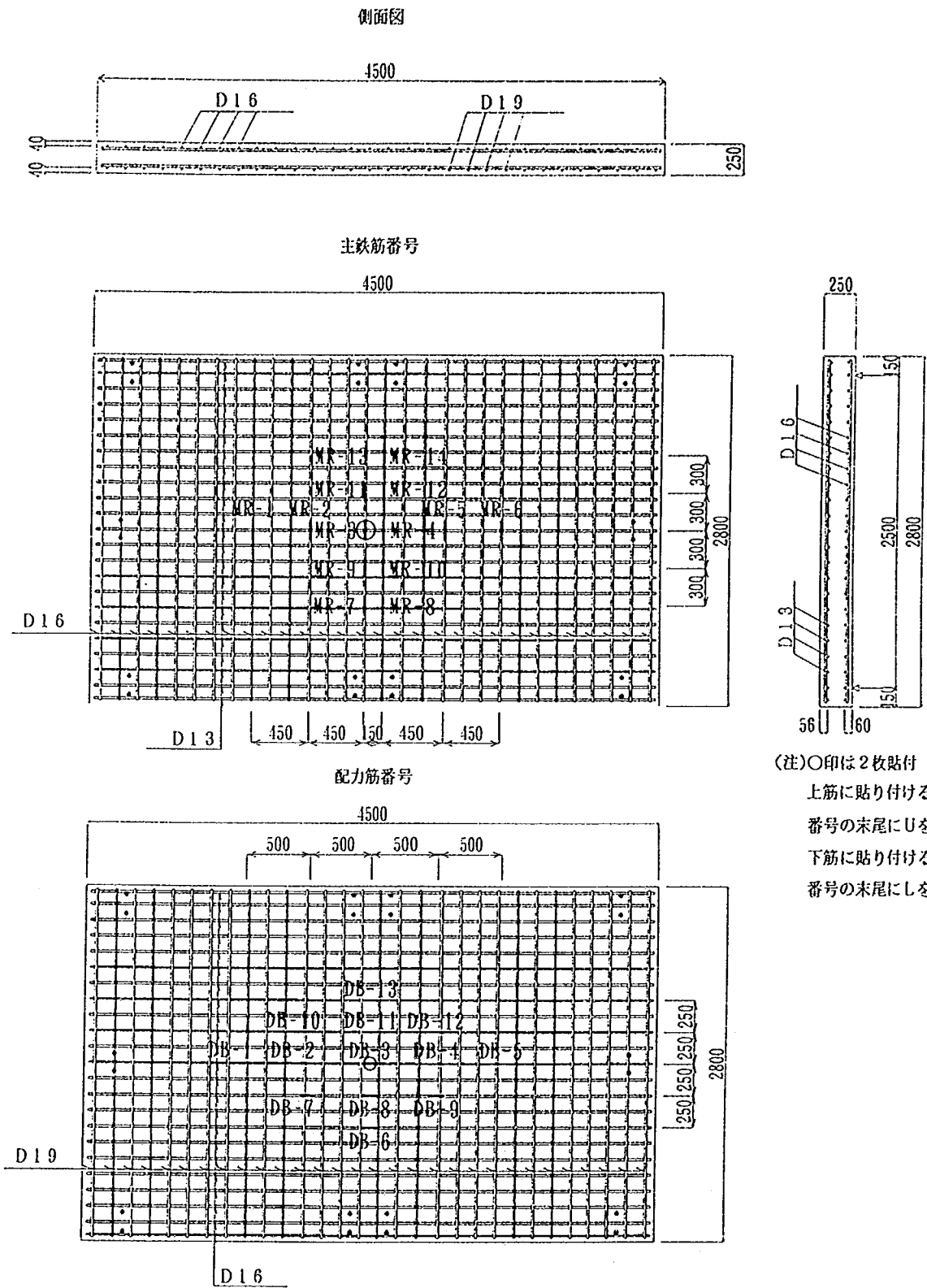


図-3.2.10 鉄筋ゲージ取付位置図 (RC床版供試体) (単位 mm)

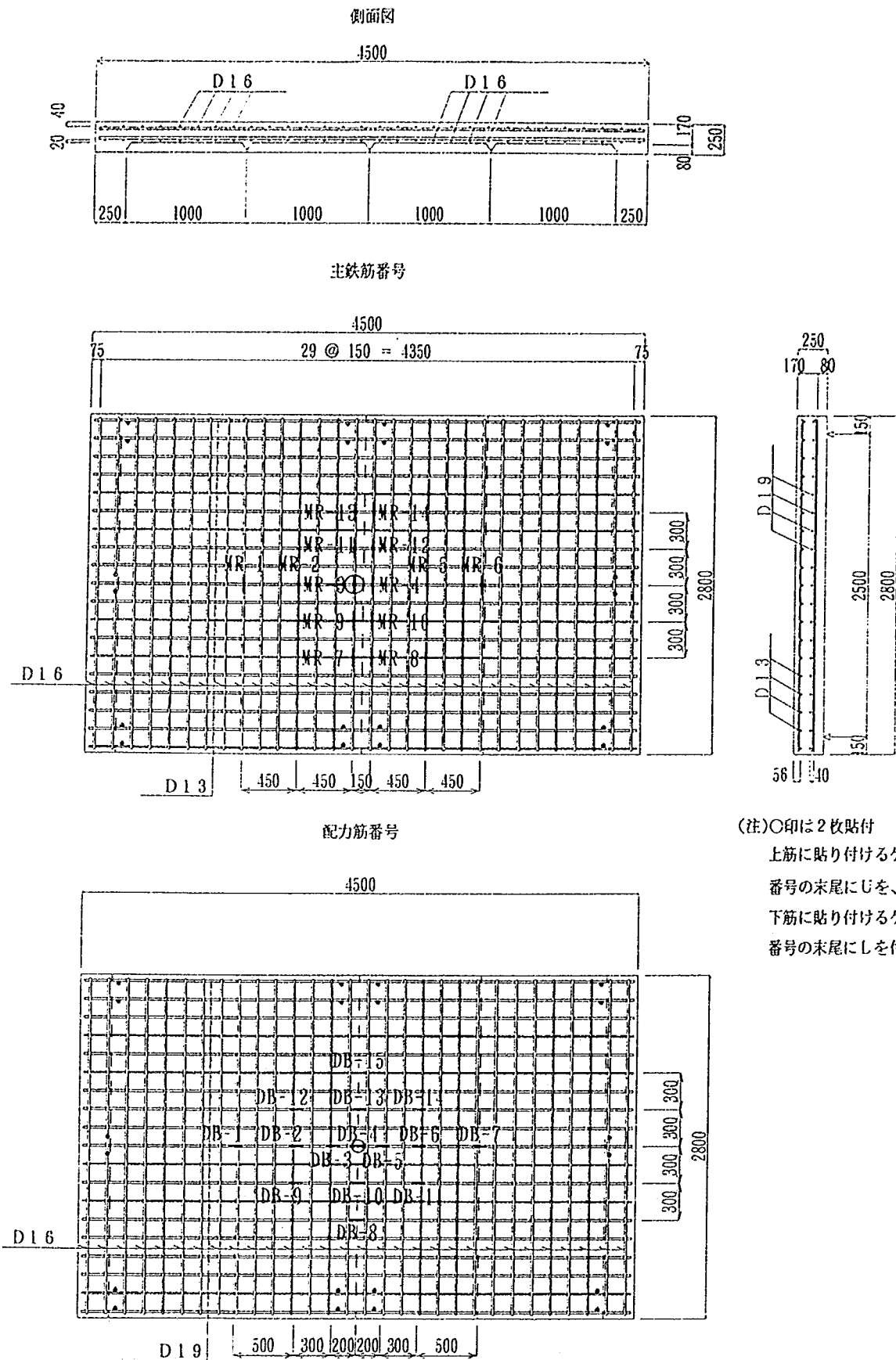


図-3.2.11 鉄筋ゲージ取付位置図（PC合成床版供試体（その1））（単位 mm）

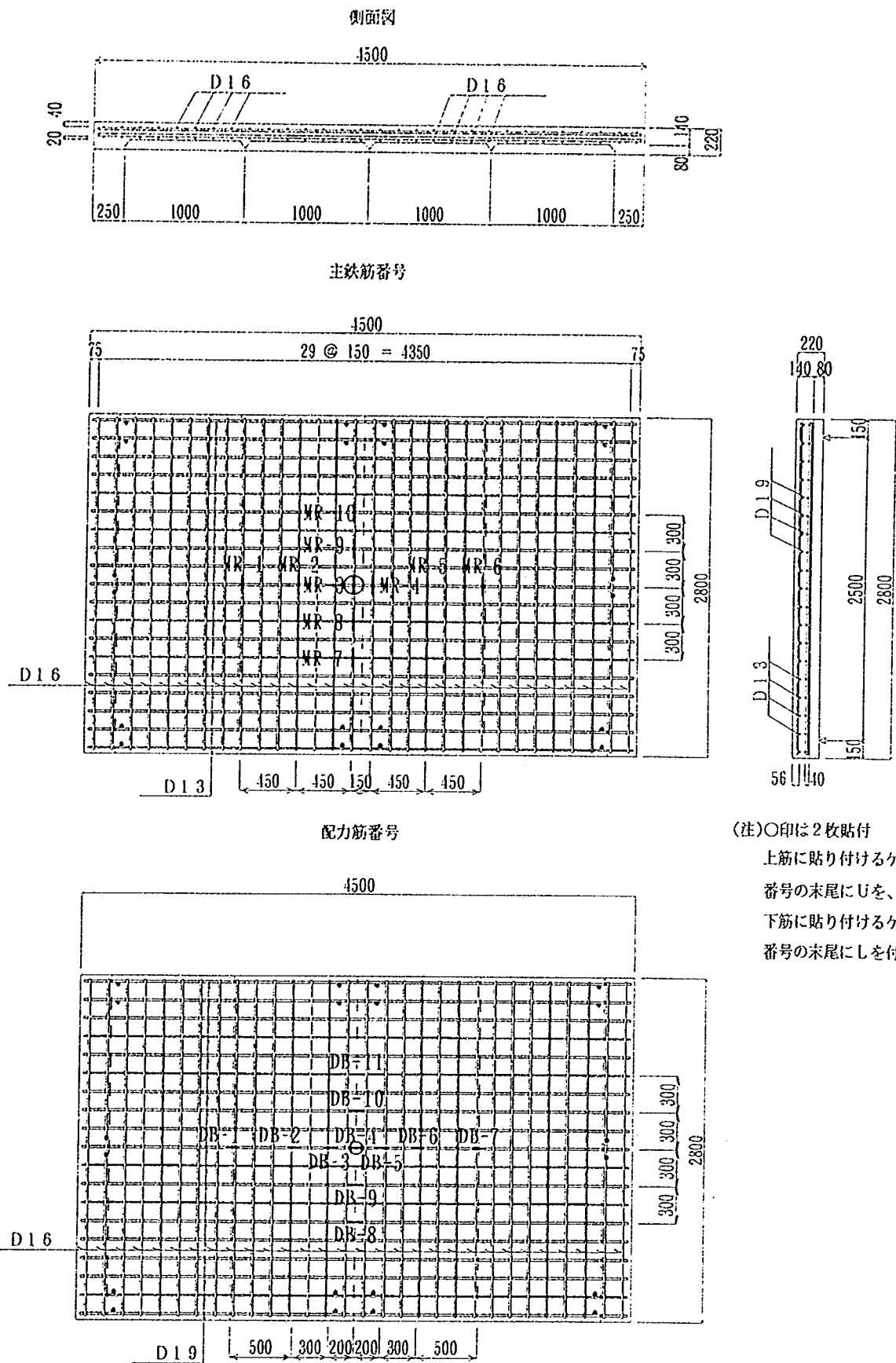
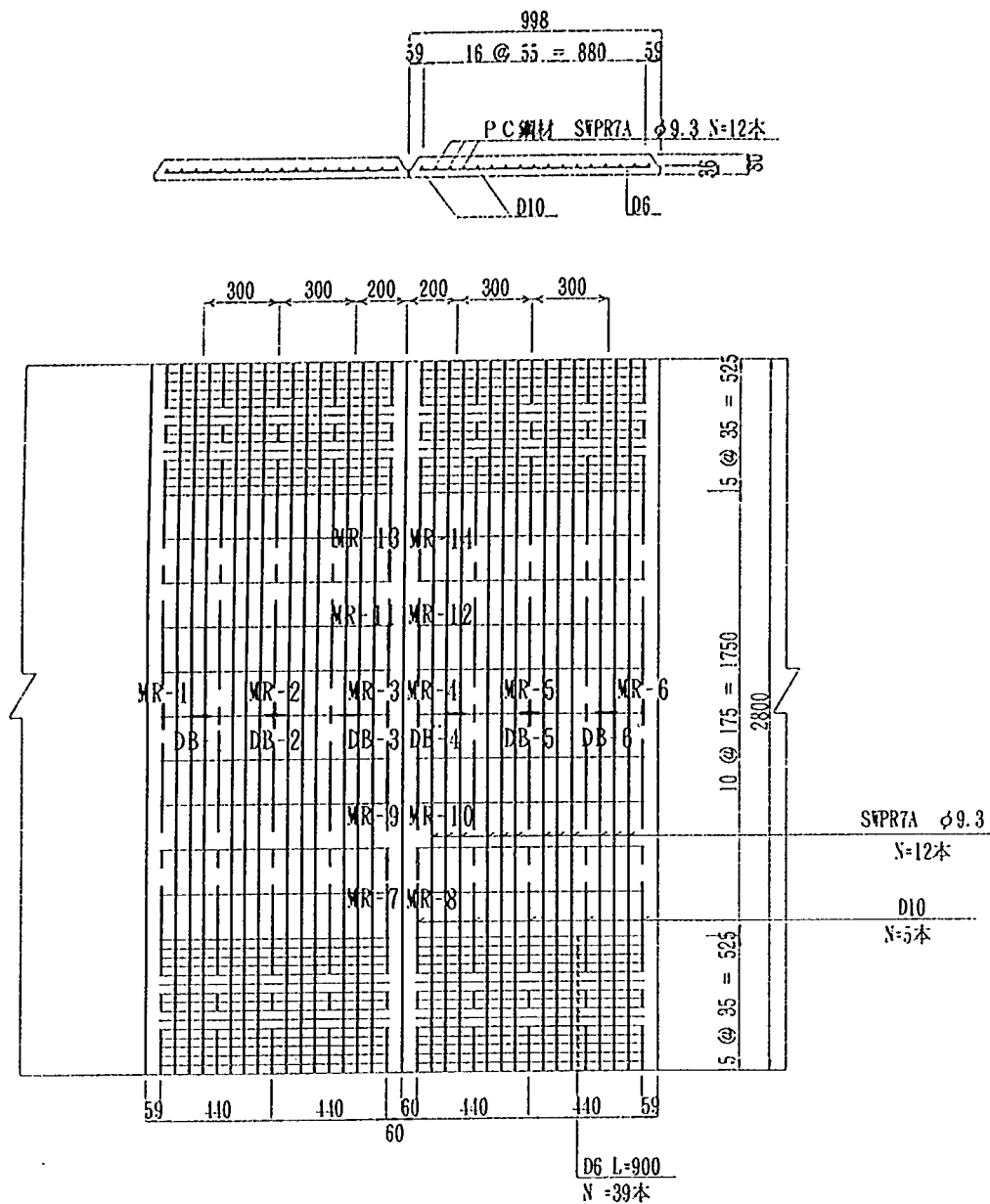


図-3.2.12 鉄筋ゲージ取付位置図（PC合成床版供試体（その2））（単位 mm）



(注)鉄筋ゲージの配置はPC板4枚中
中央に配置した2枚のみとする。

図-3.2.13 鉄筋ゲージ取付位置図(PC板) (単位 mm)

3. 3 試験結果

3. 3. 1 鉛直変位

静的載荷および除荷時の支間中央 (DH 2) の鉛直変位を図-3. 3. 1に示す。鉛直変位は、荷重を階段状に増加する時点 (4 万回ごと) で、不連続に増加している。

終局破壊は R C 床版では 255, 401 回 (274 kN (28 tf) 載荷時)、P C 合成床版供試体 (その 1) では 512, 691 回 (39 2 kN (40 tf) 載荷時)、P C 合成床版供試体 (その 2) では 240, 838 回 (274 kN (28 tf) 載荷時) である。P C 合成床版供試体 (その 1) では R C 床版に対して走行回数は 2 倍、破壊時の載荷荷重は 1. 4 倍となっている。P C 合成床版に対しても過去の研究⁹⁾により報告されたマイナー則および松井式の値 (下式) が適用できると仮定すると、P C 合成床版供試体 (その 1) は R C 床版供試体に比べて 100 倍以上の耐久性があると考えられる。一方、P C 合成床版供試体 (その 2) は、コンクリートおよび鉄筋の応力度が許容値を満足していないにも関わらず、R C 床版と同程度の疲労耐久性となっている。載荷時の鉛直変位の進展はいずれの供試体についても終局破壊間近までは比較的緩やかな増加となっており、変位が 5 mm を超えた段階から急激に進行している。

また、P C 合成床版供試体 (その 1) の支間中央付近の P C 板下面の最初のひびわれは載荷回数 33. 6 万回で床版支間方向に生じており、除荷時の変位 (残留変位) は載荷回数 30 万～40 万回で増加が始まっている時期と一致する。除荷時の残留変位は載荷時の変位に比べ、R C 床版では 27～47% になっているのに対し、P C 合成床版供試体 (その 1) では 8～31% となっており、載荷時にたわみが生じて除荷時にはプレストレスの影響で復元している。

一方、床版厚を減少させた P C 合成床版供試体 (その 2) は、除荷時の変位と載荷時の変位の比は 12～30% となっており、床版厚が薄い場合でもプレストレスによって復元が行われている。また、P C 合成床版供試体 (その 2) は R C 床版に比べ初期の変位は若干小さいものの、載荷時の中央たわみは載荷回数 20 万回から急激に増加して R C 床版とほぼ同程度となっている。

(参考) コンクリート床版の疲労破壊にマイナー則が成立するとすれば、2 つの荷重 P_0 、 P_1 およびそれに対応する破壊回数 N_0 、 N_1 について次式が成立する。

$$\text{Log } P_1 = -k \times \text{Log } N_1 + \text{Log } C$$

$$\text{Log } P_0 = -k \times \text{Log } N_0 + \text{Log } C \quad (C \text{ は定数})$$

上式より $\text{Log } C$ を消去すると下式が導かれる。

$$N_0 = (P_1 / P_0)^{(1/k)} \times N_1$$

ここで、 $P_0 = 157 \text{ kN (16 tf)}$ 、 $P_1 =$ (各載荷段階の荷重)、 $N_0 =$ (157 kN (16 tf) 載荷に換算した場合の走行回数)、 $N_1 =$ (P_1 での走行回数) とする。参考として、松井式における R C 床版の疲労実験より得られた S-N 曲線の傾きの絶対値 $k = 0. 07835$ を適用し計算すれば、疲労破壊時までの 157 kN (16 tf) における換算走行回数は

$$\text{R C 床版供試体} \quad : \quad \Sigma N_0 = 49, 680, 000 \text{ 回}$$

$$\text{P C 合成床版供試体 (その 1)} \quad : \quad \Sigma N_0 = 8, 748, 000, 000 \text{ 回}$$

となり、その比は 176 倍となる。

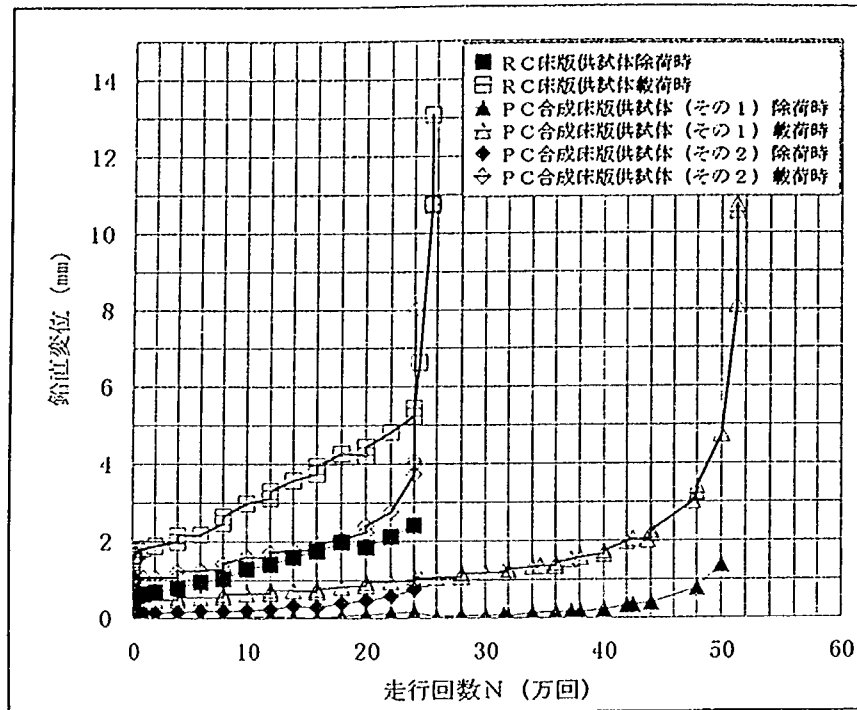


図-3.3.1 床版支間中央たわみ

3.3.2 ひびわれ

T荷重による床版の損傷状態を把握するためにひびわれ分布に着目した。床版下面のひびわれ長さや幅の分布、密度の計測はCCDカメラによる80cm×80cmの画像データの解析により行った。また、床版全体のひびわれ図を載荷中の床版表面の観察によって求めた。

図-3.3.2～図-3.3.7に載荷試験中の観察により求めた床版上面および下面のひびわれ図を示す。RC床版供試体は初期載荷157kN(16tf)の段階からすでにひびわれが発生しており、輪荷重走行回数が増えるに従い、ひびわれの範囲や密度が増加した。PC合成床版供試体(その1)の最初のひびわれは、24万回程度にて場所打ちコンクリート部上面およびPC板の継目位置に発生した(図-3.3.4参照)。PC板の継目部は床版厚が減少して剛性が低下している断面であることから、この位置にひびわれが先行したものと考えられる。PC板継目位置のひびわれは床版側面(床版支間方向端部位置)および床版上面で目視されているが、目視できない場所打ちコンクリート部下縁に発生するひびわれは、引張応力度が荷重直下で最大となることから、より早い時点で発生しているものと推定される。FEM解析によれば、輪荷重(初期荷重157kN(16tf))がPC板継目部直上に載荷された場合、載荷直下(PC板継目部直上)の場所打ちコンクリート部下縁位置での橋軸方向曲げ引張応力度がPC合成床版供試体(その1)で 5.9N/mm^2 (60kgf/cm²)、PC合成床版供試体(その2)で 8.3N/mm^2 (85kgf/cm²)となることからすでに走行開始時にはひびわれが発生していたと考えられる。PC合成床版供試体(その2)はPC合成床版供試体(その1)に比べ終局ひびわれが1枚のPC板上に集中している。PC合成床版供試体(その1)は、図-3.3.4より載荷回数24.6万回にて北から2枚目と3枚目のPC板の継目にひびわれが発生しているが、他のPC板の継目位置では終局時まで床版上面のひびわれは進展していない。一方、PC合成床版供試体(その2)では図-3.3.6より北から1枚目と2枚目のPC板の継目および2枚目と3枚目のPC板の継目に載荷回数10万回でひびわれが発生している。そのため、PC合成床版供試体(その2)は北から2枚目のPC板位置の床版の橋軸方向の剛性が低下し、梁的な構造となり、最終ひびわれが早期に発生したものと考えられる。

また、図-3.3.5よりPC合成床版(その1)供試体は、4枚配置したPC板のうち端部のPC板には28万回でひびわれが発生している。実橋の床版は橋軸方向に連続した版であるが今回の試験では橋軸方向には4.5mの長さとなっているため、供試体の走行方向端部に配置している横げたの影響によって発生したひびわれと考えられるのでここでは評価しないことにする。内側のPC板には33万回程度でひびわれが発生した。一方、CCDカメラにて撮影したPC板には終局時直前までひびわれは生じなかった。

図-3.3.8～図-3.3.10に画像データにより得られた除荷時におけるひびわれ密度を示す。図-3.3.8は橋軸方向および橋軸直角方向のひびわれ分布密度を示している。RC床版供試体は10万回程度から残留ひびわれが顕著なのに対し、PC合成床版供試体(その1)は両方向とも50万回まで残留ひびわれは発生していないことがわかった。さらに、PC合成床版供試体の終局時ひびわれを観察すると橋軸方向ひびわれが顕著でありRCとは明らかに異なるひびわれ発生状況であった。RC床版のひびわれ密度は橋軸方向、橋軸直角方向とも同程度となっていることが確認された。図-3.3.9、図-3.3.10は橋軸方向および橋軸直角方向のひびわれ幅の分布密度を示している。RC床版供試体においては、初期の段階から幅の狭いひびわれが先行して発生していることが確認された。

南側

北側

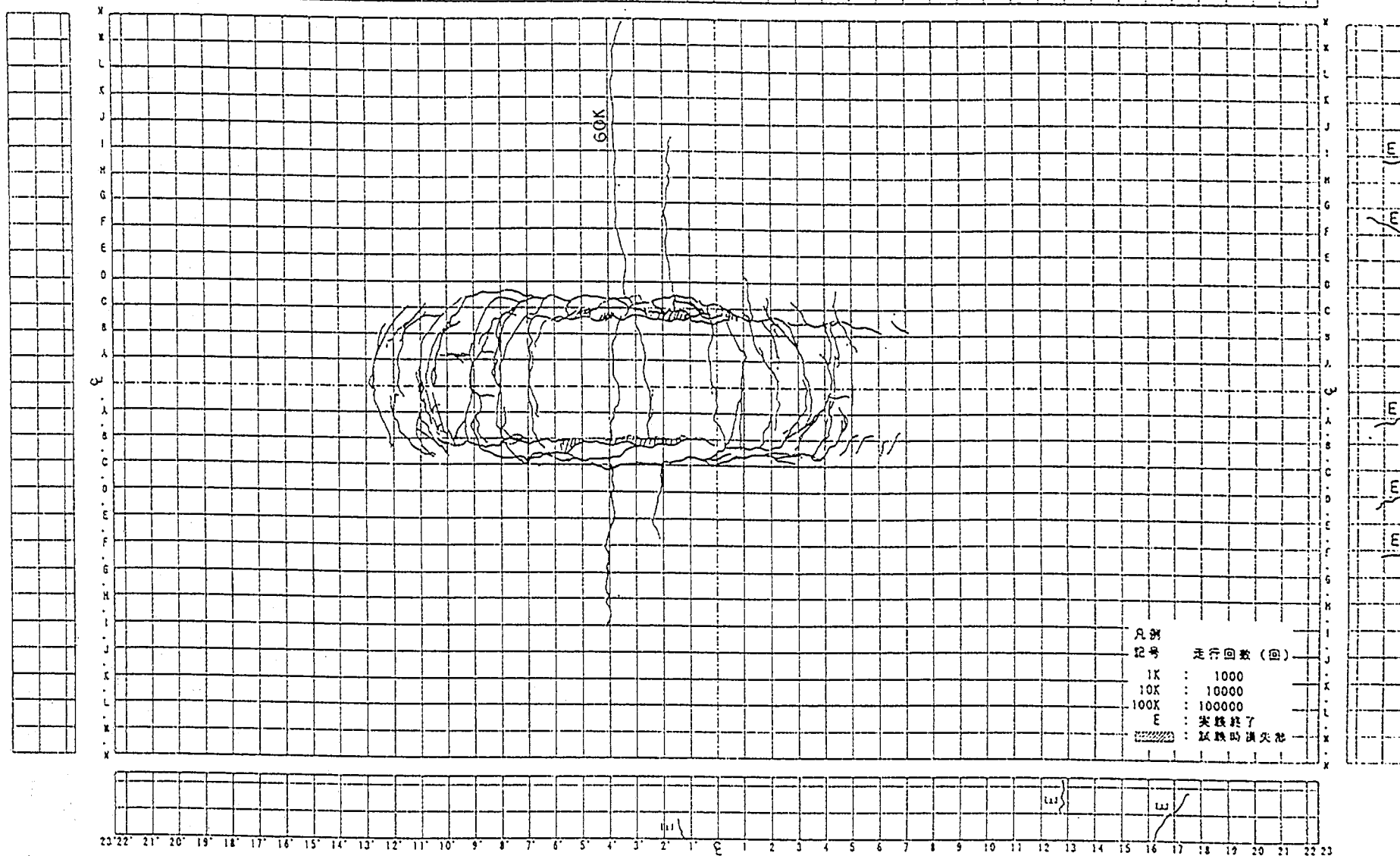


図-3.3.2 床版上面ひびわれ図(RC床版)

南側

北側

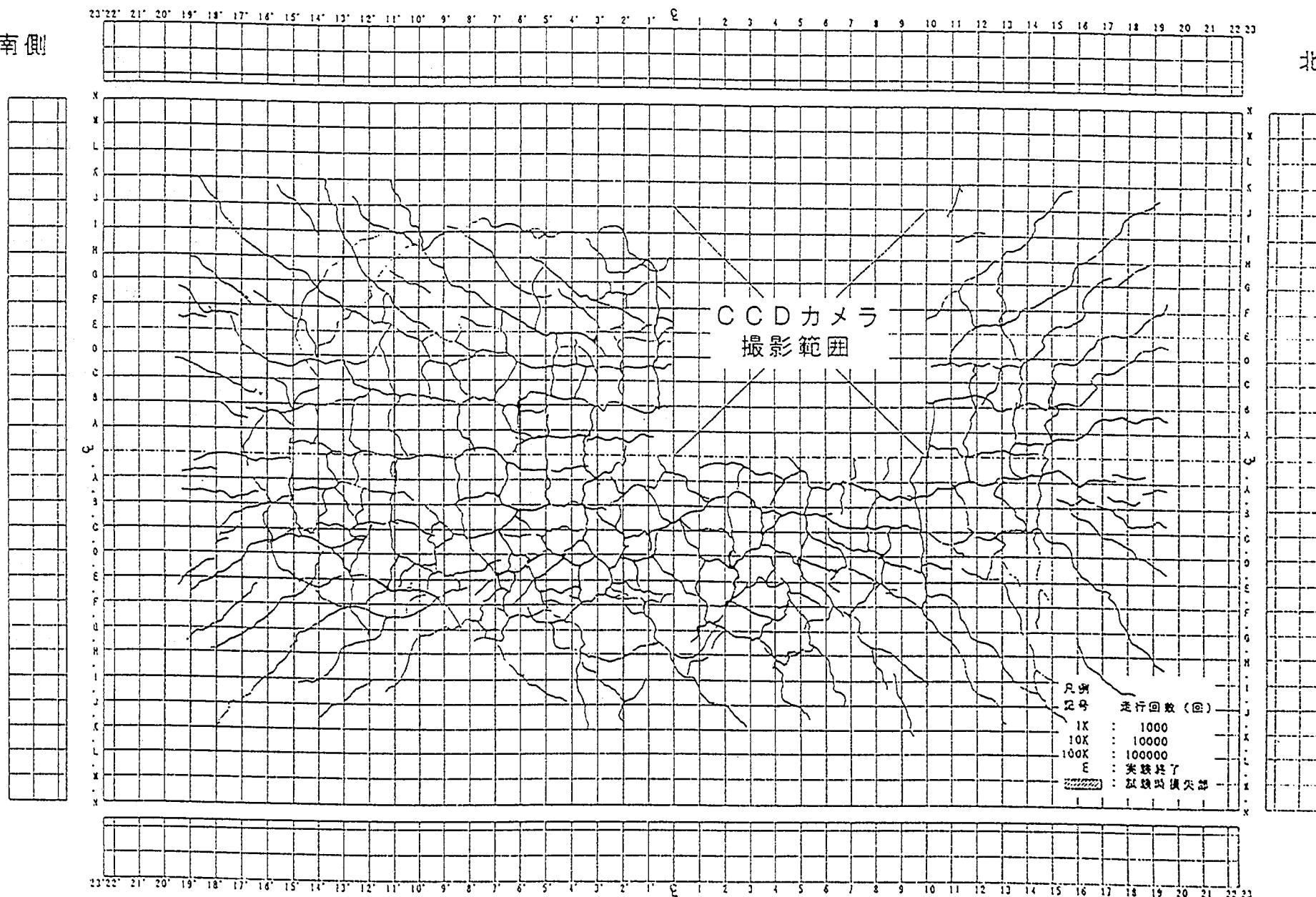


図-3.3.3 床版下面ひびわれ図(RC床版)

南側

北側

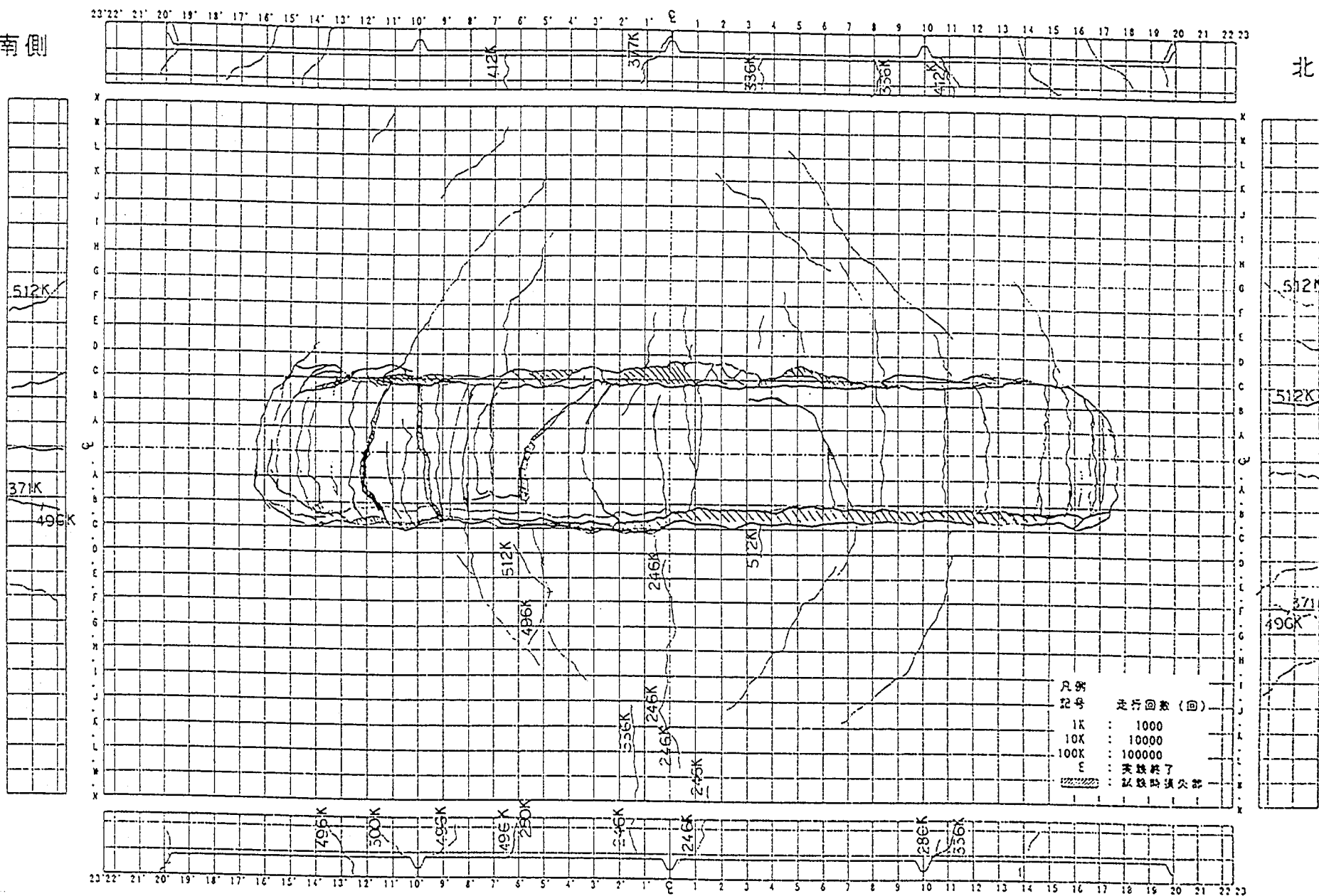


図-3.3.4 床版上面ひびわれ図 (PC 合成床版供試体 (その1))

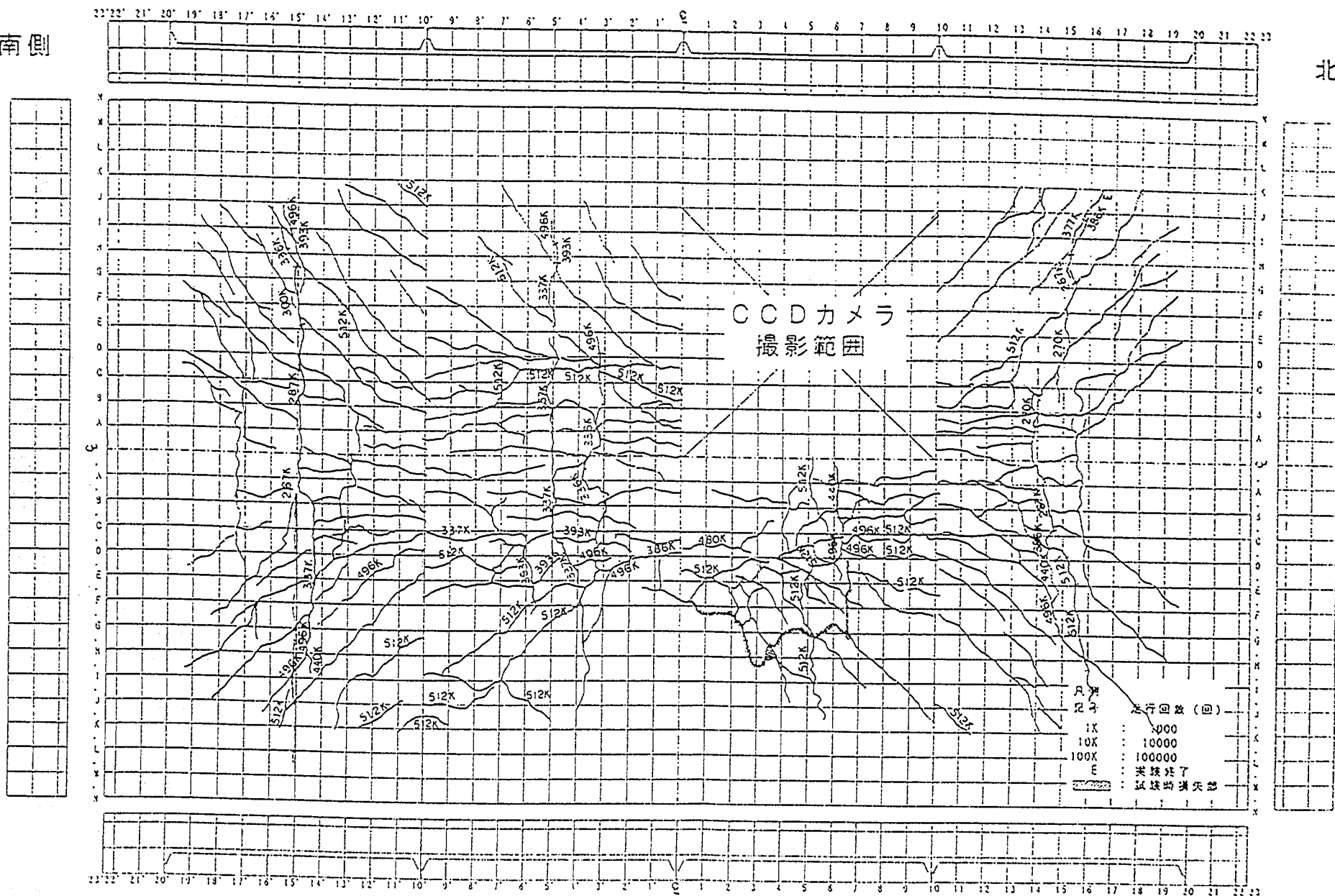


図-3.3.5 床版下面ひびわれ図(ＰＣ合成床版供試体(その１))

北側

南側

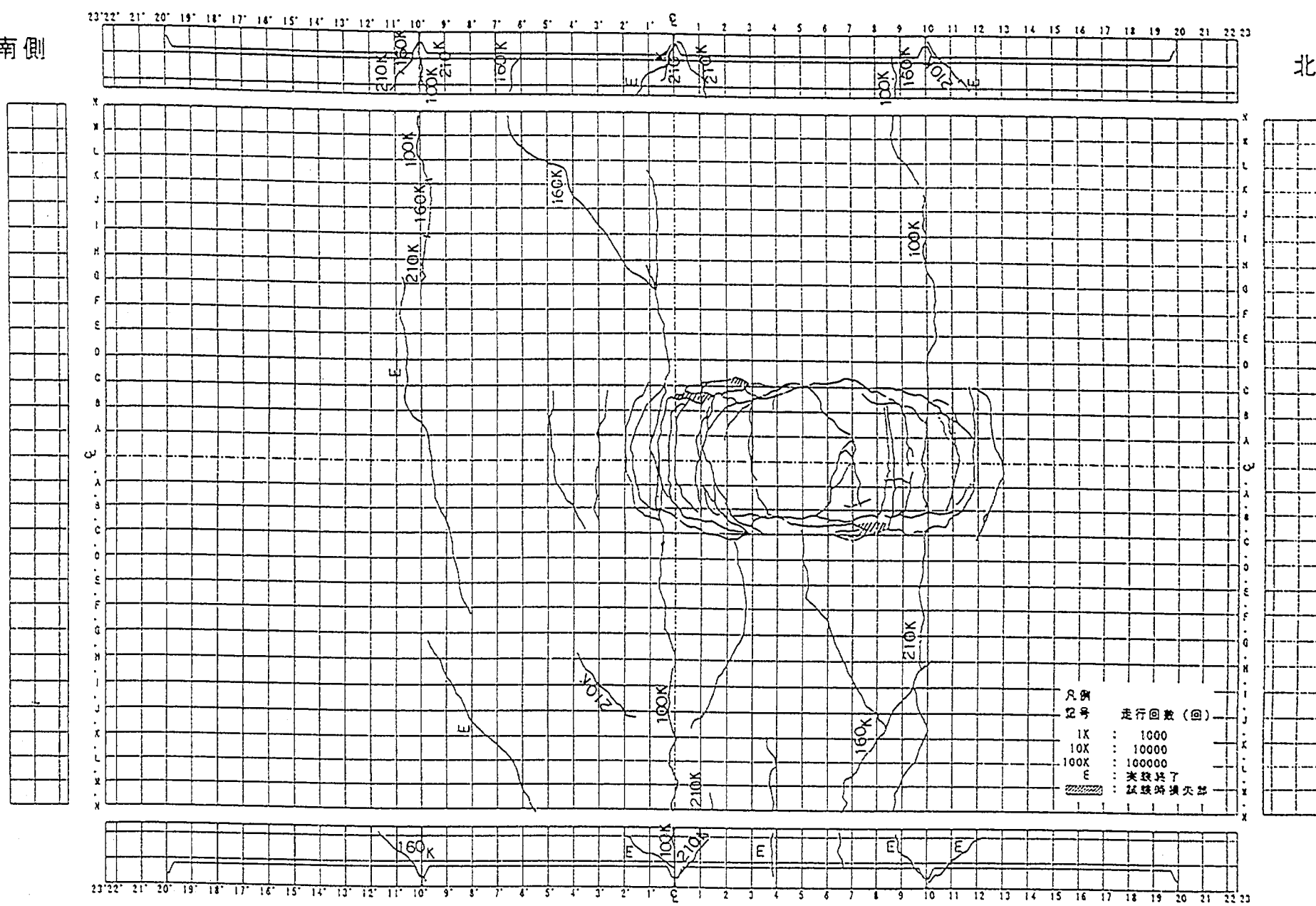


図-3.3.6 床版上面ひびわれ図(P C合成床版供試体(その2))



図-3.3.7 床版下面ひびわれ図(ＰＣ合成床版供試体(その２))

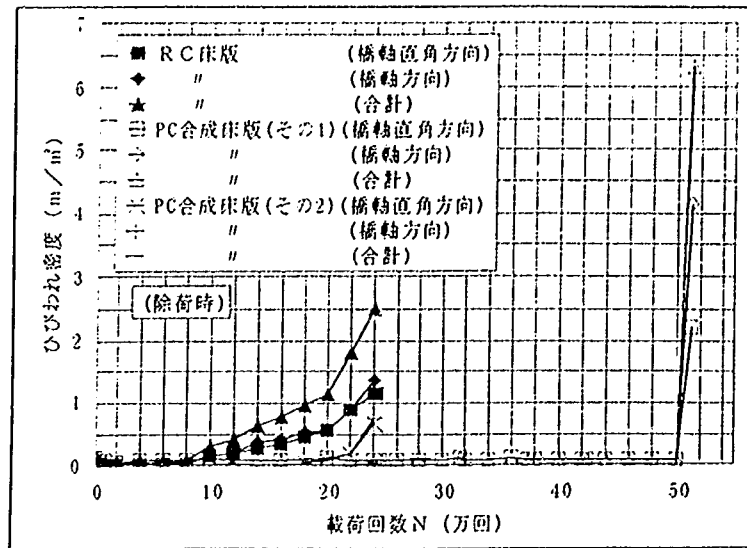


図-3.3.8 ひびわれ密度(その1)

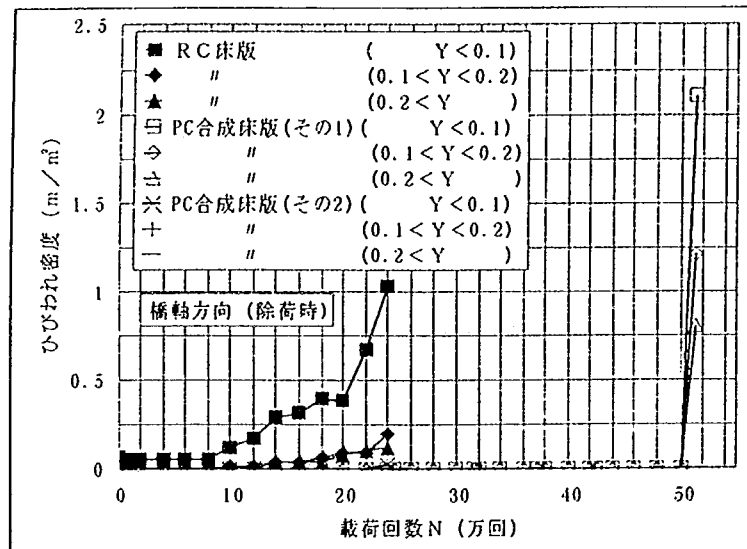


図-3.3.9 ひびわれ密度(その2)

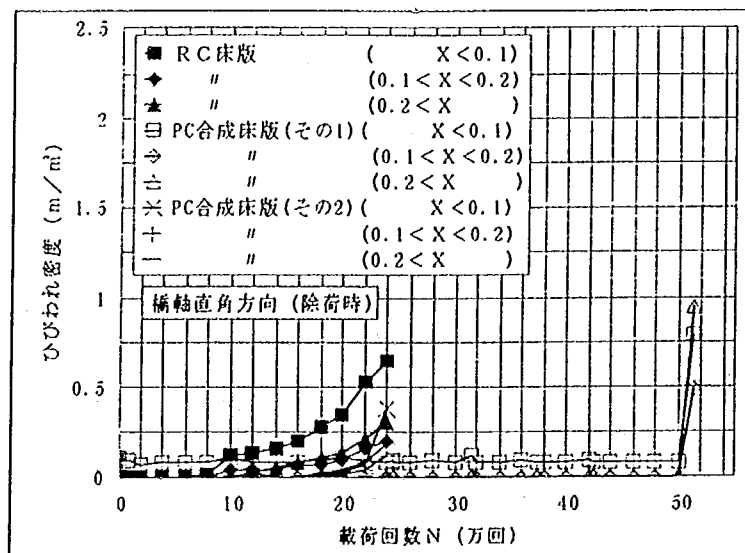


図-3.3.10 ひびわれ密度(その3)

3.3.3 破壊状況

輪荷重載荷試験終了後に各供試体を切断し、床版断面の観察を行った。図-3.3.11に切断面の位置を、図-3.3.12～図-3.3.14に3供試体の切断面のひびわれ図を示す。ここで、図中の1マスは10cmを表している。輪荷重は幅50cm、走行範囲は供試体中心から±1.5mとなっているので、図ではB、Cの中間、B'、C'の中間および15，15'が走行範囲の最外縁となる。図-3.3.12～図-3.3.14の橋軸直角方向の切断面であるB断面、C断面の床版上面のひびわれの位置はどの供試体もB～D、B'～D'の範囲となっており、ほぼ走行範囲と一致する。

各供試体のひびわれは図-3.3.2、図-3.3.4、図-3.3.6(各供試体上面ひびわれ図)に示す損傷の著しい部分を中心に発生している。最も損傷の大きいC断面で比較すると、RC床版は押し抜きせん断ひびわれが床版上面から下面まで直線的に発生しているが、PC合成床版供試体(その1)では場所打ちコンクリート部とPC板との接合面付近で水平にひびわれが生じ、場所打ちコンクリートとPC板が分離している。一方、B断面(供試体中央部)では、接合面を貫通して延びていることから、この断面においては打継目の存在に関わらず床版は一体として挙動しているものと考えられる。

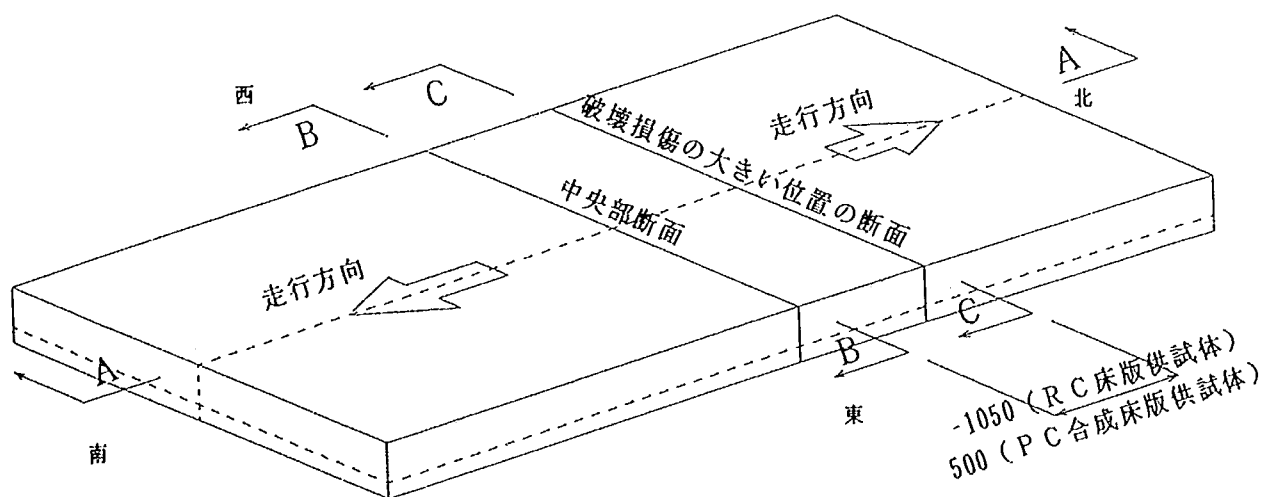


図-3.3.11 切断面位置図

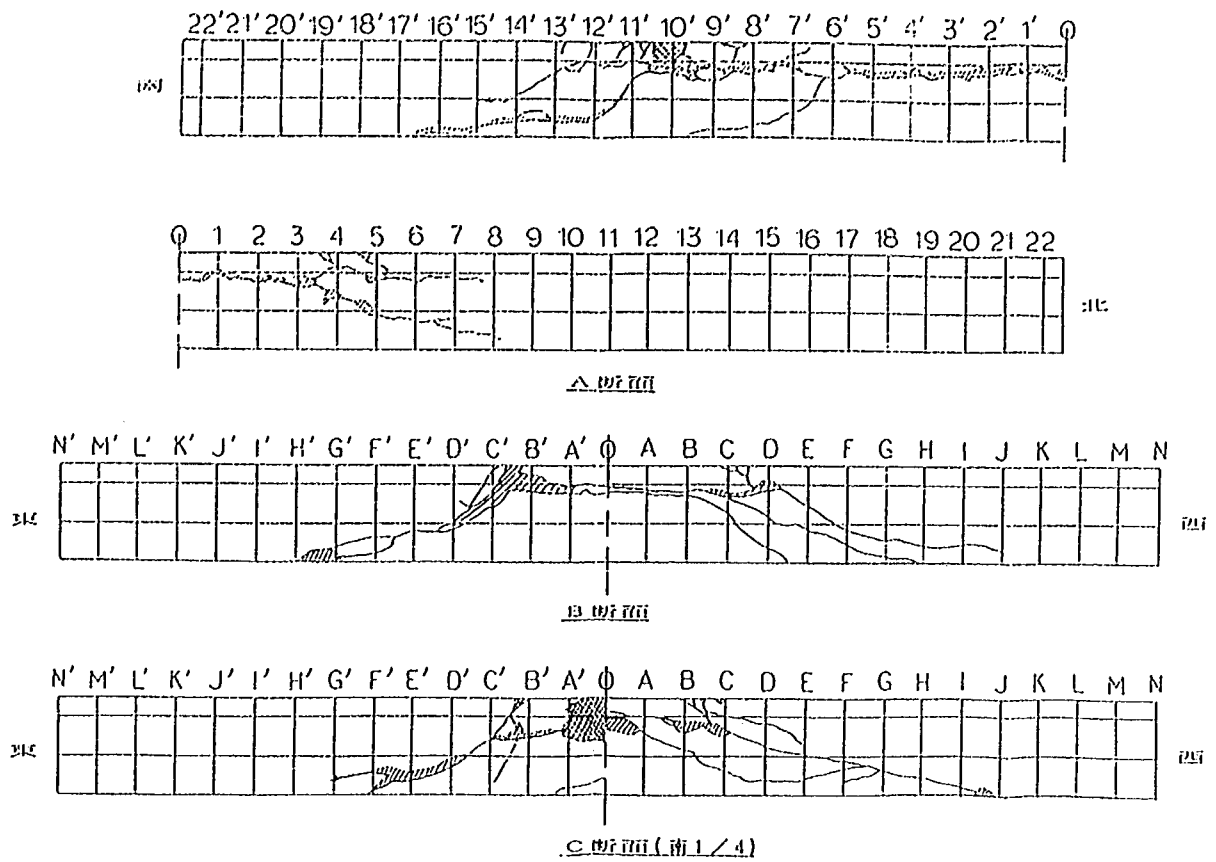


図-3.3.12 断面ひびわれ図(RC床版供試体)

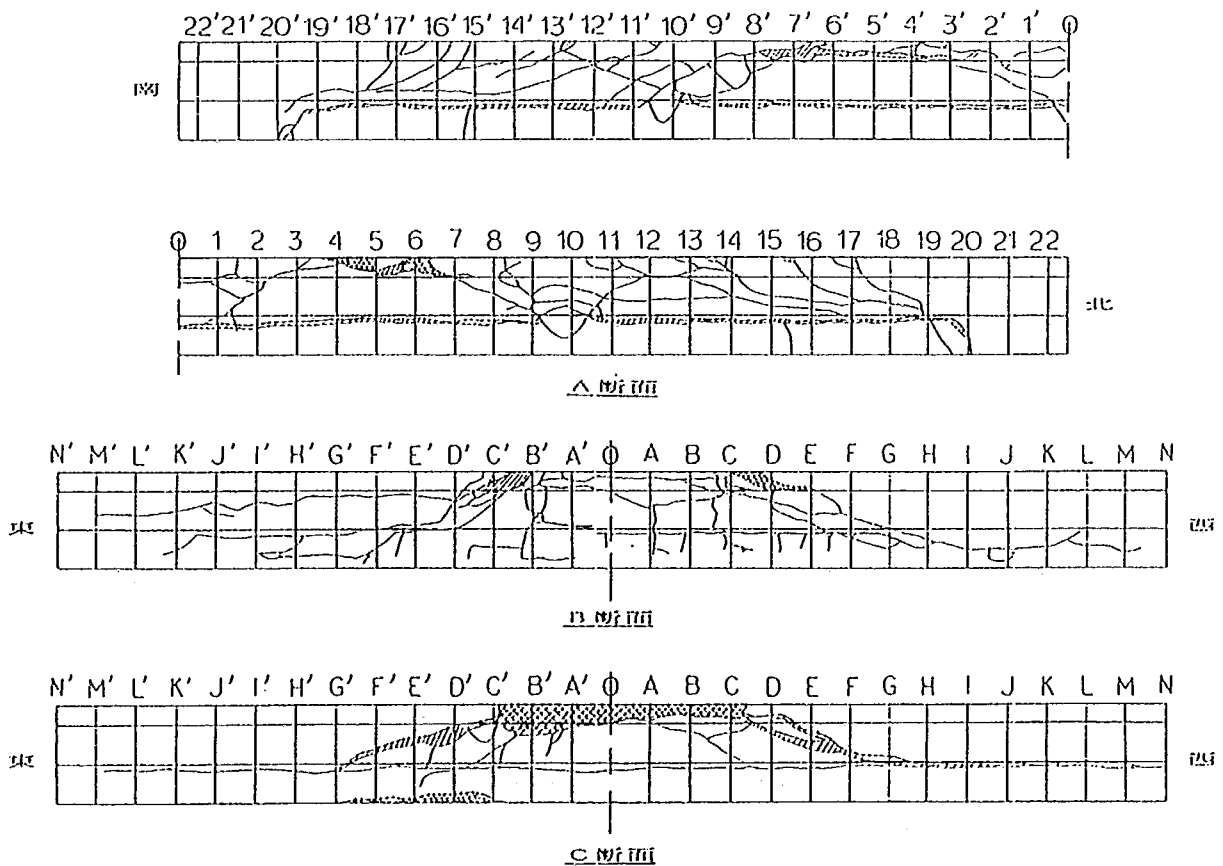
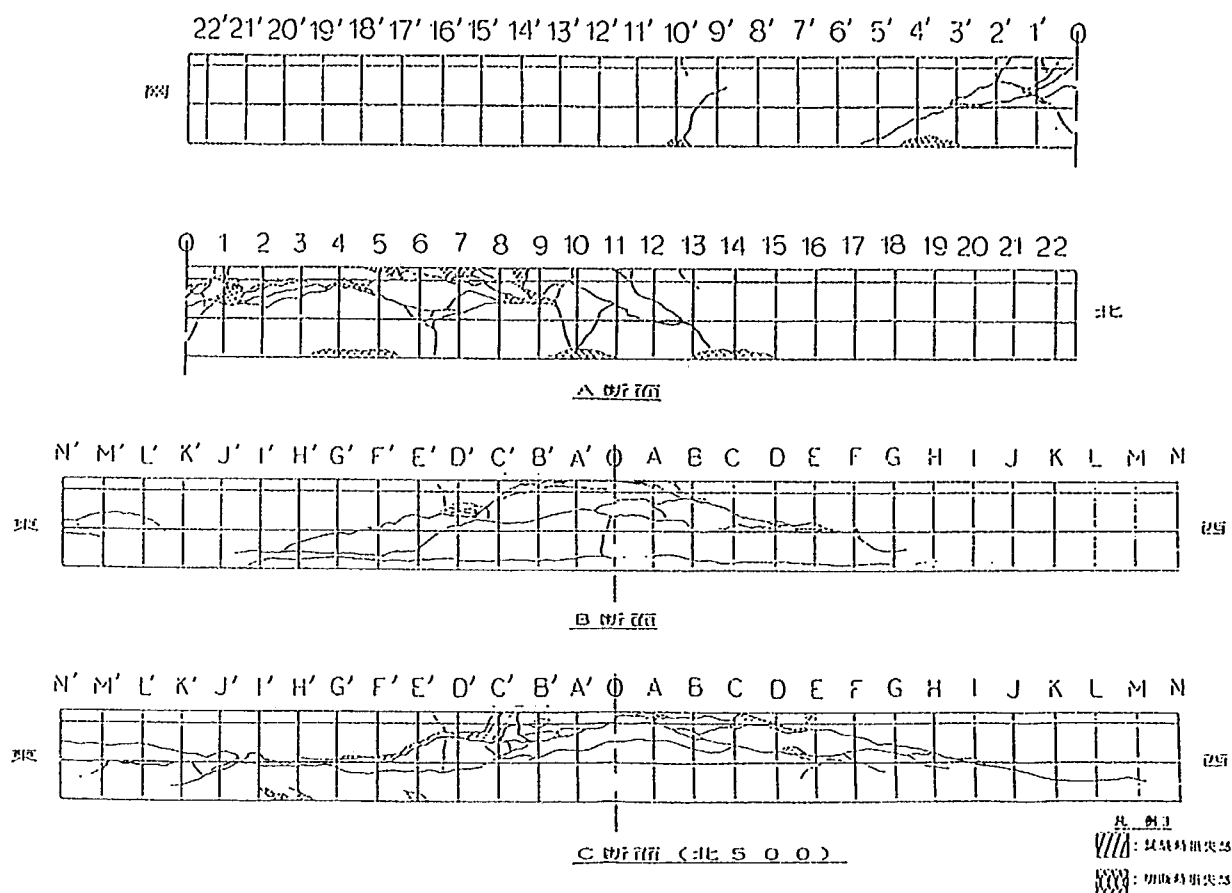


図-3.3.13 断面ひびわれ図(PC合成床版供試体(その1))

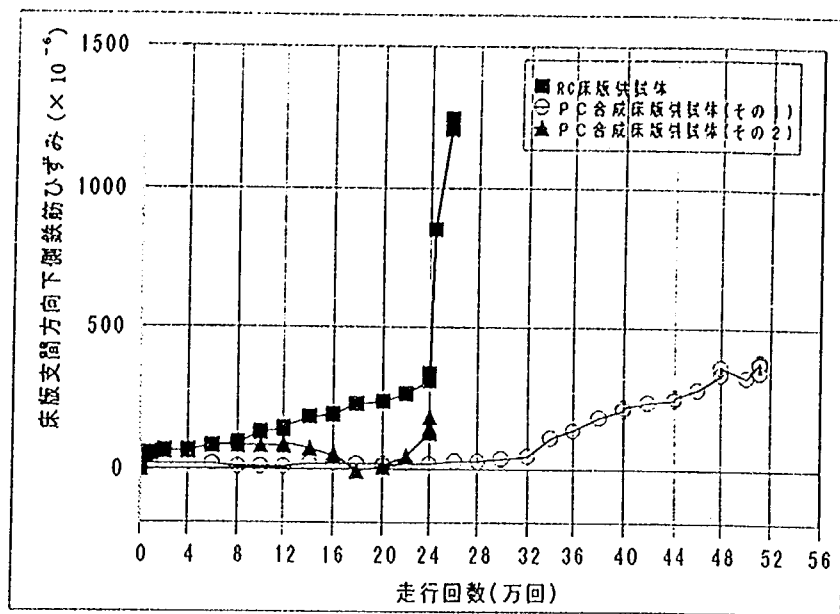


3.3.4 鉄筋の応力度

P C合成床版供試体の場所打ちコンクリート内の床版支間方向および橋軸方向の鉄筋ひずみを図-3.3.15～図-3.3.16に示す。計測箇所は図-3.2.10～図-3.2.12に示すMR-3L(P C合成床版供試体(その2))についてはゲージが不調だったためMR-4Lとした)およびDB-4L(R C床版はDB-3L)とした。MR-3L(MR-4L)は床版中央から橋軸方向に75mm離れた主鉄筋の床版支間中央に貼付したゲージを、DB-4L(DB-3L)は床版支間中央の配力筋に貼付したゲージを示す。図-3.3.15は静的載荷時のMR-3L(MR-4L)のひずみを、図-3.3.16は静的載荷時のDB-4L(DB-3L)のひずみを示している。計測した箇所(MR-3L(MR-4L), DB-4L(DB-3L))はすべて静的載荷荷重直下となっており、最も大きなひずみが発生している箇所である。

図-3.3.15より床版支間方向の鉄筋の最終ひずみはP C合成床版供試体(その1)においては 351μ であるのに対し、R C床版供試体では 1249μ となっている。R C床版供試体は終局時直前まではほぼ同じ勾配でひずみが増加しているのに対し、P C合成床版供試体(その1)は走行回数が32万回(載荷荷重 $313\text{kN}(32\text{tf})$)の鉄筋ひずみ 41μ を境に勾配が変化している。走行回数が33.6万回に南から2枚目のP C板に床版支間方向のひびわれが発生しており、これにより橋軸方向の剛性が低下し橋軸方向の鉄筋の負荷が大きくなったと考えられる。

また、図-3.3.16より終局時の鉄筋ひずみはR C床版供試体では 437μ (載荷荷重 $274\text{kN}(28\text{tf})$)、P C合成床版供試体(その1)では 213μ (載荷荷重 $392\text{kN}(40\text{tf})$)となっている。鉄筋応力度を鉄筋の実測ヤング係数(表-3.2.4参照)を用いて終局ひずみから換算すると、R C床版供試体で $79\text{N/mm}^2(804\text{kgf/cm}^2)$ (D16)、P C合成床版供試体(その1)で $38\text{N/mm}^2(390\text{kgf/cm}^2)$ (D19)の応力度に相当する。配力筋に発生する応力度は、道示で規定された床版の設計曲げモーメントから計算すると、表-3.2.1よりR C床版供試体で $101\text{N/mm}^2(1035\text{kgf/cm}^2)$ 、P C合成床版供試体(その1)では $128\text{N/mm}^2(1304\text{kgf/cm}^2)$ となる。R C床版供試体においては、実測引張応力度(載荷荷重 $274\text{kN}(28\text{tf})$)が設計引張応力度(載荷荷重 $98\text{kN}(10\text{tf})$)の8割程度の値となっているのに対し、P C合成床版供試体においては載荷荷重($392\text{kN}(40\text{tf})$)が設計荷重($98\text{kN}(10\text{tf})$)の4倍であることを考慮すると設計荷重が作用した場合の鉄筋応力度は十分小さな値であると考えられる。これは、P C合成床版の場合、床版支間方向の剛性が床版支間直角方向の剛性に対し大きいことから、床版支間直角方向の負担が小さくなり、床版支間直角方向の継目部における配力鉄筋の応力度が小さくなったためと考えられる。



3.3.15 床版支間方向の下側鉄筋ひずみ

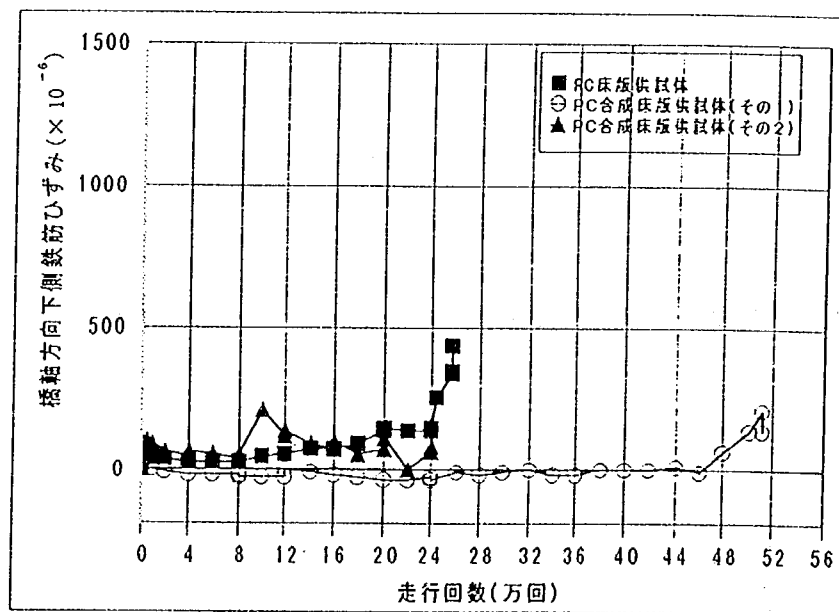


図-3.3.16 橋軸方向の下側鉄筋ひずみ

3.3.5 PC板の挙動

PC合成床版は損傷が進行するにつれて、隣接するPC板の継目部で相対変位が大きくなることが予想される。そのため、中央のPC板相互の相対変位を測定した。図-3.3.17～図-3.3.18にPC板の鉛直方向の相対変位を示す。どちらの図も(相対変位の最大値－相対変位の最小値)となっている。なお、図-3.3.17において24万回以前は計測できなかったため省略した。鉛直方向の相対変位はどちらの供試体も床版支間中央のたわみ(図-3.3.1)と同じ傾向となっている。つまりPC合成床版供試体(その1)においては相対変位が急激に上昇するのは終局破壊直前であること、一方、PC合成床版供試体(その2)は初期の段階から比較的大きな変位が生じていることである。

また、図-3.3.19～図-3.3.20に水平方向の相対変位を示す。どちらも中央のPC板相互の開き量を示しており、正の値がPC板相互の距離が離れる方向、負の値が狭まる方向である。この図からも相対変位が急激に増加するのは終局破壊直前であることがわかる。

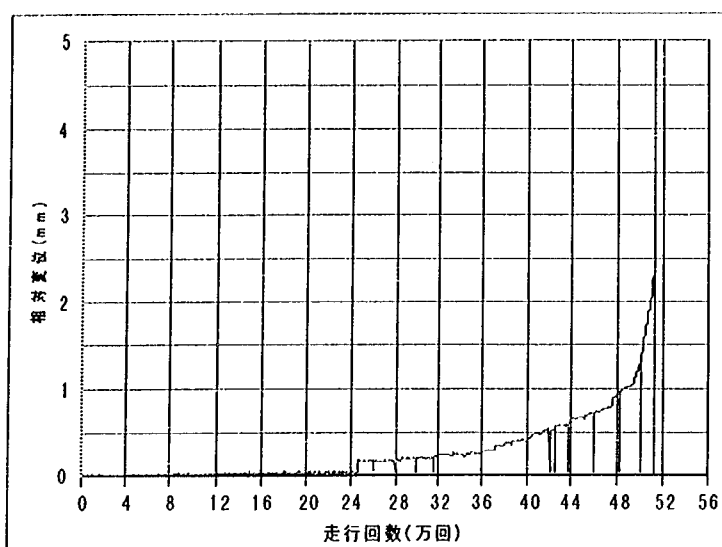


図-3.3.17 鉛直方向相対変位(PC合成床版供試体(その1))

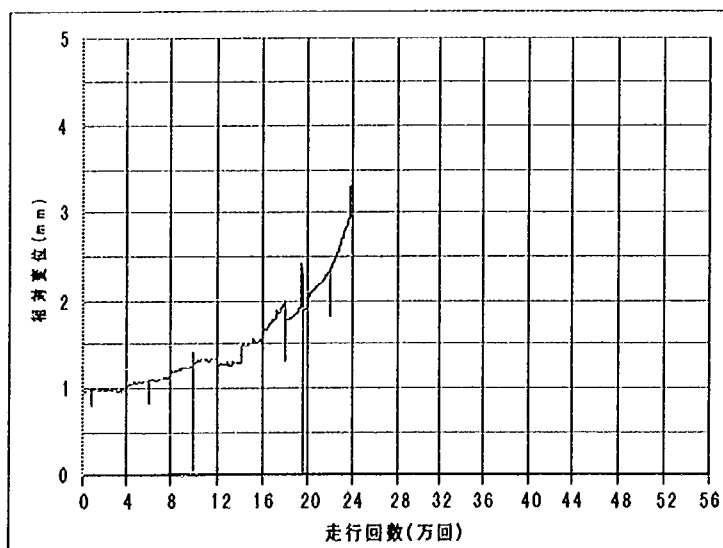


図-3.3.18 鉛直方向相対変位(PC合成床版供試体(その2))

PC合成床版のPC板継目部においては場所打ちコンクリート部のみで荷重を受け持つ構造となっている。従って、PC板相互の相対変位は場所打ちコンクリート部の損傷状態と深く関わっている。PC合成床版供試体(その2)の鉛直方向相対変位は比較的早い時点で1mm程度生じており、PC合成床版供試体(その1)よりも場所打ちコンクリートが薄いため、相対変位測定個所の場所打ちコンクリートが早期に損傷が生じていることを示していると思われる。

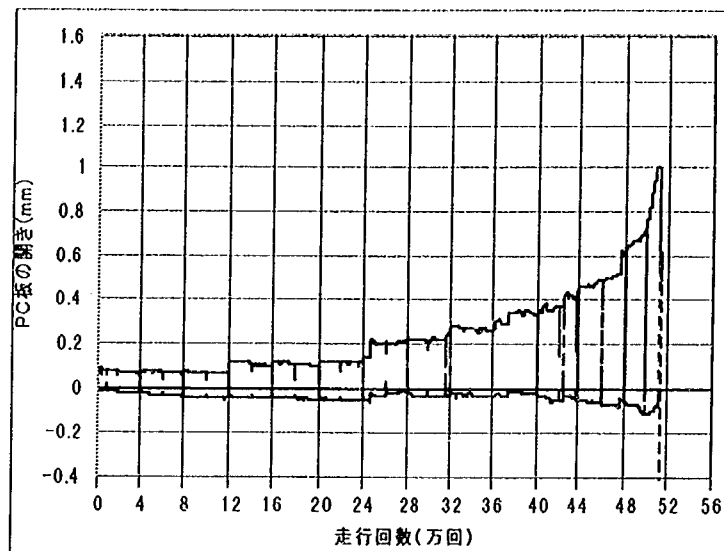


図-3.3.19 水平方向相対変位(PC合成床版供試体(その1))

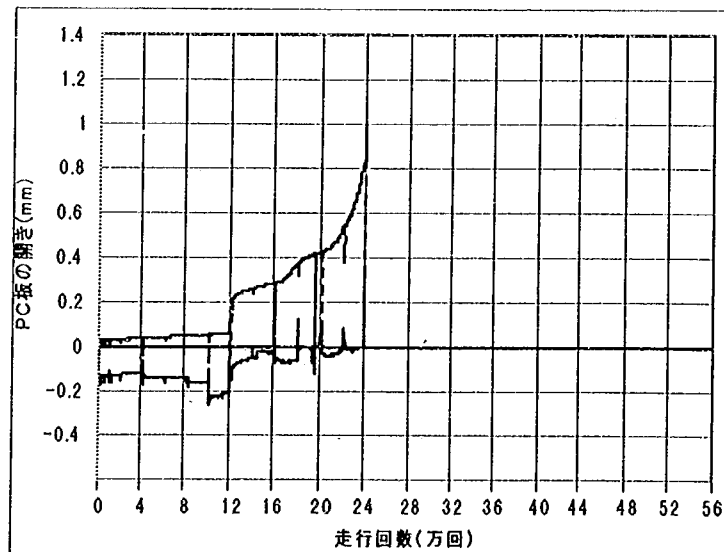


図-3.3.20 水平方向相対変位(PC合成床版供試体(その2))

3. 4 まとめ

以上の試験結果から以下の点が確認された。

- (1) R C床版に準じた設計基準で設計されたP C合成床版供試体(その1)は輪荷重走行試験による段階載荷で繰り返し回数で約2倍、載荷荷重で1.4倍の値を示した。これによりP C合成床版はR C床版に比べ大きな疲労耐久性を有している。
- (2) P C合成床版供試体(その1)は、P C板と場所打ちコンクリートは輪荷重走行試験の破壊直前まで一体性を保ち、合成床版として挙動している。また、R C床版に比べ合成床版のひびわれおよび変位の進行は遅く、残留変位も小さい。
- (3) P C合成床版供試体(その1)のP C板継目部における顕著な損傷は観察されなかった。継目位置における床版支間直角方向の鉄筋ひずみは、破壊直前まで小さな値で推移しており、載荷荷重が十分大きいにも関わらず道示の床版設計曲げモーメントによる計算ひずみまで達していなかった。このことから床版支間直角方向の継目位置の設計については相当余裕があると考えられる。
- (4) P C合成床版供試体(その1)とP C板および配筋量を同じとして場所打ちコンクリートのみ3cm薄くしたP C合成床版供試体(その2)はR C床版と同等の疲労耐力を有していた。最終的な破壊は、場所打ちコンクリート部の押し抜きせん断によるが、R C床版よりも3cm薄くしても同等の疲労耐久性を有することはP C板による耐荷力の向上が大きいものと考えられる。

4. 切欠部耐荷性能試験

4. 1 目的

本研究で提案するPC合成げた橋(PC合成床版タイプ)は、PC主げたおよびPC合成床版(PC板部、場所打ちコンクリート部)から構成される。このうちPC合成床版の耐久性に関しては、**3. 床版部疲労耐久性確認試験**にて確認試験を行い、PC合成床版供試体(その1)では従来のRC床版に比べて十分大きな耐久性を有する実験結果が得られた。一方、本構造のPC主げた部に関しては、PC合成げた橋(RC床版タイプ)やポストテンションTげたを参考とすることで、設計および施工への対応が可能と考えられる。しかし、本構造における主げた上フランジ先端の切欠部は従来の合成げたにはない構造であるため耐荷力および疲労耐久性に不明確な点が残されている。従来のPC合成床版に関する研究では、繰り返し載荷試験結果から、PC板の切欠部への最小掛かり長の規定が設けられているが、この規定は鋼IげたあるいはPCIげたに対してPC合成床版を使用した場合に、PC板が損傷しないための最小値を定めたものである。本構造のようにPC主げたにPC板支持部としての切欠部を設けた場合には、PC板の掛かり長が極端に小さいと無筋コンクリート部で支持することとなりPC板架設時や床版施工時にせん断破壊を起こす可能性がある。そのため、最小掛かり長でも主げた切欠部が安全であることを確認するため試験を行った。

また、完成系においては主げた上フランジはPC合成床版と一体となって活荷重を支持することとなるため、場所打ちコンクリート部が破壊して切欠部が単独で荷重を支持している状況を想定して試験を行うことは現実的ではない。そこで主げた上フランジ切欠部への直接載荷は行わずに、一般的な施工手順に従った場合を想定して供試体を作成する。**図-4.1.1**に一般的な切欠部の概略図を示す。まず、切欠部先端にジョイントフィラーを貼付し、ジョイントフィラーの背面に流し込んだ無収縮モルタルが硬化する前にPC板を据え付け、その後場所打ちコンクリート部の施工を行う。この場合、PC板は主げた切欠部に面で支持され、据付段階で局所的に大きな応力が発生する事を防止することができる。しかし、PC板支持部はプレキャスト部材(主桁)とプレキャスト部材(PC板)の間に比較的薄い無収縮モルタルが挟み込まれた構造であること、鉄筋が貫通していない不連続な断面となっていること等から他の部分に比べて耐久性等に劣る可能性がある。そのため、主げたおよび床版をモデル化した供試体に繰り返し載荷することによって完成系において主げた切欠部の活荷重による疲労耐久性を確認するために載荷試験を行った。

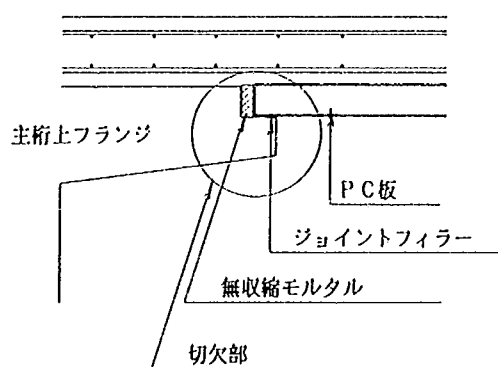


図-4.1.1 切欠部概略図

4. 2 試験方法

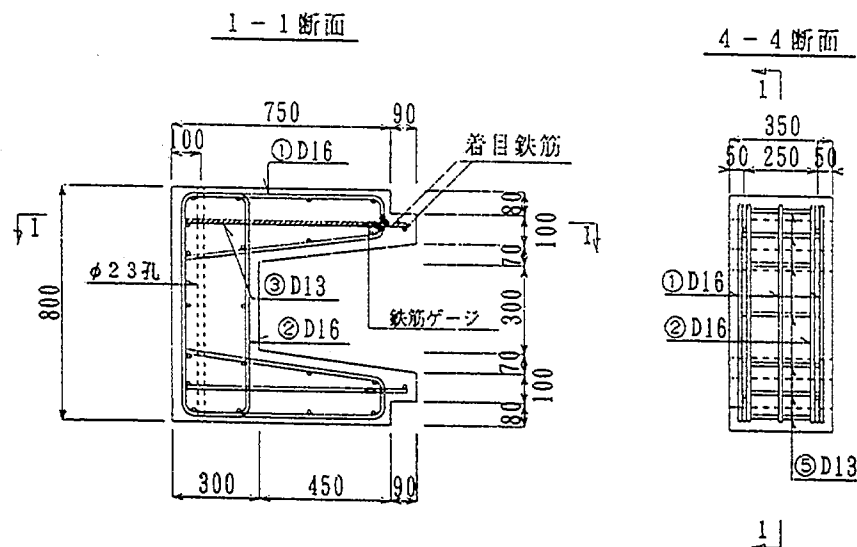
4.2.1 試験供試体

(1) 切欠部供試体

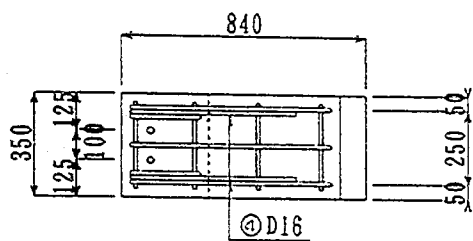
P C合成げた橋(P C合成床版タイプ)の主げた上フランジ切欠部の耐荷力を確認するために、主げた上フランジ切欠き部をモデル化した供試体に対し静的載荷試験を行った。切欠部供試体を図-4.2.1に示す。供試体の形状は、Tげた上フランジとウェブをモデル化しており実験時の安定性を確保するためコの字型にしている。一方の切欠部に対し載荷試験終了後、供試体を反転させもう一方の切欠部の載荷試験を行った。供試体の配筋は橋軸方向については実橋とほぼ同量の鉄筋量を、橋軸直角方向については主げた上フランジがP C板支点部のせん断破壊の前に曲げ破壊しない量とした。

供試体は切欠部の配筋形状を変化させた2種類としている。供試体は施工時に載荷されるP C板および場所打ちコンクリートの自重と作業荷重 3.5kN/m^2 (350kgf/m^2)を考慮して設計した。図-4.2.1に示す切欠部供試体(その1)の切欠部の配筋は、主げた上フランジ付け根側から切欠部方向に配置した鉄筋および切欠部直下の橋軸方向筋から構成されている。一方、切欠部供試体(その2)の切欠部の配筋はコの字型の鉄筋を配置することとし、切欠部供試体(その1)では結束線のみで固定される鉄筋が切欠部供試体(その2)では1本の鉄筋となっており、耐荷力の向上と破壊時に切欠部先端が分離しないことを期待している。

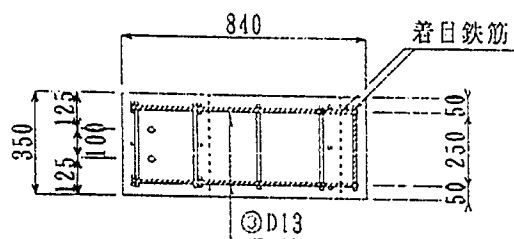
試験体詳細図
(その1)



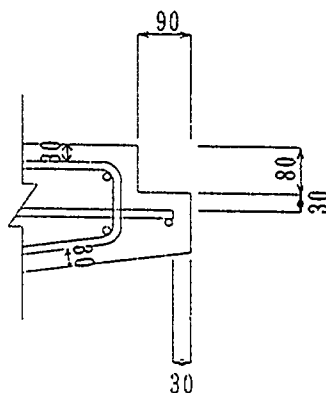
2-2断面



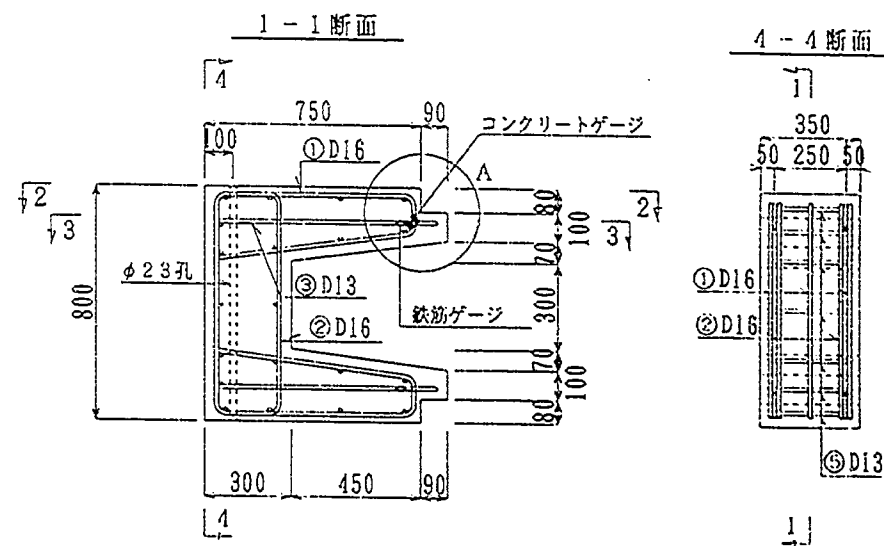
3-3断面



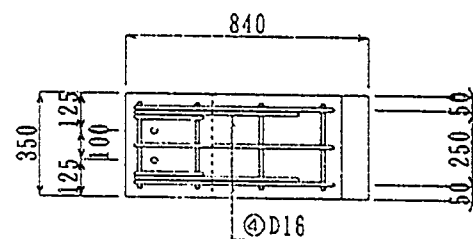
A部詳細図



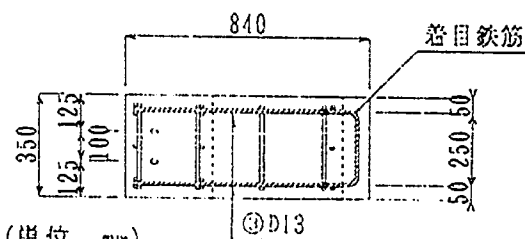
試験体詳細図
(その2)



2-2断面



3-3断面



A部詳細図

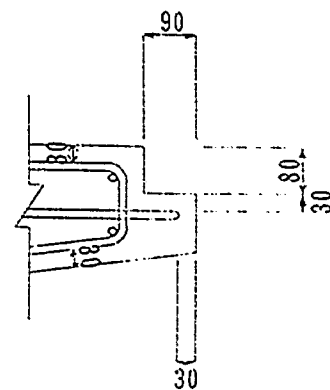


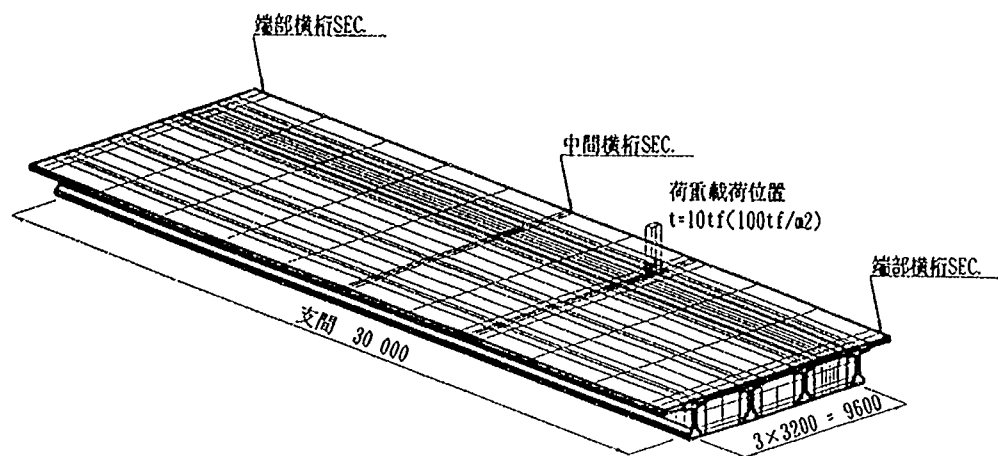
図-4.2.1 切欠部供試体 (単位 mm)

(2) 完成時合成供試体

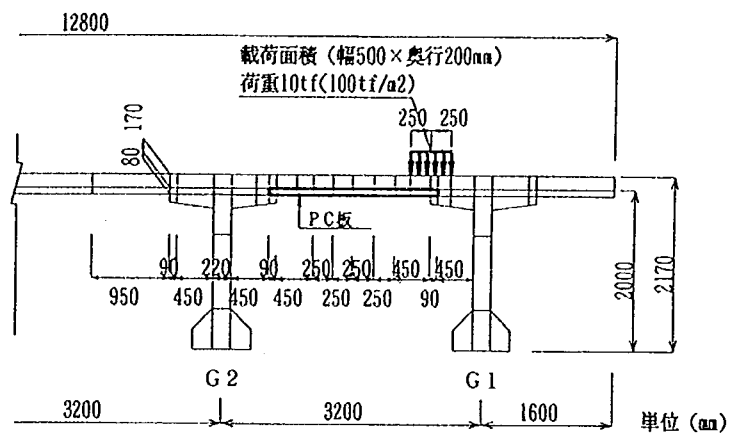
完成系での主げた上フランジ切欠部の活荷重による疲労耐久性を確認するために完成時合成供試体を作成した。実橋から試験供試体へのモデル化においては支間30m、主桁間隔3.2mのPC合成げた橋(PC合成床版タイプ)を想定し、3次元FEM解析モデル(以降立体モデルとする)にて解析を行った。図-4.2.2にPC合成げた橋(PC合成床版タイプ)の3次元FEM解析モデル(以降立体モデルとする)を示す。試験供試体は試験機器の能力等を考慮し実橋における主げた部とPC合成床版部を橋軸方向に1mの範囲を切り出した形状、配筋とした。図-4.2.3に想定した試験供試体の2次元FEM解析モデル(以降平面モデルとする)を、図-4.2.4に試験供試体を示す。床版は立体モデルも平面モデルもPC板8cm厚、場所打ちコンクリート17cm厚とした。また、試験供試体の主げた部はPCTげたの図心位置にて切断しその下側に主げたを剛結するH鋼を配置した。これにより設計荷重レベルの载荷に対し主げたは実橋と同程度の回転が生じることとなる。

立体、平面モデルに対しPC板支点部直上に橋軸直角方向に幅500mmの大きさで10tfの荷重を载荷し発生する応力度を求めた。立体モデルにおける橋軸方向载荷位置は平面骨組解析の結果から荷重载荷時の主げた回転角の最も大きな位置とした。各モデルでの载荷位置を図-4.2.2～図-4.2.3中に示す。この载荷により床版下面高さに発生する床版支間方向の応力度分布を図-4.2.5に示す。立体モデルは荷重の载荷直下で最大の応力度が発生する横断面を含む1m幅の範囲の平均応力度分布を、平面モデルは橋軸方向に1mとした場合の応力度(1m幅の平均応力度)分布を示す。荷重载荷位置の反対側の切り欠き部においては平面モデルが左右対称の構造のため荷重载荷側の切り欠き部と同じ大きさの応力度が発生しているのに対し、立体モデルでは比較的小さな値となっている。これは立体モデルの場合には橋軸方向に連続した床版が、荷重を負担しているためと考えられる。一方床版支間中央から輪荷重载荷直下位置にかけては立体モデル、平面モデルは同程度の応力度分布となっており、どちらもPC板支持部に応力が集中していることが読みとれる。

以上により試験供試体における輪荷重载荷直下の主げた切り欠き部、PC板に発生する応力度は実橋と同程度となっている。



① 3次元解析用モデル



② 床版支間方向の載荷位置

図-4.2.2 3次元FEMモデル

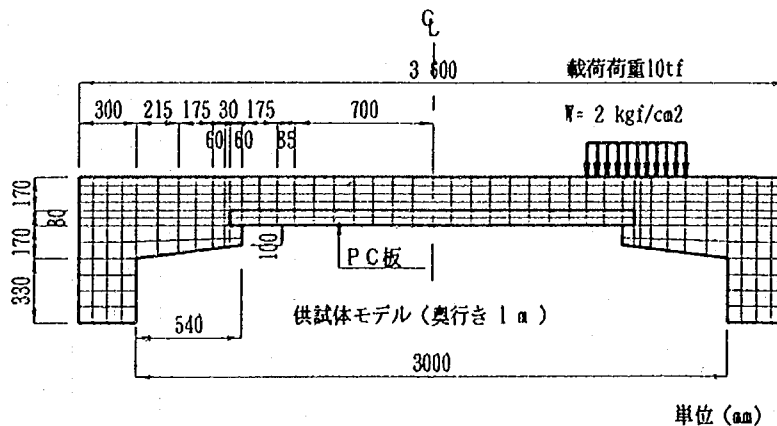
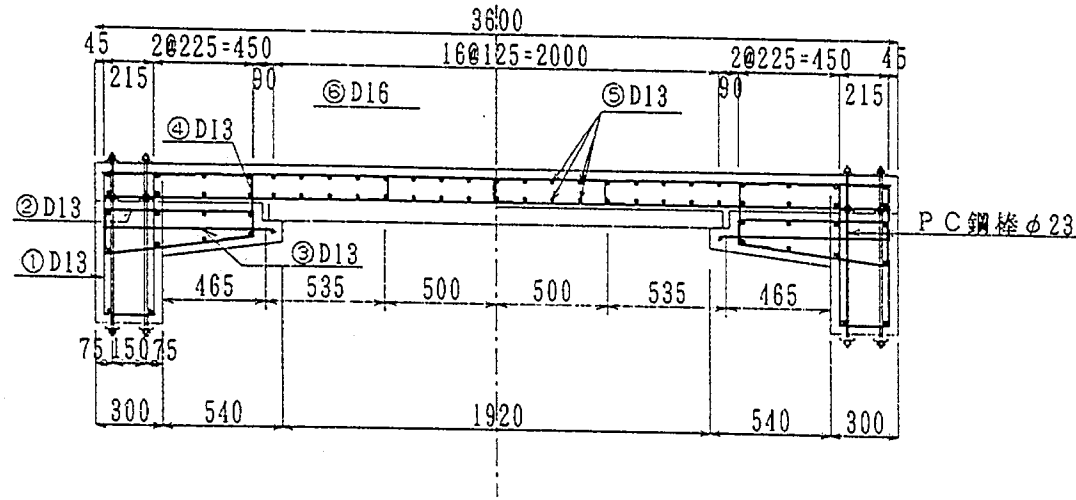
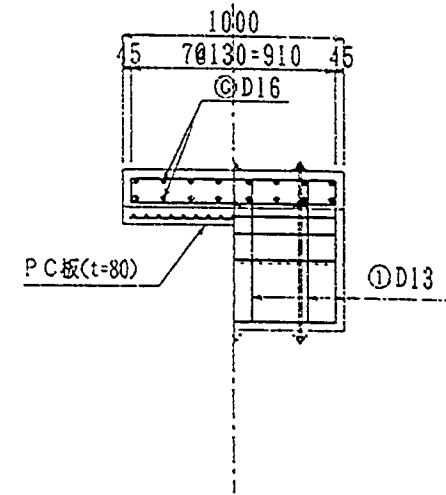


図-4.2.3 2次元FEMモデル

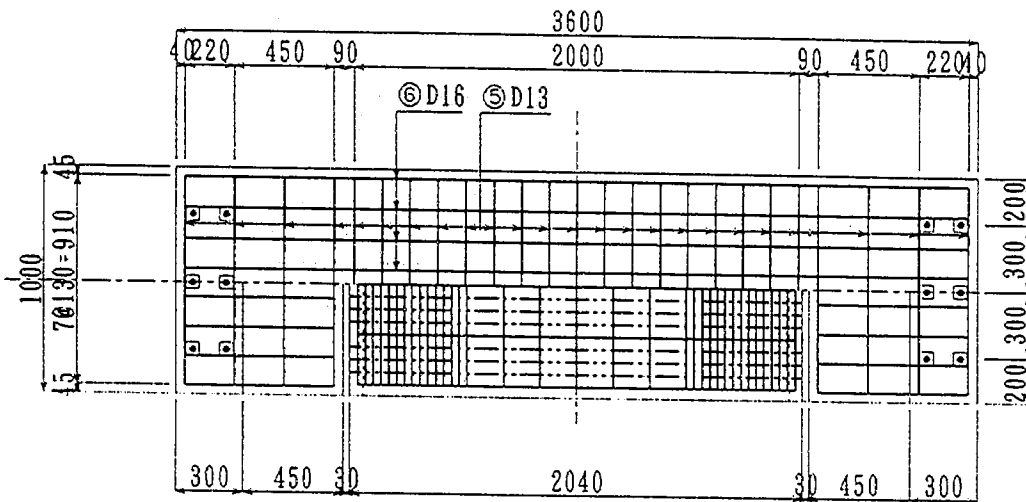
侧面图



断面图



平面图



P C 板平面图

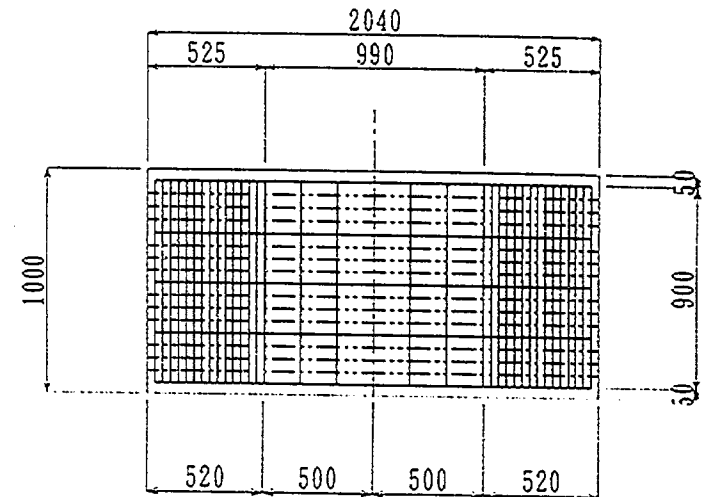


图-4.2.4 完成時合成供試体 (単位 mm)

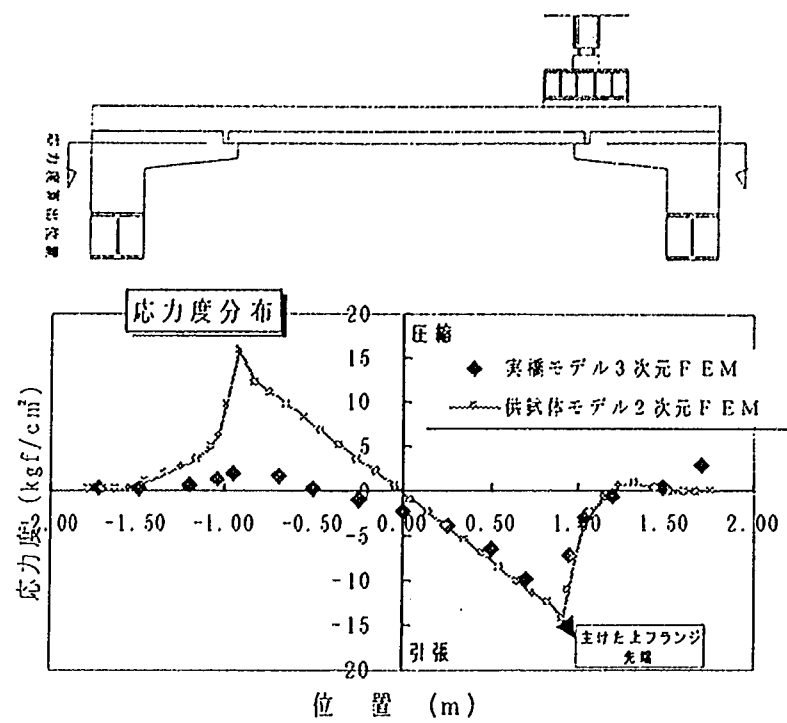


図-4.2.5 床版支間方向応力度分布

4.2.2 使用材料

完成時合成供試体に使用するP C板は前項「3. 床版部疲労耐久性確認試験」のP C合成床版供試体(その1)に用いたP C板と同時に同一形状にて製作を行った。そのため、使用する鉄筋およびコンクリートについては、3.2.2で示した材料と同質のものとなっている。また、P C合成床版部の場所打ちコンクリート部については早強ポルトランドセメントを使用し、コンクリートの配合はスランプ8cm、P C合成げた橋の主げたに相当する部分については早強ポルトランドセメントを使用し、コンクリートの配合はスランプ8cm、設計基準強度40N/mm²(400kgf/cm²)とした。

表-4.2.1に供試体製作に使用するコンクリートの示方配合を、表-4.2.2に硬化コンクリートの力学的性質を示す。

表-4.2.1 コンクリートの示方配合

打設箇所	設計基準強度 (N/mm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量(kg/m ³)				
							水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 R
P C 板	50	15	6.0	3.0	43.0	43.0	161	374	769	1,042	3.55
合成床版 場所打ち部	30	15	6.0	3.0	60.0	47.0	164	273	875	1,010	2.18
主げた部	40	15	6.0	3.0	50.0	45.0	162	324	821	1,028	2.59

表-4.2.2 硬化コンクリートの力学的性質

試験供試体	対象となる コンクリート	材令 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	ポアソン比
切欠部供試体	(その1)	22	54.2	3.50	3.07	0.179
	(その2)	27	56.7	3.47	3.08	0.170
完成時合成 供試体	P C板	159	53.5	3.64	3.31	0.200
	床版場所打ち部	68	45.5	3.33	2.85	0.183
	主げた腹部	74	51.7	3.88	3.03	0.150
	主げた上フランジ部	73	54.4	3.95	3.07	0.182

4.2.3 載荷方法および計測方法

(1) 切欠部載荷試験

載荷試験は静的載荷により供試体破壊まで行った。荷重の載荷方法を図-4.2.6に示す。荷重の載荷方法はP C板の標準的な掛かり長と考えている6cmの場合と、P C板の製作誤差や主げたの架設誤差、横ぞり等により掛かり長が小さい場合を想定した2.5cmの場合の2通りとし載荷幅は供試体の全幅である350mmとした。供試体は製作が容易となるように切欠部を2箇所設けてあり、一方の切欠部への載荷が完了後反転させ載荷位置を変え再び載荷試験を行った。荷重は順次増加させることとし2kN(0.2tf)毎にデータ計測を行い、同時にひびわれの発生状況を観察した。次に計測装置の配置を図-4.2.7に示す。また、載荷試験の状況を写真-4.2.1に示す。

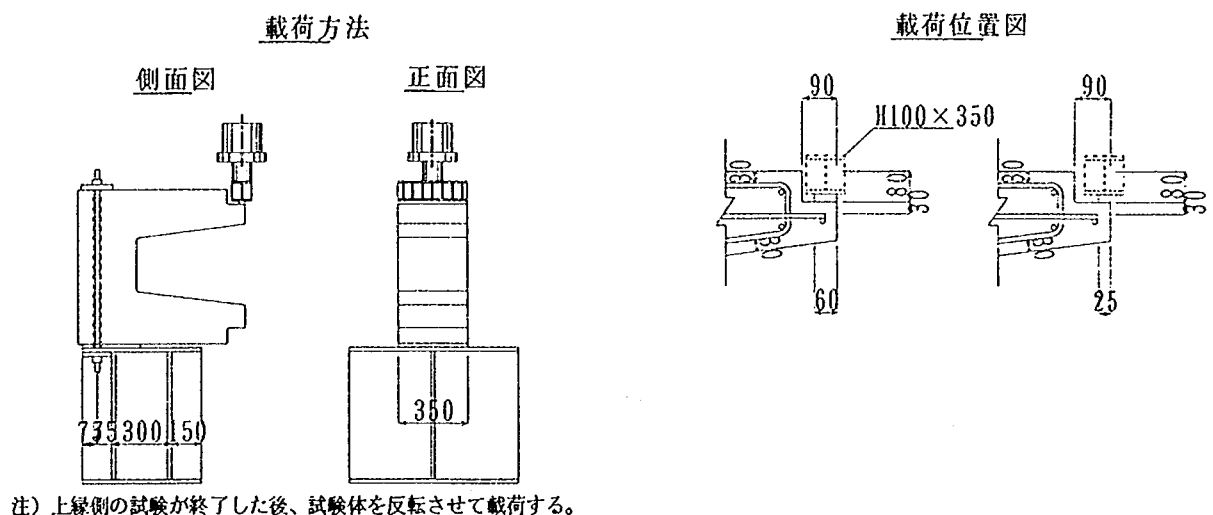


図-4.2.6 載荷方法および載荷位置図 (単位 mm)

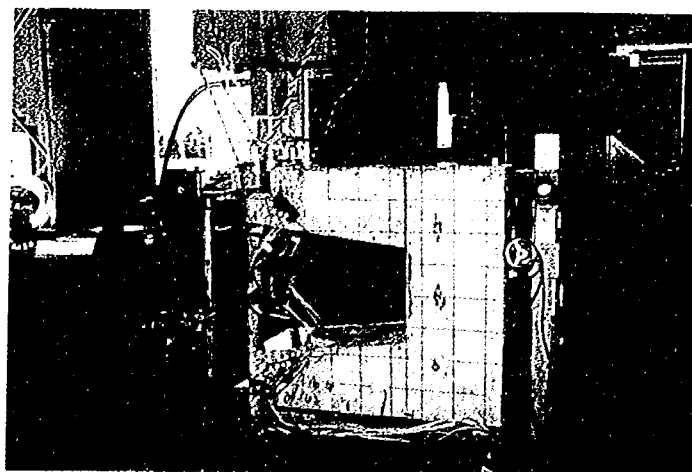
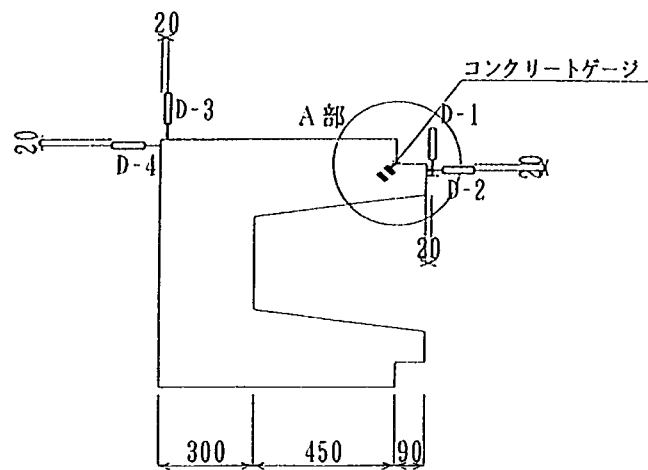
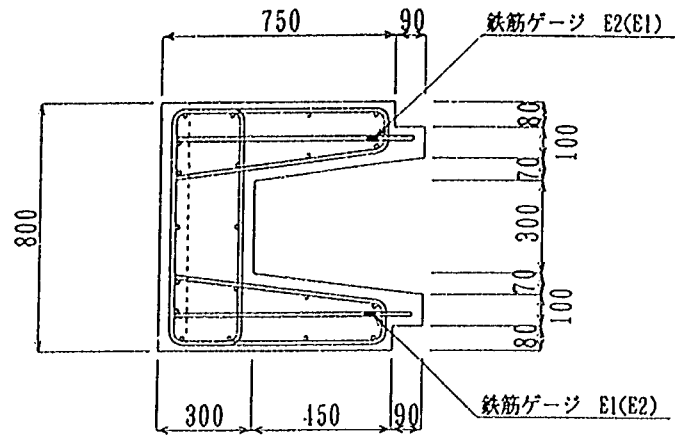
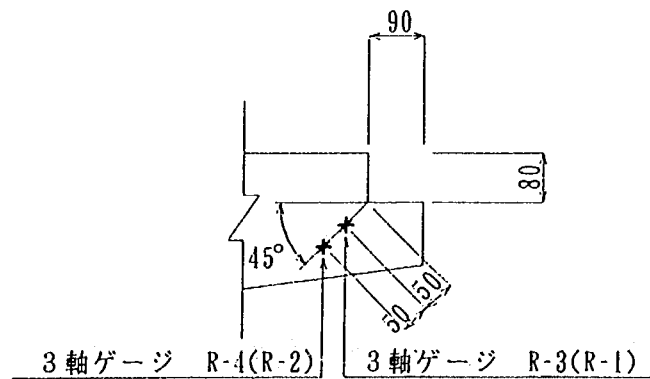


写真-4.2.1 載荷試験状況



A 部詳細図



* X : 水平方向
Y : 鉛直方向
Z : 45度方向

() 内は裏面に貼付

図-4.2.7 高感度変位計およびひずみゲージ取付位置図 (単位 mm)

(2) 繰り返し載荷試験

載荷試験は、構造物実験施設内に設置されている構造物繰り返し載荷装置(静的735kN(75tonf)/動的490kN(50tonf))を用いて実施した。載荷状況を写真-4.2.2に、図-4.2.8に示す。また、計測装置を図-4.2.8および図-4.2.9に示す。

荷重の繰り返し載荷位置はP C板端部直上とし、繰り返し載荷試験は、上限荷重98kN(10tf)と下限荷重9.8kN(1tf)との間を振動数2~2.5HzのSin波で200万回定点繰り返し載荷を行うこととしていたが、100万回載荷時点では橋軸方向にわたるひびわれは発生していなかったことから残り100万回の上限荷重を増加した。動的なデータ計測は1時間ごとに30秒間の各種計測を、また、約15万回ごとに静的計測を行うとともにひびわれ観察も行った。載荷は50×20cmの載荷板を用い、床版の設計荷重である98kN(10tf)(増加後は132kN(13.5tf))で行った。

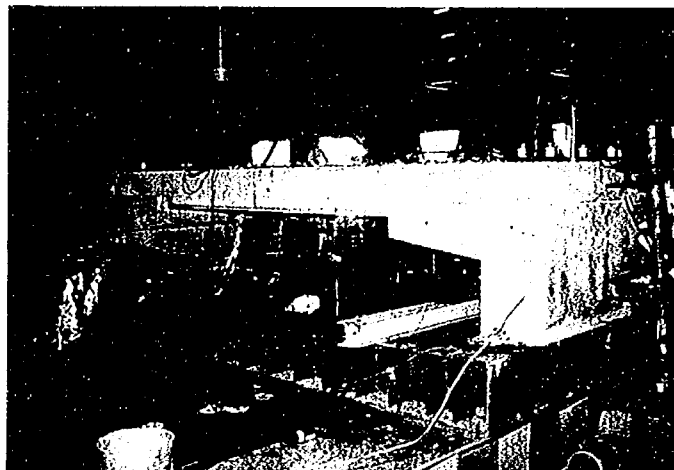


写真-4.2.2 載荷試験状況

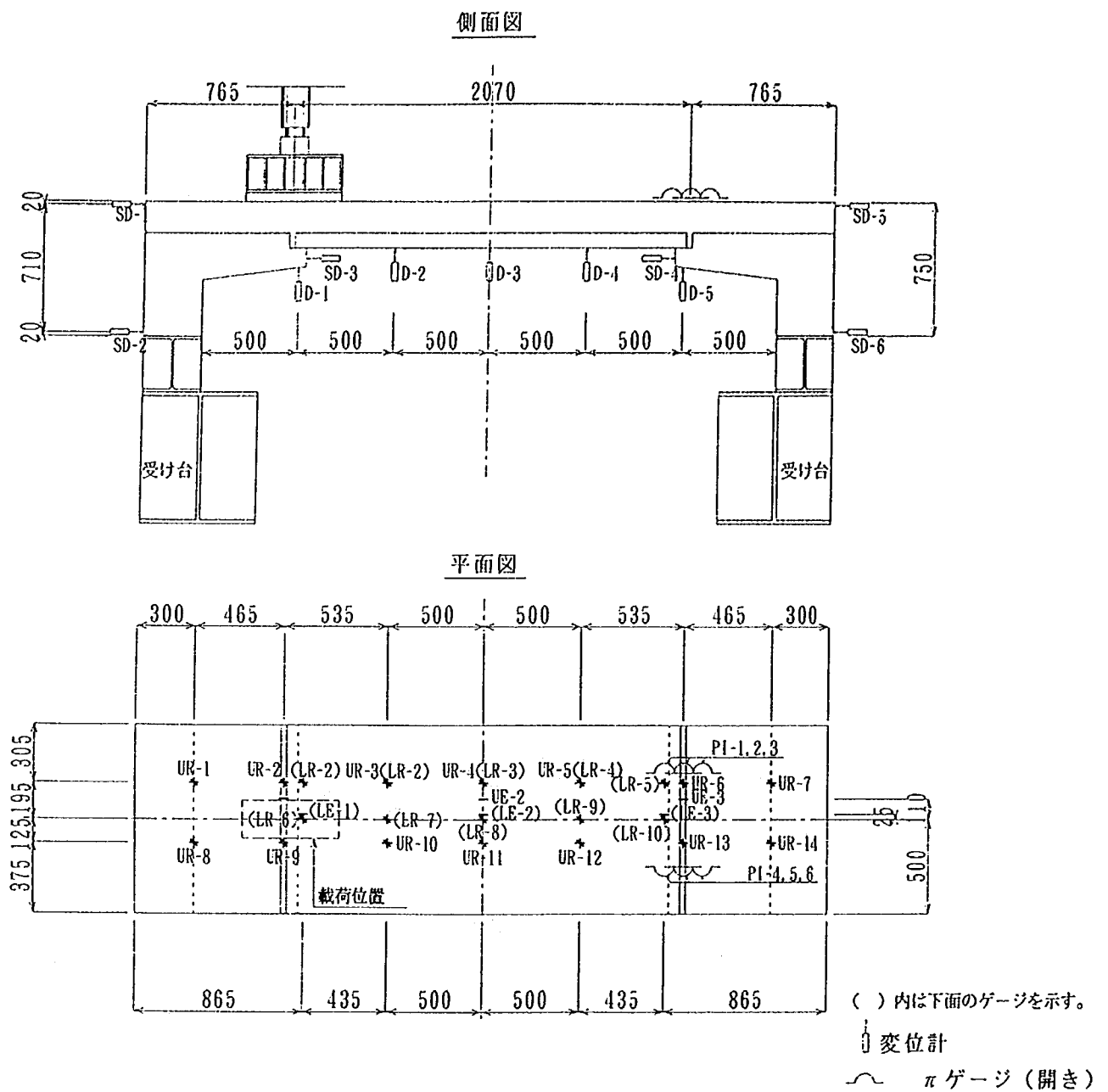
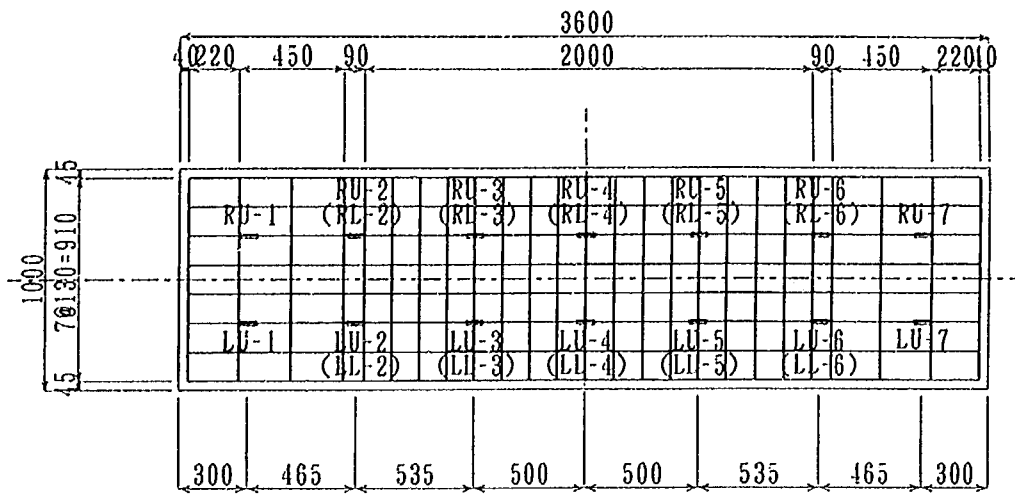


図-4.2.8 载荷位置および計測装置 (単位 mm)

平面図



P C 板平面図

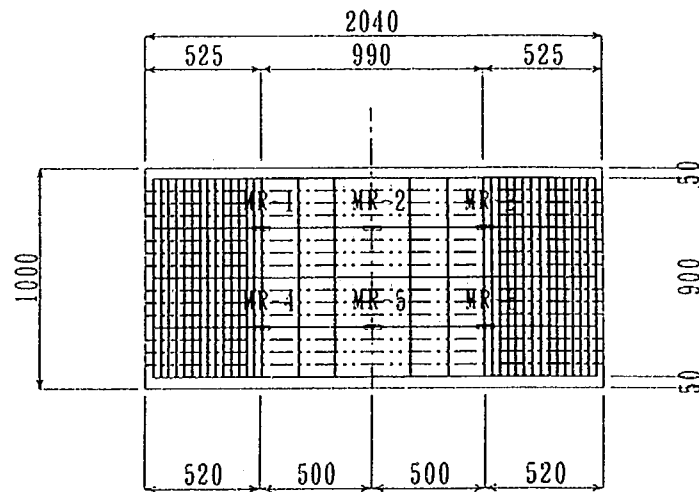


図-4.2.9 計測装置 (単位 mm)

4. 3 試験結果

4.3.1 切欠部載荷試験

(1) 静的耐力

P C板は主げた上フランジ切欠部によって支持される。この時P C板の掛かり長が不十分であればP C板架設時や床版施工時にせん断破壊を起こす可能性がある。そこで切欠部の施工時における安全性を確認するために、掛かり長を変化させた場合の静的荷重載荷による切欠部のひびわれ耐力を検討した。表-4.3.1に計算により求めた作用荷重、ひびわれ発生荷重および破壊時荷重を示す。なお、この表中の作用荷重は、8 cm厚のP C板自重、17cm厚の現場打ちコンクリート重量および 3.43kN/m^2 (350kgf/m^2)の作用荷重を供試体幅350 mmに換算して求めた。表より掛かり長60mmではひびわれ発生荷重は作用荷重の12倍以上であった。

掛かり長25mmのケースは掛かり長60mmに比べ耐力が低下しているが、その場合でも載荷される作用荷重に対してひびわれ発生荷重は8倍以上あった。また、参考として切欠部供試体(その2)で掛かり長25mmの場合の鉛直せん断応力度を計算すると $30.2\text{kN}/(350\times 100)=0.86\text{N/mm}^2$ ($3.08/(35\times 10)=8.8\text{kgf/cm}^2$)となる。

表-4.3.1 作用荷重に対する安全率

供 試 体	掛かり長	作用荷重 B	ひびわれ 発生荷重 A	A/B	破壊時荷重	供試体幅
切欠部供試体 (その1)	60mm	3.410kN (0.348tf)	41.2kN(4.20tf)	12.1	43.1kN (4.40tf)	350mm
	25mm		34.4kN(3.51tf)	10.1	34.4kN (3.51tf)	
切欠部供試体 (その2)	60mm		44.1kN(4.50tf)	12.9	44.9kN (4.58tf)	
	25mm		30.2kN(3.08tf)	8.9	38.6kN (3.94tf)	

作用荷重の計算

$$\begin{aligned}
 \text{P C板} \quad S_{d1} &= 2.040 \times 0.08 \times 24.5\text{kN/m}^3 (2.5\text{tf/m}^3) \times 1/2 = 2.00 \text{ kN} (0.204 \text{ tf}) \\
 \text{場所打ちコンクリート} \quad S_{d2} &= 2.040 \times 0.17 \times 24.5\text{kN/m}^3 (2.5\text{tf/m}^3) \times 1/2 = 4.25 \text{ kN} (0.434 \text{ tf}) \\
 \text{作業荷重} \quad S_s &= 2.040 \times 3.43\text{kN/m}^2 (0.35\text{tf/m}^2) \times 1/2 = 3.50 \text{ kN} (0.357 \text{ tf}) \\
 \Sigma S &= 9.75 \text{ kN} (0.995 \text{ tf})
 \end{aligned}$$

$$\text{作用荷重} \quad S = 9.75 \times 0.35 = 3.41 \text{ kN} (0.995 \times 0.35 = 0.348\text{tf})$$

(2) ひびわれ

載荷終了時のひびわれ図を図-4.3.1～図-4.3.4に示す。

いずれの供試体も切欠部付け根から斜め下45° 方向へのひびわれが見られた。切欠付け根は断面急変部であり、応力集中によって斜めひびわれが進展したと考えられる。ひびわれはまず斜め下45° 方向へ進展し、切欠部供試体(その1)で掛かり長25mmのケース以外は、次いで上フランジ下面に沿ってほぼ平行に延びている。ひびわれの位置から推定して、主げた上フランジに配置した鉄筋のかぶりコンクリートが剥離するようにひびわれが発生している。また、載荷板付け根からも斜め方向にひびわれが発生した。

掛かり長25mmの供試体は、掛かり長60mmに比べ先端側に載荷されることから補強鉄筋が配置されていない切欠先端部にひびわれが発生しやすい載荷状態と考えられるが、ひびわれはほぼ同様の進展状況であった。

次に、鉄筋形状の違いについて述べる。掛かり長60mmの場合には、切欠部供試体(その1)と切欠部供試体(その2)はほぼ同様のひびわれ発生状況となっている。一方、掛かり長25mmの場合には切欠部供試体(その2)は、先端部のコンクリートが破壊時に剥落した。切欠部供試体(その1)のPC板支持部に配置された鉄筋はひびわれが貫通した後ではPC板支持部側の鉄筋長は道示で規定されている定着長を満足していないため、主げた上フランジ付け根側との付着が切れやすい状態と考えられる。そのため、最初に生じたひびわれが進展し終局を迎えている。一方、切欠部供試体(その2)はコの字型鉄筋の存在により鉄筋内側は上フランジと分離しにくい構造となっているため、鉄筋の外側に沿ってひびわれが生じ剥落したのと考えられる。

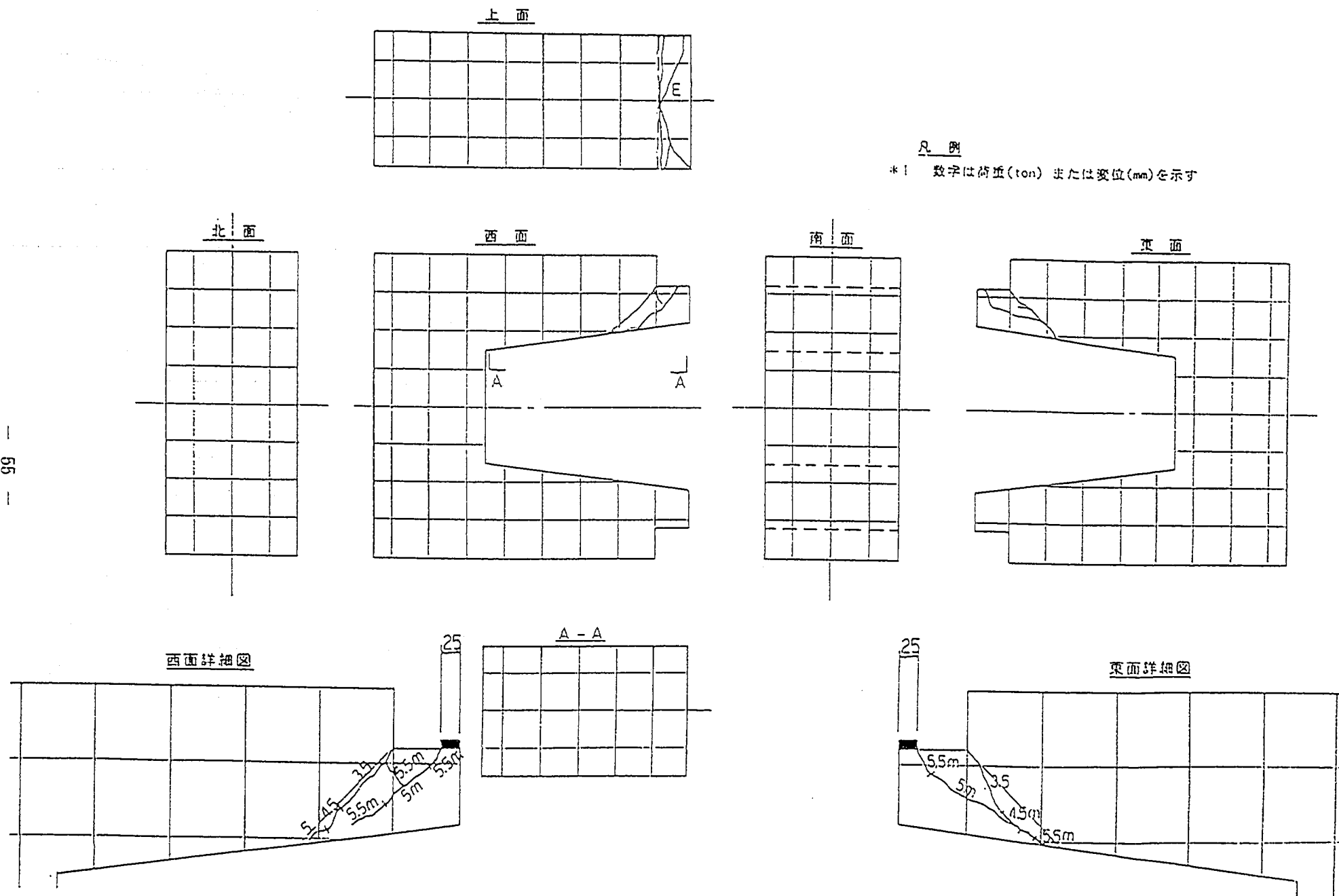


図-4.3.2 切欠部供試体(その1)ひびわれ図(掛かり長25mm) (単位 mm)

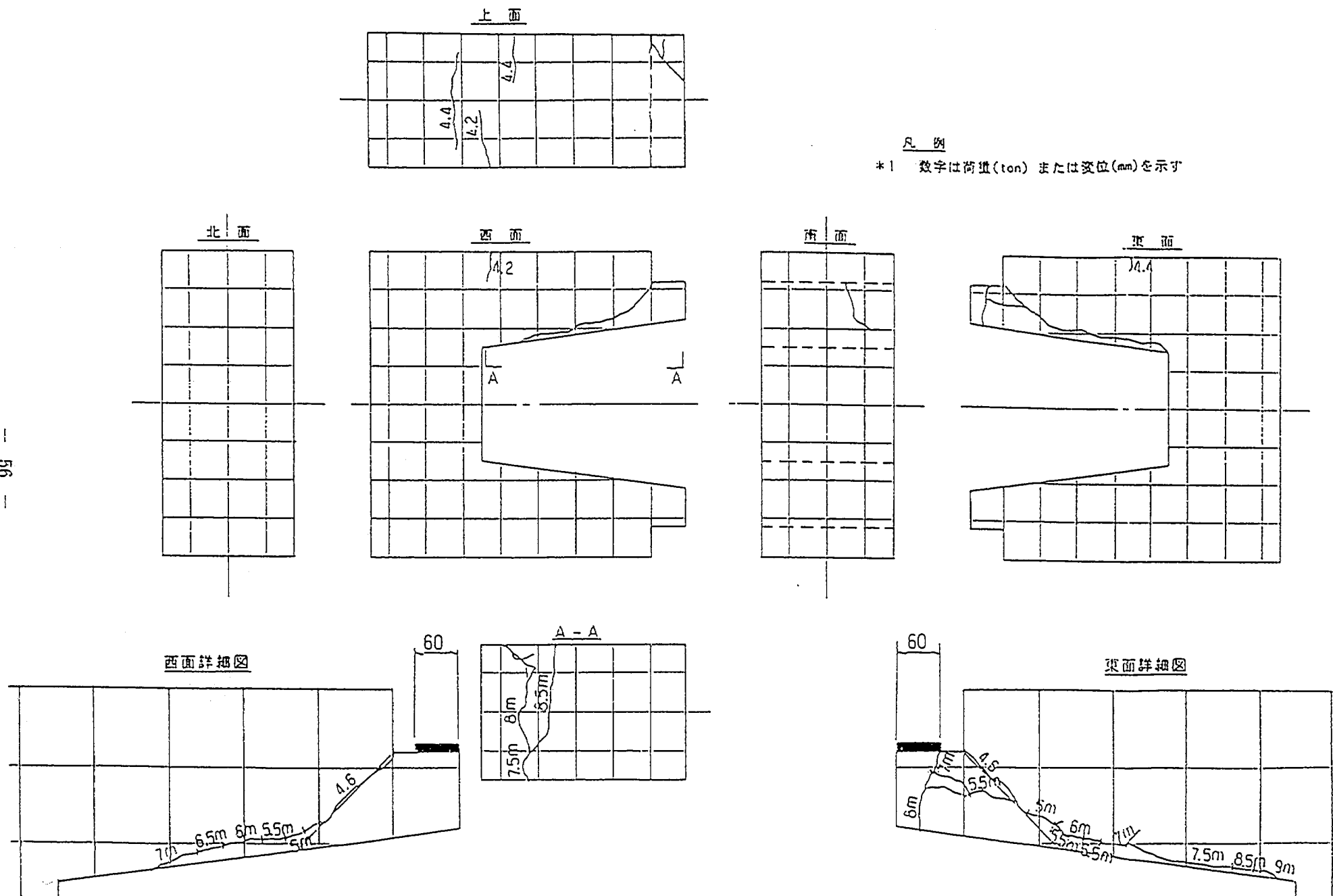


図-4.3.3 切欠供試体(その2)ひびわれ図(掛かり長60mm) (単位 mm)

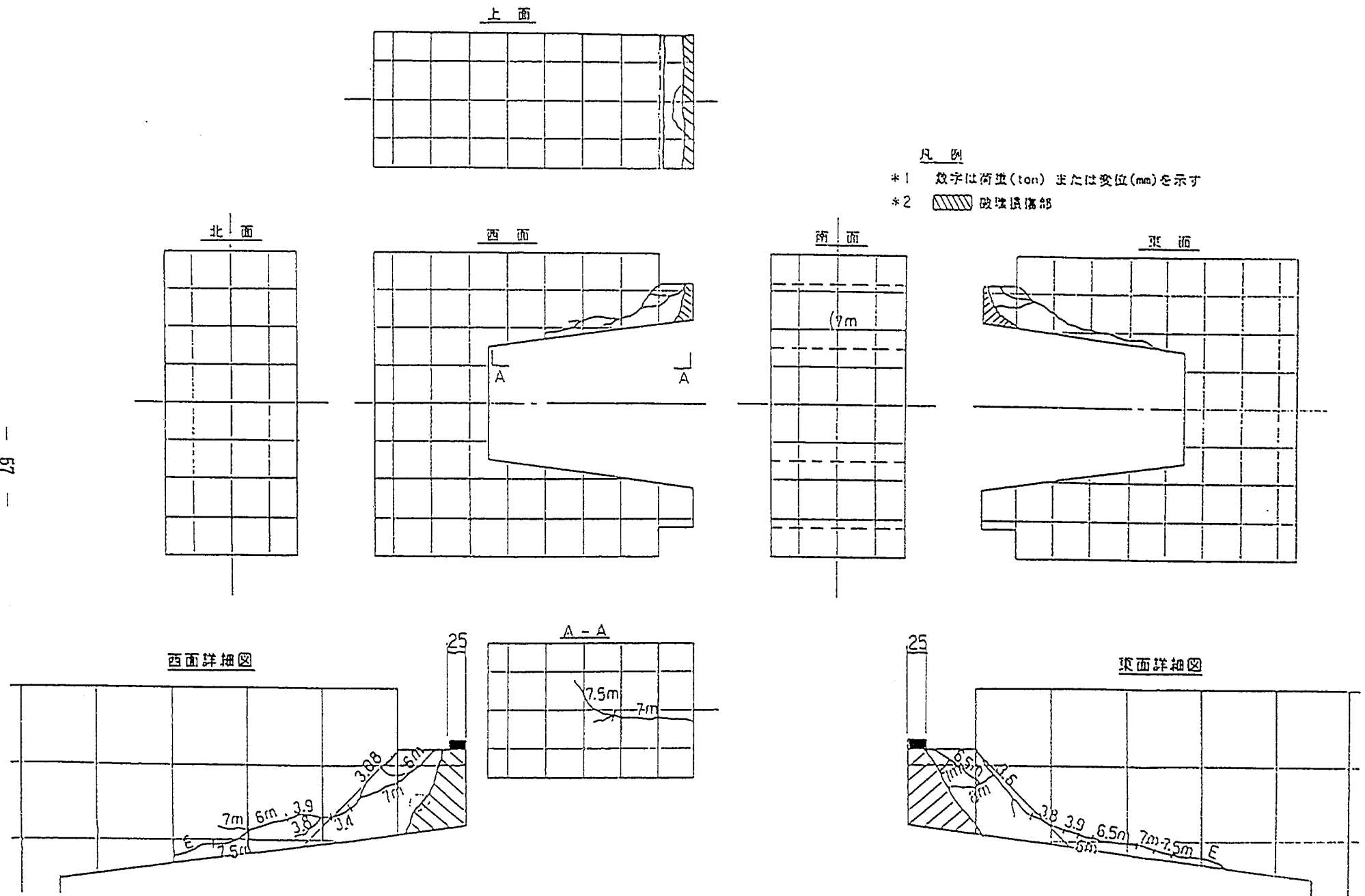


図-4.3.4 切欠供試体(その2)ひびわれ図(掛かり長25mm) (単位 mm)

4.3.2 繰り返し載荷試験

1) たわみ

目地部直上に輪荷重98kN(10tf)を載荷した時の計算値および実測値の鉛直変位を図-4.3.5に示す。ここで、計算値は2次元FEM解析により、実測値は完成時合成供試体の下面に配置した変位計により求めた。荷重載荷位置と反対側の切り欠き部では若干の変位が生じているが、載荷直下では実測値は計算値とほぼ一致した。

図-4.3.6に繰り返し載荷中の鉛直変位の変化を示す。実測(100万回載荷時)は100万回繰り返し載荷後に98kN(10tf)の静的載荷時の鉛直変位を示している。繰り返し回数の増加に伴い荷重載荷直下の変位は増加しているが僅かである。

図-4.3.7に繰り返し載荷中の除荷時変位を示す。実測(100万回載荷時)は100万回繰り返し載荷後の除荷時の鉛直変位を示している。載荷回数49万回以後の鉛直変位の増加は載荷回数の増加に伴い進展していることがわかる。一方、繰り返し載荷前から49万回載荷時までに0.1mm以上変位が進んでいるが、これは以後の鉛直変位の増加の度合いを考えると供試体および治具のなじみ量と考えられる。繰り返し中の変位は回数は増加しているが、その増加量は僅かである。

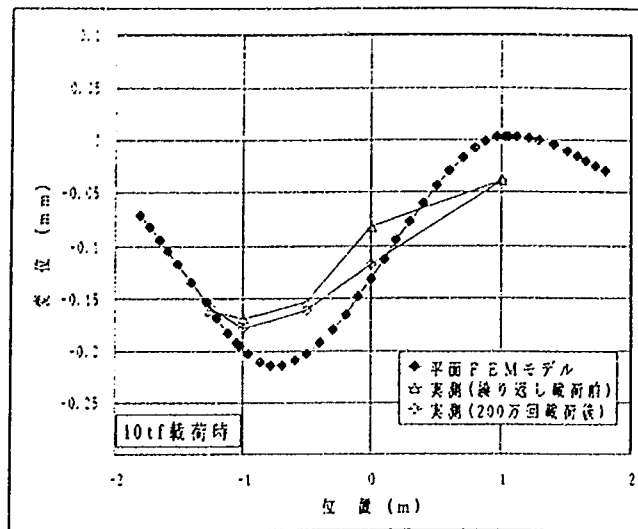


図-4.3.5 鉛直変位図(計算値、実測値の比較)

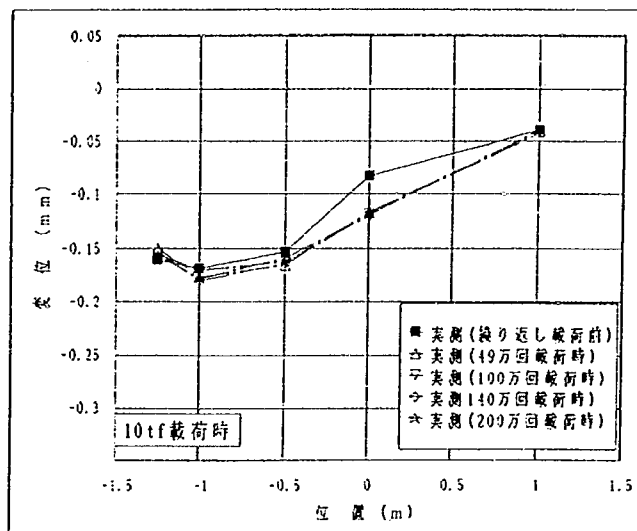


図-4.3.6 鉛直変位図(10tf載荷時の実測値の比較)

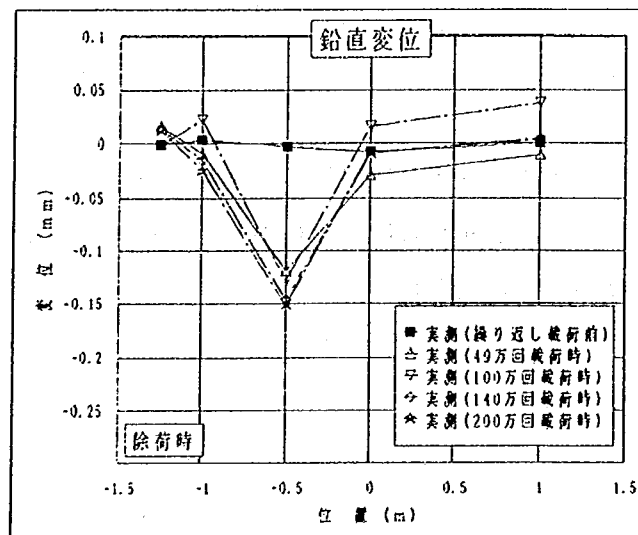


図-4.3.7 鉛直変位図(除荷時の実測値の比較)

2) 応力度

98kN(10tf) 載荷時における床版支間方向床版下面のコンクリート応力度を図-4.3.8に示す。計算値は平面FEMモデルにより、実測値は供試体下面に配置したコンクリートゲージのひずみ値から求めた。実測値は計算値より若干大きめの値となっているが勾配はほぼ同じであり、実測値と計算値はほぼ同一の傾向を示していると考えられる。また、載荷回数が増加しても実測値の応力度分布は増加していないことからひびわれは起こらなかったと考えられる。

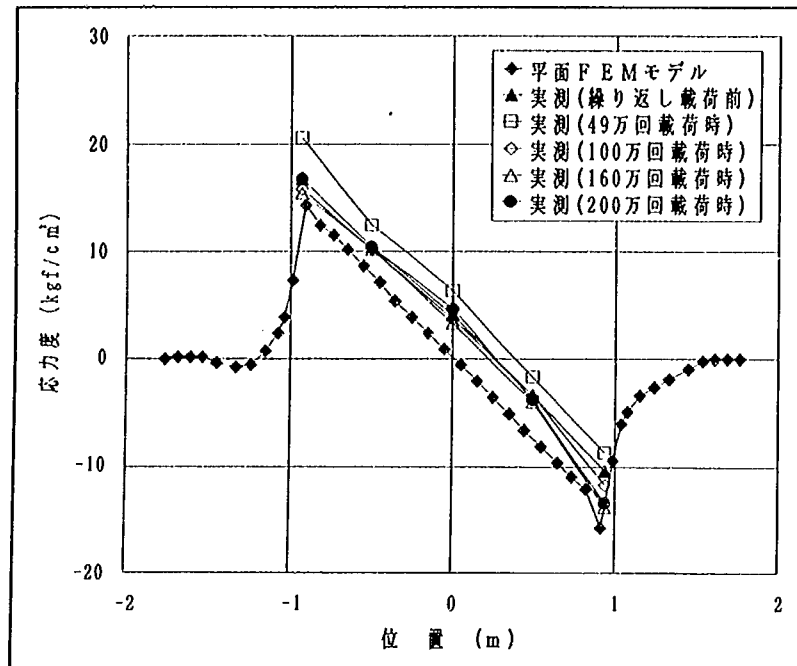


図-4.3.8 応力度分布図(床版下面)

3) ひびわれ図

ひびわれ図を図-4.3.9に示す。供試体下面のひびわれは生じていないため下面のひびわれ図は省略する。最初のひびわれは繰り返し載荷回数27.5万回時に荷重載荷と反対側の切り欠き部の場所打ちコンクリート部に発生した。その後、繰り返し回数が増加するに従いひびわれは増加したが、ほとんどのひびわれは供試体の側面から床版上面にかけて発生しており、ひびわれ長は最大20cm程度で1 mの床版幅まで進展したものはなかった。荷重載荷位置の反対側の切り欠き部に実橋レベルよりも大きな引張応力が発生することは立体FEMモデルと平面FEMモデルの関係から明らかであり、床版が連続している実橋においては発生しないひびわれと考えられる。

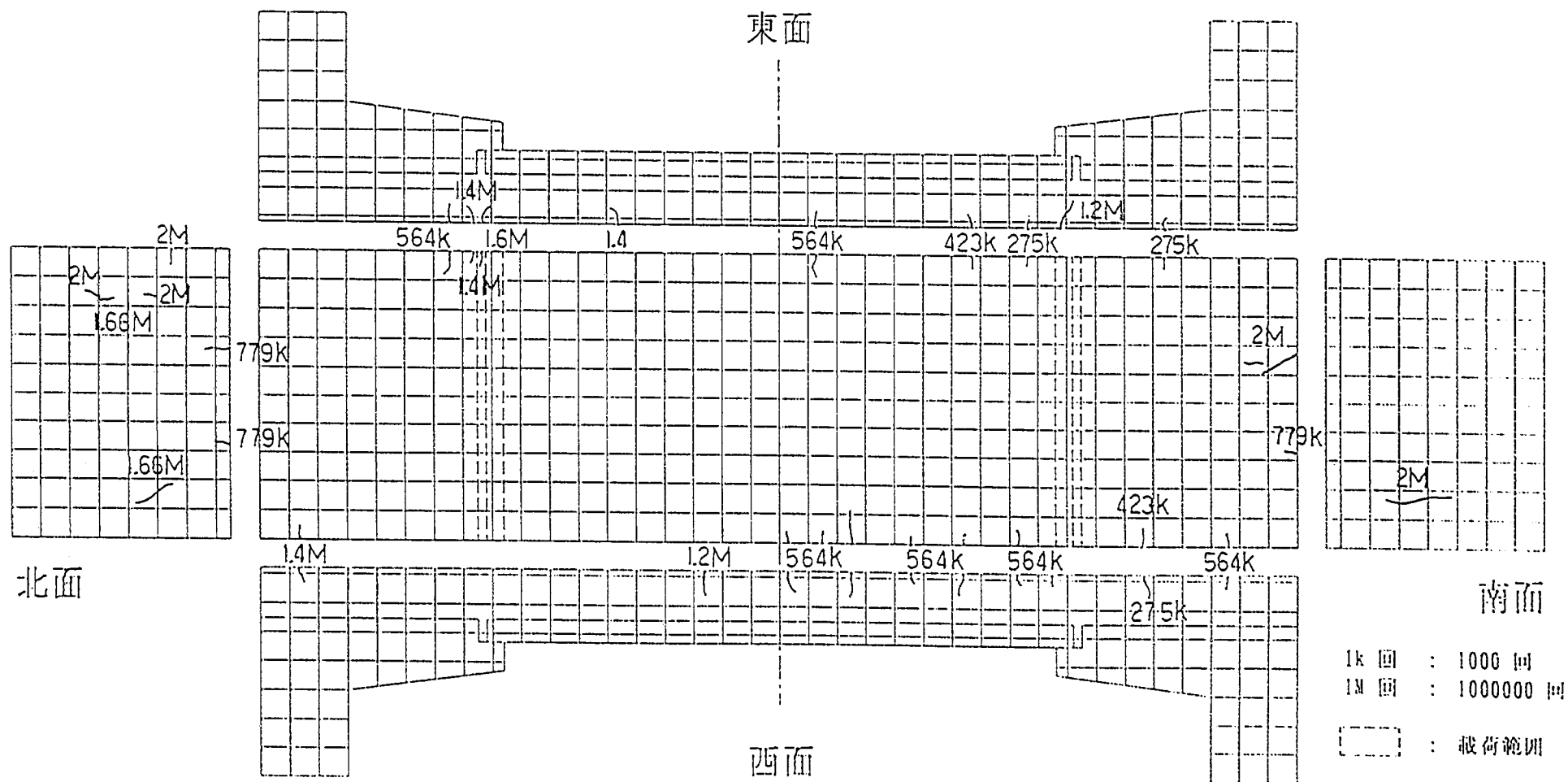


図-4. 3. 9 ひびわれ図(床版上面)

4) ひずみ分布

床版部の損傷の進展を確認するために平面的に同位置に配置した鉄筋ゲージを用いて床版部のひずみ分布を求めた。図-4.3.10～図-4.3.12に床版の各位置でのひずみ分布を示す。図-4.2.8にUR-3～UR-5で示す位置には、床版上下面に貼付したコンクリートゲージ、場所打ちコンクリート部およびP C板内の鉄筋に貼付した鉄筋ゲージの5個のひずみゲージが配置されておりそれらを使用してひずみ分布図を作成した。どの位置でも載荷回数が進行するに伴いひずみは増加しているものの比較的直線となっている。特に鉄筋ゲージのみに着目した場合にはほぼ直線的な分布となっており、今回の繰り返し試験の範囲内ではP C板と場所打ちコンクリートの接合面(下から80mmの位置)は一体化して荷重に抵抗していると考えられる。

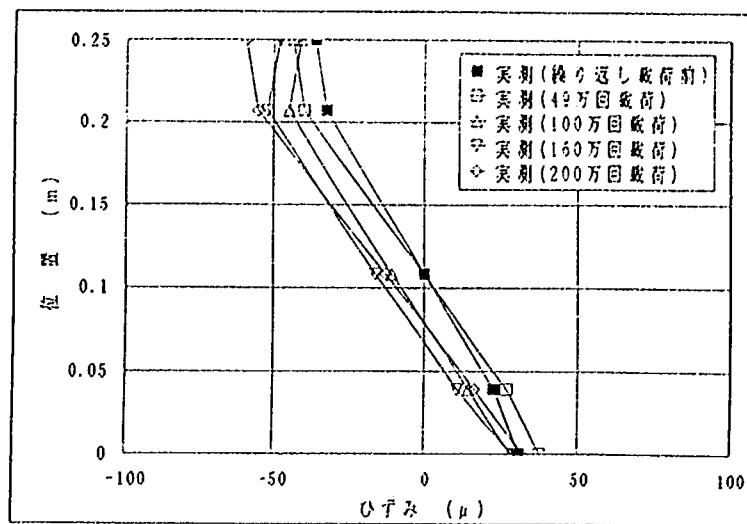


図-4.3.10 ひずみ分布図(UR-3位置)

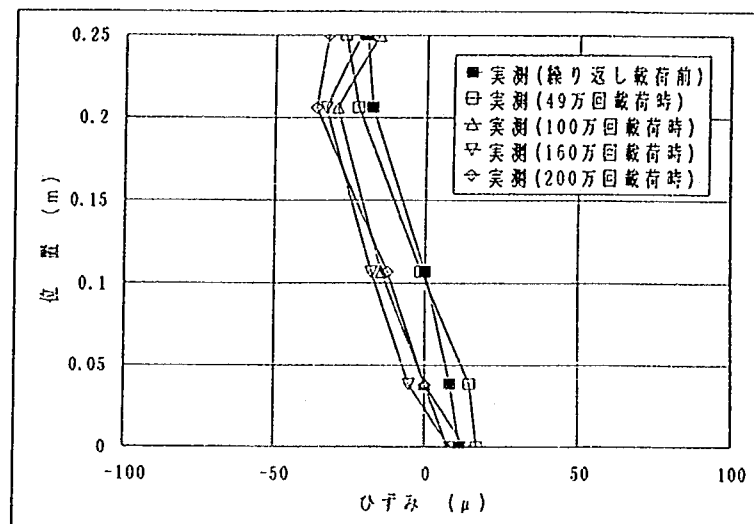


図-4.3.11 ひずみ分布図(UR-4位置)

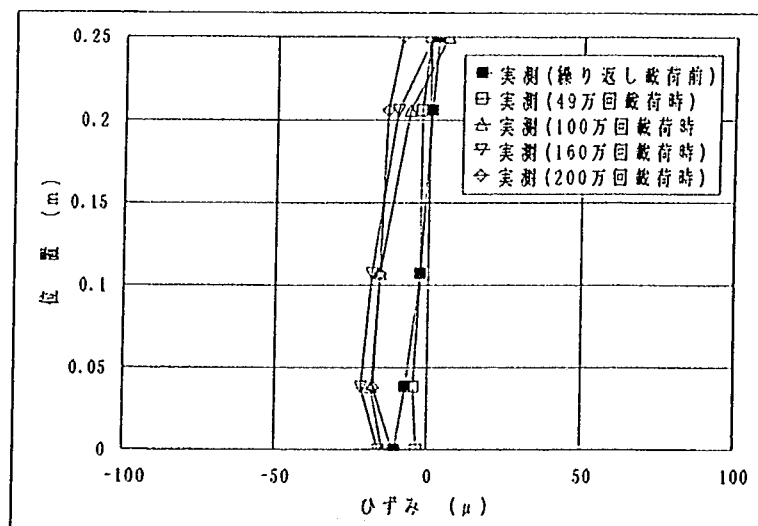


図-4.3.12 ひずみ分布図(UR-5位置)

4. 4 まとめ

以上の試験結果から以下の点が確認された。

・静的載荷試験

- (1) 本試験で製作した断面形状、配筋形状を有する切欠部は、作業荷重 3.43kN/m^2 (350kgf/m^2)に対し掛かり長 60mm で12倍、掛かり長 25mm で8倍以上の耐荷力を有していた。鉄筋の形状による有意差は認められなかった。
- (2) 鉄筋のかぶり以下の掛かり長(25mm)でP C板を支持する場合には、かぶり部分のコンクリートが急激に欠落する可能性があるため、鉄筋のかぶり以上とするのが良いと考えられる。

・繰り返し載荷試験

- (1) 実橋レベルの載荷荷重に対して、合成床版の鉄筋コンクリート部には軽微なひびわれが発生するが、主げたの上フランジ切欠部およびその近傍部にはひびわれは発生していないことから、切欠部への応力集中は大きくないと考えられる。
- (2) 切欠部直上の集中荷重に対し、床版支間のR C部およびP C板は 200万回繰り返し載荷後もP C合成床版として一体となって荷重に抵抗している。

5. 水平せん断強度確認試験

5.1 目的

「道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編」（（社）日本道路協会、平成8年12月）⁵⁾には、コンクリート合成げた橋におけるけたと床版の結合に関して、結合面に生じるせん断応力度の計算に適用する合成前後の荷重の組合せの規定、結合面に生じるコンクリートのせん断応力度の計算式、許容せん断応力度の規定、また、構造細目ではずれ止め鉄筋の最小鉄筋径と配置間隔および結合面面積に対する最小鉄筋比の規定が記述されている。

特に許容せん断応力度とずれ止め鉄筋比に関しては、「配置する鉄筋が最小鉄筋量の場合のコンクリートの許容せん断応力度は 0.5N/mm^2 (5kgf/cm^2)とする」および、「ずれ止め鉄筋量は、けたと床版の結合面の面積の0.2%（最小鉄筋量）以上としなければならない。」とされている。しかし、コンクリート部材相互の結合面における破壊までの挙動、および結合面の仕上げ状態・配置したずれ止め鉄筋量と結合面のずれせん断強度の関係も不明な点が多く十分に検討する必要がある。

そこで、本研究ではコンクリート合成構造の結合面におけるせん断力伝達機構とせん断耐力を把握するため、結合面の粗面処理、配置鉄筋量、およびコンクリート打設後の結合面における粗面仕上げの時間等の条件を変化させたプッシュオフ供試体と合成げた供試体を製作して、それぞれ水平せん断試験、曲げ載荷試験を行い、以下の項目について確認することとした。

- ① 結合面の仕上げ方法の違いによるせん断強度の確認
- ② 結合面の仕上げ時間の違いによるせん断強度の確認
- ③ ずれ止め鉄筋の配置量（鉄筋量）の違いによるせん断強度の確認
- ④ ずれ止め鉄筋の配置方向の違いによるせん断強度の確認
- ⑤ 結合面の幅（面積）の違いによるせん断強度の確認
- ⑥ 国内外の許容値と実験結果の比較
- ⑦ 破壊挙動の確認

図-5.1.1に、合成げた橋の床版とけたの結合面、およびずれ止め鉄筋配置の概略図を示す。

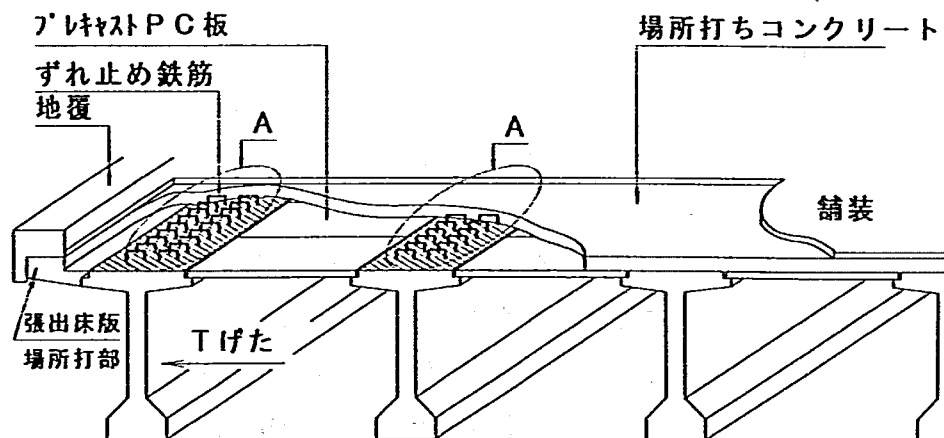


図-5.1.1 PC合成げた橋（PC合成床版タイプ）のずれ止め鉄筋配置概略図

5. 2 試験方法

試験を以下の2通りの方法により実施した。

コンクリート部材のせん断強度を求めるには、間接一面せん断試験、ルーマニア法による試験、直接一面せん断試験、二面せん断試験等の方法⁶⁾があるが、間接一面せん断試験（プッシュオフ試験）は、他の試験方法に比べてせん断強度および破壊性状を調べるうえで合理的なせん断強度試験方法の一つである、と既往の研究⁷⁾に報告されている。このことから、本実験では合成構造における結合面のずれせん断強度の確認方法として「プッシュオフ試験」を採用した。

さらに、PCげたと場所打コンクリート床版の結合面のせん断力は、載荷荷重により曲げをともなう状態で結合面に作用する。したがって、合成げた供試体を製作して曲げ載荷試験を実施し、結合面のせん断力伝達機構とせん断破壊挙動について、プッシュオフ試験結果と比較検討した。以下、この曲げ載荷試験を「はり載荷試験」と略す。

5.2.1 試験供試体

(1) プッシュオフ試験供試体

図-5.2.1.1、図-5.2.1.2に供試体の形状寸法と配筋状況を示す。供試体の寸法は、結合面の幅40cm、加力方向の長さを71.3cmとした。これは、結合面に配置されるずれ止め鉄筋をD10（断面積 0.7133cm^2 ）とし、配置本数により鉄筋比を容易に設定できる（配置本数2本で鉄筋比0.05%となる）ことへの配慮である。

なお、ゲージを貼付するずれ止め鉄筋には、D13をD10と等価な断面積となるように加工したものをを用いた。

供試体は、結合面のずれせん断耐力に影響を与える要因として、①結合面の粗面仕上げの状態、②結合面の仕上げ時間、③ずれ止め鉄筋比（ここでは鉄筋量について、配置する鉄筋量を結合面積で除した鉄筋比として示す）、④結合面の幅とずれ止め鉄筋の並び方等に着目した。また比較用に、⑤一体型を加えて計38体を製作した。表-5.2.1.1に供試体の一覧を示す。ここで、供試体の結合面を挟んで下側を一次コンクリート部、上側を二次コンクリート部と呼ぶことにする。なお、それぞれの要因については、次のように供試体の設計で考慮した。

① 結合面の仕上げ方法

合成げた橋のけたと床版の間の結合面には、ずれ止め鉄筋が密に配置されることから、現場での施工性を考慮した粗面仕上げの状態として、A. 洗い出し、B. ホウキ目、C. 金ゴテの3種類のケースを設定した。

図-5.2.1.3に結合面の仕上げ方法を示す。

洗い出し供試体の結合面では、結合面となる一次コンクリート部上面に遅延剤を塗布し、コンクリート硬化後にその表面を水洗いすることで完全にレイタンスが取り除かれるものである。骨材が露出し二次コンクリート部とのコンクリートの付着強度が、本実験の仕上げ方法の中では最も高いものと考えられる。

金ゴテ供試体の結合面は、一次コンクリート打設後2時間以内に上面を金ゴテで平坦に仕上げられたものである。本実験の中では他の仕上げ状態に比べ、結合面がなめらかでコンクリートの付着強度が最も低いものと考えられる。

② 結合面の仕上げ時間

結合面がホウキ目の供試体では、一次コンクリート部上面の仕上げ時間を、2.0時間以内としたものと3.5時間以降とした供試体を製作した。前者をホウキ目1の状態、後者をホウキ目2の状態と呼ぶことにする。ホウキ目1の状態は、結合面にホウキ目を入れた後もブリージング水は上昇するものと考えられ、その表面にはレイタンスが残っている状態と考えられる。後者は、ブリージング水上昇の後にホウキ目仕上げされたもので、結合面表面のレイタンスを掻き出すような処理を行ったものである。

③ ずれ止め鉄筋比

鉄筋比は、道路橋示方書に示される最小鉄筋比である0.2%とそれ以下の0.1%とした。また、ホウキ目1、ホウキ目2、洗い出しの粗面仕上げの内、ホウキ目1仕上げについては、0.05%、0.10%、0.15%、0.20%の4種類とした。

④ 結合面の幅とずれ止め鉄筋の配置

結合面の幅が、ずれせん断強度に及ぼす影響を確認するため、結合面の幅80cmの供試体を製作した。また、この供試体では鉄筋比を変えずに鉄筋の配置を変え、図-5.2.1.2に示すように、集中型と分散型の2種類を製作した。

⑤ 一体型供試体

結合面を有する供試体の破壊形態と比較するため、結合面を有さない一体型の供試体を製作した。

供試体は、表-5.2.1.2に示すグループに分けて製作した。これらのグループは、工場で一度に製作する供試体数に制限があるため、製作工程で分けられたものである。

供試体の製作は、まず一次コンクリート部の結合面となる上面にずれ止め鉄筋を突出させた状態で配筋した後、コンクリートを打設し、所要の時間において結合面の仕上げを行った。次に一次コンクリート硬化後、二次コンクリート部の鉄筋を配置した後にコンクリートを打設した。

製作時における重要な留意点の一つには、コンクリートの打ち込みの方向がある。既往の研究⁹⁾によると、コンクリートの打ち込み方向の違いによりコンクリートのブリージングの影響が結合面に大きく現れ、載荷初期の段階から相対ずれ量・残留ずれ量に大きく差が現れることが確認されている。したがって、けた上に場所打ち床版を施工するのと同様に、コンクリートの打設方向は、結合面に垂直に行った。

側面図 S = 1 : 20

A - A 断面図

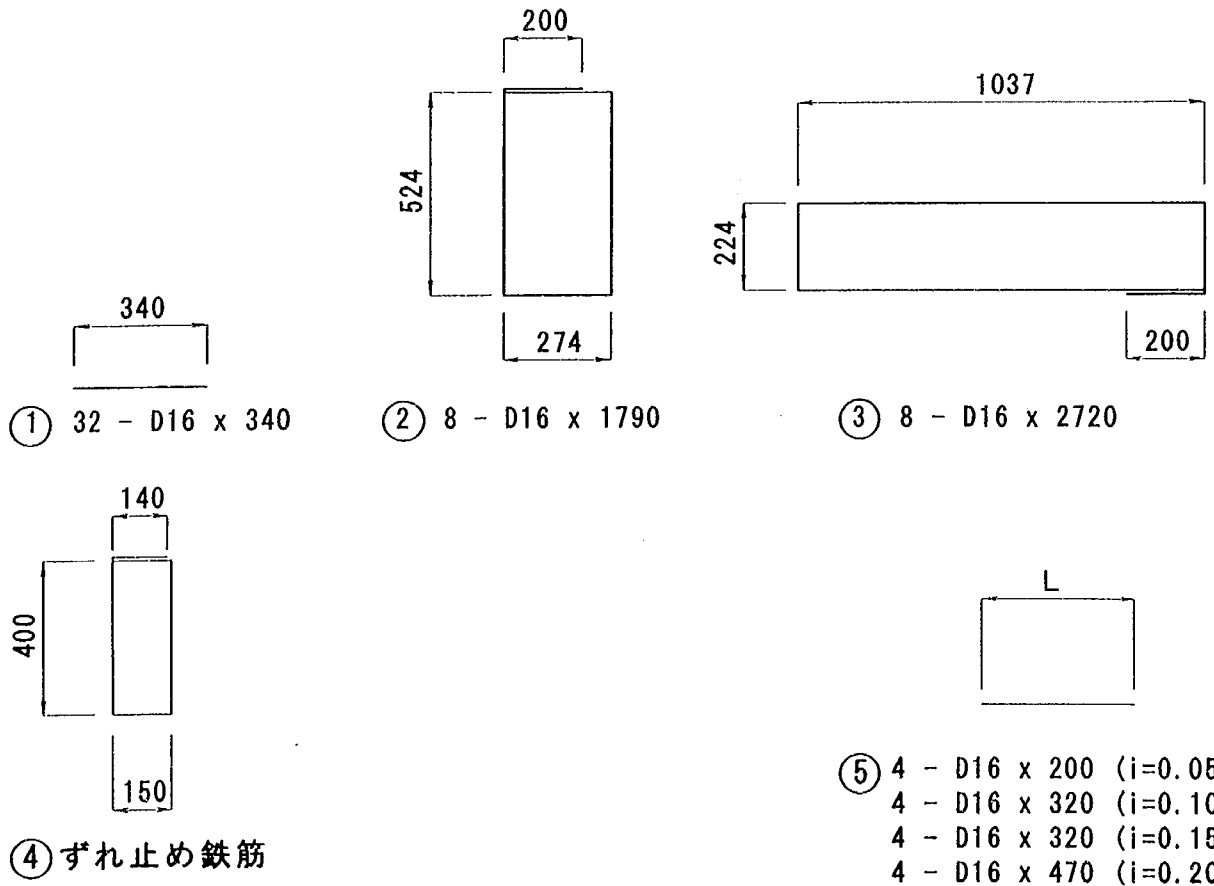
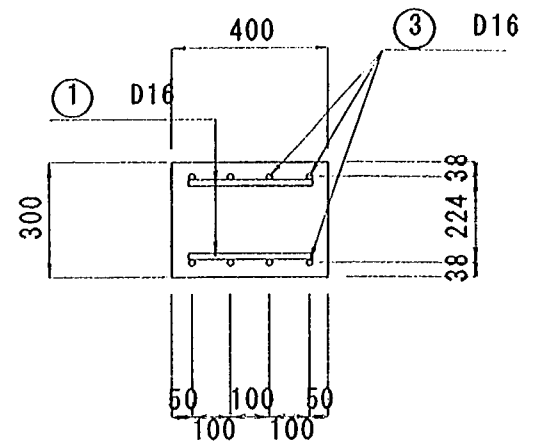
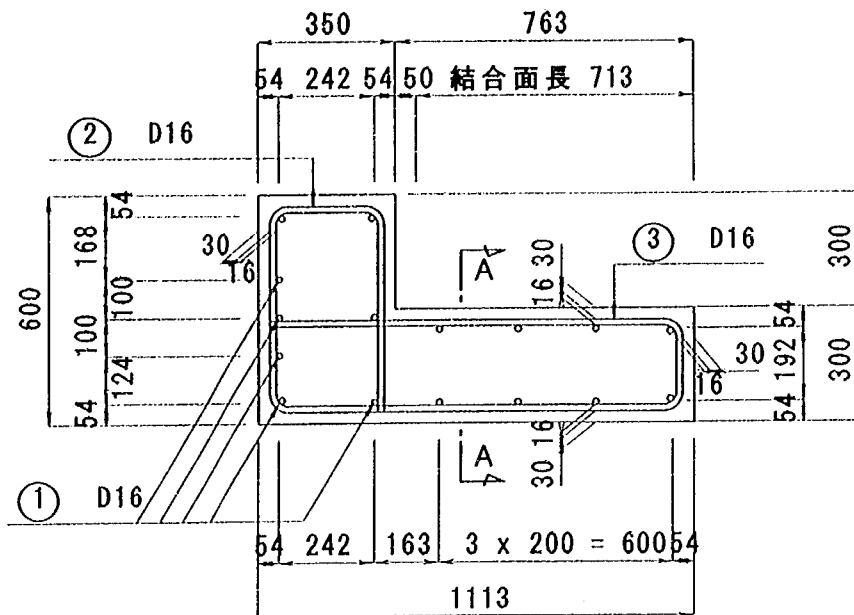


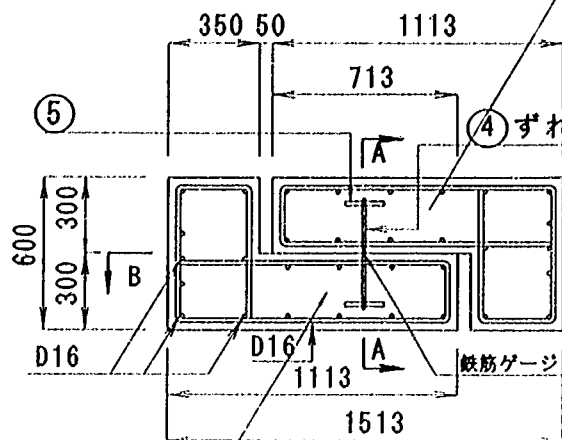
図-5.2.1.1 プッシュオフ試験供試体 配筋図 (単位 mm)

側面図 S=1/30

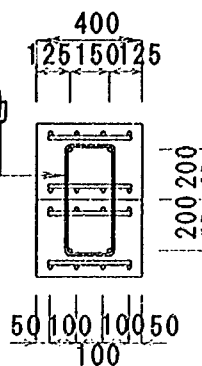
二次コンクリート部

断面図 S=1/30

A-A断面



④ ずれ止め鉄筋 D10
又は D13 溝切



一次コンクリート部

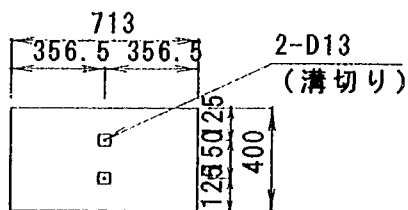
※ D10 相当の溝切り処理された D13 は鉄筋ゲージ設置用である。

結合面 B-B断面 平面図 S=1/30

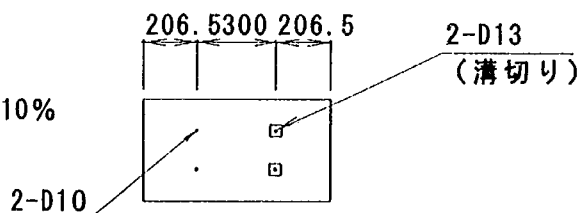
供試体基本幅 400mm

供試体幅広 800mm

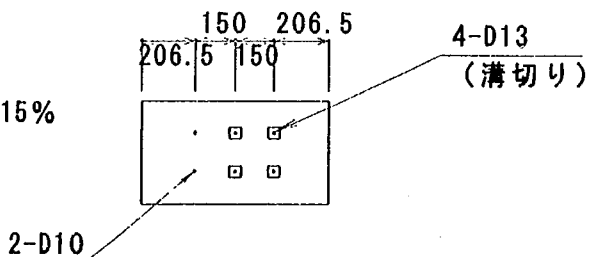
$\rho = 0.05\%$



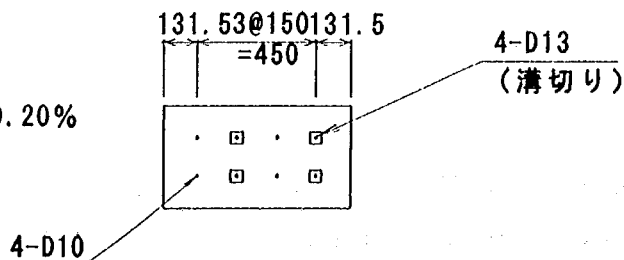
$\rho = 0.10\%$



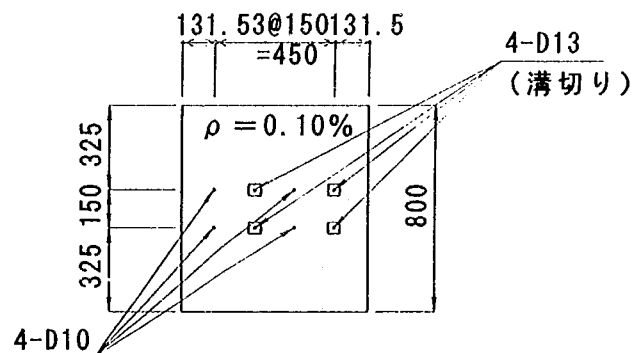
$\rho = 0.15\%$



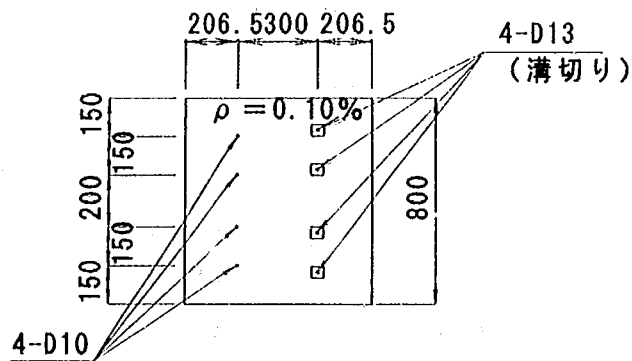
$\rho = 0.20\%$



ずれ止め鉄筋配置 集中型



ずれ止め鉄筋配置 分散型



□ . . . 鉄筋ゲージ取り付け部
(溝切鉄筋 D13)

図-5.2.1.2 プッシュオフ試験供試体 ずれ止め鉄筋配置図 (単位 mm)

表-5.2.1.1 供試体一覧（プッシュオフ試験）

供 試 体		結合面の状態	鉄筋比 (%)	備 考
番号	名 称			
1	PH1-05-300-1	ホウキ目 1	0.05	一次コンクリート打設後 2.0 時間以内に 結合面粗面仕上完了
2	PH1-05-300-2		0.05	
3	PH1-05-300-3		0.05	
4	PH1-10-300-1		0.10	
5	PH1-10-300-2		0.10	
6	PH1-10-300-3		0.10	
7	PH1-15-300-1		0.15	
8	PH1-15-300-2		0.15	
9	PH1-15-300-3		0.15	
10	PH1-20-300-1		0.20	
11	PH1-20-300-2		0.20	
12	PH1-20-300-3		0.20	
13	PA1-10-300-1	洗い出し	0.10	
14	PA1-10-300-2		0.10	
15	PA1-10-300-3		0.10	
16	PA1-20-300-1		0.20	
17	PA1-20-300-2		0.20	
18	PA1-20-300-3		0.20	
19	PK1-10-300-1	金ゴテ	0.10	
20	PK1-10-300-2		0.10	
21	PK1-10-300-3		0.10	
22	PK1-20-300-1		0.20	
23	PK1-20-300-2		0.20	
24	PK1-20-300-3		0.20	
25	PH2-10-300-m		0.10	一体型
26	PH2-20-300-m		0.20	
27	PH2-10-300-c-1	ホウキ目 1	0.10	幅広集中型
28	PH2-10-300-c-2		0.10	
29	PH2-10-300-c-3		0.10	
30	PH2-10-300-d-1		0.10	幅広分散型
31	PH2-10-300-d-2		0.10	
32	PH2-10-300-d-3		0.10	
33	PH3-10-300-1	ホウキ目 2	0.10	一次コンクリート打設後 3.5 時間後に 結合面粗面仕上完了
34	PH3-10-300-2		0.10	
35	PH3-10-300-3		0.10	
36	PH3-20-300-1		0.20	
37	PH3-20-300-2		0.20	
38	PH3-20-300-3		0.20	

注) 供試体名称の記号は以下を示す。

PH1-10-300-1

コンクリート設計基準強度 300 kgf/cm²
鉄筋比 (05:0.05% 10:0.10% 15:0.15% 20:0.20%)
試験内容 (1:ホウキ目1、洗い出し、金ゴテ 2:一体型、幅広型 3:ホウキ目2)
結合面の状態 (H:ホウキ目 A:洗い出し K:金ゴテ)
プッシュオフ試験

ホウキ目仕上げ 洗い出し仕上げ 金ゴテ仕上げ

コンクリート打設後、面を均す

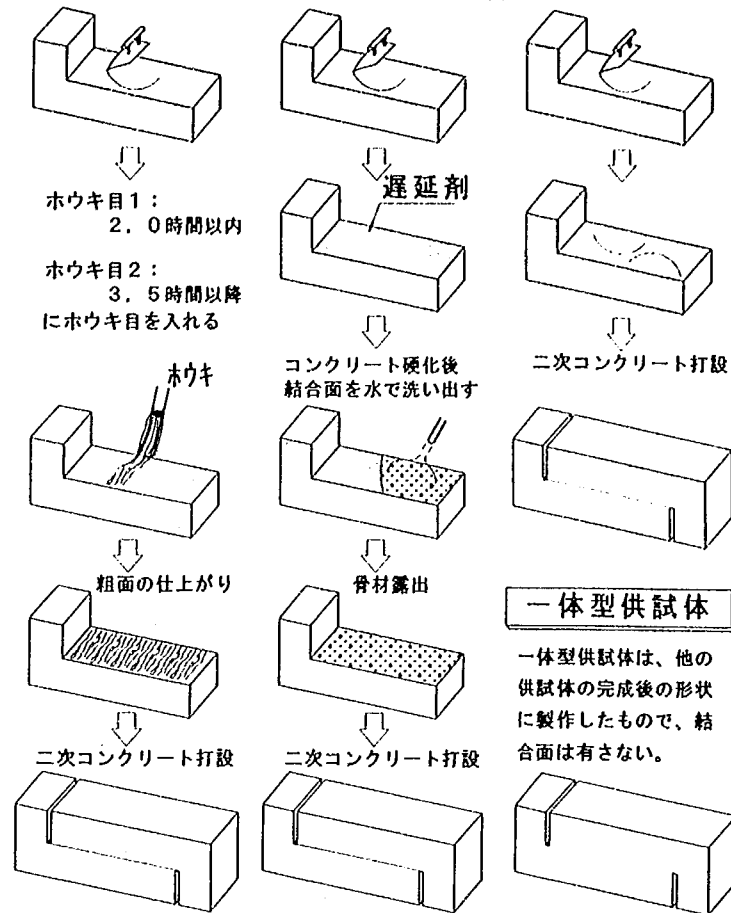


図-5.2.1.3 結合面の仕上げ方法

表-5.2.1.2 供試体製作グループ

供 試 体			供 試 体			供 試 体		
番号	名 称	製 作 グ ル ープ	番号	名 称	製 作 グ ル ープ	番号	名 称	製 作 グ ル ープ
1	PH1-05-300-1	GR. 1	13	PA1-10-300-1	GR. 1	25	PH2-10-300-m	GR. 4
2	PH1-05-300-2	GR. 1	14	PA1-10-300-2	GR. 1	26	PH2-20-300-m	GR. 4
3	PH1-05-300-3	GR. 2	15	PA1-10-300-3	GR. 1	27	PH2-10-300-c-1	GR. 5
4	PH1-10-300-1	GR. 2	16	PA1-20-300-1	GR. 1	28	PH2-10-300-c-2	GR. 5
5	PH1-10-300-2	GR. 2	17	PA1-20-300-2	GR. 1	29	PH2-10-300-c-3	GR. 5
6	PH1-10-300-3	GR. 2	18	PA1-20-300-3	GR. 1	30	PH2-10-300-d-1	GR. 5
7	PH1-15-300-1	GR. 2	19	PK1-10-300-1	GR. 3	31	PH2-10-300-d-2	GR. 5
8	PH1-15-300-2	GR. 2	20	PK1-10-300-2	GR. 3	32	PH2-10-300-d-3	GR. 5
9	PH1-15-300-3	GR. 2	21	PK1-10-300-3	GR. 3	33	PH3-10-300-1	GR. 7
10	PH1-20-300-1	GR. 6	22	PK1-20-300-1	GR. 3	34	PH3-10-300-2	GR. 7
11	PH1-20-300-2	GR. 6	23	PK1-20-300-2	GR. 3	35	PH3-10-300-3	GR. 7
12	PH1-20-300-3	GR. 6	24	PK1-20-300-3	GR. 3	36	PH3-20-300-1	GR. 6
						37	PH3-20-300-2	GR. 6
						38	PH3-20-300-3	GR. 6

(2) はり載荷試験供試体

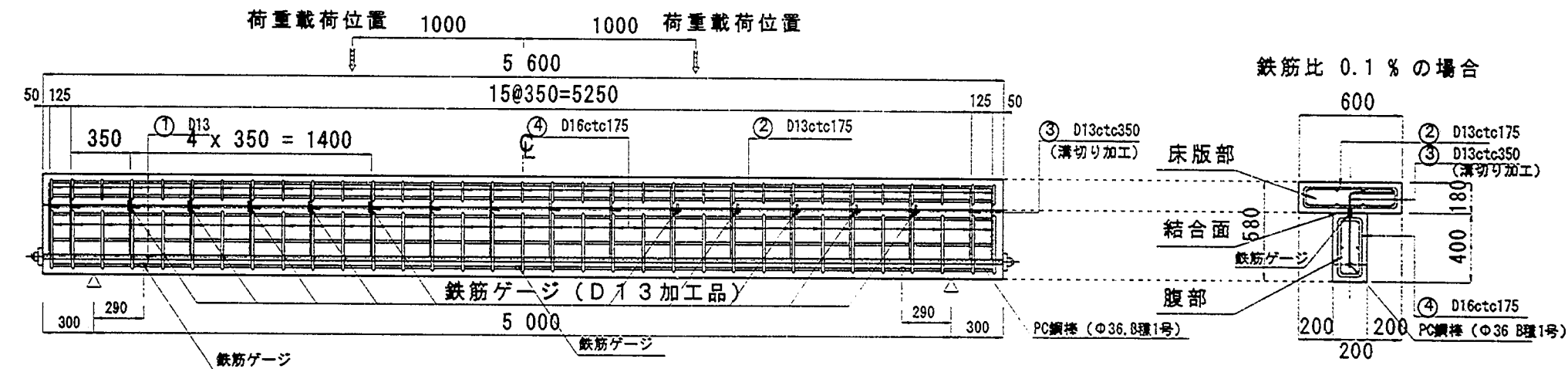
図-5.2.1.4に供試体の形状寸法と配筋状況を示す。供試体は、Tけた断面の腹部をプレキャストけた、フランジ部を場所打床版と想定している。腹部の断面寸法は、幅20cm（結合面幅となる）・高さ40cm、フランジ断面寸法は、幅60cm・厚さ18cmとし、合成後の高さは58cmとした。また、供試体の側面寸法は、支間5m、支点部のかかり長0.3mとして、供試体長を5.6mとした。

供試体結合面の仕上げ方法は、プッシュオフ試験結果からせん断強度の高い洗い出し仕上げとホウキ目2仕上げとした。また、ずれ止め鉄筋比は、結合面が洗い出しの供試体では0.1%、ホウキ目2の供試体では0.1%、0.2%とし、供試体を計3体製作した。表-5.2.1.3に供試体名と結合面の仕上げ状態、ずれ止め鉄筋比を示す。

ここで結合面の状態がホウキ目2とは、プッシュオフ試験におけるホウキ目2と同じ状態であり「結合面となる供試体の腹部上面のホウキ目仕上げを、コンクリート打設後3.5時間以降のブリージング水上昇後にレイタンスを掻き出すように行ったもの」である。また、コンクリートの打ち込み方向は、結合面に垂直方向とした。

ずれ止め鉄筋の配置は、図-5.2.1.4に示すように、鉄筋比0.1%ではずれ止め鉄筋1本を350mm間隔に、鉄筋比0.2%では2本並列で350mm間隔に設置した。また、ずれ止め鉄筋は基本的にD10を使用するが、鉄筋ひずみ測定位置におけるずれ止め鉄筋では、ゲージ貼付のためプッシュオフ試験と同じようにD13の加工筋を使用した。

なお載荷荷重により結合面でずれ破壊が生じるまでは、供試体が曲げ破壊を起こさないように、腹部にあらかじめPC鋼棒（ $\phi 36$ 、B種1号）を配置してプレストレスを導入した。



鉄筋③のずれ止め鉄筋は、鉄筋比0.1%で350mm間隔

鉄筋比0.2%で350mm間隔 2本並列
で配置する。

なお、D13（溝切り加工）は鉄筋ゲージを貼付したもので、結合面位置ではD10の断面積となるようにプッシュオフ試験と同じように溝切り加工したものである。

鉄筋比0.2%の場合

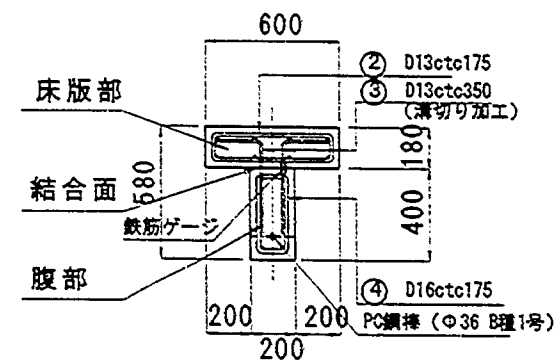


図-5.2.1.4 はり載荷試験供試体図 (単位 mm)

表-5.2.1.3 供試体

供試体名	結合面状態	鉄筋比
G 1	洗い出し	0.1%
G 2	ホウキ目 2	0.1%
G 3	ホウキ目 2	0.2%

5.2.2 使用材料

(1) プッシュオフ試験

供試体製作に用いたセメントは早強ポルトランドセメントとし、コンクリートの配合は、スランプ8cm、目標強度 30N/mm^2 (300kgf/cm^2)とした。表-5.2.2.1および表-5.2.2.2にコンクリートの配合および硬化コンクリートの力学的性質をそれぞれ示す。

使用したずれ止め鉄筋は、材質がSD295Aの異形鉄筋D10と、鉄筋ひずみの計測用にゲージを貼付するため、結合面においてD10と同じ断面積となるように異形鉄筋D13を加工した鉄筋D13Cを使用した。図-5.2.2.1に加工鉄筋D13Cの断面を示す。また、表-5.2.2.3に鉄筋の力学的性質を示す。

(2) はり載荷試験

供試体製作に用いたセメントは早強ポルトランドセメントとし、コンクリートの配合は、スランプ8cm、目標強度 40N/mm^2 (400kgf/cm^2)とした。表-5.2.2.4および表-5.2.2.5にコンクリートの配合および硬化コンクリートの力学的性質を示す。

使用したずれ止め鉄筋は材質がSD295Aの異形鉄筋D10、D13C（加工筋）であり、他の異形鉄筋D13、D16も含めてその力学的性質を表-5.2.2.6に示す。また、供試体には、曲げ破壊を起こす前に結合面におけるずれ破壊が起こるように、あらかじめ腹部にPC鋼棒 $\phi 36$ を設置してプレストレスを導入している。PC鋼棒の力学的性質を表-5.2.2.7に示す。

表-5.2.2.1 コンクリートの示方配合（プッシュオフ試験）

粗骨材 の最大 寸 法 (mm)	スラフ の 範 囲 (cm)	空 気 量 の 範 囲 (%)	水セメント 比 W／C (%)	細骨材 率 S／a (%)	単 位 量 (kg/m ³)						
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材・剤		
									減水剤	A E 剤	そ の 他
25	8.0± 2.5	4.5± 1.5	53.0	43.4	155	293	802	1048	1.099	---	---

表-5.2.2.2 硬化コンクリートの力学的性質（プッシュオフ試験）

製 作 グループ	対象供試体		材令 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比
GR1	PH1-05-300-1	一次	28	39.4 (402)	3.05 (31.1)	2.534	0.175
	PH1-05-300-2						
	PA1-10-300-1						
	PA1-10-300-2	二次	26	39.0 (398)	3.02 (30.8)	2.483	0.184
	PA1-10-300-3						
	PA1-20-300-1						
GR2	PA1-20-300-2						
	PA1-20-300-3						
	PH1-05-300-3	一次	29	31.9 (326)	2.99 (30.5)	2.112	0.174
	PH1-10-300-1						
	PH1-10-300-2						
	PH1-10-300-3	二次	27	35.6 (363)	3.08 (31.4)	2.237	0.178
GR3	PH1-15-300-1						
	PH1-15-300-2						
	PH1-15-300-3						
	PK1-10-300-1	一次	32	35.3 (360)	2.92 (29.8)	2.233	0.144
	PK1-10-300-2						
	PK1-10-300-3						
GR4	PK1-20-300-1	二次	29	32.9 (336)	2.97 (30.3)	2.157	0.172
	PK1-20-300-2						
	PK1-20-300-3						
	PH2-10-300-m		32	38.1 (389)	3.36 (34.3)	2.394	0.142
	PH2-20-300-m						
GR5	PH2-10-300-c-1	一次	30	37.9 (387)	3.19 (32.6)	2.357	0.174
	PH2-10-300-c-2						
	PH2-10-300-c-3						
	PH2-10-300-d-1	二次	28	40.5 (413)	3.13 (31.9)	2.438	0.165
	PH2-10-300-d-2						
	PH2-10-300-d-3						
GR6	PH1-20-300-1	一次	14	22.8 (233)	2.28 (23.3)	1.692	0.160
	PH1-20-300-2						
	PH1-20-300-3						
	PH3-20-300-1	二次	12	26.1 (266)	2.79 (28.5)	1.886	0.137
	PH3-20-300-2						
	PH3-20-300-3						
GR7	PH3-10-300-1	一次	10	27.3 (279)	2.25 (23.0)	1.884	0.170
	PH3-10-300-2	二次	8	25.7 (262)	2.68 (27.3)	1.865	0.167
	PH3-10-300-3						

() 内単位は、kgf/cm²である。

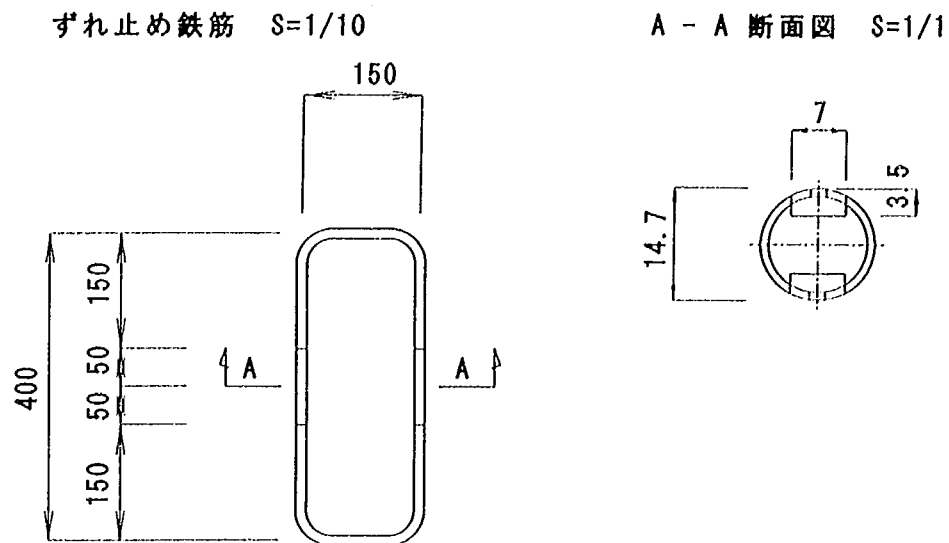


図-5.2.2.1 ずれ止め鉄筋 D13C (D13溝切り鉄筋) 加工図 (単位 mm)

表-5.2.2.3 鉄筋の力学的性質 (プッシュオフ試験)

種 類	径	降 伏 点 (N/mm^2)	引 張 強 度 (N/mm^2)	弾 性 係 数 ($\times 10^5 \text{ N/mm}^2$)	伸 び (%)
鉄 筋 (SD295A)	D10	358	499	-----	25.4
	D13C	305	421	1.622	23.7
	D13	305	440	1.669	21.9
	D16	304	435	1.586	20.5

注) D13C は、鉄筋ひずみゲージ貼付用の溝切り鉄筋を示す。

表-5.2.2.4 コンクリートの示方配合（はり載荷試験）

粗骨材 の最大 寸 法 (mm)	スラッ の 範 囲 (cm)	空気量 の 範 囲 (%)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)						
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材・剤		
									減水剤	A E 剤	その他
20	8.0± 2.5	4.5± 1.5	45.0	45.0	149	330	827	1057	3.96	---	---

表-5.2.2.5 硬化コンクリートの力学的性質

供試体名		材令 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比
G 1	腹部 一次	17	54.9	4.12	3.247	0.244
	床版 二次	15	50.8	3.75	3.303	0.230
G 2	腹部 一次	23	56.2	3.46	3.178	0.223
	床版 二次	21	51.9	3.37	3.309	0.225
G 3	腹部 一次	9	45.4	3.65	3.118	0.207
	床版 二次	7	42.9	3.36	3.098	0.203

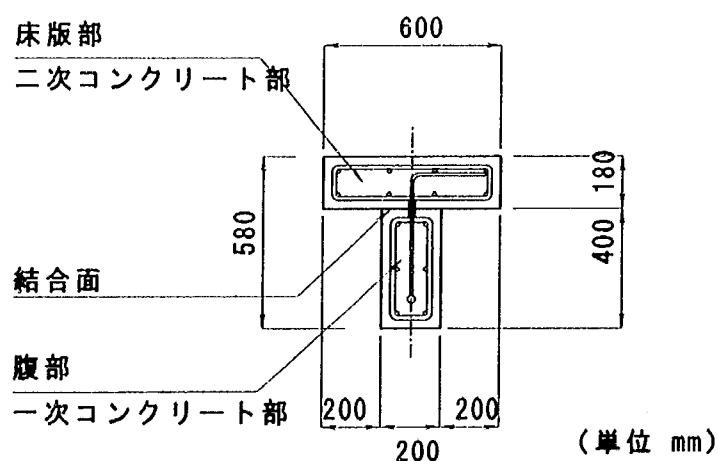


表-5.2.2.6 鉄筋の力学的性質（はり載荷試験）

種 類	径	降 伏 点 (N/mm ²)	引 張 強 度 (N/mm ²)	弾 性 係 数 ($\times 10^5$ N/mm ²)	伸 び (%)
鉄 筋 (SD295A)	D10	359	499	-----	25.4
	D13C	306	437	1.574	21.4
	D13	345	502	1.840	26.3
	D16	350	508	1.852	27.1

注) D13C は、プッシュオフ試験と同じ鉄筋ひずみゲージ貼付用の溝切り鉄筋を示す。

表-5.2.2.7 PC鋼棒の力学的性質

種 類	径 (mm)	降 伏 点 (N/mm ²)	引 張 強 度 (N/mm ²)	弾 性 係 数 (kN/mm ²)	伸 び (%)
PC鋼棒 B 種 1 号 SBPR 930/1080	36	999	1139	200	11

5.2.3 載荷方法および計測方法

(1) プッシュオフ試験

図-5.2.3.1にプッシュオフ試験に用いた水平加力装置を示す。

載荷試験は、図に示した装置中に供試体を設置し、1960kN(200tf)の油圧式ジャッキを用いて水平方向に静的に荷重を作用させた。また、水平荷重はロードセルを用いて測定した。試験状況を写真-5.2.3.1に示す。

図-5.2.3.2に測定器の設置図(その1)を示す。

供試体には、図-5.2.3.2に示すように、結合面における水平方向のずれ量と垂直方向の開き量を計測するため、供試体の側面からみた結合面の中央にそれぞれカンチレバー型変位計と π 型変位計を設置し、結合面に垂直に配置されたずれ止め鉄筋には、あらかじめ結合面との交点の位置にひずみゲージを貼付している。写真-5.2.3.2にカンチレバー変位計、 π ゲージ変位計の設置状況を示す。

図-5.2.3.3に測定器の設置図(その2)を示す。プッシュオフ試験での結合面における応力の流れを確認するため、結合面を有する供試体(PH1-10-300-1)および一体型の供試体(PH2-10-300-m-1)には、コンクリート3軸ひずみゲージを貼付した。以下、前者を結合型供試体、後者を一体型供試体と呼ぶことにする。また、写真-5.2.3.3にコンクリート3軸ひずみゲージの貼付状況を示す。

計測は、水平荷重を9.8kN(1tf)間隔で増加させた各段階で行い、ひびわれの発生状況等の観察も行った。さらに、結合面破壊後も荷重を鉄筋が切れるまで作用させた後、一次コンクリート部と二次コンクリート部を分離し、結合面の破壊状況を観察した。

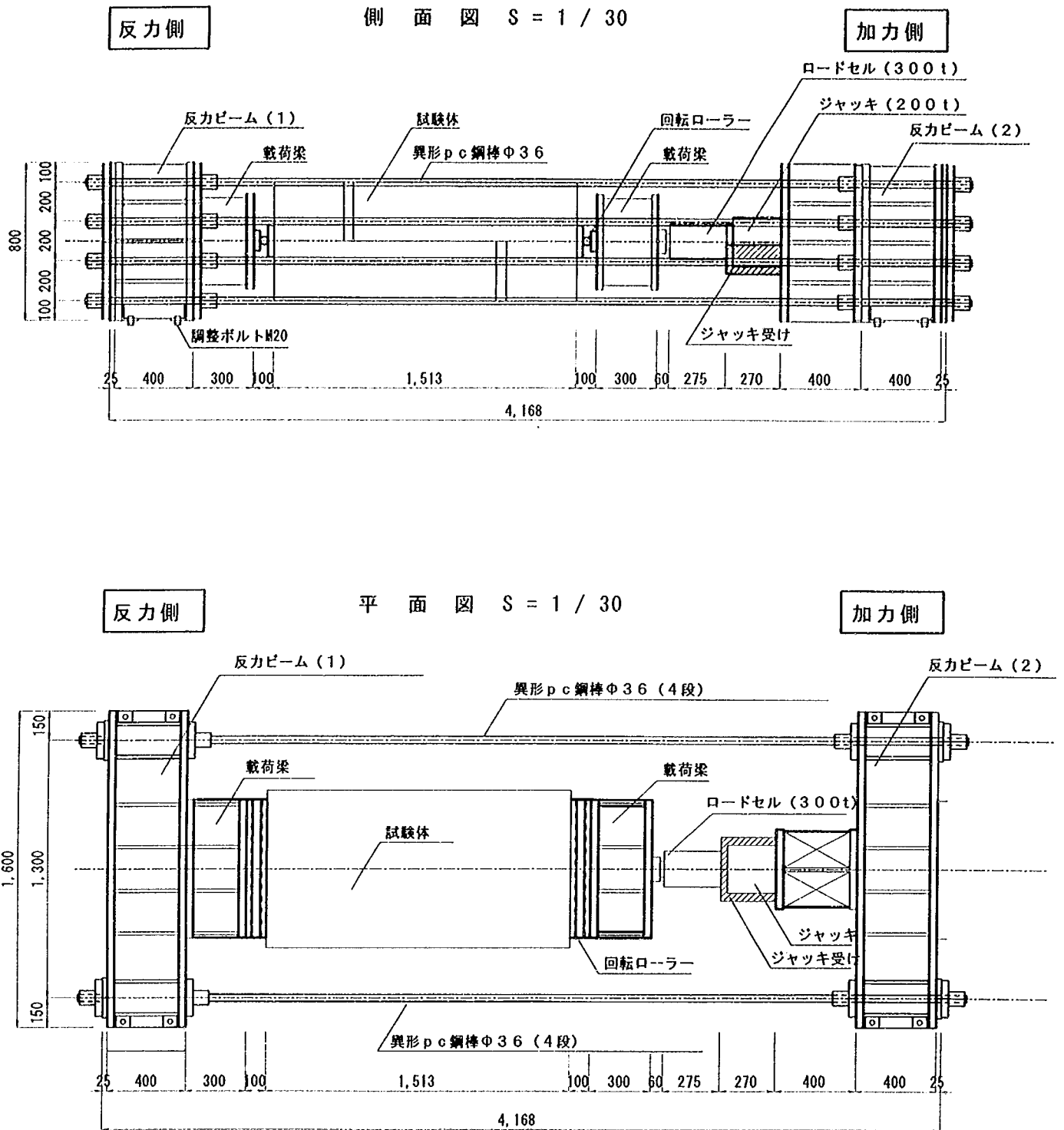
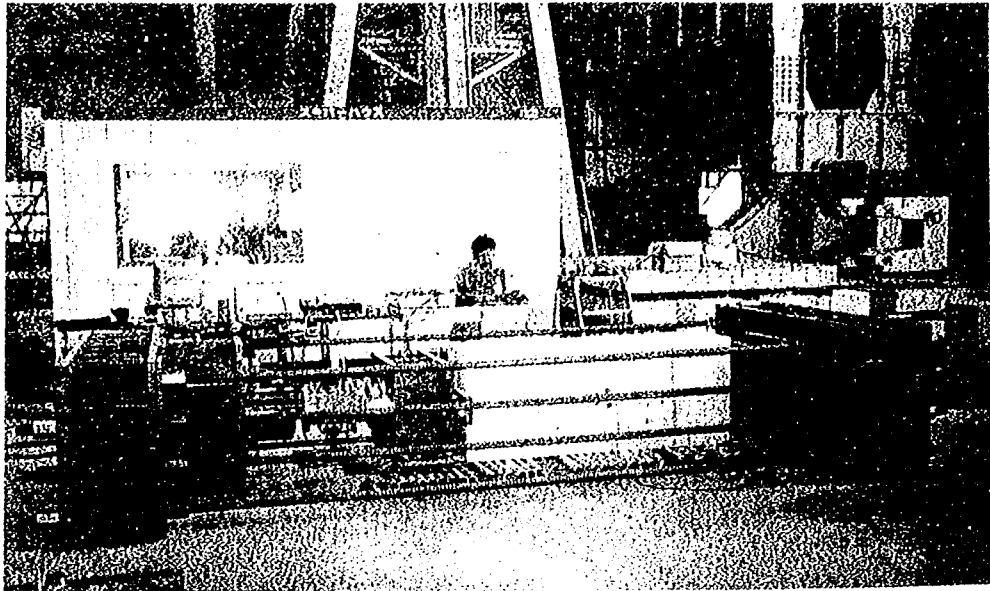
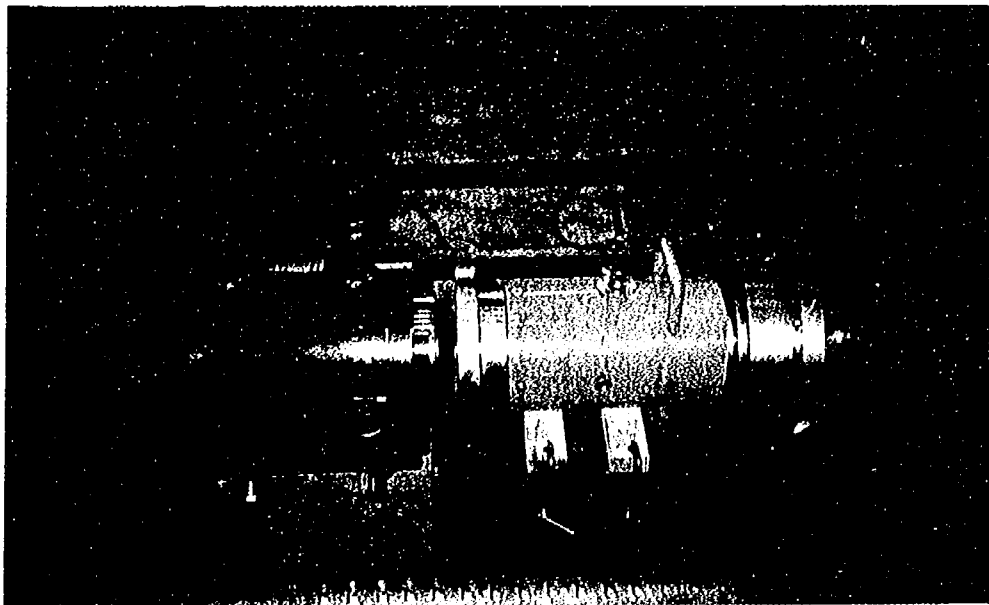


図-5.2.3.1 プッシュオフ試験 水平加力装置 (単位 mm)



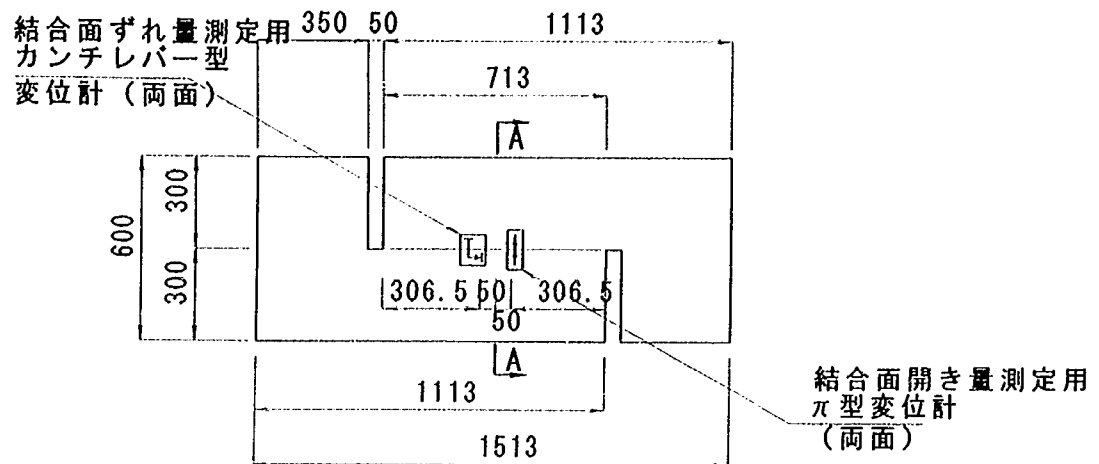
(a) 計測状況



(b) シゃッキ・ロートセル 設置状況

写真-5.3.2.1 実験状況

測定器具配置計画

側面図 $S = 1/25$ 

A-A 断面图 $S = 1/25$

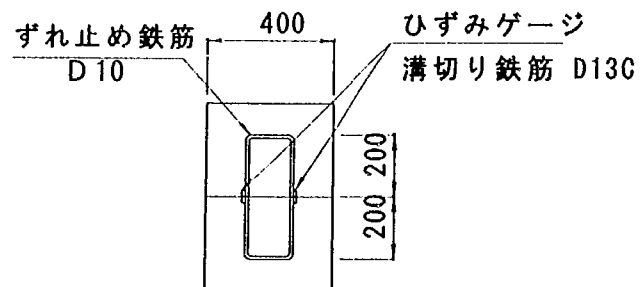


図-5.2.3.2 測定器設置要領（その１）（単位 mm）

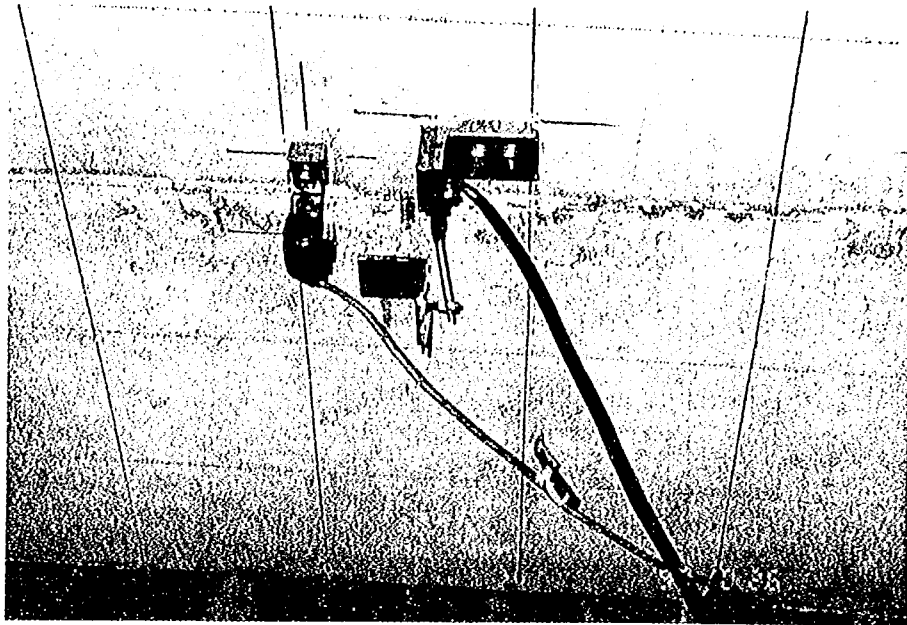


写真-5.2.3.2 計測器設置状況

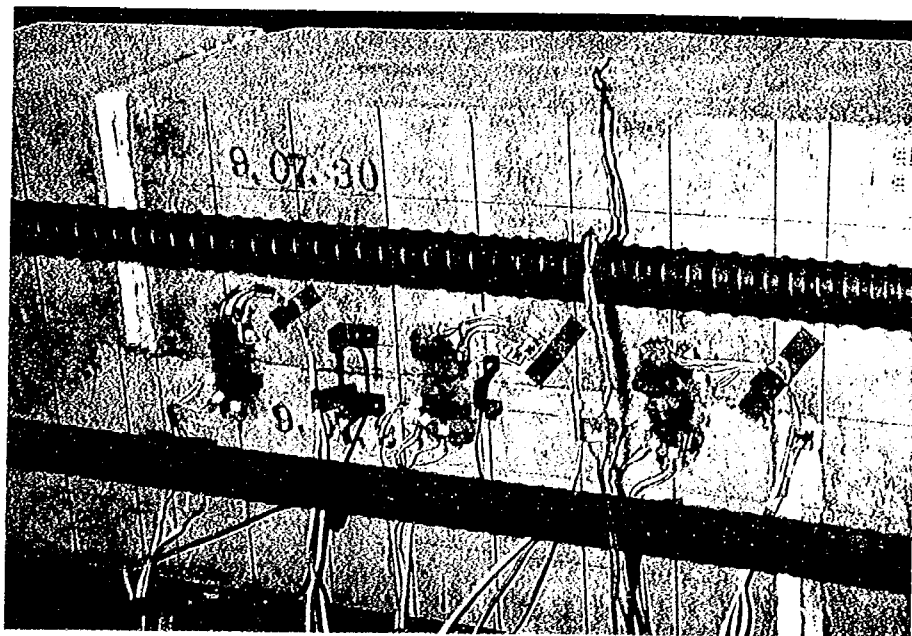
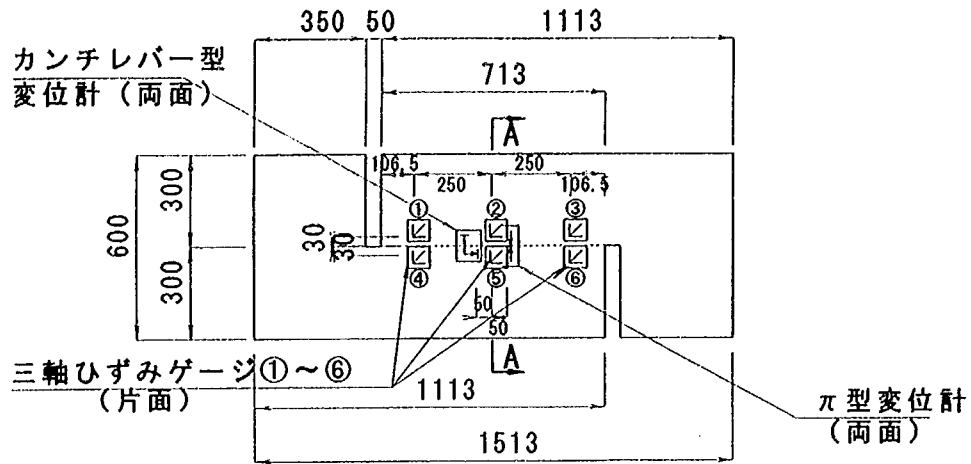


写真-5.2.3.3 計測器・コンクリート3軸ゲージ貼付状況

【結合型供試体】

側面図S = 1/25



【一体型供試体】

側面図S = 1/25

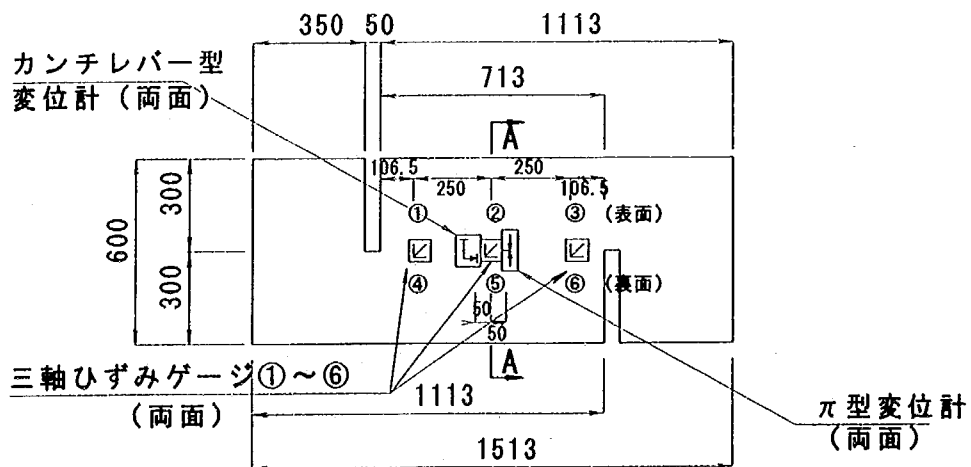


図-5.2.3.3 測定器設置要領 (その2) (単位 mm)

(2) はり載荷試験

図-5.2.3.4に載荷試験図を示す。載荷試験は、図に示したように反力盤と支点の間に供試体を設置し、供試体には荷重が支間中央からそれぞれ1mの位置で作用するように、荷重を載荷梁の中央で載荷する2点載荷方式とした。また、支点には水平方向と回転方向に拘束しない支承を使用した。写真-5.2.3.4に載荷試験の状況を示す。

図-5.2.3.5に計測器の設置図を示す。供試体には、図に示すように次の①～⑥の計測ゲージ・計測器を設置した。写真-5.2.3.5にその貼付・設置状況を示す。

- ① K1～K10 : カンチレバー変位計 (結合面のずれ量計測用)
- ② S1～S10 : ずれ止め鉄筋ひずみゲージ
- ③ R1～R18 : コンクリート3軸ひずみゲージ
- ④ D1～D7 : 供試体鉛直たわみ計測用変位計
- ⑤ C1～C16 : コンクリートの供試体軸方向・単軸ひずみゲージ
- ⑥ T1～T3 : 軸方向鉄筋ひずみゲージ

計測は、載荷荷重を9.8kN(1tf)間隔で増加させた各段階で行い、同時にひびわれ発生状況等の観察も行った。

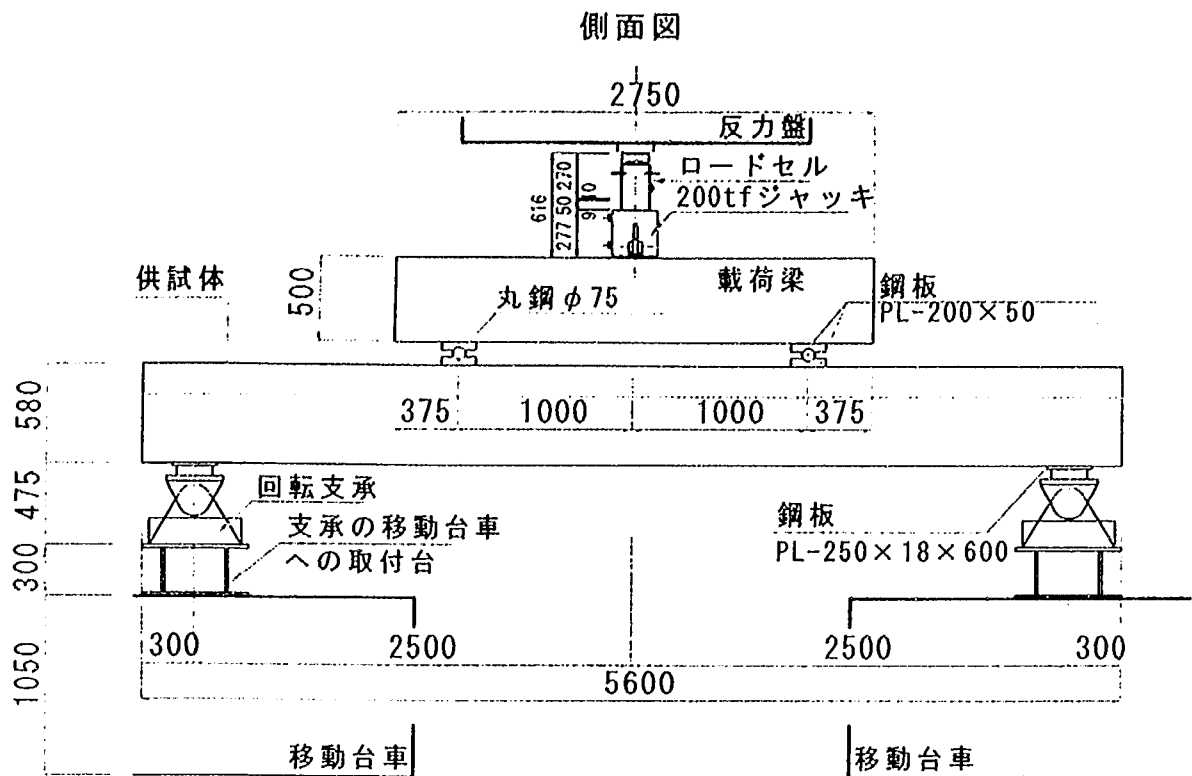


図-5.2.3.4 はり載荷試験図

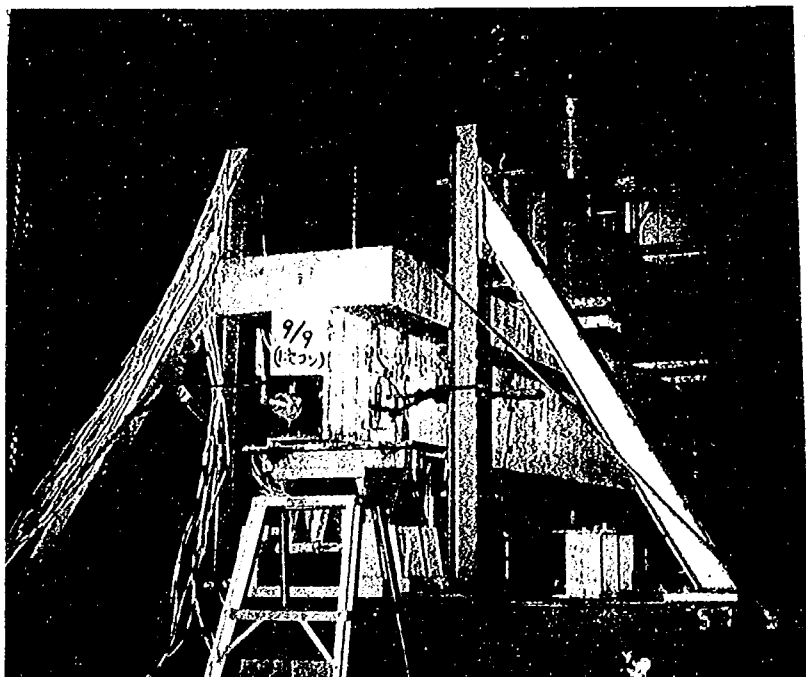
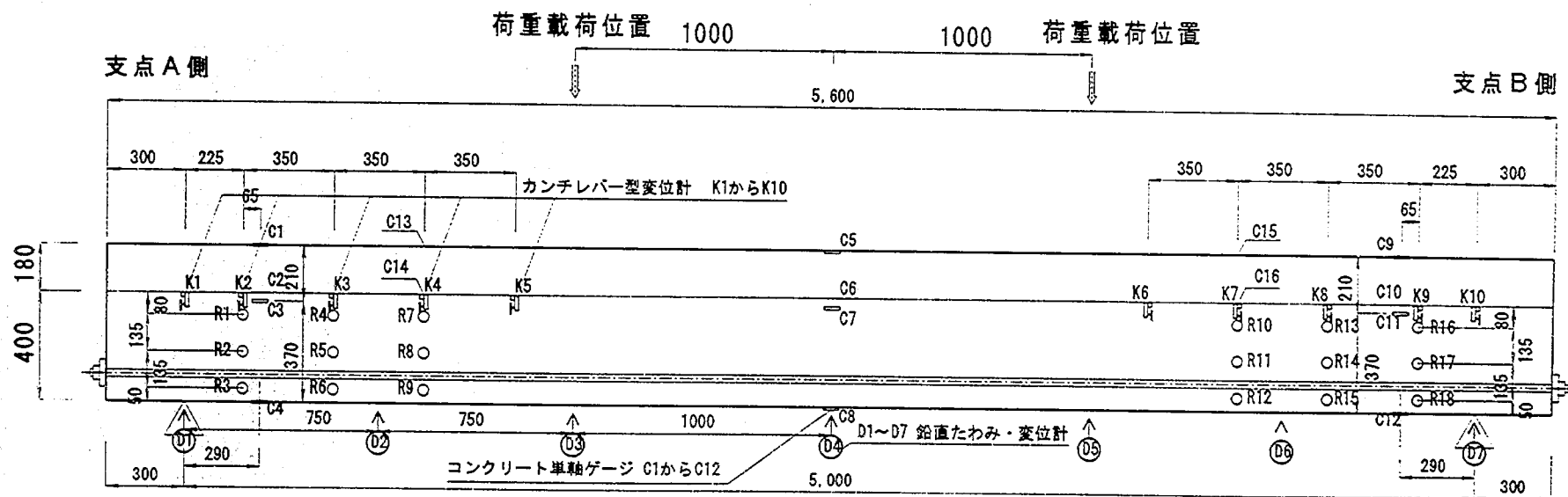
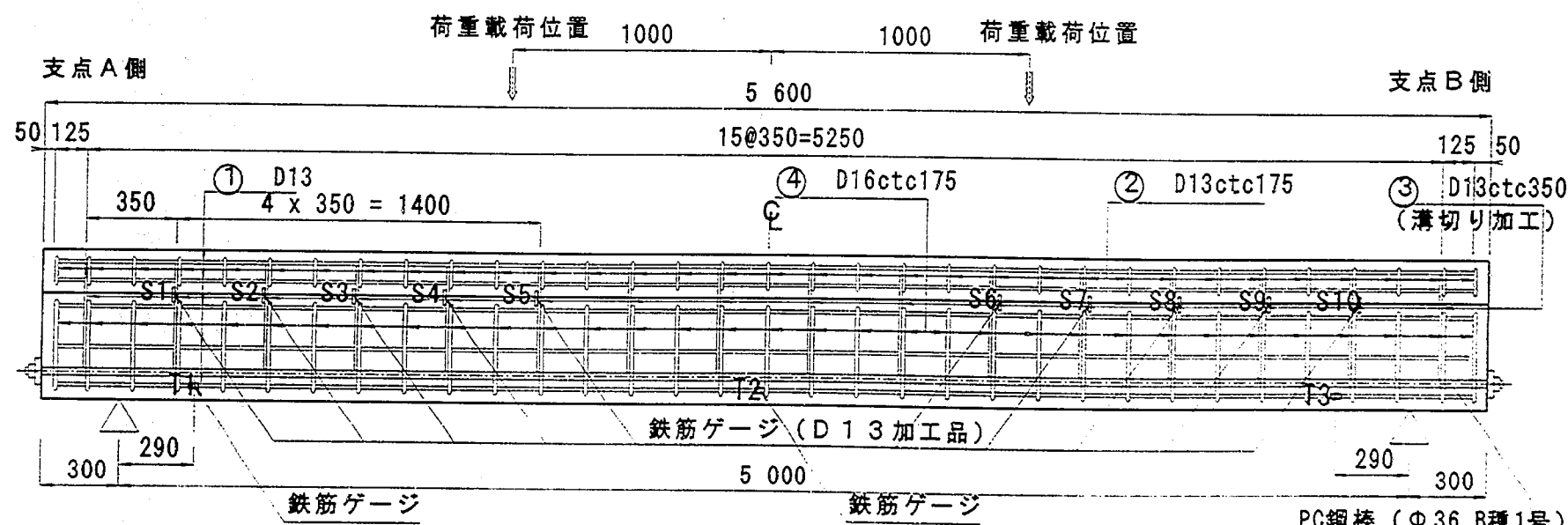


写真-5.2.3.4 はり載荷試験状況

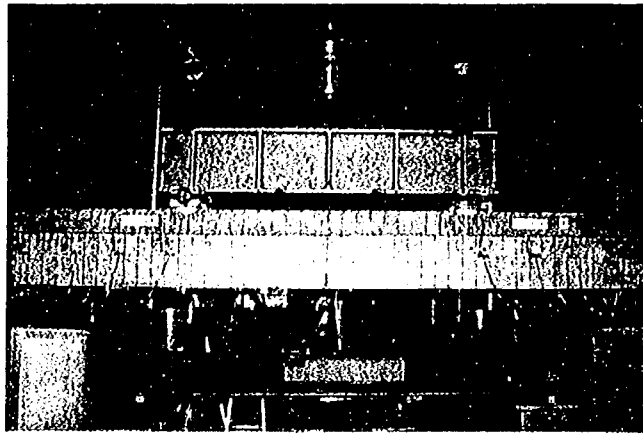


(a) 変位計・コンクリートゲージ設置位置

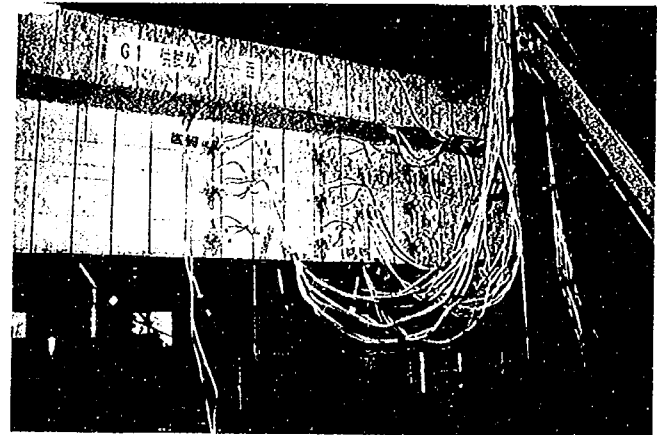


(b) 鉄筋ゲージ設置位置図

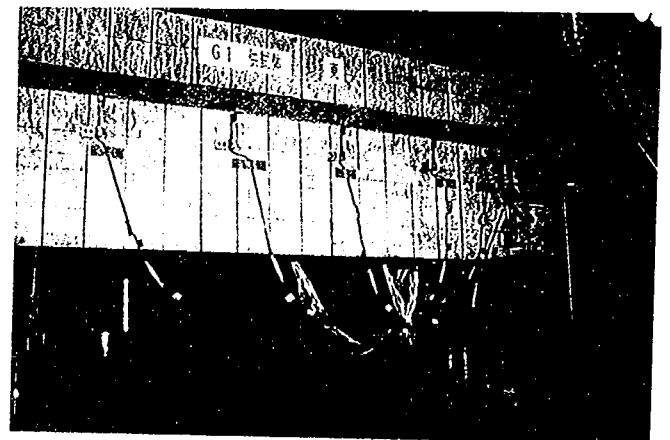
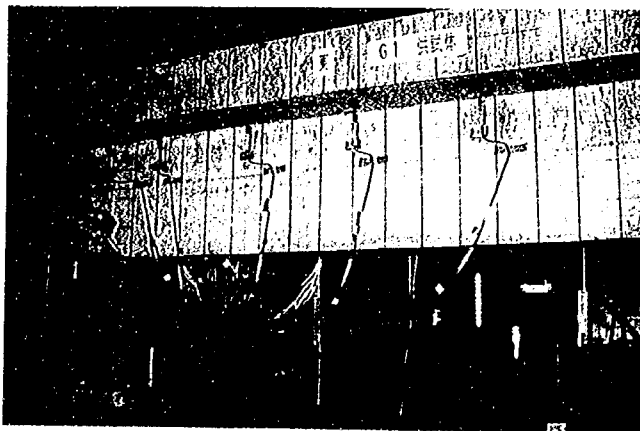
図-5.2.3.5 計測位置図 (単位 mm)



(a) 側面全景



(b) コンクリート3軸ひずみゲージ貼付状況



(c) 結合面ずれ量計測用カンチレバー変位計設置状況

写真-5.2.3.5 計測ゲージ貼付・計測器設置状況

5. 3 試験結果

5.3.1 プッシュオフ試験

(1) 破壊状況

(a) 破壊面の状態

写真-5.3.1.1にハウキ目1の結合面の破壊状態を、写真-5.3.1.2に洗い出しの結合面の破壊状態を、写真-5.3.1.3に金ゴテ、写真-5.3.1.4にハウキ目1の幅広型、写真-5.3.1.5に一体型、および写真-5.3.1.6にハウキ目2の結合面の破壊状態を示す。結合面を有する供試体は、一次コンクリートと二次コンクリートの結合面でずれ破壊に至った。次に破壊面について観察した。

ハウキ目1の破壊面の色は他の供試体に対し比較的白色であり、その表面は白い粉が付着したような状態であった。また、この破壊面表面の白い部分は、手で触れると脆くくずれた。

金ゴテの破壊面の色は一次コンクリート側では他の供試体に対し比較的白色であり、二次コンクリート側では一次コンクリート側に対し比較的灰色で光を少し反射するような箇所があり、破壊面は平坦でなめらかな状態であった。

ハウキ目2の破壊面の色はハウキ目1と金ゴテに対し比較的灰色であり、その表面は手で触れてもくずれ難く、ハウキ目1の状態に比べ硬い状態であった。

洗い出しの破壊面の色はハウキ目1と金ゴテに対し比較的灰色であった。また破壊面の状態は、一次・二次コンクリートの各々の結合面で互いのコンクリートが付着している部分と、仕上げた状態以上に骨材が露出した部分があった。

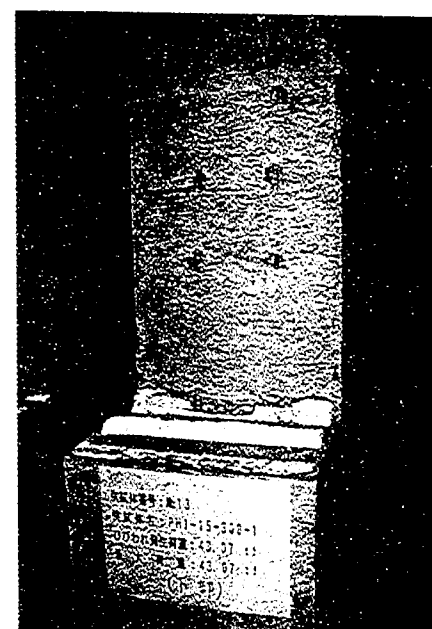
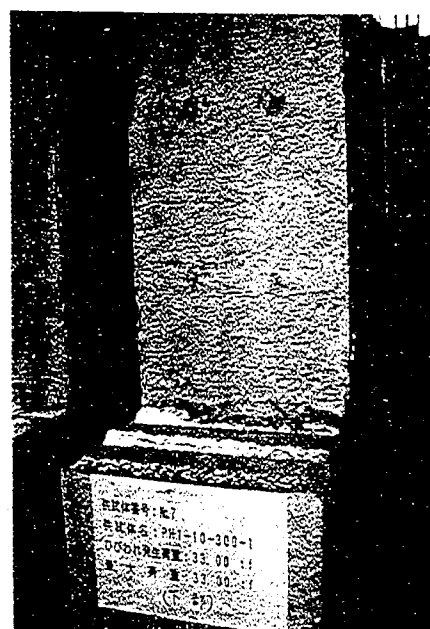
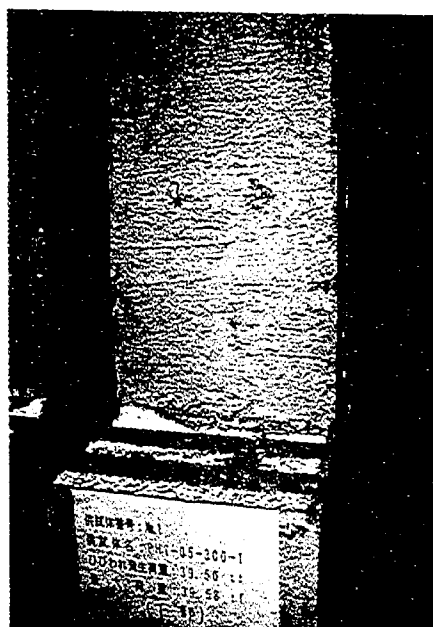
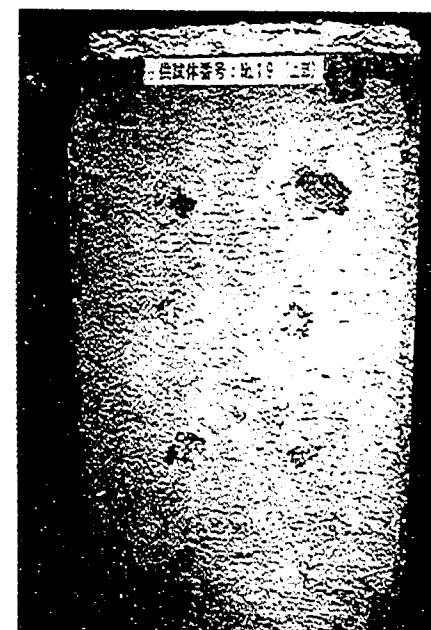
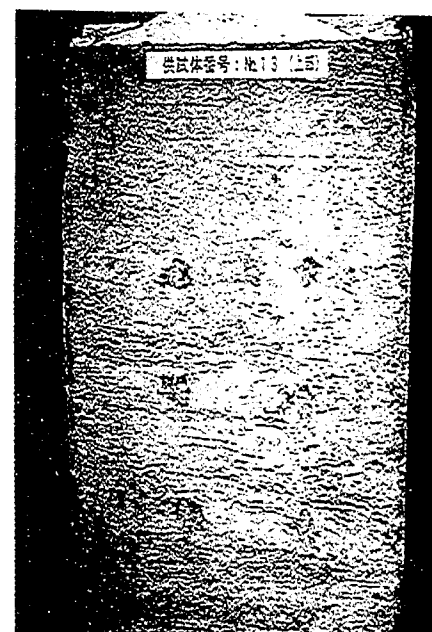
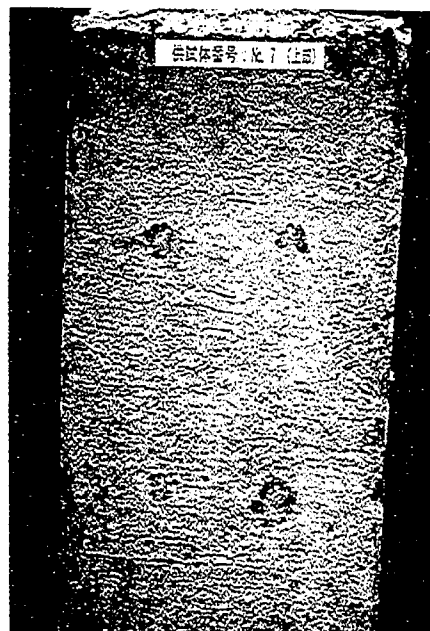
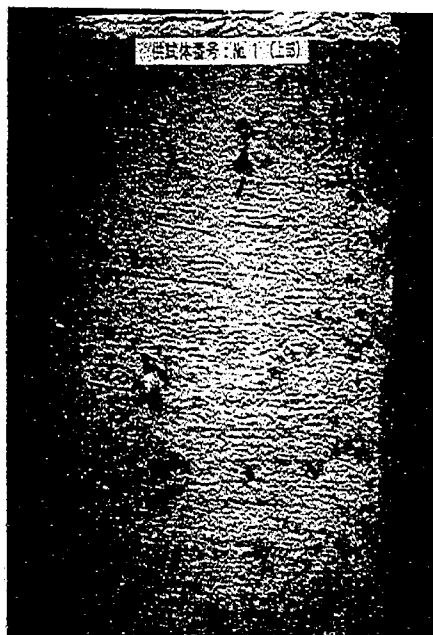
結合面を有さない一体型では、他の供試体の結合面に当たる位置付近でコンクリートが破壊し、上下の鉄筋がせん断破壊した状態で露出した。

(b) 考察

ハウキ目1とハウキ目2の破壊面の色の違いは、結合面の仕上げ時間の差により生じたレイタンス量の差で現れたものと考えられる。ハウキ目1では、このレイタンスの層を境として水平方向にずれ、結合面を挟んで上下に剥がれる状態で破壊に至ったものと考えられる。

洗い出しは、破壊面の上下でコンクリートが付着した状態であったことから、一体型を除く他の供試体に比べてコンクリートの付着作用が最も大きかったものと考えられる。

金ゴテでは、一次コンクリート側の結合面で白色であったことからレイタンスが生じたものと考えられる。また破壊面は平坦でなめらかな状態であったことから、結合面は他の供試体に比べ最も滑りやすい状態であったと考えられる。



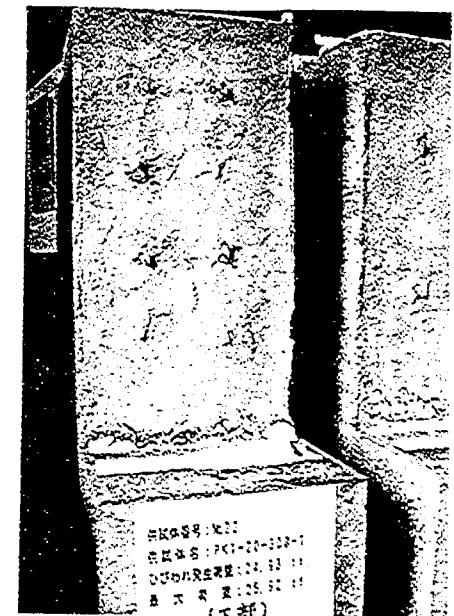
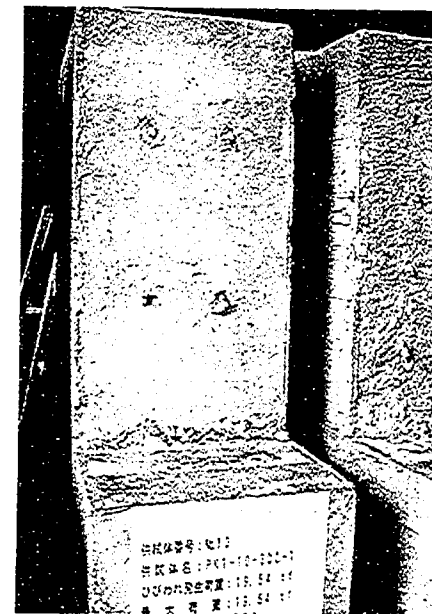
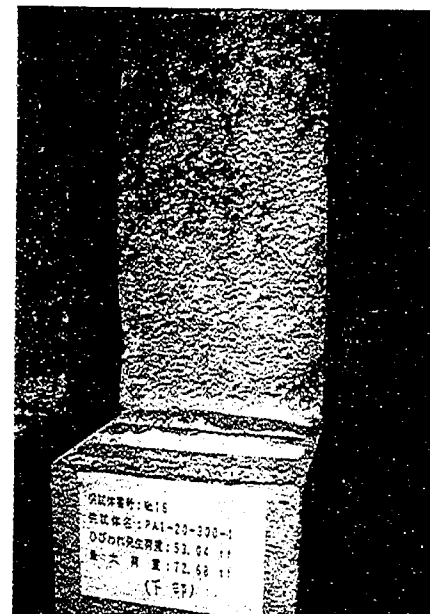
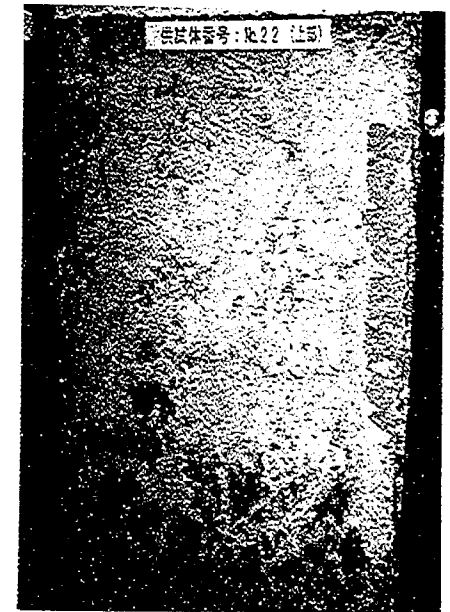
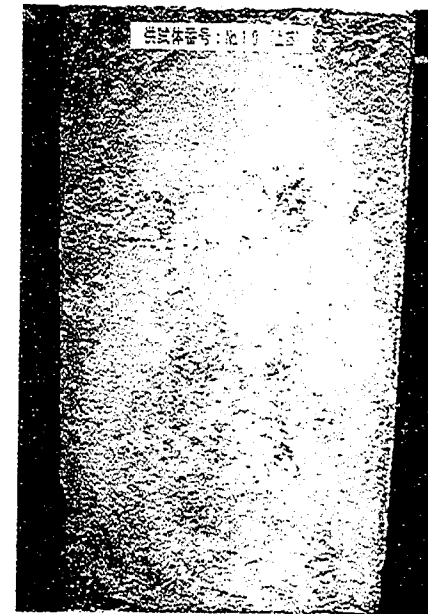
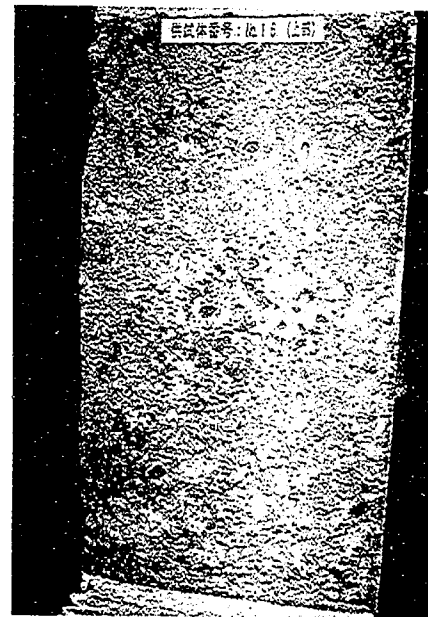
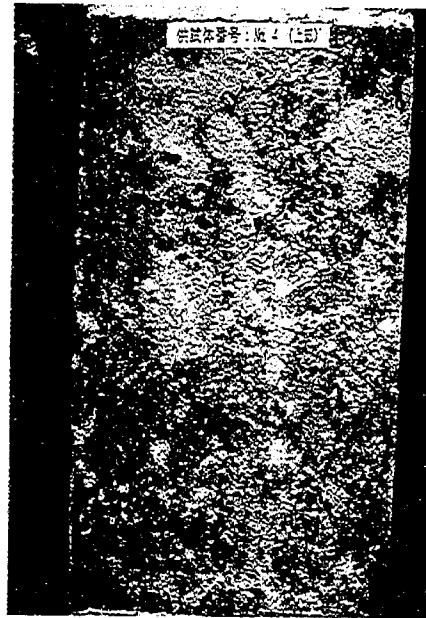
(a) 鉄筋比 0.05%

(b) 鉄筋比 0.10%

(c) 鉄筋比 0.15%

(d) 鉄筋比 0.20%

写真-5.3.1.1 ホウキ目 1 結合面破壊状況 (プッシュオフ試験)



(a) 鉄筋比 0.05%

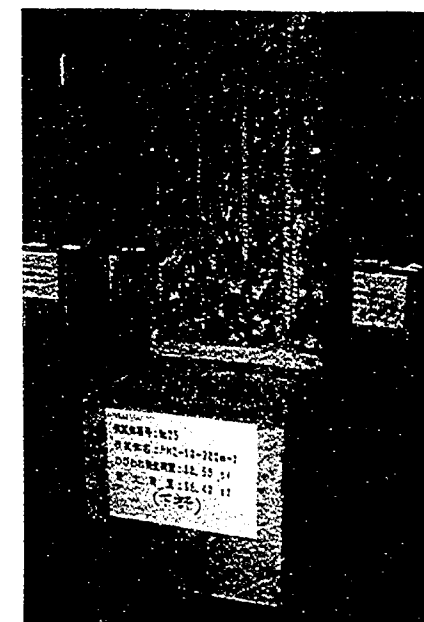
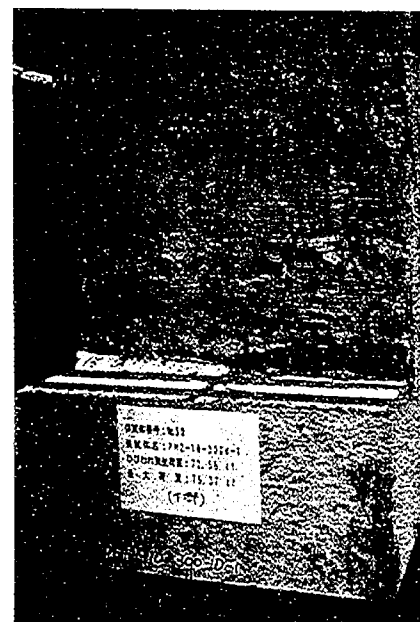
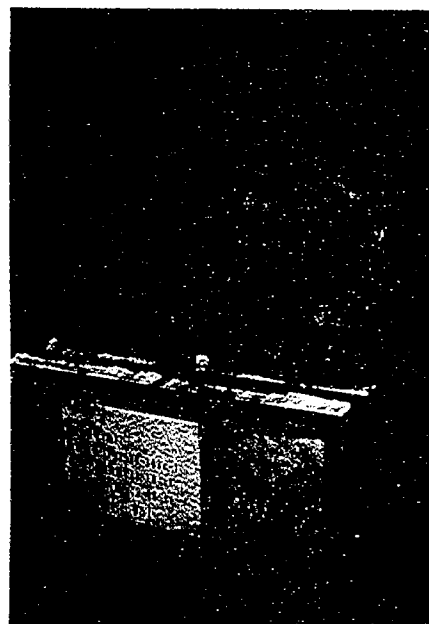
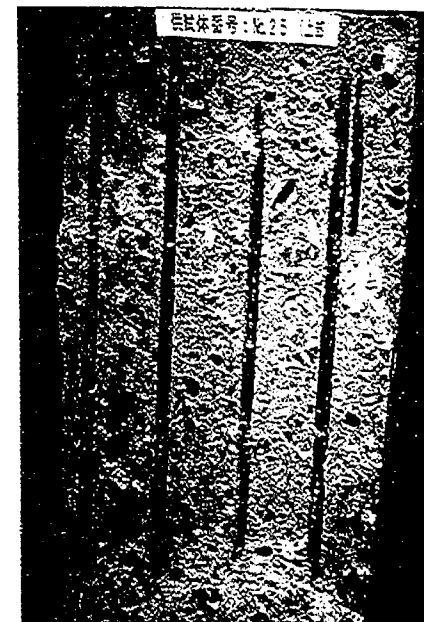
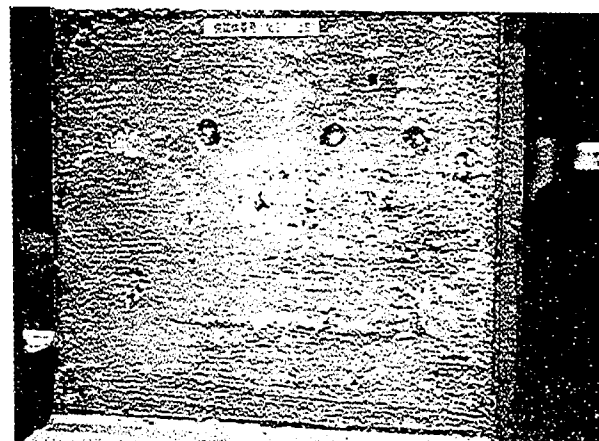
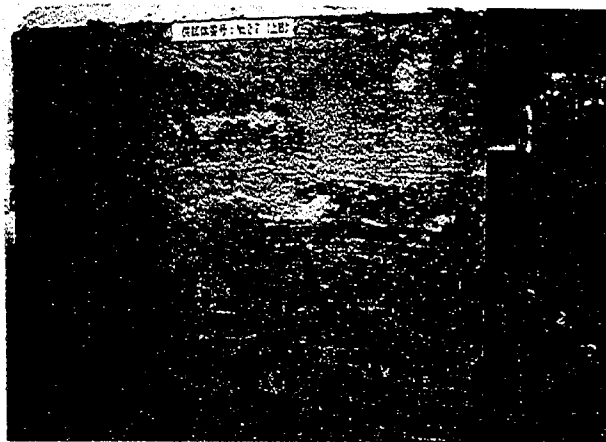
(b) 鉄筋比 0.20%

写真-5.3.1.2 洗い出し 結合面破壊状況 (プッシュオフ試験)

(a) 鉄筋比 0.10%

(b) 鉄筋比 0.20%

写真-5.3.1.3 金ゴテ 結合面破壊状況 (プッシュオフ試験)



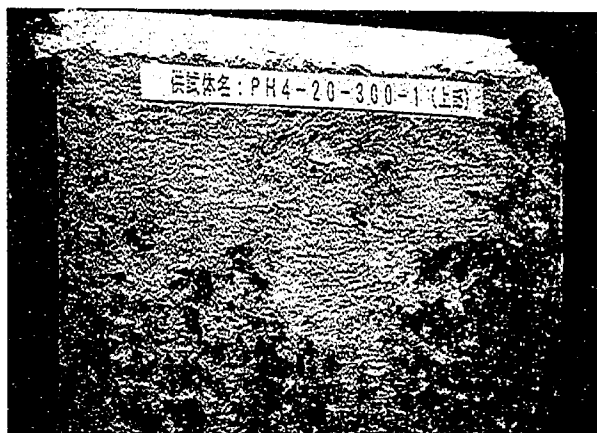
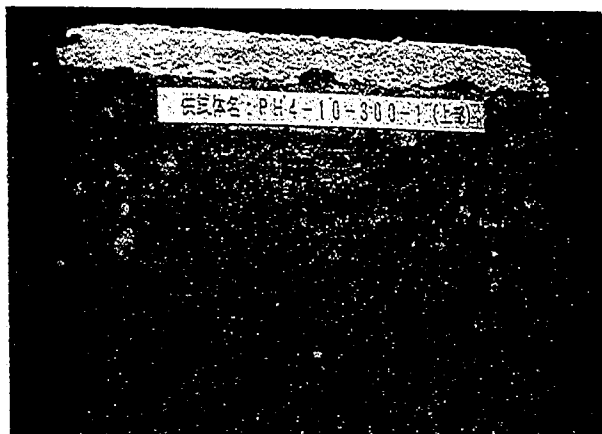
(a) c-タイプ 鉄筋比 0.10%

(b) d-タイプ 鉄筋比 0.10%

(a) 鉄筋比 0.10%

写真-5.3.1.4 ホウキ目1 幅広型・結合面破壊状況 (プッシュオフ試験)

写真-5.3.1.5 一体型供試体破壊状況



(a) 鉄筋比 0.10%

(b) 鉄筋比 0.20%

写真-5.3.1.6 ホウキ目2 結合面破壊状況 (プッシュオフ試験)

(2) 水平せん断応力度とずれ量、開き量、鉄筋ひずみの関係

表-5.3.1.1に結合面におけるひびわれ発生荷重とずれ破壊時の最大荷重およびそれらを結合面の面積で除したせん断応力度の値を示す。また、図-5.3.1.1および図-5.3.1.2に、鉄筋比0.1%および鉄筋比0.2%の供試体における結合面の水平せん断応力度と、ずれ量・開き量・鉄筋ひずみの関係を示す。

図-5.3.1.1、図-5.3.1.2のグラフには、表-5.3.1.1の各結合面を有する3体の供試体の内、せん断強度の最小値を示した供試体の実験結果を採用した。図の水平せん断応力度は、実験時に作用させた水平力を結合面面積で除した値である。

(a) ひびわれ発生時と破壊時のずれ量について

ずれ量は、ひびわれ発生時において、鉄筋比0.1%の場合では0.01mm～0.02mmであり、鉄筋比0.2%の場合ではホウキ目1で0.02mm、ホウキ目2で0.015mm、洗い出しと金ゴテでは0.03mmであった。また、破壊時のずれ量は、ホウキ目2と洗い出しにおいてそれぞれ鉄筋比0.1%で0.09mm、0.07mm、鉄筋比0.2%で0.11mm、0.26mmであった。

破壊時のずれ量と開き量を比較すると、鉄筋比0.1%の場合の結合面を有する各供試体では、全体的に開き量がずれ量を上回る傾向を示した。しかし金ゴテにおいては、鉄筋比0.2%の場合でずれ量が開き量を大きく上回った。

(b) 結合面のひびわれ発生時までの鉄筋ひずみについて

鉄筋比0.1%のホウキ目1のひびわれ発生時で 370μ 程度であったが、全体的に 150μ 程度以下で結合面にひびわれが発生した結果となった。

(c) ひびわれ発生時から破壊時までの鉄筋ひずみと水平せん断応力度の関係について

一体型と洗い出しでは、鉄筋比0.1%と0.2%のどちらの場合もひびわれ発生から破壊までの間、鉄筋ひずみが $900\sim 1200\mu$ の増加を示した。また、ホウキ目1と金ゴテでは、鉄筋比0.1%の場合に結合面のひびわれと破壊が殆ど同時に発生したが、鉄筋比0.2%の場合ではひびわれ発生から破壊までの間で鉄筋ひずみは、ホウキ目1では 100μ 程度、金ゴテでは 1400μ 程度の増加を示した。ホウキ目2では、鉄筋比0.1%と鉄筋比0.2%のどちらの場合も鉄筋ひずみは 100μ 程度の増加を示した。

ホウキ目1と金ゴテでは、鉄筋比0.1%の場合に結合面のひびわれと破壊は同時に発生したが、鉄筋比0.2%の場合ではひびわれ発生時から破壊時までの間で、水平せん断応力度が 0.2N/mm^2 (2.0kgf/cm^2)程度増加した。

ホウキ目2では、ひびわれ発生時から破壊時までの間で水平せん断応力度が鉄筋比0.1%で 0.25N/mm^2 (2.5kgf/cm^2)程度、鉄筋比0.2%で 0.44N/mm^2 (4.5kgf/cm^2)程度の増加を示した。

洗い出しでは、鉄筋比0.1%の場合に 0.29N/mm^2 (3.0kgf/cm^2)程度、鉄筋比0.2%の場合に 0.44N/mm^2 (4.5kgf/cm^2)程度の増加を示した。

一体型では、洗い出しに比べて、鉄筋比0.1%の場合に 0.34N/mm^2 (3.5kgf/cm^2)程度、鉄筋比0.2%の場合に 0.88N/mm^2 (9.0kgf/cm^2)程度の大きなせん断強度の増加を示した。

(d) 考察

以上の結果から、ずれ止め鉄筋量の増加にともなってせん断応力度は、ひびわれ発生時から破壊時までの間で増加の傾向を示し、鉄筋ひずみも大きくなっていることがわかる。特に、ひびわれ発生時から破壊時ま

での間の鉄筋ひずみの増加量が大きいのは、一体型と洗い出しおよび金ゴテで、前項(1)の破壊面の状態と照らし合わせて以下のことが考えられる。

洗い出しではコンクリートの付着作用が大きいため一次・二次コンクリートの結合面に相互のコンクリートが付着した状態で破壊している。このことから、一次・二次コンクリートの結合面相互の破壊形状による凹凸の噛み合わせと、ずれによりそれらを乗り越えようとすることから鉄筋に引張力が働いたものと考えられる。

一体型の破壊面は不規則なひびわれ形状を呈していることから、ひびわれ発生後は、その上下面の噛み合わせが強固で、破壊時にその凹凸を乗り越えるための必要な力が大きくなり、水平せん断耐力が洗い出しより大きくなったものと考えられる。また、このことから洗い出しより鉄筋ひずみが大きくなったと考えられる。

金ゴテでは、その破壊面がなめらかなであるため、コンクリート付着強度も小さいものと考えられる。せん断強度は他の供試体に比べ最も小さく現れた。鉄筋比0.2%の場合、破壊までの開き量の増加の傾向は他の供試体と同程度であったが、ずれ量は他の供試体に比べ最も大きかった。鉄筋ひずみは結合面の上下面のずれ量に追隨して増加したものと考えられる。

表-5.3.1.1 ひびわれ発生時・ずれ破壊時の水平荷重値とせん断応力度

プッシュアウト試験供試体 載荷記録

供試体 番 号	供試体名	コンクリート圧縮強度		荷 重		断 面 積 cm ²	せん断応力度	
		一次 N/mm ² (kgf/cm ²)	二次 N/mm ² (kgf/cm ²)	ひびわれ発生時 kN (tf)	最 大 時 kN (tf)		ひび割れ時 N/mm ² (kgf/cm ²)	最 大 時 N/mm ² (kgf/cm ²)
1	PH1-05-300-1	39.4 (402)	39.0 (398)	387 (39.50)	388 (39.58)	2852	1.36 (13.85)	1.36 (13.88)
2	PH1-05-300-2			260 (36.52)	265 (27.02)		0.91 (9.30)	0.93 (9.47)
3	PH1-05-300-3			313 (31.90)	355 (36.19)		1.10 (11.19)	1.24 (11.19)
4	PH1-10-300-1			324 (33.00)	324 (33.00)		1.14 (11.57)	1.14 (11.57)
5	PH1-10-300-2			267 (27.22)	287 (29.21)		0.94 (9.54)	1.00 (10.24)
6	PH1-10-300-3	32.0 (326)	35.6 (363)	216 (22.03)	285 (29.01)		0.76 (7.72)	1.00 (10.17)
7	PH1-15-300-1			423 (43.07)	423 (43.07)		1.48 (15.10)	1.48 (15.10)
8	PH1-15-300-2			349 (35.59)	382 (38.98)		1.22 (12.48)	1.34 (13.67)
9	PH1-15-300-3			307 (31.31)	372 (37.89)		1.08 (10.98)	1.30 (13.29)
10	PH1-20-300-1			480 (48.92)	480 (48.92)		1.68 (17.15)	1.68 (17.15)
11	PH1-20-300-2	22.9 (233)	26.1 (266)	442 (45.02)	498 (50.80)		1.55 (15.70)	1.75 (17.81)
12	PH1-20-300-3			338 (34.47)	406 (41.34)		1.19 (12.09)	1.42 (14.50)
13	PA1-10-300-1			565 (57.63)	589 (60.02)		1.98 (20.21)	2.06 (21.04)
14	PA1-10-300-2			570 (58.12)	655 (66.80)		2.00 (20.38)	2.30 (23.42)
15	PA1-10-300-3	39.4 (402)	39.0 (398)	721 (73.48)	797 (81.26)		2.53 (25.76)	2.80 (28.49)
16	PA1-20-300-1			520 (53.04)	713 (72.68)		1.82 (18.60)	2.50 (25.48)
17	PA1-20-300-2			540 (55.03)	666 (67.90)		1.89 (19.30)	2.34 (23.81)
18	PA1-20-300-3			520 (53.00)	647 (66.00)		1.82 (18.58)	2.27 (23.14)
19	PK1-10-300-1			192 (19.54)	193 (19.64)		0.67 (6.85)	0.68 (6.89)
20	PK1-10-300-2			194 (19.74)	104 (19.74)		0.68 (6.92)	0.68 (6.92)
21	PK1-10-300-3	35.3 (360)	33.0 (336)	194 (19.74)	225 (22.93)		0.68 (6.92)	0.79 (8.04)
22	PK1-20-300-1			245 (24.93)	254 (25.92)		0.86 (8.74)	0.89 (9.09)
23	PK1-20-300-2			237 (24.13)	355 (36.19)		0.83 (8.46)	1.24 (12.69)
24	PK1-20-300-3			237 (24.13)	286 (29.11)		0.83 (8.46)	1.00 (10.21)
25	PH2-10-300m-1	38.2 (389)		868 (88.50)	965 (98.40)	5704	3.04 (31.03)	3.38 (34.50)
26	PH2-20-300m-1			845 (86.14)	1097 (111.86)		2.96 (30.20)	3.85 (39.22)
27	PH2-10-300c-1			718 (73.18)	718 (73.18)		1.26 (12.83)	1.26 (12.83)
28	PH2-10-300c-2			805 (82.05)	805 (82.05)		1.41 (14.38)	1.41 (14.38)
29	PH2-10-300c-3	38.2 (387)	40.5 (413)	613 (62.51)	613 (62.51)		1.08 (10.96)	1.08 (10.96)
30	PH2-10-300d-1			712 (72.58)	746 (76.07)		1.25 (12.72)	1.31 (13.34)
31	PH2-10-300d-2			594 (60.52)	594 (60.52)	2852	1.04 (10.61)	1.04 (10.61)
32	PH2-10-300d-3			531 (54.14)	531 (54.14)		0.93 (9.49)	0.93 (9.49)
33	PH3-10-300-1			496 (50.52)	496 (50.52)		1.74 (17.71)	1.74 (17.71)
34	PH3-10-300-2	27.4 (279)	25.7 (262)	394 (40.15)	432 (44.04)		1.38 (14.08)	1.51 (15.44)
35	PH3-10-300-3			354 (36.06)	417 (42.54)		1.24 (12.64)	1.46 (14.92)
36	PH3-20-300-1			526 (53.60)	625 (63.66)		1.84 (18.79)	2.19 (22.32)
37	PH3-20-300-2	22.9 (233)	26.1 (266)	491 (50.01)	593 (60.48)		1.72 (17.54)	2.08 (21.21)
38	PH3-20-300-3			471 (48.02)	595 (60.67)		1.65 (16.84)	2.09 (21.27)

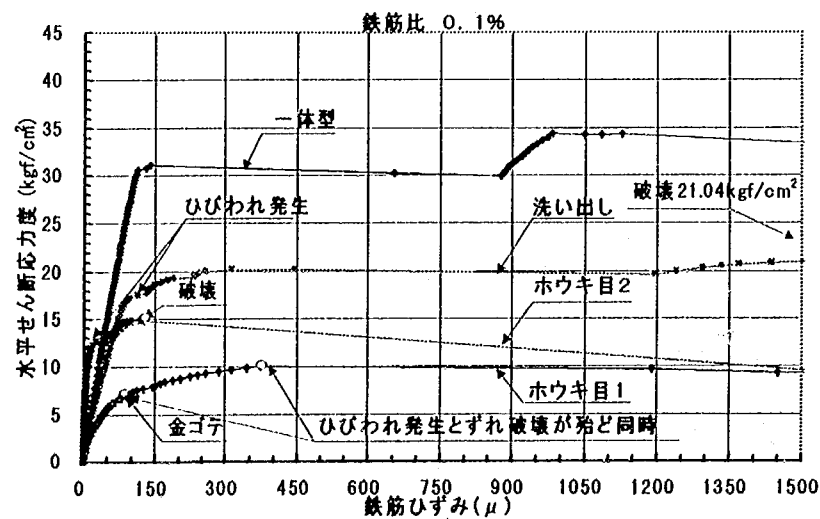
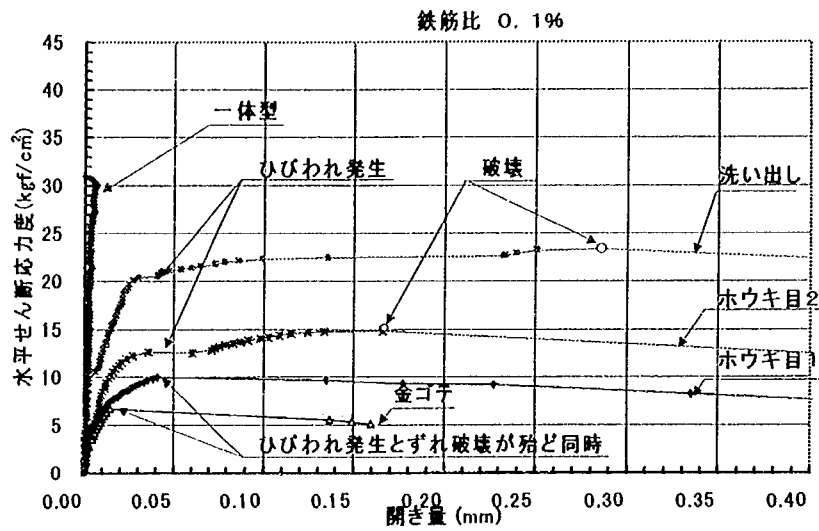
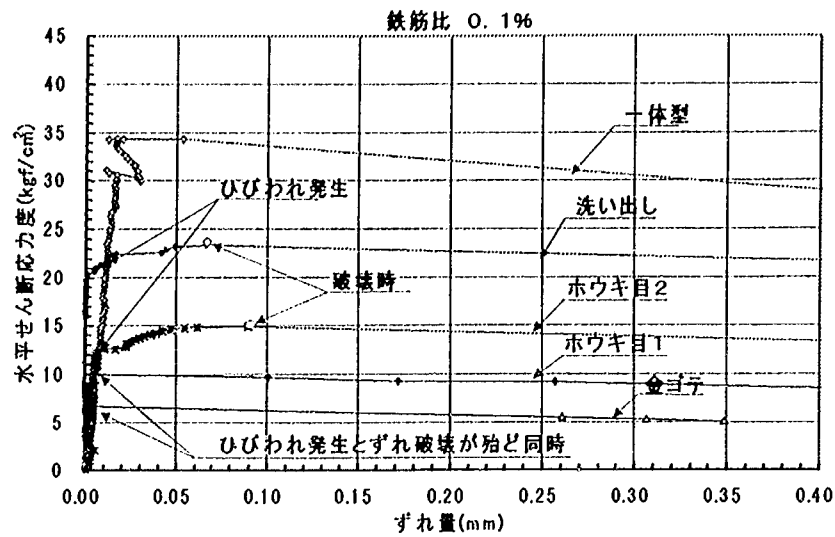


図-5.3.1.1 ずれ量・開き量・鉄筋ひずみー水平せん断応力度 (鉄筋比 0.1%)

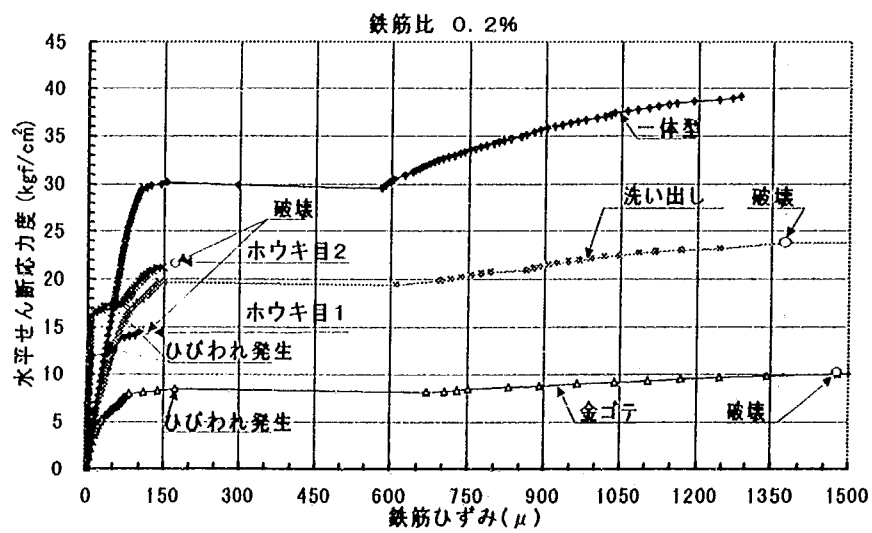
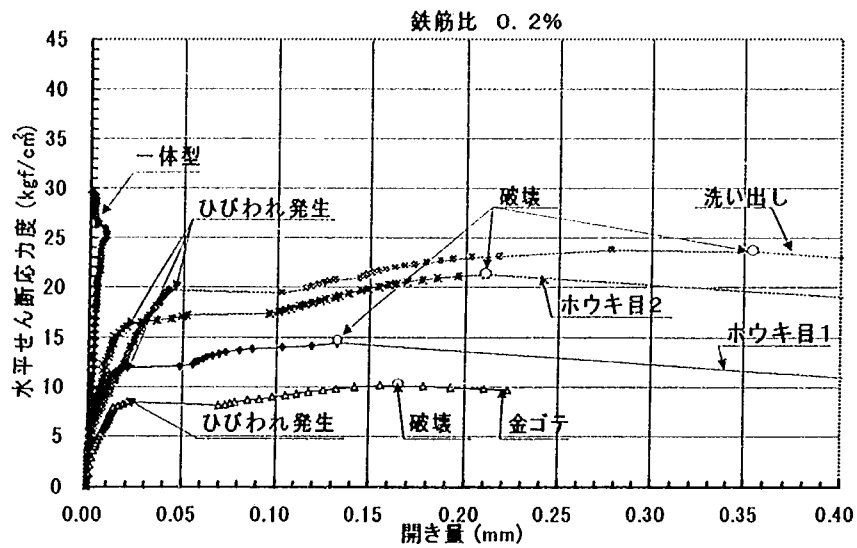
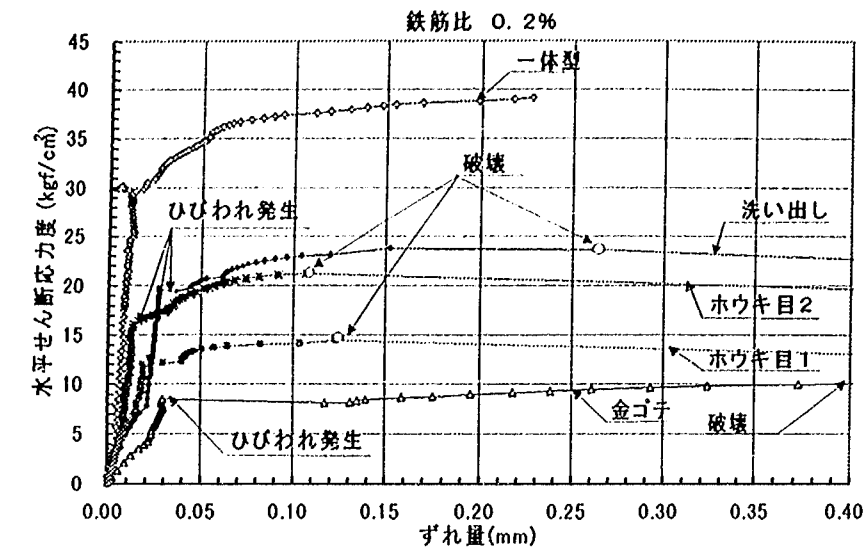


図-5.3.1.2 ずれ量・開き量・鉄筋ひずみー水平せん断応力度 (鉄筋比 0.2%)

(3) 水平荷重と3軸ひずみゲージによる計測結果、開き量と鉄筋ひずみの関係

(a) 力の流れとコンクリートに生じたせん断応力度

図-5.3.1.3に結合型供試体、一体型供試体のそれぞれコンクリート3軸ゲージでひびわれ発生直前の計測結果を用いて描いた主ひずみ図を示す。図-5.3.1.4には2次元FEM解析を用いて確認した荷重による応力の流れを示す。これらの図から、図-5.3.1.5にその応力分布の概要を表した図を示す。同図によれば、供試体側面から見て結合面中央部Bに引張応力が、結合面の両端Aには圧縮応力が分布している。

図-5.3.1.6に荷重により計算したせん断応力度 P/A とコンクリートゲージの計測結果から求めたせん断応力度 τ_v の関係を示す。これらのグラフは、5.2.3の項の図-5.2.3.3に示した結合型供試体と一体型供試体の3軸ひずみゲージ②⑥の計測結果から算出したコンクリートの水平せん断応力度の平均値を用いて描いたものである。

図-5.3.1.6から一体型供試体と結合型供試体では、せん断応力度 P/A の増加にともない線形的に増加したことが分かる。また、両供試体のせん断応力度 τ_v は、せん断応力度 P/A に比べその1/4程度の小さい値で進行した。

(b) 水平荷重と開き量・変位量の関係

図-5.3.1.7に、結合型供試体と一体型供試体における水平荷重と開き量・変位量の関係をそれぞれ示す。

図-5.3.1.7の変位量とは、一体型供試体に貼付した3軸ひずみゲージより得られた結合面に垂直方向のひずみ計測結果から、 π 型変位計計測間隔50mm間の変位量を計算したものである。したがって、この垂直方向変位にはポアソンの影響が含まれている。また、 π ゲージで計測した開き量にもポアソンの影響が含まれている。以下、3軸ひずみゲージから得られた垂直方向変位量を単に変位量と呼ぶ。

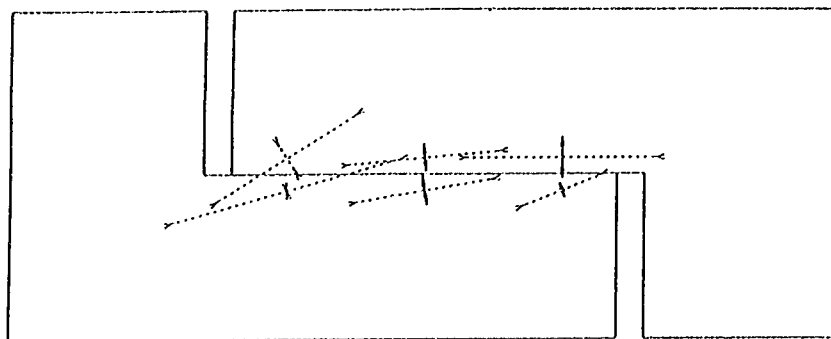
図-5.3.1.7において、一体型供試体の開き量は変位量と殆ど一致し、水平荷重の増加にともない開き量も線形的に増加していることから弾性変位であることが分かる。一方、結合型供試体の開き量は、水平荷重を増加させる初期から一体型の開き量より大きくまた急激に増加しており、結合面に開きが生じていく様子がわかる。

(c) 水平荷重と結合面垂直方向応力度 σ_v の関係

図-5.3.1.8に結合型供試体と一体型供試体における水平荷重と鉄筋ひずみ、コンクリート応力度 σ_v の関係をそれぞれ示す。ここでコンクリート応力度 σ_v は、3軸ひずみゲージ②⑥の計測結果から算出した結合面に垂直方向の応力度である。

一体型供試体の鉄筋ひずみと結合面のコンクリート応力度 σ_v は、水平荷重の増加にともないひびわれ発生時まで線形的に増加した。以下、コンクリート応力度を単に σ_v と呼ぶ。

結合型供試体の σ_v は、水平荷重98kN(10tf)付近までは一体型より小さい値で増加していき、それ以後は、水平荷重の増加にともない減少の傾向を示した。また、結合型供試体と一体型供試体の σ_v を比較すると、結合型供試体のずれ破壊時である水平荷重323kN(33.0tf)時に、その差は 0.7N/mm^2 (7kgf/cm^2)程度結合型供試体の方が小さく現れた。また、結合型供試体では、水平荷重の増加にともなう鉄筋ひずみの急激な増加は、開き量の増加の傾向に近似している。



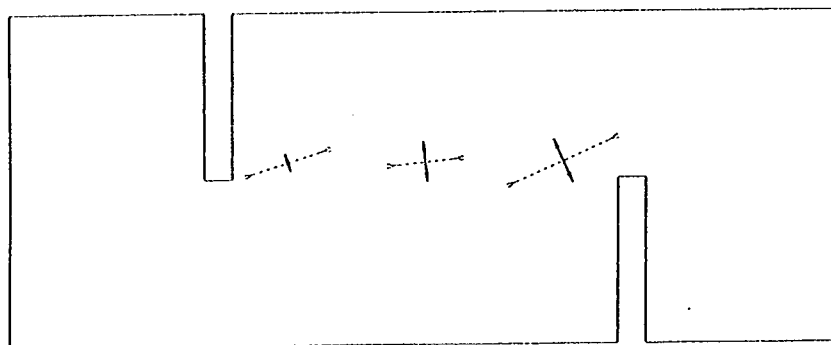
$\longleftrightarrow$ 100 μ
 $> \cdots \cdots <$ -100 μ

○: 500 μ 以上

●: 断 線

荷 重 32.8 ton
ずれ量 . 047 mm

(a) 結合型供試体 (PH1-10-300-1)



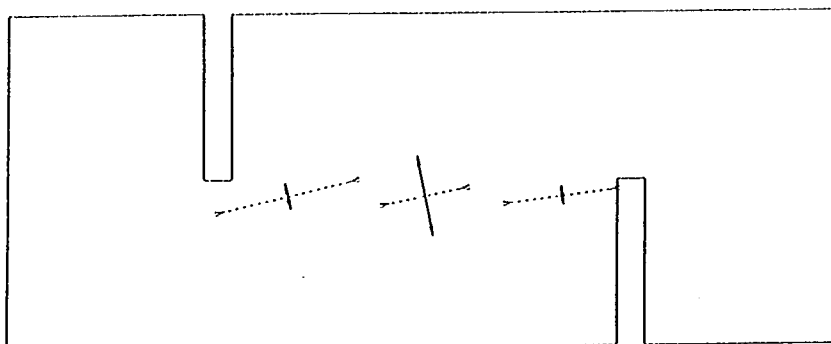
表面

$\longleftrightarrow$ 500 μ
 $> \cdots \cdots <$ -500 μ

○: 1100 μ 以上

●: 断 線

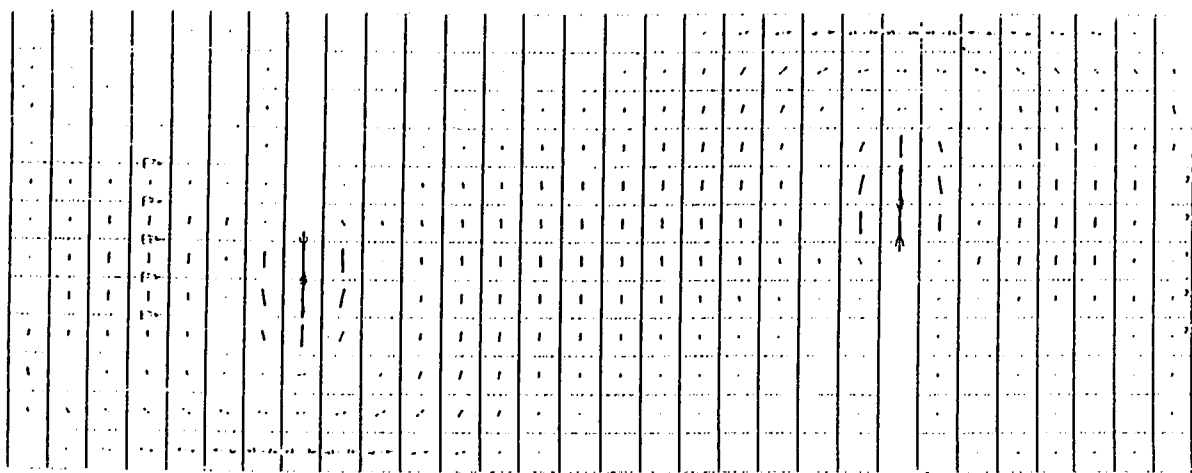
荷 重 88.53 ton
ずれ量 . 022 mm



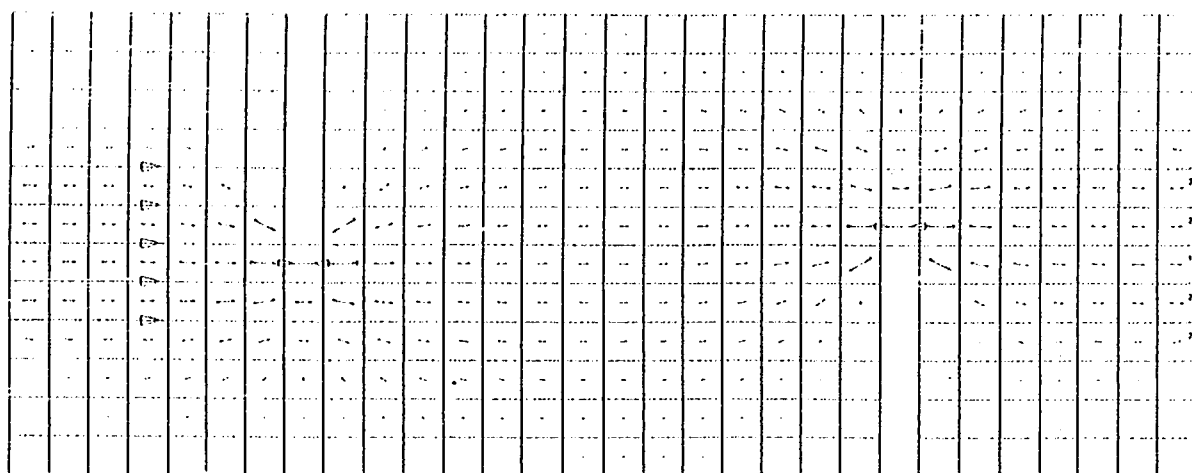
裏面

(b) 一体型供試体 (PH2-10-300-m)

図-5.3.1.3 主ひずみ図 (実験値)



(a) 最大主応力分布 (主に引張応力分布)



(b) 最小主応力分布 (主に圧縮応力分布)

図-5.3.1.4 主応力図 (解析値)

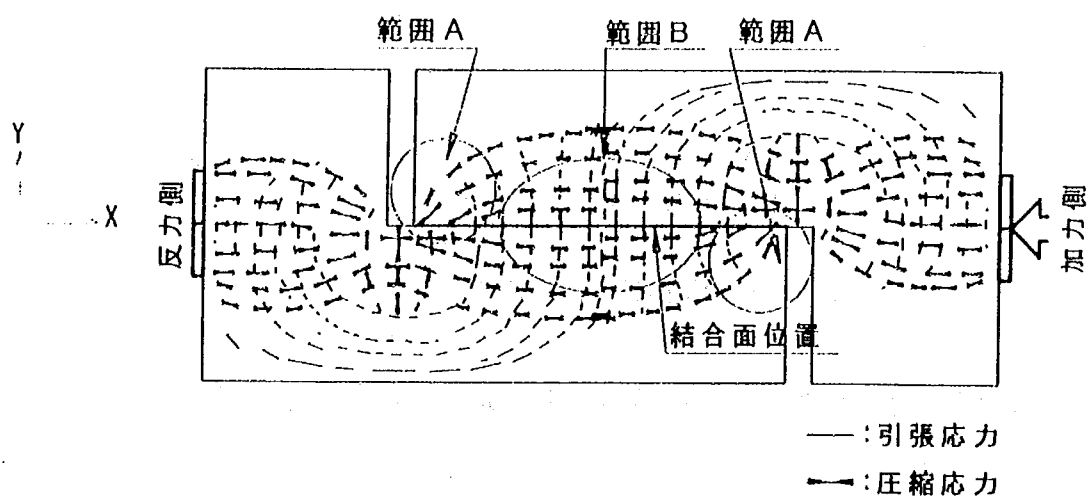
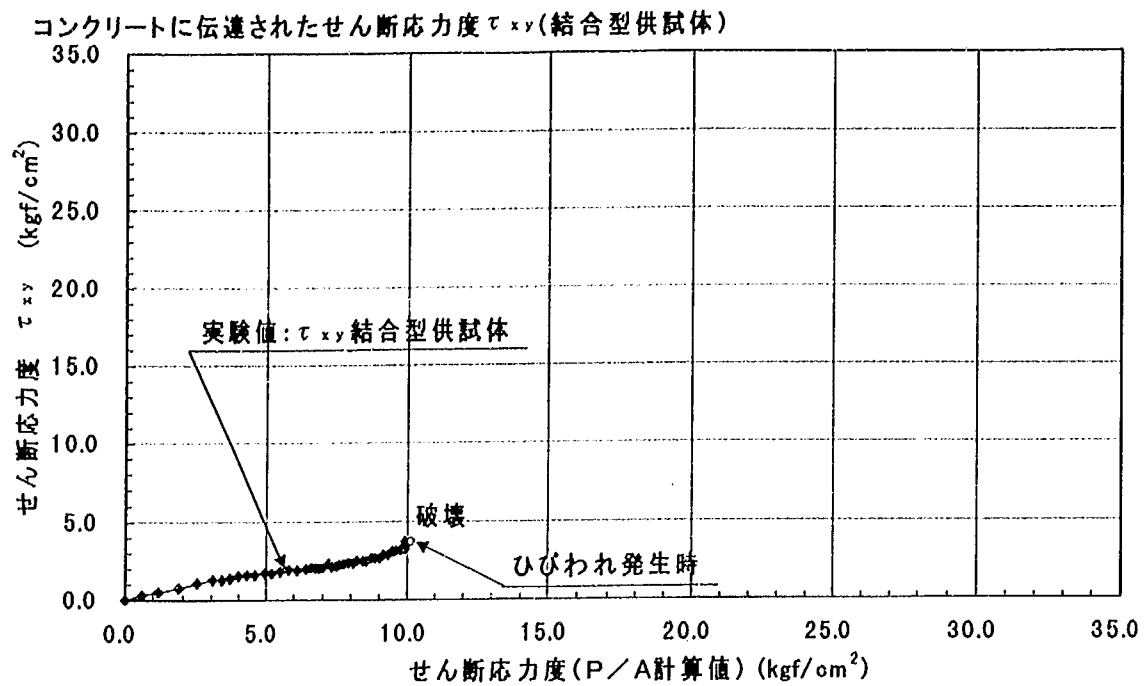
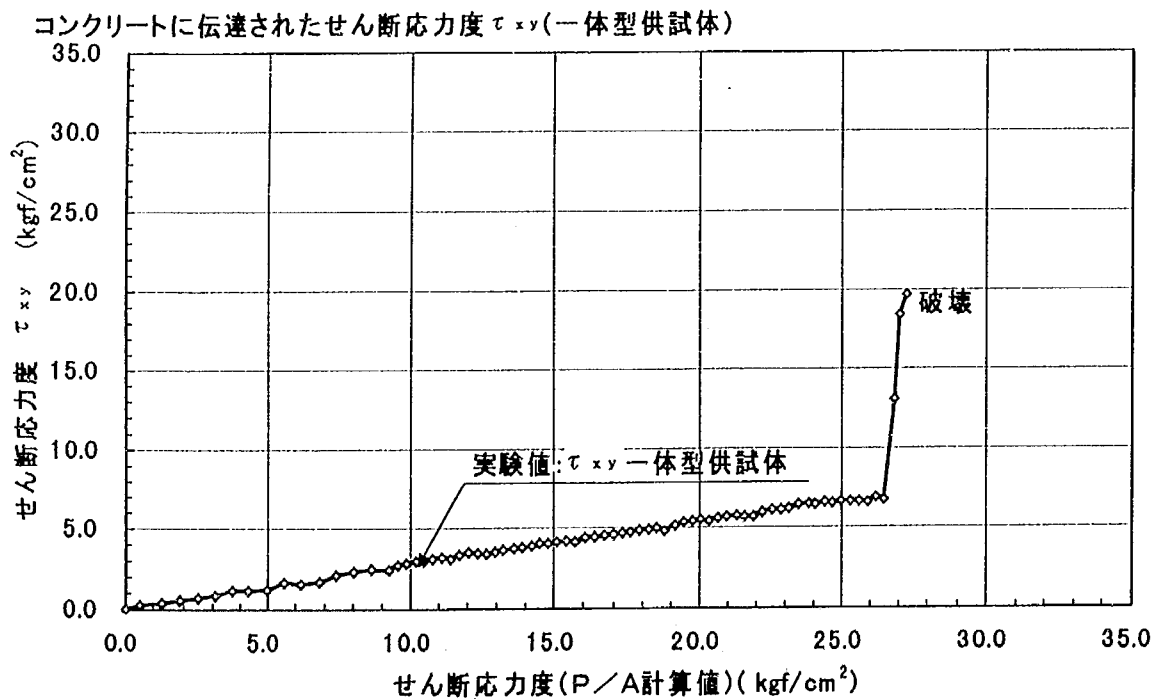


図-5.3.1.5 主応力図 (概略図)



(a) 結合型供試体 (ホウキ目 1 : 鉄筋比 0.1%)



(b) 一体型供試体 (鉄筋比 0.1%)

図-5.3.1.6 水平荷重—コンクリートに伝達された水平せん断応力度

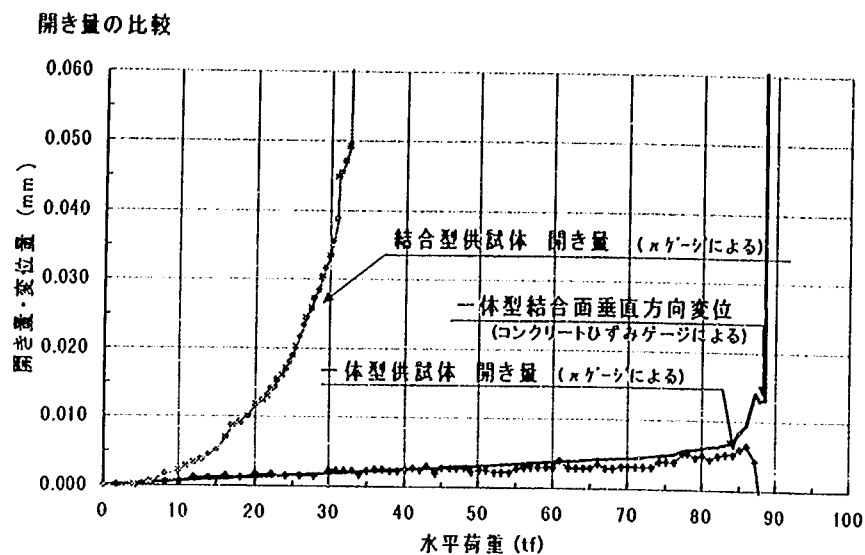


図-5.3.1.7 荷重—開き量・変位量の関係

結合面におけるコンクリート応力度 σ_y
と鉄筋ひずみ ϵ_s の関係

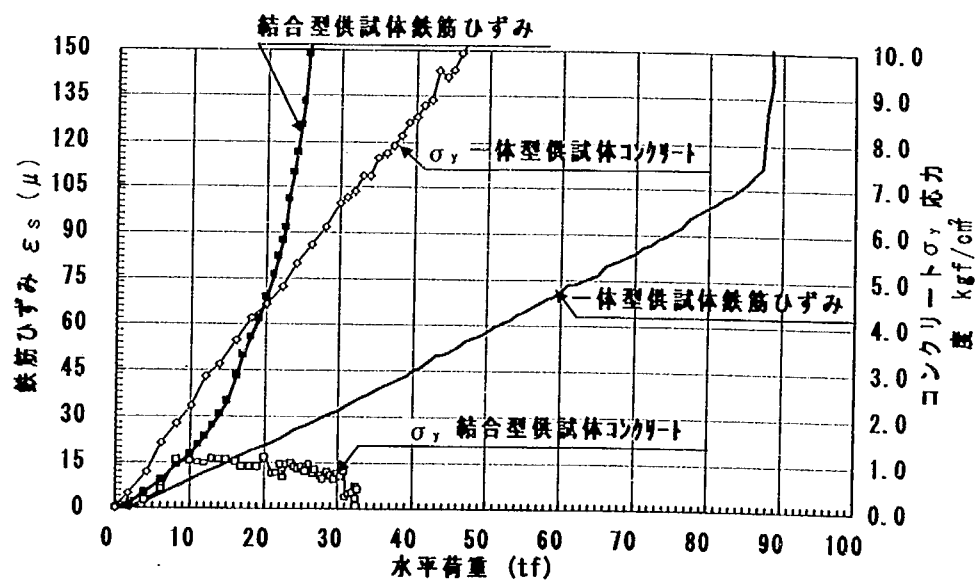


図-5.3.1.8 荷重—鉄筋ひずみ・応力度 σ_y の関係

(d) 考察

プッシュオフ試験の結合型供試体では、水平荷重98kN(10tf)付近以後は荷重の増加にともない、結合面に働く垂直応力度 σ_v が減少した。この応力度は、結合面を挟んで上下に貼付しているコンクリート3軸ひずみゲージ計測結果から得られたものである。 σ_v の減少は、結合面に働く垂直応力が開放されていることを意味するものと考えられる。

水平荷重により結合面に垂直な引張応力が作用すると、結合面の付着作用が低下し結合面に開きが生じる結果となり、結合面の水平せん断耐力が小さくなったと考えられる。

(4) 結合面のひびわれ発生荷重と破壊時のせん断応力度

表-5.3.1.2には、表-5.3.1.1の結果から各結合面におけるひびわれ発生時とずれ破壊時のせん断応力度のそれぞれの平均値と、各結合面の3体の供試体実験結果の中からせん断強度の最小値を示す。また、図-5.3.1.9には鉄筋比とせん断応力度の関係について、その最小値のうちひびわれ発生時の値を用いて描いたグラフを示す。以下、結合面のひびわれ発生時のせん断応力度の値を用いて述べる。

(a) 結合面の仕上げ状態によるせん断強度の比較

ここで、() 内は、(鉄筋比0.1%の場合、鉄筋比0.2%の場合)の最小値を示す。

プッシュオフ試験においてせん断強度は、各結合面の内、洗い出しが最も大きく(1.98N/mm²(20.2kgf/cm²)、1.81N/mm²(18.5kgf/cm²))、次にホウキ目2(1.23N/mm²(12.6kgf/cm²)、1.65N/mm²(16.8kgf/cm²))、ホウキ目1(0.75N/mm²(7.7kgf/cm²)、1.18N/mm²(12.0kgf/cm²))、金ゴテ(0.67N/mm²(6.8kgf/cm²)、0.82N/mm²(8.4kgf/cm²))の順であった。

(b) ずれ止め鉄筋の配置方向の違いによるせん断強度の比較

ホウキ目1の幅広集中型Cタイプのせん断強度(平均値1.24N/mm²(12.7kgf/cm²))は、同じ結合面仕上げである幅広分散型Dタイプのそれ(平均値1.07N/mm²(10.9kgf/cm²))を上回りその差は0.17N/mm²(1.8kgf/cm²)程度で、幅広集中型が分散型の結果の15%程度上回った。

(c) 結合面の幅の違いによるせん断強度の比較

ホウキ目1の鉄筋比0.1%における幅40cmの基本形状供試体(PH1-10-300-1~3)と、幅80cmの幅広型供試体のDタイプ(Cタイプよりせん断強度が小さい)の実験結果を比較すると、前者では水平せん断強度が平均で0.94N/mm²(9.6kgf/cm²)、後者では1.07N/mm²(10.9kgf/cm²)でその差は0.13N/mm²(1.0kgf/cm²)程度であった。

(d) ずれ止め鉄筋比の違いによるせん断強度の比較

鉄筋比0.1%~0.2%の間で、鉄筋比の増加にともなうせん断強度の増加の傾向を示したのは、ホウキ目2と金ゴテおよびホウキ目1である。鉄筋比0.05%の増加にともないせん断強度は、ホウキ目2で0.15~0.20N/mm²(1.5~2.0kgf/cm²)程度、金ゴテでは0.08N/mm²(0.8kgf/cm²)程度の増加であった。ホウキ目1では、鉄筋比0.1%~0.15%の間でせん断強度は0.31N/mm²(3.2kgf/cm²)程度の増加、鉄筋比0.15%~0.20%の間で0.11N/mm²(1.1kgf/cm²)程度の増加を示した。しかし、鉄筋比0.05%では鉄筋比0.1%の場合のせん断強度に対し0.15N/mm²(1.5kgf/cm²)程度上回った。

洗い出しと一体型では、鉄筋比0.05%増加によるせん断強度の差は、前者で0.04N/mm²(0.4kgf/cm²)程度の減少、後者で0.08N/mm²(0.8kgf/cm²)程度の減少を示し、鉄筋比の増加にともなうせん断強度の増加はなかった。

(e) 考察

プッシュオフ試験において、幅広型の水平せん断強度が幅狭型のそれを上回ったものの、その差は小さく、結合面の水平せん断耐力は結合面面積に比例するものと考えられる。

結合面がホウキ目1の鉄筋比0.1%以下の状態では、水平せん断強度に与える鉄筋量の影響は小さいものと考えられる。また、洗い出しの結合面の仕上げ状態で鉄筋比が0.1%~0.2%の間では、水平せん断強度に与える鉄筋量の影響は小さくなる傾向があり、コンクリート付着強度の影響が支配的になるものと考えられる。

表-5.3.1.2 各結合面状態のせん断応力度の平均値と最低値

N/mm²

結合面状態		供試体 番 号	せん断応力度平均値		供試体 番 号	せん断応力度最低値	
仕上げ方法	鉄筋比%		ひびわれ発生時	破 壊 時		ひびわれ発生時	破 壊 時
ハウキ目 1	0.05	1, 2, 3	1.12(11.44)	1.18(12.01)	2	0.91(9.30)	0.93(9.47)
	0.10	4, 5, 6	0.94(9.61)	1.05(10.86)	6	0.76(7.72)	1.00(10.17)
	0.15	7, 8, 9	1.26(12.85)	1.38(14.02)	9	1.08(10.98)	1.30(13.29)
	0.20	10, 11, 12	1.47(15.01)	1.62(16.49)	12	1.19(12.09)	1.42(14.50)
洗い出し	0.10	13, 14, 15	2.17(22.12)	2.39(24.32)	13	1.98(20.21)	2.06(21.04)
	0.20	16, 17, 18	1.85(18.83)	2.37(24.14)	18	1.82(18.58)	2.27(23.14)
金ゴテ	0.10	19, 20, 21	0.68(6.90)	0.71(7.28)	19	0.67(6.85)	0.68(6.89)
	0.20	22, 23, 24	0.84(8.55)	1.05(10.66)	24	0.83(8.46)	1.00(10.21)
一体型	0.10	25	3.04(31.03)	3.38(34.50)	25	3.04(31.03)	3.38(34.50)
	0.20	26	2.96(30.20)	3.85(39.22)	26	2.96(30.20)	3.85(39.22)
ハウキ目 1、Cタイプ	0.10	27, 28, 29	1.25(12.72)	1.25(12.72)	29	1.08(10.96)	1.08(10.96)
ハウキ目 1、Dタイプ	0.10	30, 31, 32	1.07(10.94)	1.09(11.15)	32	0.93(9.49)	0.93(9.49)
ハウキ目 2	0.10	33, 34, 35	1.45(14.81)	1.57(16.02)	35	1.24(12.64)	1.46(14.92)
	0.20	36, 37, 38	1.74(17.72)	2.12(21.60)	38	1.65(16.84)	2.09(21.27)

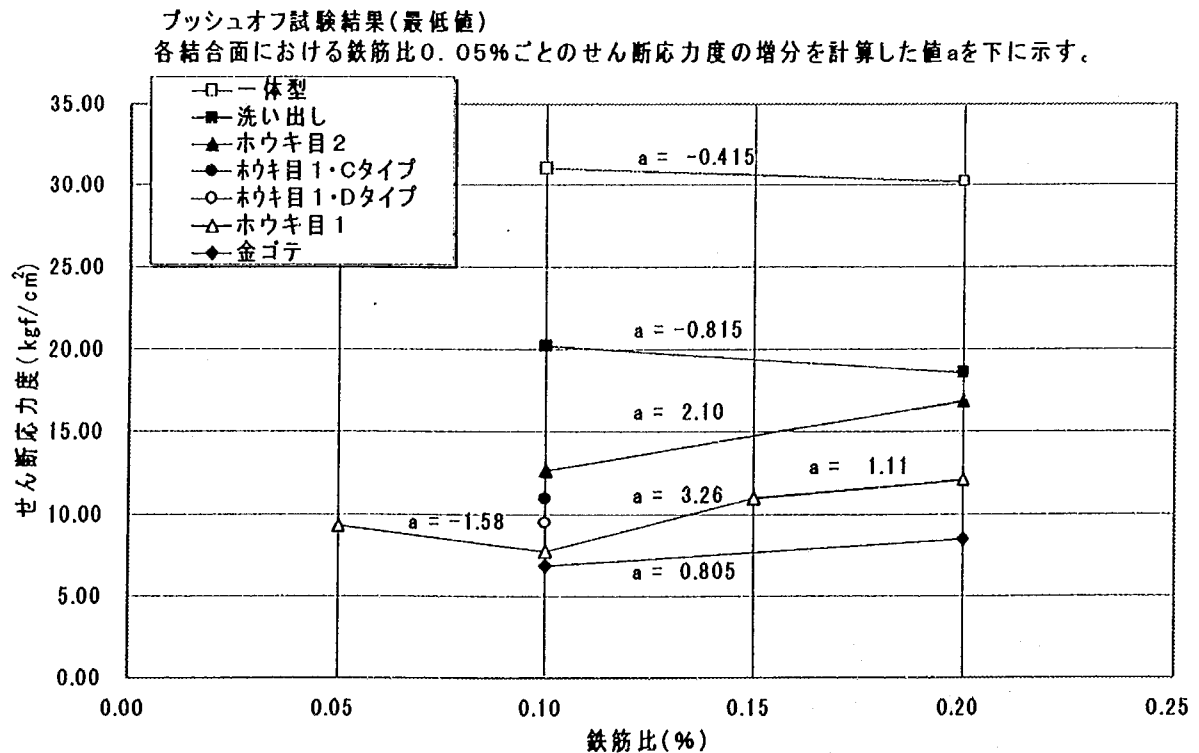
※表中の()内の数値の単位は、kgf/cm²である

図-5.3.1.9 ずれ止め鉄筋比と水平せん断強度の関係 (プッシュオフ試験)

5.3.2 はり載荷試験

(1) 破壊状況と結合面の水平せん断強度

結合面のひびわれの進行を発生時から破壊時まで確認できたプッシュオフ試験での破壊挙動とは違い、はり載荷試験では、ずれ破壊前までの結合面に沿ったひびわれの進行を確認できなかった。

図-5.3.2.1～図-5.3.2.3にひびわれの状況とずれ破壊の状況を示す。図中の供試体内のひびわれ線上に表示した数値は、ひびわれ進行時の載荷荷重の値(tf)である。実験では、曲げひびわれの進行が顕著に現れ、合成げたの腹部下縁から床版部の合成断面中立軸付近まで到達したことを確認したが、最終的には結合面に急激なずれ破壊を生じ、供試体は合成げたから重ねばりの挙動に移行して耐荷力が減少した。また、結合面位置のひびわれは、破壊時において急激に載荷点付近から供試体の支点方向に延びるように進行した。

図-5.3.2.1～図-5.3.2.3に示した曲げひびわれの状況と計測位置を対比して、以下、実験結果について説明する。

結合面でのずれ破壊が急激に生じたため、最大荷重時における結合面でのひびわれの状態が観察できなかった。このため、ずれ破壊が生じた終局時直前の載荷荷重の値を用いて、下式-①より水平せん断応力度を求めた。その結果を結合面の水平せん断強度として表-5.3.2.1に示す。

$$\tau_b = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \quad \dots \textcircled{1}$$

ここに、 τ_b : 結合面におけるコンクリートのせん断応力度 (N/mm² (kgf/cm²))

S : けた断面に作用する設計せん断力 (N (kgf))

Q : 合成断面の図心軸に関する床版の断面一次モーメント (mm³ (cm³))

b : けたと床版の結合面における橋軸直角方向の幅 (mm (cm))

I : 合成断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴ (cm⁴))

なお、上式①は、けたと床版の結合部を完全結合として結合面のせん断応力度を算出する式である。

表-5.3.2.1の結果から水平せん断強度は、ホウキ目2 供試体G 2が洗い出しG 1を0.8N/mm² (8kgf/cm²)程度上回ったことが分かる。

はり供試体 G 1 (結合面仕上げ：洗い出し) 鉄筋比 0.1%

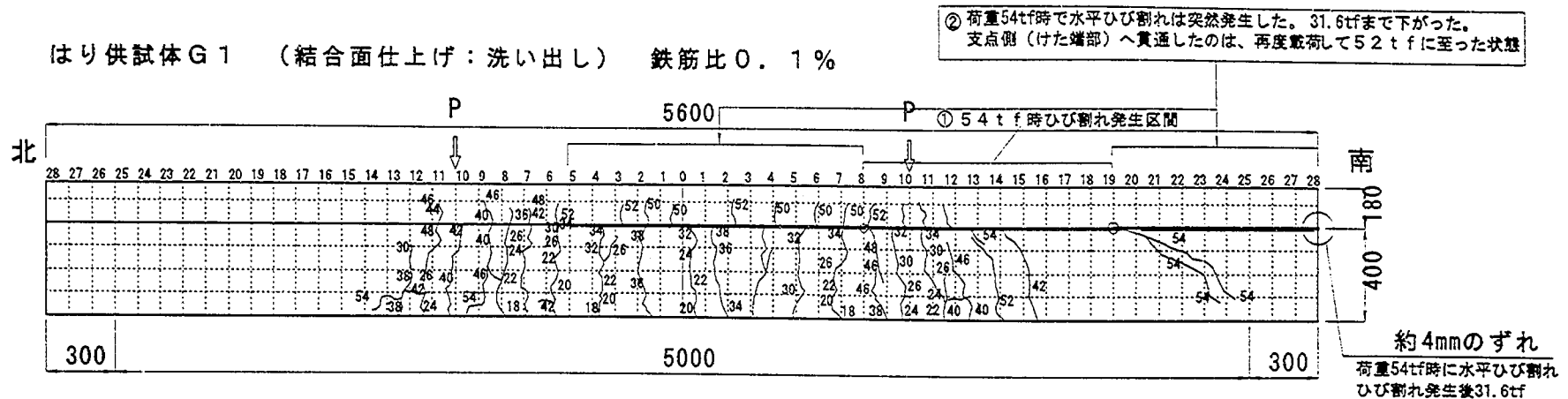


図-5.3.2.1 G1供試体 ひびわれ状況図 (単位 mm)

はり供試体 G 2 (結合面仕上げ：ホウキ目2) 鉄筋比 0.1%

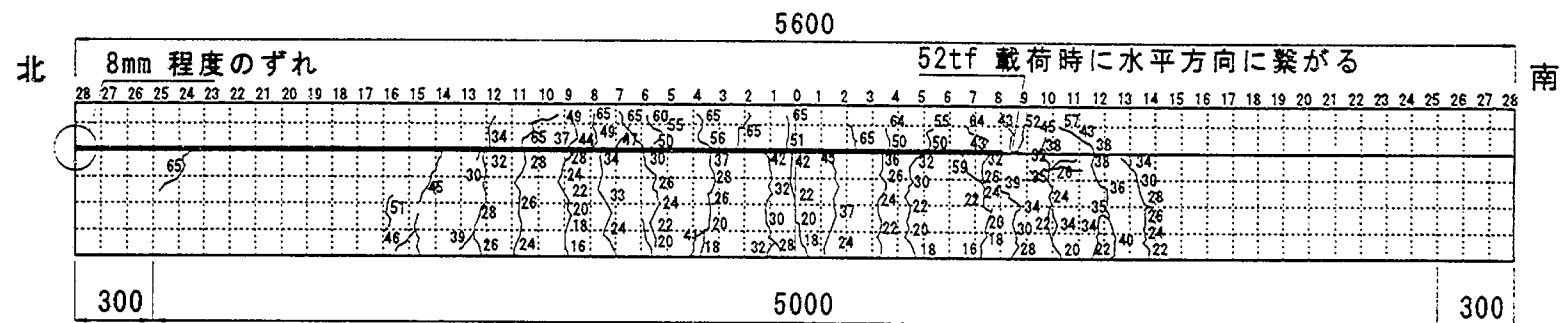


図-5.3.2.2 G2供試体 ひびわれ状況図 (単位 mm)

はり供試体 G 3 (結合面仕上げ: ホウキ目 2) 鉄筋比 0.2%

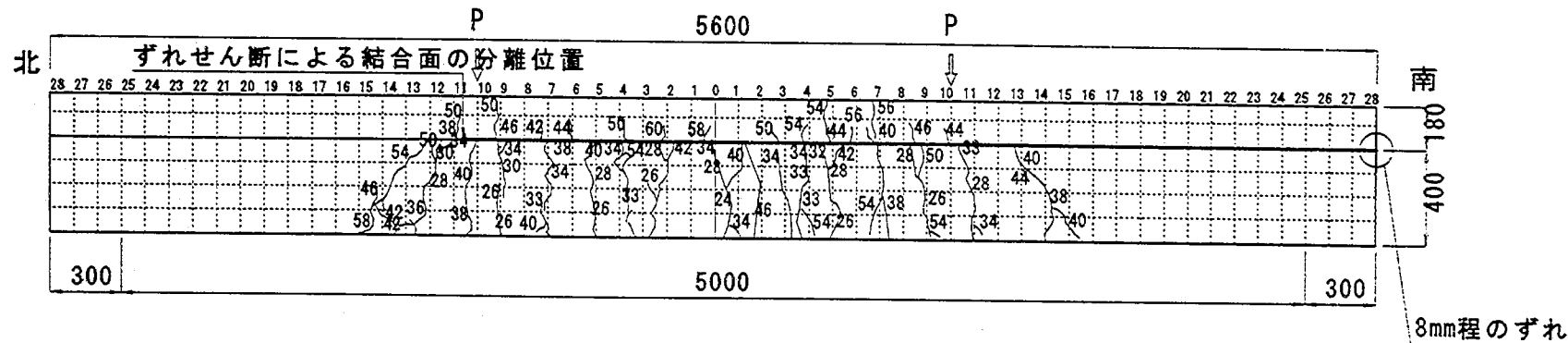


図-5.3.2.3 G 3 供試体 ひびわれ状況図 (単位 mm)

表-5.3.2.1 はり載荷試験 結果

供試体名	結合面状態		終局時 KN	終局時直前 KN	反力 (せん断力 S) tf	水平せん断応力度 N/mm ²	初期曲げひびわれ時 荷重 KN	ひびわれ発生時たわみ mm	終局時たわみ mm
	仕上げ	鉄筋比							
G 1	洗い出し	0.1%	529	510	255	3.20 (32.66)	176	2.32	27.3
G 2	杓目 2	0.1%	637	628	313	3.94 (40.21)	176	2.35	39.4
G 3	杓目 2	0.2%	676	657	329	4.13 (42.08)	235	3.94	47.6

() 内の数値の単位は kgf/cm²

(2) 載荷荷重とずれ量の関係

図-5.3.2.4、図-5.3.2.5および図-5.3.2.6に載荷荷重によるずれ量を、それぞれG 1 供試体（結合面の仕上げ状態が洗い出し：鉄筋比0.1%）、G 2 供試体（結合面の仕上げ状態がホウキ目2：鉄筋比0.1%）、およびG 3 供試体（結合面の仕上げ状態がホウキ目2：鉄筋比0.2%）について示す。

各供試体の荷重載荷位置に最も近いK 5、K 6 のずれ量（図-E）は、曲げひびわれ進展の影響により不規則な変化を示している。また、ずれ破壊は、荷重載荷位置付近から支点側に向かって急激に進展していった。

各供試体の載荷荷重の増加にともなう結合面のずれ量は、比較的線形的に増加した。供試体の支点付近における結合面のずれ量は、載荷荷重176～196kN(18～20tf)程度付近までは殆ど増加していない。

載荷位置に近いK 4，K 7（図-D）の結果を用いて破壊直前のずれ量を示すと、G 1・G 2 供試体で0.04～0.06mm、G 3 供試体では0.03～0.04mmであった。

(3) 載荷荷重とずれ止め鉄筋ひずみの関係

図-5.3.2.7、図-5.3.2.8および図-5.3.2.9にそれぞれG 1 供試体、G 2 供試体およびG 3 供試体について載荷荷重とずれ止め鉄筋ひずみの関係を示す。

各供試体の荷重載荷位置に近いS 5、S 6 およびS 4、S 7（図-E、図-D）では、鉄筋ひずみは、はり供試体に初期ひびわれが発生した載荷荷重20tf付近を超えた時点から不規則な変化を示し、これは曲げひびわれ発生の影響によるものと考えられる。

各供試体の鉄筋ひずみは、図-A～図-Cの結果からずれ破壊前まで50～100 μ 程度以下で進行し、ずれ破壊は最大のもので150 μ 以下で発生したことが分かる。図-Aの支点付近では載荷荷重と反力の影響でずれ止め鉄筋は圧縮ひずみが発生していると考えられ、図-B・図-Cでも載荷荷重196～294kN(20～30tf)程度で圧縮ひずみが認められた。また、G 2 供試体の図-5.3.2.8（図-C）では鉄筋ひずみは破壊直前まで圧縮ひずみを示している。

(4) 載荷荷重とコンクリートの水平せん断応力度の関係

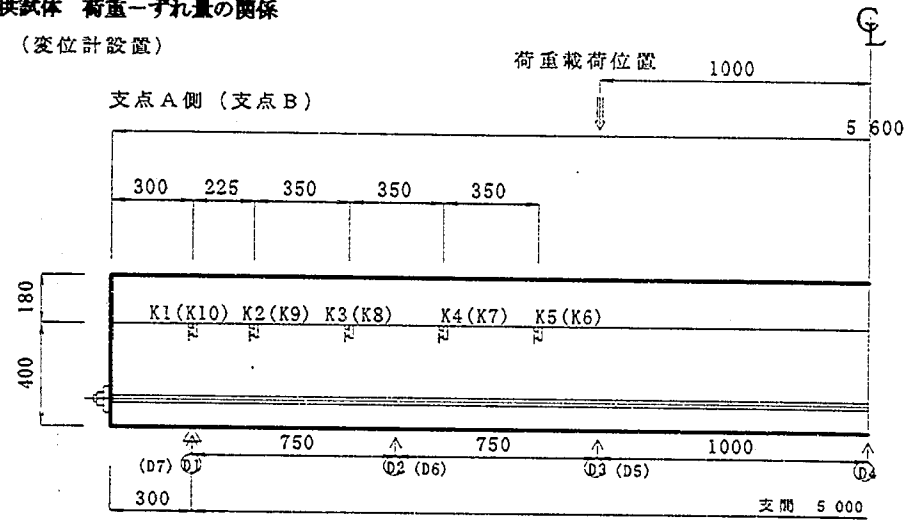
図-5.3.2.10、図-5.3.2.11および図-5.3.2.12に、それぞれG 1 供試体、G 2 供試体およびG 3 供試体について、コンクリートに伝達された水平せん断応力度の実験値と計算値を比較したグラフを示す。図中の計算値は、結合面位置と計測ゲージ貼付位置における水平せん断応力度を示し、載荷荷重による反力（せん断力）の値を用いて前項の式①を用いて計算したものである。

各供試体における図-8、図-9の水平せん断応力度は、載荷荷重196kN(20tf)付近以後の曲げひびわれ発生の影響により不規則な変化を示している。

はり供試体の支点付近である図-3、図-2、図-1では、載荷荷重と反力の影響で、実験値は計算値より大きい値を示したのと考えられるが、このうち結合面に近い図-1では比較的实验値と計算値は良く一致している。図-3、図-2、図-1より載荷点に近い図-6、図-5、図-4では、各計測位置において実験値と計算値は比較的一致し、載荷荷重の増加に対し水平せん断応力度は線形的に増加している。載荷点に近い図-9、図-8、および図-7では、曲げひびわれ発生の影響でそれぞれ載荷荷重196kN(20tf)付近、343kN(35tf)付近、および曲げひびわれが床版下面に到達した頃の411kN(42tf)付近から不規則な変化を示している。

G1供試体 荷重-ずれ量の関係

(変位計設置)



支点近傍

() 内は、対称側 (支点B側) を示す

荷重-カンチレバー変位量

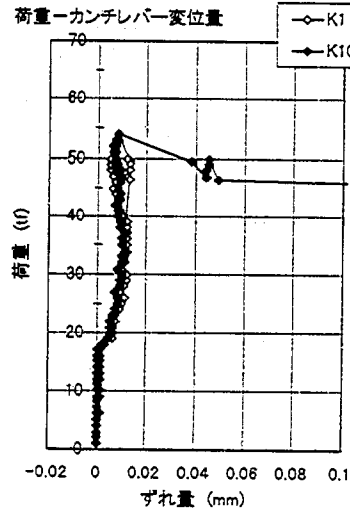


図-A 荷重-ずれ量 (K1, K10)

荷重-カンチレバー変位量

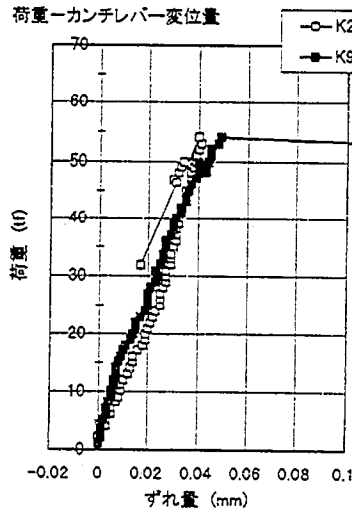


図-B 荷重-ずれ量 (K2, K9)

荷重-カンチレバー変位量

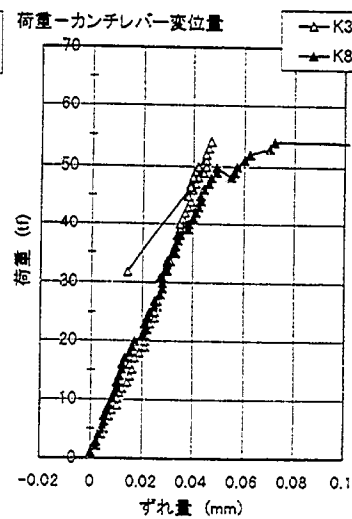


図-C 荷重-ずれ量 (K3, K8)

荷重-カンチレバー変位量

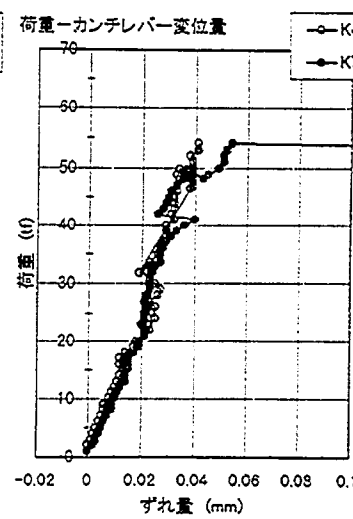


図-D 荷重-ずれ量 (K4, K7)

支間中央

荷重-カンチレバー変位量

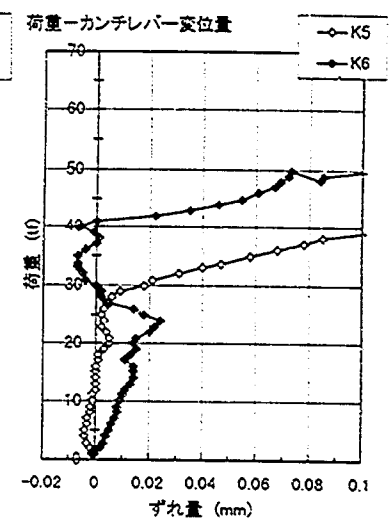
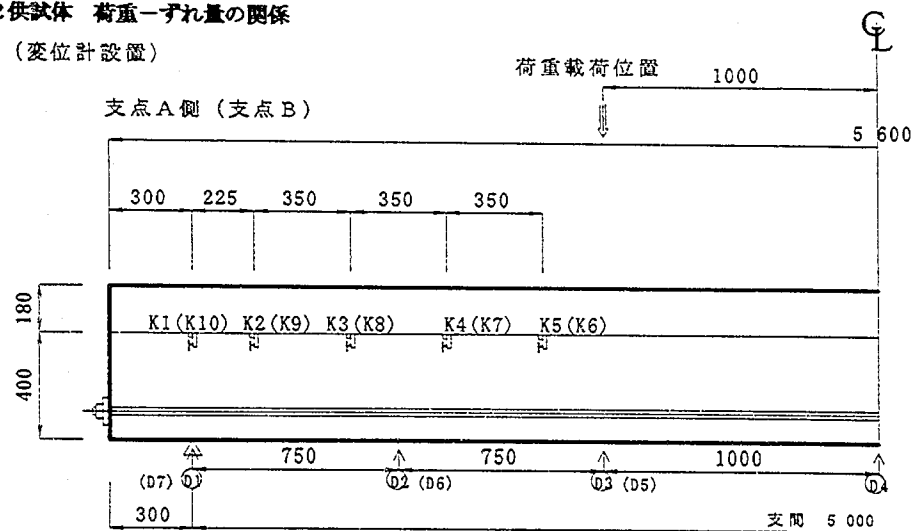


図-E 荷重-ずれ量 (K5, K6)

図-5.3.2.4 載荷荷重-ずれ量 (G1供試体)

G 2 供試体 荷重-ずれ量の関係

(変位計設置)



支点近傍

() 内は、対称側 (支点 B 側) を示す

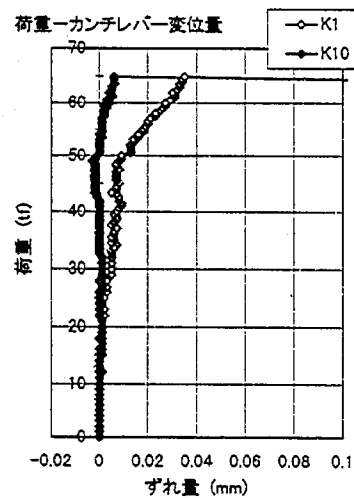


図-A 荷重-ずれ量 (K 1, K 1

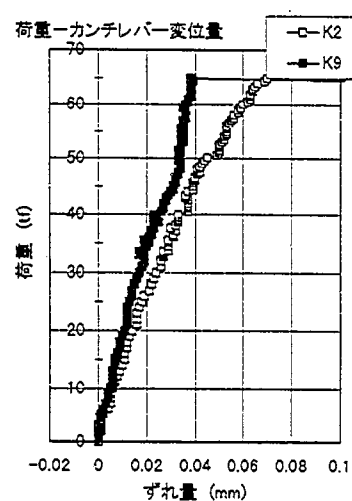


図-B 荷重-ずれ量 (K 2, K 9

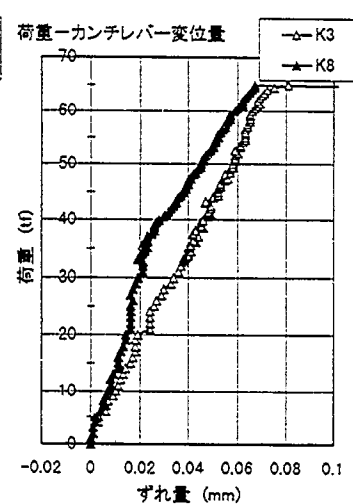


図-C 荷重-ずれ量 (K 3, K 8)

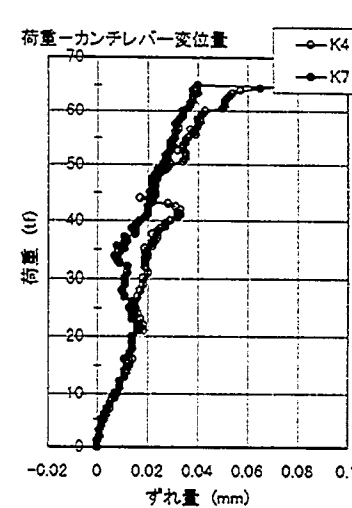


図-D 荷重-ずれ量 (K 4, K 7)

支間中央側

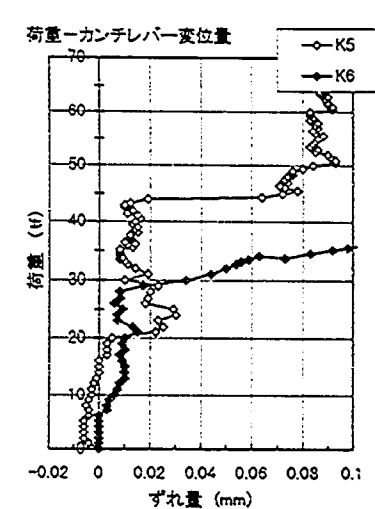
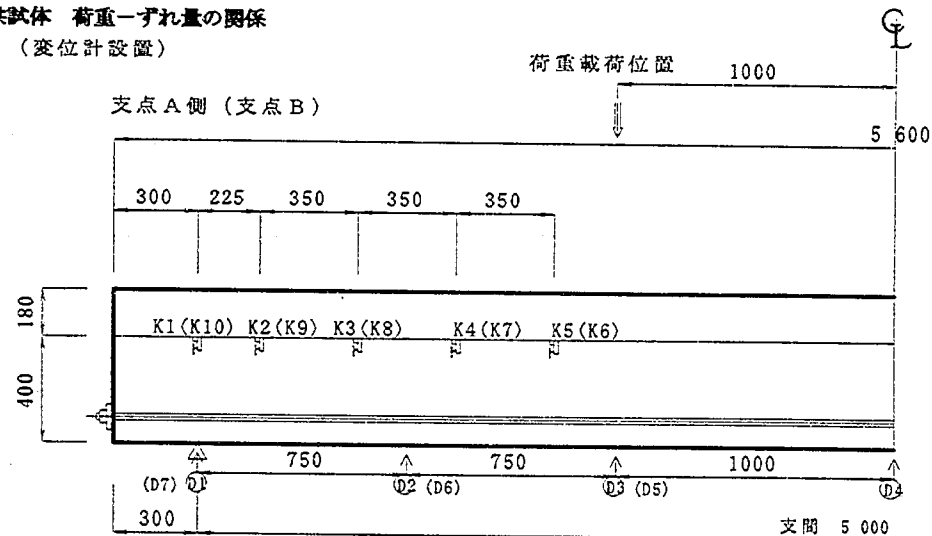


図-E 荷重-ずれ量 (K 5, K 6)

図-5.3.2.5 載荷荷重-ずれ量 (G 2 供試体)

G3供試体 荷重-ずれ量の関係
(変位計設置)



支点近傍

() 内は、対称側 (支点B側) を示す

支間中央側

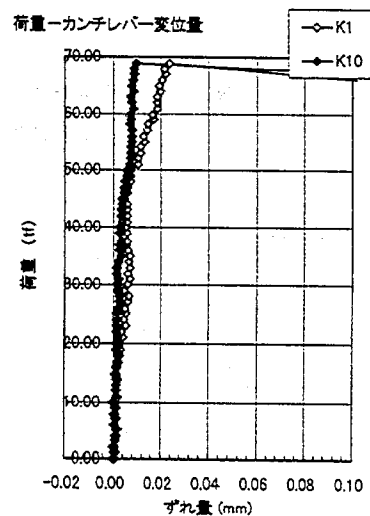


図-A 荷重-ずれ量 (K1, K10)

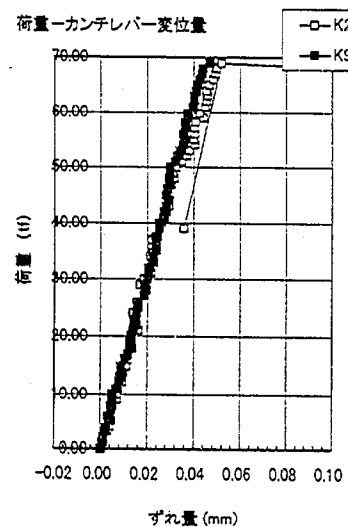


図-B 荷重-ずれ量 (K2, K9)

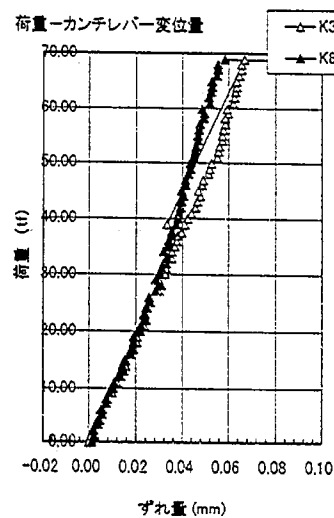


図-C 荷重-ずれ量 (K3, K8)

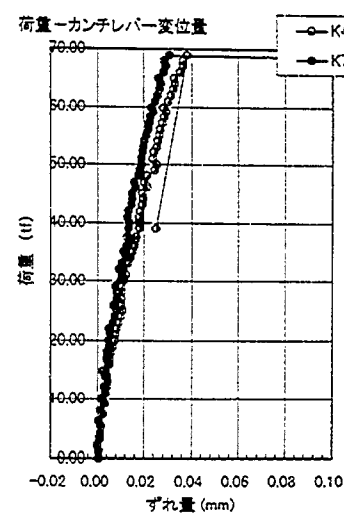


図-D 荷重-ずれ量 (K4, K7)

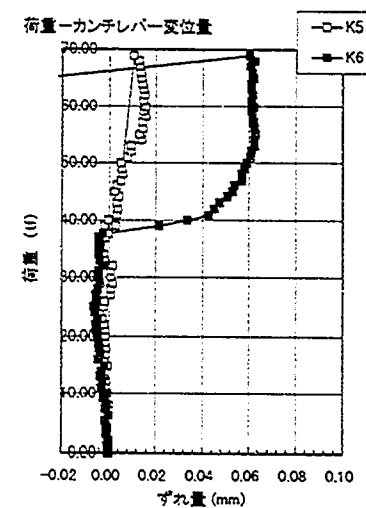
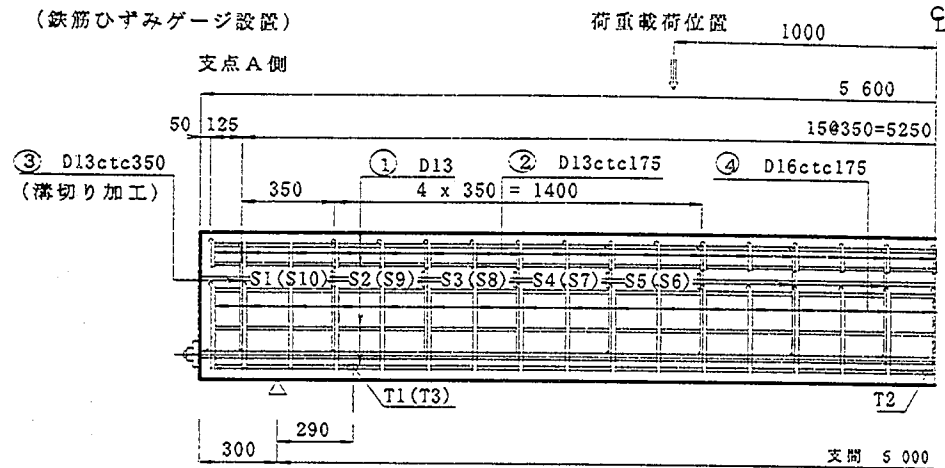


図-E 荷重-ずれ量 (K5, K6)

図-5.3.2.6 載荷荷重-ずれ量 (G3供試体)

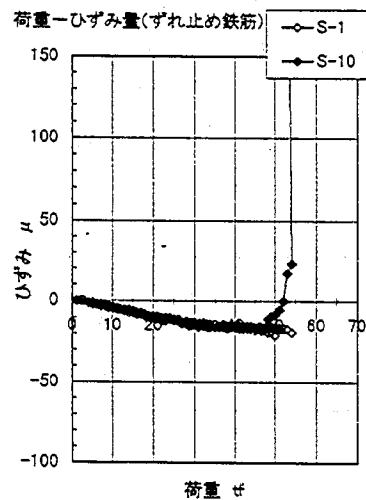
G1供試体 荷重-ひずみ量 (鉄筋) の関係

(鉄筋ひずみゲージ設置)

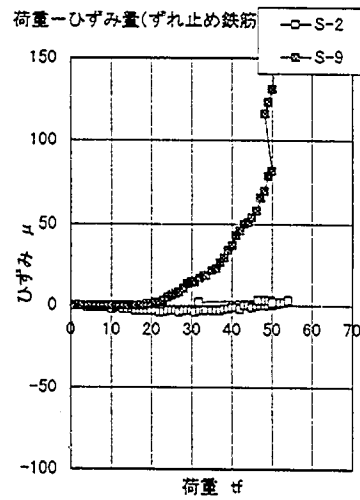


支点近傍

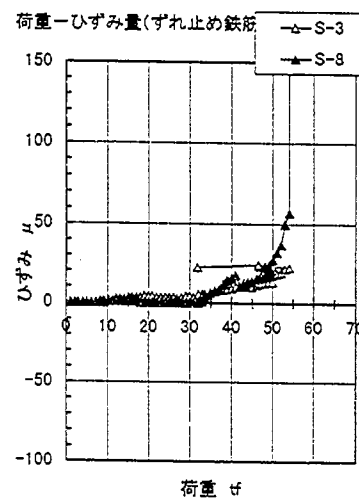
() 内は、対称側 (支点B側) を示す



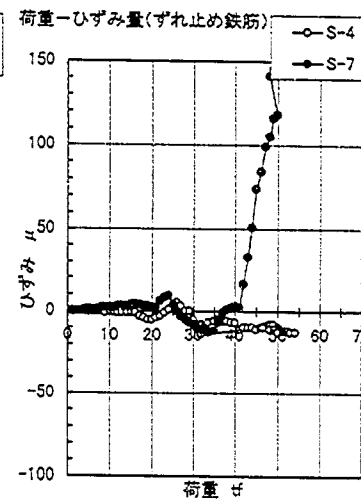
(ずれ止め鉄筋S1, S10)
図-A 荷重-鉄筋ひずみ量



(ずれ止め鉄筋S2, S9)
図-B 荷重-鉄筋ひずみ量

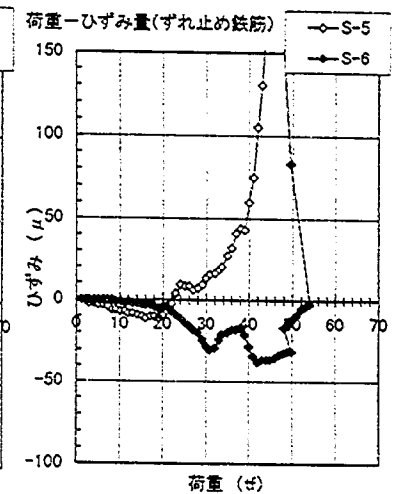


(ずれ止め鉄筋S3, S8)
図-C 荷重-鉄筋ひずみ量



(ずれ止め鉄筋S4, S7)
図-D 荷重-鉄筋ひずみ量

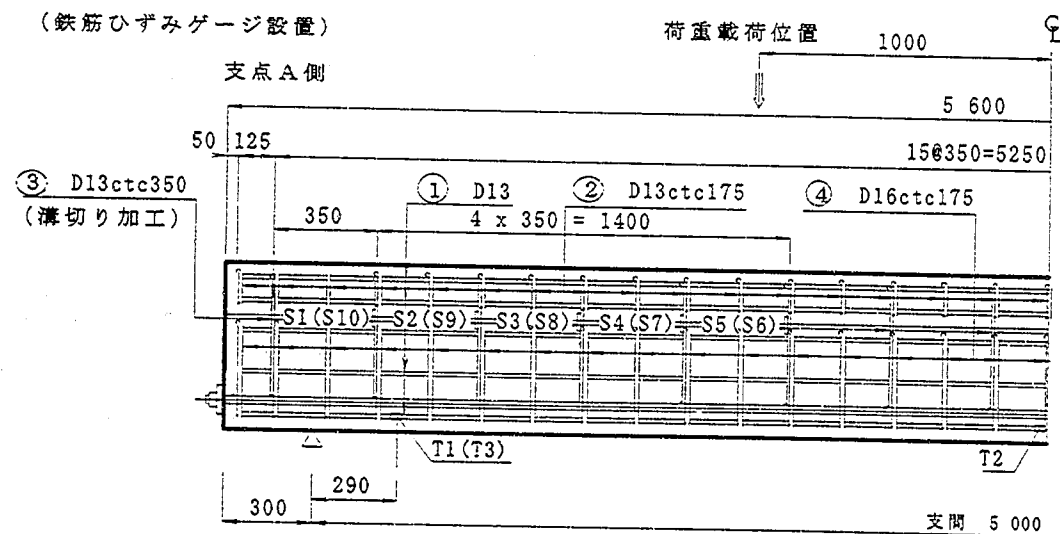
支間中央



(ずれ止め鉄筋S5, S6)
図-E 荷重-鉄筋ひずみ量

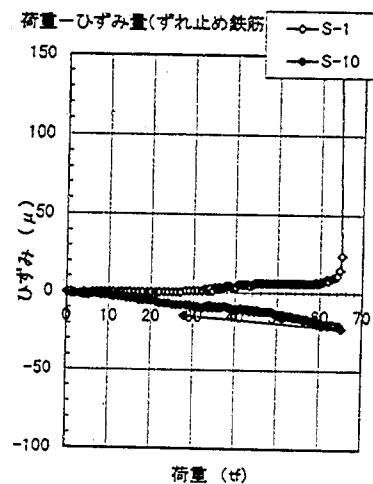
図-5.3.2.7 載荷荷重-鉄筋ひずみ (G1供試体)

G2供試体 荷重-ひずみ量 (鉄筋) の関係

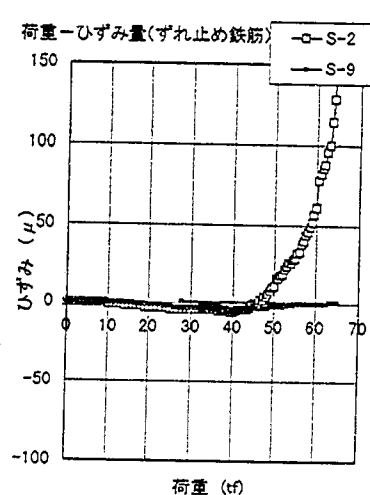


支点近傍

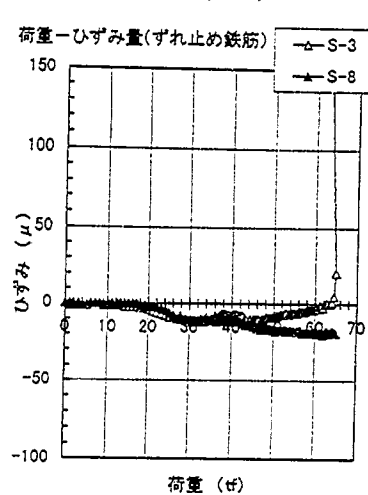
() 内は、対称側 (支点 B 側) を示す



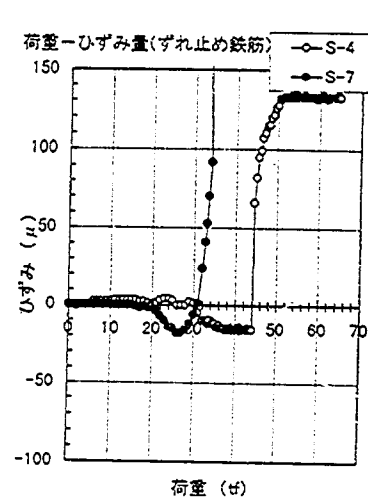
(ずれ止め鉄筋 S1, S10)
図-A 荷重-鉄筋ひずみ量



(ずれ止め鉄筋 S2, S9)
図-B 荷重-鉄筋ひずみ量

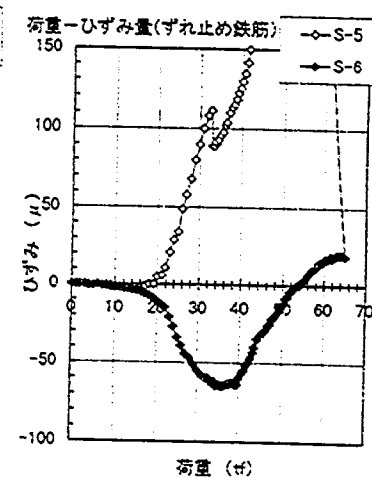


(ずれ止め鉄筋 S3, S8)
図-C 荷重-鉄筋ひずみ量



(ずれ止め鉄筋 S4, S7)
図-D 荷重-鉄筋ひずみ量

支間中央側

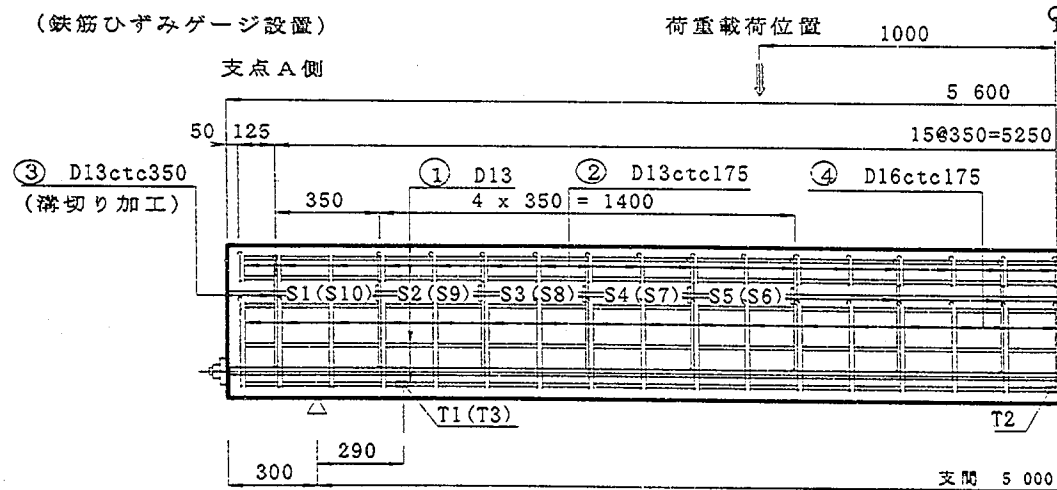


(ずれ止め鉄筋 S5, S6)
図-E 荷重-鉄筋ひずみ量

図-5.3.2.8 載荷荷重-鉄筋ひずみ (G2供試体)

G3供試体 荷重-ひずみ量 (鉄筋) の関係

(鉄筋ひずみゲージ設置)



支点近傍

() 内は、対称側 (支点B側) を示す

支間中央側

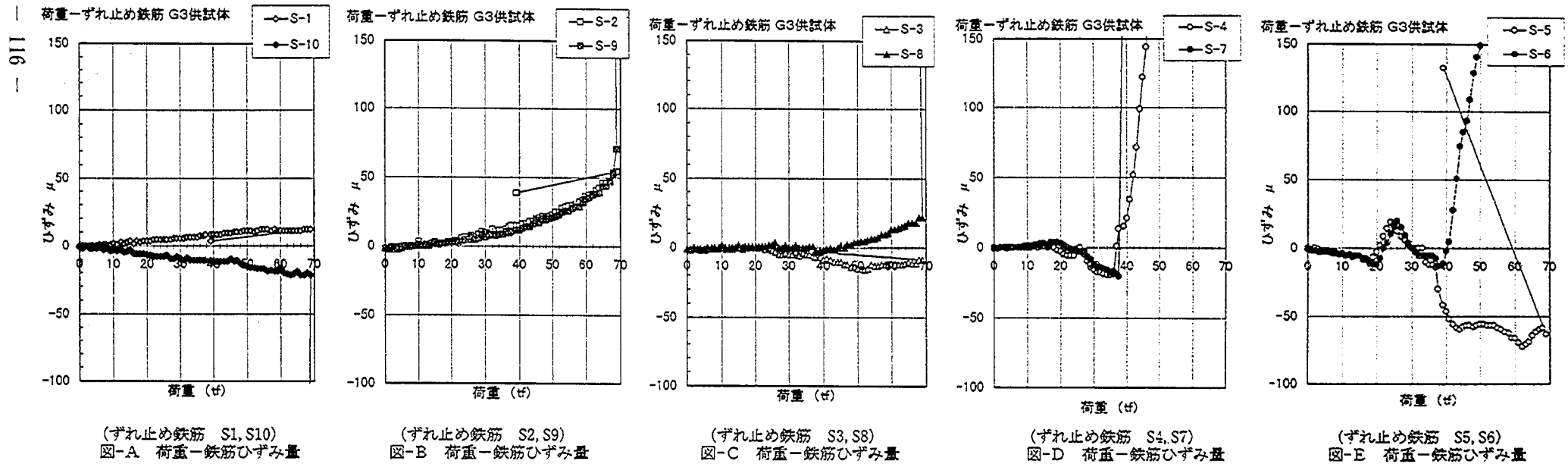
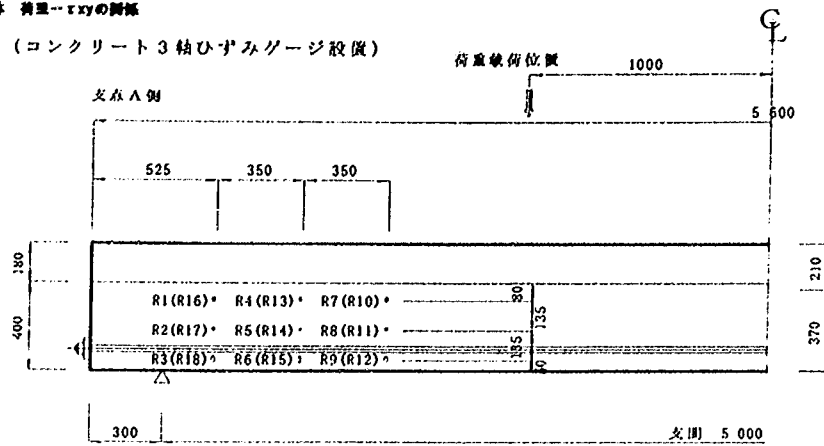


図-5.3.2.9 載荷荷重-鉄筋ひずみ (G3供試体)

(コンクリート3結ひずみゲージ設置)



() 内は、対称側(支点B側)を示す

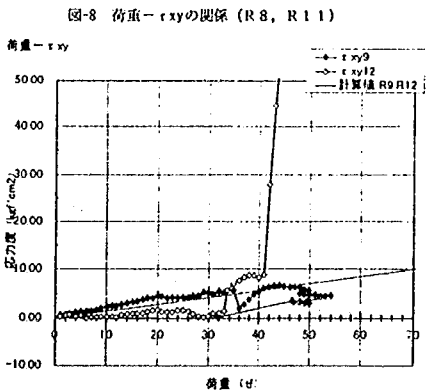
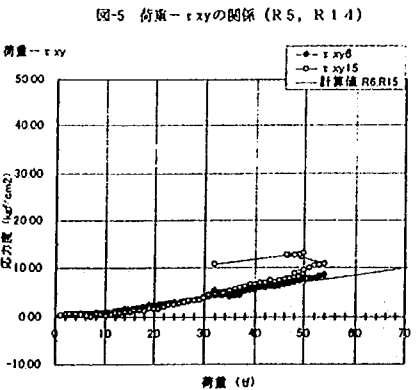
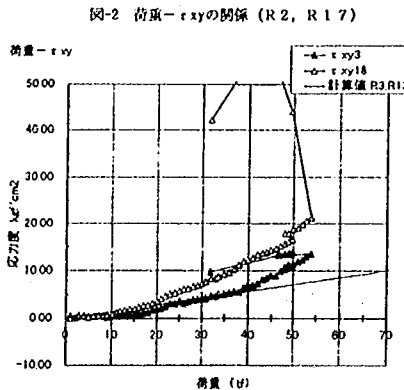
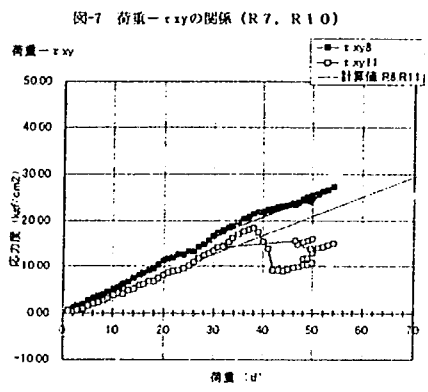
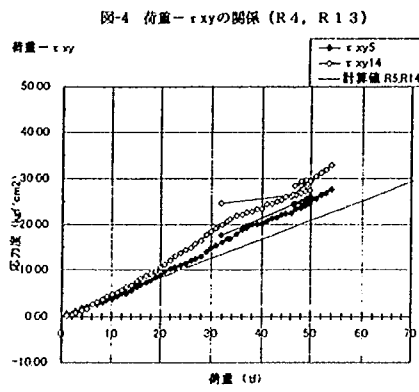
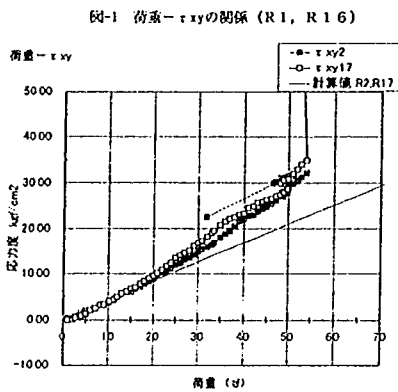
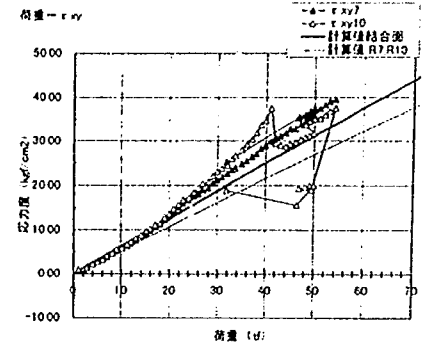
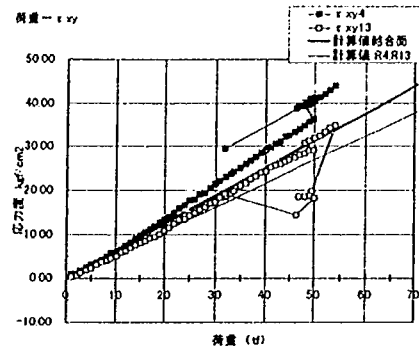
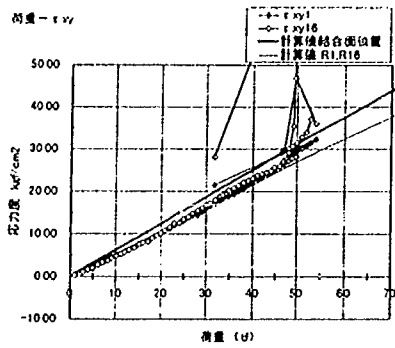


図-5.3.2.10 載荷荷重-水平せん断応力度 (G1供試体)

(コンクリート 3 輪ひずみゲージ設置)

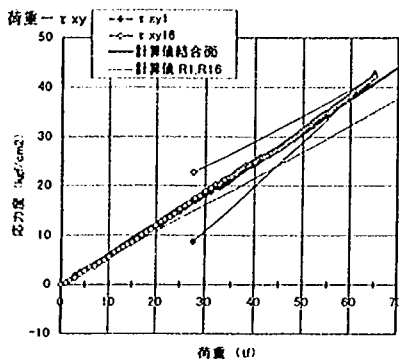
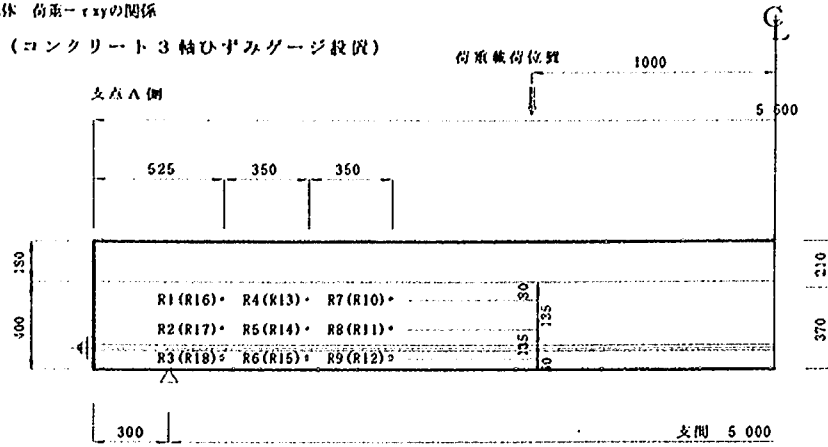


図-1 荷重- τ_{xy} の関係 (R 1, R 1 6)

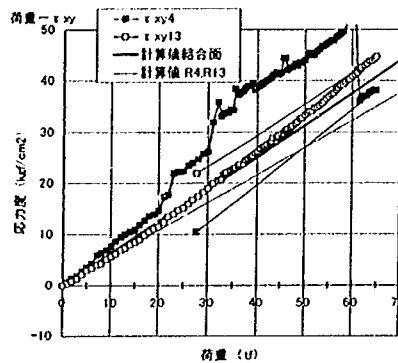


図-4 荷重- τ_{xy} の関係 (R 4, R 1 3)

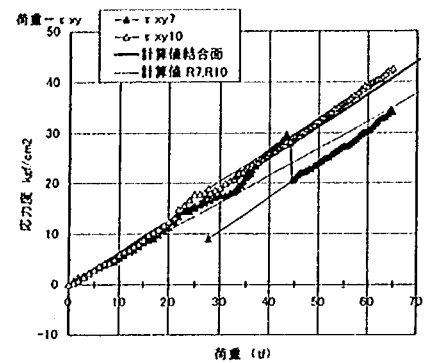


図-7 荷重- τ_{xy} の関係 (R 7, R 1 0)

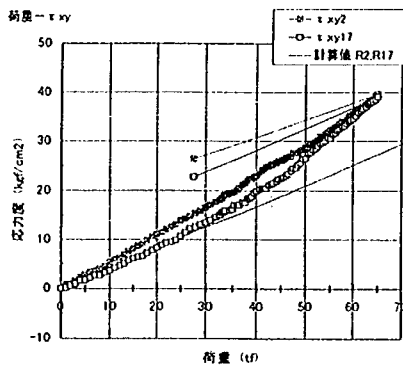


図-2 荷重- τ_{xy} の関係 (R 2, R 1 7)

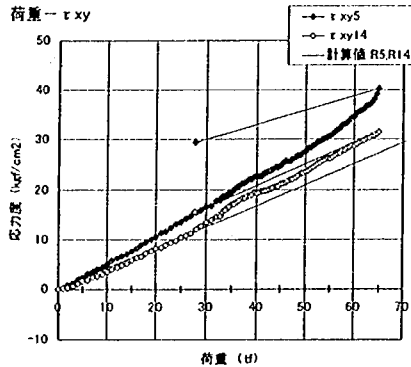


図-5 荷重- τ_{xy} の関係 (R 5, R 1 4)

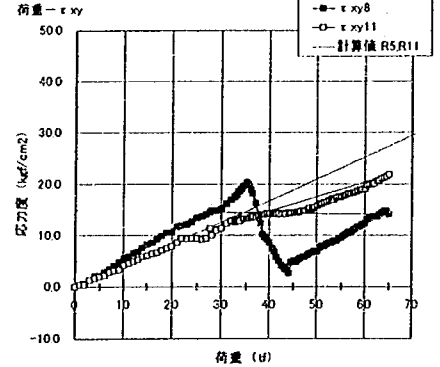


図-8 荷重- τ_{xy} の関係 (R 8, R 1 1)

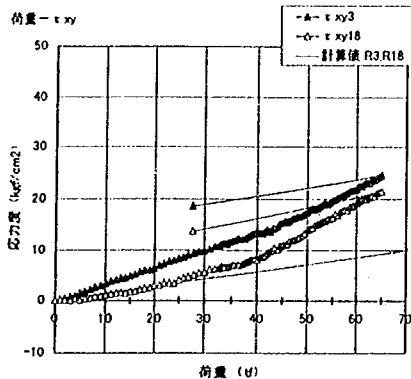


図-3 荷重- τ_{xy} の関係 (R 3, R 1 8)

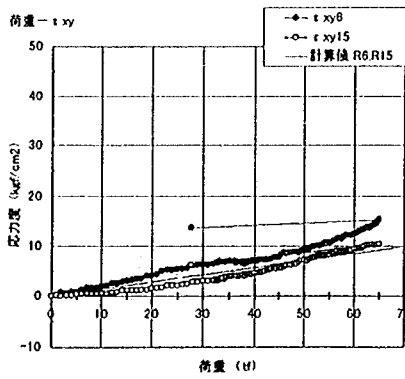


図-6 荷重- τ_{xy} の関係 (R 6, R 1 5)

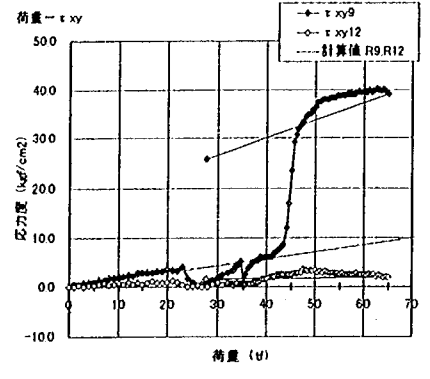


図-9 荷重- τ_{xy} の関係 (R 9, R 1 2)

図-5. 3. 2. 11 載荷荷重-水平せん断応力度 (G 2 供試体)

G3供試体 荷重- τ_{xy} の関係

(コンクリート3 軸ひずみゲージ設置)

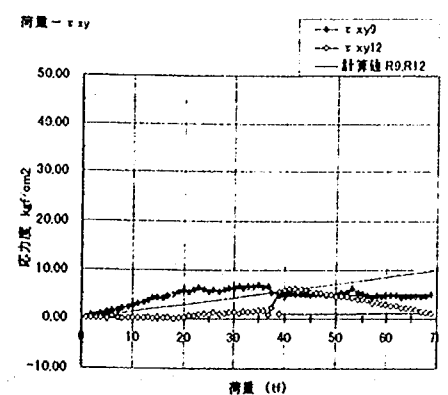
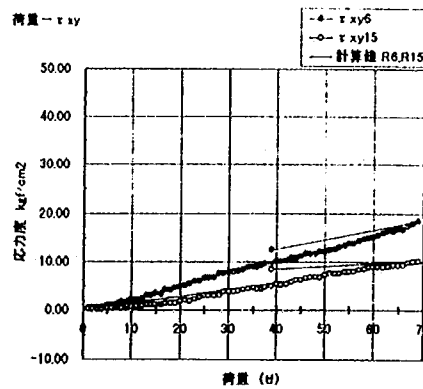
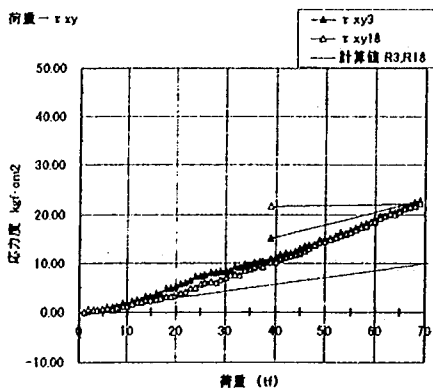
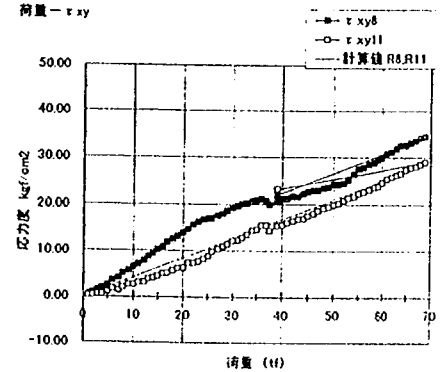
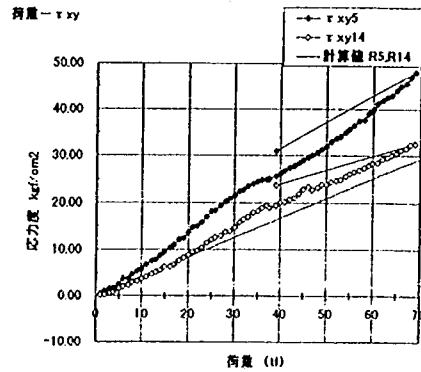
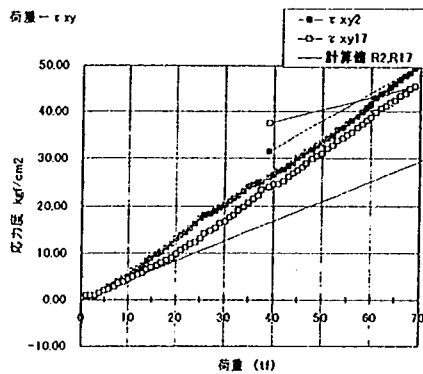
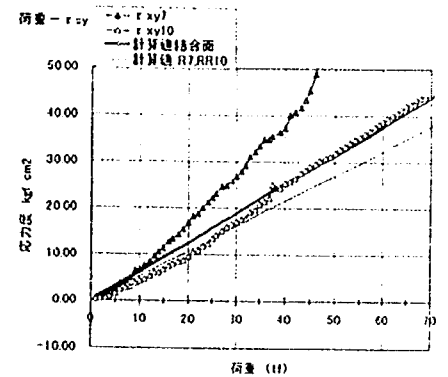
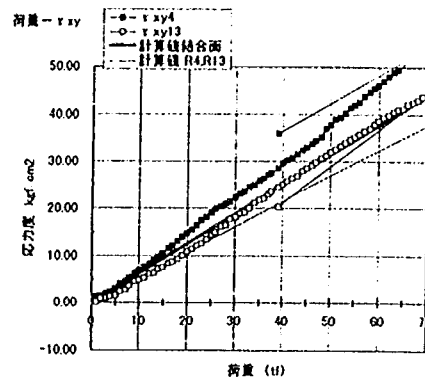
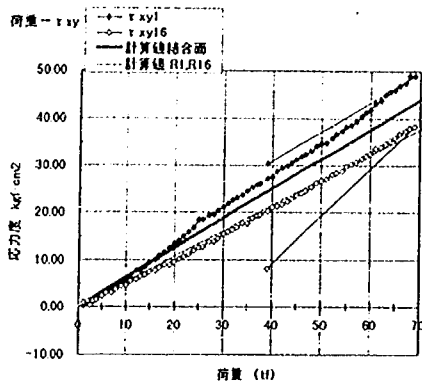
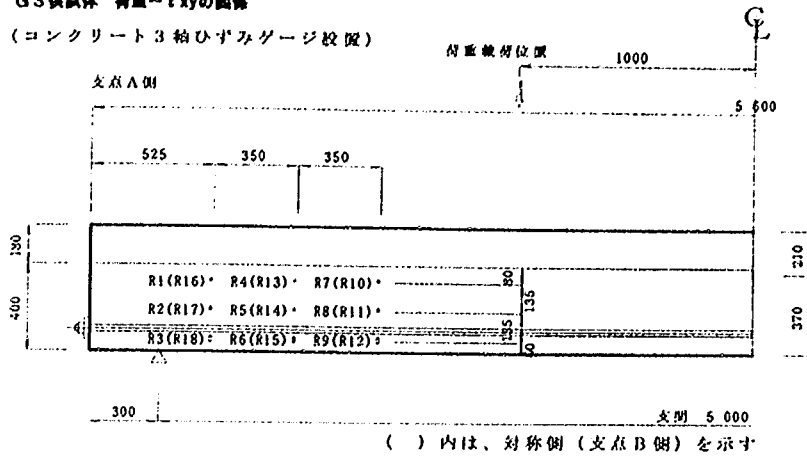


図-5.3.2.12 載荷荷重-水平せん断応力度 (G3供試体)

5.3.3 実験値の補正

プッシュオフ試験供試体、はり載荷試験供試体の材料試験の結果において、コンクリート圧縮強度にはばらつきが生じている。また、コンクリート標準示方書（土木学会）のせん断伝達耐力式には、コンクリート圧縮強度の影響が考慮されており、本実験結果についても水平せん断強度を適切に評価するため、コンクリート強度のばらつきを考慮して実験値を補正する。

a) コンクリート強度の影響による水平せん断強度の補正方法

補正方法には、土木学会・コンクリート標準示方書（平成8年制定）設計偏^{9) 10)}「6.3.7 設計せん断伝達耐力（終局限界状態に対する検討）」に示された計算式を参考にした。その計算式に、実験供試体のずれ止め鉄筋は結合面に対し垂直に配置されていること（ $\theta = \pi/2$ ）、せん断キーは設置されていないこと（ $VK = 0$ ）、および結合面をコンクリート打継面としたこと（ $b = 1/2$ ）を考慮し、鉄筋比0.1%～0.2%の間の設計せん断伝達耐力を試算すると、せん断耐力値は τ_c の値が支配的となる。

$$\tau_c = \mu \cdot \frac{f'_{cd}}{b} (\alpha \cdot p \cdot f_{yd} - \sigma_{sd})^{1/b} \quad (\text{単位 } \text{N/mm}^2) \cdots \textcircled{1}$$

μ : 固体接触に関する平均摩擦係数 (0.45)

f'_{cd} : コンクリートの圧縮強度

b : 面形状を表す係数

（その他の記号については、コンクリート標準示方書参照）

したがって、せん断強度は、コンクリート圧縮強度の平方根に比例すると考えられ、コンクリート強度のばらつきに対する補正方法は、基準強度（ここでは 30N/mm^2 (300kgf/cm^2 ））とコンクリート強度材料試験値の各々平方根の比を、プッシュオフ試験・はり載荷試験における水平せん断強度の実験値に乗ずるものとした。

b) 補正結果

表-5.3.2.3に各供試体のコンクリート強度の材料試験値と、水平せん断強度実験値の補正前と補正後の値を示す。また、図-5.3.2.13に鉄筋比と実験値（補正前）の関係、図-5.3.2.14に鉄筋比と実験値（補正後）の関係を示す。図中に示した値は、鉄筋比が0.1%の増加にともなう結合面のせん断強度の増加量を示す。

1) プッシュオフ試験供試体について

ハウキ目1における鉄筋比0.1%、0.15%、0.2%の場合の補正後の値を結ぶと補正前の値に比べて、より線形的な強度の増加の傾向を示した。また、鉄筋比0.1%以下では、補正後の値の増加量は-1.32となり、補正前の場合の-3.15に比べ小さく、鉄筋比の増加にともなうせん断強度の増加の傾向は示していない。

洗い出しの供試体と金ゴテの供試体では、補正係数は前者で0.87、後者で0.94であり、洗い出しと金ゴテの補正後の値は、いずれも補正前より小さくなった。

ハウキ目2の供試体では、補正係数は鉄筋比0.1%で1.07、鉄筋比0.2%で1.13であり、補正後の値は、補正前より大きくなり、洗い出しの補正後の値に近づいた。また、鉄筋比0.2%の場合、ハウキ目2の補正後の値は、洗い出しの補正後の値を上回った。

ハウキ目1と金ゴテの鉄筋比0.1%のせん断強度は、ともに近い値を示した。

2) はり載荷試験供試体について

G 1 供試体（洗い出し、鉄筋比0.1%）では、補正係数は0.76、G 2 供試体（ホウキ目 2、鉄筋比0.1%）と G 3 供試体（ホウキ目 2、鉄筋比0.2%）では、それぞれ0.75、0.83となった。したがって、補正後の値は、洗い出しで 2.5N/mm^2 (25kgf/cm^2) 程度、ホウキ目 2 の鉄筋比0.1%で 2.9N/mm^2 (30kgf/cm^2)、鉄筋比0.2%で 3.4N/mm^2 (35kgf/cm^2) 程度となり、補正前の値より小さくなった。

ホウキ目 2 の供試体における、はり載荷試験とプッシュオフ試験の実験値の差は、補正前において鉄筋比 0.1%の場合で 2.7N/mm^2 (27.6kgf/cm^2)、鉄筋比0.2%の場合で 2.5N/mm^2 (25.2kgf/cm^2) であった。また、補正後では、鉄筋比0.1%の場合で 1.6N/mm^2 (16.8kgf/cm^2)、0.2%の場合で 1.5N/mm^2 (15.8kgf/cm^2) の差となった。したがって、はり載荷試験とプッシュオフ試験のホウキ目 2 供試体において、両試験の補正後の値は補正前より近づいた。

また、ホウキ目の仕上げについて、鉄筋比0.1%から0.2%の増加にともなうせん断強度の増分値を補正前後で比較すれば、はり載荷試験ホウキ目 2、プッシュオフ試験ホウキ目 2、ホウキ目 1 は、補正前でそれぞれ 0.2、0.4、0.6 $\sim$ 0.2 $\text{N/mm}^2/\%$ (1.9、4.2、6.5 $\sim$ 2.2 $\text{kgf/cm}^2/\%$)、補正後ではそれぞれ0.5、0.5、0.6 $\text{N/mm}^2/\%$ (4.6、5.6、6.3 $\text{kgf/cm}^2/\%$) となり、補正後の増分値は補正前に比べ全体的に近づいた。

3) 考察

結合面のせん断強度をコンクリート強度の影響を考慮して補正した結果、プッシュオフ試験では、ホウキ目 1 の実験値は、鉄筋比が0.1%から0.2%の増加にともない、せん断強度は線形的に増加した。さらにホウキ目 1 とホウキ目 2 の同じホウキ目仕上げにおけるせん断強度の増加量は近づいた。

また、ホウキ目 1 の補正前と補正後の実験値は、鉄筋比0.05%と0.1%では、せん断強度増加の傾向はなかったが、補正前の実験値よりばらつきも小さくなった。

洗い出しの補正前と補正後の実験値は、鉄筋比0.1%から0.2%の増加に対しせん断強度の増加の傾向を示さなかったことから、配置する鉄筋量の影響をあまり受けず、コンクリートの付着強度が支配的であると考えられる。

ホウキ目 2 のはり載荷試験における補正後では、鉄筋比が0.1%から0.2%の増加にともないせん断強度の増加量がプッシュオフ試験における増加量に近づき、補正前の増加量より大きくなった。このことから、ホウキ目 2 のせん断強度は、配置する鉄筋量の影響を顕著に受けるものと考えられる。

結合面をホウキ目 2 のように、レイタンスを取り除いた粗面の状態にしたうえで、鉄筋比を大きくすればせん断強度は著しく増加し、洗い出し程度のせん断強度を有するものと考ええる。

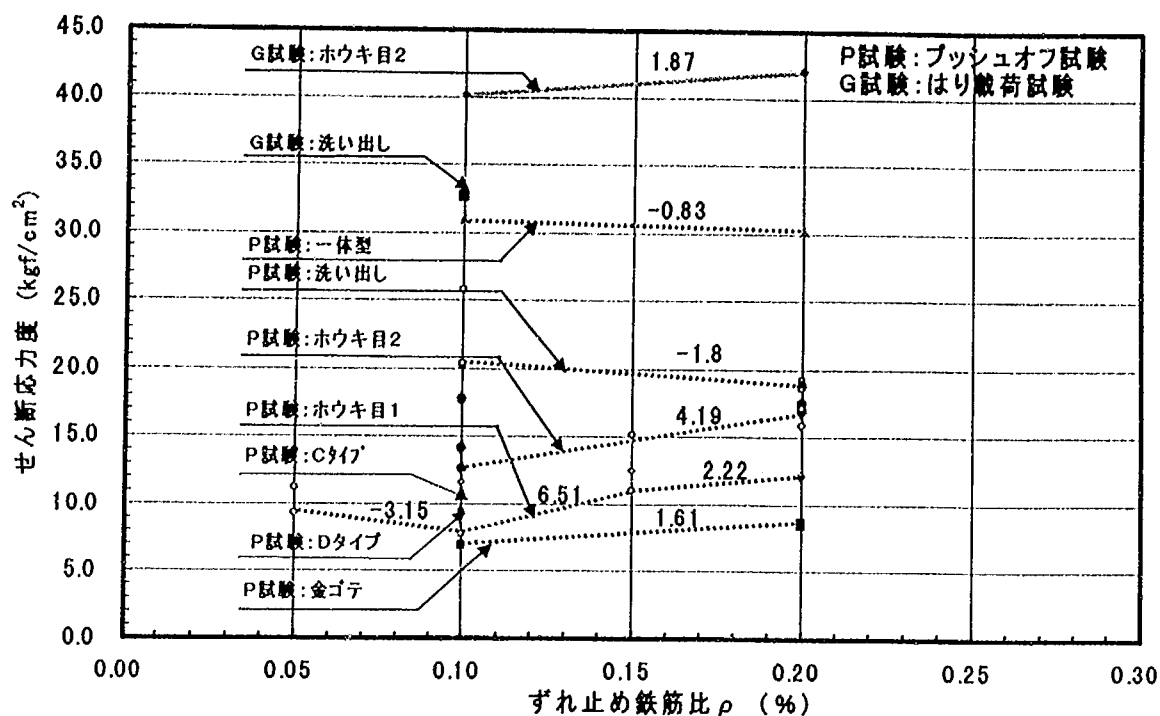
表-5.3.2.3 水平せん断強度のコンクリート強度における補正值

プッシュオフ試験結果の補正

供試体 番 号	供 試 体 名	製作 グループ	一次/二次コンクリート 強度 σ_c の低い側 N/mm ² (kgf/cm ²)	ひび割れ時 せん断応力度 N/mm ² (kgf/cm ²)	補 正 係 数	補 正 後 せん断応力度 N/mm ² (kgf/cm ²)
1	H1-05-300-1	GR1	39.0 (398)	1.36 (13.85)	0.8682	1.18 (12.02)
2	PH1-05-300-2			0.91 (9.30)		0.79 (8.07)
3	PH1-05-300-3	GR2	31.9 (326)	1.10 (11.19)	0.9593	1.05 (10.73)
4	PH1-10-300-1			1.14 (11.57)		1.09 (11.10)
5	PH1-10-300-2			0.94 (9.54)		0.90 (9.16)
6	PH1-10-300-3			0.76 (7.72)		0.73 (7.41)
7	PH1-15-300-1			1.48 (15.10)		1.42 (14.49)
8	PH1-15-300-2			1.22 (12.48)		1.17 (11.97)
9	PH1-15-300-3			1.08 (10.98)		1.03 (10.53)
10	PH1-20-300-1	GR6	22.8 (233)	1.68 (17.15)	1.1347	1.91 (19.46)
11	PH1-20-300-2			1.55 (15.79)		1.76 (17.91)
12	PH1-20-300-3			1.19 (12.09)		1.35 (13.71)
13	PA1-10-300-1	GR1	39.0 (398)	1.98 (20.21)	0.8682	1.72 (17.54)
14	PA1-10-300-2			2.00 (20.38)		1.74 (17.69)
15	PA1-10-300-3			2.53 (25.76)		2.19 (22.37)
16	PA1-20-300-1			1.82 (18.60)		1.58 (16.15)
17	PA1-20-300-2			1.89 (19.30)		1.64 (16.75)
18	PA1-20-300-3			1.82 (18.58)		1.58 (16.13)
19	PK1-10-300-1	GR3	32.9 (336)	0.67 (6.85)	0.9449	0.64 (6.47)
20	PK1-10-300-2			0.68 (6.92)		0.64 (6.54)
21	PK1-10-300-3			0.68 (6.92)		0.64 (6.54)
22	PK1-20-300-1			0.86 (8.74)		0.81 (8.26)
23	PK1-20-300-2			0.83 (8.46)		0.78 (7.99)
24	PK1-20-300-3			0.83 (8.46)		0.78 (7.99)
25	PH2-10-300m-1	GR4	38.1 (389)	3.04 (31.03)	0.8782	2.67 (27.25)
26	PH2-20-300m-1			2.96 (30.20)		2.60 (26.52)
27	PH2-10-300c-1	GR5	37.9 (387)	1.26 (12.83)	0.8805	1.11 (11.30)
28	PH2-10-300c-2			1.41 (14.38)		1.24 (12.66)
29	PH2-10-300c-3			1.08 (10.96)		0.95 (9.65)
30	PH2-10-300d-1			1.25 (12.72)		1.10 (11.20)
31	PH2-10-300d-2			1.04 (10.61)		0.92 (9.34)
32	PH2-10-300d-3			0.93 (9.49)		0.82 (8.36)
33	PH3-10-300-1	GR7	25.7 (262)	1.74 (17.71)	1.0701	1.86 (18.96)
34	PH3-10-300-2			1.38 (14.08)		1.48 (15.06)
35	PH3-10-300-3			1.24 (12.64)		1.33 (13.53)
36	PH3-20-300-1	GR6	22.8 (233)	1.84 (18.79)	1.1347	2.09 (21.33)
37	PH3-20-300-2			1.72 (17.54)		1.95 (19.90)
38	PH3-20-300-3			1.65 (16.84)		1.87 (19.11)

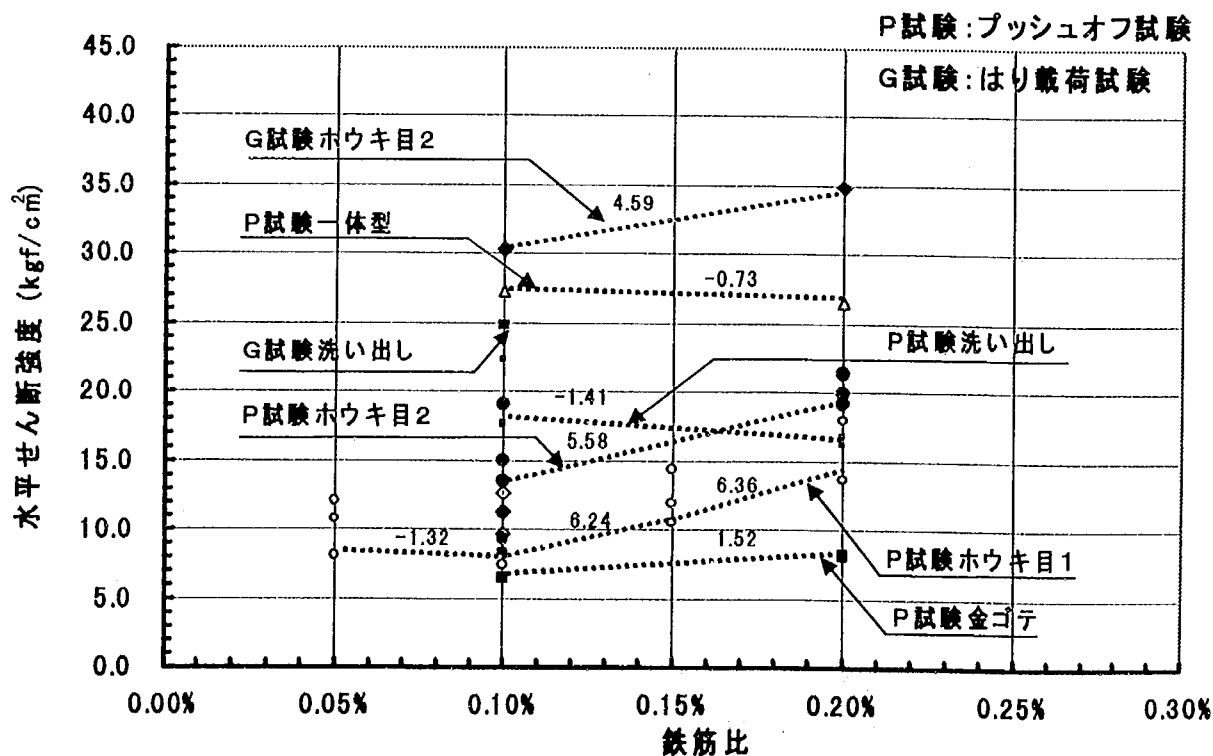
はり載荷試験結果の補正

供試体 番 号	供 試 体 名	製作 グループ	一次/二次コンクリート 強度 σ_c の低い側 N/mm ² (kgf/cm ²)	ひび割れ時 せん断応力度 N/mm ² (kgf/cm ²)	補 正 係 数	補 正 後 せん断応力度 N/mm ² (kgf/cm ²)
1	G 1	GR1	50.8 (518)	3.20 (32.66)	0.7610	2.44 (24.85)
2	G 2	GR2	51.9 (529)	3.94 (40.21)	0.7531	2.97 (30.28)
3	G 3	GR3	42.9 (437)	4.13 (42.08)	0.8286	3.42 (34.87)



注) 図中の数値は、鉄筋比0.1%増分にもなうせん断応力度の増分を示す。

図-5.3.2.13 鉄筋比と水平せん断強度の実験値との関係 (補正前)



注) 図中の数値は、鉄筋比0.1%増分にもなうせん断応力度の増分を示す。

図-5.3.2.14 鉄筋比と水平せん断強度の実験値との関係 (補正後)

5.3.4 水平せん断強度の実験結果と国内外の許容応力度との比較、およびずれ止め鉄筋比の関係

(a) 実験結果と国内外の許容応力度との比較

以下にカルガリー大学での実験値をはじめ、AASHTOの許容応力度法^{11) 12)}・限界状態設計法¹³⁾ および道路橋示方書における許容せん断応力度の式を示す。道路橋示方書を除く、これら国外の許容せん断応力度式の例は、合成げた橋の水平せん断に対する設計法であり、「段階的に打設されたコンクリートの結合面」に対して適用されるものである。

参考のため、AASHTO-LRFDの限界状態設計法における合成げた橋のずれ止め鉄筋に関する構造細目を例に挙げると、以下の内容が規定されている。

- i) ずれ止め鉄筋の配置間隔は600mmを上回ってはならない。また、もし結合面の幅が900mmを上回る場合には橋軸直角方向において最低4本のずれ止めを配置しなければならない。
- ii) 結合面に対し垂直方向に引張力が作用する場合には、ずれ止め鉄筋に加え引張鉄筋を配置しなければならない。

その他、ずれ止め鉄筋の埋め込み長・形状等が鉄筋の降伏強度分を十分伝達できるように規定されている。

けたと床版の結合面における許容せん断応力度

本研究におけるプッシュオフ試験供試体の設計基準強度は30N/mm² (300kgf/cm²)である。

(コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ (300kgf/cm²) の場合の式)

a) ループ式	終局限界状態 (カルガリー大学) 粗面仕上げをする	
$v_n = 0.33 \cdot \sqrt{(300+900000 \rho_v)} \leq 50 \text{kgf/cm}^2$		・・・式 a
b) AASHTO-1	許容応力度法	粗面仕上げをしない
$v_n = 2.5 + 540 \cdot (\rho_v - 0.0012)$		$\rho_{min} = 0.12\%$ ・・・式 b
c) AASHTO-2	許容応力度法	粗面仕上げをする
$v_n = 11.3 + 540 \cdot (\rho_v - 0.0012)$		$\rho_{min} = 0.12\%$ ・・・式 c
d) AASHTO-LRFD	限界状態設計法	粗面仕上げをする
$v_n = 4.8 + 2000 \cdot \rho_v \leq 36 \text{ kgf/cm}^2$		$\rho_{min} = 0.12\%$ ・・・式 d
e) 道路橋示方書	許容応力度法 (平成8年度)	レイタンスを除去して十分清掃した場合
$v_n = 3.8 + 658 \rho_v$		$\rho_{min} = 0.20\%$ ・・・式 e

ここで、 v_n は許容せん断応力度(kgf/cm²)、 ρ_v は配置鉄筋比、 ρ_{min} は最小鉄筋比の規準値を示す。

上記 b) c) のAASHTOの規定は、粗面仕上げの状態でAASHTO-1、ASSHTO-2として分けて呼ぶことにした。

表-5.3.2.4に、鉄筋比0.10%と鉄筋比0.20%における国内外の許容応力度の値を示す。表-5.3.2.5に、プッシュオフ試験の各結合面における供試体3体の補正值のうち、水平せん断強度(ひびわれ発生時)の最も低い値を、表-5.3.2.6に、はり載荷試験における水平せん断強度(破壊時の直前)の値を示す。以上の結果を用いて、表-5.3.2.7に水平せん断強度の補正值と国内外許容応力度との比を示す。また、図-5.3.2.15に実験結果と国内外の許容応力度との比較のためのグラフを示す。

プッシュオフ試験では、ハウキ目2の補正值がループ式（限界状態設計法における終局限界状態）に比較的近似していることから、以下表-5.3.2.7を用いて、実験値のせん断強度とループ式による許容応力度および道路橋示方書の許容応力度を比較する。

- 1) プッシュオフ試験におけるハウキ目1の実験値は、ループ式による許容値に対し鉄筋比0.1%で0.65倍、鉄筋比0.2%で0.91倍の値を示しており、道路橋示方書の許容値に対しては、鉄筋比0.1%で1.66倍、鉄筋比0.2%で2.68倍を示した。以下、実験値のループ式による許容値との比を（鉄筋比0.1%の場合、鉄筋比0.2%の場合）、道路橋示方書との比を〔鉄筋比0.1%の場合、鉄筋比0.2%の場合〕で表す。金ゴテでは、ループ式の許容値に対し（0.57、0.53）、道路橋示方書の許容値に対し〔1.45、1.56〕でありハウキ目1より低い値を示した。ハウキ目2は、（1.18、1.26）でありループ式による許容応力度に近似し、道路橋示方書の許容値に対し〔3.03、3.73〕を示した。洗い出しでは、ループ式による許容値に対し（1.53、1.07）、道路橋示方書の許容値に対し〔3.93、3.15〕を示し、他の結合面の状態より高い値を示した。
- 2) はり載荷試験におけるハウキ目2は、ループ式による許容値に対し（2.65、2.31）、道路橋示方書の許容値に対しては〔6.79、6.81〕であり高い値を示した。洗い出しでは、ハウキ目2の実験値を下回ったものの、ループ式による許容値に対し鉄筋比0.10%で2.17倍、道路橋示方書の許容値に対し5.57倍の高い値を示した。

表-5.3.2.4 国内外の許容応力度 $\sigma_{sk}=30\text{N/mm}^2$ (300kgf/cm²) の場合 単位 (N/mm²)

鉄筋比 ρ %	ループ式	AASHTO-1	AASHTO-2	AASHTO-LRFD	道路橋示方書Ⅲ
0.10	1.12 (11.4)	0.24 (2.4)	1.10 (11.2)	0.67 (6.8)	0.44 (4.5)
0.12	1.20 (12.3)	0.25 (2.5)	1.11 (11.3)	0.71 (7.2)	0.45 (4.6)
0.20	1.48 (15.1)	0.29 (2.9)	1.15 (11.7)	0.86 (8.8)	0.50 (5.1)

※上表の0.1%における、AASHTO-1, 2-LRFDおよび道路橋示方書の許容応力度は、最小鉄筋量の規定として0.12%および0.20%であるが、許容値式により、0.10%まで延長して求めた。表中の（ ）内の単位はkgf/cm²である。

表-5.3.2.5 せん断強度一覧（プッシュ試験）
実験値 単位 (N/mm²)

鉄筋比 ρ	0.10 %	0.20 %
ハウキ目1	0.73 (7.41)	1.34 (13.71)
ハウキ目2	1.33 (13.53)	1.87 (19.11)
洗い出し	1.72 (17.54)	1.58 (16.13)
金ゴテ	0.63 (6.47)	0.78 (7.99)
幅広集中	0.95 (9.65)	-----
幅広分散	0.82 (8.36)	-----
一体型	2.67 (27.25)	2.60 (26.52)

表中の（ ）内の単位はkgf/cm²である。

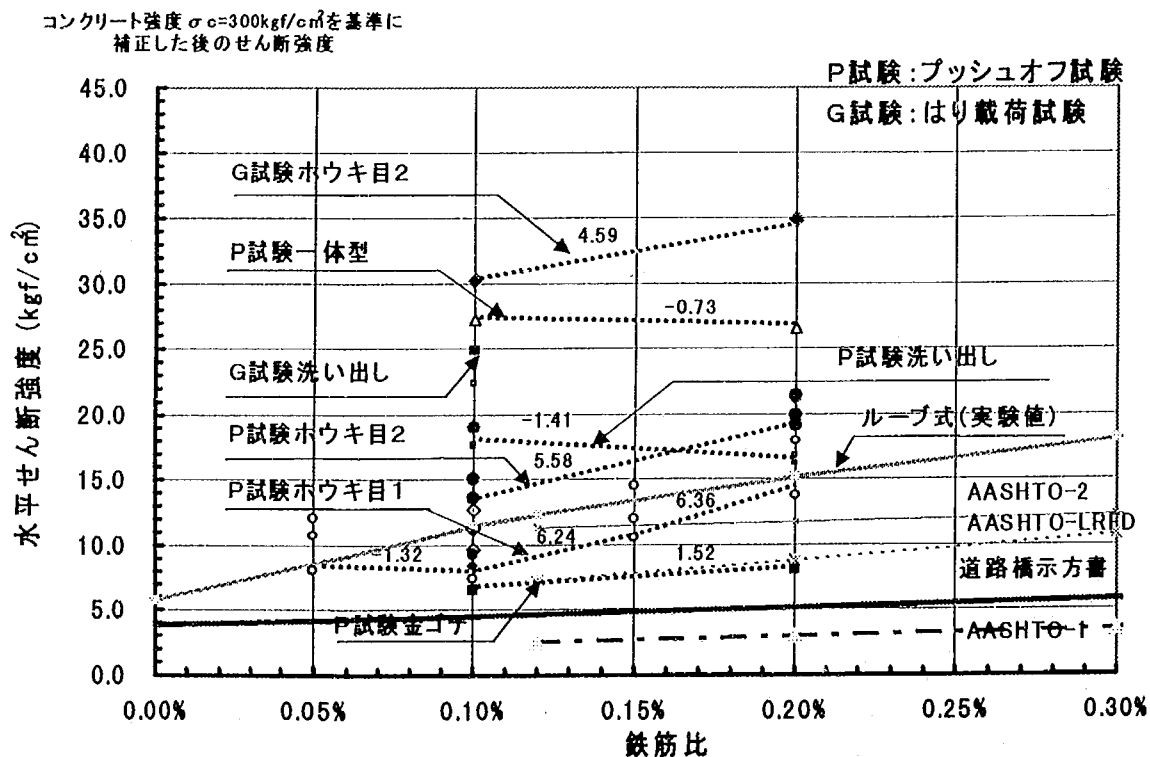
表-5.3.2.6 せん断強度一覧（はり載荷試験）
実験値 単位 (N/mm²)

鉄筋比 ρ	0.10 %	0.20 %
洗い出し	2.44 (24.85)	-----
ハウキ目2	2.97 (30.28)	3.42 (34.87)

表中の（ ）内の単位はkgf/cm²である。

表-5.3.2.7 水平せん断強度の補正值と国内外許容応力度との比

プッシュオフ試験	鉄筋比 ρ	ループ式	AASHTO-1	AASHTO-2	AASHTO-LRFD	道路橋示方書Ⅲ
ホウキ目1	0.10%	0.65	3.09	0.66	1.09	1.66
	0.20%	0.91	4.68	1.17	1.56	2.68
ホウキ目2	0.10%	1.18	5.64	1.21	1.99	3.03
	0.20%	1.26	6.52	1.63	2.17	3.73
洗い出し	0.10%	1.53	7.31	1.57	2.58	3.93
	0.20%	1.07	5.51	1.38	1.83	3.15
金ゴテ	0.10%	0.57	2.70	0.58	0.95	1.45
	0.20%	0.53	2.73	0.68	0.91	1.56
幅広集中	0.10%	0.84	4.02	0.86	1.42	2.16
	0.20%	-----	-----	-----	-----	-----
幅広分散	0.10%	0.73	3.48	0.75	1.23	1.87
	0.20%	-----	-----	-----	-----	-----
一体型	0.10%	2.38	11.35	2.44	4.01	6.11
	0.20%	1.75	9.05	2.26	3.01	5.18
はり載荷試験	鉄筋比 ρ	ループ式	AASHTO-1	AASHTO-2	AASHTO-LRFD	道路橋示方書Ⅲ
ホウキ目2	0.10%	2.65	12.62	2.71	4.45	6.79
	0.20%	2.31	11.90	2.97	3.96	6.81
洗い出し	0.10%	2.17	10.35	2.22	3.65	5.57



注) グラフ中の数字は、線分の傾きを示す。(鉄筋比0.1%の増分に対する水平せん断強度の増分)

注) 図中の数値は、鉄筋比0.1%増分にとりせん断応力度の増分を示す。

図-5.3.2.15 実験結果における水平せん断強度と国内外の許容せん断応力度との比較

(b) ずれ止め鉄筋比について

プッシュオフ試験における金ゴテ・ホウキ目1・ホウキ目2では、鉄筋比を0.1%から0.2%に増加することにより、せん断強度がそれぞれ 0.15N/mm^2 (1.52kgf/cm^2)、 0.62N/mm^2 (6.30kgf/cm^2)、 0.55N/mm^2 (5.58kgf/cm^2) 増加した。しかし、洗い出しでは、鉄筋比の増加にともなうせん断強度の増加は認められなかった。

はり載荷試験では、プッシュオフ試験の一体型のせん断強度を上回り、前述したような国内外の許容応力度に対して、鉄筋比0.1%、鉄筋比0.2%いずれも高いせん断強度（道路橋示方書の許容応力度に対し、洗い出しで5.6倍、ホウキ目2で6.8倍）を示した。また、はり載荷試験のホウキ目2は、鉄筋比0.1%、0.2%の場合のせん断強度は、各々 2.97N/mm^2 (30.28kgf/cm^2)、 3.42N/mm^2 (34.87kgf/cm^2) であり、鉄筋比0.1%の増加によりせん断強度は 0.45N/mm^2 (4.59kgf/cm^2) の増加を示した。

(c) 考察

結合面の仕上げ状態により結合面のせん断強度は異なる。結合面をホウキ目2の仕上げとすれば洗い出しと同程度のせん断強度を有することが分かった。また、ホウキ目2仕上げの結合面の状態で床版とけた上フランジの接触幅（面積）が増えた場合、現行の規定通り増えた面積に対しても最小鉄筋量（鉄筋比0.2%）を配置すればトータルのせん断耐力は、過大になる可能性がある。参考として、最小ずれ止め鉄筋量を算出する場合の接合面の幅については、AASHTO-LRFDにおける構造細目の規定の中で90cmまでと定められている例もある。

ホウキ目2のせん断強度の実験値は、プッシュオフ試験結果に比べはり載荷試験結果の方が大きく現れた。ここで、コンクリート標準示方書のせん断耐力式は、「コンクリートの付着作用の影響、コンクリート強度の影響、ずれ止め鉄筋のせん断耐荷力、さらに結合面に垂直に働く応力の影響」等を評価して構成されている。このことを考慮すれば、鉄筋量、結合面の仕上げ状態が同じ条件で両試験の実験値に差が現れたのは、結合面に働く荷重による垂直応力の影響によるものと考えられる。

5.3.5 ずれ破壊挙動について

プッシュオフ試験における補正後のせん断強度の実験値は、ホウキ目 2・鉄筋比0.1%でせん断強度は1.4～1.9N/mm²(14～19kgf/cm²)程度、鉄筋比0.2%で2.0～2.1N/mm²(20～21kgf/cm²)程度であった。はり供試体では、同じホウキ目 2 の結合面状態でせん断強度は、鉄筋比0.1%で2.9N/mm²(30kgf/cm²)程度、鉄筋比0.2%で3.4N/mm²(35kgf/cm²)程度であり、プッシュオフ試験結果に対し、鉄筋比0.1%で1.58～2.14倍、鉄筋比0.2%で1.67～1.75倍の結果であった。

プッシュオフ試験とはり載荷試験における結合面のずれ破壊までの挙動を確認するため、ずれ止め鉄筋のひずみ変化に着目して述べる。

図-5.3.2.16、図-5.3.2.17に、それぞれ鉄筋比0.1%、鉄筋比0.2%における水平せん断応力度と鉄筋ひずみの関係を示す。プッシュオフ試験の結果は、同じ結合面状態の供試体 3 体のうち、せん断強度の最小値を示した供試体の実験値を採用している。図中の A、B、C は、はり供試体のずれ止め鉄筋の計測位置を示すもので、それぞれ支間中央側から S 3 (S 8)、S 2 (S 9)、S 1 (S 10) のひずみゲージに対応する。なお、載荷点に近い S 5 (S 6)、S 4 (S 7) の計測結果は、曲げひびわれの影響で結果が不規則で現れたため、図中に示していない。(図-5.3.2.7～図-5.3.2.9参照)

図-5.3.2.16から以下のことが確認された。

(a) プッシュオフ試験における鉄筋ひずみの変化

全体的に鉄筋ひずみは、結合面のずれ破壊まで引張ひずみで進行した。

ホウキ目 2 の鉄筋ひずみは、せん断応力度が鉄筋比0.1%で1.3N/mm²(13kgf/cm²)程度、鉄筋比0.2%で1.7N/mm²(17kgf/cm²)程度のひびわれ発生時付近まで、一体型供試体の鉄筋ひずみ量を下回って進行した。ホウキ目 1 と金ゴテの鉄筋ひずみは、各々近い値でせん断応力作用初期から急激な増加を示した。

洗い出しの鉄筋ひずみは、1.5N/mm²(15kgf/cm²)程度まで、他の供試体に比べ一体型に近い値で進行し、その後急激に増加した。

ホウキ目 1 の鉄筋ひずみは、鉄筋比0.2%でせん断応力度が1.2N/mm²(12kgf/cm²)程度のひびわれ発生時付近まで、一体型供試体におけるひずみ量を下回って進行した。金ゴテの鉄筋ひずみは、せん断応力作用初期から急激な増加を示し、鉄筋比0.1%の場合と同じような傾向を示した。洗い出しの鉄筋ひずみは、他の供試体に比べ一体型に近い値で進行し、せん断応力度1.7N/mm²(17kgf/cm²)付近で150μmまで達した後急激に増加した。

(b) はり載荷試験における鉄筋ひずみの変化

鉄筋比0.1%の場合、ホウキ目 2 の計測位置 A、C では、せん断応力度が破壊直前の2.9N/mm²(30kgf/cm²)程度まで、圧縮ひずみを示した。ホウキ目 2 の計測位置 B では、せん断応力度が2.2N/mm²(22kgf/cm²)程度まで、洗い出しの計測位置 C では、2.5N/mm²(26kgf/cm²)程度まで圧縮ひずみを示した。また、洗い出しの計測位置 A と B では、せん断応力度1.0N/mm²(10kgf/cm²)程度まで圧縮ひずみを示した。

鉄筋比0.2%の場合、ホウキ目 2 の計測位置 A、C では、せん断応力度が2.9N/mm²(30kgf/cm²)程度まで圧縮ひずみを示し、計測位置 B では、せん断応力度1.2N/mm²(12kgf/cm²)程度まで圧縮ひずみを示したが、その後は徐々に引張ひずみが増加した。

全体的にホウキ目2・洗い出しの鉄筋ひずみは、いずれもプッシュオフ試験の一体型よりかなり低い値で進行し、結合面は、鉄筋ひずみ 150μ 以下でずれ破壊に至った。

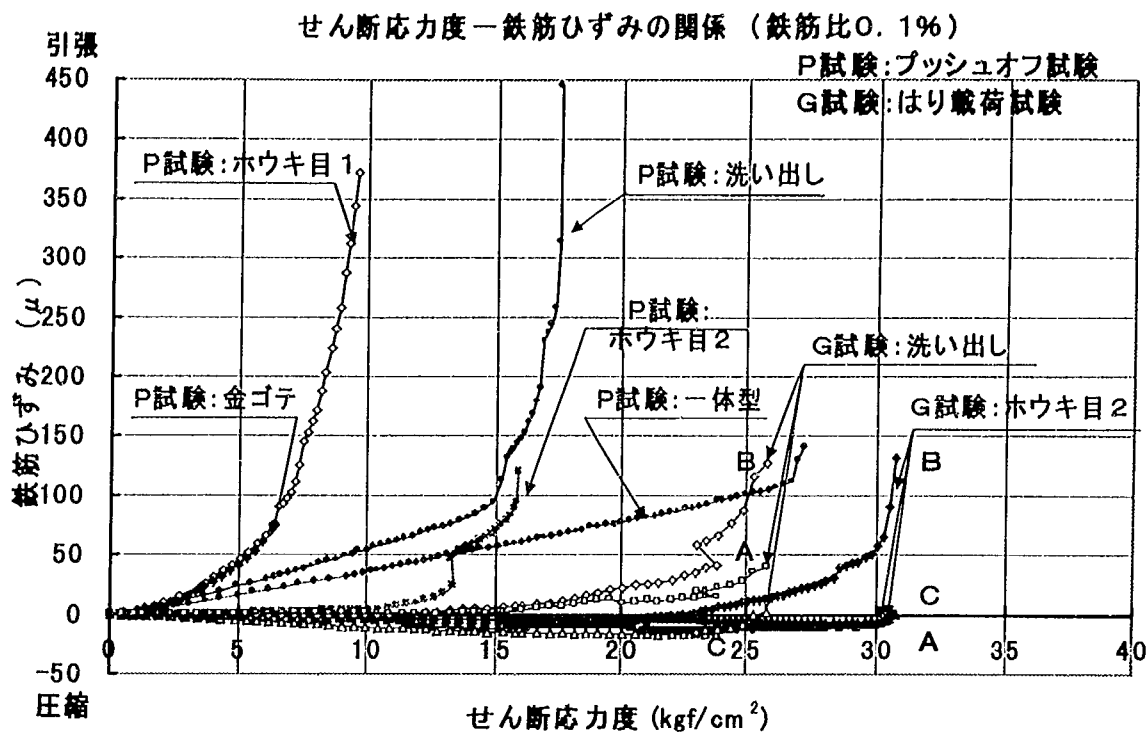


図-5.3.2.16 水平せん断応力度—ずれ止め鉄筋ひずみ（鉄筋比0.1%）

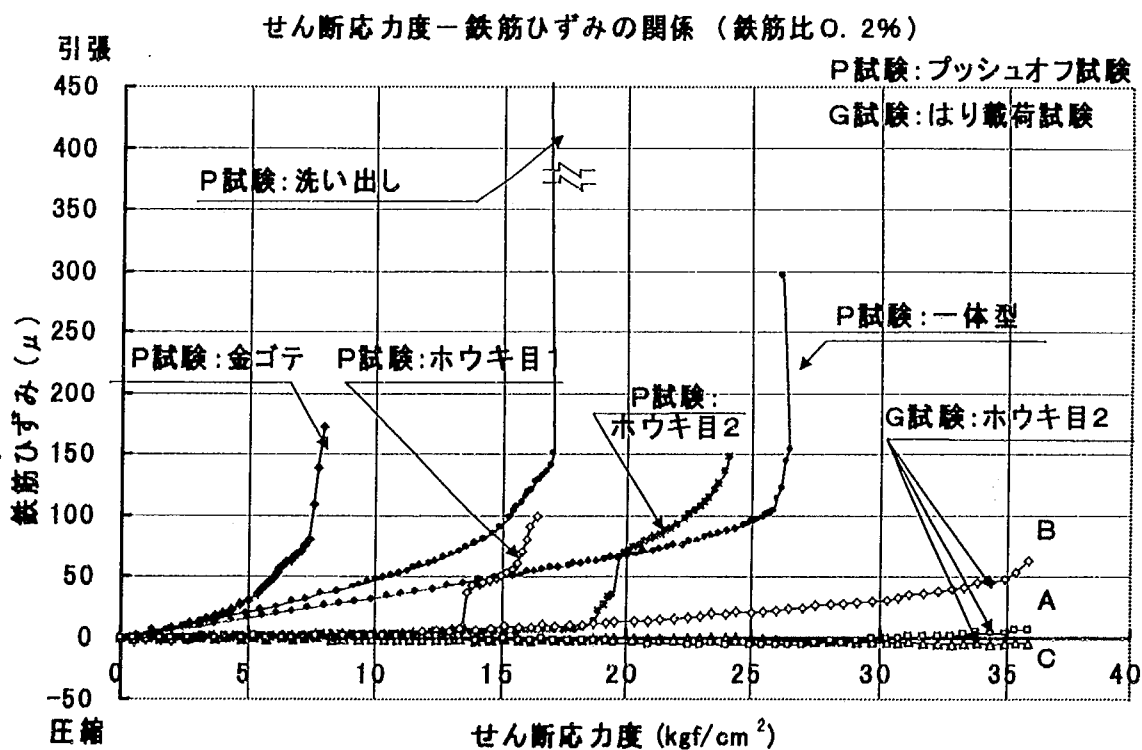


図-5.3.2.17 水平せん断応力度—ずれ止め鉄筋ひずみ（鉄筋比0.2%）

(c) 考察

以上のことから、はり供試体では床版部と腹部との結合面に圧縮応力が作用し、この影響がコンクリート部材相互の付着力を増大させ、結合面のせん断耐力を高めたものと考えられる。また、プッシュオフ試験の結合型供試体では、前項5.3.5.3.1, (3) (b)、図-5.3.1.8で説明したように、水平荷重により結合面に垂直な引張応力が作用したことから結合面に開きが生じ、さらに結合面の付着作用が低下することで結合面の水平せん断耐力が小さくなり早期にずれ破壊に至ったものと考えられる。

5. 4 まとめ

本研究において、結合面の仕上げ状態やずれ止め鉄筋の配置量の影響による水平せん断強度を確認する目的で、プッシュオフ試験とはり載荷試験を実施した結果、以下のことを確認した。

(1) プッシュオフ試験では、結合面のせん断強度は結合面の仕上げ状態に大きく影響を受け、ハウキ目 2 と洗い出しが同程度で大きく、次にハウキ目 1、金ゴテの順であった。

特に、ハウキ目 2 のせん断強度がハウキ目 1 を上回ったことから、施工時に結合面のレイタンスを除去することが重要であることが分かった。

(2) プッシュオフ試験では、ずれ止め鉄筋比の 0.1% から 0.2% の増加によるせん断強度への影響は、ハウキ目 2、ハウキ目 1、および金ゴテの場合においてのみ、せん断強度が大きくなる傾向を示した。洗い出しの場合では、せん断強度の増加の傾向を示さなかった。

(3) ずれ止め鉄筋の配置方法の違いによる水平せん断強度への影響は小さかった。

(4) 結合面の幅（面積）の違いによる水平せん断強度への影響も小さく、水平せん断耐力は、結合面の面積に比例して大きくなった。

(5) はり載荷試験のハウキ目 2 では、鉄筋比 0.1% と 0.2% の場合でせん断強度はそれぞれ 2.9N/mm^2 (30kgf/cm^2) と 3.4N/mm^2 (35kgf/cm^2) を示し、どちらの場合も国内外の許容値に比べ高い値を示した。

はり載荷試験における供試体結合面の水平せん断強度は、載荷荷重により結合面に垂直に働く圧縮応力の影響により大きくなる。

6. PC合成げた橋（PC合成床版タイプ）設計・施工指針（案）

6. 1 総 則

6.1.1 適用の範囲

この指針（案）は、PCげたとPC合成床版とがずれ止めによって結合され、けたと床版とが一体となったPC合成げた道路橋（PC合成床版タイプ）の設計および施工に適用する。

なお、この指針（案）に規定していない事項については、道路橋示方書によらなければならない。

平成8年12月道路橋示方書・同解説（以降道示とする）Ⅲコンクリート橋編では、「9章合成げた橋」において、新たにPC合成床版タイプの合成げた橋が規定された。この指針（案）では道示Ⅲに基づいた合成げた橋（PC合成床版タイプ）の設計・施工について規定した。

なお道示の他に以下の基準も参考にすると良い。

- | | |
|-------------------------------|------------------|
| 1) PC合成床版工法 設計施工指針（案） | 昭和62年3月（社）土木学会 |
| 2) 道路橋PC合成床版工法設計施工便覧 | 平成6年8月PC合成床版協会 |
| 3) 道路橋示方書・同解説 SI単位系移行に関する参考資料 | 平成10年7月（社）日本道路協会 |

6.1.2 用語の定義

- | | | |
|------------------------|-------|---|
| (1) PC合成げた橋（PC合成床版タイプ） | ————— | プレキャストPCげたとPC合成床版から構成される合成げた橋。 |
| (2) PC合成床版 | ————— | PC板と場所打ちコンクリートが一体化して、合成構造となった床版。 |
| (3) PC板 | ————— | 場所打ちコンクリートの硬化前は型わくおよび支保工としての役割をなし、硬化後はPC合成床版の一部となるプレキャスト製のプレストレストコンクリート板。 |
| (4) ジョイントフィラー | ————— | PC板下面と主げたとの接触部に設け、両者のなじみを良くする材料。 |
| (5) 継目シール材 | ————— | 場所打ちコンクリートの打設時において、モルタルの漏れを防ぐために、PC板の継目部に用いるシール材。 |

- (1) 床版を場所打ちの鉄筋コンクリート構造とする形式は、「RC床版タイプ」と呼ぶ。

6. 2 材料および許容応力度

6.2.1 材料の品質

6.2.1.1 コンクリート材料およびコンクリート

(1) セメント

セメントは、JIS R 5210に適合する普通ポルトランドセメントおよび早強ポルトランドセメントとする。

(2) 水

水は、油、酸、塩類、有機不純物、懸濁物等、コンクリート、P C 鋼材および鉄筋の品質に悪影響を及ぼす物質の有害量を含んでいてはならない。

(3) 骨材

1) 細骨材は、清浄、強硬、耐久的で、適度な粒度をもち、ごみ、泥、有機不純物、塩化物等を有害量含んでいてはならない。

2) 粗骨材は、清浄、強硬、耐久的で、適度な粒度をもち、薄い石片、細長い石片、有機不純物、塩化物等を有害量含んでいてはならない。

(4) 混和材料

1) 混和剤として用いるA E 剤、減水剤、A E 減水剤および高性能A E 減水剤は、JIS A 6204「コンクリート用化学混和剤」に適合したものでなければならない。

2) 1) 以外の混和材料については、その品質を確かめ、その使用法を十分に検討しなければならない。

(5) コンクリート

1) コンクリートは、所要の強度、耐久性、水密性並びに鋼材を保護する性能等をもち品質のばらつきの少ないものでなければならない。また、その施工時には、作業に適するワーカビリティを有していなければならない。

2) P C 主げたに用いるコンクリートの設計基準強度は 40N/mm^2 (400kgf/cm^2) 以上とする。

3) P C 板に用いるコンクリートの設計基準強度は 50N/mm^2 (500kgf/cm^2) 以上とする。

4) 横げたおよび床版に用いる場所打ちコンクリートの設計基準強度は 30N/mm^2 (300kgf/cm^2) 以上とする。

(3)、2) P C 板に使用する粗骨材の最大寸法は15mm程度とする。

(5)、4) 道示Ⅲ「5章床版」によると、鉄筋コンクリート床版に使用するコンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 (240kgf/cm^2) 以上となっているが、本構造においては耐久性や床版の橋軸方向の設計上の配慮から、一般に設計基準強度 30N/mm^2 (300kgf/cm^2) 以上のコンクリートを用いることとした。

6.2.1.2 P C鋼材

P C鋼材は、JIS G 3536「P C鋼線及びP C鋼より線」に適合した材料を用いるものとする。

P C板に用いるP C鋼材は、径の大きいP C鋼材を用いると伝達長が大きくなるばかりではなく、P C鋼材配置方向と直角方向の曲げを受ける場合にP C鋼材下側のコンクリートに鋼材に沿うひびわれが発生しやすくなり、P C鋼材の定着が不十分となるおそれもある。また、細すぎる径のP C鋼材を用いると、P C板内にP C鋼材を配置することが困難となる場合がある。

一般に、SWPD3NおよびSWPD3L 2.9mm3本より、SWPR7ANおよびSWPR7AL 7本より9.3mm、または、SWPR7BNおよびSWPR7BL 7本より9.5mmが良い。SWPD3NおよびSWPD3Lは道示では規定されていないが、JIS G 3536解説によると、主にコンクリート枕木等のプレテンション用として使用実績があることから使用できることとした。

6.2.1.3 鉄筋

鉄筋は、JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」に適合したSR235、SD295A、SD295BおよびSD345を用いることを原則とする。

P C板に用いる鉄筋のうち呼び名D 6はバーインコイル(棒状に熱間圧延された鋼でコイル状になった鋼材)の形状になって出荷されるものが多いため、本文で規定したもの以外にJIS G 3191「熱間圧延棒鋼とバーインコイルの形状、寸法および重量並びにその許容差」に適合したバーインコイルを用いてもよい。また、P C合成床版を「6. 6 P C合成床版の設計」に従って設計する場合には、P C板に配置する用心鉄筋としてJIS G 3551「溶接金網」に適合した溶接金網を用いてもよい。

6.2.2 設計計算に用いる物理定数

6.2.2.1 コンクリート

設計計算に用いるコンクリートの応力-ひずみ曲線、ヤング係数、ポアソン比、熱膨張係数、乾燥収縮度、クリープ係数等は、「道示ⅠおよびⅢ」によるものとする。

6.2.2.2 P C鋼材

設計計算に用いる鋼材の応力-ひずみ曲線、ポアソン比、熱膨張係数、P C鋼材の見かけのリラクセーション率等は、「道示ⅠおよびⅢ」によるものとする。

P C板に使用するP C鋼材の設計用値を表-6.2.1に示す。

表-6.2.1 P C板に用いるP C鋼材の設計用値

鋼材の種類		0.2%永久伸びに 対する荷重 N/mm^2 , <kN> (kgf/mm^2)	引張強度 N/mm^2 (kgf/mm^2)	断面積 mm^2	直 径 mm
P C鋼材	SWPD3N SWPD3L	1750 <33.8> (175.0)	1950 (195.0)	19.82	(2.9)
	SWPR7AN SWPR7AL	1500 <75.5> (150.0)	1750 (175.0)	51.61	9.3
	SWPR7BN SWPR7BL	1600 <86.8> (160.0)	1900 (190.0)	54.84	9.5

6.2.3 許容応力度

6.2.3.1 コンクリート

(1) P Cげたに用いるコンクリート

主げたに用いるコンクリートの許容応力度は、「道示Ⅲ3.3プレストレストコンクリート部材に対する許容応力度」に従うものとする。

(2) P C板に用いるコンクリートの許容曲げ応力度は表-6.2.2の値とする。

表-6.2.2 P C板の許容曲げ応力度 N/mm^2 (kgf/cm^2)

コンクリートの設計 基準強度		50 (500)	60 (600)
応力度の種類			
許容曲げ圧縮応力度	プレストレッシング直後	21.0	23.0
	床版施工時	21.0	23.0
	その他	17.0	19.0
許容曲げ引張応力度	プレストレッシング直後	-1.8	-2.0
	その他	0.0	0.0
許容軸圧縮応力度	プレストレッシング直後	16.0	17.0

(3) 場所打ちコンクリートの許容曲げ圧縮応力度は表-6.2.3の値とする。

表-6.2.3 場所打ちコンクリートの許容曲げ圧縮応力度 N/mm^2 (kgf/cm^2)

コンクリートの設計 基準強度		24 (240)	30 (300)
応力度の種類			
許容曲げ圧縮応力度		8.0	10.0

設計基準強度 60N/mm^2 (600kgf/cm^2) をこえるコンクリートを使用する場合には道示Ⅲ3.3.1の解説を参考にして許容応力度を決定するものとする。

6.2.3.2 鋼材

(1) P C鋼材の許容引張応力度は表-6.2.4に示す値とする。

表-6.2.4 P C鋼材の許容引張応力度

応力度の状態	許容引張応力度	備 考
(1)プレストレッシング中	$0.80\sigma_{pu}$ あるいは $0.90\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	σ_{pu} : P C鋼材の引張強さ (N/mm^2) σ_{py} : P C鋼材の降伏点または耐力 (N/mm^2)
(2)プレストレッシング直後	$0.70\sigma_{pu}$ あるいは $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	
(3)設 計 荷 重 作 用 時	$0.60\sigma_{pu}$ あるいは $0.75\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	

(2)鉄筋

鉄筋の許容応力度は、直径 32mm 以下の鉄筋に対して表-6.2.5の値とする。

表-6.2.5 鉄筋の許容応力度 N/mm^2 (kgf/cm^2)

鉄筋の種類			SR235	SD295A SD295B	SD345
応力度、部材の種類					
引 張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合の基本値	(1)一般の場合	140 (1400)	180 (1800)	180 (1800)
		(2)床版および支間 10m 以下の床版橋	140 (1400)	140 (1400)	140 (1400)
	(3)荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値		140	180	200
	(4)鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合の基本値		140	180	200
	(5)圧縮応力度		140	180	200

(2) 場所打ちコンクリート部の鉄筋の許容応力度は、P C合成床版のひびわれ耐力が従来の鉄筋コンクリート床版よりも大きいことを考慮して、道示で記述されている 20N/mm^2 (200kgf/cm^2) の余裕を見込まずに 140N/mm^2 (1400kgf/cm^2) まで適用してよいこととした。ただし、張り出し床版の支点部や連続板の支点部等の負の曲げモーメントが生じる区間については 20N/mm^2 (200kgf/cm^2) の余裕を持たせることが望ましい。

6. 3 荷 重

6.3.1 荷重の種類

設計にあたって考慮する荷重は、道示Ⅰ「2.1 荷重の種類」に準じるものとする。

橋を設計するときに考えなければならない荷重は、道路橋示方書・同解説Ⅰに示された種類を考慮するものとする。

P C合成げた橋を設計する場合の荷重も、通常の橋を設計する場合と同様であるが、一般に考慮する荷重には以下のものがあげられる。

- ①主げた自重
- ②プレストレス
- ③P C板自重
- ④場所打ちコンクリート自重（床版、横げた）
- ⑤橋面荷重
- ⑥活荷重
- ⑦乾燥収縮差
- ⑧クリープ差
- ⑨温度差
- ⑩施工時荷重
- ⑪支点移動の影響

P C合成床版タイプのP C合成げた橋は、床版が合成された後には、床版部およびプレキャストげた部のコンクリートのクリープおよび乾燥収縮の差により2次的な内部応力が発生する。また、主げたと床版の温度変化によっても断面力が生じる。これらによって発生する断面力に関しては、道示Ⅲの「9.2 設計一般」によるのがよい。

6.3.2 荷重の組合せ

P C合成げた橋（P C合成床版タイプ）の設計にあたっては、道示Ⅰ「2.2 荷重の組合せ」および同Ⅲ「2.1.1 設計計算の原則」によるほかに、施工段階に応じた荷重の組合せを考慮しなければならない。

荷重の組合せに関しては、道示Ⅰの「2.2 荷重の組合せ」および同Ⅲの「2.1.1 設計計算の原則」によるものとする。しかし、P C合成げた橋（P C合成床版タイプ）は、施工段階ごとの構造系が比較的多く変化することから、各施工段階に応じた荷重の組合せを行って安全性を確認するものとした。一般的な荷重の組合せについては、本指針（案）の「6.7.1 一般」に示す。

6. 4 設計に関する一般事項

6.4.1 一般

P C合成げた橋（P C合成床版タイプ）の設計においては、通常の合成げたとしての検討を行うほかに、床版についてはP C合成床版としての設計を行わなければならない。

この構造形式を採用することによる利点は、床版の型わく組立や解体作業が大幅に軽減でき、安全性の向上および工期の短縮が図れることや、P C板と場所打ちコンクリートは合成構造として荷重に抵抗するため、床版部の耐荷力が向上すること等である。また、主げた間隔を大きくとることが可能であり、少主げた化による経済性の向上も図ることができる。

P C合成げた橋（P C合成床版タイプ）を設計する場合、通常の合成げたとして曲げモーメント、せん断力およびねじりモーメントに対して設計するほかに、P C板の設計、P C合成床版の設計等を行う必要がある。

6.4.2 斜橋・曲線橋への対応

- (1) 斜橋に対するP C板は、主げたに直角に敷設し、端部で調整することを原則とする。
- (2) 曲線橋の場合は、主げたを直線配置とし、場所打ち張出し床版によって調整することを原則とする。

(1) 斜橋の場合は、図-6.4.1に示すように、端部に調整用のP C板を敷設し、その他の標準板は主げたに直角に配置することを原則とする。

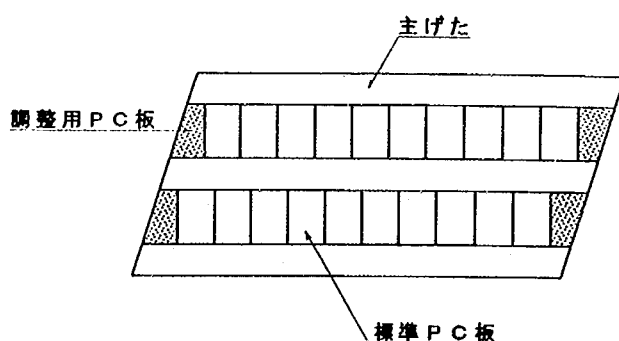


図-6.4.1 斜橋におけるP C版の敷設

(2) 曲線橋の場合は、図-6.4.2に示すように、主げたは直線配置とし、場所打ち張出し床版によって調整することを原則とした。また、施工上の観点から、場所打ち張出し床版はあまり大きくならないような主げた配置を行うことが望ましい。

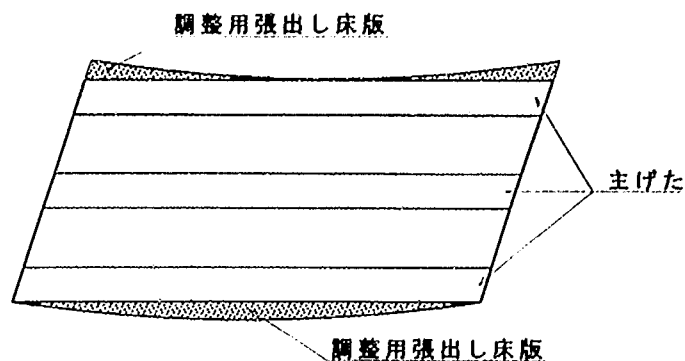


図-6.4.2 曲線橋の場合の調整

6.4.3 連続化への対応

- (1) 中間支点上の主げたの連結を鉄筋コンクリート構造とする場合、主げたは中間支点横げた部で確実に連結しなければならない。
- (2) 中間支点部の主げたの連結をプレストレストコンクリート構造とする場合、主げたと床版コンクリートの結合面におけるせん断応力度は6.7.3項によるほか、床版に作用しているプレストレス力によるせん断力を考慮して求めることを原則とする。

道示Ⅲ「10.4.2 プレキャストげた架設方式連続げた橋の中間支点部」に準拠してこのように規定した。ただし、連結鉄筋の重ね継手長は、同Ⅲ「4.4.5 鉄筋の継手」の規定に準拠するものとし、重ね継手は1断面に集中させず支点上をさけて配置するのが望ましい。

6.4.4 プレキャストセグメント橋への対応

PC合成げた橋（PC合成床版タイプ）の主げたにプレキャストセグメント工法を適用する場合には、プレキャストセグメントの継目部に対する設計を行わなければならない。

PC合成げた橋（PC合成床版タイプ）の主げたにプレキャストセグメント工法を適用する場合の設計は、通常のけたとして十分な安全性を確保できるよう設計するほかに、プレキャストセグメント橋としての継目部についての設計を併せて行う必要がある。これに対する設計は、道示Ⅲ「15章 プレキャストセグメント橋」などに基づいて行うのがよい。

6. 5 P C板の設計

6.5.1 一般

- (1) P C板は、プレテンション方式による工場製品とする。
- (2) P C板は、型わくおよび支保工としての機能を満足するように設計しなければならない。
- (3) P C板は、場所打ちコンクリートと一体となって、合成床版としての機能を満足するように設計しなければならない。

(1) P C板は比較的厚さが薄いため、プレテンション方式により造られる工場製品に限定した。また、P C板はプレストレストコンクリートのJ I S製品と同程度以上の品質管理のできる工場で製造する必要がある。なお、P C板に用いるコンクリートは、6.2.1.1(5)に規定するように設計基準強度が 50N/mm^2 (500kgf/cm^2) 以上を原則とした。

(2) けた上に敷設したP C板は、型わくや支保工の役割も担っており、施工荷重として作業員や鉄筋、コンクリート打込み器具、場所打ちコンクリート等の荷重を負担するので、これらの荷重に対して安全なように設計しなければならない。

(3) P C板は、場所打ちコンクリートと一体となって機能するのであるから、完成構造系において作用する荷重やそれらの組み合わせによる荷重に対して安全なように設計しなければならない。

6.5.2 P C板の支間長

曲げモーメントの算定はP C板が単純に支持されたはりとして行う。支間はP C板の両端からP C板のかかり長さの半分をそれぞれ引いた長さとする。

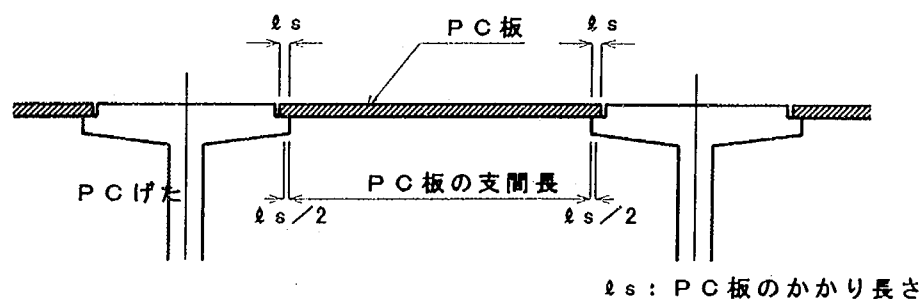


図-6.5.1 P C板の支間

P C板の支間長は、プレストレッシング直後、床版の施工時などでわずかではあるが異なるものである。しかしながら、設計上はP C板の両端からそのかかり長さの半分をそれぞれ引いた長さを支間長としてよい。

6.5.3 P C板の配置

- (1) P C板の配置は、主げたの据付け勾配を考慮して行うものとする。
- (2) P C板は横げたに載せないように設計するものとする。

(1) P C板の支間方向と直角方向に勾配がある場所に敷設する場合はその勾配を考慮した長さに基づいて、P C板の配置を行わなければならない。

(2) P C板を直接横げた上に載せると、P C板には床版支間と直角方向に曲げが作用することになり、P C板のこの方向にはプレストレスが導入されていないのでひびわれなどの原因となるからである。

支点横げたおよび中間横げたにおけるP C板の配置例を図-6.5.2に示す。

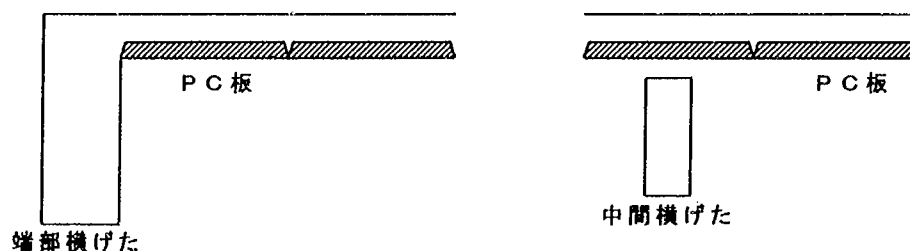


図-6.5.2 横げたにおけるP C板の配置例

6.5.4 施工時に対する検討

- (1) 荷重としては、有効プレストレス、P C板の自重、場所打ちコンクリートの自重および施工荷重を考慮するものとする。
- (2) プレストレッシング直後は、コンクリートに有害な変形や応力が生じないようにしなければならない。
- (3) 床版の施工時のコンクリートの応力度は 2.3.1項で示す許容応力度を満足しなければならない。

(1) プレストレス力を算定する場合には、コンクリートの弾性変形、乾燥収縮、クリープ、P C鋼材のリラクセーションなどの影響を考慮しなければならない。施工荷重とは、作業員やコンクリート打込み用器具などの重量で、一般に 3.5kN/m^2 (350kgf/m^2) としてよい。

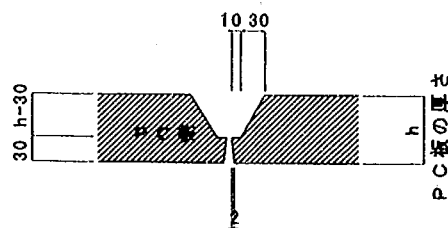
(2) プレストレス力およびP C鋼材の偏心量をできる限り大きくして、床版の施工時またはP C合成床版の設計荷重作用時に曲げ引張応力が作用する箇所に、大きな曲げ圧縮応力を作用させるのがよいが、P C板のような薄肉部材では、過大なそりや、座屈が生じやすくなる。したがって、プレストレス力および偏心量を間接的に制限する目的で、設計ではプレストレッシング直後のコンクリート応力度を、以下を目安と

することが望ましい。

- 1) プレストレス力による軸圧縮応力度は、 10N/mm^2 (100kgf/cm^2) 程度以下とする。
プレストレッシング直後の軸圧縮応力度の許容値に対して、2～3割程度の余裕を持たせる。
- 2) プレストレスとP C板の自重とによる曲げ応力度を合成した場合、同一断面内の曲げ圧縮応力度の最小値は、その最大値の3/5以上とする。

6.5.5 構造細目

- (1) P C板の厚さは7 cm以上、P C板の幅は0.5m以上で、1.0mを標準とする。
- (2) P C板の長さは、プレストレスの分布を考慮して定めなければならない。
- (3) 場所打ちコンクリートと接するP C板の上面には、床版の支間方向に凹凸を設けることを標準とする。
- (4) P C板内のP C鋼材は、プレストレスがP C板の幅方向に均一に導入されるように配置しなければならない。
- (5) P C鋼材および鉄筋は、2.5cm以上のかぶりを確保できるように配置しなければならない。
- (6) P C鋼材のあきは、道示Ⅲ4.4.2に準じる。
- (7) P C鋼材の下側に、鋼材と直角方向に配置する用心鉄筋は、コンクリート断面積の0.2%以上としなければならない。ただし、P C鋼材の定着部ではこれを1.0%以上としなければならない。
- (8) P C板の側面の形状は、場所打ちコンクリートとP C板の付着性状、P C板の継目部の密着性などを考慮して定めなければならない。
一般に、図-6.5.3のようにするのがよい。



(単位 mm)

図-6.5.3 P C板の側面形状例

(1) P C板内に配置されるP C鋼材や鉄筋が所定のかぶりを確保できるように、P C板の最小厚さを7 cmとした。なお、P C板の厚さは、上面の凹凸を考慮した平均厚さとしてよい。

P C板の幅を小さくしすぎると、施工時に作用する集中荷重に対して耐力が不足し、付属物の取り付けに伴う開孔による耐力低下の影響も大きくなるので、最小幅を0.5 mとした。P C板の幅を大きくしすぎると、現場における取り扱いが困難となるとともに、P C板の敷設後において、P C板の支持部の不陸などによる横曲げの弊害が大きくなる。さらに、施工上の便利さも加味して、1.0mをP C板の標準幅とした。なお、P C板の製造及び施工上の誤差を考慮して、2 mm程度の遊間をとって設計するのがよい。

実際に製造する P C 板の幅は、遊間を考慮して、標準幅より 2 mm 程度小さいものが一般に使用されている（図-6.5.4を参照）。

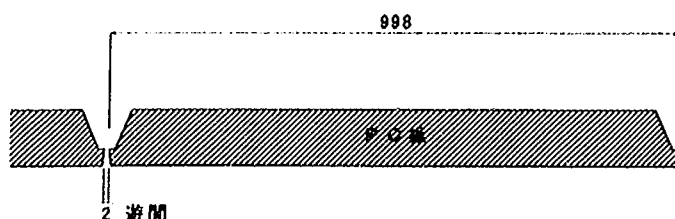


図-6.5.4 P C 板の断面図 (単位 mm)

(2) P C 鋼材とコンクリートとの付着を介して P C 板に導入されるプレストレスが所定の値となるには、P C 板の端部から所定の伝達長が必要である。必要な伝達長は用いる P C 鋼材の種類によって異なるので、P C 板の最小長さとして、つぎの値を目安にするのがよい。

- 1) P C 鋼材として SWPD3N 及び SWPD3L 2.9mm 3 本よりを使用する場合は、0.9m 以上。
- 2) P C 鋼材として SWPR7AN 及び SWPR7AL 7 本より 9.3mm を使用する場合は、1.2m 以上。
- 3) P C 鋼材として SWPR7BN 及び SWPR7BL 7 本より 9.5mm を使用する場合は、1.2m 以上。

ただし、P C 板を張出し部などのあまり大きなモーメントの生じない場所に用いる場合や必要なプレストレス量が大きくない場合には、その安全性を計算によって確認して、P C 板の長さを短くしてもよい。

(3) 板の上面には、P C 鋼材の方向に凹凸があるもので、その凹部と凹部、凸部と凸部の間隔は 40mm～50mm の範囲内にあり、かつ凹凸の段差が 4 mm 程度あるものがよい。

P C 板と場所打ちコンクリートの打継面における一体化の問題については、既に多くの研究が行われており、P C 板の上面に網目を付ける程度の粗面仕上げを行えば、場所打ちコンクリートと一体となって挙動することが確認されている。しかしながら、本工法が広く用いられるためには、更に信頼性を高めておくことが必要であり、P C 板の上面に本項のような凹凸を設けることとした。なお、実験などによって、本項の凹凸と同等以上の性能を有することが確認されれば、菱形などの別の形状の凹凸を用いてもよい。

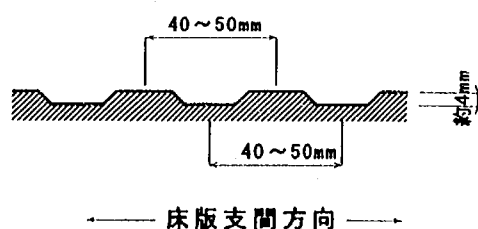


図-6.5.5 P C 板上面の形状の例

(4) P C 板は最小厚さが 7 cm と薄肉部材であり、板の標準幅は 1.0m と厚さに比べて広いので、幅方向に均一にプレストレスが導入されるように、P C 鋼材を配置する必要があります。

(5) P C 鋼材および鉄筋のかぶりを P C 板の下面および側面と限定したのは、一時的に P C 板の上面から所定のかぶりを確保できなくても、この部分は、P C 板の上面

の現場打ちコンクリートにより十分に被覆されるからである。

(6) P C板内に配置するP C鋼材の本数が多い場合には、SWPD3 2.9mm 3本よりを用いて、水平方向に限り2本まで束ねて配置をしてもよい。この場合、束ねたP C鋼材どうしの水平方向のあきは、束ねたP C鋼材を1本のP C鋼材と見なした場合の直径の3倍以上、粗骨材の最大寸法の4/3倍以上としなければならない。

P C鋼材を多段に配置することは、P C板の厚さが7cm程度の薄い場合には、所定のかぶりを確保できないため、不可能である。しかしながら、厚さが増加した場合には多段に配置できるため、このような場合は、道示Ⅲ4.4.2に準ずることとした。

(7) P C鋼材の定着部のコンクリートに生じるP C鋼材と直角方向の引張応力と、外力によるP C板の横曲げ応力の複合引張応力に対処するため、P C板には、P C鋼材の下側にそれと直角方向に用心鉄筋を配置することとした。

P C鋼材の定着によってコンクリートに引張応力が生じる板端部からの範囲は、既往の実験結果などから次のようである。

P C鋼材 SWPD3NおよびSWPD3L 2.9mm 3本よりの場合 : 30cm

P C鋼材 SWPR7ANおよびSWPR7AL 7本より9.3mmの場合 : 50cm

P C鋼材 SWPR7BNおよびSWPR7BL 7本より9.5mmの場合 : 50cm

この区間にはコンクリート断面積の1%以上、その他の区間には0.2%以上の用心鉄筋をそれぞれ配置することとした。なお、この鉄筋を組み立てるために、板方向の組立鉄筋をなるべく等間隔となるように配置するのがよい。

6. 6 P C合成床版の設計

6.6.1 一 般

P C合成床版は、P C板と場所打ちコンクリートが一体となった合成断面で荷重に抵抗する。活荷重に対する設計は、道示Ⅲにしたがって行うものとする。

- (1)合成床版は、P C板を主げた間に隙間無く並べ、その上に所定の厚さの場所打ちコンクリートを合成させたものとする。
- (2)場所打ちコンクリート厚さが、P C板の厚さの1.5倍以上とする。
- (3)P C合成床版の厚さは、道示Ⅲ5.4.1による。

P C合成床版がスラブとして挙動するためには、場所打ちコンクリートに配力鉄筋を配置するとともに、P C板の厚さに対する場所打ちコンクリートの厚さの比率を1.5倍以上にし6.6.4.2で規定する鉄筋を配置すれば、P C合成床版は等方性スラブとして挙動すると実用上考えてよい。

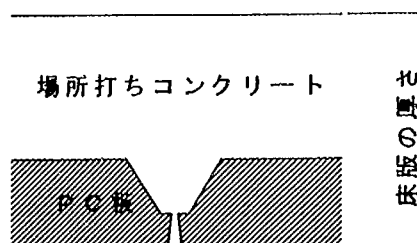


図-6.6.1 P C合成床版の厚さ

6.6.2 支間および設計曲げモーメント

床版の支間のとり方および曲げモーメントの算定は、道示Ⅲ5章にしたがって行うものとする。

P C合成床版の支間は、支持げたに直角に測った純支間とする。（図-6.6.2参照）。

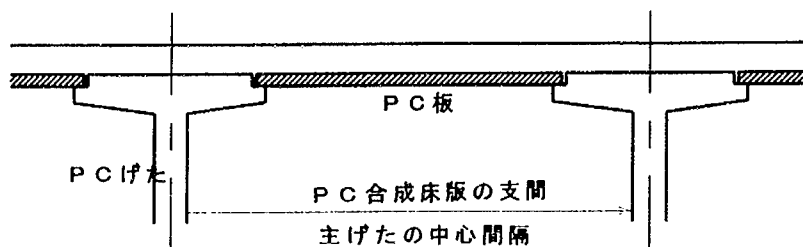


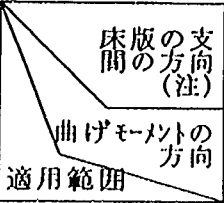
図-6.6.2 P C合成床版の支間

6.5.5の構造細目を満足すれば、合成床版として挙動することから、床版の設計曲げモーメントの算定は、道示Ⅲ5章にしたがって行ってよいものとした。道示Ⅲ5章に規定されている設計曲げモーメントを表-6.6.1～表-6.6.4に示す。

表-6.6.1 T荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）

あたりの設計曲げモーメント

kN・m/m (kgf・m/m)

版の区分	曲げモーメントの種類	 床版の支間の方向（注） 曲げモーメントの方向 適用範囲	車両進行 向に直角		車両進行方向に平行	
			支間方向	支間に直角方向	支間方向	支間に直角方向
単純版	支間曲げモーメント	$0 \leq L \leq 4$	$+(0.12L + 0.07)P$	$+(0.10L + 0.04)P$	$+(0.22L + 0.08)P$	$+(0.06L + 0.06)P$
連続版	支間曲げモーメント	$0 \leq L \leq 4$	$+(\text{単純版の}80\%)$	$+(\text{単純版の}80\%)$	$+(\text{単純版の}80\%)$	$+(\text{単純版の}80\%)$
	支点曲げモーメント	$0 \leq L \leq 4$	$-(0.15L + 0.125)P$	—	$-(\text{単純版の}80\%)$	—
片持版	支点曲げモーメント	$0 \leq L \leq 1.5$	$\frac{-P \cdot L}{1.30L + 0.25}$	—	$-(0.7L + 0.22)P$	—
	先端付近曲げモーメント	$0 \leq L \leq 1.5$	—	$+(0.15L + 0.13)P$	—	$+(0.16L + 0.07)P$

ここに、L：PC合成床版の支間長（m）

P：道示Ⅱ2.1.3に示すT荷重の片側荷重=100kN（10,000kgf）

（注）床版支間の方向は、道示Ⅲ5.4.1による。

表-6.6.2 PC合成床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の単純版および連続版の支間方向曲げモーメントの割増し係数

支間 L(m)	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$
割増し係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5) / 12$

表-6.6.3 PC合成床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の片持版の支間方向曲げモーメントの割増し係数

支間 L(m)	$L \leq 1.5$	$1.5 < L \leq 3.0$
割増し係数	1.0	$1.0 + (L - 1.5) / 25$

表-6.6.4 等分布死荷重による床版の単位幅 (1 m)

あたりの設計曲げモーメント

(kN・m/m)

版 の 区 分	曲げモーメント の 種 類	床版支間方向の 曲げモーメント	床版支間直角方向の 曲げモーメント
単 純 版	支間曲げモーメント	$+W \cdot L_d^2 / 8$	無視してよい。
片 持 版	支点曲げモーメント	$-W \cdot L_d^2 / 2$	
連 続 版	支間曲げモーメント	$+W \cdot L_d^2 / 10$	
	支点曲げモーメント	$-W \cdot L_d^2 / 10$	

ここに、 W : 等分布死荷重 (kN/m²) L_d : P C 合成床版の支間 (m)

P C 合成床版の設計は、道示Ⅲに規定する床版の最小厚さを満足し、上記設計曲げモーメントにより設計する場合は、一般に曲げモーメントに対する検討だけで十分であり、せん断力に対する検討を省略できることとする。

6.6.3 曲げに対する検討

- (1) 荷重としては、P C 合成床版の上載荷重（橋面荷重、活荷重など）を考慮するものとする。
- (2) P C 板内に生じる応力度の算定には、有効プレストレス、P C 板の自重および場所打ちコンクリートの自重により生じた応力度を加えなければならない。
- (3) 設計荷重作用時のコンクリートおよび鋼材の応力度は6.2.3で示す許容応力度を満足しなければならない。

設計荷重時の設計においては、施工中の荷重に対してP C板下縁に引張りを生じないようにするとともに、場所打ちコンクリート打設後の合成断面に活荷重などの後荷重が載った場合でも、P C板下縁に引張応力が生じないように設計するものとする。

(1) P C 合成床版では、P C 板と場所打ちコンクリートのクリープ差、乾燥収縮差の影響による反り変形が拘束されるため、新たに不静定力が発生する。この値は、P C 板と場所打ちコンクリートの材令差等により異なるが、実用上設計に取入れることは極めて繁雑であり、特別の場合を除いてあまり大きな値とはならないので、つぎに示す条件を満足する場合は、とくに考慮しなくてもよいこととした。

① 場所打ちコンクリートを打設するときのP C板の材令を60日以上とする。

② 床版支間方向支点部の場所打ちコンクリート部下側に(D13ctc300+D16ctc300)以上の鉄筋を配置する。

なお、Mattockの提案式により不静定力の試算を行うと、②の鉄筋に生じる引張応

力度は 12kN/mm^2 (1200kgf/cm^2) 以下となる。

(2)、(3) P C板に生じる応力度の算定には、有効プレストレス、P C板の自重および場所打ちコンクリートの自重により生じた応力度を加え、P C板内に引張応力を発生させないようにしなければならない。なお、正の曲げモーメントが作用する箇所では、道示Ⅲ2.2.5に準じて、場所打ちコンクリートに生じている曲げ引張応力に相当する分の引張鉄筋を場所打ちコンクリート内に配置し、P C合成床版の全断面を有効とする計算を行ってもよい。ただし、負の曲げモーメントが作用する箇所では、コンクリートの引張応力を無視し、6.2.3.2(2)に規定する鉄筋応力度を満足するように鉄筋量を算定しなければならない。

6.6.4 構造細目

6.6.4.1 P C板のかかり部

P C板のかかり長さは、両端とも6 cm以上を標準とし、特別な場合でも2.5 cmより短くしてはならない。

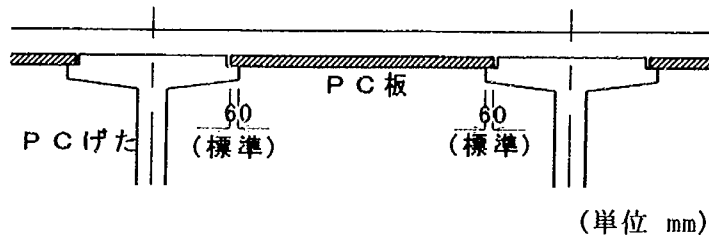


図-6.6.3 P C板と主げたとの結合

P C板の支持部へのかかり長さは、敷設したP C板のずれ落ち防止に必要な長さや、P Cげたの製作および施工誤差等を考慮して、P C板の両端でそれぞれ6 cm以上を標準とし、特別な場合でも2.5 cmより短くならないこととした。

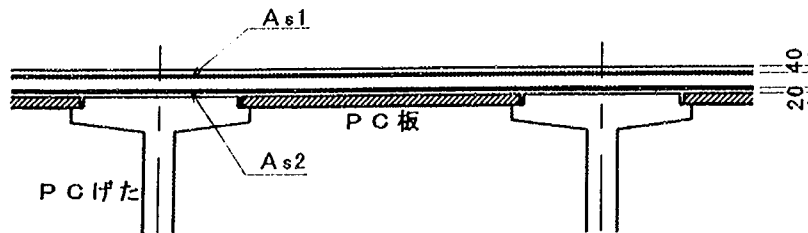
P Cげたの支持部の載荷実験によれば、コンクリート縁端から2.5 cmの載荷幅に載荷た場合のせん断ひびわれ耐力は施工荷重の10倍以上あることが確認されている。

また、P C板のかかり長さに関する既往の研究によれば、床版施工時に作用するP C板の支持部におけるせん断応力は、場所打ちコンクリートの厚さが16 cm、P C板の厚さが7 cm、P C板の長さが2～3 mの場合で、 $0.2\sim 0.3\text{N/mm}^2$ ($2\sim 3\text{kgf/cm}^2$) と比較的小さい。また、P C板の支持部へのかかり長さを1 cmから5 cmまで1 cmきざみに変化させ、床版施工時における荷重の8倍程度を加えても、なんらの異常は認められないことが確かめられている。かかり長さを2.5 cmとした場合のP C板支持部のせん断ひびわれ耐力は、床版施工における荷重の16倍程度あり、P C板端部では、せん断破壊および支圧破壊に対して十分な安全性が確保できていると判断される。

しかしながら、P C板のかかり長さがあまり短いと、製作誤差や施工誤差によるP C板のずれ落ち等の事故が発生し易いので、最小かかり長さが2.5 cmより短くならないようにしなければならない。

6.6.4.2 場所打ちコンクリート部に配置する鉄筋の種類および配筋

- (1) 鉄筋には、異形鉄筋を用いるものとし、鉄筋の直径は13, 16, 19および22mmを標準とする。
- (2) 鉄筋の中心間隔は、10cm以上、かつ、30cm以下とする。ただし、床版支間方向の引張主鉄筋の中心間隔は、P C合成床版の厚さを越えてはならない。
- (3) 床版の支間方向下側の支点部には $(D13ctc300 + D16ctc300)$ 以上の鉄筋量を配置することが望ましい。



As1 : 床版支点上の引張鉄筋
 As2 : 床版支点上の圧縮鉄筋
 $As2 \geq (D13ctc300 + D16ctc300)$

図-6.6.4 場所打ちコンクリート部の配筋

- (4) 最小かぶりは3.0cmとする。P C板の継目部では、P C板の全厚をかぶりとすることができないので、場所打ちコンクリート内の鉄筋のかぶりは、図-6.6.5に示すcとする。

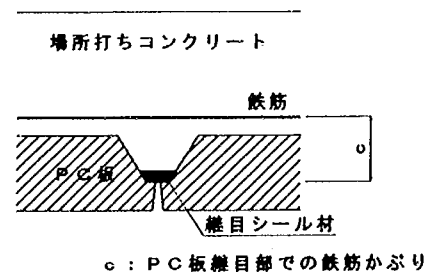


図-6.6.5 P C板継目部での鉄筋のかぶり

6. 7 主げたの設計

6. 7. 1 一般

PC合成げた橋はけたと床版とが一体となった合成断面で荷重に抵抗する。主げたの曲げ、せん断、ねじりに対する設計は道示Ⅲにしたがって行うものとする。

(1) 主げたの断面力は、格子構造理論により算出することを原則とする。

(2) 格子構造理論により断面力を算出する場合には、一般に部材のねじり剛性を無視してもよい。

(3) 主げたの設計にあたっては、施工工程を考慮し、各施工段階ごとの応力度およびそれらの合成応力度について照査しなければならない。

(4) 応力度の照査にあたっては、プレキャストげたと場所打ち床版におけるコンクリートのクリープおよび乾燥収縮の差を考慮することを原則とする。

(5) プレキャストげたの断面形状は、架設時の安全性についても考慮して決定しなければならない。

(6) PC合成げた橋をプレキャストセグメント工法で施工する場合は、道示Ⅲ15章にしたがって設計しなければならない。

PC合成げた橋は、舗装、高欄、地覆、分離帯など、床版施工後に載荷される死荷重を除いた死荷重に対してはプレキャストコンクリートげたの断面で抵抗し、床版施工後に載荷される死荷重および活荷重に対しては、けたと床版が一体となった合成断面で抵抗する形式の橋である。

合成げた橋では、けたと床版が一体となって荷重に抵抗するために、けたと床版が全長にわたって適当なずれ止めで結合されなければならない。ずれ止めには、けたから突出した鉄筋を床版に埋込む形式が用いられ、結合面に垂直に配置される。PC合成げた橋（PC合成床版タイプ）の主げたには一般にT形断面が採用されており、構造形式として単純合成げた橋および連続合成げた橋がある。図-6. 7. 1にPC合成げた橋に用いられる代表的な断面形状を示す。

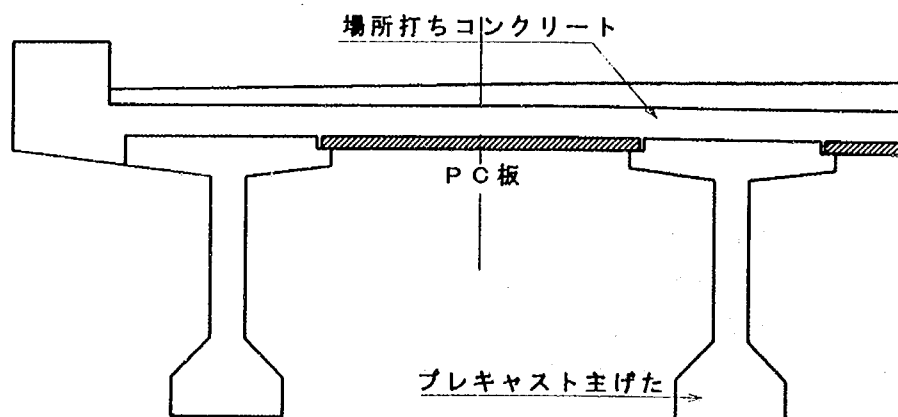
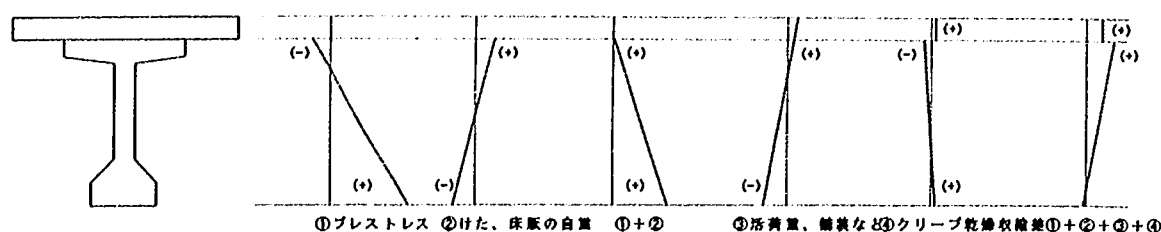


図-6. 7. 1 合成げた橋

(3) P C合成げた橋は、施工順序および施工工程により、同一断面内の応力分布が異なる。したがって、あらかじめ想定した施工条件に従い、合成前および合成後のそれぞれの施工段階ごとに応力度を算出して、断面の各部分について合成応力度を求めなければならない(図-6.7.2)。



[合成応力度の検討を要する施工段階]

1. プレストレス導入直後	けた断面に[直後プレストレス+けた自重]が作用
2. 床版合成時	けた断面に[有効プレストレス+けた、床版自重]が作用
3. 合成後死荷重作用時	けた断面に[有効プレストレス+けた、床版自重]が作用+ 合成断面に[後死荷重]が作用
4. 活荷重作用時	けた断面に[有効プレストレス+けた、床版自重]が作用+ 合成断面に[後死荷重+活荷重+クリープなどの影響]が作用

図-6.7.2 コンクリートに生じる曲げ応力度

なお、設計にあたって想定した施工条件は、設計計算書、設計図などに明示するのがよい。

(4) 合成げた橋は、コンクリートのクリープ、乾燥収縮差の影響が比較的大きくなる場合が多いので、これらの影響を考慮することを原則とする。ただし、けた断面に対する床版断面の割合が小さい場合は、これらの影響を考慮しなくてもよい。

(5) 合成げた橋に使用するプレキャストげたの架設中の横座屈などに対する検討はコンクリート道路橋施工便覧(日本道路協会)に従って行うことを原則とする。

6.7.2 合成げたの有効断面

- (1) P C合成げた橋(P C合成床版タイプ)の主げたのフランジ部として、断面力に抵抗する床版の有効断面は、原則として場所打ちコンクリート部分のみとする。
- (2) 床版とけたのクリープ、乾燥収縮、温度差によって生じる不静定力およびたわみの算定に用いる床版の有効断面は、全断面とする。
- (3) P C合成げた橋における圧縮突縁としての有効幅は、道示Ⅲに準じて算定する。

(1) P C合成床版のP C板は、桁のスパン直角方向に継目があり、継目部では断面が減少している。この点を考慮して、断面力に抵抗するP C合成床版の有効断面の算定には、原則として、P C板を無視することにした。

(2) PC板はけたのスパン方向に不連続であるが、けたの剛性には部分的に寄与するため、PC合成床版と桁のクリープ、乾燥収縮、温度差によって生ずる不静定力の算定には、PC板を有効断面に含めた。

(3) PC合成けた橋における圧縮突縁としての有効幅は、道示Ⅲ2.2.2 に準じて、以下のよう算定してよい(図-6.7.3)。

$$\lambda = \frac{\ell}{8} + bs$$

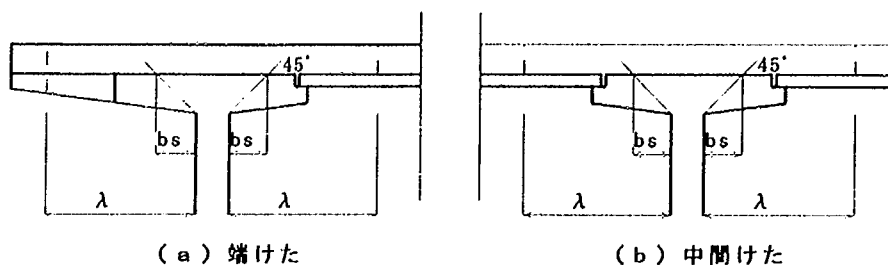
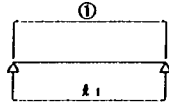
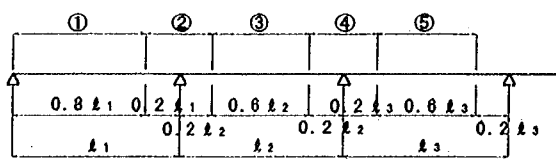
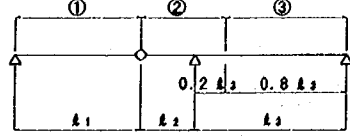


図-6.7.3 コンクリート桁との合成桁の場合の圧縮突縁としての有効幅

表-6.7.1 有効幅算出のための支間長 (道示Ⅲ2.2.2より)

けたの種類	区間	有効幅算出用の支間長 ℓ
単純げた 	①	ℓ_1
連続げた 	①	$0.8 \ell_1$
	②	$0.2(\ell_1 + \ell_2)$
	③	$0.6 \ell_2$
	④	$0.2(\ell_2 + \ell_3)$
	⑤	$0.6 \ell_3$
ゲルバーげた 	①	ℓ_1
	②	$2 \ell_2$
	③	$0.8 \ell_3$

6.7.3 けたと床版の結合

けたと床版の結合部の設計は、道示Ⅲ9.3の規定に従うものとする。

- (1) けたと床版の結合面におけるコンクリートのせん断応力度の照査は、それらの合成前に作用する荷重の1/2と合成後に作用する荷重の組み合わせのうち、結合面に生じるせん断力が最大となる荷重の組み合わせについて行うものとする。
- (2) (1)項の荷重状態におけるけたと床版の結合面のコンクリートのせん断応力度は、式(6.7.1)により求めた許容応力度以下としなければならない。

$$\tau_{bs} = 0.38 + 12 \cdot p \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (6.7.1)$$

ここに、 τ_{bs} ：結合面におけるコンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

p ：結合面の面積に対するずれ止め鉄筋比

σ_{ck} ：床版に使用するコンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

- (3) けたと床版の結合面におけるコンクリートのせん断応力度は、式(6.7.2)により算出するものとする。

$$\tau_b = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \quad (6.7.2)$$

ここに、 τ_b ：結合面におけるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

S ：けた断面に作用する設計せん断力 (N)

Q ：合成断面の図心軸に関する床版の断面一次モーメント (mm³)

b ：けたと床版の結合面における橋軸直角方向の幅 (mm)

I ：合成断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴)

けたと床版のコンクリートの温度差や乾燥収縮差などのように橋軸方向に一様のひずみ差が生じる場合のけたと床版の結合面に生じるせん断応力度は、式(6.7.3)によって求めることができる。

$$\tau_b = \frac{2 \cdot N_{T \cdot s}}{a \cdot b} \quad (6.7.3)$$

ここに、 τ_b ：けたと床版の温度差や乾燥収縮差によって、けたと床版の結合面に生じるせん断応力度 (N/mm²)

$N_{T \cdot s}$ ：けたと床版の温度差や乾燥収縮差によって、けたと床版の結合面に作用する軸方向力 (N)

a ：主げたの間隔 (mm)。ただし、主げたの間隔が支間の1/10より大きい場合は支間の1/10の値とする。

- (1) けたと床版の結合部は、けたと床版の結合を弾性結合としてずれ止めの設計をするのではなく、完全結合としてけたと床版の結合面のせん断応力度を算出し、(2)項に規定する許容応力度をこえないように、ずれ止め鉄筋量を算出するという方法により設計するこ

とができる。なお、(2)に規定する許容せん断応力度は安全側の値なので、これにより設計するずれ止めについては、破壊に対する安全度の照査を省略することができる。

ずれ止めの設計に用いるせん断力は、理論的には、合成後に作用する荷重の組合せのうち、けたと床版の間のせん断応力度がもっとも大きくなるものを考慮すればよいが、けたと床版の合成作用の発生時期やその後の応力分担、とくにコンクリートのクリープの影響など十分に解明されていない問題も残されているので、安全を考慮して、合成前に作用する荷重の1/2を考慮した場合についても検討するものとした。

(2) 式(解6.7.1)は、6.7.4で規定したずれ止め鉄筋が最小鉄筋量の場合のコンクリートの許容せん断応力度を 0.5N/mm^2 (5kgf/cm^2) として、床版内のずれ止め鉄筋の高さ(H)がずれ止め鉄筋の直径(D)の5.5倍以上 ($H/D \geq 5.5$) の場合の鉄筋のずれ止めに対する許容せん断力から求めたものである。したがって、 $H/D < 5.5$ の場合は、式(解6.7.1)によって、許容せん断応力度を定めるものとする。

$$\tau_{bs} = 0.38 + 2.16 \left(\frac{H}{D} \right) \cdot p \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (\text{解6.7.1})$$

なお、式(6.7.1)および式(解6.7.1)は、けたと床版の結合面はレイタンスを取り除いて十分に清掃した場合を想定しているので、施工にあたっては結合面を道示Ⅲ17.6.6の規定および同(4)の解説により処理しなければならない。

(3) けたと床版の温度差や乾燥収縮差などによりその結合面に生じるせん断応力度は、単純げたの場合は、図-6.7.4に示すように支点で最大、支間中央で0となるが、これを厳密に計算するのは煩雑であるので、実用上の便を考慮して三角形分布として式(6.7.3)を定めた。したがって、これらの応力度に対する補強の範囲はaまたはL/10とする。なお、補強筋の量は、応力度の分布に応じて変化させてもよい。

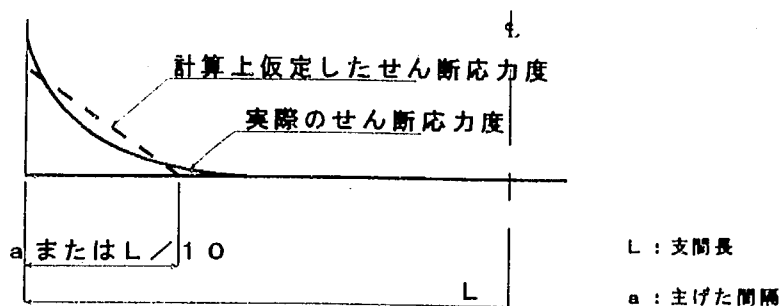


図-6.7.4 温度差などによるけたと床版の結合面に生じるせん断応力度の分布

式(6.7.2)および式(6.7.3)のけたと床版との結合面における橋軸直角方向の幅bは、上フランジ幅を用いる。ただし、上フランジ側面と床版の結合面が上フランジと同等のずれ止め鉄筋で補強されている場合は、その結合面の長さをbに加えてもよい。

6.7.4 構造細目

- (1) ずれ止め鉄筋の直径は、13mm以上としなければならない。
- (2) ずれ止め鉄筋の中心間隔は10cm以上、かつ50cm以下としなければならない。
- (3) ずれ止め鉄筋量は、けたと床版の結合面の面積の0.2%以上としなければならない
なお、プレキャストげたのスターラップやフランジの鉄筋などをずれ止め鉄筋とみなしてもよい。

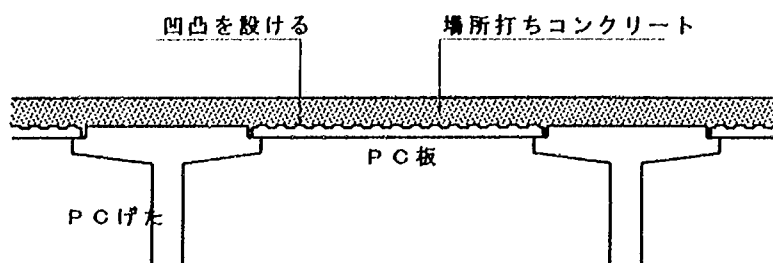


図-6.7.5 プレキャストPC板に設ける凹凸

- (4) けたの上フランジ先端のPC板支持部は、場所打ち床版コンクリート打設時に作用する荷重に対して十分安全でなければならない。

(3) 結合面におけるせん断応力が小さい場合には、ずれ止めを配置しなくてもコンクリートのせん断強度（付着強度）で抵抗できる場合もあるが、破壊に対する安全度を確保するために最小鉄筋量のずれ止め鉄筋を配置することとした。

ずれ止め鉄筋と同じようにけたから結合面に垂直に突出したスターラップは、ずれ止め鉄筋と同様な効果があるので、ずれ止め鉄筋とみなしてもよい（図-6.7.6）。

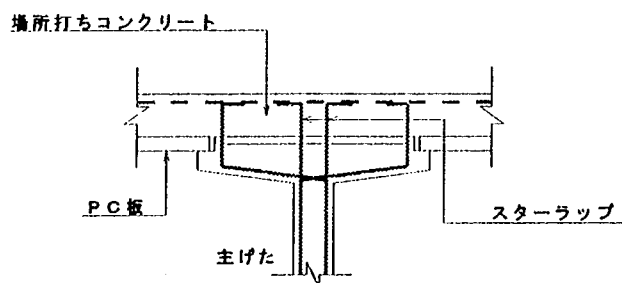


図-6.7.6 ずれ止め鉄筋とみなせる
スターラップやフランジの鉄筋

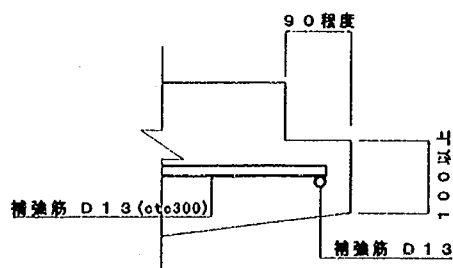


図-6.7.7 上フランジかけ違い部の
補強例

(4) けたの上フランジ先端のPC板支持部の耐力を実物大実験で確認した。その実験結果にもとづいた補強例を図-6.7.7に示す。

6. 8 横げたの設計

6. 8. 1 一般

- (1) 主げたの支点上には横げたを設けるものとする。
(2) 中間横げたは適切な間隔で設けるものとする。

(1) 支点部には、主げたや支承などが過大に変形しないようにするため、また、耐震設計に必要な落橋防止構造や変位制限構造を設置するために横げたを設けるものとした。

(2) 中間横げたは、主げたの荷重分配性能の向上や、床版に有害な影響をおよぼさないようにするため、適切な間隔で設ける。適切な荷重分配は支間中央に横げたを設けることによって得られ、多本数配置してもその効果はほとんど変わらない。本指針（案）では、中間横げたは支間中央に1箇所配置することを標準とする。

プレキャストげたの橋の場合、床版部分のコンクリートによる荷重分配効果も期待でき、中間横げたを配置しない事例も海外では数多く見られる。今後の技術的検証によって、PC合成けた橋における中間横げたの省略の可能性もあるが、この場合は床版部に与える影響などを十分把握して設計する必要がある。

6. 8. 2 支点横げたの設計

支点横げたは、車両の直接載荷、主げたから伝達される力、および落橋防止構造や変位制限構造から伝達される地震力に対してプレストレストコンクリート構造として設計するものとする。

支点横げたは、横げた上を通過する車両荷重、主げたから伝達される断面力に対して所要の安全度を有するように設計しなければならない。また、地震時において、落橋防止構造や変位制限構造から伝達される大きな水平力に対しても、安全度の照査を行わなければならない。

落橋防止構造および変位制限構造などが設けられる支点横げたは、地震時において大きな水平力を受けるため、この水平力に対して十分な安全性を有するとともに、これを主げたに円滑に伝達できる構造とする必要がある。

支点横げたの安全性の検討は、以下の要領で行う。

(1) 断面力の計算

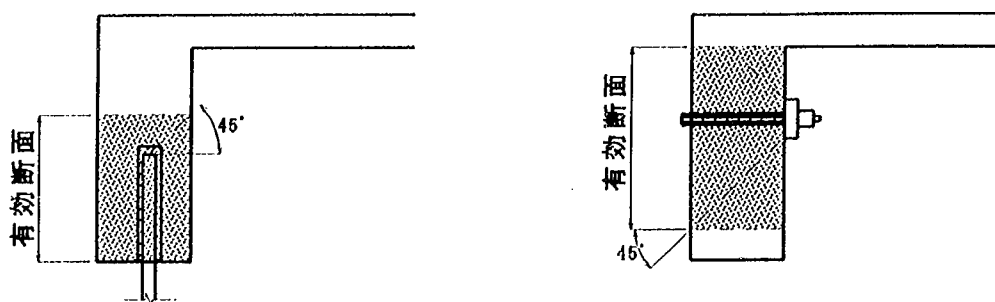
支点横げたを両端固定ばりにモデル化し、地震時に変位制限構造や落橋防止構造から伝達される水平力を載荷して断面力を求める。変位制限構造や落橋防止構造に作用する地震時水平力は道示V「13章 落橋防止システム」にしたがって計算するものとする。

(2) 有効断面

曲げおよびせん断に対する有効断面は次のとおりとする。

- ・変位制限構造に対して : アンカーバー上端よりかぶりの小さい方向に45°上方にのばした線がコンクリート縁と交差する位置から横げた下端までとする（図-6.8.1a）。

- ・落橋防止構造が必要な場合：落橋防止構造の支圧板の上縁から45°上方向、下縁から45°下方向にのばした線が反対側のコンクリート縁と交差する位置の範囲とする（図-6.8.1b）。



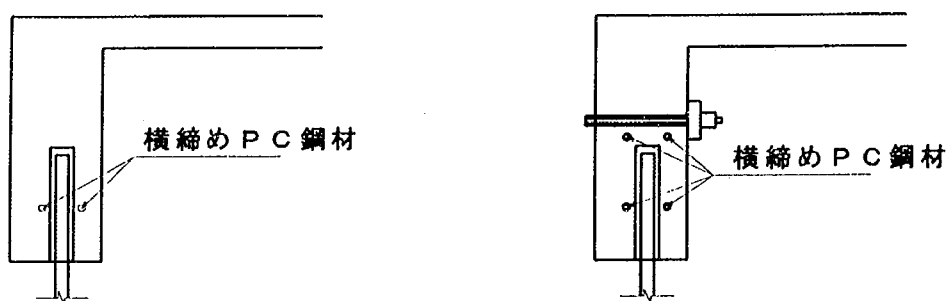
(a) 変位制限構造に対して (b) 落橋防止構造に対して

図-6.8.1 曲げおよびせん断に対する有効断面

落橋防止構造を設置する場合、落橋防止構造は変位制限構造の取り付け位置から十分に離して設置する（道示V13.4(5)）。曲げ破壊安全度の照査を行う場合には、P C鋼材は落橋防止構造および変位制限構造から伝達される水平力に対して別々に設計し配置する。

(3) P C鋼材の配置

支点横桁のP C鋼材は変位制限構造をはさむように配置する（図-6.8.2）。また、P C鋼材の配置はアンカーキャップや主げたの主ケーブルの定着切り欠きなどと交錯しないよう留意する必要がある。



(a) 変位制限構造のみを配置する場合 (b) 落橋防止構造を配置する場合

図-6.8.2 P C鋼材配置図

(4) 曲げに対する設計

曲げに対する支点横げたの設計は、地震時水平力によって横げたに生じる応力度との合成応力度が -3N/mm^2 (-30 kgf/cm^2)を超えないことを確認する（道示Ⅲ2.2.3）。また、(1)で算出した曲げモーメントが破壊抵抗曲げモーメント以下であることも照査する。

(5) せん断に対する設計

支点横げたは「せん断力が作用する方向の厚さが薄い部材」として扱う（道示Ⅲ2.3.1 (1)、(2)）。したがって、せん断に対する設計は1)で算出したせん断力による平均せん断応力度が道示Ⅲ2.3.1に規定されたせん断応力度の最大値以下であることを照査する。

(6) 押し抜きせん断に対する照査

地震時に落橋防止構造や変位制限構造などの作用によって生じる押し抜きせん断に対して安全性を確保する。このとき許容押し抜きせん断応力度は割り増し係数1.5を考慮してよい。

6.8.3 中間横げたの設計

- (1) 中間横げたは、主げたから伝達される力に対して設計するものとする。
- (2) 中間横げたにはP C鋼材を配置し、プレストレストコンクリート構造として設計することを原則とする。
- (3) 中間横げたは床版と一体化させないことを原則とする（図-6.8.3）。

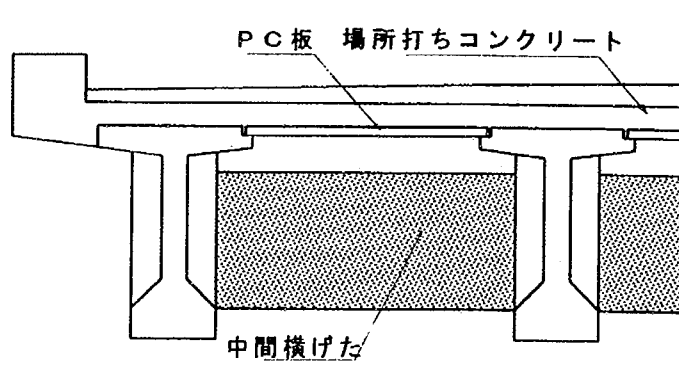


図-6.8.3 中間横げたの形状

(1) 中間横げたは、主げた上面荷重に対する影響線をもとに、主げたから伝達される断面力を算出して設計する。活荷重に対しては、それぞれ最大の断面力を算出する。一方、中間横げたを省略する場合は、床版部が主げたの荷重分配機能を有すると同時に、床版の拘束度の変化による付加モーメントに対しても安全であることを照査しなければならない。

(2) プレキャストげた橋の横方向の一体化を図るため、横げたにはP C鋼材を配置する。設計荷重作用時のコンクリート応力度は、プレキャストげたと横げた部に開きが生じないように圧縮状態とする。

(3) 中間横げたを床版と一体化するとこの部分の床版橋軸方向に大きな曲げモーメントが生じるため、中間横げたは床版と一体化させないこととした。

6. 9 施工

6.9.1 一般

PC合成げた橋（PC合成床版タイプ）の施工にあたっては、設計で意図された構造物の安全性、耐久性などが確保されるように、主げたの製作、架設、横げたの施工およびプレキャストPC板の敷設等を行わなければならない。

本章ではプレキャストPC板を用いたPC合成げた橋の施工について述べる。PC合成げた橋の主げたの製作には、プレキャストセグメント工法による場合と通常の一本ものの製作による場合の二通りの方法がある。一般的な施工手順を図-6.9.1に示す。

一本ものの製作による施工 プレキャストセグメント工法による施工

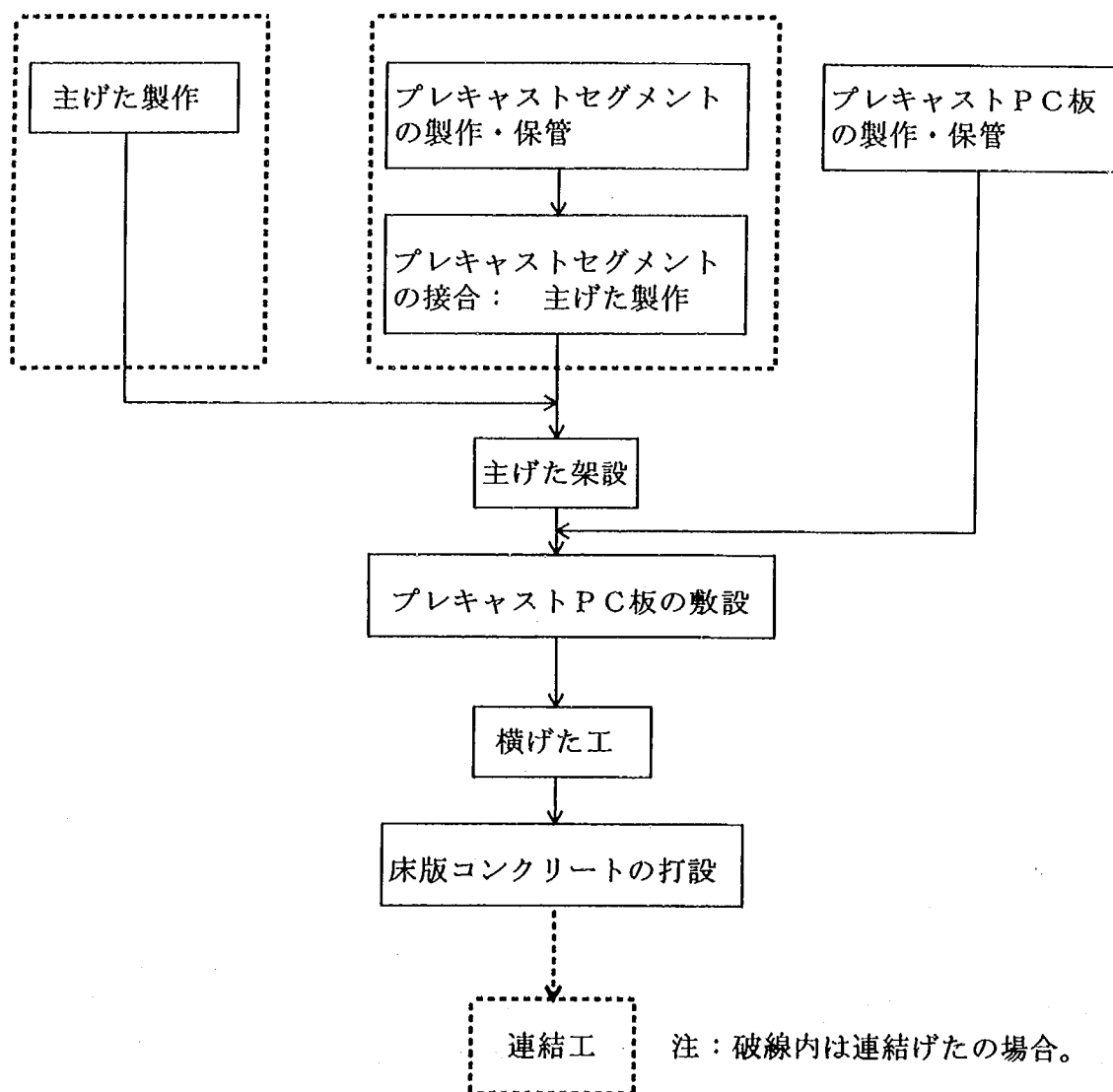


図-6.9.1 PC合成げた橋の一般的な施工手順

6.9.2 主げたの製作

主げたの製作は、プレキャストセグメント工法による場合と1本もの製作による場合の二通りの方法について、設計で意図された構造物の安全性、耐久性などが確保されるようにしなければならない。

道示Ⅲ「17章 施工」および「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針4章施工」－(社)日本道路協会－参照。

6.9.3 プレキャストセグメントの吊上げおよび運搬

プレキャストセグメントの吊上げおよび運搬にあたっては、部材に有害な応力が生じないように行わなければならない。

道示Ⅲ「17.9 プレキャスト部材」および「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針4.3プレキャストブロックの吊上げおよび運搬」－(社)日本道路協会－参照。

6.9.4 プレキャストセグメントの接合

プレキャストセグメントの接合は、セグメント相互の端面、シースおよび接合キーを接合面で正確に一致させ一体化できるように行わなければならない。

道示Ⅲ「17.9プレキャスト部材」および「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針4.4プレキャストブロックの接合」－(社)日本道路協会－参照。

6.9.5 主げたの架設

6.9.5.1 一般

主げたの架設は、設計で意図された構造物の安全性、耐久性などが確保されるようにしなければならない。

ここでいう架設とは、主げたを架橋位置に配置し固定することをいう。

主げたの架設には主に以下のようなものがある。

①トラッククレーンによる架設

②架設げたによる架設

6.9.5.2 セグメントの架設

架設中は、接合キーや断面に欠損が生じないように行わなければならない。

プレキャストセグメントの接合面には接合キーが配置されており、形状が複雑なので欠けやすい。これらが欠けるとせん断耐力の低下や曲げ応力度がみだれるおそれがあるので慎重に架設をしなければならない。欠損が生じた場合は、欠損の程度によりプレキャストセグメントの補修や取り替えを検討しなければならない。また、この場合でも次のプレキャストセグメントの接合に影響をおよぼしてはならない。

6.9.5.3 主げたの架設

- (1) けたの横方向の安全性を確認し、架設しなければならない。
- (2) 架設中および仮置き中の安定性と安全性について検討し、必要により適切に補強しなければならない。

(1) プレキャストセグメント工法による主げたの接合部には鉄筋が貫通していないので、一般に鉄筋が貫通しているけたに比べて横座屈に対するじん性が小さい。また、けたが横方向に傾斜すると自重の横方向分力によって引張力が生じるので注意しなければならない。横座屈に対して安全率を上げるための方法とけたの傾きによる引張力に抵抗させる方法を以下に示す。

・安全率を上げる方法

- ① 支持間隔を短くする。
- ② 架設用の鋼材を主げたの上フランジ側面などに取り付け、一時的に横方向の剛性を上げる。
- ③ 剛な架設金具などを用いて吊り点までの距離を大きくする。
- ④ 仮設材などを用いて、断面性能を改善する。

・けたの傾きによる引張力に抵抗させる方法

- ① 架設用外ケーブルを主げたの上面あるいは上フランジ側面に取り付け、プレストレスを導入する。
- ② 引張力に相当する仮設鋼材を取り付ける。

ただし、支持間隔を短くした場合やプレストレスを導入する場合は、主げたの応力度が許容値を満足していることを確認しなければならない。

(2) PC合成けた橋の主げたは通常トラッククレーンや架設けたで架設される。この場合、移動・吊上げなどの架設中に衝撃や振動などによりけたが損傷したり過大な応力が生じないように注意しなければならない。

6.9.6 横げたの施工

6.9.6.1 一般

横げたの施工にあたっては、設計で意図された構造物の安全性、耐久性などが確保されるように、鉄筋およびP C鋼材の配置、型わくの取り付け、場所打ちコンクリートの打設、プレストレッシング、グラウトの施工などを行わなければならない。

6.9.6.2 足場工

- (1) 作業用足場は施工中に作用する荷重の最も不利な組み合わせに対して、十分な強度と安全性を有するものでなければならない。
- (2) 作業足場には墜落防止設備と落下物防止設備を施さなければならない。

中間横げた施工用の一般的な作業用足場の参考例を図-6.9.2に示す。

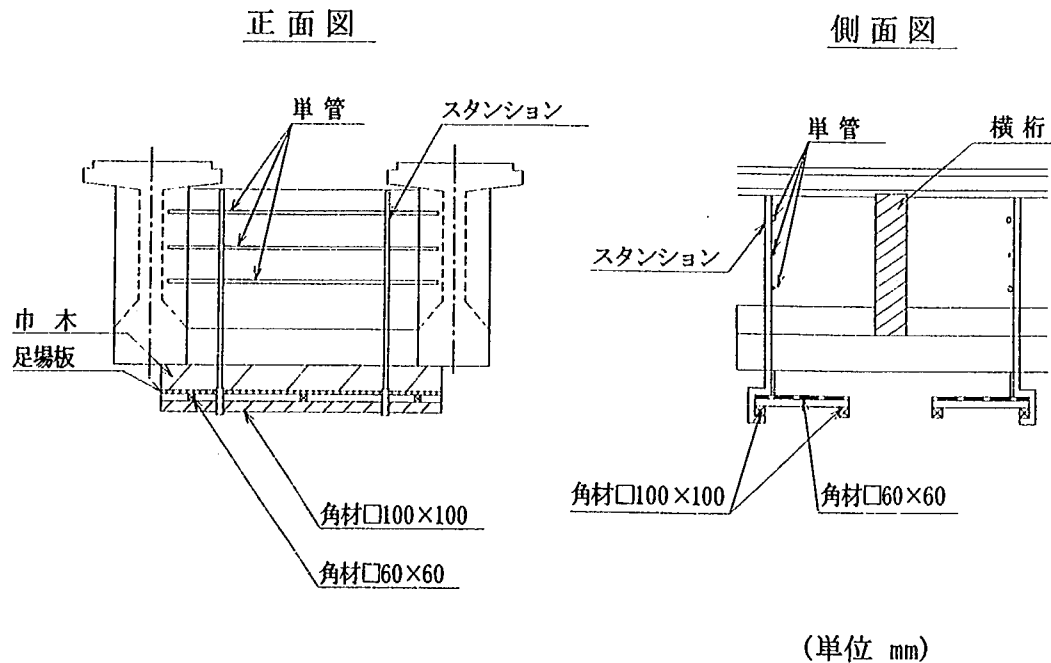


図-6.9.2 中間横げた足場参考例

6.9.7 PC板の製造

6.9.7.1 鋼材の配置

- (1) 鋼材は、所定の位置および方向に正しく配置しなければならない。
- (2) 鋼材は、配置の前に、付着を損なうおそれのある浮きさび、油類、その他の異物を取り除いてから、これを用いなければならない。

(1) PC板は比較的薄肉部材であるため、鋼材の配置誤差が部材の性状に及ぼす影響は大きい。したがって、正しい位置にこれらを配置し、コンクリートを打込むときに動かないよう十分堅固に組み立てなければならない。緊張材を配置する際に、高さ方向の誤差が大きいと、プレストレスによるPC板の応力状態が設計で考えた応力状態と大きく異なるおそれがあるので、緊張材の配置には特に注意が必要である。

緊張材を正しく配置するために、緊張材を通す仕切わくを正確に製作しこれを緊張材の支持材とする方法が一般に用いられている。

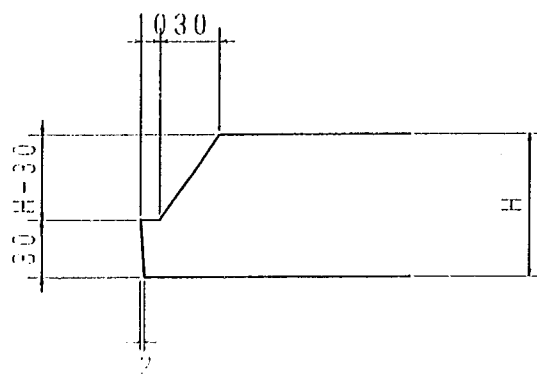
(2) 鋼材に異物が付着すると、コンクリートとの付着性能が低下するおそれがある。本指針（案）でいうPC板は、一般に比較的短いものが多く、付着性能の低下がPC板の性状に大きく影響する場合があるので、特に注意が必要である。

6.9.7.2 型わく

型わくは、所定の強度と剛性を有するとともに、完成したPC板の形状、寸法および底面の水平度が正確に確保され、所定の性能を有するコンクリートが得られるようなものでなければならない。

PC板は、美観、側面の直線性、端面の直角性、底面の水平度が特に要求されるので、一般には鋼製型わくを用いるのがよい。

型わくの形状の例を、図-6.9.3に示す。



(単位 mm)

図-6.9.3 PC板型わくの側面形状例

6.9.7.3 コンクリートの打込み

コンクリートの打込みにあたっては、板全体を十分に充填させなければならない。

6.9.7.4 表面仕上げ

- (1) コンクリートの打込みの終わったP C板の上面は、まず水平にならしたあとで、適度な凹凸をつけなければならない。
- (2) 一般には、P C鋼材の方向に凹凸があり、その間隔は40mmから50mmの範囲内にあり、凹凸の段差は約4mm程度であるものとする。

(1) 打継ぎ面における新旧コンクリートの一体化を図るため、凹凸の表面は平滑でなくほうき目等により粗面とすることが望ましい。

6.9.7.5 養生

- (1) コンクリートは、打込み後、硬化に必要な温度および湿度条件を保ち、有害な作用の影響を受けないように、十分に養生しなければならない。
- (2) 高温促進養生を行う場合には、コンクリートを打込んだ後、加熱を始めるまでに十分な時間をおき、加熱中はコンクリート温度の急激な上昇をさけ、冷却中は急激な降下を避けなければならない。

(2) 蒸気または温水養生する場合には、コンクリートの練り混ぜが終わって3時間以上経過してから行う。

6.9.7.6 プレストレッシング

- (1) 緊張材に最初に与える引張力は、固定装置のすべり、高温促進養生を行う場合の緊張材のリラクセーションなどを考慮して、所定の値となるようにしなければならない。
- (2) 緊張材に与える引張力は、荷重計の示度ならびに緊張材の伸びまたは拔出し量により測定しなければならない。荷重計の示度から推定される緊張材の引張力と、緊張材の伸びまたは拔出し量から推定される緊張材の引張力の差は±5%以内でなければならない。
- (3) プレストレスを与えるときは、固定装置を徐々にゆるめ、各緊張材が一様にゆるめられるようにしなければならない。
- (4) プレストレスを与えるときのコンクリートの圧縮強度は、設計基準強度の70%を下回ってはならない。

6.9.7.7 吊り金具

- (1) 吊り金具は、P C板の重量に対して、十分な耐力を有するものでなければならない。
- (2) 吊り金具は、コンクリートのかぶりの規定を満足する範囲でP C板内に十分に挿入し、かつP C板4隅に配置しなければならない。

(2) 吊り金具のかぶりは、図-6.9.4のように25mm以上とする。吊り金具は、挿入前に、適切な埋込長およびかぶりを確保するようにマーキングし、マーク点までP C板に挿入する。

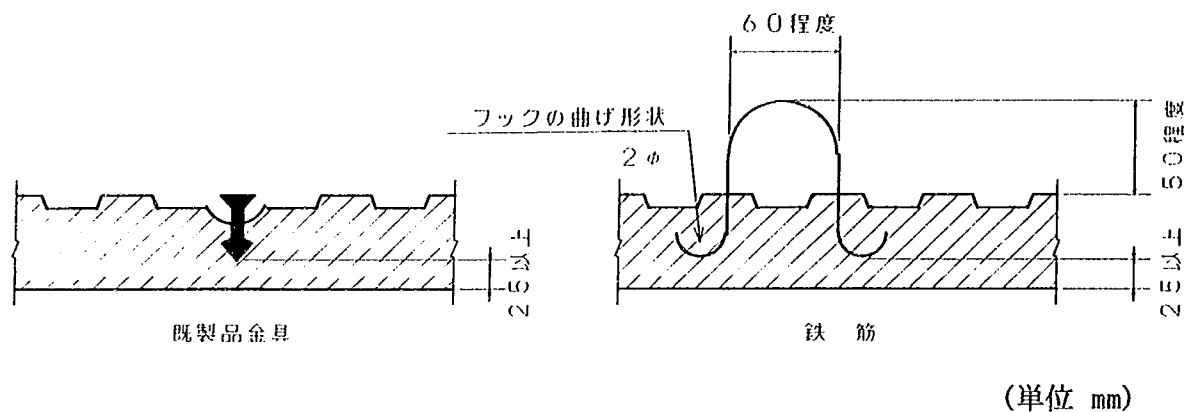


図-6.9.4 吊り金具の例

6.9.7.8 P C板の取扱いおよび保管

- (1) P C板の取扱いにあたっては、P C板に有害な影響を与えないように注意しなければならない。
- (2) P C板を仮置きする場合には、P C板に損傷を与えないように注意し、P C板の下面が、地面に接触したり、板がねじれたりしないように、支持材は、板の両端に水平に置くものとする。
- (3) P C板を積重ねて保管する場合は、支持材を板の端より板の長さの1/10以内の所定の位置に確実に設け、変形を加速することのないようにしなければならない。

6.9.7.9 P C板の外観、形状及び寸法の検査

- (1) P C板の製造にあたっては、外観、形状及び寸法の検査を実施しなければならない。
- (2) P C板は、外観が良く、有害なきず、ひびわれ、ねじれなどの欠陥があってはならない
- (3) P C板寸法の許容差は、表-6.9.1に示す値とする。

表-6.9.1 P C板の寸法の許容差

区 分	許 容 差
板 の 長 さ	-5mm ~ +10mm
板 の 幅	+5mm ~ -3mm
板の厚さ (凸部)	+5mm ~ -2mm
板の側面の直線性	± 3mm
板の端面の直角性	± 10mm

- (3) P C板の厚さは、測定が容易な凸部で測定するものとする。P C板の上面には凹凸があり、凹凸の段差は4 mm程度であるので、凸部でのP C板の厚さは、平均厚さより2 mm程度厚くなる。なお、別の形状の凹凸をもつP C板の場合は、別途に適切な方法で厚さを測定するものとする。

P C板の側面の直線性は、P C板の継目部における間隙からモルタルが漏れるのを防ぐために必要である。P C板の側面において、P C板側面の両端を結ぶ直線からの距離で板側面の直線性を規定し、側面上のあらゆる点で、その距離が± 3 mm以内でなければならない。

P C板の端面の直角性とは、P C板のかかり長さを所定の精度で確保するための規定である。P C板の端面の1 端から側面と直行する方向に延ばした線と、他端との距離で規定し、これが± 10mm以内でなければならない。

6.9.8 PC板の運搬および敷設

6.9.8.1 PC板の運搬

- (1) 運搬の際には、安全に留意し、PC板に有害な影響を及ぼさない方法によって行わなければならない。
- (2) 荷卸しにあたっては、PC板に損傷を与えないように注意し、仮置きする場合は6.9.7.8(2)(3)に示すように、PC板を支持材の上に置かなければならない。

- (1) 運搬に際しては、PC板とワイヤーが接触する箇所には、当て金(やわら)をはさみ、荷崩れが起きないようにレバーブロック等にて緊結するのがよい。

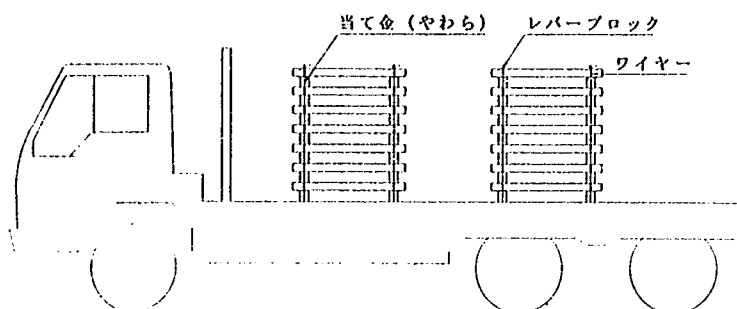


図-6.9.5 PC板運搬荷姿例

6.9.8.2 PC板の敷設

- (1) PC板は、門型クレーン、またはトラッククレーンなどにより、設計図に示した位置に正しく敷設するものとする。
- (2) PC板相互は突合わせて敷設するものとする。
- (3) PC板の敷設は、計画した箇所から橋軸方向に順次行うものとし、PC板の幅未満が調整部分として残る箇所には、調整用のPC板を入れるものとする。
- (4) 調整部分の幅が50cm未満となる場合は、2枚以上のPC板で調節し、PC板の幅が50cm未満とならないようにしなければならない。
- (5) 敷設したPC板の表面は、泥、油、はく離材などで汚染されないように留意しなければならない。
- (6) 敷設したPC板の上には、幅が1mのPC板につき、5kN(500kgf)を上回る重量物を仮置きしてはならない。
- (7) PC板には、排水枡取付け孔、電らん管用孔、ポンプによる打込み用配管孔などのため開孔する場合には、1枚のPC板に開孔部が集中しないように、またPC板に生じる断面力の小さい場所に、開孔しなければならない。一般に開孔部は1枚のPC板につき2箇所を限度とし、開孔径の合計は30cm以下で、PC板の縁端から開孔部の縁までの距離は20cm以上でなければならない。ただし、幅が1m未満のPC板の場合には、開孔部は1箇所を限度とし、開孔径は10cm以下で、PC板の縁端から開孔部の縁までの距離は20cm以上でなければならない。

(図-6.9.6参照)

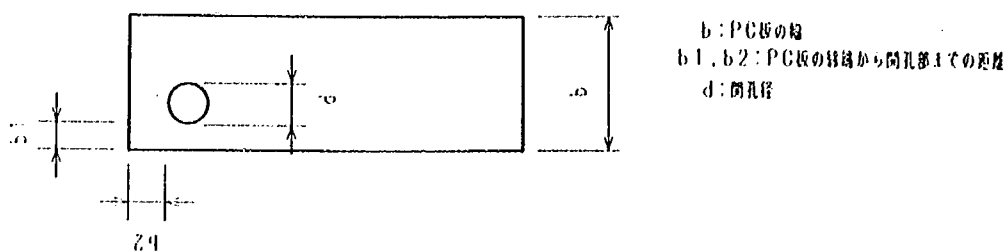


図-6.9.6 PC板の開孔

(8) 直角でない構造物の床版の施工にあたっては、図-6.9.7に示す範囲内であれば、PC板を斜めに切断し、梯形状にして敷設してもよい。

ただし、梯形状のPC板には開孔部を設けてはならない。

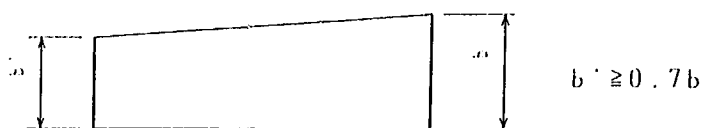


図-6.9.7 PC板の斜め切断

(9) PC板を開孔または切断した部分が、場所打ちコンクリートで被覆されない場合は、その部分をエポキシ樹脂またはそれと同等の材料で被覆しなければならない。

(10) PC板を開孔または斜めに切断した付近の場所打ちコンクリート部は、鉄筋によって十分に補強しなければならない。

(11) PC板の支間方向の勾配が大きい場合は、PC板がずれないように配慮しなければならない。

(7) PC板に開孔部を設けると、PC鋼材が切断されるため、開孔部周辺はプレストレスがなくなる。したがって、1枚のPC板に開孔部を集中させないこと、作用するモーメントが小さい部分に開孔部を設けることなどに配慮するとともに、開孔寸法は必要最小限度としなければならない。

開孔によるPC板の耐荷力低下を30%程度までに押さえるものとして、開孔寸法の限度を、幅が標準の1mのPC板で30cmとした。なお、ポンプ工法において、コンクリートの打込み時に使用する配管の径は、一般に10cm程度であり、接続部分を考慮しても30cmの開孔寸法で十分である。

(8) 斜角あるいは平面線形のある構造物などの床版では、長方形のPC板だけでは処理できない場合がある。図-6.9.8に斜線で示した梯形の部分は、鉄筋で十分に補強してコンクリートを現場打ちで施工してもよいが、PC板を梯形に加工して敷設する方法もある。梯形に加工した場合のPC板の耐荷力低下を30%程度までに押さえるため、斜めに切断をする場合の限度を設けた。

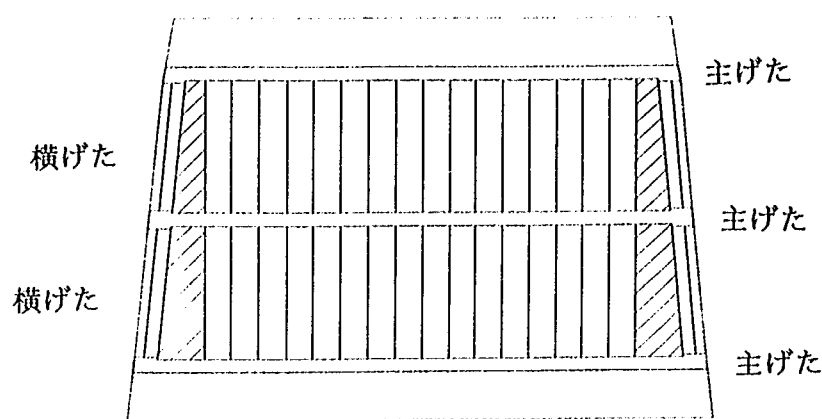


図-6.9.8 斜めに切断したPC板の敷設

(9) PC板を開孔または切断した場合は、板内のPC鋼材および鉄筋が表面に露出したり、かぶりが確保されなくなる場合があるので、PC鋼材および鉄筋の腐食を防止するため、エポキシ樹脂等で被覆し、外気と遮断する必要がある。

(10) 横断勾配がある場合でも、PC板は横断勾配に合わせて敷設するのが一般的である。隣接する主げたに段差を設けて据え付けると、PC板は主げたフランジ部に線支持されることになる。横断勾配が大きくなると、PC板は、線支持されているので敷設時や他の作業時にPC板がずれ易くなる。この場合、PC板の必要なかかり長さを確保できるよう、対策が必要である。

参考：鋼げたを用いた既往の実験において、PC板支間方向の勾配を6%にして線支持させた場合でもPC板端部付近には場所打ちコンクリートのひびわれ、PC板の損傷等は認められず、十分な耐力を有することが分かっている。また、実橋でも6%程度までの施工例がある。

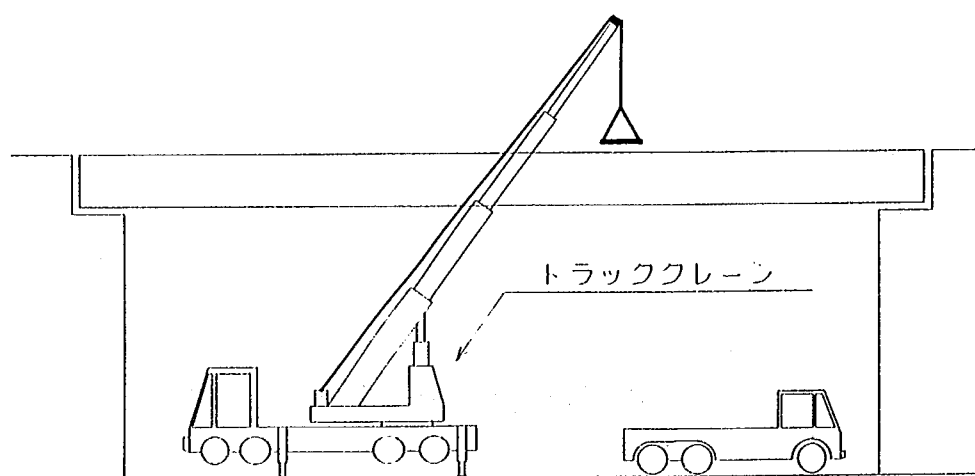


図-6.9.9 トラッククレーンによるPC板の敷設

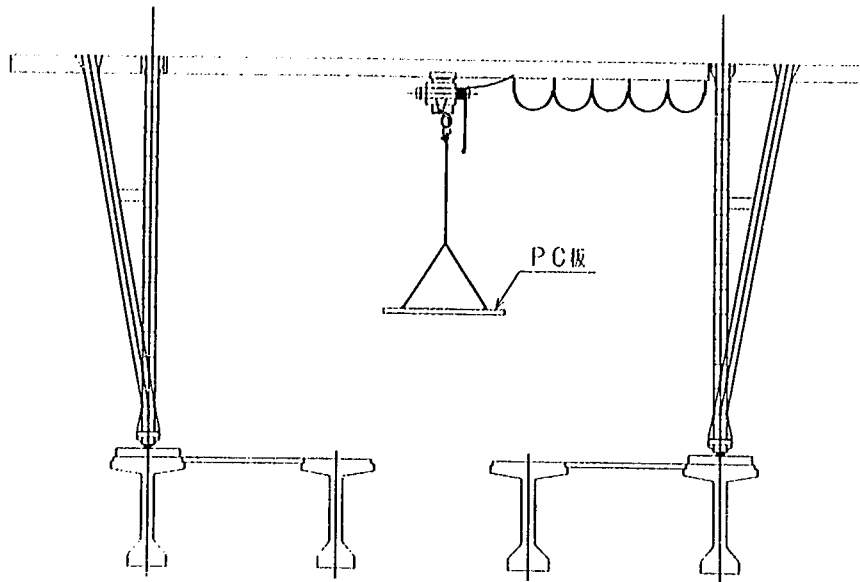


図-6.9.10 門型走行クレーンによるPC板の敷設例

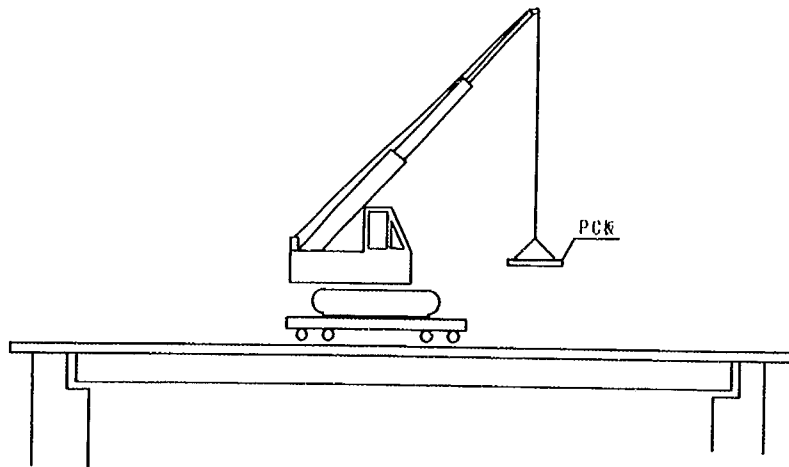


図-6.9.11 クローラクレーンによるPC板の敷設例

6.9.8.3 ジョイントフィラー工

P Cげた上フランジ切欠き部にP C板を敷設する場合には、P C板支持部分の端部にジョイントフィラーを貼り付け、その背部に無収縮モルタルを流し込んで、その上にP C板を据え付けるものとする。

ジョイントフィラーを使用する目的は、P C板とその支持部とのなじみを良くし不陸を調整することと、背部の無収縮モルタルの漏れを防止することにある。

ジョイントフィラーは片面に接着剤を塗布したスポンジテープまたは、それと同等の性質を有するものが良い。また、P C板がその上に敷設されても1.0mm～1.5mm程度の厚さを確保できるものが望ましい。

ジョイントフィラーとしては、一般に市販されている接着剤付のスポンジテープ(15×10)が、貼付性もよく便利である。

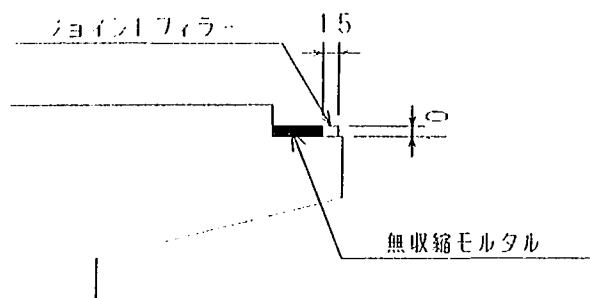


図-6.9.12 ジョイントフィラーの貼り付け (単位 mm)

施工順序

- ①ジョイントフィラーをけたに貼り付けたのち、無収縮モルタルを背部に流し込む。
- ②無収縮モルタルが、固まらないうちにP C板を敷設する。
- ③P C板敷設後、けた切欠き部にけた上面まで、無収縮モルタルを流し込む。
- ④表面を水平にならした後、ほうき目仕上げを行う。

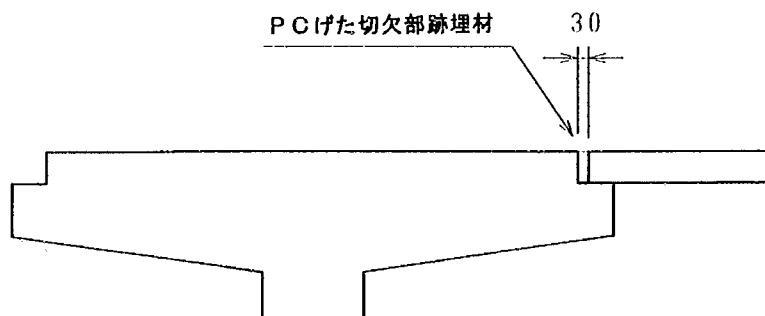


図-6.9.13 切り欠き部の跡埋め (単位 mm)

6.9.8.4 継目工

- (1) P C板の継目部には、シール材として無収縮モルタルを使用するものとし、無収縮モルタルの継目部での厚さは、15mmを標準とする。
- (2) 無収縮モルタルの表面は、水平にならした後、粗面となるように仕上げなければならない。

無収縮モルタルは、所要の強度、水密性等をもち、施工性の良好なものでなければならない。

圧縮試験強度における試験値が場所打ちコンクリートの設計基準強度を下回らなければ、所要の品質を有していると考えて良い。圧縮強度試験は、JIS A 1108 「コンクリートの圧縮強度試験方法」によるが、供試体の寸法は直径5cm高さ10cmのものをを用いても良い。また圧縮強度試験は、材令28日に行うものとする。

また、P C板の継目部は、設計上2mm程度のすき間があり、施工精度の関係から3～4mm程度となる場合も考えられる。

その場合には、無収縮モルタルの水量を調整するなど、無収縮モルタルの漏れを防止する必要がある。

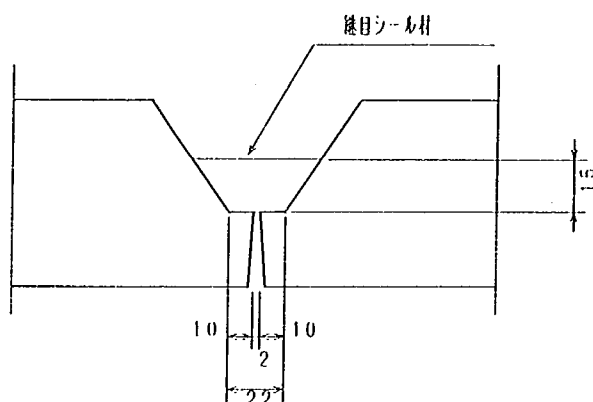


図-6.9.14 継ぎ目部シール (単位 mm)

参考：プレミックスタイプ1袋(25kg)に対し、水4.1ℓ程度(フロー値約20秒)で、すきま3mm程度では、漏れなかった。(試験フィールド工事実績)

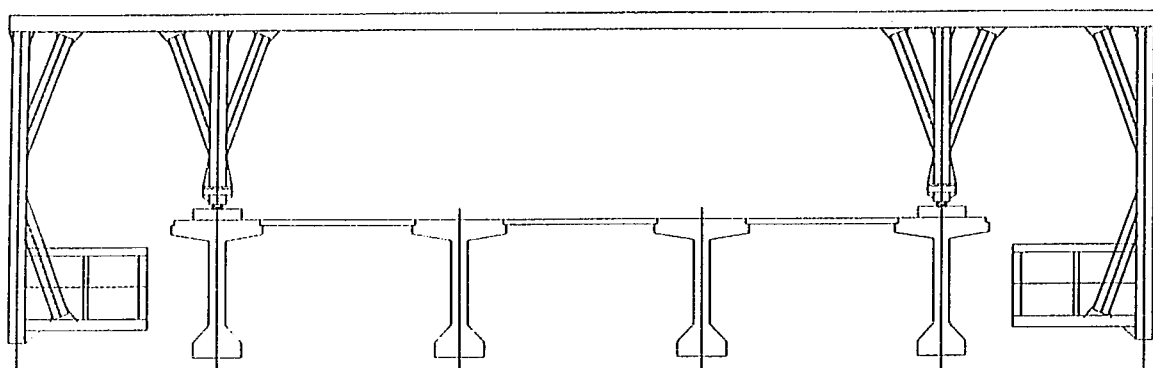
6.9.9 P C合成床版の施工

- (1) コンクリート打設前にはP C板表面を清掃して、その後散水を行い表面を湿潤状態にした後、従来のR C床版と同様にしてコンクリートの打設を行う。
- (2) コンクリート打設時のP C板材令は、原則として60日以上とする。

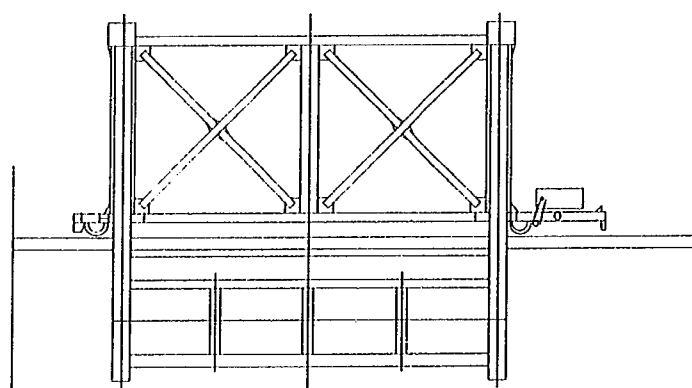
- (1) プレキャストげた架設方式連続げた橋の中間支点上付近のコンクリート打設は、径間部打設後に行うものとする。
- (2) P C板の材令が小さいと、P C合成床版が中間支点部で拘束されたことによって生じる不静定力の値が無視できなくなるためである。

参考：張出し床版および地覆作業車

下図のような作業車を使用した場合、側面の作業足場の省略が可能となる。



断面図



側面図

図-6.9.15 張出し床版および地覆作業車の例

7. あとがき

本共同研究では、施工の省力化と建設コストの縮減を目的として提案されているP C合成げた橋（P C合成床版タイプ）の模型供試体に対して静的載荷試験、疲労耐久性試験を行った。さらにこれらの研究成果を反映させて「P C合成げた橋（P C合成床版タイプ）の設計施工指針（案）」を作成した。

平成10年10月現在、P C合成げた橋（P C合成床版タイプ）は試験フィールド制度の適用を受け、3橋の施工が完了している。今後は、十分な耐久性を有する経済的なP C橋として採用され、P C橋の設計・施工の省力化が推進されることを期待する。

8. 参考文献

- 1) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室、(社)プレストレストコンクリート建設業協会
”ーコンクリート橋の設計・施工の省力化に関する共同研究報告書(Ⅰ)ー
プレストレストコンクリートTげた橋の中間横げた減少・省略に関する研究”
平成8年11月共同研究報告書第155号
- 2) 土木学会：PC合成床版工法設計施工指針(案)コンクリートライブラリー第62号 昭和62年 3月
- 3) PC合成床版協会：道路橋PC合成床版工法 設計施工便覧 平成 6年 8月
- 4) 阪神高速道路公団、阪神高速道路管理技術センター：
道路橋RC床版のひびわれ損傷と耐久性 平成 3年12月
- 5) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート編 平成 8年12月
- 6) 東・磯：組合せ荷重によるコンクリートのせん断強度試験方法(案)、
コンクリート工学 Vol. 23、No. 3、March 1985 P. 17～P. 24
- 7) 遠藤・青柳：コンクリートのせん断試験法に関する一考察、
土木学会 第32回年次講演会 昭和 52 年 P. 32、P. 33
- 8) 中井 博：プレキャスト床版合成桁橋の設計・施工 森北出版(株) 1988. 5. 15
- 9) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編 平成8年 制定
- 10) 土木学会：コンクリート標準示方書改訂資料 コンクリートライブラリー-85 平成 8年 3月
- 11) ACI STANDARD / COMMITTEE REPORT 318/318R-156～160
- 12) PCI DESIGN HANDBOOK FOURTH EDITION Precast and Prestressed Concrete
PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE
- 13) AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS SI Units First Edition 1994

【その他、参考文献】

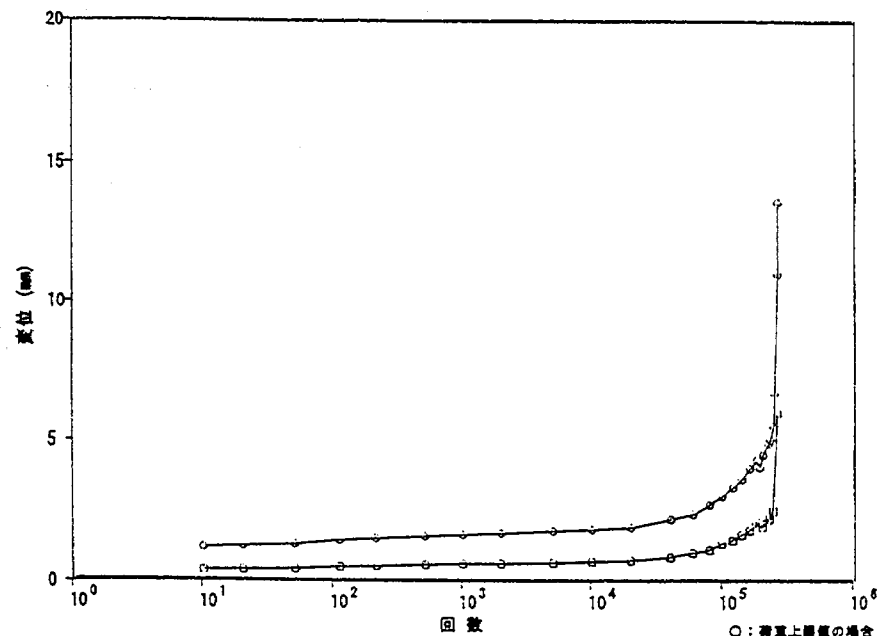
(1) 国内文献

- 1) 広沢・大中・松島：訳：鉄筋コンクリート部材のせん断強度／（その1）
コンクリート工学 Vol. 14, No. 7, July 1976
- 2) 小森・原田・田中：ひし形編目状の粗面を打ち継ぎ面に有する合成床スラブの打ち継ぎ部せん断耐力に関する研究、
日本建築学会構造系論文集第458号 89-98 1994年4月
- 3) 財団法人 高速道路調査会・橋梁構造小委員会・コンクリートプレキャスト構造分科会：編集
プレキャスト・プレストレストコンクリート橋—PC合成桁の実験と理論解析—
Portland Cement Association Research and Development Laboratories:
(Precast-Prestressed Concrete Bridges) 1960
- 4) 日本道路公団・オリエタルコンクリート（株）（現オリエタル建設）：PC桁合成の結合に関する
実験報告 1966
- 5) 建設省土木研究所 橋梁研究室、社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会：
“プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書（Ⅰ）” 平成4年3月
共同研究報告書第69号
“プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書（Ⅱ）” 平成5年3月
共同研究報告書第82号
“プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書（Ⅲ）” 平成6年3月
共同研究報告書第98号
- 6) 社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会
—PCコンボ橋—PC合成げた橋（PC合成床版タイプ）
設計・施工マニュアル（案） 平成9年9月

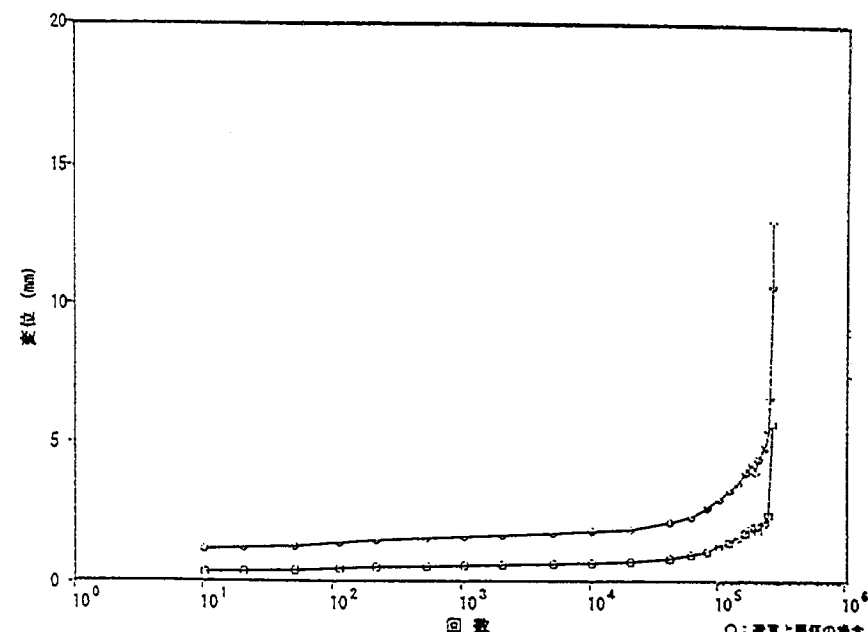
(2) 海外文献

- 1) The Shear Strength of Reinforced Concrete Members By the Joint ASCE-ACI
Task Committee 426 on Shear and Diagonal Tension of the Committee on
Masonry and Reinforced Concrete the Structural Division.
Journal of the Structural Division,
Proceeding of ASCE, Vol. 99, No. ST 6 June 1973
- 2) Robert E. Loov D. Phil., P. Eng. ・ Anil K. Patnaik, Ph. D. :
Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams With a Rough
Interface. PCI Journal January-February 1994 Vol. 39, No. 1
- 3) Nukala. v. v. Phani Kumar ・ Julio A. Ramirez, Ph. D. :
Interface Horizontal Shear Strength in Composite Decks With Precast
Concrete Panels. PCI Journal March-April 1996

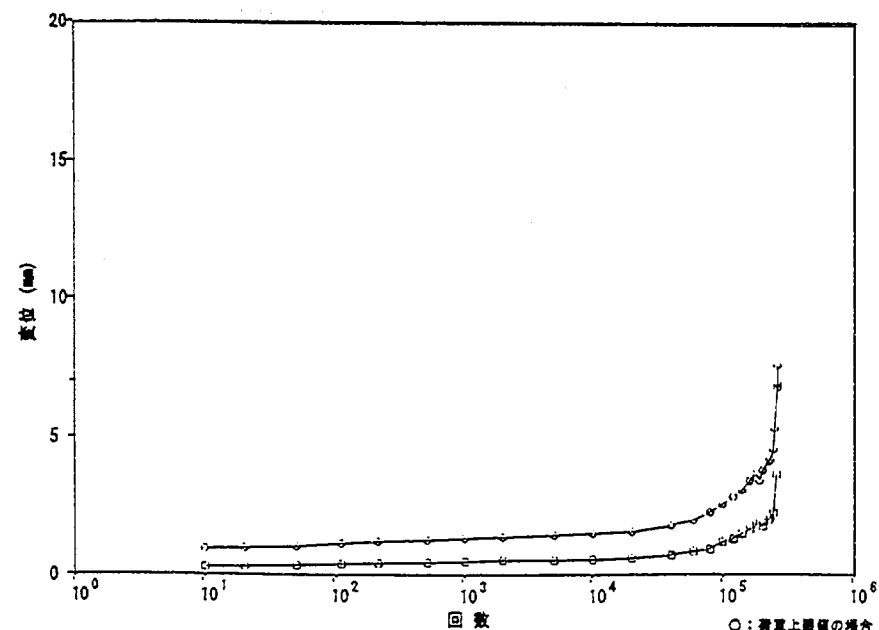
付録－1 輪荷重走行試験、動的変位データ計測結果



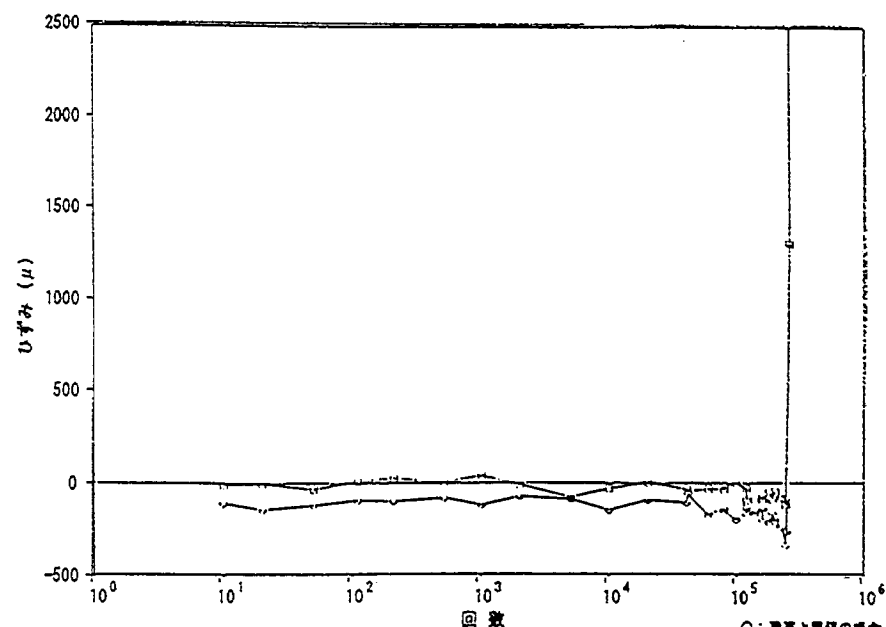
付図-1.1 RC床版供試体の動的データ：変位 (DH-1)



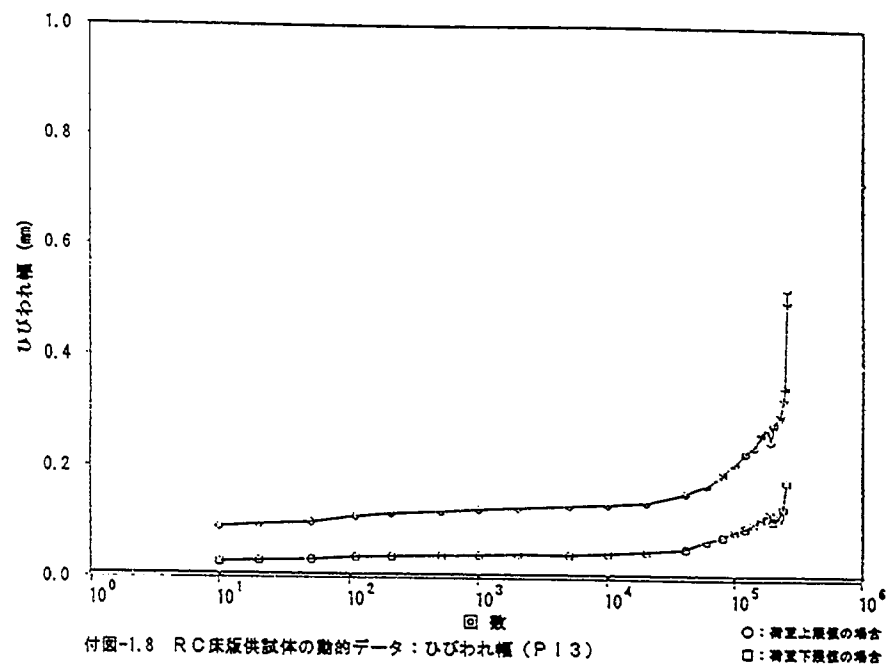
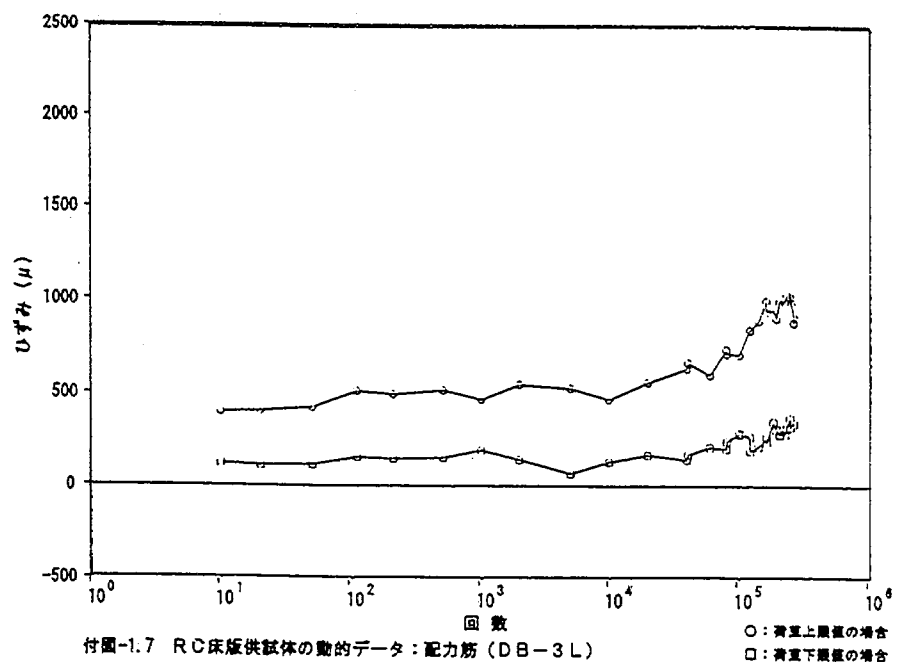
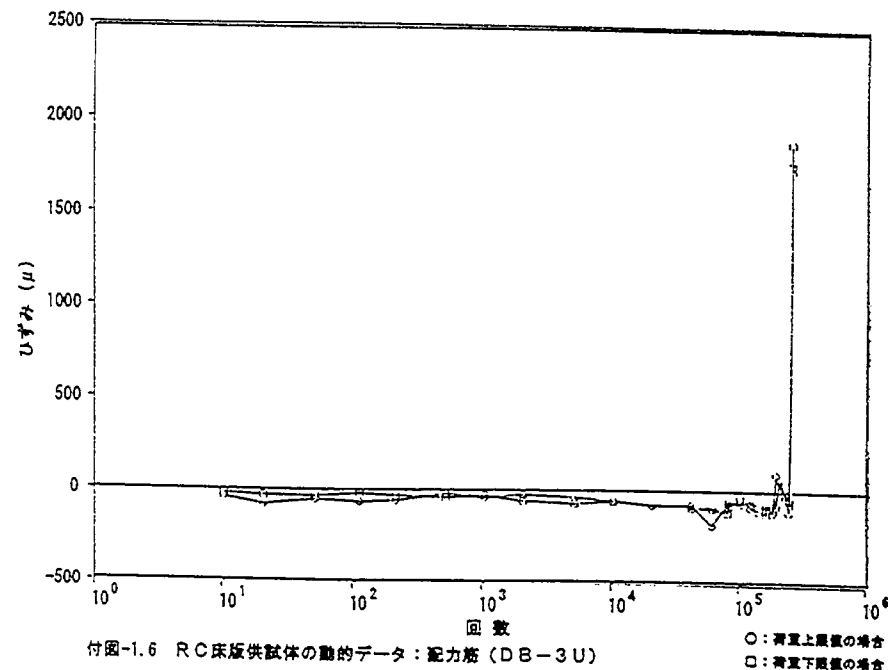
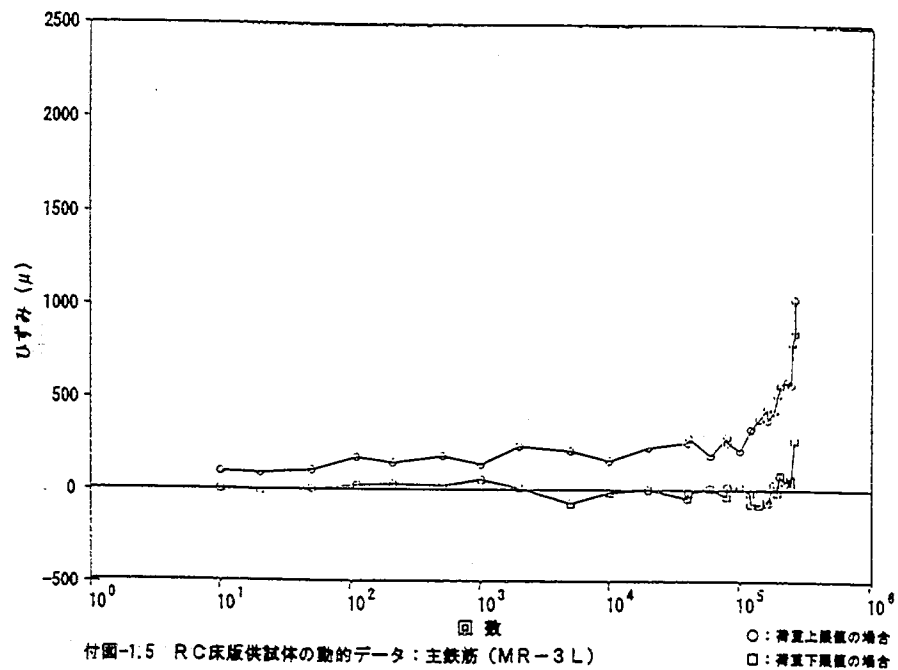
付図-1.2 RC床版供試体の動的データ：変位 (DH-2)

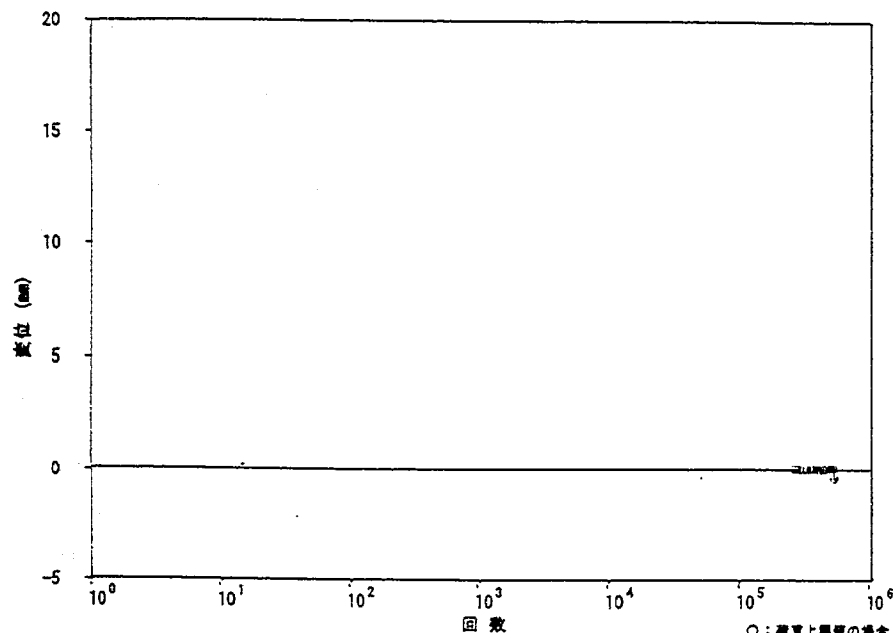


付図-1.3 RC床版供試体の動的データ：変位 (DH-3)



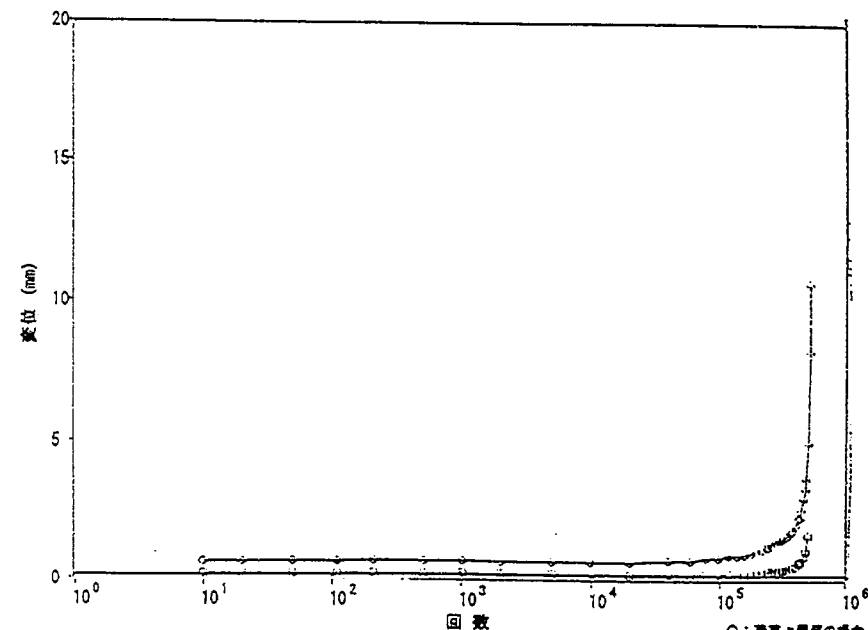
付図-1.4 RC床版供試体の動的データ：主鉄筋 (MR-3U)





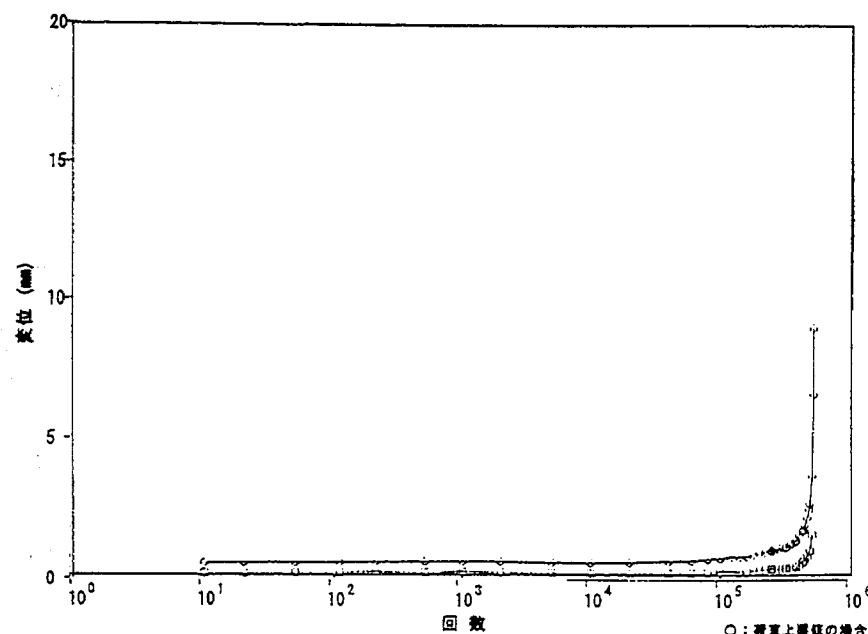
付図-1.9 PC合成床版(その1) 供試体の動的データ:変位(DH-1)

○:荷重上乗値の場合
□:荷重下乗値の場合



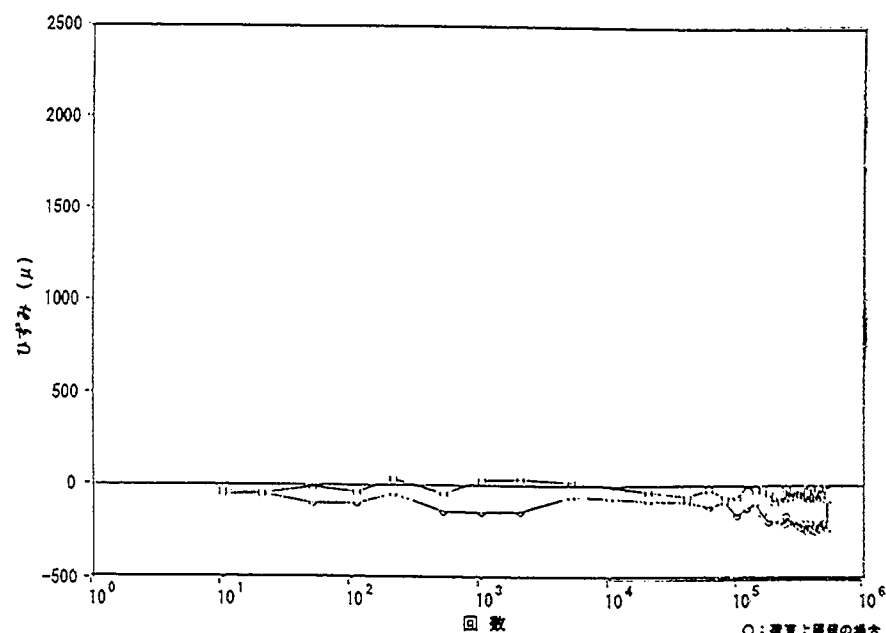
付図-1.10 PC合成床版(その1) 供試体の動的データ:変位(DH-2)

○:荷重上乗値の場合
□:荷重下乗値の場合



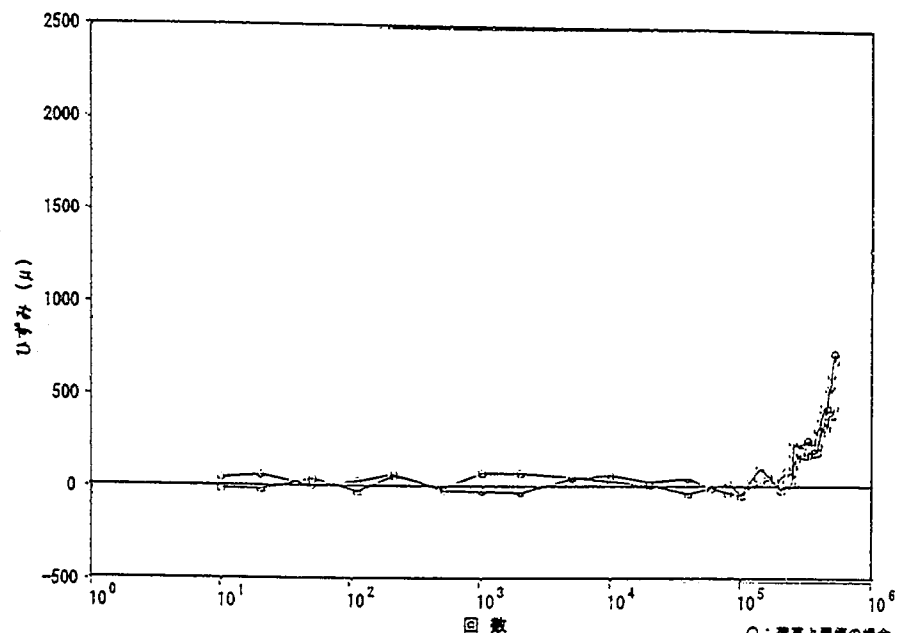
付図-1.11 PC合成床版(その1) 供試体の動的データ:変位(DH-3)

○:荷重上乗値の場合
□:荷重下乗値の場合

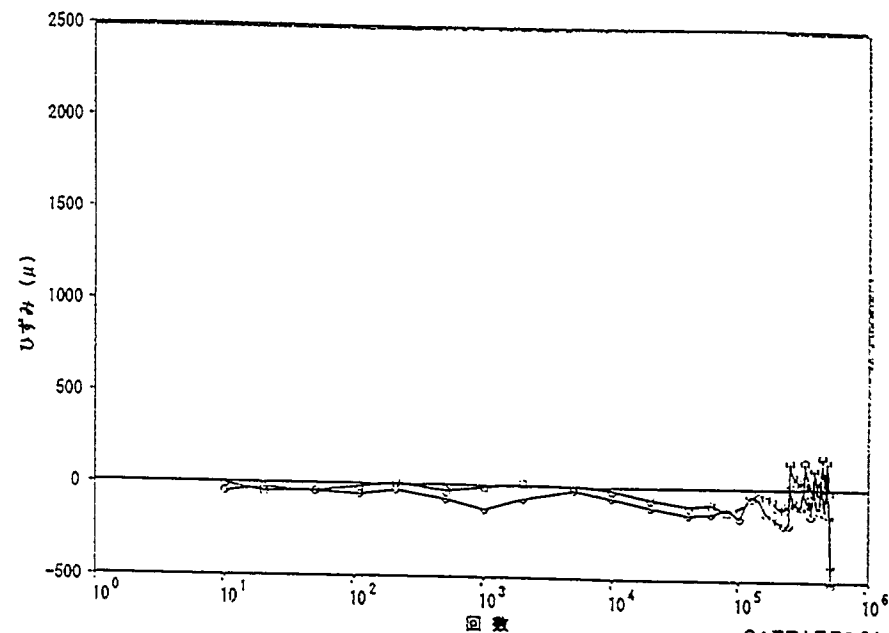


付図-1.12 PC合成床版(その1) 供試体の動的データ:主鉄筋(MR-3U)

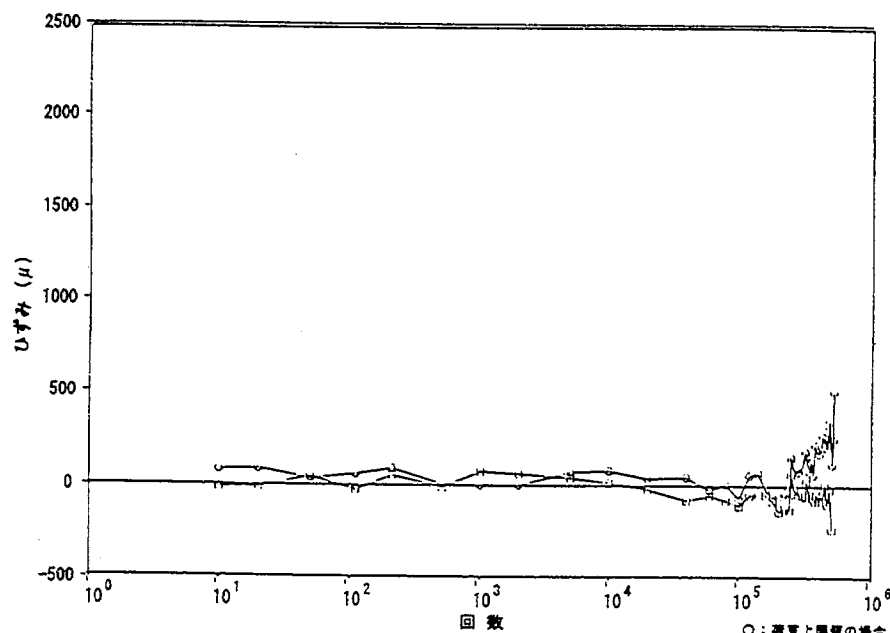
○:荷重上乗値の場合
□:荷重下乗値の場合



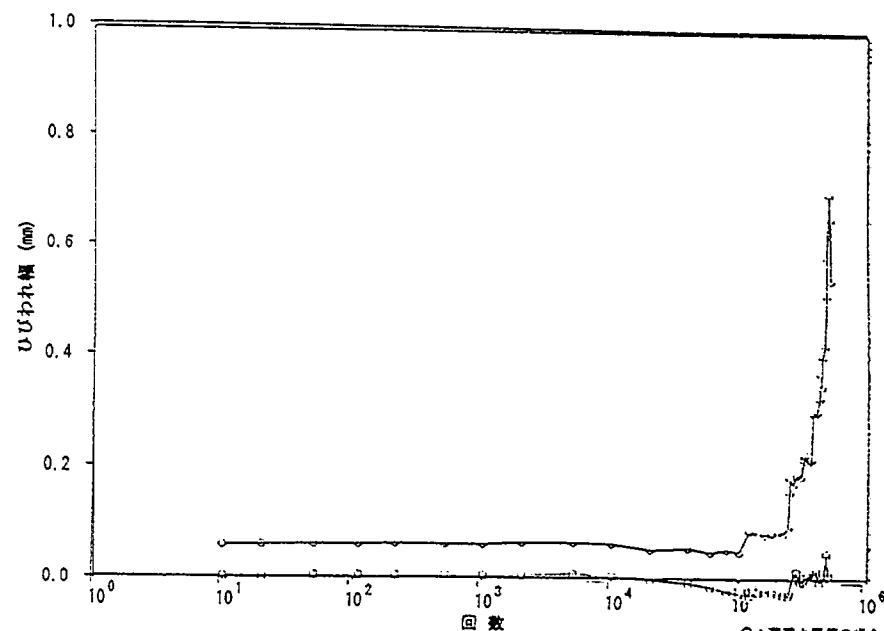
付図-1.13 PC合成床版(その1) 供試体の動的データ:主鉄筋(MR-3 L) ○:荷重上限値の場合 □:荷重下限値の場合



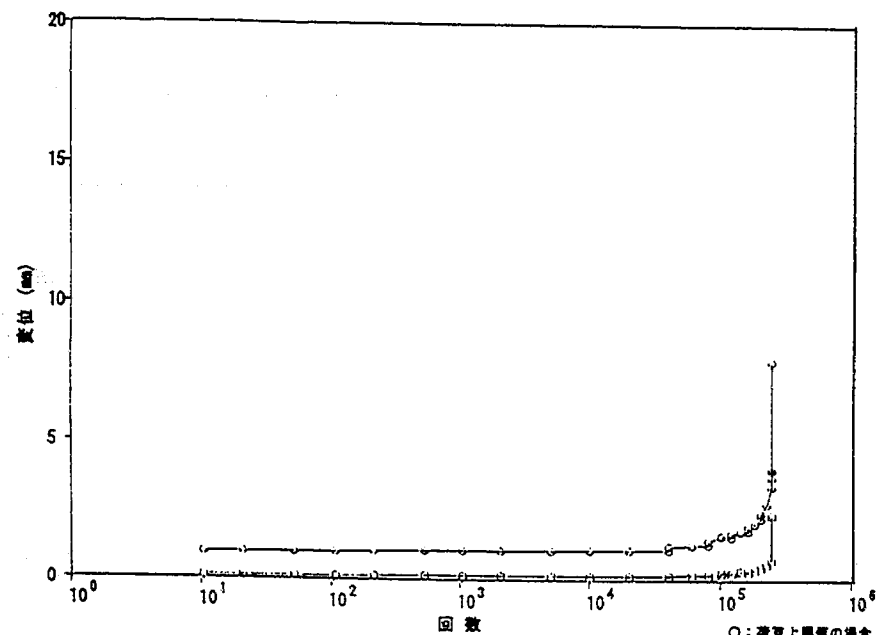
付図-1.14 PC合成床版(その1) 供試体の動的データ:配筋筋(DB-4 U) ○:荷重上限値の場合 □:荷重下限値の場合



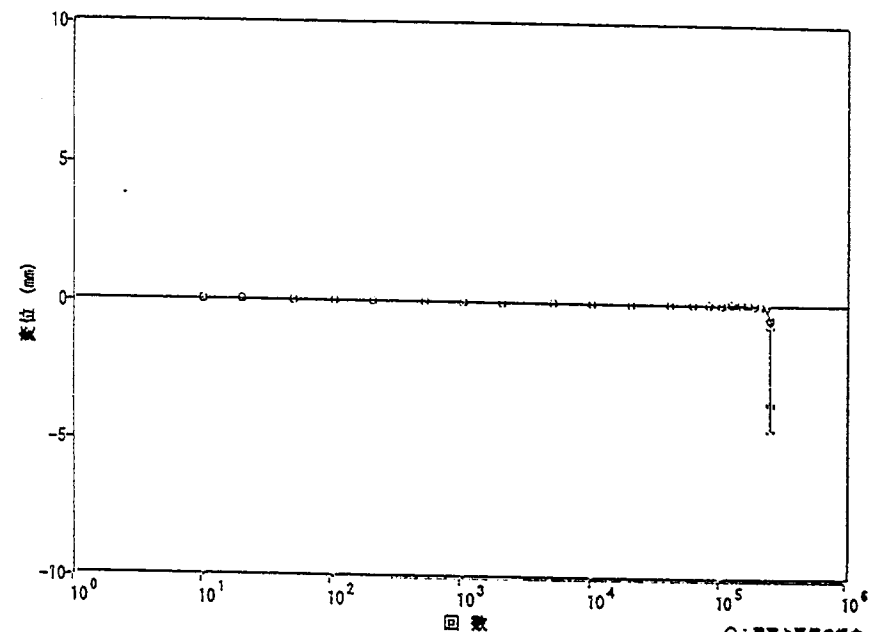
付図-1.15 PC合成床版(その1) 供試体の動的データ:配筋筋(DB-4 L) ○:荷重上限値の場合 □:荷重下限値の場合



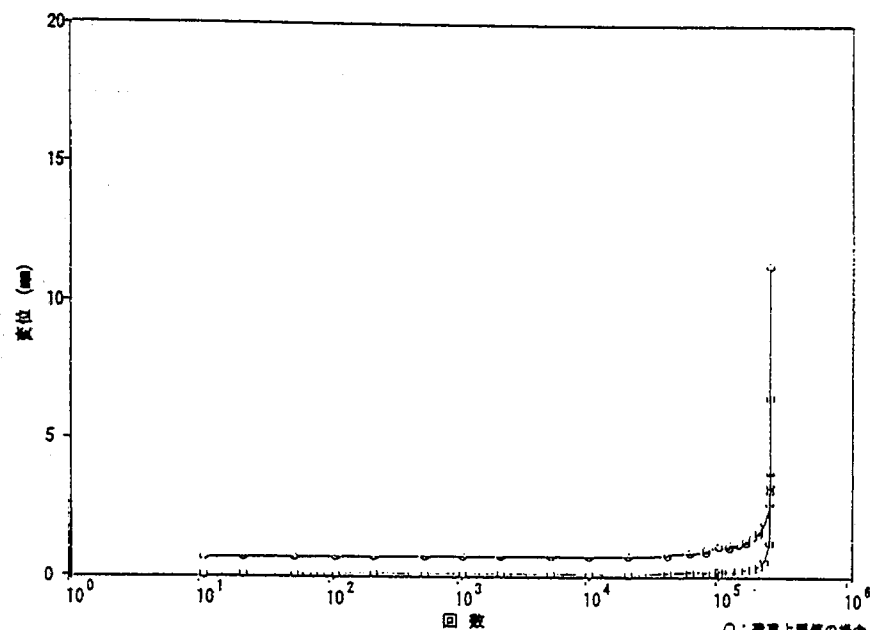
付図-1.16 PC合成床版(その1) 供試体の動的データ:ひびわれ幅(P13) ○:荷重上限値の場合 □:荷重下限値の場合



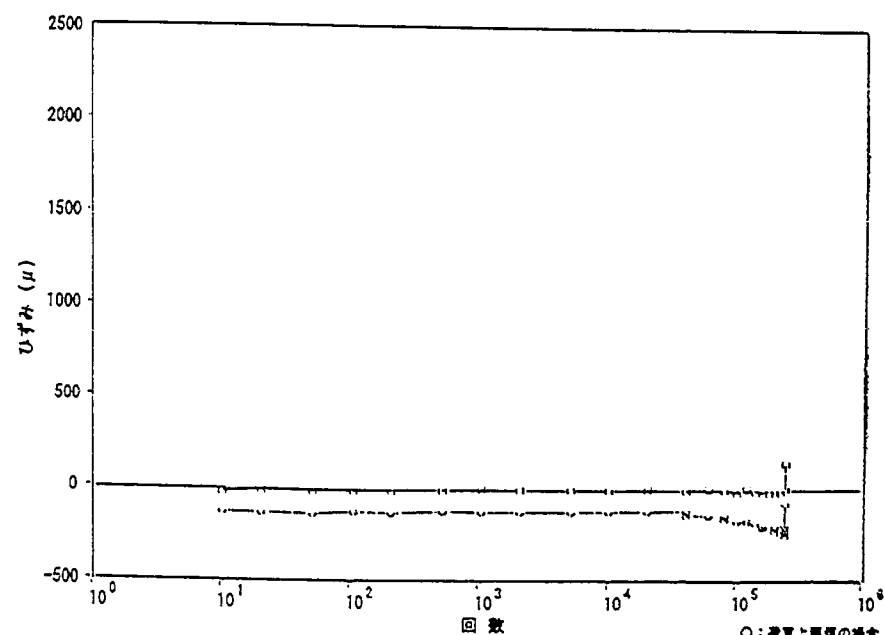
付図-1.17 PC合成床版(その2) 供試体の動的データ:変位(DH-1) ○:荷重上限値の場合 □:荷重下限値の場合



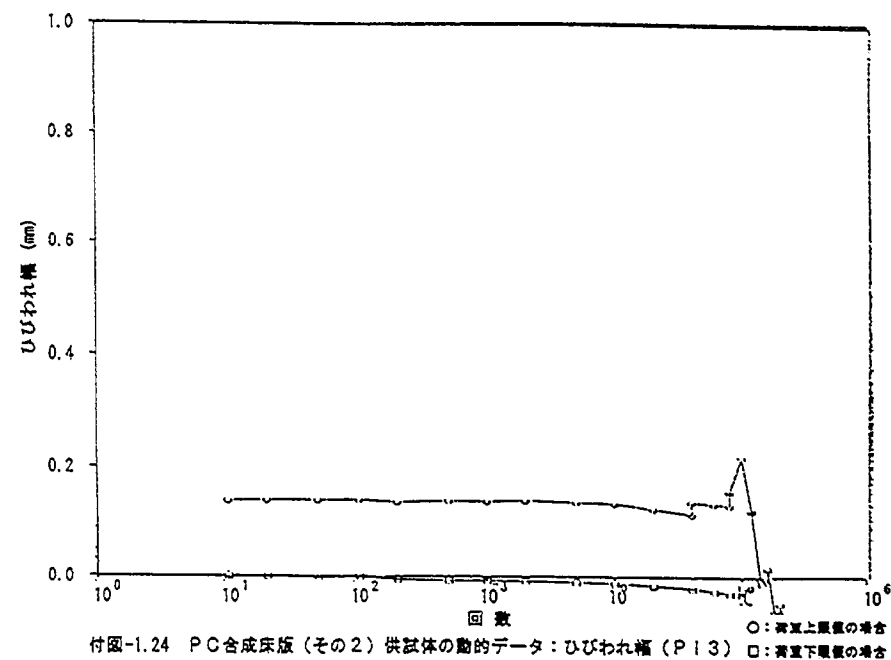
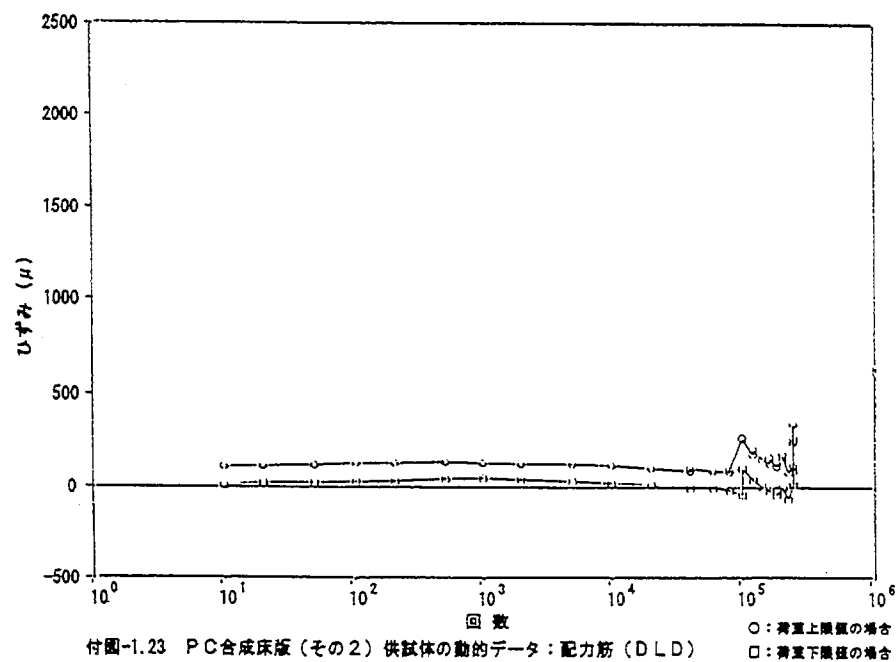
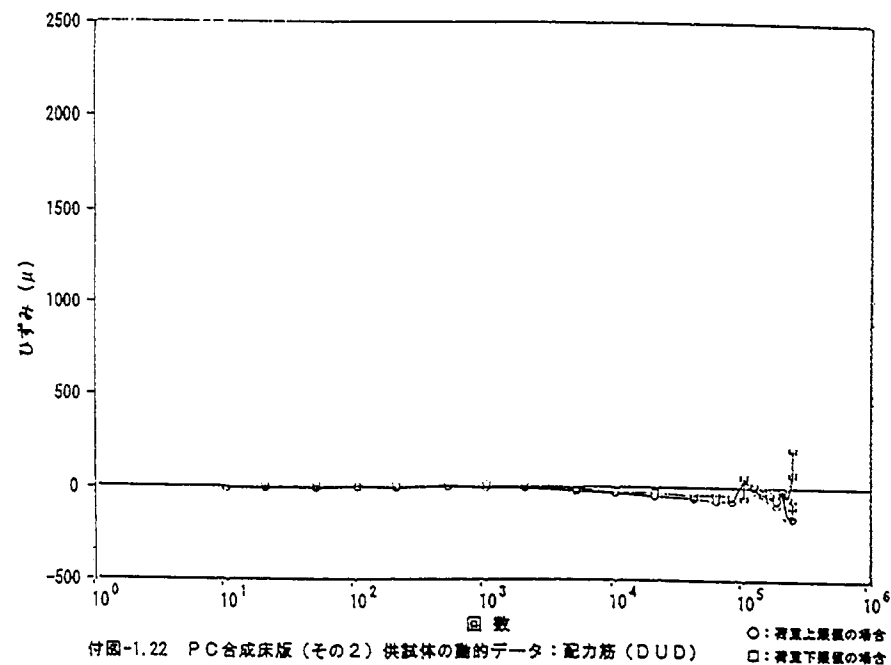
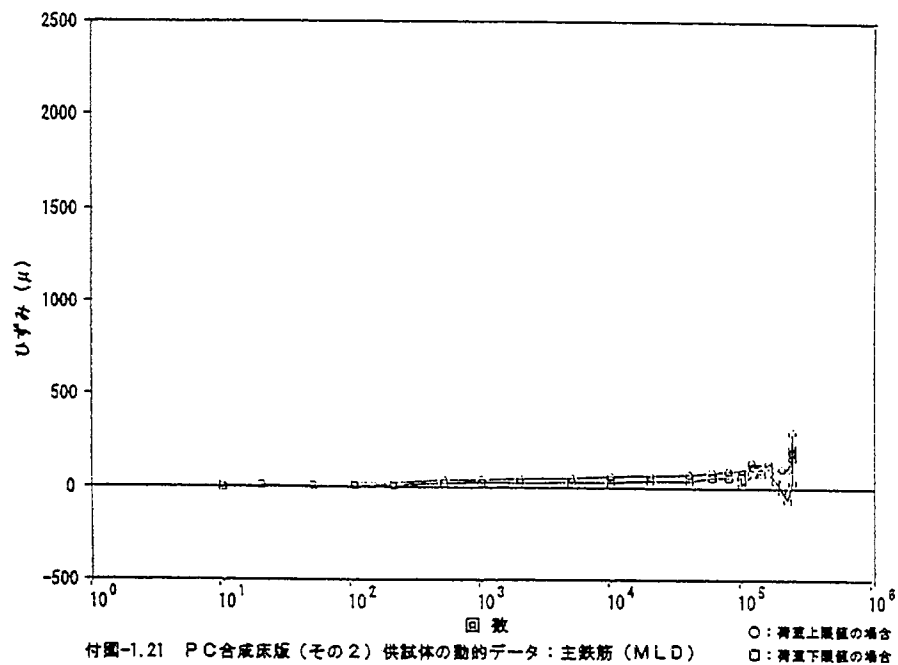
付図-1.18 PC合成床版(その2) 供試体の動的データ:変位(DH-2) ○:荷重上限値の場合 □:荷重下限値の場合



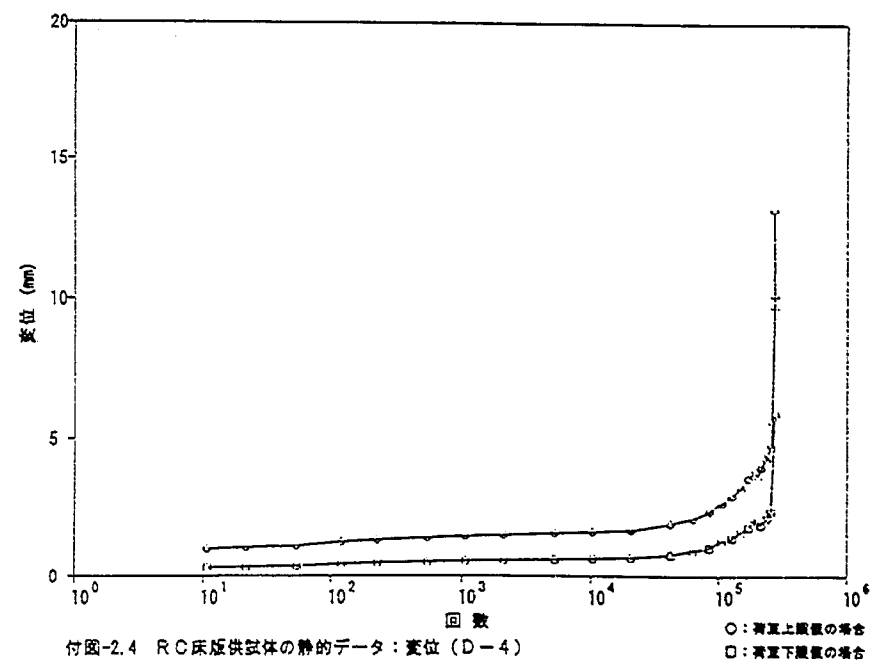
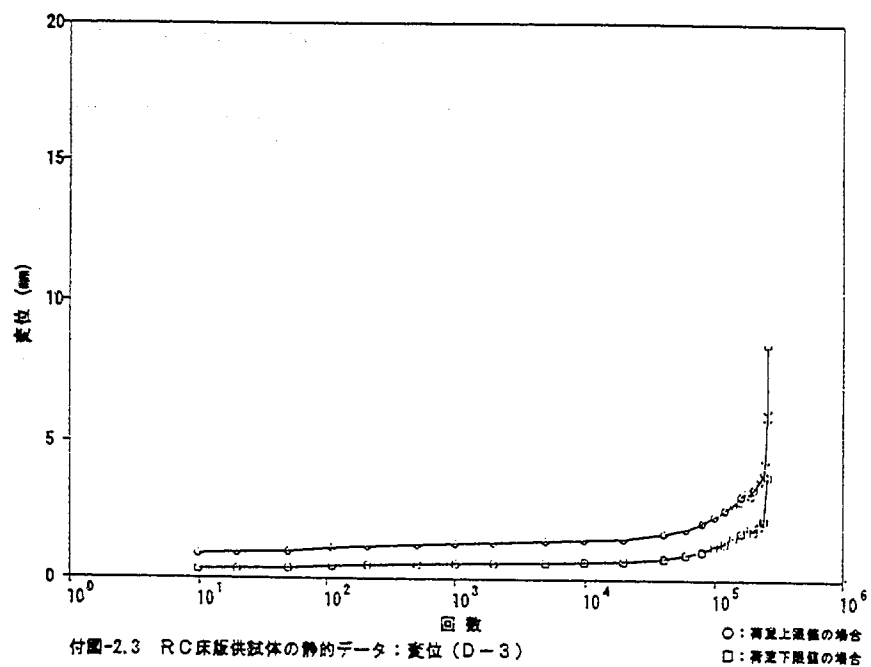
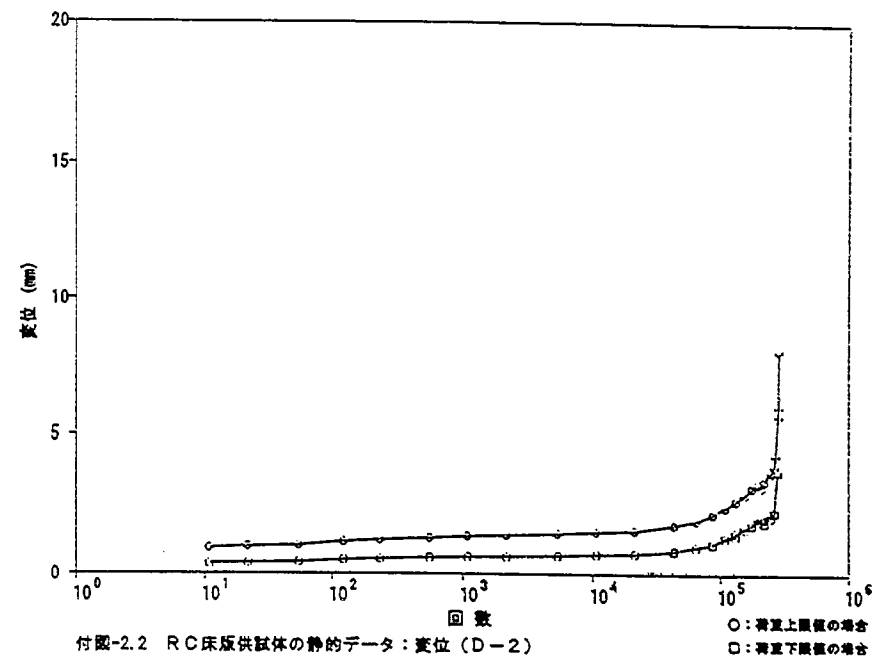
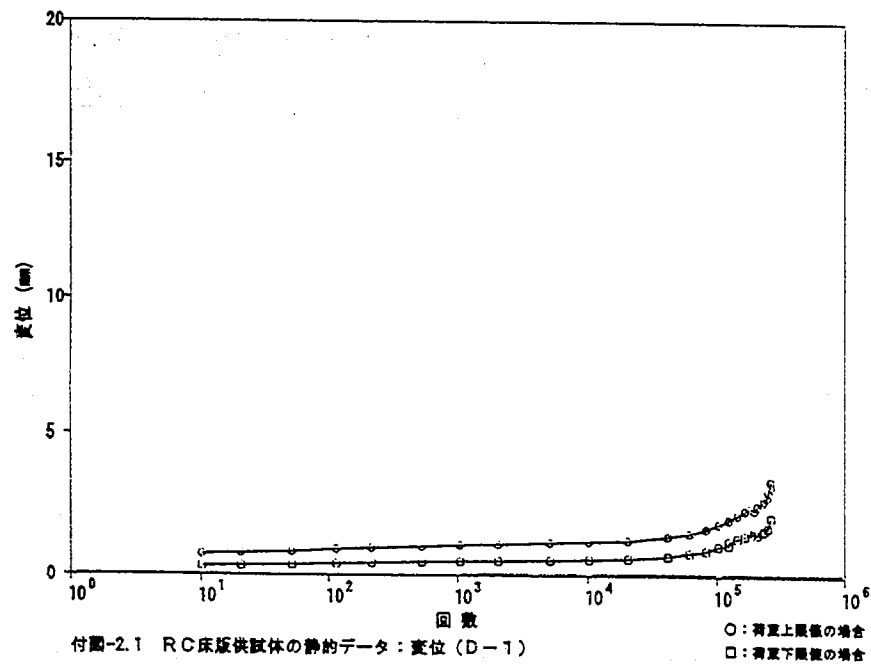
付図-1.19 PC合成床版(その2) 供試体の動的データ:変位(DH-3) ○:荷重上限値の場合 □:荷重下限値の場合

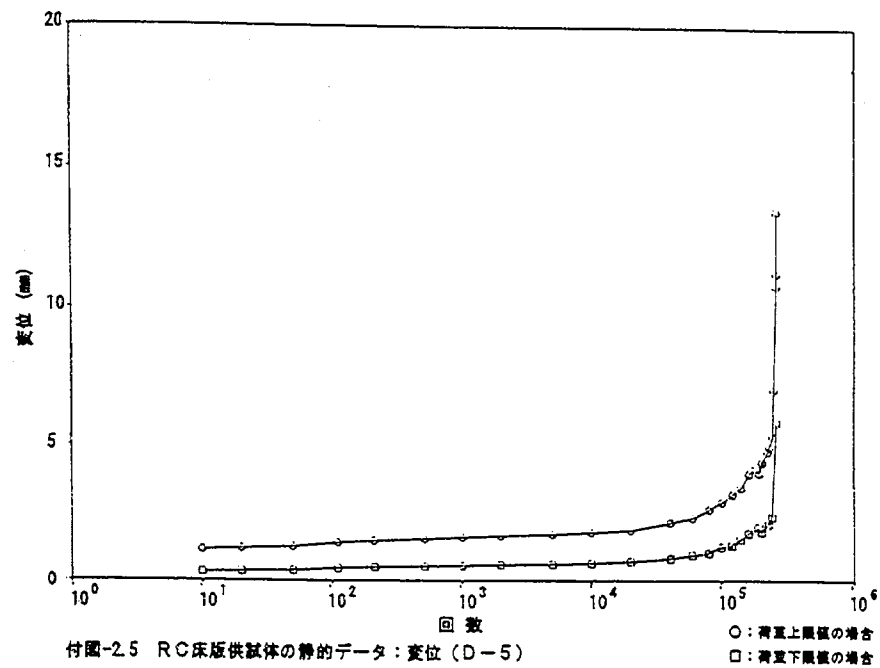


付図-1.20 PC合成床版(その2) 供試体の動的データ:主鉄筋(MUD) ○:荷重上限値の場合 □:荷重下限値の場合

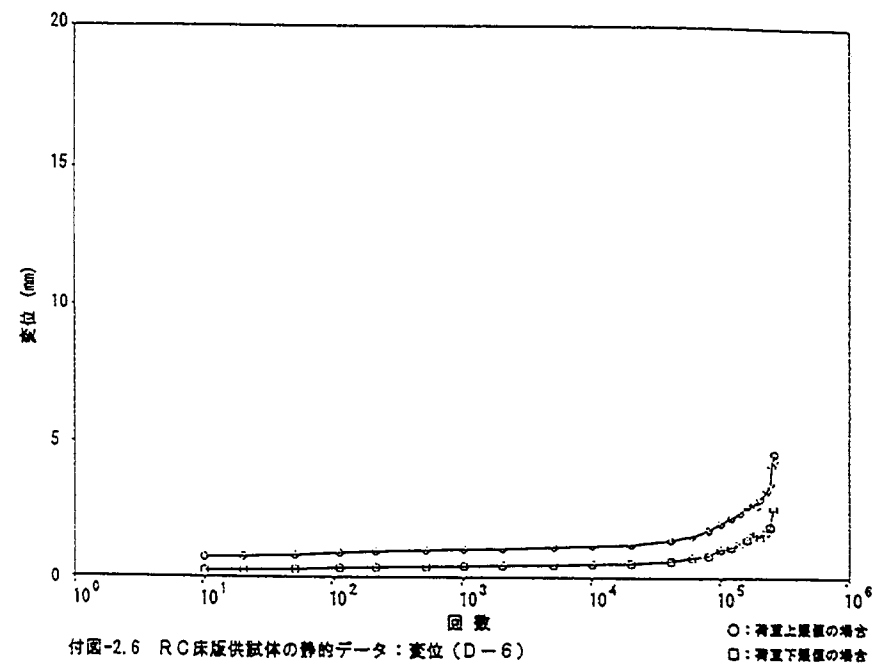


付録一 2 輪荷重走行試験、静的変位データ計測結果

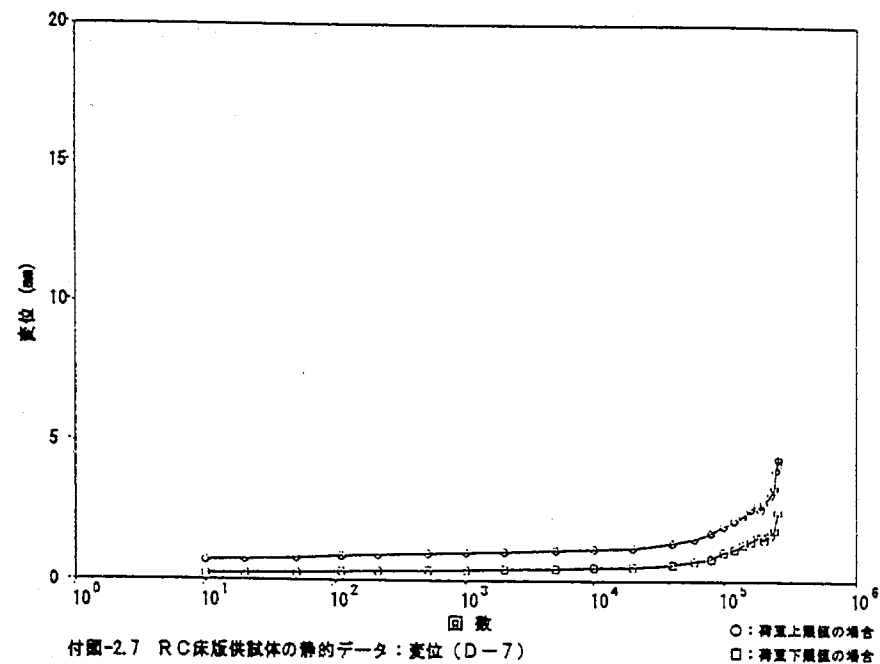




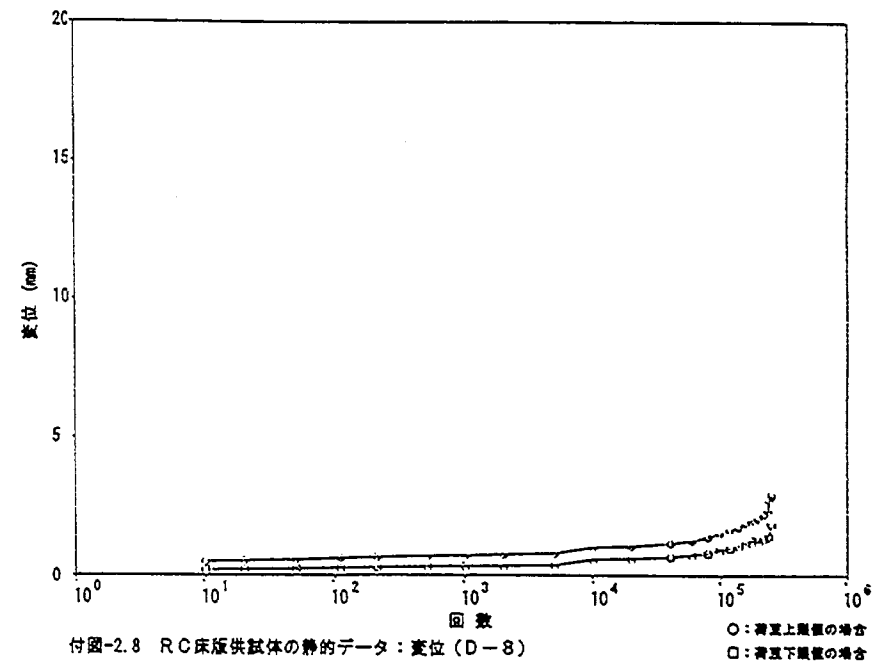
付図-2.5 RC床版供試体の静的データ：変位 (D-5)



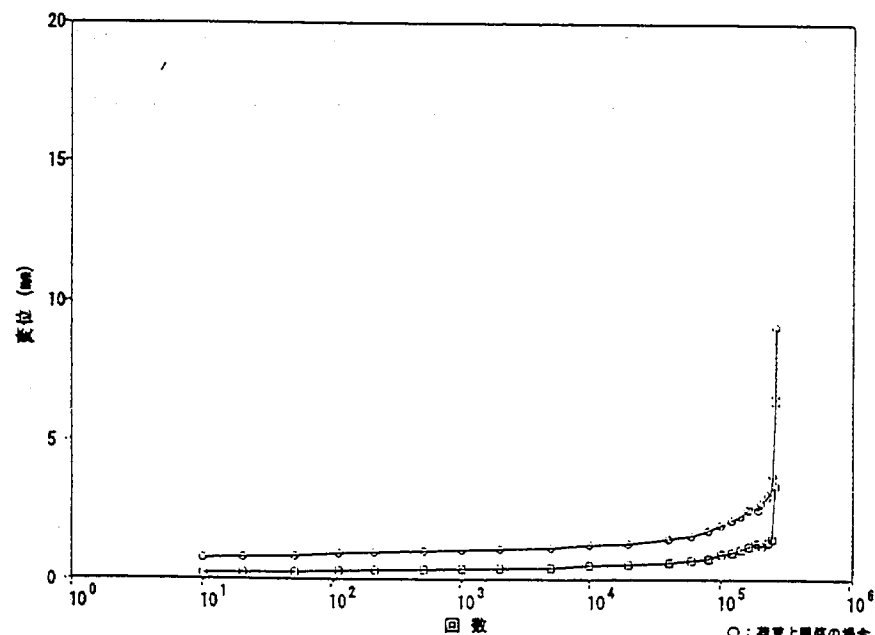
付図-2.6 RC床版供試体の静的データ：変位 (D-6)



付図-2.7 RC床版供試体の静的データ：変位 (D-7)

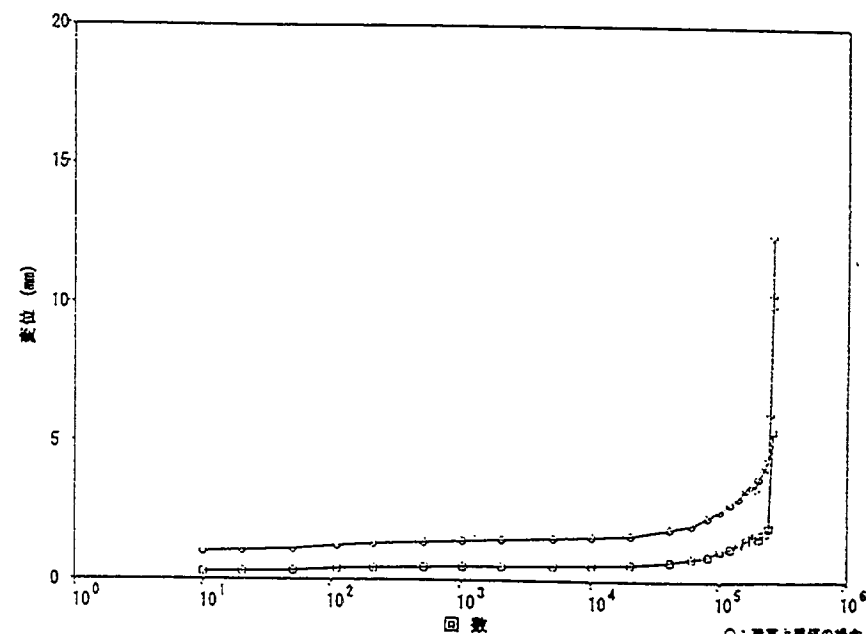


付図-2.8 RC床版供試体の静的データ：変位 (D-8)



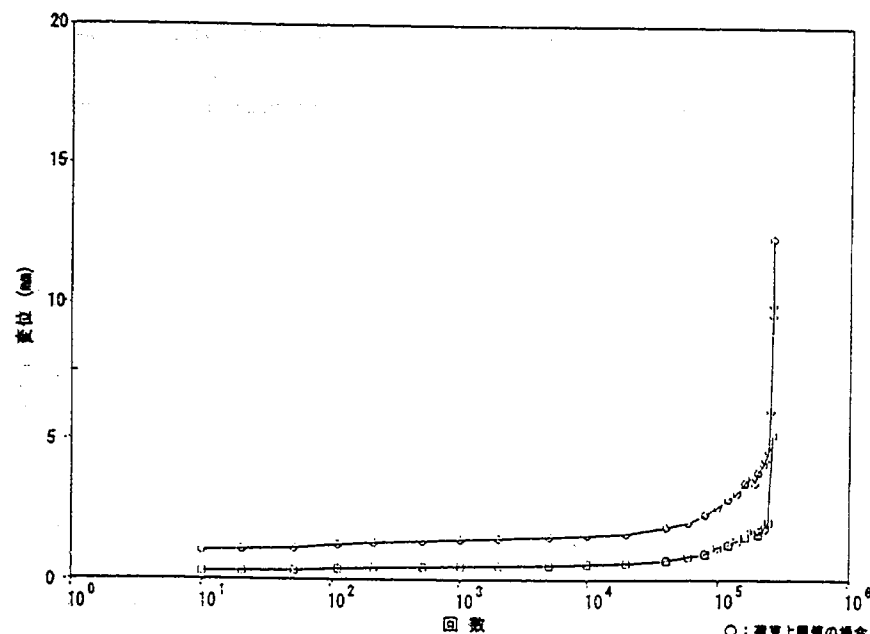
付図-2.9 RC床版供試体の静的データ：変位 (D-9)

○：荷重上限値の場合
□：荷重下限値の場合



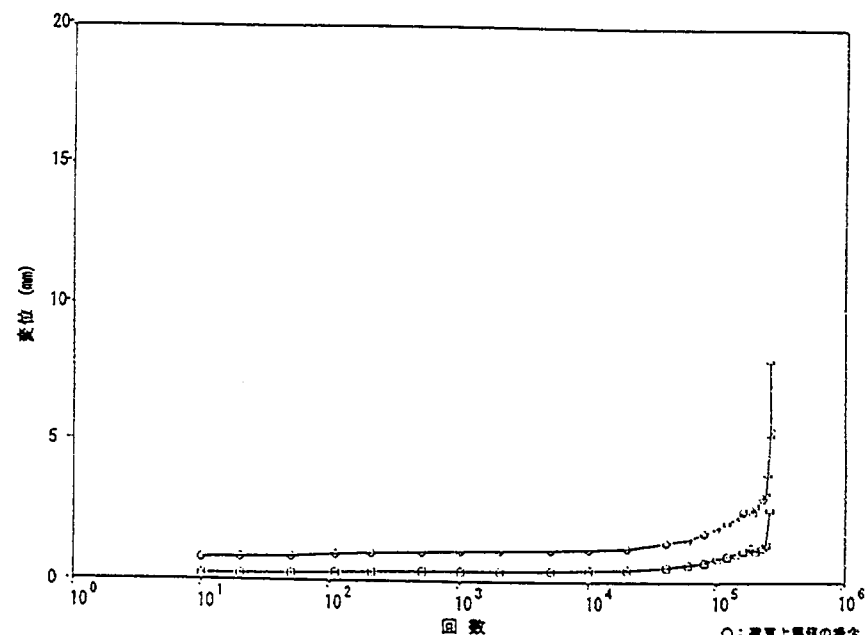
付図-2.10 RC床版供試体の静的データ：変位 (D-10)

○：荷重上限値の場合
□：荷重下限値の場合



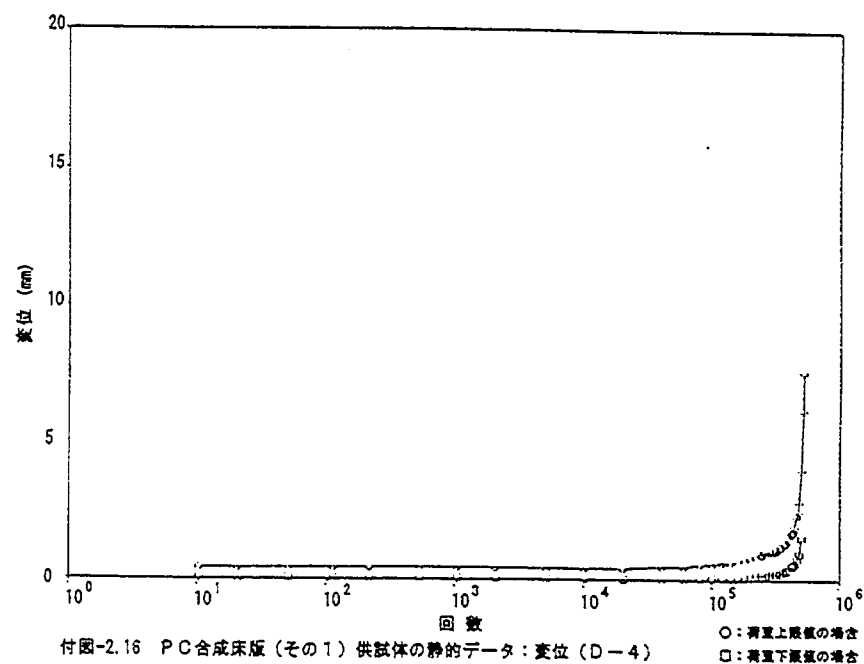
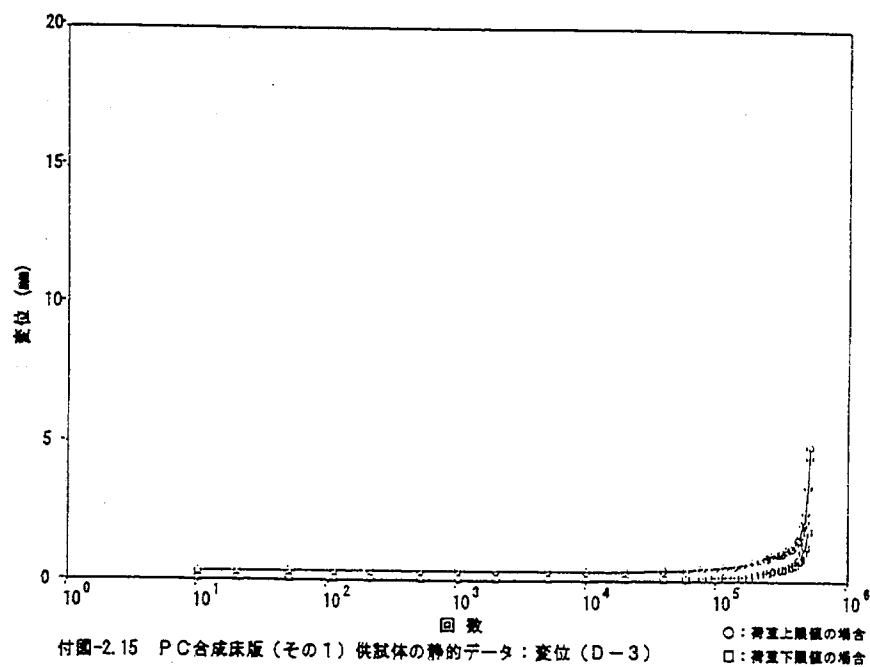
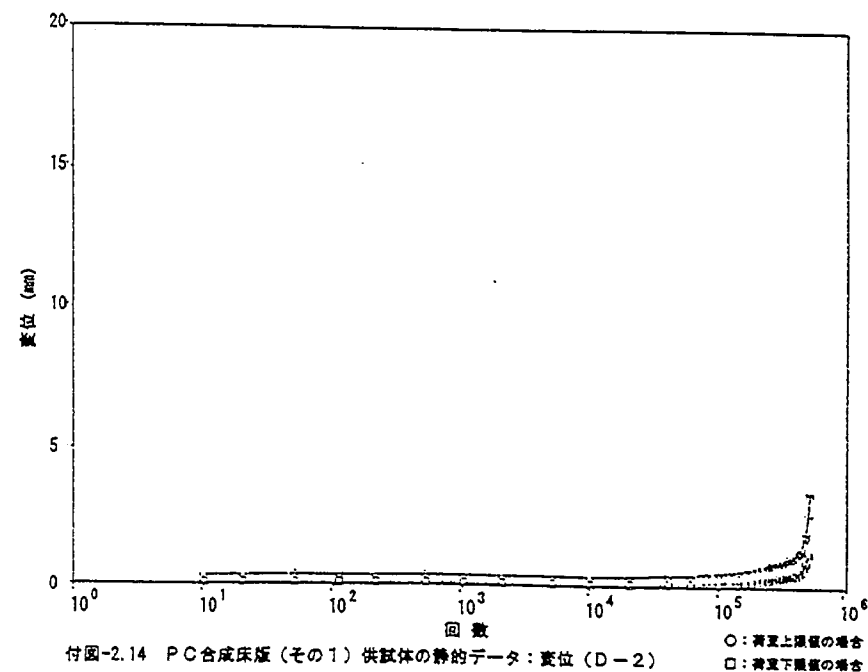
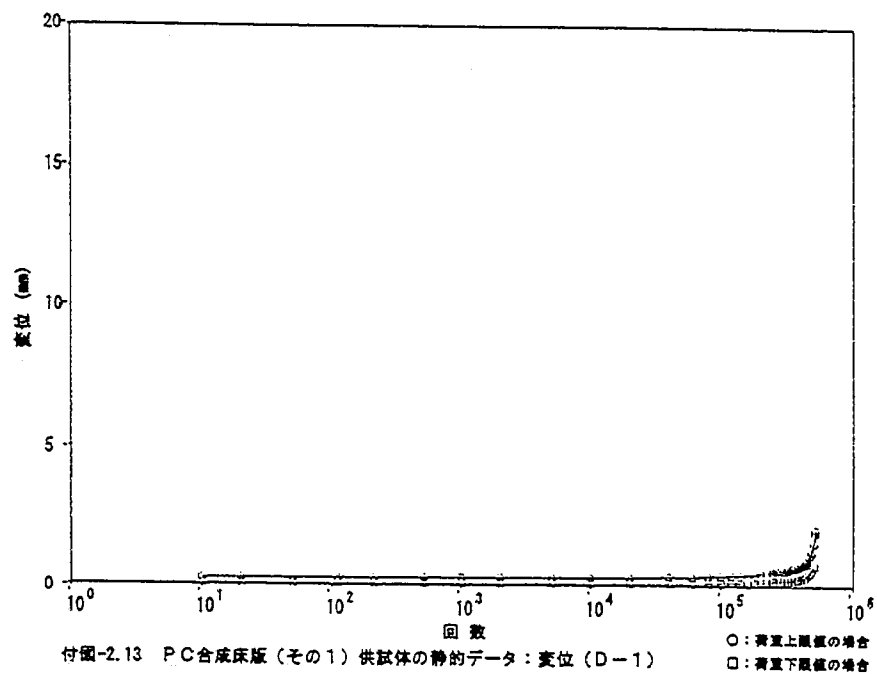
付図-2.11 RC床版供試体の静的データ：変位 (D-11)

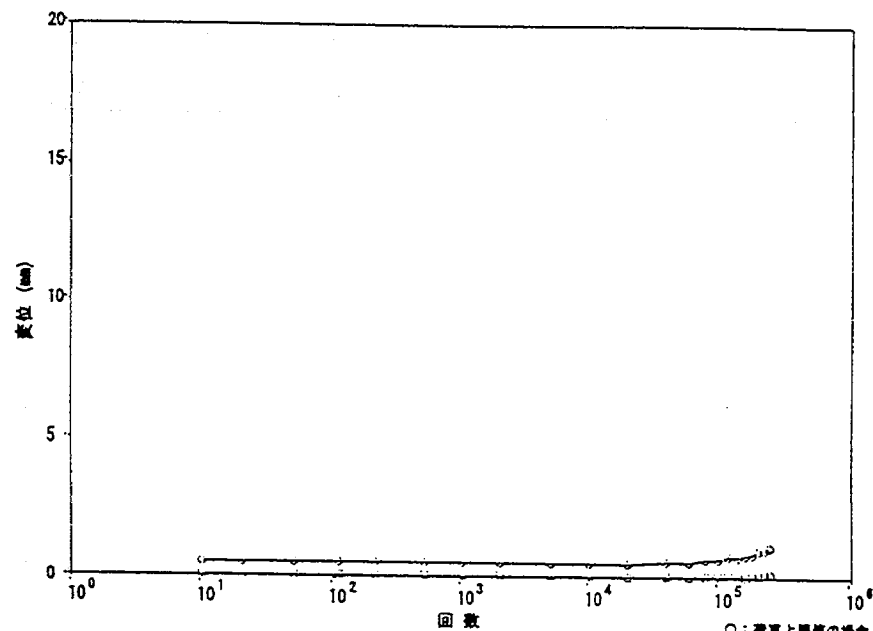
○：荷重上限値の場合
□：荷重下限値の場合



付図-2.12 RC床版供試体の静的データ：変位 (D-12)

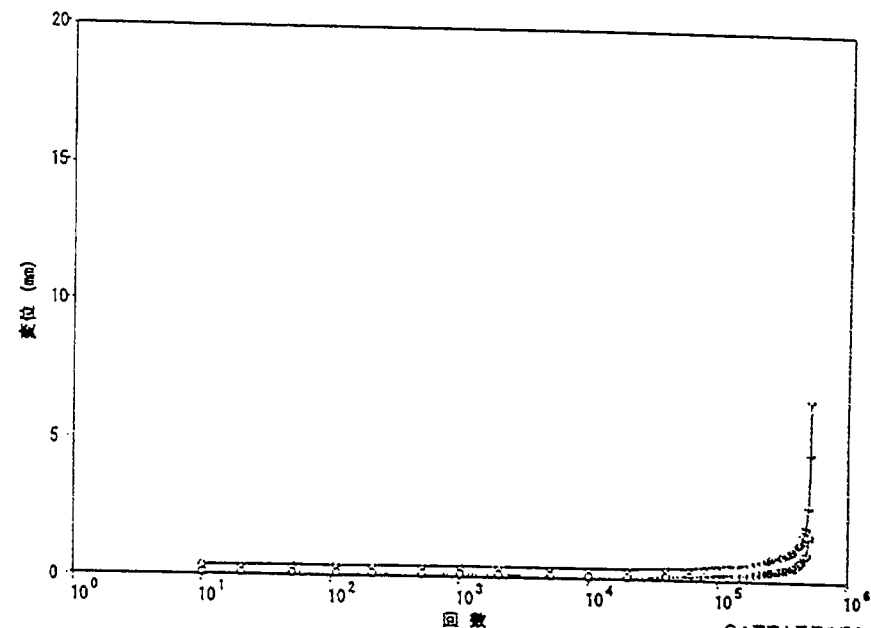
○：荷重上限値の場合
□：荷重下限値の場合





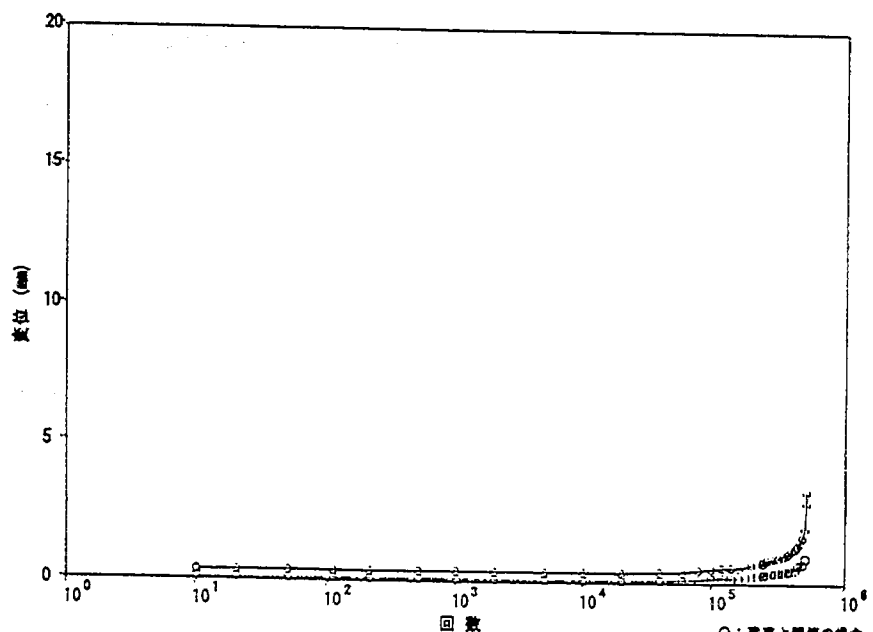
付図-2.17 PC合成床版(その1) 供試体の静的データ:変位(D-5)

○:荷重上限値の場合
□:荷重下限値の場合



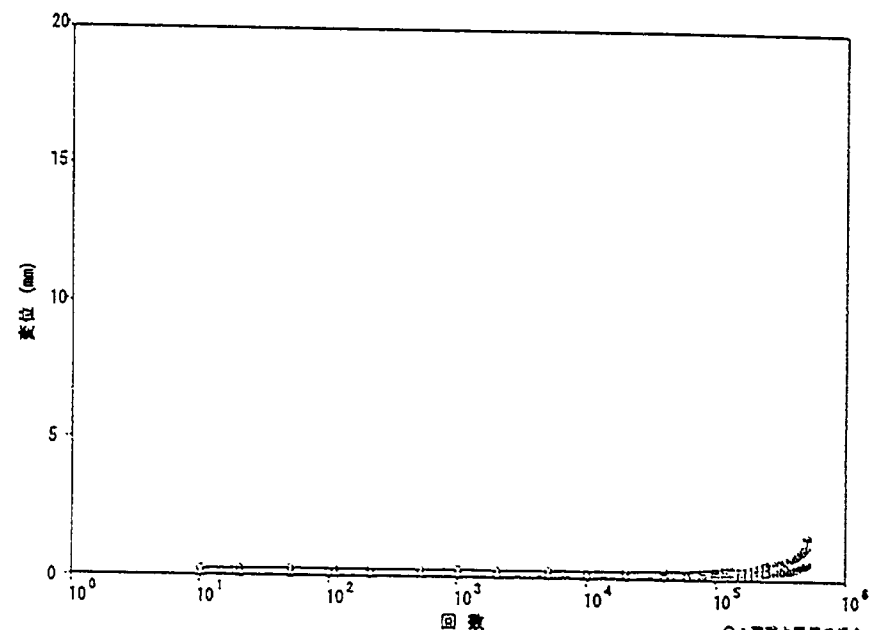
付図-2.18 PC合成床版(その1) 供試体の静的データ:変位(D-6)

○:荷重上限値の場合
□:荷重下限値の場合



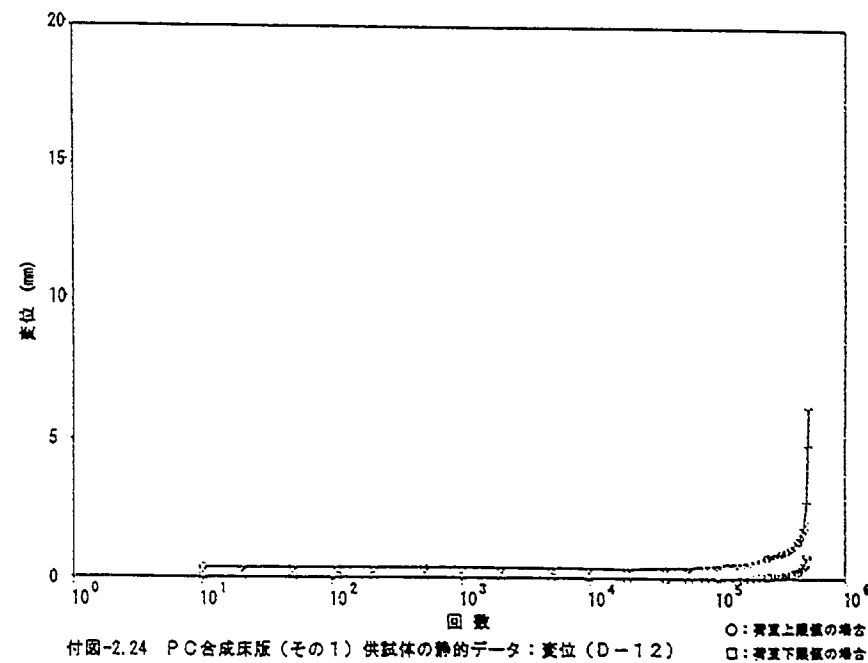
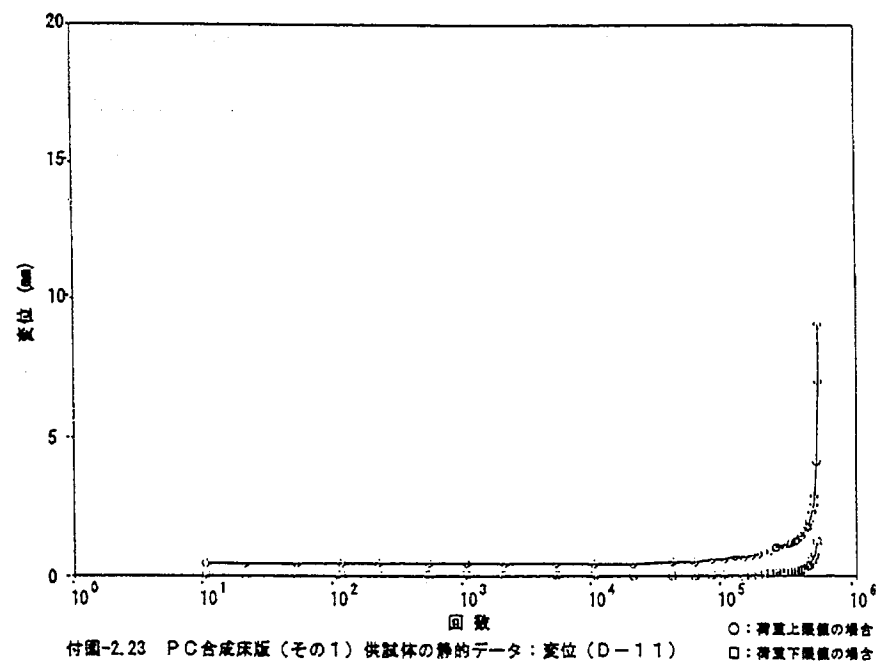
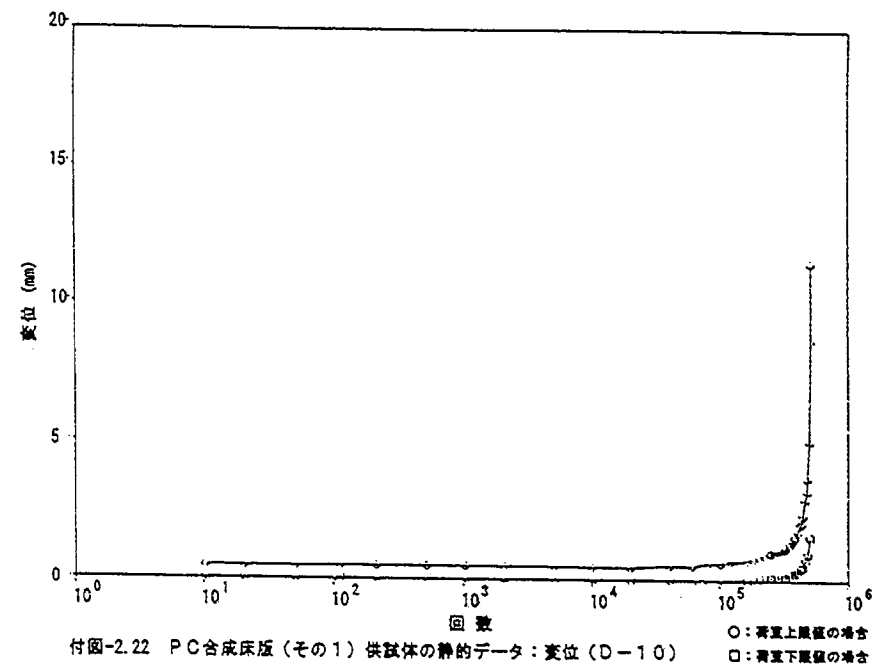
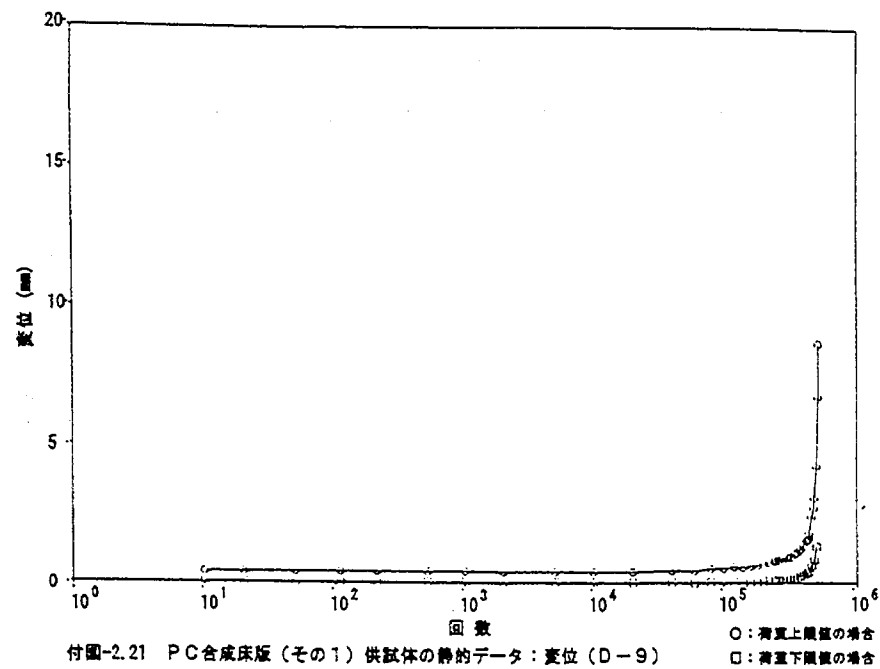
付図-2.19 PC合成床版(その1) 供試体の静的データ:変位(D-7)

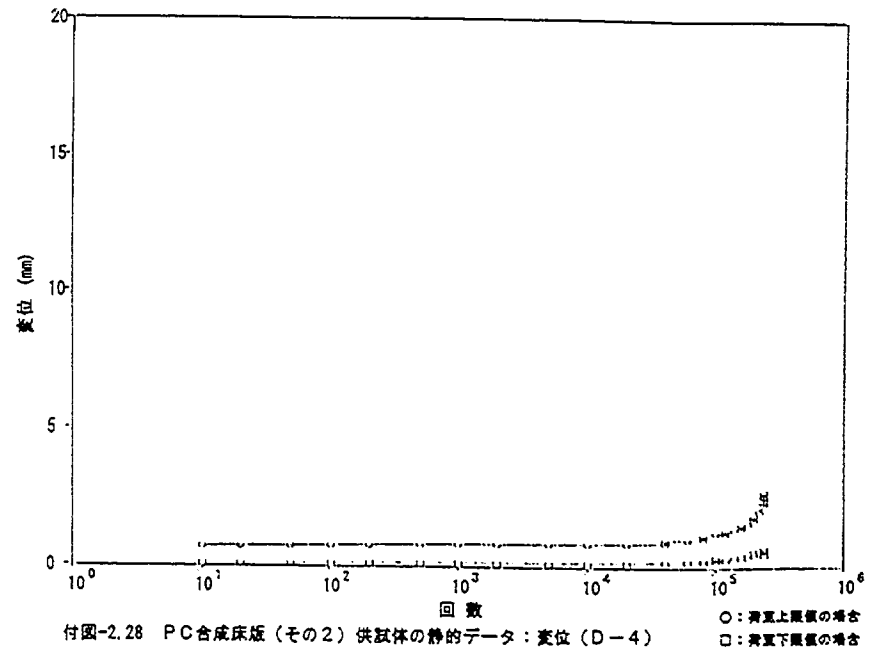
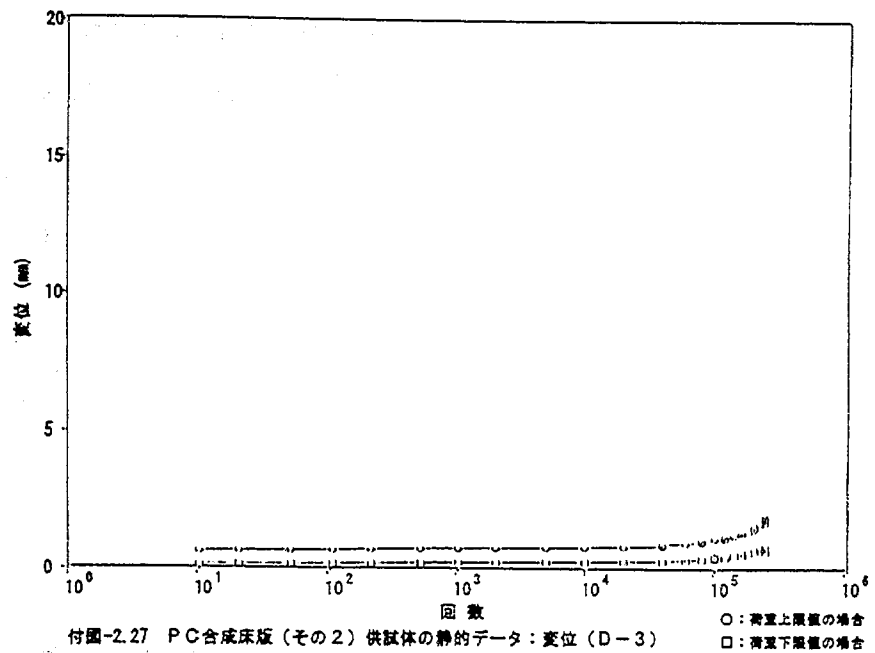
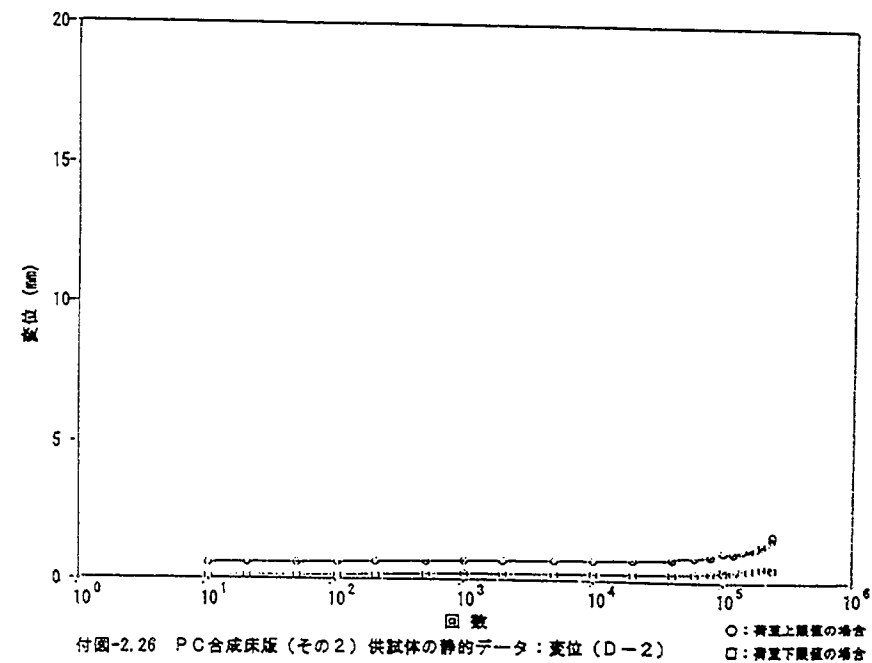
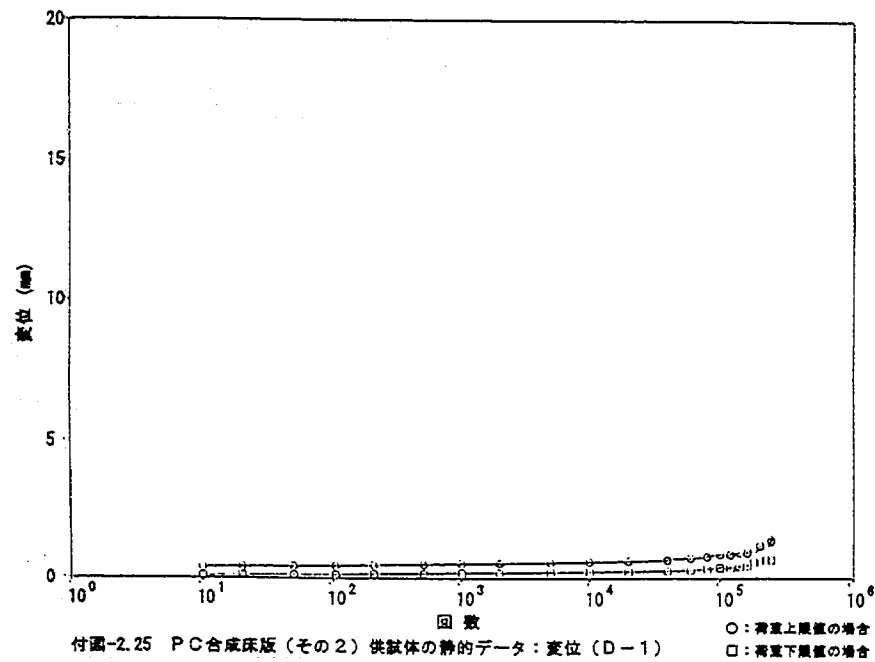
○:荷重上限値の場合
□:荷重下限値の場合

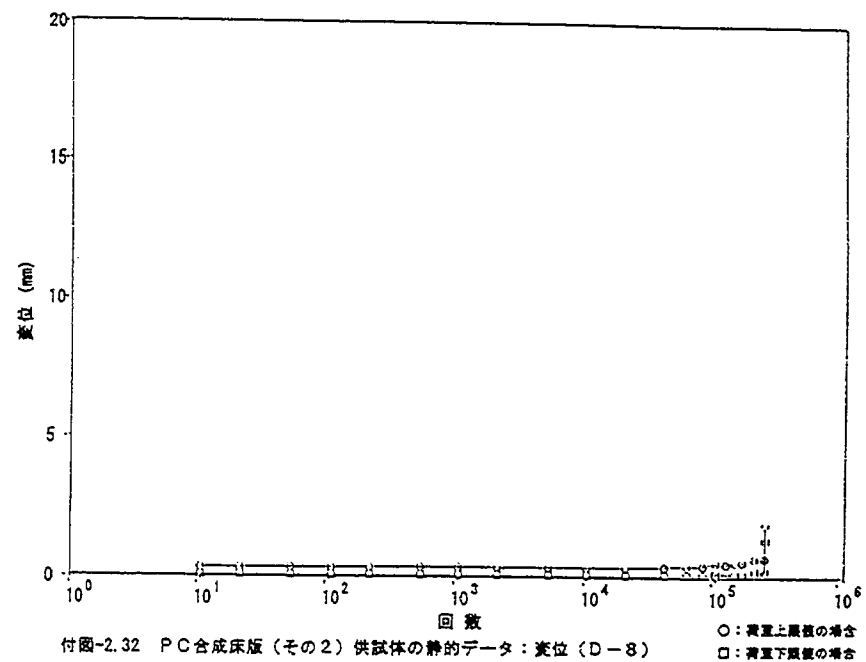
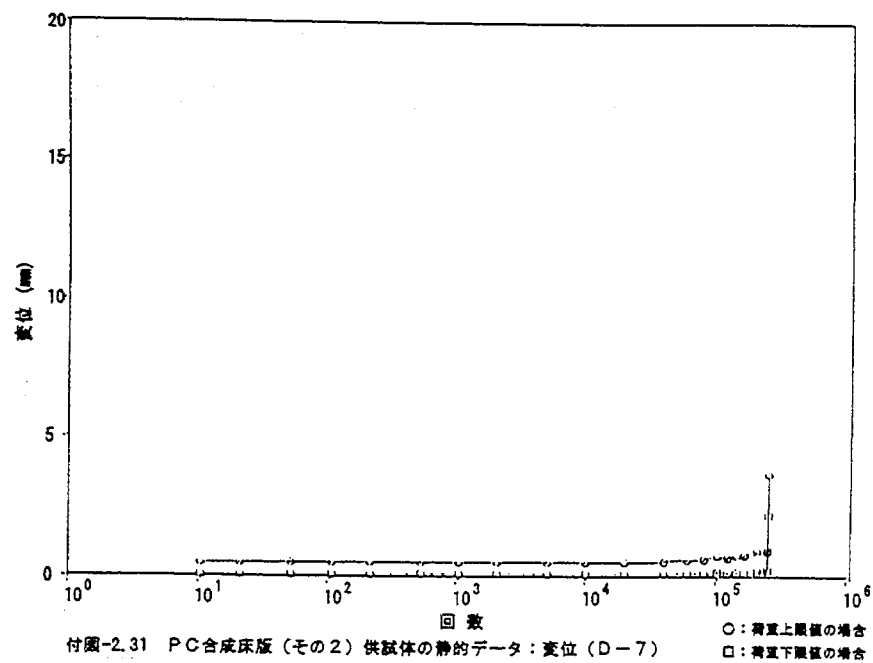
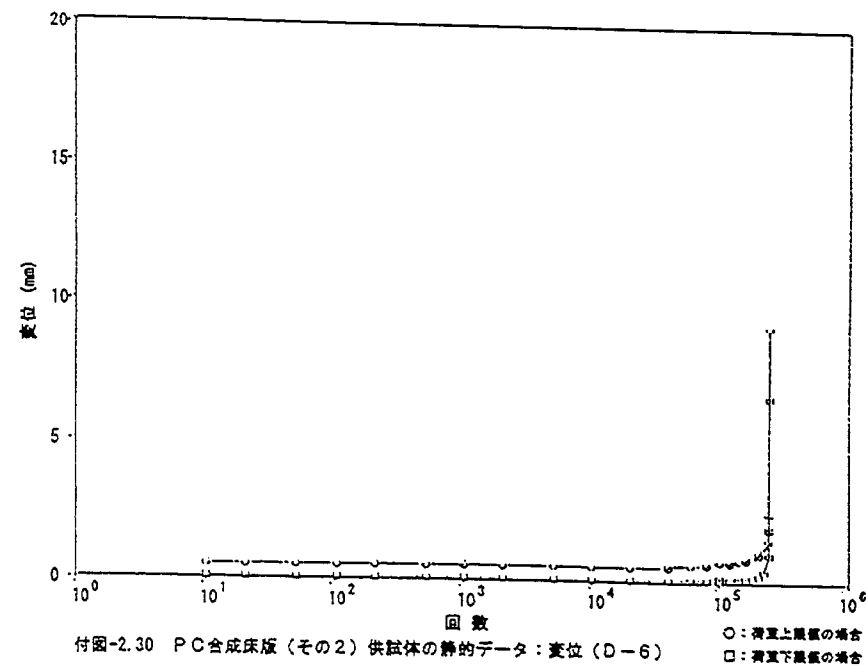
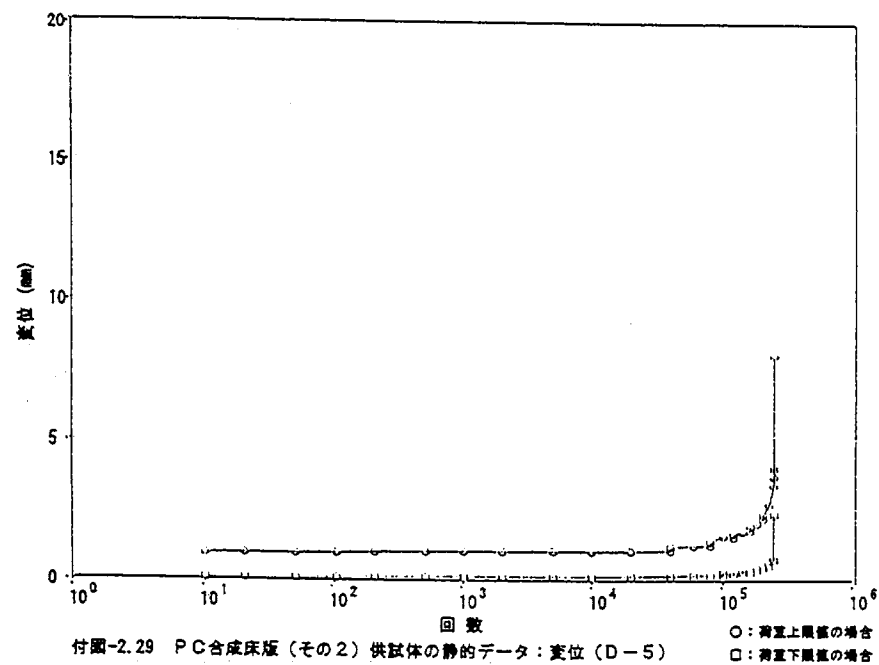


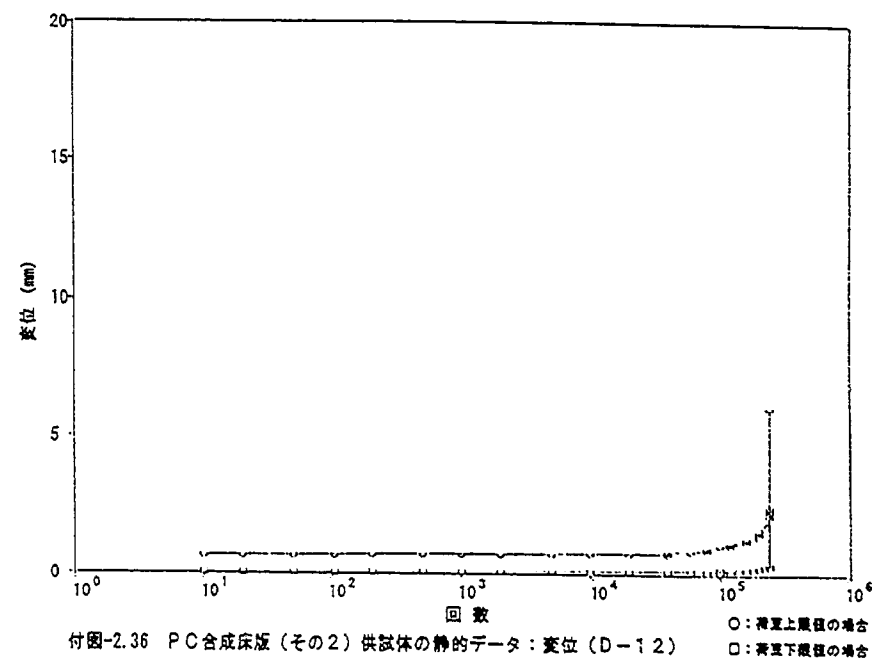
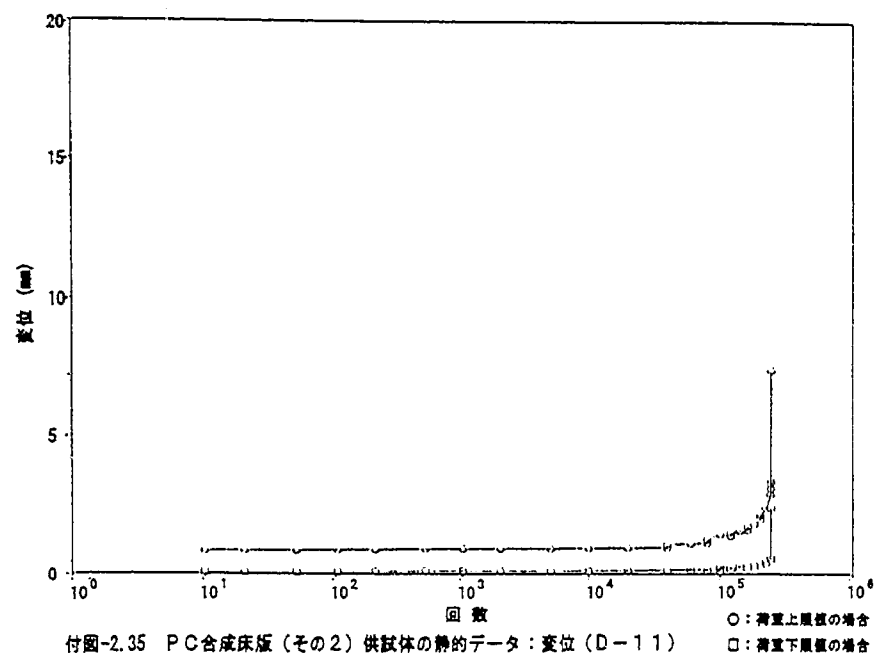
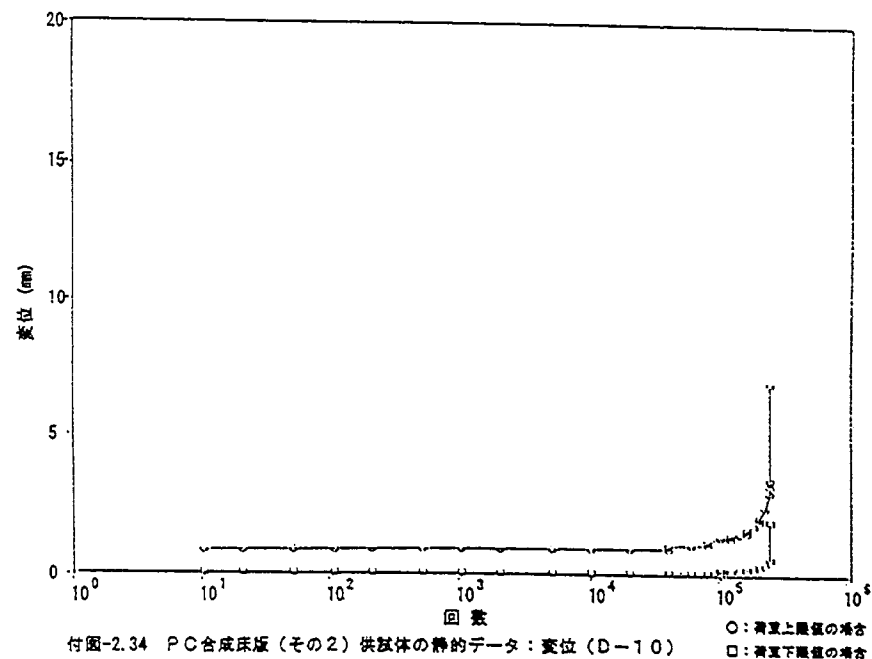
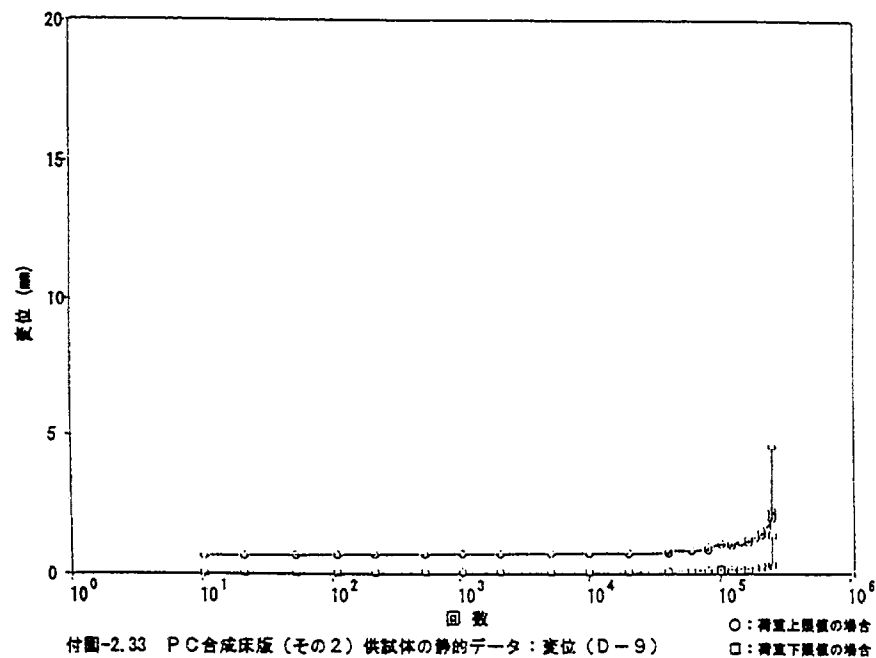
付図-2.20 PC合成床版(その1) 供試体の静的データ:変位(D-8)

○:荷重上限値の場合
□:荷重下限値の場合

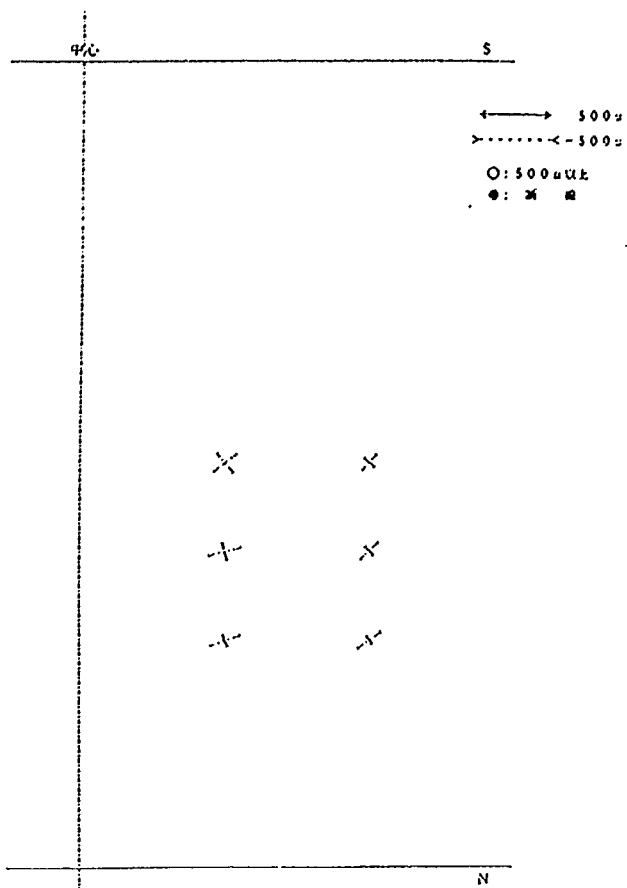




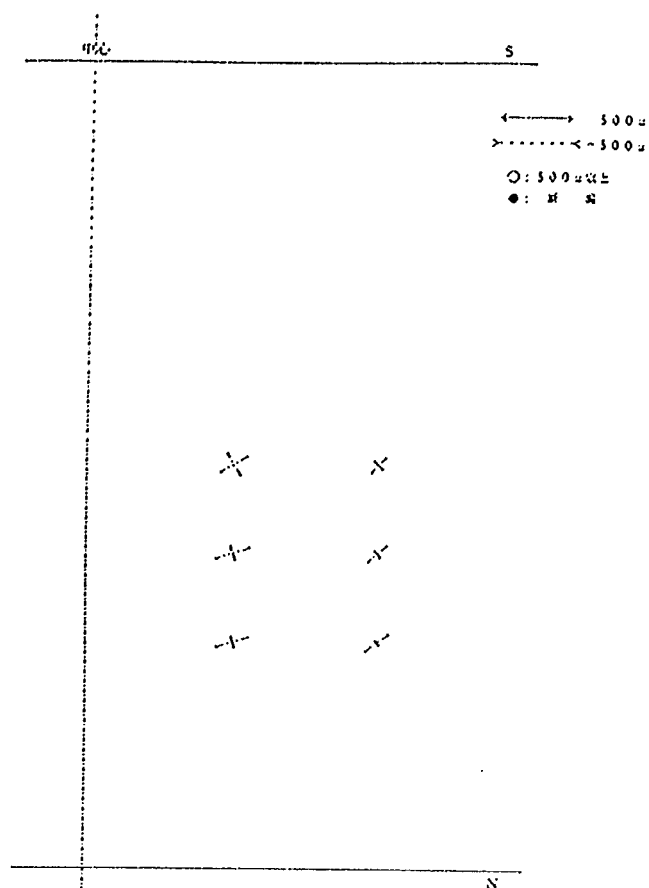




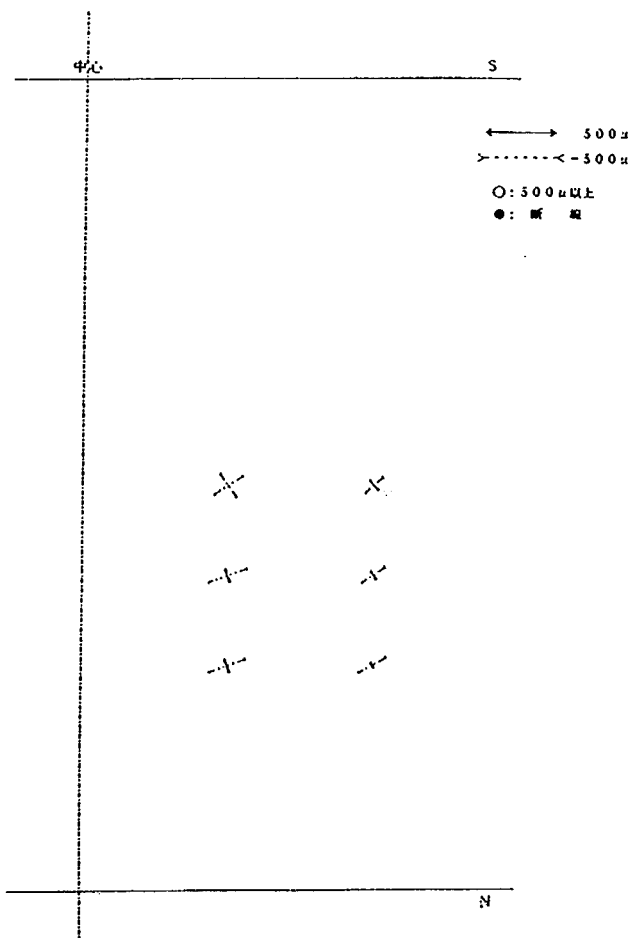
付録一 3 輪荷重走行試験、主ひずみ分布図



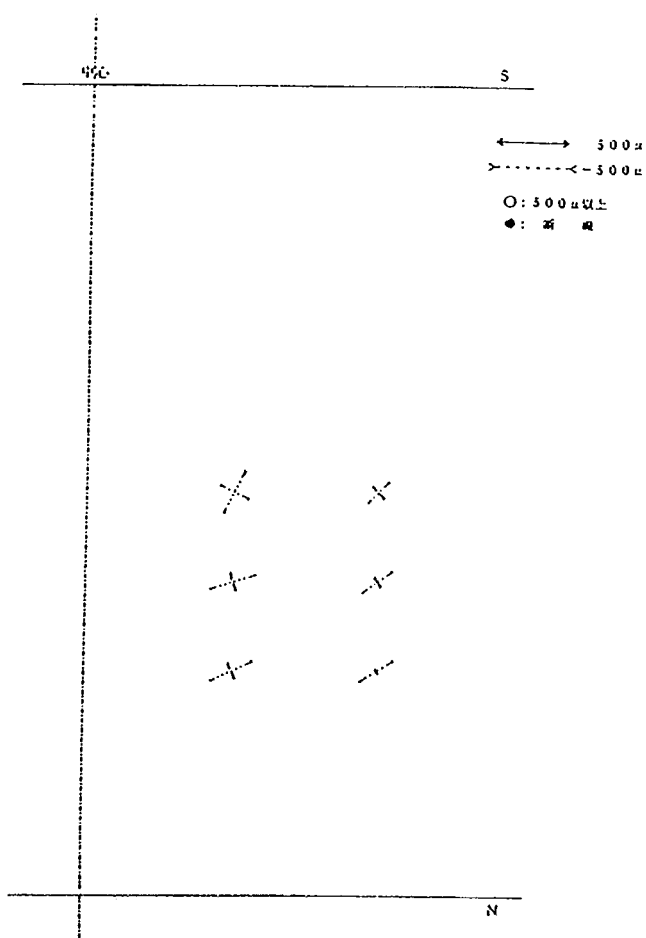
付図-3.1 主ひずみ分布図 RC床版供試体 回数：1万回



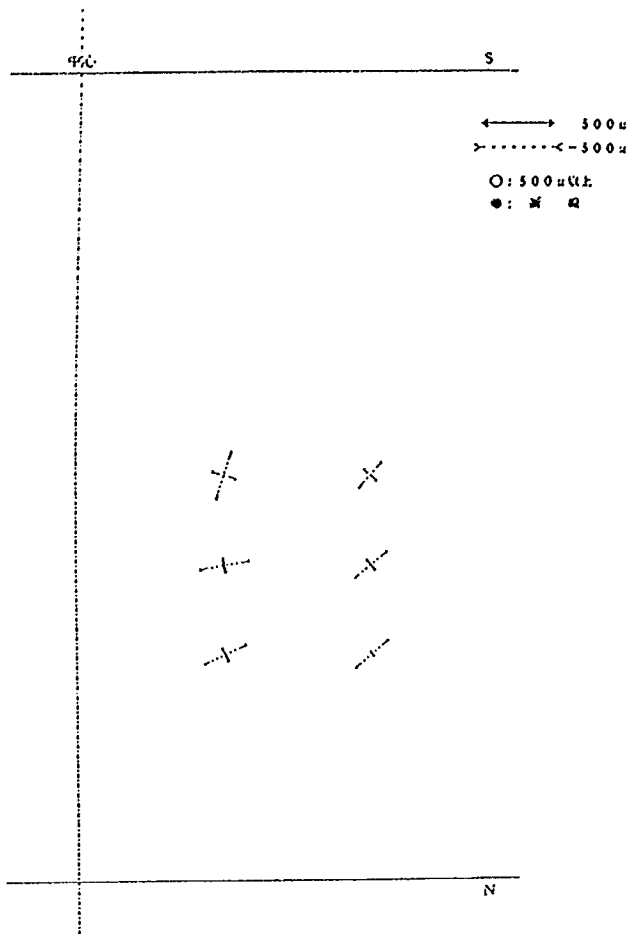
付図-3.2 主ひずみ分布図 RC床版供試体 回数：6万回



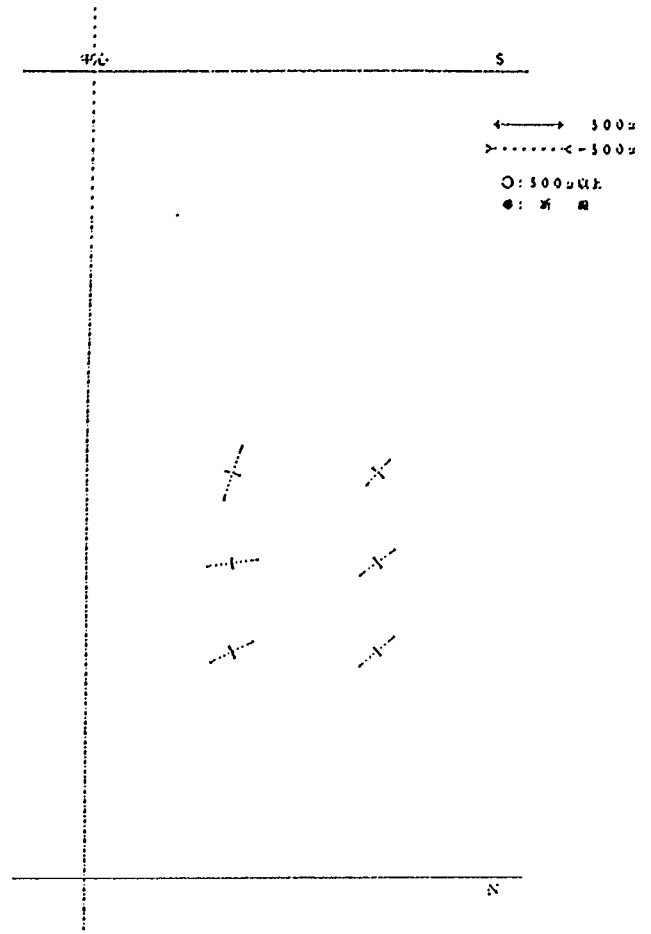
付図-3.3 主ひずみ分布図 RC床版供試体 回数：10万回



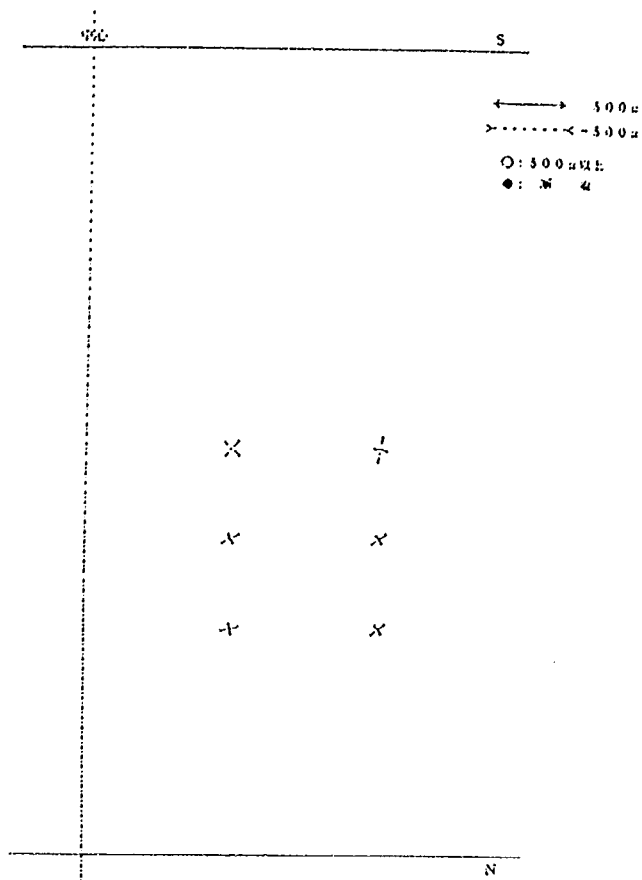
付図-3.4 主ひずみ分布図 RC床版供試体 回数：16万回



付図-3.5 主ひずみ分布図 RC床版供試体 回数：20万回

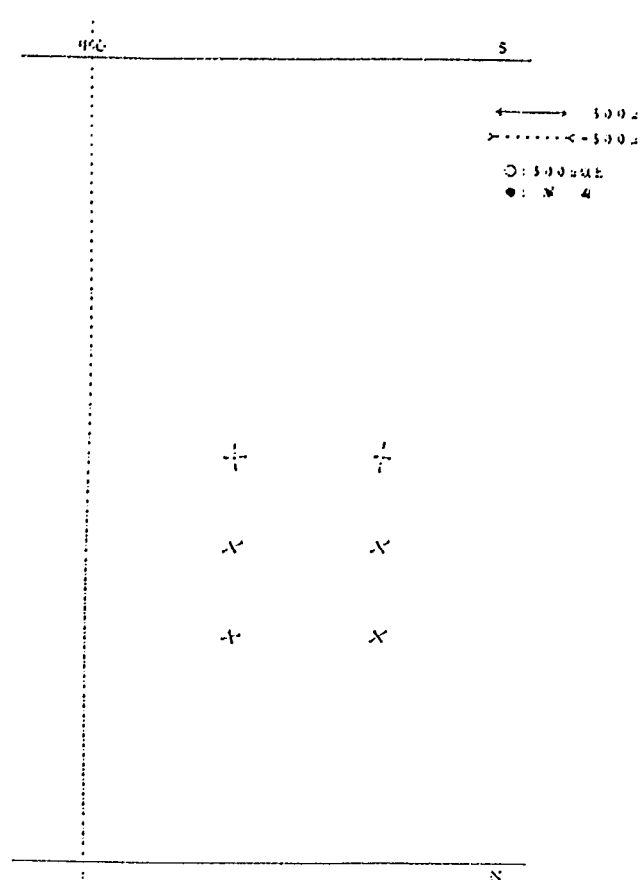


付図-3.6 主ひずみ分布図 RC床版供試体 回数：24万回



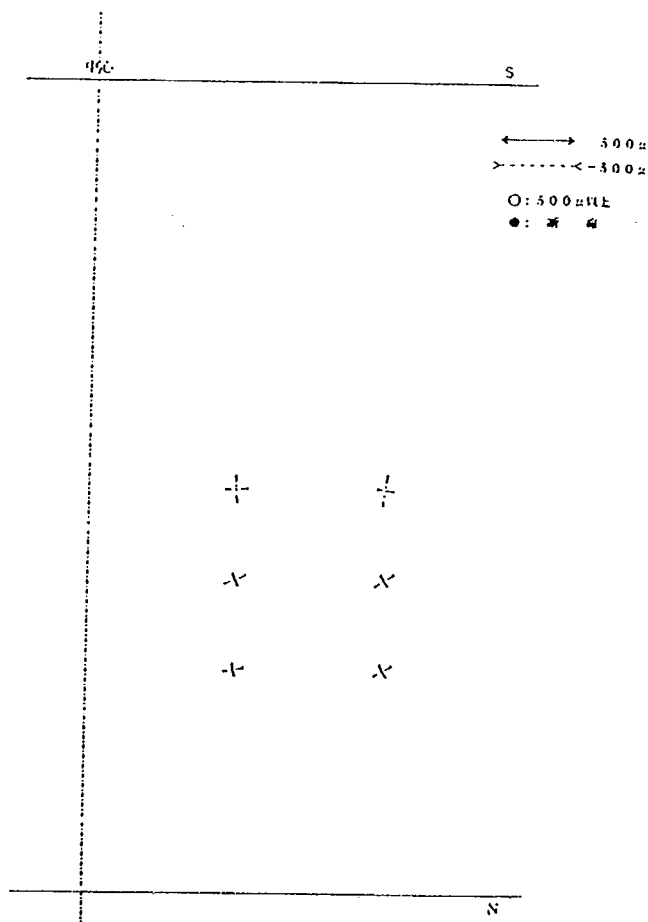
回数：1万回

付図-3.7 主ひずみ分布図 PC合成床版（その1）供試体



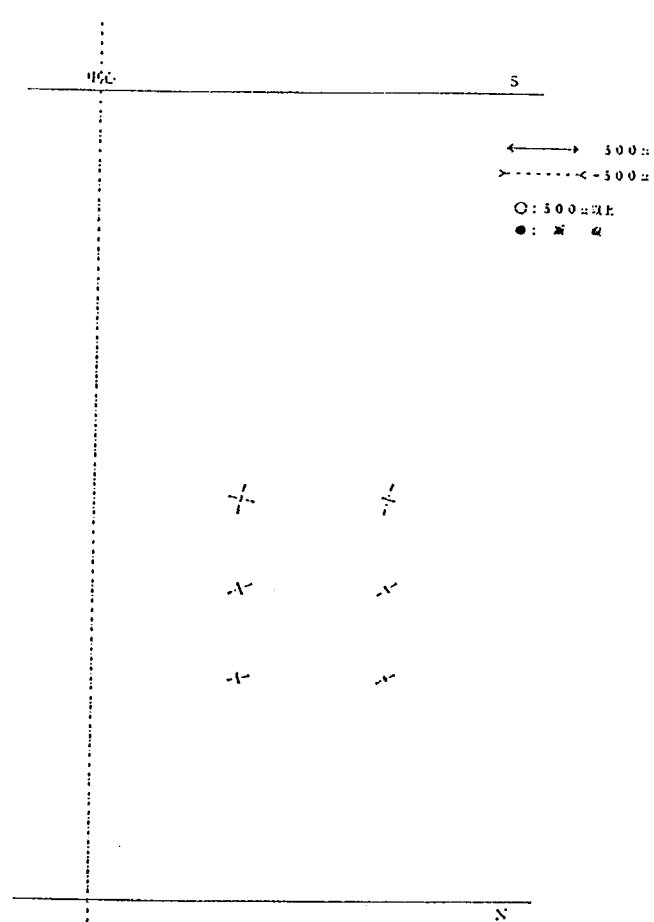
回数：6万回

付図-3.8 主ひずみ分布図 PC合成床版（その1）供試体



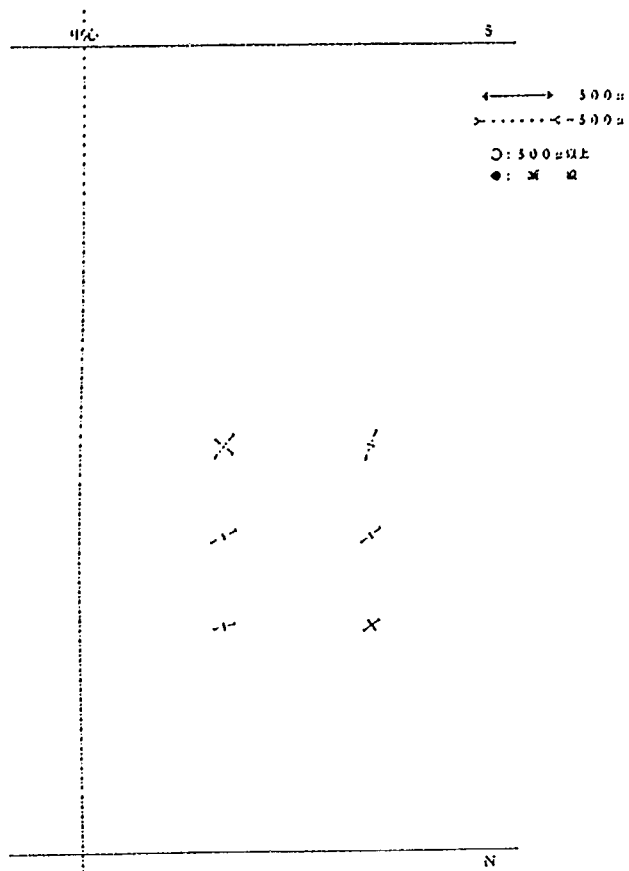
回数：10万回

付図-3.9 主ひずみ分布図 PC合成床版（その1）供試体



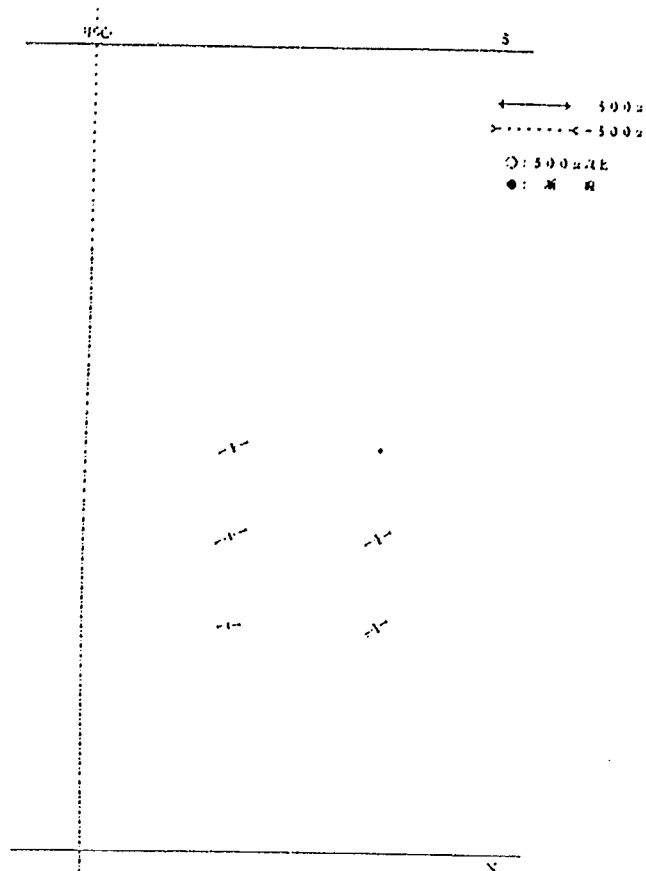
回数：20万回

付図-3.10 主ひずみ分布図 PC合成床版（その1）供試体



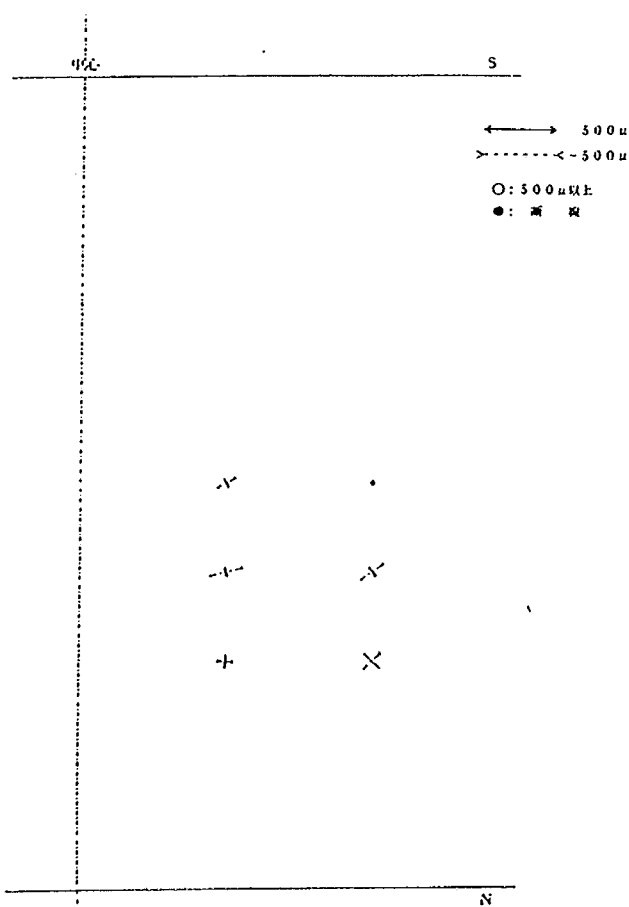
回数：24万6千回

付図-3.11 主ひずみ分布図 PC合成床版（その1）供試体



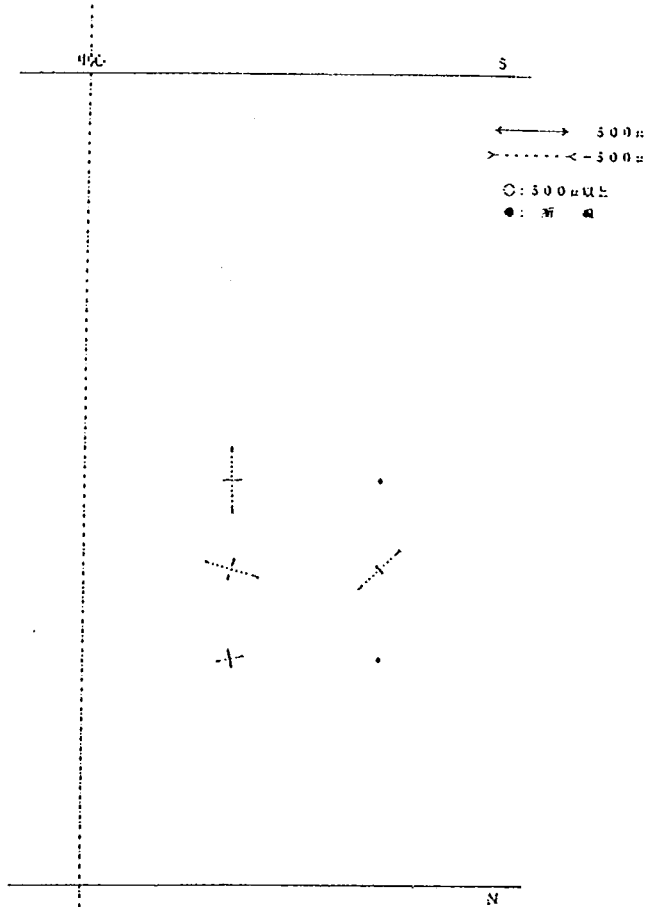
回数：30万回

付図-3.12 主ひずみ分布図 PC合成床版（その1）供試体



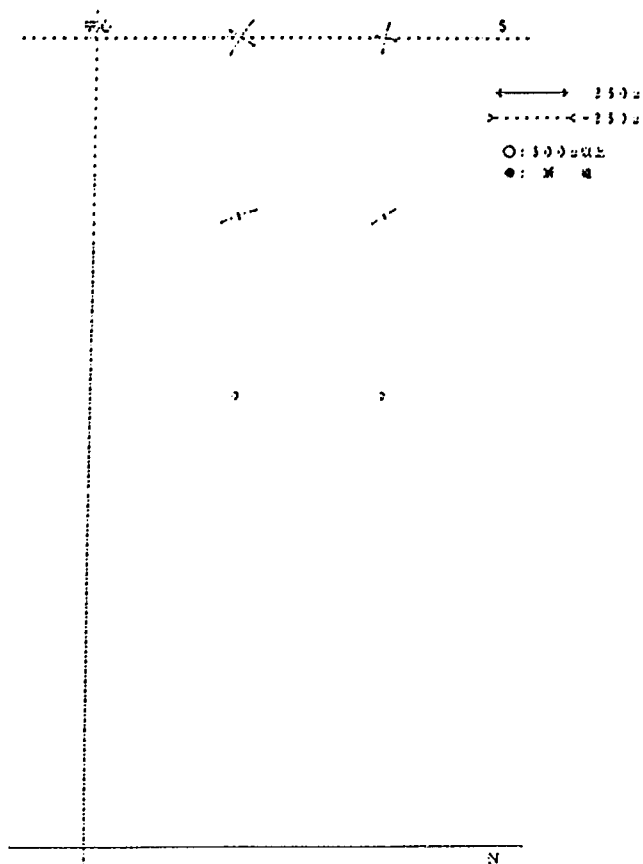
回数：40万回

付図-3.13 主ひずみ分布図 PC合成床版（その1）供試体



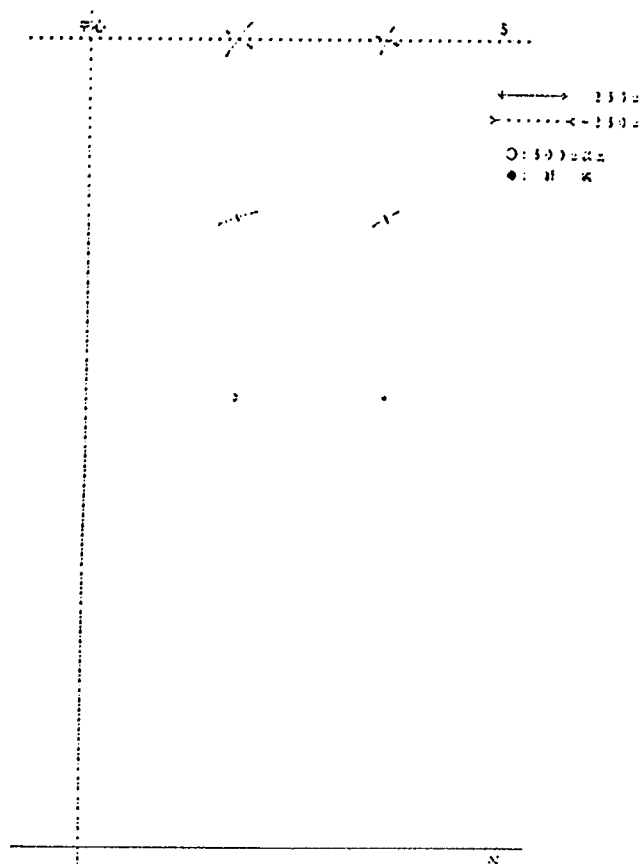
回数：51万回

付図-3.14 主ひずみ分布図 PC合成床版（その1）供試体



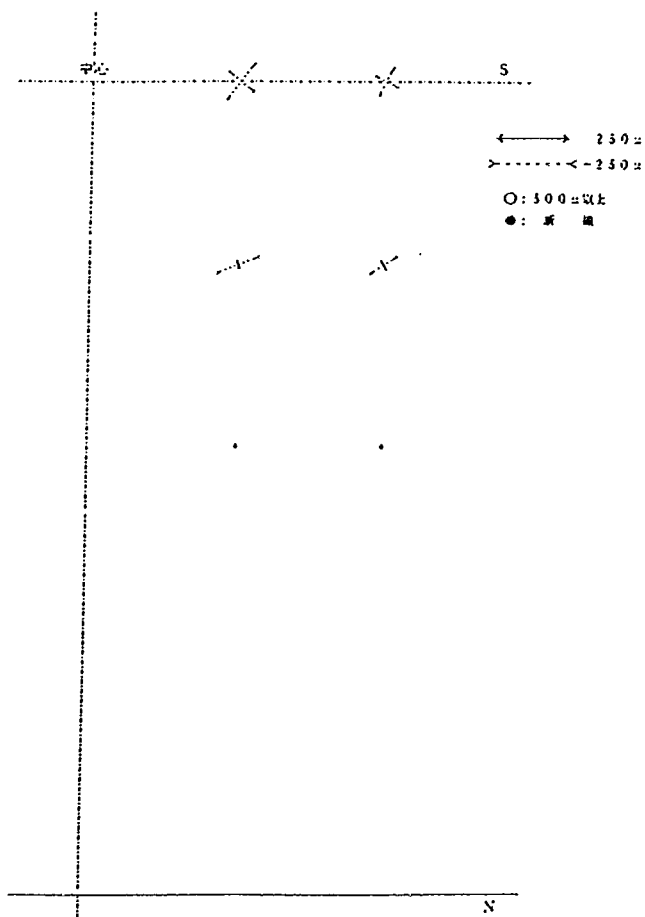
回数：1万回

付図-3.15 主ひずみ分布図 PC合成床版（その2）供試体



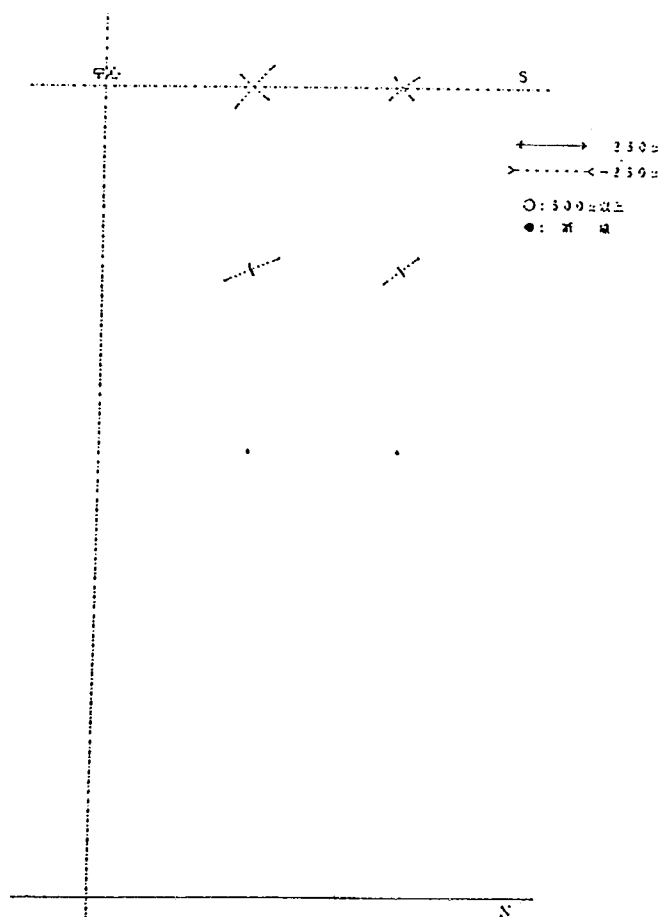
回数：4万回

付図-3.16 主ひずみ分布図 PC合成床版（その2）供試体



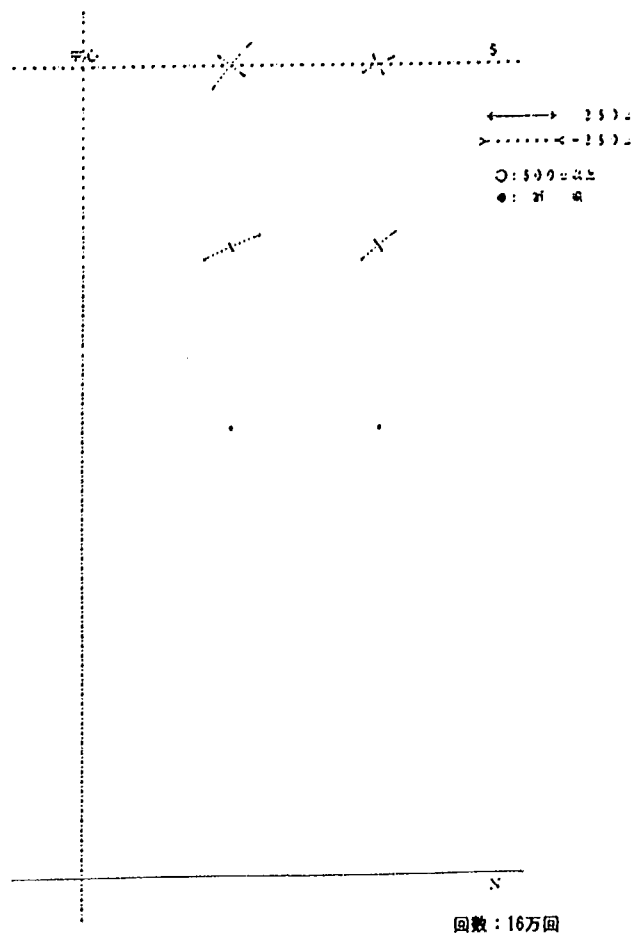
回数：8万回

付図-3.17 主ひずみ分布図 PC合成床版（その2）供試体

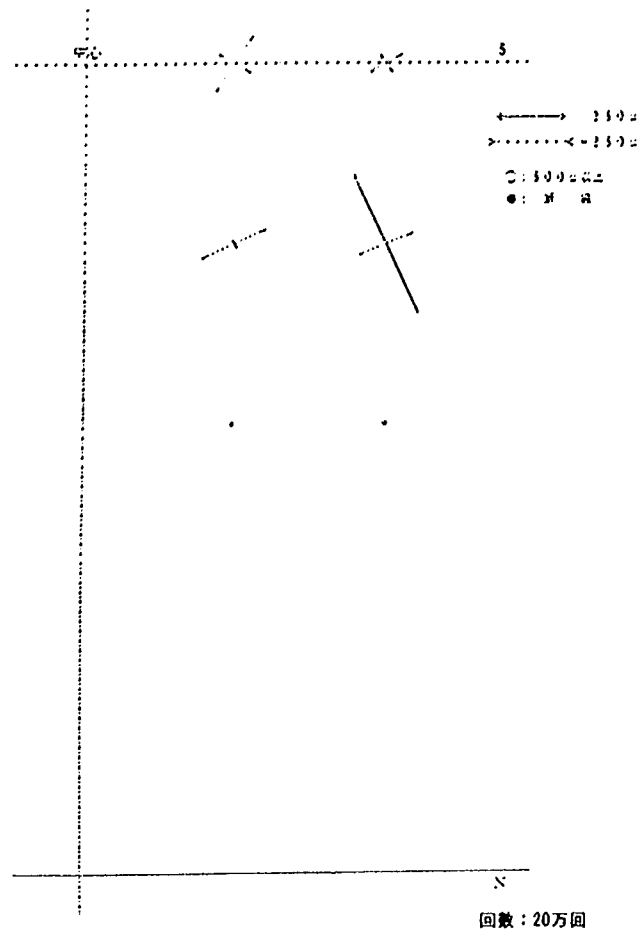


回数：12万回

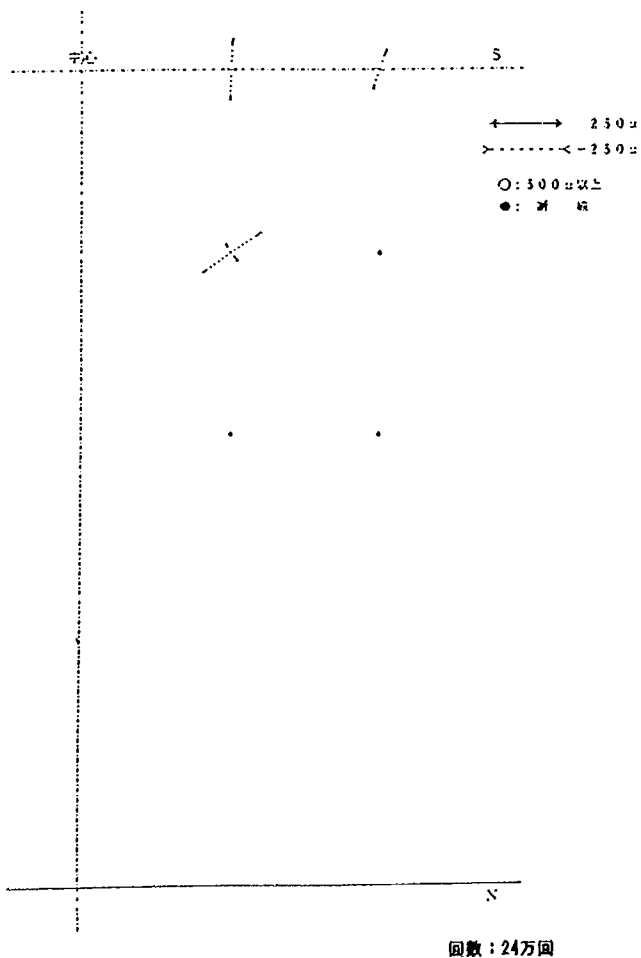
付図-3.18 主ひずみ分布図 PC合成床版（その2）供試体



付図-3.19 主ひずみ分布図 PC合成床版(その2)供試体



付図-3.20 主ひずみ分布図 PC合成床版(その2)供試体



付図-3.21 主ひずみ分布図 PC合成床版(その2)供試体

付録－４ 輪荷重走行試験、ひびわれ図（ＣＣＤカメラ）

材料ID: PCRC

測定: 30 回

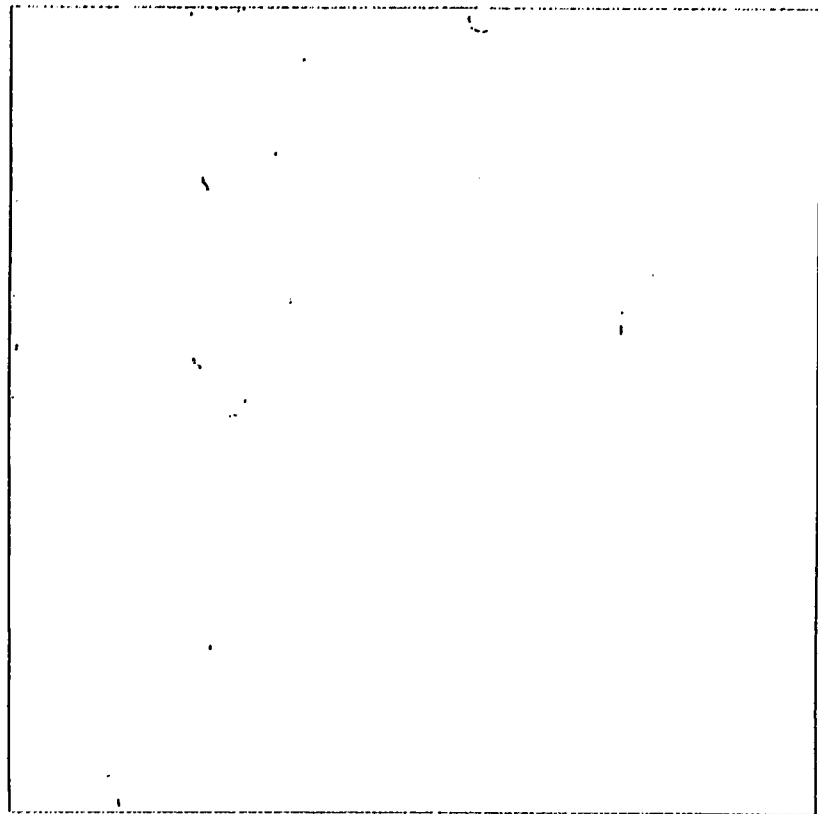
荷重: 18.01 tonf

載荷回数: 40010 回

★クラック

濃度	432	
密度	X (n/m2)	Y (n/m2)
~0.1mm	0.02	0.08
0.1~0.2mm	0.00	0.01
0.2~mm	0.00	0.00
小計	0.02	0.09
合計		0.11

----- : ~0.1mm
 ----- : 0.1~0.2mm
 ----- : 0.2~mm



付図-4.1 ひびわれ分布図 RC床版供試体 回数: 4万回、荷重: 18tf

材料ID: PCRC

測定: 37 回

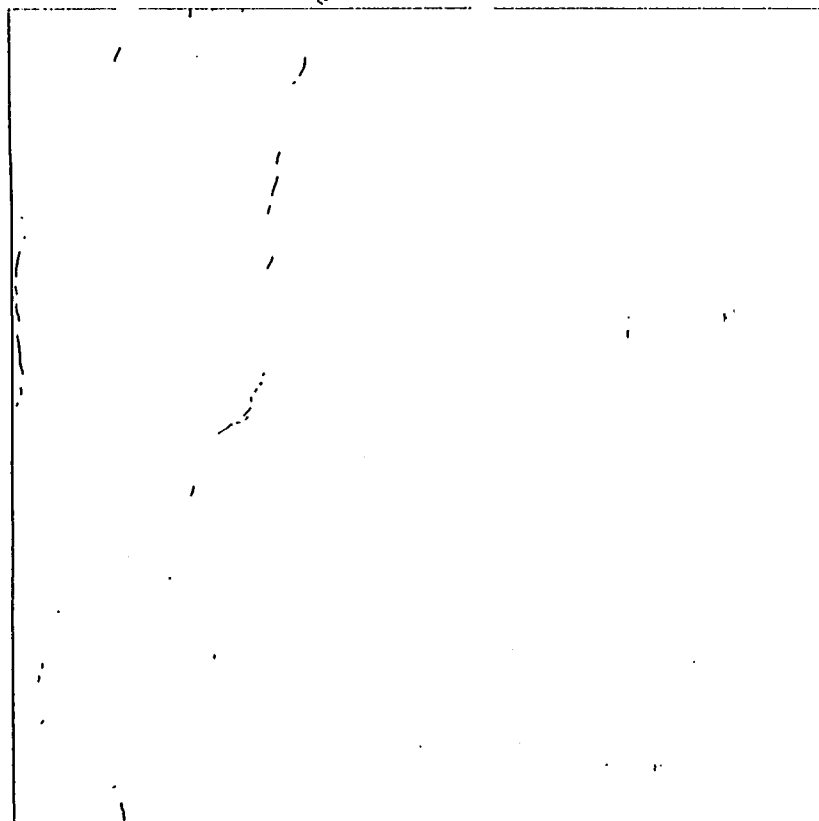
荷重: 20.12 tonf

載荷回数: 80010 回

★クラック

濃度	3456	
密度	X (n/m2)	Y (n/m2)
~0.1mm	0.05	0.48
0.1~0.2mm	0.01	0.01
0.2~mm	0.00	0.00
小計	0.06	0.49
合計		0.55

----- : ~0.1mm
 ----- : 0.1~0.2mm
 ----- : 0.2~mm



付図-4.2 ひびわれ分布図 RC床版供試体 回数: 8万回、荷重: 20tf

測定ID: PCRC

測定: 51 回

荷重: 24.90 t_{oaf}

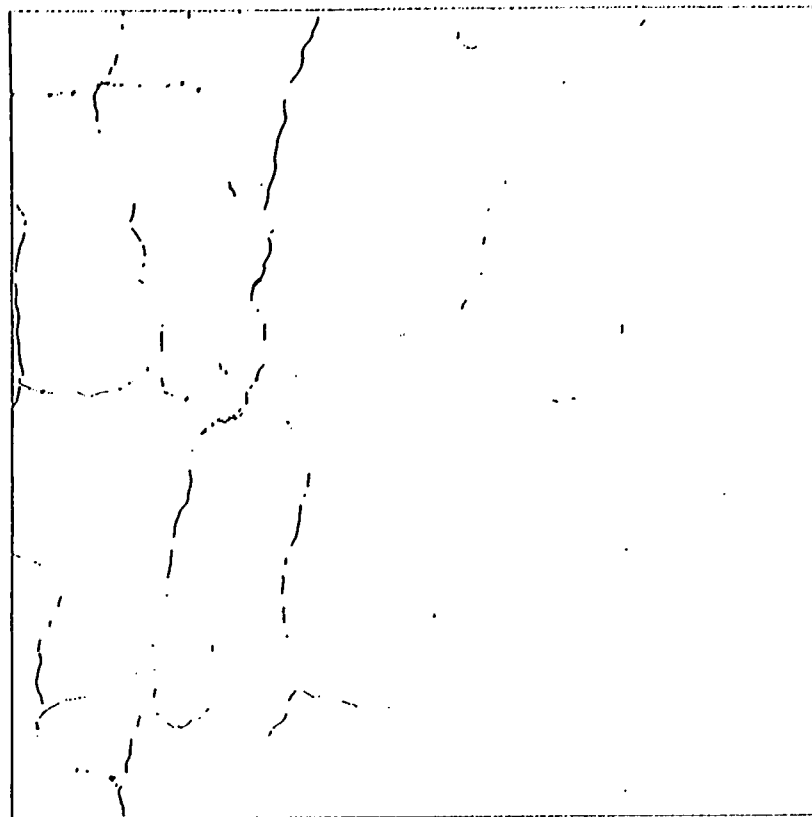
載荷回数: 190010 回

★クラック

濃度 351648

密度	X (m/m2)	Y (m/m2)
~0.1mm	0.44	1.59
0.1~0.2mm	0.87	0.22
0.2~mm	0.14	0.03
小計	0.65	1.84
合計		2.44

----- : ~0.1mm
 ----- : 0.1~0.2mm
 ----- : 0.2~mm



付図-4.3 ひびわれ分布図 RC床版供試体 回数:19万回、荷重:24tf

測定ID: PCRC

測定: 80 回

荷重: 24.05 t_{oaf}

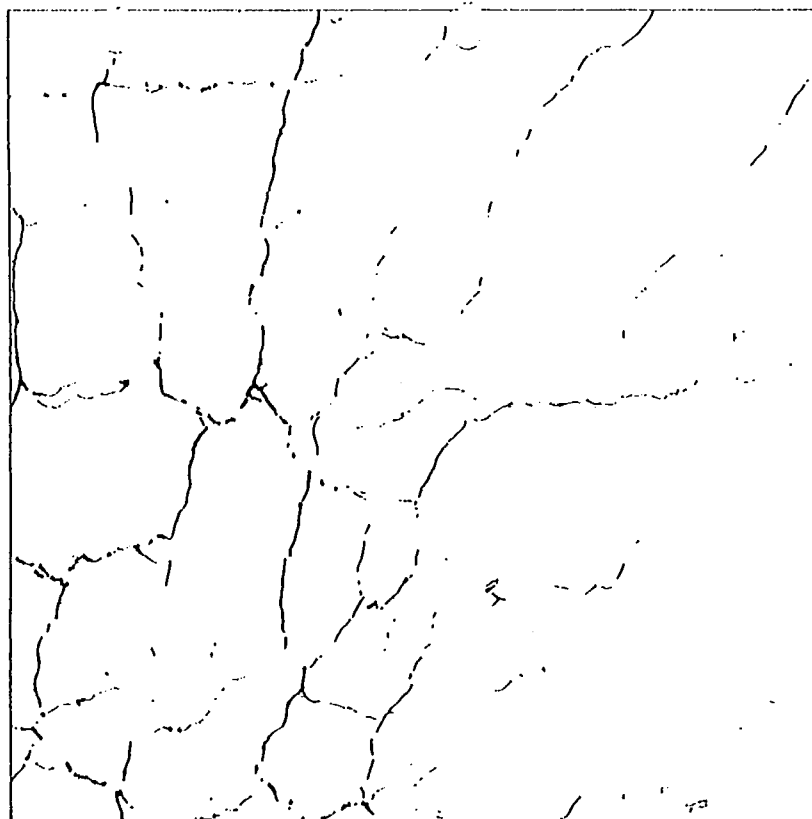
載荷回数: 255596 回

★クラック

濃度 1134432

密度	X (m/m2)	Y (m/m2)
~0.1mm	1.49	1.99
0.1~0.2mm	0.75	1.23
0.2~mm	0.84	0.57
小計	2.87	3.79
合計		6.65

----- : ~0.1mm
 ----- : 0.1~0.2mm
 ----- : 0.2~mm



付図-4.4 ひびわれ分布図 RC床版供試体 回数:25.5万回、荷重24tf

試験ID: PCJN18

測定: 22 回

荷重: 39.92 tonf

観測回数: 500005 回

★クラック

酒度 26511240

密度	X (m/m2)	Y (m/m2)
~0.1mm	0.04	0.00
0.1~0.2mm	0.00	0.00
0.2~mm	0.00	0.00
小計	0.04	0.00
合計		0.04

..... : ~0.1mm
 : 0.1~0.2mm
 : 0.2~mm

付図-4.5 ひびわれ分布図 PC合成床版(その1)供試体 回数: 50万回、荷重: 40tf

試験ID: PCJN18

測定: 23 回

荷重: 40.02 tonf

観測回数: 512361 回

★クラック

酒度 21450123

密度	X (m/m2)	Y (m/m2)
~0.1mm	0.04	0.00
0.1~0.2mm	0.00	0.00
0.2~mm	0.00	0.00
小計	0.04	0.00
合計		0.04

..... : ~0.1mm
 : 0.1~0.2mm
 : 0.2~mm

付図-4.6 ひびわれ分布図 PC合成床版(その1)供試体 回数: 51万回、荷重40tf

計測ID: PCJN1K

測定: 24 回

荷重: 40.22 tonf

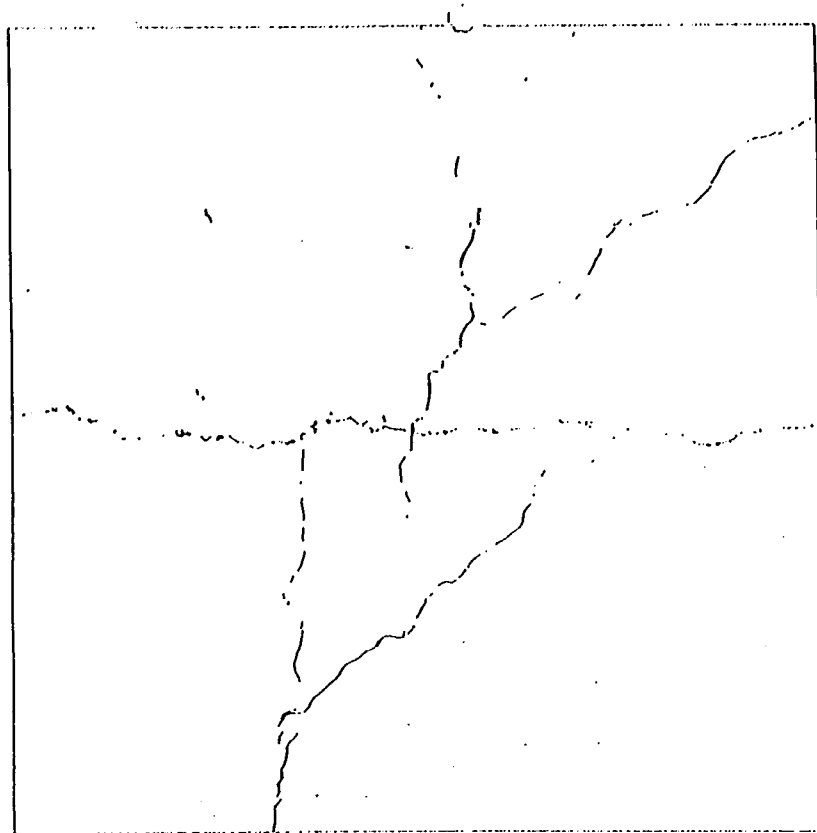
観荷回数: 512532 回

★クラック

濃度 96336

密度	X (m/m2)	Y (m/m2)
~0.1mm	0.43	0.19
0.1~0.2mm	0.46	0.13
0.2~mm	0.15	0.10
小計	1.46	1.34
合計		2.80

..... : ~0.1mm
 ——— : 0.1~0.2mm
 ——— : 0.2~mm



付図-4.7 ひびわれ分布図 PC合成床版(その1) 供試体 回数: 51万回、荷重40tf

計測ID: PCJN1K

測定: 32 回

荷重: 40.35 tonf

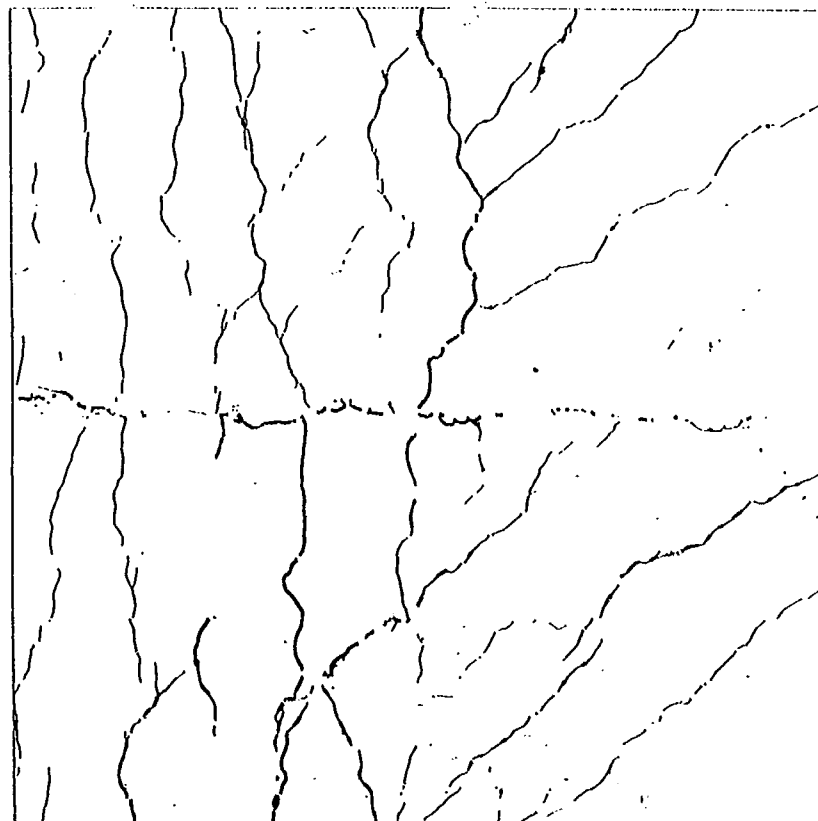
観荷回数: 512691 回

★クラック

濃度 1738800

密度	X (m/m2)	Y (m/m2)
~0.1mm	1.01	3.46
0.1~0.2mm	1.49	3.16
0.2~mm	0.94	1.85
小計	3.44	8.47
合計		11.91

..... : ~0.1mm
 ——— : 0.1~0.2mm
 ——— : 0.2~mm



付図-4.8 ひびわれ分布図 PC合成床版(その1) 供試体 回数: 51万回、荷重40tf

出測ID: PCJN32

測定: 9 回

荷重: 22.10 tonf

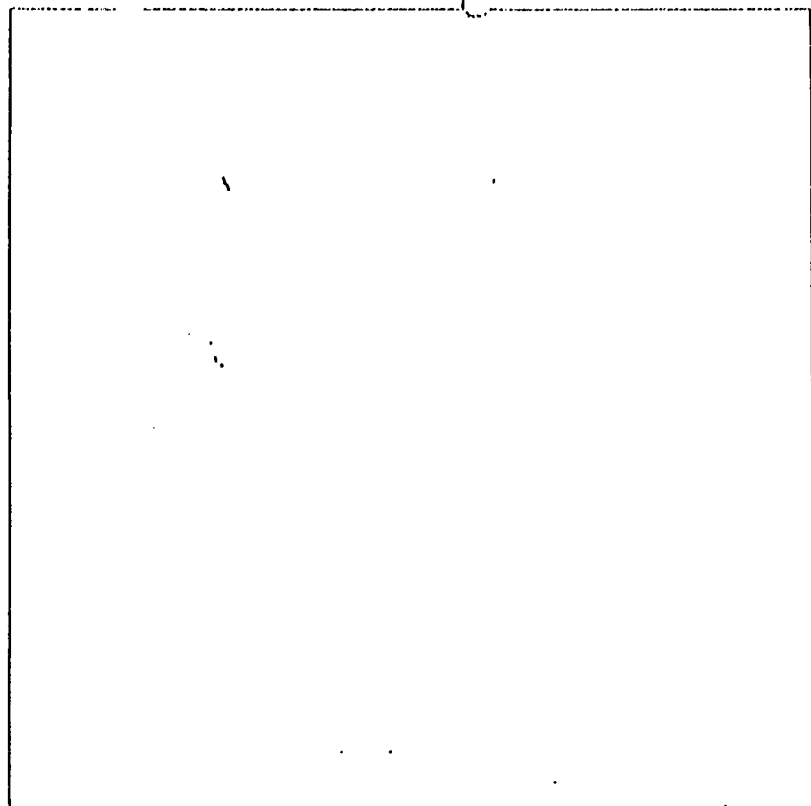
試験回数: 160010 回

★クラック

濃度 52704

濃度	X (m/m2)	Y (m/m2)
〜0.1mm	0.00	0.01
0.1〜0.2mm	0.01	0.00
0.2〜mm	0.00	0.00
小計	0.01	0.01
合計		0.02

----- : ~0.1mm
 ----- : 0.1~0.2mm
 ----- : 0.2~ mm



付図-4.9 ひびわれ分布図 PC合成床版(その2) 供試体 回数: 16万回、荷重: 22tf

出測ID: PCJN32

測定: 14 回

荷重: 24.13 tonf

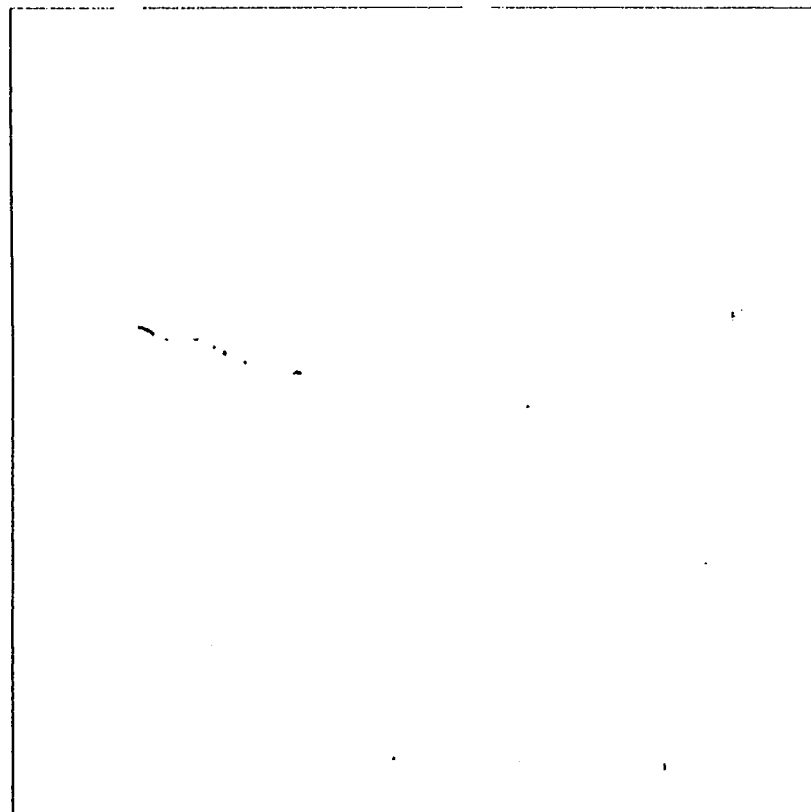
試験回数: 200022 回

★クラック

濃度 51776

濃度	X (m/m2)	Y (m/m2)
〜0.1mm	0.02	0.00
0.1〜0.2mm	0.02	0.00
0.2〜mm	0.05	0.00
小計	0.08	0.00
合計		0.03

----- : ~0.1mm
 ----- : 0.1~0.2mm
 ----- : 0.2~ mm



付図-4.10 ひびわれ分布図 PC合成床版(その2) 供試体 回数: 20万回、荷重: 24tf

用紙ID: PCJN32

測定: 20 回

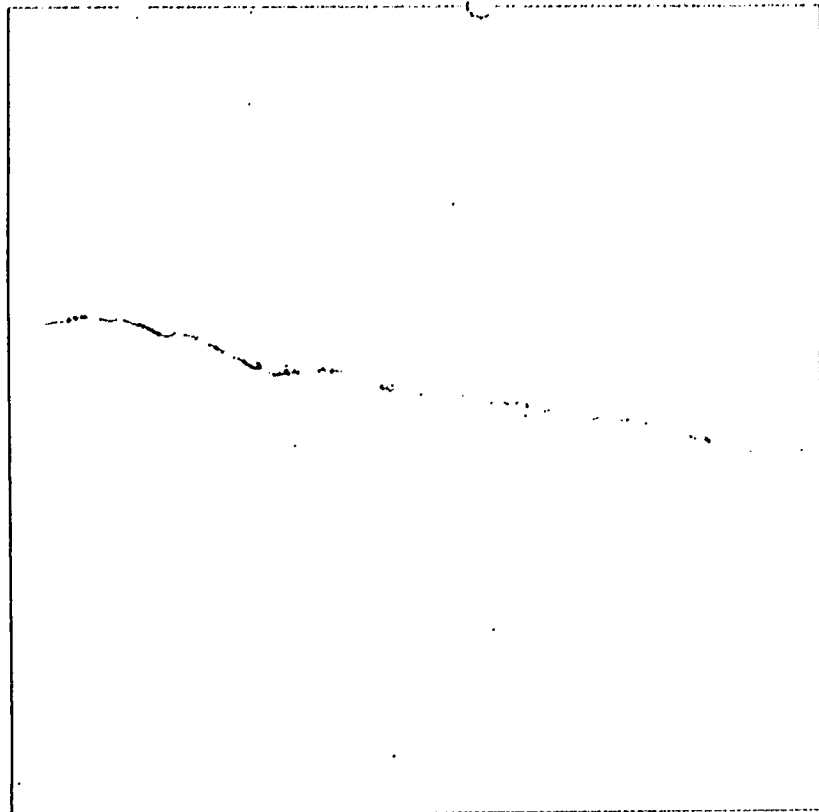
荷重: 26.09 tonf

載荷回数: 240013 回

★クラック

濃度	85536	
密度	X (n/m ²)	Y (n/m ²)
~0.1mm	0.26	0.02
0.1~0.2mm	0.11	0.02
0.2~mm	0.19	0.00
小計	0.55	0.04
合計		0.59

----- : ~0.1mm
 ----- : 0.1~0.2mm
 ----- : 0.2~mm



付図-4.11 ひびわれ分布図 PC合成床版(その2) 供試体 回数: 24万回、荷重: 26 t f

用紙ID: PCJN32

測定: 24 回

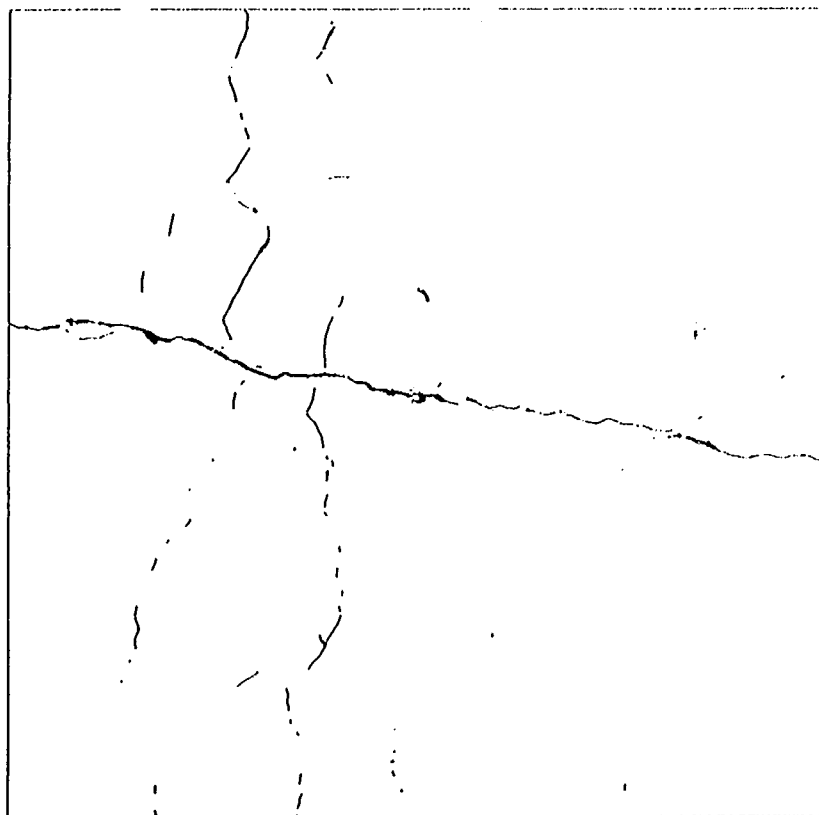
荷重: 28.13 tonf

載荷回数: 終荷時
240838回

★クラック

密度	402192	
密度	X (n/m ²)	Y (n/m ²)
~0.1mm	0.45	1.21
0.1~0.2mm	0.53	0.03
0.2~mm	0.64	0.10
小計	1.63	1.34
合計		2.96

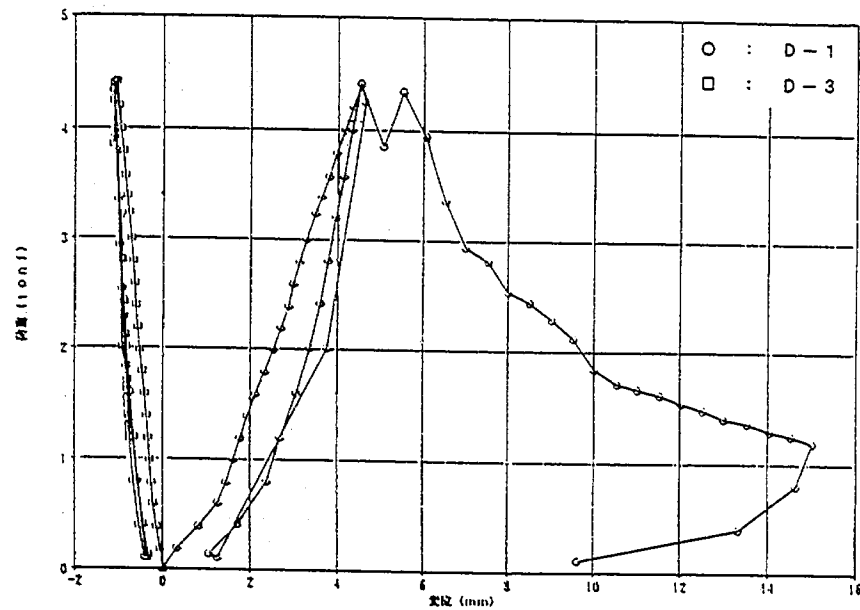
----- : ~0.1mm
 ----- : 0.1~0.2mm
 ----- : 0.2~mm



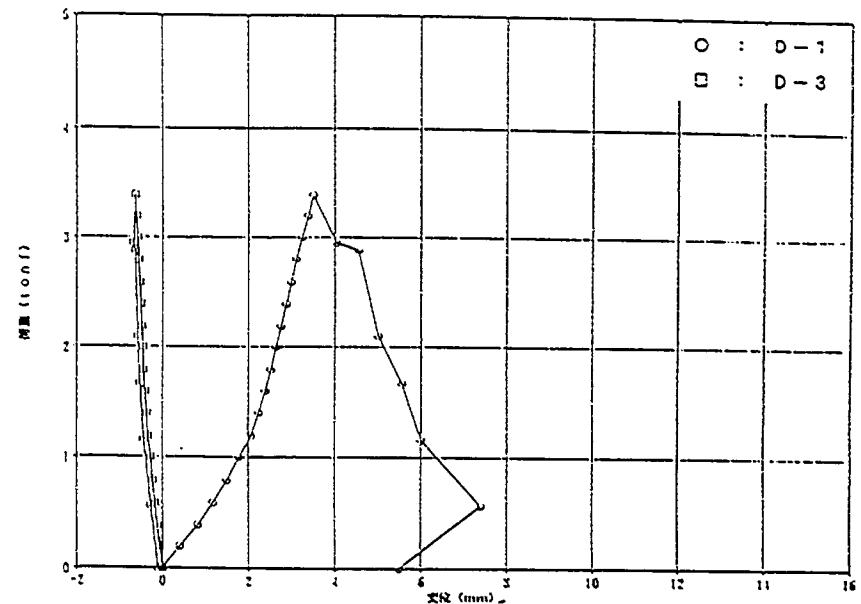
付図-4.12 ひびわれ分布図 PC合成床版(その2) 供試体 終荷時回数: 240838回、荷重: 28 t f

付録－5 切欠部耐荷性能試験（静的載荷試験）

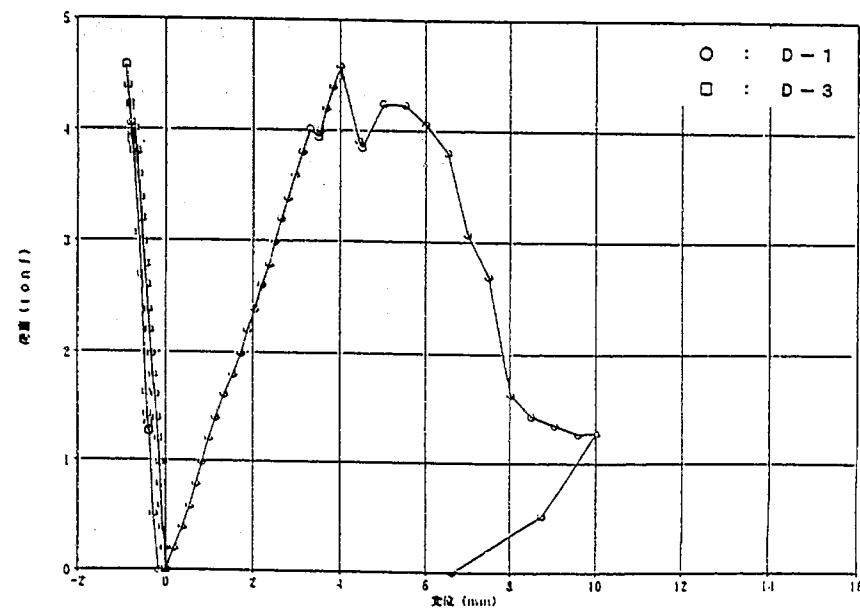
－ 変位データ計測結果 －



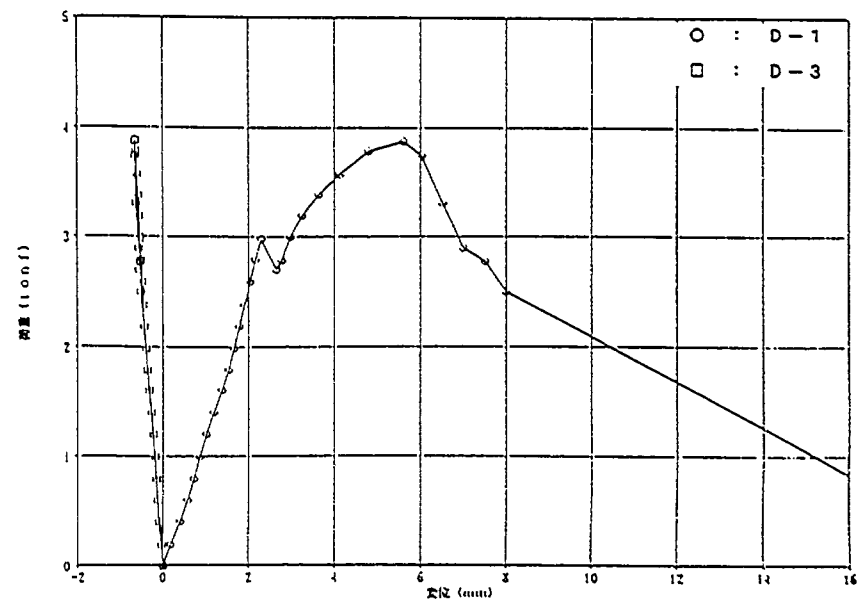
付図-5.1 切り欠き部供試体 CASE1 (60mm):荷重-鉛直変位 (D-1, D-3)



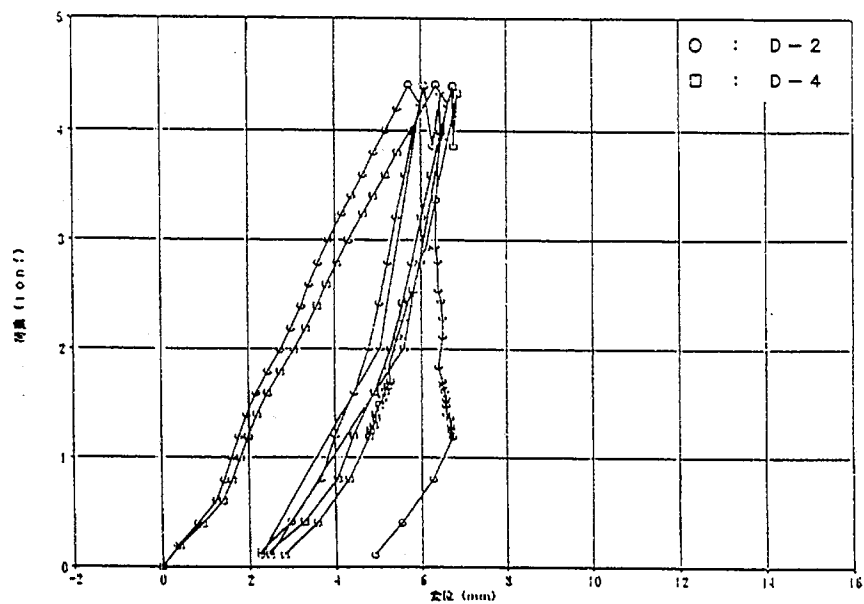
付図-5.2 切り欠き部供試体 CASE1 (25mm):荷重-鉛直変位 (D-1, D-3)



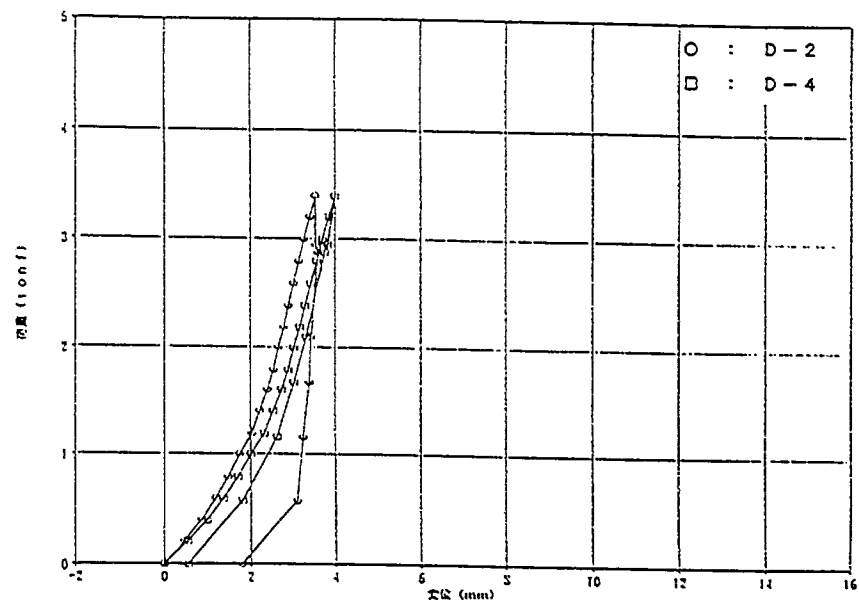
付図-5.3 切り欠き部供試体 CASE2 (60mm):荷重-鉛直変位 (D-1, D-3)



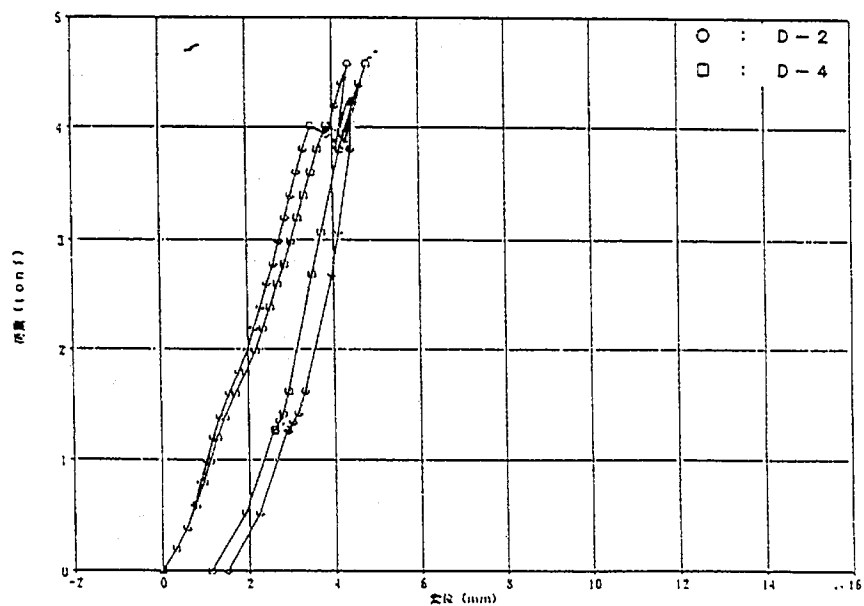
付図-5.4 切り欠き部供試体 CASE2 (25mm):荷重-鉛直変位 (D-1, D-3)



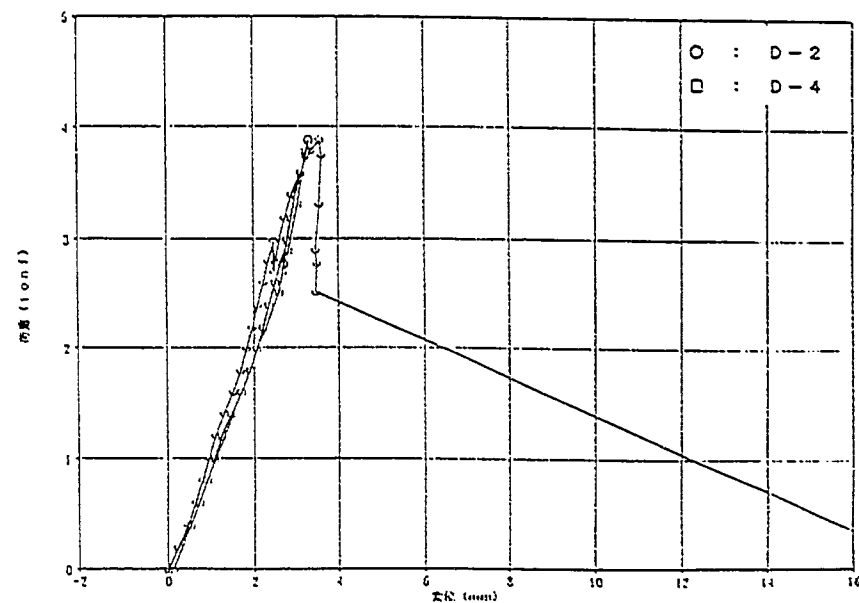
付図-5.5 切り欠き部供試体 CASE1 (60mm):荷重-水平変位 (D-2, D-4)



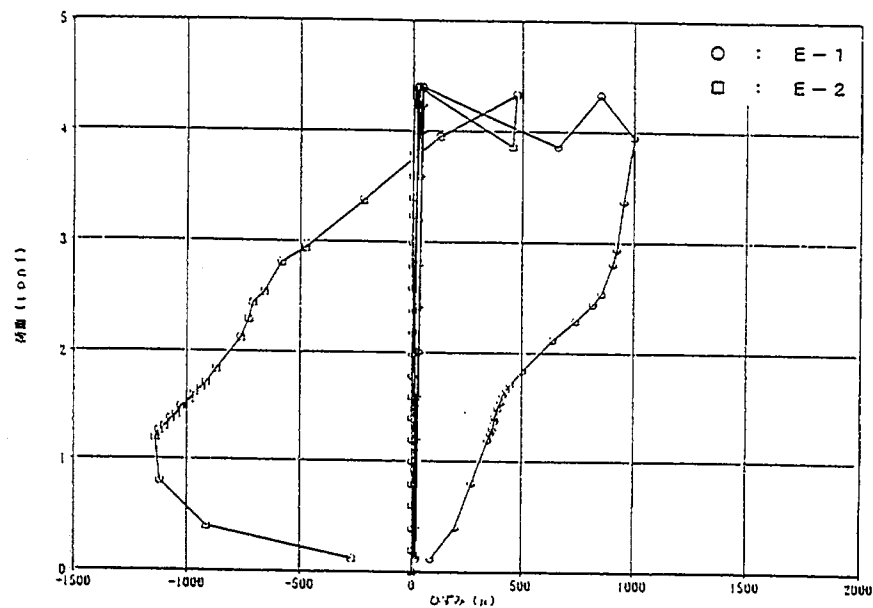
付図-5.6 切り欠き部供試体 CASE1 (25mm):荷重-水平変位 (D-2, D-4)



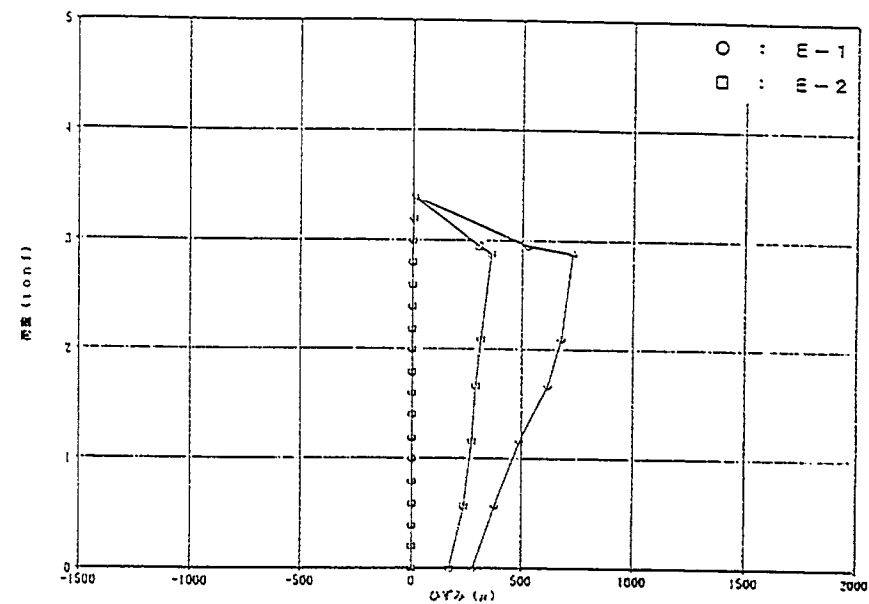
付図-5.7 切り欠き部供試体 CASE2 (60mm):荷重-水平変位 (D-2, D-4)



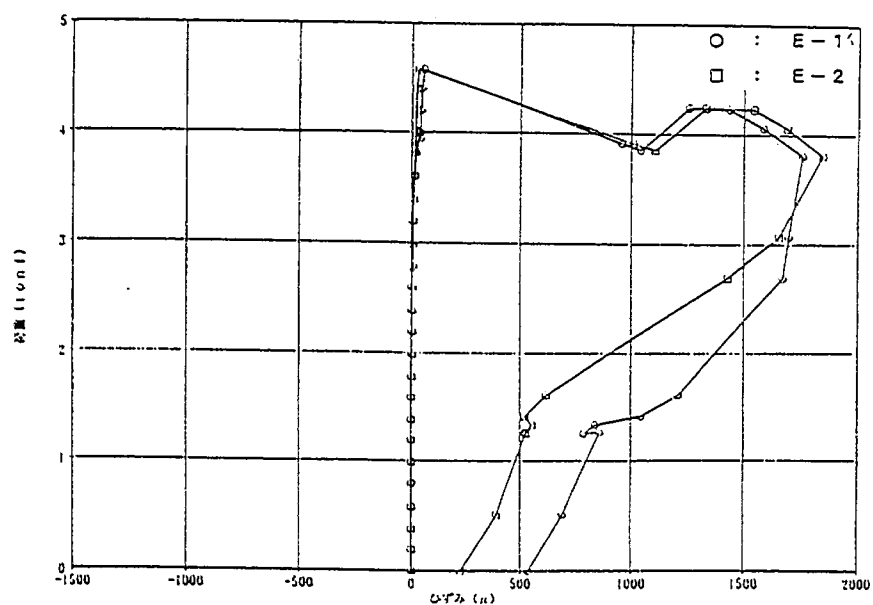
付図-5.8 切り欠き部供試体 CASE2 (25mm):荷重-水平変位 (D-2, D-4)



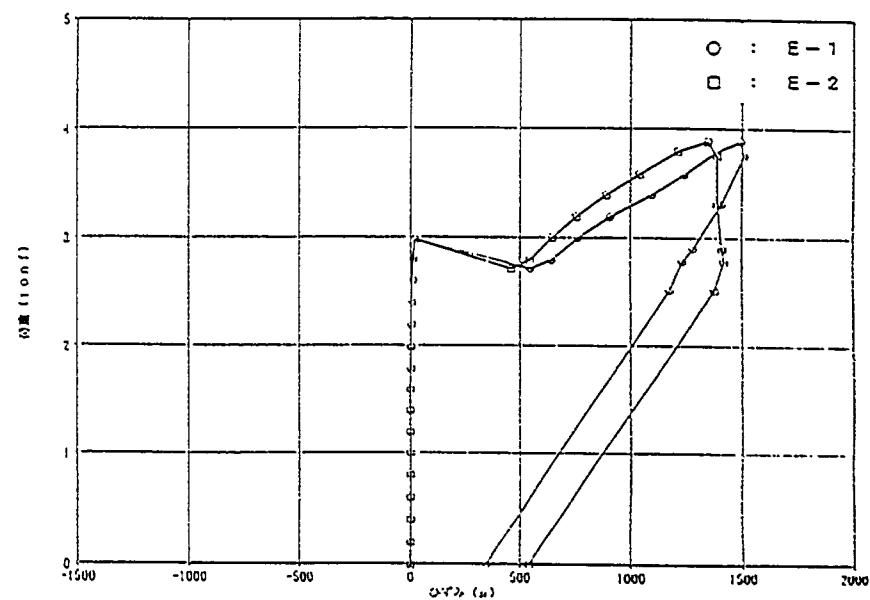
付図-5.9 切り欠き部供試体 CASE1 (60mm):荷重-鉄筋ひずみ (E-1, E-2)



付図-5.10 切り欠き部供試体 CASE1 (25mm):荷重-鉄筋ひずみ (E-1, E-2)



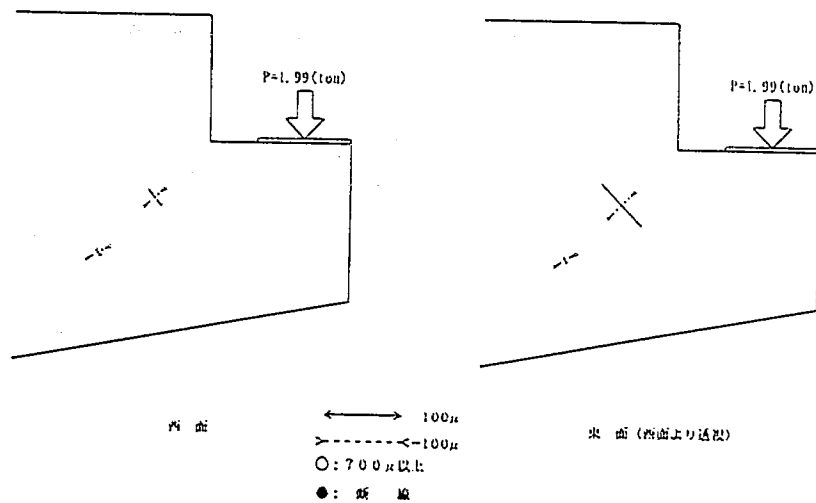
付図-5.11 切り欠き部供試体 CASE2 (60mm):荷重-鉄筋ひずみ (E-1, E-2)



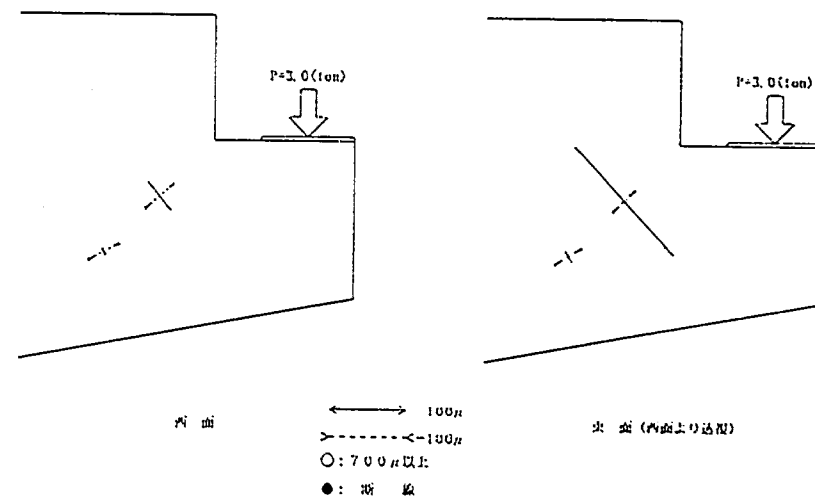
付図-5.12 切り欠き部供試体 CASE2 (25mm):荷重-鉄筋ひずみ (E-1, E-2)

付録－6 切欠部耐荷性能試験（静的載荷試験）

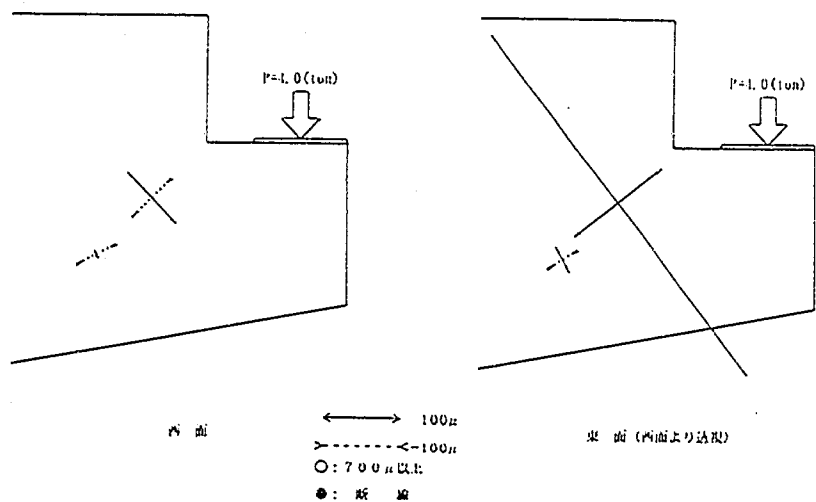
－ 主ひずみ分布図 －



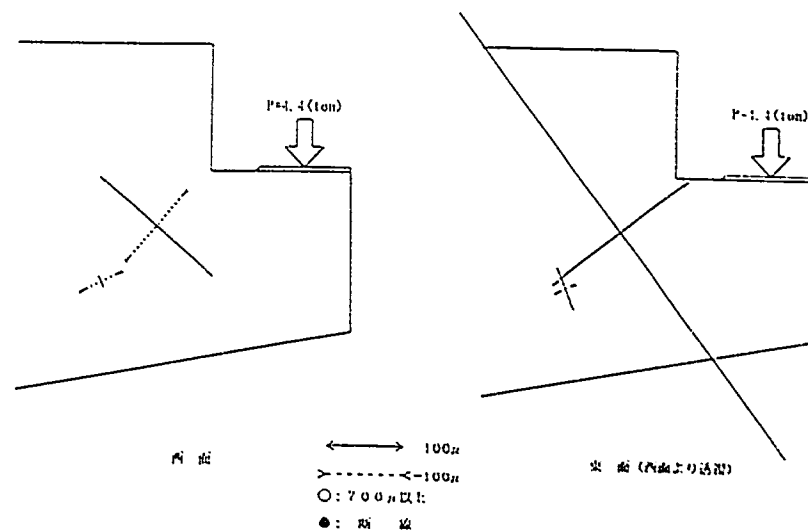
付図-6.1 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 1 : 60mm)



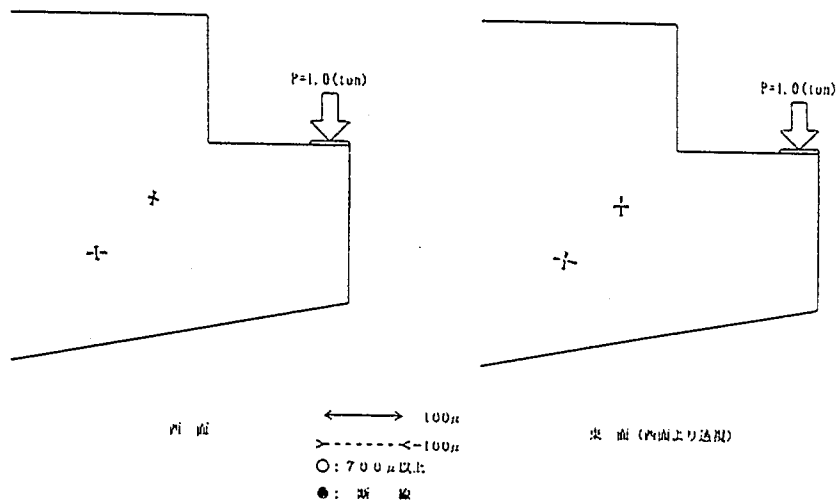
付図-6.2 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 1 : 60mm)



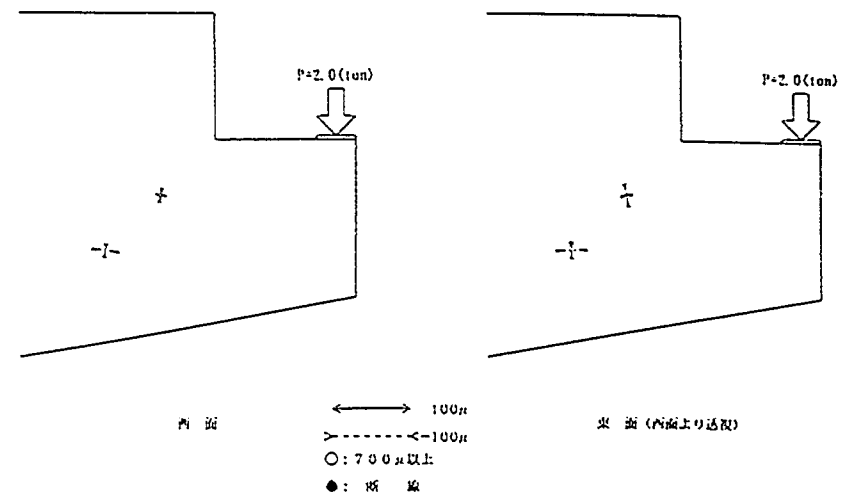
付図-6.3 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 1 : 60mm)



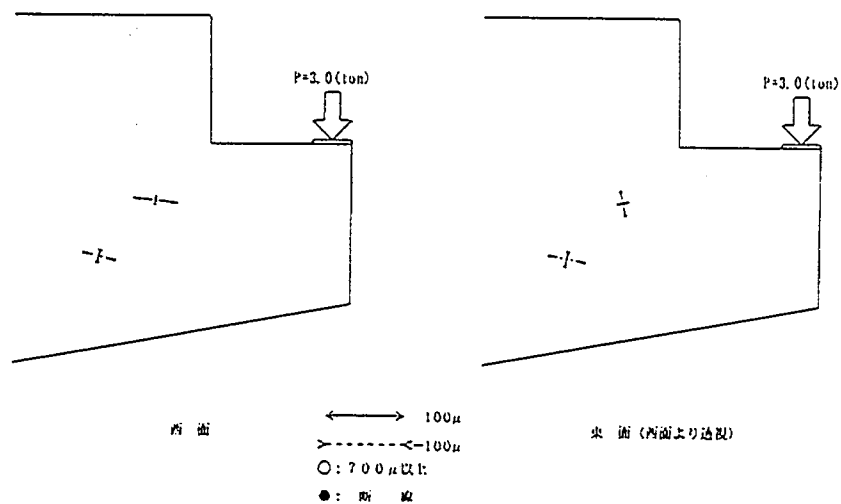
付図-6.4 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 1 : 60mm)



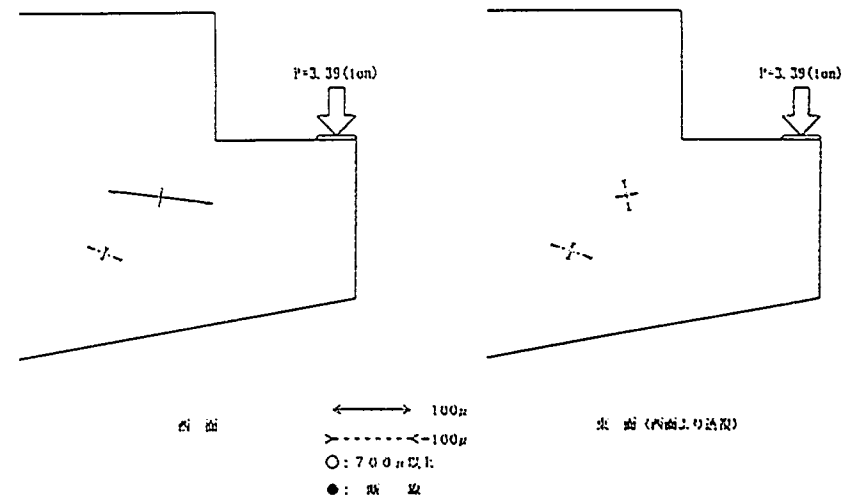
付図-6.5 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 1 : 2.5mm)



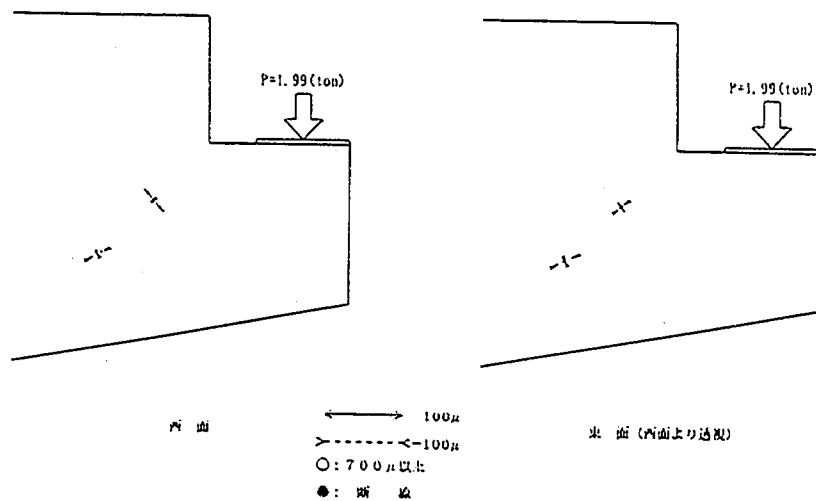
付図-6.6 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 1 : 2.5mm)



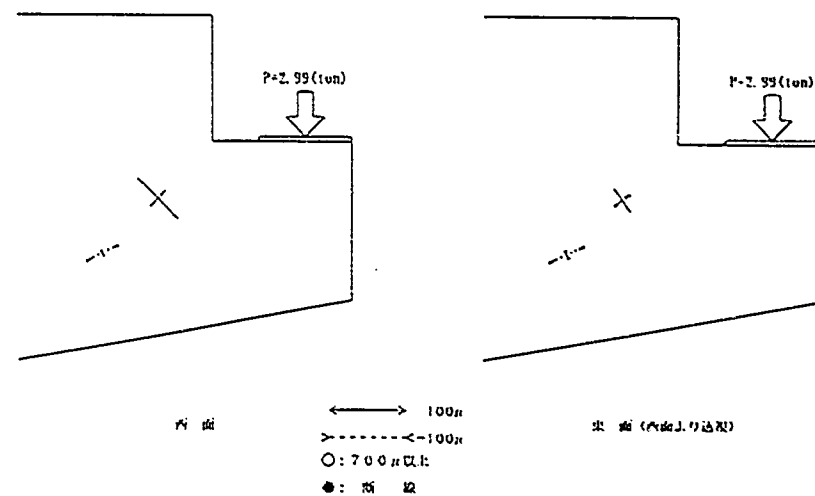
付図-6.7 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 1 : 2.5mm)



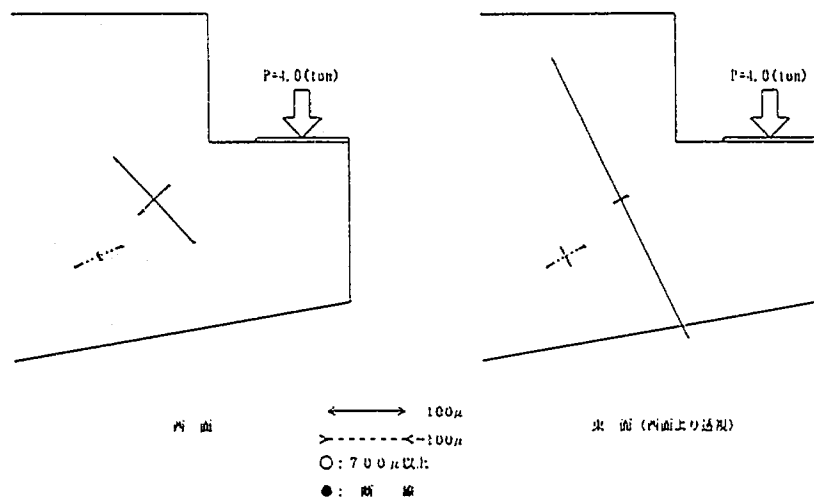
付図-6.8 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 1 : 2.5mm)



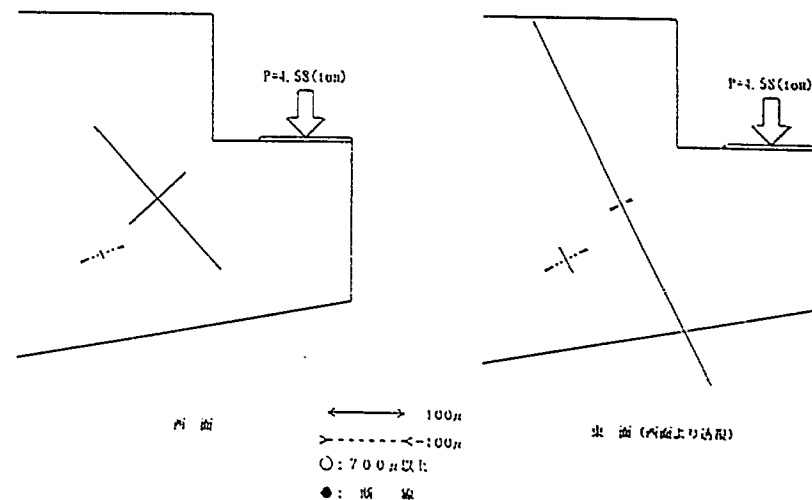
付図-6.9 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 2 : 60mm)



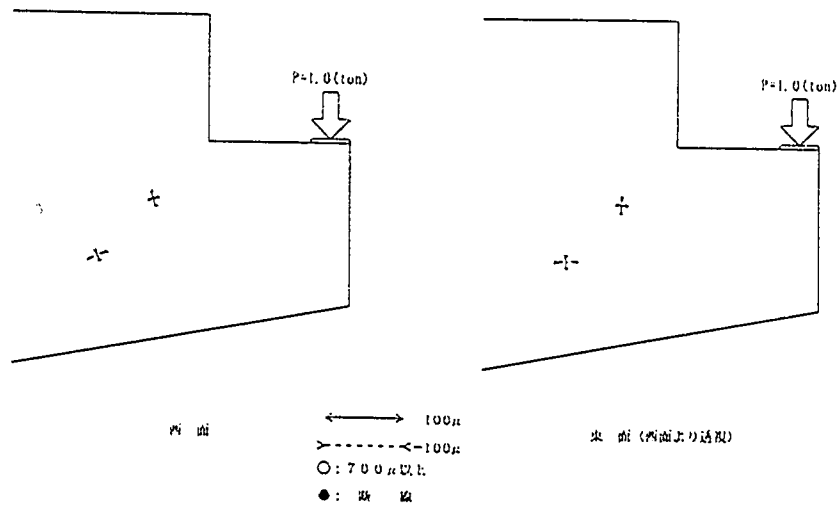
付図-6.10 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 2 : 60mm)



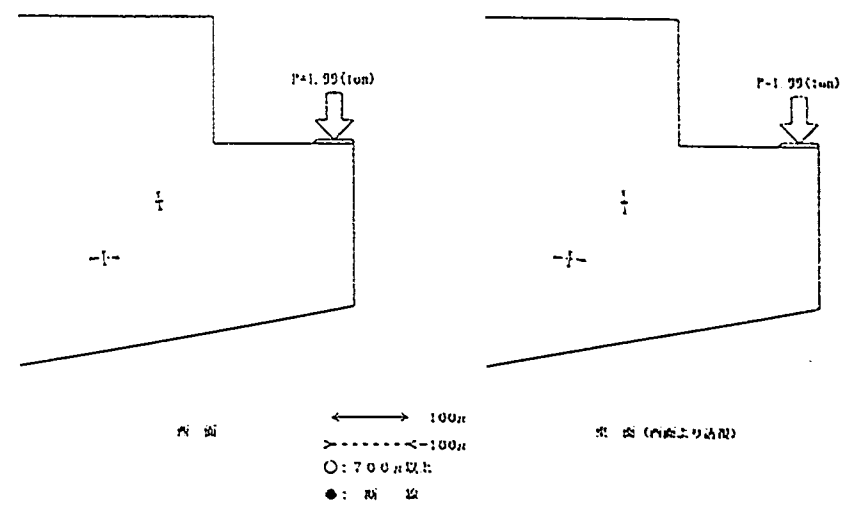
付図-6.11 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 2 : 60mm)



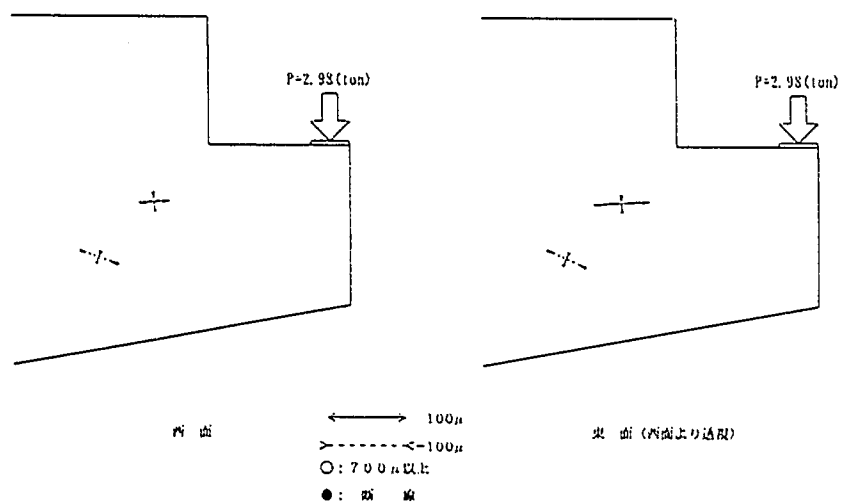
付図-6.12 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 2 : 60mm)



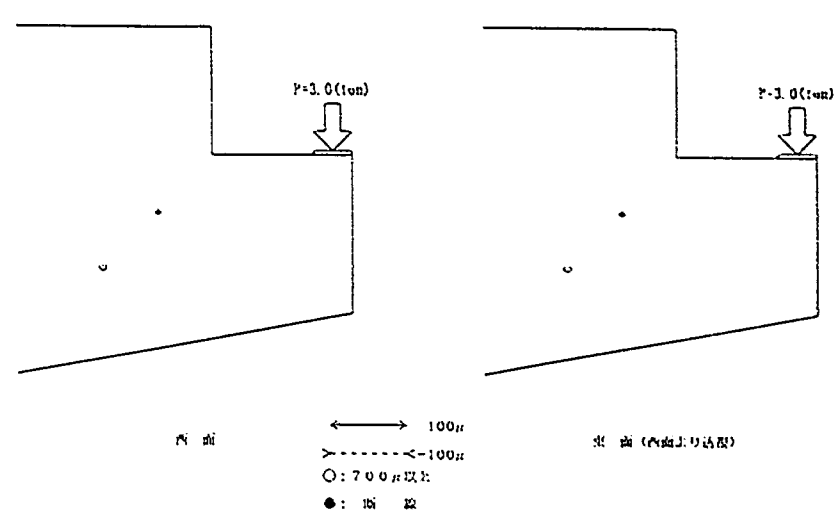
付図-6.13 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 2 : 2.5 mm)



付図-6.14 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 2 : 2.5 mm)



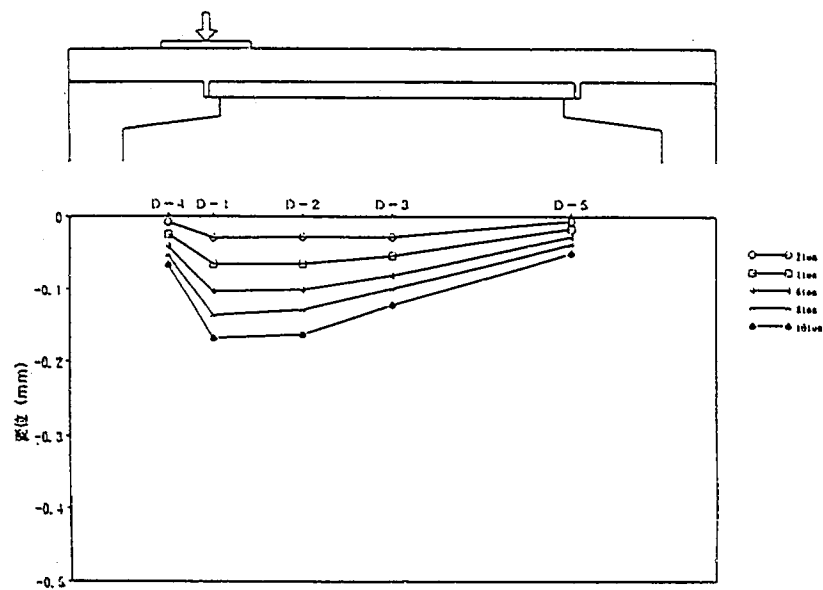
付図-6.15 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 2 : 2.5 mm)



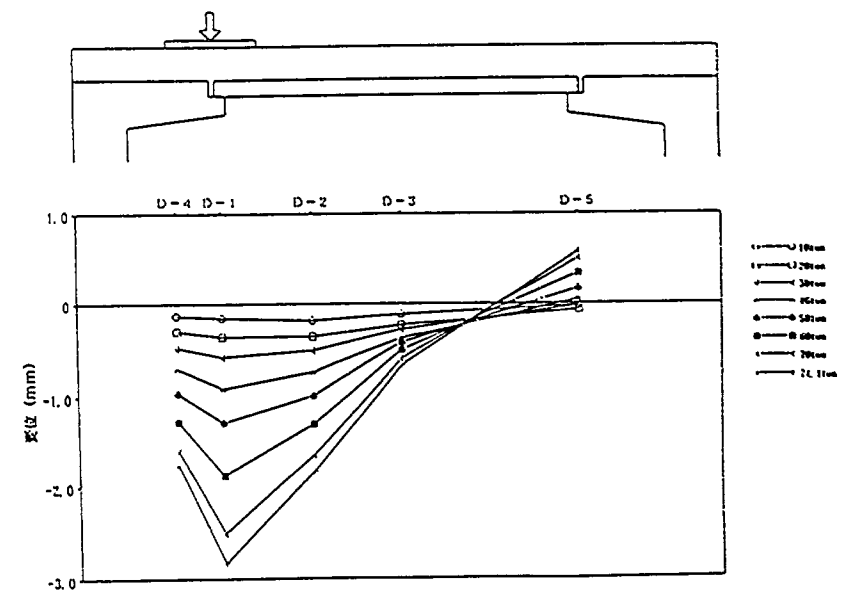
付図-6.16 切り欠き部供試体の主ひずみ分布図 (CASE 2 : 2.5 mm)

付録一 7 切欠部耐荷性能試験（繰り返し載荷試験）

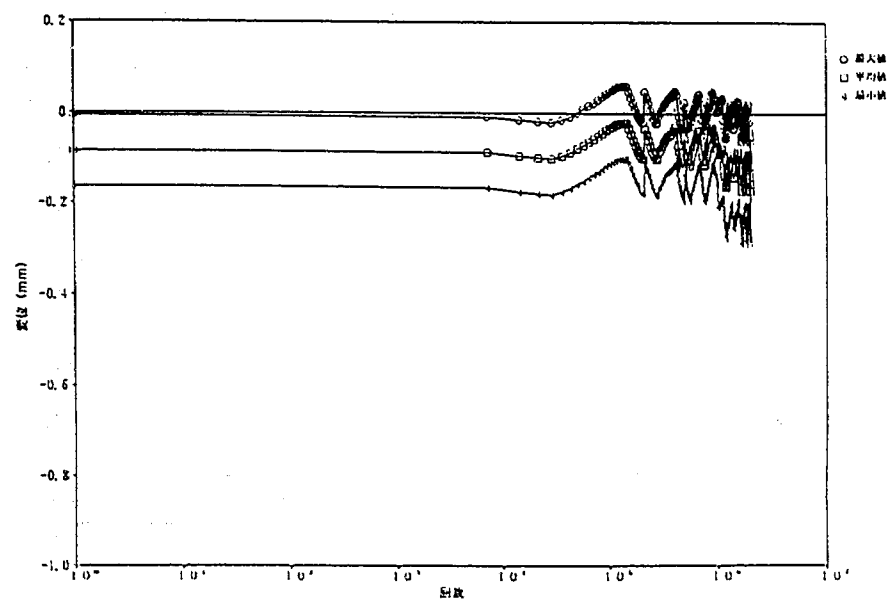
— 静的変位計測結果 —



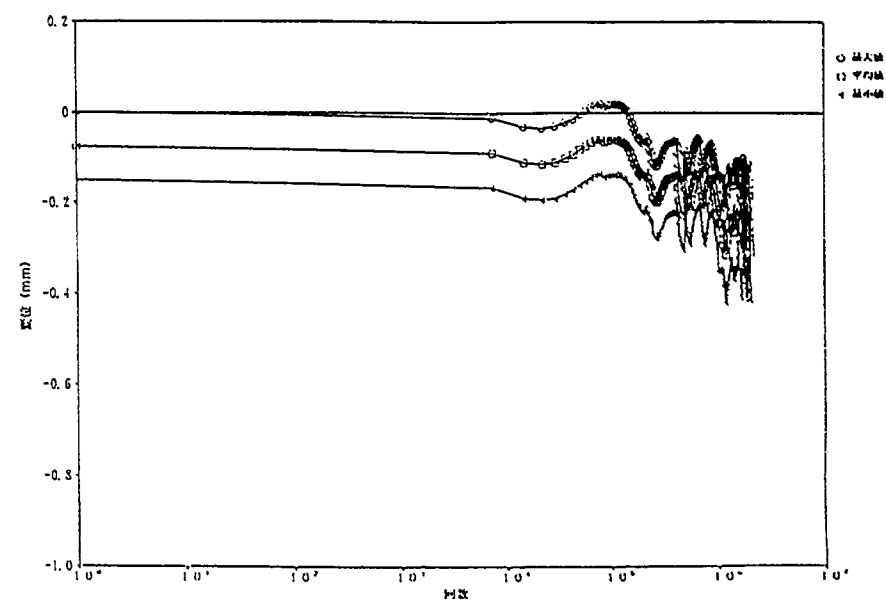
付図-7.1 PC板はり供試体の変位分布図



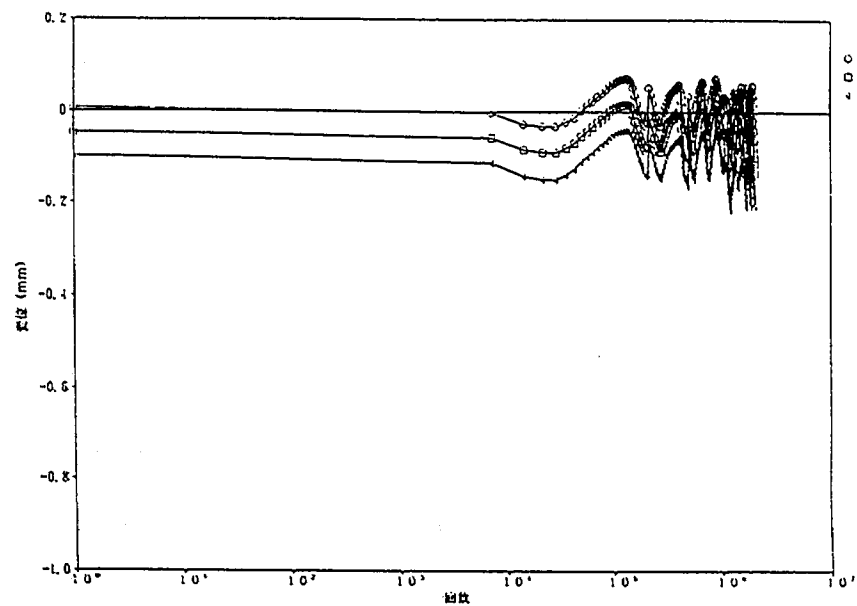
付図-7.2 PC板はり供試体の変位分布図(2000回後)



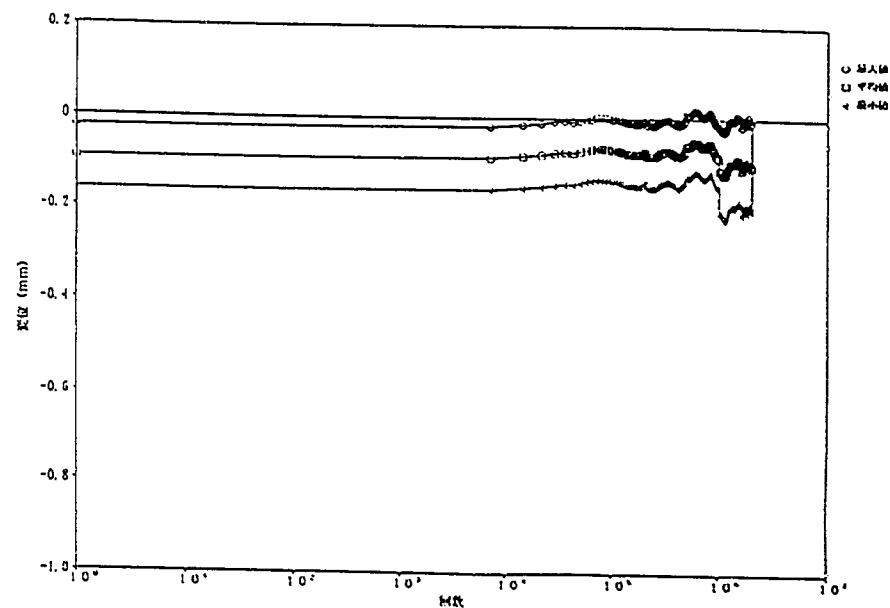
付図-7.3 疲労試験(PC板はり供試体) : 変位(D-1)



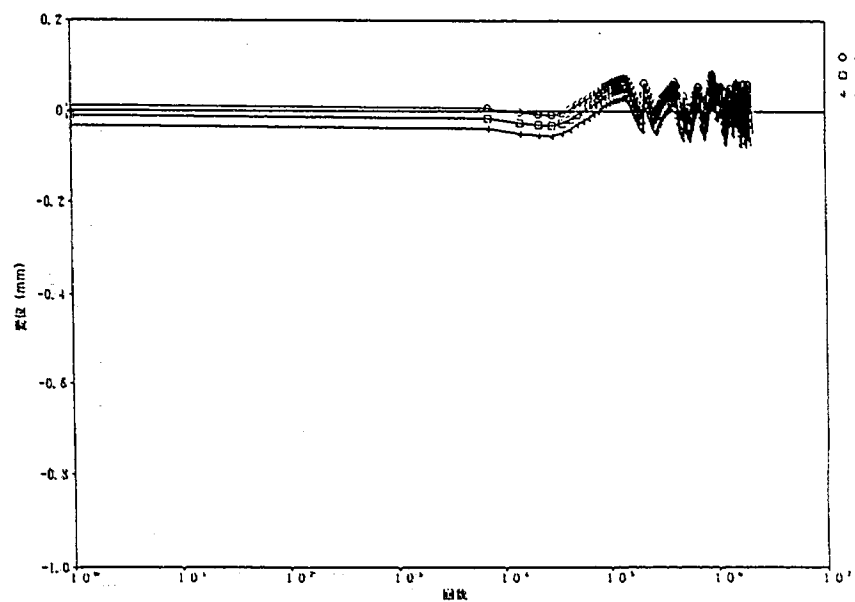
付図-7.4 疲労試験(PC板はり供試体) : 変位(D-2)



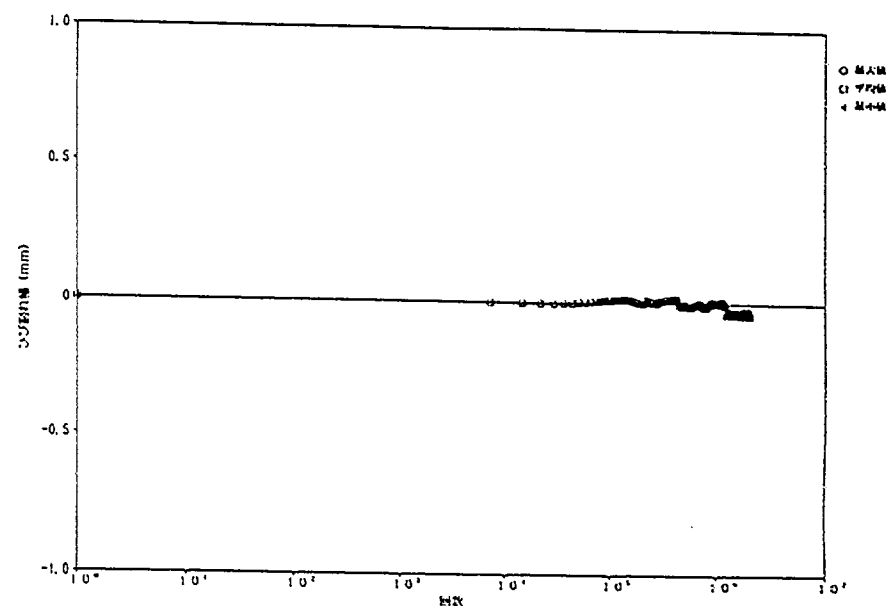
付図-7.5 疲労試験 (PC板はり供試体) : 変位 (D-3)



付図-7.6 疲労試験 (PC板はり供試体) : 変位 (D-4)



付図-7.7 疲労試験 (PC板はり供試体) : 変位 (D-5)

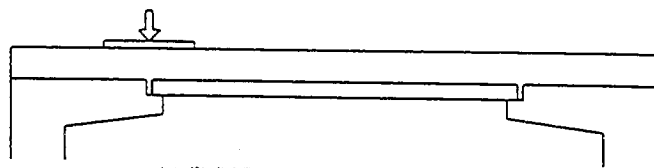


付図-7.8 疲労試験 (PC板はり供試体) : 変位 (P1-2)

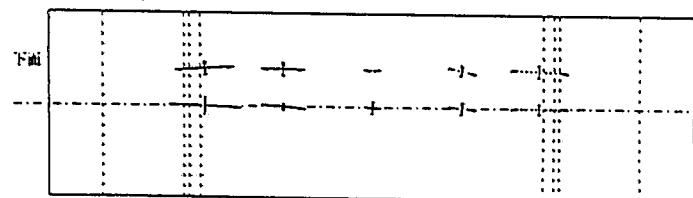
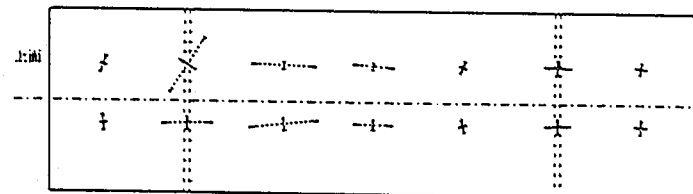
付録一 8 切欠部耐荷性能試験（繰り返し載荷試験）

— 主ひずみ分布図 —

主要な繰り返し載荷回数時における主ひずみ分布図



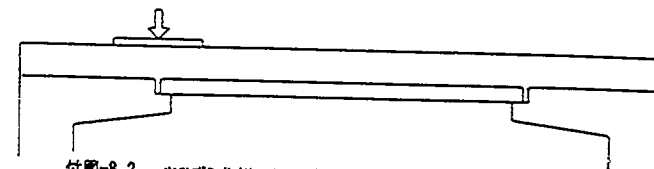
付図-8.1 主ひずみ分布図 (PC板はり試験体) 10ton:1回



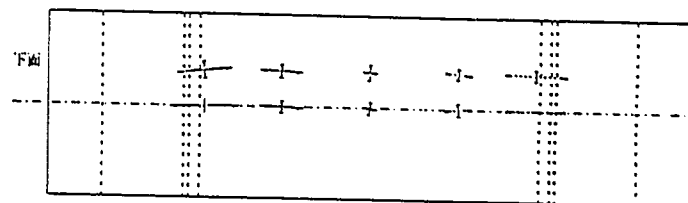
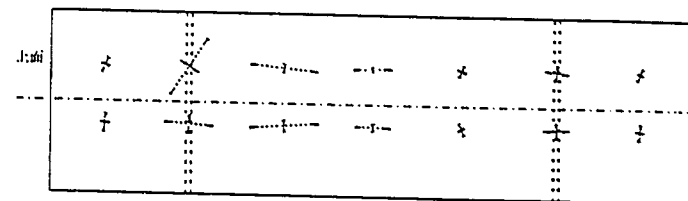
→ 50μ
→ -50μ

○: 500μ以上

●: 断 裂



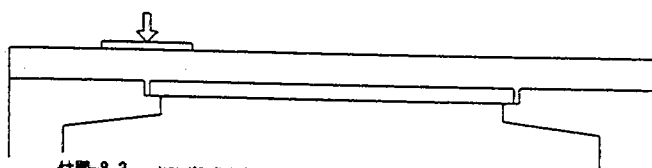
付図-8.2 主ひずみ分布図 (PC板はり試験体) 10ton:2.4万回



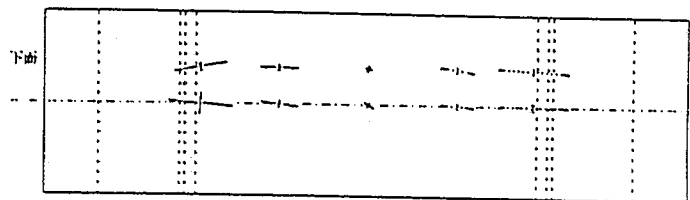
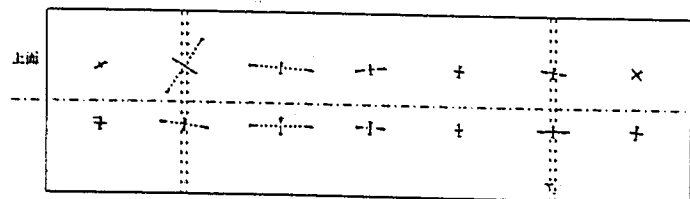
→ 50μ
→ -50μ

○: 500μ以上

●: 断 裂



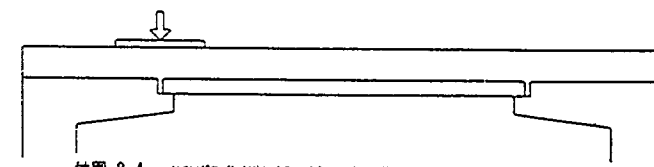
付図-8.3 主ひずみ分布図 (PC板はり試験体) 10ton:50万回



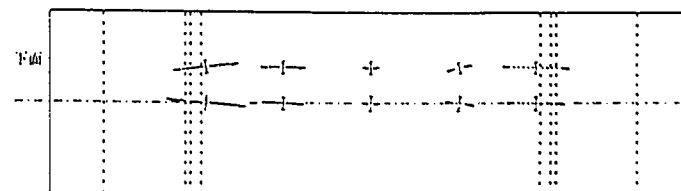
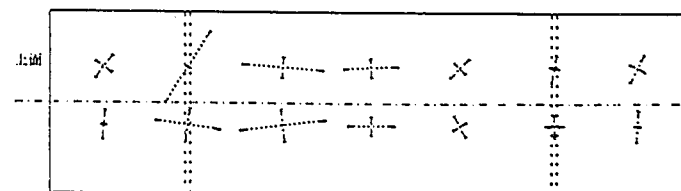
→ 50μ
→ -50μ

○: 500μ以上

●: 断 裂



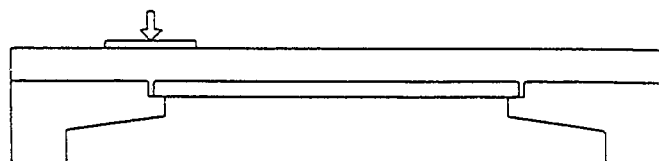
付図-8.4 主ひずみ分布図 (PC板はり試験体) 10ton:7.7万回



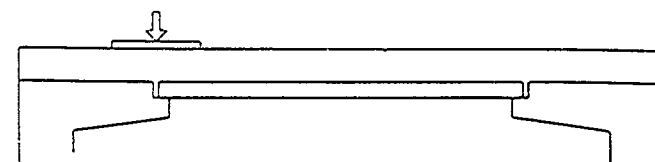
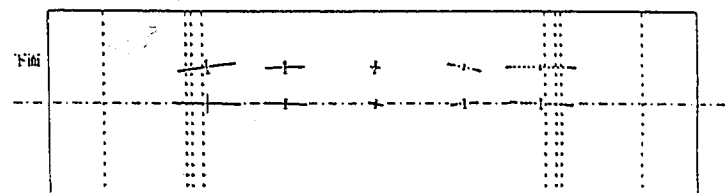
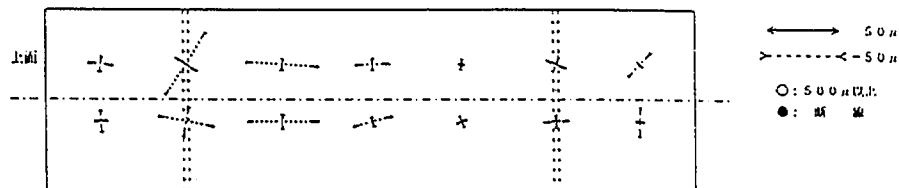
→ 50μ
→ -50μ

○: 500μ以上

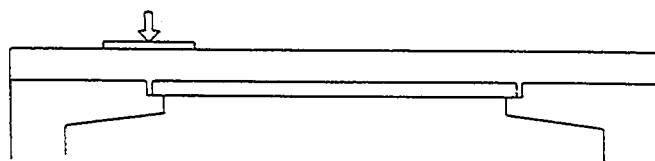
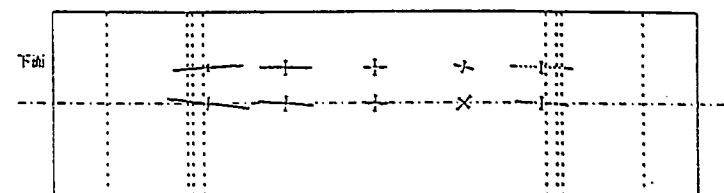
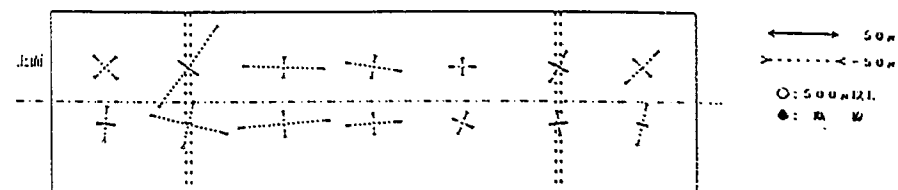
●: 断 裂



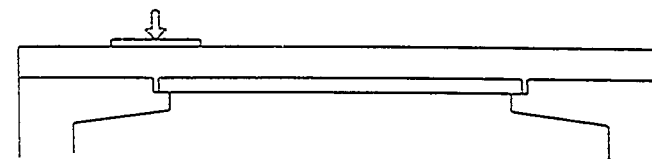
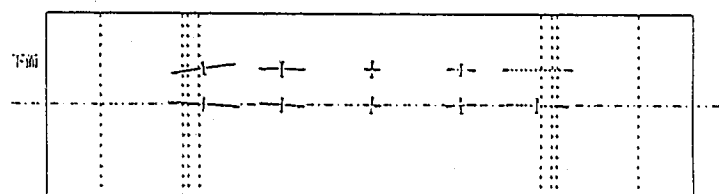
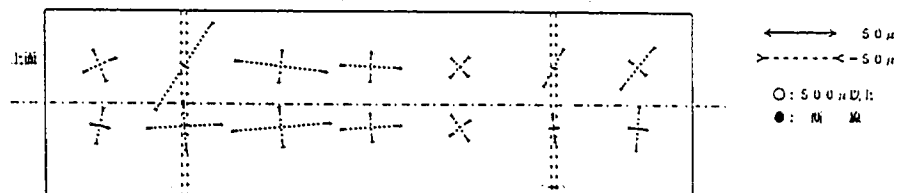
付図-8.5 主ひずみ分布図 (PC板はり試験体) 10ton:100万回



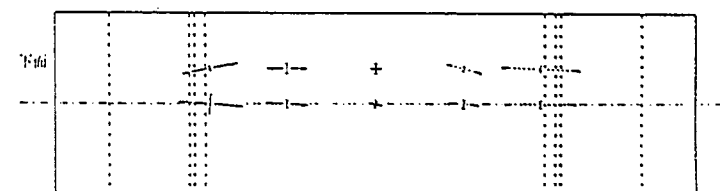
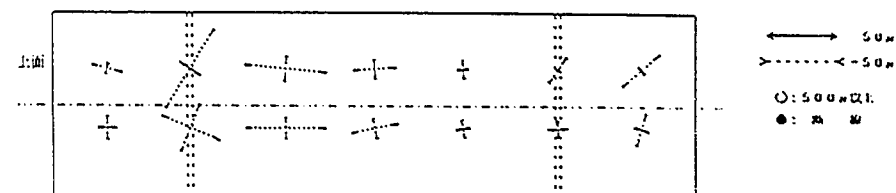
付図-8.6 主ひずみ分布図 (PC板はり試験体) 10ton:119万回

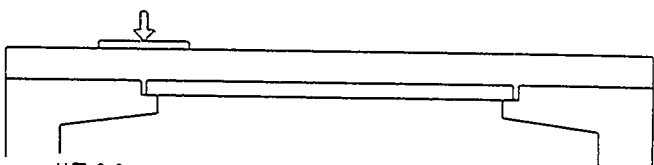


付図-8.7 主ひずみ分布図 (PC板はり試験体) 10ton:140万回

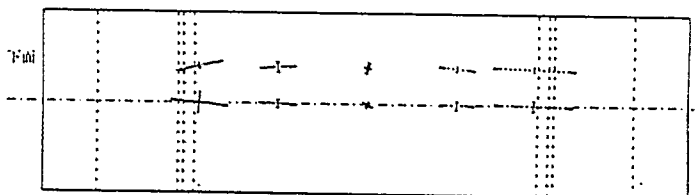
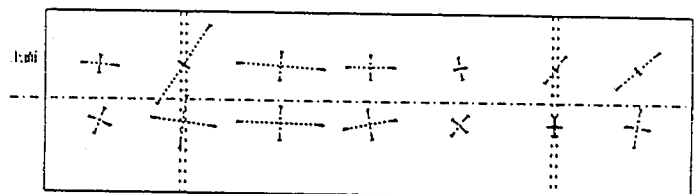


付図-8.8 主ひずみ分布図 (PC板はり試験体) 10ton:160万回

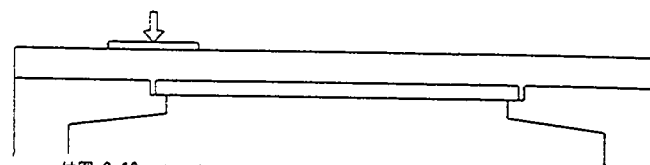




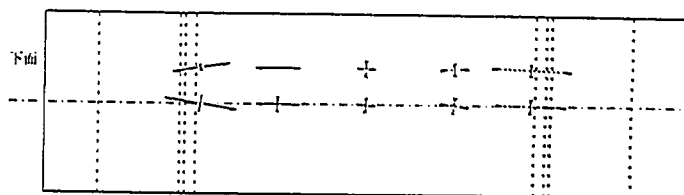
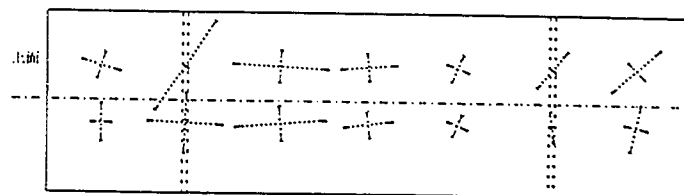
付図-8.9 主ひずみ分布図 (PC板はり試体) 10ton:177万回



$\longleftrightarrow$ 50 μ
 $\times$ 50 μ
 $\bigcirc$: 500 μ 以上
 $\bullet$: 断 層



付図-8.10 主ひずみ分布図 (PC板はり試体) 10ton:200万回

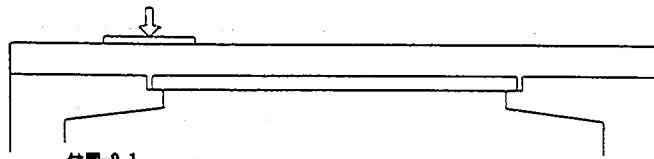


$\longleftrightarrow$ 50 μ
 $\times$ 50 μ
 $\bigcirc$: 500 μ 以上
 $\bullet$: 断 層

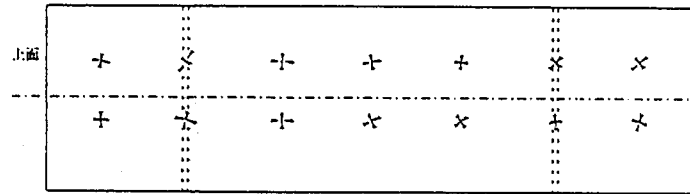
付録－9 切欠部耐荷性能試験（繰り返し載荷試験）

－ 主ひずみ分布図 －

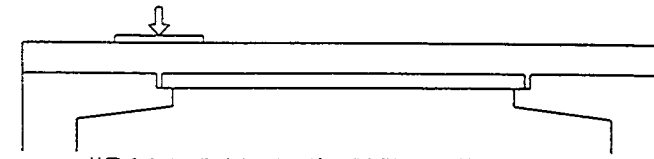
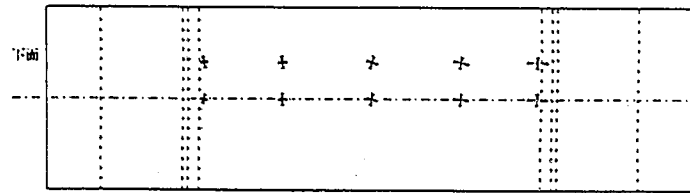
200万回繰り返し載荷後の静的載荷における主ひずみ分布



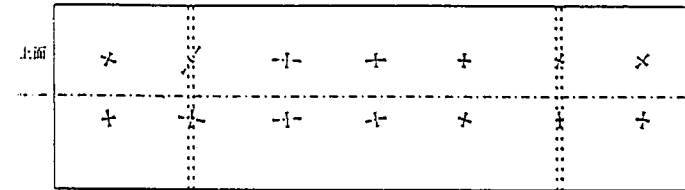
付図-9.1 主ひずみ分布図 (P.C板はり試験体) 200万回: 10 ton



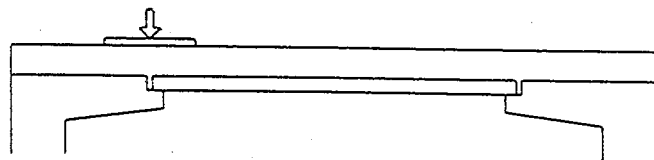
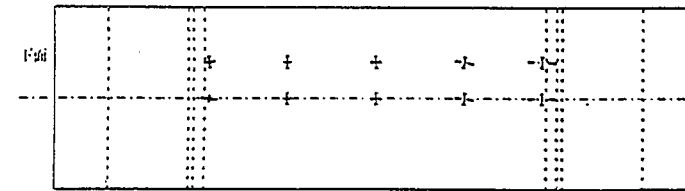
400 μ m
Y
Y
○: 500 μ m以上
●: 500 μ m以下



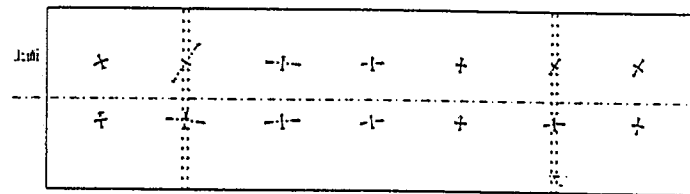
付図-9.2 主ひずみ分布図 (P.C板はり試験体) 200万回: 20 ton



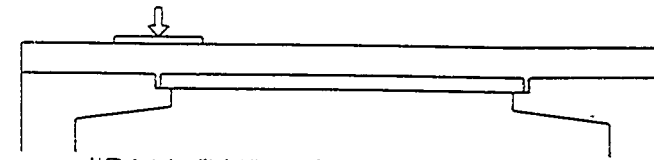
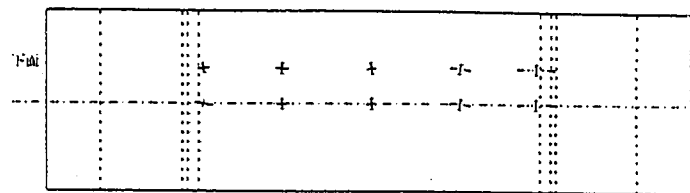
400 μ m
Y
Y
○: 500 μ m以上
●: 500 μ m以下



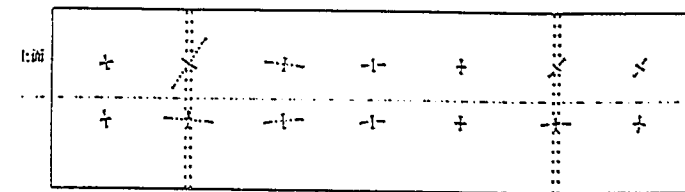
付図-9.3 主ひずみ分布図 (P.C板はり試験体) 200万回: 30 ton



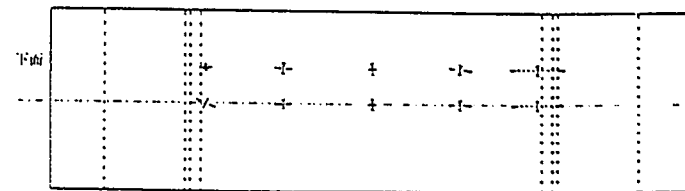
400 μ m
Y
Y
○: 500 μ m以上
●: 500 μ m以下

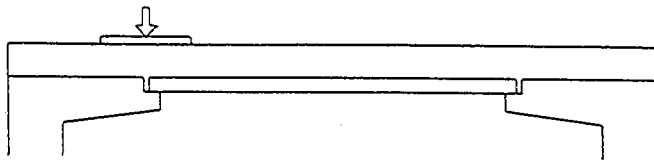


付図-9.4 主ひずみ分布図 (P.C板はり試験体) 200万回: 40 ton

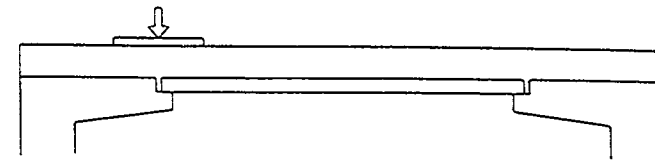
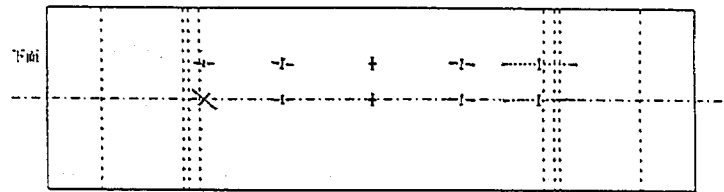
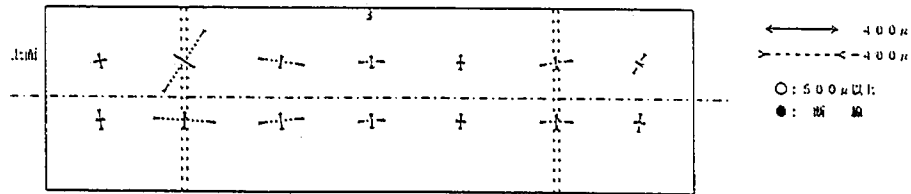


400 μ m
Y
Y
○: 500 μ m以上
●: 500 μ m以下

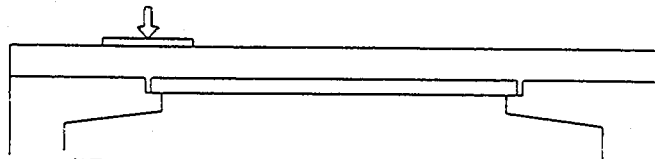
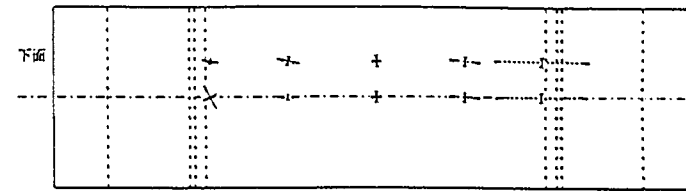
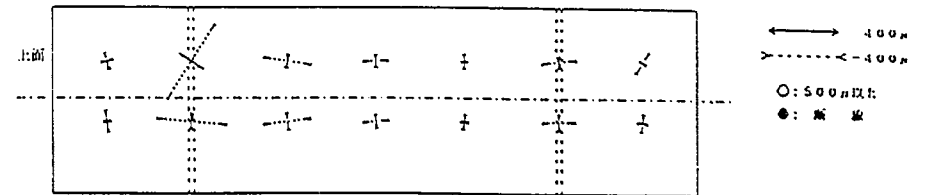




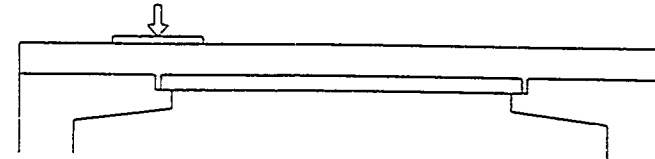
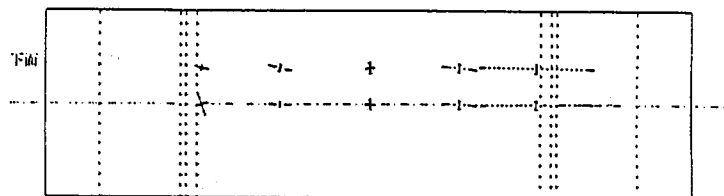
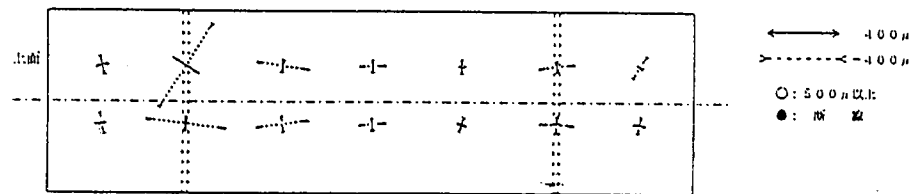
付図-9.5 主ひずみ分布図 (P.C 板はり試験体) 200 万回: 50 ton



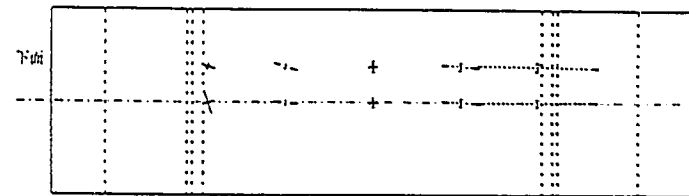
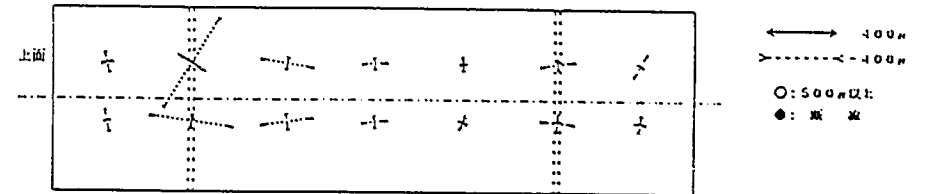
付図-9.6 主ひずみ分布図 (P.C 板はり試験体) 200 万回: 60 ton



付図-9.7 主ひずみ分布図 (P.C 板はり試験体) 200 万回: 70 ton



付図-9.8 主ひずみ分布図 (P.C 板はり試験体) 200 万回: 74.4 ton



付録－１０ 水平せん断強度確認試験（プッシュオフ試験）

- － 水平荷重－開き量の関係 －
- － 水平荷重－ずれ量の関係 －
- － 水平荷重－鉄筋ひずみ量の関係 －

(a) 水平荷重-開き量

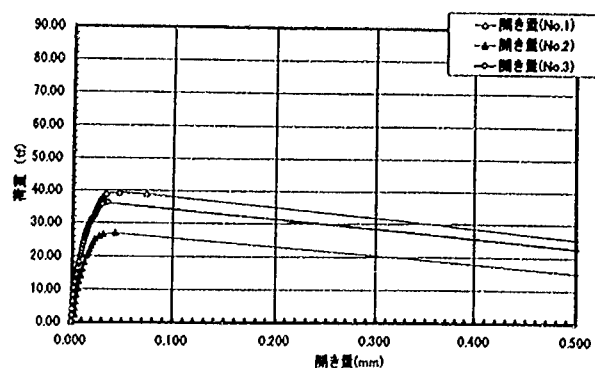


図-1 開き量 (PH1-05-300シリーズ)

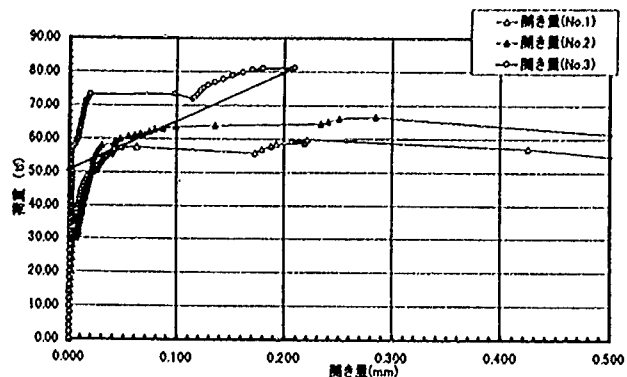


図-5 開き量 (PA1-10-300シリーズ)

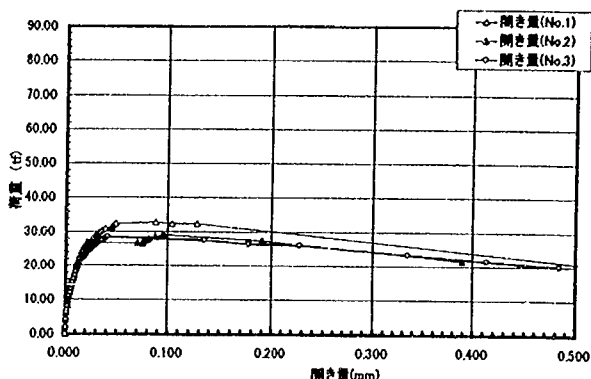


図-2 開き量 (PH1-10-300シリーズ)

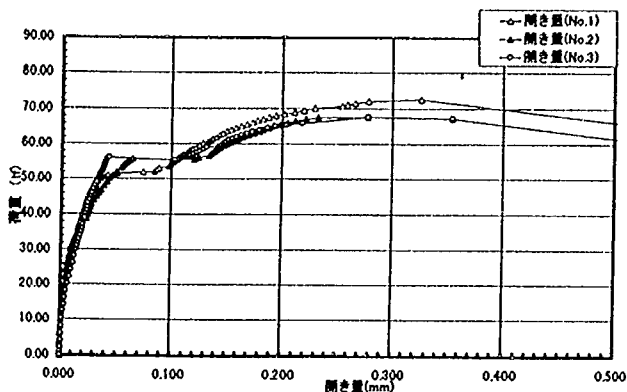


図-6 開き量 (PA1-20-300シリーズ)

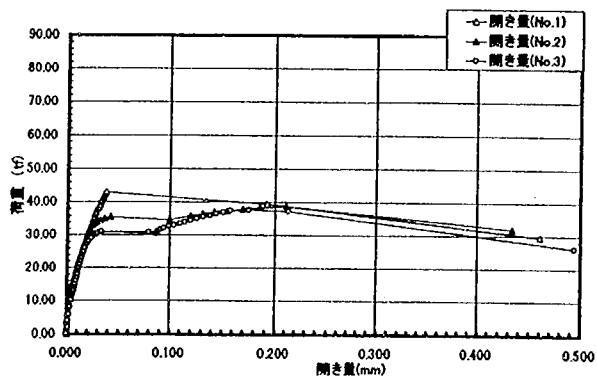


図-3 開き量 (PH1-15-300シリーズ)

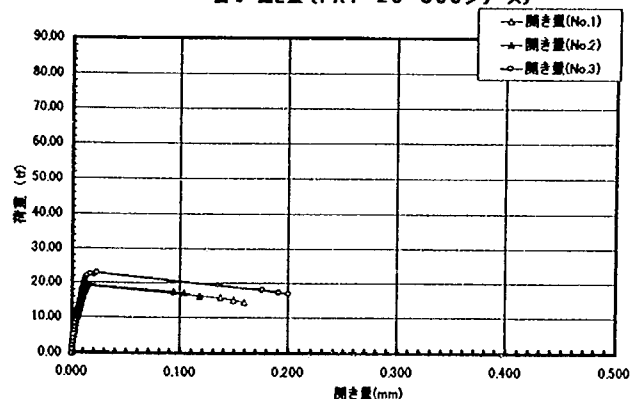


図-7 開き量 (PK1-10-300シリーズ)

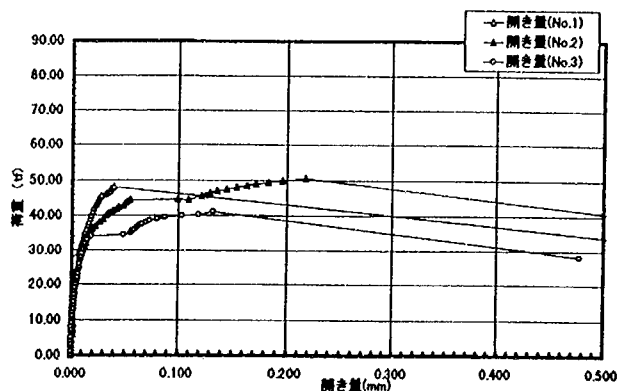


図-4 開き量 (PH1-20-300シリーズ)

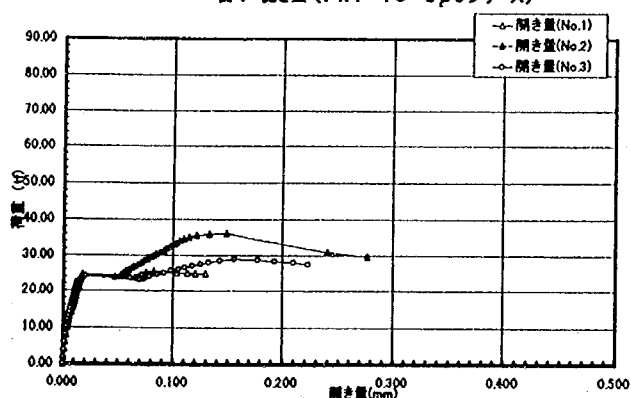


図-8 開き量 (PK1-20-300シリーズ)

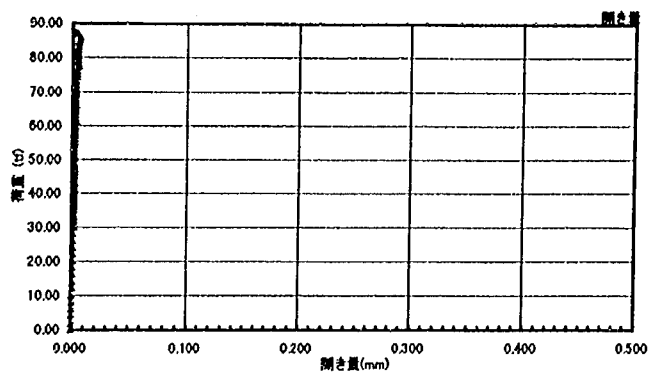


図-9 開き量 (PH2-10-300-m)

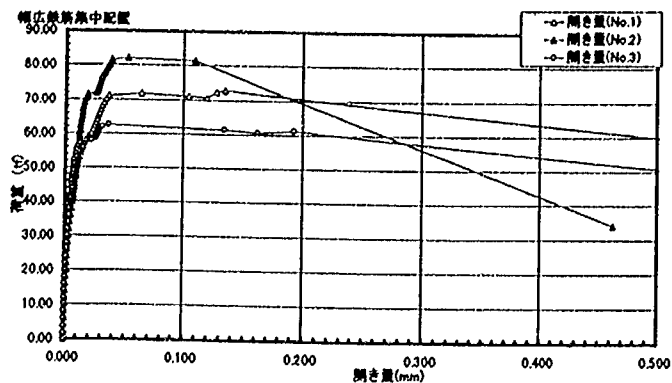


図-13 開き量 (PH2-10-300-Oシリーズ)

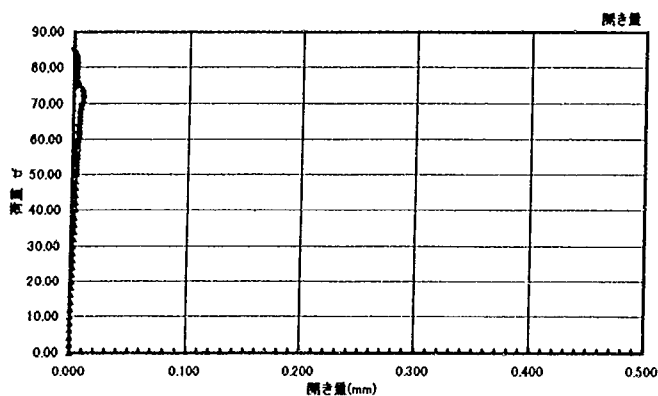


図-10 開き量 (PH2-20-300-m)

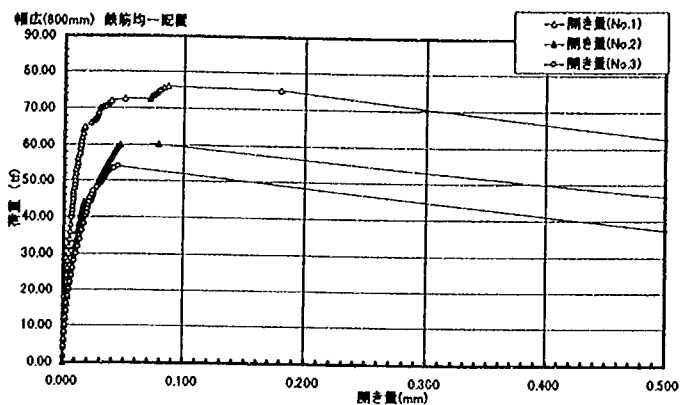


図-14 開き量 (PH2-10-300-dシリーズ)

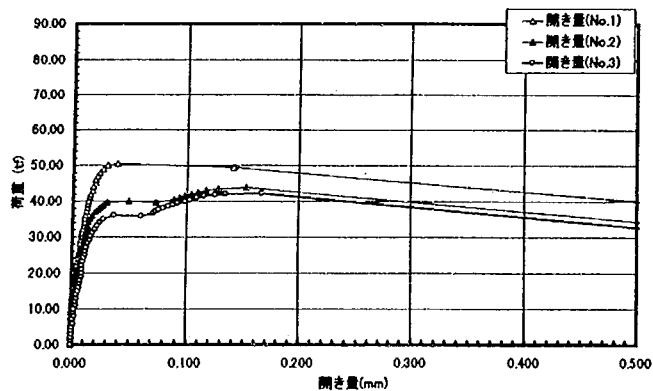


図-11 開き量 (PH3-10-300シリーズ)

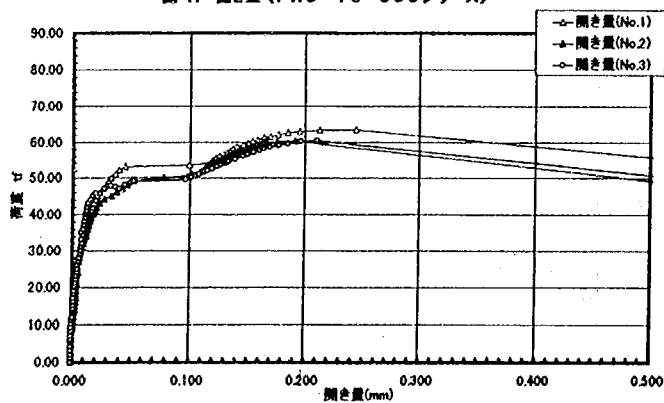


図-12 開き量 (PH3-20-300シリーズ)

(b) 水平荷重—ずれ量

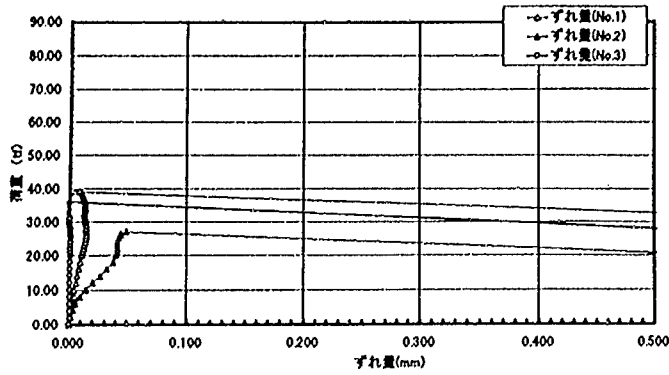


図-1 ずれ量 (PH1-05-300シリーズ)

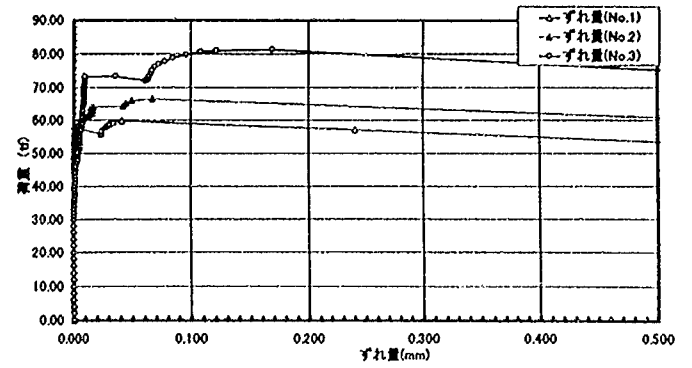


図-5 ずれ量 (PA1-10-300シリーズ)

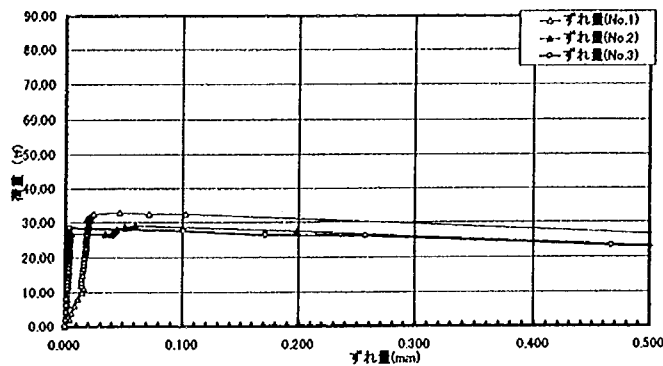


図-2 ずれ量 (PH1-10-300シリーズ)

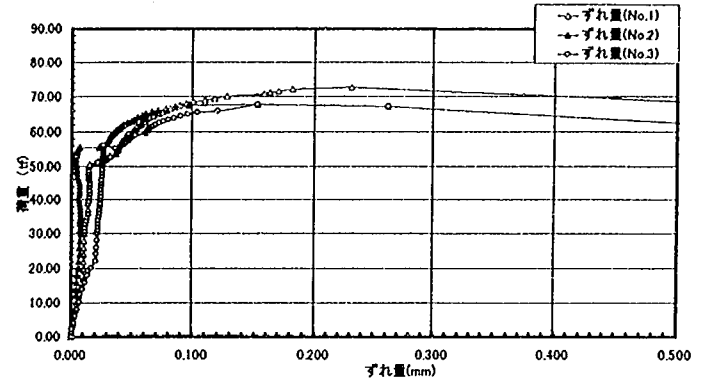


図-6 ずれ量 (PA1-20-300シリーズ)

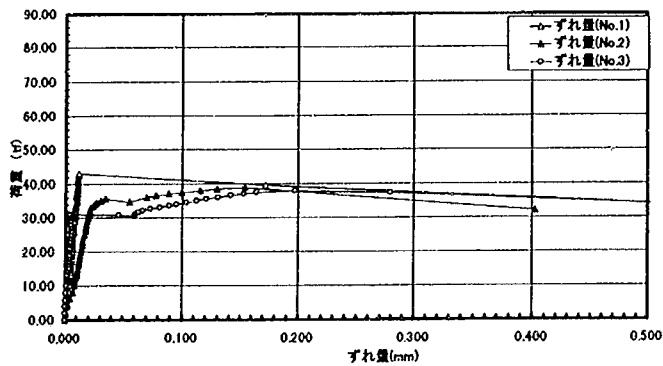


図-3 ずれ量 (PH1-15-300シリーズ)

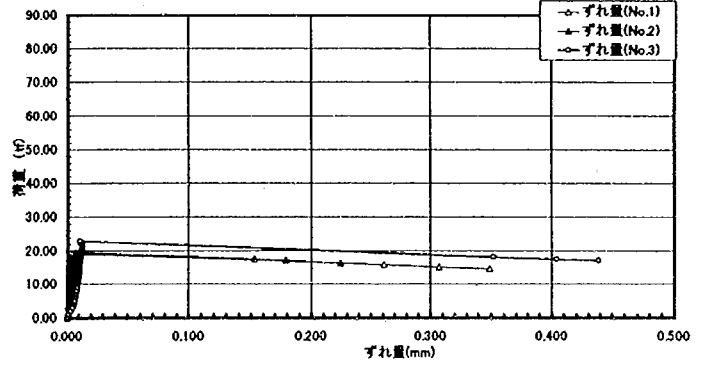


図-7 ずれ量 (PK1-10-300シリーズ)

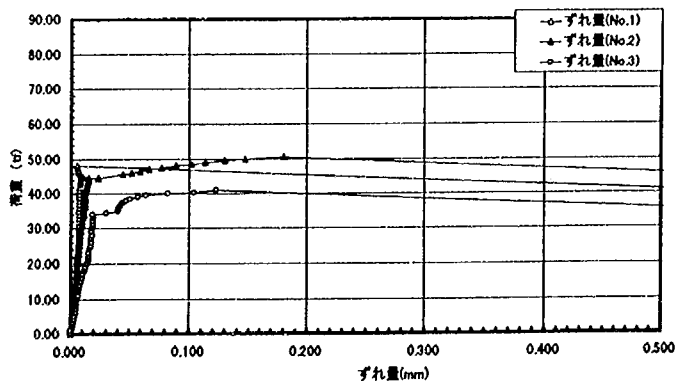


図-4 ずれ量 (PH1-20-300シリーズ)

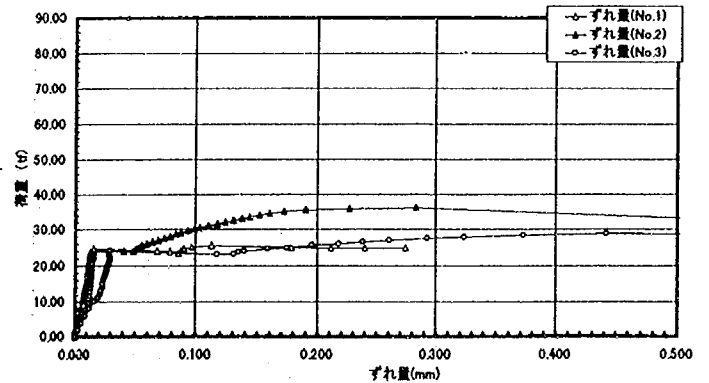


図-8 ずれ量 (PK1-20-300シリーズ)

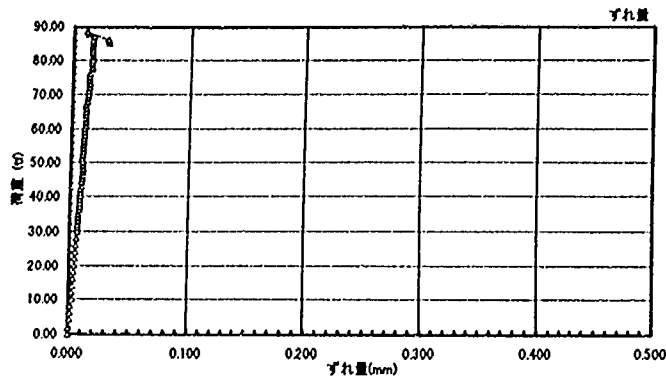


図-8 ずれ量 (PH2-10-300-m)

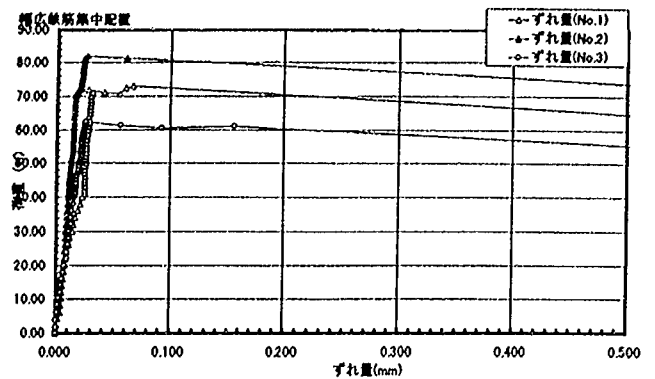


図-13 ずれ量 (PH2-10-300-eシリーズ)

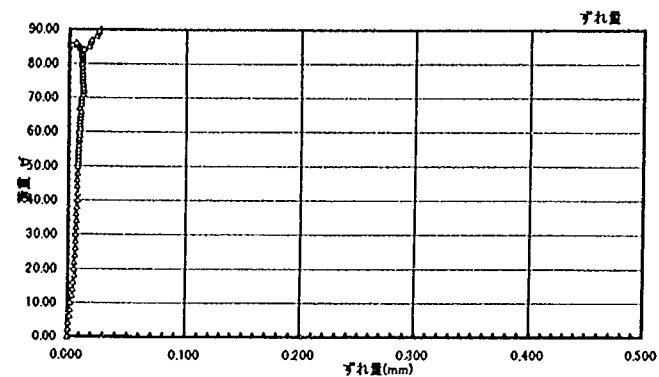


図-10 ずれ量 (PH2-20-300-m)

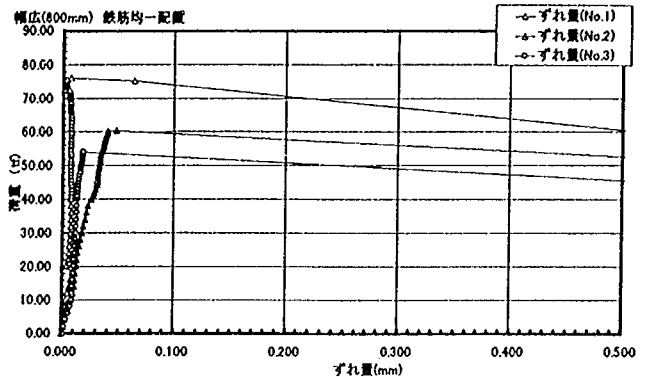


図-14 ずれ量 (PH2-10-300-dシリーズ)

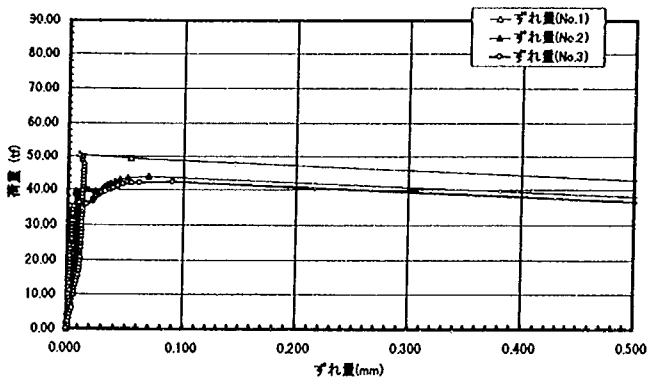


図-11 ずれ量 (PH3-10-300シリーズ)

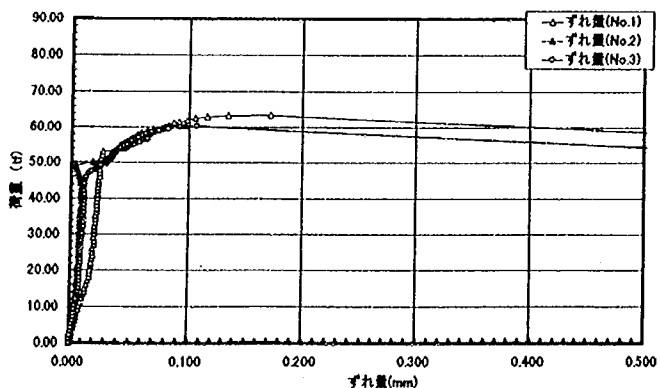


図-12 ずれ量 (PH3-20-300シリーズ)

(c) 水平荷重-鉄筋ひずみ

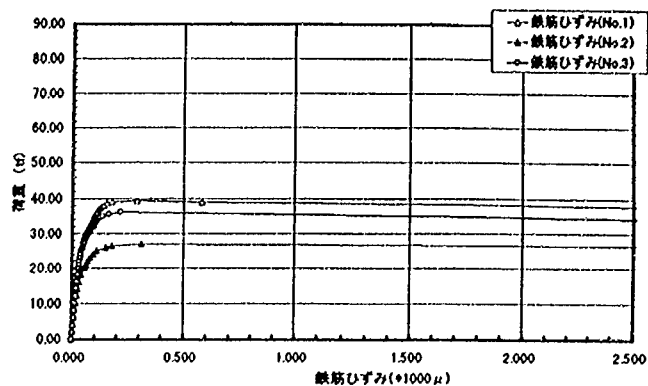


図-1 鉄筋ひずみ (PH1-05-300シリーズ)

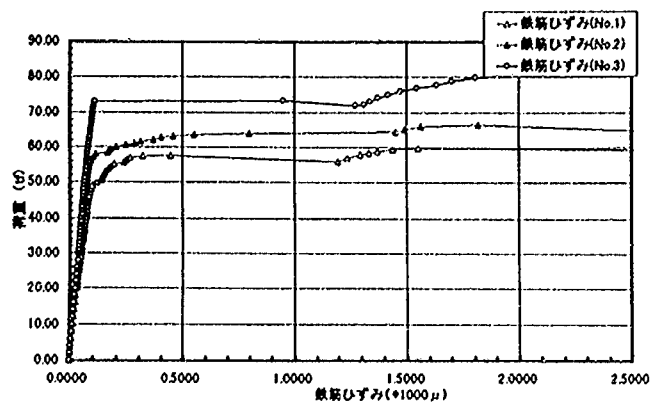


図-5 鉄筋ひずみ (PA1-10-300シリーズ)

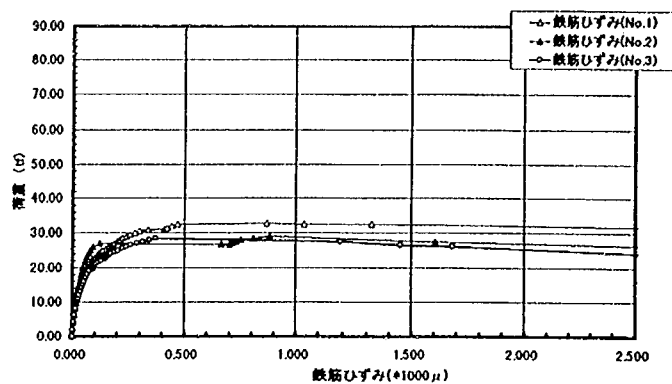


図-2 鉄筋ひずみ (PH1-10-300シリーズ)

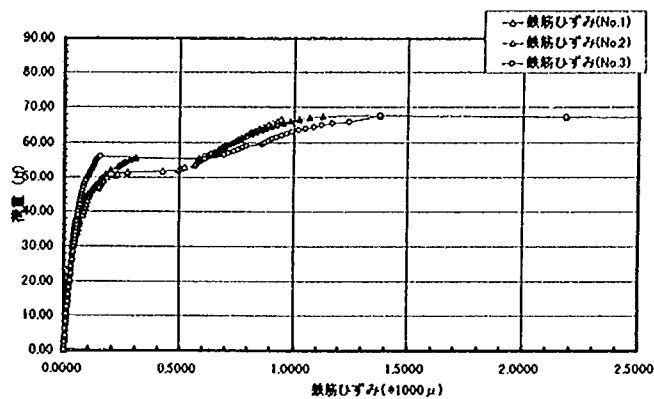


図-6 鉄筋ひずみ (PA1-20-300シリーズ)

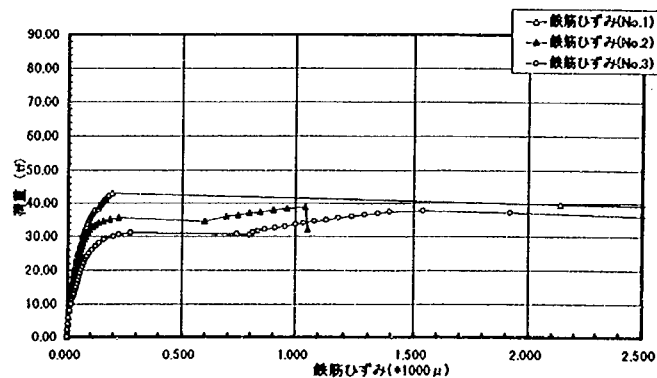


図-3 鉄筋ひずみ (PH1-15-300シリーズ)

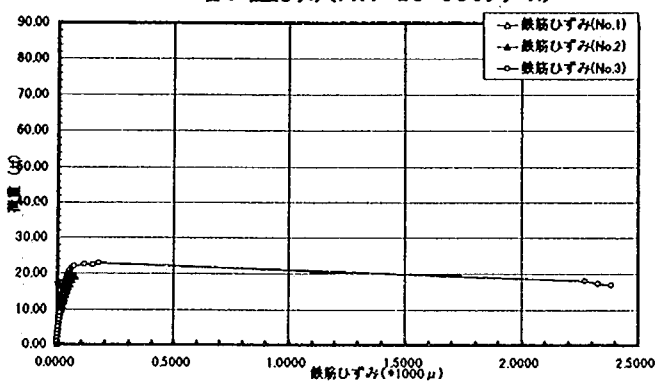


図-7 鉄筋ひずみ (PK1-10-300シリーズ)

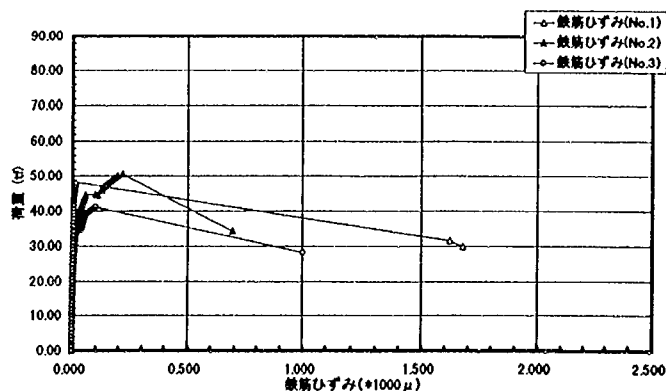


図-4 鉄筋ひずみ (PH1-20-300シリーズ)

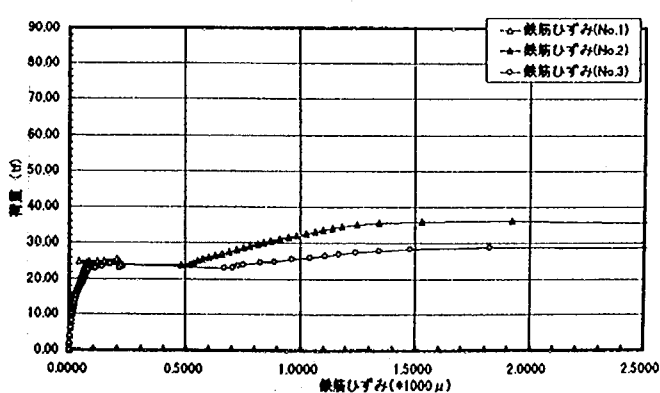


図-8 鉄筋ひずみ (PK1-20-300シリーズ)

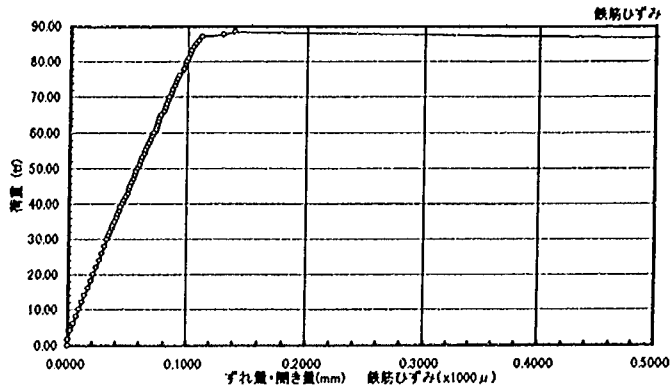


図-9 鉄筋ひずみ (PH2-10-300-m)

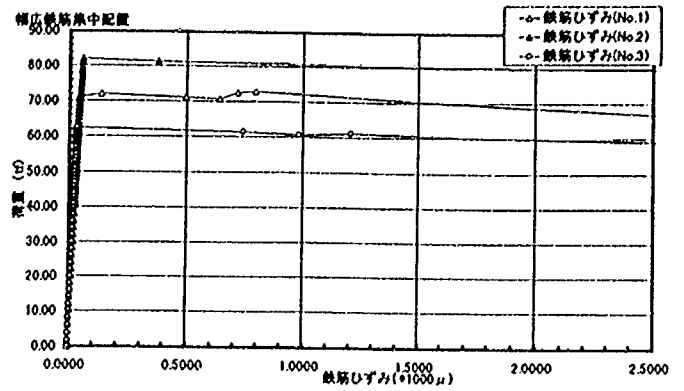


図-13 鉄筋ひずみ (PH2-10-300-Cシリーズ)

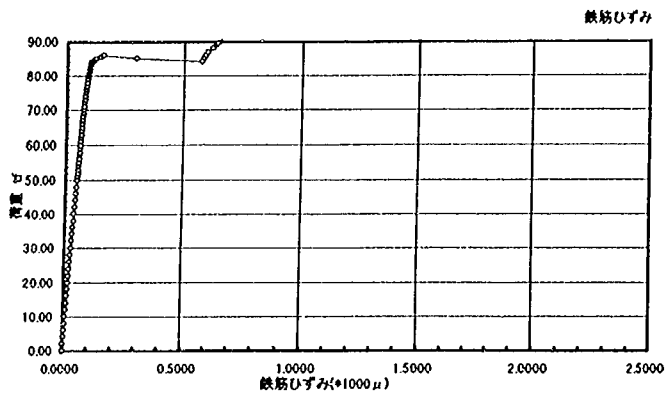


図-10 鉄筋ひずみ (PH2-20-300-m)

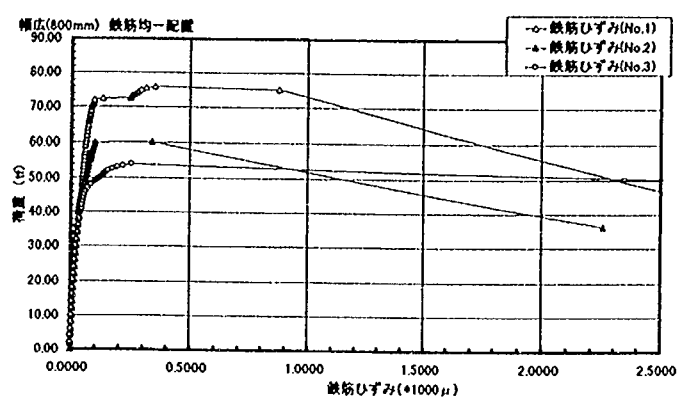


図-14 鉄筋ひずみ (PH2-10-300-dシリーズ)

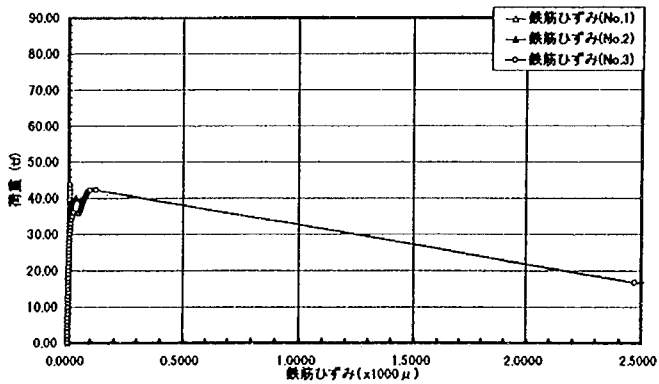


図-11 鉄筋ひずみ (PH3-10-300シリーズ)

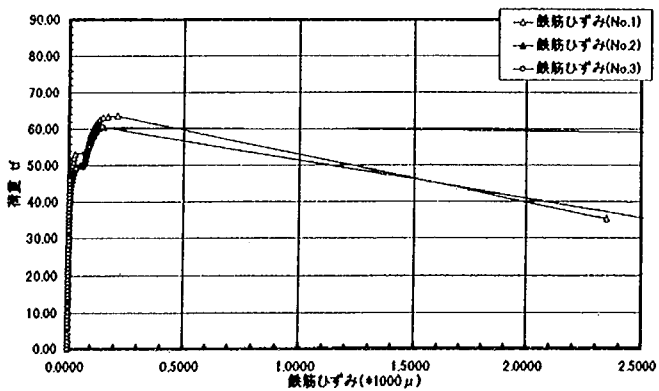
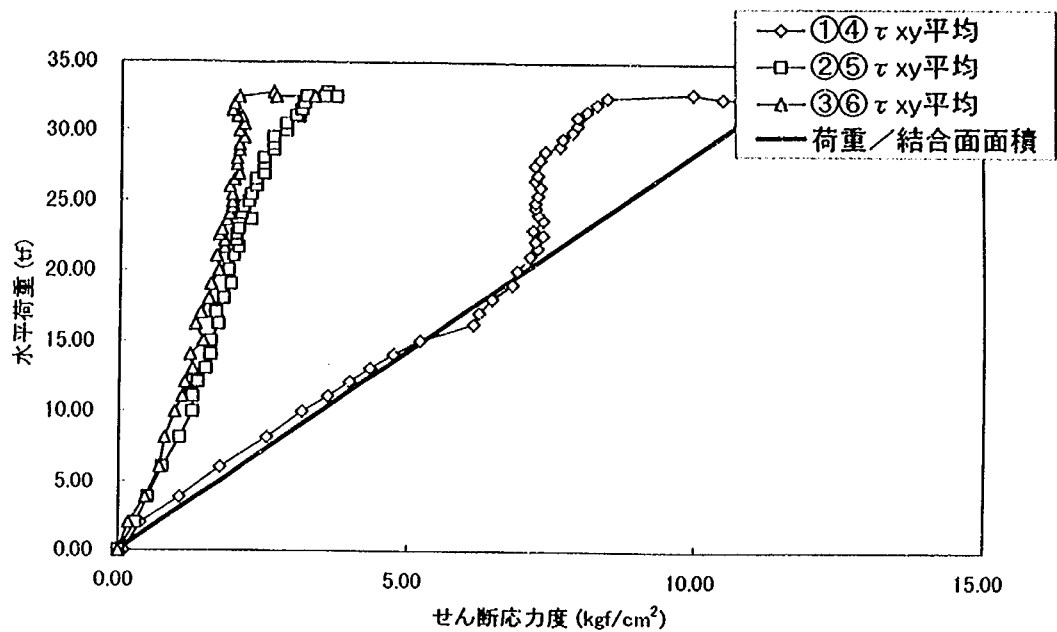


図-12 鉄筋ひずみ (PH3-20-300シリーズ)

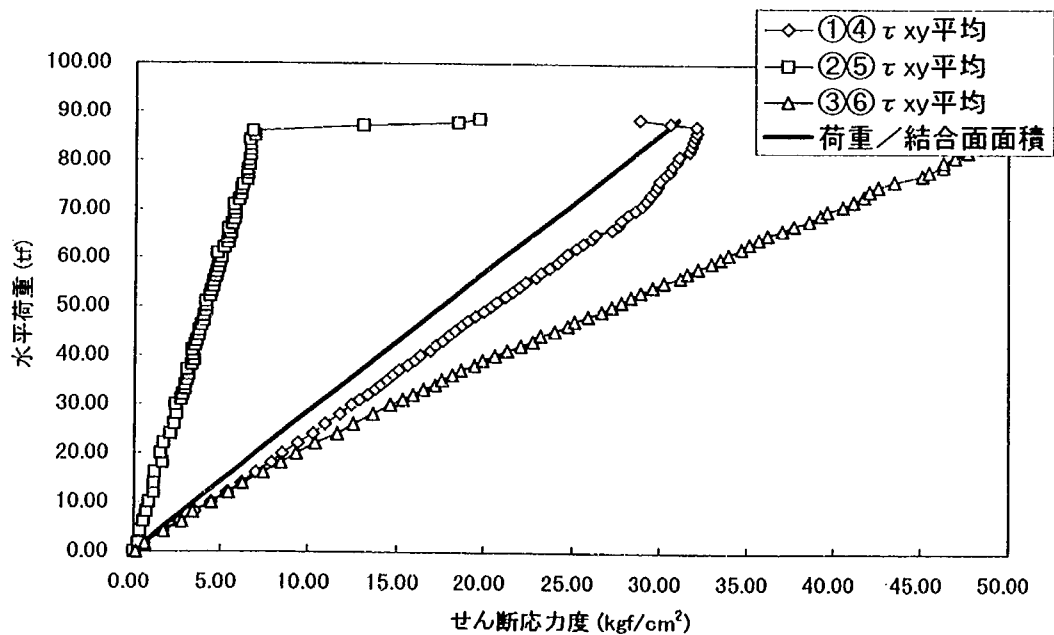
付録－１１ 水平せん断強度確認試験（プッシュオフ試験）

- － コンクリート３軸ひずみゲージの計測結果により得られた水平せん断応力度 －
結合型供試体（PH1-10-300-1）と一体型供試体（PH2-10-300-m-1）について

結合型・一体型供試体におけるゲージ計測位置のコンクリートに伝達された
水平荷重—水平せん断応力度の関係



(a) 結合型供試体 コンクリート伝達せん断応力度 水平荷重作用方向 τ_{xy}



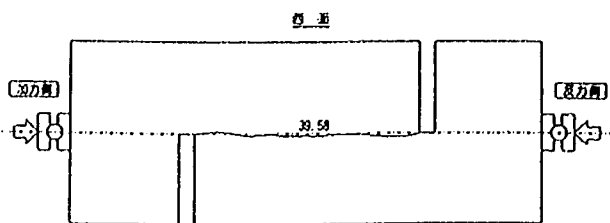
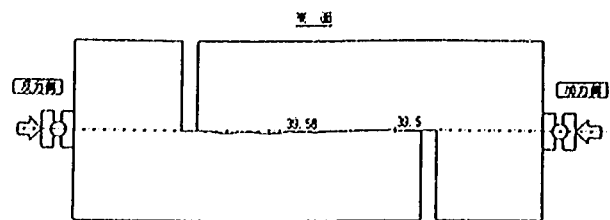
(b) 一体型供試体 コンクリート伝達せん断応力度 水平荷重作用方向 τ_{xy}

付図- 水平荷重—コンクリートに伝達された水平せん断応力度

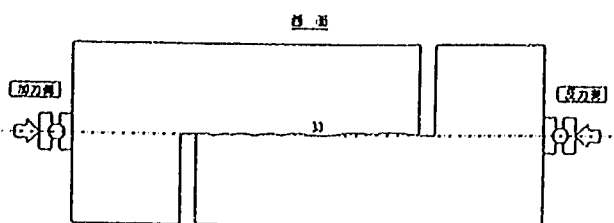
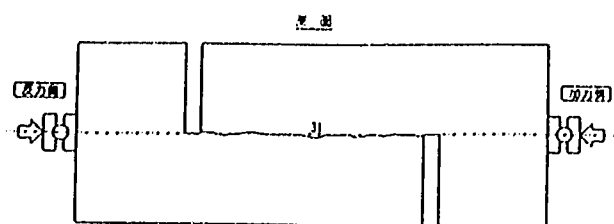
付録一 1 2 水平せん断強度確認試験（プッシュオフ試験）

－ ひびわれ図 －

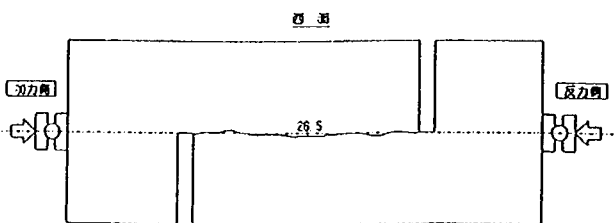
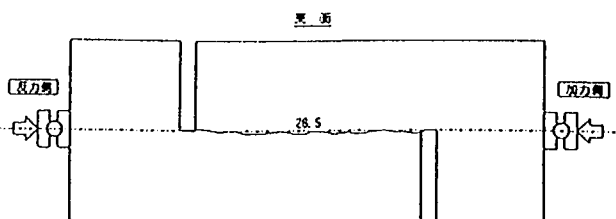
ひびわれ図



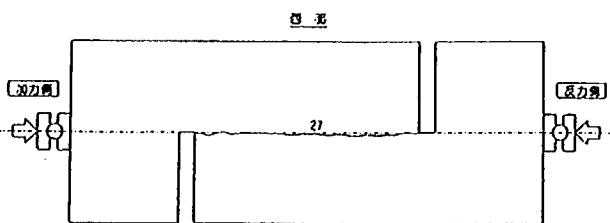
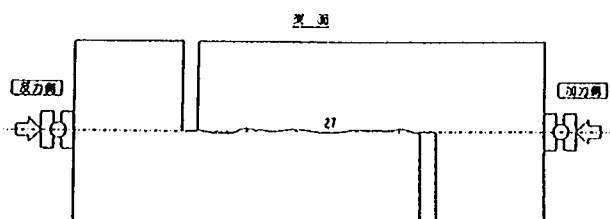
ひびわれ状況図 : No. 1 (PH1-05-300-1)



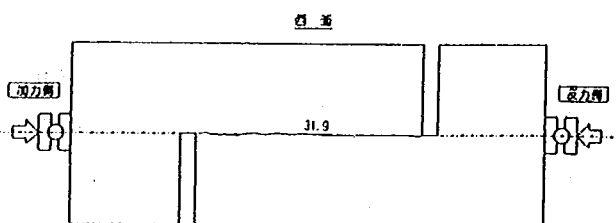
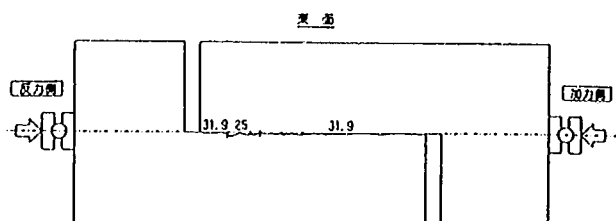
ひびわれ状況図 : No. 7 (PH1-10-300-1)



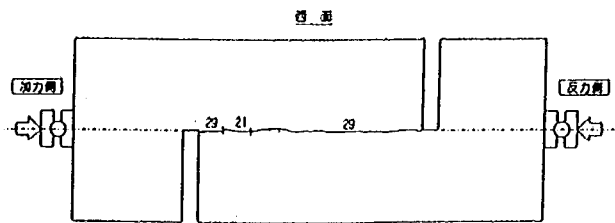
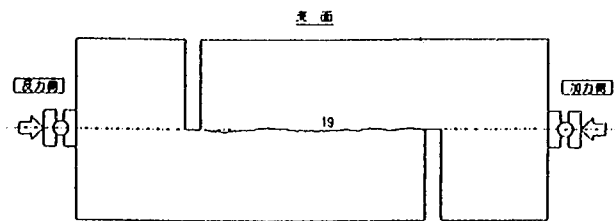
ひびわれ状況図 : No. 2 (PH1-05-300-2)



ひびわれ状況図 : No. 8 (PH1-10-300-2)



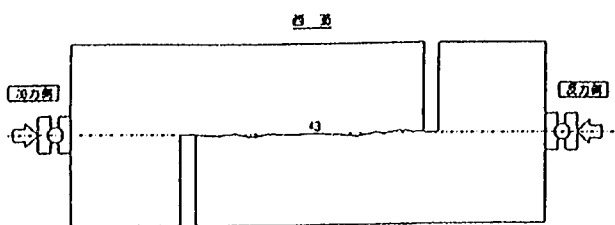
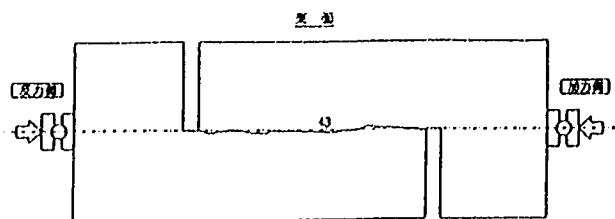
ひびわれ状況図 : No. 3 (PH1-05-300-3)



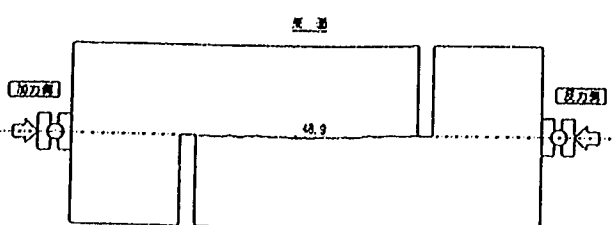
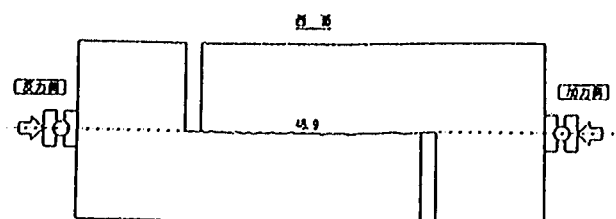
ひびわれ状況図 : No. 9 (PH1-10-300-3)

付図-1.44 PH1-05-300 シリーズ

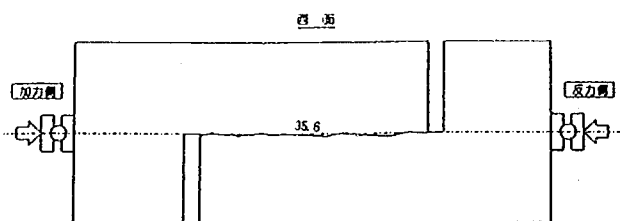
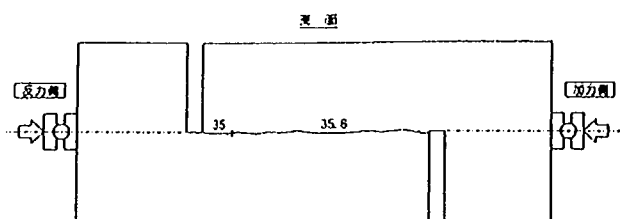
付図-1.45 PH1-10-300 シリーズ



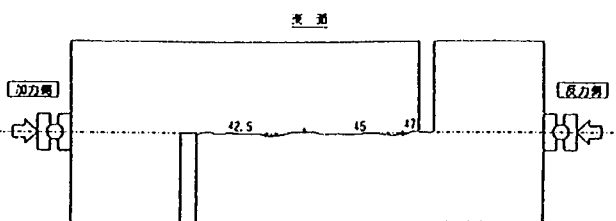
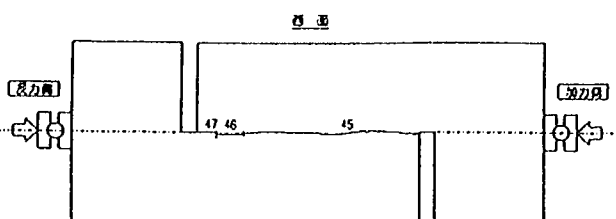
UVわれ状況図 : No13 (PH1-15-300-1)



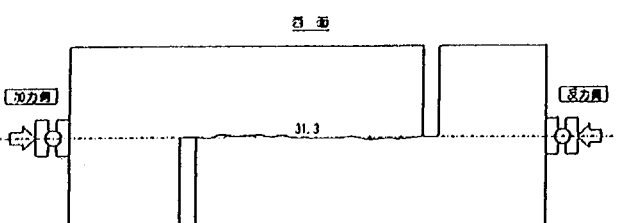
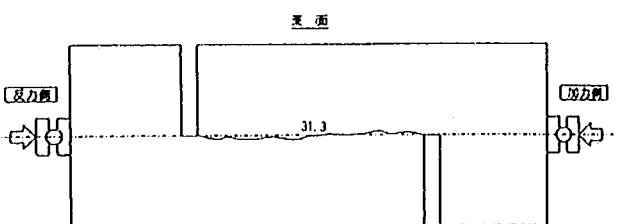
UVわれ状況図 : No33 (PH3-20-300-1)



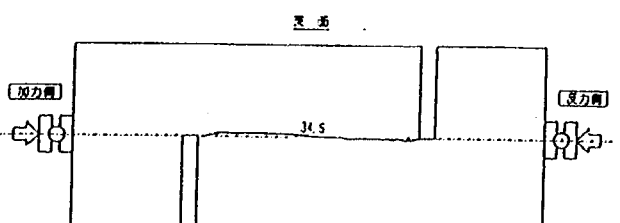
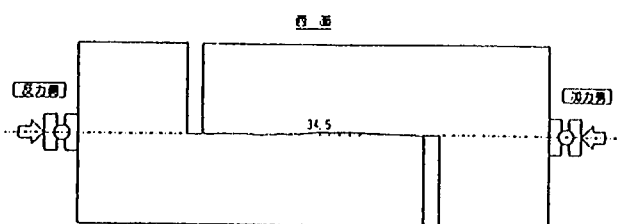
UVわれ状況図 : No14 (PH1-15-300-2)



UVわれ状況図 : No34 (PH3-20-300-2)



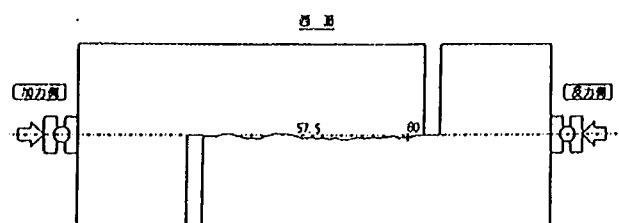
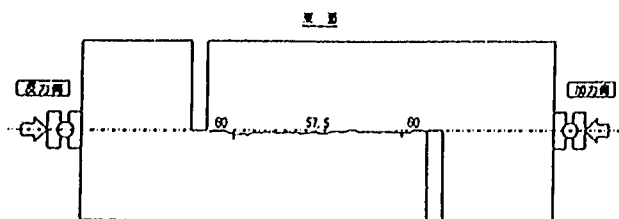
UVわれ状況図 : No15 (PH1-15-300-3)



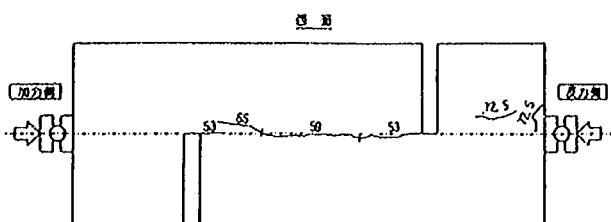
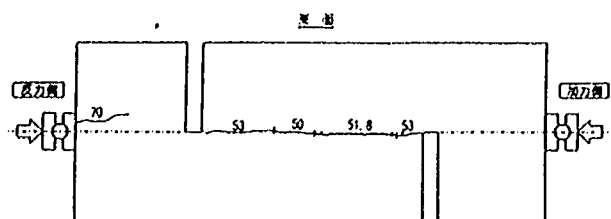
UVわれ状況図 : No35 (PH3-20-300-3)

付図-1.46 PH1-15-300 シリーズ

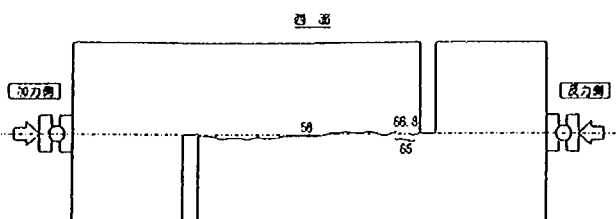
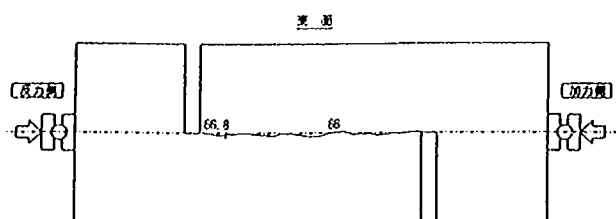
付図-1.47 PH1-20-300 シリーズ



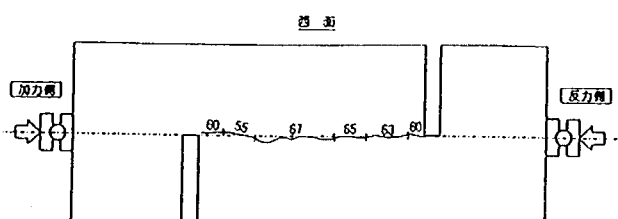
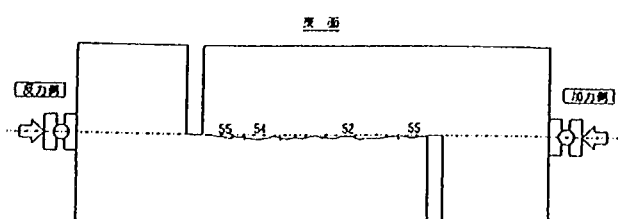
ひびわれ状況図 : No.4 (PA1-10-300-1)



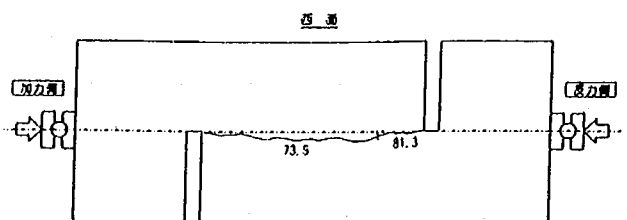
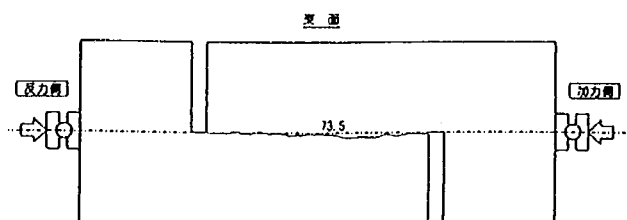
ひびわれ状況図 : No.16 (PA1-20-300-1)



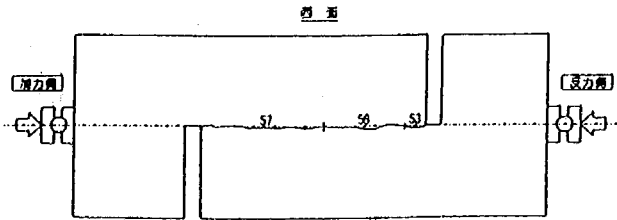
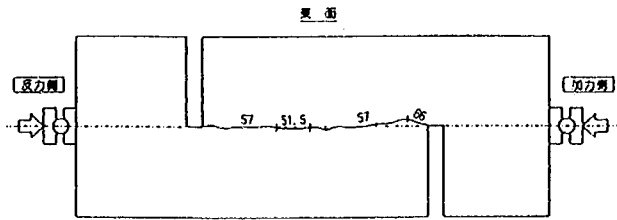
ひびわれ状況図 : No.5 (PA1-10-300-2)



ひびわれ状況図 : No.17 (PA1-20-300-2)



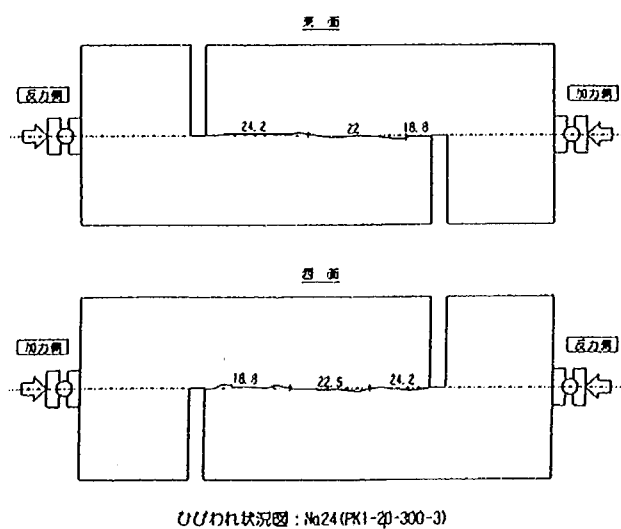
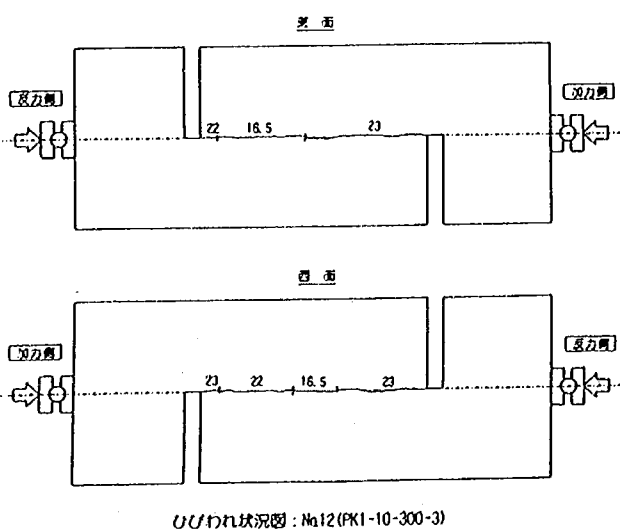
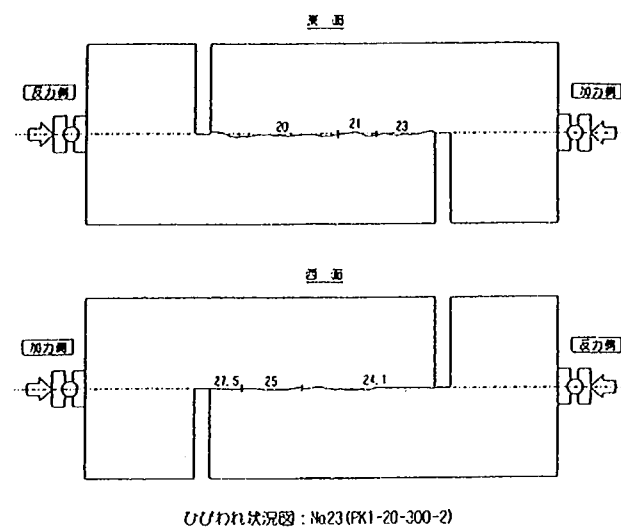
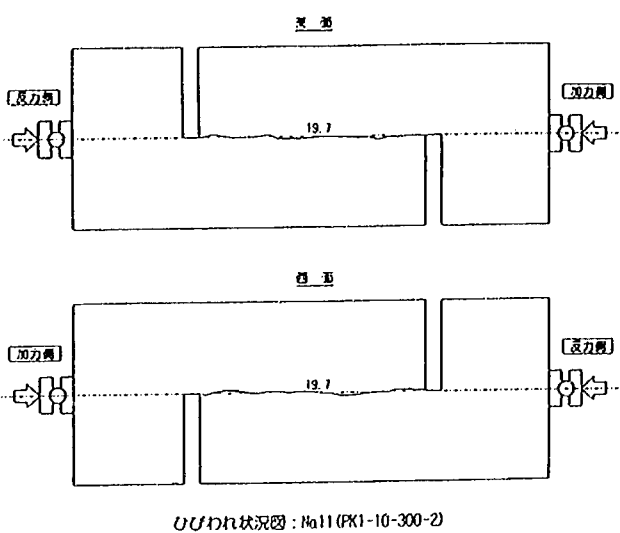
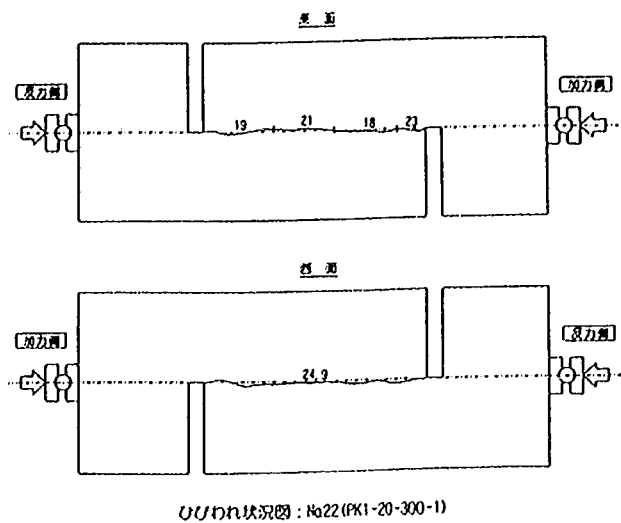
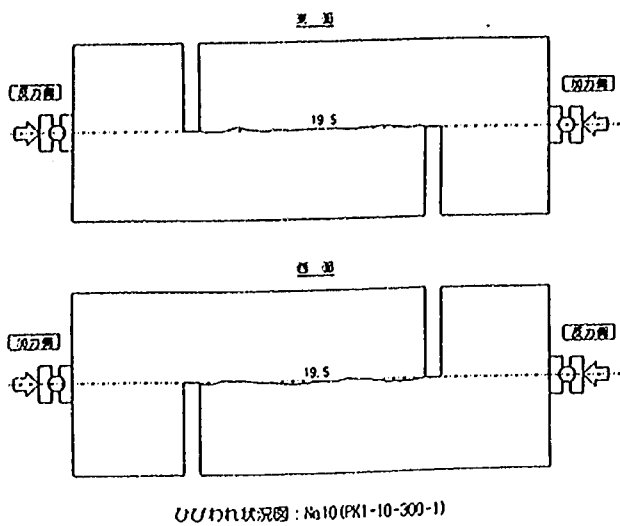
ひびわれ状況図 : No.6 (PA1-10-300-3)



ひびわれ状況図 : No.18 (PA1-20-300-3)

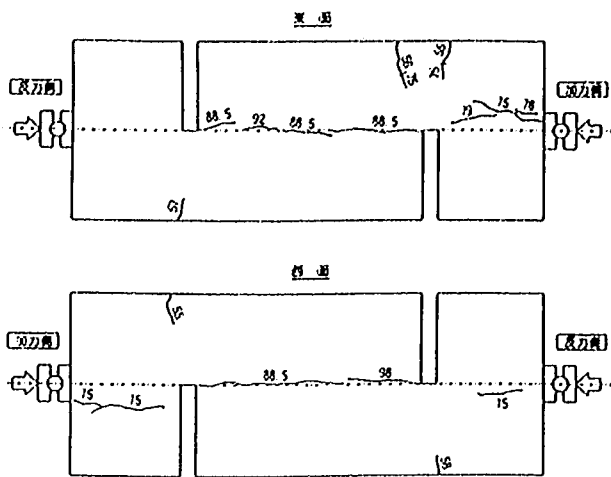
付図-1.48 PA1-10-300 シリーズ

付図-1.49 PA1-20-300 シリーズ

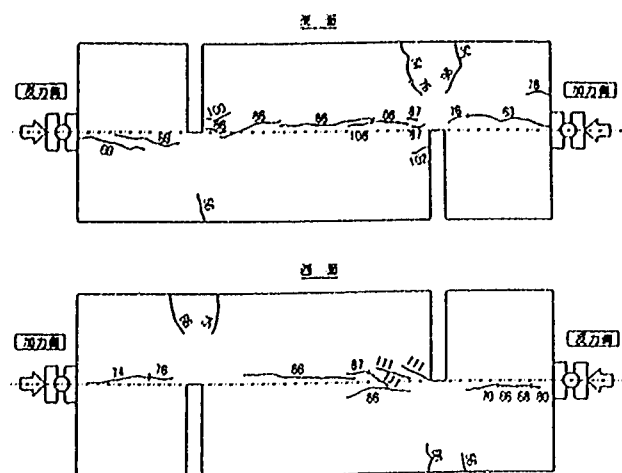


付図-1.50 PK1-10-300 シリーズ

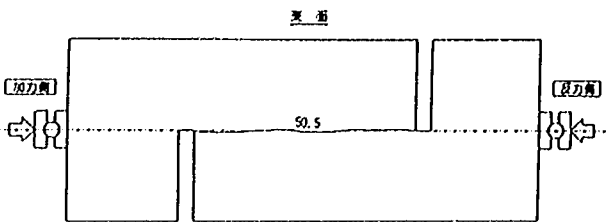
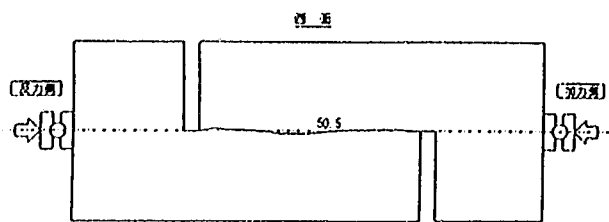
付図-1.51 PK1-20-300 シリーズ



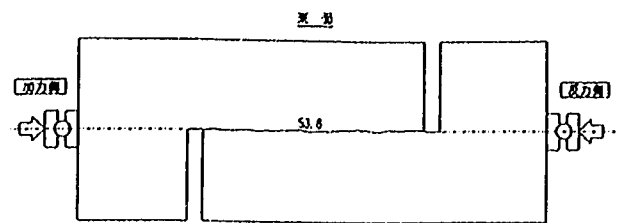
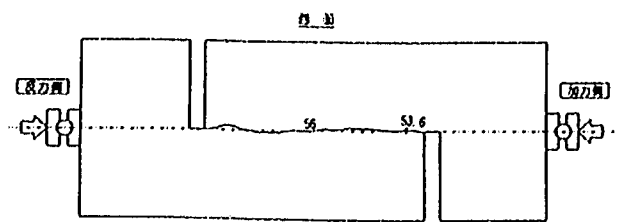
凹凸状況図 : No.25 (PH2-10-300a-1)



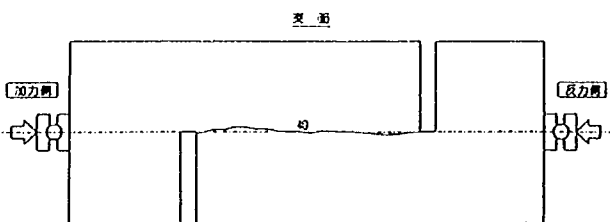
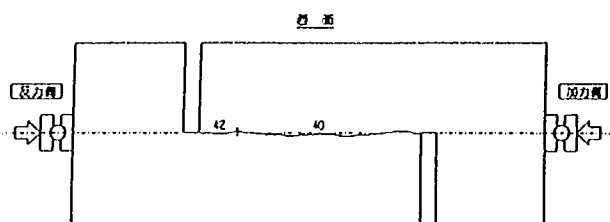
凹凸状況図 : No.26 (PH2-20-300a-1)



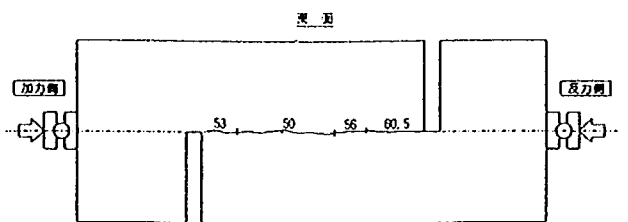
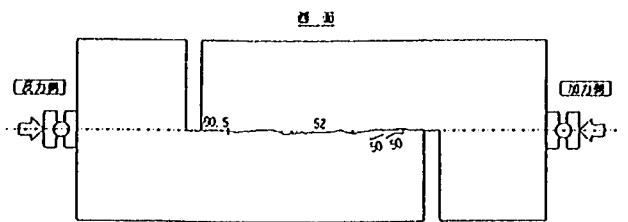
ひびわれ状況図 : No.39 (PH4-10-300-1)



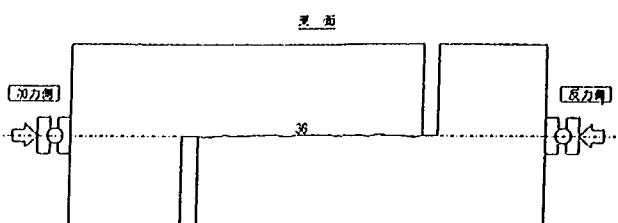
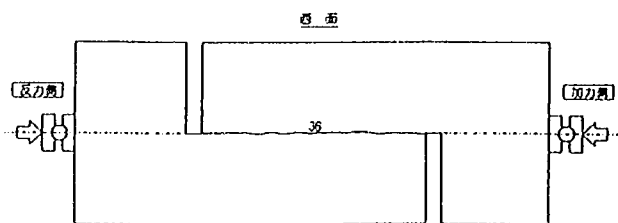
ひびわれ状況図 : No.36 (PH4-20-300-1)



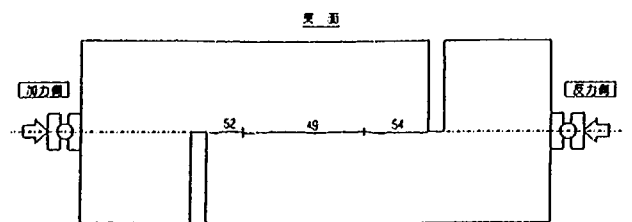
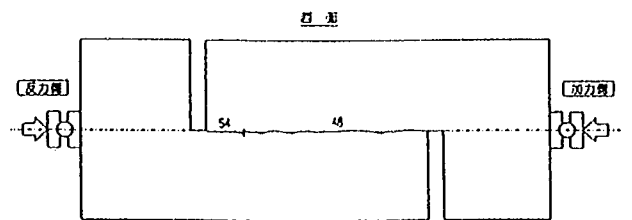
ひびわれ状況図 : No.40 (PH4-10-300-2)



ひびわれ状況図 : No.37 (PH4-20-300-2)



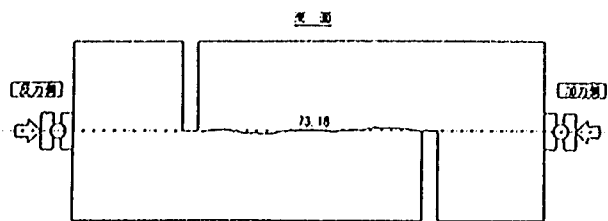
ひびわれ状況図 : No.41 (PH4-10-300-3)



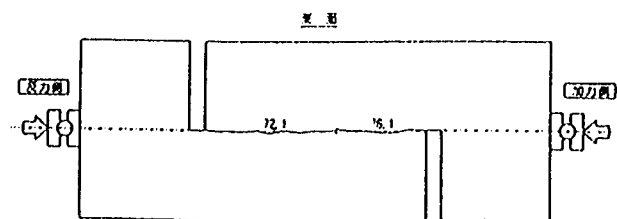
ひびわれ状況図 : No.38 (PH4-20-300-3)

付図-1.54 PH3-10-300 シリーズ

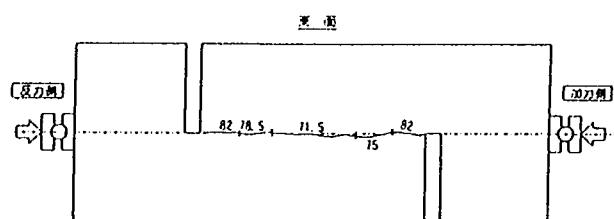
付図-1.55 PH3-20-300 シリーズ



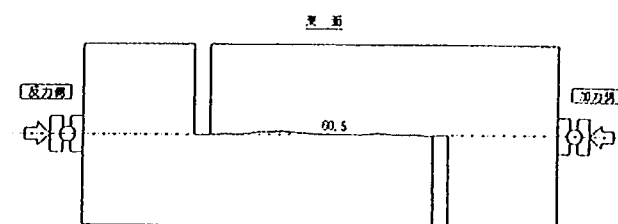
ひびわれ状況図 : No.27 (PH2-10-300c-1)



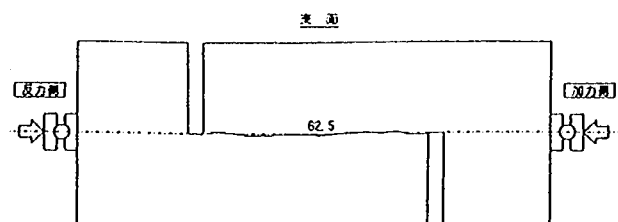
ひびわれ状況図 : No.30 (PH2-10-300d-1)



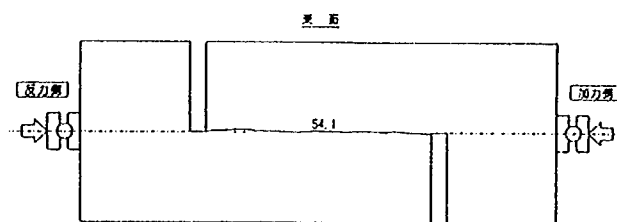
ひびわれ状況図 : No.28 (PH2-10-300c-2)



ひびわれ状況図 : No.31 (PH2-10-300d-2)



ひびわれ状況図 : No.29 (PH2-10-300c-3)



ひびわれ状況図 : No.32 (PH2-10-300d-3)

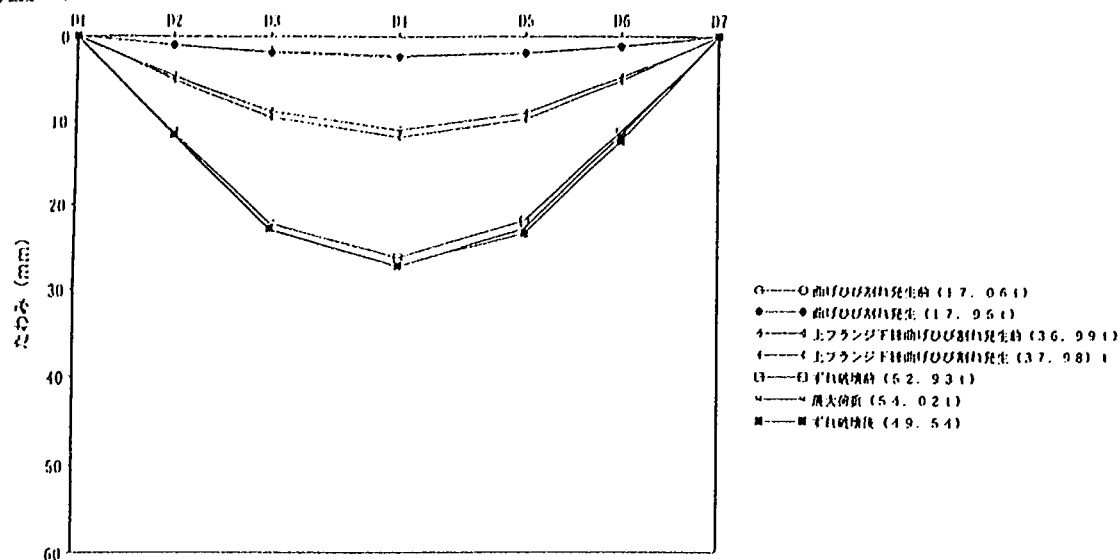
付図-1.56 PH2-10-300-c シリーズ

付図-1.57 PH2-10-300-d シリーズ

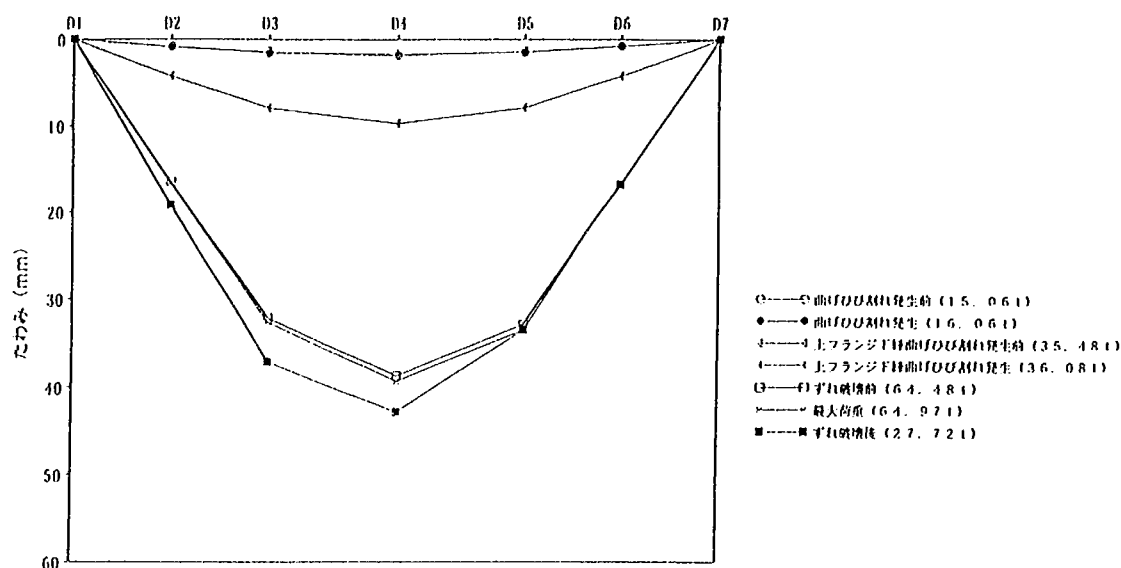
付録－１３ 水平せん断強度確認試験（はり載荷試験）

－ たわみ図 －

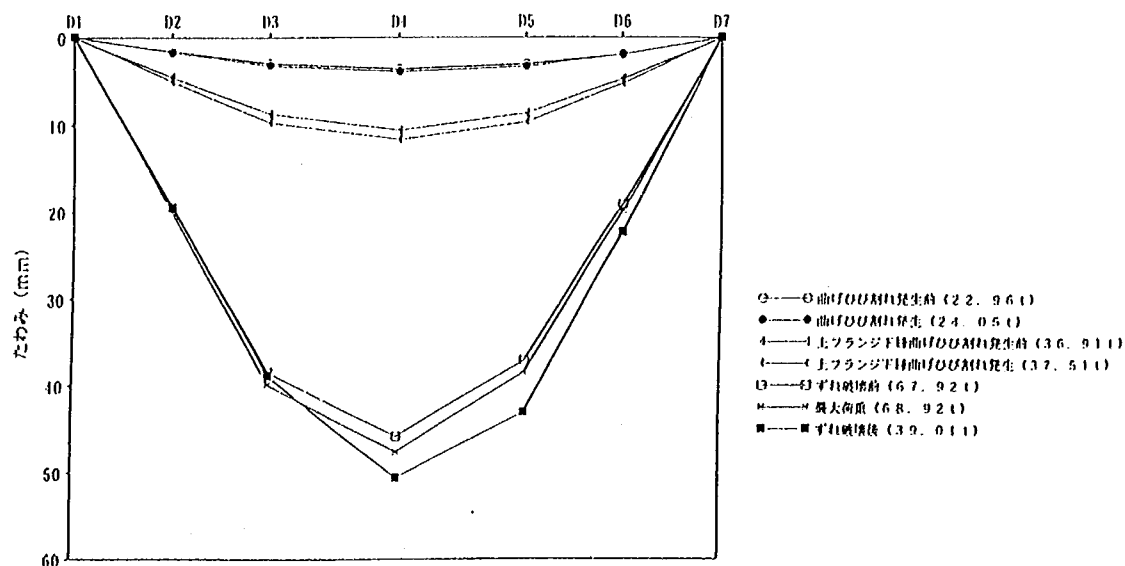
載荷荷重—たわみ量



はりG1 供試体：たわみ分布図



はりG2 供試体：たわみ分布図



はりG3 供試体：たわみ分布図

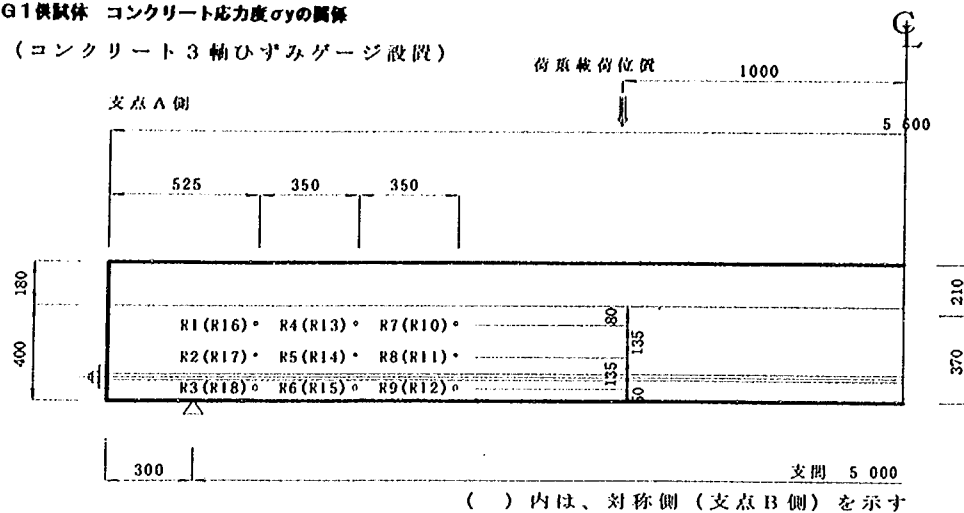
付録－１４ 水平せん断強度確認試験（はり載荷試験）

－ 載荷荷重－鉛直方向応力度 σ_y －

載荷荷重—鉛直方向応力度 σ_y

G1供試体 コンクリート応力度 σ_y の関係

(コンクリート 3 軸ひずみゲージ設置)



() 内は、対称側 (支点B側) を示す

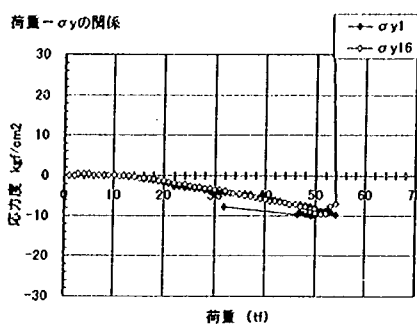


図-1 荷重— σ_y の関係 (R 1, R 16)

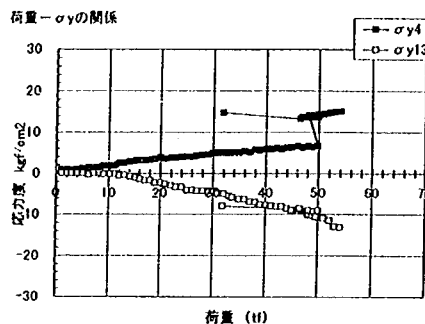


図-4 荷重— σ_y の関係 (R 4, R 13)

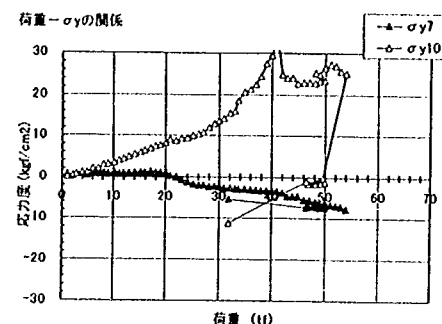


図-7 荷重— σ_y の関係 (R 7, R 10)

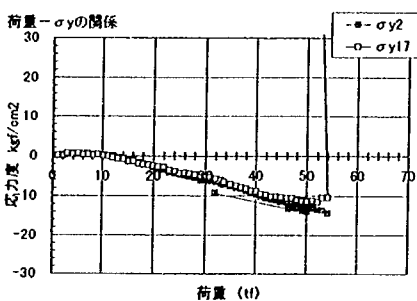


図-2 荷重— σ_y の関係 (R 2, R 17)

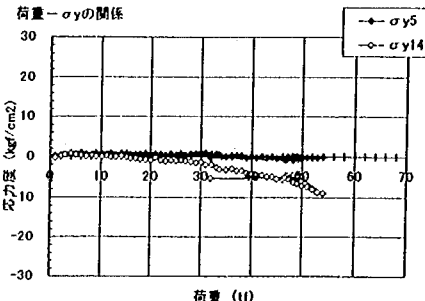


図-5 荷重— σ_y の関係 (R 5, R 14)

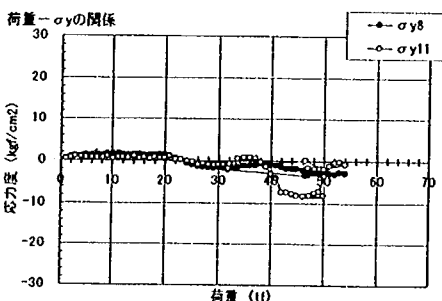


図-8 荷重— σ_y の関係 (R 8, R 11)

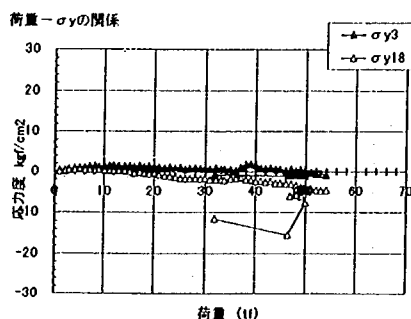


図-3 荷重— σ_y の関係 (R 3, R 18)

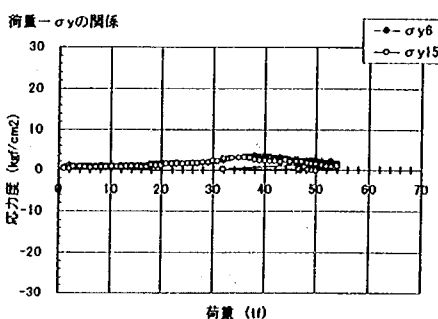


図-6 荷重— σ_y の関係 (R 6, R 15)

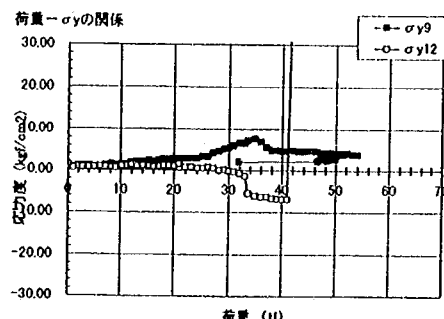


図-9 荷重— σ_y の関係 (R 9, R 12)

G2供試体 コンクリート応力度 σ_y の関係
(コンクリート3軸ひずみゲージ設置)

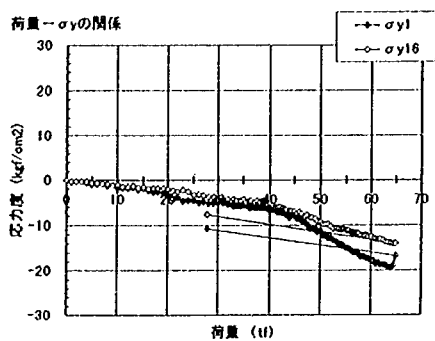
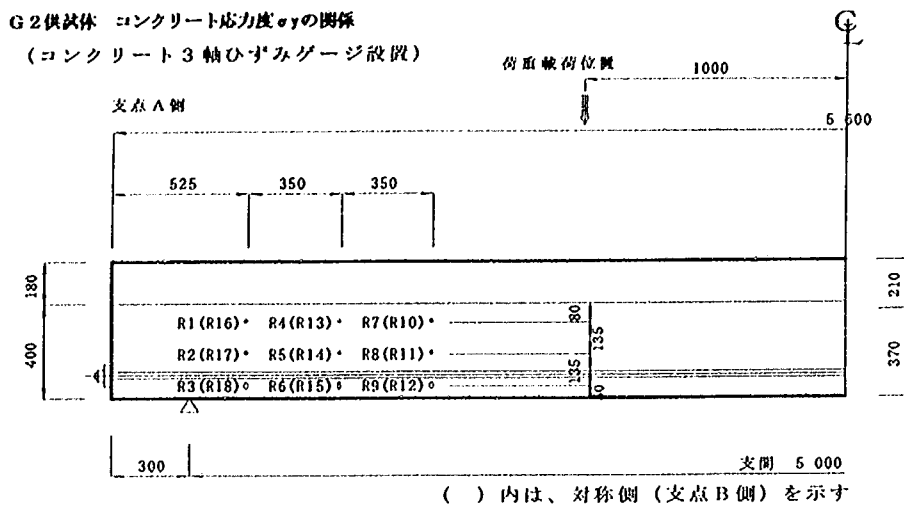


図-1 荷重- σ_y の関係 (R1, R16)

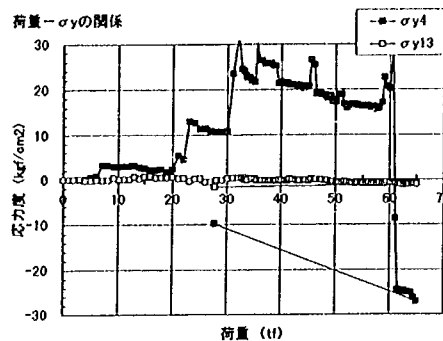


図-4 荷重- σ_y の関係 (R4, R13)

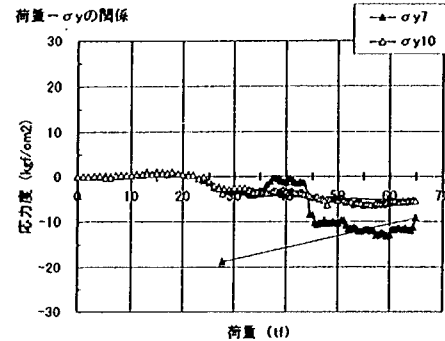


図-7 荷重- σ_y の関係 (R7, R10)

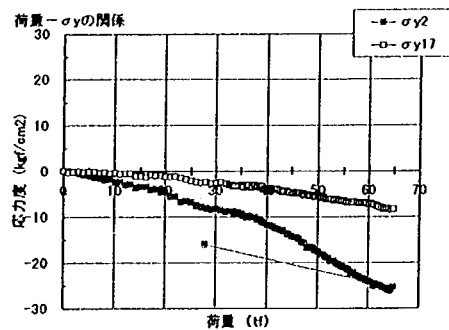


図-2 荷重- σ_y の関係 (R2, R17)

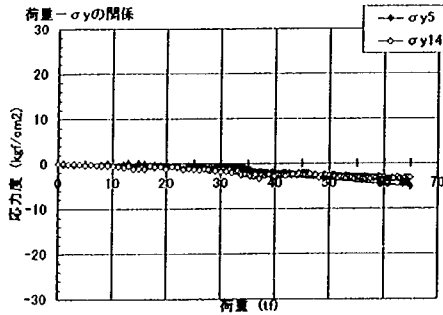


図-5 荷重- σ_y の関係 (R5, R14)

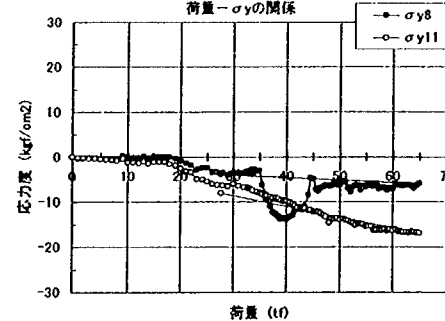


図-8 荷重- σ_y の関係 (R8, R11)

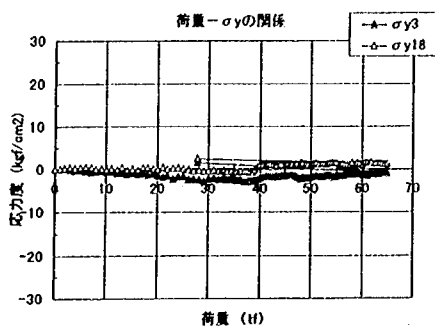


図-3 荷重- σ_y の関係 (R3, R18)

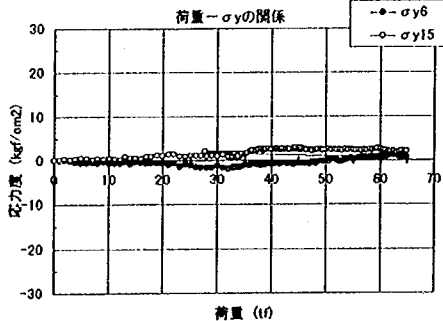


図-6 荷重- σ_y の関係 (R6, R15)

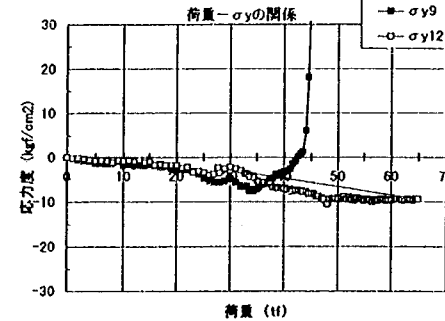
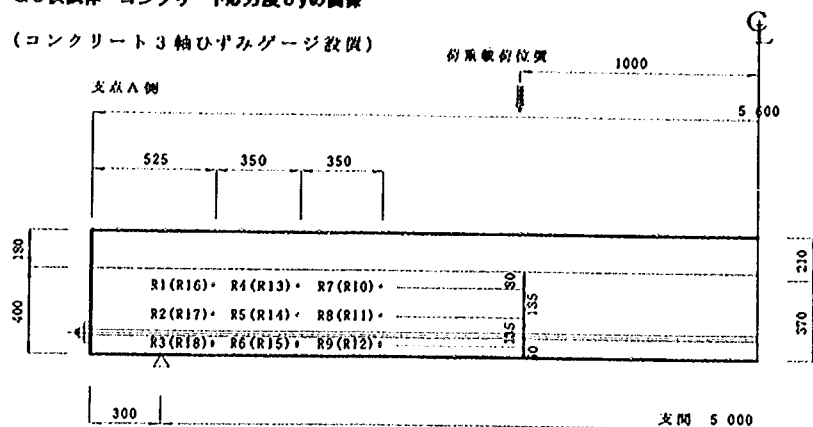


図-9 荷重- σ_y の関係 (R9, R12)

G3供試体 コンクリート応力度 σ_y の關係

(コンクリート3軸ひずみゲージ設置)



() 内は、対称側(支点B側)を示す

荷重- σ_y の關係

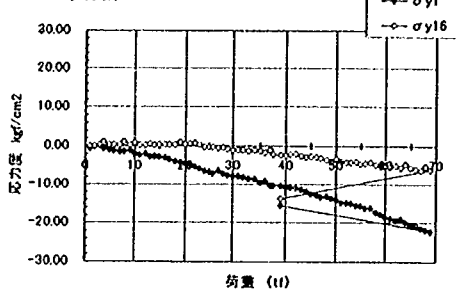


図-1 荷重- σ_y の關係 (R1, R16)

荷重- σ_y の關係

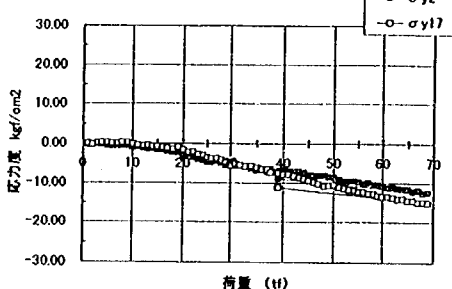


図-2 荷重- σ_y の關係 (R2, R17)

荷重- σ_y の關係

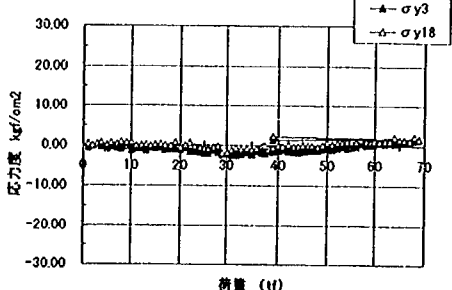


図-3 荷重- σ_y の關係 (R3, R18)

荷重- σ_y の關係

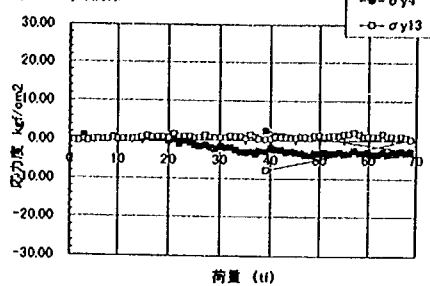


図-4 荷重- σ_y の關係 (R4, R13)

荷重- σ_y の關係

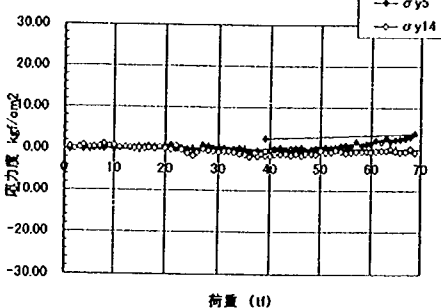


図-5 荷重- σ_y の關係 (R5, R14)

荷重- σ_y の關係

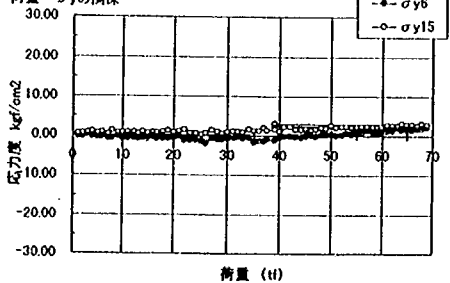


図-6 荷重- σ_y の關係 (R6, R15)

荷重- σ_y の關係

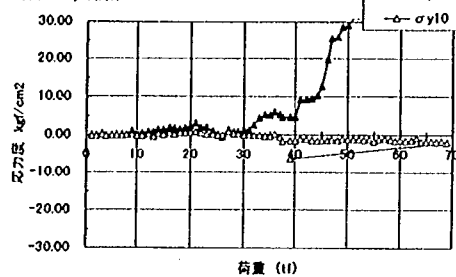


図-7 荷重- σ_y の關係 (R7, R10)

荷重- σ_y の關係

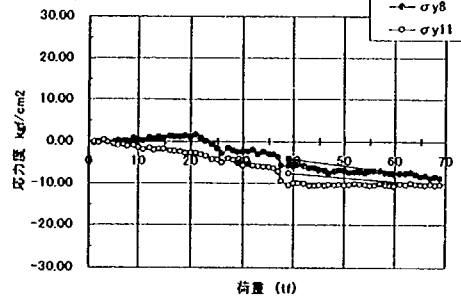


図-8 荷重- σ_y の關係 (R8, R11)

荷重- σ_y の關係

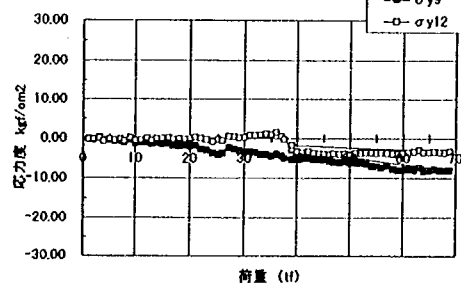
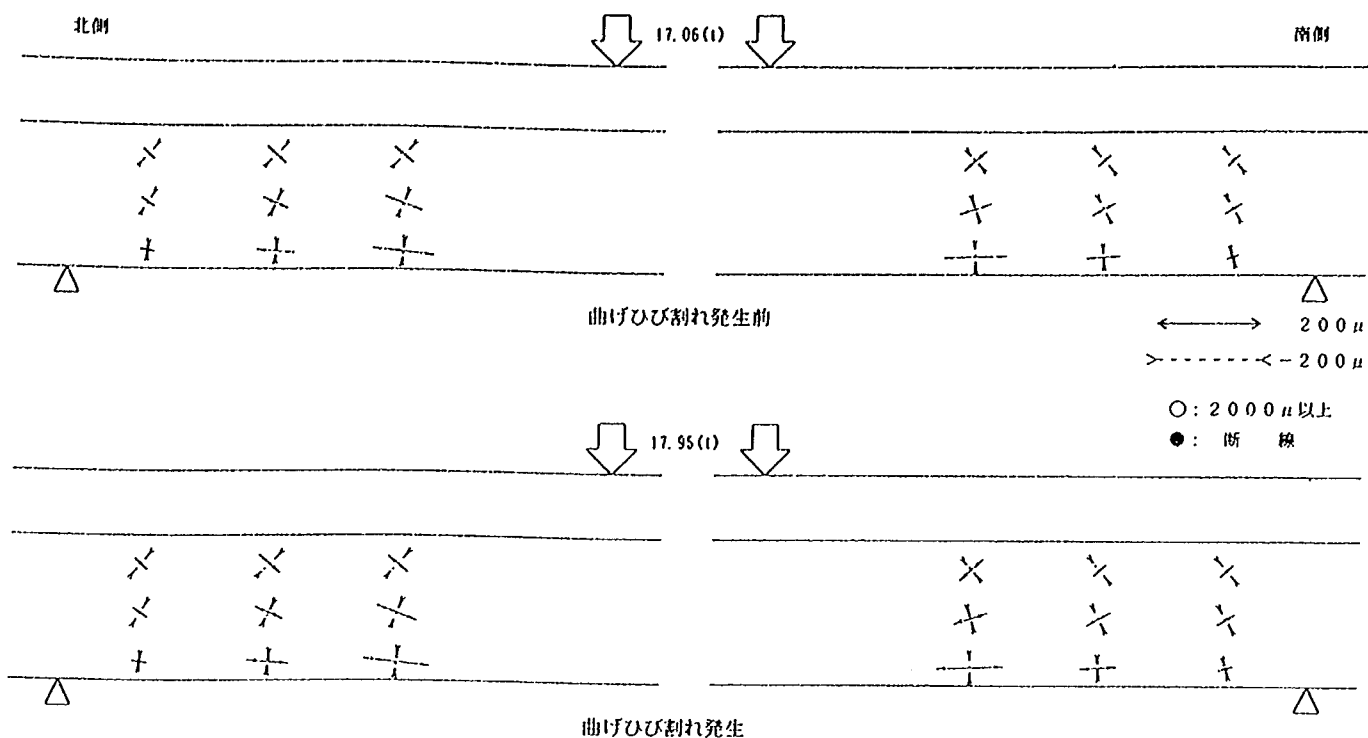


図-9 荷重- σ_y の關係 (R9, R12)

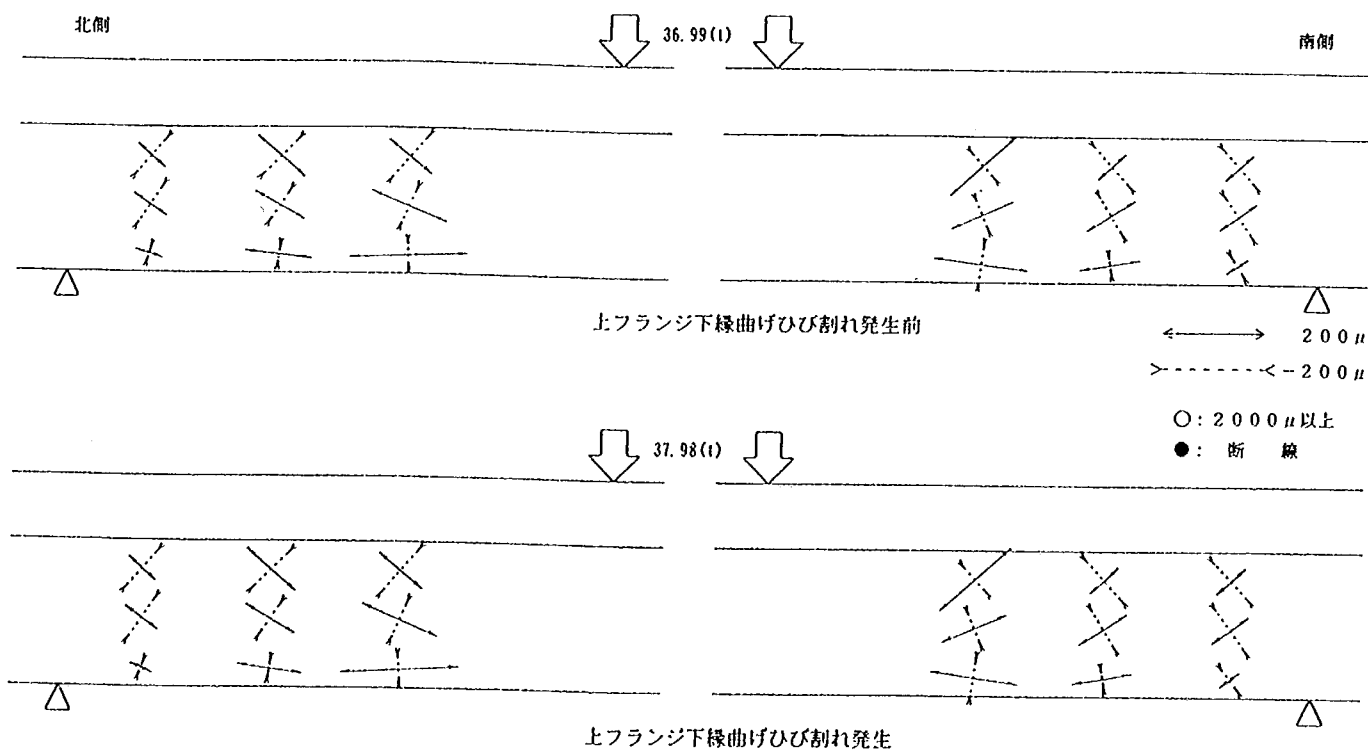
付録－１５ 水平せん断強度確認試験（はり載荷試験）

－ コンクリート主ひずみ図 －

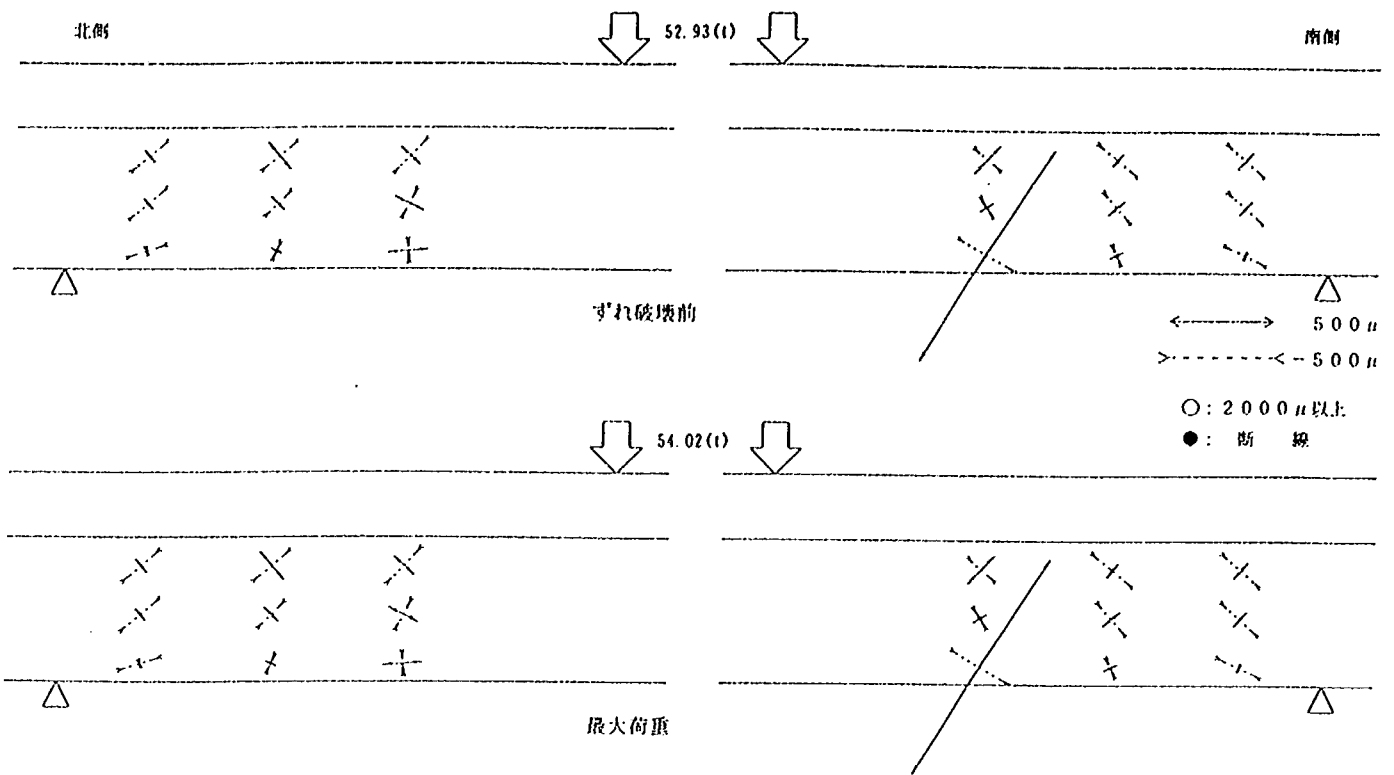
載荷荷重-主ひずみ分布



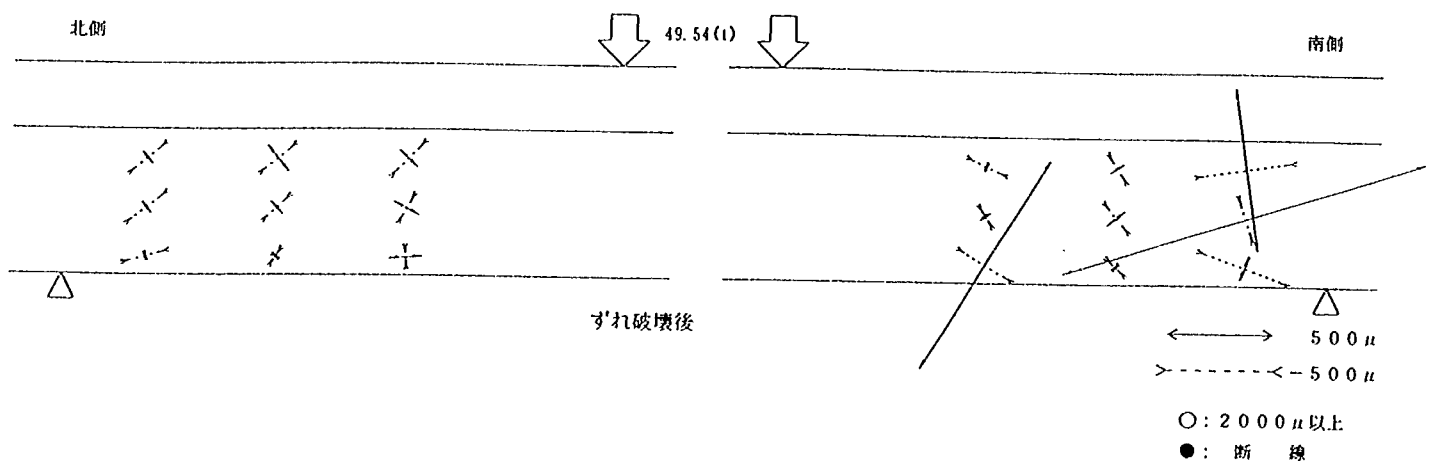
付図-15.1 主ひずみ分布図 (はりG1 供試体)



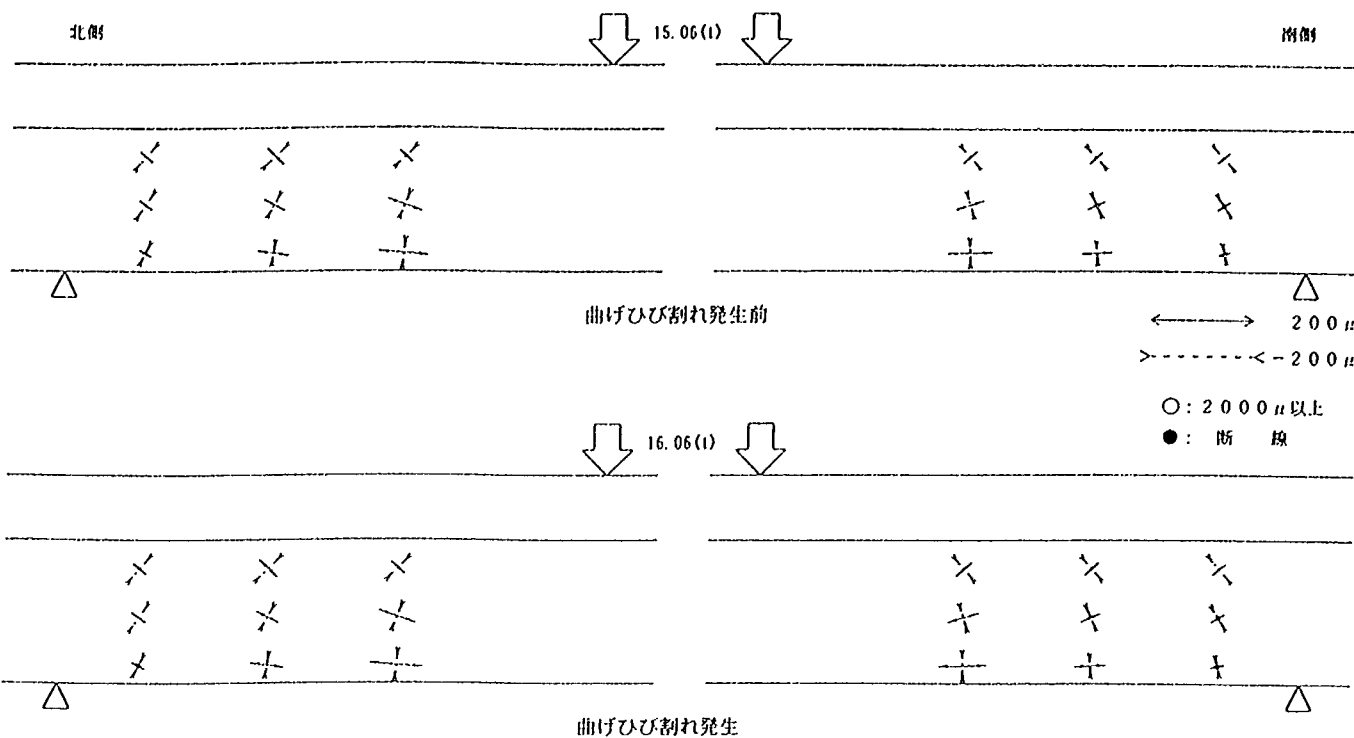
付図-15.2 主ひずみ分布図 (はりG1 供試体)



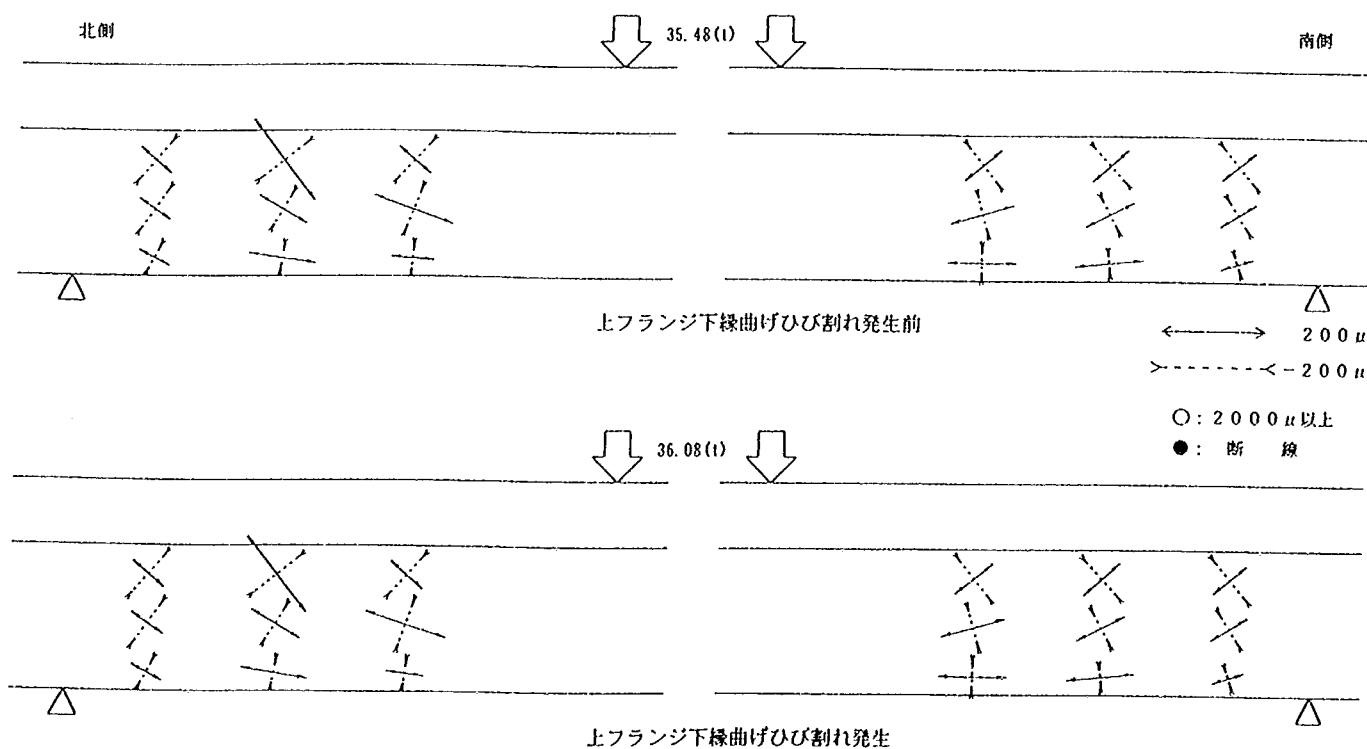
付図-15.3 主ひずみ分布図 (はりG1供試体)



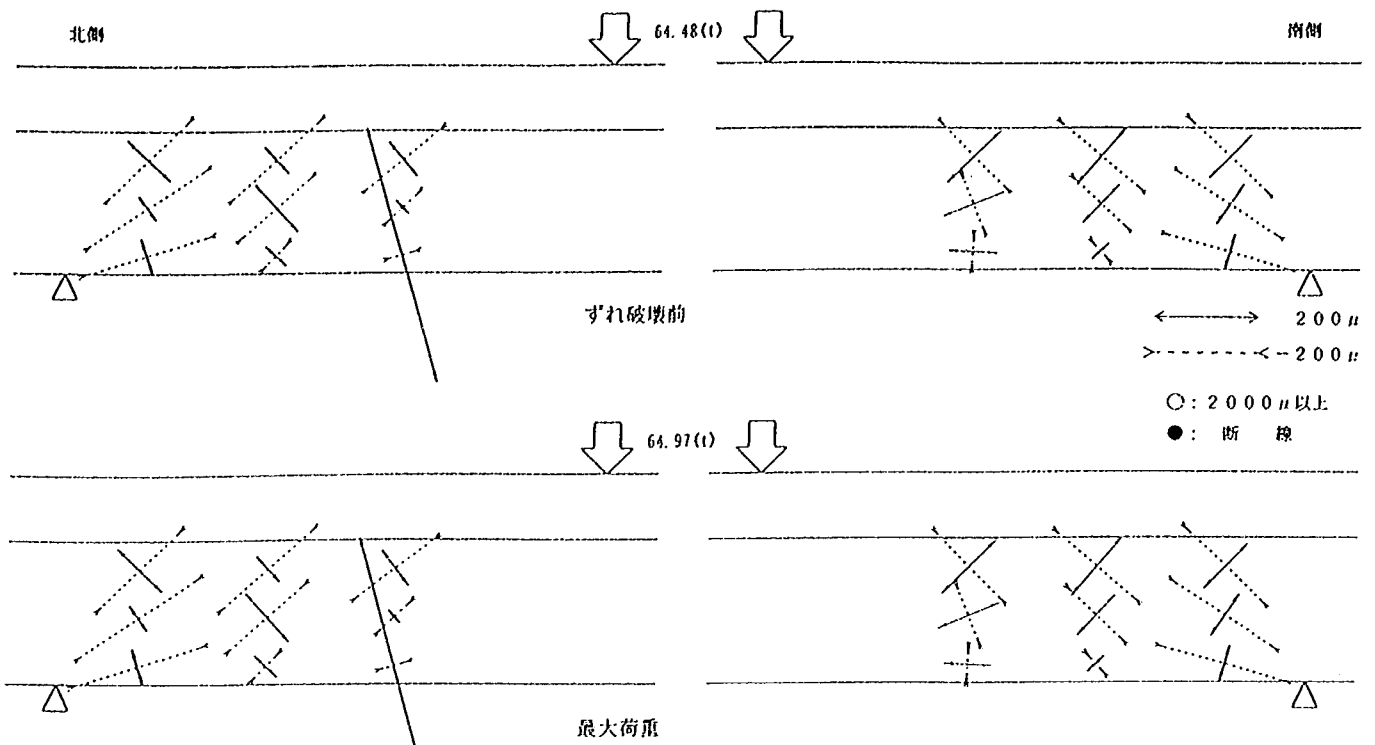
付図-15.4 主ひずみ分布図 (はりG1供試体)



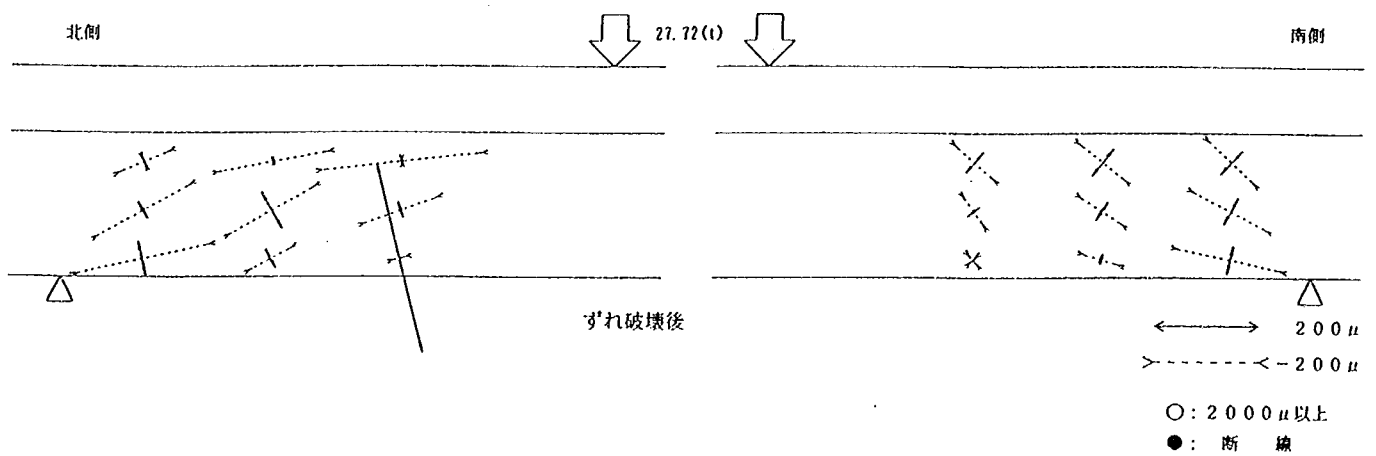
付図-15.5 主ひずみ分布図 (はりG 2 供試体)



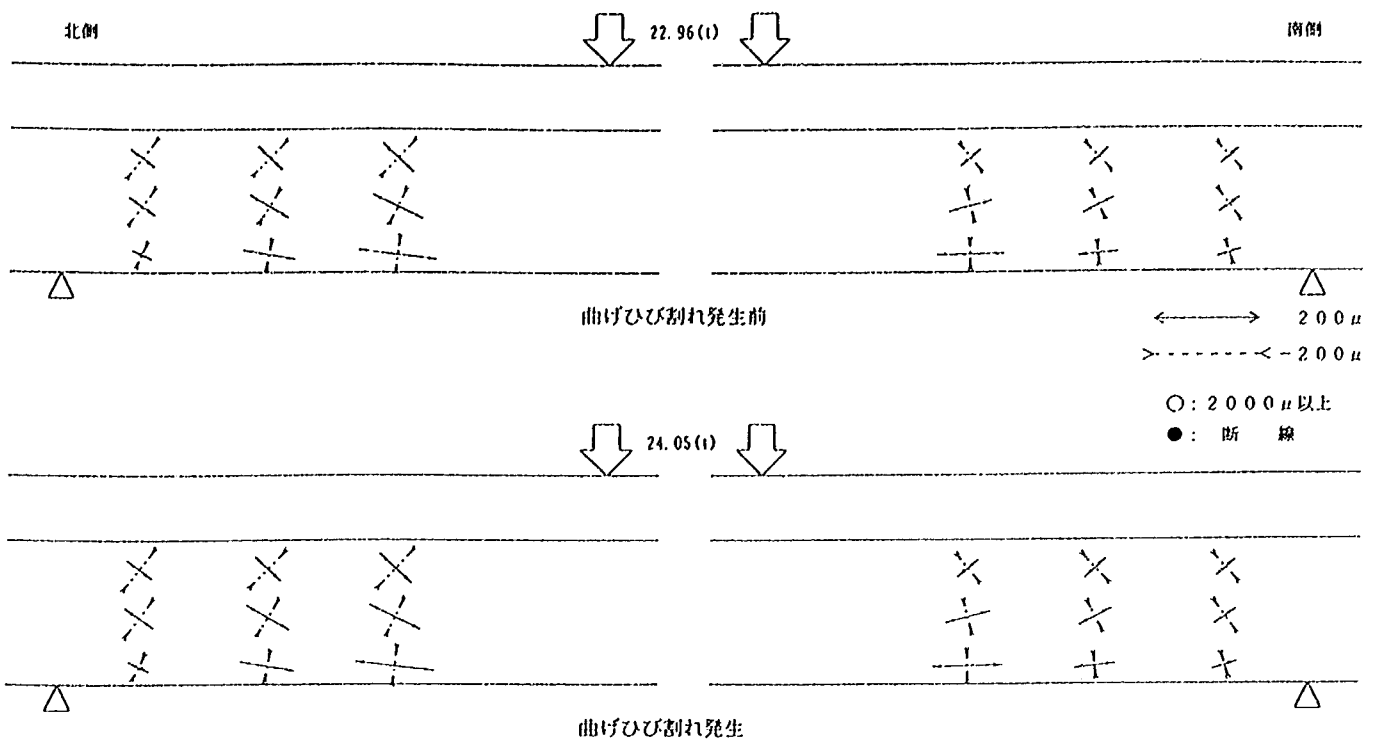
付図-15.6 主ひずみ分布図 (はりG 2 供試体)



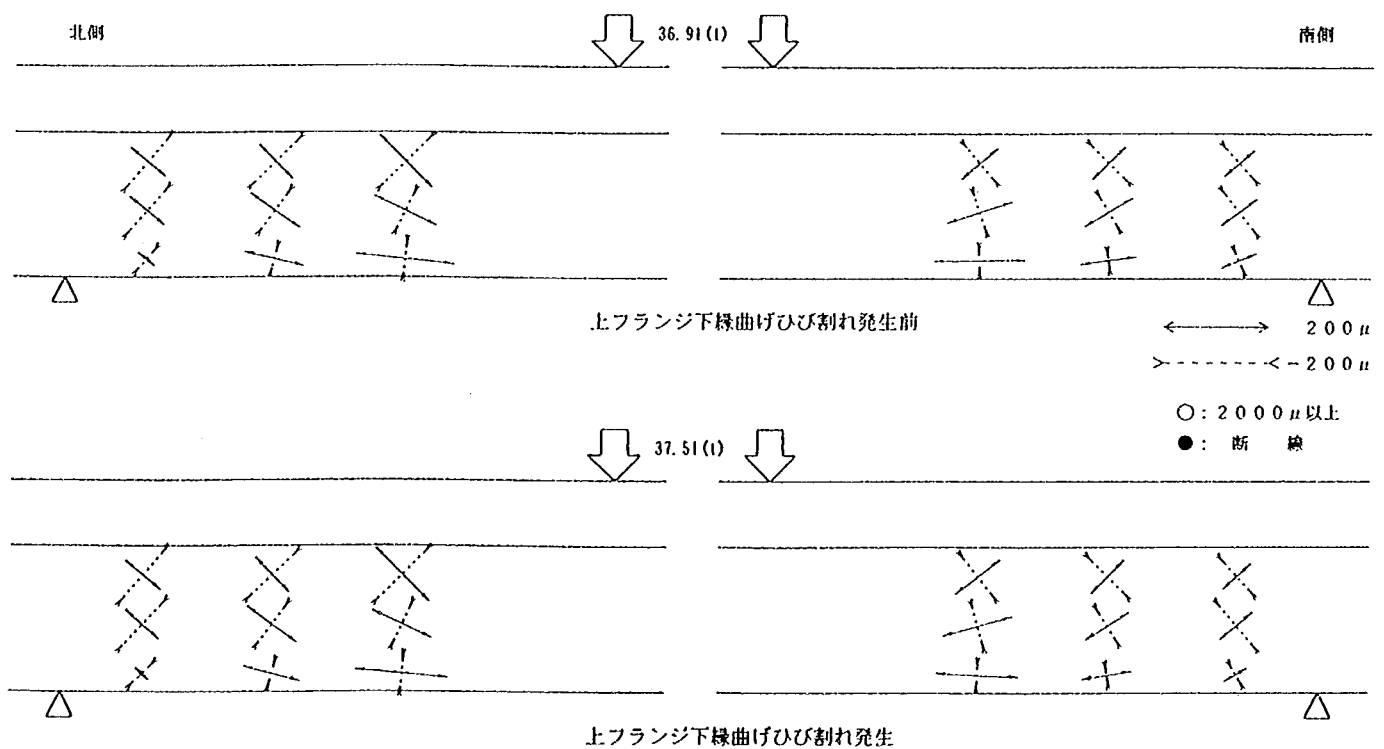
付図-15.7 主ひずみ分布図 (はりG 2 供試体)



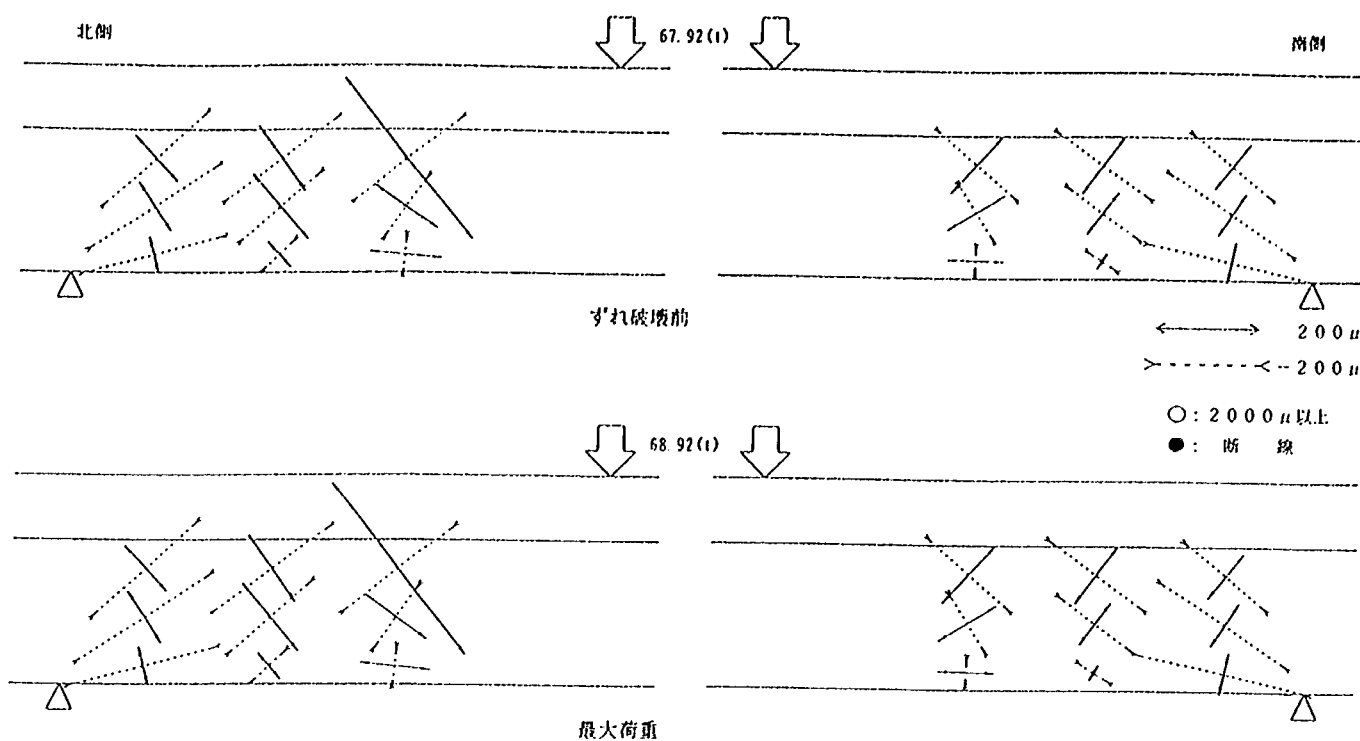
付図-15.8 主ひずみ分布図 (はりG 2 供試体)



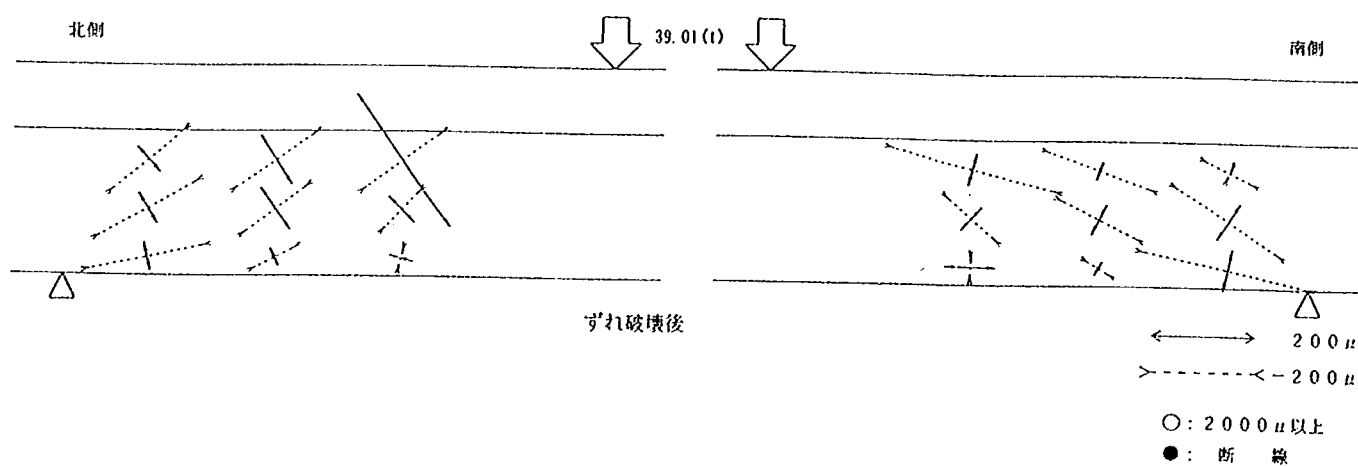
付図-15.9 主ひずみ分布図 (はりG 3 供試体)



付図-15.10 主ひずみ分布図 (はりG 3 供試体)



付図-15.11 主ひずみ分布図 (はりG 3 供試体)

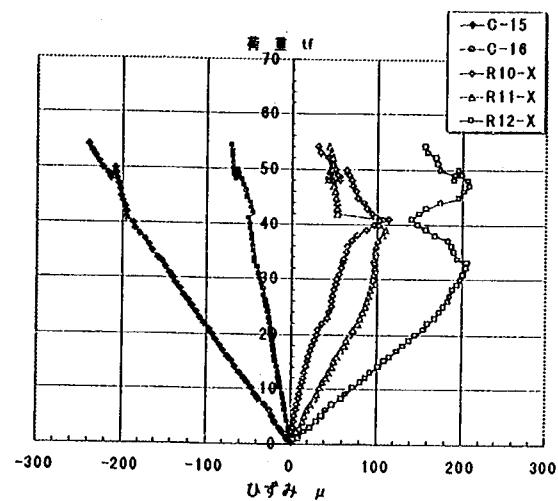
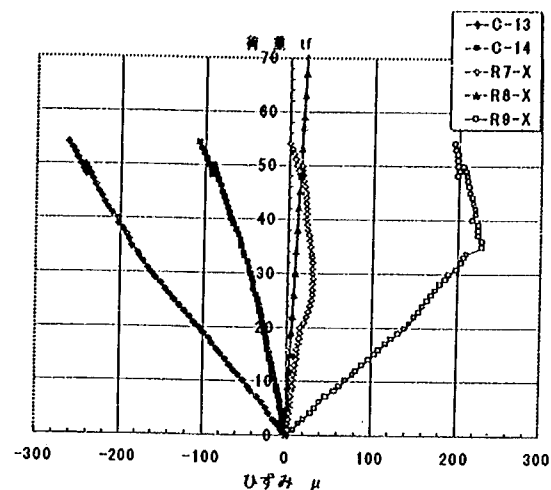
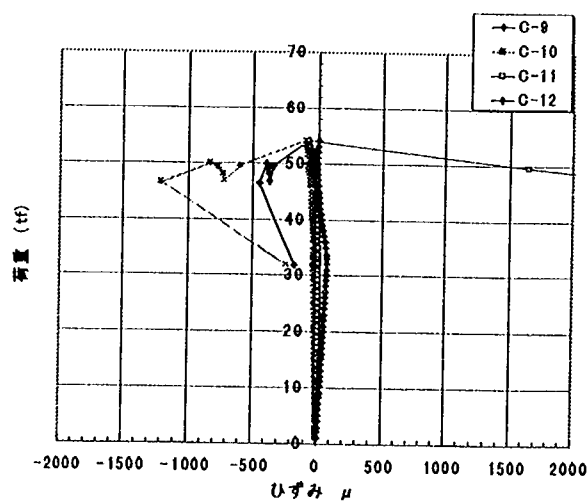
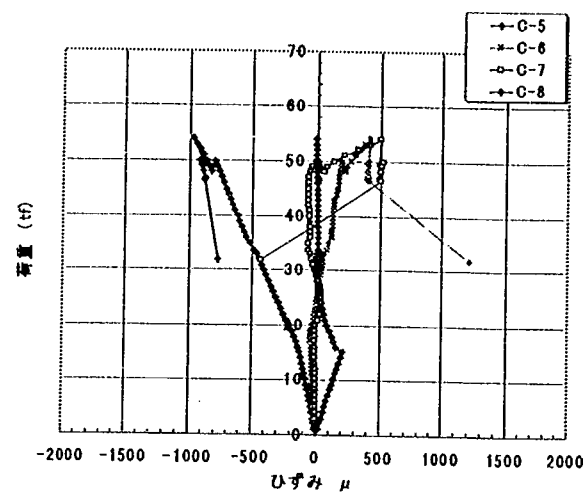
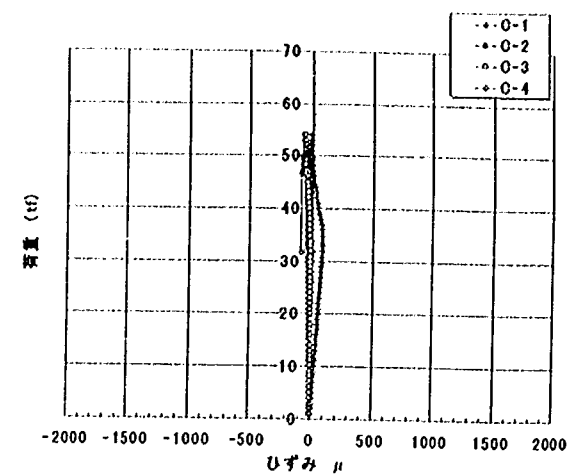


付図-15.12 主ひずみ分布図 (はりG 3 供試体)

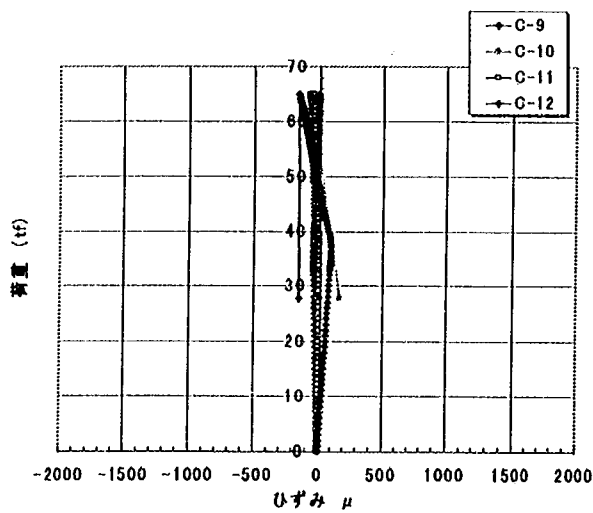
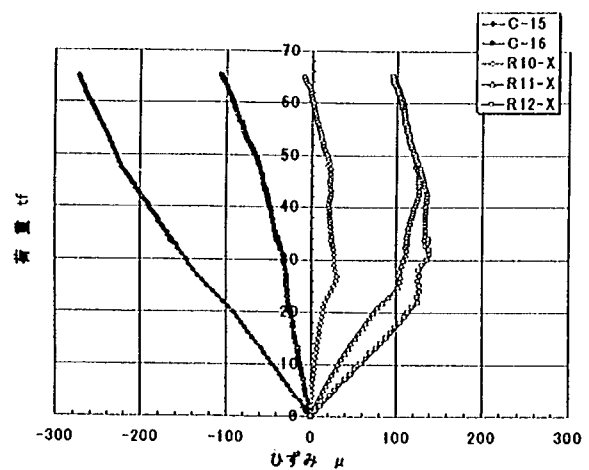
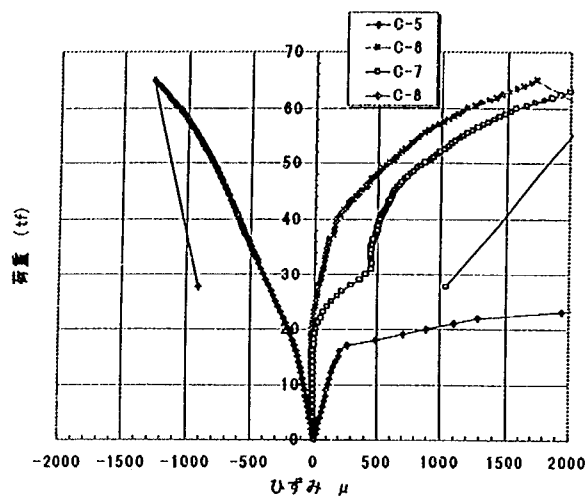
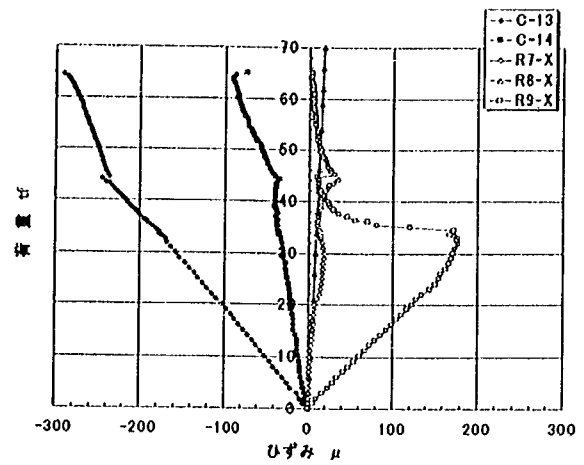
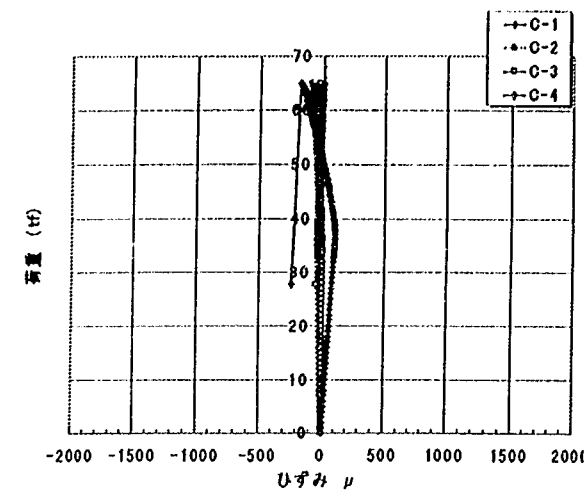
付録－１６ 水平せん断強度確認試験（はり載荷試験）

- － 載荷荷重－コンクリート軸ひずみ図 －
- － 載荷荷重－引張主鉄筋ひずみ図 －

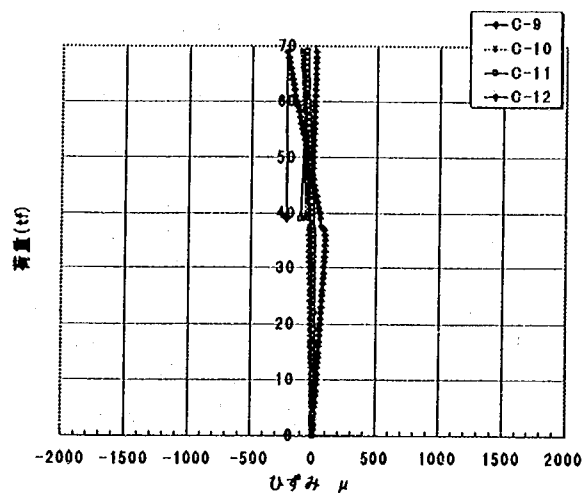
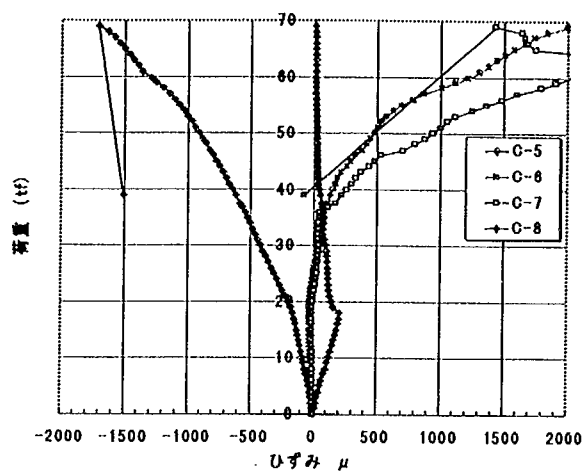
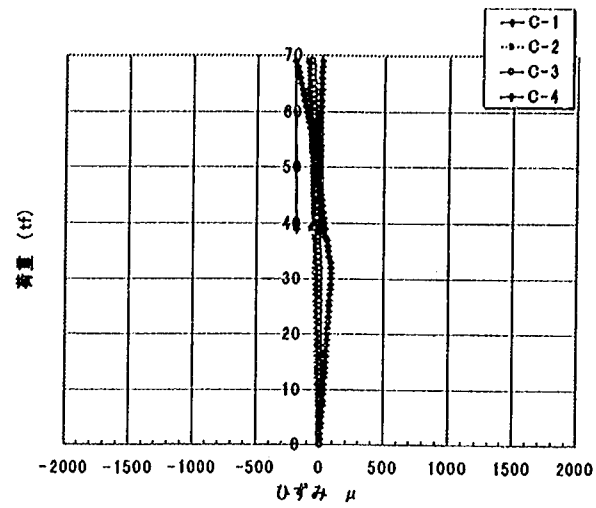
載荷荷重-コンクリート軸ひずみ



付図-16.1 荷重-コンクリート水平方向軸ひずみ (G1 供試体)

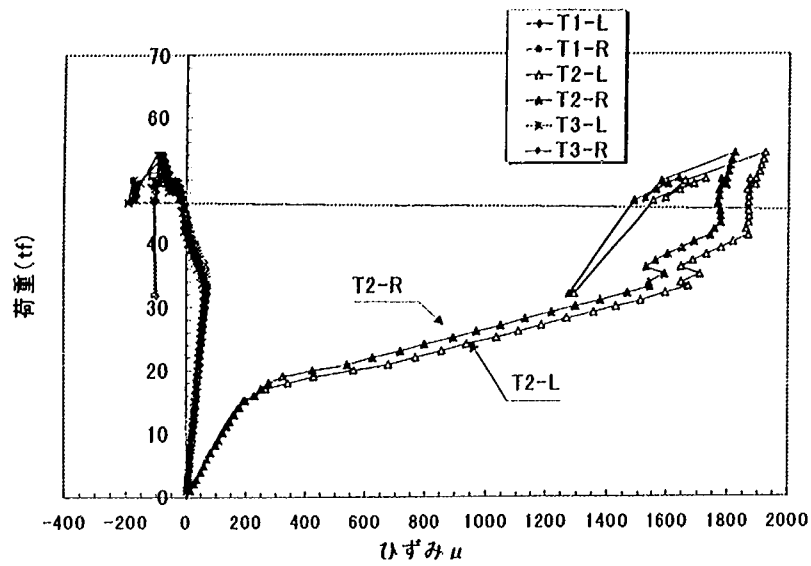


付図-16.2 荷重-コンクリート水平方向軸ひずみ (G2 供試体)

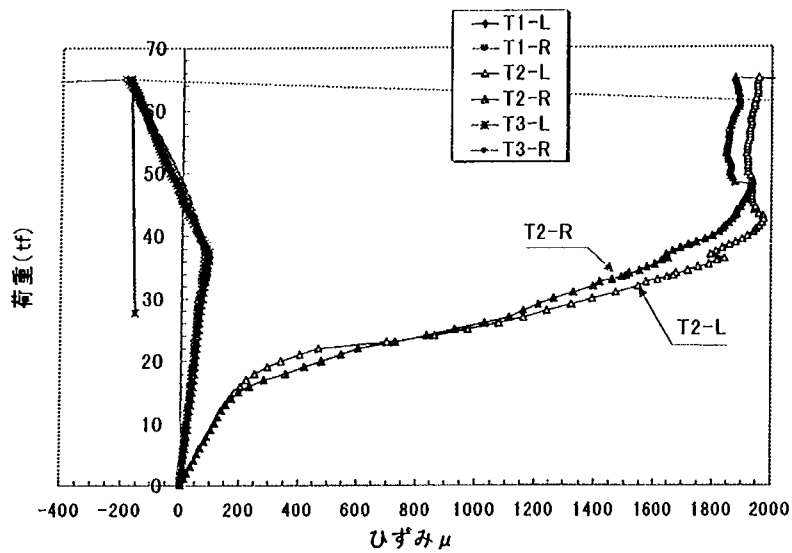


付図-16.3 荷重-コンクリート水平方向軸ひずみ (G3 供試体)

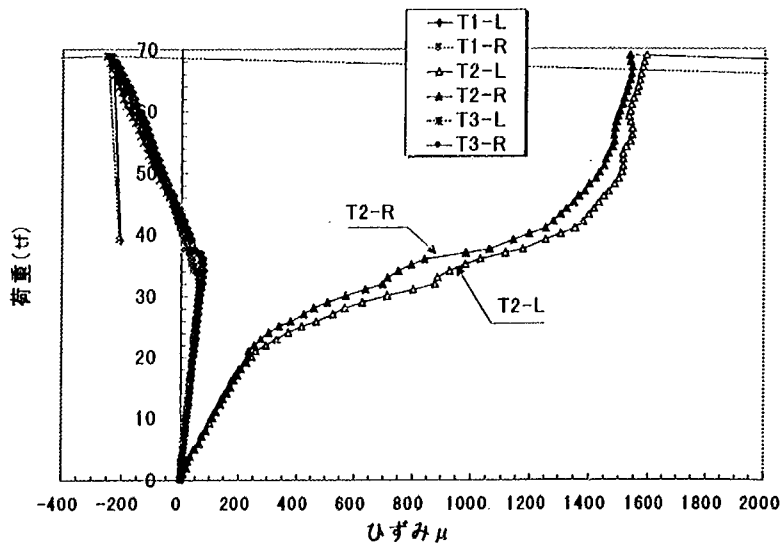
載荷荷重—主鉄筋ひずみ



付図-16.4 荷重—主鉄筋ひずみ (G 1 供試体)



付図-16.5 荷重—主鉄筋ひずみ (G 2 供試体)



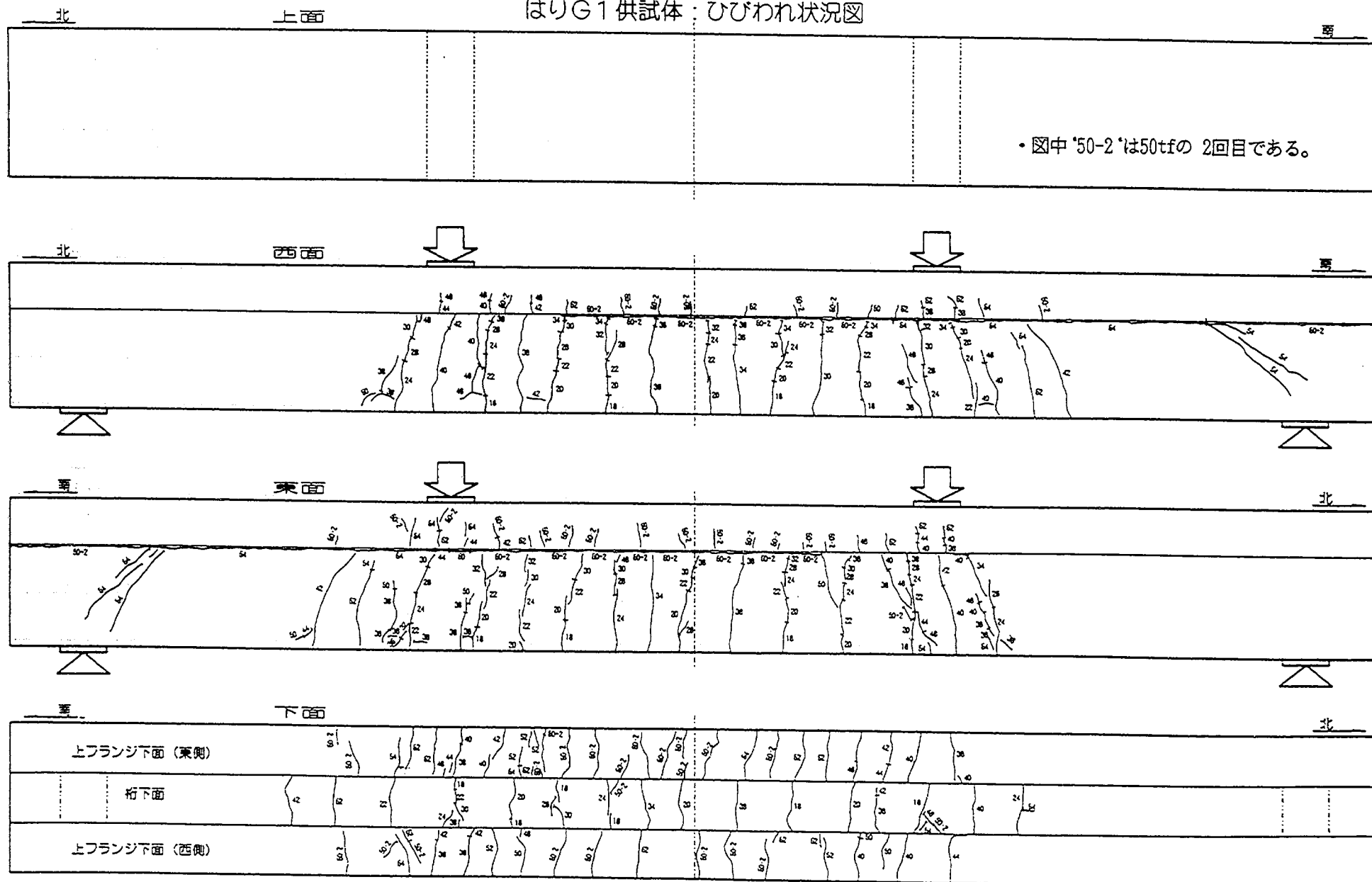
付図-16.6 荷重—主鉄筋ひずみ (G 3 供試体)

付録一 17 水平せん断強度確認試験（はり載荷試験）

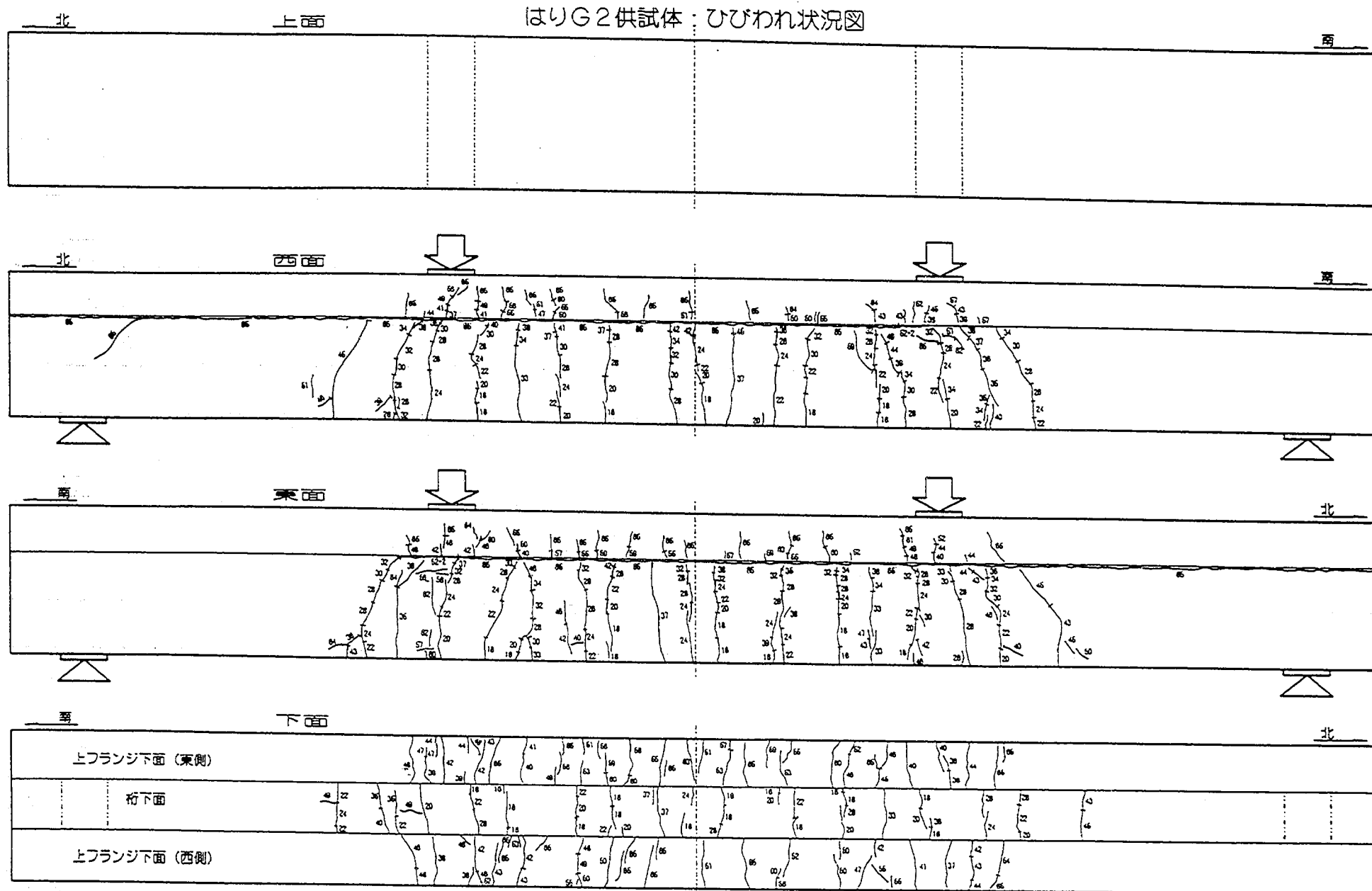
－ ひびわれ図 －

ひびわれ図

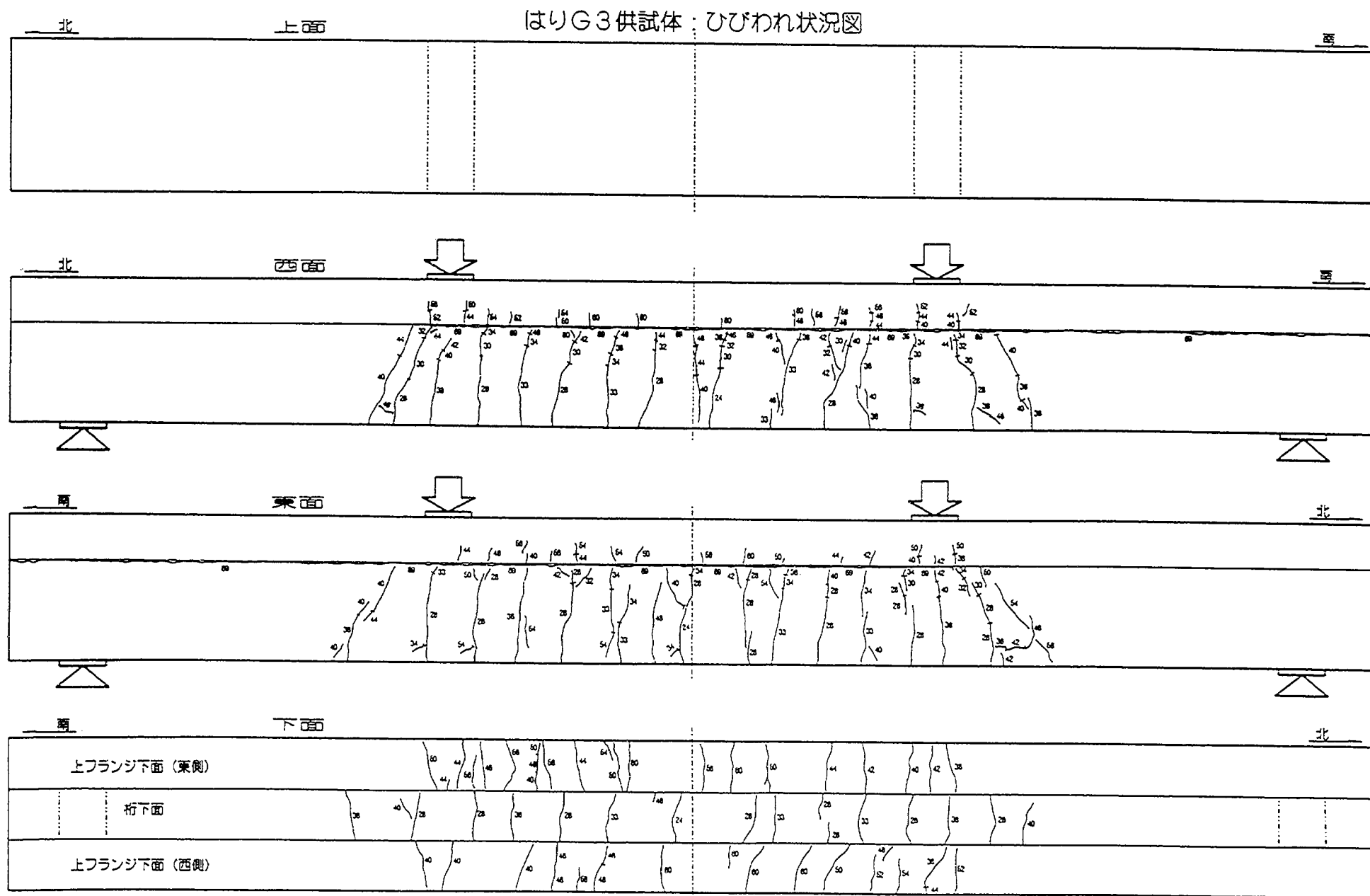
はりG1 供試体：ひびわれ状況図



付図-17.1 ひびわれ図 (G1 供試体)



付図-17.2 ひびわれ図 (G2供試体)



付図-17.3 ひびわれ図 (G3 供試体)

