92

ＩＳＳＮ　0386－5878
土木研究所資料第3816号

土 木 研 究 所 資 料

塩害を受けたＰＣ橋の耐荷力評価に関する研究(Ⅳ)
―旧芦川橋の載荷試験―

平成13年３月

国 土 交 通 省 土 木 研 究 所
材料施工部コンクリート研究室
東北地方整備局秋田工事事務所

Copyright©(2001) 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。

建設省は、平成13年1月6日付けで国土交通省に再編

土木研究所資料
第3816号　2001年3月

塩害を受けたＰＣ橋の耐荷力評価に関する研究(Ⅳ)
―旧芦川橋の載荷試験―

土木研究所コンクリート研究室　室　　長　河野広隆
主任研究員　渡辺博志
研　究　員　田中良樹
交流研究員　木村哲士
東北地方整備局秋田工事事務所　所　　長　近藤清久
建設監督官　戸島孝彦
同工務第二課　課　　長　佐藤　勇
工務係長　渡辺信悦
計画係長　齊藤正志

要　旨

日本海沿岸部で34年間供用され，著しい塩害劣化により撤去された旧芦川橋のＰＣ桁を用いて載荷試験および解体調査を実施した。また，旧芦川橋では，昭和55年度に補修・補強された桁と平成９年度に再度補修・補強された桁があったので，それぞれの補修・補強がＰＣ桁の耐荷性状に及ぼす効果についても基礎データの収集を行った。

目　次

1．はじめに …… 1

2．旧芦川橋の概要 …… 2

2.1　一般諸元 …… 2

2.2　対象橋梁の損傷と補修 …… 7

3．試験計画 …… 12

3.1　試験場所 …… 12

3.2　試験桁の種類 …… 12

3.3　解体調査 …… 13

4．試験桁 …… 15

4.1　材料試験結果 …… 15

4.1.1　コンクリート …… 20

4.1.2　ＰＣ鋼材 …… 21

4.1.3　鉄筋 …… 22

4.1.4　プレパックドコンクリート …… 24

4.1.5　付加ケーブル …… 25

4.1.6　CFRP シート …… 26

4.1.7　鋼板 …… 27

4.2　塩分量等測定結果 …… 28

4.2.1　主桁ウェブの塩分浸透状況 …… 28

4.2.2　主桁端部の塩分浸透状況 …… 28

4.2.3　ＰＣ鋼材の床版定着部の塩分浸透状況 …… 28

4.3　載荷試験後の破壊位置のはつり調査 …… 34

4.4　耐荷力計算 …… 38

4.4.1　主な計算条件 …… 38

4.4.2　結果 …… 38

5．載荷試験方法 …… 41
5.1 載荷試験方法 …… 41
5.2 測定項目および計器配置 …… 44
5.2.1 一般測定項目 …… 44
5.2.2 曲げひび割れ発生の監視 …… 44
5.2.3 CFRP シートのひずみ測定 …… 44
5.2.4 外ケーブルのひずみ，張力等の測定 …… 44
5.2.5 鋼板 …… 45
6．載荷試験結果 …… 46
6.1 G2 桁の結果 …… 46
6.2 G3 桁の結果 …… 50
6.3 G4 桁の結果 …… 54
6.4 G5 桁の結果 …… 60
7．考察 …… 65
7.1 腐食した PC 鋼材の曲げ挙動 …… 65
7.1.1 PC 鋼材の腐食とひび割れ …… 65
7.1.2 終局荷重 …… 70
7.1.3 CFRP シートの効果 …… 71
7.1.4 付加ケーブルの効果 …… 71
7.2 各主桁間の腐食の程度の違い …… 73
8．まとめ …… 74
9．今後の検討課題等 …… 75

参考文献 …… 76

付録資料
1．設計図 …… 77
2．供用時はつり調査資料 …… 83
3．試験桁の形状寸法，計器取り付け位置，コア等試験片採取位置 …… 93
4．ひび割れ図 …… 111

写真集 …… 133

1. はじめに

塩害を受けた既設のプレストレストコンクリート橋（ＰＣ橋）の補修、補強、架替を検討する際、橋の残存耐荷力の評価が求められる。塩害が耐荷力に及ぼす影響を把握するためには多くの影響因子が考えられ，各因子相互の関係も複雑である。これまでに，コンクリート構造物の塩害の機構に関する調査研究は多くの機関で実施されてきているが，塩害の劣化の程度と耐荷力の関係に関するデータはまだ少ないのが現状である。特に，塩害を受けた既設ＰＣ橋の載荷試験事例は極めて少なく，その適切な評価が難しいのが現状である。コンクリート研究室では，これらのデータの集積が必要であると考え，現場と連携して，実際に沿岸部で供用され，著しい塩害劣化により撤去となったＰＣ桁の載荷試験及び解体調査を実施してきている。その結果，以下の点を明らかにし，別途土木研究所資料等にとりまとめた[1-3]。

(1) 健全なＰＣ桁の場合，その靭性を確保する観点からＰＣ鋼材が降伏してある程度の伸びが生じた後に桁上縁のコンクリートの圧縮破壊によって壊れるように設計されており，実際に載荷試験を行ってもＰＣ鋼材の破断で終局に至る事例はほとんどない。しかし，著しい塩害によりＰＣ鋼材が腐食したＰＣ桁はＰＣ鋼材の破断により破壊することがわかった。その原因はＰＣ鋼材の腐食による断面欠損だけでなく，それに伴う応力集中による伸び能力の著しい低下によるものであることがわかった。

(2) 塩害を受けたＰＣ桁の終局耐荷力の減少率は，ＰＣ鋼材の断面減少率に概ね比例する傾向が見られた。しかし，これはまだ４個のデータによるものであり，さらにデータの充実が必要である。

これらの点を踏まえ，さらにデータの充実をはかるため，日本海沿岸部で 1966 年より 34 年間供用され，著しい塩害劣化により撤去された旧芦川橋のＰＣ桁を用いて載荷試験および解体調査を実施することとした。また，旧芦川橋では，1980 年に補修・補強された桁と 1997 年に再度補修・補強された桁があったので，それぞれの補修・補強がＰＣ桁の耐荷性状に及ぼす効果についても基礎データ収集を行った。

２．旧芦川橋の概要

2.1 一般諸元

表-2.1 に旧芦川橋の諸元等を示す。また，旧芦川橋について，図-2.1 に撤去時の一般図を，図-2.2 に建設時の配筋図を，図-2.3 に桁下状況をそれぞれ示す。本橋は，1966 年に，秋田県内の日本海沿岸部，海岸線から 40mのところに架設された支間 34.2m，単径間のポストテンションＰＣ橋であった。桁下面から海面までの距離は約 12m であった。

表-2.1 試験桁の主な諸元等

試験体名	G1, G2	G3, G4, G5
採取位置	第１，２主桁	第３，４，５主桁
橋梁形式	ポストテンションＰＣ単純桁	
	非合成Ｔ桁，５主桁	
支間	34.2m	
コンクリート 設計基準強度	主桁　39MPa (400kgf/cm^2) 床版　29MPa (300kgf/cm^2)	
主要鋼材	BBRV 3-26 ϕ 5，　4-44 ϕ 5	
ＰＣ鋼材の規格	SWPR1　5mm	
ＰＣ鋼材の引張強度	1620MPa (16500kgf/cm^2)	
竣工年月	1966 年 3 月	
補修・補強履歴	'80 年（2 回目）	'80 年，'97 年（2 回目）
撤去年月	2000 年 6 月	

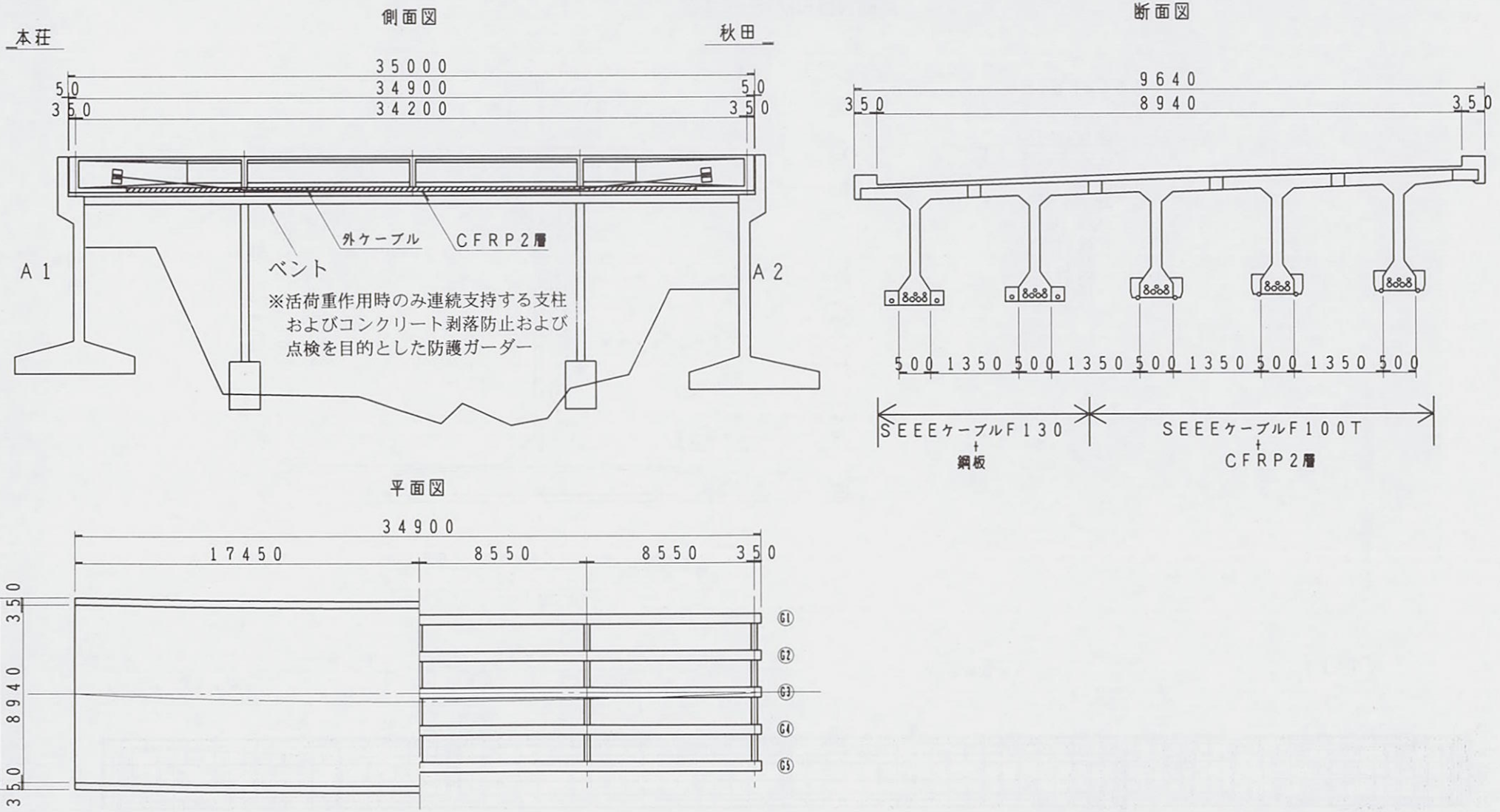

側面図
本荘
秋田
35000
50
34900
50
350
34200
350
外ケーブル
CFRP2層
A1
ベント
※活荷重作用時のみ連続支持する支柱
およびコンクリート剥落防止および
点検を目的とした防護ガーダー
A2
断面図
9640
350
8940
350
500 1350 500 1350 500 1350 500 1350 500
SEEEケーブルF130
+
鋼板
SEEEケーブルF100T
+
CFRP2層
平面図
34900
17450
8550
8550
350
9640
350
8940
350
G1
G2
G3
G4
G5

図-2.1　旧芦川橋一般図

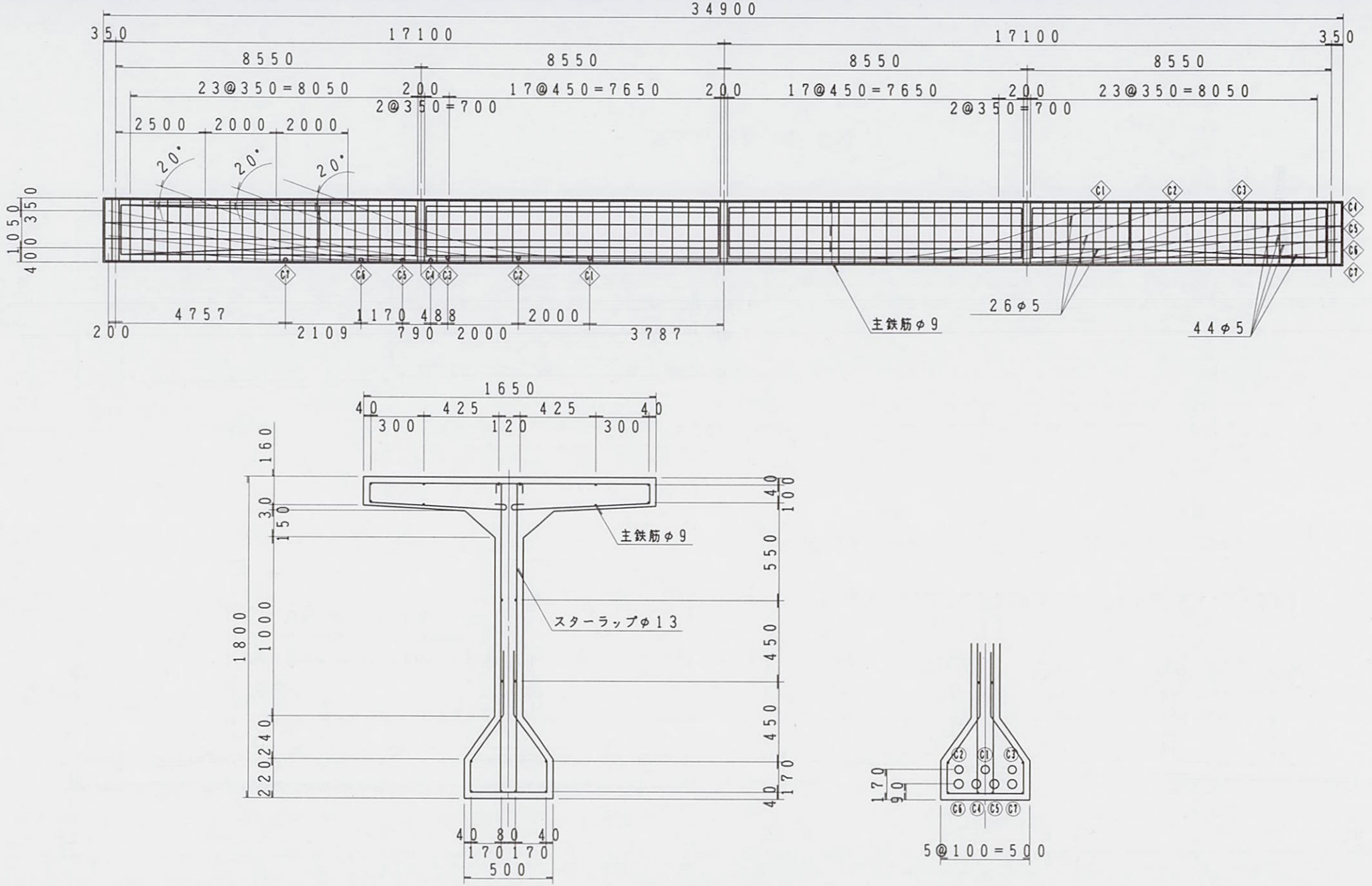

34900
350
17100
17100
350
8550
8550
8550
8550
23@350=8050
200
17@450=7650
200
17@450=7650
200
23@350=8050
2@350=700
2@350=700
2500
2000
2000
20°
20°
20°
1050
350
400
C1
C2
C3
C4
C5
C6
C7
4757
1170
488
2000
200
2109
790
2000
3787
主鉄筋φ9
26φ5
44φ5
1650
40
425
425
40
300
120
300
160
3.0
150
1800
1000
240
220
主鉄筋φ9
スターラップφ13
40
100
550
450
450
170
40
80
40
170
170
500
170
90
5@100=500

図-2.2　旧芦川橋配筋図

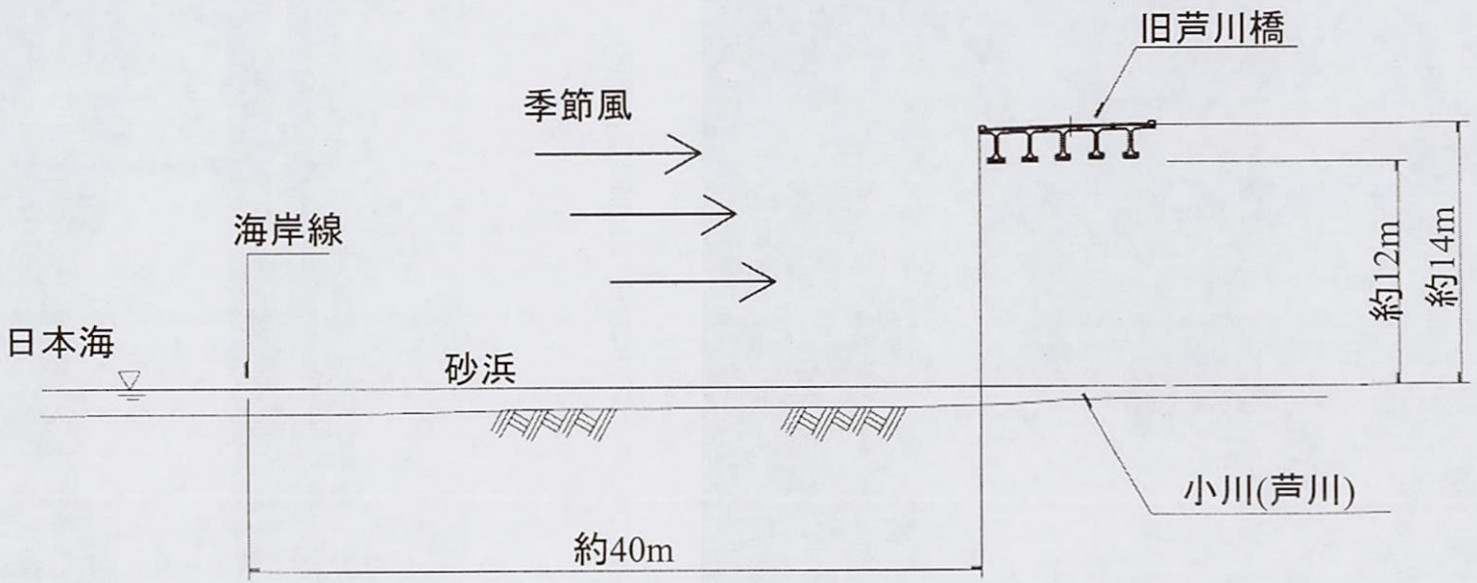


図-2.3 旧芦川橋架橋状況断面図



写真-2.1 旧芦川橋とその周辺環境(第 2 回補修後に撮影)



写真-2.2 旧芦川橋全景(第 1 回補修直前，海側から撮影)

2.2 対象橋梁の損傷と補修

(1) 第 1 回補修・補強（1980 年）

建設されてから 10 数年後，主桁下フランジ下面に著しい塩害劣化が生じていたため，1980 年にすべての桁に断面修復及び補強が実施された。下フランジの断面修復は，鋼板による型枠(亜鉛めっきされており，施工後も撤去せずにそのまま供用)を用いて，エポキシ樹脂プレパックドコンクリートによる断面修復が施された。また，主桁の補強として，すべての桁に F130T の PC ケーブルが下フランジの両側に 1 本ずつ計 10 本が配置された(図-2.4)。この付加ケーブルは，防食のために普通のコンクリートで覆われた。これらのほか，床版下面にも腐食箇所が見られたため，GFRP シートによる補強が行われていた。

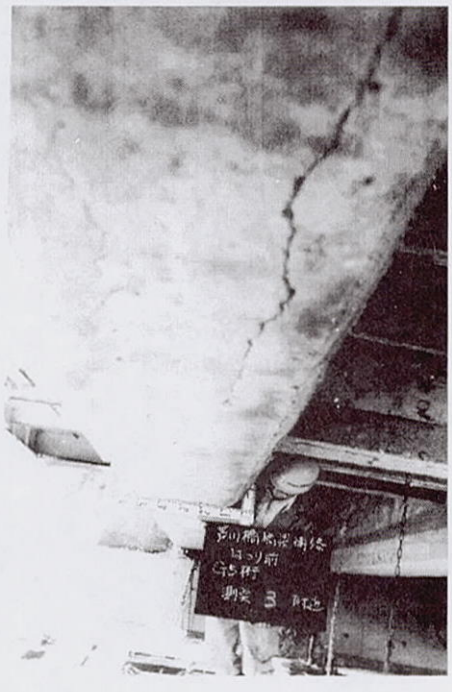


写真-2.1 第 1 回補修前の損傷状況(G5 桁)



写真-2.2 第 1 回補修時はつり後の状況(G5 桁)



写真-2.3 第 1 回補修時はつり後の状況(G4 桁)

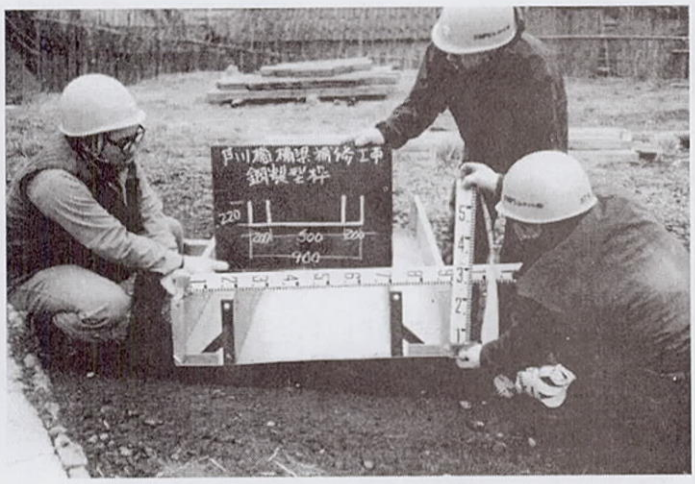


写真-2.4 鋼製型枠



写真-2.5 第１回補修工事直後の全景
(G1 側側面，海側から撮影)

(2) 第２回補修・補強（1997 年）

その後，再び塩害劣化が見られるようになった。G4，G5(海側が G1)の主桁では，ウェブと下フランジの境界部に腐食した PC 鋼線が見えるほどの大きなひび割れが生じていた。このことから，主桁 G3～G5 についてはつり調査及び二度目の補修・補強が実施された(図-2.4)。このとき，付加ケーブルが撤去され，断面補修の後にポリエチレン被覆ＰＣ鋼材(F100T)を用いた外ケーブルによる補強が新たに施された。このときの断面修復には，無機系スラリープレパックドコンクリートが用いられた。また，ひび割れの抑制及びひび割れ部の防食のため，ＣＦＲＰシートが下フランジを覆うように貼り付けられた。G1，G2 は，比較的損傷の程度が軽微であったため，再補修されなかった。

表-2.2 にこのときのはつり調査より得られたＰＣ鋼線の残存本数を示す。また，付録資料２にはつり調査位置及び２度目の補修時の断面修復量の記録を示す。G4 桁の損傷が最も著しく，PC 鋼材の残存率(当初断面積に対する比率)は 21%程度とされていた。旧芦川橋の PC 鋼材は 26 本または 44 本の素線を束ねて使用されていたため，供用中でのはつり調査では，PC 鋼材の腐食状況，破断本数の確認が容易でないが，少なくとも，腐食の程度が著しいことは間違いないと考えられた。G3，G5 桁は G4 ほどではないが，PC 鋼材の残存率はそれぞれ 53%，60%であり，著しい断面欠損が確認されていた。G1，G2 桁のはつり調査はごく部分的にしか行っていないため PC 鋼材の残存率は明確でないが，G3～G5 桁ほど厳しい状況ではないと判断されていた。

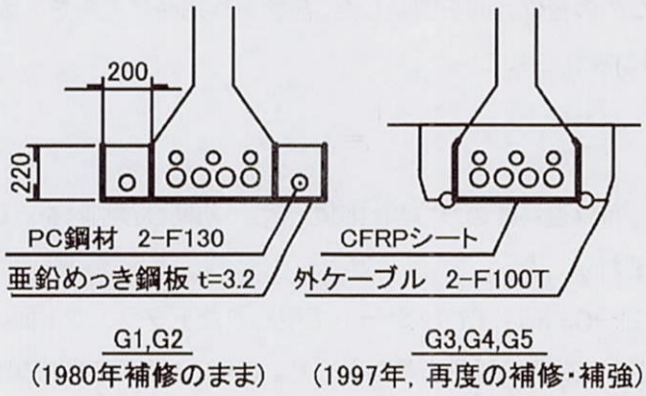
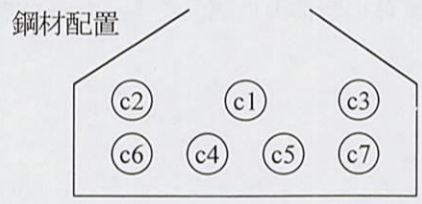


図-2.4　補修・補強の概要

表-2.2　ＰＣ鋼線の残存率のまとめ（1997 年はつり調査結果）

桁 / シース	G1		G2		G3		G4		G5		建設時の素線本数
	本数	残存率	本数	残存率	本数	残存率	本数	残存率	本数	残存率	
c1	26	100	26	100	26	100	26	100	26	100	26
c2	26	100	26	100	14	53.8	0	0	0	0	26
c3	26	100	26	100	26	100	26	100	26	100	26
c4	44	100	44	100	5	11.4	0	0	24	54.5	44
c5	44	100	44	100	44	100	0	0	36	81.8	44
c6	22	50	22	50	0	0	0	0	0	0	44
c7	22	50	22	50	19	43.2	0	0	40	90.9	44
残存本数	210	82.7	210	82.7	134	52.8	52	20.5	152	59.8	254



なお, いずれの桁も, ウェブの損傷(スターラップやPC鋼線の曲げ上げ部)は外観ではほとんど認められず, ウェブの断面補修やコンクリート塗装などは実施されていなかった(7.2 にウェブの塩分量調査結果を示す)。また, 1 回目の補修時に設置された下フランジ下面の鋼製型枠は亜鉛めっきがまったく残っておらず, 層状剥離さびが各所に見られた。

(3) モニタリング等（1997年～）

2度目の補修前, 1996年に, 安全確保のためのベント及び飛来塩分防護柵を設けるとともに, 1997年6月より主桁の異常を監視するための変位計測を開始した。活荷重作用時に主桁を2箇所で支持できるように(一次的に連続支持となるように)設計されていた。

(4) 撤去時の状況（2000年）

撤去直前の外観の状況は, 付録資料4のひび割れ図のうち, 初期ひび割れを点線で, コンクリートの浮き上がりを斜線網掛けでそれぞれ示した。

2度目の補修が行われたG3～G5桁は, CFRPシートで覆われた下フランジ下面の数箇所に浮きが確認されたが, 鋼材の腐食, 膨張に伴うひび割れは見られなかった。G4, G5桁の支間中央から本荘側1/4点までの範囲に曲げひび割れが確認された。特にG5桁は床版近くまでひび割れが伸展していた。このとき, 下フランジはCFRPシートで覆われているため, 曲げひび割れは下フランジハンチ部及びウェブの範囲で目視で確認された。これらのひび割れ発生時期は2度目の補修時における付加ケーブルの取り替え時に生じた可能性も考えられるが明確でない。モニタリングによる顕著な変状は見られなかった。

主桁を撤去するため, 床版, 横桁を切断した結果, 主桁の上面(舗装が剥がされ, コンクリートが剥き出しの状態)で主桁間の段差が見られ, 特にG4桁はG3, G5桁に比べて5～10mm程度の段差が確認された。なお, G1桁の高欄, 地覆部を切断した際, 支間中央付近の床版下面のコンクリートが大きく剥離, 損壊した。G2～G5桁については, 主桁の撤去, 試験ヤードへの移動等において大きな損傷はなかった。ただし, G5桁では, 載荷試験前に外ケーブルを取り外した際, 供用中のひび割れ以外に新たな曲げひび割れがいくつか発生していた。

G1, G2 桁は, 最初の補修・補強のままであった。いずれも補修時の鋼製型枠が腐食しており, 本体コンクリートと付加ケーブル保護用のコンクリートの間に設けられた鋼製型枠の一部も腐食が著しく, 腐食によるひび割れが発生していた。外ケーブル定着体付近のコンクリートは乾燥収縮によると考えられるひび割れが多数発生していた。しかし, 主桁本体の耐荷力に関わるようなひび割れは見られなかった。



写真-2.6 撤去状況(G2 桁)

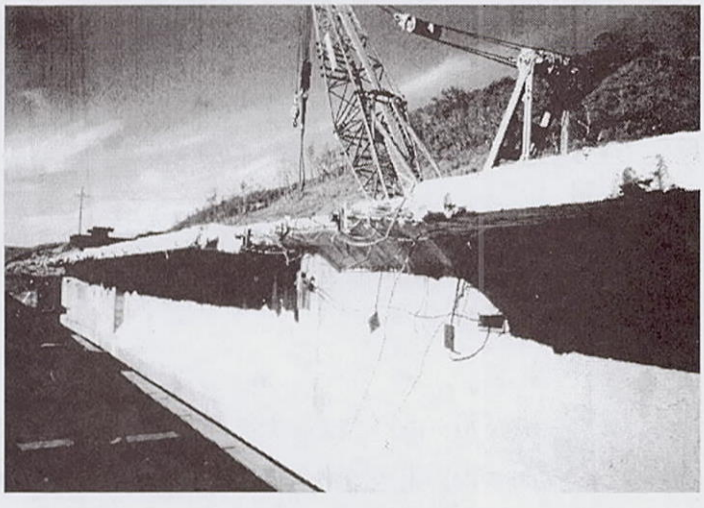


写真-2.7 G1 桁の撤去時破損状況

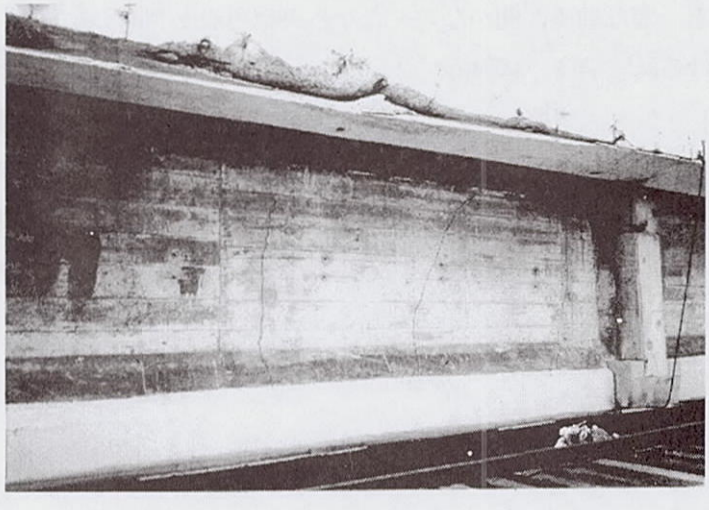


写真-2.8 G5 桁の供用中に生じていた曲げひび割れ

3．試験計画

図-3.1 に試験の主なフローを示す。このうち，試験場所の選定，試験桁の種類，解体調査について，以下に述べる。

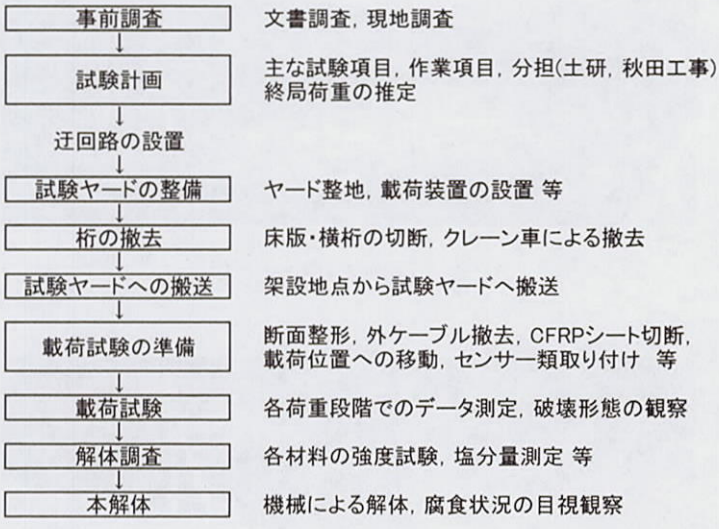


図-3.1　試験の主なフロー

3.1 試験場所の選定

旧芦川橋は橋長が 35m で桁 1 本の自重が約 70～100 t であったため，桁の移動が容易でなかった。しかし，旧芦川橋は芦川に沿った 2 つの道路(迂回路のない生活道路)を跨いでいたため，現位置での載荷は避ける必要があった。結局，架橋地点の北約 700m のところに建設省(現国土交通省)のヤードがあることから，そこに主桁を移動させて載荷試験を行うことにした。この場合も主桁の移動は容易でないが，700m の区間内に橋梁や信号交差点がないことと，急な曲線区間がないことから実施可能と判断した。

図-3.2 に試験ヤードにおける試験装置，試験桁，クレーン，レール等の配置計画を示す。試験桁が大きいだけでなく，それに伴いクレーンも大規模なものとなったため，試験ヤード内での配置計画の決定には多大な時間を要した。このときの留意点は，桁の物理的な移動の確保，クレーン，移動支承，レール，鋼板等のリース料の最小化(ほとんどはリース期間の最小化)，桁の切断に伴う費用の最小化の最適化であった。

なお，架橋地点から試験ヤードまでの試験桁の移動はわずか 700m 程度ではあったが，トレーラの大きさも含めると全長約 50m の特殊車両となるため，深夜，10 分を上限に全面通行止めを行い，その間一時的に片側通行とする体制をとった。試験ヤード内での試験桁の移動は，2 台のクレーンと，仮設レールにより行った。

3.2 試験桁の種類

旧芦川橋では，新旧の補修・補強が施工されていたので，塩害による耐荷力への影響だけでなく，塩害を

受けた桁の曲げ載荷時における個々の補修・補強の挙動も把握することとした。

G1 桁：前述のとおり，撤去作業中に支間中央付近の床版下面のコンクリートが大きく剥離した。PC 鋼材の腐食による断面欠損は詳細に調査されていなかったが，これまでの補修の程度から G3～G5 桁に比べると厳しくはなかったと考えられた。このため，曲げ載荷試験を実施した場合，主桁上縁のコンクリートの圧壊で終局に至ると考えられるが，その破壊部分近くの床版コンクリートが片側のみ欠損している状態では，適切な実験結果が得られにくいこと，実験時の安全性の確保が難しいことから，載荷試験を実施しないこととし，解体調査のみ実施することとした。

G2 桁：1980 年に補修・補強されたまま，載荷試験を実施することとした。断面補修にはエポキシ樹脂プレパックドコンクリートが用いられていた。補強は F130 の付加ケーブル，2 本を下フランジの両側面に配置したものであるが，防食のためにコンクリートで覆っているため，曲げ挙動は内ケーブルと同様であろうと推察される。付加ケーブルの補強時緊張力は 796kN(81.2tf)であった(設計図書による)。下フランジ下面に配置されていた亜鉛めっき鋼板は断面修復及び付加ケーブルの保護のためのコンクリート打設用型枠として取り付けられたものと考えられる。橋軸方向の長さが 2m の鋼板が連続して取り付けられていた。鋼板同志の継手は，溶接で取り付けられた当て板を介してボルトで固定されていた。撤去時，試験時はすでに著しく腐食しており，当時のめっきは全く見られなかった。PC 鋼材の腐食は詳細には調査されていなかったが，他の桁に比べて軽微であると推定した。

G3 桁:2 度目の補修・補強が実施されていたが，この桁では CFRP シートや外ケーブルを取り除いた状態で，載荷試験を実施することとした。下フランジの形状を保ちながら CFRP シートを剥がすのは容易でないため，ここでは，CFRP シートを約 15cm ピッチで橋軸直角方向に電動カッターで切断した。シート切断の深さは治具により制限し，コンクリート(断面修復材)の部分までカッターが深く入らないように注意した。これによって，CFRP シートによる軸方向の補強効果を取り除いたものとみなした。PC 鋼材の腐食による断面欠損は全断面の 1/2 程度であったが，外ケーブルなしでも自重に耐え得ると判断した。

G4 桁：2 度目の補修・補強(CFRP シート，F100T 外ケーブル 2 本)が施されたまま，載荷試験を実施することとした。この桁は本橋の中で最も腐食による断面欠損が厳しく，外ケーブルを除去した場合に自重すら支えられない可能性があった。また，このような状況で外ケーブルによる補強が施されている場合の曲げ挙動や破壊形態はこれまで確認されていなかった。これらの点から，そのままでの載荷試験を実施することとした。なお，ディビエータが固定されていた横桁は，桁の撤去に伴い横締め PC 鋼材がなく，かつ主桁への挿し筋もないため，不安定な状況にあったことから，試験桁の撤去・移動時や載荷試験時に急激な変化が生じないように，主桁，横桁をまるごとワイヤーで巻き付けておくとともに，万一の時にも外ケーブルが跳ねないように両側の外ケーブルにワイヤーをかけておいた。

G5 桁：2 度目の補修・補強が実施されていたが，この桁では外ケーブルを取り除き，CFRP シートを残した状態で，載荷試験を実施することとした。PC 鋼材の腐食による断面欠損は G3 と同程度(全断面の 1/2 程度)であり，外ケーブルなしでも自重に耐え得ると判断した。

3.3 解体調査

解体調査の主たる目的は，載荷試験結果の解析に必要なデータの採取およびポストテンション PC 桁特有

の塩害劣化の特徴やその原因，過程を検討する上での基礎データの採取である。

(1)各材料の強度特性

コンクリート，PC 鋼材，鉄筋のほか，エポキシ樹脂プレパックドコンクリート，スラリープレパックドコンクリート，CFRP シート，鋼板(補修時の型枠として使用された)，付加ケーブル(F130，F100T)について，強度特性を把握することとした。

(2)PC 鋼材の断面欠損状況

塩害による PC 鋼材の断面欠損の程度は，桁によって違うだけでなく，同じ桁の中でも位置によって大きく異なっている。しかし，主桁各断面での PC 鋼材の断面欠損を把握するのは容易でないため，まずは，載荷試験により破壊した箇所周辺の断面欠損状況を詳細に調査することとした。載荷試験により破壊した箇所は，PC 鋼材の断面欠損がその主桁の中で比較的厳しい（これまでの結果によれば最も厳しい）ところであると考えられる。なお，念のため,破壊箇所以外の PC 鋼材の断面欠損状況についても，機械による解体時に目視で観察することとした。

(3)各部の塩分浸透状況

旧芦川橋の塩害劣化は下フランジおよび床版下面に見られ，ウェブの損傷はほとんど見られなかった。このため，ウェブはコンクリート塗装も施されず，元のコンクリートのまま使用されていた。このことから，各部のウェブの塩分浸透状況を調査することとした。また，ポストテンション PC 桁特有の PC 鋼材定着部の腐食状況の観察とともに，その周辺の塩分浸透状況を調査することとした。

なお，PC 鋼材の腐食の程度とその周囲の塩分量との関係については，旧暮坪橋のときに詳細に実施したので，旧芦川橋では実施しなかった。PC 鋼線は，旧暮坪橋と同じ SWPR1 相当のφ5mm の素線が使用されていた。

4．試験桁

図-4.1～4.4 に載荷試験に用いた試験桁の形状寸法を示す。試験時の補修・補強の状況は３章で述べたとおりである。以下では,材料試験結果，載荷試験後に確認した PC 鋼材の腐食による断面欠損状況，及びそれらに基づく耐荷力等の算定結果を示す。

4.1 材料試験結果

載荷試験後に桁を構成する主要材料の物性を確認するため，材料試験を行った。材料試験の一覧を表-4.1 に示す。試験片の採取位置は付録資料３に示す。以下，材料試験の結果を示す。

表-4.1　材料試験の一覧

使用時期	材　　料	試験	寸法	数量	備考
新設時	コンクリート	圧縮	φ75×160	各桁 3 本ずつ	
	PC 鋼線	引張	φ5×260	G1 より 9 本	3 つのシースから各 3 本
	用心鉄筋	引張	φ9×300	各桁 3 本ずつ	
	スターラップ	引張	φ13×400	G3 より 5 本	
第 1 回補修・補強	ｴﾎﾟｷｼﾌﾟﾚﾊﾟｯｸﾄﾞ	曲げ	40×40×250	G1 より 5 本	3 点曲げ
	付加ｹｰﾌﾞﾙ（F130T）	引張	長さ 3000	G1 より 3 本	
	鋼板(補修時型枠)	引張	6 号試験片	G1 より 5 本	腐食したもの
第 2 回補修・補強	無機系ﾌﾟﾚﾊﾟｯｸﾄﾞ	曲げ	40×40×250	G4 より 2 本，G5 より 3 本	3 点曲げ
	ＣＦＲＰシート	引張	12.5×300	G5 より縦横 5 本ずつ	試験片は文献 4)を参考
	付加ｹｰﾌﾞﾙ（F100T）	引張	長さ 3000	G3 より 3 本	

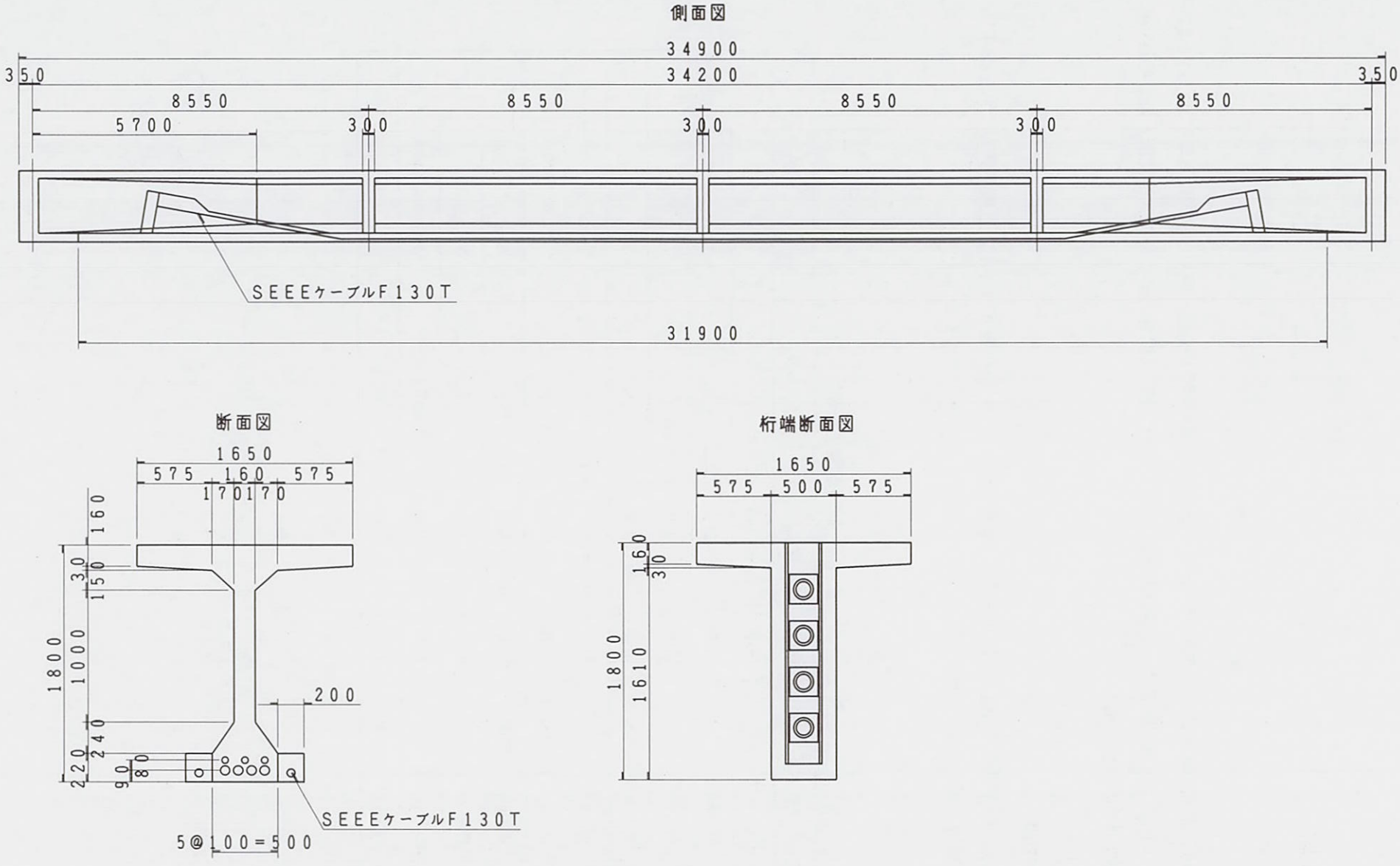


図-4.1　G2 桁の形状寸法

（G1 桁の撤去直前の形状寸法もこれと同じ）

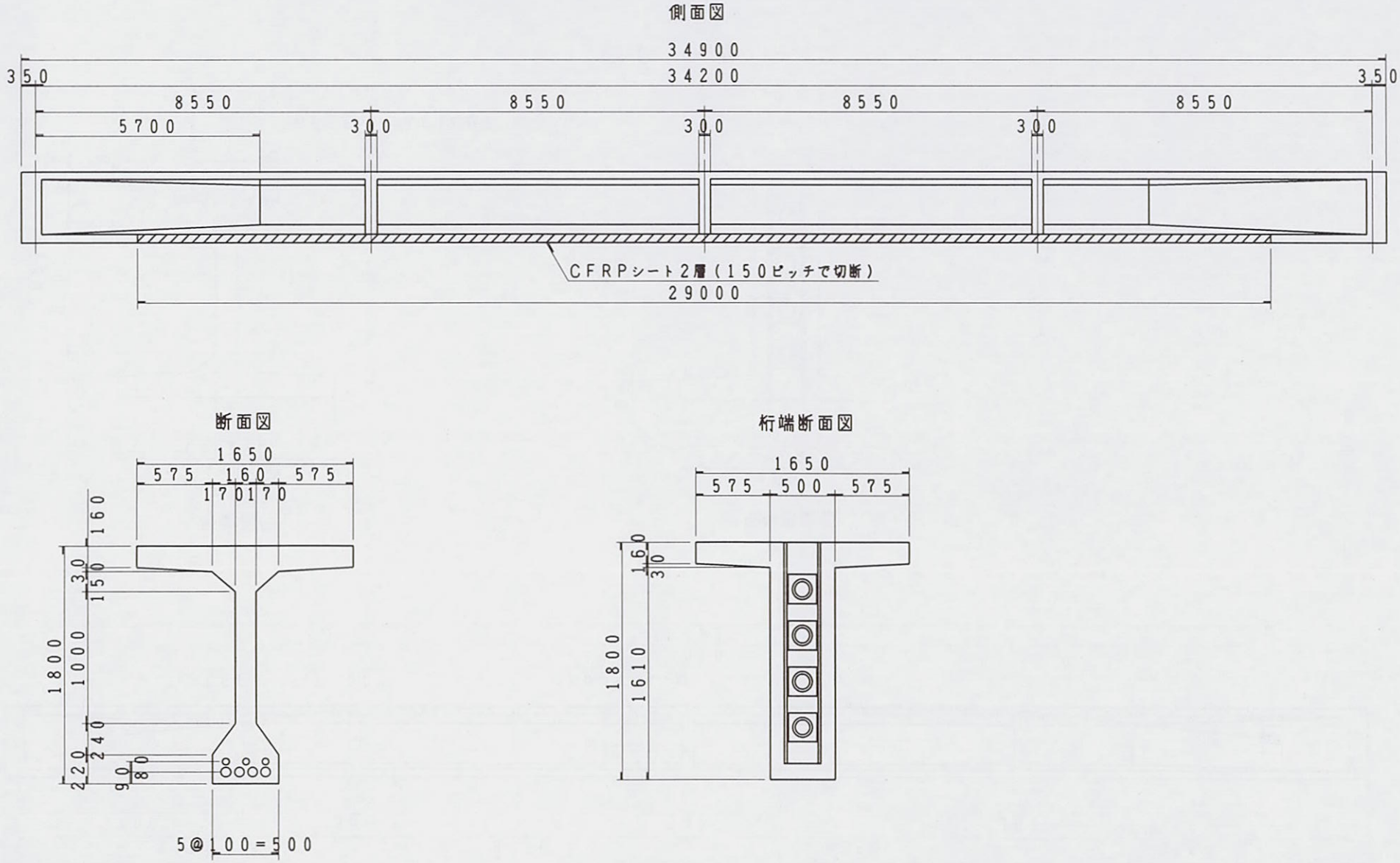


図-4.2　G3 桁の形状寸法

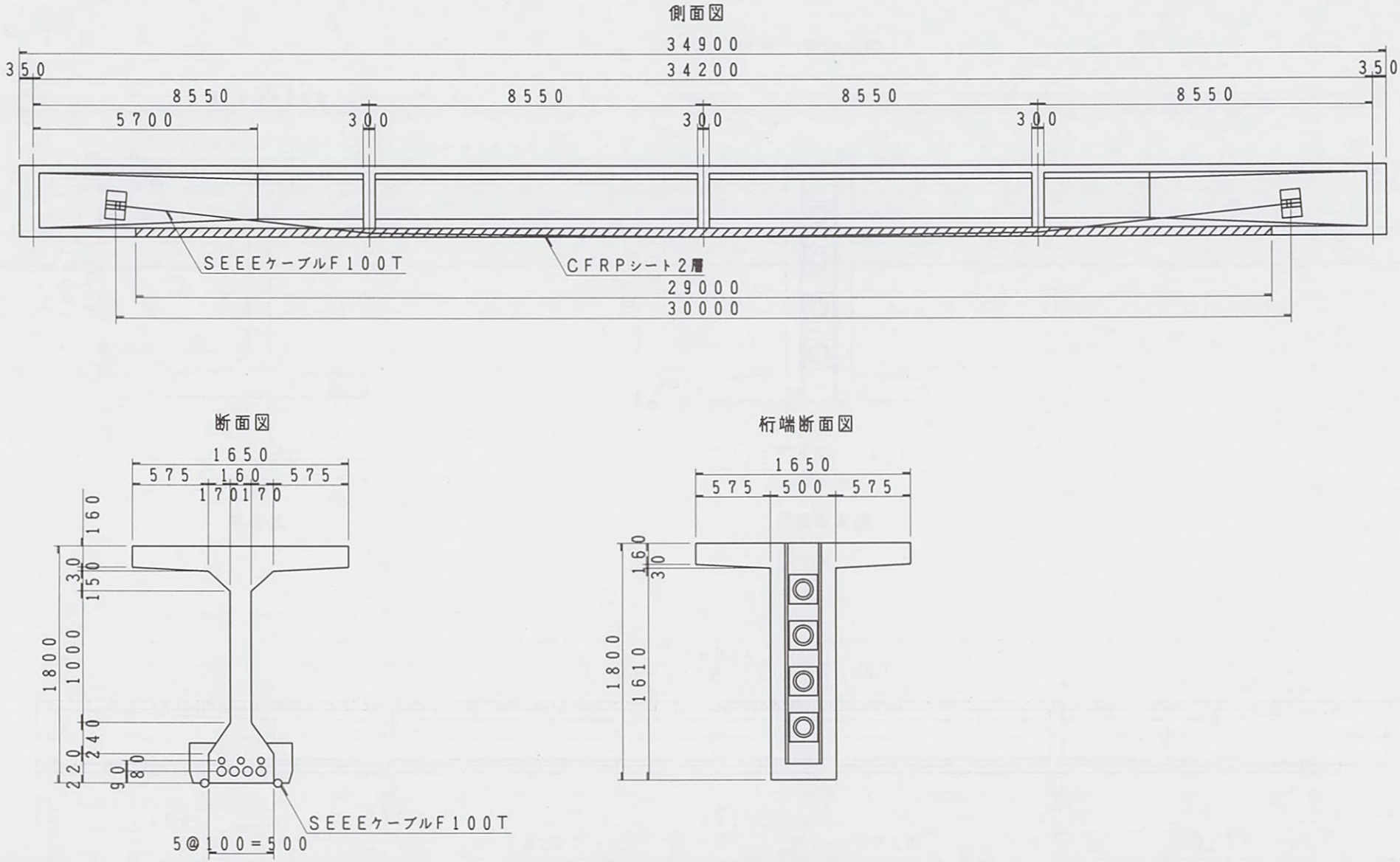


図-4.3　G4 桁の形状寸法

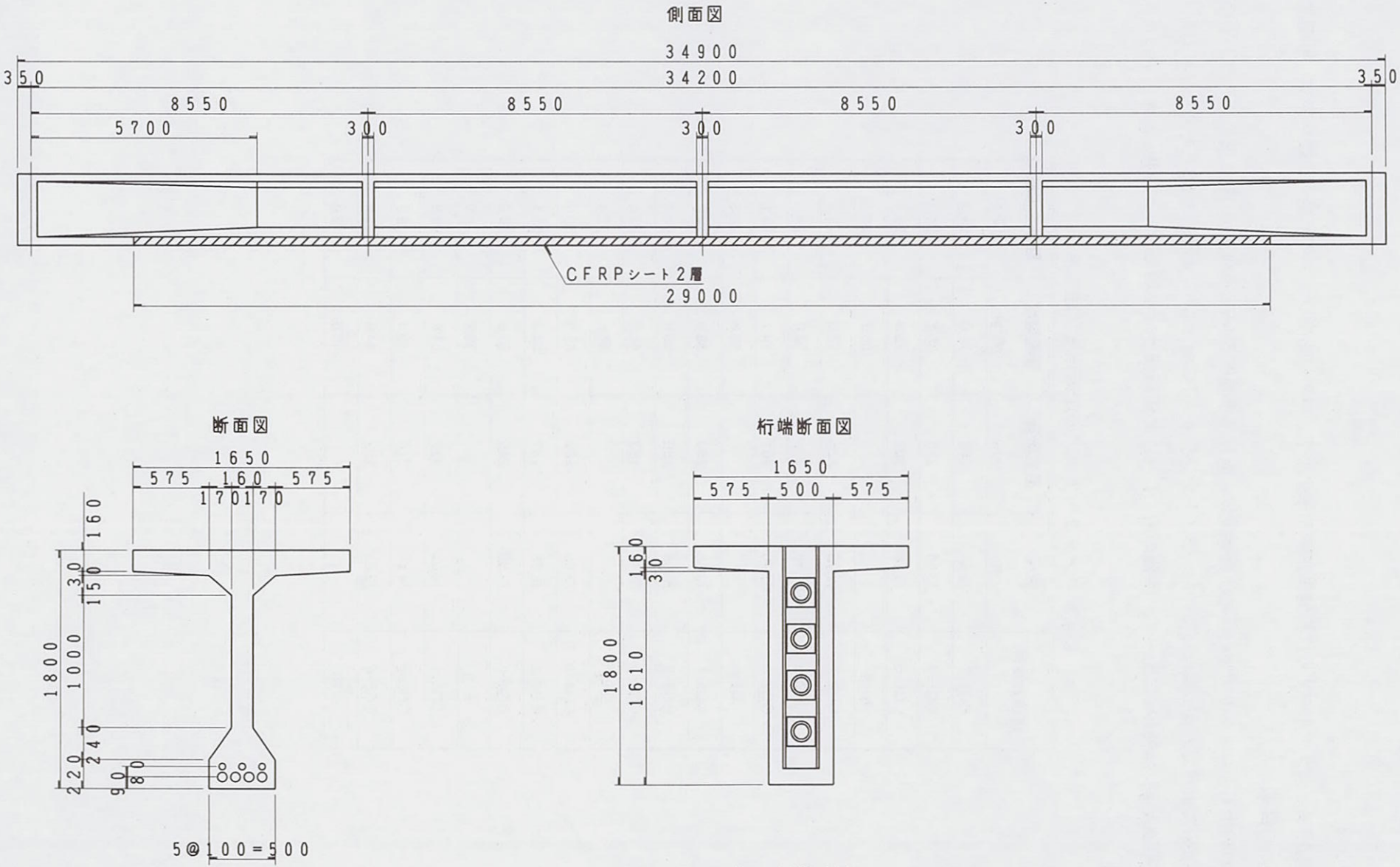


図-4.4　G5 桁の形状寸法

4.1.1 コンクリート

表-4.2 にコンクリートコアの圧縮強度試験結果を示す。コアは主桁ウェブの破壊の影響が少ない桁端部付近などから採取した。

いずれの桁も，コンクリートの平均圧縮強度は，設計基準強度 39MPa(400kg/cm^2)を上回っていた。平均圧縮強度は桁によって大きく異なっていた。ポストテンション PC 桁として，概ね一般的と考えられる G3，G5 桁の圧縮強度 45～49MPa に比べて，海側の桁 G1，G2 の圧縮強度は平均で 66～67 MPa と大きかった。

表-4.2 コンクリートコアの圧縮強度試験結果

試験片番号	直径 (mm)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (MPa)	静弾性係数 (GPa)
CG1-1	73.68	303	71.0	29.3
CG1-3	73.65	235	55.2	24.9
CG1-5	73.48	301	70.9	29.8
平均			65.7	28.0
CG2-1	67.78	225	62.5	29.5
CG2-3	67.98	231	63.6	26.3
CG2-5	67.90	267	73.7	29.1
平均			66.6	28.3
CG3-1	73.48	250	58.9	28.0
CG3-3	73.38	130	30.6	20.4
CG3-5	73.18	193	45.9	21.8
平均			45.2	23.4
CG4-1	73.98	282	65.5	30.7
CG4-3	73.75	233	54.4	23.1
CG4-5	73.50	245	57.8	24.0
平均			59.2	25.9
CG5-1	74.05	221	51.2	22.9
CG5-3	74.20	216	49.9	24.7
CG5-5	73.83	192	44.8	23.9
平均			48.6	23.8

4.1.2 PC 鋼線

表-4.3 に PC 鋼線(φ5mm の素線)の引張試験結果を示す。PC 鋼線は、載荷試験を行っていない G1 桁の 3 つのシースから採取し、ほとんど腐食していない PC 鋼線 9 本について引張試験を行った。使用されていた鋼線は SWPR1A 相当と考えられ，引張強度、伸びともに規格値を満足していた。

表-4.3 PC 鋼線の引張試験結果

試験片番号	0.2%永久伸びに対する荷重 (kN)	0.2%永久伸びに対する応力 (MPa)	0.2%永久伸びに対するひずみ ($\times 10^{-6}$)	最大荷重 (kN)	引張強度 (MPa)	静弾性係数 (GPa)	標点距離(mm)		伸び (%)	直径 (mm)	実測断面積 (mm^2)
							試験前	試験後			
PCG1-1H1	30.3	1540	9444	34.1	1740	205	99.85	107.10	7.3	5.00	19.63
PCG1-1H2	30.8	1570	9652	34.4	1750	206	99.80	標点外	-	5.00	19.63
PCG1-1H3	30.5	1550	9746	34.0	1730	205	100.25	106.10	5.8	5.00	19.63
平均値	—	1550	9614	—	1740	205	—	—	6.5	—	—
PCG1-2H1	29.3	1490	9113	33.5	1710	205	100.15	106.25	6.1	5.00	19.63
PCG1-2H2	28.5	1450	9183	33.3	1690	205	100.25	106.80	6.5	5.00	19.63
PCG1-2H3	29.3	1490	9365	33.9	1720	205	100.15	106.30	6.1	5.00	19.63
平均値	—	1480	9220	—	1710	205	—	—	6.3	—	—
PCG1-3H1	30.6	1560	10309	34.7	1770	205	100.20	106.05	5.8	5.00	19.63
PCG1-3H2	30.3	1540	9674	34.4	1750	205	100.05	106.15	6.1	5.00	19.63
PCG1-3H3	30.4	1550	9550	34.5	1760	205	99.70	105.50	5.8	5.00	19.63
平均値	—	1550	9844	—	1760	205	—	—	5.9	—	—
全平均	—	1530	9560	—	1740	205	—	—	6.2	5.00	19.63
規格値	27.9 以上	1420 以上	—	31.9 以上	1620 以上	—	—	—	4 以上	—	—

4.1.3 鉄筋

表-4.4，4.5 に軸方向鉄筋とスターラップの引張試験結果をそれぞれ示す。軸方向鉄筋はφ9、スターラップはφ13 である。軸方向鉄筋の試験片は、各主桁のかぶりが大きく塩害損傷の少ない桁端付近から採取した。スターラップは G3 桁の桁端部から採取した。使用されていた鉄筋は SR235 相当と考えられ、いずれも規格値を満足していた。

表-4.4 軸方向鉄筋の引張試験結果

試験片番号	降伏荷重 (kN)	降伏点 (MPa)	降伏ひずみ ($*10^{-6}$)	最大荷重 (kN)	引張強度 (MPa)	静弾性係数 (GPa)	標点距離(mm)		伸び (%)	直径(mm)		絞り (%)	実測断面積 (mm^2)
							試験前	試験後		試験前	試験後		
RG1-1	19.1	349	1524	27.5	502	229	72.35	93.45	29.2	8.35	5.80	30.5	54.76
RG1-2	20.7	388	1633	28.4	531	235	72.45	94.35	30.2	8.25	5.70	30.9	53.46
RG1-3	19.7	327	1559	27.3	455	206	72.70	95.75	31.7	8.75	6.10	30.3	60.13
平均値	—	355	1572	—	496	223	—	—	30.4	8.45	—	30.6	—
RG2-1	20.9	396	1652	28.4	538	237	72.45	93.75	29.4	8.20	4.70	42.7	52.81
RG2-2	19.4	322	1517	27.8	463	213	72.10	94.90	31.6	8.75	4.80	45.1	60.13
RG2-4	20.6	406	1610	28.4	558	252	72.40	94.65	30.7	8.05	4.55	43.5	50.90
平均値	—	374	1593	—	519	234	—	—	30.6	8.33	—	43.8	—
RG3-1	16.3	308	1262	25.2	478	244	72.00	93.90	30.4	8.20	5.15	37.2	52.81
RG3-2	16.5	333	1279	20.8	420	260	72.45	97.00	33.9	7.95	4.75	40.3	49.64
RG3-4	14.3	261	1946	20.0	365	173	72.50	100.60	38.8	8.35	4.05	51.5	54.76
平均値	—	301	1496	—	421	226	—	—	34.4	8.17	—	43.0	—
RG4-1	15.1	269	1237	20.8	371	224	72.60	98.45	35.6	8.45	5.20	38.5	56.08
RG4-2	17.6	358	1459	27.7	564	249	72.40	93.35	28.9	7.90	4.35	44.9	49.02
RG4-3	17.5	317	1464	27.3	492	215	72.20	92.40	28.0	8.40	4.90	41.7	55.42
平均値	—	315	1387	—	476	229	—	—	30.8	8.25	—	41.7	—
RG5-1	14.9	282	1182	20.2	383	238	72.15	98.35	36.3	8.20	5.55	32.3	52.81
RG5-2	13.6	249	1135	19.2	350	225	72.25	標点外	—	8.35	標点外	-	54.76
RG5-3	14.9	320	1635	20.1	432	223	72.30	100.65	39.2	7.70	4.80	37.7	46.57
平均値	—	284	1317	—	388	229	—	—	37.8	8.08	—	35.0	—
規格値	—	235 以上	—	—	380～520	—	—	—	20 以上	—	—	—	—

表-4.5 スターラップの引張試験結果

試験片番号	降伏荷重	降伏点	降伏ひずみ	最大荷重	引張強度	静弾性係数	標点距離(mm)		伸び	直径(mm)		絞り	実測断面積
	(kN)	(MPa)	(*10^{-6})	(kN)	(MPa)	(GPa)	試験前	試験後	(%)	試験前	試験後	(%)	(mm^2)
SRG3-1	41.8	346	1857	60.3	499	187	104.90	131.45	25.3	12.40	7.55	39.1	120.76
SRG3-2	39.5	330	1570	56.4	471	212	104.35	137.60	31.9	12.35	7.75	37.2	119.79
SRG3-3	39.4	313	1524	59.9	476	204	104.45	135.00	29.2	12.65	7.55	40.3	125.68
SRG3-4	39.3	315	1569	55.0	441	201	104.55	136.75	30.8	12.60	7.35	41.7	124.69
SRG3-5	42.0	350	1610	60.1	501	218	104.05	136.80	31.5	12.35	7.75	37.2	119.79
平均値	—	331	1626	—	478	204	—	—	29.7	12.47	—	39.1	—
規格値		235 以上			380～ 520				20 以上				

4.1.4　プレパックドコンクリート

旧芦川橋は，1 度目の断面修復でエポキシ樹脂プレパックドコンクリート，2 度目の断面修復で無機系スラリープレパックドコンクリートがそれぞれ施工された。試験片は，表-4.1 に示したとおり，エポキシ樹脂プレパックドコンクリートを G1 桁から，無機系スラリープレパックドコンクリートを G4,G5 桁からそれぞれ採取した。試験片の採取は，試験後の切断面から橋軸方向にコア抜きを行い，さらにコンクリートカッターで断面を整形することによった。

これらの補修材は，いずれも下フランジ下面に施工され，一般に引張応力下に置かれていることから，ここでは 3 点曲げ試験を行い，このときの支間中央下面におけるひずみを測定することとした。

表-4.6，4.7 にそれぞれのプレパックドコンクリートの曲げ試験結果を示す。

エポキシ樹脂プレパックドコンクリートは骨材が十分充填されておらず下面から 14～29mm 程度しか充填されていなかった。また、数回に分けて結合材（エポキシ樹脂接着剤）を注入したと思われる打継目があった。この試験片で試験した結果、曲げ引張強度は平均 9.6MPa であった。以前行った試験結果[1)]では 21.4 MPa 程度の曲げ強度が確認されている。今回の試験結果は、以前の結果と比較して 1/2 程度であった。

無機系スラリープレパックドコンクリートの試験結果は、平均 9.0 MPa であり、メーカー推奨値 6.1MPa を満足していた。無機系の場合は，骨材が充填されていた。

表-4.6 エポキシ樹脂プレパックドコンクリートの曲げ引張試験

試験片番号	幅 (mm)				高さ (mm)			断面積	スパン	最大荷重	曲げ強度	骨材充填高さ
	b1	b2	b3	平均b	d1	d2	平均d	(mm^2)	(mm)	(kN)	(MPa)	(mm)
EPG1-1	41.25	41.25	41.25	41.25	41.95	41.90	41.93	1729	120	3.15	7.82	21.0
EPG1-2	40.95	40.85	40.95	40.92	40.25	40.15	40.20	1645	120	4.07	11.07	28.5
EPG1-3	40.50	40.75	40.60	40.62	41.05	41.10	41.08	1668	120	3.63	9.55	14.0
EPG1-4	41.75	41.95	41.60	41.77	41.00	41.25	41.13	1718	120	4.71	12.00	18.0
EPG1-5	41.90	42.00	41.95	41.95	41.55	41.45	41.50	1741	120	3.12	7.78	21.5
平均	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9.64	—

表-4.7 無機系スラリープレパックドコンクリートの曲げ引張試験

試験片番号	幅 (mm)				高さ (mm)			断面積	スパン	最大荷重	曲げ強度	骨材充填高さ
	b1	b2	b3	平均b	d1	d2	平均d	(mm^2)	(mm)	(kN)	(MPa)	(mm)
IPG4-1	41.25	41.25	41.15	41.22	40.70	40.55	40.63	1674	120	0.94	2.48	—
IPG4-2	40.55	40.35	40.10	40.33	40.80	40.70	40.75	1644	120	4.64	12.46	—
IPG5-1	41.90	41.70	41.40	41.67	37.60	37.50	37.55	1565	120	2.02	6.19	—
IPG5-2	38.00	37.85	37.80	37.88	41.00	41.40	41.20	1561	120	4.10	11.49	—
IPG5-3	41.10	41.15	41.00	41.08	41.55	41.50	41.53	1706	120	4.86	12.34	—
平均	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8.99	—

4.1.5 付加ケーブル

本橋の補強のために配置された付加ケーブルは，いずれもSEEE工法に用いるF型緊張材である。G2桁は1回目の補修・補強のままであったため，付加ケーブルの種類はF130であった。F130の試験片は載荷試験を行っていないG1桁から採取した。引張試験直前までシース及びグラウトを撤去せずに保管し，試験直前にシース及びグラウトを撤去した。シースの損傷はほとんどなく，鋼材が露出するような大きなグラウト欠陥は見られなかった。鋼材が断面欠損や破断するような顕著な腐食は見られなかった。G4桁は，2回目の補修・補強のままであったため，ポリエチレン被覆されたF100Tのケーブルであった。F100Tの試験片は，載荷試験を行う前に外ケーブルを撤去したG3桁から採取した。

それぞれのケーブルの基本諸元を表-4.8に示す。また，引張試験の結果を表-4.9に示す。F130及びF100Tのいずれも所要の最大荷重が得られていた。

表-4.8　ケーブルの基本諸元

呼称	構成	基本径 (mm)	外径 (mm)	断面積 (mm^2)	質量 PC鋼より線 (kg/m)	質量 PC鋼より線 +ポリエチレン (kg/m)	引張荷重 (kN)	降伏点荷重 (kN)	備考
F130	7-φ12.7	38.1	—	691.0	5.45	—	1280	1090	第1回補強 F型
F100T	7-φ11.1	33.3	43.3	519.3	4.09	4.92	931	816	第2回補強 タイブル型

*タイブル型はF型のケーブルにポリエチレン被覆したもの。

表-4.9 付加ケーブルの引張試験結果

試験片番号	0.2%永久伸びに対する荷重 (kN)	0.2%永久伸びに対する応力 (MPa)	0.2%永久伸びに対するひずみ ($*10^{-6}$)	最大荷重 (kN)	引張強度 (MPa)	静弾性係数 (GPa)	標点距離(mm) 試験前	標点距離(mm) 試験後	伸び (%)	公称断面積 (mm^2)
OG1-1	1230	1780	10665	1400	2030	205	1600.00	1664.80	4.1	691.00
OG1-2	1200	1740	9498	1400	2030	228	1600.00	1659.20	3.7	
OG1-3	1200	1740	10436	1400	2030	206	1600.00	1660.05	3.8	
平均値	—	1750	10200	—	2030	213	—	—	3.8	—
OG3-1	871	1680	9783	975	1880	213	1600.00	1649.00	3.1	519.30
OG3-2	893	1720	10018	1000	1930	213	1600.00	-	-	
OG3-3	900	1730	10384	1010	1950	206	1600.00	1652.00	3.3	
平均値	—	1710	10062	—	1920	211	—	—	3.2	—

＊OG1-1～3:F130-7S12.7B

＊OG3-1～3:F100T-7S11.1B

＊OG1-2は両面に貼付したひずみゲージの一方が試験途中で剥がれた可能性がある為、もう一方のひずみゲージの値で0.2%耐力、弾性係数を算出した。

＊OG3-2は試験途中で伸び計の不具合が生じた。

4.1.6 CFRP シート

CFRP シートは，２回目の補修・補強の際，下フランジを覆うように，支間の約 9 割の範囲に貼り付けられていた。旧芦川橋における CFRP シートは，断面修復部の曲げひび割れからの塩分浸透を防ぐために採用されたものと考えられ，PC 桁の曲げひび割れ発生荷重を向上させるとともに，曲げひび割れが万一発生した場合にも塩分が容易に浸透しないように防護する役割が期待されるものである。表-4.10 に，旧芦川橋に採用された CFRP シートの基本諸元を示す。2 方向の炭素繊維が 2 層使用されており，橋軸方向の目付け量は橋軸直角方向に比べて 3 倍であった。試験片は、G5 桁から採取することとし，載荷試験後，桁端部付近から採取することとした。CFRP シートに切込みを入れ慎重に剥ぎ取ったものを整形し試験片とした。

表-4.11 に CFRP シートの引張試験の結果を示す。最大荷重は，橋軸方向の方が大きいが，橋軸直角方向の 2 倍程度であった。橋軸方向の目付け量は橋軸直角方向の 3 倍としただけの効果が得られていなかった。

表-4.10　使用された炭素繊維の品質

項　目	仕　様
繊維タイプ	縦，横ともに T-700SC
目付け量	317 g/m^2
引張強度	4800 MPa
弾性係数	230 GPa
縦／横	3／1
密度	1.80 g/cm^3

表-4.11　CFRP シートの引張試験結果

繊維方向	試験片番号	最大荷重 (kN)	引張強度 (MPa)	静弾性係数 (GPa)	実測幅 (mm)	断面積 (mm^2)
橋軸	CFG5-T1	10.60	3100	172	12.95	3.4188
	CFG5-T2	7.61	2290	177	12.60	3.3264
	CFG5-T3	7.86	2400	182	12.40	3.2736
	CFG5-T4	7.13	2140	196	12.60	3.3264
	CFG5-T5	6.90	2080	170	12.55	3.3132
	平均値	—	2400	179	—	—
橋軸直角	CFG5-Y1	4.39	3840	292	13.00	1.1445
	CFG5-Y2	4.25	3790	374	12.75	1.1225
	CFG5-Y3	4.29	3880	264	12.55	1.1049
	CFG5-Y4	3.20	2960	290	12.30	1.0829
	CFG5-Y5	3.54	3100	251	12.95	1.1401
	平均値	—	3510	294	—	—

4.1.7 鋼板

G1，G2 桁の下フランジ下面には，1 回目の補修・補強の際，付加ケーブルとエポキシ樹脂プレパックドコンクリートの型枠として，溶融亜鉛めっき(JIS H8641，3 種 55C)された鋼板(SS400 相当)が取り付けられていた。鋼板は橋軸方向に長さ 2m のものを下面に取り付け，鋼材間はボルト接合されていた。施工当時(1980 年)は，めっきにより光沢が見られたが，撤去・載荷試験時は，光沢は全く見られず，全面に錆が生じていた。このことから，健全な鋼材の最初ができなかったが，参考として，G1 桁の比較的腐食の程度が軽微な箇所から試験片を採取することとした。試験片は 5 号試験片に加工し，錆を落として寸法形状，質量を計測した後に，引張試験を実施した。

表-4.12 に試験片の寸法を示す。表面は腐食していたものの，断面欠損や質量減少は比較的軽微であった。表-4.13 に鋼板の引張試験結果を示す。引張強度は JIS 規格値を上回っていた。降伏点は明確に現れなかったものもあるが，明確に見られたものは規格値を上回っていた。

表-4.12　試験片の諸元

試験片番号	W1 (mm)	W2 (mm)	W3 (mm)	W(平均) (mm)	T1 (mm)	T2 (mm)	T3 (mm)	T(平均) (mm)	質量 (g)
RPLG1-1	24.80	24.65	24.65	24.7	3.20	3.20	3.25	3.22	366
RPLG1-2	24.95	24.60	24.55	24.7	3.30	3.30	3.25	3.28	360
RPLG1-3	24.90	24.80	24.80	24.8	3.15	3.20	3.20	3.18	368
RPLG1-4	24.75	24.75	24.90	24.8	3.25	3.15	3.15	3.18	357
RPLG1-5	24.75	24.65	24.65	24.7	3.15	3.15	3.15	3.15	352

表-4.13　鋼板の引張試験結果

試験片番号	降伏荷重 (kN)	降伏点 (MPa)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	最大荷重 (kN)	引張強度 (MPa)	静弾性係数 (GPa)	標点距離(mm) 試験前	標点距離(mm) 試験後	伸び (%)	実測断面積 (mm^2)
RPLG1-1	—	—	—	34.98	440	190.91	50.35	62.75	24.6	79.45
RPLG1-2	26.44	326	1753	34.26	422	177.42	50.55	62.65	23.9	81.10
RPLG1-3	26.60	336	1708	35.31	447	192.33	50.40	62.40	23.8	79.05
RPLG1-4	—	—	—	33.98	430	178.72	50.35	61.80	22.7	78.95
RPLG1-5	—	—	—	34.14	439	181.15	50.35	63.05	25.2	77.75
平均値	—	331	1731	—	436	184.11	—	—	24.1	—

4.2 塩分量等測定結果

芦川橋の主桁各部におけるコンクリート中の塩化物イオン量の浸透状況を把握するため，コア抜きによる調査を実施した。塩化物イオン量の抽出，定量はJCI-SC4(全塩分)によった。また，採取したコアを用いてフェノールフタレイン溶液の噴霧による中性化深さの測定を行った。コア採取位置の詳細は付録資料３に示す。

4.2.1 主桁ウェブの塩分浸透状況

図-4.1 に，各主桁ウェブにおける塩化物イオン量の分布を示す。主桁ごとに 3 本の貫通したφ75mm のコアを採取して，両面について測定を行った。芦川橋のウェブは，腐食がほとんど見られなかったため，コンクリート塗装は施されていなかった。図中には，中性化深さの測定結果も示す。

G1-1 のように塩化物イオン量の分布が必ずしも外部からのものであるか不明瞭なものもあるが，概して見れば，コンクリート表面に近いほど塩化物イオン量が多い傾向にあり，外部から浸透したものであることが確認できた。G2-1A 面の結果のように，コンクリート表面付近で塩化物イオン量が低下する傾向があるものが見られるが，中性化との関連は明確でなかった。

4.2.2 主桁端部の塩分浸透状況

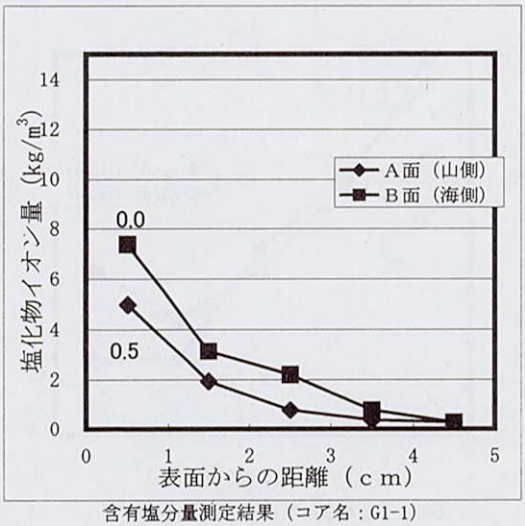
建設時，ＰＣ鋼材の定着後は定着体の周囲を覆うようにコンクリートが充填されるのが一般的である。この定着部への塩分浸透経路として，充填コンクリートの外側からの塩分浸透拡散と，充填コンクリートと本体の境界面からの塩分浸入が考えられる。旧暮坪陸橋の調査結果では，定着体付近への２つの塩分浸透経路のうち，前者の過程によるものがほとんどであり，後者の影響は軽微であった。

図-4.2 に各主桁端部における後埋めコンクリートの塩化物イオン量の分布を示す。測定は，桁端面から 3cm 及び本体コンクリートと後埋めコンクリートの境界部の前後 3cm の範囲で行った。旧芦川橋の場合，境界部付近に塩化物イオン量のピークが見られており，旧暮坪陸橋と異なり，境界部からの塩分浸透の傾向が見られた。特に G3 桁の場合にそのピークが大きかった。桁端面からの塩化物の浸透の程度は海側の G1 桁，G2 桁が大きかった。特に，G1 桁の場合は，桁端面からの塩化物が境界部付近まで到達していた。

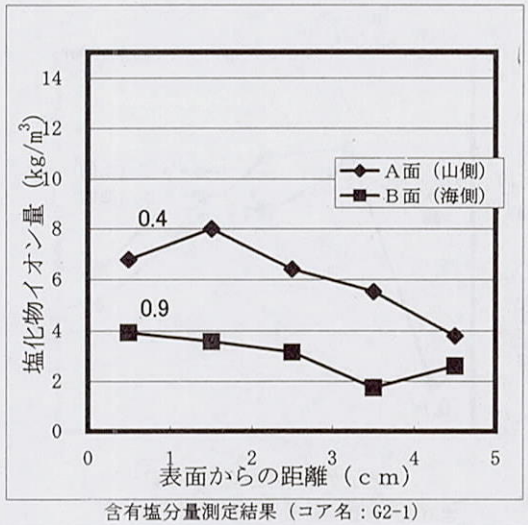
4.2.3 PC 鋼材の床版定着部の塩分浸透状況

ポストテンション PC 桁の場合，一部の PC 鋼材の定着体を床版内に設ける場合がある。桁端部と同様，PC 鋼材の緊張後はコンクリートで後埋めされるが，新旧コンクリートの境界部からの塩水等の浸入の程度は明確でない。旧芦川橋では，１つの主桁で７本の PC 鋼材のうち上段３本が床版に定着される構造となっていたので，床版定着体付近の塩分浸透状況も調査することとした。

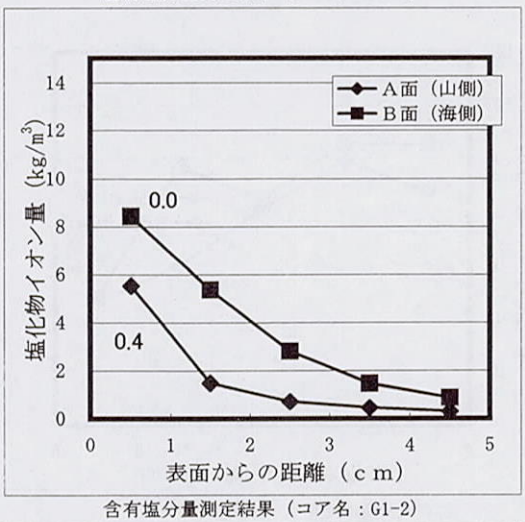
図-4.3 に各主桁の床版定着体近傍の塩分浸透状況を示す(位置は付録資料 3)。塩分の浸透状況は桁によって異なっていた。G2 桁では，境界部に塩化物イオン量のピークが見られており，境界部から塩分の浸透があったものと考えられる。G1，G5 桁では，床版上面からコンクリート中に塩化物が侵入していたことが確認できた。床版上面はアスファルト舗装で覆われていたが，舗装の損傷など何らかの要因により浸透したものと考えられる。境界部からも塩化物イオン量が侵入していた兆候も見られたが，G2 桁ほど顕著ではなかった。



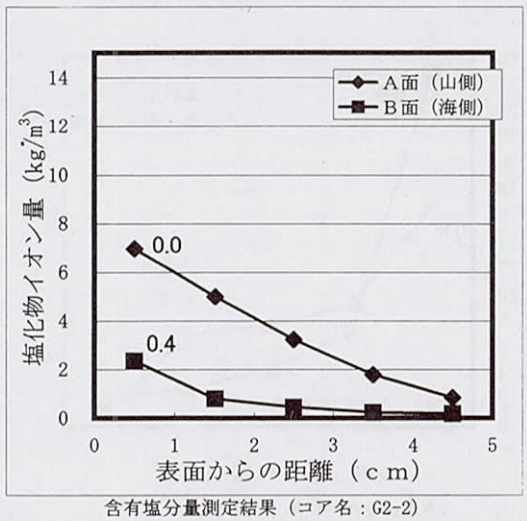
含有塩分量測定結果（コア名：G1-1）



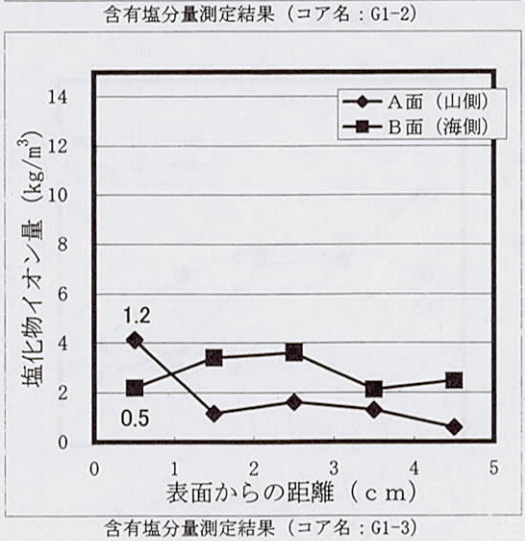
含有塩分量測定結果（コア名：G2-1）



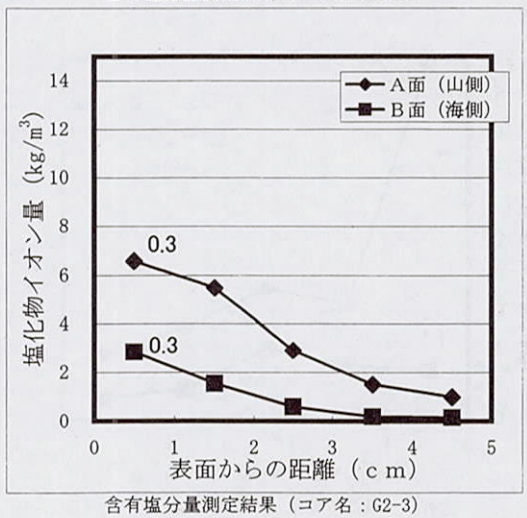
含有塩分量測定結果（コア名：G1-2）



含有塩分量測定結果（コア名：G2-2）



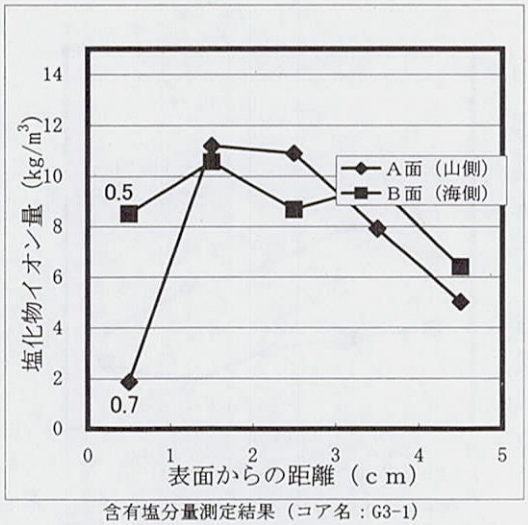
含有塩分量測定結果（コア名：G1-3）



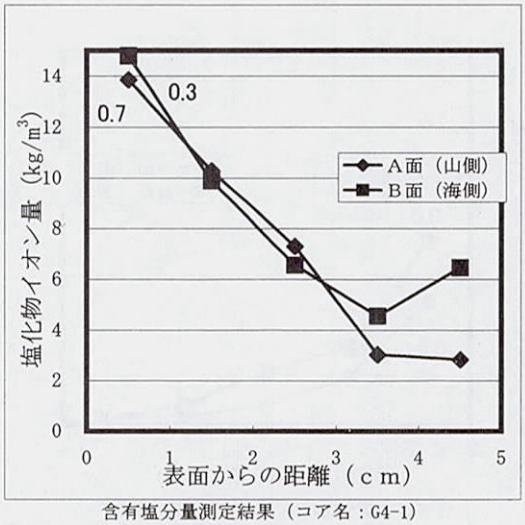
含有塩分量測定結果（コア名：G2-3）

※各図中の数値は中性化深さ(cm)

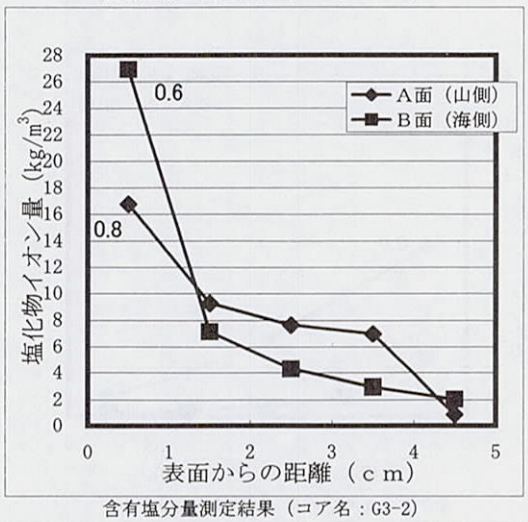
図-4.1 各主げたウェブにおける塩化物イオン量の分布 （その1, G1,G2桁）



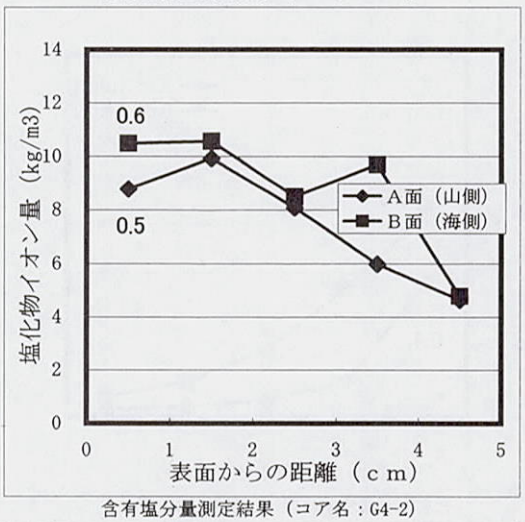
含有塩分量測定結果（コア名：G3-1）



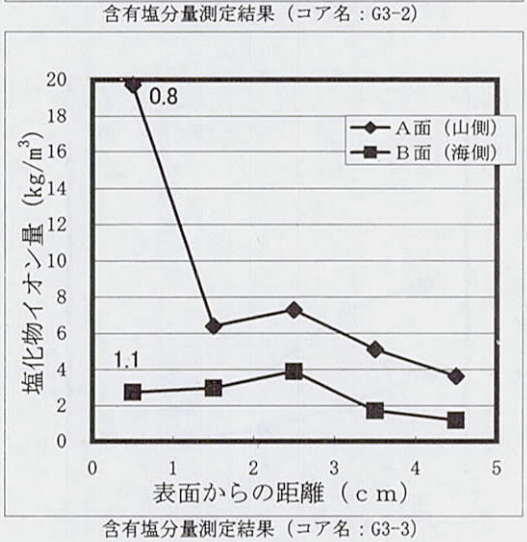
含有塩分量測定結果（コア名：G4-1）



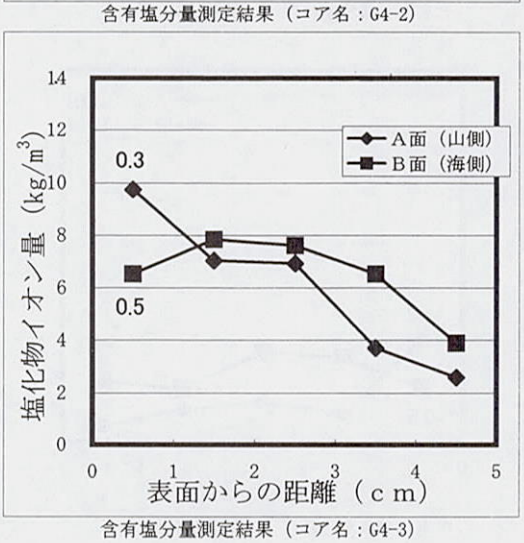
含有塩分量測定結果（コア名：G3-2）



含有塩分量測定結果（コア名：G4-2）



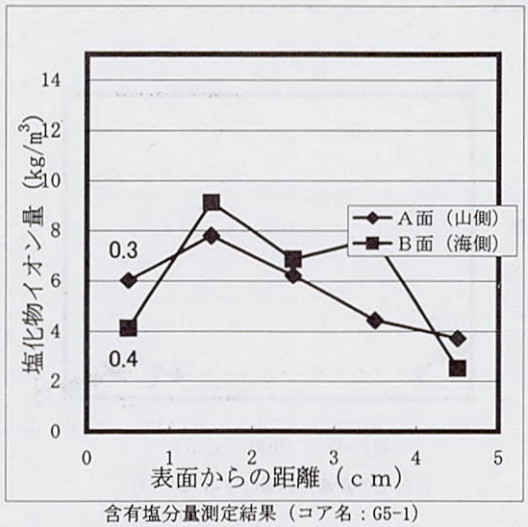
含有塩分量測定結果（コア名：G3-3）



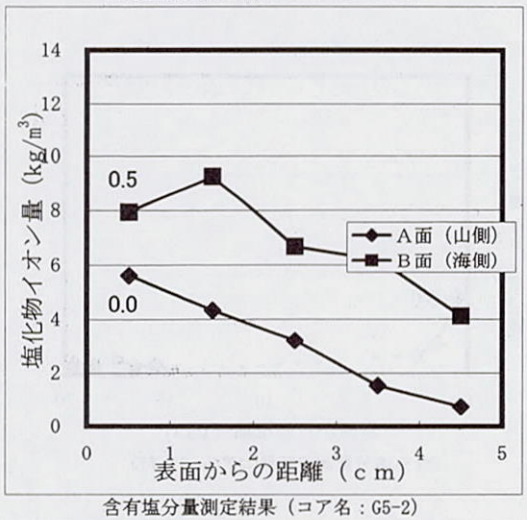
含有塩分量測定結果（コア名：G4-3）

※各図中の数値は中性化深さ(cm)

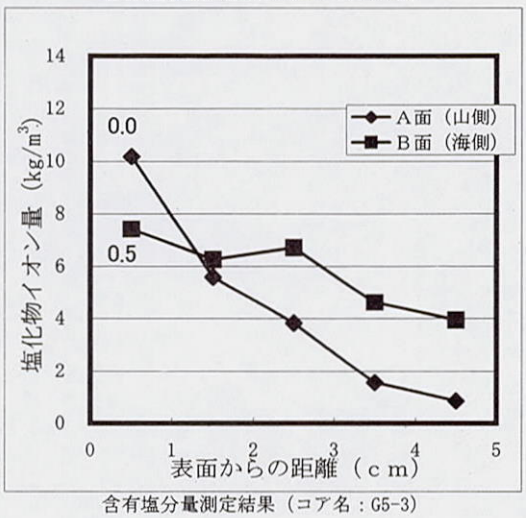
図-4.1 各主げたウェブにおける塩化物イオン量の分布 （その2, G3,G4桁）



含有塩分量測定結果（コア名：G5-1）



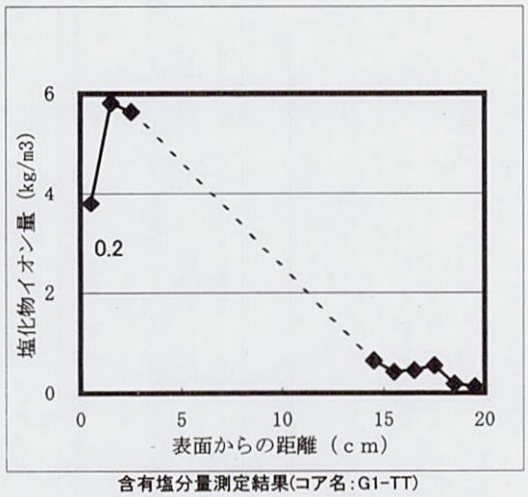
含有塩分量測定結果（コア名：G5-2）



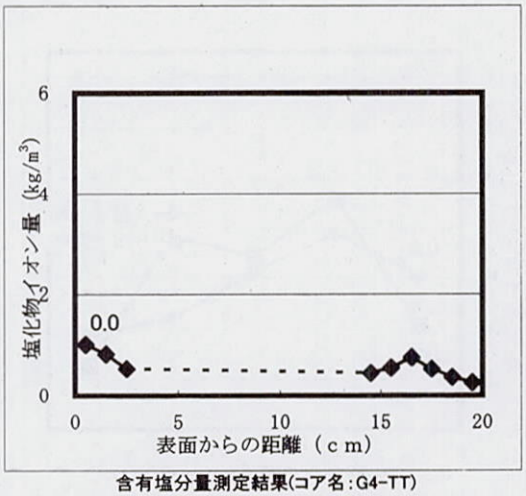
含有塩分量測定結果（コア名：G5-3）

※各図中の数値は中性化深さ(cm)

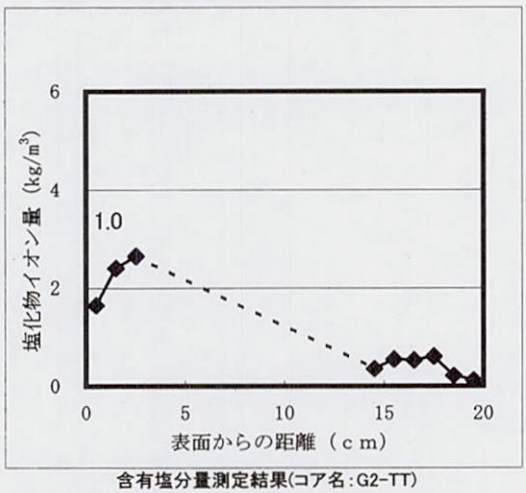
図-4.1 各主げたウェブにおける塩化物イオン量の分布 （その3, G5桁）



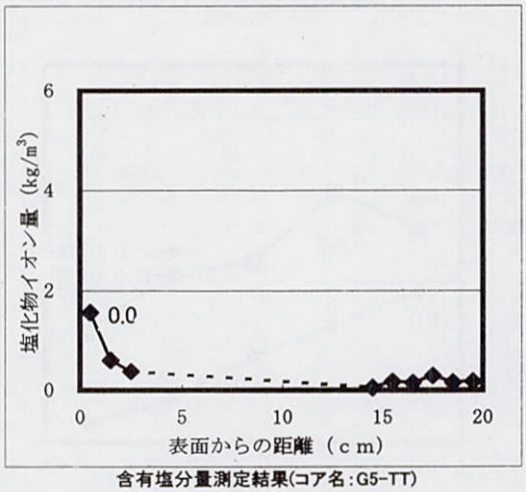
含有塩分量測定結果(コア名:G1-TT)



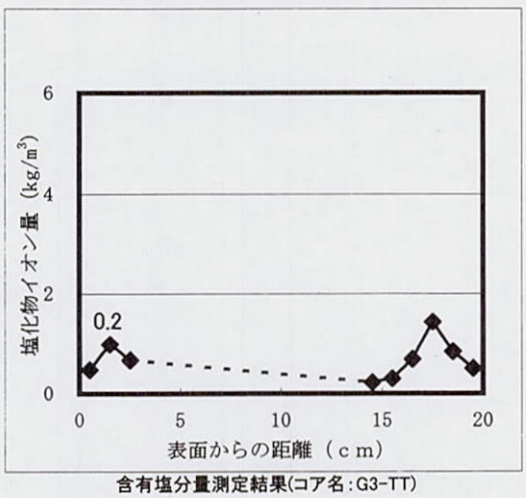
含有塩分量測定結果(コア名:G4-TT)



含有塩分量測定結果(コア名:G2-TT)



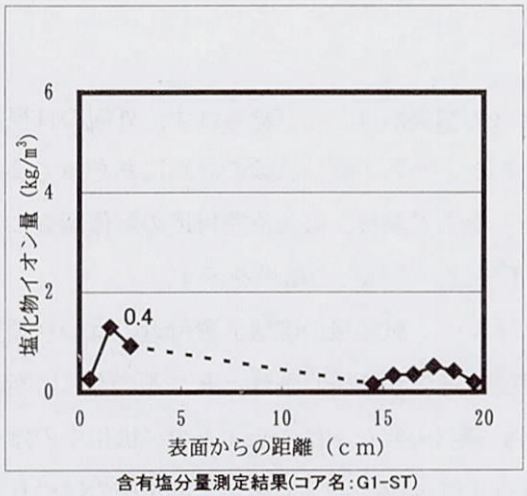
含有塩分量測定結果(コア名:G5-TT)



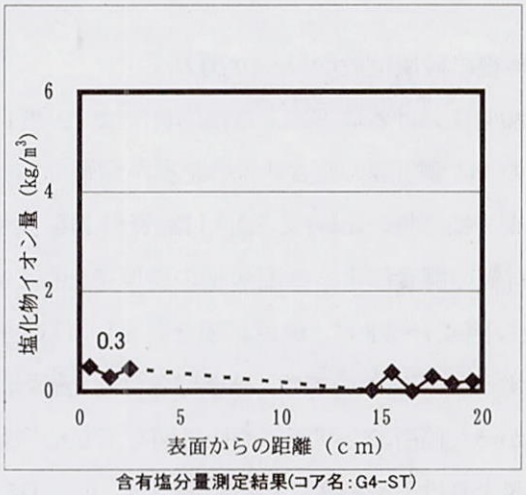
含有塩分量測定結果(コア名:G3-TT)

※各図中の数値は中性化深さ(cm)

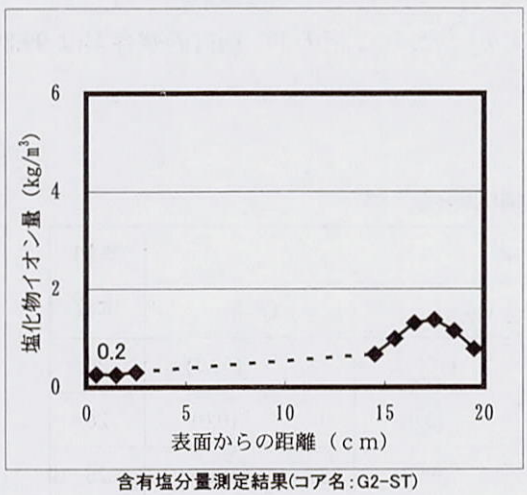
図-4.2 各主げた桁端部における塩化物イオン量の分布



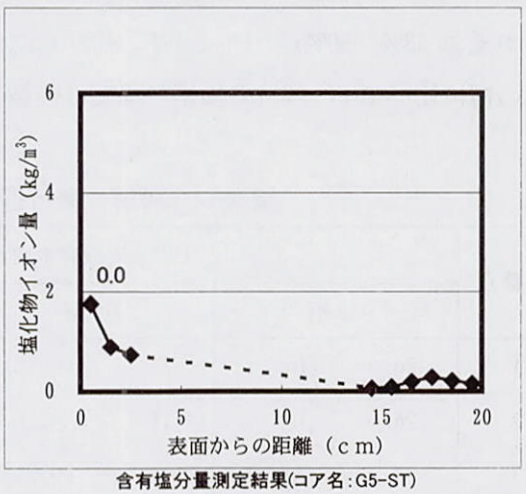
含有塩分量測定結果(コア名：G1-ST)



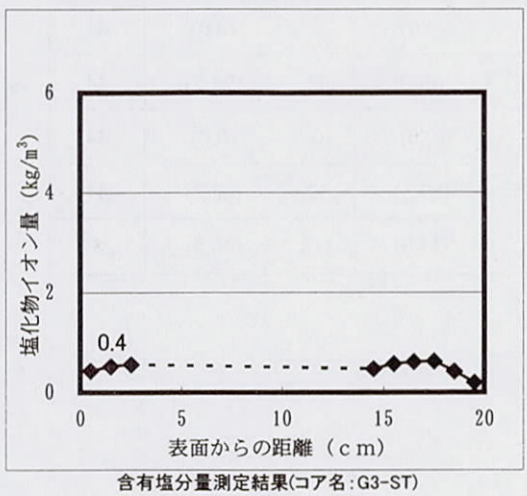
含有塩分量測定結果(コア名：G4-ST)



含有塩分量測定結果(コア名：G2-ST)



含有塩分量測定結果(コア名：G5-ST)



含有塩分量測定結果(コア名：G3-ST)

※各図中の数値は中性化深さ(cm)

図-4.3 各主げた床版定着部における塩化物イオン量の分布

4.3 載荷試験後の破壊位置のはつり調査

撤去・試験時における塩害による損傷状況は，2 度目の補修後の損傷がほとんど見られず，外観の目視だけでは内部の PC 鋼材等の腐食状況の把握が困難であった。このことから，載荷試験の計画にあたっては，供用中の調査・補修時の記録(表-2.2，付録資料 2)を参考とした。載荷試験後，破壊位置付近の解体調査によって PC 鋼材等の腐食による断面欠損の程度を把握した。以下では，それらの結果を示す。

表-4.14 及び図-4.4～4.8 に，載荷試験を実施した G2～G5 桁について，試験後の破壊位置付近のはつり調査の結果を示す。G3 桁については，破壊位置付近と思われた箇所と，そこから少し離れたところでさらに断面欠損が著しかった箇所の 2 断面について図を示した。G4 桁の PC 鋼材の残存率は 35%であり，供用中のはつり調査の結果よりはやや軽微であった。一方，G3，G5 桁の残存率は 44%，47%であり，供用中のはつり調査の結果(それぞれ 53%，60%)よりもさらに少なかったことがわかった。G2 桁の PC 鋼材の残存率は 99.8%であり，他の桁に比べて PC 鋼材の損傷の程度は軽微であった。

表-4.14　破壊位置付近の PC 鋼材の残存率

鋼線番号	残存本数及び残存率								当初本数
	G2 桁		G3 桁		G4 桁		G5 桁		
C1	26	(100.0)	26	(100.0)	26	(100.0)	18	(69.2)	26
C2	26	(100.0)	11	(42.3)	0	(0.0)	0	(0.0)	26
C3	26	(100.0)	26	(100.0)	24.5	(94.2)	26	(100.0)	26
C4	43.5	(98.9)	5.5	(12.5)	0	(0.0)	0	(0.0)	44
C5	44	(100.0)	44	(100.0)	0	(0.0)	42	(95.5)	44
C6	44	(100.0)	0	(0.0)	0	(0.0)	0	(0.0)	44
C7	44	(100.0)	0	(0.0)	38.5	(87.5)	32	(72.7)	44
全本数	253.5	(99.8)	112.5	(44.3)	89	(35.0)	118	(46.5)	254

カッコ内は残存率(%)

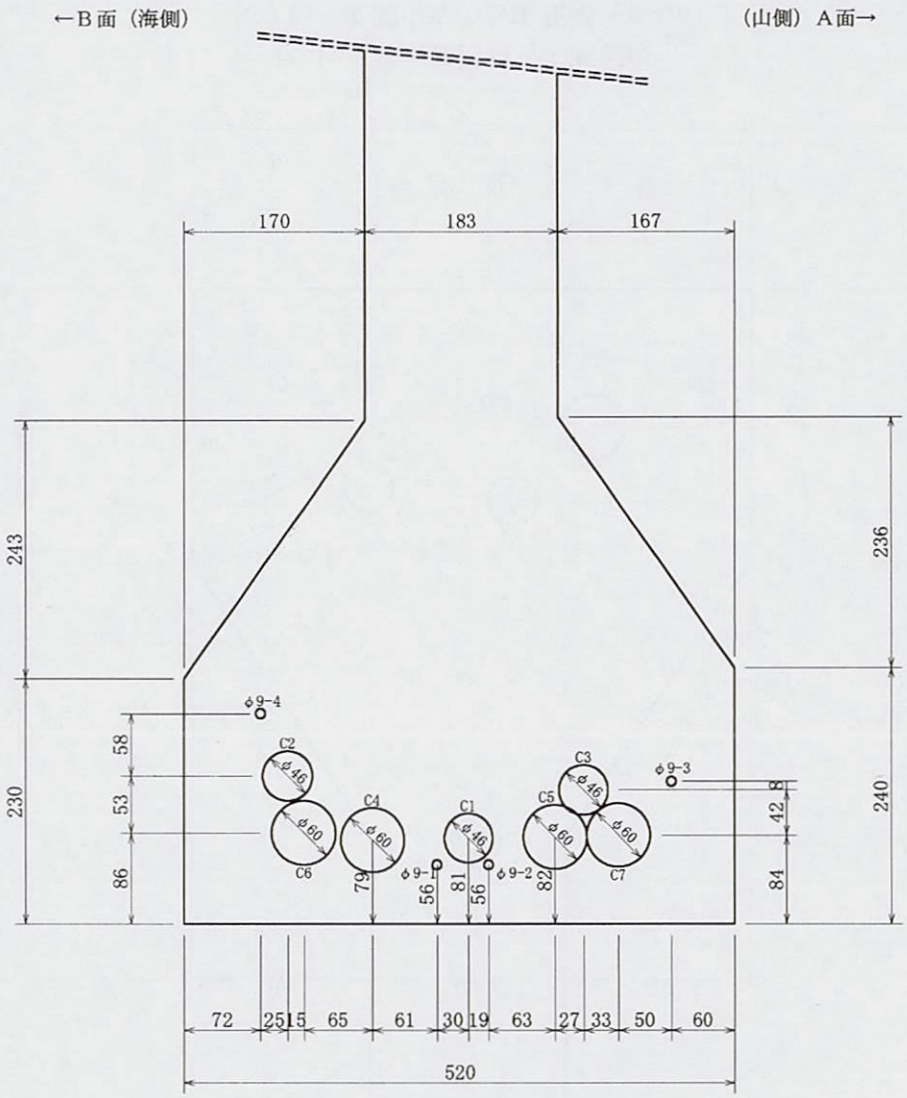


図-4.4　破壊箇所付近の断面図
（G2 桁，支間中央から本荘側へ 0.4m）
*ワイヤーソーによる切断面とした。

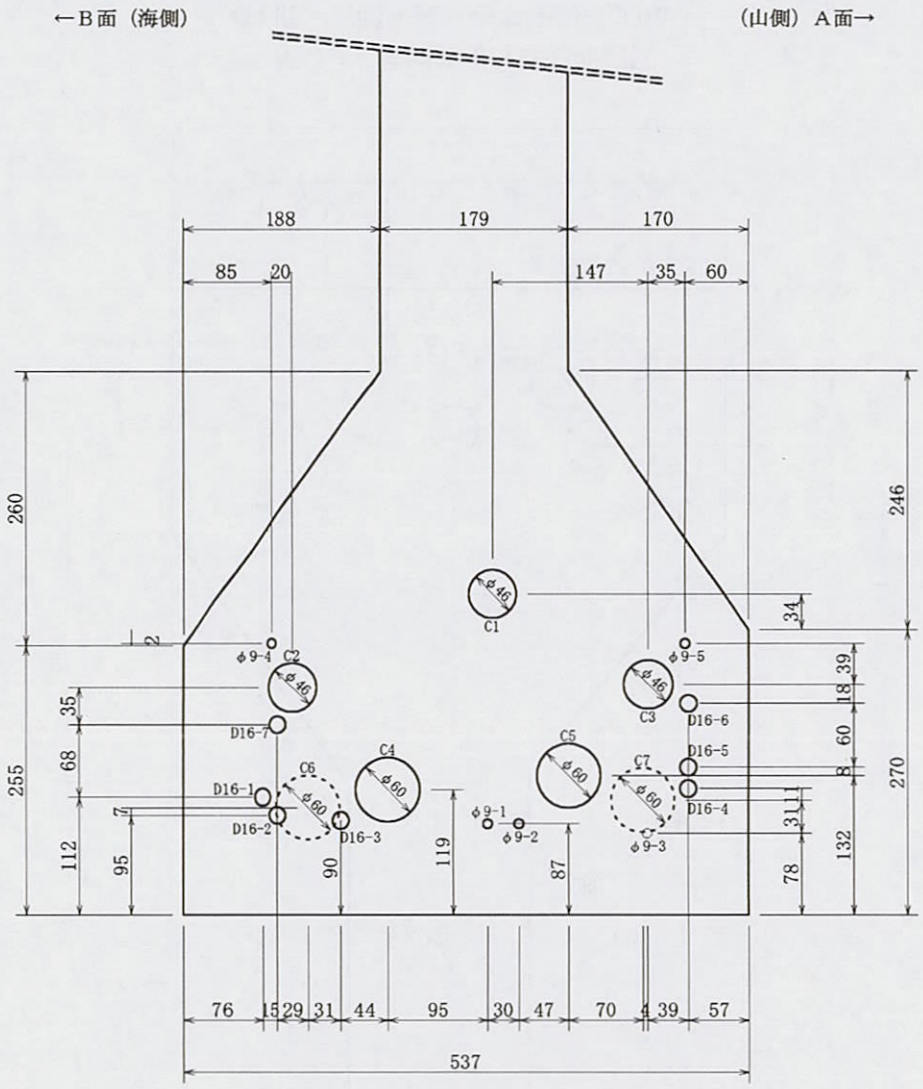


図-4.5　破壊箇所付近の断面図
（G3 桁，支間中央から本荘側へ 4.3m）
*C6, C7，φ9-3 は-4.3M に無い為、-4.1M で測定した。

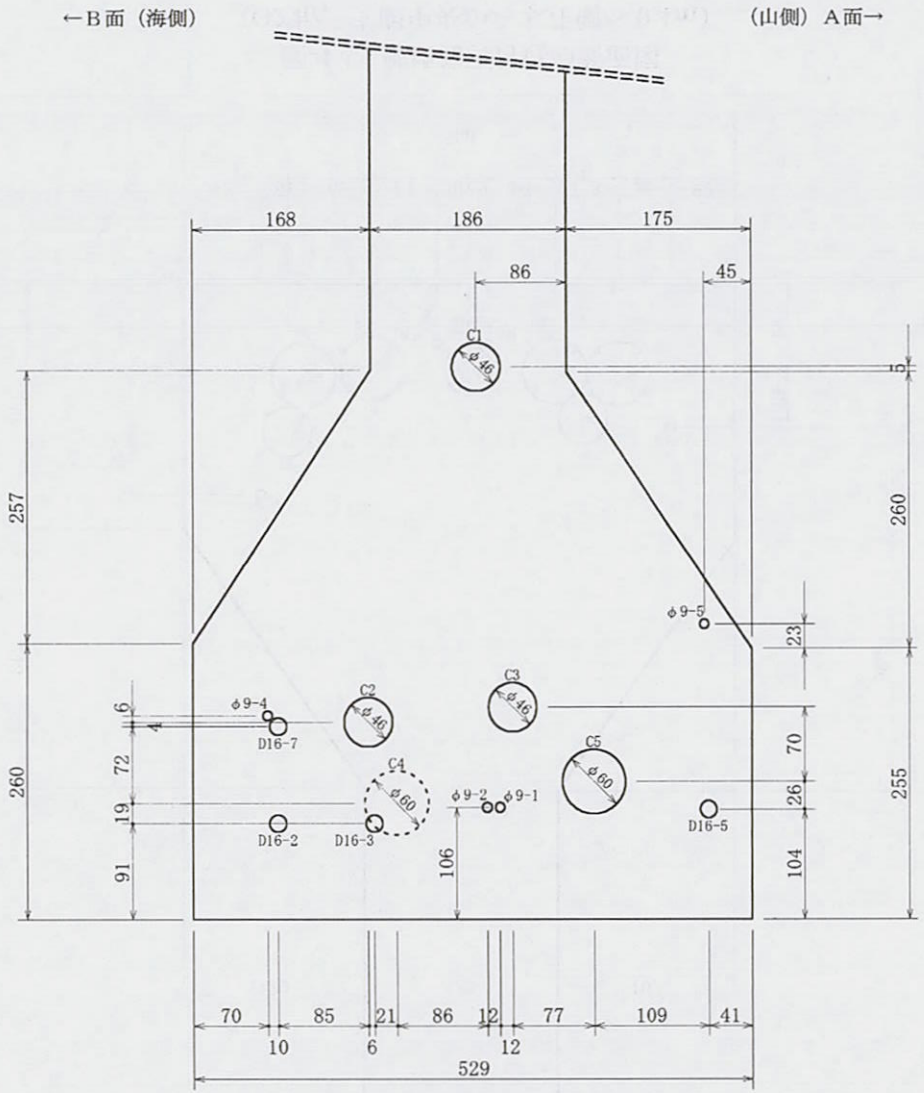


図-4.6　破壊箇所付近の断面図
（G3 桁，支間中央から本荘側へ 6.4m）
*C6, C7, φ9-3, D16-1, D16-4, D16-6 は存在しない。

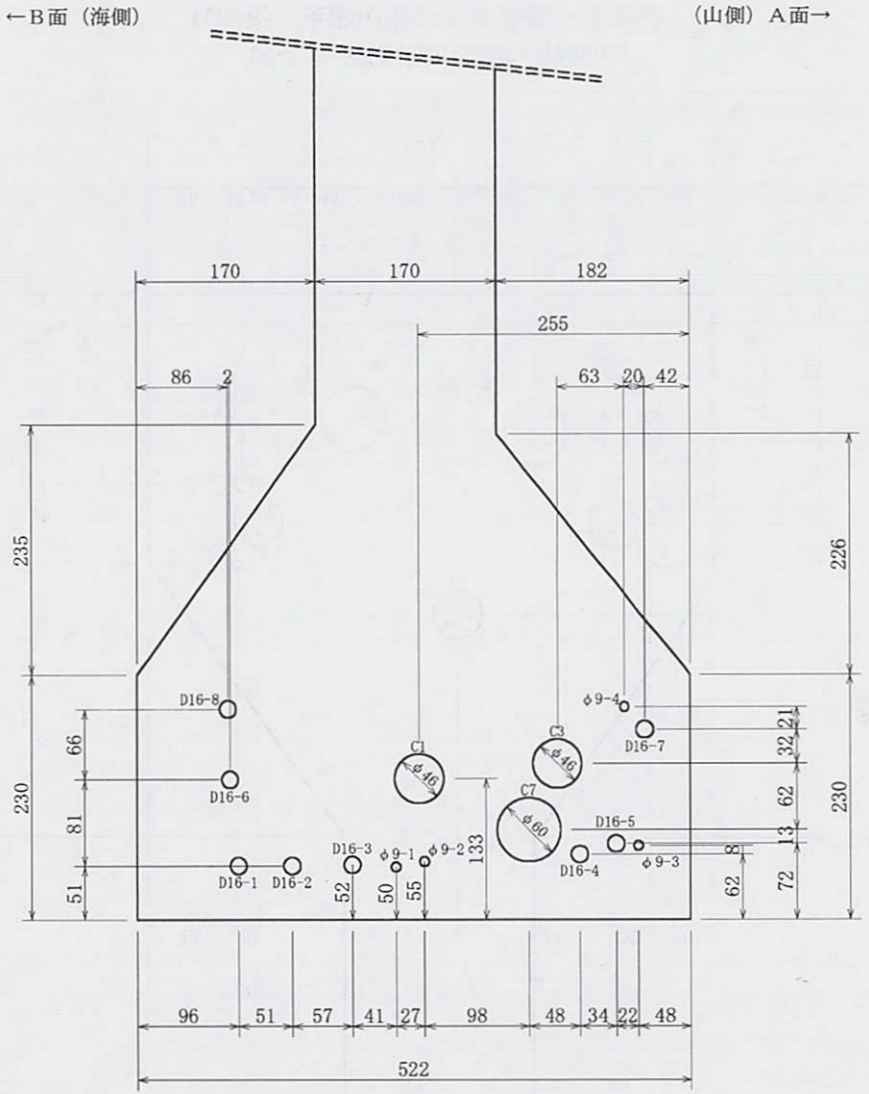


図-4.7　破壊箇所付近の断面図
（G4 桁，支間中央から本荘側へ 3.0m）

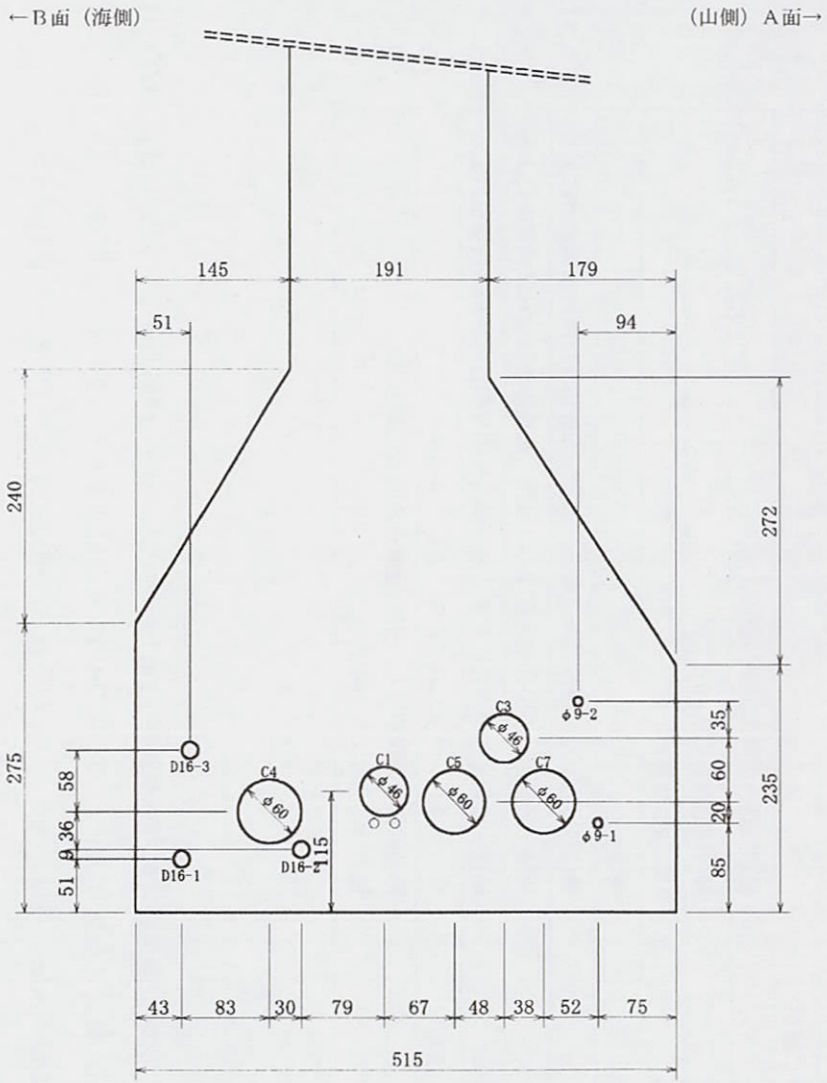


図-4.8　破壊箇所付近の断面図
（G5 桁，支間中央から本荘側へ 1.3m）

4.4 耐荷力計算

以上の材料試験結果及び腐食状況調査結果に基づき，G2～G5 桁のひび割れ発生荷重及び終局耐荷力を算定した。

4.4.1 主な計算条件

主な計算条件は表-4.15 のとおりとした。

表-4.15 主な計算条件

対象断面	載荷点直下における断面
計算ケース	腐食なし，腐食あり，腐食あり＋補修・補強の３ケース
死荷重	主桁本体(桁端ウェブ拡幅部を含む)，横桁，載荷桁
導入直後プレストレス	980 MPa　(10000 kgf/cm^2，設計図書による)
有効プレストレス	有効係数 0.828　(設計図書による)
コンクリート	
圧縮強度，静弾性係数	各桁の材料試験結果による
引張強度	0.23 $\sigma'c^{2/3}$ により算出
ＰＣ鋼材	
引張強度	材料試験結果による
弾性係数	材料試験結果による
腐食したＰＣ鋼材	
断面積	載荷試験後の解体調査結果による
引張強度	材料試験結果の 90％とする
弾性係数	材料試験結果による
断面補修材	考慮しない
鋼板型枠	補修・補強ありの場合に考慮する，強度，弾性係数は材料試験結果による
CFRP シート	補修・補強ありの場合に考慮する，強度，弾性係数は材料試験結果による
付加ケーブル	補修・補強ありの場合に考慮する，強度，弾性係数は材料試験結果による
F130（Ｇ２桁）	コンクリートで覆われていることから平面保持とした。
F100T　（Ｇ４桁）	簡易的に平面保持とし，引張強度を 70％に低減した。 張力は実測値より 340kN とした。

4.4.2 結果

表-4.16，4.17 に破壊位置付近でのひび割れ発生曲げモーメント Mcr，終局曲げモーメント Mu，ひび割れ発生せん断力 Vcr，終局せん断力 Vu とそれらに相当する載荷荷重をそれぞれ示す。同様に，表-4.18，4.19 に純曲げ区間における Mcr，　Mu，　Vcr，　Vu とそれらに相当する載荷荷重をそれぞれ示す。

表-4.16　耐荷力計算結果（破壊位置付近）

試験桁		G2			G3		G4				G5		
腐食状況		腐食なし	腐食あり	腐食あり	腐食なし	腐食あり	腐食なし	腐食あり	腐食あり	腐食あり	腐食なし	腐食あり	腐食あり
PC鋼材残存率		100%	99.8%	99.8%	100%	44.3%	100%	35.0%	35.0%	35.0%	100%	46.5%	46.5%
補修・補強の有無		なし	なし	あり	なし	なし	なし	なし	あり*	あり	なし	なし	あり
死荷重モーメント Md (kN-m)		2 910	2 910	3 260	2 780	2 780	2 870	2 870	2 840	2 840	2 920	2 920	2 890
ひび割れ発生曲げモーメント Mcr (kN-m)		6 810	6 800	9 470	6 250	3 270	6 670	3 130	4 210	4 210	6 520	3 680	3 700
終局曲げモーメント Mu (kN-m)		14 400	14 400	19 200	13 700	5 300	14 300	4 600	7 000	8 100	14 100	6 000	7 000
死荷重せん断力 Vd (kN)		93	93	105	89	89	67	67	66	66	40	40	40
せん断耐力 (kN)	コンクリート負担分 Vc	256	256	292	221	146	246	147	148	148	230	157	157
	プレストレスによる寄与 Vp	176	175	205	164	0	174	0	30	30	169	9	8
	Vcr (Vc+Vp)	432	431	497	385	146	419	147	178	178	398	166	165
	スターラップ負担分 Vs	268	268	271	257	245	266	264	271	271	265	264	265
	Vu (Vc+Vp+Vs)	700	699	768	641	391	685	411	449	449	663	430	430

1）コンクリートの引張強度は$0.23*\sigma'c^{(2/3)}$によって算出した。
2）計算に用いた材料特性は材料試験結果によった。
　ただし，腐食ありの計算ではPC鋼材の破断強度を腐食なしの場合の90%とした（G2を除く）。
3）Vuのうち，プレストレスによる寄与は2点載荷した場合を想定した。
4）Md，Vdは載荷点直下での値。
5）Mcr，Mu，VuはMd，Vdが作用していない状態を0とした。
6）G4，外ケーブルの引張強度は$0.7\sigma pu$とした。また，張力は実測値を用いた。

*: 外ケーブルのみ

表-4.17 耐荷力計算結果（載荷荷重換算，破壊位置付近）

試験桁	G2			G3		G4				G5		
腐食状況	腐食なし	腐食あり	腐食あり	腐食なし	腐食あり	腐食なし	腐食あり	腐食あり	腐食あり	腐食なし	腐食あり	腐食あり
PC鋼材残存率	100%	99.8%	99.8%	100%	44.3%	100%	35.0%	35.0%	35.0%	100%	46.5%	46.5%
補修・補強の有無	なし	なし	あり	なし	なし	なし	なし	あり*	あり	なし	なし	あり
Mcr相当の荷重 Pmcr1 (kN)	619	434	702	542	-48	539	-98	48	48	462	-12	-11
Mcr相当の荷重 Pmcr2 (kN)	619	618	986	542	81	539	41	195	195	462	101	103
Mu相当の荷重 Pmu (kN)	1831	1827	2527	1700	399	1617	245	597	740	1438	399	527
Vcr (Vc+Vp)相当の荷重 Pvcr (kN)	679	677	785	592	114	705	161	224	224	716	251	251
Vu (Vc+Vp+Vs)相当の荷重 Pvu (kN)	1215	1213	1328	1105	604	1236	690	767	767	1245	779	780
破壊位置 (m，本荘側支点からの距離)	12.6			12.8		14.1				15.6		

Pmcr1：断面補修やひび割れの履歴を考慮した場合
Pmcr2：元のコンクリートのひび割れを対象とした場合

表-4.18　耐荷力計算結果（純曲げ区間）

試験桁		G2			G3		G4				G5		
腐食状況		腐食なし	腐食あり	腐食あり	腐食なし	腐食あり	腐食なし	腐食あり	腐食あり	腐食あり	腐食なし	腐食あり	腐食あり
PC鋼材残存率		100%	99.8%	99.8%	100%	44.3%	100%	35.0%	35.0%	35.0%	100%	46.5%	46.5%
補修・補強の有無		なし	なし	あり	なし	なし	なし	なし	あり*	あり	なし	なし	あり
死荷重モーメント Md (kN-m)		3 060	3 060	3 440	2 920	2 920	2 930	2 930	2 890	2 890	2 920	2 920	2 890
ひび割れ発生曲げモーメント Mcr (kN-m)		6 810	6 800	9 470	6 250	3 270	6 670	3 130	4 210	4 210	6 520	3 680	3 700
終局曲げモーメント Mu (kN-m)		14 400	14 400	19 200	13 700	5 300	14 300	4 600	7 000	8 100	14 100	6 000	7 000
死荷重せん断力 Vd (kN)		40	40	44	40	40	40	40	40	40	40	40	40
せん断耐力 (kN)	コンクリート負担分 Vc	256	256	292	221	146	246	147	148	148	230	157	157
	プレストレスによる寄与 Vp	166	165	190	155	0	170	0	26	26	169	9	8
	Vcr (Vc+Vp)	422	421	482	376	146	415	147	174	174	398	166	165
	スターラップ負担分 Vs	268	268	271	257	245	266	264	271	271	265	264	265
	Vu (Vc+Vp+Vs)	690	689	753	632	391	681	411	446	446	663	430	430

1）コンクリートの引張強度は$0.23*\sigma'c^{(2/3)}$によって算出した。
2）計算に用いた材料特性は材料試験結果によった。
　ただし，腐食ありの計算ではPC鋼材の破断強度を腐食なしの場合の90%とした（G2を除く）。
3）Vuのうち，プレストレスによる寄与は2点載荷した場合を想定した。
4）Md，Vdは載荷点直下での値。
5）Mcr，Mu，VuはMd，Vdが作用していない状態を0とした。
6）G4，外ケーブルの引張強度は$0.7\sigma pu$とした。また，張力は実測値を用いた。

*：外ケーブルのみ

表-4.19 耐荷力計算結果（載荷荷重換算，純曲げ区間）

試験桁	G2			G3		G4				G5		
腐食状況	腐食なし	腐食あり	腐食あり	腐食なし	腐食あり	腐食なし	腐食あり	腐食あり	腐食あり	腐食なし	腐食あり	腐食あり
PC鋼材残存率	100%	99.8%	99.8%	100%	44.3%	100%	35.0%	35.0%	35.0%	100%	46.5%	46.5%
補修・補強の有無	なし	なし	あり	なし	なし	なし	なし	あり*	あり	なし	なし	あり
Mcr相当の荷重 Pmcr (kN)	480	479	773	427	48	480	30	169	169	462	101	103
Mu相当の荷重 Pmu (kN)	1459	1455	2018	1377	309	1454	214	532	661	1438	399	527
Vcr (Vc+Vp)相当の荷重 Pvcr (kN)	764	762	875	671	212	750	213	269	269	716	251	251
Vu (Vc+Vp+Vs)相当の荷重 Pvu (kN)	1299	1298	1417	1184	701	1281	742	812	812	1245	779	780

５．載荷試験方法

5.1　載荷試験方法

載荷方法は図-5.1，5.2 に示すとおり，単純支持，2 点載荷とした。桁の設置状況を写真－5.1 に示す。載荷ジャッキは、荷重 1960kN(200tf)，ストローク 300ｍｍのものを用いた。支点部には既設桁の上沓が残っていたが損傷が著しいので撤去し，幅 600mm のピン支承を設置した。また、下沓の下面にテフロンシートを敷いて支点部の水平変位を自由とした。

載荷方法は静的曲げ載荷とし、供試体の耐力低下が著しくなるところまで載荷を行った。

試験桁の腐食の程度は，載荷試験前の段階では十分に把握することが困難であったことなどから，試験中の試験桁の挙動を予想しえないところがあった。このことから，試験中の安全確保のため，桁の横倒れ対策，桁端部及び床版上面からの内ケーブルの飛び出し対策，横桁の破壊に伴う外ケーブルの飛び出し防止対策を施した。桁下には，万一の場合においても人災を避けるため，数箇所に枕木を積み上げた。さらに，横方向の変位を変位計で監視するとともに，載荷装置の PC 鋼棒のひずみの偏心を監視した。

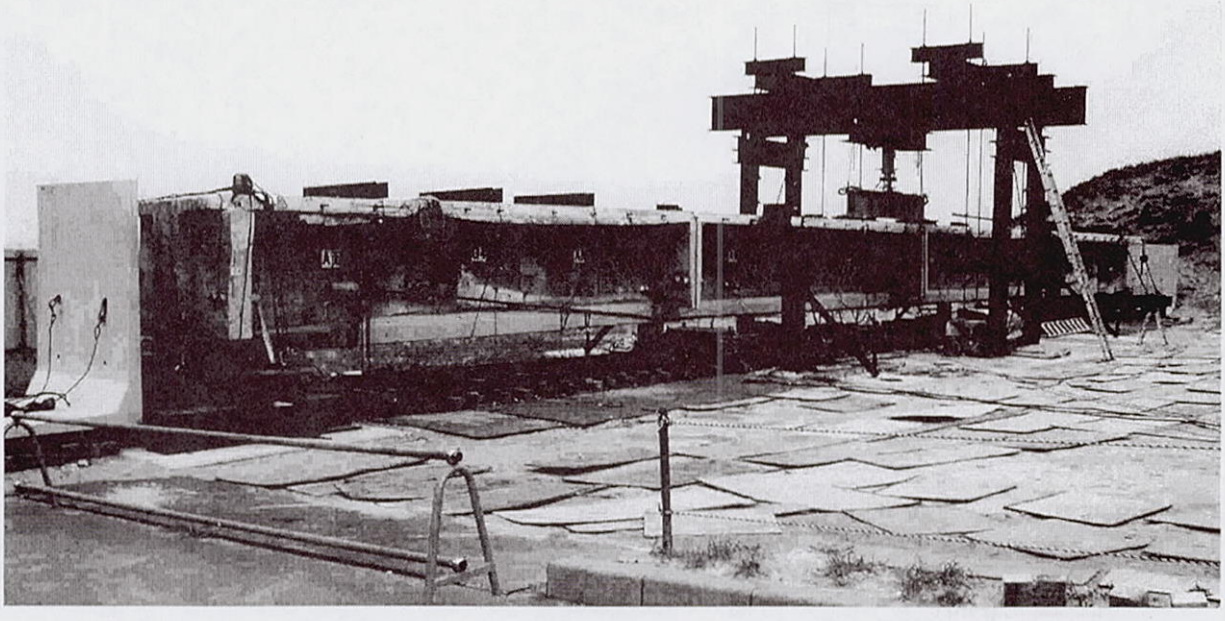
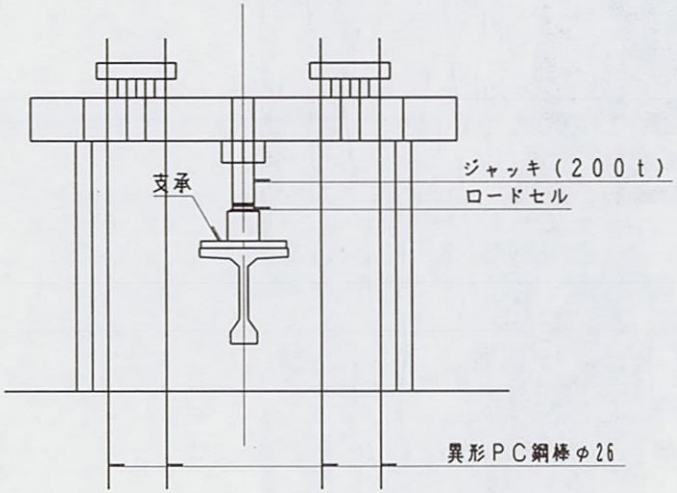


写真-5.1　桁設置状況　(G4 桁)


支承
ジャッキ（２００ｔ）
ロードセル
異形ＰＣ鋼棒φ26

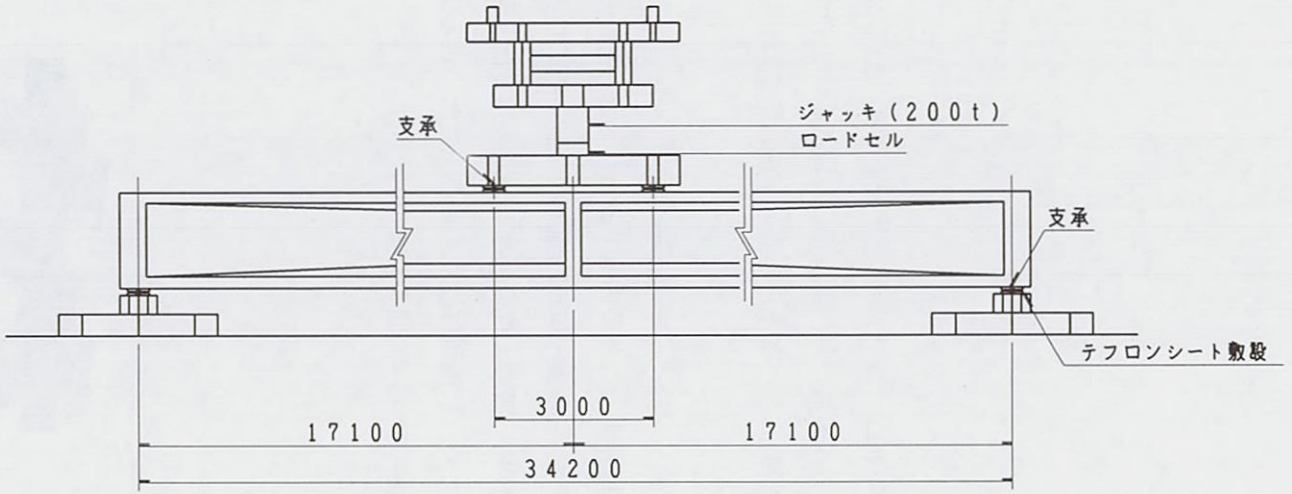

支承
ジャッキ（２００ｔ）
ロードセル
支承
テフロンシート敷設
３０００
１７１００
１７１００
３４２００

図-5.1　載荷方法

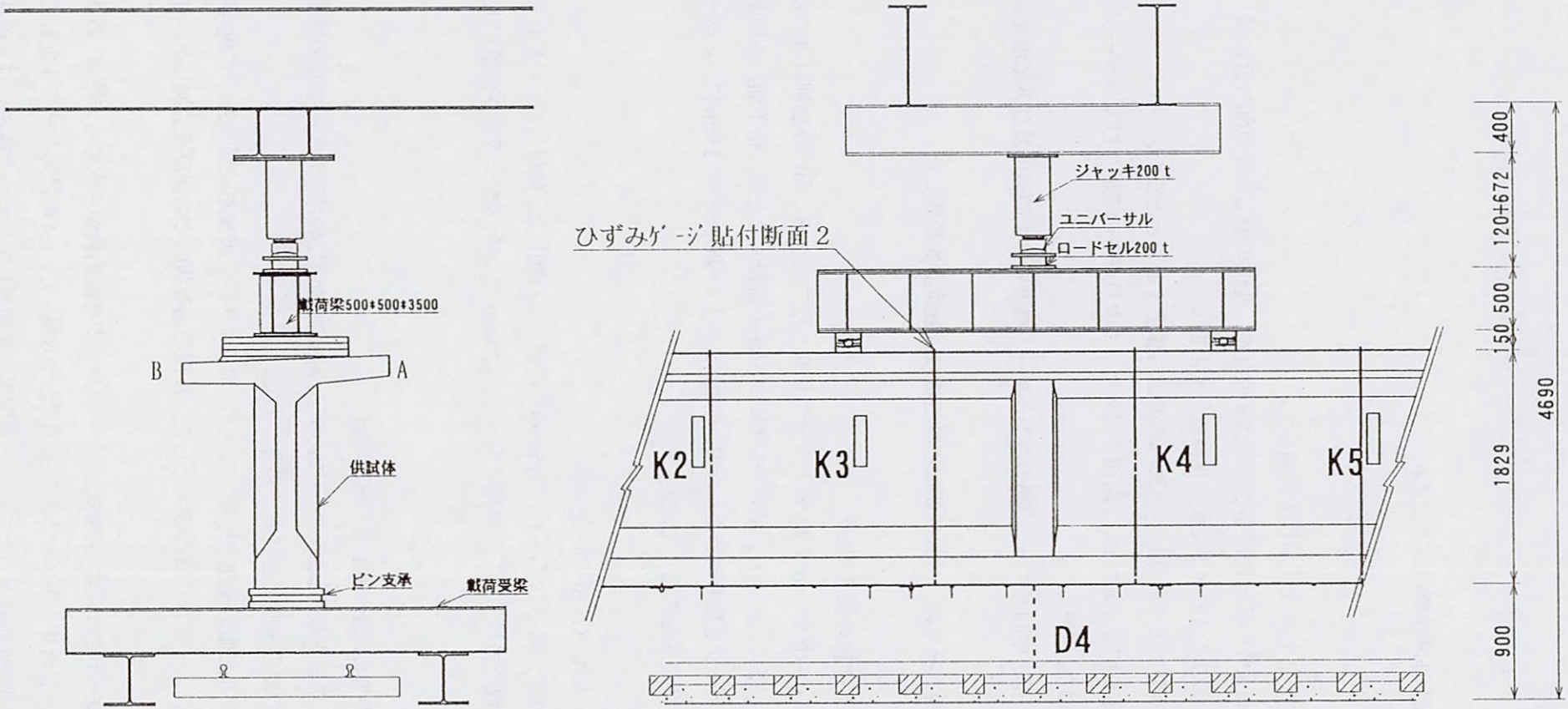


図-5.2　載荷点および支点付近の詳細

5.2 測定項目および計器配置

各試験桁の測定機器の設置箇所は付録資料３に示す。

5.2.1 一般測定項目

(1) 荷重は、最大荷重 2MN のロードセルを使用して計測した。

(2) たわみは、支間中央の変位が大きい部分には巻き取り式変位計を、変位の少ない支点部付近には一般の変位計を用いて計測した。両端の支点の水平変位、垂直変位も計測した。

(3) 等曲げ区間内の曲率は、傾斜計により計測したたわみ角度から算出することとした。

(4) 載荷点付近の曲げひずみ分布を把握するため，4 断面を対象にコンクリートの表面にひずみゲージ（コンクリート用 60mm）を貼り付けた。

(5) 熱電対により，桁上部、桁下部、中間部(ウェブ部)のコンクリート構造物の表面温度及び外気温を測定した。

(6) せん断ひび割れの発生を監視するため，ウェブ側面に巻き取り式変位計を設置した。

5.2.2 曲げひび割れ発生の監視（G3 桁の測定項目）

一般測定項目のほか，G3 桁は CFRP シートを 15cm ピッチで切断したことから，曲げひび割れはこの切断部から発生し易いと考えられる。このことから，曲げひび割れの発生を監視するため，桁下面，各切断部ごとに，この切断部を跨いでパイゲージを取り付けた。なお，CFRP シートの切断ピッチ 15cm は，スターラップ間隔及びパイゲージの取り付け長さを考慮して決定した。

5.2.3 CFRP シートのひずみ測定（G4，G5 桁の測定項目）

CFRP シートのひずみは、鋼材用と同じひずみゲージ(5mm)を使用して計測した。貼付けは、ＣＦＲＰシートに施されている塗装を慎重に取り去り、桁下，橋軸に沿って，450mm ピッチ(スターラップ位置)で貼りつけた。

5.2.4 外ケーブルのひずみ，張力等の測定（G4 桁の測定項目）

G4 桁では，外ケーブルを残したまま載荷試験を行うことから，載荷試験中における外ケーブルのひずみ，変位(桁との相対変位)及び張力の変化を測定しておく必要がある。

(1) 載荷試験中における外ケーブルの張力変化を監視するため，ポリエチレン被覆を一部除去して PC 鋼線にひずみゲージを直接貼り付けた。また，今後の参考として，被覆のある状態での伸びを計測した。伸び計測の基長は 300mm とした。

(2) 張力の測定方法としては，ロードセルによる方法と，ケーブルの固有振動数から求める方法[5)6)]の２とおりについて検討を行った。ロードセルを用いた方が直接的でわかり易いが，G4 桁は外ケーブルなしの状態では、自重で崩壊してしまう可能性が高かったこと，一旦緊張力を開放してしまうと厳密には元の状態にもどすことが容易でないこと，などを勘案して，後者の方法によることとした。ケーブルの固有振動数の

計測は，初期及び任意の荷重段階で，ケーブルをハンマー等で打撃し、その時の振動を加速度計で計測し，固有振動数を求めた。ただし，これによる張力計測は，曲げひび割れ発生までとし，その後の張力の変化はひずみの変化により把握することとした。

(3) 横締めPC鋼材を切断したことにより主桁と横桁の固定状況が悪いため，ディビエータの固定状況が疑わしかったので，ディビエータ部の外ケーブルと主桁の相対変位を監視しておくこととした。

5.2.5 鋼板（G2桁の測定項目）

G2桁の下面には補修時の型枠として使用された鋼板(t=3.2mm)が設置されていたので，載荷試験中の曲げひび割れ等の挙動を監視するため，鋼板の下面に5mmのひずみゲージを貼り付けるとともに，ボルトで接合された鋼板間にパイゲージを取り付けた。鋼板は全面的に錆が発生していたので、貼り付け位置周辺の錆を除去してから各ゲージを取り付けた。

6．載荷試験結果

6.1　G2 桁の結果

図-6.1 に荷重－たわみ曲線を示す。また，図-6.2 に終局時のひび割れ図，写真-6.1～6.3 に破壊状況をそれぞれ示す。G2 桁は PC 鋼材の破断を伴わないせん断破壊により終局に至った。このときの終局荷重は 1455kN であり，健全な桁で補強していないの場合(1460kN，付加ケーブルによる補強を考慮した場合 2020kN)と同等の耐荷力を有していた。破壊箇所は，支間中央から本荘側であったが，ひび割れは，支間中央から本荘側，秋田側ともにほぼ同様に発生していた。荷重 350kN で，本荘側載荷点直下付近 1 箇所 A 面側のみにひび割れが見られたがその後の伸展は 900kN まで顕著ではなかった。これ以外のひび割れは，850-900kN を超えてから発生し始め，900kN で斜めひび割れも確認された。

破壊に至ったせん断ひび割れのところでは，スターラップが 450mm ピッチで配置されていたことから，計 10 本のスターラップがせん断に抵抗していたものと考えられる。破断面の観察では，このうちの数本が破断していた。これらのスターラップに腐食は見られなかった。また，PC 鋼材(シースが腐食せずに健全であった)はダウエル作用を受けて鉛直方向に大きく変形していた。

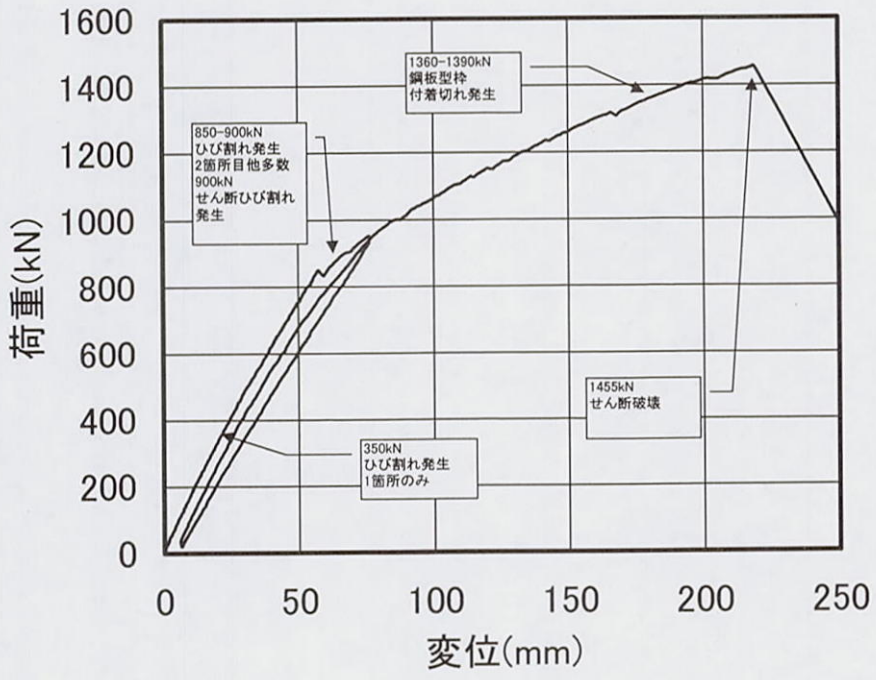


図-6.1　G2 桁の挙動

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
----	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
900	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
	載荷試験における著しい損傷個所

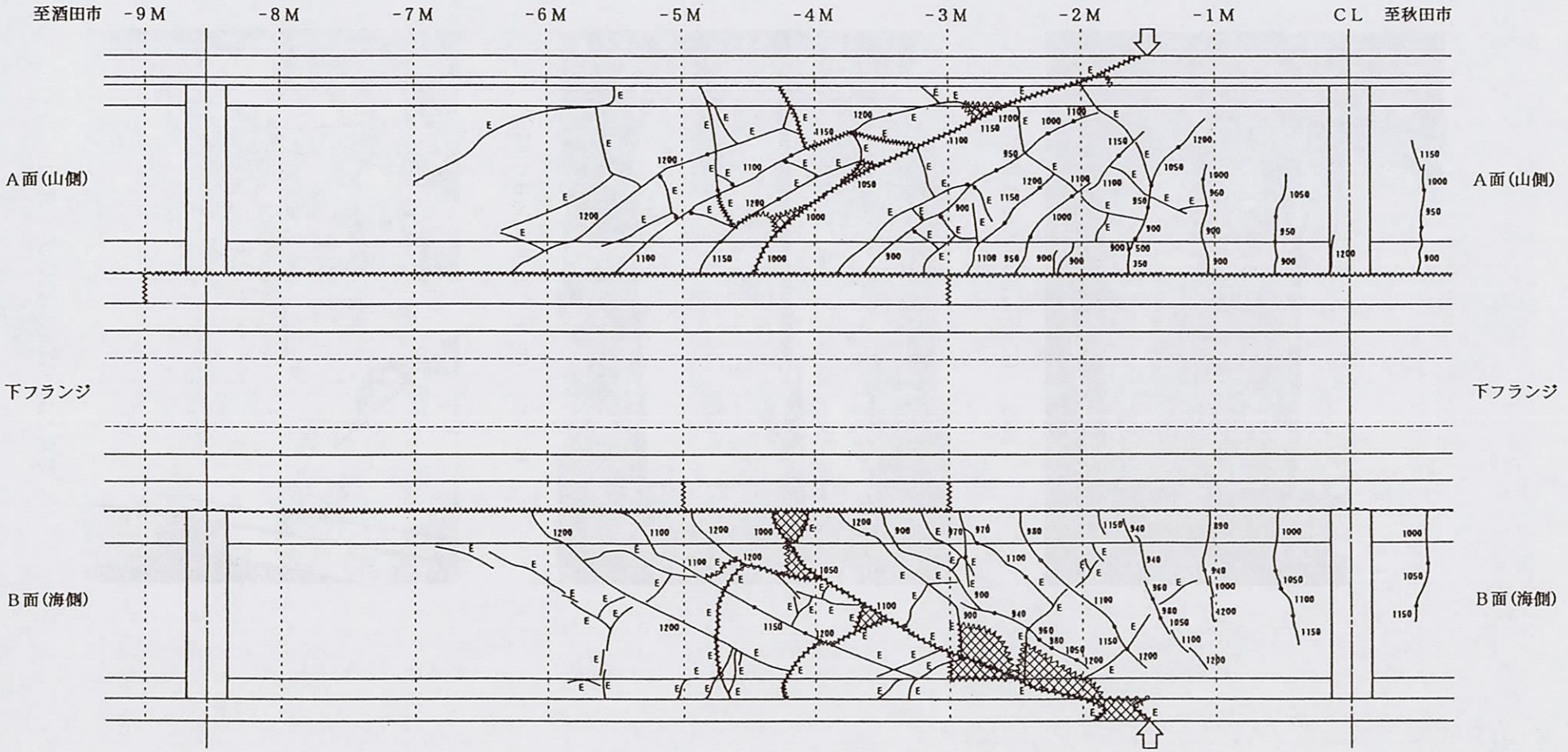


図-6.2　試験後のひび割れ状況（G2 桁）

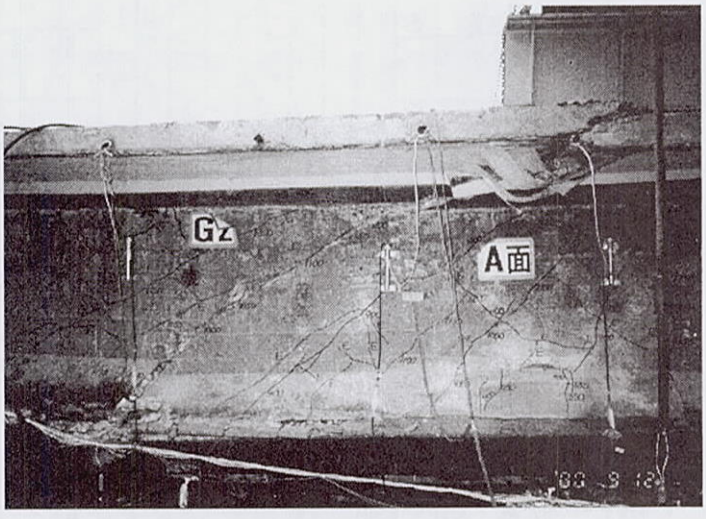


写真-6.1　G2 桁の破壊状況(A 面側)

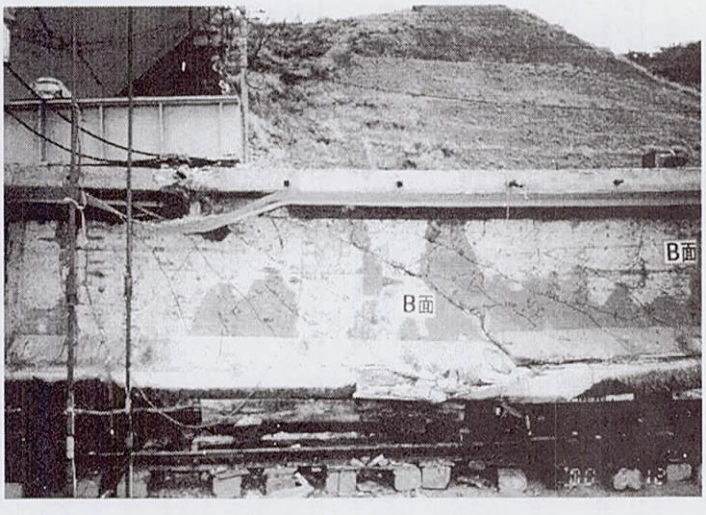


写真-6.2　G2 桁の破壊状況(B 面側)

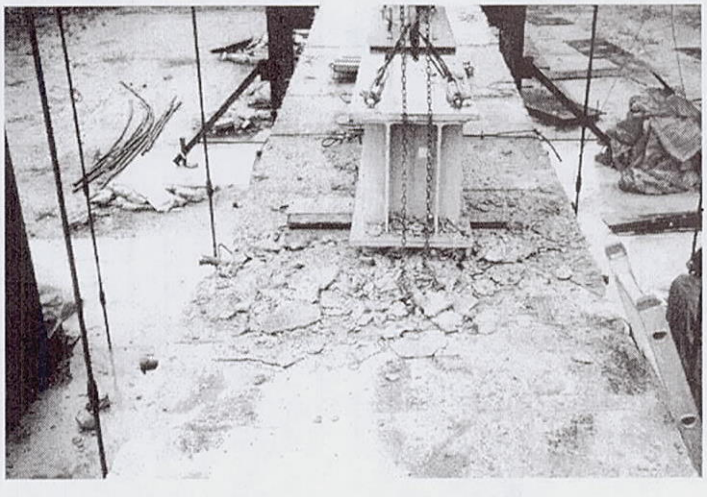
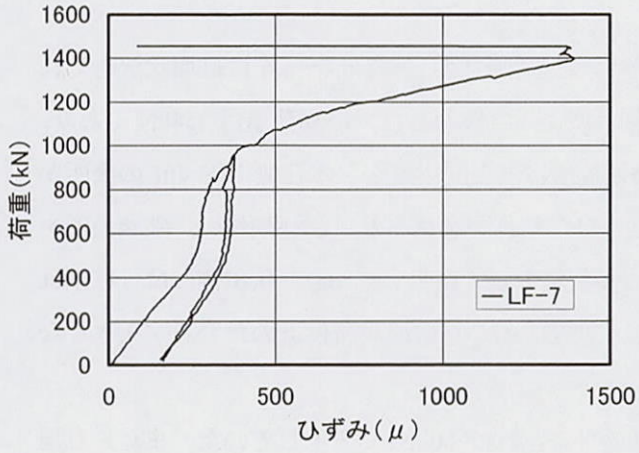
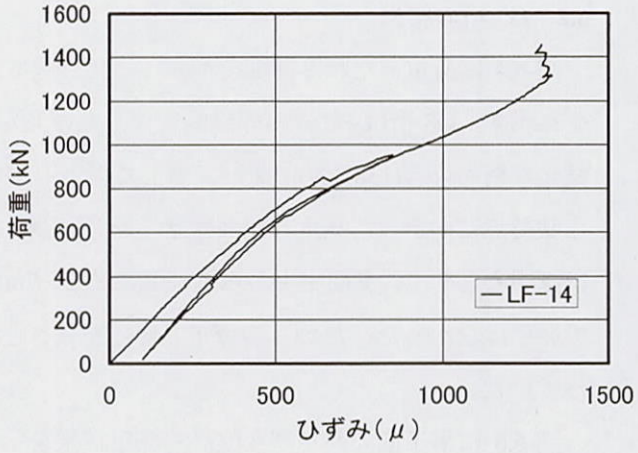
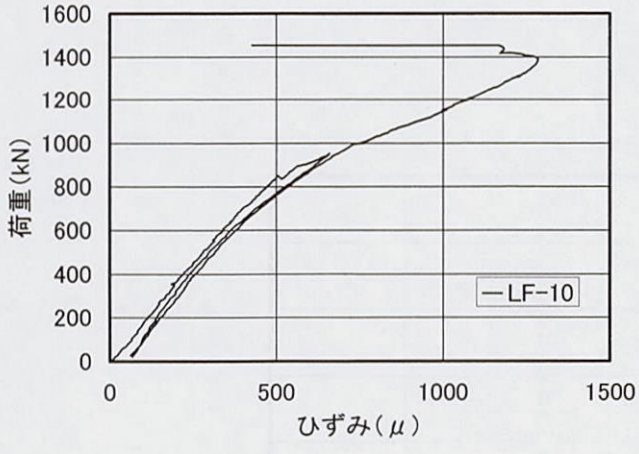
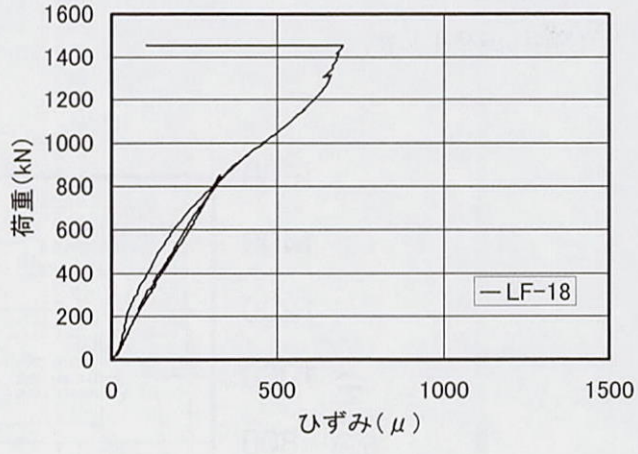


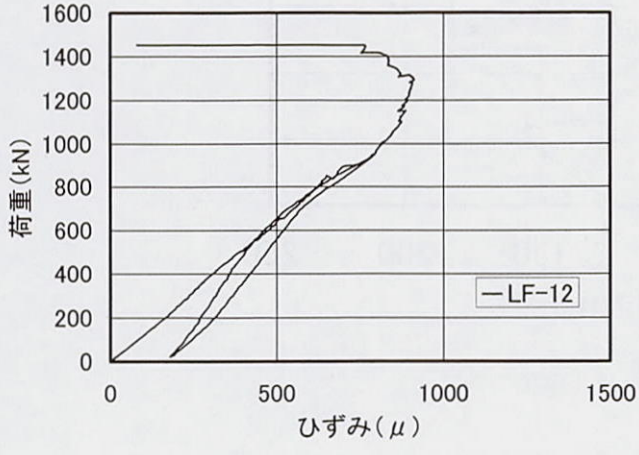
写真-6.3　G2 桁の破壊状況(床版上面)











支間中央からの距離(本荘側へ＋)

LF- 7 : 5.78m　　LF-14 : 2.23m

LF-10 : 4.23m　　LF-18 : 0.23m

LF-12 : 3.33m

図-6.3　鋼板のひずみ(G2 桁)

6.2　G3 桁の結果

図-6.4 に荷重－たわみ曲線を示す。また，図-6.5 に終局時のひび割れ図，写真-6.4～6.6 に破壊状況をそれぞれ示す。G3 桁は PC 鋼材の破断を伴う曲げせん断ひび割れによって破壊した。終局荷重は 354kN であり，健全な桁の場合(1380kN)に比べて著しく低下していた。破壊箇所は，支間中央から本荘側に約 4m の箇所から載荷点に向かって発生した曲げせん断ひび割れであった。ひび割れ図を見ると，ひび割れは，破壊箇所をほぼ中心として，支間中央から本荘側に約 2～7m の範囲に多数集中して発生しており，秋田側にはひび割れの発生はなかった。たわみの分布の変化を見ると載荷のごく初期の頃から破壊箇所付近のたわみが大きくなっていた。

図-6.6 に桁下面のパイ型変位計の測定結果を示す。最初のひび割れは 60kN で発生していた。また，目視のひび割れ観察より 100kN で，断面欠損が著しい F1 断面から F2 断面の間で，本体コンクリートに多くのひび割れが発生した。

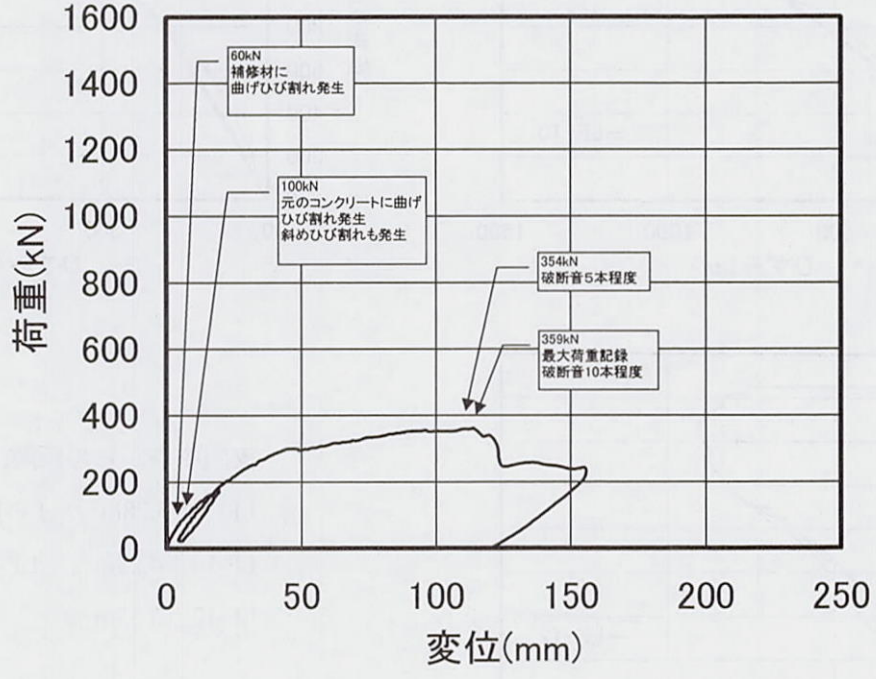


図-6.4　G3 桁の曲げ挙動

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
----	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
100	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
~~	載荷試験における著しい損傷個所

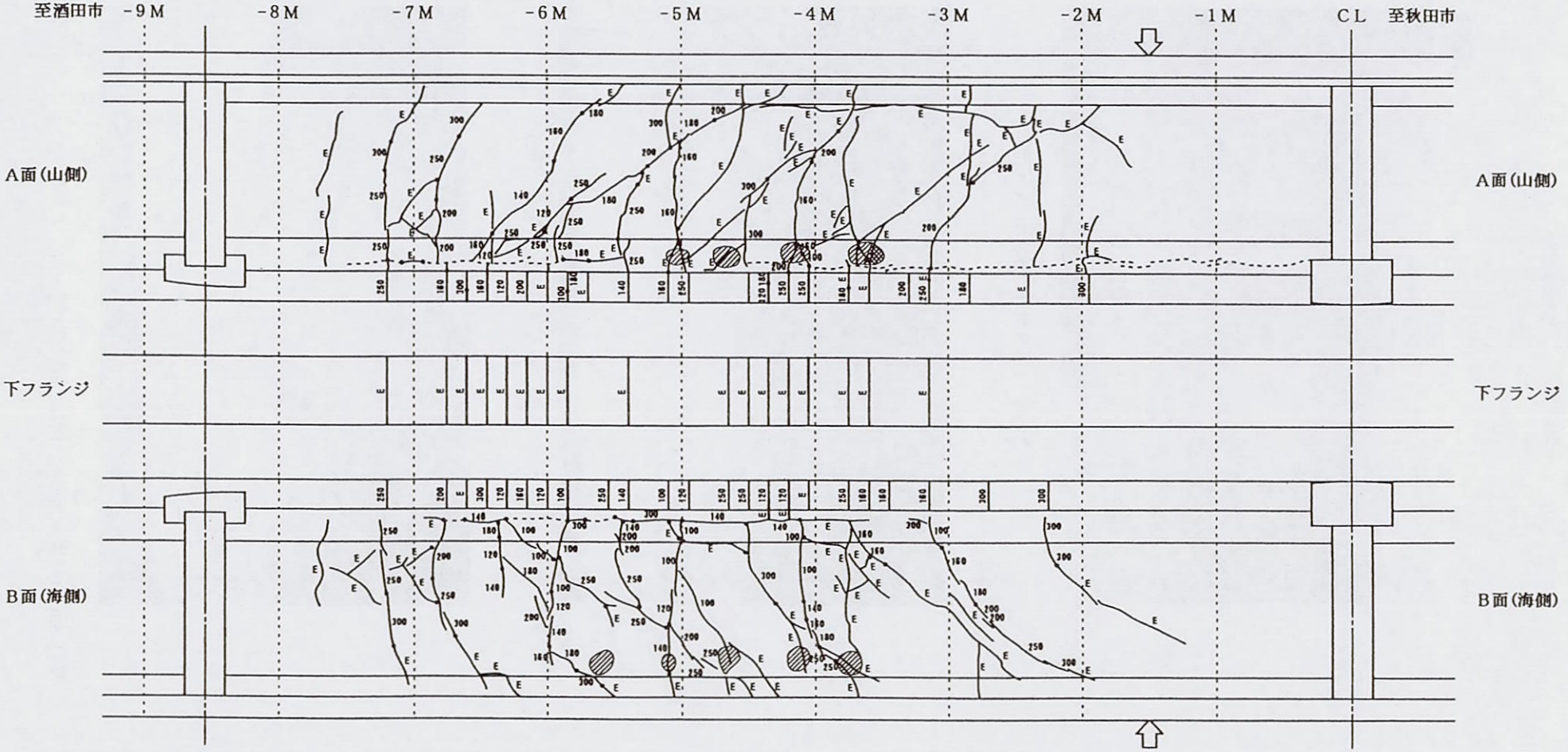


図-6.5　試験後のひび割れ状況（G3 桁）



写真-6.4　G3 桁の破壊状況(A 面側)

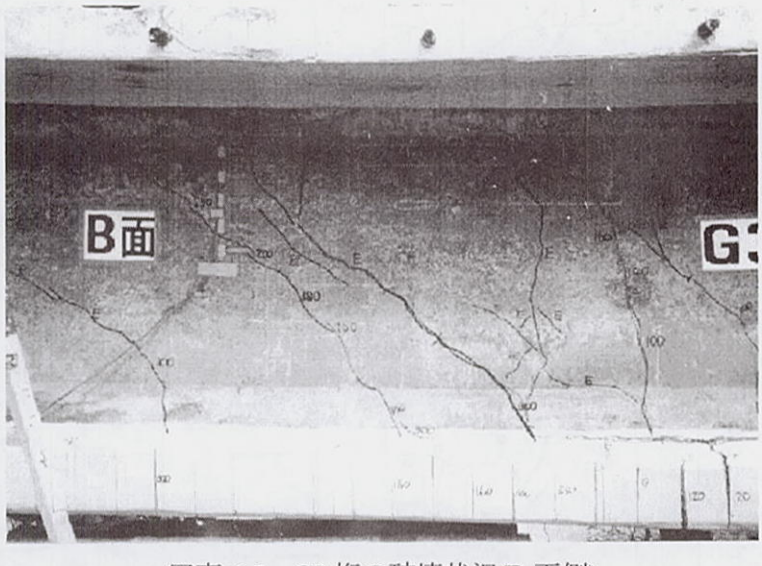


写真-6.5　G3 桁の破壊状況(B 面側)

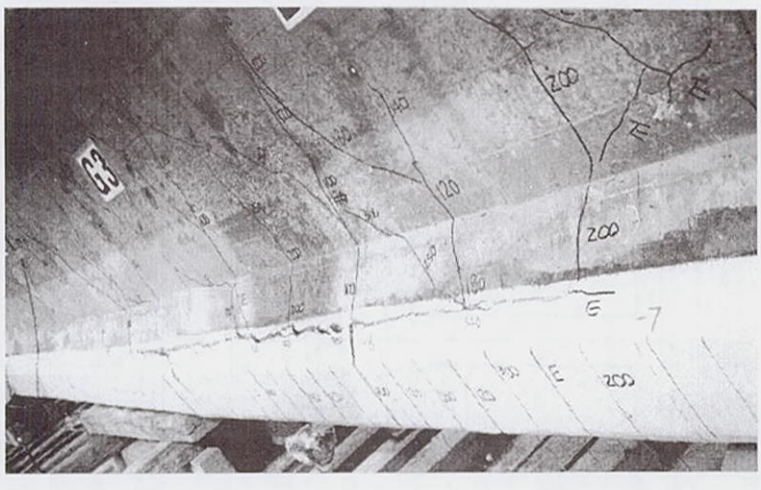
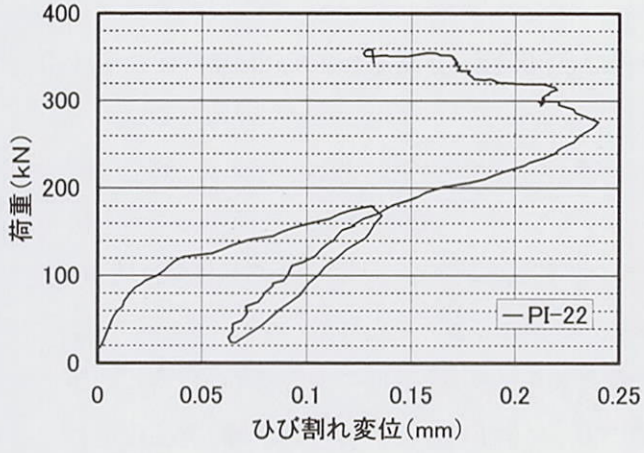
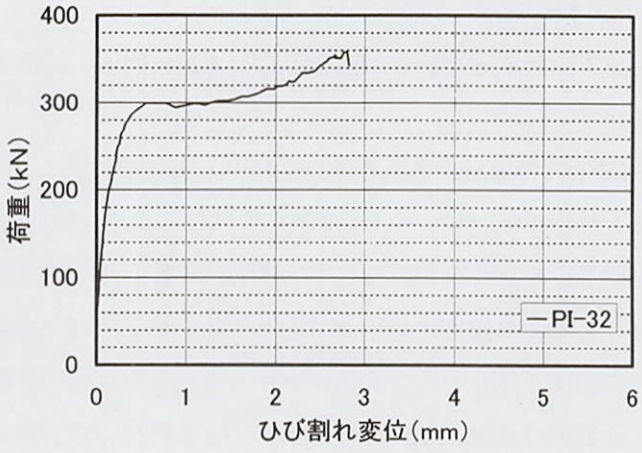
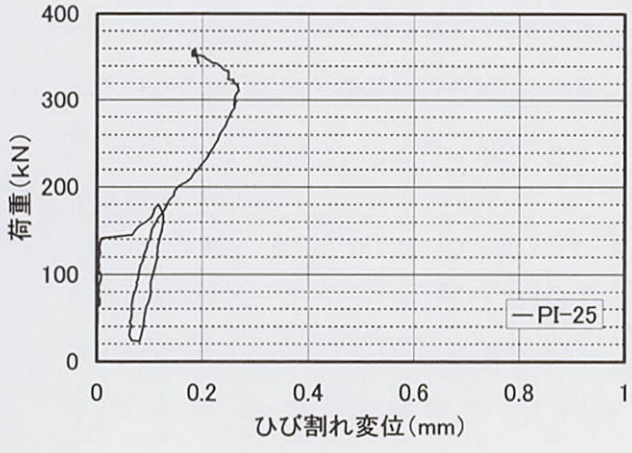
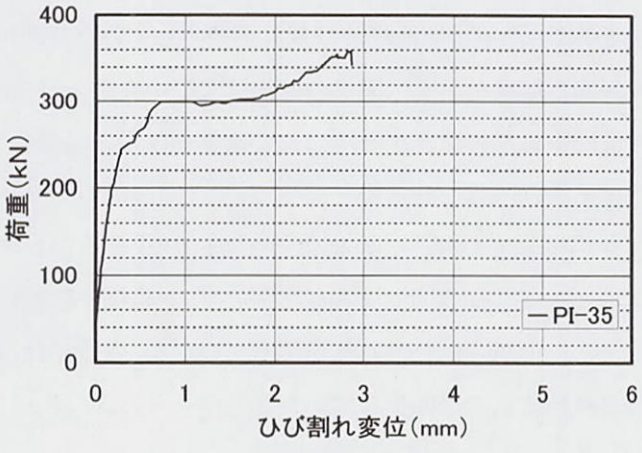


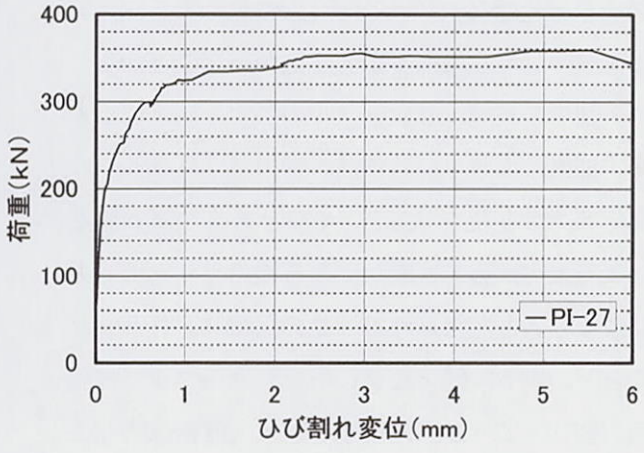
写真-6.6　G3 桁の破壊状況(断面補修材と元のコンクリートの境界部のひび割れ)











支間中央からの距離(本荘側へ＋)

PI-22：3.23m　　PI-32：5.85m

PI-25：3.68m　　PI-35：6.30m

PI-27：4.20m

図-6.6　パイ型変位計によるひび割れ変位(G3 桁)

6.3　G4 桁の結果

図-6.7 に荷重－たわみ曲線を示す。また，図-6.8 に終局時のひび割れ図，写真-6.7～6.8 に破壊状況をそれぞれ示す。

G4 桁は PC 鋼材の破断を伴う曲げせん断ひび割れによって破壊した。終局荷重は 492kN であり，健全な桁の場合(1450kN，外ケーブル補強を含まない)に比べて著しく低下していた。破壊箇所は，支間中央から本荘側に約 3m のところであった。ひび割れの多くは，支間中央から本荘側に約 5m のところから秋田側に約 3m のところまでの範囲に発生しており，他の桁と同様に本荘側にひび割れが多く見られた。なお，G4 桁では，腐食の程度が著しいことと外ケーブルを付けたままの状態で載荷することから実験の安全確保のため，ひび割れの観察は頻繁には行わなかった。このため，ひび割れ図に記した荷重は，必ずしもひび割れ発生荷重とは一致していない。

図-6.9 に，供用中に曲げひび割れが発生していた箇所付近(支間中央から 1.9, 2.35, 3.25m)の CFRP シートのひずみ測定結果を示す。図中の直線は支間中央から 1.9m の位置でのひずみの計算値である。健全な桁の場合，支間中央から遠ざかるにつれて荷重－ひずみの傾きは小さくなる傾向にあるが，これらの 3 箇所の測定結果はそれとは異なる結果となっていた。これは，供用中に発生していた曲げひび割れが載荷初期の段階より開きが生じており，これによって CFRP シートのひずみ増分が増加していたものと考えられる。

図-6.10 に，他の箇所の CFRP シートのひずみ測定結果を示す。LF-18 などに見られるように，200kN を超えてから，供用中にひび割れが生じていなかった箇所にも新たなひび割れが発生し始めた。CFRP シートの剥離が終局荷重の後に生じていたことから，終局時にはまだ CFRP シートが耐荷力に貢献していたものと考えられる。シート端部に変状は見られなかった。

図-6.11 に，外ケーブルの張力と載荷荷重の関係を示す。図中の記号はケーブルの固有振動数による測定結果によるものである。ただし，B 面側の無載荷時の張力は載荷中の張力に比べて顕著に低かったことから，ここでは載荷中の張力の相関から算出した値を用いた。また，図中の実線は外ケーブルのひずみ測定によるものであり，載荷前の張力はケーブルの固有振動数による測定結果によった。載荷前の張力は，外ケーブルの緊張時の値 400kN(41tf)の約 85%であった。固有振動数による張力の変化を見ると，A 面と B 面で概ね同じように張力が増加していることがわかる。B 面側のひずみによる張力は固有振動数による張力よりも低い方にシフトしているが，これはひずみ測定上の何らかの変状によるものと考えられる。この図より，外ケーブルの張力は，載荷直後から載荷荷重に応じて増加していたことがわかる。健全なＰＣ桁を外ケーブルで補強した場合，外ケーブルの張力は曲げひび割れ発生までは顕著に増加しないことから考えると，G4 桁は当初よりひび割れを有しており，外ケーブルによる付加張力はこのひび割れを抑制するほどではなかったものと考えられる。

外ケーブルにより補強された腐食した PC 桁の曲げ挙動，特に終局時の形態は，これまで不明であったが，今回の試験の場合には，腐食した PC 桁と同様に内部 PC 鋼材の破断により終局に至っており，それまでの挙動も腐食した PC 桁の曲げ挙動と概ね同様であった。なお，桁の終局時においても外ケーブルの張力は 500kN 以下であり，降伏等の変状はまったく見られなかった。

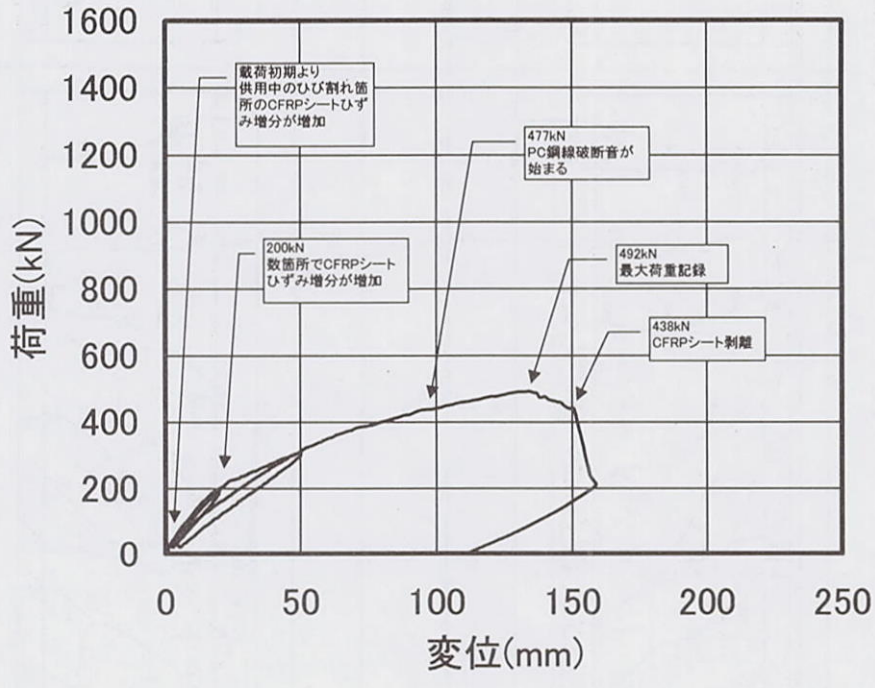


図-6.7　G4 桁の曲げ挙動

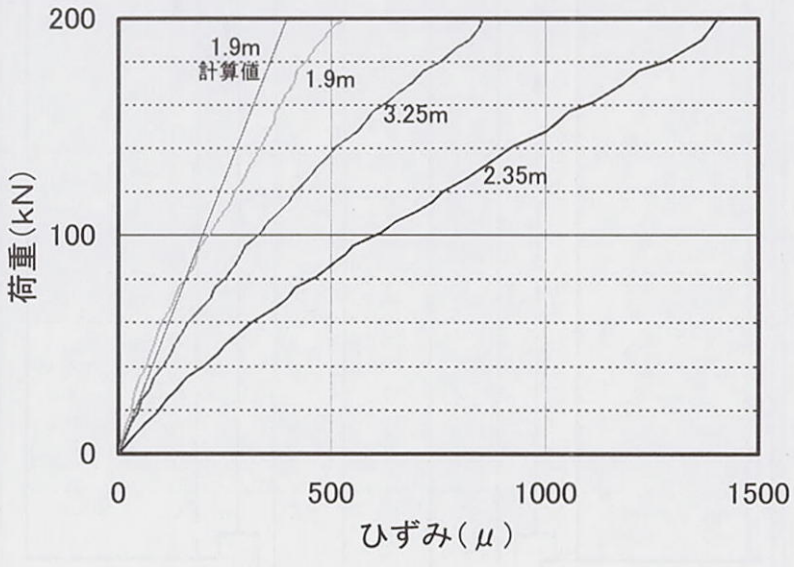


図-6.8　供用中に曲げひび割れが発生していた箇所における
ひずみ測定結果(G4 桁)

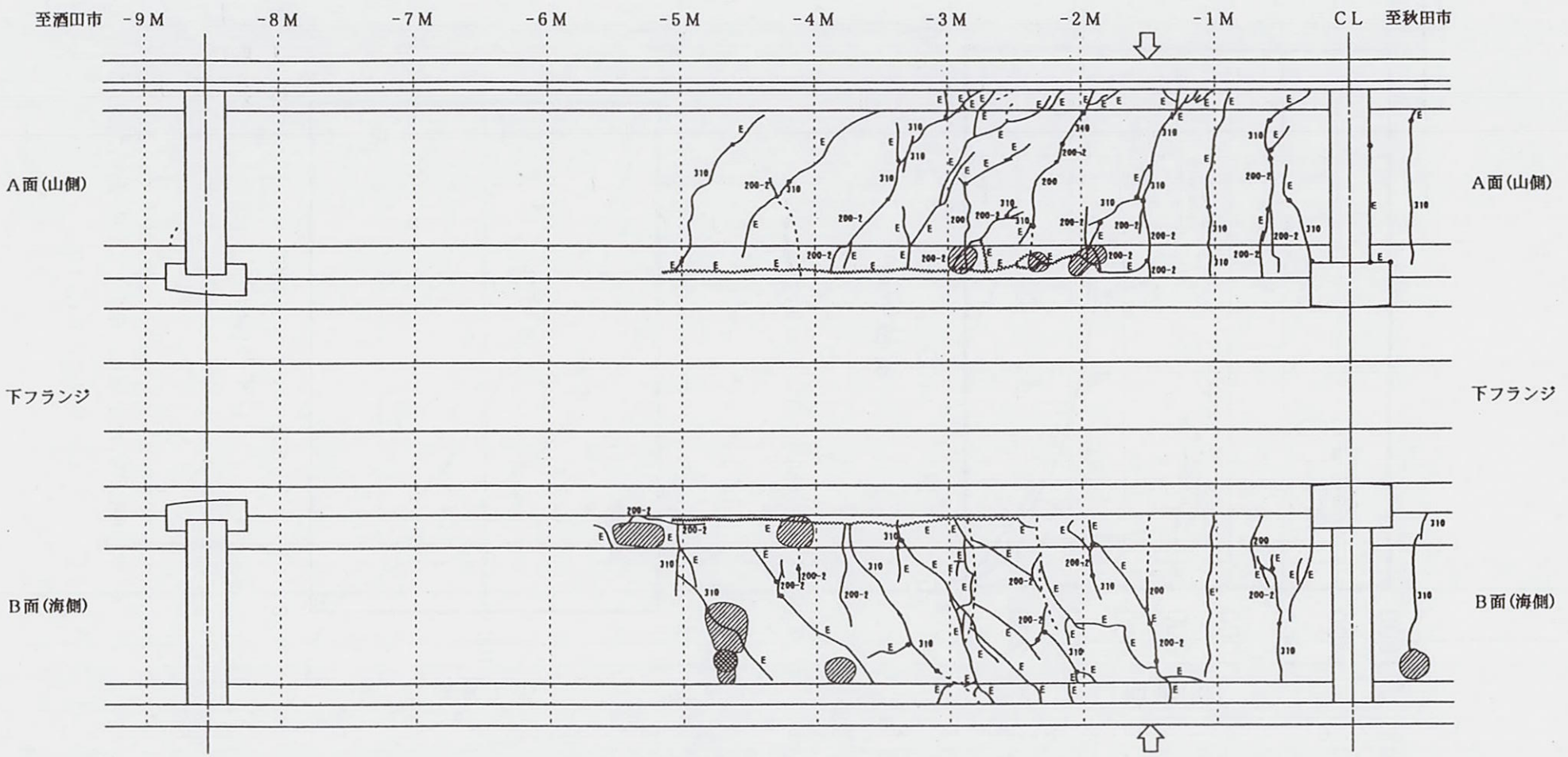


図-6.8　試験後のひび割れ状況（G4 桁）

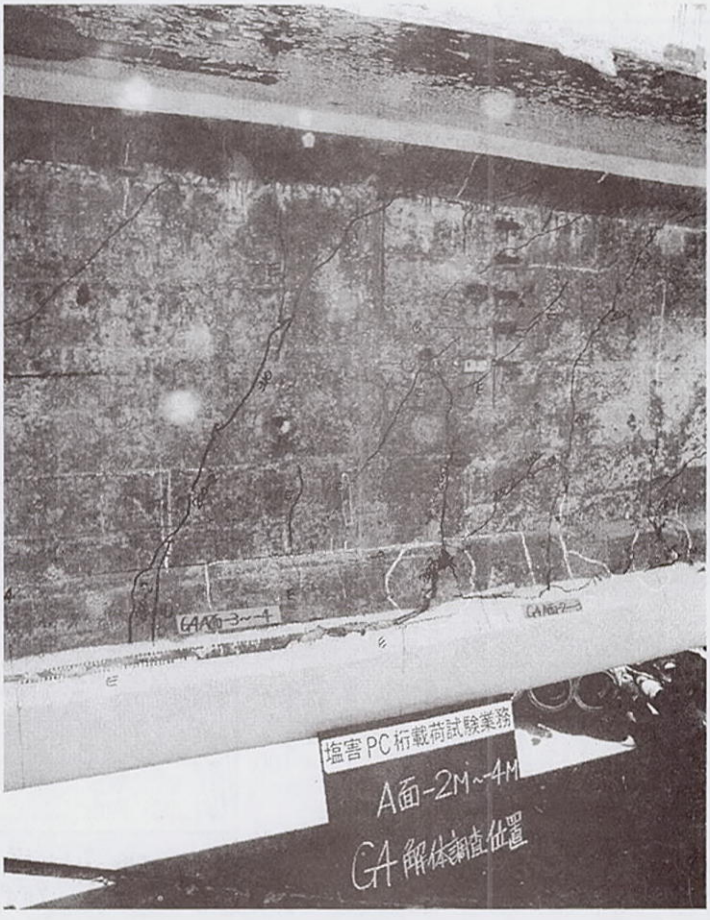


写真-6.7　G4 桁の破壊状況(その 1)

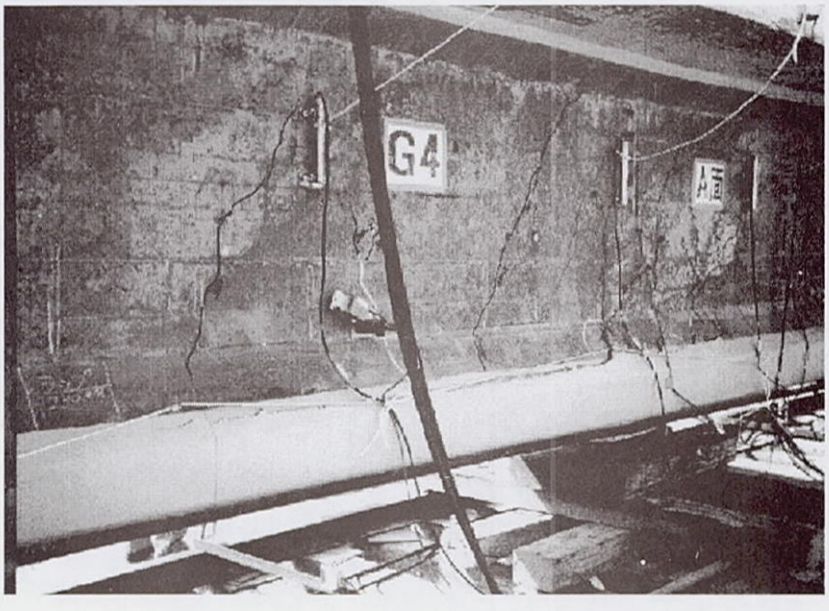
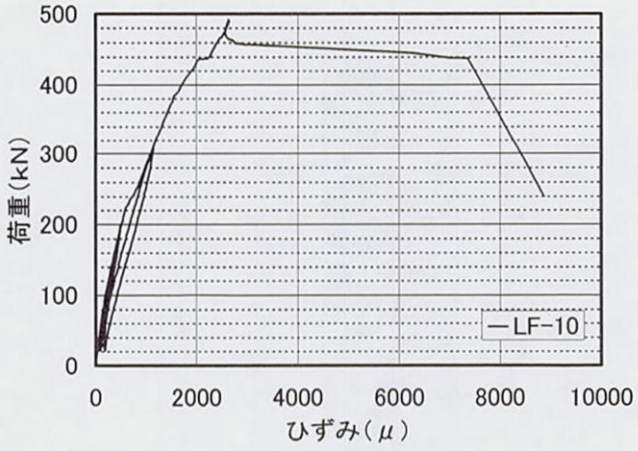
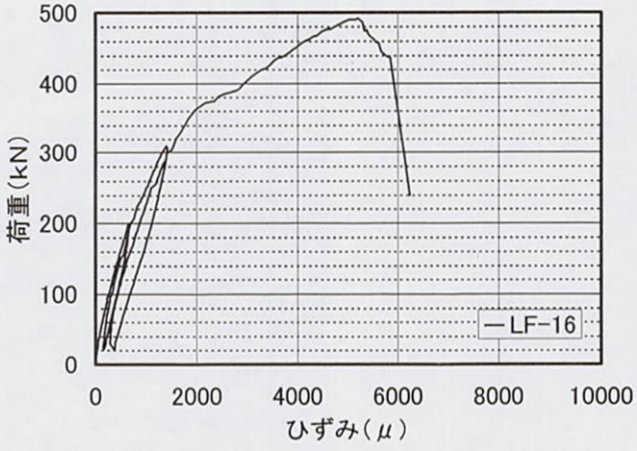
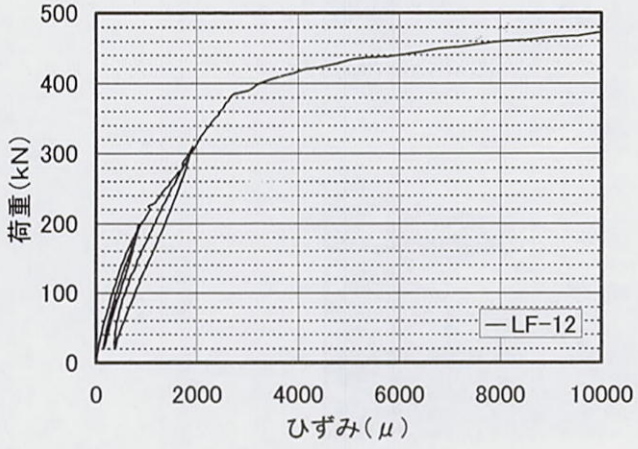
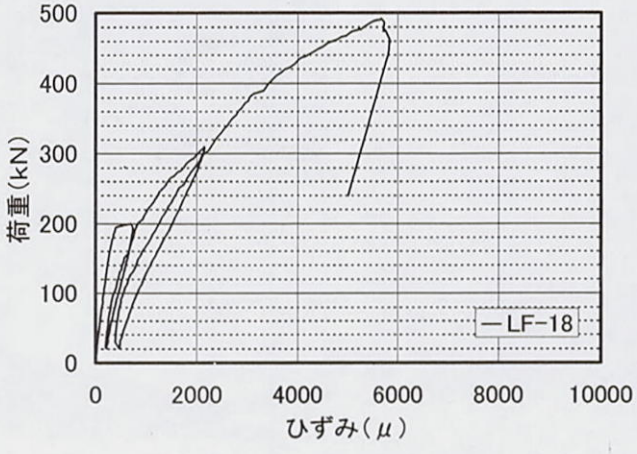


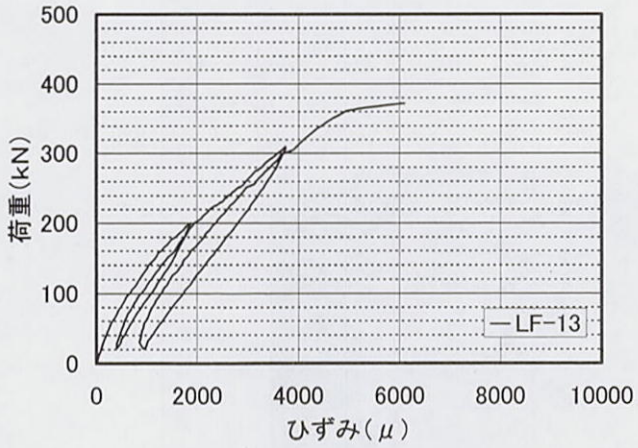
写真-6.8　G4 桁の破壊状況(その 2)

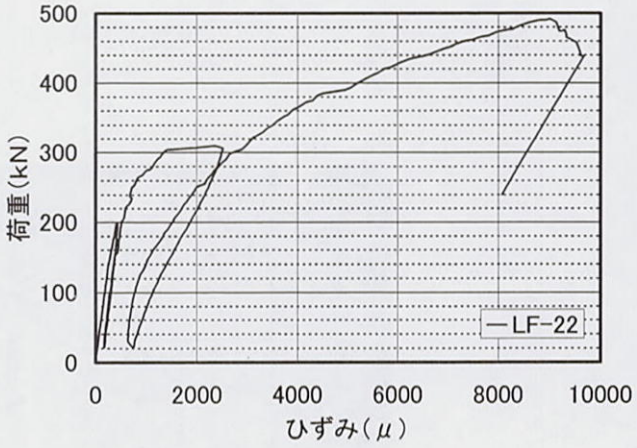


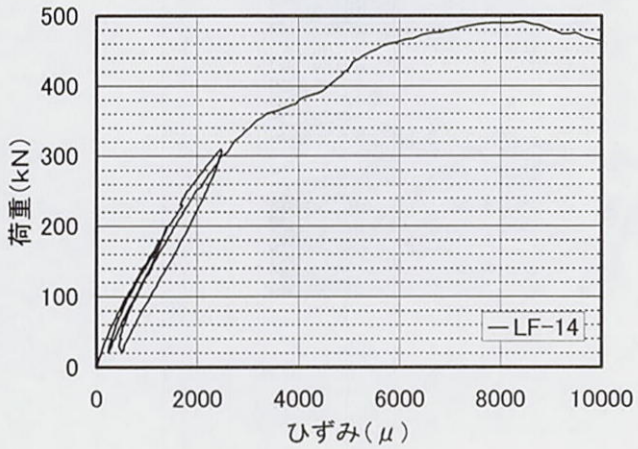












支間中央からの距離(本荘側へ＋)

LF-10：4.25m　　LF-16：1.45m

LF-12：3.25m　　LF-18：0.55m

LF-13：2.80m　　LF-22：-1.00m

LF-14：2.35m

図-6.9　CFRP シートのひずみ測定結果(G4 桁)

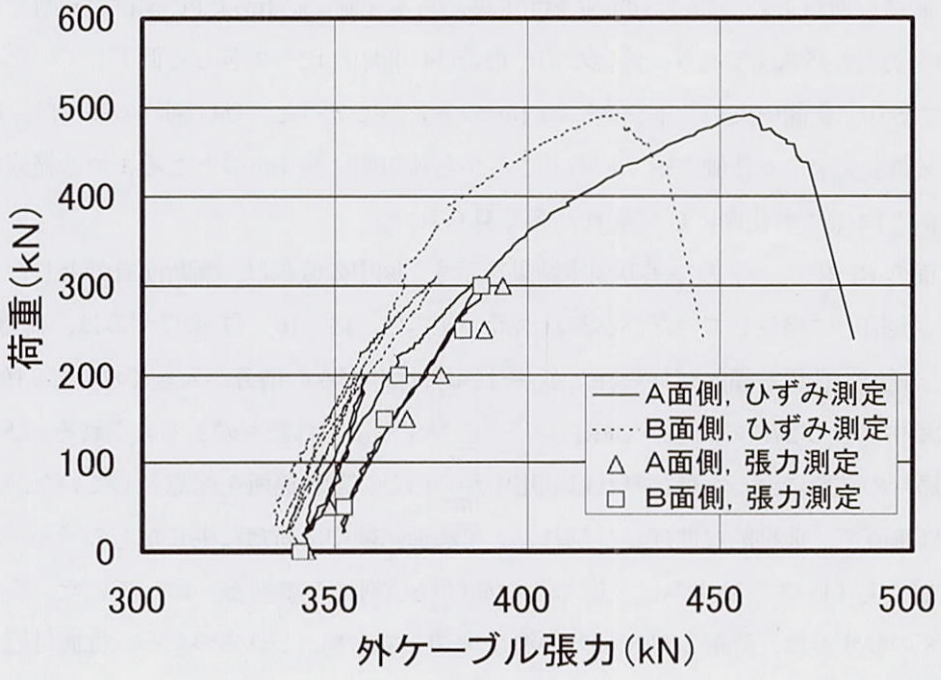


図-6.10　外ケーブルの張力と載荷荷重の関係(G4 桁)

6.4　G5 桁の結果

図-6.11 に荷重－たわみ曲線を示す。また，図-6.12 に終局時のひび割れ図，写真-6.9～6.10 に破壊状況をそれぞれ示す。

G5 桁は本荘側の載荷位置付近の純曲げ区間内(支間中央から本荘側に約 1m)でPC 鋼材の破断を伴って曲げ破壊に至った。終局荷重は 459kN であり，健全な桁の場合(1440kN)に比べて著しく低下していた。破壊箇所は，純曲げ区間内であり，支間中央から本荘側に約 1m のところであった。ひび割れの多くは，破壊箇所をほぼ中心として，支間中央から本荘側に約 7m のところから秋田側に約 1m のところまでの範囲に発生しており，G3 桁，G4 桁と同様に本荘側にひび割れが多く見られた。

図-6.13 に，桁下面の CFRP シートのひずみ測定結果を示す。図中の直線は，漸断面有効としたときのひずみの計算値である。供用中に発生していたひび割れに近い LF-13，15，16，17 のひずみは，荷重 40～60kN 程度までは計算値と概ね一致する傾向が見られたが，それ以降はひずみの増分が大きくなっていた。これは，G4 桁と同様に，供用中のひび割れの開きが CFRP シートのひずみに表れたものと考えられる。ひび割れ図に示したとおり，終局時の破壊に至ったひび割れは供用中からのひび割れ箇所を起点としていたが，伸展方向はそれと異なりほぼ垂直で，典型的な曲げひび割れとして載荷試験中に新たに生じたものであった。そのひび割れの近傍に位置する LF-17 のひずみは，概ねその曲げひび割れの挙動と一致していた。

一方，LF-6，7，8 のひずみは，荷重 240kN 以降急激に増加しており，これらのゲージ位置付近で発生したひび割れと連動していたものと考えられる。

G5 桁では，CFRP シートの破断が終局荷重の後に生じていた。これは，炭素繊維の伸び能力が 2%程度であるが，腐食した PC 鋼材の伸びがこれよりもさらに小さかったものと考えられる。これまでの調査より，腐食した PC 鋼材の伸びは比較的軽微な腐食でも局所的な断面欠損によって著しく低下すること，その程度によっては伸びが 2%以下となることが確認されている　)。このことから，著しい塩害劣化を受けた PC 桁の場合には，PC 鋼材破断時にも CFRP シートがすぐには引張破壊せず，桁の急激な破壊をある程度抑制できることがわかった。なお，CFRP シートの破壊形態の一つとしてシートの端部の剥離破壊があるが，今回の場合はその兆候も見られなかった。下フランジを覆うように CFRP シートが施工されていたことと，支間が比較的長いためにシート端部の定着長が十分に確保できたことにより，シート端部の剥離破壊が生じなかったものと考えられる。

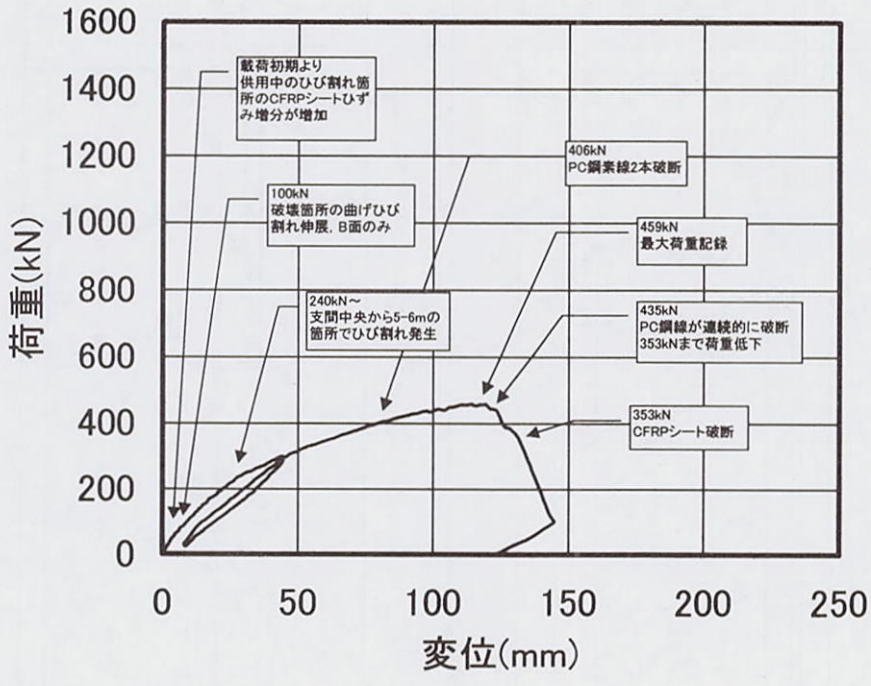


図-6.11　G5 桁の曲げ挙動

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
----	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
300	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
~~	載荷試験における著しい損傷個所

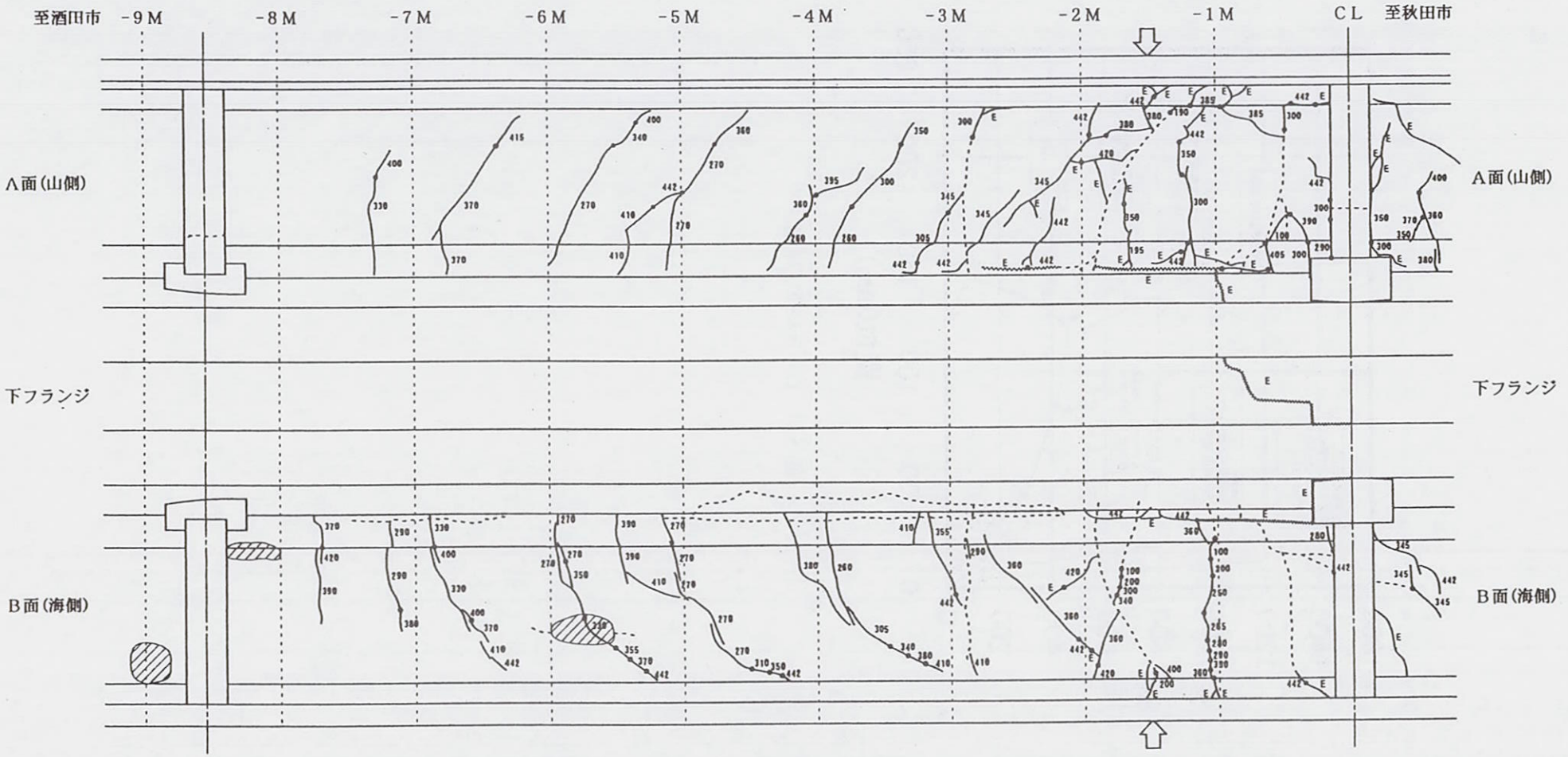


図-6.12　試験後のひび割れ状況（G5 桁）

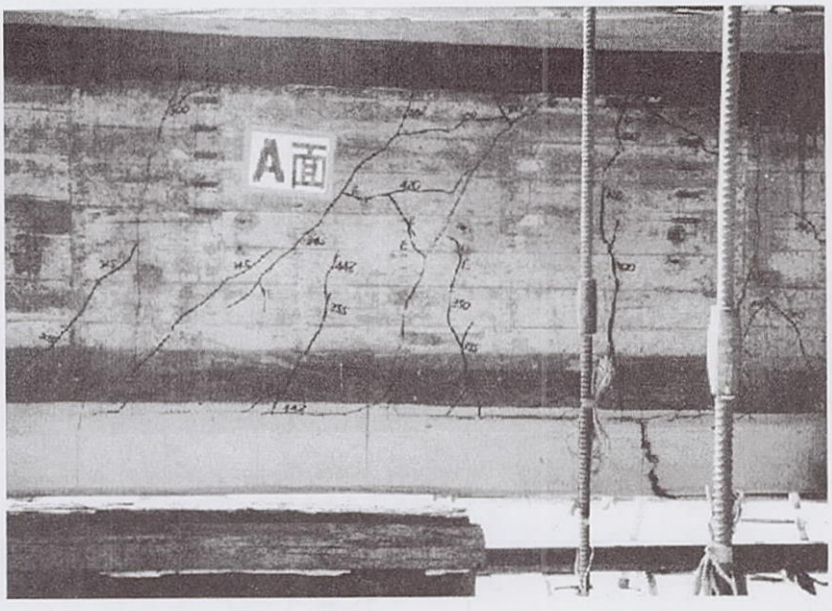


写真-6.9　G5 桁の破壊状況(その 1)

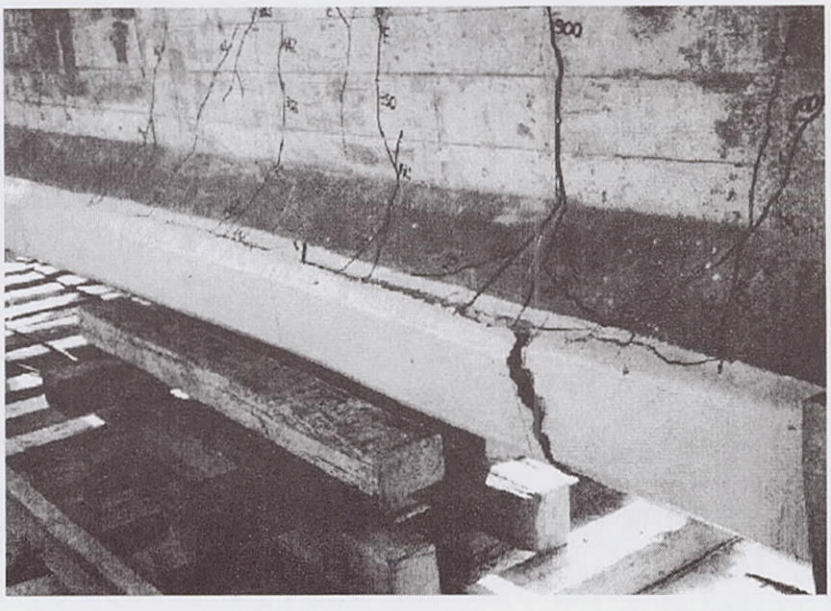
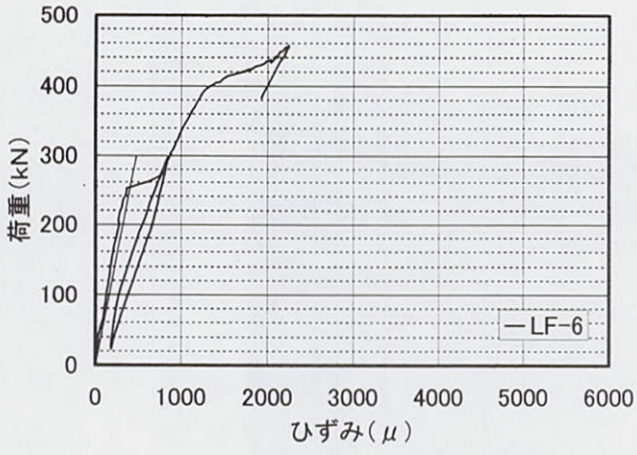
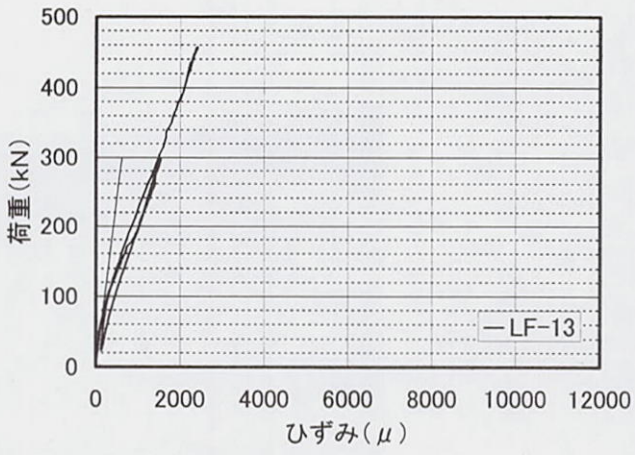
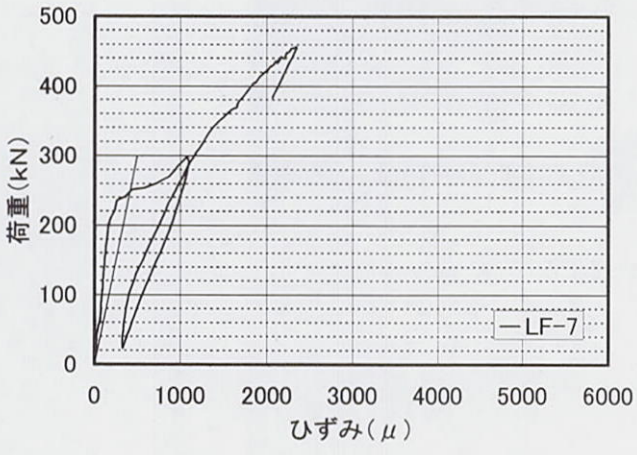
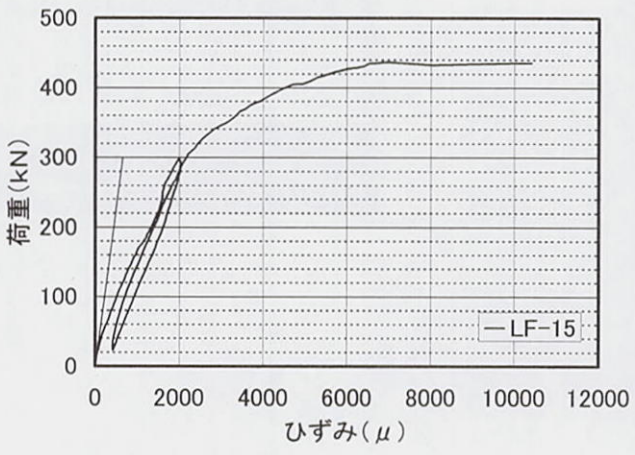


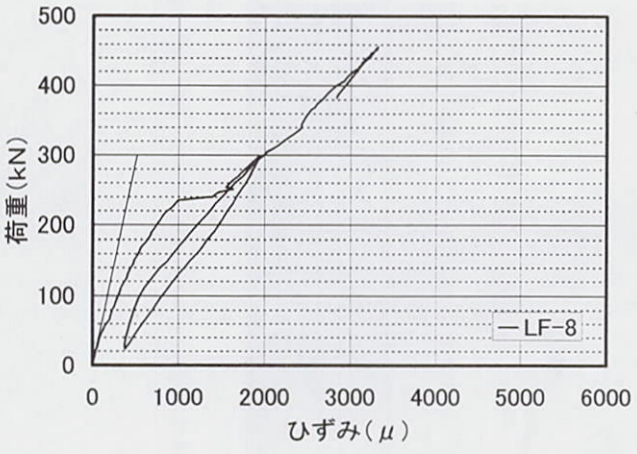
写真-6.10　G5 桁の破壊状況(その 2)

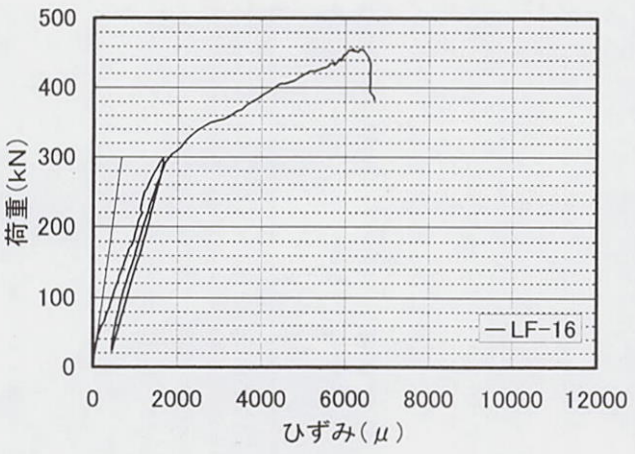












支間中央からの距離(本荘側へ＋)

LF-6: 5.95m　　LF-13: 2.80m

LF-7: 5.50m　　LF-15: 1.90m

LF-8: 5.05m　　LF-16: 1.45m

LF-17: 1.00m

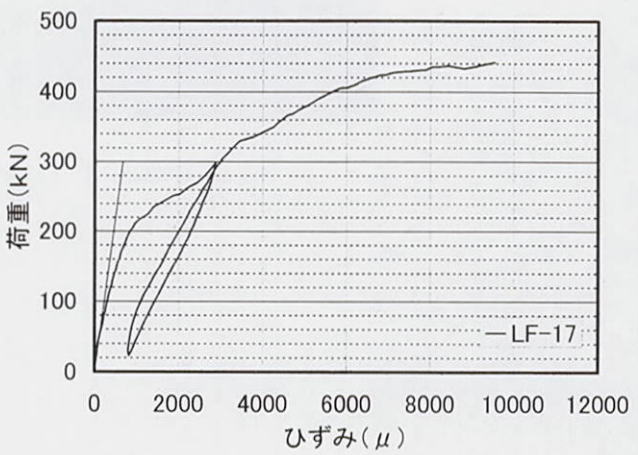


図-6.12　CFRP シートのひずみ(G5 桁)

7．考察

7.1 腐食したPC桁の曲げ挙動

7.1.1 PC鋼材の腐食とひび割れ

(1) ひび割れ発生箇所

G3～G5 桁の場合，ひび割れ発生箇所はいずれも支間中央より本荘側に偏っており，かつ短い区間内に集中していた。図-7.1～7.3 に G3～G5 桁の補修断面積の分布を桁全体のひび割れ発生状況と対比して示す。補修断面積は'97 年に実施された断面修復における各断面における補修面積である(付録資料２)。これらの図から，補修面積が 0.04m^2(ハンチ部を除く下フランジ断面積 0.22m×0.5m の約 1/3 に相当)を超える範囲に，ひび割れが集中して発生していたことがわかる。断面修復における補修面積は，通常，PC 鋼材の腐食により発生したコンクリートのひび割れ・剥離の程度に応じて決まると考えられ，PC 鋼材の腐食の程度と補修面積の間にある程度の相関関係があるものと推察される。ひび割れ発生箇所は PC 鋼材の腐食の著しいところに集中して生じていたものと考えられる。特に，G3，G4 桁のように補修の程度が大きいところほどひび割れの発生箇所もより局所的な範囲に集中する傾向が見られた。なお，G2 桁は腐食の程度が軽微であったため，ひび割れの発生箇所は健全な桁と同様に概ね左右均等に発生していた。

(2) 曲げひび割れ発生荷重

表-7.1 に載荷試験結果を計算値と対比して示す。曲げひび割れ発生荷重は，PC 鋼材の腐食による断面欠損に伴う有効プレストレスの低下の影響を大きく受ける。さらに，断面修復が行われた場合は，スラリー系プレパックドコンクリートで補修されても補修部にはプレストレスが入っていないため，はつりの程度に応じて曲げひび割れ発生荷重はさらに低下する。

旧芦川橋の場合，断面修復後，外ケーブルの付加により若干の張力が導入されていたので，補修部にはその分のみ有効プレストレスが入っていたと考えられる。最初の曲げひび割れは断面修復の大きい箇所付近に発生し易い。そのような箇所では，補修時のはつり量が大きいため，補修部の有効プレストレスは，外ケーブルの張力分のみに近い状況になっていたと考えられる。しかし，その後，荷重が大きくなるにつれて，補修されていなかったウェブや補修面積の小さい箇所にもひび割れが発生し始めた。このことから，前者に対しては下縁のコンクリートの引張強度を無視した Pmcr1 を算定した。後者のひび割れ発生荷重としてはコンクリートの引張強度もある程度寄与すると考えて，Pmcr2 として算定した。

G3 桁の場合，Pmcr1 の計算値は 0 となった。載荷試験では，CFRP シートが貼られていたため，ひび割れの確認が難しいが，図-6.6,PI-22 の結果から 20kN と極めて軽微な荷重で発生していたと考えられる。一方，元のコンクリートにまでひび割れが進展する荷重は 100kN を超えてからであり，Pmcr2 の計算値と概ね一致していた。

（G4，G5 桁の曲げひび割れについては後述）

(3) せん断ひび割れ発生荷重

前掲表-7.1 に，せん断ひび割れ発生荷重 Pvcr を計算値と対比して示す。Pvcr はコンクリートのせん断耐力

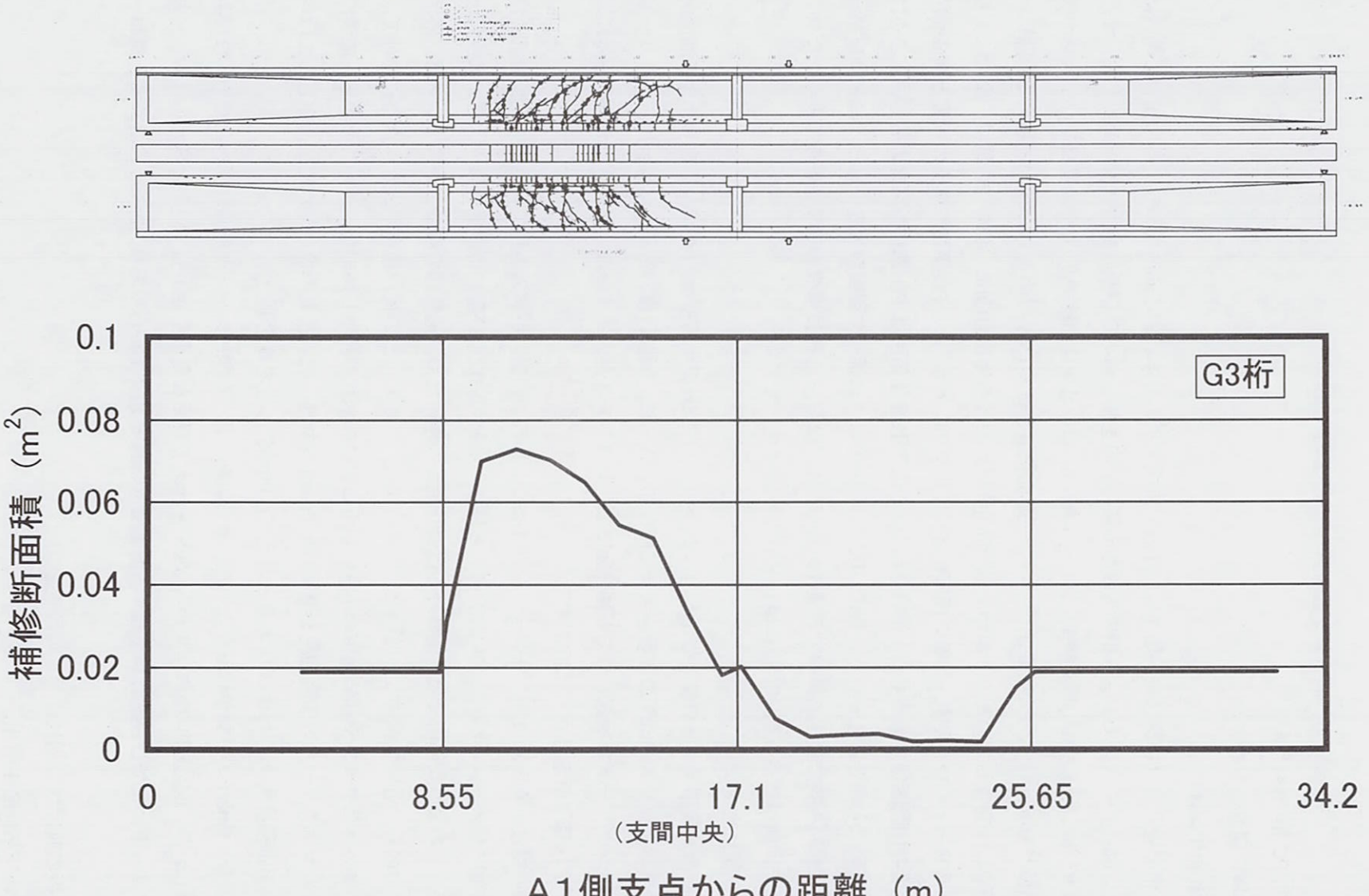


図-7.1　載荷試験によるひび割れと補修量の関係（G3 桁）

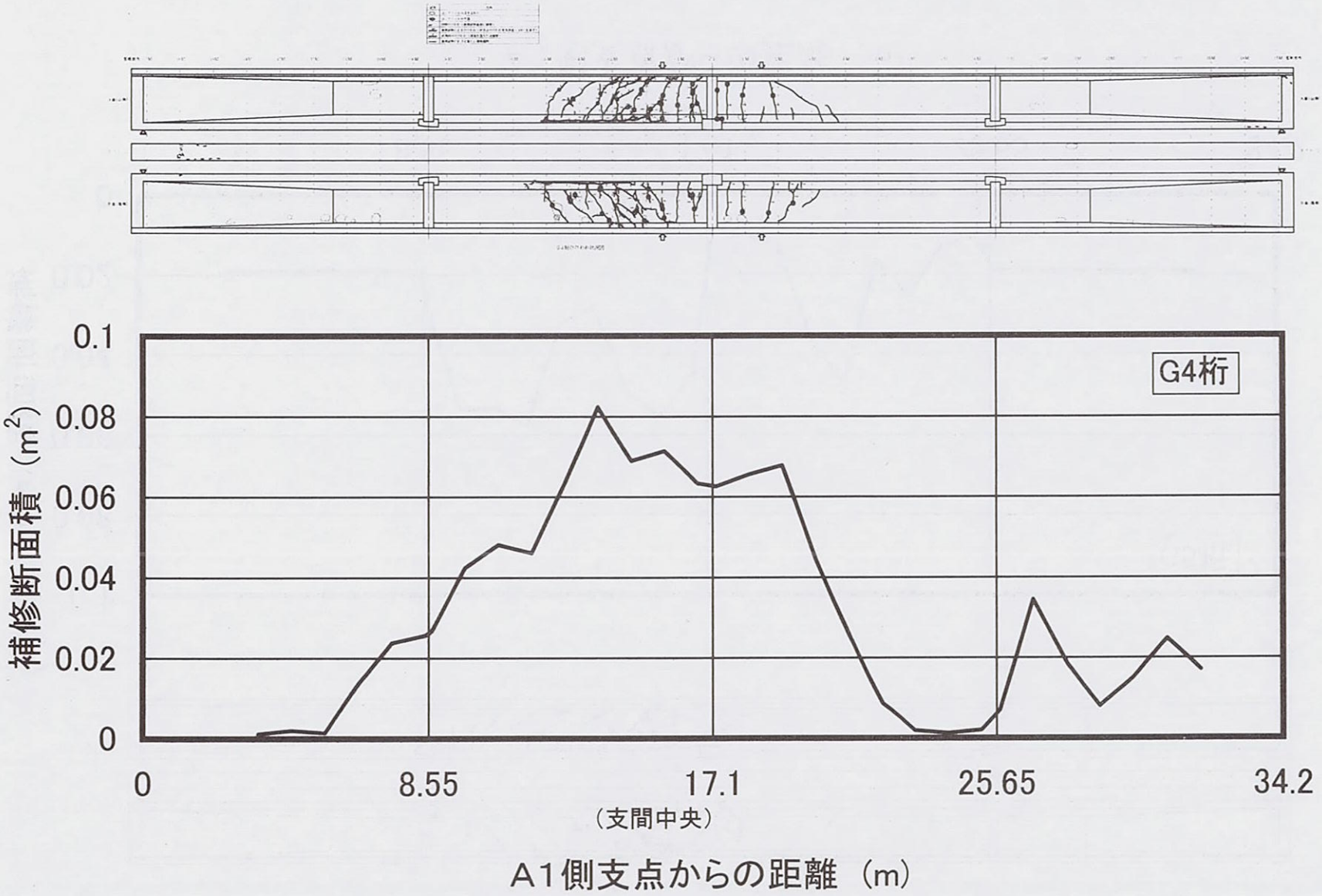


図-7.2　載荷試験によるひび割れと補修量の関係（G4 桁）

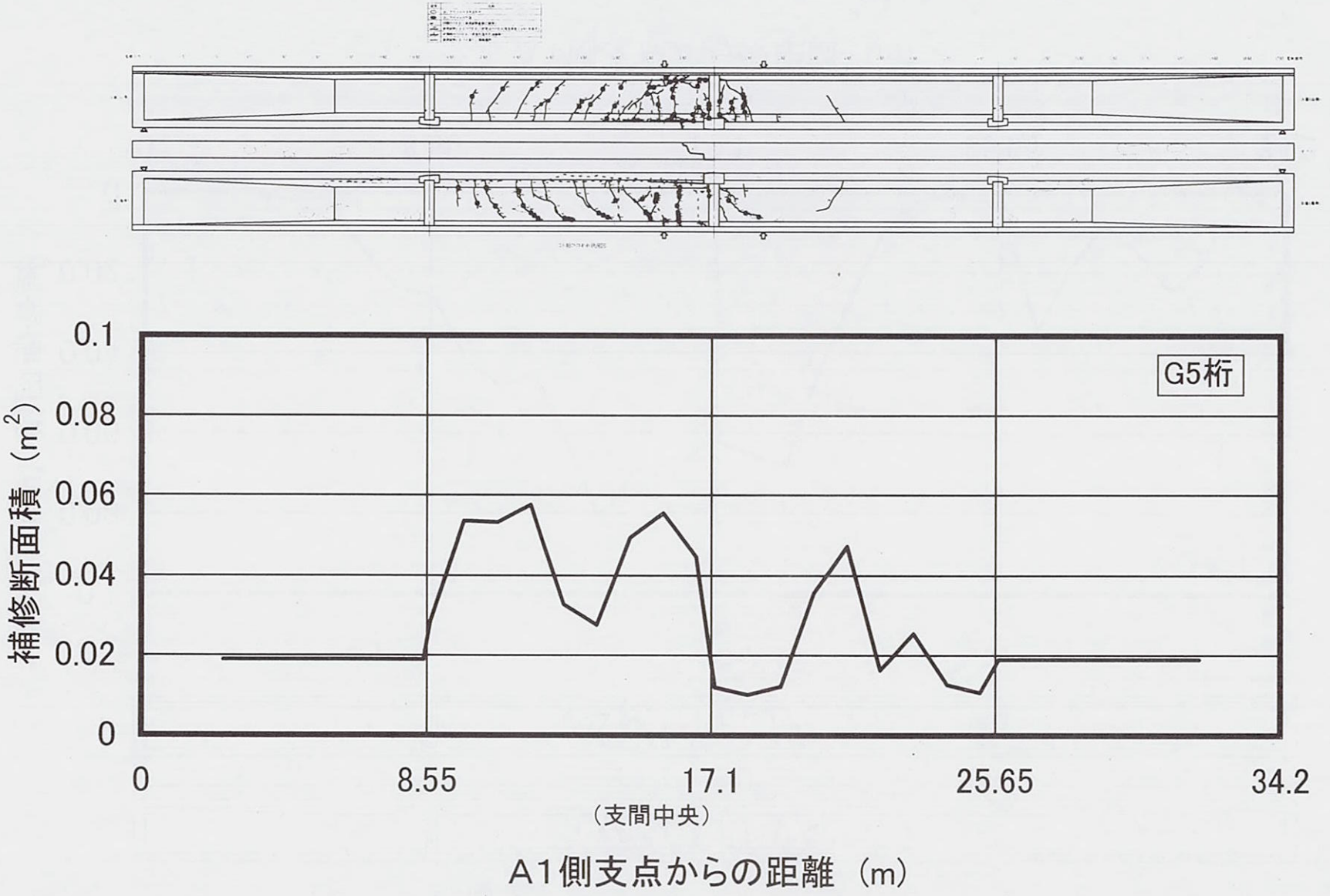


図-7.3　載荷試験によるひび割れと補修量の関係（G5 桁）

表-7.1　載荷試験結果一覧

試験桁	G2			G3			G4			G5		
PC鋼材残存率	99.8%			44.3%			35.0%			46.5%		
補修・補強	あり			なし			あり			あり(CFRPのみ)		
	実験値	計算値	計算/実験	実験値	計算値	計算/実験	実験値	計算値	計算/実験	実験値	計算値	計算/実験
Mcr相当の荷重 Pmcr1 (kN)	350	702	2.01	20	0	0.00	0	48	−	0	0	−
Mcr相当の荷重 Pmcr2 (kN)	850	986	1.16	100	81	0.81	200	195	0.98	240	103	0.43
Mu相当の荷重 Pmu (kN)	−	2530	−	359	399	1.11	492	740	1.50	459	527	1.15
Vcr (Vc+Vp)相当の荷重 Pvcr (kN)	900	785	0.87	100	114	1.14	200	224	1.12	270	251	0.93
Vu (Vc+Vp+Vs)相当の荷重 Pvu (kN)	1455	1330	0.91	−	604	−	−	767	−	−	780	−
健全時Mu相当の荷重 (kN)	1460			1380			1450			1440		
健全時Vu相当の荷重 (kN)	1300			1180			1280			1250		
載荷試験における破壊形態	せん断破壊			曲げせん断破壊，PC鋼材の破断			曲げせん断破壊，PC鋼材の破断			曲げ破壊，PC鋼材の破断		

Pmcr1：断面補修やひび割れの履歴を考慮した場合

Pmcr2：元のコンクリートのひび割れを対象とした場合

健全時の値：補修・補強なし。材料特性，鋼材配置は実測値とした。

と有効プレストレスによる寄与を考慮して算定したものである。腐食した PC 桁の場合，腐食による有効プレストレスの低下が生じるため，その程度に応じてせん断ひび割れ発生荷重も低下すると考えられる。特に旧芦川橋の場合，スターラップの腐食等によるウェブコンクリートの剥離などの損傷は見られなかったので，コンクリートのせん断耐力に関して桁間の差は小さく，同表に示した Pvcr の差はほとんどが腐食の程度の違いによる有効プレストレスの違いに起因したものである。各桁の Pvcr について実験値と計算値を比較すると，多少ばらつきはあるものの，概ねよく一致していた。

7.1.2 終局荷重

前掲表-7.1 に各桁の破壊形態と終局荷重の実験値と計算値を示す。1997 年の調査で PC 鋼材の腐食による破断が約半分以上見られた G3～G5 桁は，いずれもＰＣ鋼材の破断で終局に至った。また，これらの最大荷重は設計値に比べて著しく低下していた。G2 は PC 鋼材の腐食による破断が比較的少なかった上に，付加ケーブルによる補強を伴っていたため，今回の載荷方法ではせん断破壊に至ったが，曲げ耐力はほとんど低下していなかったものと考えられる。G3～G5 桁も健全な状態で今回のような載荷試験を実施した場合にはせん断破壊に至ると考えられるが，PC 鋼材の腐食が著しかったため，上記のように曲げ破壊で終局に至った。

図-7.1 に，ＰＣ鋼材の残存率(残存断面積／健全時断面積)と破壊抵抗曲げモーメント Mu の低下の程度(Mu/Muo) の関係を示す。Muo は腐食していない場合の破壊抵抗曲げモーメントである。また，残存断面積は載荷試験後に破壊位置付近のはつり調査により調べた値である。G2 桁はせん断破壊であるが参考値として示した。図中，これまでに行った他の橋桁による調査の結果もあわせて示す[1)2)]。既往の結果では，Mu/Muo はＰＣ鋼材残存率と概ね１対１の関係が見られていた。本調査における G3 桁の結果もこれらと概ね同様の傾向にあった。

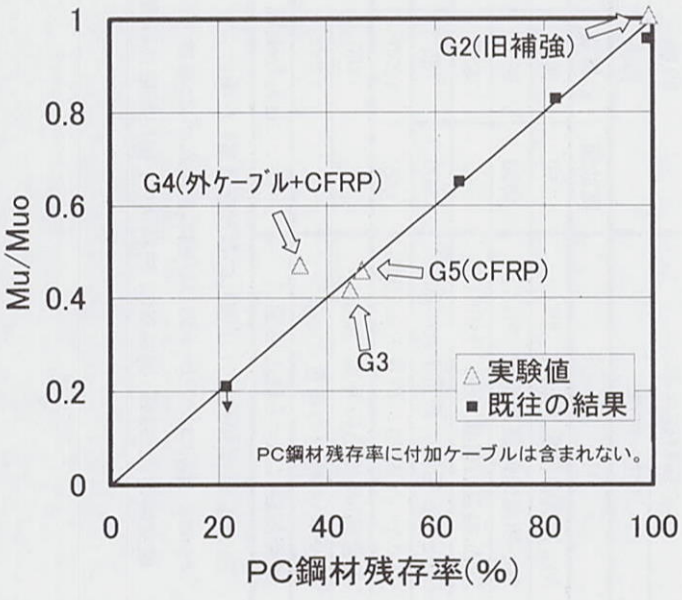


図-7.1　ＰＣ鋼材残存率と Mu/Muo の関係

7.1.3 CFRP シートの効果

(1) 耐荷力

CFRP シートによる終局荷重の増分は，材料試験結果から得られた CFRP シートの引張強度 2400MPa に断面積を乗じた値を引張力に加算することによって考慮した。表-7.1 に示した G5 桁の終局荷重の計算値は，実験値よりも 15%大きく，やや過大に算定していた。終局荷重に至るまでに数本の PC 鋼線が破断し始めていた分，曲げ耐荷力が低下していたと考えられ，このことが計算に反映されていなかったことがその一因であると考えられる。

図-7.1 では，G3，G5 ともに，Mu/Muo とＰＣ鋼材残存率の１対１の直線上に近い結果となっていたが，表-4.17 に示した腐食を考慮し補修を考慮しない場合の計算結果 399kN よりも実験結果(459kN)が大きいことから，終局耐荷力に対してある程度の補強効果があったと考えられる。

(2) ひび割れ

G5 桁では，供用中に既にひび割れが生じていたことと，腐食による有効プレストレスの低下が著しいために自重のみでプレストレスを相殺する状態にあったことから，載荷直後からひび割れの開きがあったものと考えられる。しかし，下フランジ下面を覆っていた CFRP シートは終局時まで破断は見られなかった。

表-4.17 に示したひび割れ発生荷重の計算では，CFRP シートの効果として CFRP シートの断面を断面定数に考慮したのみである。このとき，CFRP シートの断面積は桁全体に比べてごく小さいので，計算上，ひび割れ発生荷重の CFRP シートによる増分はほとんどなかった。供用中に発生していたひび割れについては，計算によるひび割れ発生荷重も 0kN であった。しかし，載荷試験による新たなひび割れ発生荷重(240kN)は計算値 103kN よりも大きい値となっていた。

以上より，CFRP シートは，新たなひび割れの発生に対しては補強効果があること，ならびに，既に生じている曲げひび割れの開きそのものを完全に抑止できるものではないが，ひび割れからの塩分等の侵入を抑制する効果は十分にあったことがわかった。

7.1.4 付加ケーブルの効果

(1) 耐荷力

図-7.1 のうち，G4 の結果は外ケーブルの補強分をＰＣ鋼材残存率に加えていないため，ＰＣ鋼材残存率のわりに曲げ耐力が大きい傾向にあるように見えるが，この差の大部分は外ケーブルの補強効果を示すものと考えられる。表-7.1 に示した G4 桁の終局荷重の計算において，外ケーブルの増分は，外ケーブルの引張強度に断面積を乗じた値の 70%(簡易的にアンボンドと同様に考えた)を引張合力に加えることによって考慮した。それによる G4 桁の終局荷重の計算値は 740kN(CFRP シートを無視した場合 600kN)であるが，載荷試験では 490kN で終局に至っており，計算値が過大であった。G5 桁の場合と同様，G4 桁の場合も終局に至るまでに数本の PC 鋼線が破断しており，これにより耐荷力の低下につながった可能性がある。G4 桁の破壊は支間中央のディビエータ近傍で発生しており，曲げ変形に伴う外ケーブルの中立軸からの偏心量はほとんど変化していなかったと考えられる。なお，終局に至るまでに数本の PC 鋼線の破断が生じるのは，PC 鋼材の腐食の程度が素線によって大きく異なり，腐食の程度によって伸びの低下が著しいものも残存していたためで

あると考えられる。

(2) ひび割れ

ひび割れ発生荷重の計算において，付加ケーブルの効果は断面剛性の増加及び導入張力によるプレストレスの増加の両面で考慮された。表-7.1 の結果をみると，G4 桁は G3,G5 よりも元の PC 鋼材の腐食の程度が著しいにもかかわらず，ひび割れ発生荷重の計算値は G4 桁の方が G3,G5 よりも大きくなっており，付加ケーブルを考慮した結果が現れていた。G4 の場合，ひび割れ発生荷重は実験値と概ね一致していた。

なお，ひび割れ発生荷重は，Pmcr2 の場合でも 200kN 程度であり，大型車 1 台相当の荷重が載荷されるだけでもひび割れが発生し得る状況にあったことがわかる。供用中は横桁や床版による荷重分配などによって作用力が分散されるため，G4 桁よりも G5 桁の方が供用中の曲げひび割れの伸展が進んでいたものと考えられる。

7.2 各主桁間の腐食の程度の違い

図-7.2，7.3 に各試験桁ごとにウェブで 3 箇所（両面）ずつ，塩化物イオン量の含有状況を調査した結果を示す。図-7.2 の中にコア圧縮強度の平均値も合わせて示した。G1，G2 桁は他の桁に比べてコンクリートのコア強度が大きく，塩化物の拡散係数も小さい傾向にあることから，コンクリートの塩分浸透抵抗性が比較的高かったものと考えられる。また，塩化物イオンの分布より算出したコンクリート表面の塩化物イオン量は G3,G4,G5 の方が G1,G2 に比べて大きい傾向にあり，G1,G2 の塩分の付着量が比較的少なかったものと考えられる。これらの２つの点から，G1,G2 の桁の劣化が比較的軽微であったものと考えられる。

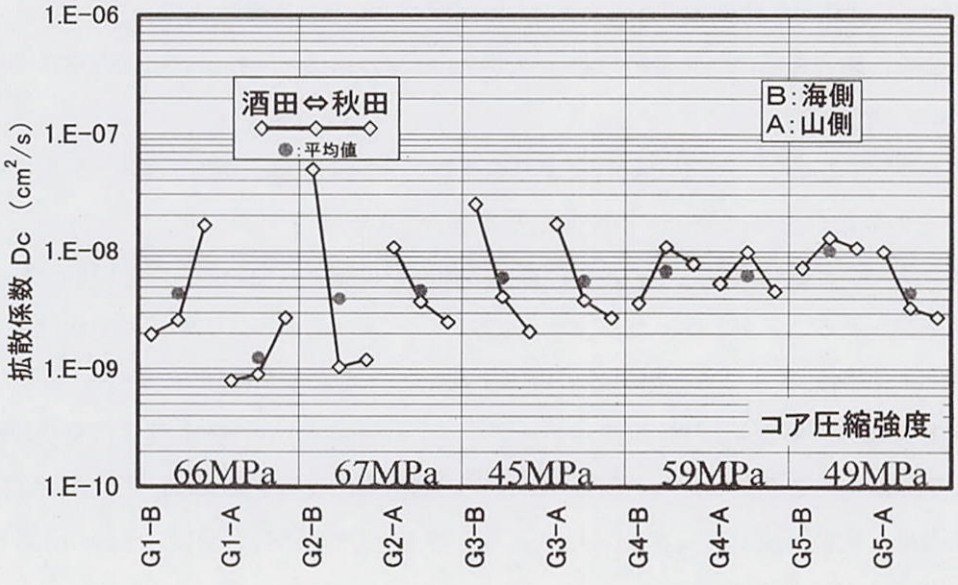


図-7.2 コンクリートの塩化物拡散係数 Dc

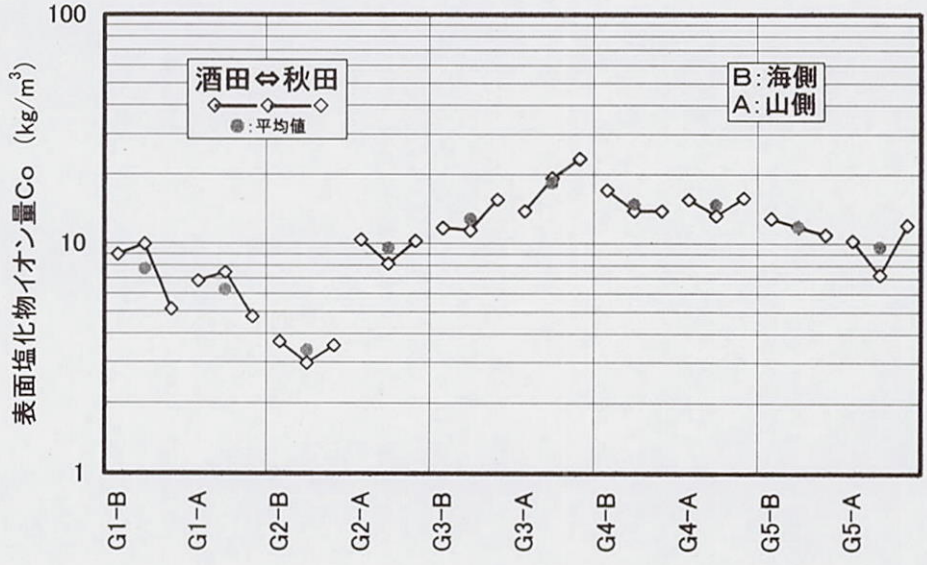


図-7.3 試験桁の表面塩化物イオン量 Co

8．まとめ

(1) 載荷試験の結果より，G3～G5 桁は，いずれも著しい塩害劣化により PC 鋼材の欠損が著しく，供用中に曲げひび割れが生じる可能性が十分にあったことが確認できた。また，G3～G5 桁の耐荷力は外ケーブルによる補強を考慮しても，建設当時の耐荷力に比べて著しく低下していたことがわかった(例えば，G4 桁で 1/2 程度)。

(2) 載荷試験による曲げひび割れの発生箇所は，断面修復における補修量と関連があり，旧芦川橋の場合，補修量が 0.04m^2(下フランジ断面積の 1/3 程度)以上の箇所に集中して発生していた。

(3) G3 桁の結果より，塩害を受けたＰＣ桁の曲げ耐力は，既往の結果と同様にＰＣ鋼材残存率と直線関係にあることがわかった。

(4) G5 桁の結果より，CFRP シートの貼り付けにより腐食した PC 桁の耐荷力の改善効果があることがわかった。ただし，その効果の程度は健全な桁に適用した場合よりも低かった。

(5) CFRP シートによって，既に発生していたひび割れの伸展を抑制できないが，新しいひび割れに対してはある程度抑制効果があることがわかった。また，CFRP シートは終局まで破断等の変状は見られなかったことから，桁にひび割れが生じても塩分等の侵入を防止できることが確認できた。

(6) G4 桁の試験結果より，腐食した PC 桁の外ケーブルによる補強は，ひび割れ発生荷重及び終局耐荷力の両方において効果があることがわかった。しかし，終局耐荷力に及ぼす効果は，アンボンド PC として 7 割に低減して考慮した計算値よりもさらに小さく，CFRP シートの場合と同様，その効果の程度は健全な桁に適用した場合よりも低かった。

(7) 塩分の分布状況から，G1，G2 の塩害が他の桁に比べて軽微であったのは，コンクリートの塩分浸透抵抗性が高く，かつ付着塩分が少なかったためであることがわかった。

9．今後の検討課題等

本報告は，旧芦川橋の載荷試験および解体調査の結果をとりまとめたものである。今後，この結果について，さらに解析的検討を実施して，腐食したPC桁の曲げ挙動，せん断挙動および腐食したPC桁への補修・補強の効果について，より詳細に検討を行う必要がある。また，5つの桁のうち，比較的耐久性が高かったG1桁についてその要因を詳細に調査し，今後のPC桁の耐久性向上策について検討する必要がある。

なお，本試験の一部は，土木研究所と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会で実施している「ミニマムメンテナンスPC橋の開発に関する共同研究(平成11-13年)」の一環として実施したものである。

また，旧芦川橋の関連資料を参考として以下に示す。

(1) 土木研究所資料第3791号，非破壊検査を用いたコンクリート構造物の健全度調査―旧榊橋・旧芦川橋下部構造調査結果―，2001.3

旧芦川橋A1橋台の健全度調査結果をとりまとめた。

(2) 共同研究報告書第269号，コンクリート構造物の鉄筋腐食診断技術に関する共同研究報告書―実構造物に対する適用結果―，土木研究所，日本構造物診断技術協会，2001.3

旧芦川橋G1桁の健全度調査結果をとりまとめた。

(3) 土木研究所資料第3811号，コンクリート橋のライフサイクルコストに関する調査研究―コンクリート橋の損傷状況と維持管理費の実態調査―，2001.3

旧芦川橋の腐食状況及び維持管理費をとりまとめた。

参考文献

1) 塩害を受けたＰＣ橋の耐荷力評価に関する研究(Ⅰ)－プレテンションＰＣ桁の載荷試験－，土木研究所資料 3808 号，2001.3
2) 塩害を受けたＰＣ橋の耐荷力評価に関する研究(Ⅱ)－旧暮坪陸橋の載荷試験－，土木研究所資料 3809 号，2001.3
3) 塩害を受けたＰＣ橋の耐荷力評価に関する研究(Ⅲ)－塩害により腐食したＰＣ鋼線の腐食性状と機械的性質－，土木研究所資料 3810 号，2001.3
4) コンクリート部材の補修･補強に関する共同研究報告書(Ⅰ)―炭素繊維シート接着工法によるコンクリート部材の補強効果に関する研究―，建設省土木研究所，炭素繊維補修・補強工法技術研究会，共同研究報告書第 220 号，1999.3
5) 成瀬輝男，森安宏，原公，島田忠幸：ケーブル構造物の張力測定と実施例，橋梁と基礎，pp.34-39，1983.12
6) 久保明英，佐藤佳孝，斉藤一成，佐藤正明：振動法による外ケーブル張力の計測，ＰＣ技術協会第 9 回シンポジウム，pp.569-574，1999.10

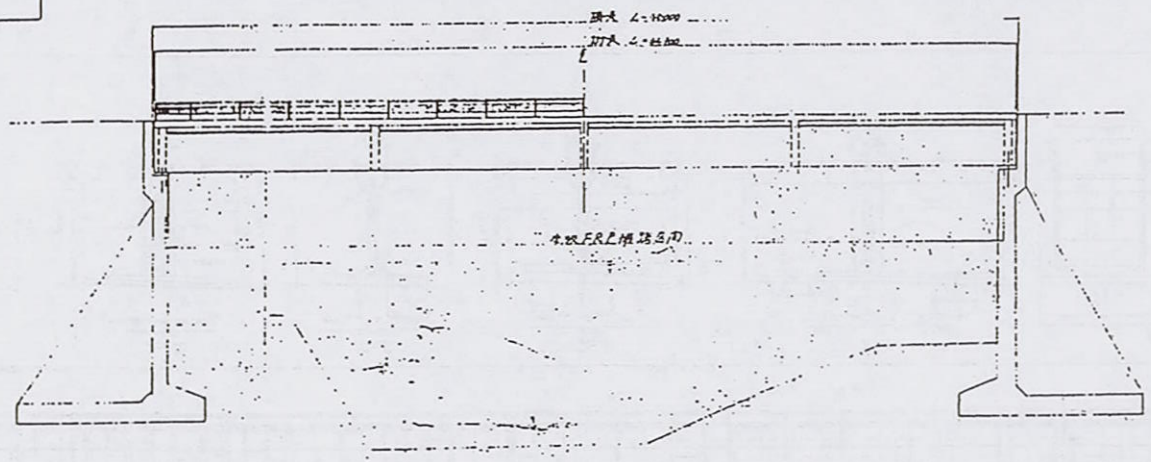
付　　録

1．設計図

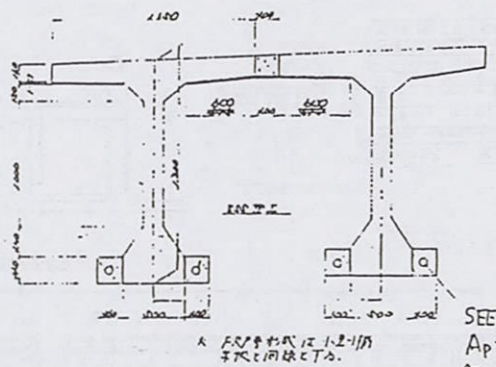
橋梁名	芦川橋
D. 橋梁一般図	

側面図 S=1/100

芦川橋

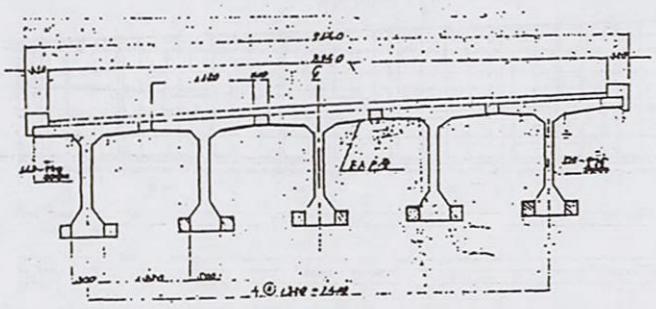


断面図 S=1/20



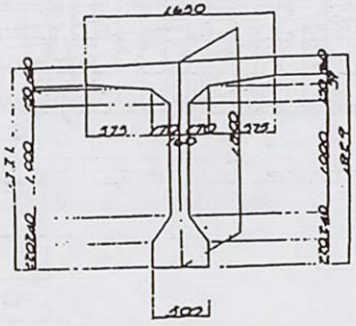
SEE F130
$A_p = 691\ mm^2$
$\sigma_{pi} = 117.5\ kg/mm^2$

PT図 S=1/40



平面図 S=1/100





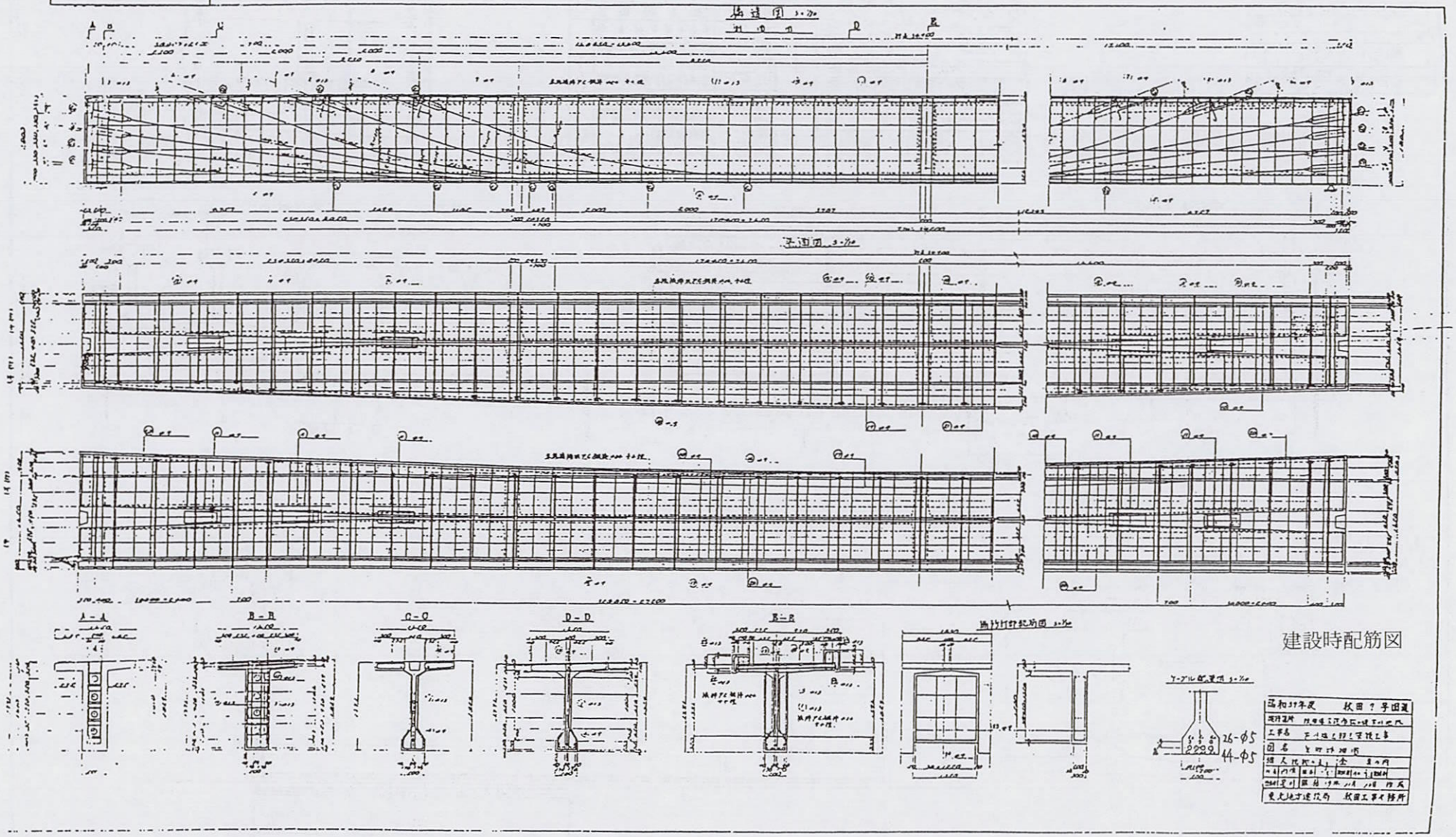
コンクリート	圧縮強度(材令28日)	400 kg/cm²
	〃 (導入時)	340 kg/cm²
	許容曲げ圧縮応力度(設計荷重)	170 kg/cm²
	〃 (導入時)	170 kg/cm²
	許容曲げ引張応力度(設計荷重)	25 kg/cm²
	〃 (導入時)	15 kg/cm²
	許容せん断応力度(設計荷重)	20 kg/cm²
	粗骨材の最大寸法	25 mm
PC鋼線 (SWPR7)	引張強度	165 kg/mm²
	許容引張応力度(設計荷重)	99 kg/mm²
	引張応力度(初期)	115.5 kg/mm²
	〃 (導入直後)	100 kg/mm²
	〃 (有効)	kg/mm²

設計条件	
種別	プレストレストコンクリート単純桁
形式	ポストテンションホロウT桁単純桁
活荷重	TL-20
衝撃係数	$i = \frac{20}{50+L}$
橋長	35.00 M
桁長	34.90 M
スパン	34.70 M
巾員	8.50 M

建設時一般図

第 1	目支長	全 8	共の内 3
小室		岩野	松本 高橋

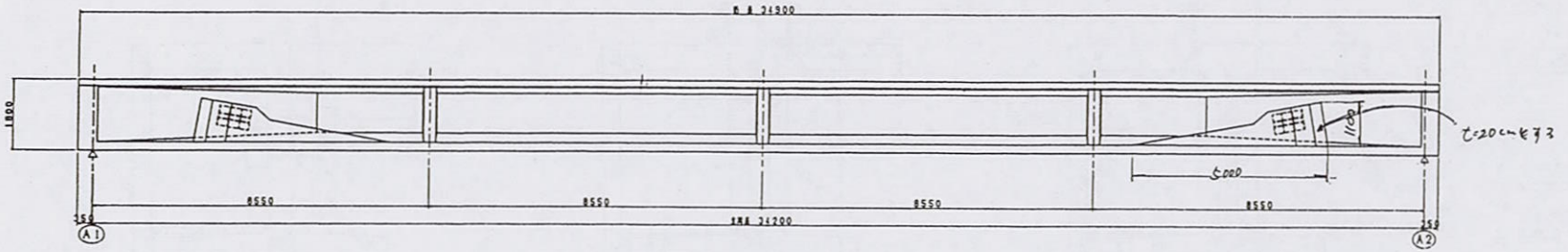
橋梁名	芦川橋
E. 主桁配筋図	



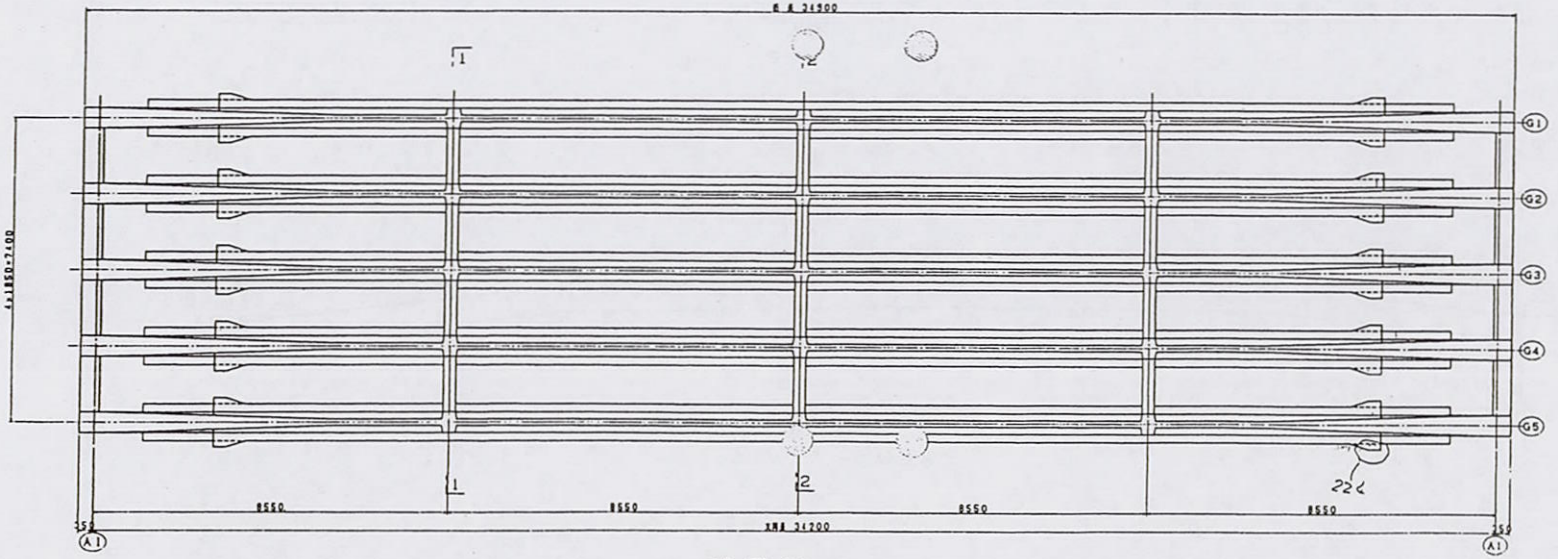
建設時配筋図

主桁構造一般図

側面図 S=1:60

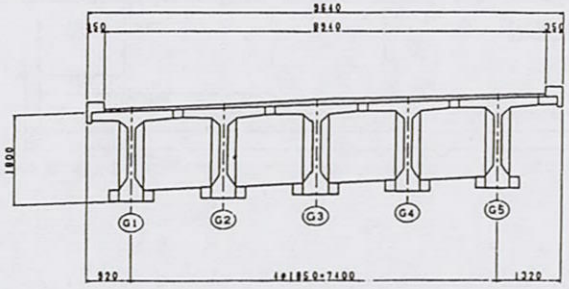


平面図 S=1:60

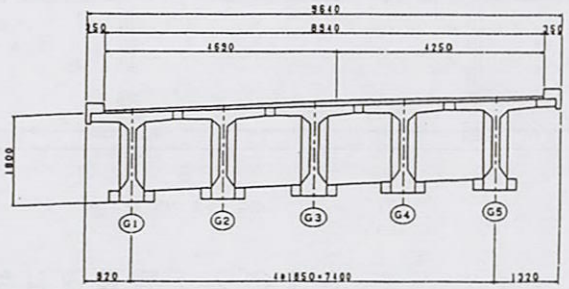


断面図 S=1:50

1 - 1



2 - 2

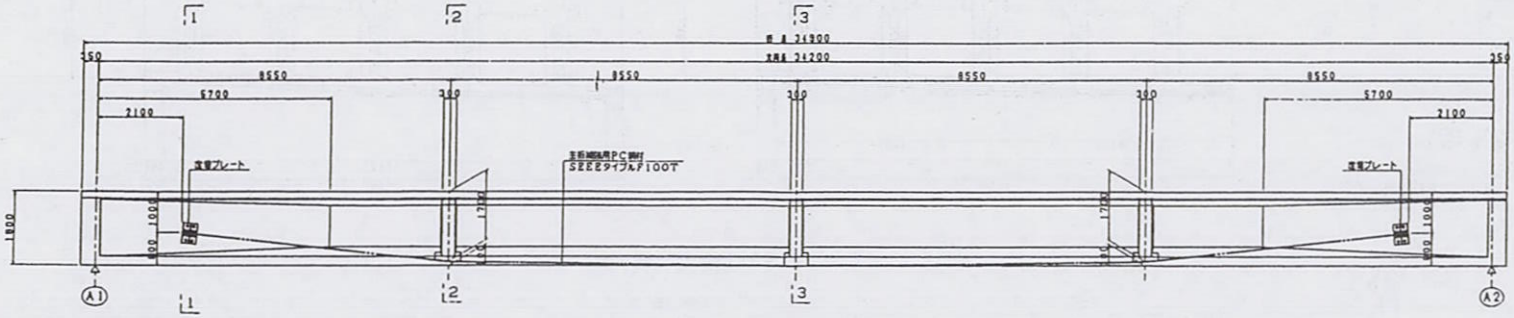


1回目補修・補強

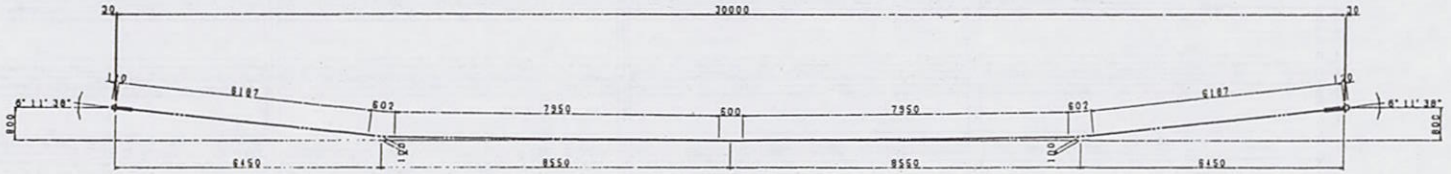
(全主桁)

ＰＣ鋼材配置図（その１）

側 面 図 S=1:50

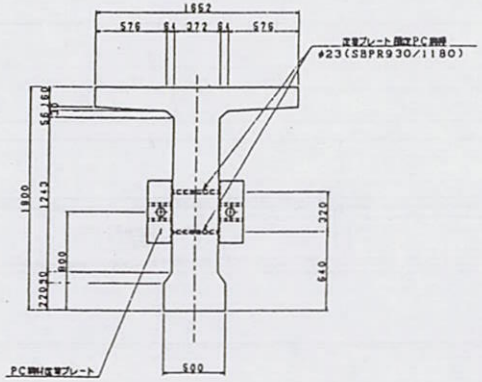


鋼材寸法図

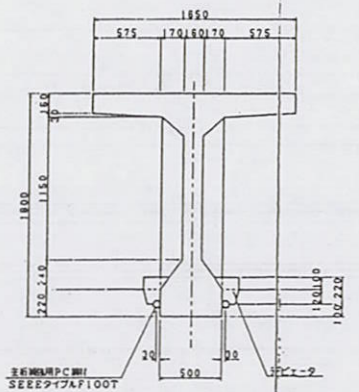


断 面 図 S=1:20

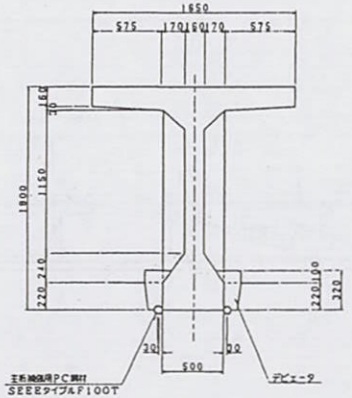
1 － 1



2 － 2



3 － 3



2回目補修・補強

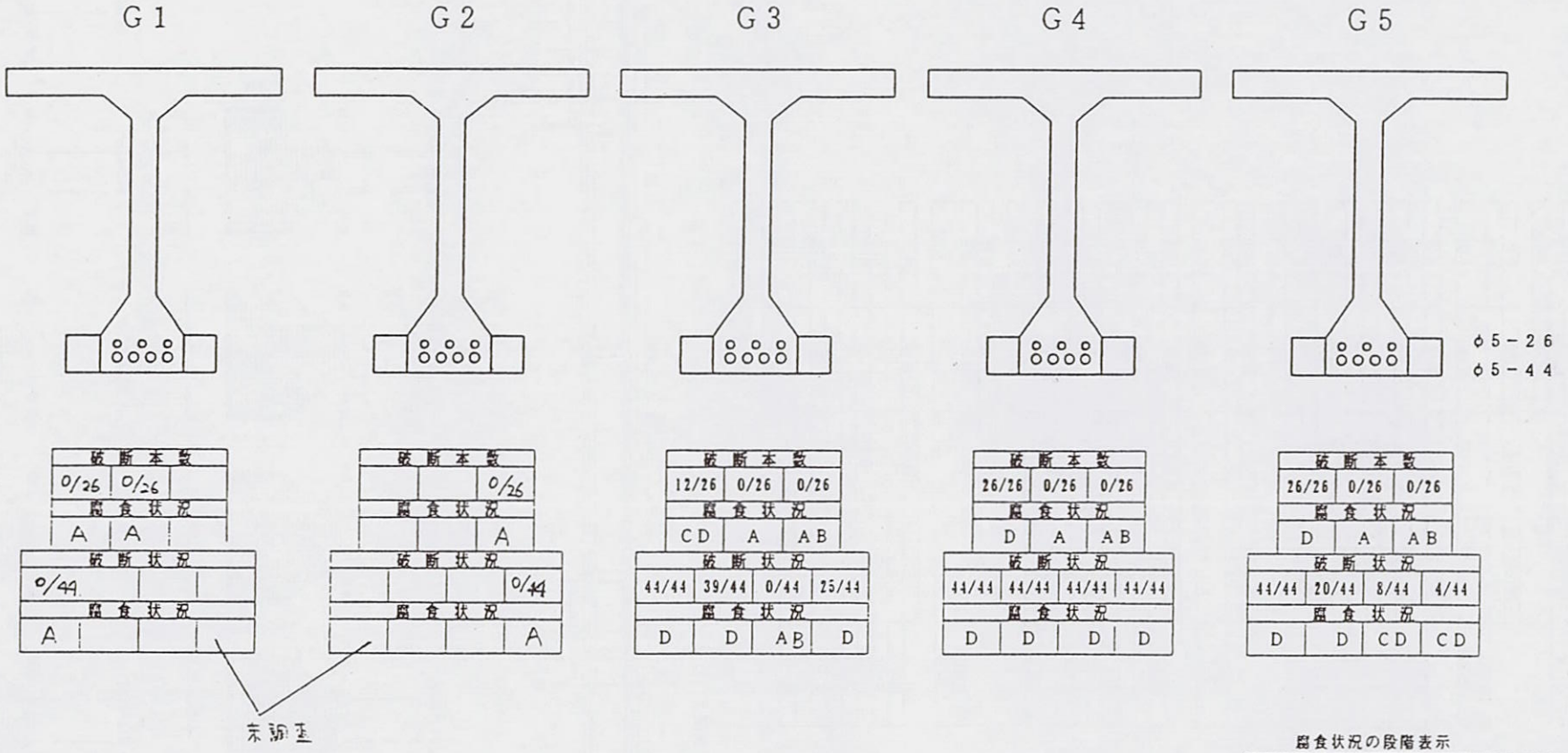
(G3～G5 桁)

注）

1. アウトケーブルF100Tの導入直後の引張力は41．0tfとする．
2. 定着プレート固定PC鋼棒の導入直後の引張力は25．0tfとする．
3. PC鋼材定着プレートはガラスフレーク入りビニルエステル樹脂塗装とする．

平成　年度　加川橋	
施工箇所	地内
工事名	
図名	PC鋼材配置図（その1）
縮尺	1:50　1:20
作図	照査
設計	平成　年　月　作成
東北地方建設局	秋田工事事務所

２．供用時はつり調査資料



既設ケーブル破断状況（2回目の補修・補強前）

腐食状況の段階表示

腐食度	判定基準
A	腐食なし
B	ごく表面的な腐食
C	浅い孔食など断面欠損の軽微な腐食
D	断面欠損が著しい腐食

G３桁

断面修復量

区間A	断面積１ (㎡)	断面積２ (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
0 ～ 1	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
1 ～ 2	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
2 ～ 3	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
3 ～ 4	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
			合計	0.07586

	断面積１ (㎡)	断面積２ (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
区間A0 ～区間B0	0.01897	0.03128	0.300	0.00754

区間B	断面積１ (㎡)	断面積２ (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
0 ～ 1	0.03128	0.06995	1.000	0.05062
1 ～ 2	0.06995	0.07300	1.000	0.07148
2 ～ 3	0.07300	0.07026	1.000	0.07163
3 ～ 4	0.07026	0.06479	1.000	0.06753
4 ～ 5	0.06479	0.05445	1.000	0.05962
5 ～ 6	0.05445	0.05126	1.000	0.05286
6 ～ 7	0.05126	0.03335	1.000	0.04231
7 ～ 8	0.03335	0.01824	1.000	0.02580
			合計	0.44182

	断面積１ (㎡)	断面積２ (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
区間B8 ～区間C0	0.01824	0.02031	0.550	0.01060

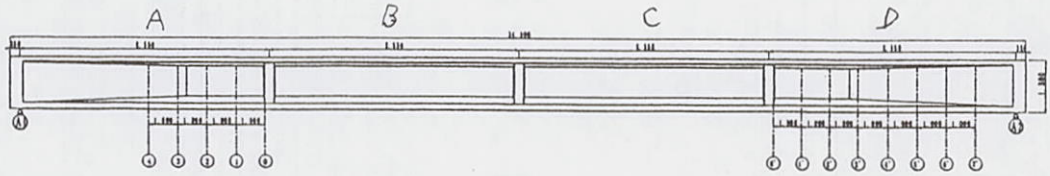
区間C	断面積１ (㎡)	断面積２ (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
0 ～ 1	0.02031	0.00760	1.000	0.01396
1 ～ 2	0.00760	0.00321	1.000	0.00541
2 ～ 3	0.00321	0.00363	1.000	0.00342
3 ～ 4	0.00363	0.00387	1.000	0.00375
4 ～ 5	0.00387	0.00203	1.000	0.00295
5 ～ 6	0.00203	0.00219	1.000	0.00211
6 ～ 7	0.00219	0.00198	1.000	0.00209
7 ～ 8	0.00198	0.01516	1.000	0.00857
			合計	0.04225

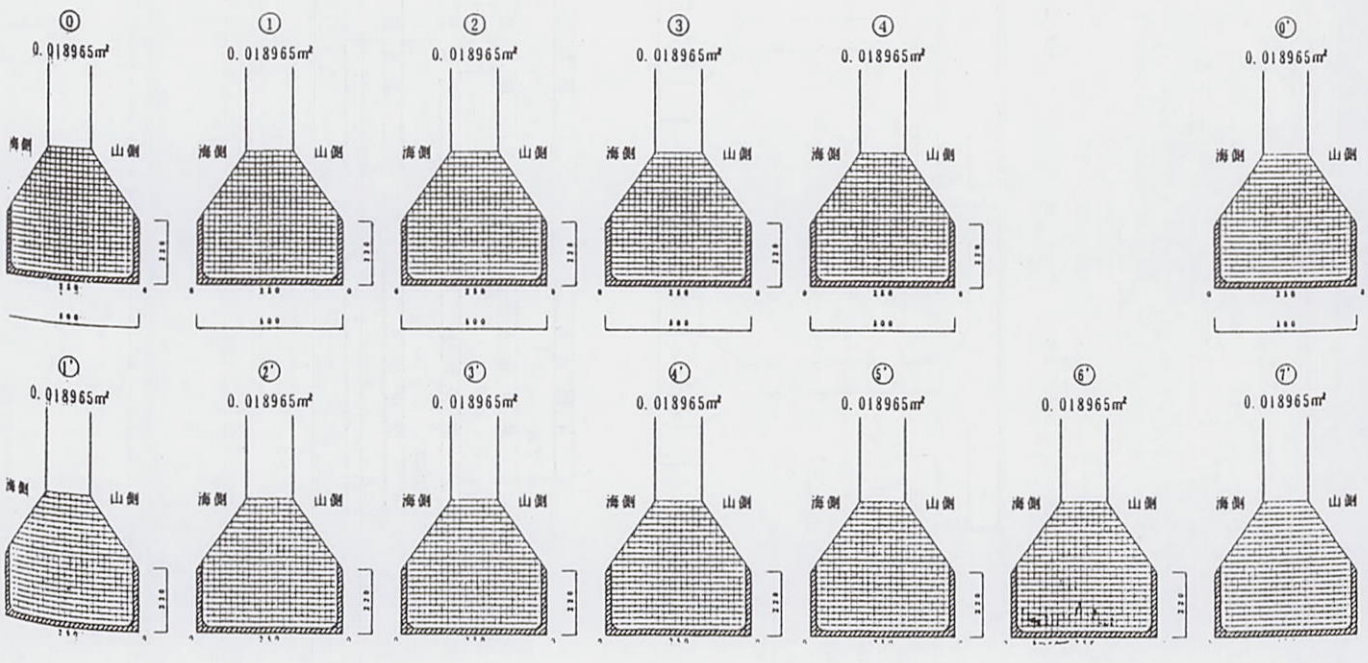
	断面積１ (㎡)	断面積２ (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
区間C8 ～区間D0	0.01516	0.01897	0.550	0.00938

区間D	断面積１ (㎡)	断面積２ (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
0 ～ 1	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
1 ～ 2	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
2 ～ 3	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
3 ～ 4	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
4 ～ 5	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
5 ～ 6	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
6 ～ 7	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
			合計	0.13276

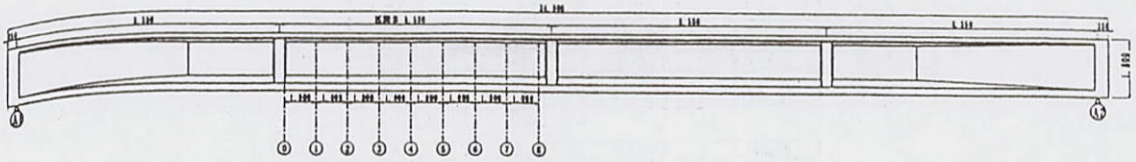
合計体積	0.72020

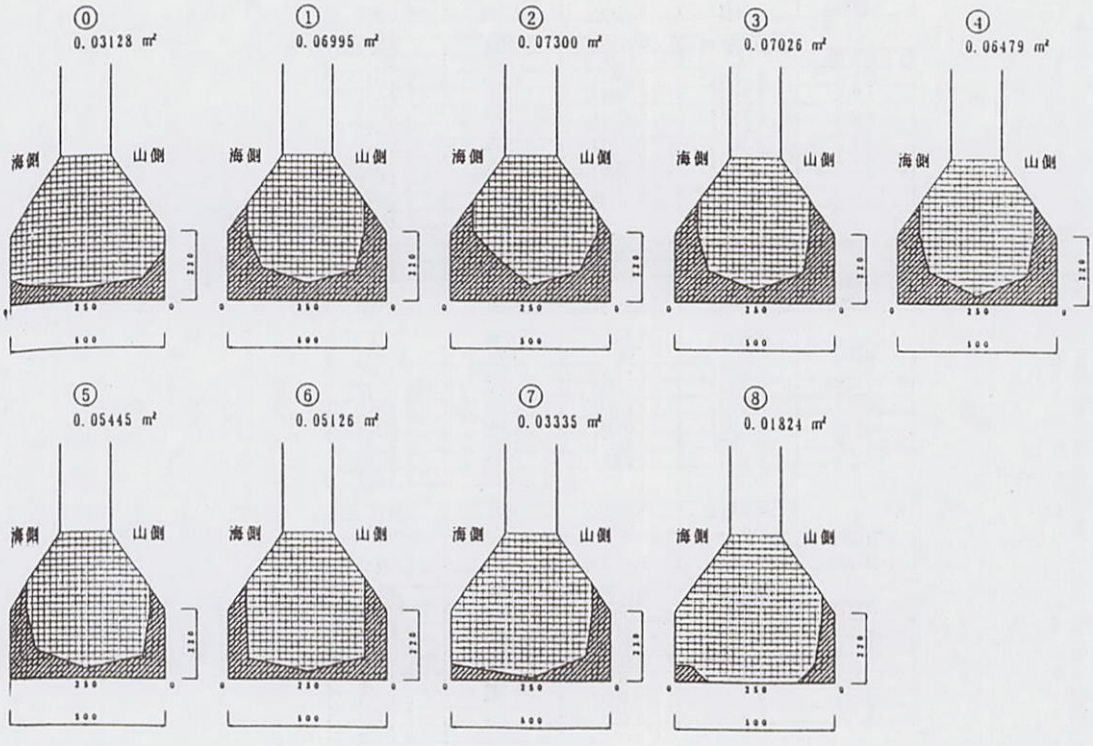
G３桁　区間A，D



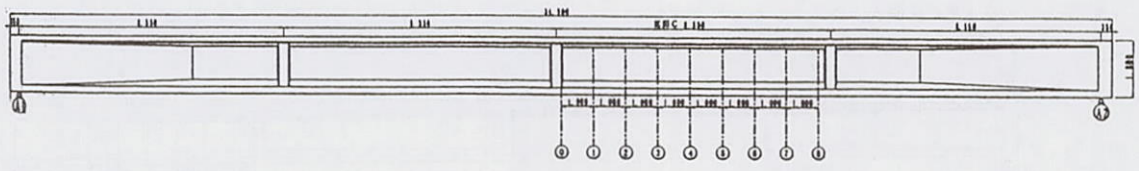


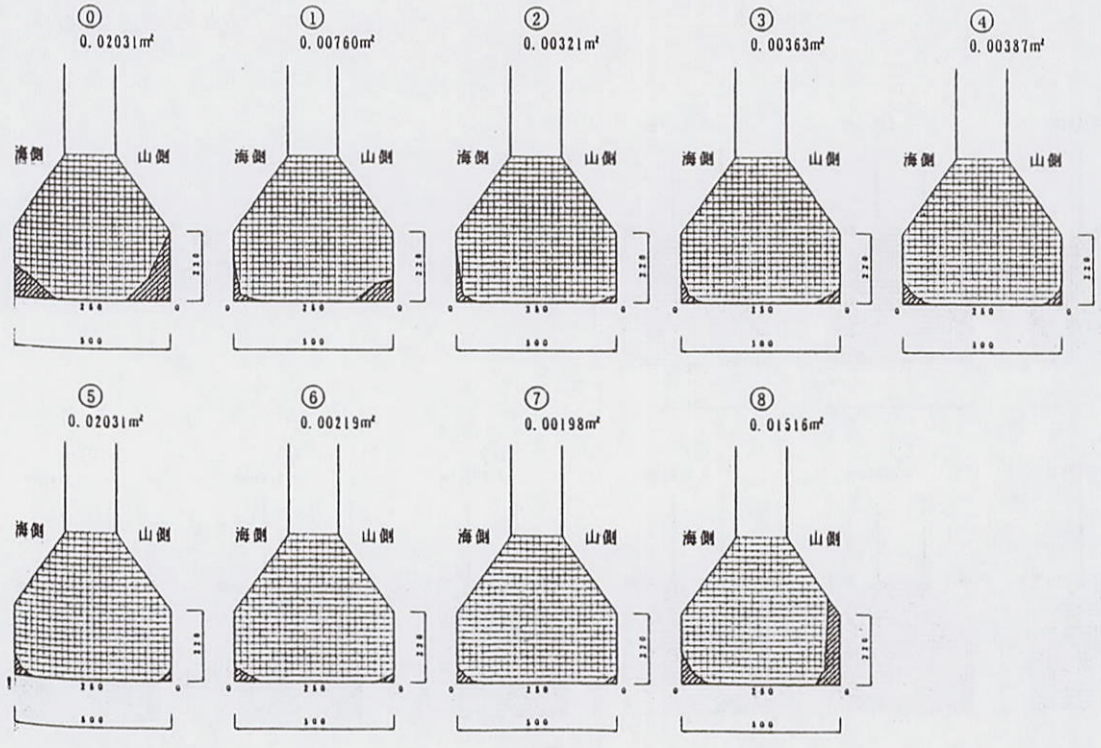
G 3.桁　区間B





G 3.桁　区間C





G4桁

区間A	断面積1 (㎡)	断面積2 (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
0～1	0.02572	0.02379	1.000	0.02476
1～2	0.02379	0.01379	1.000	0.01879
2～3	0.01379	0.00150	2.000	0.01529
3～4	0.00150	0.00210	2.000	0.00360
4～5	0.00210	0.00120	1.400	0.00231
			合計	0.06475

区間A0～区間B0	断面積1 (㎡)	断面積2 (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
	0.01379	0.02681	0.300	0.00609

区間B	断面積1 (㎡)	断面積2 (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
0～1	0.02681	0.04252	1.000	0.03467
1～2	0.04252	0.04819	1.000	0.04536
2～3	0.04819	0.04611	1.000	0.04715
3～4	0.04611	0.06339	1.000	0.05475
4～5	0.06339	0.08246	1.000	0.07293
5～6	0.08246	0.06904	1.000	0.07575
6～7	0.06904	0.07146	1.000	0.07025
7～8	0.07146	0.06339	1.000	0.06743
			合計	0.46827

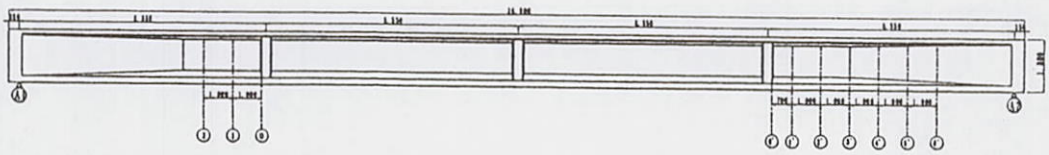
区間B8～区間C0	断面積1 (㎡)	断面積2 (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
	0.06339	0.06265	0.550	0.034661

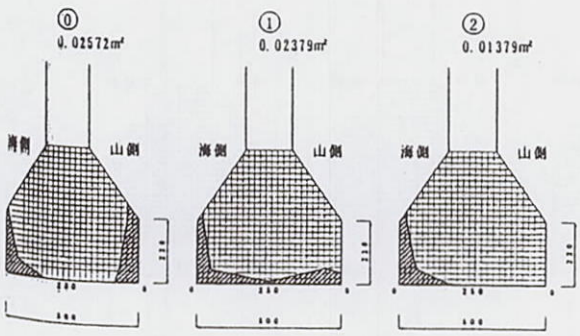
区間C	断面積1 (㎡)	断面積2 (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
0～1	0.06265	0.06557	1.000	0.06411
1～2	0.06557	0.06783	1.000	0.06670
2～3	0.06783	0.04447	1.000	0.05615
3～4	0.04447	0.02541	1.000	0.03494
4～5	0.02541	0.00872	1.000	0.01707
7～8	0.00127	0.00207	1.000	0.00167
			合計	0.24064

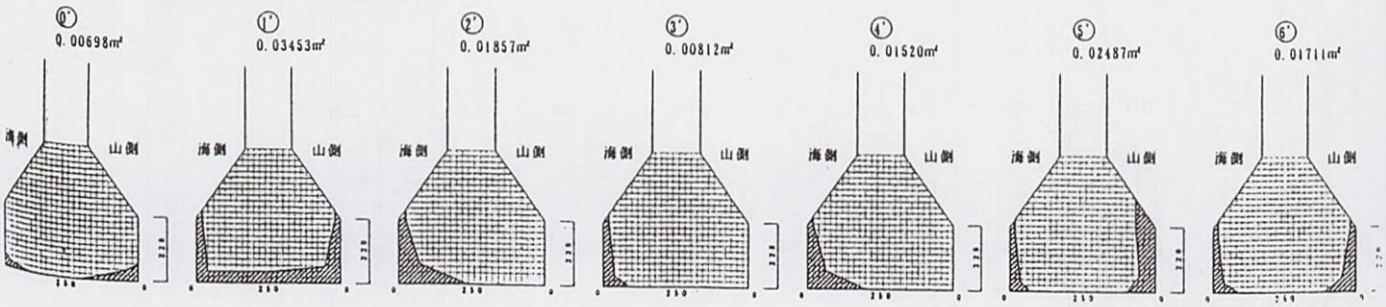
区間C8～区間D0	断面積1 (㎡)	断面積2 (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
	0.00207	0.00698	0.550	0.00249

区間D	断面積1 (㎡)	断面積2 (㎡)	距離 (m)	体積 (m3)
0～1	0.00698	0.03453	1.000	0.02076
1～2	0.03453	0.01857	1.000	0.02655
2～3	0.01857	0.00812	1.000	0.01335
3～4	0.00812	0.01520	1.000	0.01166
4～5	0.01520	0.02487	1.000	0.02004
5～6	0.02487	0.01711	1.000	0.02099
			合計	0.11334
			合計体積	0.93022

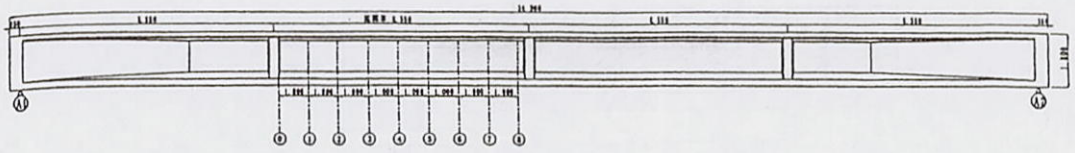
G4桁　区間A、D

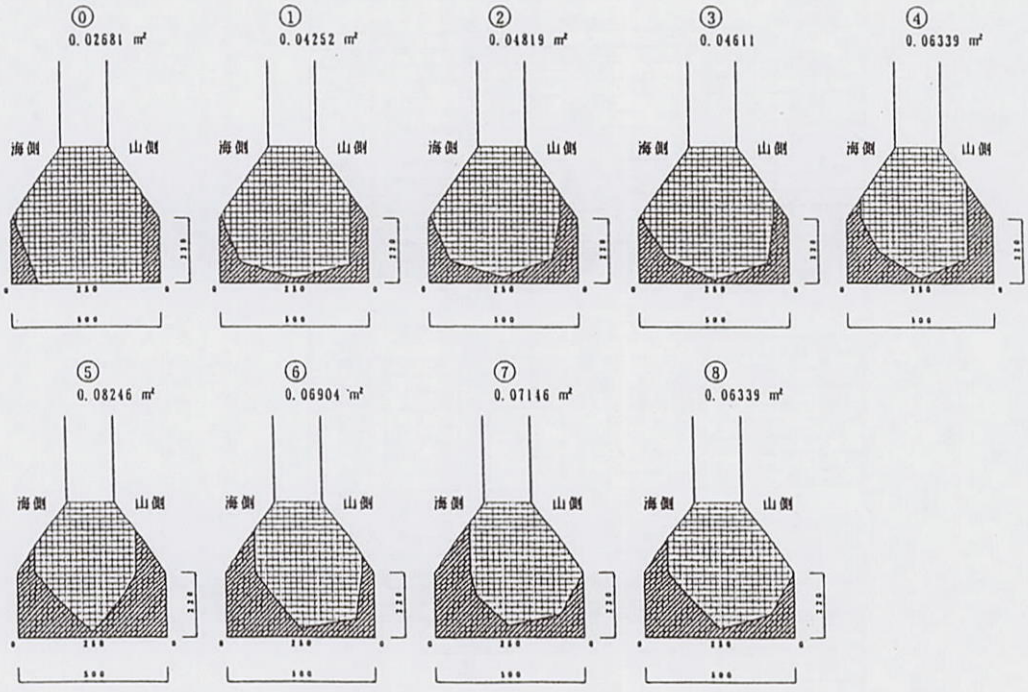




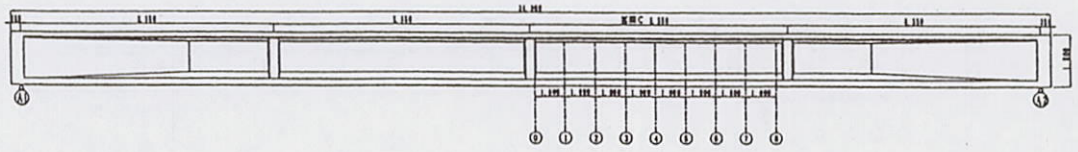


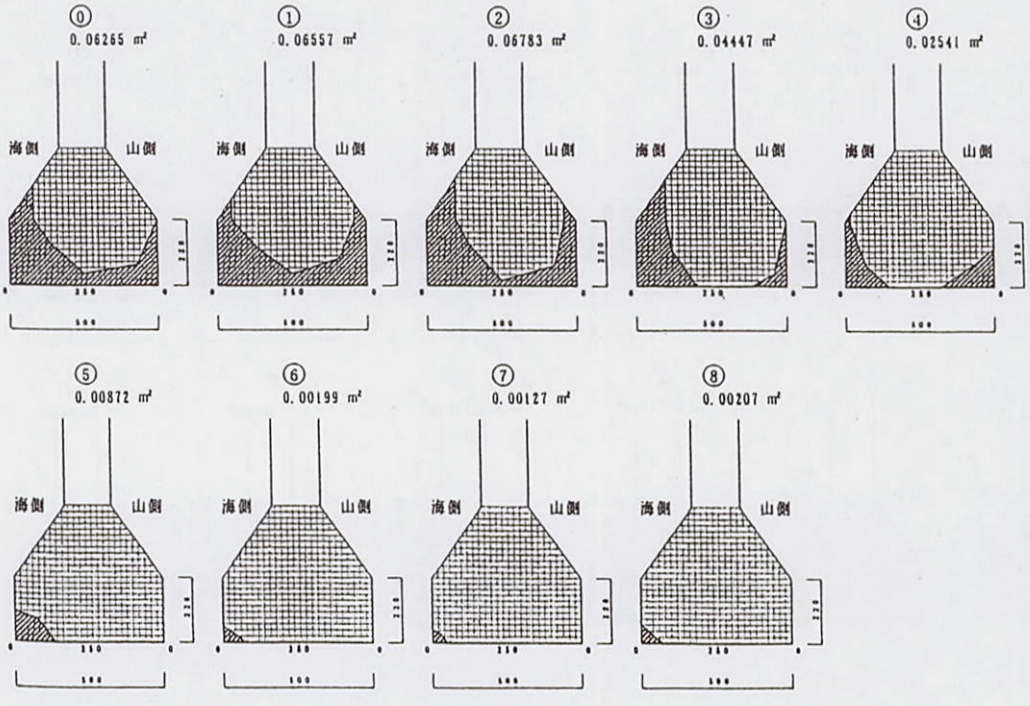
G４桁　区間B





G４桁　区間C





G５桁

区間A	断面積1 (m)	断面積2 (m)	距離 (m)	体積 (m3)
0～1	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
1～2	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
2～3	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
3～4	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
4～5	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
5～6	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
			合計	0.11379

	断面積1 (m)	断面積2 (m)	距離 (m)	体積 (m3)
区間A0～区間B0	0.01897	0.02838	0.300	0.00710

区間B	断面積1 (m)	断面積2 (m)	距離 (m)	体積 (m3)
0～1	0.02838	0.05359	1.000	0.04099
1～2	0.05359	0.05328	1.000	0.05344
2～3	0.05328	0.05763	1.000	0.05546
3～4	0.05763	0.03285	1.000	0.04524
4～5	0.03285	0.02760	1.000	0.03023
5～6	0.02760	0.04945	1.000	0.03853
6～7	0.04945	0.05552	1.000	0.05249
7～8	0.05552	0.04474	1.000	0.05013
			合計	0.36648

	断面積1 (m)	断面積2 (m)	距離 (m)	体積 (m3)
区間B8～区間C0	0.04474	0.01201	0.550	0.01561

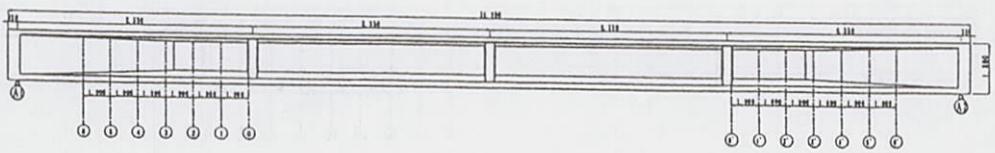
区間C	断面積1 (m)	断面積2 (m)	距離 (m)	体積 (m3)
0～1	0.01201	0.01016	1.000	0.01109
1～2	0.01016	0.01220	1.000	0.01118
2～3	0.01220	0.03562	1.000	0.02391
3～4	0.03562	0.04730	1.000	0.04146
4～5	0.04730	0.01632	1.000	0.03181
5～6	0.01632	0.02545	1.000	0.02089
6～7	0.02545	0.01268	1.000	0.01907
7～8	0.01268	0.01071	1.000	0.01170
			合計	0.17109

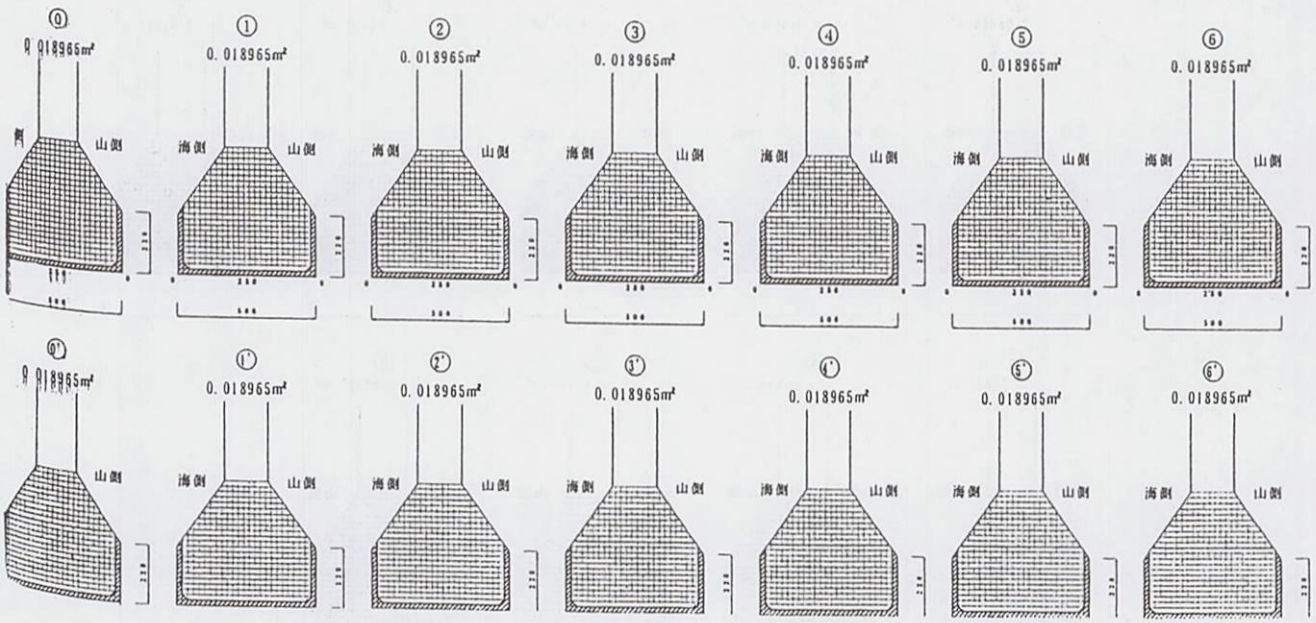
	断面積1 (m)	断面積2 (m)	距離 (m)	体積 (m3)
区間C8～区間D0	0.01071	0.01897	0.550	0.00816

区間D	断面積1 (m)	断面積2 (m)	距離 (m)	体積 (m3)
0～1	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
1～2	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
2～3	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
3～4	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
4～5	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
5～6	0.01897	0.01897	1.000	0.01897
			合計	0.11379

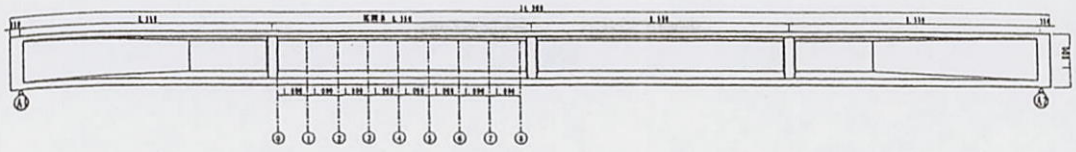
合計体積	0.79602

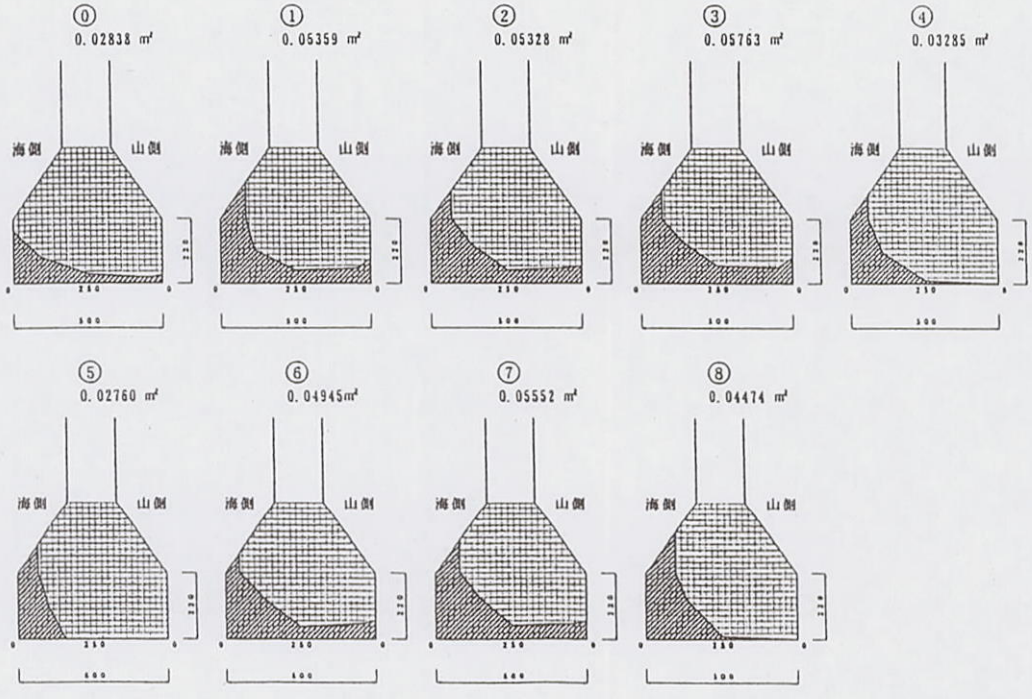
G５桁　区間A，D



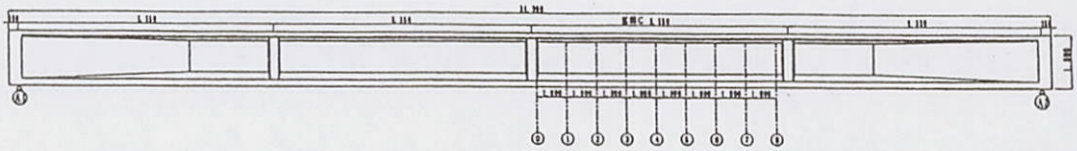


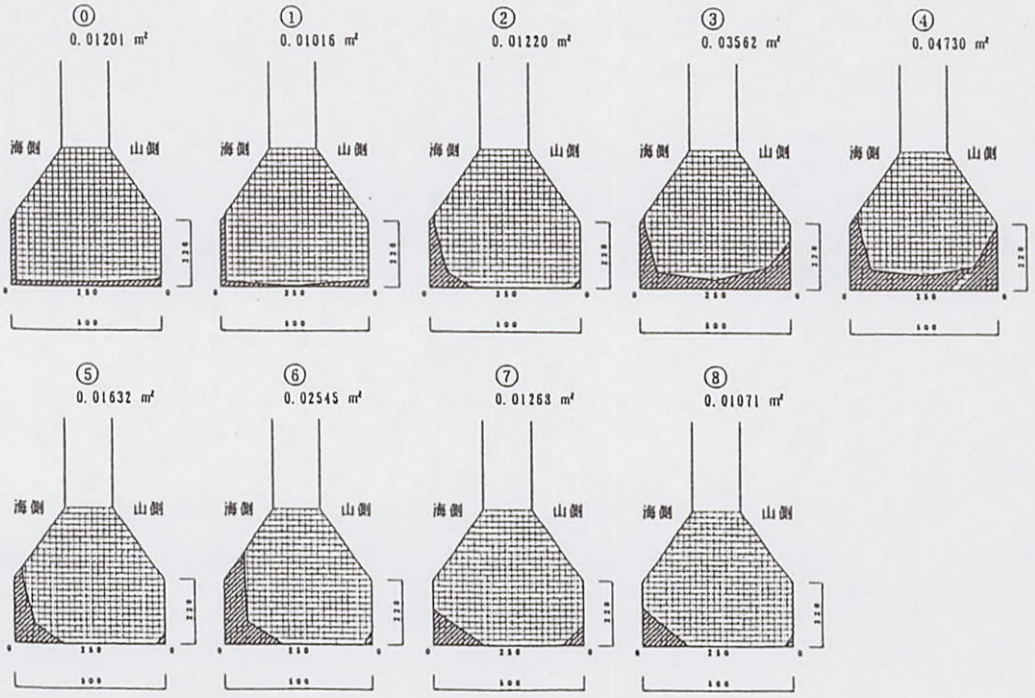
G５桁　区間Ｂ



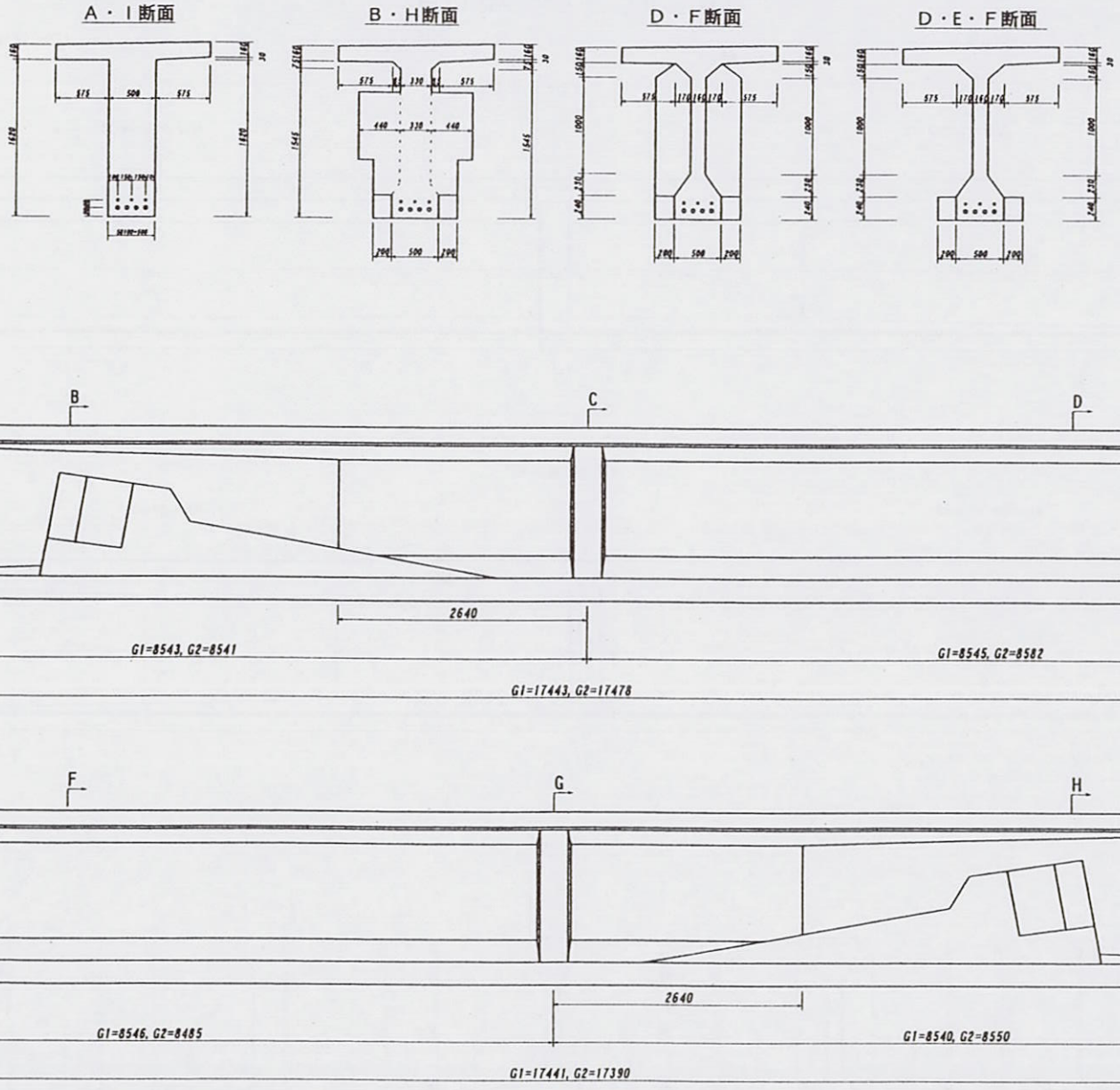


G５桁　区間Ｃ

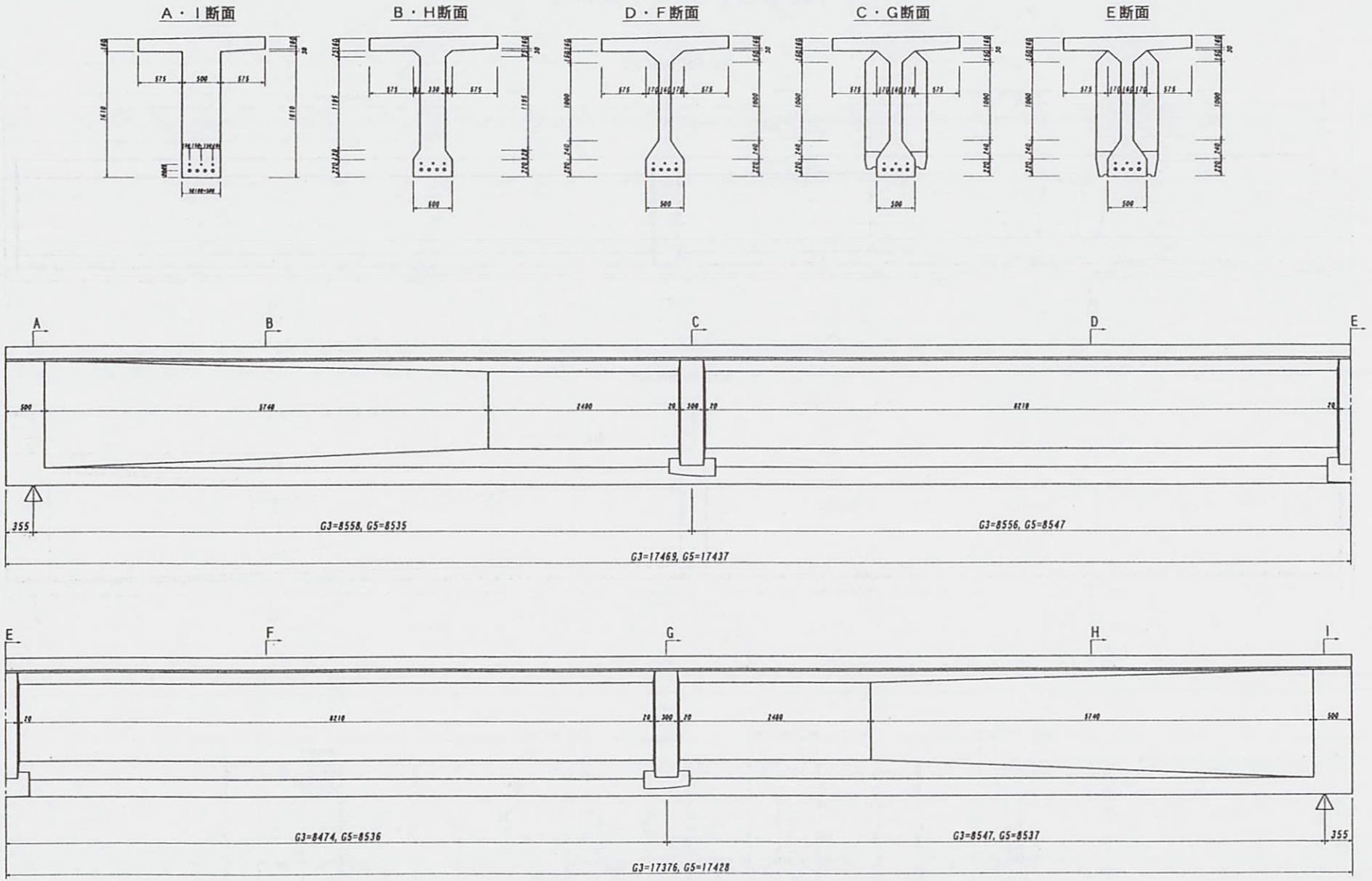




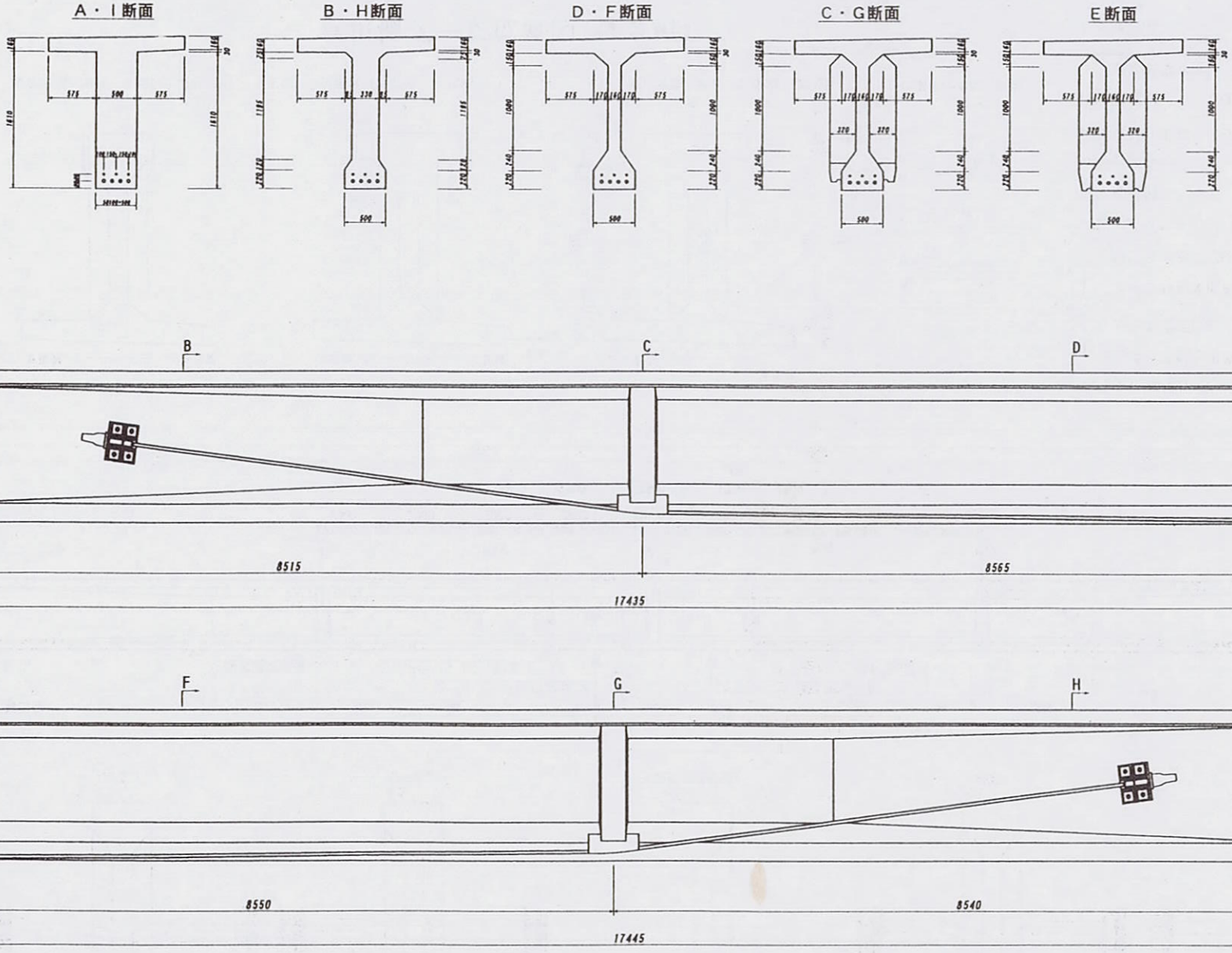
３．試験桁の形状寸法，計器取り付け位置，コア等試験片採取位置



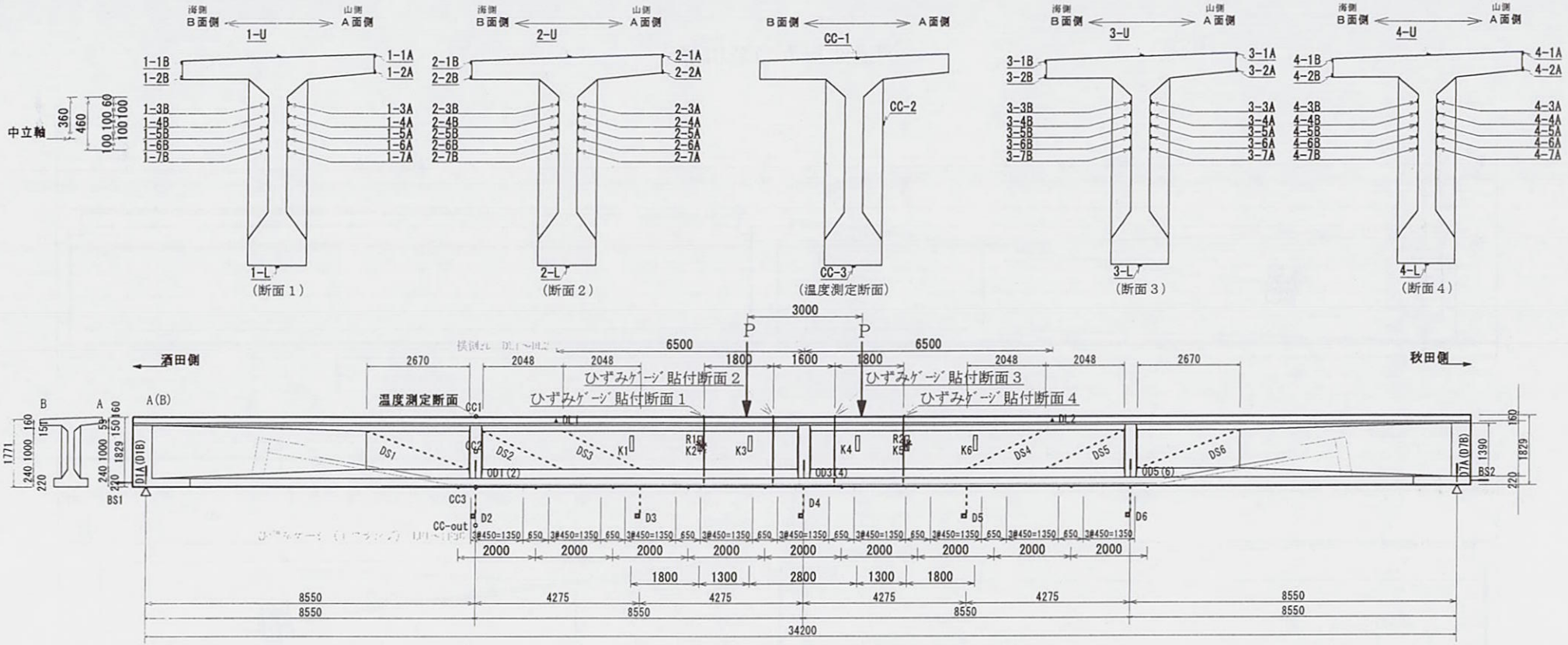
芦川橋Ｇ１・Ｇ２桁形状図

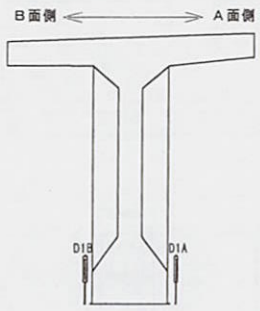


芦川橋Ｇ３・Ｇ５桁形状図

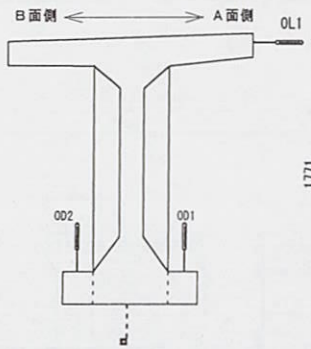

A・I断面
B・H断面
D・F断面
C・G断面
E断面
A
B
C
D
E
355
8515
8565
17435
E
F
G
H
I
8550
8540
355
17445

芦川橋Ｇ４桁形状図

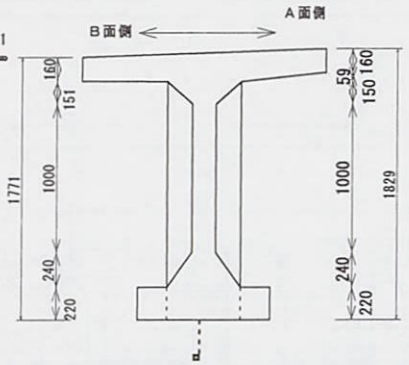




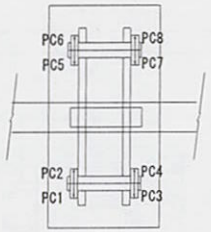
変位計取付形状（断面D1・D7部分）



変位計取付形状（断面D2・D4・D6部分）



変位計取付形状（断面D3･D5部分）

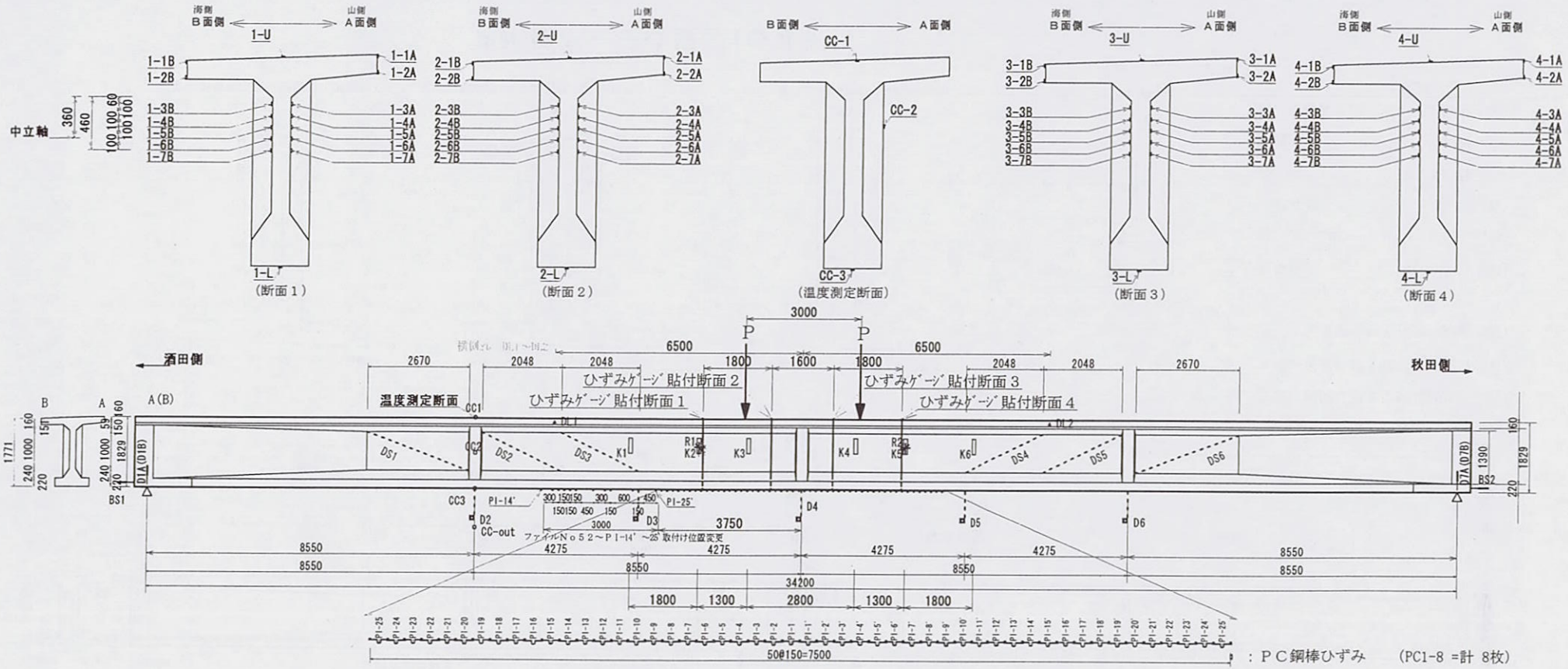


ＰＣ鋼棒ひずみ位置図

：ＰＣ鋼棒ひずみ　(PC1-8 =計 8枚)
：支承・横倒れ用変位計(BSDL=計 4台)
：たわみ用変位計　(D1A～D7B=計 9台)
：ケーブル用変位計　(OD1～6=計 6台)
：ひずみゲージ　(LF-1～LF-36=計36台)
：パイゲージ　(PI-1～P1-10=計10台)
：傾斜計　(K1～K6=計 6台)
：ひずみゲージ　(1-U～4-L=計64枚)
：３軸ひずみゲージ(R1-XYZ、R2=計6枚)
：熱電対　(CC1～CC-out=計 4点)
：せん断用変位計　(DS1～DS-6=計 6台)

合計　159

芦川橋ゲージ位置図（Ｇ２桁）



変位計取付形状（断面D1・D7部分）

変位計取付形状（断面D2・D3・D5・D6部分）

変位計取付形状（断面D4部分）

ＰＣ鋼棒ひずみ位置図

：ＰＣ鋼棒ひずみ　（PC1-8 =計 8枚）

：ＰＣ鋼棒ひずみ　（PC1-8 =計 8枚）

：支承・横倒れ用変位計(BSDL=計 4台)

：たわみ用変位計　（D1A～D7B=計 9台）

：パイゲージ　（PI-1～P1-50=計50台）

：傾斜計　（K1～K6=計 6台）

：ひずみゲージ　（1-U～4-L=計64枚）

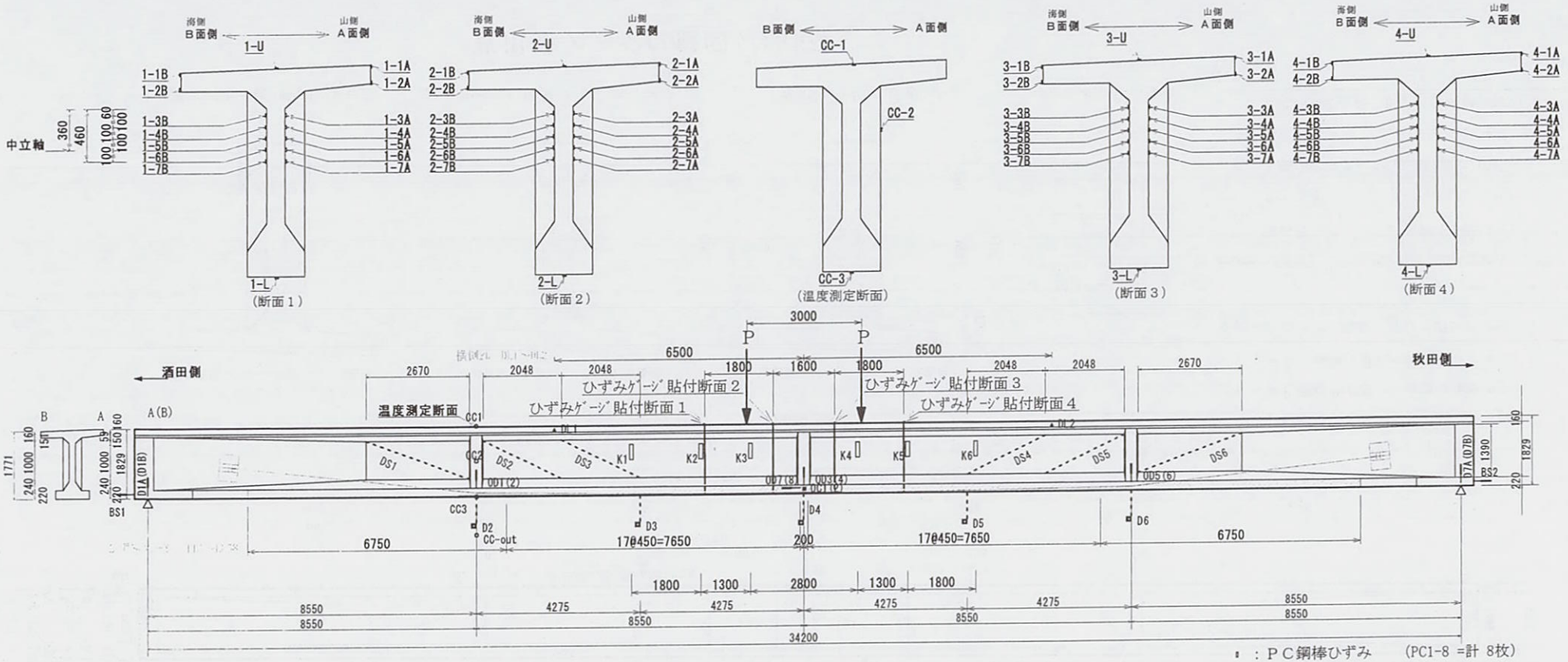
：３軸ひずみゲージ(R1-XYZ、R2=計6枚)

：熱電対　（CC1～CC-out=計 4点）

：せん断用変位計（DS1～DS-6=計 6台）

合計　157

芦川橋ゲージ位置図（Ｇ3桁）



変位計取付形状（断面D1・D7部分）

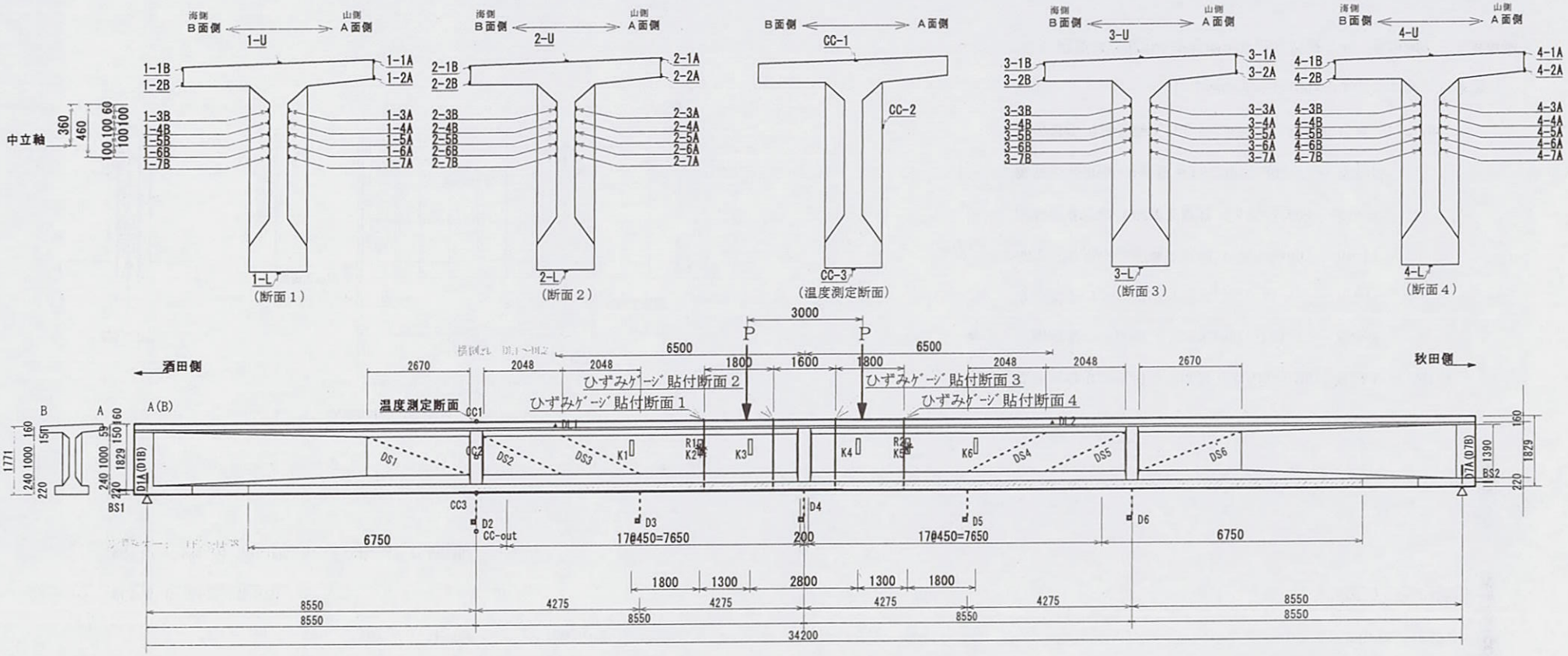
変位計取付形状（断面D2・D4・D6部分）

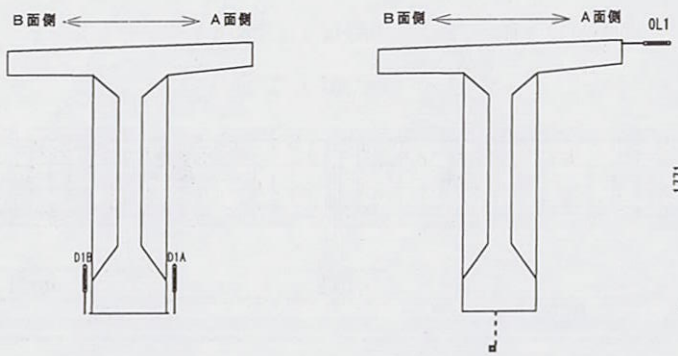
変位計取付形状（断面D3･D5部分）

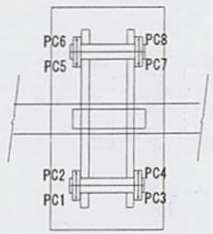
ＰＣ鋼棒ひずみ位置図

：ＰＣ鋼棒ひずみ　(PC1-8 =計 8枚)
：支承・横倒れ用変位計(BSDL=計 4台)
：たわみ用変位計　(D1A～D7B=計 9台)
：ケーブル用変位計　(OD1～8=計 8台)
：傾斜計　(K1～K6=計 6台)
：ひずみゲージ　(1-U～4-L=計64枚)
：ひずみゲージ　(LF1～38=計38枚)
：ひずみゲージ　(OC1～2=計 2枚)
：熱電対　(CC1～CC-out=計 4点)
：せん断用変位計　(DS1～DS-6=計 6台)
合計　149

芦川橋ゲージ位置図（Ｇ４桁）







▪ ：ＰＣ鋼棒ひずみ　(PC1-8 =計 8枚)

| ：支承・横倒れ用変位計(BSDL=計 4台)

| ：たわみ用変位計　(D1A～D7B=計 9台)

▯ ：傾斜計　(K1～K6=計 6台)

▪ ：ひずみゲージ　(1-U～4-L=計64枚)

▪ ：ひずみゲージ　(LF1～38=計38枚)

＊ ：３軸ひずみゲージ(R1-XYZ、R2=計6枚)

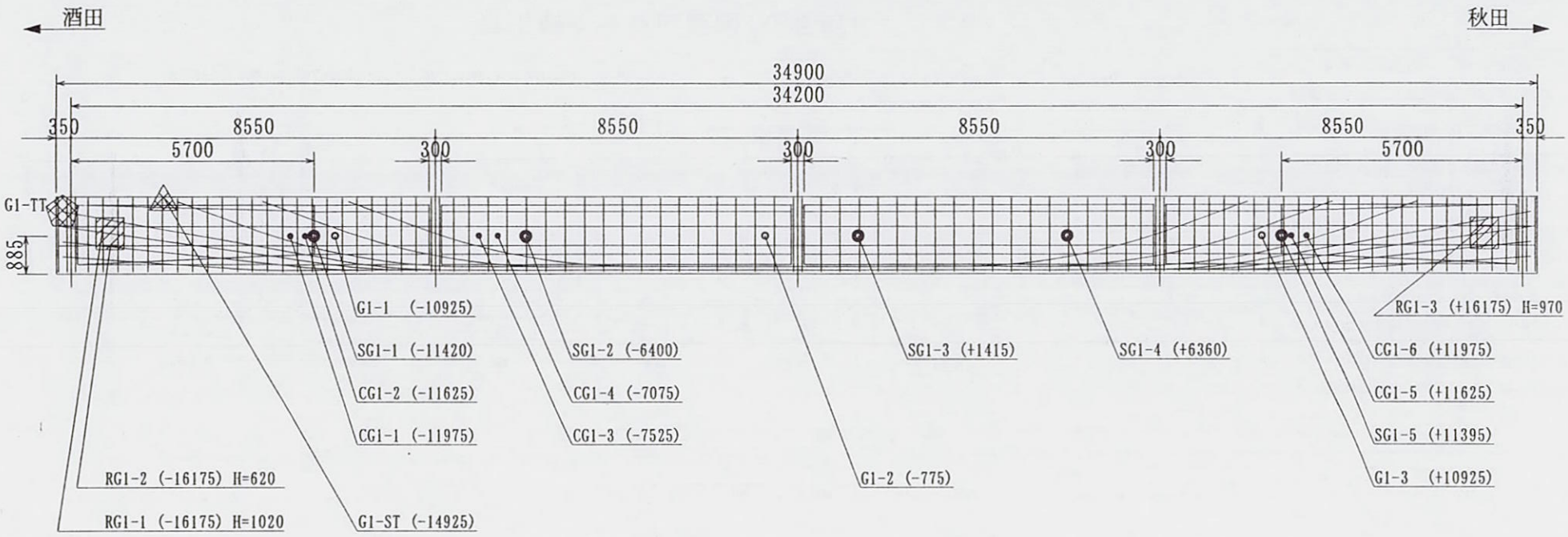
。 ：熱電対　(CC1～CC-out=計 4点)

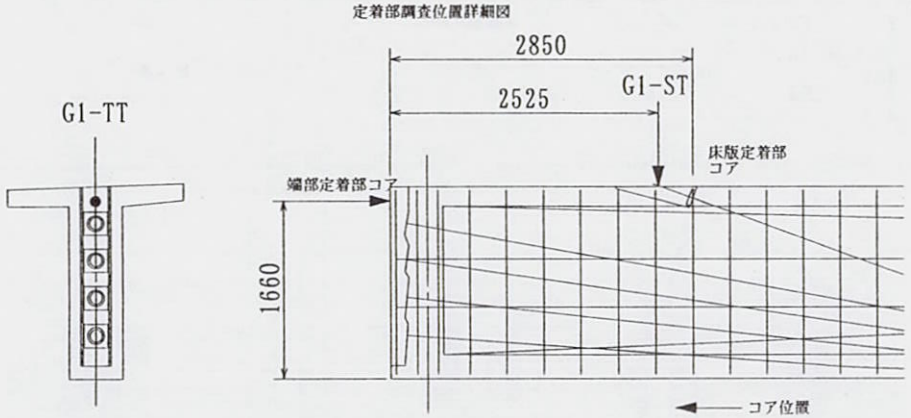
⋰ ：せん断用変位計 (DS1～DS-6=計 6台)

合計　145

芦川橋ゲージ位置図（Ｇ５桁）

コンクリートコア、鉄筋採取位置（Ｇ１桁）





○ 鉄筋腐食度調査用コア位置（φ100×160） SG1-1 ～ SG1-5

● 圧縮割裂コア位置（φ75×160） CG1-1 ～ CG1-6

○ 塩分測定コア位置（φ75×160） G1-1 ～ G1-3

端部定着部腐食度調査位置（φ75×400） G1-TT

床版定着部腐食度調査位置（φ75×400） G1-ST

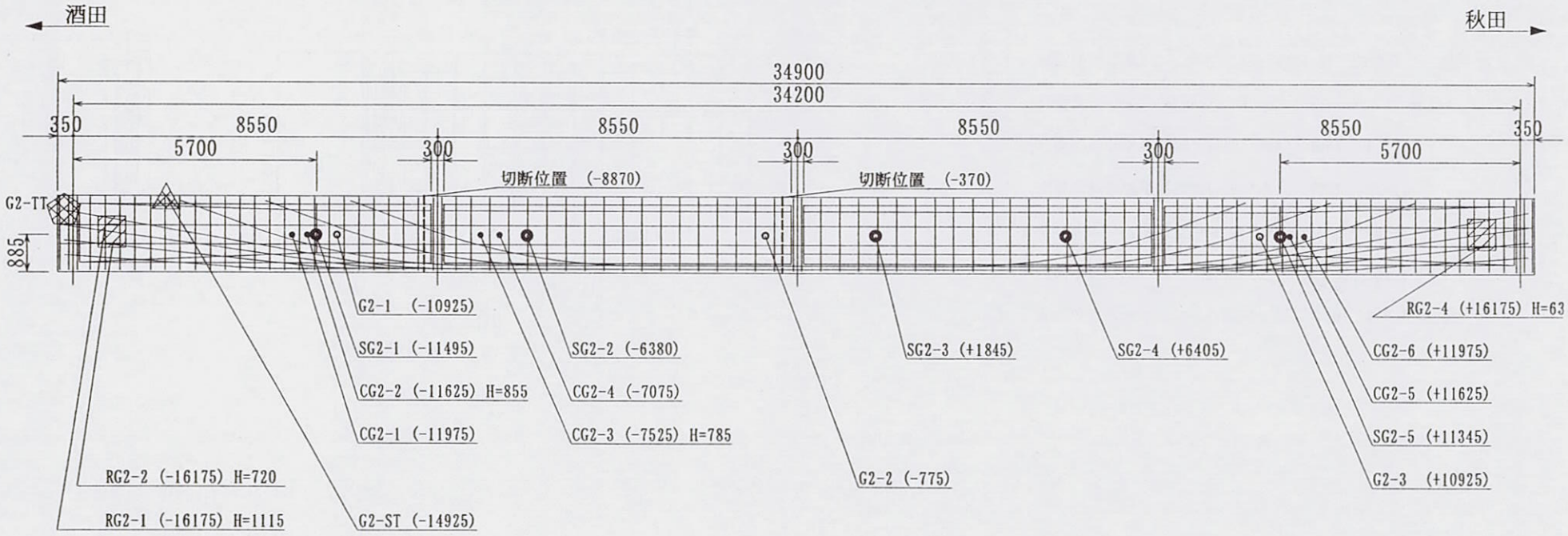
鉄筋採取位置(主鉄筋φ9×300) RG1-1 ～ RG1-3

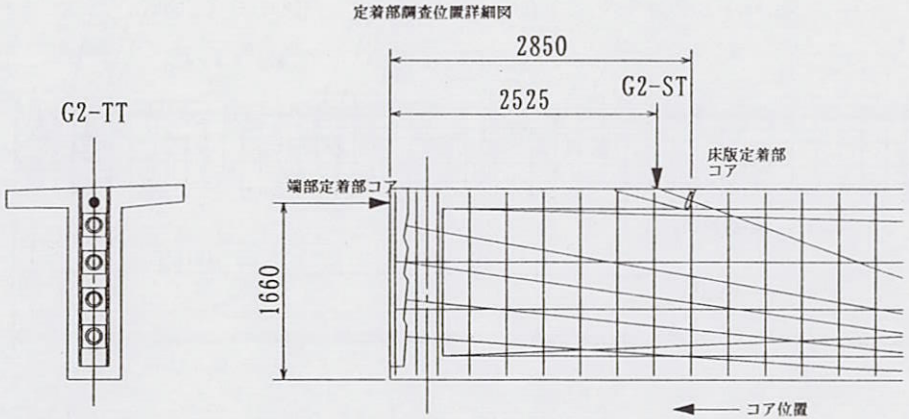
引張試験用補強鋼板（６号試験片） RPLG1-1 ～ RPLG1-5

(-10500)～(-11100)の下フランジより採取

（ ）内数値は桁中央を基準点０とした値 ＋：秋田側 －：酒田側

コンクリートコア、鉄筋採取位置（Ｇ２桁）

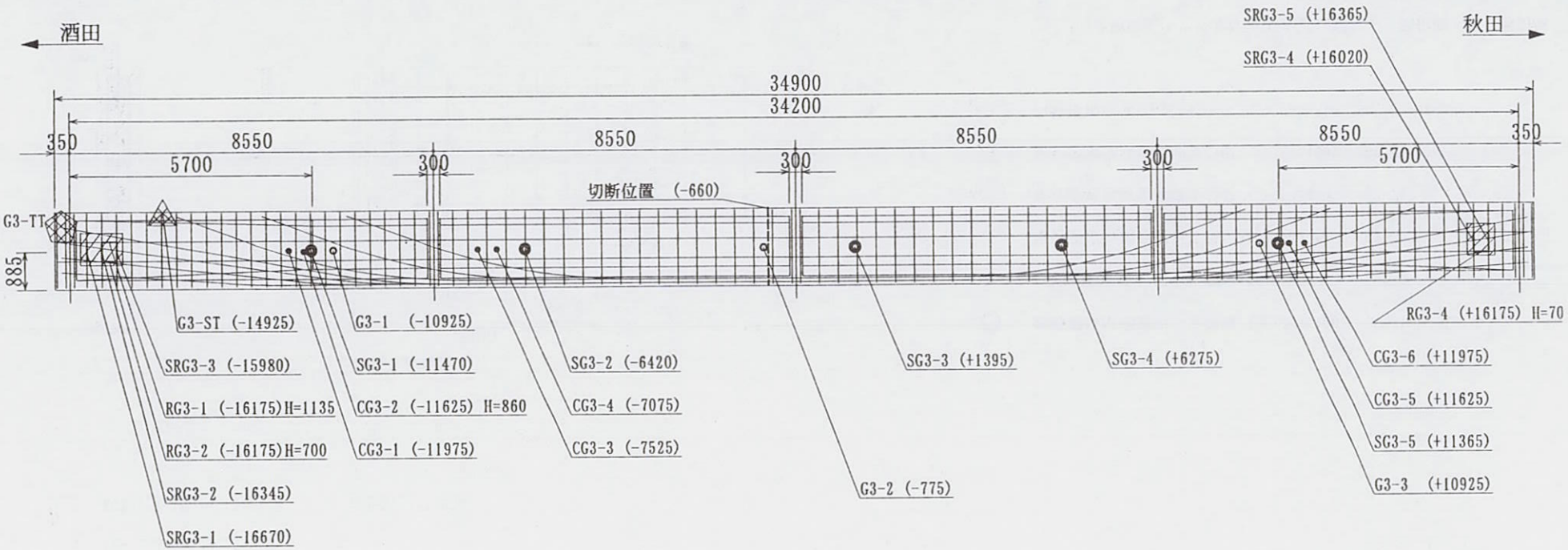




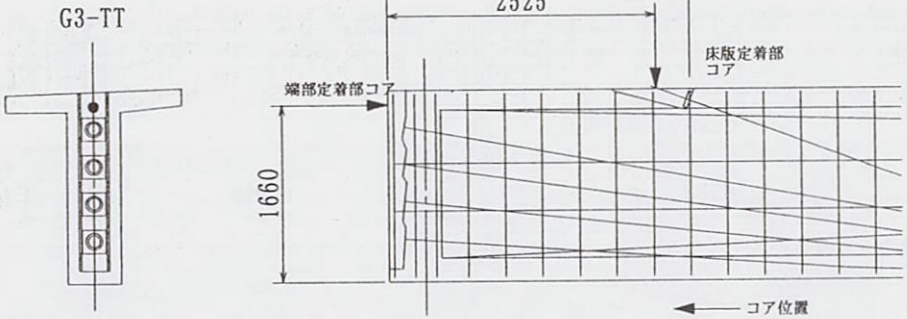
- 鉄筋腐食度調査用コア位置（φ100×160） SG2-1 ～ SG2-5
- 圧縮割裂コア位置（φ75×160） CG2-1 ～ CG2-6
- 塩分測定コア位置（φ75×160） G2-1 ～ G2-3
- 端部定着部腐食度調査位置（φ75×400） G2-TT
- 床版定着部腐食度調査位置（φ75×400） G2-ST
- 鉄筋採取位置(主鉄筋φ9×300) RG2-1, RG2-2 , RG2-4

（ ）内数値は桁中央を基準点０とした値 ＋：秋田側 －：酒田側

コンクリートコア、鉄筋採取位置（Ｇ３桁）



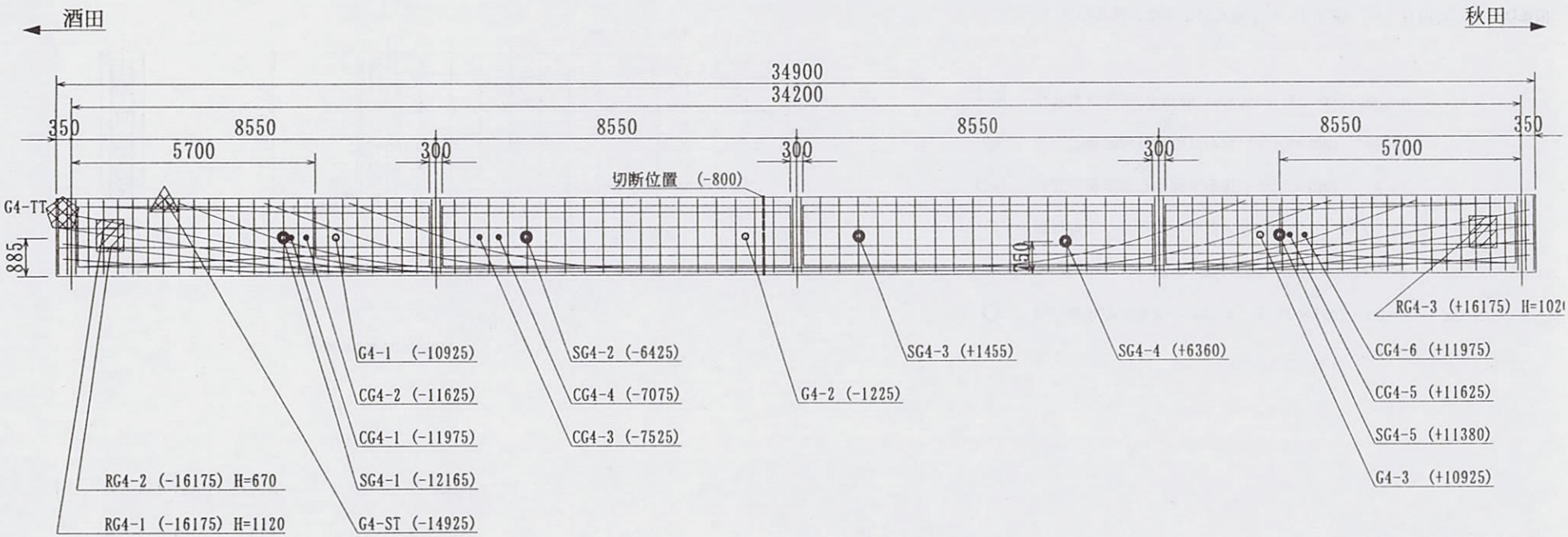
定着部調査位置詳細図

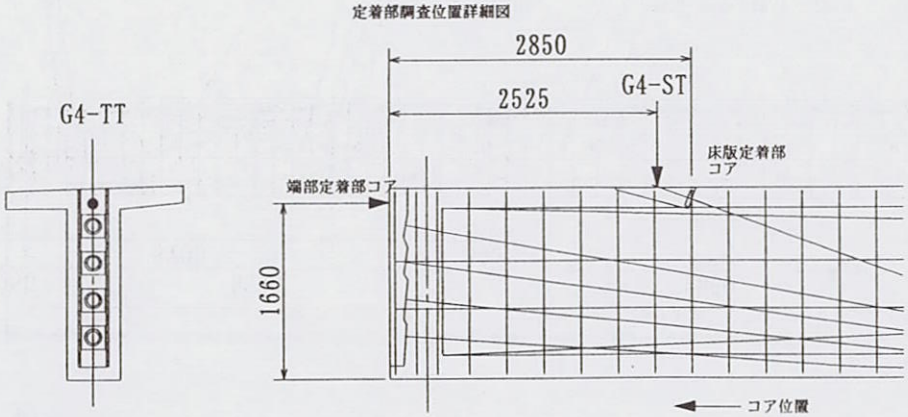


- 鉄筋腐食度調査用コア位置（φ100×160） SG3-1 ～ SG3-5
- 圧縮割裂コア位置（φ75×160） CG3-1 ～ CG3-6
- 塩分測定コア位置（φ75×160） G3-1 ～ G3-3
- 端部定着部腐食度調査位置（φ75×400） G3-TT
- 床版定着部腐食度調査位置（φ75×400） G3-ST
- 鉄筋採取位置(主鉄筋φ9×300) RG3-1, RG3-2, RG3-4
- 鉄筋採取位置(スターラップφ13×400) SRG3-1 ～ SRG3-5

（ ）内数値は桁中央を基準点０とした値 ＋：秋田側 －：酒田側

コンクリートコア、鉄筋採取位置（Ｇ４桁）

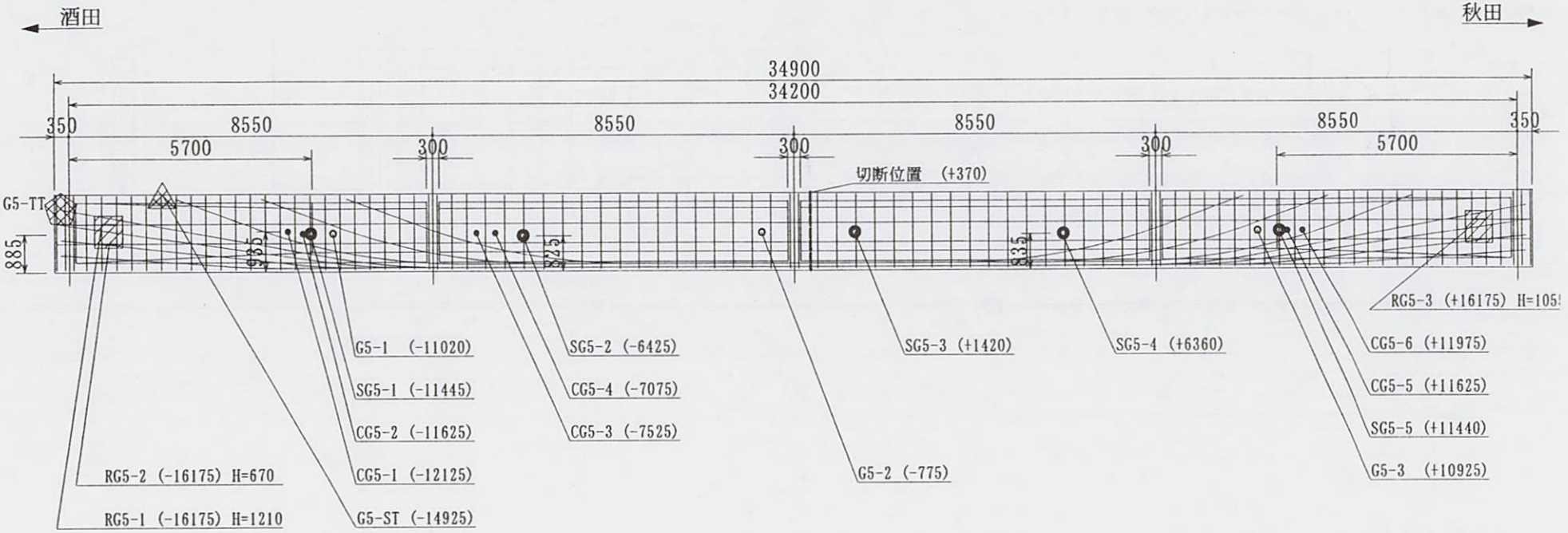


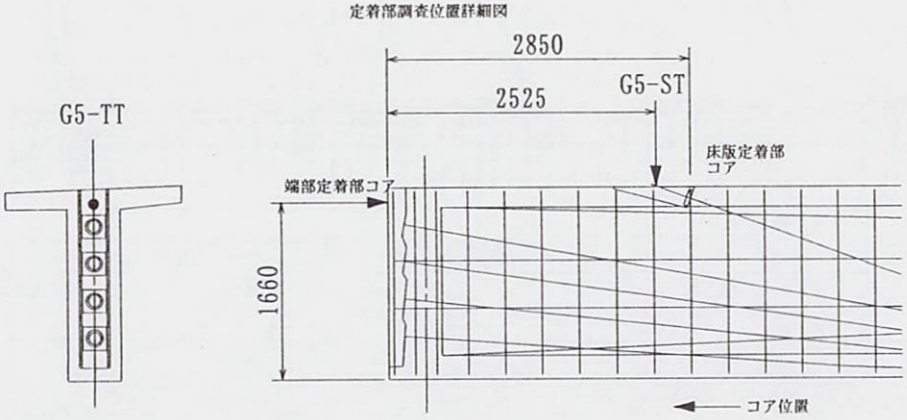


- ○ 鉄筋腐食度調査用コア位置（φ100×160） SG4-1 ～ SG4-5
- ● 圧縮割裂コア位置（φ75×160） CG4-1 ～ CG4-6
- ○ 塩分測定コア位置（φ75×160） G4-1 ～ G4-3
- ◇ 端部定着部腐食度調査位置（φ75×400） G4-TT
- △ 床版定着部腐食度調査位置（φ75×400） G4-ST
- ▨ 鉄筋採取位置(主鉄筋φ9×300) RG4-1 ～ RG4-3

（ ）内数値は桁中央を基準点０とした値 ＋：秋田側 －：酒田側

コンクリートコア、鉄筋採取位置（Ｇ５桁）

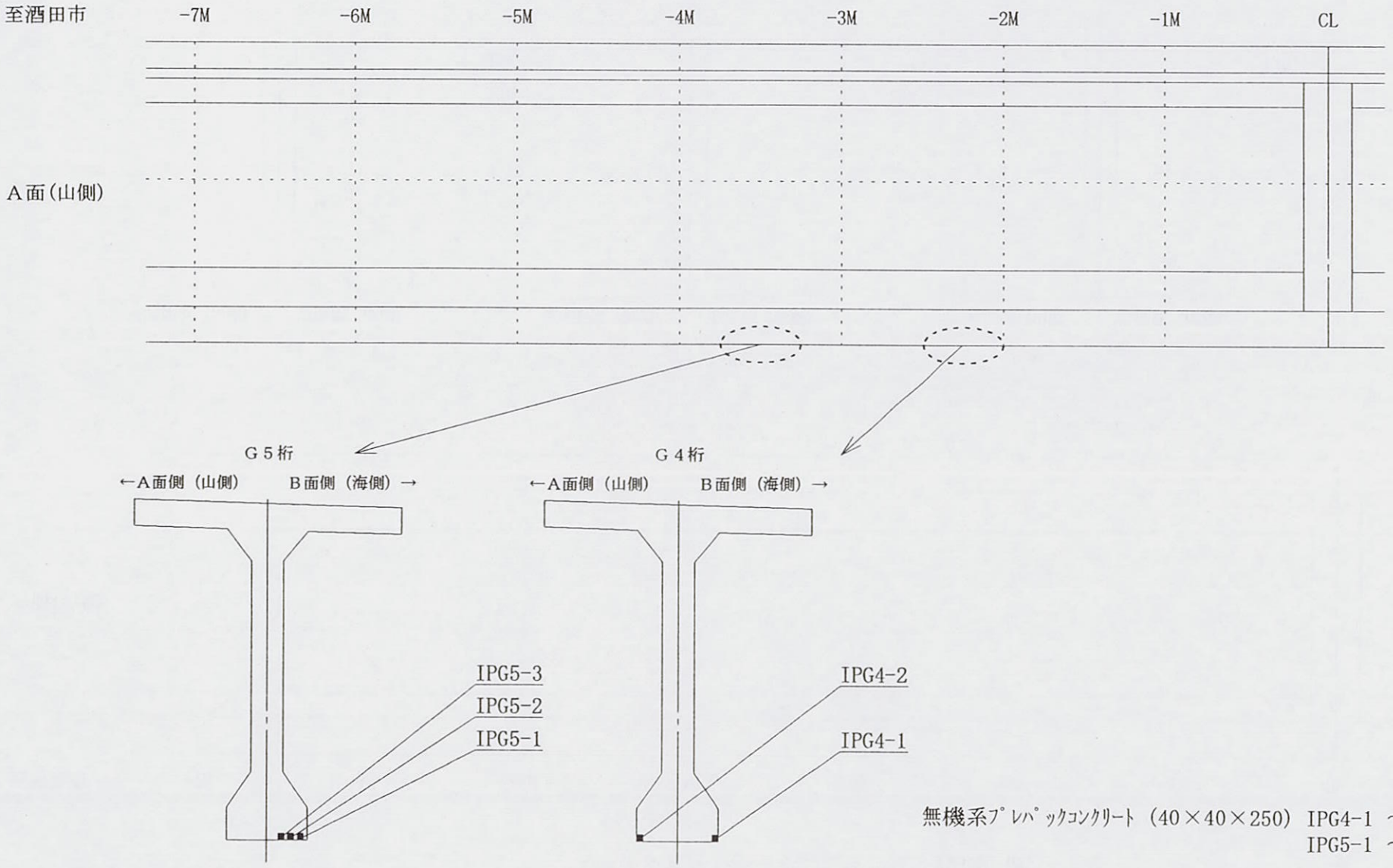




- ○ 鉄筋腐食度調査用コア位置（φ100×160） SG5-1 ～ SG5-5
- ● 圧縮割裂コア位置（φ75×160） CG5-1 ～ CG5-6
- ○ 塩分測定コア位置（φ75×160） G5-1 ～ G5-3
- ◇ 端部定着部腐食度調査位置（φ75×400） G5-TT
- △ 床版定着部腐食度調査位置（φ75×400） G5-ST
- ▨ 鉄筋採取位置(主鉄筋φ9×300) RG5-1 ～ RG5-3

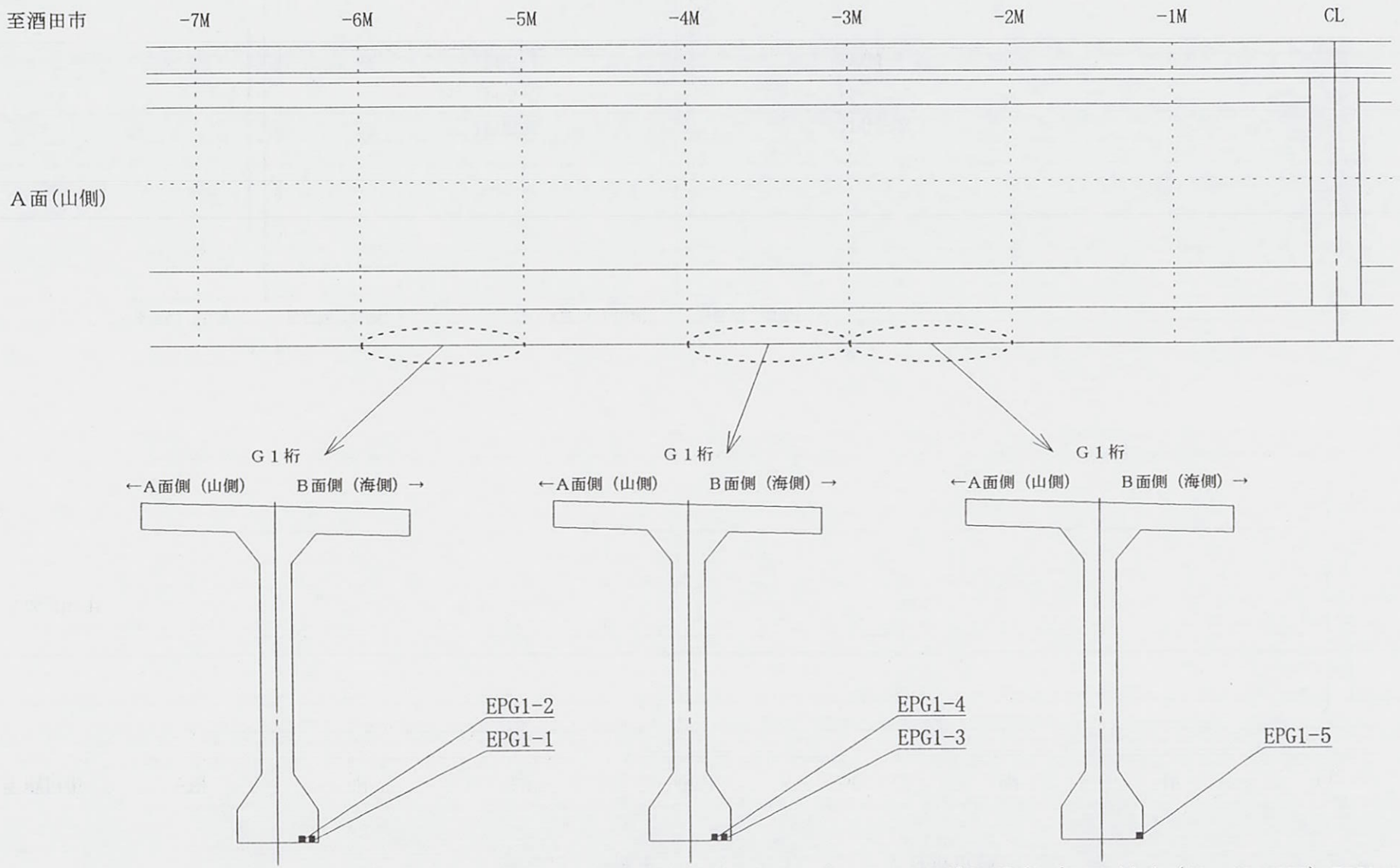
（ ）内数値は桁中央を基準点０とした値 ＋：秋田側 －：酒田側

無機系プレパックコンクリート採取位置



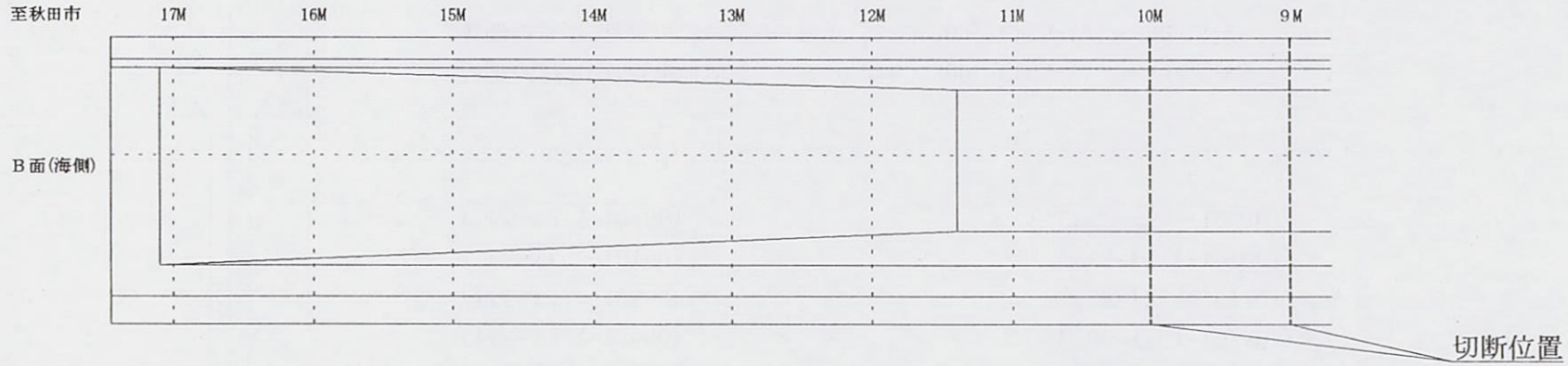
無機系ﾌﾟﾚﾊﾟｯｸｺﾝｸﾘｰﾄ（40×40×250）IPG4-1 ～ IPG4-2
IPG5-1 ～ IPG5-3

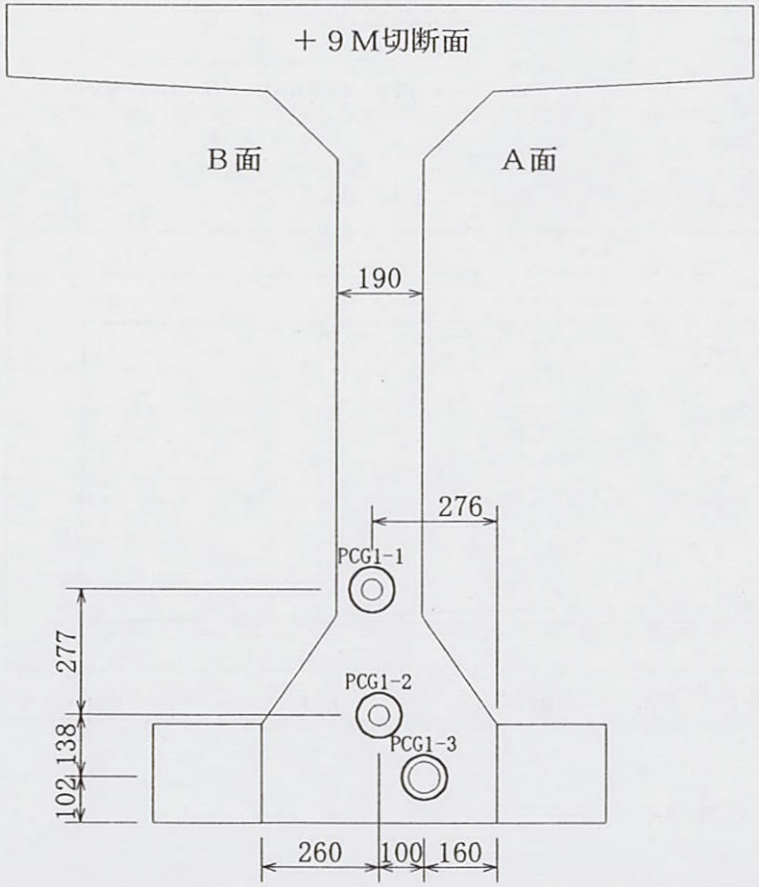
エポキシ系プレパックコンクリート採取位置

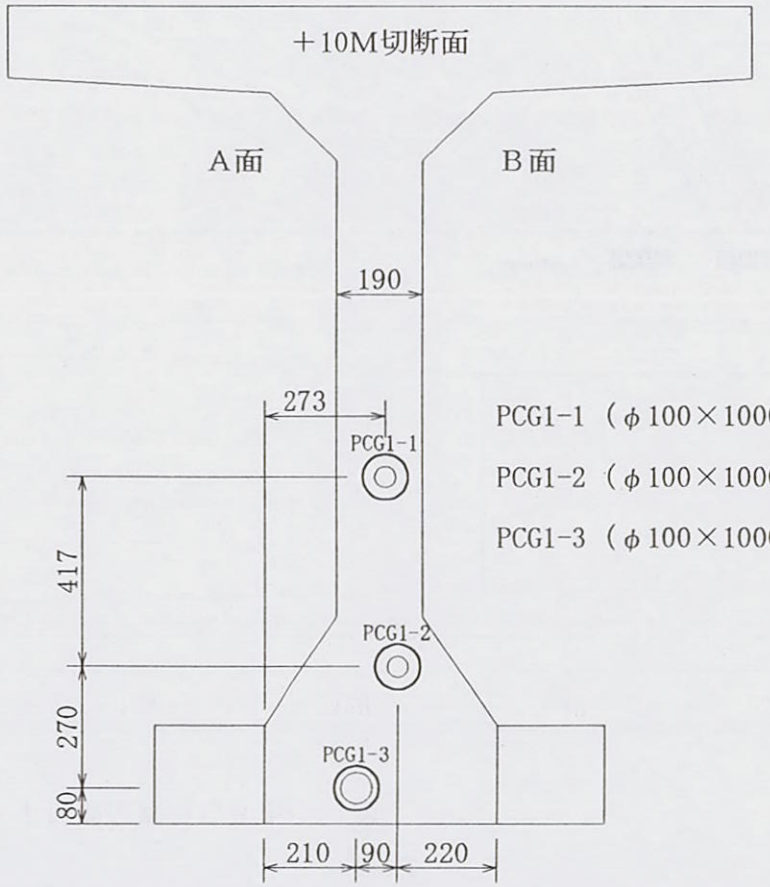


ｴﾎﾟｷｼ系ﾌﾟﾚﾊﾟｯｸｺﾝｸﾘｰﾄ（40×40×250）EPG1-1 ～ EPG1-5

ＰＣ鋼材を含むコンクリートコア採取位置（Ｇ１桁）





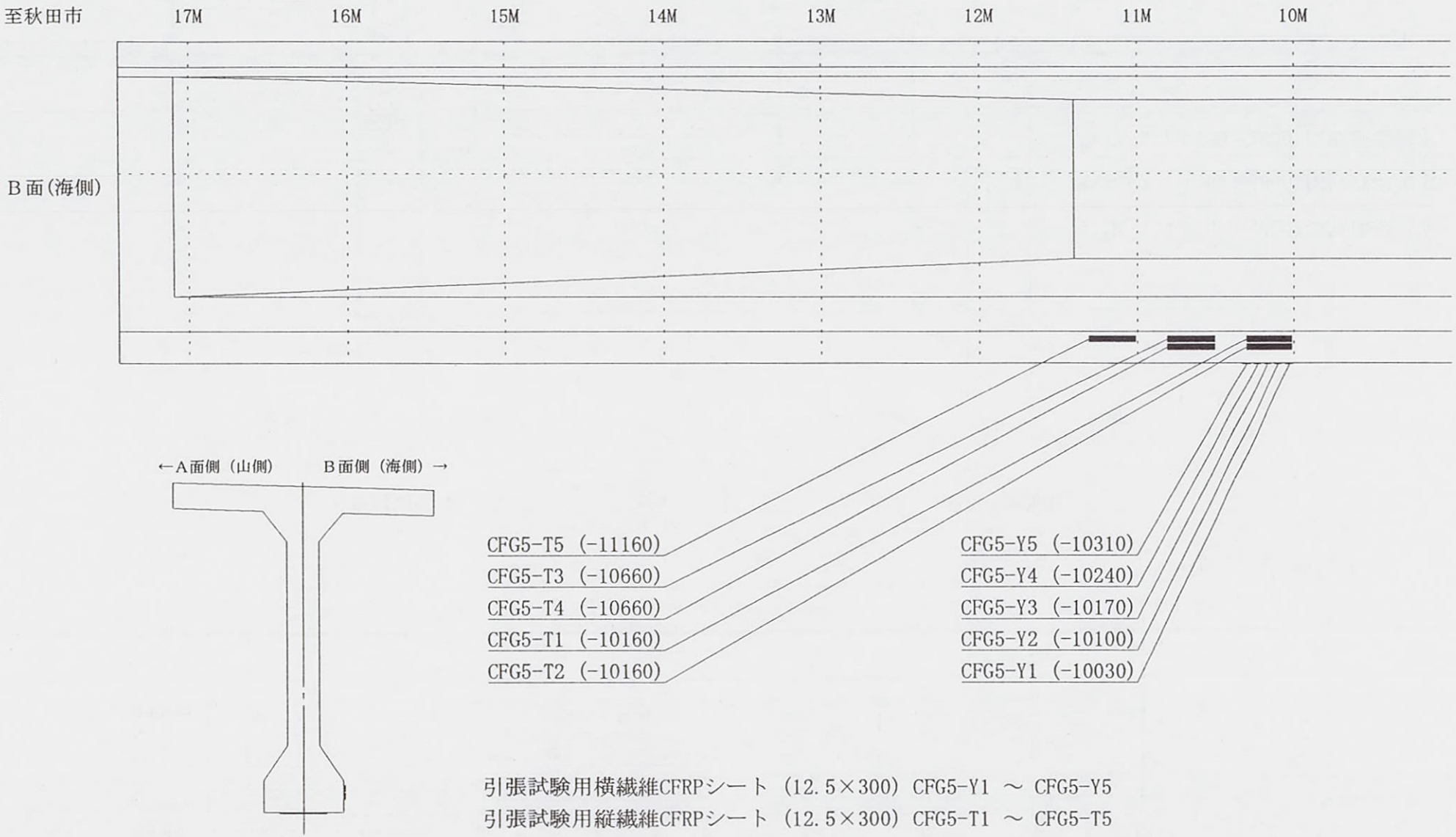


PCG1-1 （φ100×1000）採取鋼線26本

PCG1-2 （φ100×1000）採取鋼線26本

PCG1-3 （φ100×1000）採取鋼線44本

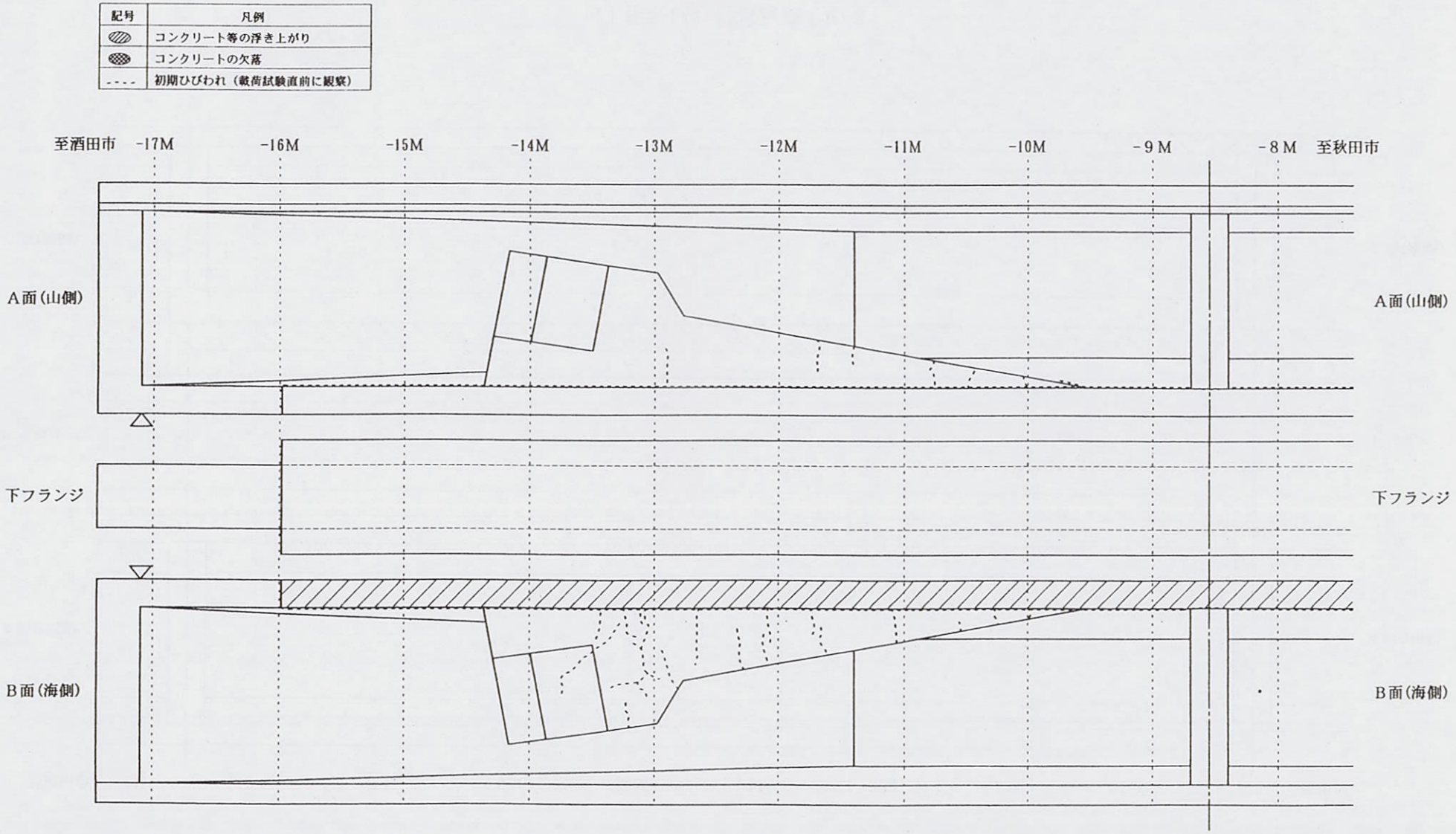
ＣＦＲＰシート採取位置（Ｇ５桁）



引張試験用横繊維CFRPシート（12.5×300）CFG5-Y1 ～ CFG5-Y5

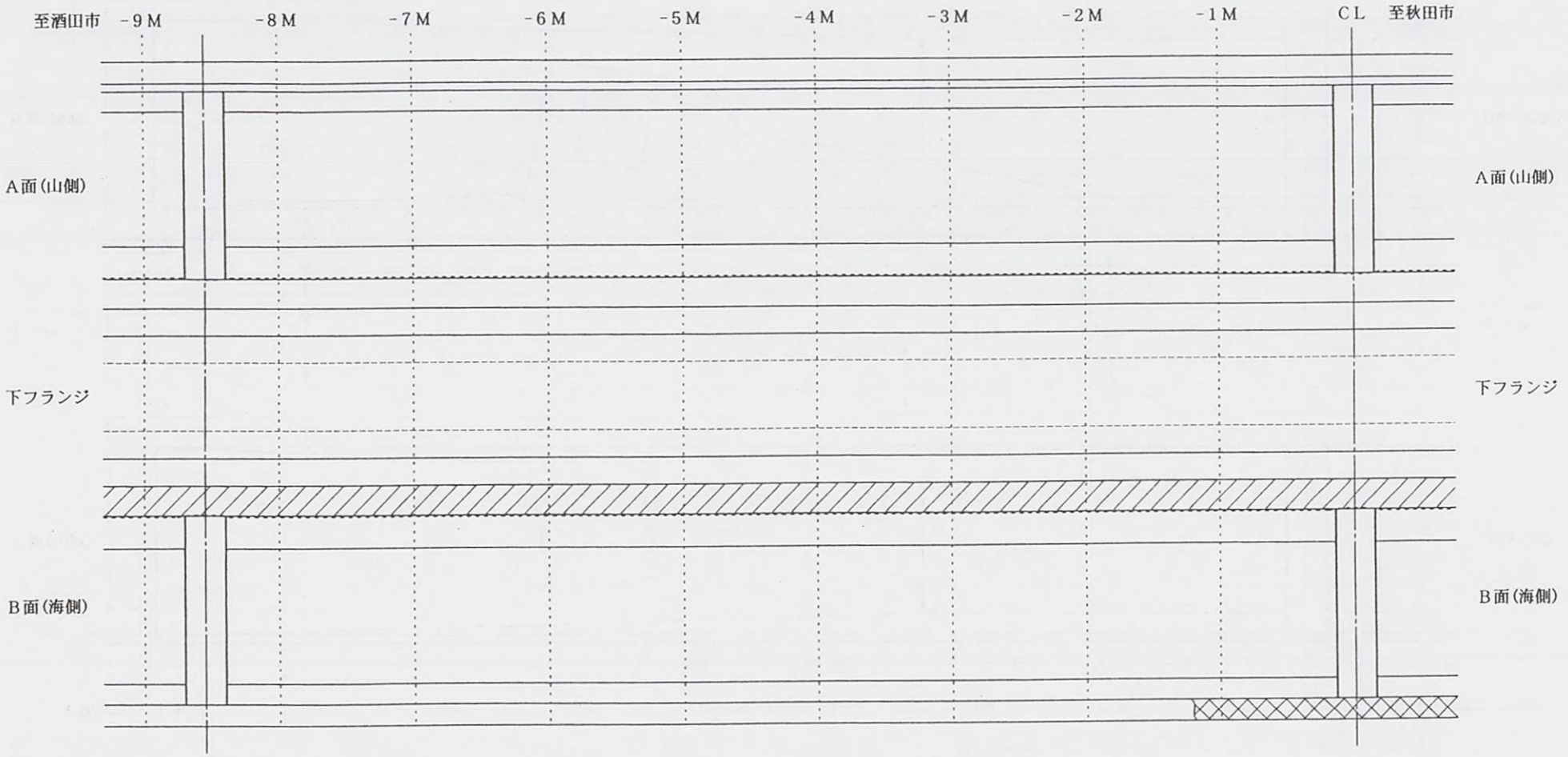
引張試験用縦繊維CFRPシート（12.5×300）CFG5-T1 ～ CFG5-T5

４．ひび割れ図



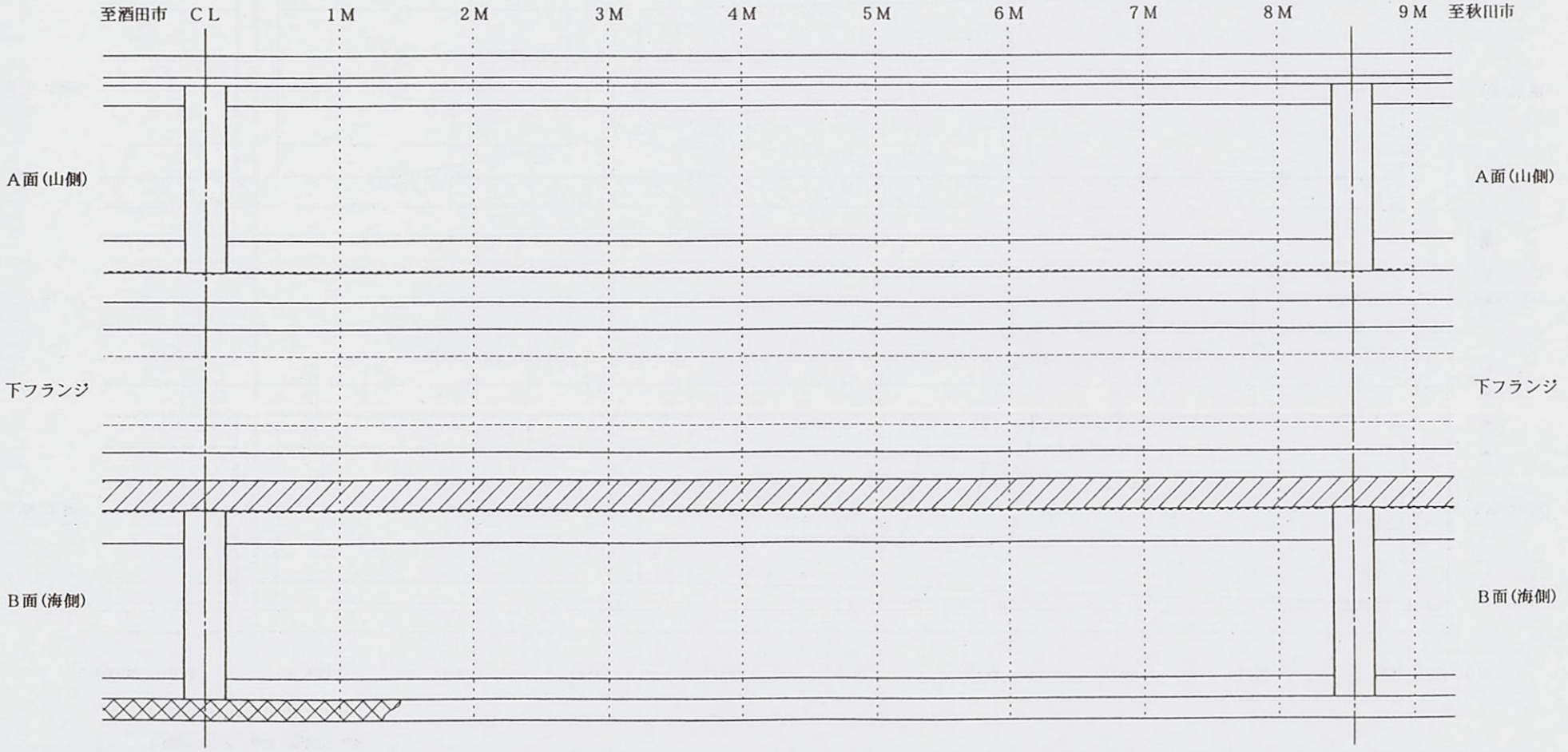
G1桁ひびわれ状況図その1

記号	凡例
▨	コンクリート等の浮き上がり
▩	コンクリートの欠落
----	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）

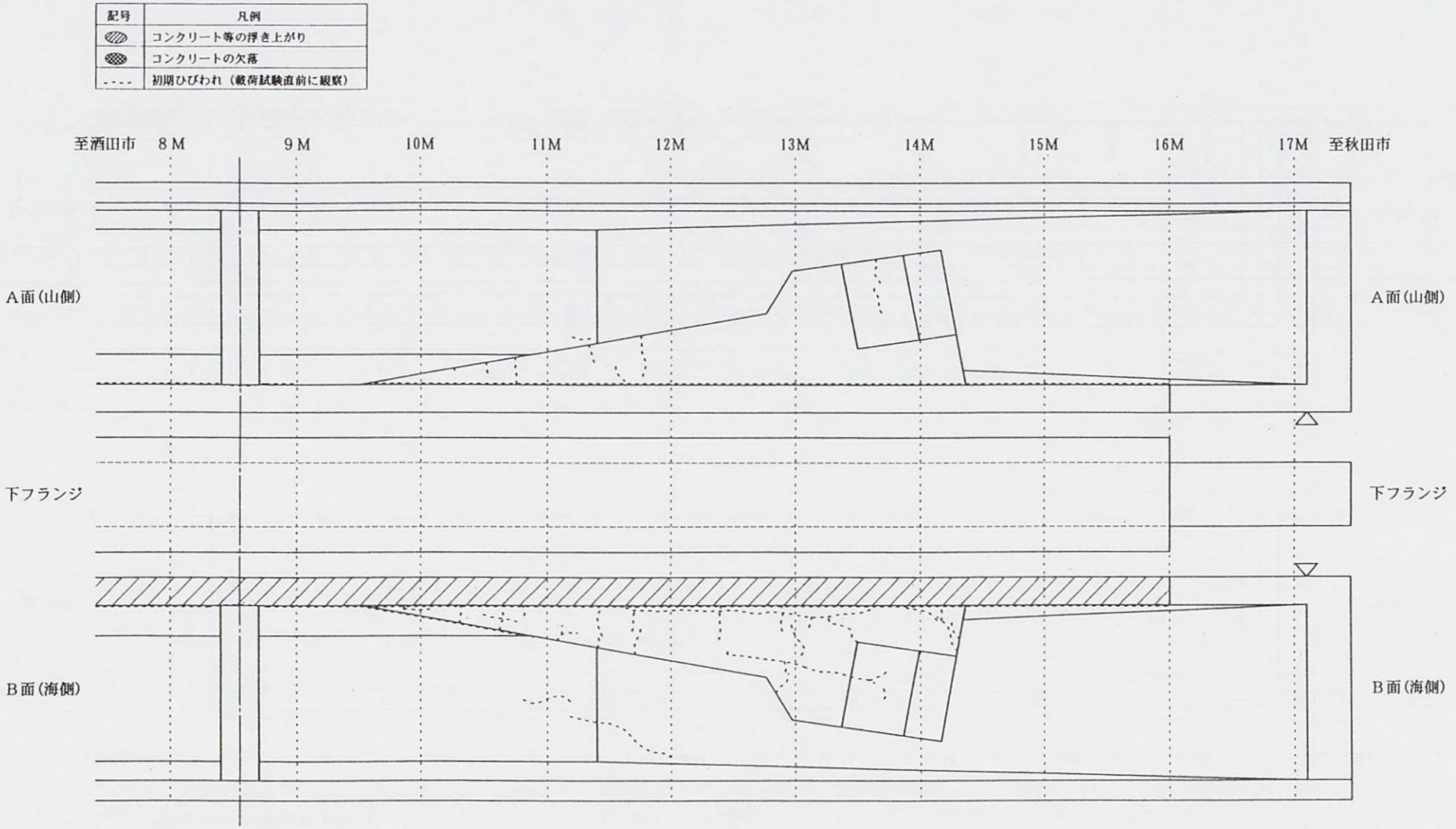


G1桁ひびわれ状況図その2

記号	凡例
▨	コンクリート等の浮き上がり
▩	コンクリートの欠落
- - - -	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）

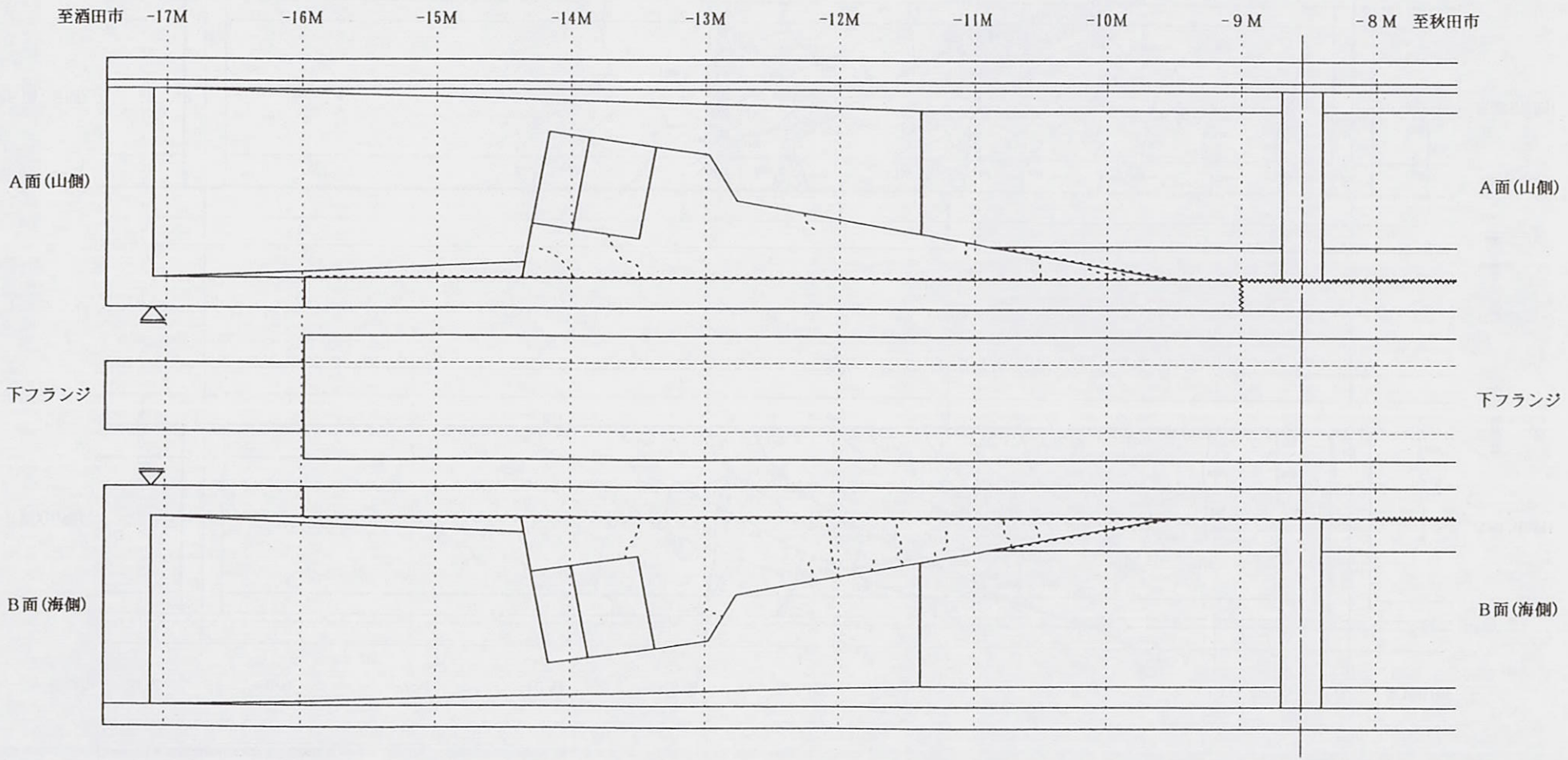


G1桁ひびわれ状況図その3



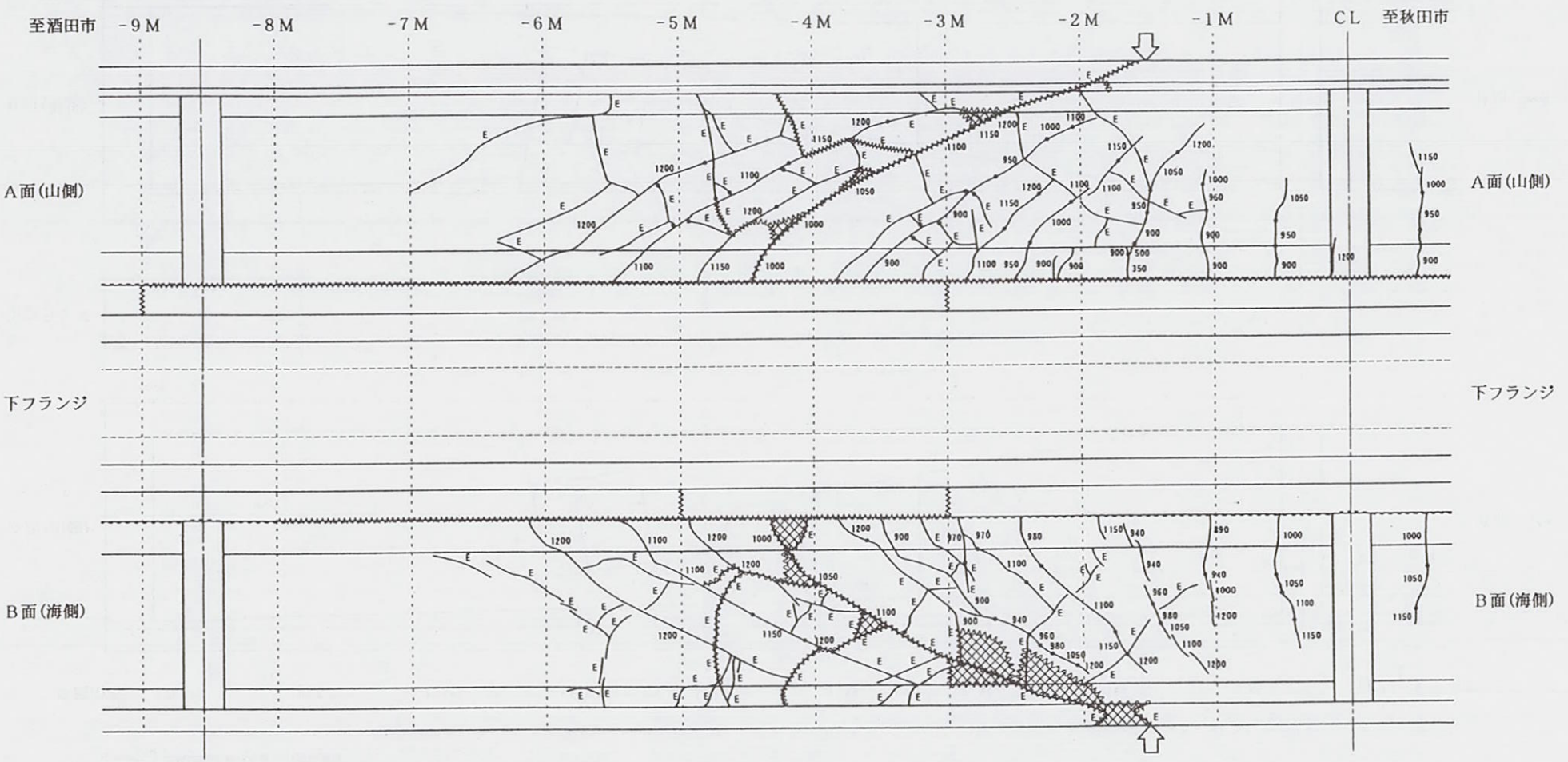
G1桁ひびわれ状況図その４

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
900	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
	載荷試験における著しい損傷個所



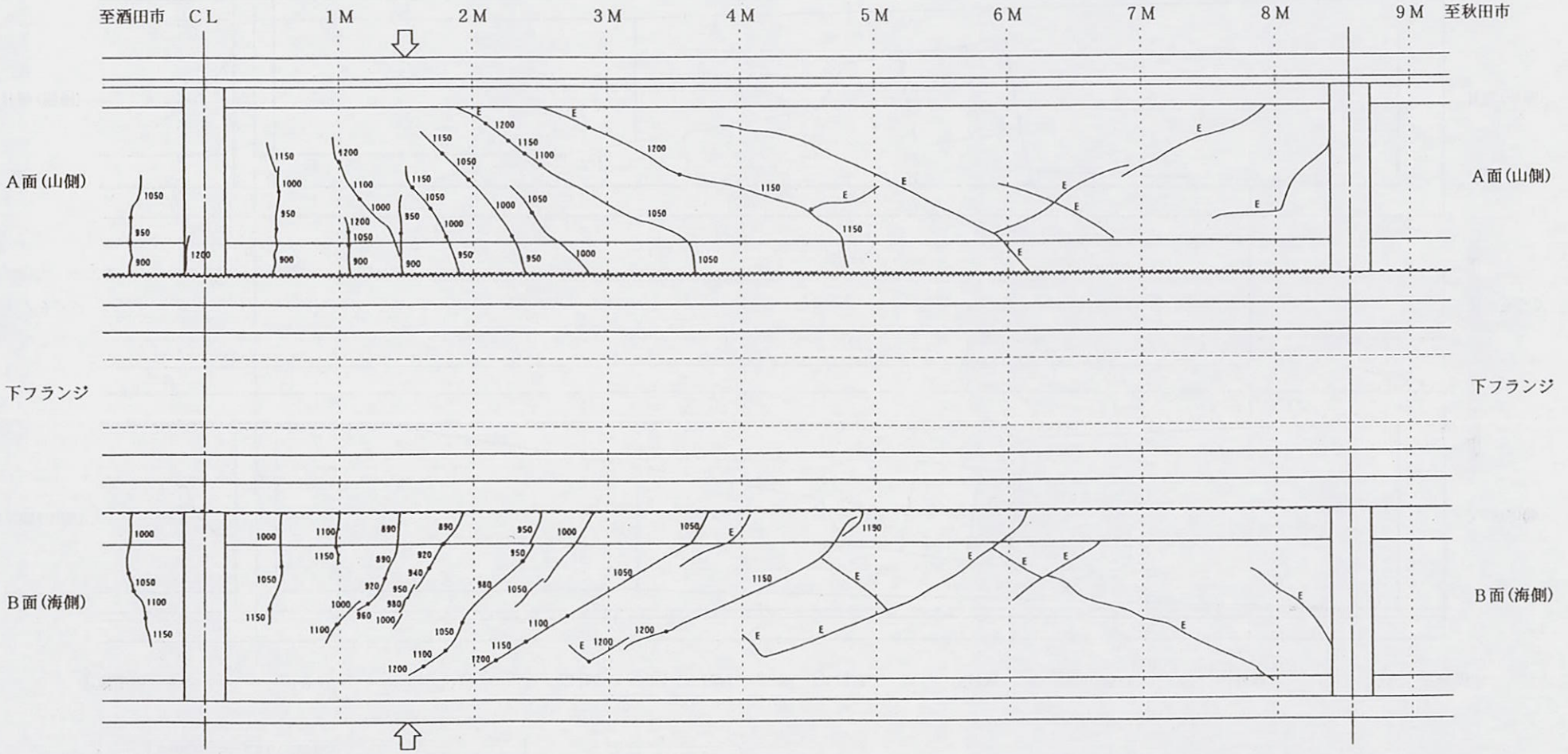
G２桁ひびわれ状況図その１

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
900	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
	載荷試験における著しい損傷個所



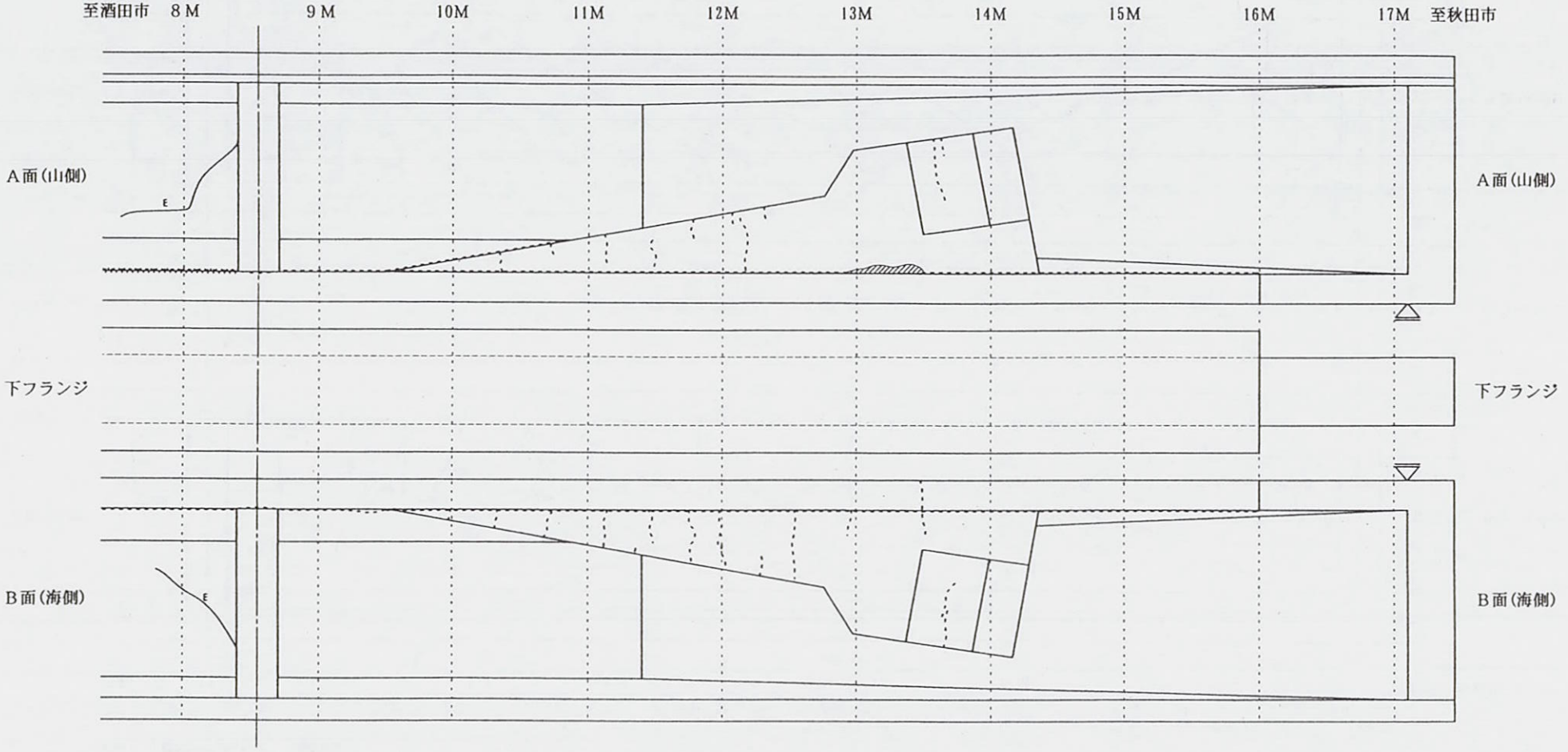
G2桁ひびわれ状況図その2

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
900	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
	載荷試験における著しい損傷箇所



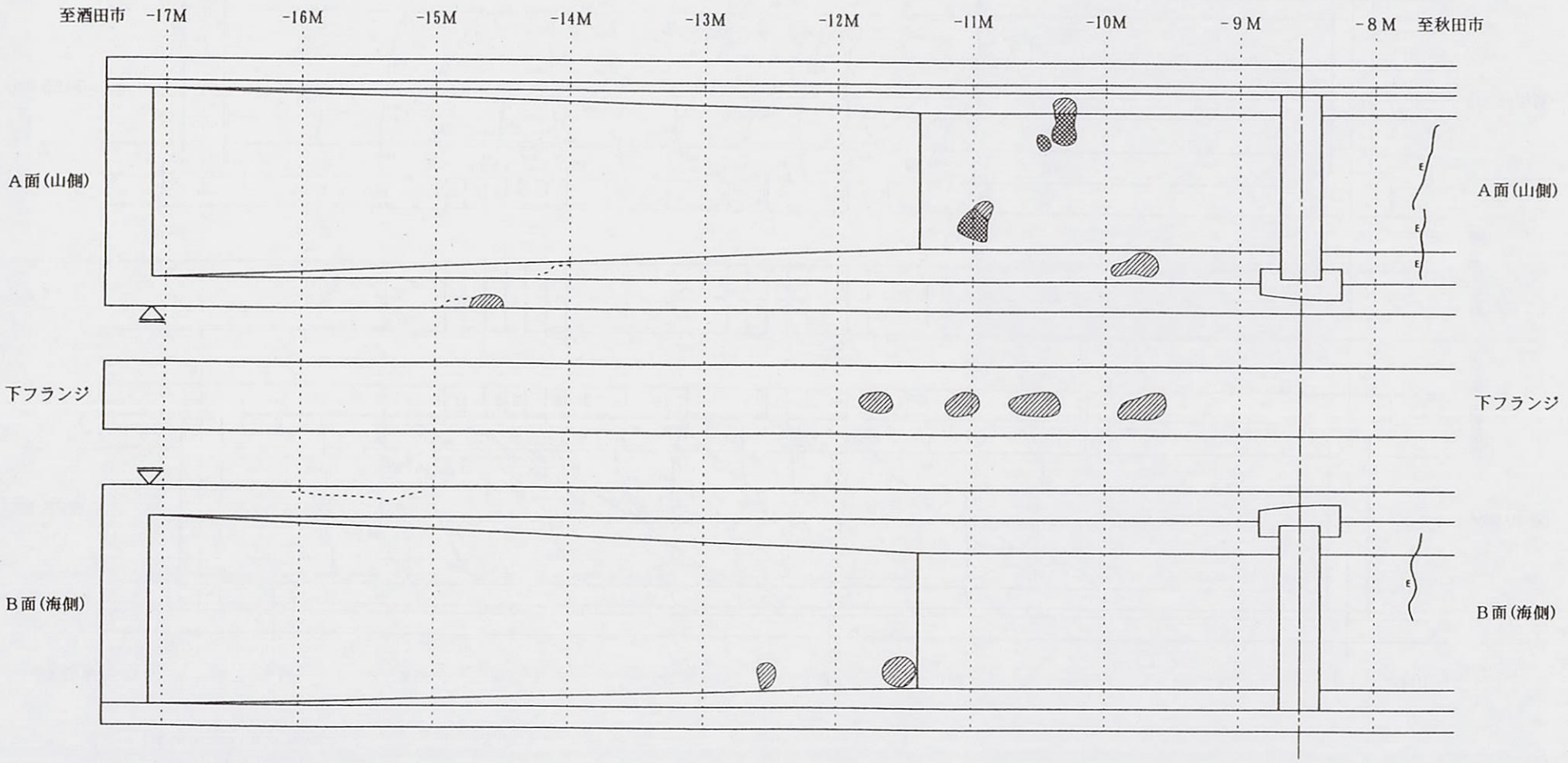
G2桁ひびわれ状況図その3

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
	載荷試験における著しい損傷個所



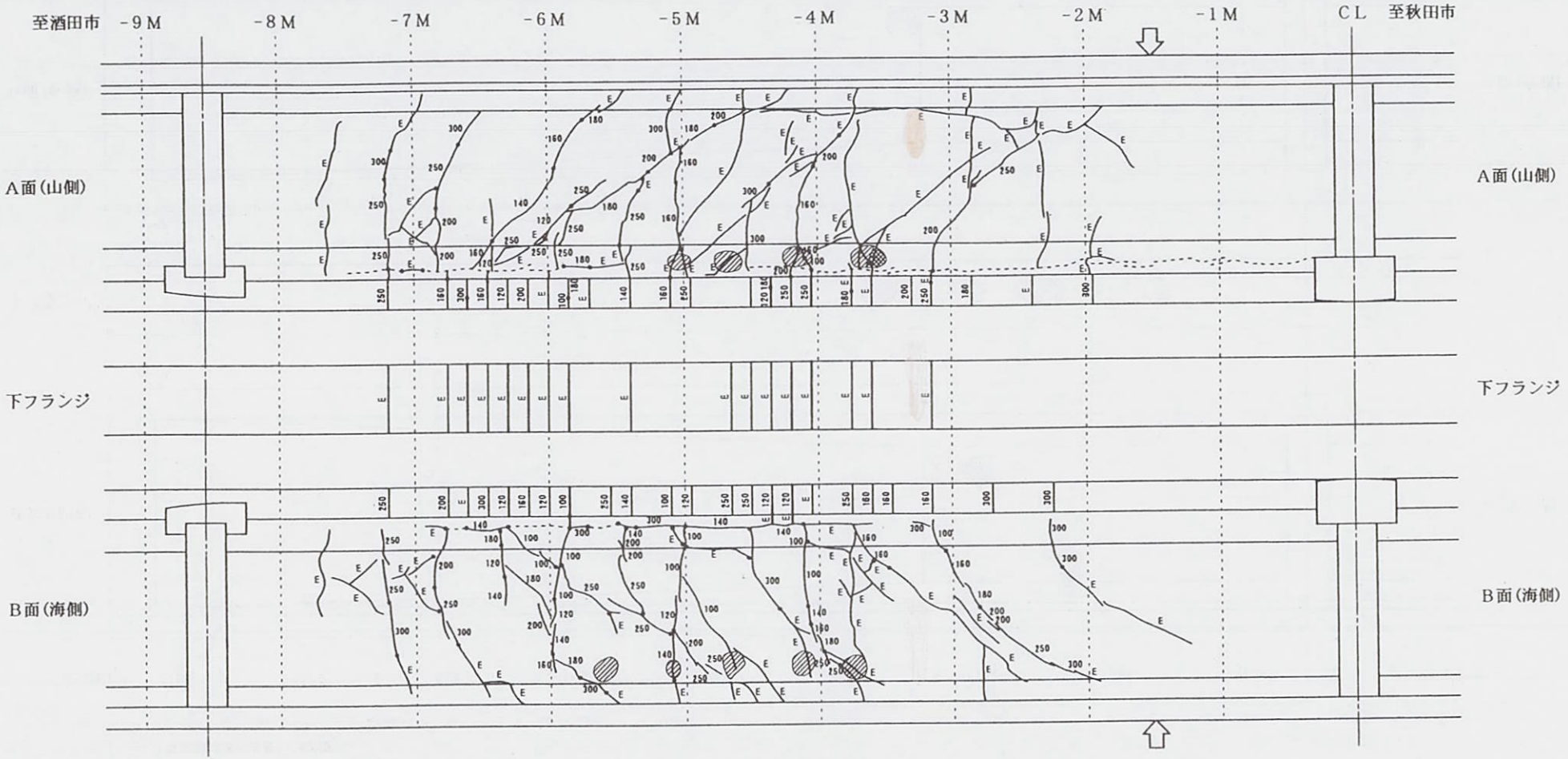
G２桁ひびわれ状況図その４

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
- - - -	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
900	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
～～～～	載荷試験における著しい損傷個所



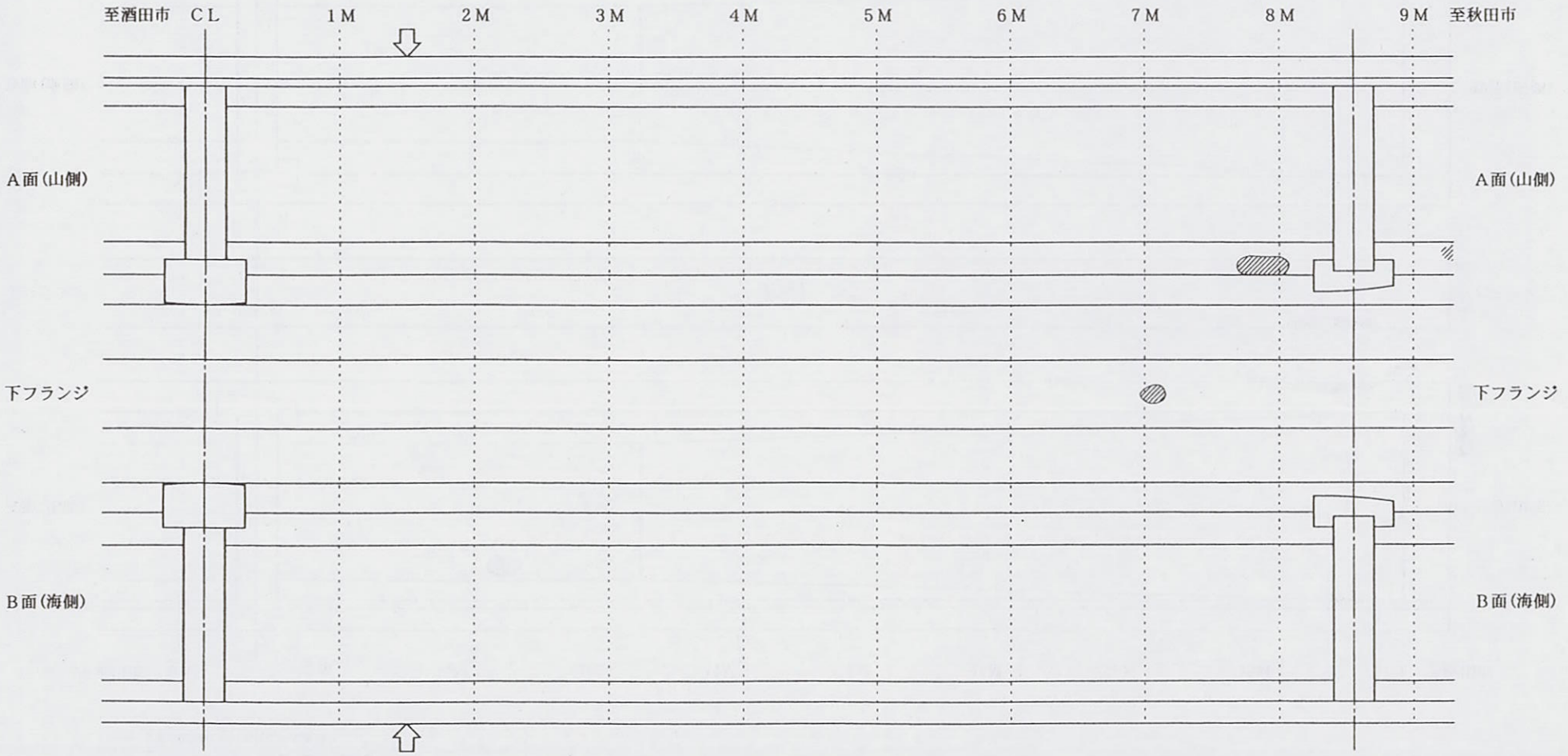
G３桁ひびわれ状況図その１

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
300	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
	載荷試験における著しい損傷箇所



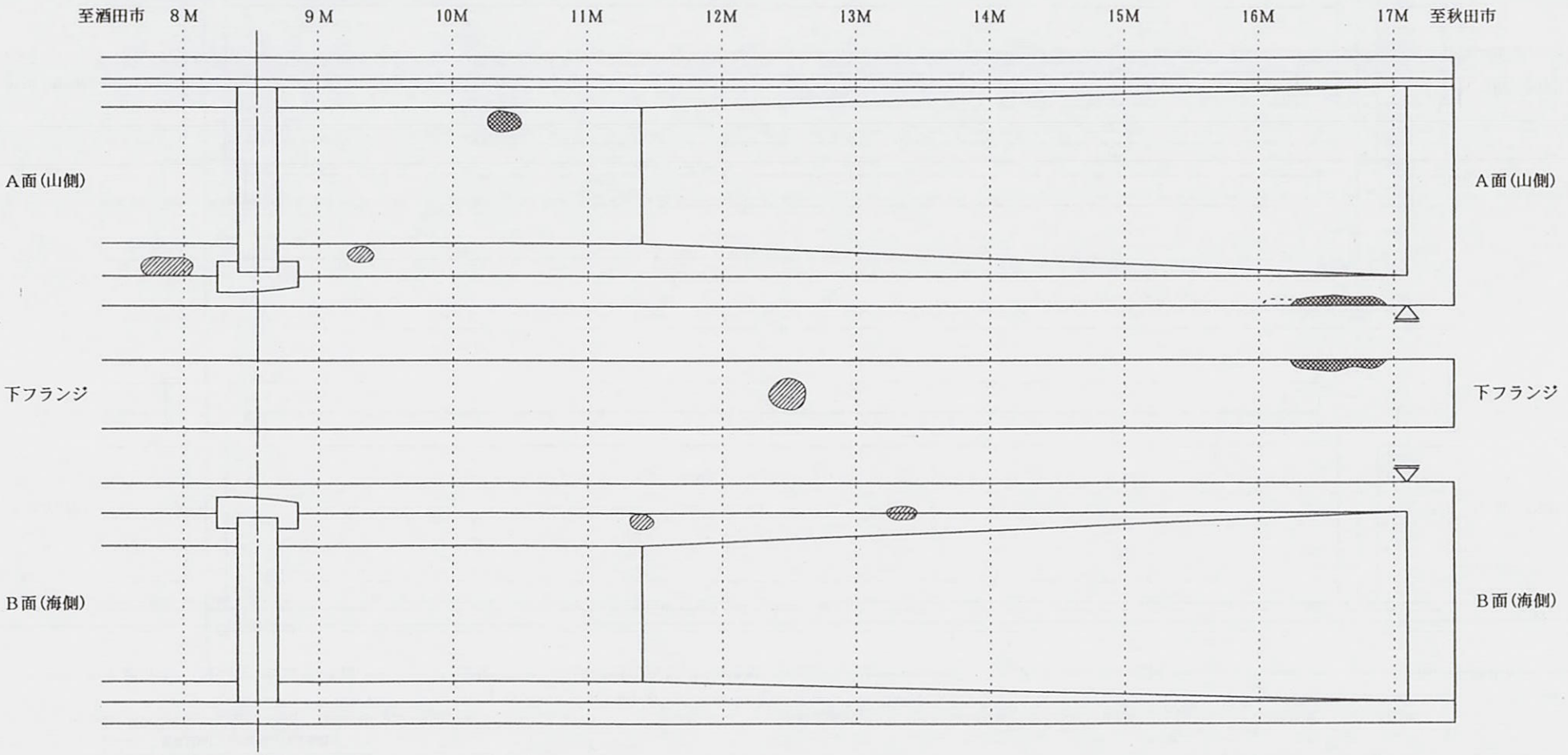
G3桁ひびわれ状況図その2

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
- - - -	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
100	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
～～～～	載荷試験における著しい損傷個所



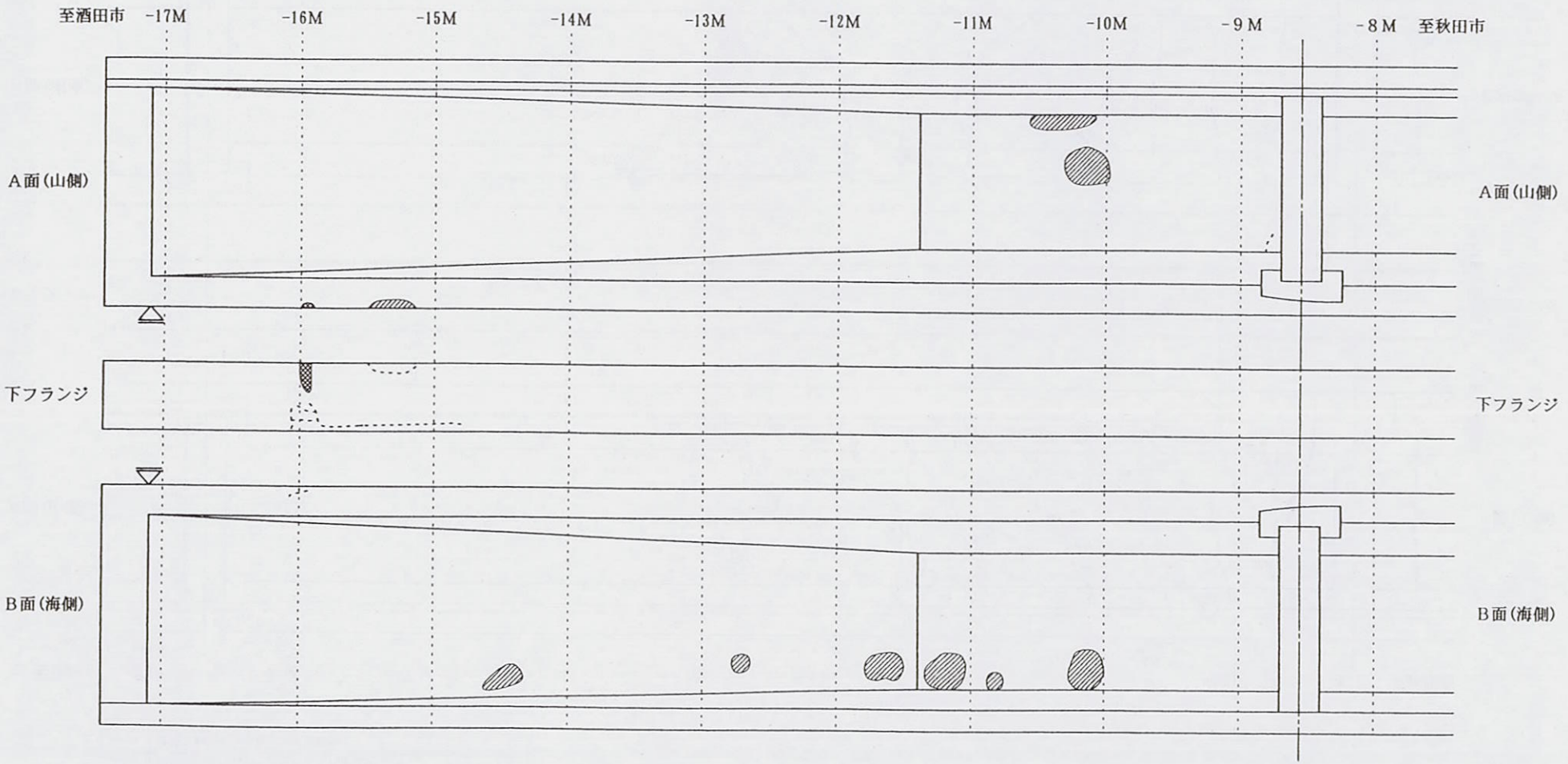
G３桁ひびわれ状況図その３

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
100	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
	載荷試験における著しい損傷箇所



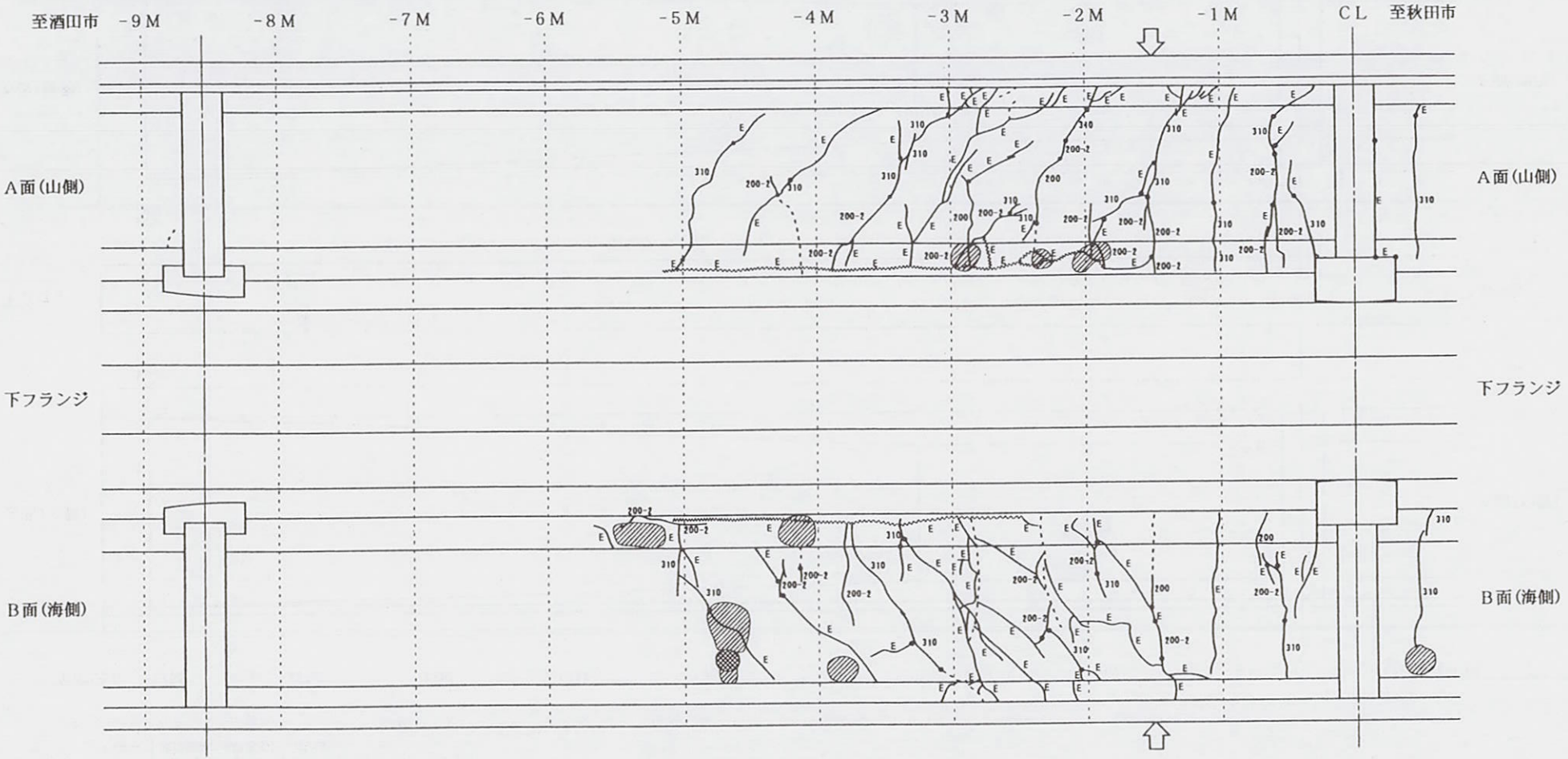
G３桁ひびわれ状況図その４

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
300	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
	載荷試験における著しい損傷箇所



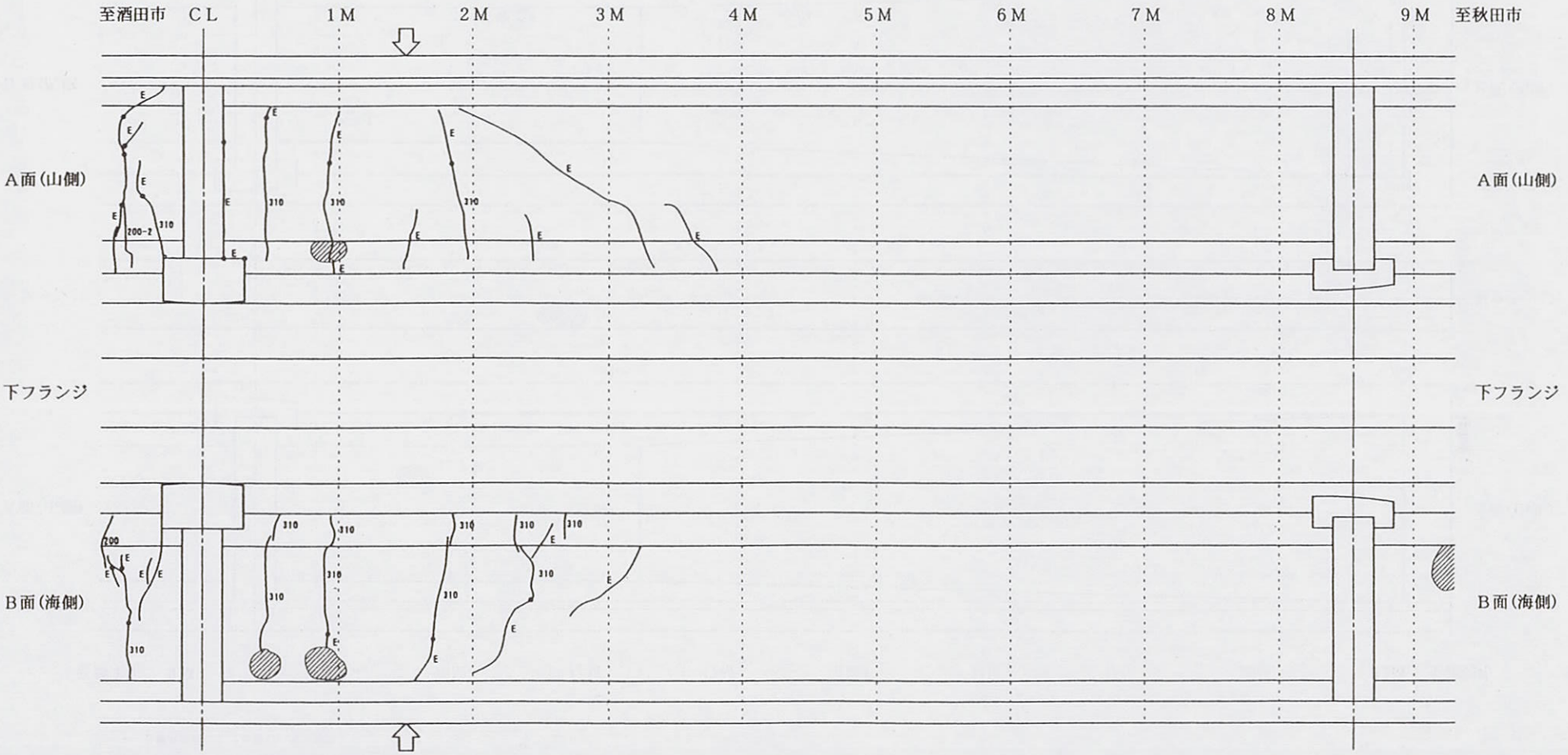
G４桁ひびわれ状況図その１

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
- - - -	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
300	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
	載荷試験における著しい損傷箇所



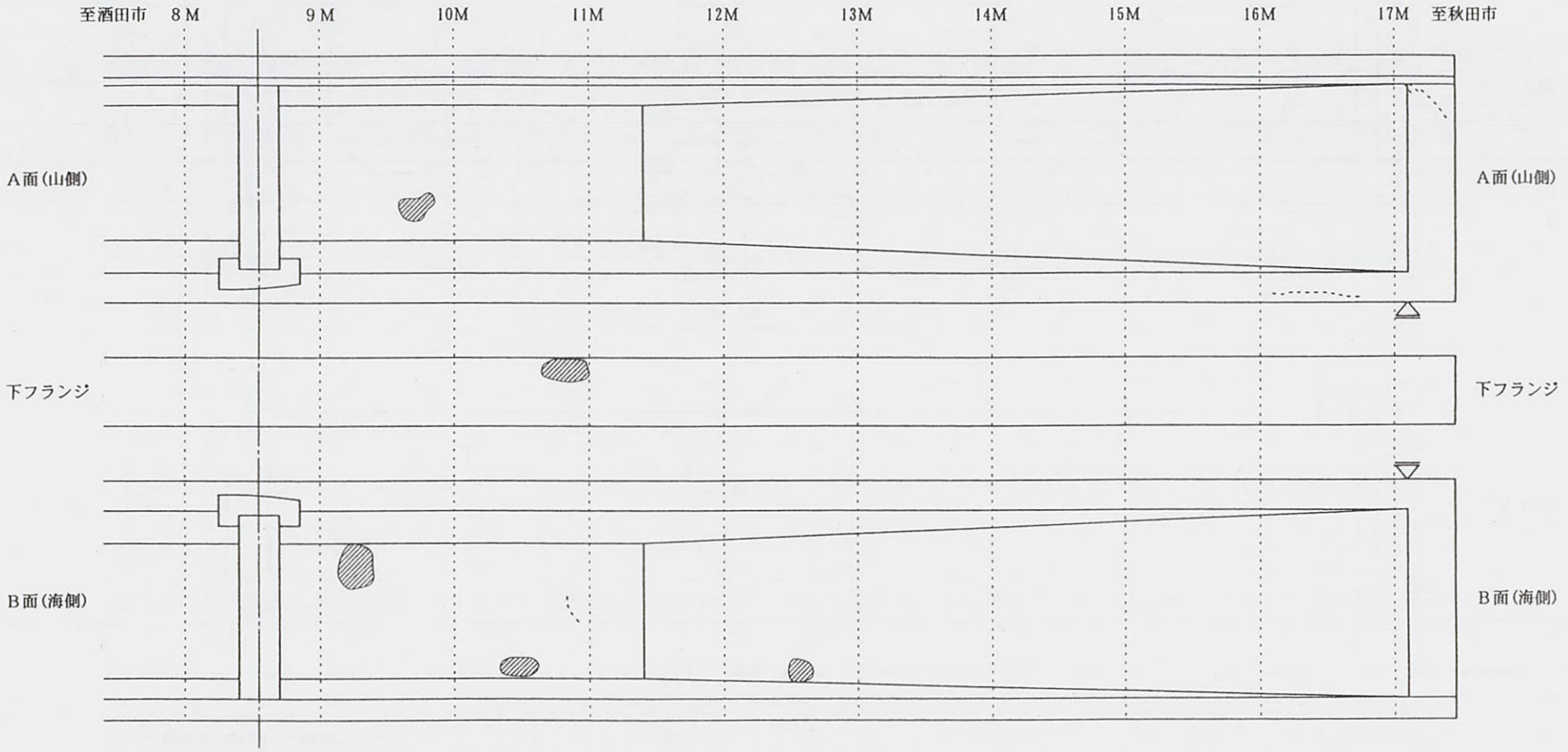
Ｇ４桁ひびわれ状況図その２

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
- - - -	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
300	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
～～～～	載荷試験における著しい損傷個所



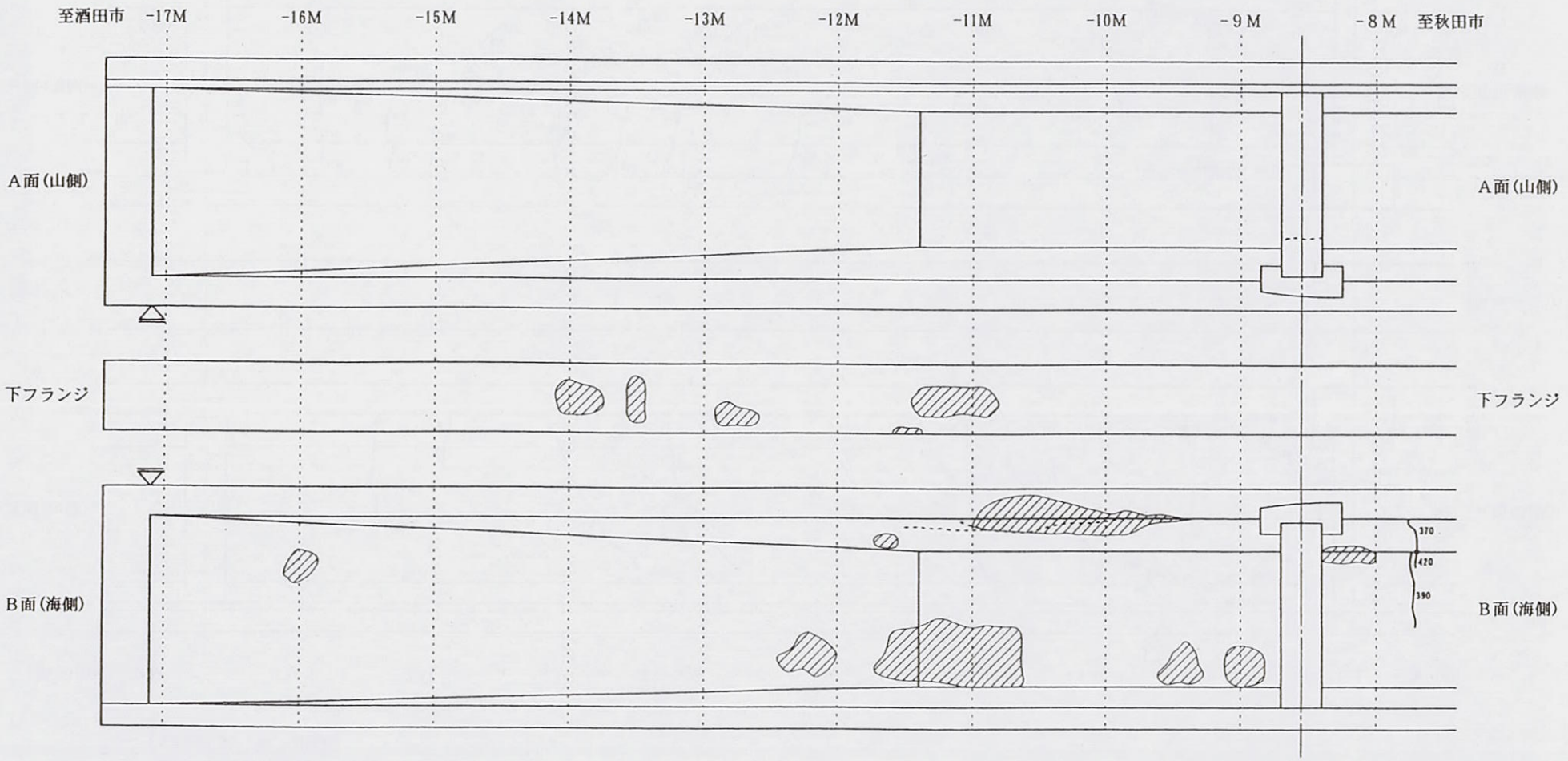
G４桁ひびわれ状況図その３

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
----	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
900	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
~~	載荷試験における著しい損傷個所



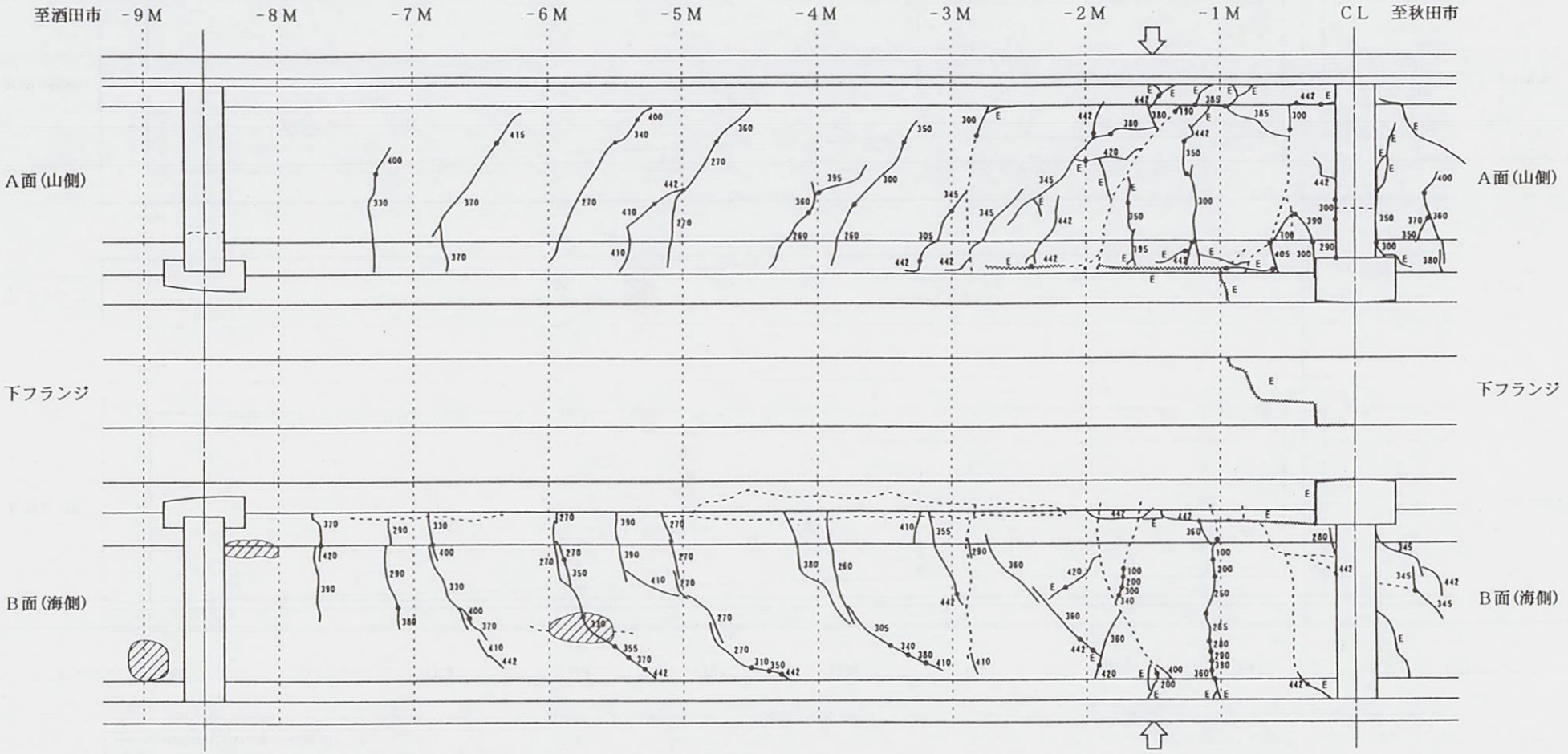
Ｇ４桁ひびわれ状況図その４

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
900	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
	載荷試験における著しい損傷箇所



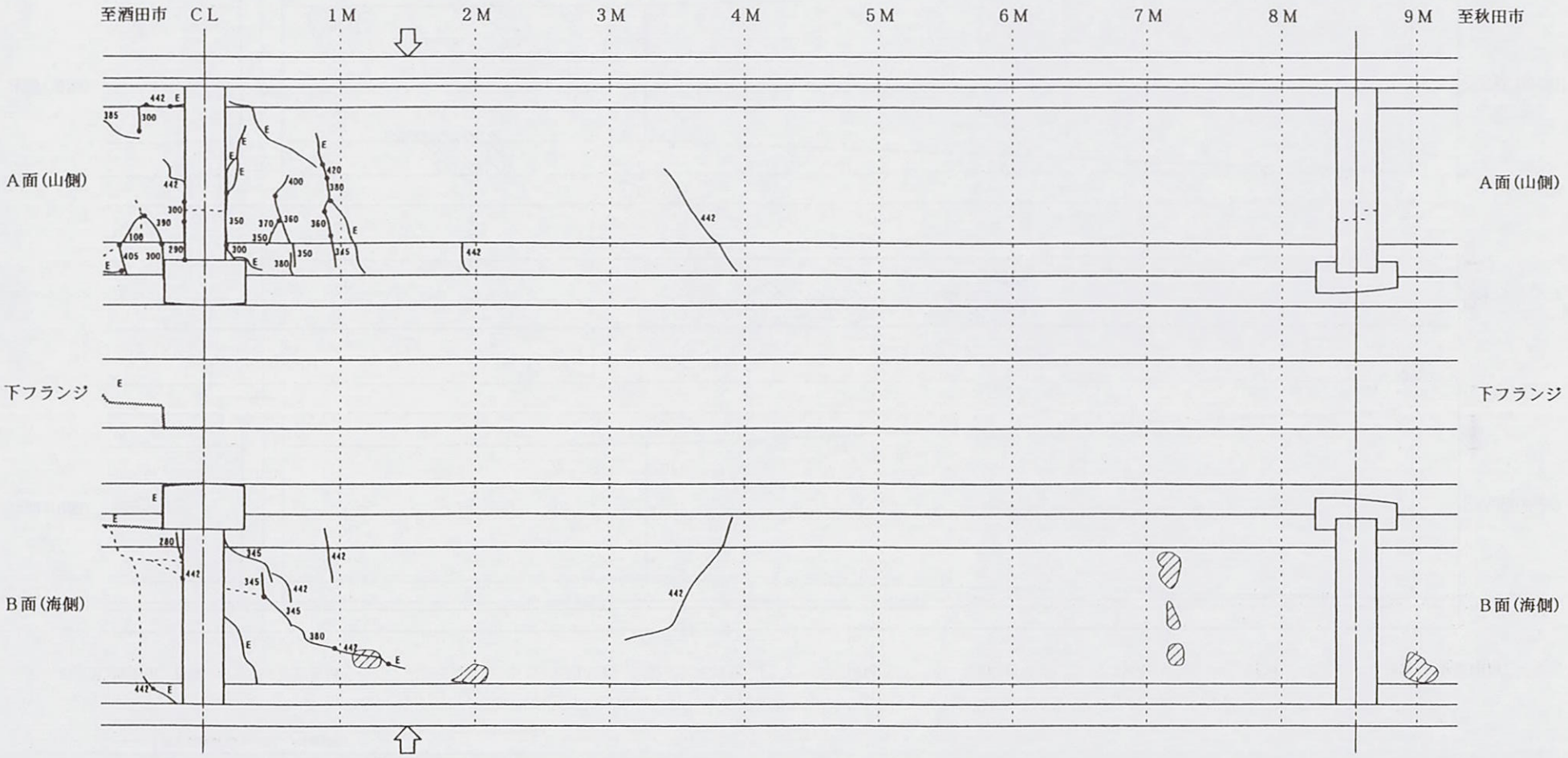
G５桁ひびわれ状況図その１

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
- - - -	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
300	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
～～～	載荷試験における著しい損傷箇所



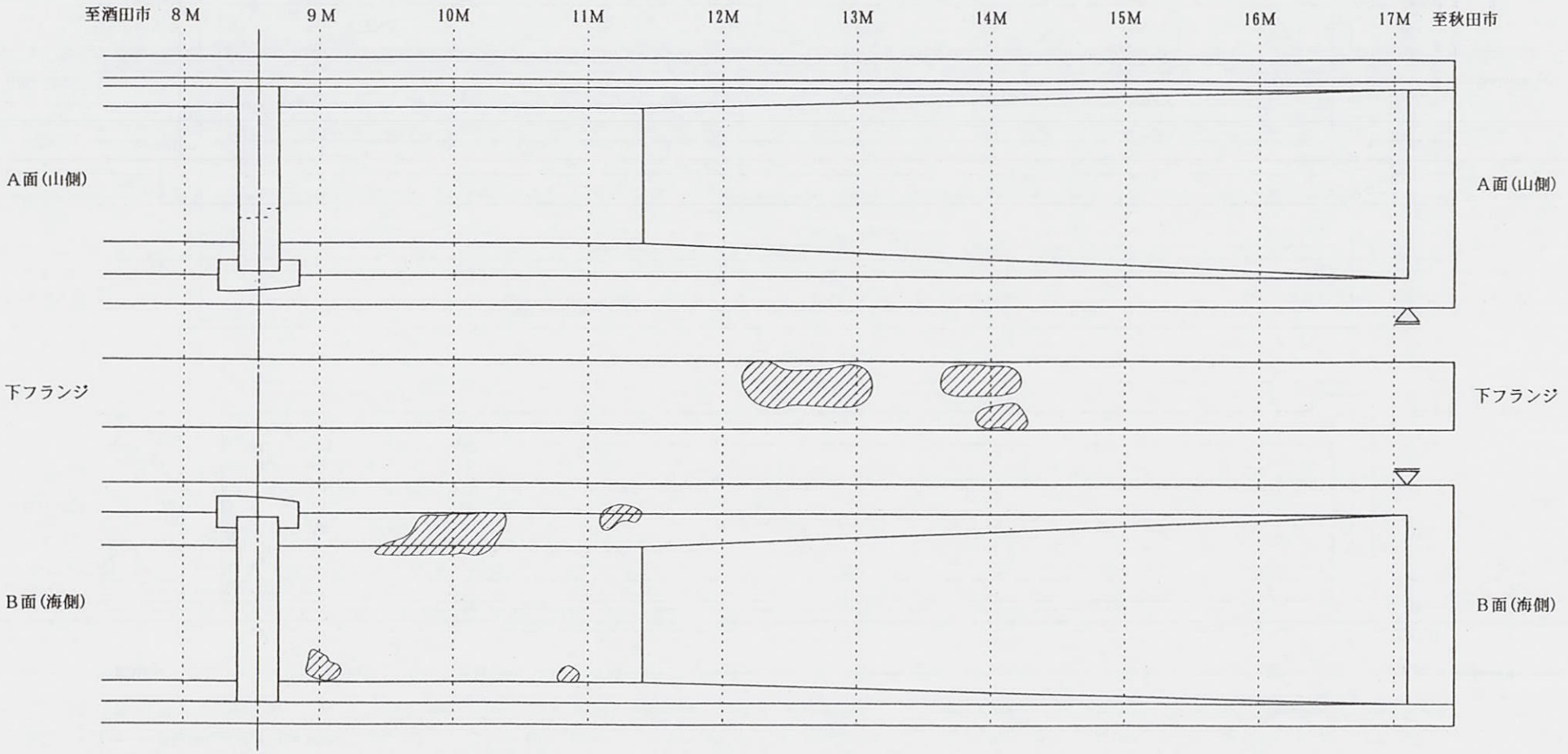
G5桁ひびわれ状況図その2

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
900	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
	載荷試験における著しい損傷個所



G５桁ひびわれ状況図その３

記号	凡例
	コンクリート等の浮き上がり
	コンクリートの欠落
- - - -	初期ひびわれ（載荷試験直前に観察）
900	載荷試験によるひびわれ（数字はひびわれ発生荷重（kN）を表す）
E	終局時のひびわれ（荷重が落ちた後観察）
	載荷試験における著しい損傷箇所



G5桁ひびわれ状況図その4

写真集

１．供用中

写真-1　‘80，補修前損傷状況，全体 1
写真-2　‘80，補修前損傷状況，全体 2
写真-3　‘80，補修前損傷状況，G2 桁近接
写真-4　‘80，補修前損傷状況，G4 桁近接
写真-5　‘80，補修後，桁下面の亜鉛めっき鋼板
写真-6　‘97，補修前，下フランジひび割れ
写真-7　‘97，補修時，内部の損傷状況，G3 桁
写真-8　2000，撤去前，供用中の曲げひび割れ，G5 桁

２．載荷試験

写真-9　G2 桁，せん断破壊面の内部の状況 1
写真-10　G2 桁，せん断破壊面の内部の状況 2
写真-11　G2 桁，桁下面の鋼板の腐食
写真-12　G3 桁，CFRP シートの切断(試験前)と曲げひび割れ
写真-13　G4 桁，CFRP シートの剥離状況
写真-14　G5 桁，CFRP シート破断状況

３．解体調査

写真-15　G2 桁，破壊箇所解体 1
写真-16　G2 桁，破壊箇所解体 2
写真-17　G3 桁，破壊箇所解体 1
写真-18　G3 桁，破壊箇所解体 2
写真-19　G3 桁，切断面
写真-20　G4 桁，破壊箇所解体
写真-21　G4 桁，切断面
写真-22　G5 桁，破壊箇所解体
写真-23　G5 桁，切断面
写真-24　床版定着体 1
写真-25　床版定着体 2

４．材料試験

写真-26　ＰＣ鋼材試験片
写真-27　付加ケーブル試験片
写真-28　CFRP シート試験片
写真-29　エポキシ系プレパックドコンクリートの骨材充填状況
写真-30　亜鉛めっき鋼板の試験片（除錆後）

1．供用中



写真-1　‘80，補修前損傷状況，全体 1



写真-2　‘80，前損傷状況，全体 2



写真-3　‘80，補修前損傷状況，G2 桁近接



写真-6　‘97，補修前，下フランジひび割れ



写真-4　‘80，補修前損傷状況，G4 桁近接



写真-7　‘97，補修時，内部の損傷状況，G3 桁



写真-5　‘80，補修後，桁下面の亜鉛めっき鋼板



写真-8　2000，撤去前，供用中の曲げひび割れ，G5 桁



写真-9　G2 桁，せん断破壊面の内部の状況 1

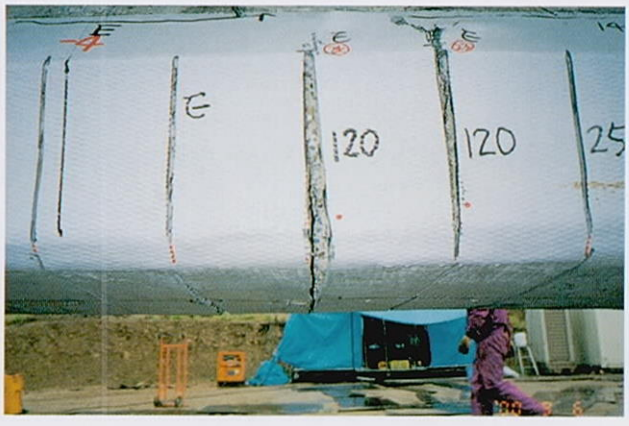


写真-12　G3 桁，CFRP シートの切断(試験前)と
曲げひび割れ



写真-10　G2 桁，せん断破壊面の内部の状況 2



写真-13　G4 桁，CFRP シートの剥離状況



写真-11　G2 桁，桁下面の鋼板の腐食



写真-14　G5 桁，CFRP シート破断状況

3．解体調査



写真-15　G2 桁，破壊箇所解体 1

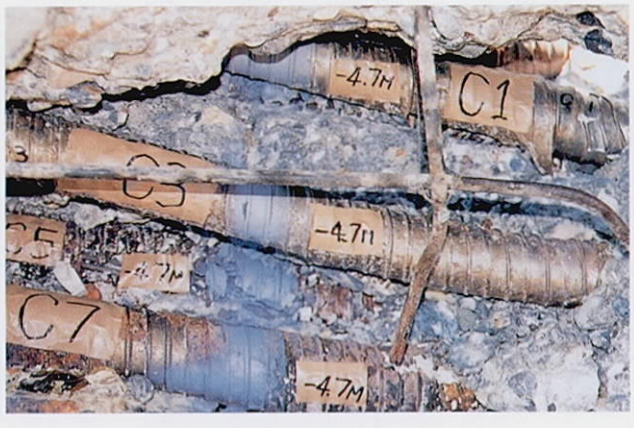


写真-16　G2 桁，破壊箇所解体 2

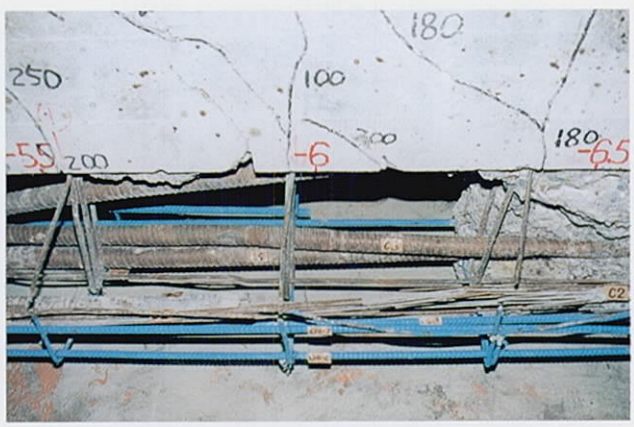


写真-17　G3 桁，破壊箇所解体 1

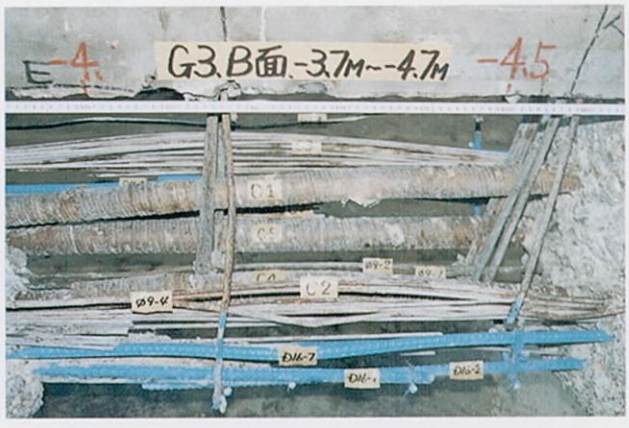


写真-18　G3 桁，破壊箇所解体 2



写真-19　G3 桁，切断面



写真-20　G4 桁，破壊箇所解体



写真-21　G4 桁，切断面



写真-22　G5 桁，破壊箇所解体



写真-23　G5 桁，切断面

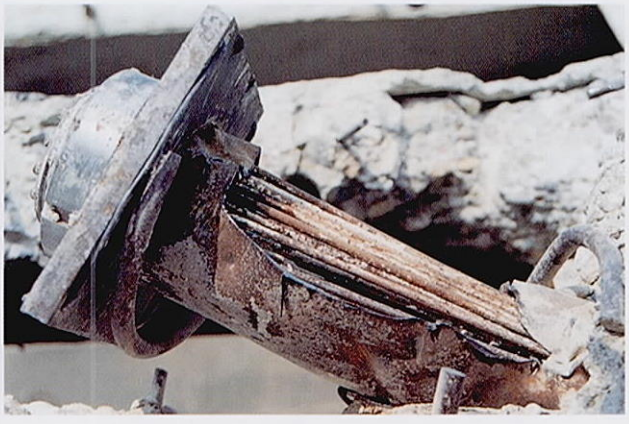


写真-24　床版定着体 1



写真-25　床版定着体 2

4．材料試験

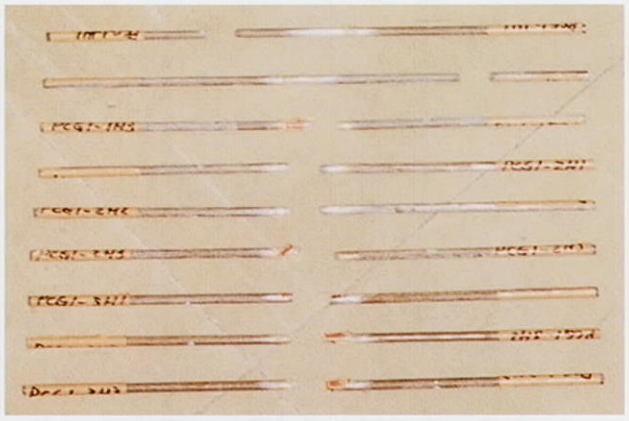


写真-26　ＰＣ鋼材試験片



写真-29　エポキシ系プレパックドコンクリート試験片の骨材充填状況



写真-27　付加ケーブル試験片

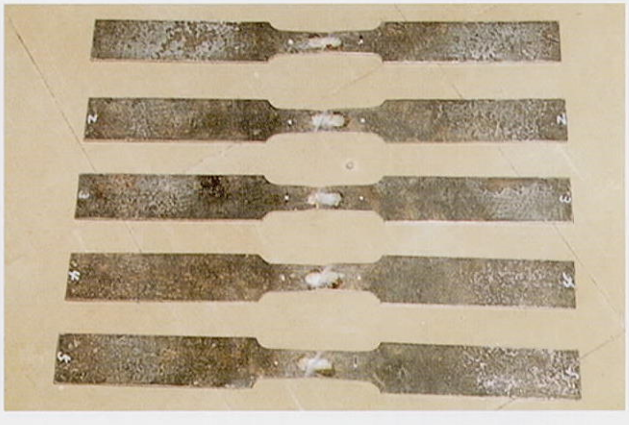


写真-30　亜鉛めっき鋼板の試験片（除錆後）

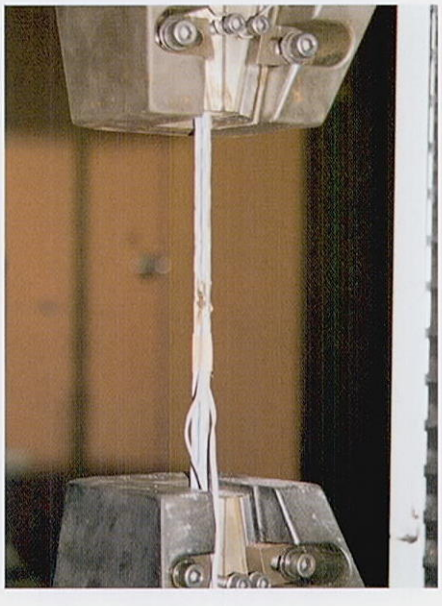


写真-28　CFRP シート試験片