

都市基盤安全工学国際研究センター

東京大学生産技術研究所

サステナブル都市システム研究委員会(RC39)

老朽化構造物WG

平成18年度報告書

サステナブル都市システム研究委員会 (RC-39)

老朽化構造物 WG 報告書

平成 19 年 3 月

東京大学生産技術研究所

都市基盤安全工学国際研究センター

まえがき

都市基盤安全工学国際研究センター(ICUS)では、都市の安全問題のみならず、地球環境問題の視点から膨大な社会資本ストックへの対応および環境破壊問題への対応など、今後、持続的な社会の構築のために必要となる事項を都市基盤に携わる技術者・研究者の視点から検討することを目的として、(財)生産技術研究奨励会の特別研究会として、平成14年から2年間、「サステナブル構造システム研究委員会」(RC-39)を発足し、活動を行った。この委員会では、①老朽化構造物WG、②防災WG、③都市環境WG、④地球環境WG、⑤モニタリングWGのそれぞれの立場から、サステナブルな都市構造とは何か、また現在の都市が内包している問題点は何かを抽出することを一応の活動成果とした。

平成16年度から新たに2年間の予定で「サステナブル都市システム研究委員会」(RC-39)として衣替えを行い、前研究委員会の成果を引継ぎつつ、サステナブルな都市を実現するためのより具体的なアクションについて模索することをその目的としている。WGも①老朽化構造物WG、②防災WG、③環境WGの3つに絞り、更に具体性を高めた研究テーマに取り組んできた。老朽化構造物WGでは老朽化構造物の管理システムに関する研究、防災WGでは災害情報データベースの構築、耐震補強推進のための地震リスクファイナンス金融商品の開発、環境WGでは環境・災害の評価・予測シミュレーションのためのデータベース作成をターゲットとし、活動成果を報告書としてまとめた。

これらの研究成果が今後、この分野における発展の一助となれば幸いである。最後に本研究委員会は、平成19年3月をもって活動を終えるが、終始熱心なご協力をいただいた委員諸氏ならびに関係各位に厚く御礼申し上げる次第である。

平成19年3月

サステナブル都市システム研究委員会
委員長 魚本健人

サステナブル都市システム研究委員会 (平成 18 年度)

委員会名簿

委員長	魚本 健人	東京大学生産技術研究所 教授
委員	安岡 善文	東京大学生産技術研究所 教授
	目黒 公郎	東京大学生産技術研究所 教授
	林 省吾	東京大学生産技術研究所 客員教授
	天野 玲子	東京大学生産技術研究所 客員教授 (* 鹿島建設株 土木管理本部)
	桑野 玲子	東京大学生産技術研究所 助教授
	沖 大幹	東京大学生産技術研究所 助教授
	大岡 龍三	東京大学生産技術研究所 助教授
	加藤 佳孝	東京大学生産技術研究所 助教授
	宮崎 早苗	東京大学生産技術研究所 客員助教授
	須崎 純一	東京大学生産技術研究所 講師
	遠藤 貴宏	東京大学生産技術研究所 助手
	吉村 美保	東京大学生産技術研究所 助手
	マヨルカ パオラ	東京大学生産技術研究所 特任助手
	今村 遼平	アジア航測(株) 技術統括部
	滝川 正則	アジア航測(株) システム開発部 情報システム課
	永井 正和	アジア航測(株) 東北コンサルタント部 施設構造課 (橋梁グループ)
	野田 浩二	アジア航測(株) 新規事業部 システムインテグレートプロジェクト
*	三富 創	アジア航測(株) 防災地質部 防災地質課
*	副島 紀代	(株)大林組 技術研究所 土木構造研究室
	松田 隆	(株)大林組 技術研究所 土木構造研究室
	渡辺 哲	(株)大林組 技術研究所 土木構造研究室
	岡本 卓慈	(株)計測リサーチコンサルタント 代表取締役
*	松井 義昌	(株)計測リサーチコンサルタント 東京事業部 保全技術担当
*	肥田 研一	(有)K&T こんさるたん と 代表取締役
*	藤田 久和	(株)建設企画コンサルタント 東京事業本部 技術センター
*	石田 辰英	(株)建設技術研究所 東京本社 社会システム部 アセットマネジメント室
	北村 隆理	(株)建設技術研究所 東京本社 社会システム部 アセットマネジメント室
	山根 立行	(株)建設技術研究所 東京本社 社会システム部 アセットマネジメント室
	河合 剛匡	国際航業(株) 技術センター
	河合 雅己	国際航業(株) デジタルセンシングセンター 地球環境グループ
*	瀬戸島 政博	国際航業(株) 技術センター
	寺田 晃	国際航業(株) 道路計画部
	船橋 学	国際航業(株) デジタルセンシングセンター 地球環境グループ
	山崎 淳	国際航業(株) 防災部
*	小松 正典	三協(株) 技術営業部
	佐藤 登	三協(株) 代表取締役

	岡田 敬一	清水建設(株) 技術研究所 インキュベートセンター
*	栗田 守朗	清水建設(株) 技術研究所 社会基盤技術センター
	柴 慶治	清水建設(株) 技術戦略室 企画部
	高橋 郁夫	清水建設(株) 技術研究所 施設基盤技術センター 計画技術グループ
	田中 博一	清水建設(株) 技術研究所 社会基盤技術センター
	平間 敏彦	清水建設(株) エンジニアリング事業本部
*	志波 由紀夫	大成建設(株) 技術センター 土木技術研究所 土木構工法研究室 防災・耐震チーム
*	安藤 慎一郎	(株)竹中土木 技術本部 技術グループ
	田中 芳行	(株)竹中土木 技術本部 企画グループ
	松本 由美子	(株)竹中土木 技術本部 技術グループ
	和田 直也	(株)竹中土木 技術研究所 建設技術開発部 材料部門
	高田 励	TEPCOトレーディング(株)出向
*	中井 秀信	東京電力(株) 建設部 土木・建築技術センター 都市土木技術グループ
	中嶋 まどか	東京電力(株) 建設部 土木・建築技術センター 建築設備技術グループ
	貫井 泰	東京電力(株) 建設部 土木・建築技術センター 建築構造技術グループ
*	福島 誠一郎	東電設計(株) 技術開発本部 防災プロジェクト部 防災技術グループ
	玉置 一清	三井住友建設(株) 技術研究所 土木研究開発部 PC 構造研究室
*	山田 哲也	三井住友建設(株) 技術研究所 研究開発管理部 知的財産室
事務局	金田 尚志	東京大学生産技術研究所 特任助手

*印:幹事

老朽化構造物 WG 平成 18 年度報告書

目次

まえがき

委員会の構成

研究目的

1. 研究計画	1
1.1 研究目的	1
1.2 研究内容	2
2. 老朽化構造物をはかる「ものさし」 ～「一般的な老朽化橋梁を対象にして」～	3
2.1 検討の方向性	3
2.2 対象構造物の構造特性や材料特性に基づく寿命のあり方	4
2.2.1 劣化と寿命	4
2.2.2 対象構造物の寿命	4
3. 根岸橋の概要	6
3.1 調査概要	6
3.2 歴史的側面	7
3.3 工事費	12
3.4 根岸橋の周辺環境	13
3.4.1 周辺地域の変遷	13
3.4.2 現在の用途地域	16
3.4.3 周辺の交通量	17
3.5 当時の使用材料、配合、施工について	18
3.5.1 材 料	18
3.5.2 配 合	19
3.5.3 施 工	20
3.6 道路橋の設計について	22
3.6.1 耐震設計の変遷	22
3.6.2 根岸橋の設計標準、設計方針	24
3.7 再現設計による建設当時および現行基準に基づく現状の安全度評価	27
3.7.1 橋梁諸元	27
3.7.2 設計基準	28
3.7.3 設計震度	29
3.7.4 床版の応力照査	30
3.7.5 橋脚の応力照査	31
3.7.6 まとめ	33
4. 根岸橋切り出し部材の非破壊調査	34
4.1 床版・橋脚の検査概要	34
4.2 調査にあたっての着目点と内容	35

4.3 デジタルカメラ等の画像によるコンクリートおよび鉄筋の外観調査	37
4.3.1 デジタルカメラ	37
4.3.2 3次元距離測定カメラ	46
4.4 コンクリートに関する調査	48
4.4.1 反発度法による表面強度の推定	48
4.4.2 赤外線サーモグラフィ法	50
4.4.3 透気試験	52
4.4.4 超音波伝播速度	58
4.4.5 塩分量	60
4.5 鉄筋に関する調査	62
4.5.1 電磁波レーダ探査	62
4.5.2 自然電位	74
5. 耐久性および耐荷力検討に繋がる非破壊検査項目の検討	80
5.1 コンクリート	80
5.1.1 圧縮強度・静弾性係数	80
5.1.2 中性化深さ	85
5.2 鉄筋	87
5.2.1 引張強度・弾性係数	87
5.2.2 鉄筋腐食量	91
5.2.3 成分分析	93
5.3 鉄筋コンクリート構造物の耐久性および耐荷力検討に繋がる非破壊試験項目	98
5.3.1 非破壊検査と破壊検査についての一考察	99
5.3.2 評価	102
5.4 ダメージを受けた橋脚の耐荷力検討	105
5.4.1 橋脚切出し試験体の調査結果(耐荷力に寄与する項目)	105
5.4.2 耐荷力の評価	106
6. 万国橋と根岸橋の比較	110
6.1 物理的側面からの検討	110
6.2 使用目的の比較	110
6.3 まとめ	111
6.4 今後の課題	112
7. カルテ	113
活動経過	116
謝辞	120
資料	121
発表原稿	121
参考文献	133
関東大震災による復興、復旧橋梁分類総括表	133

横浜市施工橋梁の分類(根岸橋:復興橋梁⇒その他鉄橋)

134

「横浜市橋梁設計標準」(横浜市土木局)

135

研究目的

20 世紀の我国は欧米諸国に追いつくことを最大目標に、産業の育成、設備の拡充、新製品の製造等に全力を尽くしてきた。その結果、経済は高度に成長し、我国は世界的に見ても裕福な国に変貌した。都市基盤設備のストック状況として、橋梁を例にとると、1950 年からピーク時の 1970 年頃まで年平均約 2500 の橋梁が新設され、現在約 13.6 万橋のストックが存在しているといわれている。これは、日本の全人口で考えれば、約 1000 人に 1 橋の割合で存在していることとなる。年平均 2500 橋が新設されてきたということは、今後、同程度の割合で維持管理(長寿命化)あるいは更新をすることを物語っており、更新は大量の建設廃棄物が発生することに直結してくる。更に、高度経済成長の代償として地球温暖化に代表される環境破壊が問題視され、温室効果ガスの大幅な削減、最終処分場の逼迫や天然資源の消費抑制のために循環型社会形成が急務であるとされている。今後、日本の人口が減少していく状況で、これまでの大量生産・大量消費型から脱却し、全く異なる視点で膨大な社会資本ストックを管理していかなければならない。

都市基盤設備は、大量の資源(天然、リサイクル)が投入され、製造・施工過程を経て建造されるサービスを開始する。このとき、全ての場面において環境負荷が発生すると考えられる。例えば、天然資源を利用すること、製造・施工時の環境汚染、都市基盤設備を利用することによる環境負荷、更新時に発生する産業廃棄物など。また、都市基盤設備は、供用期間中に様々な環境作用(荷重、炭酸ガス、塩化物イオンなど)を受けることにより、構造性能が低下し、社会情勢の変化に伴いユーザーニーズに合致しなくなるなど、その機能は経時的に変化する。更に、地震、洪水、火災などの突発的に発生する環境作用によって、その機能が著しく低下することがある。

このように、都市基盤の観点から考えると、「都市基盤設備自体に関する問題」とそれが与える「環境インパクトに関する問題」を解決していくことが、持続的な生存を可能とするためには必要不可欠であるといえる。そこで、本委員会では、都市基盤設備自体の問題として「老朽化構造物」、「防災」、「環境」を取り上げ、検討している。都市基盤設備自体の問題は、膨大な社会資本ストックの有効活用および災害に強い社会システムの形成により、常時・非常時への対策を検討し、環境インパクトは、都市基盤設備のライフサイクルにおける環境への影響を検討している。平成 16 年度から「老朽化構造物 WG」、「防災 WG」、「環境 WG」の 3 つワーキングを軸に以下の研究テーマに取り組んできた。

- ①老朽化構造物の管理システムに関する研究
- ②災害情報データベースの構築、耐震補強推進のための地震リスクファイナンス金融商品の開発
- ③環境・災害の評価・予測シミュレーションのためのデータベース作成

今年度のそれぞれの分野における研究成果をまとめ、各 WG 別冊で報告書を発行する。

老朽化構造物WG 名簿

氏名	会社名	所属
魚本 健人	東京大学生産技術研究所	ICUS 教授
加藤 佳孝	東京大学生産技術研究所	ICUS 助教授
滝川 正則	アジア航測(株)	システム開発部情報システム課
永井 正和	アジア航測(株)	東北コンサルタント部 施設構造課(橋梁グループ)
松田 隆	(株)大林組	技術研究所 土木構造研究室
渡辺 哲	(株)大林組	技術研究所 土木構造研究室
岡本 卓慈	(株)計測リサーチコンサルタント	代表取締役
松井 義昌	(株)計測リサーチコンサルタント	東京事業部 保全技術担当
肥田 研一	(有)K&Tこんさるたんと	代表取締役
藤田 久和	(株)建設企画コンサルタント	東京事業本部 技術センター
石田 辰英	(株)建設技術研究所	東京本社 社会システム部 アセットマネジメント室
北村 隆理	(株)建設技術研究所	東京本社 社会システム部 アセットマネジメント室
山根 立行	(株)建設技術研究所	東京本社 社会システム部 アセットマネジメント室
寺田 晃	国際航業(株)	道路計画部
佐藤 登	三協(株)	代表取締役
小松 正典	三協(株)	技術営業部
柴 慶治	清水建設(株)	技術戦略室 企画部
栗田 守朗	清水建設(株)	技術研究所 社会基盤技術センター
田中 博一	清水建設(株)	技術研究所 社会基盤技術センター
安藤慎一郎	(株)竹中土木	技術本部 技術グループ
和田 直也	(株)竹中土木	技術研究所 建設技術開発部 材料部門
玉置 一清	三井住友建設(株)	技術研究所 土木研究開発部土木PC構造研究室

1. 研究計画

1.1 研究目的

我が国の社会資本整備は、国土の均衡ある成長を目指し、その時々々の社会経済的ニーズに即して進められてきた。その経済発展のけん引力としての役割は、社会へ多大なる貢献を果たしてきたが、厳しい社会経済情勢を背景とした今日、膨大なストックを抱え、これまでの「スクラップ and ビルド」から「ストック and メンテナンス」の時代へと移行の転換期にある。

この「ストック and メンテナンス」の時代にあつて、膨大な量の老朽化構造物を適切に維持管理していくためには、各構造物の劣化現象を定量的、かつ容易に診断できることが必要とされるが、構造物の劣化現象は様々な要因によって引き起こされており、その診断には新設以上に高いレベルの技術が求められるといえる。

しかしながら、このような状況にあつて、精度の高い点検・診断を迅速に行うに足りうる経験豊富な技術者は限られているのが実情である。今後の老朽化構造物の適切な維持管理に向けて、寿命予測を可能とする簡易で精度の高い管理手法の構築が早急に求められる状況にあると判断される。

本 WG では、以上に鑑み 2002～2003 年度の研究において「老朽化構造物のサステナビリティに関する研究」として、膨大な社会ストックの合理的な運用・活用方法に関して 1) 技術的、2) 経済的、3) 機能的、4) 制度設計の各側面から検討を行い、物理的な寿命予測、機能（社会ニーズ）の変化が、老朽化構造物の運用を考える上で重要であることを明らかにした。

本研究は、上記研究に引き続き 2004～2006 年度において実施したものである。

「老朽化構造物の管理システムの研究」と題して、老朽化構造物の寿命予測を可能とする、簡易で精度の高い管理手法の構築に向けた検討を行い、提言を行うことを目的としている。

1.2 研究内容

本年度（2006年度）の研究内容は、2004～2005年度に引き続き、コンクリート橋を対象とした、「簡易でも必要な精度を保て、調査者による差の小さい、構造物の全体状況を把握しやすい耐荷力評価に通じる調査システム（カルテなど）」の検討とした。

これは、一般に大都市の主要幹線道路の橋梁が、各企業者によって適切な管理がなされているのに対して、地方公共団体では多くの一般道路を抱え、老朽化構造物の維持管理に関する必要性を認識しながらも、財政基盤や技術力の弱さのため、対応に苦慮していることや、各企業者が保有する点検要領（案）は、「労力のわりには構造物全体系の状況がわかりにくい」（2004年度研究）ことに着目したものである。

以下に、研究内容の概要を示す。

(1) 寿命の考え方に関する整理

機能的、物理的、経済的の各側面から決まる寿命のうち、物理的側面からの寿命について整理した。

(2) 80年を経過した橋梁（根岸橋）床版・橋脚の試験

試験は、横浜市道路局建設部橋梁課のご協力により、二級河川堀割川に架設される竣工後80年を経過した橋梁（根岸橋：1926年12月(大正15年12月)竣工、横浜市磯子区馬場町地先）の床版および橋脚を対象として、耐久性、耐荷性（使用性・安全性）の観点から行った。

試験実施に当たっては、(財)生産技術研究奨励会の特別研究会 RC-7（コンクリート構造物の劣化診断に関する研究委員会、以下、RC-7という。）関係各位に多大なるご協力を頂いた。以下、検討内容を示す。

- ・昨年度研究成果による具体的調査項目、方法等の選定
- ・床版、橋脚の非破壊・破壊試験
- ・床版の鉄筋引張試験
- ・調査結果（非破壊、破壊）の評価

(3) 簡便なカルテの提案

上記検討項目を整理し、カルテを提案した。

2. 老朽化構造物をはかる「ものさし」 ～「一般的な老朽化橋梁を対象にして」～

2.1 検討の方向性

老朽化構造物WGでは、2003年度に横浜みなとみらい地区に位置する「万国橋」を題材として老朽化橋梁のあり方を検討してきた。

万国橋の検討からは、社会資本が十分な設計、施工および施工管理のもとで建設され、重大な初期欠陥が無ければ、物理的な側面から寿命が定まらない可能性が指摘でき、経済的側面からの寿命の考え方に一定の成果を得た。

一方、ごく一般的な橋梁が老朽化し、物理的な側面から寿命が定まる場合の考え方については課題として残されていた。

老朽化構造物WGでは、この物理的な側面から定まる寿命に焦点を当て、耐久性や耐荷性（安全性、使用性）について構造物の状態を評価する手法について検討を試みた。

これは、土木構造物の物理的な寿命の評価方法として、すでに非破壊検査が数多く提案されているが、その適用には以下に示すとおり、未だに多くの課題を有していることを踏まえたものである。

- ・その精度や再現性など、信頼性が必ずしも明確になっていないものが多いこと
- ・もしくはそのように受け止められている手法が多いこと、
- ・計測結果が構造物の耐久性と明確に関連付けられていないものが多く、構造物の劣化を、ある一面から捉えて評価している場合が多いこと
- ・どの様な場合に効果的な評価が可能となるのか、適用性や、手法の組み合わせ等について定まった知見がないこと

本WGでは、昨期(2004～2005年度)に、RC-7委員会が2004年度に実施した、塩害により損傷が進んだPCポストテンションT桁橋や、ひびわれが主桁や床版に発生したRCT桁橋における、複数の非破壊検査の適用結果を整理し、老朽化橋梁の評価として、どの様にアプローチを行えばよいかについて検討を試みている。

今期は、その結果を踏まえ、一般的な老朽化橋梁として竣工後80年を経過した「根岸橋」を対象とした検討を行った。

2.2 対象構造物の構造特性や材料特性に基づく寿命のあり方

2.2.1 劣化と寿命

従来、コンクリート構造物はメンテナンスフリーに近いものと考えられ、橋梁の維持管理においても、次のように考えられていた。

- ・橋梁は、新設されてしばらくは、メンテナンスフリーに近い状態が続きほとんど維持補修費が発生しない（但し初期欠陥が明らかとなり多大な補修費が発生することも希にある）。
- ・次いで、徐々に直接使用に供する部分や目に付きやすい部分で損傷が進み、補修が行われるようになる（舗装劣化、高欄の腐食・損傷、地覆や伸縮装置の損傷など）。
- ・さらには、鋼橋の塗装が劣化し、点錆等が目立つようになると、景観上の問題や、腐食による劣化の進行を抑えるため塗装の塗り替えが行われる。

ところが近年、コンクリート構造物には、塩害、アルカリ骨材反応、床版疲労を始め、様々な劣化要因のあることが明らかとなっている。

また車両の大型化や社会的ニーズの変化から、通過車両の重量が増大し、法令を越えた過積載車両も横行することで、RC床版の疲労損傷や鋼部材の疲労亀裂の発生が問題となっている。地震などの災害に目を向けると、近年発生する地震は、これまで想定してきた規模を上回るものが目立つようになり、耐震基準がここ十年ほどの間に大きく様変わりしている。

このような実態交通の変化や耐震性能に関しては、老朽化というより機能的陳腐化の問題とも考えられるが、そのような場合も安全性を担保できなければ、一つの寿命と捉えることができ、大規模な補強工事、或いは架替工事の選択を迫られることとなる。（疲労損傷による劣化は、機能的陳腐化の放置による結果であると見ることもできる。）

道路ネットワークで考えた交通規制と迂回路をうまく利用することで、日常の利用を続けるという、近年の重要課題であるコスト縮減要求にも応じた長寿命化策も考えられるが、機能的陳腐化が運用により回避された後には、材料の劣化による寿命の評価が求められるものになると考えられる。

2.2.2 対象構造物の寿命

PC橋では、導入プレストレスの低下やコンクリートの強度低下による耐荷力の低下が安全性に関する寿命を決める要素となる。その原因として施工不良等の初期不良によるもの以外を考えると、塩害に伴うPC鋼材の腐食による破断、過積載車の通行によるPC鋼材の破断、もしくは曲げひびわれの発生と、それによる水分・塩分・酸素などの侵入による複合的な要因などが考えられる。その他、塩害や中性化による鉄筋腐食やASR等によるコンクリートの剥離、また剥離による鉄筋腐食の進行といった劣化の継続的な進行がある。この損傷が進行することによって、コンクリートの剥落につながれば、第三者影響度に問題

が発生する。またこの問題を放置するといずれは、PC鋼線の腐食破断につながる事が考えられる。またRC橋でも同様であり、主に主鉄筋の痩せや破断に至るような問題の発生が寿命を決める要素となる。

したがって、構造物の耐荷力に着目した判断をする上で、非破壊検査によって以上の点が直接または間接的に評価できるか、もしくは評価するとしたらどの様にすれば良いかが要点となる。

3. 根岸橋の概要

3.1 調査概要

「老朽化」を「材料の劣化による耐荷力の低下」とすると、「耐荷力」が使用性や安全性に「要求される性能を満足するかどうか」が判断基準の1つとなる。

寿命は、使用性や安全性を満足する維持修繕に関わる費用や頻度によって判断できると考えると、橋梁の物理的な寿命は、耐久性、安全性、使用性の側面に関する、主に妥当な経費で補修できる繰り返し回数（ライフサイクルコスト；LCC）によって定まると考えられる。

非破壊検査には、老朽化構造物の評価を行う上で必要となる情報を入手するために、引き続き性能の向上や適用性の検証、利用方法の開発が求められる。

上記を踏まえて、今期の本WGでは、非破壊検査の老朽化構造物評価への適用性について、昨期（2004～2005年度）に行った竣工後40年程度の既設PCおよびRC橋梁（1966～68年、昭和41～43年竣工）の事例研究に続き、竣工後80年を経た「根岸橋（1926年、大正15年竣工）」を対象とする検討を実施した。

調査内容は、根岸橋に関する建設当時の材料、施工、設計等に関する資料調査、ならびに実橋から切り出した試料を用いた非破壊試験・破壊試験である。

3.2 歴史的側面

今回検討対象とした根岸橋は、横浜市磯子区の東端部をほぼ南北に流れる二級河川・堀割川に架設された三径間連続鋼鈑桁 RC 床版橋である。根岸疎開道路¹⁾(JR 京浜東北線根岸駅方面から堀割川の右岸にある国道 16 号線に通じる街道)と国道 16 号線の交点、堀割川河口(根岸湾)から約 1.5km の位置に架設されている。

- ・ 諸 元：
 - ・ 橋長 26.9m、幅員 10.0m (車道 6.0m、歩道 2.0m×2)
 - ・ 三径間連続鋼鈑桁 RC 床版橋
- ・ 工 期：大正 15 年 3 月～大正 15 年 12 月(1926 年)
- ・ 工事費：¥42,959.27 円 (大正 15 年 3 月時点)

本橋は、関東大震災(大正 12 年)によって大破した木橋の復興橋梁として完成²⁾し、築造後 80 年以上を経過している。関東大震災の震災復興事業では、復興橋梁が国執行(37 橋)および市執行(141 橋)に区分されていたが、根岸橋は市執行として施工された。

現在、根岸橋は著しい老朽化のため、①現行基準に合わせた架け替えによる耐震性の向上、②歩道拡幅、道路勾配等改良によるバリアフリー化、③上町側橋詰め交差点改良及び道路線形見直しによる交通安全対策を目的として、架替および歩道拡幅等の改良工事が進められている。

以下、図-3.2.1 に位置図、図-3.2.2 に一般図、写真-3.2.1 に周辺の航空写真を、写真-3.2.2 に旧橋現況、写真-3.2.3 に新橋架設状況を示す。また写真-3.2.4～3.2.7 には架替え工事の時点での根岸橋(旧橋)の状況を、図-3.2.3 に架替工事の完成予想図を示す。



図-3.2.1 根岸橋位置図

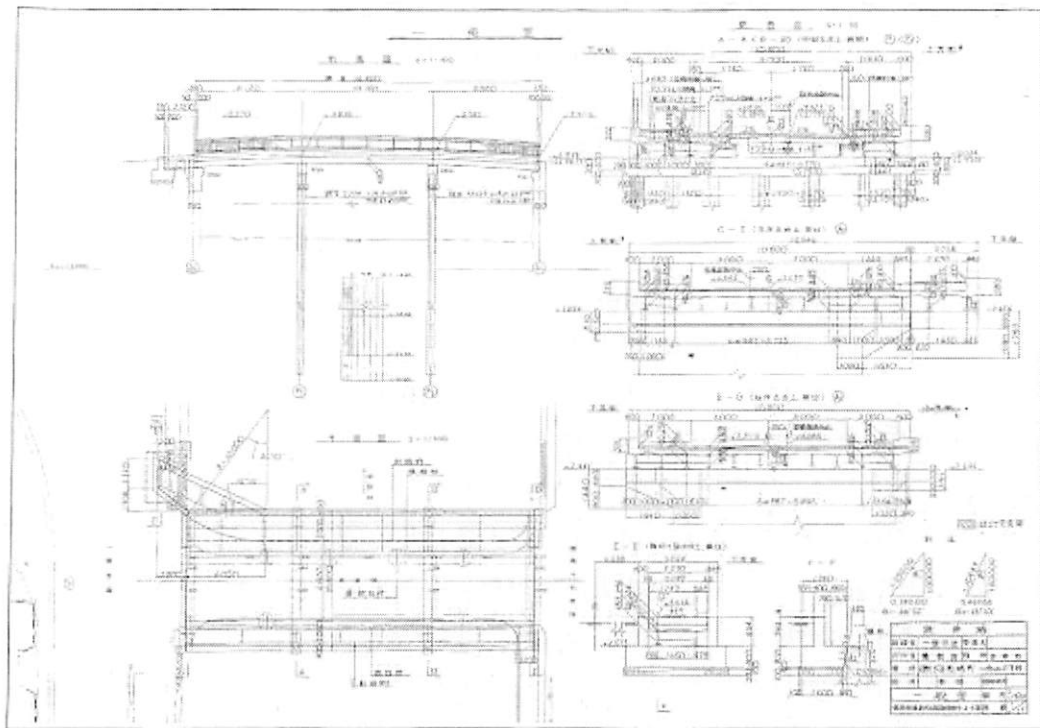


図-3.2.2 根岸橋一般図

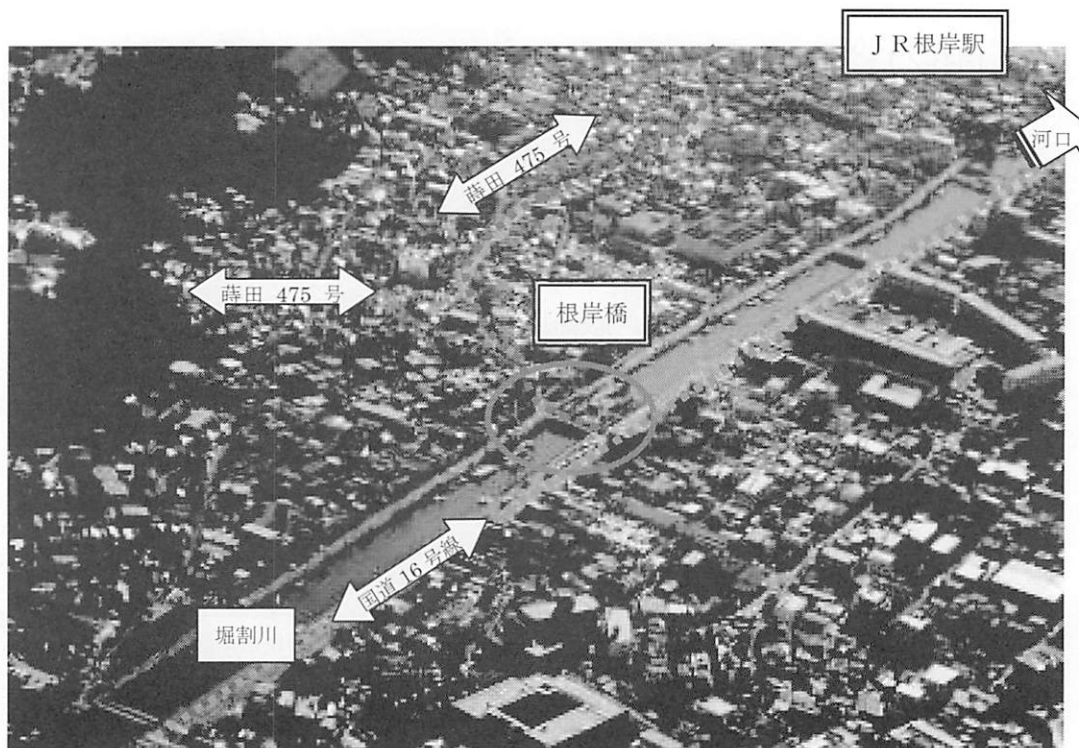


写真-3.2.1 根岸橋周辺の航空写真（2006年1月）



写真-3.2.2 根岸橋現況（旧橋）写真（上流側：2005年6月）



写真-3.2.3 根岸橋現況（新橋）写真（左岸側：2007年1月）

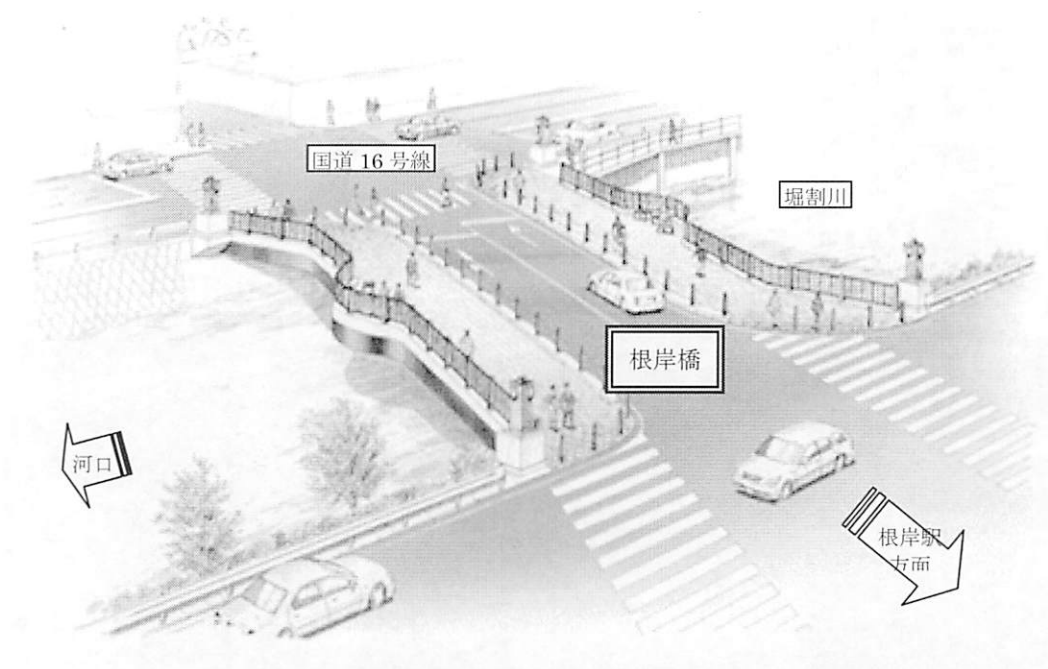


図-3.2.3 根岸橋架替工事完成予想図（2007年3月竣工予定）

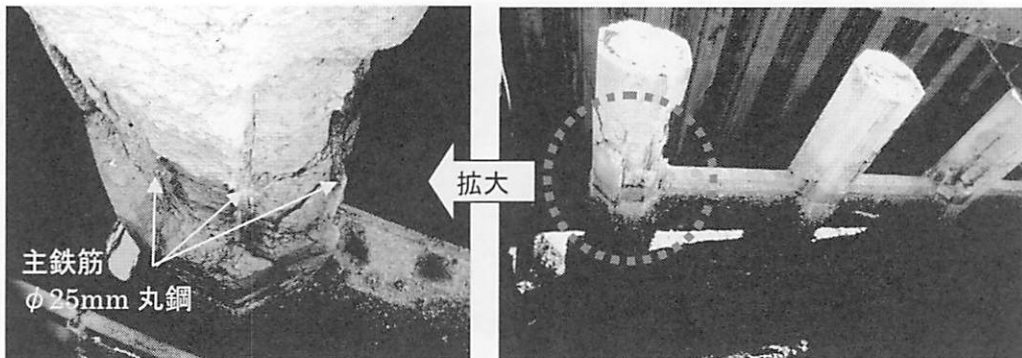


写真-3.2.4 右岸P2橋脚の劣化状況

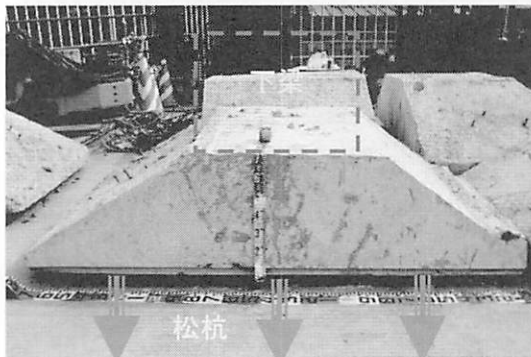


写真-3.2.5 フーチング切断状況

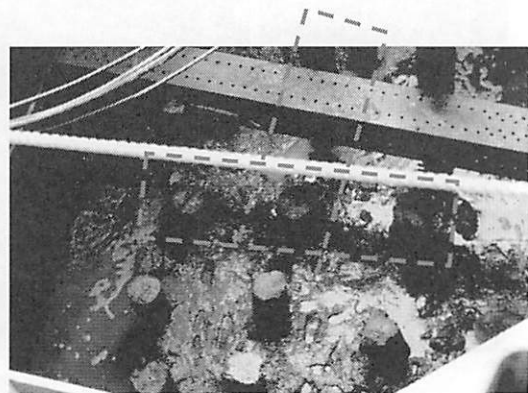


写真-3.2.6 基礎杭(松杭)配置(1基3×9本)

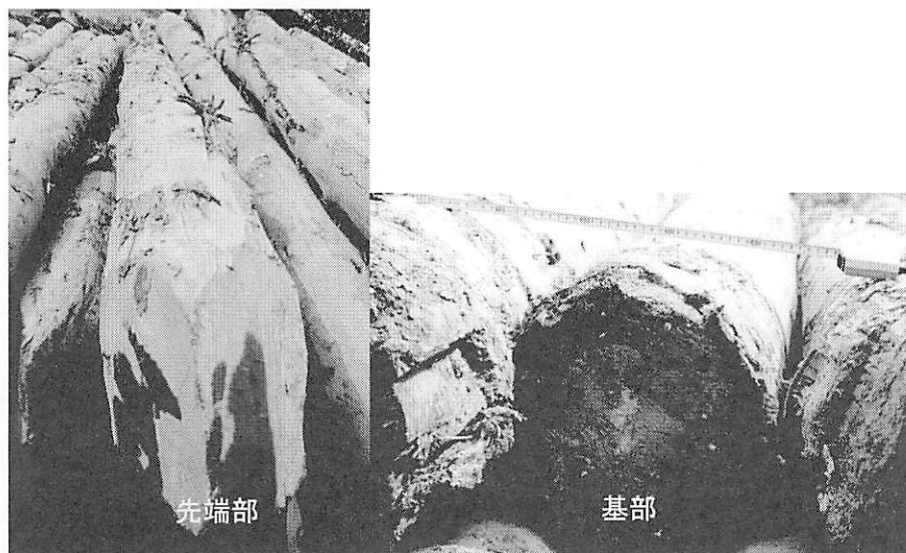


写真-3.2.7 基礎杭（松杭）の先端部および基部

参考文献

- 1)横浜市道路局：愛称道路，昭和59年4月
- 2)横浜市役所：横浜復興誌第二編，昭和7年3月

3.3 工事費

根岸橋の工事費は、大正 15 年 3 月(1926 年)建設当時の資料 2)によれば、¥42,959.27 円である。ここでは、これを平成 18 年度(2006 年度)時点で再調達するものとして、現在価値への置換えを試みた。

一般に、異なる時点の経済活動を比較する際には、物価の変動による名目値の変動を取り除き、実質的な数値を算出することが必要であるが、この実質値は名目値の価格変化を表す物価指数(デフレーター)で除すことで求められる。

今回の試算に用いたデフレーターは、検討対象が土木構造物であることから、統計数値の存在する昭和 26 年度から平成 18 年度までの期間は、国土交通省公表の「建設工事費デフレーター」を、統計数値がない大正 15 年度(1926 年度)から昭和 26 年度(1951 年度)までの期間については、「長期経済統計 8 物価(大川一司編)」中の「投資財個別価格指数 建設工事費指数」を組み合わせて用いた。

表-3.3.1 は検討結果を示す。現在の再調達価格として求めた工費は、約 60,000,000 円程度と算出された。この金額への基礎部分の構造やその算入の有無は確認できないが、概ね妥当な結果が得られたものと考えられる。この額は、表-3.3.2 に示す 2003 年度に算出した万国橋の現在価値(約 300,000,000 円)の概ね 1/5 であった。

表-3.3.1 根岸橋の現在価値

(単位:円)

	S1=100とした際の指数	評価年	工費①
竣工時	100.00	1926	42,959.27
2005年度	135202.70	2005	58,082,093

表-3.3.2 万国橋の現在価値

(単位:円)

	S15=100とした際の指数	評価年	工事費
竣工時	100.00	1940	287,636.46
2002年度	110113.64	2002	316,726,976

3.4 根岸橋の周辺環境

3.4.1 周辺地域の変遷

地形図から、根岸橋周辺地域の変遷を追った。図 3.4.1.1～3.4.1.6 に各年代での地形図を示す。

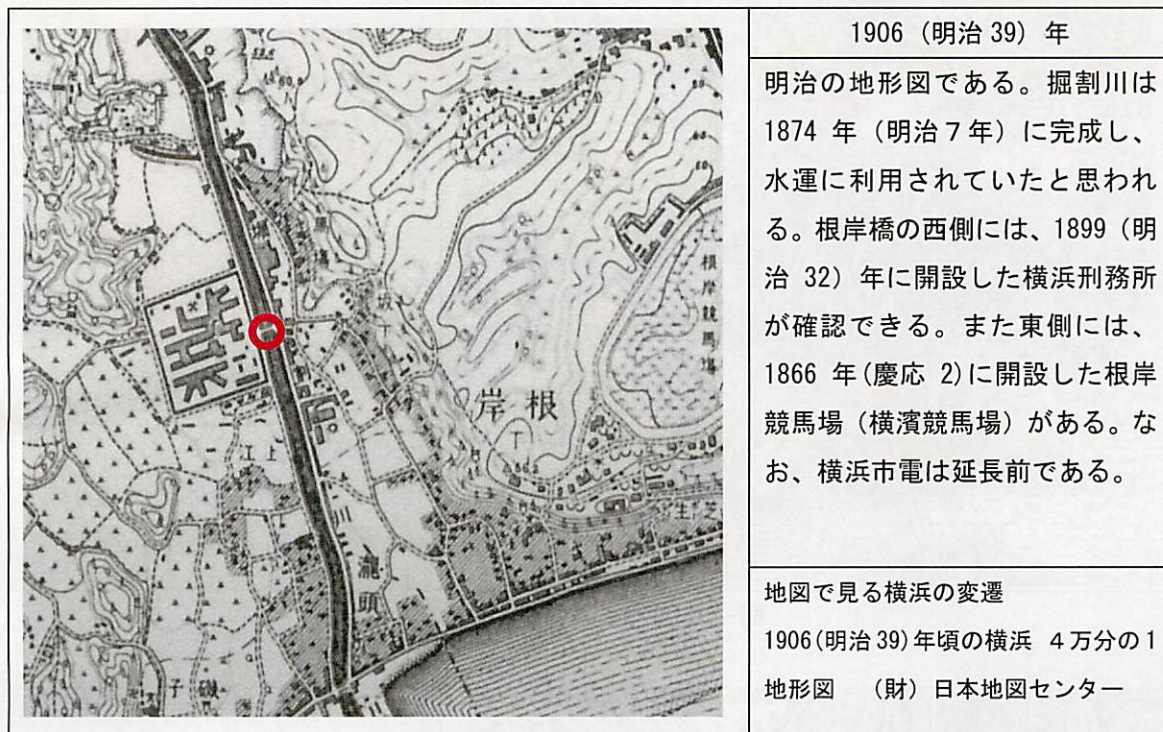


図-3.4.1.1 1906 (明治 39) 年



図-3.4.1.2 1922 (大正 11) 年

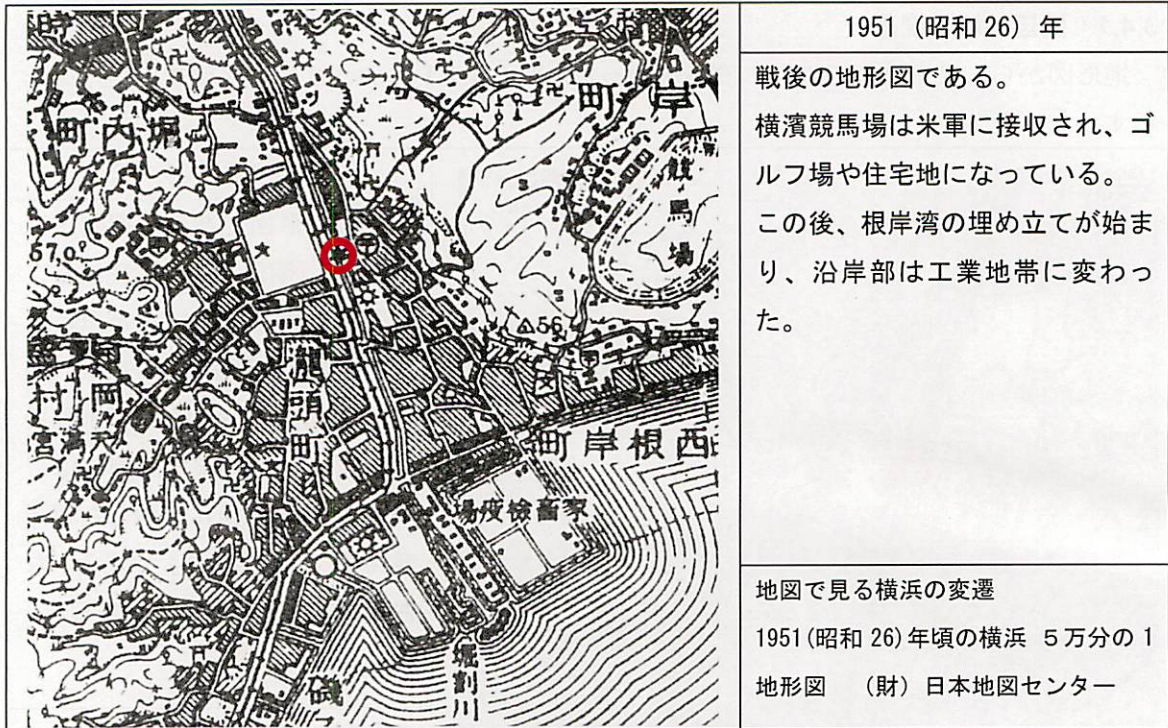


図-3.4.1.3 1951(昭和26)年

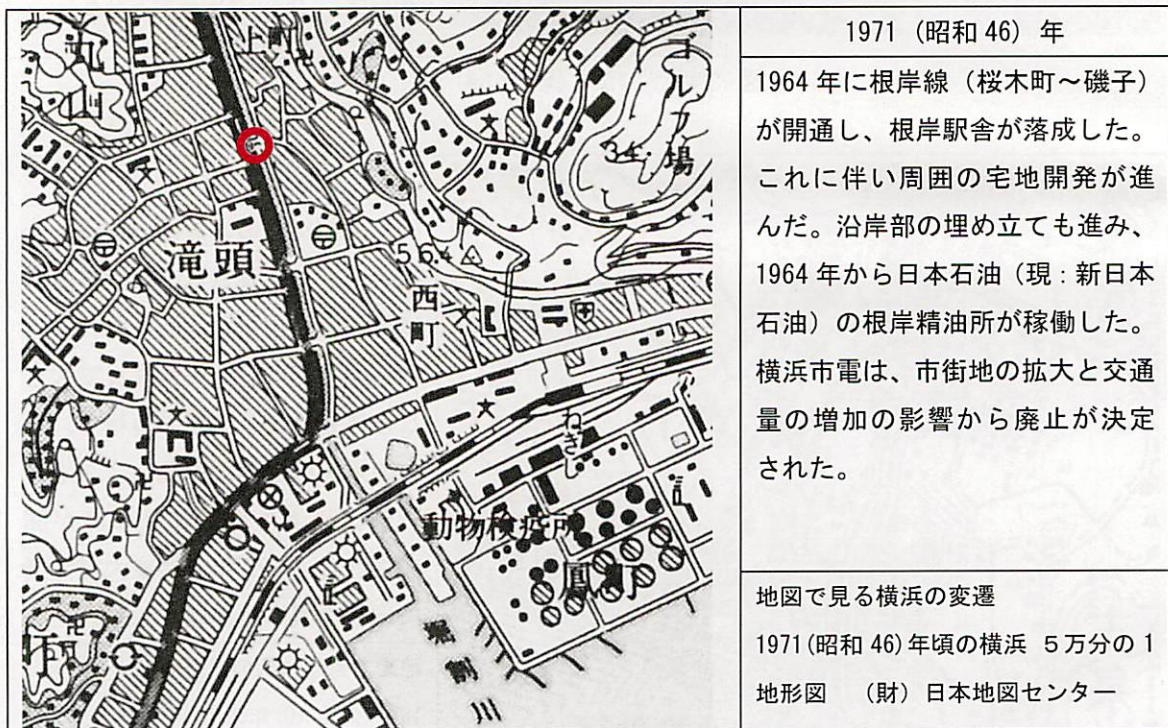
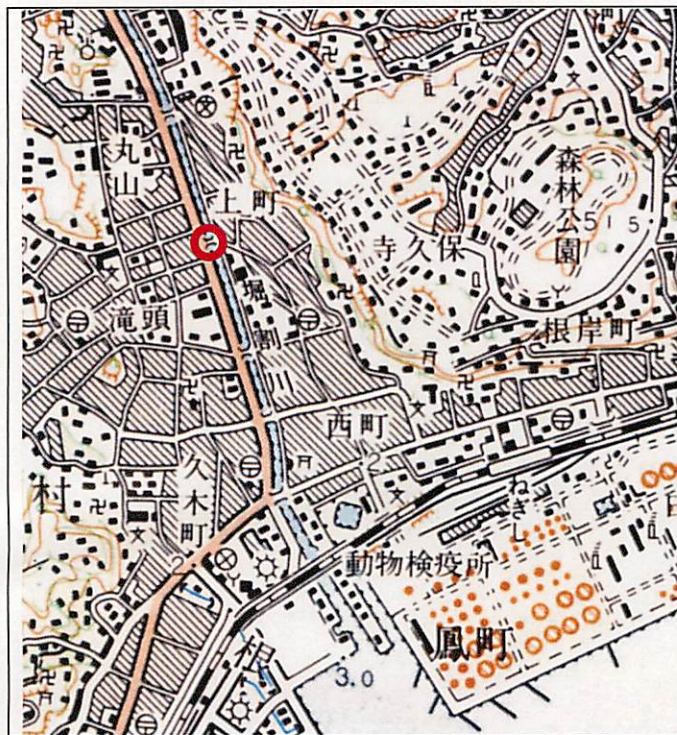


図-3.4.1.4 1971(昭和46)年

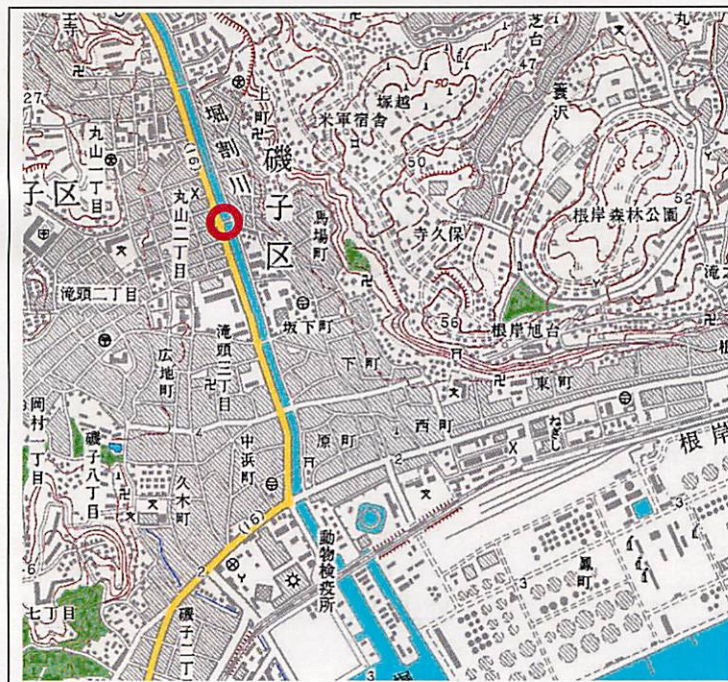


1995 (平成 7) 年

1972 年に横浜市電が全廃止となり、線路は撤去された。
これに伴い、横浜市電、根岸橋停留所も撤去された。
周囲の滝頭車庫は横浜市営バス滝頭営業所となり、横浜市電保存館が併設された。
横浜競馬場は返還後も周囲の宅地化の影響から再開されず、跡地は根岸森林公園等になった。

地図で見る横浜の変遷
1995 (平成 7) 年頃の横浜 5 万分の 1 地形図 (財) 日本地図センター

図-3.4.1.5 1995 (平成 7) 年



1999 (平成 11) 年

根岸橋周辺は商業地域が広がり、根岸橋は住宅地をつなぐ通路となっている。また、湾岸の工場地帯から国道 16 号線への接続道として利用されていると思われる。平成 16 年から耐震性の向上と歩道拡幅、道路勾配等改良によるバリアフリー化を目的とした根岸橋の掛け替え工事が開始され現在に至る。

国土地理院 1999 (平成 11) 年度発行 2 万 5 千分の 1 地形図

図-3.4.1.6 1999 (平成 11) 年

(参考文献)

- ・ (財)日本地図センター：地図で見る横浜の変遷
- ・ 横浜市HP
- ・ 磯子区HP
- ・ 横浜市電保存館HP

3.4.2 現在の用途地域

根岸橋周辺地域における現在の用途は、図-3.4.2.1 に示すとおり、国道 16 号線、堀割川を境に、「第 1 種住居地域」と「近隣商業地域」に区分されている。根岸橋は、堀割川を越えて住居地域と商業地域（根岸橋通り商店街など）とをつなぐ通路であるとともに、ここを通過する市道蒔田 475 号線は、新日本石油精製根岸製油所からの大型タンクローリー車の通路でもある。

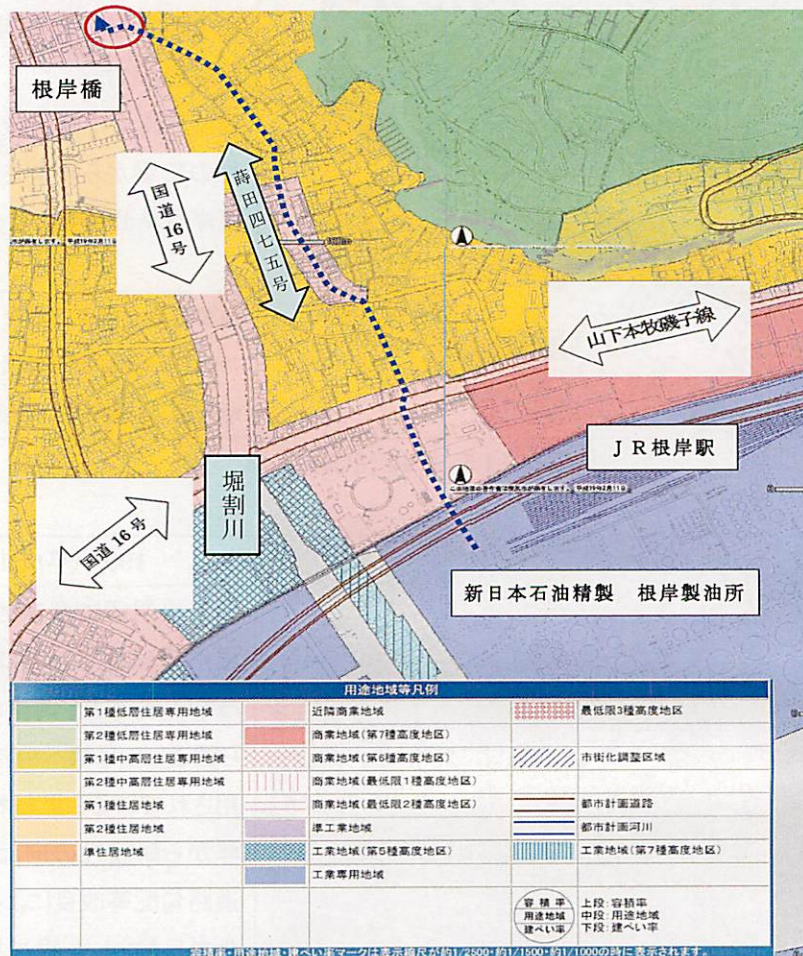


図-3.4.2.1 根岸橋周辺の都市計画(用途地域)*

*参考文献：横浜市まちづくり調整局

まちづくり地図情報「i-マップー (<http://www.city.yokohama.jp/tokei/>)」

3.4.3 周辺の交通量

根岸橋の交通量を表-3.4.3.1 に示す。同橋は、国道 16 号線への車道幅員 6m の一方通行路であるが、幅員が狭い割には大型車の混入率は 10%前後と比較的多いものと思われる(国道 1 号線：横浜市神奈川区反町での大型車混入率 13.8%(平成 17 年道路交通センサスデータ参照))。これは、上述のとおり、同橋が国道 16 号線に隣接し、近隣製油所からの大型車が通行していることが影響したものと思われる。

表-3.4.3.1 根岸橋の交通量

項目 時期	通過交通量 (24 時間)	大型車混入 (混入率)	摘要
現況	2000 台	250 台 (12.5%)	平成 13 年
計画	3000 台	280 台 (9.3%)	平成 22 年

(横浜市道路局建設部橋梁課からの入手データによる)

このため、根岸橋の改良工事にあたっては、大型車両の通過と歩行者のバリアフリーに配慮した道路線形、勾配や歩道拡幅の改良等が計画されたものと考えられる。

3.5 当時の使用材料、配合、施工について

今回撤去された根岸橋は、1923年（大正12年）に発生した関東大震災により大破した木橋の復興橋梁として、1926年（大正15年）に施工された3径間連続鋼板桁RC床版橋である。フーチング、橋脚および床版が鉄筋コンクリート構造として建設された。使用材料、配合および施工方法についての詳細な資料は残されていないが、切り出しされた試料や当時の施工方法などについて考察した。

3.5.1 材 料

1) コンクリート

明治期は、欧米からの技術が盛んに導入された時期であり、国内では1875年に官営深川製作寮出張所にてポルトランドセメントの製造が開始され、八幡製鐵所では1901年に丸鋼および小型棒鋼の製造が開始された。

写真-3.5.1.1に示すように切り出された試料を観察すると、骨材には最大寸法25mm程度の玉砂利が使用されていることがわかる。また、骨材量も多いことから、硬練りのコンクリートが打ち込まれたものと思われる。

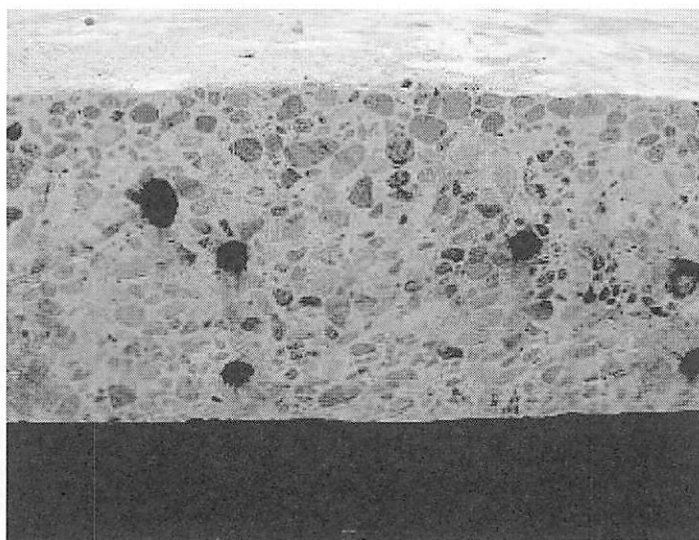


写真-3.5.1.1 根岸橋切り出し試料の断面(床版)

2) 鉄 筋

鉄筋については、はつり出して観察したところ、丸鋼と異形鉄筋が混在していることが確認された。橋脚には $\phi 25\text{mm}$ 径の丸鋼（写真-3.5.1.2参照）が、床版には $\phi 16\text{mm}$ の異形鉄筋が主に用いられていた。関東大震災前には、すでに異形鉄筋が技術導入されており、明治および大正初期まではヨーロッパのアンネビック工法が主流を占め、その後、アメリカのカーンバー、リップバーなどの異形鉄筋が主流となっていたが、アメリカ式配筋法による建物が、関東大震災により大被害を受けたため、大正末期以降は急激に衰退し、異

形鉄筋はしばらく姿を消すことになった。こうした時代背景から根岸橋では丸鋼と併用された可能性も考えられる。1921年（大正10年）に建設された建物の基礎に使用されていた異形鉄筋を写真-3.5.1.3に示す。直径は約19mmであった。

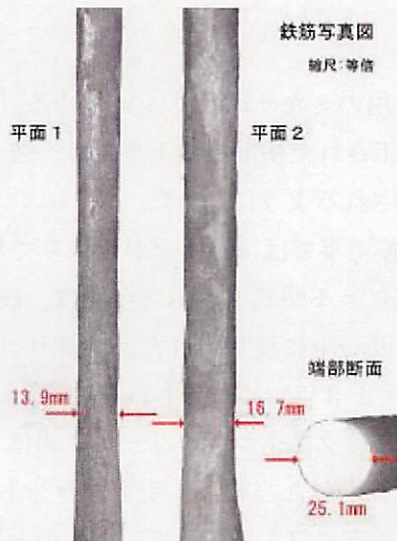


写真-3.5.1.2 根岸橋切り出し試料から取り出した鉄筋(橋脚)

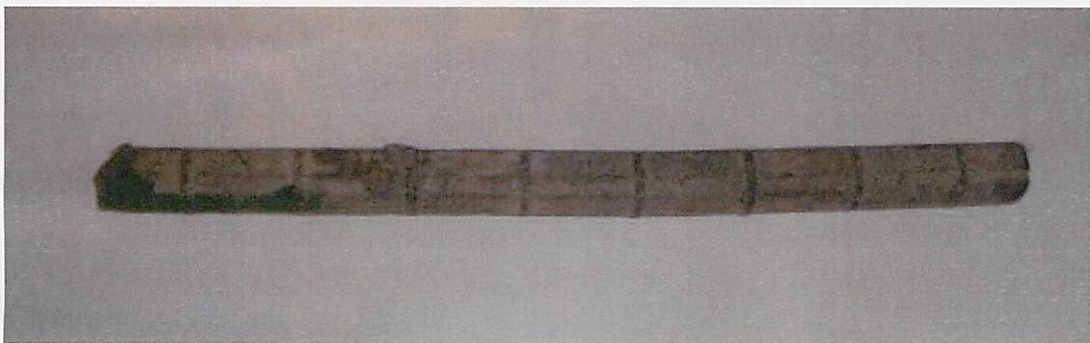


写真-3.5.1.3 大正時代の異形鉄筋(直径約19mm)

3.5.2 配合

明治初めのコンクリートの配合設計には理論的根拠はなく、容積比率によって経験的に定められていた。大正初期でも、コンクリートの大部分は防波堤、擁壁、アーチ橋などの無筋コンクリートに多く使用され、鉄筋コンクリート構造物は極めて少なかった。当時は、ワーカビリティにより硬練り、中練り、軟練りの3種類のコンクリートに分けられていたようだが、試験方法が確立されていなかったため明瞭な区別はされていなかったようである。フレッシュコンクリートの試験方法としてスランプ試験、強度試験用に円柱供試体を使用するように標準が制定されたのは1926年（大正15年）である。したがって、根岸橋が施工された当時は、まだスランプ試験などが実施されていなかったものと推測される。

配合については、「横浜市橋梁設計標準」（横浜市土木局）にセメント：細骨材：粗骨材

=1:2:4 という記述があるが、水量に対する規定はなかった。したがって、コンクリートを製造する際に水量は適当に設定されていたものと推測される。

3.5.3 施 工

1)練混ぜ方法

明治初めにはコンクリート用のミキサはなく、いわゆる「手練り」でコンクリートは製造されていた。明治中期に施工された横浜築港工事では、図-3.5.3.1 に示すようにイギリス製の蒸気式ミキサにより製造されるようになった。

大正時代に入っても、小規模工事ではほとんどが手練りであったが、1912年（大正元年）には国産のミキサも開発された。不傾式ドラムミキサは、硬練りコンクリートには適さないため、主に軟練りのコンクリートに使用された。硬練りコンクリートにも適する可傾式のドラムミキサは1914年（大正3年）に輸入されている。

現在利用されているレディーミクストコンクリート工場は1950年代に入ってから普及していることから、根岸橋が施工された当時は、現場プラントによりコンクリートを製造して、硬練りのコンクリートが丁寧に打ち込まれていたものと思われる。

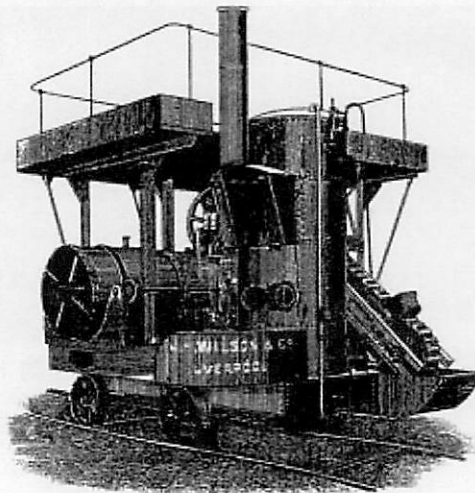


図-3.5.3.1 横浜港に使われたコンクリートミキサ

2)運搬・打込み・締固め方法

明治時代のコンクリートの運搬から締固めまでの一般的な方法は「造家必携」に記述されている。その概要は以下のようである。練りあがったコンクリートをバケツ、セメント樽、コンクリートカートなどにより運搬し、打込みは材料分離が生じないように90cm以内の落下高さとし、各層の高さが18~21cmを超えないようにした層打ちが奨励されていた。層面を平蛸と呼ばれる棒でたたいて締め固めていた。

根岸橋が建設された大正に入ると、施工の近代化が進み、それまで人力で行っていた製造、運搬を製造はミキサを使って行い、運搬はコンクリートタワー、シュートおよびカートにより行われていた。現在利用されているレディーミクストコンクリート工場やポンプ圧送による施工は1950年代に入ってから普及していることから、根岸橋が施工された当時は、現場プラントによりコンクリートを製造して、硬練りのコンクリートが丁寧に打ち込まれていたものと推測される。

型枠については、明治時代には、素板方式、ばら板方式などと呼ばれた松の板を用いた短冊状の堰板が使われていた。大正時代には、現在の工事にも通じるパネル化の工夫が始まり、框式混擬土堰枠などが開発された。パネル化によりコンクリート表面の精度は向上し、施工能率も向上した。

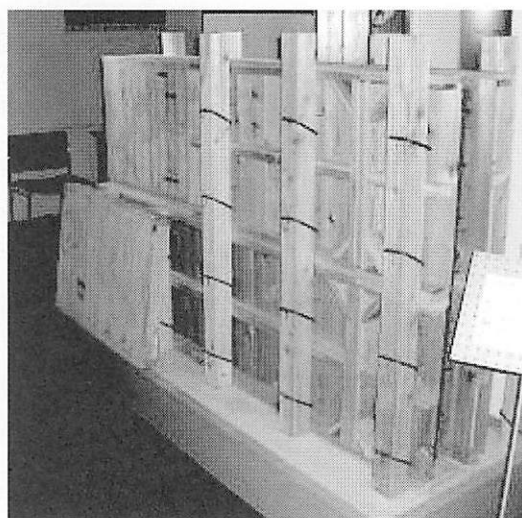


写真-3.5.3.4 框式混擬土堰枠

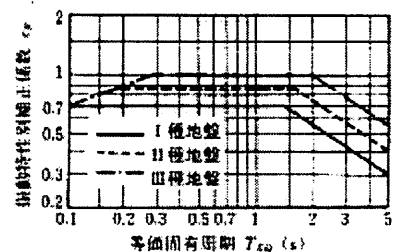
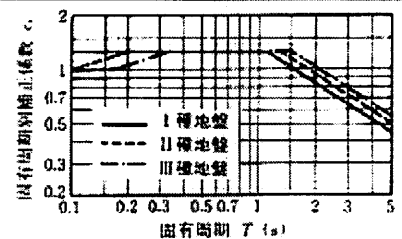
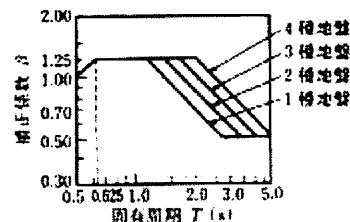
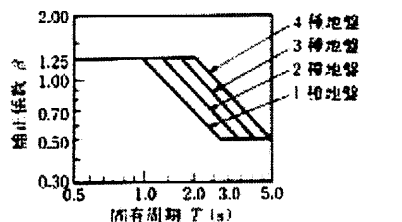
3.6 道路橋の設計について

3.6.1 耐震設計の変遷

日本における道路橋の耐震設計法は、1923年(大正12年)に起きた関東大震災を契機としている。1924年(大正13年)に内務省土木局より「橋台・橋脚等の耐震化の方法」が通達されたのが道路橋の耐震設計の規準化の始まりである。1926年(大正15年)の内務省制定の道路法「道路構造に関する細則案」では、初めて地震力に関する水平震度が規定された。1939年(昭和14年)には「鋼道路橋設計示方書案」が制定され、1956年(昭和31年)には日本道路協会より「鋼道路橋設計示方書」となった。さらに、1971年(昭和46年)には長大橋を除くすべての道路橋に対して現行の「道路橋耐震設計指針」が制定された。表-3.6.1.1 や図-3.6.1.1 に示すように、道路橋の耐震設計法は各時代や過去の地震の被害経験などにより大きく変遷してきている。

表-3.6.1.1 道路橋の設計震度の変遷

制定年	規定年	設計水平震度の規定			
1926年 (大正15年)	道路構造に関する細則案		沖積層	洪積層	
		古来しばしば大地震に遭遇せし地域	0.30	0.15	
		大地震の記録ある地域	0.25	0.13	
		大地震の記録なき地域	0.20	0.10	
1939年 (昭和14年)	国道路橋設計示 方書案		沖積層	洪積層	
		古来しばしば大地震に遭遇せし地域	0.40	0.20	
		古来大地震に遭遇せし地域	0.30	0.15	
		その他の地域	0.20	0.10	
1956年 (昭和31年)	国道路橋設計示 方書		軟弱地盤	やや良好な地盤	良好な地盤
		しばしば大地震が起こった地域	0.35-0.30	0.30-0.20	0.20-0.15
		大地震が起こったことのある地域	0.30-0.20	0.20-0.15	0.15-0.10
		その他の地域	0.20	0.15	0.10
1971年 (昭和46年)	道路橋耐震設計 指針	<p>設計水平震度：$k_d = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot k_s$</p> <p>$k_s$：標準設計水平震度 (=0.2)</p> <p>$\alpha_1$：地域別補正係数 (=1.00, 0.85, 0.70)</p> <p>α_2：地盤別補正係数 (=0.8, 1.0, 1.1, 1.2)</p> <p>α_3：重要度別補正係数 (=1.0, 0.8)</p> <p>修正震度法における設計水平震度：$k_{dm} = \beta k_s$ (橋脚高さ25m以上)</p> <p>β：構造物の固有周期による補正係数</p>			
1980年 (昭和55年)	道路橋示方書・ 同解説 耐震設計編	<p>1971年道路橋耐震設計指針と基本的には同一、主な改訂点は以下のとおり。</p> <p>1) 地域区分の境界線を変更した。</p> <p>2) 地盤種別は地盤の特性値によるものとした。</p> <p>3) 修正震度法の適用範囲を橋脚高さ15m以上とした。</p> <p>4) 修正震度法のβについて短周期側でのすりつけを考慮した。</p>			
1990年 (平成2年)	道路橋示方書 耐震設計編	<p>設計水平震度：$k_d = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \cdot k_{sc}$</p> <p>$k_{sc}$：標準設計水平震度 (=0.2)</p> <p>$c_1$：地域別補正係数 (=1.0, 0.85, 0.7)</p> <p>c_2：地盤別補正係数 (=0.8, 1.0, 1.2)</p> <p>c_3：重要度別補正係数 (=1.0, 0.8)</p> <p>c_4：固有周期別補正係数 (右図参照)</p> <p>地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度の標準値：k_{sc}</p> <p>k_{sc}：地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度の標準値 (=1.0)</p> <p>c_1：地域別補正係数 (=1.0, 0.85, 0.7)</p> <p>c_2：重要度別補正係数 (=1.0, 0.8)</p> <p>c_4：振動特性別補正係数 (右図参照)</p>			



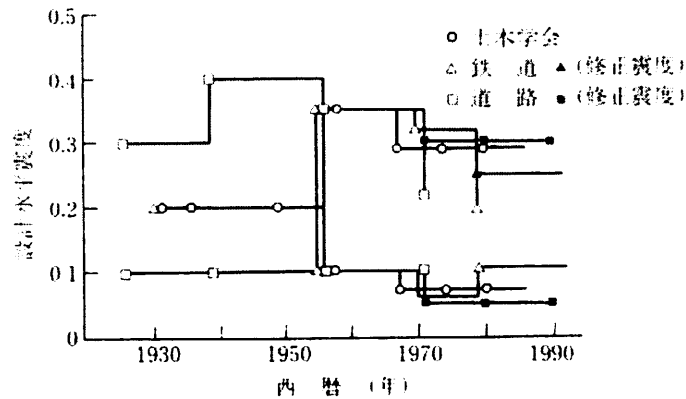


図-3.6.1.1 設計水平震度の変遷(許容応力度法)

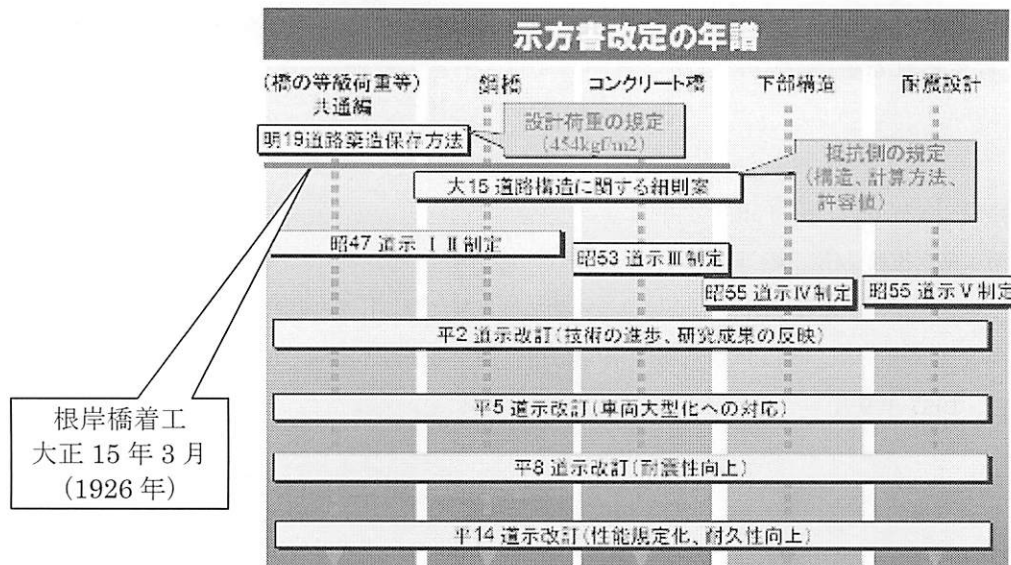
3.6.2 根岸橋の設計標準、設計方針

根岸橋が施工された大正 15 年 3 月(1926 年 3 月)には、表-3.6.2.1 に示すとおり、「道路法 (1919 年 4 月(大正 8 年 4 月)) 公布」および同法第 31 条の規定による「道路構造令及び街路構造令 (1919 年 12 月(大正 8 年 12 月)公布)」が公布済みであり、道路交通の主体は馬車や荷車とされていたが、道路の種類による規格・構造が規定されていた。また震災後の 1926 年 6 月(大正 15 年 6 月)には、急速に増加する自動車交通に対応して「道路構造に関する細則」が規定されているが、根岸橋着工の時点 (1926 年(大正 15 年 3 月)) では未公布であった。

一方、根岸橋 (現橋梁) は市執行として復興され、「横浜市橋梁設計標準 (横浜市土木局)」を設計標準として用いたことが「横浜市復興誌」に示されている。記録には同設計標準の制定時期が示されておらず、根岸橋の着工時点 (1926 年 3 月(大正 15 年 3 月)) での「横浜市橋梁設計標準 (横浜市土木局)」と「道路構造に関する細則」との正確な関係は不明であるが、この時点で「道路構造に関する細則」は公布されておらず、「横浜市橋梁設計標準 (横浜市土木局)」が適用されたと考えられる。両者を比較してみると、単位系や道路線形に関する規定の細かさなどで異なる点も見られるものの、同様の規定が多い。

したがって「横浜市橋梁設計標準 (横浜市土木局)」は、「道路構造に関する細則」に先駆けて横浜市の震災復興事業に適用されているが、同細則が公布間近であったことを考慮すると、両者には何らかの関連性が推察される。

表-3.6.2.1 道路橋示方書の改定年譜



現橋梁の設計に当たっては、「横浜市橋梁設計標準（横浜市土木局）」が用いられたと考えられるが、ここでは 1) 震災復興であること、ならびに 2) 河川での船舶交通が当時重要な交通手段であったことから、以下の方針が示されている。

- ① 「耐震的橋梁設計上の要領」としての基礎の不同沈下対策、および橋台・橋脚等の継手部分への鉄筋配置。
- ② 地震に伴う火災による橋梁の焼失に鑑み、鋼橋またはコンクリート橋による「不燃質構造」を選択。
- ③ 船舶交通を妨げない最小航路空間（幅 9.1m）、橋桁下高（東京湾中等潮位より最小 3.07m）の確保

一方、震災復興当時の横浜市内に流れる河川の幅は、最大で 55m（大岡川：弁天橋付近）、一般には 18～27m であり、また河川両岸にある側道の河岸高は一般に低く、基準面水位（東京湾中等潮位）+1.5～1.8m が一般的で、最大でも +5.5m（唯掘川）であった。

このため、市内の橋梁の多くで、橋桁下端高は河岸天端高 +1.3～1.5m 以上となり、橋桁高や床版厚を考慮すると、河岸側道と橋面天端には 2.5m に及ぶ高低差が発生することになった。この高低差が大きいと、橋梁と河岸の側道との取付けは困難となり、橋桁高をできる限り抑えることが必要となった。

頻繁な船舶交通を確保しながら橋桁高を抑えるには、その径間を最小航路空間の制限範囲で狭くすることになるが、市内の河川幅は先述のとおり一般に 18～27m であり、川幅に応じて三径間を中心に一径間の橋梁が計画されたものと考えられる。

以上、横浜市内の一般的な中小橋梁では、上記の理由から桁高が小さく、桁数が多い鋼桁橋の形式が選定されたものと推察される。根岸橋はその結果として、1926年(大正15年)建設当時から交通量や荷重の条件が大きく変わっても、80年近くを経るまで供用可能であったものと考えられる。

参考文献

- 1) 横浜市道路局：愛称道路、昭和59年4月
- 2) 横浜市役所：横浜復興誌第二編、昭和7年3月
- 3) 長瀧重義：コンクリートの長期耐久性[小樽港百年耐久性試験に学ぶ]、技報堂出版、1995年11月
- 4) 陸好宏史：コンクリート構造物(土木構造物)の耐震設計に関する最近の動向、コンクリート工学、Vol.35、No.9、pp.3-11、1997年9月

3.7 再現設計による建設当時および現行基準に基づく現状の安全度評価

建設当時の設計基準での再現設計を行って、建設当時の安全度を推定するとともに、現行基準に基づいた照査を実施して、現状の安全度を検証する。

3.7.1 橋梁諸元

建設時の設計図書は残っていないが、橋梁台帳及び現地実測結果から、根岸橋の諸元を以下のとおり推定した。

- ・構造形式……………3径間連続鋼鈹桁橋 (RC床版)
- ・橋長……………26.85m (8.12+10.15+8.08)
- ・幅員……………6.3m (当初)、10.8m (現況)
- ・下部工……………RCラーメン式橋脚

なお、本橋は二度に亘って次のように拡幅されたものと推測できる。

第一回拡幅: 柱①を設置して、下流側に歩道拡幅 (時期は不明)

第二回拡幅: 柱②を設置して上流側に歩道拡幅 (昭和 55 年 3 月)

建設時及び現況の横断面図を以下に示す。

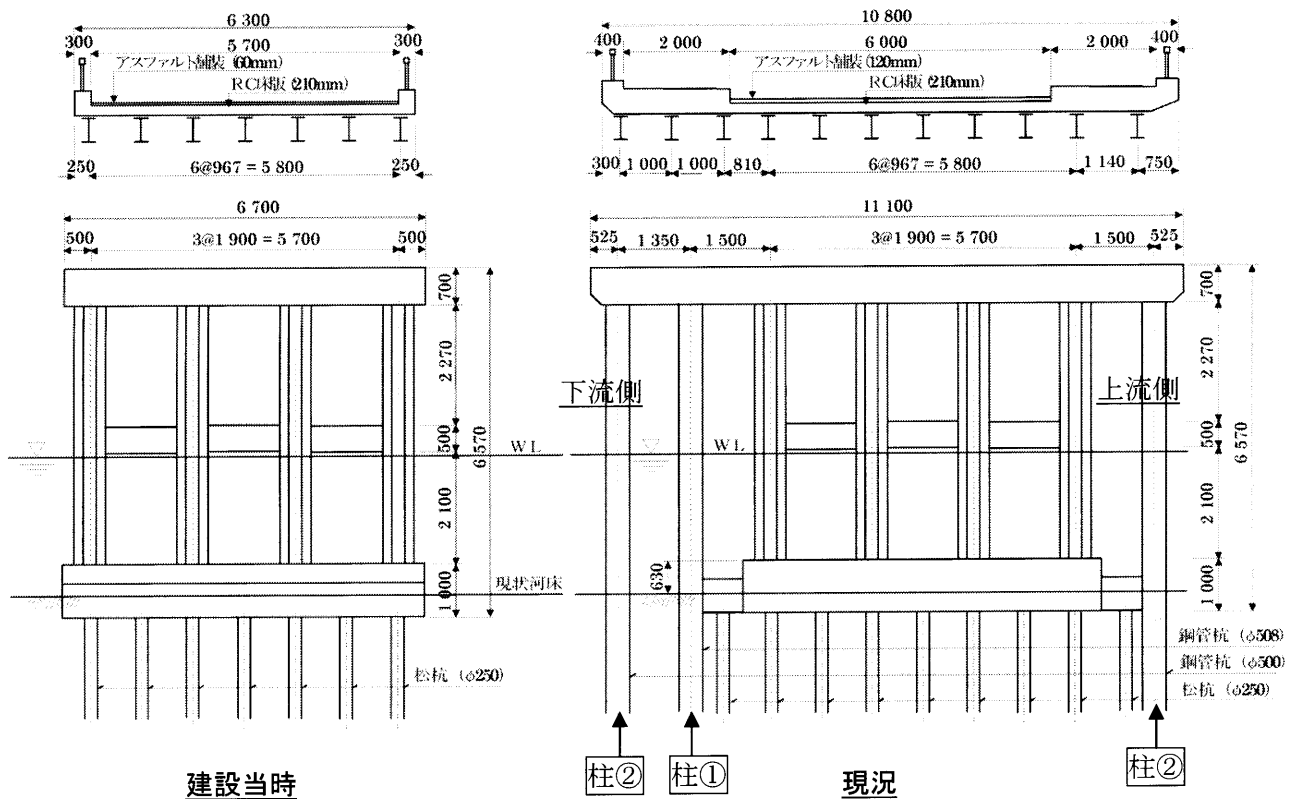


図-3.7.1.1 根岸橋 横断面図

3.7.2 設計基準

根岸橋の施工にあたっては、先述のとおり、「横浜市橋梁設計基準(横浜市土木局)」が適用されたものと考えられる。

同設計基準と現行基準とを対比して表-3.7.2.1～3.7.2.3に示す。

表-3.7.2.1 死荷重

	横浜市橋梁設計基準(大正 15 年)		現行基準	①/②
	当時 <small>ホンド</small> (封度/立方 呎)	①SI単位 <small>フィート</small> (KN/m ³)	②SI単位 (KN/m ³)	
鋼	490	78.4	77.0	1.018
鑄鉄	450	72.0	71.0	1.014
鉄筋コンクリート	150	24.0	24.5	0.980
コンクリート	140	22.4	23.0	0.974
モルタル	100	16.0	21.0	0.762
アスファルト舗装	130	20.8	22.5	0.924
木材	25～60	4.0～9.6	8.0	0.5～1.2

注) 10,000封度=44.5KN

表-3.7.2.2 活荷重

	横浜市橋梁設計基準(大正 15 年)		現行基準	①/②	
	当時	①SI単位	②SI単位		
大型車	26,600封度 <small>ホンド</small> (22 呎×9 呎)	118KN (6.71 m×2.74 m)	T荷重—200KN (0.2 m×2.75 m)	0.590	
			L荷重—223KN (6.0 m×2.75 m)	0.529	
分布荷重	車道	125(<small>ホンド</small> 封度/ <small>フィート</small> 平方 呎)	6.0(KN/m ²)	3.5(KN/m ²)	1.714
	歩道	100(<small>ホンド</small> 封度/ <small>フィート</small> 平方 呎)	4.8(KN/m ²)	3.5(KN/m ²)	1.371
衝撃係数	0.30	—	0.34	0.882	

注) 大型車荷重の()内は、載荷面の辺長を示す。

表-3.7.2.3 許容応力

	横浜市橋梁設計基準(大正 15 年)		現行基準	①/②	
	当時 <small>ホンド</small> (封度/立方 吋)	①SI単位 <small>インチ</small> (KN/mm ²)	②SI単位 (KN/mm ²)		
鋼材	引張	17,000	117	140	0.836
	圧縮	11,400	79	112	0.705
鉄筋	引張	17,000	117	140	0.836
コンクリート	曲げ	650	4.5	7.0	0.643
	せん断	40	0.28	0.22	1.273

注、 1) 鋼材の許容圧縮応力は、根岸橋の主桁形状に対する値を示す。

2) 横浜市橋梁設計基準には鉄筋の許容応力について記載されていないため、鋼材と同等とした。

3) コンクリートの許容応力は、強度を 21 N/mm²と仮定して算出した。

4) 鉄筋は、床版:SD235、橋脚柱:SR235と推定した。

3.7.3 設計震度

1) 当初設計

「横浜市橋梁設計標準(横浜市土木局)」(大正 15 年)には、地震荷重に関して「主要街路の橋台又は擁壁の土圧計算には本市地方における最強地震力の四分の三を用いるものとす。耐震計算については内務省規準によるものとす。」と記述されている。

関東大震災における根岸橋を含む横浜市の震度は図-3.7.3.1 より「6強」と推定され、加速度レベルは図-3.7.3.2 より 300gal 以上となるため、

$$300 \times 3/4 = 225 \text{gal}$$

$$k_h = 225/980 = 0.23$$

となる。

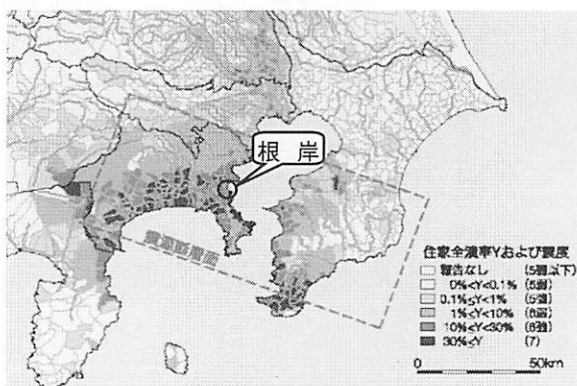


図-3.7.3.1 関東大震災の震度分布
「関東大震災—大東京圏の揺れを知る」(鹿島出版会)より

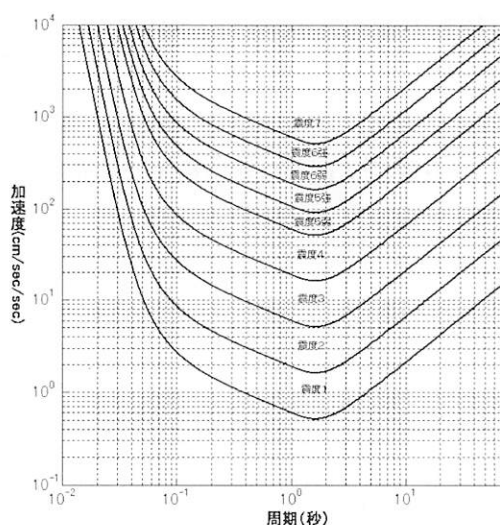


図-3.7.3.2 震度と加速度
(気象庁: 気象統計情報より)

しかし、上記設計標準には橋脚についての記述がないこと、その後の耐震基準では 0.2 が採用されていることから、本橋の設計震度は $k_h = 0.2$ と推定する。

2) 現況照査

道示(H14 年版)より、

$$k_h = C_Z \times k_{h0} = 1.0 \times 0.25 = 0.25$$

となる。

ここに、

C_Z : 地域別補正係数、A地域

k_{h0} : 水平震度の標準値、II種地盤(沖積層厚が 5~25m) に対して 0.25

3.7.4 床版の応力照査

建設当時の横浜市橋梁設計標準には、床版の設計曲げモーメントの規定はないが、輪荷重の分布や鉄筋コンクリート版の有効幅については記載されているので、これらに基づいて設計曲げモーメントを求める。

1) 建設当時の曲げモーメントの推定

輪荷重の分布面寸法は、

車両進行方向: 8吋 = 20cm (現行 20cm)、車両直角方向: 13吋 = 33cm (現行 50cm) であり、床版上面に対しては舗装内で 45° 分布で広がる、とされている。

したがって、床版に対する荷重分布幅は、舗装厚 6cm を考慮して、

橋軸方向: 32cm、直角方向: 45cm

となる。

また、鉄筋コンクリート版の有効幅は、図-3.7.4.1 に示すように、荷重載荷位置から支持桁まで平面的に約 34° で広がる、としている。

これより、

支間中央部の荷重に対して: 有効幅 0.96m

支点上の荷重に対して : 有効幅: 0.32m

(支点上の荷重に対しては、分散効果を考えないと仮定する。)

と想定した。

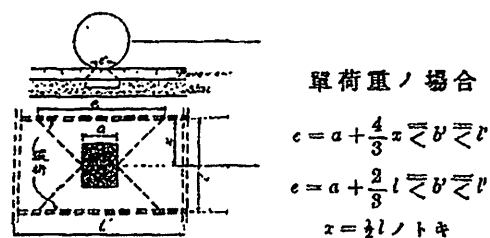


図-3.7.4.1 鉄筋コンクリート版の有効幅
「横浜市橋梁設計標準(横浜市土木局)」(大正 15 年)より

2) 応力照査

現行道示による照査結果と併せて、表-3.7.4.1 に示す。現行基準でも応力は超過しない。

表-3.7.4.1 床版の応力照査結果

	単位	上面引張		下面引張		
		当時	現況	当時	現況	
床版厚	mm	210		210		
配筋		引張側: D16@150(50 mm) 圧縮側: D16@300(50 mm)		引張側: D16@150(50 mm) 圧縮側: D16@300(50 mm)		
曲げモーメント	KN·m	16.6	15.6	8.6	14.9	
応力度	σ_c	N/mm ²	3.7	3.5	1.9	3.3
	σ_s	N/mm ²	91	85	47	82
許容値	σ_{ca}	N/mm ²	4.5	7.0	4.5	7.0
	σ_{sa}	N/mm ²	117	120	117	120

注、1) 輪荷重は、当時: 10,000 封度 (= 44.5KN)、現況: 100 KN (B活荷重) とした。

2) () 内は、かぶりを示す。(鉄筋中心位置)

3.7.5 橋脚の応力照査

図-3.7.1.1 の桁配置による上部工反力を求め、橋脚に作用させて設計断面力を求める。

なお、設計対象は反力の大きいP2橋脚とする。

1) 上部工反力

概略設計から得られた各主桁の反力は以下のとおりである。

表-3.7.5.1 上部工反力

		死荷重	活荷重				
			ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5
当初	G1	82.7	39.3	30.7	14.1	—	—
	G2	69.1	87.1	85.3	42.7	—	—
	G3	73.0	83.8	87.7	84.2	—	—
	G4	73.2	43.2	83.8	87.7	—	—
	G5	73.0	64.3	43.5	84.2	—	—
	G6	69.1	47.3	64.1	42.7	—	—
	G7	82.7	12.6	33.0	14.1	—	—
	Σ	522.8	377.6	428.1	369.7	—	—
現況	G1	132.6	11.8	14.8	13.9	0.0	0.0
	G2	121.2	36.3	21.1	20.4	2.2	0.1
	G3	106.9	66.7	32.8	34.3	33.2	11.6
	G4	82.4	118.0	118.5	82.3	81.5	21.7
	G5	87.5	65.0	135.9	63.1	71.4	18.6
	G6	87.9	96.6	129.5	129.5	96.6	19.3
	G7	87.8	71.5	63.1	136.0	63.0	12.1
	G8	88.0	95.7	96.8	129.7	129.6	25.3
	G9	93.5	59.1	58.0	56.7	121.6	0.6
	G10	93.5	5.0	26.5	29.0	49.9	32.5
	G11	226.9	-0.1	18.0	17.2	13.7	37.3
Σ	1208.2	625.6	715.0	712.1	662.7	179.1	

注、1) 死荷重は、表-3.7.2.1 に示す各時代の基準値とした。

2) 活荷重は、当初:12t、現況:A活荷重、とした。

3) 網掛け部は、各桁の反力が最大となる状態を示す。

2) 応力照査

橋脚を骨組みモデルに置換し、上記上部工反力、橋脚自重、地震時慣性力を作用させて、橋脚各部の設計断面力を算出し、断面応力度の照査を行った結果を表-3.7.5.2～3.7.5.4 に示す。

この結果から、

①橋脚柱(RC柱)

表-3.7.5.3 橋脚柱(RC柱)の応力照査結果

	単位	橋軸方向			直角方向		
		当時	現況		当時	現況	
		$\mu=0.10$	$\mu=0.20$	$\mu=0.25$			
断面	mm	$\phi 600$					
配筋		8- $\phi 25$ (かぶり 65mm)					
断面力	M	KN·m	112.3	151.3	183.4	57.5	155.9
	N	KN	178.9	303.1	303.1	176.0	417.6
	S	KN	27.0	33.7	39.7	42.5	99.6
応力度	σ_c	N/mm ²	7.2 < 6.8	9.7 < 10.5	11.8 < 10.5	3.6 < 6.8	9.9 < 10.5
	σ_s	N/mm ²	141 < 176	174 < 210	228 < 210	51 < 176	152 < 210
	τ	N/mm ²	0.11 < 0.42	0.13 < 0.33	0.16 < 0.33	0.19 < 0.28	0.40 < 0.22

注、1) 支承条件は可動とし、摩擦係数は下記のとおりとした。

道示によれば、可動支承の摩擦係数として、次の値が示されている。(S48 道示)

摩擦機構	支承の種類	摩擦係数
ころがり摩擦	ローラーおよびロッカー支承	0.05
すべり摩擦	ふっ素樹脂支板支承	0.10
	高力黄銅鑄物支承板支承	0.15
	鑄鉄の線支承	0.20
	鋼の線支承	0.25

支承形式は不明なため、当時:0.10、現況:0.20 または 0.25 と想定した。

$\mu=0.25$ のケースは、支承条件が固定の場合に相当する。

- 2) 網掛け部は許容値超過を示す。
- 3) 直角方向のせん断は常時、その他は地震時
- 4) 当時の基準にはコンクリート部材の地震時割増しに関する記述がないため、現行基準に準じて 50% とした。

②脚柱(鋼管柱)

表-3.7.5.4 橋脚柱(鋼管柱)の応力照査結果

	単位	橋軸方向		直角方向	備考	
		$\mu=0.20$	$\mu=0.25$			
断面	mm	$\phi 500(t=12)$		$\phi 508(t=12.7)$		
断面力	M	KN·m	440.1	524.0	59.6	
	N	KN	158.4	158.4	254.4	
	S	KN	95.7	113.5	20.1	
応力度	σ_c	N/mm ²	210 < 155	248 < 155	40 < 155	有効座屈長 11m
	τ	N/mm ²	6.9 < 120	8.2 < 120	1.4 < 120	

注) 網掛け部は許容値超過を示す。

3.7.6 まとめ

建設当時の再現設計と拡幅後の現況に対する応力照査を行った結果を以下にまとめる。

1) 床版

主桁間隔に比して床版がかなり厚いため、当時の約 2 倍の大きさの現行活荷重に対しても応力超過しない結果となった。

これは、当時のコンクリート許容応力が低く抑えられていたことに加え、輪荷重に対する床版の設計曲げモーメントをかなり安全側に求めているのではないかと考えられる。

床版応力が小さいことは、80 年を経過した現在でもほとんど損傷が認められないことの、大きな要因のひとつである。

2) 橋脚

橋脚の設計に際して、耐震設計が適用されたかどうか定かではない。また、耐震設計を行ったとしても、設計震度や可動支承の摩擦係数をどのように設定したのか不明である。このため本検討においては、柱の配筋状態から逆算的に設計条件を設定して再現設計を行った。

この結果、耐震設計を行ったとすれば、

- ・ 設計水平震度…………… 0.20
- ・ 可動支承の摩擦係数…………… 0.10
- ・ 地震時の許容応力割増率… 60%以上

の条件であったのではないかと考えられる。

一方、現行基準での照査結果によると、建設当時からのRC柱はせん断応力が大幅に超過するものの、曲げ応力の超過はごくわずかであった。これは、現在までに二度に亘る拡幅が行われ、この時に設置された鋼管柱がかなりの荷重を負担していることによる。この結果、新設された鋼管柱は大幅な応力超過となっている。

4. 根岸橋切り出し部材の非破壊調査

4.1 床版・橋脚の検査概要

今期の本WGでは、昨期（2004～2005年度）に行った竣工後40年程度の既設PCおよびRC橋梁（1966～68年（昭和41～43年竣工））の事例研究に引き続き、竣工後80年を経た「根岸橋（1926年（大正15年竣工）」を対象として、非破壊検査の老朽化構造物評価への適用性についての検討を行った。

表-4.1.1は、昨年度までに「RC-7特別研究委員会」と共同で既設のPCおよびRC橋梁に対して行った、老朽化構造物への各非破壊検査方法の適用性評価を示す。

表-4.1.1 非破壊検査の老朽化構造物評価への適用性

検査・測定項目	検査・測定内容	老朽構造物評価への適用性			考察
		耐荷力低下の検知		第三者影響度	
		RC構造	PC構造		
赤外線法	かぶりコンクリートの浮き・剥離の検出	○	△	○	浮き剥離の検知を効率よく行える。浮き・剥離の量と耐荷力低下の関連性の評価が課題。
デジタルカメラ法	ひび割れ分布（本数・幅）断面欠損の評価	○	○		ひびわれの種類や、ひびわれ幅・長さ耐荷力低下の関連性の評価が課題。
打音法	コンクリート強度の評価・浮き・剥離の検出	—+	○	○	浮き剥離の検知を効率よく行える。浮き・剥離の量と耐荷力低下の関連性の評価が課題。
X線法	PCグラウト充填状況・鋼材配置の評価	—	○		鋼材本数を特定する必要がある場合に有効。PC鋼材の破断が確認できる可能性がある。
超音波（トモグラフィ）法	PCグラウト充填状況の評価	—	○		グラウト不良ではないことを検証する場合には、有効である。グラウト不良が疑わしい場合は、鋼材破断の調査実施についての判断材料として有効である。
インパクトエコー（衝撃弾性波）法	空隙の検出（PCグラウト充填状況の評価）・床版厚の測定	△	○		グラウト不良ではないことを検証する場合は、有効である。内部空隙・グラウト不良が疑わしい場合は、他の調査方法のと組み合わせで検出する必要がある。床版厚などコンクリート部材の寸法測定では高い精度が期待でき、耐荷力を評価する上で、基本情報の入手という点で有効である。
反発硬度法	コンクリート強度の評価	—	○		健全部と劣化部の相対的な評価は可能。初期値や定期的な測定データがあると尚良い。コンクリート強度の変化と耐荷力低下の関連性の評価が課題。
自然電位法	鋼材（鉄筋）腐食可能性の評価	—	△	○	自然電位と、PC鋼材の腐食の関連性は現時点では不明確。RC構造では、主筋の断面欠損との関連性の評価が課題。
ドリル法	中性化深さ	—	△		中性化深さと鋼材腐食による断面欠損との関連性の評価が課題。また中性化が進行した場合に、影響度が大きくなることが予測される他の劣化要因についての評価が課題。
ドリル法	塩分量測定	—	△		塩分量と中性化深さ、鋼材の断面欠損や、浮き・剥離量との関連性の評価が課題。
AE法	ひび割れ発生・進展の検出	△	○		RC構造では、AEアカウンが多すぎ、評価方法が課題。PC構造では、AEアカウンと車両重量計測など、上載荷重との関係の評価が課題。これにより設計荷重と耐荷力の関係の評価を評価できる可能性がある。
加速度計測	固有振動数・減衰定数・たわみの評価	△	△		架設時（新設時）のデータが取得されている場合、健全度を評価する上で有効となる可能性が高い。たわみと、耐荷力低下の関係の評価が課題。
レーザ速度計測	固有振動数・減衰定数・たわみの評価	△	△		架設時（新設時）のデータが取得されている場合、健全度を評価する上で有効となる可能性が高い。たわみと、耐荷力低下の関係の評価が課題。
光ファイバ計測	断面内ひずみ分布の評価	○	○		ひびわれが確認された場合、コンクリートのひずみ計測を行う上で、有効な手段となる。PC構造では、ひずみゲージなどと組み合わせ、ひびわれを検知出来る可能性があり、耐荷力を評価する上で、有望な手法である。
鉄筋切断法、スロットストレス法	プレストレスの推定	—	○		プレストレス量の設計値との差違を検証することにより、耐荷力の評価が可能。他の手法と組み合わせプレストレス低下の原因推定や、低下の進行性の評価を実現することが課題。
透気法	コンクリートの密実度の評価	—	△		反発硬度法を含め、他の手法との組み合わせにより、水密性と耐久性の関係を評価することが課題である。
打撃応答法	コンクリートの弾性係数、圧縮強度	—	△		初期値や定期的な測定データがあると尚良い。コンクリート強度の変化と耐荷力低下の関連性の評価が課題。
超音波（直接回折波）法	ひび割れ深さの測定	○	○		ひびわれの種類や、ひびわれ幅・長さ・深さと、耐荷力低下の関連性の評価が課題。
地中レーダー法（マルチハルズアレイ）	床版鉄筋の測定手	○	—		鉄筋配置、鋼材本数を特定する必要がある場合に有効。鋼材の破断が確認できる可能性がある。耐荷力を評価する上で、基本情報の入手という点で有効である。

※ —は対象構造に対し今回試験を実施していないものである。

4.2 調査にあたっての着目点と内容

根岸橋の調査にあたっては、表-4.1.1 で老朽化構造物の評価に有効と判断された非破壊試験方法について、その検査項目と関係する破壊検査との比較を行いながら、耐荷力および耐久性の評価につながる表-4.2.1 に示す調査項目を選定し、カルテ作成の資料とするものとした。

1) 床版

現在の状況	
・多主桁であるため荷重作用は小さく、荷重によるひび割れはない。	
・鋼材の腐食や腐食によるひび割れはない。	
⇩	
○RC床版は（極めて）健全である	
・劣化は生じているのか？生じていないとすれば何故か？ ※配合あるいは密実性、かぶり厚、塩分量	→耐久性の検査
・昔の橋は現行基準と照らしてどの程度の耐荷性があるのか？ ※コンクリート強度、配筋	→耐荷性の検査
→同種の橋では床版の健全性（耐久性と耐荷性）は問題とならない （問題になるとしても約〇〇年後と予測される） 等の結論が導き出されることを期待して検討を進める。	

2) 橋脚

現在の状況	
・気中部でのかぶりの剥落と鉄筋の腐食が激しい。	
・帯鉄筋は現行設計より極めて少ない。	
⇩	
○橋脚は劣化が激しい	
・どの程度の劣化か？ ※鋼材腐食、浮き・剥離面積、内部の損傷の有無	→劣化の検査
・床版との違いは何か？→コンクリートの耐久性の違い？ ・環境条件の違い？	→耐久性の検査
※配合あるいは密実性、かぶり厚、塩分量、自然電位	
・耐荷性はどの程度低下しているのか？ ※コンクリート強度、配筋、鉄筋引張試験	→耐荷性の検査
→どの程度の劣化・損傷であれば耐荷性は問題となるのか 等の結論が導き出されることを期待し検討を進める。	

表 4.2.1 調査項目

調査内容と項目			試験方法		対象	実施場所	
			非破壊(微破壊)	破壊			
耐久性	コンクリート	1)強度	反発硬度法	コア圧縮試験	(劣化・健全、水中・気中) 床版・橋脚の切出し部材	西千葉・根岸橋	
		2)弾性係数	—			—	
		3)密実性	透気法*1	—		西千葉・根岸橋	
			超音波伝搬速度*2				根岸橋
			赤外線サーモグラフィ*3				〃
	4)中性化深さ	ドリル法	フェノールフタレイン法	〃			
	5)塩分量	蛍光X線	—	根岸橋			
鉄筋	6)腐食量	自然電位*4	部材断面の実測・写真	根岸橋			
	7)配置(かぶり)	電磁誘導法		西千葉・根岸橋			
耐荷性	コンクリート	強度	反発硬度法	コア圧縮試験	西千葉・根岸橋		
		弾性係数	—	部材断面の実測・写真	〃		
		形状寸法			西千葉・根岸橋		
	鉄筋	強度	電磁誘導法	引張試験	西千葉		
		弾性係数		弾性係数	西千葉		
		配置(かぶり・間隔)		電磁誘導法	部材断面の実測・写真	根岸橋	
				電磁波レーダ法*5		西千葉・根岸橋	
		鉄筋腐食量		自然電位*4	西千葉		
形状寸法	—	西千葉・根岸橋					

- ・ 根岸橋：根岸橋現地資材置場
- ・ 西千葉：東大生研千葉実験場

※本年度実験にご協力を頂いた RC-7 特別研究委員会の皆様

- *1：リテックエンジニアリング(株)
- *2：東電設計(株)
- *3：日本アビオニクス(株)、NEC三栄(株)
- *4：日本工営(株)
- *5：三井造船(株)

4.3 デジタルカメラ等の画像によるコンクリートおよび鉄筋の外観調査

橋脚部、床板、鉄筋の状況を観察するため、対象をデジタルカメラ等で撮影して画像解析を行った。

4.3.1 デジタルカメラ

【測定方法】

調査は、橋全体の状況を把握するための全体観察、および橋脚部損傷状況の画像検査を行う局部観察の二項目を実施した。

全体および局部観察では、どちらも画像撮影を行っており、これら画像は幾何補正処理ののち写真図を作成した。なお橋脚の損傷状況の検査は、平成17年度の撮影データから該当する画像データを選定し、画像幾何補正ソフトウェア(OPISS)にて幾何補正処理を行った。

幾何補正処理をした画像を判読後、損傷部にマーキングを行い、当該面積を計測した。

調査に用いた機器を表-4.3.1.1に、測定イメージを図-4.3.1.1にそれぞれ示す。

表-4.3.1.1 使用機器一覧

試験項目	試験機器名	仕様
全体観察	デジタル一眼レフカメラ(Nikon社製) (幾何補正ソフトウェア: OPISS)	解像力 1100万画素 レンズ 20-80mm
局部観察	可視スキャナ (試作機材)	データ取得 平行投影方式 測定面積 280mm×180mm

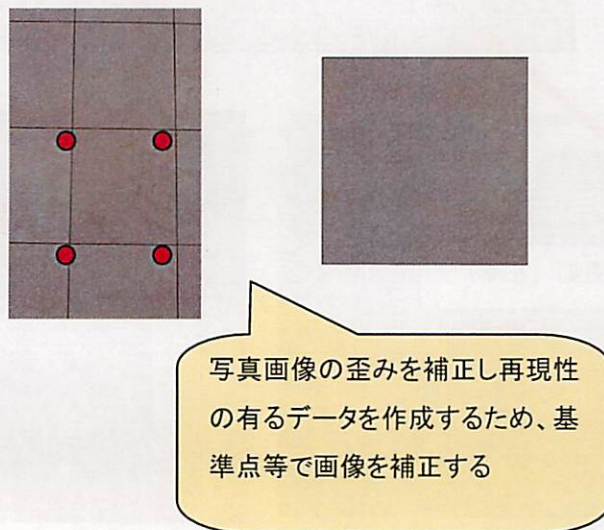


図-4.3.1.1 幾何補正のイメージ

【測定位置】

1) 全体関係

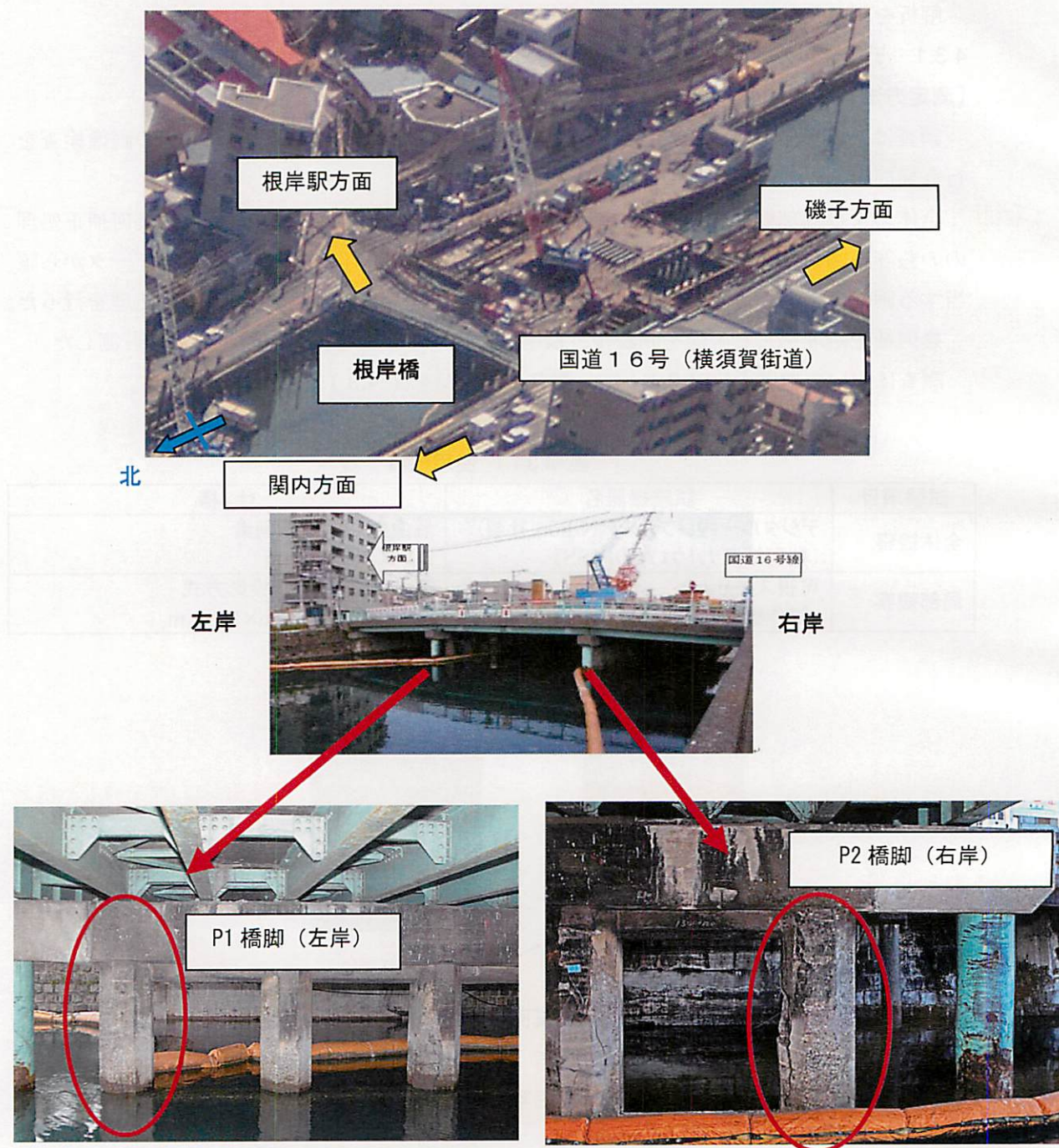


写真-4.3.1.1 全体位置図

2) 脚部関係

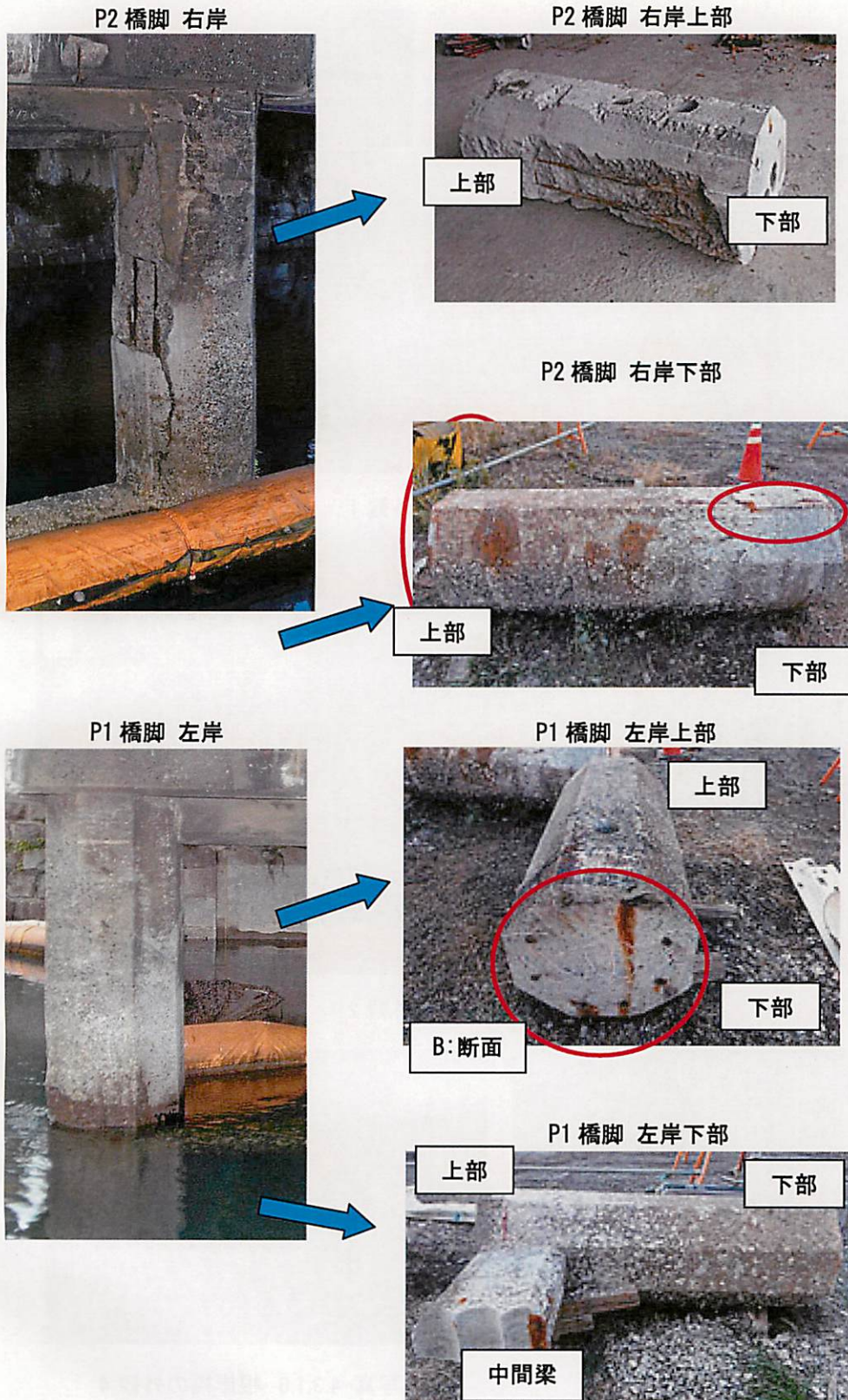


写真-4.3.1.2 脚部関係図

航路中心から根岸駅側に撮影



写真-4.3.1.3 根岸橋の外観 1

航路中心から国道16号側に撮影



写真-4.3.1.4 根岸橋の外観 2



写真-4.3.1.5 根岸橋の外観 3



写真-4.3.1.6 根岸橋の外観 4

【測定結果】

1) 橋脚部損傷状況の画像検査

① P2橋脚 右岸上部

橋脚側面の全8面のうち7面のデータを検査した。表-4.3.1.2に結果をまとめる。

表-4.3.1.2 P2橋脚右岸 側部表面の損傷率

項目	面積(m ²)	損傷率
画像全体	1.925	—
剥離(鉄筋露出)	0.428	22.2%
浮き	0.190	9.9%

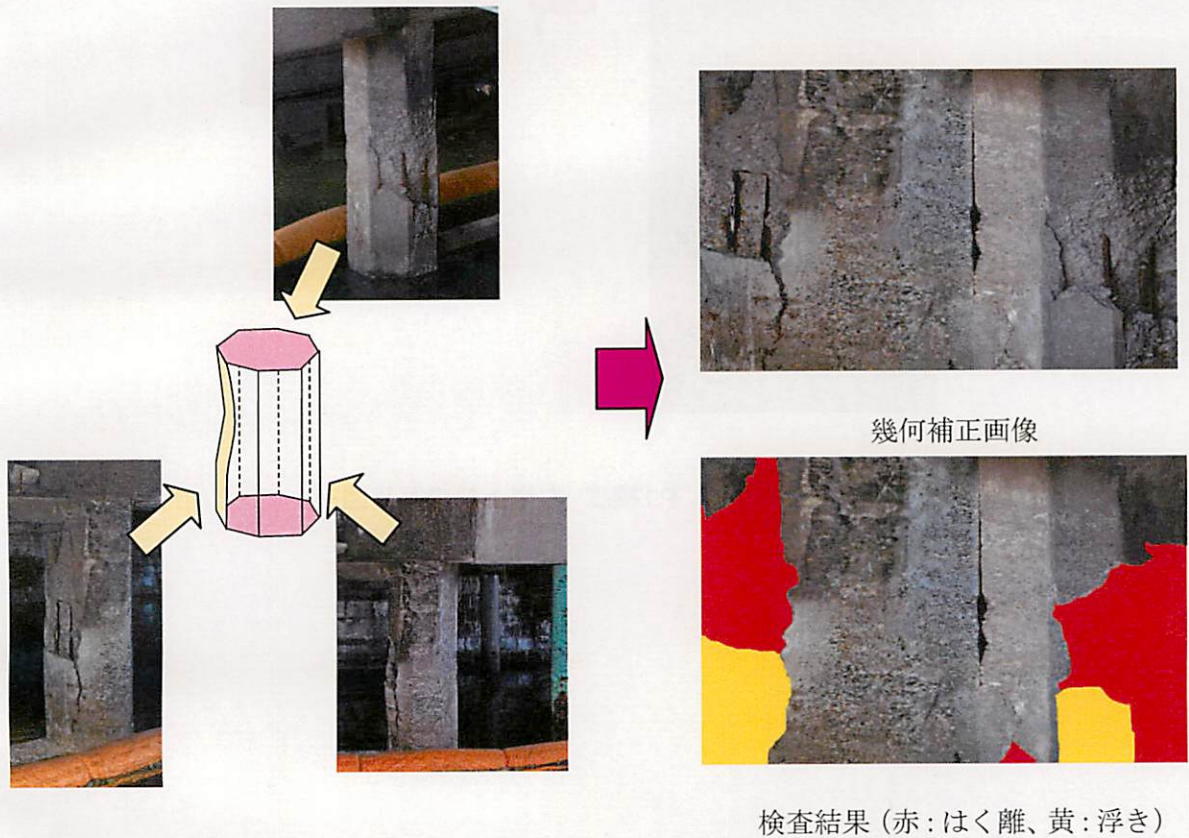


図-4.3.1.2 P2橋脚 右岸上部損傷位置の写真図

② P1橋脚 左岸上部

橋脚側面の全 8 面のうち 3 面のデータを検査した結果、顕著な損傷は認められなかった。

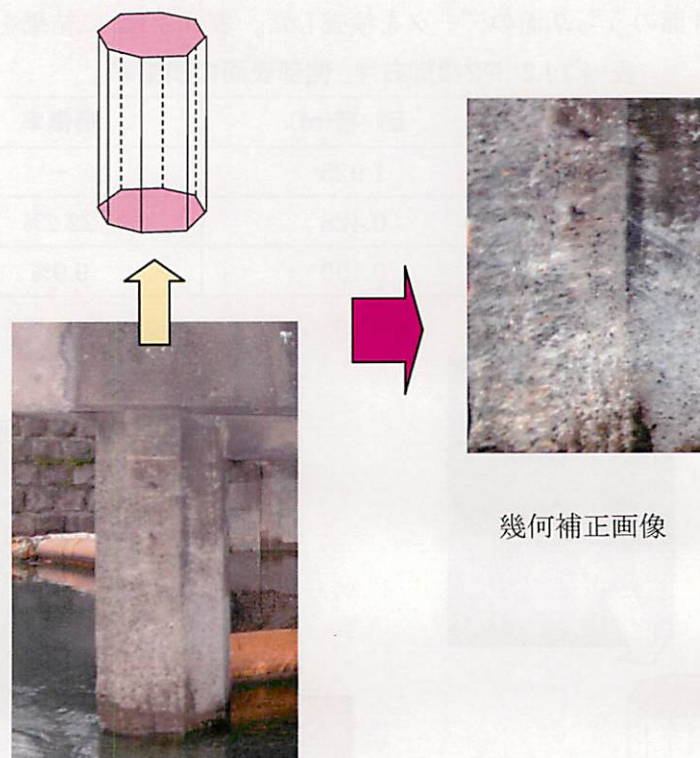


図-4.3.1.3 P1橋脚 左岸上部の写真図

2) 断面データ

① P2橋脚右岸 下部断面(下端面)

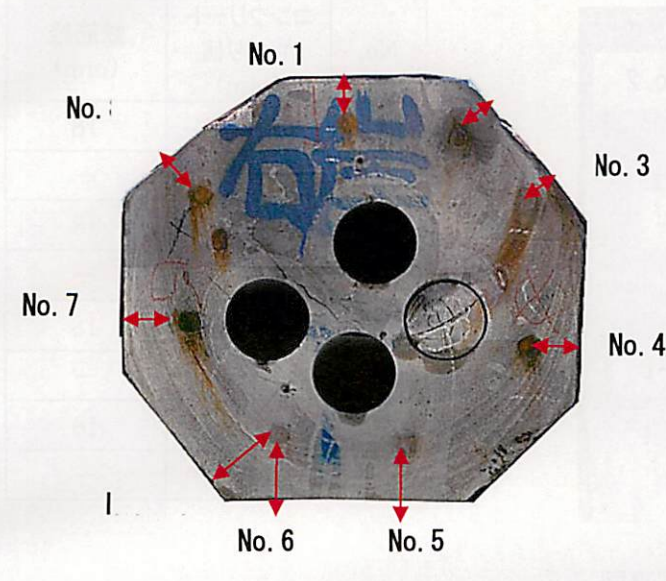


表-4.3.1.3 断面データ

No.	コンクリート かぶり値 (mm)	鉄筋経 (mm)
1	46.5	25
2	46.5	25
3	26.0	25
4	52.2	25
5	100.0	25
6	100.0	25
6-1	95.0	—
7	72.5	25
8	51	25

図-4.3.1.4 橋脚断面写真図

② P1橋脚左岸 上部断面(上端面)

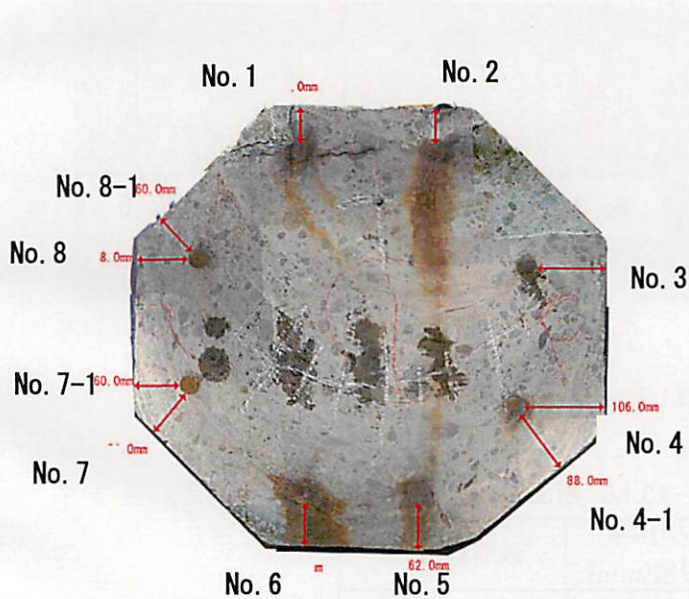


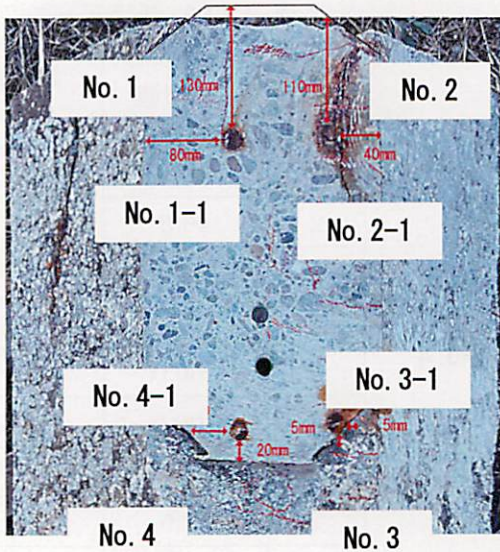
表-4.3.1.4 断面データ

No.	コンクリート かぶり値 (mm)	鉄筋経 (mm)
1	48.0	25
2	48.0	25
3	90.0	25
4	106.0	25
4-1	88.0	—
5	62.0	25
6	56.0	—
7	64.0	25
7-1	60.0	—
8	68.0	25
8-1	60.0	—

図-4.3.1.5 橋脚断面写真図

③ P2橋脚 中間梁断面(右岸下部)

表-4.3.1.5 断面データ



No.	コンクリート かぶり値 (mm)	鉄筋経 (mm)
1	130.0	18
1-1	80.0	—
2	40.0	18
2-1	110.0	—
3	5.0	18
3-1	5.0	—
4	20.0	18
4-1	40.0	—

図-4.3.1.6 中間梁断面写真図

④ 床板断面

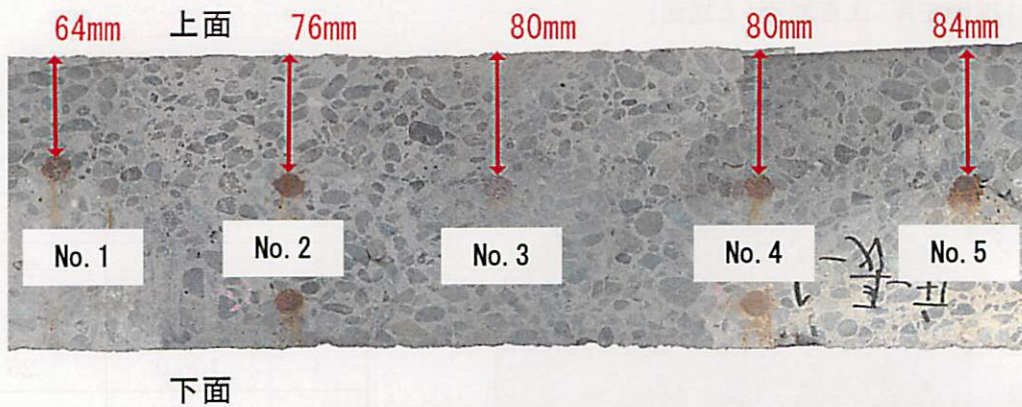


図-4.3.1.7 床板断面写真図

表-4.3.1.6 断面データ

No.	コンクリート かぶり値(mm)	鉄筋経(mm)
1	64.0	16.0~18.0
2	76.0	16.0~18.0
3	80.0	16.0~18.0
4	80.0	16.0~18.0
5	84.0	16.0~18.0

⑤ P1橋脚右岸上部 鉄筋(劣化部)

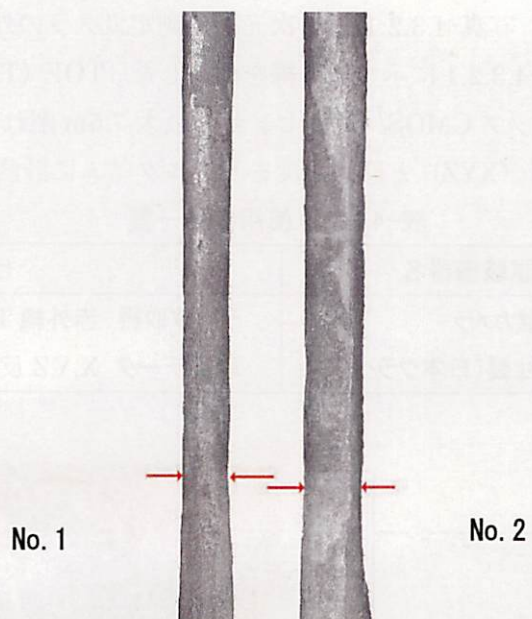


図-4.3.1.8 橋脚部鉄筋写真図

表-4.3.1.7 断面データ(橋脚)

No.	鉄筋径(mm)
1	14.0
2	16.8

4.3.2 3次元距離測定カメラ

3次元距離測定カメラによって、鉄筋形状の3次元観測を実施した。

表-4.3.2.1 に使用機器、写真-4.3.2.1 に3次元距離測定カメラの外観を示す。3次元距離測定カメラの原理は、図-4.3.2.1 に示す赤外線を利用した「TOF (Time Of Flight:飛行時間計測)」方式である。1チップ CMOS/ CCD センサで最大 7.5m 離れた地点の物体を最高 50 フレーム/秒で3次元位置 (XYZ) と反射強度をリアルタイムに計測できる。

表-4.3.2.1 使用機器一覧

試験項目	試験機器名	仕様
三次元観察	3次元距離カメラ CSEM 社製(日本クラベス)	データ取得 赤外線 TOF 方式 取得データ X,Y,Z,反射強度

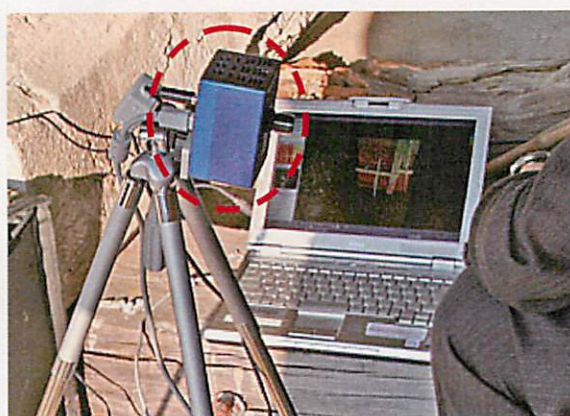
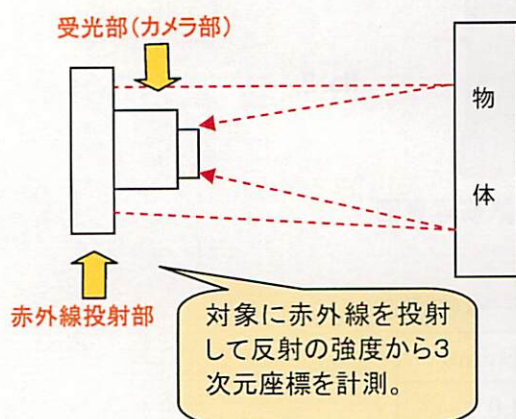


図-4.3.2.1 3次元距離カメラの原理

写真-4.3.2.1 3次元距離カメラの外観

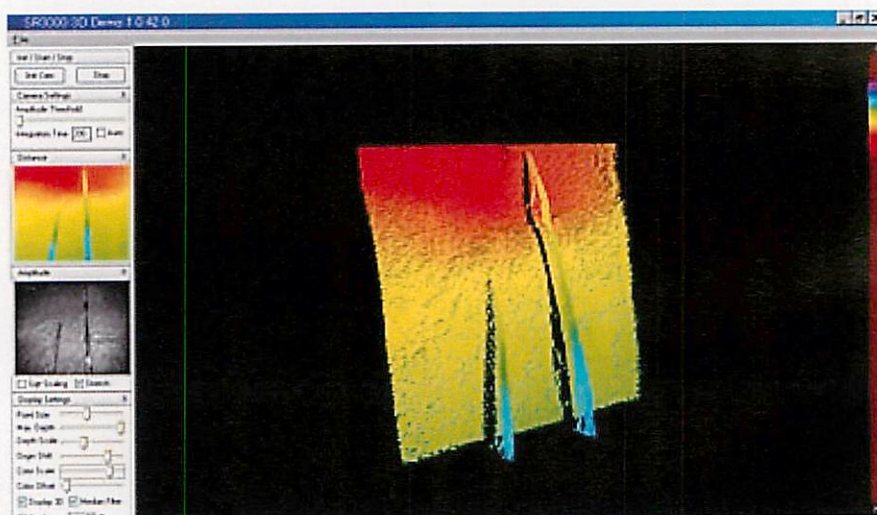


写真-4.3.2.2 3次元距離カメラによる鉄筋の3次元測定結果

【全体考察】

根岸橋の外観観察から考察すると以下の通りである。

〔床版〕

- ・ひび割れやはく離、はく落などはほとんど観察されず、十分な耐久性を有していると考えられる。これは、多主桁であるため荷重作用が小さく、荷重によるひび割れが発生しにくかったこと、飛来塩分の影響が小さかったことなど理由として考えられる。

〔橋脚〕

- ・干満部を中心に塩害を受けて鉄筋腐食により、かぶりコンクリートがはく離、はく落している箇所が見受けられた。
- ・かぶりコンクリートが大きくはく落して、鉄筋が露出している箇所もあった。鉄筋が露出した箇所は赤褐色を呈し、腐食が進行しているように見られた。

〔検査装置〕

- ・3次元距離カメラは計測精度に関する限り3次元レーザより劣ると思われる。しかし、同カメラは小型軽量でリアルタイム計測が可能であり、3次元位置（XYZ）と反射強度画像を同時取得できるという大きな特長を持っているため、今後のさらなる開発が期待される。

4.4 コンクリートに関する調査

4.4.1 反発度法による表面強度の推定

【測定方法】

試験方法は、JIS A 1155「コンクリートの反発度の測定方法」に準拠した。測定開始前にはテストアンビルを用いて校正を行った。コンクリート表面状態は、測定結果に大きな影響を与えるため表面の凹凸、付着物は砥石を用いて除去した。シュミットハンマーはその構造からハンマーの角度によって打撃エネルギーが異なるので、所定の角度補正を行った。測定箇所を図-4.4.1.1に示す。

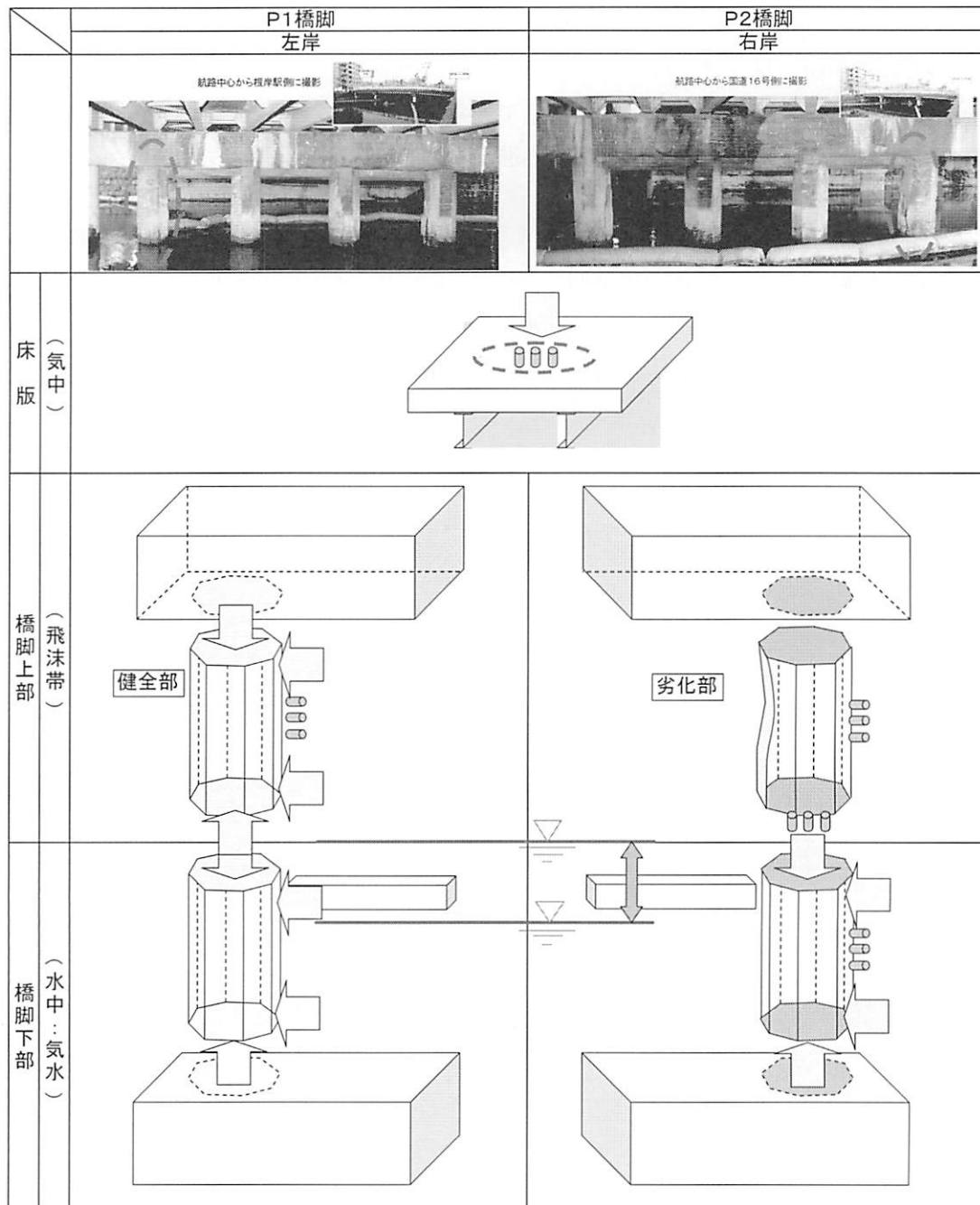


図-4.4.1.1 反発度測定箇所 (◀ : 測定位置)

【測定結果】

反発度法による圧縮強度の推定結果を表-4.4.1.1 に示す。

表-4.4.1.1 反発度法による圧縮強度の推定結果

調査対象	目視状況	コア供試体				反発度法 圧縮強度 (N/mm ²)
		採取位置				平均値
P2橋脚	劣化部	右岸	上部 (飛沫帯)	上端面		41.1
				下端面		43.5
				側面	上	47.6
	下		32.4			
	健全部		下部 (水中)	上端面		42.8
				下端面		38.9
側面		上		41.4		
	下	13.3				
P1橋脚	健全部	左岸	上部 (飛沫帯)	上端面		34.2
				下端面		37.9
				側面	上	35.1
	下		33.3			
	健全部		下部 (水中)	上端面		41.0
				下端面		47.0
側面		上		35.8		
	下	20.5				
床版	健全部	中央支間	(気中)	下端面		31.5
				側面		47.9

【考察】

反発度法による圧縮強度の推定値はばらつく傾向にあった。反発度法の試験結果は、その特性上、コンクリート表面付近の状態に大きく左右される。

今回のように骨材の多い配合で、骨材が露出している側面部分を測定する場合には、正確な反発度を得ることは難しいが、P2 橋脚下部側面での 13.3N/mm² 以外は概ね良好な値が得られた。

4.4.2 赤外線サーモグラフィー法

サーモグラフィー法は、測定対象物表面温度の分布状況から、内部欠陥を推定する手法である。一般的には、かぶりコンクリートの浮き部の検出手法として普及している。ただし、これらの調査で検出できる深さは大よそ30mmから50mmであるとされている。また、長年共用した道路橋RC床版では、内部に水平ひび割れの発生している現象が生じており、赤外線サーモグラフィー法による検出が試みられている。床版深部に発生した欠陥は、舗装が受けた熱が床版に伝播する特性を利用して行う。

【測定方法】

今回測定の対象とした根岸橋は竣工後約80年が経過しており、かぶりコンクリートの浮きや様々な劣化因子の発生が想定されたため、船上から床版下面を撮影する赤外線サーモグラフィー法による調査を試みた。

【測定結果および考察】

(1) 赤外線サーモグラフィー法による測定結果

床版深部に発生した欠陥（水平ひび割れ等）は低温領域で現れるが、赤外線画像からは認められず、健全な状態であることが推測された。表層の局所的な浮きが検出されたに止まった。一部の格子間の赤外線画像には温度ムラが見られるが、これらは可視画像との比較から、全てが補修跡など、色合いの差で生じる放射率の差によるものであることがわかる。

調査結果からは、第三者に影響する表層の浮きや床版内部の水平ひび割れの発生は認められず、経過年数を考慮するとRC床版そのものは比較的健全な状態が保たれていることが推定された。

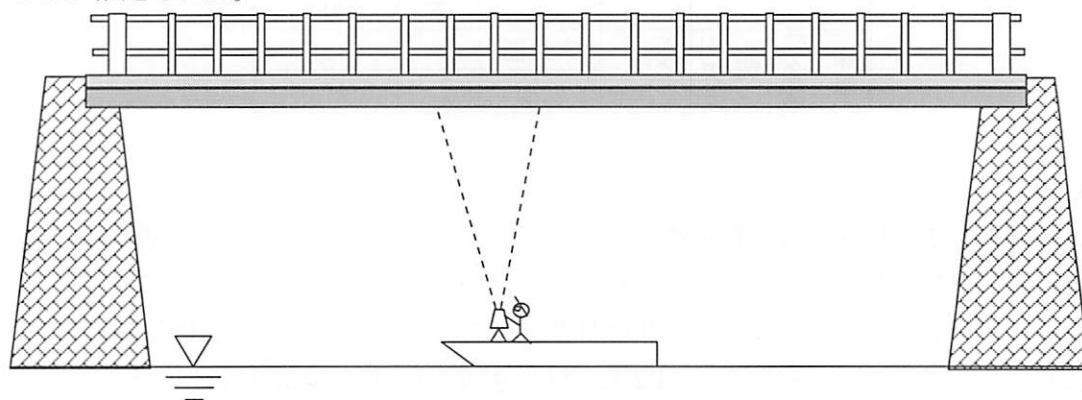


図-4.4.2.1 撮影状況

(2) 切り出し床版の調査結果

切り出し床版を対象に透気試験や自然電位測定などの非破壊検査、またはコンクリートコアによる圧縮強度試験を実施しているが、赤外線サーモグラフィによる試験結果からは、中性化深さが小さく、透気係数やコンクリート強度など全ての結果において緻密なコンクリートであることが伺えた。また、床版断面の観察においても耐荷力上問題となる内部ひび割れなどの損傷は皆無であった。ハンマーによる打診でも、かぶりコンク

リートに浮きの発生は見られず、赤外線サーモグラフィーの調査結果と整合性を得ることが出来た。

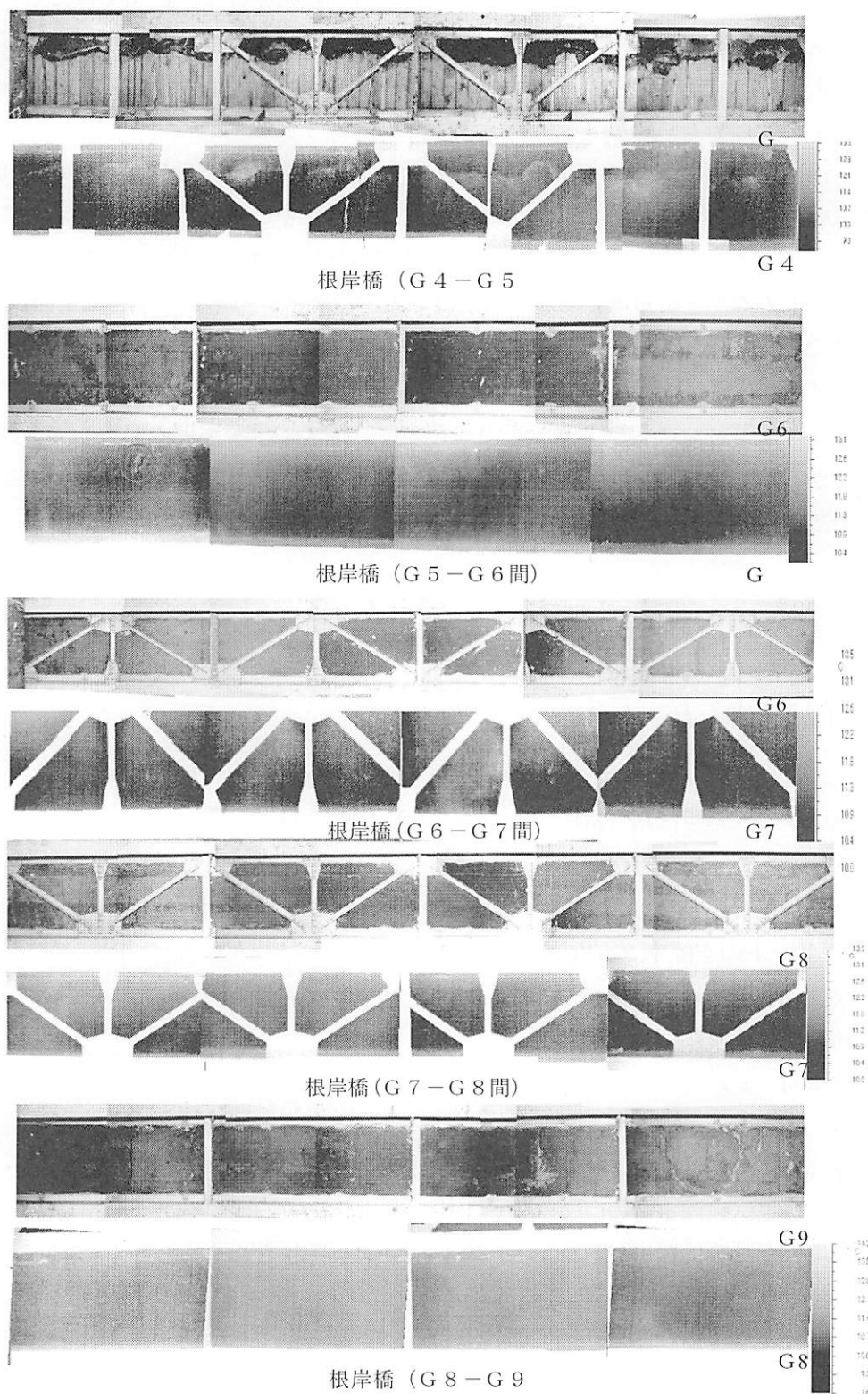


写真-4.4.2.2 赤外線サーモグラフィー法と写真との比較

4.4.3 透気試験

【測定方法】

コンクリートの密実性を評価するために、トレント法による透気試験を実施した。透気試験は、コンクリートの耐久性性能指標として最も有効な水密性または密実性に着目したもので、透気試験装置 (Torrent Permeability Tester) により、実構造物のコンクリートの透気性と電気抵抗を測定することで、コンクリートの密実性を判定し、劣化に対する耐久性を評価するシステムである。

トレント法による透気試験は完全非破壊でカバーコンクリートの透気性能を短時間で測定できる試験である。この試験の最大の特徴は二重構造チャンバーの採用で、圧力変化の流れを一次元化したことにより、測定したい実構造物部位に対しても室内試験と同じ精度の透気係数を求めることが可能である。測定は二重構造チャンバースェルを測定面にあて、真空ポンプでシェル内部の気圧が真空状態に近い状態までになるまで吸引する。その後、その内部の気圧変化 (ΔP) と時間 (T) の関係を測定し KT 値 (透気係数) を求める。この KT 値が小さいほどコンクリートや測定対象物の水密性または密実度の高いものと評価することができる。

KT 値 (透気係数) の算出方法を (1) 式に示す。

$$kT = \left(\frac{V_c}{A} \right) \frac{\mu}{2\varepsilon P_a} \left[\frac{\ln \left(\frac{P_a + \Delta P_t}{P_a - \Delta P_t} \right)}{\sqrt{t} - \sqrt{t_0}} \right]^2 \dots \dots \dots (1) \text{ 式}$$

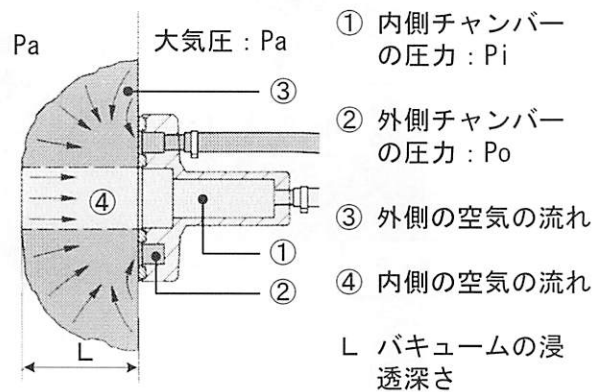
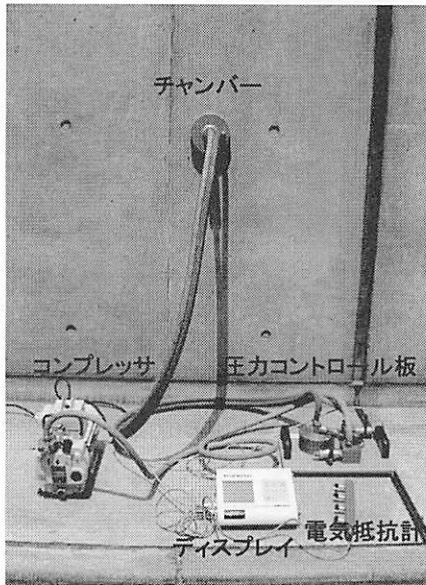
- V_c : 内側のチャンバー体積 (m³)
- A : チャンバーの断面積 (m²)
- μ : 空気の粘性 (Ns/m²)
- ε : コンクリートの空隙率 (m³/m³)
- P_a : 大気圧 (N/m²)
- ΔP_t : 時間 t における圧力変化 (N/m²)
- t : 試験時間 (s)
- t_0 : 60s

また、透気試験測定時にコンクリート中の水分が K_T 値に影響するため、コンクリート抵抗を測定し、透気試験測定時のコンクリート中の含水状況を把握する。

本試験に用いた試験機器・装置について表-4.4.3.1 に、測定イメージを図-4.4.3.1 に示す。

表-4.4.3.1 使用機器一覧

試験項目	試験機器名	仕様
透気試験	Torrent Permeability Tester スイス Proceq 社製	測定面積 $\Phi 50$ mm(外側 $\Phi 100$ mm) 測定時間 90~720 秒(コンクリート品質により変化) 吸引式透気性測定器、真空ポンプ(1.5m ³ /h) 温度範囲-10℃~60℃
含水率試験	電気抵抗測定計(Wenner 法) スイス Proceq 社製	四電極法による電気比抵抗測定、電圧9VDC 温度範囲-10℃~60℃



二重構造チャンバーセルの特徴

図-4.4.3.1 透気試験(トレント法)概要

【測定位置および結果】

測定位置および結果を以下に示す。

表-4.4.3.2 測定箇所一覧

測定場所	測定箇所	測定数量
根岸橋現場	橋脚側面	10 (No.1~4,6,7,9~12)
	橋脚切断面	3 (No.5,8,13)
千葉実験場	橋脚切断面	4 (No.14~17)

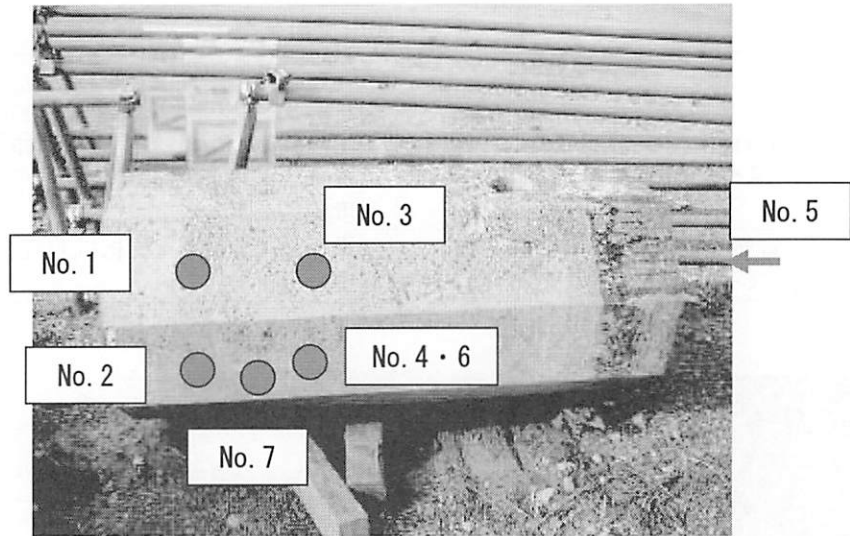


写真-4.4.3.1 透気試験測定位置1(橋脚部)

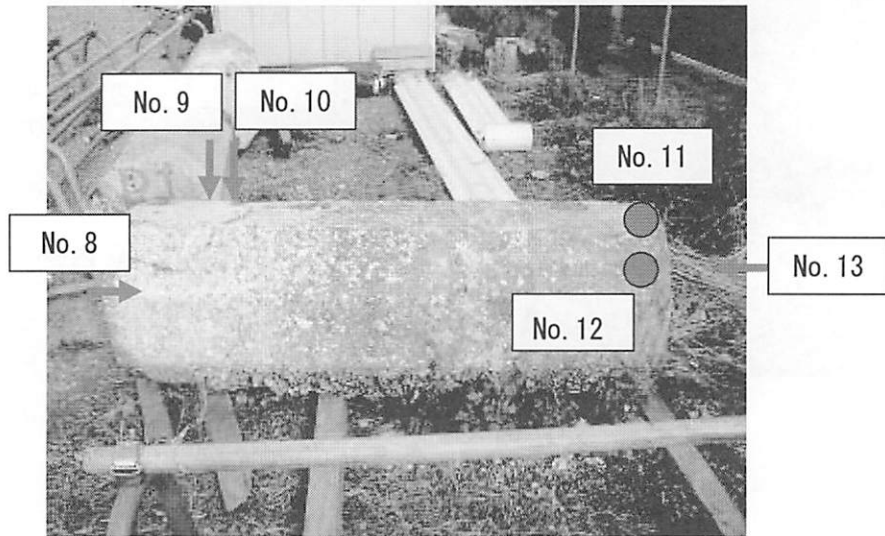


写真-4.4.3.2 透気試験測定位置2(橋脚部)

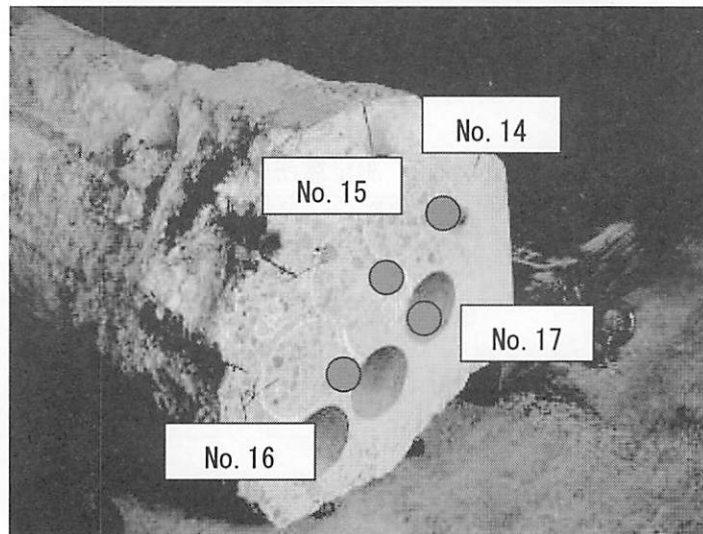


写真-4.4.3.3 橋脚 測定位置

表-4.4.3.3 透気試験現地測定データ一覧(橋脚)

No.	抵抗値	大気圧	測定時間	ΔP	透気係数($\times 10^{-16} \text{m}^2$)	測定影響深さ(mm)
1	999	1021.3	150	21.4	7.26	86.1
2	999	1022.5	120	39	47.33	196.8
3	999	1022.3	120	38.9	47.11	196.3
4	999	1022.6	120	28.1	24.55	141.7
5	999	1022.3	720	10.7	0.101	22.2
6	999	1023.5	90	30.1	95.44	242.1
7	999	1021.6	90	23.6	58.99	190.2
8	999	1023	720	8.2	0.059	17
9	999	1021.6	270	23.2	2.29	64.9
10	999	1021.8	270	21.7	2.002	60.7
11	999	1022	120	31.7	31.3	160
12	999	1021.5	120	21.2	14.02	107
13	999	1022	720	11.7	0.12	24.3
14	999	1016.3	720	3.9	0.014	8.1
15	999	1015.6	360	20.3	1.068	51
16	999	1015.7	720	4.6	0.019	9.6
17	999	1016.5	720	6.8	0.041	14.2

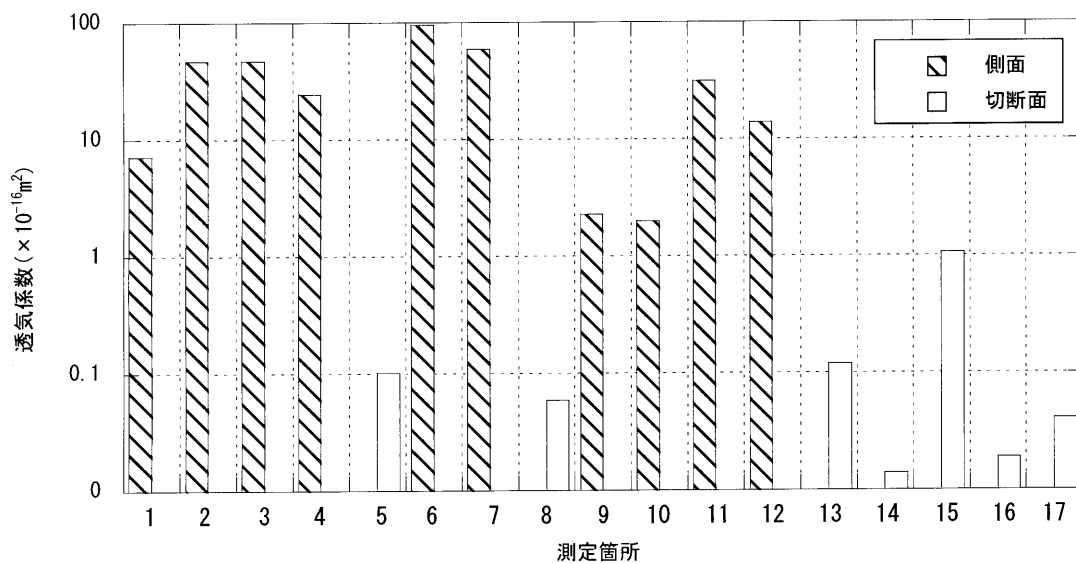


図-4.4.3.2 透気試験現地測定データ(橋脚側面・切断面比較)

【考察】

トレント法により測定された透気係数と含水特性を示すコンクリート抵抗の関係から、図-4.4.3.3 に示すように密実性を 5 段階に評価することができる。今回測定した 17 箇所の密実性を図-4.4.3.3 に基づき評価すると図-4.4.3.4、表-4.4.3.4 の通りとなる。側面の結果と比較して切断面の結果が良好であり、側面は「劣」あるいは「極劣」と密実性が悪い結果となった。切断面は「良」および「一般」であり密実性は比較的良好な結果となった。一方、圧縮強度試験結果や中性化深さ測定結果などによると、密実性が非常に悪いと評価できる結果ではない。これは、透気試験は測定面の状態やコンクリートの含水状態に大きく影響を受けるためと考えられる。切断面と比較して側面の結果が悪かったのは、側面は 80 年にわたって外気あるいは海水中に曝されていたため、コンクリート表面の状態が健全でなかったものと考えられる。また、透気試験と同時に測定したコンクリート抵抗値は、17 箇所すべてにおいて $999 \text{ k } \Omega/\text{cm}$ という測定不能に近いほど高い数値になっていることから、コンクリートは非常に乾燥していたと考えられる。そのために、コンクリート表面のみの透気性を評価することになり、透気係数が非常に大きくなったものと考えられる。

したがって、透気試験によりコンクリートの密実性を評価するには、コンクリートの表面状態あるいは含水状態に十分に配慮して実施する必要がある。

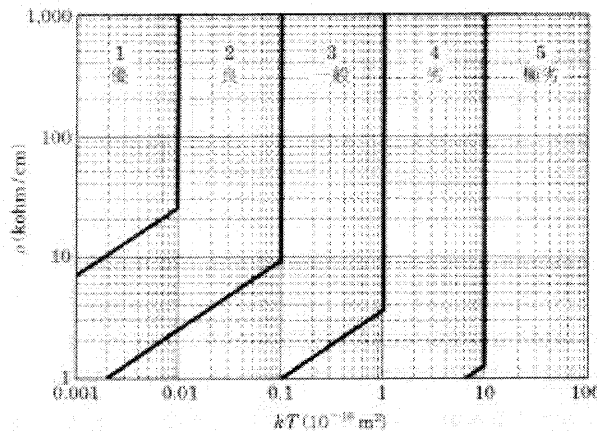


図-4.4.3.3 トレント法による評価区分¹⁾

表-4.4.3.4 密実性の評価区分

評価箇所	評価区分				
	1 優	2 良	3 一般	4 劣	5 極劣
側面	0	0	0	3	7
切断面	0	4	3	0	0

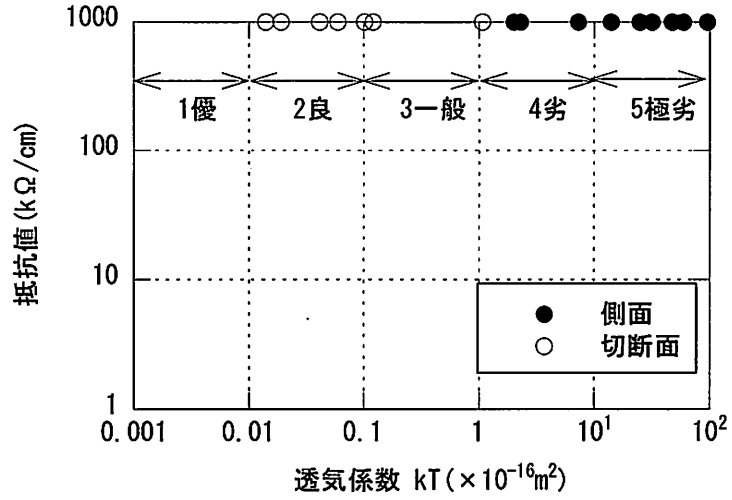


図-4.4.3.4 透気係数と抵抗値の関係

参考文献

- 1) 今本啓一ほか：実構造物の表層透気性の非・微破壊試験方法に関する研究の現状、コンクリート工学、Vol.44、No.2、pp.31-38、2006.2

4.4.4 超音波伝播速度

【測定方法】

弾性波の伝播速度は、コンクリートの密度やそこに内在する空洞やひび割れ等の欠陥によって異なる。

ここでは、部位ごとの伝播速度を求めることで、その相対差からコンクリートの硬化物性の違いを評価しようとするものである。図-4.4.4.1 にコンクリート中の欠陥による弾性波の伝播状態の変化について示す。

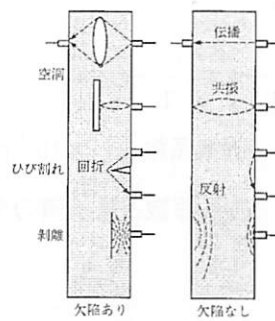


図-4.4.4.1 コンクリート中の欠陥による弾性波の伝播状態の変化¹⁾

【結果および考察】

橋脚における伝播速度の測定結果を図-4.4.4.1～4.4.4.3 に示す。伝播速度は、左岸 P1 橋脚上部が右岸 P2 橋脚下部より遅かった。また側面では、切り出した端面よりも 6～7%遅かった。

伝播速度が動弾性係数に比例するとすれば、コンクリートの劣化によって弾性係数が低下している可能性があると考えられるが、今回の超音波を用いた調査では、その違いは数%であった。

伝播速度と反発度法（シュミット）、透気試験、圧縮強度等との比較を行い、耐久性や耐荷力に繋がる調査項目になりうるかどうか、検討が必要と考えられる。

弾性波の伝播速度を測定する場合、その精度は測定機器の時間分解能、受振波形の読取り精度に影響される。測定に当たっては、測定距離、伝播弾性波の減衰程度によって精度が異なるので注意が必要である。

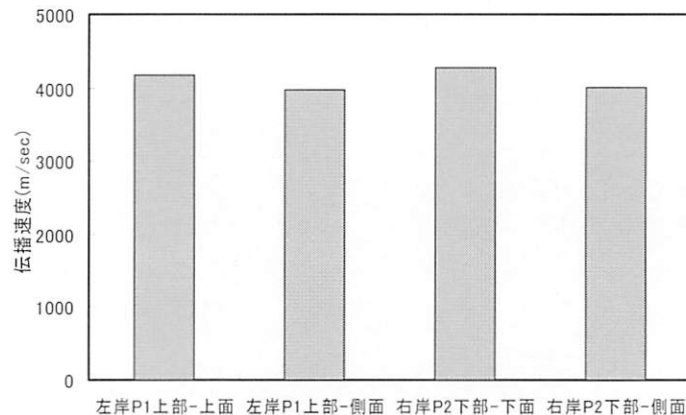


図-4.4.4.1 橋脚の部位と伝播速度との関係

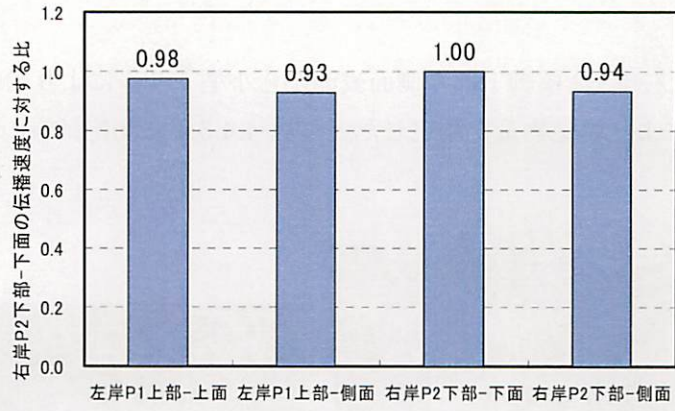


図-4.4.4.2 橋脚の部位と伝播速度(比率)との関係

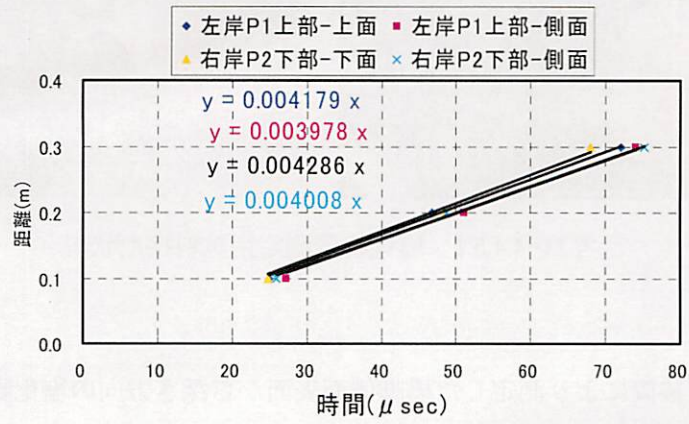


図-4.4.4.3 伝播時間と距離の関係

参考文献

1)(社)日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'05,pp106,2004

4.4.5 塩分量

【測定方法】

海中部にあった右岸 P2 橋脚下部の側面表面から小型ドリルにより粉末試料を採取し、蛍光 X 線分析装置により塩化物量を測定した。写真-4.4.5.1 に測定試料の採取状況を示す。



写真-4.4.5.1 塩化物量測定用試料採取状況

【測定結果】

蛍光 X 線分析装置により測定した橋脚側面表面から深さ方向の塩化物量の測定結果を図-4.4.5.1 に示す。また、軽元素プロファイルを図-4.4.5.2 に示す。

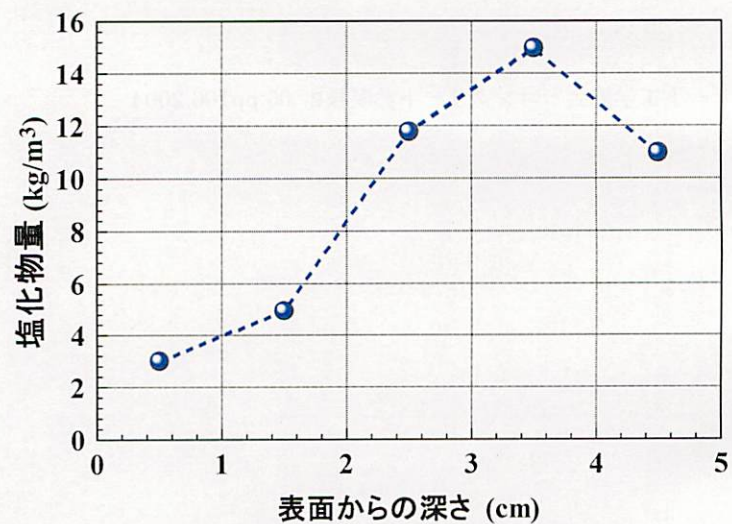


図-4.4.5.1 塩化物量測定結果

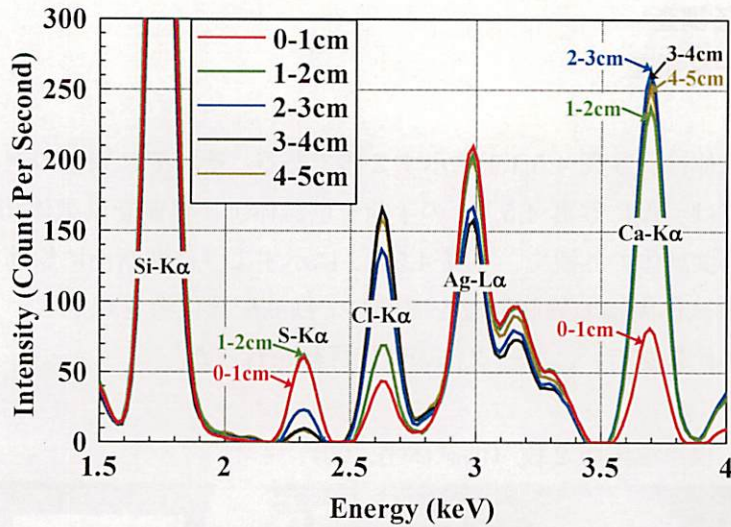


図-4.4.5.2 軽元素プロファイル

【考察】

図-4.4.5.1より、表面からの深さが3~4cmでピークとなり塩化物量は 15kg/m^3 程度と非常に大きな値となっている。海水の影響により、非常に厳しい塩害環境下であったものと考えられる。一方表面付近は、塩化物量が少なくなっており 3kg/m^3 程度であった。表面付近で塩化物量が少ないのは、中性化による濃縮や海水による溶脱などの影響によるものと考えられる。

図-4.4.5.2によれば、表面部においては、溶出の影響によりカルシウム量が少なく、海水中の硫酸イオン、運河に流れ込んだ硫黄分の影響などによりイオウ量が多くなっている。さらに、現在のコンクリートと比較してSi量が多いのも特徴的である。コンクリートの切断面を観察すると、玉砂利が多く、モルタル分が少ない感じを受けることから、粗骨材量が多くスランプの小さい硬練りのコンクリートが施工されていたと推測される。骨材量が多いため、現在のコンクリートよりSi量が多くなったものと考えられる。

このように、蛍光X線分析では塩化物量のみならず、他元素のプロファイルも可能であることから様々な分析を行うことができるという利点がある。

4.5 鉄筋に関する調査

4.5.1 電磁波レーダ探査

【測定方法】

検査対象の供試体は、写真-4.5.1.1に示す2体である。それぞれ架台の上に設置されている。試験に際しては、仮に写真-4.5.1.1の手前を供試体①、奥側を供試体②とした。

本試験では、両供試体の外観で、写真-4.5.1.2に示すように切断面に鉄筋の位置が確認できるため、予め供試体両端の鉄筋位置を実測して鉄筋配置位置を想定し、これをレーダ調査からの画像との比較を行い、レーダ法の性能評価を行った。

1)実施要領

- ①検査供試体：根岸橋床版2枚（供試体①、②）

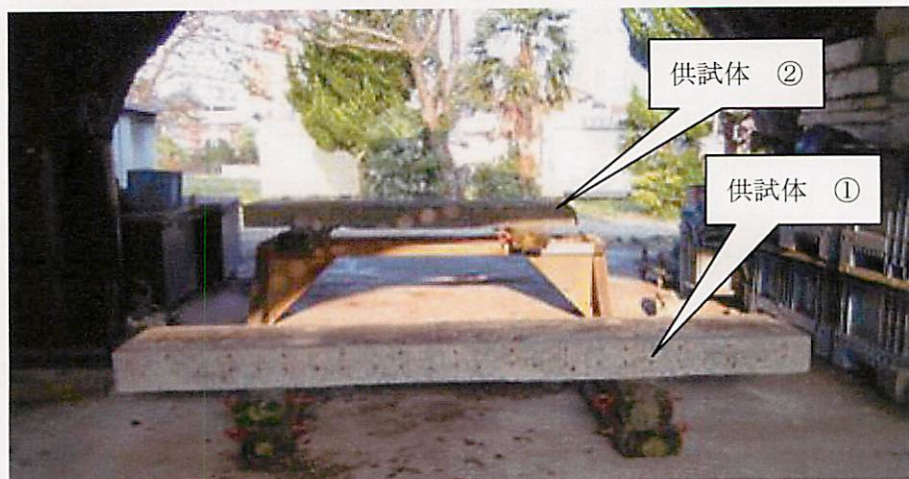


写真-4.5.1.1 供試体(供試体①および供試体②)

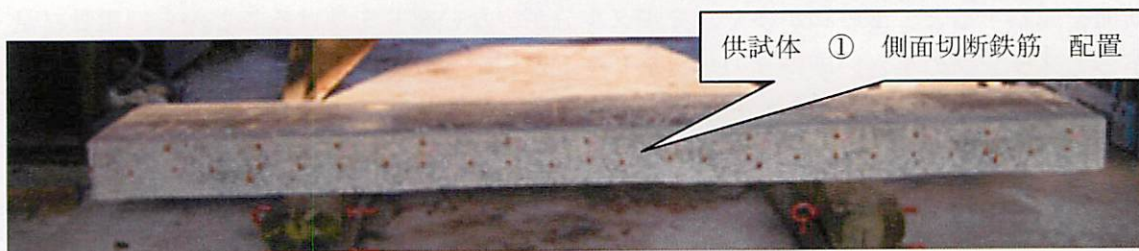


写真-4.5.1.2 供試体側面 切断面の鉄筋位置確認

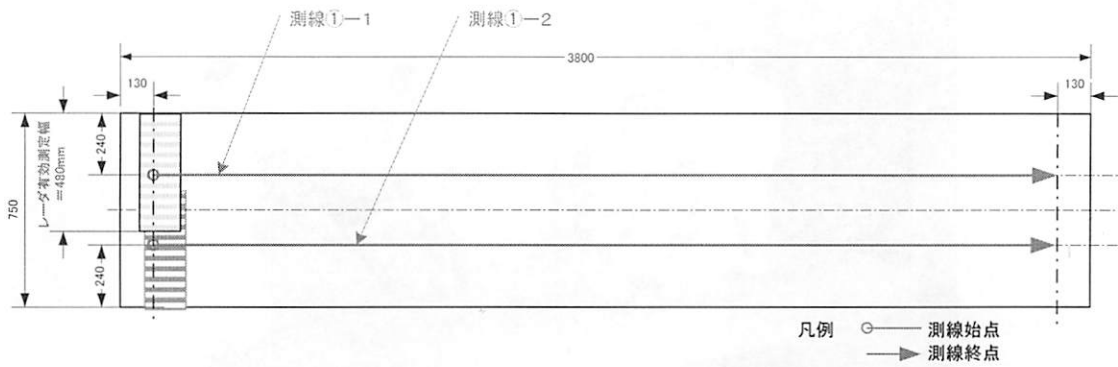


図-4.5.1.1 供試体①の平面図とMPLAレーダアンテナ走査位置

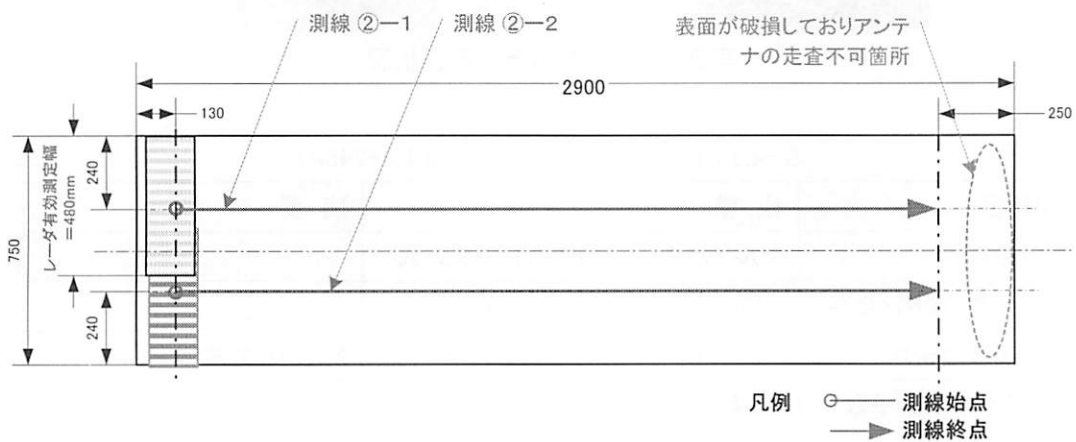


図-4.5.1.2 供試体②の平面図とMPLAレーダアンテナ走査位置

②使用検査機器

(1)三井造船マルチパスリニアアレイレーダ(MPLA-245A)



写真-4.5.1.3 MPLAレーダ(MPLA-245A)



写真-4.5.1.4 アンテナ走査状況

表-4.5.1.1 レーダの主な仕様(MPLA-245A)

項目	仕様	摘要
1)原理	マルチパスリニアアレイレーダ方式	
2)全長×全幅×全高	500mm×225mm×207mm	
3)周波数帯域	100MHz ~ 4.5GHz	FMCW 方式
4)アンテナ素子数	24 素子 (送信:12 素子、受信:12 素子)	
5)測定幅	約 480mm	1回の走査による測定幅
6)測定深度	約 200mm	コンクリート性状により変化
7)測定ピッチ	10mm/進行方向、20mm/直交方向	
8)重量	7.8 kg	センサー部

(2)アンテナの配置と機能

MPLA レーダでは、直線状（リニア）に多数の送信アンテナと受信アンテナを配置し、各々の送信アンテナから探査物標内部（ここではコンクリート内部）に電磁波を順次発信する構造と機能を持っている。ある送信アンテナから送信された送信波は、物標内のコンクリート以外のものの表面で反射し、表面に戻される。その反射波は横に配列された受信アンテナで受信するが、その際に多数の受信アンテナで受信できるように機能構成されている。

このように、多方面から送信された電波は、探査対象物の中で反射され幾つものパスを通り受信（マルチパス）されることとなる。

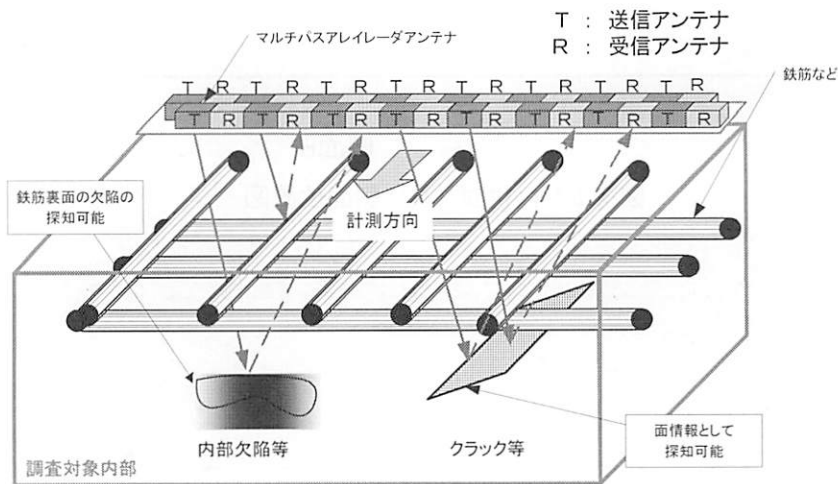


図-4.5.1.3 MPLA レーダの探査イメージ

(3)データ解析機能

本来指向性の無い電磁波が探査物標内で、マルチパスで送信・受信される信号となるために、どの位置からの反射波かを認知できることになる。

さらに、高度な解析・表示ソフトウェアを搭載することにより、三次元映像でその結果を表現できることができる。(図-4.5.1.3 参照)

(4)MPLA レーダの特長

- ◇ 明確なコンクリート内部情報を把握できる。(三次元映像の提供)
- ◇ ひび割れなどの面状での反射を面情報として表示が可能。(面状情報の把握が可能)
- ◇ 鉄筋等の裏側の欠陥・物標（電線管など）の探知が可能。(二重情報の把握が可能)
- ◇ 視覚的に実物のような表現ができ、内部状況説明が簡易にできる。(高い視認性を持つ)

2) 供試体の鉄筋配置想定

本供試体では、切断面に鉄筋の位置を確認することが出来る。本試験では、各供試体の両側面露出鉄筋の位置を測定し、鉄筋配置想定図を作成した。

① 供試体①

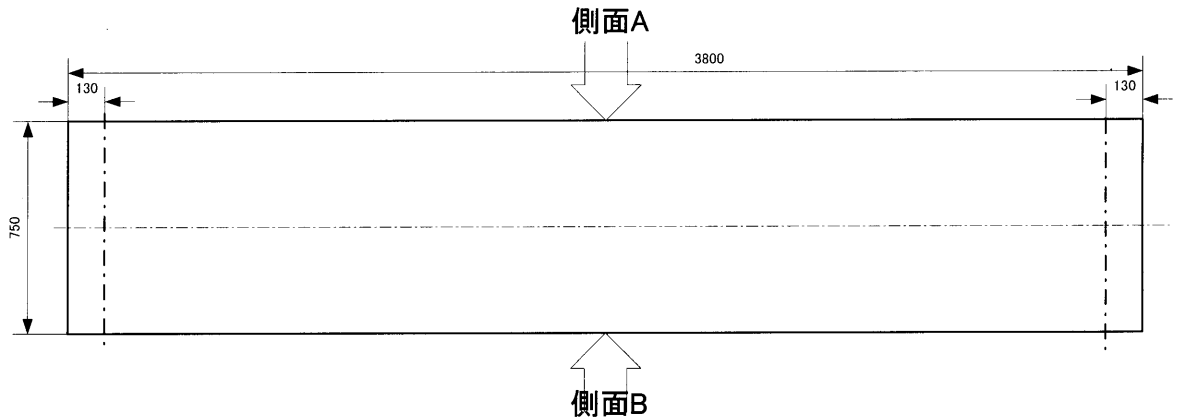


図-4.5.1.4 供試体① 側面位置図

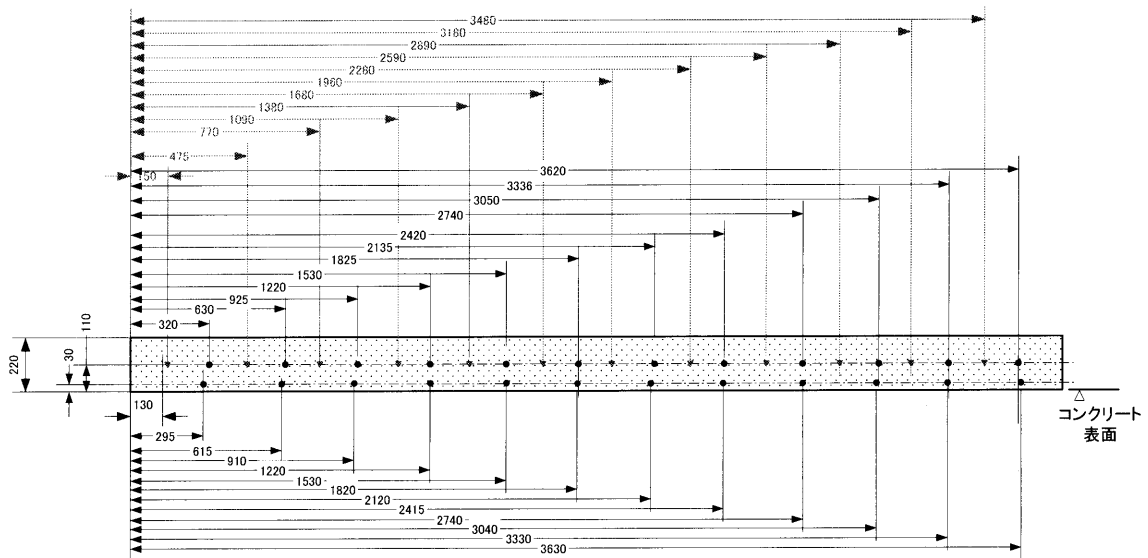


図-4.5.1.5 供試体① 側面 A 側 鉄筋位置

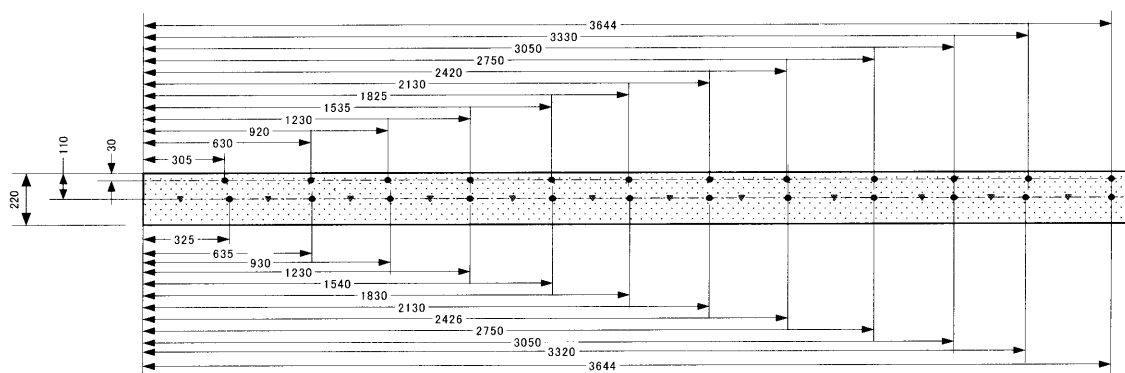


図-4.5.1.6 供試体① 側面 B 側 鉄筋位置

図-4.5.1.5 および図-4.5.1.6 の供試体①の側面露出鉄筋位置から、当該供試体の平面鉄筋配置を図-4.5.1.6 のように想定した。図-4.5.1.7 では、平面鉄筋配置で、上筋 (●) と下筋 (●) の重なっている箇所は上筋を、下筋 (▽) のみの方は下筋位置を示した。

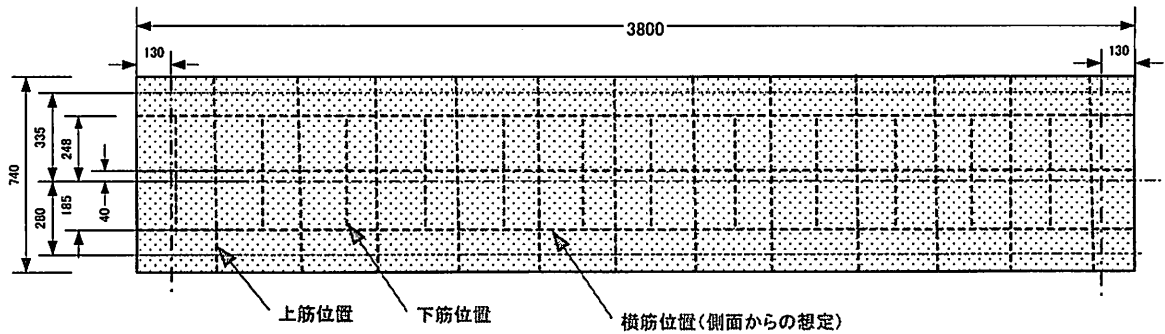


図-4.5.1.7 供試体① 鉄筋配置想定図(平面配置)

同様に、供試体②の側面鉄筋位置測定結果と平面配置想定を、図-4.5.1.8～図-4.5.1.11 に示す。

② 供試体②

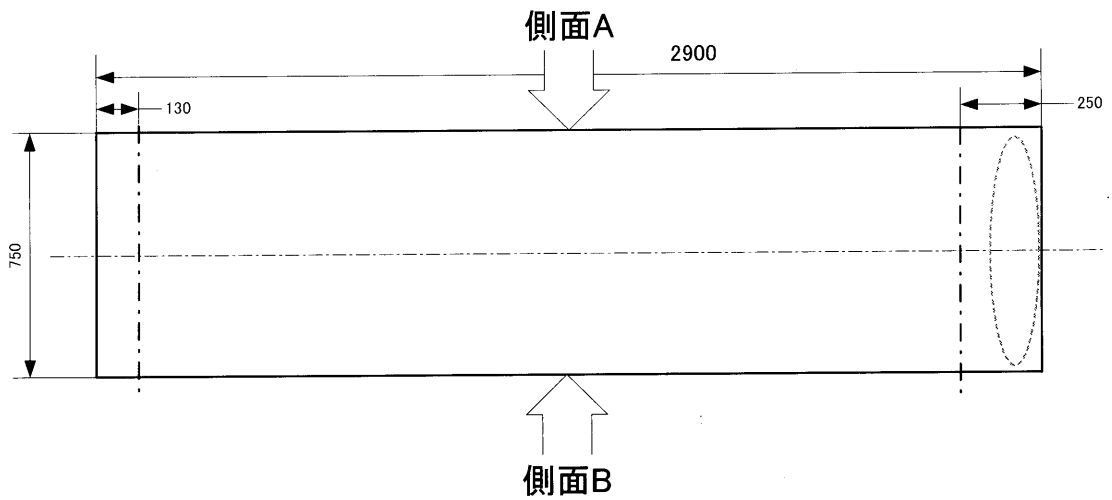


図-4.5.1.8 供試体② 側面位置図

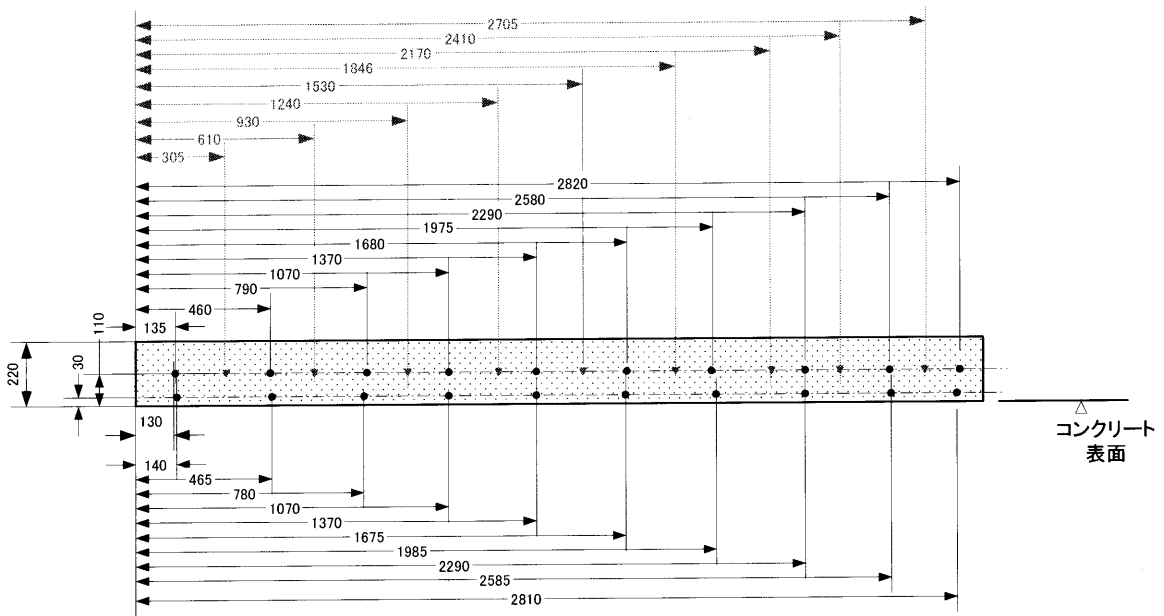


図-4.5.1.9 供試体② 側面 A 側 鉄筋位置

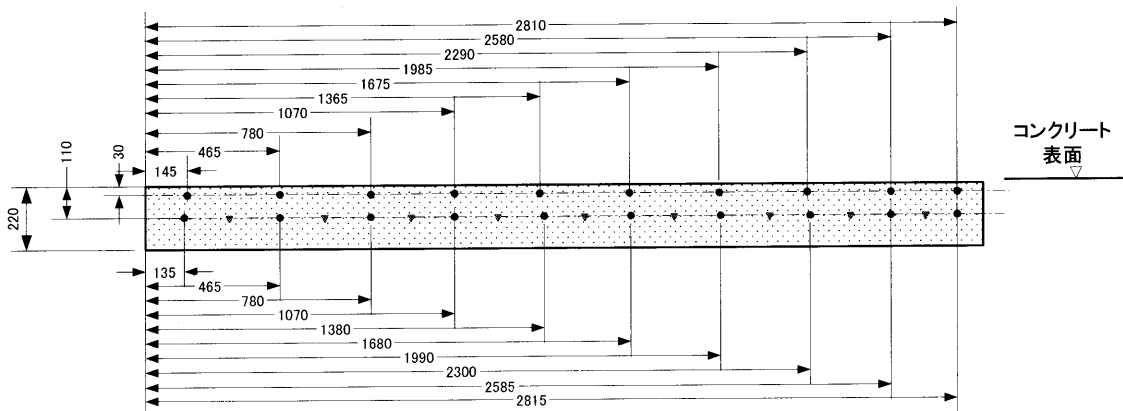


図-4.5.1.10 供試体② 側面 B 側 鉄筋位置図

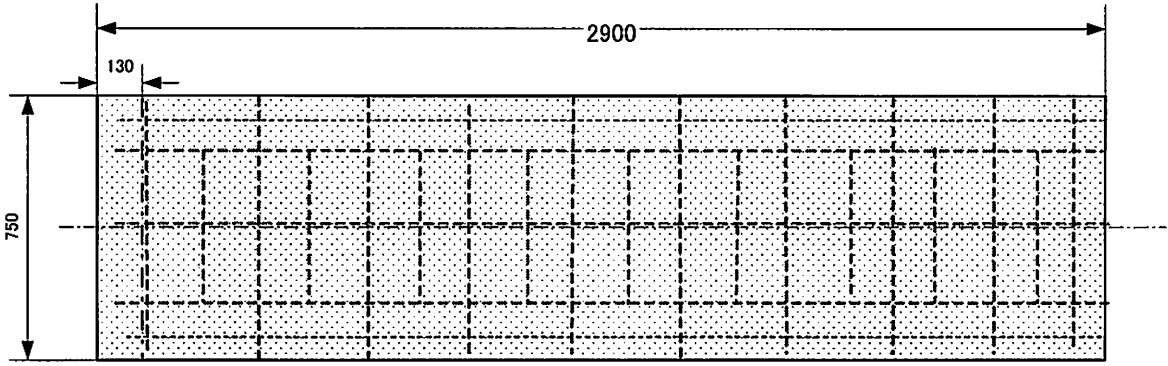


圖-4.5.1.11 供試体② 鉄筋配置想定図(平面配置)

【測定結果】

ここでは、前項2) で得られた鉄筋配置想定図に、MPLA レーダで調査した解析画像を貼り付けて鉄筋他の位置を確認し、その探査性能の評価を行った。図示の考察(1)～は、5) 項での考察に述べる。

① 供試体①の探査画像 (平面透過)

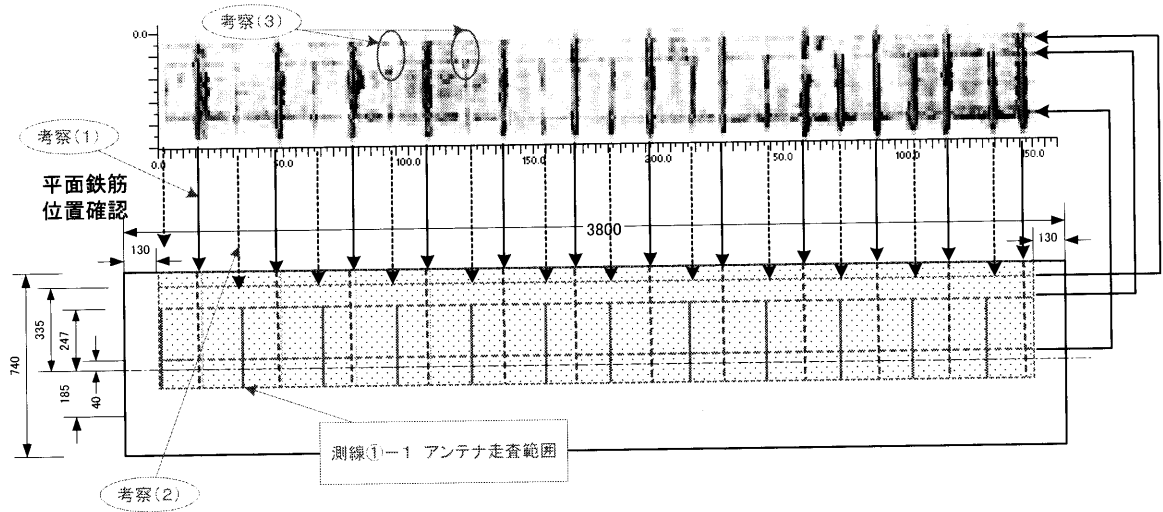


図-4.5.1.12 供試体①／測線①-1 平面透過画像

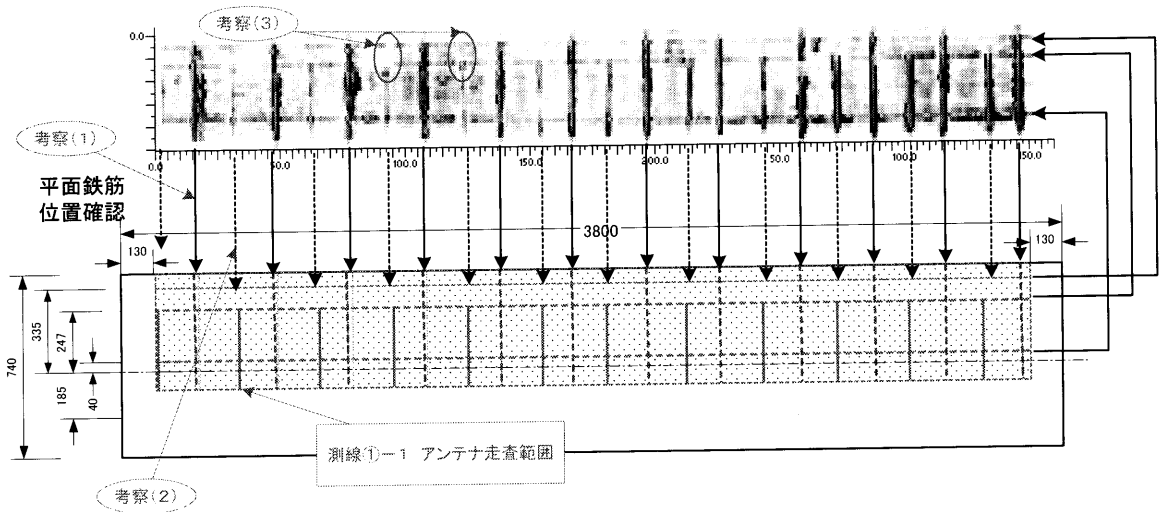


図-4.5.1.13 供試体①／測線①-2 平面透過画像

② 供試体②探査画像（平面透過）

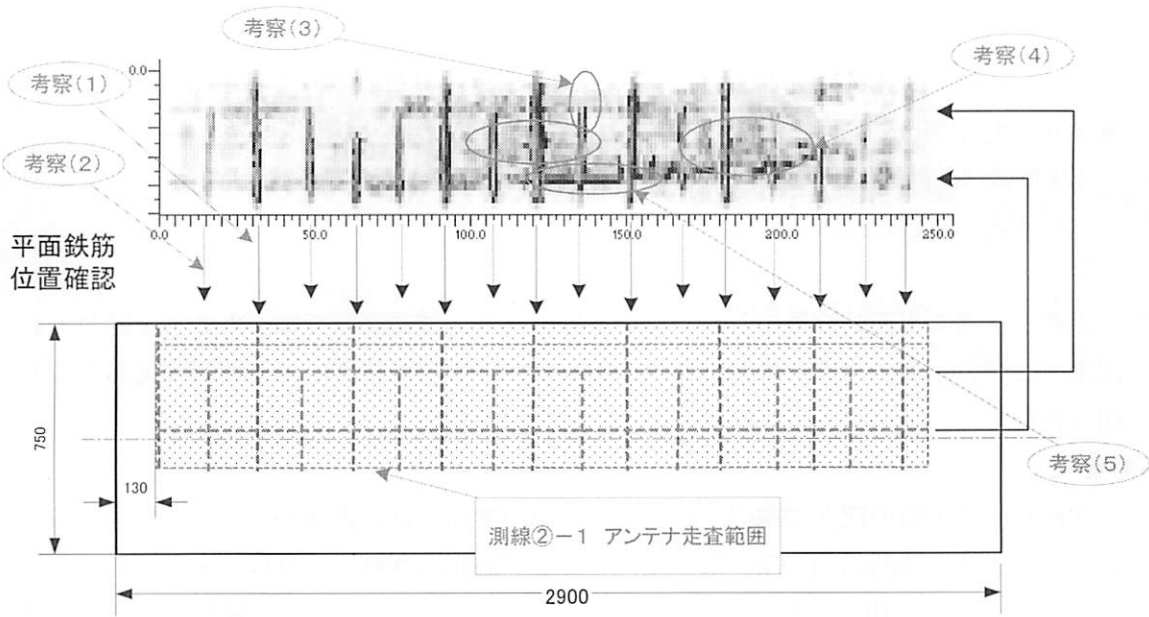


図-4.5.1.14 供試体①／測線②—1 平面透過画像

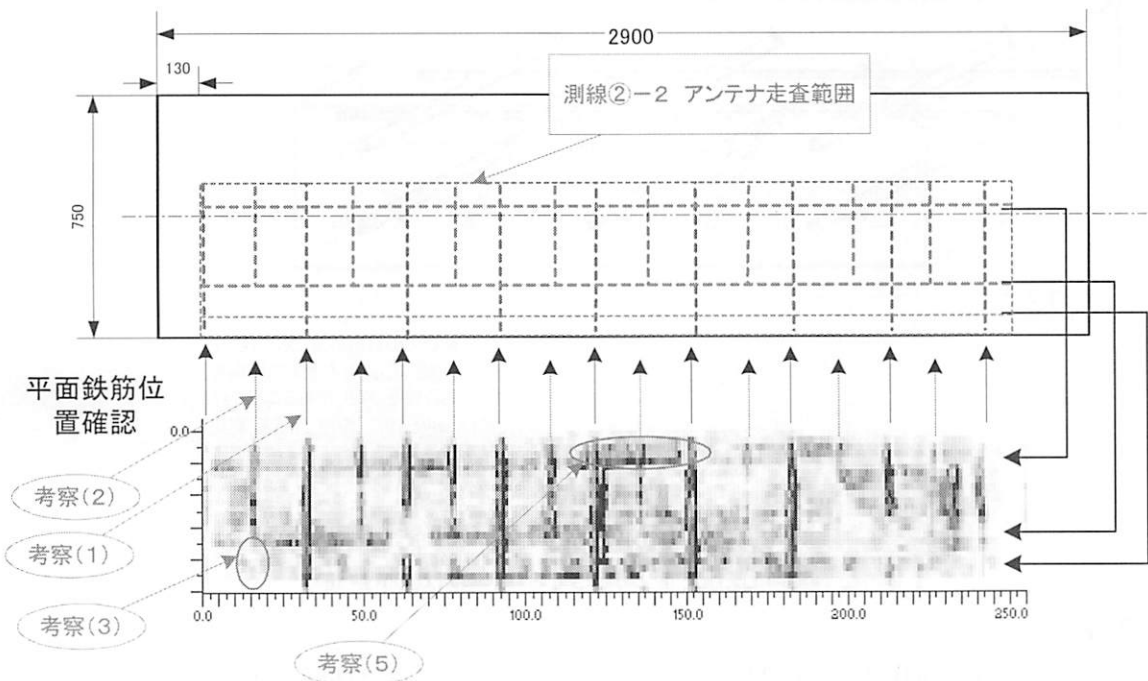


図-4.5.1.15 供試体①／測線②—1 平面透過画像

【考察】

・考察(1)

図-4.5.1.12～図-4.5.1.15 に示すように、上筋*の位置を三次元で表示出来ており、その位置検知精度は数 cm 程度（アンテナ走査方向）であることが確認出来た。

*実際は当該供試体は上下逆転して設置されており、実橋での上筋を指すものでなく、供試体の設置方向での上筋を示すものである。以下、同様。

上筋と下筋の平面的位置の差がでている場合、平面透過画像ではその2本を感知・表示が出来ており、下筋の位置も検知できている。またその位置精度も上筋と同程度あることが証明された。

・考察(2)

切断断面で下筋の深さに確認された下筋（図の▼部）は、表面からの調査で上筋の深さに確認され、更に切断面側で深くなっていることが確認された。これは、山形に加工された鉄筋が上筋+下筋の中間に配置されていることが認識される。この配置想定イメージは、図-4.5.1.16 のように考えられる。

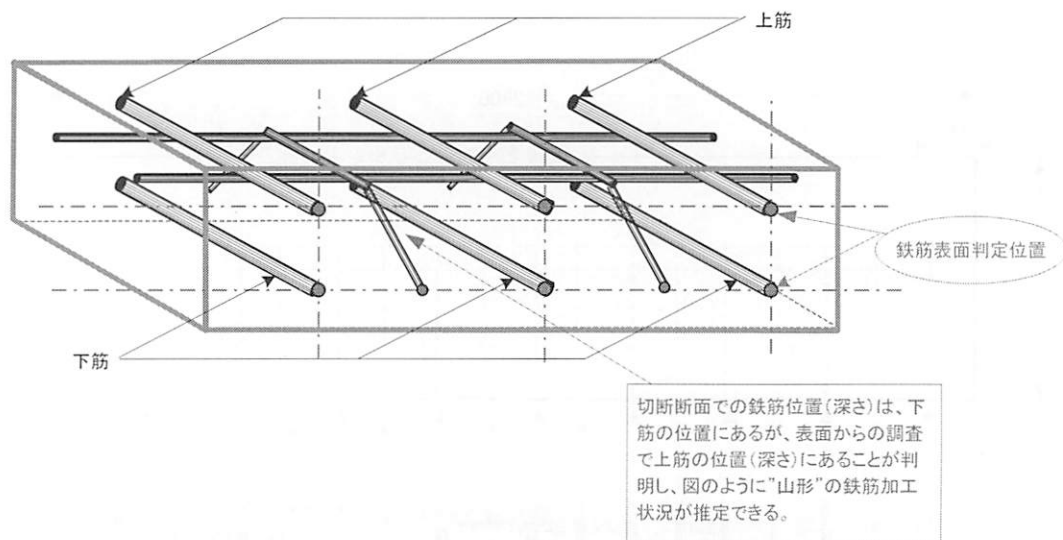


図-4.5.16 内部鉄筋配置想定イメージ

(測定は床版下面より行っており、実橋は上下逆転)

・考察(3)

考察(2)と同様に、“山型”の鉄筋は平面透過画像からは切断面側に向けて斜めに配置され、平面透過画像では深くなるに連れて反射強度が低くなっていることが認識される。これは、考察(3)の推定を裏付けることになる。

・考察(4)

図-4.5.1.13、図-4.5.1.14 において、鉄筋の間に反射映像が確認される。これはコンクリート内部に何らかの欠陥（剥離面など）が存在することが推定される。実際は、この箇所でもボーリングするなどしてコンクリートコアを採取し確認する必要がある。

・考察(5)

図-4.5.1.14、図-4.5.1.15 において画像における横筋の一部に大きな反射が判定される。これは、この箇所鉄筋に何らかの異常（錆の発生、暴爆、コンクリート未着など）が推定される。実際は、この箇所ボーリングするなどしてコンクリートコアを採取し確認する必要がある。

4.5.2 自然電位

【測定方法】

① 測定項目

使用した計測装置について表-4.5.2.1 に示す。

表-4.5.2.1 自然電位法に使用した計測装置

計測項目	使用した計測装置
自然電位の計測	鉄筋腐食診断計 TR-01 型 コロージョンハンター 電位センサ:PE-1 型 回転式鉛照合電極 測定間隔:5cm、測定範囲:-2,000mV~+2,000mV (開発元:日本防蝕工業株式会社)
含水率の計測	コンクリート・モルタル水分計 HI-520(高周波容量式(20MHz)) 測定範囲:0~12%

② 測定対象

測定は、表-4.5.2.2 に示すように気中部からの切出し供試体で3面、水中(汽水)部からの切出し供試体で3面において測定を実施した。測定状況を写真-4.5.2.1、測定面の状況を写真-4.5.2.2 に示す。

表-4.5.2.2 測定対象

供試体				測定面
P1 橋脚 左岸	上部	(気中部)	(1)	①
				②
				③
P2 橋脚 右岸	下部	(水中部 汽水)	(2)	④
				⑤
				⑥

③ 測定手順

測定手順を以下に示す。

1. 導通確認
2. 散水(30分程度)によりコンクリート表面を湿潤状態にする。
3. 散水後の含水率を測定する。含水率のデータは自然電位の補正に使用する。
4. 自然電位の計測を行う。

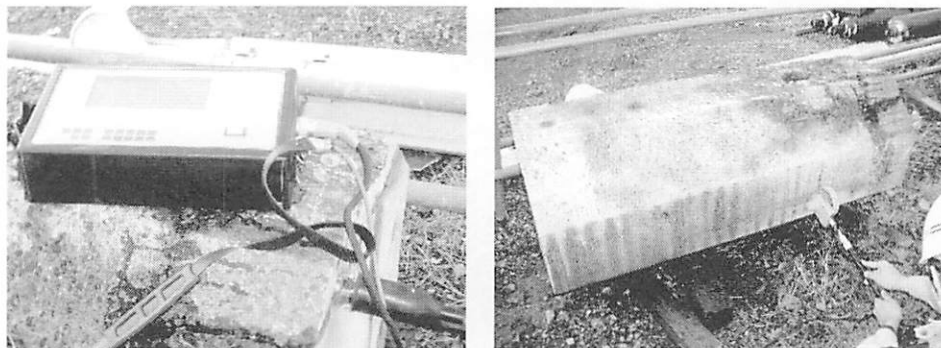
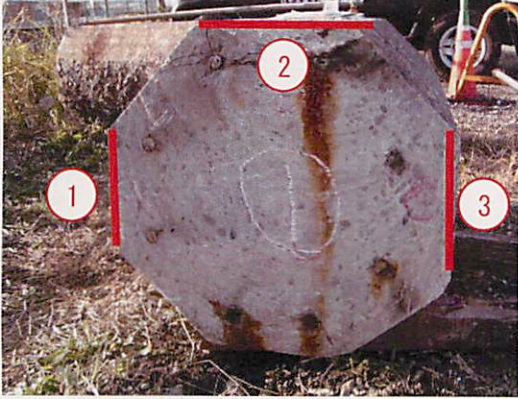


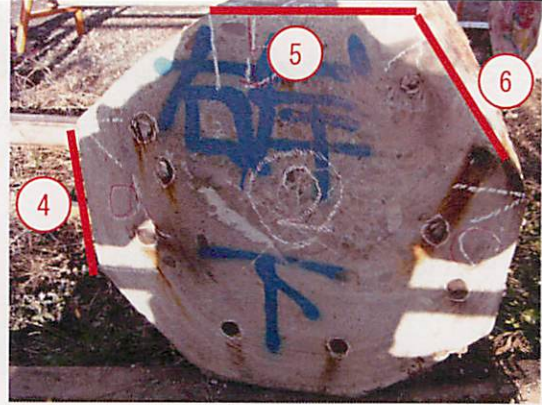
写真-4.5.2.1 試験実施状況

供試体(1) P1 左岸橋脚上部(気中部)

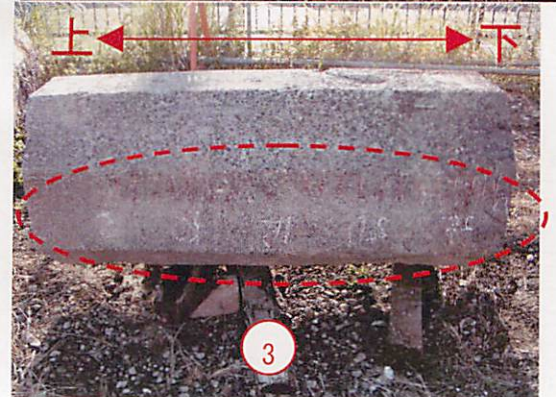
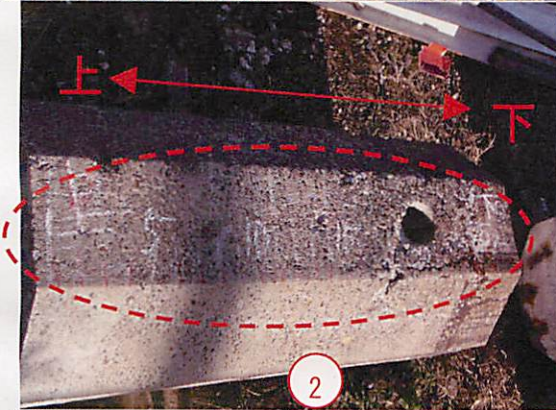
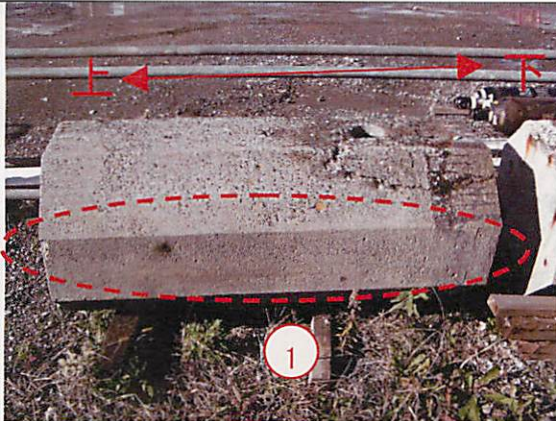


断面(下端部)

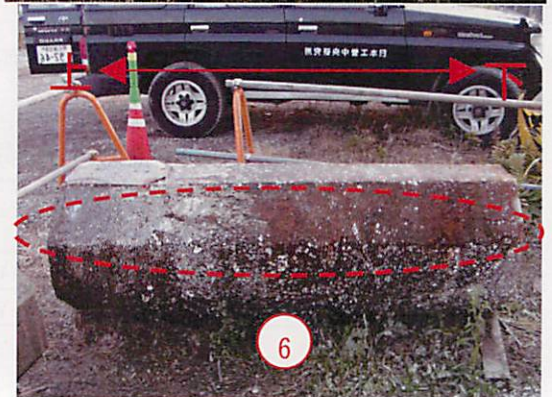
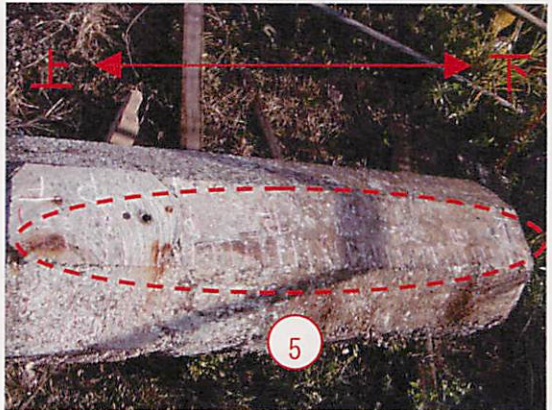
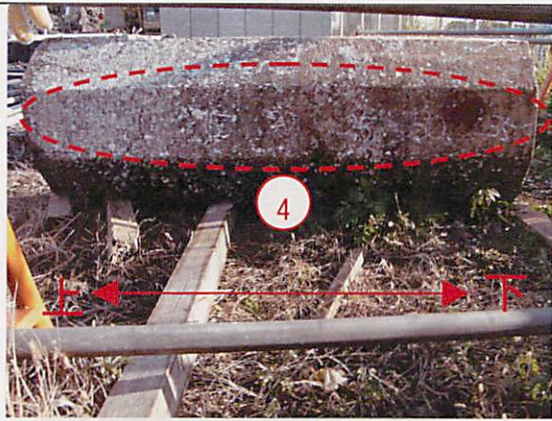
供試体(2) P2 右岸橋脚下部(水中部、汽水部)



断面(下端部)



側面



側面

写真-4.5.2.2 測定位置

④ 評価方法

測定結果の評価は、「鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今度の動向」(土木学会)に紹介されているコンクリートの品質や性状による電位変動分を補正した補正自然電位を求めて行った。以下に補正自然電位の算出方法と自然電位の判定方法を示す。

1)自然電位の補正

補正自然電位は式(1)により算出できる。

$$\text{補正自然電位} = \text{測定自然電位} - \text{電位変動分} \quad (1)$$

電位変動は、コンクリート表層の含水率が低い場合に生じる電気抵抗による電位降下や中性化、塩分浸透から生じる拡散電位差などにより生じる。コンクリート表層の含水率が6%以下である場合、電位変動分が大きくなり、補正の必要となる。その補正量は、電位変動に大きく影響する含水率と炭酸化による中性化深さに依存し、これらの値を用いて、式(2)から、算出する。

$$Z = Z1 + Z2 \quad (2)$$

ここに、

Z : (電位変動分)

Z1 : (含水率による電位変動分)

Z2 : (炭酸化に進行に伴う電位変動分)

・塩化物イオンを含まない場合

$$Z1 \text{ (電位変動分, mV)} = -25 \times X \text{ (含水率, \%)} + 180 \quad (3)$$

$$Z2 \text{ (電位変動分, mV)} = -8 \times Y \text{ (炭酸化による中性化深さ, mm)} \quad (4)$$

・塩化イオンを 3kg/m³含む場合

$$Z1 \text{ (電位変動分, mV)} = -20 \times X \text{ (含水率, \%)} + 150 \quad (5)$$

$$Z2 \text{ (電位変動分, mV)} = 4 \times Y \text{ (炭酸化による中性化深さ, mm)} \quad (6)$$

2)鉄筋の腐食度の判定

鉄筋腐食の判定は、表-4.5.2.3 に ASTM の基準に基づいて行った。

表-4.5.2.3 自然電位と鉄筋腐食性の関係 (ASTM C 876)

自然電位 E(vs CSE)	鉄筋腐食の可能性
$-200 \text{ mV} < E$	90%以上の確立で腐食なし
$-350 \text{ mV} < E \leq -200 \text{ mV}$	不確定
$E \leq -350 \text{ mV}$	90%以上の確立で腐食あり

【測定結果および考察】

1)含水率測定結果

供試体の各面で測定した含水率を表-4.5.2.4 に示す。自然電位の補正は、供試体の平均含水率を用いて行った。ただし、供試体（1）は、表面が平坦でなく正確に含水率が測定できていないと考えられることから、供試体（2）と同じ含水率であると考えて補正を行った。なお、今回は中性化深さによる補正は行わなかった。

表-4.5.2.4 含水率測定結果

供試体	測定面	含水率									
		測定値								平均値	
(1)	①	4.5	4.3	4.5	3.0	2.2	3.8	-	-	3.7	2.4
	②	3.4	2.4	1.0	1.0	1.0	3.0	-	-	2.0	
	③	2.1	1.2	1.9	1.6	1.9	0.8	-	-	1.6	
(2)	④	4.2	4.7	4.9	4.9	4.2	4.1	5.3	4.9	4.7	4.8
	⑤	4.2	4.7	4.4	5.6	5.0	4.9	4.5	5.1	4.8	
	⑥	4.7	5.4	5.1	6.0	4.3	4.6	4.9	4.5	4.9	

2)自然電位測定結果

①供試体(1)

補正後の自然電位測定結果を図-4.5.2.1 に示す。図より、上側半分は自然電位が -200mV 以下の値を示す範囲が多く、目立った変状も見られないことから、鉄筋が腐食している可能性は低いと考えられる。一方、下側半分は、自然電位が $-300\sim-500\text{mV}$ と低い値を示しており、鉄筋のうきが見られることから全体的に鉄筋が腐食している可能性が高いと考えられる。

②供試体(2)

補正後の自然電位測定結果を図-4.5.2.2 に示す。上半分は、自然電位が $-250\sim-350\text{mV}$ の範囲が多く、ASTM の基準によると不確定という判定になるが、鉄筋の腐食、ひび割れが見られることから、自然電位が -250mV 以下の範囲については鉄筋が腐食している可能性が高いと考えられる。したがって、全体的に鉄筋が腐食している可能性が高いと考えられる。

自然電位 (mV)	ASTM の鉄筋腐食評価
□ -100 ~ - 50	90%以上の確立で 腐食なし
■ -150 ~ - 100	
■ -200 ~ - 150	
□ -250 ~ - 200	不確定
■ -300 ~ - 250	
■ -350 ~ - 300	
■ -400 ~ - 350	90%以上の確立で 腐食あり
■ -450 ~ - 400	
■ -500 ~ - 450	

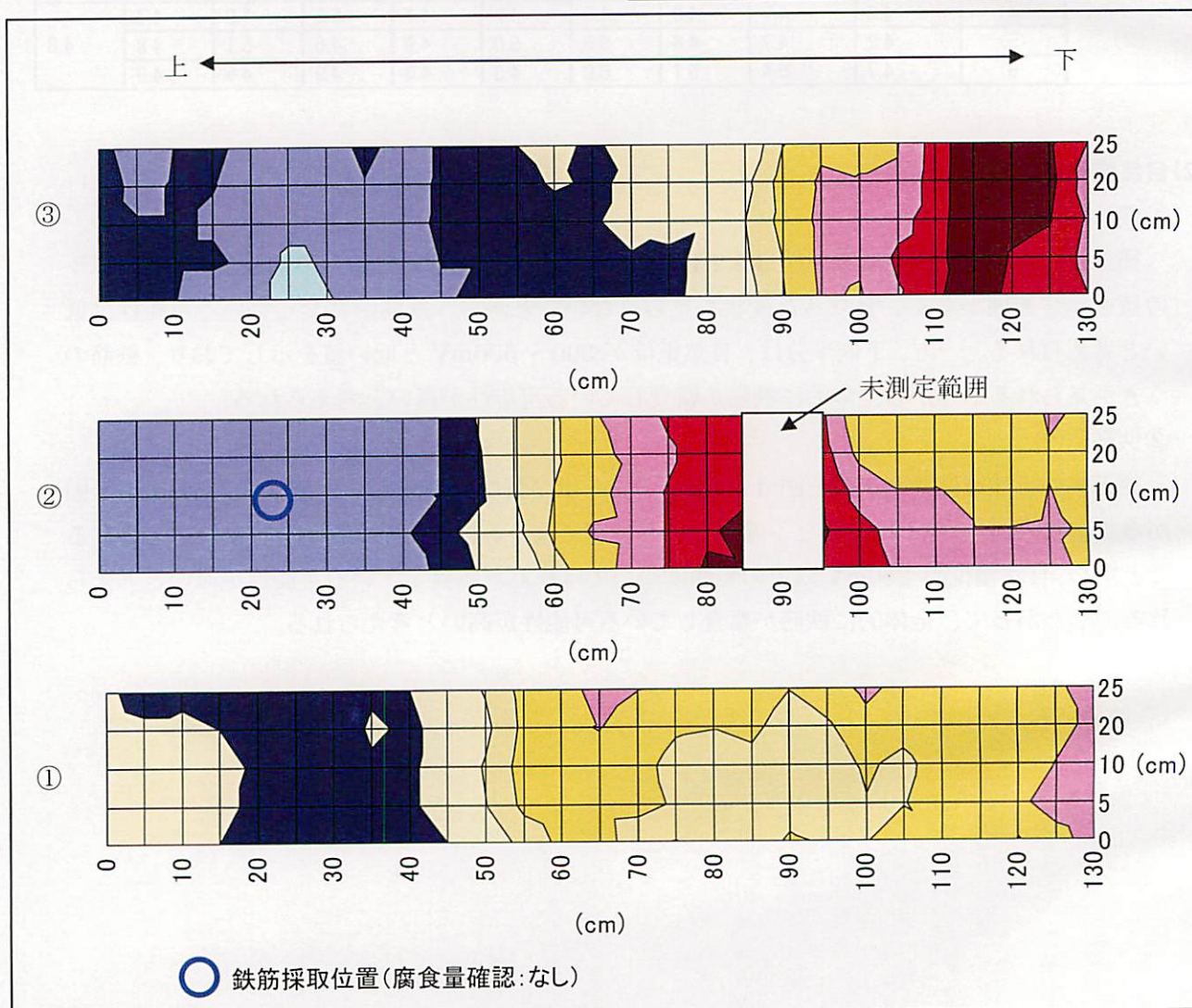


図-4.5.2.1 供試体(1) P1左岸橋脚上部(気中部)
自然電位測定結果(補正後)

自然電位 (mV)	ASTM の鉄筋腐食評価
□ -100 ~ - 50 ■ -150 ~ - 100 ■ -200 ~ - 150	90%以上の確立で 腐食なし
□ -250 ~ - 200 □ -300 ~ - 250 □ -350 ~ - 300	不確定
■ -400 ~ - 350 ■ -450 ~ - 400 ■ -500 ~ - 450	90%以上の確立で 腐食あり

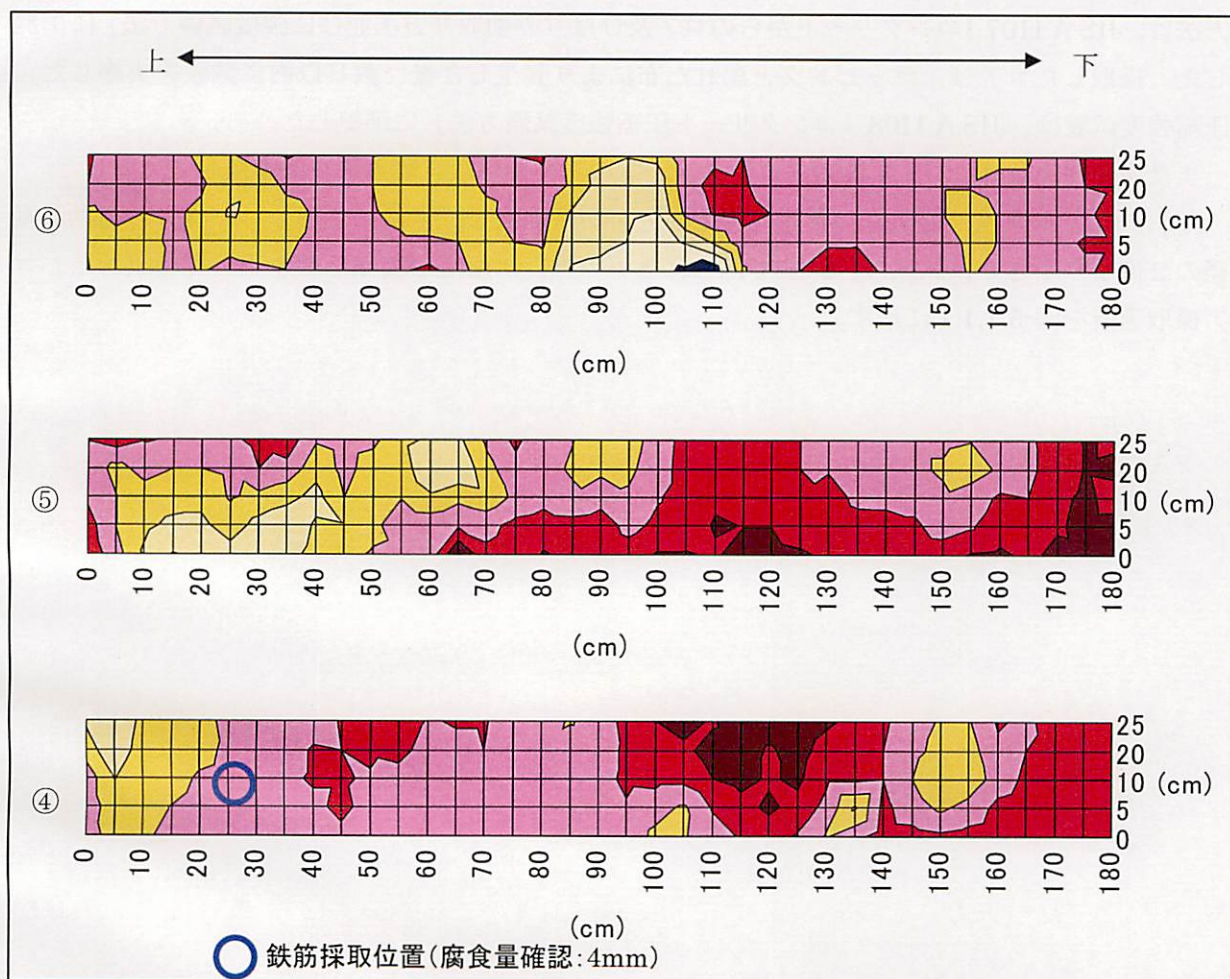


図-4.5.2.2 供試体(2) P2右岸橋脚下部(水中部、汽水部)
自然電位測定結果(補正後)

5. 耐久性および耐荷力検討に繋がる非破壊検査項目の検討

ここでは、前章で行った非破壊検査項目について、破壊検査結果との比較によって耐久性および耐荷力に繋がる検査項目の検討を試みた。

以下、破壊試験によるコンクリート、鉄筋に関する検査結果に続き、非破壊試験との比較による検討結果を示す。

5.1 コンクリート

5.1.1 圧縮強度・静弾性係数

【方法】

コンクリート強度は、根岸橋から切り出した部材から採取したコアを用いて求めた。コア採取方法は、JIS A 1107「コンクリートからのコア及びはりの切取り方法並びに強度試験方法」に準拠した。採取したコアは、ラッピングと濡れた布により養生した後、数日以内に試験を実施した。圧縮強度試験は、JIS A 1108「コンクリート圧縮強度試験方法」に準拠した。

また静弾性係数は、JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」に準拠して実施した。

なお、コア試験体の端面は、表面の劣化部分を切断除去し、平滑に整形した。コアの高さが直径の2倍より小さい供試体は、試験で得られた圧縮強度に所定の補正係数を乗じて補正した。コア採取箇所を図-5.1.1.1に示す。

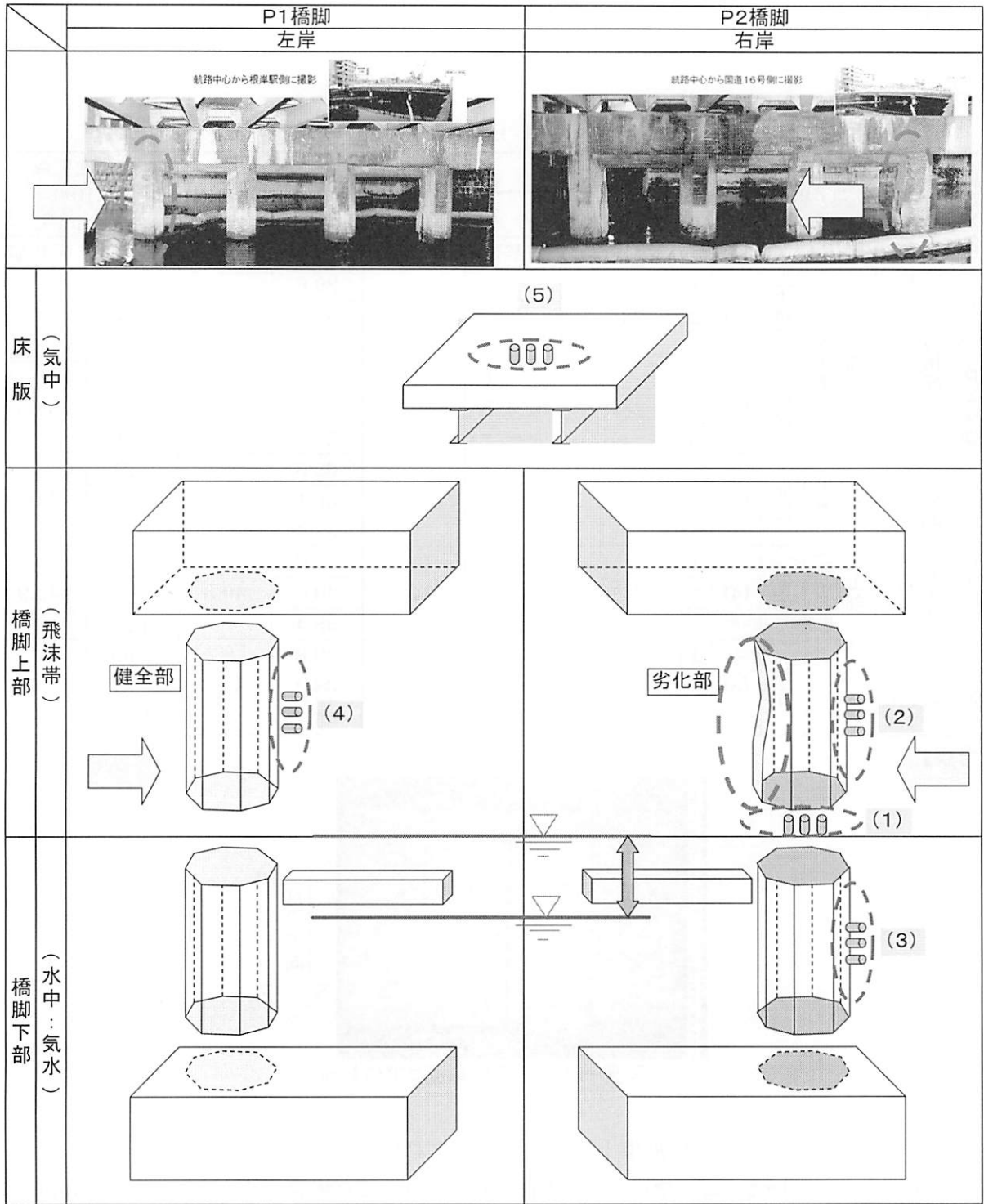


図-5.1.1..1 コア採取箇所

【結果】

採取したコアの圧縮強度・静弾性係数の結果を表-5.1.1.1、コア供試体の状況を写真-5.1.1.1 に示す。

表-5.1.1.1 圧縮試験結果

調査対象	目視状況	コア供試体		見掛け密度(kg/m ³)	圧縮強度(N/mm ²)				静弾性係数(×10 ⁴)(N/mm ²)			
					反発度*		コア採取					
		採取位置	No.	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値	試験値	平均値		
P2橋脚	劣化部	右岸	上部 (飛沫帯)	下端面	(1)	2366	43.5	43.5	29.6	36.7	2.88	3.33
					2				35.3		3.06	
					3				45.2		3.60	
		側面	(2)	2399	47.6 上	40.0	34.5	40.7	3.34	3.63		
			2		32.4 下		59.0		4.25			
			3		—		28.6		3.29			
	健全部	下部 (水中)	側面	(3)	2423	41.4 上	41.4	60.0	56.1	4.21	4.05	
				2		43.3 下		56.1		3.82		
				3		—		52.4		4.13		
P1橋脚	健全部	左岸	上部 (飛沫帯)	側面	(4)	2418	35.1 上	34.2	42.6	40.3	4.30	4.29
					2		33.3 下		40.0		—	
					3		—		38.4		4.27	
床版	健全部	中央支間	(気中)	下面	(5)	2346	31.5	31.5	29.8	34.3	2.55	2.68
					2		—		38.0		2.37	
					3		—		35.1		3.12	

【考察】

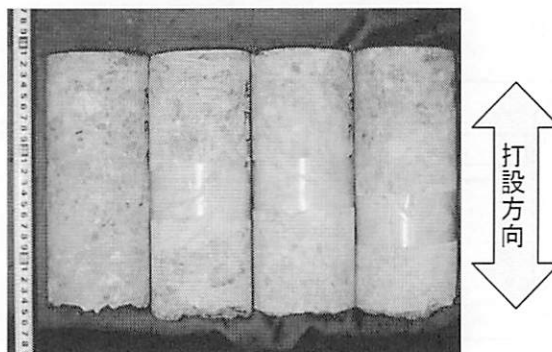


写真-5.1.1.1 橋脚端面コアの状況

「横浜市橋梁設計標準」(横浜市土木局)資料によれば、コンクリートの許容圧縮応力度は7.9N/mm²となっている。ここで安全率を現在と同様に3とした場合、設計基準強度24N/mm²で設計されたことになる。コア試験体の圧縮強度試験の最小値は、29N/mm²程度であったことから妥当なコンクリート配合であったといえる。しかしながら、圧縮強度データには部位、試験体毎でバラツキが多い結果となった。ばらツキの原因としては、以下に示す当時のコンクリート配合や施工状況、80年を経過したコア採取時の振動による影響等が考えられる。

反発度法との比較では、6.8～14.7N/mm²の差が認められたが、平均値としては概ね良好な推定できたものと考えられる。

一方、静弾性係数については、圧縮強度試験と同時に測定している。土木学会式(1)から求めた値と比較して、表-5.1.1.2 および図-5.1.1.1 に示す。

$$Ee(t) = 4.7 \times 10^3 \sqrt{f'c(t)} \quad (1)$$

ここに、 $Ee(t)$: 材齢 t 日における有効ヤング係数(N/mm²)

$f'c(t)$: 材齢 t 日の圧縮強度(N/mm²)

表-5.1.1.2 圧縮強度と静弾性係数の関係

調査対象	目視状況	コア供試体		質量(g)	見掛け密度(kg/m ³) 試験値	圧縮強度(N/mm ²) 試験値	静弾性係数(×10 ⁴) (N/mm ²)				
		採取位置	No.				試験値	土木学会式算出値			
P2橋脚	劣化部	右岸	上部 (飛沫帯)	下端面	(1)	1	3599	2368	29.6	2.88	2.56
					2	3574	2368	35.3	3.06	2.79	
					3	3569	2362	45.2	3.60	3.16	
				側面	(2)	1	3507	2380	34.5	3.34	2.76
				2	3610	2436	59.0	4.25	3.61		
				3	3545	2382	28.6	3.29	2.52		
	健全部	下部 (水中)	側面	(3)	1	3642	2448	60.0	4.21	3.64	
				2	3600	2369	56.1	3.82	3.52		
				3	3615	2452	52.4	4.13	3.40		
P1橋脚	健全部	左岸	上部 (飛沫帯)	側面	(4)	1	3185	2438	42.6	4.30	3.07
					2	2841	2386	40.0	—	—	
					3	3394	2429	38.4	4.27	2.91	
床版	健全部	中央支間	(気中)	下面	(5)	1	3458	2348	29.8	2.55	2.57
					2	3857	2358	38.0	2.37	2.90	
					3	3042	2331	35.1	3.12	2.79	

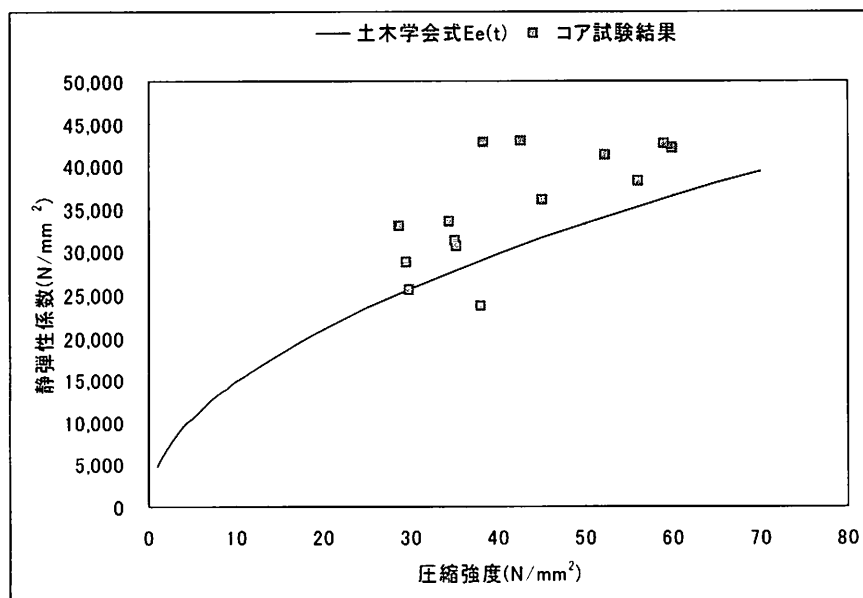


図-5.1.1.1 圧縮強度と静弾性係数との関係

静弾性係数の試験値は、土木学会式より求められる静弾性係数よりも概ね大きな値となっている。これは配合上、骨材量が多くなっていることによると考えられる。

コンクリートの配合は、セメント：砂：砂利＝1：2：4（容積比）であり、現在の配合より砂利の量が多い（写真-5.1.1.1 参照）。当時のコンクリートの単位水量管理は厳密ではなく、混練水はじょうろで注ぎ、多量に用いないことが推奨されていた。当時のコンクリート配合の考え方は、砂利の空隙がモルタルで充填されれば良く、モルタル分が過剰にならないようにするものであったが、この状況は採取したコア断面においても、顕著に現れていた。

コンクリート製造にあたって、当時は十分なプラント設備はなかったが、その練混ぜには機械が用いられていた。1911年(明治44年)竣工の横浜市の大岡川に架かるRCアーチ造の吉田橋の施工記録では、ミキサからの排出に伴う材料分離を避けるために、モルタルを練り混ぜ、コンクリート混合機でモルタルと砂利とを練り混ぜ、打込み前に練直しを行っている。当時のミキサは不傾式円筒胴ミキサで、硬練りのコンクリートには不向きであった。根岸橋の施工においても同様なミキサを用いていたものと考えられる。

また当時のコンクリート打設管理は、打設温度を考慮した練混ぜから打込みまでの時間管理などは行われなかったものと思われ、降雨や気温等、気象の影響が大きかったことが予想される。根岸橋の施工期間は3月から12月であり、梅雨時期をはさんで、いわゆる暑中コンクリートの打設であり、以上からも当時の施工時のばらつきは大きかったことが推察される。

5.1.2 中性化深さ

【方法】

コンクリートの中性化の進行は、鉄筋コンクリートに内在する鉄筋の腐食にかかわる指標として重要である。中性化は、鉄筋の不動態皮膜を破壊して発錆させ、かぶりコンクリートのひび割れ・はく離・はく落にかかわり、構造物の耐久性、耐荷力の検討に大きくかかわると考えられる。

【結果】

中性化深さの測定結果を表-5.1.2.1に示す。

表-5.1.2.1 中性化深さ測定結果

供試体 No.		深さ (mm)					
		①	②	③	④	平均値	
P2(右岸)劣化 上部(飛沫帯) 下端面	(1)	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
P2(右岸)劣化 上部(飛沫帯) 側面	(2)	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		3	10.0	13.0	16.0	13.2	13.0
P2(右岸)劣化 下部(水中) 側面	(3)	1	13.5	6.4	7.1	8.3	8.8
		2	9.2	9.0	9.4	10.0	9.4
		3	7.7	6.6	4.9	10.4	7.4
P1(左岸)健全 上部(飛沫帯) 側面	(4)	1	12.8	12.6	12.7	12.5	12.7
		2	13.5	13.8	14.1	12.9	13.6
		3	11.5	11.7	7.1	9.1	9.8
床版(中央支間)健全 下面(気中)	(5)	1	21.9	25.3	24.7	24.6	24.1
		2	31.5	32.7	31.5	27.9	30.9
		3	47.8	48.9	53.4	54.0	51.1

【考察】

中性化深さは、橋脚の端面で0mm、側面では最大14mm程度、床版では50mm程度が測定された。橋脚において中性化がそれほど進行していないのは、干満帯などで常に湿潤環境にあったためであり、床版は気中環境下にあるため、中性化が進行したものと考えられる。

床版の中性化深さ全測定値の平均は35mm程度であるが、これをコンクリート標準示方書の中性化に関する式(1)によって試算する。

$$C=A\sqrt{t} \text{ -----} \quad (1)$$

(1)式は、中性化が定常状態で炭酸ガスのコンクリート中への拡散によって生じると仮定すると、中性化深さCは経過時間tの平方根に比例することを示している。

これを「岸谷式」により、標準的な中性化予測値の算出を行った。

・岸谷式 $W/C60\%$ 以上： $t=0.3(1.15+3x)C^2/R^2(x-0.25)^2$ (2)

$W/C60\%$ 以下： $t=7.2C^2/R^2(4.6x-1.76)^2$ (3)

ここに、 t ： $C(\text{cm})$ まで中性化する経過時間（年）

x ：強度上の水セメント比

R ：中性化比率（ $R=1$ ）

これより、経過時間 t に 80 年として、 C と x の関係を求めた結果は以下のとおりとなった。

表-5.1.2.2 中性化深さから求めた水セメント比の推定値

		平均中性化深さ C:(mm)		強度上の水セメント比 x : (推定値)(%)	
床版健全 下面 (気中)	1	24.1	平均 35.3	54	65.6
	2	30.9		58	
	3	51.1		85	

したがって、80 年経過時で 35mm 程度の中性化深さになるためには、水セメント比 65%程度に相当するコンクリートが用いられたことが推測される。床版の圧縮強度の平均値は 34N/mm²程度であり、この水セメント比の（推定値）は概ね妥当な値である判断される。

また、床版のかぶりの測定値は平均で 76mm（64.0～84mm）程度あり、中性化残りは 30mm程度となる。この結果は、中性化による鉄筋腐食はまだ進行していない段階であることを示しており、撤去時に確認された鉄筋の未発錆の状況と符合する。

これまでと同様に塩分が補給されず中性化のみを考えると、床版の余寿命は約 50 年程度と算定された。

上記の岸谷式によると、

$$\begin{aligned}
 W/C60\% \text{以上} : t &= 0.3(1.15+3x)C^2/R^2(x-0.25)^2 \\
 &= 0.3 \times (1.15+3 \times 0.656) \times 3.0^2/R^2(0.656-0.25)^2 \\
 &= 0.3 \times 3.118 \times 9 / 0.164 = 51.3 \text{ 年} \approx 50 \text{ 年}
 \end{aligned}$$

5.2 鉄筋

鉄筋については、引張強度・弾性係数、腐食量およびその成分に関する調査を行った。以下、調査結果を示す。

5.2.1 引張強度・弾性係数

【方法】

鉄筋の引張強度および弾性係数の試験は、図-5.2.1.1 に示す（右岸）P2 橋脚上部から採取した、腐食の激しい供試材 HF（かぶりが脱落）および腐食の少ない供試材 HN（かぶりが 10cm 程度と十分ある部分）について行った。

試験状況を写真-5.2.1.1 に示す。鉄筋の引張強度および弾性係数の試験は、JIS Z 2241「金属材料引張試験方法」に準拠して行った。引張区間を 200mm として、その中央位置の鉄筋表・裏にひずみゲージの貼り付けを行っている。

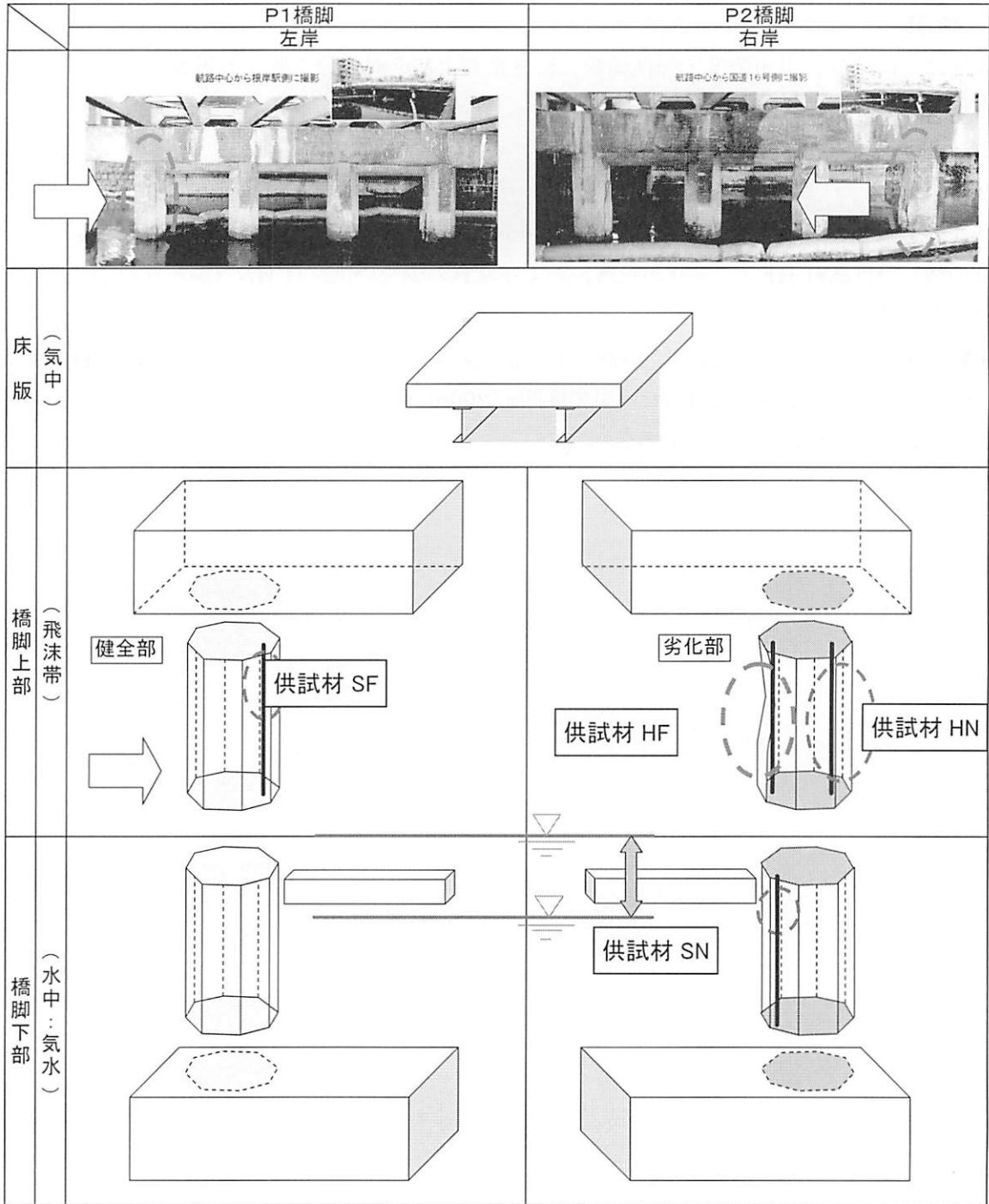


図-5.2.1.1 根岸橋切り出し部材からの鉄筋採取位置

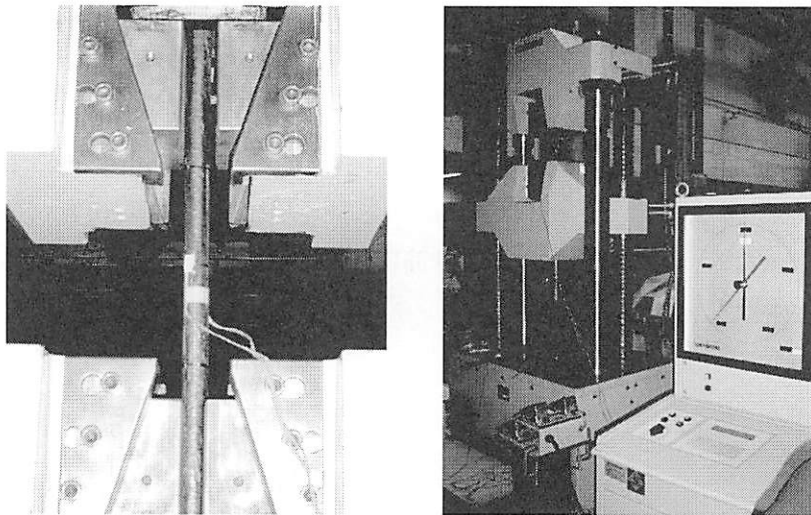


写真-5.2.1.1 鉄筋引張試験状況

【結果】

試験結果を図-5.2.1.2、表 5.2.1.1 に示す。

主鉄筋	降伏荷重 (kN)	引張荷重 (kN)	(参考)φ25mmであると仮定	
			降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
健全部	128.6	183.7	262	374
腐食部	71.6	108.5	146	221

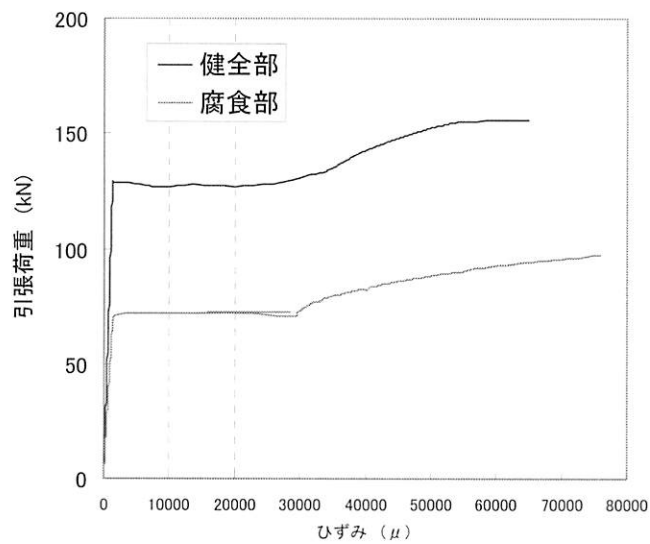


図-5.2.1.2 鉄筋の引張試験結果

表 5.2.1.1 弾性係数の計測結果

	φ25mm 仮定
	弾性係数(kN/mm ²)
健全部 HN	202
腐食部 HF	113

【考察】

一般的な鉄筋コンクリート用鋼材の弾性係数が 200 kN/mm^2 であることから、80 年経過した健全部の鉄筋においては、弾性係数の低下はみられなかった。

一方、 $\phi 25\text{mm}$ と仮定した腐食部の鉄筋における弾性係数は、健全部の 56% に低下している。しかしながら、この低下率を鉄筋の直径に換算すると 18.6mm となり、引張試験を実施した腐食部の鉄筋の最小径が 16.5mm であったことから、80 年経過した鉄筋において鋼材の材質変化による弾性係数の低下はないことがわかる。

5.2.2 鉄筋腐食量

【方法】

鉄筋腐食量の測定は、成分分析用および引張強度用として切り出した部材から採取した供試材について行った。

腐食量は、成分分析用供試材および引張強度用供試材について、その輪切り切断面の腐食部分を除いた鋼材部分の外径（最大部、最減少部）を測定して求めた。調査位置は図-5.2.1.1 に先述したとおりである。引張試験用供試材の表面状況を写真-5.2.2.1 に示す。

【結果および考察】

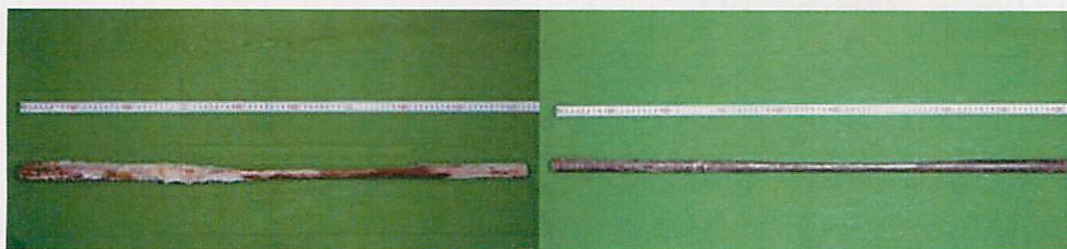
供試材外観について、成分分析用を写真-5.2.2.1、引張試験用を写真-5.2.2.2 に示す。成分分析用供試材の腐食は均一ではなく、局所的に激しく腐食されている部位が認められる。外観上は、供試材 SF の方が激しく腐食しているように見えるが、供試材 SN にも写真-5.2.2.1 に示すように、内部に腐食層が認められた。また引張試験用に P2 橋脚上部の劣化の激しい部分から採取した供試材 HF では、部分的に相当の腐食が認められた。



供試材 SF（腐食の激しい）

供試材 SN（腐食の少ない）

写真-5.2.2.1 成分分析用供試材の表面状況と調査部位



(錆除去前)

(錆除去後)

供試材 HF(腐食の激しい)



(錆除去前)

(錆除去後)

供試材 HN(腐食の少ない)

写真-5.2.2.2 引張試験用供試材の表面状況

鉄筋の寸法測定結果について、成分分析用供試材の結果を表-5.2.2.1 に、引張強度用供試材の結果を表-5.2.2.2 に示す。成分分析用供試材 SF では、いずれも局所的に激しい腐食を受けており、直径減少量として最も大きい部位は、約 4mm に達していた。SN では 0mm である。なお、この値は、図-4.5.2.1 および図-4.5.2.2 に示す自然電位測定位置との関連付けがされている。

一方、引張試験用供試材 HF は、(右岸) P2 橋脚上部の飛沫帯で最も劣化している部分から採取しており、最大 10mm 程度の直径減少を生じていた。かぶりの薄い部分では最大 35% 程度の腐食 (当初の 65% 程度まで減) である。

表-5.2.2.1 成分分析用供試材の鋼材部分外径(腐食部分除去後)(mm)

供試体	長手方向位置					
	腐食の激しい部位①			腐食の少ない部位②		
	最大径 (mm)	最小径 (mm)	差 (mm)	最大径 (mm)	最小径 (mm)	差 (mm)
SF	25.1	21.2	3.9	26.2	25.7	0.5
SN	25.0	25.0 (注:21.0)	0 (注:4.0)	25.7	25.1	0.6

注) 内部の腐食層までの直径 (写真 4.3.3.1 供試材 SN 参照)

表-5.2.2.2 引張試験用供試材の鋼材部分外径(腐食部分除去後)(mm)

供試体	長手方向位置					
	腐食の激しい部位①			腐食の少ない部位②		
	最大径 (mm)	最小径 (mm)	差 (mm)	最大径 (mm)	最小径 (mm)	差 (mm)
HF	26.3	16.5	9.8	25.4	24.1	1.3
HN	26.6	23.4	3.2	25.6	25.1	0.5

したがって、橋脚については塩分量の測定結果から、非常に多くの塩化物がコンクリート中に浸透しており、かなり厳しい塩害環境下であったことがわかる。

橋脚のかぶりコンクリートが剥落した主たる原因は、塩害による鉄筋腐食によると考えられるが、左右岸の P1、P2 橋脚でその状況は異なっている理由が不明である。例えば、船舶の衝突などが初期ひび割れを発生させ、ここに海水が浸透して鉄筋腐食に繋がったことなども想定されるが、それを示すものは確認できなかった。

5.2.3 成分分析

【方法】

成分分析は、金属組織観察および含有元素の定量分析によって行った。以下に方法を示す。

1) 金属組織観察:

- ・光学顕微鏡にて金属組織を観察（軸心を通り、長手方向に平行な断面）
- ・非金属介在物：研磨ままで観察
- ・金属組織：腐食後に観察。腐食液：ナイタール（2%硝酸+アルコール）

2) 含有元素の定量分析:

- ・定量分析手法：ICP 法、燃焼法など

【結果】

1) 金属組織観察:

写真-5.2.3.1 および写真-5.2.3.2 は非金属介在物の組織を示す。供試材 SF、SN とも非金属介在物が認められるが、両者間でとくに大きな差異は認められない。なお、これらの非金属介在物は、MnS 主体の介在物（写真で灰色に見える紡錘状組織）および MnO・SiO₂・Al₂O₃ 系の複合酸化物（写真で黒く見える伸展組織）と推察される。

写真-5.2.3.3 および写真-5.2.3.4 は金属組織を示す。いずれの供試材もフェライト組織（写真で白く見える結晶組織）中にパーライト組織（写真で黒く見える結晶組織）が混在した組織を呈している。両者間でとくに大きな差異は認められない。なお、長手方向に伸展した筋状の組織（鋼材の成分偏析に起因と推察）が散見されるが、両者間で大きな差異は認められない。

本組織からは、製造履歴等に関する推察は困難であった。

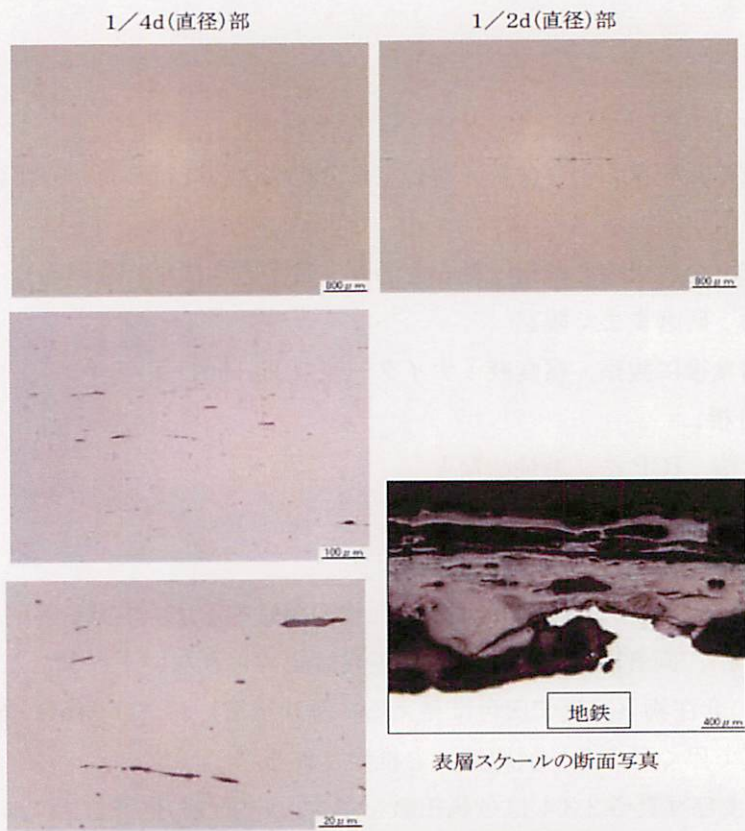


写真-5.2.3.1 供試材 SF の非金属介在物組織

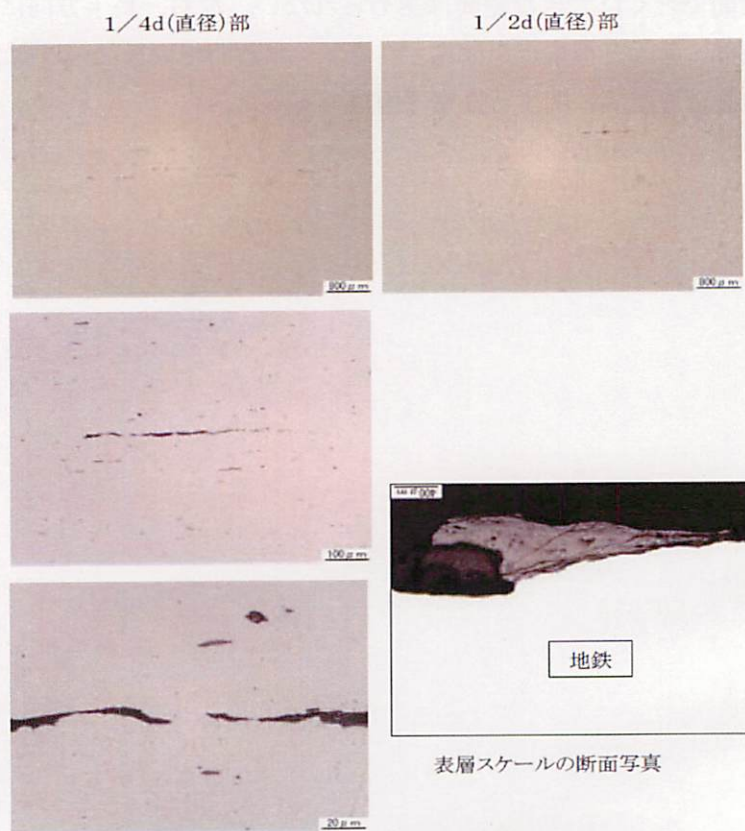


写真-5.2.3.2 供試材 SN の非金属介在物組織

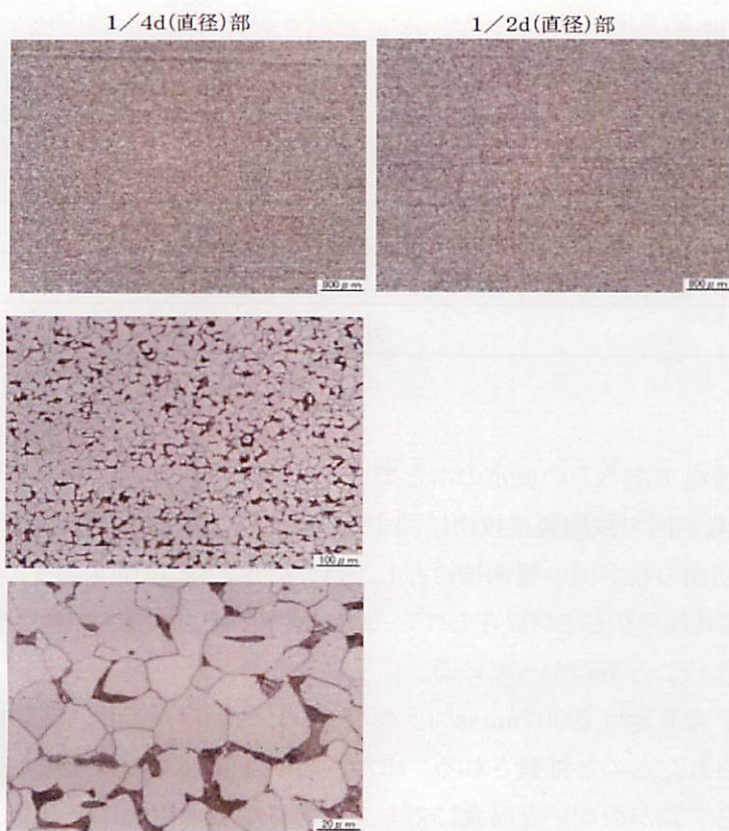


写真-5.2.3.3 供試材 SF の金属組織

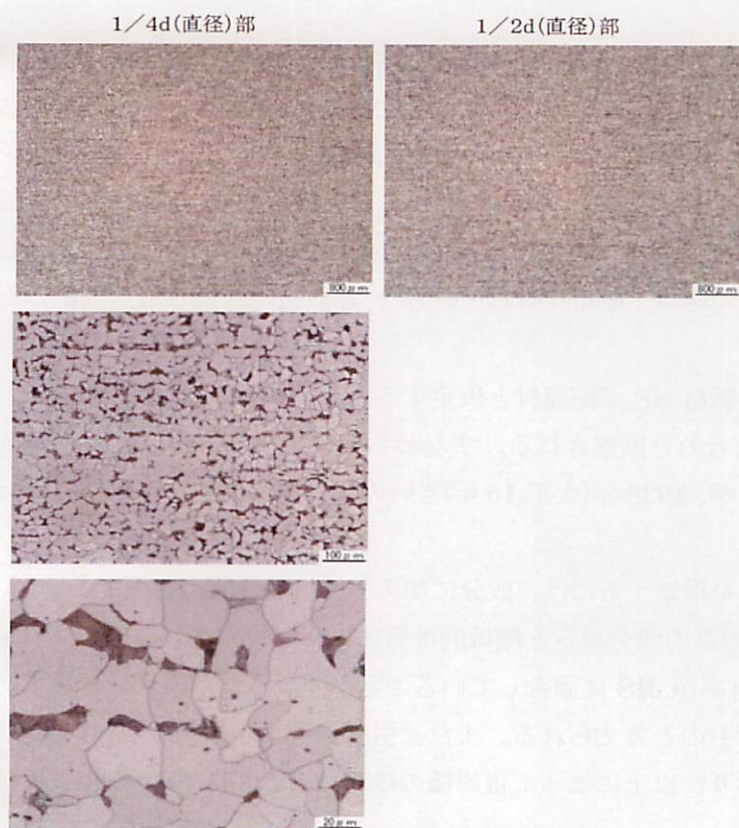


写真-5.2.3.4 供試材 SN の金属組織

2) 含有元素の定量分析

分析結果を表-5.2.3.1 に示す。供試材 SF の P 含有量は 0.007mass% と少なく、Cu 以外の不純物含有量が低かった。

表-5.2.3.1 供試材SF(鋼材部分)の含有成分の分析結果(mass%)

供試材	C	Si	P	Cu	Al	Ti	N
SF	0.16	0.005	0.007	0.31	0.004	<0.001	0.002
SN	分析せず						

【考察】

供試材 SF が、国産材であるとの仮定のもとで、本供試体が敷設された約 80 年前、すなわち大正から昭和初期の、我が国の鉄鋼製造技術に関する文献 1) を基に、検討した結果を以下に示す。

- ① 大正から昭和初期の我が国の製鋼技術としては、表-5.2.3.2 に示すように「酸性転炉法」、「酸性平炉法」、「塩基性平炉法」が混在しているが、鋼中の P 含有量は「酸性転炉法」では多く、この順序で少ないことがわかっている。
- ② 供試材 SF の P 含有量は 0.007mass% と少なく、P 量からみると、供試材 SF は「塩基性平炉法」で精錬されたものと推察される。また、あくまでも大気中腐食での一般的なコメントであるが、P 含有量が少ないと腐食に対しては悪くなる可能性がある。
- ③ 供試材 SF は Cu 以外の不純物含有量が低く、かなり純度の高い原料を使用していたと考えられる。
- ④ 当時の「塩基性平炉法」の場合の使用原料としては、「高炉銑」、「インド銑鉄」および「くず鉄」などがあったが、「インド銑鉄」は純度が優れていると言われたことから推察すると、根岸橋で用いられた鉄筋原料には「インド銑鉄」を使用したことが考えられる。
- ⑤ 根岸橋に用いられた鉄筋は、金属組織からまず PC 鋼棒のような高強度部材ではないと推察され、外観、切断面からは過去に鉄筋内部の腐食や高温にさらされたりした可能性は無いと思われる。したがって、今回判明した成分は、建設当時も同じ成分であったと考えられます。

以上のように、供試材 SF が国産材と仮定すると、「塩基性平炉法」により、純度の高い原料を使用して製造されたものと推察される。すなわち、根岸橋で用いられた鉄筋は、輸入品かどうかの判断は困難であるが、1926 年(大正 15 年)当時の我が国でも製造が可能であったものと推察される。

一方、鋼材の規格を推定するには、成分に加えて機械的性質が必要であるが、表-5.2.3.3 によれば、SS 材は P、S のみの成分規定と機械的性質によって規定されている。根岸橋での供試材では成分分析から P 含有率が JIS に適合していることが確認され、S は分析していないが、金属組織からは適合しているものと考えられる。また、引張強度試験結果は現在の丸鋼 SR235 や SS400 の規格に適合しており、以上によって根岸橋の鉄筋は SR235、SS400 相当の材料であったと推察できると思われる。

表-5.2.3.2 大正から昭和初期の我が国での鉄鋼生産技術および生産量¹⁾

第45表 主要企業鋼鉄種類別生産高 (単位: t)

企 業	鋼種	年次											昭和元年	2年	3年
		大正6年	7年	8年	9年	10年	11年	12年	13年	14年					
八幡製鉄所	酸・転	101,714	97,418	81,285	80,070	57,066	87,860	97,431	60,949	69,932	77,777	83,847	—	—	—
	塩・平	368,389	343,099	370,256	347,007	434,940	489,398	517,677	609,173	756,669	860,457	965,494	1,084,563	—	—
釜石製鉄所	塩・平	21,597	21,881	12,614	9,279	0	4,446	24,661	30,032	35,879	46,730	57,158	66,093	—	—
	酸・平	11,306	5,678	7,786	30,791	25,906	13,680	13,277	14,350	13,459	13,351	16,267	14,606	—	—
住友製鋼所	酸・平	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	塩・平	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
神戸製鋼所	酸・平	22,382	27,503	23,016	26,729	20,634	12,332	9,795	10,071	7,903	9,300	12,729	14,356	—	—
	塩・平	—	—	—	—	—	—	—	10,111	31,415	32,217	48,236	58,515	—	—
日本製鋼所	酸・平	72,454	82,341	60,255	69,572	47,130	22,835	19,579	29,127	36,535	39,481	27,015	31,828	—	—
	塩・平	49,065	69,689	58,185	73,279	63,304	97,649	87,396	118,651	123,414	136,352	161,127	203,572	—	—
川崎 兵庫工場	酸・平	16,397	28,711	18,229	17,198	13,514	12,406	15,768	19,112	17,344	18,685	10,035	6,097	—	—
	塩・平	—	12,912	59,476	70,875	49,689	59,342	67,639	77,262	76,555	97,919	103,565	134,070	—	—
住友伸鋼所	酸・平	17,248	21,778	16,714	12,469	12,570	10,682	7,953	15,859	16,725	16,708	15,273	17,312	—	—
	塩・平	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
浅野小倉製鋼所	塩・平	11,693	5,831	29,365	23,882	29,326	35,307	33,512	32,120	36,157	39,902	44,197	46,933	—	—
大阪製鉄	塩・平	6,532	10,945	10,650	14,225	11,418	14,737	16,797	18,454	26,745	37,431	38,517	52,019	—	—
大島製鋼所	酸・平	2,366	4,789	4,562	4,142	3,106	2,223	3,539	6,000	5,214	10,648	9,961	10,232	—	—
東京鋼材	塩・平	4,499	7,181	1,302	115	0	0	2,015	9,725	9,902	5,700	7,658	8,428	—	—
浅野造船所	塩・平	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6,748	53,664	—	—
富士製鋼	塩・平	—	5,200	2,411	553	3,730	3,064	4,329	5,626	4,690	19,730	27,839	32,612	—	—
九州製鋼	塩・平	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9,926	—	—
兼二浦製鉄所	塩・平	—	—	17,001	34,211	51,616	8,389	0	0	0	0	0	0	—	—

表-5.2.3.3 鉄筋の JIS 規格

JIS	種 類	記 号	機 械 的 性 質			化 学 成 分 (%)					
			引張強さ (N/mm ²)	伸び(試験片) (%) ¹⁾	曲 打 性 (内側半径) ¹⁰⁾	C	Ma	P	S	C+ Mn	
G 3112-1987 鉄筋コンクリート用棒鋼	丸 鋼	SR 235	235 以上	380~530	20 以上(2号) 24 以上(3号)	180 ¹⁾ (L 5D)	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—
		SR 295	295 以上	440~600	18 以上(2号) 20 以上(3号)	180 ¹⁾ (接16以下、1.5D) (接16超える、2D)	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—
	異 形 棒 鋼	SD 295 A	295 以上	440~600	18 以上(2号) ¹⁰⁾ 18 以上(3号)	180 ¹⁾ (D16 以下、1.5D) (D16 超える、2D)	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—
		SD 295 B	295~390	440 以上	16 以上(2号) 18 以上(3号)	180 ¹⁾ (D16 以下、1.5D) (D16 超える、2D)	0.27 以下	1.50 以下	0.040 以下	0.040 以下	— ¹¹⁾
		SD 345	345~440	490 以上	18 以上(2号) 20 以上(3号)	180 ¹⁾ (D16 以下、1.5D) (D16 超える、2D) (D51、2.5D)	0.27 以下	1.60 以下	0.040 以下	0.010 以下	0.50 以下 ¹²⁾
		SD 390	390~510	560 以上	16 以上(2号) 18 以上(3号)	180 ¹⁾ (2.5D)	0.29 以下	1.80 以下	0.040 以下	0.040 以下	0.55 以下 ¹³⁾
SD 490	490~625	625 以上	16 以上(2号) 14 以上(3号)	90 ¹⁾ (D25 以下、2.5D) (D25 超える、3D)	0.32 以下	1.80 以下	0.040 以下	0.040 以下	0.60 以下 ¹⁴⁾		
G 3117-1987 鉄筋コンクリート用棒鋼	再 生 丸 鋼	SRR 235	235 以上	380~590	20 以上(2号)	180 ¹⁾ (L 5D)	—	—	—	—	—
		SRR 295	295 以上	440~620	18 以上(2号)	180 ¹⁾ (L 5D)	—	—	—	—	—
	再 生 異 形 棒 鋼	SDR 235	235 以上	380~590	18 以上(2号) ¹⁰⁾	180 ¹⁾ (L 5D)	—	—	—	—	—
		SDR 295	295 以上	440~620	16 以上(2号) ¹⁰⁾ 16 以上(3号) ¹⁰⁾	180 ¹⁾ (L 5D)	—	—	—	—	—
G 3109-1994 PC 鋼棒	A 種 2号, B 種 1, 2号, C 種 1号	SDPWR 785/1 000 ¹⁵⁾	785 以上	1 030 以上	5 以上	— ¹⁶⁾	—	—	0.030 以下	0.035 以下	— ¹⁷⁾
	B, C, D 種 1号	SDPDM (L) 930/1 080 ¹⁵⁾	930 以上	1 080 以上	5 以上	— ¹⁶⁾	—	—	0.030 以下	0.035 以下	— ¹⁷⁾
G 3536-1994 PC 鋼線及び PC 鋼より線	PC 鋼線、丸線 A, B 種異形線	SWPH LAN (L) ¹⁸⁾	27.9kN 以上 ¹⁹⁾	31.9kN 以上 ¹⁹⁾	4.0 以上	— ¹⁴⁾	—	—	—	—	
	PC 鋼より線 2, 鋼形 3, 19本 7本 A, B 種	SWPR 7 BM (L) ¹⁸⁾	222kN 以上 ¹⁹⁾	261kN 以上 ¹⁹⁾	3.5 以上	— ¹⁴⁾	—	—	—	—	
G 3101-1995 一般構造用 圧延鋼材	SS 鋼	SS 330	335~395 以上 ²⁰⁾	395~490	21~26 以上 ²¹⁾	180 ¹⁾	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—
		SS 400	405~445 以上	490~510	17~24 以上	180 ¹⁾	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—
		SS 490	495~545 以上	590~620	15~17 以上	180 ¹⁾	0.30 以下	1.60 以下	0.040 以下	0.040 以下	—

- 注: (1) 耐力は永久伸び0.2%で測定する。
 (2) 異形棒鋼で、寸法が呼び名 D32 をこえるものについては、伸び率3を増すこと。
 (3) 異形棒鋼と再生異形棒鋼の試験片はその記号に準ずるもの。
 (4) A 種 2号について示す。他は省略。
 (5) B 種 1号について示す。他は省略。
 (6) Si 成分 0.55% 以下の鋼種あり。
 (7) C 成分 0.30% 以下の鋼種あり。
 (8) 形状寸法によって規定値が異なる。
 (9) 鋼材の厚さによって内側半径と試験片が定められている。
 (10) リラクゼーション率 4.0% 以下の鋼種あり。
 (11) リラクゼーション率が SBPDM で 4.0% 以下、SBPDL で 2.5% 以下の鋼種あり。
 (12) 丸線 A 種伸びを 5mm について示す。他は省略。
 (13) 7本より線 19本 7本について示す。他は省略。
 (14) PC 鋼線、PC 鋼より線は質量表示。
 (15) リラクゼーション率が N で 0.6% 以下、L で 2.5% 以下(低リラクゼーション品)の別規定あり。
 (16) D は公称直径である。

参考文献

1) 堀切善雄: 日本鉄鋼業史研究, 早稲田大学出版部, 1987年

5.3 鉄筋コンクリート構造物の耐久性および耐荷力検討に繋がる非破壊試験項目

耐荷力の視点では、RC 部材では、主に主鉄筋の痩せや破断に至るような問題の発生が寿命を決める要素となる。

2章で述べたように、構造物の耐荷力に着目した判断をする上で、非破壊検査によって以上の点が直接または間接的に評価できるか、もしくは評価するとしたらどの様にすれば良いかが要点となる。

本章では、根岸橋を対象に非破壊検査を行ってきた。また特にRC橋脚を対象に破壊検査により具体的に鉄筋の痩せや引張強度についての測定を行い、非破壊検査との関係を調査してきた。

破壊検査では、橋脚より見かけ上損傷が進んでいる部位と健全な部位より鉄筋を取り出し、引張試験を行った結果、腐食部では健全部の6割程度に強度が低下していることが確認された。

このように根岸橋では、明らかな損傷がみられ、前節の「4.4 ダメージを受けた橋脚の耐荷力検討」によると、全ての鉄筋が引張試験を実施した腐食部の鉄筋と同様に痩せている場合、上部工の支点条件を可動とした場合で、設計水平震度 $kh=0.2$ （レベル1地震（震度5：80～250gal）を想定）で、作用モーメントは降伏耐力を上回る。

また、支承は可動支承と考えられるが、実際には腐食などの機能低下により固定に近い状態となっていることも考えられ、支点条件が悪い場合、最悪倒壊に至る可能性が示されている。（ただし実際には、照査位置ではそのような腐食や剥離は発生していない。）

このことから、粗っぽい言い方ではあるが、非破壊検査で本橋に発生している鉄筋腐食が予測できる場合、耐荷力の推定の上で寿命の評価が可能と考えられる。

ここでは非破壊検査と破壊検査の結果を踏まえ、非破壊検査と実際に腐食により痩せた鉄筋との関係から耐荷力検討に繋がる非破壊試験項目について整理する。

5.3.1 非破壊検査と破壊検査についての一考察

ここでは、先述の視点を踏まえて、コンクリートの密実性の指標としての透気係数、超音波伝播速度と、鉄筋腐食の指標としての自然電位と鉄筋腐食量との比較を行った。図-5.3.1.1に各試験の測定位置を示す。

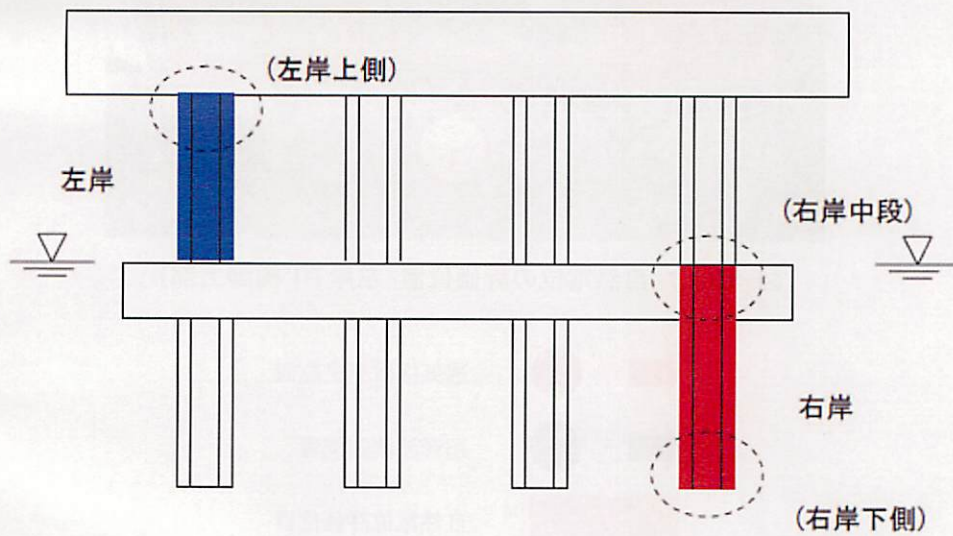


図-5.3.1.1 測定位置案内図

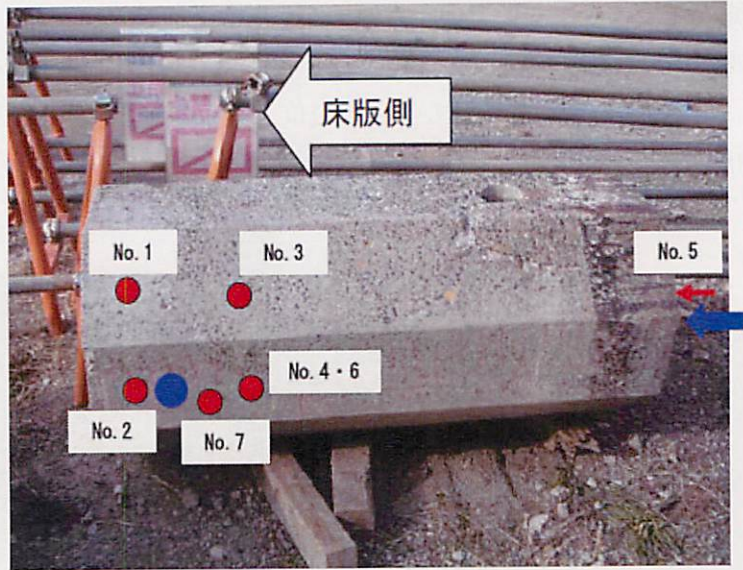


図-5.3.1.2 透気係数と超音波伝播速度の測定位置(左岸 P1 橋脚上部)

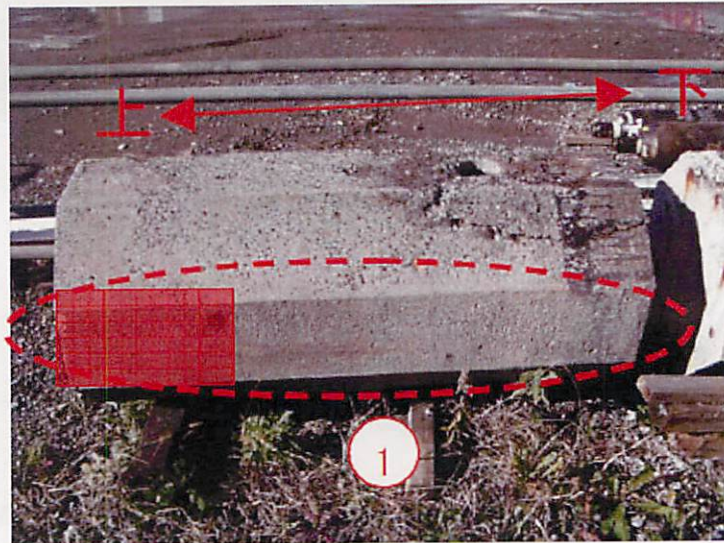


図-5.3.1.3 自然電位の評価位置(左岸 P1 橋脚上部)



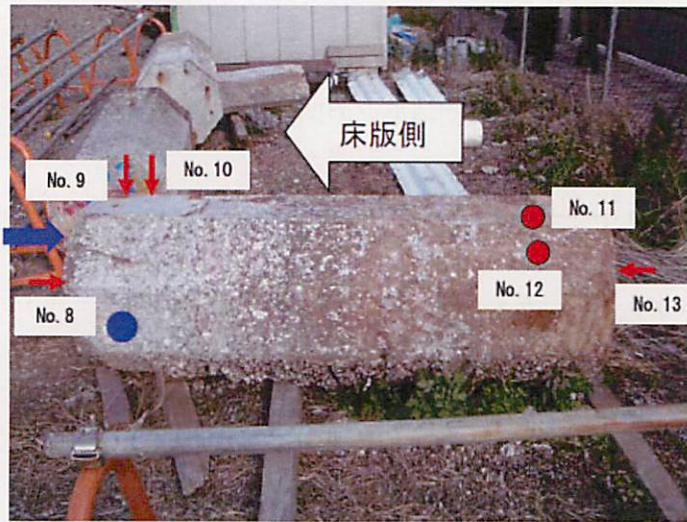


図-5.3.1.4 透気係数と超音波伝播速度の測定位置(右岸 P2橋脚下部)

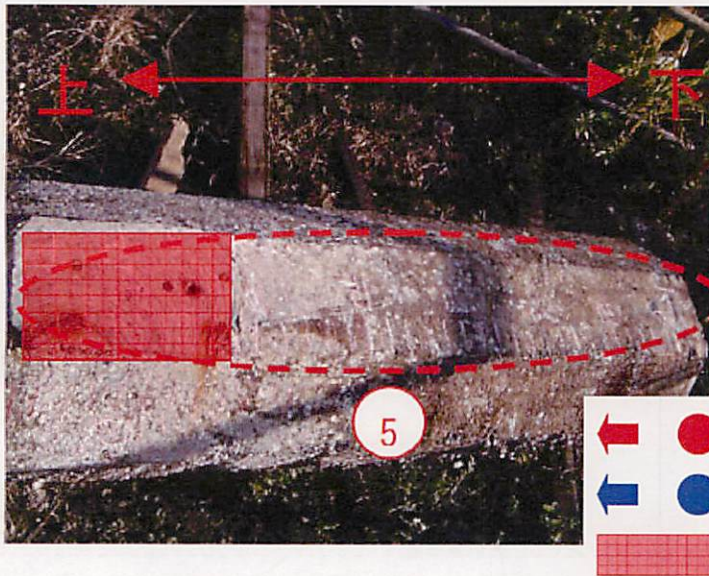


図-5.3.1.5 自然電位評価位置(右岸 P2橋脚下部)

5.3.2 評価

図-5.3.2.1 および5.3.2.2 に示す。なお、ここでは成分分析用の鉄筋供試材を採取しており、供試材の腐食量とそれぞれの計測結果との関係も示した。

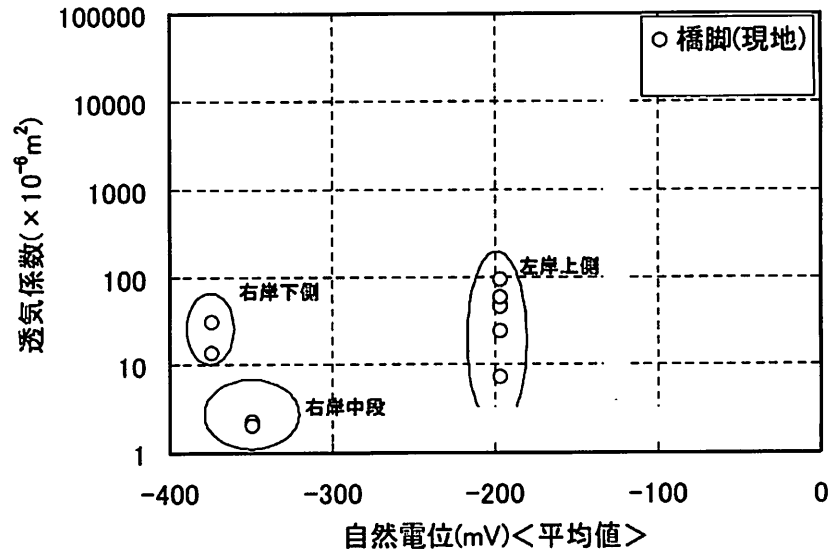


図-5.3.2.1 自然電位と透気係数との関係

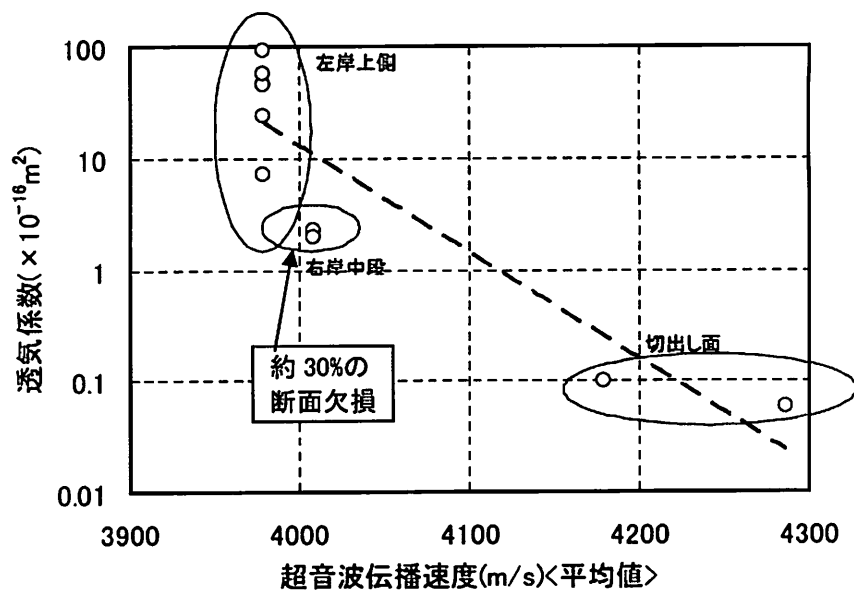


図-5.3.2.2 超音波伝播速度と透気係数との関係

□自然電位と透気係数（図-5.3.2.1 参照）

自然電位と透気係数の相関性はあまり見られなかった。一般的には、透気係数が大きい方が、水分、酸素、塩分の進入が容易であることから、鉄筋腐食との相関が期待されるが、透気性は、コンクリート表面の摩耗等の影響を受けることが考えられた。

□透気係数と超音波伝搬速度（図-5.3.2.2 参照）

透気係数と超音波伝搬速度については、超音波伝搬速度はコンクリート内部の空洞やひびわれなど内部欠陥により速度が変わると考えられ、透気係数も同様な傾向を示すことが期待される。

ここでは、透気係数と超音波伝搬速度を橋脚表面と、切断面内で測定し比較を行った。

その結果「表面付近で透気係数が大で、伝搬速度が遅」となり、どちらもコンクリートに欠陥を示す方向を示した。また「切断面内で透気係数が小さく、伝搬速度が速い」となり、どちらもコンクリートが良好で右傾工を示した。これによりある程度の相関が確認された。

この結果、根岸橋の橋脚は表面付近の劣化が指摘され、老朽化による摩耗や鉄筋の腐食膨張によるかぶりより外側の損傷であることと整合がとれるものとなった。「右岸中段」部分から取り出した鉄筋の腐食量は、表-5.2.2.1 に示すとおり 4mm 程度（ $\phi 25\text{mm}$ に対して約 30%の断面欠損）であった。

透気性については、既に鉄筋の腐食膨張と剥落に対し評価区分 5（透気係数 10）以上であれば関連性が考えられるため、間接的にはあるが、伝搬速度 4000m/s 以下であれば、鉄筋の断面欠損と部材の耐荷力低下の可能性が考えられる。

表-5.3.1 耐荷力検討に繋がる非破壊試験項目

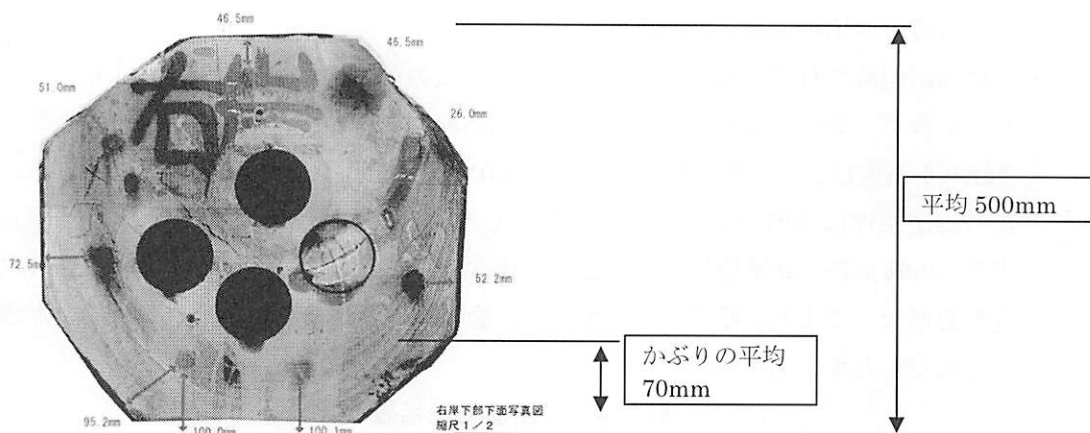
測定項目	チェック項目	鉄筋腐食との相関	評価基準・方法※
赤外線サーモグラフィー法	RC部材の浮き・剥離面積	今回測定による評価を実施していない。	浮き・剥離面積と鉄筋の腐食・痩せの相関。(前年度成果)
加速度計法	固有振動数	同上	健全時との比較。(前年度成果)
デジタル画像法	ひびわれ・剥離面積	—	剥離面積と鉄筋の腐食・痩せの相関。 腐食環境下で本橋程度のひびわれ・剥離が計測される場合。
反発硬度法	圧縮強度	鉄筋腐食との相関は検知されなかった。	—
電磁波レーダ探査	配筋状況	—	鉄筋量・配筋方法の検証、設計と施工の差異の評価
透気法	透気係数	腐食膨張によるひび割れとの相関が考えられる。	評価区分 5 以上で根岸橋と同等の劣化の可能性あるが、評価区分 4 で根岸橋の健全な部位と同等となる。老朽橋でコンクリート表面の状態が健全でない場合は、測定結果の評価に注意を要する。
超音波伝搬速度	伝搬速度	間接的であるが、相関がある可能性がある。	伝搬速度 4000m/s 以下であれば、鉄筋の断面欠損と部材の耐力低下の可能性が考えられる。
中性化深さ	中性化深さ	本橋橋脚では認められない。	(干満帯で常に湿潤環境であったため)
蛍光X線	塩分量他軽元素	高い。	剥落位置の鉄筋かぶり 4cm と塩分量のピーク 15kg/m ³ が一致している。かぶり 10cm 程度の部位は健全。
自然電位法	自然電位	高い。	-400~-350mV で φ25 の鉄筋の腐食量 4mm、150~-100mV で、鉄筋腐食はあるが断面欠損なし

※評価基準・評価方法の詳細は、4.3 非破壊調査結果の各試験方法の記述を参照

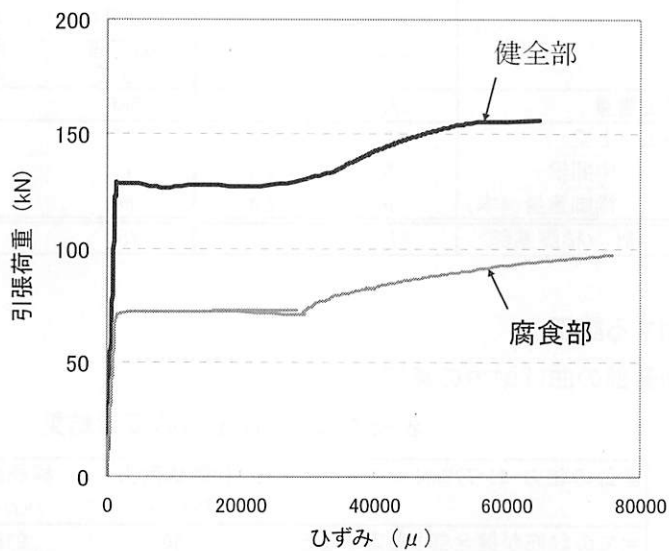
5.4 ダメージを受けた橋脚の耐荷力検討

5.4.1 橋脚切出し試験体の調査結果（耐荷力に寄与する項目）

1) 橋脚寸法および鉄筋位置



2) 鉄筋 引張荷重



主鉄筋	降伏荷重 (kN)	引張荷重 (kN)	φ 25mm	
			降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
健全部	128.6	183.7	262	374
腐食部	71.6	108.5	→ φ 19mmに相当	

⇒ SS41 と推定される

3) コンクリート圧縮強度: (せん断耐力照査に使用)

	圧縮強度 (N/mm ²)
橋脚下面	36.7
橋脚側面	40.7
左岸上部	40.3
右岸下部	56.1
平均	43.5

⇒ 現在、施工されている橋脚と比べても、残存コンクリート圧縮強度は高い

5.4.2 耐荷力の評価

1) レベル1地震時に基部に作用する断面力

(計算条件)

- ・建設当時の4橋脚の状態では照査する。
- ・帯鉄筋が配置されていないため、終局耐力以後のじん性には期待できない。
したがって、レベル2地震における照査は省略した。
- ・設計水平震度は、レベル1地震(震度5: 80~250gal)を想定し、 $kh=0.2$ とする。
- ・沓の固定条件は不明であるので、可動とした場合と、全点固定とした場合で照査する。可動支沓の静摩擦係数は、建設当時は0.1程度と推定されるが、鋼支沓の腐食や変形などにより、摩擦係数が増大し、静摩擦係数が0.2を超えた場合、全点固定と仮定した場合と慣性力は同じになる。

表-5.4.2.1 断面力総括表

	重量 (kN)	慣性力作用位置 (m)	慣性モーメント (kN・m)		作用せん断力 (kN)		
			$kh=0.2$	$\mu=0.1$	$kh=0.2$	$\mu=0.1$	
			固定沓と仮定	可動沓と仮定	固定沓と仮定	可動沓と仮定	
上部工重量	523	5.6	586	293	105	52	
下部工	上梁	82	5.2	85	43	16	8
	中間梁	35	2.4	17	8	7	4
	橋脚重量(4本)	138	2.4	66	33	28	14
合計(橋脚基部)	778		754	377	156	78	

2) 曲げに対する評価

① 橋脚基部の曲げ耐力の算定

表-5.4.2.2 曲げ耐力の算定結果

基部の軸力 $N=778\text{kN}$	初降伏耐力 (kN・m)	終局耐力 (kN・m)
全ての鉄筋が健全部と仮定すると	656	916
全ての鉄筋が腐食部と仮定すると	421	610
全ての鉄筋が腐食し、かぶりが剥落していると仮定すると	360	504

(参考) ・初降伏耐力とは、最外縁にある鉄筋が降伏するときのモーメントである。

これを超えても倒壊には至らないが、残留変位が生じはじめる。

- ・終局耐力は、概算では次式で求めることができ、主に、鉄筋の降伏荷重と有効効高で決まる。(コンクリート圧縮強度には、あまり関係が無い。)

$$\text{概算耐力算定 } M_u = \sum (j \cdot d_i \cdot T_{y_i}) + (j \cdot h/2 \cdot N)$$

ここで d_i : i段目の鉄筋の有効高さ

T_{y_i} : i段目の鉄筋の降伏荷重

h : 橋脚厚 N : 基部に作用する軸力

$j \approx 0.9$ 程度 (上表は釣合い条件より算出)

- ・終局耐力を超えると、圧縮縁の剥落が生じ始め、耐力が低下する。
耐力の低下度は、帯筋による横拘束度で異なるが、旧指針の帯筋量では、終局耐力を超えると急激に倒壊に至るものと考えられる。

② 評価

(沓が現在も完全に可動(静摩擦係数 0.1)であるとすると)

- ・基部位置において、全ての鉄筋が腐食部と同程度になっていたとしても、鉄筋が降伏にいたることはない。
- ・さらに、基部位置において、かぶりの剥落が生じていた場合には、レベル 1 地震で、最外縁の鉄筋が降伏に達し、地震後に若干の残留変位が生じるものの、大きな損傷にはならない。

(沓が固定になっている(静摩擦係数 0.25 以上)と仮定した場合)

- ・照査結果より、建設当時は、可動沓として設計されたものと推測されるが、仮に沓の錆等により摩擦が増大し、固定に近くなってしまったと仮定しての検討を行うと、
- ・全ての鉄筋が健全であると仮定すると、レベル 1 地震で、最外縁の鉄筋が降伏に達し、地震後に若干の残留変位が生じるものの、大きな損傷にはならない。
- ・全ての鉄筋が腐食部と同程度の断面欠損が生じていれば、レベル 1 地震で倒壊する可能性がある。

3) せん断に対する照査

① 当時の耐震設計の考え方

1923年の関東大震災の甚大な被害を受け、1924年に国内に初めての耐震基準が通達され、1926年から震度法が規定された。本橋は、1926年の建設であり、耐震設計制定以前の設計によるものであるが、1931年に発行された示方書での知見が採り入れられていたのではないかと推測される。下図に、土木学会コンクリート標準示方書における許容せん断応力度 τ_c と、最小帯鉄筋比の変遷を示す。

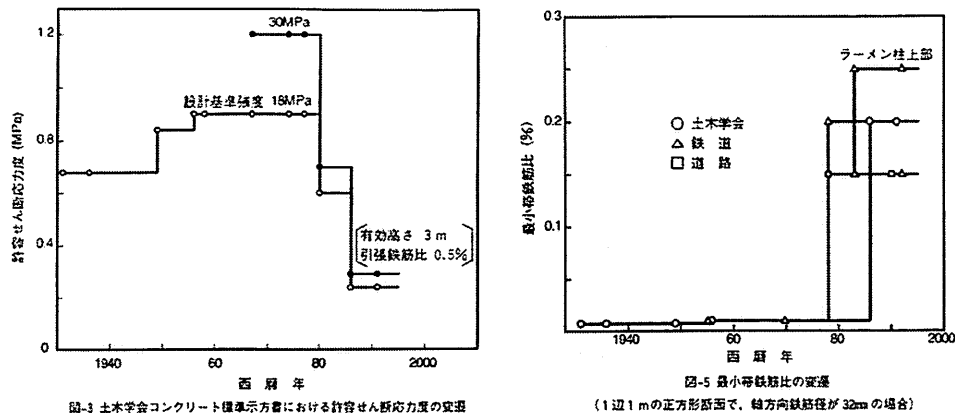


図-5.4.2.1 土木学会コンクリート標準示方書における許容せん断応力度と最小帯鉄筋比の変遷¹⁾

参考文献

- 1) 岡村、佐伯、金津、鈴木、松本：コンクリート構造物の耐震設計基準の変遷、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、1996年

1980年頃までは、諸外国の基準を参考に、 $\tau_c=0.6\sim 0.9$ 程度と比較的大きな値を採用してきた。

おそらく、当時の設計者が、本橋の橋脚に対して想定していたせん断耐力は、

$$0.6 \times 500 \times 400 \times 4 = 480 \text{ kN} \quad \text{程度} \quad \text{となる。}$$

作用せん断力は、大きくても 160kN 程度、震度 5 を超える地震によって、基部主鉄筋が降伏に至ったとしても、最大で $916/4.5 \approx 200 \text{ kN}$ であるため、当時の設計者は、本橋の橋脚が地震時に、せん断で問題になるとはあり得ないと考えていたであろうと想像できる。

しかし、その後、寸法効果やダウエル作用の影響が明らかとなり、1980年、1986年に、これらを順次採り入れて大幅に許容せん断応力度を小さくする方向に移行した。つまり、1980年以前の設計者が想定したよりも、実際のせん断耐力は、1/4～1/3程度であることが判明したのである。不幸にも、1996年の阪神大震災によって、当時の基準で設計された橋脚の多くが倒壊に至ることになり、この新しい耐震設計法の正しさが実証されることとなった。

②現行の土木学会コンクリート標準示方書による照査

$$V_d = V_c + V_s$$

$$V_c = \tau_c \times b_w \cdot d$$

$$= \alpha \times \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\approx 0.2 \times 500 \times 400 = 40 \text{ kN}$$

ここに、

$$\beta_d = \sqrt[4]{d} = 0.8 \quad : \text{寸法効果}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100P_v} = 0.7 \quad : \text{鉄筋ダウエル作用}$$

$$\beta_n = 1 \quad : \text{軸力の影響}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} = 0.7 \quad : \text{(圧縮強度の関数←実測平均値 } 43 \text{ N/mm}^2\text{)}$$

$$\alpha = 0.5 \quad : \text{交番によるコンクリートの損傷を表す係数}$$

よって、橋脚 4 本では、 $40 \text{ kN} \times 4 \text{ 本} = 160 \text{ kN}$ となる。

帯鉄筋は、1931 年(昭和 6 年)の土木学会コンクリート標準示方書において、帯鉄筋が計算上必要ない場合でも、最小径 6mm を柱の最小幅以下または主筋径の 12 倍以下に配置することが定められている。したがって、本橋では $25 \times 12 = 300 \text{ mm}$ ピッチ以下の配置が必要となるが、1m 程度のピッチでしか配置されていないことが確認されている。(Vs=ゼロ と考えるものとする。)

計算上は、たとえ、沓の可動に支障が生じ、完全固定になっていたとしても、震度 5 程度までは、せん断破壊が生じる可能性は少ないとの評価であるが、かぶりの損傷が著しい箇所では、有効断面の減少、交番の影響を表す係数 α が 0.5 以下となる可能性もあり、せん断破壊に対して、不安が残る結果である。

また、震度 5 を超える地震時では、曲げ破壊より先行して、せん断破壊が生じるタイプとなり、ぜい性的な倒壊の可能性がある。

しかし、現実には、本橋のように両端橋台の形式では、橋台への桁衝突等により、相当のエネルギー吸収が見込まれるため、倒壊に至る危険性は少なく、緊急車両等の走行への支障も軽減されると考えることができるので、耐震補強工事(鋼板巻立て等)の緊急性はなかったものと推測される。

6. 万国橋と根岸橋の比較

万国橋と根岸橋は、本年度までどちらも供用されてきたが、万国橋は引き続き供用され、根岸橋は架け替えがなされた。

これにより、根岸橋は大正 15 年 12 月の架橋後、約 80 年の生涯を終え、万国橋は、昭和 15 年の竣工後、66 年を経て引き続き供用されている。

これまでの検討成果を元にこの差違がどの様に生じたかについて考察を試みる。

6.1 物理的側面からの検討

平成 15 年度の検討により、万国橋の物理的寿命は、適切な時期にコンクリートの表面被覆などの劣化対策を実施すれば使用性および安全性も確保でき、半永久的な寿命を維持することが出来ると結論付けている。

一方、根岸橋では、本年度の検討の結果、塩害等による老朽化・施工時の品質確保の不足・要求性能の向上等により橋脚の耐震性能の低下が指摘される。

6.2 使用目的の比較

①万国橋の使用目的

元来、万国橋が架橋された目的であった横浜税関の保税倉庫は、昭和 50 年代から取引量が激減し、平成元年（1989 年）に用途廃止された。国鉄東海道線と新港とを結ぶ臨港線は昭和 61 年から 62 年（1987）にかけて廃止されている。また平成 6 年（1994）には埋立地（新港）と周辺を結ぶ幹線道路（国際橋・国際大通り）が開通したため、埠頭に陸揚げされる貨物は万国橋を通行することなく横浜市街および国内各地に運ばれるようになった。

現在では保税倉庫は赤煉瓦の商業施設および多目的ホールに模様替えされ、周辺のみなとみらい地区と一体となって横浜を代表する港湾地域の観光名所となっている。万国橋を通行する車両等は竣工時あるいは拡幅時と比較して減少しており、橋は観光名所の一つとなりつつある。

②根岸橋の使用目的

根岸橋は、交通量の増加が予測され、地域住民の生活道路・産業道路として、歩道幅員の拡幅、耐震性能の強化、美観を含めたユーザーの橋の通行に対する信頼性の向上等、橋梁の基本的な機能強化が求められる。

すなわち、根岸橋の機能強化は、経済的には架け替えと、補修補強との比較となるが、既に一度拡幅を行った橋梁であり、劣化状態、老朽化の進行状況の異なる部材からなる複雑な構造となっている。加えて、設計・施工が古く初期からの基礎の性能に不明な点があること等から補強等による機能向上の場合、今後の LCC の評価として不明確さを残し、初期の額は僅かとしても、投資に対する長期的な信頼性が低く、架け替えによりリセットを図ることは十分理解ができる。

6.3 まとめ

表-6.3.1 万国橋と根岸橋の比較

比較項目	万国橋 ¹⁾	根岸橋
交通量	日交通量 7000 台(2000 年)であるが、新港の貨物取扱量は激減している。一方新港地区は観光客の大幅な増加が見込まれており、万国橋に求められ機能は車両の通行から歩行者の通行へ移りつつある。	日交通量 2000 台(大型 250 台(昼夜))(2001 年), 計画日交通量 3000 台(大型 280 台(昼夜))(2010 年)となっており、根岸橋では引き続き車両通行の機能が求められている。
鉄筋腐食による安全性能	万国橋は、塩分含有量の多さにもかかわらず、鉄筋の断面減少率は僅かなものであると推定されている。TL20 もしくは TL14 荷重で、許容応力度の上限に達する寿命(余命)は、約 20 年、鉄筋降伏に達するのが約 130 年、終局状態に達するのが約 150 年となる。	腐食鉄筋では最大 35%程度腐食(当初の 65%程度まで減)。但し、橋脚基部での鉄筋の痩せは確認されていない。
塩分含有量	鉄筋位置で最大 6.97(kg/m ³)	測定データの最大値 15(kg/m ³), コンクリート剥落がみられる部位の鉄筋位置での推定値 10(kg/m ³)
ひびわれ・浮き	同一のひびわれに対する継続的な点検の結果、経過年数 22 年に対し、ひびわれの成長率が非常に小さい。	ひびわれは、鉄筋の腐食膨張によりかぶりを包絡する方向に生じており、浮き・剥落を併発している。
コンクリート圧縮強度	約 50N/mm ² であり、低下は見られない。	36.7~56.1 N/mm ² であり、十分な設計強度を有している。
機能性	1 径間のアーチ橋であり、コンクリートのせん断耐力の変遷や、橋脚の耐震性能の変遷の影響をあまり受けない。	設計基準の古い橋脚を有し、老朽化に関わらず耐震性能の不足が指摘される。過去に拡幅を行い異なった劣化状態、老朽化の進行状況有する構造となっている。
総括	万国橋では、塩分含有量が多く鉄筋腐食の可能性が考えられるものの、表面のひびわれの進行が遅く、耐荷性能の低下は非常にゆっくりとしたものであると推定され、物理的な余命は数十年と考えられる。 交通量の視点では、歩行者の需要増は見込まれるのみで、橋梁への活荷重の負荷は低下傾向にある。耐震性能上の問題も少ないことから、構造的な機能強化の必要性は低い。	根岸橋では、鉄筋の痩せにより、設計当初の性能(元設計に対する性能)に対しても、地震時で耐荷性能の低下が指摘され、かつ耐震性能の不足から物理的な余命は尽きており、補強対策が必要な状態である。 一方、交通量は増加が予測され、地域住民の生活道路・産業道路として橋梁の基本的な機能強化が求められる。

6.4 今後の課題

万国橋では、鉄筋の腐食状況の調査は根岸橋のように行われていない。一方、ひびわれの進行状況などから、コンクリートに含まれる塩分量の割には、鉄筋腐食が進んでいないと想定されており、同様の環境下で劣化の進行した根岸橋との違いがどこにあるのか、何故鉄筋腐食の進行が進んでいないのかの分析が待たれる。

また、20年後に許容応力度の上限に達する鉄筋断面の減少が、現時点での予測としてなされており、その検証にも興味を持たれる。

一方、根岸橋では、橋脚の腐食の進行、耐荷性能の低下に対し、床版の劣化進行がほとんど見られない。その差が何によるものかも今後の課題と考えられる。

7. カルテ

7.1 カナダケベック州モンリオールでの落橋について

カルテ作成の上で、万国橋、根岸橋に加えカナダ、モンリオールでの落橋について、点検直後の事故とことから、なぜ重大な欠陥を見落とししたのかを調査した。

【概要】

2006年9月30日、カナダのケベック州にあるモンリオール市近郊で高速道路をまたぐ道路橋が崩落し、高速道路を車で走っていた5人が死亡した。

- ・建設年：1970年
- ・橋の形式：ゲルバー構造のコンクリート橋
- ・落橋原因：凍結防止剤による塩害、鉄筋の配筋ミス（確定ではない）
- ・点検状況：2005年5月に詳細調査を実施したが、架け替えや補修の対象にはなっていない。崩落直前にもコンクリート塊が落下しており、州の調査官が目視点検したが問題ないと判断。

【原因】

- ①雨水や凍結防止剤の塩分が伸縮継手部から浸透
- ②伸縮継手付近にある定着桁の鉄筋が腐食
- ③定着桁のコンクリートがせん断破壊して、つり桁とともに崩落

【問題点と教訓】

最大の問題点は、崩落事故の1年5ヶ月前ほどに詳細点検が実施されていたが、架け替えや補修の対象とされていないということである。さらに、崩落直前においても、コンクリート塊が落下しているのにもかかわらず、目視点検した調査官が問題ないと判断していることである。これらのことから、橋の崩落という大事故を点検では防げなかったことを示唆している。この事故から、構造物を点検する内容がいかに重要であるかがわかる。ただ単に、点検をこなしているだけでは、重大な事故を見過ごすこととなる。

今後、日本においても高度成長時代に建設した大量の構造物を維持管理していかなければならず、今回のような事故を未然に防ぐには、日ごろ実施している点検についてその内容や点検結果の診断について十分に吟味していく必要があるものと考えられる。そのためには、本WGで検討してきたカルテを有効に活用することが非常に有益であると思われる。

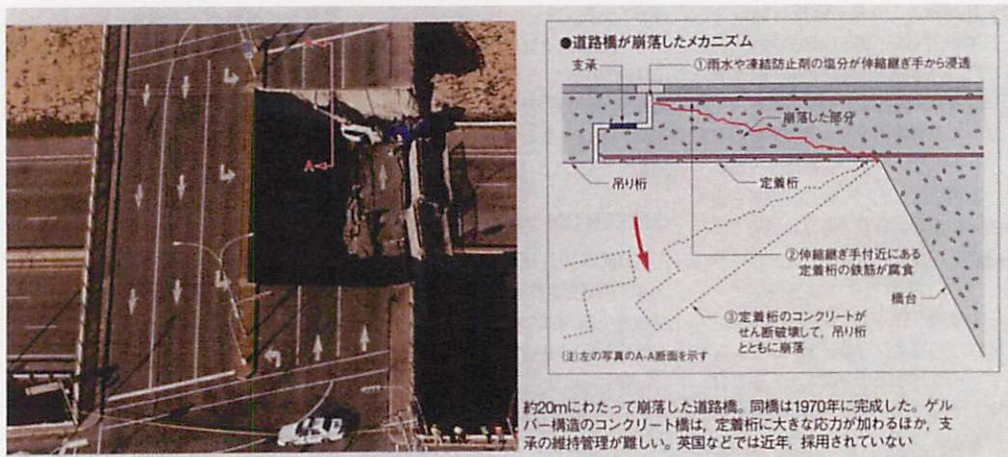


図-7.1 モントリオール近郊での道路橋崩落事故の概要と崩落メカニズム¹⁾

参考文献

1) 日経コンストラクション, pp.24, 2006年11月10日号

7.2 寿命を評価する簡易カルテの提案

社会資本構造物の寿命は、その構造物の機能的側面である使用目的の価値から定まると考えられる。万国橋では、耐久性の高い構造物が建設されたため海上貨物の輸送路から観光資源としての機能目的を果すことができ、機能としての延命化がなされた。

一方、根岸橋は重交通路線に架かる橋ではないものの、交通需要としては、地域の交通を支える路線としての重要性が高く、老朽化や耐震性に対し十分な性能を有することが求められた。

このように考えた場合、構造物の寿命は耐荷性能と機能的な要求水準の両面から決まってくるという、当たり前の結論に到達する。特に、機能的な要求水準は、設計当初から、構造物の供用条件が時代と共に変化することを受け、構造物の寿命に与える影響は非常に大きなものがあると考えられる。一方、耐荷性能は、設計時の思想のみが反映され、基準の変更に伴う要求性能が高くなった場合でも余裕を有している場合はむしろ希であり、現行の基準値を満たしていないことによる耐荷性能の欠如として扱われていることが多い。

万国橋のように、現実の供用化における耐荷性能は十分であり、安全性に問題をきたす状態では無かった場合や、根岸橋のように外観に比して設計時の耐荷性能の低下は大きくないが、他の性能から寿命と考えられる場合などのほか、カナダケベック州モントリオールの落橋のように点検員の見落としが重大な事故につながる可能性もある。したがって当WGでは、どのような状況においても構造物の安全性を的確に把握できるカルテが求められていると考えた。

カルテには、構造物の機能を維持するための安全性を的確に把握するため、物理的側面、機能面、経済性を総合的に評価することが求められる。しかしここでは、要求水準の変化

に対応する補強対策や架替え対策と、性能低下を同列に論ずるのではなく、安全性能が低下することによる寿命の評価についてのカルテを示す。

カルテは、表 7-1 に示すように、構造物の安全性を評価する上で、寿命の予測を容易にするものを目指した。

表 7-1 寿命を評価する簡易カルテ(案)

	チェック項目	着眼点	万国橋	根岸橋
物理的側面	コンクリートの健全性	塩害, ASR, 疲労等の劣化進行により長期的にコンクリートの健全性が損なわれ、鋼材の健全性低下に繋がる現象およびデータがある。	○	○
	鋼材の健全性 (鋼部材)	疲労亀裂の有無, 腐食による痩せ・断面欠損, 破断の発生。	—	—
	鋼材の健全性 (RC, PC部材)	PC鋼材の破断, プレストレスの極端な減少, 鉄筋の痩せなどの現象およびデータがある。また、鋼材の劣化に伴う耐荷力低下によるひび割れなどの現象。 腐食膨張によるかぶりコンクリートの剥落による鉄筋コンクリートとしての機能低下。	—	○
	補修の可否	補修による機能回復を図ることが困難。 (著しいASRや海砂の使用等による塩害, 地震災害等による倒壊もしくはそれに準ずる損傷)	—	—
	使用材料の不具合	部材が健全であっても使用材料に欠陥が認められた場合(F11Tの使用等)	—	—
機能的側面	交通量の減少	交通量が減り続ける場合、橋の必要性は低下している。	○	—
	交通量の増加	交通量が増加し、渋滞が起きるなど幅員が不足しサービス性能が低下する。(歩道幅員も含む)	○	○
	大型車両の増加	設計荷重以上の車両通過により損傷は著しく進行する。	—	—
	設計基準の変更	最新の規準で照査した場合、機能的に不十分となる。 (耐震性能, 活荷重, コンクリートのせん断強度等)	—	○
経済的側面	ライフサイクルコスト	長期的な補修費用より更新費が安い。	—	○
	歴史的価値	土木遺産など歴史的価値があり、貨幣換算することが適切でない場合は寿命がある。	○	○
	経済的な価値	安く更新するより、僅かな投資で経済的価値向上する場合は寿命がある。	—	○

※寿命が無い場合に○

寿命の判断の一例として、寿命と判断された根岸橋は該当数7個、まだ供用可能な万国橋は4個である。

活動経過

■W G

第1回

- ・日 時：2006年5月16日(火)10:00～12:00
- ・場 所：清水建設(株)技術研究所 会議室
- ・出席者：肥田、藤田、玉置、石田、滝川、和田、安藤
- ・議 題：根岸橋調査計画の検討（耐久性・耐荷力に直結する調査項目の選定が目標）

第2回

- ・日 時：2006年6月16日(金)12:00～17:00
- ・場 所：根岸橋撤去新設工事西武JV（横浜市磯子区）
- ・出席者：肥田、石田、恒國(RC-7)、安藤
- ・議 題：根岸橋調査実施工程打合せ

第3回

- ・日 時：2006年8月21日(月)14:00～17:00
- ・場 所：東京大学生産技術研究所 Bw601号室
- ・出席者：肥田、石田、藤田、玉置、田中、永井、松井、渡辺、和田、安藤
- ・議 題：根岸橋試験項目の抽出

第4回

- ・日 時：2006年9月8日(金)15:00～18:00
- ・場 所：東京大学生産技術研究所 Bw601号室
- ・出席者：肥田、石田、藤田、玉置、滝川、安藤
- ・議 題：根岸橋試験項目の選定

第5回

- ・日 時：2006年10月9日(月)14:00～17:00
- ・場 所：根岸橋撤去新設工事西武JV（横浜市磯子区）
- ・出席者：肥田、石田、佐藤、玉置、滝川、恒國(RC-7)、安藤
- ・議 題：根岸橋試験項目の決定

第6回

- ・日 時：2006年10月16日(月)14:00～17:00
- ・場 所：東京大学生産技術研究所千葉実験所
- ・出席者：西村先生、金田先生、石田、玉置、田中、滝川、恒國(RC-7)、安藤
- ・議 題：根岸橋切り出し撤去部材の搬入場所清掃、実験工程・分担打合せ

第7回

- ・日 時：2006年10月18日(月)14:00～17:00
- ・場 所：根岸橋（横浜市磯子区）～東京大学生産技術研究所千葉実験所
- ・出席者：西村先生、金田先生、石田、佐藤、滝川、永井、恒國(RC-7)、安藤
- ・議 題：根岸橋切り出し撤去部材の搬入

第 8 回

- ・日 時：2006 年 10 月 30 日(月)14:00～17:00
- ・場 所：東京大学生産技術研究所千葉実験所
- ・出席者：三井造船、石田、恒國 (RC-7)、安藤
- ・議 題：根岸橋：(床版) レーダ探査

第 9 回

- ・日 時：2006 年 12 月 27 日(水)15:00～18:00
- ・場 所：根岸橋 (横浜市磯子区)
- ・出席者：日本工営、滝川、石田、恒國 (RC-7)、安藤
- ・議 題：根岸橋：(橋脚) 自然電位測定

第 10 回

- ・日 時：2007 年 1 月 15 日(月)15:00～18:00
- ・場 所：根岸橋 (横浜市磯子区)
- ・出席者：西村先生、金田先生、岡村、滝川、恒國 (RC-7)、安藤
- ・議 題：根岸橋：(橋脚) 中性化・超音波・塩分量試験、デジタル写真

第 11 回

- ・日 時：2007 年 1 月 18 日(木)14:00～17:00
- ・場 所：東京大学生産技術研究所千葉実験所
- ・出席者：西村先生、金田先生、滝川、恒國 (RC-7)、安藤
- ・議 題：根岸橋：(橋脚・床版) コア抜き、切断

第 12 回

- ・日 時：2007 年 1 月 31 日(水)10:00～12:00
- ・場 所：竹中技術研究所
- ・出席者：和田、恒國 (RC-7)、安藤
- ・議 題：根岸橋：(橋脚・床版) 鉄筋、コンクリート試験立会い

第 13 回

- ・日 時：2007 年 2 月 1 日(木)14:00～17:00
- ・場 所：東京大学生産技術研究所千葉実験所
- ・出席者：滝川、恒國 (RC-7)、安藤
- ・議 題：根岸橋：(橋脚・床版) デジタル写真撮影

第 14 回

- ・日 時：2007 年 2 月 21 日(水)14:00～19:00
- ・場 所：東京大学生産技術研究所 Bw601 号室
- ・出席者：金田先生、石田、藤田、玉置、田中、滝川、和田、安藤
- ・議 題：H18 年度報告書第 2 次案検討

■幹事会

第1回

- ・日 時：2006年7月6日(木)16:00～18:00
- ・場 所：建設技術研究所 会議室
- ・出席者：肥田、石田、藤田、栗田、安藤
- ・議 題：検討方針の決定

第2回

- ・日 時：2006年9月27日(水)10:00～12:00
- ・場 所：東京大学生産技術研究所 Bw601号室
- ・出席者：肥田、藤田、石田、安藤
- ・議 題：根岸橋試験項目の分担 (RC-7との打合せ)

第3回

- ・日 時：2006年9月30日(土)10:00～12:00
- ・場 所：東京大学生産技術研究所 Bw601号室
- ・出席者：魚本先生、石田、恒國 (RC-7)、安藤
- ・議 題：根岸橋試験項目の設定

第4回

- ・日 時：2006年10月9日(月)10:00～12:00
- ・場 所：東京大学生産技術研究所 Bw601号室
- ・出席者：肥田、石田、恒國 (RC-7)、安藤
- ・議 題：根岸橋試験体状況の確認 (RC-7、根岸橋JV)

第5回

- ・日 時：2006年10月25日(水)12:00～15:00
- ・場 所：土木学会 (四ツ谷) 会議室
- ・出席者：加藤先生、肥田、石田、恒國 (RC-7)、安藤
- ・議 事：根岸橋試験項目の詳細検討

第6回

- ・日 時：2007年2月6日(火)15:00～19:00
- ・場 所：建設技術研究所 会議室
- ・出席者：肥田、石田、恒國 (RC-7)、安藤
- ・議 事：H18年度報告書第1次案検討、スケジュール確認

■論文発表

- ・日 時：2006年11月16～17日
- ・場 所：Phuket, Thailand
USMCA2006(SEIKEN SYMPOSIUM48)
—New Technology for Urban Safety of Mega Cities in Asia—
- ・題 目：
“CONSIDERATION OF METHOD OF EVALUATING LIFE SPAN OF INFRASTRUCTURE”
※添付資料参照

■講演会

- ・日 時：2007年1月9日(火)16:00～17:00
- ・場 所：東京大学バカルティールハウス(駒場)会議室
- ・題 名：横浜市の橋梁におけるアセットマネジメントについて（BMSの現状と課題）
- ・講演者：横浜市道路局建設部橋梁課 山口彰夫 課長補佐

謝 辞

本研究にあたって、横浜市道路局建設部橋梁課；新倉課長、山口課長補佐、玉置主任、馬場担当をはじめ、根岸橋架替工事；西武JV作業所の皆様、(財)生産技術研究奨励会の特別研究会RC-7委員会の皆様には大変お世話になりました。ここに記して深謝申し上げます。

資 料

発表原稿

“CONSIDERATION OF METHOD OF EVALUATING LIFE SPAN OF INFRASTRUCTURE”

USMCA2006(SEIKEN SYMPOSIUM48)

— New Technology for Urban Safety of Mega Cities in Asia —

5th International Symposium on Phuket, Thailand

16-17 November, 2006

Organized by

School of Engineering and Technology(SET)

Asian Institute of Technology(AIT) Thailand

&

International Center for Urban Safety Engineering (ICUS)

Institute of Industrial Science (IIS)

The University of Tokyo Japan

CONSIDERATION OF METHOD OF EVALUATING LIFE SPAN OF INFRASTRUCTURE

Nobuhide ISHIDA : CTE Engineering Co., Ltd. JAPAN
Shinichiro ANDO : Takenaka Civil Engineering &
Construction Co., Ltd. JAPAN
Kenichi HIDA : K&T consultant Co., Ltd. JAPAN
Prof. Taketo UOMOTO : University of Tokyo JAPAN
Keiji SHIBA : Shimizu Corporation JAPAN
Morio KURITA : Shimizu Corporation JAPAN
Tatsuyuki YAMANE : CTE Engineering Co., Ltd. JAPAN

ABSTRACT

In Japan, the problem of premature deterioration of concrete structures constructed after 1980's was actualized. This is caused by the lack of knowledge or mistakes in each stage of the design, selection of material, mix and construction. Since then, the aged deterioration problem of concrete structure has been drawn increasing attention and related engineering developments such as the formulation of deterioration mechanism, monitoring and forecast of deterioration, maintenance and repair of the structure have been conducted. Moreover, advanced concepts of life cycle cost which include the maintenance cost have been proposed. However, these proposals have not been taken hold as applicable technologies to the maintenance of actual social infrastructures yet.

The authors aim to establish a maintenance management standard of social infrastructures which acts as a measure of the life span of individual infrastructure and examine in the comprehensive manner. Picking up old road bridges "Bankokubashi" and "Negishi Bashi" located in Yokohama city for a case study, "Negishi Bashi" is removed by the road plan and has a new bridge built.

We researched the ruler which measures the life of a superannuation structure. For "Bankokubashi" and "Negishibashi", the ruler of a life was divided into the side "functional", "physical" and "economical", and was reached.

This paper reports the problem needed in order to establish a maintenance management standard based on the investigation of "Bankokubashi" and "Negishi Bashi".

1. INTRODUCTION

While the concern about degradation of a concrete structure has swarmed the mechanism, the prediction technique, monitoring, and repair reinforcement technology are researched about degradation of a concrete structure. And the concept of the life cycle cost of the infrastructure containing the maintenance cost is proposed.

However, these technology about maintenance of infrastructures is not established as technology applicable to an actual structure.

Although it is a reason that such technology is also immature, since the "performance" of the infrastructure is not defined clearly, it is the greatest reason that it is not judged whether the target structure should be lived long or not.

The performance required of each infrastructure is considered to be the performance which becomes settled from each side a "physical", "functional", and "economical." It is a subject how each performance is evaluated quantitatively or how the relation of a mutual evaluation result should be taken into consideration. Most lives of a infrastructure are not researched from such points.

For this reason, authors researched the life of two bridges in Yokohama where the conditions are different. The concrete arch bridge "Bankokubashi" which passed for about 65 years, and the steel plate girder bridge "Negishibashi" which passed for about 80 years were red. This paper reports the result which researched the life of a infrastructure from the side "physical" and "functional". The subject for this research to realize executive asset management was extracted.

2. Approach of research of a superannuation structure life

Authors divided the constituent factor of the life of a infrastructure into "Physical", "Functional", "Economical" and "System Design", and researched the life of the superannuation structure.

A functional life is the purpose of a infrastructure. The constituent factors of a functional life are an accessing function, a user's safety, functional usability and functional improvement.

A physical life is the time which a infrastructure can maintain physically. The composition elements of a physical life are safety (stability), usability, the influence nature to circumference environment, and durability about **STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES-2001** "Maintenance" at reference.

An economical life is the time which a infrastructure can maintain economically. The composition element of an economical life is the profit and loss of a social-capital structure.

Function	Accessing function	Traffic	Passage time
		The amount of physical distributions	
	A user's safety	Distribution of traffic	
		Peace	
		Personal risk up	
		Usability	
	Usability	Alignment	
		The degree of flatness and smoothness	Degree of comfort
		Bridgeway	
	Improvement in functional	Service nature	The place of communication
Peace			
Physical	Central function		
	Stability of the safety structure of a structure	Load-penet performance	
		Earthquake-proof ability	
		Other safe performances	
	Usability	The performance about usability	
		Affect person's safety	
	Influence nature to circumference environment, economical...	A fine sight and a scene	
		Safe performance	
		Usability ability	
	Durability	Influence nature to surrounding environment	
Economy (profit)	Direct profitability	Total revenue	
	Indirect profitability	Tourist attractions	Score
		Convenience	Revitalization of the economy Correction of a regional gap The right of an area
Economy (cost)	Construction cost		
	Maintenance cost	Administrative expenses	
		Reinforcement expense	
	Investment cost		

Fig. 1: Composition element of ruler of life

The composition element of ruler of life is shown in fig.1.
3. "Ruler" which measures the life of a superannuation structure
(Bankokubashi into an example.)

3.1 The outline of Bankokubashi

Bankokubashi is a concrete arch bridge of 33.5m of bridge length constructed in 1940, and the Yokohama Ports and Harbors Bureau has managed it.

The present condition of Bankokubashi is shown in photograph Fig.3.1. Bankokubashi connected the Shinkou wharf which is reclaimed land from the Yokohama carriage way, and was used as a bridge which the cargo and the passenger of the foreign ship which arrived at the Yokohama harbor cross for the first time.

Steel Girder Bridge was constructed over this place at the beginning. This Steel Girder Bridge was used in the state of temporary restoration, although hit by the Great Kanto Earthquake in 1923. However, it was again constructed as a concrete arch bridge in 1940. Moreover, the sidewalk was widened to the width member which is 4.0m in 1974.

Construction record of construction and a drawing have disappeared by war devastation. However, many data remain in the paper, the introduction report, etc. about an all-nations bridge. The drawing at construction of Bankokubashi shown in Fig. 2.

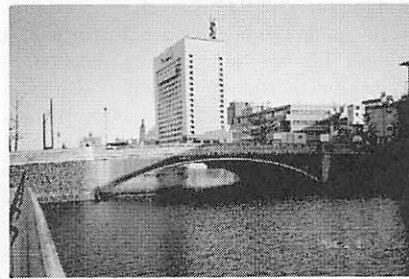


Photo. 1 : Present condition of The Bankokubashi

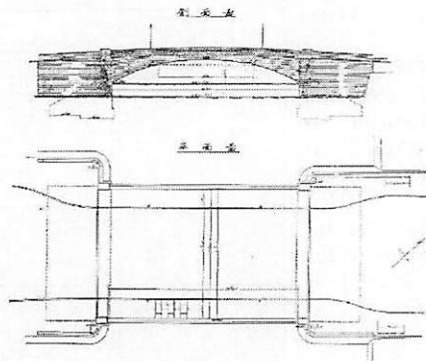


Fig. 2: Drawing of construction of Bankokubashi

3.2 Examination of a physical life

The physical life of BankokuBashi examined safety and usability. The life from safety was made into the limit of the safety performance by rebar corrosion. The limit of a safe performance was made into the allowable stress of rebar, the yield stress of rebar, and the ultimate limit. Since the amount of cargo of the Shinkou wharf is decreasing, Bankokubashi is presumed that large-size car passing also decreases. It is surmised that the design load of gross weight 200kN is enough as Live Load (TL20, TL14) which will pass through Bankokubashi from now on.

As shown in Table 1, the life which reaches allowable stress of rebar by TL20 or TL14 is about 20 years. The life which reaches yield stress of rebar is about 130 years. The life which reaches ultimate limit state is about 150 years.

Table 1: The residual life by rebar corrosion (unit: year)

	B-Live Load(250kN)	TL-14(140kN)
Allowable Stress	9	26
Yield Stress	129	140
Ultimate Limit State	149	157

The crack width of Bankokubashi can be estimated as less than useable limits. However, it is predicted that rebar corrodes by the chloride ion and oxygen which permeated the inside of concrete. The chloride ion and oxygen to the inside of concrete are intercepted, and it is necessary to raise the durability ability of Bankokubashi.

For this reason, in order to raise the durable performance of Bankokubashi, necessity has the repair which intercepts the chloride ion and oxygen to the inside of concrete. Repair must consider enough the beauty performance of Bankokubashi which is tourist attractions.

Therefore, if the maintenance which usability ability and a safe performance secure is sustained, the physical life of Bankokubashi is semipermanent

3.3 Examination from a function

Bankokubashi was constructed for traffic of passenger and cargo to Shinkou wharf including the bonded storage of Yokohama Customhouse. Fig. 3.2 is the progress of the amount of cargo of Shinkou harbor wharf. From Fig. 3, the Shinkou wharf has functioned as a transportation way of marine cargo till 1989.

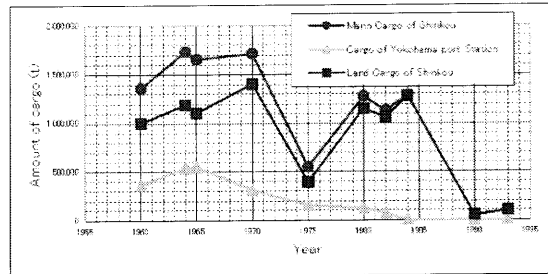


Fig. 3: Transition of cargo of Shinkou

However, the function as a transportation way of marine cargo is decreasing with reduction of the amount of cargo after 1989. Marine cargo decreased sharply from the 1970s and this in bond warehouse was abolished in 1989. Furthermore, the harbor railroad which connects JR Tokaido Line and Shinkou was abolished in 1987.

Moreover, the trunk road (Kokusai Bridge and Kokusai main street) which will connect the circumference to a new harbor wharf in 1994 was opened for traffic. For this reason, the cargo landed by the wharf came to be carried to the Yokohama street and domestic every place, without passing through Bankokubashi.

Now, the in bond warehouse was redecorated in the commercial institution and multipurpose hall of red brick. The Shinkou wharf serves as a sightseeing spot of the port area which represents Yokohama united with the Minato Mirai area. Passage traffic of Bankokubashi is decreasing from the time of construction or sidewalk extension. However, Bankokubashi is being set to one of the sightseeing spots.

Bankokubashi was functioning as a transportation way of the marine cargo of a Shinkou wharf from before the Second World War till about 1985. After 1985, Bankokubashi is functioning as the sightseeing spot and course to sightseeing spots. And the function as a tourist's passage point will increase with opening of subway Minato Mirai line.

Therefore, the life from the function of Bankokubashi is semipermanent by changing the function of a bridge.

3.4 The conclusion from examination of Bankokubashi

Since Bankokubashi was built by the technology and wisdom about material, construction, and structure at the time of construction, it is maintaining the healthy state still now which passed for about 65 years. For this reason, if suitable maintenance which durability raises is carried out, the physical life of Bankokubashi can realize a semipermanent life. Therefore, the conclusion of Bankokubashi will have suggested that the life of a semipermanent structure is realizable by the minimum administrative and maintenance expense, if a infrastructure is built by a sufficient design, construction, and management. Bankokubashi was located in the knot point with the Yokohama area from Shinkou port opening, and was the important place of the traffic to a Shinkou wharf. It is the oldest bridge also of the four

access routes to the present Shinkou wharf. Bankokubashi was functioning as a transportation way of the marine cargo of a Shinkou wharf from before the Second World War till about 1985.

However, the function of the transportation way of marine cargo is finished with abolition of an in bond warehouse, and it is functioning as the course to sightseeing spot and sightseeing spot. The life from the function of an all-nations bridge changed the form, and brought the result of being semipermanent. The life of the function of Bankokubashi is semipermanent by changing the use form.

Therefore, while clarifying the purpose and the form of use of a infrastructure and carrying out accountability to citizens, it is necessary to design, construction, management and maintenance of the infrastructure which can realize the semipermanent life by the minimum maintenance cost.

4. Diagnosis of investigation of Negishihashi.

4.1 Outline of Negishihashi.

Negishihashi was three span continuous plate girder bridge, and it was constructed on the moat crack river in Yokohama City 79 years ago

- Parameter: 26.9m in length of bridge and width 10.0m(6.0m in the roadway and pavement 2.0m×2)
- Structure: Three span continuous plate girder & RC slab bridge
- Term of works: March, 1926-December, 1926
- Construction expense: 42,959.27 yen(at the time of March, 1926)

The construction purpose is a traffic safety measure by making to barrier-free by the improvement like the improvement of earthquake resistance by rebuilding matched to a superannuation measures and a present standard, the pavement widening, and the road inclination, etc. and a bridge stuff intersection improvement and a road linear review.

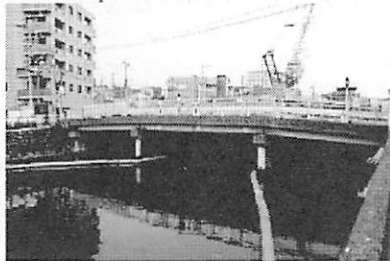


Photo2: Negishihashi current state photograph
(upstream side: Taking a picture in June, 2005)

4.2 Outline of investigation of Negishihashi

To judge the soundness evaluation and longevity generally, the investigation is done. In the research in 2002 - 2003, the item of the table below was shown as a component of the longevity seen from a functional, physical, economical side.

Table2: Component of longevity

Large item		Inside item			
Functional side		Access function	Safety of user	Use	Function improvement
Physical side		Safety and stability	Use	Environmental impact in surrounding	Durability
Economic side	Earnings	Immediate profitability	Indirect profitability		
	Profit and loss	The cost of construction	Administrative and maintenance expense	Removal cost	Improvement expense

The Ministry of Land, Infrastructure and Transport enumerates securing "Safety", "Use", and "Restoration", shows the state of the limit as a basic demand performance of the structure, and close limit (safety), application limits (use), restoration limit (restoration), and "Basis of the design that hangs to engineering works and construction (October 21, 2002)" are shown.

Safety :
The safety etc. of the life in the inside and outside of the structure are secured for the assumed action.

Use :
The function of the structure is appropriately secured for the assumed action.

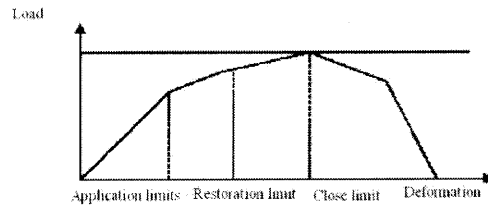


Fig 4: Image in state of each limit

The restoration: Continuous use is enabled by restoring it within an appropriate technology that can apply to the assumed action and the range of expenditure and the period.

After the appearance, the necessity of the function improvement and the superannuation of the bridge possibly chiefly guess the reason for rebuilding Negishihashi to be remarkable.

Then, it was assumed that it paid attention to a physical side and the evaluation of the endurance lower performance was tried. When soundness and longevity, etc. were evaluated, the following investigation items were selected.

- 1) R.C.Slab crack investigation with digital camera
- 2) Internal defect investigation by infrared rays thermography method
- 3) Vibration investigation

4.3 Diagnosis result of Negishihashi

4.3.1 Investigation result with digital camera

It took a picture dividing the object side in the Negishihashi above slab into several pieces with the digital camera. The image of the color adjustment and the lens warp correction was processed, and the image data made and made out the development image by the image joint. Remarkable damage was not made out as an investigation result.

However, there is a possibility of not making damage easy to understand due to the irregularity of the strike patch of the concrete floor version when the ruggedness and the pavement is widened by the influence of the type frame when the floor version is placed, too.



Fig 5: Visible image Between G4-G5

4.3.2 Investigation result by infrared rays thermography method

The detection of the defect that occurred in the floor version deep that influenced durability by the infrared rays thermography method was tried. The result stayed in the detection of a partial floatage of the surface. It is the one by the difference of the emissivity caused in a shade of the material like the repair mark etc. of the floor version concrete difference though an irregular temperature is seen in a part of the thermal imaging.

The occurrence of a floatage of the surface that influences the third party and the horizontal crack in the floor version is not admitted from the investigation result. It seems that the healthy condition is comparatively kept, considering elapsed years as for the RC floor version.



Fig 6: Thermal imaging Between G4-G5

4.3.3 Investigation result by vibration measurement

1) Measurement plan

In the main enumeration, the acceleration when freely vibrating after the vehicle was passed with an accelerometer was measured, and the vibration characteristic of the Negishi bridge was evaluated. The position in the superstructure where the accelerometer is set up is shown in Figure-4.5.

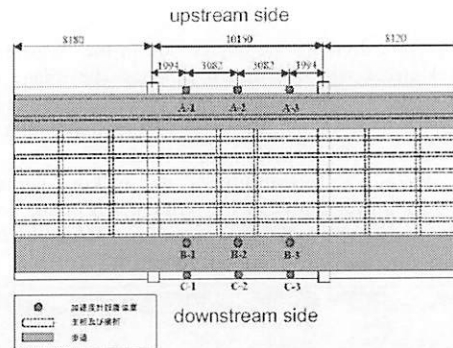


Fig 7: Measuring instrument tool installation position (superstructure)

A row, B row, and C row were set in the direction of the bridge axis on the alcove slab, and the acceleration measurement of the superstructure was assumed that it was No1, 2, 3, from the right shore side respectively.

The accelerometer was set up A-1, 2 and 3 under the upstream side bridge railing, B-1, 2 and 3 downstream side walkway curbs, and C-1, 2, and 3 under the downstream side bridge railing.

The measurement did the free oscillation after the heavy-duty truck had been passed at the same time by nine points.

(2) Measurement result

The measurement result is shown in Figure-4.6 and Table-4.2. It was expected that the number of same, peculiar vibrations was obtained from a current experience with all Measurement points in the same span.

However, a both equal by nine points value was not able to be obtained this time, and the result in which measuring (each A, B, and C row), putting, and indicating an almost equal value in the direction of the same bridge axis.

The character frequency obtained from the measurement result did not come to become 13.67~19.04Hz and to conclude the character frequency.

It thinks about the measurement frequency and few etc. are thought the acceleration in the free oscillation small because this measurement is a measurement by the general traffic car, and ..cause.. seeing the measurement point that cannot be measured.

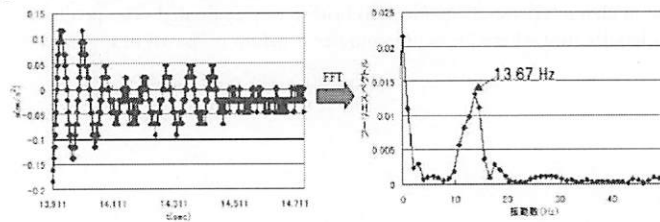


Fig 8: Example of character frequency of measurement result

(Do Fourier transform of a change with the lapse of time of the acceleration and calculate.)

Table 3: Character frequency of superstructure

	A			B			C		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
1st	19.04	19.04	18.55	failure			failure	14.48	failure
2nd	unexecution			13.67	13.67	18.07	18.07	18.07	18.07

Note: The eigenvalue of the superstructure was analyzed by the FEM analysis based on the blueprint. As a result, the character frequency of the superstructure became 13.88Hz.

4.5 Summary of diagnosis result

The possibility of the superstructure that health is kept is high when analogizing from the investigation result of the limit. Because flaking off and the floatage presumed to be dependence in the pier on the corrosion expansion of the reinforced concrete are generated, the substructure has the possibility that the load power has decreased by the influence of the salt damage.

It is scheduled that the material is cut out when the existing bridge is removed by rebuilding at current year and a detailed analysis is done about a substructure.

5. ILLUSTRATIONS

Although there are physical lives of enough of Bankokubashi and the function as a transportation route of marine cargo was lost from the request of the time, the form of a function is changed and it is used still now.

Negishibashi built on the other hand by the same time as Bankokubashi is removed, and a new bridge is constructing it. It is because the function as a road cannot be achieved from shortage of a width member etc.

Super structure of Negishibashi is maintaining soundness. Although sub-structure has received damage from chloride attack, it is conjectured that safety is kept by repair and reinforcement.

From research of the example of Bankokubashi and Negishibashi, the ruler of the life of infrastructure has suggested that it has been independent at a function and safety (physical side).

For this reason, research of a ruler which measures a life is further advanced from comparison of Bankokubashi and Negishibashi. And it is planning creating the simple diagnostic chart of infrastructure from research of the ruler of a life.

REFERENCES

JSCE, 2001. STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES-2001 "Maintenance", JAPAN.

Tamezou SAKURAI 1941, *The reconstruction-works outline of Bankokubashi*, Technology of Civil Engineering, JAPAN
Yokohama Ports and Harbors Bureau, 1994, *Bankokubashi investigation report*, JAPAN

Your Paper Title

参考文献

- 1)横浜市道路局：愛称道路，昭和59年4月
- 2)横浜市役所：横浜復興誌第二編，昭和7年3月

以下、資料2)より抜粋

関東大震災による復興、復旧橋梁分類総括表

橋造別 總數		一七八橋	
土橋	木橋	鋼筋混凝土橋	鐵橋
六橋	三一橋	一一橋	一三〇橋
	全部市執行	市執行	國執行
		四橋	七橋
			一〇〇橋
			三〇橋
			復舊土木費
			一六橋
			一一橋
			全部市執行
			二七橋
			復舊

橋梁總數		一七八橋	
內	市施行	國施行	復興
一四一橋	一四一橋	三七橋	一五一橋
	市施行	國施行	
	一一四橋	三七橋	
	河川事業費	街路事業費	
	四四橋	一四橋	
	電氣事業費	運河事業費	
	四橋	一二橋	
		街路事業費	
		二五橋	
		橋梁事業費	
		五二橋	
		根岸橋	

○復興及復舊事業橋梁總括表 其の二

横浜市施工橋梁の分類（根岸橋：復興橋梁⇒その他鉄橋）

49	45	41	37	33	29	25
平	山	扇	道	柳	八	翁
下	橋	橋	橋	橋	橋	橋
戸	(修繕)					
計						
50	46	42	38	34	30	26
東	松	天	南	長	森	中
泉	影	砂	吉	島	田	村
橋	橋	橋	橋	橋	橋	橋
51	47	43	39	35	31	27
辨	星	共	幸	櫻	錦	権
天	野	逃				三
橋	橋	橋	橋	橋	橋	橋
52	48	44	40	36	32	28
月	武	大	賀	日	三	登
見	藏	井				吉
橋	橋	橋	橋	橋	橋	橋

31	17	13	9	5	1		9	5	1	(一) 補助線背筒ニ架設	○ 市 施行
山	蓬	八	紅	扇	日		海	一	小		
吹	家	幡	葉	田	後		山	本	港		
橋	(修繕)	橋	橋	橋	橋		橋	橋	橋		
23	18	14	10	6	2		10	6	2		
横	橋	雪	石	〇	煙		萬	浦	車		
濱	花	見	崎	普	戸		里	水			
橋	橋	橋	橋	橋	橋		橋	橋	橋		
20	19	15	11	7	3		11	7	3		
前	花	池	鶴	織	根		宮	越	打		
日	吹	下	ノ	之	岸		商	幸	越		
橋	橋	橋	橋	橋	橋		橋	橋	橋		
24	20	16	12	8	4		8	4			
東	萬	日	久	坂	瓦		四	睦			
	治	本	良		下		平				
橋	橋	橋	橋	橋	橋		橋	橋			

(二) 在米道路ニ架設
復興橋梁

五十二特
其地
〇印設筋混凝土橋

百四十一橋
土木線
筋混凝土
橋

六三四百
十一
橋

「横浜市橋梁設計標準」(横浜市土木局)

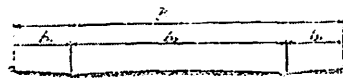
八 橋梁設計標準

今回の復興事業に際し用ひたる本市施行橋梁の設計標準は左の如し。

○横浜市橋梁設計標準 (横浜市土木局)

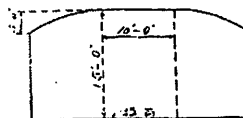
一、車道及歩道ノ幅員

橋幅一六メートル以上車道及歩道ヲ區別シ其ノ幅員次ノ如シ

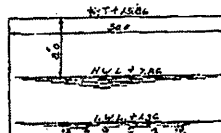


總幅 B メートル	歩道 b ¹ メートル	車道 b ² メートル
16	3.0+3.0	10.0
18	3.5+3.5	11.0
20	2.6+2.6	14.8
22	2.7+2.7	16.6

二、橋面上ノ最小有効幅



三、橋面下ノ最小有効幅及高



四、死荷重

死荷重計算ニ用フル各種材料一立方呎ノ假定重量ハ次ノ如シ

材料	重量(對度)	材料	重量(對度)
鋼	四九〇	砂、砂利	一〇〇—二〇〇
鑄鐵	四五〇	土	一〇〇
鐵筋混凝土	一五〇	木	二五—六〇—四〇
モルタル	一〇〇	木塊鋪裝	六〇
混凝土工	一四〇	瀝青鋪裝	一三〇
研石工	一六〇	アスファルト	八一
煉瓦工	一二〇	水	六二四

五、活荷重

活荷重ハ等布荷重及集中荷重トシ此中最大應力ヲ生スル方ヲ用フルモノトス

A 等布荷重

徑 間

○呎—一〇〇呎迄

荷重橋面一平方呎ニ付封度

車 道 歩 道

一一五 一〇〇

徑間一〇〇呎以上ノ荷重ハ次式ニ依リ算出スヘシ

$$歩 隊 w_1 = \frac{66,000}{560+L}$$

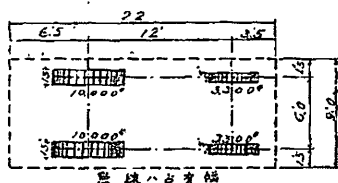
$$每 隊 w_2 = \frac{82,500}{560+L}$$

等布荷重橋面一平方呎ニ付封度

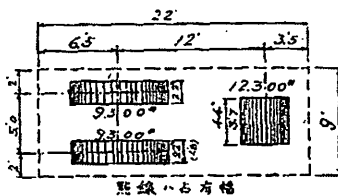
徑 間 (呎)

B 集中荷重

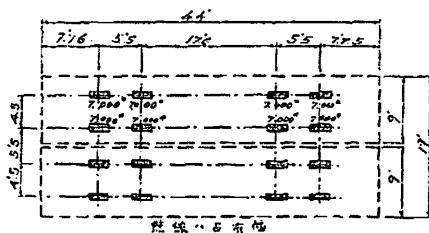
12噸 (12000 キログラム) 自動車



14噸 (14000 キログラム) 軋壓機



25 英噸 電車



C 活荷重ノ衝擊

等布荷重及輾壓機荷重ハ衝擊ヲ生セサルモノトス

自動車及電車ノ荷重ハ衝擊ヲ生スルモノトシ 載荷長二〇呎迄ハ衝擊係數百分ノ三十(30/100)トシ
同二〇呎以上ハ次式ニ係リ計算スヘシ

$$I = \frac{96}{200+L}$$

II 衝擊係數

I 載荷長

載荷長ハ活荷重ノ外等布荷重アル場合ハ其ノ長ヲ含ム

D 風荷重

一、構桁橋

載荷弦 橋長一呎ニ付
不載荷弦 橋長一呎ニ付

三〇〇 封度
一〇〇

二、單桁橋其ノ他

橋上ニ活荷重ナキトキ風壓面一平方呎ニ付
橋上ニ活荷重アルトキ風壓面一平方呎ニ付

五〇
三〇

風壓面ハ風上風下ノ桁其ノ他ノ總壓面積トス

風壓應力ハ動荷重トシテ計算ス

E 制動荷重

制動荷重ハ電車荷重ノ十分ノ一トシ軌條面ニ於テ軌條ノ方向ニ作用スルモノトス

F 欄干ニ於ケル推力

欄干長一呎ニ付其ノ上端ニ五十封度ノ横推力ヲ支フヘキモノトス

G 地震荷重

主要街路ノ橋臺又ハ擁壁ノ土壓計算ニハ本市地方ニ於ケル最強地震力ノ四分ノ三ヲ用フルモノトス
 耐震計算ニ就テハ内務省規準ニ據ルモノトス
 六、橋上ニ於ケル活荷重ノ配置ハ次ノ如ク定ム

一、等布荷重

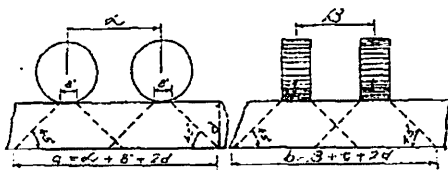
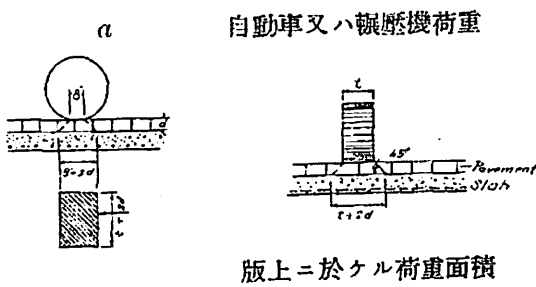
等布荷重ハ單獨又ハ自動車、輾壓機及電車ノ周圍ニアルモノトス

二、集中荷重

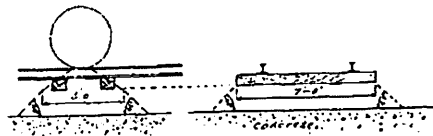
自動車ハ橋梁ノ縦ノ方向ニ登臺トシ横ノ方向ニハ四輪ヲ超過セサルモノトス
 輾壓機ハ一橋梁ニ付登臺トシ同時ニ他ノ車輛ハ存在セサルモノトス

電車ハ並行且連続シ得ルモノトス

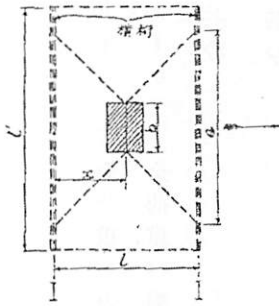
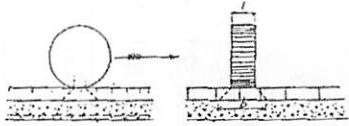
七、橋面ニ於ケル輪荷重ノ分布



b 電車荷重



2. 横桁 (車輛進行方向=直角)ノ場合

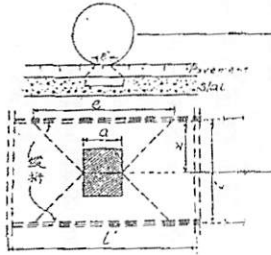


$$e = b + \frac{4}{3}x \leq b' \leq l'$$

$$e = b + \frac{2}{3}l \leq b' \leq l'$$

$$x = \frac{1}{2}l > \text{トキ}$$

1. 縦桁 (車輛進行方向ト並行)ノ場合

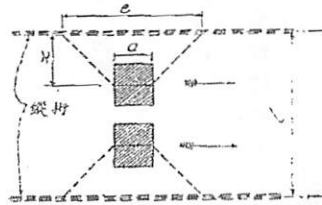


單荷重ノ場合

$$e = a + \frac{4}{3}x \leq b' \leq l'$$

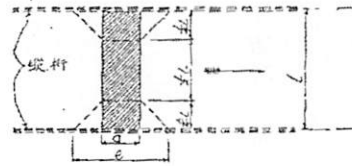
$$e = a + \frac{2}{3}l \leq b' \leq l'$$

$$x = \frac{1}{2}l \text{ノトキ}$$



複荷重ノ場合

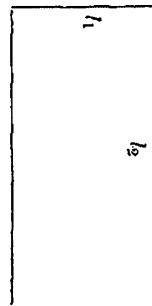
$$e = a + \frac{4}{3}x \leq b' \leq l'$$



等布荷重ノ場合

$$e = a + \frac{1}{3}l \leq b'$$

九、四邊ニテ支承セラル、鐵筋混凝土版ノ荷重分配率



長徑間カ短徑間ノ二倍以上ナルトキ 全荷重ハ短徑間ノミニ働クモノトス

長徑間カ短徑間ノ二倍以内ナルトキ 全荷重ハ兩徑間ニ分配スル割合ハ次ノ如シ

$$w_1 = \left(1.5 - \frac{l_1}{l_2}\right) \quad l_1 = \text{働ク場合}$$

$$w_2 = \left(\frac{l_1}{l_2} - 0.5\right) \quad l_2 = \text{働ク場合}$$

○鋼橋

一〇、溫度ノ變化及彈性係數

溫度ノ變化 $(\frac{1}{t}) 30^{\circ}\text{C}$

彈性係數 一平方吋ニ付 30,000,000 封度

一一、材料

鋼材ハ特種ノモノヲ除クノ外軟鋼トス

一二、死荷重、活荷重及衝擊ニ對シ許容單位應力（一平方吋ニ付封度）

○純斷面上軸應張力……………17,000

○總斷面上軸應壓力

$$p = 13,000 \quad \frac{l}{r} \text{ガ } 0 \text{ ヲ } 9 \text{ ヲ } 50 \text{ まで}$$

$$p = 17,000 - 80 \frac{l}{r} \quad \frac{l}{r} \text{ガ } 50 \text{ 以上}$$

〔部材ノ長(吋)〕

〔使用断面ノ最小環動半徑(吋)〕

○彎曲應力

純断面上桁ノ抗張縁維……………17,000

總断面上桁ノ抗壓縁維……………17,000—300¹/₆

〔固定點間ノ距離〕〔突縁幅〕

但シ抗壓突縁ノ總断面積ハ抗張突縁ノ總断面積ヨリ小ナルヘカラス
〔ピン〕ノ縁維……………24,000

○應剪力

工場鋳……………12,000

現場鋳……………10,000

鋳……………13,000

鋳桁及I桁ノ腹板總断面……………10,000

ボルト……………9,000

○支應力

工場鋳及〔ピン〕……………24,000

現場鋳……………20,000

ボルト……………18,000

伸縮ローラー長一吋ニ付……………6002

〔ローラー〕ノ直徑(吋)
砕石及混凝土……………500

○ 部材ノ寸法

一三、 部材ノ長ト其ノ斷面ノ環動半徑トノ比

抗壓材 $\frac{L(\text{cm})}{r(\text{cm})}$ $\begin{cases} \leq 120 & \text{普通鋼材} \\ < 140 & \text{高風速鋼材} \end{cases}$

抗張材 $\frac{L(\text{cm})}{r(\text{cm})}$ $\begin{cases} \leq 200 & \text{普通鋼材} \\ < 200 & \text{高風速鋼材} \end{cases}$

一四、 交番應力

應張力ト應壓力ト交番スル部材ノ斷面積ハ各應力ニ依リ之ヲ定ムルモノトス

一五、 死荷重及活荷重ヨリ生スル應力ノ性質相反スル場合ハ死荷重ノ三分ノ二ヲ取り活荷重ト合成セシムルモノトス

一六、 交番應力ヲ受クル部材ノ各應力

部材ノ斷面積ヲ定ムル場合 $S_1 + \frac{50}{100} S_2 \text{ 及 } S_1 + \frac{50}{100} S_2$

部材ノ取附用鉄數又ハ「ピン」ノ支承面積ヲ定ムル場合 $S_1 + S_2$ 大ナル應力 S_1 小ナル應力 S_2

一七、 混交應力

直應力及彎曲應力ヲ受クル部材ノ斷面積ハ各十二條規定ノ單位應力ヲ用ヒテ得タル斷面積ノ和トス

一八、 活荷重及死荷重ト風荷重又ハ制動荷重ト混合シテ生スル應力ニ對シテハ第十二條規定ノ許容應力ノ百分ノ二十五マデヲ増スコトヲ得

但シ其ノ使用斷面ハ活荷重及死荷重ニ對シテ得タルモノヨリ小ナルヘカラス

一九、 橋梁及擁壁ノ各部カ死荷重、活荷重、衝擊及地震力ニ因リ生スル應力ヲ受クル場合ニ於テハ第十二條規定ノ許容應力ノ百分ノ八十マテヲ増スコトヲ得

二〇、 抗張材ノ純斷面積ヲ算出スル場合減スヘキ鉄孔徑ハ鉄打前ノ鉄徑ニ八分ノ一吋ヲ加ヘタルモノトス

二一、〔ピン〕孔ヲ有スル鉄附抗張材ノ〔ピン〕孔周圍ニ於ケル純斷面積ハ部材ノ軸ニ直角ノ方向ニ於テハ幹部ノ純斷面積ヨリ大ナルコト百分ノ二十五以上トシ、部材ノ軸ニ平行即チ孔ノ後部ニ於テハ幹部ノ純斷面積ヨリ小ナルヘカラス

二二、鉄桁ハ其ノ腹鉄ノ總斷面積ノ八分ノ一ヲ其ノ突縁ノ斷面積トシテ使用スルモノトス

二三、鉄桁ノ抗壓突縁ノ固定點間ノ距離ハ突縁幅ノ十五倍ヲ超ユヘカラス

○鐵筋混凝土橋

二四、鐵筋混凝土用セメントハ「ボートランド、セメント」トス

溫度ノ變化 (±) 15°C

彈性係數 一平方吋ニ付 2,000,000 封度

二五、死荷重、活荷重及衝擊ニ對シ調合「2:4」ノ混凝土ノ許容單位應力 (一平方吋ニ付封度)

直壓應力 500

彎曲ニ依ル應壓力 650

彎曲ト直壓力トノ合成ニ依ル應壓力

抗壓材 500

拱 650

壓穿應剪力 120

鐵筋混凝土桁及版ニ於テハ次ノ許容應剪力ヲ用フルモノトス

(1) 水平鐵筋ノミニテ腹鐵筋ナキ場合 40

(2) 縱鐵筋ノ半分以上ヲ折曲ケ腹鐵筋ト爲シタルモノ 80

(3) 腹鐵筋ヲ完全ニ用ヒタルモノ	120
剪力計算ニ用フル高ハ壓力中心ヨリ鋼ノ中心迄トス	
支應力	850
附著力	
並形棒	80
異形棒	120
二六、抗壓材ノ長ハ其ノ斷面ノ最小環動半徑ノ五十倍以下ト爲スヘシ	

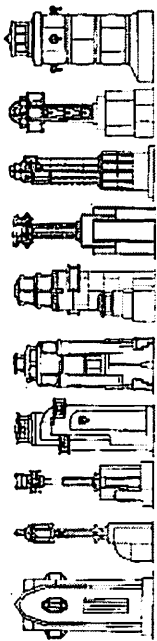
以上

橋梁被害箇所一覽 (根岸橋：木橋⇒大破、被害金額 5,000 円)

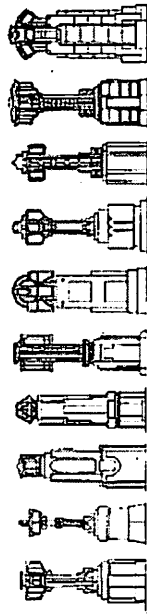
番	位	別	地	街	材	橋	長	幅	近	損	破	額
二〇	戸部町七丁目	橋	不	街	木	橋	四九	四	土	橋	別	額
四八	南吉田町及南太田町	橋	同	同	木	橋	一三、二五	同	同	同	同	四、〇〇〇
四九	藤代町及南太田町	橋	同	同	木	橋	一〇、七六	同	同	同	同	一、五〇〇
五〇	藤田町及井上ヶ谷町	橋	同	道	木	橋	七、五二	同	同	同	同	一、五〇〇
五一	大岡町及井上ヶ谷町	橋	同	同	木	橋	一、二二	同	同	同	同	一、五〇〇
五二	大岡町及弘明寺町	橋	同	同	木	橋	二、五八	同	同	同	同	一、五〇〇
五三	南吉田町	橋	同	同	木	橋	一七、三五	同	同	同	同	三、〇〇〇
五四	南吉田町	橋	同	同	木	橋	一三、三五	同	同	同	同	二、〇〇〇
五五	南吉田町	橋	同	同	木	橋	一三、三五	同	同	同	同	二、〇〇〇
五六	米吉町	橋	同	同	木	橋	一三、三五	同	同	同	同	七、五〇〇
五七	島島町	橋	同	同	木	橋	一三、三五	同	同	同	同	八、〇〇〇
五八	駿河町	橋	同	同	木	橋	一三、三五	同	同	同	同	二、〇〇〇
五九	南吉田町	橋	同	同	木	橋	一七、四九	同	同	同	同	一、〇〇〇
六〇	中村町	橋	同	同	木	橋	二、五五	同	同	同	同	六、〇〇〇
六一	根岸町	橋	同	同	木	橋	二、五七	同	同	同	同	五、〇〇〇
六二	根岸町	橋	同	同	木	橋	一六、九二	同	同	同	同	五、〇〇〇
六三	根岸町	橋	同	同	木	橋	一七、八	同	同	同	同	五、〇〇〇
六四	根岸町	橋	同	同	木	橋	一七、八	同	同	同	同	五、〇〇〇

橋梁被害箇所表 (本市中部)

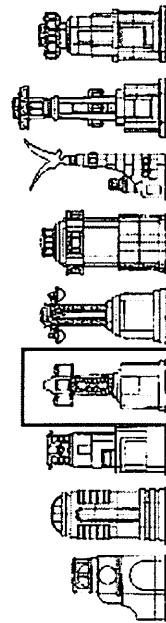
草 技 匠 意 柱



中村橋
大井橋
寺田橋
西子洞橋
行戶橋
萬成橋
三宮橋
堅國橋
日本橋
錦橋

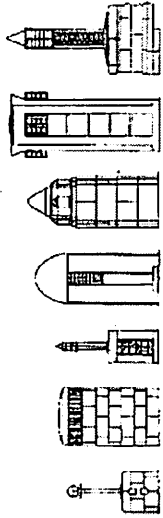


宮前橋
西治橋
翁橋
夫邊橋
丸新橋
鶴巻橋
月見橋
月出橋
世橋
國橋

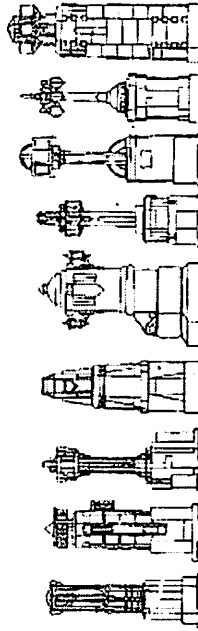


蓬萊橋
前吉田橋
潮水橋
根岸橋
前田橋
總之橋
大江橋
所橋
吉田橋

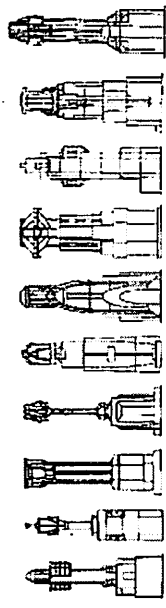
市 內 橋 梁 親 柱



觀橋
金燈橋
宮川橋
絲橋
羽衣橋
萬島橋
尸部橋



道場橋
萬代橋
長島橋
群大橋
久松橋
平橋
權三橋
和ノ橋
花園橋



一本橋
石の橋
花吹雪
火跡橋
西橋
八幡橋
淺山橋
武藏橋
打鼓橋
李橋

橋 梁 親 柱 意 匠 狀 況 (根 岸 橋)

橋梁修繕工事 (左岸橋台崩壊→修理：大正12年9月20日完成)

○橋梁應急工事

(大正十二年九月二十四日調査)

橋梁名	破損程度	修理方法	完成月日	工事施工者	探照
西の橋	上部及燒燬	修繕	大正十二年九月十九日	交本	鐵橋(トラス)
車橋	上部燒燬	修繕	九月二十一日	同	鐵橋(トラス)
道場橋	上部燒燬	修繕	九月二十一日	同	木橋
久良岐橋	上部燒燬	修繕	九月二十四日	工兵隊	同
日枝橋	上部燒燬	修繕	九月二十三日	交本	同
共進橋	上部燒燬	修繕	九月二十三日	同	同
古田橋	上部燒燬	修繕	九月二十三日	同	同
平戸橋	上部燒燬	修繕	九月十一日	交本	同
平沼橋	上部燒燬	修繕	九月十六日	同	同
平岡橋	上部燒燬	修繕	九月十五日	同	同
沼野橋	上部燒燬	修繕	九月十五日	同	同
道成橋	上部燒燬	修繕	九月十八日	同	同
一本橋	上部燒燬	修繕	九月十日	同	同
橋ノ橋	上部燒燬	修繕	九月十日	交本	同
山吹橋	上部燒燬	修繕	九月十日	同	同
横濱橋	上部燒燬	修繕	九月十一日	同	同
日本橋	上部燒燬	修繕	九月十三日	同	同
千歳橋	上部燒燬	修繕	九月十二日	同	同
同橋	上部燒燬	修繕	九月二十五日	工兵隊	同
銀井橋	左岸橋台崩壊	修繕	九月二十日	交本	同
八幡橋	上部燒燬	修繕	九月十一日	同	同
戸部橋	上部燒燬	修繕	九月十五日	工兵隊	鐵橋(トラス)
榮橋	上部燒燬	修繕	九月十二日	交本	同(トラス)
駿河橋	上部燒燬	修繕	九月十四日	同	同
迎橋	上部燒燬	修繕	九月十四日	工兵隊	同
濱橋	上部燒燬	修繕	九月十六日	同	木橋
前橋	上部燒燬	修繕	九月十二日	同	鐵橋(トラス)

以上

東京大学 生産技術研究所
都市基盤安全工学国際研究センター
〒153-8505 東京都目黒区駒場4-6-1
<http://icus.iis.u-tokyo.ac.jp/>
E-mail: icus@iis.u-tokyo.ac.jp

Tel: (+81-3)5452-6472

Fax: (+81-3)5452-6476