

土木研究所資料

既設橋梁の耐久性評価・向上技術に 関する調査研究 III

昭和63年12月

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室
地震防災部耐震研究室
企画部システム課

Copyright ©(1988)by P.W.R.I.

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

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

既設橋梁の耐久性評価・向上技術に 関する調査研究 III

構造橋梁部	部長	佐伯彰	一稔
橋梁研究室	部長	藤原泰彦	
	研究員	岩崎光	
	研究員	箕作晃	
	研究員	滝沢潤	
	研究員	村越純	
		杉山	
	部外研究員	佐野正*	
耐震研究室	部長	川島一彦	
	研究員	運上茂樹	
システム課	課長	常田賢一	
	研究員	柴崎亮介**	
	研究員	桐山孝晴	
企画部	橋梁計画官	三浦真紀	

要 旨

本調査研究は、既設橋梁の耐久性を評価し向上させる技術の一体的、系統的整備を目的に、昭和61年度から63年度の3ヶ年にわたり建設省技術研究会道路部門指定課題として実施されたものである。

本資料は、昭和61～63年度に実施された点検要領に関する検討、橋梁データバンクに関する検討、鋼橋の安全性照査に関する検討、既設PC橋の耐荷力算定方法に関する検討、補修補強に関する検討、耐震性評価法・耐震補強法に関する検討に関する調査研究成果をとりまとめたものである。(昭和61および62年度の調査研究成果は、それぞれ土木研究所資料第2420号および2615号としてまとめられている。)

キーワード：既設橋梁、点検要領、データバンク、耐荷力算定方法、補修補強、耐震性評価法、耐震補強法

* 現ショールド建設(株)土木技術研究所 技術第一グループ

** 現東京大学工学部土木工学科助教授

目 次

は じ め に	1
1. 調査研究の概要	2
1.1 調査研究計画	2
1.1.1 調査研究項目	2
1.1.2 調査研究の年次計画	3
1.1.3 調査研究の実施体制	5
1.2 調査研究成果の概要	5
1.2.1 既設橋梁の供用年数に関する検討	5
1.2.2 点検要領に関する検討	6
1.2.3 橋梁データバンクに関する検討	7
1.2.4 鋼橋（プレートガーダー橋）の安全性照査に関する検討	8
1.2.5 既設 PC 橋の耐荷力算定方法に関する検討	8
1.2.6 補修補強に関する検討	9
1.2.7 耐震性評価法に関する検討	10
1.2.8 耐震補強法に関する検討	11
2. 点検要領に関する検討	12
2.1 検討の目的	12
2.2 過年度の検討概要	12
2.2.1 61 年度の概要	12
2.2.2 62 年度の概要	13
2.3 橋梁点検要領に関する検討	13
2.3.1 点検要領統一案原案を用いた既存定期点検結果の再評価	13
2.3.2 橋梁点検要領（案）	25
2.4 損傷事例写真集の検討	36
2.4.1 損 傷 実 態	37
2.4.2 損傷事例写真集	43
2.5 お わ り に	43
3. 橋梁データバンクに関する検討	47
3.1 検討の目的	47
3.2 過年度の検討経緯	47
3.2.1 61 年度の概要	47

3.2.2	62年度の概要	49
3.3	橋梁データバンクの概要	49
3.3.1	橋梁データバンクの全体構成	49
3.3.2	橋梁データバンクの利用方法	49
3.4	橋梁データバンクの整備に向けて	63
3.4.1	管理・運用体制の検討	63
3.4.2	他のデータベースシステムとの整合	64
3.5	ま と め	65
3.5.1	結 論	65
3.5.2	今後の課題	66
4.	鋼橋（プレートガーダー橋）の安全性照査に関する検討	67
4.1	検討の目的	67
4.2	過年度の検討概要	68
4.2.1	61年度の概要	68
4.2.2	62年度の概要	68
4.3	活荷重応力度測定結果の分析	69
4.3.1	検 討 目 的	69
4.3.2	前年度の測定結果の分析	69
4.3.3	本年度の測定結果の分析	82
4.3.4	ま と め	93
4.4	鋼橋の安全性照査方法に関する検討	93
4.4.1	検 討 方 針	93
4.4.2	照査 L 荷重の検討	95
4.4.3	構造解析に関する補正係数の検討	102
4.5	実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法に関する検討	114
4.5.1	は じ め に	114
4.5.2	照 査 式	114
4.5.3	補正係数 a_1 の算定	115
4.5.4	補正係数 a_2 の算定	116
4.5.5	補正係数 a_1 の妥当性の検討	118
4.6	安全性照査に用いる係数試案	122
4.6.1	成 果 概 要	122
4.6.2	係数の試案および試案の修正案	125
4.6.3	ま と め	128
4.7	実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法試案	128

4.7.1	成 果 概 要	128
4.7.2	実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法試案	128
4.7.3	ま と め	132
5.	既設 PC 橋の耐荷力算定方法に関する検討	133
5.1	検討の目的	133
5.2	過年度の検討概要	133
5.3	既設 PC げた橋の耐荷力に関する調査	134
5.3.1	概 要	134
5.3.2	調 査 方 法	134
5.3.3	調 査 結 果	135
5.4	コンクリート橋の耐荷力算定指針 (案)	142
5.4.1	はじめに	142
5.4.2	適用の範囲	142
5.4.3	耐荷力算定に必要な諸数値	143
5.4.4	耐荷力の算定	144
6.	補修補強に関する検討	146
6.1	検討の目的	146
6.2	過年度の検討概要	146
6.3	RC 床版の補修補強工法に関する調査	146
6.3.1	調査の概要	146
6.3.2	追跡調査の結果	146
6.3.3	文献調査の結果	152
6.3.4	ま と め	153
	参 考 文 献	153
6.4	RC 床版の補修補強指針 (案)	153
6.4.1	はじめに	153
6.4.2	総 則	154
6.4.3	詳 細 調 査	154
6.4.4	事 前 調 査	157
6.4.5	補 修 補 強	157
7.	耐震性評価法に関する検討	163
7.1	目 的	163
7.2	過年度の検討事項	163

7.2.1	61年度の概要	163
7.2.2	62年度の概要	164
7.3	鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法	164
7.3.1	概 要	164
7.3.2	実験概要	164
7.3.3	実験結果	166
7.3.4	鉄筋コンクリート橋脚段落し部に対する既往の耐震性判定法の適用	166
7.3.5	鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法の検討	169
7.4	耐震性判定マニュアル(案)	170
7.4.1	概 要	170
7.4.2	1次判定法	170
7.4.3	2次判定法	174
7.4.4	3次判定法	175
	参考文献	176
8.	耐震補強法に関する検討	177
8.1	目 的	177
8.2	過年度の検討事項	177
8.2.1	61年度の概要	177
8.2.2	62年度の概要	177
8.3	耐震補強法の適用性検討	177
8.3.1	概 要	177
8.3.2	梅田川橋に対する耐震補強工法の検討	178
8.3.3	地蔵川橋に対する耐震補強工法の検討	180
8.3.4	境川橋に対する耐震補強工法の検討	180
8.3.5	中川運河橋に対する耐震補強工法の検討	192
8.3.6	道徳高架橋に対する耐震補強工法の検討	192
8.3.7	羽咋大橋に対する耐震補強工法の検討	198
8.4	鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震補強工法	204
8.4.1	概 要	204
8.4.2	鉄筋コンクリート橋脚段落し部の補強法検討実験	206
8.4.3	実験による鋼板巻立て幅の検討	206
8.4.4	耐震性判定法による鋼板巻立て幅の照査	208
8.4.5	耐震性判定法による最小鋼板厚の検討	208
8.4.6	鋼板巻立て工法の設計方法	209
8.5	昭和54年耐震点検に基づく既設道路橋の耐震補強事例集	209

8.5.1 一 般	209
8.5.2 耐震補強事例集の概要	210
8.6 耐震補強法の選定方針	210
8.6.1 一 般	210
8.6.2 耐震対策工法の選定	212
参 考 文 献	224
9. お わ り に	226
10. 昭和 63 年度担当者名簿	227
付 録	
研究発表会パネルディスカッションの記録	229

は じ め に

わが国の道路は、数次に亘る道路整備5カ年計画の推進により、質、量の両面にわたって飛躍的な向上を遂げている。道路橋は、その中であって、狭あいなわが国の地形に適応するために、数多く架設され、交通の用に供せられている。

一方、最近のわが国の財政事情をみる時、従前のような高度経済成長は、もはや期待することはできず、道路整備もそれに適合した施策に基づいて進めていかなければならない情勢にある。このような状況下においては、道路橋を適切に保全し、長期に亘り有効利用を図る必要がある。そのためには既設橋梁の耐久性の評価技術および耐久性の向上技術を確立し、これらに基づいて既設橋梁の維持管理システムを構築し、その効率的運用を図ることが望まれている。

本調査研究は、このような状況を踏まえ、建設省総合技術開発プロジェクト(総プロ)「コンクリートの耐久性向上技術の開発」(60～62年度)や建設省技術管理業務連絡会橋梁部会における「橋梁の点検要領およびデータベースシステムの検討」(60～62年度)の成果も活用しつつ、既設橋梁の点検方法、データベースの整備、安全性の照査方法、耐震評価法などの既設橋梁の耐久性を評価する技術、およびRC床版の補修補強方法、耐震補強法などの既設橋梁の耐久性を向上させる技術に関して昭和61～63年度の3カ年にわたり、実施された。

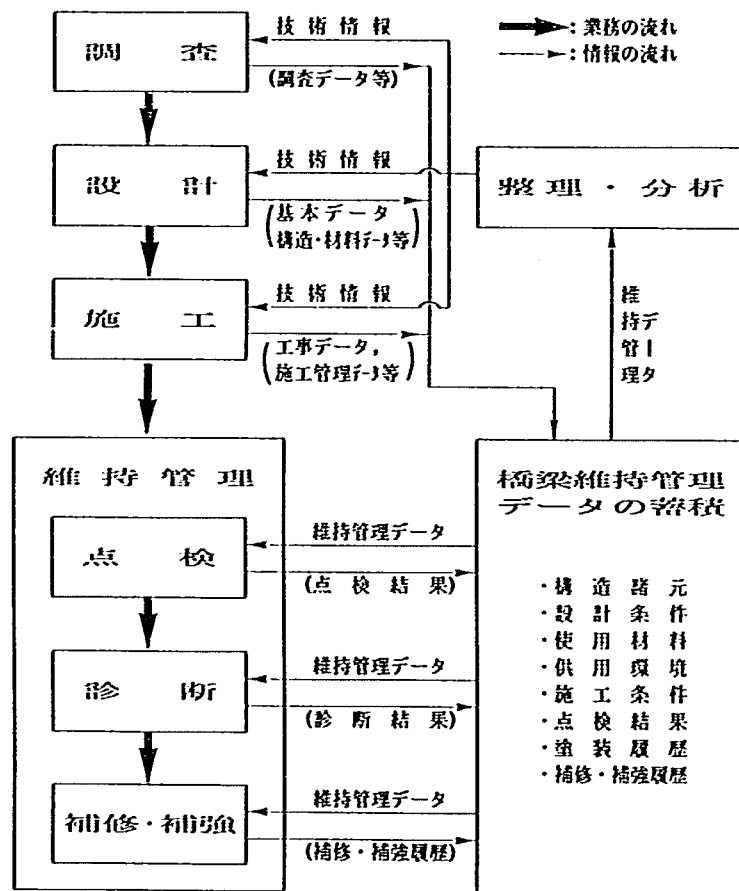
その結果、橋梁点検要領(案)、損傷事例写真集(案)、橋梁データベース、「既設橋梁の安全性照査に関する一試案」(土木研究所、昭和59年度)に用いるL荷重係数および鋼プレートガーダー橋主桁の構造解析に関する補正係数試案、実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法試案、コンクリート橋の耐荷力算定指針(案)、RC床版の補修補強指針(案)、耐震性判定マニュアル(案)、耐震補強事例集(案)が成果としてとりまとめられた。

1. 調査研究の概要

1.1 調査研究計画

1.1.1 調査研究項目

橋梁を長期にわたり保全していくためには、維持管理を体系的かつ合理的に実施することが不可欠である。そのためには、図—1.1.1に示すように維持管理業務を構成する点検、診断、補修補強のそれぞれに関する技術を確立する必要がある。また、同時に、点検・診断結果、補修補強履歴や設計・施工データは、維持管理を行う上で貴重な資料であるとともに、整理・分析された結果は設計・施工段階にまでフィードバックされ橋梁の耐久性の向上に大きく寄与することが期待されることから、これらを蓄積し、有効利用するためのデータバンクを整備する必要がある。



図—1.1.1 橋梁維持管理の流れとデータの利用

本調査研究では、上述の考えにしたがい橋梁維持管理技術の体系的整備を目指し、次に示す項目に関して検討を行った。

① 既設橋梁の供用年数に関する検討

本検討は、実際の橋梁の寿命を架替られた橋梁の供用年数から捉えると同時に、寿命を支配した要因を明らかにし、将来の維持管理業務のあり方や架替計画を検討する際の基礎資料を得ることを

目的に実施する。

② 点検要領に関する検討

点検は、橋梁維持管理業務の出発点である。すなわち、点検結果に基づき維持管理上の基本的な措置方針の決定がなされ、その後の診断や補修・補強などが実施される。本検討は、現在、各地建で個別に作成され運用されている点検要領を、点検業務の系統化、損傷度判定作業の客観化・簡易化、点検結果の有効利用の観点から、統一化することを目的に実施する。

③ 橋梁データバンクに関する検討

橋梁データバンクは、前述したとおり点検、診断、補修・補強の各維持管理業務を実施する上で、また、維持管理面からみた設計、施工上の改善点を明らかにする上で貴重な情報を与える。本検討は、システム構成、収録データ項目、データ入出力様式などを設定し、これに基づく橋梁データバンクを整備することを目的に実施する。

④ 耐荷力に関する検討

耐荷力の評価は、点検や詳細調査の結果、大きな異常・損傷が把握された場合、または、設計活荷重が現在の道路橋示方書に規定する TL-20 荷重未満の橋梁に対し、主に橋梁上の自動車荷重に対し橋梁の安全性を診断する目的で実施される。本検討は、鋼橋（プレートガーダー橋）を対象とした個々の橋梁の使用条件を考慮できる合理的な安全性照査方法、既設 PC 橋を対象とした、設計図面がない橋梁や劣化・損傷を受けた橋梁の耐荷力評価方法を作成する目的で実施する。

⑤ 健全度評価方法に関する検討

ここでいう健全度評価方法とは、点検時や点検の結果、補修・補強の要否の判定を行う必要がある損傷・異常が発見された場合に実施する詳細調査を実施する場合に、橋梁の健全度を評価するため用いる方法やその評価基準を意味している。本検討は、健全度評価方法のうち、特に点検時の損傷度判定作業の客観化、簡易化の観点から整備の必要性の高い、損傷度判定のための写真事例集の作成、ならびに詳細調査内容及び詳細調査に用いられる非破壊検査機器についてのとりまとめを行う目的で実施する。

⑥ 補修補強に関する検討

点検や詳細調査の結果、橋梁の使用性や耐久性に影響を及ぼす損傷・異常が発見された場合には補修が、また損傷・異常が橋梁の安全性に影響を及ぼす場合には補強が実施される。本検討は、特に補修補強頻度の高い床版を対象とした補修補強工法をとりまとめ、工法選定の目安の作成を行う目的で実施する。

⑦ 耐震性評価法・耐震補強法に関する検討

地震による橋梁の被害は、避難路あるいは緊急物資の輸送路としての道路の機能を喪失せしめるとともに、復旧に多大な労力と日数を要し、その影響が大きい。本検討は、耐震性の低い既設橋梁の高精度な抽出方法の検討、耐震補強法の選定及び設計方法の検討を行う目的で実施する。

1.1.2 調査研究の年次計画

各調査研究項目は、昭和 61～63 年度において表—1.1.1 に示す年次計画に従って検討が行われた。

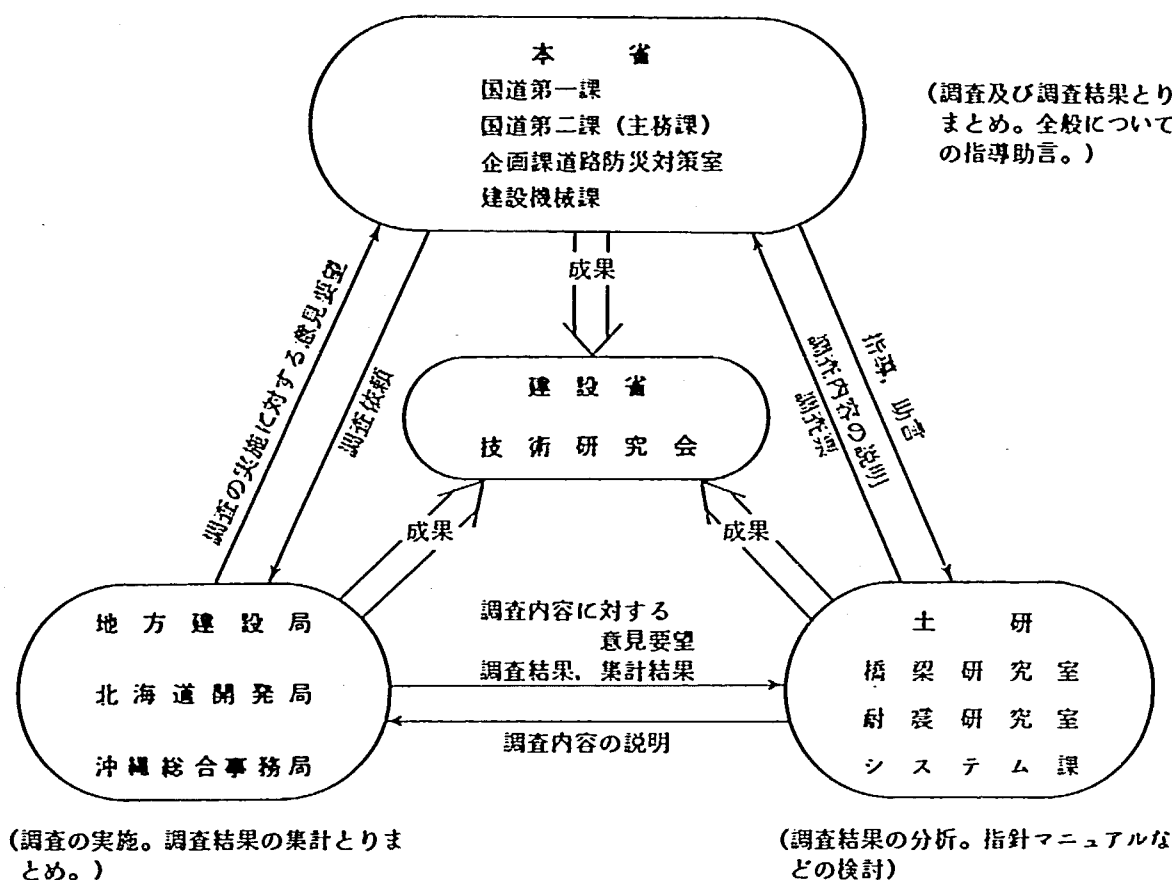
表-1.1.1 調査研究項目および年次計画

年度 項目	昭和 61 年 度	昭和 62 年 度	昭和 63 年 度
① 既設供用する 橋梁の年次 点検に計 入	架替橋梁の 実態調査 (地 建) 橋梁の供用実 態のとりまとめ (本省、土研)		
② 点検計 画の 作成	点検要領統一案の検討	点検要領統一案原案の作成	橋梁点検要領(案)の作成
③ 橋梁デ ータバ ンクの 構築に 関する 調査	データバンク基本構想 のとりまとめ	データバンクの概略設計	橋梁データバンクの構築
④ 耐荷力 に 関 する 調査	対象橋梁設定のための交通実態調査 (本省、地建) 応力度測定(パイロット調査) (土研、地建) TL-20未満橋梁の 供用実態調査 (本省、地建)	応 力 度 測 定 (本調査、約30橋/年) (本省、地建) 照 査 活 荷 重 の 検 討 (土 研)	鋼橋の安全性照査 方法(試案)
⑤ 健全度 評価 方 法 の 検 討	PC橋の耐荷力算定 方法の検討 (土 研)	既設PC橋の耐荷力に 関する調査 (本省、地建)	調査結果の とりま とめ PC橋の耐荷力 算定指針(案)
⑥ 損傷 事 例 の 検 討	非破壊検査機器の調査	非破壊検査機器の適用 性等のとりまとめ	(点検要領(案)に反映)
⑦ 補修 補強 に 関 する 調査	損傷のパターン分類	損傷実態調査 損傷度判定のための 損傷事例写真集の検討	点検要領(案)に対応 した損傷事例写真集 の作成 (土 研)
⑧ 耐震 性 評 価 法 に 関 する 調査	既往の耐震性評価法の検討 (土 研)	RC床版補修、補強事例追跡調査 (本省、地建) RC床版補修、補強実 態調査 (本省、地建)	RC床版の補修補強 指針(案) (土 研)
⑨ 耐震 性 評 価 法 に 関 する 調査	耐震性評価法の作成 (土 研)	耐震性評価法の実験的 検討 (土 研)	耐震性判定マニ ュアル(案)の作成 (土 研)
⑩ 耐震 補 強 法 に 関 する 調査	耐震補強実施例の実態調査 (本省、地建) 耐震補強法の適用性の検討 (本省、地建)	試設計による耐 震補強法の検討 (地 建) 耐震補強法の実 験的検討 (土 研)	耐震補強事例集 の作成 (土研、地建) 耐震補強法に 関するとりまとめ (土 研)

〔 〕は技術管理業務連絡会橋梁部会における調査研究項目。

1.1.3 調査研究の実施体制

本調査研究は、図一1.1.2に示すように、建設本省(国道第一課、国道第二課、企画課道路防災対策室、建設機械課)、土木研究所(橋梁研究室、耐震研究室、システム課)、各地方建設局、北海道開発局、沖縄総合事務局がそれぞれ業務を分担して行い、その成果は建設省技術研究会において各年度ごとにとりまとめられた。



図一1.1.2 実施体制

1.2 調査研究成果の概要

1.2.1 既設橋梁の供用年数に関する検討

一般に橋梁の耐用年数は、概ね50年程度と言われている。しかし、橋梁の実際に使用される期間は、単に損傷等による構造的寿命、すなわち、耐用年数のみで決まるのではなく、線形、幅員等、道路の一部として橋梁に求められる機能を満足できるか否かによって決定される寿命、いうなれば機能的寿命にも左右される。そして、機能的寿命は、時代により道路に求められる機能が変化することに伴ない変動するものであるから、橋梁の寿命もまた不変のものではないと考えられる。本検討は、今後の維持管理を考える上での参考とするため架替られた橋梁の供用年数と架替理由を明らかにすることを目的に昭和61年度に実施した。なお、昭和42年、昭和52年にそれ以前に架替られた橋梁を対象に供用期間等に関する本調査と同様な実態調査が実施されているため、本検討では、昭和52年以降に架替られた橋梁を対象に調査を実施した。調査の対象橋梁及び調査項目は以下のとお

りである。

① 調査対象橋梁

昭和52年11月以降、昭和61年6月までに架替を完了あるいは架替工事に着手した一般国道、主要地方道、一般都道府県道の橋梁の内、橋長が15m以上でかつ架替に伴ない旧橋を廃橋扱いとした全ての橋梁（1691橋）。

② 調査内容

- 1) 旧橋の属性（架設年月、橋種、構造形式、適用示方書、立地条件等）
- 2) 架替理由

調査の結果、過去20年間ににおいては既設橋梁の供用年数は、損傷などの構造的要因よりも線形、幅員などの道路の一部として橋梁に求められる機能的要因に支配されているが、近年、構造的要因による架替が序々に増える傾向にあることが明らかとなった。したがって、今後、橋梁を長期にわたり保全するためには維持管理を推進していく必要があり、そのため技術を確立する必要があると考えられる。

なお、本調査の詳細は、第40回建設省技術研究会報告（昭和61年度）、または既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究（土木研究所資料第2420号）を参照されたい。

1.2.2 点検要領に関する検討

橋梁点検は、橋梁の合理的な維持管理を行っていく上で最も基本的で重要なものとして位置付けられる。そこで、現在建設省においても各地方建設局で橋梁点検が実施されているが、それぞれ点検要領を個別に定め運用していることもあり点検内容や点検水準に不統一が生じている。また、そのため点検結果の地建間の相互利用や全国ベースでの利用を促進しにくいといった問題も生み出されている。

本検討は、この問題の解決を図るために必要な点検要領の全地建統一案の作成と点検時の損傷度判定作業の簡易化、客観化を図るための損傷事例写真集の作成を目的に実施するものである。

検討は、3箇年で実施し、61年度に点検の実態、各点検要領の比較検討を行い点検要領統一案の作成に際しての検討事項をとりまとめ、62年度に点検要領の具体的内容を検討し、点検要領統一案原案を作成した。

63年度は、原案の意見照会と原案を用いた定期点検を実施し、原案に必要な修正を加え、点検要領の全地建統一案を意味する橋梁点検要領（案）をとりまとめるとともに、点検要領（案）に対応した損傷事例写真集をとりまとめた。

要領（案）は、1)適用の範囲、2)点検の目的、3)点検の種別、4)点検の対象、5)点検の流れ、6)点検頻度と方法、7)実施体制、8)点検機械器具の携帯、9)点検項目、10)損傷度判定標準、11)損傷度判定、12)点検結果の記録、から構成され、また、付録として、損傷度判定基準（案）、部材別判定基準一覧表（点検種類別）、点検結果の記入様式、点検結果の記入要領、道路管理データベース入力書式記入マニュアル（橋梁・橋側歩道橋）抜粋、が記載されている。

なお、要領（案）は、その検討を本調査研究の一環で実施している橋梁データバンクの検討と一体的に行い点検結果の記録様式を橋梁データバンクのデータ入力様式と一致させた結果、今後の橋

梁データバンクが道路管理データベースの一部として整備されるのに伴い、損傷度判定のコンピューターによる一部自動化や、点検報告書のデータバンクからの自動出力が可能なものとなっている。

損傷事例写真集には、224枚の損傷事例写真が橋梁点検要領(案)に点検すべき損傷の種類として定められた32種類の損傷項目ごとに、部材別、判定区分別に分類されて掲載されている。本写真集により、点検者は、要領(案)の損傷度判定基準(案)に示された各判定区分に対応する損傷がどのような損傷であるかを具体的に把握することができるようになるため、従来に比較し損傷度判定の客観化及び判定作業の効率化が図られると考えられる。

なお、橋梁点検要領(案)、損傷事例写真集(案)の検討は、昭和60年度から昭和62年度の3ケ年にわたり建設省技術管理業務連絡会橋梁部会において本省、土木研究所、各地方建設局、北海道開発局、沖縄総合事務局の担当者により実施されたものである。

1.2.3 橋梁データバンクに関する検討

道路構造物のストックの増大に伴い、維持管理業務の重要性は今後ますます高くなるものと思われる。橋梁等の維持管理にあたっては、構造諸元など設計・施工時に得られる情報や点検により得られる損傷状況データといった供用後に発生する情報などを総合的に判断することが必要となるケースが非常に多い。しかしながら橋梁に関する情報はこれまで必ずしも検索に適した形で管理されていなかったために、必要な情報の収集に多大の時間や労力を要することも少なくなかった。このため、橋梁等の維持管理業務の効率化・合理化には業務に必要な橋梁関連情報の収集の迅速化を図ることが重要である。

本調査は橋梁の維持管理業務の効率化・合理化を図ることを目的として、橋梁データバンクに関する検討を行ったものである。橋梁データバンクシステムは電子計算機を利用して必要な橋梁関連データを一元的に保存・管理する仕組みであり、橋梁情報の管理業務の中核として位置付けられる。

調査の初年度である61年度は、橋梁データバンクシステムの維持管理業務における位置付けや既存のデータバンクシステムについて整理した上で、橋梁データバンクシステムの基本構想をまとめた。62年度は基本構想に基づいて収録データ項目やデータの出力様式など橋梁データバンクシステムの詳細仕様の検討を行った。63年度はデータ入力マニュアルの整備と土木研究所におけるテストシステムの構築を行った上で、橋梁データバンクシステムを実務の中でより有効に利用していくための組織的な利用のあり方について検討を行い、とりまとめた。

本調査の成果として収録データ項目やデータの出力様式など橋梁データバンクシステムの詳細仕様が決定され、データ入力のためのマニュアルも整備された。橋梁データバンクには、①基本データ、②幅員データ、③高欄防護柵データ、④交差条件データ、⑤添加物データ、⑥上部工データ、⑦下部工データ、⑧径間データ、⑨図面データ、⑩再塗装データ、⑪補修データ、⑫点検データ、⑬点検部材データ、⑭補修部材データが収録される。また、詳細仕様に基づいて土木研究所においてテストシステムを構築し、テストデータの作成・入力・検索・出力等を行った結果、システムのわかりやすさや使用性等が確認された。今後は橋梁データバンクがより有効に利用されるために管理・運用面での対策を行う他、現場のニーズに基づいたシステムの改良も行っていく必要がある。

なお、橋梁データバンクは従来の橋梁台帳の内容にあたるデータも網羅しており、この意味で台帳の電算化としても捉えることができる。道路に関する台帳類の電算化システムとしては現在、道路管理データベースシステムが開発されつつあるが、橋梁データバンクシステムはこのシステムと一体のものとして利用できるよう検討されている。

1.2.4 鋼橋（プレートガーダー橋）の安全性照査に関する検討

近年限られた予算の範囲で効率的に道路整備を進めていかなければならないことから、既設橋梁の維持管理においても、個々の橋梁の安全性をより合理的に照査できる方法を取り入れ、より長期にわたって活用していくことが重要な課題となってきた。現在既設の鋼道路橋の耐荷力を評価する方法には、『鋼道路橋（プレートガーダーおよびトラス）供用荷重算定指針⁴』が用いられており、これまで既設橋梁の耐荷力を評価する上での基本とされ、既設橋梁の維持管理に貢献してきた。ただしこの指針⁴では、既設橋梁の交通状況や将来供用年数に即した活荷重と設計活荷重の差による余裕を、安全性の照査に具体的に取り込める形となっていない。そこでこれらの橋梁の種々の安全性の余裕を明確に取り込むために限界状態設計法に基づく照査方法が考えられ、『既設橋梁の安全性照査に関する一試案』（土木技術資料 26-12 (1984)）において照査方法の試案が提案されている。ただしこの試案では具体的に諸係数の数値は示されていない。

このようなことから、本検討は 1) 設計活荷重と供用実態に即した活荷重との差による余裕や 2) 構造解析によって生じる計算応力度と実応力度との差による余裕を適切に評価し、それらの余裕を安全照査に取り込む方法を確立することを目的に実施してきた。

成果の一つは、前述の試案において、プレートガーダー橋の主桁を対象にコンピュータシミュレーションにより交通状況や将来供用期待年数に即して活荷重を算定するための活荷重係数 γ_{LL} と、実橋 30 橋における静的載荷試験を行い実応力度と計算応力度との比に基づき構造解析に関する補正係数 γ_2 を提案したことである。本試案にはまだ未検討の係数も含まれているが、供用荷重算定指針⁴で具体的に数値の示されていなかった交通状況に関する補正係数 K_t やその他の条件に関する補正係数 K_o を安全性照査に反映させた点で充実したものとなっている。

もう一つの成果は、プレートガーダー橋の主桁を対象として実応力度の計測結果に基づいた安全性照査方法の試案を提案したことである。この試案は、日最大応力度の 7 日間平均値に将来供用期待年数や交通条件に応じた補正係数を乗じて推定した最大活荷重応力度に基づいて、安全性を照査する方法である。この試案については設計図書や供用状況に関する資料を用いた前述の試案あるいは現在の供用荷重算定指針⁴で安全性を十分に確認することができない場合に適用することを意図したものである。

また、本調査で実施した 61 橋の応力度測定の実験結果については、上述の 2 つの試案を作成しその妥当性を検証するための基礎資料として利用すると同時に、今後橋梁の設計を考える上での貴重な資料となりうるものである。

1.2.5 既設 PC 橋の耐荷力算定方法に関する検討

既設橋梁の維持管理を適切に行うには、定期的な点検の実施によってそれぞれの橋梁の状態を把握しておくとともに、どの程度までの荷重に耐えられるか、すなわち耐荷力も把握しておく必要が

ある。こうした観点から、「鋼道路橋（プレートガーダーおよびトラス）供用荷重算定指針（案）」（昭和45年）および「RCT げた橋の耐荷力算定指針（案）」（昭和51年）が建設省技術研究会での成果に基づいて作成されており、それらの橋梁の耐荷力算定に用いられてきた。一方、PC 橋については、この橋梁形式が鋼橋や RC 橋と比べて新しい橋梁形式であり、耐荷力の算定が必要となることが少なかったために耐荷力算定方法が示されていない状態にある。しかしながら、最近になって塩害等によるコンクリート橋の早期劣化問題の顕在化や橋梁数の増加に伴う設計図書類の紛失数の増加がみられ、PC 橋の耐荷力算定が必要となる場合が増加している。

本検討では、こうした状況を考慮し、支間や幅員等の一般的な橋梁諸元から、間接的に既設 PC 橋の耐荷力を算定しうる方法の作成を目的に、昭和62年度より各種の調査研究を実施してきた。昭和62年度には、既設 PC 橋の耐荷力算定方法に関する基礎調査として、PC 橋の実績調査および PC 橋の耐荷力に関係する設計基準の変化、鋼材の強度、塩害の影響等についての調査検討を実施した。その結果、①ポストテンション方式 T げた橋が PC 橋の代表的かつ耐荷力算定の必要な場合が多いと考えられる橋梁形式であること、②設計基準の変化に関連して、終局荷重の組合せの変化に注意する必要があること、③ PC 橋の建設に用いられてきた鋼材の降伏点や引張強さの実強度は、その種類や径によらず 95% 以上の信頼性をもって JIS の規格値が満足されていること、④ PC 橋の設計図書類の保存状況に関しては、最近 10 年間のものについては比較的良好であるが、それ以上古いものになるとかなり悪く設計図面のみが保存されていること等、が明らかになっている。昭和63年度は、これらの結果を踏まえ、さらに全国の PCT げた橋の 3.8% 程度にあたる 433 橋の PCT げた橋を対象に構造諸元等に関する調査を実施した。その結果、①設計曲げモーメントおよび支間から主鋼材量を精度よく推定できること、②主鋼材の有効高は、橋格あるいは適用示方書に関係なく、げた高とかなり高い相関を有していること、③8割以上の橋梁が、設計曲げモーメントに対する曲げひびわれモーメントの比が 1.0 を上回っていること、④曲げ破壊安全率は、中げた、外げたとも約 90% が 1.0 を上回っていること、⑤大半の橋梁が曲げ破壊安全率に比べてせん断破壊安全率の方が大きいこと等、が明らかとなった。なお、本検討の最終成果として、以上の結果を基に、昭和51年度の建設省技術研究会での成果である「RCT げた橋の耐荷力算定指針（案）」を盛り込み、T 形断面の鉄筋コンクリート橋およびポストテンション形式のプレストレストコンクリート橋を対象した「コンクリート橋の耐荷力算定指針（案）」の作成を行った。

1.2.6 補修補強に関する検討

交通量の増加や車両重量の増大等により損傷を生じた鉄筋コンクリート床版(以下、RC 床版と略す。)が比較的多く見受けられる。こうした中で、一部の地方建設局や公団等では補修補強工法の選定基準等を定めている。しかし、多くの機関では、各種補修補強工法の効果が十分に把握されていないこともあり、施工事例を参考に工法を適宜、選定しているのが実状である。

本検討では、こうした状況を考慮し、昭和62年度から RC 床版の補修補強指針（案）の作成を目的に、RC 床版の補修補強に関する各種の調査を実施してきた。昭和62年度には、RC 床版の損傷状況や補修補強状況の実態を把握するために、各地方建設局が管理している支間 20 m～40 m のプレートガーダー橋および支間 40 m～80 m のトラス橋の約 1 割にあたる 225 橋を対象にひびわれを

指標とした損傷実態調査を行うとともに、補修補強工法の実態調査を実施した。その結果、① I げた橋の損傷割合では、合成げたが非合成げたに比べて高いこと、② 損傷割合と適用示方書との間にはかなり関係があり、昭和 31 年版と昭和 39 年版の道路橋示方書により設計されたものについては経年数に関係なく損傷割合が高く、一方昭和 48 年版の道路橋示方書によるものは損傷割合が低いこと、③ 一般に、RC 床版の補修補強工法として鋼板接着、縦桁増設および打替えが多く、その中でも最近の傾向として打替えの採用割合が増加してきていること、④ 打替えは、重度の損傷がみられる場合に用いられ、それより軽度の場合は鋼板接着や縦桁増設が一般に用いられていること等、が明らかとなった。昭和 63 年度は、これらの結果を踏まえ、さらに補修補強後の RC 床版の状況を把握するために、採用事例の多い鋼板接着、縦桁増設および打替えにより補修補強を行っている橋梁 48 橋の目視を主体とした追跡調査を実施した。また、補修補強後の経年変化について報告している文献の調査を行った。その結果、① 変状の発生割合は補修補強前のひびわれランクが高いほど、また、補修補強後の経年数が増すほど高いこと、② 変状の発生割合は大型車混入率×補修補強後経年数の値が大きいほど高いこと、③ 変状の発生割合は床版厚が厚いほど低く、22.0 cm 以上の厚さを有する床版では補修補強後の変状が生じていないこと、④ 生じ易い変状を工法別にみると、全面打替えでは打継目部の漏水や亜鉛鉄板の腐食、部分打替えでは新旧コンクリートの打継目部の漏水、鋼板接着では鋼板の端部や添接板の浮きであること等、が明らかとなった。なお、本検討の最終成果として以上の結果を基に、「RC 床版の補修補強指針（案）」の作成を行った。

1.2.7 耐震性評価法に関する検討

地震による橋梁の被害は、避難路あるいは緊急物資の輸送路としての道路の機能を喪失せしめるとともに、復旧に多大な労力と日数を要し、地域社会、地域経済に与える影響が大きいことから、事前の震災対策が必要とされている。

橋梁の耐震性を考える場合、既往の地震による被害等を調査分析し、これらの特性を十分反映した被害予測を行い、有効な耐震補強を加えて行くことが重要である。また、耐震調査では多数の橋を対象としなければならないため、現場で簡単に把握できる諸元等を用いて落橋等致命的な崩壊の危険性を判定することが求められている。現在までも、種々の判定法が提案されているが、これを耐震調査に利用する上では推定精度の向上、耐震性の総合的な把握の可能性、詳細な耐震性判定法の開発等検討すべき点が多く残されている。

本検討では、より簡単でかつ精度の高い橋梁の耐震性判定法の開発を目的として、既往の地震による被害橋の統計解析、既往の耐震性判定法の適用性の検討、及び鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法の実験的検討を実施してきた。

本技術研究会の 3 ケ年の成果として、新たな耐震性評価法を作成するとともに、その手引を耐震性判定マニュアル（案）としてとりまとめ、現場において既設橋梁の耐震性を把握する際の 1 つの手法を示した。本手法は、日本道路協会の橋梁耐震調査法及び建設省の耐震点検法を基本としてこれに改良を加えたものであり、外観及び簡易な計算のみによる 1 次判定法、地盤及び下部構造に対する詳細な計算を含む 2 次判定法、さらに 3 次判定法として大地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性判定法の 3 段階で構成するものとした。すなわち、簡便な方法による耐震性の総合的な把

握を1次判定法で、また、詳細な耐震性の判定を2次及び3次判定法で行うものである。

1次判定法は、昭和61年度に実施した124橋の被害橋の統計解析結果をもとに作成したものであり、地震被害に大きな影響を与える要因のみに簡略化し統計解析に応じた得点を新たに付け加えた。また、2次判定法は、昭和63年度に実施した動的載荷実験結果をもとに被害を受けた際に影響度の大きい鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部の耐震性判定法を含めた地盤及び下部構造に対する判定法とした。3次判定法は、震災対策上最も条件の厳しい大きな地震を受けた場合に従来被害事例の多い鉄筋コンクリート橋脚のねばりを考慮した耐震性判定法とした。

1.2.8 耐震補強法に関する検討

耐震性が相対的に低いと判断された橋梁に対しては、耐震性を向上させるために耐震補強が加えられてきている。しかしながら、このような耐震補強は個々の橋梁の条件を反映してそれぞれ個別に実施されており、どのような構造が耐震補強策として最適か、耐震補強設計をどのように行うかに関する系統的な調査が実施されていないのが現状である。

このため、本検討では、耐震補強法の選定方法及び設計方法の開発を目的として、昭和54年に実施された耐震点検に基づく耐震補強実施事例の調査、鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の補強法検討実験、昭和61年耐震点検に基づき対策が必要とされた橋梁に対する試設計による耐震補強法の適用性の検討、及び地震力の低減を図る工法として最近主に建築分野で採用されてきている免震工法等を用いた海外での耐震補強事例の文献調査を実施してきた。

本技術研究会の3ケ年の成果として、昭和54年耐震点検に基づく既設道路橋の耐震補強事例集の作成、鉄筋コンクリート橋脚段落し部の鋼板巻立てによる補強設計法の提案を行うとともに、その他の耐震補強法の設計施工に関する基本的な考え方にとりまとめを行った。

耐震補強事例集は、昭和54年耐震点検によって下部工及び地盤に対する対策が実施された橋梁46橋を対象として、橋梁一般図、対策図とともに、対策工法の選定及び設計、施工方法等について記載されている。また、鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の鋼板巻立て工法による補強方法については、実験及び計算の結果によって、鋼板の巻立て幅、鋼板の厚さ、躯体と巻立て鋼板の間の充填材の必要性等の設計法に関する提案を行った。

耐震補強法としては、落橋防止構造の設置、下部構造及び基礎構造の補強、及び地震力の低減に大きく分類される。落橋防止構造の設置については、その選定法及び設計法を昭和54年耐震点検による耐震補強実施事例調査結果をもとに昭和62年度に検討し、その成果は昭和63年2月に財団法人日本道路協会から出版された道路震災対策便覧に反映されている。しかしながら、下部構造に対する補強工法の選定及び設計については、個々の橋梁の条件が占める割合が大きく、まだ統一的に記述できる段階ではなく、技術的に検討すべき問題が残されている。このため、各種の補強工法を選定及び設計する際の基本的な考え方についてのとりまとめを行った。

2. 点検要領に関する検討

2.1 検討目的

橋梁点検は、橋梁の安全性・使用性・耐久性に影響を与えている、もしくは与える恐れのある損傷、異常の早期発見とその程度の把握を行う目的で実施される。そして、その結果は維持管理上の必要な措置方針の決定に利用される。また、蓄積された点検結果は、橋梁維持管理上の貴重なデータとなり効率的な維持修繕を可能にすると同時に、設計・施工上の問題点を明らかにするためのデータとしての活用も期待できる。したがって、橋梁点検は、橋梁の合理的な維持管理を行っていく上で最も基本的で重要なものとして位置付けられる。

そこで、現在建設省においても各地方建設局で橋梁点検が実施されているが、それぞれ点検要領を個別に定め運用していることもあり点検内容や点検水準に不統一が生じている。また、そのため点検結果の地建間の相互利用や全国ベースでの利用を促進しにくいといった問題も生み出されている。

本検討は、上述の問題の解決を図るために必要な点検要領の全地建統一案の作成を行うことを目的に実施するものである。なお、統一案の検討にあたっては、本調査研究の一環として別途検討される橋梁データバンクとの斉合を図り、データバンク導入後点検結果を有効に活用できる点検要領の作成を目指すものとする。また、点検時の損傷度判定作業の簡易化、客観化を図る目的で統一案に対応した損傷事例写真集の作成も行うものとする。

2.2 過年度の検討概要

2.2.1 61年度の概要

昭和61年度は、点検要領の具体的内容の検討に先立ち、建設省各地方建設局(以下、地建という)、公団(日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団)および諸外国における点検要領の比較検討ならびに各地建の点検実態を調査し、現行の地建における問題点を明らかにした。また、合わせて地建維持管理担当者を対象にアンケート調査を行い、現行点検への要望事項を把握し、点検要領統一案の作成に際しての必要検討事項のとりまとめを行った。

把握された現行の点検要領の問題点および現行点検への要望事項の概要は、次のとおりである。

(1) 問題点

- 1) 各地建において点検体制、判定基準などがまちまちであり、点検結果の全国的な比較が不可能であり、有効利用が図りにくい。
- 2) 点検種別ごとの頻度及び対象構造物が明示されておらず、各構造物の健全度を定期的に、また望ましい頻度で把握できない。
- 3) 点検業務の流れ図が示されていないため維持修繕業務の中での点検の位置付けが不明確となり、点検結果の利用方法が曖昧になっている。

- 4) 点検項目によっては判定基準が規定されていない場合も多く、かなりの点検が個人の主観的判断に委ねられており、点検結果の客観的な比較が困難である。

(2) 要 望

- 1) 定期点検の頻度については、現在より増すべきであるという要望が比較的強く、その要望は具体的には、1回/年～1回/3～4年となっている。
- 2) 点検従事者の資格、経験については、現行の点検要領に規定されていないこともあり、①従事者の資格、経験を要領に明記する、②専門技術者を配置する、③研究、講習会を実施し従事者への教育を徹底するなどの要望がなされている。
- 3) 点検機器及び設備については、点検車両の充実、検査路の設置などに対する要望が強いほか、非破壊検査機器の使用方法に関するマニュアル作成への要望がある。

2.2.2 62年度の概要

昭和62年度は、61年度にとりまとめた点検要領統一案の作成に際しての必要検討事項について検討を行い、点検要領統一案原案を作成した。原案は、特に点検業務の系統化、損傷度判定作業の客観化・簡易化に留意して作成した。なお、本調査研究の一環で実施している橋梁データバンクの検討と一体的な検討を行い、点検結果の記録様式を橋梁データバンクのデータ入力書式と一致させ、損傷度判定のコンピューターによる一部自動化や、点検報告書のデータバンクからの自動出力が可能なものとした。したがって、今後のデータバンクの整備に伴い、点検作業の省力化や点検結果の有効利用が図られることとなる。

2.3 橋梁点検要領に関する検討

昭和63年度は、点検要領統一案原案の全地建を対象とした意見照会及び5地建41橋(東北5橋、関東6橋、近畿5橋、中部8橋、四国17橋)を対象に原案を用いた定期点検を試験的に実施した。そして、その結果から得られた原案の問題点を修正し、橋梁点検要領(案)を作成した。また、現行要領から要領(案)への移行によって損傷度判定結果がどのように変化するかを明らかにする目的で、最近数年間に実施された定期点検の損傷度判定結果とその結果を統一案原案の損傷度判定により再判定した結果との比較を地建別に実施した。

なお、点検要領の検討は、建設省技術管理業務連絡会橋梁部会場で実施されているものであるが、その成果を周知し、広く意見を求める目的から建設省技術研究会で橋梁部会の前年度成果を報告するものである。

2.3.1 点検要領統一案原案を用いた既存定期点検結果の再評価

新たな点検要領への移行に際しては、現要領で実施された点検の損傷度判定結果を活用する意味から、新旧要領による損傷度判定結果の相違を明確にする必要がある。また、大きな相違が生じる場合は、新要領の損傷度判定基準の見直しも必要と考えられる。そこで、ここでは、点検要領統一案原案の損傷度判定基準を用いて過年度に実施した定期点検結果を再判定し、判定結果の比較を行った。なお、点検要領統一案原案の対象橋種が、鋼鉄桁橋、RC・PC-T桁橋、RC・PC床版橋であることから、比較は主にこれらの橋種を対象に実施した。

比較には、各地建で最近実施された定期点検結果報告書を用いることとし、1地建約100橋を目安に収集した。収集された報告書の地建別点検年度内訳を表一2.3.1に示す。また、再判定は、定期点検報告書に貼付された損傷写真を判定することにより行った。以下に各地建別の比較結果を示す。

(1) 損傷度判定標準

点検要領統一案原案(以下、新要領という)における損傷度判定標準を表一2.3.2に、各地建の既存点検要領(以下、現要領という)と新要領の損傷度判定標準の比較を表一2.3.3に示す。

(2) 地建別の比較結果

1) 関東地建

現要領は新要領より判定区分が2つ少ないが、判定標準の内容を比較すると、判定CがIとIIに、判定BがIIIとIVに、判定AがOKに対応すると考えられる。

1472件の現要領による判定結果と新要領による判定結果の比較を表一2.3.4に示す。同一と考えられるランクの対応をみると、判定Cの154件に対しIとIIの440件(0+440件)、判定Bの1,318件に対しIIIとIVの1,020件(242+758件)、判定Aの0件に対しOKの32件となっており、新要領の方が厳しく判定される傾向にある。

表一2.3.1 収集した点検報告書の地建別点検年度内訳

	橋 梁 数						合 計	径間数
	点 検 年 度							
	56年度	57年度	58年度	59年度	60年度	61年度		
東 北 地 建	—	—	—	—	—	111	111	358
関 東 地 建	—	—	—	—	40	72	112	470
北 陸 地 建	—	—	—	—	46	12	58	244
中 部 地 建	—	—	—	22	36	29	87	272
近 畿 地 建	—	—	—	—	39	80	119	478
中 国 地 建	—	—	18	20	27	27	92	343
四 国 地 建	12	6	17	17	11	—	63	181
九 州 地 建	1	9	21	29	15	25	100	474
北海道開発局	—	—	—	—	23	62	85	234
沖縄総合事務局	—	21	—	—	—	—	21	43
合 計	13	36	56	88	237	418	848	3097

表一2.3.2 点検要領統一案原案の損傷度判定標準

判定区分	一 般 的 状 況
I	損傷が著しく、交通の安全確保の支障となる恐れがある。
II	損傷が大きく、詳細調査を実施し補修するかどうかの検討を行う必要がある。
III	損傷が認められ、追跡調査を行う必要がある。
IV	損傷が認められ、その程度を記録する必要がある。
O. K	点検の結果から、損傷は認められない。

表-2.3.3 既存点検要領と点検要領統一案原案との損傷度判定標準の比較

	既 存 点 検 要 領		点検要領原案
関東地建	判定 C	変状が著しく、安全性を低下せしめるもの。	I
	判定 B	軽微な変状はあるが、安全性に影響のない程度。	II
	判定 A	変状なし。	III
北陸地建	ランク5	放置すると近い将来危険な状態になることが予想されるので、直ちに対策を講じる必要がある。	IV
	ランク4	できるだけ早期に対策を講じた方がよい。	OK
	ランク3	当面放置しても問題はないが、観察が必要。耐久性を増大させるためには、補修、補強を行う方がよい。	I
	ランク2	正常な範囲内の変状。または局部的に美観を損う程度の損傷。	II
	ランク1	損傷なし。	III
中部地建	D	補強対策が必要であると思われるもの。	IV
	C	補修対策が必要であると思われるもの。	OK
	B	追跡調査が必要であると思われるもの。	I
	A	橋梁の安全性に影響のないと思われるもの。	II
近畿地建	判定 D	早急に補強対策が必要と判断されるもの。	III
	判定 C	補修対策が必要と判断されるもの。	IV
	判定 B	若干の異状が認められるので、追跡調査が必要と判断されるもの。	OK
	判定 A	異常なく、健全であるもの。	I
中国地建	判定 1	(要修理) 欠陥の程度が大きく通行不可能が予想されるもので緊急に修理を要するもの。	II
	判定 2	(要補修) 構造物として安全率が低下しているもの、欠陥が進行性のもの、環境を阻害しているもので早急に補修を要するもの。	III
	判定 3	(要検査) 現在機能的には何等影響がないもので供用しながら状態を動態調査により観察するもの。	IV
	判定 4	(要追跡調査) 欠陥はあるが特に対策を講じる必要がないもの、その原因補強方法が見出されぬもので次回の巡回定期点検で重点管理するもの。	OK
	判定 5	(良好) 何等欠陥がなく健全なもの。	I
四国地建	ランクC	(損傷大)	II
	ランクB	(損傷小)	III
	ランクA	(損傷なし)	IV
九州地建	A	早急に処置又は詳細な再調査を必要とするもの。	OK
	B	異常が認められ、今後継続的な点検を必要とするもの。	I
	C	異常は認められるが現状で安定しており、構造上支障のないもの。	II
	D	異常の認められないもの。	III
北海道開発局	A	要修理 (緊急対策必要)	IV
	B	要注意 (精密検査を考慮)	OK
	C	軽微な変状あり (継続観察)	I
	D	変状なし (良好)	II

この傾向は、RC床版、鋼及びゴム支承、支承アンカーボルト、舗装、鋼及びコンクリート伸縮装置、排水施設、縁石に見られ、特に RC床版、支承、舗装、伸縮装置、排水施設において顕著である。他の部材は、概ね現要領による判定と同じ傾向にある。

新要領による判定Ⅱの数が現要領による判定 C より多いのは、i) RC床版の場合、新要領では遊離石灰あるいは漏水・滞水が発生していると高いランクに判定される、ii) 新要領では、支承、伸縮装置および排水施設の場合、土砂詰りがあると判定Ⅱとなる、iii) 舗装の場合、舗装ひびわれを現要

表-2.3.4 既存点検要領と点検要領統一案原案による損傷度判定
結果の比較 (関東地建)

			事例数	既存点検要領			点検要領統一案原案				
				C	B	A	I	II	III	IV	OK
上部工	鋼	主桁	50	7	43	0	0	2	1	47	0
		横桁	4	1	3	0	0	0	2	2	0
		縦桁	3	0	3	0	0	0	0	3	0
		対傾構	5	3	2	0	0	3	0	0	2
		横構	3	0	3	0	0	0	1	0	2
		床版	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	コンクリート	主桁	66	27	39	0	0	29	25	11	1
		横桁	11	0	11	0	0	1	7	2	1
		縦桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		床版	557	17	540	0	0	125	104	328	0
下部工	コンクリート基礎	鋼橋脚	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		コンクリート橋脚	35	1	34	0	0	1	20	14	0
		コンクリート橋台	52	9	43	0	0	11	27	12	2
		基礎	5	2	3	0	0	1	0	4	0
支承	本体	鋼	76	6	70	0	0	40	2	34	0
		ゴム	6	2	4	0	0	6	0	0	0
		モルタル	19	6	13	0	0	6	2	11	0
		アスファルト	2	0	2	0	0	2	0	0	0
高欄	鋼コンクリート	鋼	82	7	75	0	0	8	0	63	11
		コンクリート	69	26	43	0	0	16	18	35	0
防護柵	鋼コンクリート	鋼	11	2	9	0	0	1	0	9	1
		コンクリート	1	1	0	0	0	0	0	1	0
地覆	鋼コンクリート	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		コンクリート	70	2	68	0	0	2	24	41	3
舗装			152	12	140	0	0	79	0	73	0
伸縮装置	鋼ゴム	鋼	30	0	30	0	0	21	2	7	0
		ゴム	35	5	30	0	0	15	2	18	0
排水施設			67	14	53	0	0	59	2	4	2
落橋防止装置	鋼コンクリート	鋼	3	0	3	0	0	0	0	2	1
		コンクリート	0	0	0	0	0	0	0	0	0
点検施設			0	0	0	0	0	0	0	0	0
遮音施設			0	0	0	0	0	0	0	0	0
照明施設			16	0	16	0	0	0	0	10	6
添架物			0	0	0	0	0	0	0	0	0
標識			0	0	0	0	0	0	0	0	0
袖擁壁			16	4	12	0	0	3	2	11	0
中央分離帯			2	0	2	0	0	1	0	1	0
縁石			24	0	24	0	0	8	1	15	0
計			1472	154	1318	0	0	440	242	758	32

領ではあまり重く見ていないが、新要領では、床版への影響を考慮して判定を厳しくしている、ことによるものである。

2) 北陸地建

現要領と新要領の判定区分は、同じ数で、ランク5がⅠに、ランク4がⅡに、ランク3がⅢに、ランク2がⅣに、ランク1がOKに対応すると考えられる。

886件の現要領による判定結果と新要領による判定結果の比較を表2.3.5に示す。同一と考えられるランクの対応をみると、ランク5の0に対しⅠの0、ランク4の27件に対しⅡの181件、ランク3の425件に対しⅢの234件、ランク2の434件に対しⅣの395件、ランク1の0に対しOKの76件となっており、ⅡとOKが増加し、ⅢとⅣが減少している。

鋼部材の主桁、横桁、横構および落橋防止装置は、現要領ではランク3であった損傷が新要領で

表2.3.5 既存点検要領と点検要領統一案原案による損傷度判定結果の比較（北陸地建）

			事例数	既 存 点 検 要 領					点 検 要 領 統 一 案 原 案				
				5	4	3	2	1	I	II	III	IV	OK
上 部 工	鋼	主桁	69	0	0	39	30	0	0	0	0	69	0
		横桁	36	0	0	14	22	0	0	0	0	36	0
		縦桁	3	0	0	0	3	0	0	0	0	3	0
		対傾構	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		横構	11	0	0	4	7	0	0	0	0	6	5
	コン クリ ート	床版	2	0	0	0	2	0	0	0	0	2	0
		主桁	102	0	2	61	39	0	0	8	55	21	18
		横桁	40	0	0	12	28	0	0	9	21	5	5
		縦桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		床版	237	0	21	131	85	0	0	70	69	98	0
下 部 工	鋼橋	1	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	
	コン クリ ート	81	0	0	34	47	0	0	16	37	15	13	
	橋脚	55	0	0	31	24	0	0	11	28	6	10	
	基礎	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
支 承	本体	鋼	113	0	4	40	69	0	0	37	0	76	0
		ゴム	10	0	0	0	10	0	0	4	0	6	0
		モルタル	24	0	0	13	11	0	0	10	1	9	4
		アンカーボルト	14	0	0	8	6	0	0	0	0	14	0
高 欄	鋼	4	0	0	0	4	0	0	0	0	1	3	
	コンクリート	53	0	0	33	20	0	0	16	23	4	10	
防護柵	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	コンクリート	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
地 覆	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	コンクリート	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
舗 装		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
伸縮 装置	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	ゴ ム	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
排 水 施 設		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
落橋防 止装置	鋼	28	0	0	3	25	0	0	0	0	21	7	
	コンクリート	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
点検施設		3	0	0	2	1	0	0	0	0	2	1	
遮音施設		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
照明施設		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
添 架 物		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
標 識		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
袖 擁 壁		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
中央分離帯		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
縁 石		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
計			886	0	27	425	434	0	0	181	234	395	76

はIV以下に判定されている。これは、鋼部材で最も多い損傷の腐食が、新要領では断面欠損の伴わない表面錆の場合にはゆるく判定されるためである。(腐食は成案時に判定が厳しくなるように修正)

一方、コンクリート部材の主桁、横桁、橋脚、橋台、支承モルタルおよび高欄は、現要領ではランク3あるいは2に判定されていた損傷が、新要領ではその上下に対応するIIあるいはOKに判定されている。OKが多くなる原因は、コンクリート部材で最も多い損傷のひびわれが、新要領ではひびわれ幅が小さい場合にゆるく判定されOKとなるからである。(ひびわれは、成案時に主部材のみ判定が厳しくなるように修正) 逆にIIが多くなる原因は、剝離・鉄筋露出、遊離石灰、豆板空洞、変色劣化、漏水・滞水あるいは欠損が発生している場合に、新要領の方が厳しく判定されるためである。

RC床版の判定結果では、現要領でランク3の損傷が新要領ではIIに判定されているものが数多くみられる。これは、剝離・鉄筋露出、遊離石灰が発生していた場合に、現要領の方が厳しく判定されるためである。

支承の判定結果では、新要領でIIに判定される数が多くなっている。これは、土砂詰りがあった場合に新要領ではIIに判定されるためである。

3) 中部地建

現要領は新要領より判定区分が1つ少ないが、判定標準の内容を比較すると、判定DがIに、判定CがIIに、判定BがIIIに、判定AがIVとOKに対応すると考えられる。

2637件の現要領による判定結果と新要領による判定結果の比較を表2.3.6に示す。同一と考えられるランクの対応をみると、判定Dの26件に対しIの0件、判定Cの791件に対しIIの528件、判定Bの1731件に対しIIIの332件、判定Aの89件に対しIVとOKの1771件(1692+85)となっており、全体的に新要領の方が緩い判定となっている。

しかし、判定D(26件)がI(0件)に、判定C(791件)がIIとIII(528+332=860件)に、判定B(1731件)がIV(1692件)に、判定A(89件)がOK(85件)に対応すると考えると、新要領は現要領と同じ傾向にあるといえる。

ただし、現要領に較べ新要領の判定の方が、鋼部材の亀裂、橋台のひびわれ、伸縮継手と排水施設の土砂詰りは厳しく、主桁の腐食、コンクリート地覆の剝離・鉄筋露出及び舗装の損傷は緩くなっている。

4) 近畿地建

現要領は新要領より判定ランクが1つ少ないが、判定標準の内容を比較すると、判定DがIに、判定CがIIに、判定BがIIIとIVに、判定AがOKに対応すると考えられる。

1696件の現要領による判定結果と新要領による判定結果の比較を表2.3.7に示す。同一と考えられるランクの対応をみると、判定Dの17件に対しIの0件、判定Cの811件に対しIIの711件、判定Bの864件に対しIIIとIVの917件(153+764件)、判定Aの4件に対しOKの68件となっており、IIが減少し、IIIとIV及びOKが増加している。

この傾向は、コンクリートの主桁、床版、橋台、橋脚、鋼高欄、添架物に見られる。これは、コ

ンクリートの主桁、橋台、橋脚のひびわれ判定、RC床版の床版ひびわれの判定が、現要領より新要領の方が緩くなっていること、及び鋼高欄、添架物の場合、二次部材であるため新要領では腐食の判定が緩くなるためである。(腐食は成案時に判定が厳しくなるように修正)

ただし、舗装は、舗装のひびわれの判定が現要領より新要領の方が厳しくなっているため、Ⅱの判定区分が多くなる傾向がある。

表一2.3.6 既存点検要領と点検要領統一案原案による損傷度判定結果の比較 (中部地建)

			事例数	既 存 点 検 要 領				点 検 要 領 統 一 案 原 案				
				D	C	B	A	I	II	III	IV	OK
上 部 工	鋼	主 桁	143	0	37	93	13	0	2	17	120	4
		横 桁	39	0	5	34	0	0	7	5	22	5
		縦 桁	9	0	2	7	0	0	2	1	6	0
		対傾構	22	0	3	18	1	0	2	0	19	1
		横 構	23	0	3	20	0	0	0	0	17	6
		床 版	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	コン クリ ート	主 桁	94	0	8	81	5	0	23	42	28	1
		横 桁	22	0	4	18	0	0	0	7	15	0
		縦 桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		床 版	911	2	222	676	11	0	168	118	625	0
下 部 工	鋼 コン クリ ート 基	橋 脚	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		橋 脚	105	5	23	71	6	0	11	19	67	8
		橋 台	188	0	29	144	15	0	23	50	103	12
		礎	3	0	0	3	0	0	0	0	3	0
支 承	本 体	鋼	179	8	62	105	4	0	40	20	119	0
		ゴム	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		モルタル	47	5	17	24	1	0	17	10	14	6
		アスファルト	8	0	7	1	0	0	6	0	2	0
高 欄		鋼	104	3	26	72	3	0	10	2	81	11
		コンクリート	49	0	17	28	4	0	9	11	29	0
防 護 柵		鋼	16	0	0	14	2	0	0	0	11	5
		コンクリート	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
地 覆		鋼	1	0	0	1	0	0	0	0	1	0
		コンクリート	124	3	60	58	3	0	4	15	95	10
舗 装			280	0	169	104	7	0	56	0	224	0
伸 縮 装 置		鋼	82	0	23	54	5	0	52	2	26	2
		ゴ ム	28	0	14	14	0	0	15	0	13	0
排 水 施 設			115	0	53	58	4	0	74	6	27	8
落 橋 防 止 装 置		鋼	5	0	0	5	0	0	0	0	5	0
		コンクリート	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
点 検 施 設			2	0	1	1	0	0	1	0	1	0
遮 音 施 設			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
照 明 施 設			2	0	0	2	0	0	0	0	1	1
添 架 物			26	0	4	17	5	0	3	7	14	2
標 識			2	0	0	2	0	0	0	0	0	2
袖 擁 壁			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
中 央 分 離 帯			5	0	0	5	0	0	3	0	2	0
縁 石			3	0	2	1	0	0	0	0	2	1
計			2637	26	791	1731	89	0	528	332	1692	85

5) 中国地建

現要領は新要領と判定区分が同じ数であり、判定1がIに、判定2がIIに、判定3がIIIに、判定4がIVに、判定5がOKに対応すると考えられる。

4390件の現要領による判定結果と新要領による判定結果の比較を表2.3.8に示す。同一と考えられるランクの対応をみると、判定1の0件に対しIの0件、判定2の160件に対しIIの645件、判定3の184件に対しIIIの609件、判定4の4046件に対しIVの3084件、判定5の0件に対しOK

表2.3.7 既存点検要領と点検要領統一案原案による損傷度判定結果の比較 (近畿地建)

			事例数	既 存 点 検 要 領				点 検 要 領 統 一 案 原 案				
				D	C	B	A	I	II	III	IV	OK
上 部 工	鋼	主 桁	43	0	10	33	0	0	4	1	38	0
		横 桁	11	0	6	4	1	0	7	0	4	0
		縦 桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		対傾構	3	0	1	1	1	0	0	0	2	1
		横 構	3	0	0	3	0	0	1	0	2	0
		床 版	2	0	1	1	0	0	0	1	1	0
	コン クリ ート	主 桁	129	0	56	73	0	0	53	21	35	20
		横 桁	9	0	7	2	0	0	3	3	3	0
		縦 桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		床 版	844	17	523	302	2	0	449	48	347	0
下 部 工	鋼 コ ン クリ ート 基	橋 脚	9	0	7	2	0	0	2	0	7	0
		橋 脚	48	0	16	32	0	0	16	17	11	4
		橋 台	62	0	3	59	0	0	8	29	16	9
		礎	4	0	2	2	0	0	0	0	4	0
支 承	本 体	鋼	98	0	48	50	0	0	17	4	76	1
		ゴム	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		モルタル	12	0	0	12	0	0	8	0	4	0
		アンカーボルト	19	0	10	9	0	0	12	1	6	0
高 欄	鋼	鋼	113	0	33	80	0	0	10	2	72	29
		コンクリート	46	0	4	42	0	0	9	20	17	0
防 護 柵	鋼	鋼	6	0	2	4	0	0	3	0	2	1
		コンクリート	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
地 覆	鋼	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		コンクリート	6	0	2	4	0	0	1	5	0	0
舗 装			150	0	25	125	0	0	54	0	96	0
伸 縮 装 置	鋼	鋼	2	0	0	2	0	0	1	0	1	0
		ゴ ム	5	0	1	4	0	0	4	0	1	0
排 水 施 設			48	0	42	6	0	0	47	0	1	0
落 橋 防 止 装 置	鋼	鋼	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0
		コンクリート	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
点 検 施 設			1	0	1	0	0	0	1	0	0	0
遮 音 施 設			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
照 明 施 設			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
添 架 物			22	0	11	11	0	0	0	1	18	3
標 識			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
袖 擁 壁			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
中 央 分 離 帯			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
縁 石			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
計			1696	17	811	864	4	0	711	153	764	68

の52件となっており、IVが減りII、III及びOKが増加している。

II、IIIが増加しているのは、RC床版と舗装のひびわれの判定、及びコンクリート部材(主桁、横桁、床版、橋脚、橋台、高欄、地覆)に剝離・鉄筋露出、遊離石灰、漏水・滞水があった場合の判定が、現要領より新要領の方が厳しく判定されるためである。OKが増加しているのは、コンクリート部材(主桁、横桁、橋脚、橋台、地覆)のひびわれの判定が新要領の方が緩くなっているためである。

表-2.3.8 既存点検要領と点検要領統一案原案による損傷度判定結果の比較(中国地建)

			事例数	既 存 点 検 要 領					点 検 要 領 統 一 案 原 案				
				1	2	3	4	5	I	II	III	IV	OK
上 部 工	鋼	主 桁	39	0	1	5	33	0	0	4	0	35	0
		横 桁	1	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0
		縦 桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		対傾構	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		横 構	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	コン クリ ート	床 版	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		主 桁	183	0	1	0	182	0	0	7	81	66	29
		横 桁	20	0	0	0	20	0	0	3	5	4	8
		縦 桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		床 版	3669	0	70	127	3472	0	0	481	446	2742	0
下 部 工	鋼	橋 脚	3	0	0	0	3	0	0	3	0	0	0
	コン クリ ート	橋 脚	67	0	1	4	62	0	0	13	25	26	3
	基 礎	橋 台	39	0	1	12	26	0	0	10	17	10	2
			礎	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
支 承	本 体	鋼	117	0	37	13	67	0	0	31	1	85	0
		ゴ ム	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		モルタル	21	0	2	1	18	0	0	13	4	4	0
		アジャスター	3	0	2	0	1	0	0	2	0	1	0
高 欄	鋼	38	0	4	8	26	0	0	2	0	36	0	
	コンクリート	36	0	5	9	22	0	0	4	20	12	0	
防 護 柵	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	コンクリート	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
地 覆	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	コンクリート	31	0	1	1	29	0	0	3	1	19	8	
舗 装		57	0	12	1	44	0	0	31	0	26	0	
伸 縮 装 置	鋼	17	0	3	2	12	0	0	10	2	5	0	
	ゴ ム	4	0	4	0	0	0	0	4	0	0	0	
排 水 施 設		35	0	14	1	20	0	0	21	3	9	2	
落 橋 防 止 装 置	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	コンクリート	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
点 検 施 設		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
遮 音 施 設		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
照 明 施 設		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
添 架 物		1	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	
標 識		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
袖 擁 壁		5	0	2	0	3	0	0	2	3	0	0	
中 央 分 離 帯		1	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	
緑 石		3	0	0	0	3	0	0	1	1	1	0	
計			4390	0	160	184	4046	0	0	645	609	3084	52

6) 四国地建

現要領の損傷度判定標準には、コメントがないが、表—2.3.9に示す2,357件の現要領による判定結果と新要領による判定結果を比較してみると、判定Cが745件、Bが1,612件、Aが0件で、Iが0件、IIが632件、IIIが360件、IVが1,310件、OKが55件であり、CがIとIIに、BがIIIとIVに、AがOKにほぼ対応すると考えられる。

ただし、鋼部材（主桁、横桁、縦桁、横桁、支承、高欄、伸縮装置及び落橋防止装置）における

表—2.3.9 既存点検要領と点検要領統一案原案による損傷度判定結果の比較（四国地建）

			事例数	既存点検要領			点検要領統一案原案				
				C	B	A	I	II	III	IV	OK
上部工	鋼	主桁	127	62	65	0	0	8	18	97	4
		横桁	9	5	4	0	0	1	0	8	0
		縦桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		対傾構	9	4	5	0	0	1	1	4	3
		横構	9	4	5	0	0	0	1	7	1
		床版	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	コンクリート	主桁	98	26	72	0	0	12	27	53	6
		横桁	47	15	32	0	0	24	11	11	1
		縦桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		床版	1301	314	987	0	0	326	212	763	0
下部工	鋼橋基礎	橋脚	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		橋脚	37	14	23	0	0	7	7	20	3
		橋台	91	45	46	0	0	15	45	28	3
		基礎	5	5	0	0	0	3	0	2	0
支承	本体	鋼	115	55	60	0	0	36	8	61	10
		ゴム	3	3	0	0	0	3	0	0	0
		モルタル	16	10	6	0	0	9	3	4	0
		アンカーボルト	3	3	0	0	0	3	0	0	0
高欄	鋼	鋼	83	25	58	0	0	5	3	58	17
		コンクリート	12	3	9	0	0	3	4	5	0
防護柵	鋼	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		コンクリート	0	0	0	0	0	0	0	0	0
地覆	鋼	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		コンクリート	21	12	9	0	0	7	1	12	1
舗装			229	59	170	0	0	96	0	133	0
伸縮装置	鋼	鋼	22	9	13	0	0	3	3	13	3
		ゴム	30	24	6	0	0	23	0	7	0
排水施設			74	38	36	0	0	44	10	17	3
落橋防止装置	鋼	鋼	6	5	1	0	0	0	1	5	0
		コンクリート	0	0	0	0	0	0	0	0	0
点検施設			0	0	0	0	0	0	0	0	0
遮音施設			0	0	0	0	0	0	0	0	0
照明施設			0	0	0	0	0	0	0	0	0
添架物			3	3	0	0	0	0	2	1	0
標識			0	0	0	0	0	0	0	0	0
袖擁壁			6	2	4	0	0	3	2	1	0
中央分離帯			0	0	0	0	0	0	0	0	0
縁石			1	0	1	0	0	0	1	0	0
計			2357	745	1612	0	0	632	360	1310	55

腐食、及びコンクリート部材と舗装のひびわれは、新要領の方が緩く判定される（なお、腐食は成案時に判定が厳しくなるように修正）

7) 九州地建

現要領は新要領より判定区分が1つ少ないが、判定標準を比較すると、判定AがⅠとⅡに、判定BがⅢに、判定CがⅣに、判定DがOKにそれぞれ対応すると考えられる。

表一2.3.10に示す956件の現要領による判定結果と新要領による判定結果の対応をみると、判定

表一2.3.10 既存点検要領と点検要領統一案原案による損傷度判定結果の比較（九州地建）

			事例数	既 存 点 検 要 領				点 検 要 領 統 一 案 原 案				
				A	B	C	D	I	II	III	IV	OK
上 部 工	鋼	主 桁	19	0	10	9	0	0	0	1	18	0
		横 桁	8	0	2	6	0	0	2	0	6	0
		縦 桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		対傾構	6	0	2	4	0	0	0	0	6	0
		横 構	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		床 版	10	0	10	0	0	0	4	0	6	0
	コン リ ク ー ト	主 桁	143	0	4	139	0	0	23	50	39	31
		横 桁	59	0	0	59	0	0	8	23	22	6
		縦 桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		床 版	336	0	4	332	0	0	34	91	211	0
下 部 工	鋼	橋 脚	3	0	2	1	0	0	2	0	1	0
		橋 脚	142	0	0	142	0	0	8	48	44	42
	コン リ ー ト	橋 台	96	0	10	86	0	0	4	32	29	31
		基 礎	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
支 承	本 体	鋼	29	0	9	20	0	0	18	1	10	0
		ゴ ム	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		モ ル タ ル	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0
		ア ス フ ェ ル ト	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0
高 欄	鋼	8	0	1	7	0	0	3	0	5	0	
	コン リ ー ト	32	0	3	29	0	0	6	11	14	1	
防 護 柵	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	コン リ ー ト	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
地 覆	鋼	1	0	1	0	0	0	0	0	0	1	
	コン リ ー ト	22	0	1	21	0	0	6	8	7	1	
舗 装		1	0	1	0	0	0	1	0	0	0	
伸 縮 装 置	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	ゴ ム	5	0	5	0	0	0	3	0	2	0	
排 水 施 設		30	0	5	25	0	0	5	17	8	0	
落 橋 防 止 装 置	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	コン リ ー ト	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
点 検 施 設		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
遮 音 施 設		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
照 明 施 設		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
添 架 物		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
標 識		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
袖 擁 壁		4	0	4	0	0	0	2	2	0	0	
中 央 分 離 帯		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
縁 石		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
計			956	0	74	882	0	0	131	284	428	113

Aの0件に対しIとIIの131件(0+131件)、判定Bの74件に対しIIIの284件、判定Cの882件に対しIVの428件、判定Dの0件に対しOKの113件となっており、IVが減りII、III及びOKが増加している。

これは主に、現要領で判定Cがほとんどであったコンクリート部材(主桁、横桁、橋脚、橋台、高欄)の損傷を新要領で判定すると、ひびわれはIII、IVあるいはOKに判定され、剥離・鉄筋露出はII、IIIあるいはIVに判定されるためである。

表-2.3.11 既存点検要領と点検要領統一案原案による損傷度判定結果の比較(北海道開発局)

			事例数	既 存 点 検 要 領				点 検 要 領 統 一 案 原 案				
				A	B	C	D	I	II	III	IV	OK
上 部 工	鋼	主 桁	98	0	11	87	0	0	12	0	86	0
		横 桁	6	0	1	5	0	0	0	3	3	0
		縦 桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		対傾構	13	0	0	13	0	0	0	0	11	2
		横 構	14	0	1	13	0	0	0	1	13	0
		床 版	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	コン クリ ート	主 桁	28	0	9	19	0	0	7	7	11	3
		横 桁	8	0	5	3	0	0	0	0	8	0
		縦 桁	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		床 版	610	0	220	390	0	0	90	93	427	0
下 部 工	鋼 コン クリ ート 基	橋 脚	4	0	3	1	0	0	3	0	1	0
		橋 脚	125	0	38	87	0	0	34	32	54	5
		橋 台	79	0	22	57	0	0	6	33	35	5
		基 礎	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
支 承	本 体	鋼	179	0	5	168	6	0	35	0	139	5
		ゴ ム	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		モ ル タ ル	33	0	8	25	0	0	24	2	7	0
		ア ス フ ァ ル ト	7	0	6	1	0	0	6	0	1	0
高 欄	鋼 コン クリ ート	鋼	305	1	46	258	0	0	49	24	219	13
		コン クリ ート	25	0	0	25	0	0	10	2	13	0
防 護 柵	鋼 コン クリ ート	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		コン クリ ート	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
地 覆	鋼 コン クリ ート	鋼	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		コン クリ ート	564	12	214	338	0	0	69	173	319	3
舗 装			56	1	2	53	0	0	21	0	35	0
伸 縮 装 置	鋼 ゴ ム	鋼	7	0	1	5	1	0	7	0	0	0
		ゴ ム	7	0	3	3	1	0	2	0	5	0
排 水 施 設			29	1	10	18	0	0	2	15	8	4
落 橋 防 止 装 置	鋼 コン クリ ート	鋼	8	0	0	8	0	0	0	0	8	0
		コン クリ ート	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
点 検 施 設			2	0	0	2	0	0	0	0	2	0
遮 音 施 設			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
照 明 施 設			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
添 架 物			10	0	3	7	0	0	0	3	7	0
標 識			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
袖 擁 壁			18	0	0	18	0	0	0	17	1	0
中 央 分 離 帯			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
縁 石			50	0	23	26	1	0	26	4	20	0
計			2285	15	631	1630	9	0	403	409	1433	40

ただし、鋼部材（主桁、横桁、対傾構、床版）における腐食の判定は、現要領より新要領の方が若干緩く判定される傾向がある（なお、腐食は成案時に判定が厳しくなるように修正）

8) 北海道開発局

現要領は新要領より判定ランクが1つ少ないが、判定標準の内容を比較すると、判定 A が I に、判定 B が II に、判定 C が III と IV に、判定 D が OK にそれぞれ対応すると考えられる。

2,285 件の現要領による判定結果と新要領による判定結果の比較を表—2.3.11 に示す。同一と考えられるランクの対応をみると、判定 A の 15 件に対し I の 0 件、判定 B の 631 件に対し II の 403 件、判定 C の 1,630 件に対し III と IV の 1,842 件(409+1,433 件)、判定 D の 9 件に対し OK の 40 件となっており、全体的に新要領の方が若干緩い判定となっている。

これは、RC 床版の床版ひびわれの判定が新要領の方が緩いこと、新要領では主部材と 2 部材を分けて判定しているため、2 次部材であるコンクリート地覆のひびわれ損傷が緩く判定されるためである。逆に、舗装のひびわれの判定は、新要領の方が厳しく判定される傾向がある。これらを除いては、現要領と新要領は概ね同じ傾向となっている。

(3) ま と め

現要領と新要領の比較の結果、損傷の種類によって差はあるものの、全体的には両者は概ね同じ傾向に判定されることがわかった。

なお、この結果も踏まえ、鋼部材の腐食、コンクリートの主部材のひびわれに関する損傷度判定基準（案）は、判定が厳しくなるように判定内容の修正を行った。

2.3.2 橋梁点検要領（案）

(1) はじめに

橋梁点検要領の全地建統一案の検討は、前述したとおり、建設省技術管理業務連絡会橋梁部会の場合で 60 年度から 3 箇年の予定で進められてきたが、予定どおり 62 年度末に橋梁点検要領（案）としてその成果がとりまとめられた。

本要領（案）は、1) 適用の範囲、2) 点検の目的、3) 点検の種別、4) 点検の対象、5) 点検の流れ、6) 点検頻度と方法、7) 実施体制、8) 点検機械器具の携帯、9) 点検項目、10) 損傷度判定標準、11) 損傷度判定、12) 点検結果の記録、から構成され、また、付録として、損傷度判定基準（案）、部材別判定基準一覧表（点検種類別）、点検結果の記入様式、点検結果の記入要項、道路管理データベース入力書式記入マニュアル（橋梁・橋側歩道橋）抜粋、が記載されている。以下に本要領（案）の抜粋を示す。

なお、本要領（案）は、63 年度の橋梁点検業務から業務の参考として活用される予定であり、次のような効果が期待される。

- (i) 従来、8 地方建設局で個別に定められ運用されてきた点検要領の一本化が推進されることにより、点検レベルの統一が促進されるとともに点検結果の全国的な比較が可能となる。
- (ii) 本要領（案）に記載した損傷度判定基準（案）に対応した損傷写真事例集の作成を 2.4 に示すように実施しており、従来に比べ損傷度判定作業の客観化、簡易化が図られる。
- (iii) 点検結果の記録様式が橋梁データバンクのデータ入力書式をかねているためデータバンクへ

の入力に当ってデータの転記を行う必要が無い。そのため、点検結果が極めて容易にデータバンクに入力できる。また、データ入力をするとき、i) 損傷の判定のうち機械的に実施できる部分についてはコンピュータにより自動判定がなされ、ii) 点検報告書の大部分がデータバンクから所定の様式に従って出力されることから点検結果のとりまとめ作業が大幅に省略化される。さらに、点検結果と広範な橋梁データバンクを用いた分析が可能となる。なお、橋梁データバンクは、道路管理データベースの一部に取り入れられ、今後整備が進められる予定である。

(2) 橋梁点検要領（案）の抜粋

1. 適用の範囲

本要領（案）は、建設省、北海道開発局、沖縄総合事務局が管理する一般国道に架る橋梁の点検業務に適用する。

〔解 説〕 省 略

2. 点検の目的

橋梁点検は、道路維持管理業務の一環として、管理する橋梁の現状を把握し、異常及び損傷を早期に発見することにより安全・円滑な交通を確保するとともに、合理的な橋梁の維持管理のための資料を得ることを目的に実施する。

〔解 説〕 省 略

3. 点検の種別

点検の種別は次のとおりとする。

(1) 通常点検

通常点検とは、損傷の早期発見を図るために、原則として道路の日常巡回を行う際に併せて実施する橋梁の目視点検をいう。

(2) 定期点検

定期点検とは、橋梁の保全を図るために定期的に実施するものであり、主に目視及び簡易な点検機械・器具により行う点検をいう。

(3) 異常時点検

異常時点検とは、地震、台風、集中豪雨、豪雪等の災害が発生した場合もしくはそのおそれがある場合と、異常が発見されたときに、主に橋梁の安全性を確認するために行う点検をいう。

(4) 追跡調査

進行状況を把握する必要がある損傷について、目視及び簡易な点検機械・器具により継続的に実施する調査をいう。

(5) 詳細調査

補修、補強の必要性を判断するために、主に点検機械・器具を用いて実施する調査をいう。

〔解 説〕 省 略

4. 点検の対象

点検の対象は次のとおりとする。

(1) 通常点検

全橋梁を対象とする。

(2) 定期点検

原則として橋長 15 m 以上の全橋梁を対象とし、その他の橋梁についても必要に応じてその対象とする。

(3) 異常時点検

地震、台風、集中豪雨、豪雪等の異常時に、点検が必要と判断される橋梁を対象とする。

(4) 追跡調査

通常、定期、異常時点検の結果、追跡調査が必要と判定された橋梁部材を対象とする。

(5) 詳細調査

通常、定期、異常時点検の結果、詳細調査が必要と判定された橋梁部材を対象とする。

〔解 説〕 省 略

5. 点検の流れ

点検は図-5 の流れにしたがい行うものとする。

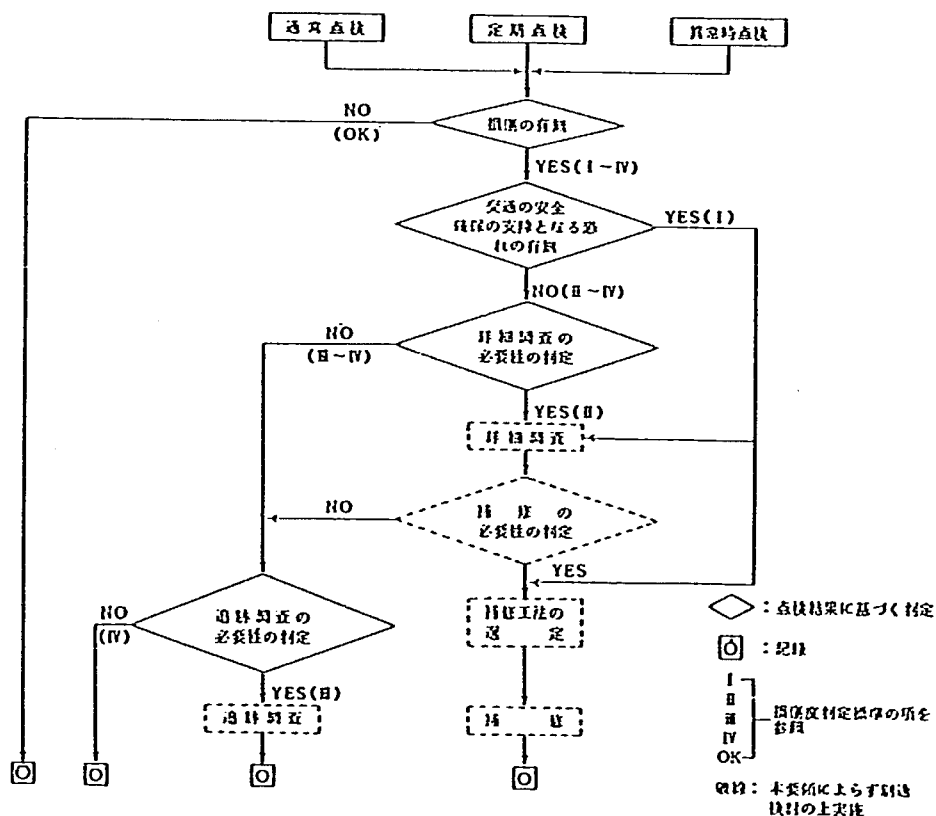


図-5 点検の流れ

〔解 説〕

点検の流れ図は、点検業務の標準的な進め方を示したものである。図に示すとおり点検結果からは損傷の有無、交通の安全確保の支障となる恐れの有無、詳細調査の必要性、追跡調査の必要性を判定することとした。したがって、補修は、損傷が著しく、交通の安全確保の支障となる恐れがあると判断された場合には、各道路管理者の判断により詳細調査を行うことなく直接実施される場合もあるが、これ以外の場合は、基本的に詳細調査を実施した上で、その結果からその必要性の有無を判断することとなる。また図中、破線の枠内に示されている詳細調査、追跡調査等については、本要領（案）に具体的な調査の方法、頻度等を規定しておらず、別途、各道路管理者の判断により実施する必要がある。

なお、損傷の判定区分及び損傷度判定の考え方は、それぞれ 10.「損傷度判定標準」、11.「損傷度判定」に示されている。

6. 点検の頻度と方法

点検の頻度と方法は表－6 を標準とする。

表－6 点検頻度と方法

		通 常 点 検		定 期 点 検		異常時点検
		路 上	路 下	遠 望	近 接	
点 検 方 法		パトロールカーを原則として、必要に応じて徒歩で行う。	徒歩を原則とする。	徒歩を原則とし、必要に応じてボート等で行う。	点検車あるいは工事用足場を原則とし、必要に応じてボート等で行う。	目的に応じて
頻 度		道路巡回要領（案）による		1回/2年程度	1回/10年程度	必要に応じて
対 象 部 材	上 部 工	○	○	○	○	目的に応じて
	下 部 工	—	○	○	○	
	支 承	—	—	○	○	
	高 欄	○	—	○	○	
	防 護 柵	○	—	○	○	
	地 覆	○	—	○	○	
	緑 石	○	—	○	○	
	中央分離帯	○	—	○	○	
	構 装	○	—	○	○	
	伸 縮 装 置	○	—	○	○	
	排水施設	○	○	○	○	
	落橋防止装置	—	—	○	○	
	点 検 施 設	—	—	○	○	
	遮 音 施 設	○	—	—	○	
	照 明 施 設	○	—	—	○	
	標 識	○	—	—	○	
	抽 査 壁	—	○	○	○	
	添 加 物	—	—	—	○	

注) 表中の記号は以下のことを意味している。

○印は必ず点検を行う。

—印は点検可能な場合に行う。

〔解説〕 省 略

7. 実施体制

7.1 通常点検の実施体制

通常点検は、道路巡回業務の一環として実施するものとする。

〔解説〕 省 略

7.2 定期点検の実施体制

7.2.1 点検作業員の名称及び作業内容

点検作業員の名称及び作業内容は次のとおりとする。

- (1) 点 検 員……点検員は点検作業班を統括し、安全管理について留意して、各作業員の行動を掌握するとともに、点検補助員との連絡を緊密にして、点検調査を実施する。
- (2) 点 検 補 助 員……点検補助員は点検員の指示により点検作業の補助を行い、不良箇所及び異常を発見した時は、橋梁点検要領に従い器具による測定結果や、その現状を具体的に記録するとともに写真撮影を行う。
- (3) 点検車運転員……点検車運転員は点検員の指示に従い点検車の移動その他を行う。
- (4) 交 通 整 理 員……交通整理員は点検時の交通障害を防ぎ点検作業員の安全を確保する。

〔解説〕 省 略

7.2.2 点検作業班の編成人員

1 橋当たり（橋梁点検車 1 台当り）の点検作業班の編成人員は、表一7を参考に定めるものとする。

表一7 点検作業班の編成人員

	橋 梁 点 検 車	その他の施設
点 検 員	1 人 注1)	1 人 注2)
点 検 補 助 員	2 人 注1)	2 人 注2)
点検車運転員	1 人 注1)	
交 通 整 理 員	注 3)	

注1) 橋 梁 点 検 車：点検に必要な作業範囲や交通状況等、各橋梁毎及び点検使用機種毎の条件を十分考慮して編成人員を決定する。

注2) その他の施設：検査廊、はしご、舟、塗装時足場利用の場合であり、現地条件や点検方法（項目、器具等）を考慮して編成人員を決定する。

注3) 交 通 整 理 員：交通整理員は、道路工事保安施設設置基準（案）に基づき橋梁毎の交通条件を考慮して編成人員を決定する。

〔解説〕 省 略

7.2.3 点検員の資格

橋梁の、定期点検を業務委託により行う場合は次の各号の規定のいずれかに合致する点検員を1名以上配置するものとする。

- (イ) 大学卒業後5年以上の実務経験を有する者
- (ロ) 短大・高専卒業後8年以上の実務経験を有する者
- (ハ) 高校卒業後11年以上の実務経験を有する者
- (ニ) 前項(イ)～(ハ)と同等以上の能力を有する者

(解 説) 省 略

8. 点検機械器具の携行

点検作業の実施にあたっては、点検員は対象となる点検種別および点検作業の内容に応じて必要な点検機械器具を携行しなければならない。

(解 説) 省 略

9. 点検項目

9.1 通常点検の点検項目

通常点検の点検項目は表－9.1を標準とする。

表－9.1 通常点検の点検項目

器 材 区 分			記 号	路 上	路 下
上 部 工	鋼	主 桁	M s	㊸異常音	㊵破断 ㊸異常音
		横 桁	C s		㊵破断 ㊸変形
		縦 桁	S s		
		対・傾 構	S w		
		横 構	L b		
	コンクリート	主 桁	Mc		㊸欠損
		横 桁	C c		㊸欠損
		縦 桁	S c		
	床 版	D c	㊸抜け落ち	㊸抜け落ち	
下 部 工	鋼	橋脚躯体	P s		㊵破断 ㊸変形
	コンクリート	橋脚躯体	P c		㊸欠損
		橋台躯体	A c		
		基 礎		F o	
高 欄	鋼		E s	㊵破断 ㊸変形	
	コンクリート		E c	㊸欠損	
防 護 欄	鋼		R s	㊵破断 ㊸変形	
	コンクリート		R c	㊸欠損	
地 覆	鋼		F s	㊵破断 ㊸変形	
	コンクリート		F c	㊸欠損	
緑 石			C u	㊸欠損	

中央 分離帯	鋼	N s	⑤破断	⑥変形	
	コンクリート	N c	⑫欠損		
舗装	アスファルト	P m	⑬段差・コルゲーション		
	コンクリート		⑬ポットホール		
			⑬わだち掘れ	⑫漏水・滞水	
伸縮装置	鋼	J s	⑤破断	⑬遊間異常	
			⑬段差	⑥変形	
	ゴム	J r	⑤破断	⑬段差	
			⑫欠損		
排水施設		D r	⑫漏水・滞水	⑫欠損	⑤破断 ⑫欠損
遮音施設		S o	⑤破断	⑥変形	
			⑫欠損		
照明施設		I l	⑤破断	⑥変形	
			⑫欠損		
標識		I n	⑤破断	⑥変形	
			⑫欠損		
袖擁壁		W w			⑬沈下 ⑬傾斜
					⑬移動 ⑫欠損

9.2 定期点検の点検項目

定期点検の点検項目は表－9.2を標準とする。

表－9.2 定期点検の点検項目

部 材 区 分			記 号	遠 望	近 接
上 部 工	鋼	主 桁	Ms	①腐食 ②亀裂 ④脱落 ⑤破断 ⑮異常音 ⑮異常振動 ⑮異常たわみ ⑯変形	①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ⑮異常音 ⑮異常振動 ⑮異常たわみ ⑯変形
		横 桁	Cs	①腐食 ②亀裂	①腐食 ②亀裂
		縦 桁	Ss	④脱落 ⑤破断	③ゆるみ ④脱落
		対 傾 構	Sw	⑯変形	⑤破断 ⑥塗装劣化
		横 構	Lb		⑯変形
		床 版	Ds		
	コン ク リ ー ト	主 桁	Mc	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑯漏水・滞水 ⑮異常振動 ⑮異常たわみ ⑫欠損	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑯豆板・空洞 ⑬鋼板接着部の損傷 ⑮変色・劣化 ⑯漏水・滞水 ⑮異常振動 ⑮異常たわみ ⑫欠損
		横 桁	Cc	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑯漏水・滞水 ⑫欠損	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑯豆板・空洞 ⑬鋼板接着部の損傷 ⑮変色・劣化 ⑯漏水・滞水 ⑫欠損
		縦 桁	Sc		

部 材 区 分			記 号	遠 望	近 接
		床 版	Dc	⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑫抜け落ち ⑬鋼板接着部の損傷 ⑭床版ひびわれ ⑮漏水・滞水	⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩豆板・空洞 ⑫抜け落ち ⑬鋼板接着部の損傷 ⑭床版ひびわれ ⑮変色・劣化 ⑯漏水・滞水
下 部 工	鋼	橋脚躯体	Ps	①腐食 ②亀裂 ④脱落 ⑤破断 ⑥異常音 ⑦変形	①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ⑦異常音 ⑧変形
	コンクリート	橋脚躯体	Pc	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩すりへり・浸食	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩豆板・空洞 ⑪すりへり・浸食
		橋台躯体	Ac	②漏水・滞水 ③欠損	②変色・劣化 ③漏水・滞水 ④欠損
	基 礎		Fo	⑧沈下 ⑨移動 ⑩傾斜 ⑪洗掘	⑧沈下 ⑨移動 ⑩傾斜 ⑪洗掘
支 承	木 体	鋼	Bs	①腐食 ④脱落 ⑤破断 ⑥漏水・滞水 ⑦変形 ⑧土砂詰り ⑨沈下	①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ⑦漏水・滞水 ⑧変形 ⑨土砂詰り ⑩沈下 ⑪移動 ⑫傾斜
		ゴム	Br	②漏水・滞水 ③変形 ④土砂詰り ⑤欠損	②変色・劣化 ③漏水・滞水 ④変形 ⑤土砂詰り ⑥欠損
	モ ル タ ル		Bm	⑦ひびわれ ⑧欠損	⑦ひびわれ ⑧欠損
	アンカーボルト		Ba	①腐食 ②亀裂 ④脱落 ⑤破断 ⑥変形	①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥変形
高 欄	鋼		Es	①腐食 ②亀裂 ④脱落 ⑤破断 ⑥変形	①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ⑦変形
	コンクリート		Ec	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩欠損	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩豆板・空洞 ⑪変色・劣化 ⑫欠損
防 護 柵	鋼		Rs	①腐食 ②亀裂 ④脱落 ⑤破断 ⑥変形	①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ⑦変形
	コンクリート		Rc	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩欠損	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩豆板・空洞 ⑪変色・劣化 ⑫欠損

部 材 区 分		記 号	遠 望	近 接
地 覆	銅	F s	①腐食 ②亀裂 ④脱落 ⑤破断 ㉔変形	①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ㉔変形
	コンクリート	F c	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ㉓欠損	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩豆板・空洞 ㉔変色・劣化 ㉓欠損
中 央 分 離 帯	銅	N s	①腐食 ②亀裂 ④脱落 ⑤破断 ㉔変形	①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ㉔変形
	コンクリート	N u	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ㉓欠損	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩豆板・空洞 ㉔変色・劣化 ㉓欠損
緑 石		C u	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ㉓欠損	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩豆板・空洞 ㉔変色・劣化 ㉓欠損
舗 装	アスファルト コンクリート	P m	⑯段差・コルゲーション ⑰ポットホール ⑱舗装ひびわれ ⑲わだち掘れ ㉒漏水・滞水	⑯段差・コルゲーション ⑰ポットホール ⑱舗装ひびわれ ⑲わだち掘れ ㉒漏水・滞水
伸縮装置	銅	J s	①腐食 ②亀裂 ④脱落 ⑤破断 ⑬遊間異常 ⑯段差 ㉔異常音 ㉔変形	①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ⑬遊間異常 ⑯段差 ㉔異常音 ㉔変形
	ゴム	J r	①腐食 ⑤破断 ⑬遊間異常 ⑯段差 ㉔異常音 ㉔変形 ㉓欠損	①腐食 ⑤破断 ⑬遊間異常 ⑯段差 ㉔変色・劣化 ㉔異常音 ㉔変形 ㉓欠損
排 水 施 設		D r	⑤破断 ㉔土砂詰り	⑤破断 ㉔変色・劣化 ㉒漏水・滞水 ㉔土砂詰り ㉓欠損
落橋防止 装 置	銅	T s	①腐食 ②亀裂 ④脱落 ⑤破断 ㉔変形	①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ㉔変形
	コンクリート	T c	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ㉔土砂詰り ㉓欠損	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩豆板・空洞 ㉔変色・劣化 ㉔土砂詰り ㉓欠損

部 材 区 分	記 号	遠 望	近 接
点 検 施 設	A l	①腐食 ②亀裂 ④脱落 ⑤破断 ③異常音 ④異常振動 ⑤異常たわみ ⑥変形	①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ③異常音 ④異常振動 ⑤異常たわみ ⑥変形
遮 音 施 設	S o		①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ⑦変色・劣化 ⑧変形 ⑨欠損
照 明 施 設	I l		①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ⑦変色・劣化 ⑧変形 ⑨欠損
標 識	I n		①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥塗装劣化 ⑦変色・劣化 ⑧変形 ⑨欠損
袖 撞 壁	W w	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩沈下 ⑪移動 ⑫傾斜 ⑬欠損	⑦ひびわれ ⑧剥離・鉄筋露出 ⑨遊離石灰 ⑩豆板・空洞 ⑪変色・劣化 ⑫沈下 ⑬移動 ⑭傾斜 ⑮欠損
添 架 物	U t		①腐食 ②亀裂 ③ゆるみ ④脱落 ⑤破断 ⑥変形 ⑦欠損

〔解 説〕

点検は部材別に行うため、各部材で点検すべき項目（損傷の種類）の材質を考えて選定した。考慮した点検項目は表解—9.1 に示すように全部で 32 項目である。この内、⑳その他は①～⑱および㉑～㉓の損傷のいずれにも該当しない損傷を扱うために設けている。

なお、ここで示した点検対象部材及び部材別の点検すべき項目のうち、上部工については鋼鈑桁橋、RC・PC—T 桁橋、RC・PC 床版橋等を対象に定められている。トラス橋、アーチ橋、吊橋、斜張橋の点検にあたっては、別途、点検対象部材及び部材別の点検すべき損傷項目を検討の上実施する必要がある。

表解-9.1 損傷の種類

材 料	番 号	損 傷 の 種 類	材 料	番 号	損 傷 の 種 類
鋼	①	腐食	共	㉑	変色・劣化
	②	亀裂		㉒	漏水・滞水
	③	ゆるみ		㉓	異常音
	④	脱落		㉔	異常振動
	⑤	破断		㉕	異常たわみ
	⑥	塗装劣化		㉖	変形
コン ク リ ー ト	⑦	ひびわれ	通	㉗	土砂詰り
	⑧	剥離・鉄筋露出		㉘	沈下
	⑨	遊離石灰		㉙	移動
	⑩	豆板・空洞		㉚	傾斜
	⑪	すりへり・浸食		㉛	洗掘
	⑫	抜け落ち		㉜	欠損
	⑬	鋼板接着部の損傷			
	⑭	床板ひびわれ			
そ の 他	⑮	遊間の異常			
	⑯	段差・コルゲーション			
	⑰	ポットホール			
	⑱	舗装ひびわれ			
	⑲	わだち掘れ			
	㉑	その他			

10. 損傷度判定標準

損傷度判定標準は表-10のとおりとする。

表-10 損傷度判定標準

判定区分	一般的状況
I	損傷が著しく、交通の安全確保の支障となる恐れがある。
II	損傷が大きく、詳細調査を実施し補修するかどうかの検討を行う必要がある。
III	損傷が認められ、追跡調査を行う必要がある。
IV	損傷が認められ、その程度を記録する必要がある。
O. K	点検の結果から、損傷は認められない。

〔解 説〕

損傷度判定標準は、損傷の程度による点検結果の判定区分を示すものである。ここでは、損傷度を5つに区分することとした。

11. 損傷度判定

損傷度の判定は点検の対象とした部材別に、損傷の種類、損傷の状態、部材の重要度、損傷の進行状況を考慮して行うものとする。

〔解 説〕

損傷度の判定は、各部材ごとに、損傷の種類や状態、部材の重要度、損傷の進行状況を総合的に判断して行うものとする。具体的な判定は、付録―1.1「損傷度判定基準（案）」に基づいて行っても良い。損傷度判定基準（案）の考え方を以下に示す。

判定の基本的な考え方は次の6つである。

- ① 損傷の種類別に橋の耐荷力・耐久性に与える影響の程度を3つの要因に分類して整理し、判定する。
 - ・ 損傷の位置あるいはパターン（X）
 - ・ 損傷の深さ（Y）
 - ・ 損傷の拡がり（Z）
- ② 損傷の種類別判定においては、主部材は2次部材より原則として上位の判定区分とする。
- ③ 損傷が進行している場合は、部材の損傷度判定区分に進行していることを示し、注意を促す。
- ④ 損傷が著く、交通の安全確保の支障となる恐れがある場合は、耐荷力・耐久性の影響を問わず判定区分Ⅰとする。
- ⑤ 判定区分Ⅰは、点検の結果からは機械的に判定せず、道路管理者ならびに点検者が周囲の状況を総合的に判断して判定する。
- ⑥ 部材別の損傷度の判定で、1部材に複数の種類の損傷がある場合には、損傷の種類ごとの判定結果のうち、最上位の判定区分となる損傷の種類の判定結果をその部材の判定結果とする。

以下、省略（解説中の付録―1.1は、橋梁点検要領（案）（土研資料2651号）参照）

12. 点検結果の記録

点検を実施した場合には、点検結果を記録するものとする。

〔解 説〕

点検の結果は、合理的な維持管理を実施する上で貴重な資料となることから、点検を実施した場合は、点検結果を記録するものとした。

記録の方法は、点検の種別によって異なるが、以下に定期点検結果の標準的な記録方法を述べる。

定期点検結果は、1) 橋梁台帳、2) 点検結果を橋梁単位で総括した橋梁点検結果総括表、3) 損傷状況を記述した損傷概要、4) 点検結果を径間単位に前回点検結果と対比した径間別点検結果、5) 径間別一般図、6) 損傷状況を図面上に表示した損傷図、7) 部材の種類・位置を記号化した部材番号図、8) 損傷状況を撮影した損傷写真台帳、9) 損傷種類別判定結果一覧表、から構成される点検報告書および道路管理データベース（橋梁データバンク）に記録することを標準とする。

以下、省略

2.4 損傷事例写真集の検討

橋梁点検における損傷度の判定作業は、できるだけ簡易かつ客観的に実施できることが望ましい。そこで、判定作業の省力化、客観化を促進する目的から、橋梁点検要領（案）に記載した損傷度判

定基準（案）に対応する損傷事例写真集を作成した。作成に際しては、掲載写真構成の決定の参考とするため2.3.1に示した点検要領統一案原案の損傷度判定基準（案）による過年度定期点検結果の再判定結果を用いて損傷実態を把握した。以下に、損傷実態と損傷事例写真集の概要を示す。

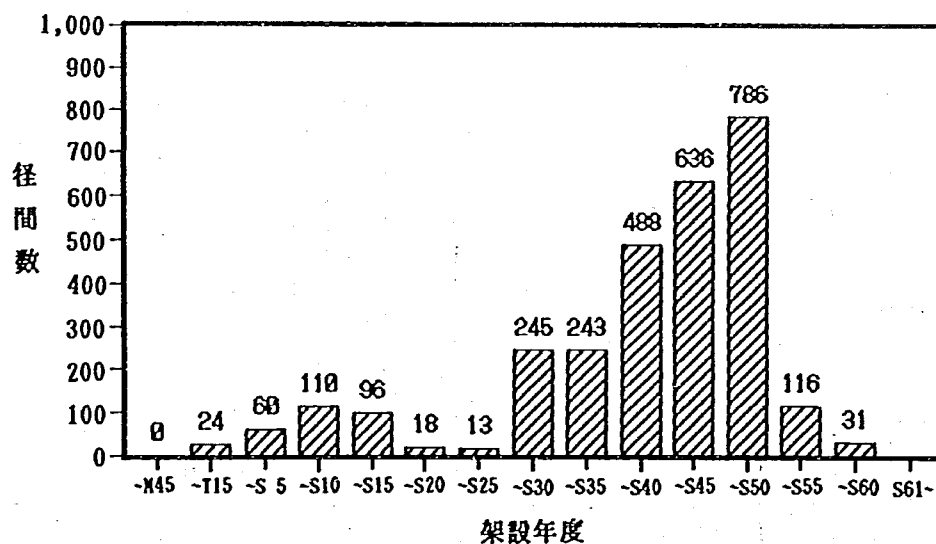
2.4.1 損傷実態

(1) 実態把握に用いたデータ

統一案原案の損傷度判定基準(案)により再判定された848橋、3,097径間の定期点検結果の中で、架設年度及び経年的な交通量の変化が明らかな2,866径間分のデータを使用した。848橋の形式種別の内訳及び対象とした径間の架設年次分布をそれぞれ表－2.4.1及び図－2.4.1に示す。

表－2.4.1 形式種別の内訳

材 料		鋼	R C	P C	混合
構 造 形 式	橋 数	0	8	25	—
	径間数	0	34	57	—
桁 橋	橋 数	423	91	129	—
	径間数	1302	454	367	—
箱 桁 橋	橋 数	37	2	4	—
	径間数	116	6	10	—
ト ラ ス 橋	橋 数	4	0	0	—
	径間数	10	0	0	—
ア ー チ 橋	橋 数	6	7	0	—
	径間数	14	13	0	—
ラ ー メ ン 橋	橋 数	5	3	0	—
	径間数	11	5	0	—
小 計	橋 数	475	111	158	104
	径間数	1453	512	434	698
合 計	橋 数	848			
	径間数	3097			



図－2.4.1 対象橋梁の架設年度分布 (径間数)

(2) 損傷実態

損傷実態は、再判定結果を用いて、主に点検対象部材である 39 部材ごとに発生している損傷の種類、程度を径間単位で集計することにより把握した。部材別損傷度別の集計結果と損傷のある径間数が、その部材の含まれる総径間数に占める割合を表-2.4.2、図-2.4.2に示す。なお、支承モルタル、支承アンカーボルト、高欄については、それぞれの部材が設置されている総径間数が不明のため構成比率を算定していない。この結果から表-2.3.2に示す統一案原案の損傷度判定標準のⅡ～Ⅲに対応する損傷が生じている径間の構成比が10%以上の部材は、対象となる径間数が100径間以上のものについてみると、構成比率の高い方から順に、コンクリート床版、コンクリート主桁、橋台、鋼主桁、舗装、コンクリート橋脚、コンクリート横桁、ゴム伸縮継手となる。ここでは、こ

表-2.4.2 部材別損傷別の損傷数とその構成比率（径間単位）

部 材			部材 記号	対 象 径間数	損 傷 径 間 数					損傷径間比率 (%)				
					I	II	III	IV	OK	I	II	III	IV	OK
上 部 工	鋼	主 桁	Ms	1654	0	119	133	69	1333	0.0	7.2	8.0	4.2	80.6
		横 桁	Cs	1456	0	42	21	21	1372	0.0	2.9	1.4	1.4	94.2
		縦 桁	Ss	335	0	7	3	0	325	0.0	2.1	0.9	0.0	97.0
		対傾構	Sw	1320	0	3	19	25	1273	0.0	0.2	1.4	1.9	96.4
		横 構	Lb	1289	0	2	22	25	1240	0.0	0.2	1.7	1.9	96.2
		床 版	Ds	26	0	1	4	2	19	0.0	3.9	15.4	7.7	73.1
	コン リ ク リ ー ト	主 桁	Mc	1054	0	135	173	60	686	0.0	12.8	16.4	5.7	65.1
		横 桁	Cc	1037	0	46	68	26	897	0.0	4.4	6.6	2.5	86.5
		縦 桁	Sc	32	0	0	0	0	32	0.0	0.0	0.0	0.0	100.0
		床 版	Dc	2841	0	609	684	350	1198	0.0	21.4	24.1	12.3	42.2
下 部 工	鋼 橋 脚	Ps	18	0	9	3	0	6	0.0	50.0	16.7	0.0	33.3	
	コン リ ー ト	橋 脚	Pc	2091	0	100	185	62	1744	0.0	4.8	8.9	3.0	83.4
	橋 台	Ac	1322	0	130	175	45	972	0.0	9.8	13.2	3.4	73.5	
	基 礎	Fo	2866	0	4	14	0	2848	0.0	0.1	0.5	0.0	99.4	
支 承	本 体	鋼	Bs	—	0	363	87	27	—	—	—	—	—	—
		ゴム	Bc	—	0	11	0	5	—	—	—	—	—	—
		モルタル	Bm	—	0	61	17	42	—	—	—	—	—	—
		アンカーボルト	Ba	—	0	22	3	15	—	—	—	—	—	—
高 欄	鋼	Es	—	0	55	115	184	—	—	—	—	—	—	
	コンクリート	Ec	—	0	94	42	80	—	—	—	—	—	—	
防護柵	鋼	Rs	—	0	3	9	17	—	—	—	—	—	—	
	コンクリート	Rc	—	0	0	0	1	—	—	—	—	—	—	
地 覆	鋼	Fs	10	0	0	0	1	9	0.0	0.0	0.0	10.0	90.0	
	コンクリート	Fc	2857	0	56	36	132	2634	0.0	2.0	1.3	4.6	92.2	
舗 装			Pm	2866	0	230	32	245	2359	0.0	8.0	1.1	8.5	82.3
伸縮 装置	鋼	Js	1768	0	71	25	20	1652	0.0	4.0	1.4	1.1	93.4	
	ゴ ム	Jr	819	0	52	1	35	731	0.0	6.4	0.1	4.3	89.3	
排水施設			Dr	2866	0	220	42	21	2583	0.0	7.7	1.5	0.7	90.1
落橋防 止装置	鋼	Ts	1266	0	23	13	4	1226	0.0	1.8	1.0	0.3	96.8	
	コンクリート	Tc	491	0	0	0	0	491	0.0	0.0	0.0	0.0	100.0	
点検施設			Al	86	0	0	5	1	80	0.0	0.0	5.8	1.2	93.0
遮音施設			So	37	0	0	0	0	37	0.0	0.0	0.0	0.0	100.0
照明施設			Il	—	0	0	10	8	—	—	—	—	—	—
添 架 物			Ut	1260	0	10	29	9	1212	0.0	0.8	2.3	0.7	96.2
標 識			In	—	0	0	0	2	—	—	—	—	—	—
袖 擁 壁			Ww	924	0	5	12	6	901	0.0	0.5	1.3	0.7	97.5
中央分離帯			Cr	408	0	2	0	2	404	0.0	0.5	0.0	0.5	99.0
縁 石			Cu	1327	0	11	5	15	1296	0.0	0.8	0.4	1.1	97.7

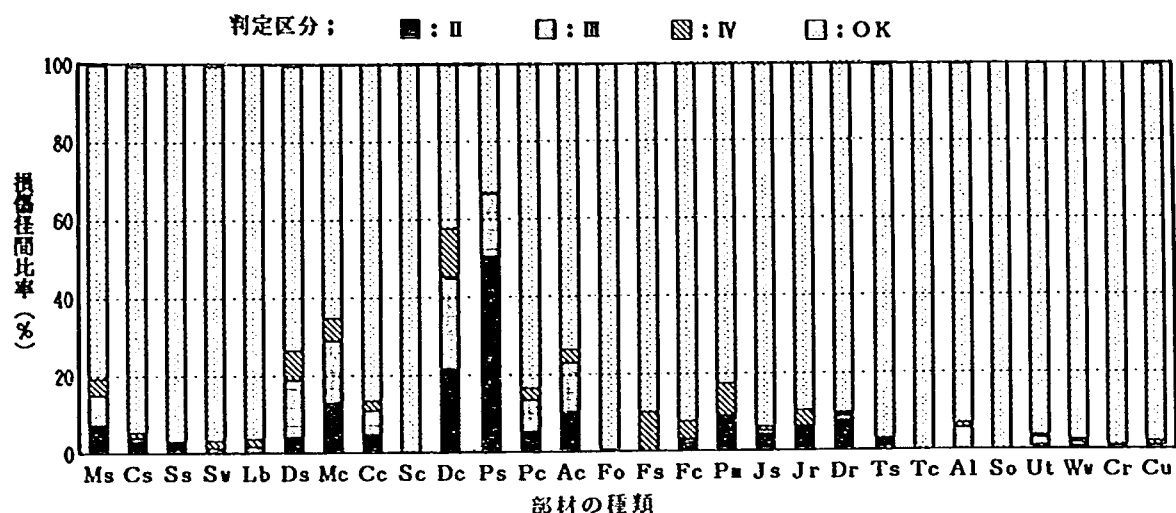


図-2.4.2 部材別損傷発生率(径間単位)
注)部材記号は、表-2.4.2参照

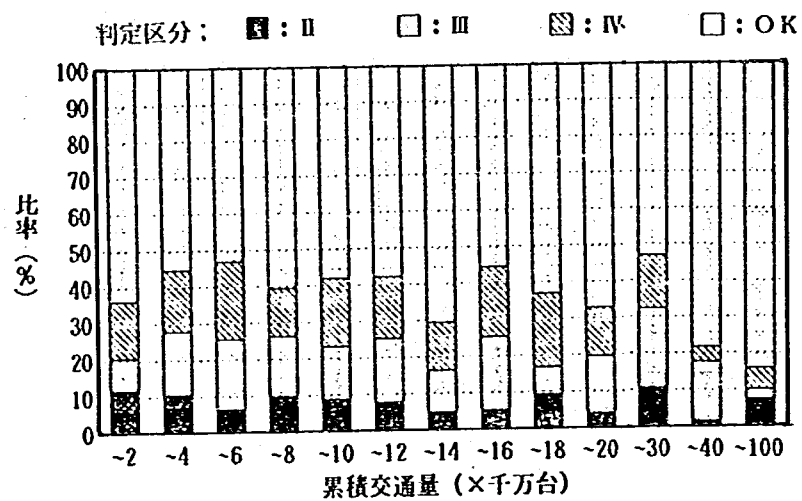
表-2.4.3 コンクリート床版の損傷内訳

損 傷 の 種 類	損 傷 ラ ン ク					計
	I	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	OK	
剥離・鉄筋露出	0	114	243	50	2434	2841
遊離石灰	0	274	304	3	2260	2841
豆板・空洞	0	18	77	55	2691	2841
抜け落ち	0	3	0	0	2838	2841
鋼板接着部の損傷	0	1	0	0	2840	2841
床版ひびわれ	0	247	463	470	1661	2841
変色・劣化	0	0	15	8	2818	2841
漏水・滞水	0	58	0	0	2783	2841
欠 損	0	2	0	6	2833	2841

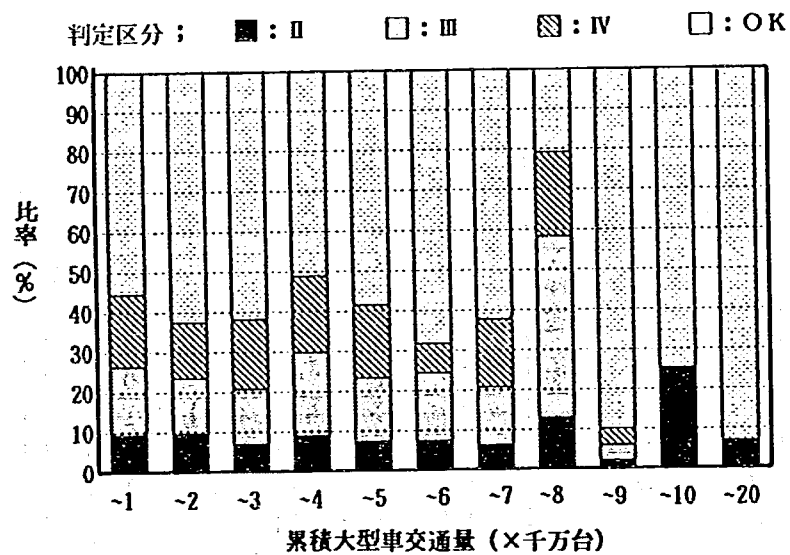
これらの部材と、構成比率は不明であるが損傷を生じている径間数が多い鋼支承、鋼製高欄の損傷実態の概要を以下に示す。

① 床 版

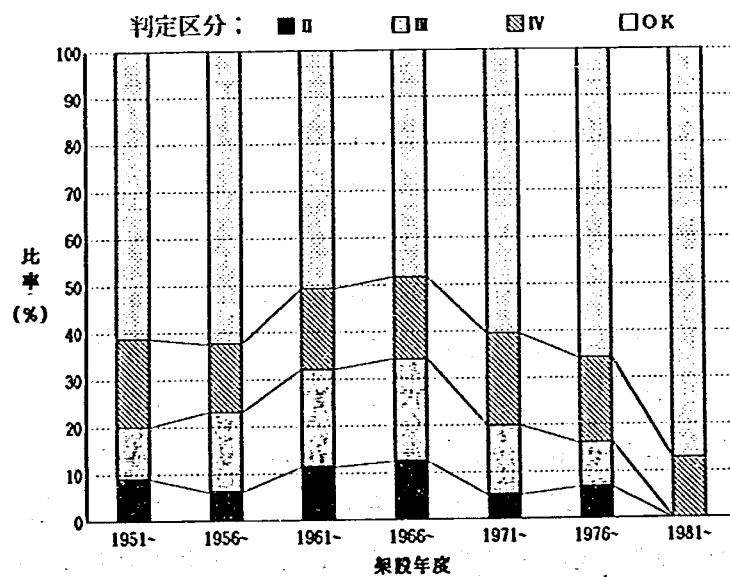
判定区分Ⅱの径間が約 21%、Ⅲの径間が約 24%、Ⅳの径間が約 12%と全体のおよそ 6 割弱の径間で損傷が発生している。損傷の種類でみると、表-2.4.3に示すように、床版ひびわれ、遊離石灰が数多く発生しており、剥離鉄筋露出もかなり発生している。次に床版ひびわれの損傷度別発生比率と累積交通量、累積大型車交通量、架設年度との関係を図-2.4.3～5に示す。近年の研究により、床版は疲労により、劣化していることが明らかとなっているが、累積大型車交通量が増加するにしたがって、損傷発生比率がやや大きくなる傾向が見られるものの累積交通量との関係はほとんど認められない。このように、床版の損傷と交通量の関係が必ずしも明確にならなかったが、これはサンプル数が不十分であることによるほか、床版の劣化に施工等の要因が複雑に結び付いていることによるものと考えられる。また、架設年度からみると、昭和 36 年から昭和 45 年までの間に架設された橋梁の損傷発生率が他の期間に較べて高いことがわかる。



図一2.4.3 累積交通量別の床版の損傷ランク (損傷項目：床版ひびわれ)



図一2.4.4 累積大型車交通量別の床版の損傷ランク (損傷項目：床版ひびわれ)



図一2.4.5 架設年度別の床版損傷ランク (損傷項目：床版ひびわれ)

② コンクリート主桁

判定区分Ⅱの径間が約13%、Ⅲの径間が約16%、Ⅳの径間が約6%と全体のおよそ35%程度の径間で損傷が発生している。損傷の種類でみると、表—2.4.4に示すように、ひびわれ、剝離・鉄筋露出、遊離石灰が多く発生している。

③ 橋 台

判定区分Ⅱの径間が約10%、Ⅲの径間が約13%、Ⅳの径間が約3%と全体のおよそ26%程度の径間で損傷が発生している。損傷の種類で見ると、表—2.4.5に示すようにひびわれが主で、剝離・鉄筋露出、遊離石灰の発生もみられる。

④ 鋼 主 桁

判定区分Ⅱの径間が約7%、Ⅲの径間が約8%、Ⅳの径間が約4%と全体のおよそ19%程度の径間で損傷が発生している。損傷の種類で見ると、表—2.4.6に示すように腐食がほとんどであり、他の種類の損傷はわずかである。

⑤ アスファルト舗装

判定区分Ⅱの径間が約8%、Ⅲの径間が約1%、Ⅳの径間が約9%と全体のおよそ18%程度の径間で損傷が発生している。損傷の種類で見ると、表—2.4.7に示すように舗装ひびわれが圧倒的に多く、ついでポットホール、わだち掘れの順になっている。

⑥ コンクリート橋脚

判定区分Ⅱの径間が約5%、Ⅲの径間が約9%、Ⅳの径間が約3%と全体のおよそ17%程度の径間で損傷が発生している。損傷の種類で見ると、表—2.4.8に示すようにひびわれ、剝離・鉄筋露出、

表—2.4.4 コンクリート主桁の損傷内訳

損 傷 の 種 類	損 傷 ラ ン ク					計
	I	II	III	IV	OK	
塗装劣化	0	0	0	1	1053	1054
ひびわれ	0	48	74	36	896	1054
剝離・鉄筋露出	0	47	121	19	867	1054
遊離石灰	0	33	17	0	1004	1054
豆板・空洞	0	4	6	20	1024	1054
鋼板接着部の損傷	0	0	1	0	1053	1054
変色・劣化	0	0	2	0	1052	1054
漏水・滲水	0	5	0	0	1049	1054
欠 損	0	9	0	7	1038	1054

表—2.4.6 鋼主桁の損傷内訳

損 傷 の 種 類	損 傷 ラ ン ク					計
	I	II	III	IV	OK	
腐 食	0	116	123	18	1397	1654
亀 裂	0	1	0	0	1653	1654
ゆるみ	0	1	0	1	1652	1654
脱 落	0	0	3	0	1651	1654
塗装劣化	0	0	11	59	1584	1654
漏水・滲水	0	1	0	0	1653	1654
変 形	0	0	0	12	1642	1654

表—2.4.5 コンクリート橋台の損傷内訳

損 傷 の 種 類	損 傷 ラ ン ク					計
	I	II	III	IV	OK	
腐 食	0	0	1	0	1321	1322
ひびわれ	0	94	123	26	1079	1322
剝離・鉄筋露出	0	7	26	13	1276	1322
遊離石灰	0	16	36	1	1269	1322
豆板・空洞	0	1	9	12	1300	1322
変色・劣化	0	0	4	4	1314	1322
漏水・滲水	0	12	0	0	1310	1322
沈 下	0	1	0	0	1321	1322
移 動	0	0	1	0	1321	1322
欠 損	0	6	0	13	1303	1322

表—2.4.7 舗装（アスファルト舗装）の損傷内訳

損 傷 の 種 類	損 傷 ラ ン ク					計
	I	II	III	IV	OK	
すりへり・侵食	0	0	0	1	2675	2676
段差・コブダマ	0	5	0	113	2558	2676
ポットホール	0	23	38	4	2611	2676
舗装ひびわれ	0	193	0	166	2327	2676
わだち掘れ	0	13	0	82	2581	2676
変色・劣化	0	0	2	1	2673	2676
欠 損	0	0	0	3	2673	2676

遊離石灰の発生が多い。

⑦ コンクリート横桁

判定区分Ⅱの径間が約4%、Ⅲの径間が約7%、Ⅳの径間が約3%と全体のおよそ14%程度の径間で損傷が発生している。損傷の種類で見ると、表—2.4.9に示すようにひびわれ、剝離・鉄筋露出、遊離石灰の発生が多い。

⑧ ゴム伸縮継手

判定区分Ⅱの径間が約6%、Ⅳの径間が約4%と全体のおよそ10%程度の径間で損傷が発生している。損傷の種類で見ると、表—2.4.10に示すように欠損が多く、次いで変形、変色・劣化、遊間異常、破断の順となっている。

なお、調査対象とした径間の中には、既に伸縮装置の補修、交換が実施された径間もかなり多く含まれていると考えられ、実際の損傷発生頻度は、さらに高いものと考えられる。

⑨ 鋼 支 承

判定区分Ⅱの径間が363径間、Ⅲの径間が87径間、Ⅳの径間が27径間とかなり多くの径間で損傷が発生している。損傷の種類で見ると、表—2.4.11に示すように腐食が圧倒的に多く、土砂詰りもかなり発生している。

⑩ 鋼 高 欄

判定区分Ⅱの径間が55径間、Ⅲの径間が115径間、Ⅳの径間が184径間と全体で354径間で損傷

表—2.4.8 コンクリート橋脚の損傷内訳

損 傷 の 種 類	損 傷 ラ ン ク					計
	I	II	III	IV	OK	
ひびわれ	0	58	94	29	1910	2091
剝離・鉄筋露出	0	23	70	17	1981	2091
遊離石灰	0	14	26	0	2051	2091
豆板・空洞	0	1	3	13	2074	2091
すりへり・侵食	0	0	3	4	2084	2091
変色・劣化	0	0	1	6	2084	2091
漏水・滲水	0	6	0	0	2085	2091
洗 掘	0	1	2	0	2088	2091
欠 損	0	3	0	11	2077	2091

表—2.4.10 ゴム伸縮装置の損傷内訳

損 傷 の 種 類	損 傷 ラ ン ク					計
	I	II	III	IV	OK	
脱 落	0	1	0	0	818	819
破 断	0	6	0	0	813	819
剝離・鉄筋露出	0	2	0	0	817	819
遊間の異常	0	9	0	0	810	819
段差・コムダレーション	0	0	0	1	818	819
変色・劣化	0	0	1	9	809	819
異常音	0	1	0	0	818	819
異常振動	0	1	0	0	818	819
変 形	0	5	0	8	806	819
欠 損	0	27	0	20	772	819

表—2.4.9 コンクリート横桁の損傷内訳

損 傷 の 種 類	損 傷 ラ ン ク					計
	I	II	III	IV	OK	
ひびわれ	0	19	17	20	981	1037
剝離・鉄筋露出	0	15	40	3	979	1037
遊離石灰	0	10	15	0	1012	1037
豆板・空洞	0	1	4	3	1029	1037
変色・劣化	0	0	1	0	1036	1037
漏水・滲水	0	3	0	0	1034	1037
欠 損	0	1	2	3	1033	1037

表—2.4.11 鋼支承の損傷内訳

損 傷 の 種 類	損 傷 ラ ン ク					計
	I	II	III	IV	OK	
腐 食	0	253	72	20	106	451
亀 裂	0	2	0	0	449	451
ゆるみ	0	7	0	2	442	451
脱 落	0	3	2	0	446	451
破 断	0	7	0	0	444	451
塗装劣化	0	0	1	4	446	451
漏水・滲水	0	6	0	0	445	451
変 形	0	0	0	6	445	451
土砂詰り	0	94	0	0	357	451
沈 下	0	5	0	15	431	451
移 動	0	9	5	1	436	451
傾 斜	0	0	5	0	446	451

表—2.4.12 鋼高欄の損傷内訳

損 傷 の 種 類	損 傷 ラ ン ク					計
	I	II	III	IV	OK	
腐 食	0	12	117	74	2653	2856
ゆるみ	0	1	0	1	2854	2856
脱 落	0	6	3	0	2847	2856
破 断	0	22	0	0	2834	2856
塗装劣化	0	0	2	22	2832	2856
剥離・鉄筋露出	0	1	0	1	2854	2856
変 形	0	13	0	146	2697	2856
土砂詰り	0	0	0	1	2855	2856
欠 損	0	1	0	3	2852	2856

が発生している。損傷の種類で見ると、表—2.4.12 に示すように腐食が多く、次いで変形、破断の順となっている。

2.4.2 損傷事例写真集

損傷事例写真集は、前述したとおり、橋梁点検要領（案）を用いて点検を実施する場合に、損傷度判定作業ができるだけ客観的かつ簡易に行えることを意図して作成したものである。

その作成は、各地建及び北海道開発局、沖縄総合事務局から収集された、848 橋分の定期点検結果報告書に貼付されている損傷写真約 9,500 枚を損傷の種類、程度別に分類し、その中から損傷実態調査から把握された部材別の損傷発生頻度や写真の鮮明度を考慮して 224 枚の損傷写真を抽出することにより行った。

写真集には、橋梁点検要領（案）に点検すべき損傷の種類として定められた表—2.4.13 に示す損傷の種類ごとに損傷写真が掲載されている。また、損傷項目ごとに分類された写真は、さらに部材別、損傷ランク別に分類されている。腐食の損傷写真掲載リスト例を表—2.4.14 に、腐食の判定区分を表—2.4.15 に示す。なお、掲載写真の内訳と掲載写真の例を表—2.4.13、図—2.4.6 にそれぞれ示す。

2.5 おわりに

3 箇年にわたる検討の結果、橋梁点検要領（案）と損傷事例写真集をとりまとめることができた。

これらの成果は、要領（案）については 63 年度から定期点検業務で活用される予定であり、写真集についても 63 年度中に点検時の参考資料として利用できる形となる見込で、実際の業務に活かされていくことになる。

なお、いずれの成果も、技術管理業務連絡会橋梁部会場で本省、土研、地建、北海道開発局、沖縄総合事務局の担当者により、十分に審議されたものであるが、改善すべき点もなお含まれていると考えられ、実用を通しより良いものとしていくことが望まれる。

表-2.4.13 損傷の種類別の掲載写真内訳

材料	番号	損 傷 の 種 類	写真数	写 真 内 訳
鋼	①	腐 食	29	Ms(4), Ss(1), Sw(2), Lb(2), Ds(1), Ps(2), Bs(2), Ba(1), Es(2), Rs(1), Js(3), Dr(2), Ts(1), Al(2), Il(2), Ut(1)
	②	亀 裂	12	Ms(8), Sw(1), Ds(1), Bs(1), Js(1)
	③	ゆるみ	7	Ms(1), Cs(2), Bs(1), Ba(1), Es(1), Ts(1)
	④	脱 落	6	Ms(1), Ps(2), Ba(1), Es(1), Ts(1)
	⑤	破 断	8	Sw(1), Lb(1), Bs(1), Es(1), Rs(1), Js(1), Dr(1), Ut(1)
	⑥	塗装劣化	9	Ms(2), Sw(2), Lb(1), Ds(1), Ps(1), Es(1), In(1)
コン ク リ ー ト	⑦	ひびわれ	34	Mc(6), Cc(3), Pc(7), Ac(7), Bm(3), Ec(3), Fc(4), Cu(1)
	⑧	剥離・鉄筋露出	16	Mc(3), Cc(3), Dc(2), Pc(3), Ac(3), Ec(1), Fc(1)
	⑨	遊離石灰	9	Mc(1), Cc(2), Dc(2), Pc(1), Ac(2), Fc(1)
	⑩	豆板・空洞	10	Mc(2), Cc(1), Dc(2), Pc(2), Ac(1), Ec(1), Fc(1)
	⑪	すりへり・侵食	4	Pc(4)
	⑫	抜け落ち	2	Dc(2)
	⑬	鋼板接着部の損傷	3	Mc(1), Dc(2)
	⑭	床版ひびわれ	10	Dc(10)
そ の 他	⑮	遊間の異常	4	Js(2), Jr(2)
	⑯	段差・コルゲーション	3	Pm(1), Js(1), Jr(1)
	⑰	ポットホール	3	Pm(3)
	⑱	舗装ひびわれ	3	Pm(3)
	⑲	わだち掘れ	2	Pm(2)
	㉑	その他	—	—
共 通	㉒	変色、劣化	7	Pc(2), Ac(1), Br(1), Fc(1), Cu(1)
	㉓	漏水、滞水	6	Ms(2), Dc(1), Pc(1), Ac(1), Dr(1)
	㉔	異常音	—	—
	㉕	異常振動	—	—
	㉖	異常たわみ	—	—
	㉗	変 形	11	Ms(1), Sw(1), Lb(1), Bs(1), Es(2), Rs(2), Jr(1), Dr(2)
	㉘	土砂詰り	4	Bs(2), Br(1), Dr(1)
	㉙	沈 下	2	Fo(1), Ww(1)
	㉚	移 動	4	Fo(1), Bs(1), Br(1), Ww(1)
	㉛	傾 斜	5	Fo(3), Bs(2)
	㉜	洗 掘	2	Fo(2)
	㉝	欠 損	9	Pc(1), Bm(1), Ec(1), Hc(1), Jr(2), Dr(2), Ut(1)
合 計			224	

注) 写真内訳：英文字は部材の種類(表-2.4.2の部材記号参照)を、カッコ内の数字は写真枚数を表す。

表-2.4.14 損傷写真掲載リスト例 (腐食)

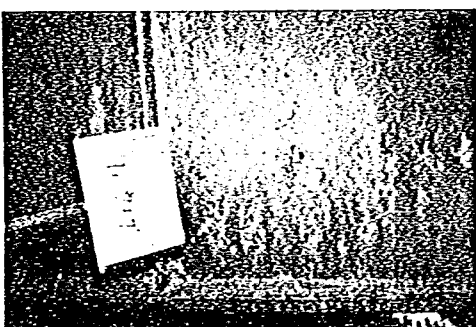
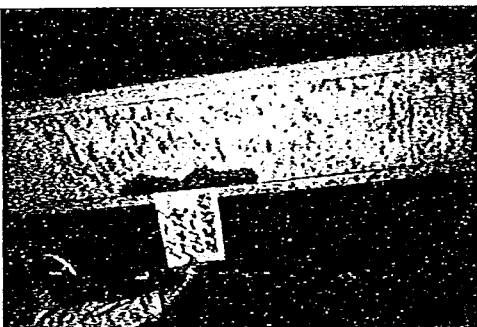
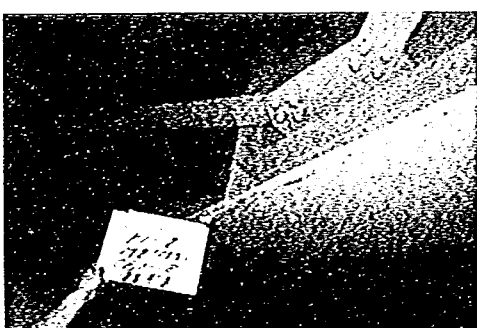
写真番号	部材名	部材記号	判定内容			
			位置 ハローン (X)	深さ (Y)	拡がり (Z)	判定区分
1	鋼主桁	Ms	—	大	大	Ⅱ
2	"	"	—	大	小	Ⅱ
3	"	"	—	小	大	Ⅱ
4	"	"	—	小	小	Ⅲ
5	鋼縦桁	Ss	—	小	小	Ⅲ
6	対傾構	Sw	—	大	大	Ⅱ
7	"	"	—	小	大	Ⅲ
8	横構	Lb	—	大	小	Ⅲ
9	"	"	—	小	小	Ⅳ
10	鋼床版	Ds	—	大	小	Ⅱ
11	鋼橋脚	Ps	—	大	小	Ⅱ
12	"	"	—	小	小	Ⅲ
13	鋼支承	Bs	—	大	大	Ⅱ
14	"	"	—	大	小	Ⅱ
15	支承アンカーボルト	Ba	—	大	大	Ⅱ
16	鋼製高欄	Es	—	小	大	Ⅲ
17	"	"	—	小	小	Ⅳ
18	鋼製防護柵	Rs	—	小	大	Ⅲ
19	鋼製伸縮装置	Js	—	大	大	Ⅱ
20	"	"	—	大	小	Ⅲ
21	"	"	—	小	小	Ⅳ
22	排水施設	Dr	—	大	大	Ⅱ
23	"	"	—	小	小	Ⅳ
24	鋼製落橋防止装置	Ts	—	小	小	Ⅲ
25	点検施設	Al	—	小	大	Ⅲ
26	"	"	—	小	大	Ⅲ
27	照明施設	Il	—	小	大	Ⅲ
28	"	"	—	小	小	Ⅳ
29	添架物	Ut	—	大	大	Ⅱ

表—2.4.15 判定区分例（腐食）

		損傷が耐力、耐久性に与える影響	
		大	小
位置あるいはパターン (X)	区 分	—	—
	具 体 的 事 例	—	—
深 さ (Y)	区 分	断面欠損がある	表面錆がある
	具 体 的 事 例	腐食により鋼材表面が膨脹しているか、腐食部が消失して、部材断面が減少している。	表面錆が点状している。
拡 が り (Z)	区 分	全 体 的	局 部 的
	具 体 的 事 例	腐食あるいは錆が部材全体に拡がっている。	腐食あるいは錆が漏水部等の局部的なものにとどまっている。

判定区分

Y	X	2次部材	主 部 材
大	大	Ⅱ	Ⅱ
	小	Ⅲ	Ⅱ
小	大	Ⅲ	Ⅱ
	小	Ⅳ	Ⅲ

損傷の種類		腐 食	
整理番号	1	部材名	鋼主桁
パターン	—	パターン	—
深 さ	大	深 さ	小
拡 が り	大	拡 が り	大
損傷ランク	Ⅰ	損傷ランク	Ⅰ
			
整理番号	2	部材名	鋼主桁
パターン	—	パターン	—
深 さ	大	深 さ	小
拡 が り	小	拡 が り	小
損傷ランク	Ⅰ	損傷ランク	Ⅱ
			

図—2.4.6 掲載写真例（腐食）

3. 橋梁データバンクに関する検討

3.1 検討の目的

道路事業の進展に伴い、維持管理すべき橋梁等の道路構造物の量が増大してきている。また、特に注意して維持管理することが必要な老朽構造物の数も増加する傾向にある。その一方で、社会・経済の諸活動の高度化に伴い、道路構造物の維持管理水準をより高く保つことが望まれている。このように、今後ますます維持管理業務の重要性は高くなると予想される。

橋梁の維持管理にあたっては、構造諸元などの設計・施工時に得られる情報や、点検により得られる損傷状況データといった供用後に発生する情報などを総合的に判断することが必要となるケースが非常に多い。例えば橋梁の損傷状況やその橋梁の構造諸元、これまでの補修や改良履歴などを総合的に検討して補修の時期や工法を決定するような場合である。このように、橋梁等の維持管理業務の効率化・合理化には業務に必要な橋梁関連情報の収集の迅速化を図ることが重要である。

しかしながら、橋梁の構造諸元や改良履歴は工務課、点検・補修結果は管理課というように、橋梁に関する情報は長い期間にわたって数多くの関連部所でその時々が発生するものであり、必ずしも検索に適した形で管理されていなかった。そのため、これまでは必要なデータの収集に多大の時間や労力を要することも少なくなかった。

一方、最近では電子計算機の演算速度の高速化に加えて光ディスクなどの安価な大容量記憶装置が実用化され、図面情報の保存等が容易になってきている。また、多量のデータを利用しやすい形で蓄積・管理するために必要なソフトウェア（データベース管理システム）や見やすく表示するためのソフトウェア等も蓄積されつつあり、電子計算機を利用して情報の管理を行うための環境が整備されてきている。

本調査は橋梁の維持管理に必要な種々の橋梁関連データを電算機を利用して蓄積・管理できるように整理した上で、それに基づいて橋梁データバンクのテストシステムを構築したものであり、橋梁の維持管理業務の効率化・合理化を図ることを目的としている。

なお、橋梁データバンクは従来の橋梁台帳の内容にあたるデータも網羅しており、この意味で台帳の電算化としても捉えることができる。道路に関する台帳類の電算化システムとしては現在、道路管理データベースシステムが開発されつつあるが、橋梁データバンクシステムはこの道路管理データベースシステムと一体のものとして利用できるよう検討されている。

3.2 過年度の検討経緯

3.2.1 61年度の概要

(1) 橋梁の維持管理業務におけるデータバンクの位置付け

これまで橋梁の維持管理に必要な情報が利用しにくかった大きな原因は、情報がその発生部所で個別に保存・管理されてきたことにある。従って、情報の利用しやすさを向上させるためには必要

な情報やデータを一元的に保存・管理する仕組み（データバンク）を作り、関連する各部所で横断的に利用することが有効であると考えられる。

橋梁データバンクの位置付けを利用主体別にまとめると、事務所レベルでは、主に橋梁の維持・修繕の必要性の判断や修繕工法の選定などに際しての参考データ提供源として位置付けられる。また、橋梁点検結果や補修結果などのデータは、事務所においてデータバンクに入力される。一方、本局・本省（土研）レベルでは、主に予算要求・管理や維持管理における技術的問題把握のための情報提供源として位置付けられる。技術的問題点の検討結果は設計・施工・維持管理に関する基準・指針類の改訂という形で事務所へフィードバックされ、またデータバンクシステム自体へもデータの有効利用手法の提供という形でフィードバックされる。

(2) 既存のデータバンクシステムに関する整理

新しい橋梁データバンクシステム開発の参考に資するために、既存のデータバンクシステムの調査を行った。調査対象として選んだのは、建設省北陸地方建設局の橋梁情報検索システム(BIRES)をはじめとする3システムであるが、このうち特にBIRESについては利用者の評価・問題点などを把握するために担当者に対するヒアリング調査を行った。調査結果をまとめると、BIRESは検索・集計が早い、データが一括管理されているためにその所在がはっきりしている等の点が評価されている。一方、問題点としてデータの入力・修正が煩雑であること、出力がカタカナと英数字だけで表現されているために見にくいこと、図面や設計書のマイクロフィルムの入手の迅速性に問題があること等があることがわかった。従って、新しい橋梁データバンクシステムの開発にあたっては、データ入力・更新作業が容易であること、漢字・文字を使って出力様式を見やすくすること、設計図書との併用が可能なシステムにすること等の点に留意する必要があると思われる。

(3) データバンクシステムの開発の基本方針

1) 使いやすいシステムを目指す。

利用度を高めるためには、使いやすいシステムであることが必要である。そのため画面の表示方法、操作性、マニュアルの整備などに気を配り、主要なデータ入力部局である工事事務所レベルでの利用のしやすさを図ることが最も重要と考える。

2) 各種情報管理業務の総合化を目指す。

既存の台帳・調査類などの資料の散逸防止、入力・更新作業の効率化・合理化を目指す。

3) 業務の中での位置付けを明確にする。

システムの効果を効率的に発揮させ、またデータの入力や修正に漏れが生じないようにするため、データバンクシステムの各々の業務における位置付けを明確化して、管理・運用を行っていく体制をつくる必要がある。

4) 柔軟性のあるシステムとする。

橋梁の維持管理技術の改善に伴って、必要とするデータ項目やそれらの処理方法も変化して行くと考えられるため、拡張性に富み、機能追加・変更などが行いやすいシステムとしておく必要がある。また、他のシステムとの整合がとりやすいシステムとする必要もある。

3.2.2 62年度の概要

(1) 収録データ項目の検討

橋梁データバンクの利用目的を整理すると、工事事務所レベルでは台帳管理等の効率化・合理化、補修必要性の判定の支援、補修工法選定の支援であり、本局・本省（土研）レベルでは橋梁の現状把握の迅速化、改良や維持修繕に関する計画合理化のための資料収集、維持修繕に関する技術指導のための基礎データ収集となる。このような利用目的を考慮して、橋梁データバンクに数値・文字情報として収録するデータを選定した。

選定の方法は、まず建設省北陸地方建設局の橋梁情報検索システムなどの既存のデータベースを参考としてデータ候補項目を選び、次に技術管理業務連絡会橋梁部会データバンク分科会において、収録の必要性やデータ収集の難易度などの検討を行い、項目の絞り込みを行った。なお、その際道路管理データベースシステムにおける橋梁情報テーブルの収録データ項目との整合性も考慮した。

最終的に選定された収録データ項目は、後に掲げる表-3.1の通りである。

(2) データの出力様式の検討

収録データ項目に基づいて、橋梁台帳や点検調書に対応した出力様式案を作成した。

3.3 橋梁データバンクの概要

維持管理業務の効率化・合理化のためには、情報管理を合理的に行うことが必要となる。橋梁データバンクは必要な情報を一元的に保存・管理する仕組みであり、情報管理業務の中核として位置付けられる。（図-3.1参照）以下に橋梁データバンクシステムの詳細仕様の概要を述べる。

3.3.1 橋梁データバンクの全体構成

橋梁データバンクシステムの全体構成は、図-3.2に示す通りである。

収録データの蓄積形態には、数値・文字データによる蓄積と画像情報による蓄積の2通りの方法がある。数値・文字データとして蓄積されるのは、統計的・数値解析的な利用価値を持ち、通信ニーズのある情報であり、収録データ項目は表-3.1の通りである。文書や図面などその他全ての情報は、数値・文字データの原資料として位置付けることができ、光ディスクに登録される。

データの出力様式は橋梁台帳や点検調書として利用される場合は定型的である。一方、各種分析にデータを利用する場合は非定型的であり、グラフ表示が可能である。

3.3.2 橋梁データバンクの利用方法

データの新規入力にあたっては、入力マニュアル（63年度の成果として整備された。）に従って、表-3.1に示した収録データ項目について入力様式への記入を行い、それを電算機に入力する。入力されたデータに対してはエラー（記入漏れ及び単純な記入ミス）のチェックも行われる。データの更新は、更新システムを用いて既に入力されているデータに対して修正・追加・削除を行うことができる。データの検索は、ACE3（Available Command language for End user 3）を用いて行う。ACE3の検索手順は図-3.3に示す通りである。検索されたデータは、利用目的に応じて定型的・非定型的に出力される。

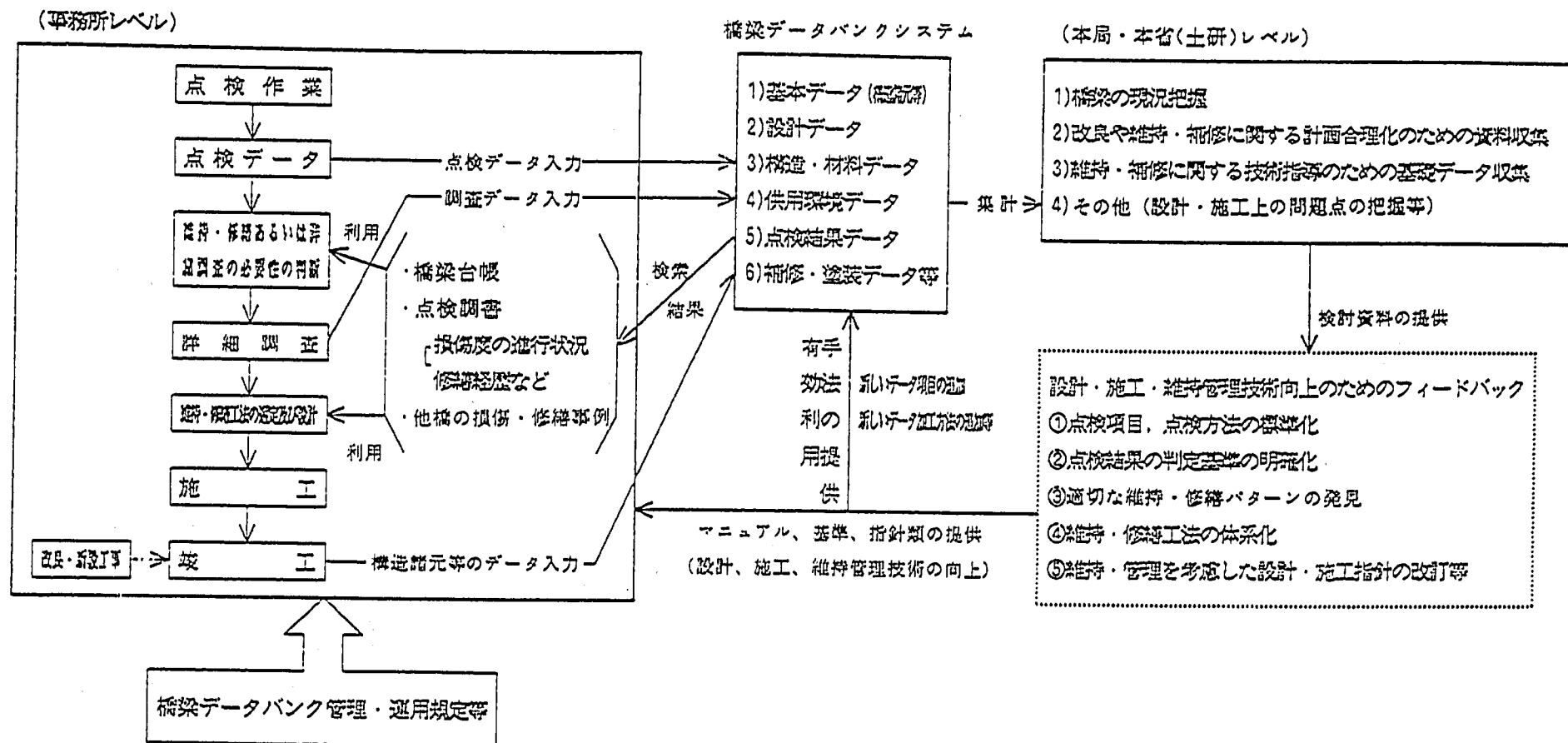


図-3.1 維持管理業務を中心とした橋梁データバンクの位置付け

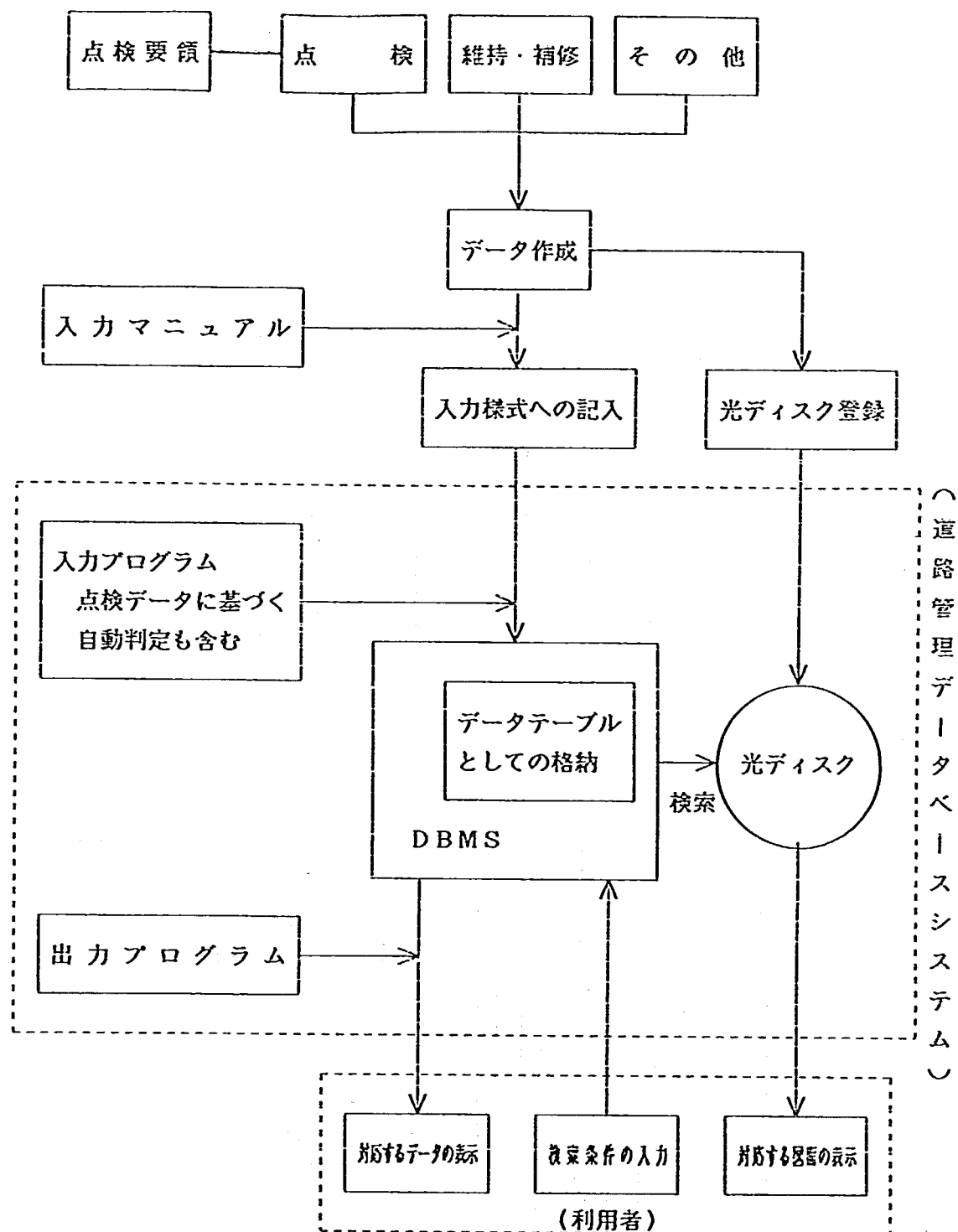


図-3.2 橋梁データバンクの全体構成

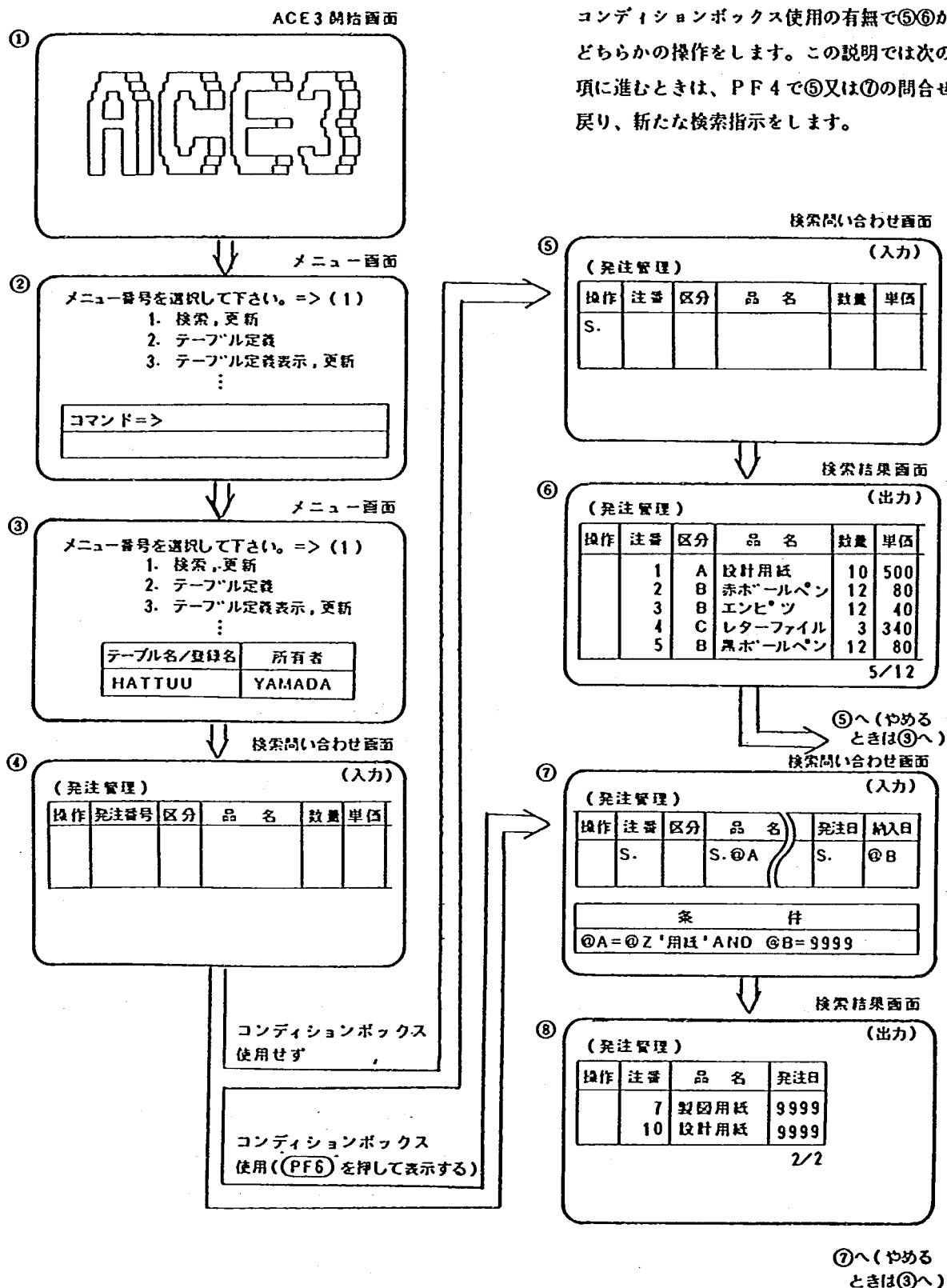


図-3.3 ACE3の検索手順の概要

表-3.1 収録データ項目一覧

①基本データ

項目名	データ	単位	入 力 内 容	備 考
橋梁コード	更新処理区分	コ-ド	新規登録, データ更新, データ削除	データ入力時の扱い 全ての橋梁データに必要 " "
	管理機関	コ-ド	橋梁コードの管理機関	
	橋梁コード	コ-ド	各橋梁に固有の4桁の整数	
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	
記入年月日	分割区分	コ-ド	上り, 下り, 自転車, 歩行者専用等	
	年 号	コ-ド	明治, 大正, 昭和	
	年月日	数字	各々2ケタ(計6ケタ)の数字	
	橋 梁 名	文字	書き方(漢字10文字以内)	
構 成	フリガナ	かな	読み方(かな20文字以内)	
	橋梁 種別	コ-ド	橋, 高架橋, 棧道橋	
	橋梁 区分	コ-ド	本線, 側道, ランプ道	
	架設竣工年次	コ-ド	年号コード, 年次	
	橋の等級	コ-ド	1等橋, 2等橋, 3等橋	
	適用示方書	コ-ド	設計, 施工に用いた主な示方書	
	総径間数	数字	1橋を構成している径間数	
	歩道添加	コ-ド	歩道添加の有無	
路 線	昇降形式	コ-ド	平面, 階段, 押上, スロープ 歩道橋	
	路線コード	コ-ド	4桁の国道路線番号	
	現旧新道区分	コ-ド	現道, 旧道, 新道	
	事業区分	コ-ド	一般道路, 街路, 有料道路	
距 離 標	路 線 名	文字	漢字10文字以内	
	距離標	(km)	起点側, 終点側について記入する。	
	マーク欄		" "	
	橋 長	(m)	橋台/バット 前面間の距離	
線 形	橋 面 積	(㎡)	(平均有効幅員) × (橋長)	
	平面 形状	コ-ド	直線橋, 斜橋, 曲線橋, その他	
	最小半径	(m)		
	縦断勾配	(%)	最急勾配の絶対値	
落下物 防止柵	高 さ	(m)	最大高さ	
	延 長	(m)	総延長	
	遮音壁	コ-ド	遮音壁の有無	
	遮光壁	コ-ド	遮光壁の有無	
床版防水工	踏掛版	コ-ド	踏掛版の有無	
	点検設備	コ-ド	検査路, その他, 無し	
	排水設備	コ-ド	たれ流し, 導水型式, その他	
	種 類	コ-ド	塗膜系, シート系, 舗装系, その他	
	範 囲	コ-ド	橋面全面, 車道, 部分的, 施工しない	
	面 積	(㎡)		
	工 費	百万円	上部工全工事費用	
	下部工の工費	百万円	下部工躯体の工事費用	
設 計	水平震度	数字		
	設計活荷重量	コ-ド	12, 8, 6, 13, 9(t), TL-20, TL-14, TT-43	
	特殊荷重	コ-ド	地盤変動, 支点, 波, 遠心, 制動, 雪	
	基本耐荷力	(t)	主桁・主構, 床版及び床組について	
交通規制	通行制限	コ-ド	自動車通行不能, 制限あり, なし	
	荷重制限	(t)	制限がある場合の制限荷重	
	制限高さ	(m)	" 高さ	
	制限幅	(m)	" 幅	
	迂回路の有無	コ-ド	直線距離5km以内に代替橋梁があるか	耐震点検 耐荷力評価
	交通の現況	コ-ド	(橋梁上での渋滞の度合い)	

項目名	データ	単 位	入 力 内 容	備 考
所在地	都道府県 市区町村コード 他域 橋長 起終点区分	コード (m) コード	起点側、終点側について記入する。 相手方の市区町村に属する橋長 他域が起点側にあるか終点側にあるか	同一の場合は起点側のみ
橋梁 接続	都道府県 市区町村コード 橋梁 種別 事務所コード 出張所コード 橋梁コード 分割番号	コード コード コード コード コード コード 数字	起点側、終点側について記入する。 " " " " " " " " " "	
塩害区分	コード 距離 凍結防止剤	コード (km) コード	塩害対策指針の対策区分 海岸からの距離 凍結防止剤の散布の程度	
照 明	種 別 基 数 灯 数	コード 数字 数字	ナトリウム燈、蛍光燈、水銀燈	
舗 装	舗装 種類 舗装 粒度 舗装 厚さ 面 積 消雪パイプ ロードヒーティング	コード コード (cm) (㎡) コード コード	アスファルト系、コンクリート系、平板アスファルト系 粗粒、密粒、細粒、開粒 アスコン 平均舗装厚 消雪パイプの有無 ロードヒーティングの有無	上層、下層について記入 " " " "
登録年月日	年 号 年月日	コード 数字	データの登録年月日を内部で自動発生 " "	入力の必要なし "

②幅員データ

項目名	データ	単位	入 力 内 容	備 考
	更新処理区分	コ-ド	新規登録, データ更新, データ削除	データ入力時の扱い
橋梁コード	管理機関コ-ド	コ-ド	橋梁コードの管理機関	全ての橋梁データに必要
	橋梁コード	コ-ド	各橋梁に固有の4桁の整数	" "
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	
	分割区分	コ-ド	上り, 下り, 自転車, 歩行者専用等	
	整理番号	数字	同一橋梁コ-ドの中のデータの一連番号	
供用開始	年 号	コ-ド	明治, 大正, 昭和	
	開始年月日	数字		
	全 幅 員	(m)	上記年月日に供用された際的全幅員	
	有効 幅員	(m)	地覆前面から地覆前面まで	
	地覆 幅	(m)	起点を背にして左側について記入	
	" 高さ	(m)	"	
	歩 道 幅	(m)	"	
	歩路 幅	(m)	"	
	車道 幅	(m)	"	
	車線 数	数字	"	
	中央 帯	(m)		
	中央分離 帯	(m)		
	車道 幅	(m)	起点を背にして右側について記入	
	車線 数	数字	"	
	車路 幅	(m)	"	
	歩道 幅	(m)	"	
	地覆 幅	(m)	"	
	" 高さ	(m)	"	
登録年月日	年 号 年月日	コ-ド 数字	データの登録年月日を内部で自動発生 " "	入力の必要なし "

③高欄防護柵データ

項目名	データ	単 位	入 力 内 容	備 考
橋梁コード	更新処理区分	コード	新規登録、データ更新、データ削除	データ入力時の扱い
	管理機関コード	コード	橋梁コードの管理機関	全ての橋梁データに必要
	橋梁コード	コード	各橋梁に固有の4桁の整数	" "
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	
	分割区分	コード	上り、下り、自転車、歩行者専用等	
高欄・ 防護柵	整理番号	数字	同一橋梁コードの中のデータの一連番号	
	場 所	コード	車道端、歩道端、歩車道境界、中央分離帯	
	区 分	コード	高欄、防護柵	
	材 質	コード	7Mシ、7Mシ 鋳造、鋳製、鋳鉄製、コンクリート	
	形 式	コード	ガードレール、パイプ、ボックス、ケーシング、コンクリート壁	
登録年月日	種 別	コード	車両用防護柵の設計種別	
	高 さ	単位 (m)		
登録年月日	年 号	コード	データの登録年月日を内部で自動発生	入力の必要なし
	年月日	数字	" "	" "

④交差条件データ

項目名	データ	単 位	入 力 内 容	備 考
橋梁コード	更新処理区分	コード	新規登録、データ更新、データ削除	データ入力時の扱い
	管理機関コード	コード	橋梁コードの管理機関	全ての橋梁データに必要
	橋梁コード	コード	各橋梁に固有の4桁の整数	" "
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	
	分割区分	コード	上り、下り、自転車、歩行者専用等	
交差条件	整理番号	数字	同一橋梁コードの中のデータの一連番号	
	架橋状態	コード	道路、鉄道、河川、海、その他	
	協議条件	コード	交差協議なし、有り	
	交差物名称	文字	河川（鉄道道路）名 漢字10文字以内	
	協議機関	文字	交差協議対象機関等漢字10文字以内	
登録年月日	年 号	コード	データの登録年月日を内部で自動発生	入力の必要なし
	年月日	数字	" "	" "

⑤添架物データ

項目名	データ	単 位	入 力 内 容	備 考
橋梁コード	更新処理区分	コード	新規登録、データ更新、データ削除	データ入力時の扱い
	管理機関コード	コード	橋梁コードの管理機関	全ての橋梁データに必要
	橋梁コード	コード	各橋梁に固有の4桁の整数	" "
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	
	分割区分	コード	上り、下り、自転車、歩行者専用等	
占有添架物	整理番号	数字	同一橋梁コードの中のデータの一連番号	
	添架物区分	コード	自管理添架物、占有添架物	
	コード	コード	水道、電気、電話、ガス、道路標識	
	寸 法	単位 (mm)		
	重 量	kg/m		
登録年月日	管理者名	文字	漢字10文字以内	
	年 号	コード	データの登録年月日を内部で自動発生	入力の必要なし
登録年月日	年月日	数字	" "	" "

⑥上部工データ

項目名	データ	単 位	入 力 内 容	備 考
橋梁コード	更新処理区分	コ-ド	新規登録、データ更新、データ削除	データ入力時の扱い 全ての橋梁データに必要 " "
	管理機関コ-ド	コ-ド	橋梁コードの管理機関	
	橋梁コード	コ-ド	各橋梁に固有の4桁の整数	
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	
伸縮装置 主 構 造	分割区分	コ-ド	上り、下り、自転車、歩行者専用等	3つまで記入
	構造体番号	数字		
	平面 形状	コ-ド	直線橋、斜橋、曲線橋、その他	
	斜 角	(度)	起点側、終点側について	
	形 式	コ-ド	" "	
	主桁材料	コ-ド	鋼溶接橋、リベット、RC、PC、SRC、石橋、木橋	
	桁形式	コ-ド	単純、連続、列桁、その他	
	構造 形式	コ-ド	構造系、構造詳細	
	路面位置	コ-ド	上路、中路、下路、二層	
	主桁本数	数字	(主桁本数)	
	主構 高さ	(m)	(主桁高さ)	
	主構 間隔	(m)	(主桁間隔)	
	横桁 間隔	(m)		
	適用示方書	コ-ド	設計、施工に用いた示方書	
床版	設計 記録	コ-ド	原資料の収録番号を記入	床版構造の概要
	施工 記録	コ-ド	原資料の収録番号を記入	
	床版材料	コ-ド	鋼系、コンクリート系、その他	
	使用形式	コ-ド	一体、間詰め、現場接合、リベット、鋼	
	床版支間	数字	橋軸方向、直角方向について	
	床版 厚	(cm)	最小床版厚	
	縦リブスパン	(m)	(鋼床版の場合)	
	縦リブの種類	コ-ド	(鋼床版の場合) 開リブ、閉リブ	
	現場接合形式	コ-ド	(") 溶接、ボルト	
	主鉄筋 径	(mm)		
	主鉄筋ピッチ	(cm)		
	配力筋 径	(mm)		
	配力筋ピッチ	(cm)		
架設年月日	架設工法	コ-ド		
	年 号	コ-ド		
	年月日	数字		
	鋼材質	コ-ド	鋼橋上部工の主要な材質コード	
鋼上部工	鋼重	(t)	鋼橋上部工の全重量	
	表面処理	コ-ド	耐候性鋼の安定処理	
	連結方法	コ-ド	リベット、ボルト、溶接	
	コンクリート上部	(m ³)	コンクリート橋上部工、鋼橋は床版について	
	鉄筋材質	コ-ド		
	鉄筋重量	(t)		
塗装年月日	年月日	数字		
	塗装形式	コ-ド	塗料系(下塗り、中塗り、上塗り)	
	塗装方法	コ-ド	ハケ塗り、エアレス、ヘラ	
	工場塗装面積	(m ²)		
塗装面積	本体塗装面積	(m ²)		
	高欄塗装面積	(m ²)		
	塗装色コ-ド	コ-ド		
	塗料会社	文字		
P C 鋼材	材 質	コ-ド		
	緊張工法	コ-ド	緊張工法のコード区分	

項目名	データ	単位	人 力 内 容	備 考
上部工主桁	コンクリート強度	kg/cm ²	ポンプ、吊外、水中コンクリート、工場打設	
セメント	打設方法	コ-ド	普通、早強、高炉	
細骨材	種類	コ-ド	川砂、海砂、砕砂	
粗骨材	種類	コ-ド	川砂利、山砂利、海砂利、碎石	
配合条件	粗骨材 寸法	(mm)	粗骨材の最大寸法	
	指定スランプ	(cm)		
	混和材	コ-ド	AE剤、減水剤、流動化剤、防錆剤等	5つまで記入
	70加骨材対策	コ-ド		4つまで記入
上部工床版	コンクリート強度	kg/cm ²	ポンプ、吊外、水中コンクリート、工場打設	
セメント	打設方法	コ-ド	普通、早強、高炉	
細骨材	種類	コ-ド	川砂、海砂、砕砂	
粗骨材	種類	コ-ド	川砂利、山砂利、海砂利、碎石	
配合条件	粗骨材 寸法	(mm)	粗骨材の最大寸法	
	指定スランプ	(cm)		
	混和材	コ-ド	AE剤、減水剤、流動化剤、防錆剤	5つまで記入
	70加骨材対策	コ-ド		4つまで記入
登録年月日	年 号	コ-ド	データの登録年月日を内部で自動発生	人力の必要なし
	年月日	数字	" "	" "

⑦下部工データ

項目名	データ	単位	人 力 内 容	備 考
	更新処理区分	コ-ド	新規登録、データ更新、データ削除	データ入力時の扱い
橋梁コード	管理機関コ-ド	コ-ド	橋梁コードの管理機関	全ての橋梁データに必要
	橋梁コード	コ-ド	各橋梁に固有の4桁の整数	" "
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	
	分割区分	コ-ド	上り、下り、自転車、歩行者専用等	
完成年月日	躯体番号	コ-ド		
	年 号	コ-ド		
	年月日	数字		
記録番号	調査 記録	コ-ド	原資料の収録番号を記入	
	設計 記録	コ-ド	原資料の収録番号を記入	
	施工 記録	コ-ド	原資料の収録番号を記入	
橋台・橋脚	構造 形式	コ-ド		
縁端距離	高 さ	(m)	基礎天端から躯体天端まで	
	起点側	(cm)	支承縁端と頂部縁端との距離	
	終点側	(cm)	" "	
基礎	構造 形式	コ-ド	構造形式と構造詳細	基礎工の概要
	基礎形状	(m)	平面寸法	" "
	根 入 長	(m)	井筒長、杭長、矢板長	" "
	杭 径	(m)	(杭基礎の場合)	" "
	杭 本数	(本)	1基当たりの杭本数	" "

項目名	データ	単位	入力内容	備考
塗装年月日	年月日	数字		
塗装面積	塗装形式 塗装方法 工場塗装面積 本体塗装面積 塗装色コード 塗料会社	コード コード (㎡) (㎡) コード 文字	塗料系(下塗り, 中塗り, 上塗り) ハケ塗り, エアレス, ヘラ 漢字10文字以内	紫外線劣化等
PC鋼材	材質	コード		
下部工橋体	緊張工法	コード	緊張工法のコード区分	
セメント	コンクリート強度	kg/cm ²		
細骨材	打設方法	コード	ポンプ, バケツ, 水中コンクリート	
粗骨材	種類	コード	普通, 早強, 高炉	
配合条件	種類	コード	川砂, 陸砂, 砕砂, 山砂, 海砂	
	種類	コード	川砂利, 山砂利, 海砂利, 砕石	
	粗骨材 寸法	(mm)	粗骨材の最大寸法	
	指定スランブ	(cm)		
	混和材	コード	AE剤, 減水剤, 流動化剤, 防錆剤	5つまで記入 4つまで記入
	7月加骨材対策	コード		
下部工基礎	コンクリート強度	kg/cm ²		
セメント	打設方法	コード	ポンプ, バケツ, 水中コンクリート	
細骨材	種類	コード	普通, 早強, 高炉	
粗骨材	種類	コード	川砂, 砕砂, 海砂	
配合条件	種類	コード	川砂利, 山砂利, 海砂利, 砕石	
	粗骨材 寸法	(mm)	粗骨材の最大寸法	
	指定スランブ	(cm)		
	混和材	コード	AE剤, 減水剤, 流動化剤, 防錆剤	5つまで記入 4つまで記入 3つまで記入
	7月加骨材対策	コード		
設計震度 (下部工) 地盤定数	適用示方書 地盤 区分 設計震度 K 値 支持力 支持層のN値	コード コード 数字 kg/cm ³ 数字 数字	耐震設計編 1種~4種	
下部工 橋体数量 および材質	鋼材質 鋼重 コンクリート体積 鉄筋材質 鉄筋重量	コード (t) (m ³) コード (t)	鋼橋脚の場合 " " 橋体(バット, ウィング等を含む)	
下部工基礎 数量	鋼重 コンクリート体積 鉄筋重量	(t) (m ³) (t)	鋼管杭の場合 ケーソン等のコンクリート体積	
登録年月日	年 号 年月日	コード 数字	データの登録年月日を内部で自動発生 " "	入力の必要なし "

⑧ 径間データ

項目名	データ	単位	入力内容	備考
橋梁コード	更新処理区分	コ-フ	新規登録, データ更新, データ削除	データ入力時の扱い
	管理機関コ-フ	コ-フ	橋梁コードの管理機関	全ての橋梁データに必要
	橋梁コード	コ-フ	各橋梁に固有の4桁の整数	" "
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	" "
径間・支間	分割区分	コ-フ	上り, 下り, 自転車, 歩行者専用等	
	径間番号	数字	起点側からの通し番号	
	支間番号	数字		
支 承	支間長	(m)	支承中心間の距離	
	機能	コ-フ	可動, 固定等 沓の種類	起点側, 終点側
落橋防止	構造形式	コ-フ	構造形式(3つまで)	
上部工	構造体番号	数字	上部工構造体番号	
下部工	躯体番号	数字	起点側, 終点側 各々2つまで	
登録年月日	年 号	コ-フ	データの登録年月日を内部で自動発生	入力の必要なし
	年月日	数字	" "	" "

⑨ 図面データ

項目名	データ	単位	入力内容	備考
橋梁コード	更新処理区分	コ-フ	新規登録, データ更新, データ削除	データ入力時の扱い
	管理機関コ-フ	コ-フ	橋梁コードの管理機関	全ての橋梁データに必要
	橋梁コード	コ-フ	各橋梁に固有の4桁の整数	" "
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	" "
図 面	分割区分	コ-フ	上り, 下り, 自転車, 歩行者専用等	
	図面種別	コ-フ	位置図, 平面図, 一般図, 地質図, 現況写真	
	登録番号	数字		
登録年月日	備考	文字	漢字30文字以内	
	年 号	コ-フ	データの登録年月日を内部で自動発生	入力の必要なし
	年月日	数字	" "	" "

⑩ 再塗装データ

項目名	データ	単位	入力内容	備考
橋梁コード	更新処理区分	コ-フ	新規登録, データ更新, データ削除	データ入力時の扱い
	管理機関コ-フ	コ-フ	橋梁コードの管理機関	全ての橋梁データに必要
	橋梁コード	コ-フ	各橋梁に固有の4桁の整数	" "
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	" "
再塗装結果	分割区分	コ-フ	上り, 下り, 自転車, 歩行者専用等	
	径間躯体番号	数字	起点側からの通し番号	
	上下部区分	コ-フ	上部工, 下部工	
塗装年月日	年月日	数字		
	塗装形式	コ-フ	塗料系(下塗り, 中塗り, 上塗り)	
塗装面積	塗装方法	コ-フ	ハケ塗り, エアレス, ヘラ	
	清浄度	コ-フ	ケレン種別(1種~4種)	
	本体塗装面積	(㎡)		
	高欄塗装面積	(㎡)		紫外線劣化等
	塗装色コ-フ	コ-フ		
	塗替え程度	コ-フ	全部塗替, 一部塗替	
登録年月日	塗装費用	百万円		
	適用	文字	塗料会社等 漢字30文字以内	
	年 号	コ-フ	データの登録年月日を内部で自動発生	入力の必要なし
	年月日	数字	" "	" "

⑩補修データ

項目名	データ	単位	入力内容	備考
橋梁コード	更新処理区分	コ-ド	新規登録、データ更新、データ削除	データ入力時の扱い
	管理機関コ-ド	コ-ド	橋梁コードの管理機関	全ての橋梁データに必要
	橋梁コード	コ-ド	各橋梁に固有の4桁の整数	〃 〃
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	
	分割区分	コ-ド	上り、下り、自転車、歩行者専用等	
補修結果	径間樑体番号	数字	起点側からの通し番号	
補修年月日	上下部区分	コ-ド	上部工、下部工	
	年 号	コ-ド		
	年月日	数字		
	補修改良区分	コ-ド	補修・補強、改良	
	補修改良内容	コ-ド	主な補修改良内容の区分	
	床版補修面積	(㎡)	床版補修補強面積	
	前回補修月日	コ-ド	再補修の場合のみ入力	
	工事費用	百万円		
	施工会社	文字	漢字10文字以内	
	記録番号	コ-ド	漢字30文字以内	
登録年月日	通 用	文字		
	年 号	コ-ド	データの登録年月日を内部で自動発生	入力の必要なし
	年月日	数字	〃 〃	〃

⑪点検データ

項目名	データ	単位	入力内容	備考
橋梁コード	更新処理区分	コ-ド	新規登録、データ更新、データ削除	データ入力時の扱い
	管理機関コ-ド	コ-ド	橋梁コードの管理機関	全ての橋梁データに必要
	橋梁コード	コ-ド	各橋梁に固有の4桁の整数	〃 〃
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	
	分割区分	コ-ド	上り、下り、自転車、歩行者専用等	
点検年月日	径間樑体番号	数字	起点側からの通し番号	
	上下部区分	コ-ド	上部工、下部工	
	年 号	コ-ド		
	年月日	数字		
	調査種別	コ-ド		
	使用器具	コ-ド	点検に使用した器具類(4つまで)	
	点検者	文字	漢字10文字以内(点検業者名)	
	処置	コ-ド	詳細調査、緊急補修等の区別	
	記録番号	コ-ド	点検報告書の整理番号	
	結果(記事)	文字	漢字30文字以内	
登録年月日	年 号	コ-ド	データの登録年月日を内部で自動発生	入力の必要なし
	年月日	数字	〃 〃	〃

⑬点検部材データ

項目名	データ	単位	人 力 内 容	備 考
橋梁コード	更新処理区分	コ-ド	新規登録、データ更新、データ削除	データ入力時の扱い 全ての橋梁データに必要 " "
	管理機関コ-ド	コ-ド	橋梁コードの管理機関	
	橋梁コード	コ-ド	各橋梁に固有の4桁の整数	
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	
点検結果	分割区分	コ-ド	上り、下り、自転車、歩行者専用等	
	点検年月日	数字		
	点検年月日	数字	年月(日)について各々2桁の数字	
	点検種別	コ-ド	通常、定期、異常時	
損傷部材	損傷部材区分	コ-ド	各部材のコ-ド	
	部材番号	数字	損傷の発生した部材番号	
鋼 材料	腐食	コ-ド	断面欠損、表面サビ	鋼部材の損傷の程度
	深さ (Y)	コ-ド	全体的、局部的	
	拡がり (Z)	コ-ド	進行、停止	
	進行性	コ-ド		
	亀裂	コ-ド	有り	
	深さ (Y)	コ-ド	進行、停止	
	進行性	コ-ド		
	ゆるみ	コ-ド	数が多い、数が少ない	
	脱着	コ-ド	数が多い、数が少ない	
	破断	コ-ド	有り	
コンクリート材料	塗装劣化	コ-ド	塗装ハガレ、塗装変色	コンクリート部材の損傷の程度
	深さ (Y)	コ-ド	全体的、部分的	
	拡がり (Z)	コ-ド		
	ひびわれ	コ-ド	主要部位、それ以外	
	位置 (X)	コ-ド	大、中、小	
	深さ (Y)	コ-ド	最小間隔小、最小間隔大	
	拡がり (Z)	コ-ド	進行、停止	
	進行性	コ-ド		
	剥離、鉄筋露出	コ-ド	鉄筋露出、剥離のみ	
	深さ (Y)	コ-ド	損傷面積大、損傷面積小	
その他	遊離石灰	コ-ド	発生面積大、発生面積小	その他の部材
	深さ (Y)	コ-ド	進行、停止	
	進行性	コ-ド		
	豆板、空洞	コ-ド	鉄筋露出、露出せず	
	深さ (Y)	コ-ド	発生面積大、発生面積小	
	進行性	コ-ド		
	すりへり、侵食	コ-ド	達していない、かぶりのみ	
	深さ (Y)	コ-ド	発生面積大、発生面積小	
	進行性	コ-ド	進行、停止	
	抜け落ち	コ-ド	抜け落ちがある	
その他	鋼板接着部の損傷	コ-ド	損傷大、損傷小	
	深さ (Y)	コ-ド	進行、停止	
	進行性	コ-ド		
	床版ひびわれ	コ-ド	二方向、一方向	
	位置 (X)	コ-ド	サビ汁、漏水	
	深さ (Y)	コ-ド	最小間隔小、最小間隔大	
	拡がり (Z)	コ-ド	進行、停止	
	進行性	コ-ド		
	遊間異常	コ-ド	有り	
	段差	コ-ド	凸凹著しい、凸凹がある	
その他	引当り	コ-ド	窪みが深い、窪みが浅い	
	深さ (Y)	コ-ド	窪み直径大、窪み直径小	
	進行性	コ-ド		
	ひびわれ	コ-ド	巾が大きい、巾が小さい	
	深さ (Y)	コ-ド	凸凹著しい、凸凹がある	
	深さ (Y)	コ-ド		
	深さ (Y)	コ-ド		
	深さ (Y)	コ-ド		
	深さ (Y)	コ-ド		
	深さ (Y)	コ-ド		

項目名	データ	単 位	人 力 内 容	備 考
共通				
変色劣化	広がり (Z)	コ-F	全体的, 局部的	
漏水滯水	深さ (Y)	コ-F	漏水, 滯水がある	
異常音	深さ (Y)	コ-F	異常音がある	
異常振動	深さ (Y)	コ-F	異常な振動がある	
異たわみ	深さ (Y)	コ-F	異常なたわみがある	
変形	深さ (Y)	コ-F	著しい変形, 変形がある	
土砂詰り	深さ (Y)	コ-F	土砂詰りがある	
沈下	深さ (Y)	コ-F	著しい沈下, 沈下がある	
	進行性	コ-F	進行, 停止	
移動	深さ (Y)	コ-F	著しい移動, 移動がある	
	進行性	コ-F	進行, 停止	
傾斜	深さ (Y)	コ-F	著しい傾斜, 傾斜がある	
	進行性	コ-F	進行, 停止	
洗掘	深さ (Y)	コ-F	著しい洗掘, 洗掘がある	
	進行性	コ-F	進行, 停止	
欠損	深さ (Y)	コ-F	著しい欠損, 欠損がある	
判定 区分		コ-F	部材の損傷状況 判定結果 (自動発生)	電算機内部で自動発生
登録年月日	年 号	コ-F	データの登録年月日を内部で自動発生	入力の必要なし
	年月日	数字	" "	" "

⑭補修部材データ

項目名	データ	単 位	人 力 内 容	備 考
	更新処理区分	コ-F	新規登録, データ更新, データ削除	データ入力時の扱い
橋梁コード	管理機関コ-F	コ-F	橋梁コードの管理機関	全ての橋梁データに必要
	橋梁コード	コ-F	各橋梁に固有の4桁の整数	" "
	分割番号	数字	橋梁分割の場合の一連番号	
	分割区分	コ-F	上り, 下り, 自転車, 歩行者専用等	
補修年月日	径間樞体番号	数字		
	年 号	コ-F		
	年月日	数字		
補修・補強	記入番号	コ-F		
	部材区分	コ-F	部材のコ-F	
	部材番号	数字	損傷の発生した部材番号	
	補修補強内容	コ-F		
登録年月日	年 号	コ-F	データの登録年月日を内部で自動発生	入力の必要なし
	年月日	数字	" "	" "

橋梁データバンク設計仕様書に基づいてテストシステムを構築し、土木研究所の電算システム内においてテストデータの作成・入力・検索・出力等を行った。その結果、データ入力書式・入力書式記入マニュアル及びデータバンクのそれぞれについて、わかりやすさや使用性等が確認された。

3.4 橋梁データバンクの整備に向けて

実務の中でデータバンクシステムをより有効に利用して行くための組織的な利用のあり方について、管理・運用体制、他のデータベースシステムとの整合という2つの観点から検討を行った。

3.4.1 管理・運用体制の検討

望ましい管理・運用体制を検討するにあたって、次の2つの目標を設定し、それぞれ対応策を検討した。

① 橋梁データの適切な登録・更新（初期登録時及びそれ以降）

② データバンクの有効利用の促進

(1) 橋梁データの適切な登録・更新

登録・更新作業は運用体制のいかんによっては大きな重荷となる可能性がある上、適切に行われないとデータバンクの存在価値を全く失わせる結果になることから、非常に重要な作業である。データの登録や更新が適切に行われてこそデータの信頼性は確保される。

対応策については、データバンク導入時の初期登録の場合とそれ以外の場合とに分けて検討を行った。これは初期登録時には現地調査や資料の収集・整理作業も加わって入力の作業量がかなり大きく、データバンク事業を軌道に乗せる上で大きなハードルとなっていることを考慮したためである。

まず初期登録の場合の対応策をまとめると、一度に全てのデータを登録することには無理があるため、重要度の高いものあるいはデータがなんらかの形で整理されているものから登録していくことにする。そのためにデータ整備計画を毎年作成して登録すべき項目を定め、登録すべきデータについては現地調査なども併用してデータの作成・登録を行う。また、橋梁を新設または定期点検データの現存する橋梁と定期点検データの散逸した既設橋梁の2群に分け、前者については全データを初期登録し、後者については点検データ等一部の項目以外のデータを初期登録することとした。

初期登録以外の場合の対応策をまとめると次のようになる。

1) データが適切に登録・更新されていることを横断的に監督する。

→データの登録・更新だけに関する管理者（データ管理責任者）を置く。

2) どういった場合にどのようなデータが登録・更新されるべきかを周知する。

→データバンク操作マニュアルだけでなく、登録や更新に関する作業手順について業務規定のような形の明文化された規定を設ける。

3) 登録・更新すべきデータが発生する場所とデータの入力場所ができるだけ離れないようにする。

→データの登録・更新は工事事務所で行う。

4) 入力しやすい形でデータが発生するようにする。（入力に係わる職員の負担を減らす。）

→竣工や点検によって生ずる入力データはフロッピーディスク等で直接データバンクに入力できる形態で納めてもらう。(特記仕様書の変更)

(2) データバンクの有効利用の促進

これは資源としてのデータを有効に活用することを意味しており、対応の方向として考えられる次の4つの項目について、それぞれ具体的な対応策を検討した。

1) 電算機アレルギーをなくし、利用しやすい環境をつくる。

- ・データバンクの操作方法・利用手順に関する講習会を行い、参加を義務づける。
- ・従来からの台帳等、データバンクで置換えが可能な文書等は廃棄し、データバンクを利用せざるを得ないような環境をつくる。
- ・メニュー表示を採用する等、マニュアル無しでも操作方法が理解できるようなシステム（プログラム）を作成する。

2) データの有効な利用方法を開発する。

- ・地建等でデータの有効利用に関する研究会等を開催し、利用方法等に関する検討を行う。
- ・土研等でデータの有効利用に関する調査研究を行い、応用プログラムの開発や点検要領等の改訂の形で現場へフィードバックする。

3) データバンク自体（データ項目等）の見直しを定期的に行い、利用の状況に応じたものへ進化させていく。

- ・データバンクの改良に関する検討委員会等を定期的で開催し、改良の方向を検討する。
- ・現時点から、将来の改良を行いやすいようにシステム設計を行っていく。

4) 利用できるデータの範囲を広げる。

- ・長期的には関連機関のネットワーク化を進める。
- ・短期的には事務所一本局のネットワークを利用する。各工事事務所での管理に加えて、各地建管内全体のデータは本局や技術事務所で収集しておく。全国のデータは土研が収集・管理しておく。これらにより、地建管内または全国のデータの検索も行える。

3.4.2 他のデータベースシステムとの整合

道路構造物を中心とした施設の維持管理業務の合理化を目的として、各種データベースシステムが今後も導入されることが予想されている。既に稼動しているもの、あるいは計画・整備中のものもいくつかあり、道路管理に関連するものとしては舗装データバンクシステム(稼動中)、特殊車両通行許可システム(稼動中)、道路管理データベースシステム(計画・整備中)がある。

こうした各種データベースシステムが適切な調整なくして独立に存在することは、利用者からみて以下のような大きな弊害を生ずる。

1) データの重複収録や定義の不統一

同一のデータ項目が重複収録されている。あるいは、同一の内容が異なる定義に基づいたデータとして収録されている。

2) システム間の相互利用の困難さ

システム間でのデータの相互利用が困難である。例えば、システムにまたがってデータを検索す

ることができない。

3) システムの操作方法の不統一

システム間で操作方法が異なり、全てのシステムを習熟するのに手間がかかる。

従って、橋梁データバンクの整備にあたっては上記の点に配慮する必要がある。しかしながら、既に稼動している舗装データバンクシステム及び特殊車両通行許可システムについては、現在専用の計算機及びソフトウェア上で実現されており、無理に整合をとることは橋梁データバンクの長所を損なう可能性がある。また、両データバンクシステムとも橋梁データバンクとの項目の重複はそれほど多くなく、システム間にまたがったデータ検索のニーズも高くないと判断されるので、両システムと橋梁データバンクとは当面独立に整備する。

一方、道路管理データベースシステムは道路関連構造物等に関する台帳類の電算化システムであり、データの重複が大きいこと、システムにまたがった検索・利用の多いことが予想されること、両システムの管理者・利用者がほぼ同じであることを考えると、両システムを一体的に整備する必要性が極めて高い。そこで、橋梁データバンクは道路管理データベースシステムと一体的に動くものとして構築することとした。両システムは同一のデータベース管理システム (DBMS) によって同じ計算機上で実現され、入力マニュアルなども一体化されている。従って、利用する上でも管理する上でも完全に同一のシステムとして扱うことができ、データ定義の不統一などの弊害は全くないといえる。

なお、道路管理データベースシステムにおいては、電算機メーカーの違いに依存しない共通のデータ操作言語が提案されている。今後のデータベース開発にあたっては、この言語を利用することによって、同一の操作でいくつかのシステムを扱うことができ、操作のしやすさや応用プログラム開発のしやすさが向上することが期待できる。また、道路管理データベースシステムと橋梁データバンクが容易に一体化できた大きな理由として、両者とも柔軟性に富むリレーショナル型のデータベース構造となっていたことがあげられる。

3.5 ま と め

3.5.1 結 論

本調査の成果をまとめると、以下の通りである。

- 1) 橋梁の維持管理に必要な情報の合理的管理を支援することを目的として橋梁データバンクを検討し、その詳細仕様を決定した。また、それに基づいてデータ入力書式及びデータ入力書式記入マニュアルを作成した。橋梁データバンクの特徴をまとめると、以下の通りである。

(1) 橋梁点検要領との一体化

橋梁点検要領に基づいて収集される点検結果データの管理を行えるように、以下のような点について点検要領と一体化されている。

- ① 点検結果データの整理様式がデータバンクの点検データ記入書式と共通化されているため、点検報告書等から改めてデータ入力書式へ転記する必要がない。
- ② 点検結果データ点検調書の様式に従ってデータバンクから出力することができる。

③ 各部材ごとの損傷状況データ（パターン、深さ、広がり）を入力することで、損傷に対してとるべき措置（損傷度判定標準）が自動的に判定される。

(2) 損傷及び補修状況の把握を重視したデータ項目構成

各損傷部材の補修の有無や内容がデータ項目として収録されているなど、どのような状況下でどのような損傷が生じどのように補修されているかが把握できるデータ項目構成となっている。

(3) 図面データ等の蓄積・補修

オンライン化された光ディスクシステムを利用することにより、図面や関連書類を画像データの形で蓄積できる。また、それらに対してインデックスを付与することにより図面等の検索を行うことができる。

(4) 道路管理データベースシステムとの一体化

道路関連構造物等の台帳の電算化システムである道路管理データベースシステムとの一体化を図り、橋梁データバンクを道路管理データベースシステムの橋梁相当部分として利用・運用することができるようにした。

2) 橋梁データバンク設計仕様書に基づいてテストシステムを構築し、土木研究所の電算システム内においてテストデータの作成・入力・検索・出力等を行った。その結果、データ入力書式・入力書式記入マニュアル及びデータバンクのそれぞれについて、わかりやすさや使用性等が確認された。

3) 橋梁データバンクのより有効な利用を図るために、管理・運用面での対策を整理した。

3.5.2 今後の課題

本調査の今後の課題をまとめると、以下の通りである。

1) 現場での利用が進むにつれ、入力書式記入マニュアルや収録データ項目・出力様式などについて改良すべき箇所が生じてくることが考えられるので、改良ニーズの把握及びそれに基づいた改良作業を組織的に行っていく必要がある。

2) データバンクのデータをより有効に利用するデータ分析手法の開発やそのための応用プログラムの作成等を行っていく必要がある。

4. 鋼橋（プレートガーダー橋）の安全性照査に関する検討

4.1 検討目的

現在、一般国道及び都道府県道に架設されている橋長 15 m 以上の橋梁は 40,000 橋（この内、鋼橋は 18,000 橋）に達しているが、その内 1/3 は TL-20 未満の設計活荷重を用いて設計された橋梁である。近年の厳しい財政事情を考えると、従来にもましてこれらの既設橋梁をできるだけ長期にわたり活用していくことが強く求められている。したがって、維持管理技術全般の向上を図る必要があるが、中でも既設橋梁の合理的な安全性照査方法の確立は極めて重要である。本検討は、このような状況を踏まえ、以下の 4 項目を目的に実施する。

- (1) 従来、既設鋼道路橋の安全性照査方法としては、「鋼道路橋（プレートガーダーおよびトラス）供用荷重算定指針（案）」（日本道路協会橋梁委員会示方書小委員会耐荷力分科会，昭和 45 年度）が提案され活用されてきた。同指針（案）においても安全性照査を合理的に行うために設計に用いられた活荷重と既設橋の安全性照査に必要な活荷重（照査活荷重）の差による余裕（以下、活荷重に関する余裕という）を K_L なる補正係数で考慮することとなっているがその具体的数値は示されていない。 K_L については、その後も現在に至るまで個々の橋梁の将来の供用期待年数や交通条件を取り込める形では提案されていない。これは、現行の示方書の基本である許容応力度法の体系の中で活荷重にどの程度の安全率が付与されているかが不明確であるため、活荷重に関する余裕を定量的に把握できないことによるものと考えられる。

このような状況を打開し、活荷重に関する余裕を安全性照査の中に合理的に反映させる方策として、安全性照査に限界状態設計法の書式を採用する方法が考えられる。すなわち、限界状態設計法では許容応力度法の安全率の内訳が陽な形で示されるため設計活荷重にどの程度の安全率が考慮されているかが明らかとなり、個々の既設橋の条件に従い安全率の低減を図ることが可能となるからである。

そして、この方法による既設橋の安全性照査方法が「既設橋梁の安全性照査に関する一試案」（土木技術資料 26-12, 1984）に示されている。しかし、試案の中には、照査に用いる諸係数は明示されていない。

そこで、本検討は、試案で活荷重の余裕を考慮するための係数の内、 L 活荷重係数 (γ_{LL}) を明らかにすることを第 1 の目的として実施する。

- (2) 一般に、同一の载荷状態においては実際に生じる応力度は計算応力度に較べ小さい場合が多い。そこで既設橋の安全性照査においては、この計算応力度と実応力度の差によって生じる余裕（以下、構造に関する余裕という）を考慮することができる。

本検討では、上述の「既設橋梁の安全性照査に関する一試案」の中で構造に関する余裕を考慮するための係数 (γ_2) が明示されていないことから、この係数をプレートガーダー橋の主桁を対象に明らかにすることを第 2 の目的として実施する。

- (3) 構造に関する余裕は供用荷重算定指針(案)では K_s で、試案では γ_2 として安全性照査に考慮されている。しかし、これらの係数は、適用の対象となる橋梁全てについて安全となるように設定されるため、個々の橋梁についてみれば構造に関する余裕を完全に取り込めない場合も生じる。そこで、本検討では、個々の橋梁の構造に関する余裕を十分に考慮することのできる実橋活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法の提案を第3の目的として実施する。
- (4) 上述の諸係数の算定や新たな安全性照査方法の提案を行い、また、その妥当性を検討するためには、広汎な実橋における活荷重応力度の測定結果が必要である。そこで、本検討では、全地建、北海道開発局、沖縄総合事務局の協力を得て、プレートガーダー橋を対象とした実橋における活荷重応力度の測定を行うことを第4の目的として実施する。

4.2 過年度の検討概要

4.2.1 61年度の概要

(1) 活荷重応力度測定(パイロット調査)

初年度にあたる61年度は、耐荷力あるいは耐久性に関して、何等かの問題を有している鋼プレートガーダー橋4橋を対象としてパイロット調査を行い、応力度測定に関して①現場測定上の問題の抽出、②必要機材のリストアップ、③作業時間、必要人員等の調査、④測定の方法およびデータの利用法の4項目について検討を行った。調査の結果、①②③については、応力度測定をスムーズに行う上での留意点、問題点を明らかにすることができた。また④については、PV法、RF法による応力度測定と、荷重が既知の試験車走行時の応力度測定を合わせて実施することにより、損傷実態とその補強の効果を定量的に確認することができ、各橋梁の耐荷力評価を行う上で応力度の測定が有効であることがわかった。

(2) TL-20未満の設計活荷重により設計された橋梁の供用実態調査

本調査は、安全性照査の対象となるTL-20未満の橋梁の供用実態を把握し交通量等の因子との関連性を調べることを、62年度、63年度に実施する応力度測定の本調査の対象橋梁を選び出すための基礎資料とすることを目的として実施した。本調査によって、対象とした橋梁について全国73事務所、619橋分のデータが得られた。調査の結果、旧示方書により設計されたTL-20未満の橋梁が、大型車交通量の大きい、かなり厳しい交通条件の下で、供用されているという実態が明らかになった。

4.2.2 62年度の概要

(1) 活荷重応力度測定(本調査)

応力度測定の本調査は、①橋梁部材(主桁)に生じる実応力度と交通条件(大型車交通量、大型車混入率、渋滞回数等)や橋梁の構造特性(橋梁形式、桁形状、支間長、幅員等)との関連性、②実応力度の日変動特性、を把握し安全性照査手法を検討するための基礎資料とすることを目的に、①については24時間応力度測定(27橋)、②については2カ月間日最大応力度測定(27橋のうち6橋)を実施した。

24時間応力度測定の結果、実応力度が最大で 660 kg/cm^2 、 $\sigma_{\max}$ と設計活荷重応力度 σ_{20} との比

$\sigma_{\max}/\sigma_{20}$ が、最大で 0.88 生じている橋梁が見られた。またこの比が 0.7 を超える桁は 27 橋の各主桁の 145 データ中 5 データのみと少なく設計活荷重に対応した応力度は生じていないことが明らかとなった。

実応力度と各橋梁の交通条件（日大型車交通量、渋滞程度、日交通量等）および構造特性（支間長、車道幅員、桁形式、桁形状等）との関連性については各橋梁の構造特性の差違が大きいことから、データのばらつきが大きく、相関性は見られなかった。また、61 年度に測定を開始した神流川橋での長期応力度測定の結果、日最大応力度の標準偏差が 70～90 kg/cm² となっており日変動特性を無視しえないこと、日最大応力度の平均値と最大値との差は 200～250 kg/cm² であることが明らかとなった。

(2) 照査活荷重の検討

本調査では、安全性の照査方法に限界状態設計法の考え方を取り入れ、個々の橋梁の交通条件（大型車混入率、渋滞回数等）や今後の供用期待年数を考慮し、照査 L 荷重を求めるために活荷重係数に乗じる補正係数の試算を行った。シミュレーションによる試算の結果、支間が短い（20 m）場合、将来供用期待年数、大型車混入率および渋滞回数に対する補正係数の変化が支間が長い（60 m）場合と比較して小さいことが明らかとなった。また支間が長い（60 m）場合、①将来供用期待年数が 5 年と 10 年の場合の補正係数の変化は 10% 程度である、②大型車混入率が 20% と 40% の場合の補正係数の変化は 10% 程度である、③渋滞回数が 1 回/日と 600 回/日の場合の補正係数の変化は 25% 程度であること等が明らかとなった。

4.3 活荷重応力度測定結果の分析

4.3.1 検討目的

活荷重応力度測定は、橋梁部材に生じる実応力度と交通条件や橋梁の構造特性との関連性や実応力度の日変動特性を検討し、既設橋梁の合理的な安全性照査方法を作成するための基礎資料を得ることを目的に実施するものである。

具体的には、① 62, 63 年度に実施した 60 橋の 24 時間応力度測定結果を分析して、既設橋梁がどのような供用状況下にあるかを実応力度と種々の要因との関連性に基づいて把握すること②日最大応力度の長期測定結果から日変動特性を把握することにより活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法の作成や妥当性を検証するための基礎資料として活用することを考えている。また応力度測定により得られた橋梁部材の応力度は、実橋梁の供用実態や構造特性を反映したものであり、その結果は今後橋梁の設計を考える上で重要な資料となりうるものである。

本年度は、前年度測定結果を再度分析し、その結果をふまえて本年度調査対象橋梁を選定し、測定結果の分析を行った。

4.3.2 前年度の測定結果の分析

前年度の測定結果の概要は 4.2.2 (1) に示すとおりである。ここでは前年度の測定結果を再度詳細に分析したので、その結果を報告する。

(1) 24 時間応力度測定結果の分析

実応力度と交通特性、構造特性との関係については前年度の分析では、十分に把握することができなかったので特に橋梁の平面形状（直橋、斜橋）、桁形式（単純合成、単純非合成、連続非合成）に着目して、関連性の検討を行った。

図—4.3.1(a)～(f)は各橋梁の全主桁の $\sigma_{\max}$ および $\sigma_{\max} \alpha\%$ ($\alpha=0.1, 0.5, 5, 10, 25$) と日大型車交通量(センサス観測値)との関係を示している。 $\sigma_{\max} \alpha\%$ は PV 法による応力頻度分布の上位からの累積頻度が $\alpha\%$ にあたるレベルの応力度であり、各橋梁間での応力度のばらつきを小さくすることを目的に計算した値である。図中の直線は最小 2 乗法により求めた回帰直線である。回帰直線により各橋梁の各桁のばらつきが大きく大型車交通量に対する $\sigma_{\max}$ および $\sigma_{\max} \alpha\%$ の変化は平均的には小さいことがわかる。また α が大きくなるにつれて $\sigma_{\max} \alpha\%$ のばらつきが徐々に小さくなっているが、 α が大きいと日大型車交通量に対する変化はほとんど見られなくなる。以上のような α についての傾向は他の分析についても同様に見られることから、以降 $\sigma_{\max} \alpha\%$ については $\alpha=0.1$ の場合の結果のみを示すこととする。

図—4.3.2(a)(b)は $\sigma_{\max}/\sigma_{20}$ および $\sigma_{\max}0.1\%/\sigma_{20}$ と大型車交通量との関係を示している。桁によって値は大きくばらついており、設計活荷重応力度に対する余裕が各主桁で異なっていることがわかる。平均的な値は 0.4～0.5 程度になっており、設計活荷重応力度の 0.5 倍程度の応力度が生じていることがわかる。

図—4.3.3(a)～(h)は $\sigma_{\max}0.1\%/\sigma_{20}$ 、 $\sigma_{\max}0.1\%/\sigma_{20}$ と日大型車交通量との関係を、橋梁形式により分類して示している。直橋については、路肩や歩道等の影響を考慮して外桁および内桁の最大値で分類した。図より次のことがわかる。

- 1) 橋種や桁(外桁、内桁)ごとの $\sigma_{\max}0.1\%/\sigma_{20}$ と大型車交通量との相関性は特に見られない。
- 2) 桁形状、桁形式の差違および内桁と外桁による $\sigma_{\max}0.1\%/\sigma_{20}$ の差違は特に見られない。

図—4.3.4(a)～(d)、図—4.3.5(a)～(d)は $\sigma_{\max}0.1\%/\sigma_{20}$ と支間長および車道幅員との関係(直橋の連続非合成および斜橋については省略する)を示している。図より支間長、車道幅員に対して $\sigma_{\max}0.1\%/\sigma_{20}$ の変化はほとんどみられない。同様に、他の諸元(具体的には表—4.3.1 に示すもの)についても $\sigma_{\max}0.1\%$ および $\sigma_{\max}0.1\%/\sigma_{20}$ との関連性を検討したが特に相関性は見られなかった。

以上の結果をまとめると次のとおりとなる。

- 1) ここで対象とする橋梁およびその交通条件(日大型車交通量:500～5,000 台, 大型車混入率:9～50%)に対しては $\sigma_{\max}$ 、 $\sigma_{\max}0.1\%/\sigma_{20}$ と日大型車交通量との相関性は特に見られない。
- 2) $\sigma_{\max}$ 、 $\sigma_{\max}0.1\%/\sigma_{20}$ と橋梁諸元(平面形状、桁形式、支間長、車道幅員)との関連性は特に見られない。

(2) 日最大応力度の 60 日間測定結果の分析

日最大応力度測定は、東北、関東、中部、四国、九州の各地建においてプレートガーダー 1 橋を対象に 60 日間連続して実施した。対象橋梁の諸元を表—4.3.1 に示す。また図—4.3.6 に断面図および床組図、図—4.3.7 に 1 主桁における日最大応力度の測定結果を示す。

表—4.3.2 は日最大応力度の平均値と n 日間最大応力度の平均値の標本標準偏差を示している。

なお、表には 61 年度から長期計測を実施している神流川橋における測定結果を追加した(神流川

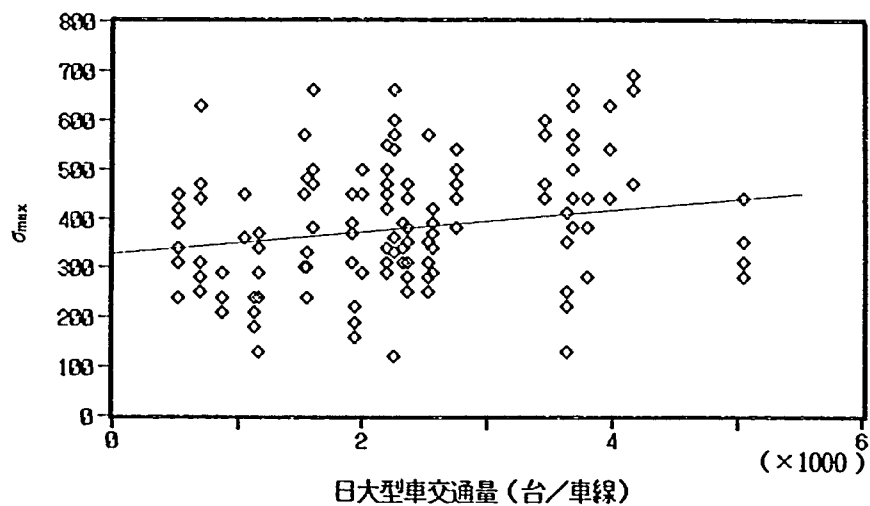


図-4.3.1(a) $\sigma_{\max}$ と日大型車交通量の関係

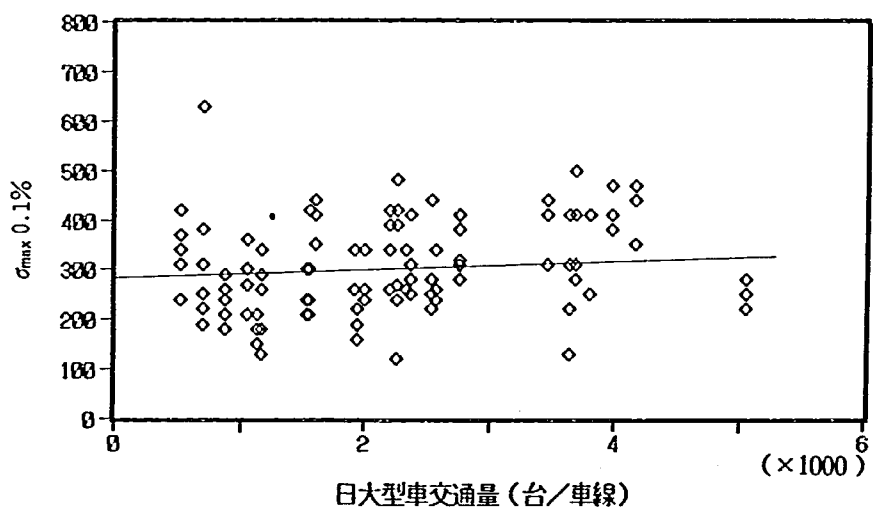


図-4.3.1(b) $\sigma_{\max} 0.1\%$ と日大型車交通量の関係

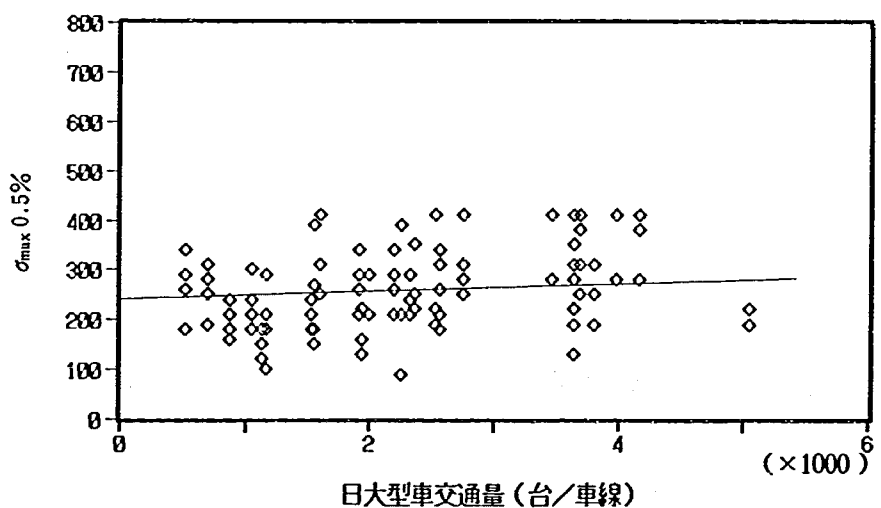


図-4.3.1(c) $\sigma_{\max} 0.5\%$ と日大型車交通量の関係

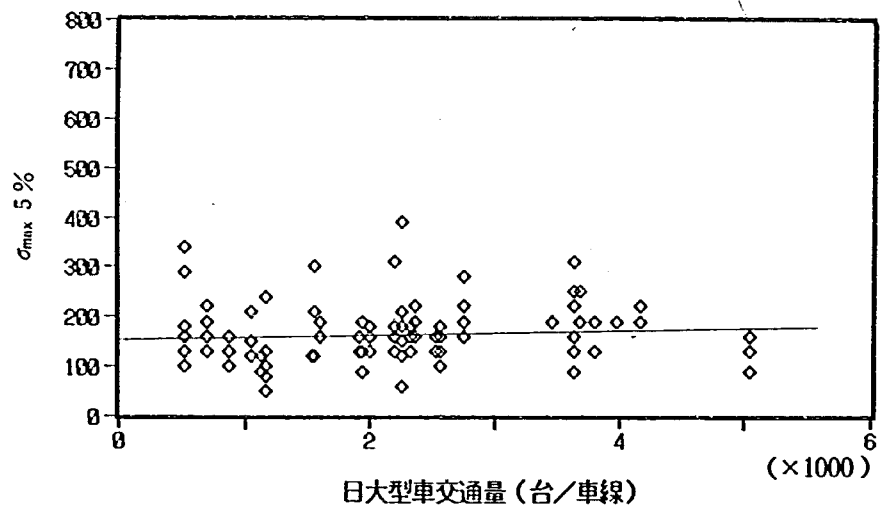


図-4.3.1(d) $\sigma_{\max}$ 5%と日大型車交通量の関係

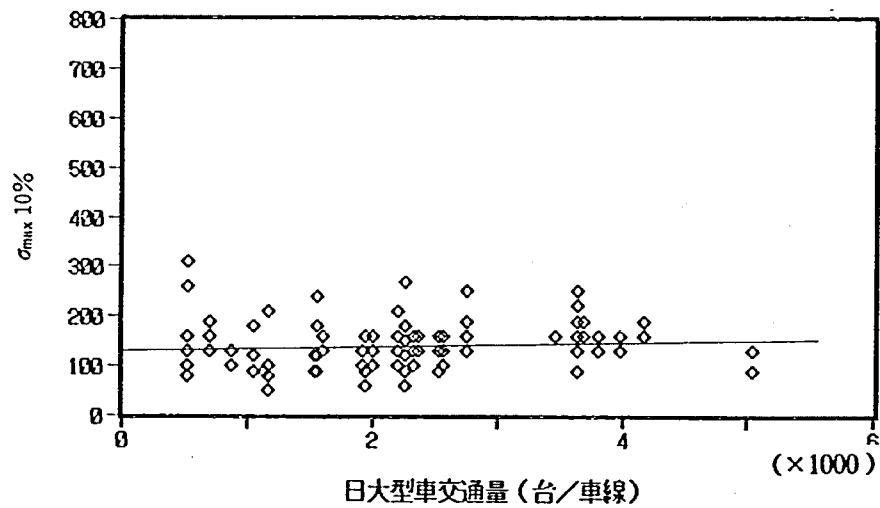


図-4.3.1(e) $\sigma_{\max}$ 10%と日大型車交通量の関係

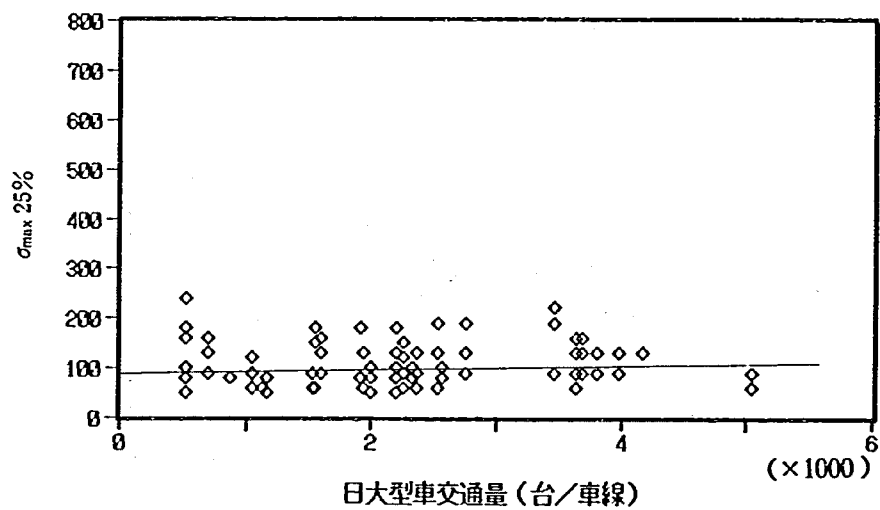


図-4.3.1(f) $\sigma_{\max}$ 25%と日大型車交通量の関係

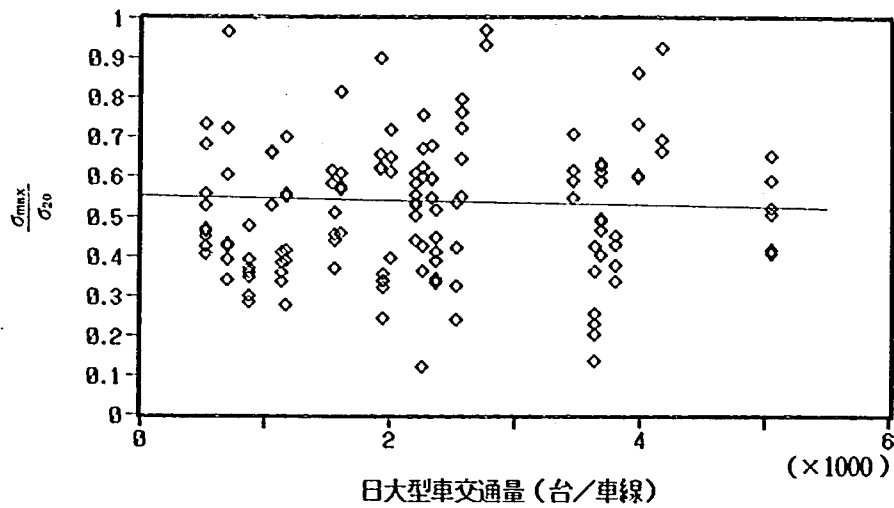


図-4.3.2(a) $\sigma_{\max}/\sigma_{20}$ と日大型車交通量の関係

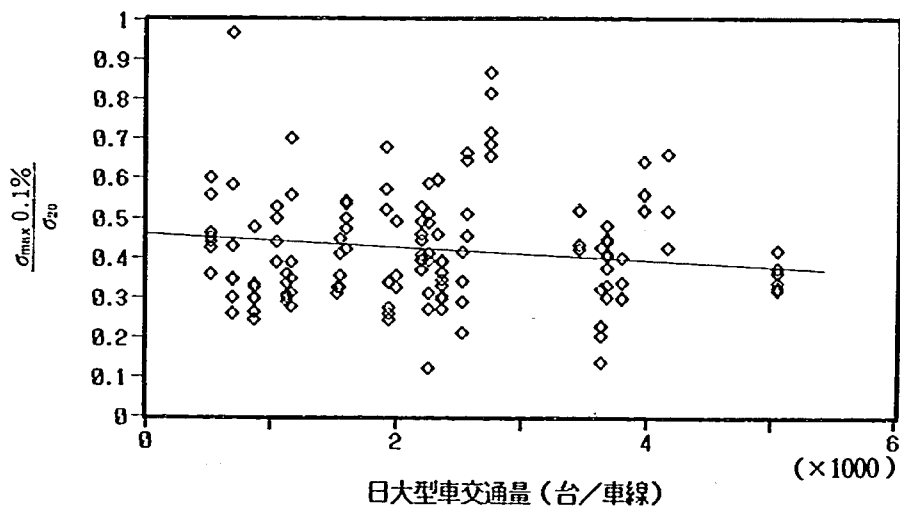


図-4.3.2(b) $\sigma_{\max 0.1\%}/\sigma_{20}$ と日大型車交通量の関係

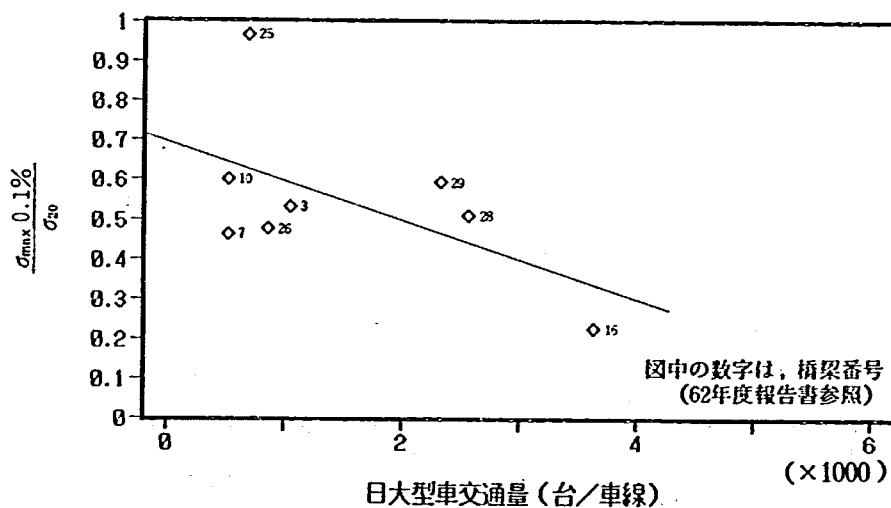
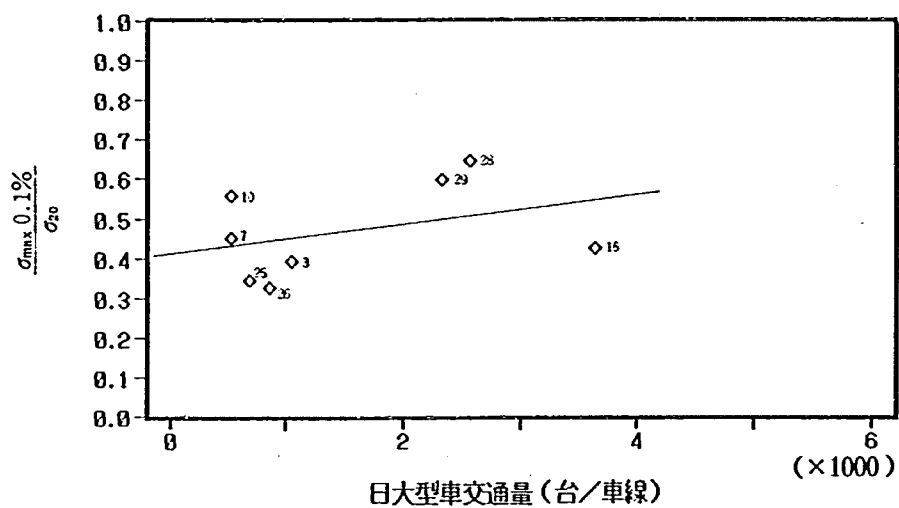
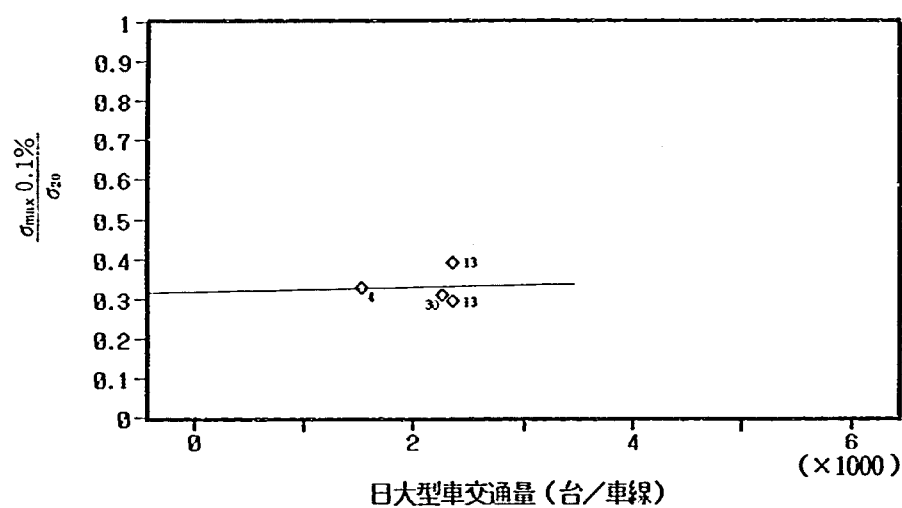


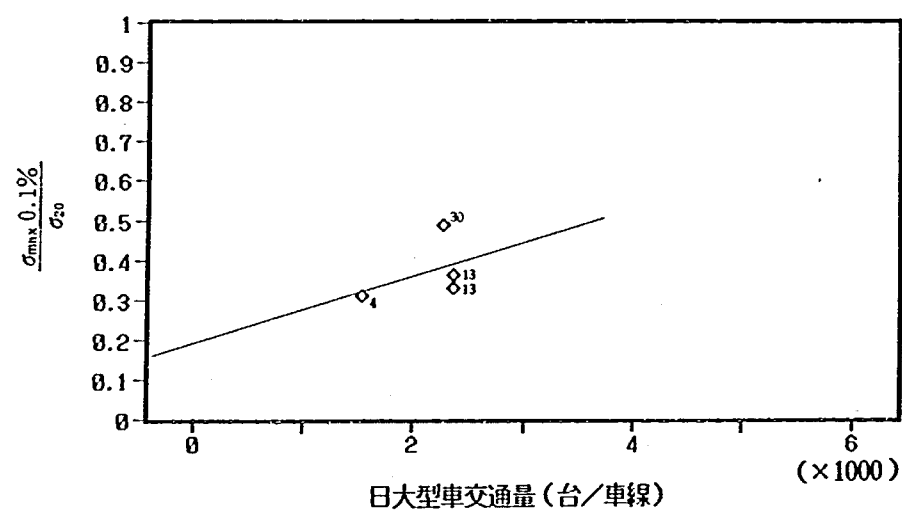
図-4.3.3(a) $\sigma_{\max 0.1\%}/\sigma_{20}$ と日大型車交通量の関係 (直橋, 単純合成, 外桁)



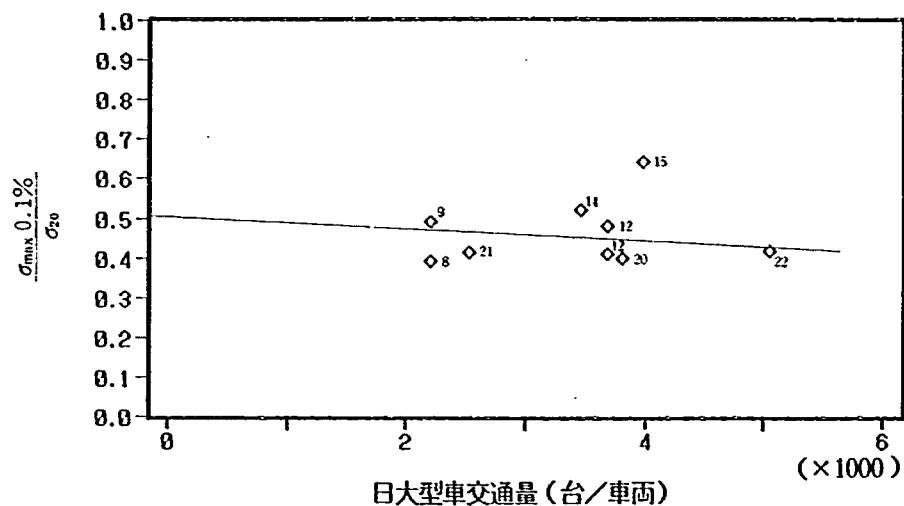
図—4.3.3(b) $\sigma_{\max} 0.1\% / \sigma_{20}$ と日大型車交通量の関係 (直橋, 単純合成, 内桁)



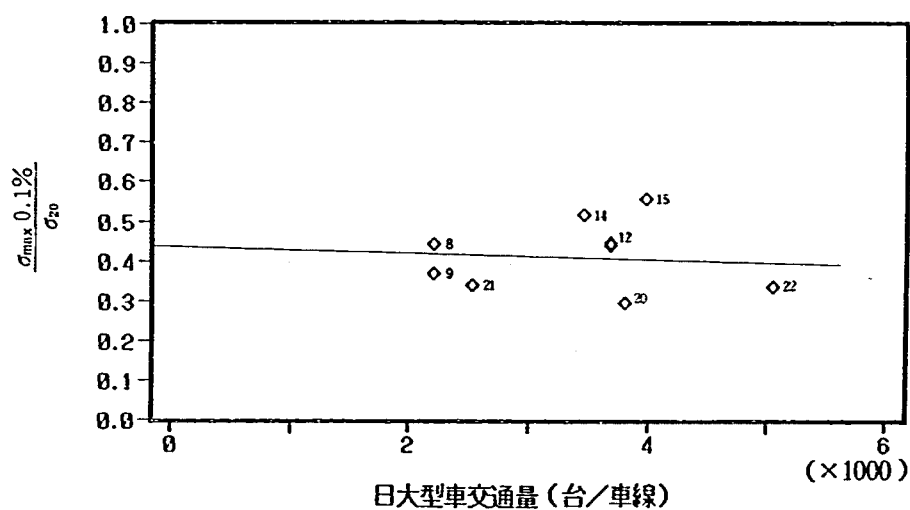
図—4.3.3(c) $\sigma_{\max} 0.1\% / \sigma_{20}$ と日大型車交通量の関係 (直橋, 単純非合成, 外桁)



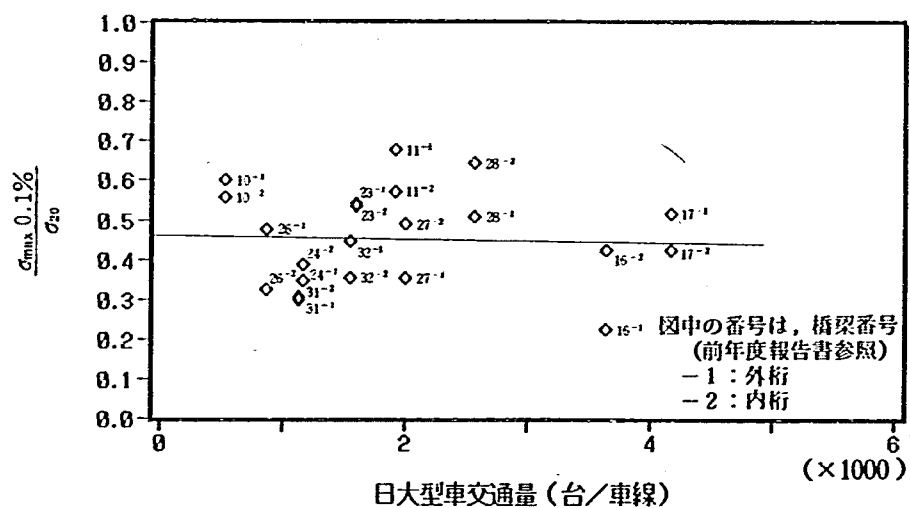
図—4.3.3(d) $\sigma_{\max} 0.1\% / \sigma_{20}$ と日大型車交通量の関係 (直橋, 単純非合成, 内桁)



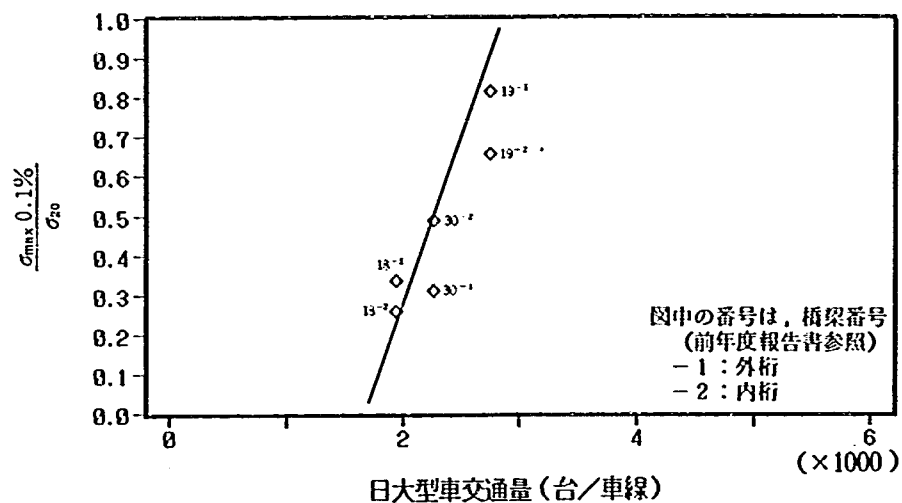
図—4.3.3(e) $\sigma_{\max} 0.1\% / \sigma_{20}$ と日大型車交通量の関係 (直橋, 連続非合成, 外桁)



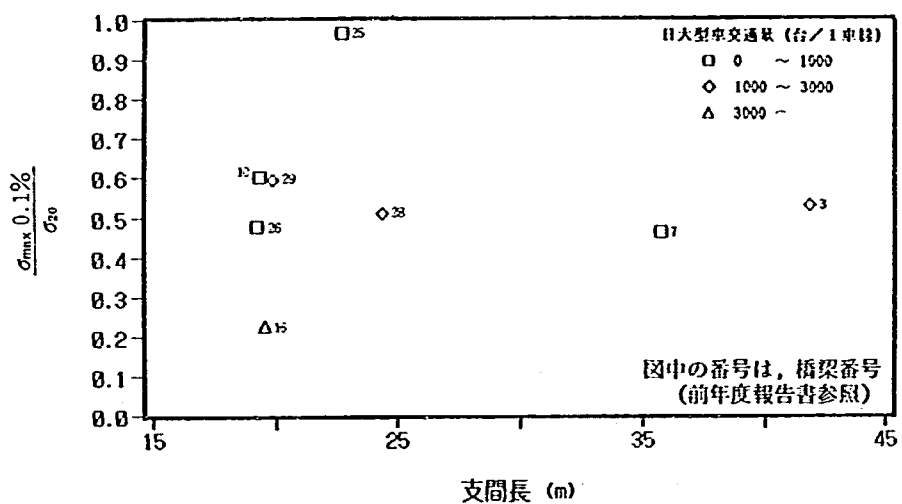
図—4.3.3(f) $\sigma_{\max} 0.1\% / \sigma_{20}$ と日大型車交通量の関係 (直橋, 連続非合成, 内桁)



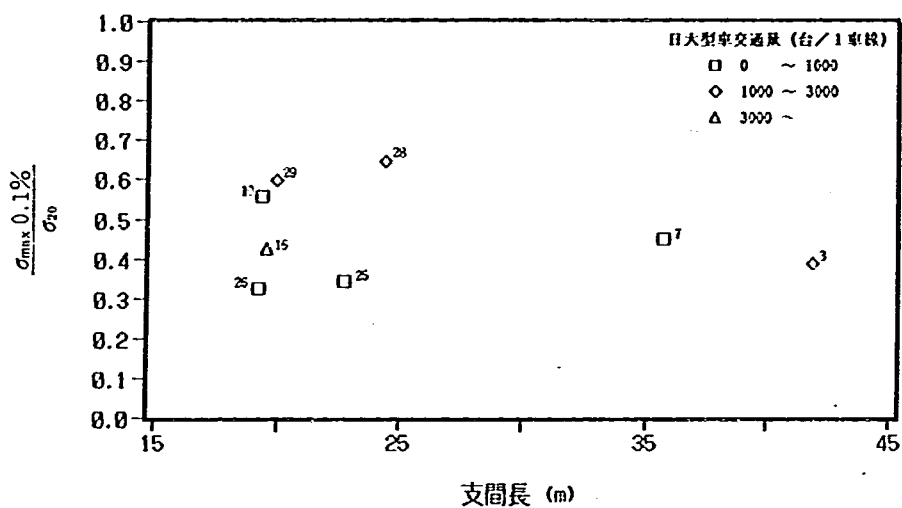
図—4.3.3(g) $\sigma_{\max} 0.1\% / \sigma_{20}$ と日大型車交通量の関係 (斜橋, 単純合成)



図—4.3.3(h) $\sigma_{\max} 0.1\% / \sigma_{20}$ と日大型車交通量の関係 (斜橋, 単純非合成)



図—4.3.4(a) 支間長と $\sigma_{\max} 0.1\% / \sigma_{20}$ の関係 (直橋, 単純合成, 外桁)



図—4.3.4(b) 支間長と $\sigma_{\max} 0.1\% / \sigma_{20}$ の関係 (直橋, 単純合成, 内桁)

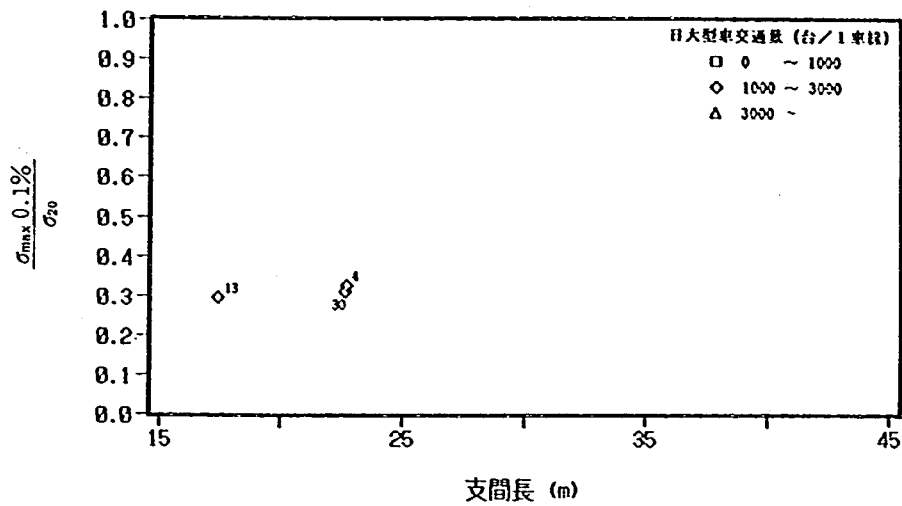


図-4.3.4(c) 支間長と $\sigma_{\max} 0.1\% / \sigma_{20}$ の関係 (直橋, 単純非合成, 外桁)

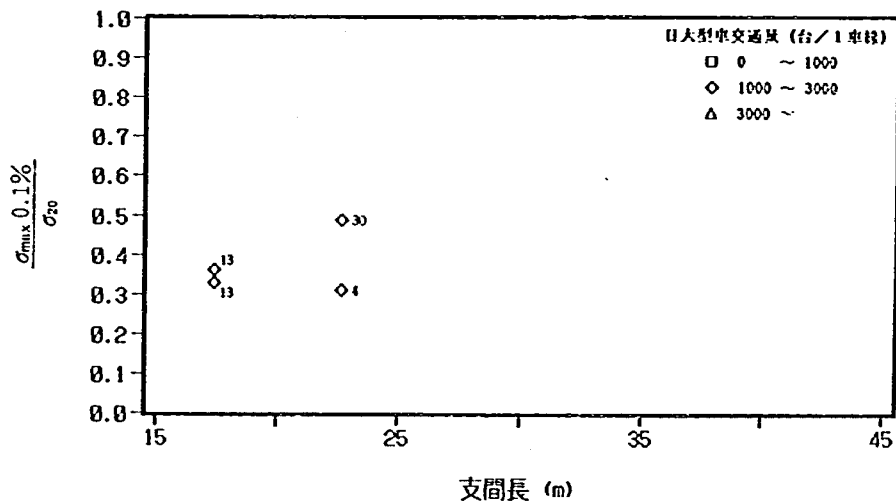


図-4.3.4(d) 支間長と $\sigma_{\max} 0.1\% / \sigma_{20}$ の関係 (直橋, 単純非合成, 内桁)

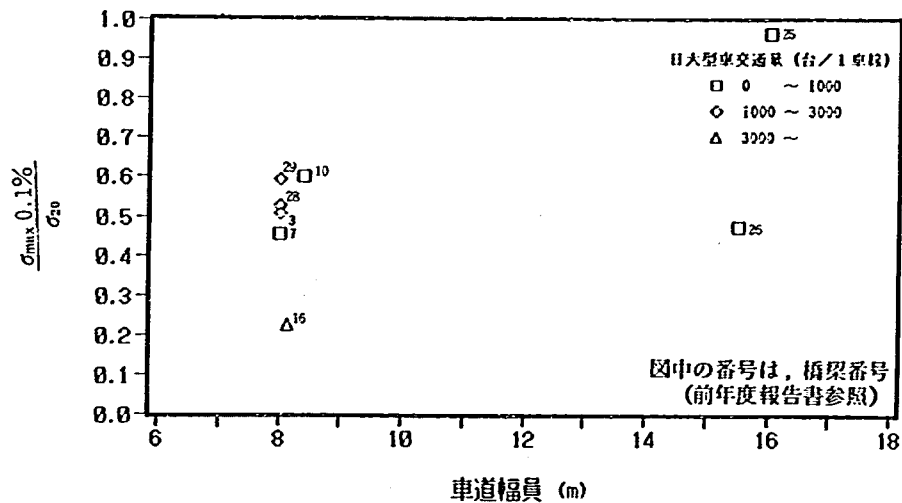
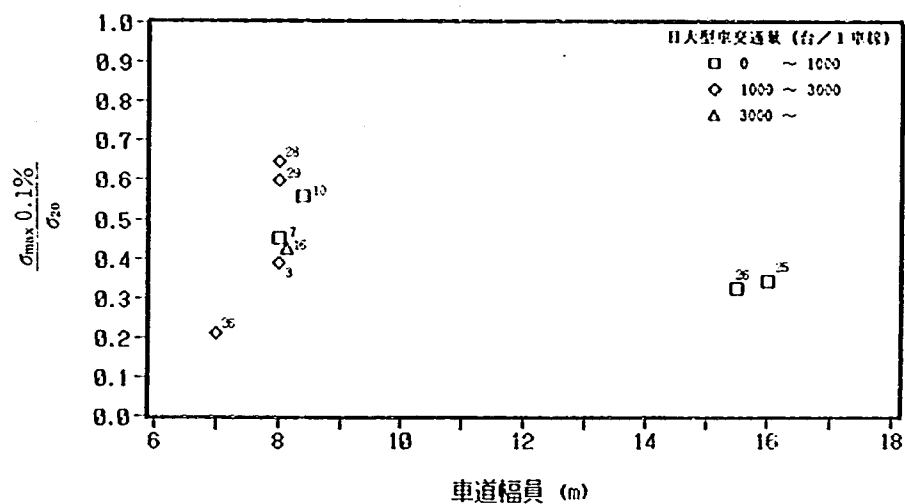
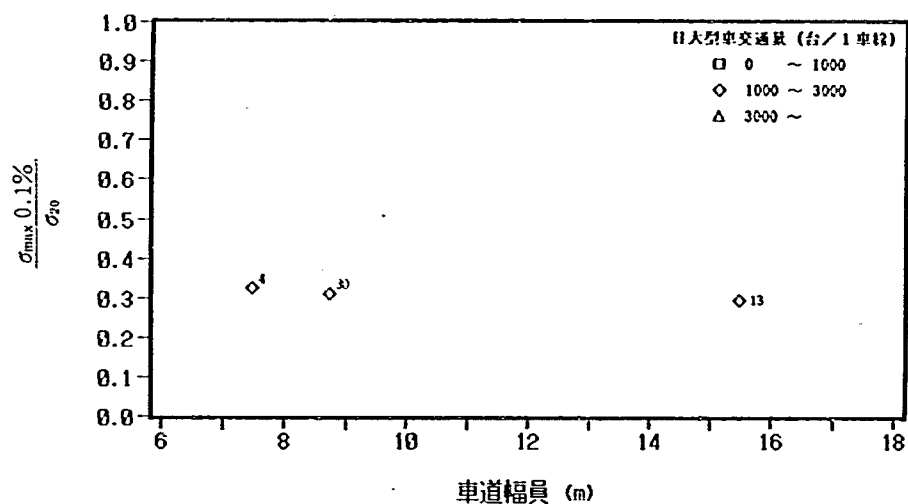


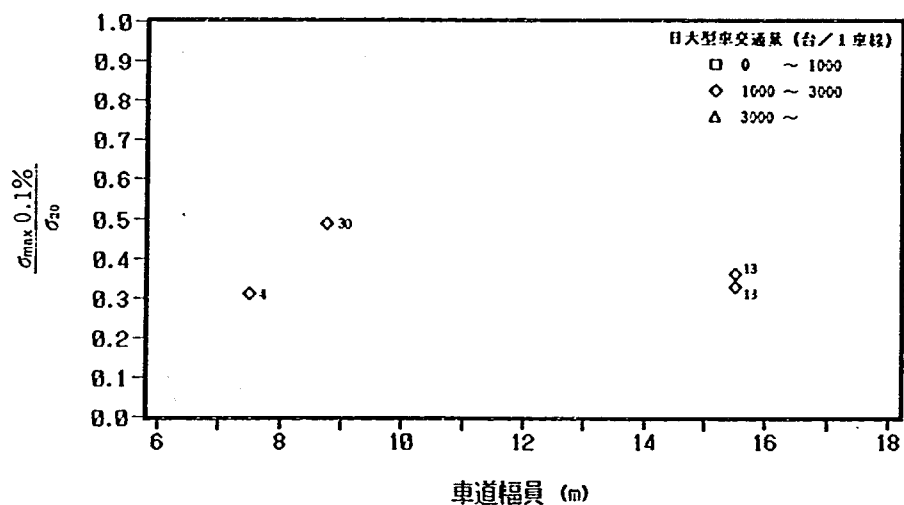
図-4.3.5(a) 支間長と $\sigma_{\max} 0.1\% / \sigma_{20}$ の関係 (直橋, 単純合成, 外桁)



図—4.3.5(b) 車道幅員と $\sigma_{\max} 0.1\%/\sigma_{20}$ の関係 (直橋, 単純合成, 内桁)



図—4.3.5(c) 車道幅員と $\sigma_{\max} 0.1\%/\sigma_{20}$ の関係 (直橋, 単純非合成, 外桁)



図—4.3.5(d) 車道幅員と $\sigma_{\max} 0.1\%/\sigma_{20}$ の関係 (直橋, 単純非合成, 内桁)

表-4.3.1 長期測定対象橋梁一覧 (62年度)

橋梁名	地 区	事 務 所	路 線	計測 支間長	形 式	合 成 非合成	断面形状	斜 角	床版厚 (mm)	車 道 幅 員	主 桁 間 隔
1 柳沢高架橋	東北	岩 手	R4	41.50	連続	非合成	直	90°	20	8.25	3.00
2 津田山陸橋 (上下線)	関東	横 浜	R245	17.40	単純	非合成	直	90°	23	7.75x2	2.80
3 三井川橋	中部	名古屋	R23	29.1	連続	非合成	直	90°	23	8.25	2.60
4 五 条 橋	四国	香 川	R32	19.38	単純	合成	斜2	60°	16	9.00	2.60
5 日府跨道橋	九州	北九州	R3	22.655	単純	非合成	斜1	35°	17	8.75	(1.80)

	主 桁 本 数	桁桁の有 無	車線数	交通量	大型車 交通量	大型車 交通量	大型車 交通量	示方書	架 設 年 次	推定日 経過年数	洗滌程 度分類
1	4	無	2	3,920	4,450	4,409	2,205	49 S S47	S53	0	1
2	4x2	無	4(2)	45,941	11,735	9,435	2,359	20.1 S S47	S54	3	3
3	4	無	2	33,301	16,651	7,593	3,797	22.8 S S47	S54	0	1
4	4	無	2	15,800	7,900	3,997	1,999	25.3 S S31	S39	1	3
5	2+20	無	2	22,790	11,395	4,527	2,264	20 S S39	S48	4	3

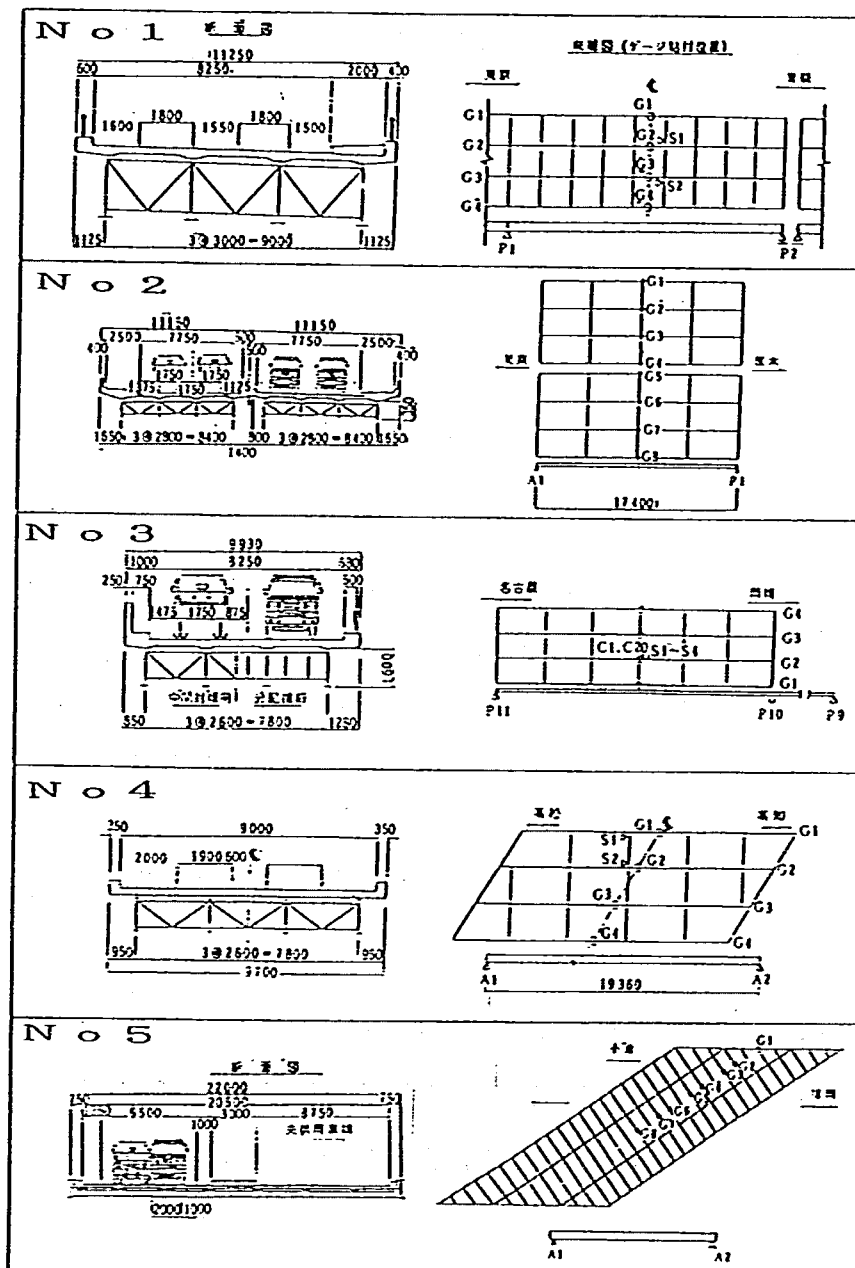


図-4.3.6 橋梁断面図および床組図

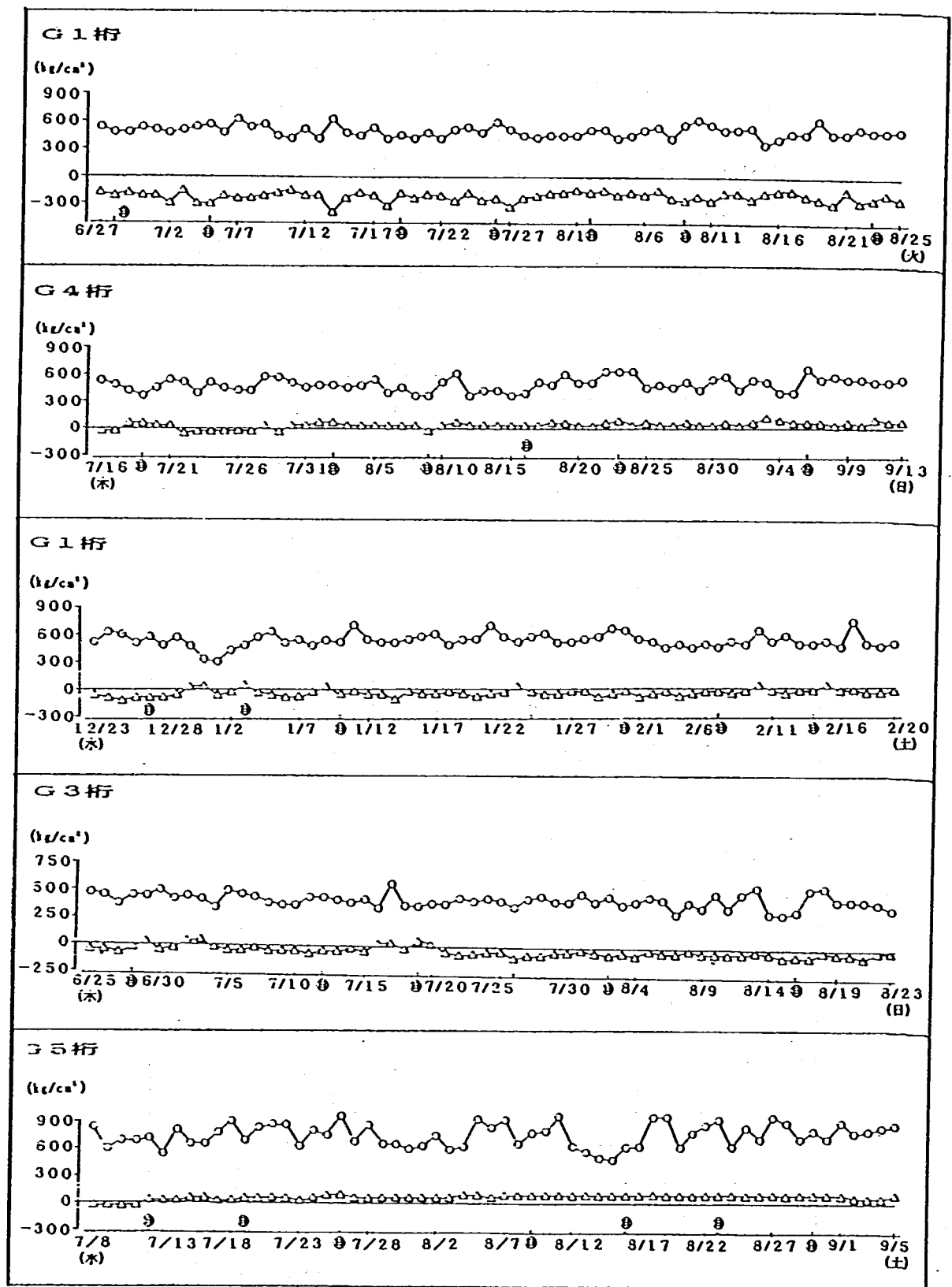


図-4.3.7 日最大応力度測定結果

橋の諸元は、前年度報告書である土研資料第 2615 号を参照)。構造の特殊な別府跨道橋および測定期間の長い神流川橋を除き $\sigma_{24\max}$ の標準偏差は橋梁によって特に差は見られない。ただしわずかに日大型車交通量との関係が見られる。また、n 日間最大応力度の平均値の標本標準偏差は、n が 1 では 53.4 から 111.9 (kg/cm^2) となり、順次 n の増加に従って減少し、n が 7 では 16.0~75.0 (kg/cm^2) となる。ただし n が 5~7 では大きな減少は見られない。

以上のことから日変動の影響を小さくするためには少なくとも 5~7 日間程度の測定は必要といえる。

表-4.3.3 は曜日別の日最大応力度の平均値とその標本標準偏差を示している。曜日ごとの差違はそれほど大きいものとはいえないが土曜日の平均値のみ、他の曜日と比較して低くなっていることがわかる。

表-4.3.2 日最大活荷重応力度 ($\sigma_{24\max}$) の長期測定結果と変動特性

橋 名	形式	斜角 (°)	支間長(m)	大 型 車 交 通 量 (台/日 1 車)	デー タ 数 (日)	計測期間中の 最大応力度 (kg/cm^2)	平均日最大 応 力 度 (kg/cm^2)	n 日間最大応力度の標本標準偏差 (kg/cm^2)						
								n=1	n=2	n=3	n=4	n=5	n=6	n=7
柳 沢 高 架 橋	連続	90	41.50	2,205	60	660	526	53.4	35.7	30.3	26.7	20.7	21.9	22.5
	非合成													
津 田 山 陸 橋	単純	90	17.40	2,359	60	660	490	73.5	61.2	51.6	52.8	40.8	38.1	35.1
	非合成													
富士松第 2 高架橋	連続	90	29.10	3,793	60	720	532	76.2	63.6	53.4	5.31	42.9	46.5	42.9
	非合成													
五 条 橋	単純	60	19.36	1,999	60	575	450	53.0	38.3	31.0	24.5	17.3	22.5	16.0
	合成													
別 府 跨 道 橋	単純	35	22.66	2,264	60	960	773	111.3	77.1	66.3	69.6	67.8	48.9	63.6
	非合成													
神 流 川 橋	単純	90	22.70	1,535	168	780	530	100.2	90.3	83.7	84.0	72.3	72.3	75.0
	非合成													

表-4.3.3 日最大活荷重応力度の曜日変動

(単位: kg/cm^2)

橋 名	曜日	月	火	水	木	金	土	日
柳 沢 高 架 橋	平均	540	540	522	522	525	489	513
	σ	47.4	73.5	60.0	31.8	32.1	60.0	50.7
津 田 山 陸 橋	平均	510	522	519	477	474	447	492
	σ	69.9	55.5	73.2	57.0	39.0	85.5	106
富士松第 2 高架橋	平均	549	543	543	522	507	522	537
	σ	71.4	46.5	84.0	101	93.0	73.8	65.1
五 条 橋	平均	465	470	458	468	445	425	430
	σ	46.3	56.3	32.0	63.8	63.5	48.5	51.3
別 府 跨 道 橋	平均	714	855	786	729	798	750	783
	σ	98.4	105	120	127	87.6	104	114
神 流 川 橋	平均	540	558	540	543	549	486	495
	σ	87.9	104	99.9	102	111	104	80.1
平 均	平均	553	581	561	544	550	520	547
	σ	70.2	73.5	78.2	80.4	71.0	79.3	77.9

注1) σ は標本標準偏差を示す。

注2) 各曜日の計測時間は当日の7:00AMから翌日の7:00AMまでである。

4.3.3 本年度の測定結果の分析

(1) 調査対象橋梁の選定

前年度の調査では、実橋の活荷重応力度と交通条件、橋梁の構造条件との関連性について明確な傾向がみられなかった。そこで本年度は、構造特性の影響をなるべく小さくするために、できるだけ支間が20～40 m程度の直橋とし、斜橋の場合には、斜角70°以上でかつ支間/幅員が大きい橋を選定するようにした。

対象橋梁については、北陸、近畿、中国の3地建、北海道開発局、沖縄総合事務局から、それぞれ6橋ずつ計30橋を選定し調査を実施した。橋梁の名称及び主要諸元を表4.3.4に示す。また、図4.3.8(a)～(c)に各橋梁の断面図および床組図を示す。

(2) 調査項目および作業分担

本年度の調査項目を、表4.3.5に示す。本年度は交通量観測、荷重車載荷試験を新たに調査項目に加えている。交通量観測については、センサスによる交通量データと測定日の交通量との差異が分析結果に影響する可能性もあることから実情を把握することを目的に実施した。載荷試験については、後述するが安全性照査方法における構造解析に関する補正係数の算定を目的として実施した。

本年度の作業分担は、次のとおりである。

土木研究所：測定対象橋梁の選定、測定箇所の選定、結果のとりまとめ

地方建設局：測定対象橋梁の候補選定、測定業務発注、電源及び足場の確保、測定結果及び資料の提供

表4.3.5 63年度調査概要

調査項目	調査方法等	
	分類	内容
24時間応力度測定	(1)対象部分	主桁支間中央下フランジ下面， 横桁及び対傾構取付け垂直補鋼材上端部 (測定チャンネルに余裕のある場合)
	(2)測定期間	(月)～(金)までの間の1日間
	(3)測定方法	主桁下フランジ～P V法 垂直補鋼材上端部～R F法
長期応力度測定	(1)対象部分	主桁支間中央下フランジ下面
	(2)測定期間	2カ月間
	(3)測定方法	P V法およびMMP V法
20ton車 静的載荷試験	(1)対象部分	主桁支間中央下フランジ下面
	(2)測定方法	各レーンの1/2L, 1/4L点(L:支間長)に 後輪タンデム軸の中央部が一致するように載荷し てその時のひずみを測定する。
交通量観測	(1)観測期間	応力度測定開始時から終了時までの24時間
	(2)観測方法	上下車線について8車種分類

表一4.3.4 応力度測定対象橋梁一覧 (63年度)

橋梁番号	橋梁名	地建	事務所	路線	計測 支間長	形式	合成 非合成	桁形状	斜角	床版厚 (cm)	車道 幅員	主桁 間隔	主桁 本数	縦桁の 有無	車線数	24時間 交通量	1日1回 交通量	大型車 交通量	確認 ²⁾ 燃費率	大型車 混入率	示方率	架設 年次	測定時 の交通量	設計 荷重	確認 ³⁾ 燃費率	格子間度
1	第1新川橋	北相道	東海建設	R337	38.5	単純合成	合成	直橋	—	17	6.5	3.0	3	無	上下1	16,223	8,111	5,206	2,603	32%	S.39	S.43	4,307	TL-14	2,640	4.756
2	神宮橋	"	東海建設	R336	21.5	"	"	"	—	22	8.5	3.6	"	"	"	5,435	2,717	1,079	539	20%	"	S.46	4,328/12	TL-20	542	3.062
3	藤内橋	"	"	R237	26.2	"	"	斜2	70°	23	9.0	3.8	"	"	"	4,474	2,237	2,208	1,104	49%	"	S.48	2,819/12	"	1,126	3.687
4	島居橋	"	東海建設	R229	20.0	"	非合成	直橋	—	16	7.5	0.95	10	"	"	1,292	646	346	173	27%	S.42	S.44	2,495	TL-14	177	24.493
5	松館橋	"	東海建設	R235	36.3	"	合成	"	—	21	8.5	3.3	3	"	"	6,332	3,166	1,286	643	20%	S.39	S.47	5,321/12	TL-20	667	9.65
6	岩村橋	"	東海建設	R275	39.3	"	"	"	—	19	9.0	2.6	5	"	"	10,084	5,042	4,527	2,253	45%	"	S.45	11,473	"	2,254	44.895
7	加治大橋	北相道	新潟国道	R7	27.5	"	"	"	—	20	8.0	3.25	3	"	"	22,143	11,071	4,200	2,100	19%	S.31	S.37	19,900	"	2,161	—
8	城所高架橋	"	"	R49	26.8	"	"	"	—	21	"	3.0	5	"	"	17,705	8,852	2,379	1,189	13%	S.39	S.49	19,800	"	1,241	3.743
9	新井崎橋	"	長岡国道	R8	20.1	"	非合成	"	—	23	9.25	2.6	"	"	"	21,168	10,584	5,070	2,535	24%	S.48	S.56	18,600	"	2,528	6.122
10	新佐梨橋	"	"	R17	27.0	"	合成	斜1	77°	18	10.0	2.8	"	"	"	17,039	8,519	4,253	2,126	25%	S.31	S.38	13,400	"	2,167	7.509
11	保倉川大橋	"	高田工事	R8	28.9	"	"	"	75°	20	8.0	3.0	4	有	"	21,444	10,722	5,041	2,520	24%	S.39	S.45	15,800	"	2,600	8.94
12	新坂間橋	"	長岡国道	R17	35.0	"	"	直橋	—	17	9.5	2.64	"	無	"	11,532	5,766	3,612	1,806	31%	S.31	S.39	11,200	"	1,888	44.274
13	相模高架橋	近畿	京都国道	R163	32.3	"	"	"	—	19	7.5	2.4	"	"	"	8,820	4,410	2,088	1,044	24%	S.39	S.45	12,246	"	1,089	4.875
14	武蔵川橋	"	兵庫国道	R43	39.2	"	"	"	—	"	6.25	2.2	"	"	上2	13,002	6,501	2,163	1,086	17%	"	S.46	90,110	"	1,556	12.021
15	銀月橋	"	京都国道	R24	20.5	ゲルバー	非合成	"	—	16	7.2	2.8	"	"	上下1	10,933	5,466	718	359	7%	T.15	S.12	12,000	T-8	373	4.611
16	比良川橋	"	滋賀国道	R161	23.45	下路 単純	"	"	—	"	6.0	1.8	"	有	"	14,445	7,222	3,166	1,583	22%	S.14	S.28	14,800	T-13	1,623	29.021
17	梓橋	"	"	R21	24.4	単純合成	合成	斜1	75°	"	8.0	2.3	"	無	"	9,785	4,892	4,724	2,362	48%	S.31	S.36	12,407	TL-20	2,447	3.433
18	海神橋	"	大倉山工	R24	20.5	"	"	"	70°	19	8.5	2.6	5	"	上2	9,359	4,679	1,182	591	13%	S.39	S.48	13,900	"	655	6.862
19	大高高架橋	中国	岡山国道	R2	35.3	"	"	直橋	—	22	8.0	2.45	4	"	上下1	28,349	14,174	9,825	4,912	35%	S.55	S.56	37,300/12	"	4,943	139.832
20	御手洗橋	"	広島国道	"	37.7	"	"	斜1	72°	"	9.945	3.324	"	"	下2	19,594	9,797	4,825	2,412	25%	S.42	S.51	23,721	"	2,452	48.51
21	千歳橋	"	三次工事	R54	21.9	"	"	直橋	—	17	7.5	2.7	"	有	上下1	13,926	6,963	3,697	1,848	27%	S.39	S.42	9,358	"	1,898	11.273
22	日原陸橋	"	浜田工事	R9	17.0	"	非合成	"	—	15	7.18	1.2025	7	無	"	5,398	2,699	1,511	755	23%	S.31	S.37	4,634	"	818	86.285
23	金原橋	"	松江国道	R54	31.8	"	合成	斜1	79°	19	7.7	3.3	3	"	"	7,806	3,903	1,503	751	19%	S.39	S.42	27,412	"	799	4.586
24	島須井橋	"	福山工事	R2	26.9	"	"	直橋	—	21	8.5	"	"	"	下2	10,371	5,185	5,000	2,500	48%	S.42	S.43	17,600	"	3,338	20.312
25	仲泊大橋	沖縄	北部国道	R58	35.9	"	"	"	—	"	8.0	3.1	4	"	上下1	11,336	5,668	1,869	934	17%	S.47	S.50	18,300	"	951	—
26	弥生橋	"	"	"	29.4	"	"	"	—	19	7.0	2.0	5	"	上1	2,463	2,463	249	249	10%	"	"	"	"	249	64.325
27	東寺川橋(上)	"	"	"	39.5	連続	非合成	"	—	21	8.0	3.3	4	"	上2	7,884	3,942	1,396	698	18%	"	"	"	"	698	192.502
28	東寺川橋(下)	"	"	"	"	"	"	"	—	"	"	"	"	"	下2	8,443	4,221	1,422	711	17%	"	"	"	"	711	192.502
29	宜野座大橋	"	"	R329	37.9	単純合成	合成	"	—	23	7.5	2.8	5	"	上下1	6,787	3,393	1,242	621	18%	S.55	S.61	4,991	"	720	163.987
30	一日橋	"	南部国道	"	29.0	"	"	"	—	20	15.12- 17.7	2.95	7	"	上下2	38,968	9,742	1,939	485	5%	S.47	S.53	31,800	"	512	5.106

1) (桁形状) 斜1: 中間横桁が端横桁と平行のもの (斜交格子桁)

斜2: 中間横桁が端横桁に対して直角のもの (斜字格子桁)

2) 大型車交通量(実測値)を車線数で割った値

3) 車線あたりの大型交通量(実測値)の最大値

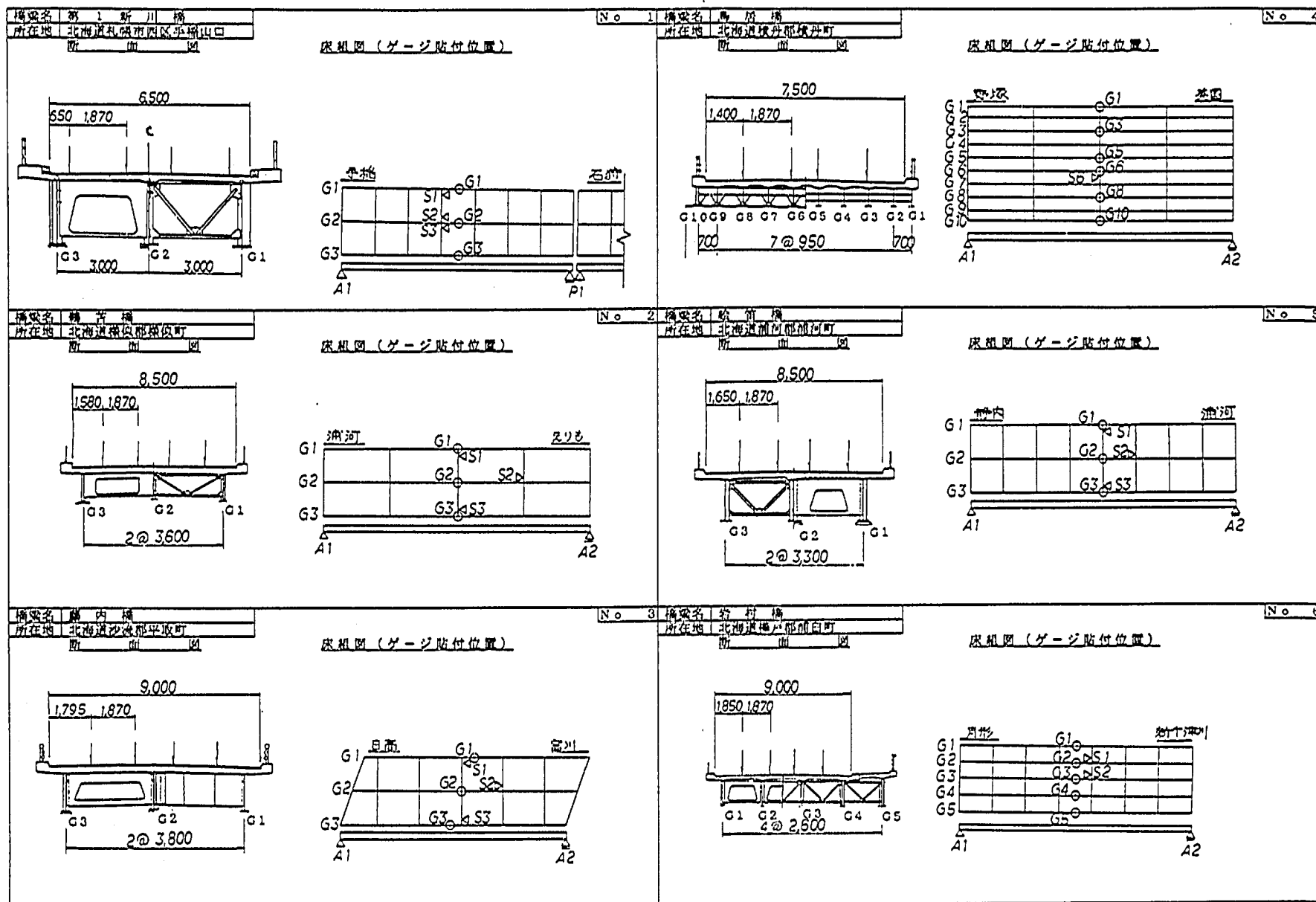
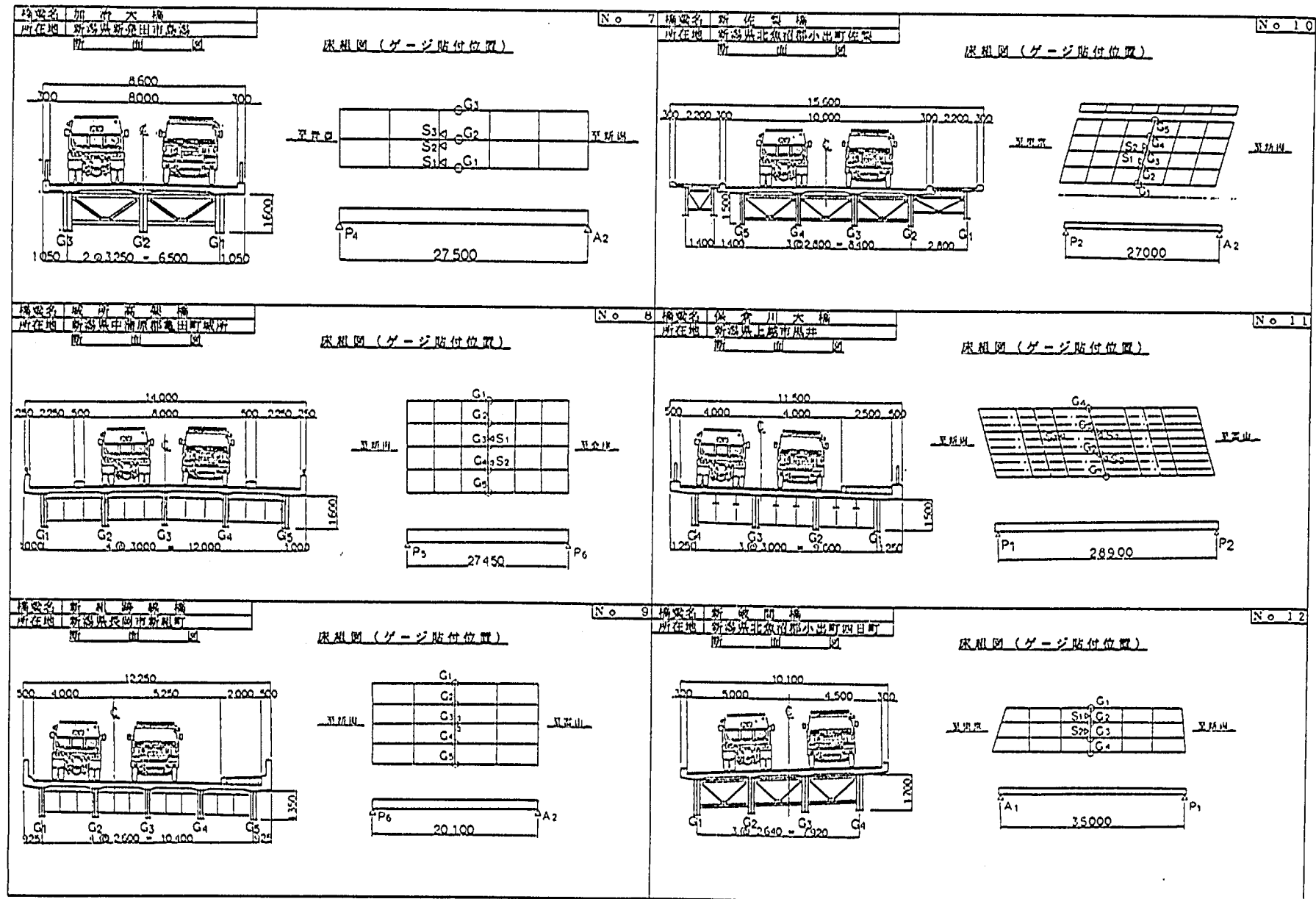
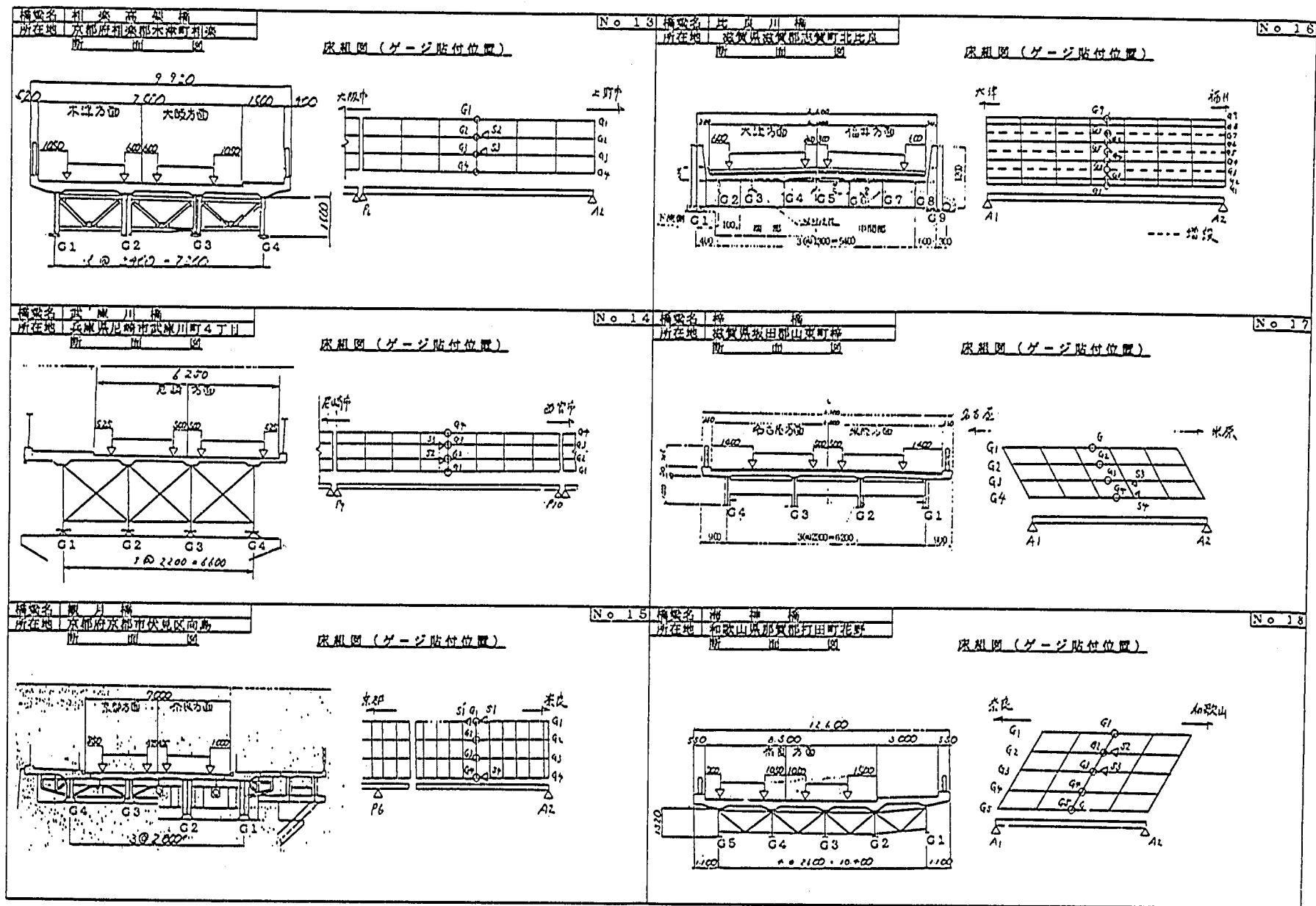


図-4.3.8(a) 断面図および床組図



図—4.3.8(b) 断面図および床組図



図—4.3.8(c) 断面図および床組図

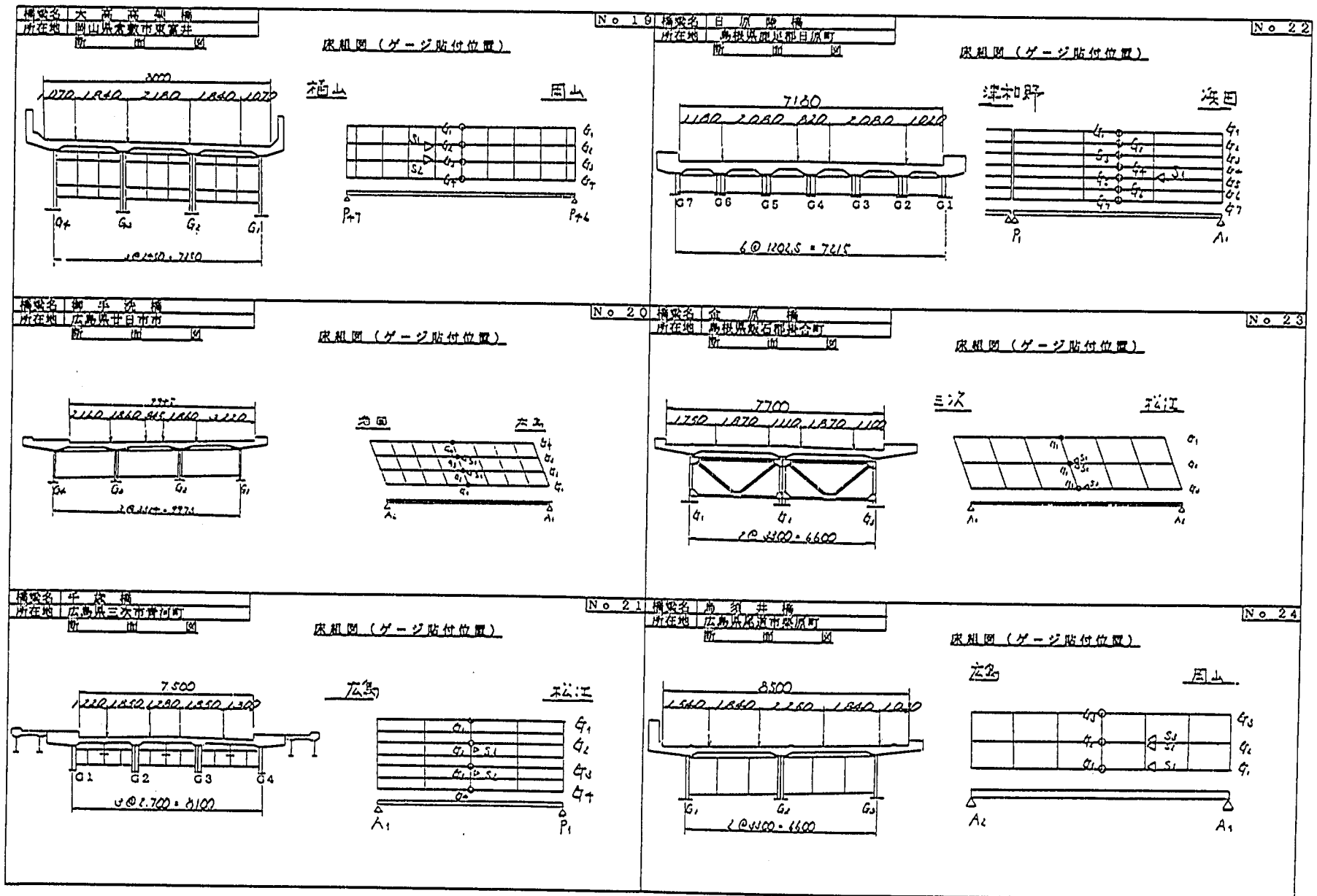


図-4.3.8(d) 断面図および床組図

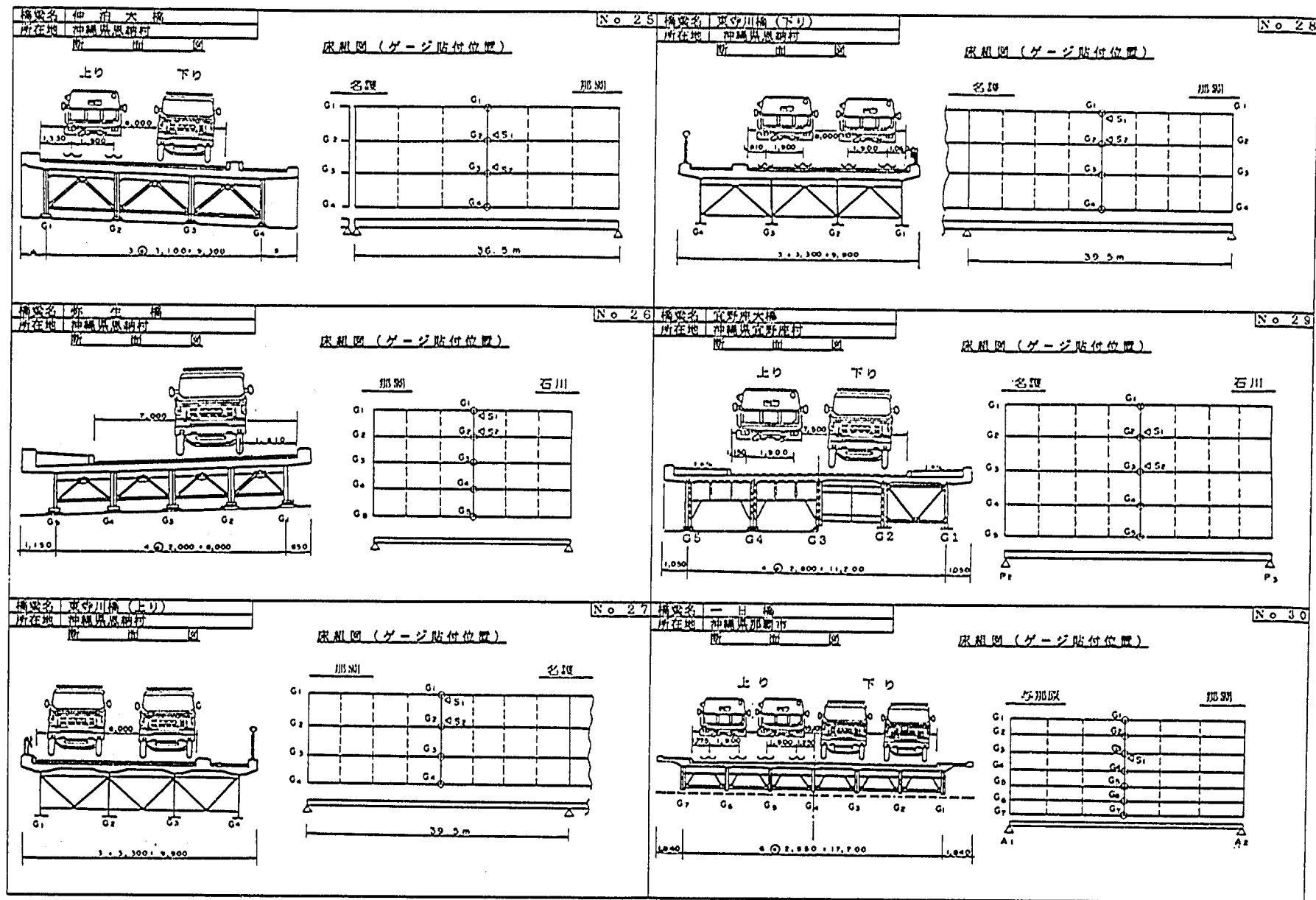


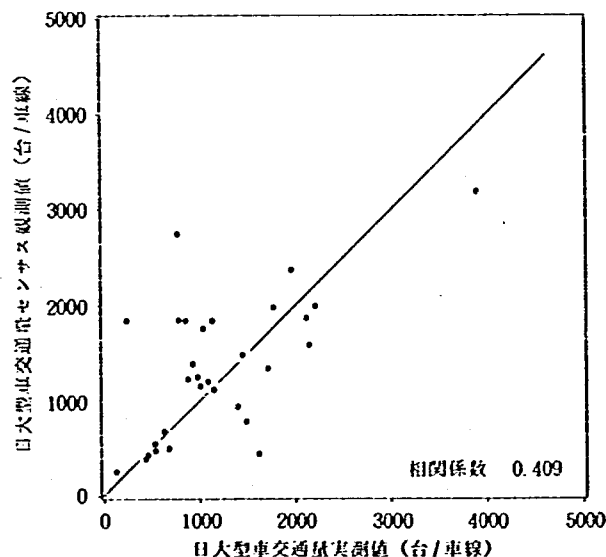
図-4.3.8(e) 断面図および床組図

(3) 応力度測定結果の分析

表—4.3.6 (a)~(c)に、設計応力度および実応力度の測定結果を示す。図—4.3.9 はセンサスの交通量観測値と応力度測定当日の交通量実測値を比較したものである。両者の値がかなり異なる橋梁も見受けられるが、おおそ一致している。また表—4.3.4 に示すように大型車交通量は上下各車線ではほぼ等しく、車線による違いはほとんど見られない。以上のことから交通量データ自体の誤差は、分析結果にあまり、影響しないと考えられる。

図—4.3.10 (a)(b)、図—4.3.11 (a)(b)は、それぞれ $\sigma_{\max}$ 、 $\sigma_{\max}0.1\%$ 、 $\sigma_{\max}/\sigma_{T-20}$ および $\sigma_{\max}0.1\%/\sigma_{T-20}$ と日大型車交通量との関係を示している。前年度の結果と比較して、桁形状、桁形式の似通っている橋梁が多いこともあり、相関性が見られる。縦軸の値は、回帰直線に対してある一定の範囲でばらついている。これは、構造特性によるばらつきと日最大応力度の変動特性によるばらつきと考えられる。そこで構造特性によるばらつきを取り除くために、 $\sigma_{\max}$ 、 $\sigma_{\max}0.1\%$ を載荷試験で得られた最大応力度 σ_{T-20} で無次元化した値と大型車交通量との関連性を検討した。ここでは、 σ_{T-20} は、個々の橋梁の構造特性を反映した値と考えている。なお、 $\sigma_{\max}$ の生じた桁は、載荷試験で得られた σ_{T-20} の生じた桁とほぼ一致している。図—4.3.12 (a)(b)は日大型車交通量と $\sigma_{\max}/\sigma_{T-20}$ の関係を示している。 $\sigma_{\max}/\sigma_{T-20}$ の下限値は 2.0 程度であり、20 ton 車が載荷したときの 2 倍程度の応力度が生じている。またデータのばらつきは小さくなっており、大型車交通量との相関が見られる。さらに橋軸方向の載荷状態の影響を考えて $\sigma_{\max}/\sigma_{T-20}$ と支間長との関係を検討したが支間 20~40 m の範囲では特に傾向は見られなかった。

実応力度 $\sigma_{\max}\alpha\%$ 、 $\sigma_{\max}\alpha\%/\sigma_{T-20}$ および $\sigma_{\max}\alpha\%/\sigma_{T-20}$ と支間長、車道幅員、桁形状、桁形式との関係についても特に傾向は見られなかった。



図—4.3.9 日大型車交通量
(センサス観測値と実測値)

表-4.3.6(a) 応力度測定結果

番号	橋梁名	桁番	TEST No.	σ_a	σ_{ss}	σ_d	$\sigma_a - \sigma_d$	$\frac{\sigma_a - \sigma_d}{\sigma_{ss}}$	σ_{max}	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ss}}$	$\sigma_{max}^* 0.1\%$	$\sigma_{max}^* 0.5\%$	$\sigma_{max}^* 5$
1	第1新川橋	G1	1021	1900	665	1302	598	0.899	570	0.86	450	390	510
		G2	1022	"	652	1350	550	0.843	390	0.60	330	270	360
		G3	1023	"	665	1302	598	0.899	"	0.59	300	240	"
2	鶴 苔 橋	G1	1051	2100	871	1193	907	1.041	360	0.41	330	300	330
		G2	1052	"	766	1251	849	1.108	"	0.47	"	"	300
		G3	1053	"	871	1193	907	1.041	540	0.62	420	360	420
3	藤 内 橋	G1	1044	"	768	1257	843	1.097	390	0.51	270	240	360
		G2	1042	"	673	1252	848	1.260	270	0.40	240	210	240
		G3	1043	"	768	1257	843	1.097	420	0.55	360	300	390
4	鳥 居 橋	G1	1011	1400	520	612	788	1.515	180	0.35	180	150	150
		G3	1012	"	770	690	710	0.922	210	0.27	210	180	"
		G5	1013	"	887	712	688	0.775	"	0.24	"	210	210
		G6	1014	"	"	"	688	"	270	0.30	270	"	"
		G8	1015	"	770	690	710	0.922	"	0.35	"	240	240
		G10	1016	"	520	612	788	1.515	"	0.52	"	270	"
5	松 筒 橋	G1	1061	2100	776	1230	870	1.121	300	0.39	240	210	"
		G2	1062	"	616	1268	832	1.351	210	0.34	210	"	210
		G3	1063	"	776	1230	870	1.121	300	0.39	270	240	270
6	岩 村 橋	G1	1031	1900	739	1141	759	1.027	450	0.61	360	270	390
		G2	1032	"	651	1070	830	1.275	390	0.60	270	210	300
		G3	1033	"	581	1064	836	1.439	330	0.57	"	240	"
		G4	1034	"	542	1074	826	1.524	300	0.55	300	270	"
		G5	1035	2100	526	1149	951	1.808	270	0.51	240	210	240
7	加 治 大 橋	G1	4011	1900	771	1105	795	1.031	540	0.70	450	360	450
		G2	4012	"	708	1065	835	1.175	480 (390)	0.68 (0.55)	360	300	360
		G3	4013	"	771	1105	795	1.031	720 (570)	0.93 (0.74)	510	450	540
8	城所高架橋	G1	4061	2100	659	1124	976	1.481	270	0.41	180	150	210
		G2	4062	"	640	1234	866	1.353	330	0.52	210	180	240
		G3	4063	"	624	1229	871	1.396	300	0.48	240	"	"
		G4	4064	"	640	1234	866	1.353	"	0.47	210	"	210
		G5	4065	"	659	1124	976	1.481	270	0.41	"	"	"
9	新組跨線橋	G1	4021	2100	907	1079	1021	1.126	390	0.43	330	300	330
		G2	4022	"	910	1104	996	1.095	360	0.40	240	180	270
		G3	4023	"	889	1078	1022	1.149	330	0.37	270	240	"
		G4	4024	"	781	1286	814	1.042	300	0.38	300	"	300
		G5	4025	"	555	1499	601	1.083	"	0.54	270	"	240
10	新 佐 梨 橋	G1	4041	1900	463	890	1010	2.181	180	0.39	180	180	180
		G2	4042	"	812	798	1102	1.357	390	0.48	330	300	330
		G3	4043	"	853	833	1067	1.251	420	0.49	360	"	360
		G4	4044	"	881	951	949	1.077	390	0.44	"	"	"
		G5	4045	"	953	1107	793	0.832	390	0.41	"	"	"
11	保倉川大橋	G1	4031	"	573	1298	602	1.051	270	0.47	210	180	210
		G2	4032	"	647	1233	667	1.031	"	0.42	"	"	240
		G3	4033	"	708	1065	835	1.179	"	0.38	"	"	210
		G4	4034	"	803	883	1017	1.267	360	0.45	330	300	330
12	新 敏 間 橋	G1	4051	"	904	985	915	1.012	420	0.46	360	"	360
		G2	4052	"	722	953	947	1.312	450	0.62	330	270	330
		G3	4053	"	"	917	983	1.361	330	0.46	300	240	300
		G4	4054	"	890	954	946	1.063	360	0.40	330	"	330
13	相 來 高 架 橋	G1	6021	"	639	1215	685	1.072	420	0.66	360	300	360
		G2	6022	"	650	1181	719	1.106	270	0.42	240	210	240
		G3	6023	"	640	1172	728	1.138	210	0.33	210	180	210
		G4	6024	"	577	1187	713	1.236	390	0.68	330	270	330
14	武 庫 川 橋	G1	6041	1400	563	694	706	1.254	240	0.43	210	120	180
		G2	6042	"	611	633	767	1.255	270	0.44	240	150	210
		G3	6043	"	646	620	780	1.207	"	0.42	"	210	240
		G4	6044	"	673	634	766	1.138	300	0.44	"	180	"
15	観 月 橋	G1	6051	1200	506	539	661	1.306	360	0.56	330	300	330
		G2	6052	"	638	318	882	1.382	180	0.36	180	150	180
		G3	6053	"	638	318	"	"	210	0.42	210	180	"
		G4	6054	"	506	539	661	1.306	300	0.47	270	210	270

※ RFより求めた。()は、補正値を示す。

表-4.3.6(b) 応力度測定結果

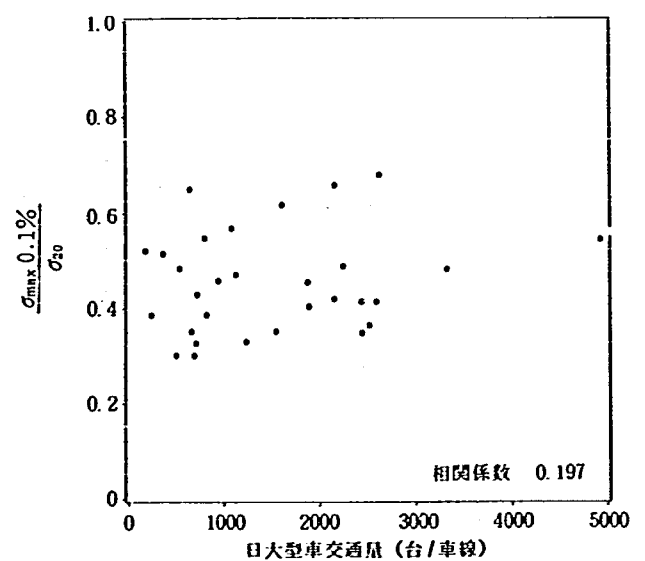
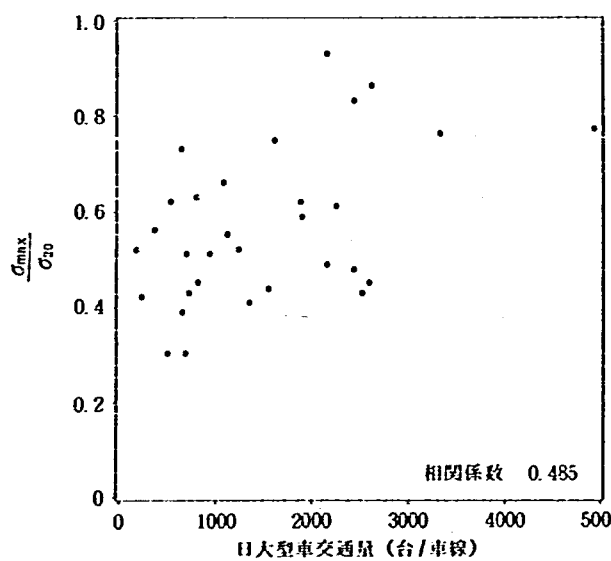
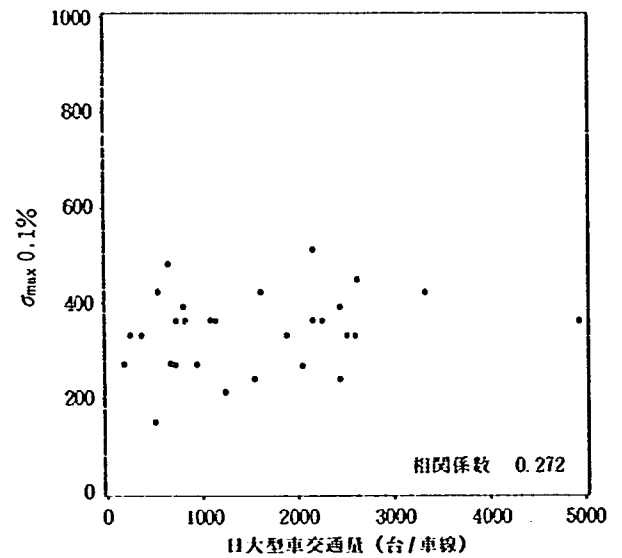
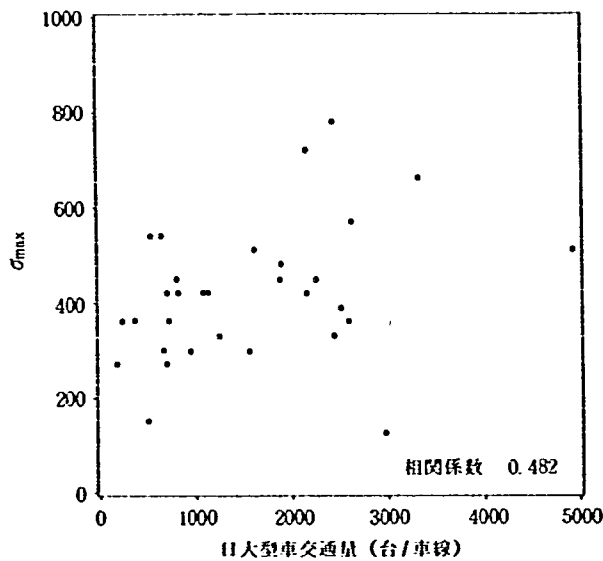
橋号	橋梁名	桁番	TEST No.	σ_a	σ_{20}	σ_d	$\sigma_a - \sigma_d$	$\frac{\sigma_a - \sigma_d}{\sigma_{20}}$	σ_{max}	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{20}}$	σ_{max}^* 0.1%	σ_{max}^* 0.5%	σ_{max}^* 5
16	比良川橋	G1	6061	1200	681	531	669	0.982	450	0.66	360	330	390
		G2	6062	"	713	414	786	1.102	390	0.55	270	240	300
		G3	6063	"	730	415	785	1.075	420	0.58	330	270	360
		G4	6064	"	755	375	825	1.093	450	0.60	"	"	"
		G5	6065	"	766	357	843	1.100	420	0.55	300	"	"
		G6	6066	"	755	375	825	1.093	510	0.68	420	330	480
		G7	6067	"	730	415	785	1.075	420	0.57	390	300	420
		G9	6068	"	681	531	669	0.982	510	0.75	480	420	510
17	梓橋	G1	6011	1400	965	472	928	0.962	720	"	360	270	540
		G2	6012	"	833	576	824	0.989	690	0.83	330	240	510
		G3	6013	"	842	576	"	0.978	750	0.89	360	270	720
		G4	6014	"	940	472	928	0.987	780	0.83	390	240	690
18	海神橋	G1	6031	1900	739	1076	824	1.115	540	0.73	480	420	480
		G2	6032	"	702	1131	769	1.095	390	0.56	360	300	330
		G3	6033	"	683	1130	770	1.127	420	0.61	"	330	360
		G4	6034	"	581	1215	685	1.179	360	0.62	330	270	300
		G5	6035	"	573	1217	683	1.192	180	0.31	180	150	150
19	大高葛架橋	G1	7061	2100	664	1131	969	1.459	510	0.77	360	270	480
		G2	7062	"	553	1261	839	1.517	360	0.65	210	180	300
		G3	7063	"	554	1306	794	1.433	270	0.49	"	"	240
		G4	7064	"	673	1246	854	1.269	450	0.67	330	270	420
20	御手洗橋	G1	7041	"	682	1505	595	0.372	300	0.44	270	210	270
		G2	7042	"	613	1507	593	0.967	270	0.44	150	90	150
		G3	7043	"	619	1428	672	1.086	300	0.43	210	180	240
		G4	7044	"	766	1219	381	1.150	330	0.43	240	210	270
21	千歳橋	G1	7011	"	812	1182	918	1.131	480	0.59	450	360	450
		G2	7012	"	823	1106	994	1.208	390	0.47	330	270	360
		G3	7013	"	"	"	"	"	"	"	360	300	390
		G4	7014	"	812	1182	918	1.131	450	0.55	"	"	360
22	日原陸橋	G1	7031	1400	938	729	671	0.715	420	0.45	360	330	390
		G2	7032	"	873	759	641	0.734	360	0.41	330	270	330
		G3	7033	"	840	715	685	0.815	"	0.43	300	"	300
		G4	7034	"	813	689	711	0.869	"	0.44	"	"	"
		G5	7035	"	843	715	685	0.815	390	0.46	330	300	"
		G6	7036	"	873	759	641	0.734	330	0.38	"	330	330
		G7	7037	"	938	729	671	0.715	420	0.45	300	270	300
23	金原橋	G1	7021	1900	716	1030	870	1.215	450	0.63	390	330	360
		G2	7022	"	647	1098	802	1.239	390	0.60	330	300	330
		G3	7023	"	661	1230	670	1.014	"	0.59	360	330	360
24	鳥須井橋	G1	7051	2100	773	1318	782	1.012	510	0.66	420	360	450
		G2	7052	"	678	1355	745	1.099	450	"	300	270	360
		G3	7053	"	870	1152	948	1.089	660 (540)	0.76 (0.62)	420	360	480
25	仲泊大橋	G1	0011	"	664	1218	882	1.328	300	0.45	270	240	270
		G2	0012	"	593	1287	813	1.371	"	0.51	240	210	240
		G3	0013	"	505	1140	960	1.901	240	0.48	180	150	180
		G4	0014	"	577	1298	802	1.389	210	0.36	"	120	"
26	弥生橋	G1	0021	2600	866	1230	1370	1.582	360	0.42	330	270	300
		G2	0022	"	824	1518	1082	1.313	300	0.36	300	240	240
		G3	0023	"	761	1690	910	1.196	240	0.32	210	210	210
		G4	0024	"	738	1809	791	1.072	150	0.20	150	150	150
		G5	0025	"	746	1818	782	1.048	120	0.16	120	90	90
27	東寺川橋(上)	G1	0031	2100	966	1122	978	1.012	270	0.30	270	240	240
		G2	0032	"	722	1120	980	1.357	210	0.29	210	210	210
		G3	0033	"	646	1075	1025	1.587	240	0.37	240	"	"
		G4	0034	"	762	1038	1062	1.394	"	0.31	210	"	"
28	東寺川橋(下)	G1	0041	"	1040	384	1116	1.073	270	0.26	270	240	270
		G2	0042	"	856	1016	1084	1.266	240	0.28	180	150	150
		G3	0043	"	821	1025	1075	1.309	"	0.29	240	180	210
		G4	0044	"	831	1024	1076	1.295	420 (240)	0.51 (0.29)	420 (240)	360 (180)	390 (210)

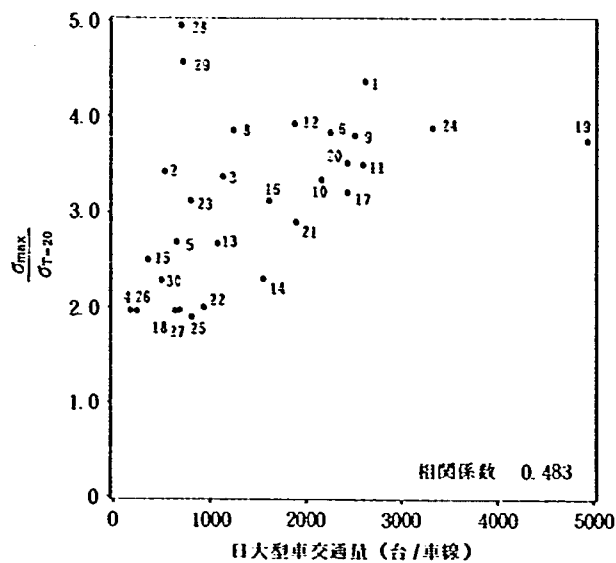
※ ドリフト考慮した推定値 () は、補正値を示す。

表-4.3.6(c) 応力度測定結果

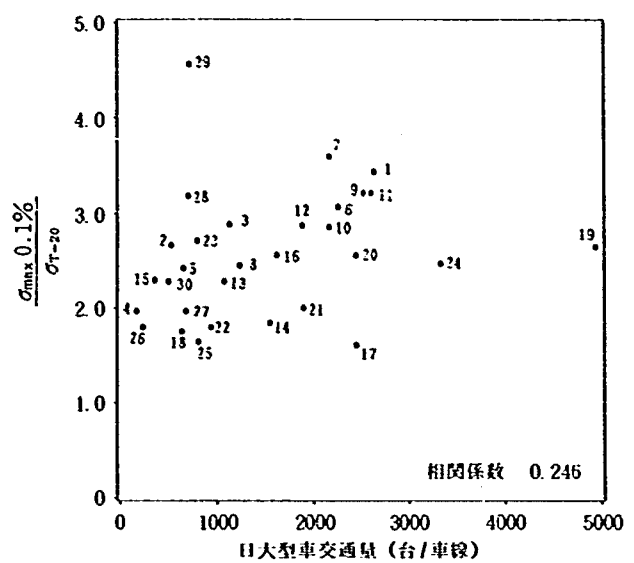
番号	橋梁名	桁番	TEST No.	σ_a	σ_{z0}	σ_d	$\sigma_a - \sigma_d$	$\frac{\sigma_a - \sigma_d}{\sigma_{z0}}$	σ_{max}	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{z0}}$	σ_{max}^* 0.1%	σ_{max}^* 0.5%	σ_{max}^* 5
29	宜野座大橋	G1	0051	2100	841	1160	940	1.118	240	0.29	240	210	210
		G2	0052	*	839	1176	924	1.101	210	0.25	210	*	*
		G3	0053	*	833	1131	969	1.163	180	0.22	180	180	180
		G4	0054	*	839	1176	924	1.101	*	0.21	150	120	*
		G5	0055	*	841	1160	940	1.118	360	0.43	360	270	360
30	一日橋	G1	0061	*	503	1217	883	1.755	120	0.24	120	120	120
		G2	0062	*	592	1235	865	1.461	150	0.25	150	*	*
		G3	0063	*	626	1219	881	1.407	*	0.24	120	*	*
		G4	0064	*	608	1190	910	1.497	*	0.25	*	*	*
		G5	0065	*	626	1219	881	1.407	*	0.24	150	*	*
		G6	0066	*	592	1235	865	1.461	*	0.25	*	*	*
		G7	0067	*	503	1217	883	1.755	*	0.30	*	*	*

(*)は、補正値を示す。





図—4.3.12(a) $\sigma_{\max}/\sigma_{T-20}$ と日大型車交通量の関係



図—4.3.12(b) $\sigma_{\max} 0.1\%/\sigma_{T-20}$ と日大型車交通量の関係

4.3.4 ま と め

62 年度、63 年度において計 57 橋で活荷重応力度測定を実施し、実応力度と交通条件や橋梁の構造特性との関連性を検討した。しかし、桁配置、幅員構成、支間長、桁形式、桁形状、設計時の解析方法等の構造特性に関する条件や、日大型車交通量、大型車混入率等の交通状況が各橋梁で異なっており、実応力度と相関性の高いパラメータを把握することはできなかった。ただし構造条件、交通条件の異なる橋梁の実応力度の実態についてはある程度把握することができた。57 橋の測定結果に関してその傾向を評価すると以下のとおりであった。

- 1) 大型車交通量(500~5,000 台)と $\sigma_{\max}/\sigma_{20}$ の相関性は多少見られるもののその変化は小さい。
- 2) $\sigma_{\max}/\sigma_{20}$ の値はおおよそ 0.4~0.7 である。
- 3) $\sigma_{\max}$ と橋梁諸元との関連性は特に見られない。

4.4 鋼橋の安全性照査方法に関する検討

4.4.1 検討方針

既設鋼道路橋の安全性照査方法としては、「鋼道路橋(プレートガーダーおよびトラス) 供用荷重算定指針(案)」(日本道路協会橋梁委員会示方書小委員会耐荷力分科会、昭和 45 年度)がある。その基本式は以下のように表わすことができる。

$$P = K_s \cdot K_r \cdot K_o \cdot P_o \dots\dots\dots (4.4.1)$$

ここに P : 供用荷重

K_s : 応力度に関する係数

K_r : 路面状況に関する係数

K_t : 交通状況に関する係数

K_o : その他の条件に関する係数

$$P_o: \text{基本耐荷力}, P_o = 20 \cdot \frac{\sigma_a - \sigma_d}{\sigma_{20}} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

ここに σ_a : 材料の許容応力度

σ_d : 死荷重応力度

σ_{20} : TL-20 によって生ずる応力度

(4.4.1) 式からわかるように、供用荷重算定指針(案)では、任意に通行することを許容しうる車両の総重量が供用荷重として得られるものとなっており、安全に通行できる車両重量の上限値が与えられる。供用荷重(P)の算定では、設計計算によって(4.4.2)式から求まる基本耐荷力に K_s , K_t , K_o を乗じることにより個々の橋梁の条件が考慮される。このうち、 K_s , K_t については具体的な数値が与えられている。しかし、 K_t については通常の交通状態における橋梁上への荷重の載り方を、また K_o については、橋梁の将来供用期待年数、路線重要度、あるいは橋全体の動的挙動を考慮して道路管理者が定めるものとされ、具体的数値は示されていない。

そのため、このうち K_t については過去昭和 45 年度の建設省技術研究会の中で検討が行われているが、個々の橋梁の将来供用期待年数や交通条件を反映できる K_t の提案は行われていない。

その後、現在までに K_t は提案されていないが、これは現行示方書の体系の中で TL-20 で想定している活荷重の大きさが明確にされていないことが支障となっていると考えられる。すなわち、現示方書はいわゆる許容応力度設計法に基づいており、基本的に部材の耐力に 1.7 程度の安全率が与えられているが、この安全率の中には活荷重に対する部分も当然含まれていると解釈できる。つまり、TL-20 は、この安全率と合わせることでより厳しい交通条件のもとに新設される橋梁においても供用期間中に生起すると考えられる載荷状態に対し十分な安全が確保されるように定められたものと考えられる。しかしながら、活荷重に対しどの程度の安全率が付与されているかは明確でないため、仮に既設橋に対し将来供用期待年数や交通条件を考慮して最大の載荷状態を求めることができて、どの程度 TL-20 を低減して良いかを求めることは極めて困難であると言え得る。

この問題を解決する方策として、現示方書の安全率の中に含まれる内訳が荷重特性等を反映してできるだけ陽な形で示される限界状態設計法の書式を採用する方法が考えられる。この方法による既設橋の安全性照査基準は、成案に至ってはいないが、「既設橋梁の安全性照査に関する一試案」(土木技術資料 26-12, 1984) にその考え方が示されている。試案の照査式を以下に示す。

$$\gamma \cdot \frac{S}{R} \leq 1 \dots\dots\dots (4.4.3)$$

ここに S : 照査荷重 (Q) による荷重効果 (断面力または応力)、ただし

$$Q = \gamma_D \cdot Q_D + \gamma_L \cdot Q_L(1+i) \dots\dots\dots (4.4.4)$$

ここに γ_D : 死荷重係数

γ_L : 活荷重係数、ただし、 T 荷重に対しては γ_{LT} ,

L 荷重に対しては γ_{LL} を用いる。ただし、

$$\gamma_{LL} = a_1 \times a_2 \times a_3 \times a_4 \times r_{spec} \dots\dots\dots (4.4.5)$$

ここに a_1 : 今後の供用期間に関する補正係数

a_2 : 交通滞流に関する補正係数

a_3 : 大型車混入率に関する補正係数

a_4 : 車道幅員に関する補正係数

r_{spec} : L 荷重に乗ずる終局限界状態照査用の活荷重係数

Q_D : 設計死荷重

Q_L : 道路橋示方書に規定する TL-20 荷重

i : 道路橋示方書に規定する衝撃係数

R : 部材強度または耐荷力

γ : 全体安全係数, ただし

$$\gamma = \frac{\gamma_1}{\gamma_2} \dots\dots\dots (4.4.6)$$

ここに γ_1 : 橋の重要度に関する係数

γ_2 : 構造解析に関する係数

照査式からわかるように既設橋の照査に用いる活荷重は, 設計活荷重 (TL-20) を活荷重係数で補正することによって求められる。このうち, L 荷重については, (4.4.5) 式に示すように限界状態設計法において終局限界状態照査用の L 荷重係数 (r_{spec}) に, 個々の橋梁の今後の供用期間や交通条件を反映させるための補正係数を乗ずることにより求められる形式となっている。限界状態設計法では, r_{spec} は新橋に想定される載荷状態を一定の条件に従った解析により設定されることから, 既設橋においてもこれらの条件を適切に変更することによって (4.4.5) 式のように個々の橋梁の条件を反映した形で照査 L 荷重を設定することが可能となる。本調査研究の目的の 1 つは, この限界状態設計法の書式に基づく安全性照査方法において用いるべき照査活荷重を提案することである。

第 2 の目的は, 供用荷重算定指針 (案) の応力度に関する係数 (K_s) の妥当性の検証と試案の γ_2 を提案することである。 K_s については, 実橋載荷試験から得れた活荷重実応力度と設計活荷重実応力度の比較結果から提案されているが, 設計活荷重実応力度が慣用計算法 (反力影響度) を用いて計算されている。これは, 供用荷重の算定を慣用計算法により容易に行えるよう配慮したことによるものと考えられるが, そのために橋梁ごとに実応力度と計算応力度の比較結果がかなりばらついたものとなり十分に相互の差による余裕を取り込めないものとなっている可能性もある。そこで本検討では, 格子桁理論によって設計活荷重実応力度を求め, この結果から K_s を試算して指針 (案) の K_s との比較を行い, 必要があれば K_s の妥当性の検証を行うものとする。また, この結果に基づき γ_2 の提案を目指すものとする。なお, 対象部材はプレートガーダー橋の主桁に限定して行う。

4.4.2 照査 L 荷重の検討

(1) 検討概要

照査 L 荷重の検討は, 前述の試案の (4.4.4) 式に示される γ_L のうち L 荷重係数 (γ_{LL}) を求めることを目的に実施した。ただし, γ_{LL} は r_{spec} に補正係数を乗じる形式ではなく, $\gamma_{LL} = f$ (将来供用期待年数, スパン, 日渋滞回数, 大型車混入率, 車線数) としてとらえ, 将来供用期待年数, スパ

ン、渋滞回数、大型車混入率、車線数を変数とし、これらの組合せごとに γ_{LL} を求め表にとりまとめる方法とした。また、試案では、橋梁上の交通モードとして渋滞だけを考えているが、特に短スパンの場合において走行モードの方が大きな γ_{LL} を与えることも考えられることから、走行モードに対応する $\gamma_{LL}=f$ (将来供用期待年数、スパン、日大型車交通量、大型車混入率、車線数) についても算定した。

γ_{LL} は、基本的にコンピューターにより橋梁上に載荷状態を繰り返し再現させ、想定される将来供用期待年数内にその載荷状態を超過する確率が 10% しかない載荷状態を求め、その載荷状態で桁に生じる曲げモーメントと L-20 載荷時の桁に生じる曲げモーメントの比をもって算定した。

(2) 既設橋の照査に用いる L 荷重係数 (γ_{LL}) 算定のためのシミュレーション

1) シミュレーションのパラメータ

シミュレーションでは、 γ_{LL} に個々の橋梁の特性を反映させることができるように橋梁上の載荷状態に関連のある要因をパラメータとして考慮した。以下にパラメータとした要因及びその範囲を示す。

- ① 供用年数：1, 3, 5, 10 年
- ② スパン：20, 40, 60 m
- ③ 渋滞回数：1, 50, 100, 500 回/日 (渋滞を想定したシミュレーション時)
- ④ 日大型車交通量：1,000, 5,000, 10,000, 15,000 台/日 (走行を想定したシミュレーション時)
- ⑤ 大型車混入率：20, 40, 60% (但し、渋滞を想定したシミュレーション時では 20, 40%)
- ⑥ 車線数：1, 2, 3 車線

2) シミュレーションの方法

シミュレーションは、1) 単純支持された 1 本桁モデル (2.75 m 幅) 上に述べる自動車荷重モデルの車種別構成比率に対応する確率で車両をランダムに発生させ、2) その車列に実態調査から得られた車間距離分布に従って車間距離分布に従って車間距離をランダムに与え、3) この状態でのモデルの支間中央の曲げモーメント (M) と衝撃を考慮した L-20 をモデルに載荷した時の支間中央の曲げモーメント (M_o) との比 $\left(\frac{M}{M_o}\right)$ を求めるという作業を繰り返し行うことにより実施した。

シミュレーションに用いた自動車荷重モデルを表 4.4.1 に示す。このモデルは、限界状態設計法における活荷重の試算のために一般国道 357 号有明地点で昭和 59 年に実施した活荷重調査結果と自動車諸元表に基づき作成したものである。また車間距離は、完全渋滞シミュレーションでは信号停止時の実測データ (土研橋梁研究室 59 年度実測値、地点：一般国道 1 号品川区北馬込 2 丁目交差点) を、走行シミュレーションでは走行時の車間距離データ (土研道路研究室 52 年度実測値、地点：一般国道 126 号千葉市加曽利、国道 14 号千葉市登戸) を用いた。

シミュレーションの回数 (N) は、(4.4.7) 式によった。(4.4.7) 式中、非超過確率 (P) は、照査活荷重を照査される橋にとって十分な安全な値とするために導入したもので、本試算では一率 90% とした。これは、本試算は、将来供用期待年数に生じる最大の載荷状態が照査 L 荷重 ($\gamma_{LL} \times TL$ - 20 荷重) を上回る確率を 10% として照査 L 荷重を算定したことを意味する。

$$N = \frac{1}{1 - P^{\frac{1}{T} \frac{1}{M}}} \dots\dots\dots (4.4.7)$$

ここに T : 供用年数 (年)

M : 年間渋滞回数 (渋滞を想定したシミュレーション時),

年間大型車交通量 (走行を想定したシミュレーション時)

P : 非超過確率

(3) 既設橋の照査を用いる L 荷重係数 (γ_{LL}) 算定結果

γ_{LL} の算定結果を表-4.4.2 に示す。なお、1 車線、2 車線、3 車線の γ_{LL} はそれぞれ以下の方法で算定したものである。

① 1 車線 : $\gamma_{LL}^1 = \frac{M_1}{M_0} \dots\dots\dots (4.4.8)$

② 2 車線 : $\gamma_{LL}^2 = \frac{M_2}{2M_0} \dots\dots\dots (4.4.9)$

③ 3 車線 : $\gamma_{LL}^3 = \frac{M_3}{2.5M_0} \dots\dots\dots (4.4.10)$

ここに M_0 : $L-20$ 主載荷荷重を 1 本桁モデル (2.75 m 幅) 上に載荷した時に生じる支間中央の曲げモーメント

M_1 : シミュレーションにより得られた橋軸直角方向の 1 車列による最大曲げモーメント

M_2 : M_1 の確率分布をたたき込み積分することによって得られた橋軸直角方向の 2 車列による最大曲げモーメント

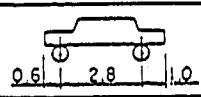
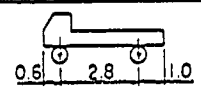
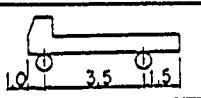
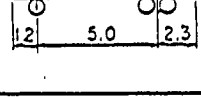
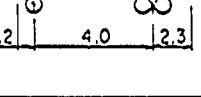
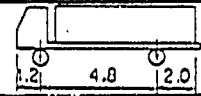
M_3 : M_1 の確率分布をたたき込み積分することによって得られた橋軸直角方向の 3 車列による最大曲げモーメント

表から、支間が短い場合は概ね走行状態を想定して得られた γ_{LL} が渋滞を想定して得られた γ_{LL} を上廻り、支間が長くなるにつれて渋滞を想定した γ_{LL} が走行を想定した γ_{LL} を上廻る場合が多くなる傾向にあることが理解できる。実際に γ_{LL} を適用する場合には、個々橋梁ごとにさまざまな交通条件の組み合わせが考えられることから、渋滞、走行それぞれについてその橋梁の条件に対応する γ_{LL} を表から求めその大きい方を適用することが必要と考えられる。

さて、表-4.4.2 に示した算定結果のうち、2 車線、3 車線の値は、次の補正が必要である。すなわち、2 車線の場合を例にすると M_2 は 1 車線と 2 車線目の車列によって生じる曲げモーメントの和であるが、(4.4.9) 式に示すように γ_{LL}^2 は 2 つの桁に生じる曲げモーメントが等しいとの前提で求められている。これは、本来、2 車線のうち、1 車線目と 2 車線目で異なる γ_{LL} を設定すべきところを計算の手間を考慮して γ_{LL} を 1 本化するために行ったもので、実際の載荷状態ではどちらかに偏った載荷が生起するはずであるから、これを考慮するための補正が必要となる。

そこで、ここでは、プレートガーダー橋を対象に補正係数の検討を行った。補正係数は、標準設計から図-4.4.1 に示す 2 種の橋梁を選定し、スパン 25 m の場合の外桁影響線に 1 車線目 (2.75 m

表-4.4.1 車 両 モ デ ル

No	車 種	車 重		車長 (m)	活 荷 重 モ デ ル	位 置 (比) (t)			種別	混 入 率		
		平均値(t) (最大値(t))	標準偏差 (t)			1	2	3		R 357有切 大型車32.5%	大型車 40%	大型車 20%
1	軽自動車	1.30 (3.10)	0.36	4.4		0.501 W + 0.03	0.498 W - 0.03	—	小型	0.551	0.400	0.653
②	乗用車											
3	貨客車	3.60 (12.60)	1.35	4.4		0.231 W + 0.76	0.769 W - 0.76	—	小型	0.124	0.110	0.147
④	小型トラック											
5	ロングボディートラック	6.20 (18.30)	2.50	6.0		0.182 W + 1.38	0.818 W - 1.38	—	大型	0.131	0.161	0.081
⑥	中型トラック											
7	大型トラック 1-1	17.00 (45.20)	6.30	8.5		0.109 W + 3.22	0.891 W - 3.22	—	大型	0.103	0.127	0.063
⑧	" 1-2											
9	" 2-1											
10	" 2-2											
11	大型ダンプ 1-1	20.00 (61.90)	9.80	7.5		0.081 W + 3.60	0.919 W - 3.60	—	大型	0.030	0.037	0.018
⑫	" 1-2											
13	大型ミキサー 1-1	16.00 (33.70)	7.00	8.0		0.107 W + 3.01	0.893 W - 3.01	—	大型	0.017	0.021	0.011
14	" 1-2											
⑮	タンクローリー	30.00 (86.70)	12.00	14.0		0.024 W + 4.19	0.360 W + 0.70	0.616 W - 4.89	大型	0.034	0.042	0.021
16	" 2-1											
⑰	セミトレーラー	13.8 (18.70)	2.40	10.5		0.376 W - 0.464	0.624 W + 0.464	—	大型	0.010	0.012	0.096
18	フルトレーラー											
19	マイクロバス											
20	中型バス											
⑳	大型バス											
備 考		()内は最大値(t)			Wは車重を示す					1.000	1.000	1.000

*) ○印は各グループの代表車種を示す。

表一4.4.2 既設橋の照査に用いるL荷重係数
(γ_{LL}) (その1)

支 間	大型車 混入率	流 滞 回 数	将来供用期待年数			
			1 年	3 年	5 年	10年
20m	20%	1	1.55	1.70	1.80	1.85
		10	1.85	1.90	1.95	1.95
		100	1.95	2.00	2.00	2.00
		500	2.00	2.00	2.00	2.05
	40%	1	1.60	1.75	1.85	1.90
		10	1.90	1.95	1.95	1.95
		100	1.95	2.00	2.00	2.00
		500	2.00	2.05	2.05	2.05
40m	20%	1	1.50	1.60	1.65	1.75
		10	1.75	1.90	1.95	2.00
		100	2.00	2.15	2.20	2.25
		500	2.20	2.30	2.30	2.35
	40%	1	1.65	1.75	1.85	1.90
		10	1.90	2.05	2.10	2.15
		100	2.15	2.25	2.25	2.30
		500	2.25	2.35	2.40	2.45
60m	20%	1	1.45	1.55	1.60	1.65
		10	1.65	1.75	1.85	1.90
		100	1.90	2.00	2.05	2.15
		500	2.05	2.15	2.20	2.30
	40%	1	1.60	1.70	1.75	1.85
		10	1.80	1.95	2.00	2.10
		100	2.10	2.20	2.20	2.30
		500	2.20	2.35	2.35	2.45

表一4.4.2 既設橋の照査に用いるL荷重係数
(γ_{LL}) (その2)

支 間	大型車 混入率	流 滞 回 数	将来供用期待年数			
			1 年	3 年	5 年	10年
20m	20%	1	1.00	1.05	1.10	1.15
		10	1.15	1.25	1.30	1.35
		100	1.35	1.45	1.50	1.55
		500	1.50	1.55	1.60	1.65
	40%	1	1.10	1.15	1.20	1.25
		10	1.25	1.35	1.40	1.45
		100	1.45	1.55	1.60	1.60
		500	1.60	1.65	1.70	1.70
40m	20%	1	1.00	1.10	1.15	1.20
		10	1.20	1.25	1.30	1.35
		100	1.35	1.45	1.45	1.50
		500	1.45	1.55	1.55	1.60
	40%	1	1.20	1.25	1.30	1.35
		10	1.35	1.45	1.50	1.50
		100	1.50	1.60	1.60	1.65
		500	1.60	1.70	1.70	1.75
60m	20%	1	1.00	1.10	1.15	1.20
		10	1.20	1.25	1.30	1.30
		100	1.30	1.40	1.40	1.45
		500	1.40	1.50	1.50	1.55
	40%	1	1.20	1.25	1.30	1.35
		10	1.35	1.40	1.45	1.50
		100	1.50	1.55	1.60	1.65
		500	1.60	1.65	1.70	1.70

表一4.4.2 既設橋の照査に用いるL荷重係数
(γ_{LL}) (その3)

支 間	大型車 混入率	流 滞 回 数	将来供用期待年数			
			1 年	3 年	5 年	10年
20m	20%	1	0.90	1.00	1.05	1.10
		10	1.10	1.20	1.20	1.25
		100	1.25	1.35	1.40	1.45
		500	1.40	1.45	1.50	1.55
	40%	1	1.05	1.15	1.15	1.20
		10	1.20	1.30	1.35	1.40
		100	1.40	1.45	1.50	1.55
		500	1.50	1.55	1.60	1.65
40m	20%	1	1.00	1.10	1.10	1.15
		10	1.15	1.25	1.25	1.30
		100	1.30	1.40	1.40	1.45
		500	1.40	1.50	1.50	1.55
	40%	1	1.20	1.30	1.30	1.35
		10	1.35	1.45	1.45	1.50
		100	1.50	1.60	1.60	1.65
		500	1.60	1.65	1.70	1.75
60m	20%	1	1.05	1.10	1.10	1.15
		10	1.15	1.25	1.25	1.30
		100	1.30	1.35	1.40	1.45
		500	1.40	1.45	1.50	1.50
	40%	1	1.25	1.30	1.35	1.35
		10	1.35	1.45	1.45	1.50
		100	1.50	1.55	1.60	1.65
		500	1.60	1.65	1.70	1.70

表一4.4.2 既設橋の照査に用いるL荷重係数
(γ_{LL}) (その1)

		(走行状態、1車線)				
支 間	大型車 混入率	交通量 台/(日・車線)	将来供用期待年数			
			1 年	3 年	5 年	10年
20m	20%	1 000	1.05	2.00	2.00	2.05
		5 000	2.00	2.05	2.05	2.10
		10 000	2.05	2.10	2.10	2.10
		15 000	2.05	2.10	2.10	2.10
	40%	1 000	2.00	2.05	2.05	2.10
		5 000	2.05	2.10	2.15	2.15
		10 000	2.10	2.15	2.15	2.20
		15 000	2.10	2.15	2.15	2.20
	60%	1 000	2.00	2.05	2.05	2.10
		5 000	2.05	2.10	2.15	2.15
		10 000	2.10	2.15	2.15	2.20
		15 000	2.10	2.15	2.15	2.20
40m	20%	1 000	1.80	1.85	1.90	1.95
		5 000	1.90	1.95	2.00	2.05
		10 000	1.95	2.00	2.05	2.10
		15 000	1.95	2.05	2.10	2.15
	40%	1 000	1.90	2.00	2.00	2.05
		5 000	2.00	2.10	2.15	2.20
		10 000	2.05	2.15	2.20	2.25
		15 000	2.10	2.20	2.20	2.25
	60%	1 000	1.95	2.05	2.05	2.15
		5 000	2.05	2.15	2.20	2.25
		10 000	2.15	2.20	2.25	2.30
		15 000	2.15	2.25	2.30	2.30
60m	20%	1 000	1.60	1.70	1.75	1.80
		5 000	1.75	1.80	1.85	1.90
		10 000	1.80	1.85	1.90	1.95
		15 000	1.80	1.90	1.90	1.95
	40%	1 000	1.75	1.80	1.85	1.90
		5 000	1.85	1.95	2.00	2.00
		10 000	1.90	2.00	2.00	2.05
		15 000	1.95	2.00	2.05	2.10
	60%	1 000	1.85	1.90	1.95	1.95
		5 000	1.95	2.00	2.00	2.05
		10 000	1.95	2.05	2.05	2.10
		15 000	2.00	2.05	2.10	2.10

表一4.4.2 既設橋の照査に用いるL荷重係数
(γ_{LL}) (その2)

		(走行状態、2車線)				
支 間	大型車 混入率	交通量 台/(日・車線)	将来供用期待年数			
			1 年	3 年	5 年	10年
20m	20%	1 000	1.55	1.60	1.65	1.70
		5 000	1.65	1.75	1.75	1.80
		10 000	1.70	1.75	1.80	1.85
		15 000	1.75	1.80	1.80	1.85
	40%	1 000	1.65	1.70	1.75	1.80
		5 000	1.75	1.80	1.85	1.90
		10 000	1.80	1.85	1.90	1.90
		15 000	1.80	1.90	1.90	1.90
	60%	1 000	1.70	1.75	1.80	1.85
		5 000	1.80	1.85	1.85	1.90
		10 000	1.85	1.90	1.90	1.95
		15 000	1.85	1.90	1.90	1.95
40m	20%	1 000	1.40	1.45	1.45	1.50
		5 000	1.45	1.55	1.55	1.60
		10 000	1.50	1.55	1.60	1.65
		15 000	1.55	1.60	1.60	1.65
	40%	1 000	1.50	1.55	1.55	1.60
		5 000	1.55	1.65	1.65	1.70
		10 000	1.60	1.65	1.70	1.70
		15 000	1.65	1.70	1.70	1.75
	60%	1 000	1.50	1.60	1.60	1.65
		5 000	1.60	1.70	1.70	1.75
		10 000	1.65	1.70	1.75	1.75
		15 000	1.70	1.75	1.75	1.80
60m	20%	1 000	1.20	1.25	1.30	1.30
		5 000	1.30	1.35	1.35	1.40
		10 000	1.35	1.35	1.40	1.45
		15 000	1.35	1.40	1.40	1.45
	40%	1 000	1.30	1.35	1.35	1.40
		5 000	1.35	1.40	1.45	1.50
		10 000	1.40	1.45	1.50	1.50
		15 000	1.40	1.50	1.50	1.50
	60%	1 000	1.35	1.40	1.40	1.45
		5 000	1.40	1.45	1.50	1.55
		10 000	1.45	1.50	1.55	1.55
		15 000	1.45	1.50	1.55	1.55

表一4.4.2 既設橋の照査に用いるL荷重係数
(γ_{LL}) (その3)

		(走行状態、3車線)				
支 間	大型車 混入率	交通量 台/(日・車線)	将来供用期待年数			
			1 年	3 年	5 年	10年
20m	20%	1 000	1.45	1.50	1.55	1.60
		5 000	1.55	1.60	1.65	1.70
		10 000	1.60	1.65	1.70	1.75
		15 000	1.60	1.70	1.70	1.75
	40%	1 000	1.60	1.65	1.70	1.75
		5 000	1.70	1.75	1.80	1.85
		10 000	1.70	1.80	1.85	1.85
		15 000	1.75	1.80	1.85	1.90
	60%	1 000	1.65	1.75	1.75	1.80
		5 000	1.75	1.85	1.85	1.90
		10 000	1.80	1.85	1.90	1.95
		15 000	1.80	1.90	1.90	1.95
40m	20%	1 000	1.30	1.35	1.40	1.40
		5 000	1.35	1.45	1.45	1.50
		10 000	1.40	1.50	1.50	1.55
		15 000	1.45	1.50	1.55	1.60
	40%	1 000	1.40	1.50	1.50	1.55
		5 000	1.50	1.60	1.60	1.65
		10 000	1.55	1.60	1.65	1.70
		15 000	1.60	1.65	1.65	1.70
	60%	1 000	1.45	1.50	1.55	1.60
		5 000	1.55	1.60	1.65	1.70
		10 000	1.60	1.65	1.70	1.70
		15 000	1.60	1.65	1.70	1.75
60m	20%	1 000	1.10	1.15	1.20	1.20
		5 000	1.20	1.25	1.25	1.30
		10 000	1.20	1.30	1.30	1.35
		15 000	1.25	1.30	1.35	1.35
	40%	1 000	1.20	1.25	1.30	1.35
		5 000	1.30	1.35	1.40	1.40
		10 000	1.35	1.40	1.40	1.45
		15 000	1.35	1.40	1.45	1.45
	60%	1 000	1.30	1.35	1.40	1.40
		5 000	1.35	1.45	1.45	1.50
		10 000	1.40	1.45	1.50	1.50
		15 000	1.45	1.50	1.50	1.55

幅)に M_1/M_2 , 2車線目(2.75 m 幅)に $(M_2-M_1)/M_2$ を載荷した場合と, 1, 2車線目ともに $\frac{M_2}{2}/M_2$ を載荷した場合の影響面積比から求めた。ここで, 橋梁は桁配置から活荷重の影響が大きいと考えられるタイプを, また, 着目桁は荷重分配影響線が外桁部分で急勾配であることから影響が大きいと考えられる外桁を選定した。なお, 影響線としては, 支間中央の線荷重に対する影響線を用いた。検討結果を表-4.4.3 に示す。

この結果から補正係数は, $M_1/M_2=0.8$ で 1.3 程度, $M_1/M_2=0.7$ で 1.2 程度, $M_1/M_2=0.6$ で 1.1 程度となり M_1/M_2 が大きいほど大きい補正係数となる。本検討では M_1/M_2 が渋滞を想定した場合で最大約 0.8, 走行を想定した場合で最大約 0.7 となることから, 表-4.4.3 に示した 2 車線を対象とした γ_{LL} については, 渋滞の場合 1.3, 走行の場合 1.2 の補正係数を乗ずることとした。また, 3 車線に対象とした γ_{LL} についても若干安全側の数値となると考えられるが 2 車線と同様の補正係数を乗ずることとした。 $\gamma_{LL}^2, \gamma_{LL}^3$ に補正係数を乗じた結果は, 安全性照査基準(案)の中に示されている。

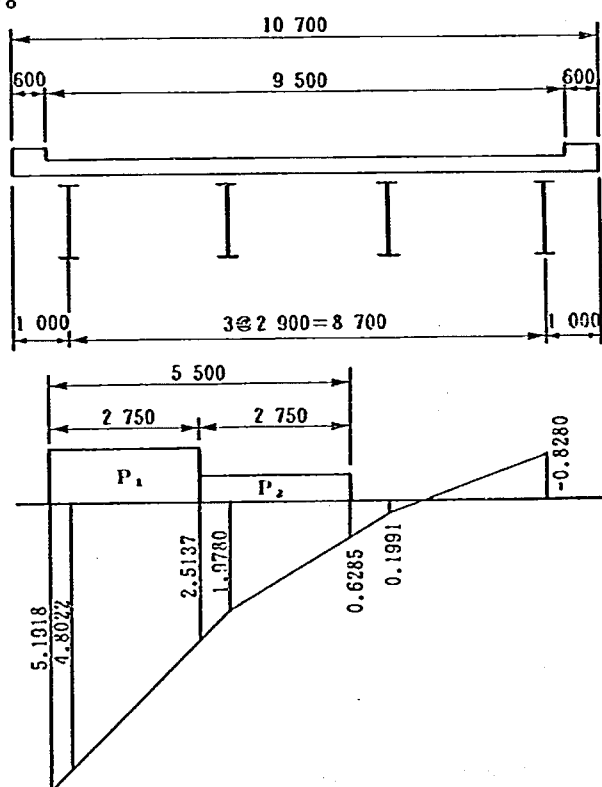


図-4.4.1 計算に用いた橋梁の横断面図と影響線(その1)

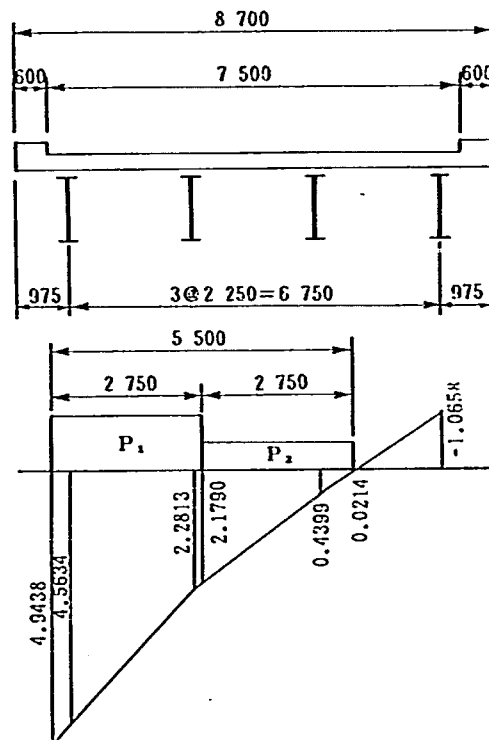


図-4.4.1 計算に用いた橋梁の横断面図と影響線(その2)

表-4.4.3 γ_{LL} に乘ずる補正係数(その1)

M_1/M_2	影響線面積			補正係数 (S/A)
	1車線目	2車線目	合計(S)	
0.8	8.476	0.820	9.296	1.27
0.7	7.417	1.231	8.647	1.16
0.6	6.357	1.641	7.998	1.08
0.5	3.720	3.720	(A=)7.439	1.00

表-4.4.3 γ_{LL} に乗ずる補正係数 (その2)

M_1 / M_2	影響線面積			補正係数 (S / A)
	1車線目	2車線目	合計(S)	
0.8	7.808	0.585	8.393	1.32
0.7	6.832	0.878	7.710	1.22
0.6	5.856	1.171	7.027	1.11
0.5	3.172	3.172	($A=$)6.344	1.00

4.4.3 構造解析に関する補正係数の検討

(1) 検討概要

ここではプレートガーダー橋の主桁を対象に検討を行う。実橋においては、一般に設計活荷重応力度と比べて、活荷重の載荷時に生じる応力度は小さいことが既往の載荷試験により確かめられている。この応力度の差は、次のことから生じるものと考えられる。

- ① 実橋における荷重分配作用や主桁や床版の剛性等の影響を、構造解析では十分に考慮することができないため、一般に計算応力度は実応力度と比べて大きくなり余裕が生じる。
- ② 現行の設計では、設計活荷重を部材に最も不利な応力度が生じるような位置に載荷することを規定しているが、その載荷方法は実橋における載荷条件と必ずしも一致していない。そのため各橋梁の車道幅員構成と桁配置および影響線の形状との兼ね合いにより、設計活荷重応力度と実応力度との間に余裕が生じる。

ここでは①②に関する余裕を前述の安全性照査式中に構造解析に関する補正係数 γ_2 として取り込むこととした。すなわち γ_2 は、次式で表され则认为。

$$\gamma_2 = \gamma_{2a} \times \gamma_{2b} \cdots \cdots (4.4.11)$$

γ_{2a} : 応力度に関する補正係数

γ_{2b} : 荷重の載荷位置に関する補正係数

①に関して、構造解析では、荷重分配効果が適確に評価されない、地覆や高欄の影響や非合成桁の床版の主桁の合成効果が考慮されない等が指摘されている。供用荷重算定指針(案)においても、応力度に関する係数 K_s は非合成桁 17 橋の静的載荷試験(幅員並列載荷、中央 2 台縦列載荷、側端 2 台縦列載荷の 3 種類の載荷ケース)のひずみの実測値と計算値との比に基づいて考慮されている。この場合の計算値については、簡便性を考えて慣用計算法から求められているが、結果として(実測値/計算値)のばらつきは大きいことが考えられる。また比(実測値/計算値)の値は、側端縦列載荷時には載荷側外桁の平均値(17 データ)として、全幅員並列載荷時には全主桁の平均値(17 データ)として、中央 2 台縦列載荷時の場合は中央主桁の値(2 桁の場合は全主桁の平均値、3 主桁以上の場合は中央桁の平均値)(17 データ)として求められており、載荷ケースごとに評価方法が異なっている。また、 K_s は 2 台ないし 3 台の荷重車載荷状態に対する値であり、設計で考慮するような L 荷重の載荷時に對して妥当なものであるかはわからない。

従って、ここでは以上の点に関して当時検討された K_s による余裕の取り込みが適切であるかを

検討する意味から、実橋における載荷試験結果と格子桁理論による計算結果とを比較し、応力度に関する補正係数 γ_{2a} を検討する。

②に関して、主桁を設計する場合の活荷重の載荷方法は現行では最も不利な状態を想定するため、路肩部分についても主載荷荷重を載荷させることとなり、必ずしも実交通に対する載荷状態を反映したものとなっていない。そのため特に、実際に車両が載る可能性の小さい外桁については、設計上の余裕があると考えられる。既設橋梁については、現行示方書どおりの設計活荷重を適用するのではなく、少しでも余裕を見込もうとする立場で考えれば、設計活荷重を実際の交通状態に近くなるように載荷するのが合理的といえる。そこで、設計活荷重載荷状態と車線内のみ載荷した状態での曲げモーメント(主桁支間中央)の比を比較し、それを基に荷重の載荷位置に関する補正係数 γ_{2b} を検討する。

(2) 応力度に関する補正係数の検討

1) 静的載荷試験の概要

静的載荷試験は、橋梁上の交通を一時的に遮断して行った。測定は①まず橋梁上に車両の載荷されない状態でひずみの0点を取る、②総重量 20 ton の荷重車を各レーンのわだち位置をゆっくりと走行させ所定の位置(支間中央、支間 1/4 点)で停止させる、③その時のひずみを測定する、という手順で実施した。図-4.4.2 に荷重車の諸元の例を示す。図-4.4.3 に荷重車の載荷測定位置の例を示す。

実測値に対する計算値については、解析方法を統一するために、次の通りとした。

解析法……………格子桁理論

横桁、対傾構の剛性……荷重分配横桁、荷重分配対傾構についてのみ剛性を考慮する

床版の合成効果……………非合成桁の場合考慮しない、合成桁の場合、現行道示の規定に基づいて考慮する。

以上により得られた実測値、計算値および両者の比を表-4.4.4 に示す。

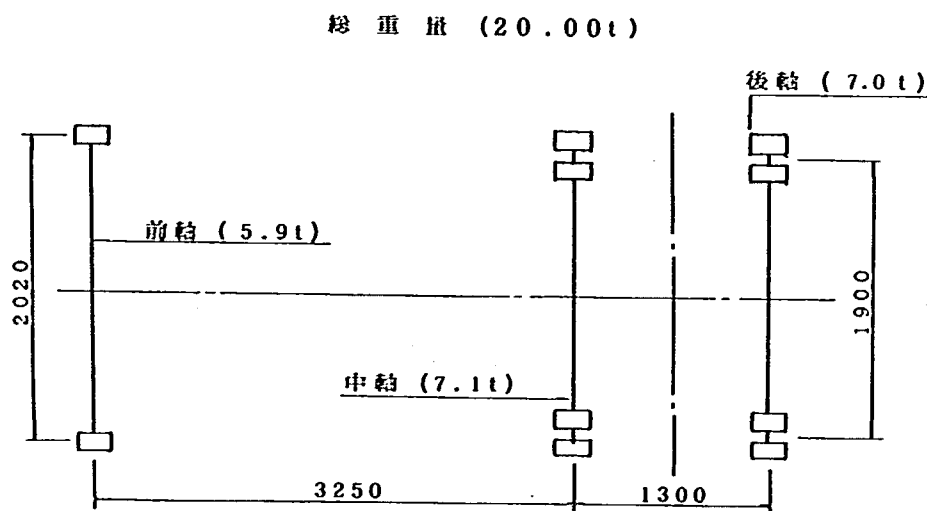


図-4.4.2 荷重車諸元例

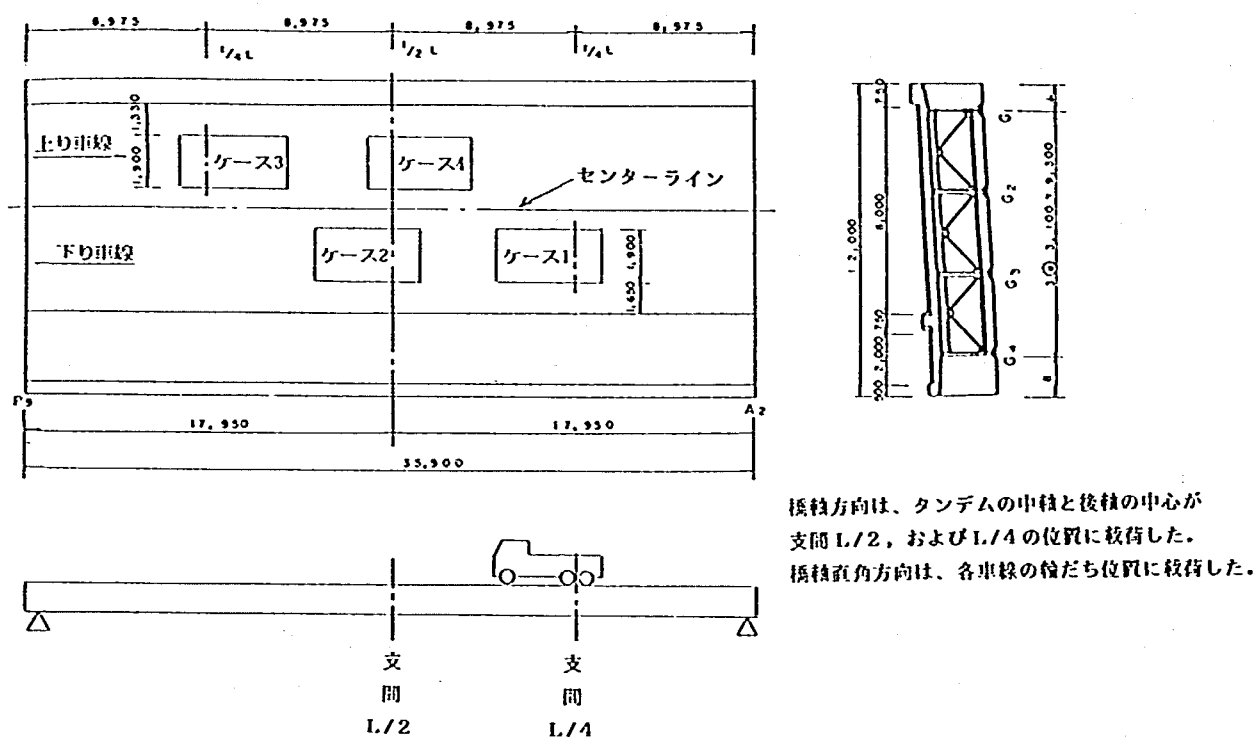


図-4.4.3 荷重車の被荷位置例

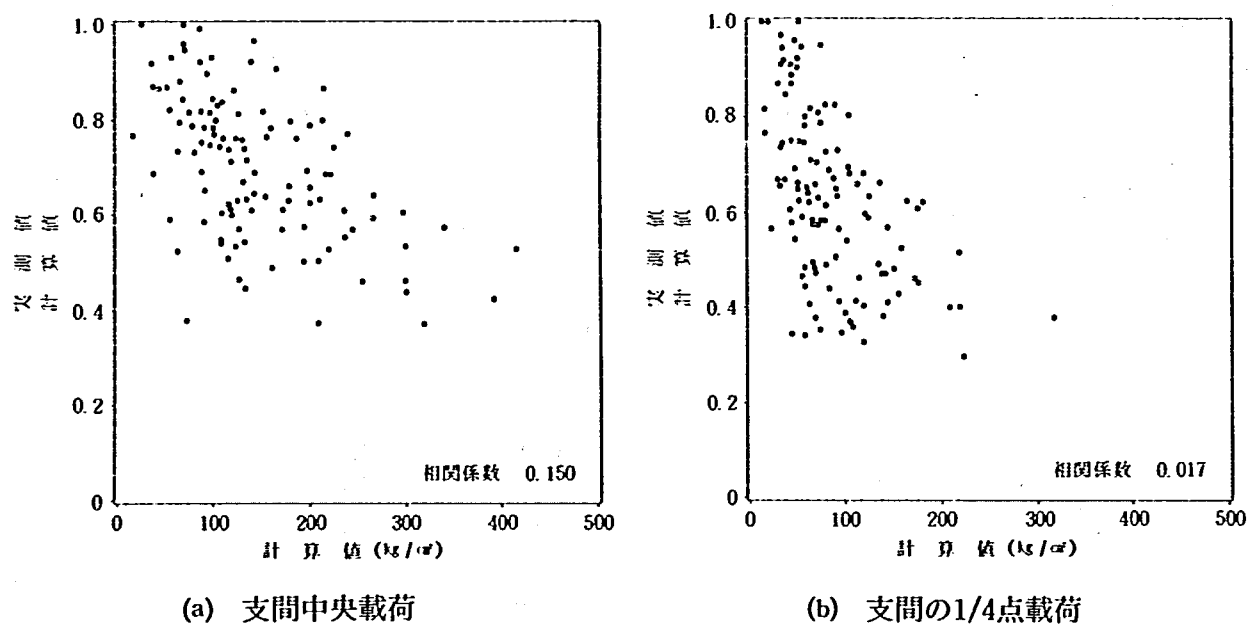


図-4.4.4 (実測値/計算値)

2) 検討結果

図-4.4.4(a)(b)は、静的被荷試験の結果により得られた各主桁の(実測値/計算値)と計算値の関係を示したものである。この図は各桁の(実測値/計算値)の値が荷重車の被荷位置近くの主桁から

表一4.4.4(a) 荷重車載荷試験結果

番号	橋梁名	断面番号	レーン 1						レーン 2					
			1/2 I.			1/4 I.			1/2 I.			1/4 I.		
			大断面	計算値	大断面-計算値	大断面	計算値	大断面-計算値	大断面	計算値	大断面-計算値	大断面	計算値	大断面-計算値
			mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	第1新川橋	G1	131	237	0.55	66	140	0.47	39	15	2.60	20	12	1.67
	手越→石野	G2	98	143	0.69	46	79	0.58	92	143	0.64	26	64	0.41
	(下り)	G3	53	15	3.5	46	14	3.3	144	237	0.61	53	115	0.46
2	關 西 橋	G1	171	267	0.64	79	125	0.63	33	38	0.87	26	30	0.87
	河内→入りも	G2	112	179	0.62	39	68	0.57	118	179	0.66	72	106	0.68
	(下り)	G3	26	38	0.68	13	23	0.57	158	267	0.59	112	181	0.62
3	藤 内 橋	G1	125	200	0.63	59	91	0.65	39	36	1.08	20	30	0.67
	富川→日高	G2	72	133	0.54	39	52	0.75	98	133	0.74	26	74	0.35
	(下り)	G3	33	36	0.92	26	25	1.04	125	200	0.63	53	140	0.38
4	鳥 居 橋	G1	13	-42	-	13	-34	-	72	120	0.60	39	80	0.49
	天河→野塚	G3	46	53	0.87	39	45	0.87	138	299	0.46	39	106	0.37
	(上り)	G5	78	209	0.37	59	145	0.41	131	301	0.44	39	109	0.36
		G6	131	301	0.44	79	175	0.45	105	209	0.50	39	101	0.38
		G8	138	299	0.46	79	172	0.46	46	53	0.87	33	34	0.97
		G10	85	120	0.71	72	104	0.69	13	-42	-	13	-25	-
5	松 葉 橋	G1	98	195	0.5	39	119	0.33	26	26	1.00	13	17	0.76
	勝内→瀬河	G2	59	116	0.51	26	59	0.44	72	116	0.62	26	45	0.58
	(下り)	G3	26	26	1.00	20	20	1.00	112	195	0.57	33	96	0.34
6	谷 村 橋	G1	118	155	0.76	59	81	0.73	46	43	1.06	39	32	1.22
	月形→新1彦川	G2	125	160	0.78	39	60	0.65	53	67	0.79	33	44	0.75
	(下り)	G3	59	70	0.84	26	39	0.67	98	130	0.75	33	53	0.62
		G4	26	24	1.08	13	16	0.81	72	92	0.78	33	51	0.65
		G5	13	-12	-	7	-8	-	46	63	0.73	33	50	0.66
7	加 古 大 橋	G1	187	195	0.96	90	109	0.83	40	-38	-	19	-33	-
	(上り)	G2	121	121	1.00	52	64	0.81	98	119	0.82	36	45	0.80
		G3	21	-35	-	15	-37	-	142	192	0.74	59	77	0.77
8	城所高梁橋	G1	15	22	0.68	15	17	0.88	57	127	0.45	36	80	0.45
	(上り)	G2	48	69	0.69	38	53	0.71	86	118	0.73	21	33	0.64
		G3	80	101	0.79	40	56	0.71	82	101	0.81	27	38	0.71
		G4	82	118	0.69	42	55	0.76	48	69	0.69	27	43	0.63
		G5	65	127	0.51	3	99	0.03	48	22	2.18	6	14	0.43
9	新 延 崎 橋	G1	103	266	0.39	50	196	0.26	27	13	2.07	25	9	2.78
	(上り)	G2	105	219	0.48	31	132	0.23	61	139	0.44	46	81	0.57
		G3	73	151	0.48	40	113	0.35	96	212	0.45	56	75	0.75
		G4	38	56	0.68	23	45	0.51	80	202	0.40	50	88	0.57
		G5	2	-27	-	4	-22	-	36	109	0.33	34	63	0.54
10	新 佐 賀 橋	G1	38	76	0.50	36	75	0.48	8	-30	-	4	-20	-
	(上り)	G2	107	112	0.96	52	108	0.48	19	12	1.58	15	7	2.14
		G3	126	84	1.50	59	100	0.59	54	91	0.59	36	61	0.59
		G4	46	53	0.87	33	82	0.40	125	169	0.74	54	73	0.74
		G5	17	-6	-	15	4	3.75	121	241	0.50	65	137	0.47
11	保 倉 川 大 橋	G1	50	-10	-	29	-5	-	17	66	0.26	-11	72	-
	(上り)	G2	75	70	1.07	25	41	0.61	57	117	0.49	27	51	0.53
		G3	65	136	0.48	33	43	0.77	86	128	0.67	23	61	0.38
		G4	38	188	0.20	27	87	0.31	103	97	1.06	33	47	0.70
12	新 延 崎 橋	G1	27	13	2.08	21	-6	-	101	117	0.86	71	122	0.58
	(上り)	G2	56	88	0.64	29	46	0.63	115	105	1.10	52	64	0.81
		G3	109	133	0.82	36	43	0.84	46	66	0.70	36	55	0.65
		G4	105	155	0.68	46	92	0.50	17	8	2.13	25	6	4.17
13	相 模 高 梁 橋	G1	59	54	1.09	53	41	1.29	158	298	0.53	92	198	0.46
	入版	G2	85	136	0.62	46	88	0.52	105	193	0.54	46	113	0.41
		G3	98	160	0.61	33	89	0.37	66	88	0.75	39	70	0.55
		G4	125	134	0.93	79	113	0.70	39	-26	-	33	-21	-
14	武 蔵 川 橋	G1	79	102	0.77	53	77	0.68	39	-21	-	26	-16	-
	走行車線	G2	92	73	1.26	39	25	1.56	66	46	1.43	39	39	1.00
		G3	79	62	1.27	53	29	1.83	92	103	0.89	66	56	1.17
		G4	66	54	1.22	53	46	1.15	131	169	0.77	66	102	0.64
15	関 月 橋	G1	144	194	0.74	112	157	0.71	46	34	1.35	46	28	1.64
	原良	G2	59	176	0.33	46	122	0.37	59	133	0.44	46	104	0.44
		G3	53	129	0.41	53	102	0.52	66	167	0.39	59	118	0.50
		G4	53	26	2.04	92	22	4.16	150	189	0.79	158	147	1.07
16	比 良 川 橋	G1	125	511	0.24	79	385	0.20	66	208	0.31	59	182	0.32
	大津	G2	138	188	0.73	39	31	1.26	59	49	1.20	53	38	1.39
		G3	158	122	1.29	26	35	0.74	66	52	1.27	59	26	2.26
		G4	144	140	1.03	26	31	0.83	98	75	1.30	79	35	2.25
		G5	105	149	0.70	20	-2	-	105	111	0.94	92	16	5.75
		G6	98	76	1.29	26	35	0.74	184	185	0.99	164	9	18.22
		G7	59	52	1.13	13	27	0.48	158	163	0.96	138	15	9.20
		G9	59	208	0.28	46	182	0.25	158	510	0.31	144	384	0.37
17	梓 橋	G1	236	201	1.17	177	195	0.90	53	50	1.06	53	30	1.76
	東原	G2	197	193	1.02	131	172	0.76	112	131	0.85	98	70	1.40
		G3	112	135	0.83	79	108	0.73	203	204	0.99	131	110	1.19
		G4	66	58	1.13	46	40	1.15	243	254	0.95	171	156	1.09

表-4.4.4(b) 荷重車載荷試験結果

車 号	機 名	新 号	レーン 1						レーン 2					
			$\frac{1}{2} I.$			$\frac{1}{4} I.$			$\frac{1}{2} I.$			$\frac{1}{4} I.$		
			大荷重 計算値	大荷重 計算値	大荷重 計算値	大荷重 計算値	大荷重 計算値	大荷重 計算値	大荷重 計算値	大荷重 計算値	大荷重 計算値	大荷重 計算値	大荷重 計算値	大荷重 計算値
18	海 神 橋	G1	59	11	5.36	46	15	3.06	275	283	0.97	191	218	0.87
		G2	111	98	1.13	80	108	0.74	164	178	0.92	99	120	0.82
		G3	124	115	1.07	46	129	0.35	112	98	1.14	86	76	1.13
		G4	118	126	0.93	71	129	0.55	39	18	2.16	34	13	2.61
		G5	53	90	0.59	40	90	0.44	-39	-35	1.11	-27	-29	0.93
19	人 高 橋 梁 橋 (上り)	G1	136	197	0.69	73	124	0.59	33	-3	-	18	1	18.00
		G2	96	135	0.71	42	73	0.58	70	70	1.00	33	35	0.94
		G3	67	71	0.94	40	44	0.91	85	135	0.63	28	58	0.48
		G4	43	-1	-	26	1	26.00	131	200	0.66	55	102	0.54
20	脚 手 氏 橋 (下行)	G1	83	104	0.79	47	59	0.80	33	29	1.14	-20	20	-
		G2	79	103	0.76	21	32	0.66	61	75	0.81	26	35	0.74
		G3	62	79	0.78	25	34	0.74	87	105	0.83	22	33	0.67
		G4	38	44	0.86	30	33	0.91	94	124	0.76	50	71	0.70
21	千 歳 橋 (上り)	G1	166	225	0.73	75	114	0.66	39	19	2.05	35	17	2.06
		G2	186	215	0.86	57	83	0.69	103	127	0.81	68	93	0.73
		G3	94	124	0.75	39	61	0.64	171	214	0.80	90	136	0.66
		G4	35	15	2.33	18	10	1.80	149	218	0.68	103	165	0.62
22	日 産 橋 梁 橋 (上り)	G1	221	417	0.53	87	218	0.40	44	-3	-	28	-3	-
		G2	195	341	0.57	66	141	0.47	61	89	0.69	44	76	0.58
		G3	179	297	0.60	48	120	0.40	98	173	0.57	66	135	0.49
		G4	116	220	0.52	39	95	0.41	151	221	0.68	83	158	0.53
		G5	79	162	0.48	37	84	0.44	160	300	0.53	83	209	0.40
		G6	28	74	0.38	15	44	0.34	118	320	0.37	66	223	0.30
		G7	15	-19	-	11	-11	-	166	393	0.42	120	318	0.38
23	金 原 橋 (上り)	G1	144	181	0.80	59	93	0.63	50	27	1.85	37	22	1.68
		G2	138	143	0.97	44	59	0.75	129	140	0.92	59	75	0.79
		G3	59	32	1.84	28	20	1.40	142	187	0.76	81	119	0.68
24	鳥 浜 井 橋	G1	133	211	0.63	82	145	0.57	39	-5	-	29	-3	-
		G2	88	132	0.67	49	80	0.61	59	133	0.44	74	90	0.82
		G3	53	31	1.71	41	23	1.78	171	268	0.64	107	176	0.61
25	仲 伯 大 橋 (下り)	G1	66	69	0.96	53	53	1.00	151	167	0.90	85	106	0.80
		G2	79	101	0.78	46	48	0.96	105	122	0.86	53	56	0.95
		G3	85	101	0.84	46	45	1.02	79	65	1.22	46	50	0.92
		G4	92	99	0.93	72	76	0.95	39	-2	-	26	-1	-
26	弥 生 橋 走行	G1	184	240	0.77	112	165	0.68						
		G2	158	201	0.79	72	90	0.80						
		G3	125	153	0.82	72	90	0.80						
		G4	98	97	1.01	66	75	0.88						
		G5	66	26	2.54	46	20	2.3						
27	安 寺 川 橋 (上り) 走行	G1	72	118	0.61	46	70	0.66	138	244	0.57	46	112	0.41
		G2	85	112	0.76	33	35	0.94	98	154	0.64	33	70	0.47
		G3	92	110	0.84	33	36	0.92	59	67	0.88	33	30	1.1
		G4	79	107	0.74	46	65	0.71	20	-26	-	20	-13	-
28	安 寺 川 橋 (下り) 走行	G1	66	124	0.53	46	91	0.51	118	256	0.46	66	155	0.43
		G2	92	143	0.64	46	59	0.78	105	172	0.61	53	94	0.56
		G3	85	140	0.61	39	63	0.62	59	81	0.73	46	51	0.90
		G4	85	116	0.73	59	88	0.67	26	-14	-	26	-8	-
29	宮 野 産 橋	G1	33	19	1.74	26	14	1.86	72	97	0.74	46	73	0.63
		G2	53	57	0.93	39	44	0.89	85	95	0.89	39	38	1.03
		G3	79	86	0.92	33	39	0.85	85	86	0.99	33	39	0.85
		G4	85	95	0.89	46	38	1.21	59	57	1.04	39	44	0.89
		G5	73	97	0.81	59	73	0.81	33	19	1.74	26	14	1.86
30	一 日 橋 下り走行	G1	-7	-8	0.88	7	-6	-	7	-12	-	7	-9	-
		G2	-13	-1	13.00	7	-1	-	26	18	1.41	20	14	1.43
	下り道幅	G3	26	17	1.53	20	13	1.54	46	63	0.73	33	48	0.69
		G4	46	56	0.82	39	43	0.91	66	110	0.60	33	69	0.48
		G5	59	108	0.55	33	68	0.49	59	127	0.47	20	59	0.34
		G6	79	126	0.63	33	56	0.59	53	91	0.58	39	67	0.58
		G7	66	88	0.75	53	65	0.82	33	13	2.54	26	10	2.60
	上り走行	G1	72	88	0.82	46	65	0.71	33	13	2.54	26	10	2.60
		G2	79	126	0.63	26	56	0.46	59	91	0.65	33	67	0.49
	上り道幅	G3	59	109	0.54	33	67	0.49	72	127	0.57	20	59	0.34
		G4	33	56	0.59	26	43	0.61	66	110	0.60	26	69	0.38
		G5	13	17	0.77	13	13	1.00	33	63	0.52	26	48	0.54
		G6	7	-1	-	7	-1	-	26	18	1.44	20	14	1.43
		G7	-7	-8	0.88	7	-6	-	7	-12	-	7	-9	-

離れるにつれて、小さくなることを示している。これは、実際と計算の荷重分配の効果の差違によるものである。

(実測値/計算値)の値が各桁の余裕となるが補正係数を決める際には安全性から考えると、比較的発生応力度の大きい桁の値を参考にすることが妥当であると考えられる。ただし、この場合、どの程度の応力度で補正係数を決めるのか、また、T 荷重に対して求めた補正係数が、設計活荷重に近い載荷状態に対して求めた補正係数と比べて安全側となるのかどうか明確でない。そこで、T 荷重に対する余裕を考えるよりも、発生応力度が大きくなり安全性の点で問題の生じるような L 荷重が載荷するような場合の比を計算し、補正係数を算定することにした。なお、ここでは、安全性が問題となるような重量の車両が載荷しないこと、T 荷重に対する補正係数は L 荷重に対する補正係数よりも大きくならないことを前提としている。

載荷試験は橋上に一台ずつしか荷重車を載荷していないので、ここでは実測結果の重ね合わせができると仮定して、橋上に複数台の車両が載荷される状態を想定することにした。この場合、支間長によっては実際には荷重車が同一車線上に同時に載荷できない場合も生じるが、計算上は可能なので載荷することとした。載荷状態および比の計算方法は以下のとおりとした。

a) 支間中央並列載荷 (図—4.4.5(a))

各車線の支間中央に荷重車を並列 (橋軸方向には一台) 載荷した場合を考える。測定値および計算値は、それぞれ全主桁の平均値をとり、 $(\Sigma \text{実測値} / \Sigma \text{計算値})$ を求める。

b) 片側縦列載荷 (図—4.4.5(b))

片側の車線に荷重車 3 台を縦列載荷した場合を考える。測定値および計算値は載荷側外桁の値をとり、上下車線にそれぞれ載荷した場合の比 (実測値/計算値) の平均値を求める。

c) 全車線縦列載荷 (図—4.4.5(c))

全車線に荷重車を 3 台縦列載荷した場合を考える。測定値と計算値は、全主桁について計算し、 $(\Sigma \text{実測値})$ の比較的大きい主桁の最大値を求める。

a), b) は、 K_s を定めるために用いた算定方法であり参考までに示す。c) は設計活荷重に近い載荷状態を想定したものであり、構造解析時点での横分配の考慮による値の差違が小さくなることが考えられる。

a), b), c) による計算結果を図—4.4.6(a)~(c)に示す。また図—4.4.7(a)~(c)に頻度分布を示す。表—4.4.5 に計算結果を示す。1-0 法で計算した K_s の算定時のデータと比較した場合のばらつきの程度はあまり変わらない。図—4.4.7 より (実測値/計算値) は片側載荷時の場合に小さく、L 荷重を載荷した場合に大きくなるのがわかる。これは荷重分配効果が影響しているものと考えられる。図—4.4.8 は c) について比の値を桁形式、幅員構成により分類して示したものである。非合成桁についてはデータ数は少ないが、床版の合成効果を見込んでいない分だけ計算値が大きくなり結果として比の値は 0.49~0.70 と小さくなっている。合成桁については桁形状、歩道の有無により分類したがそれらの差違は明確でない。(実測値/計算値) は番号 14, 17, 18, 29 の橋梁について 1.0 に近いそれ以上の値となっている。載荷試験の結果を見ると、番号 17, 18, 29 の橋梁については (実測値/計算値) がどの桁も 1.0 に近くなっており、構造解析上の余裕は見込めないことがわかる。

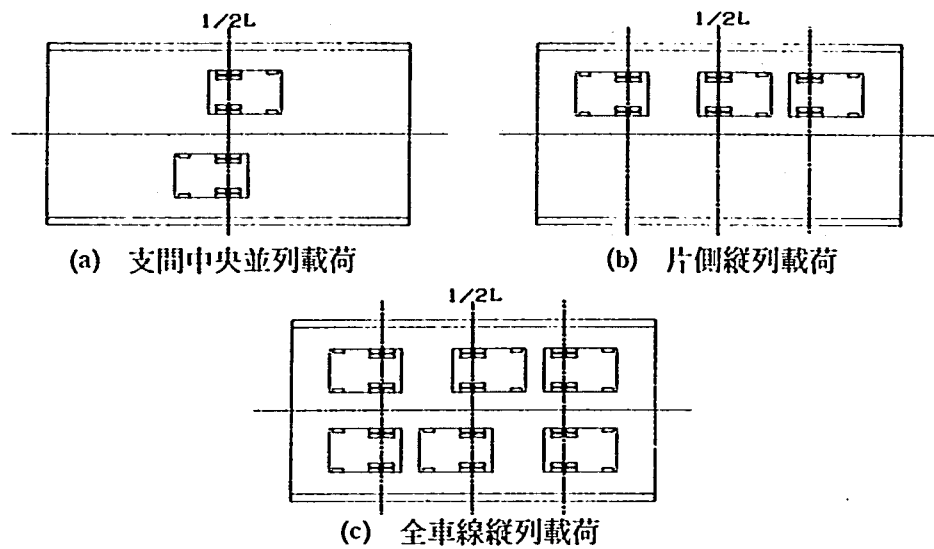


圖-4.4.5 載荷狀態

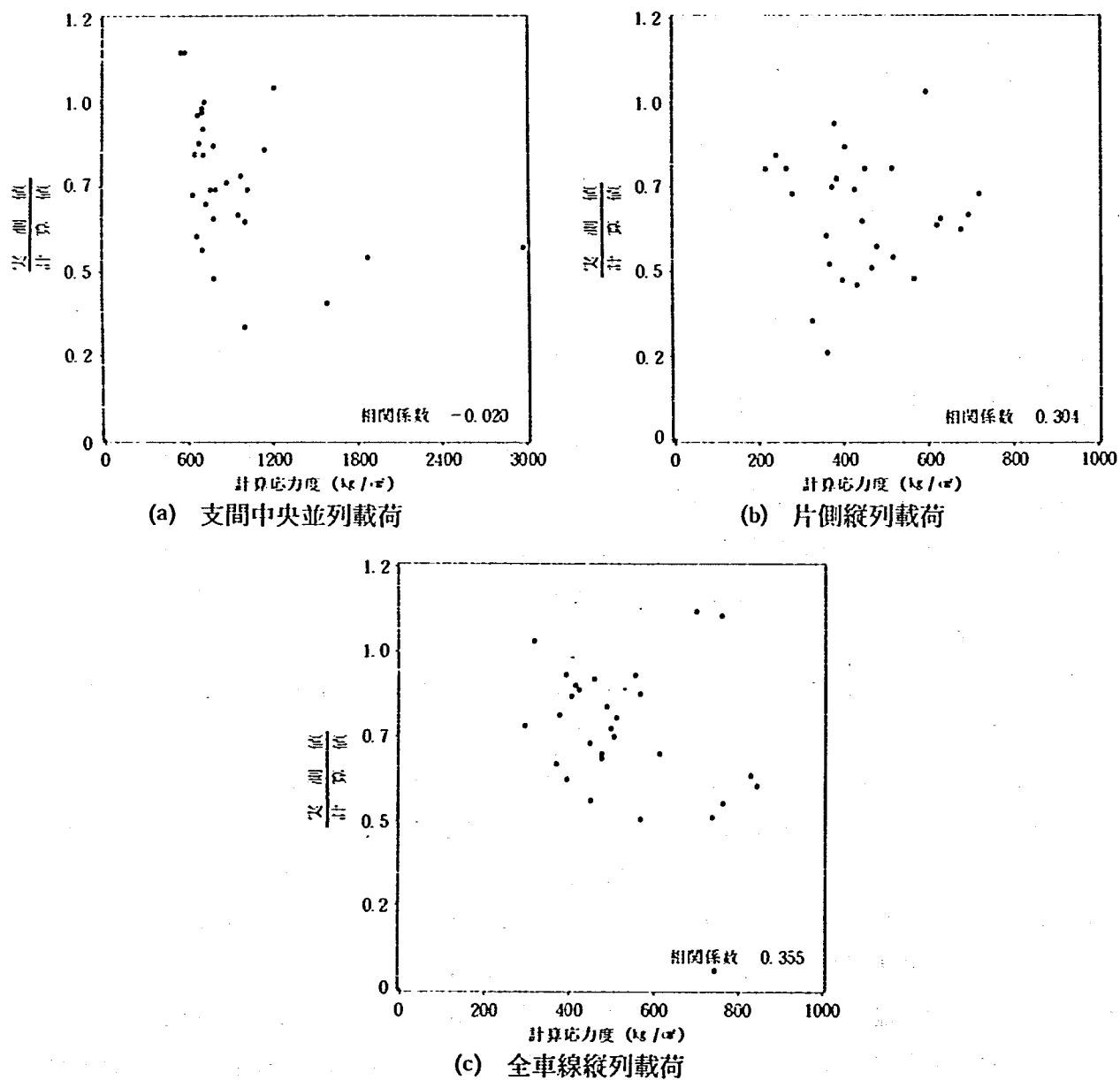


圖-4.4.6 (実測値/計算値)

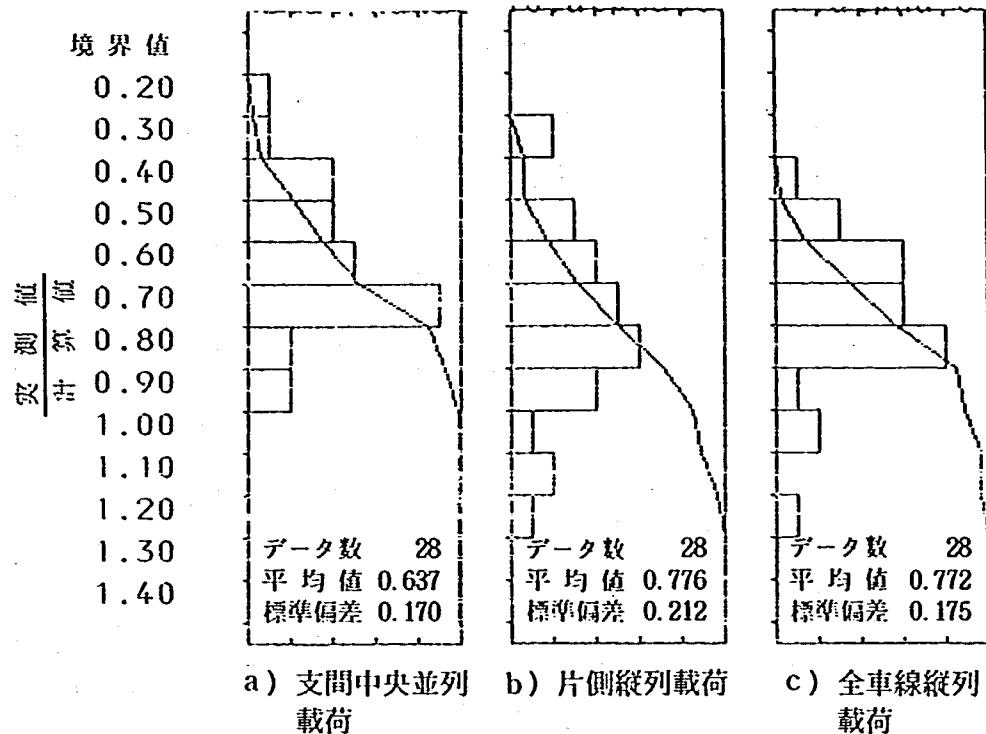


図-4.4.7 (実測値/計算値) の頻度分布

表-4.4.5(a) 計算結果 (全車線縦列荷重)

橋梁名		G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇	G ₈	G ₉	G ₁₀
1 第1新川橋	測定値	342	334	395							
	計算値	558	572	510							
	測/計	0.62	0.58	0.77							
2 磯 苦 橋	測定値	414	452	434							
	計算値	615	708	713							
	測/計	0.67	0.64	0.61							
3 藤 内 橋	測定値	322	300	316							
	計算値	478	513	562							
	測/計	0.67	0.58	0.56							
4 鳥 居 橋	測定値	189	—	340	—	405	472	—	408	—	268
	計算値	170	—	654	—	1018	1082	—	764	—	236
	測/計	1.11	—	0.52	—	0.40	0.44	—	0.53	—	1.14
5 絵 笛 橋	測定値	228	235	244							
	計算値	493	440	453							
	測/計	0.46	0.53	0.54							
6 岩 村 橋	測定値	360	322	275	190	139					
	計算値	424	435	384	250	130					
	測/計	0.85	0.74	0.72	0.76	1.07					
7 加 治 大 橋	測定値	445	392	311							
	計算値	309	440	201							
	測/計	1.44	0.89	0.65							
8 城所高架橋	測定値	174	252	296	268	131					
	計算値	343	359	390	383	357					
	測/計	0.51	0.70	0.75	0.70	0.37					
9 新組跨線橋	測定値	280	320	361	264	114					
	計算値	689	724	739	524	164					
	測/計	0.41	0.41	0.49	0.50	0.70					
10 新佐梨橋	測定値	128	260	370	345	298					
	計算値	156	354	497	532	517					
	測/計	0.81	0.73	0.74	0.65	0.58					

表—4.4.5(b) 計算結果 (全車線縦列載荷)

橋 梁 名		G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇	G ₈	G ₉	G ₁₀
11 保倉川大橋	測定値	103	236	283	261						
	計算値	190	371	472	553						
	測/計	0.54	0.64	0.56	0.47						
12 新 破 間 橋	測定値	312	333	299	264						
	計算値	362	413	395	359						
	測/計	0.86	0.81	0.76	0.74						
13 相 楽 高 架 橋	測定値	507	374	308	388						
	計算値	830	731	566	292						
	測/計	0.61	0.51	0.54	1.33						
14 武 蔵 川 大 橋	測定値	276	314	409	435						
	計算値	203	247	335	519						
	測/計	1.36	1.27	1.22	0.84						
15 親 月 橋	測定値	506	302	343	703						
	計算値	598	761	736	553						
	測/計	0.85	0.40	0.47	1.27						
16 比 良 川	測定値	467	—	—	—	—	—	—	—	597	
	計算値	1853	—	—	—	—	—	—	—	1850	
	測/計	0.25	—	—	—	—	—	—	—	0.32	
17 梓 橋	測定値	746	767	735	746						
	計算値	701	808	775	704						
	測/計	1.07	0.95	0.95	1.06						
18 海 梓 橋	測定値	808	633	500	367	41					
	計算値	760	732	623	428	177					
	測/計	1.06	0.86	0.80	0.86	0.23					
19 大 高 高 架 橋	測定値	351	316	288	336						
	計算値	444	421	410	405						
	測/計	0.79	0.75	0.70	0.83						
20 御 手 洗 橋	測定値	170	234	243	292						
	計算値	291	312	318	376						
	測/計	0.58	0.75	0.76	0.78						
21 千 歳 橋	測定値	425	539	523	426						
	計算値	566	694	732	583						
	測/計	0.84	0.78	0.71	0.73						
22 日 原 陸 橋	測定値	495	476	505	511	1479	308	443			
	計算値	844	864	980	947	1048	928	988			
	測/計	0.58	0.55	0.52	0.54	0.46	0.33	0.45			
23 金 原 橋	測定値	386	473	419							
	計算値	438	551	497							
	測/計	0.88	0.86	0.84							
24 鳥 須 井 橋	測定値	394	393	520							
	計算値	490	605	697							
	測/計	0.80	0.65	0.75							
25 仲 泊 大 橋	測定値	493	382	348	327						
	計算値	554	431	356	247						
	測/計	0.89	0.89	0.98	1.32						
26 弥 生 橋	測定値	408	302	269	230	158					
	計算値	590	391	331	235	50					
	測/計	0.69	0.77	0.81	0.98	3.16					
27 東 寺 川 (上り)	測定値	394	315	283	231						
	計算値	726	476	309	185						
	測/計	0.54	0.66	0.92	1.25						
28 東 寺 川 (下り)	測定値	408	395	314	281						
	計算値	827	621	449	262						
	測/計	0.47	0.64	0.70	1.07						
29 宜 野 座 大 橋	測定値	249	294	296	314	282					
	計算値	290	316	328	316	290					
	測/計	0.86	0.93	0.90	0.99	0.97					
30 一 日 橋	測定値	277	323	415	459	348	353	285			
	計算値	201	506	690	780	691	506	201			
	測/計	1.38	0.64	0.60	0.59	0.50	0.72	1.42			

c) の結果から、応力度に関する係数 $\gamma_2 a$ は非合成桁についてデータ数は少ないが比較的值がまとまっていることから、0.75~0.8の値にすることができると考えられる。一方合成桁については、個々の橋梁についてばらついており上述のように構造解析上の余裕を見込むことの出来ない橋梁も見られる。したがって $\gamma_2 a$ を1より小さくすることは難しい。

なお $\gamma_2 a$ の評価法としては、実影響線の構造解析により得られる影響線に対してそれぞれ設計活荷重を載荷したときの曲げモーメントの比によって定める方法も考えられる。しかし静的載荷試験の結果から実影響線を算出するには種々の仮定を取り込む必要があり、必ずしも妥当な評価ができないことから上述のc) の計算法に従った。

(3) 荷重の載荷位置に関する補正係数の検討

1) 計算条件

ここでは、補正係数として図-4.4.9に示すように現行設計活荷重を全有効幅員に載荷した場合（分母側）と現行設計活荷重を車線内にのみ載荷し路肩荷重を考慮しない場合（分子側）の曲げモーメントの比（以下曲げモーメント比と呼ぶ）をとることにした。なお補正係数の算出にあたっては群集荷重は除くこととした。この補正係数は、橋梁の支間長、幅員構成、桁配置、剛性等の諸元により異なることが予想されるが、ここでは幅員構成と桁配置について代表的な10ケースを選定し、各桁の曲げモーメント比の傾向を把握することとした。表-4.4.6に示す計算を行った10ケースを示す。ケース9、10は本年度調査を実施した橋梁であり、その他のケースは建設省の活荷重合成桁の標準設計の諸元を用いている。曲げモーメントを求める際の影響線は格子桁理論により計算した。各ケースの幅員構成および桁配置を図-4.4.10に示す。

2) 検討結果

表-4.4.7は、各主桁の曲げモーメント比の計算結果を示している。図-4.4.11は、曲げモーメント比の頻度分布を示している。また図-4.4.12は、車道幅員と補正係数との関係を示したものである。これらより次のことがわかる。

a) 外桁は内桁と比較して曲げモーメントの比の平均値が0.12大きくなっている。

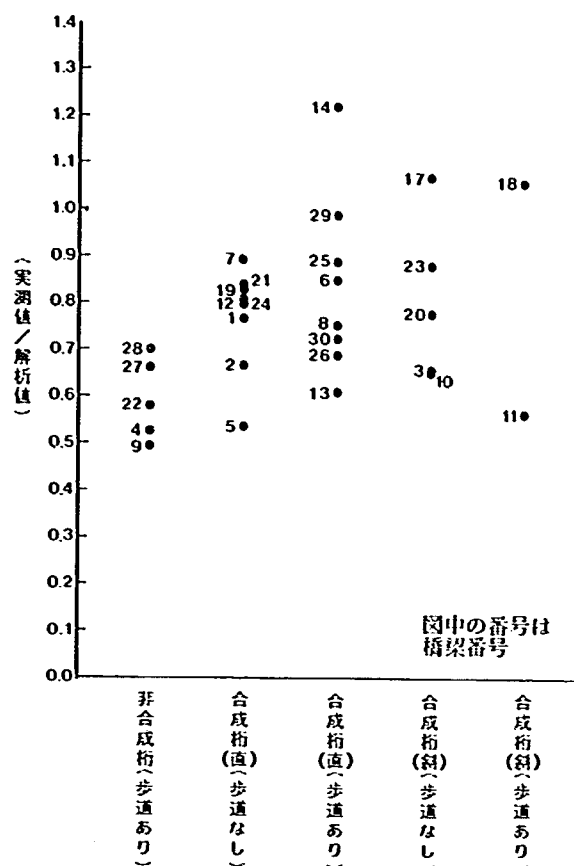


図-4.4.8 (実測値/計算値)

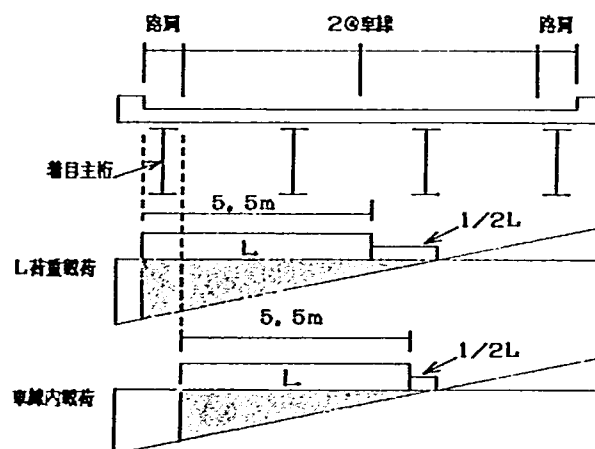
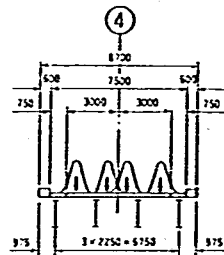


図-4.4.9 載荷モデル

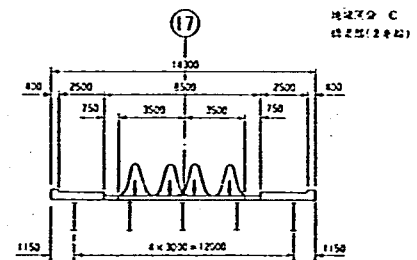
表-4.4.6 試算ケース

ケース	道路区分	支間長 (m)	全幅員 (m)	車道幅員 (m)	歩道幅員 (m)	主桁本数	主桁間隔 (m)	床版厚 (m)	床版厚係数
1	特例又は 指定	25.0	8.7	7.5	0.0	4	2.25	20.0	1.10
2	特例又は 指定	40.0	8.7	7.5	0.0	4	2.25	20.0	1.10
3	主要幹線 道路 C	40.0	14.3	8.5	2×2.5	5	3.00	24.0	1.20
4	主要幹線 道路 D	25.0	12.5	9.0	1×2.5	5	2.60	23.0	1.20
5	主要幹線 道路 D	40.0	12.5	9.0	1×2.5	5	2.60	23.0	1.20
6	主要幹線 道路 D	25.0	10.7	9.5	0.0	4	2.90	24.0	1.20
7	主要幹線 道路 D	40.0	10.7	9.5	0.0	4	2.90	24.0	1.20
8	特例又は 指定	25.0	10.3	6.5	2×1.5	4	2.80	21.0	1.10
9	調査橋	21.3	9.5	8.5	0.0	3	3.60	22.0	
10	検査橋	36.3	9.5	8.5	0.0	3	3.30	21.0	

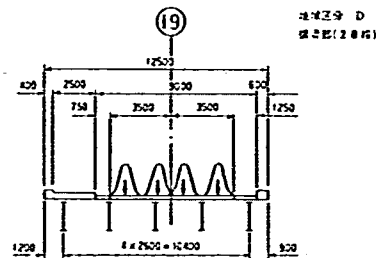


ケース1 25.0m

ケース2 40.0m

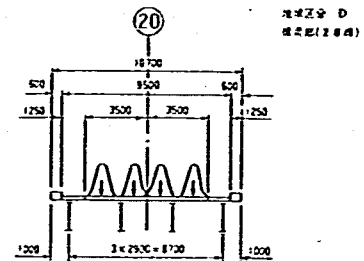


ケース3 40.0m



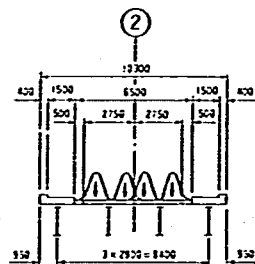
ケース4 25.0m

ケース5 40.0m

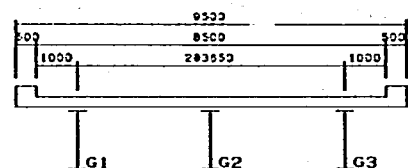


ケース6 25.0m

ケース7 40.0m



ケース8 25.0m



ケース9 21.3m

ケース10 36.3m

図-4.4.10 幅員構成および桁配置

b) 構造諸元のうち支間長のみ異なるケース1とケース2, ケース4とケース5, ケース6とケース7の各組合せを比較すると, 支間長が大きくなるほど外桁と内桁の値の差が小さくなっている。これは支間長が大きいほど横方向の荷重分配が影響してくるためと考えられる。

c) 内桁の曲げモーメント比は路肩の幅員の影響を受けにくい。またケースごとの値の差は小さく, 最大値は車道幅員が9.0mの場合(ケース4)の0.91である。

d) 外桁の曲げモーメントの比は路肩の幅員が大きいほど, 支間が長いほど大きくなる傾向にある。その傾向は次のとおりである。

試算ケース	路肩幅員	曲げモーメント比
ケース8	50 cm	0.81
ケース1	72 cm	0.75
ケース9, 10	100 cm	0.72
ケース4, 6	125 cm	0.65

表-4.4.7 曲げモーメント比

ケース	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅
1	0.75	0.84	0.84	0.75	—
2	0.77	0.81	0.81	0.77	—
3	0.79	0.88	0.87	0.88	0.79
4	0.68	0.88	0.91	0.82	0.65
5	0.78	0.88	0.84	0.79	0.74
6	0.65	0.85	0.85	0.65	—
7	0.71	0.78	0.78	0.71	—
8	0.81	0.90	0.90	0.81	—
9	0.72	0.87	0.72	—	—
10	0.73	0.81	0.73	—	—

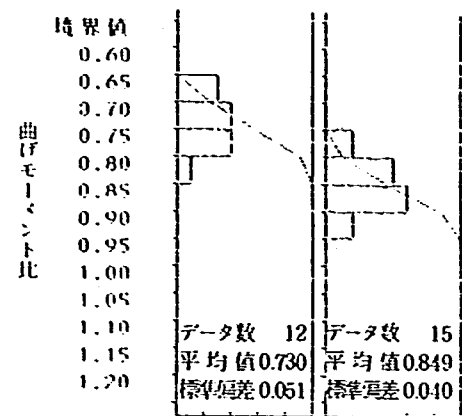


図-4.4.11 補正係数の頻度分布

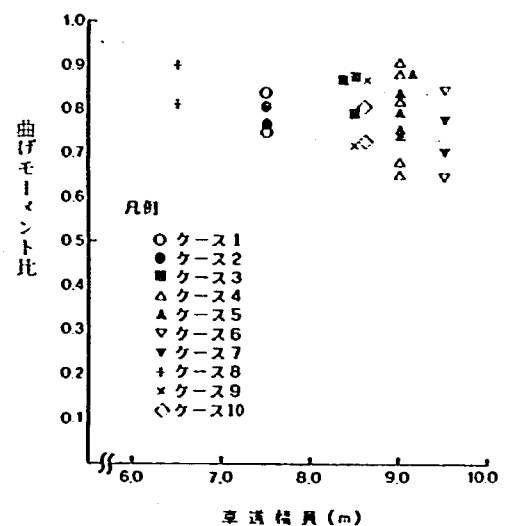


図-4.4.12 曲げモーメント比と車道幅員の関係

道路構造令に規定されている路肩の幅員が必要最小限値が 50 cm であることから、外桁の曲げモーメント比の最大値は幅員構成がケース 10 と同じで支間長が大きい場合に生じるものと予想される。支間長のみ異なる組合せにおける外桁の曲げモーメント比から判断するとおおよそ最大で 0.9 程度になる。

一方、内桁については、支間長が小さく車道幅員が広いケース 4 の 0.91 が最大値と考えられる。平均値+2s (s は標準偏差) の値は内桁で 0.95 となる。

以上のことから曲げモーメント比は主桁本数、主桁間隔、歩道の有無等の差により変化するが、補正係数は上限値を考えると外桁で 0.9、内桁で 0.95 となる。

4.5 実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法に関する検討

4.5.1 はじめに

設計活荷重応力度と設計活荷重の載荷によって生じる実応力度とは差があることが一般に知られている。

$$f_p(Q, x) > f_d(Q, x) \dots\dots\dots (4.5.1)$$

ここに $f_p(Q, x)$: 位置 x , 荷重強度 Q なる荷重による実際の荷重効果 (断面力, 応力)

$f_d(Q, x)$: 位置 x , 荷重強度 Q なる荷重による設計計算かほまる荷重効果 (断面力, 応力)

$f_p(\cdot)$: 実際の応答関数

$f_d(\cdot)$: 設計計算で仮定した応答関数

Q : 荷重強度

x : 荷重の載荷位置

通常、式 (4.5.1) が成立するので、この構造解析で生じる余裕 (以下、構造余裕という) を既設橋の安全性照査の中に取り入れることができる。現に前述したように、供用荷重算定指針 (案) の中で、17 橋の対象とした $\frac{f_p(Q, x)}{f_d(Q, x)}$ 算定結果から構造余裕を K_s として取り込んでいる。しかしながら、 K_s が全対象橋梁に安全側となるように設定する必要があるため、 $\frac{f_p(Q, x)}{f_d(Q, x)}$ の上限値的な値をもって K_s が設定されている。したがって橋梁によっては実際の構造余裕に較べ小さな構造余裕しか取り込めないことになる。そこで、ここでは鋼プレートガーダー橋の主桁を対象にした個々の橋梁の構造余裕を取り込める安全性照査方法の検討を実施した。

4.5.2 照 査 式

実橋の活荷重応力度測定結果を安全性照査方法の照査式を以下に示す。

$$a_1 \cdot a_2 \cdot \bar{\sigma}^7 \max < \frac{\sigma_y}{\gamma_1} - \gamma_d \cdot \sigma_d \dots\dots\dots (4.5.2)$$

a_1 : 個々の橋梁の将来供用期待年数、交通特性を見込むための補正係数

a_2 : $\sigma^7 \max$ の $\sigma \max$ の母平均からのずれを見込むための補正係数

$\bar{\sigma}^7 \max$: 主桁中央の実測日最大活荷重応力度の 7 日間平均値

σ_y : 主桁材料の降伏応力度

σ_d : 主桁中央の死荷重応力度

γ_1 : 橋の重要度に関する全体安全係数

γ_D : 死荷重係数

照査式は次の考えに基づいている。すなわち、個々の橋梁で実際の応答関数 $f_p(\cdot)$ が不変を考えると、 $f_p(\cdot)$ の応答として得られる荷重効果は荷重位置と荷重係数に依存する。仮りに任意の 1 日 i の任意の主桁中央の実測日最大活荷重応力度を $\sigma_{\max}^i$ とし、これが荷重強度 Q_i 、荷重位置 x_i なる 1 組の荷重の载荷により生じたと考えると、実応答関数を G_p とした時

$$\sigma_{\max}^i = G_p(Q_i, x_i) \dots\dots\dots (4.5.3)$$

ここで、 $\sigma_{\max}^i$ を与える Q_i, x_i の組み合わせは理論上は無数にあるが、実際には $\sigma_{\max}^i$ は数多くの载荷状態で生じる最大応力度であるから、荷重が支間中央付近で、かつその桁に近い位置に载荷された場合に生じていると考えることができる。そこで、ここでは x_i はほぼ毎日変化しないと考え、

$$\sigma_{\max}^i = G_p(Q_i, x_i) \dots\dots\dots (4.5.4)$$

が成立すると仮定した。このように考えると、通常、

$$G_p(kQ_i, x_i) = kG_p(Q_i, x_i) \dots\dots\dots (4.5.5)$$

ここに、 k : 任意の実数 ($k \geq 0$)

が成立することから、 $G_p(Q_i, x_i)$ の測定結果に荷重強度の変動を考慮するための係数 (a_1) を乗じることにより将来供用期待年数内に生じるであろう最大活荷重応力度を推定することが可能である。照査式の左辺はこの考えに基づいたもので、 a_1 は、個々の橋梁の今後の将来供用期待年数、交通条件に対応して設定される。

また、実測日最大活荷重応力度については、補正係数 a_1 が、供用期間を 1 日とした場合の最大活荷重応力度の期待値に対して与えられることから、理想的には実測日最大活荷重応力度の母平均を用いることが必要となるが実際には不可能である。したがって、ある観測期間の実測値の平均値を用いることになる。この場合、観測期間が長いほど母平均との差は小さくなり照査式左辺の推定精度は向上するが、ここでは観測手間を考えて期間を 1 週間とした。そこで、1 週間の観測値を母平均として用いることによって生じる誤差を補正係数 a_2 によって考慮することとした。

4.5.3 補正係数 a_1 の算定

補正係数 a_1 は、供用期間 1 日間に生じる最大曲げモーメントの期待値と将来供用期待年数内に非超過確率 90% で生じる最大曲げモーメントの比によって算定することができる。

供用期間 1 日間に生じる最大曲げモーメントの期待値と L-20 载荷時の最大曲げモーメントとの比 (α) の算定結果を表 4.4.8 に示す。ここで、供用期間 1 日間に生じる最大曲げモーメントの期待値は、 L 荷重係数 (γ_{Li}) 算定のためのシミュレーションと同一の手法を用い、パラメータも供用期間を 1 日とした以外は同一として算定した。

将来供用期待年数を 1 年、2 年、5 年、10 年とした場合に生じる非超過確率 90% に対応する最大

曲げモーメントと L-20 載荷時の最大曲げモーメントとの比は、前述の γ_{LL} として表-4.4.2 のように求められている。したがって、補正係数 a_1 は、表-4.4.8 と表-4.4.2 からその条件に対応した a, γ_{LL} を求め、 $a_1 = \gamma_{LL}/a$ として算定できる。

a_1 の具体的な算定手順を以下に示す。

- ① 表-4.4.8 から対象橋梁の支間、大型車混入率、1 車線当りの日交通量、渋滞回数により走行状態、渋滞状態のそれぞれに対応する a を求める。ただし、この場合、渋滞回数、1 車線当りの日交通量はできるだけ測定時の交通状況に対応した値とし現状より厳しい条件を設定してはならない。(渋滞が全く生じない場合は、走行状態に対応する a のみを求め、その a をその橋梁の a とする。)
- ② 走行状態に対応する a と渋滞状態に対応する a を比較し、大きい値の方をその橋梁の a とする。
- ③ 表-4.4.2 から対象橋梁の支間、将来供用期待年数、大型車混入率、1 車線当りの日交通量、渋滞回数により走行状態、渋滞状態のそれぞれに対応する γ_{LL} を求める。(将来にわたり渋滞が全く生じないと予測される場合は、走行状態に対応する γ_{LL} を、その橋梁の γ_{LL} とする。)
- ④ 走行状態に対応する γ_{LL} と渋滞状態に対応する γ_{LL} を比較し、大きい値の方をその橋梁の γ_{LL} とする。
- ⑤ ②で求めた a と④で求めた γ_{LL} により $\frac{\gamma_{LL}}{a}$ を求め、その値を補正係数 a_1 とする。

4.5.4 補正係数 a_2 の算定

a_1 は、供用期間 1 日とした時に主桁中央に生じる最大活荷重応力度の母平均に乗じるべき係数として求められている。しかし、前述したように本照査式では日最大活荷重応力度の母平均のかわりに 7 日間の日最大活荷重応力度の平均値（以下、標本平均という）を用いている。したがって、標本平均の母平均からのずれを考慮する必要がある。そこで、ここでは、実測日最大活荷重応力度を用いて信頼度を 0.95, 0.99 とした場合の母平均の両側信頼区間推定を行ない、標本平均と区間推定値の上限値の比を求める方法でどの程度の補正が必要かの検討を行った。

検討に用いたデータは、62 年度に本調査研究の一環として測定された。柳沢高架橋（東北地建）、津田山陸橋（関東地建）、富士松高架橋（中部地建）、五条橋（四国地建）、別府跨道橋（九川地建）の 60 日間の日最大活荷重応力度及び神流川橋の 168 日間の日最大活荷重応力度である。

分析は、これらのデータのうち各主桁で観測された日最大活荷重応力度の最大値のデータ（表-4.4.9 の $G_1 \sim G_7$ ）を 7 日間ごとに分割して得られた 64 標本について行った。なお、最大値は計算の便宜を図るために用いたもので、表-4.4.9 に示すように、最大値の分散が最も大きい桁の分散とほぼ同じ値があることから最大値を用いても計算結果に与える影響は小さいとの判断に基づくものである。

分析の方法は、各標本サイズ (n) が 7 と小さいため、標本分散 (s^2) が母分散 (σ^2) の精度の良い推定量とならないことから、式 (4.5.6) が自由度 ($n-1$) の t 分布に従うものとして行った。

$$(\bar{x} - \mu) / (S / \sqrt{n}) \dots\dots\dots (4.5.6)$$

ここに、 $\bar{x}$: 標本平均

表-4.4.8 α の算定結果 (渋滞状態)

支 間	大型車 混入率	渋 滞 回 数	車 線 数		
			1車線	2車線	3車線
20m	20%	1	0.20	0.20	0.25
		10	0.55	0.45	0.45
		100	1.00	0.70	0.65
		500	1.25	0.85	0.80
	40%	1	0.30	0.30	0.35
		10	0.65	0.55	0.60
		100	1.05	0.80	0.80
		500	1.35	0.95	0.95
40m	20%	1	0.30	0.30	0.35
		10	0.65	0.55	0.60
		100	1.00	0.75	0.80
		500	1.25	0.90	0.90
	40%	1	0.45	0.45	0.50
		10	0.85	0.70	0.75
		100	1.20	0.95	1.00
		500	1.45	1.10	1.10
60m	20%	1	0.35	0.35	0.45
		10	0.70	0.60	0.65
		100	1.05	0.80	0.85
		500	1.30	0.90	0.95
	40%	1	0.50	0.50	0.60
		10	0.90	0.75	0.85
		100	1.20	1.00	1.05
		500	1.45	1.10	1.20

表-4.4.8 α の算定結果 (走行状態)

支 間	大型車 混入率	交通量 台/(日・車線)	車 線 数		
			1車線	2車線	3車線
20m	20%	1 000	1.45	0.80	0.70
		5 000	1.60	0.95	0.80
		10 000	1.70	0.95	0.85
		15 000	1.75	1.00	0.85
	40%	1 000	1.50	0.90	0.80
		5 000	1.75	1.05	0.90
		10 000	1.80	1.10	0.95
		15 000	1.90	1.10	1.00
	60%	1 000	1.60	1.00	0.85
		5 000	1.80	1.10	1.00
		10 000	1.90	1.15	1.05
		15 000	1.90	1.20	1.10
40m	20%	1 000	1.20	0.75	0.65
		5 000	1.45	0.85	0.75
		10 000	1.50	0.90	0.80
		15 000	1.60	1.00	0.80
	40%	1 000	1.30	0.80	0.75
		5 000	1.50	0.95	0.85
		10 000	1.65	1.00	0.90
		15 000	1.65	1.00	0.90
	60%	1 000	1.35	0.85	0.80
		5 000	1.60	1.00	0.90
		10 000	1.70	1.00	0.95
		15 000	1.70	1.10	1.00
60m	20%	1 000	1.05	0.65	0.55
		5 000	1.25	0.75	0.65
		10 000	1.30	0.75	0.70
		15 000	1.30	0.80	0.75
	40%	1 000	1.15	0.70	0.65
		5 000	1.35	0.80	0.75
		10 000	1.40	0.90	0.80
		15 000	1.45	0.90	0.85
	60%	1 000	1.25	0.80	0.75
		5 000	1.40	0.90	0.85
		10 000	1.45	0.95	0.90
		15 000	1.50	0.95	0.90

表-4.4.9 日最大活荷重応力度の測定結果の概要

橋梁名	対象主桁	標本数	最小値	最大値	標 本 平均値	標 本 標準偏差
柳 沢 高架橋	G 1	60	360	630	498.5	60.27
	G 2	60	360	660	512.5	51.60
	G 3	60	360	600	454.5	54.63
	G 4	60	330	510	420.5	42.24
	G1~G4	60	420	660	526.0	53.40
津田山 陵 橋	G 1	60	300	450	360.5	31.98
	G 2	60	270	450	390.0	40.59
	G 3	60	300	510	419.5	54.54
	G 4	60	360	660	487.0	76.41
	G1~G4	60	360	660	490.0	73.41
富士松 第 二 高架橋	G 1	60	300	720	527.5	76.38
	G 2	60	210	660	461.5	76.14
	G 3	60	240	600	441.0	69.93
	G 4	60	180	480	352.0	60.21
	G1~G4	60	300	720	531.5	76.14
五条橋	G 1	60	250	525	328.3	54.35
	G 2	60	325	525	417.5	49.43
	G 3	60	325	575	432.5	58.45
	G 4	60	225	500	311.7	44.98
	G1~G4	60	350	575	450.4	52.98
別 府 跨道橋	G 1	60	330	630	448.5	89.64
	G 3	60	450	810	642.0	74.76
	G 5	60	480	960	756.5	127.89
	G 6	60	390	840	644.0	125.52
	G1,3,5,6	60	540	960	773.0	112.02
神流川橋	G 2	168	180	600	373.6	69.15
	G 3	168	270	780	529.7	100.32
	G2~G3	168	270	780	529.7	100.32

注) 表中の数値のうち、G1~G4等は計測口ごとに観測された各主げたのうち最も大きい値をデータとした場合を示している。

μ : 母平均
 S : 標本分散
 n : 標本サイズ

すなわち、信頼度 $(1-\alpha)$ に対応する母平均の信頼区間を式 (4.5.7) より算定した。

$$\langle \mu \rangle_{1-\alpha} = \left[\bar{x} - t_{\alpha/2, n-1} \times \frac{S}{\sqrt{n}}; \bar{x} + t_{\alpha/2, n-1} \times \frac{S}{\sqrt{n}} \right] \dots \dots \dots (4.5.7)$$

ここに、 $\langle \mu \rangle_{1-\alpha}$: 信頼度 $(1-\alpha)$ に対応した母平均の信頼区間

$t_{\alpha/2, n-1}$: 自由度 $(n-1)$ の場合、累積確率 $\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right)$ に対応する t 分布の値

区間推定に用いた $\bar{x}$ 及び S と、推定結果を表-4.4.10 に示す。この結果に基づき、 $\bar{x}$ と区間推定値の下限値、上限値との比をとった結果を表-4.4.11 に示す。この表から、上限値との比に着目すると、信頼度 0.95 の場合、標本分散は 0.047、信頼度 0.99 の場合、標本平均は 1.17、標本分散は 0.071 となることがわかる。

上記結果から、概ね a_1 に対して 1.2 程度の補正係数を乗じれば、7 日間の標本平均と母平均とのずれによって生じる誤差を取り込めるものと考えられる。そこで、本照査方法では a_2 を 1.2 とするものとした。

4.5.5 補正係数 a_1 の妥当性の検討

補正係数 a_1 は、前述したように供用期間 1 日間に生じる最大曲げモーメントの期待値と将来供用期待年数間に非超過確率 90% で生じる最大曲げモーメントをシミュレーションによって求め、その比から算出した。ここでは、その妥当性を日最大活荷重応力度の実測値を用いて検討した。検討手順を以下に示す。なお、日最大活荷重応力度の実測値としては、前述の 62 年度の測定結果を用いた。

- 1) それぞれ橋梁ごとに日最大活荷重応力度の測定結果を極値 I 型確率紙にプロットする。
- 2) 確率紙から極値 I 型分布のパラメータを読みとり、日最大活荷重応力の分布形を求める。
- 3) 2) を用いて、べき乗則により n 日間の最大活荷重応力度の期待値 (μ_n) を求める。
- 4) 3) で求めた分布形を用いて非超過確率 90% に対する、 n 日間の最大活荷重応力度 (μ_n^*) を求める。
- 5) 実測日最大活荷重応力度の平均値 (μ_p) と μ_n 及び μ_n^* との比を求める。
- 6) それぞれの橋梁ごとに、各橋梁の交通条件を用いて供用期間 n 日に非超過確率 90% で生じる最大曲げモーメント比 (M_n/M_o) と期間 1 日間に生じる最大曲げモーメント比の期待値 (M_1/M_o) を求め、その比から供用期間 n 日に対応する a_1 である a_1^n を求める。
- 7) 4), 5) でそれぞれ求めた、 μ_n/μ_p , μ_n^*/μ_p と a_1^n を図示し比較する。

ここで、 μ_n/μ_p , μ_n^*/μ_p と a_1^n との比較の期間 n は、外挿の精度を考え $n=90$ とし、 μ_n , μ_n^* , a_1^n の算定は、 $n=7, 30, 90$ とした。極値 I 型分布を

$$F_{Xn}(x) = \exp[-e^{-a(x-u)}] \dots \dots \dots (4.5.8)$$

ここに $F_{Xn}(x)$: x_n の累積分布関数

x_n : n 日間の最大活荷重応力度の最大値

表—4.4.10 区間推定に用いた $\bar{x}$, s と母平均の
区間推定値 (その 1)

橋梁名	標本 番号	標本平均 ($\bar{x}$)	標準偏差 (s)	信頼区間推定値			
				(信頼度95%)		(信頼度99%)	
				$\mu_1/\bar{x}$	$\mu_2/\bar{x}$	$\mu_1/\bar{x}$	$\mu_2/\bar{x}$
柳 沢 高架橋	1	549.0	44.01	508.3	589.7	487.3	610.7
	2	576.0	50.51	529.3	622.7	505.2	646.8
	3	544.5	78.68	471.7	617.3	434.3	654.7
	4	504.0	40.67	466.4	541.6	447.0	561.0
	5	558.0	56.68	505.6	610.4	478.6	637.4
	6	540.0	55.84	488.3	591.7	461.8	618.2
	7	580.5	50.98	533.3	627.7	509.1	651.9
	8	544.5	59.53	489.4	599.6	461.1	627.9
津田山 陸 橋	1	495.0	69.76	430.5	559.5	397.3	592.7
	2	499.5	78.07	427.3	571.7	390.1	608.9
	3	508.5	33.67	477.3	539.7	461.3	555.7
	4	468.0	89.89	384.9	551.1	342.1	593.9
	5	477.0	86.13	397.3	556.7	356.3	597.7
	6	580.5	76.85	509.4	651.6	472.8	688.2
	7	522.0	59.92	466.6	577.4	438.0	606.0
	8	544.5	95.74	455.9	633.1	410.4	678.6
富士松 第 二 高架橋	1	580.5	57.10	527.7	633.3	500.5	660.5
	2	481.5	125.62	365.3	597.7	305.5	657.5
	3	580.5	74.67	511.4	649.6	475.9	685.1
	4	562.5	42.37	523.3	601.7	503.1	621.9
	5	603.0	64.11	543.7	662.3	513.2	692.8
	6	594.0	61.48	537.1	650.9	507.9	680.1
	7	499.5	28.34	473.3	525.7	459.8	539.2
	8	562.5	58.73	508.2	616.8	480.2	644.8
五条橋	1	476.3	41.31	438.0	514.5	418.4	534.1
	2	498.8	45.47	456.7	540.8	435.1	562.4
	3	457.5	42.48	418.2	496.8	398.0	517.0
	4	453.8	72.23	386.9	520.6	352.6	554.9
	5	465.0	19.84	446.6	483.3	437.2	492.8
	6	468.8	38.43	433.2	504.3	414.9	522.6
	7	461.3	54.34	411.0	511.5	385.1	537.4
	8	495.0	106.55	396.4	593.6	345.7	644.3

μ_1 : 区間推定値の下限値、 μ_2 : 区間推定値の上限値

表—4.4.10 区間推定に用いた $\bar{x}$, s と母平均の
区間推定値 (その 2)

橋梁名	標本 番号	標本平均 ($\bar{x}$)	標準偏差 (s)	信頼区間推定値			
				(信頼度95%)		(信頼度99%)	
				$\mu_1/\bar{x}$	$\mu_2/\bar{x}$	$\mu_1/\bar{x}$	$\mu_2/\bar{x}$
別 府 跨道橋	1	702.9	107.03	603.9	801.9	553.0	852.9
	2	789.2	91.28	704.8	873.6	661.3	917.1
	3	802.1	115.42	695.4	908.9	640.4	963.8
	4	694.3	57.80	640.8	747.8	613.3	775.3
	5	849.6	106.63	750.9	948.2	700.2	998.9
	6	702.9	132.41	580.5	825.4	517.4	888.4
	7	832.3	105.81	734.4	930.2	684.1	980.6
	8	823.7	102.69	728.7	918.7	679.8	967.6
神流川橋	1	595.1	45.16	553.4	636.9	531.9	658.4
	2	521.8	22.82	500.7	542.9	489.8	553.8
	3	521.8	51.45	474.2	569.4	449.7	593.9
	4	552.0	54.32	501.8	602.2	475.9	628.1
	5	439.9	121.82	327.2	552.6	269.2	610.6
	6	439.9	127.90	321.6	558.2	260.7	619.1
	7	547.7	53.51	498.2	597.2	472.7	622.7
	8	599.4	61.44	542.6	656.3	513.4	685.5
	9	521.8	37.84	486.8	556.8	468.8	574.8
	10	513.2	38.97	477.1	549.2	458.6	567.8
	11	513.2	83.59	435.9	590.5	396.1	630.3
	12	564.9	54.32	514.7	615.2	488.8	641.0
	13	539.1	44.19	498.2	579.9	477.2	601.0
	14	543.4	42.69	503.9	582.9	483.6	603.2
	15	556.3	48.85	511.1	601.5	487.9	624.8
	16	556.3	57.43	503.2	609.4	475.9	636.8
	17	608.1	80.68	533.4	682.7	495.0	721.1
	18	612.4	75.39	542.6	682.1	506.7	718.0
	19	560.6	51.87	512.6	608.6	488.0	633.3
	20	629.6	87.88	548.3	710.9	506.5	752.8
	21	612.4	86.64	532.2	692.5	491.0	733.8
	22	573.6	42.69	534.1	613.0	513.8	633.4
	23	513.2	93.86	426.4	600.0	381.7	644.7
	24	629.6	76.82	558.6	700.7	522.0	737.3

μ_1 : 区間推定値の下限値、 μ_2 : 区間推定値の上限値

u_n : x_n の特性最大値

a_n : x_n のばらつきの大きさを表わす逆尺度

とした時のパラメータ u_n, a_n を各橋ごとに表—4.4.12 に、また、 μ_p, μ_n および $\mu_n^*, M_1/M_0, M_n/M_0$ の算定結果をそれぞれ表—4.4.13、表—4.4.14 に示す。

$\mu_n/\mu_p, \mu_n^*/\mu_p$ と a_n^* の算定結果は表—4.4.15 に示すとおりで、これを図示すると図—4.4.13 による。図から、次のことが理解できる。

- 1) a_n^* は μ_n^*/μ_p より小さく、 μ_n/μ_p より大きくなっていることから、非超過確率 90% の最大値を推定するにはやや小さめであり、最大値の平均値を推定する値としては大きい値と言い得る。
- 2) a_n^* と $\mu_n^*/\mu_p, \mu_n/\mu_p$ の日数 n の増加に伴う増加率は日数が 60 日以上となり良く一致してい

表一4.4.11 標本平均と区間推定値の上, 下限値との比

橋梁名	標本 番号	信頼区間推定値				橋梁名	標本 番号	信頼区間推定値			
		(信頼度95%)		(信頼度99%)				(信頼度95%)		(信頼度99%)	
		$\mu_1/\bar{x}$	$\mu_2/\bar{x}$	$\mu_1/\bar{x}$	$\mu_2/\bar{x}$			$\mu_1/\bar{x}$	$\mu_2/\bar{x}$	$\mu_1/\bar{x}$	$\mu_2/\bar{x}$
柳沢 高架橋	1	0.93	1.07	0.89	1.11	別府 跨道橋	1	0.86	1.14	0.79	1.21
	2	0.92	1.08	0.88	1.12		2	0.89	1.11	0.84	1.16
	3	0.87	1.13	0.80	1.20		3	0.87	1.13	0.80	1.20
	4	0.93	1.07	0.89	1.11		4	0.92	1.08	0.88	1.12
	5	0.91	1.09	0.86	1.14		5	0.88	1.12	0.82	1.18
	6	0.90	1.10	0.86	1.14		6	0.83	1.17	0.74	1.26
	7	0.92	1.08	0.88	1.12		7	0.88	1.12	0.82	1.18
	8	0.90	1.10	0.85	1.15		8	0.88	1.12	0.83	1.17
津田山 陸橋	1	0.87	1.13	0.80	1.20	神流川橋	1	0.93	1.07	0.89	1.11
	2	0.86	1.14	0.78	1.22		2	0.96	1.04	0.94	1.06
	3	0.94	1.06	0.91	1.09		3	0.91	1.09	0.86	1.14
	4	0.82	1.18	0.73	1.27		4	0.91	1.09	0.86	1.14
	5	0.83	1.17	0.75	1.25		5	0.74	1.26	0.61	1.39
	6	0.88	1.12	0.81	1.19		6	0.73	1.27	0.59	1.41
	7	0.89	1.11	0.84	1.16		7	0.91	1.09	0.86	1.14
	8	0.84	1.16	0.75	1.25		8	0.91	1.09	0.86	1.14
富士松 第二 高架橋	1	0.91	1.09	0.86	1.14		9	0.93	1.07	0.90	1.10
	2	0.76	1.24	0.63	1.37		10	0.93	1.07	0.89	1.11
	3	0.88	1.12	0.82	1.18		11	0.85	1.15	0.77	1.23
	4	0.93	1.07	0.89	1.11		12	0.91	1.09	0.87	1.13
	5	0.90	1.10	0.85	1.15		13	0.92	1.08	0.89	1.11
	6	0.90	1.10	0.85	1.15		14	0.93	1.07	0.89	1.11
	7	0.95	1.05	0.92	1.08		15	0.92	1.08	0.88	1.12
	8	0.90	1.10	0.85	1.15		16	0.90	1.10	0.86	1.14
五条橋	1	0.92	1.08	0.88	1.12		17	0.88	1.12	0.81	1.19
	2	0.92	1.08	0.87	1.13		18	0.89	1.11	0.83	1.17
	3	0.91	1.09	0.87	1.13		19	0.91	1.09	0.87	1.13
	4	0.85	1.15	0.78	1.22		20	0.87	1.13	0.80	1.20
	5	0.96	1.04	0.94	1.06		21	0.87	1.13	0.80	1.20
	6	0.92	1.08	0.89	1.11		22	0.93	1.07	0.90	1.10
	7	0.89	1.11	0.83	1.17		23	0.83	1.17	0.74	1.26
	8	0.80	1.20	0.70	1.30		24	0.89	1.11	0.83	1.17

μ_1 : 区間推定値の下限値、 μ_2 : 区間推定値の上限値、 $\bar{x}$: 標本平均

表一4.4.12 極値 I 型分布のパラメータ

橋 梁 名	$1/\alpha$	u_1	u_7	u_{30}	u_{90}
柳沢高架橋	47.5	525.0	617.4	686.6	738.7
津田山陸橋	63.8	480.0	604.1	696.8	766.9
富士松第二高架橋	58.8	530.0	644.3	729.8	794.4
五条橋	47.5	450.0	542.4	611.6	633.7
別府跨道橋	100.0	725.0	919.6	1065.1	1175.0
神流川橋	57.5	520.0	631.9	715.6	778.7

表-4.4.13 μ_p , μ_n 及び μ_n^* の算定結果

橋 梁 名	実測日最大活荷重応力度の平均値 (μ_p)	n 日間の日最大活荷重応力度の最大値の期待値 (μ_n)			左記の非超過確率 90% の値 (μ_n^*)			
		μ_7	μ_{30}	μ_{90}	μ_7	μ_{30}	μ_{90}	μ_{90}
柳沢高架橋	526.0	644.8	714.0	766.1	724.3	793.5	826.4	845.6
津田山陸橋	490.0	640.9	733.6	803.7	747.6	840.3	884.5	910.4
富士松第二高架橋	531.5	678.2	763.7	828.3	776.5	862.0	902.7	926.6
五条橋	450.4	569.8	639.0	691.1	649.3	718.5	751.4	770.6
別府跨道橋	773.0	977.3	1122.8	1232.7	1144.6	1290.1	1359.4	1400.0
神流川橋	529.7	655.1	748.8	811.9	761.3	845.0	884.8	908.1

表-4.4.14 $\frac{M_1}{M_0}$ と $\frac{M_n}{M_0}$ の算定結果

橋 梁 名	$\frac{M_1}{M_0}$	$\frac{M_7}{M_0}$	$\frac{M_{30}}{M_0}$	$\frac{M_{90}}{M_0}$
柳沢高架橋	0.94	1.29	1.39	1.96
津田山陸橋	0.94	1.43	1.52	1.60
富士松第二高架橋	0.96	1.38	1.98	1.55
五条橋	0.96	1.41	1.52	1.59
別府跨道橋	0.94	1.39	1.50	1.57
神流川橋	0.93	1.36	1.47	1.54

M_0 : L-20 載荷時の構造モデルに生じる最大曲げモーメント

M_n : 供用期間 n 日に非超過確率 90% で構造モデルに生じる最大曲げモーメント

ることから、 a_1^n と μ_n^*/μ_p の差は n が増加しても拡大していくものではないと考えられる。

以上の検討は、十分なデータに基づくものではなく、比較期間も短いことから、これをもって a_1 の妥当性を判断することはできないが、敢えて a_1 の妥当性を考察すると次のようになる。すなわち、 a_1 は本来意図した非超過確率 90% に対応する最大値を推定するにはやや小さめと考えられるが、最大値の平均値よりは大きい値を推定することになり、また、本比較で考慮しなかった μ_p の母平均からのずれを、照査式では、 $a_2=1.2$ として見込むこととなることから、 a_1 は概ね妥当なものと考えられる。

表-4.4.15 $\frac{\mu_n}{\mu_p}$, $\frac{\mu_n^*}{\mu_p}$ と a_1^n の算定結果

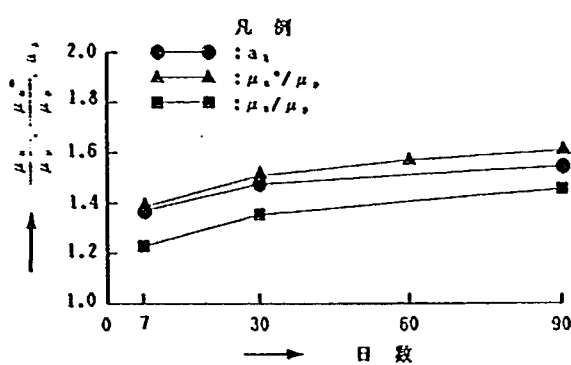
橋 梁 名	項目	n=7	n=30	n=60	n=90
柳沢高架橋	a_1^n	1.37	1.48	—	1.55
	$\frac{\mu_n^*}{\mu_p}$	1.38	1.51	1.57	1.61
	$\frac{\mu_n}{\mu_p}$	1.23	1.36	—	1.46
津田山陸橋	a_1^n	1.50	1.62	—	1.70
	$\frac{\mu_n^*}{\mu_p}$	1.50	1.71	1.81	1.86
	$\frac{\mu_n}{\mu_p}$	1.31	1.50	—	1.64
富士松第二高架橋	a_1^n	1.43	1.54	—	1.61
	$\frac{\mu_n^*}{\mu_p}$	1.46	1.62	1.70	1.74
	$\frac{\mu_n}{\mu_p}$	1.28	1.44	—	1.55
五条橋	a_1^n	1.46	1.58	—	1.66
	$\frac{\mu_n^*}{\mu_p}$	1.44	1.60	1.67	1.71
	$\frac{\mu_n}{\mu_p}$	1.27	1.42	—	1.53
別府跨道橋	a_1^n	1.49	1.59	—	1.66
	$\frac{\mu_n^*}{\mu_p}$	1.48	1.67	1.76	1.81
	$\frac{\mu_n}{\mu_p}$	1.26	1.45	—	1.59
神流川橋	a_1^n	1.46	1.58	—	1.66
	$\frac{\mu_n^*}{\mu_p}$	1.44	1.60	1.67	1.71
	$\frac{\mu_n}{\mu_p}$	1.26	1.41	—	1.53

a_1^n : 供用期間 n 日とした場合の補正係数 a_1

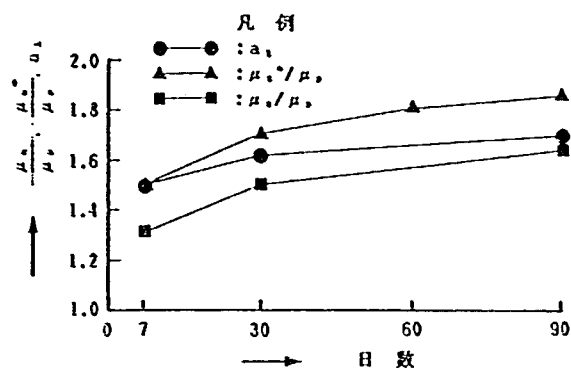
μ_p : 実測日最大活荷重応力度の平均値

μ_n : 極値 I 型分布から推定される n 日間の日最大活荷重応力度の期待値

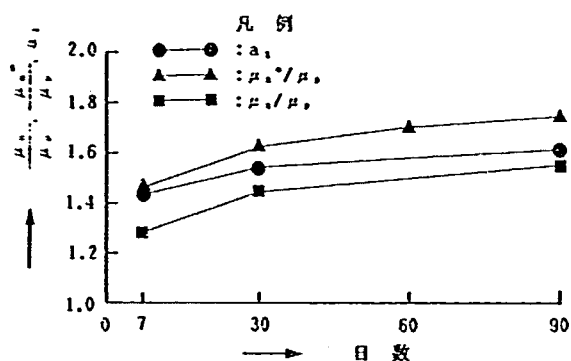
μ_n^* : 極値 I 型分布から推定される n 日間の日最大活荷重応力度の非超過確率 90% の値



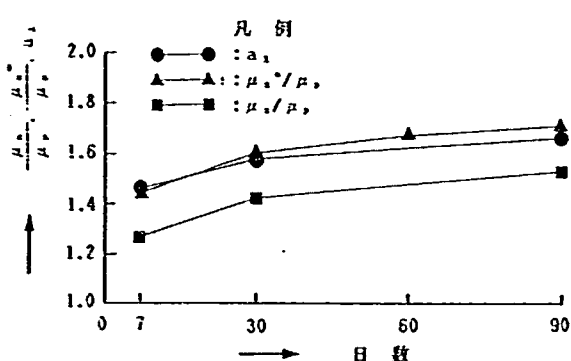
(a) 柳沢高架橋



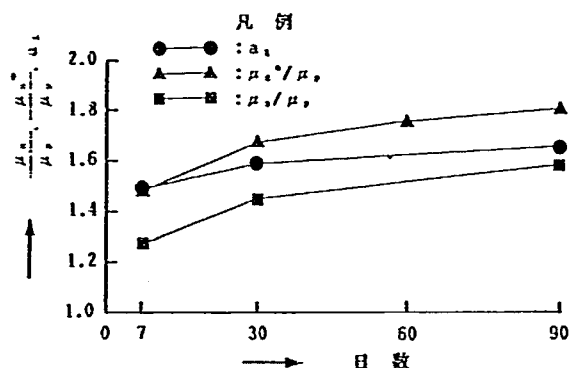
(b) 津田山陸橋



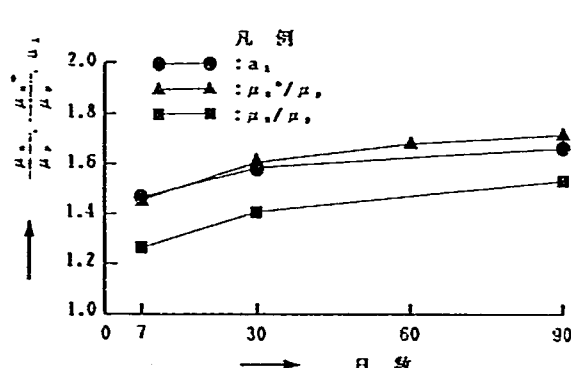
(c) 富士松第二高架橋



(d) 五条橋



(e) 別府跨道橋



(f) 神流川橋

図-4.4.13 $\frac{\mu_n}{\mu_p}$, $\frac{\mu_n^*}{\mu_p}$ と a_n^0 の比較図

4.6 安全性照査に用いる係数試算

4.6.1 成果概要

本調査研究は、個々の橋梁の交通条件や将来供用期待年数を安全性照査に取り込むために、「既設橋梁の安全性照査に関する一試算」(土木技術資料 26-12, 1984)に提案されている以下の橋梁の安全性照査指針試算(以下、試算と呼ぶ)中の各係数を明らかにする目的で実施した。

既設橋梁の安全性照査指針試案

土木技術資料 26—12 (1984)

1. 総 則

1.1. 適用の範囲

この指針は、次の各号に該当する橋梁の上部構造の安全性を照査する場合に適用する。

- (1) 道路法に規定する高速自動車国道、一般国道、都道府県道および市町村道における支間 200 m 以下の橋。

- (2) 既設の橋

1.2 照査の基本

部材は(1.1)式により安全性を照査するものとする。

$$\gamma \cdot \frac{S}{R} \leq 1 \quad \text{..... (1.1)}$$

ここに

γ : 全体安全係数で、4.に規定する値

R : 部材の強度または耐荷力で、3.2に規定する値

S : 2.1で規定する照査荷重が作用した場合の断面力または断面の応力。

- (注) 照査対象とする限界状態は終局限界状態とし、使用限界状態は対象としない。

2. 荷 重

2.1 照査荷重

照査荷重は(2.1)式により、算出するものとする。

$$Q = \gamma_D \cdot Q_D + \gamma_L \cdot Q_L (1 + i) \quad \text{..... (2.1)}$$

ここに

Q : 照査荷重

Q_D, γ_D : 2.2に規定する死荷重および死荷重係数

Q_L, γ_L : 2.3に規定する活荷重および活荷重係数

i : 2.4に規定する衝撃係数

- (注) 照査荷重としては死荷重、活荷重および衝撃のみを考えるものとし、その他の荷重は考慮しなくてよいものとした。

2.2 死荷重および死荷重係数

死荷重は、部材の実体積に材料の実重量を乗じて求めるものが望ましい。ただし、部材の実体積、材料の実重量を測定することが困難な場合は、設計図書または道路橋示方書Ⅰ共通編 2.1.2に定める値によってもよい。

- (2) 死荷重係数は、とする。

2.3 活荷重および活荷重係数

- (1) 活荷重は T 荷重、L 荷重および歩道等の等分布荷重とする。

- 1) 床版および床組の安全性を照査する場合の活荷重

床版および床組の安全性を照査する場合の活荷重は次のとおりとする。

- ① 車道部分に適用する荷重は道路橋示方書Ⅰ共通編 2.1.3に規定する T 荷重とする。また、負載方法についても道路橋示方書Ⅰ共通編 2.1.3の規定によるものとする。

- ② 歩道等に適用する荷重は kg/m² の等分布荷重とする。

- 2) 主げたの安全性を照査する場合の活荷重

主げたの安全性を照査する場合の活荷重は次のとおりとする。

- ① 車道部分に適用する荷重は道路橋示方書Ⅰ共通編 2.1.3に規定する L 荷重とする。また、負載方法についても道路橋示方書Ⅰ共通編 2.1.3の規定によるものとする。

- ② 歩道等に適用する荷重は道路橋示方書Ⅰ共通編表—2.1.4に規定する等分布荷重とする。

- (2) 活荷重係数は次のとおりとする。

- 1) T 荷重に乗じる活荷重係数は、とする。

- 2) 歩道等に適用する等分布荷重に乗じる活荷重係数は とする。

- 3) L 荷重に乗じる活荷重係数は(2.2)式により算出する。

$$\gamma_L = a_1 \times a_2 \times a_3 \times a_4 \times \gamma_{\text{spec}} \quad \text{..... (2.2)}$$

ここに

γ_L : L 荷重に乗じる活荷重係数

a_1 : 今後の供用期間に関する補正係数で表—2.1に示す値とする。

a_2 : 交通滞流に関する補正係数で表—2.2に示す値とする。

表—2.1

今後の供用年数	a_1
5 年以上	
5 年未満	

a_3 :大型車混入率に関する補正係数で表-2.3に示す値とする。

a_4 :車道幅員に関する補正係数で表-2.4に示す値とする。

γ_{spec} : L 荷重に乗ずる基本活荷重係数

表-2.2

橋梁上で完全渋滞を生じる程度	a_2
ピーク時間において毎日生じるまたはこれ以上の頻度で生じる	
特定の日のピーク時間において生じる	
ほとんど生じない	

表-2.3

大型車混入率 (T :%)	a_3
$30 < T$	
$20 < T \leq 30$	
$10 < T \leq 20$	
$T \leq 10$	

(注) 大型車混入率は24時間交通量に対する値

表-2.4

大型部幅員 (W' :m)	a_4
$W' \leq 5.5$	
$5.5 < W'$	

(注) 車道部幅員とは車道幅員に路肩等設計計算上 L 荷重を載荷する部分の幅員を加えた値

2.4 衝突

衝突係数は道路橋示方書 I 共通編 2.1.5 の規定により算出するものとする。

3. 部材の耐荷力および強度

3.1 耐荷力等算定の前提

- (1) 照査の対象とする橋梁の構造、断面寸法等をおらかじめ明らかにしておかなければならない。
- (2) 鋼材の腐食、コンクリートの破損および部材の変形、変位など、耐荷力の算定に影響を及ぼす欠陥があれば、その所在位置と程度とをあらかじめ明らかにしておかなければならない。
- (3) (1)および(2)の調査結果を耐荷力等の算定に十分反映するものとする。

3.2 部材の強度等

3.2.1 鋼 橋

(略)

3.2.2 コンクリート橋 (略)

4. 全体安全係数

全体安全係数は (4.1) 式により算出する。

$$\gamma = \frac{\gamma_1}{\gamma_2} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに

γ :全体安全係数

γ_1 :橋の重要度に関する係数で、表-4.1に示す値とする。

γ_2 :構造解析に関する係数で、表-4.2に示す値とする。

表-4.1

橋梁が存する道路の分類	γ_1
主要幹線道路	
幹線道路	
補助幹線道路	
上記以外の道路	

(注) 道路の分類は「道路の標準幅員に関する基準 (案) について」(昭和50年7月15日、建設省都市局街路課長、道路局企画課長通達) による。

表-4.2

橋 種	形 式	部 材	γ_2
鋼 橋	非合成プレート ガーダー橋	主 げ た 床 版 床 組	
	単純トラス橋	載 荷 弦 非載荷弦 斜 材 垂 直 材 床 版 床 組	
コ ン ク リ ー ト 橋	床 版 橋	—	
	T げ た 橋	主 げ た 床 版 横 げ た	
	箱 げ た 橋	主 げ た 床 版 横 げ た	

(注) 上記の値は、実測応力度と簡易計算法による応力度との比を基本として設定してあるので、照査が簡易計算法によらない場合すなわち部材間の荷重分配を十分考慮した計算法による場合は γ_2 はすべて $\square$ とする。

その結果、単純支持のプレートガーダー橋を対象として、照査活荷重を求めるための活荷重係数 γ_{LL} と構造解析に関する補正係数 γ_2 を明らかにした。

この試案は、まだ必ずしも適用できるものとなっていないが、現在用いられている「鋼道路橋(プレートガーダーおよびトラス) 供用荷重算定指針(案)」で数値の示されていなかった交通状況に関する補正係数 K_L 、その他の条件に関する補正係数 K_0 等を具体的に安全性照査に反映できるようにした点で充実したものとなっている。以下に活荷重係数と構造解析に関する補正係数の試案と係数を与えるにあたって試案の修正案を示す。

4.6.2 係数の試案および試案の修正案

(1) 照査の基本(試案 1.2 に対応)

部材は (4.6.1) 式により安全性を照査するものとする。

$$\frac{\gamma_1}{\gamma_2} \cdot \frac{S}{R} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (4.6.1)$$

ここに

γ_1 : 全体安全係数で本文 4.6.2(4)に規定する値

γ_2 : 構造解析に関する補正係数で本文 4.6.2(3)に規定する値

R : 部材強度または耐荷力で、試案 3.2 に示す値

S : 試案 2.1 で規定する照査荷重が作用した場合の断面力または断面応力

〔解 説〕

ここでは照査式に γ_1 、 γ_2 の 2 つの係数を取り込むこととし、 γ_1 を全体安全係数、 γ_2 を構造解析に関する補正係数と呼ぶことにした。

(2) 活荷重係数 γ_{LL} (試案 2.3(2)3) に対応)

L 荷重に乗じる活荷重係数 γ_{LL} は、表—4.6.1 により算出するものとする。

表-4.6.1 L荷重係数 γ_{LL} (試案)

(沈下状態、2車線)							(沈下状態、3車線)						
支 間	大型車 混入率	沈 下 回 数	将来供用期待年数				支 間	大型車 混入率	沈 下 回 数	将来供用期待年数			
			1 年	3 年	5 年	10年				1 年	3 年	5 年	10年
20 m	20 %	1	1.30	1.40	1.45	1.50	20 m	20 %	1	1.20	1.30	1.40	1.45
		10	1.50	1.65	1.70	1.80			10	1.45	1.60	1.60	1.65
		100	1.80	1.90	1.95	2.05			100	1.65	1.80	1.85	1.90
		500	1.95	2.05	2.10	2.15			500	1.85	1.90	1.95	2.05
	40 %	1	1.45	1.50	1.60	1.65		40 %	1	1.40	1.50	1.50	1.60
		10	1.65	1.80	1.85	1.90			10	1.60	1.70	1.80	1.85
		100	1.90	2.05	2.10	2.10			100	1.85	1.90	1.95	2.05
		500	2.10	2.15	2.25	2.25			500	1.95	2.05	2.10	2.15
40 m	20 %	1	1.30	1.45	1.50	1.60	40 m	20 %	1	1.30	1.45	1.45	1.50
		10	1.60	1.65	1.70	1.80			10	1.50	1.65	1.65	1.70
		100	1.80	1.90	1.90	1.95			100	1.70	1.85	1.85	1.90
		500	1.90	2.05	2.05	2.10			500	1.85	1.95	1.95	2.05
	40 %	1	1.60	1.65	1.70	1.80		40 %	1	1.60	1.70	1.70	1.80
		10	1.80	1.90	1.95	1.95			10	1.80	1.90	1.90	1.95
		100	1.95	2.10	2.10	2.15			100	1.95	2.10	2.10	2.15
		500	2.10	2.25	2.25	2.30			500	2.10	2.15	2.25	2.30
60 m	20 %	1	1.30	1.45	1.50	1.60	60 m	20 %	1	1.40	1.45	1.45	1.50
		10	1.60	1.65	1.70	1.70			10	1.50	1.65	1.65	1.70
		100	1.70	1.85	1.85	1.90			100	1.70	1.80	1.85	1.90
		500	1.85	1.95	1.95	2.05			500	1.85	1.90	1.95	1.95
	40 %	1	1.60	1.65	1.70	1.80		40 %	1	1.65	1.70	1.80	1.80
		10	1.80	1.85	1.90	1.95			10	1.80	1.90	1.90	1.95
		100	1.95	2.05	2.10	2.15			100	1.95	2.05	2.10	2.15
		500	2.10	2.15	2.25	2.25			500	2.10	2.15	2.25	2.25

(走行状態、2車線)							(走行状態、3車線)						
支 間	大型車 混入率	交通量 台/(8・時)	将来供用期待年数				支 間	大型車 混入率	交通量 台/(8・時)	将来供用期待年数			
			1 年	3 年	5 年	10年				1 年	3 年	5 年	10年
20 m	20 %	1 000	1.90	1.95	2.00	2.05	20 m	20 %	1 000	1.75	1.80	1.90	1.95
		5 000	2.00	2.10	2.10	2.20			5 000	1.90	1.95	2.00	2.05
		10 000	2.05	2.10	2.20	2.25			10 000	1.95	2.00	2.05	2.10
		15 000	2.10	2.20	2.20	2.25			15 000	1.95	2.05	2.05	2.10
	40 %	1 000	2.00	2.05	2.10	2.20		40 %	1 000	1.95	2.00	2.05	2.10
		5 000	2.10	2.20	2.25	2.30			5 000	2.05	2.10	2.20	2.25
		10 000	2.20	2.25	2.30	2.30			10 000	2.05	2.20	2.25	2.25
		15 000	2.20	2.30	2.30	2.30			15 000	2.10	2.20	2.25	2.30
	60 %	1 000	2.05	2.10	2.20	2.25		60 %	1 000	2.00	2.10	2.10	2.20
		5 000	2.20	2.25	2.25	2.30			5 000	2.10	2.25	2.25	2.30
		10 000	2.25	2.30	2.30	2.35			10 000	2.20	2.25	2.30	2.35
		15 000	2.25	2.30	2.30	2.35			15 000	2.20	2.30	2.30	2.35
40 m	20 %	1 000	1.70	1.75	1.75	1.80	40 m	20 %	1 000	1.60	1.65	1.70	1.70
		5 000	1.75	1.90	1.90	1.95			5 000	1.65	1.75	1.75	1.80
		10 000	1.80	1.90	1.95	2.00			10 000	1.70	1.80	1.80	1.90
		15 000	1.90	1.95	1.95	2.00			15 000	1.75	1.80	1.90	1.95
	40 %	1 000	1.80	1.90	1.90	1.95		40 %	1 000	1.70	1.80	1.80	1.90
		5 000	1.90	2.00	2.00	2.05			5 000	1.80	1.95	1.95	2.00
		10 000	1.95	2.00	2.05	2.05			10 000	1.90	1.95	2.00	2.05
		15 000	2.00	2.05	2.05	2.10			15 000	1.95	2.00	2.00	2.05
	60 %	1 000	1.80	1.95	1.95	2.00		60 %	1 000	1.75	1.80	1.90	1.95
		5 000	1.95	2.05	2.05	2.10			5 000	1.90	1.95	2.00	2.05
		10 000	2.00	2.05	2.10	2.10			10 000	1.95	2.00	2.05	2.05
		15 000	2.05	2.10	2.10	2.20			15 000	1.95	2.00	2.05	2.10
60 m	20 %	1 000	1.45	1.50	1.60	1.60	60 m	20 %	1 000	1.35	1.40	1.45	1.45
		5 000	1.60	1.65	1.65	1.70			5 000	1.45	1.50	1.50	1.60
		10 000	1.65	1.65	1.70	1.75			10 000	1.45	1.60	1.60	1.65
		15 000	1.65	1.70	1.70	1.75			15 000	1.50	1.60	1.65	1.65
	40 %	1 000	1.60	1.65	1.65	1.70		40 %	1 000	1.45	1.50	1.60	1.65
		5 000	1.65	1.70	1.75	1.80			5 000	1.60	1.65	1.70	1.70
		10 000	1.70	1.75	1.80	1.80			10 000	1.65	1.70	1.70	1.75
		15 000	1.70	1.80	1.80	1.80			15 000	1.65	1.70	1.75	1.75
	60 %	1 000	1.65	1.70	1.70	1.75		60 %	1 000	1.60	1.65	1.70	1.70
		5 000	1.70	1.75	1.80	1.90			5 000	1.65	1.75	1.75	1.80
		10 000	1.75	1.80	1.90	1.90			10 000	1.70	1.75	1.80	1.80
		15 000	1.75	1.80	1.90	1.90			15 000	1.75	1.80	1.80	1.90

〔解 説〕

表—4.6.1に示す活荷重係数 γ_{LL} は、単純支持のプレートガーダー橋の主桁の照査に用いるための係数であり、将来供用期待年数、支間長、渋滞回数、大型車混入率、車線数を変数として、これらの組合せごとにまとめたものである。 γ_{LL} を決定するための橋梁上の交通状態としては、渋滞状態と走行状態が考えられることから、実際に適用する γ_{LL} は、渋滞および走行の各状態に対応する γ_{LL} を表—4.6.1から求めて、大きい方の値とすることが必要である。表—4.6.1を使用するにあたって、供用条件が表に示す値の範囲内である場合、補間等を行わずに安全側の評価となるように表の γ_{LL} を用いることとする。また表に示す値の範囲外でかつ安全側でない場合、外挿により γ_{LL} を定めることは行わずに別途検討を行う。なお、 γ_{LL} は将来、供用状況が大きく変化した場合には、再度求めなおすことが必要である。

(3) 構造解析に関する補正係数 γ_2 (試案 4.に対応)

構造解析に関する補正係数 γ_2 は(4.6.2)式により算出する。式中の γ_{2a} および γ_{2b} は、表—4.6.2および表—4.6.3により算出するものとする。

$$\gamma_2 = \gamma_{2a} \times \gamma_{2b} \quad \dots\dots\dots (4.6.2)$$

γ_{2a} ：応力度に関する補正係数で表—4.6.2に示す値。

γ_{2b} ：荷重の載荷位置に関する補正係数で表—4.6.3に示す値。

表—4.6.2 補正係数
 γ_{2a} (試案)

桁形式	γ_{2a}
合成桁	1.00
非合成桁	1.25

表—4.6.3 補正係数
 γ_{2b} (試案)

桁	γ_{2b}
外桁	1.10
内桁	1.05

〔解 説〕

表—4.6.2および表—4.6.3に示す値は単純支持のプレートガーダー橋の主桁の照査に用いるための係数である。補正係数 γ_2 に考慮される余裕として、ここでは次の2つを考えることとした。

- 1) 構造解析上の仮定に基づいて求めた荷重効果と実際の荷重効果との差違により生じる余裕
- 2) 設計活荷重の載荷方法と実橋における車両の載荷状態との差違により生じる余裕

γ_{2a} は、プレートガーダー橋30橋において載荷試験を行い、実応力度と格子桁理論による計算応力度との比に基づいて定めたものである。計算応力度については非合成桁の場合、床版との合成効果を考慮せずに、合成桁の場合、道示の規定にしたがい考慮して計算したものである。 γ_{2b} は、設計活荷重を全有効幅員に載荷した場合と車線内にのみ載荷し路肩部分には載荷しない場合の曲げモーメントの比に基づいて定めたものである。

ここで γ_{2a} 、 γ_{2b} は主として直橋を対象に定めており、斜角の大きく、(幅員/支間)の大きい斜橋に

については実測値と計算値との差異が大きくなる可能性もあり、別途検討する必要がある。

(4) 全体安全係数 γ_1 (試案 4. に対応)

全体安全係数 γ_1 は、路線の重要度等を考慮して定めるものとする。

〔解説〕

路線の重要度とは、橋梁に重大な損傷が生じて交通不能の事態が生じた場合に、各方面におよぼす影響の度合を意味しており、橋梁が存在する道路の交通状況等を考慮して決める必要がある。また γ_1 には照査式中に含まれない要因に対する安全性を調整する意味が含まれている。 γ_1 をここで具体的に数値で示すことは難しく、道路管理者の判断によるものとする。

4.6.3 ま と め

ここでは単純支持のプレートガーダー橋の主桁を対象として、既設橋梁の安全性照査に用いるための活荷重係数 γ_{LL} と構造解析に関する補正係数 γ_2 の試案および試案の修正案を示した。本調査研究では他の係数については検討を行っていないことから、具体的な数値を示さないこととした。ただし γ_{LL} と γ_2 以外の係数についても、限界状態設計法の検討に関連して既に調査研究が行われているものもあり、それらの成果は今後試案中の係数を決める際の基礎資料になるものと考えている。

4.7 実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法試案

4.7.1 成果概要

本調査研究では、4.6 に示した照査方法の他に、日最大応力度の測定結果に基づき、個々の橋梁の構造余裕を取り入れた安全性照査方法の試案を作成した。なお、この試案については設計図書や供用状況に基づいた照査方法によって、安全性の確認ができない場合に適用することを意図したものである。以下にその試案を示す。

4.7.2 実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全照査方法試案

(1) 適用の範囲

本試案はプレートガーダー橋の主桁の安全性照査に適用するものとする。

〔解 説〕

本試案はプレートガーダー橋の主桁の安全性の照査を行う場合に適用するものとする。なお、本試案は設計図書や供用状況に基づいた照査方法により安全性の確認ができない場合に適用することを意図したものである。

(2) 安全性照査式

部材は (4.7.1) 式により安全性を照査するものとする。

$$a_1 \cdot a_2 \cdot \bar{\sigma}_{\max}^7 < \frac{\sigma_y}{\gamma_1} - \gamma_d \cdot \sigma_d \quad \dots\dots\dots (4.7.1)$$

a_1 : 個々の橋梁の将来供用期待年数、交通条件を見込むための補正係数

a_2 : $\bar{\sigma}_{\max}^7$ の $\sigma_{\max}$ の母平均からのずれを見込むための補正係数

$\bar{\sigma}_{\max}^7$: 主桁支間中央の実測日最大活荷重応力度の 7 日間平均値

σ_y : 主桁材料の降伏応力度

σ_d : 主桁支間中央の死荷重応力度

γ_d : 死荷重係数で本文 4.7.2 (4) に示す値

γ_1 : 全体安全係数で本文 4.7.2 (5) に示す値

〔解 説〕

(4.7.1) 式の左辺は、個々の橋梁の今後の供用期待年数や交通条件に対して生じることが予想される最大活荷重応力度を推定するために、荷重の変動を考慮するための係数 a_1 および $\bar{\sigma}_{\max}^7$ の日最大活荷重応力度の母平均からのずれを考慮するための係数 a_2 を測定結果に乗じたものである。実応力度の測定期間については、測定手間を考慮して 1 週間とした。

(3) 補正係数 a_1

a_1 は以下の手順に従い算出するものとする。

- 1) 表—4.7.1 から走行状態、渋滞状態のそれぞれに対応する α を求める。
- 2) 走行状態に対応する α と渋滞状態に対応する α を比較し、大きい値の方をその橋梁の α とする。
- 3) 表—4.7.2 から走行状態、渋滞状態のそれぞれに対応する γ_{LL} を求める。
- 4) 走行状態に対応する γ_{LL} と渋滞状態に対応する γ_{LL} を比較し、大きい値の方をその橋梁の γ_{LL} とする。
- 5) 2) で求めた α と 4) で求めた γ_{LL} により $\frac{\gamma_{LL}}{\alpha}$ を求め、その値を補正係数 a_1 とする。

表一4.7.1 α 値 (供用期間1日間に生じる最大曲げモーメントの期待値) (試案)

支 間	大型車 混入率	流 滞 回 数	(流滞状態) 車 線 数		
			1車線	2車線	3車線
20 m	20%	1	0.20	0.20	0.25
		10	0.55	0.45	0.45
		100	1.00	0.70	0.65
		500	1.25	0.85	0.80
	40%	1	0.30	0.30	0.35
		10	0.65	0.55	0.60
		100	1.05	0.80	0.80
		500	1.35	0.95	0.95
40 m	20%	1	0.30	0.30	0.35
		10	0.65	0.55	0.60
		100	1.00	0.75	0.80
		500	1.25	0.90	0.90
	40%	1	0.45	0.45	0.50
		10	0.85	0.70	0.75
		100	1.20	0.95	1.00
		500	1.45	1.10	1.10
60 m	20%	1	0.35	0.35	0.45
		10	0.70	0.60	0.65
		100	1.05	0.80	0.85
		500	1.30	0.90	0.95
	40%	1	0.50	0.50	0.60
		10	0.90	0.75	0.85
		100	1.20	1.00	1.05
		500	1.45	1.10	1.20

支 間	大型車 混入率	交通量 V/(8・h)	(走行状態) 車 線 数		
			1車線	2車線	3車線
20 m	20%	1 000	1.45	0.80	0.70
		5 000	1.60	0.95	0.80
		10 000	1.70	0.95	0.85
		15 000	1.75	1.00	0.85
	40%	1 000	1.50	0.90	0.80
		5 000	1.75	1.05	0.90
		10 000	1.80	1.10	0.95
		15 000	1.90	1.10	1.00
	60%	1 000	1.60	1.00	0.85
		5 000	1.80	1.10	1.00
		10 000	1.90	1.15	1.05
		15 000	1.90	1.20	1.10
40 m	20%	1 000	1.20	0.75	0.65
		5 000	1.45	0.85	0.75
		10 000	1.50	0.90	0.80
		15 000	1.60	1.00	0.80
	40%	1 000	1.30	0.80	0.75
		5 000	1.50	0.95	0.85
		10 000	1.65	1.00	0.90
		15 000	1.65	1.00	0.90
	60%	1 000	1.35	0.85	0.80
		5 000	1.60	1.00	0.90
		10 000	1.70	1.00	0.95
		15 000	1.70	1.10	1.00
60 m	20%	1 000	1.05	0.65	0.55
		5 000	1.25	0.75	0.65
		10 000	1.30	0.75	0.70
		15 000	1.30	0.80	0.75
	40%	1 000	1.15	0.70	0.65
		5 000	1.35	0.80	0.75
		10 000	1.40	0.90	0.80
		15 000	1.45	0.90	0.85
	60%	1 000	1.25	0.80	0.75
		5 000	1.40	0.90	0.85
		10 000	1.45	0.95	0.90
		15 000	1.50	0.95	0.90

表一4.7.2 L 荷重係数 γ_{LL} (試案)

支 間	大型車 混入率	流 滞 回 数	(流滞状態、2車線) 将来供用期待年数			
			1 年	3 年	5 年	10 年
20 m	20%	1	1.30	1.40	1.45	1.50
		10	1.50	1.65	1.70	1.80
		100	1.80	1.90	1.95	2.05
		500	1.95	2.05	2.10	2.15
	40%	1	1.45	1.50	1.60	1.65
		10	1.65	1.80	1.85	1.90
		100	1.90	2.05	2.10	2.10
		500	2.10	2.15	2.25	2.25
40 m	20%	1	1.30	1.45	1.50	1.60
		10	1.60	1.65	1.70	1.80
		100	1.80	1.90	1.90	1.95
		500	1.90	2.05	2.05	2.10
	40%	1	1.60	1.65	1.70	1.80
		10	1.80	1.90	1.95	1.95
		100	1.95	2.10	2.10	2.15
		500	2.10	2.25	2.25	2.30
60 m	20%	1	1.30	1.45	1.50	1.60
		10	1.60	1.65	1.70	1.70
		100	1.70	1.85	1.85	1.90
		500	1.85	1.95	1.95	2.05
	40%	1	1.60	1.65	1.70	1.80
		10	1.80	1.85	1.90	1.95
		100	1.95	2.05	2.10	2.15
		500	2.10	2.15	2.25	2.25

支 間	大型車 混入率	流 滞 回 数	(流滞状態、3車線) 将来供用期待年数			
			1 年	3 年	5 年	10 年
20 m	20%	1	1.20	1.30	1.40	1.45
		10	1.45	1.60	1.60	1.65
		100	1.65	1.80	1.85	1.90
		500	1.85	1.90	1.95	2.05
	40%	1	1.40	1.50	1.50	1.60
		10	1.60	1.70	1.80	1.85
		100	1.85	1.90	1.95	2.05
		500	1.95	2.05	2.10	2.15
40 m	20%	1	1.30	1.45	1.45	1.50
		10	1.50	1.65	1.65	1.70
		100	1.70	1.85	1.85	1.90
		500	1.85	1.95	1.95	2.05
	40%	1	1.60	1.70	1.70	1.80
		10	1.80	1.90	1.90	1.95
		100	1.95	2.10	2.10	2.15
		500	2.10	2.15	2.25	2.30
60 m	20%	1	1.40	1.45	1.45	1.50
		10	1.50	1.65	1.65	1.70
		100	1.70	1.80	1.85	1.90
		500	1.85	1.90	1.95	1.95
	40%	1	1.65	1.70	1.80	1.80
		10	1.80	1.90	1.90	1.95
		100	1.95	2.05	2.10	2.15
		500	2.10	2.15	2.25	2.25

(走行状態、2車線)							(走行状態、3車線)						
支 間	大型車 混入率	交通量 台/(3・種)	将来供用期待年数				支 間	大型車 混入率	交通量 台/(3・種)	将来供用期待年数			
			1 年	3 年	5 年	10 年				1 年	3 年	5 年	10 年
20 m	20 %	1 000	1.90	1.95	2.00	2.05	20 m	20 %	1 000	1.75	1.80	1.90	1.95
		5 000	2.00	2.10	2.10	2.20			5 000	1.90	1.95	2.00	2.05
		10 000	2.05	2.10	2.20	2.25			10 000	1.95	2.00	2.05	2.10
		15 000	2.10	2.20	2.20	2.25			15 000	1.95	2.05	2.05	2.10
	40 %	1 000	2.00	2.05	2.10	2.20		40 %	1 000	1.95	2.00	2.05	2.10
		5 000	2.10	2.20	2.25	2.30			5 000	2.05	2.10	2.20	2.25
		10 000	2.20	2.25	2.30	2.30			10 000	2.05	2.20	2.25	2.25
		15 000	2.20	2.30	2.30	2.30			15 000	2.10	2.20	2.25	2.30
	60 %	1 000	2.05	2.10	2.20	2.25		60 %	1 000	2.00	2.10	2.10	2.20
		5 000	2.20	2.25	2.25	2.30			5 000	2.10	2.25	2.25	2.30
		10 000	2.25	2.30	2.30	2.35			10 000	2.20	2.25	2.30	2.35
		15 000	2.25	2.30	2.30	2.35			15 000	2.20	2.30	2.30	2.35
40 m	20 %	1 000	1.70	1.75	1.75	1.80	40 m	20 %	1 000	1.60	1.65	1.70	1.70
		5 000	1.75	1.80	1.90	1.95			5 000	1.65	1.75	1.75	1.80
		10 000	1.80	1.90	1.95	2.00			10 000	1.70	1.80	1.80	1.90
		15 000	1.90	1.95	1.95	2.00			15 000	1.75	1.80	1.90	1.95
	40 %	1 000	1.80	1.90	1.90	1.95		40 %	1 000	1.70	1.80	1.80	1.90
		5 000	1.90	2.00	2.00	2.05			5 000	1.80	1.95	1.95	2.00
		10 000	1.95	2.00	2.05	2.05			10 000	1.90	1.95	2.00	2.05
		15 000	2.00	2.05	2.05	2.10			15 000	1.95	2.00	2.00	2.05
	60 %	1 000	1.80	1.95	1.95	2.00		60 %	1 000	1.75	1.80	1.90	1.95
		5 000	1.95	2.05	2.05	2.10			5 000	1.90	1.95	2.00	2.05
		10 000	2.00	2.05	2.10	2.10			10 000	1.95	2.00	2.05	2.05
		15 000	2.05	2.10	2.10	2.20			15 000	1.95	2.00	2.05	2.10
60 m	20 %	1 000	1.45	1.50	1.60	1.60	60 m	20 %	1 000	1.35	1.40	1.45	1.45
		5 000	1.60	1.65	1.65	1.70			5 000	1.45	1.50	1.50	1.60
		10 000	1.65	1.65	1.70	1.75			10 000	1.45	1.60	1.60	1.65
		15 000	1.65	1.70	1.70	1.75			15 000	1.50	1.60	1.65	1.65
	40 %	1 000	1.60	1.65	1.65	1.70		40 %	1 000	1.45	1.50	1.60	1.65
		5 000	1.65	1.70	1.75	1.80			5 000	1.60	1.65	1.70	1.70
		10 000	1.70	1.75	1.80	1.80			10 000	1.65	1.70	1.70	1.75
		15 000	1.70	1.80	1.80	1.80			15 000	1.65	1.70	1.75	1.75
	60 %	1 000	1.65	1.70	1.70	1.75		60 %	1 000	1.60	1.65	1.70	1.70
		5 000	1.70	1.75	1.80	1.80			5 000	1.65	1.75	1.75	1.80
		10 000	1.75	1.80	1.80	1.80			10 000	1.70	1.75	1.80	1.80
		15 000	1.75	1.80	1.80	1.90			15 000	1.75	1.80	1.80	1.90

(解 説)

表-4.7.1の α は供用期間1日間に生じる最大曲げモーメントの期待値とL-20荷重載荷時の最大曲げモーメントとの比を示している。 α を定める場合、渋滞回数、1車線当りの日交通量はできるだけ測定時の交通状況に対応した値とする。なお渋滞が全く生じない場合は、走行状態に対応する α のみを求め、その α をその橋梁の α とする。走行および渋滞の各状態に対して表-4.7.1を使用するにあたって、供用条件、支間が表に示す値の範囲内である場合、補間等を行わずに安全側の評価となるように(α_1 が大きくなるように)表の α を用いることとする。また表に示す値の範囲外でかつ安全側でない場合、表中の α の外挿により α を定めることは行わずに別途検討を行う。表-4.7.2を使用するにあたって、供用条件、支間が表に示す値の範囲内である場合、補間等を行わずに安全側の評価となるように表の γ_{LL} を用いることとする。また表で指定する範囲外でかつ安全側でない場合、表中の値の外挿を行って γ_{LL} を定めることを行わず別途検討を行う。なお将来にわたり渋滞が全く生じないと予測される場合は、走行状態に対応する γ_{LL} を、その橋梁の γ_{LL} とする。

(4) 補正係数 a_2

a_2 は、1.2 とする。

〔解 説〕

a_2 は、7 日間の日最大応力度の平均値の母平均からのずれを考慮するための係数である。ここでは実橋 6 橋の日最大応力度の長期測定結果に基づいてずれを算定し、1.2 と定めた。

(5) 死荷重 σ_d および死荷重係数 γ_d

1) 死荷重は部材の実体積に材料の実重量を乗じた値に基づき定めるのが望ましい。ただし部材の実重量を測定することが困難な場合は、設計図書または道路橋示方書Ⅰ共通編 2.1.2 に定める値によってもよい。

2) 死荷重係数 γ_d は、 とする。

(6) 全体安全係数 γ_1

全体安全係数は、路線の重要度等を考慮して定めるものとする。

〔解 説〕

路線の重要度とは、橋梁に重大な損傷が生じて交通不能の事態が生じた場合に、各方面におよぼす影響の度合を意味しており、橋梁が存在する道路の交通状況等を考慮して決める必要がある。また γ_1 には照査式中に含まれない要因に対する安全性を調整するための意味が含まれている。 γ_1 を具体的に数値で示すことは難しく、道路管理者の判断によるものとする。

4.7.3 ま と め

ここでは、個々の橋梁の日最大応力測定結果に基づき、個々の橋梁の構造余裕を十分に考慮することができる安全照査方法の試案を示した。照査式中の死荷重係数 γ_d についてはここでは検討を行っていないので、具体的な数値を示さないこととした。ただし死荷重係数については限界状態設計法の検討に関連して既に調査研究が行われており、それらの成果は今後試案中の係数を定める際の基礎資料になるものと考えている。

5. 既設 PC 橋の耐荷力算定法に関する検討

5.1 検討の目的

既設橋梁の増加に伴って、その維持管理に対する関心が高まっている。多くの機関で、点検手法や補修補強工法等について活発に検討されており、既設橋梁の維持管理手法が整備されつつある。

既設橋梁の維持管理を適切に行うには、定期的な点検の実施によってそれぞれの橋梁の状態を把握しておくとともに、どの程度までの荷重に耐えられるか、すなわち耐荷力も把握しておく必要がある。こうした観点から、「鋼道路橋（プレートガーダーおよびトラス）供用荷重算定指針綱」（昭和 45 年）および「RCT だけ橋の耐荷力算定指針綱」（昭和 51 年）が建設省技術研究会での成果に基づいて作成されており、それらの橋梁の耐荷力算定に用いられてきた。

一方、PC 橋については、この橋梁形式が鋼橋や RC 橋と比べて新しい橋梁形式であり、耐荷力の算定が必要となることが少なかったために耐荷力算定方法が示されていない状態にある。しかしながら、最近になって塩害等によるコンクリート橋の早期劣化問題の顕在化や橋梁数の増加に伴う設計図書類の紛失数の増加がみられ、PC 橋の耐荷力算定が必要となる場合が増加している。

PC 橋の耐荷力を的確に算定するには、使用されている PC 鋼材の種類、強度、配置状況等を知ることが必要となる。このため、はつり調査等が実施されることもあるが、一般にそれには大きな費用と労力がかかる。そこで、本検討では支間や幅員等の一般的な橋梁諸元から、間接的に耐荷力を算定しうる方法の作成を目的に、PC 橋の実績、設計基準の内容、PC 鋼材や鉄筋の強度等についての調査研究を実施してきた。本年度は、それらの結果を踏まえ、さらに全国的な PC 橋の構造諸元等に関する調査を実施した。ここでは、その調査の結果と同結果に基づいて作成したコンクリート橋の耐荷力算定指針綱について述べる。

5.2 過年度の検討概要

本検討の初年度にあたる昭和 62 年度には、既設 PC 橋の耐荷力算定方法に関する基礎調査として、PC 橋の実績調査および PC 橋の耐荷力に関係する設計基準の変化、鋼材の強度、塩害の影響等についての調査検討を実施した。その結果、①ポストテンション方式 T げた橋が PC 橋の代表的かつ耐荷力算定の必要な場合が多いと考えられる橋梁形式であること、②設計基準の変化に関連して、終局荷重の組合せの変化に注意する必要があること、③ PC 橋の建設に用いられてきた鋼材の降伏点や引張強さの実強度は、その種類や径によらず 95% 以上の信頼性をもって JIS の規格値が満足されていること、④ PC 橋の設計図書類の保存状況に関しては、最近 10 年間のものについては比較的良好であるが、それ以上古いものになるとかなり悪く設計図面のみが保存されていること等、が明らかになっている。

5.3 既設 PC げた橋の耐荷力に関する調査

5.3.1 概 要

支間や幅員等の一般的な橋梁諸元から、間接的に耐荷力を算定しうる方法の作成を目的に、昨年度の基礎調査に続いて PCT げた橋の構造諸元等に関する全国的な調査を行った。

5.3.2 調査方法

この調査は、土木研究所が次のような PCT げたの耐荷力に関係すると考えられる項目からなる調査票を作成し、それに対して地建および都道府県（政令指定都市を含む）の担当者が回答する形で行った。

①橋梁一般諸元（橋長、径間数、最大径間、交通量等）、②橋面構成（車線数等）、③構造一般諸元（主桁本数、主桁間隔等）、④主桁の断面寸法、⑤ PC 鋼材の配置、⑥使用材料、⑦設計荷重等

調査対象は、昨年度の PC 橋の実績調査の結果を参考に、昭和 30 年以降に建設された支間 15 m 以上の PCT げた橋のうち、ポストテンション方式で斜角が 75 度以上のほぼ直橋とみなされる橋梁とした。調査対象橋数は計 433 橋である。この橋梁数は、昭和 51 年度に実施された RCT げた橋の耐荷力算定方法に関する調査の結果に基づき、PCT げた橋の終局荷重作用時の曲げモーメントに対する破壊抵抗曲げモーメントの比のばらつきが RCT げた橋の同比とほぼ等しくなると仮定して分散分析によって設定した 450 橋に近いものであった。各機関別の調査対象橋梁数は、架設年次が偏らないように、それぞれの機関における PCT げた橋の数量に応じて設定した。全国には、昭和 58 年時点で上記の条件を満たす PCT げた橋が計 11,461 橋あり、今回の調査対象橋梁の数は、全体の約 3.8%にあたる。以下に収集されたデータの一般的な特性について述べる。

(1) 架設年および適用示方書について

表—5.1 に架設年と調査対象橋梁数の関係を示す。昭和 30 年には「プレストレスト公道路橋の設計について」が適用されており、また昭和 36 年は「プレストレストコンクリート道路橋の設計について」が、昭和 43 年は「プレストレストコンクリート道路橋示方書」が、昭和 53 年は「道路橋示方書Ⅲ（コンクリート橋編）」がそれぞれ制定あるいは改定された年度である。昭和 30 年版、昭和 36 年版および昭和 43 年版の示方書で設計・施工された橋梁の全体に占める割合は、それぞれ 9%、24%、35%程度であり、この 3 者で今回の調査対象橋梁の約 2/3 を占めている。

表—5.1 調査対象橋梁数

	S. 30～	S. 36～	S. 43～	S. 53～	合 計
橋 数	4 0	1 0 6	1 5 1	1 3 6	4 3 3
割 合	9 %	2 4 %	3 5 %	3 2 %	——

(2) 橋格について

1 等橋の数は 344 橋、2 等橋の数は 82 橋であり、それぞれ調査対象橋梁数 433 橋の約 79%および

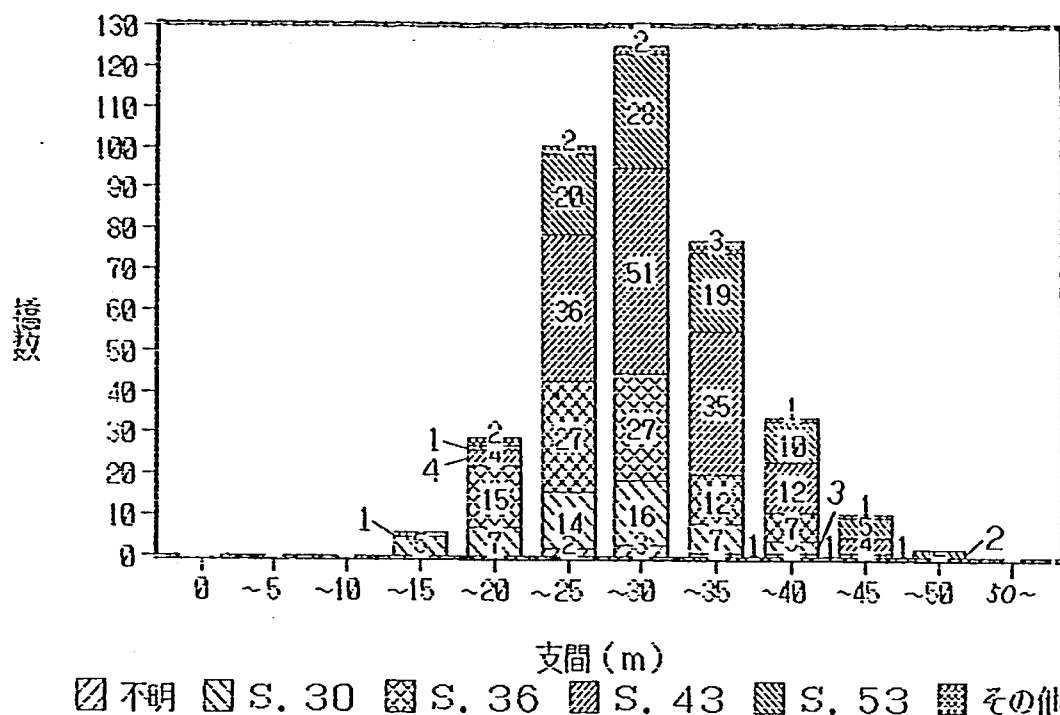


図-5.1 調査対象橋梁の支間分布

約 19% を占めていた。なお、調査対象橋梁の中には床版のみを 1 等橋として設計している橋梁、TT-43 荷重を用いて設計している橋梁がそれぞれ 2 橋含まれていた。

(3) 支間について

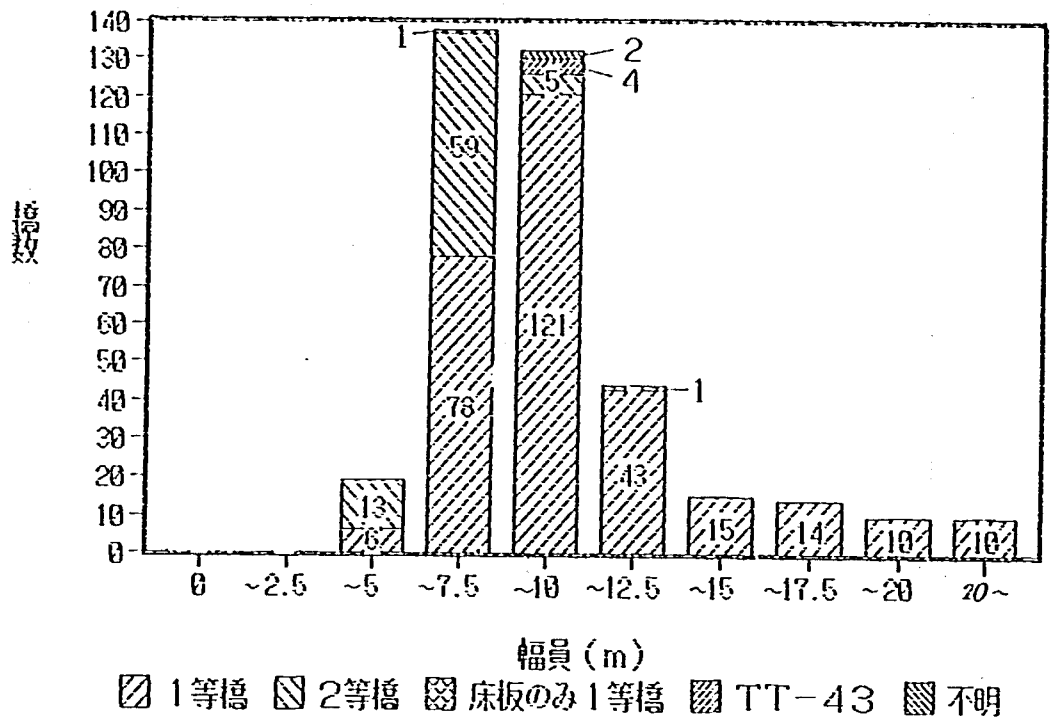
図-5.1 に支間別の橋数を示す。橋数の分布は、10 m から 50 m の範囲で正規分布に近い分布を示し、20 m から 40 m の支間をもつ橋梁は全体の約 88% を占めている。ちなみに、最小支間は 14.0 m、最大支間は 47.1 m であった。適用示方書と支間の関係については、支間が大きくなるほど、昭和 43 年版および昭和 53 年版の示方書で設計された橋梁の割合が高くなる傾向が見られる。橋格と支間の関係については、支間が 40 m を下回る橋梁では、1 等橋と 2 等橋の割合がそれぞれ約 75% および約 25% であったが、支間が 40 m をこえる橋梁ではほとんどが 1 等橋として設計されていた。

(4) 幅員について

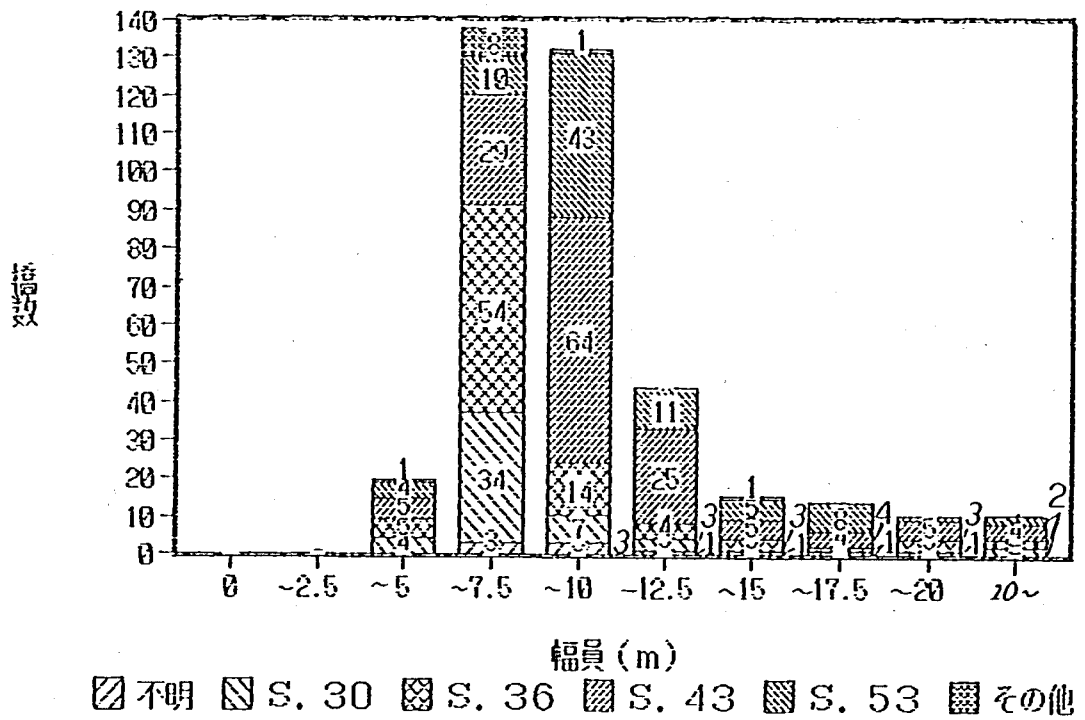
図-5.2 (a) および (b) に幅員別の橋数を示す。(a) では橋格別の内訳を、(b) では適用示方書の内訳を示す。幅員が 5 m から 12.5 m の橋梁の数が多く、全体の約 81% を占めている。ちなみに、最小幅員は 2.8 m、最大幅員は 40 m であった。橋格と幅員の関係に関しては、図(a)において 2 等橋のほとんどが 7.5 m 以下の幅員の橋梁に集中している。一方、図(b)において幅員が 7.5 m 以下では昭和 30 年版、昭和 36 年版および昭和 43 年版によって設計されている橋梁の割合が高くなっている。以上より、2 等橋は一般に幅員が狭く、しかも古い示方書によって設計されていることが理解される。

5.3.3 調査結果

記入ミスや不明箇所がなく、以下の主鋼材量や主鋼材の有効高の分析に用いることができたデータは、433 橋のほぼ 90% にあたる 387 橋分であった。データの分析では、次のような項目を明らかにすることにした。



(a) 橋格との関係



(b) 適用示方書との関係

図-5.2 調査対象橋梁の幅員分布

- ① 曲げ破壊耐力を支配する主鋼材量および主鋼材の有効高の推定方法
- ② 曲げ破壊耐力とせん断破壊耐力の関係
- ③ 設計図書に基づく破壊耐力と推定値（主鋼材量および主鋼材の有効高）に基づく破壊耐力の関係

(1) 主鋼材量の推定

今回の調査の対象とした PCT げた橋には、主鋼材として各種の PC 鋼材が使用されている。そこで、分析では最も使用頻度の高い $\phi 7\text{mm}$ の PC 鋼より線(全体の約 70%の橋梁において使用されていた。)の強度に各 PC 鋼材の強度を合わせ、鋼材の違いによる強度の違いを、表—5.2 に示す引張強度換算係数を設けて鋼材量を増減させることにより考慮した。例えば、T 12.7 の鋼材が使用されている場合には、実鋼材量を 1.2258 倍した量を計算上の鋼材量としている。

表—5.3 に橋格ごとの主鋼材量とこの量と関係を有すると考えられるけた高、支間、設計曲げモーメントおよび $M/(\sigma_{pe}(e_p+ku))$ の回帰分析の結果を示す。ここで、 M は設計曲げモーメントを、 σ_{pe} は PC 鋼材の有効引張応力を、 e_p は PC 鋼材の偏心距離を、 ku は核半径を表わす。このうち、 $M/(\sigma_{pe}(e_p+ku))$ を推定因子として選定したのは、設計荷重作用時における曲げ引張応力度の照査によって主鋼材量が決定されている可能性があるためである。なお、 σ_{pe} の値は、標準設計における平均値 ($=9,300 \text{ kg/cm}^2$) を用いた。同表において、最も相関係数の高いのは設計曲げモーメントを推定因子として用いた場合であり、支間、けた高、 $M/(\sigma_{pe}(e_p+ku))$ の順に相関係数が小さくなっ

表—5.2 PC鋼材の引張強度換算係数

PC鋼材の種類		引張強度(Kg/mm ²)	換算係数	データ数
鋼 線	$\phi 5$	1 6 5	1.0645	57
	$\phi 6$	1 5 9	1.0258	1
	$\phi 7$	1 5 5	1.0000	239
	$\phi 8$	1 5 0	0.9677	10
より 線	T 12.4	1 7 5	1.1290	32
	T 12.7	1 9 0	1.2258	2

表—5.3 橋格ごとの主鋼材量の推定

橋格	推定因子 分析項目	けた高H	支間L	設計 曲げモーメントM	$P = \frac{M}{\sigma_{pe}(e_p+ku)}$
1等橋	回帰式	0.384H-13.017	2.077L-15.902	0.059M+18.881	0.810P+6.987
	R ²	0.673	0.718	0.730	0.605
2等橋	回帰式	0.366H-13.011	1.695L-12.163	0.067M+14.939	0.505P+17.188
	R ²	0.730	0.772	0.778	0.613

注) R : 相関係数, σ_{pe} : PC鋼材の有効引張応力度

e_p : PC鋼材岡心と断面岡心間の距離, ku : 核半径

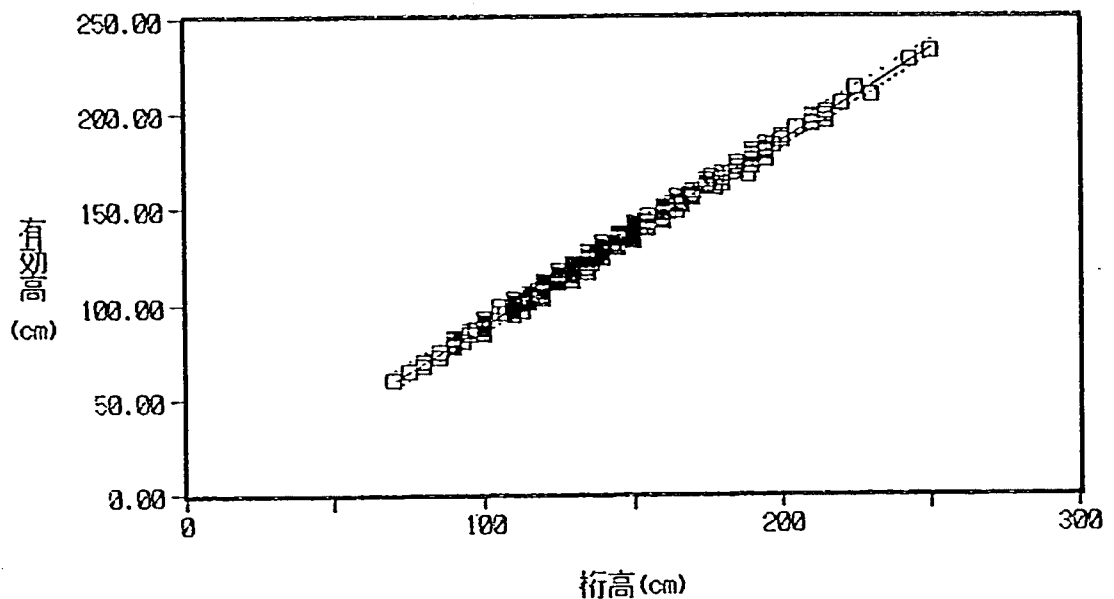


図-5.3 主鋼材の有効高とけた高の関係 (外げた)

ている。また、2等橋の鋼材量は1等橋のそれと比べて少なくなっている。例えば、けた高と主鋼材量の関係からけた高を100 cmとして主鋼材量を推定すると、1等橋の場合には 25.4 cm^2 、2等橋の場合には 23.6 cm^2 であり、後者は前者の約93%となっている。

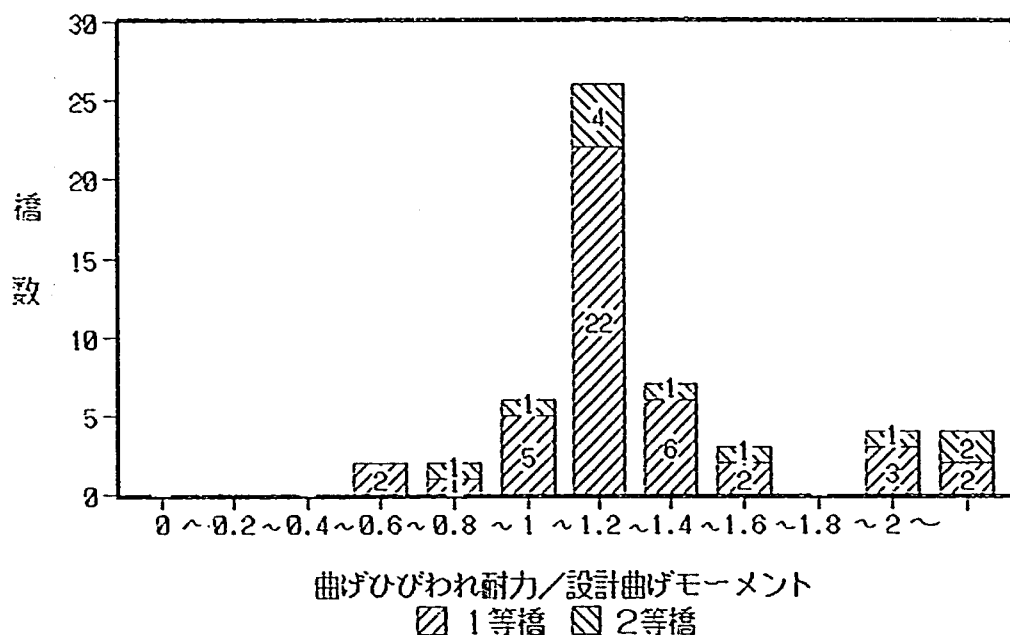
(2) 主鋼材の有効高の推定

図-5.3に外げたの場合の主鋼材の有効高とけた高の関係を示す。橋格あるいは適用示方書に関係なく、主鋼材の有効高はけた高とかなり高い相関を有している。両者の間の相関係数は外げた、中げたとも0.995で、主鋼材の有効高 $Dp(\text{cm})$ とけた高 $H(\text{cm})$ の関係は、外げたの場合が $Dp = 0.967H - 7.777$ 、中げたの場合も外げたの場合とほぼ同等な $Dp = 0.969H - 7.969$ の一次回帰式で精度良く表わされることが理解された。なお、今回の分析対象橋梁のけた高の最大値は350 cm、同最小値は70 cmであった。

(3) 曲げひびわれ耐力 (設計図書の値による)

図-5.4に外げたの場合の設計曲げモーメントに対する曲げひびわれモーメントの比と橋数の関係を示す。図中の曲げモーメントは、1等橋については現行のL-20を、2等橋についてはL-14の活荷重を考慮し、現行の道路橋示方書IIIに示される簡易断面力計算法を用いて算出したものである。その計算法によれば、活荷重による断面力は車道部分に主載荷荷重を満載し、歩道部分に群衆荷重を満載したときの全断面力をけたの本数で除し、その値に対して、表-5.4に示すように、外げたに対しては α 、中げたに対しては β を乗じることによって求まる。また、曲げひびわれモーメントは、弾性理論にしたがってけたの引張縁の引張応力度が、コンクリートの引張強度(土木学会コンクリート標準示方書(昭和61年)による)とプレストレスの和に等しくなるときに曲げひびわれが生じると仮定して求めたものである。

この分析では、有効プレストレスが明確な橋梁53橋を対象としているが、そのうちの44橋については設計曲げモーメントに対する曲げひびわれモーメントの比が1.0を上回っている。なお、同



図一5.4 設計曲げモーメントに対する曲げひびわれモーメントの比と橋数の関係（外げた）

表一5.4 α および β （道路橋示方書Ⅲ）

車道部分の幅員	α	β
5.5m以上	1.1	0.95
5.5m未満	1.0	1.0

比については、けたの種類（外げたと中げた）、橋格あるいは適用示方書の違いによる明確な特徴が認められなかった。

(4) 曲げ破壊耐力（設計図書の値による）

図一5.5(a)および(b)に、それぞれ中げたおよび外げたの曲げ破壊安全率、すなわち終局時作用曲げモーメントに対する破壊抵抗曲げモーメントの比と橋数の関係を示す。図中の終局時作用曲げモーメントは、死荷重および活荷重を次式のように係数倍し、その荷重状態に対して算出した曲げモーメントである。また、破壊抵抗曲げモーメントは現行の道路橋示方書Ⅲに示される方法で求めたものである。

$$U = 1.3D + 2.5(L + I)$$

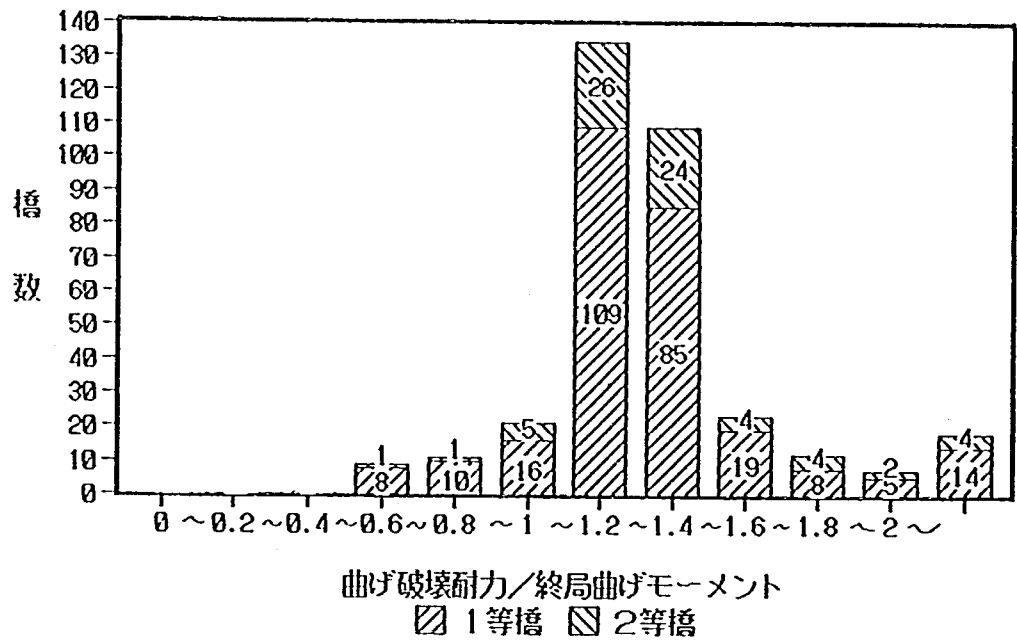
ここに、 U ：終局荷重

D ：死荷重

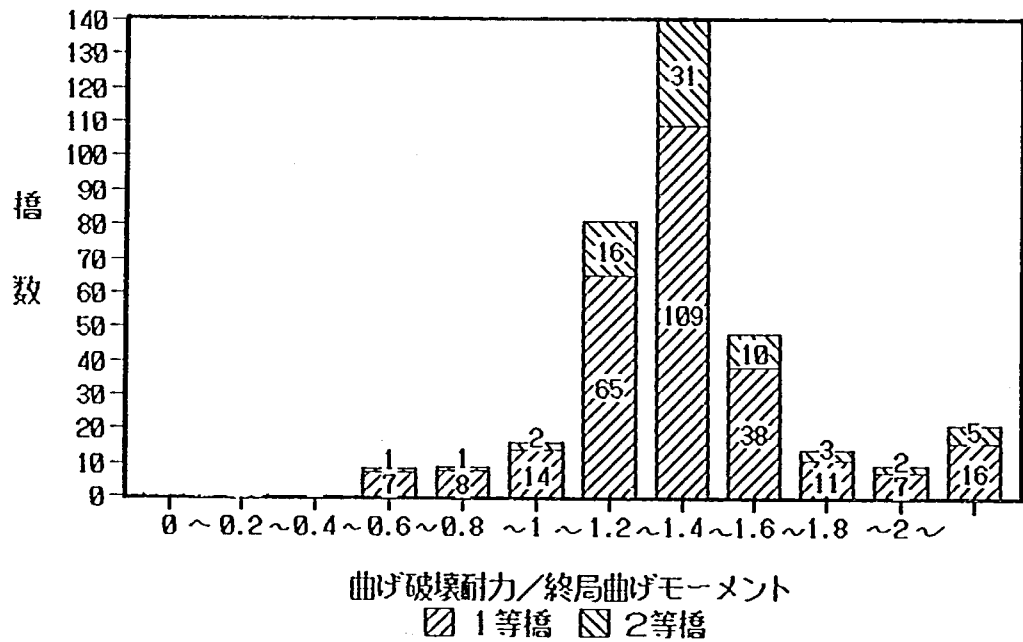
L ：活荷重

I ：衝撃

曲げ破壊安全率は、中げた、外げたとも分析の対象とした333橋の約90%が1.0を上回っている。同比の内訳をみると、中げたの場合、1.0~1.2の範囲で全体の約20%、1.2~1.4の範囲で全体の約40%となっているのに対して、外げたの場合、1.0~1.2の範囲で全体の約40%、1.2~1.4の範囲で



(a) 外げたの場合



(b) 中げたの場合

図—5.5 曲げ破壊安全率

全体の約30%となっており、外げたの比が内げたの比に比べて全般的に小さくなっている。なお、同比が1.0を下回る範囲では、昭和43年版の示方書によって設計されている橋梁の割合が高くなっている。

(5) 曲げ破壊耐力とせん断破壊耐力の関係（設計図書の値による）

図—5.6 に設計図書の値によってせん断破壊耐力を計算することができた橋梁の曲げ破壊安全率に対するせん断破壊安全率の比と橋数の関係を示す。ここでせん断破壊耐力は、現行の道路橋示方

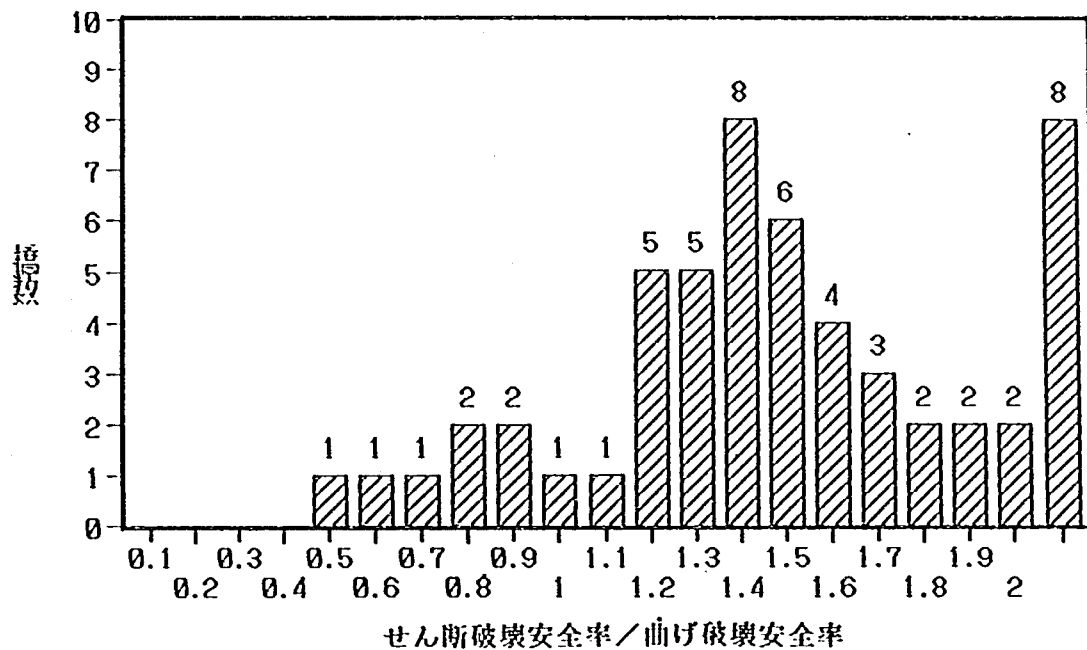


図-5.6 曲げ破壊安全率に対するせん断破壊安全率の比と橋数の関係

書Ⅲに示される方法によって求めたものである。同比は、ばらつきが大きくなっているが、全体の85%程度以上が1.0を上回っており、大半の橋梁が曲げ破壊安全率に比べてせん断破壊安全率の方が大きいことが理解される。なお、申げた、外げたともせん断破壊安全率が1.0以上である橋梁の割合は、いずれも全体の98%程度であった。

(6) 設計図書に基づく破壊耐力と推定値（主鋼材量および主鋼材の有効高）に基づく破壊耐力の関係

図-5.7に設計図書に基づく曲げ破壊耐力と推定値（主鋼材量および主鋼材の有効高）に基づく曲げ破壊耐力の関係の一例を示す。推定値に基づく曲げ破壊耐力の計算における主鋼材量の有効高 $Dp(\text{cm})$ および主鋼材量 $Ap(\text{cm}^2)$ は、それぞれ以下の式によって求めた。

$$Dp = 0.967H - 7.777 \quad \text{ここに } H: \text{けた高 (cm)}$$

$$Ap = 2.075l - 17.061 \quad \ell: \text{支間 (m)}$$

設計図書に基づく曲げ破壊耐力と推定値（主鋼材量および主鋼材の有効高）に基づく曲げ破壊耐力の比は、全体の約50%以上が1.0以上に、また約90%以上が0.8以上になっている。ちなみに、同比は平均で1.052であった。なお、主鋼材の有効高の推定を上記と同様にし、設計曲げモーメントから推定した主鋼材量を用いた場合の設計図書に基づく曲げ破壊耐力と推定値に基づく曲げ破壊耐力の比についても、約90%以上が0.8以上であった。

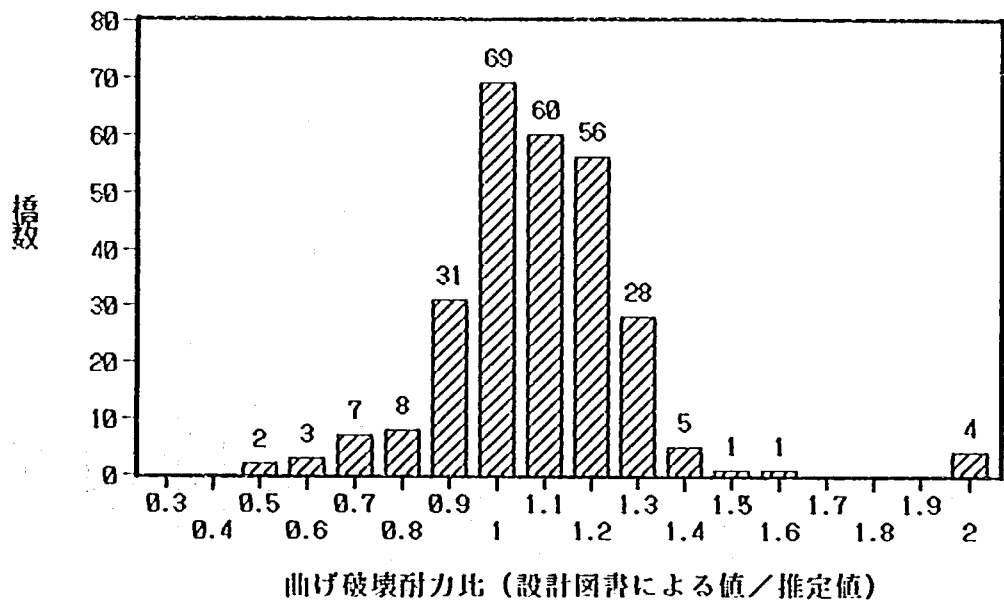


図-5.7 設計図書に基づく曲げ破壊耐力と推定値に基づく曲げ破壊耐力の関係（1等橋）

5.4 コンクリート橋の耐荷力算定指針案

5.4.1 はじめに

橋梁のストックの増加に伴い、設計図書類が保存されていないコンクリート橋や塩害等によって劣化損傷を生じたコンクリート橋の数が増加しつつある。こうしたコンクリート橋の維持管理を適切に行うには、定期的な点検の実施はもちろんのこと、どの程度の荷重まで供用しうるか、すなわち耐荷力の評価を行っておく必要がある。

この指針案は、こうした点を考慮して、昭和61年度より3カ年にわたって実施された建設省技術研究会道路部門指定課題「既設橋梁の耐久性評価・向上技術の開発」における既設PC橋の耐荷力算定方法の検討の成果に基づいて作成したものである。なお、この指針案では、適用上の便宜を図るために、昭和51年度の建設省技術研究会道路部門指定課題「コンクリート橋の耐荷力に関する調査研究」の成果に基づいて作成されているRC橋を対象とした「コンクリート橋の耐荷力算定指針案」の内容を盛り込んでいる。

5.4.2 適用の範囲

この指針案は、T形断面の鉄筋コンクリート橋およびポストテンション方式のプレストレストコンクリート橋のうち、それほど大きな損傷を受けていない橋梁の耐荷力を算定する場合に適用する。

コンクリート橋は、その断面形状によって大きくTげた橋、Iげた橋、箱げた橋および床版橋に分類される。また、さらにPC橋についてはPC鋼材の緊張時期によってポストテンション方式PC橋とプレテンション方式PC橋に分類される。

この指針約では、このうち T 形断面の RC 橋およびポストテンション方式 PC 橋の耐荷力を算定する場合に適用するものとした。これは、RC 橋および PC 橋とも T 形断面の橋梁がそれぞれの全体の 7 割程度を占めており、耐荷力の評価が必要となる場合が多いことを考慮したことによる。また、この指針約ではそれほど大きな損傷を受けていない橋梁の耐荷力を算定する場合に適用するものとした。したがって、鋼材の破断が見られる橋梁や断面欠損が大きな橋梁については、劣化損傷の程度を詳細に調査し、その影響を考慮して耐荷力を算定する必要がある。例えば、鋼材の破断が見られる場合には、本指針約の 5.4.3「耐荷力算定の計算に必要な諸数値」における鉄筋量や PC 鋼材量から破断した鋼材の量を低減することが必要となる。また、鋼材の腐食が全面にわたって生じている場合の曲げ破壊耐力は、鋼材有効面積の減少を考慮するとともに、コンクリートと鉄筋の付着強度の低下を考慮してこの指針約にしたがって算定した曲げ破壊耐力の 7 割程度としておくのがよい。なお、塩害によって劣化損傷を生じたコンクリート橋の取扱いについては、建設省総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」の成果によって作成されている「塩害を受けた土木構造物の補修指針約」を参考にするとよい。

5.4.3 耐荷力算定に必要な諸数値

(1) 橋梁の支間や幅員および主桁、床版、舗装等の断面寸法は、設計図書がある場合にはそれによって、設計図書のない場合には実測によって求めるものとする。

(2) けたの有効高および鋼材量は、設計図書のある場合はそれによるものとする。設計図書が無い場合、またはそれがあっても計算に用いるのに不十分な場合には、次式によって推定してもよい。

a) R C けた

・有効高

$$d = H - 10 \dots\dots\dots (5.4.1)$$

・鉄筋量

$$l \leq \frac{d}{4.5} \text{ の時 } \quad A_s = \frac{M_o}{\sigma_{sao}(d - l/2)} \dots\dots\dots (5.4.2)$$

$$l > \frac{d}{4.5} \text{ の時 } \quad A_s = \frac{9}{8} \cdot \frac{M_o}{\sigma_{sao} \cdot d} \dots\dots\dots (5.4.3)$$

b) P C けた

・有効高

$$d = 0.977H - 7.800 \dots\dots\dots (5.4.4)$$

・PC 鋼材量

i) 支間から求める場合

$$1 \text{ 等橋: } A_p = 2.075l - 17.06 \dots\dots\dots (5.4.5)$$

$$2 \text{ 等橋: } A_p = 1.695l - 12.16 \dots\dots\dots (5.5.6)$$

ii) 設計曲げモーメントから求める場合

$$1 \text{ 等橋: } Ap = 0.059M_0 + 18.88 \dots\dots\dots (5.4.7)$$

$$2 \text{ 等橋: } Ap = 0.067M_0 + 14.94 \dots\dots\dots (5.4.8)$$

ここに、 d : 有効高 (cm)

H : けた高 (cm) (ただし、 $75\text{cm} \leq H \leq 250\text{cm}$)

l : 床版厚 (cm)

M_0 : 設計当時の荷重による曲げモーメント ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)

σ_{sao} : 鉄筋の許容応力度 (kg/cm^2) ($=1,200 \text{ kg}/\text{cm}^2$)

As : 鉄筋量 (cm^2)

Ap : PC 鋼材量 (cm^2)

l : 支間 (m) (ただし、 $15\text{m} \leq l \leq 45\text{m}$)

一般に古いコンクリート橋については、設計図書がないことが多いので、耐荷力算定に必要な諸元の推定方法を示した。この中で、RC けたの有効高および鉄筋量の推定式は、「RCT けた橋の耐荷力算定指針(案)」(昭和 51 年度)に示されているものであり、PC けたの有効高と PC 鋼材量の推定式が今回の検討に基づいて新たに示したものである(本報告書 5.3.2 (1), (2)参照)。設計当時の荷重による曲げモーメント M_0 の計算では、活荷重による曲げモーメントは設計当時の示方書に示されている荷重を用いて求めるものとする。また、死荷重による曲げモーメントは、当時の舗装厚などが不明の場合、安全側に少なめの値を仮定することが望ましい。例えば、橋の上に厚い土層がある場合は、途中で道路計画高の変更等があったと考えられるので、土の重量を除いて死荷重による曲げモーメントの計算を行う必要がある。

なお、この指針(案)では、すべての鋼材の強度を使用頻度が高い $\phi 7$ の PC 鋼より線の強度に合わせ、PC 鋼材の種類の差異による強度の違いを鋼材量 Ap の推定において考慮している。

5.4.4 耐荷力の算定

(1) 主桁の耐荷力

主桁の耐荷力は、次に示す現行設計活荷重に対する曲げ破壊安全率をもって表わすものとする。

$$\gamma = f \cdot \frac{\phi Mu - 1.1Md}{Ml} \dots\dots\dots (5.4.9)$$

ここに、 γ : 主けたの曲げ破壊安全率

f : 実測・計算応力度比 (1.0 を標準とする。)

ϕ : 強度低減係数 (RC けたの場合は 1.0, PC けたの場合は 0.8 とする。)

Mu : 破壊抵抗曲げモーメント ($\text{kg} \cdot \text{cm}$) $\dots\dots\dots (5.4.10)$

・ RC けたの場合

$$Mu = As \cdot \sigma_{sy} \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{As \cdot \sigma_{sy}}{0.85\sigma_{ck} \cdot b} \right) \dots\dots\dots (5.5.10)$$

・PC げたの場合

$$Mu = Ap \cdot \sigma_{pu} \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{Ap \cdot \sigma_{pu}}{0.85\sigma_{ck} \cdot b} \right) \dots\dots\dots (5.4.11)$$

Md : 死荷重による曲げモーメント (kg・cm)

MI : 活荷重による曲げモーメント (kg・cm)

Ap : PC 鋼材量 (cm²)

As : 鉄筋量 (cm²)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kg/cm²) (2,400 kg/cm² とする。)

σ_{pu} : PC 鋼材引張強度 (kg/cm²) (14,400 kg/cm² とする。)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²) (RC げたの場合は 210 kg/cm², PC げたの場合は 400 kg/cm² とする。)

d : 有効高 (cm)

b : 圧縮フランジの有効幅 (cm)

(2) 橋梁の耐荷力

式 (5.4.9) を用いて外げたおよび中げたの耐荷力 (活荷重の曲げ破壊安全率) を求め、その最小値をもって橋梁の耐荷率とする。

5.4.3「耐荷力算定に必要な諸数値」と同様に、「RCT げた橋の耐荷力算定指針」の内容に新たに PC げたの耐荷力算定に必要な破壊抵抗曲げモーメント Mu , PC 鋼材量 Ap , PC 鋼材引張強度 σ_{pu} 等の事項を付け加えた。

せん断については、大きな損傷を生じている場合を除き、曲げ破壊安全度に比べ大きな破壊安全度を有するので、曲げ耐荷力のみについて検討を行うものとした。

式 (5.4.9) において主げたの破壊安全率 γ の算定に必要な実測・計算応力度比 f は、次のような方法で曲げモーメントを求めた場合は、1.0 としてよい。

すなわち、死荷重に対する曲げモーメントは、全死荷重による曲げモーメントを主げたの本数で除した値とし、活荷重に対する曲げモーメントは、車道部分および歩道部分に活荷重を満載したときの曲げモーメントを主げたの本数で除し、その除した値に対して、表-5.4 に示す α および β の係数をそれぞれ乗じた値を外げたおよび中げたの曲げモーメントとする。

6. 補修補強に関する検討

6.1 検討の目的

交通量の増加や車両重量の増大等により損傷を生じた鉄筋コンクリート床版(以下、RC床版と略す。)が比較的多く見受けられる。こうした中で、一部の地方建設局や公団等では補修補強工法の選定基準等を定めている。しかし、多くの機関では、各種補修補強工法の効果が十分に把握されていないこともあり、施工事例を参考に工法を適宜、選定しているのが実状である。

本検討では、RC床版の補修補強指針の作成を目的として調査研究を行ってきた。本年度は、昨年度の補修補強に関する実態調査の結果に基づいて、RC床版の補修補強工法として採用事例の多い鋼板接着、縦桁増設および打替えを用いた橋梁について追跡調査を実施した。また、補修補強後の経年変化について報告している文献の調査も行い、各補修補強工法の効果や問題点の検討を行った。ここでは、これらの調査の結果と同結果に基づいて作成した補修補強指針について述べる。

6.2 過年度の検討概要

62年度には、各種補修補強工法の効果の確認や問題点の把握のための基礎調査として、ひびわれを指標としたRC床版の損傷状況およびそれらの損傷に対して適用された補修補強工法について実態調査を行った。その結果、①I桁橋の損傷割合では、合成桁が非合成桁に比べて高いこと、②損傷割合と適用示方書との間にはかなりの関係があり、昭和31年版と昭和39年版の道路橋示方書により設計されたものについては経年数に関係なく損傷割合が高く、一方昭和48年版の道路橋示方書によるものは損傷割合が低いこと、③一般に、RC床版の補修補強工法としては鋼板接着、縦桁増設および打替えが多く、その中でも最近の傾向として打替えの採用割合が増加してきていること、④打替えは、重度の損傷がみられる場合に用いられ、それより軽度の場合は、鋼板接着や縦桁増設が一般に用いられていることなど、が明らかとなった。

6.3 RC床版の補修補強工法に関する調査

6.3.1 調査の概要

この調査では、昨年度の補修補強実態調査の結果を踏まえ、RC床版の補修補強工法として採用事例の多い鋼板接着、縦桁増設および打替えにより補修補強が施された鋼橋の中から48橋を選定し、補修補強後の状況について調査を行った。地建別の調査対象橋数を表-6.1に示す。

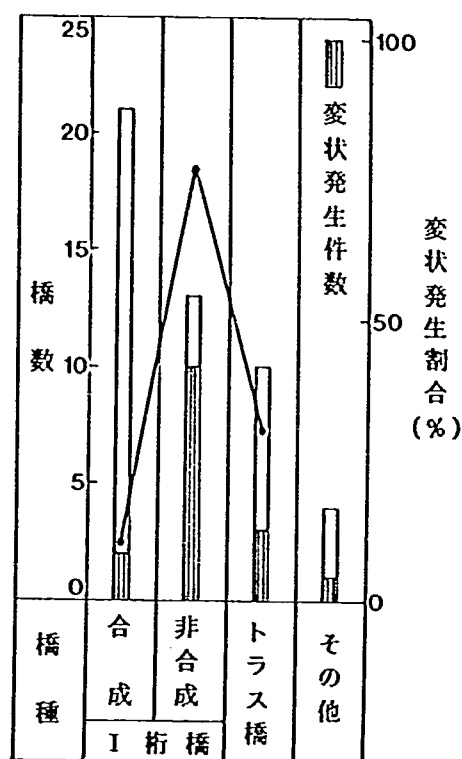
文献調査は、補修補強後の経年変化について報告している5つの文献を対象に行った。

6.3.2 追跡調査の結果

今回の調査では、何年間かの期間において2度補修補強した橋梁については、各々を1件として数えており、調査対象橋数48橋に対して計52件の補修補強事例が収集された。補修補強後の変状(錆汁、漏水、遊離石灰、鉄筋露出、鋼板の浮き等)は52件中20件(38%)に認められた。

表一6.1 調査対象橋数

地建名	調査対象橋数
北海道	5
東 北	5
関 東	5
北 陸	6
中 部	8
近 畿	5
中 国	5
四 国	3
九 州	6
沖 縄	0
合 計	48



図一6.1 橋種別変状発生割合

(1) 橋種別の変状発生割合

図一6.1 に橋種別の変状発生割合を示す。変状発生割合は非合成 I 桁橋が 77% (13 件中 10 件) と最も高く、合成 I 桁橋が 10% (21 件中 2 件) と最も低かった。

(2) 経年数別の変状発生割合

図一6.2 に補修補強後の経年数と変状発生割合との関係を示す。変状発生割合は、経年数が 10 年未満では 23% (35 件中 8 件)、経年数が 10 年以上では 67% (15 件中 10 件) であり、経年数が増すにつれて高くなる傾向が認められた。

(3) 床版厚別の変状発生割合

図一6.3 に床版厚と変状の発生割合との関係を示す。変状の発生割合は、床版が厚いほど減少する傾向がみられ、22.0 cm 以上の厚さを有する床版では変状が認められなかった。

(4) 大型車混入率×経年数別の変状発生割合

図一6.4 に大型車混入率×経年数と変状の発生割合との関係を示す。変状の発生割合は、大型車混入率×経年数の値が大きくなるほど高くなる傾向がみられた。なお、経年数は、補修補強を施してから調査時点までの年数とした。

(5) 補修補強前のひびわれランク別の変状発生割合

図一6.5 に鋼板接着、縦桁増設および部分打替えを施した床版の補修補強前のひびわれランクと変状発生割合との関係を示す。ただし、補修補強前のひびわれランクとひびわれ状況との関係は図一6.6 に示す通りである。ひびわれランクが高いほど、変状の発生割合が高くなる傾向にあり、ランク 4 (亀甲状のひびわれがみられる段階) では、5 件中 4 件 (80%) に変状が認められた。

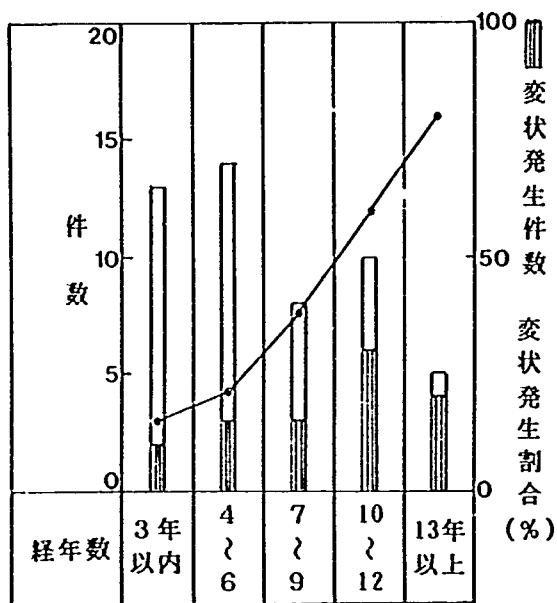


図-6.2 補修補強後経年数別変状発生割合

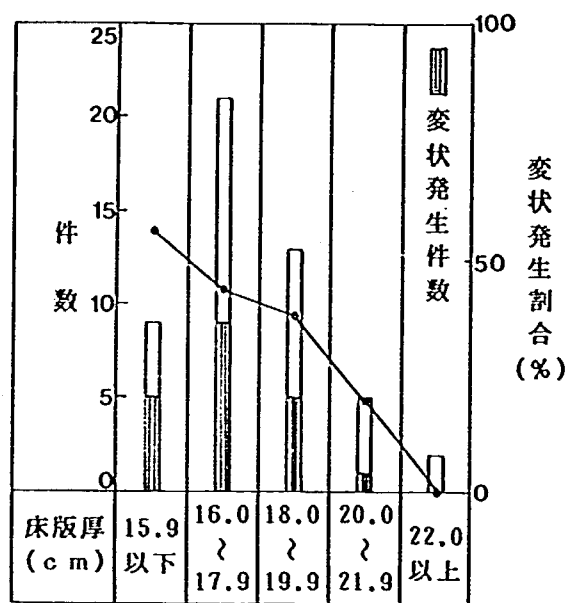


図-6.3 床版厚別変状発生割合

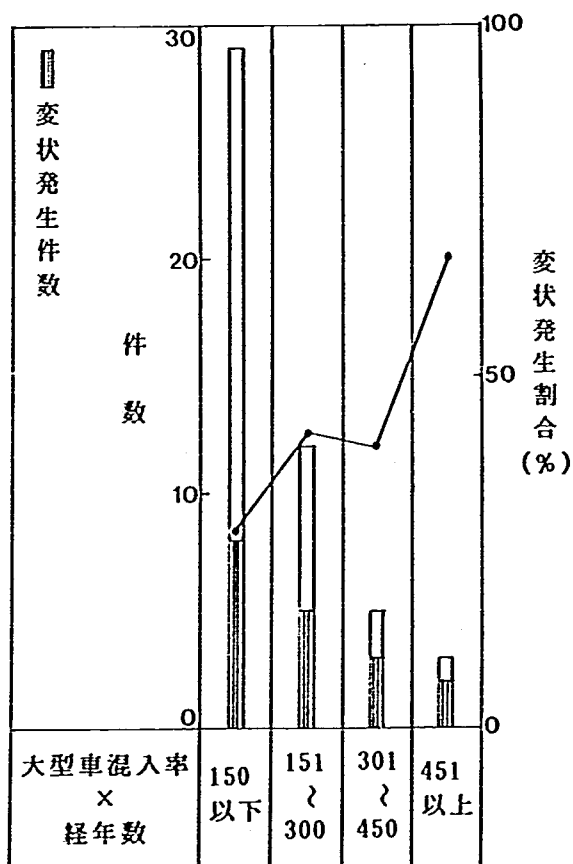


図-6.4 大型車混入率×経年数別変状発生割合

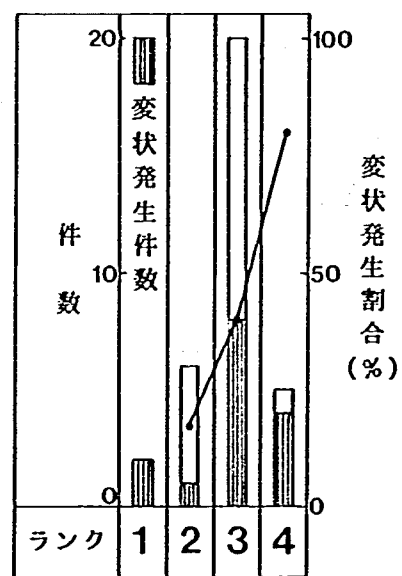


図-6.5 ひびわれランク別変状発生割合 (全面打替えを除く)

ランク	ひびわれ状況	
0	○ひび割れなし ○一方向のひび割れが粗く生じている	(L > 1 m)
1	○一方向のひび割れを主とし、直角方向のひび割れが散在する。	
2	○二方向のひび割れが生じているが、継がっているものは少ない。	(L = 0.6 ~ 1 m)
3	○二方向のひび割れが縦横に継がっている。	(L = 0.3 ~ 0.6 m)
4	○亀甲状の細かいひび割れがある。	(L < 0.3 m)
備考	L: ひび割れ間隔の目安	

図-6.6 ひびわれ状況とひびわれランクとの関係

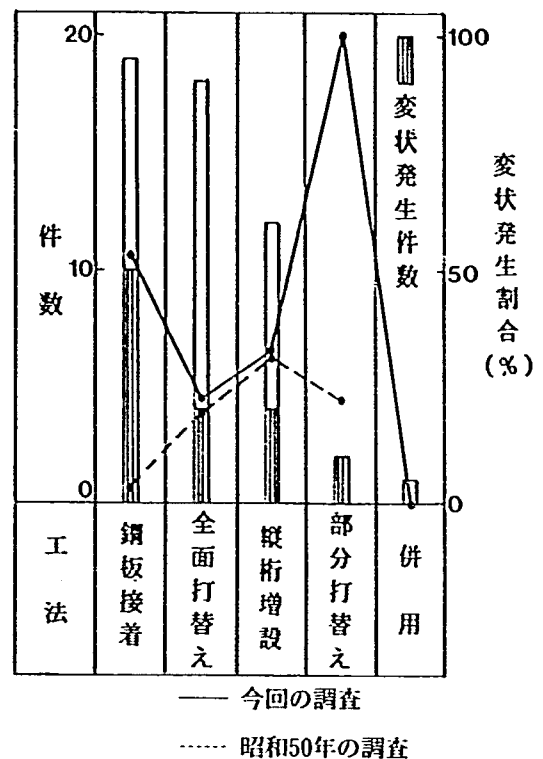


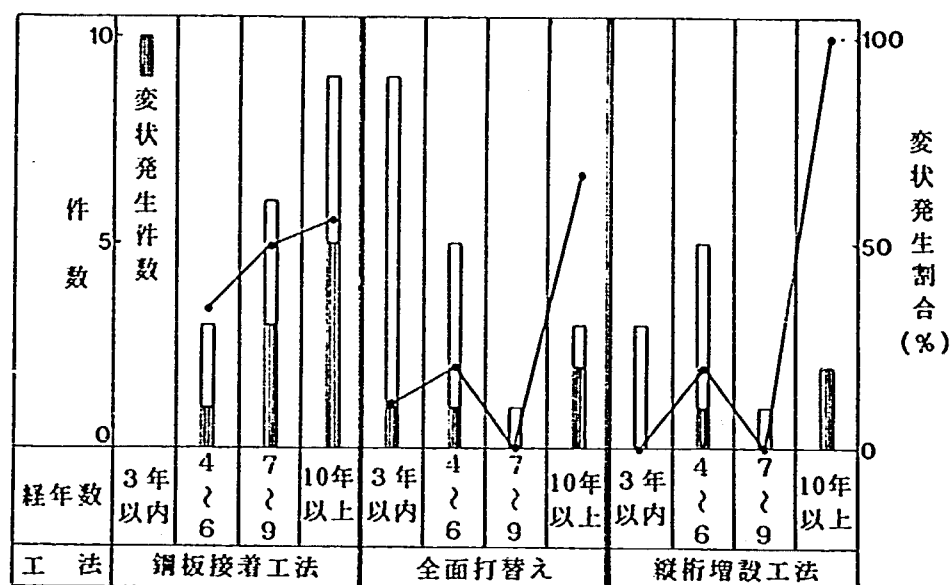
図-6.7 工法別変状発生割合

(6) 工法別の変状発生割合

図-6.7に工法別の変状の発生割合を示す。なお、同図には、第29回建設省技術研究会(昭和50年)でのRC床版の補修補強工事の追跡調査による結果を併せて示す。前回の調査および今回の調査における全面打替えと縦桁増設工法の変状が認められた割合は同程度であり、それぞれ約20%および約30%であった。しかし、鋼板接着工法では、前回の調査で変状が認められた割合が3%であったのに対し、今回の調査では、53%(19件中10件)と大きな割合であった。このような相異なる結果となったのは、前回の調査では調査対象の70%が補修補強後3年以内のものであり、経年数が短かく変状の発生していなかったものが多く含まれていたためと考えられる。

(7) 工法別の経年数と変状発生割合との関係

図-6.8に全件数が3件と少ない部分打替えを除く鋼板接着、全面打替えおよび縦桁増設の3工法の補修補強後の経年数と変状発生割合との関係を示す。各工法とも経年数が増すにつれて変状の発生割合が高くなる傾向がみられた。工法別に変状の発生割合を比較すると、全面打替えあるいは縦桁増設では、施工後3年以内で10%程度以下と低いが、経年数10年以上では、それぞれ全面打替えでは67%、縦桁増設では100%と高い値を示した。ただし、10年以上のものは全面打替えが3件、縦桁増設が2件と少なかった。鋼板接着では、施工後3年以内のものはなく、4~6年経過したものも3件と少なかったが、他工法に比べて10年未満での変状発生割合が高かった。しかし、経年数ごとの変状発生割合の増加はゆるやかであり、10年以上経過後の変状発生割合は56%(9件中5件)と他工法に比べて低かった。なお、10年以上経過後に変状の発生が認められなかった4件の中には、施工後13年以上経過しているものが1件あった。



図一6.8 工法別の補修補強後経年数別変状発生割合

(8) 橋梁別変状の種類および発生原因

表一6.2に、各橋梁の変状の種類および調査担当者が推定した変状の発生原因を示す。橋梁名に付した番号は、同一橋梁で補修補強が2回行われたことを表している。鋼板接着工法では、鋼板の端部や添接板に浮きが認められたものが大部分であり、その他として、鋼板を接着していないハンチ部のコンクリートのはく離、または鋼板のはがれや床版のかん没の発生があった。ここで、鋼板の浮きとはたたき調査で空洞音が認められたもの、鋼板のはがれとは広い範囲にわたる浮きが認められたものである。調査担当者は、このような変状の発生を床版コンクリートの強度不足、防水層の不備、凍結融解等に起因するものと推定している。全面打替えでの変状は、すべてI型钢格子床版で打替えた場合に認められた。変状の形態は、コンクリートの打継目あるいは主桁と亜鉛鉄板との継目や亜鉛鉄板相互の継目からの錆汁の発生であった。調査担当者は、このような変状の原因を打継目より雨水が浸入したことによるものと推定している。縦桁増設工法での変状の形態は漏水、遊離石灰、はく離等の発生であり、増設桁の上フランジと床版との接着面に接着剤の注入不良箇所が認められたものもあった。調査担当者は、このような変状の発生を接着剤の注入不足、コンクリートの強度不足および防水層の不備によるものと推定している。部分打替えしたRC床版に認められた変状は、打替え部のコンクリートでの新たな亀甲状のひびわれの発生であった。調査担当者は、冬期の夜間に片側規制による供用下でコンクリート打設を行った後、短時間で交通解放したため、コンクリートの強度が発現する前に振動の影響を受けたことや養生が不足したことを変状の発生理由と考えている。

(9) 防水層の有無と変状発生割合

図一6.9に、防水層の有無と変状発生割合との関係を示す。防水層を併用しているものは52件中6件であった。この6件中変状が認められたものは1件のみであった。ただし、この1件は縦桁の接着剤の注入不良を伴っていた。このように、今回の調査では、防水層を併用した床版には補修補強後

表-6.2 変状が生じていた橋梁の推定変状発生原因

橋梁名	工法名	変状の種類	推定変状発生原因						備考
			a	b	c	d	e	f	
A	鋼板接着(広)	添接板部分に浮きが点在。アンカー周囲に錆の点在。		○					
B-1	鋼板接着(広)	鋼板の浮きが点在					○		
C	鋼板接着(広)	不 明							原因は不明
D-1	鋼板接着(広)	床版の陥没							原因は不明
E	鋼板接着(広)	添接板部分、床版中間部に浮きが点在				○		○	雨水の浸入や凍結融解等
F	鋼板接着(広)	特にハンチ部に浮きが点在				○		○	雨水の浸入や凍結融解等
G	鋼板接着(広)	鋼板端部に浮きが点在				○			
H	鋼板接着(広)	未補修のハンチ部に鉄筋露出、角欠け、剥離が点在					○		
I-1	鋼板接着(広)	接着鋼板の剥がれと床版の陥没					○		
J	鋼板接着(広)	添接板部分とハンチ部付近に沿って浮きが点在			○				
K	全面(I型)	地覆と車道部との継目に錆汁が点在			○				全面打替えのコンクリート打設は車線ごとに分けて行ったが、打継目の処理が不十分であったため、雨水の浸入があったようである。
L	全面(I型)	主桁と垂鉛鉄板の継目あるいは垂鉛鉄板相互の継目部に錆汁が点在			○				
M	全面(I型)				○				
N	全面(I型)	不 明							原因は不明
○	縦桁増設	増設桁と床版との接着部に浮きが点在。漏水、遊離石灰点在		○					
P-1	縦桁増設	一方向のひびわれが主で、それと直角方向のひびわれも散在し、錆汁、遊離石灰、鉄筋露出、剥離、漏水が点在。			○		○		
B-2	縦桁増設						○		
Q	縦桁増設	不 明							原因は不明
R	部分(RC床版)	亀甲状の細かいひびわれがある。					○		強度発現前の振動の影響や養生不足が原因。
P-2	部分(RC床版)	打替え箇所は床版下面に型枠代りの鋼板があるが、この鋼板に浮きおよび錆が点在していた。			○		○		

a : 採用した工法が損傷に対して不適切, b : 施工不良, c : 防水工の不備
d : 応急的な補修であった, e : 床版コンクリート自体の強度不足(品質不良)
f : その他

の変状はほとんど認められなかった。また、防水層を併用した鋼板接着工法の2件については、鋼板接着前のひびわれランクがランク3あるいはランク4と高かったにもかかわらず変状は認められなかった。従って、表-6.2において変状の原因として防水層の不備をあげているものが多かったことも考慮すると、補修補強を行う際には、防水層を併用することが望ましいと言える。なお、防水層の種類は、不明の1件を除き、すべてシート系であった。

6.3.3 文献調査の結果

RC床版の補修補強後の経年変化に着目した報告として、5つの文献が収集できた。

文献(1)および(2)では、昭和49年に鋼板接着工法および縦桁増設工法による補修補強が行われた合成桁RC床版の経年変化を報告している。追跡調査は、補修補強後3年目および11年目のひびわれ状況を補修補強時点でのそれと比較する形で行っている。また、荷重車を用いた載荷試験も行っている。

図-6.6によった場合、ほぼランク2に相当した状態でRC床版は補修補強が行われている。鋼板接着した床版では、目視可能なハンチ部におけるひびわれの密度は鋼板接着直後と比べて変化はなく、たたき調査ではく離が認められなかったとしている。一方、縦桁増設した床版ではひびわれ密度は経年とともに増加しており、ひびわれの抑制効果は鋼板接着工法に比べて劣っていると結論づけている。

文献(3)では、昭和48年に鋼板接着した合成桁RC床版について、補修補強後5年目の経年変化を報告している。たたき調査により確認された鋼板の全浮き面積を鋼板の全接着面積で除した浮きの割合は0.21%と予想以上に小さく、良好な接着状態にあり、このような結果が得られたのは、一方向のひびわれが生じてきたような初期の段階で補修補強を行ったことによるものとしている。

文献(4)では、昭和52年に鋼板接着を施したI桁橋（合成、非合成の別は不明）RC床版の補修補強後6年目の経年変化を報告している。対傾構あるいは横桁と主桁とによっては囲まれた部分を1パネルとし、4パネルについてたたき調査を行った結果、鋼板接着面積に対する浮き面積の割合は、最大が1パネル当り14.5%、最小が1パネル当り1.9%であったとしている。調査担当者は、このような結果をもとに、鋼板接着工法は有効な補修補強工法であるとしている。

文献(5)は、昭和52年に鋼板接着が施された非合成桁RC床版の施工後5年経過した時点における補修補強効果の確認試験の報告である。確認の方法として、現場での静的載荷試験および実験室内での疲労試験が実施されている。その結果、5年間の供用後においてもRC床版と鋼板との合成が保たれ、全断面有効の状態にあることが静的載荷試験によって確認されたとしている。また、輪荷重の走行を想定した疲労試験によって、鋼板接着を施した床版は、非常に疲労寿命が向上していることが判明し、鋼板接着工法は優れた補強工法であると結論づけている。

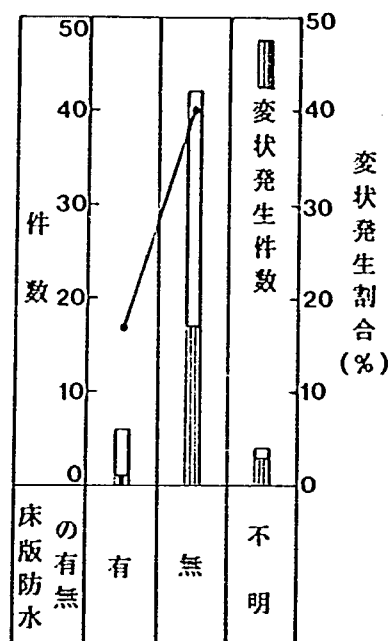


図-6.9 防水層の有無と変状発生割合

6.3.4 ま と め

本調査より得られた結果をまとめると以下の通りである。

- (1) 今回の調査では、補修補強事例 52 件のうち 20 件に変状の発生が認められた。
- (2) 変状の発生割合は補修補強前のひびわれランクが高いほど、また、補修補強後の経年数が増すほど高かった。
- (3) 変状の発生割合は大型車混入率×補修補強後経年数の値が大きいほど高かった。また、変状発生割合は、床版厚が厚いほど低く、22.0 cm 以上の厚さを有する床版では補修補強後の変状は認められなかった。
- (4) 鋼板接着の場合、19 件中 10 件に変状が認められ、その大部分は鋼板の浮きであった。
- (5) 変状の発生原因については、いずれの工法の場合にもコンクリートの強度不足と防水層の不備をあげている割合が高かった。なお、今回の調査では、防水層を併用した床版には変状はなかった。
- (6) 生じ易い変状を工法別にみると、全面打替えでは打継目部の漏水や亜鉛鉄板の腐食、部分打替えでは新旧コンクリートの打継目部の漏水である。鋼板接着では鋼板の端部や添接板の浮きである。なお、鋼板の浮きに関しては、たたき調査による確認が必要であることが理解された。

[参 考 文 献]

- (1) 関口幹夫；高井戸陸床版コンクリートの追跡調査（その 3），東京都土木技研年報，昭和 52 年
- (2) 関口幹夫；高井戸陸橋 RC 床版損傷の経年変化，東京都土木技研年報，昭和 61 年
- (3) 加藤正晴，音川庫三，安孫子敏雄；床版補強の追跡調査，土木学会第 33 回年次学術講演会講演概要集，昭和 53 年
- (4) 神田正孝，山本 力，代継 実；RC 床版の鋼板補修効果の追跡調査，阪神高速道路公団技報，昭和 59 年
- (5) 松井繁之，栗田章光，中井 博，黒山泰弘；鋼板接着工法により補強した RC 床版の疲労性状，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，昭和 61 年

6.4 RC床版の補修補強指針案

6.4.1 はじめに

輪荷重の作用を直接受ける鉄筋コンクリート床版（以下、RC 床版と略す。）は、近年の交通量の増加および車両重量の増大等によって劣化損傷を生じる例が多くなっている。このため、具体的な補修補強工法の選定等のための指針の作成が望まれていた。

本指針案は、このような状況を踏まえ、昭和 61 年度より 3 カ年にわたって実施された建設省技術研究会「既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究」での RC 床版の補修補強に関する検討で得られた成果をもとに、RC 床版の調査および補修補強工法の選定等に関する事項をとりまとめたものである。

6.4.2 総 則

(1) 適用の範囲

本指針は、RC床版の劣化損傷状況の調査および補修補強を行う場合に適用する。なお、本指針に示されていない事項については、以下の基準等を参考にするものとする。

- | | |
|------------------------|--------|
| ① 道路橋示方書・同解説（Ⅰ.共通編） | 日本道路協会 |
| 道路橋示方書・同解説（Ⅱ.鋼橋編） | 日本道路協会 |
| 道路橋示方書・同解説（Ⅲ.コンクリート橋編） | 日本道路協会 |
| ② 道路維持修繕要綱 | 日本道路協会 |
| ③ 道路橋補修便覧 | 日本道路協会 |
| ④ 鋼道路橋設計便覧 | 日本道路協会 |
| ⑤ 鋼道路橋施工便覧 | 日本道路協会 |
| ⑥ コンクリート標準示方書 | 土木学会 |

図-6.10 に、一般的な RC 床版の点検、調査および補修補強の一連の流れを示す。このうち、本指針では、RC 床版の劣化損傷状況の調査および補修補強に関する事項を取り扱っており、点検は、橋梁点検要領（昭和 63 年 3 月、建設省）に従って行うものとした。すなわち、本指針は点検の結果、補修補強の要否の検討が必要とされた RC 床版の詳細調査、補修補強の要否の判定および補修補強工法の選定等を行う場合（図中の点線内）に適用されるものである。なお、本指針には、各種補修補強工法の詳細な設計手順等については示していない。従って、実際に補修補強を行うにあたっては、本指針によるほか、条文に示した基準類を参考にするのがよい。

(2) 用語の定義

1) 補 修

耐久性の確保あるいは現有の耐荷力の保持のために対策を施すこと。

2) 補 強

現有の耐荷力を向上させるために対策を施すこと。

3) 打 替 え

損傷部分あるいは床版全体を取り去り、新たな床版と取替えること。

6.4.3 詳細調査

(1) 目 的

詳細調査は、補修補強の要否の判定に必要な資料を得るために行うものとする。

補修補強の要否を的確に判定するには、劣化損傷状況を十分に把握することが必要である。この

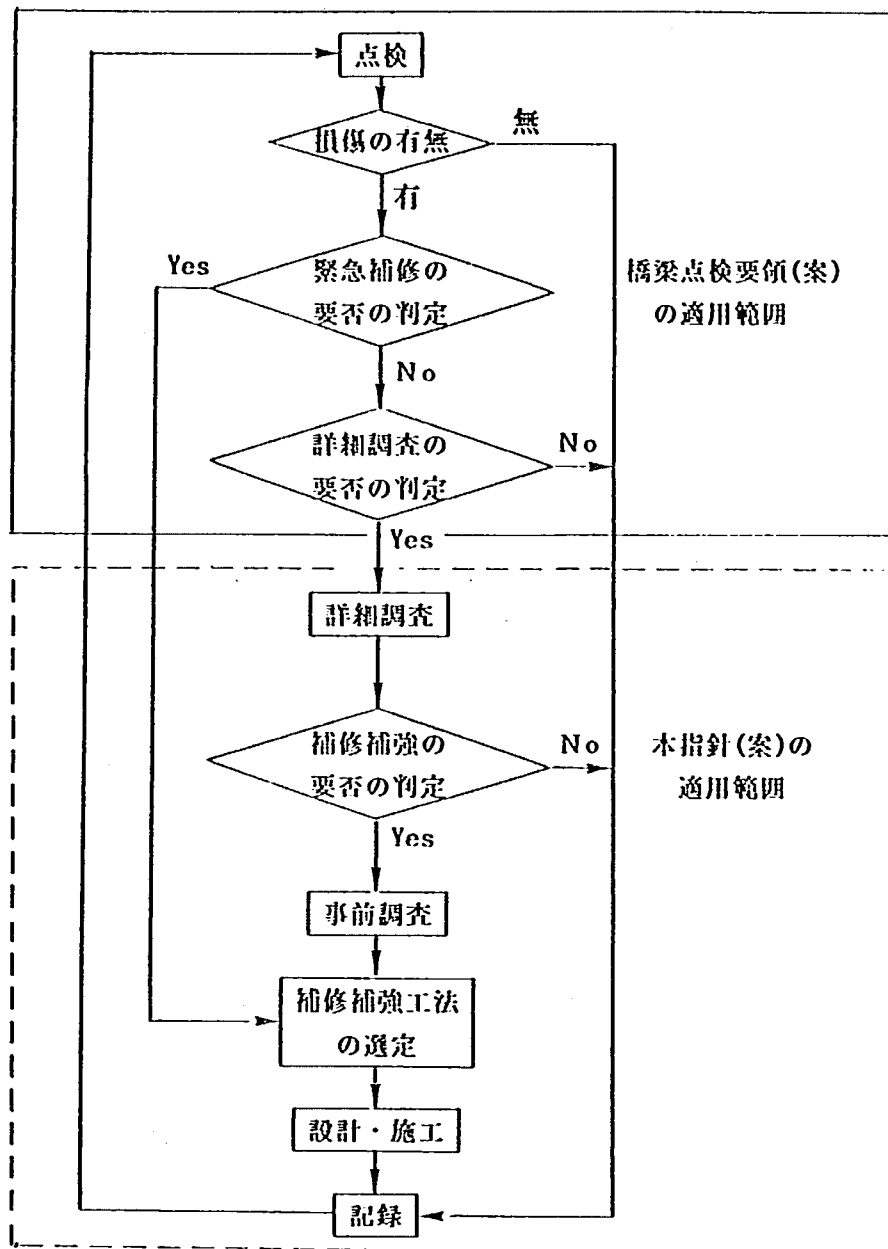


図-6.10 一般的なRC床版の維持管理の流れ

ため、本指針案では、点検の結果、補修補強の要否を検討する必要があると判定された場合には、詳細調査を行うものとした。

(2) 調査項目

詳細調査では、目視を主体に、ひびわれ、はく離、鉄筋露出、漏水、遊離石灰、錆汁、抜け落ち、豆板、空洞について、その有無および程度を把握するものとする。

表-6.3 に各調査項目ごとの使用器具類を示す。詳細調査はこれらの器具類を補助的に用い、できるだけ点検車や足場等を利用し、床版に接近して行うのがよい。

表—6.3 詳細調査項目と使用器具

調査項目	使 用 器 具
ひびわれ	クラックゲージ、コンベックス
はく離、鉄筋露出	点検ハンマー、コンベックス
漏水、遊離石灰	コンベックス
錆汁	コンベックス
抜け落ち	コンベックス
豆板、空洞	点検ハンマー、コンベックス

(3) 補修補強の必要性の判定

- 1) 補修補強の必要性は、詳細調査の結果に基づく損傷度、床版の構造諸元、橋梁の供用年数および交通条件等を考慮して判定するものとする。
- 2) RC床版の損傷度は、表—6.4 を標準とする。
- 3) 損傷度の判定は、主桁と対傾構あるいは主桁と横桁とで囲まれた区間ごとに行うのを標準とする。

表—6.4 損 傷 度 の 区 分

損傷度	損 傷 状 況
I	亀甲状のひびわれが50cm程度未満の最小間隔で発生しており、角欠けを伴ったひびわれが多く、錆汁、漏水および遊離石灰がかなり認められる場合
II	二方向のひびわれが生じ、漏水や遊離石灰が認められる場合
III	部分的に二方向のひびわれが発生しており、漏水や遊離石灰が認められる場合
IV	一方向のひびわれが発生しているが、漏水や遊離石灰が認められない場合

- 2) RC床版の損傷度を損傷状況に応じてI、II、III、IVの4段階に区分した。

損傷度Iは、損傷が著しく、路面のかん没の恐れがある場合である。この損傷度に達した場合、打替え以外の対策では補修補強後に再び変状の発生する可能性が高いため(図—6.5 および図—6.6 参照)、打替えを行うのが望ましい。

損傷度IIは、比較的間隔のせまい二方向のひびわれやコンクリートのはく離が認められる場合である。この損傷度の場合には水の影響を受けており、損傷度Iへ移行する可能性が高いのでできるだけ早く補修補強を行う必要がある。

損傷度IIIは、二方向のひびわれやコンクリートのはく離が部分的に見られ、漏水や遊離石灰が認められる場合である。この場合には、水の影響による損傷の進行が懸念されるため、なるべく早めに補修を行うのがよい。なお、参考として表—6.5 に損傷度と補修補強の必要性の一般的な関係を示す。

表-6.5 損傷度に基づいた補修補強
の必要性

損傷度	判 定 区 分
I	打替えを行うのが望ましい。
II	できるだけ早く補修補強する必要がある。
III	補修が必要であり、その時期を検討する必要がある。
IV	補修補強の必要はない。

6.4.4 事前調査

(1) 目 的

事前調査は、補修補強工法の選定および施工の際に必要な資料を得るために行うものとする。

十分な補修補強効果を得るには、劣化損傷の原因を明らかにし、それを取り除くことが大切である。また、施工時の交通条件および桁下空間の広さによって適用できる工法が決定されることがあるので、事前にこれらの条件を把握しておく必要がある。このため、本指針等では、補修補強が必要であると判定された RC 床版に対して事前調査を行うものとした。

(2) 調査項目

事前調査では、床版の諸元、橋歴、交通状況、立地条件等を把握するものとする。

昭和 48 年版の道路橋示方書以前の示方書で設計された RC 床版は、配力鉄筋量や床版厚が不足しているものが多い(表-6.6 参照)。従って、事前調査では、設計図書類をもとに床版の諸元を確認しておく必要がある。また、橋歴を調査し、補修補強歴がある場合には採用された工法や施工時期を把握しておく必要がある。なお、参考として、表-6.7 に一般的な RC 床版の損傷原因と発生箇所あるいは形態との関係を示す。

6.4.5 補修補強

(1) 工法の選定

補修補強は、事前調査の結果に基づき、適切な工法を用いて行うものとする。

補修補強は、RC 床版の損傷程度や損傷原因、交通処理の問題、立地条件等を考慮して行わなければならない。床版の損傷原因と補修補強対策との一般的な関係を図-6.8 に示す。一般に RC 床版の損傷は、いくつかの原因が相互に関係し合って発生する例が多い。従って、例えば、水の影響とその他の損傷原因とが考えられるような場合には、防水層を併用して対策を施す必要がある。工法選

表-6.6 RC床版の基準の変遷

適用基準 および示方書	発行年月	荷重P (kg)	主筋方向 曲げモーメント	配筋方向	鉄筋の 許容応力度	配筋鉄筋量	最小床版厚
道 路 橋 示 方 書	昭31	8000	$\frac{0.4P(L-1)}{L+0.4}$ (ただし、 $2 < L \leq 4$ m)	規 定 な し	SR24 1400 kg/cm ²	主鉄筋の 25%以上	14cm
道 路 橋 示 方 書	昭39				SD30 1800 kg/cm ²		
鋼道橋の一方方向 コンクリート床版の 設計鉄筋量	昭42.9.9				主鉄筋の 70%以上	3L+9 ≥16cm	
鋼道橋の床版 設計に関する 設計指針(案)	昭43.5						
鋼道橋の鉄筋 コンクリート床版 の設計について	昭46.3.18	8000 (9600)	0.8(0.12L+0.07)P	0.8(0.10L+0.04)P	SD30 1400 kg/cm ²	—	3L+11 ≥16cm
道 路 橋 示 方 書	昭48.2						
鋼道橋の鉄筋 コンクリート床版の 設計施工について 道示と全道指針	昭53.4.13				SD30 1400kg/cm ² で200kg/cm ² を 維持させる	k ₁ ・k ₂ ・d _s	
道 路 橋 示 方 書	昭55.2						

※1：1等橋の場合()内は大型車が1方向1000台/日以上の場合
 ※2：連続版で主鉄筋が車両進行方向に直角の場合(L：床版支間長(m))
 d_s：道示で与えられる1等橋に対する最小全厚
 k₁, k₂：道示で示された係数

表-6.7 RC床版の一般的な損傷原因

原因	発生箇所あるいは形態等
衝撃の影響	路面や伸縮継手付近および床版目地部の段差やひびわれ等
水の影響	伸縮継手や排水管等の付近および路面の滞水しやすい部分の錆汁等
施工不良	場所は特定し難いが、豆板、空洞、鉄筋の露出等
配筋鉄筋量不足	場所は特定し難いが、配筋鉄筋に対して直角方向のひびわれ、あるいはこれが発達して亀甲状となったひびわれ等
床版の剛性不足	過大なたわみや幅の広いひびわれ等
自由端における過大曲げモーメントの作用	継目部が縁切れ状態となっている部分の段差やひびわれ等
主桁作用の影響	主桁に対して直角方向のひびわれ等
主桁(縦桁)の不等沈下の影響	主桁方向のひびわれ等

定までの一般的なフローチャートを図-6.11に示す。また、現在比較的多く用いられているRC床版の補修補強工法の概要を表-6.9に示す。

(2) 施工

施工は、施工時期を考慮の上、適切な品質管理および工程管理のもとで行うものとする。

補修補強では、気温により、粘度や養生時間が異なる樹脂材料を用いる例が多い。従って、その

表-6.8 RC床版の一般的な損傷原因と対策

原 因	対 策
撃 の 影 響	路面舗装や伸縮継手の補修
水 の 影 響	防水層の施工
コンクリートの品質不良や強度不足	豆板、空洞、鉄筋露出等がわずかな場合は補修する。コンクリートの品質不良が認められる場合は打替えるのがよい。
配 力 鉄 筋 量 不 足	床版の補強(配力鉄筋方向の補強)
床版の剛性不足	床版の補強(床版の剛性増加あるいは床版支間の短縮)
自由端における過大曲げモーメントの作用	横桁の増設あるいは打替え
主桁作用の影響	床版の補強
主桁(縦桁)の不等沈下の影響	荷重分配横桁の増設あるいは打替え

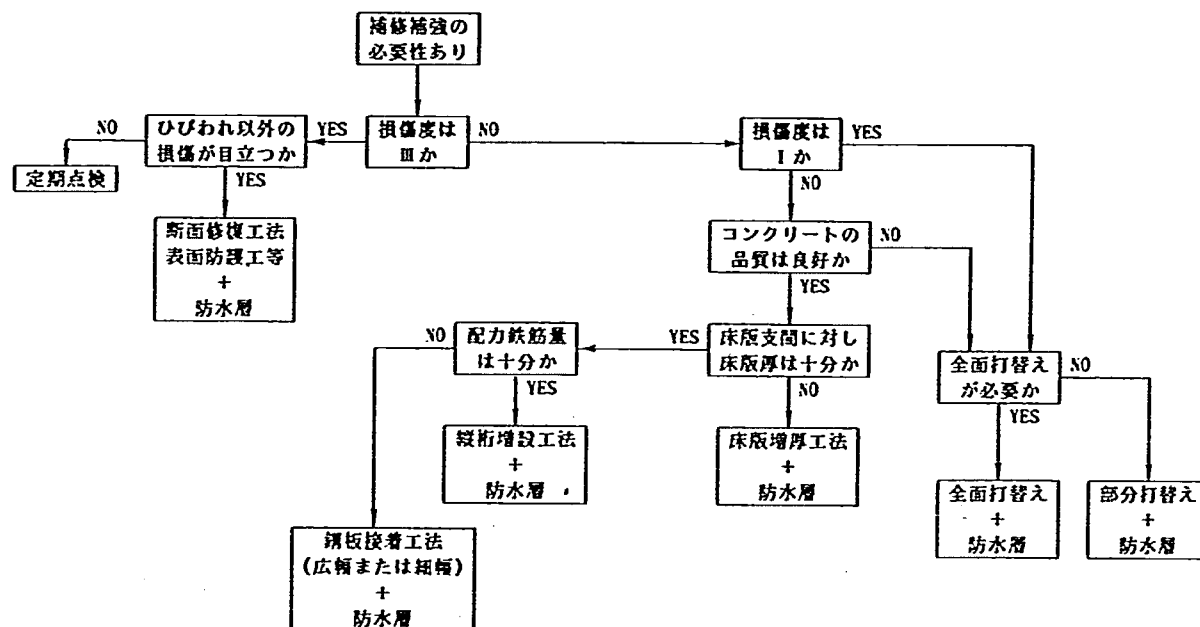


図-6.11 工法選定までの一般的なフローチャート

実施にあたっては、施工時期や品質および工程の管理に十分な注意が必要である。以下に、工法ごとに施工上の留意事項を示す。

1) 補修工法

① 樹脂注入工法

- 施工時の気温に合った可使時間を有する樹脂を用いる。
- 樹脂の充填はできるかぎり低圧、低速で行う。
- 漏水・遊離石灰が認められる場合には防水層を設ける。

表-6.9 一般的な床版補修補強工法

補修工法	工 法	概 要
	1) 樹脂注入工法	床版のクラック内にエポキシ樹脂を注入し、コンクリートの一体化をはかる工法である。道路を全面供用しながらの施工が可能で、床版の防水性の向上、コンクリートの劣化防止、鉄筋の防錆効果が期待できるがこの工法のみでは耐荷力の増加は望めない。
	2) 防水工	床版への雨水等の浸入を防止するために、遮水層を設ける工法である。防水層の種類はシート系と塗膜系に大別される。他の工法と併用されることが多い。コンクリートの劣化防止、鉄筋の防錆効果が期待出来るが、施工には交通規制が必要である。
	3) F.R.P接着工法	床版コンクリートの引張縁にF.R.P（ガラス繊維補強プラスチック）を接着する工法である。道路を全面供用しながらの施工が可能なお、素材が柔軟、軽量であり作業性に優れている。ただし、弾性係数が小さい（ $1.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ）ため、床版コンクリートのはく落防止のような場合に用いられることが多い。
	4) 断面修復工法	床版の豆板、空洞、はく離などを補修する工法である。断面修復材料にはセメントモルタルや樹脂モルタル等がある。
補強工法	1) 鋼板接着工法	床版コンクリートの引張縁に鋼板（厚さ4.5～6.0mm）を接着し、既設のコンクリート床版と一体化させ、活荷重に対する抵抗力を増す工法である。鉄筋量が不足している床版で損傷があまり進行していない場合に適している。鋼板は、ひびわれの状況に応じて細幅と広幅を使い分け、接着には一般にエポキシ系の樹脂を用いる。道路を全面供用しながらの施工が可能である。広幅の鋼板を使用した場合には床版下面が鋼板で隠れてしまうため、施工後の内部変化の追跡が困難である。
	2) 縦桁増設工法（ストリンガー工法）	既設床版の支持桁間に1～2本の縦桁を増設して床版支間を短くすることにより輪荷重による曲げモーメントを軽減しようとする工法である。道路を全面供用しながらの施工が可能で、損傷があまり進行していない床版の補強に適しており、施工後の損傷進行の確認も可能である。

補強工法	工 法	概 要
	3) 床版増厚工法	床版上面に鉄筋、鉄筋網などを設置してコンクリートを打設し、床版厚を増すことによって既設床版を補強する工法である。施工の際は、交通規制が必要である。
打替え工法	4) 横桁増設工法	対傾構、横構を補強し、荷重分配効果を高め、床版支持桁の不等沈下を減少させる工法である。道路を全面供用しながらの施工が可能であるが、床版自体の補強ではないので床版コンクリートのはく落防止とはならず、他の工法との併用が望ましい。
	1) RC床版による打替え	既設床版を全面的に、あるいは部分的に撤去して新たにRC床版を打設する工法である。全面閉鎖が可能な場合は確実に安価な工法である。現場作業が多く、工期が長い。なお、部分打替えの場合は、樹脂コンクリート等も使用される。
工 法	2) I形鋼格子床版による打替え	主鉄筋の代りに小型のI形鋼を使用した床版で打替える工法である。一般に、床版厚が薄くできる。施工には交通規制が必要であるが、かなりの部分が工場で作製されるため現場作業が少なく済み、工期の短縮が図れる。
	3) プレキャストコンクリート床版による打替え	工場で作製されたプレキャストコンクリート床版で打替える工法である。工期が短く、現場の条件によっては道路を供用しながらの施工も可能である。
工 法	4) 鋼床版による打替え	鋼床版により置換する工法である。工期を短縮でき、現場の条件によっては道路を供用しながらの施工も可能である。

② 防 水 工

- 夏には版ぶくれ、冬には養生期間や粘度の低下等の問題が生じやすいため、施工時期に注意する。
- 防水層の施工面は軽いほうき目程度の荒さで、平坦性を確保する。
- 防水層の施工は、アスファルト舗装の施工直前に行う。
- アスファルト舗設時に防水層を傷つけないように配慮する。

③ F.R.P 接着工法

- 接着面を平滑に仕上げる。
- 漏水・遊離石灰が認められる場合には、防水層を設ける。

④ 断面修復工法

- コンクリートの不良部分をできるだけはつり取る。
- 施工厚が大きい場合には、適当な厚さで積層する。
- 漏水・遊離石灰が認められる場合には、防水層を設ける。

2) 補 強 工 法

① 鋼板接着工法

- 注入法を用いて樹脂を充填し、鋼板を確実に接着する。
- 漏水・遊離石灰が認められる場合には、防水層を設ける。

② 縦桁増設工法

- 漏水・遊離石灰が認められる場合には、防水層を設ける。

③ 床版増厚工法

- 増厚コンクリートと接する面は、ショットブラストにより 2 mm 程度の凹凸ができるように表面処理を施す。
- 増厚コンクリートと接する面は湿潤状態にしておく。
- 増厚コンクリート上面には防水層を設ける。

3) 打 替 え 工 法

① 全面打替え工法

- 床版上面には防水層を設けるのが望ましい。特に、連続げた橋の中間支点付近の負の曲げモーメントの領域および車線ごとに分割施工するような場合のコンクリートの打継目には防水層を設けるのがよい。
- 所定のコンクリート強度が発現するまでは、なるべく交通規制を行うのがよい。

② 部分打替え工法

- 部分打替え部の上面には防水層を設ける。特に、新旧コンクリートの打継目には防水層を設けるのがよい。
- 部分打替えには、乾燥収縮が小さく、旧コンクリートとの付着性に優れたコンクリートを使用する。

(3) 記 録

施工完了後、補修補強記録表を作成するものとする。

追跡点検あるいは維持管理が適切に行えるように、施工完了後、補修補強記録表を作成するものとした。一般に、これには損傷状況、使用した補修補強工法、使用材料を記録しておくのがよい。

7. 耐震性評価法に関する検討

7.1 目 的

1923年の関東地震以後、現在までに約3,000橋の道路橋が地震により何らかの被害を受けており、このうち15橋(火災によるものを除く)が落橋という事態に至っている。一般に橋梁の被害は、避難路あるいは緊急物資の輸送路としての道路の機能を喪失せしめるとともに、復旧に多大な労力と日数を要し、地域社会、地域経済に与える影響が大きいことから事前の震災対策が望まれている。

橋梁の耐震性を考える場合、既往の地震による被害等を調査分析し、これらの特性を十分反映した被害予測を行い、有効な耐震補強を加えて行くことが重要である。また、耐震調査では多数の橋を対象としなければならないため、複雑な計算をすることなく、外観等現場で簡単に把握できる諸元を用いて落橋等致命的な崩壊の危険性を判定することが求められている。現在までも、既往の災害橋の統計解析を基本として種々の判定法が提案されているが、これを耐震調査に利用する上では、推定精度の向上、耐震性の総合的な把握の可能性、一次調査後の詳細耐震性判定法の開発等検討すべき点が多く残されている。

本検討は、耐震性の低い橋梁の抽出方法の高精度化の検討を行うことを目的として実施されたものである。昭和63年度は本技術研究会の最終年度にあたり、本技術研究会のとりまとめを行った。

本技術研究会の3カ年の成果として、新たな耐震性評価法を作成するとともに、その手引を耐震性判定マニュアル¹⁾としてとりまとめた。本手法は、日本道路協会の橋梁耐震調査法及び建設省の耐震点検法を基本としてこれに改良を加えて作成したものであり、外観及び簡易な計算のみによる1次判定法、地盤及び下部構造に対する詳細な計算を含む2次判定法、さらに3次判定法として大地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性判定法の3段階で構成するものとした。

7.2 過年度の検討事項

7.2.1 61年度の概要

昭和61年度においては、耐震性評価法に関する検討として、耐震設計法の変遷に伴う被害形態の変化の調査及び既往の耐震性調査法の適用性の検討を実施した。耐震性評価法としては、既往の地震で被害を受けた橋及び被害を受けなかった橋の差異を事前に説明し得るモデルの開発が必要とされる。このため、1923年の関東地震以後の代表的な5地震について道路橋の被害状況の調査を行うとともに被害地震の経験から進歩拡充の進んできた耐震設計法の変遷に伴う被害形態の変化の様子を調査し、最近の橋梁の被害形態を検討した。また、橋梁の被害を予測するためには、橋梁の構造特性及び強度特性と被害の程度の関係が基本的にどのようなになっているかを検討する必要があることから、昭和53年の宮城県沖地震他で被害を受けた橋及び被害を受けなかった橋計124橋について数量化理論第I類により、被害に影響を与えた要因の分析を行った。

また、橋梁の耐震性判定法としては現在までに各種の方法が提案されているが、これらの中で、

最も多岐に渡る調査項目を含み、比較的簡易な計算で耐震性を判定する日本道路協会の手法を対象に前述の宮城県沖地震他により被害を受けた橋梁をサンプルとして、その適用性及び問題点を検討した。

7.2.2 62年度の概要

簡単でかつ精度の高い橋梁の耐震性評価法の開発を目的として、新たな耐震性評価法を作成した。本手法は、昭和61年度の調査研究結果に基づいて、日本道路協会の橋梁耐震調査法及び建設省の耐震点検法を基本として作成したものであり、外観及び簡易な計算のみによる一次評価法、鉄筋コンクリート橋脚の主筋段落し部等についての詳細な計算を含む二次評価法、さらに震災対策上最も条件の厳しい大きな地震を受けた場合に従来被害事例の多い鉄筋コンクリート橋脚の耐震性判定法を含むことを特徴とした。なお、この耐震性評価法の中には、被害を受ける可能性の評価の他に、対策を実施する際の優先度を考慮するための重要度ランクを加えた。昭和62年度は、新たな耐震性評価法の作成を行い、最終年度においてさらに検討を加えて耐震性評価法としてとりまとめるものとした。

7.3 鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法

7.3.1 概要

昭和53年宮城県沖地震、昭和58年浦河沖地震においては、鉄筋コンクリート橋脚段落し部に被害を受ける事例が続出した。主鉄筋段落し部での破壊は、曲げ破壊に伴う有効せん断面積の減少により、脆性的なせん断破壊となることが知られている。この原因の一つとして、主鉄筋段落し部での段落し鉄筋の定着長の不足が挙げられた。このため、昭和55年道路橋示方書においては、従来のコンクリートの許容せん断応力を引き下げるとともに、主鉄筋の段落し位置を従来よりも部材の有効高さに等しい長さだけ高くする等の規定が新たに盛り込まれた。しかし、昭和55年以前に架設された橋梁については、昭和61年の耐震点検において耐力の照査が行われ、耐力不足の認められた橋脚については、何らかの補強対策を行うことが必要とされた。

昭和61年の耐震点検においては、点検すべき橋脚の適用範囲として、せん断スパン比が $2 < h/d < 6$ の範囲の橋脚とされているが、近年高橋脚を有する橋梁が増えてきたことから、せん断スパン比が6を越える橋脚に対する実験的検討を加え、鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法として新たに取りまとめたものである。

7.3.2 実験概要

鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法に着目した正負交番動的載荷実験を行った。実験供試体の諸元は図-7.3.1に示す通りであり、50 cm×50 cmの正方形断面を有する載荷高さ2.5 m、せん断支間比5.4のP供試体3体、50 cm×50 cmの正方形断面を有する載荷高さ4.6 m、せん断支間比9.9のD供試体3体、直径60 cmの中空円形断面を有する載荷高さ2.6 m、せん断支間比4.9のS供試体、50 cm×50 cmの正方形断面を有する載荷高さ2.6 m、せん断支間比5.3のH供試体がそれぞれ1体の合計8供試体である。なお、P供試体及びD供試体は、計算上段落しを行うことが可能な断面で段落しを行った場合、及びこの位置よりも、それぞれ断面幅の半分(D/2)、断面

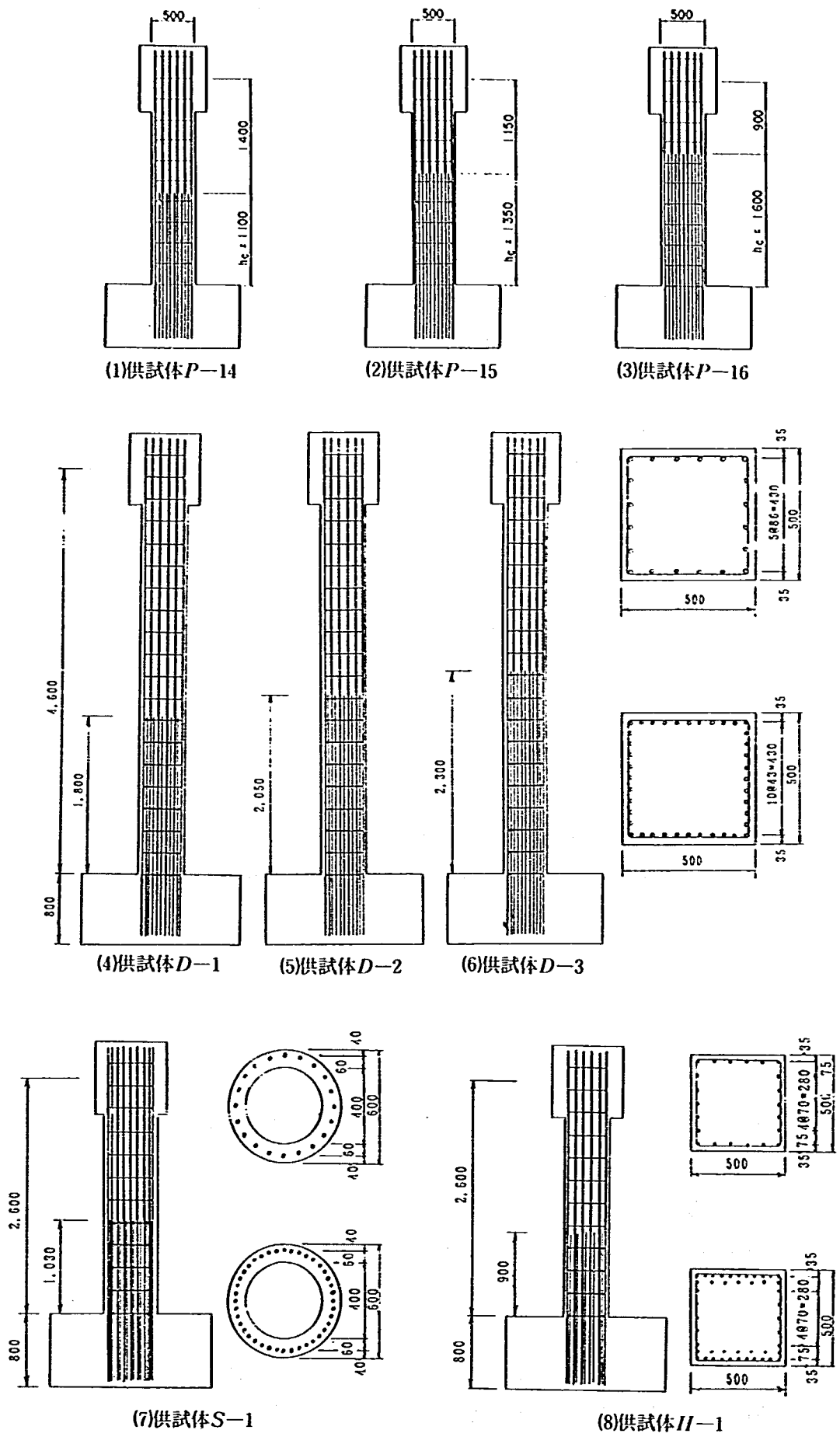


図-7.3.1 実験供試体

幅 (D) だけ段落し位置を上げた場合の 3 ケースであり、S 及び H 供試体は、計算上段落しを行うことが可能な断面で段落しを行っている。

実験では、軸力載荷装置により軸力を作用させた状態で動的加振機によって橋脚の降伏変位 δ_y の正数倍の正弦波 10 波を与え、載荷点の荷重、変位、鉄筋のひずみを測定するとともに、各載荷段階におけるひび割れ状況、破壊状況を記録した。

7.3.3 実験結果

実験終了後の破壊状況を図-7.3.2 に示す。供試体 P タイプ及び D タイプはともに同じ破壊状況を示し、計算上段落しを行うことが可能な断面で段落しを行った場合 (供試体 P-14 及び D-1) 及び、断面幅 (D) だけ上げた場合 (供試体 P-16 及び D-3) は、それぞれ段落し部及び基部で破壊した。段落し位置を D/2 だけ上げた場合 (供試体 P-15 及び D-2) は、載荷途中までは、段落し部でクラックが進行したが、 $4\delta_y$ 以降になると基部の曲げ破壊が進行し始め、最終的には基部で曲げ破壊した。すなわち、せん断支間比が 9.9 と 6 よりも大きい鉄筋コンクリート橋脚についても計算上段落し位置で破壊が生じる位置よりも段落し位置を D/2 だけ引き上げれば基部の曲げ破壊に移行する。また、供試体 S タイプ及び H タイプは、共に段落し位置で破壊した。

供試体 P タイプ及び D タイプの荷重～変位の包絡線を図-7.3.3 に示す。これによれば、段落し位置で破壊した供試体 P-14 及び D-1 は、最大耐力が最も低く、また変位の増加に対する耐力の低下が早く、じん性率の少ないもろい破壊となることがわかる。すなわち、本実験結果から見れば、段落し位置の破壊はせん断支間比にかかわらずもろい脆性的な破壊となることがわかる。ただし、段落し位置を D/2 だけ引き上げれば段落し位置の損傷も生じるが、最終的には基部の曲げ破壊に移行し、段落し位置を D だけ上げた場合と同程度の耐力を有している。

7.3.4 鉄筋コンクリート橋脚段落し部に対する既往の耐震性判定法の適用

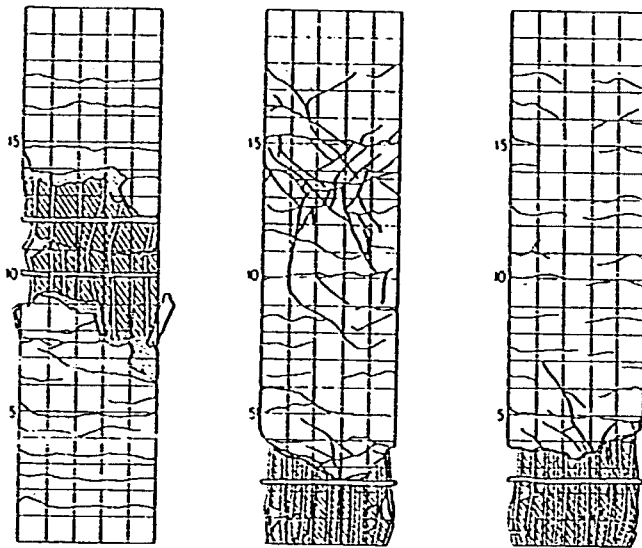
以上 8 供試体の実験結果を踏まえ、せん断支間比が 6 を越える橋脚も含めた上で鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法の適用性の検討を行った。

鉄筋コンクリート橋脚段落し部の判定法を含んだ既往の耐震性判定法としては、昭和 61 年日本道路協会の方法及び昭和 61 年道路橋耐震点検の方法があり、この 2 つの手法についてその適用性を検討した。なお、実験供試体の場合には、上部工死荷重等による特定の地震力を考慮して設計を行っていないため、上記 2 手法の適用の際には次の仮定を設けた。

- ① せん断支間比の算定は、実橋に対して約 1/5 模型と仮定し、橋脚上部の横梁の高さを考慮して行った。
- ② 照査する地震力は、段落しのない橋脚の場合に橋脚基部の断面の最外縁の引張側鉄筋が許容応力 ($2,700 \text{ kg/cm}^2$) となるときの荷重とした。

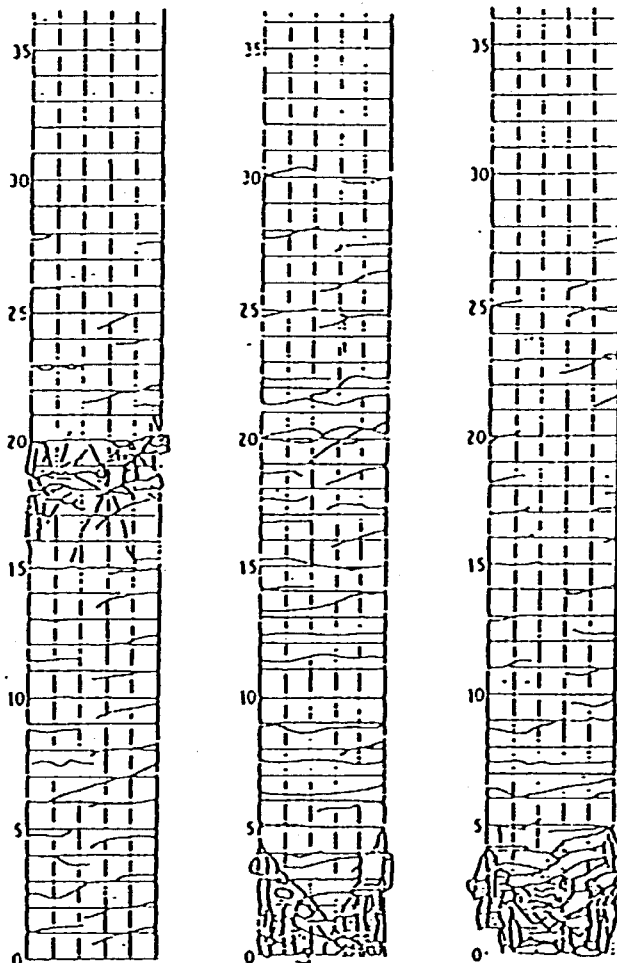
以上の仮定の下で 2 つの耐震性判定法を適用した結果が表-7.3.1 である。両手法の適用性を検討すると以下ようになる。

- ① 昭和 61 年日本道路協会の方法によれば、供試体 D-1 及び D-2 に対する得点 P_c の値が低い。この原因の一つとしては、⑩せん断スパン比の得点が低いことが挙げられる。また、⑭段落し部の曲げ引張りひび割れについては、全供試体とも 200 tf/m^2 を超過しており、この得点が判



(a)供試体P-14 (6.5 δ_y 終了後) (b)供試体P-15 (8.5 δ_y 終了後) (c)供試体P-16 (8 δ_y 終了後)

(1)供試体Pタイプの破壊状況

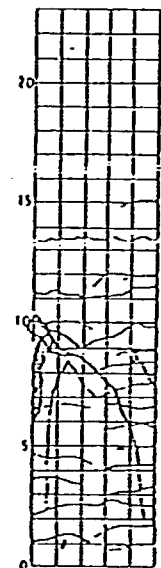


(a)供試体D-1 (4 δ_y 終了後) (b)供試体D-2 (6 δ_y 終了後) (c)供試体D-3 (6 δ_y 終了後)

(2)供試体Dタイプの破壊状況



(a)供試体S-1 (5 δ_y 終了後)



(b)供試体H-1 (静的試験終了後)

(3)供試体S, Hタイプの破壊状況

図-7.3.2 実験終了後の破壊状況

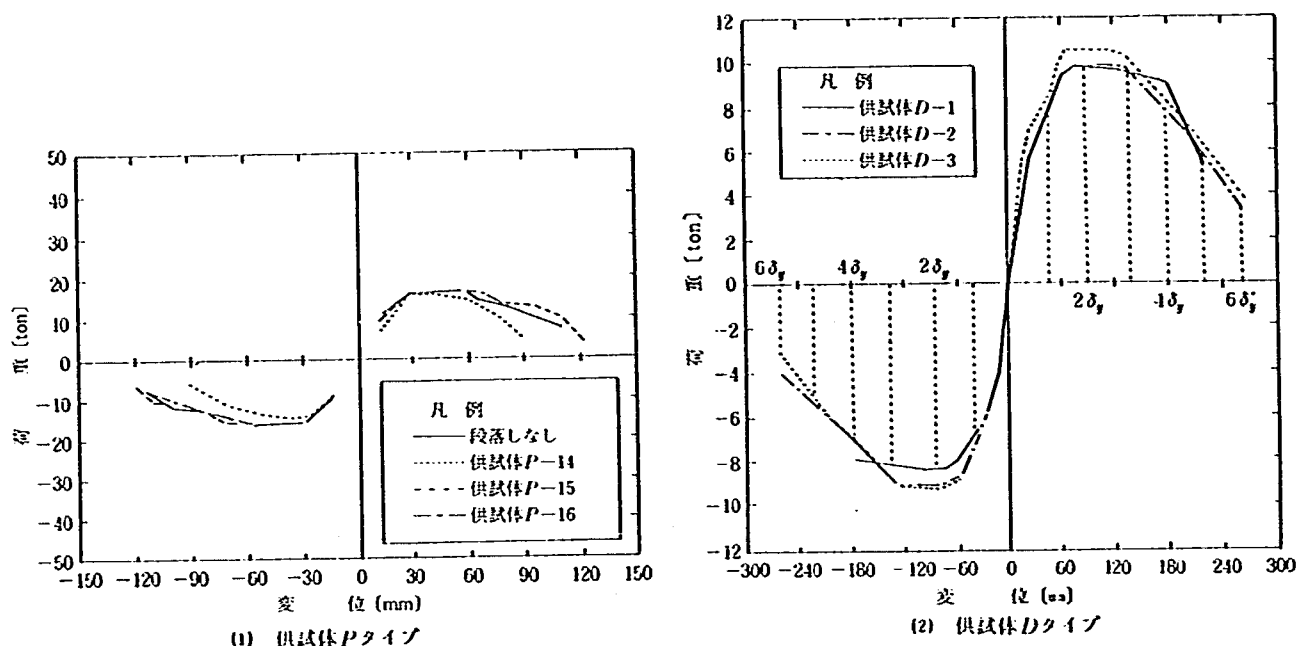


図-7.3.3 供試体P及びDタイプの荷重～変位の包絡線

表-7.3.1 実験供試体を用いた鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋
段落し部の既往の耐震性判定法による判定結果

(a) 日本道路協会方式による判定

点 検 項 目	土木研究所 (λ = 2.3 m)			土木研究所 (λ = 4.6 m)			首都公団・阪神公団	
	P-14	P-15	P-16	D-1	D-2	D-3	S-1	H-1
せん断スパン比	2.6 (2)	2.6 (2)	2.6 (2)	6.8 (1)	6.8 (1)	6.8 (1)	2.33 (2)	3.30 (2)
段落し部の曲げ引張 ひびわれ (t/㎡)	585 (2)	478 (2)	372 (2)	645 (2)	578 (2)	512 (2)	460 (2)	507 (2)
段落し部の降伏強 度に対する安全率	⑬ ¹ S _{fn}	1.099 (3)	1.338 (2)	1.135 (2)	1.246 (2)	1.381 (2)	1.366 (2)	1.043 (3)
	⑬ ² S _{mn}	0.960 (3)	1.169 (2)	1.493 (1)	0.993 (3)	1.097 (3)	1.216 (2)	0.900 (3)
せん断応力度の大き さ (t/㎡)	35.5 (2)	35.5 (2)	35.5 (2)	22.2 (1)	22.2 (1)	22.2 (1)	62.4 (3)	30.5 (2)
P _c = 0.3 × 1.1 × 1.1 × 1.1 × 1.1	72	32	4	12	12	8	72	72
破 壊 性 状	段落し部 で破壊	基部で破 壊・段落 し部損傷	基部で破 壊	段落し部 で破壊	基部で破 壊・段落 し部損傷	基部で破 壊	段落し部 で破壊	段落し部 で破壊

注) 上段は、値そのものを示し、下段 () 内書は耐震調査法による評価点を示す。

(b) 昭和61年耐震点検 (建設省) による判定

点検項目	土木研究所 ($\lambda = 2.5$ m)			土木研究所 ($\lambda = 4.6$ m)			首都公団・阪神公団	
	P-14	P-15	P-16	D-1	D-2	D-3	S-1	H-1
せん断スパン比 (λ/D)	2.6 ($2 < \lambda/D < 6$)	2.6 ($2 < \lambda/D < 6$)	2.6 ($2 < \lambda/D < 6$)	6.8 ($\lambda/D \geq 6$)	6.8 ($\lambda/D \geq 6$)	6.8 ($\lambda/D \geq 6$)	2.33 ($2 < \lambda/D < 6$)	3.30 ($2 < \lambda/D < 6$)
地盤条件別	—	—	—	—	—	—	—	—
主鉄筋段落し部の降伏強度に対する安全率	1.099 ($S_f < 1.2$)	1.338 ($S_f \geq 1.2$)	1.709 ($S_f \geq 1.2$)	1.135 ($S_f < 1.2$)	1.246 ($S_f \geq 1.2$)	1.381 ($S_f \geq 1.2$)	1.366 ($S_f \geq 1.2$)	1.043 ($S_f < 1.2$)
せん断応力度	35.5 ($\tau \leq 36$)	35.5 ($\tau \leq 36$)	35.5 ($\tau \leq 36$)	22.2 ($\tau \leq 36$)	22.2 ($\tau \leq 36$)	22.2 ($\tau \leq 36$)	62.4 ($\tau > 36$)	30.5 ($\tau \leq 36$)
判定結果	対策要	対策不要	対策不要	対策不要	対策不要	対策不要	対策要	対策要
破壊性状	段落し部で破壊	基部で破壊・段落し部損傷	基部で破壊	段落し部で破壊	基部で破壊・段落し部損傷	基部で破壊	段落し部で破壊	段落し部で破壊

定結果に大きな影響を及ぼしていないことがわかる。また、供試体 D-1 と D-2 の違いを判定するためには⑮¹ S_{fn} 及び⑮² S_{mn} の得点の付け方を考慮する必要がある。

- ② 昭和 61 年道路橋耐震点検の手法によった場合も同様に、供試体 D-1 のみの判定結果が異なる結果となっている。これは、せん断スパン比に対して $2 < h/d < 6$ という適用範囲を設けたためであり、せん断支間比が 6 を越える場合も考慮すれば判定は合致する。

7.3.5 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性判定法の検討

以上の結果を踏まえて耐震判定法として新たに整理し直してみると以下ようになる。

せん断支間比については、6 より小さいという条件を削除して $h/d > 2$ とすることができる。基部の安全率に対する段落し部の安全率の比 S_{mn} については、この値と破壊形態の関係をプロットすると図-7.3.4 のようになる。すなわち、段落し部で破壊するか、あるいは両位置で破壊するかは、安全率の比 S_{mn} によって以下のように分類される。

$S_{mn} \leq 1.0$: 段落し部で破壊

$1.0 < S_{mn} < 1.2$: 基部で破壊・段落し部で損傷

$S_{mn} \geq 1.2$: 基部で破壊

従って、段落し部での破壊あるいは損傷を避けるためには、 $S_{mn} \geq 1.2$ が安全である条件となる。

また、段落し部で破壊すると予想される $S_{mn} < 1.2$ の場合については段落し部の安全率 S_{fn} とせん断応力度 τ が、地震力に対して所要の安全率を有していれば耐震性は確保されと考えられることから以下の条件が得られる。

$S_{fn} \geq 1.2$: 補強不要

$S_{fn} < 1.2$: 要補強

$\tau \leq 36 \text{ (t/m}^2\text{)} : \text{補強不要}$

$\tau > 36 \text{ (t/m}^2\text{)} : \text{要補強}$

以上の結果から、鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法として整理すると図-7.3.5 及び表-7.3.2 のようになる。

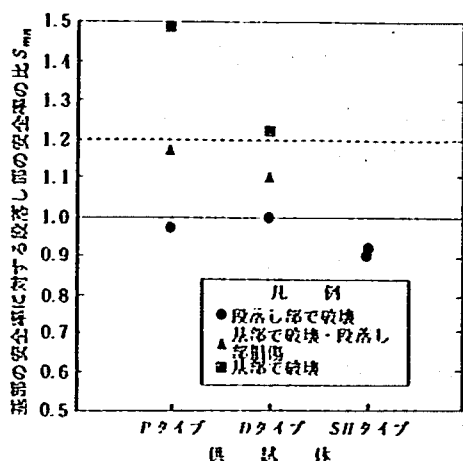


図-7.3.4 安全率の比 S_{mn} による破壊形態の判定

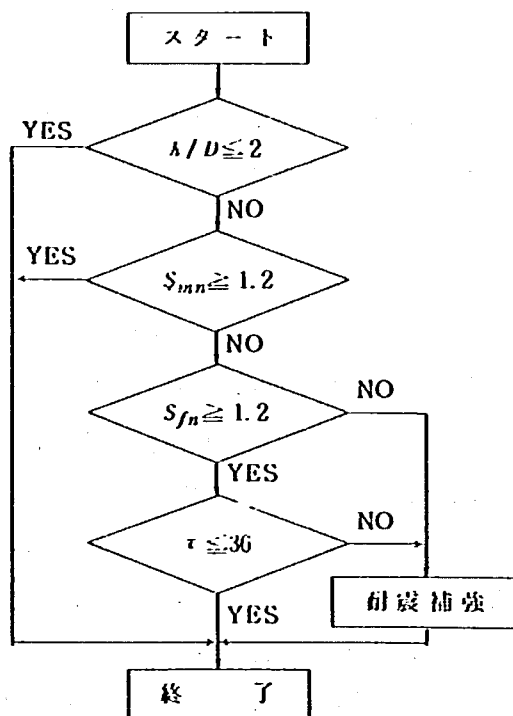


図-7.3.5 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定フロー

表一7.3.2 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定票

点 検 項 目	判 定 結 果
段落し部の基部に対する安全率の比 S_{mn}	$S_{mn} \geq 1.2$, $S_{mn} < 1.2$
段落し部の降伏強度に対する安全率 S_{fn}	$S_{fn} \geq 1.2$, $S_{fn} < 1.2$
せん断応力度の大きさ τ	$\tau \geq 36$, $\tau < 36$
総 合 判 定	耐震補強必要, 耐震補強不要

7.4 耐震性判定マニュアル(案)

7.4.1 概 要

本技術研究会における3カ年の検討結果を耐震性判定マニュアル(案)としてとりまとめた。本マニュアル(案)は、現場において既設橋梁の耐震性を把握する際に使用するものであり、また、今後新たな耐震点検が行われる際の参考資料となるものと考えられる。本マニュアル(案)は、既往の地震による被害橋の統計解析及び実験データを基本として作成されたが、今後の課題としては、実際に現場で使用する際の問題点等の利用上の検討が必要とされる。本マニュアル(案)の内容となる耐震性判定法の概要を以下に示す。

本手法は、日本道路協会の橋梁耐震調査法及び建設省の耐震点検法を基本とし、これに改良を加えて作成したものであり、外観及び簡易な計算のみによる1次判定法、7.3に示した鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法を含めた詳細な計算を行う2次判定法、さらに大地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性判定法の3段階で構成される。耐震性の調査は、図一7.4.1に示すように簡易な1次判定法によってスクリーニングの後、被害の受けるランクがAおよびBのものについては重要度を考慮した上で2次判定を行うものである。さらに、特定の大地震の発生が想定される地域については、鉄筋コンクリート橋脚の大地震に対する検討を3次判定として行うものである。以下に各判定法の概要を示す。

7.4.2 1次判定法

昭和61年日本道路協会の方法を基本とし、昭和61年度に検討した昭和53年の宮城県沖地震他で被害を受けた橋梁及び受けなかった橋梁124橋の統計解析結果に基づいて、地震被害に大きな影響を与える要因のみに簡略化した。さらに、各項目の点数を統計解析結果と整合させた。

耐震性の調査は、図一7.4.2のフローに従い表一7.4.1の調査票を併用して行うものであり、基本点として100点を与え、これから点数を差し引いていく減点方式とし、最終的には評価点Pの値を用いて表一7.4.2により次の3ランクに判定するものである。

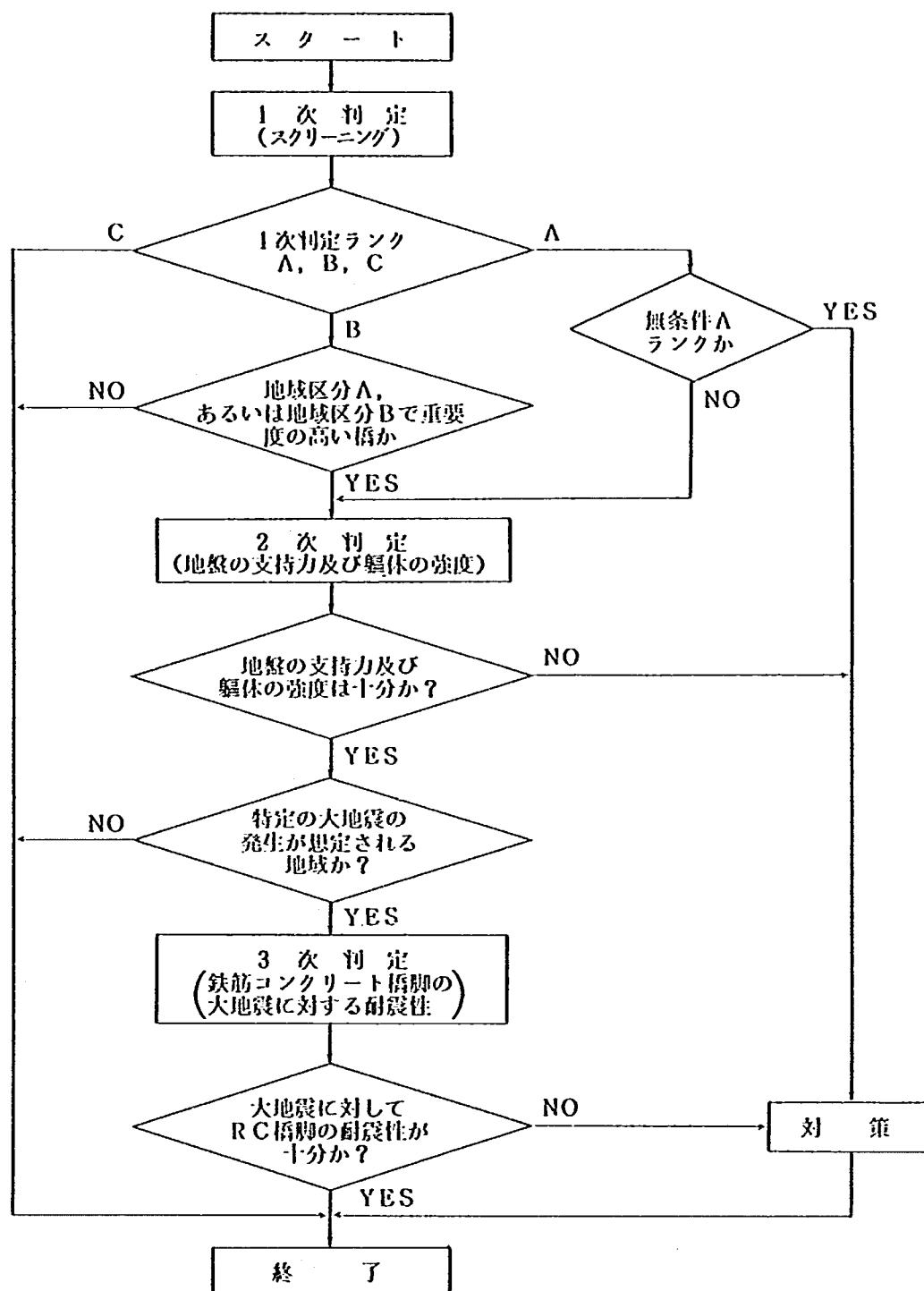
A：道路橋の被害の程度または確率が高いと予想される範囲

B：道路橋の被害の程度または確率がやや高いと予想される範囲

C：道路橋について局部的に被災するが被災程度または確率がやや低いと予想される範囲

表-7.4.1 1次判定用調査票

点 検 項 目		評 価 点		
(A) 上部工	① 適用示方書	15: 大正15年細則・昭和14年道示	5: 昭和31年道示・昭和39年道示	1: 昭和46年道示・昭和55年道示
	② 上部構造形式	5: ゲルバー桁・2径間以上の単純支持 1: その他		
	③ 落橋防止構造	15: なし 10: 1種類		
	$P_A = ① + ② + ③$			
(B) 下部工の変形	④ 下部構造形式	5: 単列パイルベント 1: その他		
	⑤ 地盤	25: 4種地盤のうち極軟弱な地盤 15: 4種 5: 3種 1: 1~2種		
	⑥ 液状化の影響	15: あり 0: なし		
	⑦ 洗掘	20: あり 0: なし		
	$P_B = ④ + ⑤ + ⑥ + ⑦$			
(C) 下部工の強度・変形	⑧ 固定支承及び支 承 周 辺 の 異 常	15: 重大な欠陥あり 5: 軽微なもの 0: なし		
	⑨ 躯体の異常	15: 重大な欠陥あり 5: 軽微なもの 0: なし		
	⑩ 下部構造材料	大正15年細則, 昭和14年道示による無筋コンクリート (重力式橋台を除く) 5: RC・PC・昭和31年道示以後の道示による無筋コンクリート, 無筋の重力式橋台		
	⑪ 基礎工法	木杭・レンガ積ケーソン・石積ケーソン・箱枠工法・不明 5: 既製RC杭・ベデースタル杭・2脚ケーソン 1: 昭和46年指針以後製造のもの・場所打杭・PC杭・鋼杭・直接基礎・一般ケーソン		
	⑫ 下部構造形式	5: RCラーメン 1: その他		
	⑬ 基礎の異常	10: あり 0: なし		
	$P_C = ⑧ + ⑨ + ⑩ + ⑪ + ⑫ + ⑬$			
(D) 主鉄筋段落し部の強度	⑭ せん断スパン比	5: $L/D > 2$ 0: $L/D \leq 2$		
	⑮ 上部構造形式	5: 連続橋 1: その他		
	⑯ 躯体形式	5: 単独柱RC橋脚 1: その他		
	⑰ 躯体断面形状	5: 円形断面 3: 辺比1:4以内の矩形断面 1: その他		
	$P_D = ⑭ + ⑮ + ⑯ + ⑰$			
評 価 点 P		$\Delta P = P_A + P_B + P_C + P_D$ ($\Delta P \geq 100$ ならば $\Delta P = 100$) $P = 100 - \Delta P =$		



図一7.4.1 橋梁の耐震性評価法の構成

表一7.4.2 1次判定結果の評価

ラ ン ク	評 価 点
A	$P < 40$
B	$40 \leq P < 70$
C	$P \geq 70$

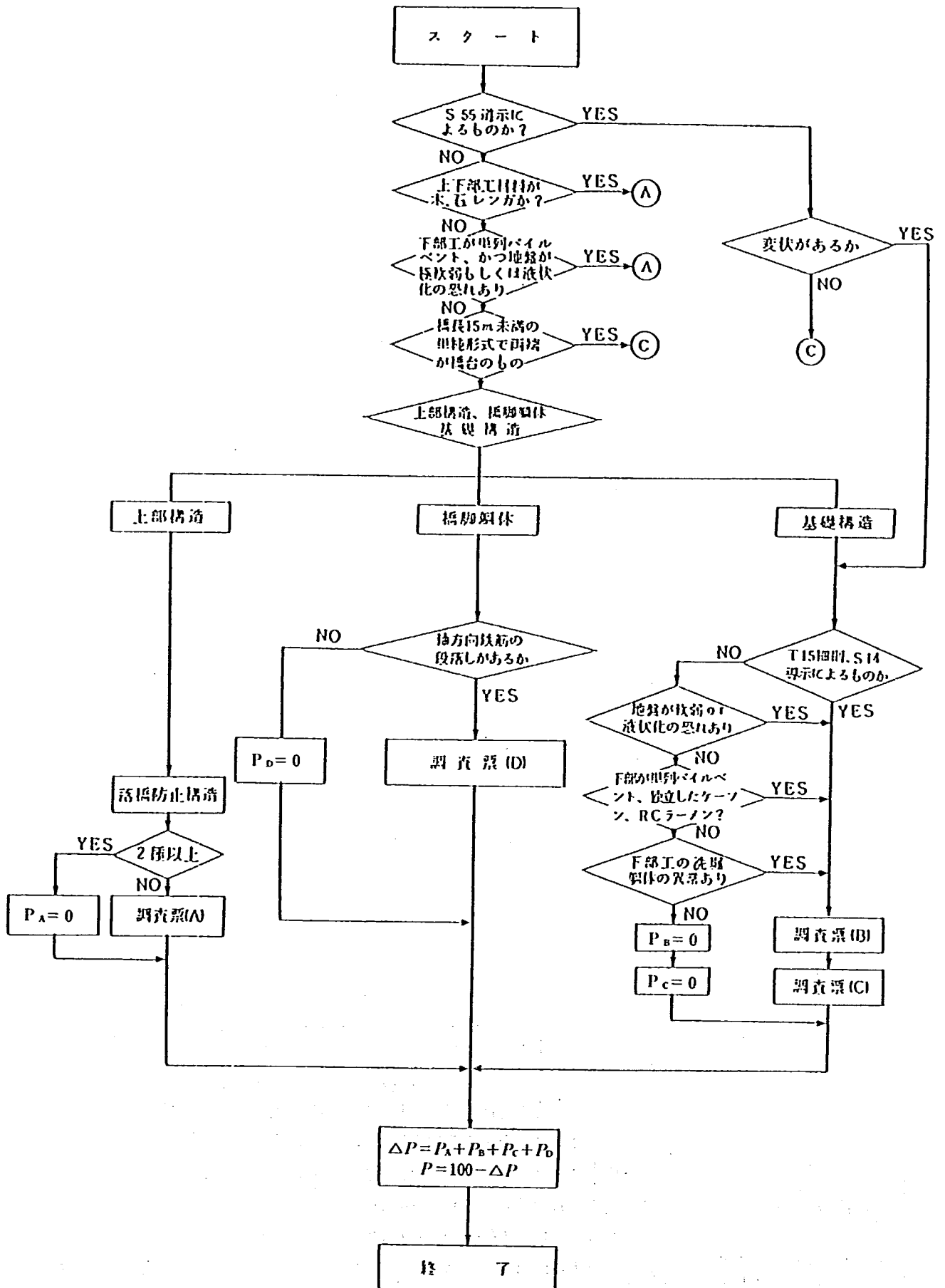
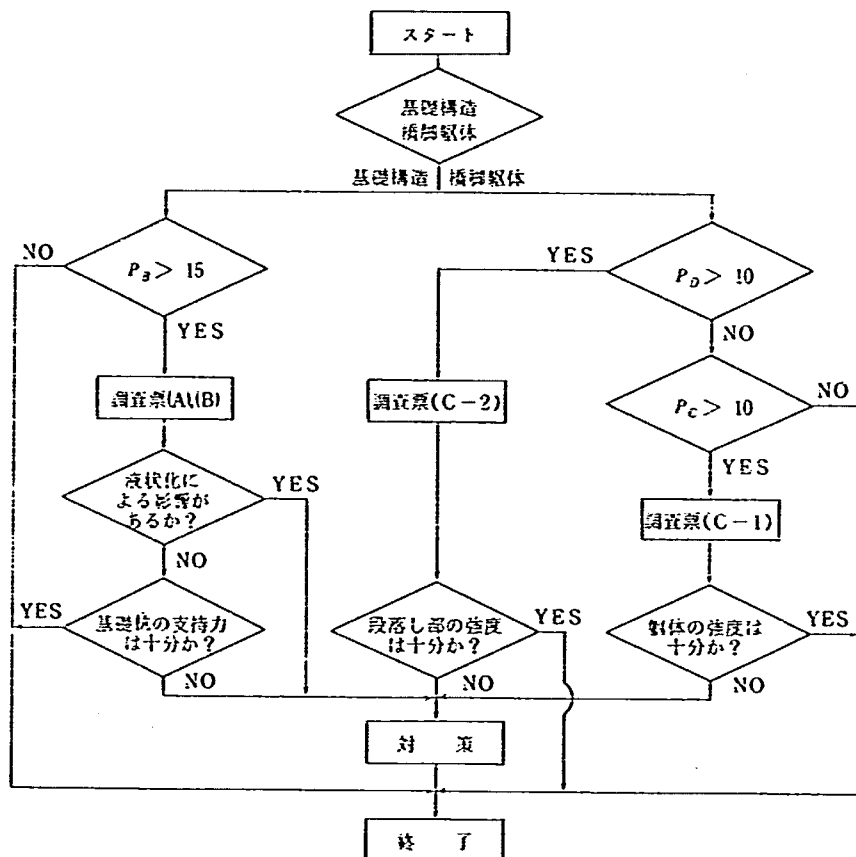


図-7.4.2 1次判定フロー

1次判定結果がAランク(無条件Aランクを除く)及びBランクで地域区分A、あるいは、地域区分Bでかつ重要度の高い橋については、図-7.4.3及び表-7.4.3に示す2次判定を行うものとする。2次判定の検討項目は、(A)飽和砂質地盤の液状化による影響、(B)基礎杭の支持力、(C)橋脚の強度の3項目であり、これらについて検討を行ってその安全性を検討するものである。



表一7.4.3 二次判定用調査票

項 目		判 定 結 果
(A)	飽和砂質地盤の液状化による影響	F_L 値が 0.6 以下の砂質層の総厚 H_L : ($H_L =$ m)
		液状化による基礎工への影響有 直接基礎 : $H_L > 5$ m (はい, いいえ) ケーソン基礎及び杭基礎 : $H_L > 1/3 \times$ (ケーソン長もしくは杭長) (はい, いいえ) 杭長等が不明の場合 : $H_L > 10$ m (はい, いいえ) その他資料により液状化の影響有り と判断 (はい, いいえ)
(B)	基礎杭の支持力	支持杭 良い (安全率 1.5 以上), 悪い (安全率 1.5 未満)
		摩擦杭 良い (安全率 1.5 以上), 悪い (安全率 1.5 未満)
(C)	1) 橋脚躯体の強度	良い (A, B 領域), 悪い (C 領域)
橋脚	2) 鉄筋コンクリート橋脚段落し部の強度	せん断スパン比 λ/D : ($\lambda/D \leq 2$, $\lambda/D > 2$)
		基部に対する段落し部の降伏強度に対する安全率の比 S_{mn} (1.2 以上, 1.2 未満)
		主鉄筋段落し部の降伏強度に対する安全率 S_{fn} (1.2 以上, 1.2 未満)
		せん断応力度 (36 t/m ² 未満, 36 t/m ² 以上)

(A) 飽和砂質地盤の液状化による影響, (B) 基礎杭の支持力, (C-1) 橋脚躯体の強度については, 昭和 61 年耐震点検 (建設省) と同じ方法を取り, (C-2) 鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法については, 7.3 に示した方法で判定するものである。

7.4.4 3次判定法

宮城県沖地震, 浦河沖地震等近年の地震において, RC 橋脚に大規模な亀裂, 剝離, 主鉄筋の座屈, 破断等の被害が相次いで生じた。このため, 従来被害事例の多い鉄筋コンクリート橋脚に対して, 大地震時に落橋等の致命的な被害を受ける可能性を判断する方法を示したものである。図-7.4.4 は, 大地震に対する耐震性の判定フローを示したものである。既往の鉄筋コンクリート橋脚の被害の特徴及び模型実験結果によれば, その被害形態は地震時に発揮しうる変形性能の程度に応じて, 引張鉄筋降伏後のねばりが期待しやすい曲げ破壊が先行する場合と, 脆性的なせん断破壊が先行する場合とがある。このため, ここでは, まず曲げ破壊が先行するか, あるいはせん断破壊が先行するかをそれぞれの耐力を比較することにより判定して, 破壊形態に応じて耐震性の判定を行うものである。ここで, たとえばせん断破壊に対する照査により耐震性が確保できないと判断された場合には, 想定した最悪の地震力に対してせん断破壊が生じないように鉄筋コンクリート巻立て等により橋脚断面を増加させて橋脚の断面力を増加させてもよいし, 曲げ破壊に対する照査が確保されている場合には, せん断耐力を曲げ耐力に見合うだけ大きくして, せん断破壊が曲げ破壊に先行しないように補強してもよい。

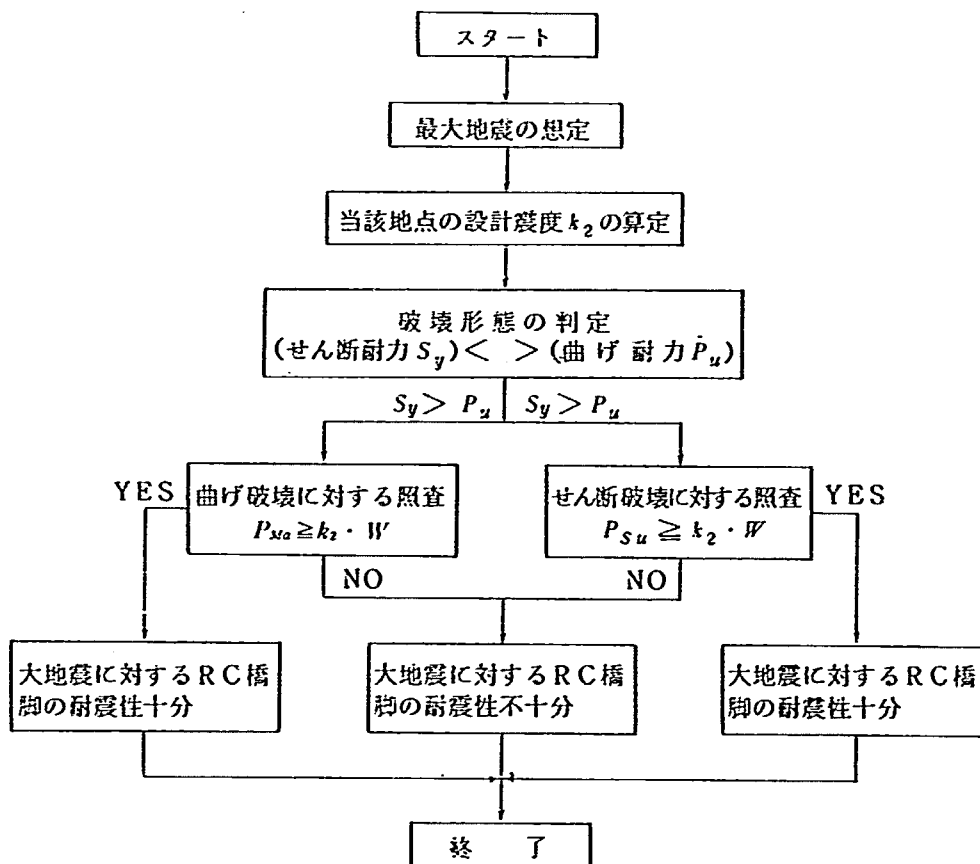


図-7.4.4 3次判定フロー

〔参考文献〕

- 1) 建設省：第40回建設省技術研究会道路部門指定課題論文集，昭和61年10月
- 2) 建設省：第41回建設省技術研究会道路部門指定課題論文集，昭和62年10月
- 3) (財)日本道路協会道路震災対策委員会：道路の震災対策に関する調査報告，昭和61年3月
- 4) (財)日本道路協会：道路震災対策便覧，昭和63年2月
- 5) 川島一彦，運上茂樹，吾田洋一：橋梁の耐震性に関する研究(その1)，土木研究所資料第2423号，昭和62年1月
- 6) 川島一彦，運上茂樹，吾田洋一：橋梁の被害に影響を及ぼす因子分析，土木学会第41回年次学術講演会講演概要集，昭和61年10月
- 7) 川島一彦，運上茂樹，吾田洋一：既設道路橋の耐震性判定法，土木技術資料第30巻第8号，昭和63年8月
- 8) 川島一彦，相沢 興，高橋和之：最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式，土木研究所報告，第166号，昭和60年9月
- 9) 川島一彦，運上茂樹，吾田洋一：主鉄筋段落しを有するRC橋脚の交番載荷実験，土木学会第43回年次学術講演会，昭和63年10月。
- 10) 川島一彦，長谷川金二，小山達彦，吉田武史：RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究，土木研究所資料第2232号，昭和60年8月

8. 耐震補強法に関する検討

8.1 目 的

耐震性が相対的に低いと判断された橋梁に対しては、耐震性を向上させるために耐震補強が加えられてきている。しかしながら、このような耐震補強は個々の橋梁の条件を反映してそれぞれ個別に実施されており、どのような構造が耐震補強策として最適か、耐震補強設計をどのように行うかに関する系統的な調査が実施されていないのが実状である。

このため、本検討では、耐震補強法の選定方法及び設計方法の開発を目的として、昭和 54 年度に実施された耐震点検に基づく耐震補強実施事例の調査、鉄筋コンクリート橋脚段落し部の補強法検討実験、昭和 61 年耐震点検に基づき対策が必要とされた橋梁に対する試設計による耐震補強法の適用性検討、及び地震力の低減を図る工法として最近主に建築分野で採用されてきている免震工法等を用いた海外での耐震補強事例の文献調査を実施した。昭和 63 年度は本技術研究会の最終年度にあたり、本技術研究会のとりまとめを行った。

本技術研究会の 3 年間の成果として、昭和 54 年耐震点検に基づく既設道路橋の耐震補強事例集の作成、鉄筋コンクリート橋脚段落し部の鋼板巻立てによる補強設計法の提案を行うとともに、その他の耐震補強法の設計施工に関する基本的な考え方のとりまとめを行った。

8.2 過年度の検討事項

8.2.1 61 年度の概要

昭和 61 年度においては、耐震補強法に関する検討は行わなかったが、既往地震により被害を受けた橋梁の統計解析において分類した調査項目を耐震補強による対策が可能なものと不可能なものに分け、可能なものについてはその原理的な考え方を整理した。その結果、落橋防止構造、洗掘、基礎工法、及び下部構造材料の 4 項目が耐震補強のポイントとなることが分かった。

8.2.2 62 年度の概要

昭和 54 年に実施された耐震点検に基づく耐震補強実施事例を収集し、これらの整理検討を行った。昭和 62 年度は、落橋防止構造に関する工法の選定法及び設計法を検討するとともに、各種の耐震補強法の比較検討を行い、耐震補強法の選定上の問題点を検討した。さらに、耐震補強については海外でも各方面で積極的に検討されており、米国等海外における耐震補強法の一例を紹介した。

8.3 耐震補強法の適用性検討

8.3.1 概 要

耐震補強法の中でも落橋防止装置の設置、橋脚天端の縁端距離の確保などの落橋防止構造の装備については、昭和 62 年度の成果に示したように現在までに施工実績も多く、対策工法の選定には問題が少ない。一方、下部工の対策については、工事が大がかりとなり費用がかかることなどから、

施工事例も少なく、対策工法の選定をいかに行えばよいか明確となっていないのが現状である。このため、ここでは下部工の耐震補強工法に着目し、昭和 61 年耐震点検で要対策となった橋梁を 5 橋選定し、これらの橋梁に対して施工実績のない工法も含めた各種の工法を適用し、各種耐震補強工法の有効性、適用範囲、経済性を調査し、工法選定上の参考とするものとした。

対象橋梁は、昭和 61 年耐震点検で下部工に対して対策が必要と判定された以下の 5 橋である。

- ① 梅田川橋（飽和砂質地盤の液状化の影響、基礎の形式別の耐震性 [RC ラーメン]）
- ② 地蔵川橋（基礎の形式別の耐震性 [パイルベント]）
- ③ 境川橋（飽和砂質地盤の液状化の影響、基礎の形式別の耐震性 [パイルベント]）
- ④ 中川運河橋（基礎杭の支持力）
- ⑤ 道徳高架橋（基礎の形式別の耐震性 [独立ケーソン・RC ラーメン]）

さらに、パイルベント橋脚に対する対策として上部工を連続化するという新工法が選定された石川県の羽咋大橋（飽和砂質地盤の液状化の影響、基礎の形式別の耐震性 [パイルベント]）の検討結果も示した。

上記橋梁に対し、耐震補強工法として考えられる工法を 5 工法程度選定して、各種工法の特徴、適用性、優劣がわかるように、①経済性比較、②工期比較、③効果比較（強度向上度の比較）、④工法の確実性及び信頼性、⑤施工性比較（現交通の確保、施工機械の搬入性、河川締切の必要性）、⑥対策工を施すことによる影響、⑦特殊条件（橋梁の余命期間、重要度に基づく対策レベルから見た工法の適用範囲等）、⑧その他、⑨総合判断（最終的な工法選定根拠）の 9 項目に対する検討を行った。

8.3.2 梅田川橋（東北地方建設局）に対する耐震補強工法の検討

(1) 橋梁の概要

本橋は宮城県仙台市に位置し、一般国道 4 号線が梅田川と JR 仙石線を渡る位置に架設された橋梁である。本路線は、仙台市街の東側のはずれを北上する仙台バイパスである。

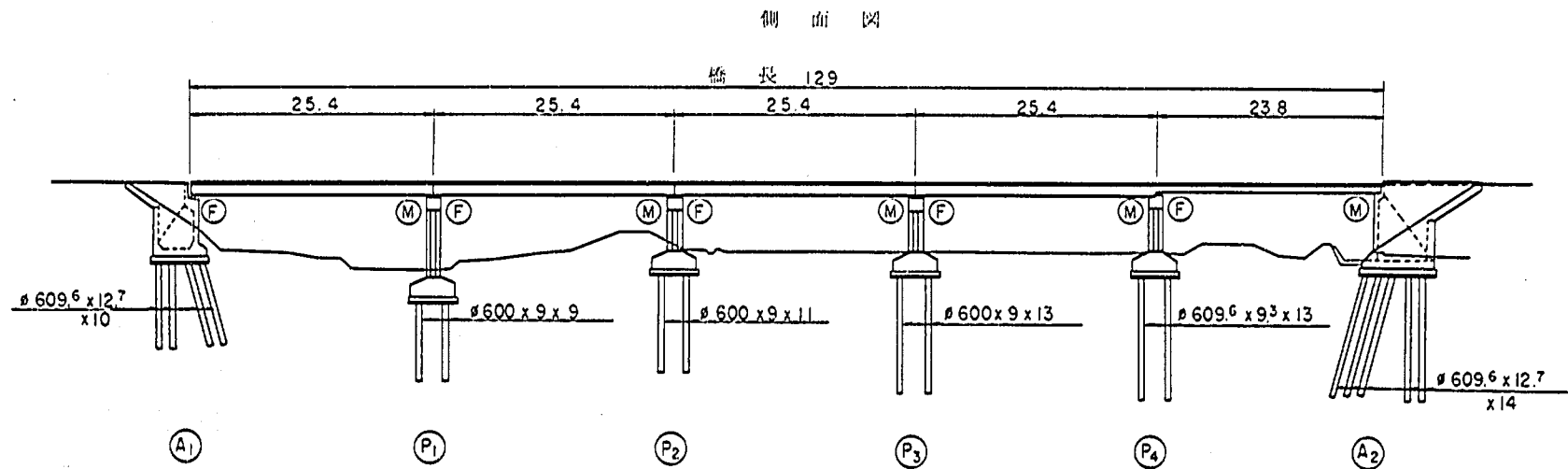
本橋は、昭和 49 年に竣工し、適用示方書は昭和 46 年道路橋耐震設計指針に準じている。構造は、図-8.3.1 に示すように単純支持の鋼桁橋（5 連）であり、下部構造は橋軸直角方向にラーメン形式の鉄筋コンクリート橋脚、及び逆 T 型式の鉄筋コンクリート橋台、基礎はすべて鋼管の杭基礎である。地盤は、砂質土と粘性土の互層からなり、基盤は約 14m の深さの N 値 30 以上の砂層にとっている。地盤種別は 4 種であり、深さ 5m までの砂層については液状化の可能性がある。

(2) 61 年耐震点検による点検結果

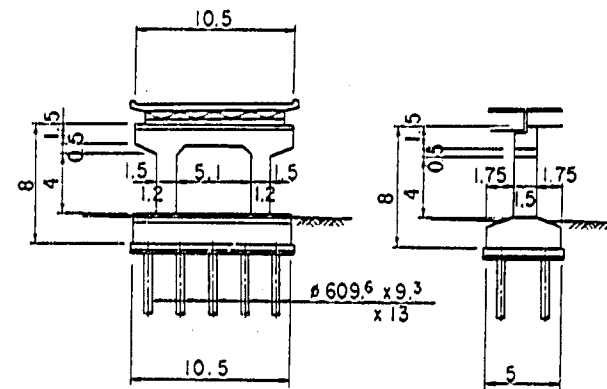
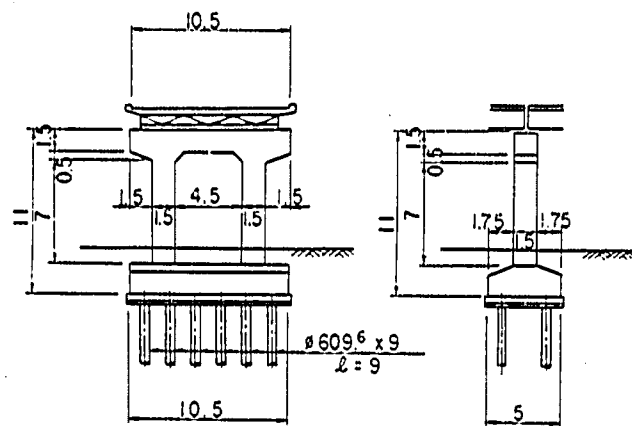
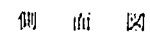
昭和 61 年耐震点検では、A1、A2 橋台の基礎杭の支持力が中間であったものの、橋脚形式が RC ラーメンであり、一般に耐震性が低いとされているものであるため要対策とされた。また、本検討で地盤条件を見直したところ、P4 橋脚位置における地表から 8m までの砂質土層と粘性土層の N 値が 2~3 と非常に軟弱であり、かつ 3m までの砂層は $f_L \leq 0.4$ となり液状化の可能性が高いことが分かった。

(3) 検討対象とした補強工法

本橋に対して適用が可能と考えられる耐震対策工法は、①液状化防止工法、②増し杭工法、③地



P. 橋 田



[単位: m]

図-8.3.1 梅田川橋一般図

中連続壁工法、④杭周辺地盤の硬化工法の4工法であり、これらの工法の概要図、特徴及び施工法の概要を示すと表―8.3.1のようになる。

(4) 検討結果

上記工法の比較検討を行った結果が表―8.3.2である。この結果によれば、経済性はやや劣るが、補強効果が高く、さらにJR仙台線に隣接していても施工可能な②増し杭工法が最もよいと考えられる。

8.3.3 地蔵川橋（東北地方建設局）に対する耐震補強工法の検討

(1) 橋梁の概要

本橋は福島県相馬市（相馬市～新地町）に位置し、一般国道6号が相馬市の北の地蔵川を渡る位置に架設された橋梁である。本路線は相馬市の中心を抜け仙台市へ向けて、JR常磐線に沿って北上する主要国道である。

本橋は、昭和39年に竣工しており、適用示方書は昭和31年鋼道路橋設計示方書に準じている。構造は、図―8.3.2に示すように単純PCプレテンション床版桁（2連）であり、下部構造は一列の鉄筋コンクリートパイルベント橋脚、及び同型式の橋台である。基礎はすべて鉄筋コンクリート打込み杭であり、深さ11mのN値50以上の岩盤を支持層としている。地盤種別は1種であり、砂層の液状化の可能性はないと考えられる。

(2) 61年耐震点検による点検結果

昭和61年耐震点検は行われていないが、本検討で同様に点検したところ橋脚形式がパイルベントであり、一般に耐震性が低いとされるものであることと基礎部分の洗掘が見られたことから要対策となった。

(3) 検討対象とした補強工法

本橋に対して適用が可能と考えられる耐震対策工法は、橋台及び橋脚に対してそれぞれ以下の通りであり、これらの工法の概要図、特徴及び施工法の概要を示すと表―8.3.3及び表―8.3.4のようになる。

- ・橋台：①アースアンカー工法、②抑止杭工法、③控え杭、矢板工法

- ・橋脚：①タイロッドによる連結工法、②アンカーによる固定工法、③地盤改良工法、④増し杭工法

(4) 検討結果

上記工法の比較検討を行った結果が表―8.3.5及び表―8.3.6である。この結果によれば、橋台に関しては、経済的で、施工が十分注意の上行われれば、比較的補強効果が高く、交通への影響が少ない①アースアンカー工法が最もよい。また、橋脚に関しては、補強効果は④増し杭工法が最もよいが、経済性及び他に与える影響の少なさから①タイロッドによる連結工法が最もよいと判断される。

8.3.4 境川橋（関東地方建設局）に対する耐震補強工法の検討

(1) 橋梁の概要

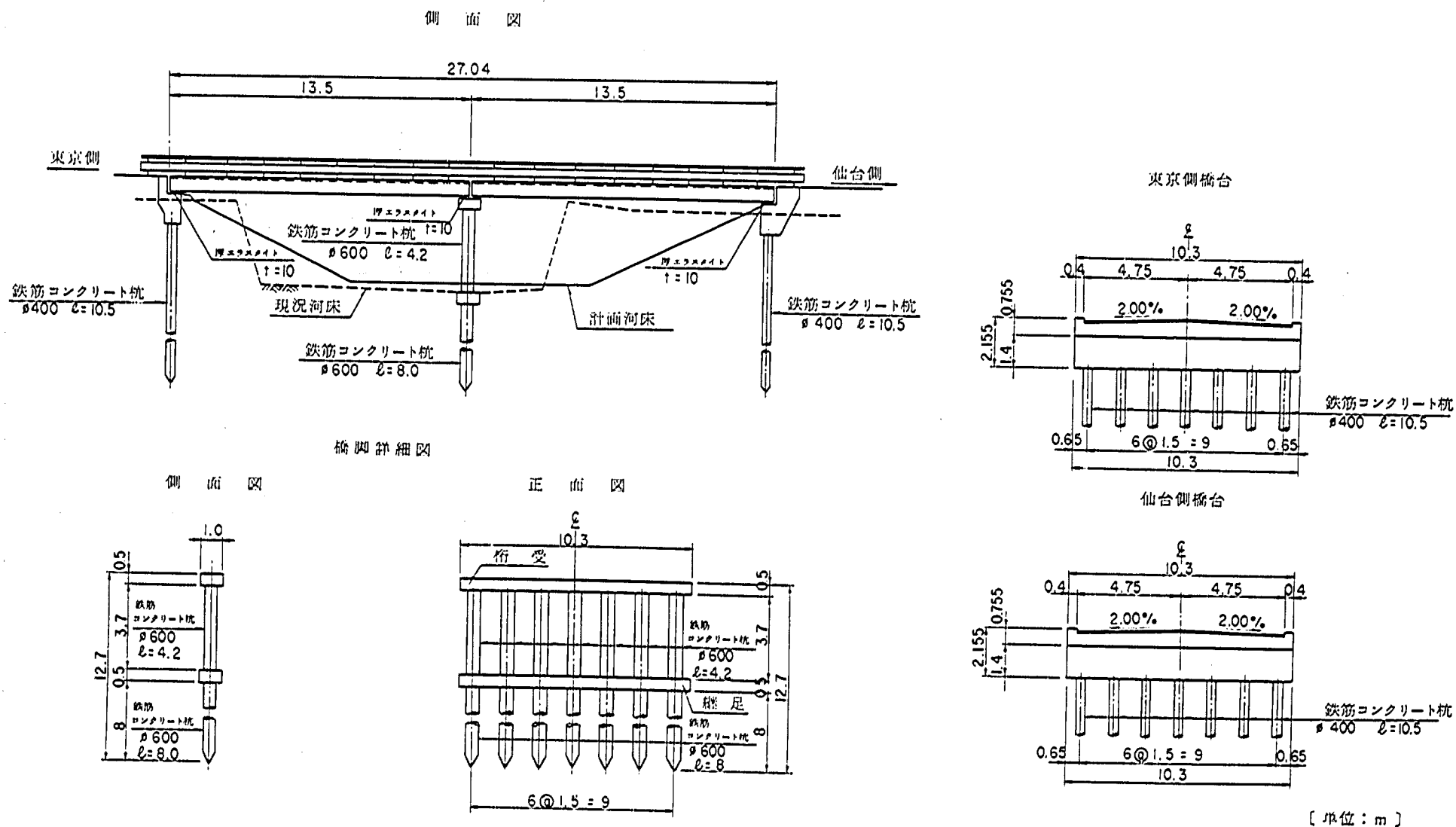
本橋は千葉県浦安市に位置し、一般国道357号が境川を渡河する位置に架設された橋梁である。本路線は、千葉県千葉市と神奈川県横須賀市を結ぶ主要幹線であり、本橋架設位置では、上下線に

表-8.3.1 梅田川橋比較検討工法の特徴

項目	工 法	① 液状化防止工法	② 増 し 杭	③ 地中連続壁工法	④ 杭周辺の地盤の硬化
工法概要図					
工法の概要		液状化防止工法としては、a) 砂層を締め堅める工法、b) 地下水位を低下させる工法、c) 地盤改良工法、d) 間隙水圧を消散させる工法、等があるが、桁下の施工空間があまりないことや他の構造への影響を考慮して、振動機を用いたバイブロダンパー工法による締め堅めを行う。	増し杭により、橋軸方向の地震時水平抵抗を増加させる。 増し杭は地震時水平力のみ抵抗するものとして設計する。増し杭部のフーチングと既設部の一体化はアンカー筋とP C ケーブルによる締め付けにより行う。	既設基礎の周囲に地下連続壁を設け、その頭部を既設のフーチングと一体化させ、井筒を形成する。これにより、地震時の水平抵抗を増加させる。	杭基礎内部で地盤改良を行い、地盤を硬化させて、支持力の増加あるいは剛体基礎を形成する。 改良方法としては、薬液注入方式、混合処理方式、置換方式があるが、必要とされる強度、施工性（施工空間・施工範囲等）から、ジェットグラウト工法（置換方式）等を用いるのがよい。
施 工 法		バイブロハンマーをクレーンもしくはブルドーザーで移動しながら砂層の締め堅めを行う。	増し杭を打設後、フーチングを施工し、P C 鋼材により締め付け、既設の橋脚と一体化させる。	地中連続壁を設け、フーチングと一体化させる。 地中連続壁の施工方法は、桁下空間が少なく、かつ、J R に隣接していることから限定される。	既設フーチングにあけた孔からロッドを挿入し、地盤改良を行う。

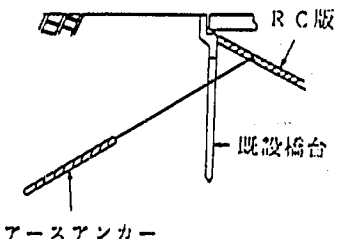
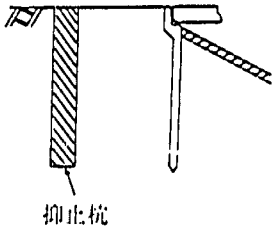
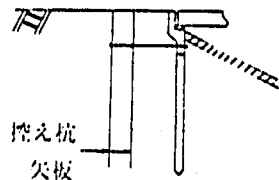
表-8.3.2 梅田川橋工法比較検討結果

工 法		①液状化防止工法	②増 し 杭	③地中連続壁工法	④杭周辺の地盤の硬化
項 目	強 度	液状化の防止のみならず、周辺地盤の締め堅め効果により地盤の強度は向上する。	杭本数により強度の向上度の調整が可能である。	連壁厚にもよるが、一般にかなりの強度増加が期待できる。	置換方式を用いれば、一軸圧縮強度 $q_u = 10 \sim 100 \text{ kgf/cm}^2$ に改良可能。
	向上度				
	長 期	良い。	良い。	良い。	・ 薬液注入方式：悪い ・ 混合処理方式：良い ・ 置換方式：良い
	安定度				
工法の確実性 および信頼性		施工実績は多いが、締め堅め範囲が表層部に限られる。	耐震補強工法としての施工実績も多く、確実性・信頼性は高い。	耐震補強工法としての施工実績もあり、確実性・信頼性は高い。	新設構造物としては、混合処理方式・置換方式の施工実績がある。
施 工 性 比 較	交通の	交通規制の必要なし。	交通規制の必要なし。	交通規制の必要なし。	交通規制の必要なし。
	確保				
	施工機 械の搬入性	橋脚の脇に道路があり、施工機械の搬入は、比較的容易である。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。
	河川の	必要なし。	必要なし。	必要なし。	必要なし。
	締 切	特になし。	特になし。	特になし。	特になし。
対策工を施すこ とによる影響		締め堅め時の偏土圧の検討が必要である。	特になし。	連壁施工時における既設基礎の安定性を確保するために施工手順の検討が必要である。	フーチングに孔をあける場合には、鉄筋の切断に注意する。
特殊条件		J R に隣接しているため、施工範囲が限定される。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。
工期比較		10日	30日	30日	120日
経済性比較		100万円	1,090万円	1,950万円	6,720万円
その他		特になし。	特になし。	特になし。	特になし。
総合判断		補強の効果から判断して工法の順位をつけると、②>③>④>①>⑤の順となる。また、経済性から判断すると、①>⑤>④>②>③の順となる。さらに、交通及び周囲への影響から判断すると、④>②>③>①>⑤の順となる。最終的には、経済性はやや劣るが、補強効果が高く、他に与える影響の少ない②増し杭が最も適切と判断される。			

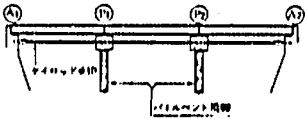
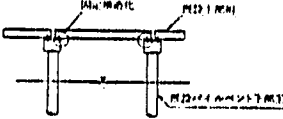
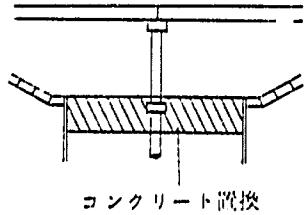
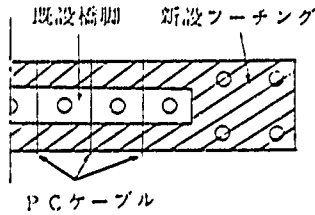


図—8.3.2 地藏川橋一般図

表—8.3.3 地藏川橋（橋台）比較検討工法の特徴

項目 工 法	① アースアンカー工法	② 抑 止 杭	③ 控え杭、矢板
工法概要図	 R C版 既設橋台 アースアンカー	 抑止杭	 控え杭 矢板
工法の概要	地震時の水平変位を抑制するために、アースアンカーにより橋台前面ののり面のはらみだしを防止し、杭の水平抵抗を増す。	地震時の水平変位を抑制するために、橋台の背面に杭を打設し、橋台背面より作用する地震時土圧の軽減を図る。	地震時の水平変位を抑制するために、橋台背面に杭等を打設し、橋台とクイロッドで連結することによって水平抵抗を増す。
施 工 法	桁下の施工空間がわずかなため、桁下の外側よりアースアンカーを施工する。 アンカーの頭部は橋台に定着せず、橋台前面に施工するR C版あるいはR Cフレーム（のり面保護も兼ねる）に定着する。	土工部においては部分的に交通規制を行って杭を打設する。 杭種及び施工法は特に限定されない。	土工部においては部分的に交通規制を行って施工する。 杭種及び施工法は特に限定されないが、クイロッドの施工時に掘削が必要となるため、山留め工が必要となる。

表—8.3.4 地蔵川橋（橋脚）比較検討工法の特徴

項目	工 法	① タイロッドによる連結	② アンカーによる固定	③ 地盤改良工法	④ 増し杭工法
工法概要図					
工法の概要		タイロッドにより、橋台と橋脚を連結し、下部構造を一体化することで地震時水平力の分散を図る。これによって橋脚の水平変位や発生応力度を抑える。 なお、本橋は桁端から下部構造頂部縁端までの桁の長さが不足しているが、本工法は落橋防止装置を兼ねるように設計することが可能である。	橋脚と上部工とを一体化することにより、全体をラーメン構造化し、水平力の分散を図る。	橋脚基礎周辺の地盤をコンクリート等で置換することによって洗掘を防止し、杭の水平抵抗を増加させ、地震時の水平変位を抑える。 なお、落橋防止のための橋脚頂部の拡幅を行う。	増し杭により、橋軸方向の地震時水平抵抗を増加させる。増し杭は地震時水平力のみ抵抗するものとして設計し、増し杭部のフーチングと既設部の一体化はP.C.ケーブルによる締め付けにより行う。 桁下空間がわずかであるため杭の打設位置は桁下をはずす。 なお、落橋防止のための橋脚頂部の拡幅を行う。
施 工 法		橋台及び橋脚桁受け部に治具を埋め込み、タイロッドを連結する。たるみをなくす程度の緊張を行う。	橋面から桁及び桁受けに同時に孔をあけ、アンカーを挿入しグラウトにより一体化する。	河川のり面の土留めを行った後に基礎周辺の表土を掘削し、水中コンクリートで埋め戻す。	増し杭を打設した後、河川の仮締切を行い、フーチングを施工する。次に、既設部と一体化させるために、P.C.鋼材を設置し、緊張する。

表—8.3.5 地蔵川橋（橋台）工法比較検討結果

工 法		① アースアンカー工法	② 抑 止 杭	③ 控え杭、矢板
補 強 効 果 比 較	強 度	堅固な地層にアンカーできれば、十分な強度が得られる。	抑止杭の土圧分担能により強度の向上が図れる。	杭本数により強度の向上の調整が可能である。
	向上度			
	長 期	地盤のクリープ等によりアンカーが緩む可能性がある。	良い。	良い。
	安定度			
工法の確実性 および信頼性		のり面保護や擁壁の補強をはじめ、施工実績が多い。	軽減される土圧の評価を適切に行う必要がある。施工実績は少ない。	施工実績は少ないが、信頼性は高い。
施工性 比 較	交通の確保	交通規制の必要なし。	部分的な交通規制の必要がある。	部分的な交通規制の必要がある。
	施工機械の搬入性	アースアンカーは、橋台前面方向から施工するため、施工機械を河床部に搬入する必要がある。	土工部での施工が主であるため、特に留意する必要はない。	②と同じ。
	河川の締切	必要なし。	必要なし。	必要なし。
	その他	特になし。	特になし。	特になし。
	対策工を施すことによる影響	橋台裏に埋設物がある場合には、対策工の影響に留意する必要がある。	橋台裏埋設物や場所打ち杭の場合の地盤のゆるみに留意する必要がある。	②と同じ。
特殊条件		旧橋の橋台を撤去する必要がある。	特になし。	特になし。
工期比較		60日	40日	60日
経済性比較		740万円	600万円	860万円
その他		特になし。	特になし。	特になし。
総合判断		補強の効果から判断して工法の順位をつけると、③>①>②の順となる。また、経済性から判断すると②>①>③の順となる。さらに、交通及び周囲への影響から判断すると、①>②>③の順となる。最終的には、経済性の割に補強効果が高く、他に与える影響の最も少ない①アースアンカー工法が最も適切と判断される。		

表-8.3.6 地蔵川橋（橋脚）工法比較検討結果

工 法		①タイロッドによる連結	②アンカーによる固定	③地盤改良工法	④増し杭工法
補強効果比較	強度	タイロッド治具の定着を確実に行えば、強度は向上する。	アンカーの本数が適当で、後打ちコンクリートの施工が良好ならば橋全体の強度は向上する	置換の範囲が適切ならば、橋脚の水平変位を抑えることが可能である。	杭本数により強度の向上を調整することができる。
	向上度				
	長期安定度	良い。	良い。	良い。	良い。
	工法の確実性および信頼性	工法としては、単純で確実性は高い。	①と同じ。	①と同じ。	耐震補強工法として施工実績が多く、確実性・信頼性が高い。
施工性比較	交通の確保	交通規制の必要なし。	部分的な交通規制が必要である。	交通規制の必要なし。	杭を橋面から打設する場合には、部分的に交通規制を行う必要がある。
	施工機械の搬入性	小規模の施工機械で可能である。	施工機械の搬入の必要はない。	小規模ではあるが、桁下で掘削・コンクリート打設を行わなければならない。	大規模な施工機械が必要であり、河床で杭打ちする場合は搬入性が悪い。
	河川の締切	必要なし。	必要なし。	必要なし。	必要。
	その他	特になし。	特になし。	特になし。	特になし。
対策工を施すことによる影響		既設構造物の鉄筋を切断する可能性がある。地震時の橋台の安定に留意する必要がある。	①と同じ。	掘削時の橋脚の安定に留意する必要がある。	特になし。
特殊条件		特になし。	特になし。	特になし。	特になし。
工期比較		20日	20日	30日	30日
経済性比較		230万円	260万円	720万円	660万円
その他		特になし。	特になし。	特になし。	特になし。
総合判断		補強の効果から判断して工法の順位を付けると、④>①>②>③の順となる。また、経済性から判断すると、②>①>③>④の順となる。さらに、交通及び周囲への影響から判断すると、①>③>②>④の順となる。最終的には、補強効果はやや劣るが、経済性及び他に与える影響の少ないことから、①タイロッドによる結合が最も適切と判断される。			

分離しており、その中央には首都高速道路湾岸線が共用されている。また、首都高速道路との間には、一般国道の3種道路の建設が予定されており、現在は空地となっている。

本橋は、昭和52年11月に竣工し、適用示方書は昭和46年道路橋耐震設計指針に準じている。上部構造は図-8.3.3に示すように、河川を渡る部分は2径間連続鈑桁であり、取付部は単純PC桁及び3径間連続鈑桁となっている。下部構造は、橋台は $\phi 600$ の鋼管杭を基礎とするL型橋台で、橋脚は $\phi 1016$ の鋼管杭を2本をつなげた形のパイルベント橋脚である。基礎杭は、すべて支持杭で長さが42~47mである。地盤は、砂質土層と粘性土層の互層からなり、基盤は約38mの深さのN値50以上の砂層にとっている。地盤種別は4種であり、また表層より深さ13mほどの砂層は液状化の可能性がある。

(2) 61年耐震点検による点検結果

昭和61年耐震点検では、パイルベント橋脚の耐震性が問題となった。また、液状化による影響はないと判断されたが、土質柱状図より再度検討してみたところ表層よりGL-13mの砂層の F_L が0.8以下となり液状化の可能性があると判断された。

(3) 検討対象とした補強工法

対策工法としては、①荷重を軽減する工法、②地盤の強度を上げる工法、③橋脚自体を補強する工法が考えられ、それぞれに対して以下のような具体的な工法が挙げられる。

① 荷重を軽減する工法：

- 1) 上部工の慣性力をアンカーにとらせる工法（上部工に対する補強が必要となり、解析も困難となる。）
- 2) 多径間連続桁として慣性力を分担して受け持つ工法（地震時の挙動が明確でなく、解析法が不明。）

② 地盤改良工法：

- 1) 締固め工法：パイプロフローテーション工法・サンドコンパクション工法（施工機械が大きく桁下での施工が困難。）

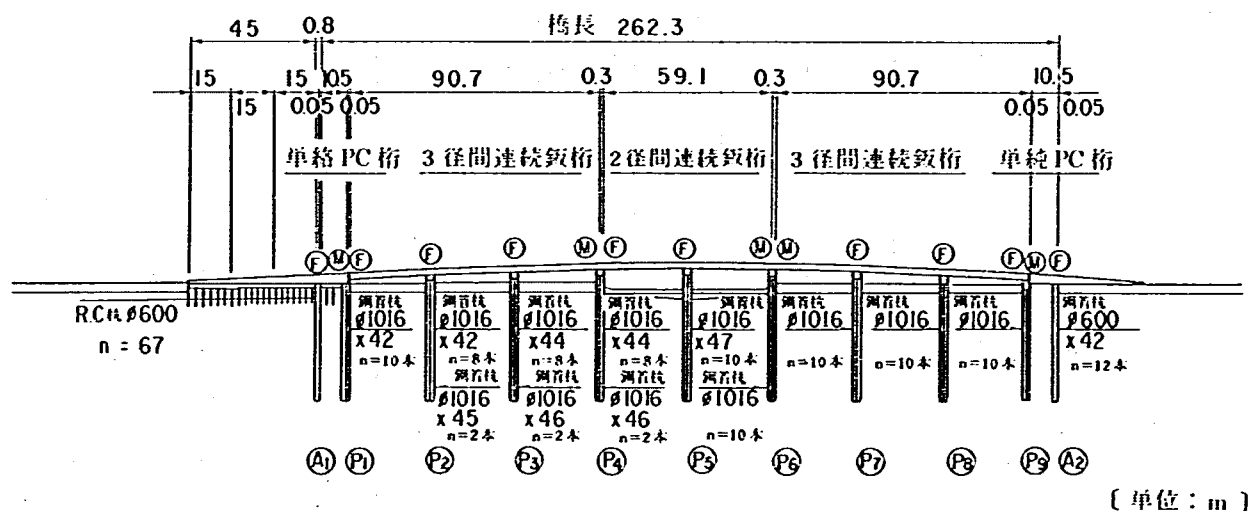


図-8.3.3 境川橋一般図

- 2) 間隙水圧の上昇を抑える工法：砕石ドレーン工法（施工機械が大きく桁下での施工が困難。）
- 3) 地下水位を低下させる工法：ウェルポイント工法（周辺地盤への影響が大きい。）
- 4) 置換工法：ジェットグラウト工法（杭体変形拘束）
- 5) 薬液注入工法：二重管注入工法

③ 橋脚自体を補強する工法：

- 1) 橋軸直角方向増し杭工法（鋼管斜杭）
- 2) 橋軸方向増し杭工法（リバース杭）
- 3) 橋軸方向増し杭工法（鋼管圧入工法）
- 4) RC 巻立て（変位の拘束が難しい。）
- 5) 鋼板補強（変位の拘束が難しい。）
- 6) 新設橋脚（3種道路）との一体化
- 7) 橋脚をケーブルで連結して変位を拘束する工法（建築限界を侵す。）

④ ②及び③の中間的な工法：補強土工法：小口径場所打ち杭

以上の工法の中から実際に施工可能な工法として、①橋軸直角方向増し杭工法（鋼管杭）、②橋軸方向増し杭工法（リバース杭）、③小口径場所打ち杭工法、④杭体変形拘束工法、⑤二重管注入工法の5工法を比較対象工法として選定した。これらの工法の概要図、特徴及び施工法の概要を示すと表－8.3.7のようになる。

(4) 検討結果

上記工法の比較検討を行った結果が表－8.3.8である。この結果によれば、施工時期は3種道路が施工される前という条件があるが、工法の補強効果及び長期安定度が最も確実であること、桁下での施工とならないため施工性が良いこと、そして最も経済的であることを総合的に判断して、①橋軸直角方向増し杭工法が最良案と考えられる。

表—8.3.7 境川橋比較検討工法の特徴

工 法	①橋軸直角方向増し杭工法	②橋軸方向増し杭工法	③小口径場所打ち杭打設工法	④杭体変形拘束工法 (ジェットグラウト工法)	⑤地盤改良工法 (2重管注入工法)
工法概要図					
工法の概要	本工法は、橋軸直角方向の上部工外側の部分に増し杭を行い、パイルベント橋脚と一体化することにより、地震時の橋軸方向の水平力に抵抗しようとするものである。増し杭にはφ500の鋼管杭を用い、斜杭とすることによって水平力に対して有効に働くようにする。 杭頭部とパイルベント橋脚との一体化は、RCのフーチングによって行い、パイルベントとフーチングの接合部にはずれ止め等を設け、新設部と現橋が一体となって動くようにする必要がある。	本工法は、橋軸方向の上部工桁下部にリバース杭の増し杭を行い、パイルベント橋脚と一体化することにより、地震時の橋軸方向の水平力に抵抗しようとするものである。増し杭には、桁下での施工が可能なリバース杭で杭径φ1,000を用いる。 杭頭部とパイルベント橋脚との一体化は、RCのフーチングによって行い、パイルベントとフーチングの接合部にはずれ止め等を設け、新設部と現橋が一体となって動くようにする必要がある。	本工法は、橋軸方向にパイルと一体とした補強土工を構築し、地震時の橋軸方向の水平力に抵抗しようとするものである。 補強土工は、φ135の小口径場所打ち杭を橋軸方向の上部工桁下部に網状に打設し、土を抱え込んだ全体構造を形成する。パイルの芯材としてはD38の異形棒鋼を用いる。 現橋との連結は、RCのキャッピングビームによって行い、現橋に生じる地震時水平力を低減させるものである。	本工法は、パイルベント橋脚周囲にジェットグラウト柱を形成し、地震時の水平力に対して、杭体の変形そのものを拘束しようとするものである。 ジェットグラウトとは、空気と水の力により土を切削し、それを地表に排出することによって、地中に人為的な空間を作りそこにセメント系固化剤を充填する置換工法である。	本工法は、パイルベント橋脚周囲の地盤に超微粒子セメントを注入し地盤そのものの強度増加を図ろうとするものである。 注入範囲は、橋脚の周囲+3mとし、流動化の可能性のある砂質土層の深さ13mを改良するものとする。
施 工 法	作業空間としては、海側に3種道路用地があるが山側は民地を一部借用する必要がある。 杭の施工はディーゼルハンマとクローラタイプの杭打ち機の組合せにより行い、場合によって防音カバー等を使用する必要がある。 フーチングの施工は、掘削深さが2m程度で済むので、締切等の必要はない。河川部の施工には鋼矢板による締切が必要であり、桁下部での施工は特殊な機械が必要となる。	杭の施工が桁下5m程度での施工となるため、施工可能なリバース杭を採用する。しかし、鉄筋の長さ制限を受けるため多数の継手が必要となる。 リバース杭の泥水処理のプラント等は、3種道路予定地に設置することができる。 フーチングの施工では、①と同様に締切等の必要がある。	キャッピングビームの底版位置まで切下げ、桁下約4mの高さで施工可能な小型削孔機によりパイルを打設する。 パイルの芯材は、3m程度のネジ節異形棒鋼を使用し、ジョイントカップラーにより連結させながら立て込む。 パイルの打設後、現橋との連結のため、キャッピングビームを施工するが、締切の必要はない。	小型ボーリングマシンにより削孔するが、桁下での施工となるため、ケーシングパイプと注入ロッドは短尺の継ぎ足し施工となる。 土の切削のために、圧縮空気を7kgf/cm²、超高压水を400kgf/cm²の圧力で噴出させるため、エアーコンプレッサー及び超高压ポンプ等の設備が必要となる。これらのヤードとして3種道路予定地を使うことができる。	ロータリーボーリングマシンによって穿孔を行うが、通常はケーシング掘りとする。所定の深さまで穿孔したらシールグラウトを充填し、一定期間養生した後、クラッキングを行い、グラウトの通路を開け、注入基準に従ってグラウト注入を行う。 橋脚直下の注入は、斜注入によって行う。

表-8.3.8 境川橋工法比較検討結果

工 法		①橋軸直角方向増し杭工法	②橋軸方向増し杭工法	③小口径場所打ち杭打設工法	④杭体変形拘束工法 (ジェットグラウト工法)	⑤地盤改良工法 (2重管注入工法)
項 目	補強効果比較	強度 鋼管杭を斜杭として打設しているため、水平力に対する抵抗は向上する。	場所打ち杭を橋軸方向に打設するため、水平力に対する抵抗が向上する。	常時の鉛直力に対しては効果はないが、地震時の水平力に対する強度が向上する。	鋼管とジェットグラウト柱が一体で動くと考え、杭の剛度はかなり増す。	地盤の強度向上度を確認しながら施工できる。再注入も可能である。
	長期安定度	杭の長期の安定度は高いが、パイルベントとフーチングの接合部が弱点となる場合がある。	①と同じ。	長期の安定度に対する実績はないが、パイル自体の安定度は高い。	ジェットグラウト自体の長期安定度はよい。	改良土に対する長期安定度はよい。
	工法の確実性	在来工法であり、施工実績も多く工法の確実性・信頼性は確保でき、不安点は少ない。	①と同じ。	補強土工の変形挙動が推定しにくく、全体系での変位の判定が困難となる。	杭体の補強のための施工実績はないが、補強工法として有効と考えられる。	地盤の必要改良範囲が明確にできないという問題がある。
	および信頼性	河川部の施工時以外は交通規制の必要はない。	交通規制の必要はない。	②と同じ。	②と同じ。	②と同じ。
施 工 性	交通の確保	河川部の施工時以外は交通規制の必要はない。	交通規制の必要はない。	②と同じ。	②と同じ。	②と同じ。
	施工機械の搬入性	海側は3種道路から機械の搬入は容易であるが、山側は民地を一部借用する必要がある。	桁下部への搬入は、3種道路から行い、移動もフォークリフト等で可能である。	小型削孔機を使用するため、桁下への機械の搬入は可能である。	③と同じ。	③と同じ。
	河川の締切	河川部の橋脚の施工時には、フーチング施工のための締切が必要だが陸上部では必要はない。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。
	その他	3種道路が施工される前に杭の打設が必要となる。	桁下部での施工のため、鉄筋カゴの吊り込み等で制限を受ける。	桁下空間4m程度の施工となるため、芯材の継手が必要となる。	桁下空間3.5m程度の施工となるため、ロッドの継手を設ける必要がある。	注入量が多いため工期が非常に長くなるが、機械を増やすことにより工期の短縮化は可能。
対策工を施すことによる影響		杭の打設は近接施工となるため、橋脚の変位の観測等が必要である。	①と同じ。	小型削孔機を使用するため、現橋への影響はほとんど生じない。	置換を基本とする工法であるため、必要範囲より遠方へ拡散することはない。	注入速度によっては地盤の隆起等を起こす可能性があるため、注意を要する。
特殊条件		施工時期が3種道路施工前に限られる。	桁下空間がこれ以上小さくなると施工が困難となる。	②と同じ。	砂地盤の粒度分布・粒徑に応じて超微粒子セメント等の選択が必要となる。	必要な地盤強度に従って、注入量を調整することができる。
工期比較		杭 打 設 : 6日 フーチング施工 : 12日 全 工 期 : 18日	杭 打 設 : 30日 フーチング施工 : 12日 全 工 期 : 42日	杭 打 設 : 60日 キャッピング工 : 10日 全 工 期 : 70日	全 工 期 : 30日	全 工 期 : 180日
経済性比較		7,800千円	27,200千円	27,200千円	71,500千円	222,600千円
その他		周囲への影響を考慮して、必要ならば防音カバーの設置、中掘り工法の採用を考える。	①のように施工時期を限定されることはない。	液状化によって砂層の強度が0となる場合はその下の層まで延ばす必要がある。	ジェットグラウトのコラムプラントとして150m ² の作業用地が必要である。	
総合判断		工法の確実性及び信頼性から工法の順位をつけると、①、②>③>④>⑤の順となる。また、経済性から判断すると、①>②>③>④>⑤となる。総合的に判断すると3種道路の施工前という前提で工法の信頼性、施工性、経済性が最も優れている①橋軸直角方向増し杭工法が最も適切である。				

8.3.5 中川運河橋（中部地方建設局）に対する耐震補強工法の検討

(1) 橋梁の概要

本橋は、愛知県名古屋市の位置し、一般国道 23 号の中川運河を渡河する位置に架設された橋梁である。本路線は、愛知県豊明市と三重県伊勢市を結ぶ主要幹線であり、緊急輸送路に指定されている。緊急時の迂回路は、市内に限ってみれば 5km 以内に一般国道 1 号、302 号などの主要幹線が存在する。

本橋は、昭和 38 年 3 月に竣工し、適用示方書は昭和 31 年鋼道路橋設計示方書に準じている。構造は、図—8.3.4 に示すように 3 径間連続鋼箱桁橋であり、下部構造には逆 T 壁式の鉄筋コンクリート橋脚、及び同型式の橋台、基礎は P3 の可動を除き斜杭を有する杭基礎である。地盤は砂層が主体であるが、一部、層厚 4m 程度の粘土シルト層をはさんでおり、杭基礎の支持層は深さ約 18m の N 値 40 程度の層にとっている。地盤種別は 3 種で、液状化については $F_L > 1.0$ でありその可能性はないと考えられる。

(2) 61 年耐震点検による点検結果

昭和 61 年耐震点検では、基礎杭の支持力の点検項目で安全率が 1.1 となり、所要の安全率 1.5 未満であったため要対策と判定された。

(3) 検討対象とした補強工法

本橋に対して、適用が可能と考えられる耐震対策工法は、①橋軸方向増し杭工法、②鋼管ウェル工法、③鋼矢板工法、④底版による連結、⑤地盤改良工法の 5 工法であり、これらの工法の概要図、特徴及び施工法の概要を示すと表—8.3.9 のようになる。

(4) 検討結果

上記工法の比較検討結果は、表—8.3.10 に示す通りである。これによれば、各工法とも運河の一部の締切工をとめない、また桁下空間が 6m と低い場合、特殊機械の使用が必要であるがすべて施工可能である。ただし、工法の確実性や信頼性、及び実績からみると、③鋼矢板工法、⑤地盤改良工法には不安が残る。また、河川管理上からみれば堤防断面の変更をとまなう④連続床版工法は避けるのが望ましい。さらに、工期、経済性の点では、⑤地盤改良工法、③鋼矢板工法が有利となっている。

以上の検討の結果、運河の一部締切や特殊機械を必要とするが、工法の確実性や信頼性あるいは工期、経済性を総合的にみて、①橋軸方向増し杭工法が最適と判断される。

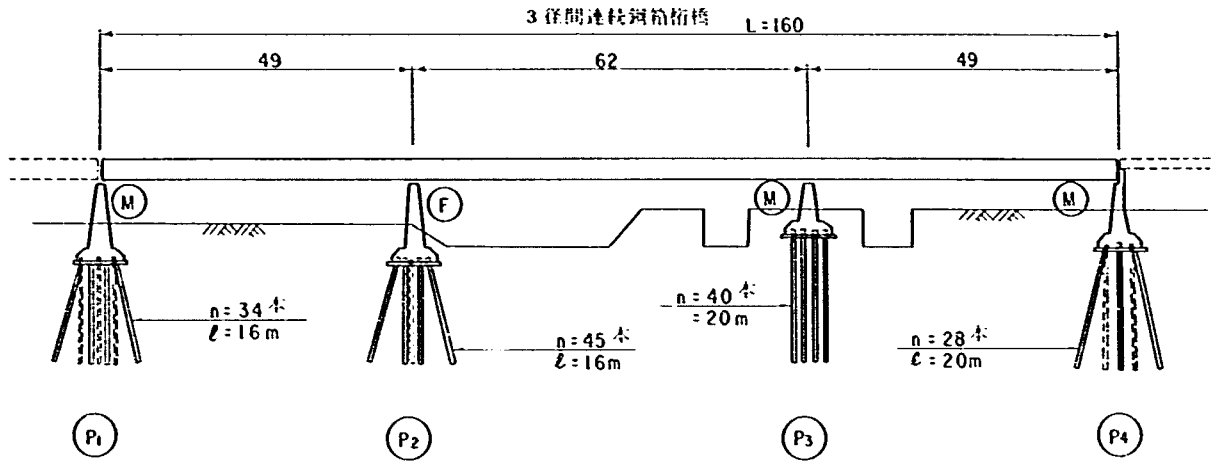
8.3.6 道徳高架橋（中部地方建設局）に対する耐震補強工法検討

(1) 橋梁の概要

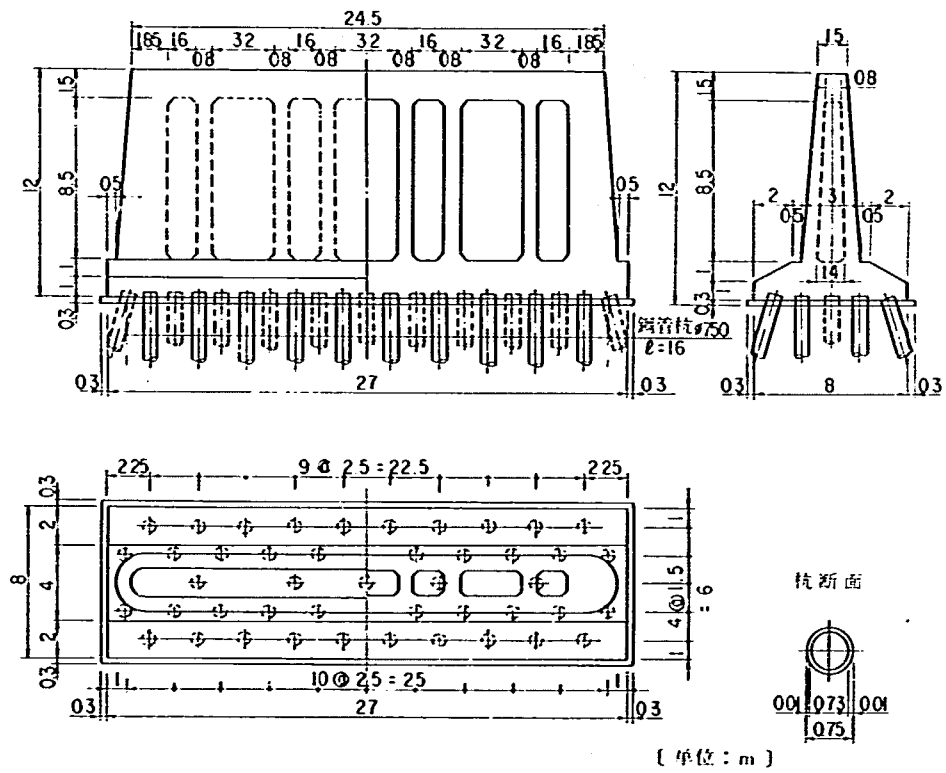
本橋は、愛知県名古屋市の位置し、一般国道 23 号が各鉄常滑線、一般国道 247 号、山崎川名古屋環状線等を高架で通過する位置に架設された延長 3,084m の橋梁である。本路線は、愛知県豊明市と三重県伊勢市を結ぶ主要幹線であり、緊急輸送路に指定されている。緊急時の迂回路は、市内に限ってみれば 5km 以内に一般国道 1 号、302 号などの主要幹線が存在する。

本橋は、昭和 47 年 8 月に竣工し、適用示方書は昭和 39 年鋼道路橋設計示方書に準じている。構造は、図—8.3.5 に示すように、単純 PC 桁橋、2 径間・3 径間連続鉄桁橋、単純合成鋼箱桁橋等で

鋼面図



中川運河橋 橋脚 (P₂) 寸法図



図—8.3.4 中川運河橋一般図

表-8.3.9 中川運河橋比較検討工法の特徴

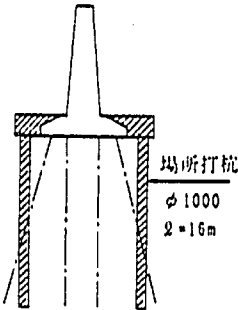
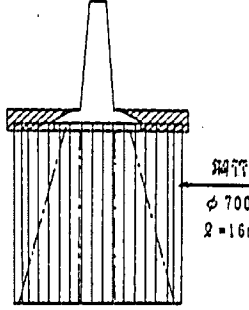
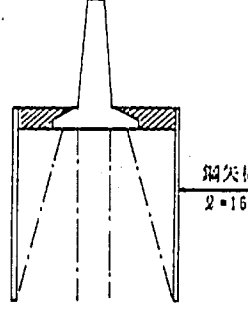
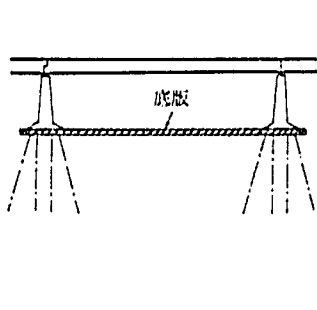
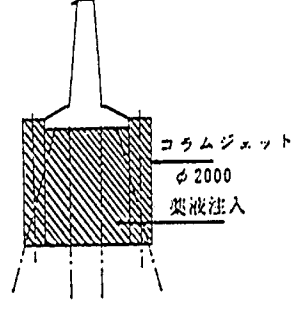
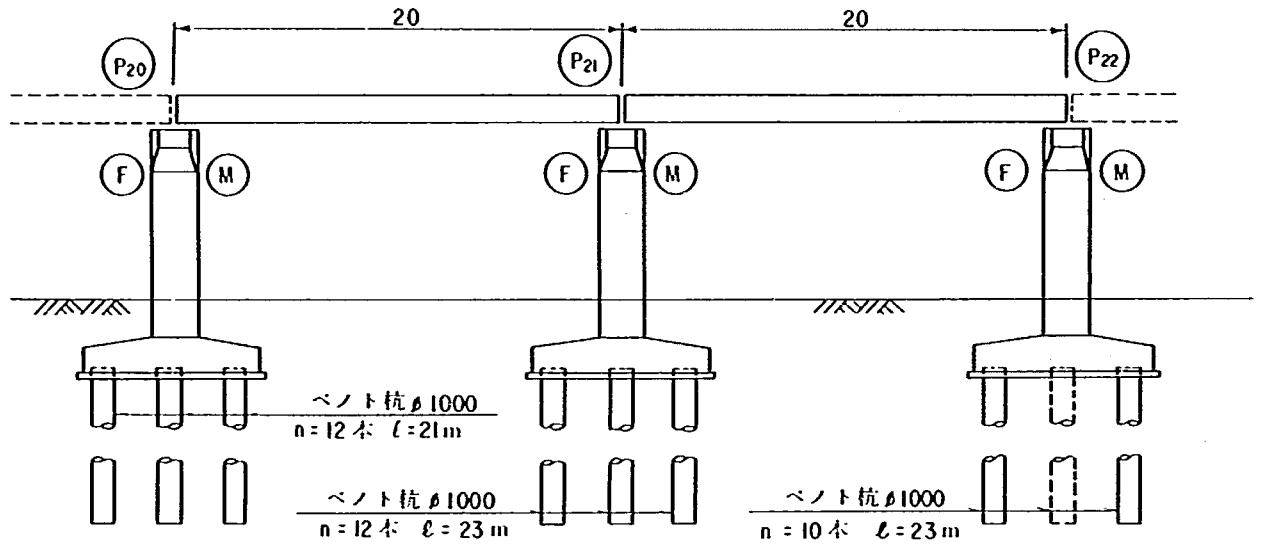
項目	工 法	①橋軸方向増し杭工法	②鋼管ウェル工法	③鋼矢板工法	④底版による連結	⑤地盤改良工法
工法概要図						
工法の概要		本工法は、橋軸方向の地震時支持力補強（引き抜け、水平方向支持）を目的としている。 橋脚の両側に増し杭を行い既設構造とフーチングにより連結する。 地震時水平力に対しては、既設部と増し杭が一体となって抵抗するものとして設計する。 既設部と増し杭部を一体とするためには、フーチングの連結構造を完全にする必要がある。	本工法は、橋軸方向の地震時支持力補強（引き抜け、水平方向支持）を目的としている。 橋脚の周囲に鋼管及び継手を閉鎖形状に打ち込み、既設構造とはフーチングにより連結する。 地震時水平力に対しては、既設部と鋼管ウェルが一体構造となって抵抗するものとして設計する。 既設部と鋼管ウェルを一体化するためには、フーチングの連結部の構造を完全にする必要がある。	本工法は、橋軸方向の地震時支持力補強（引き抜け、水平方向支持）を目的としている。 橋脚の周囲に鋼矢板を閉鎖形状に打ち込み、既設構造とはフーチングにより連結する。 地震時水平力に対しては、既設部と鋼矢板が一体構造となって抵抗するものとして設計する。 既設部と鋼矢板を一体化するためにはフーチングの連結部の構造を完全にする必要がある。	本工法は、橋軸方向の地震時支持力補強（引き抜け、水平方向支持）を目的としている。 常時の鉛直力は、既設構造のみが抵抗し、地震時の水平力に対しては、既設部と他の橋脚及び地盤の摩擦力により抵抗するものとして設計する。 既設部と連結床版との一体化は、橋脚周辺を取り巻く構造となるため特に注意は要しない。	本工法は、橋軸方向の地震時支持力補強（引き抜け、水平方向支持）を目的としている。橋脚の周囲を資配合モルタルに置換するコラムジェットにより地盤の強化を図り、その内部はセメント系薬液注入により地盤強化を図る。深さはN値10～20までの領域とする。 常時の鉛直力は既設構造が受持ち、地震時の水平力には既設構造と強化した地盤が抵抗するものとして設計する。
施 工 法		桁下空間が現地盤面まで約6mと低いため、土留め用鋼矢板の打設は油圧式圧入機を用いる必要がある。 フーチングの施工は、締切内をドライの状態として行う。 杭の施工は桁下空間が小さいため、ベント機は困難であり、ボーリングマシンを用いたBH杭とする。この場合既設の斜杭に注意を要する。	桁下空間が現地盤面まで約6mと低いため、土留め用鋼矢板の打設は油圧式圧入機を用いる必要がある。 鋼管杭の打ち込みは桁下空間の関係から、パワージャッキによる圧入、中掘りはアースオーガを用いた併用工法とする。また、この場合、杭はL=16mを2分割の継杭となる。 フーチングの施工は、締切内をドライの状態として行う。	本工法の補強杭は締切兼用鋼矢板を用いるため新たな締切は不要である。鋼矢板の打設は桁下空間が約6mと低いため、油圧圧入機を用いる必要がある。 フーチングの施工は、締切内をドライの状態として行う。 鋼矢板の上端は河川内では水中切断とし、陸側部は埋め殺しとする。	フーチング底面までの掘削が必要であるため、河川の一部を含め土留め鋼矢板により締め切る。 床版の施工は、締切内のドライな状態で行う。掘削領域が約60cmと大きく、中間に道路があるため、栈橋と交通切り回しが必要となる。	橋脚半面が河川内にあるため、施工機械の設置に栈橋足場が必要である。 橋脚真下の薬液注入では既設フーチングをボーリングする必要がある。また、その際のボーリング孔の後処理を完全に行う必要がある。

表-8.3.10 中川運河橋工法比較検討結果

工 法		①橋軸方向増し杭工法	②鋼管ウェル工法	③鋼矢板工法	④底版による連結	⑤地盤改良工法
項 目	強 度	常時の鉛直力に対しては効果はないが、地震時の水平力に対する強度の向上を図る。	地震時の水平力に対して、鋼管ウェルにより強度の向上を図る。	地震時の水平力に対して鋼矢板により強度の向上を図る。	地震時の水平力に対して、連結床版により他の橋脚及び地盤に荷重分散を図る。	地震時の水平力に対して地盤の強化を図ることにより基礎の抵抗を向上させる。
	向上度	増し杭の長期安定性はよい。新設フーチングと既設部の接合部が弱点となるため注意が必要	①と同じ。	①と同じ。	床版の長期安定はよい。既設構造との接合はよい。	一次的に周辺地盤を乱す可能性はあるが、長期の安定は確保できる。
	長期安定度	工法としての確実性・信頼性は高く、施工実績も多いため不安要素は少ない。	①と同じ。	施工の確実性はあるが、施工実績が少なく、工法としての信頼性はやや低い。	施工の確実性、信頼性は確保できる。河川管理上から施工実績は少ない。	改良領域は砂層であるため注入確率も高く確実である。他の工法が困難な場合に実績がある
	工法の確実性および信頼性					
施工性比較	交通の確保	河川敷と一部河川内での施工のため交通規制は不要である。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。
	施工機械の搬入性	河川敷は道路から近いため、搬入性は良好である。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。
	河川の締切	橋脚の平面のみ河川に位置するため締切が必要である。	①と同じ。	鋼矢板が締切を兼ねる。	①と同じ。	①と同じ。
	その他	桁下空間が小さいため、鋼矢板打設、杭施工に特殊機械が必要である。	①と同じ。	桁下空間が小さいため、鋼矢板打設には特殊機械が必要である。	①と同じ。	特になし。
対策工を施すことによる影響		増し杭は、既設の斜杭間に打設されるため、注意を要する。	鋼管の打設は、フーチングの拡大により既設斜杭を避けて打設することができる。	②と同じ。	床版底面の地盤のN値は10~20であるため、転圧による沈下の影響は少ない。	注入、改良時の圧力が既設杭に影響する可能性がある。
特殊条件		重要路線で大型車の通行が多いため、長期安定を見込んだ補強が必要である。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。
工期比較		140日	160日	110日	180日	90日
経済性比較		61,220千円	144,200千円	84,200千円	223,000千円	143,440千円
その他		特になし。	特になし。	特になし。	特になし。	特になし。
総合判断		構造安定性から判断して工法に順位を付けると、②>①>④>③>⑤の順となる。経済性から判断すれば、①>③>⑤>②>④の順となる。また、施工性から判断すれば、③>①>②>④>⑤となる。 以上を総合的に評価すれば、①橋軸方向増し杭工法が最も適切であると判断される。				



道徳高架橋 P₂₁ 一般寸法図

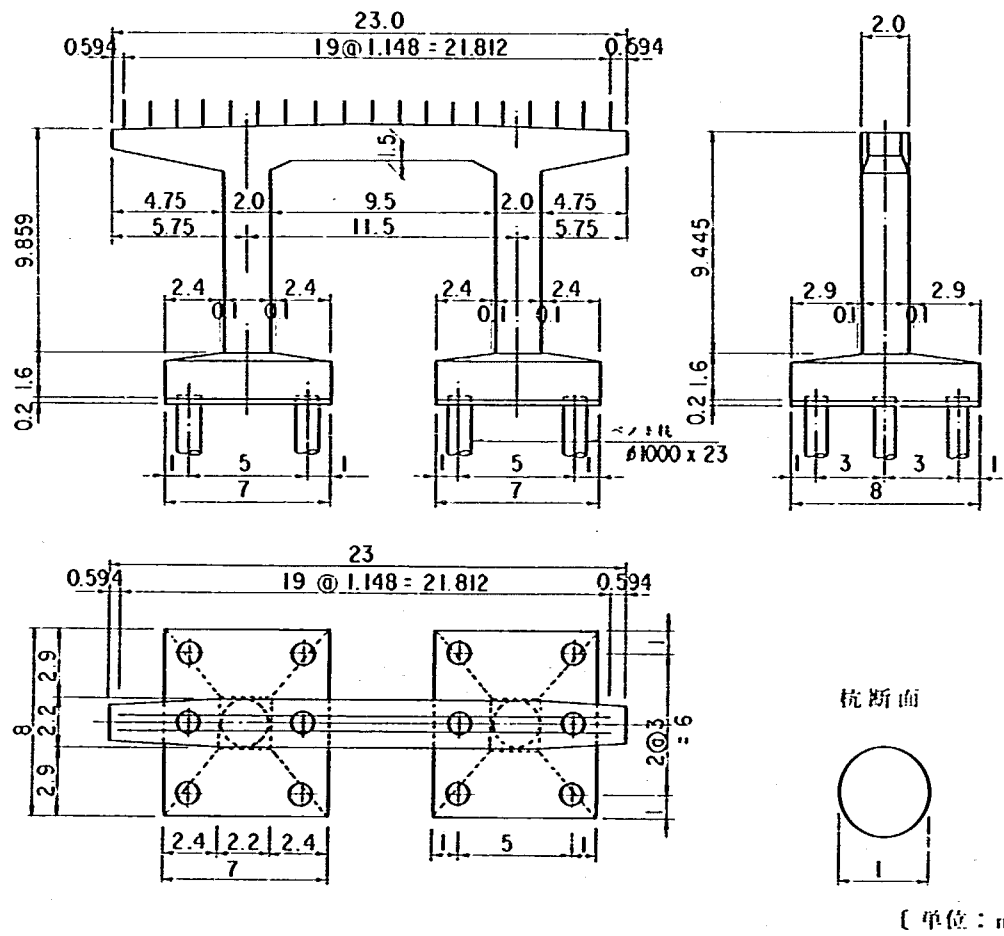


図-8.3.5 道徳高架橋一般図

構成されており、下部構造は、鉄筋コンクリートの T 型円柱式、ラーメン式橋脚及び逆 T 壁式橋台で、基礎はすべて杭基礎である。地盤は、砂層と粘土層の互層から成り、今回の対象橋脚については、深さ約 25m の N 値 50 以上の層を杭基礎の支持層としている。地盤種別は 4 種であり、また液状化については、上層地盤において $F_L=0.67 \sim 0.95$ となり比較的那の可能性は低い。

(2) 61 年耐震点検による点検結果

昭和 61 年耐震点検では、独立ケーソン、RC ラーメンであることから基礎形式別の耐震性の点検項目で要対策と判定された。

(3) 検討対象とする補強工法

本橋に対して、適用が可能と考えられる耐震対策工法は、①フーチング連結（継ぎ梁）工法、②耐震壁工法、③ RC トラス工法、④鋼製トラス工法の 4 工法とし、これらの工法の概略図、特徴及び施工法の概要を示すと表-8.3.11 のようになる。

(4) 検討結果

上記工法の比較検討結果は、表-8.3.12 に示す通りである。これによれば、各工法とも施工上の問題はなく施工は容易である。対策工法の選定に当たっては、耐震性強化を重視して選定する必要がある、このような観点からみれば、③及び④のトラス工法は、ラーメン橋脚の補強目的として取り得る工法と考えることができるが、基礎も含めた全体系の耐震性からみれば、その効果に欠ける構造であると判断される。従って、構造的には①フーチング連結工法、②耐震壁工法が望ましい。また、両者は工期的に同じであるが、経済的には①の方が有利である。

以上の比較検討の結果、耐震性の向上、経済性、景観性に優れていることから、フーチング連結工法が最も実用かつ確実であると判断される。

8.3.7 羽咋大橋（石川県）の耐震補強工法の検討

(1) 橋梁の概要

本橋は、石川県羽咋市に位置し、一般国道 249 号が羽咋川の河口近くを渡河する位置に架設された橋梁である。本路線は、県都金沢市と能登地区の 3 市 11 町 1 村を結んでおり、その交通量は約 10,000 台/12 時であり能登半島の大動脈を担っている。迂廻路としては県営有料道路があるが、連絡する IC が市街地の南北両端に位置しており、中心市街地が羽咋川により南北に分断されている羽咋市にとっては、緊急迂廻路になり得ない状況であり、いかなる事態であっても羽咋大橋の通行止めは回避する必要があると考えられる。

本橋は、昭和 34 年に竣工し、適用示方書は昭和 31 年鋼道路橋設計示方書に準じている。構造は、図-8.3.6 に示すように、上部構造は 11 径間単純プレテンション方式 PC スラブ橋であり、下部構造としては橋脚は $\phi 500$ 、また橋台は $\phi 600$ の RC パイルベント方式である。地盤は、砂丘としては日本で第 2 位の規模を誇る内灘から羽咋に至る砂丘の北端にあたる海成漂砂であり、表層は N 値 10 以下、それ以下は N 値 20 以下前後の中砂が深く堆積しており、下部工はこの中の中砂層を支持層としている。地盤種別は 3 種であるが、深さ 5m までは液状化の可能性があると考えられる。

(2) 61 年耐震点検による点検結果

昭和 61 年耐震点検では、落橋防止構造及び液状化による影響の項目において要対策と判定され

表-8.3.11 道徳高架橋比較検討工法の特徴

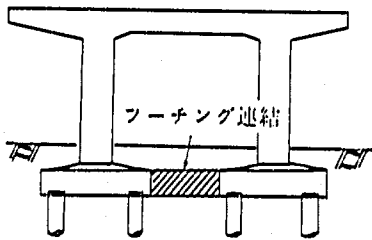
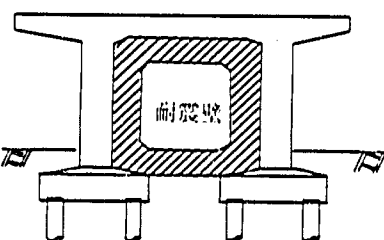
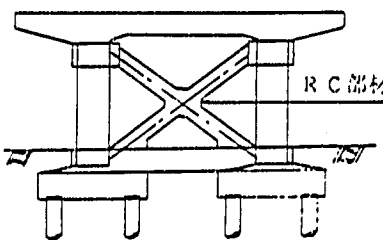
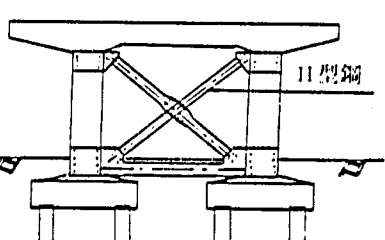
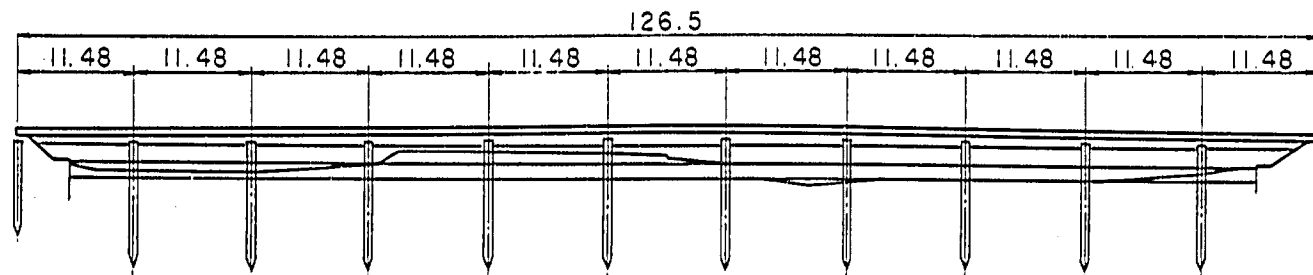
項目	工 法	①フーチング連結（縦ぎ梁）工法	②耐震壁工法	③RCトラス工法	④鋼製トラス工法
工法概要図					
工法の概要		本工法は、独立基礎の耐震性を強化するもので、変形剛性を高めることを目的としており、フーチング間を連結する。 設計は、地震時水平力に対して杭反力及びラーメン部材の応力を照査するとともに、連結部材は全体構造を変形法で求めた断面力で設計する。 なお、新設部と既設部の一体化の確保が重要である。	本工法は、独立基礎の耐震性を強化するもので、変形剛性を高めることを目的としており、ラーメン内に壁を増設する。 設計は、地震時水平力（死荷重増を考慮）に対する杭反力を照査する。壁の設計はラーメンの変形状況を検討の上断面の決定を行う。 なお、新設部と既設部の一体化の確保が重要である。	本工法は独立基礎の耐震性を強化するもので、変形剛性を高めることを目的としており、ラーメン内にRCトラス部材を設ける。 ①及び②の工法に比較し変形剛性の向上は少ないが、梁及び柱の補強効果は期待できる。 設計は、地震時水平力に対して、杭反力、ラーメン部材の応力を照査する。トラス部材は変形法により求めた断面力で設計する。 なお、新設部と既設部の一体化の確保が重要である。	本工法は独立基礎の耐震性を強化するもので、変形剛性を高めることを目的としており、ラーメン内に鋼製トラス部材を設ける。 ①及び②の工法に比較し変形剛性の向上は少ないが、梁及び柱の補強効果は期待できる。 設計は、地震時水平力に対して、杭反力、ラーメン部材の応力を照査する。トラス部材は変形法により求めた断面力で設計する。 なお、新設部と既設部の一体化の確保が重要である。
施 工 法		本橋の桁下は駐車場であるため、特に交通規制等の制約条件はない。 連結部材の施工は、親杭横矢板の簡易土留め工により行う。親杭打設は、オーガ併用圧入機により行い、掘削はミニバックホーを用いる。	本橋の桁下は駐車場であるため、特に交通規制等の制約条件はない。 壁の下部の施工は、フーチング天端部分であるため掘削を伴うが、掘削深さは2mと浅いためミニバックホーを用いて素掘りで行う。なお、本橋の桁下は駐車場となっているため、車両の通行を考慮して壁に窓を設ける必要がある。	本橋の桁下は駐車場であるため、特に交通規制等の制約条件はない。 トラスの下弦材の施工は、フーチング天端部分であるため、掘削を伴う。掘削深さは約2mのためミニバックホーを用いて素掘りで行う。 なお、本橋の桁下は駐車場となっているため、車両の通行を考慮してトラスのクロス位置を決定する必要がある。	本橋の桁下は駐車場であるため、特に交通規制等の制約条件はない。 トラスの下弦材の施工は、フーチング天端部分であるため、掘削を伴う。掘削深さは約2mのためミニバックホーを用いて素掘りで行う。 なお、本橋の桁下は駐車場となっているため、車両の通行を考慮してトラスのクロス位置を決定する必要がある。

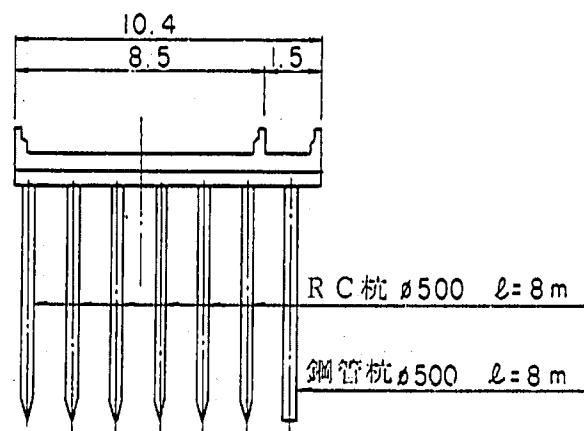
表-8.3.12 道徳高架橋工法比較検討結果

工 法		①フーチング連結（継ぎ梁）工法	②耐震壁工法	③RCトラス工法	④鋼製トラス工法
補 強 効 果 比 較	強 度	独立基礎の地震時の変形を拘束することにより、ラーメン部の耐震性が向上する。	①と同じ。	橋軸直角方向の地震力に対してラーメン部材の剛性を向上させる。	③と同じ。
	長 期 安定度	連結材の長期安定性はよい。新設フーチングと既設部との接合部が弱点となる場合があり、注意を要する。	耐震壁の長期安定性はよい。新設壁とラーメン部材との接合部が弱点となる場合があり、注意を要する。	補強部材の長期安定性はよいが、新設部材とラーメン部材の接合部が弱点となる場合があり注意を要する。	③と同じ。
工法の確実性 および信頼性		工法としての確実性、信頼性は高く、不安要素は少ない。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。
施工性 比 較	交通の 確 保	橋脚周辺は高架下駐車場となっているため交通処理の問題はない。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。
	施工機 械 の 搬入性	橋脚周辺は高架下駐車場となっているため施工機械の搬入性はよい。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。
	河川の 締 切	必要なし。	必要なし。	必要なし。	必要なし。
	その他	特になし。	特になし。	特になし。	特になし。
対策工を施すこ とによる影響		フーチングまでの掘削が必要となるが、部分的な掘削のため影響はない。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。
特殊条件		重要路線で大型車の通行が多いため、長期安定を見込んだ補強が必要である。	①と同じ。	①と同じ。	①と同じ。
工期比較		50日	50日	60日	60日
経済性比較		6,770千円	10,600千円	5,400千円	10,070千円
その他		特になし。	特になし。	特になし。	特になし。
総合判断		耐震性の向上度から判断して工法に順位をつけると、②>①>③>④の順となる。経済性から判断すれば、③>①>②>④の順となる。また、施工性から判断すると、①>②>③>④の順となる。以上の点から総合的に評価すると、①フーチング連結工法が最も適切であると判断される。			

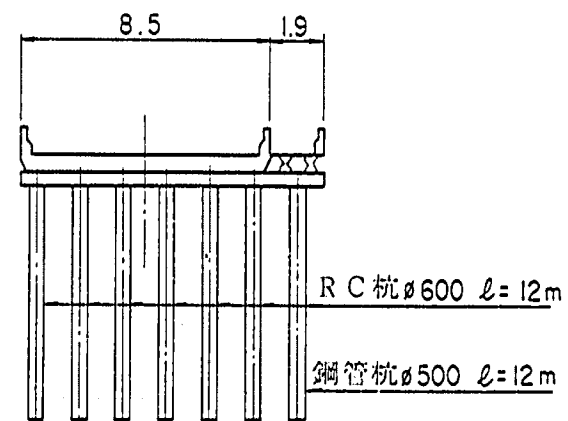
側 面 図



橋 台 部



橋 脚 部



[単位 : m]

図—8.3.6 羽咋大橋一般図

た。このため、今回地質調査並びに現況の安全性検討を行った結果、河床面より深さ 3.2m までの F_L が 1 未満で、液状化による土質低減係数が 0~2/3 の地層であり、安定層への根入れは杭長 12m のうちわずか 1/3 の約 4m しかないことが判明した。このような基礎地盤面のもとで安定計算をした結果、杭体のコンクリート応力は 321kg/cm^2 ($>\sigma_{ca}=200\text{kg/cm}^2$)、鉄筋の引張応力は $2,882\text{kg/cm}^2$ ($>\sigma_{ca}=2,100\text{kg/cm}^2$) と大きく許容応力度を超過している。また、変位についても設計地盤面において 46mm、杭頭において 128mm と計算され、本橋の重要性を考えれば緊急に耐震対策を施す必要にせまられたものである。

(3) 検討対象とした補強工法

本橋の下部工である RC パイルベントの安全性については、常時において鉛直力に対し安全であり、地震時水平力のみにより杭体応力が一部において超過している。このため本橋に関して適用が可能と考えられる耐震補強工法として表-8.3.13 に示すような工法が考えられた。これらの工法の特徴を表-8.3.13 に示す。

(4) 検討結果

上記工法の比較検討を行った結果が表-8.3.14 であり、これによれば、各工法の比較検討の結果、橋台部横梁施工時に一次交通規制が必要となる期間があるが、下記の理由により両橋台位置増し杭補強工法が、最も実用的で確実であると考えられる。

- ① 両端において補強するとともに、全橋脚頭部を連結し一体とするため複雑な地震時の挙動に対し信頼性が高い。
- ② 他の工法と異なり陸上施工となるため施工性が良好である。
- ③ 将来架替時においても橋台の再使用の計画も可能である。

表-8.3.13 羽咋大橋比較検討工法の特徴

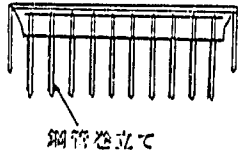
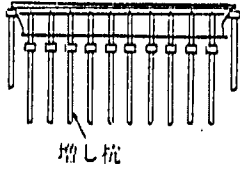
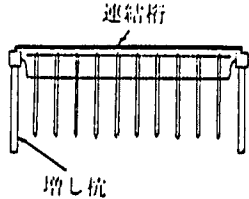
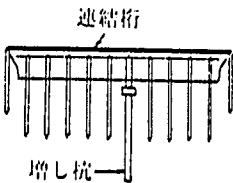
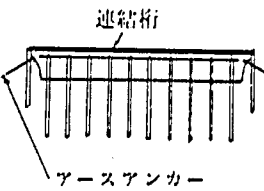
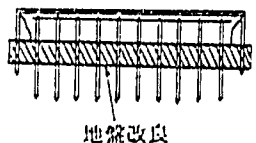
工 法 項 目	①鋼管巻立て工法	②増し杭工法	③橋台増し杭工法 (連結桁設置)	④橋脚増し杭工法 (連結桁設置)	⑤アースアンカー工法 (連結桁設置)	⑥地盤改良工法
工法概要図	 鋼管巻立て	 増し杭	 連結桁 増し杭	 連結桁 増し杭	 連結桁 アースアンカー	 地盤改良
工法の概要	パイルベント杭で曲げ応力が超過している根入れ部の一部を鋼管で巻立て補強する。	固定支承を有する橋脚及び橋台に対して増し杭を行い、パイルベント橋脚に作用する地震時水平力に抵抗させる。 増し杭の方法には、固定支承を有する全ての橋脚及び橋台に行う場合と、2径間を連結し、2径間それぞれに対して1カ所の増し杭で抵抗させる場合が考えられる。ただし、河川阻害率の関係から橋脚に対しては大口径の増し杭はできない	11径間全体を連結し、両端橋台部2点において増し杭を行い、地震時の安定を向上させる。 桁の連結は、現橋の上下流側に橋脚を張り出し、新たに連結桁を増設する方法と、既設単純桁を連結する方法があるが、後者はジョイント部の工事となり交通規制を必要とするため、前者が望ましい。	③と同様に、全径間を連結後、1橋脚での増し杭を行い、全橋の地震時水平力に抵抗させる。 増し杭位置は、どの橋脚でもよいが、中央付近がよいと考えられる。 ただし、橋脚に増し杭を行う場合は河川阻害率の関係から、河床面下約2mで現橋脚とフーチングで連結すると同時に、現橋脚の補強を必要とする。	③と同様に11径間を連結した後、両橋台部分において流動化層下部の安定層で固定するようなアースアンカーを設置することによって、地震時水平力に抵抗する。 ただし、地震時水平力とアンカーにより橋台に鉛直方向力が作用するため、橋台の補強を検討する必要がある。	液状化層そのものを改良して抗地応力を低減する。液状化層を液状化しない土砂に置換する工法があるが、河川の汚濁・搬出搬入の交通公害・工費の増大等のため、薬液注入等の地盤改良工法がよい。
施 工 法	鋼管を半分の状態で見地に搬入し、既設パイルを巻き込んだ状態で溶接する。鋼管は上部工を反力によって圧入するか、ジェット併用で所定の位置まで挿入する。その後パイルと鋼管の間にグラウトを施工して一体化を図る。	仮橋を設置して杭の打設及び既設橋脚との連結を行う。杭は場所打ち杭を用いる。既設橋脚との連結のための横梁は河川阻害率のために河床面下約2mで行う必要があり、河川締切工の施工に特殊機械を必要とする。	橋台部の上下流側に増し杭を増設し、横梁で既設橋台と連結する。このため、路面を覆工版等で一時的に嵩上げし、その下での施工が必要がある。	②と同じ。	桁下空間での横梁及びアンカーの施工となり、施工空間が制限される。	桁下空間での施工となるため、改良工法が制限される。

表-8.3.14 羽咋大橋工法比較検討結果

工 法		①鋼管巻立て工法	②増し杭工法	③ 橋台増し杭工法 (連結桁設置)	④ 橋脚増し杭工法 (連結桁設置)	⑤ アースアンカー工法 (連結桁設置)	⑥地盤改良工法
補 強 効 果 比 較	強 度	鋼管の圧入により現地盤を乱し、土質強度の低下を招く不安がある。	既設杭と増し杭を直接的につなぐため、補強効果は高い。	多連の連結桁で全径間をつなぐため、補強効果は高い。	③と同じ。	砂地盤へのアンカーの強度に不安点がある。	施工の良否に影響を受ける。
	長 期 安定度	杭部分の補強の長期的な安定度は高い。	長期的な安定度は高い。	②と同じ。	②と同じ。	アースアンカーに対する長期的な信頼性が劣る。	長期的には品質の低下が予想される。
工法の確実性 および信頼性		鋼管と既設杭が一体的に挙動するかを検証の必要がある。	直接的な補強工法であり、確実性は高い。	②と同じ。	増し杭部に受け持たせる地震力の評価を適切にする必要がある。	アンカーの引き抜け力等を検証する必要がある。	施工及び品質の信頼性に劣る。
施 工 性 比 較	交通の 確保	交通規制は必要なし。	橋台部横梁施工時に一部交通規制の必要がある。	②と同じ。	②と同じ。	交通規制は不要である。	交通規制は不要である。
	施工機 械の 搬入性	搬入伐橋を要する。	①と同じ。	陸上搬入路で済み、比較的容易である。	①と同じ。	②と同じ。	①と同じ。
	河川の 締 切	必要なし。	計画河床以下2 mで横梁の設置が必要となり、締切・排水等が必要である。	必要なし。	必要なし。	必要なし。	必要なし。
	その他	鋼管の現場溶接の作業性が悪い。	上記の理由により施工性が悪い。	特になし。	特になし。	桁下での施工のため、ロッド長等の制約を受ける。	処理面積が大きく施工性が悪い。
対策工を施すこ とによる影響		特になし。	2 径間連結を行う場合は橋脚の補強が必要になるが河川阻害率を超過する。	特になし。	特になし。	特になし。	薬液流出による河川汚濁等の恐れがある。
特殊条件		架け替え時にはすべて取り壊しとなり、将来への転用ができない。	①と同じ。	特になし。	特になし。	①と同じ。	特になし。
工期比較		6 ヶ月	20 ヶ月 (2 径間連結: 12 ヶ月)	8 ヶ月	6 ヶ月	6 ヶ月	2 ヶ月
経済性比較		110,000 千円	314,000 千円 (2 径間連結: 204,000 千円)	122,000 千円	96,000 千円	70,000 千円	130,000 千円
その他		特になし。	特になし。	特になし。	特になし。	特になし。	K 値の設定手法が確立されていない。
総合判断		各工法の比較検討の結果、橋台部横梁施工時に一時交通規制が必要となる期間があるが、以下の理由により③両橋台増し杭工法が最も実用的で確実であると判断される。 1. 両端において補強するとともに、全橋脚頭部を連結し一体とするため、複雑な地震時の挙動に対して信頼性が高い。 2. 他の工法と異なり、陸上施工となるため、施工性が良好である。 3. 将来架け替え時においても再使用の計画も可能である。					

8.4 鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震補強工法

8.4.1 概 要

鉄筋コンクリート橋脚段落し部の定着長が不十分な場合には、コンクリートの曲げひび割れに伴う有効なせん断面積の減少により、ねばりの無いせん断破壊を生ずる可能性があるため昭和 61 年耐震点検では補強の必要性の検討がなされた。

震災をうけた際の補修・補強工法としては、表—8.4.1 に示すような工法があるが、補強工法として実用的な工法は鉄筋コンクリートで巻く工法及び鋼板で巻く工法に限られる。

RC 巻立て工法は、震災を受けた橋脚の補修あるいは補強工法としては最も実績のある方法である。既往の実験結果でも新旧コンクリートが一体となって働いていることが確認されており、耐荷力の向上には有効な補強方法である。RC 巻立てによる補修・補強設計は表—8.4.2 に示されるように考えることができ、震前対策としての補強のみを考える場合は表—8.4.2 の降伏以前の項目が該当する。RC 巻立てにより十分な補強効果を得るためには、新旧コンクリートの一体化を図るために鉄筋を十分フーチングに定着するとともに、打継目の表面処理（チッピング）を行い、さし筋を設けることが重要である。

RC 巻立て工法は実績が多く、また信頼性も高い工法であるが、工事が大がかりになること、表面のチッピングによる騒音、粉塵の発生等により市街地での工事が難しいこと、また河川の河積断面

表—8.4.1 RC 橋脚の補修・補強工法

被災の程度 損傷状況		小 被 害	中 被 害	大 被 害
基部の損傷	復旧工法	樹脂注入 RC巻立て モルタル・コンク リート吹き付け*	RC巻立て モルタル・コンク リート吹き付け*	RC巻立て 取替え
軸方向鉄筋の 段落し部の 損傷	復旧工法	樹脂注入 RC巻立て モルタル吹き付け* 袖壁増設* 鋼板巻立て* 帯鋼板接着	RC巻立て	RC巻立て 取替え
せん断によ る損傷	復旧工法	樹脂注入 RC巻立て モルタル吹き付け* 袖壁増設* 帯鋼板接着 鉄筋アレス スト導入*	RC巻立て* 鋼板巻立て* 耐震壁増設の場合 ラーメンの法と組 で他を合わせる。	RC巻立て 耐震壁増設の場合 ラーメンの法と組 で他を合わせる。 取替え

注：*の工法は実験例が少なく、実施するにあたり検討を要する。

表—8.4.2 RC橋脚の補修・補強設計

(1) 曲げ破壊

被災程度	補修・補強方法	常時の設計	変形性能照査	
			降伏時	終局時
降伏以前	補修・補強しない、樹脂注入	通常	通常	通常
	RC巻立て	合成	合成	合成
	鋼板巻立て	合成	合成	合成
降伏から終局以前	樹脂注入、断面修復	鉄筋2/3Es	鉄筋2/3Es	通常
	RC巻立て	内部無視	内部鉄筋1/3Es	合成
	鋼板巻立て	内部無視	内部鉄筋1/3Es	合成
終局以後	RC巻立て	内部無視	内部無視	合成

(2) 段落し破壊、せん断破壊

被災程度	補修・補強方法		常時の設計	変形性能照査	
				降伏時	終局時
降伏以前	樹脂注入		通常	通常	通常
	RC巻立て		合成	合成	合成
	鋼板巻立て		合成	合成	合成
降伏から終局以前	樹脂注入 断面修復	破壊部	通常	通常	通常
		基部	鉄筋2/3Es	鉄筋2/3Es	通常
	RC巻立て 鋼板巻立て	破壊部	合成	合成	合成
		基部	内部鉄筋2/3Es	内部鉄筋2/3Es	合成
終局以後	RC巻立て		内部無視	内部無視	合成

注1) RC巻立て、鋼板巻立てを実施するにあたっては、斜めひびわれには樹脂注入補修を行うことを原則とする。

注2) 使用している用語の意味

常時における「通常」 : 通常の弾性設計による設計。

変形性能における「通常」 : 道路橋示方書に示される終局強度設計。

「合成」 : 新・旧部材が一体作用するものとしての「通常」の設計。

「鉄筋2/3Es, 内部鉄筋1/3又は2/3Es」 : 被災程度に応じ橋脚く体の剛性の低下を弾性領域における鉄筋のヤング係数低下によって考慮した設計。

「内部無視」 : 剛性の低下が著しく被災した橋脚く体の強度は考慮せず、巻立てのみ外力に抵抗するものとした設計。

「破壊部」 : せん断破壊をしている部分、柱中間の段落し部の破壊も含む。せん断破壊部分に樹脂注入することによりせん断耐力は回復するため、注入・断面修復、巻立て補修・補強の際「通常」、あるいは「合成」設計するものとする。

「基部」 : 橋脚基部

せん断破壊にもかかわらず基部で鉄筋が降伏した場合、鉄筋の拔出などにより剛性の低下は大きいことを考慮し「(内部)鉄筋のヤング係数を2/3Es」に低下させることによって対処する。

の確保、あるいは都市部の高架橋など断面の増加が建築限界等により困難な場合、橋脚の重量増加が望ましくない場合などに適用が難しくなる場合がある。このような場合には、橋脚を鋼板で巻立てて耐荷力を回復する鋼板巻き立て工法が有効となる。鋼板巻立て工法についても河川内の工事等水のあるところの橋脚への適用が難しいなどの問題点もあるが、上記の RC 巻立て工法の適用が難しい場合には有効と考えられる。

事例は少ないが過去の実験等によれば、橋脚基部の曲げ耐力を増加させる目的で実施する場合の注意点として以下のことが挙げられている。

- ① 接着面の剝離防止、正負交番荷重に対する鋼板の座屈防止のために、橋脚に取付け用ボルトを打ち込む、樹脂等の接着剤を用いるなどの工夫により十分な一体を図る必要がある。
- ② フーチングへの十分な定着のため、剛性の高いアンカープレートとアンカーボルト等を用いてフーチングに十分定着する必要がある。

ただし、鉄筋コンクリート橋脚段落し部に対する鋼板巻立て工法の適用性が検討された事例は少なく、設計法としての十分な検討が行われていない。このため、昭和 62 年度に実施した鉄筋コンクリート橋脚段落し部の鋼板巻立て工法による補強効果検討実験をもとに、補強鋼板の必要巻立て幅及び最小鋼板厚について検討した結果を以下に示す。

8.4.2 鉄筋コンクリート橋脚段落し部の補強法検討実験

鉄筋コンクリート橋脚段落し部の鋼板巻立て工法による補強法に着目した動的載荷実験を行った。実験供試体は、図一7.3.1 に示した円形断面供試体 (S タイプ) 及び正方形断面供試体 (H タイプ) とし、巻立て幅及び橋脚軀体と鋼板との間の注入材の有無に着目した合計 8 体の実験を行った。鋼板の巻立て幅は、段落し位置を中心として $1D$ (断面の直径あるいは辺長) とした場合、段落し位置の下側に $0.5D$ 、上側に $1D$ とした場合の 2 ケース、注入材は無収縮モルタルを用いた場合、エポキシ樹脂を用いた場合及び注入材を用いず鋼板による拘束のみを考えた場合の 3 ケースである。

8.4.3 実験による鋼板巻立て幅の検討

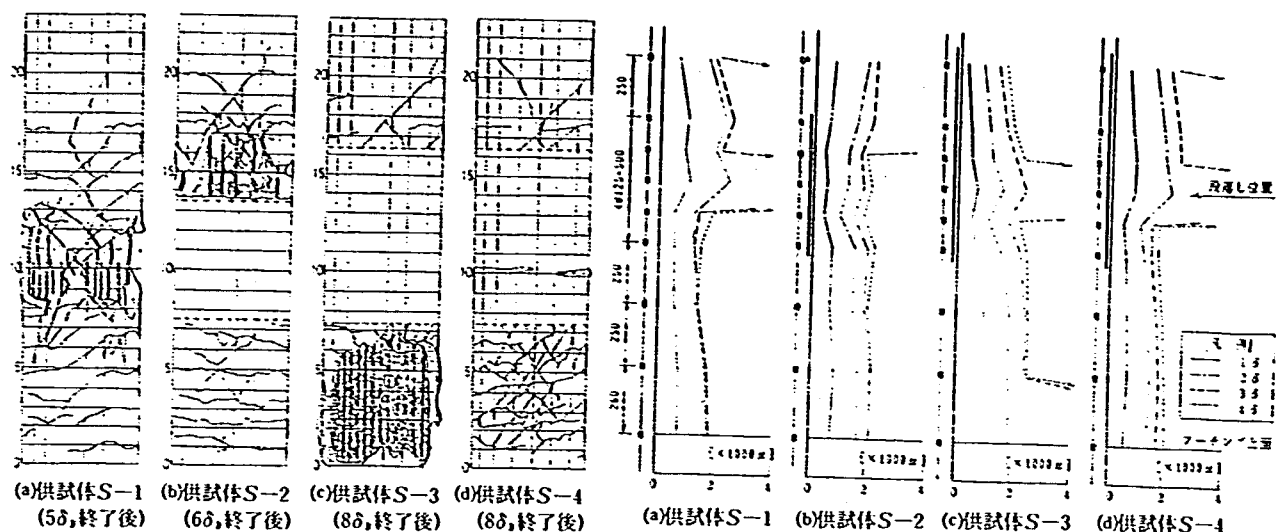
図一8.4.1 は実験終了後の破壊状況及び主鉄筋のひずみ分布を、図一8.4.2 は荷重と変位の関係を示したものである。この結果から以下の点が指摘される。

(1) 円形中空断面鉄筋コンクリート橋脚の補強効果の検討結果

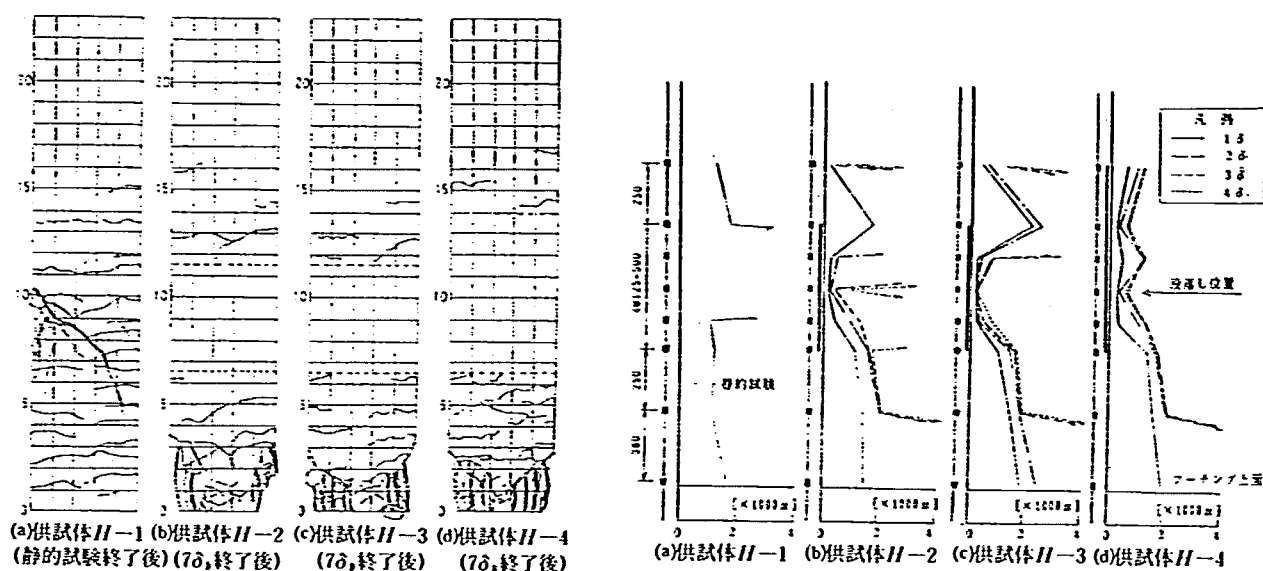
- ① 鋼板巻立て幅を $1.5D$ とし、同時に樹脂注入を行った場合のみに基部で曲げ破壊する。巻立て幅が $1.5D$ でも単に鋼板を巻いただけでは、鋼板が座屈し段落し部で破壊する。
- ② 中空断面の場合には、外側と同時に内側コンクリートの剝離も生じるため、断面幅よりもさらに巻立て幅を大きくする必要がある。
- ③ 鋼板による補強により耐力は向上し、最大耐力で 30% 程度大きくなる。
- ④ 段落し位置の主鉄筋は、無補強の場合には $2\delta_y$ で降伏するが、樹脂注入と鋼板巻立てにより補強した場合には $4\delta_y$ に移行する。

(2) 正方形断面鉄筋コンクリート橋脚の補強効果の検討結果

- ① $1D$ 幅の巻立てにより破壊は基部に移行する。
- ② 鋼板による補強により耐力は向上し、最大で 30% 程度大きくなる。



(1) 供試体Sタイプ



(2) 供試体Hタイプ

図-8.4.1 実験終了後の破壊状況及び主鉄筋のひずみ分布

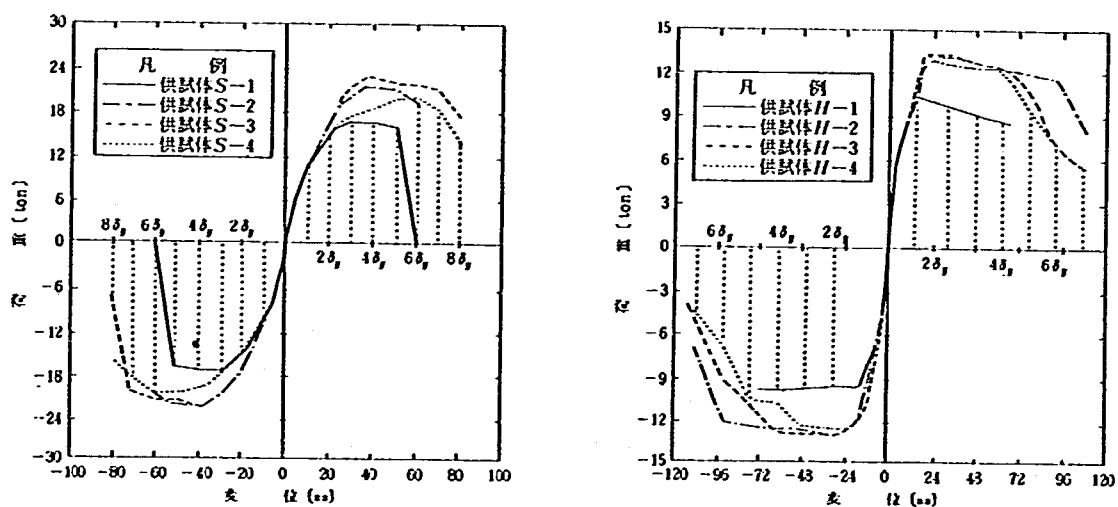


図-8.4.2 荷重と変位の関係

③ 注入材については、無収縮モルタルと樹脂では耐力的には大きな違いはないが、主鉄筋のひずみを見ると無収縮の場合に降伏が早い。この理由は、無収縮モルタルの場合には軀体と鋼板の十分な接着効果が得られないためである。

④ 1.5 D の巻立てを行った場合には、巻立て部分の鉄筋は降伏していない。

以上の実験結果によれば、中空断面の場合についてはまだ検討を要する点があるが、鋼板巻立て工法による場合には 1.5 D の巻立てを行い、鋼板と軀体との一体化を十分図ることによって補強を行えばよいといえる。

8.4.4 耐震性判定法による巻立て幅の検討

鋼板巻立て工法による補強設計を行う場合についても、基本的には、7.に示した耐震性判定法をクリアーすることが基本的な条件となる。このため、本実験供試体に対して耐震性判定法を適用した結果が表—8.4.3 である。ここで、計算においては鉄筋コンクリートは材料試験結果を用い、外力としては、実験から得られた降伏荷重の 70% を地震荷重と考えた。また、計算上は補強鋼板と軀体コンクリートとの付着は完全であると仮定し、鋼板を鉄筋量に換算することにより考慮した。表—8.4.3 の結果から以下の点が指摘される。

① 1 D の巻立ての場合には、供試体 S タイプおよび H タイプ共に S_{m2} が 1.2 を下回っており、段落し部で破壊するという実験結果と一致する。

② 1.5 D の巻立ての場合には、 S_{m1} 、 S_{m2} 共に 1.2 以上となり、基部の破壊に移行している。従って、計算上も巻立て幅を 1.5 D として補強を行えばよいということになる。

8.4.5 耐震性判定法による最小鋼板厚の検討

必要鋼板厚を求めるために 8.4.4 と同じ検討を実施した。表—8.4.4 は、巻立て幅を 1.5 D とした場合に鋼板厚 0.4~1.0 mm まで変化させた時の判定結果である。これによれば以下の点が指摘される。

① 供試体 S タイプの場合には、安全率 S_{fn} は鋼板により補強したいずれの場合も 1.2 以上となり、0.4 mm の鋼板による巻立てで安全と判定されるが、 S_{m1} に着目すると $S_{m1} \geq 1.2$ となる鋼

表—8.4.3 鋼板巻立てにより補強を行った場合の巻立て幅と安全率の関係

供試体	鋼板厚	巻立て幅	基部(断面1)			段落し部(断面2)			補強鋼板上端部(断面3)			安全率比 S_{m1}		せん断応力度 τ (tf/m ²)	実験結果
			作用 モーメント M_c (tf-m)	降伏 モーメント M_r (tf-m)	安全率 S_{f1}	作用 モーメント M_c (tf-m)	降伏 モーメント M_r (tf-m)	安全率 S_{f2}	作用 モーメント M_c (tf-m)	降伏 モーメント M_r (tf-m)	安全率 S_{f3}	$S_{m1} = S_{f1}/S_{f2}$	$S_{m2} = S_{f2}/S_{f3}$		
S タイプ	1.0 (aa)	無補強					23.22	1.119	—	—	—	0.87	—	62.4	段落し部で破壊
		1.0 D	34.36	43.98	1.280	20.75	32.13	1.548	16.78	22.74	1.355	1.21	1.06		補強鋼板上部で破壊
		1.5 D					32.53	1.568	12.82	23.22	1.811	1.23	1.41		基部で破壊
H タイプ	1.0 (aa)	無補強					16.24	1.115	—	—	—	0.89	—	30.5	段落し部で破壊
		1.0 D							12.43		1.307	1.55	1.04		基部で破壊
		1.5 D	22.28	28.04	1.259	14.57	28.42	1.951	10.28		1.580		1.25		段落し部損傷
	0.6 (aa)	1.0 D							12.43		1.307	1.27	1.04	—	—
		1.5 D					23.25	1.596	10.28		1.580		1.25		—

表-8.4.4 鋼板厚を変化させた場合の安全率

供試体	巻立て幅	鋼板厚 (mm)	基 部 (断面1)			段落し部 (断面2)			補強鋼板上端部 (断面3)			安全率比 S_{mn}		せん断 応力度 (t/m^2)
			作 用 モーメント $M_c(\text{tf}\cdot\text{m})$	降 伏 モーメント $M_r(\text{tf}\cdot\text{m})$	安全率 S_n	作 用 モーメント $M_c(\text{tf}\cdot\text{m})$	降 伏 モーメント $M_r(\text{tf}\cdot\text{m})$	安全率 S_n	作 用 モーメント $M_c(\text{tf}\cdot\text{m})$	降 伏 モーメント $M_r(\text{tf}\cdot\text{m})$	安全率 S_n	$S_{n1} =$ S_n/S_{n1}	$S_{n2} =$ S_n/S_{n1}	
S タイプ	1.5 D	無補強	34.36	43.93	1.280	20.75	23.22	1.119	—	—	—	0.87	1.41	62.4
		0.4					26.03	1.257	12.82	23.22	1.811	0.98		
		0.6					28.24	1.361				1.06		
		0.8					30.44	1.467				1.15		
		1.0					32.53	1.568				1.23		
H タイプ	1.5 D	無補強	22.28	28.94	1.259	14.57	16.24	1.115	—	—	—	0.89	1.25	30.5
		0.4					20.61	1.415	10.28	16.24	1.580	1.12		
		0.6					23.25	1.596				1.27		
		0.8					25.80	1.771				1.41		
		1.0					28.42	1.951				1.55		

板厚は 1 mm である。段落し位置で破壊を生じさせないためには、鋼板厚を 1 mm 以上とする必要があり、これは基部に破壊が移行するという実験結果と一致する。

- ② 供試体 H タイプの場合にも供試体 S タイプと同様に S_{rn} が 1.2 以上となり 0.4 mm の鋼板で安全と判定される。 S_{m1} に着目すると $S_{m1} \geq 1.2$ となる鋼板厚は 0.6 mm 以上であり、段落し部で破壊を生じさせないためには、鋼板厚を 0.6 mm 以上とする必要があることになる。

8.4.6 鋼板巻立て工法の設計方法

以上の検討結果をまとめると、鋼板巻立て工法による補強を行う場合の巻立て幅及び鋼板厚の設計は、段落し部で破壊を生じさせないという条件及び地震力に対して所要の安全率を有するという条件から、基部の降伏に対する安全率と段落し部の降伏に対する安全率の比 S_{mn} 及び段落し部の降伏に対する安全率 S_{rn} を用いて以下のように与えられる。

$$S_{mn} \geq 1.2, \quad S_{rn} \geq 1.2$$

なお、鋼板厚については実験的な検討も不十分であると同時に、計算では鋼板と橋脚軀体が完全に付着していると仮定しているため、この点を考慮して計算上得られる値の 2 倍程度としたほうがよい。

8.5 昭和 54 年耐震点検に基づく既設道路橋の耐震補強事例集

8.5.1 一般

昭和 54 年耐震点検に基づいて耐震補強が実施された橋梁を対象として耐震補強事例集を作成した。昭和 54 年耐震点検では、上部工については支承部の変状、支承部の耐震装置、地盤については飽和砂質土の層厚、土の支持力、下部工については、橋脚軀体の強度、基礎杭の支持力、基礎の型式別の耐震性、及び下部の変状について点検がなされ、耐震性の不足するものに対して対策がなされた。本耐震補強事例集は、下部工及び地盤について対策がなされた橋梁を対象としてこれらを事例集としてとりまとめたものである。

8.5.2 耐震補強事例集の概要

耐震補強事例集の対象とした橋梁は、表―8.5.1に示す通りであり、北海道開発局、沖縄総合事務局及び各地方建設局の管内で耐震補強が実施された橋梁合計 46 橋である。これらの橋梁を対策項目ごとにその橋数を示すと表―8.5.2 のようになる。

本耐震補強事例集は、橋梁一般図、耐震補強対策図を掲載するとともに、対策工法の選定及び設計に関する以下の項目を内容としている。

- ① 橋梁の概要（架橋地点、路線名、橋梁形式等）
- ② 昭和 54 年耐震点検結果
- ③ 対策工法の選定（対策工法選定上の検討項目、比較検討）
- ④ 対策工法の設計（設計方針、設計項目）
- ⑤ 施行方法（施工機械、杭打設等の特殊施工法、河川締切等）
- ⑥ その他（設計施工上の注意事項等）

8.6 耐震補強法の選定方針

前述の耐震補強事例調査及び耐震補強法の適用性検討の成果を基本として、耐震補強法の選定及び設計に関する基本的な考え方をとりまとめた。対策工法としては、落橋防止構造の設置及び下部構造・基礎構造の耐震性の向上に大きく分類されるが、これらについてとりまとめるとともに、近年地震力を低減する工法として建築分野で研究開発が盛んとなっている免震工法について、海外での適用例を示した。

ただし、耐震補強法については、個々の橋梁の条件が占める割合が大きく、まだ統一的に記述ができる段階ではなく技術的に検討を要する点が残されている。このため、ここでは、耐震補強法選定上の基本的な考え方を示した。個々の耐震補強法の設計施工法に関しては今後引き続き検討していく必要がある。

8.6.1 一般

耐震対策を実施するに際しては、耐震性の判定結果に基づいて、工期、工費、施工性、余命期間、対策工の全体系への影響、およびその他の地域的条件（現交通の確保等）を総合的に考慮して適切な工法を選定することが重要である。

一般に基礎および下部構造の対策は、工費、工期、ともに多大に要するため、橋梁の余命期間、施設の重要性、震災後の復旧の難易度、対策工費等を総合的に判断して適切な工法を選定する必要がある。また、対策をどのレベルまで行うか、すなわち当該橋の設計に準拠した設計基準を満足するように行うか、あるいは現行の設計基準を満足させるように行うかについても同様に上記項目を総合的に判断して対策を実施していくことが必要である。また、一般に何らかの変状が発生している場合は地震災害の危険性が相対的に高いことから、耐震対策の実施は、純粋に耐震性を向上させることのみならず、地震以外の常時の荷重等に対しても有効であるのが一般的である。このため、このようなことも考慮にいれて総合的に対策工法を選定していくことが重要である。

表-8.5.1 耐震補強事例一覧

地方建設局等	工事事務所名	橋 名	点 検 項 目	対 策 工 法
北 海 道	室 蘭 開 発	大 井 威 通 橋	下部工の変状 (洗掘)	根固工 (鋼矢板打設、ブロック)
東 北	仙 台 工 事	梅 田 川 橋	下部工の変状 (洗掘)	根固工 (ブロック)
		梅 田 川 橋	基礎の形式 (RCラーメン)	橋脚補強
		大 利 原 橋	基礎の形式 (RCラーメン)	耐震壁
		名 取 橋	基礎の形式 (RCラーメン)	耐震壁
			基礎の形式 (独立ケーソン)	1-77頂部RC連結
		あ ず ま 橋	下部工の変状 (洗掘)	根固工 (ブロック)
関 東	宇 都 宮 国 道		躯体の強度	枕梁RC巻立て
			基礎の形式 (パイルベント)	RC巻立て (壁式)
		羽 黒 橋	下部工の変状 (洗掘)	
		佐 久 間 川 橋	抗の支持力	地盤改良 (生石灰打設)
			躯体の強度	RC巻立て (下半分)
			基礎の形式 (パイルベント)	各橋脚底版連結
北 陸	新 潟 国 道	矢 坂 新 橋	基礎の形式 (パイルベント)	橋脚の鋼板補強
		那 須 野 橋	下部工の変状 (躯体の異常)	橋台の補修 (RC巻立て)
		四 ツ 木 橋	飽和砂質地盤	増し杭
		西 国 橋	抗の支持力	PCウエル
		栄 久 橋	下部工の変状 (躯体の異常)	樹脂注入
		綾 瀬 川 橋	基礎の形式 (パイルベント)	増し杭
中 部	高 田 工 事	塩 田 橋	基礎の形式 (パイルベント)	増し杭、フーチング拡大
		太 田 川 橋	下部工の変状 (洗掘)	根固工 (鋼矢板、ブロック)
		田 海 橋	躯体の強度	橋脚巻立て
		湖 川 橋	躯体の強度	橋脚巻立て
		利 安 橋	抗の支持力	インバートによる一体化
		附 津 橋	抗の支持力	アースアンカー工
中 部	名 古 屋 国 道	方 川 橋 (上り)	基礎の型式 (RCラーメン)	アースアンカー工
		弁 天 大 橋	抗の支持力	RC巻立て
		中野町跨道橋	上の支持力	橋台アースアンカー工
			抗の支持力	橋台の補修 (RC巻立て)
		栄 川 橋	基礎の型式 (パイルベント)	増し杭、旧抗のRC巻立て
			飽和砂質地盤	橋台一体拡幅
近 畿	三 重 工 事	町 屋 大 橋	下部工の変状 (基礎の変位)	新設橋台
			上の支持力	
		相 川 橋	飽和砂質地盤	橋台フーチング拡大
			上の支持力	
		岩 出 橋	抗の支持力	増し杭、底版拡大
			下部工の変状 (洗掘)	根固工 (ブロック)
中 国	和 歌 山 工 事	南 部 大 橋	抗の支持力	増し杭、フーチング拡大
		明 石 跨 線 橋	躯体の強度	橋脚巻立て
		軍 行 橋 (旧)	上の支持力	支え体補強
		親 月 橋	基礎の型式 (独立ケーソン)	補強 (鋼矢板、蛇籠)
				根固工 (ブロック)
		高 田 高 架 橋	躯体の強度	巻立て
中 国	滋 賀 国 道		上の支持力	増し杭、フーチング拡幅
		野 州 川 大 橋	下部工の変状 (洗掘)	ケーソン補強
				根固工 (ブロック)
		江 川 橋	下部工の変状 (洗掘)	根固工 (鋼矢板、ブロック打設)
		勝 浦 浜 橋	基礎の型式 (RCラーメン)	耐震壁
		那 賀 川 橋	基礎の型式 (独立ケーソン)	耐震壁
四 国	大 州 工 事		基礎の型式 (RCラーメン)	根固工 (ブロック)
			基礎の型式 (独立ケーソン)	RC巻立て
			下部工の変状 (洗掘)	1-77頂部連結、9.14基礎、1-77
		津 島 大 橋	基礎の型式 (RCラーメン)	1-77拡大、根固工 (ブロック)
		仁 淀 川 橋	基礎の型式 (独立ケーソン)	RC巻立て
九 州	佐 賀 国 道	平 野 橋	基礎の型式 (RCラーメン)	RC巻立て
			躯体の強度	
		久 保 橋	下部工の変状 (洗掘)	フーチング拡幅
		島 原 大 橋	下部工の変状 (洗掘)	根固工 (鋼矢板、ブロック打設)
		沖 田 橋	基礎の型式 (パイルベント)	アースアンカー工
			土の支持力	増し杭、底版拡大
沖 縄	長 崎 工 事		基礎の型式 (RCラーメン)	耐震壁
			基礎の型式 (RCラーメン)	RC巻立て
			下部工の変状 (洗掘)	根固工 (ブロック)
		柳 田 橋	下部工の変状 (洗掘)	橋台補強
			下部工の変状 (基礎の変位)	増し杭
		羽 咋 大 橋	基礎の型式 (パイルベント)	

表-8.5.2 点検項目別の対策事例橋数

点 検 項 目	橋 数
下部工の変状（洗 掘）	12 橋
下部工の変状（基礎の変位）	2 橋
下部工の変状（製体の異常）	2 橋
基礎の型式（RC ラーメン）	10 橋
基礎の型式（独立ケーソン）	5 橋
基礎の型式（パイルベント）	8 橋
製 体 の 強 度	7 橋
飽 和 砂 質 地 盤	3 橋
抗 の 支 持 力	9 橋
土 の 支 持 力	6 橋

8.6.2 耐震対策工法の選定

耐震対策工法の選定に際しては、地形、地盤条件に応じて橋梁の構造特性が被害とどのような関係があるかをよく認識しておく必要がある。既往の震害例から見て、どのような橋梁が地震被害を受けやすいかについては、昭和 61 年度に検討した通りであり、表-8.6.1 に示されるように合計 16 項目の要因が橋梁の被害と関係にあることが明らかとなった。この中でも、特に適用示方書、落橋防止構造、地盤条件、洗掘、下部構造材料、基礎工法、地震動加速度及び主鉄筋段落しの 8 項目が耐震性に大きく関与する。表-8.6.1 に示した項目の中で耐震対策が可能な項目としては、⑥落橋防止構造、⑦下部構造形式、⑩液状化の影響、⑫洗掘、⑬下部構造材料、⑭基礎工法、⑮地震動加速度及び⑯主鉄筋の段落しの 8 項目が挙げられる。これらの 8 項目を耐震対策という観点から分類すると以下のようなになる。

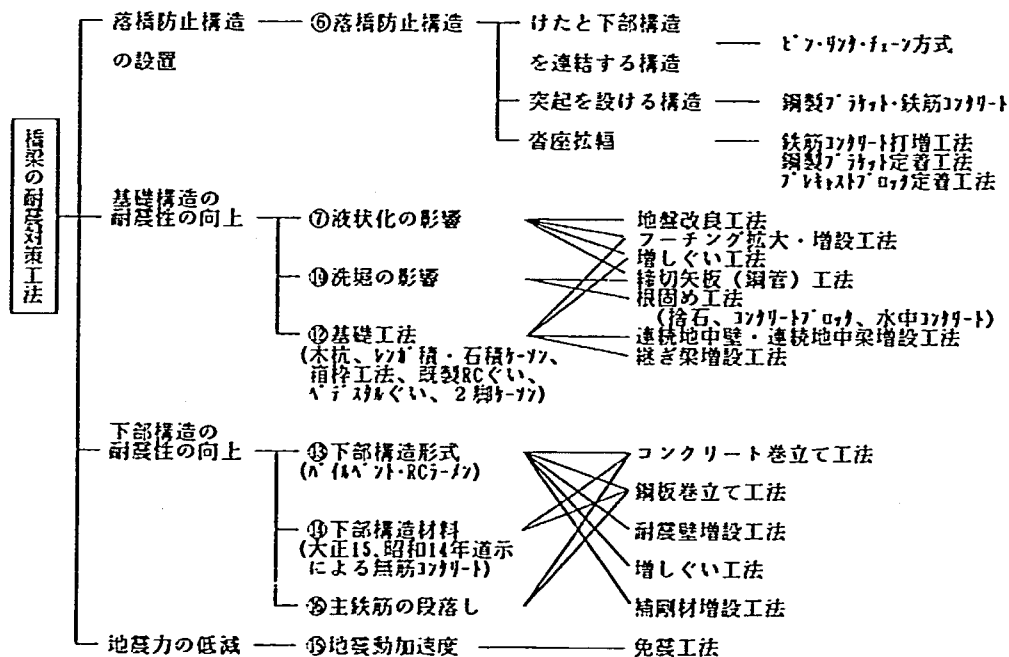
- ・⑥落橋防止構造 → 落橋防止構造の設置
- ・⑦液状化の影響、⑩洗掘の影響、⑫基礎工法 → 基礎構造の耐震性の向上
- ・⑬下部構造形式、⑭下部構造材料、⑯主鉄筋の段落し → 下部構造の耐震性の向上
- ・⑮地震動加速度 → 地震力の低減

図-8.6.1 は、以上のように橋梁の耐震対策上有効と考えられる落橋防止構造の設置、基礎構造の耐震性の向上、下部構造の耐震性の向上、及び地震力の低減について主要な対策工法を示したものである。本技術研究会を通じて落橋防止構造の設置及び主鉄筋落し部の補強に関しては、その選定法及び設計法の提案を行った。しかしながら、その他の下部工に対する補強工法の選定及び設計については、個々の橋梁の条件が占める割合が多く、まだ統一的に記述できる段階ではなく、技術的につめるべき問題が残されており、ここでは各対策工法を採用するに際しての基本的な考え方を示す。

表—8.6.1 耐震補強の可能性とその基本的考え方

調 査 項 目	耐震補強による変更の可能性	耐震補強の考え方
①適用示方書	(×)	現行基準との相違点に対する補強
②上部構造形式	×	
③平面線形	×	
④上部構造材料	×	
⑤縦断勾配	×	
⑥落橋防止構造	○	落橋防止構造の設置
⑦下部構造形式	○	下部工補強
⑧橋脚高さ	×	
⑨地盤条件	×	
⑩液状化の影響	○	基礎工補強、地盤改良
⑪支持地盤	×	
⑫洗堀	○	洗堀防止対策
⑬下部構造材料	○	下部工補強、取替え
⑭基礎工法	○	基礎工補強
⑮地震動加速度	(○)	免震工法
⑯主鉄筋段落の影響	○	下部工補強、取替え

注) ○：可能性あり，×：可能性なし



図—8.6.1 橋梁の耐震対策工法

(1) 落橋防止橋造

落橋防止構造には、地震時に上沓が下沓から逸脱するのを防止するために可動支承に設ける移動制限装置と、地震時にけたが下部構造頂部から逸脱して落橋するのを防止するために、けた端部においてとる下部構造頂部縁端までの距離 S_E もしくは落橋防止装置がある。前者は、地震時において橋が正常な機能を損なわないようにすることを目的としているのに対して、後者は大地震においても落橋という最悪の事態を防止することを目的としたものである。既往の震害例でも、落橋防止構

造は橋の耐震性を高めるために極めて有効であることがわかっており、こうした構造の無い橋では、適切な落橋防止構造を設けるのがよい。

移動制限装置には、可動支承に直接設けるものと、可動支承とは別に設けるものがある。後者の方法には、a) けたと下部構造を連結する方法、b) けたまたは下部構造に突起を設ける方法、c) けたの可動端をほかのけたの固定端と連結する方法、等があるが、基本的には、当該可動支承に許される移動制限量を越えて上部工慣性力が作用した場合には、それを直接当該下部工に伝えるという観点から、a) もしくは b) の方法が望ましいといえる。

けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さ S_E は、道路橋示方書耐震設計編 5.2.3 の規定によればよい。 S_E を確保するためには、けた端を長くする方法も考えられるが、施工性の問題が生じる場合が多いため、一般には、下部構造の頂部縁端を拡幅する方法が用いられる。

落橋防止装置には、a) けたと下部構造を連結する方法、b) けたまたは下部構造に突起を設ける方法、c) 2 連のけたを相互に連結する方法、がある。どの方法を選択するかは、けたと下部構造間のスペース、 S_E の規定を満足させるための下部構造拡幅との関係、施工性等を判断して定めることになるが、落橋防止装置の目的は、大地震時に落橋という最悪の事態を防止するためであることを念頭に置き、一般の設計水平震度の 2 倍以上の地震力に十分抵抗できるようにしっかりとした構造としておくことが重要である。なお、可動支承においては移動制限装置と落橋防止装置は両者を兼ねることができる。ただし、過去の震害例によれば、可動支承に直接設けた構造は落橋を引き起こすような異常な状態では破壊していることが多く、原則として可動支承に直接設ける構造は落橋防止装置には含めてはならない。

なお、特に重要な橋、斜角 60 度以下の斜橋または半径 100 m 以下の曲線橋の場合には、落橋をより確実に防止するためにけた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さを確保するとともに、落橋防止装置を設けるのが望ましい。

(2) 基礎構造の耐震性の向上

基礎構造の耐震性が問題となるのは、基礎周辺地盤が液状化する可能性が高く、このため地震時に地盤に変状が生じたり、支持力が不足する場合、洗掘により支持地盤の低下が生じ支持力が不足する場合、古い時代に築造され、耐震上被害を受けやすいと考えられる木ぐい、レンガ積・石積ケーソン、箱枠工法、ペDESTAL ぐい、2 脚ケーソンの採用されている場合がある。

基礎周辺地盤が液状化を生じる可能性がある場合の耐震対策工法としては表—8.6.2 に示すように液状化を防止するか、もしくは軽減する工法と、構造的に液状化に対して抵抗できるようにする工法がある。前者には、地下水位を下げて根本的に液状化が生じないようにする工法、地盤の地震

表—8.6.2 液状化に対する基礎工の耐震化対策

手 法		手 段
液状化を防止するか、もしくは軽減する		地下水位低下、地盤強度の向上、地盤振動の抑制
構造的に液状化に対して抵抗する	沈下、傾斜防止	基礎剛性の増加等
	流動による移動防止	基礎剛性の増大等

時振動を小さくし、いわば外力を低減させる工法、地盤の液状化に対する強度を増加させて液状化を抑止する工法、液状化層を良質な地盤で置換する工法等がある。しかしながら、一般の橋では、地下水位を下げたり、地盤の地震時振動を小さくしたりすることは事実上困難であるため、対策工法としての実用性はないといってよい。これに対して、地盤の液状化強度を増加させたり、置換したりする工法は確実な施工ができれば、基礎構造の耐震性を向上させる工法ということができる。一方、構造的に液状化に抵抗できるようにするためには、液状化に伴い基礎構造が浮き上がったり、沈下、傾斜を生じることがないようにしておかなければならない。ここで重要な点は、液状化により過剰間隙水圧が上昇し、このため液状化層を境として、地盤の流動化が生じる場合のあることである。たとえば、昭和39年新潟地震で落橋した昭和大橋では、信濃川左岸の川岸町～昭和大橋付近の川沿いの地区で6～8mもの流動化が河心方向に向かって生じたとされており、こうした大きな地盤変動が昭和大橋落橋の原因の1つとなっている。しかしながら、液状化による被害が生じた新潟地震や日本海中部地震でも、支持地盤にしっかり根入れされた基礎構造は液状化あるいはこれに伴う流動化によく耐えている。したがって、耐震調査により液状化の影響があると判断された場合には、液状化の生じる範囲を十分検討し、さらに液状化に伴う流動化の生じる可能性も検討した上で液状化しない良好な支持層に達するとともに十分な横抵抗を有するように対策を施すことが有効である。なお、液状化を防止もしくは軽減させる工法を採用するかは、現地の地形、地盤条件、構造条件等により判断する必要があるが、一概にはいえないが、現在までの事例では、後者の実施例が多い。これは、液状化の判定、対策工法の効果及びその持続性等から、構造的に対処の方が確実で、また安価な場合が多いためである。

洗掘が生じている場合には、河流の方向、流速等洗掘の生じる原因をよく検討し、洗掘を防止するための対策を講じる必要がある。この際には、洗掘防止効果が安定して長期に渡り得られる工法を選択するとともに、洗掘防止対策を施した事により、他の部分に思わぬ影響が生じることのないように配慮しておかなければならない。

次に、古い時代に築造された木ぐい、レンガ積・石積ケーソン、箱枠工法、既製RCぐい、ペDESTALぐい等の基礎工法については、地震時に構造的に十分な耐力及び安定性を有していないものが多く、このような構造に対しては十分検討の上対策を講じる必要がある。

表—8.6.3～表—8.6.5は、パイルベント橋脚、及び橋脚基礎、橋台基礎に対する耐震補強法を示したものである。

(3) 下部構造の耐震性向上

下部構造の耐震性を向上させる必要がある場合としては、下部構造の形式及び材料に問題がある場合、橋脚躯体の耐力が不足する場合、及び主鉄筋段落し部の定着長が昭和55年の道路橋示方書の規定よりも不足する場合がある。

下部構造形式については、耐震上被害を受けやすい単列のパイルベント橋脚あるいはRCラーメン橋脚の場合であるが、これらは単独の条件で地震被害を受けやすいということではなく、液状化（特に流動化）や洗掘に伴い地震時に大きな変形を生じ、このために単列パイルベント橋脚の場合には上下部構造間に大きな相対変位が、また、2脚ケーソンの場合にはこの上の橋脚（特にRCラー

表-8.6.3(1) パイルベント橋脚の耐震補強工法

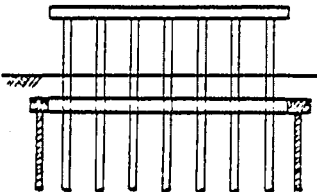
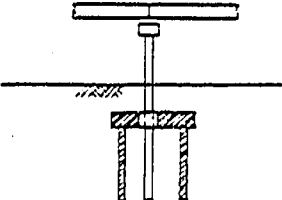
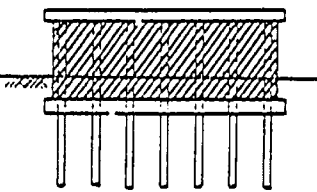
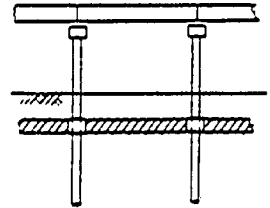
工 法		① 直角方向増し杭	② 橋軸方向増し杭	③ 鉄筋コンクリート巻立て	④ ストラット、底版による連結
概 念 図					
概 要		床版の外側の範囲で増し杭を行なう。	桁下で橋軸方向に杭を施工し、フーチングで結合する。	各パイルをコンクリートで巻き立て一体化を図る。	隣接する橋台もしくは橋脚を底版で連結する。
対策項目 (参 照)		基礎形式 (パイルベント) (杭の支持力)	基礎形式 (パイルベント) (杭の支持力)	基礎形式 (パイルベント) (杭の強度, 剛性不足)	基礎形式 (パイルベント) (杭の支持力)
設計上の 留 意 点		新設部と既設部の接合を完全にする必要がある。	①と同じ。	河床面よりかなり深く巻き立て、橋軸方向水平力が作用した場合の杭の応力を減少させる必要がある。	杭とストラット等の一体化を確実にする必要がある。
施 工 上 の 留 意 点	交通規制 作業空間	一般には不要である。ただし、橋面上から施工するには部分交通規制が必要となる。	桁下での施工のため施工法が制限される。	作業空間の制限は小さい。	①と同じ。
	締切工	フーチング施工のため、締切工が必要であり、桁下での鋼矢板の施工には特殊な打設が必要となる場合がある。	①と同じ。	桁下での締切工が必要となる。この場合には、①と同じ。	桁下での締切工や場合によっては河川の切り廻しが必要である。
実施件数		1 件	1 件	1 件	1 件

表-8.6.3(2) パイルベント橋脚の耐震補強工法

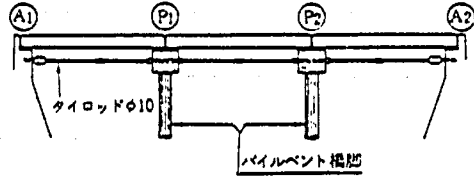
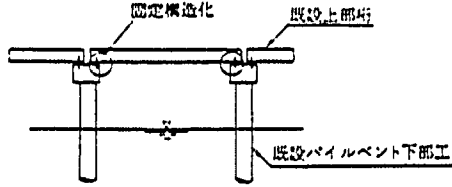
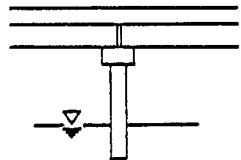
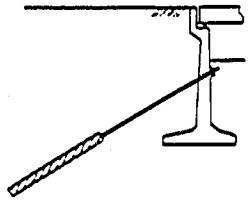
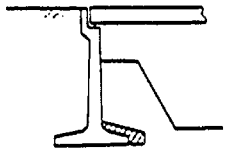
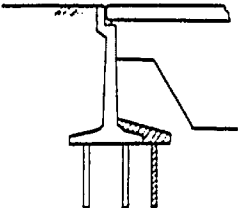
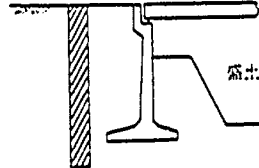
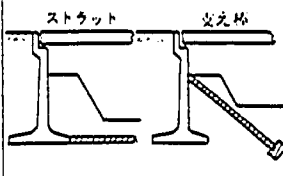
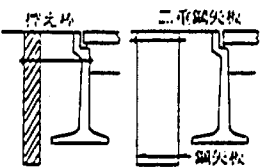
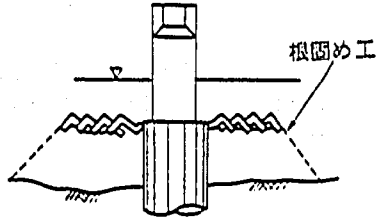
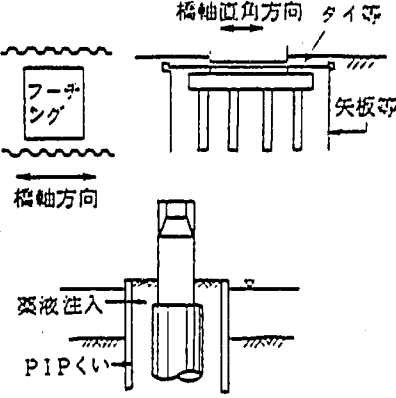
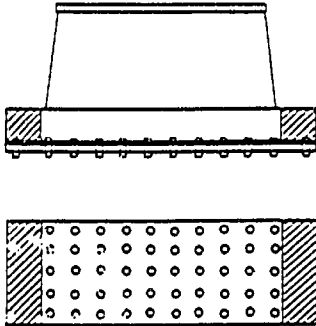
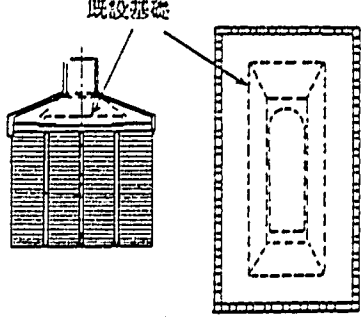
工 法		⑤ タイロッドによる橋台、橋脚の連結	⑥ 支承部の固定構造化	⑦ 床版の連続化
概 念 図				
概 要		橋脚、橋台をタイロッドで連結し、橋軸方向の剛性を高める。	支承部を固定構造として、橋軸方向の剛性を高める。	床版を連続して橋軸方向の剛性を高めると同時に走行性を向上させる。
対策項目 (表参照)		基礎形式 (パイルベント) (杭の支持力, 剛性不足)	基礎形式 (パイルベント) (杭の支持力, 剛性不足)	基礎形式 (パイルベント) (剛性不足)
設計上の 留 意 点		タイロッドの設計には、落橋防止装置の設計法が準用できると考えられるが、タイロッドの定着及び防錆に留意する必要がある。	支承部と主桁の接合を完全にすると同時に、橋脚天端、支承直上の主桁部分の地震力に対する補強を行う必要がある。	床版連結部の補強を十分に行う必要がある。
施工上の 留 意 点	交通 規制 作業 空間	一般に不要である。	部分交通規制が必要となる。	ジョイントの撤去、一部床版の打替えのため交通規制が必要となる。
	締 切 工	必 要 な し	必 要 な し	必 要 な し
実施件数		な し	な し	走行性向上目的で実施例あり

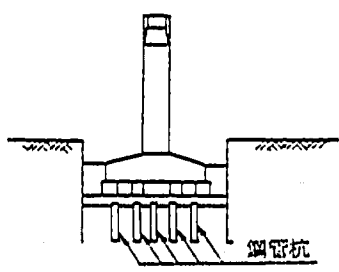
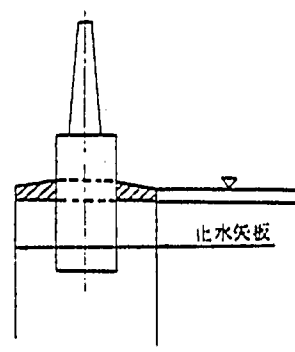
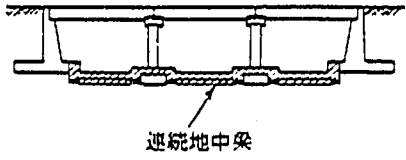
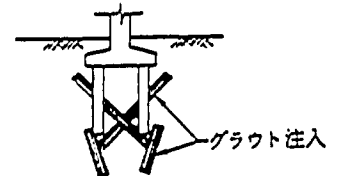
表-8.6.4 橋台基礎の耐震補強工法

工 法		① アース・アンカー工法	② フーチング前面拡張	③ 前面への地し杭	④ 抑 止 板	⑤ その他(基礎前面での対策)	⑥ その他(基礎背面での対策)
図 解							
類 型		基礎まで壁からボーリングを行い、アース・アンカーを埋設し、滑動・転倒に抵抗させる。	フーチング前面を掘削し、基礎を拡大する。	フーチング前面を掘削し、杭を打込みフーチングを拡大する。	橋台背面に杭を打設し、背面からの土圧を軽減する。	ストラットもしくは支え棒により滑動・転倒に抵抗させる。	控え杭、2重鋼矢板、背面地し杭、地盤改良等により橋台背面からの土圧を軽減させる。
対 策 項 目 (※-2.5.5参照)		・土の支持力 ・基礎の変位	・土の支持力	・土の支持力 ・杭の支持力	・基礎の変位	・土の支持力	・基礎の変位
設 計 上 の 留 意 点		アンカーと基礎底面の荷重分担に留意する。	新旧フーチングの接合に留意する。	新旧杭の荷重分担及び新旧フーチングの接合に留意する。	杭による土圧の分担能力に留意する。	新旧構造の接合に留意する。	対策工による土圧の分担能力に留意する。
施 工 上 の 留 意 点	交通規制 作業空間	比較的小規模の施工機械でも施工可能であり、桁下3mまでの実施例がある。	作業空間は小規模でもよい。	桁下空間により工法が限定される。場所打杭(RCD工法)、鋼管杭(特製杭打やぐらを使用し、底手をを用いる)	施工中、交通規制が必要である。	作業空間は小規模でもよい。	施工中、交通規制が必要である。
	補 修 工	場合によっては必要となるが、小規模でよい場合が多い。	矢板による締切が必要、桁下空間により底手の多い特殊打設を用いる必要がある。	②に同じ。	不 費	②に同じ。	不 費
	振 動 等 への影響	基礎壁の鉄筋を切断する可能性がある。アースアンカー導入力による付加応力の検討が必要である。	基礎前面を掘削するため、施工時の安定を検討する必要がある。	基礎前面を掘削するため、施工時の安定を検討し、場合によっては分割施工が必要がある。地盤杭の前列が斜杭の場合には施工位置が制限される。	場所打杭の場合は施工中の地盤のゆるみによる支持力低下に注意を要する。	①、②と同じ。	①と同じ。
	近接構造物 への影響	場合裏構造物への影響に注意する必要がある。	特 に な し	特 に な し	①に同じ。	特 に な し	①に同じ。
そ の 他		・安価なため実施例が多い。 ・地震時には背面地盤自体の水平移動も考えられるため、補強効果は慎重に検討する必要がある。 ・アンカー定着位置は基礎底面以下が望ましい。	・フーチング主鉄筋の差し筋には確実な施工を必要とする。 ・フーチング底面に突起をつけて水平力に抵抗させる案もある。	・新旧フーチングの接合を確実に行う必要がある。		・水平力に対しては、確実に支持が可能であるが、小スパンの橋梁でのみ実現性がある。	
実 施 件 数		4 件	2 件	1 件	1 件	1 件(支え棒)	1 件(2重鋼矢板)

表—8.6.5(1) 橋脚基礎の耐震強化工法

工 法	① 根 固 の 工	② 締 切 工	③ 増 し 杭	④ 地 中 連 続 壁
概 念 図				
材 料	ブロック、コンクリート打設、フトン 等により基礎を防護して洗掘を防ぐ。	シートパイル、PIP杭を基礎外周に施工し土砂で中埋めを行う。中埋めに薬液注入、プレバックドコンクリートを打設することもある。	増し杭（一般に桁下空間を外し）をし、フーチングを拡大する。	地中連続壁を設け、フーチングと一体化させる。
対策項目 (表-2.5.5参照)	洗 掘	洗 掘 杭の支持力	土の支持力 杭の失持力	土の支持力 洗 掘
設計上の 留 意 点	対策範囲に注意を要する。 一般には恒久的な対策とはならない。	河積阻害率に留意する。	確実な補強効果が得られる。 新旧(B)の荷重分担、及び新旧フーチングの接合に留意する。	確実な補強効果が得られる。 河積阻害率に留意する。また、流水圧の影響に注意を要する。
施工上の 留 意 点	施工は比較的容易である。	矢板、杭等、桁下での施工には、使用機械が制限される場合がある。	橋軸直角方向の増し杭は比較的制約が少ないが、橋軸方向の増し杭する場合には桁下施工に伴い使用機械が制限される。 フーチングの連結には締切工を要する。	掘削及び溝壁安定を考慮して、土質条件に見合った施工法を選定する必要がある。
実施件数	ブ ロ ッ ク ～ 23 件 コンクリート打設 ～ 7 件 フ ト ン 籠 ～ 4 件 蛇 籠 ～ 1 件 粗 だ 沈 床 ～ 1 件	2 件	3 件	3 件

表—8.6.5(2) 橋脚基礎の耐震補強工法

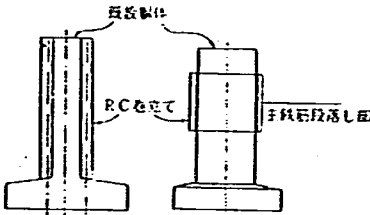
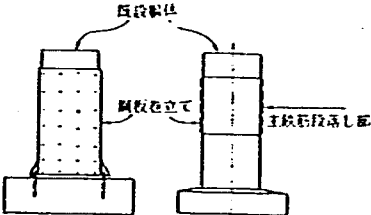
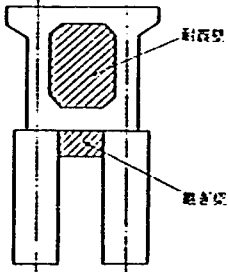
工 法	⑤ 鋼 管 圧 入	⑥ フ ー チ ン グ 拡 大	⑦ 地 中 梁・コンクリート底版	⑧ 地 盤 改 良
概 念 図				
概 要	既設フーチングの下をたぬき掘りし、鋼管杭の圧入により基礎杭を追加補強する。	設計地盤面位置にフーチングを設置し、モーメント及び水平力に抵抗させる。	隣接する基礎間を地中梁あるいはコンクリート床版で連結させ、基礎の安定を増加させる。小スパンの橋梁に適用される。	生石灰パイル、サイドコンパクションパイル、グラベルドレーン、薬液注入、ソイルセメント等を基礎周辺に施工し軟弱地盤の支持力を増大させる。
対策項目 (表-2.5.5参照)	基礎の支持力 土の支持力	土の支持力 洗 掘	土の支持力 基礎の変位	土の支持力 飽和砂質地盤の影響
設計上の 留意点	特 に な し	新旧部の荷重分担率及び新旧部の接合に留意する。	特 に な し	地盤改良効果の評価に留意する必要がある。 改良範囲に留意する。
施工上の 留意点	一般には締切り工、杭の圧入等施工が困難であり、工費も高い。	桁下での締切り工が必要となる。	桁下での締切り工や、場合によっては河川の切り廻しが必要となる。	特 に な し
実施件数	1 件	2 件	実 施 例 な し	1 件 (生石灰パイル)

メン) が大きな被害を受けやすいというものである。したがって、液状化、洗掘等の可能性がある場合には、基本的に基礎の剛性を高めるように対策を講じるのがよい。なお、パイルベント橋脚でも、2～3列に杭を打ち、これらの中央位置をコンクリート等で巻いた構造となっているものは、一般に十分な横剛性を有しているため耐震対策は不要と考えられる。

下部構造材料については、古い時代に築造された無筋コンクリートによる橋脚及び橋台は、レンガ造、石造の橋脚及び橋台と同様に耐力が不足している場合が多いため、十分検討の上対策を講じる必要がある。

主鉄筋段落し部の定着長が不十分な場合には、コンクリートの曲げひび割れに伴う有効なせん断面積の減少により、ねばりの無いせん断破壊を生ずる可能性があるため補強しておく必要がある。補強法としては、鉄筋コンクリートで巻く工法及び鋼板で巻く工法が考えられる。鉄筋コンクリートで巻く場合の旧断面との分担に関しては、表—8.4.2 に示した RC 橋脚の復旧工法の考え方が参考になる。鋼板巻き立て工法の場合には、8.4 に示したように正負交番荷重が作用しても鋼板の座屈が生じないように、必要に応じて十分な補強を考えるとともに、既設橋脚との一体化を十分図る必要がある。橋脚躯体の耐力が不足する場合の対策工法としても、同様に耐力及び変形性能を向上させる RC 巻立て工法がある。橋脚躯体に対する補強工法を表—8.6.6 に示す。

表—8.6.6 橋脚躯体の耐震補強工法

工 法	① R C 巻 立 て	② 鋼 板 巻 立 て	③ 耐震壁・継ぎ梁
概 念 図			
概 要	既設躯体を鉄筋コンクリートで巻立てるもので被災橋脚の補修には最も実績のある方法である。	RC巻立てが困難な場合に鋼板により巻き立てる。	ラーメン橋脚の面内方向の強度を向上させるために耐震壁を増設する。また、独立ケーソンの変位による橋脚への影響を減少させるために継ぎ梁で連結する。
対策項目 (表-2.5.5参照)	躯体の強度	躯体の強度	RCラーメンの強度 独立ケーソン
設計上の 留 意 点	新旧部の一体化のため、鉄筋のフーチングへの定着、チッピング、さし筋等に留意する。 巻き立て厚、範囲に留意する。 河積阻害率に留意する。	既設躯体及びフーチングへの定着方法に留意する。 鋼板厚、範囲、取付ボルト密度に留意する。 塗装、将来の維持管理に留意する。	既設部材への定着に留意する。
施工上の 留 意 点	河川内の場合には特切り工を要する。	①と同じ。	①と同じ。
実施件数	7 件	な し	耐 震 壁 ～ 18件 継 ぎ 梁 ～ 5件

(4) 地震力の低減（免震工法）

近年、耐震設計と並んで免震設計という表現が主に建築分野で使われるようになってきた。免震設計とは、なんらかの装置または機構を用いて構造物の地震応答を低減しようという設計法であり、わが国でも建築分野を中心に活発な技術開発が図られ、20 数棟のビルが建設されるなど、実用化の段階に入っている。免震設計の発祥地であるニュージーランドにおいては、既に 42 橋の免震橋が建設されており、米国でも橋梁に対する免震設計の導入が図られつつある。また、既設橋梁の補強対策についてもその耐震性を高めるためには下部構造の耐震補強が必要となる橋が少なくないが、前述のように下部構造の耐震補強は工費、工期、工事中の供用性等の面から一般に大がかりな工事となる場合が多く、耐震補強実施上の大きなネックの 1 つとなっている。このため、下部構造の有効な対策工法として、免震設計を導入することにより、比較的簡単な工事で耐震補強が可能となった事例がニュージーランド及び米国において増加している。以下に免震設計の概要について示す。

a) 免震設計と橋の耐震性

免震設計とは、地震動が構造物に伝わるのを遮断するための装置（アイソレータ）と構造物の振動エネルギーを吸収する装置（ダンパ）を併用して、構造物の地震応答を低減させようという設計法である。すなわち、図-8.6.2 に示すように全支点において橋を軟らかい支承によって支持し、橋の固有周期を長くする（普通の橋の固有周期は 0.4~0.7 秒程度であるが、これを 1~3 秒程度にする）ことによって、大地震時に地盤が強く振動しても大きな地震力（加速度）が伝わらないことになる。固有周期の長い橋で振動加速度が小さくなるのは、長大橋や超高層ビルが振動しにくいと同じ原理である。こうした発想は古くからあったが、長大橋以外ではなかなか実際に利用することができなかった。その理由は、橋を長周期化すると加速度（地震力）は小さくなる代わりに変位が大きくなるためであった。このために考え出されたのがダンパというエネルギー吸収装置であり、上下部構造間で大きな相対変位が生じると、これにつれて図-8.6.3 に示すようにエネルギーを吸

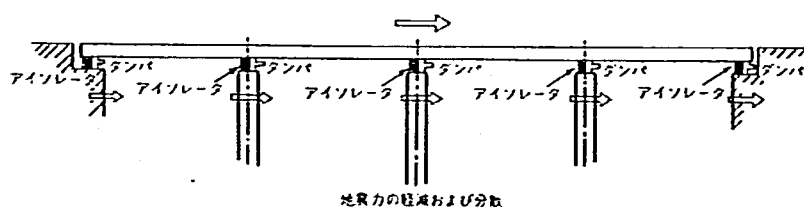


図-8.6.2 免震設計

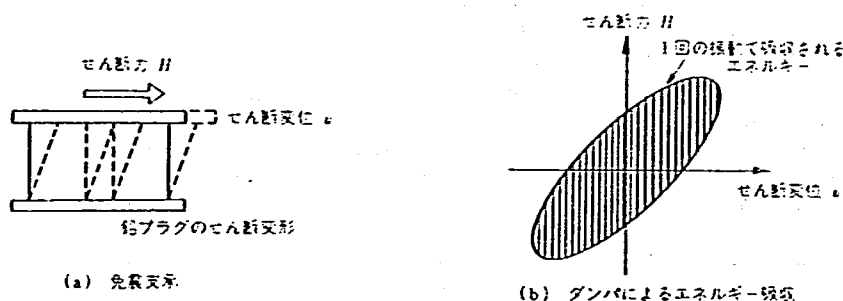


図-8.6.3 ダンパによるエネルギー吸収

収し、橋の振動を小さくする。長周期化によって振動を小さくし、同時に変位が過度に大きくならないようにダンパでエネルギーの吸収を図る設計が免震設計である。

なお、免震設計の導入が特に有利となるのは、①地震活動度の高い地域に建設される橋、②下部構造の高さがあまり高くなく、剛性が高い橋、③良好な地盤上に建設される橋、③大地震に対しても下部構造に全く被害を生じさせたくない橋、の場合である。

反対に、現状では免震設計のメリットを生かすことのできないのは、①大規模な地盤変状の可能性のある地点に建設される橋、②長周期化するメリットの生かしにくいフレキシブルな橋の場合である。

b) 免震装置

免震装置（免震支承）は、前述のように水平方向に橋を軟らかく支持する支承（アイソレータ）とダンパの2つの構造から構成されており、両者を別々にしたものと、一体にしたものがある。アイソレータとしては、一般に積層ゴム支承が用いられ、これは中間に何枚もの鋼板が入っているため、上下方向には十分な剛性があるが水平方向には非常に軟らかい構造となっている。ダンパには多くの種類があり、各方面で新技術の開発が図られている。ニュージーランドで免震橋に使用されているダンパとしては、軟鋼を用いる場合及び鉛を用いる場合に大きく分けられ、それぞれについて図-8.6.4及び図-8.6.5に示すようなものが用いられている。この中でも鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）は、ニュージーランドにおいて最も使用実績の多い支承であり、鋼板とゴムを加硫接着した積層ゴム支承の中央に鉛プラグを圧入した構造となっている。

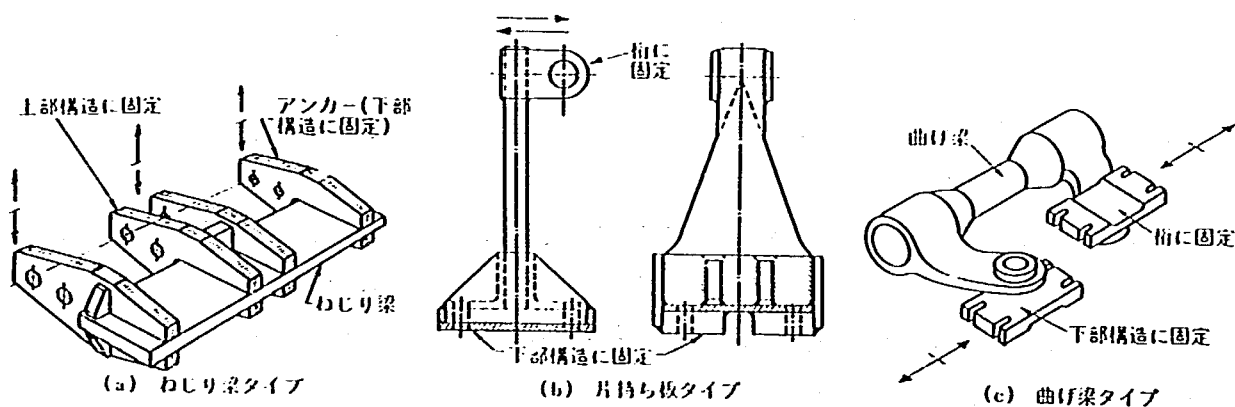


図-8.6.4 軟鋼を用いたダンパ

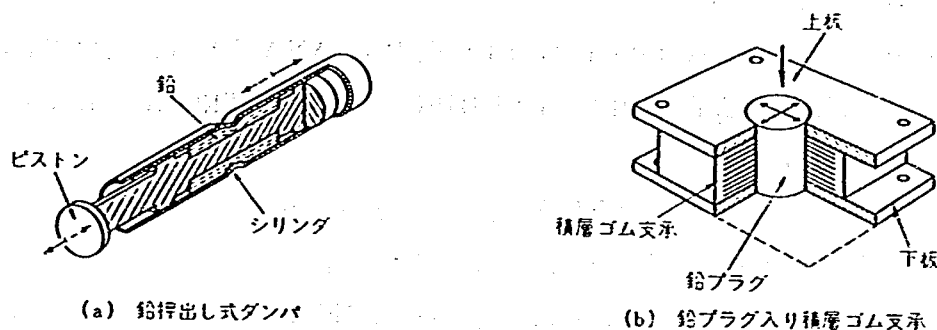


図-8.6.5 鉛を用いたダンパ（免震支承）

c) わが国における検討例

免震設計は、わが国においても今後幅広く取り入れられていく可能性が高いといえる。その理由は、前述した免震設計そのものの利点に加えて、一種の弾性固定方式であることから多径間連続化が容易になるためである。これにより、交通振動、騒音の低減、ジョイントの維持管理の簡素化にもつながると期待される。もともと上下部構造の結合に支承を使用しており、また、支承を据え付けべき橋台、橋脚が存在しているという点で免震設計の適用性は建築物よりも橋の方が高いと考えられる。特に、現在ゴム支承を用いて弾性固定方式により設計されている橋についてはほとんど問題なく免震設計の導入が可能であろう。

なお、わが国の道路橋への免震設計の利用については、財国土開発技術研究センター「免震装置を有する道路橋の耐震設計研究委員会」(委員長、片山恒雄東京大学教授)において現在鋭意検討されつつある。

〔参考文献〕

- 1) 建設省：土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)
- 2) 橋梁と基礎：補修と補強特集，Vol.17, No.8, 1983.8
- 3) 小林茂敏，佐取一男，石井良見：桁座拡幅に関する実験資料及び桁座拡幅標準設計（改訂版），土木研究所資料第 1828 号，昭和 57 年
- 4) 川島一彦，長谷川金二，小山達彦，吉田武史：大地震に対する RC 橋脚の耐震設計法に関する研究（その 1），土木研究所資料第 2266 号，昭和 60 年 12 月
- 5) 宮本征夫，石橋忠良，斉藤俊彦：既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験，構造物設計資料 No.89，日本国有鉄道構造物設計事務所
- 6) 岡田 宏，石橋忠良，吉野伸一，古谷時春，斉藤俊春：RC 橋脚の耐震評価と補強例，構造物設計資料 No.84，日本国有鉄道構造物設計事務所
- 7) 尾坂芳夫，鈴木基行，宮本 幹，小林茂敏：途中定着された引張主鉄筋を有する RC ばりのせん断耐力評価と設計への適用に関する研究，土木学会論文集第 378 号，1987.2
- 8) 伊熊俊雄，佐藤謙吉，青野一郎，八柳孝吉：後打耐震壁による耐震補強設計，構造物設計資料 No.61，日本国有鉄道構造物設計事務所
- 9) U.S.Department of Transportation: SEISMIC RETROFITTING GUIDELINES FOR HIGHWAY BRIDGES, December 1983
- 10) U.S.Department of Transportation: STRUCTURAL ANALYSIS AND RETROFITTING OF EXISTING HIGHWAY BRIDGES SUBJECTED TO STRONG MOTION SEISMIC LOADING, May 1975
- 11) 財国土開発技術開発センター：免震装置を有する道路橋の耐震設計研究報告書，昭和 62 年 3 月
- 12) 川島一彦：橋梁における免震設計技術，土木施工 29 巻 7 号
- 13) 川島一彦：ニュージーランドにおける道路橋の免震設計技術，土木技術資料第 30 巻第 9 号
- 14) 川島一彦：ニュージーランドにおける道路橋の耐震設計技術，土木技術資料第 30 巻第 9 号

- 15) 川島一彦：ニュージーランド及び米国における免震設計を用いた既存橋の耐震補強技術，土木技術資料
- 16) 川島一彦：免震設計技術の発展と今後の展望，土木学会論文集第 398 号/V-10, 1988.10
- 17) 橋梁と基礎 海外文献研究グループ：伸縮装置のない橋梁，橋梁と基礎 86-12, 1986.12
- 18) Loveall, C., L.: Jointless Bridge Deck, Civil Engineering/ASCE, 1985.9

9. おわりに

本調査研究は、昭和61年度から昭和63年度までの3ヵ年にわたり実施された。その結果、各検討項目ごとにそれぞれ以下に示す成果が得られた。いずれの成果も実務に利用できるものであるが、短期間にとりまとめられたこともあり未だ改良すべき点が少なからず含まれていると考えられる。したがって、今後、広く成果についての意見を求め一層の充実を図っていく予定である。

最後に、本調査研究の実施にあたり多大なご協力、ご支援をいただいた本省、各地方建設局、北海道開発局、沖縄総合事務局および土木研究所の関係各位に心から感謝申し上げます。

① 点検要領の検討

橋梁点検要領(案)

② データバンクシステムの検討

橋梁データバンク（橋梁データバンクは道路管理データバンクの一部として組み入れられ、今後整備が進められる）

③ 耐荷力に関する検討

i) 「既設橋梁の安全性照査に関する一試案」(土木研究所、昭和59年度)に用いる L 荷重係数及び鋼プレートガーダー橋主桁の構造解析に関する補正係数の試案

ii) 実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法試案

iii) コンクリート橋の耐荷力算定指針(案)

④ 健全度評価方法に関する検討

損傷事例写真集(案)

⑤ 補修補強に関する検討

RC床版の補修補強指針(案)

⑥ 耐震性評価法、耐震性補強法に関する検討

i) 耐震性判定マニュアル(案), ii) 耐震補強事例集

10. 昭和 63 年度担当者名簿

道 路 局	国道第二課	課 長 補 佐	西 川 和 廣	(主務担当者)
		橋 梁 係 長	高 橋 敏 彦	
	国道第一課	課 長 補 佐	森 永 教 夫	
		維持修繕係長	田 口 定 一	
建 設 経 済 局	企画課道路 防災対策室	課 長 補 佐	吉 原 浩	(とりまとめ担当)
		震災対策係長	宮 下 保 之	
	建設機械課	課 長 補 佐	所 輝 雄	
		調査第二係長	藤 原 要	
土 木 研 究 所	構造橋梁部	部 長	佐 伯 彰 一	(とりまとめ担当)
	橋梁研究室	室 長	藤 原 稔	
		研 究 員	岩 崎 泰 彦	
		研 究 員	箕 作 光 一	
		研 究 員	滝 沢 晃	(とりまとめ担当)
		研 究 員	村 越 潤	
	耐震研究室	室 長	引 野 純 彦	
		研 究 員	川 島 一 茂 樹	
	システム課	課 長	運 上 賢 一	～63.7
		研 究 員	常 田 亮 介	
		研 究 員	柴 崎 孝 晴	
		研 究 員	桐 山 孝 晴	
北 海 道 開 発 局	道路維持課	開発専門官	相 馬 和 則	～63.6
東 北 地 方 建 設 局	道路管理課	課 長 補 佐	加 藤 義 弘	
関 東 地 方 建 設 局	道路管理課	課 長 補 佐	吉 田 治 久	
		課 長 補 佐	津 田 守 留	
北 陸 地 方 建 設 局	道路管理課	課 長 補 佐	永 田 伸 之	63.7～
中 部 地 方 建 設 局	道路管理課	課 長 補 佐	佐 藤 保	
近 畿 地 方 建 設 局	道路管理課	課 長 補 佐	川 村 善 則	
中 国 地 方 建 設 局	道路管理課	課 長 補 佐	森 近 輝 男	
四 国 地 方 建 設 局	道路管理課	課 長 補 佐	田 辺 晟	人 喜
九 州 地 方 建 設 局	道路管理課	課 長 補 佐	岩 田 秀	
沖 縄 総 合 事 務 局	道路管理課	課 長 補 佐	末 安 一	
		課 長 補 佐	末 安 一	

付

録

研究発表会 パネルディスカッション記録

昭和63年10月26日（水）から28日（金）に行われた第42回建設省技術研究発表会において発表された本課題の次頁のものうち、下記のパネルディスカッションの部分についてとりまとめたものである。発表会は、各題目ごとに「研究成果報告、それに基づいたパネルディスカッション」として行われ、現在の既設橋梁における諸問題を踏まえ、本調査研究の成果の活用について活発な討論が行われた。なお、パネルディスカッションは、10月26日札幌市経済センタービルにおいて行われた。

パネルディスカッション題目

「研究成果の活用について」

- ① 点検要領に関する検討
- ② 橋梁データベースに関する検討
- ③ 耐荷力に関する検討（鋼橋）
- ④ 耐荷力に関する検討（コンクリート橋）
- ⑤ 補修補強に関する検討
- ⑥ 耐震性評価法・耐震補強法に関する検討

発 表 内 容 お よ び 発 表 者

座 長	本 省	国道第二課	課 長 補 佐	西川 和廣
1. 調査研究の説明	土木研究所	橋梁研究室	室 長	藤原 稔
2. 本年度成果報告およびパネルディスカッション（研究成果の活用について）				
① 点検要領に関する検討	土木研究所	橋梁研究室	研 究 員	岩崎 泰彦
② 橋梁データバンクに関する検討	土木研究所	企 画 部	橋梁計画官	三浦 真紀
③ 耐荷力に関する検討（鋼橋）	土木研究所	橋梁研究室	研 究 員	村越 潤
④ 耐荷力に関する検討（コンクリート橋）	土木研究所	橋梁研究室	研 究 員	箕作 光一
⑤ 補修補強に関する検討	土木研究所	橋梁研究室	研 究 員	箕作 光一
⑥ 耐震性評価法・耐震補強法に関する検討	土木研究所	耐震研究室	研 究 員	運上 茂樹
3. パネラー	本 省 道 路 局	国道第二課	橋 梁 係 長	高橋 敏彦
		企画課道路防災対策室		
			震災対策係長	宮下 保之
	土 木 研 究 所	橋梁研究室	室 長	藤原 稔
		橋梁研究室	研 究 員	岩崎 泰彦
		橋梁研究室	研 究 員	箕作 光一
		橋梁研究室	研 究 員	村越 潤
		耐震研究室	室 長	川島 一彦
		耐震研究室	研 究 員	運上 茂樹
		企 画 部	橋梁計画官	三浦 真紀
	東北地方建設局	道路管理課	課 長	佐々木哲郎
	関東地方建設局	道路管理課	課 長	青板 武
	北陸地方建設局	道路管理課	課 長	西田 哲夫
	中部地方建設局	道路管理課	課 長	白鳥 文彦
	沖縄総合事務局	道路管理課	課 長	野里 耕正
4. 総括（座長）	本 省 道 路 局	国道第二課	課 長 補 佐	西川 和廣

1. 点検要領に関する検討

発言者	発言内容
座 長	ただいま、橋梁研究室長から本調査研究の成果についてご説明がありましたが、お聞きのとおり、点検から補修補強にわたる数多くの成果を得ることができました。今後は、これらの成果をいかに実務にうまく活用していくかが課題となると思われます。そこで、本パネルディスカッションは、「成果の活用」をテーマに行っていきたいと思います。なお、進め方は、各検討項目ごとに土研の担当者からどのような成果が得られたのかを中心に、簡単にご説明いただき、それを受けてディスカッションを行うという形にしたいと思います。 それでは、まず点検要領について土研の担当者から説明していただきます。
土 研 (岩崎)	点検要領について説明（省略）
座 長	説明にもありましたが、本検討の成果は、技術管理業務連絡会橋梁部会で橋梁点検要領（案）として昭和62年度末にとりまとめられ、土研資料の形で各地建に配布されております。さらに今般、道路局国道第1課から、各地建、北海道開発局、沖縄総合事務局に対し、橋梁の点検に際しては、本要領（案）を参考にされたいとの事務連絡がなされております。したがって、今後、本要領（案）が直轄国道の橋梁点検に活用されていくことになるものと考えられます。そこで、まず本要領（案）の活用についてどのような方針をお持ちか伺いたいと思います。いかがでしょうか。
東 北	東北地建には、いままで、橋梁の点検要領が定められていませんでした。今後、本点検要領（案）に基づく本格実施に向けての準備体制の確立、道路管理データベース整備などを考慮し、64年度以降計画的に推進したいと考えております。また、点検結果については、道路管理データベースへ入力、保存し、補修計画・補修設計への活用、追跡調査・詳細調査への活用、橋種別・部材別損傷実態の分析等に活用したいと考えています。
座 長	他に何かございませんでしょうか。
沖 縄	沖縄では、今年度より橋梁点検要領（案）に基づき定期点検を実施していきたいと考えております。具体的には点検要領（案）の中に示されているように遠望点検は2年に1回、近接点検は10年に1回を標準に、15m以上の全橋梁に対し調査計画表を作成し、今後、毎年調査を継続していく予定であります。なお、通常点検、異常時点検についても当点検要領（案）の活用を図るべく、管内の全事務所、出張所に配布し、毎日の維持管理の向上を図っていききたいと考えています。
座 長	東北地建、沖縄総合事務局から話がありましたように、点検要領（案）は各地建の実情にあわせて順次実務に活用されていくことが期待されます。 さて、要領（案）の利用に際しましては、内容や運用に関し疑問点もでてくると思われますが、何かございましたらお願いします。
東 北	通常点検について伺います。通常点検の路上点検は道路パトロールカーの中から目視で行うことになっていますが、走行車両のなかから多くの項目を一度に確認することはむずかしいと思います。何か具体的な良い方法はありませんでしょうか。
座 長	何か良いアイデアはありませんか。
沖 縄	東北地建さんからのご質問にありましたように、点検要領（案）では、通常点検の路上点検の定義づけは、パトロールカーからの目視となっております。1回の巡回で確認する項目が多いと異常を見

発 言 者	発 言 内 容
	逃す恐れもあると思います。そこでこれらの見落としを防ぐため、当点検要領（案）をベースにした独自の運用も必要になると思われます。当管内では、1つの案として1日の点検項目を2～4項目に限定し、1橋につき6日程度の日数をかけて、一定の点検サイクルの基に、通常点検の路上点検業務を実施していきたいと考えています。
座 長	1つの良いアイデアだと思います。要領（案）は1つの標準として位置付けられるもので、実用に際しては各地建の実情にあわせて、このような工夫も必要と思われます。そのほか、ご質問がありましたらお願いします。
東 北	通常点検に関して、もう1つ質問します。 定期点検の結果の記録様式については、要領（案）に記載されておりますが、通常点検に関しては、記録様式が記載されておられません。どのように記録したら良いのですか。
土 研 (岩崎)	通常点検に関しては、道路巡回の一環として行うものとしております。ご承知のとおり、道路巡回実施要領（案）には、巡回の結果を巡回日誌に記録することが定められております。したがって橋梁用に新たな様式を設けますと、現場の混乱を招く恐れもありますので本要領（案）では、様式を定めませんでした。しかし、通常点検結果についても道路管理データベースの中に入力スペースが用意されておりますので、現場の状況が許せばデータベースに入力できる形で結果を保存しておくことが望ましいと考えております。なお、その場合、要領（案）にある点検結果のデータ入力表が利用できると思います。
座 長	ほかにも質問があると思いますが、ここでまとめさせていただきます。 橋梁点検要領（案）がとりまとめられ、全地建で同じ点検要領による点検が実施できるようになったことは、点検水準の統一化やデータの有効利用を可能にするもので、橋梁維持管理の向上に貢献していくものと考えられます。 しかし、点検要領は、性格上、実用を通し洗練されていくものと考えられ、その意味では、橋梁点検要領の検討は実質的な第1歩を踏み出したところと言えましょう。したがって、今後実用を通し、さらに充実を図っていく必要があると考えております。

2. 橋梁データバンクに関する検討

発言者	発言内容
座 長	それでは次に橋梁データバンクに話題を移したいと思います。道路構造物のストックの増大に伴いまして、維持管理業務の重要性は今後ますます高くなるものと思われるのですが、その維持管理業務に必要な情報を管理する仕組みがデータバンクというわけです。まず初めに、土研の担当者から橋梁データバンクの成果報告をしていただいて、その後で質問を受け付けたいと思います。
土 研 (三浦)	橋梁データバンクについて説明（省略）
座 長	それでは質問をお願いします。
関 東	道路管理データベースシステムと橋梁データバンクはどのような関係になっているのですか。
土 研 (三浦)	道路管理データベースシステムとの関係について確認させていただきます。道路管理データベースシステムは国道第一課が中心になって検討を進めているものですが、ここで検討しました橋梁データバンクは、道路管理データベースの橋梁部分として取り入れられることとなりました。従って、橋梁データバンクは道路管理データベースとして整備されていくことになります。橋梁データバンクに入力した情報は、そのまま道路管理データベースの情報として利用することができます。
関 東	それでは次に情報のネットワークについて質問します。橋梁データバンクは全国の橋梁を対象としたシステムになると思うのですが、全国的な情報のネットワークはどの様にして構築していくのでしょうか。全国のネットワークとなるとかなり時間がかかると思いますし、そうなればデータバンクの実用化も遅れてしまうのではないかと心配しております。
土 研 (三浦)	橋梁データバンクは道路管理データベースの一部ですから、情報ネットワークについても道路管理データベースのネットワークとして整備を進めていくことになります。ネットワークのあり方としては、長期的には全国的なネットワーク化を進めていきたいと思っているのですが、現在のところは技術的にもコスト的にも難しい点が多く、当面は事務所ごとの独立したシステムと考えていただいた方が良いでしょう。もちろんシステムの詳細仕様やデータの入力書式は全国共通なのですが、実際の運用に際しては事務所ごとにその管内の橋梁に関する情報を管理するという形になります。地建管内全域あるいは全国の情報については、各事務所からフロッピーディスクまたはMTの形で提供していただいた情報を本局・土木研究所で管理することになります。従いまして、今のところは他地域の橋梁情報を得たい場合には、本局または土研にて検索するということになります。
座 長	他にございませんか。
関 東	ところで、このようなシステムの利用については、実際に作業をしてみないと疑問点や改良すべき点は明らかになってこないものと考えられます。そこで、橋梁データバンクの実用化に向けてパイロット事務所を設定し、システムのチェックをする必要があるのではないのでしょうか。
土 研 (三浦)	確かにその通りでして、道路管理データベースシステムの各地建毎にひとつのパイロット事務所でシステムのチェックがされることになっています。
座 長	橋梁データバンクの概略についてはわかっていただけたと思います。ところでこれからこのシステムを実際の業務の中でいかに有効に利用していくかについては、メンテナンス体制が非常に重要な鍵になるものと考えられます。北陸地建さんは既に橋梁情報検索システムを使っておられるわけですが、これのメンテナンス体制をどのようにしておられるのか話を聞かせてもらえませんか。

発言者	発 言 内 容
北 陸	北陸地建では昭和54年度から BIRES（バイレス）と呼ばれる橋梁情報検索システムを運用していますが、データの補完・更新や利用ソフトの改善等いわゆるシステムメンテナンスの状況が悪く、現在では十分に活用されているとは言いがたい状況にあります。 原因はいろいろ考えられますが、どうも責任をもってメンテナンスを実施する人がいなかった、つまりシステムの運用体制に欠点があったのではないかと思います。日常業務の中で橋梁情報を必要とする度は比較的少ないので、BIRESに関する業務が定常業務として定着するまでは運用等によってしっかりフォローすることが大切です。しかし、メンテナンスについてはこのあたりがうまく働かなかったのではと反省しています。
座 長	利用状況が良くないということは、BIRESの使いやすさという事とも関係していませんか。
北 陸	使いやすさといいますと計算機の操作方法つまりハード面と利用目的に応じた出力ができるか、つまりソフト面に区分されると思います。ハード面もあると思いますが、ソフト面でいいますと BIR ES の場合、出力のさせ方の内、定型出力では当初設計されたことしか出力できないこと、非定型出力では、自分でプログラムを開発しなければならないのですが、計算機の仕様が変わると、そのプログラムを変更する必要があるのです。このことから、使いにくいという印象となってしまう、それが利用状況にも響いているのだと思います。 北陸地建では BIRES の反省より、データベースはメンテナンス体制の確立が非常に大切であると考えています。今回検討された橋梁データバンクシステムは、北陸の BIRES を研究の上作られたと聞いていますので、大いに期待しています。
座 長	橋梁データバンクシステムを成功させるためには、単にハード面の整備だけではなく、メンテナンス体制など組織的な取り組みも大切だということですね。今後は関係各機関が協力して、そちらの方面での努力をしていく必要があると思います。

3. 耐荷力に関する検討（鋼橋の安全性照査に関する検討）

発言者	発言内容
座長	それでは次に鋼橋の安全性照査に関する検討につきまして、土研の担当者から成果報告をしていたきたいと思います。
土研 (村越)	鋼橋の安全性照査に関する検討について説明（省略）
座長	ただ今、説明がありましたように鋼橋の安全性照査方法について、主として、設計図書をベースとして供用状況に関する資料を用いた安全性照査方法における係数の試案と、実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法の試案の2つが提案されております。この試案についてご意見、質問等ありましたらお願いします。
中部	既設の鋼道路橋の安全性照査方法に類したものとして、昭和45年に鋼道路橋供用荷重算定指針(案)が提案されています。今回成果として、設計図書や交通状況に関する資料を用いた安全性照査方法が示されていますが、この照査方法はこれまでの供用荷重算定指針(案)と比較した場合、どのような点が異なっているのでしょうか。
土研 (村越)	既設橋梁の中には、交通量が非常に少なく総重量20 tonの自動車の走行もまったく予想されないような橋梁もあります。このように通常の場合、設計の時に想定している活荷重と実際の橋梁に生じてる活荷重との間には差がでてきます。その差を既設橋梁の照査に取り込むことが合理的と考えられますが、いままで使用していた供用荷重算定指針(案)と今回の試案との大きな違いは、その余裕を具体的に照査に取り込めるかどうかという点にあります。現行の供用荷重算定指針(案)においても K_1 なる補正係数によってこれらの余裕を考慮することになってはいますが、具体的に数値は提案されていません。この理由としては、現行の示方書の基本となっている許容応力度法の体系の中で、活荷重に安全率がどの程度とられているのかが不明確なため、活荷重に関する余裕を定量的に把握できないことによるものと考えられます。今回の安全性照査方法では、活荷重に関する余裕を試案に示しました活荷重係数を用いることにより取り込めるものとなっています。
座長	他に何かご意見ご質問等有りませんか。
沖縄	今回の試案では安全性の照査の対象を、構造形式を単純桁に、部材を主桁に限定しておりますが、今後試案を実際に適用していくために、他の構造形式や部材についてもできるだけ早く検討を行って頂きたいと思います。それと話が若干細かくなりますが一つ質問させていただきますと、試案の中には具体的に数値の示されていない係数がありますが、これについてはどうお考えでしょうか。
土研 (村越)	今回の検討では、比較的まとまりのあるデータを得るためにプレートガダの単純桁に照査の対象を限定しています。また主桁を選んだことについては橋梁を構成する部材の中で最も重要度の高い部材と考えたからであります。この試案につきましては、今後の調査研究に基づいて他の構造形式あるいは他の部材についても逐次修正追加等の改訂をしていくことを考えています。また、今回の試案の中で具体的数値を示さなかった死荷重に乗じる係数や最終的に安全性を調整するための係数（全体安全係数）についてですが、死荷重に乗じる係数についてはおおよそ値を把握しております。ただ今回直接検討を行っていないこともあり、数値のみかかってにひとり歩きされても困りますのでこの試案には載せないこととしました。また全体安全係数には、橋梁に重大な損傷が生じた場合に各方面におよぼ

発 言 者	発 言 内 容
	す影響の程度の評価や、単に応力度の照査だけで評価できない要因がある場合の安全性の調整の意味が含まれています。これにつきましては個々の橋梁で考慮の仕方が異なるものでありますし、最終的には道路管理者の判断に基づいて決めるべき性質の係数ではないかと考えています。
座 長	成果の中身についてのご意見、ご質問がありました。が、本省の方から何かご意見がありましたらお願いします。
本 省 (高橋)	少し内容が異なりますが、橋梁の安全性を評価するあるいは補修するような場合は、設計荷重とそれに対応する設計応力度というものを判断しなければいけません。が、今回の結果が今後の橋梁の設計法に反映されるのでしょうか。国道第二課では、橋梁を作るほうの道路橋示方書も担当していますので、この辺が気にかかるところです。
土 研 (岩崎)	今回地建の協力をいただいて、広範な実際の橋梁に生じている応力度を計測した訳ですが、このデータについては現在検討している限界状態設計法という新しい設計法の中に反映していきたいと考えています。
座 長	貴重な御討論ありがとうございました。提案されました2つの照査方法は、今後鋼橋の安全性を照査していく上での基本となるものと考えられます。討論にも有りましたように試案ということでまだ不十分な面も有るかとは思いますが、今後土研を中心に検討を進めて頂き、より充実したものにしていただきたいと思います。



4. 既設PC橋の耐荷力に関する検討

発言者	発言内容
座長	次に既設PC橋の耐荷力に関する検討につきまして、土研の担当者から成果報告をしていただきたいと思います。
土研 (箕作)	既設PC橋の耐荷力に関する検討について説明（省略）
座長	それでは、討論にはいりたいと思います。この検討では、既設PC橋の耐荷力算定方法を確立するために、全国430橋あまりのPC橋の構造諸元等の分析と、それに基づくPC橋の耐荷力算定指針（案）の作成が行われています。まず、内容等で確認したい点がございましたら伺いたいと思います。
本省 (高橋)	少し確認したい点があります。昭和51年の「RCTげた橋の耐荷力算定指針（案）」の作成にあたっては、架替橋梁から切り取ったけたを対象に実際に載荷試験を行っています。今回の指針（案）の作成にあたっては行っていないと聞いております。前回と熟度が異なるような感じを持ちますがいかがでしょうか。
座長	土研の方でお答えできますか。
土研 (箕作)	ご指摘のとおり、今回の指針（案）の作成にあたっては、実げたの載荷試験を行っていません。ただ、これは今回の検討の中で行っていないということとして、土研では、他の調査研究で、実橋を対象とした応力計測や、塩害により劣化損傷した橋梁の載荷試験を行っています。今後、検証のための載荷試験を追加できれば良いのですが、今回の指針（案）に示しています式や値は、既存の多くの試験結果から判断すれば問題ないと考えられます。
座長	ほかにいかがでしょうか。
中部	指針（案）の内容について一つ質問させて顶きたいと思います。適用の範囲で、それほど大きな損傷を受けていない橋梁となっていますが、もう少しその定義を明確にできないでしょうか。
土研 (箕作)	表現を変えた方がよいかも知れませんが、このように考えて頂きたいと思います。一般的に、コンクリート橋の耐荷力はコンクリート中に配置されています鉄筋やPC鋼材の量で決定されます。したがって、この鉄筋やPC鋼材が全面的に腐食を生じている場合とか、部分的にでも破断を生じている場合が、ここで言う大きな損傷を受けている場合と考えて頂きたいと思います。ただ、指針（案）の解説には、この点を考慮してそのような大きな損傷を受けている場合の耐荷力の算定の考え方を示していますので参考にして頂きたいと思います。また、補足的になりますが、大きな劣化損傷の原因が塩害とかアルカリ骨材反応であると考えられる場合は、耐荷力のチェックも必要ですが、早め早めの補修が必要ではないかと思ひます。建設省のコンクリート総プロは、62年度末に終わっていますが、成果の一部として塩害やアルカリ骨材反応によって劣化損傷を生じた場合の対策の方法が示されていますので、参考にして頂きたいと思ひます。
座長	ほかに何かございませんでしょうか。
東北	質問をさせて頂きたいと思ひます。今回の指針（案）では、コンクリート橋の耐荷力算定に関する内容になっていますが、実際に橋梁の耐荷力の検討を必要とする場合どうしたらよいのでしょうか。もう少し具体的に言うならば、補強が必要か、あるいは荷重制限をしなくては行けないのかを判断しなければならぬ場合、どのように考えればよいのでしょうか。

発 言 者	発 言 内 容
土 研 (箕作)	ご指摘のとおり、今回の指針（案）は耐荷力の算定に関する記述のみになっています。したがって、この指針（案）のみでは対象橋梁の耐荷力の検討を行えません。これについては、先ほどの鋼橋の安全性照査に関する話の中で提案されています活荷重係数を用いることによって対象とする橋梁にあった荷重を出し、その荷重による断面力と、今回の指針（案）を使って求めた耐荷力を比較して、補強あるいは荷重制限の必要性の判断をしていただければと考えます。
座 長	それでは、まだまだご意見、ご質問があると思いますが、このコンクリート橋の耐荷力についてのディスカッションはこの辺で終わらせて頂きたいと思います。今後、今日の討議を受けてより良いものにして頂きたいと思います。



5. 補修補強に関する検討

発言者	発言内容
座長	それでは次に補修補強に関する検討につきまして、土研の担当者から成果報告をしていただきたいと思います。
土研 (箕作)	補修補強に関する検討について説明（省略）
座長	それでは、討論にはいりたいと思います。この検討では、橋梁の主要部材の中で最も補修補強事例の多いRC床版を対象に、昨年度の実態調査に続いて主な補修補強工法の効果確認のための追跡調査と、その結果に基づいてRC床版の補修補強指針（案）が作成されております。まず、この指針（案）の適用に対してどのような意見をお持ちかお聞きしたいと思います。
中部	本地建でもRC床版の劣化損傷事例は交通量の増大、大型車両の増大により非常に多く、その維持管理には苦勞しております。しかし、その対策と言えれば統一的なものがなく、補修補強の必要性の判定、工法については担当事務所の判断にまかしているような状況です。こうした実状を考慮しますと、今回作成されました指針（案）については多少内容に対して質問したい点がありますが、非常に参考になり、今後のRC床版の維持管理に活用できるものと考えております。
座長	肯定的な意見を頂きましたが、他の地建ではいかがでしょうか。
北陸	私も、今回の指針（案）の適用については中部地建とはほぼ同様な考えを持っています。ただ、これまでの経験ではRC床版の劣化損傷の進展はかなり早く、特に昭和48年度以前の示方書による橋梁は、鋼板接着等の対策の効果も薄いような感じを受けています。したがって、この指針（案）にも、打替工法等の恒久的な対策を講じない場合には、補修後も点検だけは継続的に実施するのが望ましいことを付記しておく必要があるのではないのでしょうか。
座長	経験に基づく非常に貴重な意見を頂き、ありがとうございました。 さて、先程中部地建の方から指針（案）の内容に対して質問があるということでしたので、ここで指針（案）の内容に対するご意見を伺いたいと思います。
中部	それでは、意見を述べさせて頂きたいと思います。補修補強工法の選定に関して、損傷が顕著な場合つまり損傷度1の場合、指針（案）ではすべて打替えとなっていますが、交通状況等から打替工事を実施できない場合もあるかと考えられます。そのような場合、どのような考え方をすれば良いのか教えて下さい。
土研 (箕作)	指針（案）に示されているのは、一般的なフローで、主に技術的に考えた場合の補修補強工法選定の流れを示したものです。 指針（案）の事前調査の項にありますように、対象橋梁の交通状況、立地条件を把握し、それらも考慮に入れて、最終的な補修補強工法を決定していただきたいと思います。経験的に申しますと、損傷が顕著な場合には全面打替えが望ましいと考えます。ただし、打替えることが不可能な場合には、床版下面から鋼板接着を実施し、防水層を併用するとかの対策でもやむを得ないと考えます。ただし、これはあくまでも暫定的な対策と考えておく必要があります。
座長	現場の実状を考えるとなかなかむずかしい問題があると思います。ここで本省の意見を伺いたいと思います。

発 言 者	発 言 内 容
本 省 (高橋)	RC床版の補修補強では、損傷原因別の対応が重要と思います。私どもの方では、橋梁補修事業の中で、RC床版の補修も取り扱っていますが、劣化損傷の形態と損傷原因とはかなりの因果関係があるように思われます。この指針（案）には、ちょっと無理かと思いますが、今回の損傷事例集等でこの関係について言及していただくと有り難いと思います。また、補修補強工法の選定については、なるべく損傷原因別にまとめて頂きたいと思います。
座 長	ありがとうございました。損傷事例集に関しては、いかがでしょうか。
土 研 (岩崎)	損傷事例集は、橋梁点検要領（案）の損傷度判定基準（案）に対応した損傷の事例写真を載せています。また、その中に点検のポイントという項が設けてありまして、例えばRC床版に関しても、損傷例の多い適用示方書とか床版の諸元を示し、点検時の注意を促しております。
座 長	指針（案）については、いかがでしょうか。
土 研 (箕作)	補修補強工法の選定は、損傷原因別にまとめた方が良いという意見がございましたので、最終的な指針（案）の取りまとめは、この意見を念頭に行いたいと思います。
座 長	RC床版の補修補強に関しては、一番身近な問題ですので、みなさんの関心も高いと思います。今回の指針（案）を現場の方々に使っていただいて、より良いものとしていく必要があろうと思います。他の地建の方々のご意見も聞きたいのですが、時間がせまっておりますので、補修補強については、ここで打ち切らせていただきます。

6. 耐震性評価法・耐震補強法に関する検討

発言者	発言内容
座 長	さて、最後になりますが、耐震性評価法・耐震補強法に関する検討に話題を移したいと思います。それでは、本技術研究会の3ヶ年の成果概要を担当者から報告していただきたいと思います。
土 研 (運上)	(3ヶ年の経過及び成果の報告)
座 長	ありがとうございました。それでは、今説明のあった成果の活用についての御意見あるいは御提言を、まず、東北地建さんからいかがでしょうか。
東 北	耐震性判定マニュアルについては、今後、現場などで道路橋の耐震性判定を行う際に活用していきたいと考えております。 この耐震性判定法は、点数制による簡単な1次判定法、より詳細な計算を行う2次判定法、及び大地震に対する3次判定法というように3段階に分けられており、非常にすっきりした形で整理されていると思います。 1次判定法及び2次判定法は、道路震災対策便覧や昭和61年の耐震点検法で見慣れたものでありますが、3次判定法は、今回新たに付け加えられており、この判定法の考え方やどういう場合に適用する方法なのかについてお伺いしたいのですが。
座 長	土研の方から答えていただけますか。
土 研 (川島)	3次判定法は、宮城県沖地震や浦河沖地震で鉄筋コンクリート橋脚に被害が相次いで発生した経験をもとにして、大地震が発生した時に落橋等の致命的な被害の生じる可能性を判定する方法を示したものであります。 これは、既往地震による被災の特徴や模型実験結果から、ねばりを期待することができる曲げ破壊が生じる場合と脆性的なせん断破壊が生じる場合に分けて耐震性の判定を行うというものであります。 この判定を適用する場合については、特定の大地震の発生が懸念される地域にある橋梁や高速自動車国道及び直轄国道などの最重要路線に架設される橋梁に対して検討することが望ましいと考えております。
関 東	質問なのですが、今回提案されている耐震性判定法と現行の道路橋示方書との関係はどうなっているのですか。
土 研 (川島)	耐震性判定法の基本的な考え方は、過去の古い示方書で作られた橋や何等かの変状がある橋を、現行の示方書を満足するように耐震性を高めてやろうというものであります。1次判定法及び2次判定法はこのような考えのもとで作られております。3次判定法は、鉄筋コンクリート橋脚のじん性を考慮した方法であり、これは、現在、道路橋示方書の改訂作業を行っており、この中に取り入れられる予定のものとなっています。
座 長	本省の方からはご意見いかがでしょうか。
本 省 (宮下)	現在の震災対策事業は、昭和61年の耐震点検に基づいて事業を進めているわけですが、耐震点検による要対策箇所を解消すれば震災対策が全て満足されるというのではなく、点検以後に経年変化による老朽化や洗掘などにより耐震性が不足してくるものなどもあるわけです。このため、特に現場の方々にお願いしたいのですが、通常の点検パトロールなどの時にこうした点に十分注意していただき

発 言 者	発 言 内 容
	たいと考えております。このような時に、この成果を利用して対策が必要と判断される場合には、積極的に対策を実施していただきたいと思います。
関 東	耐震性判定マニュアル案を本研究会の成果の1つとして作成される予定のようですが、その際には、現場の特に最前線の方が理解し易いように、例えば、道路橋示方書のどこから引用している等、の解説を付けるようにしてはどうかと思います。
座 長	ありがとうございました。耐震性判定法についての御意見がでたようですので、耐震補強法について御意見を東北地建さん、いかがでしょうか。
東 北	今回、RC橋脚段落し部の鋼板巻立てによる補強設計法が提案されていますが、従来、RC橋脚の補強については、RC巻立て工法の実績が多く、その確実性も確認されているわけです。ここで、これらの2つの工法の使い分けについて、どのように考えればよいのか伺いたいのですが。
座 長	土研の方から答えていただけますか。
土 研 (連上)	確かに御指摘の通り、RC巻立て工法は、実績が多く、信頼性が高い工法であります。一般に工事が大がかりになり、コンクリート表面のチッピングによる騒音、粉塵の発生等により市街地での工事が難しくなったり、また、河川の河積断面や都市部の建築限界などの制限がある場合などには適用が難しくなる訳であります。このような時には、橋脚を鋼板で巻立てて耐荷力を向上させる鋼板巻立て工法が有効となると思います。本研究会の一環としまして、土研の方で実験を行い、その有効性も確認されましたので、河川内の工事など水のあるところの橋脚への適用は難しいという点などに注意していただいた上で適用していくことできるものと考えています。
座 長	ありがとうございました。関東地建さん、いかがでしょうか。
関 東	昭和54年耐震点検に基づいた耐震補強事例集がまとめられ、これは、今後対策工法を選定する際に非常に役立つものと思います。 ところで、報告書には、地震力の低減ということで免震工法という目新しい工法が記述されていますが、これは、実際のところ、耐震対策工法として使っていくことは可能なのでしょうか。
座 長	土研の方から説明していただけますでしょうか。
土 研 (川島)	免震工法については、特に下部工の対策が非常に高価となる場合や下部工周辺の大規模な掘削等の工事が難しい場合などには、有効な補強工法と考えられます。このような補強対策は、米国やニュージーランド等の海外で既に実績があり、我が国でも積極的に取り入れていくことによって経済的な対策を行うことができるようになるのではないかと考えています。 免震工法の考え方は、ゴム支承のような水平方向に軟らかい支承で上部工を支持することにより、橋の固有周期を長くし、上部工から下部工に作用する地震力を小さくするというものであります。長周期化を図ることによって、地震力は低減されるのですが、逆に、変位が大きくなり、この変位をダンパーという装置を用いて小さくしようとする考え方があります。 橋はもともと支承を持っているわけであり、この支承を免震支承に交換する工事で耐震補強が可能になる可能性があるわけであります。
座 長	本省の方からはいかがでしょうか。

発 言 者	発 言 内 容
本 省 (宮下)	免震工法については、その有効性は海外や建築分野で確かめられているものの、橋に対しては日本では施工された事例がないため、現在道路局に「免震橋梁連絡会」をつくりまして、実地に施工する橋梁の選定、資料収集の方法などについて検討しております。昭和64年より試験的に施工を行う予定であり、その際には皆様の御協力をよろしくお願いしたいと考えております。 その他の対策工法、特に下部構造の耐震補強工法につきましては、橋梁の形式・地盤条件の変化により複雑に設計条件が変わるため、現段階では、まだ工法の比較選定及び設計をする上での基本的な考え方をまとめたところでありますが、今後さらに個々の設計法及び選定法としてとりまとめていくことが必要であると考えております。 例えば、日本道路協会に設置されています道路震災対策委員会の中でこれらの成果について引き続き検討を行うことによって、耐震補強に関する基準などを作成するように検討していきたいと考えております。
座 長	ありがとうございました。本技術研究会を通じて得られた成果が各方面で積極的に利用されるとともに、今後さらに検討を進めて、より充実したものにしていきたいということで、終わりにしたいと思います。

既設橋梁の耐久性評価・向上
技術に関する調査研究 III

I S S N 0386-5878
土 研 資 料 第2682号
昭和63年12月 (1988)

建設省土木研究所 橋梁研究室、耐震研究室、システム課

要 旨 本調査研究は、既設橋梁の耐久性を評価し向上させる技術の一体的、系統的整備を目的に、昭和61年度から63年度の3ヶ年にわたり建設省技術研究会道路部門指定課題として実施されたものである。

本資料は、昭和61～63年度に実施された点検要領に関する検討、橋梁データバンクに関する検討、鋼橋の安全性照査に関する検討、既設PC橋の耐荷力算定方法に関する検討、補修補強に関する検討、耐震性評価法・耐震補強法に関する検討に関する調査研究成果をとりまとめたものである。(昭和61および62年度の調査研究成果は、それぞれ土木研究所資料第2420号および2615号としてまとめられている。)

キーワード：既設橋梁、点検要領、データバンク、耐荷力算定方法、補修補強、耐震性評価法、耐震補強法

郵便はがき

郵便切手
は
っ
て
下
さ
い

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
橋 梁 研 究 室
御 中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 17

No. 17

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2682号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印