

資料Ⅴ 温海地区 塩害橋対策技術報告書

温海地区 塩害橋対策技術報告書

平成10年3月

建設省東北地方建設局
酒田工事事務所

まえがき

建設省東北地方建設局酒田工事事務所管内の一般国道7号、なかでも山形県西田川郡温海町から山形県鶴岡市三瀬地内までの約20 km区間は、道路背面に朝日山系、JR(羽越本線)が位置しており、おのずと道路は日本海の波打ち際を通過しなければならない立地条件となっている。

この区間には昭和37年から昭和46年にかけて15のコンクリート橋が架設されているが、晩秋から春にかけて吹く北西の強い季節風により発生する波浪が沿岸の岩礁や防波堤に当たり、波しぶきとなって直接道路や橋梁に降りかかる状態である。

このため、昭和50年代の初めから塩害による錆汁やひびわれが、これらのコンクリートに徐々にあらわれ始め、応急対策として塗膜による補修を開始した。また、昭和56年頃より、建設省土木研究所を中心としたコンクリート橋の塩害実態調査が実施され、東北大学工学部 三浦 尚教授等の御指導による対策工法が検討され、昭和62年までに第一次塩害対策補修工事を一通りは完了した。

その結果、一応の補修効果は認められたものの、平成2年頃から再び塩害が進行した橋梁が認められ、特に暮坪陸橋第3スパンの塩害損傷が著しく、早急な対策が望まれたことから、平成3年度以来、第二次塩害対策補修(補強)工事を始めた。またその他の塩害橋梁についても今後、補修・補強等の対策を実施していく必要性から、現地診断調査を含む技術的検討を行うため、平成3年10月に「国道7号塩害PC橋対策技術検討特別委員会(委員長;東北大学工学部 三浦 尚教授)」を設置した。

塩害対象橋梁は、当初15橋であったが、平成5年度の調査で新五十川橋(S.57 竣工)の損傷が目立ってきたためこれを追加し、さらに平成8年度より、鋼桁橋である鈴跨線橋(S.43 竣工)も検討に加えた。よって、現在の塩害対象橋梁は、全体で17になり、スパン数にして67になる。今年度までに36スパンの二次補修が終わり、全スパンの補修を終えたものは、7橋となる予定である。

本報告書は、上記委員会における審議を通じて、これまで実施してきた塩害調査の実施要領および塩害橋梁の補修・補強対策技術等や、今後架け替えられることになった橋の新設にあたっての塩害対策技術についてとりまとめたものである。今後、塩害コンクリート橋対策の実施にあたって、有用な参考資料となれば幸いである。

本書の作成にあたり、御指導・御協力いただいた「国道7号塩害PC橋対策技術検討特別委員会」の三浦委員長をはじめとする新旧委員諸兄、および関係各位に感謝の意を表する次第である。

平成10年 3月

酒田工事事務所長 永田 健

表ま-1 技術検討対象塩害橋

No	橋名	竣工年度	橋長(m)	幅員	橋梁・形式	摘要
1	早田陸橋	S37	98.2	8.5	3径間連続PC箱桁	
2	小岩川陸橋	S40	235.9	8.0	単純PCボルト桁 9径間	
3	岩川大橋	S41	336.9	8.0	単純PCボルト桁 9径間	
4	港橋	S41	117.5	8.5	単純PCボルト桁 4径間	
5	温海川橋	S46	69.9	8.5~9.0	単純PCボルト桁 3径間	電位差測定
6	大島陸橋	S46	43.6	8.5	単純RCボルトスラブ 3径間	
7	温福陸橋	S46	156.7	9.0	単純PCボルト桁 6径間	
8	米子陸橋	S40	35.7	8.0	単純PCボルト桁	
9	暮坪陸橋	S40	144.0	8.5	単純PCボルト桁 5径間	長期監視
10	堅苔沢1号橋	S40	20.0	8.0	単純RCボルトスラブ	
11	堅苔沢2号橋	S40	45.0	8.0	単純RCボルトスラブ 単純PCボルトスラブ 2径間	
12	堅苔沢3号橋	S40	220.0	8.5	単純RCボルトスラブ 11径間	
13	小波渡陸橋	S39	86.8	8.0	単純PCボルト桁 3径間	
14	三瀬陸橋	S39	70.6	8.0	単純PCボルト桁 2径間	
15	三瀬橋	S38	34.7	8.8	単純PCボルト桁 2径間	
16	新五十川橋	S57	45.1	14.5	単純PCボルト桁	電気防食追跡調査
17	鈴跨線橋	S43	21.7	9.0	単純非合成版桁	

目 次

第1章 塩害対策の基本	(1)
1.1 はじめに	(1)
1.2 コンクリート構造物の劣化損傷要因	(1)
1.3 塩害における劣化過程	(4)
1.4 腐食発生臨界量	(6)
1.5 塩害に対する今後の方針	(7)
第2章 塩害調査	(8)
2.1 調査の流れと種類	(8)
2.1.1 調査の流れ	(8)
2.1.2 調査の種類と項目	(9)
2.2 定期調査	(9)
2.2.1 外観目視調査	(9)
2.3 基礎調査	(11)
2.3.1 環境調査	(11)
2.4 部分詳細調査	(13)
2.4.1 部分詳細調査の計画	(13)
2.4.2 部分はつり調査(鋼材腐食度調査)	(13)
2.4.3 含有塩分量調査	(14)
2.4.4 中性化測定調査	(16)
2.4.5 コアの圧縮強度試験	(16)
2.4.6 塗膜劣化調査	(17)
2.5 詳細調査	(18)
2.5.1 詳細調査の計画	(18)
2.5.2 たたき調査	(18)
2.5.3 はつり調査	(18)
2.6 追跡調査	(21)
2.6.1 追跡調査の計画	(21)
2.6.2 自然電位調査	(21)
2.6.3 補修効果モニタリング調査	(24)
2.6.4 その他の追跡調査	(24)
2.6.5 暮坪陸橋の長期監視システム	(24)

第3章 判定の標準	(25)
3.1 塩害損傷の判定	(25)
3.2 判定のための調査項目	(25)
3.3 補修の要否に関わる判定	(26)
3.4 補強の要否に関わる判定	(27)
3.4.1 判定のフロー	(27)
3.4.2 耐荷力の照査における鋼材の破断本数	(28)
第4章 補修設計	(29)
4.1 補修工法の選定	(29)
4.2 断面修復工法	(30)
4.2.1 基本方針	(30)
4.2.2 断面修復材料の選定	(33)
4.3 表面被覆工法	(35)
4.3.1 基本方針	(35)
4.3.2 表面被覆材料の選定	(35)
4.4 電気防食工法	(37)
第5章 補強設計	(40)
5.1 補強工法の選定	(40)
5.2 外ケーブル工法	(41)
5.2.1 基本方針	(41)
5.2.2 主桁外ケーブルの設計	(43)
5.2.3 横桁外ケーブルの設計	(46)
5.2.4 外ケーブルの施工	(48)
5.3 カーボンFRPシート接着工法	(52)
5.3.1 基本方針	(52)
5.3.2 カーボンFRPシートの施工	(53)
第6章 耐荷力の照査	(55)
6.1 部材の終局耐力	(55)
6.2 補強による終局耐力の増加	(55)
6.2.1 外ケーブルによる終局耐力の増加分	(55)
6.2.2 カーボンFRPシートによる終局耐力の増加分	(55)
6.3 作用荷重と安全率	(56)

第7章 高耐久性新設コンクリート橋の設計・施工	(57)	
7.1 高耐食材料の導入	(57)
7.2 構造上の配慮	(57)

別冊で資料集を作成しております。合わせてご参考下さい。

第1章 塩害対策の基本

1.1 はじめに

山形県温海地区などの冬期に強い季節風を受ける日本海沿岸部に架設されたコンクリート橋（PC橋、RC橋）においては、飛来塩分の蓄積によってもたらされる内部鋼材の腐食およびかぶりコンクリートのひび割れは、非常にやっかいな問題である。昭和60年代においては、塩害劣化部を断面修復した後、塗装ライニング処理することで対処してきた。しかし、こうした方法では5～10年後に、再び塩害損傷が現れることが多い。

本報告書は、既に塗装ライニング処理を終えた温海地区のコンクリート橋を対象として実施した種々の塩害調査、および塩害損傷が再び顕在化し、耐荷力低下の見られる橋梁に対して実施した補修・補強対策工法を取りまとめたものである。全国的にみて、温海地区の環境が特に厳しいものであることは、これまでの飛来塩分量調査などで明らかになっているが、教訓として、もっと早めに対処していたならば、損傷を小さく抑えることは可能であったと思われる。

塩害に対する知見として、コンクリート内部の含有塩分量が少ない間に、表面に塗装ライニングを施しておけば、内部鋼材の腐食を阻止することができ、ひび割れ損傷を回避できることが明らかになってきた。また、塩害による損傷が顕著であっても、部分的であれば、適切な処置によって塩害の進行を止めることもできる。しかし、対策が遅れると、表層部を補修しても再び塩害がより広い範囲で現れることになる。今後は、外見上健全に見えるコンクリート橋も、塩害環境にある場合には、この教訓を生かして塩害調査を行い、早めに対策を施すことが重要であろう。

1.2 コンクリート構造物の劣化損傷要因

コンクリートの耐久性を低下させる劣化損傷要因としては、図1-1に示すように、アルカリ骨材反応、化学的腐食、塩害、中性化等の化学的作用によるものと、凍害、荷重作用、磨耗等の物理的作用によるものがある。また、コンクリート構造物の設計や施工に際して、力学的な性質が重視されるあまり、耐久性に対する配慮が必ずしも十分でなかったこと、出来上がった構造物に対する維持管理が不十分であったこと等も、劣化損傷を促進させている原因としてあげられる。

①アルカリ骨材反応とは？

コンクリート中の水酸化アルカリと、骨材中のアルカリ反応性鉱物との化学反応をいう。広い意味では反応生成物の生成や吸水に伴う膨張によって、コンクリートにひび割れが入る現象も含める。アルカリ骨材反応によって発生したひび割れは、亀甲状となることが多く、ひび割れ中にシリカゲルを伴う。

②化学的腐食とは？

コンクリートの結合材であるセメント水和物が、腐食性物質と反応し、コンクリートが侵食されたり膨張したりして崩壊する現象。コンクリートを侵食する化学物質としては、酸、アルカリ、塩類、油、腐食性のガスなどがあげられる。このような化学物質は、各種の工業分野で広く使われているほか、温泉や酸性河川などで天然に生ずる場合もある。また、最近では下水道のコンクリート腐食が問題となってきた。

③塩害とは？

コンクリート中の塩化物イオンが多くなると、鋼材（P.C鋼材や鉄筋）が腐食し膨張することによって、コンクリート構造物が損傷する現象。塩害は、塩分が飛来し、付着しやすい海岸線付近のコンクリート構造物に多く発生している。海砂やその他コンクリート材料に含まれる塩分や、塩化カルシウム等の凍結防止剤の散布によって生じる場合もある。図1-2にコンクリート中の鋼材の腐食メカニズムを示す。

④中性化とは？

空気中の炭酸ガス、水中に存在する炭酸、その他の酸性ガス等によりコンクリートがアルカリ性を失っていく現象。鋼材付近のコンクリートが中性化すると、鋼材が腐食しやすくなる。

⑤凍害とは？

フレッシュコンクリートの凍害は、コンクリート中の自由水の凍結による膨張によって生じる。硬化コンクリートの凍害は、コンクリート中に含まれている水分が凍結すると、水の凍結膨張（約9%）に見合う水分がコンクリート中を移動し、その際に生じる水圧がコンクリートの破壊をもたらす。

⑥荷重作用

高速重車輛の膨大な数の通過により、橋梁のRC床版などが損傷（ひび割れ、陥没等）する現象。漏水が床版の損傷進行の大きな原因となっている。

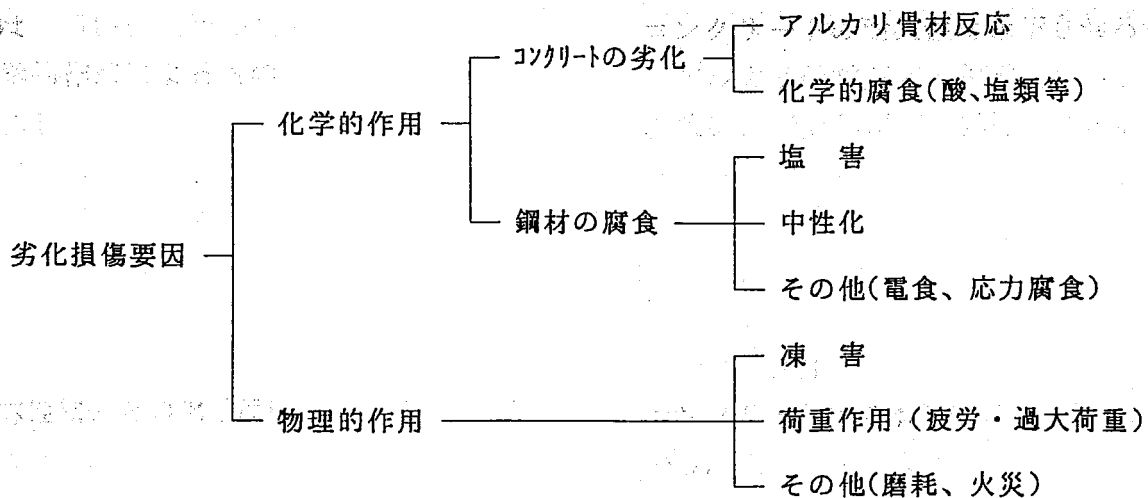
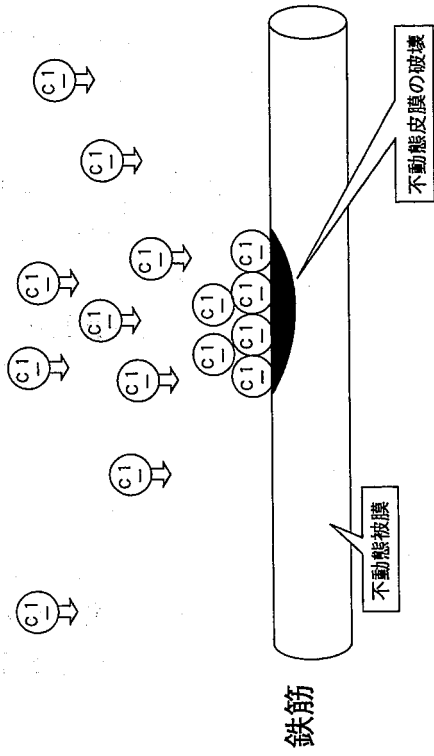


図1-1 コンクリート構造物の劣化損傷要因

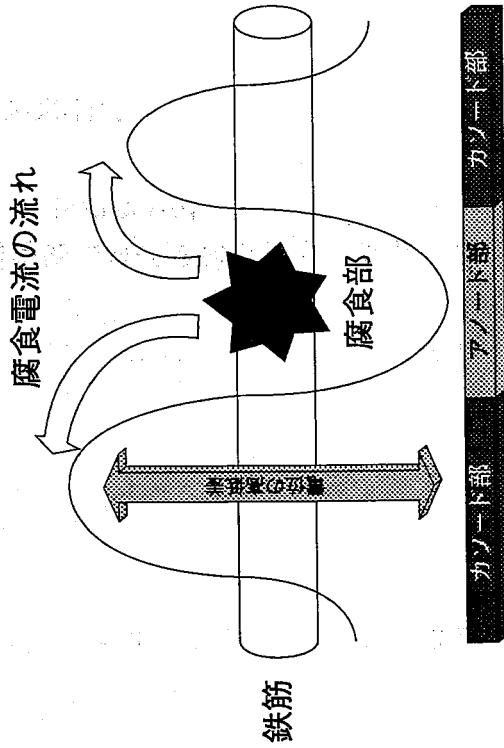
腐食のメカニズム



コンクリート中の鋼材の腐食と塩害

塩化物による鋼材の不動態皮膜の破壊
 → マクロセルの形成
 → 腐食膨張による鋼材の体積増加 (約 2.5 倍)
 → ひびわれ、かぶりの浮き、剥落

腐食のメカニズム



腐食のメカニズム

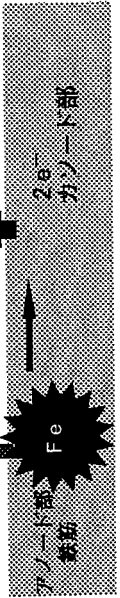
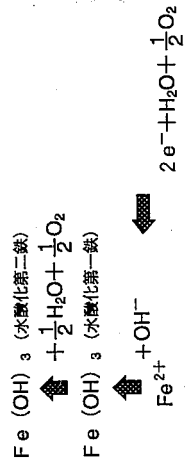
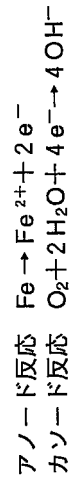


図1-2 コンクリート中の鋼材の腐食メカニズム

1.3 塩害における劣化過程

塩害による損傷は、急に起こる性質のものでなく、内部鋼材を腐食に至らせるための長期に亘る塩分の蓄積が必要である。この時期を潜伏期と呼び、以下、進展期、加速期、劣化期の4区分に分けるのが一般的である(図1-3, 宮川, 小林, 岡田¹⁾による)。

第Ⅰ期・潜伏期

塩素イオン(CI⁻)がかぶりコンクリート中を浸透し、鉄筋近辺に蓄積される過程。潜伏期の長さは、主としてCI⁻のコンクリート中での拡散速度に支配される。したがって、材料からもたらされるCI⁻、例えば海砂中のCI⁻の量が多い場合には、潜伏期は存在せず、すぐに進展期に入る。

第Ⅱ期・進展期

鉄筋がCI⁻により腐食し始め、腐食生成物(さび)が蓄積され、その膨張圧によってかぶりコンクリートにひび割れが入る過程。腐食速度およびこれによって定まる進展期の長さは、主として溶存酸素量に支配され、水の供給量およびコンクリートの電気抵抗の影響も受ける。

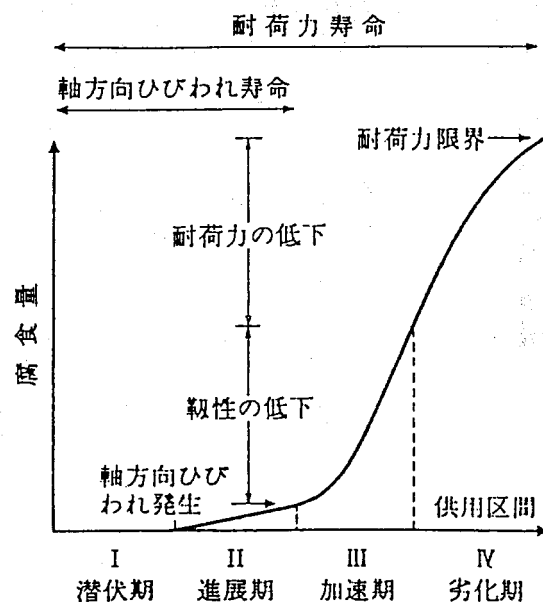
第Ⅲ期・加速期

鉄筋に沿うひび割れ(軸方向ひび割れ)の発生によって、腐食速度が促進され、かぶりコンクリートの剝離、剥落が生じる過程。支配要因は、第Ⅱ期とほぼ同様であるが、荷重作用等の影響も受ける。軸方向ひび割れが生じて、その直後は静的な耐荷力は低下しないが、孔食等により、高応力の繰返し荷重が作用する場合などでは、耐荷力および靱性の低下が生じ始める。

第Ⅳ期・劣化期

鋼材腐食が進み、断面積の減少が顕著となり、耐荷力の低下が深刻となる過程。支配要因は、第Ⅲ期(加速期)とほぼ同様である。

図1-3 塩害における劣化過程



これらの区分を支配する主な要因として、 Cl^- および酸素の拡散がある。前者は腐食の発生、後者は腐食の速度を支配する要因であり、塩害におけるコンクリート構造物の寿命もしくは余寿命を検討するにあたって、極めて重要な項目である。

塩化物のかぶりコンクリート中への浸透蓄積

Cl^- および酸素の拡散問題は、従来から種々の方法によって取り扱われていた。 Cl^- の拡散については、コンクリート中における見掛けの拡散係数は、 $10^{-7} \sim 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 程度であり、従来考えられてきたよりもかなり速く Cl^- が拡散・浸透し、蓄積されることが明らかになってきた。さらに、 Cl^- の蓄積によりいったん腐食が発生し、さらに継続的に進行するような環境下では、腐食による軸方向ひび割れが発生するのに必要とされる期間は、酸素の拡散能から推定した場合、かぶりが 50mm でもわずか2ヶ月程度となる場合があるなど、 Cl^- の蓄積期間に比べて、はるかに短くなる可能性が高いことが指摘されている(図 1-4, 宮川による²⁾)。

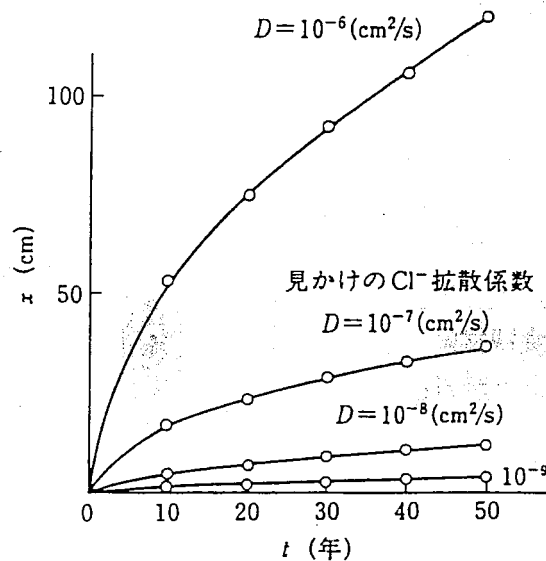


図 1-4 コンクリート中での Cl^- の見掛けの拡散係数 (D) が Cl^- の浸透深さに与える影響

- 1) 宮川・小林・岡田：塩分雰囲気中におけるコンクリート構造物の寿命予測と耐久性設計について、コンクリート構造物の寿命予測と耐久性設計に関するシンポジウム論文集、1988.4
 2) 宮川：コンクリート構造物の耐久性上の問題点とその対策、塩害(その1. 原因と腐食機構)、コンクリート工学 1994.6

1.4 腐食発生臨界量

コンクリート中の Cl^- の量が多ければ、鋼材は腐食を始める。大即ら³⁾ は、 Cl^- 量が 2.25 kg/m^3 まででは 80%以上の供試体が不動態を有し、鋼材はほとんど腐食していなかったと報告している。また、宮川⁴⁾ は、3年間にわたる暴露試験の結果から、発錆面積が顕著に増大するのは、 Cl^- 量が 2.5 kg/m^3 以上であり、 Cl^- 量としては $1.2 \sim 2.5 \text{ kg/m}^3$ の間にその限界塩化物量があると報告した。さらに、建設省総プロ「塩害を受けた土木構造物の補修指針(案)」平成元年5月に示された実態調査の結果は、浅い孔食の見られる Cl^- 量が $2.0 \sim 3.0 \text{ kg/m}^3$ 程度となっている。そのため、総プロでは、補修基準値を 2.5 kg/m^3 としている。

一方、宮川²⁾ は、一度ひび割れが生じて酸素の供給が豊富な腐食性環境にある橋梁床版では、腐食する臨界量が 0.89 kg/m^3 との報告もあり、激しい腐食を生じた臨界量として 1.19 kg/m^3 が報告されていることを強調している。したがって、図 1-2 の進展期の始まりに相当する腐食発生臨界量を、 1.2 kg/m^3 程度とした。この考え方に基づく基準として、高速道路技術センター「塩害調査手引き」(案)H5年3月がある。ここでは、鉄筋位置で 1.2 kg/m^3 を超える場合、第一次対策工を行うとしている。この値は、セメント重量比で 0.3% 程度である。

これまで、温海地区では、総プロ基準値である 2.5 kg/m^3 を補修対策の目安としてきたが、温海地区橋梁でこの値を超えている場合、すでに内部鉄筋には著しい劣化がみられるケースが多かった。そのため、一次対策工を行っても、10年以内には再び塩害損傷が顕著になったという事実がある。そのため、平成9年からは腐食発生臨界量を 1.2 kg/m^3 に置き、対策を早めに行う方が、より良い補修効果が得られると判断している。

表 1-1 腐食発生臨界量としての塩化物の量

総プロ塩害補修基準値 (1989年制定)	2.5 kg/m^3
温海地区塩害対策標準値 (~1996年)	2.5 kg/m^3
岡田、宮川の提案値 (1986年)	1.2 kg/m^3
高速道路技術センター基準値 (1993年)	1.2 kg/m^3
温海地区塩害対策標準値 (1997年~)	1.2 kg/m^3

3)大即・横井・下沢：モルタル中鉄筋の不動態に及ぼす塩素の影響、土木学会論文報告集、1985.8

4)宮川：Early chloride corrosion of reinforcing steel in concrete, 京都大学博士論文 1985.2

1.5 塩害に対する今後の方針

塩害対策地区に架設された橋梁において、橋軸方向のひび割れが見られるものは、すでに鋼材腐食を受けており、これまでのような断面修復+表面被覆だけでは、塩害の進行を止めることは不可能である。すでに橋軸方向のひび割れが見られる場合には、含有塩分量が 2.5 kg/m^3 を大きく超えており、このまま放置すれば、鋼材腐食が進み塩害劣化の加速期・劣化期の段階に入っていく。

これらの橋梁を今後も供用して行く場合、多額の補修・補強費がかかる割に、補修効果は限られている。温海地区の例では、すでにPC鋼材の破断が見られる場合には5年、PCシーソの腐食が見られる場合は10年で供用が危ぶまれる状態になることが試算されている。そのため、その時期までに架替えができるよう、計画を進めているところである。

逆に、補修にあたっては、これから何年供用を続けるのかを見極めた上で、残りの供用年数に応じた補修・補強工法を検討する。そして、すでにPC鋼材の破断が見られる橋梁スパンの内、架替え時期(3年、5年、10年後)迄の鋼材破断予想本数を考慮して補強設計を行う。なお、通常の補強によっても所定の破壊安全率1.7(6.3節参照)を満足しないスパンに対しては、たわみ管理を主とした変状監視システムの設置もしくは落桁防止支保工の設置を行うことで対処する。

すでに橋軸方向のひび割れが見られる橋梁の内、2.2節の表2-2による損傷度Ⅱのスパンは、1～2年の間に補修工事に着手する方針である。ただし、3年以内に架け替えられる橋梁の場合には、6ヶ月間隔で点検し、大きなひび割れの進展がなければ補修は行わない。

損傷度Ⅲ～Ⅳの橋梁スパンについても、温海地区では、鉄筋位置における含有塩分量が腐食発生臨界量を超えており、補修したとしても効果は少ないと思われる。また、港橋のように、平成3年から4～5年で劣化が加速され、内部をはつてみると数多くのPC鋼材が破断していた例もあった。それゆえ、架け替えまでに6年以上ある場合には、2年後を目標に補修を実施したい。ただし、5年以内に架け替えられる橋梁の場合には、1年間隔で点検し、1m以上の長く大きなひび割れが発生しなければ、補修は行わない。

今後の方針として、現在損傷が軽微であっても、鉄筋位置における含有塩分量が、腐食発生臨界量(1.2 kg/m^3)に近づいている場合には、早急に補修工事を開始するのが得策であろう。この含有塩分量以下であれば、ほとんど表面被覆だけで、十分な補修効果をあげることができ、塩害に対しては万全と言える。

さらに、架替えに際しては、現在考えられる防食工法の内、耐久性、経済性を加味しながら、各橋の環境条件に応じて最適な工法を選び、かつ、塩害に対して最適な上下部構造・形状を選定している。

第2章 塩害調査

2.1 調査の流れと種類

2.1.1 調査の流れ

温海地区においては、これまで外観目視による塩害損傷状況調査を毎年実施してきた。この調査は、1年ごとに行う定期調査として位置付けられる。この調査によって、各橋梁スパンの損傷度を調べ、その結果を基にして、補修工事への対応を検討してきた。補強対策検討も含めた調査の流れを図2-1に示す。

なお、各調査の内容については、2.2節で取り扱う。

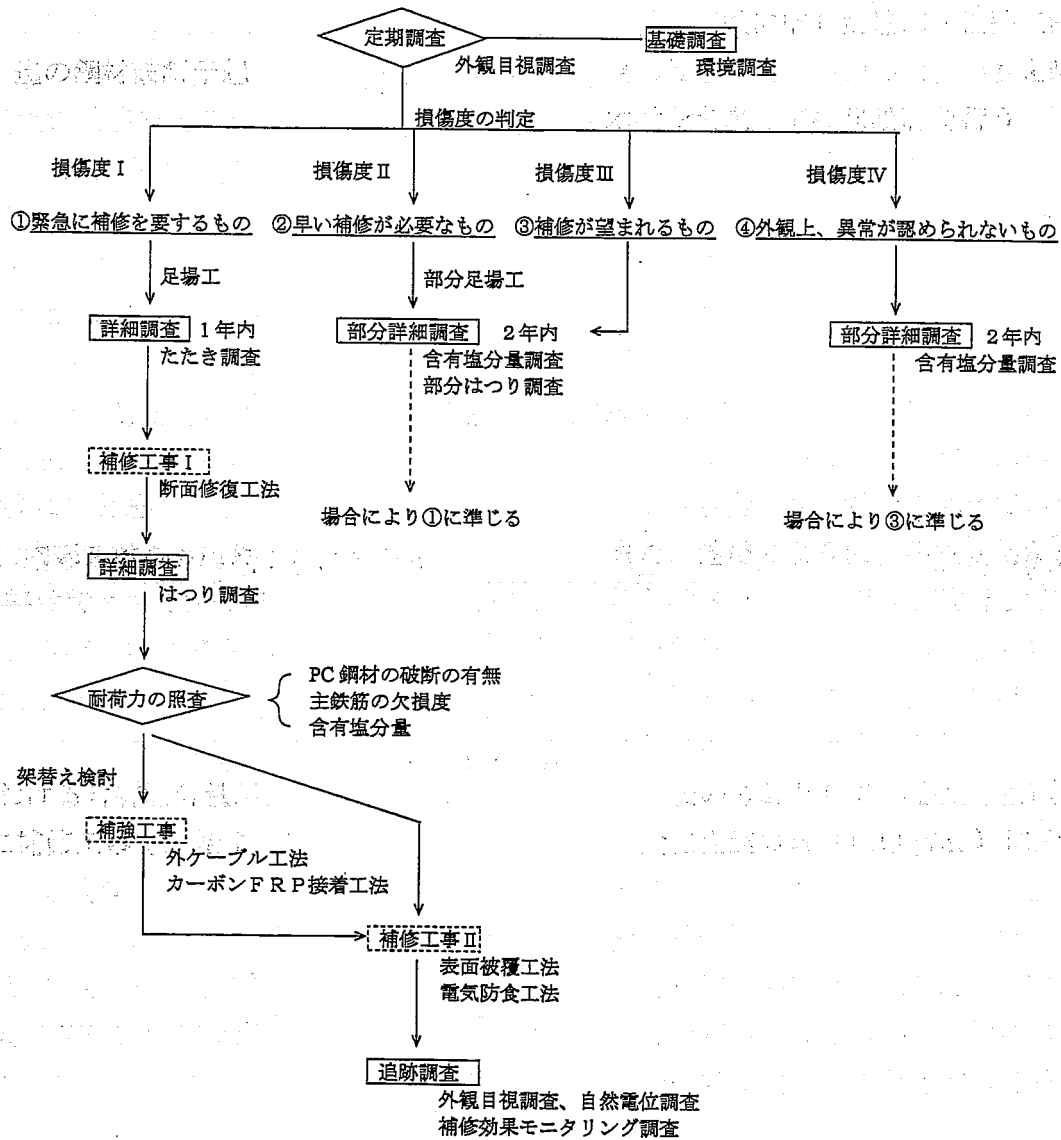


図 2-1 塩害調査および対策フロー

2.1.2 調査の種類と項目

図 2-1 調査の流れで表した、調査の種類とその項目をまとめると、表 2-1 のようになる。

表 2-1 調査の種類と項目

調査の種類	調査の項目
定期調査	外観目視調査 (ひび割れ、錆汁など)
基礎調査	環境調査 (飛来塩分量、周囲の自然・人工環境)
部分詳細調査	部分はつり調査 (鋼材腐食度調査) 含有塩分量調査 (中性化測定、圧縮強度調査も含む) 塗膜劣化調査 (塗装ライニング処理済みの場合)
詳細調査	たたき調査 (断面はつり位置の確認) はつり調査 (鋼材腐食・破断状況調査、断面修復量)
追跡調査	外観目視調査 (定期調査の継続) 自然電位調査 補修効果モニタリング調査

2.2 定期調査

2.2.1 外観目視調査

外観目視調査は、損傷箇所を橋下から目視により調査するもので、必要に応じて簡単な器具を用いている。また、橋面に異常が見られないかどうか調査している。すでに表面被覆を施した各橋梁スパンごとの損傷度の判定は、表 2-2 に準じている。

この目視調査では、橋下から目視により上部構造 (主桁・横桁・床版) に顕在化した損傷を摘出し、展開図等に記録として残す。橋台・橋脚については目立った損傷が見られる場合に記録している。次頁に、各損傷度の写真例を示す。

表 2-2 損傷度の区分

損傷状況	損傷度
ひび割れ、錆汁、あるいは剥離が全面にわたって認められる場合	I
ひび割れ、錆汁、あるいは剥離が部分的に認められる場合	II
ごく軽微なひび割れや、錆汁が認められる場合	III
ほとんど損傷が認められない場合	IV

塩害橋における損傷度の例



損傷度判定に関わる上部構造の調査項目は以下のとおりである。

- ・コンクリートのひびわれの形状と幅および長さ
- ・鎮汁の滲出位置とその大きさ
- ・かぶりコンクリートの浮き、剥離、剥落の位置や形状、鉄筋のかぶり
- ・鉄筋の露出位置と範囲、腐食程度、径、破断している場合はその数
- ・豆板の位置と大きさ
- ・橋面のくぼみ、常時湿潤部、伸縮装置の異常
- ・既に補修された部分がある場合はその位置と面積等（補修記録によっている）

表 2-2 の損傷度の区分は、総プロ「塩害を受けた土木構造物の補修指針(案)」を参考としているが、温海地区の橋梁では、すでに一次補修が実施され、塗装ライニング処理がなされているので、再度ひびわれやはく離が連続的に認められる場合には、内部コンクリートの劣化は見た目よりも進んでおり、緊急対応が必要である。そこで、すでに塗装処理されたコンクリート橋の場合には、総プロの表による損傷度の区分をワンランク上げるのが妥当と考え、独自に定めたものである。この考え方は、北陸地方建設局の塩害調査でも採用されている。

2.3 基礎調査

2.3.1 環境調査

調査対象橋梁の外的条件を把握し、詳細調査の基礎資料とするために、昭和 60 年代に、風向、海岸からの距離、地盤からの高さ等の調査を実施した。さらに平成 2 年から、塩害橋梁付近のより詳細な環境調査を行っている。平成 2～3 年に実施した環境調査の項目を、以下に示す。

- ・地形（海岸からの距離、海面からの高さ、海岸線の向き、砂浜形状、沖側の島、岩しょう等）
- ・周辺構造物（消波堤、消堤ブロック等飛沫発生物の有無）
- ・その他（飛来塩分量、風向、風速、気温など）

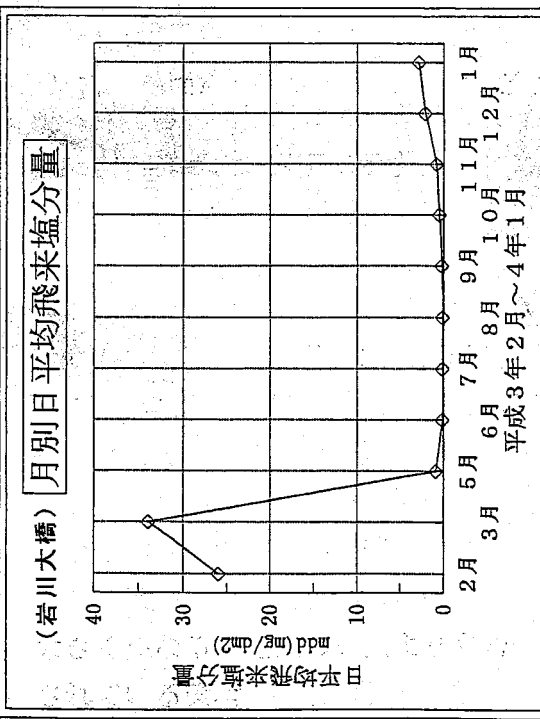
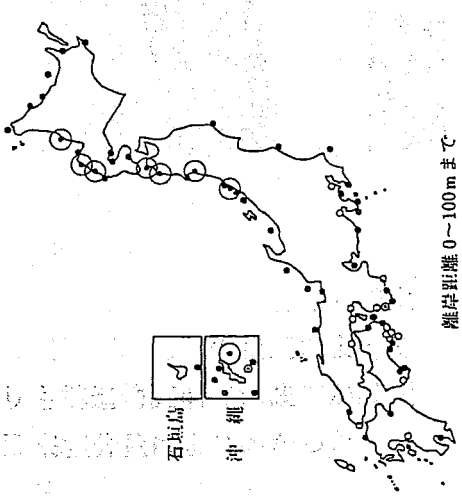
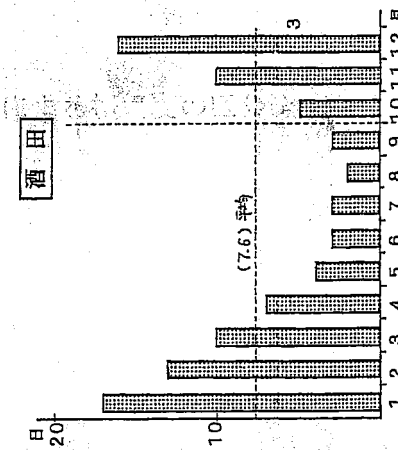
環境調査は基礎調査的なものであり、経時変化のないのが普通であるが、造成工事等大きな変化があった橋梁もある（米子陸橋、堅苔沢 3 号橋では海岸線が遠くなった）。

温海地区のコンクリート構造物の塩害は、主として、海からの波しぶきや潮風により構造物表面に塩分が付着し、これが浸透して発生したものである。飛来塩分の発生は、砂浜や岩礁の他、離岸堤や消波工等の消波構造物の配置等、海岸の状況によって大きく異なる。遠浅の砂浜よりも岩礁海岸、離岸堤よりも構造物直前に消波工が設置されている環境（次頁、岩川大橋の例参照）のほうが、飛来塩分量はより多かった。海岸付近の構造物の建設にあたっては、配置の際に塩害も考慮すべきである。

酒田地方の気象 (1967~1987年)

月	天候		風速 (m/sec)				最多風向
	晴れ	曇り	10以上	15以上	20以上		
1	5%	7%	53%	7%	0%	WNW	
2	11	7	45	4	0	WNW	
3	30	9	32	4	0	WNW	
4	50	10	23	1	0	SE	
5	54	12	13	1	0	SE	
6	49	17	8	1	0	SE	
7	46	16	8	0	0	SE	
8	53	15	6	1	0	ESE	
9	44	14	9	1	1	ESE	
10	41	14	17	1	0	SE	
11	24	14	33	4	0	WNW	
12	10	13	52	4	0	WNW	

風速10m/s以上の日数



クリート構造物設計・施工ガイドライン(案) [資料編]

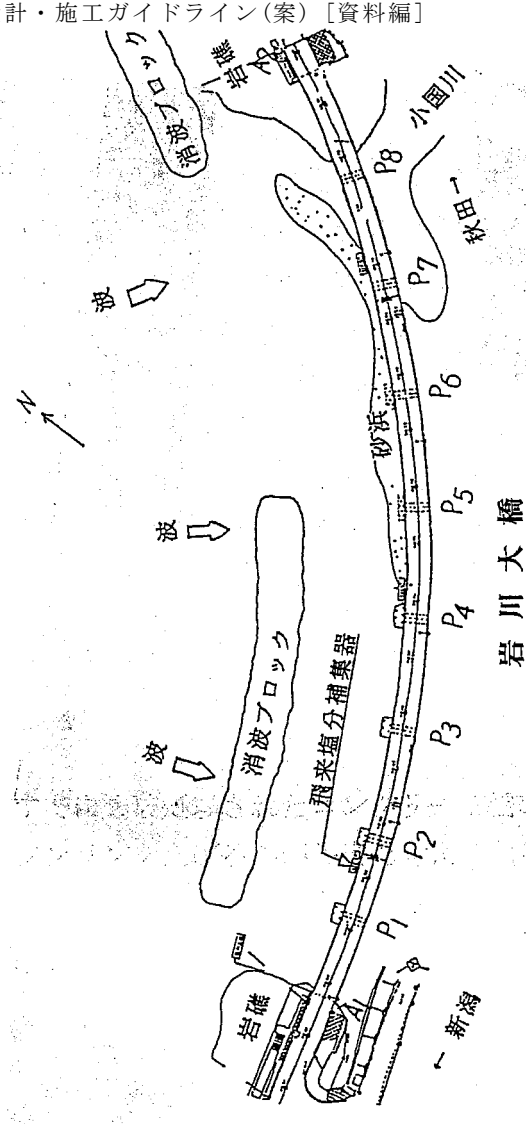


図2-2 環境調査の例

2.4 部分詳細調査

2.4.1 部分詳細調査の計画

部分詳細調査は、橋梁スパン内の最も損傷のひどい部分を選んで、構造物内部の状況を把握するために実施するものである。補修時期の予定や補修・補強工法の選定にも利用することができる。これまで、温海地区においては、損傷の著しい橋梁スパンが多かったため、緊急性の高い順に補修工事に入らざるを得なかった。そのため、部分はずり調査でなく、全面はずり調査を実施してきた。しかし今後、損傷度Ⅱ～Ⅲのスパンについて、なるべく早い時期に部分はずり調査を実施し、内部状況を把握することが必要である。一方、含有塩分量調査については、二次補修工事前にすべての橋梁で実施済みである。

部分詳細調査の実施にあたっては、既存の調査結果等を考慮しながら効率的かつ効果的に調査ができるよう、部分足場工を含む調査計画書を立案・作成している。

部分足場工としては、下から立ち上げる固定足場が最適であるが、状況に応じて部分吊足場もしくは、検査車などの利用も考えられる。

2.4.2 部分はずり調査（鋼材腐食度調査）

部分はずり調査は、塩害損傷の見られる部分のかぶりコンクリートを取り除いて、鉄筋・PCシースを露出させることによって、コンクリート中の鋼材のかぶり厚や腐食程度を把握し、腐食原因の究明、進行過程を把握するものである。それらの結果は、補修・補強対策工の要否および実施計画に利用することができる。

- (1) かぶりコンクリートをはつって鉄筋・PCシースを露出させた後、かぶり厚（最大・最小値）・腐食位置・腐食状況を調査する。
- (2) 一般に、コンクリート中に存在している塩分が原因で鋼材が腐食する場合の形態は、「点錆→表面錆→孔食→断面欠損」であり、これらの状態を目視確認する。
- (3) 評価方法としては、表 2-3 を標準としている。ランクⅠの場合には、シース内の全PC鋼線の数および破断・腐食本数を数えて記録する。ランクⅡの場合にはシース腐食と記入、ランクⅢの場合には軸方向鉄筋またはスターラップの腐食と記入する。

表-2.3 鋼材腐食度の判定

PC鋼材または鉄筋の状態	鋼材腐食度
PC鋼線の破断もしくは腐食が明白	ランクⅠ
PCシースが腐食している場合	ランクⅡ
軸方向鉄筋またはスターラップの腐食	ランクⅢ
鉄筋が表面錆程度の場合	ランクⅣ

- (4) 部分はずり調査の範囲は1箇所あたり 300×300 mm 程度とし、その深さは鋼材

のかぶり厚さ以上とする。

(5) 部分はつり調査の完了後、塩害補修に多く使用されている断面修復材料を用いて、はつり部分を修復する必要がある。さらに修復後はエポキシ樹脂系の塗料で下塗り、中塗りを行った後、アクリルシリコン系樹脂塗料による上塗りを施している。

2.4.3 含有塩分量調査

含有塩分量調査は、コンクリート中の含有塩分を定量的に把握し、劣化過程を推定した上で、詳細調査実施の判定や対策工法の選定の基礎資料とするために行うものである。温海地区のような環境下では、架設後5年サイクルで実施する。

コンクリート中の塩分は、細骨材・混和材など打設時に含まれるもののほか、日本海沿岸部など海岸に隣接した地域においては、環境条件（潮風など）によって供用中に蓄積されていく部分の総和である。

コンクリート中の含有塩分は、鋼材腐食の主因のひとつであり、構造部の安全性を左右することもある。したがって、含有塩分量を把握することは、コンクリート構造物の劣化診断の上で特に重要である。

含有塩分量の測定方法は、コア（ $\phi 50\text{mm}$ ）採取により試料を採取し、電位差滴定法によって分析を行っている。なお、平行してコアの圧縮強度試験を行うために、 $\phi 100\text{mm}$ のコアも採取している。コア採取位置は、PC桁等の内部鉄筋やPC鋼線に対し損傷の恐れが少ない部位、スパン中央付近のウェブを基本にしている。簡易試料機を用いて試料を採取し、測定する方法もあるが、温海地区ではコア採取を基本としてきた。

(1) 調査位置

含有塩分量調査のコア採取は、発生応力の小さい箇所すなわち構造物への影響の少ない部分で、鉄筋およびPC鋼線等の鋼材位置を避けて行う。鋼材位置は、設計図面を参照し鉄筋探査機、RCレーダなどを用いてチェックする（次頁写真参照）。また、採取試料の深さは、鉄筋位置付近の塩分量が把握できる深さ、10 cm以上としている。

コア採取位置の選定にあたっては、その橋梁の最も塩害を受けやすい箇所およびそのデータと比較するための比較的塩害を受けにくい箇所の2箇所とし、深さ方向の含有塩分量の分布を比較対象できるよう、10~20mmピッチで試料を分析する。また経時変化を追跡できるよう、調査箇所は正確に記録している。対策工実施時期の判定資料とする場合、最も腐食環境が厳しいと思われる箇所のデータを用いている。

(2) コアによる含有塩分量試験

採取したコアを（社）日本コンクリート工学協会 JCI 基準（案）「硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法」に準拠し、コンクリート中の全塩分量を測定する方法（次頁）によっている。

① 切 断

コアの切断例を 図2-3 に示す。

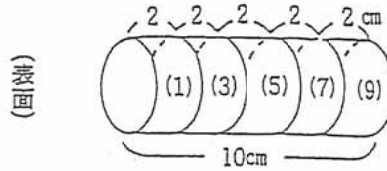


図2-3 コンクリートコアの切断例

② 粉 碎

粉砕器で小片毎に粉砕する。粉砕度はふるい0.15mm以下とする。

③ 抽 出

一定量の粉末をガラスビーカーに採取し、硝酸溶液 (2 N-HNO³) を加える。ガラス棒で静かに攪拌後ホットプレート上で5分間静に沸騰させて抽出する。

④ ろ 過

室温まで冷却後蒸散水量を調整し、ろ過より抽出液を得る。

⑤ 測 定 (分析)

自動分析装置により、抽出液中の塩分量を分析する。



写真一

項目

鉄筋探査

箇所

桁ウェブ

説明

RCレーダーによる鉄筋探査状況

2.4.4 中性化測定調査

コンクリートの劣化原因の一つである、炭酸化現象を把握することを目的として、含有塩分量調査時の採取コアもしくははつり箇所に、フェノールフタレインアルコール溶液をかけて測定している。

コンクリートは通常アルカリ性を呈し(約 PH 13)、これを保持している間は、鉄筋表面に不動態皮膜が生じ、腐食することはないとされている。しかし、コンクリート構造物の大気に触れている場所では、炭酸ガスの浸入により、コンクリートの細孔溶液の炭酸化が進み、PH が低下する。この現象を炭酸化と呼んでおり、コンクリート中性化の一種と位置付けられる。中性化は、コンクリート表面から内部へ進行し、鉄筋位置付近まで進むと、不動態皮膜が破壊され腐食し始める。これはまた鉄筋腐食の要因の一つである酸素の浸入も容易にさせることになるので、含有塩分量測定用コア採取時には、中性化深さの測定を行っている。なお、中性化が進むと塩素の濃縮が生じることもあり、注意が必要である。

調査方法は JISK8006 (試薬の含有量試験中に関する事項) に規定されるフェノールフタレイン1%アルコール溶液を噴霧し、未着色部(中性化部)を計測している(写真)。



写真
コアの中性化測定

2.4.5 コアの圧縮強度試験

腐食した鋼材の影響範囲外、すなわち無ひび割れ部にあるコンクリートの圧縮強度の把握を目的として、含有塩分量調査時の採取コアを利用している。試験は JISA1108 のコンクリートの圧縮強度試験方法に準じる。

コアの圧縮強度試験は、構造物が所要の耐荷力を有しているかどうかを判定するために行うものであり、塩害調査の一環として行う場合には、直径 100 mm の含有塩分量採取コアを利用する。ただし、この場合には直径の2倍の長さが必要なため、長さが 20 cm 以下の場合、JISA1107 に示される強度の補正を行っている。

2.4.6 塗膜劣化調査

塗膜劣化調査は、コンクリート塗装材の劣化状況や損傷原因がコンクリート塗装材の劣化によるものかどうか確認するために行うもので、補修材料の評価および選定等の資料とすることもできる。

塗膜の劣化調査は、一般的に表面状態の観察と付着力測定である。

(1) 塗膜の表面観察

塗膜の表面観察については、外観目視調査に従って行い、塗膜表面のひびわれ、はがれ、浮き等の劣化状態を見るものとする。

(2) 塗膜の付着力測定方法

塗膜の付着力測定には、簡易式垂直引張試験機（建研式接着試験機とも呼ばれる）が用いられる（図 2-4）。

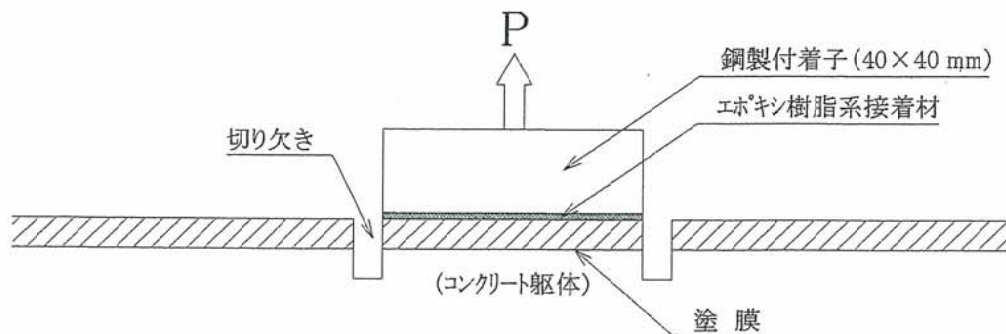
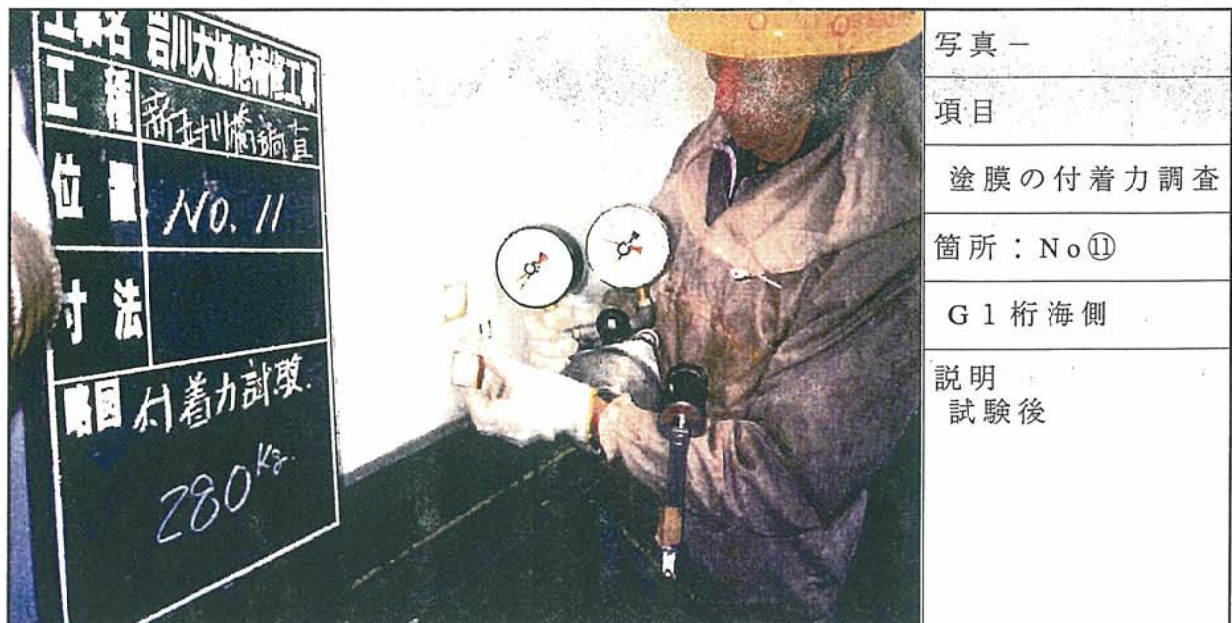


図 2-4 付着試験概要図



2.5 詳細調査

2.5.1 詳細調査の計画

詳細調査は、補修工事の実施に伴って行っており、調査にあたっては、既存の調査結果等を考慮して、効率的かつ効果的に調査ができるよう、実施している。一次補修記録のある場合には、これを参考にしている。

調査の実施にあたっては、調査の目的に応じた適切な方法、規模で行えるよう、事前に調査の目的を工事関係者に知らせ、協力を依頼している。また、施工計画が作成された段階で、調査の実施時期を、工事関係者と打ち合わせることにしている。

2.5.2 たたき調査

たたき調査は、対象構造物に直接接触して損傷を定量的に把握し、補修必要部分のマーキングを行うものである。補修工事の前調査として非常に重要であり、見た目が良くても、全面たたき調査を行うのを原則としている。

塩害による損傷の場合は、コンクリート内部の変状が表面に現れないことが多い。また、補修対策済みの橋梁では、塗装でコンクリート表面が被覆されており、外観目視調査のみでは判定が困難である。そのため、たたき調査は、目視では判定しにくい浮き・剥離等の変状を調査するものであり、微妙な音の相違によって劣化部を判定するので、熟練が要求される。

たたき調査は、足場工架設に付随した補修工事の一環として実施しており、はつり箇所選定の重要な事前調査として位置付けられる。すなわち、たたき調査によってはつり・断面修復部分の位置と大きさが決まる。

2.5.3 はつり調査（鋼材腐食度調査）

はつり調査は、補修工事に併せて、かぶりコンクリートを取り除いた鉄筋およびPCシース・PC鋼材の腐食程度を把握し、鋼材断面の欠損量もしくは各シース内PC鋼線の破断本数を詳細に記録するものである。鋼材腐食の進行過程を直接把握できるものとして、特に重要な調査であると言える。それらの結果は、補修対策工・耐荷力の照査および補強工法の選定などの資料となり得る。

はつり調査にあたっては、以下の点に注意している。

- (1) たたき調査によって、劣化の認められたすべてのコンクリートをはつって鉄筋・PCシースを露出させた後、かぶり厚（最大・最小値）・腐食位置・腐食形態および腐食度などを調査する。
- (2) 一般に、コンクリート中に存在している塩分が原因で鉄筋が腐食する場合の形態は、「点錆→表面錆→孔食→断面欠損」であり、これらの状態を目視確認する。

(3) PC鋼材の腐食の形態は、「シース腐食→シース欠損→PC鋼線の腐食（点錆→表面錆→孔食）→PC鋼線の断面欠損・破断」となる。このうち、既にシースが欠損しており、PC鋼線の腐食もしくは破断が確認できるものについては、位置・腐食本数・破断本数を各シースごとに詳細に調査している。また、記録の手段として各シースに海側下段から順に番号をつけている。はつり調査記録の例を次頁に示す。

(4) 全面はつり調査の対象となるコンクリート橋においては、すでに塩害損傷が進行しているので、補修工事にあたっては、はつり工部分を損傷程度に応じて分割施工（2～3回）で実施している（いわゆる千鳥施工、図2-5）。はつり調査は、これら分割施工における各々のはつり完了時点において実施するものであり、鋼材防錆剤の塗布前であればならない。

(5) はつり調査に併せて、温海川橋では追跡調査用のセンサー（自然電位測定用）を埋め込んだ。

(6) はつり後の断面修復に伴う型枠面積、断面修復位置図および各主桁の断面修復量一覧は、劣化コンクリート量および劣化位置の把握にとって貴重な資料となるので、各橋とも、すべてのスパンについて記録している。

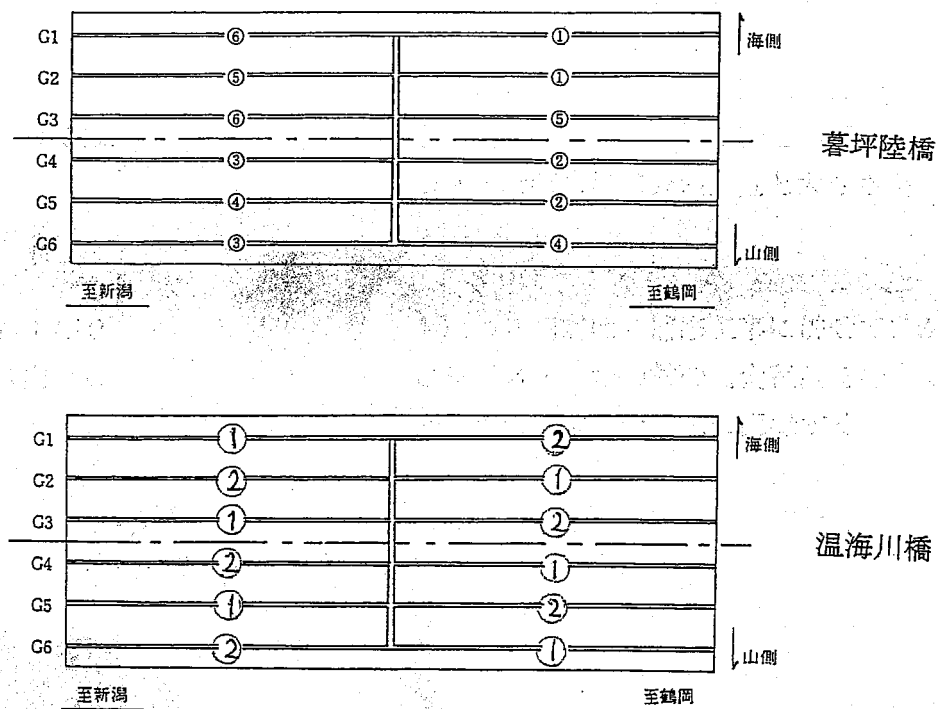


図2-5 千鳥施工順序の例



主桁下フランジ部
はつり工



はつり後の
PC鋼材腐食状況
(鋼材腐食度調査)



主桁下フランジ部
サンドブラスト工

2.6 追跡調査

2.6.1 追跡調査の計画

追跡調査は、補修・補強工事後の補修効果・補強効果の持続確認、内部鋼材の腐食状況把握等を目的として行うものである。コンクリート内埋め込みセンサーを予定している場合には、補修・補強対策工を考える時点で、測定機器の位置、配線方法などを明確にしておく。

補修工事後の追跡調査として、温海地区では次の調査を実施している。

- ・全橋の外観目視調査の継続（1年ごと）
- ・暮坪陸橋における、外ケーブル補強効果確認のための載荷試験および安全管理を目的とした長期監視（たわみ測定用変位計など）
- ・温海川橋第1スパンにおける、内部鋼材の腐食状況把握に関する自然電位測定
- ・新五十川橋の電気防食工法についての、効果持続確認試験および遠隔モニタリング調査
- ・三瀬陸橋のカーボンクロス・外ケーブル補強効果確認のための載荷試験

これらの追跡調査は、補修・補強効果確認のために有効ではあるが、目視調査を除いて一般に経費がかさむため、温海地区での採用は、補強後の耐荷力に疑念が持たれる場合や新工法採用にあたっての持続効果確認、非破壊試験の有効性を調べるための試験的採用に限られている。

2.6.2 自然電位調査

コンクリート中の鉄筋・PC鋼材の腐食状況を把握することを目的として、鉄筋の電位をコンクリート表面から、もしくは、センサー（照合電極）埋込みによって測定するものである。温海川橋では、補修工事に合わせて照合電極埋込みを行っている。

自然電位調査は、塩害環境下におけるコンクリート中の鉄筋の腐食が、電気化学的反応によって生じることに着目し、自然電位が鉄筋の腐食に伴って卑電位に移行する状態を把握しようというものである。判定基準を表2-4に示す。

表 2-4 腐食度判定基準表 (ASTM に準拠)

電位 E (mV, SCE)	腐食の確率
$E > -126$	90 %以上の確率で腐食なし
$-126 \geq E > -276$	不確定
$-276 \geq E$	90 %以上の確率で腐食あり

SCE は、飽和カロメル電極 = 246 mV 標準水素電極基準

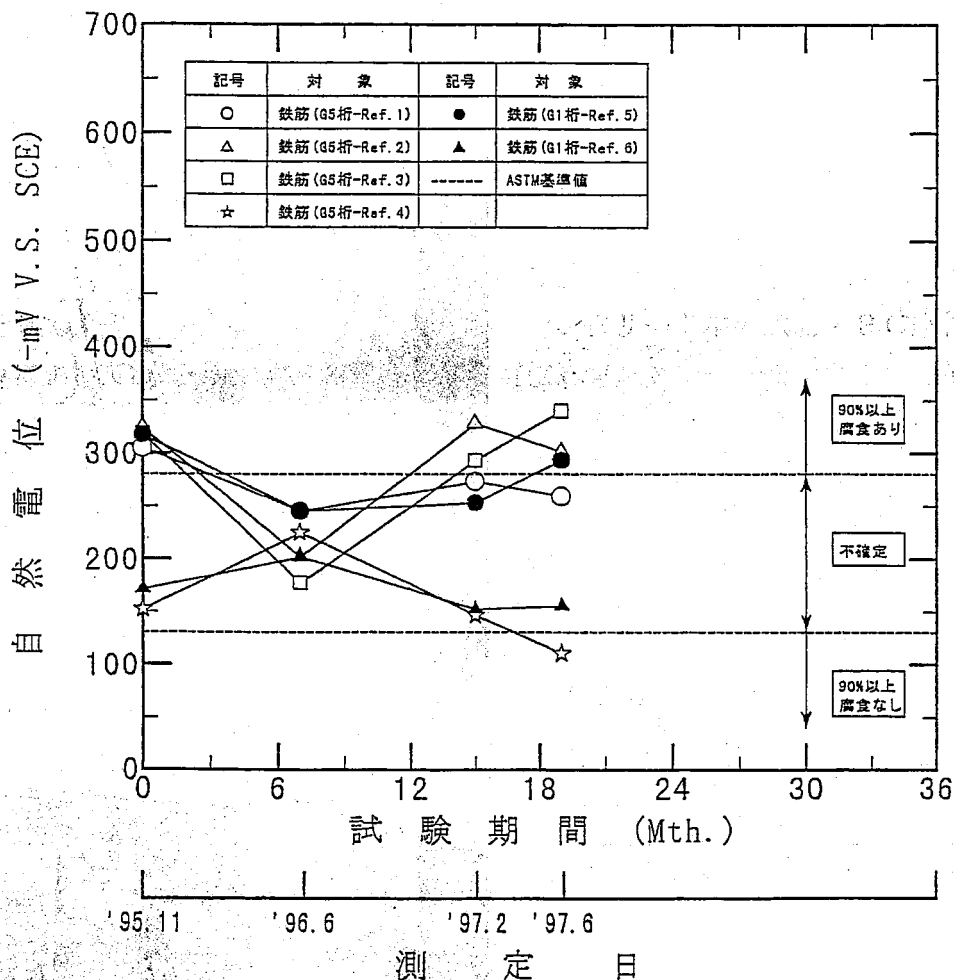
図 2-7 は、温海川橋スパン 1 で試験的に実施している自然電位測定 の 1995 年からこれまでの推移を示したものである。各記号(Ref.No.)ごとの調査箇所を、以下に示す。

- R 1 : 大断面修復部中央の P C 鋼材腐食部に配置 (G 5 桁)
- R 2 : 大断面修復部と未補修部の境界 (腐食なし) に配置 (G 5 桁)
- R 3 : 大断面修復部と未補修部の境界 (腐食なし) に配置 (G 5 桁)
- R 4 : 比較的健全部 (腐食なし) に配置 (G 5 桁)
- R 5 : 小断面修復部中央の鉄筋腐食部に配置 (G 1 桁)
- R 6 : 比較的健全部 (腐食なし) に配置 (G 1 桁)

結果の推移を見ると、照合電極設置後最初の測定では、各センサーとも、腐食不確定領域にあるが、その後 R 4・R 6 の健全部の電位は、腐食なしの領域に近くなっているのがわかる。逆に、R 2・R 3 の電位は、腐食ありの領域に近づいており、これが単に塩分の増加によるものか、境界部の問題 (異質材料の電位差によって生じるマクロセル腐食) によるものかは不明である。

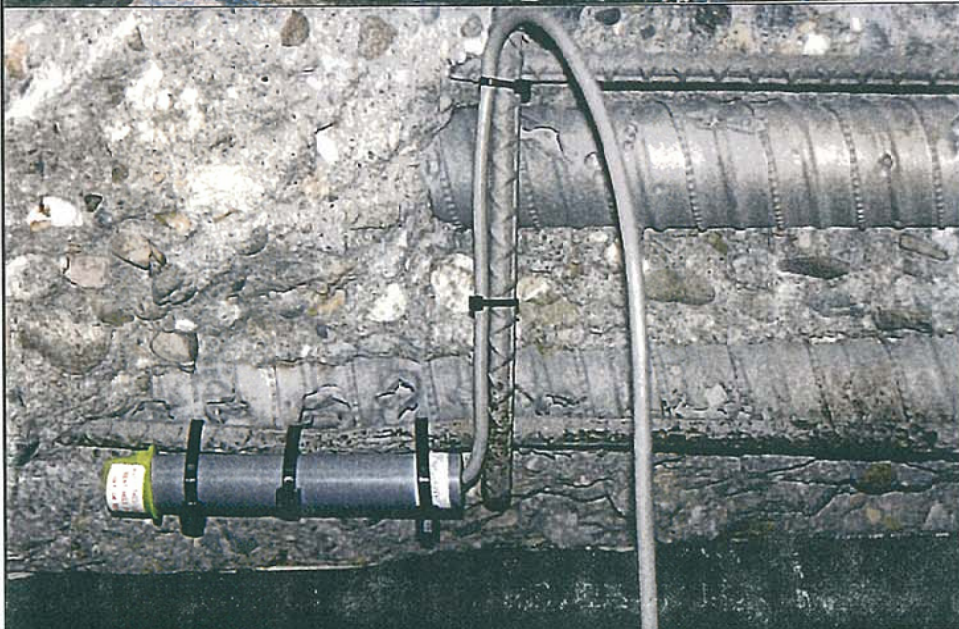
温海川橋自然電位測定

図2-7 自然電位測定 の例

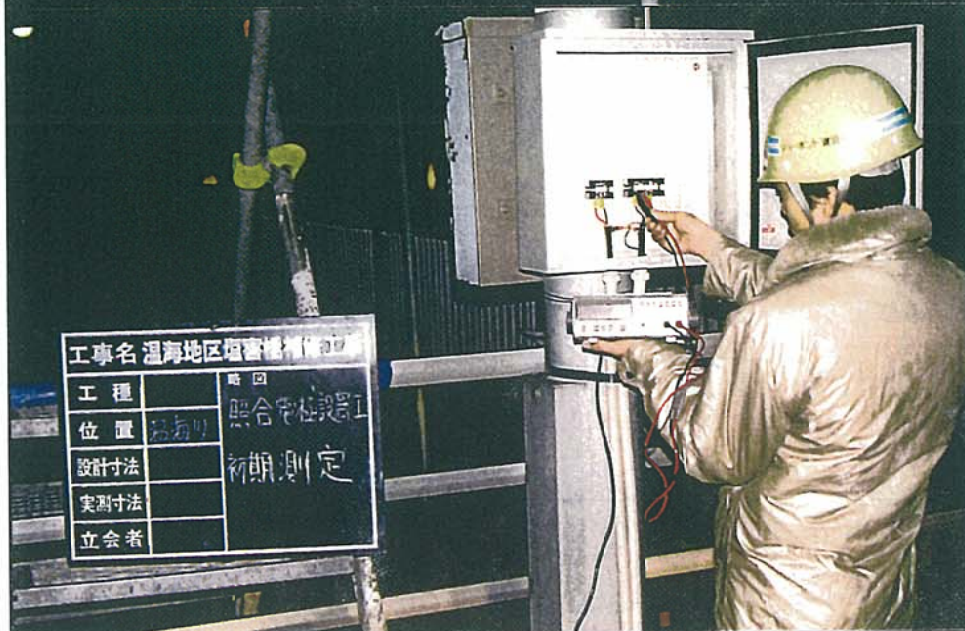




自然電位測定用
照合電極埋込み



鉄筋に沿って取り付
けられた照合電極



電位の測定

2.6.3 補修効果モニタリング調査

補修時にあらかじめ埋設したセンサー等を利用して、鉄筋自然電位・鉄筋応力・外ケーブル張力・部材の変位などを電話回線などを用いて、管理事務所で遠隔操作して調査するものである。

鉄筋自然電位のモニタリングは、暮坪堤防暴露供試体および新五十川橋において実用化されている。この場合、現場では遠隔操作に対応する装置、管理事務所では遠隔管理装置（コンピュータ）および専用回線が必要であるが、任意の時期に調査できる利点がある。また電気防食工法では、防食電流のコントロールも可能である。

2.6.4 その他の追跡調査

その他の追跡調査としては、トラック4台を用いた暮坪陸橋の載荷試験、トラック2台を用いた三瀬陸橋の載荷試験がある。また、追跡調査でないが、補修事前調査として、鈴跨線橋では応力頻度測定を実施した。

2.6.5 暮坪陸橋の長期監視システム

劣化の著しい暮坪陸橋第3スパンは、補強後も耐力力の持続に懸念が持たれた。そこで、平成3年以来、万が一の事態に備えた長期監視システム(図2-8)が設置されている。このシステムは、主桁のたわみ、中間支柱上の支承反力および外ケーブルの張力を長期的に測定しているものであり、たわみが下記監視基準のランク1に達すると交通止めを行う(表2-5)。

表 2-5 暮坪陸橋における長期監視基準

ランク	監視基準	対応策
3	各主桁スパン中央のたわみ、外ケーブルの軸力、中間支柱上の支承の反力の各計測項目のうち1つまたは2つの平均値が急激な変化傾向を示し始めた時点。	詳細点検 (計測器を含めた)
2	上記の3つの計測項目の平均値がすべて急激な変化傾向を示し始めた時点。	荷重制限 (再補強の実施または迂回路検討)
1	各主桁のスパン中央の平均値のたわみが5mmとなった時点。	交通止め (迂回路への切替え)

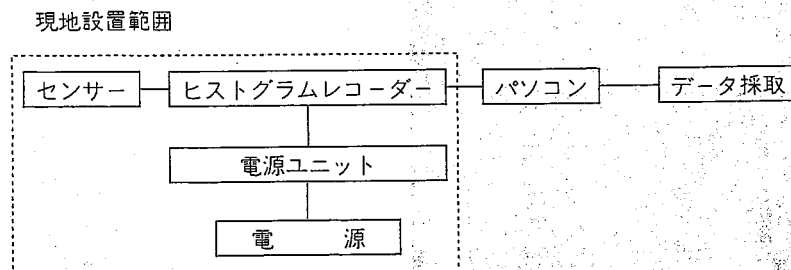


図 2-8 長期監視計測システム

第3章 判定の標準

3.1 塩害損傷の判定

塩害損傷は、水、酸素および塩化物によって生じるものであり、これらの影響度および構造物の現状をもとに、補修・補強対策に必要な包括的損傷度の判定を行う。

塩害損傷は、一度損傷が外に現れると、すでにかかなりの濃度の塩化物イオンがコンクリート内部に浸透していることを示す。そのため、通常の断面修復+表面塗装による補修は、塩害の発達を遅延させるものでしかないことを認識する必要がある。この基本的な考え方を根底に、第2章による調査結果から、補修・補強対策もしくは架替え対策に必要な、構造物の包括的塩害損傷度を判定する。

3.2 判定のための調査項目

構造物の包括的塩害損傷度についての判定は、表 3.1 に示す調査項目に基づいて行っている。各調査において、補修・補強対策実施の要否を判定するにあたっては、特に◎で示す項目が重要である。

温海地区塩害橋の場合、諸条件が似ていることから、外観目視調査のみで、補修の要否を決定し、付随的な証として含有塩分量をみている。また、詳細な全面はつり調査の実施後に、補強の要否を決定している。

表 3.1 判定のための調査項目

調査の種類 調査項目	定期調査	部分詳細 調査	詳細調査	追跡調査
外観目視調査	◎			◎
環境調査	○			
含有塩分量調査		◎		
部分はつり調査		○		
塗膜劣化調査		○		
たたき調査			○	
はつり調査			◎	
自然電位調査				○
補修効果モニタ リング調査				○
載荷試験				○

注) 含有塩分量調査用コアを用いて、同時に中性化測定、圧縮強度試験を行うこともある。

3.3 補修の要否に関わる判定

外観目視調査より

① 損傷度Ⅰの橋梁スパン

交通供用に危惧が感じられる状態であるので、1年以内に応急処置を含む補修が必要。

② 損傷度Ⅱの橋梁スパン

早期に補修を必要としている橋梁スパンであり、1～2年以内に補修する。

ただし、既に架替えの計画があり、3年以内に架替えが実施に移される場合には、6ヶ月間隔で点検し、おおきな変状がなければ補修は行わない。

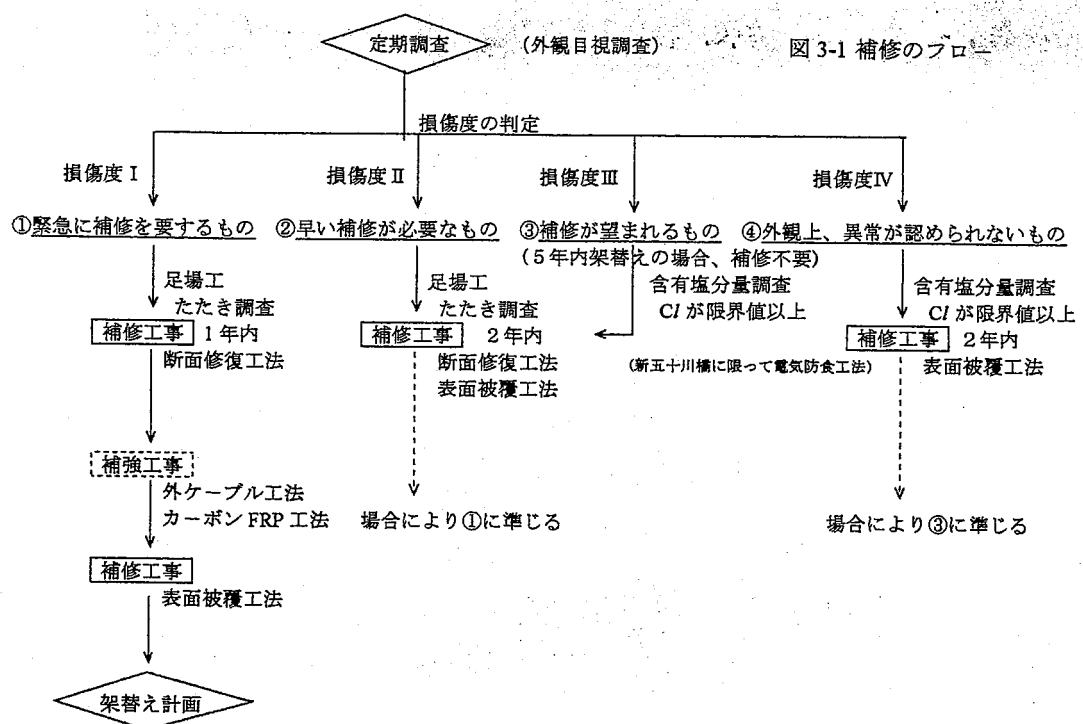
③ 損傷度Ⅲの橋梁スパン

含有塩分量が、 1.2 kg/m^3 を超えている場合、2年以内に補修を実施する。また、含有塩分量が、 2.5 kg/m^3 を超えている場合には、補修したとしても鋼材腐食が進行し、補修効果は少ないので、架替えを検討する。5年以内に架替えを実施するのであれば、補修は不要である。

④ 損傷度Ⅳの橋梁スパン

含有塩分量が、 1.2 kg/m^3 を超えている場合、2年以内に補修を実施する。一般に、 $0.6 \sim 1.2 \text{ kg/m}^3$ の範囲にある場合、表面塗装さえしておけば、塩害の進行を止めることができると考えられている。ただし、約15年で再塗装を行う。

塩害を受けやすい環境にある橋梁においては、毎年すべてのスパンを対象にした外観目視調査を実施する。



3.4 補強の要否に関わる判定

3.4.1 判定のフロー

はつり調査(鋼材腐食度調査)より

①ランクⅠの主桁

PC鋼線の破断もしくは腐食が明白である場合、外ケーブル+カーボンFRPシートによる補強を行っている。

②ランクⅡの主桁

PCシースの腐食が始まっている場合、カーボンFRPシートによる補強を行う。
 なお、軸方向鉄筋劣化の著しいRC橋も、カーボンFRPシートによる補強を行う。

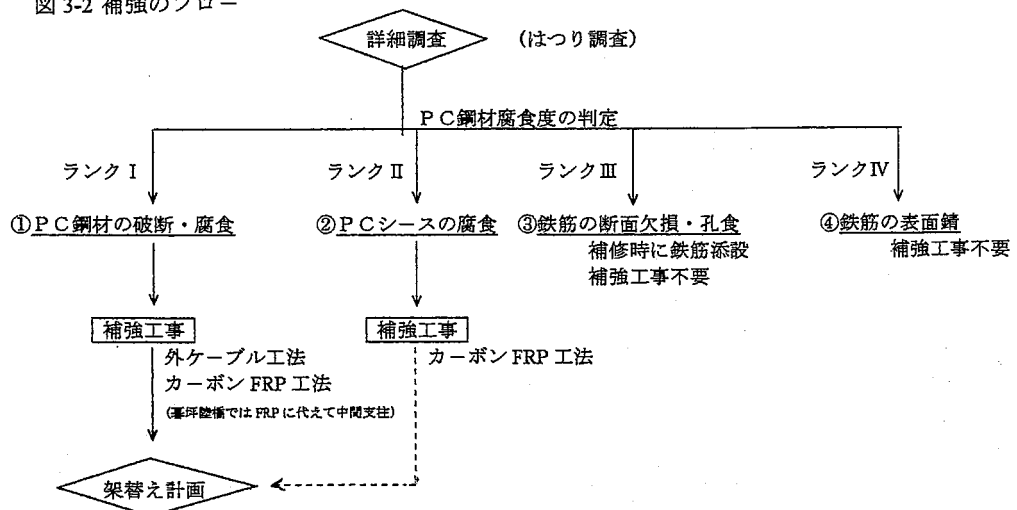
③ランクⅢまたはⅣの主桁

PCシー스에異常が無く、腐食が鉄筋のみに留まっているPC橋は、塩害対策としての補強を行わない。

PC橋において、PC鋼材は使用状態・終局状態とも無くてはならないものであり、その一部が役に立たなくなれば、すぐさまこれを補充しなければならない。その場合、補充としてPC鋼材を用いるのが最も自然であり、内ケーブル補充が困難なことから、外ケーブルの形として補強している。また、塩害の進行を止めることは難しく、腐食の速度に関しては不確定要素が多いので、平成6年以降、耐荷力増強効果と外からの塩分遮断効果を兼ね備えたカーボンFRPシートを併用している。耐荷力の照査は、外ケーブルとカーボンFRPシートを考慮して行っている。

一方、PCシー스에腐食が見られる主桁の場合、現時点において耐荷力の低下はない。しかし、数年後にはPC鋼線の腐食・破断に発展する可能性が高いため、耐荷力増強効果と外からの塩分遮断効果を兼ね備えたカーボンFRPシートを用いて補強している。

図 3-2 補強のフロー



3.4.2 耐荷力の照査におけるPC鋼材の破断本数

はつり調査において、PC鋼材の破断もしくは腐食が確認された場合、各主桁各部位におけるPC鋼材の破断および腐食本数を、露出したPCシースごとに記録・整理しておく。構造物の耐荷力算定にあたっては、最も危険となる破断状態を照査に用いるものとする。この場合、各PCシースごとにPC鋼線総数と破断・腐食鋼線の比率を求め、これを考慮しながら、照査を行う。

温海地区においては、PC鋼材に破断が確認された橋梁に関しては、すでに多量の塩分が介在しており、安全上からも長期間の供用は無理であると判断している。したがって、3年～5年を目標にして、架替え計画を進めている。

この場合、3～5年後の破断増加は、現在の破断・腐食状況、含有塩分量などを参考にしながら、各主桁の現在の破断状況に応じて、決定している。ここで、含有塩分量の増加に関しては、FICKの拡散方程式(新五十川橋の例)を根拠とし、これに暮坪陸橋の一次補修時から二次補修時にかけての鋼材破断本数増加量を加味したものを破断増加の基礎としている。具体的には、シース1本内で現在すでに33%以上破断しているシースは、5年後には全損(1.0本破断)と仮定して計算している。さらに、PC鋼材破断のある主桁に隣接する比較的健全な主桁においては、最低0.5本のPC鋼材破断が生じると仮定し、カーボンFRPシートによる補強を行っている。

第4章 補修設計

4.1 補修工法の選定

補修工法の選定は、外観目視調査、環境調査、含有塩分量調査、部分はつり調査の結果等を参考にして、橋梁各スパンごとに行うのを原則とする。

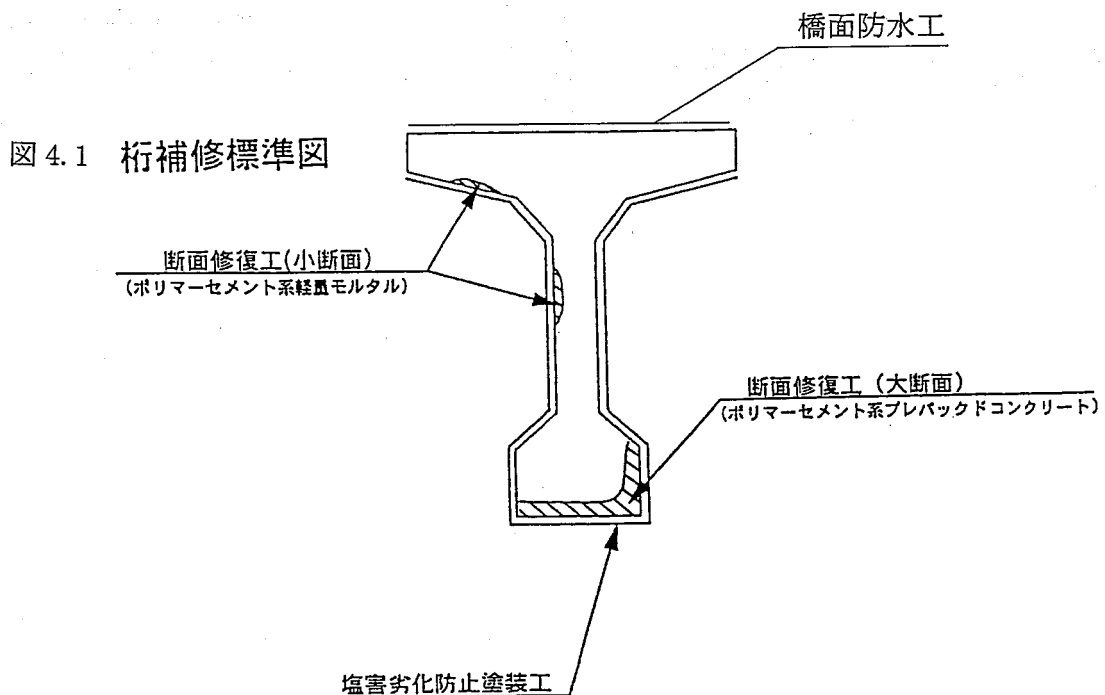
塩害を受けたコンクリート橋の補修対策として、最も多く利用されているのが、表面被覆工法および断面修復工法であり、温海地区も例外ではない。

このうち断面修復工法が必要となるのは、すでに塩害によるひび割れやコンクリートの浮き、剥離が見られる場合である。この場合には、たたき調査によって施工範囲を決定し、劣化した部分をはつり落とす必要がある。ここで断面修復深さが 5 cm 以上の場合には、型枠を用いた断面修復が必要であり、5 cm 未満の場合には、補修モルタルを数回にわたって塗りつける断面修正が必要である。ここではこれらを総称して断面修復工法と呼ぶ(図 4-1)。

コンクリートの劣化のない部分もしくは橋梁スパンにおいては、表面被覆工法を行うだけでよい。また断面修復を実施した部分にも、後処理として表面被覆工法が適用される。なお、全面はつり調査の結果、カーボン FRP シート接着による補強が必要と判定された橋梁スパンでは、カーボンシートが表面被覆の役目を果たす。

また種々の条件が適合する場合には、表面被覆工法の代用として、電気防食工法を採用することもできる。この場合には、導電性のよい断面修復材の使用が不可欠である(新五十川橋)。

表面被覆を行うと、コンクリート内部の湿気が外に出ないので、塩害補修の前には、橋面防水工の施工が望ましい。



4.2 断面修復工法

4.2.1 基本方針

(1) 断面修復工法は、コンクリートに生じたひびわれ・浮き・剥離部の位置や形態をたたき調査によって確認したうえで、適切なはつり範囲を設定し、はつり落とした後、はつり箇所の大きさ、特に深さに応じて選定する。

はつり工に先だって、浮き・剥離部周辺に 50 mm 程度の余裕幅を取り、深さ 10 mm 程度の Cutter 目地を入れてはつり範囲を限定する。剥離部周辺に 50 mm 程度の余裕幅を取るのには、コンクリートかぶりとはつり深さなどを勘案し、経験から得たものである。また、はつり範囲に深さ 10 mm 程度の Cutter 目地を入れるのは、断面修復部に鋭角なはつり角となる弱点部を残さないためと、はつり範囲を限定して、損傷が顕在化していない健全なコンクリート部分まで、はつり範囲を拡大させないためである。

大断面の断面修復工は、一般に型枠を設置してプレパックドコンクリートを注入するプレパックドコンクリート工法によっており、小断面の場合は、軽量で接着力の強いポリマーセメントモルタルを数回塗りつける断面修復モルタル工法によっている。

①プレパックドコンクリート工法

プレパックドコンクリート工法は、一般に断面欠損が大きい場合に用いられる工法であり、その例を図 4-2 に示す。この工法による施工は、型枠設置、修復部への粗骨材充填、注入材の注入、養生、型枠脱型の順序で行われる（施工写真参照）。

②断面修復モルタル工法

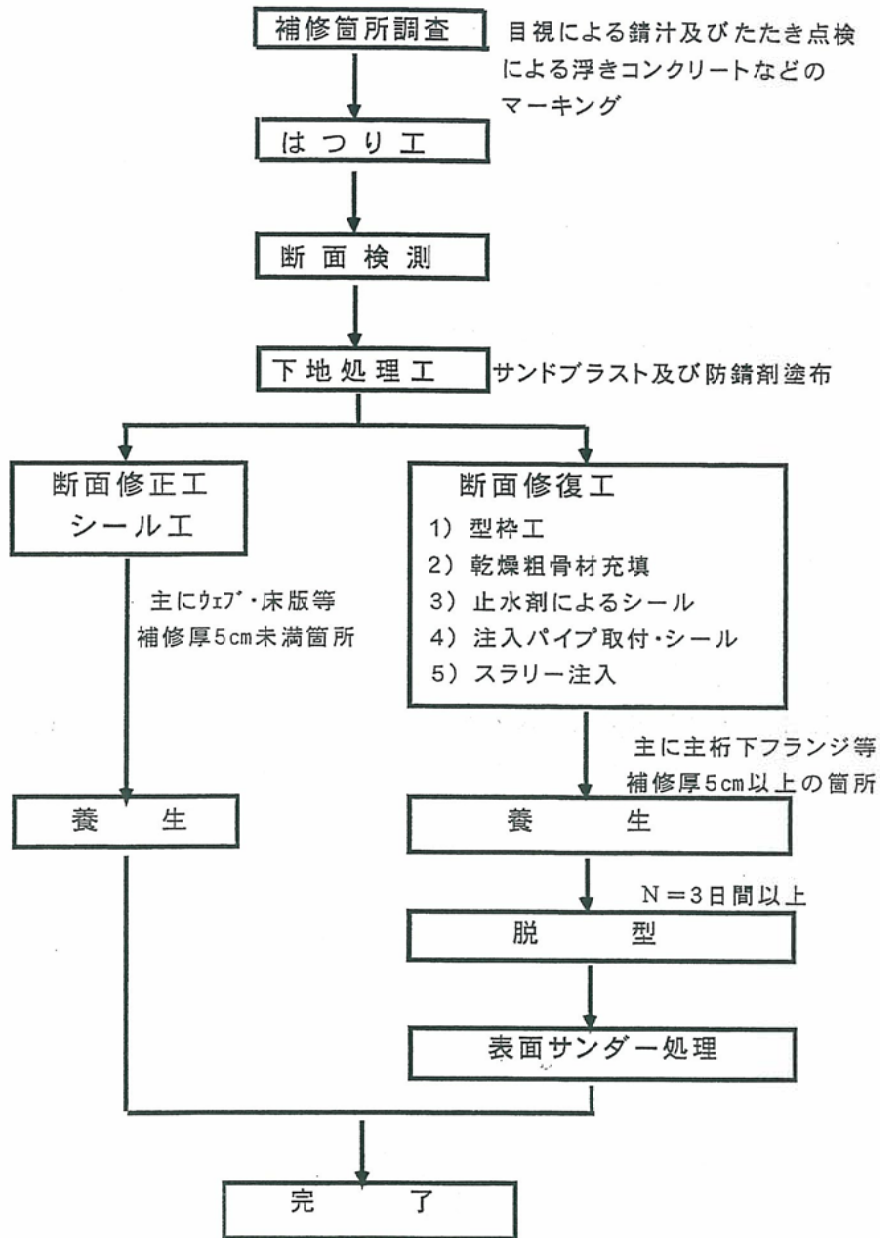
断面修復モルタル工法は、断面欠損が比較的小さく、修復深さが 5 cm 未満の場合や、他の工法を適用しにくい場合に用いられる。この工法を用いた場合には、コテ、ヘラあるいは指によって、モルタル等を数回にわたって塗り込む作業が中心となる。

断面修正工とも呼ぶ。

(2) 適切な断面修復工とするためには、はつり工やはつり面の素地調整と下地処理工、腐食鋼材の鏽落としと防錆処理工を実施する必要がある。

コンクリートのひびわれ・浮き・剥離は、塩分による鋼材の腐食膨張によって引き起こされる。したがって、鋼材周辺の塩分を含むコンクリートを、はつり工によって除去すればよいが、鋼材裏側のコンクリート迄はつり取ることは、PC 橋では困難である。はつり工後にブラスト処理を行えば、鋼材の発錆部は一応除去することができる。その後、速やかに鋼材の防錆処理を施すことが必要であり、耐久性を高める最も重要なことと言える。しかし、防錆処理のできない修復端部の境界部では、マクロセル腐食の問題が残ることを認識しておかなければならない。

補修工(断面修復・修正)フローチャート



施工写真

小断面修正工
ポリマーモルタル塗り付け

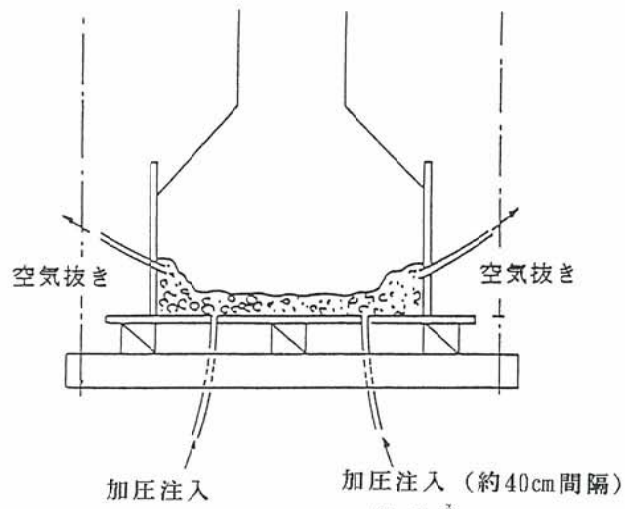


図4-2 プレバックドコンクリート工法



施工写真

大断面修復工
乾燥骨材充填



注入パイプ取付け
及びスラリー注入

4.2.2 断面修復材料の選定

温海地区において塩害対策一次補修が開始された時点（昭和 56 年）では、土木研究所の指導により、断面修復に用いる材料として、エポキシ樹脂系プレパックドコンクリート（大断面）およびエポキシ樹脂系パテ材（小断面）が用いられた。採用理由として、上向き施工による充填が容易で、早く硬化し、接着力に富むことがあげられている。しかし、弾性係数の小さい樹脂コンクリートでは、作用力を分担することがほとんどできず、既存のコンクリート断面に過大な応力が生じることになるため、昭和 58 年以降、ポリマーセメント系プレパックドコンクリート（大断面）およびポリマーセメント系モルタル（小断面）が使用され、現在に至っている。

理想的な断面修復材は、施工が容易で、諸性能（特に弾性係数）が旧コンクリートに近く、接着性のよいものであるが、今日まで基本的にこれらの条件すべてを満足するものは無く、弾性係数がやや低いものの、下記に示す性能要求を一応カバーできるポリマーセメント系断面修復材が一般的に使用されている。

1) プレパックドコンクリートの注入モルタル

- ・注入時に、型枠内の隅々までゆきわたるような適度な流動性を有していること。
- ・膨張率がブリージング率を上回ること。これはブリージング現象によって沈下収縮が生じたり、粗骨材とモルタルとの間に隙間が生じるのを防ぐためである。

2) 硬化したコンクリートおよび硬化したモルタル

- ・表面被覆材との優れた密着性を有すること。
- ・既存コンクリート面や旧塗膜との優れた密着性を有すること。
- ・硬化後に十分な密実性を有すること。
- ・硬化時の収縮量が少ないこと。
- ・線膨張係数がコンクリートと同程度であること

大断面用の断面修復材として、ポリマーセメント系プレパックドコンクリートを用いているが、作業性および性能面で改善の余地があるため、平成 5 年に岩川大橋において、これらに代わる可能性があると思われる断面修復材との比較試験を実施した。その一つは、ポリマーセメント系スラリーモルタルであり、骨材無しでより圧縮強度の高い断面が得られるとのことであった。もう一つは、特殊セメントにガラス繊維を混入したモルタルで、圧縮強度・弾性係数ともポリマーセメント系プレパックドコンクリートを上回るということであった。

しかし結果的に（表 4-1）、ポリマーセメント系スラリーモルタルは、施工性は良いものの弾性係数が小さいこと、また特殊セメントにガラス繊維を混入したモルタルは、上向き施工に適さず、弾性係数も小さいことが判明したので、使用は見合わせ、従来通りのプレパックドコンクリートを使っていくこととした。

表 4-1 断面修復材の比較試験結果
(大断面用)

項目	ポリマーセメントスラリー プレハットコンクリート	ポリマーセメントスラリー モルタル	繊維混入特殊セメント モルタル (非ポリマー)
作業性	粗骨材の充填が必要であるがスラリーの注入作業性は良好 △～○	粗骨材が不要で結合材の充填性も良好 ◎	型枠が不要であるが左官充填のため厚塗りができない △
外観	骨材が見える仕上り ○	緻密な硬化状態 ◎	作業員の腕次第 △～○
圧縮強度	310 kg/cm ² ○	450 kg/cm ² ◎	750 kg/cm ² ○
圧縮弾性係数	29 × 10 ⁴ kg/cm ² ○	22 × 10 ⁴ kg/cm ² △	26 × 10 ⁴ kg/cm ² ○
付着性	14.8 kg/cm ² ○	16.8 kg/cm ² ○	15.9 kg/cm ² ○
経済性	△～○	○	○～◎
総合評価	○～◎	○	△～○

(備考) ◎：優、○：良、△：可を示す

小断面の断面修復モルタルに用いる材料は、特に下地コンクリートもしくは旧塗膜との強力な接着が要求される。この品質規格としては、表 4-2 によるのが良い。

表 4-2 断面修復材料の規格 (モルタル左官工)

断面修復材 (小断面用)

① 一般名 「ポリマーセメント系軽量モルタル」

② 1 m³ 当たりの配合

特殊セメント	エマルジョン	水	合計
1154	127	173	1454

③ 品質規格

試験項目	試験方法	試験条件	単位	規格値
比重	JIS A1110	—	—	1.45 + 0.10
圧縮強度	JIS R5201	20℃, 7日	kgf/cm ²	200以上
曲げ強度	JIS R5201	20℃, 7日	kgf/cm ²	50以上

4.3 表面被覆工法

4.3.1 基本方針

表面被覆工法は、コンクリート内部に閉じ込められた塩化物が、被覆を行った後に拡散しても、鉄筋位置における含有塩分量が発錆限界値を超えない場合、それ単独で十分効果のある防食工法である。一般に表面被覆前の含有塩分量が、鉄筋位置において 1.2kg/m^3 (セメント重量比で 0.3% 程度) 未満であれば、この方法の採用により腐食を回避できると判断している。なお、表面被覆工は、直接外気に接するコンクリート全表面に対して行わなければ意味がない。

反面、鉄筋位置における含有塩分量が、現在 1.2kg/m^3 以上であるにもかかわらず、表面被覆工法を採用する場合には、多量に Cl^- を含んだかぶりコンクリートをすべて除去し、断面修復を施したりうえで表面被覆を行うか、さらに、塩害損傷がすでに顕著である場合には、将来の腐食進行を予測して、適切な補強工法と組み合わせることが不可欠である。この場合には、代案として電気防食工法の検討も必要である。

4.3.2 表面被覆材料の選定

塩害対策としてのコンクリート表面被覆工は、一般に有機系材料を塗り重ねる（下塗り、中塗り、上塗りとも）ものが一般的である。温海地区においては、昭和 56 年以降、コンクリートのひび割れ追従性に優れる塗装仕様として、下記の材料を標準としてきた。

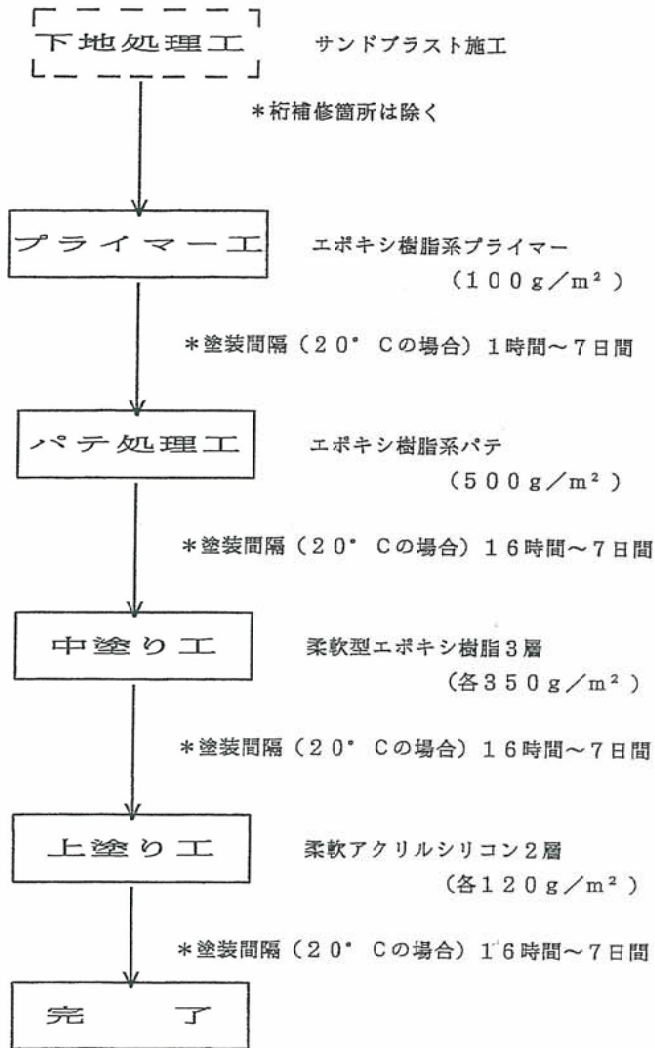
プライマー、パテ材	: エポキシ樹脂系
中塗り材	: ポリブタジエン樹脂系 (ひび割れ追従性 2.0 mm)
上塗り材	: アクリルウレタン樹脂系

しかし、平成 7 年以降、ひび割れ追従性が大きすぎるとコンクリートのひび割れ状況が捉えにくいこと、より耐候性に優れた上塗り材が開発されたことを理由に、建設省総プロ「建設事業への新素材・新材料利用技術の開発」(平成 6 年 2 月)の中にある厳しい腐食環境条件に対する塗装仕様を準用することにした。ここでは、目標合計膜厚を $505\mu\text{m}$ として、ひび割れ追従性を 0.4mm に限定した柔軟型被覆系を用いている。ただし、上塗りについては、1 回塗りでは塗りムラ等により規定膜厚の確保が難しいこと、温海地区の環境が特に厳しいこと、従来も 2 回塗りをしていたことを理由に、2 回塗りを採用している (表 4-3)。

表面被覆は、直接外気に接する部分の全面を対象にするのが原則である。これは被覆されていない部分があると、そこから塩分、水分、酸素等の侵入を招き、十分な補修効果が得られないためである。なお、中塗り・上塗りについては、工程の識別と塗り残し防止のため、塗装色を変えて(グレー、白、グレー等)実施している。

塗装工フローチャート

桁補修箇所及び、コンクリート面に対する塗装要領



施工写真

表面処理工
エポキシ系パテの塗布

表 4.3 温海地区のコンクリート表面被覆仕様

工 程	使 用 材 料	目 標 膜 厚 (μm)	標 準 使 用 量 (kg/m^2)
プライマー	エポキシ樹脂系プライマー	—	0.10
パ テ	エポキシ樹脂系パテ	—	0.50
中 塗 り	柔軟性エポキシ樹脂系塗料	160	0.35
	柔軟性エポキシ樹脂系塗料	160	0.35
	柔軟性エポキシ樹脂系塗料	160	0.35
上 塗 り	柔軟性アクリリコン樹脂系塗料	30	0.12
	柔軟性アクリリコン樹脂系塗料	30	0.12

塗装方法は、ゴムベラ、ローラ刷毛、刷毛、コテなど、各塗装に合った用具を使用し、均一にムラ、ダレができないように施工している。

気温が5℃以上あり、湿度が85%に満たない状態の時に使用する。各工程の間隔は、1日以上、7日以内とした。

4.4 電気防食工法

電気防食には、コンクリート中の鋼材の電位を人為的に不活性領域に置く陰極防食と、不動態領域に置く陽極防食とがあるが、一般には前者（陰極防食）が用いられる。コンクリート中に多量のCIが存在する場合でも防食効果が期待できる（下図参照）。

防食電位としては-0.85V程度、防食電流としては10mA/m²程度が標準である。電流は、構造物全体に均一に流れるのが望ましいが、現時点では施工費用が高いため、例えば新五十川橋の場合、耐荷力上最も重要なPC鋼材の保護に限定し、下フランジ部にのみ電流を流している。

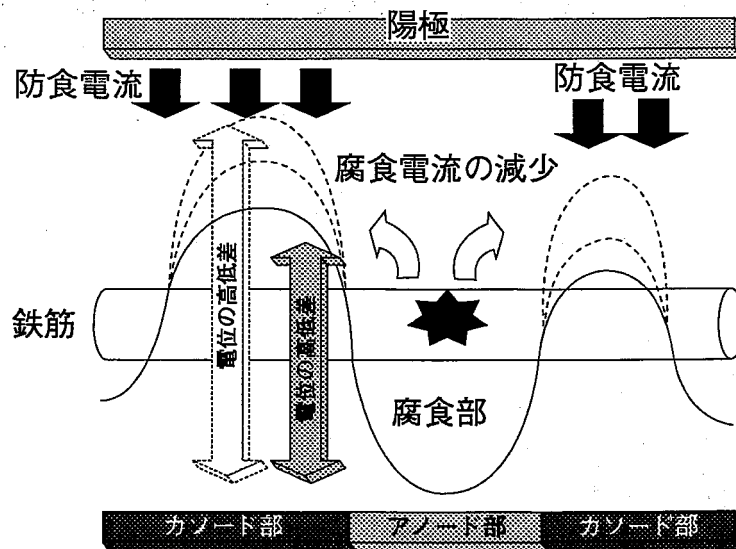


図 4-3 電気防食の原理

コンクリート橋に対する電気防食工法の適用は、昭和 60 年より土木研究所を中心とした総合プロジェクトの一環として、日本海沿岸に架設され、著しい塩害損傷を受けていた RC 橋について始まっている。その後、施工例は年々増加傾向にあるものの、他の補修工法と比較して、初期投資が大きいこと、設備の維持管理体制が不可欠であることが、電気防食工法の利用を限定している原因となっている。

しかし、最近では電気防食の種類も数多くなり、施工技術も改善されてきたため、大断面施工であれば、施工単価が小さくなり、採用の可能性が高まっている。また、近年の情報技術の発達によって、電流・電圧の遠隔操作が可能になり、維持管理も楽になっている。

それゆえ、今後は塩害橋に対して、電気防食工法の利用が現実的なものになってきた。その場合、管理者は電気防食の長所・短所をよく認識したうえで、採用を検討する必要がある。

電気防食の長所

- ①塩分を含むコンクリートの除去が不要
- ②確実に長期的な防食効果が得られ、その確認が容易
- ③電気防食をすれば、表面被覆は不要

電気防食の短所

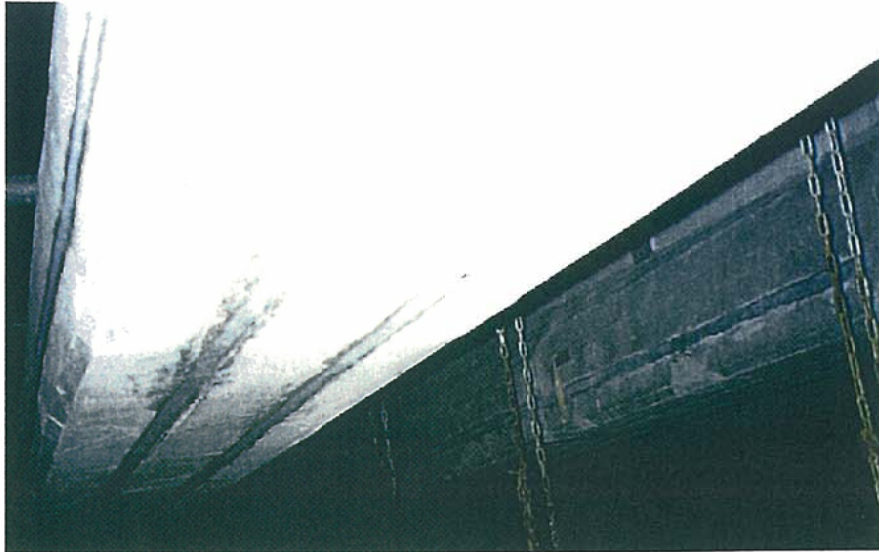
- ①他の工法に比べて初期補修費用が高い
- ②導通性の確認など、熟練技術者の施工管理が必要
- ③すでに数多くの鋼材に孔食・破断が認められる場合、加えて補強が必要

採用にあたっては、特に現時点の鋼材の孔食・破断の程度を調査しておき、平均的な耐荷力に不安がある場合には、一時的に補強するとともに、架替え計画を進める方がよい。電気防食採用の条件は、鋼材の劣化が一部に限られていることおよびポリマー系の断面修復材を用いていないことである。この場合、経済的な補強工法と組み合わせることによって、電気防食の効果を十分引き出すことは可能である。橋梁の場合、電気防食の適用範囲はあくまでも下フランジ部とし、他の部分は表面被覆しておく。また、鉄筋位置において、含有塩分量が 1.2kg/m^3 以下であれば、表面被覆工法で十分であり、電気防食の必要はない。

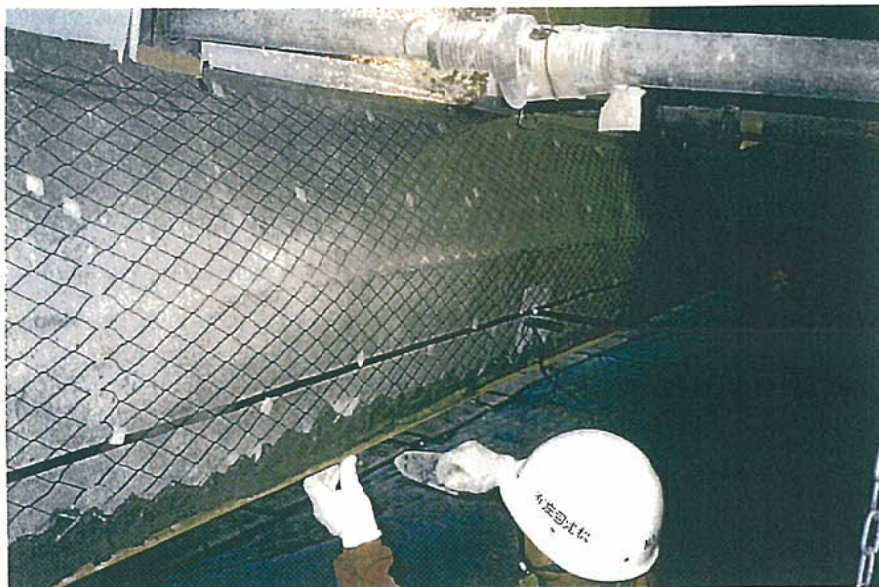
新五十川橋は、一応これらの条件を満たしており、試験施工とは言え、長期的な防食を目指したものである。

今後、電気防食技術はさらに効率化され、高信頼性と経済性を兼ね備えたものが現れる可能性がある。今後は、架替えか保存かを判定する場合、電気防食の可能性を検討し、長期的な視点で新設費・補修費を考える必要がある。

新五十川橋 電気防食 施工写真



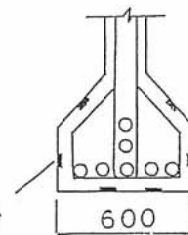
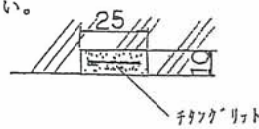
G5, G6桁
チタングリッド工法



G7桁 (G8桁)
チタンメッシュ工法

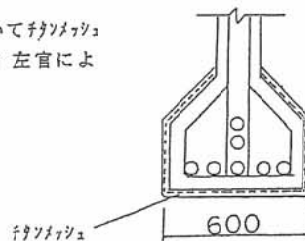
(1) チタングリッド方式

コンクリート面に15~30cmの間隔をおいて溝を切り、1*20mmのチタングリッドを挿入、無収縮モルタルを充填する。陽極設置はこれのみで、別途コンクリート表面を覆うことはしない。



(2) チタンメッシュ方式

コンクリート面に専用のプラスチック針を用いてチタンメッシュを設置、無収縮モルタルを厚さ1.5cmで左官により被覆する。



第5章 補強設計

5.1 補強工法の選定

補強工法の選定は、はつり調査、過去の補修経緯、含有塩分量調査、耐荷力の照査の結果等を参考にして、橋梁各スパンごとに行うのを原則とする。ただし、温海地区における橋梁は、すでに多量の塩分を含んでいることから、今後の供用年数が限られていることもあり、補強の要否および対策手段を3.4節図3-2のように単純化している。

塩害を受けたコンクリート橋においては、橋梁の持つ元来の耐荷力が、PC鋼材破断もしくは鉄筋断面縮小によって低下している場合が多く見られる。また、橋梁によっては交通量の増大によって、耐荷力をさらに高めなければならない場合もある。

このような場合には、補修対策に加えて、補強対策を選定する必要がある。一般にPC橋においては、PC鋼材の破断が確認された橋梁スパンでは、これを補填するために、外ケーブル工法を採用している。温海地区橋梁の場合、多量の塩分によってさらに腐食破断が加速される懸念があり、さらにカーボンFRPシート接着工法を併用するのを原則としている。そして3～5年後の腐食破断進行を予測したうえで、FRPシートも考慮した耐荷力の照査を実施している。このFRPシートは、鉄筋の代用として下フランジ全面を覆うので、付着のない外ケーブル工法の欠点を補う役目もある。

PC橋において、PCシースの腐食が見られる場合には、その時点での耐荷力の低下は考慮しなくてよいが、シースからPC鋼線までの距離はわずかであり、あと数年でPC鋼線の腐食が起こる可能性が高い。このような場合にカーボンFRPシートを接着しておけば、表面被覆材として外部からの塩化物侵入を防ぐと同時に、耐荷力を向上させることができるので、塩害補強として非常に有用である。支間長30～40m程度のポストテンションPC桁における試算では、カーボンFRPシート2層補強によって、内ケーブル1本分に値する耐荷力の増加が得られている。

ここでは、塩害補強の例として、外ケーブル工法およびカーボンFRPシート工法を取り上げているが、一般的なコンクリート橋の補強として、これらの工法は有用である。また、横桁横締めPC鋼材が破断している場合の補強として、横締め外ケーブル工法があり、これも今後、幅広く活用できると思われる。

外ケーブル工法およびカーボンFRPシート工法の併用によっても、なお必要な耐荷力が得られない場合には、より大がかりな補強工法の検討が必要となる。暮坪陸橋の場合、PC鋼材破断の数が非常に多く、落桁防止対策として中間支柱を立て、さらに構造物の異変を監視するために、長期監視システムを設置した。この橋梁を含め、温海地区では、塩害の進行がコンクリートのかなり深いところまで浸透しており、PC鋼線の破断が多く、まだ破断していなくてもやがて同じような症状が予想されるので、ほとんどの橋梁について、架替え計画を進めている。

5.2 外ケーブル工法

5.2.1 基本方針

(1) 外ケーブル工法は、橋梁主桁・横桁もしくは床版に、あらたに外ケーブルを取り付け、緊張・定着するものであり、その取り付け、定着方法は構造物の種類等を考慮して選定する。

外ケーブル工法は、施工性、経済性の面などから研究されているものの、従来の内ケーブル工法に比べ、設計体系や細部構造などの面で種々の問題が残されており、基準化が遅れているが、その適用にあたっては、「外ケーブル方式PC構造物の設計・施工ガイドライン」プレストレストコンクリート技術協会 1994年を参考としている。

主桁外ケーブルの定着は、定着しようとする位置付近に横桁等がある場合は、この横桁を増強して行う。近くに横桁がない場合には、主桁ウェブ両側に定着ブラケットを取り付けて定着する。またケーブル偏向部では、鉄筋コンクリート製のデビエータを下フランジ側面部に取り付けている。

横桁外ケーブルは、横締めPC鋼材の欠損が見られる場合に配置するものであり、外側主桁(耳桁)を定着端部としているが、定着部の支圧応力を低減させるため、耳桁の内側にある横桁を増強している。

(2) 外ケーブルおよび定着具等は、厳しい塩害環境に耐えることができるよう適切な防食対策を施す必要がある。

外ケーブルは、ポリエチレン管や鋼管で保護されているのが普通であるが、塩害対策として使用する場合には、ポリエチレンコーティングされたものを標準としている。

定着部の構造は、鋼製部材が一般的であるので、外気に接する部分では十分な防錆対策が必要である。ケーブル端部は防錆キャップで保護し、ケーブルマンション部はバックアップ材およびシーリング材で包み込み、外気に触れないようにしている。

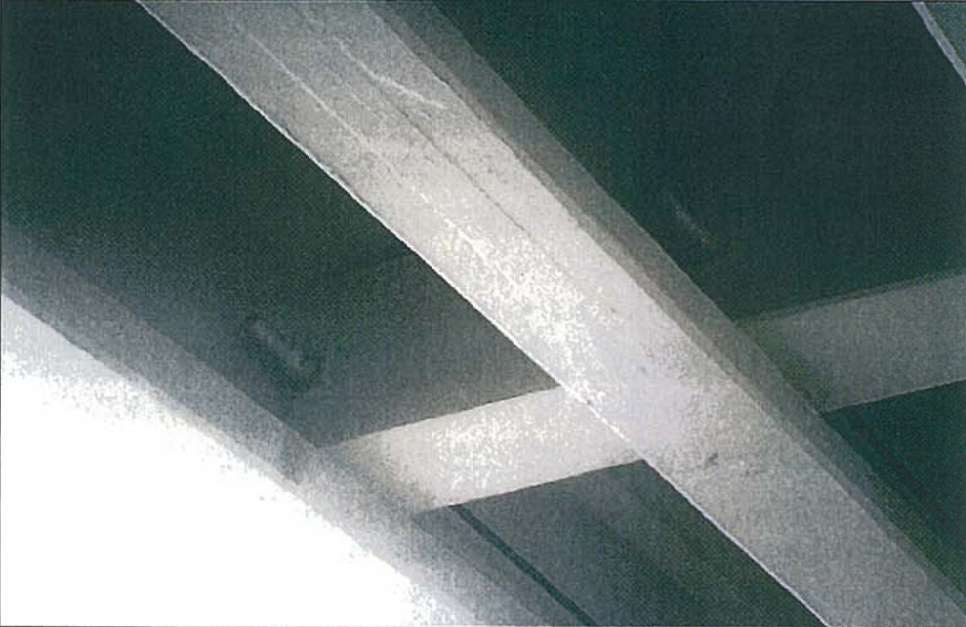
定着プレート等の防食として、これまではガラスフレーク入りビニルエステル樹脂塗膜の利用を図ってきた。しかし、建設省総プロ「建設事業への新素材・新材料利用

表 5-1 ケーブル定着具および偏向具の塗装仕様

工程	使用材料	目標膜厚 (μm)	標準使用量 (kg/m^2)
下塗り	厚膜型無機質ジンクリッチ ペイント	40	300
		40	300
中塗り	柔軟性エポキシ樹脂系塗料	160	350
		160	350
上塗り	柔軟型アクリルシリコン樹 脂系塗料	30	120
		30	120



増設横桁を利用した
外ケーブル定着
(増設部の配筋とグリッ
ド筋、横締めシースド)



増設された横桁への
外ケーブル定着



主桁ウェブを利用し
た外ケーブル定着

技術の開発」(平成6年2月)では、無機質ジンクリッチペイントと超厚膜エポキシ樹脂塗料の組合せを推奨している。よって平成9年以降、定着具および鋼製デビエータの防食として、表5-1の仕様を採用することになっている。

(3) 外ケーブル取付けおよび定着のためのコンクリート削孔にあたっては、内部PCシース等を傷つけないように、前もって竣功図面を参考に削孔位置をマーキングし、RCレーダもしくはパコメータでPCシースの有無を確認している。仮にPCシースが存在するとすれば、削孔位置をずらしている。

断面修復量の多い主桁では、断面修復を終えても、設計当初の断面剛性は得られないのが普通である。外ケーブルを必要とする主桁は、こうした状態が標準的であり、元々内ケーブル1本あたり50~70tonfの緊張力があつた場合に、同じ大きさの緊張力を与えると未補修部に過大な応力が作用し、危険となることがある。さらに、外ケーブルの定着に関しても、あまり大きな緊張力は、不利である。そこで、外ケーブル1本あたりの緊張力は、内ケーブルの60~80%程度(41tonf)に抑えている。ただし、終局時における耐荷力を維持するため、外ケーブル自体は余裕をもたせたものを選定している。さらに、緊張作業は、桁の変状に注意しながら慎重に行っている。

なお、デビエータ部においては、ケーブルが摩擦なく滑動できるよう、鋼製プレートをあて、これにシリコン樹脂を塗っている。

5.2.2 主桁外ケーブルの設計

外ケーブルは、原則として主桁両側面に各1本計2本ずつ配置し、支間中央部では主桁下端付近まで偏向させている。なお各々の中間横桁部にはデビエータを設置する。横桁のない場合は、新たにデビエータを支持するウェブコンクリートリブを設けている(図5-1)。

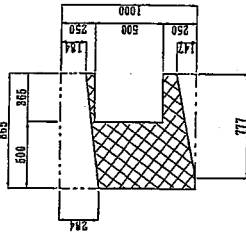
外ケーブルの定着は、既設の主桁、横桁、あるいは床版に限定される。この内、常時輪荷重の作用を受ける床版は、最後の可能性として残すに留める。主桁については定着具固定用削孔の問題がある。よって、定着部付近に横桁が存在する場合、これを利用するのが最善である。

横桁を利用して外ケーブルを定着する場合、横桁の押抜きせん断が問題となるので、既設横桁を定着側のみ20~30cm増厚している。この場合、増厚部は適切に配筋し、既設横桁へは打込みアンカーで定着している。また増厚部は外ケーブルによる支圧を受けるので、増厚横桁の中に、新たに横締めケーブルを配置し、主桁外ケーブルの緊張力に相当する緊張力を与えている。この横締めケーブルとしては、外ケーブルと同質の耐久性のよいものを標準としているが、樹脂コーティングされた内ケーブル方式として、グラウトを充填する方法も考えられる。

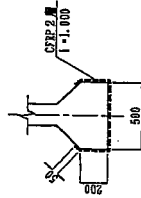
図3-1 血母川橋第○スハノ土竹補強一般図

カーボクロス補強部

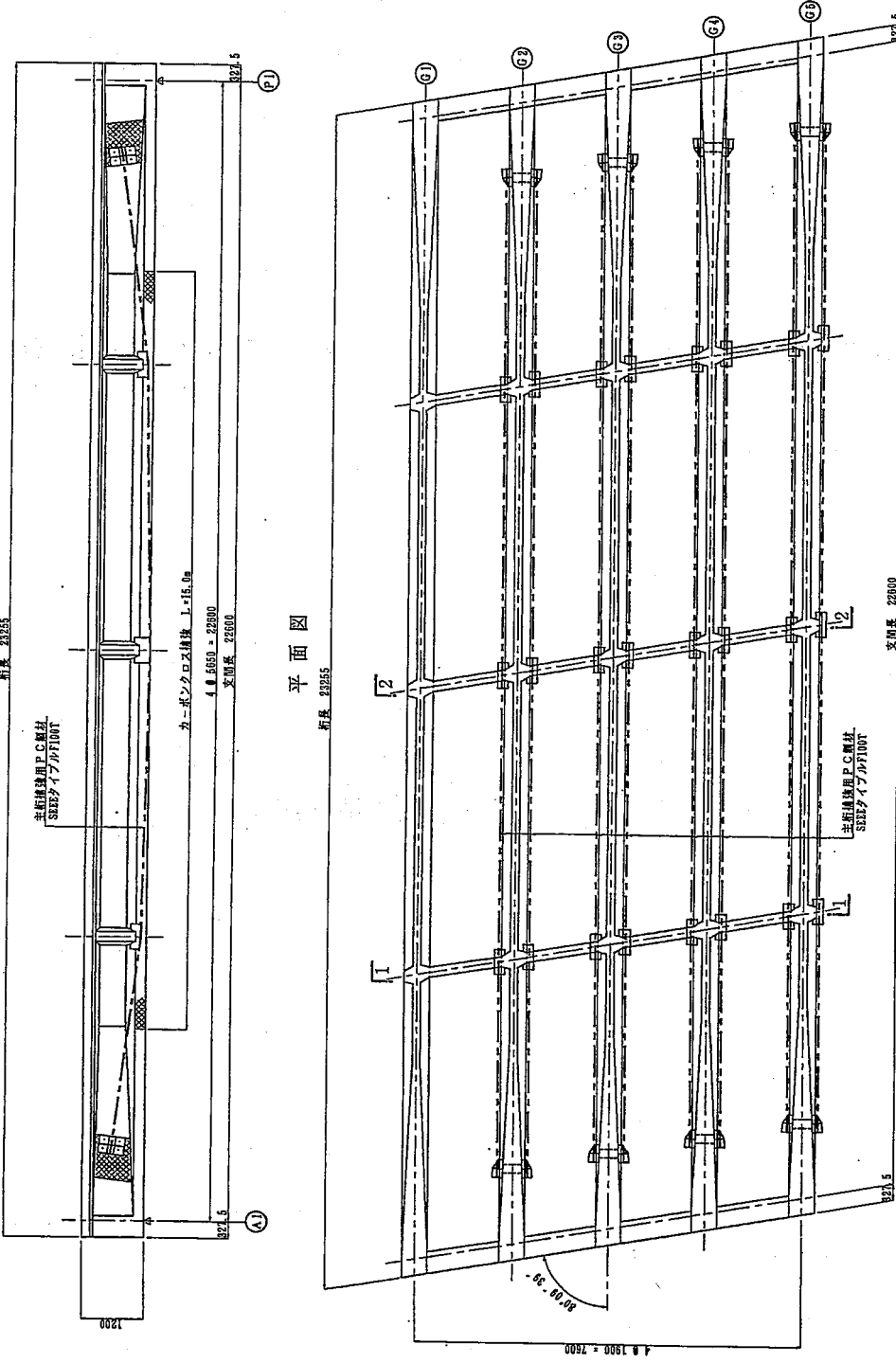
定着プレート背面



主桁部

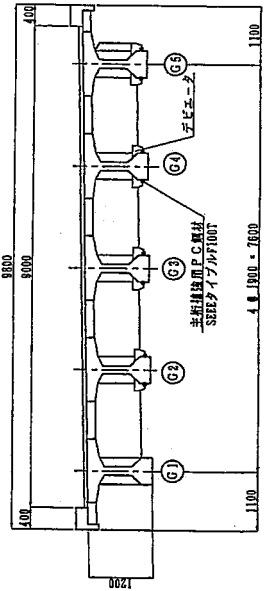


注) 主桁部のカーボクロス補強は、全桁に渡り

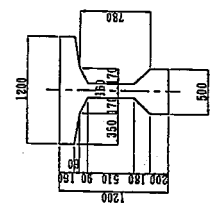
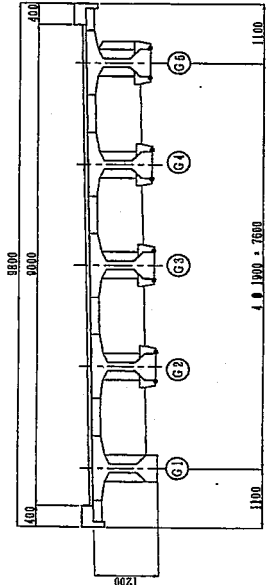


断面図

1-1



2-2



定着部付近に既設横桁が存在しない場合は、主桁ウェブを利用している。主桁ウェブへの定着ブラケットを利用して外ケーブルを定着する場合は、定着ブラケット固定のため、PC鋼棒 $\Phi 23$ (SBPR95/120) 程度を4本使用している。このPC鋼棒の導入直後の引張力は、全体で主桁外ケーブルの緊張力程度としておく。なお定着ブラケットの背面等には、外ケーブル緊張によって局部応力が発生するので、用心鉄筋の代わりとして、ウェブにカーボンFRPシートを貼りつけている。

外ケーブル緊張による既設構造物への影響は、定着部から緊張方向に向かって外力として扱ったうえで考慮している。一般に、温海地区橋梁では、元々50~70tonfクラスの内ケーブルが配置されていた主桁に対して、内ケーブルの破断本数の和が1~4本程度であるので、新たに外ケーブルを2本追加し、それぞれ内ケーブル緊張力の60~80%程度(41tonf)で締めつけても、断面修復が完了していれば、主桁に加わる付加応力はわずかである。また、偏向角度を小さくして、デビエータ部の分力を小さく抑えている。

ホロースラブの場合は、前述した横桁もしくは主桁がないので、ホロースラブに穴を開け、外ケーブルを床版上面に定着せざるを得ない。温海から湯の浜に向かう途中にある山形県管理の国道112号金沢陸橋の外ケーブル施工例が参考になる(下の写真)。なお、箱桁の場合は、T桁に準じることができる。

施工写真



ホロースラブの場合の外ケーブル、定着は床版上面

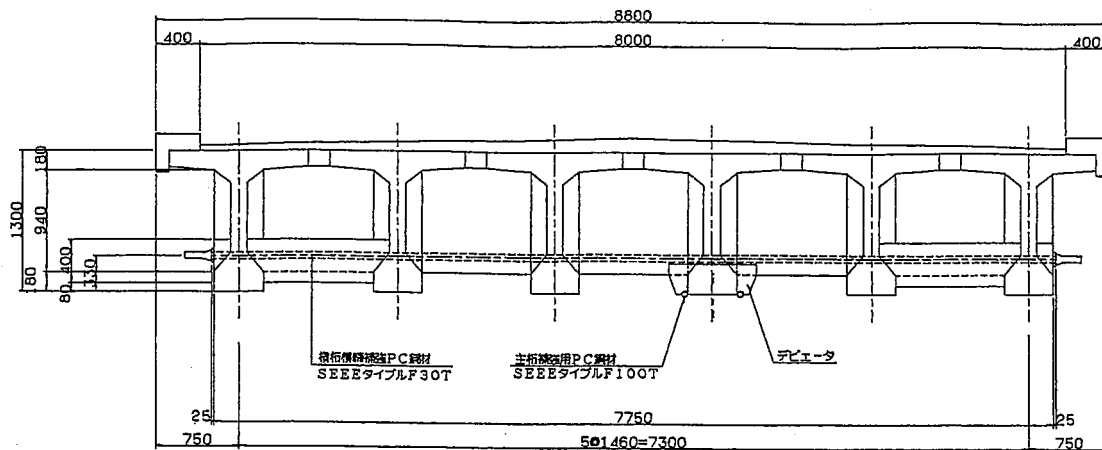
5.2.3 横桁外ケーブルの設計

横桁の場合も、外ケーブルの選定は、既設の内ケーブル（有効緊張力22 tonf程度）を考慮して選定し、横桁の両側面に各1本、計2本取り付けるものとする。この場合の外ケーブルは、小断面のもの（例えばF30T以下）が一般的であり、偏向はしていない(図5-2)。

旧横締めケーブルに欠損が見られる場合のみ、横桁に外ケーブルを配置する。この外ケーブルの導入直後の緊張力は2×9 tonf程度としているので、新外ケーブル緊張による既設構造物への作用は無視できる。

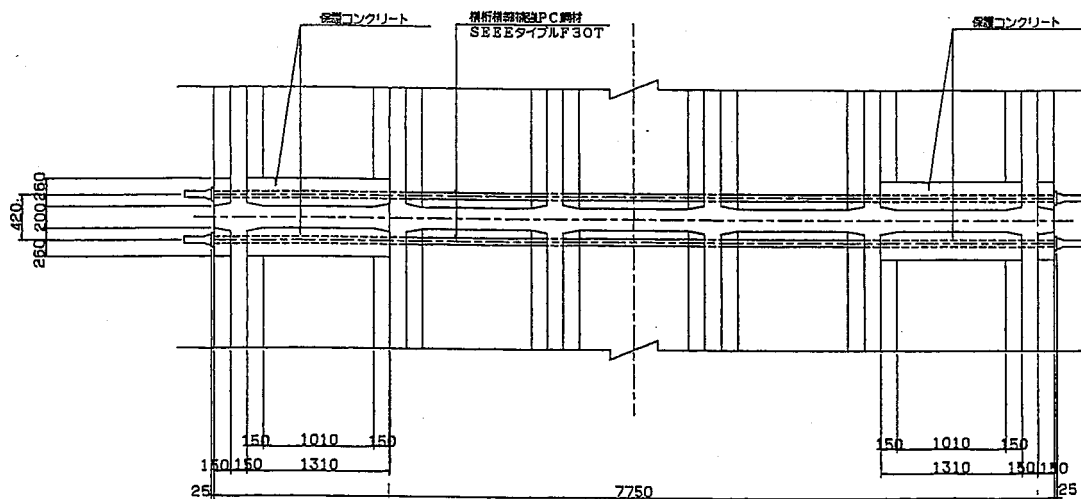
床版の横締めケーブルに欠損が見られ、横桁上部において横補強がしやすい条件の下では、横桁上部の外ケーブル補強が有効であり、設計は上記と同じようにしておけば問題はない。

図5-2 横締めケーブル補強の例 横断図
1-1 (2-2)



1. 横締めケーブルF30Tの導入直後の引張力は9.0tとする。
2. 横締めケーブル用主桁剛孔径はφ65mmとする。

平面図



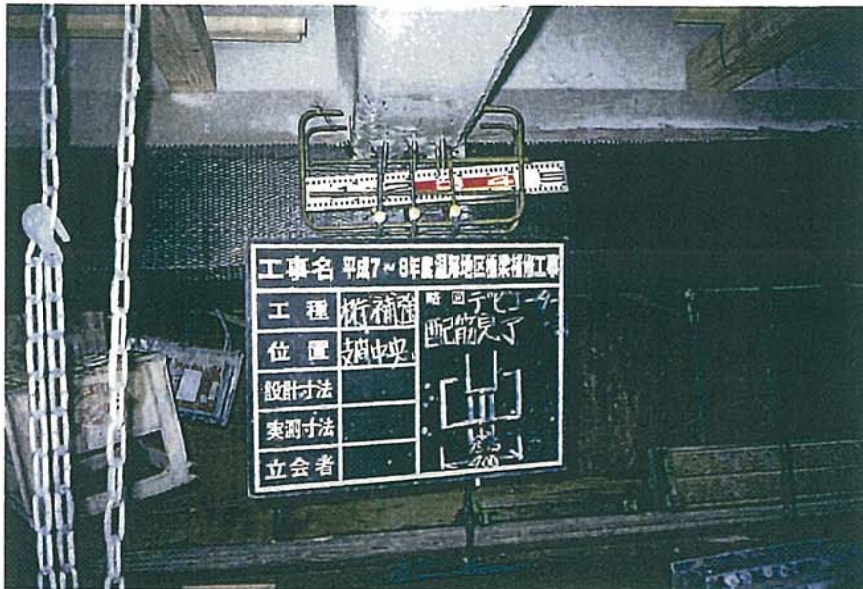
5.2.4 外ケーブルの施工

外ケーブルの施工にあたっては、前もって施工計画書を作成し、施工時期、手順等を明確にしておかなければならない。施工計画書に基づいた品質管理および工程管理は各基準に留意し、適切に行うものとする。

施工計画書には、施工フローおよび削孔、デビエータ取付け、増設横桁コンクリート打設、各外ケーブルの緊張順位等が示されていなければならない。また各ケーブル緊張力導入直後の伸び量の計算値も示しておく。緊張は、伸び量および緊張ジャッキマノメータの読みを管理しながら行っている。

緊張ジャッキの容量は、外ケーブルの導入張力に合わせる。すなわち、主桁外ケーブルの場合には、45～50tonf クラスのもので十分であり、同じものを横締めにも適用できる。

施工写真

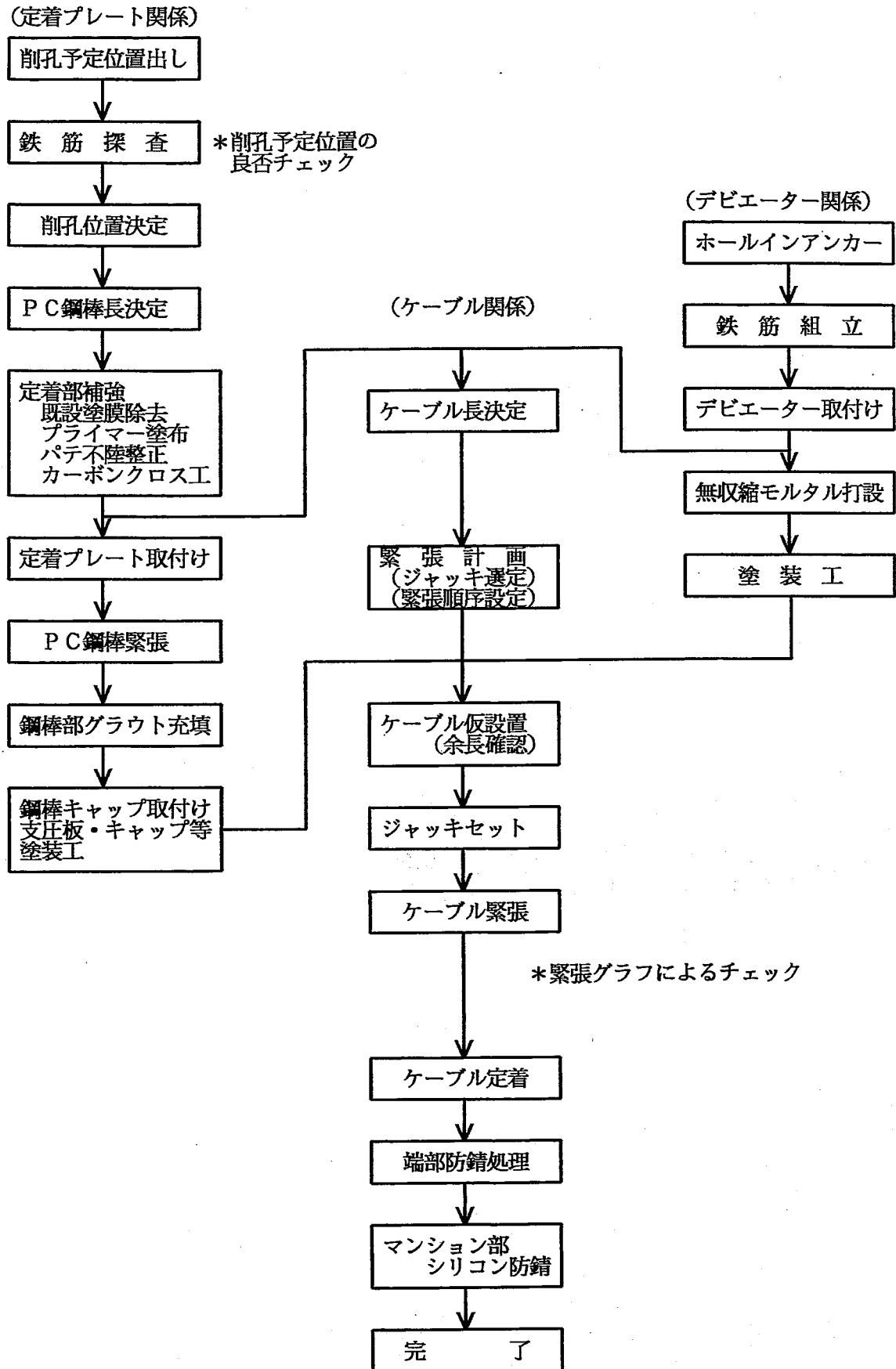


スパン中央部
デビエータの配筋



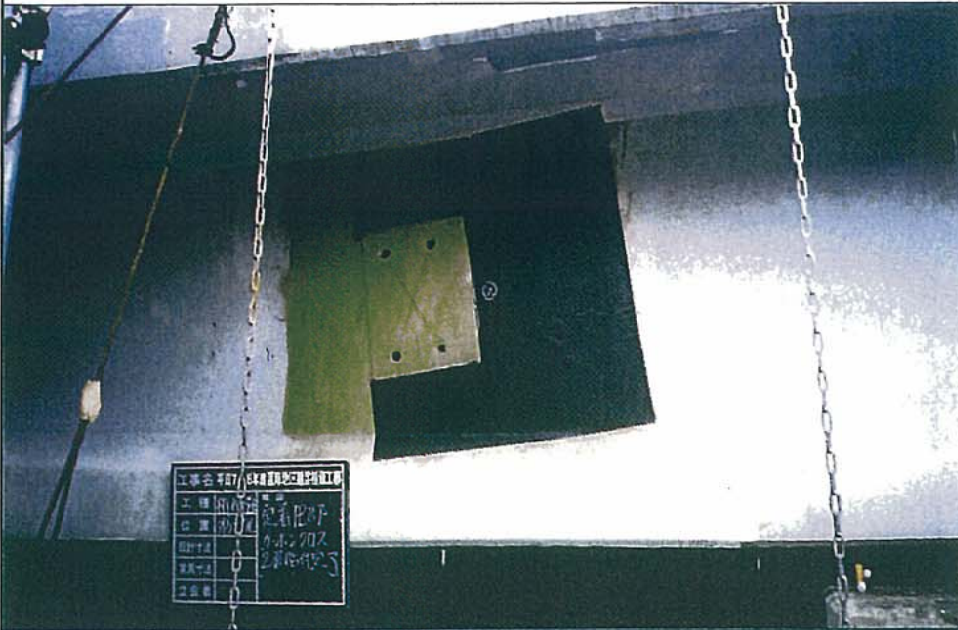
デビエータ
鋼製型枠取付け

外ケーブル工フローチャート

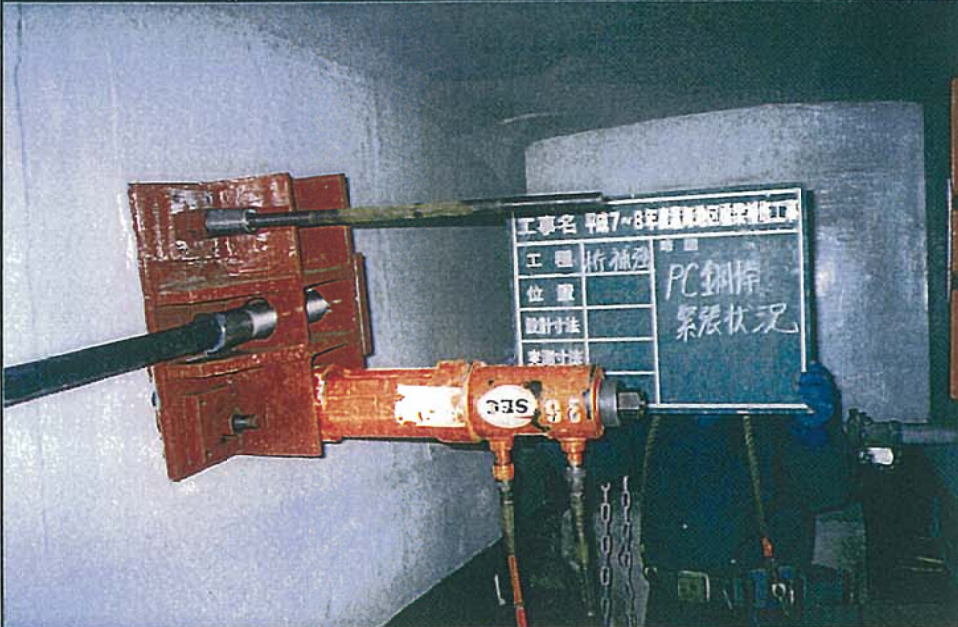


施工写真

外ケーブル取付け工



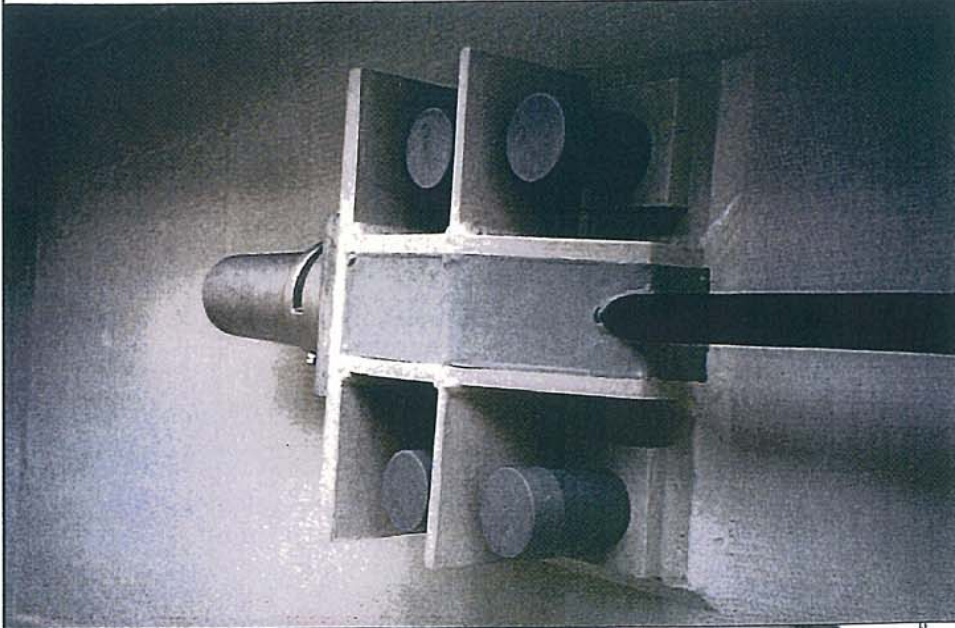
定着具用
主桁ウェブ削孔
(応力集中部のカーボン
クロス補強)



定着ブラケットの
P C鋼棒による主桁
ウェブへの締付け



外ケーブルの緊張



防錆処理された
ケーブル定着部
(防錆キャップ及びマン
ション部のシーリング)



施工完了の外ケーブル



外ケーブルの外観

5.3 カーボンFRPシート接着工法

5.3.1 基本方針

(1) カーボンFRPシート接着工法は、橋梁主桁もしくは床版(下面)に、軽くしなやかなカーボンシートを、エポキシ樹脂で含浸接着させるものである。これまで、床版下面の補強、橋脚の耐震補強などに多く使用されている。

主桁の塩害対策として用いる場合には、耐荷力の向上のみでなく、表面被覆としての効果もあるので、1枚の幅を90~120cm程度とし、下フランジ全体を巻き込むように接着するものとする。

(2) 塩害対策として使用するカーボンシートはカーボン繊維を2方向に配置したものとし、目付量比は橋軸方向:直角方向=3:1としている。引張強度としては350kg/mm²クラス以上、弾性係数は23500kg/mm²以上が望ましい。また1層の目付量が、317g/m²(縦方向238g/m²、横方向79g/m²)のクロスを標準としている。

床版補強などに用いるカーボンシートは、カーボン繊維を1方向に配置したものであるが、塩害対策として用いる場合、主桁橋軸方向の耐荷力増強のためばかりでなく、塩害特有の橋軸方向ひびわれを拘束する目的があり、直角方向にも79g/m²の強化繊維を入れたものである。これを2層使用すれば、この目的に対し十分な補強材となる。

温海地区の温福陸橋で使用したカーボンFRPの引張強度は、平均360kgf/mm²程度であった(2層FRPの引張試験片による)。

(3) 主桁補強に用いる場合、目付量317g/m²のカーボンシートは、2層貼り付けるのを標準としている。すでに架替え計画があり、損傷が小さければ、1層でもよい。3層補強については、効果が2層の場合ほど比例的に伸びないので見合わせている。

また、支間長Lに対して、これまでは中央部0.65L以上の領域にシートを接着してきたが、供試体試験においては、端部からシートが剥離(ピーリング)する傾向が見られ、接着長が短いほどこの傾向が大きいので、今後は剥離を回避するために、接着長を0.85Lまで伸ばすことにしている。

表5-2 温海地区で使用しているカーボンFRPシートの品質

目付量 (g/m ²)	試験片の引張 強度(kgf/cm ²)	試験片の弾性 係数(kgf/cm ²)	縦糸/横糸
317	36,000	23.5x10 ⁵	3/1

5.3.2 カーボンFRPシートの施工

カーボンシートの施工にあたっては、施工時期に留意し、エポキシ樹脂の品質管理、工程管理を適切に行うものとする。接着剤であるエポキシ樹脂の可使用時間は、施工時期によって変化する。冬季季節風の吹く時期を除いて施工するのが望ましいが、やむを得ない場合には、防護柵でおおった中での作業が必要である。

カーボンFRPシートは、主桁や床版下面に貼りつけるものであり、施工は困難を伴うが、コテ、ブラシ等で伸ばしながら密着させれば、平坦なコンクリート面によくなじむ。しかし将来的には、手施工に頼るのではなく、接着および樹脂含浸工程を部分的にでも機械化し、能率を図るべきであろう。

施工写真

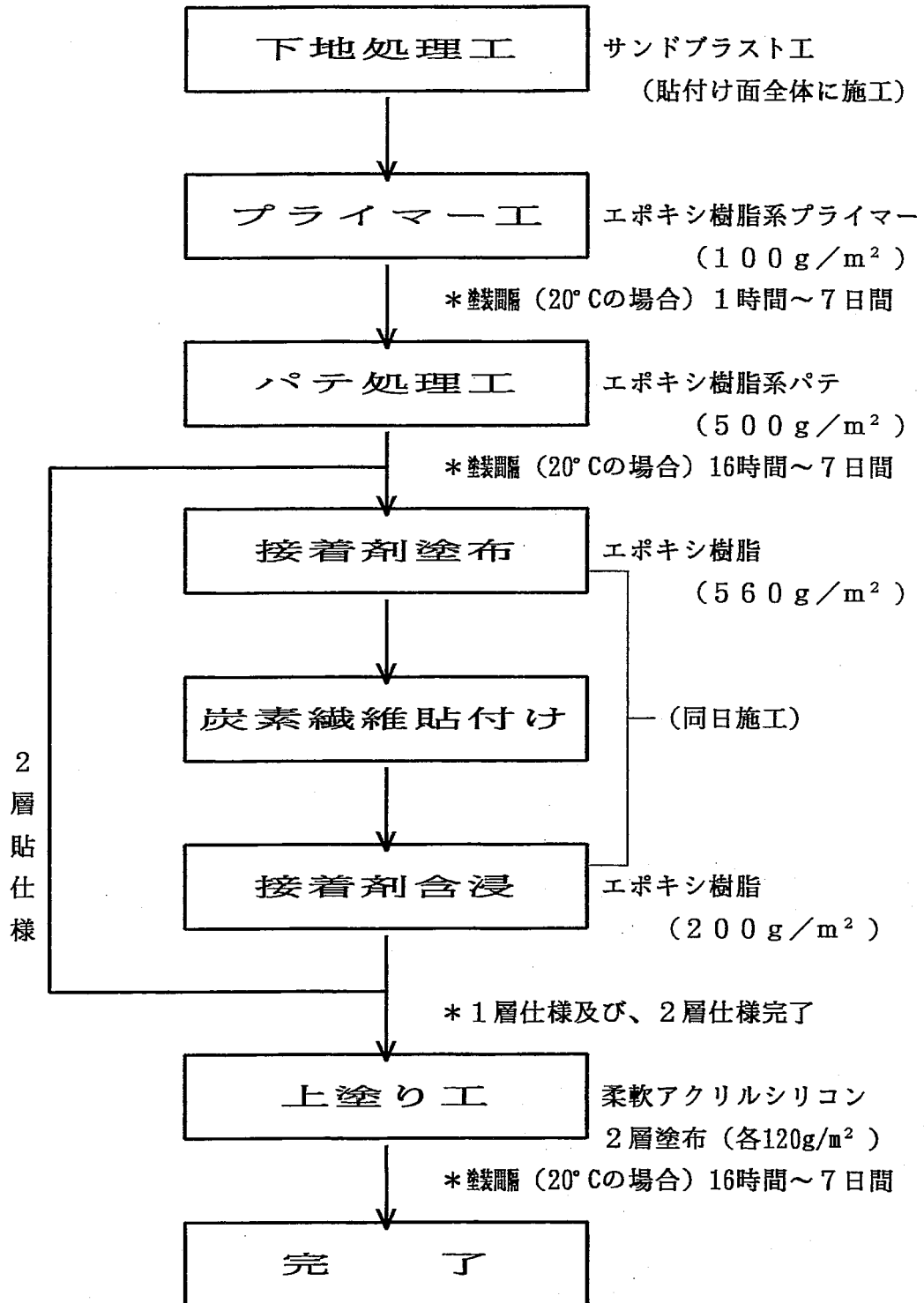


FRPシートの
貼り付け



エポキシ樹脂の
含浸

カーボンクロスエプフローチャート



第6章 耐荷力の照査

6.1 部材の終局耐力

コンクリート部材の終局耐力の算出は、道路橋示方書・同解説・コンクリート橋編に準じるのを原則とする。ただし耐荷力の照査を必要とする橋梁スパンでは、鉄筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm²) およびP C鋼材の引張強さ σ_{pu} (kgf/cm²) をそれぞれ 10%低減する。これは、塩害によって錆の見られる鋼材の実際の引張強さは、工場出荷時より低下していると考えからである。破断したP C鋼材本数を考慮するのはもちろんである(3.4.2 参照)。破断したP C鋼材がある場合は、併せて破断なしの場合の終局耐力を算出しておく。

せん断およびねじりに対する終局耐力の照査は、劣化状況に応じて行うものとするが、目視調査の結果、斜め方向ひびわれがない場合には省略している。

6.2 補強による終局耐力の増加

6.2.1 外ケーブルによる終局耐力の増加分

外ケーブルの引張力は、終局荷重付近においても変化しないので、終局時における外ケーブルの引張力は、設計荷重時と同じとして計算する。

付着のある内ケーブルの場合、過大な作用力を受けるケーブルは部分的に伸びるが、付着のない外ケーブルでは、部材の変形に伴う張力増加はほとんどない。そのため張力は、設計荷重時とほぼ同じであるとみなす。($\sigma_{pu} = \sigma_{pe}$)

6.2.2 カーボン FRP シートによる終局耐力の増加分

カーボン FRP シートは、下記の降伏点を有する鉄筋の断面積に換算して終局耐力を求める。FRP シートの設計用(降伏)強度は、降伏点を持たない炭素繊維の性質を考慮して、引張試験片の引張強度を 15%程度低減した値 30500 kgf/cm² を採用している。

重さ 317 g/m² 橋軸：直角=3:1=0.75 : 0.25

317×0.75=237.75 g/m² (橋軸方向)

比重=1.80 g/cm³ より

厚さ hcf=0.023775/1.8 = 0.0132 cm/1 層

これにシートの幅を乗じると換算断面積が得られる。

設計用引張強度 $\sigma f = 0.85 \times 360 = 306 \text{ kgf/mm}^2 \rightarrow 305 \text{ kgf/mm}^2$

$\doteq 30500 \text{ kgf/cm}^2$

6.3 作用荷重と安全率

作用荷重としては、橋面荷重を含む死荷重および活荷重を考慮する。安全率については、道路橋示方書に従い、死荷重と活荷重の和に対して1.7以上としている。

ただしこの値が得られない場合には、死荷重分のみ1.1として再検討する。

積雪地域では死荷重として雪荷重も考慮する。活荷重は、道路橋示方書に準じている。

安全率の照査

$$1.7 (MD+ML) \leq Mu \quad \text{式 6.1}$$

ただし、 Mu : 部材の破壊抵抗曲げモーメント

MD : 死荷重によるモーメント

ML : 活荷重によるモーメント

上記を満足しない場合

$$1.1 MD+1.7 ML \leq Mu \quad \text{式 6.2}$$

ただし、この場合には、年とともに耐荷力が小さくなり、危険になることもあり得るので、特別な維持管理が必要である。ここで特別な維持管理とは、年2回以上の外観目視調査もしくは長期監視システムの設置などである。またこの場合には、5年以内に架替えが実施されるものとしている。何らかの事情で架け替えが遅れる場合には、別途、検討を要する。

さらに、式6.2を満足しない場合は、支保工等の対策が不可欠であるが、これまでのところ、暮坪陸橋を除き、全橋について式6.2を満足している。

第7章 高耐久性新設コンクリート橋の設計・施工

7.1 高耐食材料の導入

1) エポキシ樹脂塗装鉄筋

上部構造には、すべて塗装鉄筋を使用する。

下部構造のフーチングは普通鉄筋とするが、たて壁から上は塗装鉄筋を使用する。

その加工には十分配慮し、切断面等にはエポキシ樹脂を塗る。塗装結束筋を用いる。

2) 表面被覆PC鋼材

エポキシ樹脂被覆されたPC鋼材を使用する。

定着具等の樹脂で被覆されない鋼材は、十分な防錆処理を施す。

2a) FRP緊張材

部分的に（三瀬橋耳桁のみ）PC鋼材に代えて、腐食の恐れがない高強度のカーボンFRP緊張材を用いた。FRP緊張材の利用は、試験施工であり、閉断面の場合に塩害を受けやすい両側端部の桁に留めている。この程度であれば、靱性（ねばり）に疑問が残るとされているFRP材料を無視しても、PC鋼材の靱性のみで対処できる。

3) 耐食シース

PCシースとして開発されたインデント形状の硬質ポリエチレン管を使用する。摩擦係数 μ 、 α は、従来通りの値でよい。

4) セラミック塗装高欄

亜鉛メッキの上に粉体塗装2回、セラミック塗装1回施した高耐食性高欄の使用。

5) コンクリート塗装

表面被覆された鋼材を使用するので、コンクリート塗装は、原則として行わない予定であるが、暮坪橋に関しては検討中である。

塗装する場合、塗装の仕様としては、以下のものを考える。

プライマー	: エポキシ樹脂プライマー	0.10 kg/m ²	-
パテ	: エポキシ樹脂パテ	0.30 kg/m ²	-
中塗り	: 柔軟型エポキシ樹脂塗料	0.35 kg/m ²	160 μ
上塗り	: アクリルシリコン樹脂塗料	0.12 kg/m ²	30 μ

7.2 構造上の配慮

1) 構造形状

塩分付着面積の少ない閉断面の箱桁もしくは中空床版桁とする。

海中の下部工は、波しぶきが上がらないように橋脚のみ海上に出し、丸みをつける。

2) 鋼材の純かぶり

上部構造は、塗装鉄筋を使用していることもあり、ひび割れ制御の観点から通常5cm以上（塗装鉄筋を使用しない場合は7cm以上）、箱桁内面では3.5cm以上とする。

下部構造は、7cm以上とする。

スペーサーは、コンクリート製またはモルタル製を用いる。

3) コンクリートの配合

水セメント比は、上部構造で45%以下、下部構造で55%以下とする。

コンクリートの密実性が増す透水性型枠を使用する。

コンクリート打設が冬季にかからないようにする。

AE剤を添加する場合の空気量は、粗骨材最大寸法25mmに対し、6%を標準とする。

なお、粗骨材最大寸法40mmに対しては、5.5%を標準とする。

原則としてポルトランドセメントを使用する。

単位セメント量は330 kg/m以上とする。

4) 支承

ゴム支承を使用し、付属鋼材（アンカー等）に対しては良質のステンレス鋼（SAS 316）を使うか、常温亜鉛溶射等の防食処理を施す。

5) 伸縮継手

塩分を含んだ水や湿気を遮断するため、埋設型ジョイント（分散型）とし、埋込み鋼材や露出鋼材は、防食処理を施す。

6) 防水層

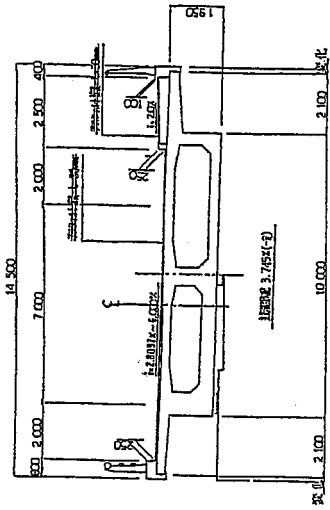
床版上面には、耐久性に富む防水層を設ける。この場合、防水層を地覆前面で立ち上げる場合には、十分に配慮する。

7) 排水

橋上で排水は行わず、土工部で排水処理をする。橋長が長い場合は、合成樹脂製の排水ます・配水管を使用する。

以上、新設される暮坪橋および三瀬橋の設計・施工方針を示したが、これらの方針は、塩害対策特別委員会の審議を経て決定されたものであり、今後の新設橋に対しても適用される。なお、上の条件適用が困難な橋の場合には、委員会に図るのを原則とする。

橋岸断面図



側面図

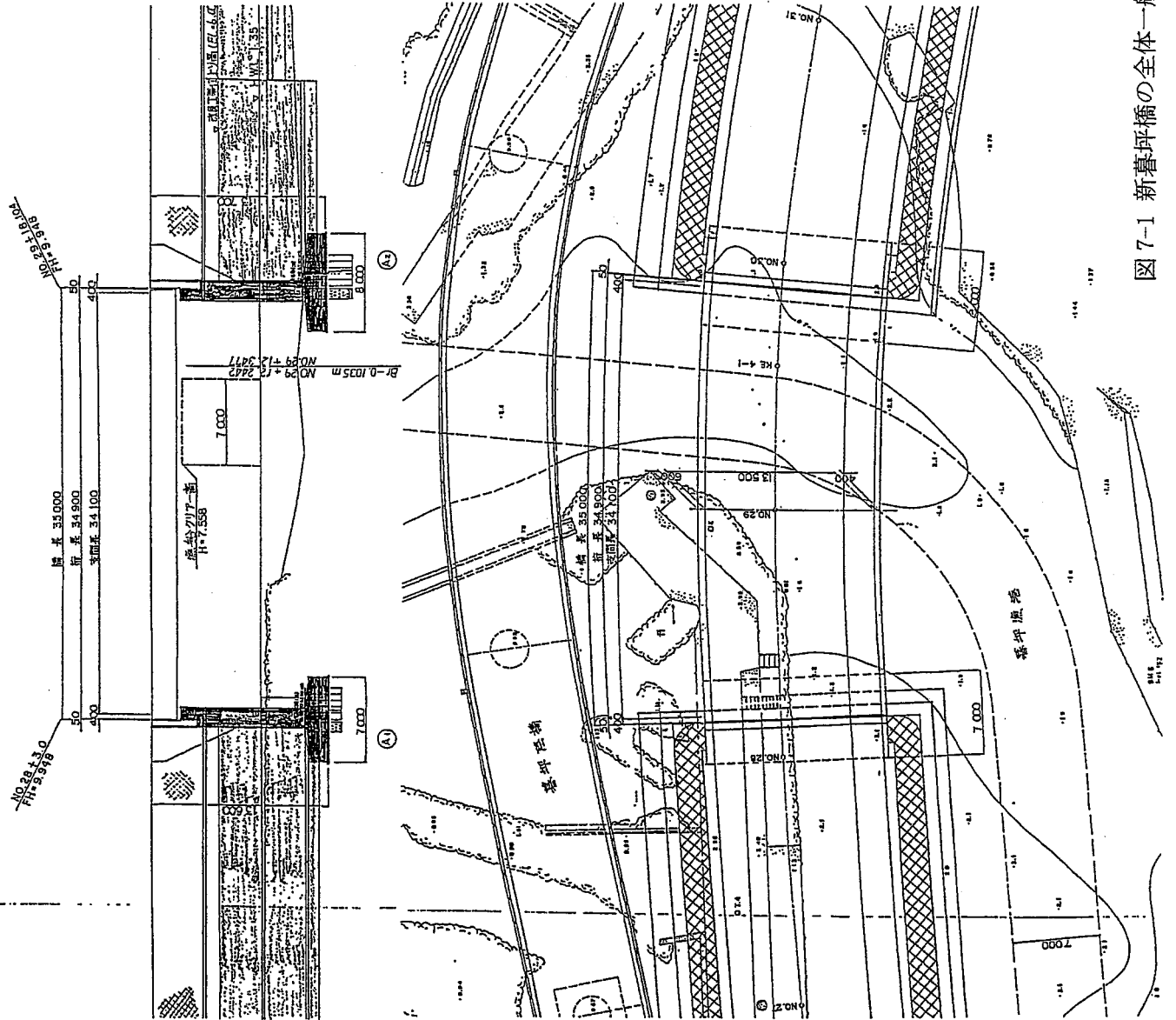
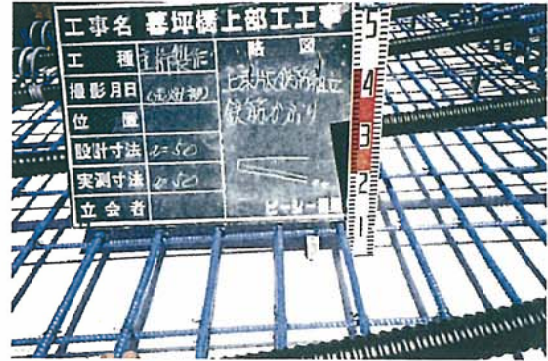


図 7-1 新暮平橋の全体一般図

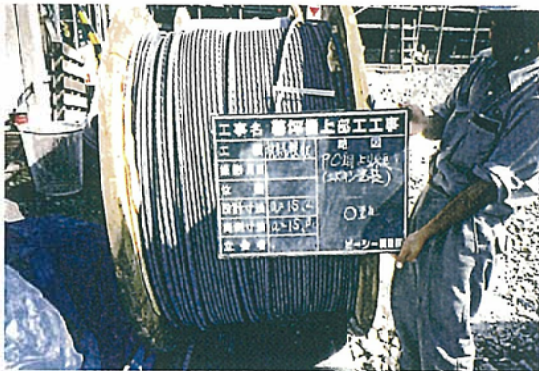
暮坪橋(上部工) 写真集



△ 配筋全景



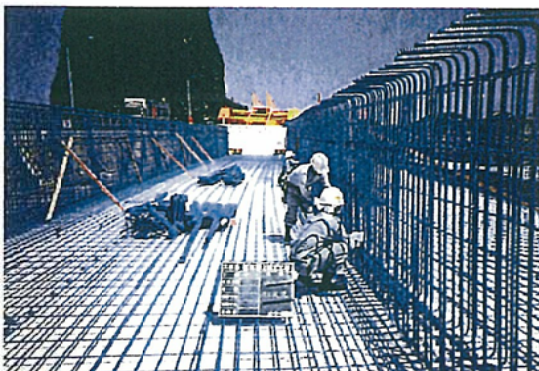
△ 鉄筋かぶり



△ PC鋼より線(工科シシ製品)



△ シース(硬質ポリエチレン管)



△ 配筋状況



△ シース(硬質ポリエチレン管)



△ スペース (EPL社製)



△ 定着具 (スパイラル 鉄品)



△ 結束線 (EPL社製鉄品)



△ 結束線 (鉄筋組立状況)



△ セパレーター (EPL社製鉄品)



△



△ セパレーター (設置状況)



△ 透水性型枠 (布張り製作)



△ 透水性型枠 (布張り製作)



△ 透水性型枠 (組立)



△ 透水性型枠 (脱水状況)



△ 支承 (ゴム支承設置)



△ 沓座覆工 (リウレン系弾性樹脂注入)

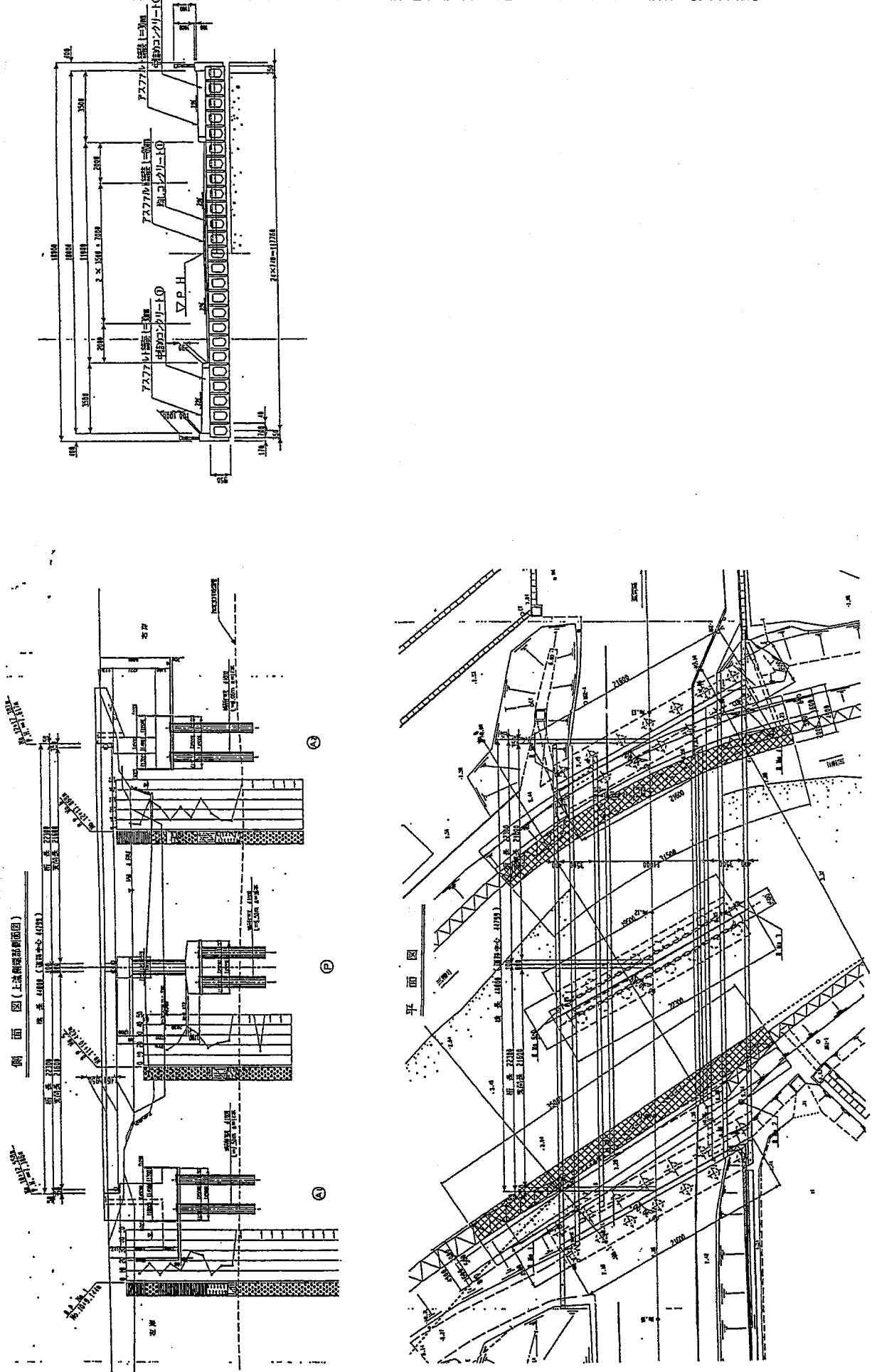


図 7-2 新三瀬橋の全体一般図

編集幹事

酒田工事事務所	建設監督官	高橋孝男
	建設監督官	木村恒夫
	工務第2課 課長	千場 徹
	調査第2課 課長	山梨高裕
	道路管理課 課長	林崎吉克
	鶴岡国道維持出張所 所長	竹内光夫
	道路管理課 維持修繕係長	矢口 晋
	鶴岡国道維持出張所 技術係長	古川哲治
	道路管理課 建設技官	佐藤 忍
	鶴岡国道維持出張所 建設技官	木村達也

(財) 道路保全技術センター	東北支部 保全部長	鈴木忠治
	東北支部 囑託	上阪康雄

東北地方における コンクリート構造物設計・施工ガイドライン(案) 資料編

平成 21 年 6 月 平成 21 年 3 月制定・第 1 刷発行

編集者・・東北地方におけるコンクリート構造物の耐久性向上検討委員会

発行者・・国土交通省 東北地方整備局 東北技術事務所

〒985-0842

宮城県多賀城市桜木三丁目6番1号

TEL:022-365-7988

FAX:022-365-7899

・本ガイドラインの内容を複製したり、他の出版物へ転載する場合には、東北技術事務所の許可を得てください。

許諾 No.土学出事09007
