The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	都市高速道路鋼構造物の保全技術に関する研究
Author(s)	中村, 一平
Citation	大阪大学, 1998, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.11501/3151133
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

27619

都市高速道路鋼構造物の保全技術に関する研究

平成10年6月

中村一平

都市高速道路鋼構造物の保全技術に関する研究

平成１０年６月

中　村　　一　平

目　次

第１章　緒　論 …… 1
１．１　研究の背景 …… 1
１．２　都市高速道路鋼構造物の保全に関する問題点 …… 1
１．３　本論文に関連する既往の研究 …… 2
１．４　本研究の目的と構成 …… 3

第２章　現行の維持管理とその問題点 …… 5
２．１　緒　言 …… 5
２．２　維持管理の意義と目的 …… 5
２．３　都市高速道路の寿命 …… 5
２．４　都市高速道路の現状 …… 6
２．５　構造物点検の点検システムと問題点 …… 8
２．５．１　点検体制 …… 8
２．５．２　点検種別 …… 8
２．５．３　点検項目と判定基準 …… 9
２．５．４　点検から補修工事への流れ …… 15
２．５．５　現行点検システムの問題点 …… 16
２．６　結　言 …… 17

第３章　鋼構造物の損傷事例 …… 18
３．１　緒　言 …… 18
３．２　損傷状況 …… 18
３．２．１　損傷の種類 …… 18
３．２．２　損傷発生率 …… 21
３．２．３　損傷の部位別、構造形式別分類 …… 22
３．３　代表的損傷の発生形態と進行度 …… 25
３．３．１　腐食損傷 …… 25
３．３．２　鋼Ｉ桁橋の横桁および対傾構取合い部の亀裂損傷 …… 27
３．３．３　鋼Ｉ桁橋の桁端部横構取付けガセットの亀裂損傷 …… 33
３．４　結　言 …… 34

第４章　腐食損傷に対する溶接補修 …… 35
４．１　緒　言 …… 35
４．２　桁端部の腐食損傷 …… 35
４．２．１　損傷状況および原因究明 …… 35
４．２．２　補修方法の検討 …… 36

４．２．３　補修工事 …… 36
４．２．４　追跡点検の結果 …… 37
４．３　桁中央部の腐食損傷 …… 38
４．３．１　損傷状況および原因究明 …… 38
４．３．２　補修方法の検討 …… 39
４．３．３　補修工事 …… 40
４．３．４　追跡点検の結果 …… 41
４．４　結　言 …… 45

第５章　亀裂損傷に対する溶接補修 …… 46
５．１　緒　言 …… 46
５．２　鋼Ｉ桁橋の桁端部横構取付けガセットの損傷 …… 46
５．２．１　損傷状況および損傷要因分析 …… 46
５．２．２　補修方法の検討 …… 48
５．２．３　補修工事 …… 50
５．２．４　追跡点検の結果 …… 54
５．３　鋼Ｉ桁橋の横桁取合い部の亀裂損傷 …… 55
５．３．１　損傷状況および損傷要因分析 …… 55
５．３．２　補修方法の検討 …… 62
５．３．３　補修工事 …… 65
５．３．４　追跡点検の結果 …… 67
５．４　結　言 …… 68

第６章　現場溶接補修要領の提案 …… 69
６．１　緒　言 …… 69
６．２　既往計測結果のまとめ …… 69
６．２．１　橋梁および亀裂開口部の振動計測結果 …… 69
６．２．２　交通供用下での補修溶接に関する検討 …… 69
６．３　検討方法および検討結果 …… 72
６．３．１　検討の目的 …… 72
６．３．２　簡易計算式に基づく拘束度の算定 …… 73
６．３．３　橋桁部分構造の拘束度の解析 …… 76
６．４　交通供用下での溶接補修要領の提案 …… 82
６．５　結　言 …… 85

第７章　鋼構造物の長寿命化への提案 …… 86
７．１　緒　言 …… 86
７．２　点検周期の最適化 …… 86

７．３　ブリッジマネージメントへ向けてのモニタリング橋の導入 …… 90
７．４　細部構造の改良による長寿命化 …… 92
７．４．１　鋼Ｉ桁橋の桁端部横構取付けガセット …… 92
７．４．２　鋼Ｉ桁橋の横桁取合い部 …… 93
７．５　新設橋梁設計への提言 …… 94
７．６　結　言 …… 96

第８章　総　括 …… 97

参考文献 …… 99

謝辞 ……102

本論文に関連した発表論文 ……103

第1章　緒　論

1．1　研究の背景

昭和 30 年代、高度経済成長に歩調を合わせるように都市部では人口の過密化が起こり始め、道路事情は悪化の一路をたどった。そのような状況のなか、現在、第 11 次案が進行中の『道路整備五箇年計画』の第 1 次が昭和 29 年（1954 年）に建設省で策定され、わが国の本格的な道路整備がスタートした。しかし、東京や大阪といった 2 大都市圏での交通渋滞は著しく、その渋滞解消を目的として、昭和 34 年（1959 年）には首都高速道路公団が、昭和 37 年（1962 年）には阪神高速道路公団が発足した。発足当時は、河川の多い土地柄を有効に利用し、河川を埋め立てたり、河川内に橋脚を設置することにより、都市内高速道路が建設された。大阪地区では、西横堀川を埋め立てることにより、昭和 39 年（1964 年）6 月に 2.3 kmの阪神高速道路が開通した。

その後、急激な経済成長や自動車普及率の上昇と相まって、都市内高速道路の供用延長は着実に増加した。阪神高速道路については、平成 6 年（1994 年）4 月には湾岸線の開通により供用延長は 200 kmとなった。また、平成 8 年度の平均的な交通量は 86 万台／日[1)]、最大断面交通量は 15.8 万台／日（6 車線）となっている。

都市高速道路は、以上のような①複雑な道路線形に伴う曲線橋など特殊な構造型式の採用、②当初の予想を遙かに上回る重車両交通量の増大（その内容は大型車の混入率が高く、その上、規制緩和に伴う車両制限令の改正により総重量 25 t の車両[2)]が自由に走行することが可能になる）など過酷な環境下に置かれるようになってきた。

この結果、長期供用による老朽化以外に、上記のような要因により都市高速道路の構造物において多くの箇所に損傷[3)、4)、5)]が発生してきている。また、社会情勢の変化や社会的要請のため車線拡幅などの改良工事も積極的に行われており、維持管理の重要性が求められている。

ところで、バブル経済の崩壊により国の財政状況は悪化の傾向にあり、その影響が当然のことながら国民生活に反映している。そのような社会情勢の中で、過去に建設された膨大な量の道路などの社会基盤を維持管理するための費用も今後増加することは期待できない状況にある。膨大な数量となった都市高速道路鋼構造物を限られた予算の範囲で適切な維持管理を行うために保全技術に関する手法を体系的に整備することが道路管理者にとって緊急の課題となっている。

1．2　都市高速道路鋼構造物の保全に関する問題点

都市高速道路の鋼構造物を健全な状態に保つ手法は、人間の体を健康な状態に保つことと同様である。そのため、定期健康診断に相当する構造物点検を定期的に実施している。点検法は目視が一般的であるが、必ずしも人間が近接できる箇所ばかりではなく密閉断面や狭隘な箇所もある。そのような箇所の点検には特別な工夫や

新技術の開発も必要である。また、都市高速道路の構造物は交通量や構造の複雑性などのために損傷を受けやすく、特に、細部構造に損傷が発生し易い鋼構造物は入念な点検が行われており、これまでの蓄積された膨大な点検データがある。それらは人間のカルテと同様であるから、それらを整理、分析することは、今後の維持管理において貴重な示唆を与えるものと思われる。点検により損傷が発見されれば、損傷原因の究明を行い、適切な補修工法を検討して補修・補強工事を実施しなければならないが、鋼構造物の補修・補強は系統的に実施されるようになってから、まだ歴史が浅いため、

（１）　補修法に関するデータ蓄積が少ない。

（２）　体系化された学術的研究が少ない。

（３）　交通を供用しながら施工することが多く、新たな技術的課題がある。

（４）　社会的反応を考慮して、公式の場での損傷事例報告が少ない。

（５）　補修工事の場合、一般的に工事規模が小さく、十分な施工管理体制を確保できない場合がある。

などの問題点がある。

鋼構造物の補修・補強のうち、疲労などによる亀裂に対する補修は構造物のスペースや作業空間などの関係で溶接により行われることが多く、また、補強部材の取り付けも溶接が用いられることが多い。

また、都市高速道路の社会的な使命により通行止めを行うことは非常に困難な状況にあるため、補修工事は一般的には交通供用下で実施される。また、時には路下条件により、一時的にせよ構造物を支える支保工さえも設置できない場合[6)]もある。すなわち、一般的に補修工事は狭隘な足場上での施工となるばかりでなく、交通供用下での溶接による補修工事となる場合が多く、そのような場合には、

（１）　静的荷重以外に通行車両による変動荷重が作用した状態での作業となる。そのため、被溶接継手部材間に相対変位が生じる恐れがある。

（２）　通行車両による影響や簡易な足場上での作業のため、周期が比較的短い「振動」や周期が比較的長い「ゆれ」がある状態で作業を行うことになる。

などの困難な条件を加味しなければならない。

このような交通供用下での溶接による補修工事は今後ますます増加することが見込まれるにもかかわらず、マニュアル類の整備が遅れている。

１．３　本論文に関連する既往の研究

前述したとおり、社会情勢により都市高速道路の維持管理に伴う業務は、一般交通車両を通行止めしたり、または、車線規制などは行わず、一般的には交通供用下で行われる。

舗装の打ち替えなどの通常の補修作業では、車線規制をして交通供用下で実施しても渋滞の原因にはなるものの、品質低下になることは少ない。

しかし、交通供用下で溶接により鋼構造物の補強・補修を行う場合には、工場な

どで溶接作業を実施する場合のように荷重無載荷の状態ではなく、また、一般交通車両を全面通行止めして溶接作業を実施する場合のように静的な荷重が載荷された状態でもない。すなわち、交通供用下にある鋼構造物に溶接作業を実施する場合には、変動荷重が作用した状態となり、作業足場の振動も加わって非常に複雑な作業状態での施工となる。

これらに関する研究成果としては、日本鋼構造協会でまとめたJSSCレポート[7),8)]がある。また、中西らは供用中の補修溶接施工に関しての各種の研究を行い、変動応力下の溶接割れ試験[9)]や補修溶接棒の開発[10)]を行っている。

以上のような供用中での補修溶接に関する研究成果を基本とし、各道路管理者は、都市高速道路の鋼構造物に生じている腐食損傷や亀裂損傷などに対する補修・補強工事や改良工事を実施している。しかし、損傷に関して補修方法を検討[11)]し、補修工事を実施しているが、体系的に整備された報告はない。

１．４　本研究の目的と構成

本論文では、都市高速道路鋼構造物に発生している各種の損傷に対して、原因究明や各種の検討を反映した補修法を提案する。つぎに、交通供用下での溶接による補修工法に関する問題点を解決し、実際の工事に適用できる交通供用下での施工を想定した現場溶接補修要領を提案する。そして、損傷発生原因を考察することにより、細部構造の改良や合理的な点検周期の設定などにより、都市高速道路鋼構造物の長寿命化に関する提案を行う。

本研究の流れを図－１．４．１に示す。また、本論文は８章からなり、概要は次のとおりである。

第１章は緒論であり、第１に都市高速道路建設の経緯、背景を述べる。第２に、高速道路構造物には老朽化や車両の大型化などにより各種の損傷が発生しており、その補修工事は通常、交通供用下で行われているなど、現在置かれている状況について述べる。第３に、過去に行われた鋼構造物の保全技術に関する研究事例の概要について述べ、第４に本研究の目的・構成について述べる。

第２章では、第１に維持管理の必要性や公共事業で建設された都市高速道路の寿命の考え方について述べる。第２に、都市高速道路の一例として阪神高速道路の構造種別・数量および現行の維持管理体制と問題点について考察する。第３に、構造物点検について、現行の点検体制、点検手法および判定基準と問題点などについて考察する。

第３章では、構造物の点検により発見された都市高速道路鋼構造物に生じている各種の損傷事例を示すとともに、点検データを整理分析することにより、代表的な損傷について、その発生形態や進行度について考察する。

第４章では、都市高速道路鋼構造物に生じている代表的な腐食損傷を例にとり、損傷状況や原因、補修工法および事後の追跡点検結果について考察する。

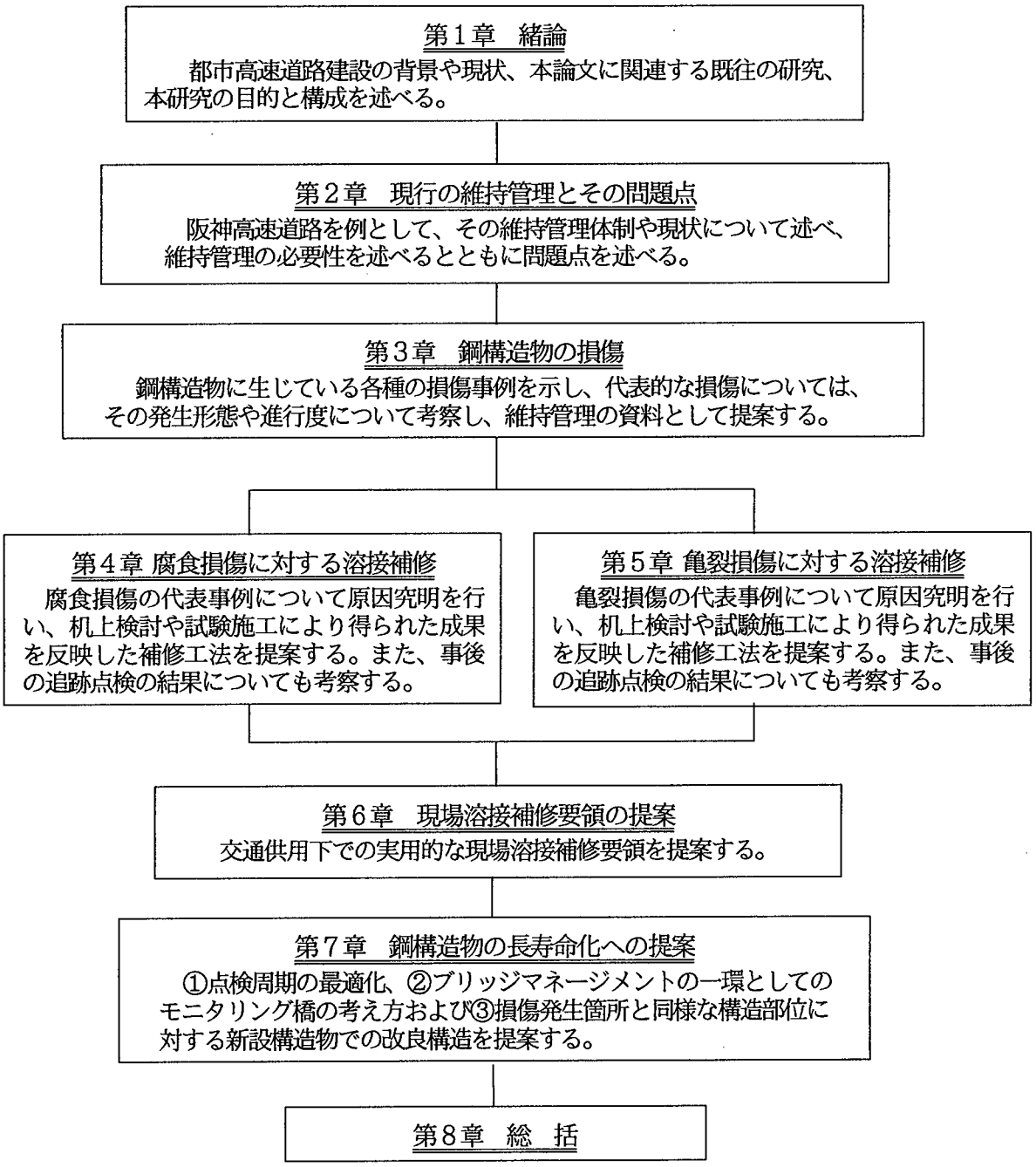
第５章では、都市高速道路鋼構造物に生じている代表的な亀裂損傷を例にとり、

損傷状況や損傷要因の分析、補修工法および事後の追跡点検結果について考察する。

第６章では、交通供用下における溶接による補修工事を実施する場合の実用的な施工要領を提案する。

第７章では、①構造物点検の合理的な周期、②ブリッジマネージメントの一環としてのモニタリング橋の考え方および③損傷が発生した細部構造に対する新設構造物での改良例を述べることにより、都市高速道路鋼構造物の長寿命化への提案を行う。

第８章では、本研究で得られた諸成果をまとめ、都市高速道路鋼構造物の保全技術について総括する。



図－１．４．１　本論文の流れ

第２章　現行の維持管理とその問題点

２．１　緒　言

本章では、都市高速道路の重要性や役割を述べて、それを常に良好な状態に保つこと、すなわち、維持管理の重要性について述べる。

また、都市高速道路の一例である阪神高速道路を対象に、維持管理の組織や体制、点検手法、点検により発見された損傷に対する補修方法の検討法など現状の維持管理システムの概要について述べるとともにシステムが抱える問題点を明らかにする。

２．２　維持管理の意義と目的

都市高速道路は言うまでもなく、公共投資による社会基盤である。それゆえ、公共性、使用性、寿命などの点において一般の構造物とは全く異なった性格が求められる上、社会経済活動、市民生活、国土保全に必要不可欠な役割を果たす必要がある。そのため、現在はもちろんのこと、将来にわたってその機能が十分に発揮できるよう常に整備しておくことが責務であり、社会的要請でもある。

公共性の観点からは、都市高速道路は財政投融資の資金を利用して建設され、ある供用期間中に道路利用者から収受した料金を返済に充当するというシステムのために、償還期間内は道路利用者に対して良好な施設を提供するのは当然のことで、都市高速道路周辺に対しても良好な環境を保全する義務がある。

使用性の観点からは、都市高速道路は有料のため利用者からは一般道路を通行する場合よりも快適で安全なサービスを要求される場合が多く、また、都市高速道路の大部分は立地条件から高架構造となっており一般道路に比べて複雑な構造であるなどの理由により十分な維持管理が必要となる。

寿命の観点から見ると、現在の社会情勢では通行料金の値上げは非常に困難な状況にあり、その代替策として、構造物の寿命に深く関係する償還期間の延伸が検討されている。そのため、今後はますます、既設構造物を丁寧に維持管理し、長期間使用することになる。

このように維持管理は、構造物の機能の経時的変化や寿命に大きな影響を与える。構造物の寿命を延ばすには、構造物の種類、使用目的、要求性能レベルに応じて系統的な点検を行い、損傷の早期発見、原因の究明、損傷程度の評価・判定とそれに基づく適切な補修・補強工事を行うことが重要である。すなわち、維持管理には、①構造物の損傷実態を把握するための点検、②点検結果に基づく損傷原因の把握、供用の可否判定、補修・補強工事の要否判定、③補修・補強工法の選定および④補修・補強工事などが含まれる。

２．３　都市高速道路の寿命

都市高速道路の構造物の寿命は、その建設に要した費用を一定の償還期間に返還しなければならないため償還期間との間に密接な関係がある。道路橋の寿命に関す

る規定としては、道路橋示方書[1]の設計基準風速の規定に、「ここでは一部の強風地域を除く日本全国の高度 10mにおいて、50 年間でその風速を超えない確率が 0.6 以上となるように 40m/sec を設計基準風速とした。」、また、鋼道路橋設計便覧[2]の総論において、「鋼道路橋の寿命は、活荷重の大きな変化がないならば 50 年から 100 年を超える長期のものでなければならない。」と記述されている。

諸外国では、イギリスのＢＳ5400[3]の限界状態設計法の箇所で「設計年数として 120 年と仮定している。」、また、カナダのオンタリオ州道路橋設計基準[4]の限界状態設計法の箇所で「橋梁の計画耐用年数を 50 年として、終局限界状態に対する安全性指標の目標値は 3.5」と記されている。

一方で、構造物の寿命と密接な関係がある償還期間は通行料金値上げが容易でないことから当初設定された期間から延伸される場合がある。建設大臣の諮問機関である道路審議会において、都市高速道路の採算性に関する答申（平成 9 年 1 月 24 日）が出され、償還期間を当初設定されていた 30 年から 40 年に延ばすことが提案された。また、古い時代に建設され建設費の償還が完了している路線でも、建設中の路線も含めたネットワーク全体の建設が完了し、それら全路線の建設費が償還し終わるまで通行料金が無料にしないという『通行料金プール制』も導入された。

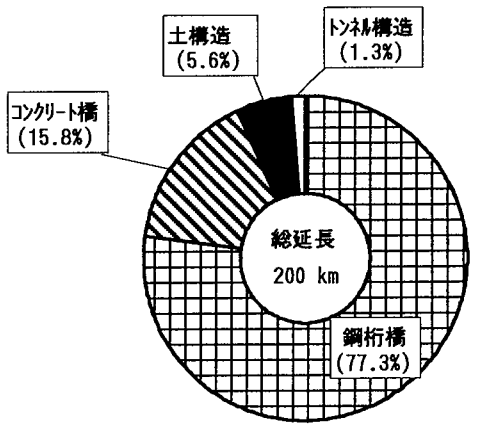
以上のように、各種の設計基準や償還期間から都市高速度路の寿命を明確に定義したものはないが、設計耐用年数として 50 年以上と考えるのが一般的なようである。

２．４　都市高速道路の現状

都市高速道路の維持管理の現状を述べるに際して、都市高速道路の一例である阪神高速道路公団での状況を述べる。

（１）構造区分

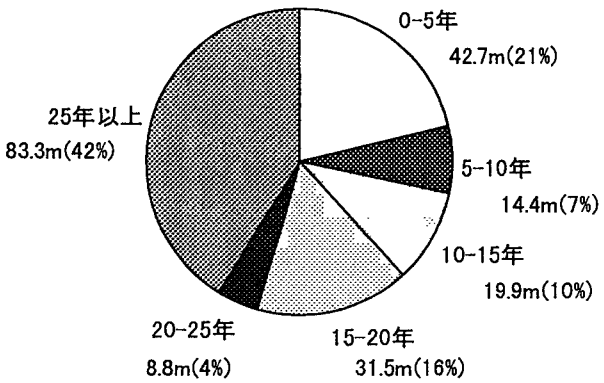
図－２．４．１に阪神高速道路の構造区分を示す。阪神高速道路の供用延長は 200 kmであり、総延長の 93.1%である 186.2 kmが高架道路（鋼桁橋：77.3%，154.7 km、コンクリート橋：15.8%,31.5 km）であり、残りがトンネル構造（1.3%,2.5 km）および土構造（5.6%,11.3 km）である。



図－２．４．１　阪神高速道路の構造区分

（２）供用期間区分

図－２．４．２に阪神高速道路の供用期間区分を示す。阪神高速道路は供用から約 30 年が経過し、建設後 10 年以上経過した延長が全体の 62.0%（124.1 km)、15 年以上経過した延長が全体の 52.0%（103.3 km）を占めている。

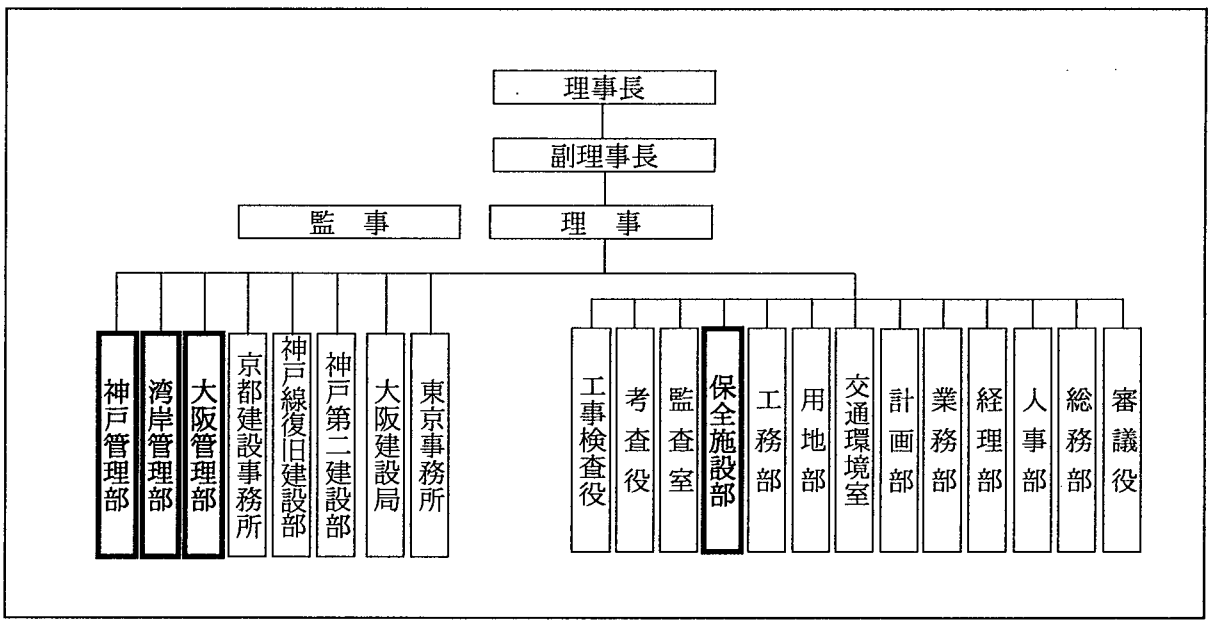


図－２．４．２　阪神高速道路の供用期間区分

（３）管理体制

このように、通常の経年劣化による老朽化以外に、当初の予想をはるかに上回る交通量、規制緩和に伴う車両の大型化や重量化、複雑な道路線形などにより都市高速道路の多くの箇所に損傷が発生し、それらの事例が報告されている。これらの損傷の発生を未然に防止し、また、何らかの損傷が発生した場合にも原因究明の後、補修・補強工事を行い高速道路を常に良好な状態に保つために維持管理を行う部門が設置されている。

阪神高速道路の維持管理組織を図－２．４．３に示す。

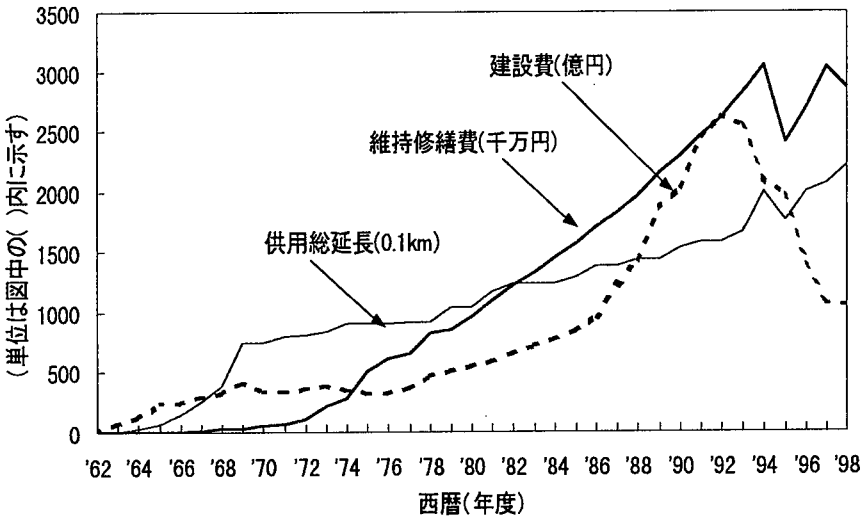


図－２．４．３　都市高速道路公団の維持管理組織

（４）維持管理費

阪神高速道路の維持管理に要した費用の推移を図－２．４．４に示す。供用開始から約 10 年程度遅れて維持管理費が急激に増加し始めていること、また、これまで

は右肩上がりに増加してきたことがわかる。しかし、今後は維持管理に費やすことのできる金額は工費縮減策の一環で増加する可能性は少ないと予想されており、現行の方法に比べて、より一層、合理的な維持管理システムを構築することが急務となっている



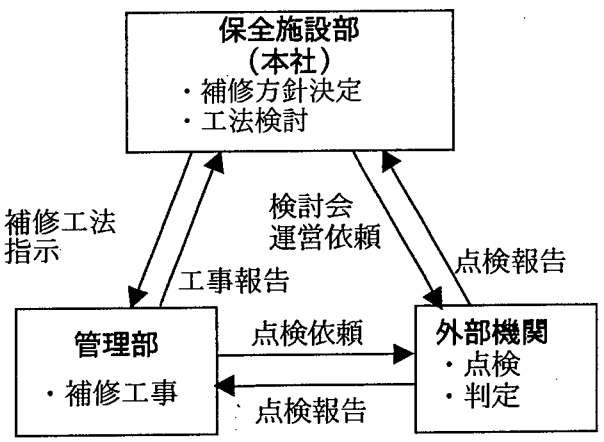
図－２．４．４　阪神高速道路の供用延長と修繕費の推移

２．５　構造物の点検システムと問題点

都市高速道路の管理者である公団では、供用中の道路を良好な状態に保ち、安全かつ円滑な交通の確保、および第三者への障害の防止を図ることを目的に構造物点検を実施している。以下では、阪神高速道路公団を例[5)、6)]に、点検に関する体制、周期、手法および結果の整理方法など現状の点検システムやその問題点について述べる。

２．５．１　点検体制

点検に関する基準作成や対象路線の選定など全般的な企画は、本社機構の保全施設部で行っているが、点検の成果を有効に活用するために、図－２．５．１に示すとおり維持管理に関する部門が相互に連携している。



図－２．５．１　管理部門の相関図

２．５．２　点検種別

鋼構造物の点検は、日常点検、定期点検および臨時点検に分類される。

（１）日常点検

日常点検は、道路構造物全般について日常的に行われる点検であり、その方法により次のとおり分類されている。

1）路上点検

路上点検とは、自動車により高速道路を点検可能な速度で走行しながら、舗装、伸縮継手および付属構造物などの状態を目視または運転感覚により行う点検をいう。

2）路下点検

路下点検とは、桁、床版下面および付属構造物などの状態を高架下から目視により行う点検をいう。

3）検査路点検

桁や床版下面などの状態を鋼桁の主桁間に設置されている検査路を用いて行う点検をいう。

（2）定期点検

定期点検は、長期的な点検計画に基づき、数年に一度の周期で道路構造物の状態を詳細に点検するもので、点検車や作業足場などを用いて対象構造物に接近し、目視、たたき、または簡単な計測により構造物の状態を点検する。定期点検は、点検対象箇所により、次のとおり分類される。

1）上部工点検

2）下部工点検

3）梁上点検

ここで、梁上点検とは、橋脚の梁上から橋梁端部にある構造物の状態を点検するするものである。橋梁端部には伸縮装置、耐震連結装置、支承などの重要な付属構造物があり、また、伸縮装置は漏水や走行車両による衝撃などにより損傷の発生しやすい箇所であるため、特に重要な点検である。

（3）臨時点検

臨時点検は、日常点検および定期点検を補完するものである。臨時点検は、その目的により次のとおり分類される。

1）緊急点検

通常の日常点検や定期点検で極めて異常な損傷が発見された場合などに実施される点検であり、当該損傷箇所を入念に損傷原因、損傷程度や進行度合、および応急補修の必要性の有無などについて点検する。

2）災害時点検

自然災害の後に、災害に起因する損傷の有無について行う点検をいう。

3）事故時点検

突発的事故の後に、事故に起因する損傷の有無について行う点検をいう。

4）追跡点検

日常点検や定期点検で発見された損傷の経時変化や特殊な補修・補強工事の経過観察を目的として行う点検をいう。

2．5．3　点検項目と判定基準

鋼構造物の定期点検における点検項目および判定基準は、下記のとおりである。

（１）点検項目

① 部材の損傷（亀裂、曲がり、応力）

② 溶接部の亀裂

③ 高力ボルトの欠損、折損およびゆるみ

④ 異常音の発生

⑤ 滞水および漏水

⑥ 腐食

⑦ 塗膜の状態

⑧ 桁の遊間

⑨ その他

（２）判定基準

損傷度の判定は、各構造物の重要度、機能、特性などを考慮して、機能性、耐荷力、耐久性などの観点から総合的に判断して決定される。阪神高速道路公団では補修の要否およびその緊急性の有無により損傷度判定区分を表－２．５．１に示すとおり５段階に分類し、この基本的な考え方に基づき各々の構造物について損傷度判定基準を細かく規定している。

表－２．５．１　定期点検における損傷度判定基準

損傷度判定区分	損　傷　状　況
Ⓐ	損傷が著しく道路構造物の機能低下を招き，安全かつ円滑な交通の確保に支障をきたす恐れ，または第三者への影響が大であると考えられ，緊急に補修の必要がある場合
A	損傷が著しく，早急に補修する必要がある場合
B	損傷があり，状況に応じて補修する必要がある場合
C	損傷が軽微である場合
ＯＫ	上記以外の場合

ここで、『緊急に補修』の必要があると判断される損傷度判定区分“Ⓐ”の損傷が発見された場合には、円滑な交通を確保するためや第三者への影響を考慮して、仮設材などを用いて応急補修を行い暫定的に安全の確保を行う。その後、改めて詳細な臨時点検を実施し、損傷程度、損傷原因および耐荷力などについて調査し、立地条件なども考慮した総合的な判断により補修方法についての検討を行い、補修工法が決定次第、補修または補強工事を行う。

また、損傷度判定区分“A”の『早急に補修』とは、次年度の補修工事実施計画において優先的に補修または補強工事を行うものをいう。

鋼構造物の各損傷項目は表－２．５．２に示す損傷度判定区分に準拠して判定する。亀裂損傷については、表－２．５．３の損傷度判定基準により判定する。

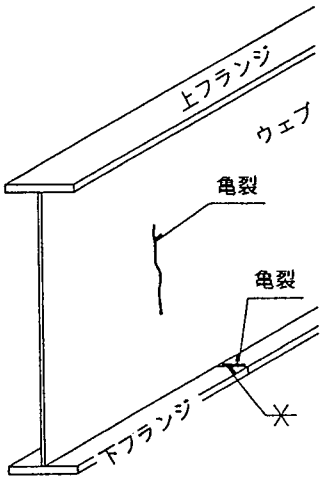
表－２．５．２　鋼構造物における損傷度判定基準

点検項目＼損傷度判定区分			Ⓐ	A	B	C
主要部材	部材の亀裂		損傷が著しく，落橋など，重大事故に結びつく危険性あるいは第三者障害を招く危険性がある損傷．	著しい損傷がある．	損傷がある．	
	溶接部の亀裂			著しい損傷がある．	損傷がある．	塗装に亀裂がある．
	曲がり，ひずみ			部材に著しい変形，座屈が生じている．	部材に変形，座屈が生じている．	わずかな曲がり，ひずみがある．(応力的なものではない)
	高力ボルト	欠損 折損		１構造物で10本以上，または１添接部で２本以上の欠損，折損がある．	１構造物で10本未満，または１添接部で１本の欠損，折損がある．	
		ゆるみ		１添接部で10％以上，または10本以上のゆるみがある．	１添接部で５～９本，または５本未満でも５％以上10％未満のゆるみがある．	１添接部で５％未満，５本未満のゆるみがある．
		添接板のズレ			添接部の塗膜にズレが見られる．	
二次部材	部材の亀裂			著しい損傷がある．	損傷がある．	
	溶接部の亀裂			著しい損傷がある．	損傷がある．	塗装に亀裂がある．
	曲がり，ひずみ				部材にｈ／125,あるいは50㎜以上の曲がり，ひずみが発生している．	部材にｈ／125,あるいは50㎜未満の曲がり，ひずみが発生している．
	高力ボルト	欠損 折損		１添接部で２本以上の欠損，折損がある．	１添接部で１本の欠損，折損がある．	
		ゆるみ			１添接部で10％以上，または５本以上のゆるみがある．	１添接部で10％未満，または５本未満のゆるみがある．
		添接板のズレ			添接部の塗膜にズレが見られる．	
異常音					異常な金属のたたき音，きしみ音が発生している	
漏水，滞水					著しい漏水，または滞水が発生している．	少しの漏水，滞水が発生している．
さびおよび腐食				断面欠損が部材厚の10％以上ある．	①広い範囲にさびが発生している． ②点在した腐食が発生している．	点在したさびが発生している．
塗膜の状態					層間はく離がかなりの部分に発生している．	層間はく離が部分的に発生している．
桁の遊間の良否				桁端が接触している．	遊間が不足し，接触の恐れがある．	
その他の損傷				著しい機能阻害がある．		

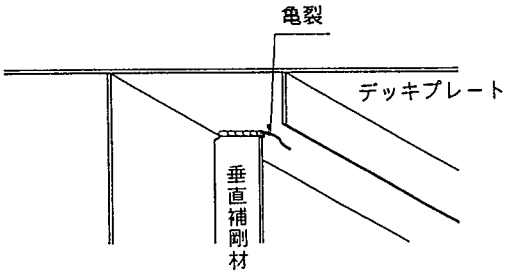
図－２．５．２～図－２．５．４には、“Ⓐ”、“A”および“B”の各判定ランクに相当する亀裂損傷を例示する。

表－２．５．３
亀裂損傷に関する損傷度判定基準

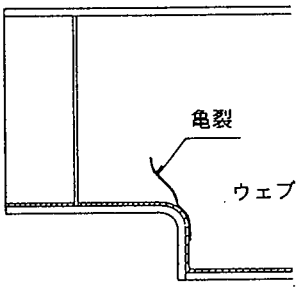
損傷判定区分	損　傷　状　況
Ⓐ	主桁本体または鋼床版に亀裂が発生し，構造物の安全性が著しく損なわれている場合
A	主桁本体または鋼床版部材などに亀裂が発生しているが，亀裂の発生位置および状態より判断して，その補修には特に緊急性を要さない場合
B	主として二次部材に発生した亀裂であり，構造物の安全性にとって，重大な影響のない場合



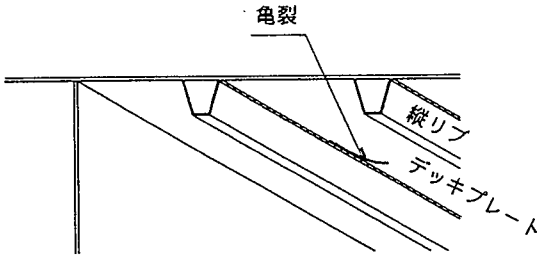
主桁下フランジ，ウェブの溶接継手部
および母材の亀裂



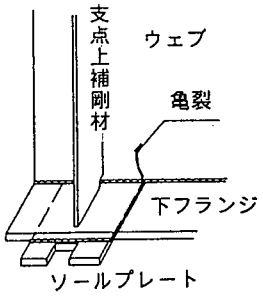
垂直補剛材のデッキプレートとの溶接部から
デッキプレートに伸展した亀裂



主桁切欠部溶接部の亀裂が
ウェブに伸展したもの

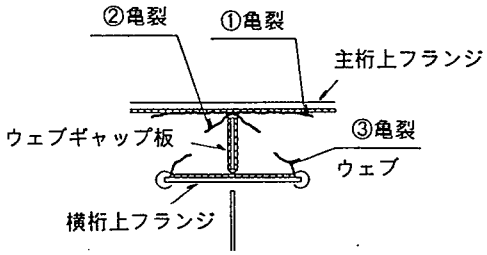


縦リブとデッキプレート溶接部から
デッキプレートに伸展した亀裂

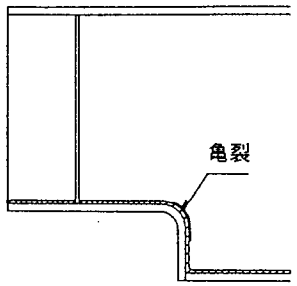


ソールプレート溶接部より下フランジ
を経てウェブに伸展した亀裂

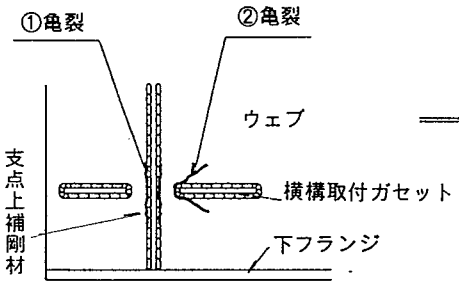
図－２．５．２　Ⓐランクの損傷



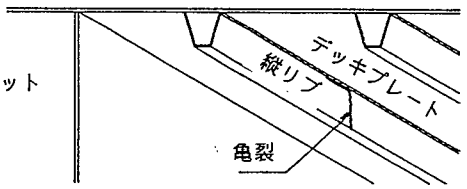
横桁取合部
① 主桁上フランジとウェブとの溶接部の亀裂
② ウェブギャップ板スカーラップまわし溶接部からウェブ に伸展した亀裂
③ 横桁上フランジ貫通部スカーラップからウェブに発生した亀裂



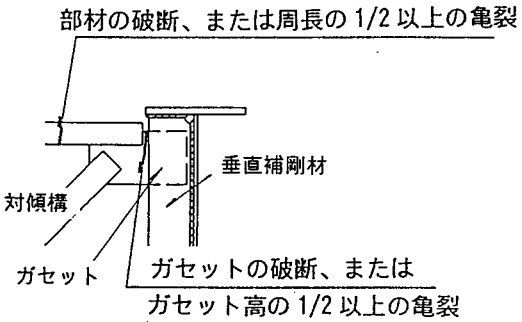
切欠部溶接部の亀裂



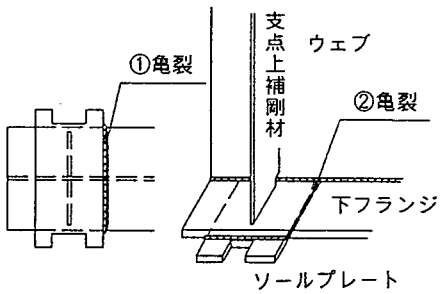
桁端部横構取付ガセット部
① 垂直補剛材溶接部の亀裂
② ガセットまわし溶接部からのウェブに伸展した亀裂



縦リブとデッキプレート溶接部から縦リブ母材に伸展した亀裂

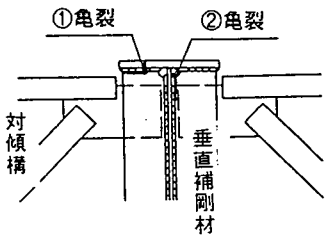


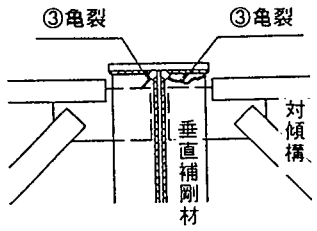
対傾構およびガセット部



① ソールプレート溶接部の亀裂
② ①の亀裂が主桁下フランジに伸展したもの

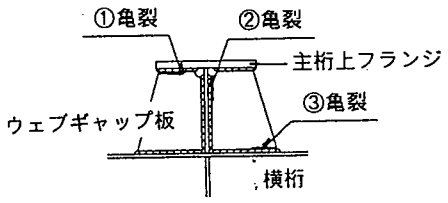
図－２．５．３　Ａランクの損傷

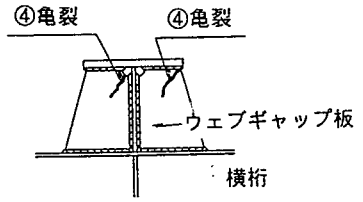




対傾構取合部
① ウェブギャップ板，垂直補剛材と主桁上フランジ溶接部の亀裂
② ウェブギャップ板，垂直補剛材と主桁ウェブ溶接部の亀裂

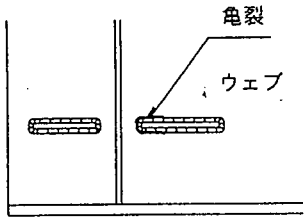
対傾構取合部
③ 垂直補剛材母材の亀裂

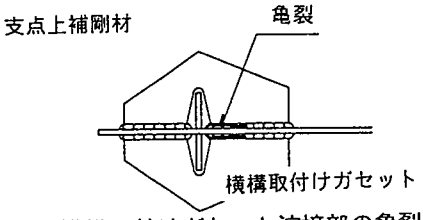




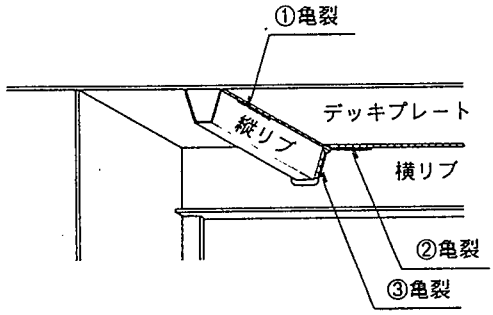
横桁取合部
① ウェブギャップ板と主桁上フランジ溶接部の亀裂
② ウェブギャップ板と主桁ウェブ溶接部の亀裂
③ ウェブギャップ板と横桁上フランジ溶接部の亀裂

横桁取合部
④ ウェブギャップ板の亀裂

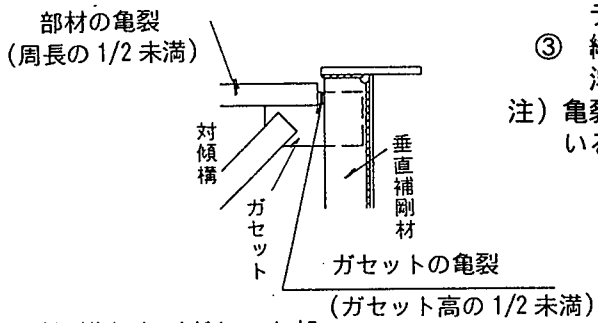




横構取付けガセット溶接部の亀裂



①縦リブとデッキプレート溶接部の亀裂
② 横リブまたは横桁ウェブとデッキプレート溶接部の亀裂
③ 縦リブと横リブまたは横桁ウェブとの溶接部の亀裂
注）亀裂が横リブまたは横桁ウェブに伸展している場合はＡランクとする。

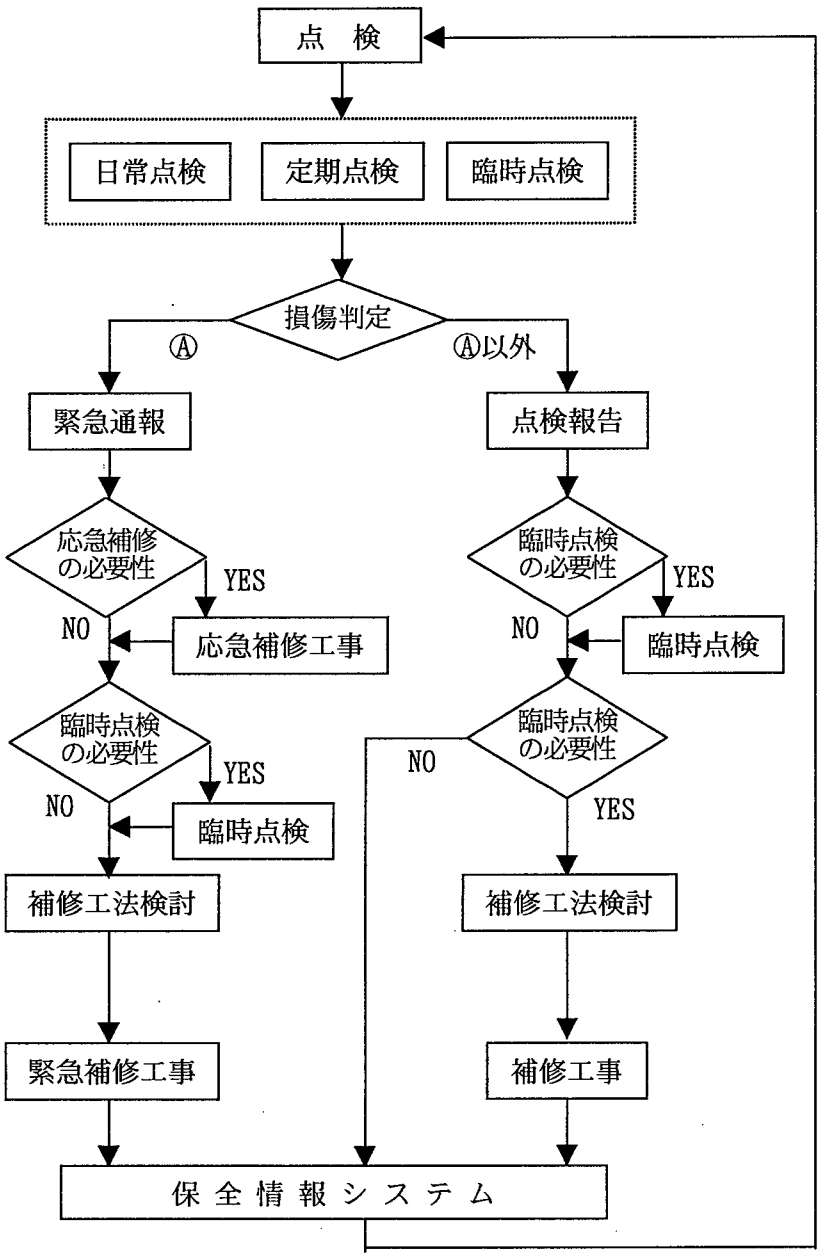


対傾構およびガセット部

図－２．５．４　Ｂランクの損傷

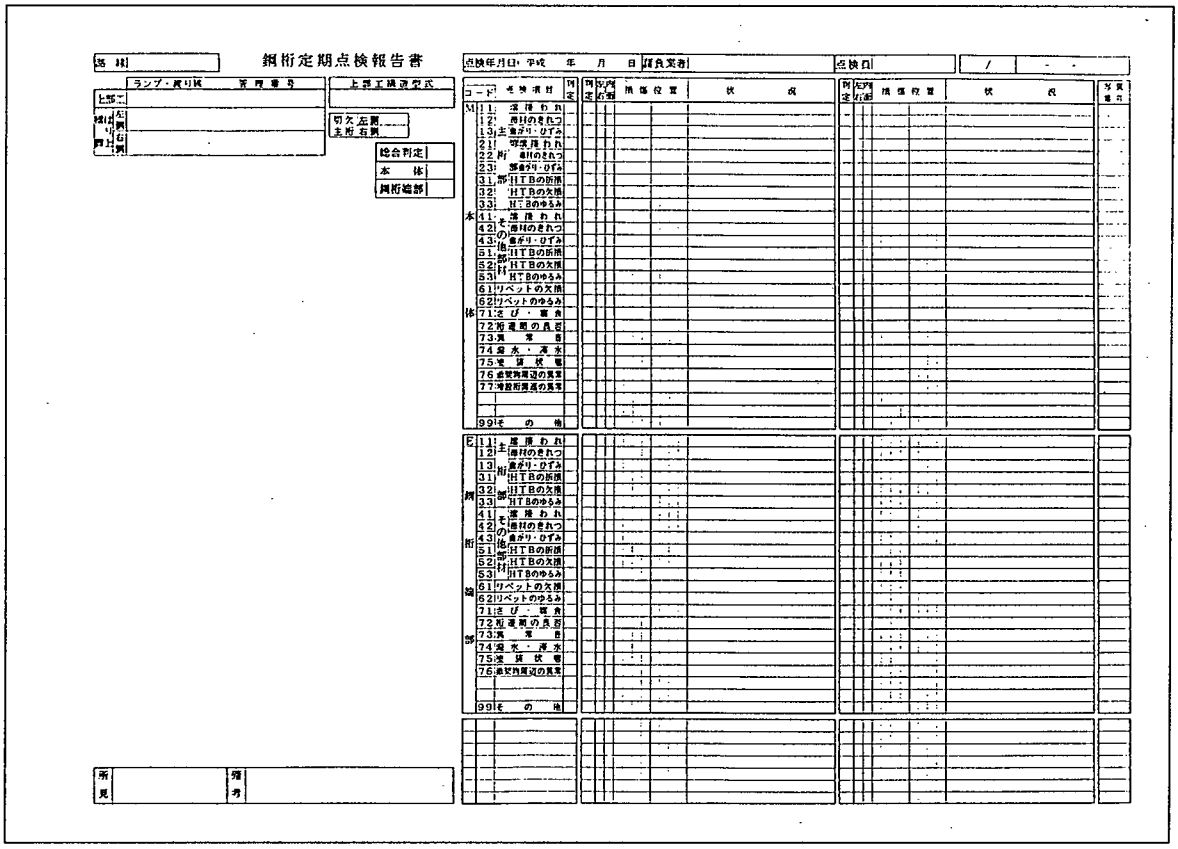
２．５．４　点検から補修工事への流れ

各種の点検から補修工事への一般的な流れは、図－２．５．５のとおりである。



図－２．５．５　点検から補修までの流れ

点検結果は図－２．５．６に示すような所定の様式により記載され、その後、コンピュータ処理が行われる。



図－２．５．６　鋼桁定期点検報告書の様式

損傷は、表－２．５．１に示したとおり、その損傷程度に応じて５段階に分類され、その緊急度に応じて当該路線を担当する管理部が点検結果を総合的に判断して補修計画、補修工法が策定される。一般的な損傷に関しては、『補修標準』[7]にしたがって補修・補強される。

２．５．５　現行点検システムの問題点

現行の点検システムにおいて解決しなければならない問題点は下記のとおりである。

（１）点検周期の最適化

従来の点検周期は、点検対象構造物の新旧を問わず一律であったが、より合理的な点検基準とするために、構造物の損傷発生頻度などを判断基準にして点検周期を最適化する必要がある。

（２）点検作業の省力化、自動化

高齢化が進み、熟練技術者が減少する中、作業の省力化や自動化に取り組む必要がある。また、点検結果を客観的に判断するためにも、点検作業を自動化する必要がある。

（３）狭隘部の点検手法

都市高速道路の構造物、特に鋼構造物は複雑な部材構成により出来ているため通常の方法では、近接して点検作業が実施出来ない狭隘な箇所がある。このような、

狭隘な箇所を点検するための機器を開発する必要がある。

（４）点検結果の整理手法

膨大な量の点検結果を効率よく整理し、活用するためには、従来の「台帳」管理ではなく、コンピュータを利用したより高度な管理手法を開発する必要がある。

（５）点検結果の新設構造物設計への反映

構造物に損傷が発見されると、その損傷原因の究明を行い補修方法の検討が行われるが、その損傷原因究明の過程で得られた知見を、新設構造物の計画や設計に反映し、構造物の長寿命化を図る必要がある。

本研究では、これらの問題点を解決するため、路線の供用年数により損傷発生率が異なることに注目して点検周期を見直し、合理的な点検間隔を提案した。また、損傷原因究明の過程で得られた知見を新設構造物の設計に反映した。

２．６　結　言

以上で述べたように、都市高速道路は有料道路であるために、建設費を償還するまでの期間は、利用者に対して良好な走行性を提供しなければならない。また、一般的に都市高速道路には迂回路がなく、通行止めを行うことは非常に困難である。そのため、一般道路以上に入念な維持管理が実施されている。本章では、点検をはじめとし現行の維持管理システムの概要を述べ、システムが抱える問題点、とりわけ、点検周期や点検作業の問題点について指摘した。

第３章　鋼構造物の損傷事例

３．１　緒　言

都市高速道路は成熟した都市内に建設されるために、複雑な道路線形となることが多い。また、日常的に渋滞を起こすなど交通量は多く、ほぼ飽和状態となっている。それに加えて、近年における重車両交通の増加により、都市高速道路鋼構造物の使用環境は過酷な条件下にある。このため、都市高速道路鋼構造物には、各種の損傷が発生している。

本章では、都市高速道路鋼構造物に発生している代表的な損傷について述べるとともに、過去に実施した点検結果を整理することにより、腐食や亀裂損傷の発生部位、さらには、経年変化などを具体的に検討している。

また、同様の箇所に、同様の損傷が多発している主桁と横桁あるいは対傾構との取合部（以下、「ウェブギャップ部」という）の損傷について、橋梁タイプごとに損傷発生頻度をまとめることにより、当該損傷の発生予測や合理的な補修計画を立案するための基礎資料を提示する。

３．２　損傷状況

３．２．１　損傷の種類

過去の点検により都市高速道路鋼構造物に発見された代表的な損傷[1)、2)、3)、4)]を以下に示す。

（１）腐食損傷

①　鋳鋼製支承の腐食（写真－３．２．１）

②　鋼製高欄の腐食（写真－３．２．２）

③　鋼製フーチングの腐食（写真－３．２．３）

（２）亀裂損傷

①　鋼桁腹板切欠き部の亀裂（写真－３．２．４）

②　鋼床版横リブと縦リブ交差部の亀裂（写真－３．２．５）

③　対傾構ガセットの亀裂（写真－３．２．６）

④　端横桁ニーブレース下端部の亀裂（写真－３．２．７）

⑤　桁間連結材取付部の亀裂（写真－３．２．８）

⑥　ソールプレート溶接部の亀裂（写真－３．２．９）

⑦　鋼製Ｔ型橋脚隅角部の亀裂（写真－３．２．１０）

（３）高力ボルトの遅れ破壊（写真－３．２．１１）

（４）桁や標識板への衝突（写真－３．２．１２）

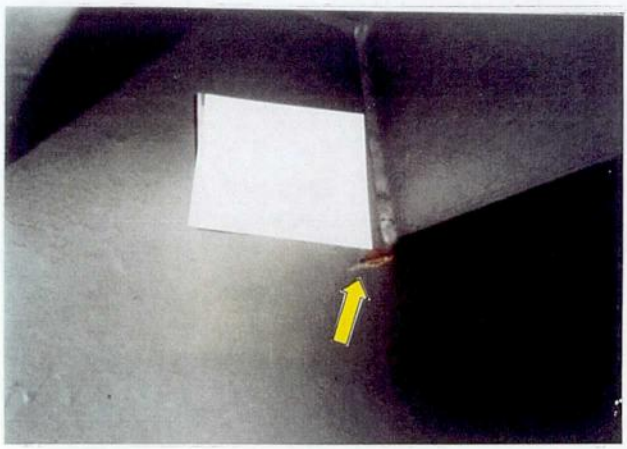
（５）重量落下物による桁損傷（写真－３．２．１３）

写真－３．２．１　鋳鋼製支承の腐食

写真－３．２．２　鋼製高欄の腐食

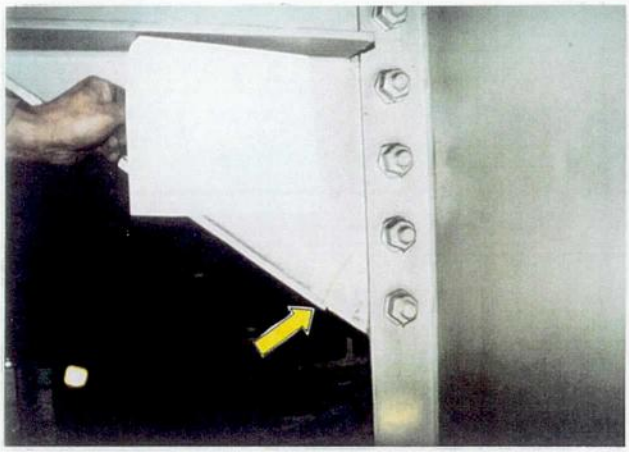
写真－３．２．３
鋼製フーチングの腐食

写真－３．２．４
鋼桁腹板切欠き部の亀裂



写真－３．２．５
鋼床版横リブと縦リブ交差部の亀裂

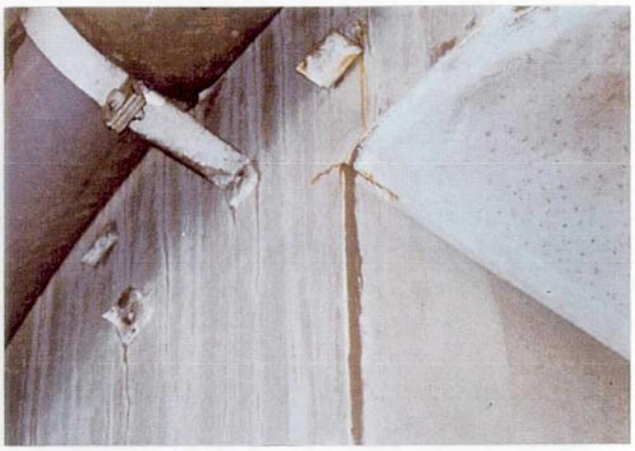
写真－３．２．６
対傾構ガセットの亀裂



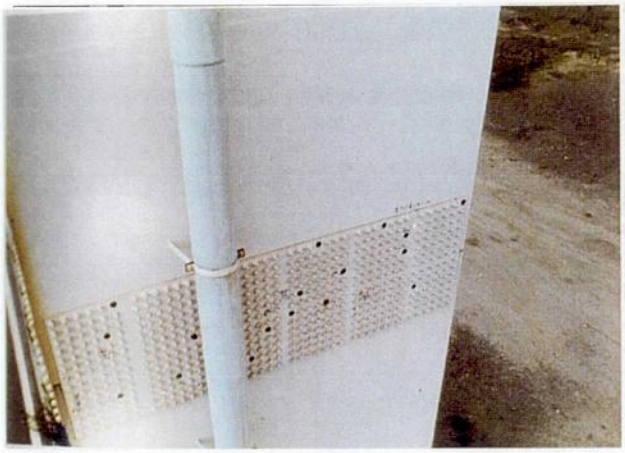
写真－３．２．７
端横桁ニーブレース下端部の亀裂

写真－３．２．８
桁間連結材取付部の亀裂

写真－３．２．９
ソールプレート溶接部の亀裂



写真－３．２．１０
鋼製Ｔ型橋脚隅角部の亀裂



写真－３．２．１１
高力ボルトの遅れ破壊

写真－３．２．１２
桁や標識板への衝突

(a) 路面および床版上面

(b) 床版下面および桁

写真－３．２．１３　重量落下物による桁損傷

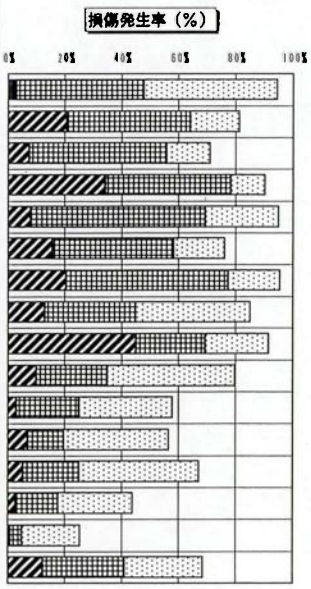
これらの損傷のうち、衝突や落下物に起因する損傷については原因が構造的不備によるものではなく、一過性のものであるため体系的な研究は実施していない。亀裂損傷については、その原因が疲労や材料特性によるものであるため、原因究明や補修・補強工法決定のための慎重な学術的検討を体系的に実施した。また、腐食損傷については、その原因は明白であるが、一般的に損傷範囲が広く、また、断面欠損が著しい場合には耐荷性に問題があることが多いために、早急に補修・補強工事を行う必要があり、その補修方法を体系的に検討した。

３．２．２　損傷発生率

1994 年度までに点検を実施した鋼桁について、各路線別にその桁が供用された年度別に分類し、鋼構造物に関連した全ての損傷の発生率（損傷が発見された径間数の点検径間数に対する比率、以下、「損傷発生率」という）を集計整理したものを表－３．２．１に示す。

表－３．２．１　区間別の損傷発生率

路線名	区間	供用年	点検数量 径間数	点検数量 比率(%)	Ⓐランク 径間数	Ⓐランク 比率(%)	Aランク 径間数	Aランク 比率(%)	Bランク 径間数	Bランク 比率(%)	Cランク 径間数	Cランク 比率(%)	OKランク 径間数	OKランク 比率(%)
環状線	①	1964	94	100.0%	2	2.1%	1	1.1%	42	44.7%	44	46.8%	5	5.3%
〃	②	1965	173	100.0%	0	0.0%	36	20.8%	75	43.4%	30	17.3%	32	18.5%
〃	③	1967	52	100.0%	0	0.0%	4	7.7%	25	48.1%	8	15.4%	15	28.8%
守口線	①	1968	189	100.0%	0	0.0%	65	34.4%	83	43.9%	23	12.2%	18	9.5%
森小路線		1968	62	100.0%	0	0.0%	5	8.1%	38	61.3%	16	25.8%	3	4.8%
東大阪線	①	1970	89	100.0%	0	0.0%	14	15.7%	38	42.7%	16	18.0%	21	23.6%
守口線	②	1971	160	100.0%	0	0.0%	33	20.6%	91	56.9%	29	18.1%	7	4.4%
東大阪線	②	1974	279	100.0%	0	0.0%	36	12.9%	89	31.9%	113	40.5%	41	14.7%
4号湾岸線	①	1974	62	100.0%	0	0.0%	28	45.2%	15	24.2%	14	22.6%	5	8.1%
東大阪線	③	1978	40	100.0%	0	0.0%	4	10.0%	10	25.0%	18	45.0%	8	20.0%
松原線	②	1980	155	100.0%	0	0.0%	5	3.2%	34	21.9%	51	32.9%	65	41.9%
大阪西宮線(兵庫)		1981	167	100.0%	0	0.0%	12	7.2%	21	12.6%	62	37.1%	72	43.1%
4号湾岸線	②	1982	144	100.0%	0	0.0%	8	5.6%	28	19.4%	61	42.4%	47	32.6%
東大阪線	④	1983	34	100.0%	0	0.0%	1	2.9%	5	14.7%	9	26.5%	19	55.9%
5号湾岸線(兵庫)		1994	410	100.0%	0	0.0%	4	1.0%	17	4.1%	84	20.5%	305	74.4%
平均			2,110	100.0%	2	0.1%	256	12.1%	611	29.0%	578	27.4%	663	31.4%



点検を実施した鋼桁の 70%に何らかの損傷が発生している。特に、損傷程度が高く、早急に補修の必要がある“A”ランクと判定された桁が全体の約 45%に達している路線もある。また、損傷発生率を、桁が供用された年度別に比較すると、1974年以前に供用された区間の損傷発生率が全体に高く、供用年度が新しくなるに従い、損傷発生率が低下する傾向がある。

３．２．３　損傷の部位別、構造形式別分類

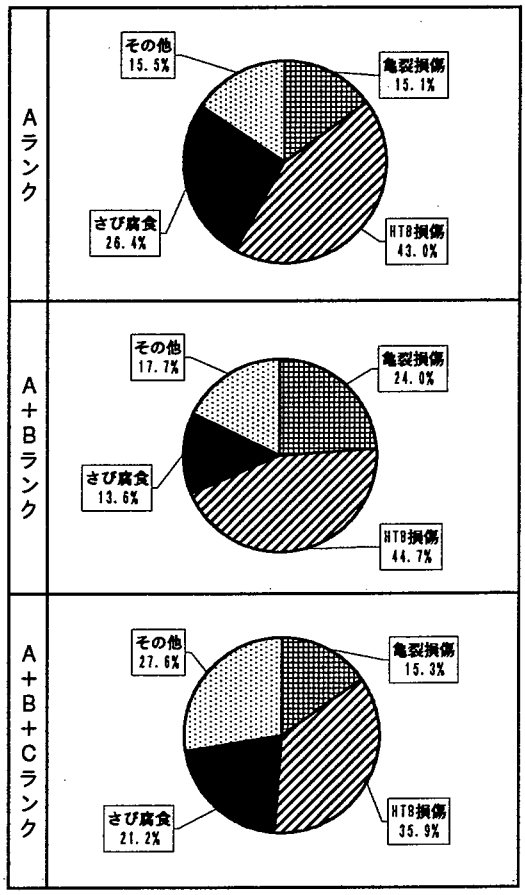
（１）損傷の部位別分類

鋼桁を支間部と桁端部に区分し、損傷項目別に損傷発生径間数と損傷発生率を比較したものを表－３．２．２に示す。

表－３．２．２　鋼桁における損傷項目別の損傷発生数（つづく）

（支間部）　（単位：径間）

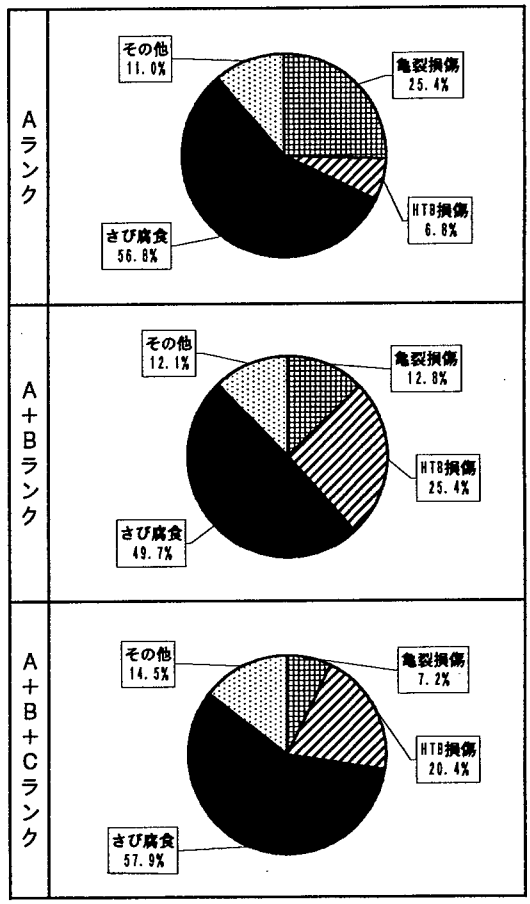
凡例	損傷項目			A	比率(%)	A+B	比率(%)	A+B+C	比率(%)
	主桁部	溶接われ		19	9.0%	202	19.1%	296	12.8%
		母材の亀裂		11	5.2%	43	4.1%	43	1.9%
		曲り・ひずみ		5	2.4%	19	1.8%	77	3.3%
		切欠部	溶接われ	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%
			母材の亀裂	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%
			曲り・ひずみ	2	0.9%	3	0.3%	5	0.2%
		ＨＴＢの折損		1	0.5%	1	0.1%	1	0.0%
		ＨＴＢの欠損		22	10.4%	72	6.8%	72	3.1%
		ＨＴＢのゆるみ		33	15.6%	87	8.2%	241	10.4%
	その他部材	溶接われ		0	0.0%	1	0.1%	8	0.3%
		母材の亀裂		2	0.9%	7	0.7%	7	0.3%
		曲り・ひずみ		0	0.0%	27	2.6%	149	6.5%
		ＨＴＢの折損		0	0.0%	2	0.2%	2	0.1%
		ＨＴＢの欠損		32	15.1%	82	7.8%	83	3.6%
		ＨＴＢのゆるみ		3	1.4%	228	21.6%	431	18.7%
	リベットの欠損			3	1.4%	4	0.4%	5	0.2%
	リベットのゆるみ			0	0.0%	4	0.4%	13	0.6%
	さび・腐食			56	26.4%	143	13.6%	489	21.2%
	桁遊間の良否			0	0.0%	2	0.2%	2	0.1%
	異常音			1	0.5%	23	2.2%	23	1.0%
	漏水・滞水			8	3.8%	37	3.5%	129	5.6%
	塗装状態			0	0.0%	11	1.0%	128	5.5%
	添加物周辺の異常			5	2.4%	13	1.2%	20	0.9%
	増設桁関連の異常			0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%
	その他			9	4.2%	44	4.2%	83	3.6%
				212	100.0%	1055	100.0%	2307	100.0%



表－３．２．２　鋼桁における損傷項目別の損傷発生数（つづき）

（桁端部）　　（単位：径間）

凡例	損傷項目		A	比率(%)	A+B	比率(%)	A+B+C	比率(%)
	主桁部	溶接われ	22	18.6%	51	10.2%	77	6.1%
		母材の亀裂	2	1.7%	3	0.6%	3	0.2%
		曲り・ひずみ	7	5.9%	17	3.4%	73	5.8%
		ＨＴＢの折損	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%
		ＨＴＢの欠損	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%
		ＨＴＢのゆるみ	0	0.0%	3	0.6%	7	0.6%
	その他部材	溶接われ	4	3.4%	5	1.0%	6	0.5%
		母材の亀裂	2	1.7%	5	1.0%	5	0.4%
		曲り・ひずみ	1	0.8%	8	1.6%	36	2.9%
		ＨＴＢの折損	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%
		ＨＴＢの欠損	7	5.9%	22	4.4%	22	1.7%
		ＨＴＢのゆるみ	1	0.8%	102	20.4%	228	18.1%
	リベットの欠損		0	0.0%	1	0.2%	1	0.1%
	リベットのゆるみ		0	0.0%	3	0.6%	6	0.5%
	さび・腐食		67	56.8%	249	49.7%	728	57.9%
	桁遊間の良否		1	0.8%	10	2.0%	10	0.8%
	異常音		0	0.0%	12	2.4%	12	1.0%
	漏水・滞水		0	0.0%	3	0.6%	14	1.1%
	塗装状態		0	0.0%	0	0.0%	8	0.6%
	添加物周辺の異常		0	0.0%	1	0.2%	1	0.1%
	その他		4	3.4%	6	1.2%	21	1.7%
	計		118	100.0%	501	100.0%	1258	100.0%



鋼桁の損傷は、①腐食損傷、②亀裂損傷、③高力ボルトの欠損およびゆるみの３種類に大別されるが、損傷発生傾向は、支間部と桁端部で異なっている。桁端部では腐食損傷が支配的であるのに対し、支間部では高力ボルトの損傷割合が高い。また、亀裂損傷に関しては、桁端部ではその発生割合は低いが、支間部ではその割合は高い。

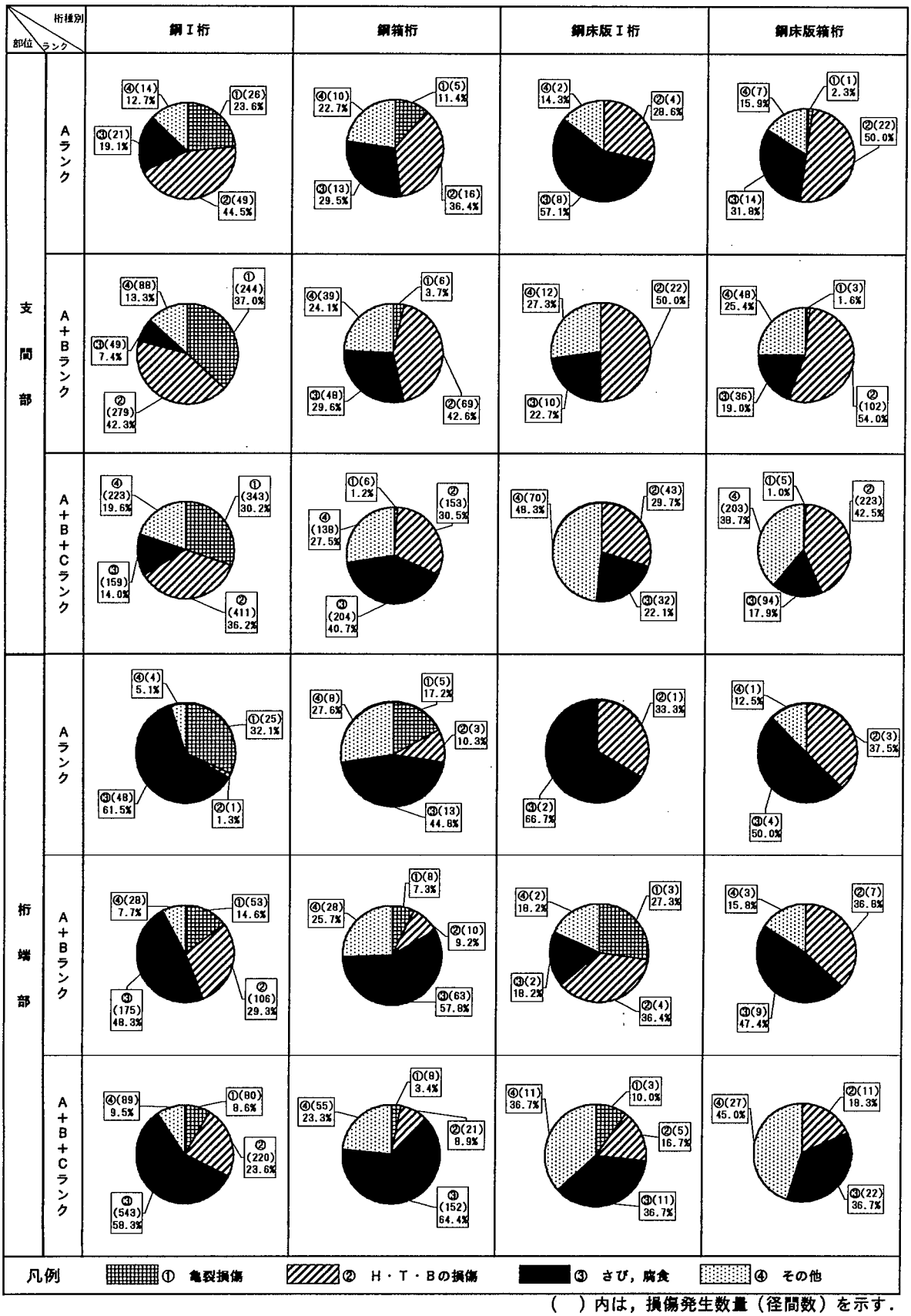
（２）損傷の構造形式別分類

橋梁形式の差異で損傷発生率を比較するために、床版についてはＲＣ床版と鋼床版に、桁形式については鋼Ｉ桁と鋼箱桁に分類して損傷発生率を比較した。すなわち、ＲＣ床版を有するＩ桁（以下、「鋼Ｉ桁」という）、ＲＣ床版を有する箱桁（以下、「鋼箱桁」という）、鋼床版を有するＩ桁（以下、「鋼床版Ｉ桁」という）および鋼床版を有する箱桁（以下、「鋼床版箱桁」という）に分類、比較した。また、極端に損傷の多いＲＣ床版の影響を除外し、鋼構造物のみの損傷発生率として評価するために、鋼Ｉ桁および鋼箱桁については床版部の損傷は除外して桁部の損傷にのみ着目して集計整理した。

分析結果を表－３．２．３に示す。桁端部については、いずれの桁形式においても腐食損傷が卓越している。しかし、支間部については、鋼Ｉ桁とその他の桁にお

いては、損傷発生傾向が大きく異なっている。鋼Ｉ桁以外の桁は高力ボルトの損傷と腐食の損傷が損傷全体の大半を占めているのに対し、鋼Ｉ桁は亀裂損傷の割合が高い。

表－３．２．３　鋼桁の構造形式別の損傷発生率



（　）内は，損傷発生数量（径間数）を示す．

３．３　代表的損傷の発生形態と進行度

前述のごとく、都市高速道路の鋼構造物に発生する損傷の多くは、腐食損傷と亀裂損傷に大別される。このうち、腐食損傷については、点検結果を整理することにより、その発生傾向や進行状況について考察を進める。

また、亀裂損傷としては、

１）　鋼Ｉ桁の主桁と横桁および対傾構取合部（３．３．２参照）

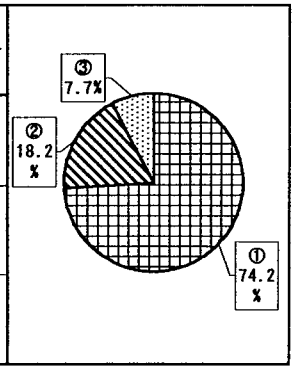
２）　鋼Ｉ桁の桁端部横構取付ガセット部（３．３．３参照）

の 2 箇所に発生した事例が圧倒的に多かった。1995 年度および 1996 年度に実施した点検においても表－３．３．１に示すように、この２種類の損傷が多かった。

そこで、亀裂損傷についてはこれら２種類を対象として、その発生形態について詳細に述べるとともに、亀裂の進行状況について過去の点検結果と比較することにより考察を進める。

表－３．３．１　亀裂損傷発生位置

損傷数 / 位置	損傷径間数	番号
鋼Ｉ桁の主桁横桁，対傾構取合部	290	①
鋼Ｉ桁の桁端部横構取付ｶﾞｾｯﾄ部	71	②
その他	30	③



３．３．１　腐食損傷

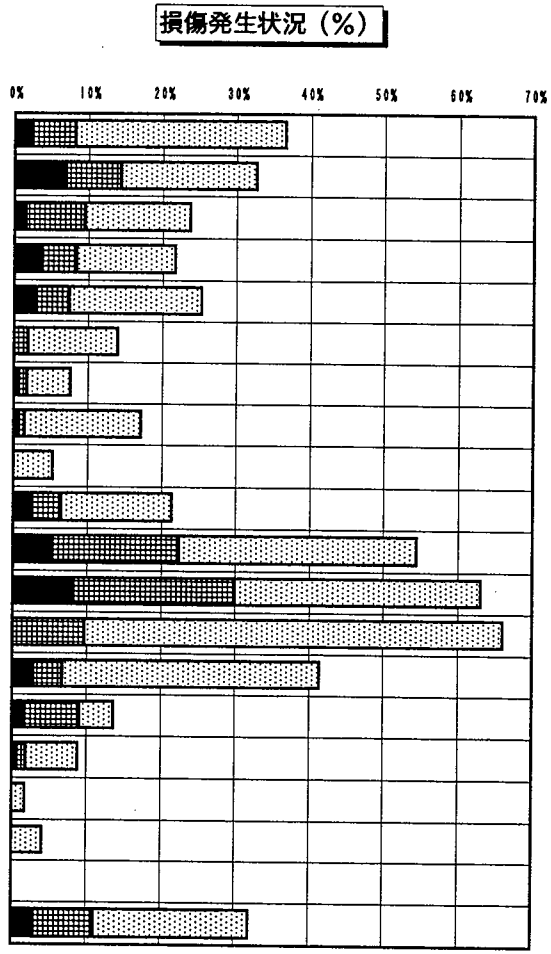
表－３．３．２は、1995 年度および 1996 年度に実施された点検結果に見られる腐食損傷の発生率を路線別に整理したものである。

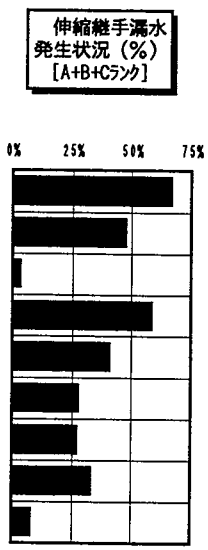
損傷発生率は、表－３．３．２に示すとおり、概ね供用年度が古い路線程高くなっている。また、表中で桁端部の腐食損傷の発生率と伸縮継手からの漏水の発生率を比較して示した。両者の損傷発生傾向はほぼ一致している。これは、最近では伸縮継手の止水対策も充実しているで、供用年が新しくなるに従い漏水の発生率は減少していることによる。

ここで、特に腐食の著しい“A”ランクの箇所についてその原因を調査すると、表－３．３．３のようになる。

表－３．３．２　路線別腐食損傷の発生状況

部位	路線名	供用年	点検径間数	損傷数量 Aランク 径間数	Aランク 比率(%)	Bランク 径間数	Bランク 比率(%)	Cランク 径間数	Cランク 比率(%)
支間部	環状線	1964 ～ 1967	371	8	2.2%	23	6.2%	108	29.1%
	守口線	1968 ～ 1971	349	26	7.4%	28	8.0%	69	19.8%
	森小路線	1968	62	1	1.6%	5	8.1%	9	14.5%
	東大阪線	1968 ～ 1983	445	17	3.8%	22	4.9%	62	13.9%
	４号湾岸線 ①	1974	65	2	3.1%	3	4.6%	12	18.5%
	松原線	1980	157	0	0.0%	3	1.9%	19	12.1%
	大阪西宮線(兵庫)	1981	167	1	0.6%	2	1.2%	10	6.0%
	４号湾岸線 ②	1982	144	1	0.7%	1	0.7%	23	16.0%
	５号湾岸線(兵庫)	1994	410	0	0.0%	0	0.0%	22	5.4%
	平均		2,170	56	2.6%	87	4.0%	334	15.4%
桁端部	環状線	1964 ～ 1967	371	21	5.7%	67	18.1%	126	34.0%
	守口線	1968 ～ 1971	349	31	8.9%	83	23.8%	126	36.1%
	森小路線	1968	62	0	0.0%	6	9.7%	35	56.5%
	東大阪線	1968 ～ 1983	445	13	2.9%	18	4.0%	159	35.7%
	４号湾岸線 ①	1974	65	1	1.5%	5	7.7%	3	4.6%
	松原線	1980	157	1	0.6%	2	1.3%	11	7.0%
	大阪西宮線(兵庫)	1981	167	0	0.0%	0	0.0%	3	1.8%
	４号湾岸線 ②	1982	144	0	0.0%	0	0.0%	6	4.2%
	５号湾岸線(兵庫)	1994	410	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%
	平均		2,170	67	3.1%	181	8.3%	469	21.6%





腐食損傷の原因について整理すれば、経年的な劣化もさることながら伸縮装置や床版の打継目などの路面施設における局部的な止水不良が、その直接的原因である。

次に、Aランクと判定された箇所について、2 回の点検から損傷進行度合について分析すると、表－３．３．４のようである。わずか５年にも満たない間にＯＫランクからＡランクへ、また、ＣランクからＡランクへと急激に腐食が進行している箇所が相当数あることがわかる。

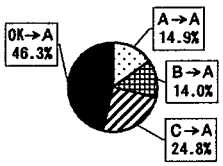
表－３．３．３　腐食損傷(Ａランク)の原因

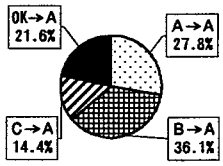
(径間)

要因＼部位	支間部	桁端部
ＲＣ床版よりの漏水	23	30
床版埋設管部よりの漏水	8	1
鋼床版継手部等よりの漏水	5	1
鋼製高欄部（取付ボルト部等）よりの漏水	17	0
伸縮継手部よりの漏水	9	62
排水管よりの漏水	3	0

表－３．３．４　腐食損傷の進行度

部位	路線名	点検間隔	Aﾗﾝｸ個所数	損傷の進行度 A→A（損傷の進行なし） 個所数	比率(%)	B→A 個所数	比率(%)	C→A 個所数	比率(%)	OK→A 個所数	比率(%)
支間部	環状線	5	9	6	66.7%					3	33.3%
	守口線	5	40	9	22.5%	10	25.0%	6	15.0%	15	37.5%
	森小路線	5	1							1	100.0%
	東大阪線	5	65	3	4.6%	3	4.6%	24	36.9%	35	53.8%
	4号湾岸線 ①	5	4			3	75.0%			1	25.0%
	大阪西宮線(兵庫)	3	1							1	100.0%
	4号湾岸線 ②	4	1			1	100.0%				
	合計		121	18	14.9%	17	14.0%	30	24.8%	56	46.3%
桁端部	環状線	3	27	3	11.1%	7	25.9%	8	29.6%	9	33.3%
	守口線	2	52	21	40.4%	21	40.4%	4	7.7%	6	11.5%
	森小路線	2									
	東大阪線	3	16	3	18.8%	7	43.8%	2	12.5%	4	25.0%
	4号湾岸線 ①	5	2							2	100.0%
	大阪西宮線(兵庫)	3									
	4号湾岸線 ②	4									
	合計		97	27	27.8%	35	36.1%	14	14.4%	21	21.6%



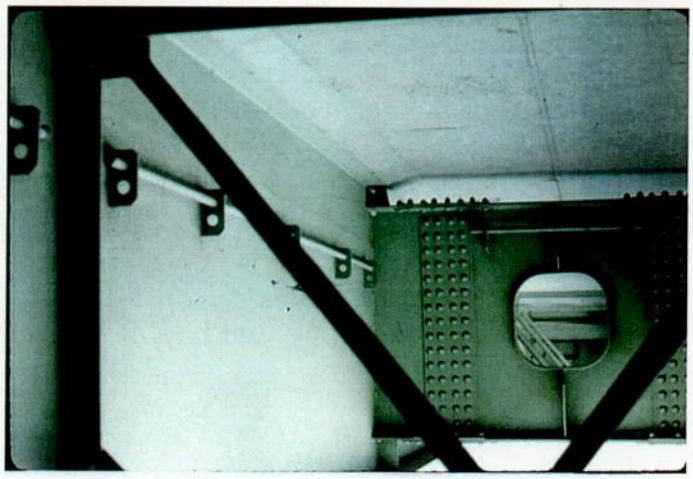


以上から、腐食損傷に対する今後の対応を考えるならば、損傷を早期に発見し、損傷箇所に対し適切な防錆処理を施すことはもちろんのこと、損傷の原因となっている伸縮装置には遊間部からの漏水対策、床版には全面にわたって防水層を敷設するなどの適切な漏水対策を施すことが重要であるといえる。

３．３．２　鋼Ｉ桁橋の横桁および対傾構取合い部の亀裂損傷

写真－３．３．１に示すようにＲＣ床版を有する鋼Ｉ桁橋には、荷重分配横桁が主桁に直交して取り付けられているが横桁の上フランジと主桁の上フランジの間に隙間があり、その部分にはスカラップを有する板厚ｔ＝9 ㎜の台形をした主桁と横桁の取り合い部補剛材が設置されている。

また、橋軸方向約 6mに 1 ヵ所程度の割合で中間対傾構が設けられているが、これは主桁の垂直補剛材に高力ボルトにより取り付けられている。その垂直補剛材の上端にはスカラップがあり、主桁上フランジに溶接接合されている。そして、対傾構と主桁の上フランジの間には荷重分配横桁と同様に隙間がある（図－３．３．１）。

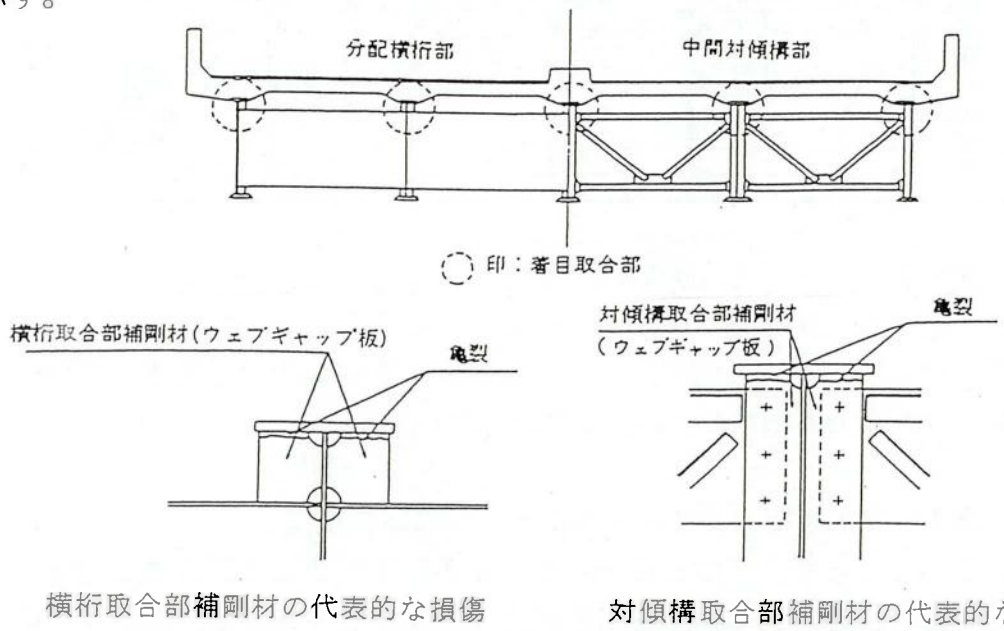


写真－３．３．１
ＲＣ床版を有する鋼Ｉ桁橋

以下、両者を総称して「ウェブギャップ部」という。また、このような主桁と横桁の取り合い部補剛材または対傾構が取り付けられた垂直補剛材を総称して「ウェブギャップ板」という。

これらウェブギャップ部において亀裂が発見されている。当該亀裂はその発生部位により 4 種類のタイプに区分される。タイプ１の損傷はウェブギャップ板と主桁上フランジまたは横桁上フランジとのすみ肉溶接部に発生する亀裂、タイプ２の損傷はウェブギャップ板の母材に発生する亀裂、タイプ３の亀裂はウェブギャップ板と主桁腹板とのすみ肉溶接部に発生する亀裂である。また、タイプ４の損傷は主桁の腹板に発生する亀裂で、上フランジとのすみ肉溶接止端部に発生する亀裂およびウェブギャップ板のスカラップ部の回し溶接止端部に発生する亀裂の２種類がある。

図－３．３．１に当該損傷発生箇所の見取り図および一般的な亀裂パターン図を示す。



図－３．３．１　主桁と分配横桁および対傾構との取合部の見取り図と亀裂パターン図

各タイプの代表的な損傷写真を写真－３．３．２～３．３．５に示す。

写真－３．３．２　タイプ１の損傷

写真－３．３．３　タイプ２の損傷

写真－３．３．４　タイプ３の損傷

写真－３．３．５　タイプ４の損傷

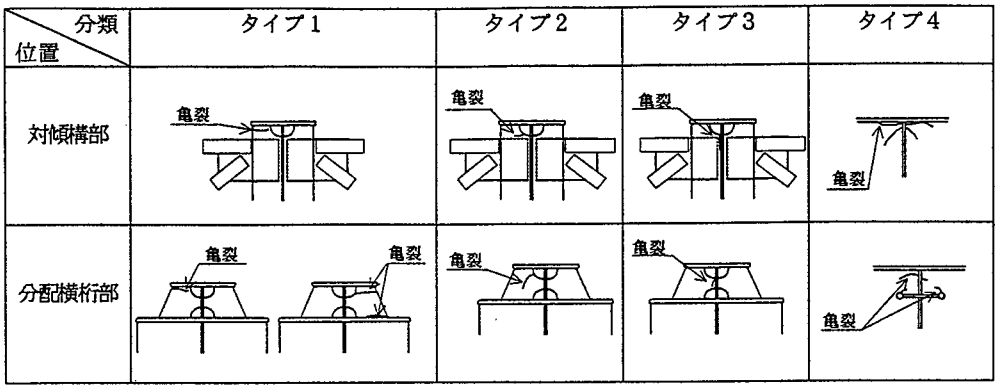
表－３．３．５は、1995 年度および 1996 年度に実施された点検で発見されたこれらの亀裂損傷を各タイプ別に整理したものである。

点検では塗膜亀裂と亀裂損傷を区分しているが、判定はいずれもＣランクとしている。表中では両者を分離して示した。亀裂損傷としては、タイプ１の亀裂が圧倒的に多く、次いでタイプ４の亀裂が続く。しかし、タイプ４の亀裂については、損傷箇所の 8 割以上が部材本体に亀裂はなく塗膜にのみに亀裂があるものであり、実際に部材本体に亀裂を有するものは少ない。

次に、タイプ４の亀裂損傷を有する箇所で、部材本体にも亀裂を有すると判定された 32 格点について、タイプ４以外の亀裂（タイプ１～３）の発生状況を調査した。その結果を表－３．３．６に示す。

表－３．３．５　主桁と分配横桁および対傾構取合部の亀裂損傷発生状況

路線名	点検径間数	損傷径間数 径間数	損傷径間数 比率(%)	損傷格点数	タイプ別損傷数量（格点数） 1 実亀裂	1 塗装亀裂	2 実亀裂	2 塗装亀裂	3 実亀裂	3 塗装亀裂	4 実亀裂	4 塗装亀裂	前回点検時からの損傷格点増加量（点検年度）
環状線	241	45	18.7%	187	183	3	11	0	3	2	2	1	45 (1990→1995)
守口線	230	100	43.5%	430	280	117	11	0	7	0	11	21	221 (1990→1995)
森小路線	57	2	3.5%	2	1	1	0	0	0	0	0	0	1 (1990→1995)
東大阪線	306	121	39.5%	354	187	73	28	0	29	4	16	94	82 (1991→1996)
4号湾岸線 ①	43	0	0.0%	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0 (1991→1996)
松原線	90	22	24.4%	34	1	2	0	0	0	0	3	28	8 (1992→1996)
大阪西宮線（兵庫）	127	0	0.0%	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0 (1992→1995)
4号湾岸線 ②	20	0	0.0%	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0 (1991→1995)
5号湾岸線（兵庫）	123	0	0.0%	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
合計	1,237	290	23.4%	1,007	652	196	50	0	39	6	32	144	357



表－３．３．６　タイプ４亀裂の発生と他の亀裂発生との関係

タイプ４亀裂発生箇所		タイプ１，２，３亀裂有り 腹板の片側に有り タイプ4の有る側	タイプ4のない側	腹板の両側に有り	タイプ1,2,3 亀裂なし
腹板の片側	外桁外側		3		6
	外桁内側	0			0
	内桁	2	0	1	2
腹板の両側	外桁	7			0
	内桁	1		10	0

注）全て実亀裂を対象とする。
斜線部は該当箇所なし。

腹板の両側にタイプ４の亀裂がある格点では、すべてタイプ１～３のいずれかの亀裂を伴っている。これに対して、腹板の片側にだけタイプ４の亀裂を有する格点では、他のタイプの亀裂が全く存在しない格点もある。特に外桁の外側にだけタイプ４の亀裂が発生している箇所においてその傾向が強い。タイプ４の亀裂の進行はタイプ１～３の亀裂の発生に大きく影響されるものと考えられる。

次に、標準的な鋼Ｉ桁橋を対象として各主桁位置または横桁および対傾構位置における亀裂損傷の発生分布を表－３．３．７に示す。この表から判明したことは下記のとおりである。

（１）主桁間での比較

１）　亀裂損傷は、外桁および第１内桁（外桁に隣接する桁）に集中している。

２）　外桁と第１内桁との比較では、荷重分配横桁の位置において、外桁での亀裂

損傷の発生率が高い.

3）　対傾構の位置においては、5 本主桁で横桁および対傾構が 3 箇所のものを除けば、逆に第１内桁での損傷発生率が高くなる。

4）　タイプ４の亀裂に限定すれば、いずれも外桁での損傷発生率が高くなっている。

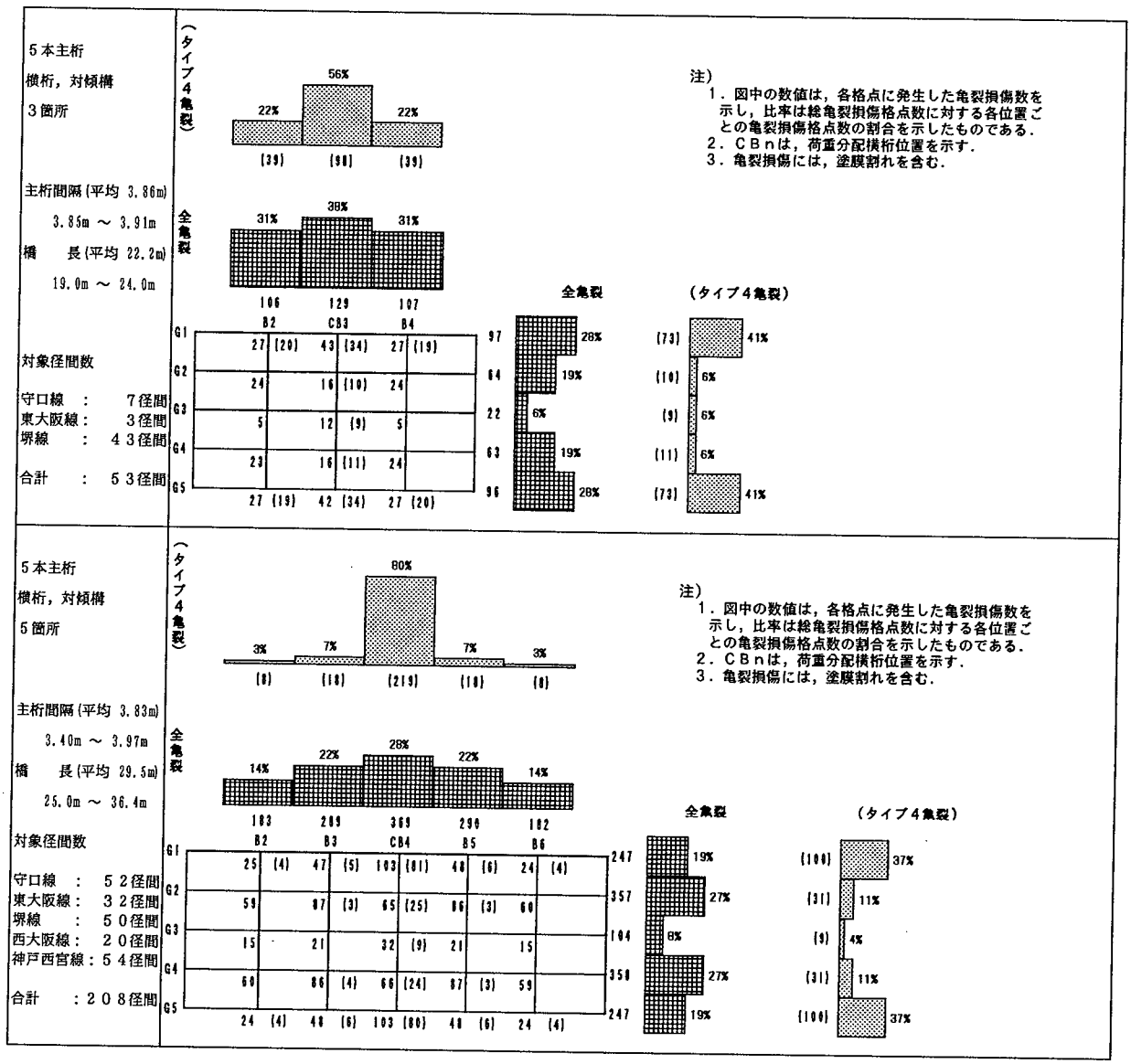
（２）横桁および対傾構の位置での比較

1）　分配横桁が支間中央部にのみ配置されている桁については、分配横桁位置を頂点として桁端部に向かうに従い、亀裂損傷の発生率は低くなる。

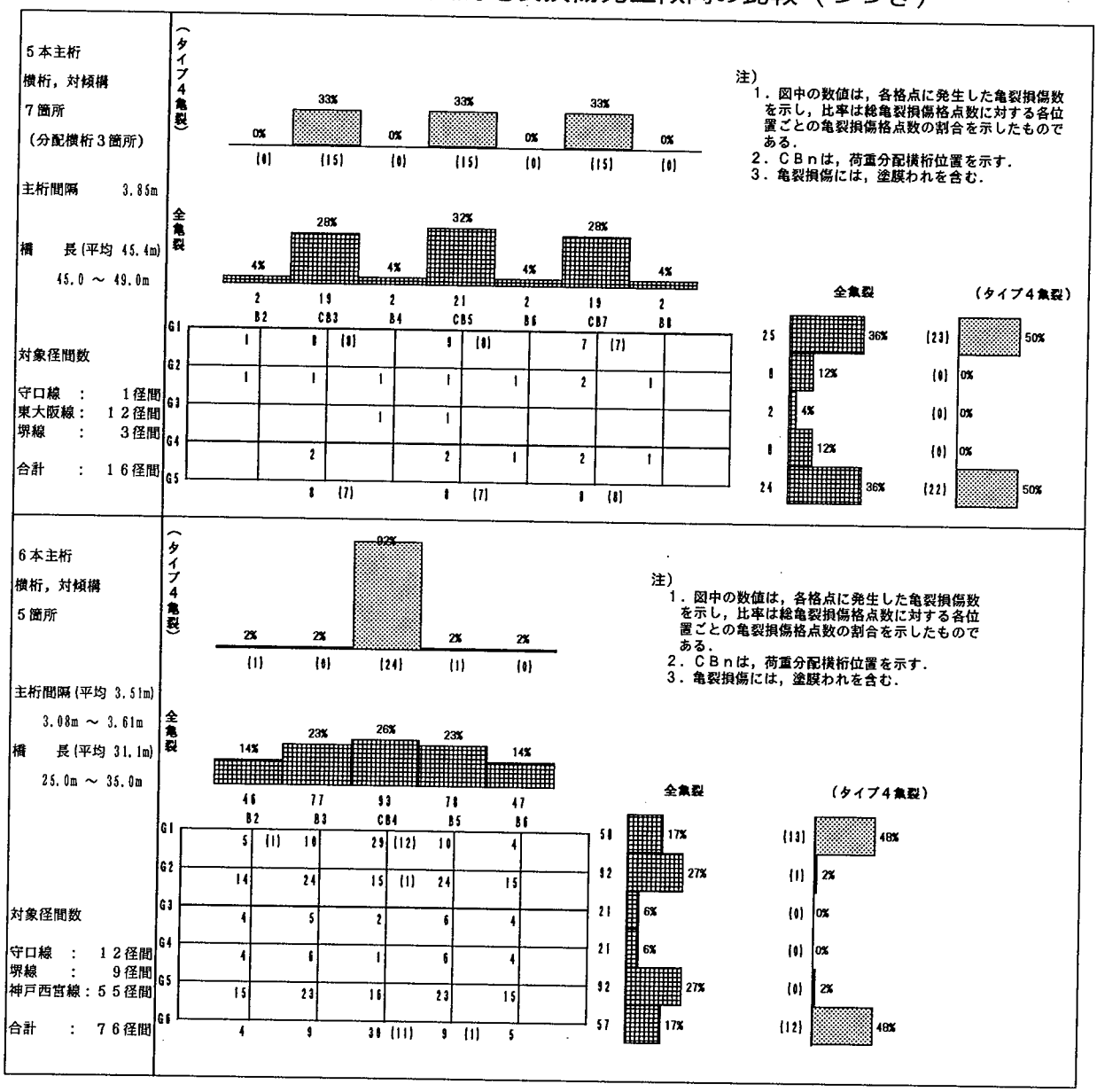
2）　分配横桁が複数配置されている桁では、亀裂損傷は分配横桁の位置に集中している。

3）　タイプ４の亀裂については、分配横桁の位置での発生率が圧倒的に高い。

表－３．３．７　格点別亀裂損傷発生傾向の比較（つづく）



表－３．３．７　格点別亀裂損傷発生傾向の比較（つづき）



次に、当該損傷の進展度合について述べる．この種の亀裂は、1983 年に初めて発見されて以来、15 年が経過したが、表－３．３．５中に示すように各路線間において損傷の増加率に若干の差はあるものの、現在においてもその発生数は確実に増加している。また、この亀裂の中でも特に重要なタイプの４亀裂について、亀裂長の経年伸展状況を表－３．３．８にまとめた。

亀裂の大半は前

表－３．３．８　タイプ４の亀裂の経年伸展状況

前回点検時	最新点検時		箇所数	点検間隔
健　全	亀　裂		28	4～5 年
塗膜われ	亀　裂		9	
亀　裂	亀　裂	伸び有り	2	
		伸びなし	11	

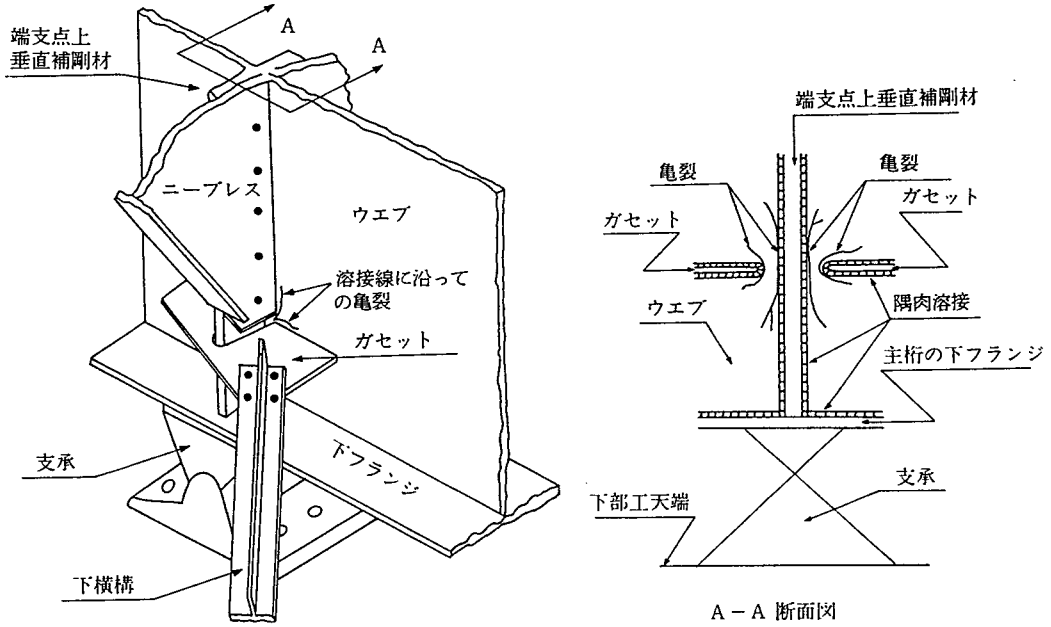
注）実亀裂を有する 32 格点について腹板の片側単位で比較した。

回点検時には未損傷であるか、または塗膜われのみであったものが、最新の点検では実亀裂と判定されており、この種の亀裂損傷は進行していることがわかる。ただし、前回点検時にすでに亀裂が発生していた 13 箇所の内、亀裂長の伸展が認められたのは、わずか 2 箇所であり、残り 11 箇所については全く亀裂長の伸展が認められなかった。このことは、タイプ４の亀裂はある程度の長さに達すると、伸展速度が低下する傾向があるものと考えられる。

３．３．３　鋼Ｉ桁橋の桁端部横構取付けガセット部の亀裂損傷

ニーブレース形式の端横桁を有する鋼Ｉ桁橋において、外桁に隣接する桁（以下、「第１内桁」という）の支点部にある桁端部横構取付ガセットの垂直補剛材用スカラップ部近傍で亀裂が発見されている。亀裂は、図－３．３．２に示す２種類に大別できる。

（１）横構取付ガセットと腹板との溶接部に沿った亀裂
　　（主桁腹板に伸展する場合がある）
（２）支点上垂直補剛材と腹板との溶接部に沿った亀裂



図－３．３．２　桁端部横構取付ガセット部の損傷箇所と亀裂発生状況

発見された亀裂の共通事項として、

（１）　スカラップ内部のウェブ側面に発生している。
（２）　垂直補剛材とウェブまたはガセットとウェブの両方のすみ肉溶接止端部から発生している。
（３）　亀裂は進展性のものである。

表－３．３．９は、1995 年度および 1996 年度に実施された点検において確認されたこの種類の亀裂損傷を路線別に整理したものである。桁端部横構取付ガセット部の亀裂損傷は、表－３．３．５と比較すればわかるように横桁および対傾構取合い部の亀裂損傷が多い路線に多発している。また、損傷の経年進行は、前回点検時から今回の点検に至るまでの間（約５年間）にかなりの損傷格点の増加があった。

表－３．３．９　桁端部横構取付ガセット部の亀裂発生状況

路線名	損傷径間数	損傷格点数	部位別損傷発生数				前回点検時からの損傷格点増加量(点検年度)
			ガセット溶接部		垂直補剛材溶接部		
			実亀裂	塗膜亀裂	実亀裂	塗膜亀裂	
環状線	0	0	0	0	0	0	0 (1990→1995)
守口線	40	90	39	51	2	55	14 (1990→1995)
森小路線	0	0	0	0	0	0	0 (1990→1995)
東大阪線	6	13	10	3	2	1	5 (1991→1996)
4号湾岸線 ①	22	37	20	3	33	4	17 (1991→1996)
松原線	2	2	1	1	0	0	0 (1992→1996)
大阪西宮線（兵）	1	1	1	0	1	0	0 (1992→1995)
4号湾岸線 ②	0	0	0	0	0	0	0 (1991→1995)
5号湾岸線（兵）	0	0	0	0	0	0	-
合計	71	143	71	58	38	60	36

３．４　結　言

過去に実施された点検結果を用いて、都市高速道路鋼構造物に生じている損傷について、その発生形態や進行度合を分析した。結果をまとめると以下のとおりである。

（１）　腐食は伸縮装置などからの漏水が原因のことが多く、腐食部分の補修だけでなく、原因の漏水を止めることも併せて実施する必要がある。

（２）　ウェブギャップ亀裂損傷は橋軸方向にはスパン中央付近に、橋軸直角方向には外桁に多発していることがわかった。特にこの傾向はタイプ４亀裂において顕著である。

（３）桁端部横構取付ガセット部の亀裂損傷の発生が多い路線ではウェブギャップ部の損傷発生も多く、両者の損傷発生には何らかの関連がある。

以上で述べたように、損傷の発生率やその進行度合を定量的に把握することは、今後の点検周期や補修時期、補修方法などを設定する上において重要である。

本章に述べられていることを利用することにより、損傷発生の予測も可能になり予防保全のための基礎資料ともなる。

第４章　腐食損傷に対する溶接補修

４．１　緒　言

漏水が原因で、都市高速道路鋼構造物に腐食損傷が発生している。

腐食損傷の補修方法としては、腐食が軽微であれば、腐食部分をケレンの後、再塗装を施すのが一般的である。しかし、腐食により著しい断面欠損を生じている場合には、新規部材に取り替えるなどの大規模な補修が必要となる。

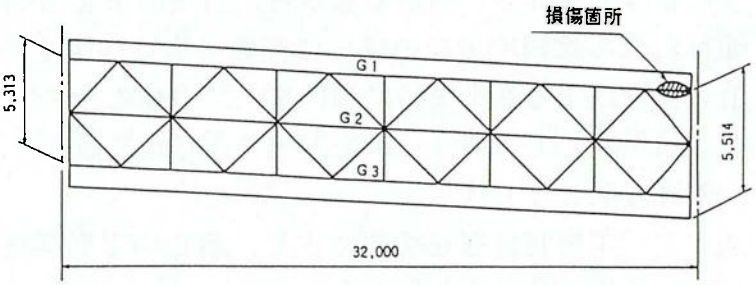
本章では、都市高速道路の桁端部および桁中央部に生じた著しい腐食損傷について、その状況および補修方法の概要を述べ、補修後の追跡点検の結果について述べる。なお、両補修工事ともに、交通供用下で実施されたものである。

４．２　桁端部の腐食損傷

４．２．１　損傷状況および原因究明[1)]

図－４．２．１に示す鋼単純合成Ｉ桁橋の外桁の支点付近において、写真－４．２．１に示すような遊離石灰の堆積および腐食が発見された。

点検・調査の結果、損傷部の鋼板は錆びて外皮は雲母状に剥離し、腐食はかなり進行していることが確認された。



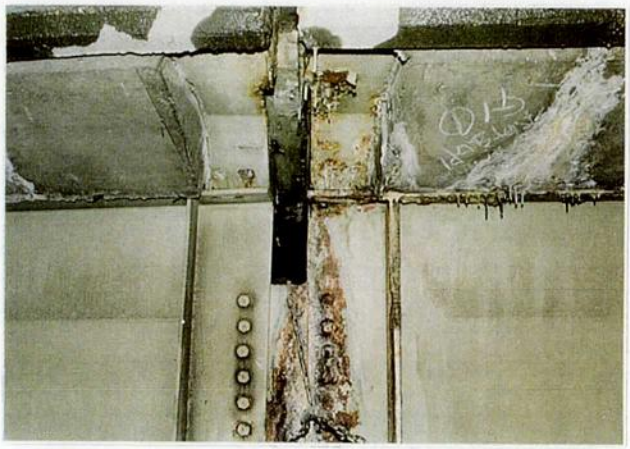
図－４．２．１　桁端部での腐食損傷発生箇所

支承から約 1mの範囲の主桁腹板と下フランジとの接合部付近の損傷が特に著しく、板厚 12 mmのフランジが最小 6 mm程度まで断面欠損しており腹板下端では腐食孔が認められた。また、支承本体はもちろん、アンカーボルトなどの支承付属品まで完全に腐食していた。

(a) 損傷状況　　(b) 支承付近

写真－４．２．１　桁端部の腐食損傷状況

損傷の発見、損傷状況の把握に続き、損傷原因を究明するための調査を実施した。調査の結果、写真－４．２．２に示すように伸縮装置および建設時に伸縮装置を設置するために床版端部から1mほどはコンクリートを後で打設したために生じた打継目からの漏水が原因であり、コンクリート床版打継目から流出した遊離石灰が鋼桁表面に付着し、当該損傷部は常に湿潤状態にあったため、腐食が急速に進行した。



写真－４．２．２
桁端部の床版打継目からの漏水

４．２．２　補修方法の検討[2)]

都市高速道路の本線の場合、交通量が多く、補修工事では、通常、通行止めを行うことはできない。しかしながら、当該箇所は 2 車線を有する出路であり、また、通行台数の比較的少ない休日に補修工事を実施することが可能であった。そこで、桁を仮受けする対策を特に設けず、2 車線のうち工事を行う桁の直上の 1 車線だけを交通規制して、補修工事を実施する方向で補修方法を検討した。

補修方法としては、

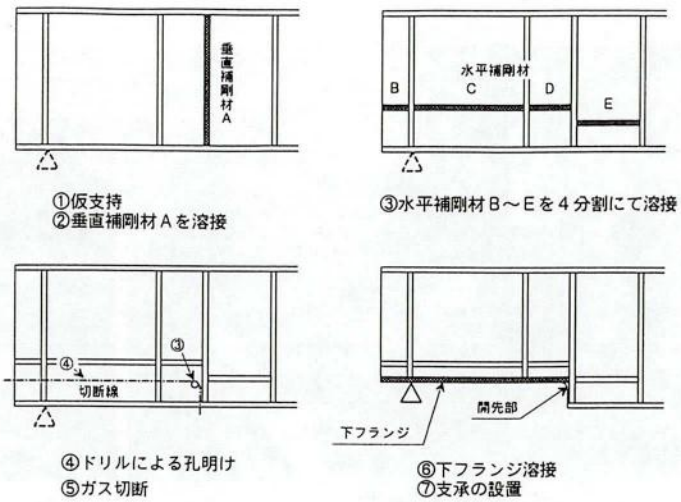
（１）　主桁腐食部を切断除去し、新しいＴ形部材を溶接あるいは高力ボルトで接合し、原形に復旧する。

（２）　主桁腐食部を切断除去し、下フランジ部を溶接により復旧し、切欠き桁に形状変更する。

の２案を考え、作業中の安全性、改造後の耐荷力についての実験的検討[1)]を行った。その結果、本橋の場合、（１），（２）のいずれの方法も施工可能であることがわかったが、（２）の方法によれば補修後、支承が従来より高く設置され、防錆上有利となるなど維持管理が容易になることを考慮してこの方法を選定した。

４．２．３　補修工事

補修工事に先立ち実施した各種の検討成果を反映した施工手順を作成し、現地補修工事を行った。施工手順を図－４．２．２に示す。



図－４．２．２　桁端部腐食損傷の施工手順

なお、補修工事に際して事前に試験桁を用いた室内実験を実施した。補修工事に反映した実験の成果は、以下のとおりである。

（1）　図－４．２．２右上の水平補剛材Ｂ～Ｅを取付ける工程を省略して、腹板を切断すると桁中央のたわみは図－４．２．２に示す施工手順で実施した場合に比べて増加する。

（2）　腹板の面外変形は無視できる。

（3）　一連の熱加工を行っても、温度による降伏点、ヤング率の低下する範囲は溶接線のごく近傍に限られ、全体の安全性を損なうことはない。

（4）　切欠き部が桁の耐荷力を支配するものではない。

補修後の状況を写真－４．２．３に示す。

写真－４．２．３　桁端部腐食損傷補修後の状況

４．２．４　追跡点検の結果[3)]

追跡点検として、まず目視による外観調査を行った。補修後 12 年経過した補修箇所の状況を写真－４．２．４および写真－４．２．５に示す。

写真－４．２．４　補修箇所

写真－４．２．５　補修箇所の上部および床版

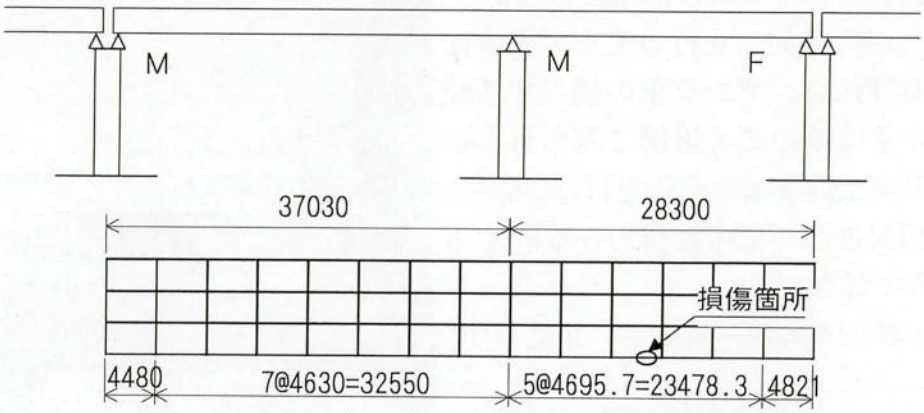
写真－４．２．５からわかるように、腐食の原因となる伸縮継手部の止水については、その対策が万全とは言えず、降雨時に漏水が見られ、補修後、再び腐食が進行している。

補強方法は、新設の切欠桁と同様の、設計基準に準拠した割込みフランジタイプを採用しているため、構造的な補強効果については十分発揮されているものと言える。ただし、供用下における現場溶接で補修を行っているため、接合部の健全性が懸念されたが、当該部分に欠陥は発見されなかった。以上のように、伸縮装置からの漏水により再度、桁に腐食が生じているものの、溶接に起因する損傷はなかった。

４．３　桁中央部の腐食損傷

４．３．１　損傷状況および原因究明[1)]

図－４．３．１に示す２径間連続非合成Ｉ桁橋のスパン中央付近における外桁の腹板、垂直補剛材下端および下フランジに写真－４．３．１に示すような腐食損傷が発見された。

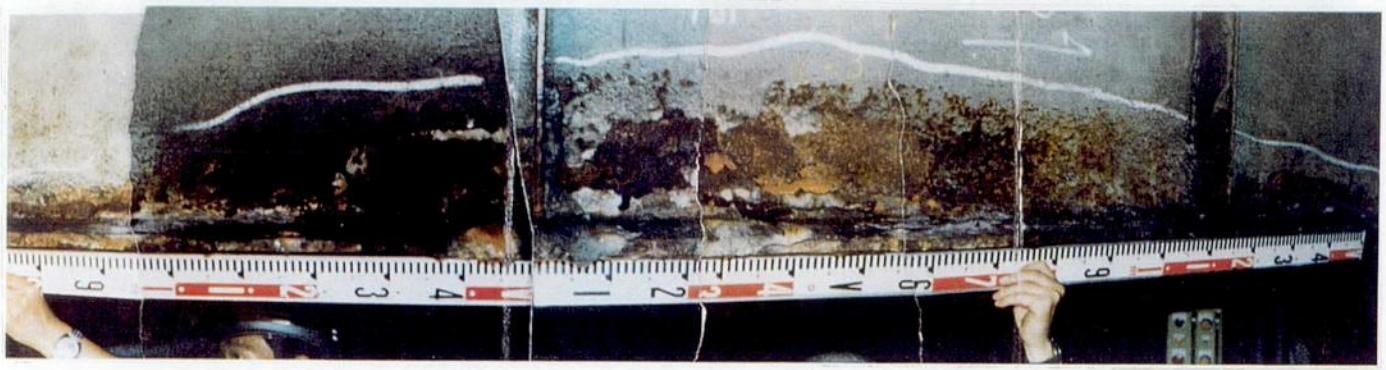


図－４．３．１　桁中央部での腐食損傷箇所

写真－４．３．１
桁中央部での腐食損傷

(a) 腐食損傷橋梁

(b) 損傷部



損傷状況を把握するため、および損傷原因を究明するため、損傷箇所に接近し、点検・調査したところ、腹板、垂直補剛材および下フランジの腐食は著しく進行していることが確認された。そこで、これらの部材の腐食の進行具合および残存板厚を求めるため、超音波探傷による板厚測定を行った。その結果、設計板厚 9 mmの腹板は 3.8 mmに、19 mmの下フランジは 13.6 mmに減少していることがわかった。

損傷状況の把握に続き、損傷原因の究明を行った。当該損傷部の腐食が急速に進行したのは、この部位が常に湿潤状態にあるためであり、これは、写真－４．３．２に示すようにコンクリート床版の打継目やその存置型枠材からの漏水によるものと判明した。

(a) 床版打継目からの漏水

(b) 存置型枠材からの漏水

写真－４．３．２　桁中央部におけるＲＣ床版からの漏水

４．３．２　補修方法の検討[4)]

この種の損傷の補修方法としては、腐食の進行を止めるため、腐食部分をケレンした後、再塗装する方法が一般的であり、必要に応じて、補強部材を取り付ける場合もある。

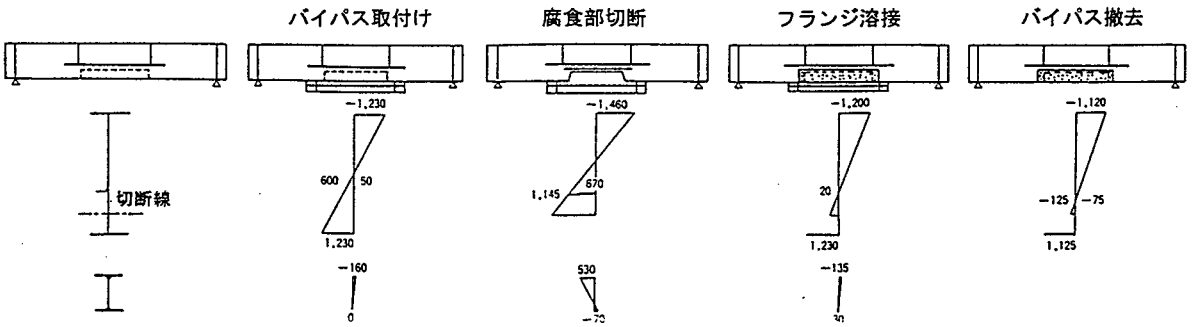
当該損傷部分は断面欠損が大きすぎるため、再塗装するだけの補修方法では不十分であり、補強部材を取り付ける必要があった。ところが、補強部材の取付けにあたっては、本橋が前述（４．２項）の桁端部の腐食損傷の場合とは異なり、都市高速道路の本線に位置していたので、交通を止めずに施工しなければならなかった。さらに、最大の問題点は路下条件等から支保工が使えないことであった。そこで、供用下で支保工を用いないで腐食部を取り除き、元どおりの部材に取り替える工法を考えた。

この工法は、図－４．３．３に示すとおり、施工中に発生する応力を一時的に受け持つ仮設部材（バイパス材）を取り付けた後、腐食部分を撤去し、新たに製作した部材を腹板は高力ボルトで、下フランジは溶接で取り付けるものである。

工事に先立ち、この工法の有効性を確認するための静的試験を模型桁により行った。図－４．３．２に静的試験における施工手順および各施工段階における応力分

布を示す。

静的試験の結果、仮設部材は、図－４．３．２に示すように既設部材撤去時には応力部材の機能を果たし、工事完了時には溶接による収縮力がプレストレスとして作用し、ほぼ無応力となり、補修工事完了後には撤去できることがわかった。

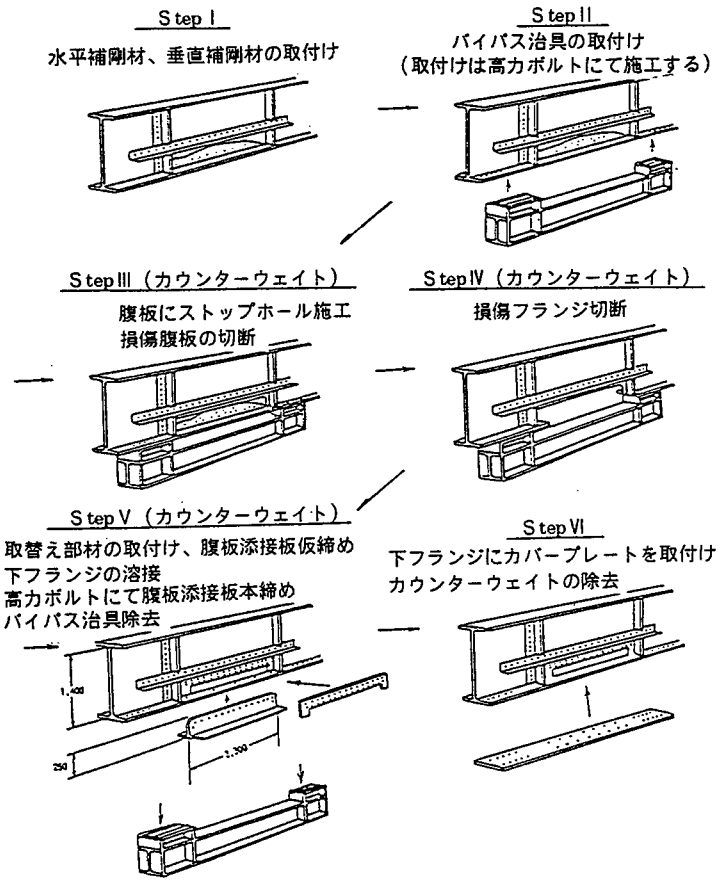


（単位：kgf/cm²）

図－４．３．２　静的試験における施工手順および各施工段階における応力分布

４．３．３　補修工事

補修に先立ち実施した各種の検討成果を反映した施工手順により、現地補修工事を行った。実橋における施工手順を図－４．３．３に示す。



図－４．３．３　桁中央部腐食損傷の施工手順

なお、補修工事に反映した事前の実験結果は、以下のとおりである。

（１）　模型桁の開先形状（V開先、裏波溶接）では、初層溶接に割れが発生したので、開先形状はX開先に変更し、ガウジングにより欠陥層を除去する。

（２）　溶接線が交差する腹板にスカラップを設け、溶接はリレーパス方式で行う。

（３）　現地施工に当たっては、最大限振動を押さえる。

（４）　ルート間隔は1mm以下にする。

なお、補修工事においては、実験の成果に基づいて、

１）　溶接の開先形状をX開先

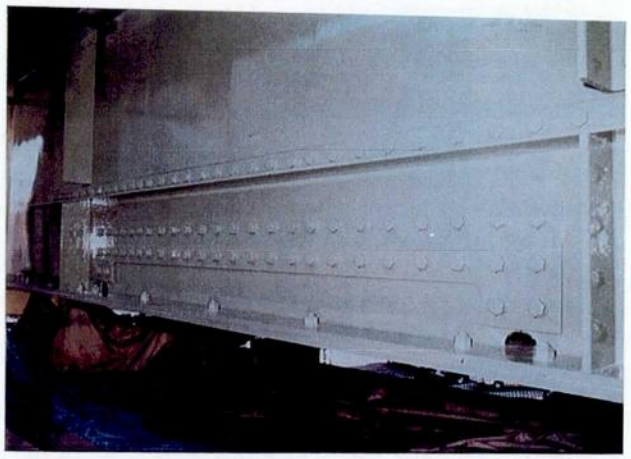
とし、ガウジングにより欠陥層を除去する。

2）　溶接線が交差する腹板にスカラップを設け、溶接はリレーパス方式で行う。

3）　現地施工に当たっては、最大限振動を抑え、また、ルート間隔は1mm以下にする。

ことにした。溶接の開先形状をX開先にし、ガウジングにより欠陥層を除去することにしたのは、実験桁の開先形状（V開先）では、初層部分に亀裂が生じたためである。

補修後の状況を写真－4．3．3に示す。

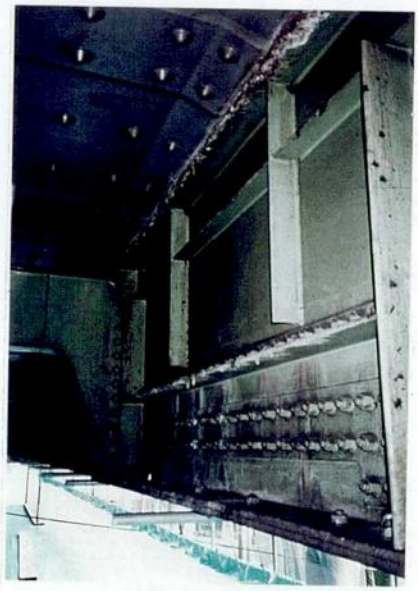


写真－4．3．3　桁中央部腐食損傷補修後の状況

4．3．4　追跡点検の結果[3)]

（1）外観調査結果

追跡点検として、補修部に接近し、目視による外観調査を行った。補修部の状況を写真－4．3．4に示す。



（a）桁内側

（b）桁外側

写真－4．3．4　補修部

外観調査の結果、補修部の水平補剛材下方から下フランジにかけて桁の外側と内側の双方で、床版からの漏水による損傷が再び発生しており、さらに上フランジ端部に沿って遊離石灰と錆が発生していることが確認された。主桁中央下フランジの錆の範囲は約15cm角程度で、補修前の状況と比較すると軽度の損傷であり、腐食も発生していなかった。なお、補修時に腐食部分を切除された垂直補剛材に損傷は見られなかった。

溶接補修部については、溶接補修部の塗装ケレンを行い、溶接部の目視調査を実施したが、溶接部表面に亀裂や腐食は認められず、溶接補修部は健全であると判定した。

（２）溶接部非破壊試験結果

塗装ケレンを行った溶接部について超音波探傷試験および放射線透過試験を実施した。写真－４．３．５に主桁下フランジ溶接部の非破壊試験状況を示す。

１）超音波探傷試験

超音波探傷試験は、JIS Z 3060 (1994)に基づいて実施したが、主桁下フランジ溶接部において欠陥と判定されるようなエコーは確認されなかった。

２）放射線透過試験

放射線透過試験は、JIS Z 3104 (1968)に基づいて実施した。結果を表－４．３．１に示す。調査した 4 カ所で溶接部にブローホールを確認したが、これは、その大きさが非常に小さく 1 種 1 級の欠陥であった。1 種 1 級の欠陥は、JIS Z 3104 附属書４によれば、合格判定の許容内であることから、補修箇所の溶接は全て合格と判定した。

表－４．３．１　放射線透過試験結果

調査位置	状　態	欠陥の等級分類	判 定
測点 No.1	φ1.2 (BH)	1種 1級	合格
測点 No.2	φ0.6, φ0.8 (BH)	1種 1級	合格
測点 No.3	φ1.0 (BH)	1種 1級	合格
測点 No.4	φ0.6, φ1.0 (BH)	1種 1級	合格

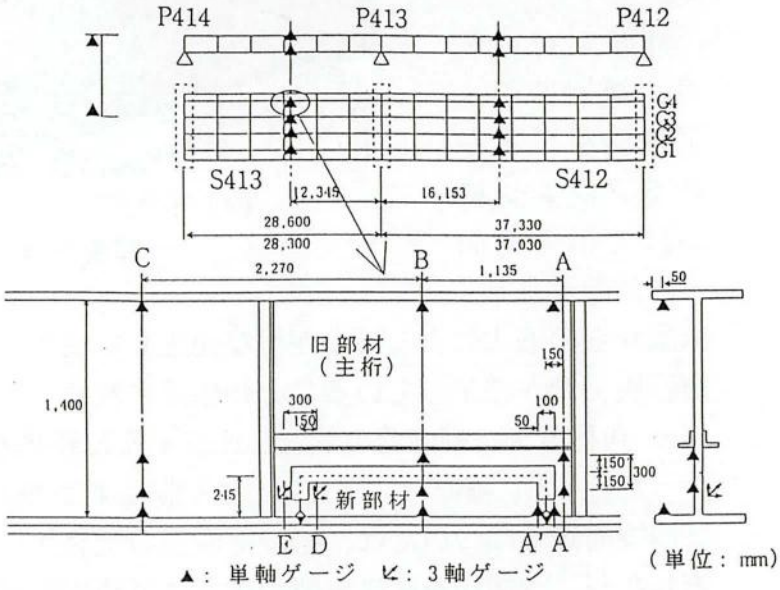
※BH：ブローホール

写真－４．３．５　溶接部非破壊試験状況

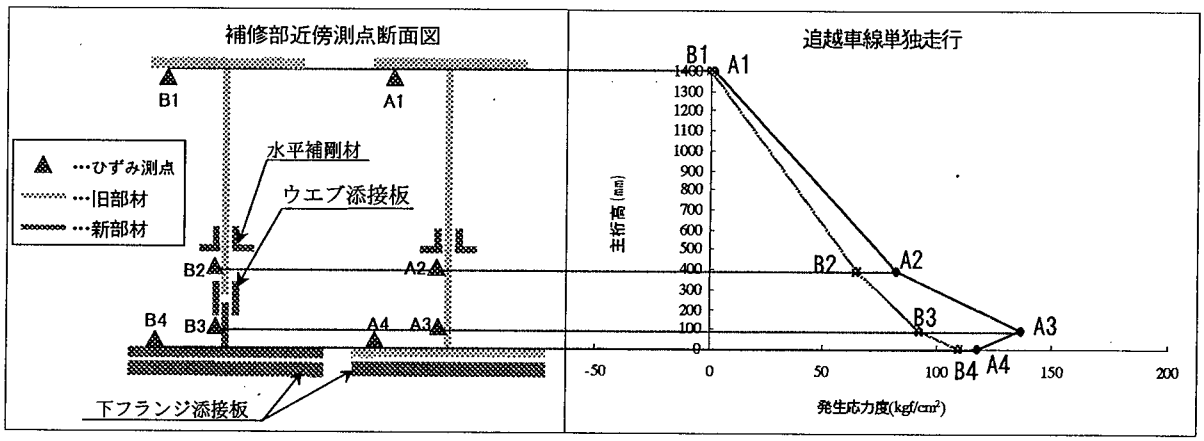
（３）試験車走行試験

外観調査、溶接部非破壊試験に引き続いて、試験車走行試験を行い、補修部の応力分布を調査した。

試験車走行試験においては、重量 20tf の試験車が補修箇所直上を単独で走行した時のひずみを測定した。ひずみゲージ貼付位置を図－４．３．４に示す。測定したひずみから求めた断面 A-A および B-B の応力分布を図－４．３．５に示す。



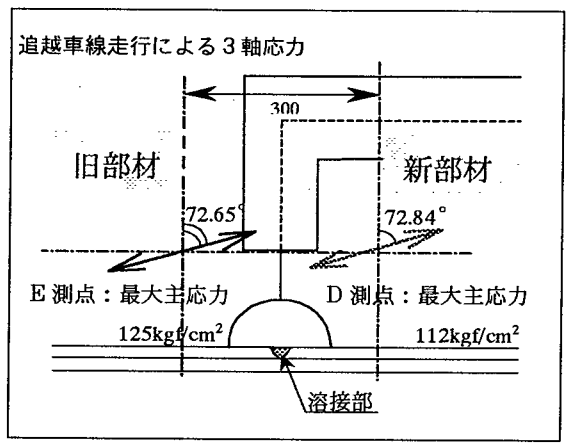
図－４．３．４　試験車走行試験における
ひずみゲージ貼付位置



図－４．３．５　補修部の応力分布

旧部材断面 A-A と新部材を含む断面 B-B とを比較すると、主桁高 400mm までのウェブの応力伝達状況が異なっていることが確認できる。これは、断面 A-A が連続した旧部材断面下フランジにボルトで添接板が取付けられている部材であるのに対し、断面 B-B は添接板によって新部材と旧部材を接合した非連続な部材断面であるためである。

一方、下フランジにおいては、旧部材 (A4:117kgf/cm²) と新部材 (B4:109kgf/cm²)でほぼ同程度の応力となっている。

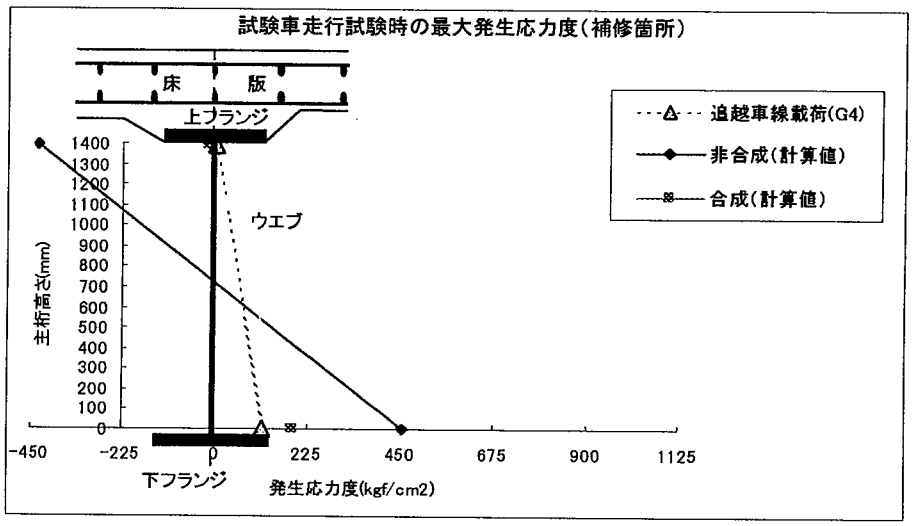


図－４．３．６　主応力方向および大きさ

次に、ウエブの旧部材と新部材に設けた 3 軸ひずみゲージから求めた主応力の方向および大きさを図－４．３．６に示す。旧部材と新部材を比較すると、主応力の方向も大きさもほぼ同様の傾向を示し、応力伝達がスムーズに行われていることがわかる。

以上の結果から、バイパス工法による補修部は、補修後 13 年経過したが応力の伝達はスムーズであり、問題はないものと判断した。

ところで、当該橋梁は、非合



図－４．３．７　補修部の発生応力度

成 2 径間連続鋼Ｉ桁橋であるが、補修部断面の上下フランジの実測応力を理論値と比較したところ、図－４．３．７に示すように合成桁として解析した値に近い結果が得られ、実際には合成桁としての挙動を示していることが確認された。

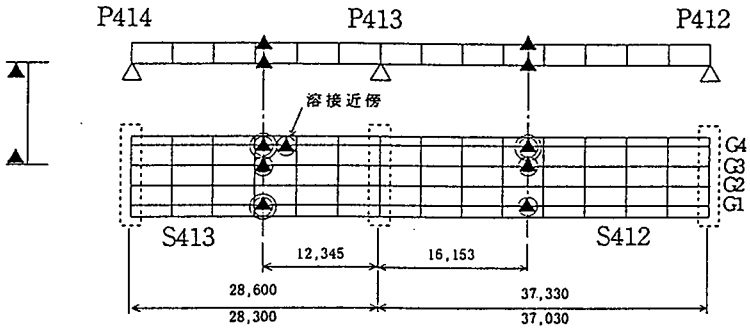
（４）応力頻度測定

追跡点検の最後に実交通による応力頻度測定を行った。

応力頻度測定箇所を図－４．３．８に示す。

応力頻度分布の評価には、中央値および90％レンジの上限値、下限値を用いることとした。

測定結果を表－４．３．２に示す。



◎：上下フランジ応力頻度測定箇所
○：上フランジ応力頻度測定箇所
▲：応力頻度単軸(橋軸方向)ゲージ貼付箇所

図－４．３．８　応力頻度測定箇所

表－４．３．２　下フランジ応力頻度測定結果　　(単位:kgf/cm²)

測定対象	①試験車走行測定時(20tf)	応力頻度測定時		
		②90%レンジ上限値(②／①)	③中央値(③／①)	④90%レンジ下限値(④／①)
S412 G1桁	166	236(1.42)	105(0.63)	53(0.32)
S412 G3桁	189	184(0.97)	105(0.56)	53(0.28)
S412 G4桁	189	184(0.97)	105(0.56)	53(0.28)
S413 G1桁	174	210(1.21)	131(0.75)	53(0.30)
S413 G3桁	210	210(1.00)	131(0.62)	53(0.25)
S413 G4桁	116	131(1.13)	79(0.68)	26(0.22)

表－４．３．２の中央値を見ると測定したどの下フランジにも 100kgf/cm² 程度の引張応力が発生していることがわかる。これは、20tf 試験車によって確認された応力度から換算すると 12tf 程度の車両が走行した状態に相当する。また、通行車両の重量の大きなものの代表値と考えられる 90%レンジ上限値では、S-412,S-413 の G1 桁に試験車走行測定時より大きな応力が生じている。これは、試験車より重い車両が通ったため、あるいは、車両が G1 桁に近いところを走行したためである。

次に、応力頻度測定結果に基づいて、応力頻度測定箇所および溶接補修部の疲労損傷度と疲労寿命を調査した。結果を表－４．３．３に示す。表－４．３．３より、打切り限界を考慮した溶接部の疲労寿命が 2000 年以上となることが確認され、溶接補修部の疲労強度も全く問題がないといえる。

表－４．３．５　打切り限界における疲労損傷度と疲労寿命　（疲労寿命：年）

		S-412			S-413			
		G1L	G3L	G4L	G1L	G3L	G4L	溶接部
		主桁部（下フランジ）：D等級						F等級
打切り限界考慮	疲労損傷度	2.9×10^{-4}	1.2×10^{-5}	2.6×10^{-5}	9.3×10^{-4}	3.9×10^{-4}	0	4.9×10^{-4}
	疲労寿命	3,455	82,062	38,540	1,071	2,555	∞	2,058

※打切り限界：主桁部（398kgf/cm²），溶接部（214kgf/cm²）

４．４　結　言

本章では、橋梁の端部と中央部という全く条件の異なる箇所で発見された腐食損傷に対する補修工事および補修後の追跡点検について述べた。

いずれも、交通供用下での工事であり、工事に先立って実験室で静的荷重作用下での挙動を慎重に検討し、実験室で得られた成果を現場施工に反映した。

ここで述べた工法には汎用性があり、若干の修正を加えることにより幅広く採用できる。特に、桁中央部の補修に採用した『バイパス工法』は容易にベントが設置できない市街地には非常に有効な工法である。

両工法ともに、大規模な溶接による補修工事のため、その後の追跡点検を実施しており、これまでの目視による点検、非破壊試験、試験車走行試験、応力頻度測定試験、および疲労寿命照査によれば、当該部分は健全であることが確認された。しかしながら、腐食損傷の原因である漏水対策が十分でなく、一部には錆が再発生しているところもあり、根本的な対策が必要である。

第５章　亀裂損傷に対する溶接補修

５．１　緒　言

予想を超える重車両の増加などに伴い、都市高速道路鋼構造物に疲労による亀裂損傷が発生していることは先に述べたとおりである。

本章では、都市高速道路の鋼Ｉ桁橋に多く発生しているウェブギャップ部および桁端部横構取付ガセットプレート付近に生じた疲労が原因と思われる亀裂損傷について、原因の究明、溶接を用いた補修方法および追跡点検の結果について述べている。なお、両補修工事ともに、交通供用下で実施されたものである。

５．２　鋼Ｉ桁橋の桁端部横構取付けガセットの損傷[1)、2)]

５．２．１　損傷状況および損傷要因分析

写真－５．２．１に示すように鋼Ｉ桁橋の支点部（桁端部）にある横構取付けガセットプレート（以下、「ガセット」という）の取合部近傍に亀裂が発見されている。

点検結果を分析し損傷傾向を把握したうえで、有限要素法（ＦＥＭ）解析により損傷原因を解明し、模型による疲労試験により補修方法について検討した。

写真－５．２．１　桁端部横構
取付けガセット近傍の損傷状況

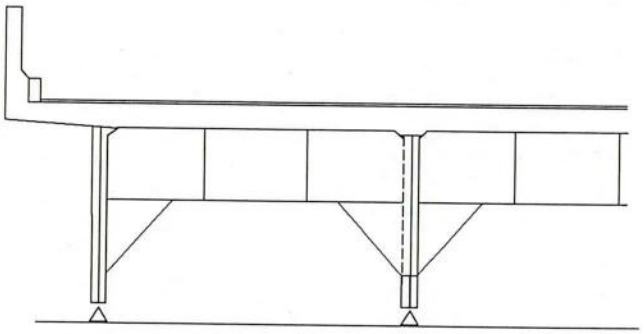
（１）点検データの分析

点検データを分析した結果、当該亀裂損傷が発生している橋梁には下記の共通点があった。

1）　横構がある。

2）　端横桁が図－５．２．１に示すようなニーブレース形式であり、端ストラットがない。

3）　ガセットには垂直補剛材を避けるために図－５．２．２に示すようなスカラップがある。

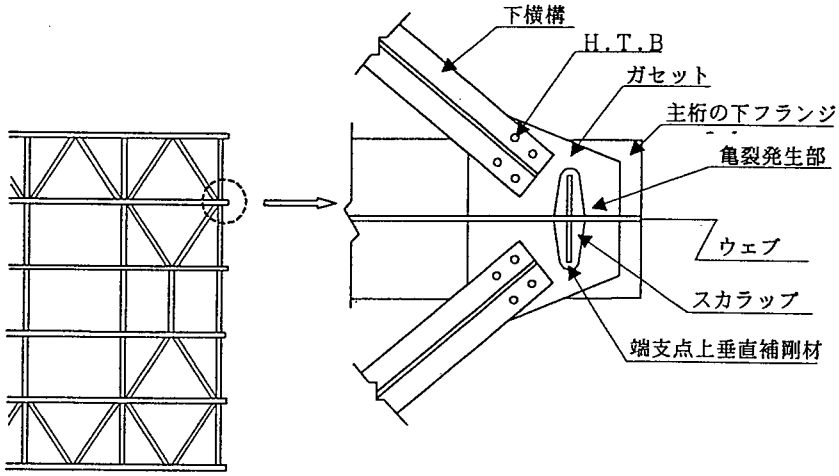


図－５．２．１　ニーブレース形式の端横桁

4）　亀裂は外桁に隣接する中桁（Ｇ２桁）の支点部で発生している。
5）　単柱橋脚上であることが多い。

（２）ＦＥＭ解析

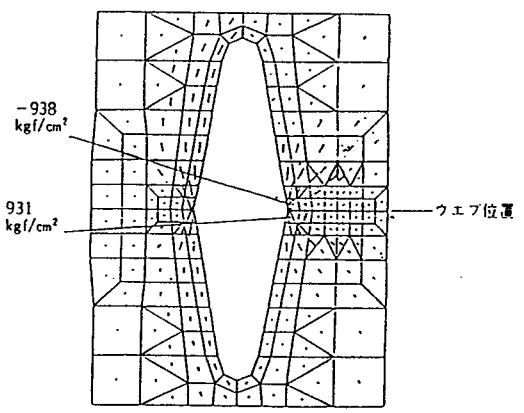
亀裂が発生している典型的な鋼Ｉ桁橋を対象として、ＦＥＭ解析を行った。まず、対象橋梁を全体構造系で解析し、次にそれにより得られた境界接点断面力をズームアップした部分構造系の境界に載荷する手法を用いた。



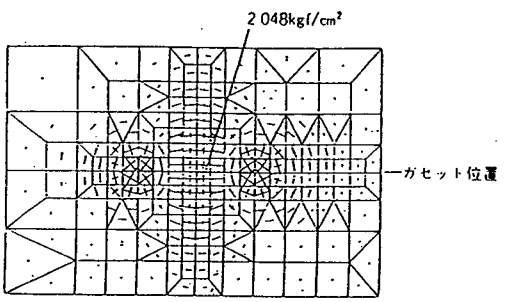
図－５．２．２　桁端部横構取付けガセット近傍の平面図

全体構造系の荷重条件は、着目するウェブに最も大きい応力を生じさせる橋面上の位置に、衝撃を考慮しないＴ－20荷重を１組載荷した。

部分構造系の解析により図－５．２．３に示すような応力分布図が得られた。結果をまとめると次のとおりである。ガセットのスカラップ近傍のウェブ面に 0.13mm の面外変形が生じ、局部的な板曲げ応力 2048 kg f/cm^2 が発生することが判明した。この応力は、横構は本来、風荷重などによる水平荷重に抵抗する部材であり、活荷重のような鉛直荷重では応力が発生しない部材として設計されているものであるが、実際は活荷重により横構に軸力が発生したことによるものであり、断面欠損箇所であるスカラップが構造的に好ましくないと推定された。この時の横構軸力は 1.6tf であり、設計上、活荷重のような鉛直力の載荷では、横構には軸力が発生しないものとされていたが、実際は、1.6tf の軸力が発生した。



(a) 横構取付ガセットの応力度(スカラップ近傍)



(b) 横構取付ガセット付近のウェブ板曲げ応力度

図－５．２．３　現状構造でのガセット近傍の応力分布図

（３）模型による疲労試験

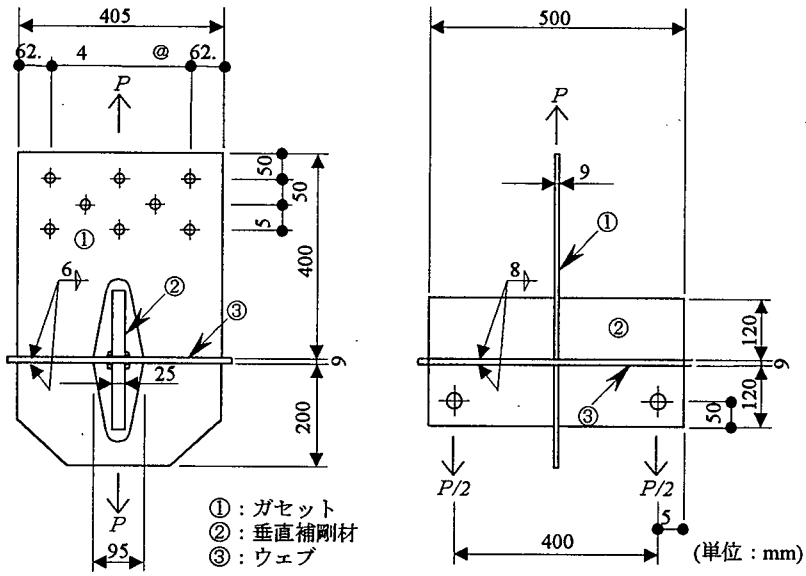
スカラップを有するガセット、ウェブおよび垂直補剛材など実橋と同じ構造要素

を持つ部分模型（図－５．２．４）により疲労試験を実施し、疲労強度を調べた。

図に示すとおり荷重載荷方向が実橋と模型で異なるが、着目するウェブ箇所に面外変形を与える点で同様の効果を与えるものである。荷重振幅 3.5tf を負荷したところ、繰り返し数 26 万回でスカラップのまわし溶接部のガセット側止端部で亀裂が検出され、現状での実橋構造の疲労強度が低いことが判明した（図－５．２．６参照)。

５．２．２　補修方法の検討

3 種類の基本的な補強構造案を策定し、それらの構造案をＦＥＭ解析することにより各案の補強効果を比較した。次に、当該補強箇所が狭隘部であるため実橋の構造諸寸法を考慮した補強構造とその施工法に関する検討を行った。補強効果や施工性などを総合的に考慮して最適と判断した補強構造をモデル化した模型による疲労試験により、強度確認を行った。



図－５．２．４　現状構造でのガセット近傍の供試体

（１）基本的な補強構造案の策定

基本方針として次の３案を考えた。

［方針１］スカラップのない構造にする。

［方針２］端ストラットを増設する。

［方針３］横構の組み方を変更する。

これらの基本方針は単独でも、各種の組み合わせで採用することも可能である。そこで、施工性などを考慮して、まず、［方針１］だけの場合と［方針１］と［方針２］の併用の場合について検討を行い、それで構造改善が図れない場合には［方針３］の検討を行うことにした。

（２）ＦＥＭ解析

スカラップのない構造（方針１）とスカラップをなくし端ストラットを増設した構造（方針１と方針２の併用）について、前述した５．２．１の損傷要因分析に用いたのと同様の手法によるＦＥＭ解析を行った。

解析結果を表－５．２．１に示すが、方針３のような横構の組み方を変更するまでの必要はなく、スカラップをなくすだけで現状構造を大幅に改善できることが判明したため、方針１が最適な補強構造と判断した。

表－５．２．１　ガセット近傍の補強構造案のＦＥＭ解析結果

（単位：kgf/cm²）

項目 種別	スカラップ	端ストラット	構造部位		
			ガセット	垂直補剛材	ウェブ
(a)現状構造	あり	なし	-938	-82	2048
(b)方針１	なし	なし	-277	-83	-78
(c)方針１と方針２を併用	なし	あり	-174	-５．２	-65

（３）補強構造の細部検討

方針１のスカラップのない構造とするためには、

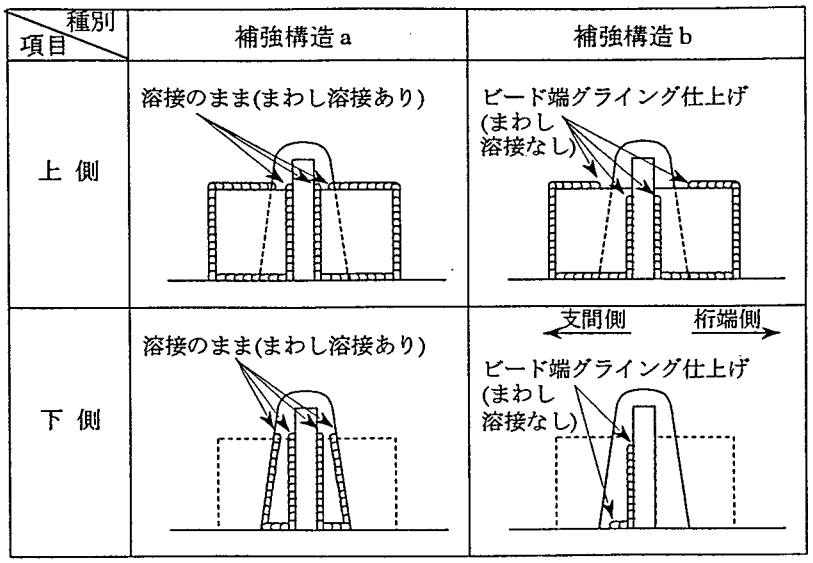
１）　ガセットを新設する。

２）　溶接によりスカラップを埋める。

３）　スカラップに補強板を取り付ける。

という３種類の方法が考えられる。

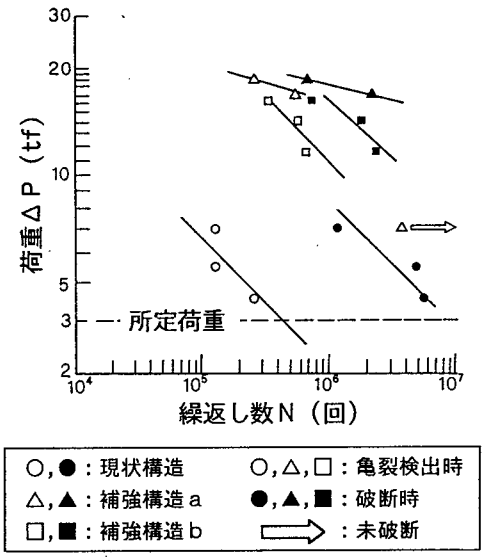
施工性、経済性および品質保証の面から判断すると、補強板を取り付ける方法が最善であると考えられた。この方法には、溶接接合と高力ボルト接合があるが、実橋の当該部の構造寸法データを調査して施工性の検討を行った結果、孔明け機器の大きさから判断すると、当該箇所に高力ボルト接合を採用することは困難か、または不可能であるものが多かった。そこで、補強板を取り付ける方法としては溶接接合とした。



図－５．２．５　ガセット近傍の補強構造詳細図

補強板は施工性からガセットの上側に取り付けることとし、補強構造の詳細として図－５．２．５に示す補強構造ａと補強構造ｂの２種類を選定した。

補強構造ａは、ガセット上側の補強板を全周すみ肉溶接で設置する方法であり、補強構造ｂは、当該部が狭隘な箇所であるため溶接棒がガセット下側やまわし溶



図－５．２．６
ガセット近傍の疲労試験結果

接の箇所に入らないことを想定し、ガセット下側からの溶接の一部とまわし溶接を省略したものである。

（４）模型による疲労試験

補強構造ａおよび補強構造ｂをモデル化した模型による疲労試験を行った。試験方法は、前述した５．２．１の損傷要因分析で行ったのと同様の方法である。この試験結果を現状の構造と比較して図－５．２．６に示す。補強構造ａおよび補強構造ｂともに現状構造に比べ著しく疲労強度が改善された。

５．２．３　補修工事

（１）補修・補強工事における問題点

当該部の損傷に対して所定の品質を確保しながら亀裂部の補修溶接や前述したような補強板をガセットに溶接により取り付ける補強工事を実施するのに際して問題となる項目およびこれらを解明するための手段を表－５．２．２に示す。

表－５．２．２　補修・補強工事での問題点とその対策

種別 着目点	検討項目	調査手段
亀裂部の補修溶接	橋梁の振動による悪影響がないか 亀裂部の開口変位変動の悪影響がないか 溶接棒などを操作する作業用スペースが十分か	事前に現地計測する 〃 補修工事で確認する
補強板の取付溶接	補強構造ａの施工に支障はないか 補強構造ｂの施工に支障はないか	〃 〃
応力状態	補修工事中に応力状態が異常となっていないか	補修工事中に現地計測する
その他	1.横構とガセットの高力ボルトの取外し、再設置ができるか 2.ニーブレースエブと垂直補剛材の高力ボルトの取外し、再設置ができるか 3.ガセットの切断、再設置ができるか 4.溶接などにより発生する熱の悪影響はないか	補修工事で確認する

（２）事前の現地計測

上記の問題点を解明するために、現状を把握する必要があり、補修・補強工事に先立ち、現地で振動や変位を計測した。結果をまとめると以下のとおりである。

１）振動

振動は溶接作業性の低下や溶接欠陥の発生など品質に悪影響を与える。表－５．２．３にガセット部の振動加速度および振動変位の計測結果と溶接施工が可能な許容値[1)]を示す。

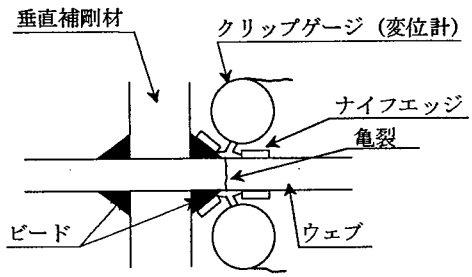
振動加速度、振動変位ともに計測値は許容値を下回り、溶接施工上問題はないと判断した。

表－５．２．３　溶接箇所における加速度、振動変位の計測結果

項目 種別	測定位置	周波数（Ｈｚ）				
		3	15	30	60	90
加速度 (m/sec²)	ガセット	0.20	0.20	－	0.78	－
	ウェブ	0.39	－	－	0.20	－
	垂直補剛材	0.29	0.39	－	0.29	－
	許容値	0.98	－	2.9	－	2.9
振動変位 (mm)	ガセット	0.50	0.02	－	0.08	－
	ウェブ	0.83	－	－	0.02	－
	垂直補剛材	0.83	0.01	－	0.03	－
	許容値	3.0	－	0.10	－	－

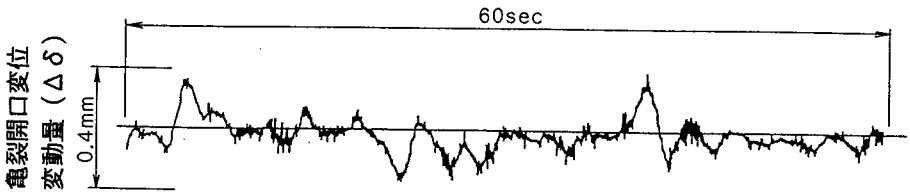
２）亀裂部の開口変位変動

供用中の橋梁における溶接による補修・補強工事では、補修時に通行車両により生じる亀裂部の開口変位変動の大小が品質の良否に大きな影響を与える。現地で当該部に図－５．２．７に示すようなクリップゲージを設置して亀裂開口変位変動を計測した。



図－５．２．７　変位計の取付け方法

測定データの一部を図－５．２．８に示す。



図－５．２．８　亀裂開口変動変位量Δδ

変位変動は振幅が小さく速い周波数の変位と振幅が大きく遅い周波数の変位とが重なっている。後者は車両通過時の桁の鉛直たわみに起因するもので、本橋での周波数は 0.2～0.3Hz であった。この時の交通状況と最大亀裂開口変位変動量Δδは表－５．２．４のとおりであった。なお、この計測値は横構が設置されている場合のものである。

表－５．２．４　交通状況による最大亀裂開口変位変動量Δδの比較

交通状況	最大亀裂開口変位変動量（Δδ）
下り停滞	0.103mm
下り走行車線規制	0.149mm
上り走行車線規制	0.176mm
夜間一般交通開放	0.234mm
昼間一般交通開放	0.244mm

亀裂長を150㎜とし、実橋で計測された低周波の亀裂開口変位変動で評価すると、一般の溶接棒による補修溶接施工では割れ発生の可能性が高いと判断した。[2)]

その対策として補修・補強工事に際しては、

1）　交通供用下の補修溶接のために開発された変動応力下の割れ感受性の低い改良溶接棒を使用する。

2）　亀裂開口変位変動量を低減させる処置を施す。

のいずれかの対策を講じる必要があるが、現地の状況から判断して亀裂開口変位変動量を低減させる有効な手段が見当たらないこと、改良溶接棒は上記程度の変位変動量に適用され良好な成果を得ているなどの理由により、上記1）の改良溶接棒を使用することとした。

（3）試験施工と現地計測

損傷が発生しているガセット部について2ヵ所で補修工事の試験施工と現地計測を実施した。その要領を表－5．2．5に示す。

ケース1では補強構造a（ガセット上側の補強板を全周すみ肉溶接で設置する方法）に、ケース2では補強構造b（ガセット上側の補強板をまわし溶接せずに設置する方法）に改善した。また、ケース1は横構およびガセットを設置したまま施工し、ケース2では横構を取り外すとともにガセットを取り替える施工とした。

1）　試験施工

補修・補強工事の試験施工で下記の成果を得た。

① ケース1の施工から、亀裂部の補修溶接を行うための施工スペースはスカラップを拡孔することにより十分確保できることが判明した。

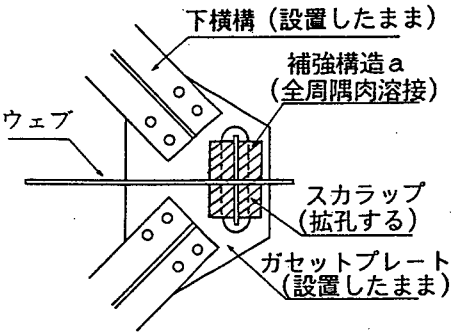
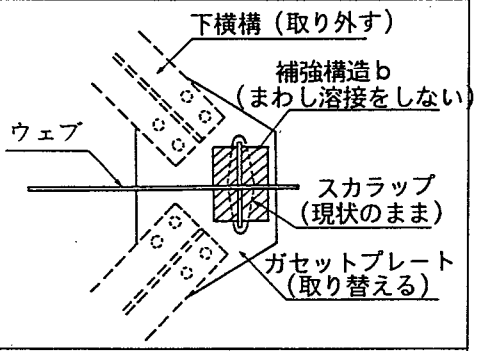
② ケース2の施工から、横構とガセットを接合している高力ボルトの取り外し、再設置は容易であることが判明した。また、ニーブレースェブと垂直補剛材を接合している高力ボルトについても同様であった。

③ ケース2の施工において、ガセットの切断・再設置には熟練した技術と多大な時間を要した。

④ 補強構造aおよび補強構造bともに補強板の取り付けには問題がなかった。今回の試験施工においては、補強構造aは全周を溶接するもののビード端のグラインダー仕上げがないため補強構造bに比べて施工は容易であった。

⑤ 溶接、ガウジングおよびガス切断などによる温度上昇は大きくなく、高力ボルトに悪影響を与えるほどでもなく、施工後の異常な変形もなかった。

表－５．２．５　補修工事の試験施工と現地計測要領

項目＼種別		ケース１	ケース２
補修・補強図			
作業手順	1.応力測定	Ｔ－20 載荷、ひずみ計測を行う	
	2.亀裂補修	1.ガセット部スカラップを拡孔する 2.損傷部クラックの補修溶接を行う （横構を設置したまま）	1.横構を取り外し、ガセットを切断する 2.損傷部クラックの補修溶接を行う 3.ガセットを新しく取り付け、横構を設置する
	3.応力測定	Ｔ－20 載荷、ひずみ計測を行う	
	4.補強板取付け	横構を設置したままで補強板を溶接する	横構を取り外して補強板を溶接し、横構を設置する
	5.応力測定	Ｔ－20 載荷、ひずみ計測を行う	

２）　現地計測

補強効果を確認するために、現地で応力計測を実施した。

現地計測には主として 3 軸ひずみゲージを使用し、荷重条件はＦＥＭ解析に採用したものと同じ条件とした。得られたデータのうち、補強構造ａにおける各構造部位の最大応力度の値を表－５．２．６に示す。

表－５．２．６の溶接補修後の値が５．２．１の現状構造でのＦＥＭ解析結果（表－５．２．３）に対応する。解析結果と計測結果は必ずしも一致していないが、傾向はあっており、補強板溶接前の計測値では-1186 kgf/cm^{2}と非常に高かったウェブの応力度が、補強板溶接後では大きく低下し、構造が改善されていることがわかる。

表－５．２．６　補強構造ａの現地応力計測結果

（単位：kgf/cm^2）

構造部位＼種別	ガセット	垂直補剛材	ウェブ
補修前	-259	397	-26
溶接補修後	-187	105	-1186
補強板溶接後	-139	147	-44

また、ケース２では横構を取り外した状態で亀裂部の開口変位変動量Δδを計測したが、Δδはほとんど 0 であり、一般の溶接棒で補修溶接しても割れが発生しない値であった。

（４）評　価

各種検討の結果、次のことが確認された。

１）　スカラップを補強板により閉塞する補強方法により疲労強度が大きく改善さ

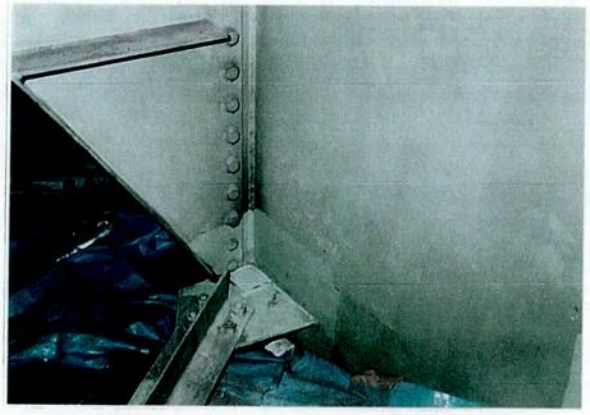
れた。補強方法として、ガセット上側の補強板を全周すみ肉溶接する方法（補強構造ａ）と補強板をまわし溶接せずに設置する方法（補強構造ｂ）の 2 種類を提案したが両者ともに適切な補強方法である。また、溶接による施工が可能であり、補強構造ａの施工ではガセット下面から全周溶接するためにスカラップを拡孔するのが良い。

2）　改良溶接棒を使用するか、または横構を事前に取り外しておくことにより、昼間の交通開放時においても割れや欠陥を生じることなく補修溶接が可能である。

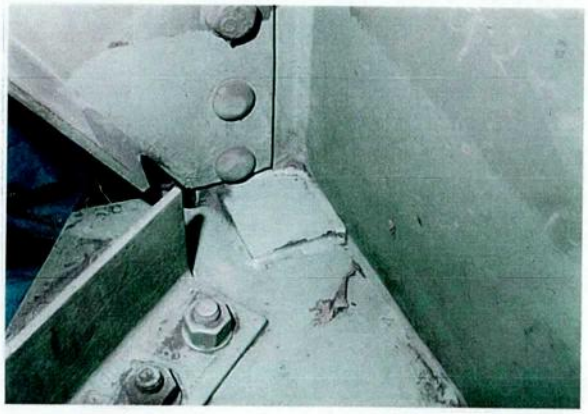
５．２．４　追跡点検の結果[3)]

（１）外観調査結果

補修箇所に接近して外観調査を実施した。補修箇所の状況写真および接近写真を写真－５．２．２および写真－５．２．３に示す。



写真－５．２．２　補修状況



写真－５．２．３　接近状況

接近外観調査からは、塗装面にひび割れ損傷等は認められず、健全である。

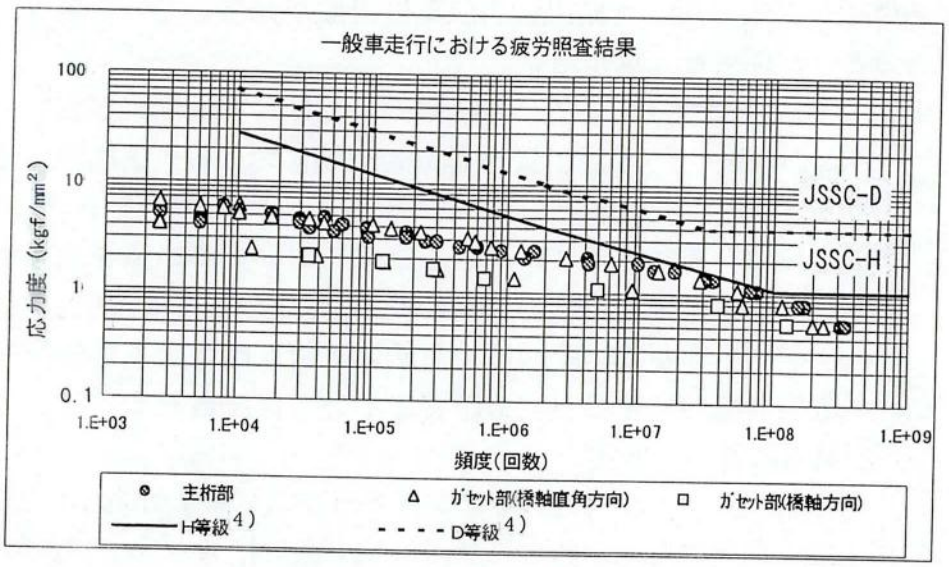
（２）応力頻度測定

測定を行った主桁中央側下フランジの頻度分布評価として、特異な値を考慮した最大値(5%ﾀｲﾙ値)と最低値(95%ﾀｲﾙ値)および頻度の平均値(50%ﾀｲﾙ値)を表－５．２．７に示す。

表－５．２．７　引張応力発生状況の比較　　（単位:kgf/cm²）

測定対象	5%ﾀｲﾙ値	50%ﾀｲﾙ値	95%ﾀｲﾙ値
S43 G3 桁	158	79	53
S43 G4 桁	158	105	53

最も平均的な発生応力を示す50%ﾀｲﾙ値を見ると　100kgf/cm²程度の引張応力が下フランジに発生していることがわかる。また、最大値としてあげられる5%ﾀｲﾙ値では160kgf/cm²程度の引張応力が発生しているものの、その発生頻度は全体の5%以下である。



図－５．２．９ 疲労照査結果

疲労に関しては、図－５．２．９に示したように発生応力の全てが打切り限界以内であることから、応力発生状況に全く問題がないといえる。

５．３　鋼Ｉ桁橋の横桁取合い部の亀裂損傷[2)、5)]

５．３．１　損傷状況および損傷要因分析

ＲＣ床版を有する鋼Ｉ桁橋には、荷重分配横桁が主桁に直交して取り付けられている。このような主桁と横桁の取り合い部の補剛材（ウェブギャップ板）の上端部において写真－５．３．１に示すような亀裂が発生している。

写真－５．３．１
ウェブギャップ部の亀裂損傷例

点検結果を分析するとともに、有限要素法（ＦＥＭ）解析、実橋応力測定と模型による疲労試験などにより損傷原因を究明した。

（１）点検結果の分析

点検結果を分析した結果、当該亀裂損傷が発生している橋梁には下記の共通点があることが明らかとなった。

1）　当該損傷が発生している橋梁の多くは、主桁間隔が広い上、ＲＣ床版の厚さが薄い。表－５．３．１は、阪神高速道路における当該亀裂損傷の発生状況を1991年度までの点検結果により路線毎に整理したものである。亀裂損傷発生率は1974年を境に、それ以前に供用した路線において高い値を示している。図中に、各路線の主桁間隔および床版厚ならびに床版の設計に適用された基準が示したが、亀裂損傷発率が高い路線は相対的に主桁間隔が広く、床版厚が薄い。主桁間隔が亀裂損傷の発生に与える影響については、表－５．３．２により明確な傾向を見ることができる。

2）　主桁上フランジ付近にウェブギャップ（隙間）がある。

3）　損傷の発生しているウェブギャップ板にはスカラップがある。

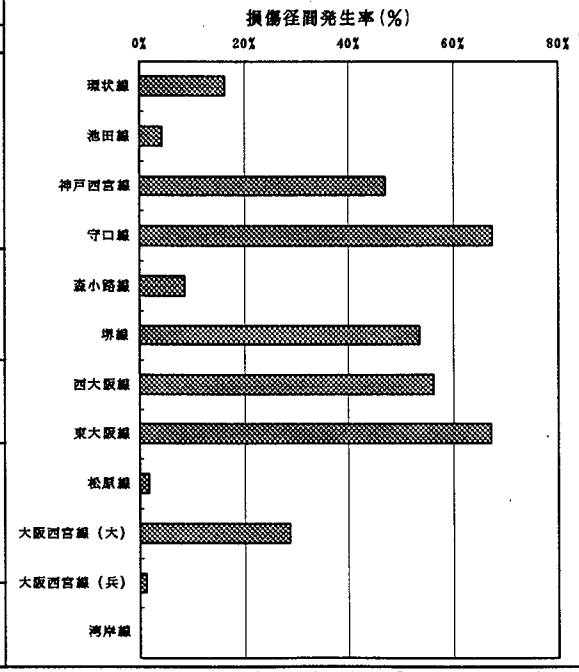
4）　損傷の発生を主桁間（幅員方向）で比較すると外桁およびそれに隣接する桁（第１内桁）に集中している。橋軸方向では荷重分配横桁のあるスパン中央が最も多く、支点付近に近づくに従い、損傷発生率は低下する傾向がある。

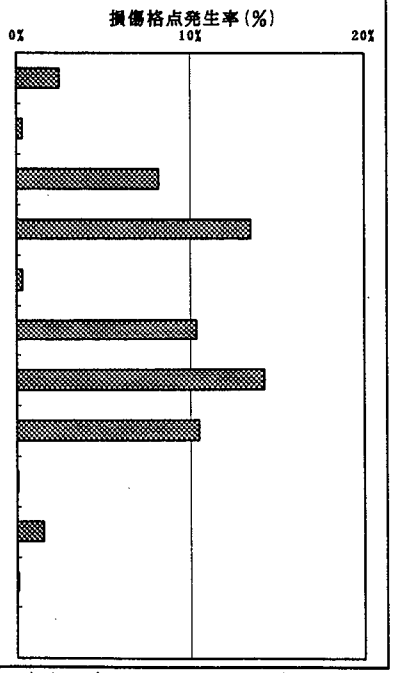
表－５．３．１　路線別亀裂損傷発生率の比較（本線部）

路線名	供用年 1９○○年	適用設計区分				主桁間隔の平均値(m)	床版厚の平均値(cm)	点検径間数	点検格点数	亀裂損傷数量（塗膜割れを含む） 径間数	比率(%)	格点数	比率(%)
環状線	㊹ ㊺ 66 ㊼	I				3.37	17.8	98	2,593	16	16.3%	64	2.5%
池田線	64 65 ㊼ 69 70	I				3.65	17.9	180	5,477	8	4.4%	21	0.4%
神戸西宮線	㊻ ㊽ ㊾ ㊿	I	II			3.12	18.3	600	17,689	283	47.2%	1,454	8.2%
守口線	㊽	I	II			3.37	19.0	235	8,000	159	67.7%	1,078	13.5%
森小路線	㊽	I				2.71	17.0	46	1,393	4	8.7%	5	0.4%
堺線	㊿ 72 73 76	I				3.63	17.9	326	8,347	175	53.7%	866	10.4%
西大阪線	㊿	I				3.43	18.2	87	2,431	49	56.3%	347	14.3%
東大阪線	㊿ ㊹ 78		II	III		3.54	20.5	205	5,073	138	67.3%	533	10.5%
松原線	70 ㊀			III		3.15	21.1	57	2,403	1	1.8%	1	0.1%
大阪西宮線（大）	㊶			III		3.17	21.7	94	4,233	27	28.7%	66	1.6%
大阪西宮線（兵）	㊶		II	III		3.34	21.4	148	5,907	2	1.4%	2	0.1%
湾岸線	㊷			III	IV	2.65	21.1	14	912	0	0.0%	0	0.0%

適用設計基準

区分	時期	適用示方書および基準	
I	公団発足時～昭和43年7月の基準	・鋼道路橋示方書	(昭和31年)
		・同	(昭和39年)
		・コンクリート標準示方書	(昭和31年)
		・合成ゲタ設計施工指針	(昭和35年)
		・同	(昭和40年)
		・道路局長通達（配力筋の設計要領）	(昭和42年)
II	昭和43年7月～昭和46年3月の基準	・鋼道路橋示方書	(昭和39年)
		・合成ゲタ設計施工指針	(昭和40年)
		・阪神公団床版設計基準（建設省暫定基準に準拠）	(昭和43年)
III	昭和46年3月～昭和53年5月	・阪神公団床版改制基準（道路局長通達に準拠）	(昭和46年)
		・道路橋示方書	(昭和47年)
IV	昭和53年5月～昭和59年1月	・建設省通達『道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工について』	(昭和53年)
		・道路橋示方書	(昭和47年)
		・同	(昭和55年)
V	昭和59年2月以降	・建設省通達『道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工指針』	(昭和59年)





注）　供用年の㊿年は，当該路線の主たる部分が供用した年次を示す．

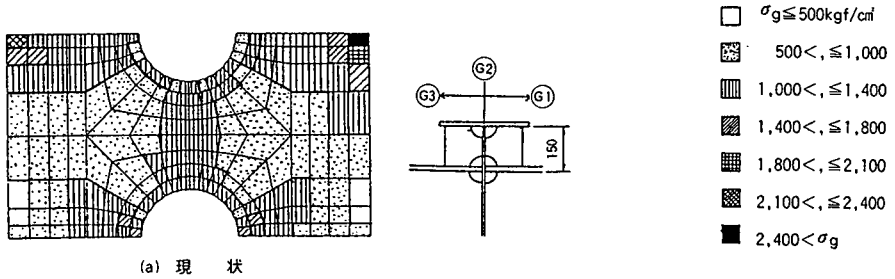
表－５．３．２　主桁間隔と亀裂損傷発生率の関係

路線名	主桁間隔（m）	径間数	亀裂損傷数量 径間数	亀裂損傷数量 比率(%)
守口線	2.0<L≦2.5	8	1	12.5%
	2.5<L≦3.0	19	10	52.6%
	3.0<L≦3.5	108	75	69.4%
	3.5<L≦4.0	100	73	73.0%
東大阪線	2.5<L≦3.0	28	11	39.3%
	3.0<L≦3.5	21	10	47.6%
	3.5<L≦4.0	154	117	76.0%
堺線	2.5<L≦3.0	5	1	20.0%
	3.0<L≦3.5	88	32	36.4%
	3.5<L≦4.0	233	142	60.9%
西大阪線	2.0<L≦2.5	2	0	0.0%
	2.5<L≦3.0	4	0	0.0%
	3.0<L≦3.5	31	18	58.1%
	3.5<L≦4.0	45	31	68.9%
	4.0<L≦4.5	1	0	0.0%
大阪西宮線（大）	2.0<L≦2.5	17	0	0.0%
	2.5<L≦3.0	6	1	16.7%
	3.0<L≦3.5	68	26	38.2%
	3.5<L≦4.0	3	0	0.0%
神戸西宮線	L≦2.0	3	3	100.0%
	2.0<L≦2.5	121	10	8.3%
	2.5<L≦3.0	142	54	38.0%
	3.0<L≦3.5	71	43	60.6%
	3.5<L≦4.0	263	173	65.8%
環状線	L≦2.0	1	0	0.0%
	2.0<L≦2.5	4	0	0.0%
	2.5<L≦3.0	7	2	28.6%
	3.0<L≦3.5	50	8	16.0%
	3.5<L≦4.0	35	6	17.1%

損傷径間発生率（%）　0%　20%　40%　60%　80%　100%

（２）ＦＥＭ解析

亀裂が発生している典型的な鋼Ｉ桁橋を対象として、ＦＥＭ解析を行った。まず、橋面上の輪荷重が各構造節点にどのように伝達され、その結果、各節点に発生する変位、応力度を求めるため、床版を含



図－５．３．１　現状構造でのウェブギャップ板の応力度

む橋梁全体を比較的粗いメッシュで分割した 3 次元全体モデルを用いて有限要素法により解析した。荷重条件は、橋軸方向には 1 台、橋軸直角方向には最高 2 台の衝撃を考慮しないＴ－20 荷重を着目部に最も不利となるように載荷した。

次に、着目部位の応力状態を詳細に評価するため全体モデルからその部位を含めた部分的な立体構造を取り出し、その境界断面力をズームアップした部分構造系に載荷する手法により解析した。

部分構造系の解析により得られた第 1 内桁のウェブギャップ板の主応力分布を図－５．３．１および図－５．３．２に示す。

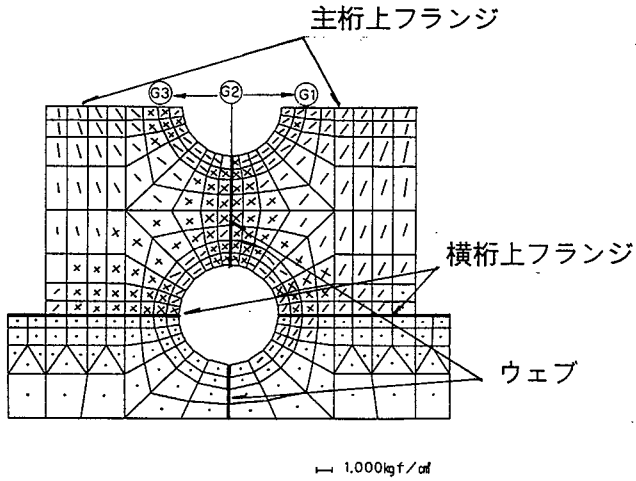
これらの図から、

1）　主桁上フランジの自由端近傍で 2000 kg f/cm^{2}を超える大きな主応力が発生している。

2）　スカラップ近傍では応力集中や応力の乱れが起こっている。

3）　主桁腹板に近付くに従って主軸の傾きが大きくなり、せん断力の影響が現れている。

ことがわかる。したがって、ウェブギャップ板の現行板厚（ｔ＝9 mm）は薄く、また、スカラップは構造的に好ましくないと判断された。

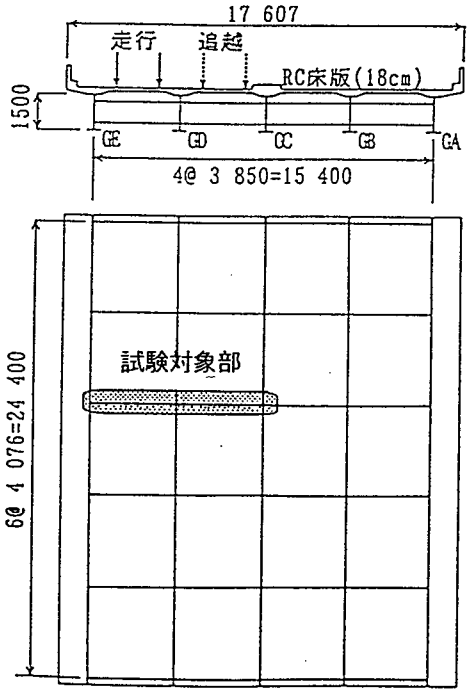


図－５．３．２　現状構造での
ウェブギャップ板の主応力

（３）実橋での応力測定

昭和 40 年代に建設されたＲＣ床版を有する鋼Ｉ桁橋で亀裂損傷が多発していることから、この時代に建設された橋梁を選んで、荷重車による静的測定と動的測定および実働荷重による動的測定を実施することにより当該箇所での発生応力がどの程度であるかを調査した。

対象橋梁の諸元を図－５．３．３に示す。標準的諸元を有する橋梁で、支間長 24.4mの 5 本主桁からなる単純合成Ｉ桁橋である。昭和 55 年の道路橋示方書改訂以前に建設されたため、主桁間隔 3,850mm に比べて、床版厚が 180mm と薄い。既に全パネル



図－５．３．３　応力測定対象橋梁

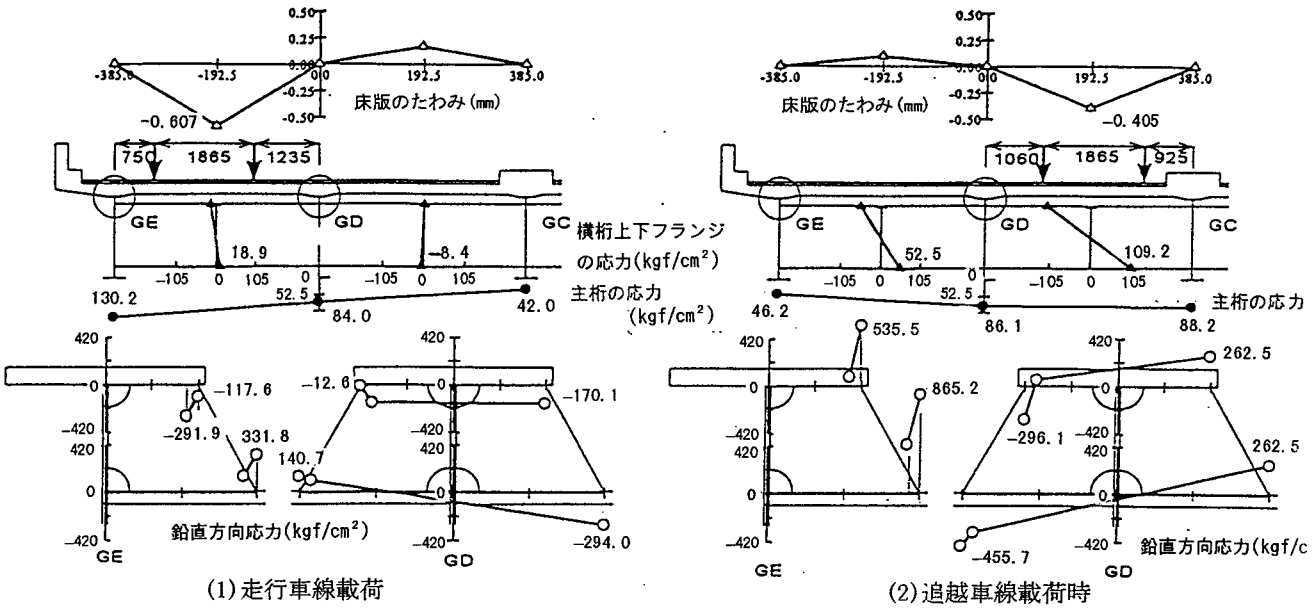
で鋼板接着による床版補強が完了している。

補修前に、試験車（車重 20tf）1 台を用いて載荷試験を行った。載荷試験は走行車線を一車線規制して試験車を載荷するケース（走行車線載荷）と追越車線を規制して試験車を載荷するケース（追越車線載荷）の 2 ケースとし、それぞれ静的載荷試験と動的載荷試験を行った。

補修前の載荷試験は、同一諸元を有する 3 橋で行ったが、3 橋ともにほぼ同様の結果が得られた。静的載荷試験結果の一例を図－５．３．４に示す。結果をまとめると次のとおりである。

1） 走行車線載荷では主桁下フランジの応力に対して横桁下フランジの応力が小さい。一方、追越車線載荷では、主桁下フランジの応力と横桁下フランジは同程度である。

2） 中桁（ＧＤ桁）では、走行・追越車線載荷ともに床版のたわみ変形の勾配とウェブギャップ板内の応力分布の勾配が一致していない。



図－５．３．４　補修前における静的載荷試験結果

3） 外桁の上端では走行車線載荷時に圧縮応力となっており、床版変形に伴う主桁上フランジの首振りの影響と考えられる。

4） 最も大きな応力が発生するのは、追越車線載荷時の外桁（ＧＥ桁）下側である。

5） ウェブギャップ板上側の応力と比較して、下側の応力が大きい。

動的載荷試験時の応力波形例を図－５．３．５に示す。図－５．３．５(a)は床版のたわみ変形の勾配と応力の符号が一致した外桁上側の応力波形であり、同図(b)は最も大きな応力の発生した外桁下側の応力波形である。

上部溶接部の応力波形には、輪荷重がはっきりと区別できるが、下側溶接部の応力波形では輪荷重が区別できない。ウェブギャップ板下側の応力の発生要因として、主桁作用による影響が大きいと考えられる。

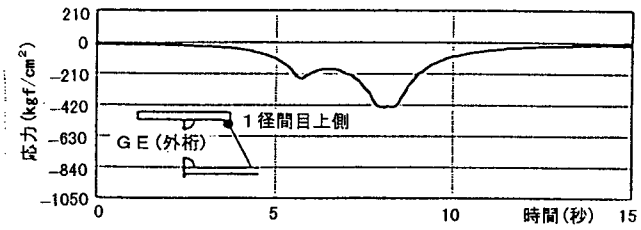
（４）　模型による疲労試験

ＦＥＭ解析の結果、当該損傷の原因として、

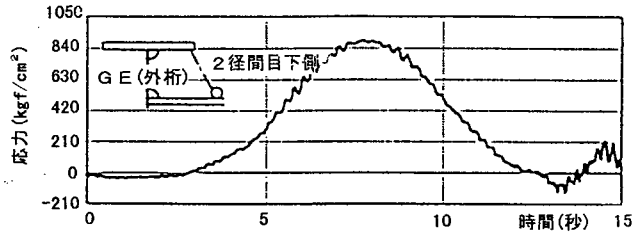
1）　輪荷重が作用し、各主桁間に相対変位差が生じた時、荷重分配横桁または対傾構と主桁との取り付け部で主桁腹板面外方向に応力が作用する（以下「相対変位差」という）。

2）　輪荷重載荷により、床版にたわみ変形が生じる。このたわみ変形に伴い、一般部では主桁が変形するが、荷重分配横桁位置や中間対傾構位置では、それらが床版のたわみ変形を拘束する。この結果、ウェブギャップ板に応力が作用する（以下、「首振り現象」という）。

の２つの損傷要因が考えられた。その要因究明のために供試体による繰り返し載荷試験を行った。首振りの影響を調べるためには２主桁試験体（図－５．３．６）を、相対変位差の影響を調べるためには３主桁試験体（図－５．３．７）を用いた。これらの供試体により、横桁と主桁との結合条件

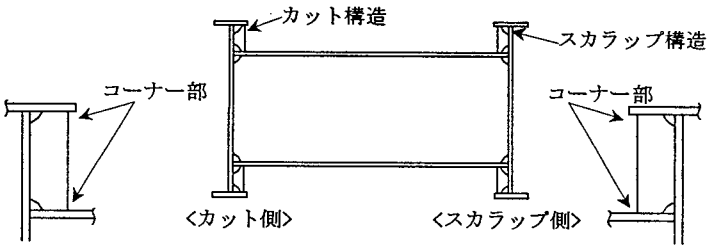


(a) 外桁上端［走行車線載荷時］

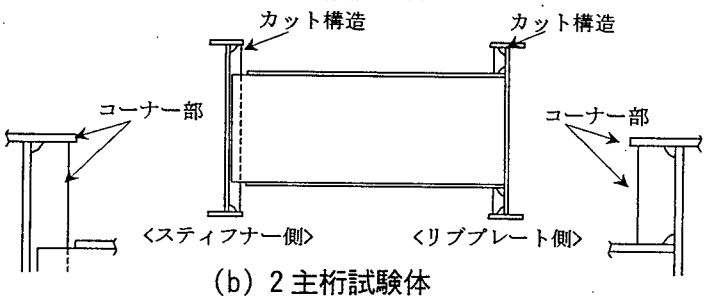


(b) 外桁下端［追越車線載荷時］

図－５．３．５　応力の動的波形

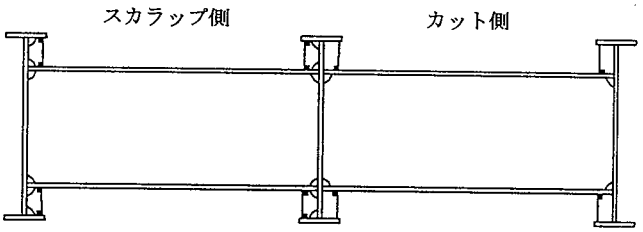


(a) ２主桁試験体



(b) ２主桁試験体

図－５．３．６　２主桁試験体



図－５．３．７　３主桁試験体

（高力ボルト接合、溶接接合）による差異、スカラップの有無による差異、ウェブギャップ板増厚の影響およびビード仕上げの有無が疲労強度に与える影響を検討した。

静的および疲労試験の結果のみをまとめると、次のとおりである。

1） 相対変位差を与えた 3 主桁タイプでは亀裂は発生しなかったのに対して、首振りの影響を見る 2 主桁タイプではすべて亀裂が発生した。疲労は主桁間の相対変位差よりも主桁上フランジの首振りによる影響の方が大きいと考えられた。

2） 主桁上フランジ自由端付近のウェブギャップ板応力はスカラップの有無によって疲労強度に差異はなかった。しかしスカラップでのまわし溶接でビード形状が鋭角になりやすく、亀裂発生の可能性は高くなると考えられる。

3） ウェブギャップ板の板厚を 9 ㎜から 23 ㎜に増厚すると、当該部の応力は約 1/4 に減少し、亀裂は生じなかった。

4） 当該溶接部のビード仕上げをしたものにも、亀裂が発生した。応力レベルを低減せずにビードを仕上げるだけでは、亀裂発生を防止できないと考えられる。

5．3．2 補修方法の検討

実橋応力測定と疲労試験の結果、当該亀裂損傷部を補修溶接で修復するだけの補修方法では後日、再度、補修や補強を実施しなければならないことが予想される。そのため、当該損傷に関しては単なる補修ではなく、当該損傷部の作用応力を低減させ、亀裂再発を防止する補強について検討した。

補強方法については数種類の方法を取り挙げたが、補強効果や施工性などを総合的に考慮して既設ウェブギャップ板（t ＝ 9 ㎜）を撤去し、所要板厚のウェブギャップ板に取り替える増厚工法を採用することにした。

（1）取り替え板厚の検討

取り替えるウェブギャップ板の板厚は、次に示す 2 つの仮定を設けて算定した。したがって、

［仮定1］ウェブギャップ板の応力は板厚に反比例する。

$$\sigma = \sigma_0 \times (9 / t_r) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（式5．3．1）}$$

ここに、σ ：ウェブギャップ板を t_r（㎜）としたときの応力度

σ_0：既設ウェブギャップ板（t ＝ 9 ㎜）の応力度

t_r：新設ウェブギャップ板の板厚

［仮定2］ウェブギャップ板の疲労強度曲線は応力振幅 σ_c が T_c 年間繰り返し作用した結果、亀裂が発生したものとし、次式で近似できるものとする。

$$\log\sigma = \log\sigma_c + (1/m)(\log T_c - \log T) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{（式5．3．2）}$$

ここに、T ：疲労寿命(年)

m ：疲労強度曲線の傾き

（式5．3．1）を（式5．3．2）に代入して、

$$t_r = 9 \times (T / T_c)^{1/m} \times (\sigma_0 / \sigma_c) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (式5.3.3)$$

既設橋梁の場合、$\sigma_0 = \sigma_c$ であるから、（式５．３．３）より t_r と T との間には、

$$t_r = 9 \times (T / T_c)^{1/m} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (式5.3.4)$$

の関係が成り立つ。

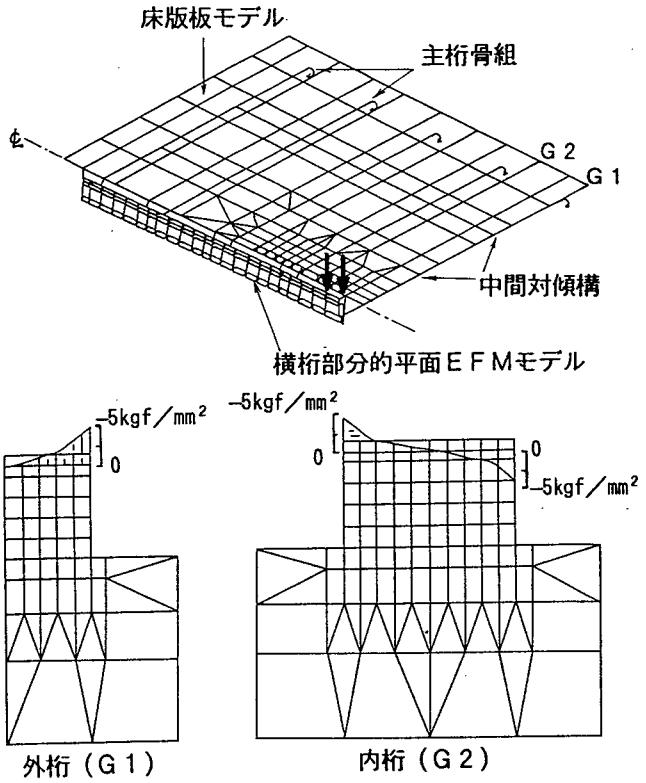
橋梁の寿命を 50 年とすると補強後 35～45 年間、再発を防止する必要がある。亀裂の発生時期は明確ではないが、T_c=5 年、m=3 と仮定すると、新設ウェブギャップ板の板厚 t_r は 19 ㎜となる。したがって、取り替える板厚として 19 ㎜を目安と考えた。

（２）ＦＥＭ解析

新設ウェブギャップ板の板厚を 19 ㎜にした場合の補強効果を検証するためＦＥＭ解析を行った。

橋軸方向には 1 台、橋軸直角方向には最高 2 台の衝撃を考慮しないＴ－20 荷重を着目部に最も不利となるように載荷した時のウェブギャップ板のＦＥＭ解析による応力解析結果を図－５．３．８に示す。表－５．３．３はウェブギャップ板自由端応力について、ＦＥＭによる解析値と実測値[6]を対比したものである。両者はほぼ一致している。

ウェブギャップ板に発生する応力は板厚を 9 ㎜から 19 ㎜に増厚することで、板厚にほぼ比例して減少することが明らかとなった。



図－５．３．８
ウェブギャップ板のＦＥＭ解析

（３）補強構造の細部検討

取り替えるウェブギャップ板の板厚はｔ＝19 ㎜が必要であることが明らかとなった。この場合、溶接量も板厚に見合うサイズとしなければならない。しかし、完全溶込み溶接を採用すると、溶接熱により主桁上フランジとＲＣ床版との間に隙間が生じる可能性がある。そこで、溶接による変形を少なくするために入熱量を減らし、所要の補強効果を得られる工法の検討を行い、図－５．３．９に示す部分溶込み溶接を採用した。なお、スカラップは応力のみだれを引き起こすので、取り替えのウェブギャッ

表－５．３．３　Ｔ－20 後輪荷重による発生応力範囲　(kgf/mm²)

部　位	ＦＥＭ値	実測値
	（補剛材自由端の外挿値）	
横桁部外桁（Ｇ１）	3.9	3.5
横桁部内桁（Ｇ２）	6.5	5.0

プ板はスカラップをなくした。

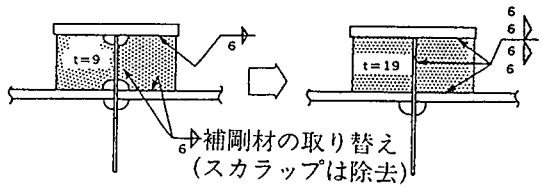
（４）模型による疲労試験

前項で提案した部分溶け込み溶接による増厚工法の補強効果を検証するために、ウェブギャップ板の実物大模型を用いた疲労試験を実施した。供試体を図－５．３．１０に示す。

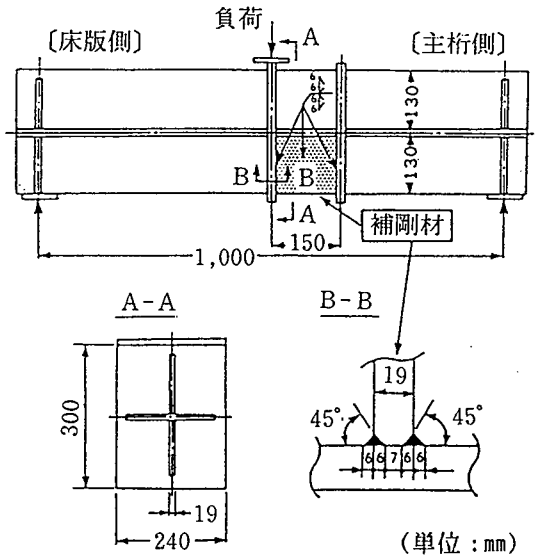
疲労試験はＦＥＭ解析での応力状態を再現するため、曲げスパン 1,000 ㎜の 3 点曲げ方式とした。ウェブギャップ板の溶接方法は、脚長 6 ㎜の部分溶込み溶接とし、ルートギャップ量は実橋での施工性を考慮して 1,2,3 ㎜の 3 種類とした。これにより、補強溶接後のウェブギャップ板の疲労強度を把握するとともに、施工時に避けられないルートギャップの存在が疲労強度に及ぼす影響についても確認できる。

試験結果を図－５．３．１１に示す。

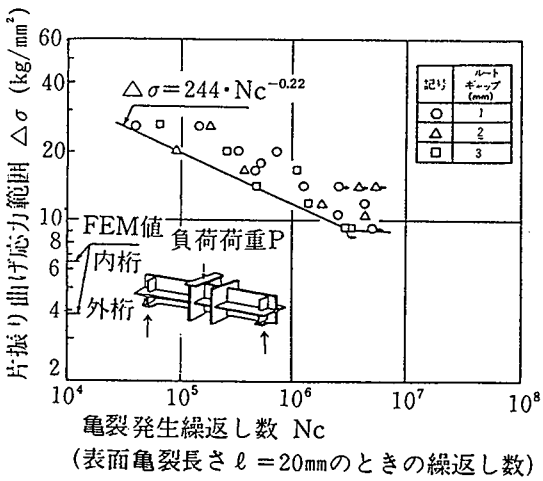
疲労亀裂起点部を観察した結果、ルートギャップ量が 1 ㎜および 2 ㎜の場合には、溶接止端部破壊とルート部破壊の両方の破壊形態があった。また、ルートギャップ量 3 ㎜の場合には、ルート部の溶込み状態が良好であるためか、止端部破壊が多かった。しかし、全体的な破壊形態に有意差はない上、疲労強度にも大きな差異は認められない。



図－５．３．９
ウェブギャップ板の補強方法



図－５．３．１０　疲労試験供試体



図－５．３．１１　ウェブギャップ板の疲労強度

（５）補強方法のまとめ

疲労試験で得られたウェブギャップ板の疲労強度と大型車の軸重頻度分布の実測値[7]から、修正マイナー則により累積疲労損傷度を求めた結果、50 年間に疲労損傷が再発する可能性はほとんどなく、ここで採用した溶接方法により所要の補強効果が確保されると判断された。

５．３．３　補修工事

（１）現地計測

現場溶接による補修・補強であるため、溶接品質に影響を及ぼす因子である。振動加速度、応力度、亀裂開口変位量、主桁上フランジの首振り量など事前に現地で計測した。

これらの要因の測定は、典型的なウェブギャップ部に疲労亀裂が生じている橋梁を対象に一般車走行により、①昼間の交通規制なし、②夜間の交通規制あり、および③夜間の交通規制なしの３通りの条件を想定して実施した。現地計測を行った橋梁諸元を表－５．３．４に示す。

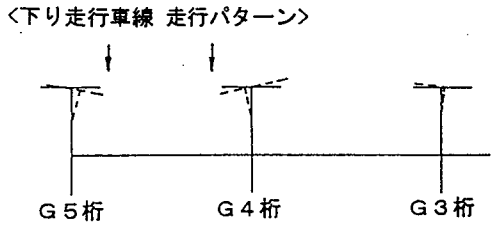
表－５．３．４　計測対象橋梁諸元

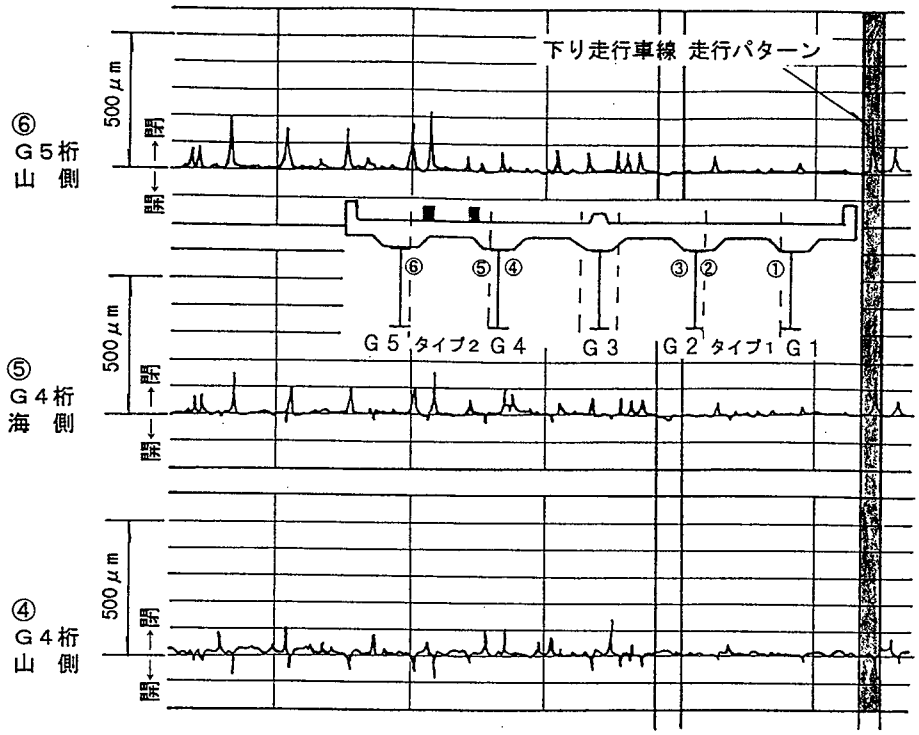
形　式	単純合成鋼Ｉ桁橋
支間長	25.0m
幅　員	18.0m
主桁間隔	3.85m
床版厚	18.0cm

（２）計測結果

１）首振り量

ウェブギャップ部における主桁上フランジの首振り量を把握するために、旧ウェブギャップ板を撤去し、ウェブをはさんだ上フランジ両端の鉛直方向変位量を測定した。測定結果を図－５．３．１２に示す。上フランジ両側面に逆位相の変形が発生しており首振り現象が確認される。最大首振り量は、外桁で 0.4 ㎜、第１内桁では 0.3 ㎜であった。なお、走行車を１車線規制すると、ほとんど首振り現象は生じなかった。





図－５．３．１２　主桁上フランジの首振り量

2）振　動

上フランジ下面に加速度計を設置して、当該部の振動加速度を計測した結果、振動加速度の最大値は 0.08G（半振幅）であり、2～4Hz 程度の低周波領域の振動が卓越していた。4Hz 前後の振動は桁の一次振動モードの固有振動に起因し、3Hz 前後の振動は大型車のバネ振動に起因する強制振動であると考えられた。

以上より、振動加速度は現場溶接施工を実施する上において、問題となる値ではないが、首振り量はかなり大きな値であると考えられた。

（３）試験施工

上記の計測結果を参考に、下記の事項に留意して試験施工を行った。

1）　ウェブギャップ板の取り替え時にも、ウェブをはさんで左右どちらかに少なくとも１枚のウェブギャップ板を残す状態で施工する。

2）　外桁外面には外桁補強リブを取り付ける。

3）　ウェブギャップ板の取り付けに際しての溶接順序は、主桁上フランジ→主桁ウェブとする。

4）　ルートギャップ量は、事前の実験結果や施工性なども含めて総合的に判断して最大 2mm とした。

これらの留意事項を順守することにより、供用下での現場溶接は支障なく実施された。

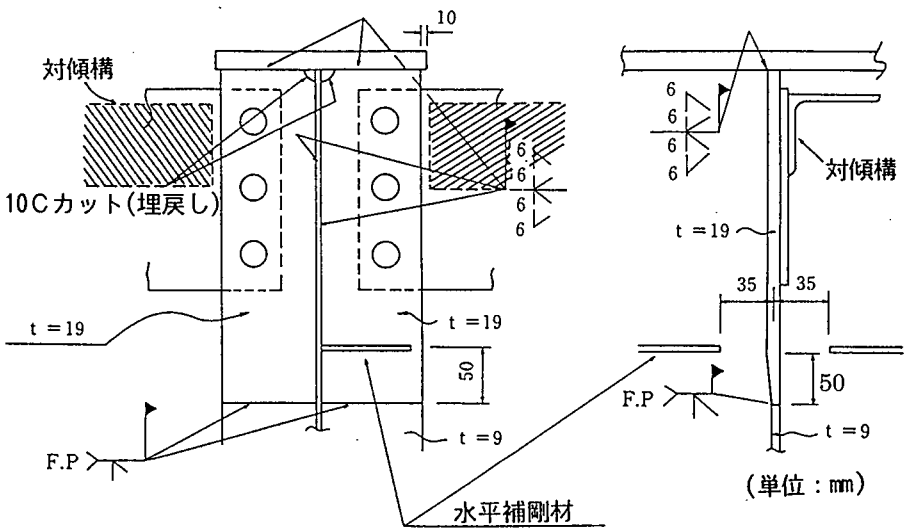
（４）評　価

以上の各種検討の結果、次のことが確認された。

1）　狭隘部での作業であり、特に旧ウェブギャップ板の撤去は極めて困難な作業である。

2）　頭上のＲＣ床版が支障になりウェブギャップ板と横桁上フランジの溶接は特に困難である。

3）　主桁と対傾構との取合い部における損傷は主桁と分配横桁との取合い部における損傷と発生原因や発生機構が類似である。



図－５．３．１３　対傾構取合い部の補強方法

主桁と対傾構の取合い部の応力度は、主桁と分配横桁との取合い部の応力度に比べ、かなり小さいため、当該部の補強構造は主桁と分配横桁との取合い部の補強構造を準用して

図－５．３．１３に示すような構造とした。

４）　対傾構部の施工性は分配横桁に比べ、分配横桁上フランジのような施工上の支障になるようなものがなく、格段に良好な条件であった。

５．３．４　追跡点検の結果[3)]

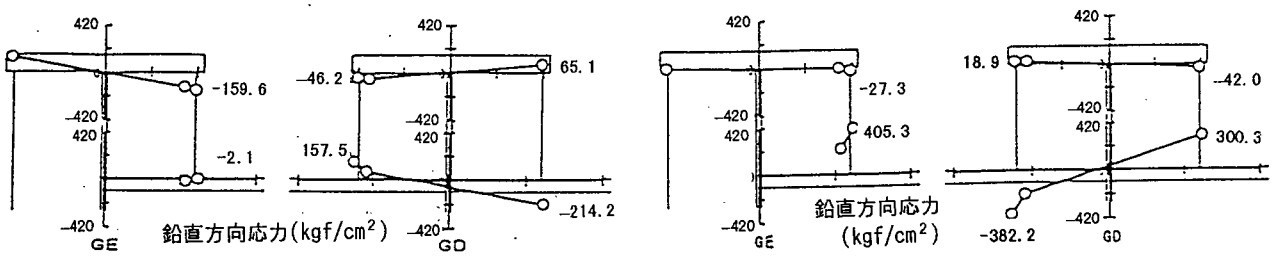
（１）載荷実験

補強効果を確認するために載荷実験を行った。対象とした橋梁は、応力測定（５．３．１（３）項）で計測したものと同じ橋梁である。補修後における応力分布を図－５．３．１４に示す。結果を以下にまとめる。

１）　ウェブギャップ板上側溶接部の応力分布は床版のたわみ変形の勾配と同じ傾きに、下側溶接部の応力分布は反対の傾きになっている。

２）　ウェブギャップ板上側の応力に比べて下側の応力が大きい。ただし本橋の場合、補修前よりこの傾向があった。

３）　下側溶接部の応力は、追越車線載荷時が大きい。



(1)現行補修要領［走行車線載荷］　　(2)現行補修要領［追越車線載荷時］

図－５．３．１４　補修後の応力分布

（２）応力頻度測定

応力頻度測定結果から、回し溶接部の疲労強度等級を当該部の構造形式が荷重伝達型隅肉溶接継手であるため、JSSC-F 等級[4)]を適用して１日あたりの累積損傷度を試算した結果、表－５．３．５に示すように補修前に累積損傷度の大きい外桁の下端では、現行の補修により寿命は補修前に比べて約 17 倍伸びる結果となっている。

表－５．３．５　応力頻度測定結果

	位置	N/日	累積損傷 Di/日	比率*	σeq.	等級
補修前	外桁下端	4074	1.10E-03	16.73	539.8	F
	中桁下端	1021	8.80E-05	1.34	369.2	F
	中桁下端	1215	1.30E-04	1.99	397.3	F
現行補修	外桁下端	813	6.56E-05	1.00	361.2	F
	中桁下端	876	7.16E-05	1.09	362.6	F
	中桁下端	958	7.92E-05	1.21	364.1	F

＊：比率は現行補修要領外桁下端の累積損傷度との比率を示す。

5．4　結　言

鋼Ｉ桁橋のウェブギャップ部および桁端部横構取付ガセット付近に生じた亀裂損傷について、その状況、原因の究明、補修方法および追跡点検の結果について述べた。

両者ともに、補修対象箇所が多く、簡便に補修工事を実施する必要があるため慎重な各種事前検討を行い、それらの成果を反映して実橋で系統的に補修工事を実施している。

また、両補修ともに、補修対象箇所は狭隘な所であり、また、交通供用下で実施されたため振動が作用した状態で、さらに、橋梁本体と取付部材が相互に不規則な動きをする中での補修工事であった。そこで、数種類の溶接順序の中から最も安定した施工性が得られる方法を採用するなど、施工順序を工夫することにより、また、補強部材を事前に取付ることにより、交通供用下での特有の問題点を克服して補修を実施できた。

なお、両工法共、狭隘部で大規模な溶接による補修工事のため、10 数年経過後、追跡点検を実施したが、当該部分は健全である。

第６章　現場溶接補修要領の提案

６．１　緒　言

通常、鋼構造物の現場接合には、溶接に比べると施工性のよい高力ボルトが用いられる。しかし、都市高速道路における鋼構造物の補修は、狭隘な箇所であることが多く高力ボルトによる補修が不可能なことが多い。そのような場合には、溶接による補修とせざるを得ない。しかし、現場溶接は作業環境や気象の影響を大きく受ける。また、現在の社会情勢から補修工事のために交通を規制することは困難であり、交通供用下で補修工事を実施するのが一般的である。

本章では、都市高速道路鋼構造物の各種損傷に対して交通供用の状態を前提に、溶接により補修する場合、問題となる因子の抽出、および、補修溶接手法に関する既往の研究成果などを参考に、現場溶接補修要領を提案する。同様の損傷が多発している鋼Ｉ桁橋のウェブギャップ部および桁端部横構取付ガセット部の補修方法については、各種実験および現地での試験施工の結果を反映した補修マニュアルを作成した。

６．２　既往計測結果のまとめ

６．２．１　橋梁および亀裂開口部の振動計測結果

（１）主桁、横桁の振動計測

阪神高速道路・松原線などで主桁、鋼床版などの振動加速度が計測されており、主桁は約 3Hz の振動数域で振動加速度が比較的に大きな値を示しており、それ以上の振動数域では加速度は小さい。橋脚位置での端横桁や鋼床版では 70Hz 程度までの周波数域で卓越した振動加速度が計測されている。

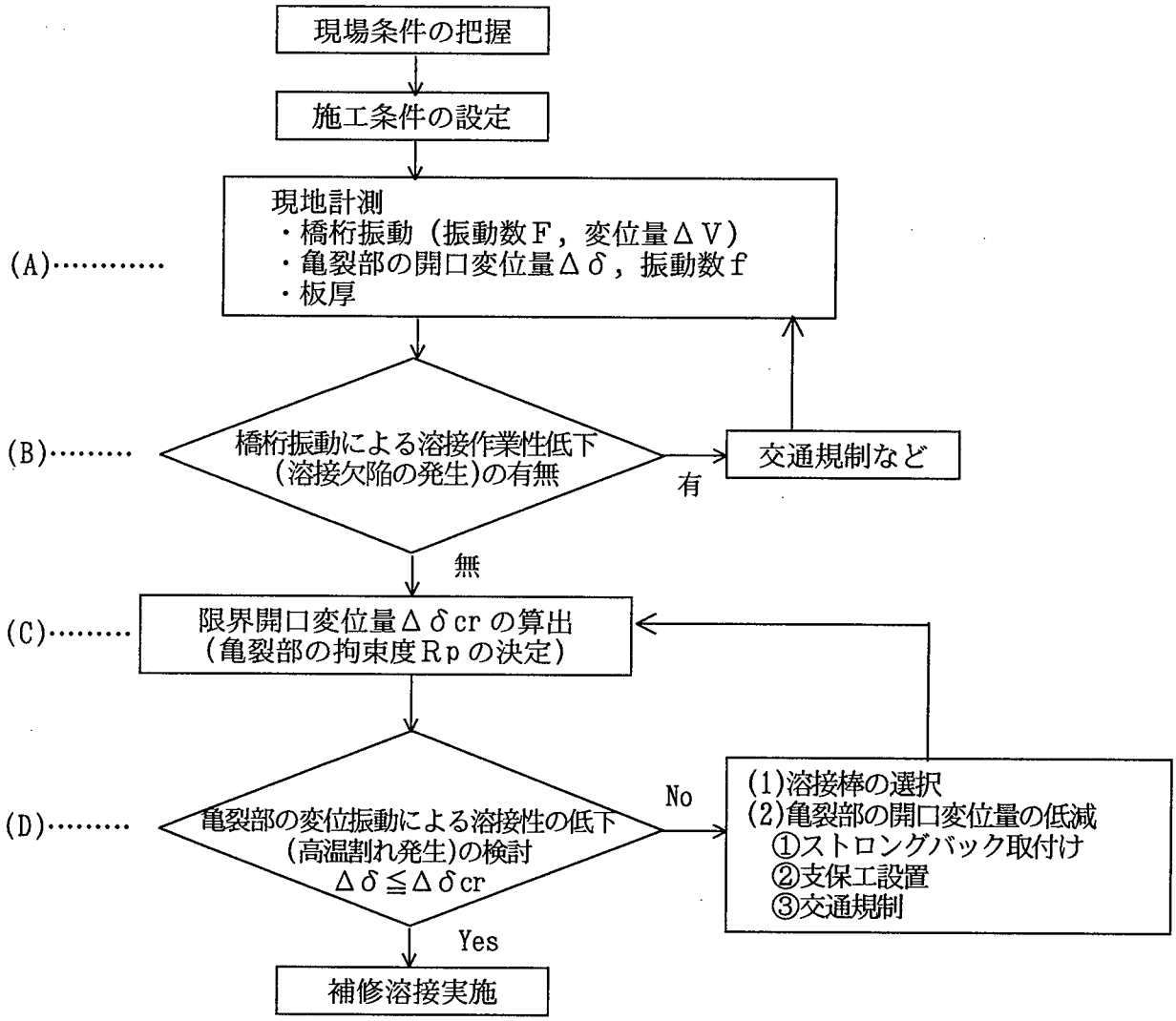
（２）現場継手開先開口部、亀裂開口部の振動計測

井元[1)]は鋼床版の現場継手開先開口部、ガセット亀裂開口部の走行車振動による変位を計測し、開口変位が生じる振動数は、低速走行の場合 1Hz 以下が主体であること、高速走行の場合約 14Hz 以下の振動数域で卓越した変位が生じていることを究明した。

６．２．２　交通供用下での補修溶接に関する検討

疲労亀裂などの補修溶接を交通供用下で実施する場合の施工要領を策定する手順としては図－６．２．１に示すものが提案されている[2)]。

供用下の工事で亀裂を溶接により補修する場合、補修溶接に先立ち、供用状態での溶接作業性および溶接性の評価を行い、現場の状況を考慮した補修要領を策定する必要がある。



図－６．２．１　補修溶接手順

（１）溶接作業性の評価

溶接作業性は補修溶接を施工する溶接作業者の作業のしやすさを示すもので、亀裂箇所周辺の部材の振動状態により溶接作業性が決まる。部材振動下での突合せ溶接試験[3)]で溶接作業者に対して前後方向に振動変位が大きい場合で作業者が追随できない場合はブローホールなどの溶接欠陥が発生しやすく、また溶接作業者に対して上下方向に振動変位が大きく作業者が追随できない場合はビード形状不整、アンダーカットなどの形状欠陥が発生しやすいことが確認されている。

溶接作業性の評価は亀裂部周辺の全体的な振動加速度、振動変位を計測し、変位方向を考慮して溶接欠陥が発生する限界の変位量と比較を行い、供用状態で溶接欠陥の発生しない溶接作業性が確保されているかどうかを判定する。

（２）溶接性の評価

橋桁部材の亀裂の補修溶接を目的として、亀裂を模擬したスリット付き試験体の

振動下の溶接性（高温割れ）試験が実施され、初層溶接部の高温割れ限界△δcr の検討、高温延性の高い溶接棒の適用効果に関する検討[1]が行われ、実橋の補修溶接に適用された事例[4]がある。振動下の溶接性については上記のとおり、亀裂開口部の振動数ｆ、開口変位量△δおよび亀裂部の拘束度Ｒp の関数として溶接金属部の高温割れ限界開口変位量△δcr が定量化されている。なお、拘束度Ｒp は開口部の幅を 1mm 狭める（または広げる）のに要する開口部長さ方向 1mm 当たりの荷重として定義され、亀裂開口部剛性を示す指標である。追加すべき試験条件としては高周波域の振動溶接試験がある。

上記の試験において、亀裂部の開口変位量△δおよび亀裂開口部振動数ｆの計測にはクリップゲージが使用されている。汎用的な方法としてＣＣＤカメラなど光学計測器の適用が考えられる。実用性の高い△δの計測方法としてＣＣＤカメラ方式の適用も今後の検討課題である。

振動下のスリット付き試験体の溶接試験の実績は表－６．２．１に記載の通りであり、拘束度Ｒp＝200～3670kgf/mm･mm の範囲で実施され、実構造物の拘束度の範囲はほぼ網羅されている。

表－６．２．１　振動溶接試験の実績

Rp ＼ f	0.3～2	2.1～4	4.1～6	6.1～10
200～820	○	○	○	○
830～2040	○	推定可	推定可	推定可
2050～5100	○	○	○	○

注）Ｒp：拘束度（kgf/mm･mm）、ｆ：振動数（Hz）
　　○：実施済み

しかしながら、実工事の亀裂補修に際し、溶接性すなわち高温割れの評価を実施するにあたり、個別に数値解析で拘束度Ｒp を計算した例もあるが[5]、実構造物の亀裂部の拘束度を容易に見積もる方法はない。鋼構造物の疲労亀裂の発生事例などを対象として、亀裂発生箇所基本パターンを選定し、部材寸法（剛性）、亀裂寸法をパラメータとして拘束度Ｒp を算出してデータベースを作成し、補修すべき亀裂部の拘束度Ｒp が容易に推定できるようにすることは実用上重要な検討課題である。

（３）補修溶接条件の設定

供用下の施工において、最終的には高温割れ防止策を決定する必要がある。△δ、ｆの計測値およびＲp 推定値から各種溶接棒の△δcr のデータベースに基き高温割れの判定および適用すべき溶接棒の種類を決定する。△δが限界値を超え、適用対象の溶接棒種を選択できない場合は△δを低減する対策すなわち、ストロングバック寸法決定、ストロングバック取り付け要領作成、通行車重制限などの対策がとられる。

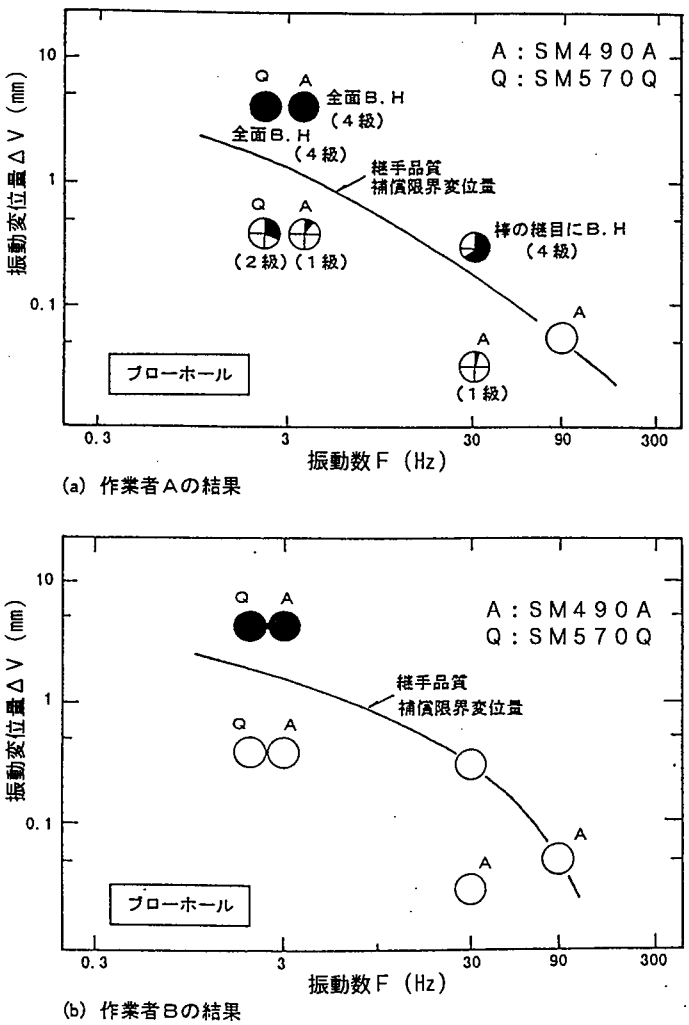
6．3　検討方法および検討結果

6．3．1　検討の目的

供用下の補修溶接にあたっては、6．2．2節に記載したように、図－6．2．1に示す手順で補修する必要がある。

図中(A)の橋桁の振動状態および亀裂部の振動による開口変位の現地計測は、加速度計およびクリップゲージなどを使用する。

図中(B)の橋桁の振動による溶接作業性の低下の度合は加速度データから振動変位に換算し、過去の実験結果[3]を整理した図－6．3．1に基づき検討する。



注）左図中において、○●などは溶接欠陥の発生頻度を示す。(●は溶接後のX線透過試験において、溶接欠陥であるブローホールが全数で発見されたものであり、○は溶接欠陥が発生しなかったものである。

図－6．3．1　突合せ溶接の溶接欠陥発生の限界変位

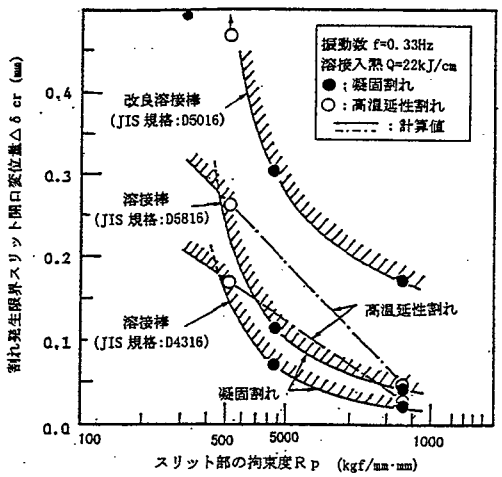
図中(C)の溶接金属部の溶接性すなわち高温割れ発生限界の開口変位量$\Delta\delta cr$ の算出、および図中の(D)の$\Delta\delta$と$\Delta\delta cr$ と比較は、図－6．3．2から算出される$\Delta\delta cr$ と$\Delta\delta$の計測値とで検討できる。

しかしながら、$\Delta\delta cr$ は亀裂部の拘束度Rp で整理されており、Rp が既知の場合は図－6．3．2から$\Delta\delta cr$ の算出ができるが、実橋の亀裂発生箇所の$\Delta\delta cr$ を算出しようとすれば、亀裂部のRp を何らかの方法で定量的に把握する必要がある。

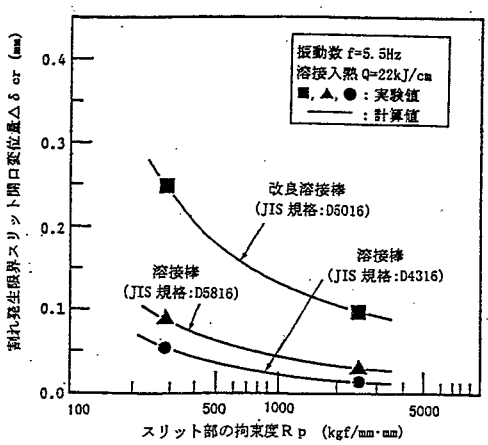
阪神高速道路橋に発生した損傷の最近の事例では[6)7)]、ウエブギャップ部に亀裂

損傷が多く発生している。これらの亀裂部の拘束度Rp が予めわかれば、溶接金属部の高温割れ防止の指標となる限界開口変位量△δcr を算出できる。

本節では、図－６．２．１に示す補修溶接手順で実工事をするにあたり最も問題となる、限界開口変位量△δcr を決定するための亀裂部の拘束度Rp の算出方法について検討する。



(a) 開口部振動数ｆ＝0.33Hz



(b)開口部振動数ｆ＝5.5Hz

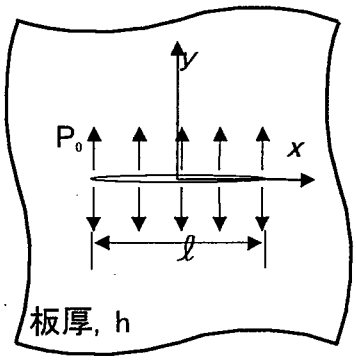
図－６．３．２　拘束度と高温割れ発生の限界開口変位量の関係

６．３．２　簡易計算式に基づく拘束度の算定

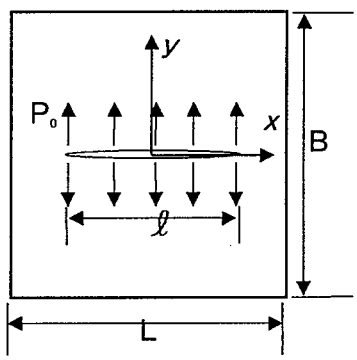
（１）亀裂部の拘束度 Rp の計算方法

拘束度Rp は継手開先幅を 1mm を狭めるのに要する開先長さ方向 1mm 当たりの荷重と定義される。矩形板などの簡単な形状の亀裂に対して、拘束度の計算は上田ら[8]の方法が有効であるので、矩形板にＩスリットが存在する場合のＩスリット部の拘束度の計算に適用した。その計算方法を以下に示す。

まず、無限板のスリット縁に沿う一定荷重による拘束度を解析解より求める。図－６．３．３(a)に示すような状態での y 方向のくいちがい$\delta_{(\chi)}^{\infty}$の解析解は（式６．３．１)、拘束度 $R_{p(\chi)}^{\infty}$は（式６．３．２）となる。



(a) 無限板モデル



(b) 有限板モデル

図－６．３．３　拘束度の簡易計算モデル

$$\delta^{\infty}_{(\chi)}=\frac{2P_0\ell}{E}\sqrt{1-(2\chi/\ell)^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（式６．３．１）}$$

$$R^{\infty}_{p}(\chi)=\frac{E}{2}\frac{h}{\ell}\frac{1}{\sqrt{1-(2\chi/\ell)^2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（式６．３．２）}$$

ここで、

P_0：無限板に負荷した応力（kgf/mm²）
E　：ヤング率（kgf/mm²）
h　：板厚（mm）
ℓ　：スリット長さ（mm）

次に図－６．３．３(b)に示すように有限板の拘束度への修正を有限要素解析で行い、無限板の拘束度に基き各種寸法の有限板の拘束度に変換するための、精度の高い近似補正式（式６．３．３）を作成した。すなわち、（式６．３．１）および（式６．３．２）より、有限板の解析では自由縁での境界条件を消滅させる必要がある。そこで、有限要素法により有限板の解析を行い、自由縁で解析解と足し合わせることで境界条件を消滅させた。この計算を種々の形状に対して行った結果に最小二乗法を適用し、（式６．３．３）に示すβｐを求め、近似補正式（式６．３．３）を作成した。

$$R_p(\chi)=(1-\beta_p)R^{\infty}_{p}(\chi)$$

ただし、$\beta_p=0.6/(L/\ell)^n+0.75/(B/\ell)^{1.82}$ ……（式６．３．３）

$$n=5.8/(B/\ell)^2+2.2$$

また、スリット全長にわたって変化する拘束度$R_p(\chi)$をスリット長ℓで平均化した平均拘束度$\overline{R_p}$は、

$$\overline{R_p}=2(1-\beta_p)\frac{E}{\pi}\frac{h}{\ell} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（式６．３．４）}$$

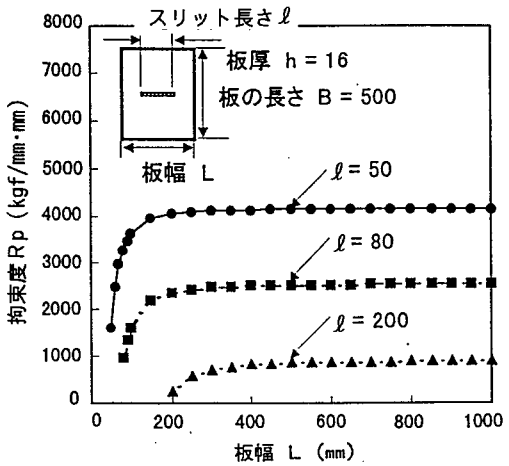
となる。

開口変位量$\Delta\delta$が既知の場合、平均拘束度$\overline{R}$pは、亀裂長さ1mmあたりの荷重P_0・hから次式により求められる。

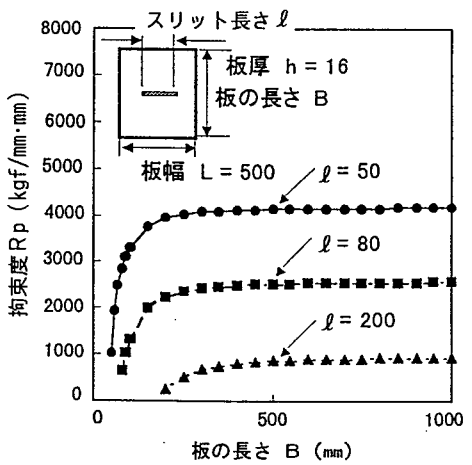
$$\overline{R_p}=\frac{P_0\cdot h}{\Delta\delta} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（式６．３．５）}$$

（２）拘束度の算定結果

図－６．３．４に拘束度と板幅との関係を、図－６．３．５に拘束度と板長さとの関係を示す。

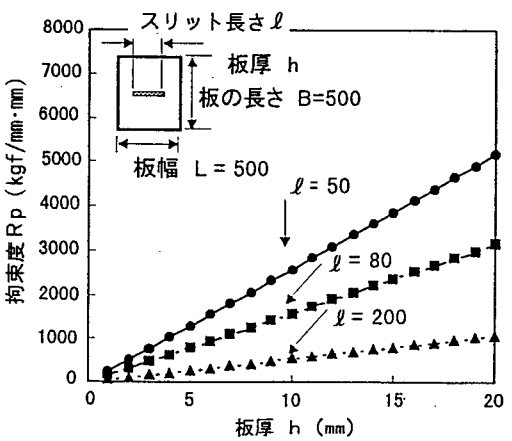


図－６．３．４　拘束度と板幅の関係



図－６．３．５　拘束度と板長さの関係

また、拘束度に及ぼす板厚の影響を図－６．３．６に示す。

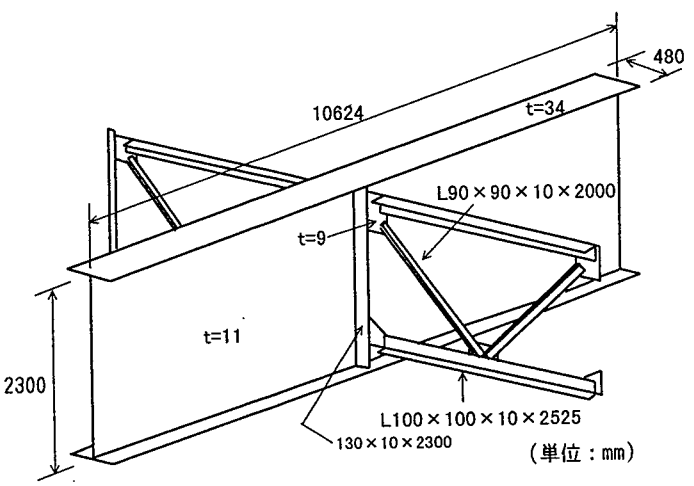


図－６．３．６　拘束度と板厚の関係

（３）まとめ

以上から、板幅がスリット長さ＋約200mm（片側約 100mm）以上、板長さが約400mm（スリットの片側約 200mm）以上になると、スリット部の拘束度はほぼ一定値になる。また、拘束度が板厚に比例するため、上記寸法以上の矩形板の拘束度は板厚を考慮すれば良い。

主桁と横桁のウエブギャップの補剛材や、合成Ｉ桁の主桁と対傾構との接続部など亀裂発生箇所は寸法が小さく、拘束度は周辺部材の影響を受けるため、数値解析により亀裂部の拘束度を算出した。次項にその内容を記載する。

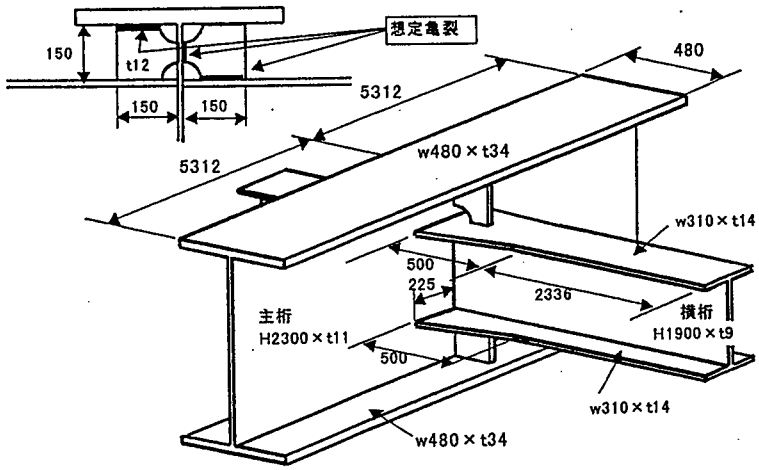


図－６．３．７　合成Ｉ桁の主桁と対傾構との取り合い部

6．3．3　橋桁各部の拘束度解析

（1）拘束度の解析方法（橋桁各部の有限要素法解析）

橋桁など複雑な形状に存在する亀裂に対しても、前節と同様の有限要素法により拘束度を求めた。すなわち、亀裂を含む橋桁の部分構造をモデル化し、亀裂部に均一に応力が作用したとして応力P_0を負荷する。このときの亀裂の開口変位量$\Delta\delta$から、（式6．3．5）によって拘束度Rpを求めた。



図－6．3．9　主桁と横桁のウェブギャップ部の補剛材

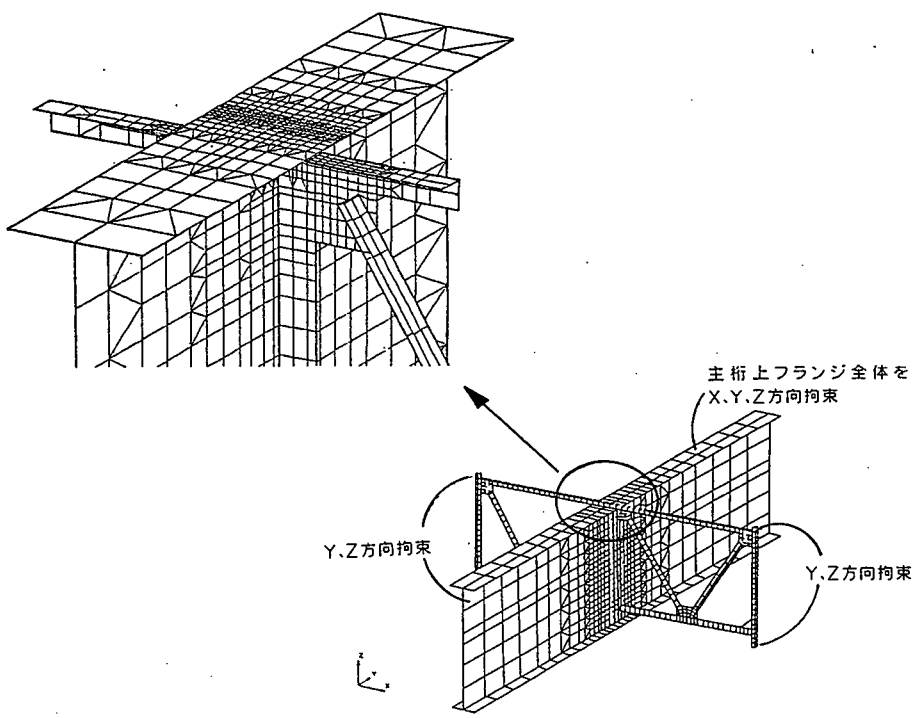
対象構造としては、亀裂の発生が比較的多く見られた箇所から3箇所を選択した。

図－6．3．7および図－6．3．8にこの3箇所の見取り図を示す。各図には主要な寸法を記入している。これらの寸法は、基本的に阪神高速道路公団標準図の値を用いた。寸法にバリエーションがある場合には、剛性が大きくなるものを選択した。

図－6．3．8のウェブギャップ部の補剛材については三つの亀裂発生箇所を想定した。個々の亀裂については亀裂長さを3種類設定してそれぞれについて拘束度Rpを求めた。

（2）解析条件

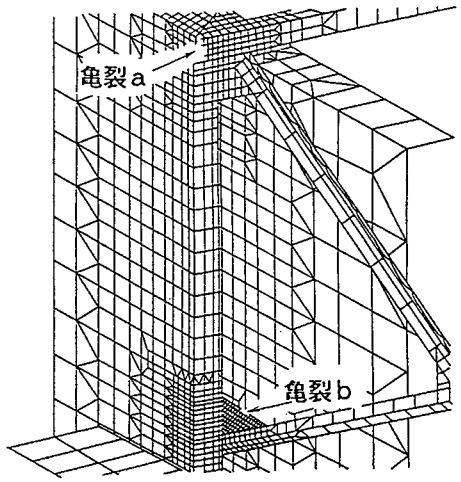
解析に用いた有限要素モデルおよび解析条件を以下に示す。図－6．3．9は、図－6．3．7に示した合成I桁の主桁と対傾構との取り合い部のモデルである。本モデルをモデルAと呼ぶ。同図には変位の拘束条件もあわせて示した。



図－6．3．9　合成I桁の主桁と対傾構との取り合い部のモデル（モデルA）

床版の剛性が他の部分に比べて大きいことから、床版に接続する主桁の上フランジ面はｘ、ｙ、ｚ方向をすべて拘束した。この点は他のすべてのモデルについても同様である。

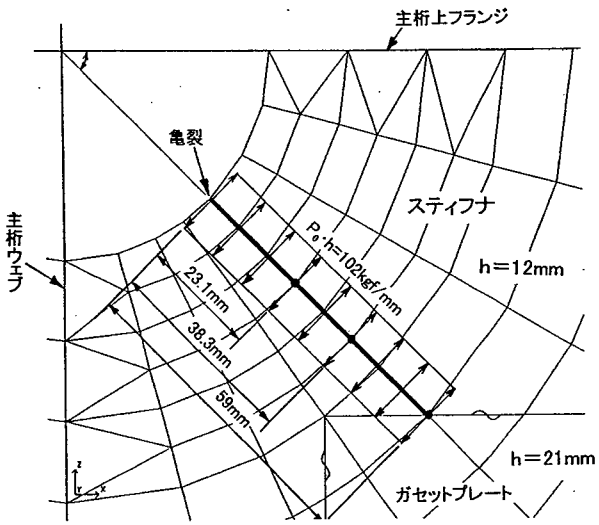
図－６．３．１０には設定した亀裂位置を示す。このモデルには二つの亀裂が含まれているが、解析はいずれか一方の亀裂のみを対象とし、他方の亀裂はない状態で計算した。また、二つの亀裂の内、補剛材上端のスカラップ部の亀裂を亀裂ａ、もう一方の補剛材下端のガセット部の亀裂を亀裂ｂという。



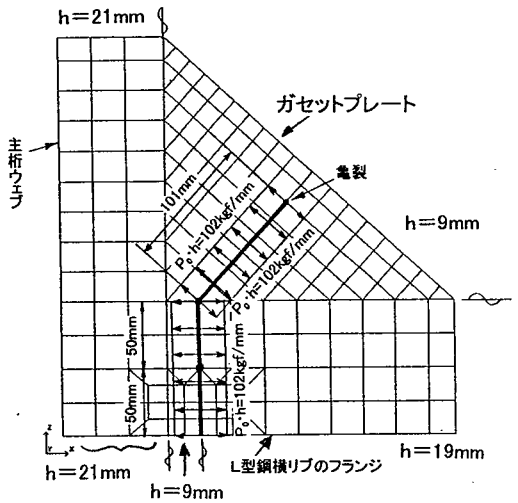
図－６．３．１０　亀裂位置（モデルＡ）

また、図－６．３．１１および図－６．３．１２には亀裂位置を拡大表示し、設定した亀裂経路、亀裂長さおよび負荷した荷重を示した。荷重はすべてのモデルについて、亀裂長さ 1mm あたり 102kgf（102kgf/mm）とした。この値は（式６．３．５）における$P_0 \cdot h$に相当する。

なお荷重は設定した亀裂面に垂直に負荷し、解析結果の開口量は負荷した荷重方向の成分を取り出して拘束度Ｒｐの算出に用いた。



図－６．３．１１　亀裂位置の拡大図
（モデルＡ，垂直補剛材上端部の亀裂ａ）



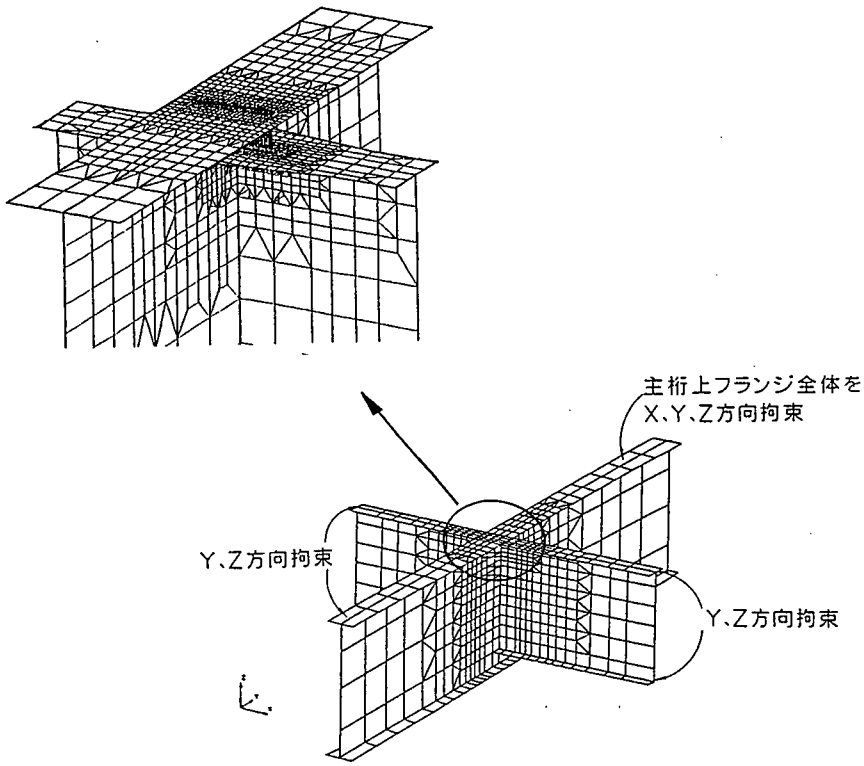
図－６．３．１２　亀裂位置の拡大図
（モデルＡ，垂直補剛材下端部の亀裂ｂ）

図－６．３．１３は図－６．３．８に示した主桁と横桁のウェブギャップ部の補剛材に関するモデルである。本モデルをモデルＢと呼ぶ。同図には変位の拘束条件もあわせて示した。

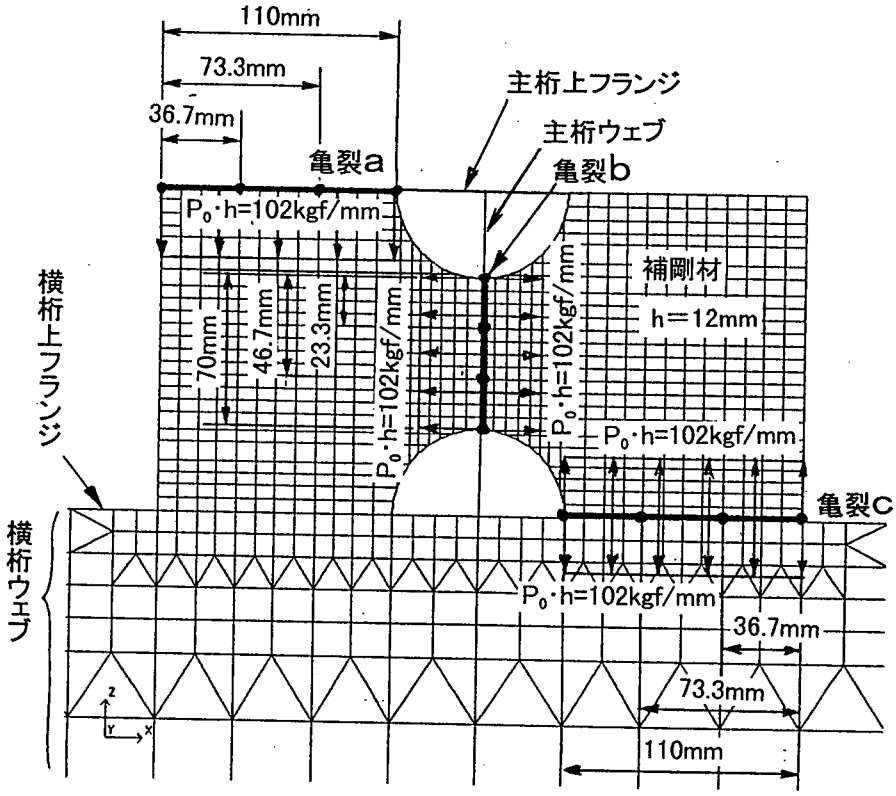
また、図－６．３．１４は亀裂位置の拡大表示であり、設定した亀裂経路、亀裂

長さおよび負荷した荷重を示した。3 箇所の亀裂について、上側から亀裂ａ、ｂ、ｃと呼ぶ。亀裂ａが補剛材と主桁上フランジとの接合部の亀裂、亀裂ｂが補剛材と主桁ウェブとの接合部の亀裂、亀裂ｃが補剛材と横桁上フランジとの接合部の亀裂である。モデルＡと同様に解析はいずれかひとつの亀裂のみを対象とし、他の亀裂はない状態で実施した。

表－６．３．１に以上のモデル化についてまとめて示す。表中のケース名は、上記のモデルの記号、亀裂の記号および亀裂の短い方から順に与えた番号との組み合わせである。なお、表中の亀裂長さは亀裂経路に沿って計った長さである。



図－６．３．１３　主桁と横桁のウェブギャップ部のモデル（モデルＢ）



図－６．３．１４　亀裂位置
（モデルＢ，亀裂ａ，ｂ，ｃ）

表－６．３．１　モデル化のまとめ

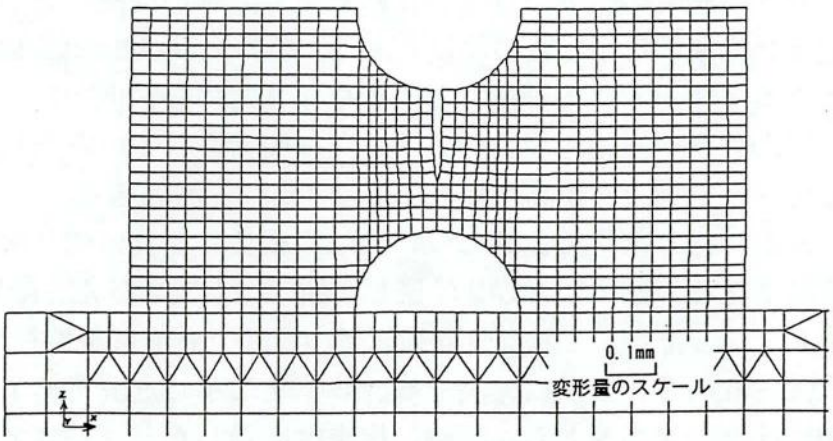
モデル	亀 裂	亀裂長さ（mm）		ケース名
A 合成Ｉ桁の主桁と対傾構との取り合い部	a 補剛材上端のスカラップ部	1	23.1	Ａａ１
		2	38.3	Ａａ２
		3	59.0	Ａａ３
	b 補剛材下端のガセットプレート	1	50.0	Ａｂ１
		2	100.0	Ａｂ２
		3	201.0	Ａｂ３
B 主桁と横桁のｳｪﾌﾞｷﾞｬｯﾌﾟ部の補剛材	a 主桁と主桁上フランジとの接合部	1	36.7	Ｂａ１
		2	73.3	Ｂａ２
		3	110.0	Ｂａ３
	b 補剛材と主桁ウェブとの接合部	1	23.3	Ｂｂ１
		2	46.7	Ｂｂ２
		3	70.0	Ｂｂ３
	c 補剛材と横桁上フランジとの接合部	1	36.7	Ｂｃ１
		2	73.3	Ｂｃ２
		3	110.0	Ｂｃ３

（３）解析結果

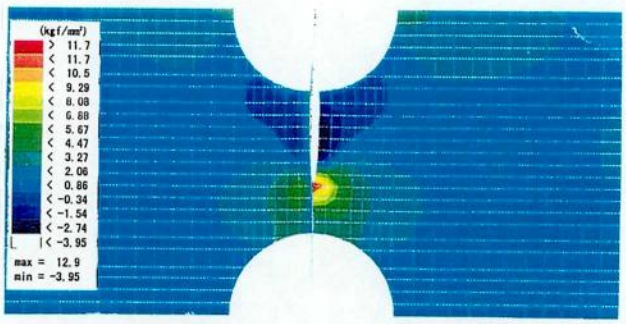
解析結果は表－６．３．１に示したケース名によって表示することとする。

図－６．３．１５および図－６．３．１６に、変形図と最大主応力のコンター図を例示する。これはＢｂ２に相当する結果である。

表－６．３．２に解析結果の開口変位量Δδと、（式６．３．５）によって求めた拘束度Ｒｐをまとめて示す。



図－６．３．１５　変形図
（ケースＢｂ２）



図－６．３．１６　最大主応力分布
（ケースＢｂ２）

表－６．３．２　解析結果（開口変位量Δδと拘束度Ｒｐの関係）

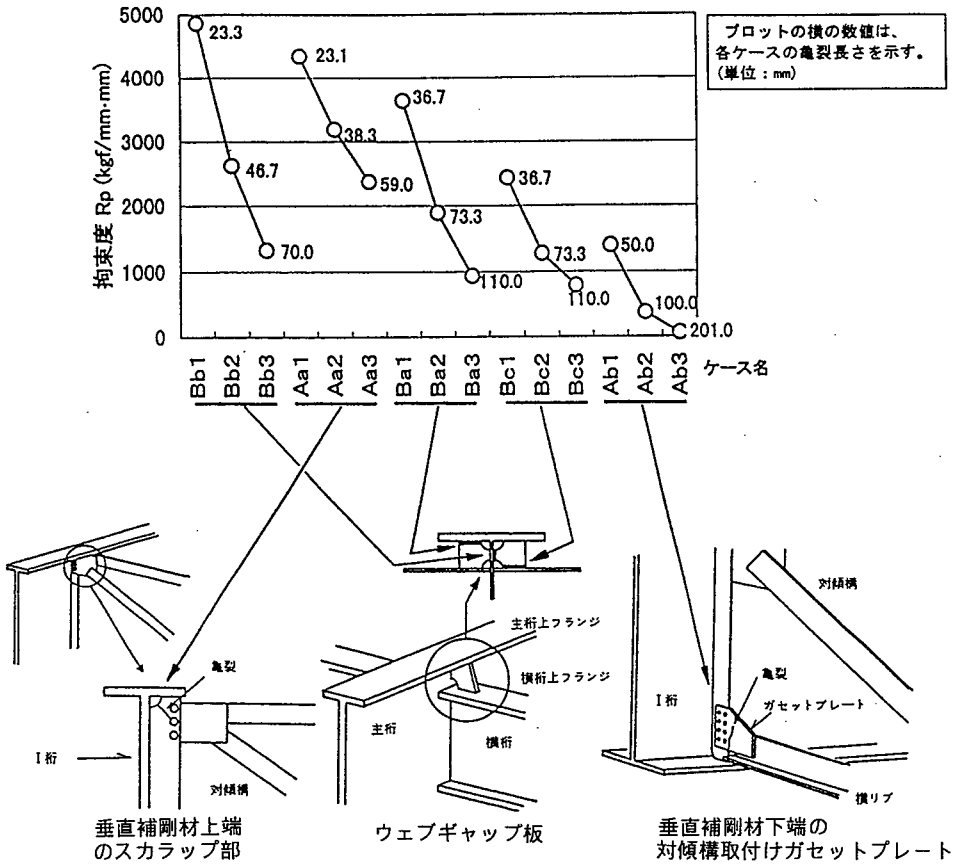
ケース名	開口変位量Δδ（mm）	拘束度Ｒｐ（kgf /mm･mm）
Ａａ１	0.023	4340
Ａａ２	0.032	3190
Ａａ３	0.043	2370
Ａｂ１	0.073	1400
Ａｂ２	0.277	368
Ａｂ３	1.64	62.2
Ｂａ１	0.028	3640
Ｂａ２	0.054	1890
Ｂａ３	0.109	936
Ｂｂ１	0.021	4860
Ｂｂ２	0.039	2620
Ｂｂ３	0.077	1330
Ｂｃ１	0.042	2430
Ｂｃ２	0.080	1280
Ｂｃ３	0.129	791

※荷重はすべてのモデルについて亀裂長さ 1mm 当り 102kgf(102kgf/mm)

今回の解析の範囲では、特に際立って大きい拘束度を示すものはなかった。最も大きい拘束度を示したのはＢｂ１で、その値は 4860kgf/mm･mm であった。この部位はウェブギャップの補剛材と主桁ウェブとの接合部であり、補剛材は上下が比較的板厚の大きい主桁と横桁のフランジに接合されているため変形しにくいことから、したがって拘束度が高くなることは容易に推測できる。

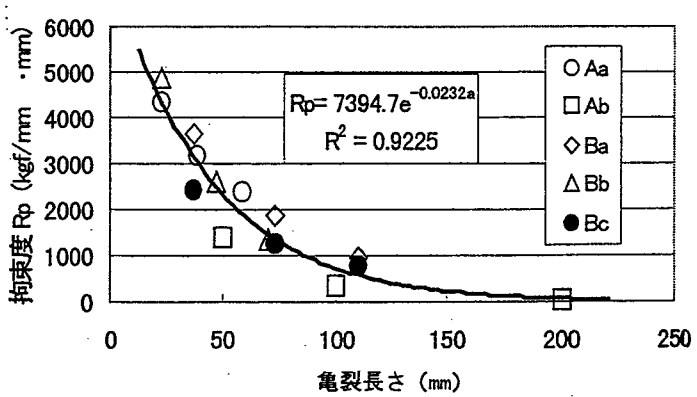
また、同じ部位の亀裂については亀裂長さが長いほど拘束度が小さくなることが確認できる。例えばＡｂ３は最も小さい拘束度を与える結果となった（62.2kgf/mm･mm）となったが、これは今回の解析の範囲でも最も亀裂長さが長いケースである。

図－６．３．１７に、表－６．３．２に示した解析結果をグラフにして示す。横軸にはケース名をとり、縦軸に拘束度を示した。ケース名は、最短亀裂長さにおける拘束度の大きい順に並べ替えてある。また、ケース名と構造部分および亀裂位置の図を対応させて示した。なお、図中のプロットの横に記入した数字は、各ケースにおける亀裂長さである。



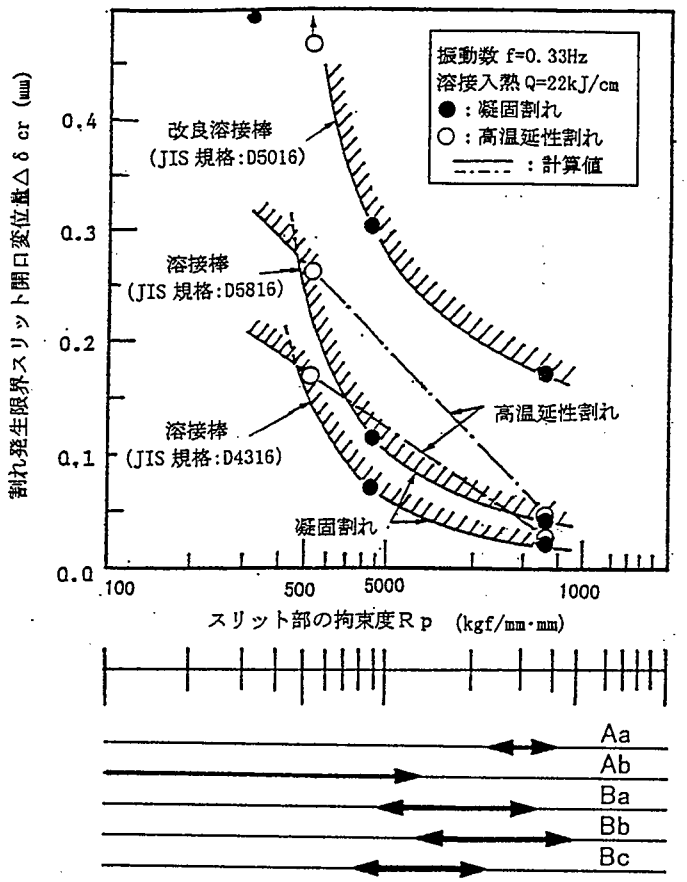
図－６．３．１７　橋桁各部の拘束度

図－６．３．１８には、すべての結果について亀裂長さと拘束度との関係を示した。図中の曲線は指数関数による最小二乗法により求めた近似曲線である。データは指数関数によってかなり良い近似ができている。今回取り上げた橋桁各部の亀裂発生位置では、亀裂長さによって拘束度がほぼ推定できる。



図－６．３．１８　亀裂長さと拘束度の関係

図－６．３．１９には、前述した割れ発生限界図と対比させて各モデルの拘束度の範囲を矢印で示した。今回解析した橋桁各部の亀裂発生位置については亀裂長さによって拘束度がかなり変化することがわかる。開口変位量の限界値$\Delta\delta cr$ の値にもよるが、亀裂長が短い場合には、比較的溶接割れを起こしやすいことがあると考えられる。



図－６．３．１９　各モデルの拘束度の範囲

６．４　交通供用下の溶接補修要領の提案

以下に補修溶接の基本的な要領案を示す。

（１）溶接作業性の確認

補修箇所の振動状態が、溶接作業者が健全な溶接が実施できる範囲であることを確認する。健全な溶接ができる範囲を超えている場合には、交通規制または支保工を設置することにより溶接作業者が安定した状態で施工ができるようにする。

振動状態は振動加速度計で計測して振動加速度から各振動数域の振動変位を算出し、補修溶接に際し振動低減の対策の要不要を表－６．４．１を参照して判定する。

表－６．４．１　溶接作業性不良に起因する溶接欠陥、発生に関する許容振動変位量

	許容変位量			
振動数域F	0.3～1.9Hz	2.0～5.9Hz	6.0～10Hz	11～20Hz
前後方向の振動変位ΔV	4mm	1mm	0.5mm	0.3mm
垂直方向の振動変位ΔV	2mm	0.4mm	0.4mm	0.2mm

注）前後方向の振動：溶接作業者に対して前後方向の振動変位
垂直方向の振動：溶接作業者に対して垂直方向の振動変位
左右方向の振動：作業性にあまり影響せず。

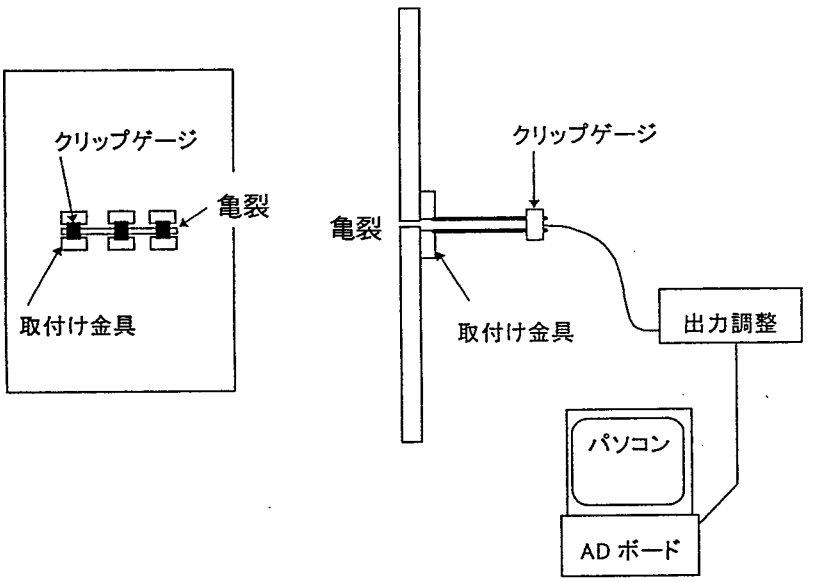
（２）溶接性の確認

供用下での補修溶接の場合、亀裂部や被溶接継手部材間に生じる開口変位量△δが健全な溶接施工が可能な範囲の値であることを確認する必要がある。健全な溶接が施工できる範囲を超えている場合は対策を施さなければならない。振動状態の計測、評価および健全な溶接を行うための補修溶接要領の設定は以下の手順で決める。

①亀裂部の開口変位量△δおよび開口部振動数ｆの計測

亀裂開口変位量△δおよび開口部振動数ｆは開口部を挟んで取り付けたクリップゲージで計測する。

計測要領の一例を図－６．４．１に示す。



図－６．４．１　クリップゲージによる亀裂開口変位量△δの計測要領

②溶接性（高温割れ発生の有無）の評価

亀裂部の△δ、ｆの計測結果から、図－６．３．２により高温割れが発生せずに健全な溶接が施工できる範囲にあることを評価する。

評価に必要な亀裂部近傍の部材剛性すなわち拘束度Ｒｐは図－６．３．１７および図－６．３．１８を参照して設定する。部材形状が図－６．３．１７に含まれておらず、拘束度が著しく異なると思われる部材の場合には、別途実験または数値解析により拘束度を求める必要がある。

図－６．３．３により、溶接材料の選定を行い、△δ、ｆが健全な溶接が施工できる範囲であることが確認されれば、選定した溶接材料を用いて補修溶接の施工を行う。

③亀裂開口変位量△δの低減方法

△δ、ｆが健全な溶接が施工できる範囲を超えている場合は、亀裂部の開口変位量を低減するために、ストロングバックを取り付けるなどの対策を行う。

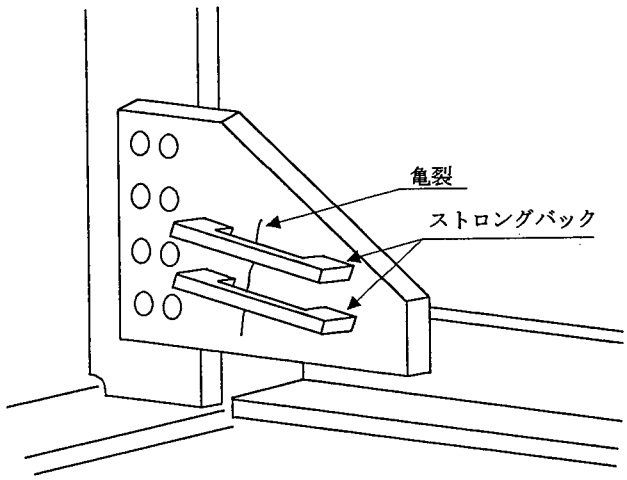
亀裂部を挟んでストロングバックを取り付けた状態で再度、△δ、ｆの計測を行い、再度、溶接性の評価をおこない、対策後の△δ、ｆが、高温割れが発生せず健

全な溶接ができる範囲であることを確認する。

（３）補修溶接の実施

①ストロングバック取り付け

前記の（２）項で亀裂部の開口変位量△δの低減を図るために、ストロングバックの取り付けが必要な場合は、亀裂部を挟むようにストロングバックを取り付ける。ストロングバックを取り付けた状態の一例を図－６．４．２に示す。



図－６．４．２　亀裂部開口変位量の低減例

②亀裂部の開先加工

亀裂部の開先加工はグラインダにより行う。開先形状は溶接姿勢、板厚に適合するように設定する。開先形状の例を図－６．４．３に示す。

(a) 下向き、上向き姿勢溶接の場合　　(b) 横向き姿勢溶接の場合

図－６．４．３　補修溶接部開先形状の例

③低温割れ防止のための予熱

被補修部材の鋼種、板厚を設計図、鋼材メーカ検査証などで確認し、溶接低温割れ防止に必要な予熱条件を道路橋・鋼橋編に記載の予熱温度条件に準じて設定する。

④溶接条件

亀裂部の補修溶接条件は、開口変位量△δに起因する溶接金属部の高温割れ防止と、鋼種、板厚などに起因する鋼材の溶接熱影響部の低温割れの両方の発生防止を考慮して設定する。

溶接棒は棒径 4mm のものを使用し、溶接条件は、溶接入熱が 17～22kJ/cm の範囲に入るように設定する。

（４）補修溶接部の検査

開口変位量△δに起因する溶接金属部の高温割れは初層に発生するため、初層溶接終了後、磁粉探傷試験および目視により、初層溶接部の検査を行い、健全性を確認する。

全層溶接終了後、溶接内部を超音波探傷試験などで、また、溶接部表面を磁粉探傷試験などで検査し、溶接部の健全性を確認する。

なお、ストロングバック除去後についても除去位置に表面の欠陥のないことを磁粉探傷試験などで確認する。

6．5　結　言

交通供用下での施工を想定した補修溶接のための現場溶接要領を作成した。

従来、非常に困難とされていた交通供用下での溶接施工について、既往の研究成果も参考とし、溶接対象部材の振動状態を把握することにより現場溶接について、その実施の可否判定を容易にできるようにした。これにより、特別な溶接に関する専門知識を有する技術者の判断に頼っていた溶接の可否判定を客観的に実施できるようになり、交通供用下での溶接施工がより一層、広範囲に普及するものと思われる。

また、損傷の発生する箇所が限定され、かつ、損傷発生率の高い鋼Ｉ桁橋のウェブギャップ部および桁端部横構取付ガセット部の損傷については、慎重な検討を行い、また、本研究成果を反映した補修方法に関する補修要領を作成した。

この補修要領は、今後、熟練技術者が減少し、品質管理が重要な課題になることに対応して作成したものであり、標準的な補修手順を詳細に示すことにより、施工の均一化を図るものである。この成果により、溶接施工の技量差はあるものの、溶接順序などは統一され、個人間、施工業者間の格差は少なくなるものと考える。

第７章　鋼構造物の長寿命化への提案

７．１　緒　言

第 2 章から第 5 章で述べたとおり、点検においてその損傷が明確になり、原因究明の過程で、当初想定していない現象が供用中の実構造物で起こっていることが分かった。原因は、建設当初には想定もしなかった条件の変化や細部構造について特別な配慮を行わずに設計を行ったためであり、その結果、供用後に各種の部位に損傷が発生した。

本章では、過去に実施した点検作業の成果および損傷原因究明の過程で得られた知見を考察することにより、合理的な点検周期の決定法や同様の構造物が連続する都市高速道路の場合は代表橋梁（モニタリング橋）を選定して、それを詳細に点検し、結果を全体に反映し、膨大な構造物を低コストで管理する手法について提案している。また、損傷発生メカニズムの知見を構造物の設計に反映し、従来の細部構造を改良することにより、鋼構造物を長期間使用する方策について述べる。そして、損傷発生の原因分析の過程で点検などの維持管理が容易に実施でき、損傷を生じさせず、例え損傷が発生しても補修・補強工事が行い易い新設構造物の計画・設計時点に留意しなければならないことが判明したのでそれについて提言している。

７．２　点検周期の最適化[1)]

阪神高速道路では、従来、全路線の構造物を同一の周期（5～7 年間隔）で点検[2)]されてきた。しかし、阪神高速道路の各路線は、供用年数や適用された設計基準ならびに荷重履歴（特に累積大型車交通量）などに差異があり、その結果、構造物の損傷発生率や損傷の程度にもかなりの差が生じてきた。このため、全路線を同一周期で点検する方法が必ずしも合理的なものとは言えなくなってきた。そこで、各路線の損傷発生率の差異に着目し、損傷発生率の主要因と思われる供用年数、適用設計基準ならびに荷重履歴などの差異により点検周期に有意な差を持たせ、より合理的かつ経済的に点検を実施することを目的として、以下の手順により鋼構造物の点検周期の見直しを行った。

（１）路線のグループ化

点検周期を設定するにあたり、各路線ごとに点検間隔を変えたのでは点検計画が著しく煩雑となるため、まず、阪神高速道路を大きく 3 つのグループに分割することとした。

路線のグループ化にあたり、着目要因として以下の 3 つが考えられた。

① 供用年数

② 荷重履歴（累積大型車交通量）

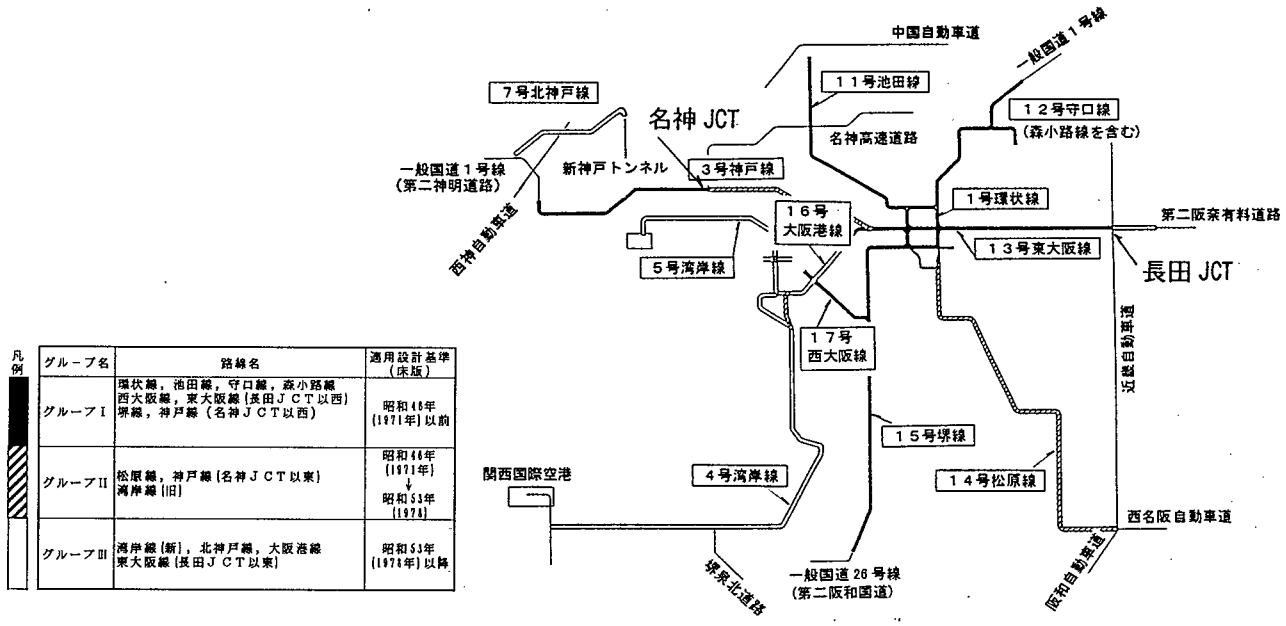
③ 適用設計基準

しかし、①および②の項目に着目しグループ化を行う場合、各グループの境界となる供用年数あるいは荷重履歴をどのように設定するかが困難である。これに対し、

③の適用設計基準に着目すれば、各路線は比較的まとまって区分されることとなり、しかも、結果として供用年数、荷重履歴といった要素もその中に反映されることとなる。

そこで、路線のグループ化において③適用設計基準に着目し、設計基準の内容としては、最近、特にその発生頻度が高くなっている鋼Ｉ桁の主桁と横桁および対傾構取合部における亀裂の発生に密接に関係していると考えられる主桁間隔および床版厚を規定している床版の設計基準を用いた。

以上のような考え方に基づいて路線のグループ化を行った。結果を図－７．２．１に示す。



凡例

グループ名	路線名	適用設計基準（床版）
グループＩ	環状線，池田線，守口線，森小路線 西大阪線，東大阪線（長田ＪＣＴ以西） 堺線，神戸線（名神ＪＣＴ以西）	昭和46年 （1971年）以前
グループII	松原線，神戸線（名神ＪＣＴ以東） 湾岸線（旧）	昭和46年 （1971年） ↓ 昭和53年 （1978）
グループIII	湾岸線（新），北神戸線，大阪港線 東大阪線（長田ＪＣＴ以東）	昭和53年 （1978年）以降

図－７．２．１　路線のグループ化

ここで、グループＩに属する昭和 46 年（1971 年）以前の設計基準を用いて設計された鋼Ｉ桁橋の場合、一般的に主桁間隔Ｌは 3.85m、コンクリート床版厚ｔは 18～21cm となる。グループIIに属する昭和 46 年（1971 年）改訂の設計基準を用いて設計された鋼Ｉ桁橋の場合、主桁間隔Ｌは 3.6m 以下、コンクリート床版厚は t=3L+11 であるから、主桁間隔Ｌが 3.5m の場合、床版厚ｔは 22cm となっている。グループIIIに属する昭和 53 年（1978 年）改訂の設計基準を用いて設計された鋼Ｉ桁橋の場合、主桁間隔Ｌは 3.0m 以下、コンクリート床版厚は t=1.2*(3L+11) となっている。

（２）最適点検周期の決定

図－７．１．１に示す 3 グループに属する各路線の損傷発生率を比較し、その損傷度合いや進行度を考慮して点検周期を決定した。

１）グループＩの点検周期

グループＩの路線は供用後、すでに 24～30 年を経過しており、表－７．２．１に示す点検結果によると桁の損傷発生率は全点検桁数のうち約 37%が、損傷が著しく早急に補修が必要と判断される“A”ランクと判定されている。また、このグルー

プについては、損傷の進行度合も早く、前回点検時には“B”ランク以下の判定を受けていた対象箇所のうち、その約 20%が 5 年程度経過した次回の点検時には著しい損傷である“A”ランクに移行している。

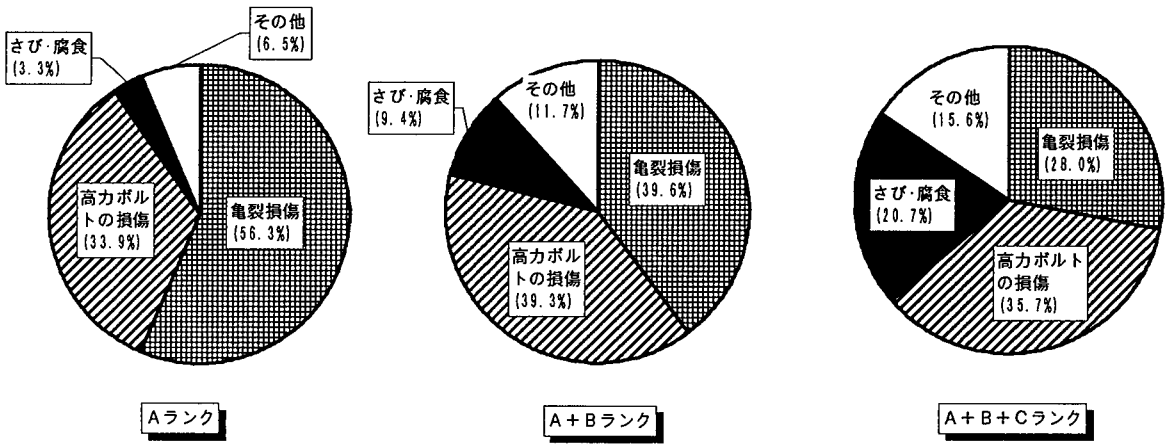
表－７．２．１　構造別損傷発生率

対象構造物	損傷値＼グループ名	I	II	III
桁	Aランク損傷発生率　(%)	36.8	16.6	1.7
	Aランク損傷増加率　(%)	20.2	8.6	0.6
	Ⓐランク損傷発生件数 (件)	2	0	0
はり上構造物	Aランク損傷発生率　(%)	13.6	8.7	2.9
	Aランク損傷増加率　(%)	9.3	6.3	3.3
	Ⓐランク損傷発生件数 (件)	28	2	0

$$\text{Aﾗﾝｸ損傷発生率} = \left\{ \frac{\text{Aﾗﾝｸと判定された数量}}{\text{総点検数量}} \right\} \times 100(\%)$$

$$\text{Aﾗﾝｸ損傷増加率} = \frac{\left\{ \begin{array}{l} \text{最新の点検で B,C,OK から} \\ \text{Aﾗﾝｸに移行した数量} \end{array} \right\}}{\left\{ \begin{array}{l} \text{前回の点検で　B,C,OK} \\ \text{ﾗﾝｸ判定された数量} \end{array} \right\}} \times 100(\%)$$

損傷内容は、鋼桁、特にその中でも数量が多いＲＣ床版を有する鋼桁の支間部に着目した。図－７．２．２に示すようにＡランクの損傷の半数以上は横桁および対傾構取合部などに発生した亀裂損傷である。車両制限令の改訂に伴い、今後、車両重量が増大化することを考慮すれば、この種類の損傷は確実にその進行速度を早めるものと考えられる。



図－７．２．２　ＲＣ床版を有する鋼桁の損傷内容

また、腐食損傷に関しては、経年進行の状況を把握するため最新の点検結果と概ね 5～6 年前に実施された前回の点検結果を比較することにより、支間部の腐食損傷度の経年変化について検討した。結果を表－７．２．２に示す。

グループＩにおいては、その割合こそ少ないが、損傷がＯＫランク→Ａランク、またはＣランク→Ａランクというように、全く損傷がない状態、あるいはごく軽微な損傷状態から断面欠損のような深刻な損傷へと極めて急激に進行している箇所が見られる。このような状態になった場合、その補修は大規模となり多大な労力と費用が必要となる。したがって、腐食損傷に対する維持管理の基本方針としては、損傷が表面的な段階で発見し、それを部分塗装などで補修するとともに、その損傷原因を除去することが効率的かつ経済的であると考えられる。以上、損傷度および損傷進行度などを総合的に考慮した結果、グループＩの各路線に対する点検周期は現行の桁に対する点検周期（1 回／5～7 年程度）を若干縮めて１回／4 年とした。

表－７．２．２　腐食損傷に見られる損傷度の進行パターン

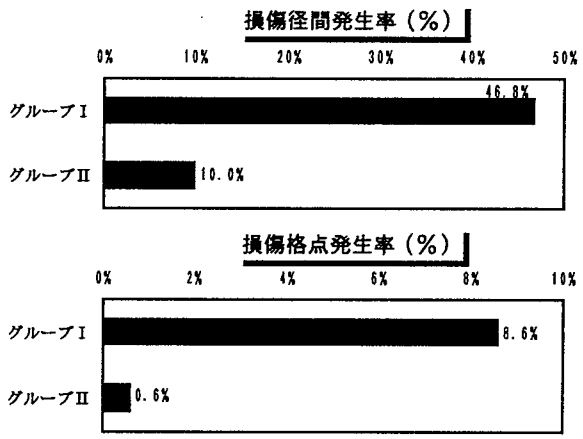
損傷度の進行パターン	グループＩ		グループII	
	径間数	比率（%）	径間数	比率（%）
ＯＫ → Ｃ	121	22.7%	50	54.9%
ＯＫ → Ｂ	20	3.8%	3	3.3%
ＯＫ → Ａ	2	0.4%	0	0.0%
Ｃ → Ｂ	38	7.1%	3	3.3%
Ｃ → Ａ	5	0.9%	0	0.0%
Ｂ → Ａ	8	1.5%	0	0.0%
損傷度の進行が認められなかったもの	339	63.6%	35	38.5%
合　計	533	100.0%	91	100.0%

過去の点検結果によると、橋梁端部では支承，伸縮継手などの損傷発生率は高く、特に支承においては、重大事故につながりかねないⒶランクの損傷発生頻度が桁などに比べ著しく高い。また、これらの損傷はそれ自体の機能低下だけでなく、桁端部の他の構造物にも悪影響を与えるものであり、さらには騒音、振動および漏水の発生原因となり、周辺住民の苦情の原因ともなる。

そのため、グループＩの路線の橋梁端部の点検（梁上点検）は桁の点検よりもさらに密に実施する必要があると判断し、桁点検時に加え、その中間年にも点検を実施することとし、その周期は１回／2 年とした。

２）グループIIの点検周期

グループIIの路線は供用後、13～20 年を経過しており、グループＩの路線に比べ 10 年程度新しく、桁の損傷発生率ならびに損傷増加率はともに、グループＩに比べ相対的に低い。また、鋼桁における亀裂の発生状況も図－７．２．３に示すように、損傷発生率はグループＩに比べかなり少なく、さらに腐食損傷の進行度合もグループＩのように極端な進行を示している箇所は見られない。



図－７．２．３　路線グループ別亀裂損傷発生率

したがって、グループIIの各路線の点検周期はグループＩよりも若干長くする事は可能であり桁の点検周期は 1 回／6 年とした。また、梁上点検に関してもグループＩと同様の理由により、1 回／3 年が適切であると判断し、桁の点検時とその中間年に橋梁端部の点検である梁上点検を実施することとした。

３）グループIIIの点検周期

グループIIIに属する路線は供用からの期間が短く、設計基準も最新のものを採用しており、また、交通量も比較的少ないため、損傷発生率は他のグループに比べ極端に低い。したがって、グループIIIの点検周期は、グループIIの周期よりもさらに長くする事は可能であり、桁の点検周期は 1 回／8 年とした。また、桁の点検時とその中間年に、梁上点検を実施することとした。

以上のように、

① 点検対象路線の損傷発生率に関係があると思われる供用年数や設計時に適用した設計基準との関係

② 点検対象構造物の損傷度およびその損傷が他に与える影響

③ 効率的な補修工事が可能な点検周期

などを総合的に勘案して、表－７．２．３のような点検周期を決定した。

表－７．２．３　基本点検周期

グループ＼部位	桁支間部	桁端部
グループＩ	４年	２年
グループII	６年	３年
グループIII	８年	４年

７．３　ブリッジマネージメントへ向けてのモニタリング橋の導入

（１）モニタリング橋導入によるブリッジマネージメントシステム構築のためのデータ収集と点検時期・点検部位の最適化の提案

近年、公共事業における建設コストの縮減が大きな課題となり、最重要課題として各方面で、鋭意、検討が進められている。橋梁の分野においても少数主桁化や省力化設計の導入などにより建設コストの縮減を図っている。

一方、橋梁の維持管理の分野でも、高度経済成長の時代に建設された膨大な数の橋梁が近い将来に老朽化し、橋梁を限られた予算で効率的に維持管理する手法の開発が急務となっている。そこで、橋梁の維持管理を合理的かつ経済的に実施するための方策として、ブリッジマネージメントシステム（以下、「ＢＭＳ」という）が注目を集めている。広い意味での維持管理は、橋梁の供用開始直後から始まるのではなく、調査計画の段階から設計施工の段階、さらに調査研究およびその評価も含んだ広い範囲で行われるべきであり、総合的かつ体系的に取扱う考え方である。しかし、ＢＭＳに関する取り組みは、ようやく緒についたばかりであり、その範囲も非常に広く、直ちに実際の業務に反映するには至っていない。

そこで、まず第一段階として、橋梁の調査、計画、設計、施工、維持管理、研究そして、それらの評価などの各段階に反映することを前提とし、代表となる橋梁（以下、「モニタリング橋」という）を選定し、ＢＭＳを構築するために必要な各種のデー

タを収集することを提案する。すなわち、モニタリング橋から得られた橋梁各部位のデータを調査、計画、設計および施工などの条件と結び付て整理、分析することにより、ＢＭＳ構築の資料とすることができる。

また、このモニタリング橋から得られるデータは今後の維持管理コスト縮減の重要な資料となる。すなわち、実交通荷重の把握、適用された設計基準、構造形式、供用年数および環境条件などと橋梁の挙動、損傷の発生などを関連付けることにより点検周期や点検する箇所を合理的かつ経済的に決定することができる。

以上のように、モニタリング橋から得られるデータは、将来の体系化されたＢＭＳ構築のための有用な資料となるばかりでなく、点検時期や点検箇所を最適化できることにより維持管理コストの縮減も図れることと思われる。

（２）モニタリング橋の選定とモニタリング項目

1990 年代初頭にインテリジェントブリッジやスマートブリッジなどが紹介[3)]され、それらがモニタリング橋の起源である。しかし、橋梁に関するモニタリングには明確な規定がまだない。また、従来、橋梁の維持管理については、橋梁技術者の職人的経験により行われてきた部分もあり、今後、これについても体系化する必要がある。ここで、モニタリングとはどのようなもので、どのような項目を含まなければならないのかを提案する。

幸いなことに都市高速道路の橋梁は標準設計による構造物である。近年では施工精度がほぼ安定していることから、橋梁の耐荷力に影響する要因は構造形式と外部から作用する荷重や環境条件である。標準化された構造物の中で荷重や環境条件の最も厳しい橋梁を選定し、これをモニタリングの対象橋梁（モニタリング橋）とすれば現実的である。また、ある路線で最も応力的に厳しい橋梁を常に監視し、この橋梁に損傷が発生しなければその路線は安全であると評価できるヒューズの役目をする橋梁を選定することも考えられる。

モニタリングする項目は時系列のデータが望ましく、その成果が将来に渡って利用できるものでなければならない。モニタリングによって得られたデータは常に直前のデータと比較し利用すべきであり、将来のデータとも比較が可能なように時系列資料として蓄積する必要がある。また、得られたデータが一度だけの観測記録であっても、今後の基礎資料になるものであれば貴重なモニタリングデータとして取扱える。

近年、パーソナルコンピュータの発達やデータ処理ソフトの普及によりモニタリングにおけるデータサンプリングや大量のデータの処理が可能になった。このことも、モニタリングの発展に大きく貢献しており、ＢＭＳの根幹を支える基礎となっている。

モニタリング橋としては、下記の条件を満たしている必要がある。

１）供用直前のデータ、すなわち初期値が既知である。

２）実交通荷重列の状況が把握できる。

３）各種のセンサーの取り付けや点検が可能である。

4）建設時点の竣工図や供用時点の補修履歴書が利用できる。

すなわち、橋梁の供用直後から実交通荷重の把握、各種応答を調査、記録しデータベース化することが重要である。その際、供用開始直前に荷重が既知である試験車による載荷試験による橋梁各部の応答を定量的に把握しておけば、その後の応答の変動に対する評価を合理的に行うことが可能になる。また、これらのデータは、極力、ビジュアル化を図ることにより容易に判定や評価ができるようにソフト面の充実も重要であると考える。

次に、モニタリング項目としては、計測によるものと点検によるものに分類され、一例を挙げると、下記のとおりである。

1）鋼桁

・疲労クラックの発生・進展（計測・点検）
・橋体の振動特性に関する経時挙動（計測）
・塗装の損傷、腐食（点検）
・座屈現象（点検）
・低周波騒音（計測）

2）床版

・ひび割れの発生、進展、および陥没現象（点検）
・漏水（点検）

3）壁高欄

・ひび割れ、衝突による損傷（点検）

4）支承

・回転、移動機能の経時変化（計測）
・ボルトの緩み、破断（点検）
・振動（計測）
・ゴムの劣化（点検）

5）伸縮装置

・伸縮機能の経時変化（計測）
・ボルトの緩み、破断（点検）
・騒音、振動（計測）
・フィンガープレートの破断

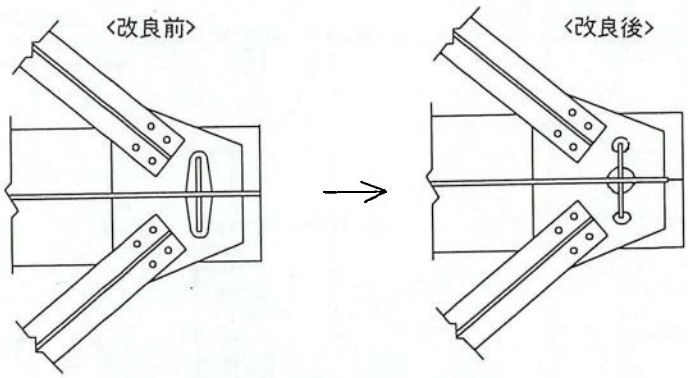
7．4　細部構造の改良による長寿命化

7．4．1　鋼Ｉ桁橋の桁端部横構取付けガセット

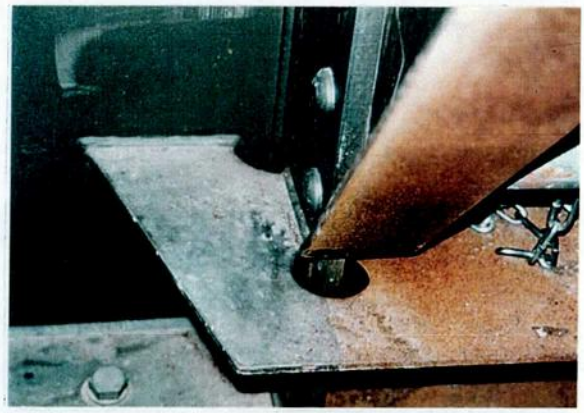
ニーブレース形式の端横桁を有するＲＣ床版鋼Ｉ桁橋における桁端部横構取付けガセット近傍の腹板に見られる亀裂は活荷重により生じる横構軸力に起因するもので、局部的な断面欠損となるスカラップの構造が応力伝達上問題であることを第５章において指摘した。

そこで、ガセット上面に補強板を溶接接合により取付ける構造[4)]に改良した。

改良の状況を図－７．４．１，写真－７．４．１に示す。



図－７．４．１　桁端部横構取付けガセットの改良



写真－７．４．１　桁端部横構取付けガセットの改良

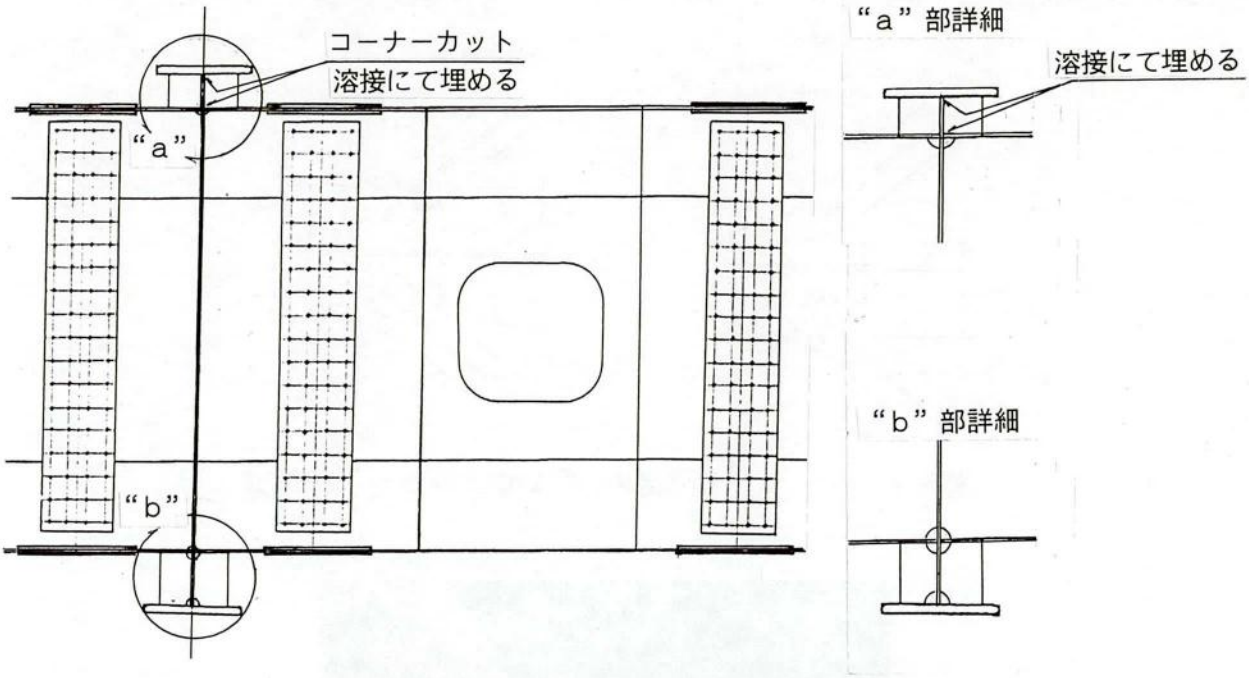
７．４．２　鋼Ｉ桁橋の横桁取合い部

ウェブギャップ部において発生している亀裂損傷は、主桁フランジの首振り現象による疲労が原因であることが判明している。そこで、ウェブギャップ板を現状構造の 9㎜ 厚から 19㎜ 厚に取り替え、また、スカラップは応力集中を起こす主要な原因であるため、スカラップをなくす構造へと改良を行った。新設橋については、

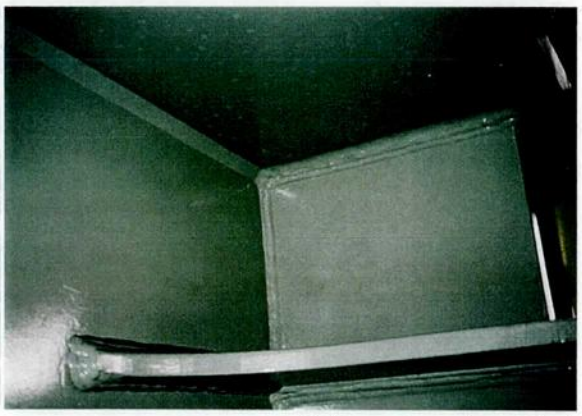
（１）主桁間隔が 3m以下と狭くなっている。

（２）ＲＣ床版厚が 1.2×(3L＋4)と厚くなっている。

ので、既設橋に比べて応力が低減されている。そこで、図－７．４．２，写真－７．４．２に示すようにスカラップをなくした板厚 12㎜ の鋼板をすみ肉溶接で取り付ける構造とした。



図－７．４．２　横桁取合い部の改良



写真－７．４．２　横桁取合い部の改良

７．５　新設橋梁設計への提言

点検により各種の損傷が発見され、その原因究明の過程において、新設構造物を計画・設計する際に留意しなければならない各種の事項[5)]が判明した。以下に、新設構造物を計画・設計する際の主要な留意事項について述べる。

（１）　維持管理用空間の確保

点検作業をはじめとして各種の維持管理作業を実施する際に、作業者や機材が容易に搬入、設置できるためのスペースを確保する必要がある。従来からの経験により作業者の通行には最低 60cm のスペースが必要とされているが、当然、機材を携行する場合にはより一層の空間が必要となる。また、鉄道上や街路上に都市高速道路を建設する場合には塗装塗替えなどの工事のために足場を設置する必要があり、計画時点から維持管理用空間を確保した検討が必要である。

（２）　耐久性に優れた構造の採用

１）　曲線橋、著しい不等径間連続橋、ばち桁橋、斜橋などに対する配慮

都市高速道路の場合、成熟した都市内に建設される場合が多く、やむを得ず上記のような構造形式が採用しなければならないことがある。そのような場合には、当初想定もしていない負反力が発生することがあり、支承の設計・施工には十分な配慮が必要である。また、本線と出入路が別の橋梁から出来ていて「縦目地」がその間に設置されている事例が多いが、これは漏水や騒音・振動の発生原因になることがあるため、本線と出入路は極力一体構造とするべきである。

２）　断面の小さい構造への配慮

小さな箱密閉断面の部材などで将来、ジャッキアップが必要になる可能性のある場合、補修工事でジャッキアップ用補剛材などの部材が搬入できないことがある。そのような場合には、建設時点でジャッキアップ用補剛材など将来必要になるものを事前設置しておく必要がある。

３）　連続桁の採用

前述のとおり、橋梁端部は伸縮装置があり、それが漏水や騒音・振動の発生原因となり、より大きな損傷の原因となることが多い。そのような理由により、極力、連続桁を採用すべきである。

４）　想定していない応力集中や二次応力に対する配慮

①　板曲げ応力が発生するような構造は極力避ける

②　局部応力が大きく発生するようなスカラップは設けない

③　主部材から伝達される二次部材の付加応力に留意する

④　二次的部材であっても、必要な部分についてはグルーブ溶接とする

⑤　すべてを溶接継手とせず高力ボルトによる継手の併用も考慮する

⑥　ガセットプレートに偏心曲げモーメントができるだけ発生しないような形状とする

５）　漏水や滞水など腐食の原因となる要因の除去

伸縮装置の改良が進み新設構造のものからの漏水はほとんどなくなったが、既設構造物にはまだ多くの旧形式の伸縮装置があり止水材を挿入するなどして遊間部からの漏水防止対策を講じる必要がある。また、箱密閉断面では添接部からの浸水や結露のために箱桁内部で滞水している事例がある。建設時点から水抜き孔を設置しておくことが必要である。また、最近では、密閉構造とはせずに、換気孔を建設時点に設置しておき、積極的に空気を流通させて乾燥させる方針としている。

（３）維持管理施設の設置

１）検査路、検査車などの点検施設の設置

点検や軽微な補修工事などために至急に構造物に近接する必要が生じた場合、常時設置され、比較的容易に利用することができる検査路は大変有効な維持管理施設である。これらの施設により全断面を見ることはできないが、代表断面や損傷の発生する可能性の高い箇所に近接できる構造とすることが重要である。

2）塗装用吊金具、作業用手摺、梯子など維持管理作業に必要な設備の設置

都市高速道路では、一般的に塗装塗替えなどの維持管理作業は街路上や鉄道上など路下条件が極めて厳しい箇所での作業になる場合が多く、これらの準備作業となる足場設置を安全かつ迅速に実施するためにこれらの設備は非常に有効である。

3）換気孔など密閉断面における維持管理作業時の安全衛生設備の設置

鋼構造物の密閉断面は腐食により酸素が消費され酸欠の状態になっている場合がある。それによる事故を未然に防ぐために換気設備を設ける。また、密閉断面の場合には作業者の安全のためにも照明設備が必要である。

7．6　結　言

本章では、第6章までに述べてきた点検結果や検討成果に基づいて、鋼構造物の長寿命化に必要な以下の方策について検討した。検討結果とそれに基づく提案をまとめると、次のとおりである。

（1）　点検周期の最適化

従来は構造物の新旧にかかわりなく一定の間隔で構造物点検を実施してきたが、過去に実施した点検結果を整理、分析した結果、構造物の新旧により各種の損傷発生率が大きく異なっていること、また、損傷発生率と設計基準は密接に関連していることが判明した。そこで、鋼構造物を設計する際に適用された設計基準に基づく点検間隔を提案した。これにより、従来よりも合理的な維持管理を行うことができると考えられる。

（2）　モニタリングの提案

極めて膨大な管理数量となっている既存鋼構造物を一律に点検することは困難な状況となっている上、今後は、より多くの鋼構造物を限られた予算や人員で合理的に管理することが望まれている。このような状況において経済的に維持管理を行うため、モニタリングを提案した。モニタリング項目として、従来から損傷が多発している箇所や管理数量の多い代表的な橋梁を選定することを提案した。

（3）　既往の損傷事例に基づく細部構造の改良提案

第4章で述べた桁端部横構取付けガセット部およびウェブギャップ部の亀裂損傷発生原因の究明結果に基づいて新設鋼構造物の設計における構造の改良提案を実施した。

（4）　新設橋の設計における留意点

新設鋼構造物を長期間に渡って良好な状態で使用するために計画段階や設計段階で配慮しなければならない。

①維持管理用空間の確保

②点検結果や損傷の発生状況を考慮した耐久性の優れた構造

③維持管理作業において必要となる施設の設置

などについて述べた。

第8章　総　括

都市高速道路の鋼構造物に老朽化や車両の大型化などに伴なう各種の損傷が発生している。構造物の状態を把握するために構造物点検が周期的に実施され、発見された損傷については、その度合に応じて補修や補強工事が実施される。しかし、その損傷に対する補修工事は、都市高速道路の使命のため、通常は交通供用の状態で実施される。

本論文では、交通供用下での溶接による補修工事に関する問題を解決し、実際の工事に適用できる指針を提案した。また、損傷発生原因について考察し、新設構造物の設計に反映することにより、都市高速道路鋼構造物の長寿命化に関する提案を行った。

本研究で得られた主な結論を要約すると次のとおりである。

第2章においては、都市高速道路公団の一例として阪神高速道路公団の維持管理システムの概要を述べ、点検周期の適正化など、このシステムが抱える問題点を指摘した。

第3章においては、点検結果の分析を行い、鋼構造物の損傷発生率、損傷内容（損傷発生形態、進行度合など）について考察し、以下の結論を得た。

（1）　点検を実施した鋼構造物全体の約70％に何らかの損傷が発生している。

（2）　供用年次が古いほど、一般的に損傷発生率は高い。

（3）　損傷は、亀裂、腐食、および高力ボルトの欠損などに大別される。

（4）　損傷を部位別に考察すると、桁端部は腐食が支配的であり、桁中間部では高力ボルトの欠陥や亀裂の割合が高い。

（5）　亀裂損傷としては、鋼Ｉ桁橋の主桁と横桁（または、対傾構）との取合い部および桁端部横構取付けガセットに発生する損傷が圧倒的に多く、亀裂損傷はすべて進展性であった。

（6）　腐食原因は、伸縮装置などからの漏水が原因と考えられる。この種の損傷進行度合は極めて速く、早期発見と損傷要因の早期除去が重要である。

第4章においては、桁端部と桁中間部に生じた重大な腐食損傷の補修工事により蓄積した知見を考察することにより、下記の結論を得た。

（1）　ウェブに孔食ができるほどの損傷でも、溶接による補修・補強工事が可能である。

（2）　溶接収縮をプレストレスとして利用するバイパス工法は実験と同様の効果が現場でも得られる。

（3）　当該箇所を追跡点検した結果、現場溶接箇所をはじめとして、すべて健全であった。

第5章においては、鋼Ｉ桁橋に多発している主桁と横桁（または、対傾構）との取合い部および桁端部横構取付けガセットの亀裂損傷の補修に関する考察を行い、以下の結論を得た。

（1）　亀裂発生箇所は、当初設計の時点では特別な配慮は一切されていない箇所

であり、作用応力に比べて板厚も薄く、また、スカラップによる応力集中がある部位であった。

（２）　損傷要因の究明や補修方法の検討により、両損傷共、現場溶接によりスカラップを塞ぐための補強板を取付けたり、旧の補剛板を撤去して新しい補剛板を取付けることにより補修が可能である。

（３）　補修工事終了後、当該箇所を追跡点検しているが、現場溶接箇所をはじめとして、すべて健全である。

第６章においては、交通供用下における鋼構造物の溶接施工要領を提案するための検討を行い、下記の結論を得た。

（１）　過去の実験結果から、実用的な現場補修溶接要領を作成するためには、溶接金属部の高温割れ防止の指標となる限界開口変位量$\Delta\delta cr$ の算出に必要な亀裂部の拘束度Ｒｐを推定することが必要であり、これを推定した。

（２）　矩形平板の拘束度を算出し、Ｉスリット長さが200㎜以下の場合、幅約400㎜以上、長さも400㎜以上の矩形板であれば拘束度は板厚に依存する。

（３）　亀裂発生頻度の高い部位を対象に、亀裂箇所形状、亀裂長さと拘束度との関係を定量化することにより、補修溶接の実施に当たり具体的な手順および評価ができる現場補修溶接要領の提案を行った。

このことにより、従来、交通供用下における溶接施工では、各工事ごとに振動数や開口変位量などを計測し、これらの結果を検討することにより、鋼構造物の補修補強工事に現場溶接を採用することの可否も含めた検討を行っていたが、本研究成果により容易に現場溶接採用の可否判定が可能となった。

第７章においては、鋼構造物の長寿命化への提案を行い、以下の結論を得た。

（１）　従来、鋼構造物の新旧にかかわりなく点検周期は一律に決定していたが、損傷発生率などを考察することにより、供用年数を考慮した合理的な点検周期とすることにより、効率のよい維持管理を実施できる。

（２）　ブリッジマネージメントの一環でモニタリング橋の導入により、より安価な費用で、効率の良い維持管理を行うことができることを示した。

（３）　損傷が発生した箇所の構造細部を改善することにより、鋼構造物の長寿命化を図ることができる。

以上、要するに、都市高速道路鋼構造物に発生する腐食や亀裂などの代表的な損傷に関して、その発生原因を解明し、それらの損傷に対する標準的な補修方法を提案した。補修工事はやむを得ず、交通供用下で溶接により実施されることが多く、その要領についても提案した。また、蓄積した維持管理のデータを整理・分析することにより損傷形態と発生傾向が明確になり、維持管理システムを充実することで鋼構造物の長寿命化が図れるという知見を得た。

参考文献

[第１章]
1）阪神高速道路公団：阪神高速道路公団のしごと、平成９年７月
2）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、平成６年２月
3）阪神高速道路公団：阪神高速道路における土木構造物補修事例集、昭和57年3月
4）阪神高速道路公団：阪神高速道路における土木構造物補修事例集II、昭和62年3月
5）阪神高速道路公団：阪神高速道路における土木構造物補修事例集III、平成３年3月
6）河野、中村、藤井：補助部材を用いたバイパス工法による鋼Ⅰ主桁補修、阪神高速道路公団技報第七号、1987
7）日本鋼鋼構造協会：供用下にある鋼構造物の溶接による補強・補修指針（案)、昭和63年２月
8）日本鋼鋼構造協会：供用下にある鋼構造物の溶接施工指針（案)、平成５年２月
9）中村、中西ら：供用中の補修溶接施工に関する研究、第１報　変動応力下の溶接割れ試験、石川島播磨技報、第25巻第３号、1985.5
10）中西、中村ら：供用中の補修溶接施工に関する研究、第２報　変動応力下の補修溶接棒の開発、石川島播磨技報、第27巻第５号、1987.12
11）阪神高速道路公団：道路構造物の補修要領、第１部鋼構造物、1990.6

[第２章]
1）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、平成８年12月
2）日本道路協会：鋼道路橋設計便覧、昭和54年２月
3）British Standards Institution:BS5400、Steel,Concrete and Composite Bridges、1978
4）Ministry of Communications Ontario:Ontario Highway Bridge Design Code、1983
5）阪神高速道路公団：道路構造物の点検標準（土木構造物編)、1997.5
6）中村、西岡ら：阪神高速道路における鋼構造物の点検、鋼構造論文集Vol.4、No.15、1997.9
7）阪神高速道路公団：道路構造物の補修要領、第１部鋼構造物、1990.6

[第３章]
1）阪神高速道路公団：阪神高速道路における土木構造物補修事例集、昭和57年3月
2）阪神高速道路公団：阪神高速道路における土木構造物補修事例集II、昭和62年

3月
3）阪神高速道路公団：阪神高速道路における土木構造物補修事例集III、平成3年3月
4）前川、中村ら：阪神高速道路の鋼構造物における最近の損傷事例、鋼構造論文集 Vol.4、No.15、1997.9

［第4章］
1）阪神高速道路公団：阪神高速道路における土木構造物補修事例集II、昭和62年3月
2）堀川、鈴木ら：荷重作用下にあるプレートガーダーの改造に関する実験、橋梁と基礎、1986.4
3）阪神高速道路公団：大阪管内構造物点検業務報告書、平成10年3月
4）河野、中村、藤井：補助部材を用いたバイパス工法による鋼I主桁補修、阪神高速道路公団技報第七号、1987

［第5章］
1）宇藤、中村ら：鋼I桁橋の亀裂損傷とその対策――桁端部横構取付けガセットの場合――、橋梁と基礎、1990.12
2）林、中村ら：鋼I桁橋の疲労損傷の補修と補強、阪神高速道路公団技報第八号、1988
3）阪神高速道路公団：大阪管内構造物点検業務報告書、平成10年3月
4）日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、1993
5）北沢、大西ら：鋼I主桁橋と横桁あるいは対傾構との取合部の疲労損傷とその対策、阪神高速道路公団技報第六号、1986
6）阪神高速道路公団鋼構造検討委員会：鋼I桁橋の主桁と横桁・対傾構との取合部補剛材の疲労損傷に関する検討業務報告書、昭和61年10月
7）阪神高速道路公団設計荷重（HDL）委員会：阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究業務報告書、昭和61年12月

［第6章］
1）井元：変動荷重下の溶接における高温割れ発生と防止条件に関する力学的研究、大阪大学学位論文、平成3年3月
2）中西ら：データベースの供用下溶接エキスパートシステムへの応用、溶接学会誌、Vol.6、No.4、1991
3）阪神高速道路公団：溶接施工性に関する検討業務報告書、昭和57年3月
4）佐藤ら：変動応力下の補修溶接棒KS-1000の開発、川崎製鉄技報、Vol.19、No.4、1987
5）高速道路技術センター：近畿自動車道他既設橋の構造及び環境改善に関する検

討業務報告書、平成8年3月
6）阪神高速道路公団：阪神高速道路における土木構造物補修事例集II、昭和62年3月
7）阪神高速道路公団：阪神高速道路における土木構造物補修事例集III、平成3年3月
8）上田ら：スリット溶接継手の拘束度、溶接学会誌、Vol.48、No.10、1979

［第7章］

1）中村、西岡ら：阪神高速道路における鋼構造物の点検、鋼構造論文集 Vol.4、No.15、1997.9
2）阪神高速道路公団：道路構造物の点検標準（土木構造物編)、平成4年4月
3）大島、三上、山﨑：橋梁振動のモニタリングによる Intelligent Bridge の提案、橋梁交通振動に関するコロキウム論文集、PART B、1995
4）阪神高速道路公団：鋼構造物標準図集、1991.4
5）阪神高速道路公団、阪神高速道路管理技術センター：維持管理と耐久性を考慮した鋼構造物の計画・設計・施工上の留意点、1992.9

謝　辞

本論文の作成にあたり、終始にわたり懇切丁寧なご指導ならびにご教示を賜りました大阪大学 接合科学研究所 教授 堀川浩甫博士に厚くお礼を申し上げます。また，本論文をまとめるにあたり、大阪大学 工学部 土木工学科 教授 西村宣男博士、同松井繁之博士および接合科学研究所 助教授 金裕哲博士の諸先生方からは有益なご教示とご助言を頂きました。ここに各先生方に対して厚くお礼を申し上げます。

本論文は、筆者が阪神高速道路公団大阪管理部調査設計課、保全施設部保全技術課および（財）阪神高速道路管理技術センター開発研究部に在籍していた際の研究業績をまとめたものであり、これらの研究の遂行にあたり、数多くの方のご協力とご支援を頂きました。

石川島播磨重工業(株) 技監 田井戸米好博士、大阪市立大学 工学部 土木工学科 助教授 北田俊行博士および明星大学 理工学部 土木工学科 助教授 鈴木博之博士には、阪神高速道路公団の「鋼橋の耐久性に関する調査研究委員会」の委員として本論文の内容について貴重なご意見を頂きました。

また、構造物点検結果の整理に関して内外工営(株) 取締役技術部長 金本功氏に、構造物の挙動確認のための各種計測に関して(株)横河ブリッジ 技術本部 研究所 研究課長 岩崎雅紀博士および(株)フジエンジニアリング 調査設計部長 今田和夫氏にまた、資料整理について(株)フジエンジニアリング 大艸孝美さんに多大な協力を頂きましたことに対して心から感謝致します。

さらに、実橋調査や各種の検討などの研究の遂行にあたりましては、阪神高速道路公団 大阪管理部 保全第一課長 石崎浩氏をはじめとした阪神高速道路公団の関係者に多大なるご協力とご支援を頂き、心から感謝しております。

このように、本論文は、上で述べました諸先生、諸先輩、同僚および関係機関の皆様方の多大なご協力と暖かいご支援を頂き、初めて完成したものです。ここに記して皆様方に、深く感謝の意を表します。

本論文に関連した発表論文

（1）中村一平、西岡敬治、垣下賢、金本功：
阪神高速道路における鋼構造物の点検、鋼構造論文集 Vol.4,No.15、1997.9

（2）前川順道、中村一平、西岡敬治、石崎嘉明、金本功：
阪神高速道路の鋼構造物における最近の損傷事例、鋼構造論文集 Vol.4,No.15、1997.9

（3）貝沼重信、山田健太郎、西岡敬治、中村一平、石井博典：
鋼Ｉ桁橋の主桁上フランジと横桁の取合部の応力緩和による疲労強度向上法、構造工学論文集 Vol.43A、1997.3

（4）鈴木博之、中村一平、西岡敬治、岩崎雅紀、石井博典：
鋼Ｉ桁橋の主桁－横桁取合い部の補強方法に関する解析的検討、構造工学論文集 Vol.43A、1997.3

（5）Toshiyuki KITADA、Yorimichi MAEKAWA、Ippei NAKAMURA、Yoshihei HORIE：
Damage, Data Base System and Repair Methods on Steel Bridge Structures Supporting Hanshin Expressway in Japan、Journal of Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering、1998.Special Issues on Lifecycle Management of Infrastructure Systems in Civil Engineering (投稿中)

（6）宇藤滋、中村一平、関本宏、山下恵治：
鋼Ｉ桁橋の亀裂損傷とその対策、橋梁と基礎 vol.24 No.12、1990.12

（7）河野紀利、首藤泰之、中村一平、藤井康男：
橋梁端部の損傷と補修、橋梁 Vol.22,No.8、1986.8

（8）松本雅治、木代穣、中村一平：
鋼Ｉ桁支点部における横構ガセット取付部付近の損傷と補修、阪神高速道路公団技報第六号、1986

（9）河野紀利、中村一平、藤井康男：
補助部材を用いたバイパス工法による鋼Ｉ主桁補修、阪神高速道路公団技報第七号、1987

(10) 林秀侃、中村一平、仲矢忠士：
鋼Ｉ桁橋の疲労損傷と補強、阪神高速道路公団技報第八号、1988

(11) 中村一平、関本宏、本村春一：
鋼橋の疲労損傷と補修・補強計画、阪神高速道路公団技報第十号、1990