

外ケーブル工法を適用したP C橋の 合理化に関する共同研究報告書（I）

平成12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・コンクリート建設業協会

Copyright © (2000) by P.W.R.I.

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

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

外ケーブル工法を適用したPC橋の 合理化に関する共同研究報告書（I）

建設省	土木研究所		
構造橋梁部		部長	岡原 美知夫
構造橋梁部	橋梁研究室	室長	西川 和廣
構造橋梁部	橋梁研究室	研究員	内田 賢一
	〃	研究員	廣松 新
	〃	研究員	宮崎 和彦*
構造橋梁部	橋梁研究室	交流研究員	伊藤 公彦
前	〃		菅谷 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
岩	本	久	信
梅	田	順	治
北	川	琢	也
中	島	禎	
野	村	貞	広
林	下	敦	
宮	本	基	行
山	根	隆	志
山	本	哲	也
渡	辺	浩	良

要 旨

PC橋への外ケーブル工法の適用は、内ケーブル工法に比べ、けた自重の低減やケーブル配置の施工性の改善を図ることができる。また、プレキャストセグメント工法との併用により施工の省力化と工期短縮が図れ、橋梁完成後もケーブルの維持管理（ケーブルの取り替え等）が容易となる利点がある。しかしながら、外ケーブル工法が適用されたPC橋では作用荷重によるけたと外ケーブルの変位が一致しないことから、従来の設計法である平面保持の仮定は成立しない。このため、外ケーブル工法を適用したけたの様々な設計法が提案されているが、十分整備されているとは言い難い。したがって、外ケーブル工法を適用したPC橋の合理化を進めるにあたり、設計基準を明確にすることが必要である。

そこで本研究では、外ケーブル工法を適用したPCげたのモデル供試体を製作し、曲げ破壊までの耐荷力と挙動に関して実験、検討を行った。本報告書はその実験結果、検討結果をとりまとめたものである。

キーワード：内外ケーブル比率、偏向部、引張鉄筋量、曲げ破壊耐力、ひびわれ性状

*現近畿地方建設局 大阪国道工事事務所

目 次

1. まえがき	1
2. 研究目的	2
3. 供試体の種類	3
3.1 供試体の種類	3
3.2 供試体の設計	10
3.3 供試体の製作	13
4. 使用材料	15
4.1 コンクリート	15
4.2 鋼材	16
4.3 材料の応力とひずみの関係	17
4.3.1 コンクリート	17
4.3.2 鋼材	20
5. 実験方法	21
5.1 載荷方法	21
5.2 計測方法	21
6. 実験結果	30
6.1 載荷実験前の P C 鋼材ひずみについて	30
6.2 破壊状況と耐荷力	33
6.2.1 破壊性状	33
6.2.2 ひびわれ状態と耐荷力	35
6.3 荷重－変位の関係	38
6.4 荷重－外ケーブル偏心量の減少の関係	42
6.5 荷重－P C 鋼材ひずみ・外ケーブル張力の関係	45
6.5.1 荷重－P C 鋼材ひずみの関係	45
6.5.2 P C 鋼材増加応力度について	51
6.6 引張鉄筋ひずみについて	54
6.6.1 載荷荷重－支間中央鉄筋ひずみの関係	54
6.6.2 鉄筋ひずみの分布について	59
6.7 コンクリート・鉄筋・P C 鋼材の供試体軸方向ひずみの関係	63
6.8 変位分布について	67
6.9 載荷荷重－コンクリート圧縮ひずみの関係	70

7. 計算値と実験値の比較	74
7.1 ひびわれ発生荷重について.....	74
7.2 終局時耐荷力について.....	76
7.3 アンボントケーブル方式PCげたとしての終局時耐荷力.....	82
7.4 非線形解析について.....	85
7.4.1 事前解析における解析条件.....	85
7.4.2 事後解析における解析条件.....	88
7.4.3 解析結果.....	91
8. まとめ	97
9. あとがき	98
参考文献	98

付録1 載荷荷重－PC鋼材ひずみ計測値(TP1, TP2, TP3)	101
付録2 載荷荷重－たわみ分布、PC鋼材変位分布	103
付録3 載荷荷重－ひびわれ幅	105
付録4 載荷荷重－主ひずみ分布図	111
付録5 ひびわれ状態スケッチ図	119
付録6 供試体製作について	127
付録7 破壊後の供試体について	131

1. まえがき

近年、我が国では土木施工現場の労働事情（技能労働者の減少等）や高齢化少子化社会に向けて、施工の省力化や社会資本整備の効率化を目的とした技術開発が進められている。外ケーブル工法は、それらの目的に対して有効な工法の一つである。

P C 橋において、緊張材を部材の外に配置する外ケーブル工法を適用することで、内ケーブル工法に比べ、部材厚を薄くできることによるけた自重の低減や、コンクリート打設時にシース配置がいらないため、シース配置労力の低減を図ることができる。また、プレキャストセグメント工法との併用によりさらに施工の省力化と工期短縮を図ることができる。

また、型枠内の空隙が大きく、容易にコンクリートを締め固めることができることや、外ケーブルの配置誤差が生じにくいこと等により P C げたの品質の向上が期待できる。加えて、橋梁完成後のケーブルの維持管理（ケーブルの検査、取り替え等）も容易である。

外ケーブル工法は、施工面では上記のような利点があるが、設計面では、作用荷重によるけたと外ケーブルの変位は一致せず平面保持の仮定は成立しない。このため、外ケーブル工法を適用したけたの様々な設計法が提案されているが、十分整備されているとは言い難い。したがって、外ケーブルを適用した P C 橋の合理化を進めるにあたっては、外ケーブル構造の特徴や設計面での内ケーブル構造との違いを明確にする必要がある。

そこで、土木研究所橋梁研究室と（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会は、平成10年度より3年間の予定で外ケーブル工法の設計施工指針（案）を作成することを目標に、外ケーブル工法を適用した P C 橋の合理化に関する共同研究に着手した。

本報告書は、外ケーブル構造の曲げに関する性状を確認するため平成10年度に行った外ケーブル方式 P C げたの曲げ破壊実験について、実験結果と検討結果をまとめたものである。

なお今後は、平成11年度に外ケーブル構造のせん断に関する研究、平成12年度には外ケーブルの定着部に関する研究を予定している。

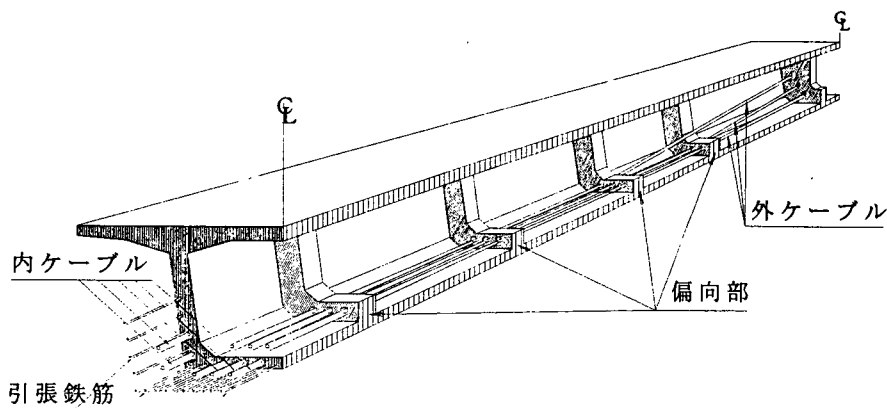


図-1 外ケーブル方式 P C げた橋の構造例

2. 研究目的

外ケーブル工法を適用したPC橋の曲げに関する性状は、国内外で研究がなされ評価方法についても提案されているが、まだ十分整備されているとはいえない。特に、外ケーブル構造の場合、PCケーブルを部材の外に配置することから、作用荷重による部材の変形に外ケーブルは追随せず平面保持の仮定が成立しないため、終局時においてもケーブル応力度は降伏点応力度まで達しない可能性がある。したがって、外ケーブル方式PCげたの終局時における曲げ破壊耐力は、内ケーブル方式PCげたに比べて小さくなることが推測される。

また、部材の変形に伴う外ケーブルの偏心量の減少による影響が終局時の曲げ破壊耐力に与える影響や、終局時における外ケーブルの増加応力度の影響、さらには省力化と工期短縮が期待できるプレキャストセグメントを併用した場合の影響などについても十分な研究はなされていない。

そこで、本研究では外ケーブル方式PCげたの曲げに関する性状を確認するために、内外ケーブル配置比率・偏向部設置間隔・引張鉄筋量を変化させたモデル供試体とセグメント供試体を製作し、これらに対し曲げ破壊試験を実施した。曲げ載荷試験結果としては、以下の項目に関する実験値を得ることとした。

- (1) ひびわれ状況と破壊形態、および耐荷力
- (2) 外ケーブルの応力度変化
- (3) けたおよび外ケーブルの変形
- (4) けたの軸ひずみ分布
- (5) 軸方向引張鉄筋の応力度変化

3. 供試体の種類

3.1 供試体の種類

供試体は、①内外ケーブル比について3体、②アンボンドケーブル方式、③外ケーブルの偏向部設置間隔、④引張鉄筋量について各々1体、および⑤プレキャスト・セグメント2体の組合せで合計8体を製作した。

以下、プレキャストセグメント以外の供試体を総称として一体型供試体と呼ぶことにする。

供試体の一覧を表-3.1.1に示す。また、図-3.1.1、図-3.1.2に供試体の形状寸法を、図-3.1.3～図-3.1.5に配筋状況を示す。

①内外ケーブル比

一体型供試体のうち、形状寸法と引張鉄筋量が同じ供試体は、(G1)、(G2)、(G3)、(G4)の4体とし、そのうち(G1)、(G2)、(G3)の3体に対しては、供試体に配置した全ケーブル断面積に対する外ケーブル断面積の比（以下、外ケーブル比と呼ぶ）をそれぞれ100%、50%、0%とした。

②アンボンドケーブル方式

コンクリートとP C鋼材の間の付着を無くした状態で、荷重によりP C鋼材偏心量が変わらない供試体を想定して、アンボンドケーブル方式供試体(G4)を製作した。

③外ケーブルの偏向部設置間隔

偏向部間隔は3mを基準の長さとし、偏向部間隔の影響を確認するために、偏向部間隔を5mとした供試体(G5)を製作した。

④引張鉄筋量

一体型供試体(G1～G5)の5体には、引張鉄筋としてD10を4本配置した。また、引張鉄筋配置量の影響を確認するために、D16を4本配置した供試体(G6)を製作した。

⑤プレキャストセグメント

セグメント方式P Cげたとした場合の影響を確認するため、外ケーブル比100%供試体(GS1)と外ケーブル比50%供試体(GS2)を製作した。

表-3.1.1 供試体の一覧

供試体	P C鋼材比 (%)		偏向部 設置間隔 (m)	引張鉄筋量 本-径	備 考
	内	外			
G 1	0	100	3.0	4 - D10	全外ケーブル
G 2	50	50	3.0	4 - D10	外ケーブル比 50%
G 3	100	0	3.0	4 - D10	全内ボンドケーブル
G 4	100	0	3.0	4 - D10	全内アンボンドケーブル
G 5	0	100	5.0	4 - D10	全外ケーブル、偏向部設置間隔延長
G 6	0	100	3.0	4 - D16	全外ケーブル、引張鉄筋量増配置
G S 1	0	100	3.0	4 - D10	セグメント 、全外ケーブル
G S 2	50	50	3.0	4 - D10	セグメント 、外ケーブル比 50%

a) 供試体の形状寸法について

供試体の形状寸法は、文献¹⁾「4.6終局限界状態に関する検討」の項を参考にした。

文献¹⁾には、“標準的な構造($L/h < 35$ 、 $LD/L < 2/3$)として終局時の外ケーブル増加応力度は安全を考慮しても 200N/mm^2 は見込めると考えられる”とある。今回の実験では、支間長 $L=7.5\text{m}$ ・けた高 $h=0.5\text{m}$ とすることで支間けた高比を $L/h=15$ とし、偏向部設置間隔の基本長を $LD=3.0\text{m}$ とすることで支間長 L との比を $LD/L=2/5$ として、文献¹⁾の標準的な構造として示される範囲内の形状とした。また、供試体(G5)では偏向部間隔を $LD=5.0\text{m}$ ($LD/L=2/3$)と延長して、文献¹⁾標準的な構造の範囲外とした。

供試体の断面形状は、上フランジ幅 60cm 、フランジ厚 15cm 、ウェブ厚 30cm のT形状とした。

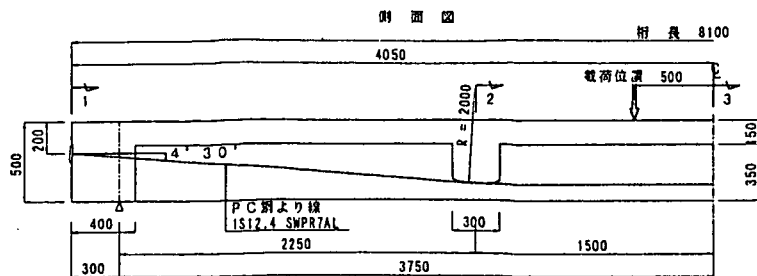
b) P C鋼材配置量について

P C鋼材配置量については、支間 50m 程度の外ケーブル方式P C橋の施工実績ではP C鋼材比 $A_p/(b \cdot d)$ が $0.12\% \sim 0.18\%$ であることに着目して、供試体にはシングルストランド1S12.4(SWPR7A)を4本配置して、P C鋼材比を 0.155% とした。

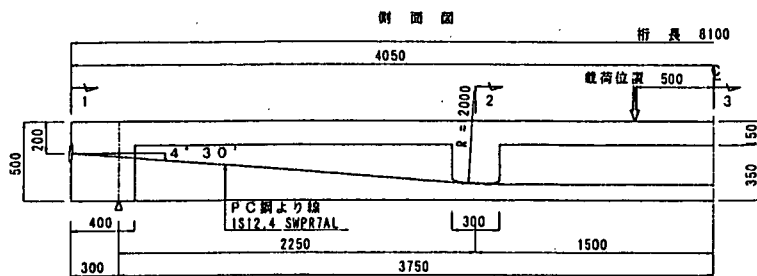
c) 引張鉄筋配置量について

引張鉄筋量は、次項3.2供試体の設計でD10の4本配置を基本とした。また、引張鉄筋量の違いによる影響を確認するため、供試体(G6)については、D10の4本配置の場合に対し明確な耐荷力差を見込んで、引張鉄筋量をD16の4本配置とした。

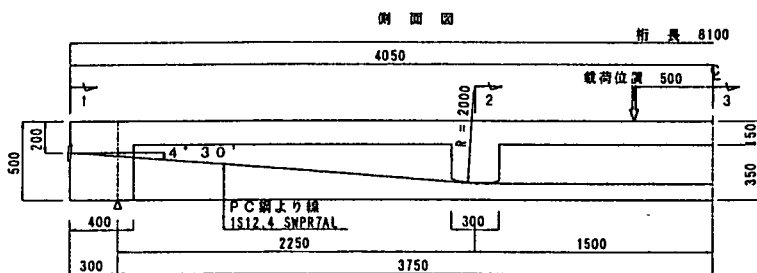
G - 1 供試体



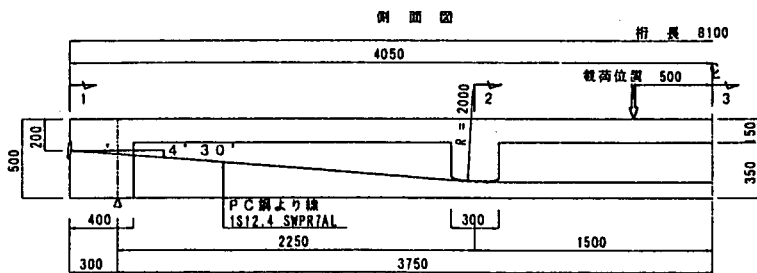
G-2 供試体



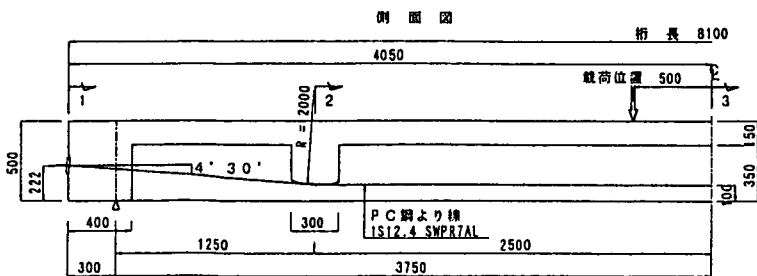
G - 3 供試体



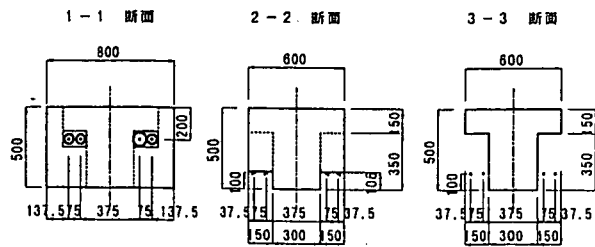
G - 4 供試体



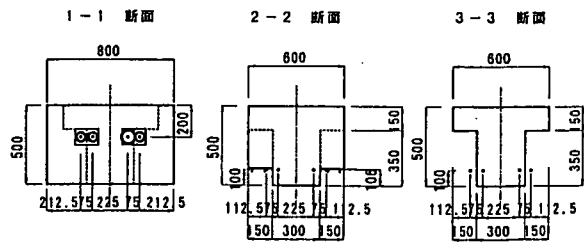
G - 5 供試体



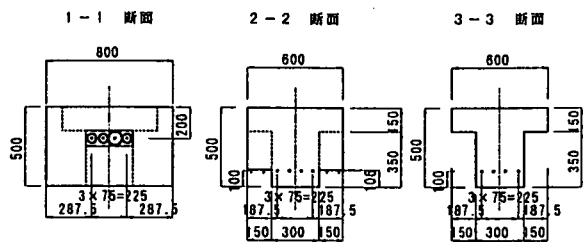
＜全外ケーブル＞



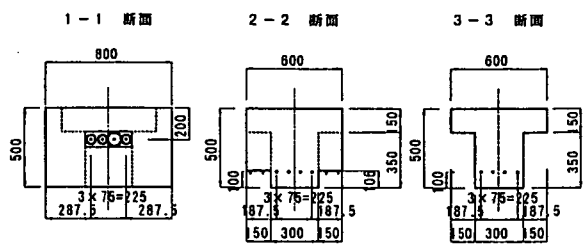
<内外ケーブル比50%>



＜全内ケーブル＞



＜全内アンボンドケーブル＞



＜全外ケーブル・デビエータ間隔 5 m＞

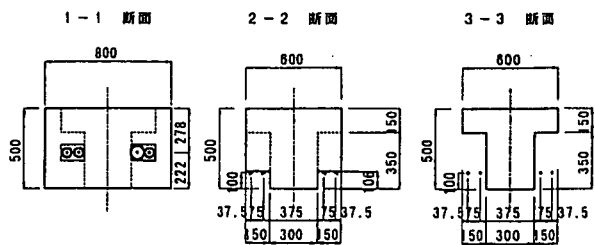
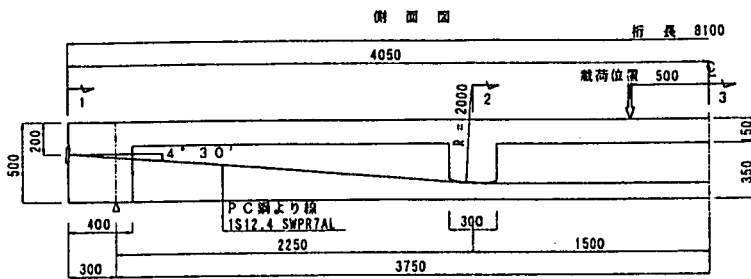
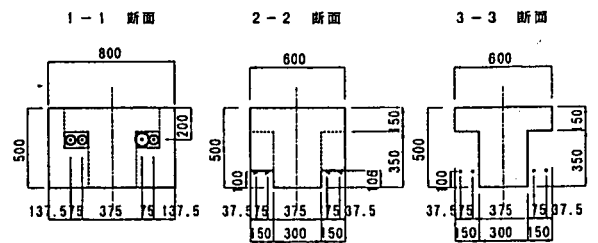


図-3.1.1 供試体形状寸法 (単位 mm)

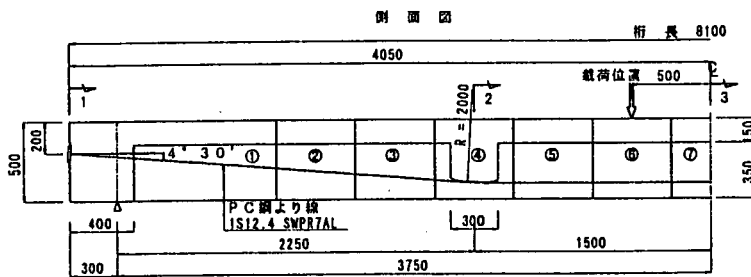
G-6 供試体



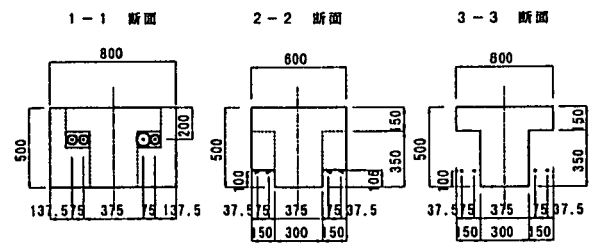
<全外ケーブル・主鉄筋増>



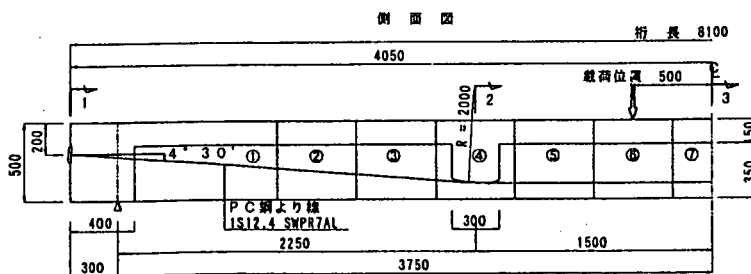
GS-1 供試体



<全外ケーブル・フレキシブルメント>



GS-2 供試体



<内外ケーブル比 50%・フレキシブルメント>

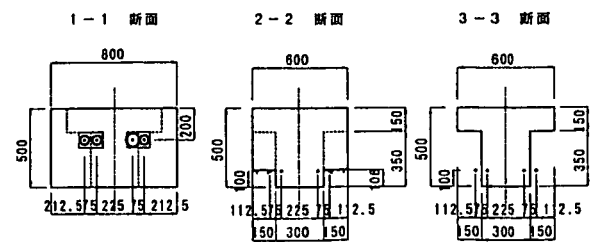
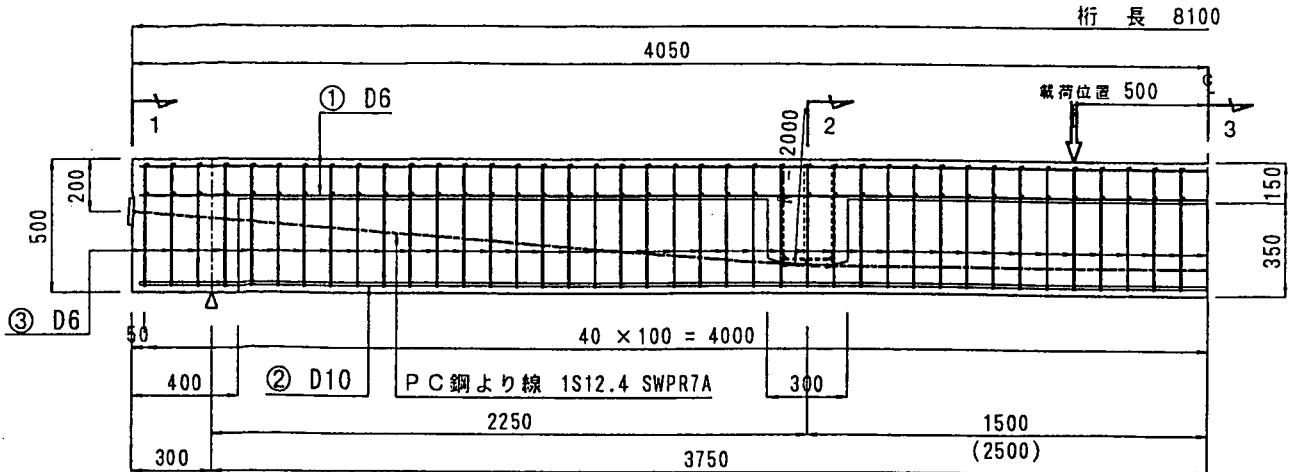


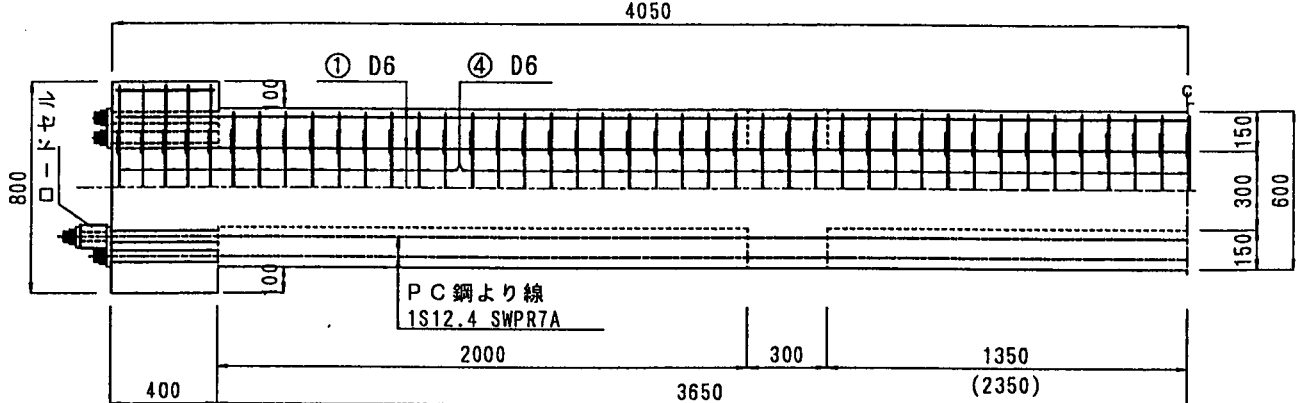
図-3.1.2 供試体形状寸法 (単位 mm)

側面図



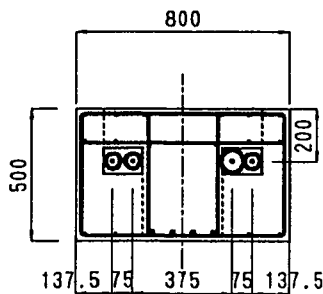
()内は、G 5 供試体での寸法を示す

平面図

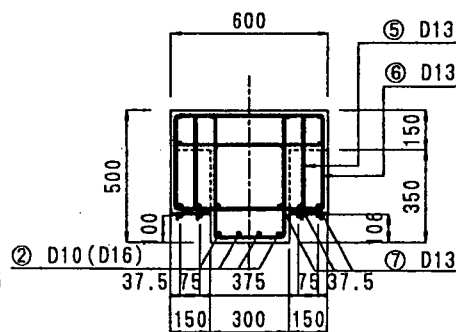


()内は、G 5 供試体での寸法を示す

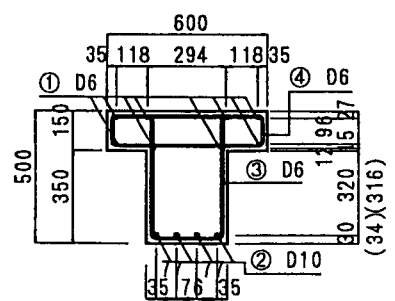
1-1 断面



2-2 断面



3-3 断面



()内は G 6 供試体の場合の配置鉄筋、寸法

デビエータ部・側面図

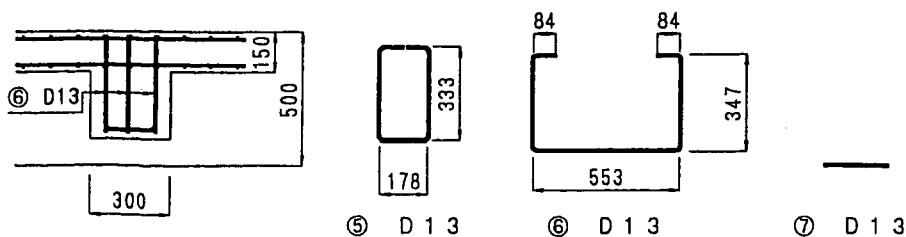
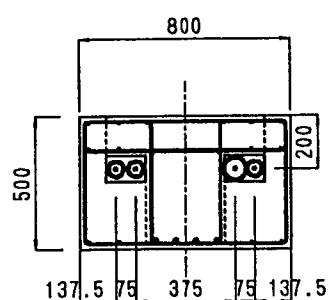
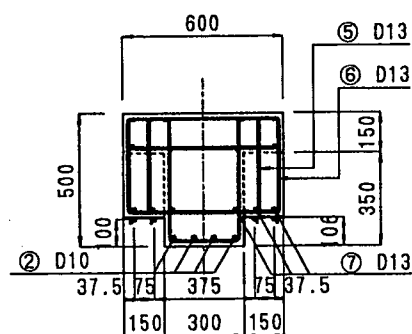


図-3.1.3 G 1 ~ G 6 供試体 配筋図 (単位 mm)

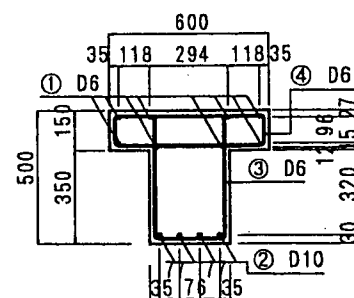
桁 長 8100



2-2 断面



3-3 断面



デビエータ部・側面図

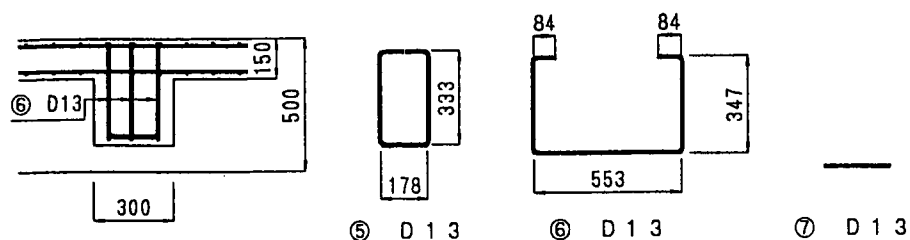
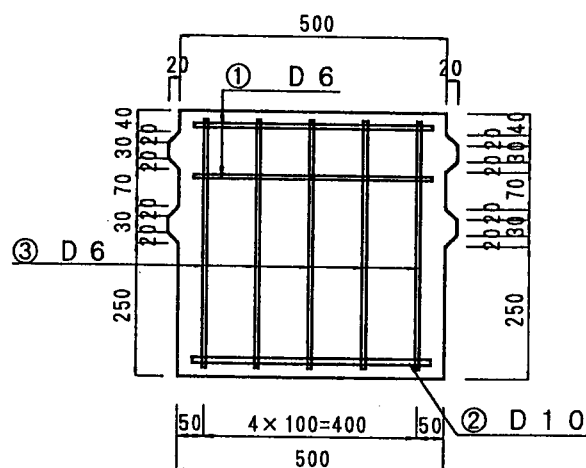
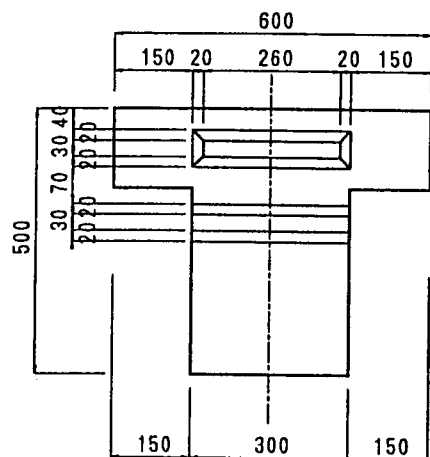
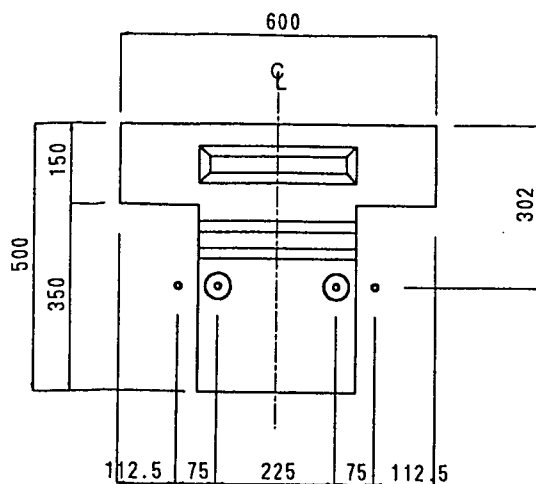


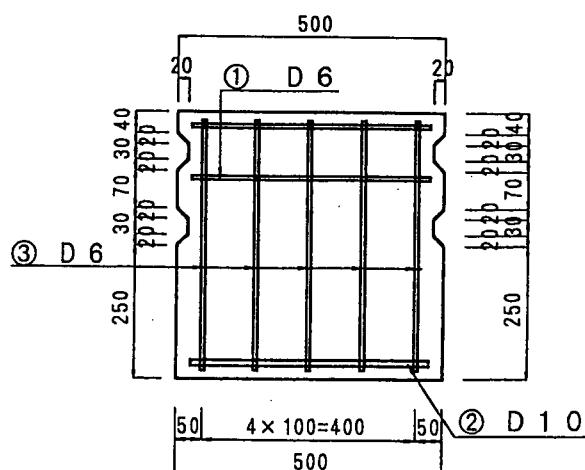
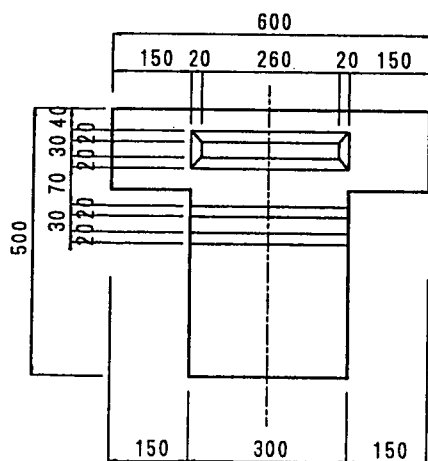
図-3.1.4 GS1、GS2供試体 配筋図 (単位 mm)

4-4 断面



(a) プレキャスト・セグメントの形状

セグメント番号②④⑥⑧⑩⑫



(b) プレキャスト・セグメントの形状

セグメント番号①③⑤⑦⑨⑪

図-3.1.5 セグメント配筋図 (単位 mm)

3.2 供試体の設計

a) 導入プレストレス

表-3.2.1に、供試体支間中央断面におけるプレストレス導入直後の合成応力度（供試体自重による応力度＋導入直後のプレストレス）を示す。なお、表中のプレストレス導入直後の応力度は、全内ボンドケーブル方式PCげたの場合として計算したもので、支間中央断面位置におけるPC鋼材応力度は 983.9N/mm^2 である。

表-3.2.1 プレストレス導入直後の合成応力度 単位(N/mm^2)

	上縁	下縁
供試体自重による応力度	1.65	-2.29
導入直後のプレストレス	-1.54	6.60
合成応力度	0.11	4.31

表-3.2.2に、実験時における計算上の合成応力度（供試体自重＋実験時プレストレス）を示す。

表-3.2.2 設計荷重時の合成応力度 単位(N/mm^2)

	上縁	下縁
供試体自重による応力度	1.65	-2.29
有効時プレストレス	-1.39	5.94
合成応力度	0.26	3.65

b) 引張鉄筋配置量

供試体に配置した引張鉄筋量は、載荷荷重により供試体支間中央断面の下縁に許容応力度(-1.5N/mm^2)の引張応力度が発生した場合を想定し、道示Ⅲ2.2.5に規定された諸式により計算した必要引張鉄筋量以上を配置した。

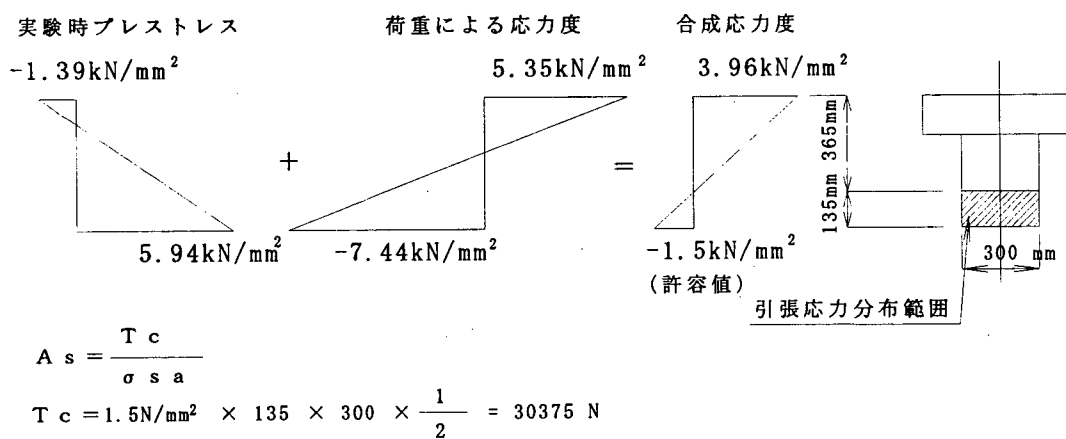


図-3.2.1 引張鉄筋量の計算

① $A_s = 30375 / 180 = 168.75\text{ mm}^2 = 1.688\text{ cm}^2$

② 引張応力分布面積の0.5%以上 $A_{smin} = 300 \times 135 \times 0.005 = 202.5\text{ mm}^2 = 2.025\text{ cm}^2$

条件) 断面内に配置する鉄筋は、断面中央で対称本数とする。

$4\text{-D10} = 4 \times 0.7133\text{ cm}^2 = 2.8532\text{ cm}^2 > A_{smin} = 2.025\text{ cm}^2$

c) ひびわれ発生荷重の推定

ひびわれ発生荷重については、平成8年制定コンクリート標準示方書・設計編” 3.2 コンクリート 3.2.1 強度”の項を参考すれば次のようである。

今回の供試体製作におけるコンクリートの示方配合は、設計基準強度 40N/mm^2 としており、コンクリートの引張強度は下式により計算される。

$$\begin{aligned} \text{引張強度 } f_{tk} &= -0.23 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} & f'_{ck} : \text{コンクリート設計基準強度} \\ &= -2.69 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

供試体の支間中央断面下縁でひびわれが発生するときの載荷荷重のみによる応力度は、表-3.2.1に示された下縁合成応力度とコンクリート引張強度の値から $-2.69-3.65=-6.34\text{N/mm}^2$ であると考えられる。この -6.34N/mm^2 の応力度が供試体支間中央断面で生じる場合の計算上の載荷荷重値は、 57.4kN 程度となり、ひびわれ発生荷重は、 60kN 程度と推定される。

d) 終局時耐荷力について

終局時耐荷力は、参考のため全内ボンドケーブル供試体(G3)の場合について示す。破壊抵抗曲げモーメントの計算においては、終局時には鉄筋と内ボンドケーブルは降伏しているものと仮定した。

表-3.2.3に終局時耐荷力の計算に必要な基本条件の値を、表-3.2.4に破壊抵抗曲げモーメントと終局時耐荷力の計算諸式を、また、表-3.2.5には計算結果を示す。

なお、基本条件の諸数値は、後述「4. 使用材料」に示した材料試験結果の値を用いて示したもので、終局時耐荷力の計算は道示Ⅲ、2.2.4(1)に準じた。

表-3.2.3 基本条件

項	目	諸数値	単位
引張鉄筋 (G3)	断面積 A_s	71.33	$\text{mm}^2/\text{本}$
	降伏点応力度 σ_{sy}	344.6	N/mm^2
PCケーブル 1S12.4(SWPR7A)	断面積 A_p	92.9	$\text{mm}^2/\text{本}$
	弾性係数 E_p	202	kN/mm^2
	初期応力度 σ_{pe}	929.2	N/mm^2
内ボンドケーブルの終局時鋼材応力度	$0.93 \cdot \sigma_{pu}$	1649	N/mm^2
有効高	P C 鋼材 (けた高 - 100mm)	400	mm
	鉄筋 (けた高 - 30mm)	470	mm
せん断スパン	L'	3.25	m
上フランジ幅	B	600	mm

表-3.2.4 破壊抵抗曲げモーメントと終局時耐荷力の計算諸式

項 目	一 計 算 式 一
①引張合力 T	下記式による
鉄筋引張力	$T_s = 4\text{本} \cdot \sigma_{sy} \cdot A_s$
全内ボンドケーブル供試体	$T_p = 4\text{本} \cdot 0.93 \cdot \sigma_{pu} \cdot A_p$ 、 $T = T_p + T_s$
②等価応力ブロック面積	$A_c = T / (0.85 \cdot \sigma_{ck})$
③ β	$\sigma_{ck} \leq 50\text{N/mm}^2$ の場合 $\beta = 0.8$ $\sigma_{ck} = 60\text{N/mm}^2$ の場合 $\beta = 0.72$ $50 \leq \sigma_{ck} \leq 60\text{N/mm}^2$ の場合 $\rightarrow \beta = 0.800 + (0.72 - 0.800) / 10 \cdot (\sigma_{ck} - 50)$
④中立軸(x)	$x = A_c / (\beta \cdot B)$
⑤破壊抵抗曲げモーメント	$M_u = T_p \cdot (d_p - \beta/2 \cdot x) + T_s \cdot (d_s - \beta/2 \cdot x)$
⑥終局時耐荷力	$P_u = M_u / L' \cdot 2$

表-3.2.5 破壊抵抗曲げモーメントと終局時耐荷力

供試体名	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	β	内ケーブル 本 数 (本)	内ケーブル応力 度 $\sigma_{pu} \cdot 0.93$ (N/mm ²)	鉄筋降伏 点応力度 (N/mm ²)	引張合力 T (N)	等価応力 ブロック面積 (mm ²)	中立軸 x (mm)
G 3	51.91	0.785	4	1648.9	344.6	711049	16115	34.23

供試体名	破壊抵抗 曲げモーメント (kN・m)	終局時 耐荷力 (kN)
G 3	281.753	173.39

3.3 供試体の製作

(a) 供試体の製作

供試体の製作では、工場において型枠の組立・鉄筋の配置・コンクリートの打設および蒸気養生を行い、所定のコンクリート強度を確認した後、実験に使用するP C鋼材とは別の鋼材（以下、仮緊張材と呼ぶ）により、プレストレスを導入した。仮緊張材により供試体にプレストレスを導入したのは、土木研究所まで供試体を運搬するにあたり、衝撃などにより供試体にひびわれ等が生じないように配慮したものである。

セグメント供試体の製作は、工場においてマッチキャスト方式によりコンクリート打設を行い、コンクリート打設後、セグメントを引き離し、コンクリート多段キーの配置された接合面にエポキシ樹脂系接着剤を塗布した後、仮緊張材により所定のプレストレスを導入し各セグメントを一体化させた。

ここで、セグメントの接合方法は、箱げた橋において現在使用されているセグメントの接合方法をイメージし、コンクリート多段キーを採用した。

土木研究所に搬入された供試体は、仮緊張鋼材の緊張力を解放した後、実験に使用するP C鋼材を所定の位置に配置し、供試体に所定のプレストレスを導入した。

なお、外ケーブル方式供試体において、偏向部と外ケーブルとの間には、両者の摩擦の影響を軽減するためにテフロンシートを挿入した。

(b) 緊張作業、グラウト作業について

各供試体の導入直後のP C鋼材応力度は、外ケーブル・内ケーブルともに前項3.2に示した $\sigma_{pt}=983.9 \text{ N/mm}^2$ の値程度となるように緊張管理した。ここで、一般にくさび式定着工法では、緊張定着時においてくさびが引き込まれる影響で、部材定着端からP C鋼材応力度が減少する（セットロス）。このセットロスの影響により軸方向のP C鋼材応力度の分布が不均一となる可能性がある。さらに、摩擦係数などの影響により外ケーブルと内ケーブルの緊張力に差が生じると考えられる。前項3.1に示した実験因子に対し終局時の挙動を確認するために、各供試体に導入されるプレストレス量を同程度にする必要があるため、定着具と緊張作業については以下のように工夫した。

図-3.3.1に、今回用いた1S12.4(SWPR7A) P C鋼より線の定着具を示す。図に示すように、定着具のスリーブの外側をねじ切り加工し、その外側に補正ナットを取り付けた。この補正ナットによりセットロスの影響を補正することとした。

また、図-3.3.2～図-3.3.4に示す3段階の作業で、P C鋼材を緊張定着した。

なお、緊張力は、図-3.3.2に示すように初期緊張作業STEP1では、マノメータの読みとP C鋼材の伸び量で管理し、図-3.3.3に示すSTEP2では、P C鋼線を再緊張しこのときの緊張力の管理には、ジャッキとラムチェアーの間に設置したロードセルを用いて行った。

また、外ケーブル比が50%と0%の一体型供試体(G2, G3)および、外ケーブル比50%のセグメント供試体(GS2)

の内ケーブルでは、コンクリートとP C鋼材の間で付着作用が働くように、P C鋼材緊張定着後にはシース内へグラウトを施した。グラウト作業状況とグラウト材品質管理に関する試験結果については、付録6に示した。

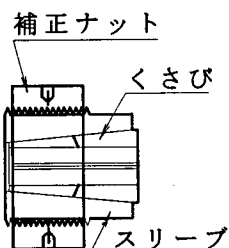


図-3.3.1 補正ナット付き定着具

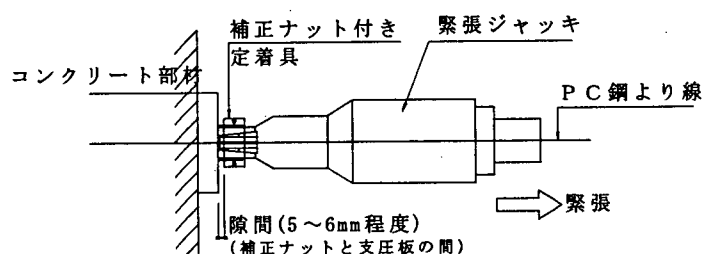


図-3.3.2 STEP 1

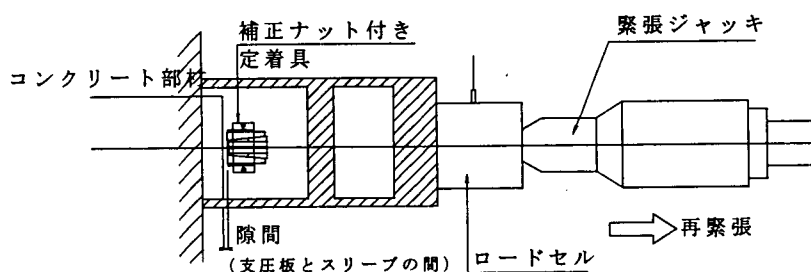


図-3.3.3 STEP 2

STEP 2の支圧板とスリーブの間の隙間は、P C鋼材のセットロスの影響分の伸び量に相当する。

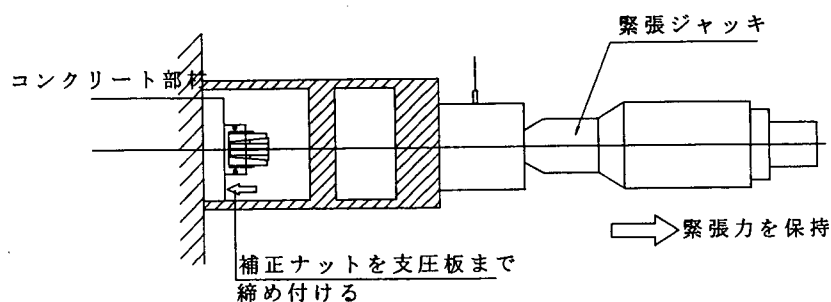


図-3.3.4 STEP 3

4. 使用材料

4.1 コンクリート

供試体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ブ8cm、目標強度40N/mm²とした。表-4.1.1および表-4.1.2にそれぞれ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（材料試験結果）を示す。

表-4.1.1 コンクリートの示方配合

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランブ 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	AE剤	その他
20	8.0±2.5	3.0±1.5	41.0	43.0	174	425	750	1002	4.25	-----	-----

表-4.1.2 硬化コンクリートの力学的性質

供 試 体		作業時	材令 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
G 1		緊張時	24	48.98	-----	31.59	0.163
		実験時	29	55.71	4.54	32.34	0.184
G 2		緊張時	14	40.76	-----	29.84	0.177
		実験時	29	47.51	3.69	30.23	0.160
G 3		緊張時	16	39.51	-----	28.82	0.192
		実験時	31	51.91	3.86	29.91	0.178
G 4		緊張時	22	47.18	-----	29.95	0.177
		実験時	25	51.29	4.68	29.88	0.204
G 5		緊張時	14	44.19	-----	29.38	0.190
		実験時	29	51.19	4.15	30.79	0.188
G 6		緊張時	13	44.77	-----	29.29	0.176
		実験時	27	50.49	3.88	29.93	0.162
G S 1	一 次	緊張時	22	48.65	-----	31.90	0.211
		実験時	36	51.93	4.52	31.25	0.187
	二 次	緊張時	19	42.76	-----	28.84	0.176
		実験時	33	47.78	4.01	29.77	0.210
G S 2	一 次	緊張時	19	51.37	-----	31.60	0.227
		実験時	34	55.09	4.41	32.22	0.180
	二 次	緊張時	15	43.57	-----	29.18	0.206
		実験時	30	49.98	4.16	30.30	0.188

4.2 鋼材

使用した鋼材は、鉄筋が材質SD295Bの異形鉄筋D6、D10およびD16、P C鋼材が1S12.4(SWPR7A)である。

表-4.2.1に、それぞれ試験片3本における材料試験結果の平均値を用いてその力学的性質を示す。

表-4.2.2にはプレキャストセグメント供試体GS1、GS2に用いた硬化後の接着剤の力学的性質を示す。

表-4.2.1 P C鋼材（1S12.4 SWPR7A）と鉄筋の力学的性質

種 類	径	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	伸 び (%)
PC鋼より線 (SWPR7AL)	1S12.4	1668	1840	194	8.0
		1635	1773	202	-----
鉄筋 (SD295B)	D6	365	549	-----	24.0
		-----	561.0	197	15.9
	D10	369	515	-----	25.6
		344.6	506.2	193	27.1
	D16	364	530	-----	29.0
		343.5	509.3	193	23.8

注) 上段はミルシートの値、下段は試験片3本の材料試験結果の平均値を示す。

表-4.2.2 硬化後の接着剤の力学的性質 (N/mm²)

品質項目	試験方法	品質規格値	試験値
圧縮強さ	JIS K7208	50.0 以上	53.2
引張強さ	JIS K7113	12.5 以上	22.3
接着強さ	JIS A6024	6.00 以上	7.73
引張せん断接着強さ	JIS K6850	12.5 以上	22.3

注) 試験値は製品のカタログの値

4.3 材料の応力とひずみの関係

材料試験結果から各材料の応力とひずみの関係を以下に示す。

4.3.1 コンクリート

図-4.3.1.1～図-4.3.1.8に、各供試体の実験時における硬化コンクリートの“応力-ひずみ曲線”を示す。

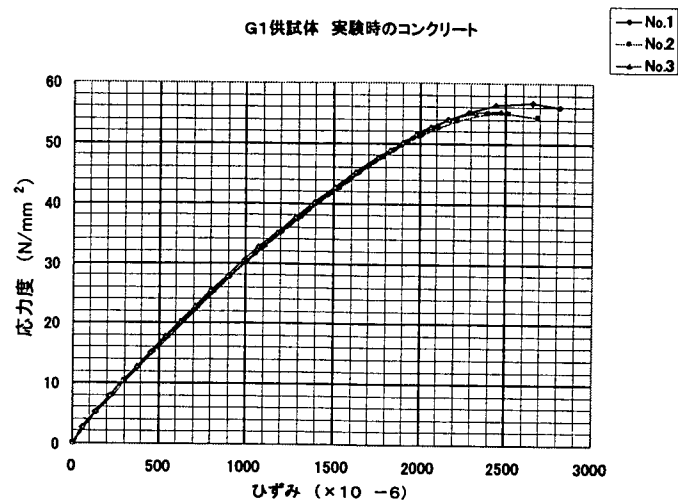


図-4.3.1.1 G1供試体コンクリート応力-ひずみ曲線

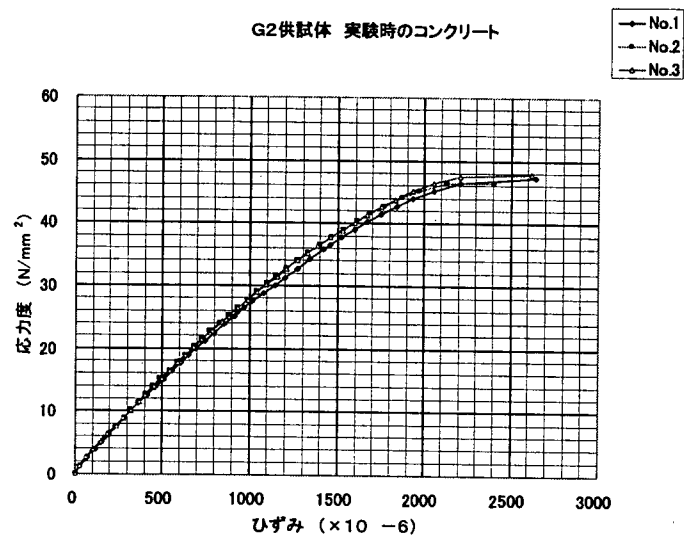


図-4.3.1.2 G2供試体コンクリート応力-ひずみ曲線

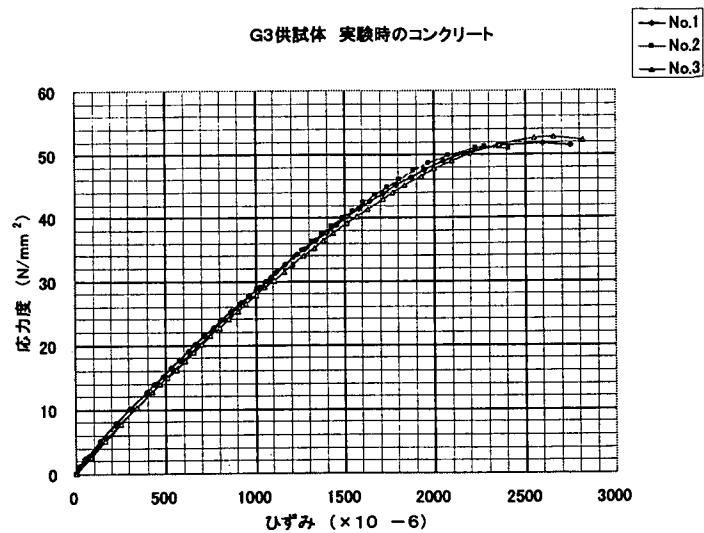


図-4.3.1.3 G 3 供試体コンクリート応力-ひずみ曲線

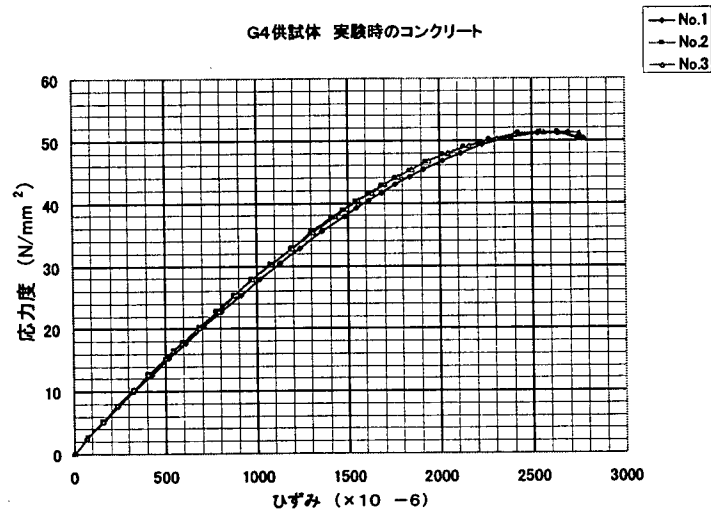


図-4.3.1.4 G 4 供試体コンクリート応力-ひずみ曲線

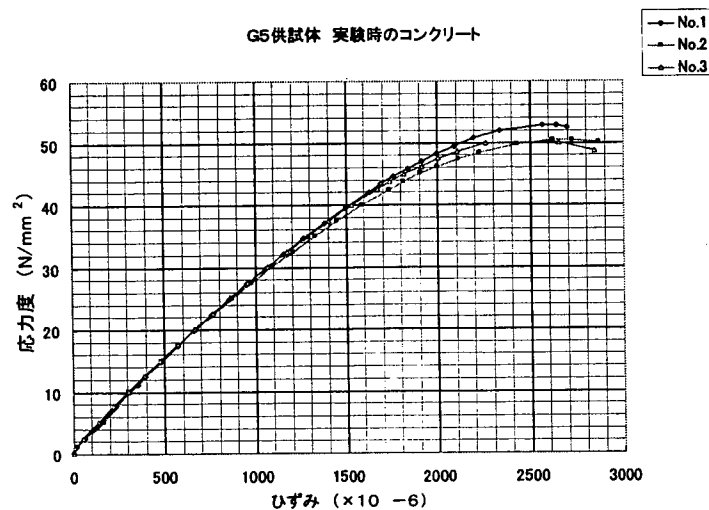


図-4.3.1.5 G 5 供試体コンクリート応力-ひずみ曲線

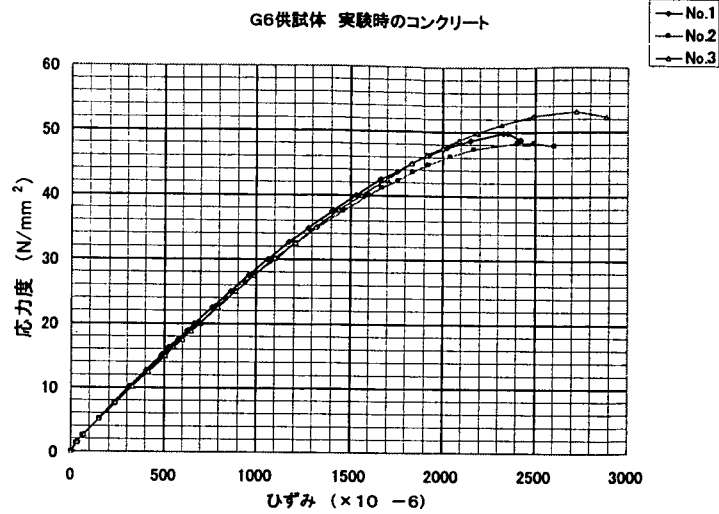


図-4.3.1.6 G 6 供試体コンクリート応力-ひずみ曲線

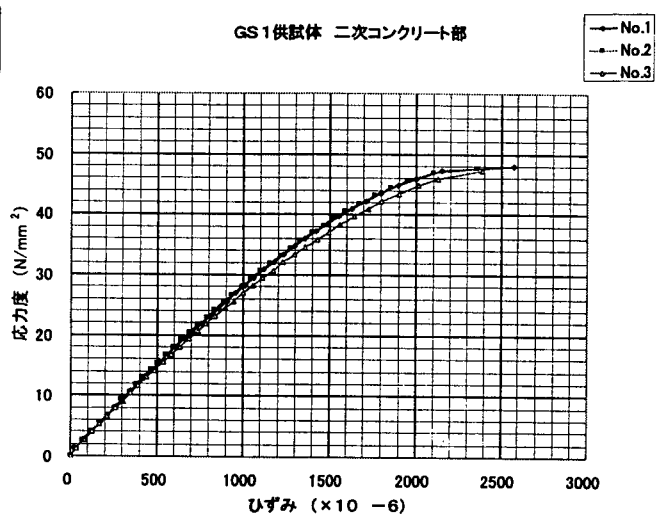
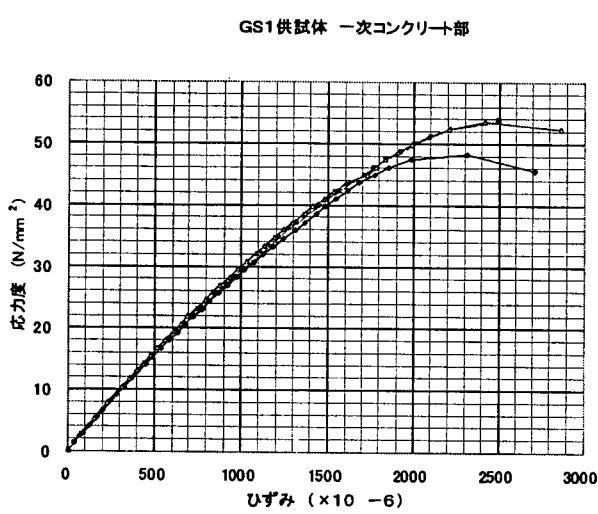


図-4.3.1.7 GS 1 供試体コンクリート応力-ひずみ曲線

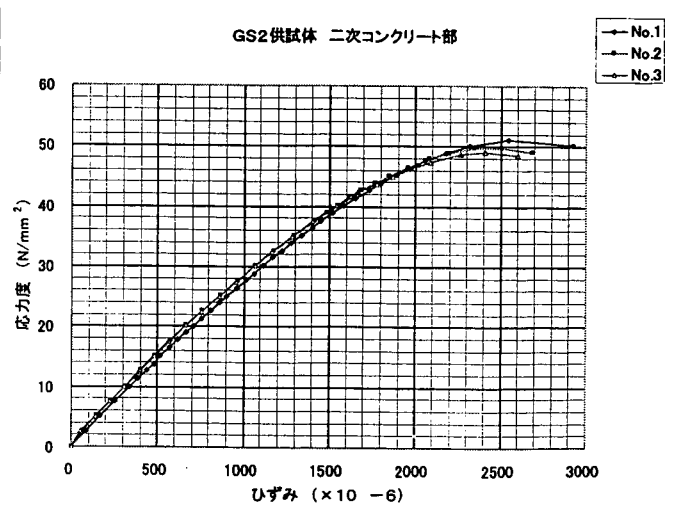
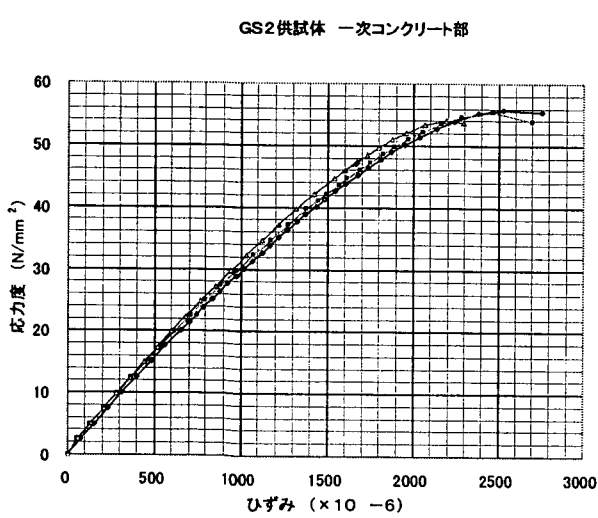


図-4.3.1.8 GS 2 供試体コンクリート応力-ひずみ曲線

4.3.2 鋼材

図-4.3.2.1、図-4.3.2.2に引張鉄筋(D10とD16)とP C鋼材の応力-ひずみ曲線をそれぞれ示す。なお、前項4.2、表-4.2.1のP C鋼材の降伏点の値は、図-4.3.2.2に示すA点の応力値で示したものである。A点はグラフ曲線の原点付近における応力とひずみが比例関係にある直線区間の傾きで0.2%ひずみ度の点を通る直線と、グラフ曲線との交点である。

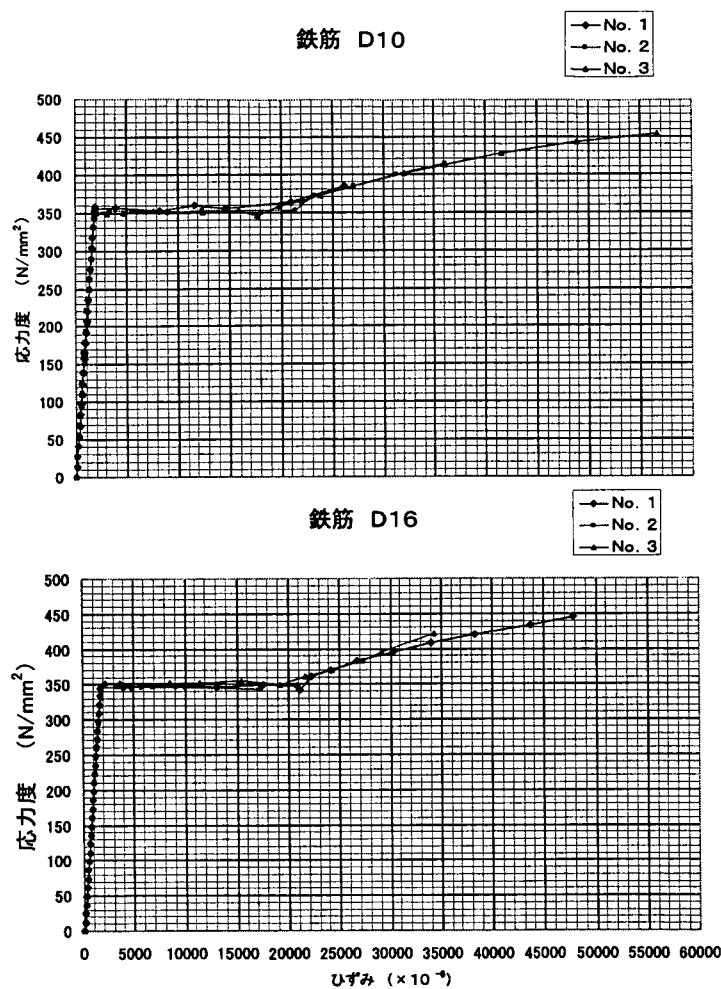


図-4.3.2.1 鉄筋の応力-ひずみ曲線

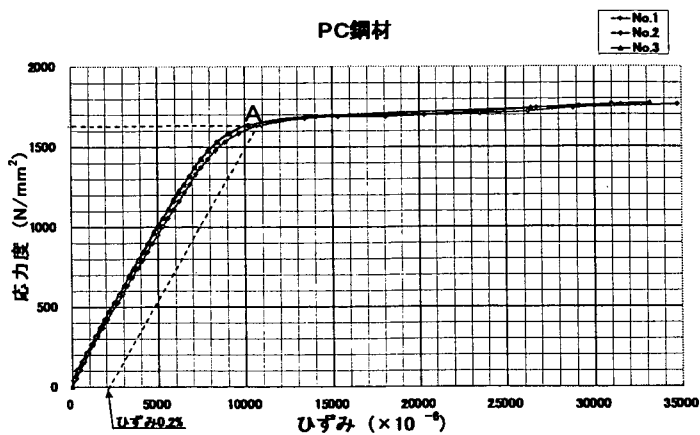


図-4.3.2.2 P C鋼材(SWPR7AL、1S12.4)の応力-ひずみ曲線

5. 実験方法

5.1 載荷方法

図-5.1.1に載荷試験図を示す。載荷試験は、図に示すように供試体を支間7.5mで単純支持し、供試体には荷重を支間中央から左右にそれぞれ0.5mの位置で静的に作用させる2点単調載荷方式とした。写真-5.1.1に載荷試験の状況を示す。

供試体には、実験の初めに30kNまで荷重を静的に載荷して、2点載荷用梁の支点部および供試体の支点部において、梁、供試体と支承の間のなじみを取ることにした。その後除荷した後、供試体には再度載荷を行い、最大荷重が確認されるまで載荷を続けた。

5.2 計測方法

図-5.2.1～図-5.2.3および写真-5.2.1に計測器設置状況を示す。

また、計測項目とそれぞれの計測方法について以下に示す。

a) 供試体変位

図-5.2.1、図-5.2.2に示すように載荷荷重による供試体の変位量を測定するために、鉛直変位計測用として変位計D1～D13を、支点の水平変位計測用として変位計HD1、HD2を配置した。

b) 外ケーブル位置の変化

外ケーブル位置の変化量を計測するために変位計(ワイヤゲージ)DP1、DP2を配置した。供試体の支間中央断面における外ケーブル偏心の変化量は、D7による計測値からDP1とDP2による計測値の平均値を差し引いて求められる。

c) コンクリートの軸方向ひずみ

供試体の載荷荷重(曲げ)による軸方向ひずみを測定するため、図-5.2.1に示すように、一体型供試体にはコンクリート単軸ひずみゲージR1～R12を貼付した。セグメント供試体には図-5.2.3に示すようにR1～R12とセグメント接合部における供試体の上面にRU1～RU6を、各セグメントの下面中央にRL1～RL10のコンクリート単軸ひずみゲージを貼付した。

d) P C鋼材および引張鉄筋ひずみ

P C鋼材のひずみを測定するために図-5.2.1、図-5.2.2に示すように、TP1～TP2のひずみゲージを貼付した。また、引張鉄筋のひずみを測定するために、図-5.2.1および図-5.2.3に示すように、あらかじめ供試体製作時に鉄筋ひずみゲージTL1～TL13を貼付した。

e) 外ケーブル張力

外ケーブルの張力を測定するため、図-5.2.1、図-5.2.2に示すように、外ケーブルの端部にロードセルを

配置した。

f) ひびわれ幅

ひびわれ幅を測定するために、一体型供試体には、 π ゲージ(PI1～PI3)を載荷荷重により発生した初期のおもだったひびわれ3箇所配置した。セグメント供試体には、図-5.2.3に示すように π ゲージ(PI1～PI12)をセグメント接合部における供試体下面に配置した。

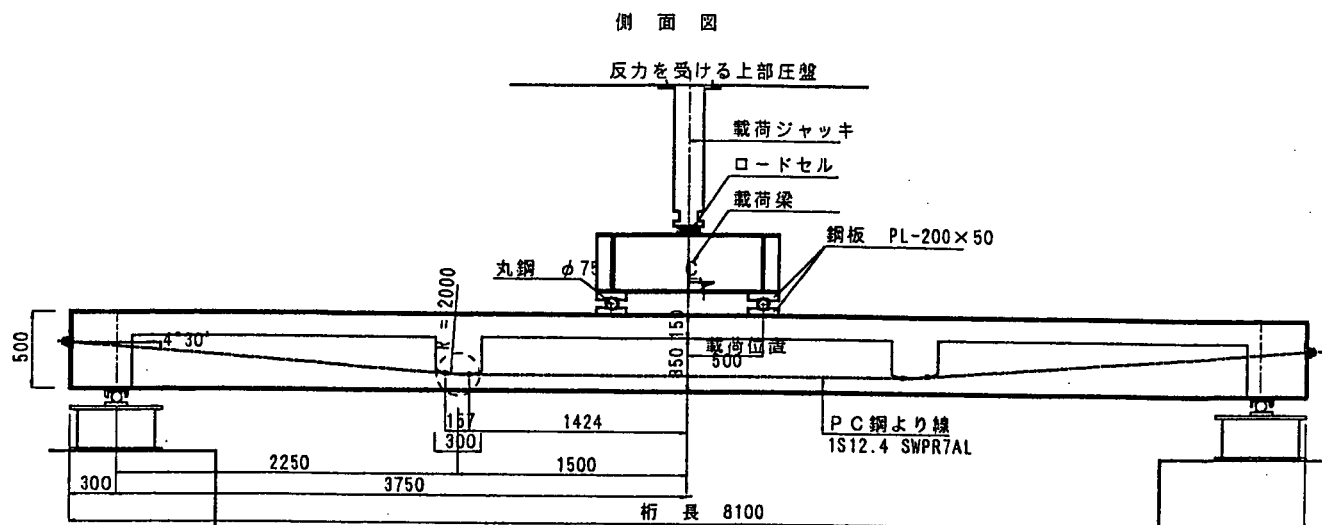
g) 偏向部付近応力分布

偏向部付近の応力度分布を確認するため、図-5.2.1、図-5.2.3に示すように、コンクリート三軸ひずみゲージC1～C12を貼付した。

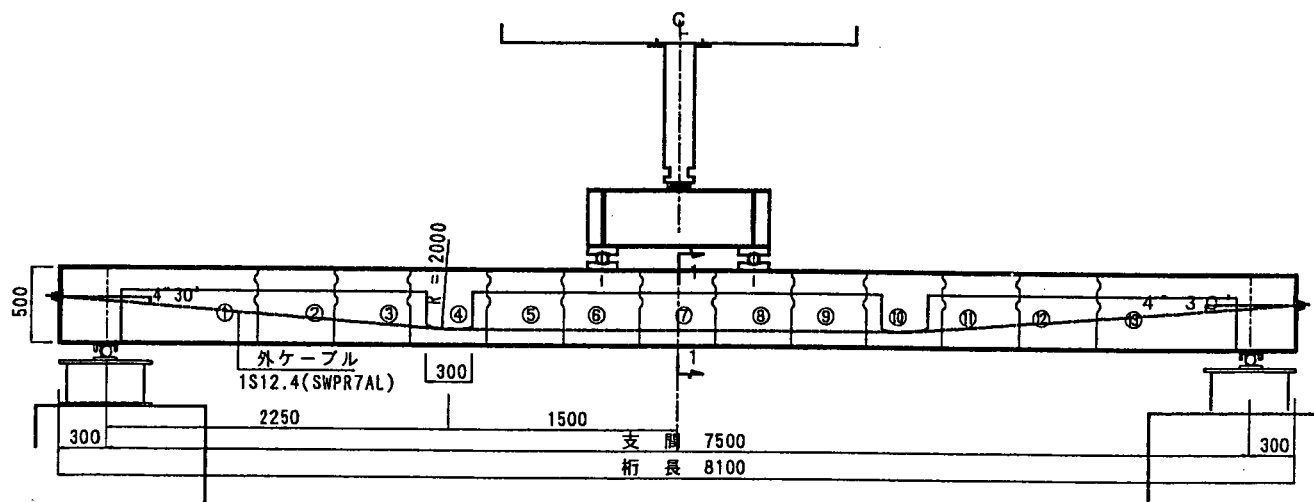
h) 載荷荷重

載荷荷重を確認するため、載荷ジャッキと載荷梁の間にロードセルを配置した。

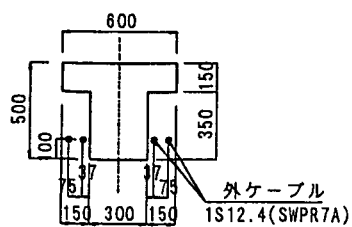
計測は、図-5.2.4に示すフローチャートに従って行った。



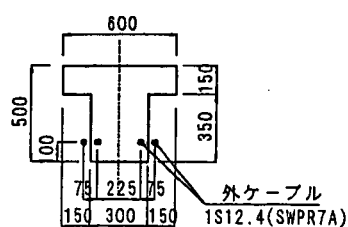
a. 一体型供試体の場合



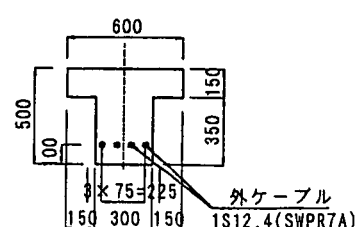
b. セグメント供試体の場合



(a) 全外ケーブル



(b) 内外ケーブル比率 50%



(c) 全内ケーブル

c. 1-1 断面 (支間中央断面)

図-5.1.1 荷重試験図 (単位 mm)

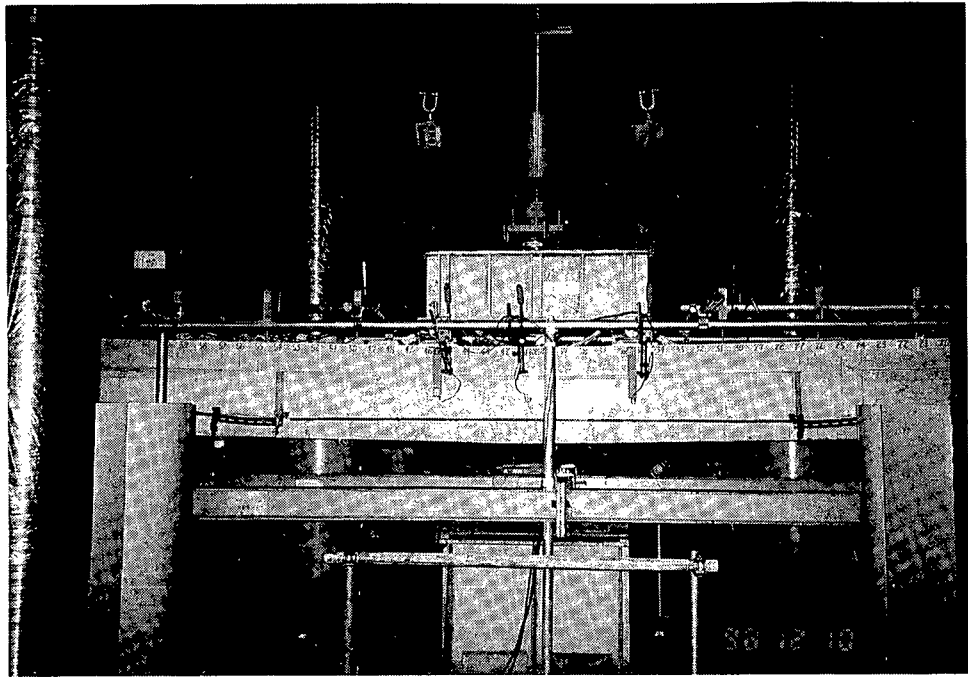
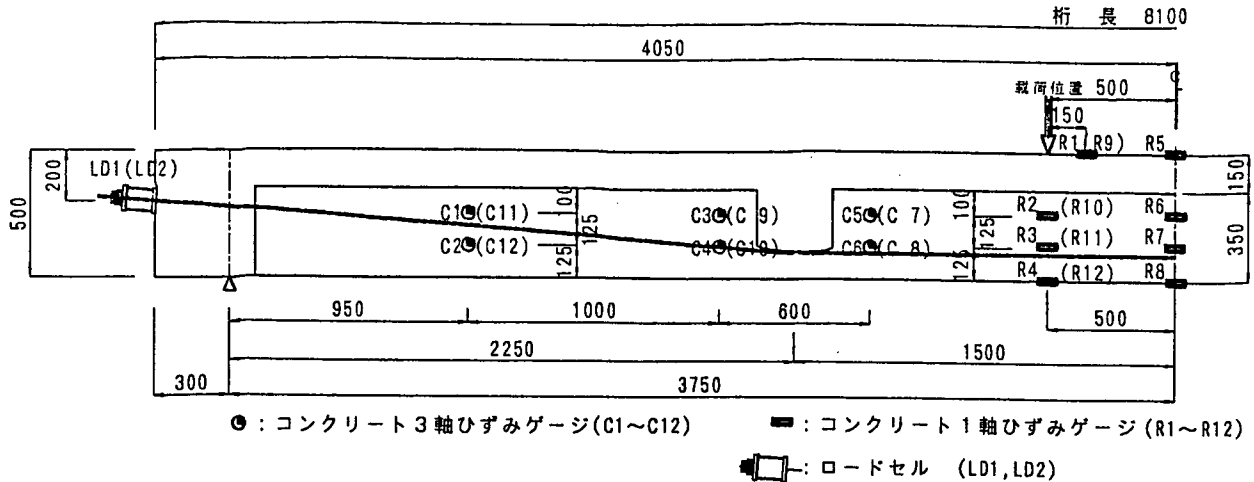
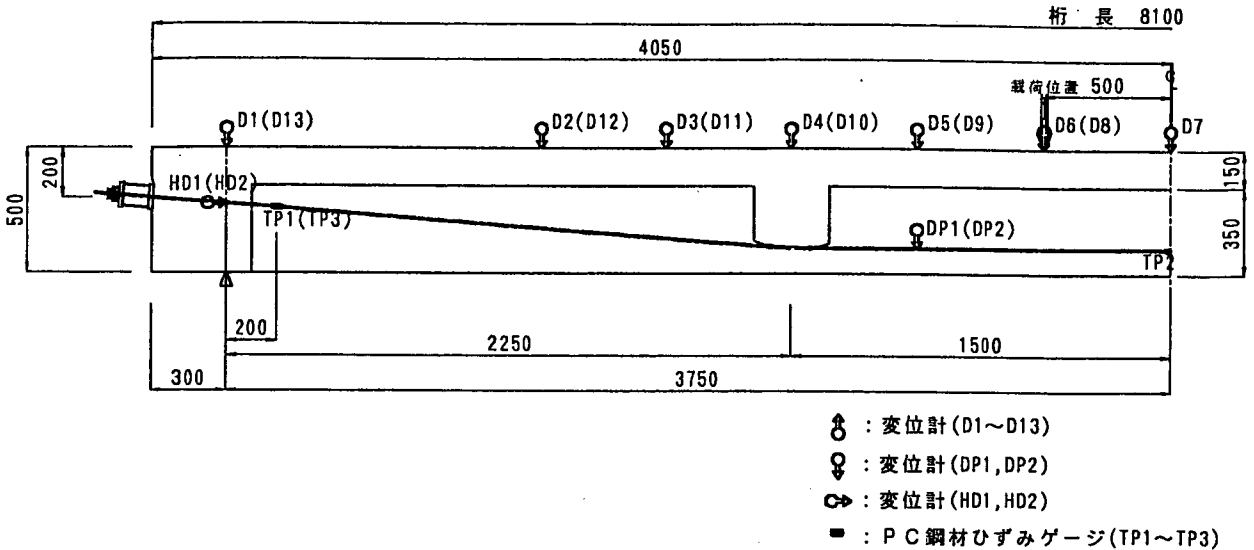


写真-5.1.1 載荷試験状況

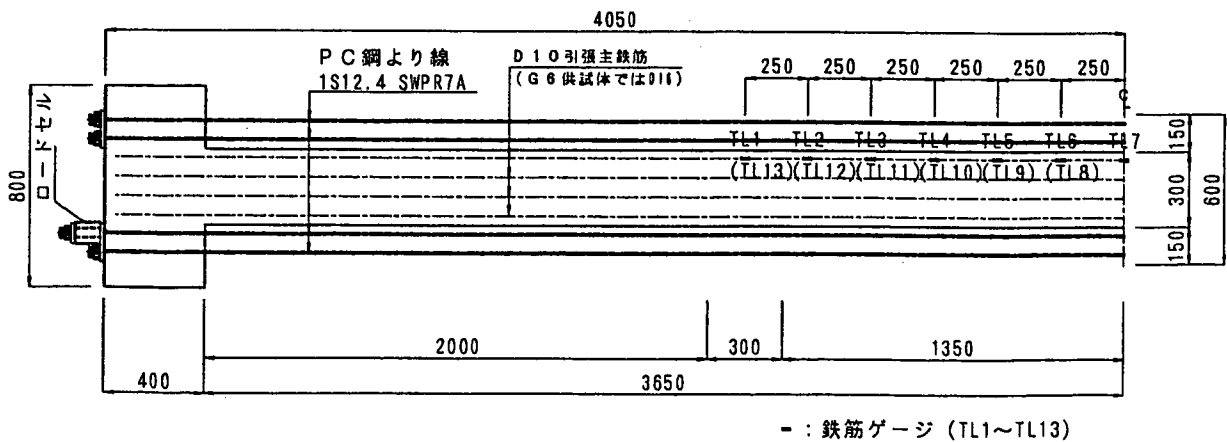
側面図



側面図



平面図 (下側引張鉄筋にゲージ貼付)



ひびわれ幅の計測

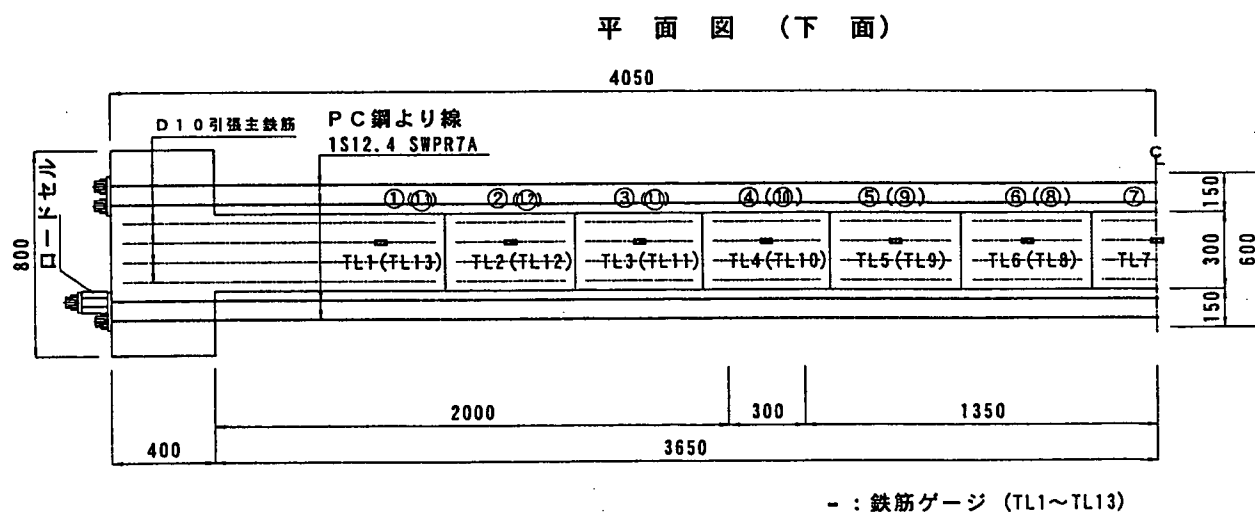
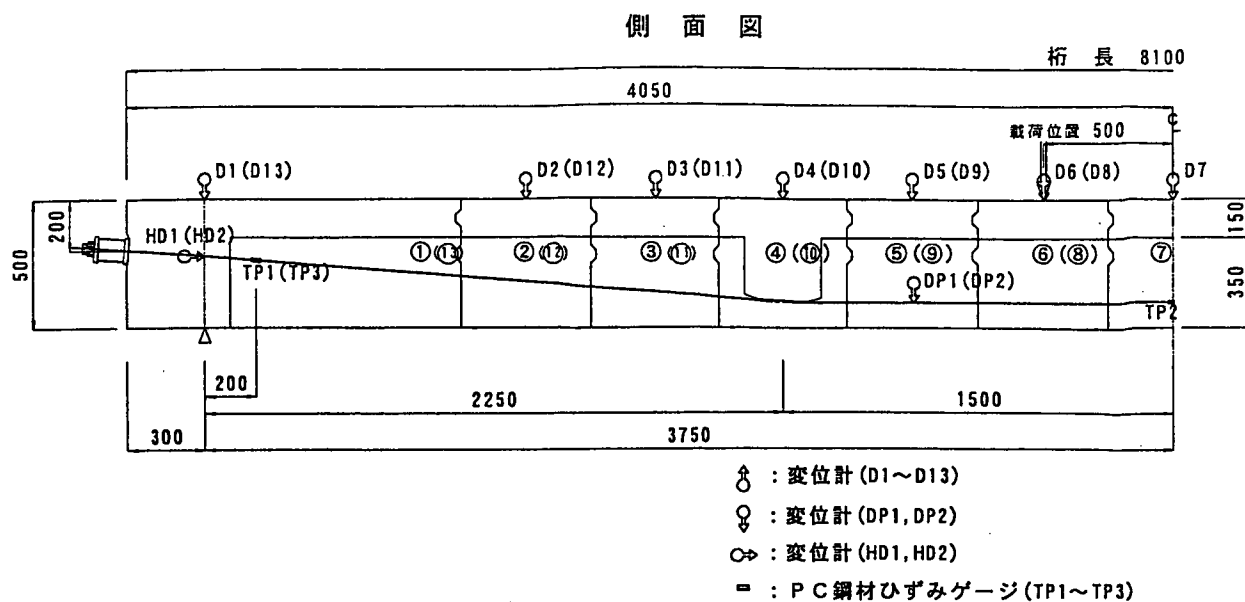
コンクリート一体打ち供試体 (No. 1~No. 6) では、ひびわれ発生時にひびわれ位置を確認し除荷する。πゲージを主要なひびわれ位置の内 3 箇所に設置する。

π : πゲージ (PI1~PI3)

その後、載荷を再開する。

(単位 mm)

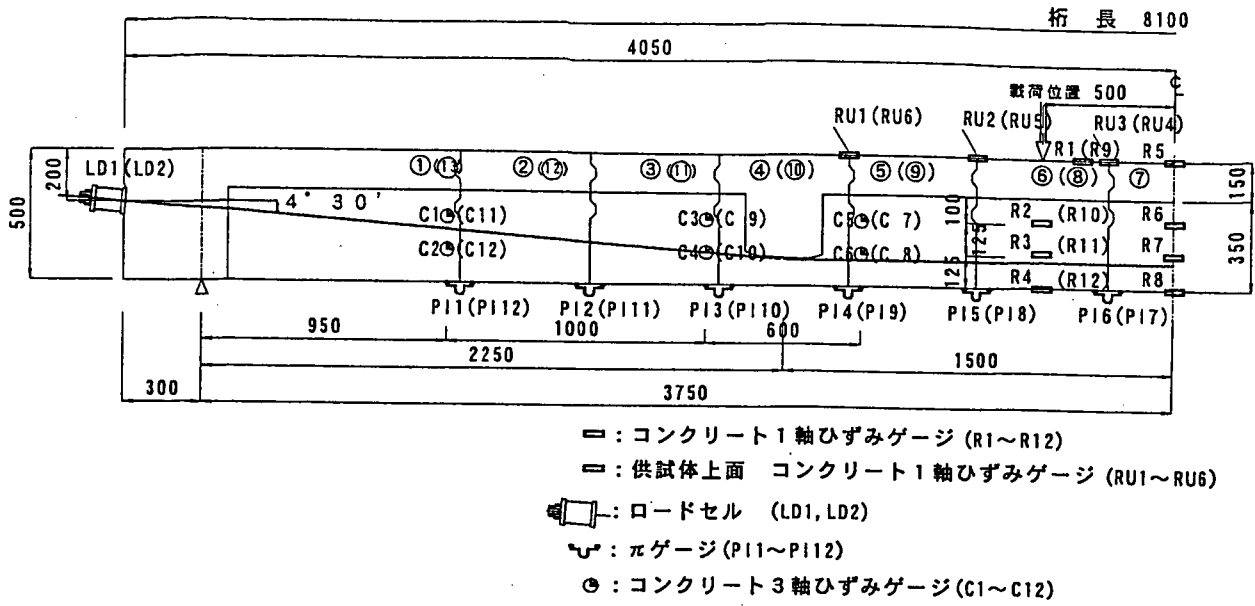
図-5.2.1 G 1 ~ G 6 供試体の計測器、ゲージ貼付位置 (例 G 1)



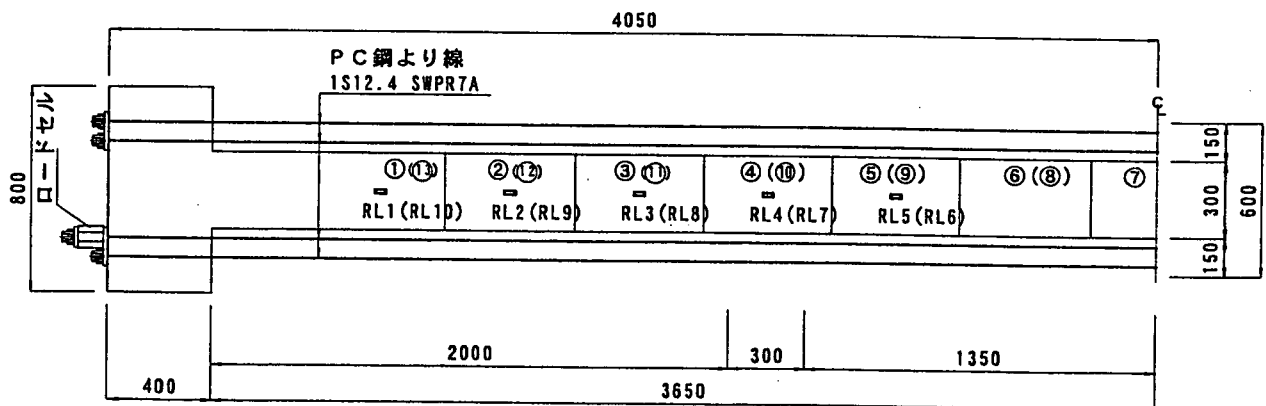
(単位 mm)

図-5.2.2 セグメント供試体 計測器・ゲージ配置図 (その1)

側 面 図



平 面 図 (下 面)



注) セグメント⑥⑦⑧では、上図の R4, R8, R12 を利用する。
□ : コンクリート 1 軸ひずみゲージ (RL1~RL10)

(単位 mm)

図-5.2.3 セグメント供試体 計測器・ゲージ配置図 (その2)

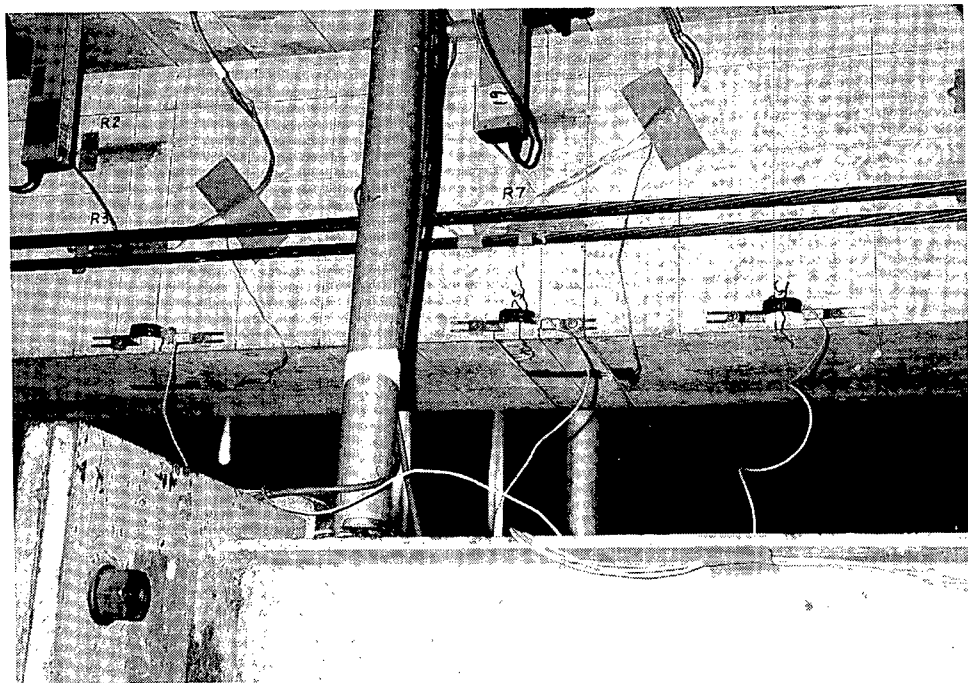
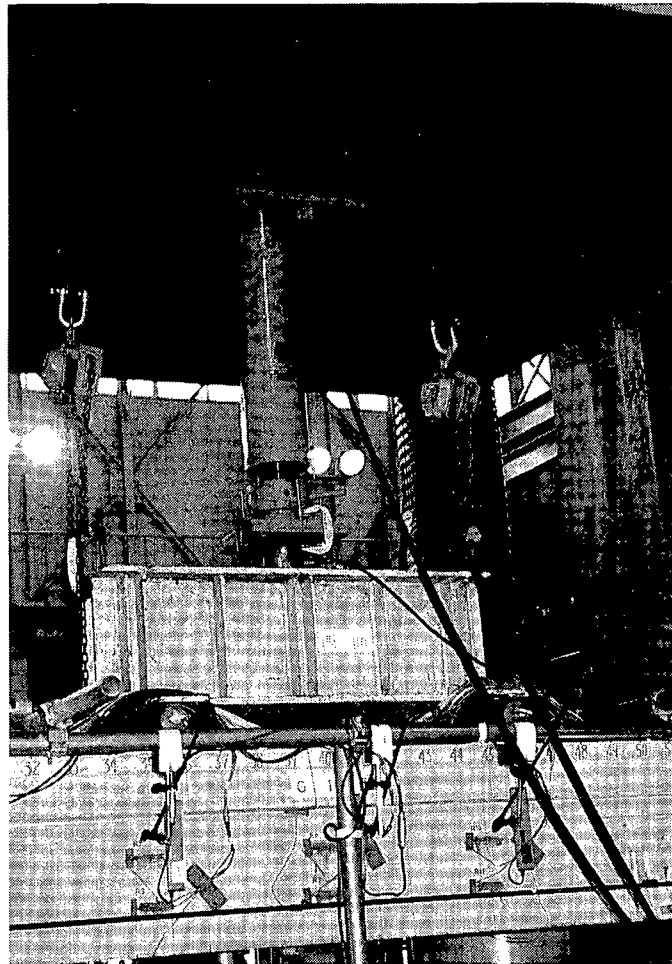


写真-5.2.1 計測ゲージ・計測器 貼付・設置状況

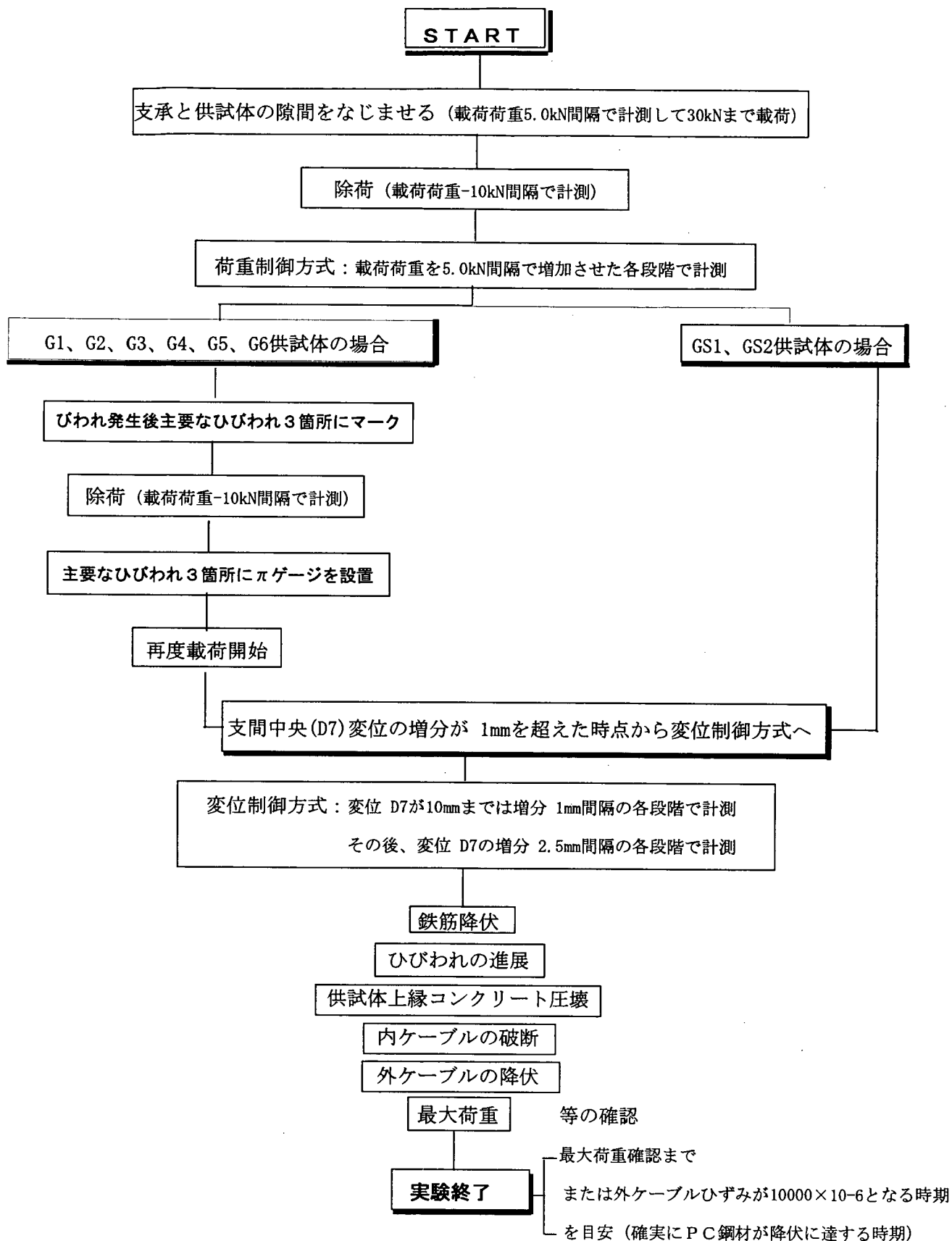


図-5.2.4 計測フローチャート

6. 実験結果

6.1 載荷実験前のP C鋼材ひずみについて

(a) プレストレス導入時測定結果

プレストレス導入時には、供試体に配置したP C鋼材のひずみ計測方法、ゲージの貼付等に誤りがないか確認する（キャリブレーション）目的で、片引き緊張作業によりP C鋼材を緊張し、また緊張力の計測にはロードセルを用いて、緊張力60kNまでP C鋼材ひずみの計測を行った。

図-6.1.1に、キャリブレーションの結果として緊張力-P C鋼材ひずみのグラフを示す。図より、各供試体のTP1, TP2, TP3のひずみゲージ計測値は各々近い値を示し、緊張力の増加とともに直線的に増加した。

(b) 考察

P C鋼材ひずみの値は、P C鋼材断面積が 92.9mm^2 で、弾性係数は材料試験結果から 202kN/mm^2 であることから、緊張力60kN時のひずみ値は 3200μ 程度であると推定される。図-6.1.1のグラフも緊張力60kNでP C鋼材ひずみは 3200μ 程度を示していることから、P C鋼材ひずみは計算値に近い値を示し、さらに緊張力に対して直線的に増加していることから、P C鋼材は弾性的な挙動を示したものと考えられる。

ここで、P C鋼材のひずみゲージは、ケーブルの供試体側面から見て左右端部にTP1, TP2、偏向部を挟んで供試体の支間中央部にTP2の計3箇所の位置に貼付されている。さらにP C鋼材には、緊張力を片側のけた端部にて与えていることに対し、図-6.1.1の各供試体におけるTP1, TP2, TP3のひずみは近い値を示したことから、P C鋼材と偏向部の間における摩擦の影響は小さいものと考えられる。

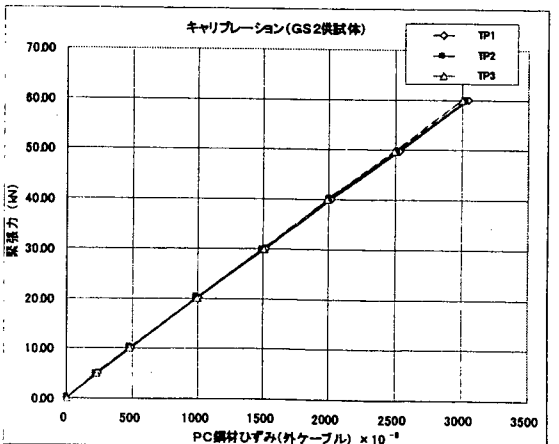
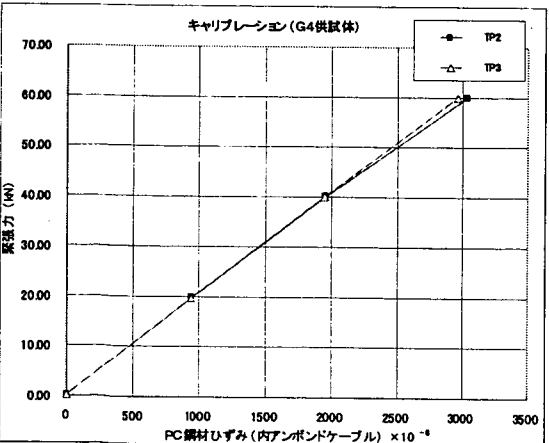
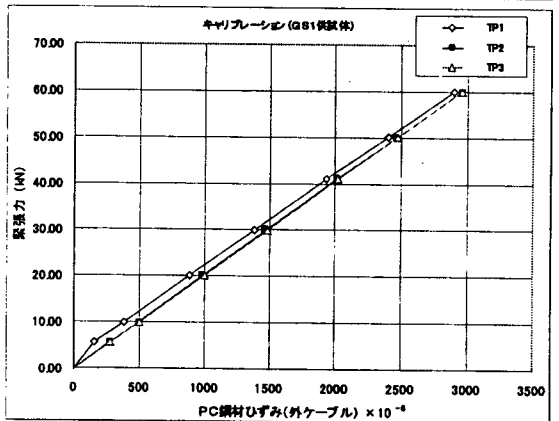
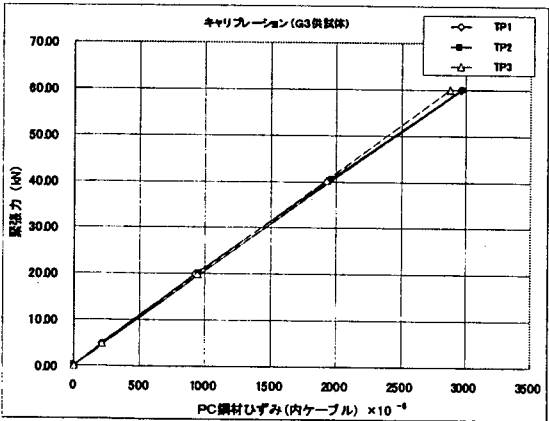
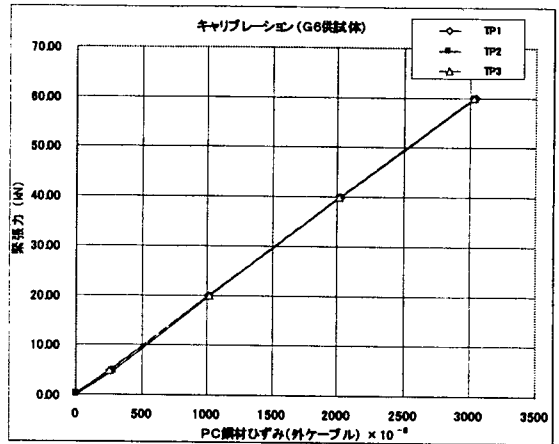
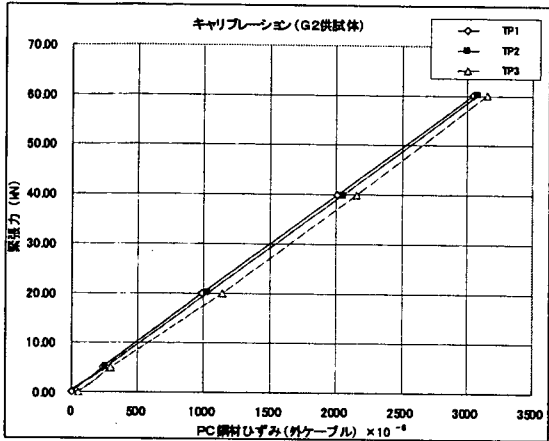
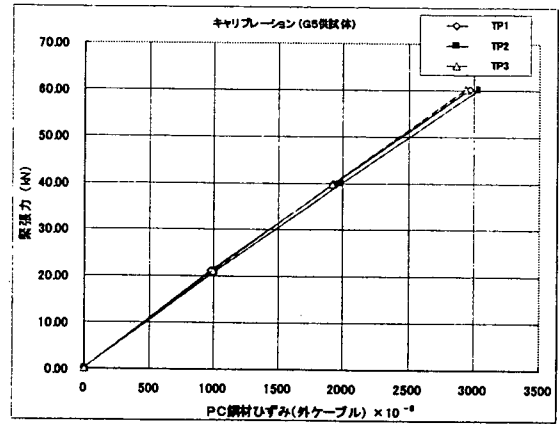
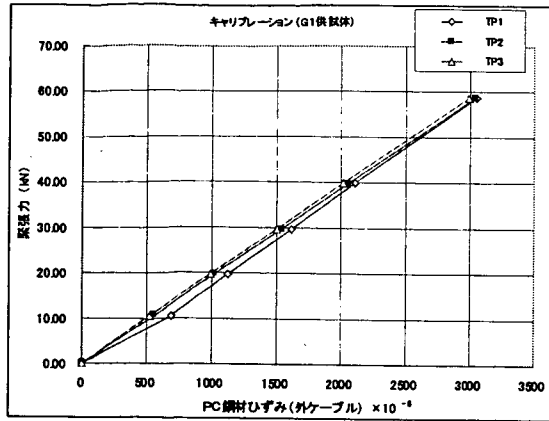


図-6.1.1 プレストレス導入時キャリブレーション

(c) 載荷実験直前までのP C鋼材ひずみ測定結果

表-6.1.1に各供試体に配置されたP C鋼材4本を緊張し定着を完了した直後と、載荷実験直前におけるP C鋼材ひずみの値を示す。また、表中には、載荷試験直前におけるP C鋼材ひずみの目安値として、TP1～TP3の載荷試験直前におけるひずみの値の平均値を示した。

表-6.1.1 P C鋼材ひずみの値（載荷試験前） 単位（μ）

供試体名	ゲージ	定着完了時	載荷試験直前	載荷試験直前 平均値
G1	TP1	4651	4592	4641
	TP2	4794	4751	
	TP3	4602	4580	
G2	TP1	4773	4527	4512
	TP2	4819	4596	
	TP3	4665	4412	
G3	TP1	4878	4726	4592
	TP2	4732	4576	
	TP3	4556	4474	
G4	TP1	----	----	4601
	TP2	4767	4745	
	TP3	4496	4457	
G5	TP1	4686	4543	4579
	TP2	4775	4628	
	TP3	4713	4566	
G6	TP1	4824	4749	4688
	TP2	4732	4650	
	TP3	4731	4666	
GS1	TP1	4707	4579	4573
	TP2	4750	4713	
	TP3	4507	4428	
GS2	TP1	4720	4637	4582
	TP2	4666	4579	
	TP3	4596	4529	

(d) 考察

使用したP C鋼材1S12.7(SWPR7AL：呼び名“7本より12.4mm”)は、7本の細い鋼線で構成され、7本のうち1本が中心線で、他の6本は中心線を取り囲む外層線として構成されている。ひずみゲージは、この6本の外層線のうちの1本に貼付されている。表-6.1.1に示す各供試体におけるTP1～TP3のひずみ計測値に誤差が生じたのは、各供試体に配置された4本のP C鋼材を、1本ごと順次緊張定着することによる供試体の弾性短縮の影響や、P C鋼材のねじり加工された外層線の伸び量に差が生じたこと等による影響から、P C鋼材を構成する7本の細い鋼線に対して均一な引張応力の状態とはならなかったものと推測される。

実験時における載荷荷重とTP1～TP3のひずみ計測値の関係を付録1に示す。TP1～TP3の各計測値は、最大載荷荷重時付近までほぼ一致していることが分かり、実験時でもP C鋼材と偏向部の間の摩擦の影響は小さいものと考えられる。したがって、キャリブレーション時においてまた、実験時においてTP1～TP2の各計測値はほぼ一致していることから、実験前のP C鋼材ひずみはTP1～TP3の計測値の平均値を目安とした。

6.2 破壊状況と耐荷力

以下、供試体支間中央断面の上縁におけるコンクリート圧縮ひずみが、載荷荷重により 3500μ に達した時を、“コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時”と呼ぶことにする。

6.2.1 破壊性状

写真-6.2.1.1、写真-6.2.1.2に一体型供試体（例：G1供試体）とセグメント供試体（例：GS1供試体）のそれぞれ破壊時の載荷状況を示す。

各供試体の破壊性状は、G1, G2, G5, G6, GS1では、ひびわれ発生後、外ケーブルが降伏する前に上縁のコンクリートが圧縮破壊した。G3では、内ケーブルの降伏後に上縁のコンクリートが圧縮破壊した。G4では、内アンボンドケーブルの降伏前に上縁のコンクリートが圧縮破壊した。GS2では、上縁のコンクリートが圧縮破壊した後、内ケーブルが破断し急激に耐荷力を失ったが、外ケーブルは降伏しなかった。

また、セグメント供試体では、写真-6.2.1.2に示すように供試体支間中央セグメントの継ぎ目部付近のコンクリートにひびわれが集中したため、ひびわれの本数は一体型供試体に比べて極端に少なく、たわみが増大するにつれて継ぎ目部付近のひびわれ幅が増大した。

今回の実験では、コンクリート上縁圧縮ひずみ 3500μ 時において、外ケーブルはすべて降伏まで至らなかった。また、セグメント供試体GS1、GS2供試体の引張鉄筋は、コンクリート上縁圧縮ひずみ 3500μ 時においていずれも降伏に至らなかった。

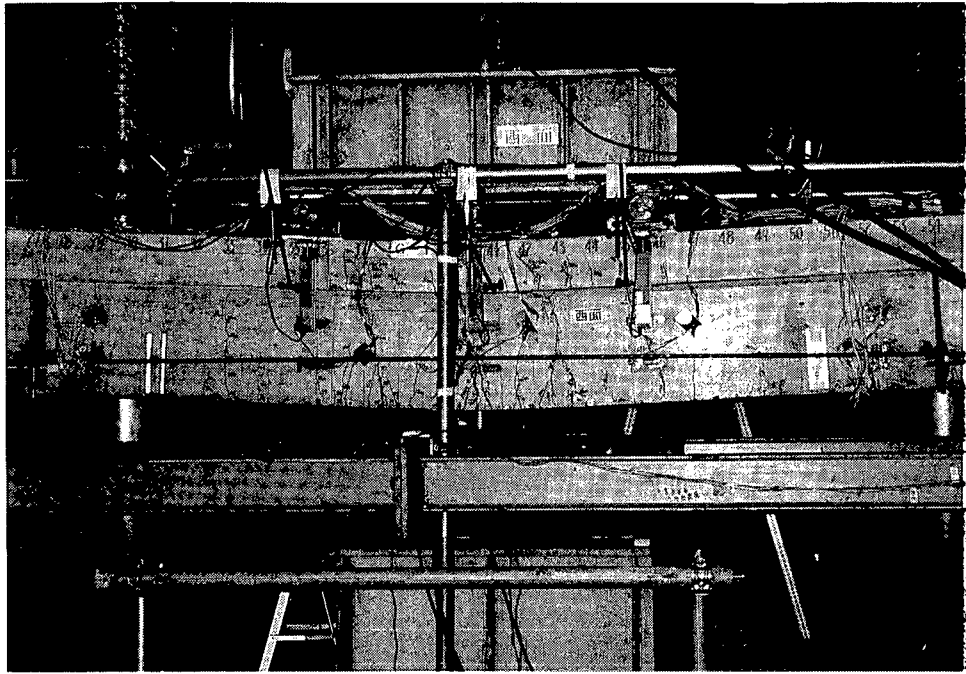


写真-6.2.1.1 一体型供試体破壊状況（例：G1供試体）

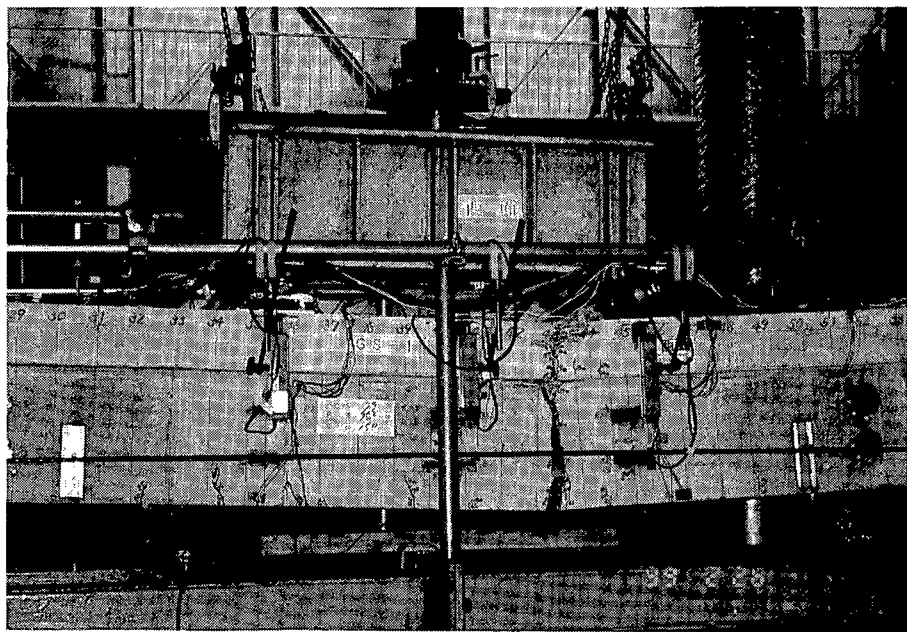


写真-6.2.1.2 セグメント供試体破壊状況（例：GS1供試体）

6.2.2 ひびわれ状態と耐荷力

図-6.2.2.1に供試体の実験終了後におけるひびわれ状態を、表-6.2.2.1に供試体のひびわれ発生時から最大荷重確認時までの各段階における載荷荷重の値を示す。

なお、ひびわれ発生荷重は、G4、G5、G6、GS1、GS2の5体の供試体においては、観察によりひびわれが確認されたときの載荷荷重の値で示した。このとき供試体下縁のコンクリートひずみの値は5体とも 150μ 程度の値を示しており、各供試体のひびわれ発生時の条件を合わせるため、G1、G2、G3供試体についても、供試体支間中央における下縁のコンクリートひずみが 150μ 程度（支間中央鉄筋ひずみ 200μ 程度）を示したときの載荷荷重をひびわれ発生荷重として表中に示した。また、引張鉄筋降伏時の荷重値は、前項4.使用材料の図-4.3.2.1における材料試験の結果から鉄筋ひずみが 2000μ 程度を示したときの載荷荷重値で示したものである。

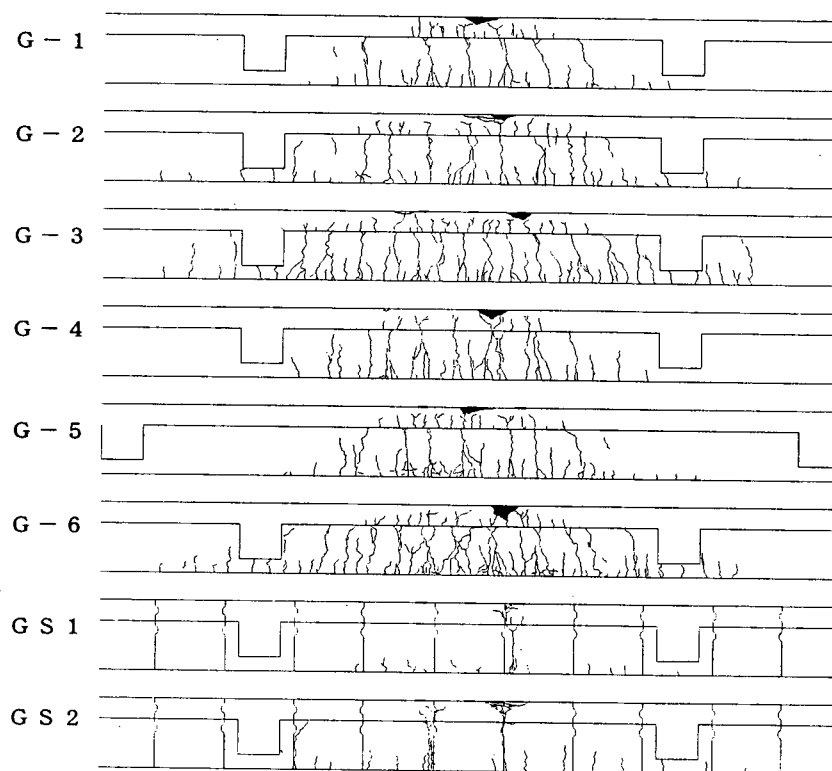


図-6.2.2.1 ひびわれ状態

表-6.2.2.1 載荷試験結果（供試体の各状態における載荷荷重）

（単位 kN）

供試体名	ひびわれ発生荷重	引張鉄筋降伏時	ひびわれのフランジ下面への到達時	コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 付近	最大荷重時
G 1	59.9	94.3	104.4	139.1	144.1
G 2	60.0	94.3	113.6	159.4	164.8
G 3	59.9	111.5	126.6	182.0	185.3
G 4	60.5	96.7	107.5	157.3	163.0
G 5	60.0	89.7	100.9	128.5	129.5
G 6	60.0	148.6	149.7	191.9	196.3
GS 1	49.9	-----	72.5	91.1	95.6
GS 2	55.0	-----	81.0	112.3	116.4

(a) ひびわれ分布と耐荷力に対する外ケーブル配置比率の影響について (G1、G2、G3)

ひびわれ分布については、図-6.2.2.1によりG1、G2、G3供試体の各々を比較すれば、ひびわれ分布範囲は、G1が最も小さく次にG2、G3の順であり、外ケーブル比率が大きくなるとひびわれは狭い範囲に分布したことが分かる。

ひびわれ発生時からコンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時までの各段階における、各供試体の載荷荷重値を比較すれば次のようである。

表-6.2.2.1に示すようにG1、G2、G3供試体のひびわれが発生した載荷荷重は、いずれも60kN程度であり、外ケーブル比率の影響は顕著には現れなかった。

引張鉄筋降伏時におけるG1、G2供試体の載荷荷重の値は、どちらも94kN程度を示し、外ケーブル比100%と50%の供試体に顕著な差は現れなかった。これに対し、外ケーブル比0%のG3供試体における鉄筋降伏時載荷荷重は111kN程度でG1、G2に比べて1.18倍の高い値を示した。

コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時における載荷荷重の値は、G1とG2およびG3の比で各々1.0:1.146:1.308となり、外ケーブル比率の影響が顕著に現れ、供試体の耐荷力は、内ケーブル比率が大きくなる程高い値を示した。

(b) アンボンドケーブル方式供試体のひびわれ分布と耐荷力について (G4)

ひびわれ分布については、図-6.2.2.1によりG4のひびわれは、G1と同程度の範囲で分布し、G2、G3の場合より狭い範囲で分布したことが分かる。

ひびわれ発生時からコンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時までの各段階における、G4とG1の載荷荷重値を比較すれば次のようである。

ひびわれ発生から引張鉄筋降伏時、ひびわれのフランジ下面への到達時での載荷荷重の値は、G4とG1において、顕著な差は現れなかった。コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時の載荷荷重値については、G4は、G1に比べて1.131倍程度の高い値を示した。

(c) ひびわれ分布と耐荷力に対する偏向部間隔の影響について (G5)

ひびわれ分布については、図-6.2.2.1の結果においてG5のひびわれは、G1と同程度の範囲で分布し、G2、G3の場合より狭い範囲で分布したことが分かる。

ひびわれ発生時からコンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時までの各段階における、G5とG1の載荷荷重値を比較すれば次のようである。

ひびわれ発生時におけるG5とG1の載荷荷重の値に、顕著な差は現れなかった。引張鉄筋降伏時とひびわれのフランジ下面への到達時における載荷荷重の値は、G5がG1より低い値を示したが、顕著な差は現れなかった。コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時の載荷荷重値については、G5は、G1に比べ92%程度の低い値を示した。

(d) ひびわれ分布と耐荷力に対する引張鉄筋配置量の影響について (G6)

ひびわれ分布については、図-6.2.2.1の結果においてG6のひびわれは、G3と同程度の範囲で分布し、また

ひびわれの本数は多く、他の供試体より密な状態で分布したことが分かる。

ひびわれ発生時からコンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時までの各段階における、G6とG1の載荷荷重値を比較すれば次のようである。

ひびわれ発生時におけるG6とG1の載荷荷重値に、顕著な差は現れなかった。引張鉄筋降伏時から最大荷重時までのG6の載荷荷重は、他の供試体より高い値を示し、コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時においてはG1の載荷荷重に対し1.380倍程度の高い値を示した。

(e) プレキャスト・セグメント供試体のひびわれ分布と耐荷力について(GS1、GS2)

ひびわれ分布については、図-6.2.2.1の結果においてセグメント供試体のGS1とGS2を比較すれば、GS2のひびわれ分布範囲は、GS1より広いことから、外ケーブル比が大きくなるとひびわれ分布範囲は狭くなったことが分かる。また、GS1とGS2のひびわれは、支間中央のセグメント継ぎ目部付近に集中したことが分かる。

ひびわれ発生時からコンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時までの各段階におけるGS1と一体型供試体(G1)、GS2と一体型供試体(G2)の載荷荷重値を各々比較すれば次のようである。

ひびわれ発生時におけるセグメント供試体の載荷荷重値は、一体型供試体の場合より低い値を示し、GS1はG1供試体に対して83%、GS2はG2に対して92%程度の値であった。

また、コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時の載荷荷重値は、GS1はG1に対して65%、GS2はG2に対して70%程度の低い値を示した。

ここで、外ケーブル比率とコンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時の載荷荷重値の関係を、一体型供試体(G1、G2、G3)の結果も含めて図-6.2.2.2に示す。一体型、セグメント型ともに、外ケーブル比率が増えるとはほぼ同じ傾きで載荷荷重も低い値を示したことが分かる。

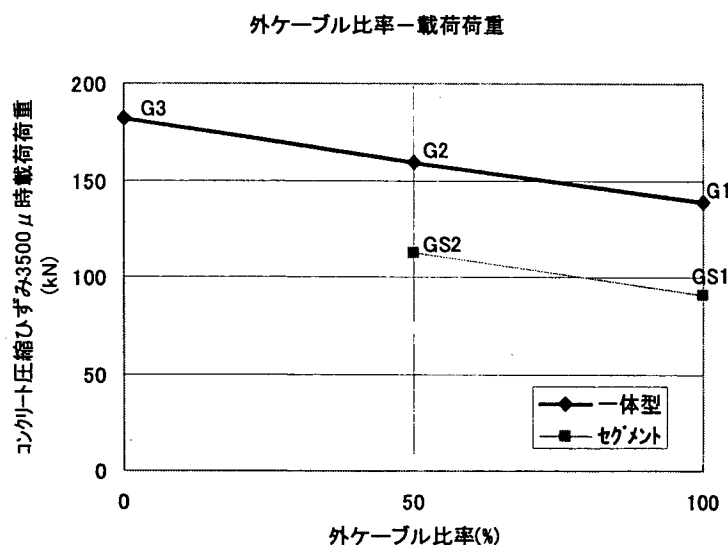


図-6.2.2.2 外ケーブル比率－載荷荷重

6.3 荷重－変位の関係

以下、供試体支間中央のたわみ量を変位量と呼ぶ。

(a) 外ケーブル比率の影響について

図-6.3.1に外ケーブル比をパラメータとした供試体(G1、G2、G3)、セグメント供試体(GS1、GS2)、における、載荷荷重と支間中央変位の関係を示す。また、表-6.3.1に、G1、G2、G3、GS1、GS2における載荷荷重と変位量の値を示す。

図-6.3.1から、一体型(G1、G2、G3)のいずれの供試体も、ひびわれ発生時の載荷荷重と変位量の値は、ほぼ等しいことが分かる。引張鉄筋降伏時では、外ケーブル比100%供試体(G1)と50%供試体(G2)の載荷荷重と変位量の値はほぼ等しく、外ケーブル比0%供試体(G3)の載荷荷重と変位量の値は、G1、G2より大きい値を示したことが分かる。また、変位量は、一体型の各供試体とも引張鉄筋降伏前までは載荷荷重の増加にともない同程度の値で増加し、引張鉄筋降伏以後には載荷荷重の増加にともない急激に増加したことが分かる。

セグメント供試体では、ひびわれ発生時の載荷荷重と変位量は、外ケーブル比50%供試体(GS1)が外ケーブル比100%供試体(GS2)に比べて大きい値を示し、ひびわれが供試体の上フランジ下面に到達した後、載荷荷重の増加にともない変位量は急激に増加したことが分かる。

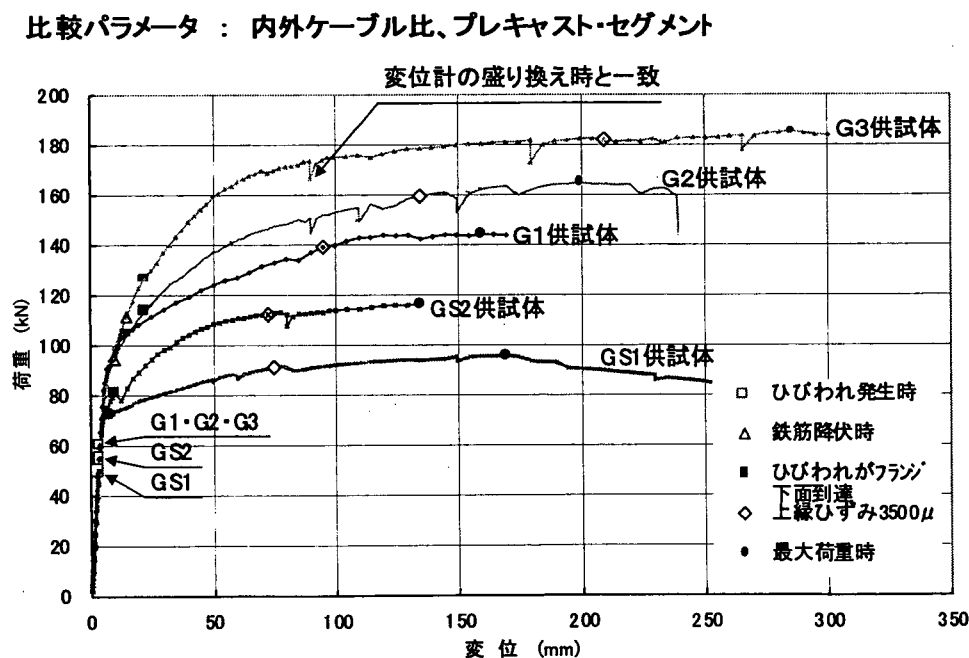


図-6.3.1 載荷荷重－支間中央変位 (内外ケーブル比・プレキャストセグメント)

表-6.3.1 供試体の各状態における載荷荷重と支間中央変位量

供試体名	状 態	載荷荷重 (kN)	支間中央変位量 (mm)
G1	ひびわれ発生時	59.9	3.6
	鉄筋降伏時	94.3	9.2
	ひびわれのフランジ下面到達時	104.4	14.6
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	139.1	94.7
G2	ひびわれ発生時	60.0	3.9
	鉄筋降伏時	94.3	9.7
	ひびわれのフランジ下面到達時	113.6	22.2
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	159.4	134.3
G3	ひびわれ発生時	59.9	3.8
	鉄筋降伏時	111.5	14.7
	ひびわれのフランジ下面到達時	126.6	22.1
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	182.0	209.0
GS1	ひびわれ発生時	49.9	3.0
	鉄筋降伏時	—	—
	ひびわれのフランジ下面到達時	72.5	7.9
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	91.1	74.5
GS2	ひびわれ発生時	55.0	3.5
	鉄筋降伏時	—	—
	ひびわれのフランジ下面到達時	81.0	9.8
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	112.3	72.2

(b) アンボンドケーブル方式供試体と、偏向部間隔、引張鉄筋量の影響について

図-6.3.2に、アンボンドケーブル方式供試体(G4)、偏向部間隔を延長した供試体(G5)、および引張鉄筋量を増した供試体(G6)における、載荷荷重と支間中央変位の関係を示す。また、表-6.3.2は、G1, G4, G5, G6における載荷荷重と変位量の値を示す。なお、図-6.3.2、表-6.3.2中には、参考のためG1の結果を添えた。

図-6.3.2から、ひびわれ発生時における載荷荷重と変位量は、各供試体とも同程度であることが分かる。また、各供試体とも引張鉄筋降伏以後は、載荷荷重の増加にともない変位量も急激に増加したことが分かる。

外ケーブル100%供試体(G1)とアンボンドケーブル供試体(G4)は、引張鉄筋降伏時まで載荷荷重の増加にともない変位量も同程度で増加し、引張鉄筋降伏以後には、同じ載荷荷重レベルでG4の変位量はG1に比べて小さい値を示したことが分かる。また、コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時の載荷荷重と変位量は、G4がG1より大きい値を示したことが分かる。

偏向部間隔を延長した供試体(G5)では、引張鉄筋降伏時の載荷荷重と変位量は、他の供試体より小さい値を示し、コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時では、G1に比べて載荷荷重値は小さいが、変位量は大きい値を示したことが分かる。

引張鉄筋を増加配置した供試体(G6)では、G1供試体に比べて載荷荷重値は、引張鉄筋降伏時では1.6倍程度、コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時では、1.4倍程度の大きな値を示した。また、コンクリート圧縮ひず

み3500 μ 時の変位量は、G1供試体に比べ1.4倍程度の大きな値を示したことが分かる。

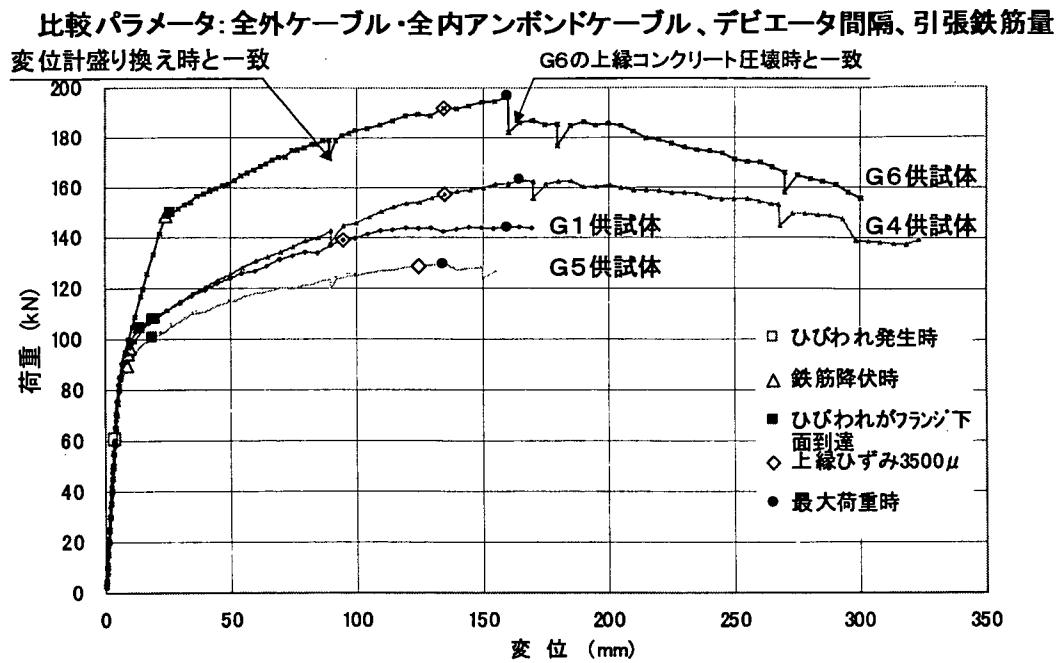


図-6.3.2 載荷荷重－支間中央変位（全内アンボンドケーブル、偏向部間隔、引張鉄筋量）

表-6.3.2 供試体の各状態における載荷荷重と支間中央変位量

供試体名	状 態	載荷荷重 (kN)	支間中央変位量 (mm)
G1	ひびわれ発生時	59.9	3.6
	鉄筋降伏時	94.3	9.2
	ひびわれのフランジ下面到達時	104.4	14.6
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	139.1	94.7
G4	ひびわれ発生時	60.5	3.9
	鉄筋降伏時	96.7	9.9
	ひびわれのフランジ下面到達時	107.5	19.9
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	157.3	134.9
G5	ひびわれ発生時	60.0	4.0
	鉄筋降伏時	89.7	8.8
	ひびわれのフランジ下面到達時	100.9	19.8
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	128.5	124.7
G6	ひびわれ発生時	60.0	3.8
	鉄筋降伏時	148.6	24.3
	ひびわれのフランジ下面到達時	149.7	26.8
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	191.9	134.6

(c) 考察

ひびわれ発生時における載荷荷重値と変位量の値は、一体型供試体(G1, G2, G3, G4, G5, G6)のいずれの供試体も同程度の値を示したことから、ひびわれ発生時まではP Cげたの耐荷力と変位量に及ぼす外ケーブル比率・偏向部間隔および引張鉄筋量の影響は小さいものと考えられる。

図-6.3.1から、外ケーブル比100%(G1)、50%(G2)の引張鉄筋降伏時までの載荷荷重に対する変位量の値は、どちらも同程度となった。これより、外ケーブル比が50%を越えるP Cげたの載荷荷重による変位は、引張鉄筋降伏時までは外ケーブル比率の影響を受けにくいことが分かった。

コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時の載荷荷重値の比は、G1 : G2 : G3で、それぞれ100% : 115% : 131%程度であり、外ケーブル比の影響が顕著に現れた。また、G1におけるコンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時の載荷荷重値(139.1kN)と、同程度の載荷荷重値における各供試体の変位量の比は、外ケーブル比100%供試体 : 50%供試体 : 0%供試体で、それぞれ100% : 60% : 30%程度を示し、外ケーブル比率が大きいほど変位量は大きくなることが分かった。

一体型供試体(G1, G5, G6)の、コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時の載荷荷重の比は、G1 : G5 : G6=100% : 90% : 140%程度であり、偏向部間隔が長い程耐荷力は小さくなり、引張鉄筋量を増配置すれば耐荷力は大きくなることが分かった。また、G5供試体のコンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時の載荷荷重値(128.5kN)と同程度の載荷荷重値における各供試体の変位量の比は、G1 : G5 : G6でそれぞれ100% : 200% : 30%程度を示したことから、偏向部間隔が延長されればたわみ量も大きくなり、引張鉄筋を増配置すればたわみ量は小さくなることが確認された。

セグメント供試体(GS1, GS2)では、ひびわれ発生時・コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時の載荷荷重値は、ともに一体型供試体(G1, G2)に比べ小さい値を示した。ここで、一体型供試体に比べセグメント供試体の載荷荷重値(耐荷力)が小さい値を示した理由としては、各セグメント内部には引張鉄筋が配置されているが、セグメントの継目部では引張鉄筋が連続していないため、ひびわれが広い範囲で分散することなく、前項6.2.2、図-6.2.2.1のひびわれ発生状況のように、支間中央セグメントの継ぎ目部付近のひびわれが急激に進展したためと推測される。また、このことにより継ぎ目部上縁に塑性ヒンジが形成され、その部分にコンクリートの圧縮ひずみが集中し、早期に圧壊したとも考えられる。

6.4 荷重－外ケーブル偏心量の減少の関係

(a) 外ケーブル偏心減少量について

以下、供試体支間中央断面において、載荷荷重による供試体変位と外ケーブル変位との相対変位量を、支間中央断面の図心から外ケーブル位置までの距離（偏心量）の変化量で示す。

図-6.4.1に荷重載荷による外ケーブル偏心量の変化に関する概略図を示す。

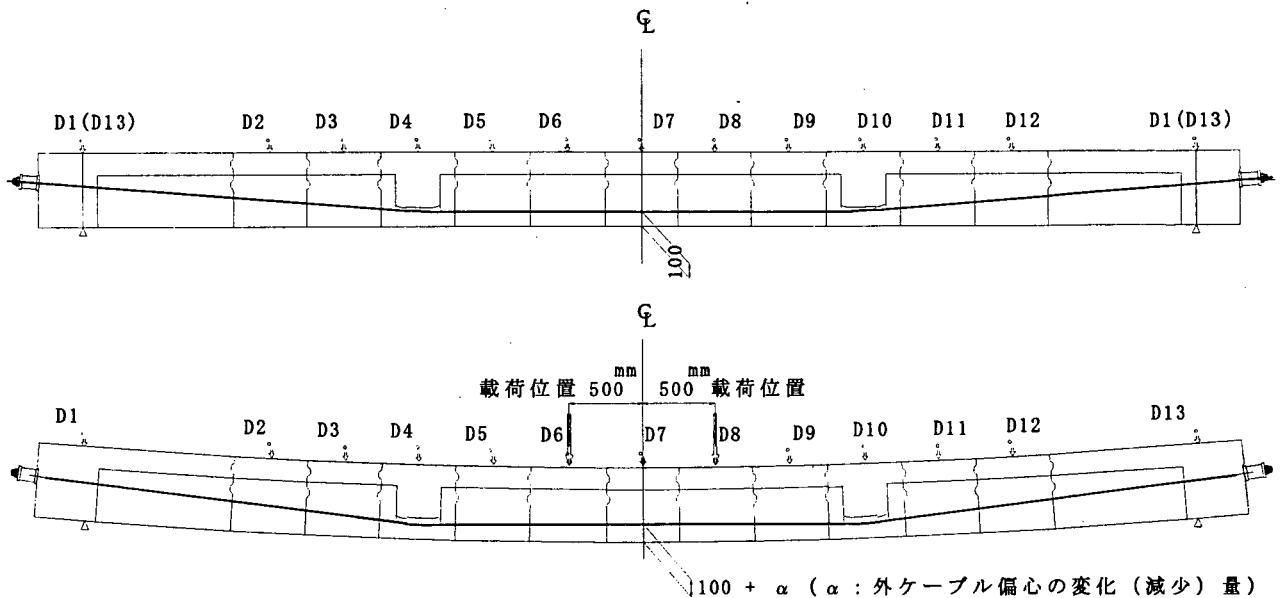


図-6.4.1 外ケーブル偏心量の変化（概略図）

図に示すように、荷重載荷により外ケーブル偏心量は減少するため、以下、外ケーブル偏心の変化量を偏心減少量と呼ぶことにする。

(b) 荷重－外ケーブル偏心減少量の関係

図-6.4.2に荷重と外ケーブル偏心減少量の関係を示す。また、表-6.4.1に荷重と偏心減少量の値を示す。

図-6.4.2から、一体型供試体(G1, G2, G5, G6)では引張鉄筋降伏時まで、セグメント供試体(GS1, GS2)ではひびわれが上フランジ下面到達時まで、載荷荷重の増加にともない偏心減少量はグラフ上では直線的に増加していることが分かる。

また、偏向部間隔延長供試体(G5)の偏心減少量は、グラフ上では載荷初期（載荷荷重0kN時）から載荷荷重－偏心減少量の曲線の勾配は緩やかで、同じ載荷荷重レベルにおける(G1, G2, G6)および(GS1, GS2)の偏心減少量より大きい値を示したことが分かる。

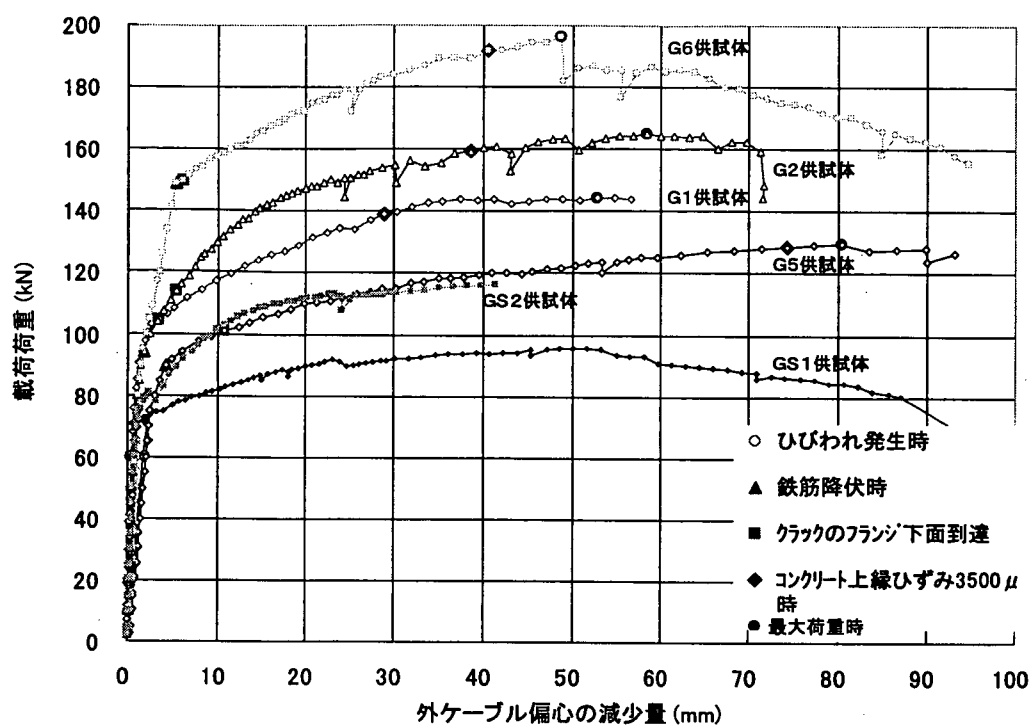


図-6.4.2 載荷荷重-外ケーブル偏心減少量

表-6.4.1 供試体の各状態における載荷荷重と外ケーブル偏心減少量

供試体名	状 態	載荷荷重(kN)	偏心減少量(mm)
G1	ひびわれ発生時	59.9	0.4
	鉄筋降伏時	94.3	1.8
	ひびわれのフラジ 下面到達時	104.4	3.4
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	139.1	28.9
G2	ひびわれ発生時	60.0	0.6
	鉄筋降伏時	94.3	1.9
	ひびわれのフラジ 下面到達時	113.6	5.3
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	159.4	38.5
G5	ひびわれ発生時	60.0	2.0
	鉄筋降伏時	89.7	4.2
	ひびわれのフラジ 下面到達時	100.9	10.7
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	128.5	74.3
G6	ひびわれ発生時	60.0	1.0
	鉄筋降伏時	148.6	5.3
	ひびわれのフラジ 下面到達時	149.7	6.1
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	191.9	40.5
GS1	ひびわれ発生時	49.9	0.6
	鉄筋降伏時	—	—
	ひびわれのフラジ 下面到達時	72.5	1.9
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	91.1	27.6
GS2	ひびわれ発生時	55.0	0.6
	鉄筋降伏時	—	—
	ひびわれのフラジ 下面到達時	81.0	2.4
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	112.3	21.8

(c) 考察

G1とG2の比較から、一体型の外ケーブル比100%～50%のPCげたでは、引張鉄筋降伏時までは偏心減少量に関する外ケーブル比率の影響を顕著には受けないと考えられる。しかし、引張鉄筋降伏時以降では外ケーブル比率50%の方が偏心減少量は小さくなることが確認された。

載荷初期から引張鉄筋降伏時において、載荷荷重によるG5の供試体変位量は、前項6.3、図-6.3.2から、他の供試体と同程度であったにもかかわらず、図-6.4.2から偏心減少量は他の供試体より大きい値を示し、偏向部間隔が長いPCげたの場合、偏向部間隔が短い場合に比べて載荷荷重による偏心減少量が大きくなることが確認された。

この理由としては、偏向部間隔が長い場合では短い場合に比べて、偏向部はPCげたの支点に近くなることから、供試体偏向部位置の変位量は他の供試体に比べて小さくなり、外ケーブル位置の変化量も小さくなると考えられる。偏向部間隔を延長した供試体の変位量が他の供試体と同程度であれば（供試体の変位量は、断面の剛度が支配的と考えられる）、外ケーブルと供試体の相対変位量は、偏向部間隔が長い場合の方が短い場合より大きくなるためと考えられる。

G5の偏心減少量は、コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時の載荷荷重時では、G1に対し4倍程度の値を示した。

したがって、偏向部間隔が長い場合、偏心減少量が大きくなり、このことにより外ケーブルによるPCげたへのプレストレスの影響が小さくなり、耐力力が小さくなったものと推測される。

図-6.4.2より、一体型の各供試体とも、外ケーブル偏心減少量は、載荷荷重の増加にともない引張鉄筋が降伏した後急激に増加したことが確認された。セグメント供試体では、載荷荷重により、ひびわれが上フランジ下面に到達した後から外ケーブル偏心減少量は急激に増加したことが確認された。

一体型の各供試体およびセグメント供試体では、引張鉄筋降伏以後、およびひびわれが上フランジに到達以後に、載荷荷重の増加によるひびわれの進展から部材剛度の低下とともに、前項6.3、図-6.3.2に示したように変位量も急激に増加し、外ケーブルとの相対変位量が大きくなったものと推測される。

6.5 荷重－P C鋼材ひずみ・外ケーブル張力の関係

6.5.1 荷重－P C鋼材ひずみの関係

表-6.5.1.1に、各供試体におけるひびわれ発生時～コンクリート圧縮強度3500 μ 時までの載荷荷重とP C鋼材増加ひずみ量の値を示す。

表-6.5.1.1 載荷荷重－P C鋼材増加ひずみ

供試体名	状 態	載荷荷重 (kN)	P C鋼材ひずみ (10 ⁻⁶)
G1	ひびわれ発生時	59.9	72
	鉄筋降伏時	94.3	173
	ひびわれのフラッシュ下面到達時	104.4	287
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	139.1	1977
G2	ひびわれ発生時	60.0	90
	鉄筋降伏時	94.3	219
	ひびわれのフラッシュ下面到達時	113.6	485
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	159.4	2863
G3	ひびわれ発生時	59.9	173
	鉄筋降伏時	111.5	1030
	ひびわれのフラッシュ下面到達時	126.6	1685
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	182.0	—
G4	ひびわれ発生時	60.5	72
	鉄筋降伏時	96.7	167
	ひびわれのフラッシュ下面到達時	107.5	375
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	157.3	2959
G5	ひびわれ発生時	60.0	73
	鉄筋降伏時	89.7	165
	ひびわれのフラッシュ下面到達時	100.9	410
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	128.5	2604
G6	ひびわれ発生時	60.0	80
	鉄筋降伏時	148.6	492
	ひびわれのフラッシュ下面到達時	149.7	544
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	191.9	2804
GS1	ひびわれ発生時	49.9	68
	鉄筋降伏時	—	—
	ひびわれのフラッシュ下面到達時	72.5	159
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	91.1	1512
GS2	ひびわれ発生時	55.0	88
	鉄筋降伏時	—	—
	ひびわれのフラッシュ下面到達時	81.0	228
	コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時	112.3	1491

・ G3のPC鋼材増加ひずみの値は、内ボンドケーブルにおける値 ・ G4のPC鋼材増加ひずみの値は、内アンボンドケーブルにおける値

・ GS1, GS2のセグメント内部の鉄筋は、降伏時まで至っておらず、計測値は示していない。

前項6.1、表-6.1.1の結果から、載荷実験前のP C鋼材ひずみ量は4600 μ 程度であり、上表-6.5.1.1のコンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時における値を加算しても、外ケーブルのひずみは、降伏ひずみ(前項4、表-4.2.1の降伏点応力度の値を弾性係数の値で除して求められた値8100 μ 程度)まで達していないことが確認された。

(a) 内外ケーブル比率の影響について

図-6.5.1.1に載荷荷重とP C鋼材増加ひずみ量の関係を示す。図に使用したP C鋼材ひずみの値は、支間中央に貼付されたひずみゲージTP2の計測値を用いて示した。なお、図-6.5.1.1中のG3供試体におけるP C鋼材増加ひずみ量の値は、内ボンドP C鋼材における値である。

図より、ひびわれ発生時までは、G1, G2, G3の載荷荷重、P C鋼材増加ひずみは、同程度の値を示していることが分かる。外ケーブル比100%(G1)と50%(G2)供試体の外ケーブルP C鋼材増加ひずみは、引張鉄筋降伏時までは載荷荷重の増加にともない同程度の値で直線的に増加したことが分かる。また、引張鉄筋降伏以後のP C鋼材増加ひずみ量は、載荷荷重の増加にともない急激に増加した。

コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時における、P C鋼材増加ひずみ量は、G1、G2で各々 1977μ 、 2863μ であった。G3はコンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時ではすでにゲージが断線していたため、図-6.5.1.1には 11200μ 程度以上の計測値は示されていない。

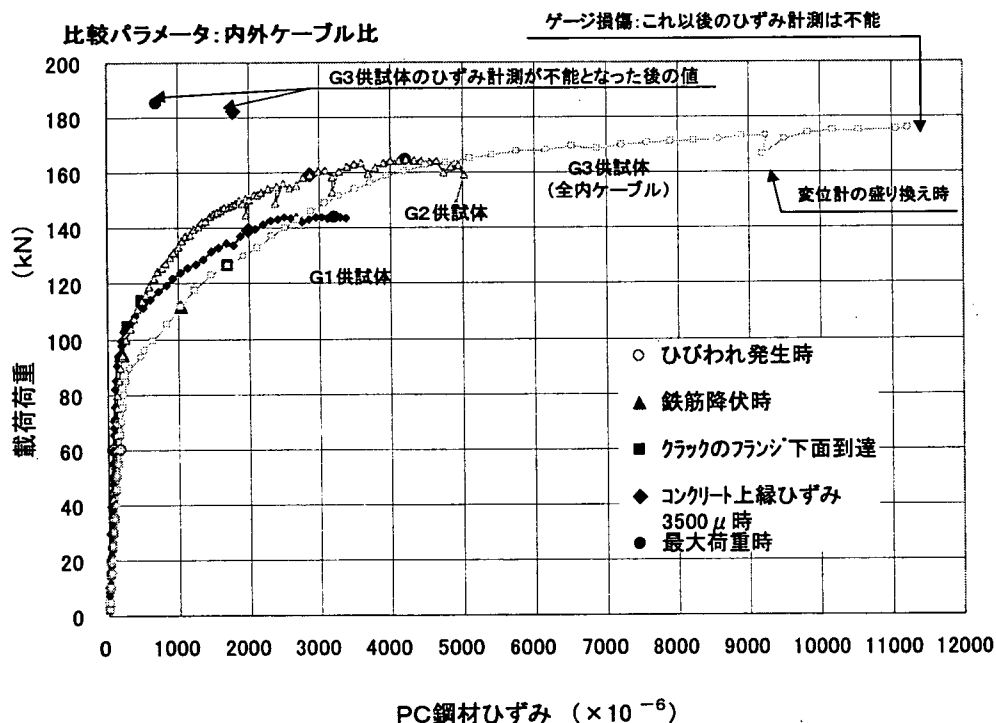


図-6.5.1.1 載荷荷重－P C鋼材増加ひずみ (内外ケーブル比率)

(b) 考察

G1とG2の引張鉄筋降伏時までにおける載荷荷重の増加にともなうP C鋼材増加ひずみ量は、どちらもほぼ同じ値で、グラフ上では直線的に増加した。G3では、G1・G2と同じ載荷荷重レベルでのP C鋼材増加ひずみ量は、載荷初期からG1・G2より大きい値を示し、内ボンドケーブルでは外ケーブルより載荷荷重によるP C鋼材増加ひずみ量は大きい値が生じていることが確認された。

引張鉄筋降伏時以降では、同じ載荷荷重レベルでG1の外ケーブル増加ひずみ量が、G2の外ケーブル増加ひずみ量を上回り、外ケーブル比率100%、50%の違いによるP C鋼材増加ひずみ量への影響は、引張鉄筋降伏時以降に現れた。また、G1とG2で同じP C鋼材増加ひずみ量における載荷荷重値を比較すると、G2の載荷荷重値はG1の載荷荷重値を上回っている。

以上のことから、供試体内部に配置された内ボンドケーブルのP C鋼材ひずみ量は、外ケーブルのP C鋼材ひずみ量を上回って載荷荷重に抵抗しているものと推測される。したがって、G2では、内ボンドケーブルが配置されることで耐荷力が向上し、G1に比べて載荷荷重による変位量が小さくなるとともに、外ケーブルのP C鋼材増加ひずみ量が小さくなったものと考えられる。

(c) 全内アンボンドケーブル供試体について

図-6.5.1.2に載荷荷重とP C鋼材増加ひずみ量の関係を示す。図に使用したP C鋼材ひずみの値は、支間中央に貼付されたひずみゲージTP2の計測値を用いて示した。

図より、G1とG4の載荷荷重の増加にともなうP C鋼材増加ひずみ量は、それぞれ引張鉄筋降伏時までは同程度の値で、またグラフ上では直線的に増加した。引張鉄筋降伏以後では、P C鋼材増加ひずみ量は載荷荷重の増加にともない急激に増加した。

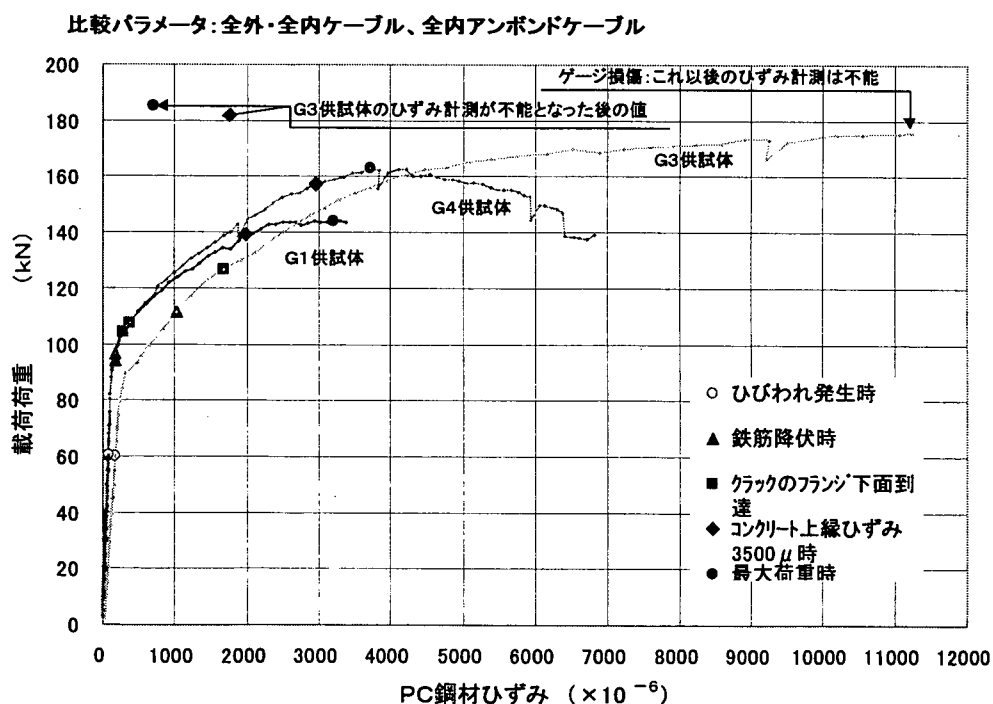


図-6.5.1.2 載荷荷重－P C鋼材増加ひずみ（全外、全内、全内アンボンドケーブル）

(d) 考察

図-6.5.1.2より、G4では、引張鉄筋降伏時までは、載荷荷重の増加にともなうP C鋼材増加ひずみ量の値はG1と同程度で、グラフ上では直線的に増加したことが分かる。引張鉄筋降伏以後においては、G4のP C鋼材増加ひずみ量は、G1と同じ載荷荷重レベルにおいて、G1より小さい値で増加した。G4は全内アンボンドケーブル供試体であり、P C鋼材の偏心量が変化しない供試体を想定して製作されたものである。G4と全外ケーブル供試体G1を比較して、P C鋼材偏心量変化の有無の影響は、引張鉄筋降伏時以降で現れることが確認された。

(e) 偏向部間隔延長、引張鉄筋量の影響について

図-6.5.1.3に載荷荷重とP C鋼材増加ひずみ量の関係を示す。図に使用したP C鋼材ひずみの値は、支間中央に貼付されたひずみゲージTP2の計測値を用いて示した。

図-6.5.1.3より、偏向部延長供試体G5のP C鋼材増加ひずみ量は、引張鉄筋降伏時まではG1と同程度の値で、載荷荷重の増加にともない直線的に増加したことが分かる。引張鉄筋降伏以後においては、G5のP C鋼材増加ひずみ量は、G1と同じ載荷荷重レベルにおいて、G1のP C鋼材増加ひずみ量より大きい値で増加したことが分かる。

引張鉄筋増加配置供試体G6のP C鋼材増加ひずみ量は、引張鉄筋降伏時までは、載荷荷重の増加にともない直線的に増加したことが分かる。引張鉄筋降伏以後におけるP C鋼材増加ひずみ量は、載荷荷重の増加にともない急激に増加したことが分かる。

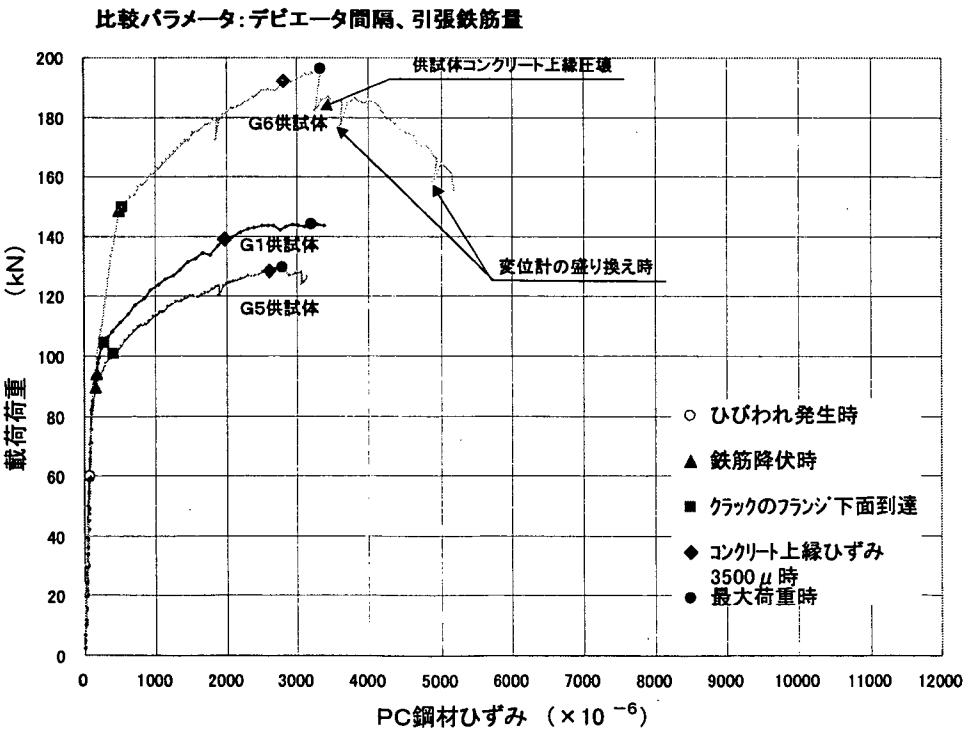


図-6.5.1.3 載荷荷重－P C鋼材増加ひずみ（偏向部間隔、引張鉄筋量）

(f) 考察

引張鉄筋降伏時以後では、同じ載荷荷重レベルで、G5のP C鋼材ひずみ増加量がG1より大きく、偏向部間隔を長くすると偏向部間隔が短い場合に比べて、P C鋼材増加ひずみ量は大きくなることが確認された。

引張鉄筋を増加配置した供試体G6のP C鋼材増加ひずみ量は、G1・G5の引張鉄筋降伏時以降において同じ載荷荷重レベルでは、G1・G5に比べて小さい値を示した。この理由としては、供試体に鉄筋を増加配置すると、鉄筋も載荷荷重に抵抗して耐荷力が向上するとともに、鉄筋を増加配置しない場合に比べて供試体の変位量および、外ケーブルの伸び量も小さくなり、P C鋼材増加ひずみの値が小さくなるものと推測される。

(g) セグメント供試体について(GS1, GS2)

図-6.5.1.4に載荷荷重とP C鋼材増加ひずみ量の関係を示す。図に使用したP C鋼材ひずみの値は、支間中央に貼付されたひずみゲージTP2の計測値を用いて示した。なお、参考のため、一体型供試体G1, G2の載荷荷重とP C鋼材増加ひずみ曲線も図中に示した。

図-6.5.1.4より、GS1, GS2では、P C鋼材増加ひずみ量は、ひびわれが上フランジ下面に到達する頃までは載荷荷重の増加にともない、G1, G2のP C鋼材増加ひずみの値に近い値で直線的に増加し、ひびわれが上フランジ下面到達以後は急激に増加したことが分かる。

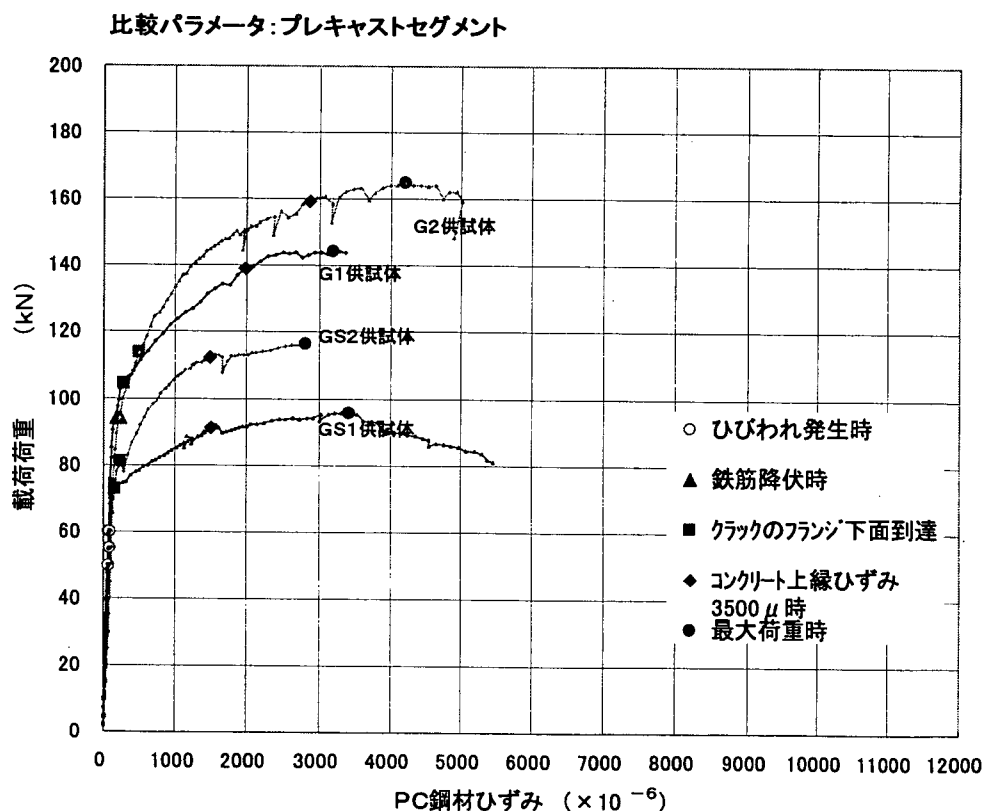


図-6.5.1.4 載荷荷重－P C鋼材増加ひずみ（プレキャストセグメント）

(e) 考察

引張鉄筋降伏以後のP C鋼材増加ひずみ量は、一体型供試体およびセグメント供試体では、同じ載荷荷重レベルで比較すると、外ケーブル比100%供試体の方が50%供試体より大きい値を示した。また、同じP C鋼材増加ひずみ量の値を示した載荷荷重は、外ケーブル比50%供試体の方が100%供試体より大きい値を示した。

以上のことから、セグメント供試体の場合もGS2では、内ボンドケーブルが配置されることで耐荷力が向上し、GS1に比べて載荷荷重による変位量が小さくなるとともに、外ケーブルのP C鋼材増加ひずみ量が小さくなったものと考えられる。

6.5.2 P C鋼材増加応力度について

表-6.5.2.1には、コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時におけるP C鋼材増加応力度を示す。表中のP C鋼材応力度（支間中央）の値は、前項6.5.1のP C鋼材増加ひずみ量にP C鋼材弾性係数を乗じて求めた値を、P C鋼材増加応力度（桁端部）の値は、端部ロードセルの計測値である外ケーブル増加張力をP C鋼材断面積で除した値を示す。

ここで、文献¹⁾「4.6終局限界状態に関する検討」の項では、“標準的な構造($L1/h<35$ 、 $LD/L1<2/3$)として終局時の外ケーブル増加応力度は安全を考慮しても 200N/mm^2 は見込めると考えられる”と示されている。今回の実験では、コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時において、一体型供試体のP C鋼材増加応力度が最も小さい値を示した供試体G1で 395.4N/mm^2 、セグメント供試体ではGS2で 282.5N/mm^2 を示し、すべての供試体で 200N/mm^2 を上回る値を示した。

表-6.5.2.1 外ケーブルP C鋼材増加応力度 単位 (N/mm^2)

供試体名	計測位置	コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時
G 1	支間中央	399.4
	桁端部	395.4
G 2	支間中央	578.3
	桁端部	527.8
G 3	支間中央	-----
	桁端部	-----
G 4	支間中央	597.7
	桁端部	502.5
G 5	支間中央	526.0
	桁端部	471.4
G 6	支間中央	566.4
	桁端部	534.7
G S 1	支間中央	305.4
	桁端部	313.0
G S 2	支間中央	301.2
	桁端部	282.3

図-6.5.2.1～図-6.5.2.4に載荷荷重と外ケーブル増加張力の関係を示す。なお、図に使用した外ケーブル増加張力の値は、供試体の端部に設置したロードセルLD1、LD2による計測値を用いた。

実験におけるP C鋼材張力の変化については、図-6.5.2.1～図-6.5.2.3より、一体型の各供試体とも鉄筋降伏時以降から急激にP C鋼材張力は増加したことが分かる。また、図-6.5.2.4よりセグメント供試体では、曲げひびわれが上フランジに到達した後、P C鋼材張力は急激に増加したことが分かる。

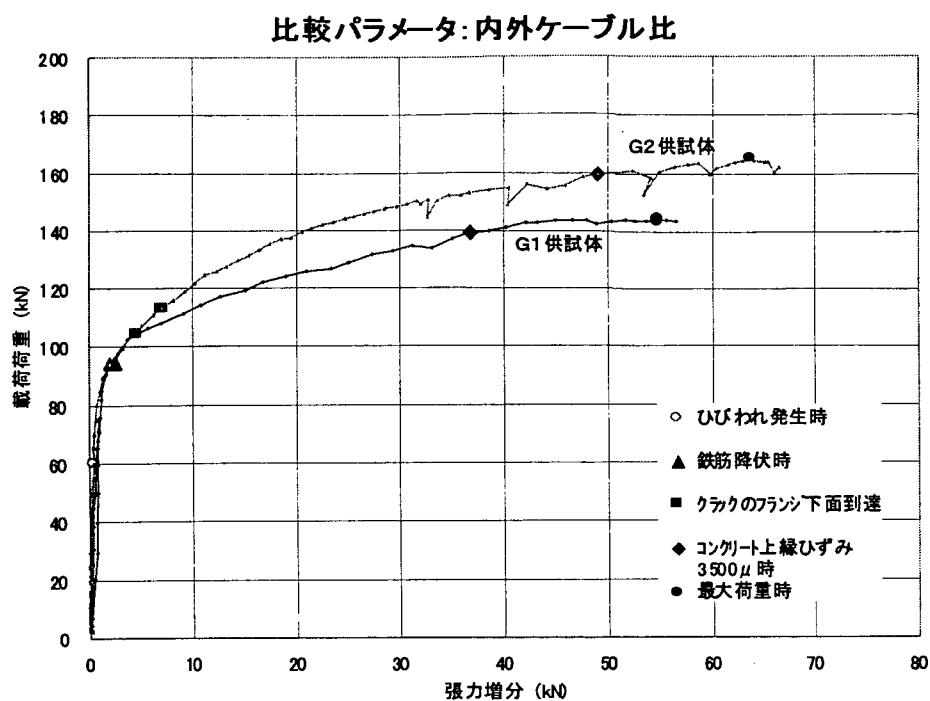


図-6.5.2.1 載荷荷重-外ケーブル増加張力 (内外ケーブル比)

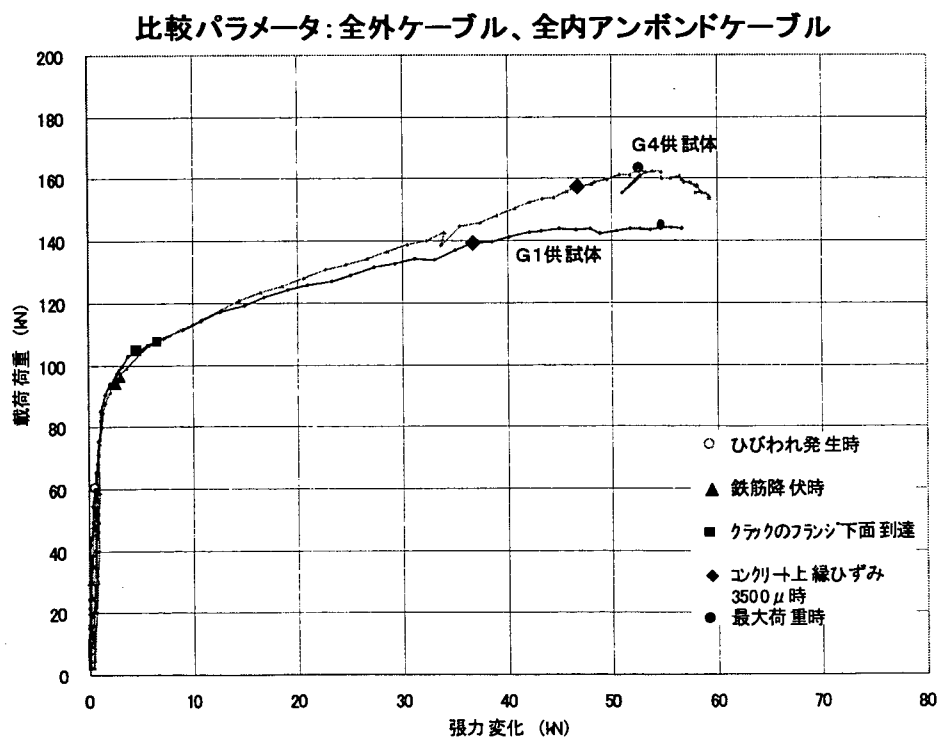


図-6.5.2.2 載荷荷重-外ケーブル増加張力 (全内アンボンドケーブル)

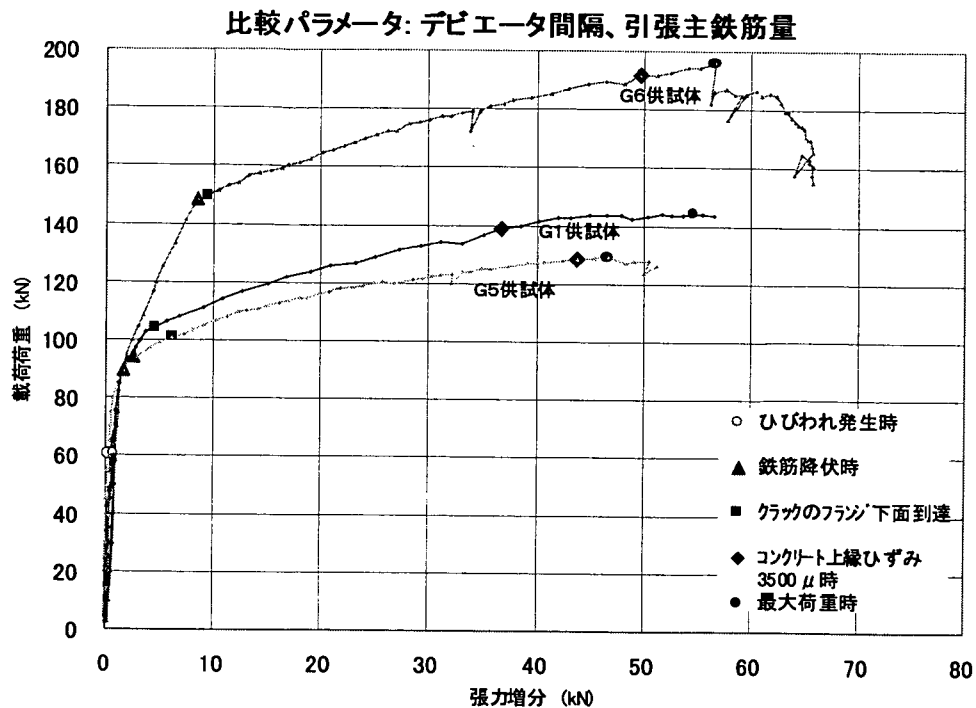


図-6.5.2.3 載荷荷重—外ケーブル増加張力（偏向部間隔、引張鉄筋量）

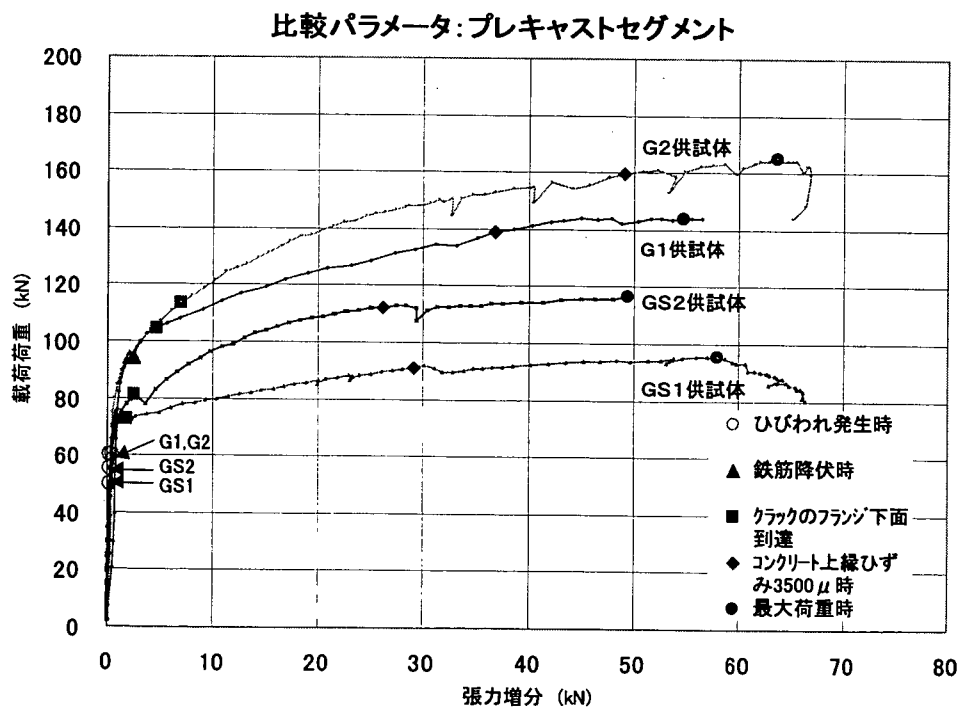


図-6.5.2.4 載荷荷重—外ケーブル増加張力（プレキャストセグメント）

6.6 引張鉄筋ひずみについて

6.6.1 載荷荷重－支間中央鉄筋ひずみの関係

図-6.6.1.1～図-6.6.1.8に載荷荷重と引張鉄筋ひずみの関係を示す。なお、図に使用した引張鉄筋ひずみの値は、各供試体における引張鉄筋の支間中央(TL7)ゲージとその左右に貼付した(TL6、TL8)ゲージの計測値である。

(a) 実験結果

図-6.6.1.1～図-6.6.1.6より、一体型供試体における3箇所(TL6～TL8)の引張鉄筋ひずみ計測値は、引張鉄筋降伏時まではほぼ等しい値で、載荷荷重の増加にともない直線的に増加したことが分かる。また、図-6.6.1.1のTL8ゲージ計測結果の鉄筋ひずみの値は、引張鉄筋降伏時の載荷荷重値以後、荷重の増加にともない急激に増加した。図-6.6.1.2、図-6.6.1.3、図-6.6.1.4、および図-6.6.1.5中のTL7、および図-6.6.1.6のTL8の計測値も、鉄筋が降伏した後、載荷荷重の増加にともない急激にまた不規則に増加した。

図-6.6.1.7、図-6.6.1.8より、セグメント供試体における3箇所(TL6～TL8)の引張鉄筋ひずみ計測値は、ひびわれが上フランジ下面に到達する頃まではほぼ等しい値で、載荷荷重の増加にともない直線的に増加したことが分かる。ひびわれが上フランジ下面に到達した後では、載荷荷重が増加しても鉄筋ひずみの値はほぼ一定値を示し、GS1のTL6で250～270 μ 程度、GS2のTL6で330～340 μ 程度であった。

(b) 考察

図-6.6.1.1から、G1供試体におけるTL6、TL7の鉄筋ひずみ計測値は、鉄筋降伏以後も載荷荷重の増加にともない各計測値ともほぼ同じ値で増加した。また、TL8鉄筋ひずみ計測値は鉄筋降伏後載荷荷重の増加にともない急激で不規則な増加を示したのが分かる。このTL8の鉄筋ひずみ曲線が不規則となったのは、供試体のひびわれがTL8鉄筋ひずみゲージ位置付近で発生し進展したためと考えられる。

図-6.6.1.2、図-6.6.1.3、図-6.6.1.4、図-6.6.1.5のTL7、および図-6.6.1.6のTL8の計測値が、鉄筋降伏後に載荷荷重の増加にともない急激でまた不規則に増加したのは、供試体のひびわれがゲージ位置で発生したことが原因であると考えられる。

セグメント供試体では、ひびわれが上フランジ下面に到達するまでは、載荷荷重の増加にともない鉄筋ひずみは直線的に増加し、ひびわれが上フランジに到達した以後は、ほぼ一定値を示した。また、計測した鉄筋ひずみの値は、各セグメント内に配置された鉄筋のひずみ値である。各セグメント継目部では、引張鉄筋は連続していないことから、ひびわれが上フランジに到達するまでは、載荷荷重による曲げ引張応力は、セグメント継ぎ目部付近のコンクリートにより各セグメント間で伝達されていたものと推測される。

荷重－鉄筋ひずみ (G1)

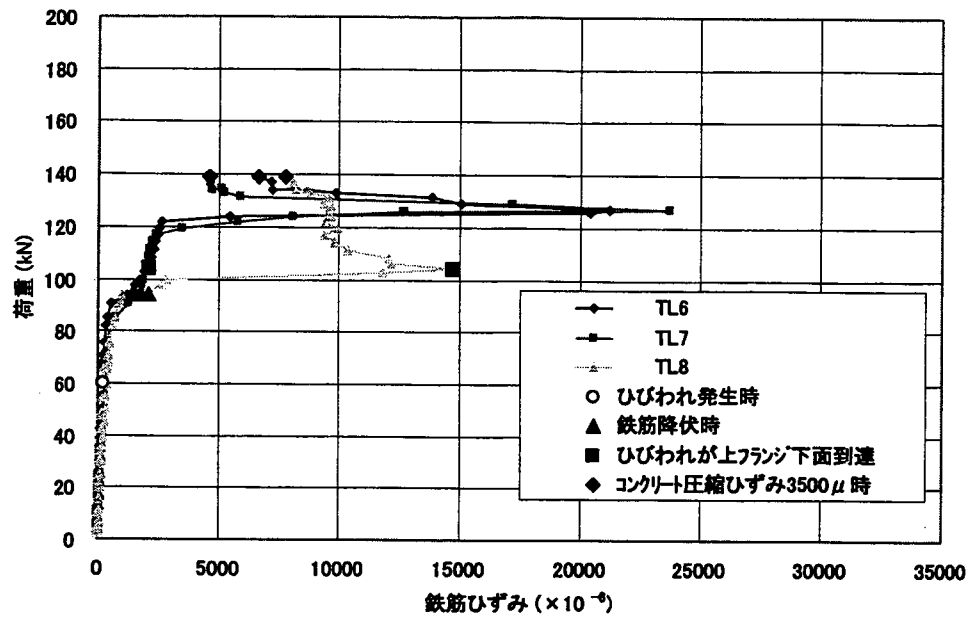


図-6.6.1.1 載荷荷重－鉄筋ひずみ (G1供試体)

荷重－鉄筋ひずみ (G2)

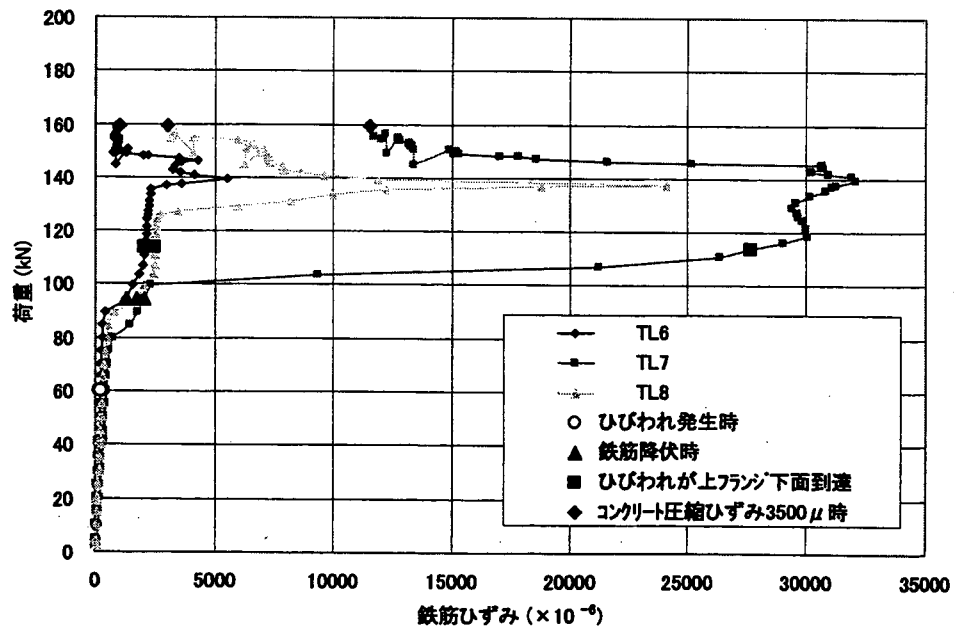


図-6.6.1.2 載荷荷重－鉄筋ひずみ (G2供試体)

荷重－鉄筋ひずみ (G3)

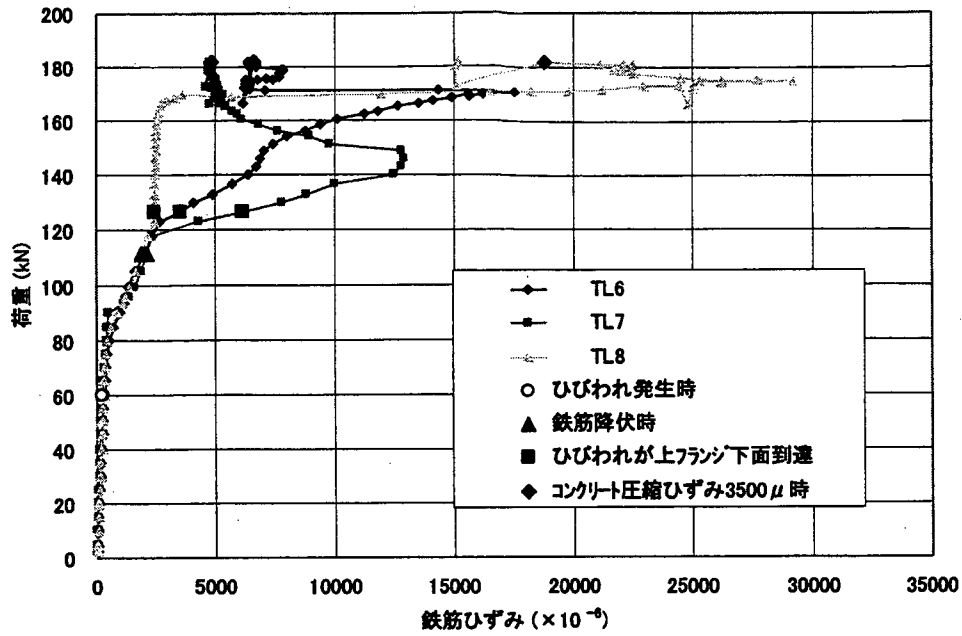


図-6.6.1.3 載荷荷重－鉄筋ひずみ (G3供試体)

荷重－鉄筋ひずみ (G4)

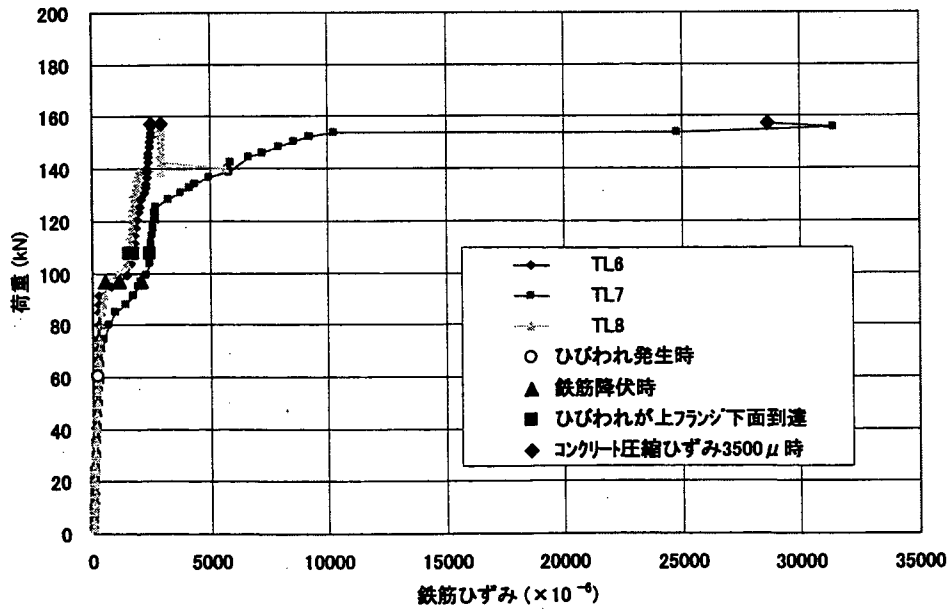


図-6.6.1.4 載荷荷重－鉄筋ひずみ (G4供試体)

荷重－鉄筋ひずみ (G5)

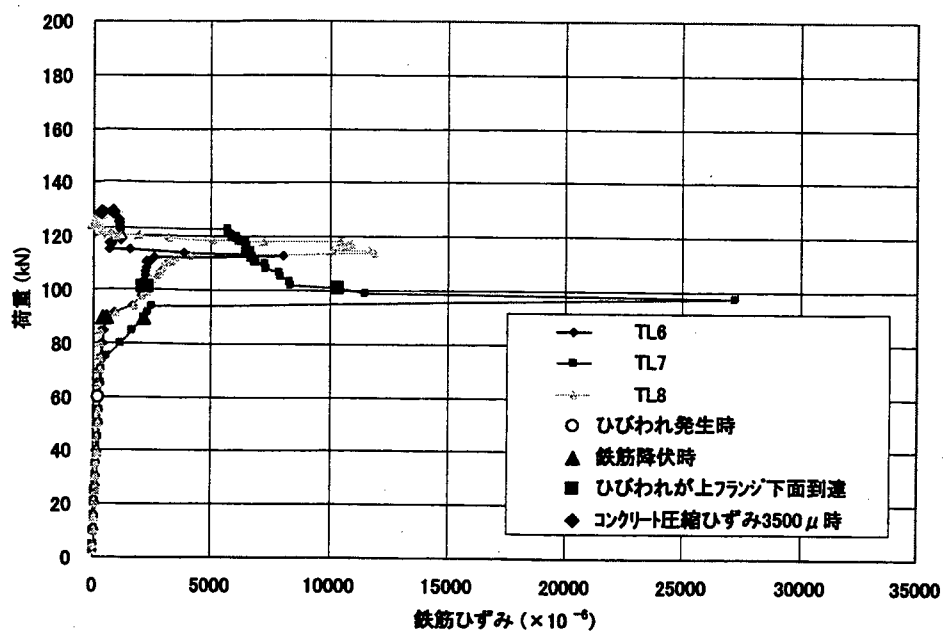


図-6.6.1.5 載荷荷重－鉄筋ひずみ (G5供試体)

荷重－鉄筋ひずみ (G6)

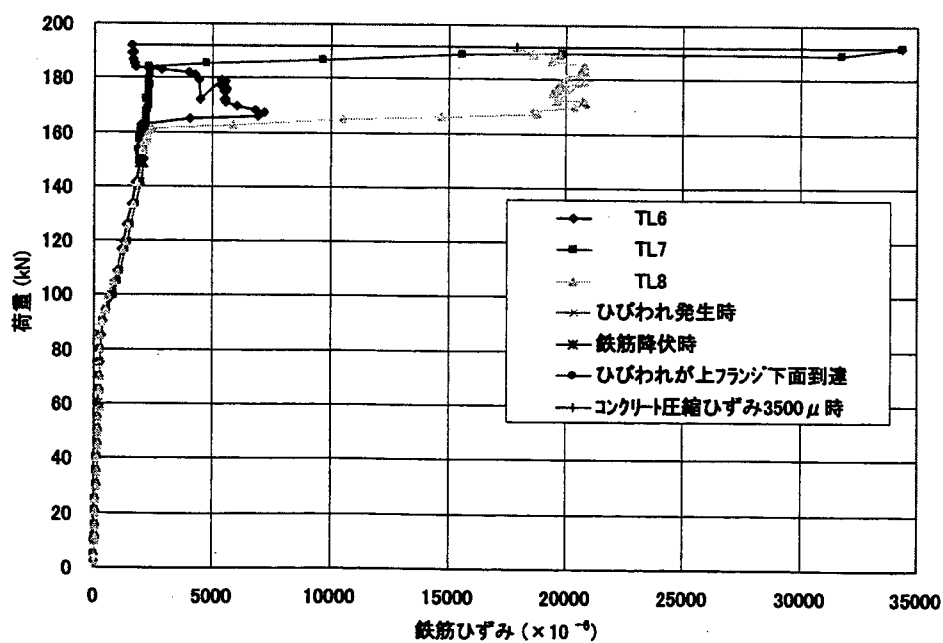


図-6.6.1.6 載荷荷重－鉄筋ひずみ (G6供試体)

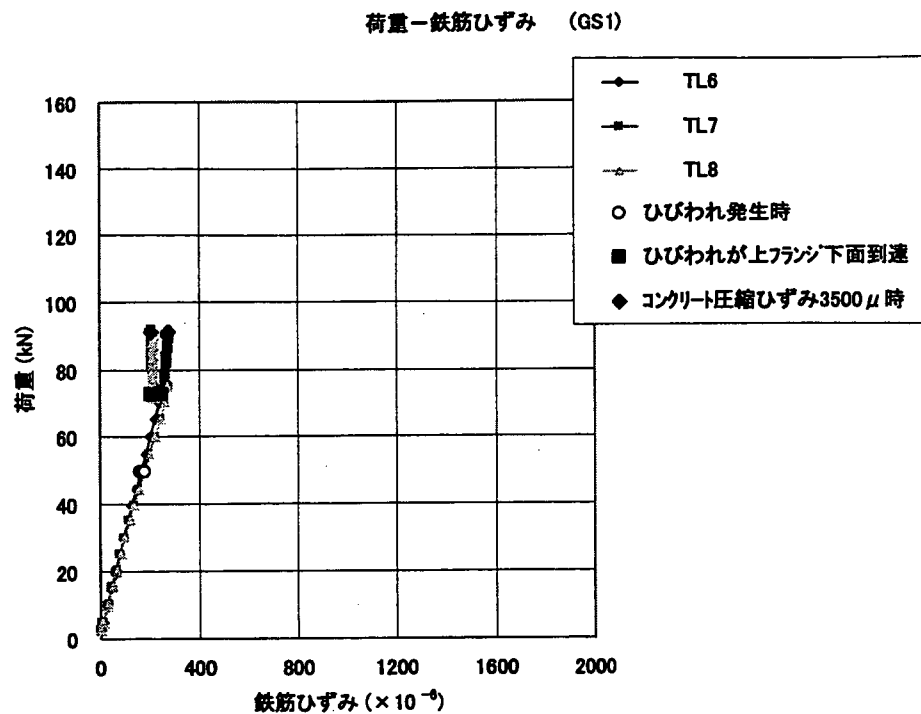


図-6.6.1.7 載荷荷重－鉄筋ひずみ (GS1供試体)

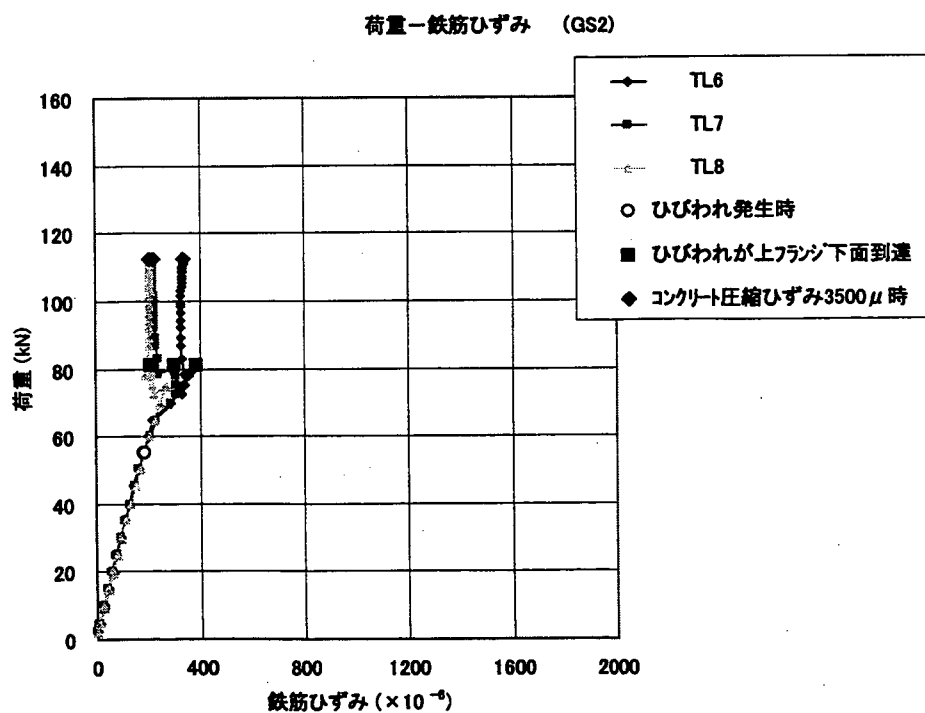


図-6.6.1.8 載荷荷重－鉄筋ひずみ (GS2供試体)

6.6.2 鉄筋ひずみの分布について

(a) ひびわれ発生時における引張鉄筋ひずみ分布について

図-6.6.2.1に、各供試体のひびわれ発生時における引張鉄筋ひずみの分布図を示す。図中凡例に示す()内の値は、各供試体のひびわれ発生時における載荷荷重値である。なお、図の横軸は、セグメント供試体の鉄筋ゲージTL1貼付位置を原点として示したものであり、目盛3000mmが供試体支間中央の位置である。

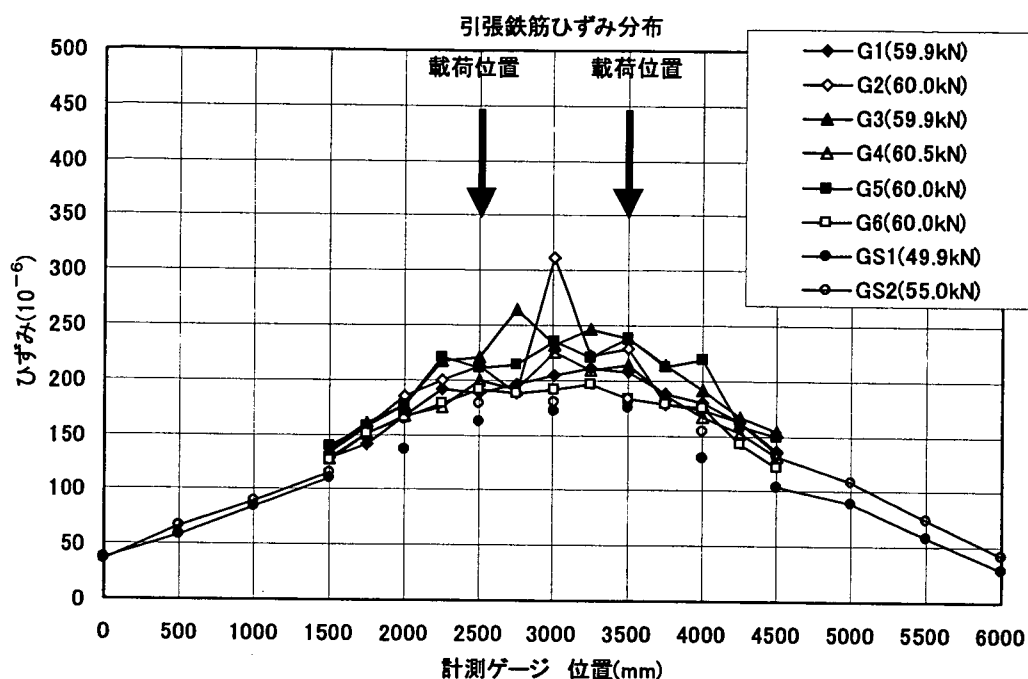


図-6.6.2.1 ひびわれ発生時における引張鉄筋ひずみ分布

(b) 考察

G2の支間中央(TL7)のひずみ計測値は、その左右に貼付したTL6およびTL8の計測値、および他供試体のTL7計測値を上回り、図では支間中央でG2のひずみ分布曲線が突出していることがわかる。G2のTL7計測値を載荷荷重の増加に対しひずみが増加する値について確認すると、ひびわれ発生直前までは、載荷荷重5kN増加に対して 30μ 程度のひずみ増加であったが、ひびわれ発生荷重時には 100μ 程度で急に増加した。このことから、G2の支間中央に貼付したTL7計測値が大きくなったのはひびわれの影響と考えられる。

G2の支間中央におけるひずみ計測値を除けば、各供試体の引張鉄筋ひずみの分布性状に大きな差は見られず、セグメント供試体の引張鉄筋ひずみの分布は、一体型供試体のG6における引張鉄筋ひずみ分布に近い性状を示した。

(c) 引張鉄筋降伏時における引張鉄筋ひずみ分布について

図-6.6.2.2に、各供試体の引張鉄筋降伏時における引張鉄筋ひずみの分布図を示す。図中凡例に示す()内の値は、各供試体の引張鉄筋降伏時における載荷荷重値である。なお、図の横軸は、セグメント供試体の鉄筋ゲージTL1貼付位置を原点として示したものである。

また、図-6.6.2.2には、引張鉄筋が降伏時まで至らなかったセグメント供試体のデータについては示していない。

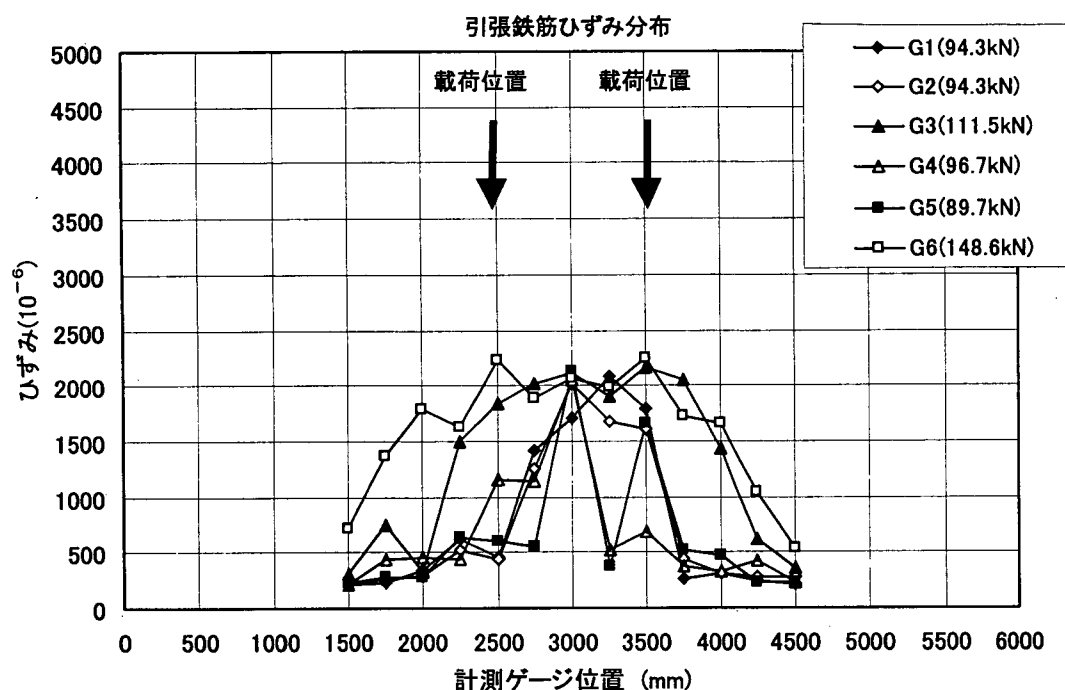


図-6.6.2.2 引張鉄筋降伏時における引張鉄筋ひずみ分布

(d) 考察

図-6.6.2.1から、ひびわれ発生時の引張鉄筋ひずみ分布は、各供試体とも比較的近い性状を示したが、図-6.6.2.2から、引張鉄筋降伏時では、各供試体の引張鉄筋ひずみ分布に顕著に差が現れたことが分かる。

図-6.6.2.2から、引張鉄筋降伏ひずみ量に近い $1500\mu \sim 2000\mu$ 程度の値を示したひずみの分布範囲は、G6供試体が最も広く、次に広く分布したのはG3であり、G1、G2、G4、G5では同程度の分布範囲であることが分かる。

以上のことから、引張鉄筋をP Cげたに増加配置すれば、引張鉄筋降伏時には引張鉄筋に鉄筋の降伏ひずみ値程度のひずみが広い範囲に分布するものと考えられる。G1、G2供試体では、ひびわれ発生載荷荷重・引張鉄筋降伏時載荷荷重の値は、両供試体とも同程度で、さらに引張鉄筋ひずみの分布性状も、引張鉄筋降伏時までは同程度であることが確認された。

(e) コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時における引張鉄筋ひずみ分布について

図-6.6.2.3にひびわれが上フランジ到達時における引張鉄筋のひずみ分布図を、図-6.6.2.4にコンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時における引張鉄筋のひずみ分布図を示す。

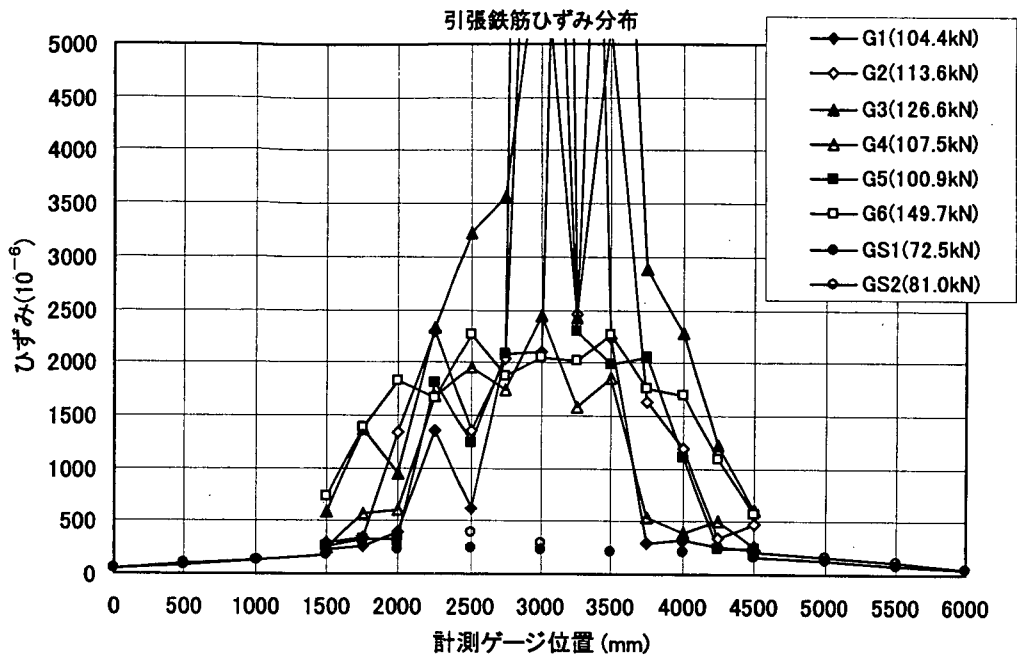


図-6.6.2.3 ひびわれ上フランジ到達時における引張鉄筋ひずみ分布

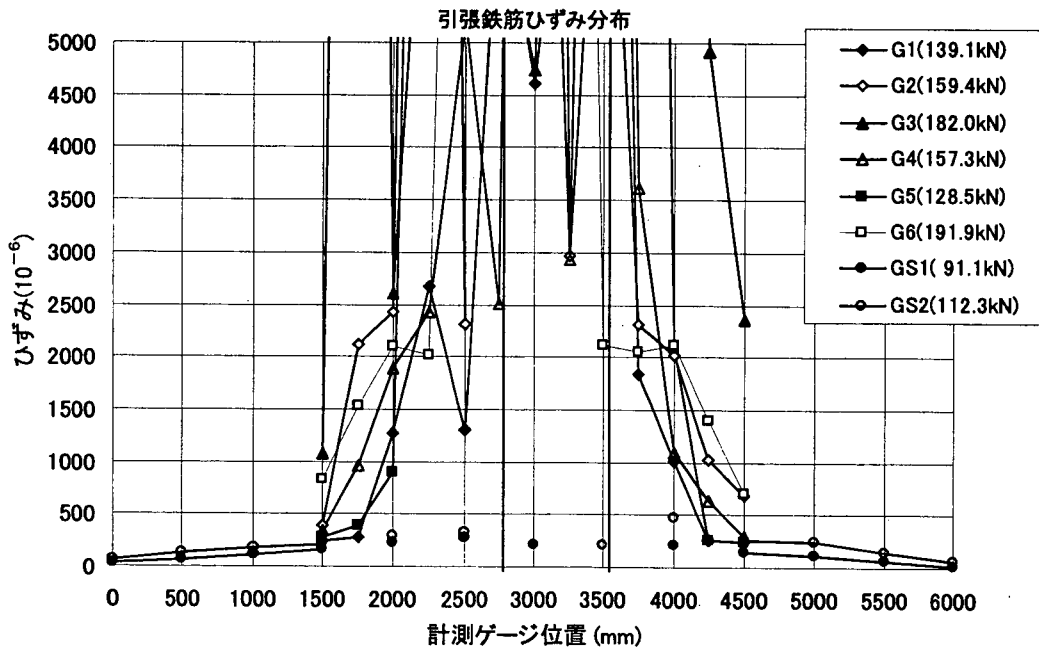


図-6.6.2.4 コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時における引張鉄筋ひずみ分布

(f) 考察

図-6.6.2.3、図-6.6.2.4から、各供試体とも載荷荷重の増加にともない引張鉄筋のひずみ計測値が降伏ひずみ値程度を示す範囲が広まり、コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時では、各供試体とも支間中央から左右1m

程度まで、引張鉄筋ひずみは降伏ひずみ値に近い値で分布したことが分かる。

セグメント供試体では、ひびわれ発生時では一体型供試体に近い引張鉄筋ひずみ分布性状を示した。しかし、載荷荷重が増加しても図-6.6.2.3、図-6.6.2.4に示すように、引張鉄筋ひずみの値は大きくなり、供試体支間中央から左右1mの範囲でも500 μ 以下の値であることが確認された。

6.7 コンクリート・鉄筋・P C鋼材の供試体軸方向ひずみの関係

(a) 供試体軸方向ひずみ分布について

図-6.7.1に、各供試体のひびわれ発生時における支間中央断面の軸方向ひずみ分布を示す。図中の点線で示した直線は、参考のため供試体断面上縁のR5ひずみ計測値の点から断面下縁側のTL7引張鉄筋ひずみ計測値の点までつないだ補助線である。

また、図-6.7.2に、各供試体の引張鉄筋降伏時における支間中央断面の軸方向ひずみ分布を示す。なお、各供試体のコンクリートゲージR6、R7、R8のひずみ計測値は、引張鉄筋降伏時ではひびわれの影響で不規則な値を示したので図中に示していない。

表-6.7.1に、各供試体のひびわれ発生時、鉄筋降伏時、ひびわれの上フランジ到達時、およびコンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時における、支間中央断面のコンクリート軸ひずみ・引張鉄筋ひずみおよびP C鋼材ひずみの計測値を示す。

なお、図・表のP C鋼材ひずみ値は、G3供試体では内ボンドケーブル、G4供試体では内アンボンドケーブル、その他の供試体では外ケーブルにおける、供試体支間中央位置(TP2)の計測値である。

(b) 考察

図-6.7.1から、ひびわれ発生時では、外ケーブル方式供試体とアンボンドケーブル方式供試体G4のP C鋼材ひずみ計測値は、補助線までの値まで達せず、コンクリートひずみより小さい値を示したことが確認された。

また、全内ボンドケーブル供試体G3のP C鋼材ひずみ計測値は、補助線近くの値であり、供試体支間中央断面におけるコンクリートの軸方向ひずみは中立軸からの距離に比例し、さらに鉄筋・P C鋼材ひずみは配置された位置で、コンクリート軸ひずみの値に近い値を示したことから、平面保持の法則が成立しているものと考えられる。

図-6.7.2から、引張鉄筋降伏時では、P C鋼材ひずみの値は、載荷荷重の増加にともない増加したものの、ひびわれ発生時に比べて、さらに補助線の値より小さくなる傾向を示したことが分かる。

全内ボンドケーブル供試体G3のP C鋼材ひずみ計測値は、他の外ケーブル・アンボンドケーブル供試体に比べて比較的補助線に近い値を示したことが分かる。

支間中央断面における供試体軸方向ひずみ分布（ひびわれ発生時）

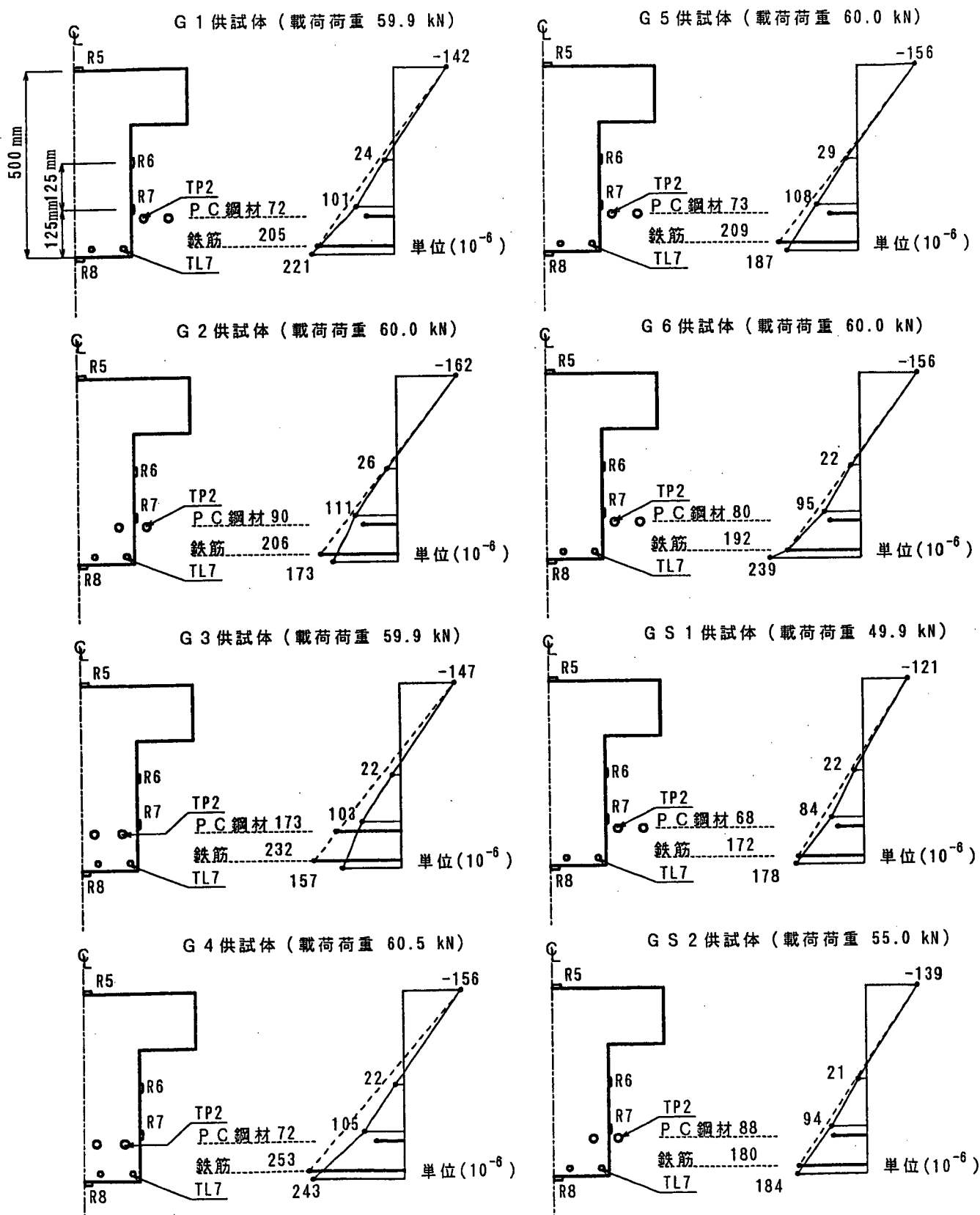


図-6.7.1 ひびわれ発生時軸方向ひずみ分布

支間中央断面における供試体軸方向ひずみ分布（鉄筋降伏時）

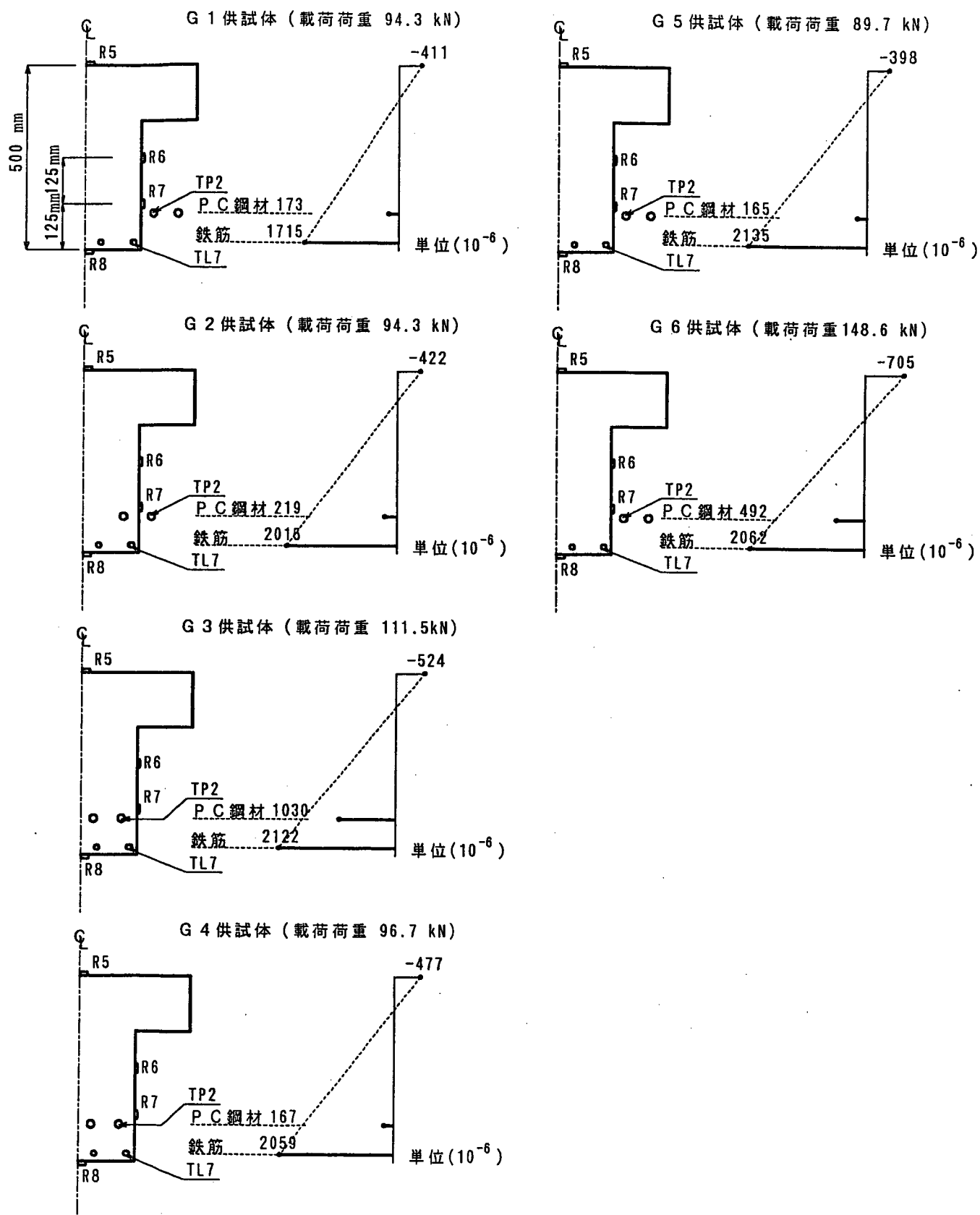


図-6.7.2 鉄筋降伏時軸方向ひずみ分布

表-6.7.1 供試体支間中央の軸ひずみ値

ひびわれ発生時

(単位 10^{-6})

供試体名	載荷荷重 (kN)	コンクリート				引張鉄筋	PC鋼材
		R5	R6	R7	R8	TL7	TP2
G 1	59.88	-142	24	101	221	205	72
G 2	59.98	-162	26	111	173	311	90
G 3	59.99	-147	22	103	157	232	173
G 4	60.47	-156	22	105	243	253	72
G 5	59.98	-156	29	108	187	209	73
G 6	59.98	-156	22	95	239	192	80
G S 1	49.88	-121	22	84	178	172	68
G S 2	54.98	-139	21	94	184	180	88

鉄筋降伏時

(単位 10^{-6})

供試体名	載荷荷重 (kN)	コンクリート				引張鉄筋	PC鋼材
		R5	R6	R7	R8	TL7	TP2
G 1	94.30	-411	----	----	----	1715	173
G 2	94.30	-422	----	----	----	2015	219
G 3	111.47	-524	----	----	----	2122	1030
G 4	96.66	-477	----	----	----	2059	167
G 5	89.70	-398	----	----	----	2135	165
G 6	148.63	-705	----	----	----	2062	492
G S 1	-----	----	----	----	----	----	----
G S 2	-----	----	----	----	----	----	----

ひびわれ上フランジ到達時

(単位 10^{-6})

供試体名	載荷荷重 (kN)	コンクリート				引張鉄筋	PC鋼材
		R5	R6	R7	R8	TL7	TP2
G 1	104.41	-615	----	----	----	2107	287
G 2	113.62	-844	----	----	----	27660	485
G 3	126.57	-714	----	----	----	6119	1685
G 4	107.54	-864	----	----	----	2446	375
G 5	100.88	-862	----	----	----	10314	410
G 6	149.71	-887	----	----	----	----	544
G S 1	72.53	-259	----	----	----	223	159
G S 2	80.97	-303	----	----	----	300	228

コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時(単位 10^{-6})

供試体名	載荷荷重 (kN)	コンクリート				引張鉄筋	PC鋼材
		R5	R6	R7	R8	TL7	TP2
G 1	139.12	-3499	----	----	----	----	1977
G 2	159.42	-3494	----	----	----	----	2863
G 3	181.78	-3473	----	----	----	----	----
G 4	157.26	-2689	----	----	----	----	2959
G 5	128.53	-3504	----	----	----	----	2604
G 6	191.88	-3624	----	----	----	----	2804
G S 1	91.07	-506	----	----	----	----	1512
G S 2	112.25	-647	----	----	----	----	1491

6.8 変位分布について

a)変位分布図

図-6.8.1～図-6.8.4にひびわれ発生時からコンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時までの各載荷荷重段階における鉛直変位の分布を示す。

なお、図中凡例に示した () 内の数値は、供試体の各段階における載荷荷重値を示したものである。また、GS1、GS2のセグメント供試体の計測値は、各セグメント間で引張鉄筋は連続しておらず、またセグメント内の引張鉄筋は降伏時まで至っていないので、図-6.8.2中には示していない。

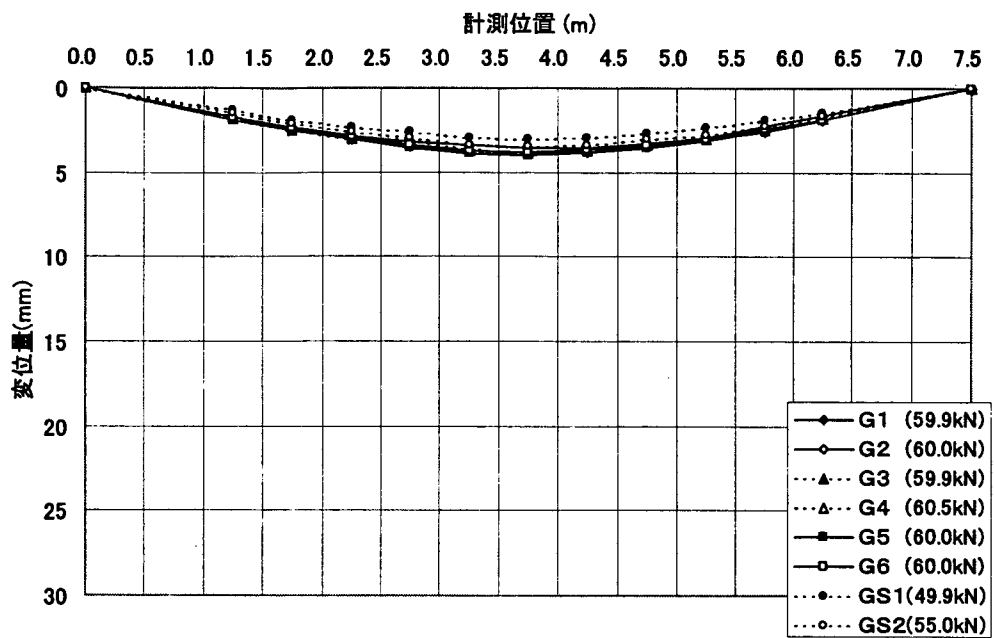


図-6.8.1 ひびわれ発生時における各供試体の変位分布

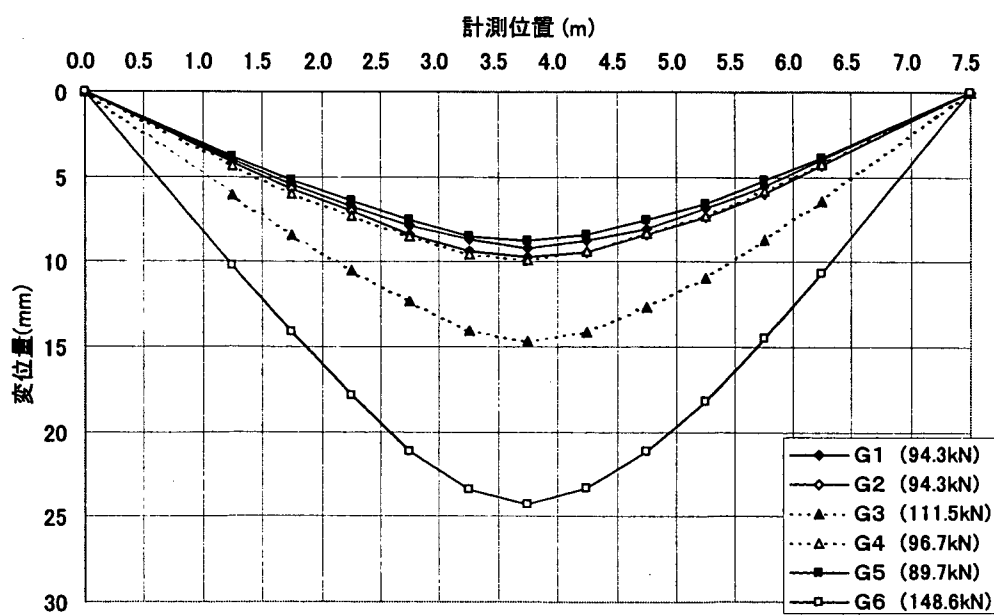


図-6.8.2 引張鉄筋降伏時における各供試体変位分布

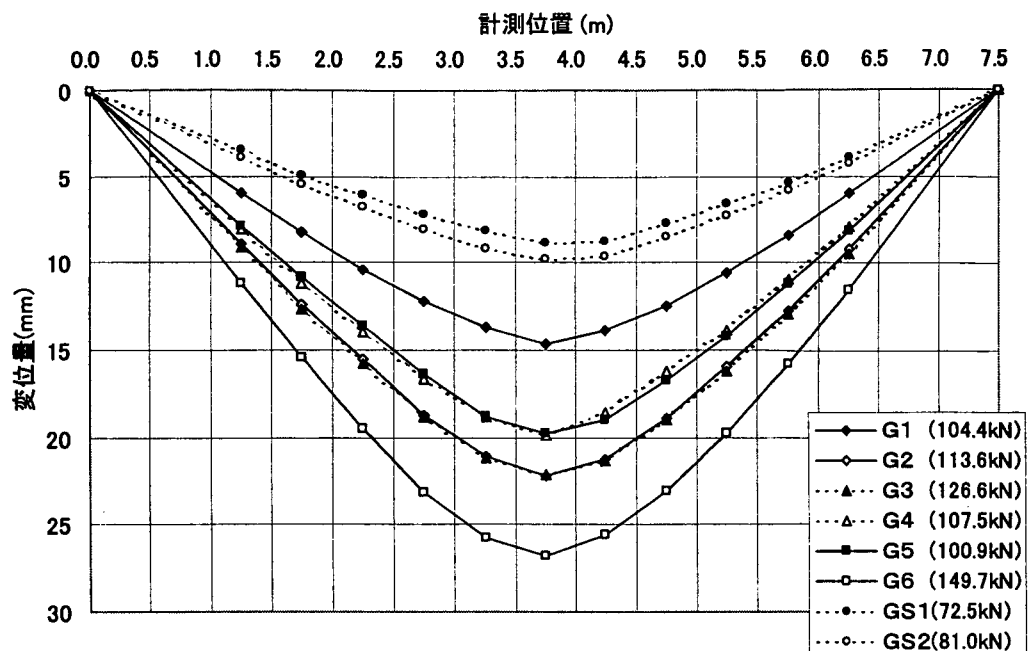


図-6.8.3 ひび割れが上フランジ到達時における各供試体変位分布

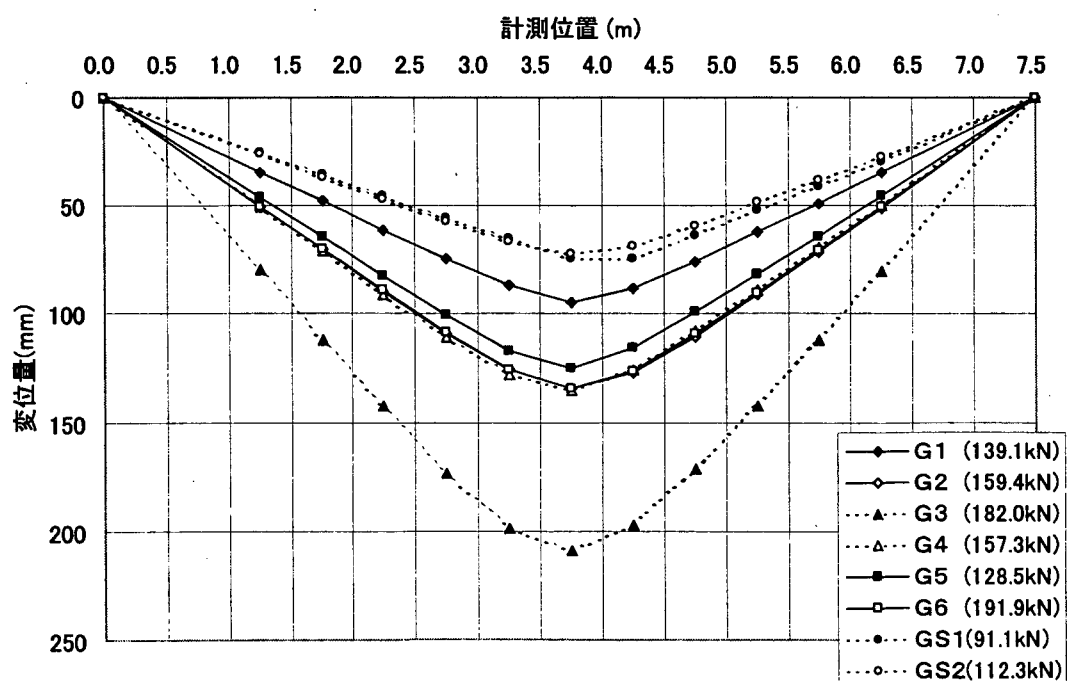


図-6.8.4 コンクリート圧縮ひずみ3500 μ 時における各供試体変位分布

b) 考察

図-6.8.1から、ひびわれ発生時における各供試体の変位分布は、一体型供試体では各計測位置で同程度の値で分布していることが分かる。また、セグメント供試体GS1では、載荷荷重がGS2より小さい時期にひびわれが発生したことから、ひびわれ発生時の変位量は最も小さく、GS2では一体型供試体の変位分布に近い傾向を示したことが分かる。

図-6.8.2から、引張鉄筋降伏時では、各供試体で載荷荷重の大きい順に変位量も大きい値で分布しており、載荷荷重と変位量が最も大きい供試体は、G6であり、次にG3、G4、G2、G1、G5の順であることが分かる。これらの順位は、前項6.2から各供試体のひびわれ分布範囲の大きい順に一致する。各供試体における引張鉄筋降伏時の載荷荷重値と変位量に差が生じたのは、引張鉄筋には載荷荷重による引張応力が、ひびわれ分布範囲内に集中して作用したためと考えられる。したがって、ひびわれ分布範囲が狭いほど引張鉄筋が降伏する時の載荷荷重値は小さくなり、変位量も小さくなったものと考えられる。

図-6.8.3、図-6.8.4から、ひびわれが上フランジ到達時およびコンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時では、各供試体の載荷荷重と変位量の差が図-6.8.1、図-6.8.2に比べて顕著に現れたことが分かる。

図-6.8.4からコンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時では、一体型の供試体ではG3の変位量が最も大きく、次にG6とG4およびG2が同程度で、以下G5、G1の順であることが分かる。また、セグメント供試体の変位は、一体型供試体より小さく、GS1が載荷荷重値、変位量ともに最も小さい値を示したことが分かる。

コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時では、G1より載荷荷重の小さいG5が変位量が大きく、偏向部間隔が長いほど変位量は大きい値を示したことが確認された。

コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時に、G6より載荷荷重の値が小さいG3の変位量が最も大きい変位量を示したのは、前項6.5、図-6.5.1.1から、PC鋼材がすでに降伏時を大きく越えて塑性域の状態となったため、載荷荷重に対するPC鋼材の伸び量が大きくなったためであると推測される。

コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時に、G4より載荷荷重の大きいG6が、G4と同程度の変位分布を示したのは、G6では増加配置された引張鉄筋が載荷荷重に対して大きく抵抗し、変位量は小さく現れたものと推測される。前項、表-6.5.1.1から、コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時のG4とG6のPC鋼材増加ひずみは比較的同程度であり、また、PC鋼材ひずみは降伏点まで至っておらず、G4とG6において供試体の変位に対するPC鋼材の伸びの影響は大差ないと考えられる。

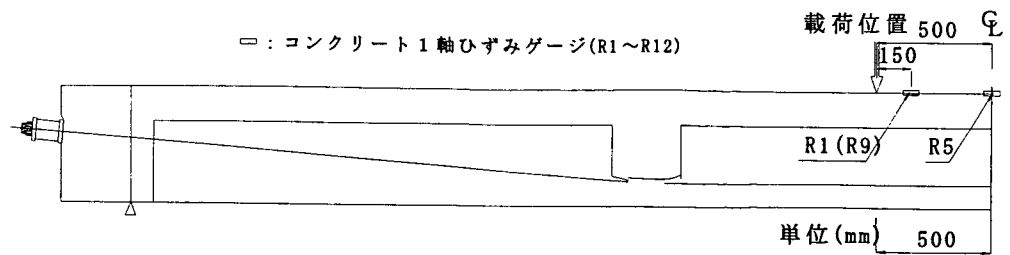
6.9 載荷荷重-コンクリート圧縮ひずみの関係

(a) 載荷荷重-コンクリート圧縮ひずみ図

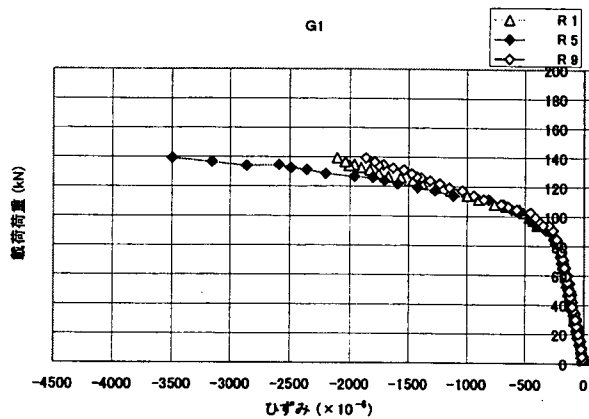
図-6.9.1、図-6.9.2に、それぞれ一体型供試体(G1~G6)とセグメント供試体(GS1、GS2)の支間中央断面上縁R5とその左右のR1、R9の位置における載荷荷重-コンクリート軸圧縮ひずみ量の関係を示す。

また、図-6.9.3には、セグメント供試体(GS1、GS2)の支間中央セグメントの左右継ぎ目付近で、ひびわれが大きく進展したことから、その継ぎ目部断面上縁RU3、RU4の位置における載荷荷重-コンクリート軸圧縮ひずみ量の関係を示す。

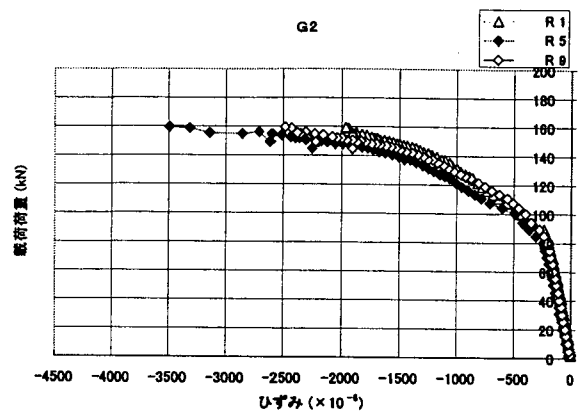
なお、すべての図の縦軸は、載荷荷重値(kN)、横軸は原点を図の右側とした圧縮ひずみ量を示している。



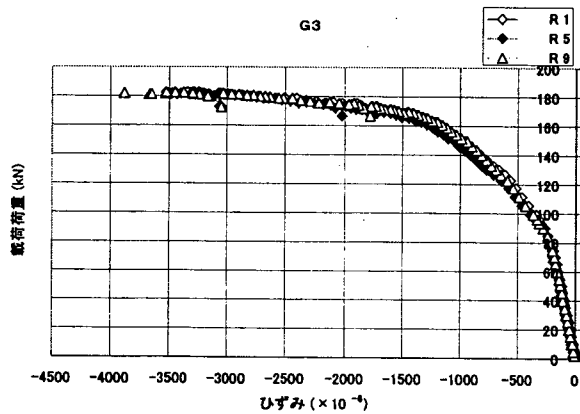
① G1



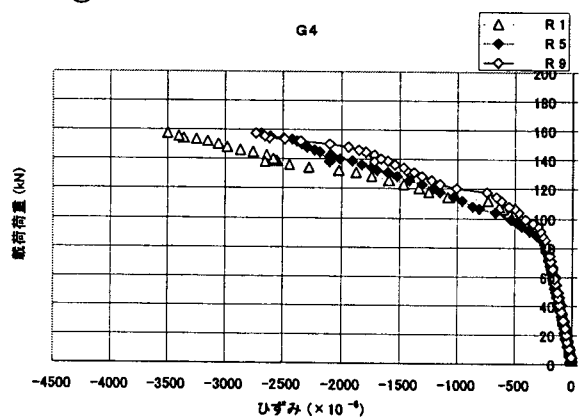
② G2



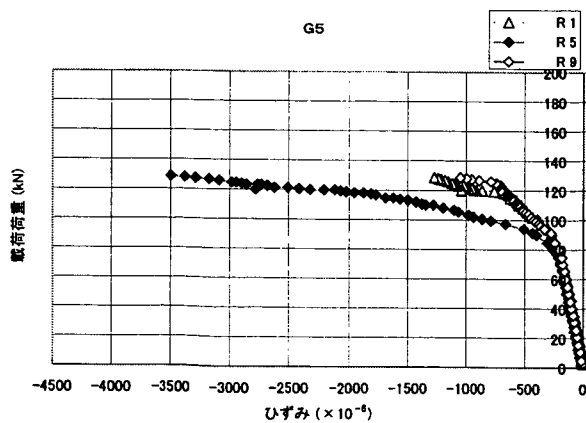
③ G3



④ G4



⑤ G5



⑥ G6

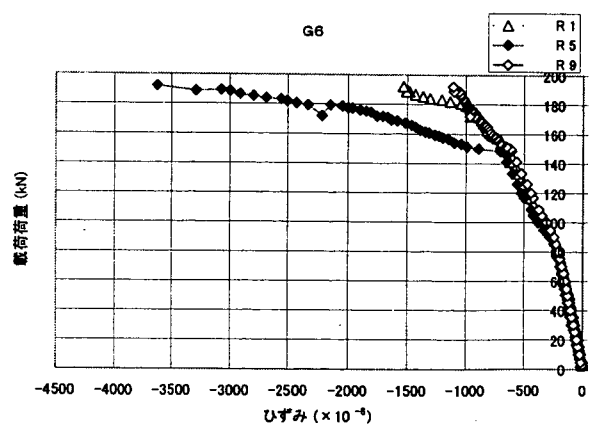
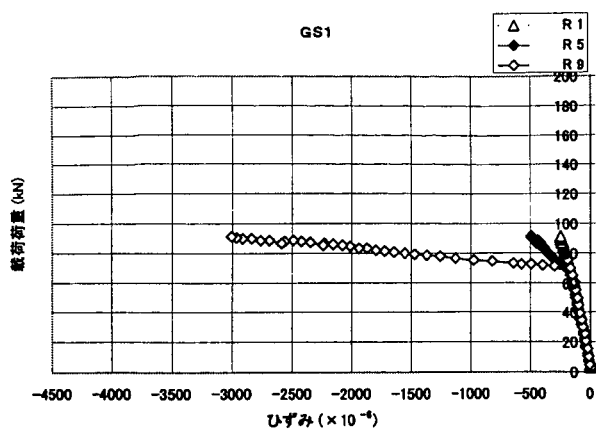


図-6.9.1 載荷荷重-コンクリート圧縮ひずみ (支間中央付近断面上縁)

① GS1



② GS2

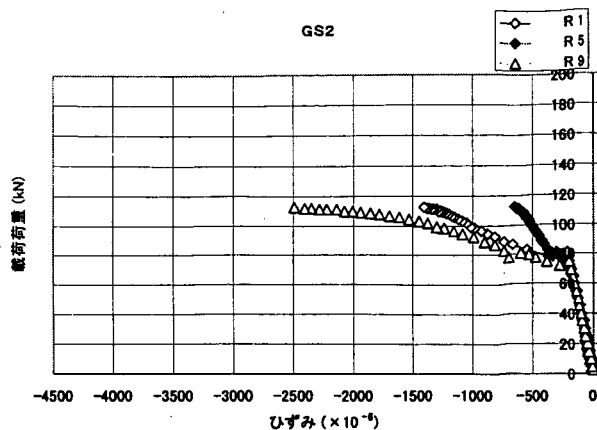
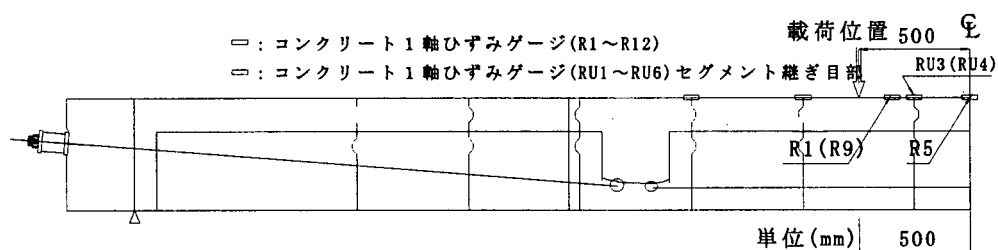
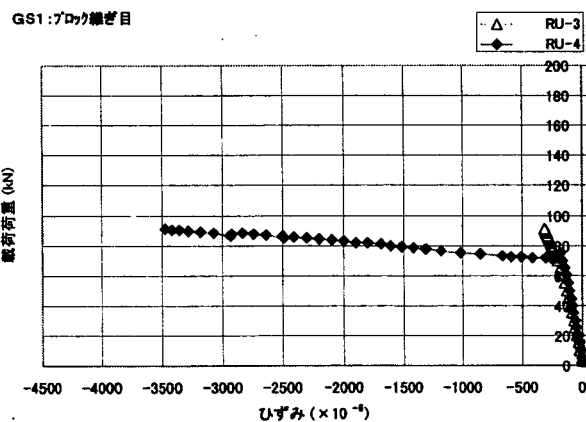


図-6.9.2 載荷荷重-コンクリート圧縮ひずみ（支間中央付近断面上縁）



③ GS1 (セグメント継ぎ目部)



④ GS2 (セグメント継ぎ目部)

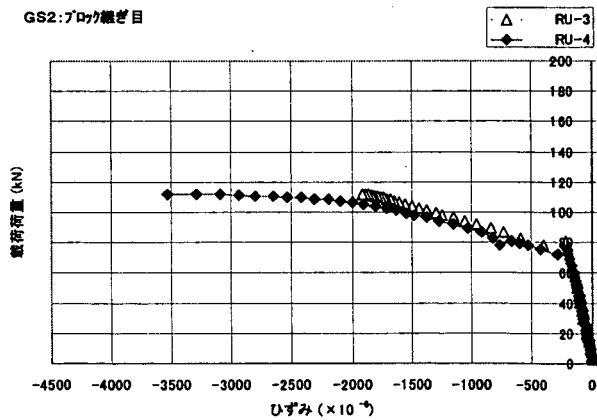


図-6.9.3 載荷荷重-コンクリート圧縮ひずみ（支間中央セグメント継ぎ目断面上縁）

(b) 考察

図-6.9.1の一体型供試体G1～G6の引張鉄筋降伏以後の載荷荷重増加にともなうコンクリート圧縮ひずみ量の変化を比較すると、G1では載荷荷重の増加にともないコンクリート圧縮ひずみは、ほぼ直線的で比較的急激に増加した。また、G1～G3を比較すると外ケーブル比が小さくなるほど、載荷荷重の増加にともなうコンクリート圧縮ひずみは曲線的で比較的緩やかに増加したことが確認された。

アンボンドケーブル供試体G4では、載荷荷重の増加にともないコンクリート圧縮ひずみは、ほぼ直線的で比較的急激に増加し、コンクリート圧縮ひずみは、比較的、全外ケーブル供試体G1に近い曲線を描いていることが分かる。

偏向部間隔延長供試体G5では、引張鉄筋降伏時の載荷荷重値は、一体型供試体のうちで最も小さく、引張鉄筋降伏以後では載荷荷重の増加にともないコンクリート圧縮ひずみは、ほぼ直線的で一体型供試体のうちで最も急激に増加したことが分かる。

引張鉄筋増加配置供試体G6では、引張鉄筋降伏時の載荷荷重値は、一体型供試体のうちで最も大きく、引張鉄筋降伏以後では載荷荷重の増加にともないコンクリート圧縮ひずみは、ほぼ直線的で急激に増加したことが分かる。

セグメント供試体のGS1、およびGS2は、ひびわれが上フランジ下面に達した以後では、一体型供試体G1およびG2より小さい載荷荷重で、コンクリート圧縮ひずみは急激に増加したことが分かる。また、GS1とGS2を比較すれば、外ケーブル比が小さくなるほど、載荷荷重の増加にともなうコンクリート圧縮ひずみは曲線的で比較的緩やかに増加したことが確認された。

セグメント供試体の支間中央セグメントにおける左右継ぎ目部上縁のコンクリート圧縮ひずみも、ひびわれが上フランジ下面に達した以後では載荷荷重の増加にともない急激に増加した。また、図-6.9.2と図-6.9.3を比較すれば、載荷荷重の増加にともなう供試体中央セグメントの左右継ぎ目部RU4のコンクリート圧縮ひずみは、支間中央付近の断面上縁R9より大きくなっている。したがって、セグメント供試体の上縁における圧縮応力は、セグメントの継ぎ目部付近に集中したことが確認された。

セグメント供試体の耐力力が同じ外ケーブル比の一体型供試体より小さく、早期に破壊に至った理由は、載荷荷重により、ひびわれがセグメント継ぎ目部付近で大きく進展し、ひびわれ幅の増大とともにセグメント継ぎ目部上縁のコンクリートに圧縮ひずみが集中したためと考えられる。

7. 計算値と実験値の比較

7.1 ひびわれ発生荷重について

前項3. 供試体の種類、3.2供試体の設計、c)のひびわれ発生荷重の値は、供試体の設計におけるひびわれ発生荷重の推定値を示した。実験時におけるひびわれ発生荷重の値を推定すると、供試体の載荷実験直前のPC鋼材ひずみは 4600μ 程度を示しており、実験時でのPC鋼材応力度 σ_{pe} は、材料試験結果の弾性係数が 202kN/mm^2 であることより、 $\sigma_{cpe}=929.2\text{N/mm}^2$ 程度であると考えられる。

また、導入直後のPC鋼材応力度が前項3より 983.9N/mm^2 であることから、実験時におけるPC鋼材の有効係数は0.944程度となり、供試体における支間中央断面の合成応力度（主げた自重+実験時プレストレス）は、表-7.1.1に示す値程度であったと推測される。

表-7.1.1の値を用いて、前項3、3.2、c)と同様に計算したひびわれ発生載荷荷重の値は、 57.4kN となる。

表-7.1.1 載荷実験直前の合成応力度 (単位 N/mm^2)

	上縁	下縁
供試体自重による応力度	1.65	-2.29
実験時のプレストレス	-1.39	5.94
合成応力度	0.26	3.65

参考のため、供試体下縁の応力度が、道示Ⅲに規定された設計荷重時の許容引張応力度(-1.5N/mm^2)の値となる場合の載荷荷重値を計算すれば次の通りである。

実験直前の主げた自重とプレストレスによる合成応力度は、表-7.1.1より供試体下縁で 3.65N/mm^2 であり、載荷荷重による供試体下縁の曲げ引張応力度が、 $-1.5-3.65=-5.15\text{N/mm}^2$ のとき、供試体支間中央下縁で許容値相当の引張応力度が発生すると考えられる。このとき、載荷荷重値は

$$\begin{aligned} P &= \{-5.15 \times 100 \times \text{断面係数}(14703\text{cm}^3) / \text{せん断スパン}(325\text{cm})\} \times 2 \text{ (2点載荷)} / 1000 \\ &= 46.6 \text{ kN} \text{ である。} \end{aligned}$$

(a) 考察

ひびわれ発生時では、一体型供試体(G1～G6)の載荷荷重の値は同程度で、60kN程度を示し、内外ケーブル比、偏向部間隔および引張鉄筋量の影響は小さく、計算値に近い値を示した。また、供試体の応力度が許容引張応力度値程度となる載荷荷重値は、ひびわれ発生荷重より小さい値である。

以上のことから、外ケーブル方式一体型供試体の設計における、設計荷重時（活荷重作用時）では、従来の設計法でよいものと考えられる。

セグメント供試体のひびわれに進展に関する実験結果では、初期のひびわれは供試体底面のセグメント継ぎ目部付近ではなく、セグメントの内部で発生した。この理由は、前項4表-4.2.2から分かるように、硬化後の接着剤の引張強度がコンクリートの引張強度を大きく上回っていることから、部材曲げによる引張に対しセグメントの左右継ぎ目部で硬化後の接着剤が大きく抵抗したものと推測される。

7.2 終局時耐荷力について

以下、コンクリート圧縮ひずみ 3500μ 時を終局時と呼ぶことにする。

(a) 終局釣り合い鋼材比について

供試体の終局釣り合い鋼材比 P_b は、道路橋示方書Ⅲ（以下、道示Ⅲと呼ぶ）2.2.4に規定された（解2.2.5）式から以下の通りである。

$$p_b = \frac{A_p}{b \cdot d} = 0.68 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \cdot \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_{sy}} = 0.68 \cdot \frac{0.0035}{0.0035 + 0.0081} \cdot \frac{40}{1635} = 0.00502$$

$$P_b = \frac{4 \cdot 0.929}{60 \cdot (50 - 10)} = 0.00155 < 0.00502$$

PC鋼材1S12.4(SWPR7A) (材料試験結果より)

降伏応力度 : $\sigma_{sy} = 1635 \text{ N/mm}^2$

降伏ひずみ : $\varepsilon_{sy} = 8100 \mu$

本数4本、断面積/本 : $A_p = 92.9 \text{ mm}^2$

(b) 破壊抵抗曲げモーメントと終局時耐荷力（外ケーブル偏心量の変化を考慮しない場合）

外ケーブル方式供試体の破壊抵抗曲げモーメントの計算では、鉄筋と内ボンドケーブルでは終局時に降伏しているものと仮定して鋼材引張力を算出し、外ケーブルでは実験直前の応力度と終局時までの増加応力度の和を用いて鋼材引張力を算出した。また、セグメント供試体では、各セグメント間で引張鉄筋は連続していないことから、引張鉄筋には引張力は働かないものとして終局時耐荷力を計算した。なお、計算は道示Ⅲ、2.2.4(1)に準じた。

表-7.2.1に供試体の破壊抵抗曲げモーメントの計算に必要な基本条件の値を、表-7.2.2に供試体の破壊抵抗曲げモーメントの計算諸式を示す。また、表-7.2.3に供試体の終局時における耐荷力の実験値と計算値を、図-7.2.1に終局時耐荷力の実験値と計算値の比較図を示す。

表-7.2.1 基本条件

項	目	諸数値	単位
引張鉄筋	D10 断面積 A_s	71.33	$\text{mm}^2/\text{本}$
	降伏点応力度 σ_{sy}	344.6	N/mm^2
	D16 断面積 A_s	198.6	$\text{mm}^2/\text{本}$
	降伏点応力度 σ_{sy}	343.5	N/mm^2
PCケーブル 1S12.4(SWPR7A)	断面積 A_p	92.9	$\text{mm}^2/\text{本}$
	弾性係数 E_p	202	kN/mm^2
	初期応力度 σ_{pe}	929.2	N/mm^2
内ボンドケーブルの終局時鋼材応力度		$0.93 \cdot \sigma_{pu}$	1649 N/mm^2
有効高	PC鋼材（けた高 - 100mm）	400	mm
	鉄筋（けた高 - 30mm）	470	mm
せん断スパン		L'	3.25 m
上フランジ幅		B	600 mm

表-7.2.2 破壊抵抗曲げモーメントと終局時耐荷力の計算諸式

項 目	計 算 式
①引張合力 T	下記式による
鉄筋引張力	$T_s = 4本 \cdot \sigma_{sy} \cdot A_s$
全外ケーブル供試体	$T_p = 4本 \cdot (\sigma_{pe} + \text{増加応力度} \Delta \sigma_p) \cdot A_p$ 、 $T = T_p + T_s$
内外ケーブル比 50%供試体	$T_p = \{ 2本 \cdot (\sigma_{pe} + \text{増加応力度} \Delta \sigma_p) + 2本 \cdot 0.93 \cdot \sigma_{pu} \} \cdot A_p$ 、 $T = T_p + T_s$
全内ボンドケーブル供試体	$T_p = 4本 \cdot 0.93 \cdot \sigma_{pu} \cdot A_p$ 、 $T = T_p + T_s$
②等価応力ブロック面積	$A_c = T / (0.85 \cdot \sigma_{ck})$
③ β	$\sigma_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ の場合 $\beta = 0.8$ $\sigma_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$ の場合 $\beta = 0.72$ $50 \leq \sigma_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$ の場合 $\rightarrow \beta = 0.800 + (0.72 - 0.800) / 10 \cdot (\sigma_{ck} - 50)$
④中立軸(x)	$x = A_c / (\beta \cdot B)$
⑤破壊抵抗曲げモーメント	$M_u = T_p \cdot (d_p - \beta/2 \cdot x) + T_s \cdot (d_s - \beta/2 \cdot x)$
⑥終局時耐荷力	$P_u = M_u / L' \cdot 2$

表-7.2.3 破壊抵抗曲げモーメントと終局時耐荷力【計算結果と実験値の比較】

供試体名	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	β	外ケーブル 本 数 (本)	内ケーブル 本 数 (本)	外ケーブル 増加ひずみ (μ)	外ケーブル 増加応力度 (N/mm ²)	外ケーブル 応力度 (N/mm ²)	内ケーブル応力 度 $\sigma_{pu} \cdot 0.93$ (N/mm ²)
G 1	55.71	0.754	4	0	1977	399.4	1328.6	-----
G 2	47.51	0.800	2	2	2863	578.3	1507.5	1648.9
G 3	51.91	0.785	0	4	-----	-----	-----	1648.9
G 4	51.29	0.790	4	0	2959	597.7	1526.9	-----
G 5	51.19	0.790	4	0	2604	526.0	1455.2	-----
G 6	50.49	0.796	4	0	2804	566.4	1495.6	-----
G S 1	47.78	0.800	4	0	1512	305.4	1234.6	-----
G S 2	49.98	0.800	2	2	1491	301.2	1230.4	1648.9

供試体名	鉄筋降伏 点応力度 (N/mm ²)	引張合力 T (N)	等価応力 ブロック面積 (mm ²)	中立軸 x (mm)	破壊抵抗 曲げモーメント (kN・m)	終局時 耐荷力 (kN)	終局時耐荷力 実験値 (kN)
G 1	344.6	592012	12502	27.62	237.520	146.17	139.1+21.5=160.6
G 2	344.6	684783	16957	35.33	271.119	166.84	159.4+21.5=180.9
G 3	344.6	711049	16115	34.23	281.753	173.39	182.0+21.5=203.5
G 4	344.6	665724	15270	32.23	264.701	162.89	157.3+21.5=178.8
G 5	344.6	639077	14688	30.97	254.691	156.73	128.5+21.1=149.6
G 6	343.5	828644	19308	40.42	336.134	206.85	191.9+21.5=213.4
G S 1	-----	458786	11297	23.53	179.196	110.27	91.1+21.5=112.6
G S 2	-----	534969	12593	26.23	208.374	128.23	112.3+21.5=133.8

※なお、供試体の終局時耐荷力の実験値は、終局時載荷荷重の値に供試体自重による曲げモーメントに相当する載荷荷重分を加え以下の値で補正した。(供試体単位重量を24.52kN/m³と仮定する)

①供試体断面積 1950 cm²の等分布荷重としての曲げモーメントM_{d1}

$$M_{d1} = 0.195 \times 24.52 \times 7.500^2 / 8 = 33.619 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

②偏向部集中荷重による曲げモーメントM_{d2}

(偏向部断面の高さ25cm、幅15cm、厚さ30cm)

$$P = 0.150 \times 0.300 \times 0.250 \times 24.52 \times 2 \text{箇所} = 0.552 \text{ kN}$$

$$M_{d2} = 0.552 \times 2.25 \text{ (偏向部自重のせん断スパン)} = 1.242 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{(G5供試体)} M_{d2} = 0.552 \times 1.25 \text{ (偏向部自重のせん断スパン)} = 0.690 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③供試体自重による曲げモーメントに相当する載荷荷重値 p

$$p = (33.619 + 1.242) / 3.25 \times 2 \text{ (2点載荷)} = 21.5 \text{ kN}$$

$$\text{(G5供試体)} p = (33.619 + 0.690) / 3.25 \times 2 = 21.1 \text{ kN}$$

供試体番号 供試体名

1 → G1

2 → G2

3 → G3

4 → G4

5 → G5

6 → G6

7 → GS1

8 → GS2

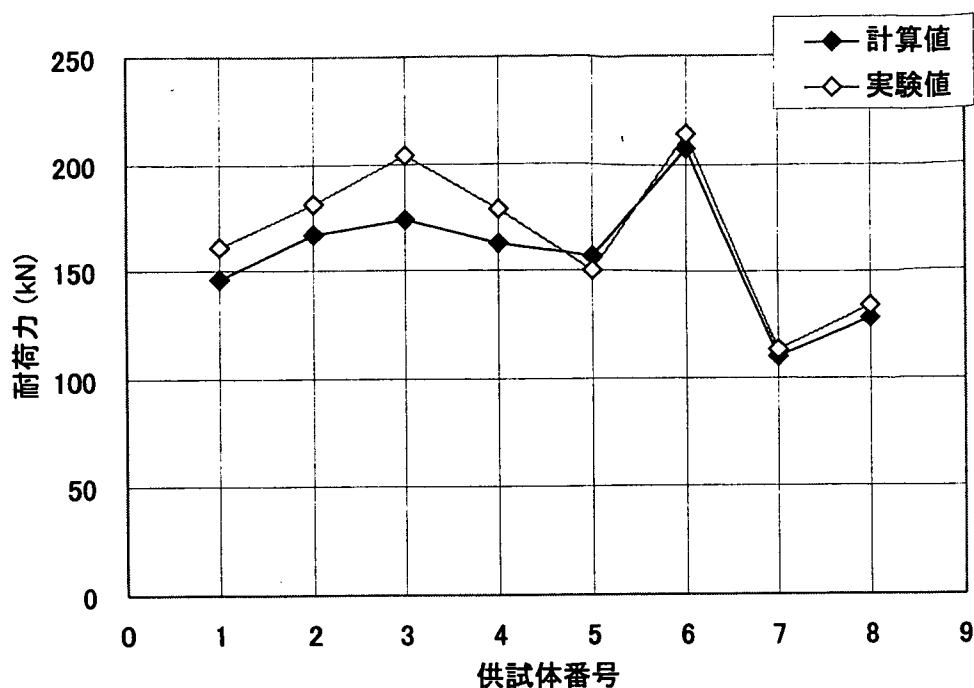


図-7.2.1 終局時耐荷力の計算値と実験値の比較（その1）

(c) 考察

図-7.2.1のグラフから、G5を除く他の供試体では、実験値が計算値を上回ったことが分かる。また、G5を除く他の供試体の計算値のグラフ曲線は、実験値のグラフ曲線に近い傾向を示していることが分かる。

セグメント供試体では、各セグメントで引張鉄筋は連続していないことから、終局時耐荷力の計算に引張鉄筋に引張力は働かないものとして計算したが、比較的計算結果は実験値に近い値を示したことが分かる。

次項では、供試体の終局時における外ケーブル有効高を、偏心の減少量を考慮して定め、再度、破壊抵抗曲げモーメントの計算を行い、その計算値と実験値を比較した。

(d)破壊抵抗曲げモーメントと終局時耐荷力（外ケーブル偏心量の変化を考慮した場合）

表-7.2.4に前項6.4に示した外ケーブル偏心減少量の値を、表-7.2.5に外ケーブル偏心減少量を考慮して、表-7.2.2の式を修正した終局時耐荷力の計算諸式を示す。

また、表-7.2.6に外ケーブル偏心減少量を考慮した破壊抵抗曲げモーメントと終局時耐荷力の計算結果を、図-7.2.2に計算値と実験値を比較したグラフを示す。

表-7.2.4 外ケーブル偏心減少量 (単位mm)			
	ひびわれ発生時	引張鉄筋降伏時	α =終局時
G 1	0.4	1.8	28.9
G 2	0.6	1.9	38.5
G 5	2.0	4.2	74.3
G 6	1.0	5.3	40.5
G S 1	0.6	---	27.6
G S 2	0.6	---	21.8

表-7.2.5 破壊抵抗曲げモーメント修正式	
⑤破壊抵抗曲げモーメント	$M_u = T_{p1} \cdot (dp1 - \beta / 2 \cdot x) + T_{p2} \cdot (dp - \beta / 2 \cdot x) + T_s \cdot (ds - \beta / 2 \cdot x)$ T _{p1} : 外ケーブルの張力 dp1: 外ケーブル有効高 dp - α T _{p2} : 内ケーブルの張力 dp: 内ケーブル有効高

表-7.2.6 外ケーブル偏心量の変化を考慮した破壊抵抗曲げモーメントと終局時耐荷力								
供試体名	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	β	外ケーブル 本数 (本)	内ケーブル 本数 (本)	外ケーブル 応力度 (N/mm ²)	内ケーブル応力 度 $\sigma_{pu} \cdot 0.93$ (N/mm ²)	鉄筋降伏 点応力度 (N/mm ²)	引張合力 T (N)
G 1	55.71	0.754	4	0	1328.6	-----	344.6	592012
G 2	47.51	0.800	2	2	1507.5	1648.9	344.6	684783
G 3	51.91	0.785	0	4	-----	1648.9	344.6	711049
G 4	51.29	0.790	4	0	1526.9	-----	344.6	665724
G 5	51.19	0.790	4	0	1455.2	-----	344.6	639077
G 6	50.49	0.796	4	0	1495.6	-----	343.5	828644
G S 1	47.78	0.800	4	0	1234.6	-----	-----	458786
G S 2	49.98	0.800	2	2	1230.4	1648.9	-----	534969

供試体名	等価応力 ブロック面積 (mm ²)	中立軸 x (mm)	外ケーブル 有効高 (mm)	内ケーブル 有効高 (mm)	破壊抵抗 曲げモーメント (kN・m)	終局時 耐荷力 (kN)	終局時載荷荷重 実験値 (kN)
G 1	12502	27.62	371.1	400.0	223.252	137.39	160.6
G 2	16957	35.33	361.5	400.0	260.336	160.21	180.9
G 3	16115	34.23	400.0	400.0	281.753	173.39	203.5
G 4	15270	32.23	400.0	400.0	264.701	162.89	178.8
G 5	14688	30.97	325.7	400.0	214.513	132.01	149.6
G 6	19308	40.42	359.5	400.0	313.626	193.00	213.4
G S 1	11297	23.53	372.4	400.0	166.533	102.48	112.6
G S 2	12593	26.23	378.2	400.0	203.390	125.16	133.8

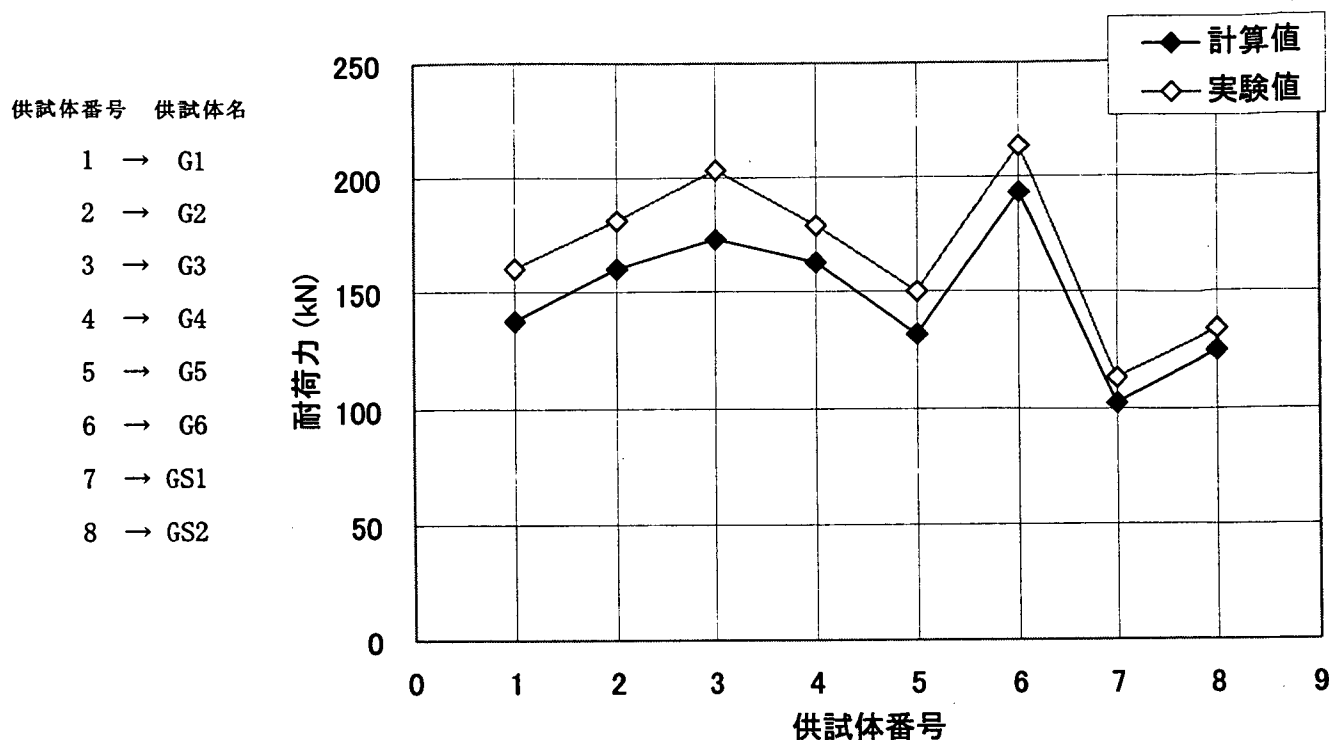


図-7.2.2 計算値に偏心量の変化を考慮した場合の
終局時載荷荷重の計算値と実験値の比較（その2）

(e) 考察

図-7.2.2から、計算値と実験値は、グラフ上で全供試体の耐荷力の分布が比較的同じような傾向を示したことが分かる。

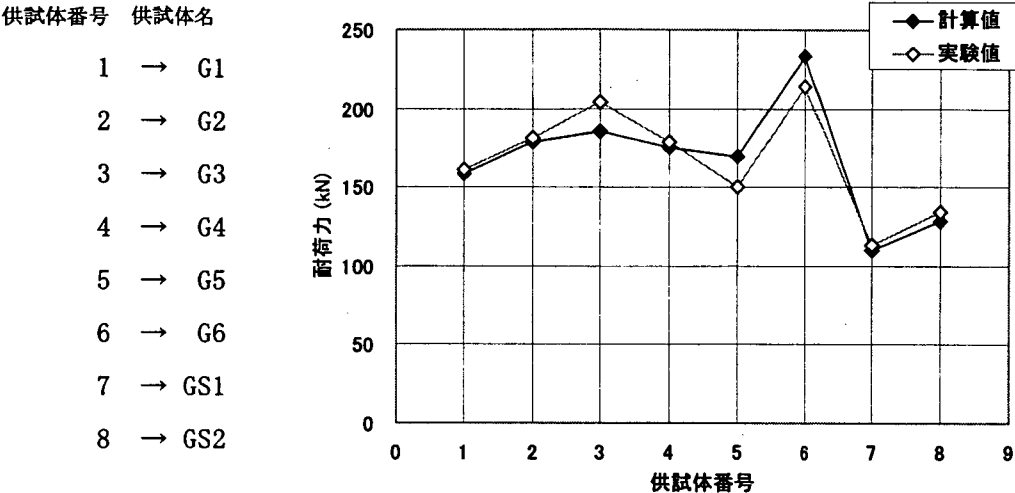
数値の比較を行うと、一体型供試体のG1、G2、G3、G4、G5およびG6において、各々24kN程度(15%程度)、21kN程度(12%程度)、30kN程度(15%程度)、16kN程度(9%程度)、18kN(12%)および21kN程度(10%程度)で実験値が計算値より大きい値を示した。セグメント供試体GS1、GS2では、各々10kN程度(9%程度)、9kN程度(7%程度)で実験値が計算値より大きい値を示した。

ここで、一体型供試体において、計算値と実験値に比較的大きく差が現れたのは、計算に用いた終局時鉄筋応力度と、実験における終局時鉄筋応力度の違いによるものと考えられる。

計算では降伏点応力度 350N/mm^2 程度を用いているが、実験では前項6、6.6、図-6.6.1.1～図-6.6.1.6に示したように、ひずみゲージにより確認できた鉄筋ひずみの値は $25000\mu \sim 30000\mu$ であり、確認できた鉄筋ひずみの値の時点でも終局時には至っていなかった。また、確認できた鉄筋ひずみ 25000μ 時では、材料試験結果から鉄筋応力度は 375N/mm^2 程度、鉄筋ひずみ 30000μ 時では 400N/mm^2 程度であり明らかに降伏点応力度より大きい値であった。

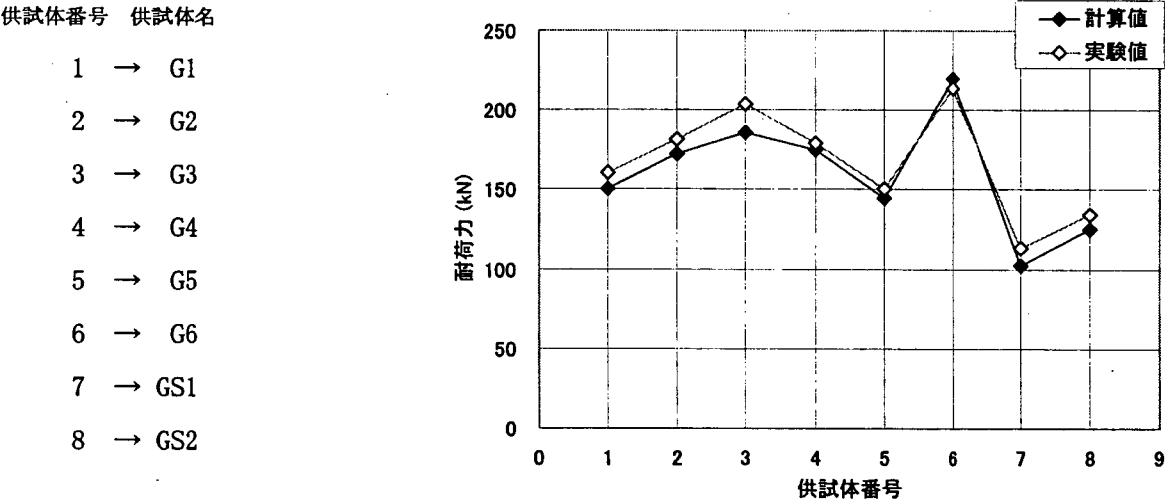
参考のため、表-7.2.3および表-7.2.6の鉄筋応力度の値として材料試験で得られた最大応力度 450N/mm^2 を、さらに中立軸位置より下側の配置鉄筋D6の4本分も終局時引張鉄筋として考慮して耐荷力を再計算し、計算値と実験値を比較すると、図-7.2.3、図-7.2.4に示すように計算値は実験値に近づいた。

以上のことから、実験で得られたP C鋼材増加応力度と外ケーブル偏心減少量を、道示Ⅲに示された規定式に代入することにより求められた終局時耐荷力の計算値は、実験値に近い値を示すことが確認された。



(外ケーブルに対してP C鋼材増加応力度のみ考慮した場合)

図-7.2.3 終局時耐荷力の計算値と実験値の比較 (図-7.2.1に対応)



(外ケーブルに対してP C鋼材増加応力度と偏心減少量を考慮した場合)

図-7.2.4 終局時耐荷力の計算値と実験値の比較 (図-7.2.2に対応)

7.3 アンボンドケーブル方式PCげたとしての終局時耐荷力

外ケーブル方式PCげたの終局時耐荷力の計算方法については、国内外で多くの研究がなされている。

ここでは、外ケーブルPC鋼材がコンクリートとの間に付着のない状態であることから、アメリカの規準 (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications -SI Units)²⁾ アンボンドケーブル方式PCげたのPC鋼材増加応力度式を参考に、本実験で用いた各供試体の終局時耐荷力を計算した。以下に諸式を示す。

(a) アンボンドケーブル方式PCげたとしての計算式と計算結果

$$fps = fpe + \Delta fps \quad \text{—(式 7.3.1)}$$

$$\Delta fps = \Omega u \times E_p \times \varepsilon_{cu} \times (dps / C - 1) \times L_1 / L_2 \quad \text{—(式 7.3.2)}$$

for T-section behavior

$$c = \frac{A_{ps} \cdot fps + A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_y' - 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot (b - b_w) \cdot h_f}{0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b_w} \quad \text{—(式 7.3.3)}$$

$$\text{破壊抵抗曲げモーメント } \mu \quad \text{—(式 7.3.4)}$$

$$\begin{aligned} \mu = & A_{ps} \cdot fps \cdot (dp - a/2) + A_s \cdot f_y \cdot (ds - a/2) \\ & - A_s' \cdot f_y' \cdot (ds' - a/2) + 0.85 \cdot f_c' \cdot (b - b_w) \cdot \beta_1 \cdot h_f \cdot (a/2 - hf/2) \end{aligned}$$

ここに、

f_c' : コンクリートの材令28日における圧縮強度

fps : 終局時ケーブル応力度

fpe : 有効時ケーブル応力度

Δfps : ケーブル応力の増加量

Ωu : 1.5/(L/dps)・・・1点載荷荷重の場合

3.0/(L/dps)・・・3等分点2点載荷荷重

あるいは等分布荷重の場合

L_1 : 荷重載荷の影響を受けるスパン長

L_2 : PC鋼材定着間距離

(本実験では $L_1=7.500\text{m}$ 、 $L_2=8.100\text{m}$)

β_1 : 等価応力ブロック係数(0.85)

コンクリート圧縮強度 f_c' が28MPa以上の場合、0.85の値から f_c' が7Ma大きいごとに0.05低減

$$\beta_1 = 0.85 - (f_c'/7) \cdot 0.05$$

hf : 圧縮フランジ厚

b : 圧縮フランジ幅

b_w : ウェブ厚(終局時コンクリート圧縮応力分布範囲が上フランジ内の矩形形状である場合 $b=b_w$)

C : 中立軸

dps : PC鋼材の有効高

E_p : PC鋼材弾性係数

A_s : 引張鉄筋断面積

ds : 引張鉄筋有効高

A_s' : 圧縮鉄筋断面積

ds' : 圧縮鉄筋有効高

f_y : 鉄筋の降伏点応力度

a : $C \cdot \beta_1$

式7.3.3の中立軸Cの計算式には、式7.3.1、式7.3.2により計算される終局時P C鋼材応力度fpsの値が代入される。また、式7.3.2の計算式では中立軸Cの値が代入され増加応力度 Δfps が求められる。

したがって、中立軸Cと終局時P C鋼材応力度fpsは、C1を変数にして式7.4.2に代入しfpsを求め、次に求められたfpsの値を式7.4.3に代入してCを求め、繰り返し計算によりC1とCの差が収束したときの値とした。

また、 Ωu の値は荷重載荷状態で異なるが、本実験では支間中央載荷状態に近いことから $\Omega u=1.5/(L/dps)$ を採用した。

表-7.3.1に計算の基本条件、表-7.3.2に計算結果、および図-7.3.1に計算値と実験値の比較図を示す。

なお、計算式はアンボンドケーブル方式P Cげたの耐荷力計算式であり、計算結果と比較の対象となるのは、アンボンドケーブル供試体G4の実験値であるが、参考のため表-7.3.1、表-7.3.2に引張鉄筋増加配置供試体G6の計算結果も示し、図-7.3.1にG4の他に外ケーブル供試体G1、G5、G6の終局時耐荷力の実験値の点も示した。

表-7.3.1 基本条件

b mm:	600	ϵ_{cu}	0.0035	供試体名	G4'	G6'
bw mm:	300	fpeN/mm ²	929.2	Aps mm ²	371.6 (4-1S12.4)	371.6 (4-1S12.4)
hf mm:	150	As' mm ²	126.68 (4-D6)	dps mm	400	400
L1 mm:	7500	ds' mm	27	fc' N/mm ²	51.29	50.49
L2 mm:	8100	Ωu	0.08	As mm ²	285.32 (4-D10)	794.4 (4-D16)
Eps kN/mm ²	202	SL mm	3250 セン断スパン	ds mm	470	466
fy N/mm ²	344.6					

表-7.3.2 計算結果

	単位	G4	G6
β_1	----	0.6836	0.6894
終局時P C鋼材応力度 fps	N/mm ²	1461.0	1355.2
P C鋼材増加応力度 Δfps	N/mm ²	531.8	426.0
P C鋼材増加ひずみ $\Delta \epsilon_P$	----	2632.8	2108.9
中立軸 C	mm	35.9	43.8
破壊抵抗曲げモーメントMu	kN・m	255.519	317.270
終局時耐荷力 Pu	kN	157.2	195.2

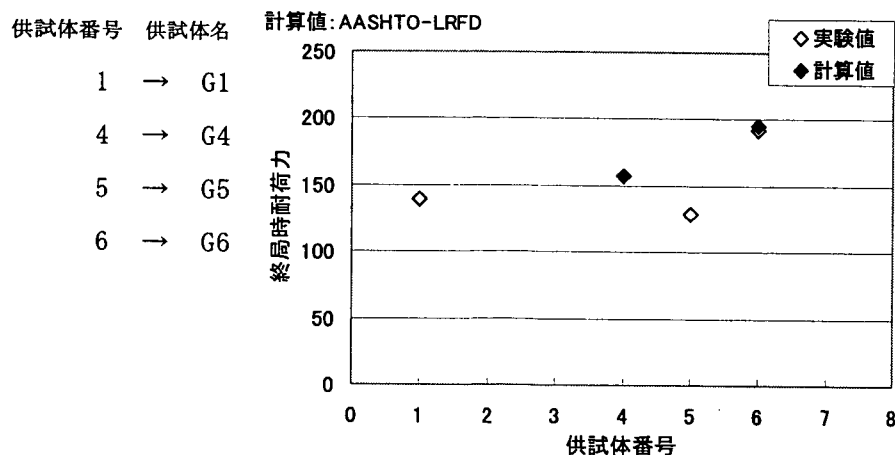


図-7.3.1 計算値と実験値の比較

(b) 考察

図-7.3.1に示したG4の計算値と実験値の点は、両者の値がほとんど等しく、図中では重なった状態である。図より、アンボンドケーブル方式供試体G4と外ケーブル方式供試体G6の終局時耐荷力の計算値は、実験値とよく一致していることが分かる。

G1とG5に配置されたP C鋼材と引張鉄筋は、G4と同じ配置量であり、P C鋼材の初期緊張力は同程度である。しかし、終局時における、G4の実験値に対するG1, G5の実験値は、それぞれ88%、82%程度の小さい値を示した。この理由は、アンボンドケーブル方式P Cげたに比べて外ケーブル方式P Cげたでは、P C鋼材増加応力度が小さく、さらにP C鋼材偏心減少量が大きいためと考えられる。

前項7.2では、道示Ⅲに規定された破壊抵抗曲げモーメント諸式に、終局時のP C鋼材応力度とP C鋼材偏心減少量を代入して求められた終局時耐荷力の計算値は、実験値に近い値を示すことが確認された。

したがって、設計時で外ケーブル増加応力度と偏心減少量の値が適切に評価されれば、外ケーブル方式P Cげたの破壊抵抗曲げモーメントと終局時耐荷力は、道示式により算定できるものと考えられる。

AASHTO規準に示された諸式により計算した耐荷力の計算値は、G4の実験値に近い値を示したことから、アンボンドケーブル方式P Cげたの終局時耐荷力は、AASHTO規準式で推定できることが考えられる。

また、AASHTO-LRFDの諸式には、アンボンドケーブルの増加応力度の算定については評価されているが、外ケーブルの偏心減少量については考慮されていないため、G4の終局時耐荷力の計算値とG1およびG5の実験値に差が現れたものと推定される。

7.4 非線形解析について

非線形解析の適用性を検討するため、2種類の非線形解析ソフトを使用し今回の実験のシミュレートを行った。解析ソフトは以下に示す2種類とした。また、解析はすべての供試体について行い、外ケーブル比率等が解析結果に影響を与えるのかどうかについても検証することとした。

解析法－1 有限要素法の変位法に鉄筋コンクリートの非線形構成則が適用されたプログラム

解析法－2 ファイバー要素を用いた非線形骨組解析プログラム

また、解析条件は以下の2種類とした。

事前解析 道路橋示方書に基づく材料曲線を使用し、事前解析をイメージしたもの

事後解析 実験結果と解析結果との整合性を検証するため、材料試験結果を出来る限り反映させたもの

7.4.1 事前解析における解析条件

(1) 材料特性

a) コンクリート

図-7.4.1.1に解析に用いたコンクリートの応力-ひずみ関係を表-7.4.1.1に材料定数データを示す。

ここで、事前解析においては道示Ⅲに規定する材料曲線を使用した。

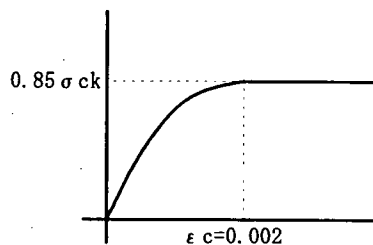
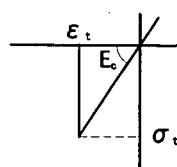
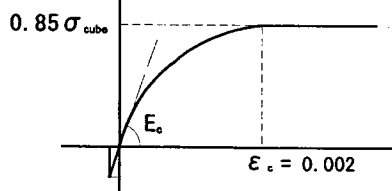
ただし、解析法－1ではコンクリート圧縮強度の入力値はCUBE強度のため、圧縮強度を15%割増した。

解析法－1

解析法－2

圧縮

引張



σ_{cube} : コンクリート圧縮強度 (CUBE 強度)

$$\sigma_{cube} = 1.15 \sigma_{ck}$$

σ_t : コンクリート引張強度

σ_{ck} : コンクリート圧縮強度

図-7.4.1.1 解析に用いたコンクリートの応力-ひずみの関係 (道示Ⅲによる)

表-7.4.1.1 コンクリートの材料定数データ (道示Ⅲによる)

σ_{ck} (MPa)	σ_{cube} (MPa)	σ_t *	E_c (MPa)	ν
40.0	46.0	2.95	31000	0.1667

*) $\sigma_t = 0.23 \sigma^{2/3}$

b) 鉄筋

図-7.4.1.2に鉄筋の応力-ひずみ関係を表-7.4.1.2に鉄筋の材料定数データを示す。鉄筋も同様に道示Ⅲに規定する材料曲線を使用した。

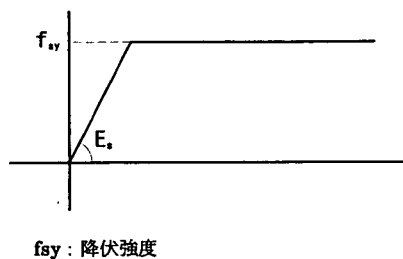


表-7.4.1.2 鉄筋の材料定数データ（道示Ⅲによる）

f_{sy} (MPa)	E_s (MPa)
295	210000

図-7.4.1.2 鉄筋の応力-ひずみの関係（道示Ⅲによる）

c) P C鋼材

図-7.4.1.3にP C鋼材の応力-ひずみ関係を表-7.4.1.3にP C鋼材の材料定数データを示す。P C鋼材も同様に道示Ⅲに規定する材料曲線を使用した。

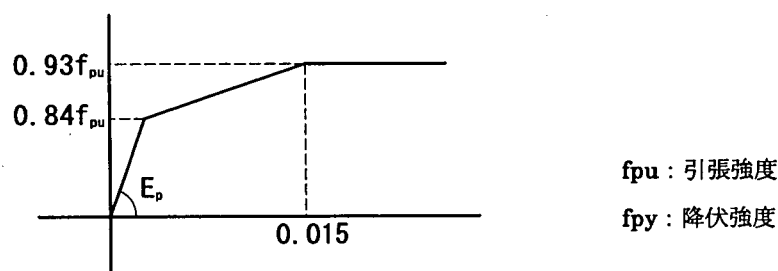


図-7.4.1.3 P C鋼材の応力-ひずみの関係（道示Ⅲによる）

表-7.4.1.3 P C鋼材の材料定数データ（道示Ⅲによる）

種類	f_{pu}	$0.93f_{pu}$	$0.84f_{pu}$	E_p
1S12.4	1720	1600	1445	200000

(2) 解析条件

解析条件は、解析法－１、２ともに以下の通りとした。

- ・圧縮鉄筋：考慮する
- ・自重：考慮 (24.5 kN/m^3)
- ・P C鋼材１本あたりの緊張力 $P = 91.3 \text{ kN}$
- ・ディビエータ部における摩擦：考慮しない
- ・プレキャストセグメント供試体の継ぎ目部については、図-7.4.1.4 に示す通りモデル化を行った。
- ・プレキャストセグメントの各継ぎ目部には、100mmの無筋部を設けた。

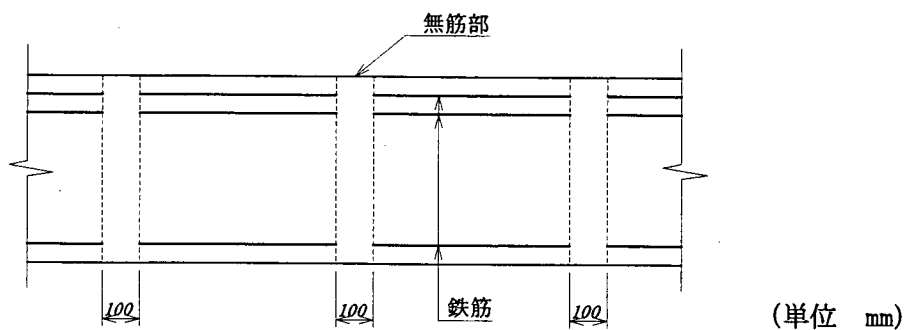


図-7.4.1.4 プレキャストセグメント継ぎ目のモデル

7.4.2 事後解析における解析条件

(1) 材料特性

a) コンクリート

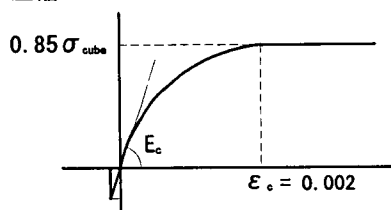
図-7.4.2.1に解析に用いたコンクリートの応力-ひずみ関係を表-7.4.2.1に材料定数データを示す。

ここで、事後解析においては材料試験結果を参考に決定した。

ただし、解析法-1ではコンクリート圧縮強度の入力値はCUBE強度のため、圧縮強度を15%割増した。

解析法-1

圧縮

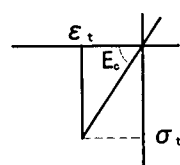


σ_{cube} : コンクリート圧縮強度 (CUBE 強度)

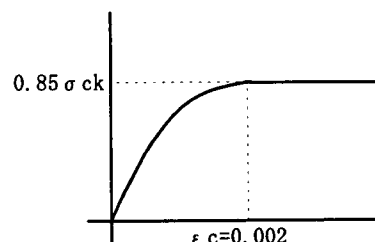
$$\sigma_{cube} = 1.15 \sigma_{ck}$$

σ_t : コンクリート引張強度

引張



解析法-2



σ_{ck} : コンクリート圧縮強度

図-7.4.2.1 コンクリートの応力-ひずみの関係

表-7.4.2.1 コンクリートの材料定数データ (実験値)

供試体	σ_{ck} (MPa)	σ_{cube} *	σ_t (MPa)	E_c (MPa)	ν
G 1	55.71	64.07	5.47	32340	0.184
G 2	47.51	54.64	3.70	30230	0.160
G 3	51.91	59.70	3.86	29910	0.178
G 4	51.29	58.98	4.68	29880	0.204
G 5	51.19	58.87	4.15	30790	0.188
G 6	50.49	58.06	3.88	29930	0.162
G S 1	49.86	56.99	3.12 *)	30510	0.199
G S 2	52.54	60.42	3.23 *)	31260	0.184

*) G S 1, G S 2 の引張強度は、次式により求めた。 $\sigma_t = 0.23 \sigma^{2/3}$

b) 鉄筋

図-7.4.2.2に鉄筋の応力-ひずみ関係を表-7.4.2.2に鉄筋の材料定数データを示す。鉄筋も材料試験結果を参考に以下の通り決定した。

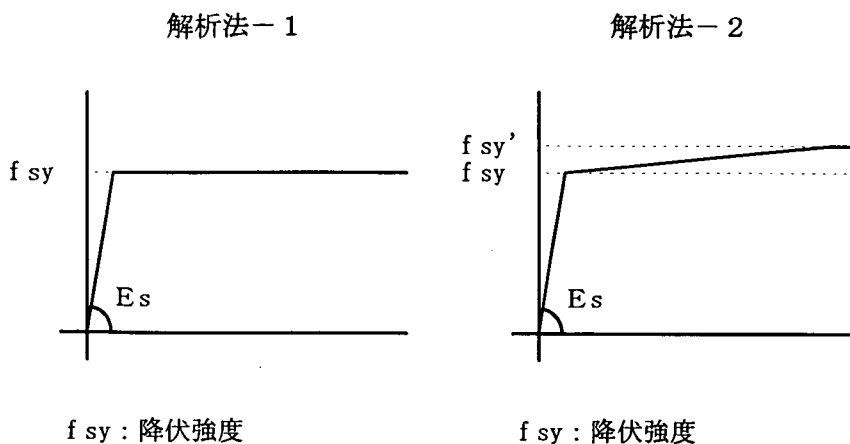


図-7.4.2.2 鉄筋の応力-ひずみの関係

表-7.4.2.2 鉄筋の材料定数（実験値）

種類	f_{sy} (MPa)	$f_{sy'}$ (MPa)	E_s (MPa)
D 1 0	344.6	453.7	193000
D 1 6	343.5	453.7	193000

c) P C 鋼材

図-7.4.2.3にP C鋼材の応力-ひずみ関係を表-7.4.2.3にP C鋼材の材料定数データを示す。P C鋼材も材料試験結果を参考に以下の通り決定した。

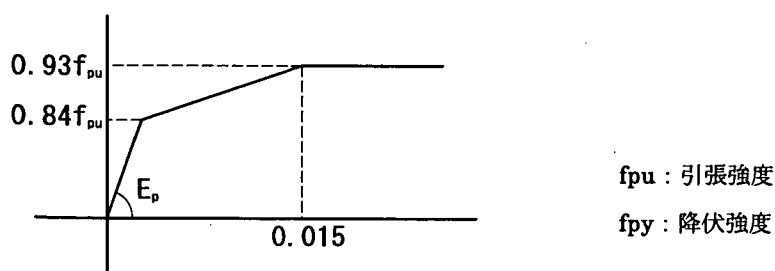


図-7.4.2.3 P C鋼材の応力-ひずみの関係

表-7.4.2.3 P C鋼材の材料定数データ（実験値）

種類	f_{pu}	f_{py}	$0.84f_{pu}$	E_p	$\epsilon 1$	$\epsilon 2$
1S12.4	1773.3	1634.7	1489.6	202000	0.0101	0.0350

$$\epsilon 1 = 0.002 + f_{py}/E_p$$

(2) 解析条件

解析条件は、解析法－１、２ともに以下の通りとした。

- ・圧縮鉄筋：考慮する
- ・自重：考慮 (24.5 kN/m^3)
- ・PC鋼材１本あたりの緊張力 $P = 91.3 \text{ kN}$
- ・ディビュータ部における摩擦：考慮しない
- ・プレキャストセグメント供試体の継ぎ目部については、図-7.4.2.4 に示す通りモデル化を行った。
- ・プレキャストセグメントの各継ぎ目部には、100mmの無筋部を設けた。

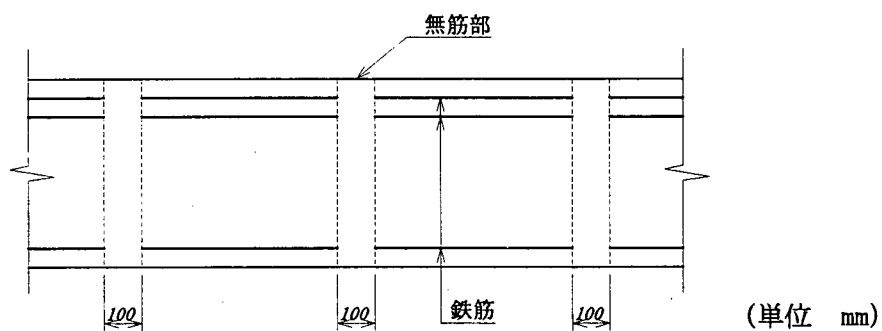


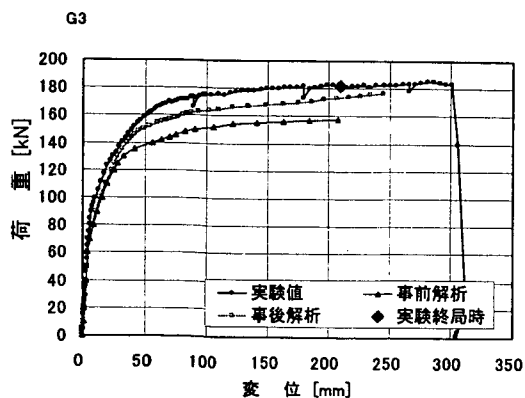
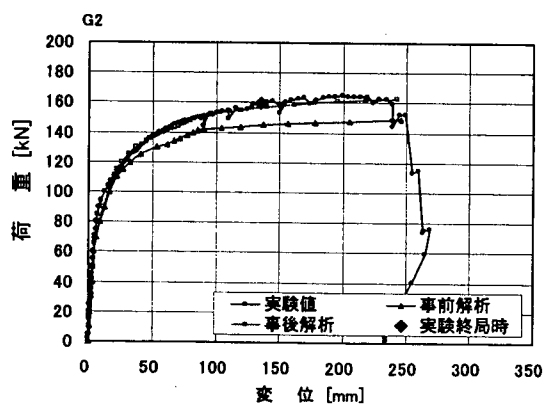
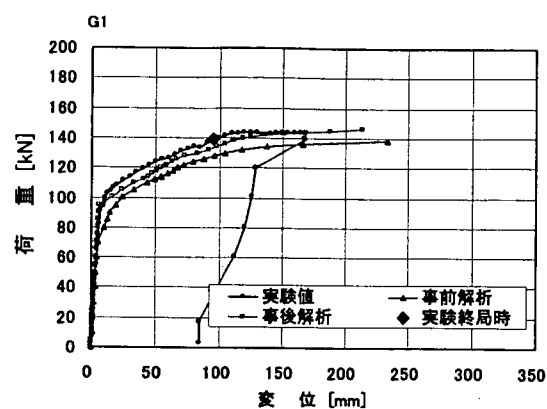
図-7.4.2.4 プレキャストセグメント継目部のモデル

7.4.3 解析結果

(a) 実験値との比較

図-7.4.3.1に各供試体の支間中央における載荷荷重－変位の関係について、解析結果と実験結果の比較図を示す。解析結果については、コンクリートの上縁圧縮ひずみが3500 μ に達した時点までデータをプロットしている。また、実験結果については実験終局時としてコンクリートの上縁圧縮ひずみが3500 μ に達した点をグラフ上にプロットしている。

解析法－1



解析法－2

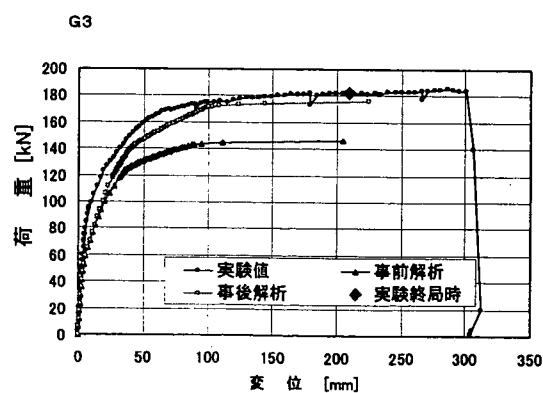
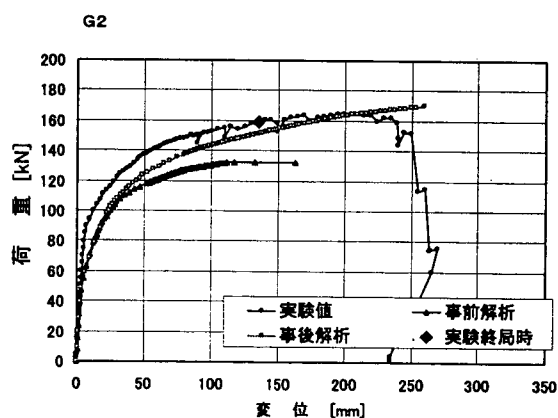
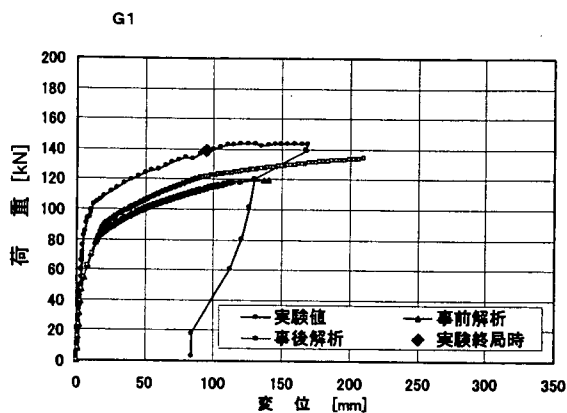


図-7.4.3.1(1) 各供試体の支間中央における載荷荷重－変位曲線

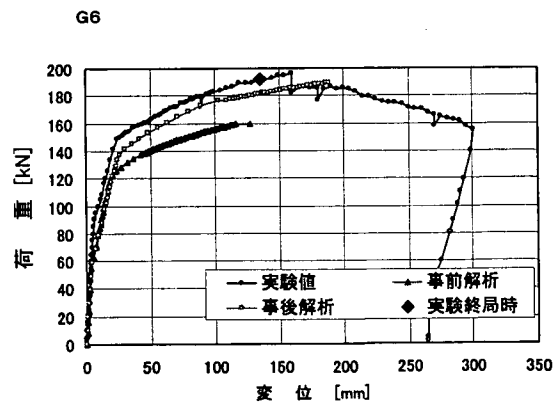
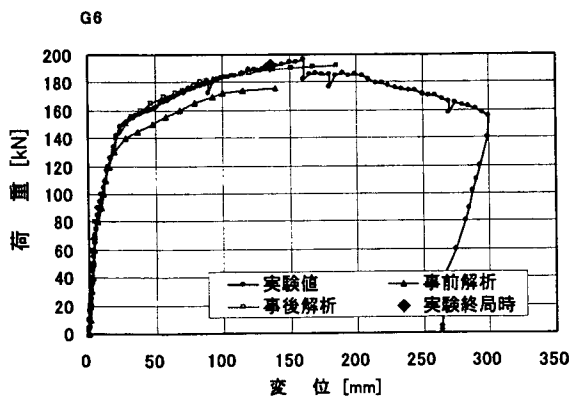
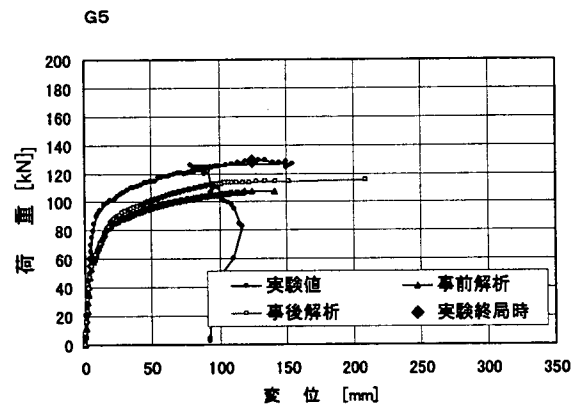
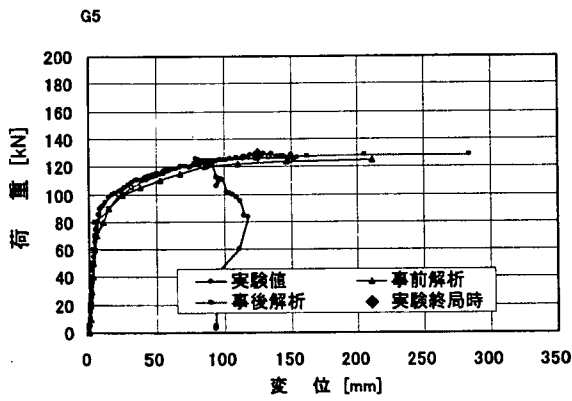
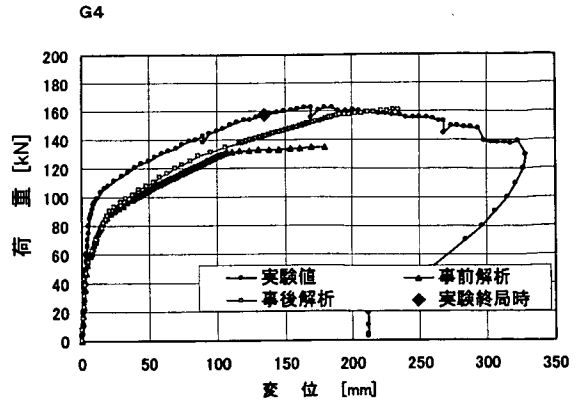
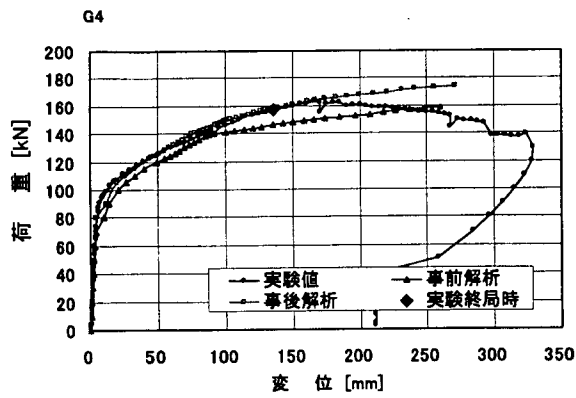


図-7.4.3.1(2) 各供試体の支間中央における載荷荷重－変位曲線

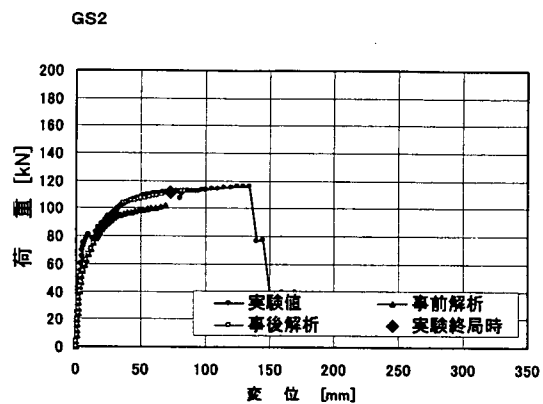
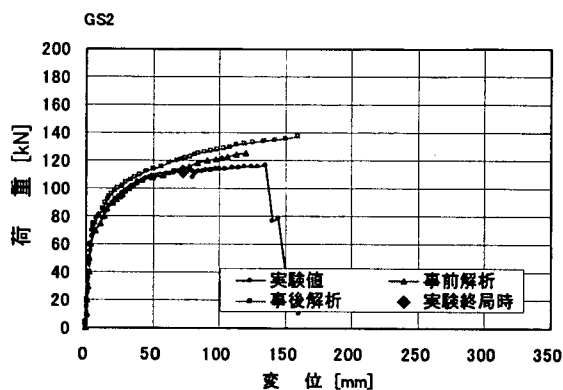
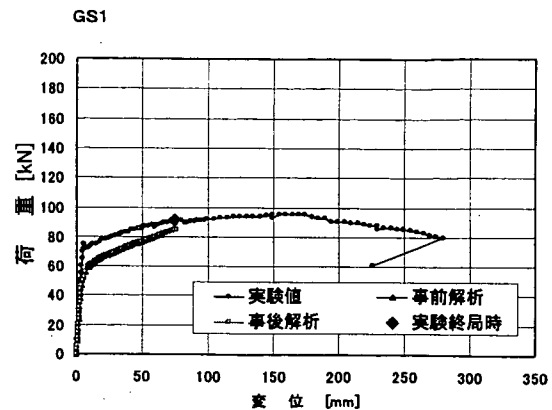
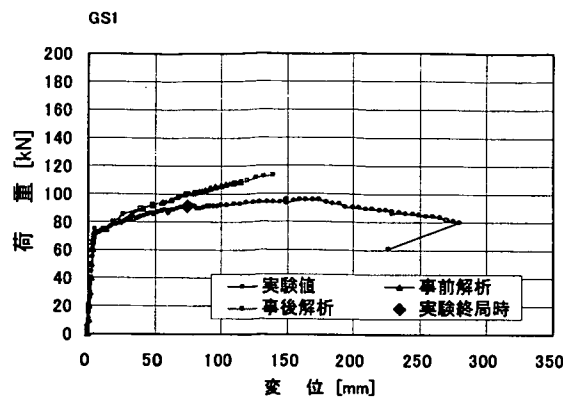


図-7.4.3.1(3) 各供試体の支間中央における載荷荷重－変位曲線

解析結果より、事前解析においては、解析法1および解析法2ともにひび割れ発生付近までの荷重と変位の関係は良く一致していることが分かる。しかし、ひび割れが発生した後の同荷重における変位が解析法2では実験値の方が大きくなり履歴が多少異なる傾向となった。また、引張鉄筋降伏後の挙動は両解析方法ともに、同荷重における変位が実験値より大きくなる傾向となった。

セグメント供試体については、終局時の耐力が解析法1では解析値の方が大きく、解析法2では実験値の方が大きくなった。

事後解析の結果と実験値を比較すると、解析法1においては一体型供試体で実験値と解析値は良く一致した。しかし、解析法2についてはひび割れ発生後、同荷重における変位が解析値の方が大きくなった。解析法2では、桁内に付着のある鋼材が多いG3とG6については比較的实验値と履歴が一致した。また、セグメント供試体については、解析法1ではひび割れ発生後の履歴が一体型とは異なり、同荷重における変位が実験値の方が大きくなり終局時の荷重は解析値の方が大きくなった。解析法－2では、解析法－1とは逆にひび割れ発生後の同荷重における変位が解析値の方が大きくなった。GS2供試体においては実験値と解析値は良く一致した。

表-7.4.3.1、7.4.3.2に終局時における実験値と解析値との比較を、図-7.4.3.2に終局時における載荷荷重の比較図を示す。

これより、事前解析においては、終局時の載荷荷重値は解析法1のセグメント供試体を除き、実験値より小さい値となった。支間中央変位については、実験値より大きめの値となる傾向にあり解析法1では、解析値が実験値に対し0.99～2.45倍に、解析法2では解析値が実験値に対し0.86～1.48倍となった。また、P C鋼材の増加応力度は、解析法1では解析値が実験値に対し0.90～1.56倍に、解析法2では解析値が実験値に対し0.91～1.33倍となった。

つぎに、事後解析による解析値との比較を行うと、終局時の載荷荷重値は、解析法1のセグメント供試体を除き、どの供試体も実験値と解析値との差は10%程度以内となった。また、解析法1では実験値に比べ解析値が若干大きめの値となり、解析法2では逆に、解析値が実験値より小さめの値となる傾向となった。支間中央変位については、両解析法ともに実験値より解析値の方が大きくなる傾向となり、解析値は実験値に対し1.02～2.28倍となった。P C鋼材の増加応力度も解析値より大きくなる傾向となったが、実験値との比率が1.02～1.64倍となり、変位に比べ実験値との比率は小さくなった。

表-7.4.3.1 終局時における実験値と解析値との比較（事前解析）

供試体名	項 目	載荷荷重 [kN]	支間中央変位 [mm]	P C鋼材増加応力度 [N/mm ²]
G 1	実験値	139.1 (1.00)	94.7 (1.00)	399.4 (1.00)
	解析値 1	138.0 (0.99)	232.4 (2.45)	521.6 (1.31)
	解析値 2	119.3 (0.86)	140.4 (1.48)	531.5 (1.33)
G 2	実験値	159.4 (1.00)	134.3 (1.00)	578.3 (1.00)
	解析値 1	149.0 (0.93)	245.2 (1.83)	521.6 (0.90)
	解析値 2	132.6 (0.83)	162.2 (1.21)	545.3 (0.94)
G 3	実験値	181.8 (1.00)	209.0 (1.00)	-----
	解析値 1	158.0 (0.87)	207.7 (0.99)	-----
	解析値 2	146.1 (0.80)	204.4 (0.98)	-----
G 4	実験値	157.3 (1.00)	134.9 (1.00)	597.7 (1.00)
	解析値 1	159.0 (1.01)	260.3 (1.93)	615.4 (1.03)
	解析値 2	135.1 (0.86)	179.6 (1.33)	555.7 (0.93)
G 5	実験値	128.5 (1.00)	124.7 (1.00)	526.0 (1.00)
	解析値 1	125.0 (0.97)	211.1 (1.69)	482.0 (0.92)
	解析値 2	107.4 (0.84)	140.9 (1.13)	530.8 (1.01)
G 6	実験値	191.9 (1.00)	134.6 (1.00)	566.4 (1.00)
	解析値 1	176.0 (0.92)	139.0 (1.03)	481.6 (0.85)
	解析値 2	159.7 (0.83)	127.3 (0.95)	517.7 (0.91)
G S 1	実験値	91.1 (1.00)	74.5 (1.00)	305.4 (1.00)
	解析値 1	109.0 (1.20)	114.7 (1.54)	469.3 (1.54)
	解析値 2	81.8 (0.90)	64.4 (0.86)	300.4 (0.98)
G S 2	実験値	112.3 (1.00)	72.2 (1.00)	301.2 (1.00)
	解析値 1	125.0 (1.11)	120.2 (1.67)	470.3 (1.56)
	解析値 2	102.0 (0.91)	69.9 (0.96)	321.2 (1.07)

※ ()内に示した値は、実験値を1.00とした場合の値である。

表-7.4.3.2 終局時における実験値と解析値との比較（事後解析）

供試体名	項 目	載荷荷重 [kN]	支間中央変位 [mm]	P C 鋼材増加応力度 [N/mm ²]
G 1	実験値	139.1 (1.00)	94.7 (1.00)	399.4 (1.00)
	解析値 1	146.0 (1.05)	212.7 (2.25)	609.9 (1.53)
	解析値 2	134.1 (0.96)	209.4 (2.21)	656.8 (1.64)
G 2	実験値	159.4 (1.00)	134.3 (1.00)	578.3 (1.00)
	解析値 1	163.0 (1.02)	242.7 (1.81)	636.7 (1.10)
	解析値 2	170.1 (1.07)	258.9 (1.93)	701.2 (1.21)
G 3	実験値	181.8 (1.00)	209.0 (1.00)	-----
	解析値 1	177.0 (0.97)	244.8 (1.17)	-----
	解析値 2	175.5 (0.97)	224.5 (1.07)	-----
G 4	実験値	157.3 (1.00)	134.9 (1.00)	597.7 (1.00)
	解析値 1	174.0 (1.11)	271.2 (2.01)	670.0 (1.12)
	解析値 2	160.8 (1.02)	234.0 (1.73)	701.8 (1.17)
G 5	実験値	128.5 (1.00)	124.7 (1.00)	526.0 (1.00)
	解析値 1	128.5 (1.00)	283.8 (2.28)	573.6 (1.09)
	解析値 2	115.1 (0.90)	208.9 (1.68)	638.6 (1.21)
G 6	実験値	191.9 (1.00)	134.6 (1.00)	566.4 (1.00)
	解析値 1	192.0 (1.00)	185.7 (1.38)	579.3 (1.02)
	解析値 2	189.3 (0.99)	188.2 (1.40)	617.0 (1.09)
G S 1	実験値	91.1 (1.00)	74.5 (1.00)	305.4 (1.00)
	解析値 1	113.0 (1.24)	138.9 (1.86)	538.3 (1.76)
	解析値 2	84.9 (0.93)	76.0 (1.02)	343.9 (1.13)
G S 2	実験値	112.3 (1.00)	72.2 (1.00)	301.2 (1.00)
	解析値 1	137.0 (1.22)	159.0 (2.20)	562.5 (1.87)
	解析値 2	113.1 (1.01)	83.7 (1.16)	394.2 (1.31)

※ () 内に示した値は、実験値を1.00とした場合の値である。

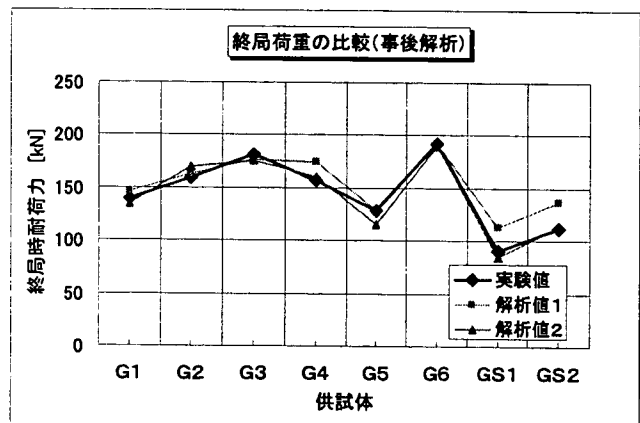
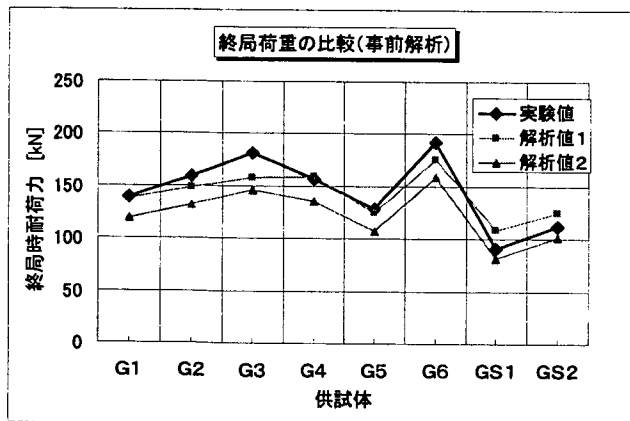


図-7.4.3.2 解析値と実験値の比較（終局時耐荷力）

(b) 考察

事前解析では、解析法1のセグメント供試体を除き実験値に対し終局時の載荷荷重は小さくなった。これは、道路橋示方書で規定している材料強度が、実際の実験で使われた材料の材料強度に比べ小さい値となっていたためと考えられる。解析法1のセグメント供試体の解析値が実験値より大きい値を示したのは、セグメント供試体の破壊性状が左右対称ではなく、片側のひびわれに引張応力が集中したためと推測される。

事後解析では、ひび割れ発生時付近までは実験値と解析値は良く一致した。しかし、ひび割れ発生後は履歴に少し差が出た。履歴のみを考えれば解析法1の方が実験値と良く一致していた。

これは、解析法2はファイバー要素解析であるため、ひび割れが発生し鉄筋とコンクリートで共同で曲げに抵抗している状態を十分に表現できなかったためと考えられる。それに対し、解析法2は有限要素法の変位法を適用したプログラムであるため、ひび割れ発生後の挙動を解析法2に比べ忠実に再現できたためと考えられる。

つぎに、終局時における載荷荷重を比較すると、解析法1と解析法2では大きな差は現れず、実験値との差も両解析法とも10%程度以内の誤差となった。また、終局時の荷重に着目した場合、外ケーブル比率による影響はあまりみられなかった。

終局時の変位は、終局時の荷重に比べ実験値との差が大きくなった。これは、供試体の変位が鉄筋降伏後急激に大きくなるため、解析上の終局時の判定位置がずれることによる影響が、載荷荷重に比べ大きいためと推測される。終局時のP C鋼材の増加応力度であるが、これも実験値との差は大きくなった。これは、P C鋼材の増加応力度はほぼ変位に比例するため、終局時の変位と同様の理由により差が生じたものと考えられる。

今回の研究では、2種類の非線形解析プログラムを用いて実験のシミュレーションを行った。その結果、終局耐力に関しては、道路橋示方書に規定する材料曲線を使用することにより実験値に対し安全側の値を得た。また、材料試験結果を反映させた場合には終局耐力を精度良く評価できた。しかし、終局時の変位とP C鋼材の増加応力度は実験値より大きめとなる傾向となった。したがって、P C鋼材の増加応力度を解析を用いて推測する場合には、多少安全をみて考える必要があると考えられる。

8. まとめ

本共同研究では、外ケーブル方式PCげたの曲げに関する性状を確認するために、外ケーブル配置比率・偏向部設置間隔・引張鉄筋量を変化させたモデル供試体とセグメント供試体に対し、曲げ載荷試験を行った。さらに、供試体の終局時耐荷力に関して、国内外の文献を参考にして求めた計算値および解析値を実験値と比較し検討した。

本共同研究による結果をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 一体型供試体は、ひびわれ発生時での、外ケーブル配置比率、偏向部設置間隔、引張鉄筋配置量の影響は小さく、この時点までは外ケーブル方式PCげたと内ケーブルPCげたとの曲げ性状の差異はほとんどない。
- (2) 同一条件の供試体において、外ケーブル配置比率が増すとひびわれは、狭い範囲に分布し、セグメント型ではセグメント継ぎ目部付近に集中する。
- (3) 同一条件の供試体において、外ケーブル配置比率が増すと、一体型供試体、セグメント供試体ともにコンクリート上縁圧縮ひずみ 3500μ 時の載荷荷重は低下する。
また、セグメント供試体では、同じ内外ケーブル比率の一体型供試体に比べてコンクリート上縁圧縮ひずみ 3500μ 時での載荷荷重は低下する。本研究では、一体型の65%~70%となった。
- (4) 偏向部設置間隔を延長することにより、供試体の変形に伴うPC鋼材の偏心量の減少量が大きくなるため、鉄筋降伏時およびコンクリート上縁圧縮ひずみ 3500μ 時での載荷荷重は低下する。
- (5) 引張鉄筋を増加配置することにより、コンクリート上縁圧縮ひずみ 3500μ 時での載荷荷重は増加する。
- (6) 今回の実験では、コンクリート上縁圧縮ひずみ 3500μ 時点において、外ケーブルはすべて降伏しなかった。また、PC鋼材の増加応力度は、参考文献¹⁾において「標準的な構造として安全を考慮しても 200 N/mm^2 は見込める」とされた数値に対して、一体型では2倍程度、セグメント供試体においても1.5倍程度の大きな値を示した。
- (7) 外ケーブル方式PCげたの終局時におけるPC鋼材増加応力度、偏心減少量が適切に評価されれば、道示Ⅲに規定された破壊抵抗曲げモーメント式により、終局時耐荷力を精度良く算定できる。
- (8) 非線形解析を用いることにより、終局耐力・PC鋼材の増加応力度・PC鋼材の偏心減少量などの未知量がある程度推定できる。

9. あとがき

平成10年度は、本研究の初年度にあたり、「外ケーブル工法を適用したPC橋の合理化に関する研究」として、外ケーブル方式PCげたの曲げによる破壊までの性状を確認するための実験を行った。さらに、国内外の文献を参考にして終局時耐荷力等について検討した。その結果、一体で作られた供試体においては、ひびわれ発生時までは、外ケーブル工法と内ケーブル工法とで差異はみられなかった。

また、終局時耐荷力の推定には、終局時の外ケーブル増加応力度と偏心減少量の未知量を適切に評価する必要があることが解った。さらに、これらの未知量が適切に評価されれば、道示Ⅲに規定された破壊曲げモーメント式により、外ケーブル方式PCげたの終局時の耐荷力を精度良く算定できることも確認された。

また、非線形の解析プログラムを用いてPCげたの材料定数や形状寸法、支持条件および荷重条件等のデータを入力することにより、外ケーブル増加応力度や偏心量の減少等に関する未知量や終局時の耐荷力がある程度推定できることも確認された。

しかし、外ケーブル方式PCげたの合理的な設計法の確立には、連続げたへの適用や外ケーブル増加応力度と偏心減少量を精度良く推定する方法などが必要であると考えられる。

【参考文献】

- 1) 外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法 設計施工基準(案)

平成8年3月 社団法人 プレストレスト・コンクリート技術協会

- 2) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - SI Units First Edition 1994

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - SI Units April 1997

American Association of State Highway and Transportation Officials

- 3) コンクリート標準示方書 平成8年制定 設計編

社団法人 土木学会

- 4) 道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋編

平成8年12月 社団法人 日本道路協会

【その他の参考文献】

- 1) Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons:

【その他の参考文献】

1) Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons:

Part1-Evaluation of the State-of-the-Art by Antoine E. Naaman and Fadi M. Alkhairi

ACI STRUCTURAL JOURNAL TECHNICAL PAPER Title no. 88-S67

2) Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons:

Part2-Proposed Methodology by Antoine E. Naaman and Fadi M. Alkhairi

ACI STRUCTURAL JOURNAL TECHNICAL PAPER Title no. 88-S70

3) P C 橋の新しい構造事例に関する研究報告書(外ケーブルの有用性と適用に関する調査検討)

平成5年3月 社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会

4) 外ケーブルを用いた P C 橋梁の設計マニュアル

1996年8月 (財) 高速道路技術センター

5) 睦 好 宏 史

: 外ケーブル P C 構造物の現状と問題点 コンクリート工学 Vol. 31, No. 8, 1993. 8

6) 土田、睦好、谷口、他 : 外ケーブル式 P C はりの曲げ性状に関する研究

コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 16, No. 2, 1994

7) 若林、沼田、一桝、玉置 : 外ケーブル構造の曲げ終局耐力に関する一考察

コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 16, No. 2, 1994

8) 藤田、沼田、一桝、高野 : 荷重状態が外ケーブル構造の曲げ終局耐力におよぼす影響

コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 16, No. 2, 1994

9) 山口、睦好、徳山、他 : プレキャストブロックと外ケーブルを用いた P C 部材の曲げ性状

プレストレストコンクリート技術協会 第4回シンポジウム論文集(1994年10月)

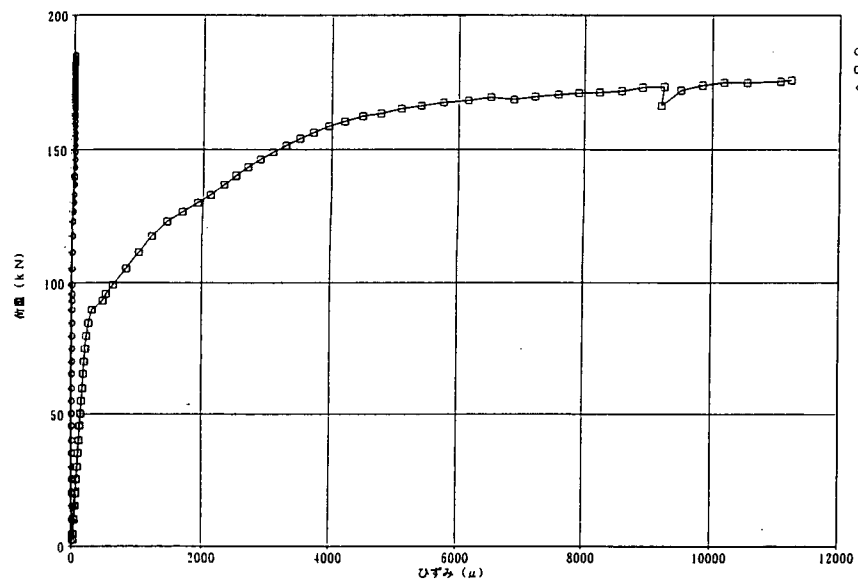
10) 藤岡、睦好、新津、他 : 外ケーブルをデビエーター部で定着した P C 梁に関する研究

コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 19, No. 2, 1997

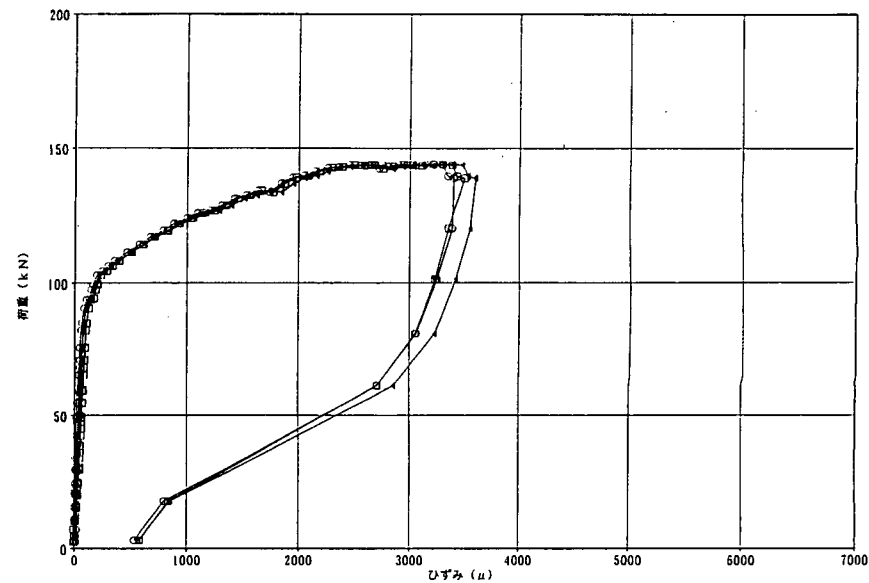
11) 新井、日紫喜、夏目 : 内外ケーブル比率の変化に伴う外ケーブル方式プレキャストセグメント P C 梁の曲げ性状

コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 19, No. 2, 1997

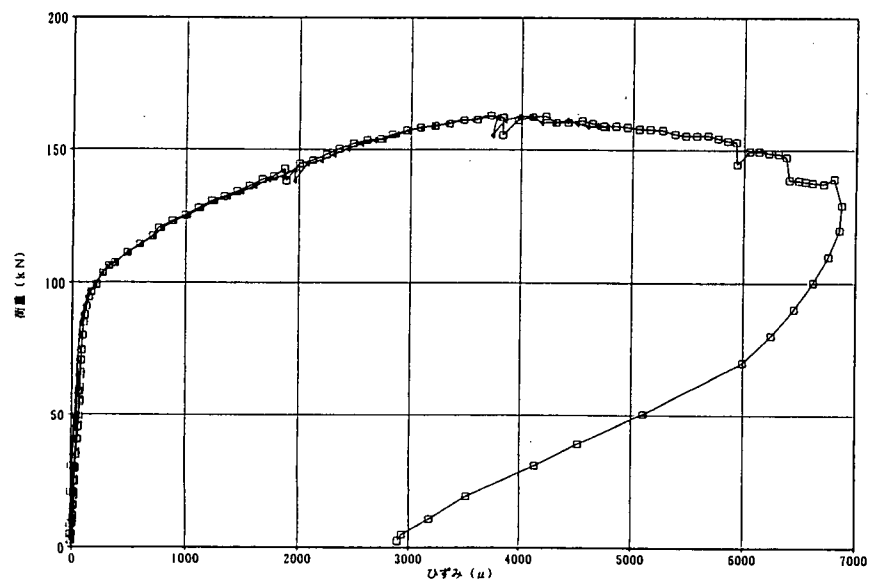
付録－１ 載荷荷重－ＰＣ鋼材ひずみ計測値（TP1, TP2, TP3）



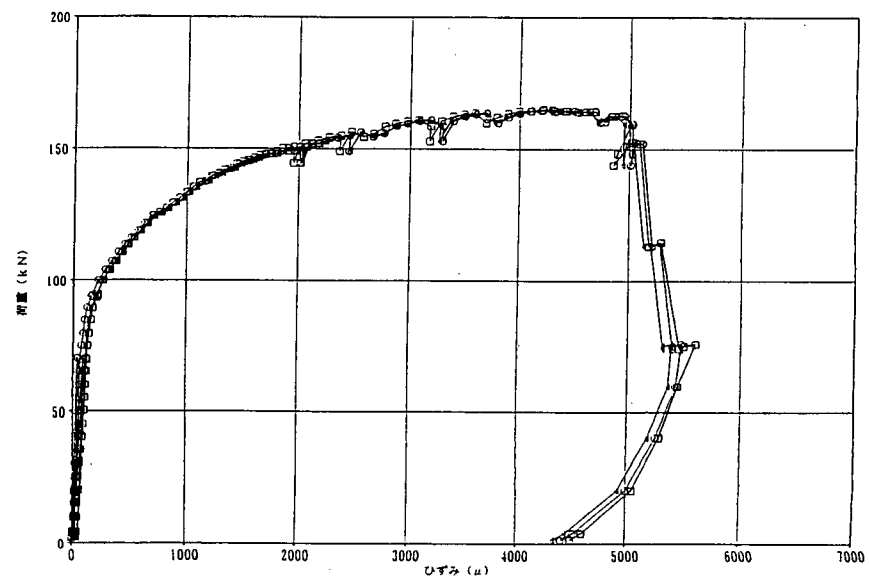
供試体G-3: 荷重-PC鋼より繰ひずみ (TP1, TP2, TP3)



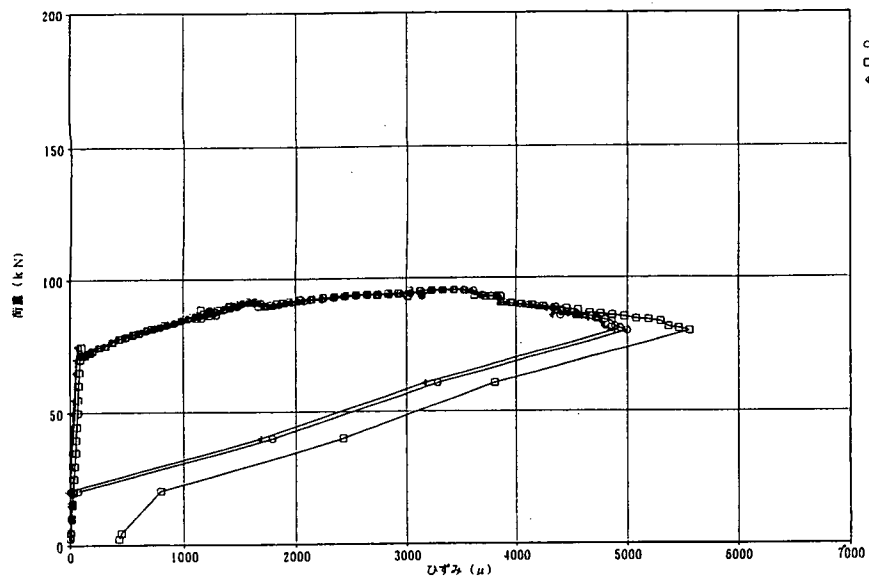
供試体G-1: 荷重-PC鋼より繰ひずみ (TP1, TP2, TP3)



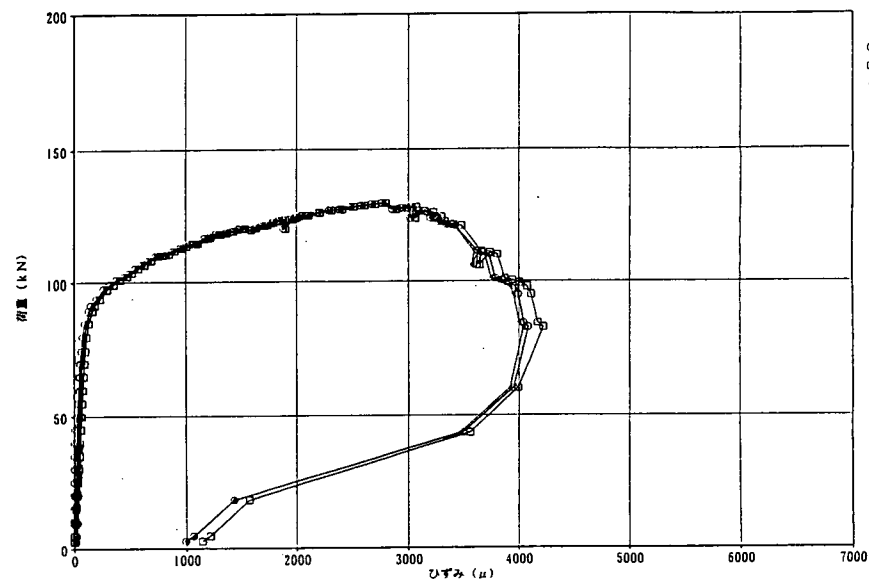
供試体G-4: 荷重-PC鋼より繰ひずみ (TP2, TP3)



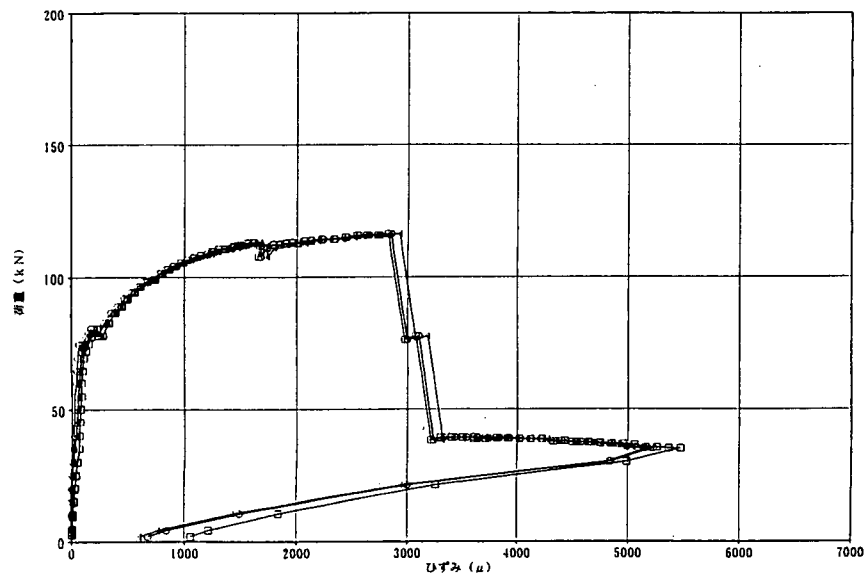
供試体G-2: 荷重-PC鋼より繰ひずみ (TP1, TP2, TP3)



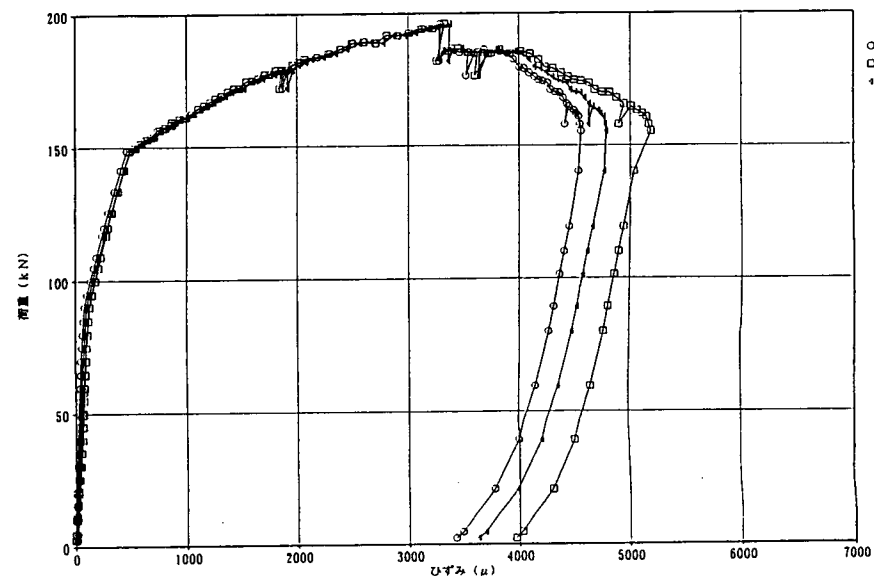
供試体GS-1 : 荷重-PC鋼より繰ひずみ (TP1, TP2, TP3)



供試体G-5 : 荷重-PC鋼より繰ひずみ (TP1, TP2, TP3)

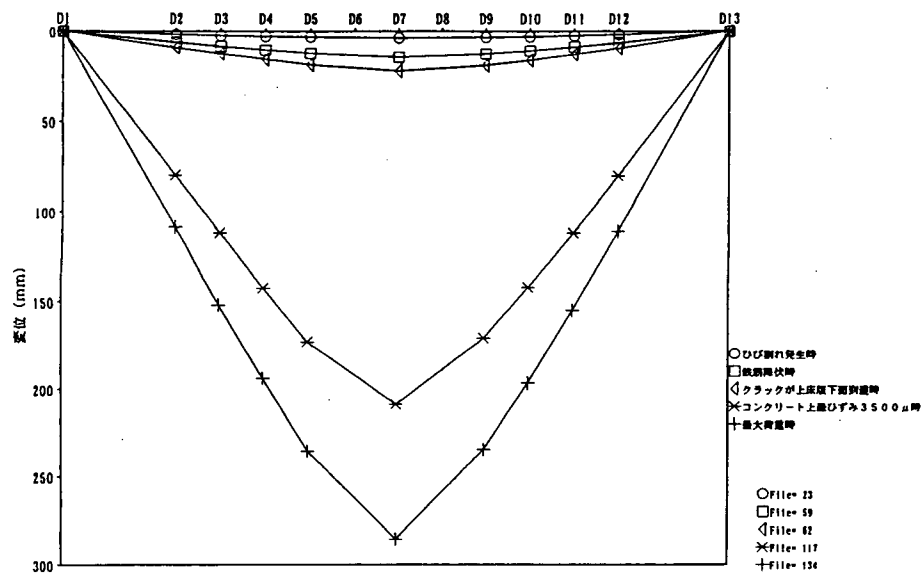


供試体GS-2 : 荷重-PC鋼より繰ひずみ (TP1, TP2, TP3)

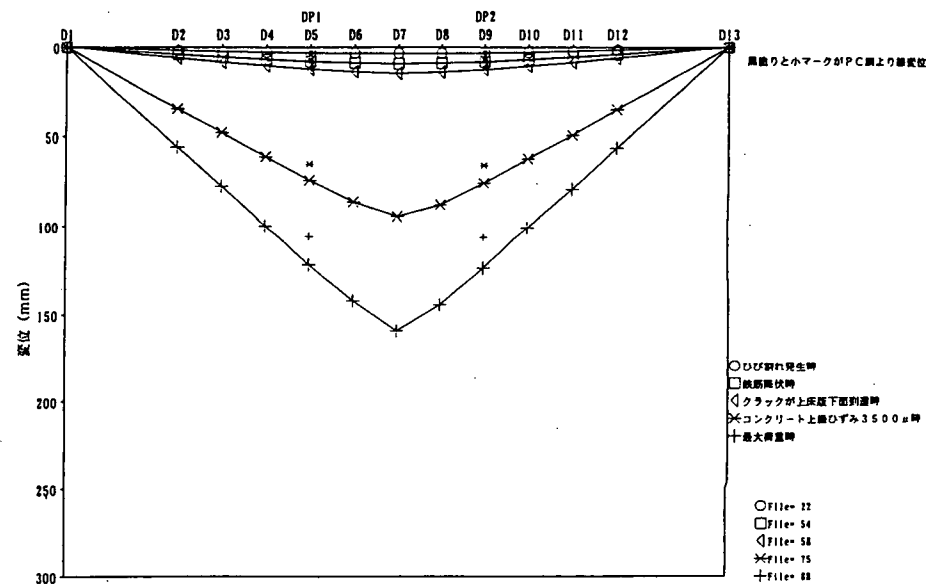


供試体G-6 : 荷重-PC鋼より繰ひずみ (TP1, TP2, TP3)

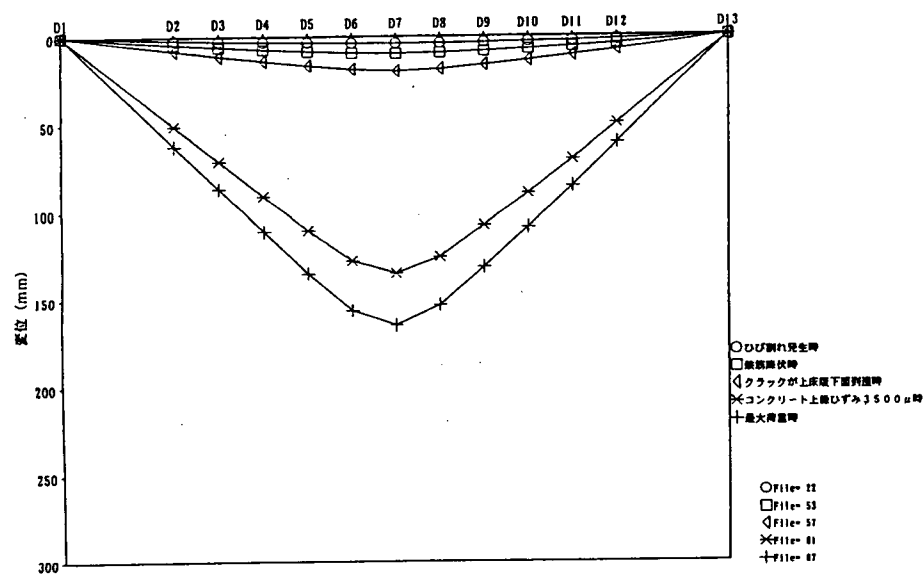
付録 2 載荷荷重－たわみ分布、P C 鋼材変位分布



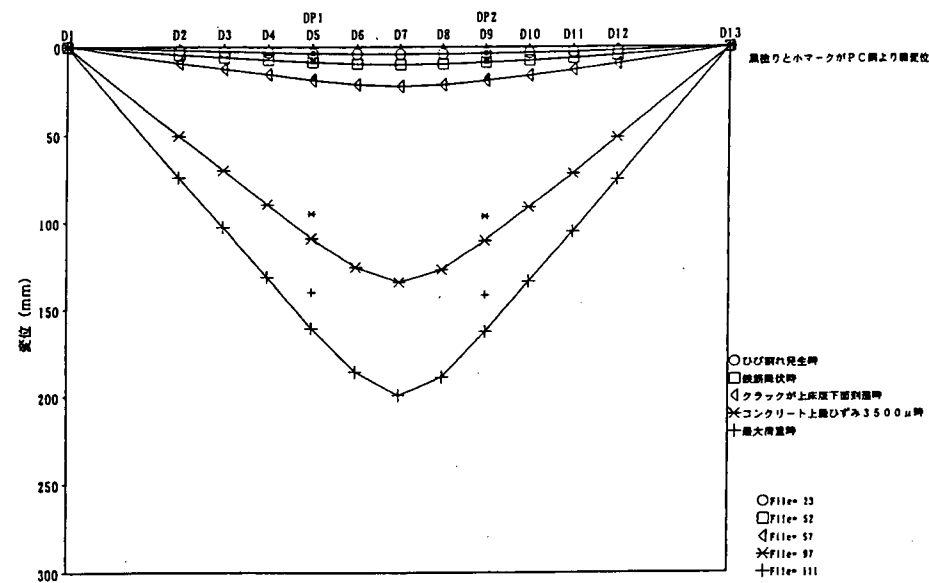
供試体G-3：たわみ分布図



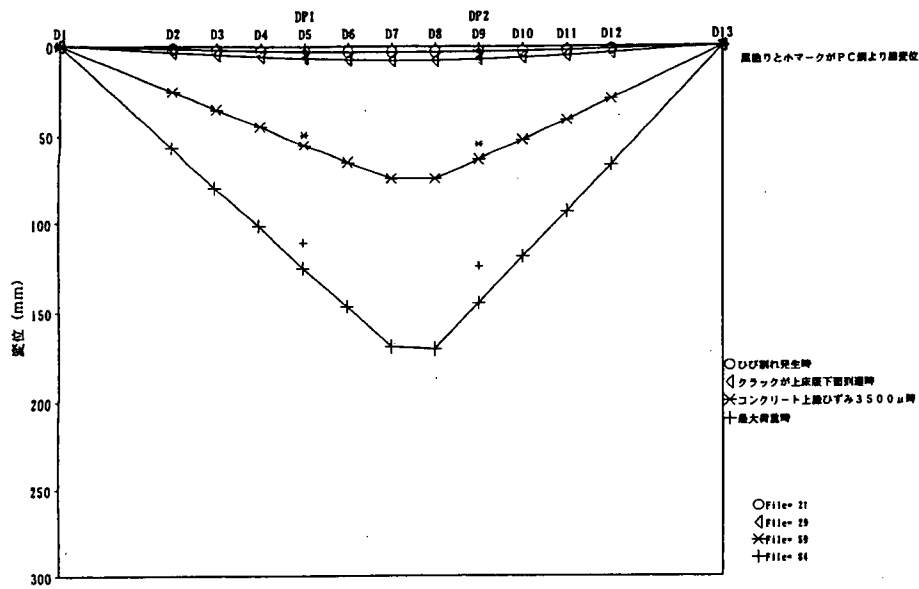
供試体G-1：たわみ分布とPC鋼より線変位分布



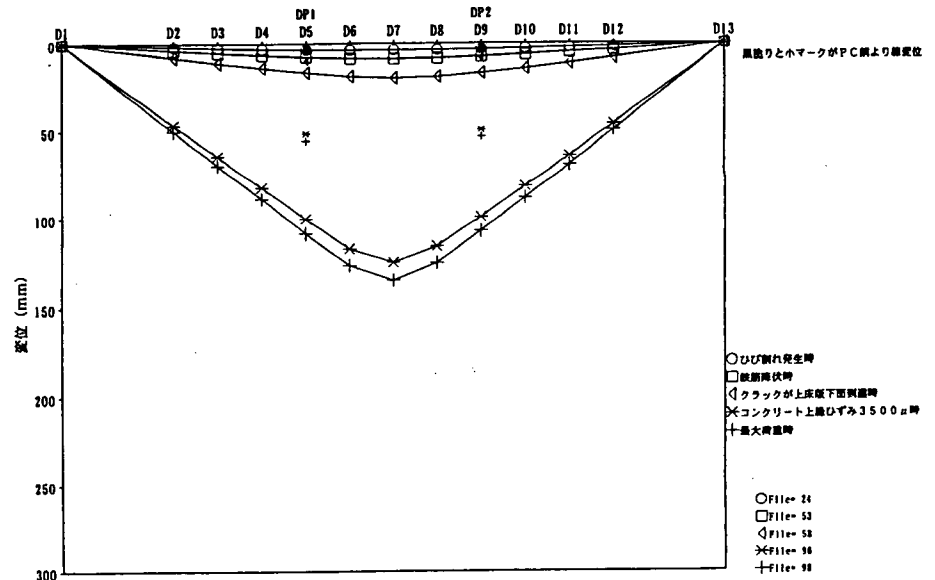
供試体G-4：たわみ分布図



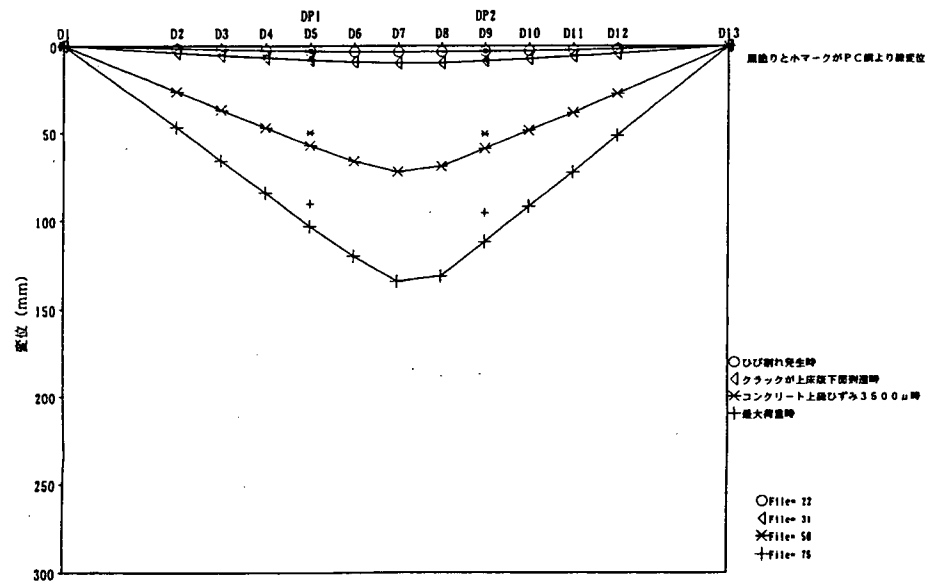
供試体G-2：たわみ分布とPC鋼より線変位分布



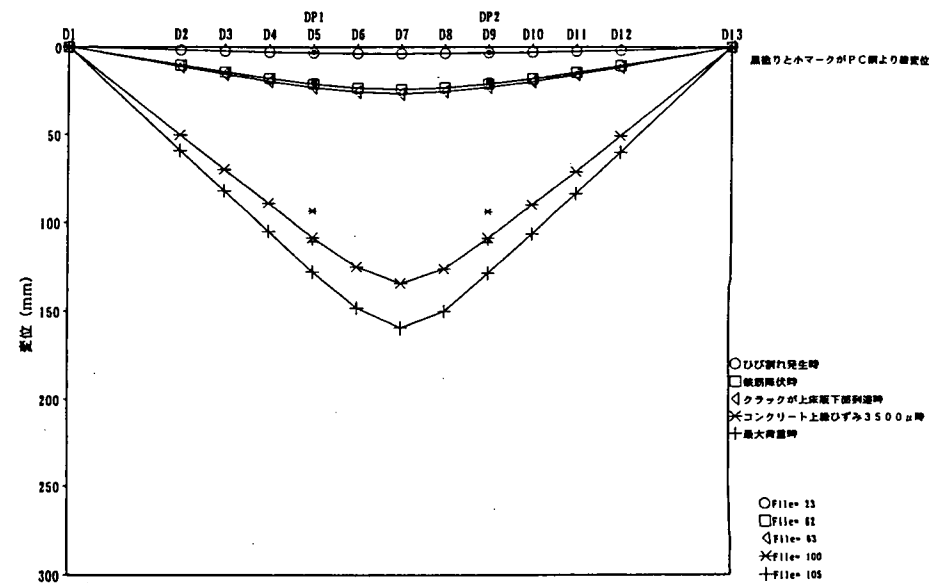
供試体GS-1：たわみ分布とPC鋼より線変位分布図



供試体G-5：たわみ分布とPC鋼より線変位分布図

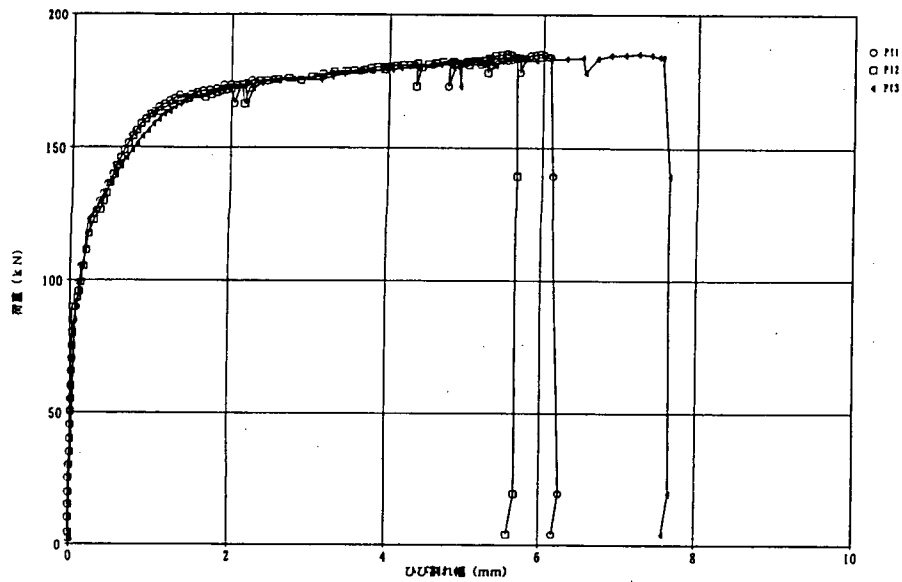


供試体GS-2：たわみ分布とPC鋼より線変位分布図

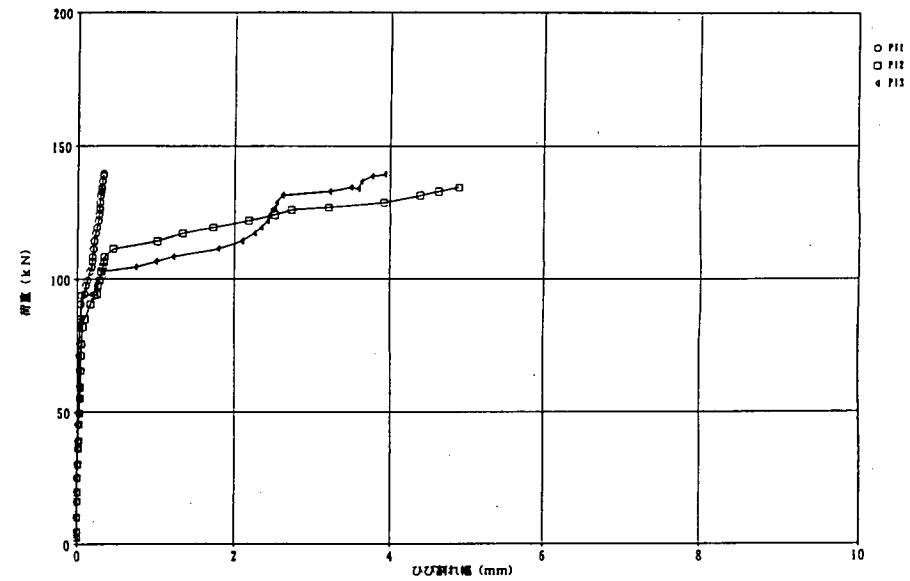


供試体G-6：たわみ分布とPC鋼より線変位分布図

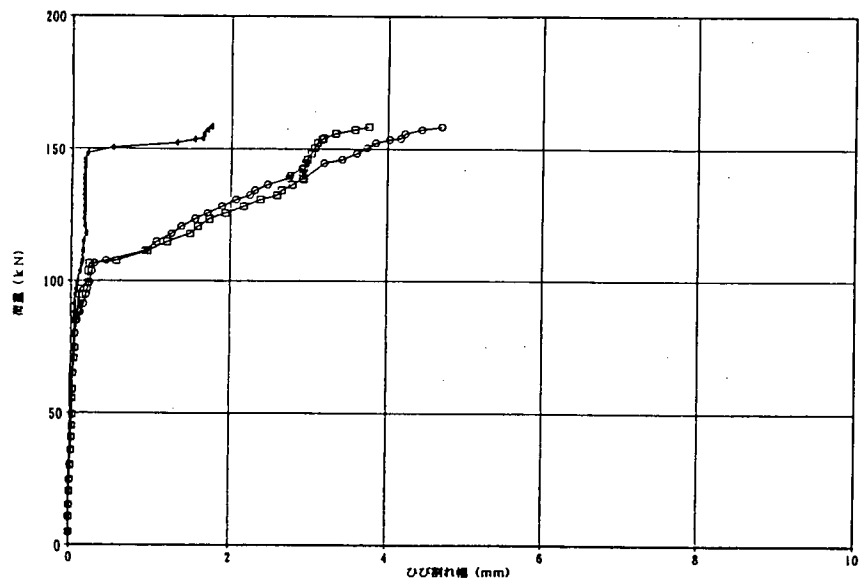
付録 3 載荷荷重－ひびわれ幅



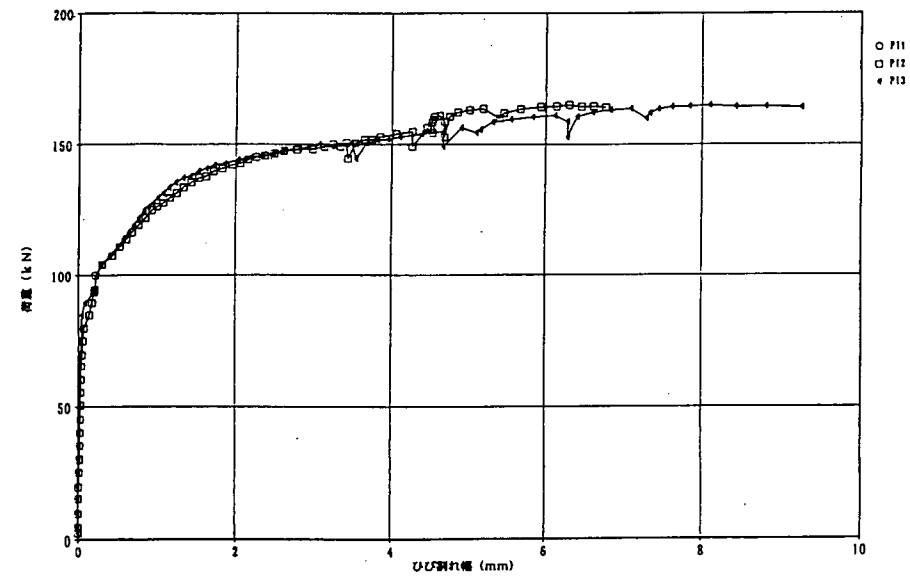
供試体G-3: 荷重-ひび割れ幅 (P11, P12, P13)



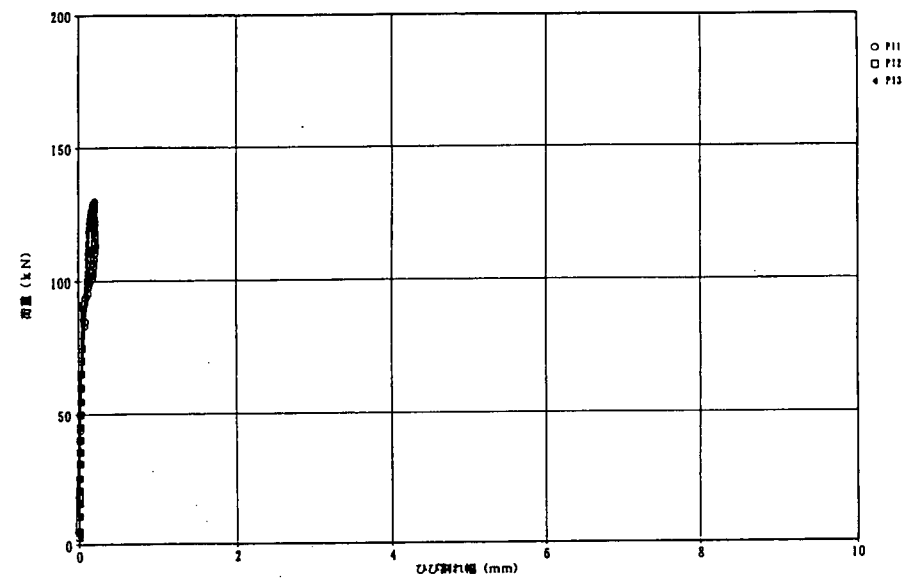
供試体G-1: 荷重-ひび割れ幅 (P11, P12, P13)



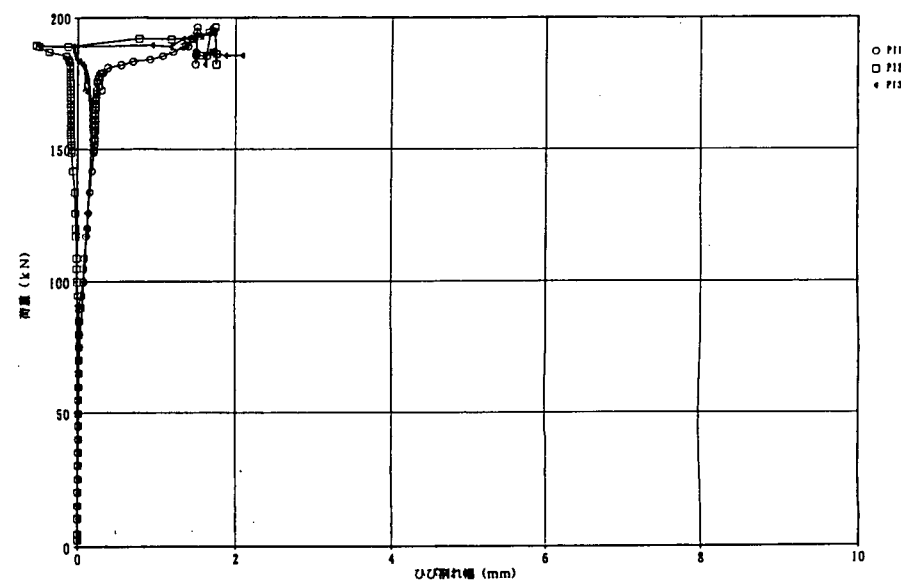
供試体G-4: 荷重-ひび割れ幅 (P11, P12, P13)



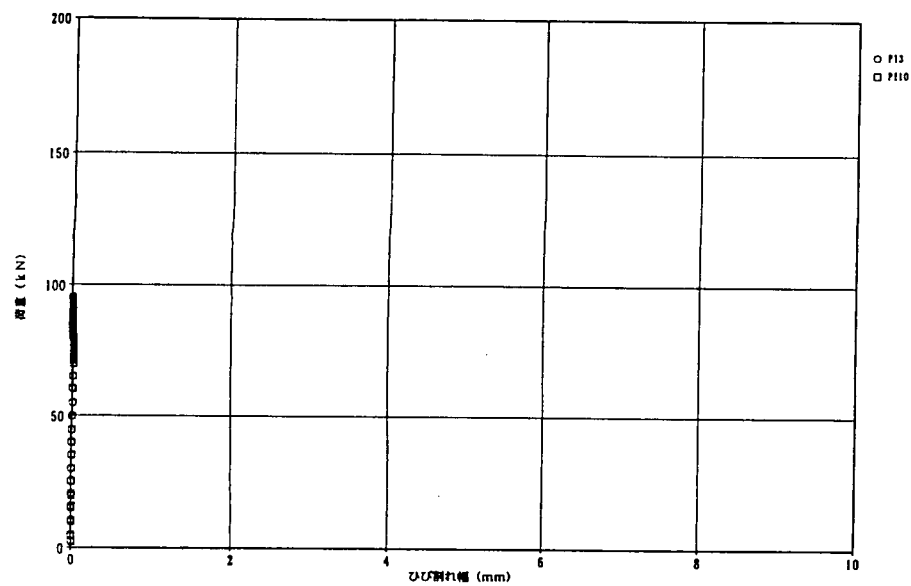
供試体G-2: 荷重-ひび割れ幅 (P11, P12, P13)



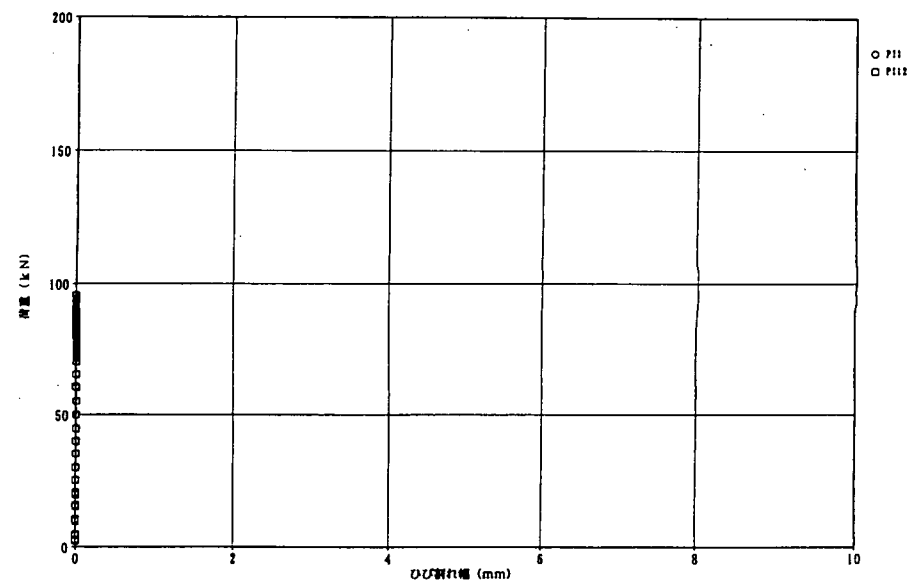
供試体G-5 : 荷重-ひび割れ幅 (P11, P12, P13)



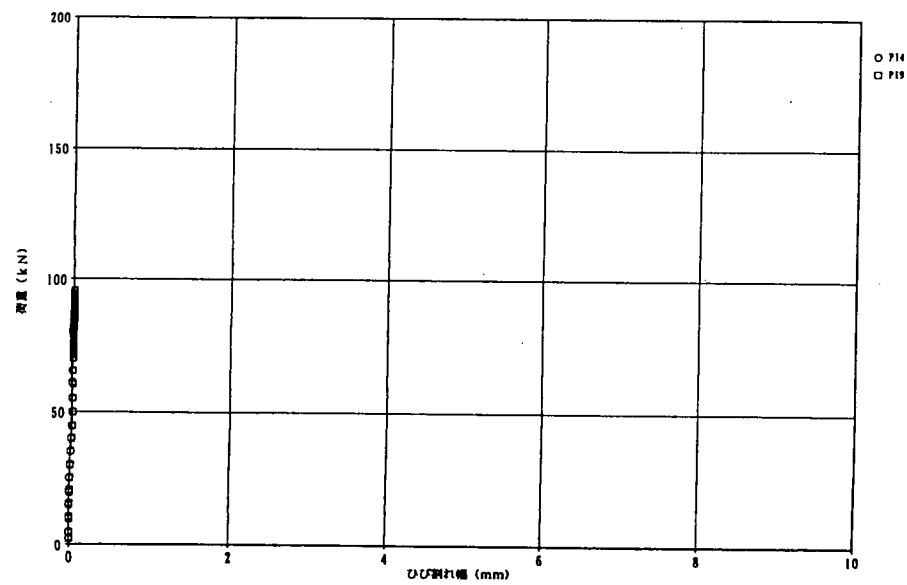
供試体G-6 : 荷重-ひび割れ幅 (P11, P12, P13)



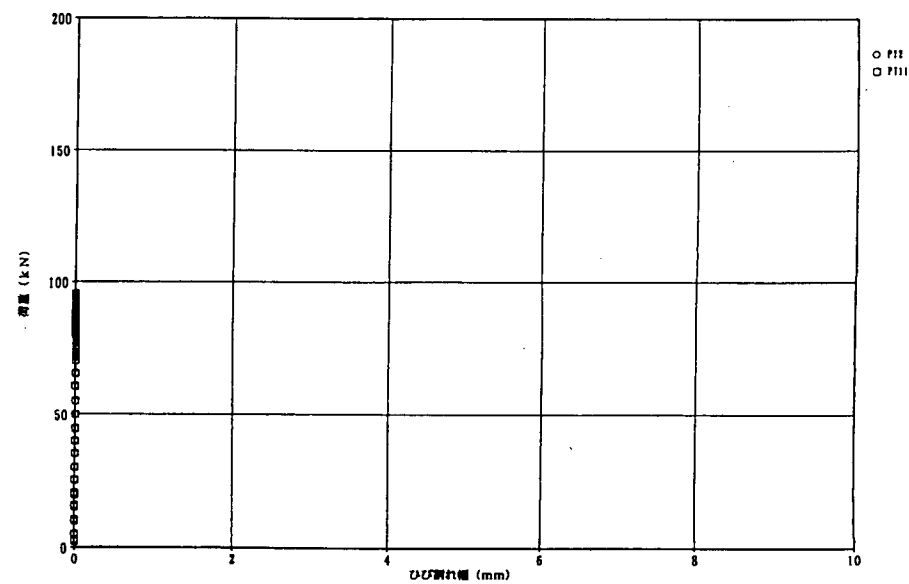
供試体GS-1：荷重－ひび割れ幅（P13, P110）



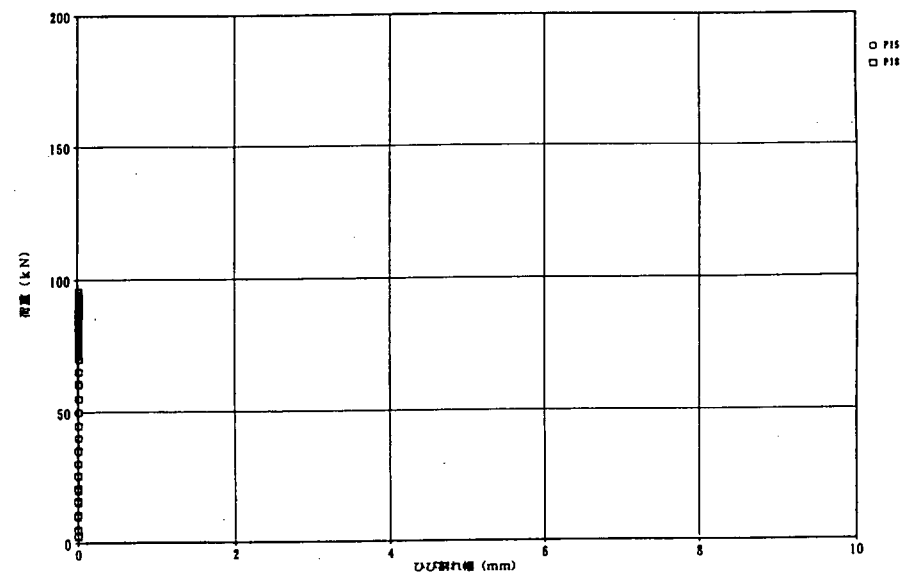
供試体GS-1：荷重－ひび割れ幅（P11, P112）



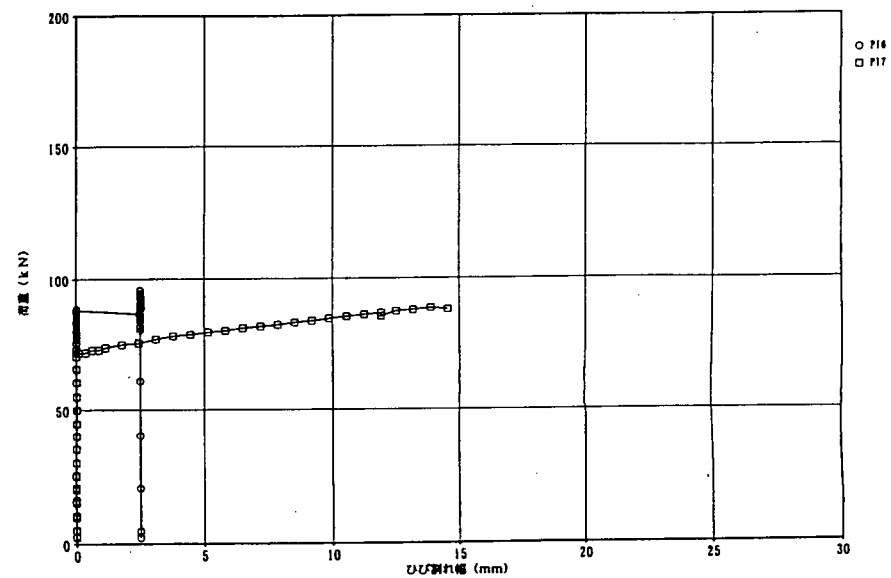
供試体GS-1：荷重－ひび割れ幅（P14, P119）



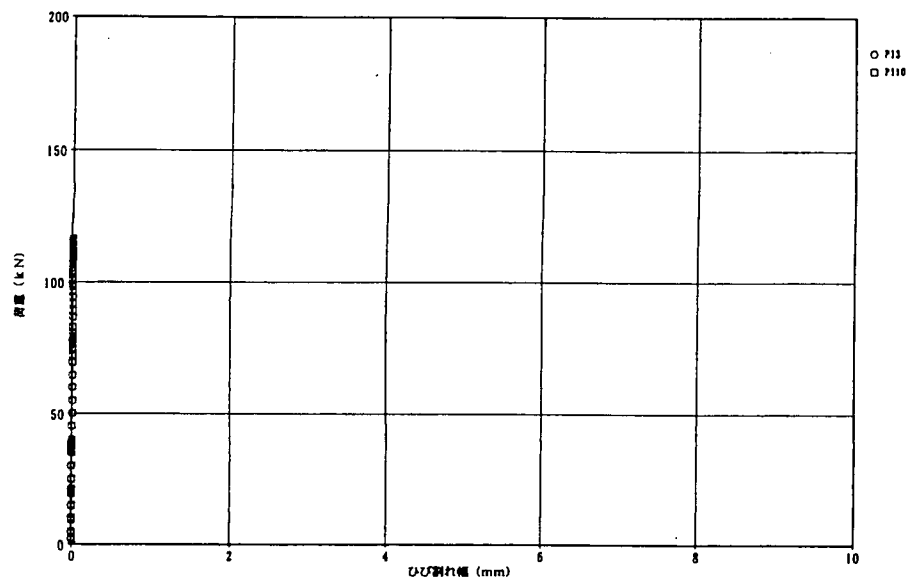
供試体GS-1：荷重－ひび割れ幅（P12, P111）



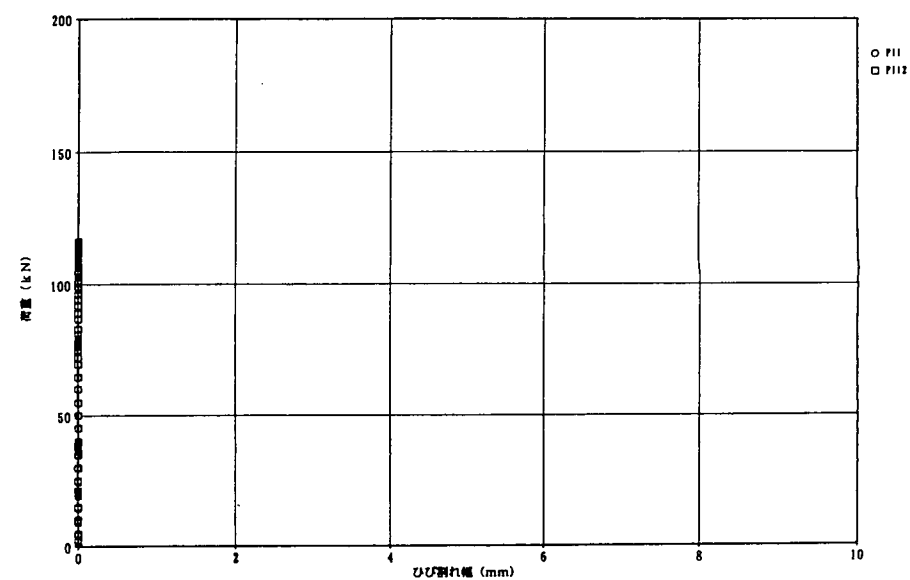
供試体GS-1：荷重-ひび割れ幅 (P15, P18)



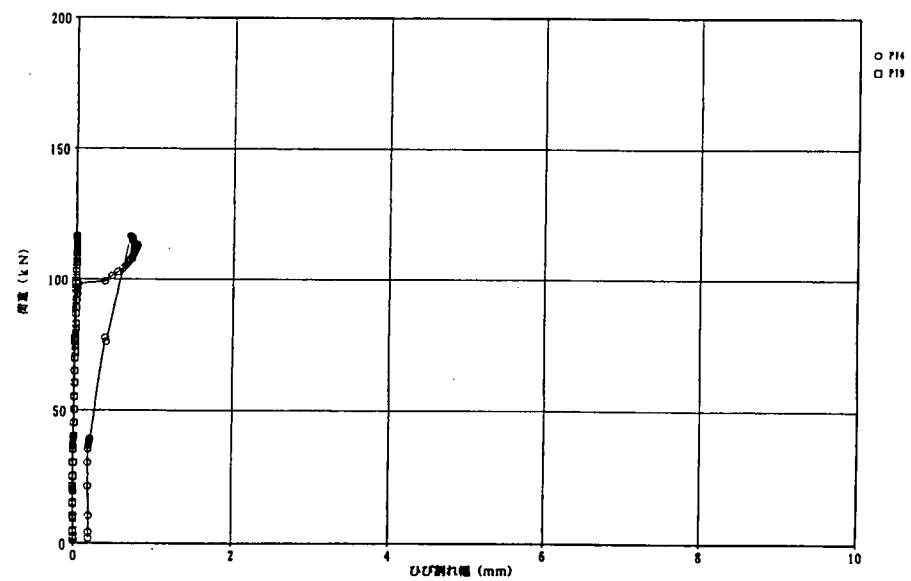
供試体GS-1：荷重-ひび割れ幅 (P16, P17)



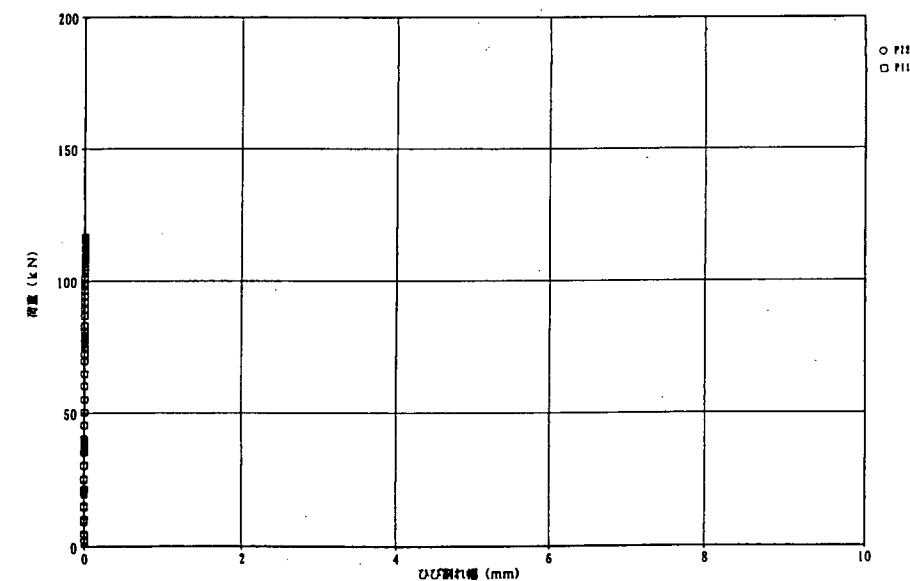
供試体GS-2：荷重-ひび割れ幅 (P13, P110)



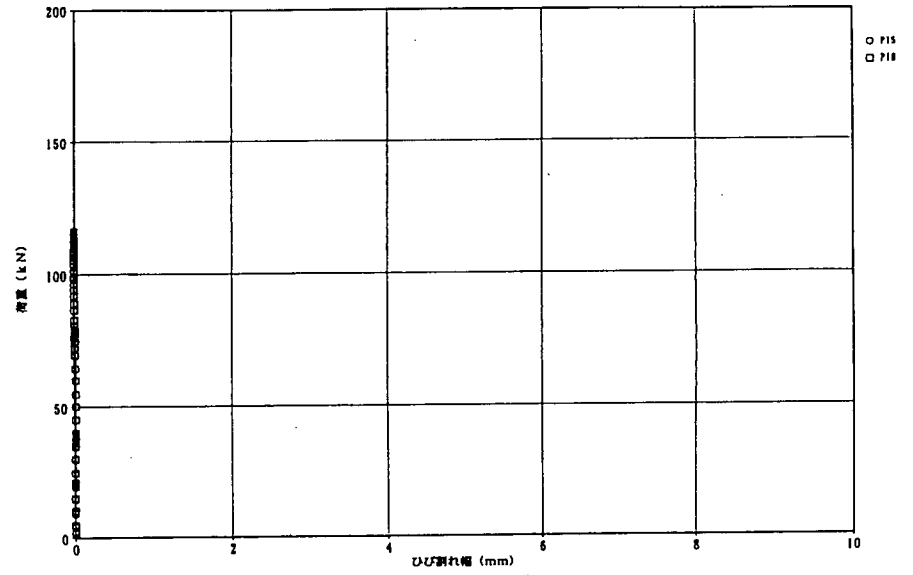
供試体GS-2：荷重-ひび割れ幅 (P11, P112)



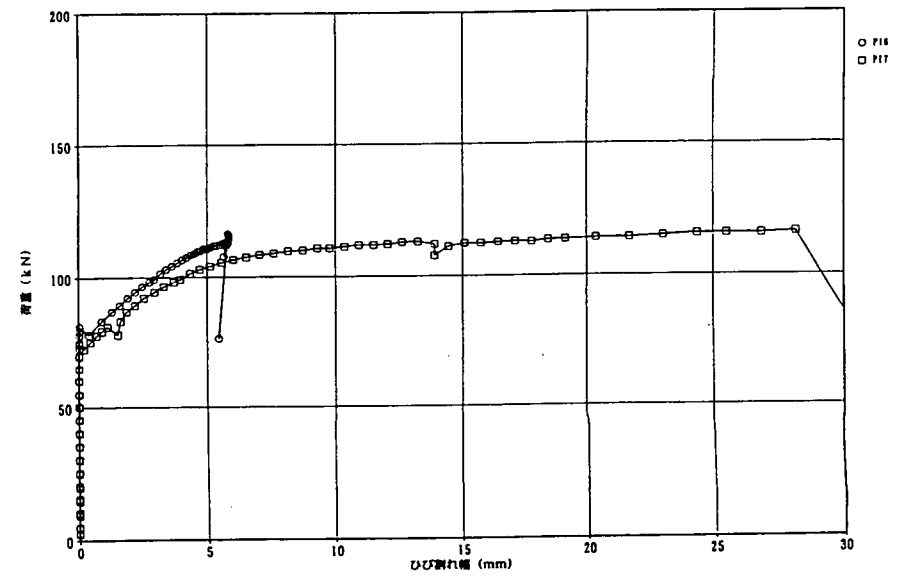
供試体GS-2：荷重-ひび割れ幅 (P14, P19)



供試体GS-2：荷重-ひび割れ幅 (P12, P111)



供試体GS-2 : 荷重-ひび割れ幅 (P15, P18)

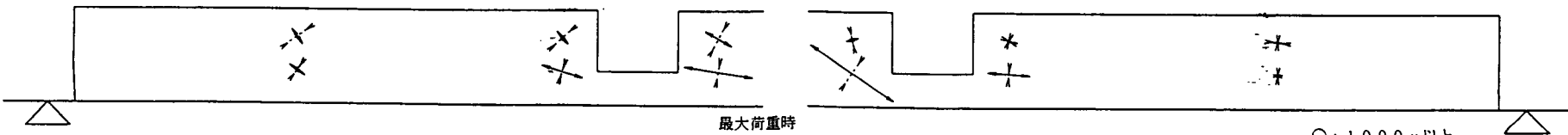
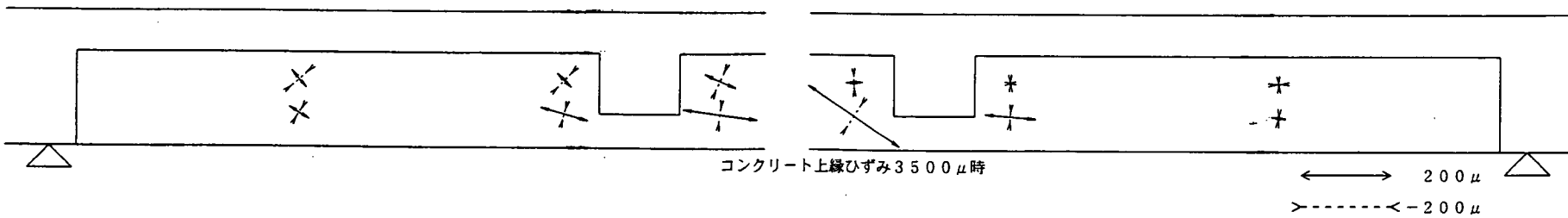
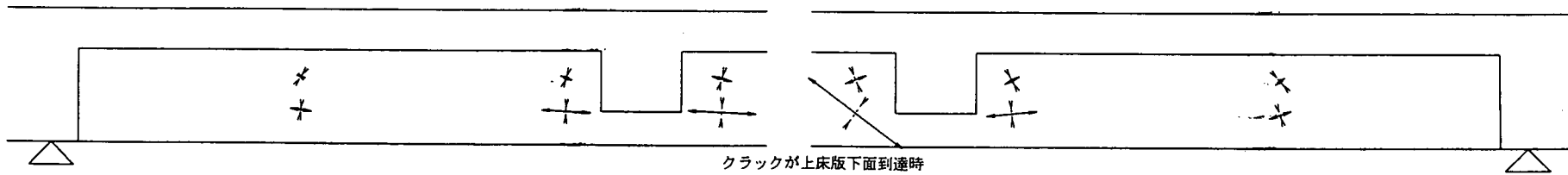
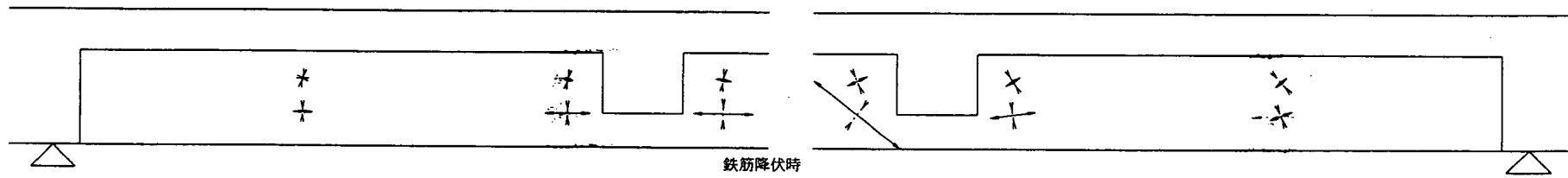
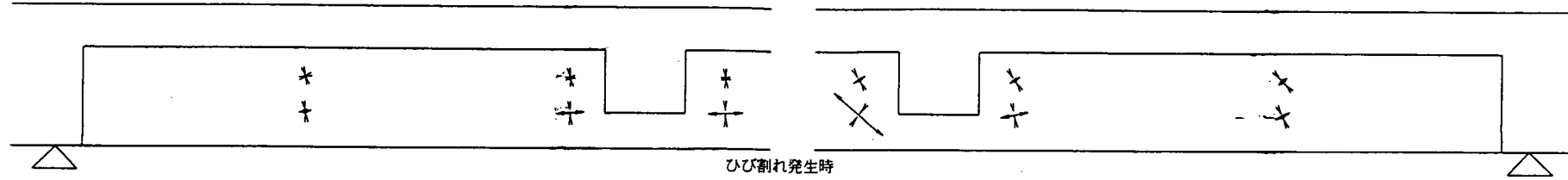


供試体GS-2 : 荷重-ひび割れ幅 (P16, P17)

付録 4 載荷荷重－主ひずみ分布図

C1側

C12側

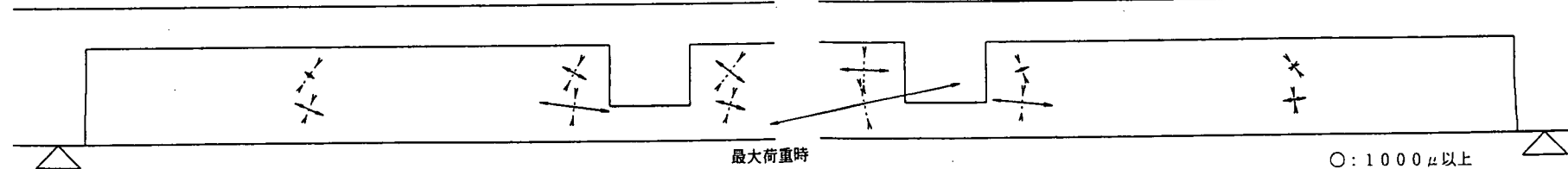
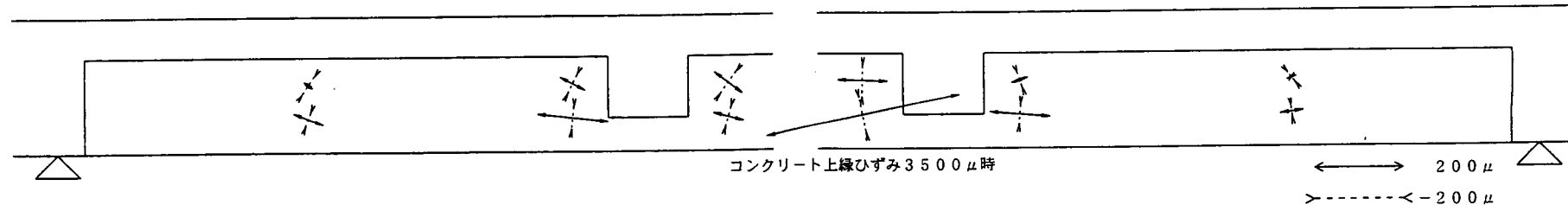
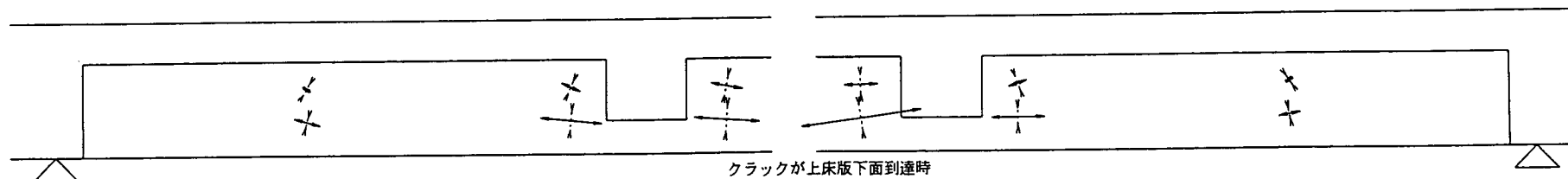
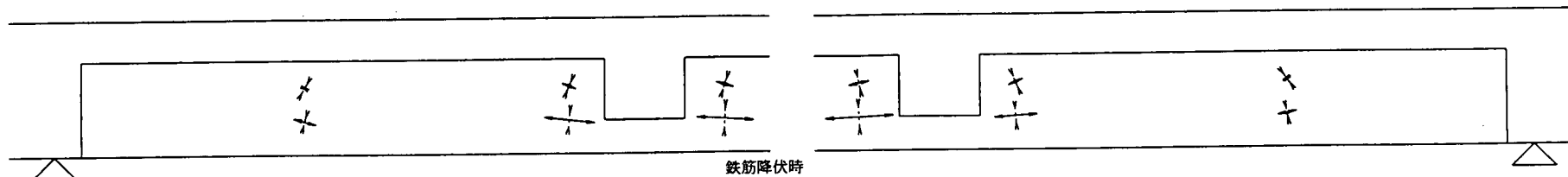
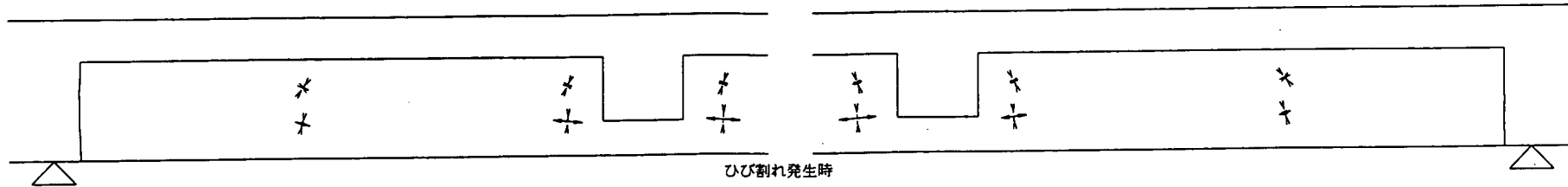


○: 1000 μ 以上
●: 断線

供試体G-1: 主ひずみ分布図

C1側

C12側

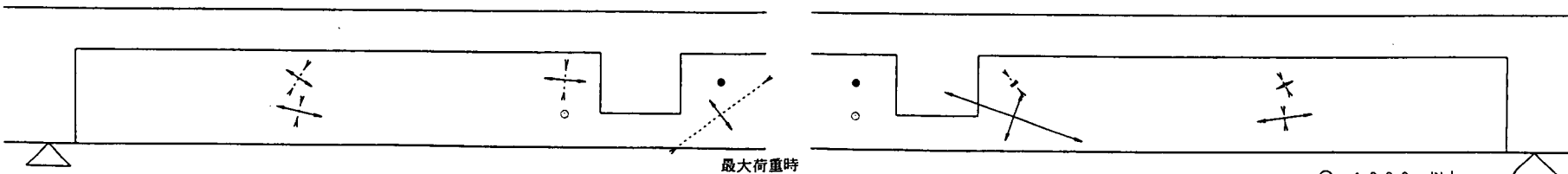
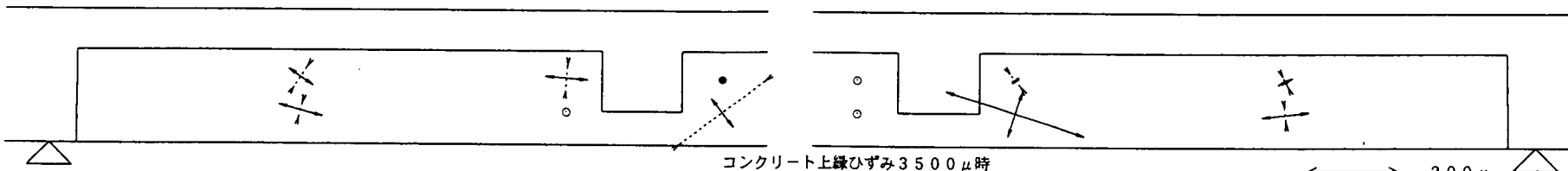
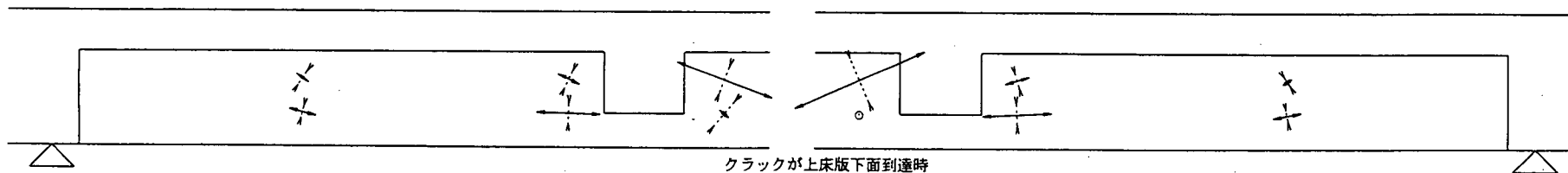
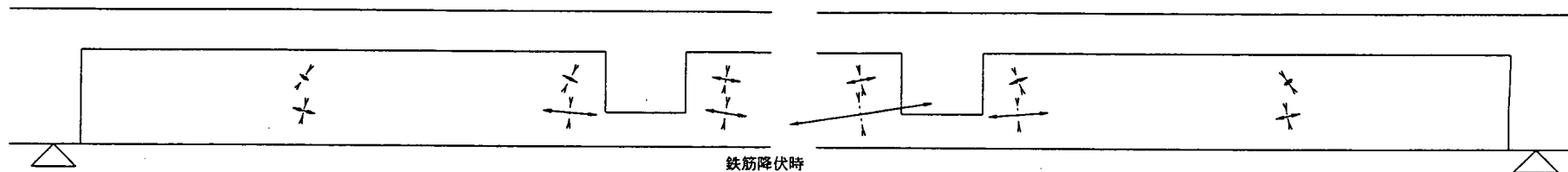
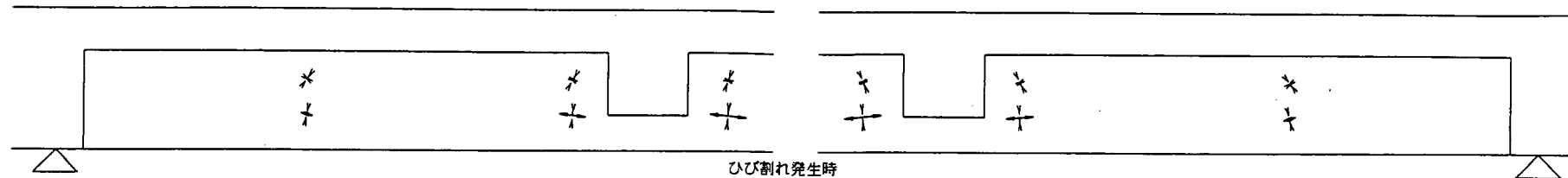


○: 1000 μ m以上
●: 断線

供試体G-2: 主ひずみ分布図

C1側

C12側

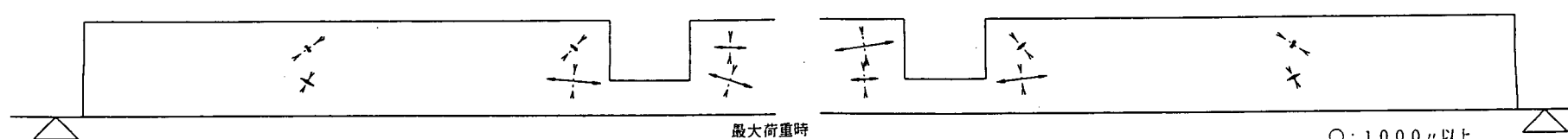
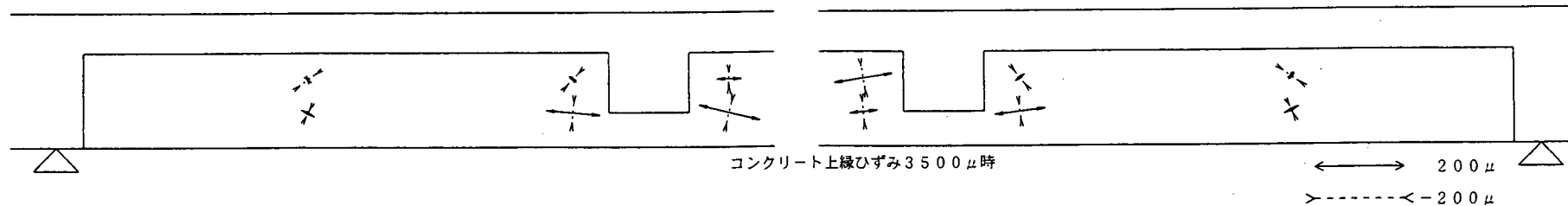
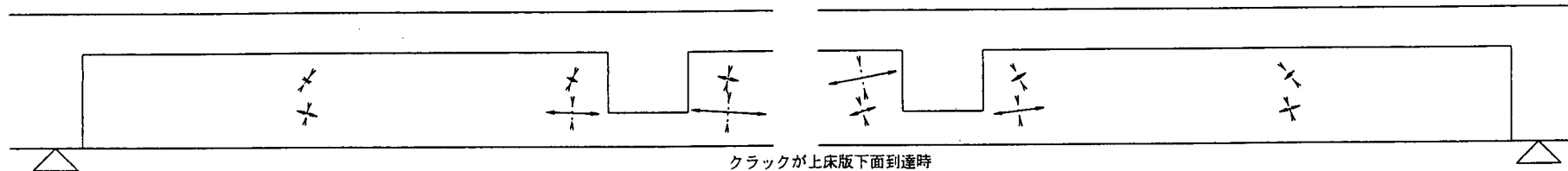
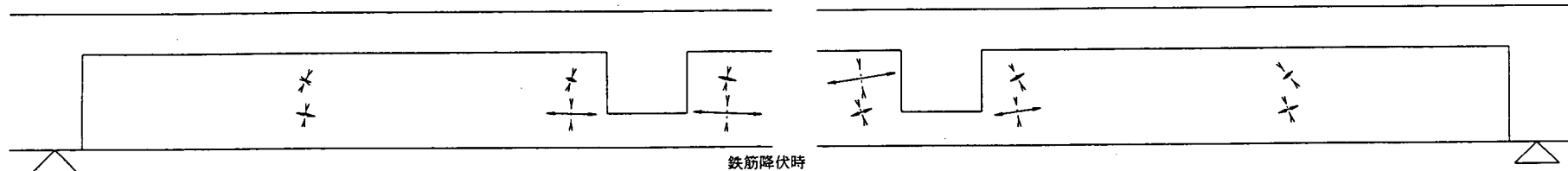
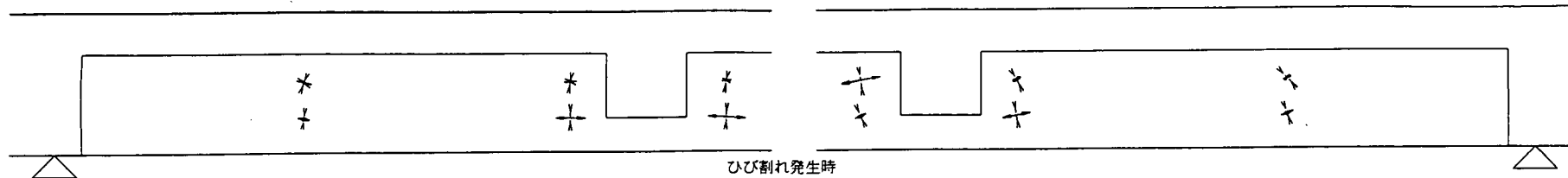


○: 1000 μ 以上
●: 断 線

供試体G-3: 主ひずみ分布図

C1側

C12側

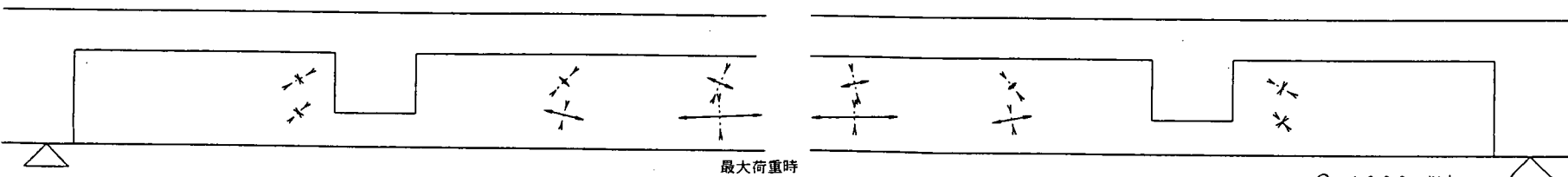
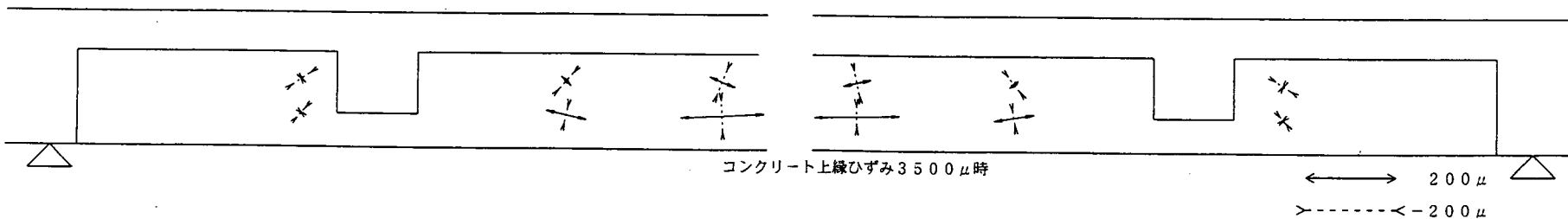
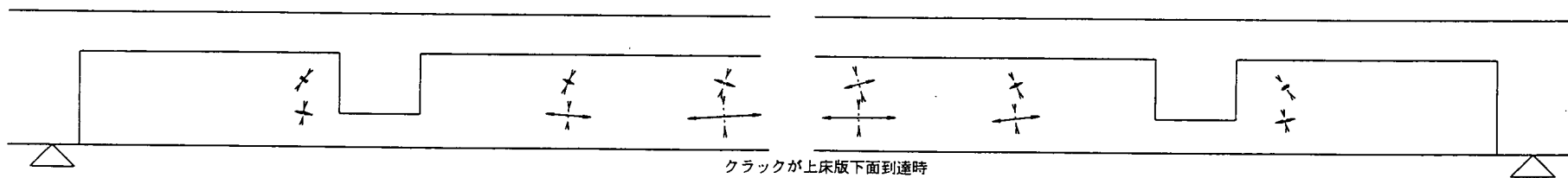
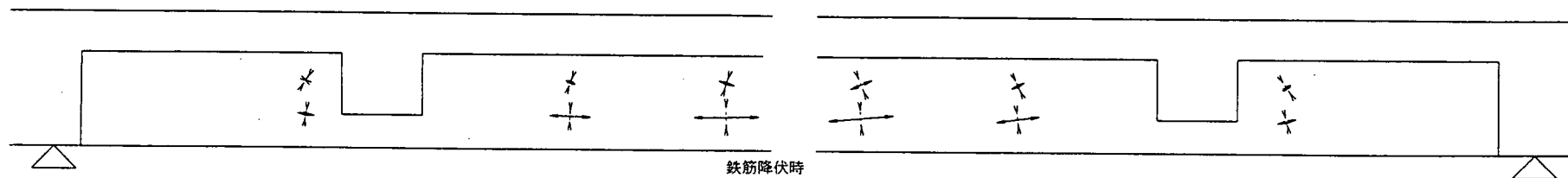
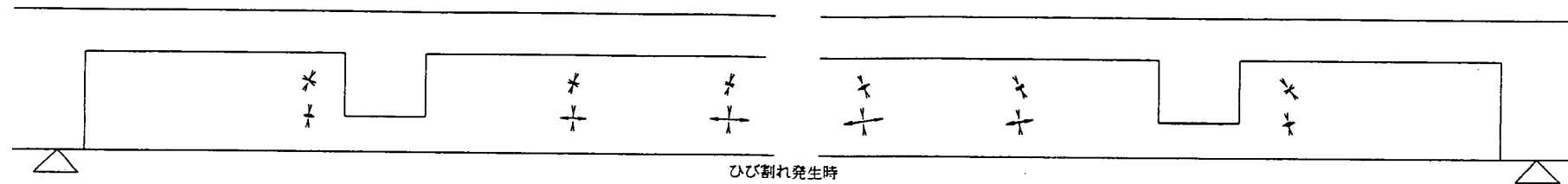


○ : 1000 μ 以上
● : 断 線

供試体G-4 : 主ひずみ分布図

C1側

C12側

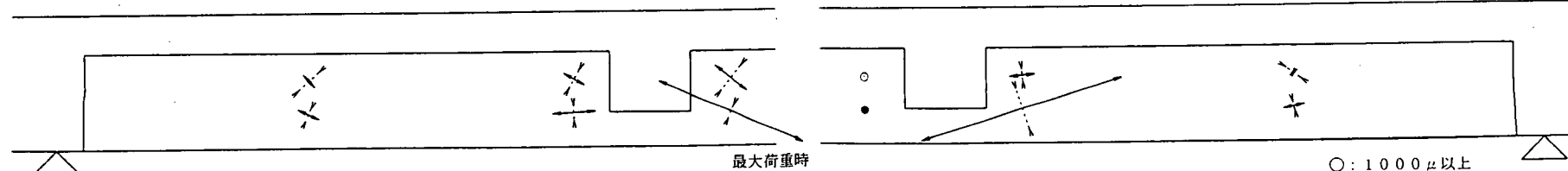
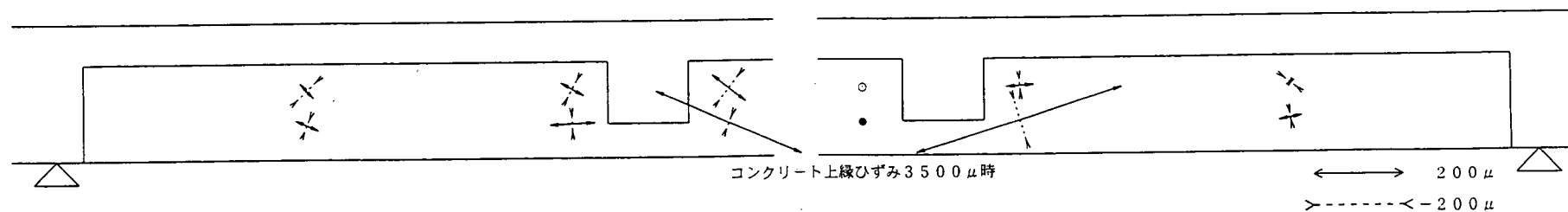
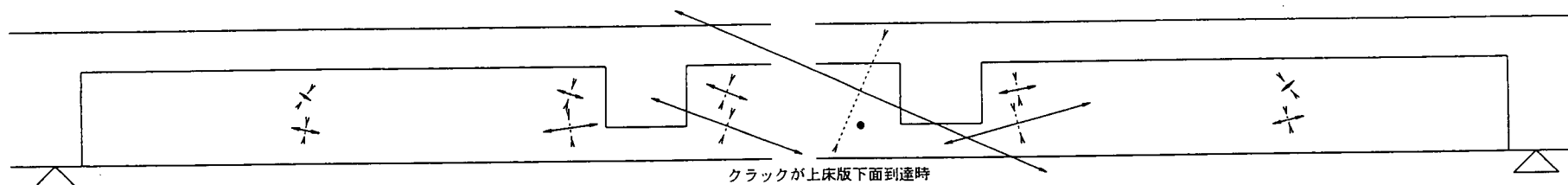
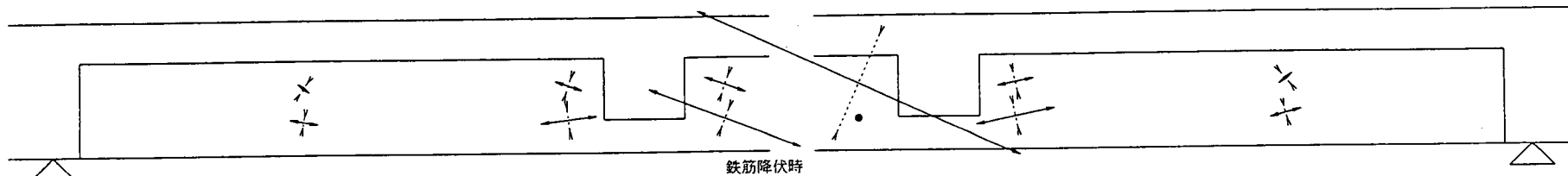
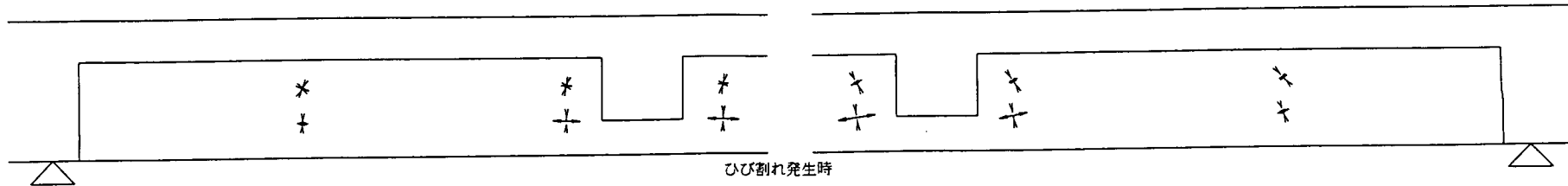


○ : 1000 μ m 以上
● : 断 線

供試体G-5 : 主ひずみ分布図

C1側

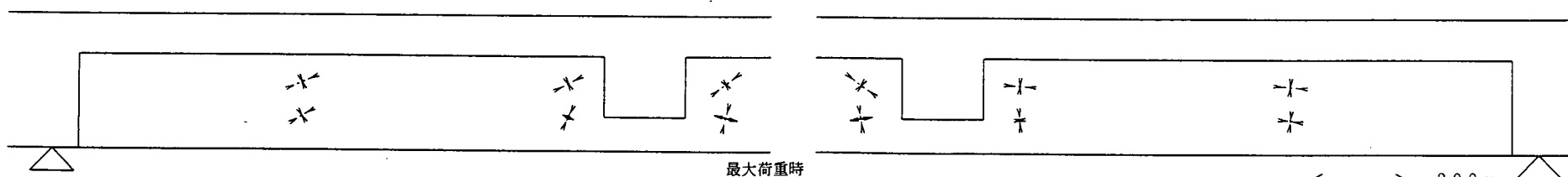
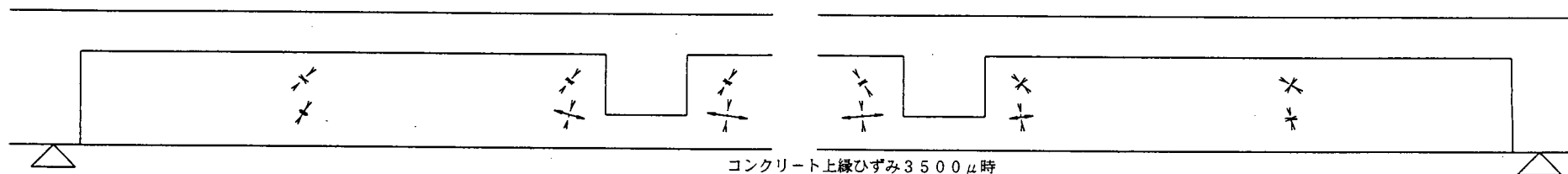
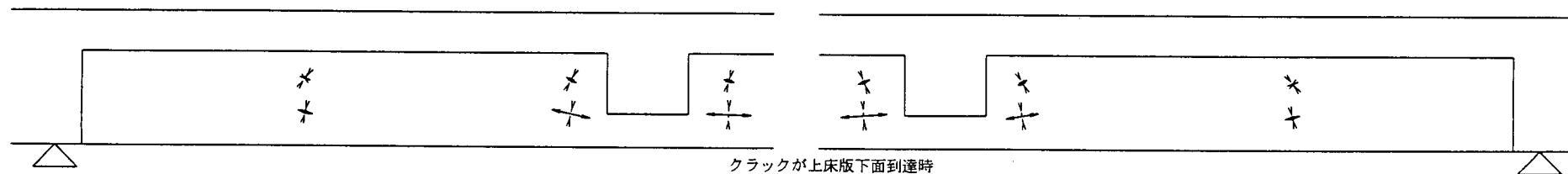
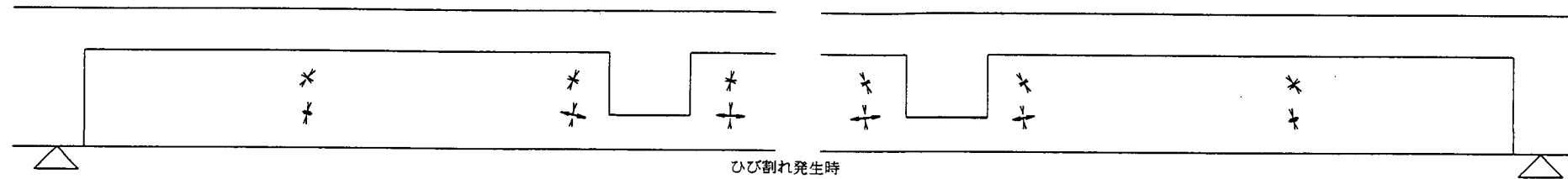
C12側



供試体G-6: 主ひずみ分布図

C1側

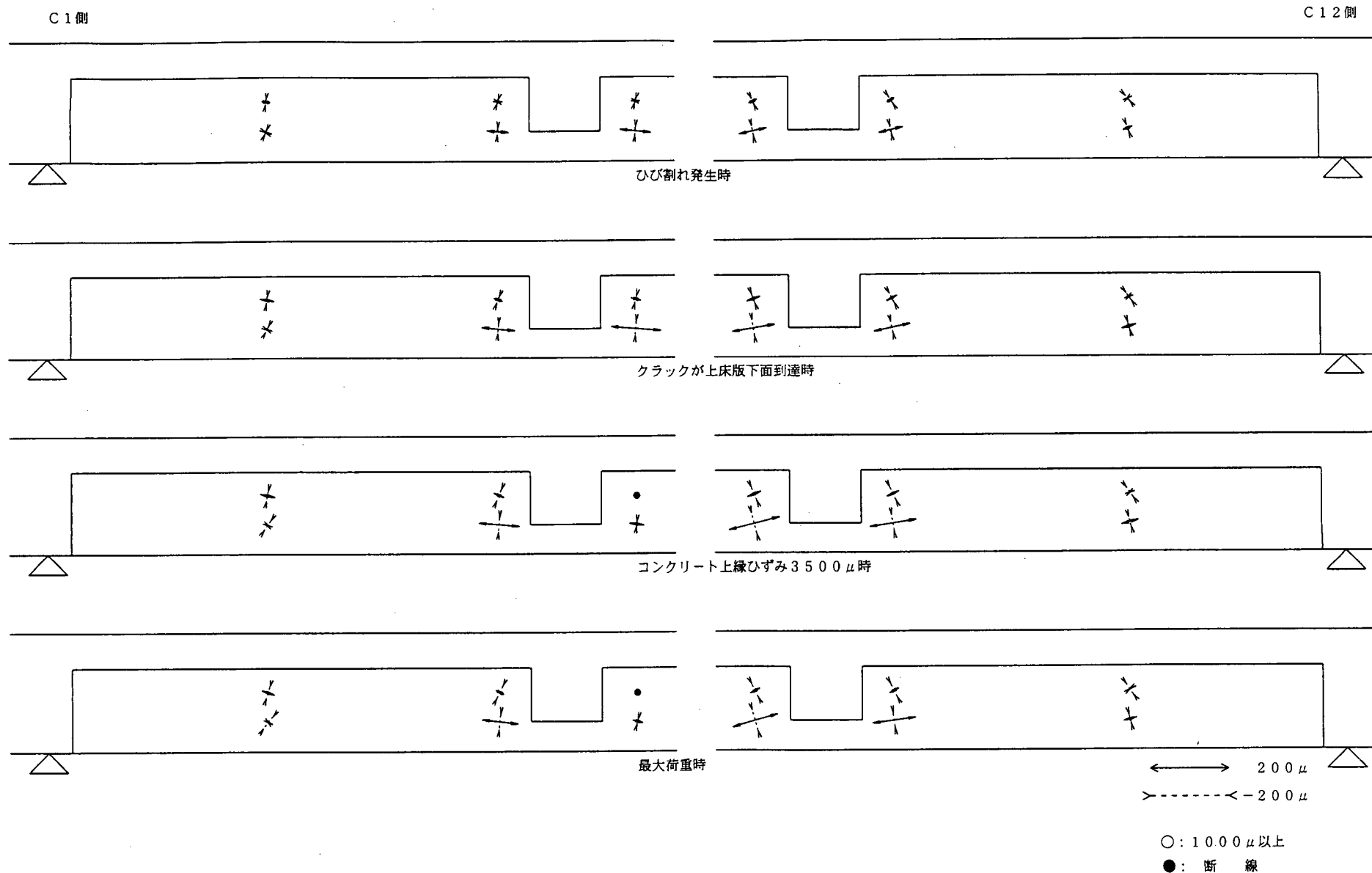
C12側



200 μ
-200 μ

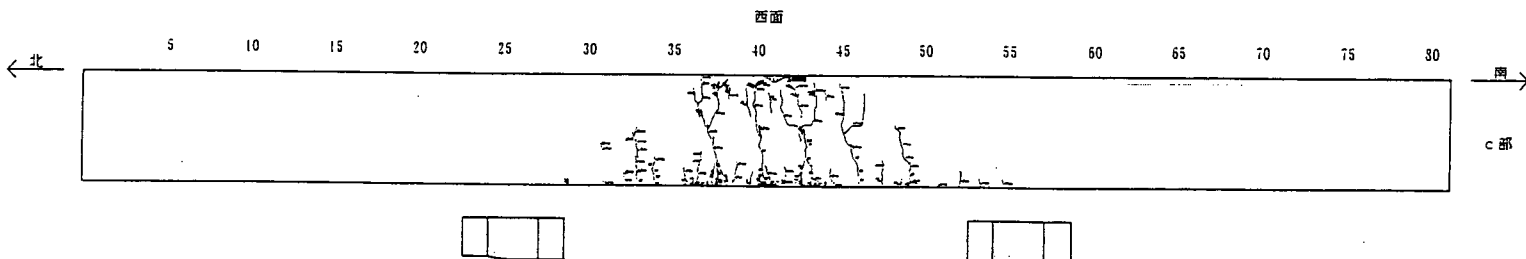
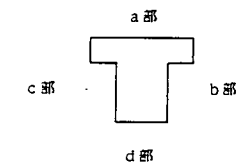
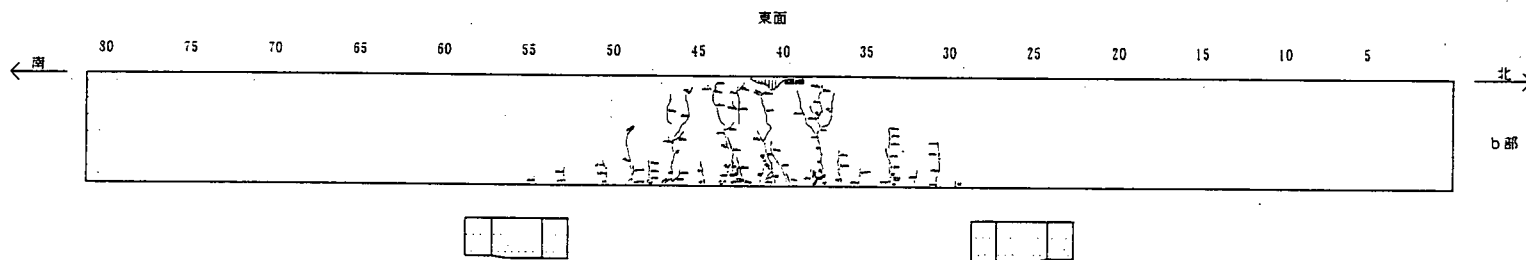
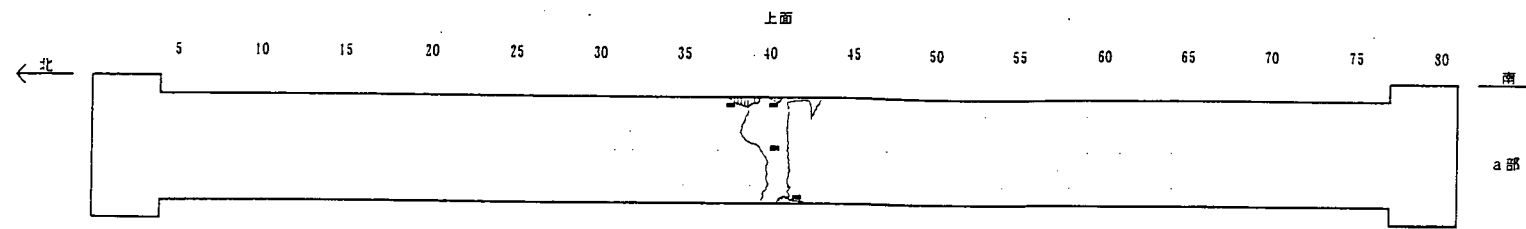
○: 1000 μ 以上
●: 断 線

供試体GS-1: 主ひずみ分布図



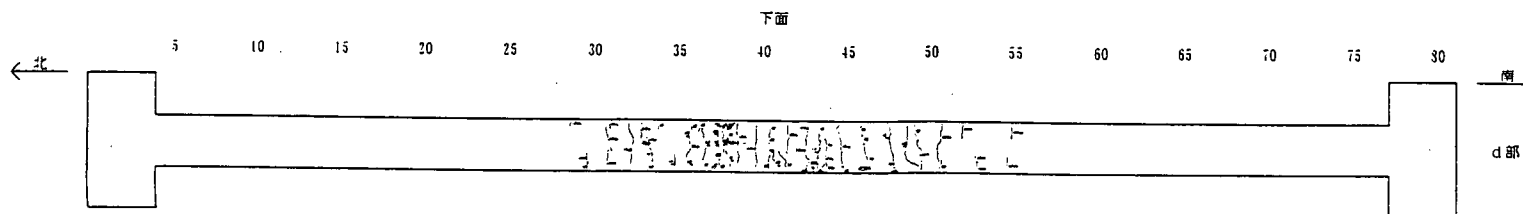
供試体GS-2: 主ひずみ分布図

付録5 ひびわれ状態スケッチ図

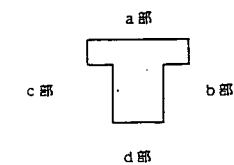
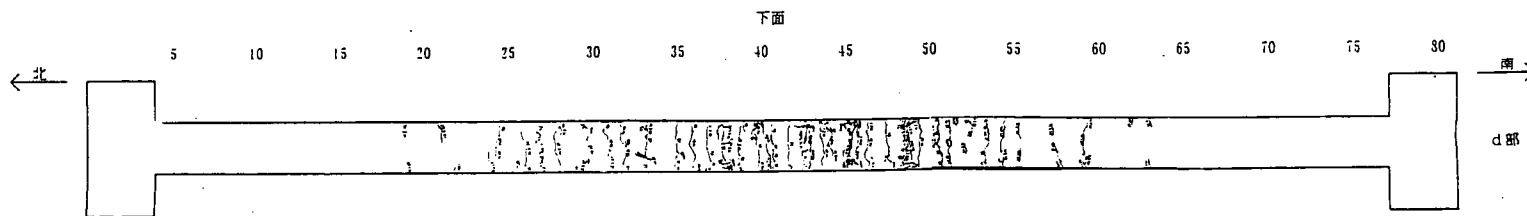
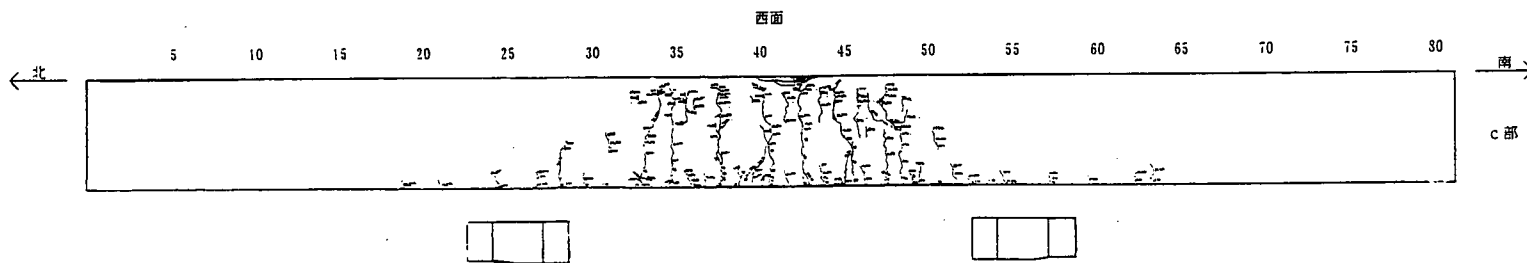
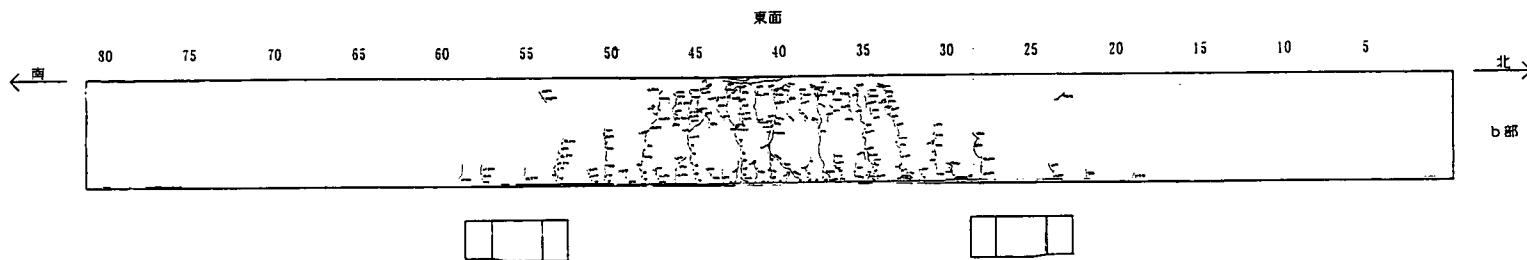
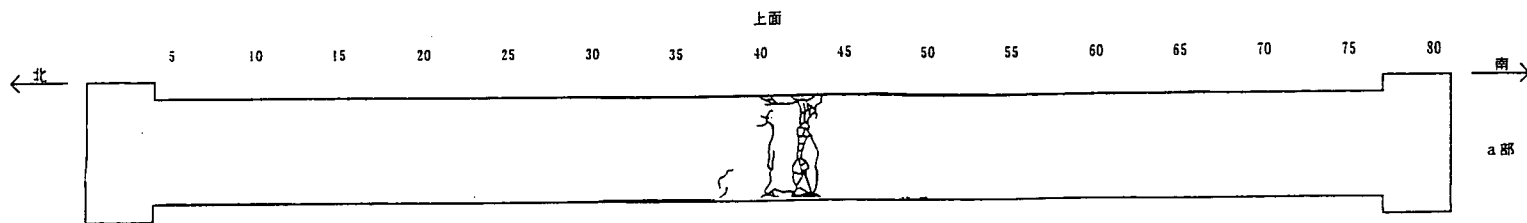


凡例

- 1 図中の数字は荷重 (KN) を表示しています
- 2 図中のMは中央変位 (mm) を表示しています
- 3 b 部、c 部は展開図で見えています
- 4 デビエータ部分は正面及び側面のみで
上面は a 部にスケッチしています



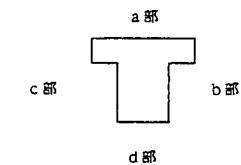
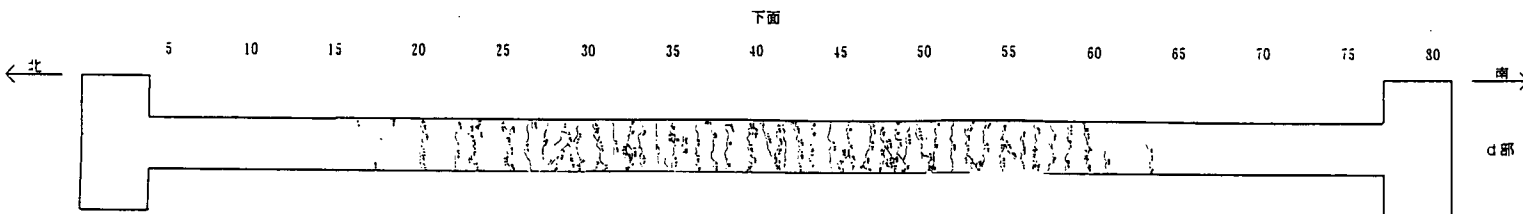
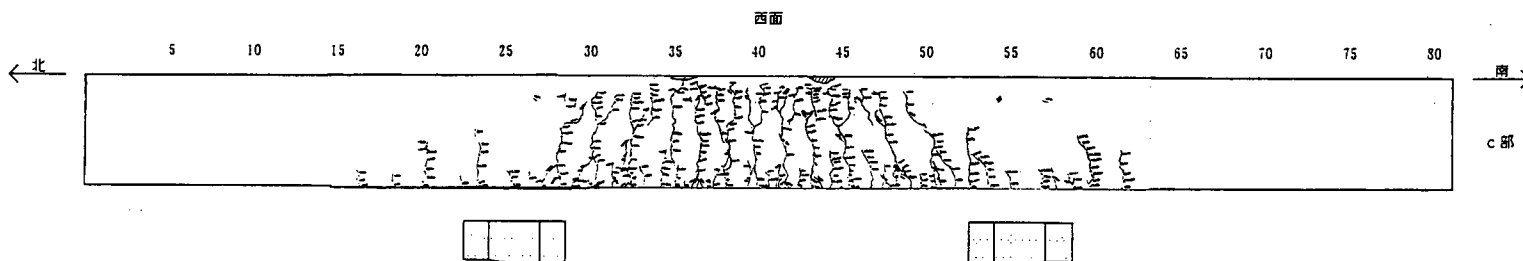
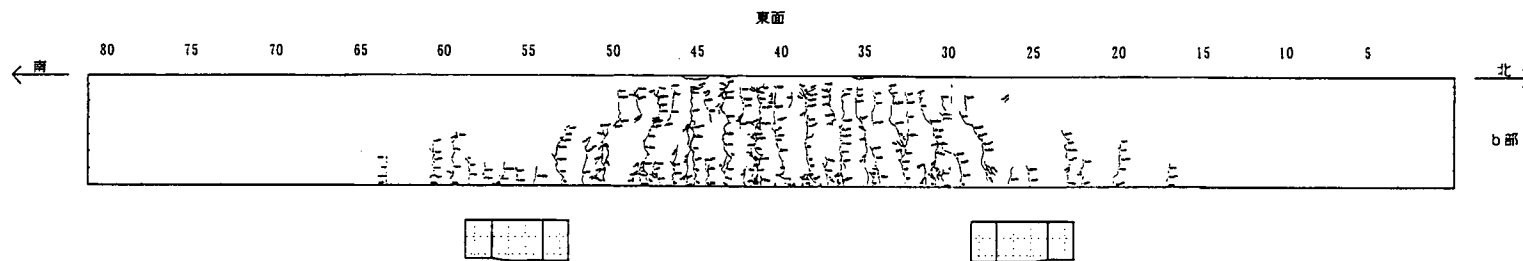
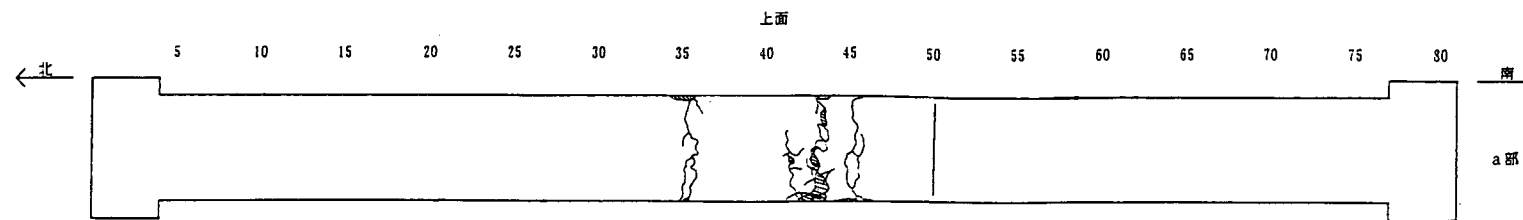
ひび割れ状態スケッチ図 (供試体番号 NO. G-1)



凡例

- 1 図中の数字は荷重 (KN) を表示しています
- 2 図中のXは中央変位 (mm) を表示しています
- 3 b 部、c 部は展開図で見えています
- 4 デビエータ部分は正面及び側面のみで
上面はa部にスケッチしています

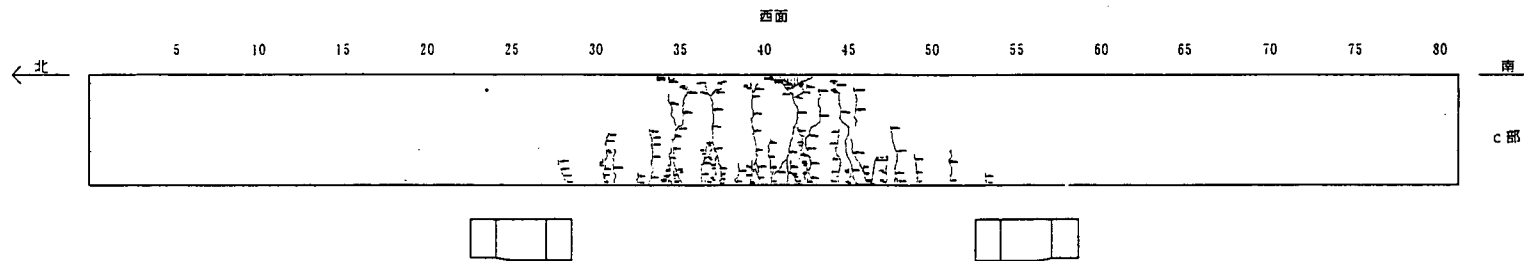
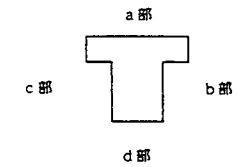
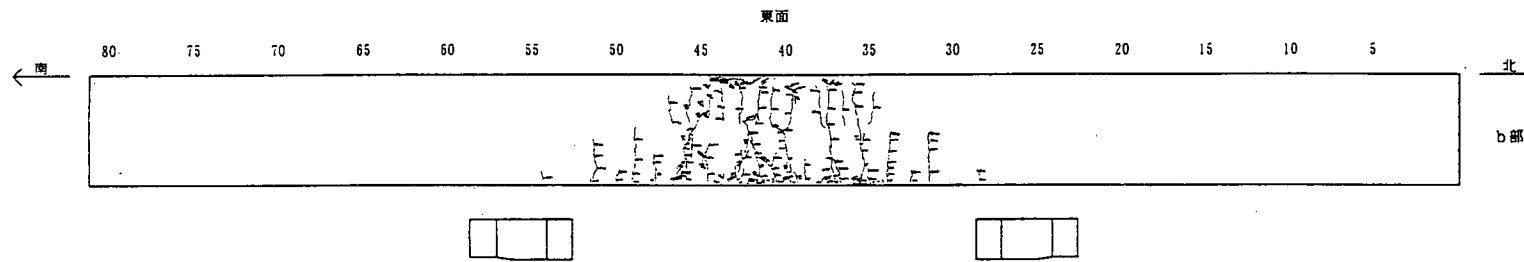
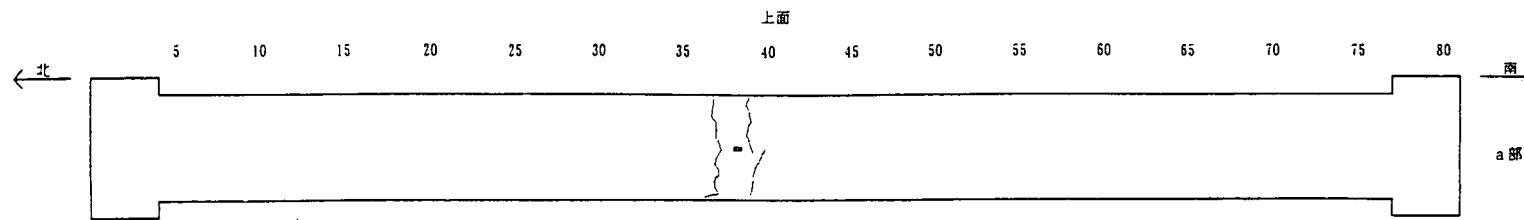
ひび割れ状態スケッチ図 (供試体番号 NO. G-2)



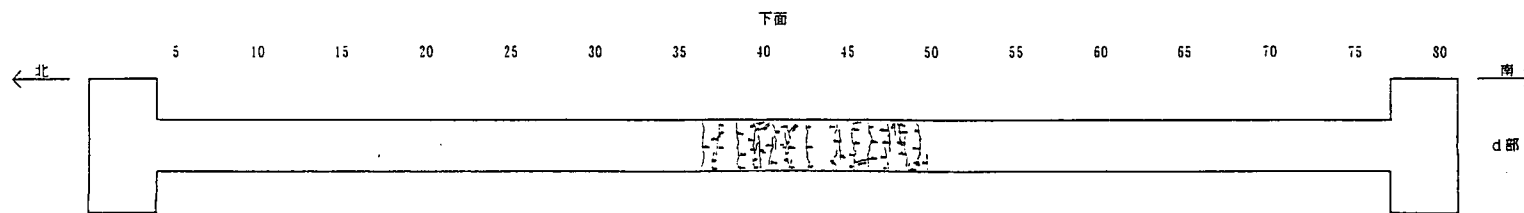
凡例

- 1 図中の数字は荷重 (kN) を表示しています
- 2 図中のMは中央変位 (mm) を表示しています
- 3 b 部、c 部は展開図で見えています
- 4 デビエータ部分は正面及び側面のみで
上面はa部にスケッチしています

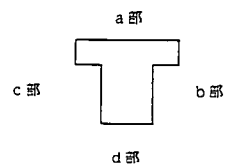
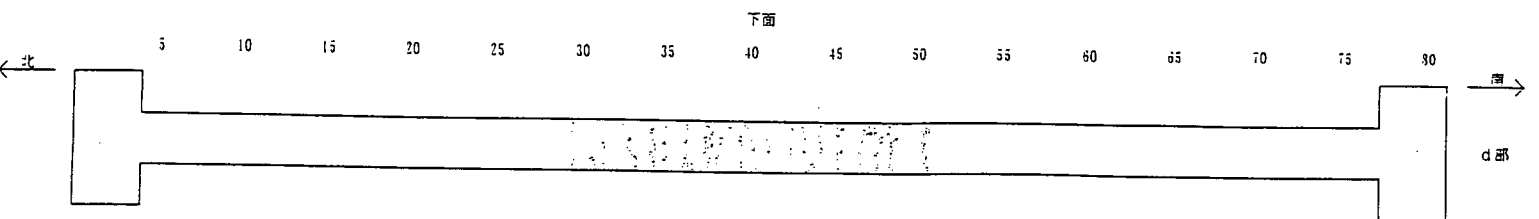
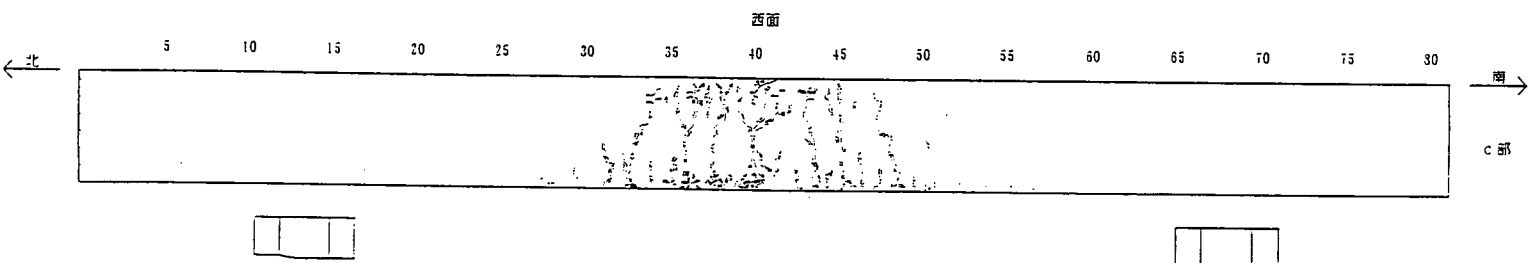
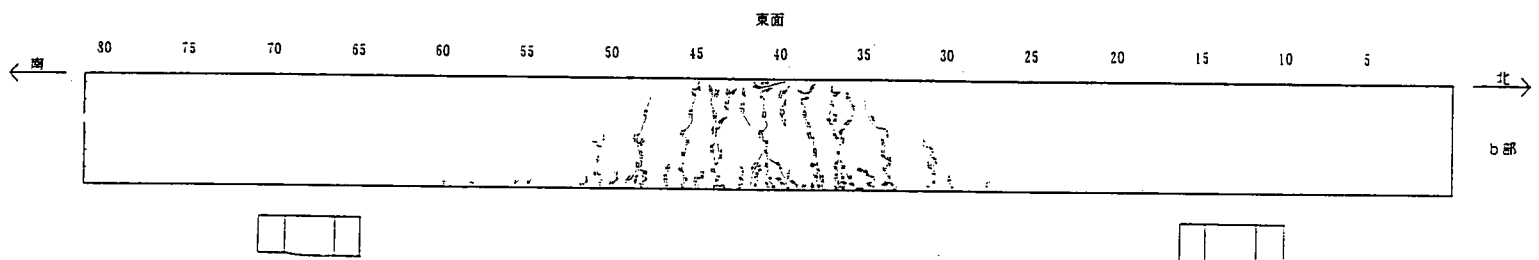
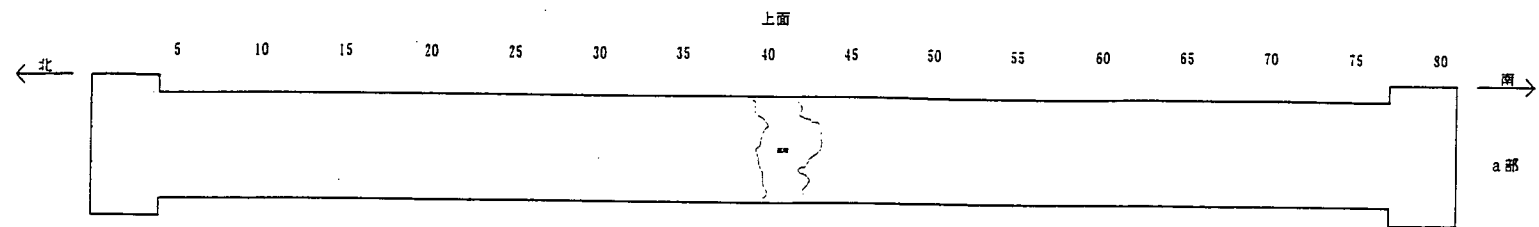
ひび割れ状態スケッチ図 (供試体番号 NO. G-3)



- 凡例
- 1 図中の数字は荷重 (KN) を表示しています
 - 2 図中のWは中央変位 (mm) を表示しています
 - 3 b 部、c 部は展開図で見えています
 - 4 デビエータ部分は正面及び側面のみで
上面はa 部にスケッチしています



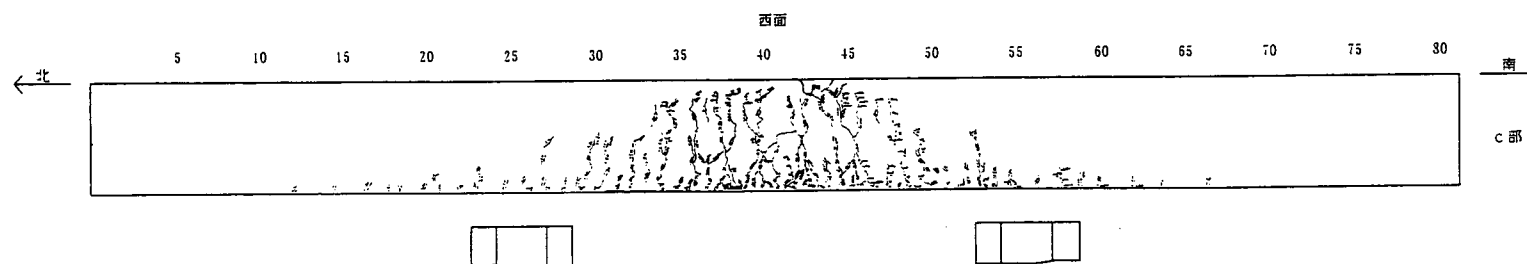
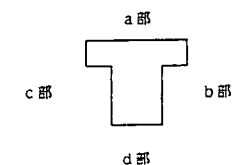
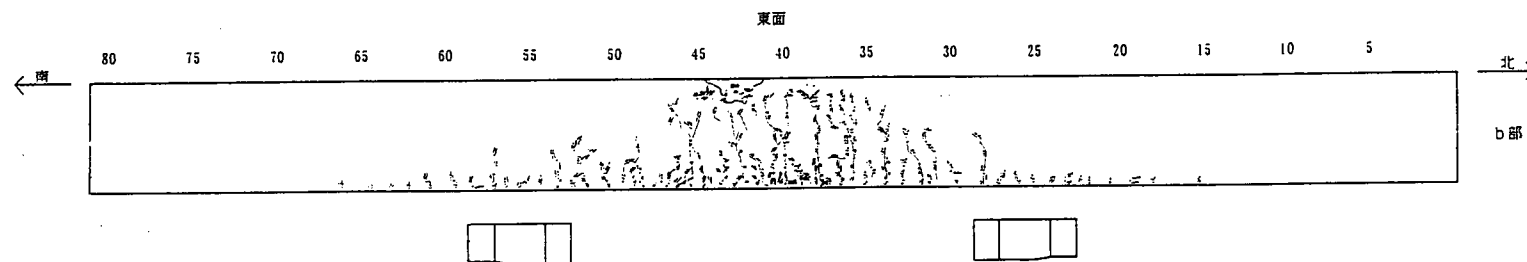
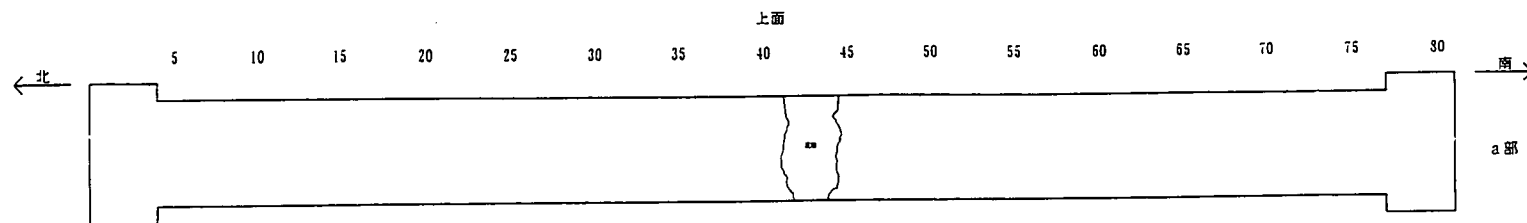
ひび割れ状態スケッチ図 (供試体番号 NQ. G-4)



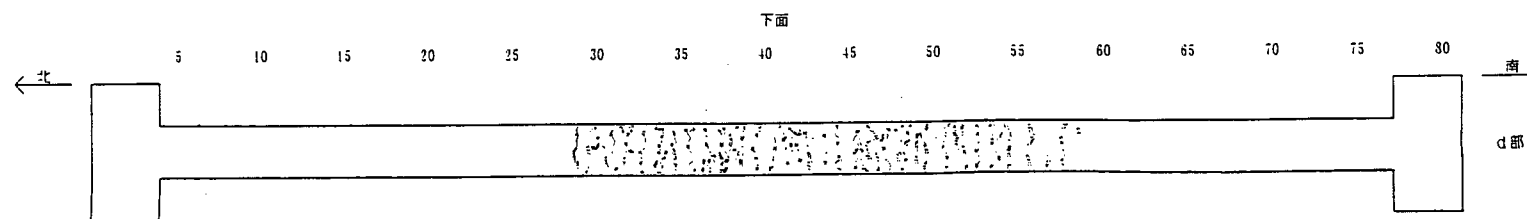
凡例

- 1 図中の数字は荷重 (KN) を表示しています
- 2 図中のWは中央変位 (mm) を表示しています
- 3 b 部、c 部は展開図で見えています
- 4 デジニータ部分は正面及び側面のみで
上面は a 部にスケッチしています

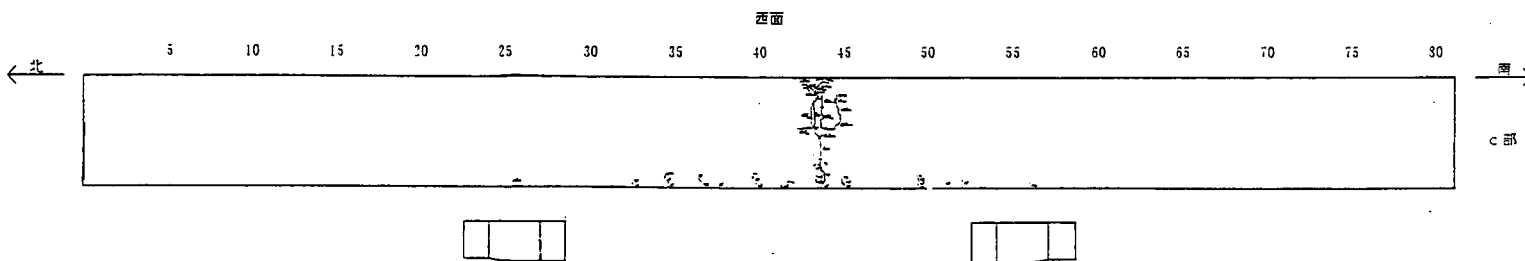
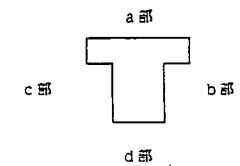
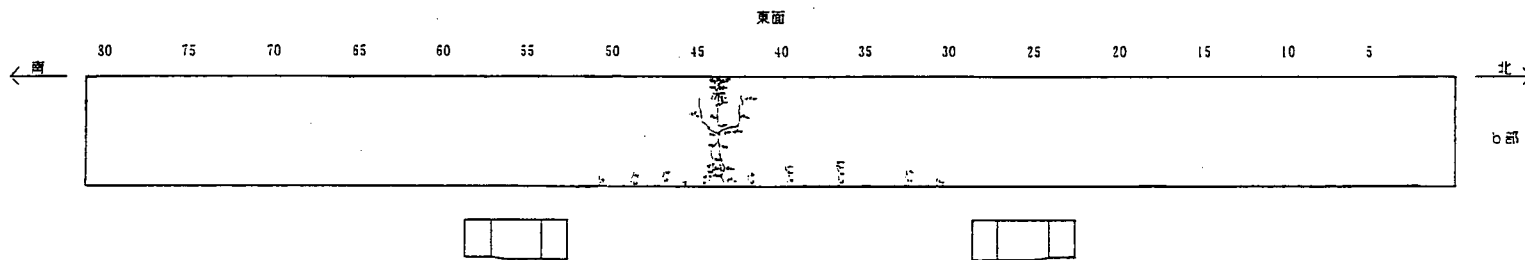
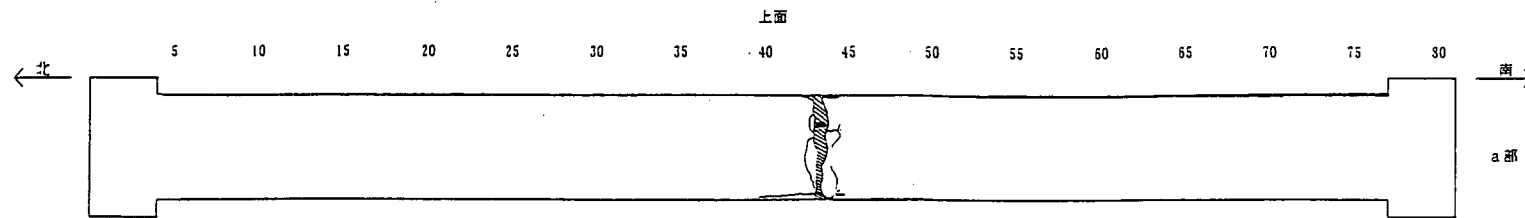
ひび割れ状態スケッチ図 (供試体番号 NO. G-5)



- 凡例
- 1 図中の数字は荷重 (KN) を表示しています
 - 2 図中のNは中央変位 (mm) を表示しています
 - 3 b 部、c 部は展開図で見えています
 - 4 デビエータ部分は正面及び側面のみで
上面はa部にスケッチしています

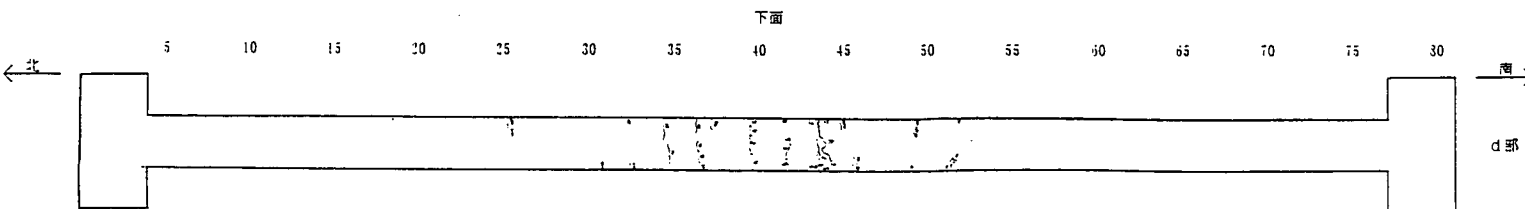


ひび割れ状態スケッチ図 (供試体番号 NO. G-6)

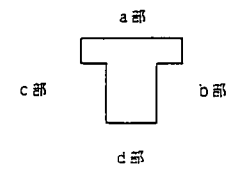
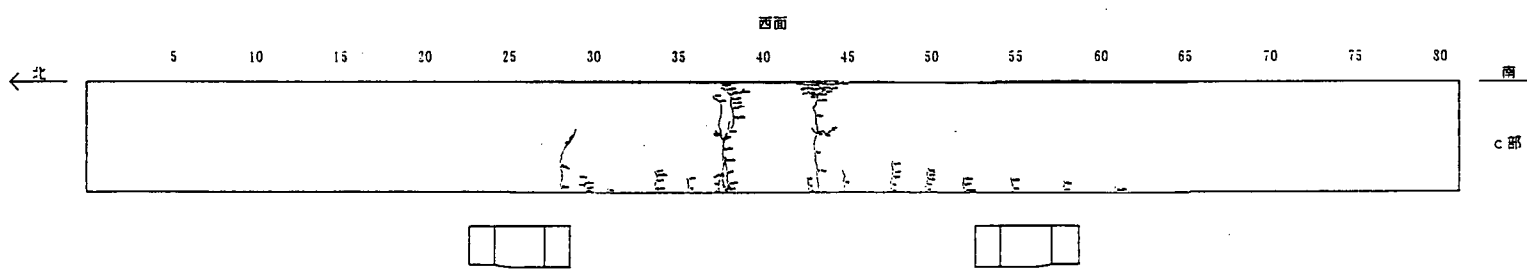
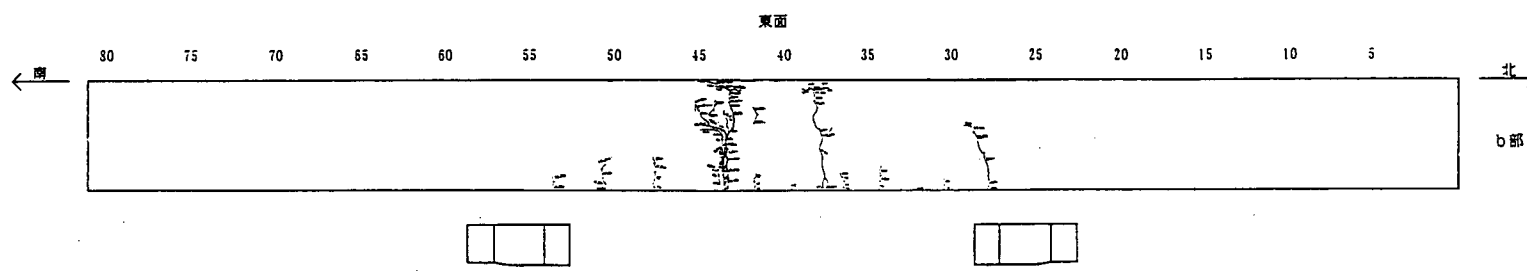
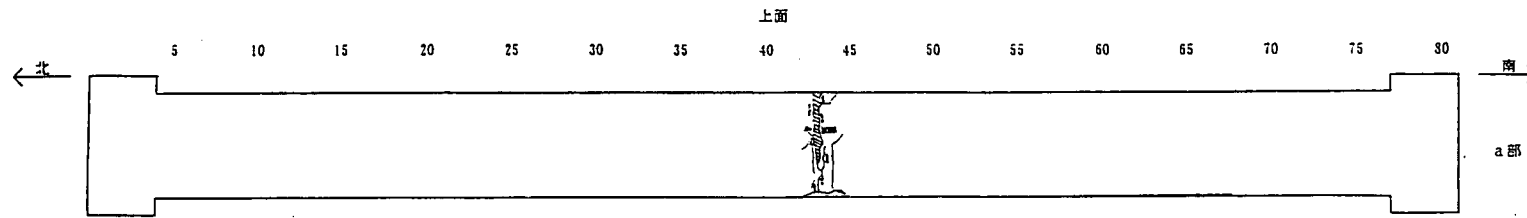


凡例

- 1 図中の数字は荷重 (kN) を表示しています
- 2 図中のMは中央変位 (mm) を表示しています
- 3 b 部、c 部は展開図で見えています
- 4 デビエータ部分は正面及び側面のみで
上面は a 部にスケッチしています



ひび割れ状態スケッチ図 (供試体番号 NO. GS-1)

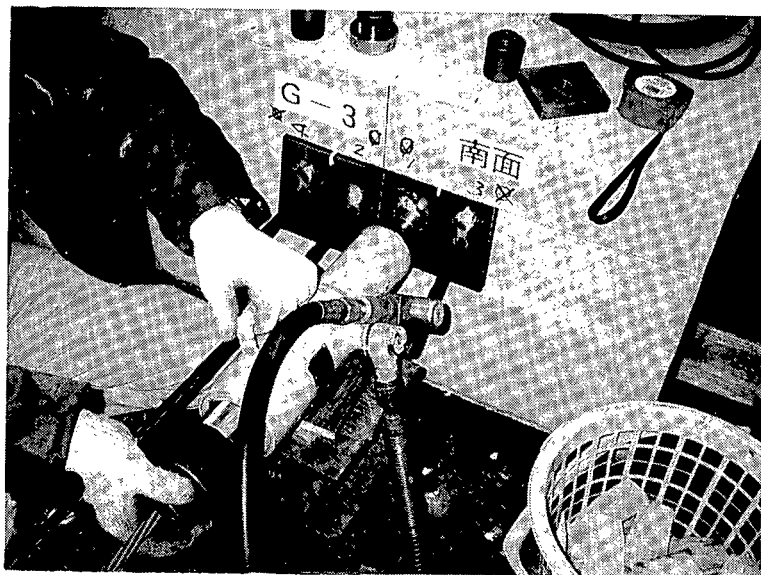


- 凡例
- 1 図中の数字は荷重 (KN) を表示しています
 - 2 図中のMは中央変位 (mm) を表示しています
 - 3 b部、c部は展開図で見えています
 - 4 デビニータ部分は正面及び側面のみで
 - 上面はa部にスケッチしています

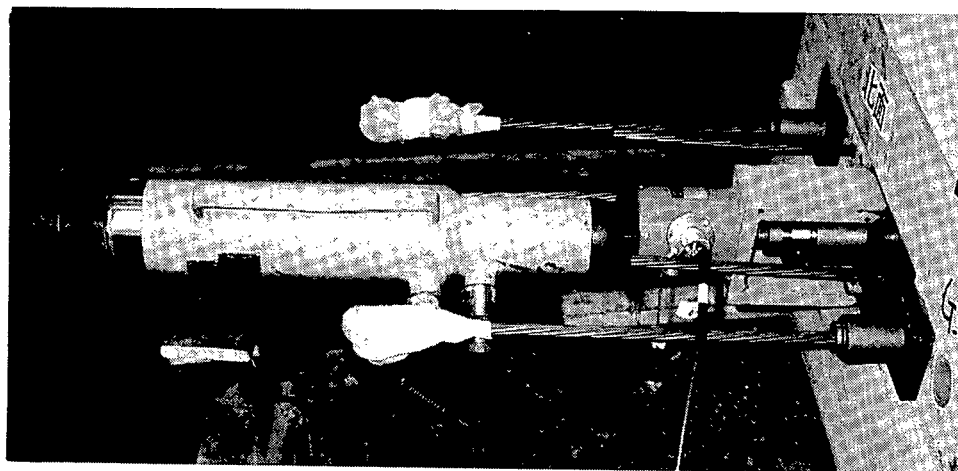
ひび割れ状態スケッチ図 (供試体番号 NQ. GS-2)

付録 6 供試体製作について

－ P C 鋼材緊張作業・グラウト作業およびグラウト圧縮強度 －



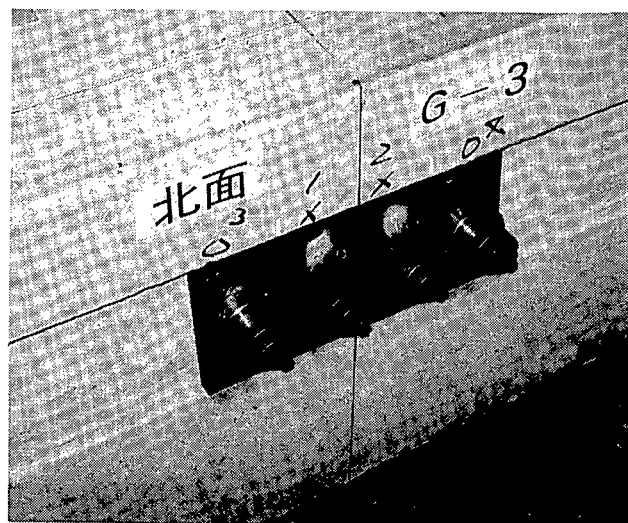
付-1.1 緊張作業 STEP1



付-1.2 緊張作業 STEP2



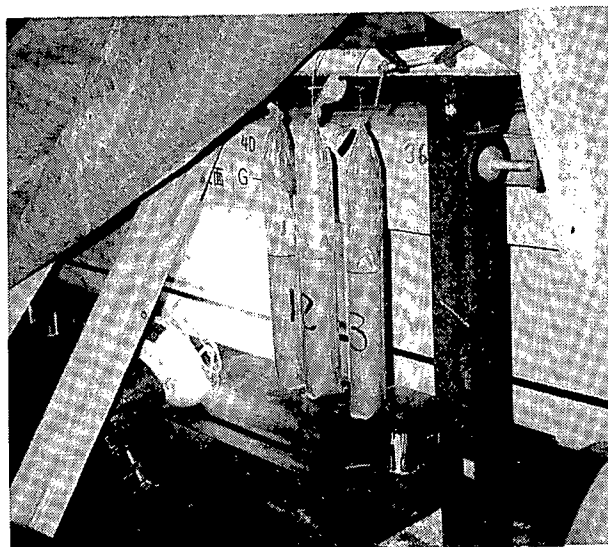
例：G3供試体：PC鋼材緊張完了後グラウト用の
グラウトキャップ配置のためのケーブル端部処理
付-1.3 緊張定着完了後の処理



付-1.4 完了



付-1.4 流動性試験状況



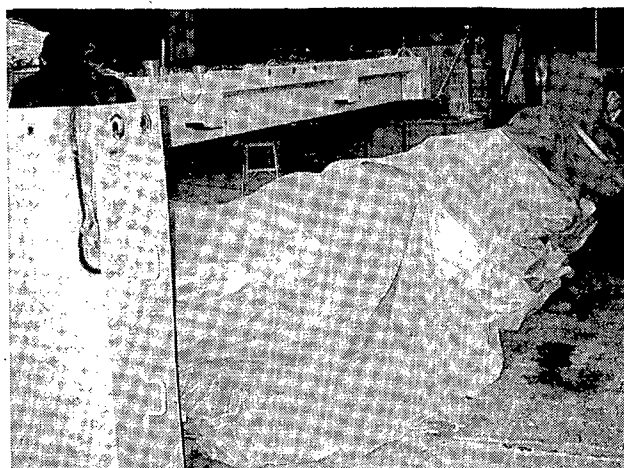
付-1.5 フリージング率・膨張性試験



付-1.6 グラウト注入作業状況



付-1.7 グラウト塩化物含有量測定状況



付-1.8 養生状況

付6表-1.1 PCグラウト品質管理について

①品質管理内容

試験項目	品質規格値	確認方法
流動性	J14ポート 5～12秒	流下方法(付-1.4)
ブリージング率	3%以下	目視方法(付-1.5)
膨張率	10%以下	体積確認
圧縮強度	材令28日 20N/mm ² 以上	圧縮試験
塩化物含有量	0.3kg/m ³ (塩化物イオン量)以下	試験紙による測定

②使用材料及び配合

	セメント(C) (kg)	水(W) (kg)	混和剤 (g)	W/C (%)
規格または商品名	普通ポルトラント	水道水	GF1720	45
1m ³ 当り	1304	587	130.4	
1バッチ 当り	25(0.019m ³)	11.25	250	

付6表-1.2 品質管理試験結果

①G2供試体

a)流動性試験

	気温 (°C)	セメント温度 (°C)	使用水温 (°C)	練り混ぜ時間 (秒)	グラウト温度 (°C)	J14ポート流下 時間(秒)	流下時間 平均(秒)
1回目	13.0	14.0	22.7	240	23.5	9.36	9.55
2回目						9.96	
3回目						9.34	

b)ブリージング率および膨張率確認試験

	直後グラウト 体積(V) (cc)	3hour後 の水量 (cc)	20hour後 の水量 (cc)	20hour後の グラウト体積 (cc)	ブリージング率(%)		膨張率 20hour (%)	ブリージング 率 平均(%)	膨張率 平均(%)
					3hour 後	20hour 以後			
No.1	395	0.0	0.0	390	0.0	0.0	-1.2	0.0	-1.2
No.2	435	0.0	0.0	430	0.0	0.0	-1.2	0.0	
No.3	420	0.0	0.0	415	0.0	0.0	-1.2	0.0	

②G3供試体

a)流動性試験

	気温 (°C)	セメント温度 (°C)	使用水温 (°C)	練り混ぜ時間 (秒)	グラウト温度 (°C)	J14ポート流下 時間(秒)	流下時間 平均(秒)
1回目	8.5	9.0	25.0	240	24.5	7.90	8.21
2回目						8.24	
3回目						8.48	

b)ブリージング率および膨張率確認試験

	直後グラウト 体積(V) (cc)	3hour後 の水量 (cc)	20hour後 の水量 (cc)	20hour後の グラウト体積 (cc)	ブリージング率(%)		膨張率 20hour (%)	ブリージング 率 平均(%)	膨張率 平均(%)
					3hour 後	20hour 以後			
No.1	395	0.0	0.0	390	0.0	0.0	-1.2	0.0	-1.2
No.2	435	0.0	0.0	430	0.0	0.0	-1.2	0.0	
No.3	420	0.0	0.0	415	0.0	0.0	-1.2	0.0	

③GS2供試体

a)流動性試験

	気温 (°C)	セメント温度 (°C)	使用水温 (°C)	練り混ぜ時間 (秒)	グラウト温度 (°C)	J14ポート流下 時間 (秒)	流下時間 平均 (秒)
1回目	8.0	15.0	22.0	240	23.0	7.00	7.47
2回目						8.70	
3回目						7.40	

b)ブリージング率および膨張率確認試験

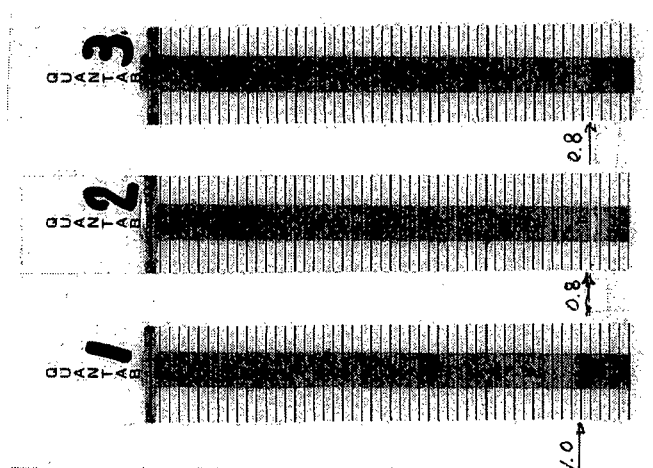
	直後グラウト 体積(V) (cc)	3hour後 の水量 (cc)	20hour後 の水量 (cc)	20hour後の グラウト体積 (cc)	ブリージング率(%)		膨張率 20hour (%)	ブリージング率 平均(%)	膨張率 平均(%)
					3hour 後	20hour 以後			
No. 1	425	0.0	0.0	420	0.0	0.0	-1.2	0.0	-0.8
No. 2	415	0.0	0.0	415	0.0	0.0	0.0	0.0	
No. 3	410	0.0	0.0	415	0.0	0.0	-1.2	0.0	

付6表-1.3 グラウト材圧縮試験結果 (材令28日強度)

P Cげた 供試体名	円柱供試体 径cm -番号	円柱供試体 断面積(mm ²)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度 平均値(N/mm ²)
G 2	5φ-1	1934	88.1	45.56	42.85
	5φ-2	1943	77.9	40.01	
	5φ-3	1940	83.4	42.99	
G 3	5φ-1	1963	67.3	34.28	35.06
	5φ-2	1963	65.7	33.47	
	5φ-3	1956	73.2	37.42	
GS 2	5φ-1	1955	69.6	35.60	38.26
	5φ-2	1959	80.9	41.30	
	5φ-3	1959	74.2	37.88	

付6表-1.4 塩分物含有量測定結果 (例: G3供試体)

※下記に示すグラウト注入作業時におけるグラウト材の塩化物含有量測定値は、グラウト材を4倍に希釈して測定した値。



換 算 表

Lot No. 3090681 -

コンクリート用

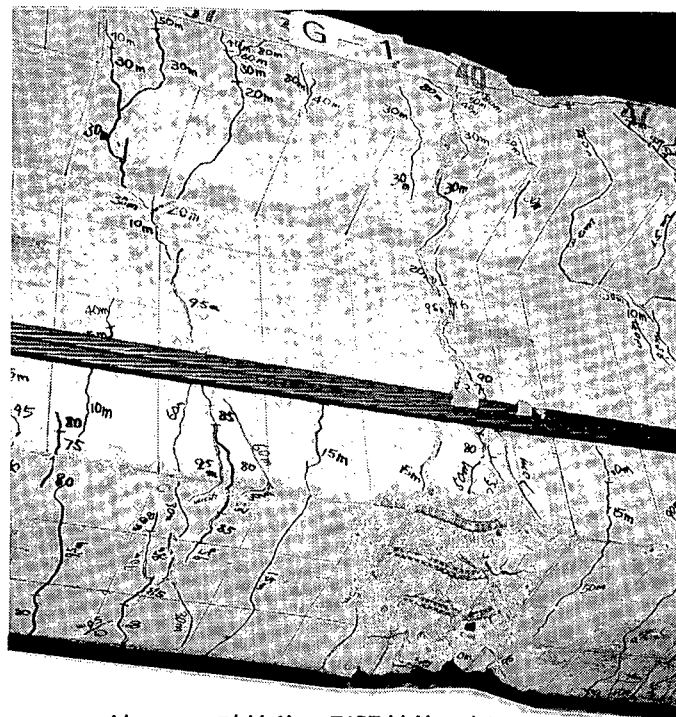
カンタブ の読み	塩素イオン (%)	カンタブ の読み	塩素イオン (%)	カンタブ の読み	塩素イオン (%)
1.4	0.0040	3.1	0.0119	4.9	0.0255
1.6	0.0050	3.2	0.0124	5.0	0.0267
1.8	0.0056	3.3	0.0129	5.1	0.0279
2.0	0.0062	3.4	0.0134	5.2	0.0292
2.2	0.0073	3.5	0.0139	5.3	0.0304
2.4	0.0083	3.6	0.0144	5.4	0.0317
2.6	0.0093	3.7	0.0149	5.5	0.0329
2.8	0.0103	3.8	0.0154	5.6	0.0344
3.0	0.0114	3.9	0.0160	5.7	0.0360

測定結果: 換算表の最低値1.40の場合、塩素イオンは、 $0.0040\% \times 4.0$ (希釈率) = 0.016%

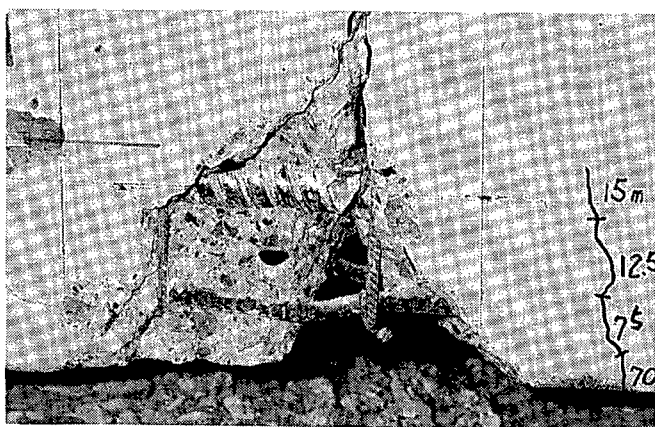
試験紙の測定値は、平均で0.9であり、換算表の最低値より低いため、塩素イオンは0.016%以下であると推定される。

したがって、塩化物含有量は、グラウト1m³当りの水量587kgであるから $0.016\% \times 587\text{kg} = 0.09\text{kg}$ 以下であると推定される。

付録 7 破壊後の供試体について



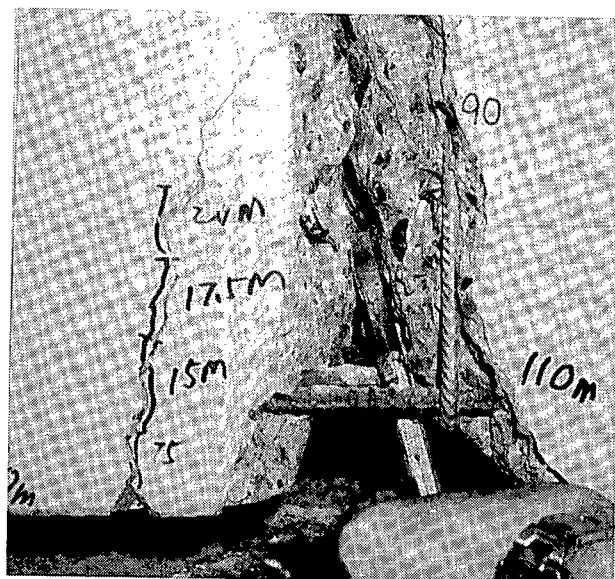
付-7.1 破壊後の引張鉄筋 例 G1



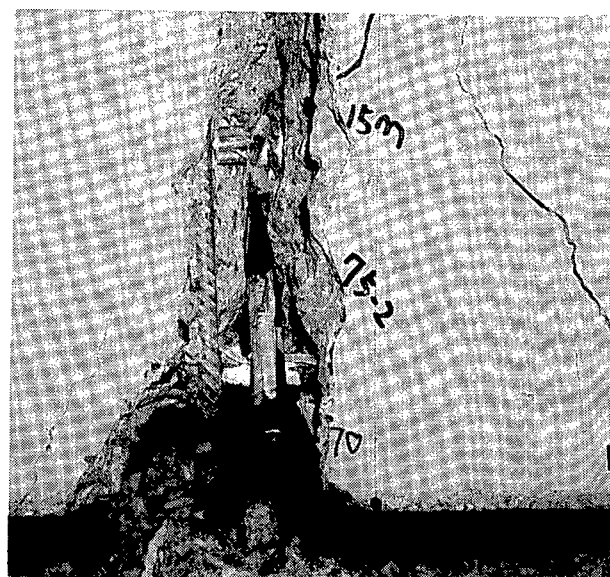
(a) G 2 (西面)



(b) G 2 (東面)

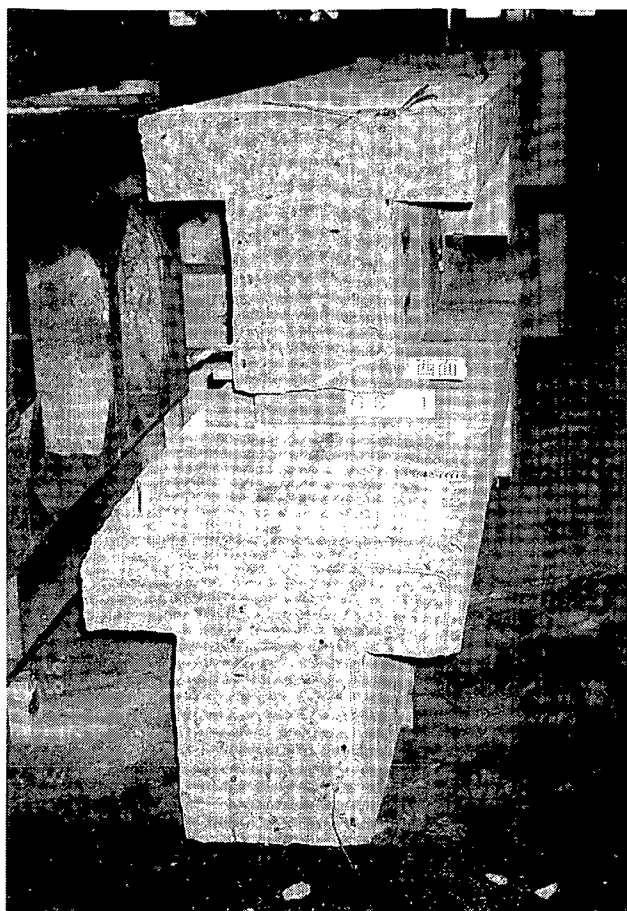


(a) G 3 (西面)

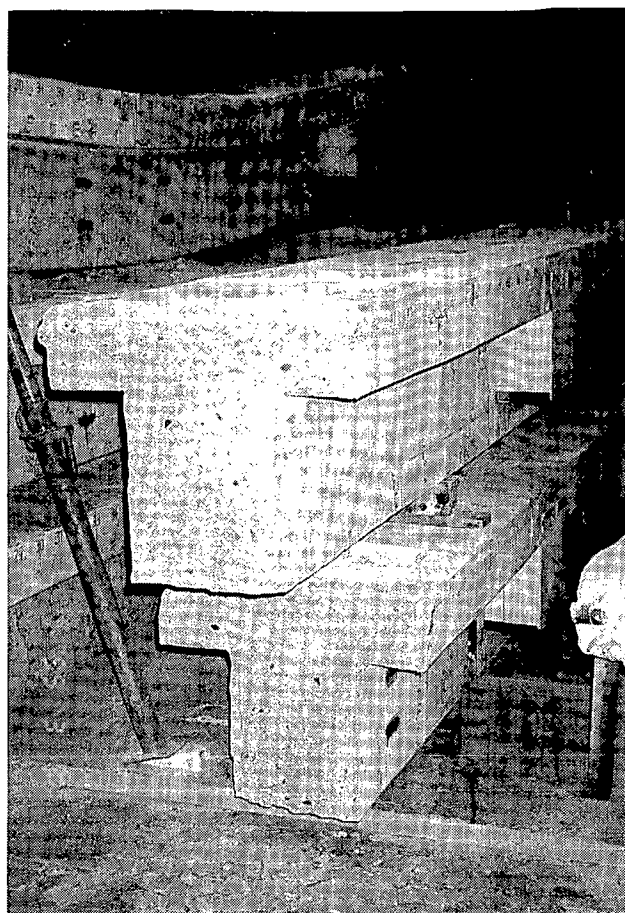


(b) G 3 (東面)

付-7.2 G 2、G 3 供試体の内ケーブル破断状況



(a) GS 1



(b) GS 2

付-7.3 GS 1、GS 2 供試体破壊面の状況