



J-BEC

レポート

2025 Vol.21

一般財団法人 橋梁調査会
Japan Bridge Engineering Center



目 次

巻頭言

石原 康弘

道路橋示方書の改定について

1

兵庫県南部地震を経て伝えたい 橋梁被害からみるエンジニアリング

10

「道路橋点検士」資格について

21

助成研究

- ・補修・補強で用いられる高力ボルト引張接合継手の
疲労強度評価と既存疲労照査法の改良
- ・遮風壁が橋梁の空力安全性に与える影響に関する研究

25

34

海外報告

- ・fib シンポジウム 2024 参加とニュージーランド橋梁視察報告
- ・IABSE Symposium Tokyo 2025 に聴講参加して
- ・fib シンポジウム 2025 アンティープの聴講参加
およびフランスにおける橋梁視察
- ・橋梁国際会議【IBC 2025 Pittsburgh】の参加と
ピッツバーグ・ニューヨークにおける橋梁視察報告

40

47

51

57

トピック

- ・令和6年度 橋梁シンポジウム「次世代への橋梁維持管理」開催報告
- ・第9回 橋梁のメンテナンスに関するセミナーの報告
- ・建設技術フェア等の参加報告
- ・令和7年度賛助会員特別講演会の報告
- ・2025 道路橋点検士統計情報
- ・橋梁技術に関する研究開発助成について
- ・国土交通行政関係功労者表彰の受賞について
- ・新任・常勤役員の紹介

63

65

66

67

68

69

69

70

都市と橋

「トラス構造が美しい、地域のシンボル安倍川橋」

71

メンテナンスサイクルの確実な実施



石原 康弘

令和7年10月の理事会において（一財）橋梁調査会理事長へ選出頂きました。誠に光栄なことであり、身の引き締まる思いです。歴代の理事長及び職員の皆様が培ってきた取り組みを継承し、橋梁に関する調査研究、知識の普及、点検と診断等を適確に行うことにより、橋梁事業の円滑な発展及び国民経済の発展と国民生活の向上に寄与するという当調査会の使命を引き続き果たして参ります。

我が国は、現在、戦後の復興、高度経済成長期に造られた橋梁をはじめとして、多くのインフラ施設において、建設後50年以上経過する割合が加速度的に高くなっており、これらを適切に維持管理する（定期的な点検・診断と必要な修繕・交換や更新を行う）ことで、施設の状態を長く良好な状態に保ち、道路利用者の皆様や地域の住民の皆様にご活用頂くことは、我が国の持続的な経済活動を支えるとともに、安全・安心の社会を築き上げるために必要不可欠であります。

平成24年（2012）12月に発生した中央道笹子トンネル天井板崩落事故を契機として、国は平成25年（2013）を“メンテナンス元年”と位置づけ、本格的なインフラメンテナンスの取り組みを開始しました。同年には道路法の改正によって道路施設点検の技術基準が法定化され、翌年（H26）には橋梁の定期点検に関する国土交通省令・告示が公布、全道路橋梁に対して5年の一度の近接目視を基本とした定期点検が義務づけられました。当調査会は、平成16年度

（2004）から橋梁の定期点検・検査・診断を主な業務として実施してきており、特に橋梁診断業務を核として橋梁のメンテナンスサイクル（点検－診断－措置－記録）の確実な実施について道路管理者をサポートしてきております。昨年（R6）、国土交通省から2巡目を修了した定期点検結果が公表されました。橋梁点検実施数は約72万橋に上りますが、早期又は緊急に措置を講じるべき状況にある橋梁（健全性判定区分Ⅲ及びⅣ）は約5.6万橋（全体の約8%）となっており、メンテナンスサイクルの実効性を裏付ける一方、引き続き同サイクルが確実に実施されるよう、当調査会の経験と実績を活かした様々な取り組みを講じていくこととしております。

第一に、当調査会では全国の8つの支部に橋梁診断に関わる技術者を配置し、国土交通省管理橋梁を主とした診断業務の着実な実施に務めております。今後も、本部・支部の体制の充実を図りながら、道路管理者のニーズに対応しつつ、診断結果の品質確保に努めて参ります。また、今後は、これらの経験と実績をベースに他の橋梁管理者への水平展開を行い、橋梁メンテナンス技術の底上げを目指す所存です。

第二に、財政・人員余力の少ない市町村等における確実な橋梁点検の実施を図るために、平成27年（2015）から、国土交通省の登録民間資格である「道路点検士」および「道路点検士補」の運営を行っております。令和7年（2025）3月現在で、道路点検士は約9,400名、道路点検士補は約1,400

名を認定しており、全国各地での橋梁点検現場で活躍頂いております。今後とも、同資格の普及を図るとともに、講習会やシンポジウム等を通じて、専門性の高い技術者の育成、担い手の確保に努めて参ります。

第三に、今後のメンテナンスサイクルの信頼性の確保と一層の効率化、また少子高齢化の中での担い手確保等を図るために、ITやAI、ロボット等の新技術の活用が不可欠となっています。当調査会は、国土交通省から橋梁分野における新技術導入促進機関として指定され、新しい点検技術等の評価を行っています。また、令和3年（2021）より国土交通省から「全国道路施設点検データベース（道路橋）」の整備及び管理運営機関に指定されています。今後の本格的なDXの到来に対応するために、当調査会としてのこれらの役割を十分果たしつつ、更に点検診断後に措置した工事等のデータも組み込み、橋梁管理者とも協働してメンテナンスサイクルを一気通貫したCDE（Common Data Environment, 共通データ環境）の整備、管理と利用を目指すとともに、これらを活用したAPP（アプリケーション）等の開発、将来的には基礎的なプロセスのAI化等の技術開発・支援等にも取り組んでいきたいと考えております。

今後、更に深刻化する橋梁の老朽化に対して、当調査会としては、こうした取り組みを進め、橋梁保全に関する“総合技術センター”としての役割を果たすことによって、橋梁管理者が適時適切にメンテナンスサイクルを確実に実施

し、施設を良好な状態で管理・利用できるよう努めて参る所存です。

加えて、我が国の橋梁技術は、20世紀後半には本四架橋において様々なタイプの多くの橋梁が建設されたことが象徴的ではありますが、長い間世界をリードする存在でありました。その後、多くの橋梁形式において世界一の座を譲りましたが、その技術革新のためには日本の技術が大いに貢献してきたものと考えております。また、我が国は近年培ったメンテナンス技術は、世界各国の橋梁メンテナンスに対しても貢献できるものと考えております。このため、関係団体等と連携して、我が国のこれまでの優れた橋梁技術を継承するとともに、進化・発展させていく取り組みを進めていく所存です。

近年、橋梁をはじめとしたインフラに関しては、施設の老朽化に加えて、災害の激甚化・頻発化、少子高齢化等による担い手の確保や技術の継承、資材価格の高騰、DX・GX（Green Transformation）社会への対応など、多くの課題が山積しております。当調査会としては、これまで培ってきた技術や知見を活かしてこれら課題へも取り組んでいく所存ですので、賛助会員の皆様をはじめ多くの関係する皆様のご支援とご協力をお願い致します。

道路橋示方書の改定について

国土交通省道路局国道・技術課 企画専門官 近藤 弘嗣

1. はじめに

国土交通省は、道路橋に関する技術基準である「橋、高架の道路等の技術基準」（以下、「道路橋示方書」）を令和7年8月に改定し、国土交通省都市局長及び道路局長より関係機関に通知した。本報では、今回改定に至った経緯と、改定の主なポイントを概説する。

2. 改定経緯と今回改定の概要

2.1 改定経緯と今回改定の背景

道路橋示方書は、昭和47年の制定以降、技術的な知見や社会的な情勢の変化等を踏まえ、これまでに7回の改定を行っている。昭和55年には、それまでの技術基準、指針等を整理統合して体系化し、5編からなる構成で通知した。

その後、車両大型化への対応や耐久性の向上をはかるための活荷重関連の規定を見直し、平成7年1月の兵庫県南部地震による道路橋の甚大な被害経験を踏まえ、レベル2地震動に対する耐震設計の実施を明確化する見直しを行った。平成13年には、性能規定型の技術基準を目指し、各条文にて要求性能を明示するとともに、それを満たす従来からの規定を併記する書式とした。また、耐久性に関する規定を強化するとともに、橋の耐震性能を橋の設計における基本的な要求事項として明示した。平成24年には、我が国における観測史上最大の東北地方太平洋沖地震の発生や平成14年以後の道路橋被災事例の分析を踏まえた規定の見直しを行った。また、道路橋の劣化損傷事例を踏まえ、維持管理の確実性や容易さを橋の設計の基本理念の一つとした。

前回の改定（平成29年）では、安全性の向上と構造の合理化によるコスト縮減の両立を目的とした部分係数設計法の導入、合理的で信頼性の高い構造を実現するために、橋がどのような状態となる可能性があるのかを明確化する限界状態設計法の導入、維持管理性と耐久性に優れた設計の実現を意図した

標準期間を100年とする設計供用期間の導入、さらに、平成28年に発生した熊本地震の経験も踏まえた大規模な斜面崩壊等による被災影響の低減を図る規定を充実した。しかしながら、多様な構造に対する性能照査の確実性の観点や耐久性能における方法毎の考え方の詳細、耐久性能に求められる信頼性水準を示すには至らず、性能規定型の規定の充実に向けた課題が残った。

今回の改定では、上記課題についての調査・研究の成果に加え、令和6年に発生した能登半島地震による被災経験と得られた知見を反映している。主なポイントとして、①新しい形式の提案に対しても適切に性能を評価するための枠組みを充実、②様々な耐久技術の開発を見据え、耐久性能の評価方法を明確化、さらに、③能登半島地震を踏まえた対応（復旧性を向上させるための規定を充実）の3点が挙げられる。

また、今回改定において、共通編では耐震関連も含めた荷重の設定や応答の算出を網羅し、各編では限界状態や制限値などの一通りの規定を網羅するため、編構成をⅠ共通編、Ⅱ鋼部材・鋼上部構造編、Ⅲコンクリート部材・コンクリート上部構造編、Ⅳ下部構造編及び、Ⅴ上下部接続部編の5編構成に再編し、旧基準の耐震設計編の内容は基本的な内容をそのままに、それぞれの編に組み込んだ。

2.2 今回改定の概要

① 新しい形式の提案に対しても適切に性能を評価するための枠組みを充実

定期点検などで判明した橋の損傷事例を踏まえ、橋に生じうる状態を的確に評価するために必要な作用の規定を充実した。また、橋を構成する上部構造、下部構造、上下部接続部のそれぞれが有していなければならない機能に対する要求を新たに規定し、所要の橋の状態を満足することを保証する部材の状態に対して、これらの機能が適切に発揮できることを前提条件とすることを明確化した。これにより、所

要の耐荷性能を確実に達成することと、合理化を目指す多様な構造形式の提案を許容することの両立を図った。鋼桁やコンクリート桁について、構造条件などによっては、一部部材の塑性化を許容できるよう、限界状態の規定を充実した。また、鉄筋に引張応力を負担させるPC桁の設計が可能となる規定を新たに追加した。これらにより、合理的な設計の実現が期待される。

② 様々な耐久技術の開発を見据え、耐久性能の評価方法を明確化

耐久性能は、橋の設計耐久期間を規定し、部材等の設計耐久期間をそれより短く設定する場合には、部材等の更新を含む維持管理を確実に行わなければならないことをより明確にした。加えて、耐久性確保の方法の定義に設計耐久期間末の状態を規定することで、限界状態や信頼性の評価の体系を明確化した。これらの規定により、環境条件を制御する場合や複数の耐久性確保策を組み合わせる場合など、耐久性能の信頼性を高める様々な工夫に対し、要求性能を満足するとみなせる条件をより具体化した。(図-2-1)

これらにより、限界の状態に達する前に措置を行う必要性が明確になり、予防保全のより一層の推進が期待される。

③ 能登半島地震を踏まえた対応（復旧性を向上させるための規定を充実）

令和6年能登半島地震では、調査・復旧の最中にも大きな地震動を複数回うけるなかで、支点部の損

傷や、背面区間の段差の発生等により、通行機能の確保に課題が生じた。

これらの被災を通じた経験を踏まえ、従来、個々の道路管理者が必要に応じて設置していた段差防止を目的とした構造の基準としての位置づけを明確にした。また、地震後に、橋の背後区間と橋との路面位置の連続性をできるだけ確保できるよう、新たに「橋梁接続区間」を設定し、下部構造の設置位置や橋の構造の一連の検討が適切に行われることを要求することとした。上記の改定により、地震後の復旧性を向上させるための対策を、設計時点から、あらかじめ講じることを可能とすることを明確化した。

ここで挙げた改定の観点について、次節より詳説する。

3. 新しい形式の提案に対して適切に性能を評価するための枠組みの充実

3.1 背景と課題認識

近年、橋梁設計においては、ケーブルや高強度材料、複合構造の活用による少部材化が進展している。国内外においても、部材の省略や隔壁の合理化、デザイン重視の設計など、新たな構造形式の橋梁が数多く提案されている(図-3-1、図-3-2)。しかしながら、従来よりも部材数が少ない構造では、個々の部材の損傷や塑性化が橋全体に与える影響が大きくなる可能性がある。一方で、部材の一部が塑性化しても、他の部材が弾性範囲内に収まることで、構造や断面の合理化を図りつつ、橋梁としての機能を維持できる設計も可能である。

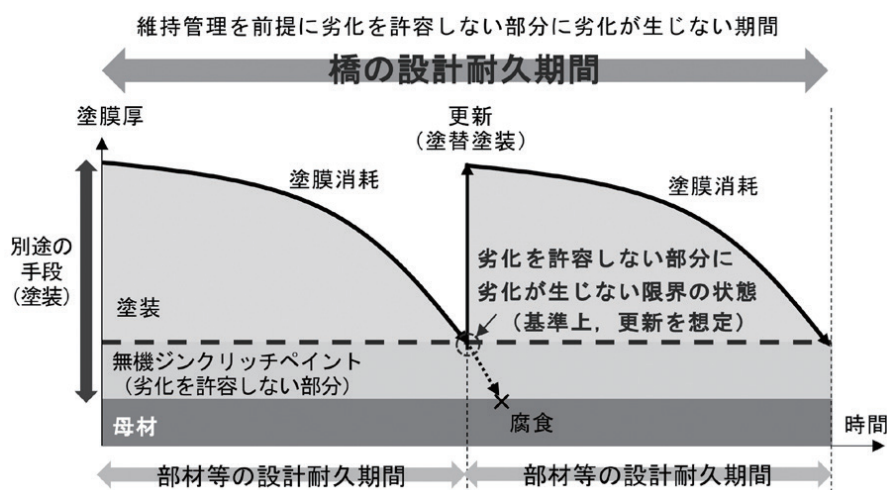


図-2-1 橋の設計耐久期間と耐久性能の限界状態（塗装（方法2））を用いる場合の例

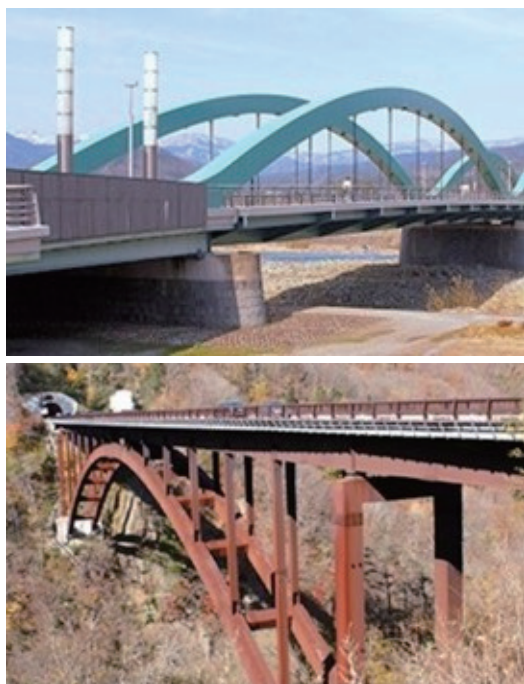


図-3-1 立体機能を担う部材が省略された上部構造の例



図-3-2 特殊な構造形式の主桁の例

3.2 橋の性能の階層的規定枠組みの充実

今回の改定では、旧基準においても用語が定義されていた上部構造、下部構造、上下部接続部の各構造要素に対して、それぞれが有すべき機能を表-1のとおり明確化し、これらの機能を担う部材等の集合を機能系統とし、各構造要素が有すべき機能が所要のレベルで発揮できる状態であることを各構造要素が所要の耐荷性能を満足する上での前提条件として保証しなければならない枠組みを導入した。(図-3-3)。

機能は下記のとおり。

◎上部構造

- ・主桁・主構 機能系統

上部構造に作用する荷重等の影響を上下部接続部に伝達する機能（主桁・主構機能）を担う系統

- ・床版・床組 機能系統

所要の道路機能を満足する路面を形成する機能（床版・床組機能）を担う系統

- ・立体的構造 保持機能系統

主桁・主構機能系統が所要の機能を発揮できるとする状態の前提条件として、上部構造の形状を所要の範囲にとどめるための機能（立体的構造保持機能）を担う系統

◎下部構造

- ・支点反力支持機能系統

上下部接続部から伝達される荷重を、架橋位置の地盤と一体となって、境界条件となる周辺地盤に伝達する機能を担う系統

- ・支点位置保持機能系統

上下部接続部が所要の状態を満足する上で、許容される範囲に上下部接続部の位置をとどめる機能を担う系統

◎上下部接続部

- ・変位追従機能系統

上部構造及び下部構造との相対変位に追従し、そ

表-1 道路橋の構造要素の定義

構造要素	定義
上部構造	上下部接続部のみを境界条件として、それらに支持されていることを前提に専ら自動車等の上載荷重と自重及びその他自らに作用する荷重に抵抗して橋の区間の路面を形成する構造部分
下部構造	地盤と上下部接続部を境界条件として、橋の区間の路面高さを保持するとともに、橋に作用する全ての荷重を下部構造の周辺地盤に伝達する構造部分
上下部接続部	上部構造と下部構造を境界条件として、上部構造に作用する全ての荷重等の影響を下部構造に伝達するとともに、専ら上部構造の位置を所定の範囲にとどめるために上部構造と下部構造の間の相対変位を制御する役割を担う構造部分

の影響を上部構造及び下部構造が所要の状態を満足
 する上で許容される範囲にとどめる機能を担う系統
 ・荷重伝達機能系統

上部構造と下部構造の間で相互に荷重を伝達する
 機能を担う系統

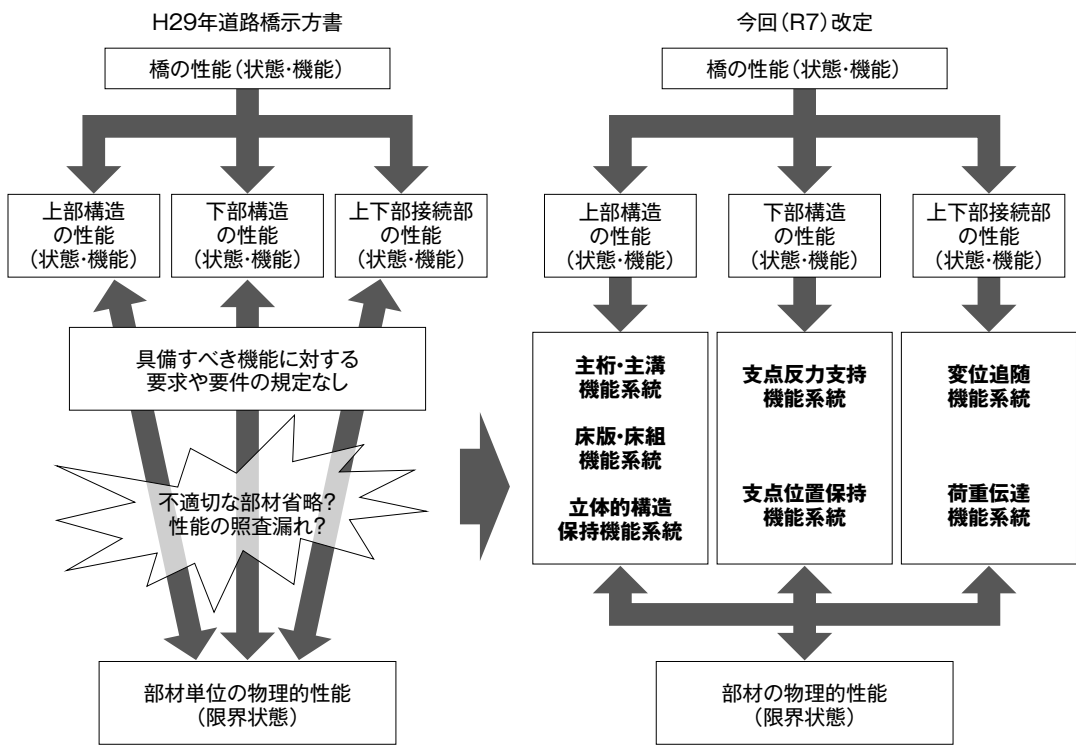
これらの機能に対して、個々の部材がどの限界状
 態にあるかを照査し、機能ごとに必要な性能を満
 たす構造を設計することが求められる（図－3-4）。こ
 うした手法により、一つの部材が複数の機能を兼ね
 ることも許容されるし、場合によっては個々の部材
 が塑性化しても、機能保証される場合には上部構造
 等の限界状態を超えないことを許容することも可能

となり、よりの確で過不足の少ない合理的な設計が
 可能となる。

3.3 塑性域での限界状態の定義の充実

平成29年の道路橋示方書において、部材等に共通
 的に適用される限界状態の定義が規定され、今回も
 これを踏襲した。このうち、部材等の限界状態2は、
 主に地震の影響が支配的な状況に対して設定され、
 力学的には、部材の可逆性が失われ、残留変位が生
 じたとしても、その後の繰返しの荷重に対して安定
 した塑性変形能が確保できる限界の状態であるとし
 て、みなし適合条件を規定していた。

今回の改定では、これに加えて、永続作用支配状況



図－3-3 構造要素ごとの機能定義と限界状態の関係図

(〇〇支配状況)

上部構造	機能1	主桁	限界状態〇
		床版1	限界状態〇
	機能2	床版2	限界状態△
		縦桁	限界状態△
		床版1	限界状態〇
	機能3	横桁	限界状態〇
		対傾構	限界状態〇

下部構造	機能1	橋脚 橋台	限界状態〇
	機能2		

一つの部材が複数の機能に寄与することも許される

接続部	機能1	支承部1	限界状態〇
	機能2	支承部2	限界状態△

図－3-4 部材の機能別照査の組み合わせのイメージ

や変動作用支配状況においても適用されることを念頭に、一部の材料が塑性化したとしても、塑性変形能を考慮しない場合に適用する部材等の限界状態2を規定した。具体的には、コンクリート部材と鋼部材において、次のいずれかとして「限界状態2」が定義された。

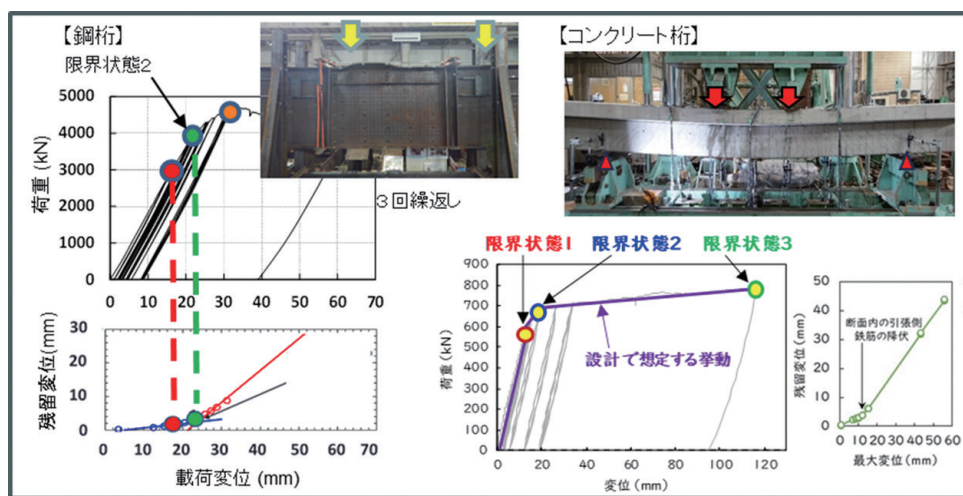
- ・部材等の挙動が可逆性を失うものの、作用の繰返しに対して耐荷力を安定して発揮できる限界の状態、かつ、部材等としての最大強度点を超えず、部材等の能力を低下させる残留変位の急増や剛性の急変に部材等が至らない限界の状態
- ・部材等の挙動が可逆性を失うものの、作用の繰返し

しに対して耐荷力を安定して発揮できる限界の状態、かつ、部材等に十分な塑性変形能が残存する限界の状態

これにより、より合理的な断面設計が可能となると考えている（図-3-5）。ただし、基準としては従来よりも低い耐荷力の橋の整備を意図しておらず、原則としては変動作用支配状況に対して部材等の限界状態1は超えないことを基本としている。

3.4 部材単位でのみなし適合条件の充実

塑性化を許容する場合における部材単位での「み



※ 実験結果等の分析に基づき、可能であれば、みなし適合条件として、鋼桁・コンクリート桁の耐荷力式、特性値、部分係数を導入する。

図-3-5 鋼桁・コンクリート桁の限界状態2における残留変位の評価例

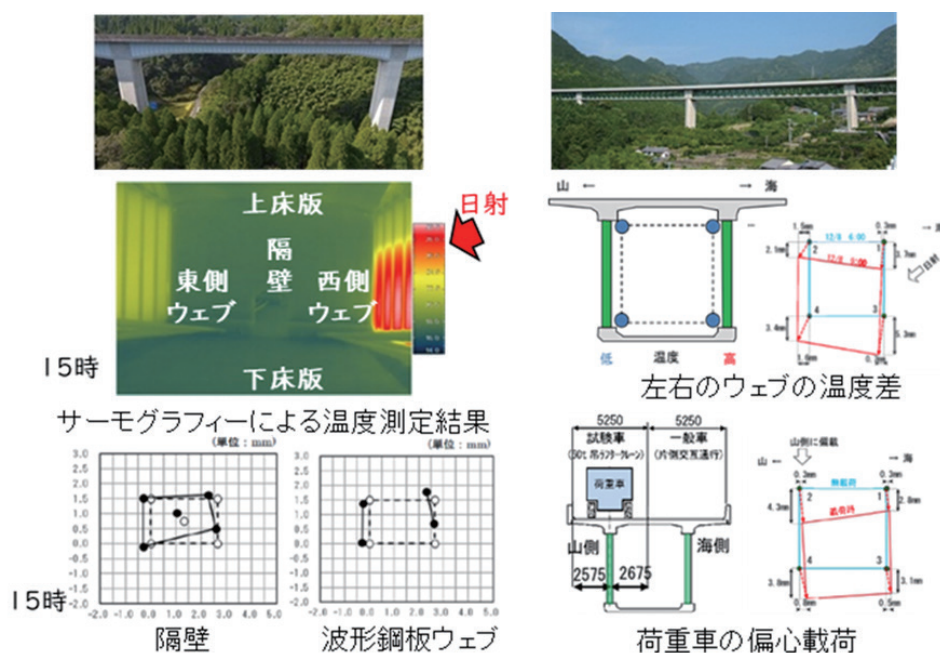


図-3-6 温度勾配や偏心載荷による立体挙動の評価例

なし適合条件」の充実が図られた。例えば、一般的にはPRC構造と呼ばれる耐荷機構を有するコンクリート部材が照査出来るようにすることを見据え、プレストレスコンクリート部材のうち、特定の方向に曲げモーメント又は軸方向力の影響が卓越する棒部材の場合、制限値のとりかたを緩和する方向で見直しを行った。

3.5 構造の高度化に伴う荷重・応答評価の高度化

構造の高度化に伴い、荷重および応答の評価も高度化させる必要がある。従来は規定された荷重の分布や載荷方法を与条件として構造を最適化していたが、今後は構造ごとの立体的・動的な挙動を適切に考慮した荷重分布や載荷方法そのものの検討が求められる（図-3-6）。

例えば、温度勾配や活荷重の偏心載荷によって生じる立体的な変形や損傷の事例が報告されており（図-3-7）、これらを的確に評価するための規定を追加した。また、ダンパー等の減衰装置（新基準では「減衰付加装置」と定義）を有する構造については、橋の耐荷性能の評価方法に関する確立した知見や実証的なデータが十分ではないことから、装置の有無にかかわらず限界状態3を超えないことを担保することを求めつつ、橋の耐荷性能の評価に減衰付加装置の減衰特性を見込む場合は、減衰効果が橋全体に及ぶか、または、方向性が強いかなどを踏まえ、的確に評価できるよう規定が定められた。（図-3-8）

4. 耐久性能の評価方法を明確化

橋梁の長寿命化およびライフサイクルコスト（LCC）の縮減に資するよう、部材等の耐久期間を予防保全の実施時期と関係づけて評価することを目指し、耐久性

確保の方法と整合した照査方法の規定を充実させた。

耐久性確保の方法は以下の3つに分類される：

方法1：部材等の設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等に生じる可能性のある経年変化の影響に対して、当該部材等のそのものによって、耐荷性能の評価において考慮している状態に所要の信頼性をもって影響が及ばないようにする方法（例：耐候性鋼材の使用）

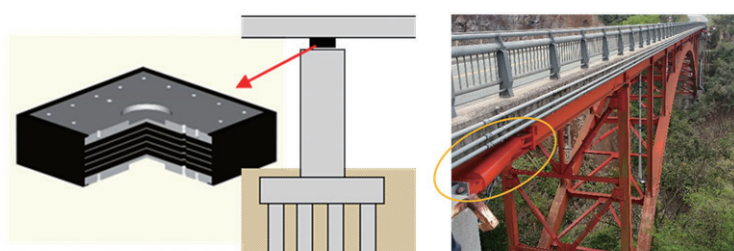
方法2：部材等の設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等に生じる可能性のある経年変化の影響に対して、その影響が及ばないように別途の手段により付加的な対策を講じることで、耐荷性能の評価において考慮している状態に所要の信頼性をもって影響が及ばないようにする方法（例：塗装、表面保護工）

方法3：部材等の設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等に及ぼす経年の影響に対して、その影響が現れる可能性がないか、無視できるほど小さいものとするすることで、耐荷性能の評価において考慮している状態に影響が及ばないようにする方法（例：箱桁内の除湿）

今回の改定では、特に方法2について、「別途の手段」において経年変化を許さない部分を定めることと、「別途の手段」を適切に維持管理することで、経年変化を許容しない部分が経年の影響を受けない状態を部材等の設計耐久期間末まで維持されることを求めることとした。（図-4-1）この規定を設ける



図-3-7 温度勾配や偏心載荷による不具合事例



免震支承によるエネルギー吸収

図-3-8 減衰特性と橋全体の減衰特性の関係が比較的明確な例（左）と方向性が強いと思われる（右）の例

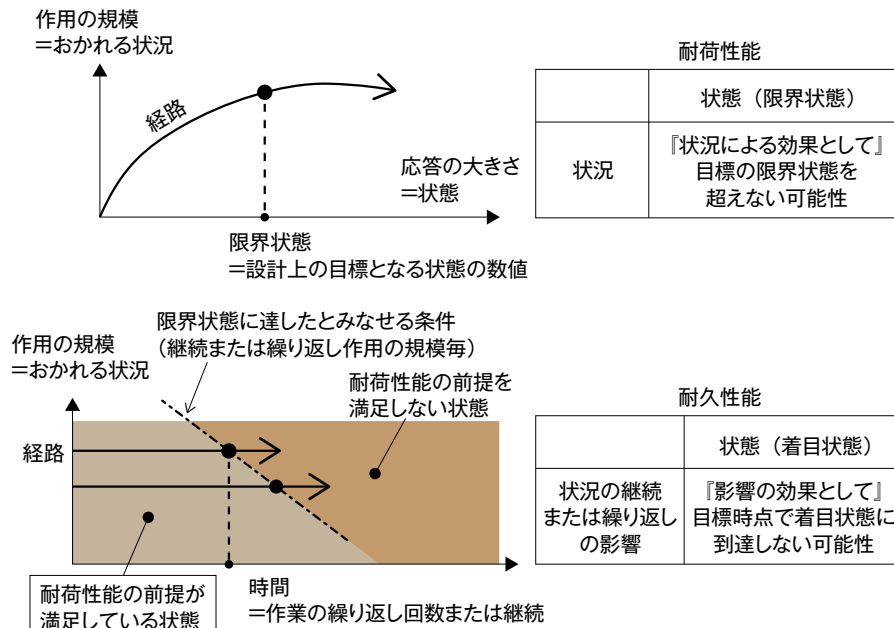


図-4-1 耐久性能の照査基準の考え方

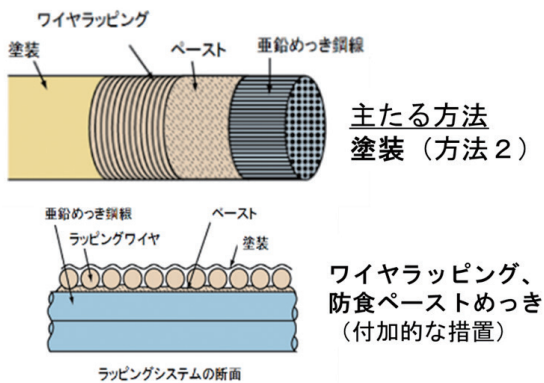


図-4-2 複数の耐久性確保策の組み合わせ事例（主ケーブルの防食）

ことで、維持管理が行いやすいような構造となるよう、設計段階での配慮が確実に行われることが期待される。

この他、特に重要な部材やその補修や更新が特に困難な部材などを念頭に、方法1～3のいずれの手段により所要の耐久性能を満足させることを前提として、耐久性能の向上を目的に他の手段を組み合わせる良いとの規定を明示した（図-4-2）

5. 復旧性を向上させるための規定を充実

5.1 続発する地震動への対応

令和6年能登半島地震では、短期間に複数回の大規模地震動が発生し、支承部の破壊や背面区間の沈下等により橋の機能の確保が困難となる事例が見られた。これを踏まえ、偶発作用支配状況における地

震の影響に関し、「最大級の地震動が複数回生じることの影響を考慮」するよう規定した。ただし、設計地震動の定義自体は従来通りの加速度応答スペクトルに基づくものとしている。また、部材や構造の耐荷性能の評価にあたって、作用の繰返しが部材の状態に及ぼす影響について、適切な知見に基づいた方法により、限界状態に対応する特性値を設定することとし、特に弾性限界を超える構造では、塑性域での地震動による繰返し载荷に対する照査（例えば、正負交番繰返し载荷試験で限界状態1～3の特性値を得るなど）が求められる。（図-5-1、図-5-2）。

5.2 支承部の復旧性を織り込んだ設計

過去の地震災害では、支承部の損傷や復旧困難な状況が多数報告されている。特に支承の高さが高い場合や、ベントの設置が困難な地形条件下では、復旧作業が著しく困難となる（図-5-3）。

このような状況に対応するため、設計段階で支承部に障害が生じることを想定し、「変位抑制構造」として上部構造と下部構造の相対変位を抑制する構造を定義し、上下部接続部の機能を継続させるための措置を講じることを可能とする規定を追加した。（図-5-4）また、「変位抑制構造」には、衝突の影響を小さくするための配慮も求められる（図-5-5）。

5.3 路面の連続性確保のための設計配慮

地震や豪雨などの自然災害により、橋台や背面区

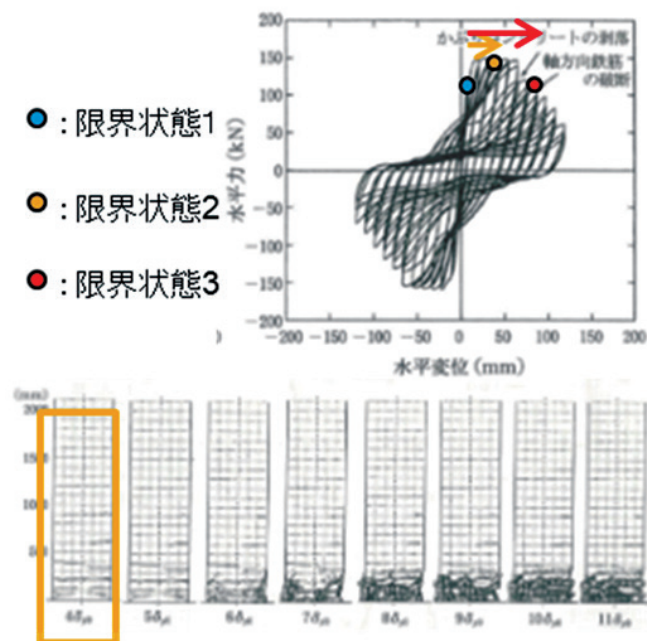


図-5-1 正負交番繰返し载荷試験による限界状態の評価例



(a) 最初の加震



(b) 2回目の加震

図-5-2 振動台実験による繰返し载荷の検証事例



図-5-3 復旧困難事例 (左: 支承の高さが高い、右: 資機材配置が困難)

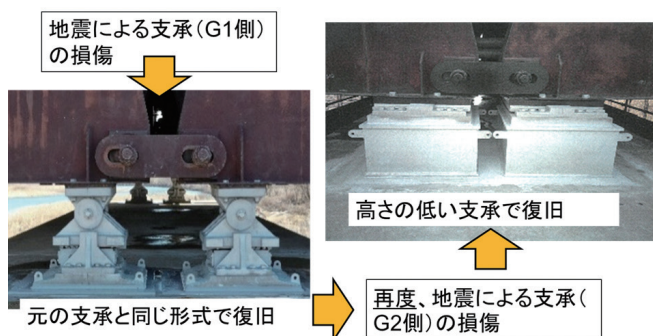


図-5-4 復旧性を高めるため高さの低い支承で復旧させた事例

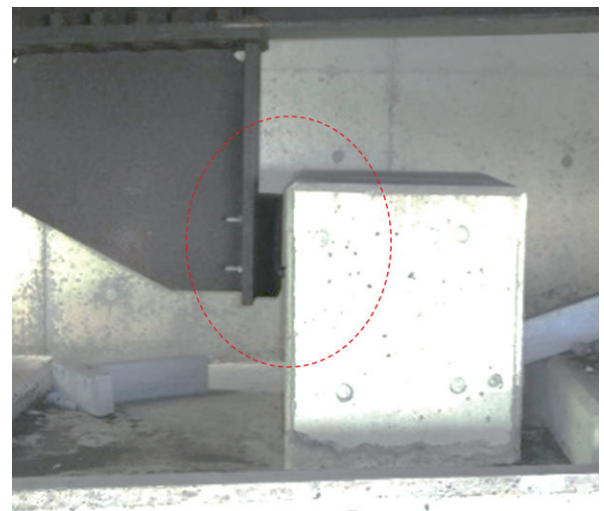


図-5-5 衝突の影響を軽減する構造の事例

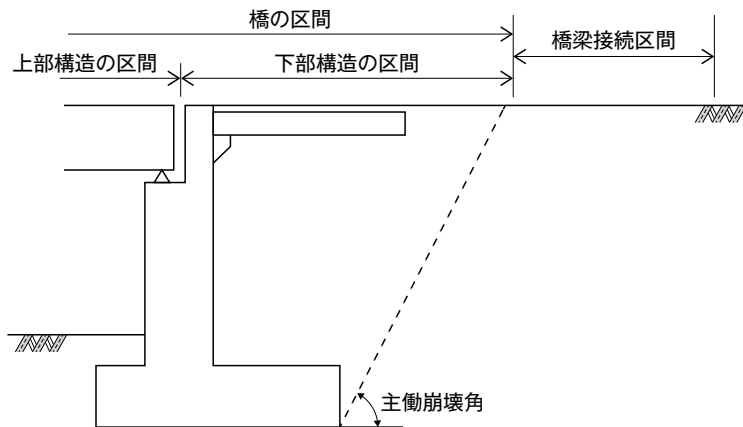


図-5-6 橋の一部である橋台躯体背面部と橋梁接続区間

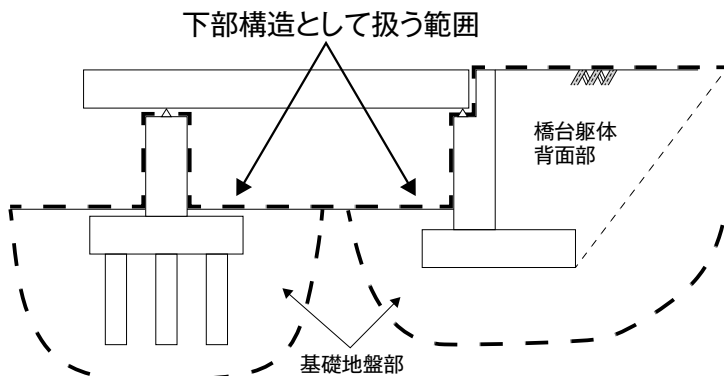


図-5-7 下部構造として扱う範囲のイメージ



図-5-8 トンネル坑口と橋梁として設計する区間の取り合いにおける水処理に起因する崩落事例

間の地盤が変状・沈下し、路面の不連続が生じる事例が多く報告されている。これに対応するため、橋の使用目的との適合性の観点から、路面の連続性などの道路機能に関し、橋の区間と一体的にその性能を評価する区間として「橋梁接続区間」を新たに定義した。また、従来から扱いについて議論のあった橋台アプローチ部については、橋台の耐荷機構の一部を担う部材である「橋台躯体背面部」として定義した（図-5-6）。

今回の改定では、従来は杭などの基礎構造物の状態の評価の前提条件として扱われていた地盤領域も下部構造の一部を構成する「基礎地盤部」（図-5-7）として設定することを明確化し、その外側は橋の一部として照査される「基礎地盤部」の評価に影響するような状態にならないよう求められることとした。

具体的には、橋長を伸ばして、橋台の位置をより安定性に関するリスクの小さい箇所に設定するなど、計画的な観点からの配慮を行うこととなる。「橋梁接

続区間」はこのような配慮を検討すべき区間として、橋の外側の道路構造物に定義される概念である。

例えば、トンネル坑口と道路橋の接続部においては、水処理の確実性や地盤の安定性を考慮した設置位置の選定が重要である。（図-5-8）橋に隣接する構造物にも、留めるべき状態など満足すべき条件を明示することにより、計画段階での配慮と設計段階での照査が一体的に運用されることで、強靱な道路の整備を実現出来ることが期待される。

6. おわりに

今回の改定は、安全性の向上、技術開発・新技術導入の促進、ライフサイクルコストの縮減が図られるとともに、適切な維持管理による橋の長寿命化が期待されるものとなっている。なお、個別の照査式等の変更は少なく、広く用いられている形式の橋の場合は、大きく諸元が変わることはないと考えられる。

改定した基準は令和8年4月1日以降に新たに着手する設計から適用することになっている。

兵庫県南部地震を経て伝えたい 橋梁被害からみるエンジニアリング

一般財団法人 阪神高速先進技術研究所 理事長

かなじ ひでさだ
金治 英貞

1. まえがき

1995年の兵庫県南部地震は都市直下型であり、阪神・淡路大震災を引き起こし、多くの尊い人命を奪った。そして、30年経過した。その間、震度7以上の地震災害としては、新潟県中越大地震（2004）、東日本大震災（2011）、熊本地震災害（2016）、北海道胆振東部地震災害（2018）、能登半島地震災害（2024）が発生している。これらの災害を顧みると、自然現象である不確定な地震は、無限の地上条件と掛け合わせり、様々な形態の被害を引き起こしている。

そのような中。一つの事例に過ぎないが、本稿では文献1)～6)を参考にしながら、兵庫県南部地震での被災の経験を振り返り、文献7)、8)に修正を加え、その被害を概説するとともに、今後に伝えていくべきもの、活かしていくべきものについて述べさせていただく。

2. 兵庫県南部地震と被害の概観

兵庫県南部地震によって、阪神高速道路では3号神戸線で635mにわたって倒壊（深江本町ピルツ橋）、4箇所落橋したのをはじめ、5号湾岸線（西宮港大橋隣接桁）でも1箇所落橋するなどの多大な被害を受けた（写真-1）。神戸線と湾岸線の兵庫県域では、落橋等の被害のほか、橋脚の傾斜や変形、桁の移動や沈下、支承の損傷などの大きな損傷を被っていることが判明した。湾岸線には複数の長大橋があるが、これらも過去に経験のない特徴的な被害を受けた。

地震概要と被害概要を述べる。なお、紙面の都合上、系統だった施工方法については割愛するが、文献3)に詳細が記載されている。

2.1 地震概要

兵庫県南部地震は、兵庫県淡路島北部を震源とするマグニチュード7.2の地震で、近畿地方を中心に西日本から東日本にかけての範囲で強い揺れを記録するものであった。しかも直下型地震であったため、「阪神・淡路大震災」と呼ばれるように、神戸市を中心とする阪神地域に戦後最大級の激甚災害をもたらした。

本地震では、神戸海洋気象台、鷹取、葺合、宝塚、西宮の5箇所で観測された水平成分の最大加速度が600galを超えるなど、従来わが国ではほとんど観測されなかった極めて大きく、短時間に作用する衝撃的な地震動が広範囲に生じた。特に、神戸海洋気象台では、南北方向の最大加速度が818galと、非常に大きな地震動が観測された。ちなみに震度7地域は「震災の帯」とも称され、神戸線や湾岸線はこの带上、あるいは隣接する位置にある（図-1）。神戸市の北部に位置する北神戸線は被害が小さかった。

2.2 被害概要

(1) 神戸線

神戸線では全橋脚1106基の80%に相当する890基の橋脚が、昭和39年鋼道路橋設計示方書もしくはそ



a) 深江本町ピルツ橋（神戸線）



b) 弁天町高架橋（神戸線）



c) 西宮港大橋隣接桁（湾岸線）

写真-1 代表的な被害

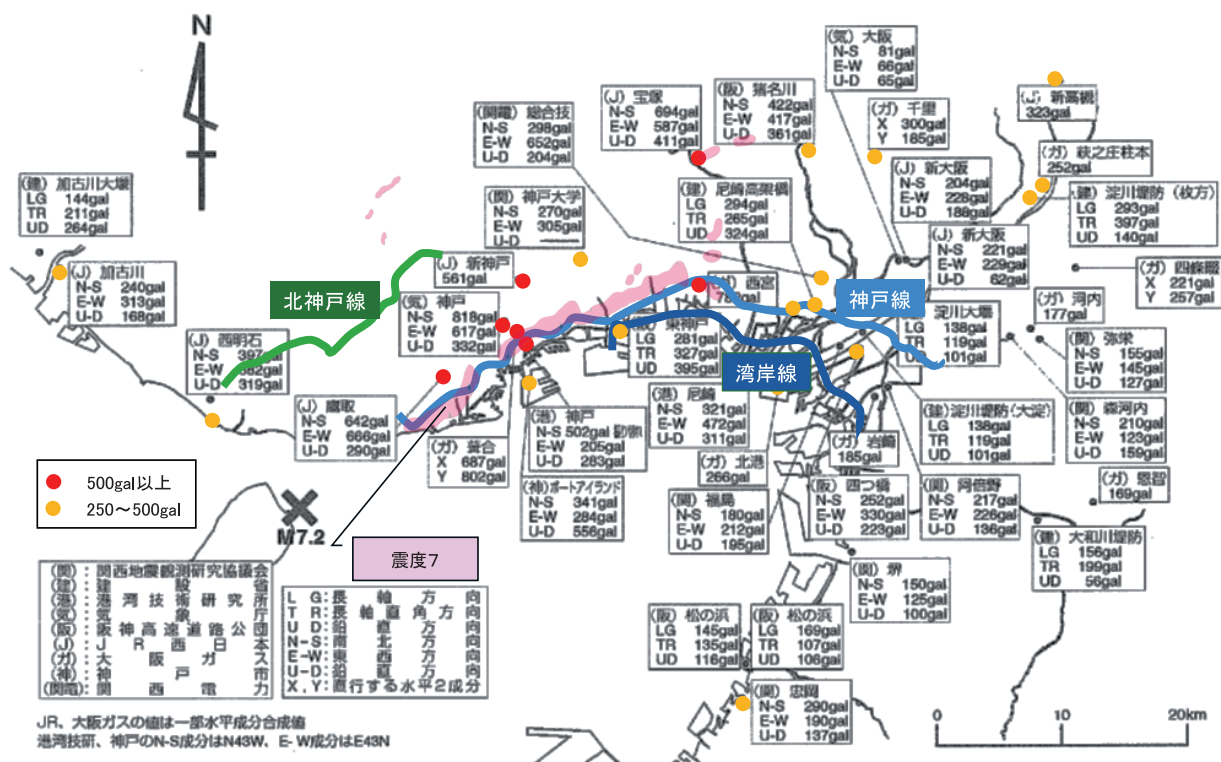


図-1 最大加速度、震度7地域と阪神高速道路の位置関係

表-1 代表的な構造要素の判定区分（損傷ランク）

	As	A	B	C	D
鋼桁					軽微な損傷/ 損傷なし
RC橋脚 曲げ破壊					軽微な損傷/ 損傷なし
RC橋脚 せん断破壊					軽微な損傷/ 損傷なし
鋼製橋脚					軽微な損傷/ 損傷なし

れ以前の技術基準に準拠して設計されたものであり、残りの216基については昭和46年道路橋耐震設計指針により設計されたものである。点検調査の結果は道路震災対策便覧（震災復旧編）による構造別被災度の判定基準に対応させて、大きな損傷（判定

区分As、A）、中規模の損傷（判定区分B）、小規模の損傷（判定区分C）、軽微な損傷または損傷なし（判定区分D）の5段階に区分し、復旧区分決定の資料とした（表-1）。具体的には、支承などの部品を除いて、主構造では判定区分As、Aは撤去・再構築とし、そ

れ以外の判定区分は補修補強とした。鋼製橋脚の7%、RC橋脚の15%が被災度Aランク以上となっており、被災度Bランク以上と判定された橋脚は24%、Cランク以上では55%となっており、橋脚のうち約半数が被災度Cランク以上にあたる被害を受けたことになる（表-2、図-2）。

(2) 湾岸線

5号湾岸線の設計は、昭和55年または平成2年の道路橋示方書に基づいている。Aランク以上の被害は、1スパンの落橋以外には、支承において見られるのみであり、その割合も支承全体の5%と低い値となっている（表-3、図-3）。橋脚の被害についてみると、BおよびCランクは、鋼製橋脚で24%、RC橋脚で11%と比較的小さな値であるが、やや鋼製橋脚の被害が大きいことがわかる。上部構造の被害は、BランクとCランク合わせても8%と小さな値となっているが、支承は、Cランク以上が51%とかなり大きな値となっている。さらに特徴的なものは、基礎の損傷であり、Cランク以上の被害は42%と大きな割合を

占める結果となっている。長大橋に関しては、世界的にみてその地震被害報告は希少であるが、本地震においては、種々の長大橋の損傷事例が確認された。

3. 損傷形態と復旧性

図-4に代表的な損傷を俯瞰的に示す。以下に部材別にその復旧性の視点も踏まえて概観する。

3.1 上部構造

(1) 鋼桁

鋼桁においては、地震動により橋脚が崩壊し、主桁の支持機能が喪失した結果、複数箇所主桁の全体座屈が発生し、落橋に至った。また、直接的な落橋には至らなかったものの、水平地震力の影響を受けやすい主桁間を連結する横構にも全体座屈が認められた。

鋼桁に特有の顕著な被害として、桁端部における局部座屈が挙げられる。この部位は支承からの反力を最初に受けるため、支承の破壊に伴い桁端部が支

表-2 神戸線の損傷状況

部材／ランク	As	A	B	C	D	合計
上部構造	26	67	243	215	753	1304
上部構造 (%)	2%	5%	19%	16%	58%	
支承		371	274	383	1090	2118
支承 (%)	0%	18%	13%	18%	51%	
鋼製橋脚	3	8	12	112	28	163
鋼製橋脚 (%)	2%	5%	7%	69%	17%	
RC橋脚	64	78	102	225	474	943
RC橋脚 (%)	7%	8%	11%	24%	50%	
橋脚合計	67	86	114	337	502	1106
橋脚合計 (%)	6%	8%	10%	30%	45%	

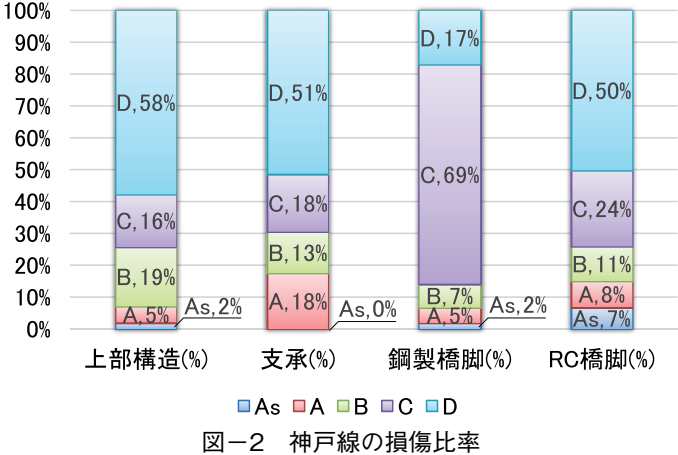


図-2 神戸線の損傷比率

表-3 湾岸線の損傷状況

部材／ランク	As	A	B	C	D	合計
上部構造	1	0	8	28	425	462
上部構造 (%)	0%	0%	2%	6%	92%	
支承		30	72	196	286	584
支承 (%)	0%	5%	12%	34%	49%	
鋼製橋脚	0	0	13	21	109	143
鋼製橋脚 (%)	0%	0%	9%	15%	76%	
RC橋脚	0	0	1	22	179	202
RC橋脚 (%)	0%	0%	0%	11%	89%	
橋脚合計	0	0	14	43	288	345
橋脚合計 (%)	0%	0%	4%	12%	83%	

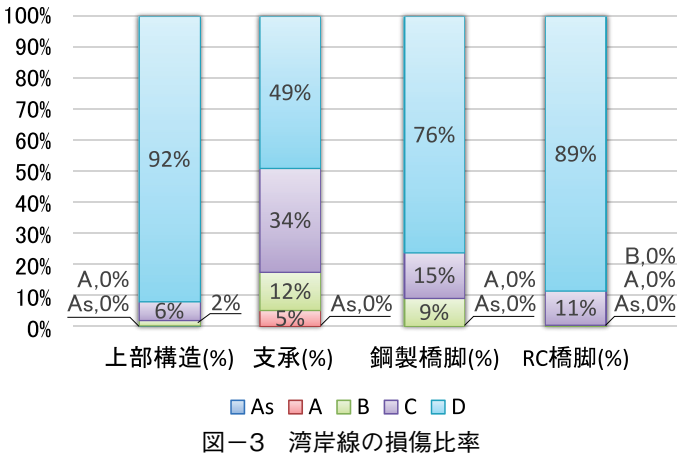


図-3 湾岸線の損傷比率

承にめり込むなどの局所的な塑性変形や座屈が生じていた。さらに、3径間連続桁に代表される連続桁構造では、桁端部のみならず中間支点部においても、桁端部と同様の力学的条件下で局部座屈が発生していた。

復旧に際しては、全体座屈を生じた主桁について、補修・補強による機能回復が困難であると判断され、当該部材を撤去し再構築する方針が採られた。この撤去作業は、合成桁・非合成桁を問わずRC床版の撤去を伴うため、特に床版の解体が困難であり、相当の時間と労力を要した。一方、床版撤去後の鋼部材については、ガス切断により比較的容易に撤去が

可能であった。

中間支点部における座屈部材の撤去にあたっては、切断作業が桁全体の座屈を誘発するリスクがあったため、以下の手順で慎重に対応した。まず、損傷部の前後にベントを設置して鉛直荷重を仮受けし、次に損傷部下部にバイパス部材を設置して、切断箇所作用する力をバイパス側へ迂回させた。その後、当該部材を切断・撤去し、新たに製作した部材を接合することで復旧を完了した。この工程では、応力の再分配に関する構造的評価および施工時の荷重管理において、高度な技術的判断と施工管理能力が求められた。

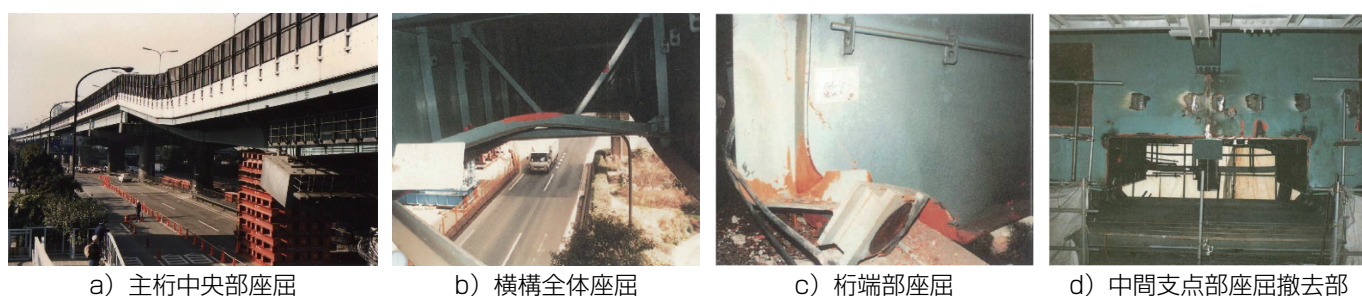


写真-2 鋼桁の代表的損傷

(2) PC桁

神戸線においては鋼桁が広く採用されており、PC桁は一部区間に限定的に使用されていた。震災の象徴的な被災箇所である前述のピルツ橋区間はPC桁で構成されていたが、落橋の原因は鋼桁と同様に、桁を支持する橋脚の破壊によるものであり、桁は橋軸直角方向に剛体として横倒しとなりその結果主桁破壊が見られた。

ピルツ橋区間を除くその他のPC桁については、鋼桁と比較して損傷は概ね軽微であった。損傷は主に桁端部に集中していたが、鋼桁に見られる支承反力による損傷とは異なり、PC桁では移動制限機能を有するアンカーバー周辺に損傷が認められた。これは、中小規模のPC桁にパッド支承が採用されていたことに起因し、支承高が低く、すべりによって地震力

の伝達が緩和されたためと考えられる。

復旧作業において、ピルツ橋区間では地震直後に路下空間が確保されていたため、コンクリート部材の粉砕による撤去が可能であった。ただし、復旧に際しては既存の杭およびフーチングを再利用した新設RC橋脚の構築が必要となり、桁についても軽量化を目的として鋼桁による再構築が行われたため、当該区間は復旧に長期間を要した。

その他の区間では、桁端部の損傷に対する補修が中心であり、比較的軽微な復旧作業であった。一方で、一部区間では桁の連結化および全方向免震化を目的とした構造改修が実施され、端横桁の再構築、連結用PC鋼材の設置、免震デバイスの導入などが行われたため、施工に時間を要した。

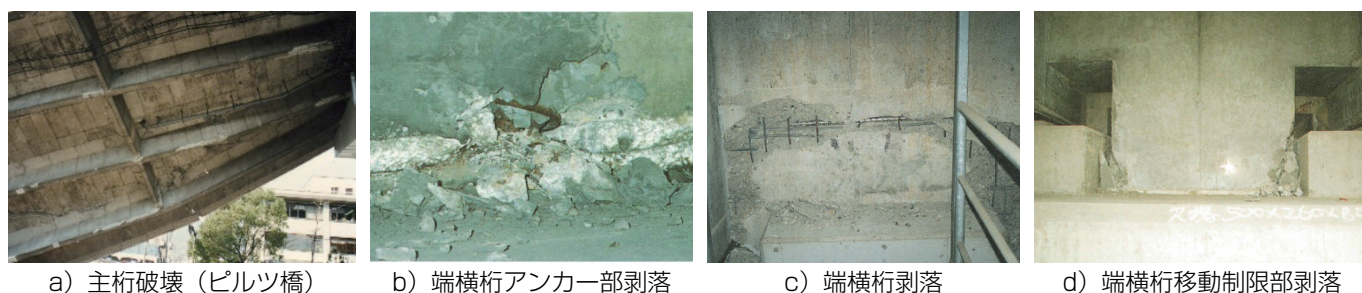


写真-3 PC桁の代表的損傷

3.2 下部構造

(1) RC橋脚

RC橋脚の損傷形態は、主にせん断破壊、曲げせん断破壊、曲げ破壊の三つに分類される。中でも、せん断破壊は脆性的な破壊であり、死荷重の支持が困難となることから、構造的に甚大な被害を引き起こした。破壊面の方向は、卓越地震力の方向や桁の支持条件に応じて、橋軸方向および橋軸直角方向の両方にみられた。

神戸線においては、南北方向街路と東西方向国道の大規模交差点を跨ぐ3径間連続桁が必要とされ、当時の設計では橋軸方向に1点固定とされていた。この条件下で形成されたマッシブな橋脚において、特徴的なせん断破壊が確認された。また、一部区間では、設計当時に合理的とされた段落とし部を有する橋脚において、中間部でのせん断破壊が発生していたが、倒壊は回避された。

曲げせん断破壊は、曲げ応力によりひび割れが進展し、最終的にせん断破壊に至るものであり、ピルツ区間の橋脚が代表例である。この破壊形態では、死荷重の支持が不能となったことで落橋などの重大な被害を誘発した。

曲げ破壊は、神戸線に多く見られるT型橋脚において一般的な破壊形態であり、上部構造からの反力により基部に最大モーメントが作用し、基部付近で損傷が集中した。当時の設計では、帯鉄筋の配置が

疎であり、結束効果も不十分であったため、拘束機能が十分に発揮されなかった。初期点検では地表部を基準として損傷評価が行われたため、損傷は地表部の最下端で確認されることが多かったが、設計上の基部は地中のフーチングとの接合点であり、後の地中部調査により設計基部での損傷が多数確認され、点検ランクの見直しとともに復旧方針も大きく変更された。

復旧に際しては、A_SおよびAランクに分類された橋脚については撤去・再構築を基本方針とした。基礎部の調査により、杭およびフーチングの再利用が可能と判断されたため、基部の主鉄筋を丁寧にはつり出し、これを活用して新たなRC柱を構築した。上部構造には工程短縮を目的として鋼製梁を採用し、柱上部で接合する複合橋脚形式とした。Bランク以下の橋脚については、ひび割れ注入による補修を行うとともに、既設柱の外側に新たな主鉄筋を配置し、フーチングにはあと施工アンカーを用いて定着させた。さらに、帯鉄筋を施工した上で、鋼板とコンクリートによる巻き立て補強を実施した。

特筆すべき対応として、補修対象の橋脚であっても柱に約1度を超える傾斜が認められた場合は、構造安定性の観点からAランクと同等と判断し、撤去・再構築を実施した。この判断は、復旧技術上の難しい選択の一つであり、復旧予算および工程に大きな影響を及ぼした。



写真4 RC橋脚の代表的損傷

(2) 鋼製橋脚

鋼製橋脚は、神戸線ではRC橋脚に比べて採用例が少ない一方、湾岸線では橋脚高が低い埋立区間を除き、標準的な構造形式として広く採用されている。湾岸線における鋼製橋脚の多くは、地震による損傷が軽微であったが、東神戸大橋の端部に位置するラーメン構造の橋脚では、横梁部に特徴的なせん断座屈が確認された。

神戸線の鋼製橋脚では、局部座屈が複数箇所で見

められた。特に、パネル部の座屈はマンホール開口部周辺で発生しており、開口部の存在が局部的な応力集中を引き起こしたと考えられる。また、比較的細身の高橋脚では、板厚の変化部において局部座屈が生じ、それが全体座屈を誘発し、繰り返し外力の作用により亀裂へと進展する損傷も確認された。一方、高力ボルトの破断などの接合部損傷は、顕著には見られなかった。

甚大な損傷事例としては、広幅員の上部構造を支

持し、軸力比が高い鋼製橋脚において、溶接部の角割れを起因とする構造崩壊が一基で発生した。また、地中部に設置されたアンカーボルトについても一部調査が行われ、ボルトの伸びが確認されている。

復旧においては、鋼製橋脚の損傷程度に応じて適切な対応が選定された。全体座屈に相当するような深刻な局部座屈が確認された場合には、構造的な安定性の回復が困難であると判断され、該当橋脚は撤去のうえ再構築された。また、溶接部の角割れによって構造崩壊に至った橋脚についても、同様に撤去再構築が実

施された。一方で、軽微な局部座屈については、加熱矯正や局所補強による復旧が可能であり、比較的短期間での対応が可能であった。鋼製橋脚はRC橋脚と比較して、損傷部材の部分的な交換が容易であるため、復旧作業の柔軟性が高かった。さらに、耐震性能の向上を目的として、じん性を高めるための補強が施されており、具体的には補強リブの追加や鋼部材内部への中詰めコンクリートの充填が行われた。これらの復旧措置は、損傷の性状と構造的要求に応じて選定され、施工性と耐久性の両面から最適化が図られている。

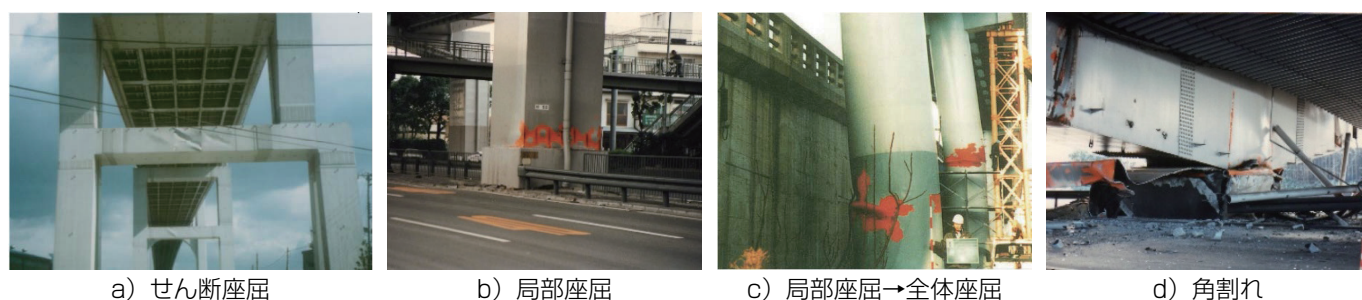


写真-5 鋼製橋脚の代表的損傷

3.3 基礎構造等

(1) 基礎

湾岸線における軟弱地盤では、地震時に液状化および側方流動が発生し、これに伴って杭の損傷や橋脚の大きな変形が引き起こされた。基礎構造が地盤の過大な変状に抵抗することは困難であり、特に埋立地護岸に近接する橋脚では同様の被害が生じる可能性が高いと考えられる。また地盤沈下に起因してランプでは路面段差が顕著であった。一方、神戸線では2種地盤が主体であることから、杭の損傷は比較的軽微であった。これらの被害状況は、杭中心に施工したコアボーリング孔に360度撮影可能なカメラを挿入して調査した結果に基づいており、全体的な損傷は限定的であった。ただし、杭モーメントが計算上大きくなる杭頭部などの応力集中部では、微細なひび割れが確認されている。また、ピルツ区間

を含む代表的な基礎構造においては、フーチング直下の杭頭まで土砂を撤去し、直接目視による確認を行ったほか、杭の一部を撤去して載荷試験を実施するなど、性能評価を詳細に行っている。

復旧に際して、湾岸線では変形した杭の原形復元が不可能であるため、フーチング周辺に増し杭を打設することで基礎補強を行った。神戸線では、杭鉄筋の耐久性を確保するため、調査時に得られたコア孔を活用してひび割れ注入による補修を実施した。いずれの補強・補修作業においても掘削を伴う工程が必要となったため、復旧には相応の時間を要した。これらの対応は、地盤条件と構造特性に応じて選定されたものであり、基礎の健全性と耐震性能の確保を目的としている。

(2) 支承

地震による構造被害の中で、最も多くの損傷が集



写真-6 基礎の代表的損傷

中したのは支承であった。高架橋や長大橋を問わず、支承部には多様かつ大小さまざまな損傷が確認されている。代表的な損傷としては、アンカーボルトの引き抜きやそれに伴う破断、構成部品の破損、せん断力を伝達するボス部の損傷や機能不全、回転機能や水平可動機能を担うピン・ローラーの逸脱、さらに橋軸直角方向の固定機能を担うサイドブロックの破断などが挙げられる。特に、精密な機械部品で構成される金属支承においては、これらの損傷に対する冗長性が低く、結果として多くの橋梁で桁の移動を引き起こす要因となった。

一方、支承高の低いパッド支承では、地震時に「すべり」が生じた事例が確認されており、これによりヒューズ的な機能や摩擦によるエネルギー減衰効果が期待できる可能性が示唆された。なお、神戸線においては免震ゴム支承などの免震機構は設置されていなかった。

復旧に際しては、地震後の全体的な設計見直しの中で支承条件が再評価され、既設の支承はほぼすべて撤去された。その上で、新たな支承形式として免震支承を含むゴム支承が多用されることとなり、耐震性と可動性の両面から性能向上が図られている。

4. 被害の最小化と復旧の迅速化のためにすべきこと

図-4に示すように、代表的な地震被害の事例とともに、復旧工程および点検の視点を整理した。合わせて、被害の最小化と復旧の迅速化のため、つまりレジリエンスの向上のための方策を2つ紹介する。

4.1 損傷制御設計のアプローチ

(1) 脆性的な損傷の回避と設計思想の転換

構造物において、脆性的な損傷（瞬時に破壊に至る損傷）は極力回避すべきである。また、損傷の種類が多岐にわたる場合、点検や復旧対応が複雑化し、機能回復の遅延を招く要因となる。この課題に対し、構造物のいずれかの部材には損傷が生じることを前提とした設計思想が望まれる。この思想を合理的に活用すれば、損傷の集中や致命的な破壊を防ぐことが可能となる。

(2) 「損傷制御設計」の概念と利点

このような設計思想は「損傷制御設計」と呼ばれ、橋梁全体の損傷を俯瞰的に制御することを目的とした体系である。損傷制御設計は、構造物のリダンダンシー（冗長性）およびロバスト性（頑健性）を確保し

やすく、構造的リスクの低減に寄与する。さらに、想定される地震動やそれを超える外力に対し、構造物の損傷位置、損傷形態、損傷程度を市民に対してあらかじめ明示することが可能となる。これは、社会的説明責任の観点からも極めて有効な設計手法である。

(3) 損傷の誘導によるライフライン機能の維持

この設計手法を踏襲することで、大規模地震時における損傷を、鉛直荷重（自重や活荷重など）を負担しない特定の部材に誘導することが可能となる。これにより、主要な構造部材は地震後も鉛直荷重を支持し続けられるため、ライフラインとしての機能を維持することができる。また、鉛直荷重を負担する主要部材については、先行して損傷誘導部材やデバイスに遅れて、ある程度の変形（塑性化）を許容することで、想定を超える地震動に対しても構造的機能を保持することが可能である（図-5）。

(4) 具体的な構造例：鋼管集成橋脚

この設計思想の具体的な構造例として、震災後に開発された「鋼管集成橋脚」が挙げられる（図-6）。これは、複数本の鋼管を基本ユニットとし、履歴型ダンパー機能を有する「せん断パネル」によってこれらを一体化した構造である。鋼管集成橋脚は、比較的安価な鋼材や低降伏点鋼の履歴減衰特性を活用し、施工性にも配慮した設計となっている。地震後においても、鉛直荷重を負担する主部材（鋼管）が大きな損傷を受けにくい点、通行止めなどの機能阻害を生じさせない点が特徴である。さらに、長期的な耐久性が求められる鋼管部材とは異なり、ダンパー機能を持つせん断パネルは交換可能な部材として設計されている。

4.2 デジタルツインのアプローチ

(1) ネットワークレベルのデジタルツインの重要性

地震のような突発事象発生時、交通機能を正しく評価するには、個々の構造物の状態のみならず、道路ネットワーク全体の応答を把握することが不可欠である。特に、安全率を考慮した設計基準で構築された構造物が、実際の地震動に対してどう振る舞うかを正確に知ることが、信頼できる評価の鍵となる。この兵庫県南部地震の震災復旧の経験を踏まえれば、デジタル資産の整理を一元化でき、さらに構造計算が可能なデジタルツインを整備し、それを用いてミクロ（構造物単体）とマクロ（ネットワーク全体）の応答を迅速に評価できる体制が求められる（表-4、図-7参照）。

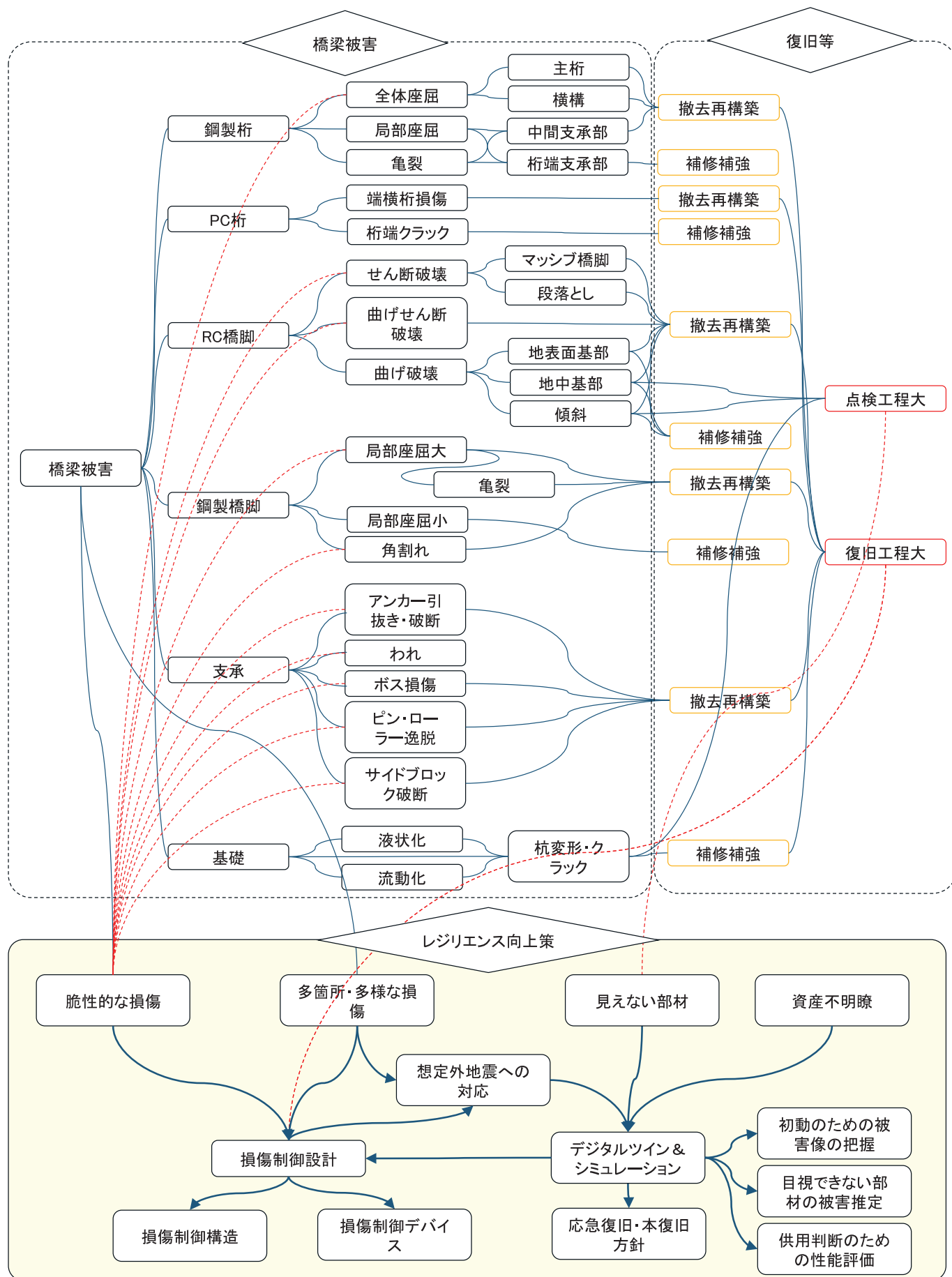


図-4 橋梁被害から見た復旧性とレジリエンス向上策

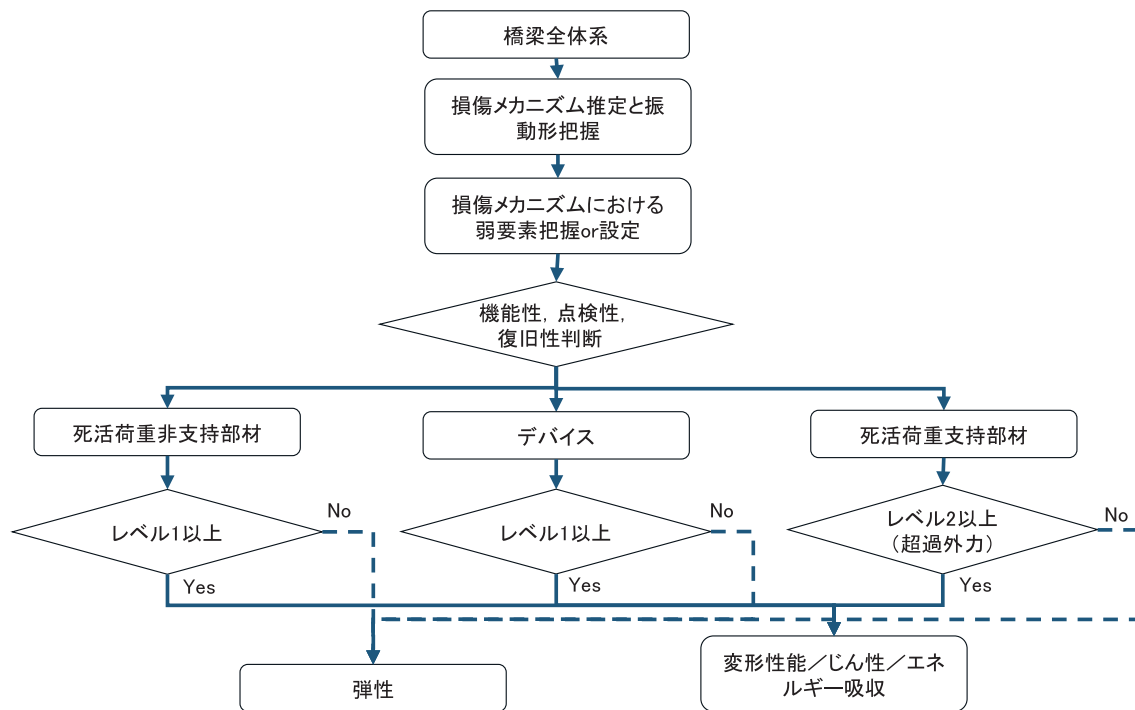


図-5 損傷制御構造の一例

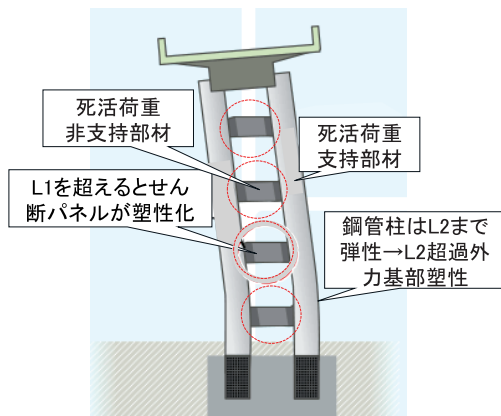


図-6 損傷制御構造の事例（鋼管集成橋脚）

(2) 現行設計の課題とBCPにおけるロバスト性の確保

現行の耐震設計は、実務上の制約から限られた地震動を用いた動的解析に留まるのが一般的である。構造物の真のロバスト性（堅牢性）を確保するためには、地震動が持つ不確実性や変動性を考慮し、それによって構造応答がどの程度ばらつくか（鋭敏性）を把握する必要がある。これが、より優れたBCPを構築する上で重要となる。

(3) 大規模シミュレーションによる評価

この課題を解決するのが大規模シミュレーションである。この手法は、想定を超えるものを含む多数

の地震ケースを網羅的に解析することが可能である。震源断層から構造物に至るまでの一連の力学プロセスを体系的に扱うことで、詳細な（凝視的な）評価と全体的な（俯瞰的な）評価を両立させることが可能となる。これにより、現実に近い被害予測や、ネットワークレベルでの戦略的な交通オペレーションの検討が実現する。この解析技術は、今後の防災・減災計画の強力な基盤となるものである。実際、国のSIP（戦略的イノベーション創造プログラム）などでも取り組みが加速されており、津波シミュレーションのデジタルツインは既に実装段階にある。

表-4 デジタルツインの必要性、可能性

	管理者としてのニーズとインサイト	デジタルツインの必要性、可能性
常時	①点検結果の見える化 ②構造物の経年変化と安全性評価 ③予防保全戦略や効率的投資戦略 ④迅速な耐震補強計画、設計 ⑤耐震総点検 ⑥BCPのための被害平均像のマクロ把握	A) 日常の点検結果の蓄積と、その経年変化の推定を可能にする。 B) 状態の「見える化」と経年変化の迅速な分析は、予防保全・更新戦略や効率的な投資戦略の策定を可能とする。さらに、投資家への説明ツールとしても有用である。 C) 蓄積されたデータに基づき、劣化した構造物の耐震性評価が可能となる。 D) 耐震補強事業において、時間を要する構造解析を迅速化し、設計品質の向上に資する。また、システムチックな総点検も実現可能である。 E) 多様な地震シナリオに対する被害の平均像を提示でき、BCP(事業継続計画)のロバスト性確保に貢献する。
災害直後	①目視点検できない時間帯の初動支援 ②目視点検できない構造要素の被害推定 ③供用判断のための性能評価（特に余震or本震後）	A) 観測された地震波形や被害状況をデジタルツイン上でフィッティングすることにより、目視できない夜間における被害推定や、基礎のように目視不可能な構造要素のマクロな被害レベルの推定が可能となる。これは、点検の優先順位付けなど、意思決定の支援に繋がる。 B) 上記のフィッティングに加え、長大橋等のセンサーの応答データを用いて余震等に対する安全性評価が可能となり、供用再開の判断に貢献する。 C) ネットワークレベルでの機能評価が可能であり、区間別交通開放方針の策定に資する。
本格復旧	①復旧設計 ②復旧費の推定 ③復旧工程の推定	A) 復旧設計において時間を要する構造解析を迅速かつ正確に実施できる。 B) 復旧費や工程を損傷程度と関連付けることで、多様なシナリオ下での合理的な復旧戦略の立案が可能となる。

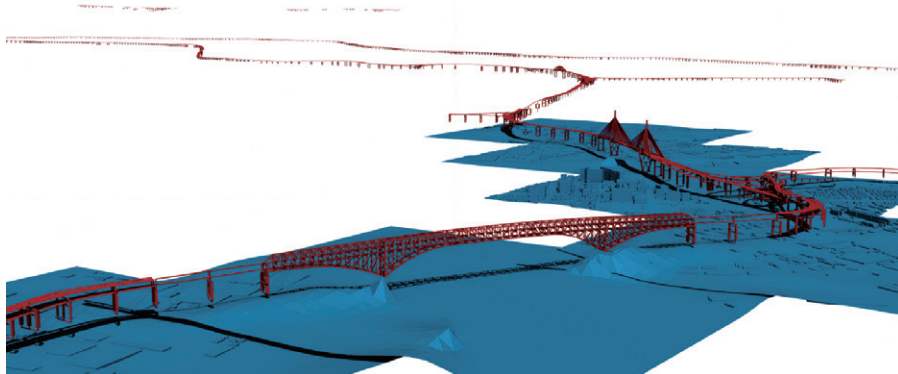


図-7 構造解析が可能なネットワークデジタルツイン

5. あとがき

本稿では、兵庫県南部地震での被災直後の現場での知見を原点とし、その後の既設および新設橋梁の設計、ならびに維持管理業務を通じて筆者が考えてきたことを、網羅的に述べさせていただいた。内容には、現場感覚がやや先行し、厳密な定量的分析に基づいているとは言えない部分や、あるいは筆者の私見に過ぎない箇所もあろうかと拝察する。これら

は今後の課題としてご容赦いただければ幸いである。

さて、昨今では南海トラフ地震をはじめとする巨大地震の切迫性が多方面で指摘され、国においても国土強靱化の取り組みが加速している。しかしながら、今後も私たちの想定を超える規模の地震が発生する可能性は、残念ながら否定できない。こうした状況下で、私たち技術者に求められるのは、レジリ

エンスの考え方を社会と共有し明確にした上で、来るべき国難に備えることではないだろうか。レジリエンスの高い社会を実現するために、インフラに関わる技術者として今できることを着実に実行すべきであると、日増しにその思いを強くしている次第である。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会、1995.12
- 2) 阪神高速道路震災復旧対策技術委員会、阪神高速道路公団、1996.12
- 3) 大震災を乗り越えて－震災復旧工事誌－、阪神高速道路公団、1997.9
- 4) (社) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）、2014.3
- 5) 阪神高速道路公団：阪神高速神戸線復旧への軌跡、日刊建設工業新聞社、阪神高速道路管理技術センター、1997.9.
- 6) 阪神高速道路公団：都市高速道路の地震防災のあり方と展望、阪神高速道路管理技術センター、2005.3.
- 7) 金治英貞：兵庫県南部地震で失ったもの、伝えるべきもの、そして活かさなければならないもの、第21回 鋼構造と橋に関するシンポジウム、2018.8
- 8) 金治英貞：兵庫県南部地震を経て伝えるべきエンジニアリング、橋梁と基礎Vol.54、2020.2

「道路橋点検士」資格について

企画部 技術研修室長 三澤 伸吾

1. はじめに

我が国は、現在、戦後の復興、高度経済成長期に造られた橋梁をはじめ多くのインフラ施設において、建設後50年以上経過する割合が高くなっています。

インフラ施設の老朽化に伴い、劣化や損傷が深刻化しており、これまで以上に専門的な点検技術者の確保が求められています。

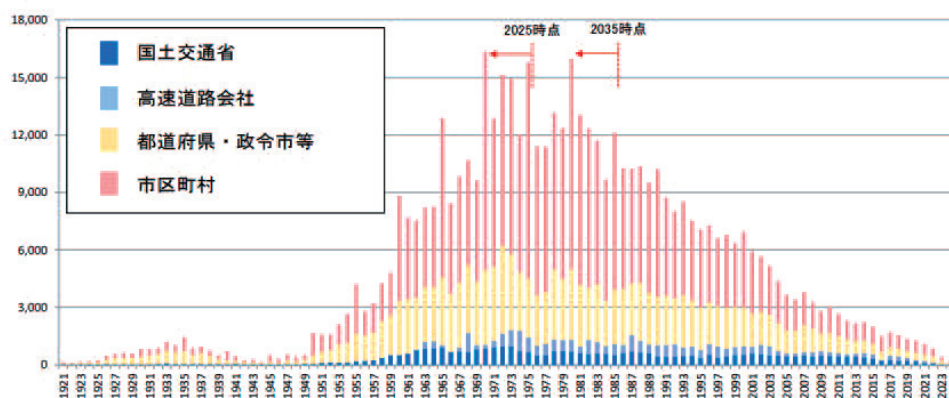
橋梁調査会は、道路橋の点検技術者の技術の向上や点検の質・信頼性の確保を図るため、国が定める「橋梁定期点検要領」に基づいた記録様式の正確な作成能力を持つ技術者の資格制度として「道路橋点検士制度」を創設しました。

道路橋点検士の資格は、国土交通省登録技術者資格（施設分野：橋梁〔鋼橋及びコンクリート橋〕、業務分野：点検）として、平成27年1月に「道路橋点検士」、平成28年2月に「道路橋点検士補」がそれぞれ登録されました。

2. 我が国の道路橋の現状

我が国の道路橋は、高度経済成長期（1955年～1974年）に集中的に建設され、日本の社会経済文化の発展に寄与してきましたが、図一1に示すように、建設後50年を経過した橋梁の割合は2025年時点で42%に対し、10年後には約65%に増える見込みであり、老朽化が懸念される状況です。

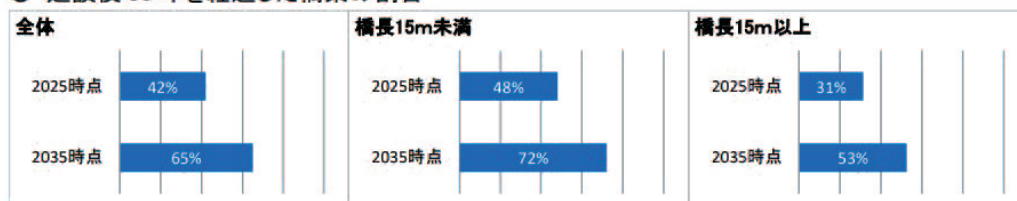
○ 建設年度別橋梁数



※この他、古い橋梁など記録が確認できない建設年度不明橋梁が約19.4万橋ある。

（出典）道路局調べ（2025.3 末時点）

○ 建設後50年を経過した橋梁の割合



※この他、古い橋梁など記録が確認できない建設年度不明橋梁が約19.4万橋ある。

（出典）道路局調べ（2025.3 末時点）

図一1 （出典：2025年8月道路メンテナンス年報）

3. 道路橋点検士の認定・登録

道路橋点検士の認定・登録までの流れを図-2に示します。道路橋点検士の登録申請の要件は2つあり、1つは道路橋点検士技術研修会を受講して修了すること、2つめは既設道路橋の定期点検・診断の業務経歴が一定期間あることです。この2つの要件が満たされれば道路橋点検士の登録申請を行うことができます。

要件1：道路橋点検士技術研修会の受講修了(修了証)。
登録の有効期間は、研修修了の翌年度から4年間。

要件2：業務経歴（既設道路橋の定期点検・診断）

- ・民間技術者の場合は、既設道路橋の定期点検・診断に関する1年以上の業務経歴があること。
- ・道路管理者の場合は、定期点検・診断を含む既設道路橋の維持管理に関する2年以上の業務経歴があること。

道路橋点検士に登録されると、登録証・登録証カードが交付されます。

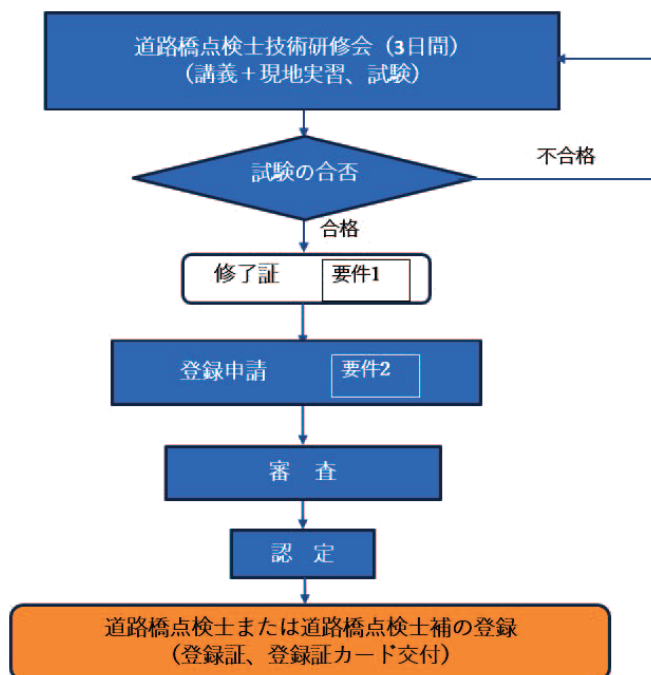


図-2

4. 道路橋点検士技術研修会

(1) 経緯

道路橋点検士技術研修会は、平成6年に（財）道路保全センターが主催した橋梁点検技術研修会が始まりました。その後、橋梁調査会へ引き継がれて、平成26年の道路橋点検士資格制度に合わせて名称を「道

路橋点検士技術研修会」とし、令和6年度までに延べ126回開催しています。

これまでに、講義及び現地実習並びに試験に合格した延べ約16,800名の研修会修了者を養成してきました。図-3に研修会修了者数の推移を示します。（令和2年は新型コロナウイルス感染症の影響により未開催）

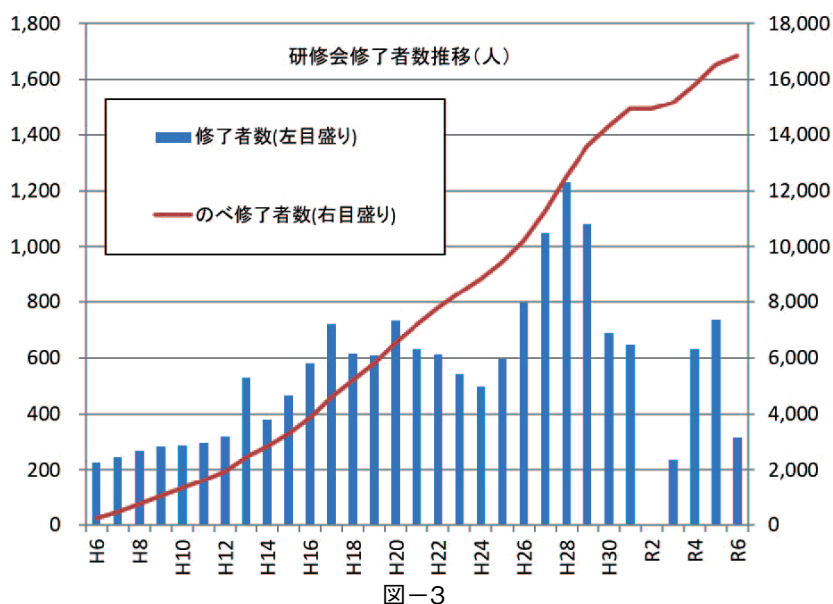


図-3

(2) 研修会の内容

研修会は3日間の日程で行い、講義及び現地実習並びに試験を実施します。

- ・ 橋梁の維持管理に関して大学教授による基調講演
- ・ 国の「橋梁定期点検要領（国土交通省 道路局国道・技術課）」について橋梁点検技術（損傷程度の評価、記録様式の記入方法等）の習得を目的とする講義

- ・ 鋼橋及びコンクリート橋の点検方法、補修・補強方法の講義（写真－1）
- ・ 現地実習として実橋（草加高架橋）での記録様式を作成（写真－2）
- ・ 実技試験、学科試験
- ・ 全課程を受講し、試験に合格すれば技術研修会修了証を授与



写真－1



写真－2

(3) 実技試験と学科試験

実技試験（現地実習結果の整理）及び学科試験（橋梁・橋梁点検の基本知識）の内容は次のとおりです。

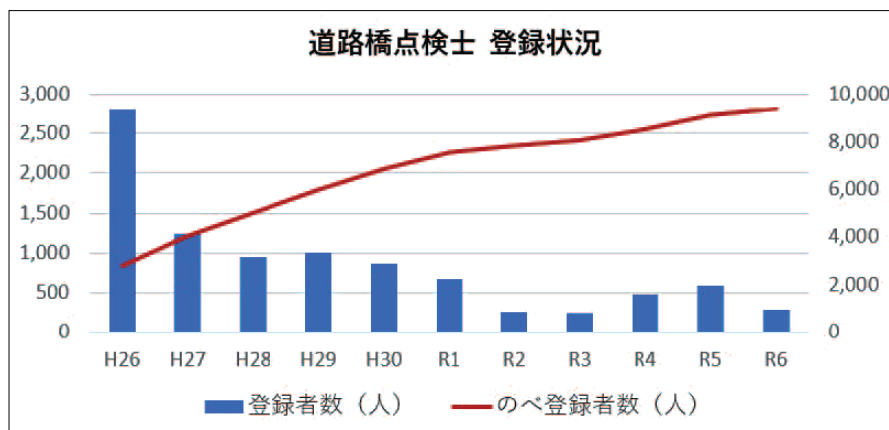
- ・ 実技試験：
 - 橋梁定期点検要領に基づく記録様式の作成
 - データ記録様式（その3-1）（その3-3）（その3-4）
- ・ 学科試験：橋梁・橋梁点検の基本知識に関する試験
 - ①道路橋の維持管理の心構え、②道路橋の維持管

理に関する法令、③橋梁定期点検の考え方、④橋梁の基本構造、⑤橋梁の損傷、⑥点検の安全管理、⑦橋梁の設計・施工、⑧計測機器・非破壊試験機器

5. 道路橋点検士および道路橋点検士補の登録

道路橋点検士の登録は、平成26年4月から開始され、令和7年3月末現在の登録者数は累計で9,380人です。

図－4は年度別の道路橋点検士登録状況を示します。



図－4

道路橋点検士補の登録は、平成27年11月から開始され、令和7年3月末現在の登録者数は累計で1,449人です。

図-5は年度別の道路橋点検士補登録状況を示します。

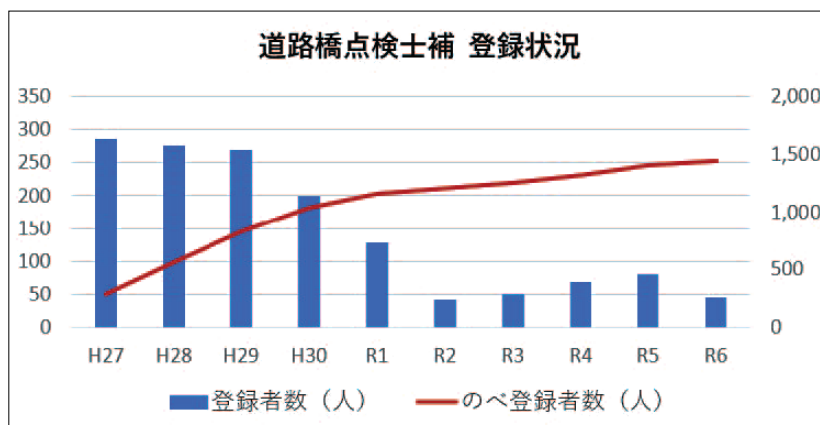


図-5

6. 道路橋点検士補検定試験

道路橋点検士補検定試験は、道路橋点検士資格を他の機関の研修者にも与え、道路橋点検士を育成することを目的として実施しています。

対象となる研修は、その研修内容が橋梁調査会の実施している道路橋点検士技術研修会と同等であることを道路橋点検士委員会で認められている次の研修等です。

研修等の名称	主催
道路橋メンテナンス技術講習	(一社) 建設コンサルタンツ協会
道路構造物管理実務者研修 (橋梁初級Ⅰ)	【国土交通省 地方整備局】 【内閣府沖縄総合事務局】

これらの研修等で行われる試験の合格者又は達成度の高い者に対し、道路橋点検士補検定試験の受験が認められます。ただし、受験にあたっては橋梁調査会が実施している研修の受講条件である学歴に応じた橋梁に関する業務経歴を有することが必要です。

この検定試験の合格者は道路橋点検士補の登録ができるとともに、所定の定期点検の業務経歴があれば道路橋点検士の登録申請が可能です。

7. 道路橋点検士更新講習会

道路橋点検士等に登録した者が登録の更新をする場合は、登録有効期間最終年度に「道路橋点検士更新講習会」を受講する必要があります。その後は、4年毎に更新講習会を受講すれば資格を更新することができます。

更新講習会は毎年行われ、道路橋点検の技術の向上や点検結果の精度、信頼性を確保するとともに、最新の橋梁定期点検要領の内容や道路橋の維持管理政策、新技術の情報等の習得を目的として実施しています。

令和4年度より、インターネットによるオンライン方式にて行っています。

8. おわりに

我が国の道路橋は約73万橋あり、これらの道路橋の安全を確保するためには、近接目視による損傷状況の把握と評価が必要であり、それらの技術を有する者が「道路橋点検士」です。その要員である技術者の確保とともに点検業務の品質の確保が求められています。全国の現場の最前線において道路橋の維持管理に携わる「道路橋点検士」の方々が道路橋の安全確保および長寿命化に貢献され、今後ますますご活躍されることを期待しております。

補修・補強で用いられる高力ボルト引張接合継手の疲労強度評価と既存疲労照査法の改良

岩手大学理工学部理工学科社会基盤・環境工学コース 助教 杉本 悠真

1. 研究背景

橋梁の主桁－横桁接合部等において、疲労き裂の予防や補修を目的に溶接接合から高力ボルト接合に接合構造を変更する工法がいくつか報告されている¹⁻⁴⁾。補修・補強後の継手形式が高力ボルト引張接合継手（以下、引張接合継手）となる場合、その継手が保有する疲労強度を検証することが重要となる。特に、引張接合継手は接合面の初期不陸の影響を受けて疲労強度が変動することが知られている⁵⁾。補修・補強を容易にするため、被接合材にCT形鋼をはじめとした市中で入手しやすい形鋼が適用されることも考えられるが、形鋼にどの程度の接触面不陸があり、それが継手の疲労性能にどう影響するか、その実態は明らかでない。

また、日本鋼構造協会の橋梁用高力ボルト引張接合設計指針⁶⁾（以下、JSSC指針）には、引張接合継手の疲労照査法が提示されており、特にボルトの疲労照査に用いる応力範囲は、前指針（案）⁷⁾を踏襲し、次式により算出することとなっている。

$$\Delta\sigma_{bc} = \frac{\Delta P (1+p_y)}{A_{se}} \frac{B_y - B_0}{B_y} \quad (1)$$

ここで、

$\Delta\sigma_{bc}$ ： ボルトに生じる応力範囲（N/mm²）

A_{se} ： ねじ部の有効断面積（mm²）

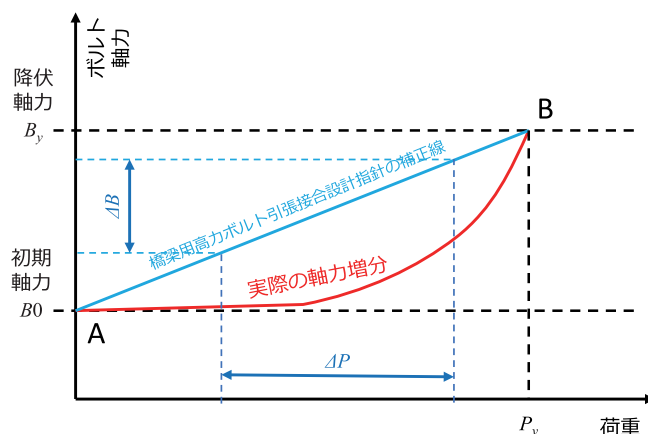
B_y ： 降伏ボルト軸力（kN）

B_0 ： 初期ボルト軸力（kN）

ΔP ： 荷重の変動範囲（kN）

p_y ： ボルト降伏時のてこ反力係数で0.3333

図－1は荷重とボルト軸力の関係の例である。実際のボルト軸力は荷重増分に対して非線形的に増加する。ただし、疲労照査を行う場合には、応力増分を安全側に見込むために、荷重－ボルト曲線は図－1のA点とB点を結ぶ線分（以下、補正線）に補正され、この補正線をもとに式（1）が提案されている。このような安全側の補正線で応力範囲を算出する理由



図－1 荷重－ボルト軸力関係の例と補正線

は、継手部の不陸や継手フランジの変形に伴い生じるボルトの付加曲げの影響と疲労強度の関係が定量化されていないためとされている。しかしながら、この補正線で求めたボルト軸力をもとに予測される疲労強度と、実際の引張接合継手の疲労強度の関係について検討された事例はない。また、式（1）中にはねじ部の有効断面積以外に継手諸元を考慮できるパラメータがなく、図－1の P_y は常に $B_y / (1+p_y)$ で一定となる。これは、疲労強度に影響を与える継手フランジ厚や継手ウェブからボルト中心までの距離（以下、b寸法）などの継手諸元が考慮できないことを意味する。さらに、荷重範囲が低い場合には図－1の補正線とボルト軸力の曲線の差が大きく、安全側のボルト軸力評価となる一方で、荷重範囲が大きいと補正線とボルト軸力曲線の差が小さくなり、安全側の疲労強度評価となるとは言い難い。

そこで本研究では、まずボルト単体の疲労試験を実施したうえで、CT形鋼を用いた引張接合継手の疲労試験を実施し、CT形鋼の不陸の影響を調査する。また、JSSC指針の疲労強度評価と実験結果とを比較し、初期不整を有する継手や荷重範囲が大きい継手への適用性を検証する。加えて、現行のJSSC指針の課題を整理した上で、疲労強度評価法の改良方策についても考察を行った。

2. 高力ボルトの疲労試験

2.1 試験条件

まずは高力ボルト単体の疲労試験を実施した。試験治具とひずみ計測位置を図-2に示す。高力ボルトは首下長さ100mmのM16 (F10T)⁸⁾を使用し、軸部には90° 間隔でゲージ長5mmの1軸ひずみゲージを4枚貼り付けた。リード線を通すためにボルト頭部に直径2mmの孔を4箇所穿孔した。

治具はS50C材を使用した。治具のボルト孔径は、鋼構造接合部設計指針⁹⁾を参照し、18mmとしている。表-2に高力ボルトの材料試験より得られた機械的性質を示す。

疲労試験は最大動的荷重容量200kNの油圧サーボ疲労試験機を用いて行った。ボルトは載荷用治具に手締めで取り付け、静的載荷試験を実施した後、載荷速度を5Hzに設定して繰り返し載荷した。疲労試験では荷重とボルト軸部のひずみの動的応答をサンプリング周波数1000Hzで取得した。

表-1に試験ケースを示す。ねじ部に生じる応力範囲をパラメータに5ケースを作成した。応力範囲は15N/mm²ずつ変化させ、最大応力の最大値は、JSSC指針の許容ボルト軸力Ba (=127.2kN、降伏ボ

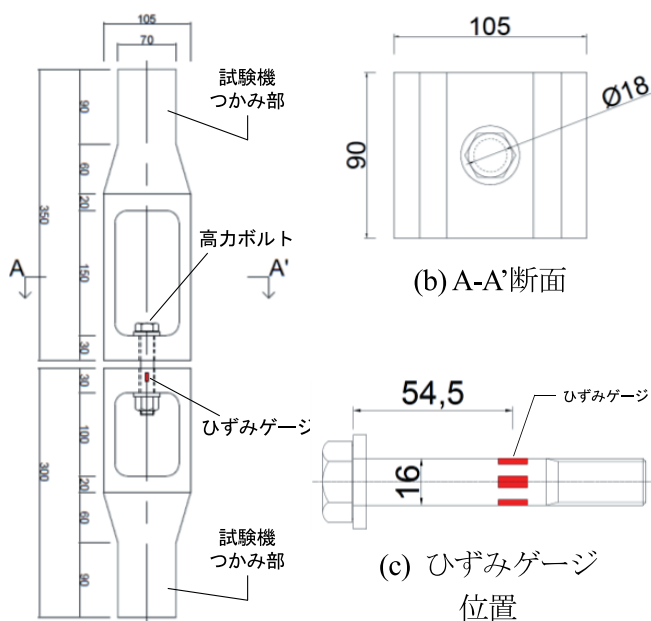
ルト軸力 B_y の0.9倍)時に、ねじ部有効断面積 ($A_{se}=157\text{mm}^2$) に発生する軸方向応力820 N/mm²とした。また、最小応力はM16の設計ボルト軸力106kNに相当する応力675 N/mm²としている。載荷回数が500万回を超えても破断しない場合は未破断として疲労試験を終了した。CASE 1～3は2体、CASE 4、5は1体の供試体を用意した。

2.2 試験結果

写真-1にボルトの破断状況を示す。高力ボルトの疲労破断は主にボルト首下、不完全ねじ部、ねじ部で発生することが多く、特に不完全ねじ部および

表-1 高力ボルトの疲労試験ケース

	最小応力 (N/mm ²)	最大応力 (N/mm ²)	応力範囲 (N/mm ²)	応力比
CASE 1	675	820	145	0.82
CASE 2	675	805	130	0.83
CASE 3	675	790	115	0.85
CASE 4	675	775	100	0.87
CASE 5	675	760	85	0.89



(a) 試験治具

図-2 試験治具とひずみゲージ位置 (単位: mm)

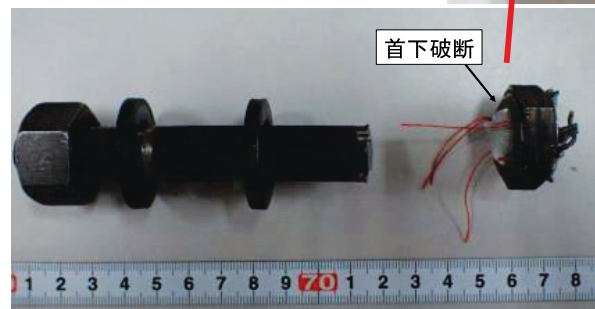
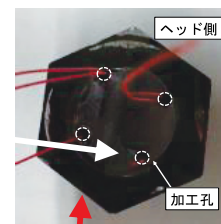
表-2 高力ボルトの機械的性質 (首下100mm)

ヤング率 (N/mm ²)	ポアソン比	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
200238	0.28	1074	1130



(a) CASE 1-1

CASE 4は加工孔から
き裂が発生した。



(b) CASE 4

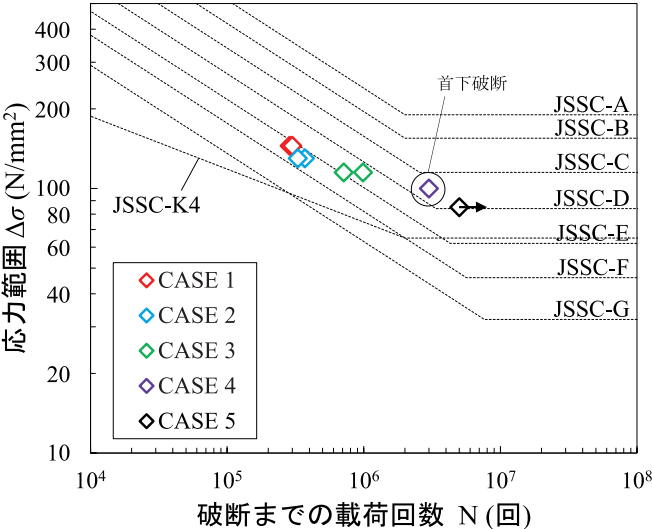
写真-1 ボルトの破断状況

ねじ部での疲労破断が多くみられている¹¹⁾。写真－1 (a) は、ねじ部で破断した例を示しており、破断面は疲労破面と静的破壊による延性破面からなっている。また、写真－1 (b) は首下で破断したケースを示しており、これはリード線を通す目的でボルト頭から軸部に設けた加工孔が起点となり疲労破断したことが原因と考えられる。

表－3に各試験体の疲労試験結果を示す。CASE 1～3はすべてねじ部で破断し、CASE 4のみ首下部から破断した。図－3に疲労試験結果をプロットしたS-N線図を示す。図－3の縦軸はボルトねじ部の応力範囲 $\Delta\sigma$ (N/mm²)、横軸は破断までの繰返し载荷回数N (回) である。応力範囲 $\Delta\sigma$ は荷重範囲をM16の有効断面積である157mm²で除して求めた。図中にはJSSC疲労設計指針¹²⁾の疲労強度曲線であるA～G等級および転造ねじに対して適用されるK4等級も示している。また、繰返し载荷回数500万回に

表－3 ボルト単体の疲労試験結果

	応力範囲 (N/mm ²)	载荷回数 (回)	破断部位
CASE 1-1	145	286,738	ねじ部
CASE 1-2	145	299,571	ねじ部
CASE 2-1	130	370,908	ねじ部
CASE 2-2	130	329,211	ねじ部
CASE 3-1	115	713,803	ねじ部
CASE 3-2	115	986,101	ねじ部
CASE 4-1	100	2,994,674	首下
CASE 5-1	85	5,000,000	未破断



図－3 高力ボルトのS-N線図

達しても疲労破壊が生じなかったケースは矢印を付して表している。

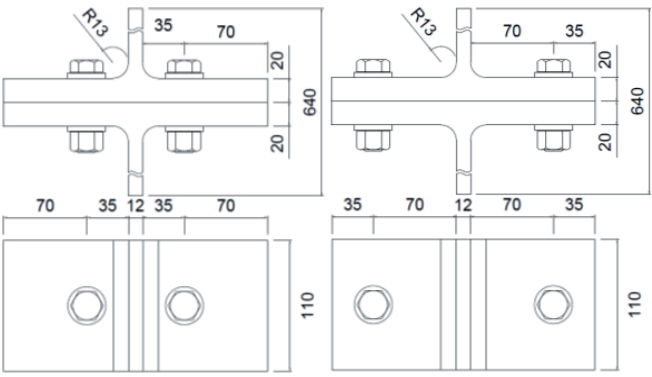
図－3より、全ケースにて高力ボルトの疲労強度等級であるK4等級よりも高い疲労強度を示した。また、プロットの傾きはK4等級の疲労強度曲線の傾きとおよそ一致する。これらは過去に実施された高力ボルトの疲労試験^{11)、13)}とも一致する。

3. CT形鋼を用いた継手の疲労試験

3.1 供試体形状および試験ケース

図－4に供試体図面を示す。1体あたりのボルト本数は全ケースで2体ずつであり、高力ボルトは首下長さ70mmのM16 (F10T) を使用した。高力ボルトの機械的性質を表－4に示す。前章と同ロッドの高力ボルトを入手することが難しかったことと、ボルトの疲労強度はねじ部形状の影響が支配的で、材料強度のばらつきの影響は比較的小さい判断し、異なるロッドの高力ボルトを使用した。

供試体はH形鋼 (588*300*12*20)¹⁴⁾ のウェブを切断することで、継手長110mmのT継手を製作した。また、フランジ幅を300mmから222mmに切断している。H形鋼の材質はSS400である。引張接合継手は継手フランジ板厚の大小で疲労破壊形式が異なり、継手フランジが厚い場合は高力ボルト、薄い場合は継手ウェブと継手フランジの溶接止端で疲労破壊することが知られている¹⁵⁾。本研究は図－1の高力ボルトの疲労強度評価の妥当性を検証する目的もある



(a) b35 シリーズ (b) b70 シリーズ
図－4 供試体形状 (単位: mm)

表－4 高力ボルトの機械的性質 (首下70mm)

ヤング率 (N/mm ²)	ポアソン比	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
200310	0.29	1077	1123

ため、ボルトの疲労破壊が先行するように、過去の疲労試験結果^{11)、15)} やFEMの応力解析の結果から継手諸元を決定した。

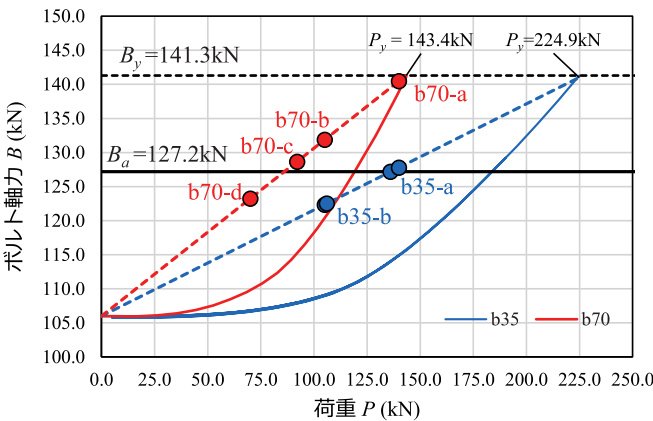
表－5に疲労試験ケースを示す。試験ケースは継手ウェブからボルト中心までの距離（以下、b寸法）と応力範囲を変化させた6ケース8体とした。b寸法は35mmと70mmの2種類を用意した。表－5中には継手ウェブの応力範囲 $\Delta\sigma_j$ 、ボルトの応力範囲 $\Delta\sigma_{bc}$ 、 $\Delta\sigma_{bF}$ 、 $\Delta\sigma_{be}$ を示している。継手ウェブの応力範囲 $\Delta\sigma_j$ は式（2）で算出する。

$$\Delta\sigma_j=\frac{P_{max}-P_{min}}{t_w w} \tag{2}$$

ここで、
 P_{max} ： 最大荷重（N）
 P_{min} ： 最小荷重（N）
 t_w ： 継手ウェブ板厚（mm）、12mmで一定
 w ： 継手幅（mm）、110mmで一定
 ボルトの応力範囲について、 $\Delta\sigma_{bc}$ は式（1）で求まる応力範囲で荷重範囲が同じb35-a2とb70-a、b35-b1とb70-bの $\Delta\sigma_{bc}$ を比較すると、b寸法が異なるものの $\Delta\sigma_{bc}$ は同じ値を示すことがわかる。 $\Delta\sigma_{bF}$ はFEMから図－5の荷重－ボルト軸力曲線と補正線を描き、この補正線から求めたボルト軸力を有効断面積 A_{se} で除した応力としている。式（1）と異なり、降伏ボルト軸力時の荷重 P_y がb寸法によって異なり、継手諸元の影響を考慮することができている。 $\Delta\sigma_{be}$ は疲労試験前の静的試験で計測されたボルト軸部のひずみ範囲（後述の図－9）の最大値 $\Delta\varepsilon_{max}$ を用いて式（3）により算出した応力範囲である。

$$\Delta\sigma_{be}=\frac{A_{se}}{A_d} E \Delta\varepsilon_{max} \tag{3}$$

ここで、
 A_d ： ボルト軸部の断面積（mm²）
 A_{se} ： ボルトねじ部の有効断面積（mm²）
 E ： ヤング率（N/mm²）、表－4の値を使用。
 表－5の荷重範囲とb寸法は図－5と $\Delta\sigma_{bF}$ をもとに決定した。b35-aの荷重範囲は補正後のボルト軸力がおよそ許容ボルト軸力 B_a となるように設定し、b35-bの荷重範囲は $\Delta\sigma_{bF}$ が表－1のCASE 4の応力範囲と対応するように設定した。b35シリーズは接合面不陸による疲労強度のばらつきをみるために、同諸元、同荷重範囲の供試体を2体用意している。b70-a、b70-bは荷重範囲をそれぞれb35-a、b35-bと同じとするとともに、降伏軸力に近い軸力変動範囲においても、補正線から求めた軸力が安全側の疲労強度評価を与えるのかを検討する。b70-cとb70-dの荷



図－5 事前FEM解析で求めたボルト軸力と補正により求める各ケースの軸力

表－5 引張接合継手の疲労試験ケース

ケース名	最小荷重 P_{min} (kN)	最大荷重 P_{max} (kN)	継手ウェブの 応力範囲 $\Delta\sigma_j$ (N/mm ²)	ボルトの 応力範囲（式1） $\Delta\sigma_{bc}$ (N/mm ²)	ボルトの 応力範囲（事前FEM） $\Delta\sigma_{bF}$ (N/mm ²)	ボルトの 応力範囲（静的試験） $\Delta\sigma_{be}$ (N/mm ²)
b35-a1	1	136	103	286.4	134.8	106.4
b35-a2		140	106.1	294.9	138.8	181.8
b35-b1		105	79.5	220.6	104.1	51.9
b35-b2		106	80.3	222.8	105.1	156.2
b70-a		140	106.1	294.9	219.5	354.7
b70-b		105	79.5	220.6	164.6	117.8
b70-c		92	69.7	193.1	144.2	92.2
b70-d		70	53	146.4	109.8	95.6

重範囲は $\Delta\sigma_{bF}$ が表-1のCASE 1、CASE 4の応力範囲と対応するように設定した。

3.2 供試体の組み立ておよび試験方法

供試体の組み立てはまず、接合面に感圧紙を挿入した状態でM16の標準ボルト軸力である116kNまで高力ボルトをB1→B2の順に締付け、感圧紙試験を行った。このとき、ボルト軸力は軸部表面に180°間隔で2カ所に貼り付けた1軸ひずみゲージの平均値をボルト軸力に換算した。軸ひずみからボルト軸力への変換にはボルト単体のキャリブレーション試験で得られた純引張状態の荷重-ひずみ関係の校正係数(0.0391kN/ $\mu\epsilon$)を用いた。感圧紙試験終了後、供試体を一度解体し、締付け前(ボルトは手締め状態)と標準軸力まで締付けた後に隙間ゲージを用いて図-6に示す位置で接合面間の隙間量を計測した。隙間量の計測位置は、締付け時の架台の都合により、締付け前は3カ所、締付け後は4カ所としている。締め付け後から疲労試験までの期間はケースによって164時間から2000時間とばらついたが、試験前の軸力残存率はいずれも90%を超え、設計軸力の106kN以上であった。

疲労試験は高力ボルトの疲労試験と同様に、油圧サーボ疲労試験機を用いて行った。試験状況の例を

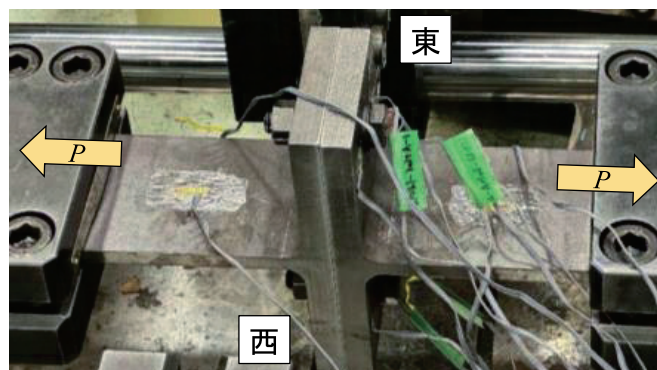
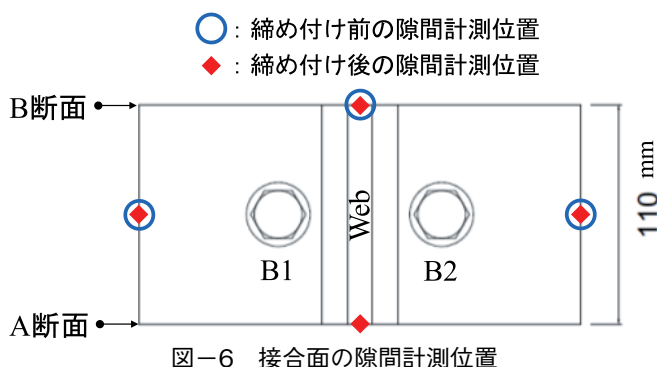


写真-2 疲労試験時の供試体の設置状況

写真-2に示す。はじめに疲労試験で与える応力範囲で静的载荷試験を実施した後、载荷速度を5Hzに設定して疲労試験を行った。载荷回数が500万回を超えても破断しない場合は、未破断として疲労試験を終了した。

計測項目は、荷重、ボルト軸部ひずみである。計測位置を図-7に示す。ボルト軸部のひずみゲージは180°間隔で1軸ひずみゲージを2枚貼り付け、ひずみゲージがウェブ側(「W」)とフランジ端部側(「F」)になるようにボルトを設置している。例えば、B1のウェブ側のひずみは「B1W」と表記している。疲労試験中のひずみの動的応答は、動ひずみ計PCD-400A/430A(共和電業製)よりサンプリング周波数を1000Hzに設定し計測を行った。

3.3 接合面の隙間計測および感圧紙試験結果

図-8に感圧紙と隙間計測結果を示す。横軸はウェブ中心からの距離を表しており、B1側が負、B2側が正となるようにX軸を定めた。また、締付け後の継手ウェブ直下の隙間量は2カ所の平均値とした。CT形鋼同士の接触面不陸に影響を与える因子は主にH型鋼の寸法公差(特にフランジ折れ)によるものである。CT形鋼の接合面間のボルト締付け前の隙間は最大0.8mmであり、JSSC指針の継手フランジ間の隙間量の許容値である1.0mm未満、また、H形鋼の寸法公差である1.5mm未満¹⁴⁾であることを確認した。また、締付け後の隙間量はほとんどの計測位置で概ね0.0~0.1mmであるが、b35-a1、b35-a2、b35-b2のフランジ端部側で最大0.2~0.3mmの隙間が残留する結果となった。b35シリーズでフランジ端部の隙間量が大きくなったのは、ボルト締め付け位置が継手

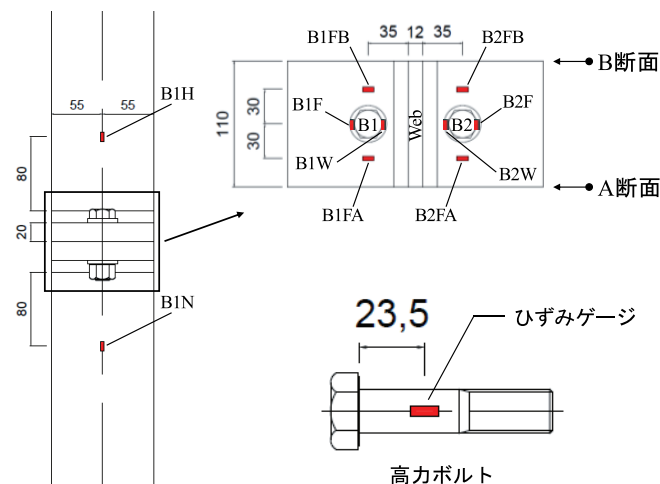


図-7 ひずみゲージ設置位置 (単位: mm)

ウェブ側に近いためと考えられる。また、締付後に隙間が生じる位置は、締付前にも大きな隙間量が生じていたことがわかる。感圧紙の接触状況を見ると、b35、b70のどちらも継手ウェブ直下に接触圧は発生していない。

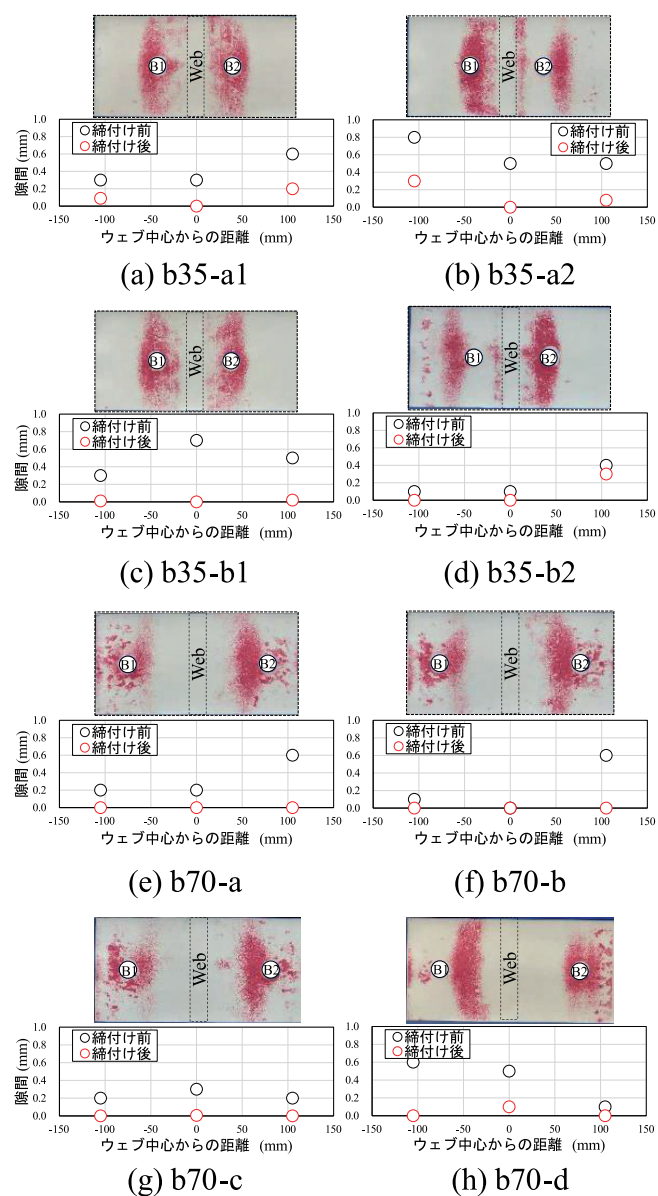


図-8 感圧紙と隙間分布

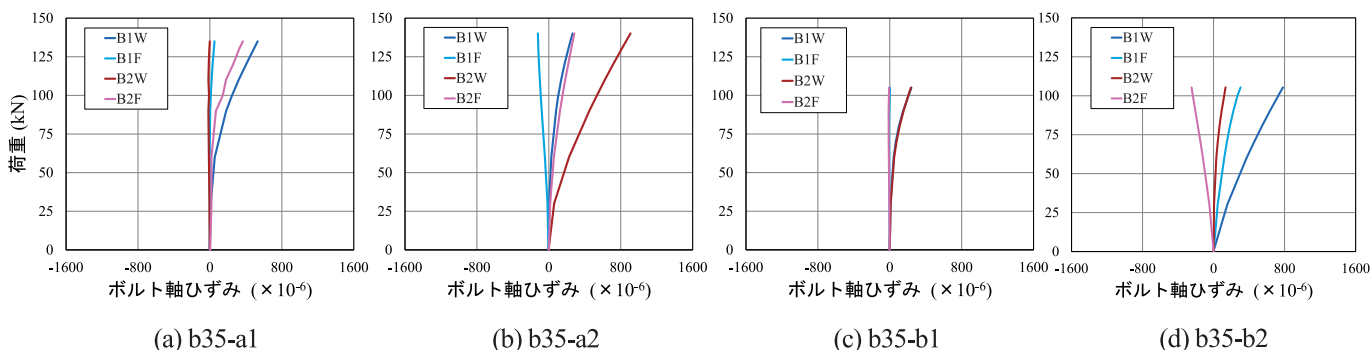


図-9 荷重－ボルト軸ひずみ関係

3.4 静的試験結果

疲労試験前に0kNから目標とする最大荷重までの範囲で静的載荷試験を実施した。得られたb35シリーズの荷重－ボルト軸ひずみ関係を図-9に示す。図-9より、B1、B2の2本のボルトに均等に荷重分担されていないことがわかる。また、同じ荷重範囲・継手諸元であるb35-a1、a2やb35-b1、b2を比較しても発生するボルト軸ひずみは大きく異なる。また、B1とB2の軸ひずみをみると、図-8でボルト孔部よりもウェブ側に接触圧が生じているボルトはひずみが小さく、フランジ側に接触圧が生じているボルトはひずみが大きい傾向にある。

全ケースでひずみのばらつきは大きいものの、ボルト単体に着目すると、継手ウェブ側（W側）の軸ひずみが必ずフランジ側（F側）の軸ひずみ以上となっており、図-8のような隙間分布、接触状況であっても、付加曲げによってボルト軸部のウェブ側に高いひずみが発生する。

また、表-1の $\Delta\sigma_{be}$ は図-9の各グラフのひずみの最大値をもとに算出しており、 $\Delta\sigma_{be}$ が $\Delta\sigma_{bc}$ もしくは $\Delta\sigma_{bF}$ よりも小さければ、疲労照査で用いる $\Delta\sigma_{bc}$ 、 $\Delta\sigma_{bF}$ の応力推定が安全側であることを表している。表-1の $\Delta\sigma_{be}$ と $\Delta\sigma_{bc}$ を比較すると、 $\Delta\sigma_{be}$ がすべて小さい。このことから、式(1)から求まる応力は安全側の評価を与えていることがわかる。

FEMの結果から求めた $\Delta\sigma_{bF}$ と $\Delta\sigma_{be}$ を比較すると、b35-a2、b35-b2、b70-aで $\Delta\sigma_{be}$ が大きい結果となることがわかった。b35-a2、b35-b2で $\Delta\sigma_{be}$ が大きくなった原因について、図-8(b)、(d)の感圧紙をみると、b35-a2はB2、b35-b2はB1のボルト孔の外側に接触圧が発生しており、そのボルトに通常よりも大きなてこ反力が作用する。この初期不整によって付加的に生じるてこ反力が、図-5の補正線とボルト軸力曲線の差分よりも大きいためにb35-a2、b35-b2で $\Delta\sigma_{be}$

が大きくなったと考えられる。 $\Delta\sigma_{be}$ が $\Delta\sigma_{bF}$ よりも小さいb35-a1、b35-a2の感圧紙（図－8（a）、（c））をみると、B1、B2の孔まわりに接触圧が分布しており、この結果からも接触圧分布が $\Delta\sigma_{bF}$ と $\Delta\sigma_{be}$ の大小関係に大きく影響したと考えられる。

b70シリーズの感圧紙をみると、接触圧が生じている領域はボルト孔まわり、もしくは孔の内側（継手ウェブ側）となっている。このため、b70-aで $\Delta\sigma_{be}$ が大きくなったのは、接合面の初期不整の影響よりも荷重範囲が大きいことによる影響と考察できる。言い換えると、図－5のb70-aプロット位置での補正線とボルト軸力曲線の差はほとんどないため、補正線でボルトに生じる付加曲げの影響をほとんど考慮できないことが、b75-aにて $\Delta\sigma_{be}$ が $\Delta\sigma_{bF}$ よりも大きくなった原因である。

3.5 疲労試験結果

表－6に各ケースの疲労試験結果を示す。b35-b1と

表－6 疲労試験結果

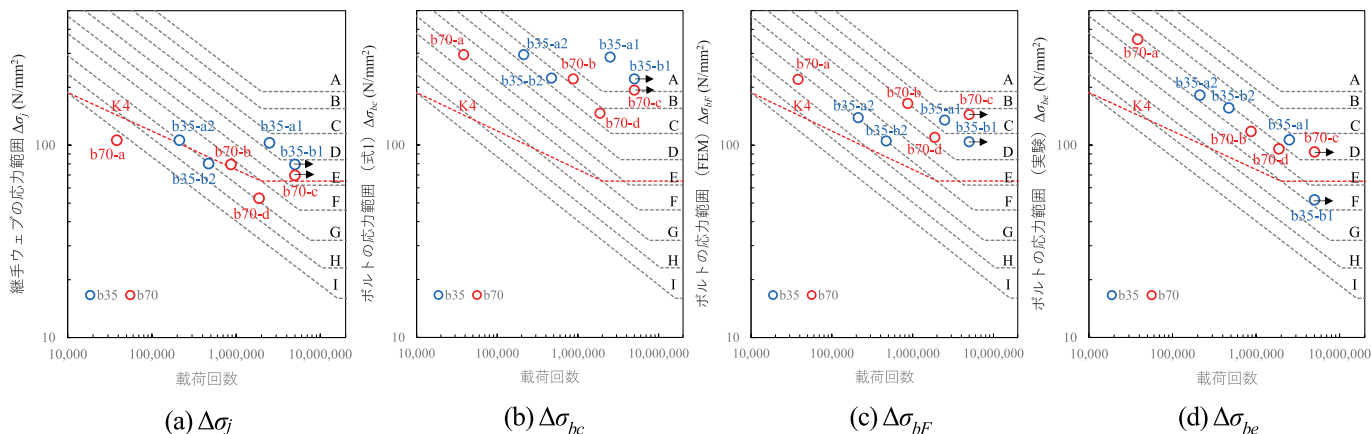
	荷重回数（回）	破断部位
b35-a1	2,498,271	B1（首下） B2（ねじ部）
b35-a2	212,198	B1（ねじ部） B2（ねじ部）
b35-b1	5,000,000	未破断
b35-b2	471,095	B1（ねじ部） B2（ねじ部）
b70-a	38,268	B1（ねじ部）
b70-b	870,835	B1（ねじ部）
b70-c	5,000,000	未破断
b70-d	1,878,665	B1（ねじ部）

b70-cは500万回載荷後も破断は生じなかった。本試験において疲労破断した供試体は全てボルト破断であった。ねじ部で破断したボルトはすべて継手ウェブ側がき裂の起点となった。また、b35-a1のB1のみリード線を通す目的でボルト頭から軸部に設けた加工孔が起点となり疲労破断が生じた。

図－10に疲労試験から得られたS-N線図を示す。図－10の4つの図は縦軸の応力範囲を変化させており、それぞれ継手ウェブの応力範囲 $\Delta\sigma_j$ 、ボルトの応力範囲 $\Delta\sigma_{bc}$ 、 $\Delta\sigma_{bF}$ 、 $\Delta\sigma_{be}$ としている。横軸はいずれも破断までの載荷回数N（回）である。また、図中にはJSSC疲労設計指針の疲労強度曲線であるA～I等級およびK4等級を示し、繰り返し載荷回数500万回に達しても疲労破壊が生じなかったケースは未破断として矢印を付して表している。

図－10（a）をみると、試験結果が複数の疲労強度曲線を跨いで大きくばらついていることがわかる。これは図－9のように、ボルト軸ひずみが荷重増加に対して非線形的に増加するためである。加えて、継手の初期不整も結果のばらつきに影響しており、例えば、同諸元、同荷重範囲でケース設定したb35-a1、a2ならびにb35-b1、b2で破断までの載荷回数は大幅に異なっている。

図－10（b）、（c）、（d）は縦軸をボルトの軸方向応力範囲としているため、K4等級の疲労強度曲線と各試験結果とを比較する。 $\Delta\sigma_{bc}$ 、 $\Delta\sigma_{bF}$ 、 $\Delta\sigma_{be}$ で整理した試験結果はいずれもK4等級の疲労強度曲線に比べて疲労強度が高いことがわかった。特に図－10（d）の $\Delta\sigma_{be}$ で整理した試験結果のばらつきは小さく、ほぼ線形的にプロットが分布している。これより、接合面に初期不整がある場合や継手形式が異なる場合においても、ボルト軸部に生じる最大軸ひ



図－10 引張接合継手のS-N線図

ずみ範囲を取得できれば疲労強度を精度よく推定できることがわかる。また、 $\Delta\sigma_{be}$ で整理したプロットの傾きはおよそ $m = 3$ で、K4等級の疲労強度曲線の傾き ($m = 5$) に比べて大きい。これは $\Delta\sigma_{be}$ が軸応力と曲げ応力 (引張) の和であり、 $\Delta\sigma_{be}$ が大きいほど曲げ成分が大きくなるためである。

図-10 (b) の $\Delta\sigma_{bc}$ で整理した試験結果はK4等級の疲労強度曲線に比べて疲労強度が大幅に高い。前節の $\Delta\sigma_{be}$ と $\Delta\sigma_{bc}$ の比較でも述べたが、現行のJSSC指針の高力ボルトの疲労強度照査は、初期不整を有する継手、荷重範囲が大きい継手に対してもかなり安全側の評価を与えることがわかった。

図-10 (c) の $\Delta\sigma_{bF}$ で整理した試験結果は、 $\Delta\sigma_{bc}$ で整理した結果よりもプロットがK4等級の曲線に近い。このため、疲労照査に用いる応力範囲は、式(1) から求まる $\Delta\sigma_{bc}$ よりも、FEMから求まる $\Delta\sigma_{bF}$ を用いた方が合理的であるといえる。ここで、b35-a2、b35-b2、b70-aは初期不整と荷重範囲の影響で $\Delta\sigma_{be}$ が $\Delta\sigma_{bF}$ よりも大きくなることを3.5節で述べた。しかしながら、図-10 (c) のように $\Delta\sigma_{bF}$ をもとに整理した試験結果はすべてK4等級の疲労強度を上回った。これは、 $\Delta\sigma_{be}$ で整理した試験結果の傾きが付加曲げの影響でK4等級の疲労強度曲線の傾きより大きくなり、特に図-10 (d) 中で $\Delta\sigma_{be}$ の大きいb35-a2、b35-b2、b70-aがK4等級に比べて大幅に疲労強度が高くなることが要因と考えられる。

以上より、現行のJSSC指針の引張接合についての疲労強度評価は、初期不整を有する場合、荷重範囲が大きい場合でもかなり安全側となることがわかった。またJSSC指針をより合理化するために、FEM解析で得られたボルト軸力曲線に補正線を引き、それをもとにボルト軸力範囲を求めて疲労照査を行うことが有効であることを明らかにした。

4. まとめ

本研究では、CT形鋼を用いた引張接合継手の疲労試験を実施し、CT形鋼の初期不陸の影響、現行JSSC指針の適用性の調査をおこなった。また、疲労強度評価法の改良方策についても考察を行った。以下に本研究で得られた主な結論を示す。

(1) M16F10Tの高力ボルト単体の疲労強度はK4等級を上回る。また、S-N線図における試験結果のプロットはK4等級の疲労強度曲線に対して平行 (傾きは $m = 5$) に分布し、従来の疲労試

験結果と同様の傾向であった。

- (1) ボルト軸部の最大軸ひずみ範囲から求まる応力範囲 $\Delta\sigma_{be}$ で引張接合継手の試験結果をS-N線図上に整理すると、ほぼ線形的にプロットが分布し、その傾きは $m = 3$ 程度となった。接合面において、ボルト軸部に生じる最大軸ひずみ範囲を取得できれば疲労強度を精度よく推定できることがわかった。
- (3) 現行のJSSC指針で求まる $\Delta\sigma_{bc}$ で整理した試験結果はK4等級の疲労強度曲線に比べて疲労強度が大幅に高い。現行のJSSC指針の高力ボルトの疲労強度照査は、初期不整を有する継手、荷重範囲が大きい継手に対してもかなり安全側の評価となる。
- (4) FEM解析で得られたボルト軸力曲線に補正線を引き、それをもとにボルト軸力範囲を求めて疲労照査を行う手法について検討した。この手法によりより求めた応力範囲 $\Delta\sigma_{bF}$ で試験結果を整理すると、K4等級に比べて疲労強度が高くなることを確認した。加えて、疲労強度が $\Delta\sigma_{bc}$ で整理した結果よりもK4等級に近くなり、現行JSSC指針求まる $\Delta\sigma_{bc}$ よりも、FEMから求まる $\Delta\sigma_{bF}$ を疲労照査で用いた方が合理的であることがわかった。

謝辞

本研究は一般財団法人橋梁調査会「橋梁技術に関する研究開発助成」の助成を受けて行ったものである。ここに記して感謝申し上げる。

参考文献

- 1) 勝山真規、関口琢己、谷利晃、小林裕介：開床式下路トラスにおける縦桁横桁連結部の疲労き裂対策、構造工学論文集、Vol.58A, pp.622-634, 2012.
- 2) 松本理佐、田辺篤史、小山雅弘、坂野昌弘：主桁と分配横桁・対傾構交差部における疲労対策効果の解析的検討、構造工学論文集、Vol.63A, pp.527-540, 2017.
- 3) 舟山耕平、杉本悠真、山口隆司、鈴木康夫、杉浦邦征：主構・床げたがボルト接合された床組構造を有する橋梁の疲労き裂に対する効果的な補修方法に関する研究、構造工学論文集、

- Vol.65A, pp.506-515, 2019.
- 4) 大島博之、吉川正治、横井太一、下古谷将義：中路プレートガーダーの主桁横桁接合部の疲労損傷に対する取り組み、インフラメンテナンス実践研究論文集、Vol.4, No.1, pp.167-174, 2025.
 - 5) G.Lacher：Dauerschwing an axialbeanspruchten Schrauben10.9, in T-Verbindungen, Stahlbau, pp.257-266, 1987.
 - 6) 日本鋼構造協会：橋梁用高力ボルト引張接合設計指針、2004.
 - 7) 日本鋼構造協会：橋梁用高力ボルト引張接合設計指針（案）、1994.
 - 8) JIS B 1186：摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金セット、1995.
 - 9) 日本建築学会、鋼構造接合部設計指針、2021.
 - 10) 丹羽雄一郎、館石和雄、判治剛、清水優：タップボルト継手の疲労強度および材間相対変位の評価、鋼構造論文集、第31巻、第121号、2024.
 - 11) 平井敬二、宇野暢芳：超高強度ボルトの疲労強度に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第595号、pp.117-122, 2005.
 - 12) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説一付・設計例一、2012.
 - 13) 五十嵐定義、脇山広三、中井秀晴、平井敬二、巽昭夫：高力ボルト引張接合部に関する研究（その一 単一ボルト疲労実験）、日本建築学会学術講演梗概集、pp.933-934, 1975.
 - 14) 日本興業規格：熱間圧延形鋼の形状、寸法、質量及びその許容差、JIS G 3192: 2014.
 - 15) 渡邊英一、山口隆司、杉浦邦征、葛西俊一郎：スプリットティー継手の疲労挙動に関する実験的研究、土木学会論文集、No.537, I-35, pp.133-144, 1996.
 - 16) 杉本悠真、山口隆司：スプリットティー継手におけるFEM解析のベンチマークモデルの検討、鋼構造論文集、第29巻第115号、pp.65-79, 2022.
 - 17) 土木学会：高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針（案）、2006.
 - 18) 玉越隆史、石尾真里、横井芳輝、山崎健次郎、水口知樹：高力ボルト摩擦接合のボルト軸力導入に着目した解析モデルに関する研究、鋼構造論文集、Vol.21, No.84, pp.95-110, 2014.

遮風壁が橋梁の空力安全性に与える影響に関する研究

横浜国立大学都市イノベーション研究院 講師 王 嘉奇

1. はじめに

日本の海峡部に架橋された長大橋梁においては、強風時の車両走行の安全性が重要な課題となっている。これらの橋梁では、風速に基づく交通規制（速度制限・通行止め）が実施されている。現行基準では、風速15m/sを超えると速度制限が、20m/sを超えると通行止めが行われる（なお、本州四国連絡橋では25m/s）。しかし、依然として横風による交通事故（図-1）は多発している¹⁾。通行止めの基準風速未満の風環境下においても車両の走行安全性を確保し、さらに基準風速自体の引き上げを可能とするためには、橋梁両端への遮風壁（図-2）の設置が有効な対策となる。遮風壁は橋梁の空力安定性を低下させ



図-1 横風による横転事故（東京湾アクアライン）



図-2 西候門大橋の全橋に設置された遮風壁

る可能性があるため、国内の長大橋梁ではその導入が十分に進んでいないのが現状である^{2) 3)}。一方、近年の海外の長大橋では、遮風壁が空力安定性を低下させる可能性に対して、遮風壁のパラメーターの最適化や桁断面の改良、追加の空力対策などを設計段階で講じることで、この課題を克服し、遮風壁の設置が進められている。したがって、日本の既存長大橋梁に対しても、遮風壁の設計を本格的に検討する必要がある。

著者は長大橋および橋梁上の走行車両の空力安定性を両立できる遮風壁の開発を目的として、本研究を実施した。既存橋梁では耐風対策の制限があるため、遮風壁自体が橋梁の空力安定性に与える影響は非常に重要な課題である。そのため、本研究では、遮風壁が長大橋に広く用いられる桁断面（ブラッフ型箱桁）の空力安定性に及ぼす影響およびその関連メカニズムについて、風洞実験により検討を行う。本稿では、実施した一連の研究内容を取りまとめて報告する。

2. 風洞実験

本研究では対象とした桁は桁①辺長比 $B/D = 5$ のブラッフ型箱桁（図-3）、桁②辺長比 $B/D = 5$ の矩形断面（図-4）である。遮風壁は、高さ3m、部材断面高さ0.18mのルーバー型遮風壁（図-2）を想定し、種々のパラメーターを有する遮風壁モデルを、桁モデルの縮尺に合わせて作成する。本研究では横浜国立大学の風洞を用いて実施した。風洞の断面は1.8m×1.8mであり、乱流強度は0.2%以下になり、風速を0m/sから35m/sまで調整できる。風洞実験は、基本的に一様流の条件下で実施する。

遮風壁による橋梁上の遮風効果を調べるため、桁①の桁上に熱線を用いた風速計測を行った。遮風壁のパラメーターが橋梁の空力振動応答に与える影響を明らかにするため、桁①・桁②に対して自由振動実験を実施した。そのメカニズムを解明するために、

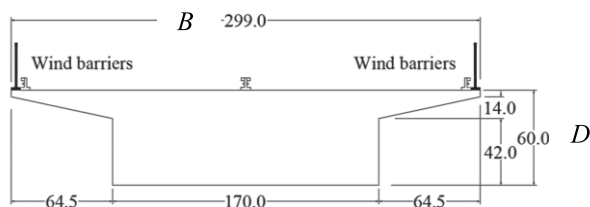


図-3 桁①ブラッフ型箱桁断面図
(単位:mm; 縮尺: 1/100)

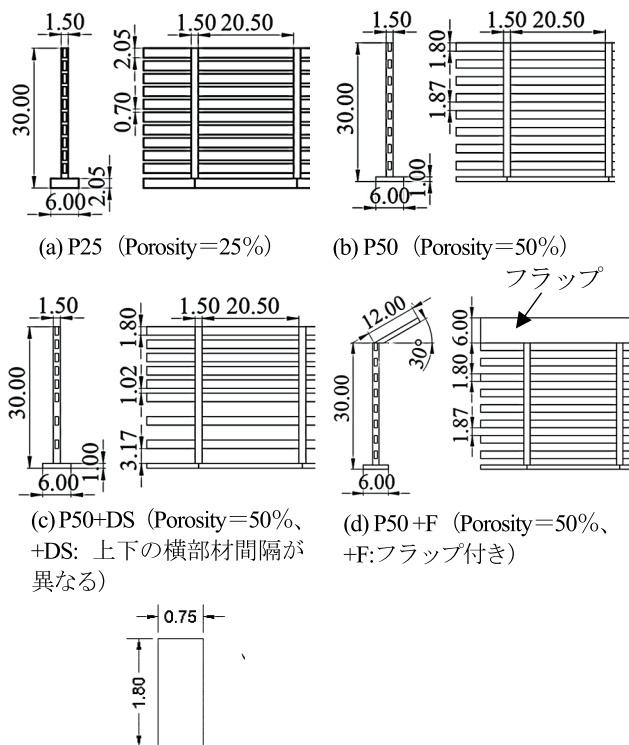
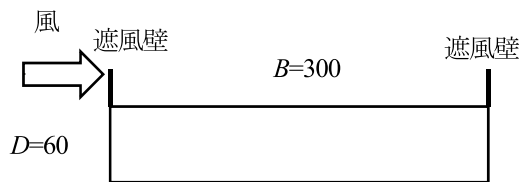
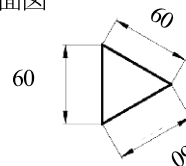


図-5 桁①の遮風壁断面図及び立面図
(単位: mm; 縮尺1/100) .



(a) 桁②の断面図



(b) フェアリング断面図

図-4 桁②の断面図およびフェアリング断面図
(単位:mm; 縮尺: 1/100)

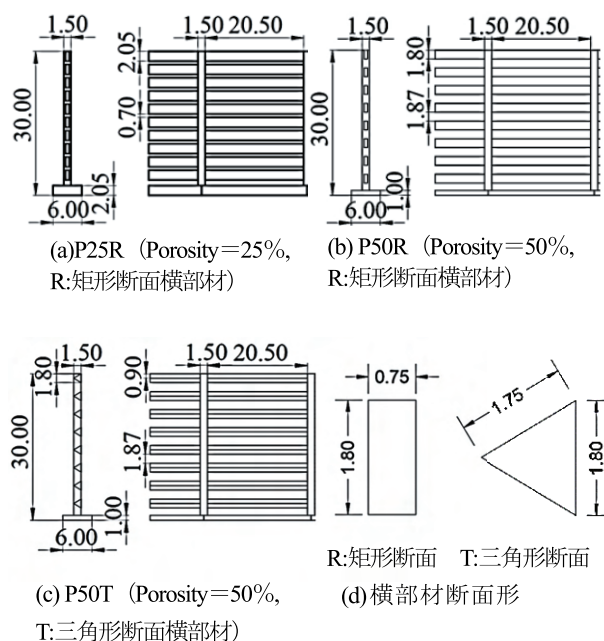


図-6 桁②の遮風壁断面図及び立面図
(単位: mm; 縮尺1/100) .

表-1 自由振動実験の諸元

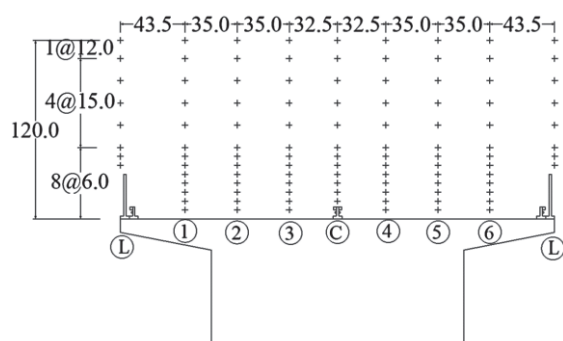
桁	ケースリスト	慣性モーメント・質量	自然対数減衰率	周期 (Hz)
桁①	BD, P50, P50+DS, P50 +F	m (kg/m) = 3.0	$\delta = 0.03$	$f = 3.8$
桁② (フェアリングなし)	BD, P25R, P 50R, P50T	m (kg/m) = 4.1	$\delta = 0.03$	$f = 3.8$
桁② (フェアリングあり)	BDF, P25RF, P 50RF, P 50TF	m (kg/m) = 4.3	$\delta = 0.03$	$f = 3.7$

桁②を用いて、遮風壁が桁上の剥離流れ場に与える影響をParticle Image Velocimetry (PIV) 計測により調べた。特に空力対策として、桁②の矩形断面の側面にフェアリング(図-4 (b))を付加し、遮風壁が桁②の空力振動および流れ場に与える影響を調べた。

2.1 自由振動実験

桁①および桁②に対して、迎角 $\alpha = 0^\circ$ および $+3^\circ$ の条件(図-3)において、たわみ・ねじれの二自由度振動実験を実施した。モデルは8本のばねで支持され、変位は2台のレーザー変位計により測定した。本稿では、桁①および桁②のたわみ応答について検

討する。桁の振動諸元を表-1に示す。各ケースの諸元は、誤差2%以内となるように調整した。ケースリストにおいて、BDは遮風壁を設置していないケースであり、BDFは桁②の矩形断面にフェアリング（図-4（b））を付加したケースである。桁①の遮風壁ケースを図-5に、桁②の遮風壁ケースを図-6に示す。Pは開口率（Porosity）と定義し、遮風壁の開口部面積と遮風壁全体の面積との比率を表す。ここで、P25は開口率が25%であることを意味する。桁①において、P50+DSは開口率50%で、上下の横部材間隔が異なる遮風壁を表す。また、P50+Fは開口率50%で、上部にフラップを取り付けた遮風壁を表す。フラップの諸元は、既往研究⁴⁾を参考に決定したものである。桁②において、P50Rは開口率50%で横部材断面が矩形（Rectangular）の遮風壁を表す。P50Tは開口率50%で横部材断面が三角形（Triangular）の遮風壁を表す。桁②にフェアリング（Fairing）を付加する場合は、ケース名の末尾に「F」



Lは桁の前縁、Cは桁の中央を示す。
①～⑥は車線中央位置を示す。

図-7 計測点分布図 (unit: mm; scale: 1/100)

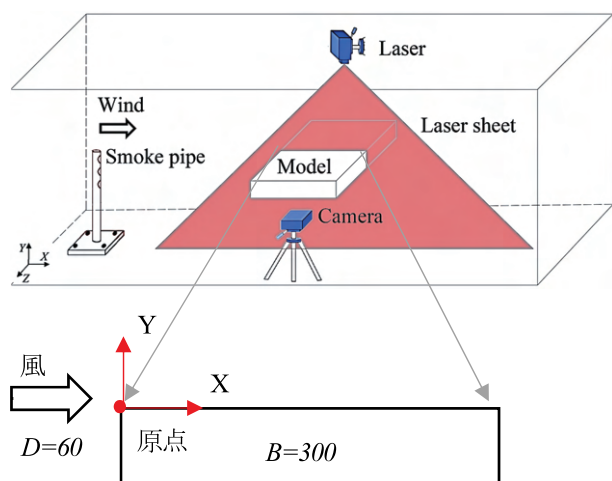


図-8 PIV実験装置の概要

を付けて示す。

2.2 風速計測実験

風速4m/s、迎角 $\alpha = 0^\circ$ の条件下において、桁①上の風速分布をX型熱線風速計により測定した。サンプリング周波数は1000Hz、測定時間は30秒である。図-7に測定点の位置を示す。測定点は、車線中央、手すり部、および桁中央の鉛直線上に配置されている。

2.3 PIV実験

本実験は、風速2m/s、迎角 $\alpha = 0^\circ$ の条件下において、桁②上の流れ場を対象として実施した。トレーサ粒子はスモークジェネレーターにより供給した。レーザーは風洞上部に設置し、桁上の流れ場を照射する縦方向のレーザーシートを生成した。実験装置の概要を図-8に示す。撮影には高速度カメラを用い、撮影条件は解像度640×480ピクセル、撮影速度2,000fps、シャッタースピード0.0005sとし、合計27,000フレームを取得した。取得した画像データは、解析ソフトウェアKatokoken® FlowExpert (Version 1.3.3.1) を用いて解析した。

3. 遮風壁が桁①辺長比 $B/D = 5$ のブラップ型箱桁の風環境及び空力安定性に与える影響

桁上の横風環境に対する遮風壁の遮風効果を検討するために、図-9には、異なる遮風壁を設置した場合の桁上平均風速分布の比較を示す。検討は実橋高さ1.2m～3.6mの範囲に着目して行う。図-10に示すように、開口率の低下に伴い、高さ3.6m以下の領域における桁上の風速は大幅に低下した。しかし、開口率50%の遮風壁を設置した場合でも、桁上の風速は、遮風壁を設置しない場合のおよそ半分程度であった。

図-10に、迎角0において遮風壁を設置した場合の桁①の無次元たわみ振動振幅 ($A\eta/B$) を示す。図-10に示された実橋風速 (U_{br}) は、風速倍率10.7を考慮して換算されたものである。遮風壁を設置した桁の空力振動応答は、遮風壁の開口率 (P) に強く依存することが確認された。遮風壁を設置しない場合、風速 $U = 1.5\text{m/s}$ において、最大振幅 $A\eta/B = 0.008$ のたわみ渦励振が発生した。一方、開口率25% (P25) の遮風壁を設置した場合、 $U = 1.5 \sim 2.2\text{m/s}$ の範囲でたわみ渦励振の最大振幅 $A\eta/B$ は0.02に上昇した。開

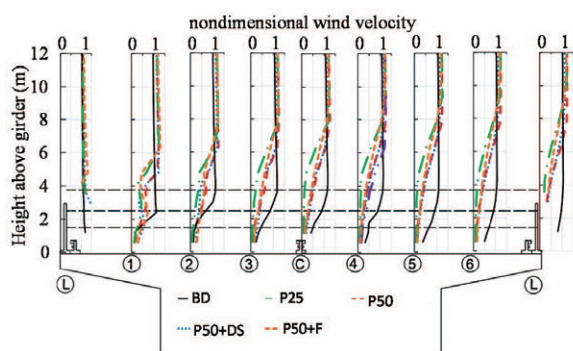


図-9 桁①上の無次元風速分布図

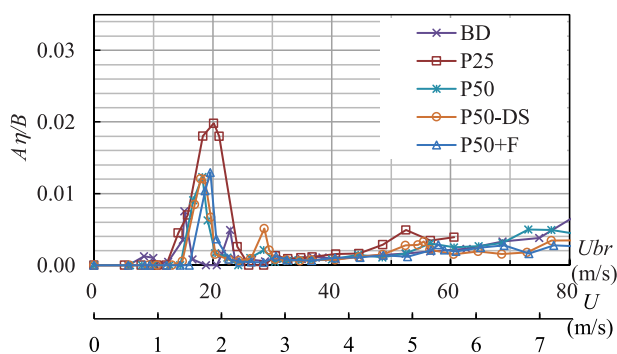


図-10 桁①の風速—たわみ応答図
(U および U_{br} はそれぞれ風洞風速および実橋風速)

開口率を25%から50%に増加させると、 $A\eta/B$ は0.02から0.012に減少した。また、遮風壁の横部材の上下間隔を調整した場合や、遮風壁にフラップを取り付けた場合でも、たわみの最大振幅は変化しないことが確認された。以上の結果から、遮風壁の設置により、桁のたわみ渦励振の最大振幅は、遮風壁を設置しない場合よりも大きくなることが分かった。また、従来の渦励振対策であるフラップを付加しても、十分な振動抑制効果は確認されなかった。

4. 遮風壁が桁②辺長比 $B/D = 5$ の矩形断面の空力安定性に与える影響及びそのメカニズム

3章で確認されたブラッフ型箱桁における遮風壁による渦励振の不安定効果に対して、本章では基礎的な研究として、辺長比 $B/D = 5$ の矩形断面を用い、遮風壁がブラッフ型箱桁の空力安定性に与える影響およびそのメカニズムを解明する。ブラッフ型箱桁の渦励振を抑制するために、既往研究^{5)~7)}では、本稿の著者により種々の遮風壁が提案されている。本稿では、図-6に示された遮風壁の開口率および横部材断面形状(矩形・三角形)の効果を取りまとめる。さらに、図-4に示されたフェアリングの渦励振抑

制効果についても確認する。

図-11 (a) に、遮風壁が桁② (フェアリングなし) のたわみ応答に与える影響を示す。桁② (フェアリングあり) の応答は、図-11 (b) に示す。図-11 (a) より、全てのケースにおいて $U = 2 \sim 3 \text{ m/s}$ の範囲で渦励振が確認された。矩形断面横部材の遮風壁 (P25R、P50R) を設置した場合、遮風壁を設置しない場合 (BD) に比べて最大振幅が1.7倍以上増大することが示された。また、開口率50%の三角形断面横部材の遮風壁 (P50T) を設置した場合、渦励振の最大振幅はBDケースとほぼ同程度であることが確認された。図-11 (b) より、桁② (フェアリングあり) は流線型桁となるため、渦励振の最大振幅に対して開口率が支配的なパラメータであることが示された。開口率25%の遮風壁 (P25RF) を設置した場合、遮風壁を設置しない場合 (BDF) に比べて最大振幅は約2.8倍に増大した。しかし、開口率を25%から50%に増加させると、最大振幅はBDFケースの約半分に低減された。なお、矩形断面横部材および三角形断面横部材の遮風壁における最大振幅は、ほぼ同程度であることが確認された。以上の結果より、ブラッフ型箱桁の渦励振に対しては、遮風壁の開口率を高める (50%) こと、ならびに三角形断面横部材の採用が有効な対策であると確認された。さらに、渦励振を一層抑制するためには、流線型箱桁の採用が有効であると考えられる。

図-12に、遮風壁が桁② (フェアリングなし) 上の平均流線および平均無次元風速 (計測風速/接近流風速) 分布に与える影響を示す。図-13には、桁② (フェアリングあり) 上の結果を示す。図-12より、矩形断面横部材の遮風壁 (P25R、P50R) を設置すると、桁上の剥離せん断層の再付着が抑制され、桁上には大きな内部循環流が形成されることが確認された。開口率の増加に伴い、剥離せん断層が桁面に近づく傾向が認められたが、内部循環流は依然として観察された。一方、三角形断面横部材の遮風壁 (P50T) を設置した場合には、剥離せん断層の再付着が促進され、内部循環流は観察されなかった。このことから、三角形断面横部材の遮風壁 (P50T) は、渦励振の抑制効果をもたらす要因であると考えられる。図-13に示すように、桁② (フェアリングあり) では、剥離せん断層は直ちに再付着した。開口率25%の遮風壁 (P25RF) を設置した場合、剥離せん断層の再付着が抑制され、大きな内部循環流が確認

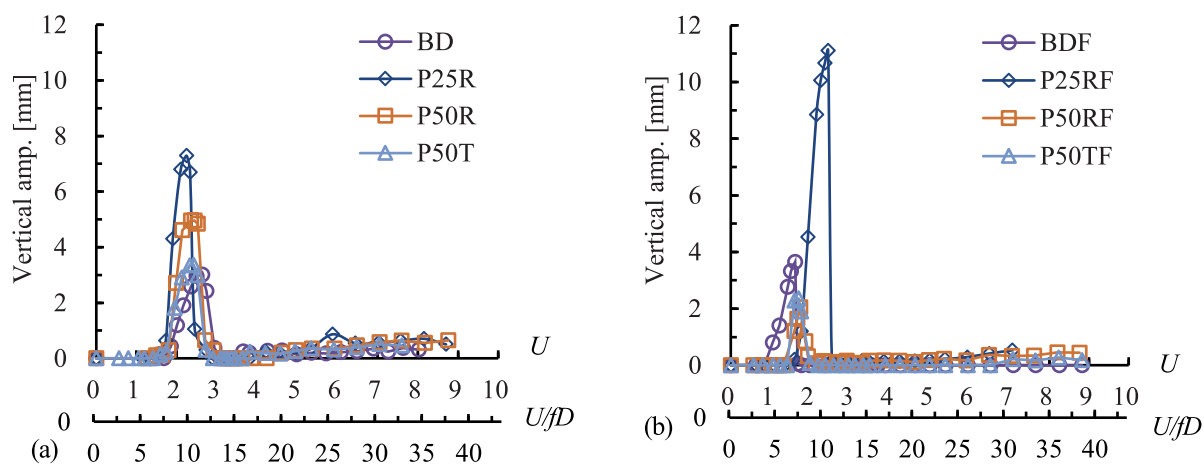


図-11 風速—たわみ応答図 (a) フェアリングなし、(b) フェアリングあり (U および U/fD はそれぞれ風洞風速および無次元風速)

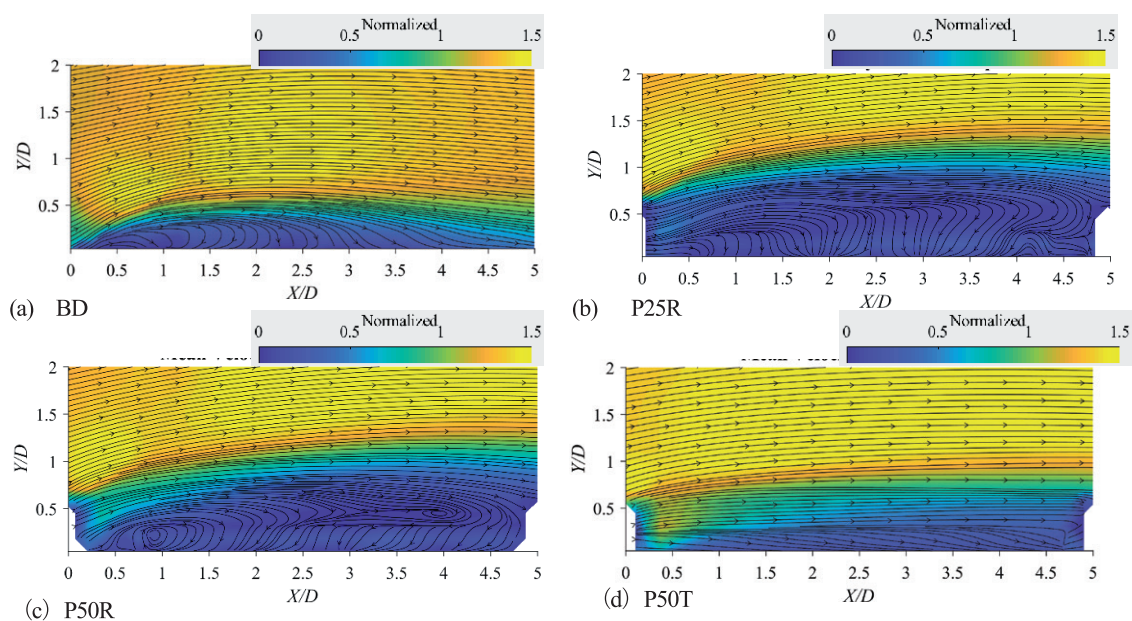


図-12 遮風壁が桁②上（フェアリングなし）の平均流線に与え影響

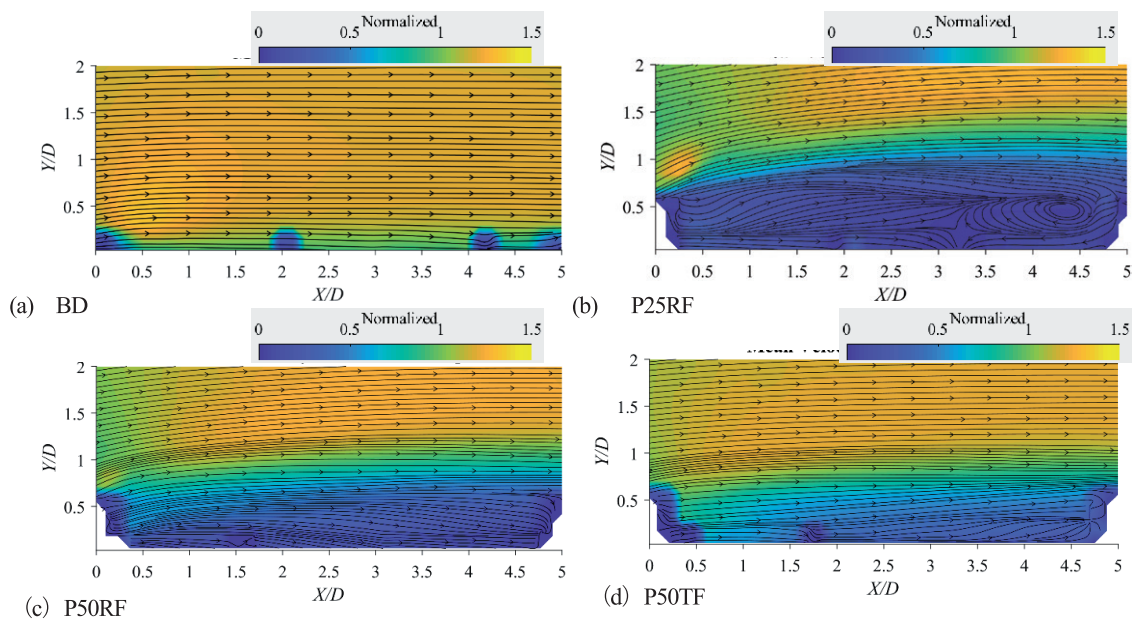


図-13 遮風壁が桁②上（フェアリングあり）の平均流線に与え影響

された。これに対して、開口率50%の遮風壁(P50RF、P50TF)を設置した場合には、剝離せん断層の再付着が促進され、内部循環流の形成は抑制された。このことが、桁②(フェアリングあり)において、開口率の増大により渦励振が抑制された要因であると考えられる。さらに、横部材断面の違いによる平均流線形状はほぼ同一であることが確認された。これは、桁②(フェアリングあり)において、横部材断面形状の違いが渦励振の最大振幅に与える影響が小さいことを示唆している。

5. 終わりに

遮風壁は車両の横風に対する空力安全性を高めるため、海外の長大橋ではその設置が進められている。一方、日本では橋梁自体の空力安定性への影響を考慮し、海上長大橋に遮風壁が設置されていないのが現状である。本研究では、遮風壁の諸元が、ブラッフ型箱桁の空力振動に及ぼす影響を検討した。さらに、基礎的検討として矩形断面桁を用い、遮風壁および付加部材(フェアリング)が空力振動に与える影響とそのメカニズムを明らかにした。

桁①のブラッフ型箱桁において、遮風壁を設置した場合、桁のたわみ渦励振の最大振幅が、遮風壁を設置しない場合に比べて増大することが確認された。また、従来の渦励振対策であるフラップを付加しても、十分な振動抑制効果は得られなかった。

桁②の矩形断面桁において、たわみ渦励振は遮風壁の設置により不安定化することが確認された。また、開口率の増大(50%)および三角形断面横部材の採用により、渦励振の最大振幅を遮風壁を設置しない場合と同程度まで抑制できることが明らかとなった。さらに、フェアリングを桁②に付加することで、遮風壁を設置した場合の渦励振の最大振幅は、設置しない場合よりも低減されることが確認された。これは、遮風壁の開口率の増大、遮風壁の三角形断面横部材の採用および桁へのフェアリングの付加により、桁上の剝離せん断層の再付着が促進され、内部循環流の形成が抑制されたため、渦励振が抑制されたものと考えられる。

本研究では、縮尺1/100の風洞実験により検討を行った。スケールの制約により遮風壁の細部は十分

に再現できないものの、ブラッフ型箱桁に対して適切な開口率および横部材断面形状を持つ遮風壁を設置することで、渦励振の不安定化効果を低減できることが示された。

謝辞

本研究は、一般財団法人橋梁調査会による「橋梁技術に関する研究開発助成」を受けて実施したものであり、ここに記して深く感謝の意を表します。また、共同研究者である横浜国立大学の勝地弘教授および本研究室博士課程修了生のAnousit氏に、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 金ほか：橋梁上の車両に関する強風時の数値流体シミュレーションと安定解析、土木学会論文集A1, Vol.77, No.1, pp.107-120, 2021.
- 2) 本州四国連絡橋公団、住友重機械工業株式会社：長大橋梁橋面上風速分布測定試験報告書、1994. 03.
- 3) 本州四国連絡橋公団、住友重機械工業株式会社：海峡部橋梁の遮風対策工構造予備検討報告書、1995.03.
- 4) Tam, P. D., Katsuchi, H., Jiaqi, W., Tamura, H., & Hirao, K. A study on stabilizing mechanism of flap countermeasures mitigating VIV of a box girder bridge section. In: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. IOP Publishing, 2023.
- 5) Anousit V., Katsuchi, H., Wang, J., Effect of wind barriers on aerodynamic performance and wind environment of two box girders with different side ratios. Journal of Structural Engineering, 70 (A), pp. 331-341, 2024.
- 6) Anousit V., Investigation of effects of wind barriers on the aerodynamic performance of the box girders. Doctoral thesis, Yokohama National University. 2024.
- 7) Wang, J., Katsuchi, H., Investigation on the effects of wind barrier on the aerodynamic performance of B/D = 5 rectangular cylinder. 9th International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and Applications. 2024.08.

fibシンポジウム2024参加と ニュージーランド橋梁視察報告

中部支部 調査役 日高 重人

1. はじめに

1.1 調査内容

fib（国際コンクリート連合）のシンポジウムが2024年11月10日から13日までの4日間、ニュージーランドのクライストチャーチにて開催されました。今回、シンポジウム開催にあたりPC工学会の調査団に参加し、開催国ニュージーランドのクライストチャーチならびにニュージーランド第一の都市であるオークランドの橋梁視察についてその概要を報告します。

調査団の主な活動内容は以下のとおりです。

(1) fibシンポジウムへの参加

- ・基調講演、一般講演の聴講
- ・技術展示の視察
- ・fib各種セレモニーへの参加

(2) クライストチャーチの橋梁視察

(3) オークランドの橋梁視察

1.2 調査行程

調査団の結団式は10月9日にPC工学会会議室で行われ、11月9日から移動を含む8日間の行程で実施されました。シンポジウム参加および橋梁調査行程を表-1.2.1に示します。

表-1.2.1 調査行程

日次	月日 (曜日)	時間※	都市名など	交通機関	活動内容
1	11月9日 (土)	18:45	成田空港発	NZ-090	オークランドへ移動 【機内泊】
2	11月10日 (日)	9:20 12:00 13:25	オークランド空港着 オークランド空港発 クライストチャーチ空港着	NZ-539 専用車	国内線へ乗換 クライストチャーチへ移動 到着後、市内視察 ○追憶の橋、他
3	11月11日 (月)	終日	クライストチャーチ テ・ペー コンベンションセンター	徒歩 公共交通機関	fibシンポジウム2024参加 市内視察
4	11月12日 (火)	終日	クライストチャーチ アーサーズパス	専用車	○オティラ高架橋、他 GALAディナー参加
5	11月13日 (水)	終日	クライストチャーチ	徒歩	fibシンポジウム2024参加
6	11月14日 (木)	10:30 11:55	クライストチャーチ空港発 オークランド空港着	NZ-536 専用車	オークランドへ移動 到着後、市内視察 ○ナ ハウ マングレ橋
7	11月15日 (金)	終日	オークランド	専用車	市内視察 ○オークランドハーバー橋 ○ティロハンガ ファヌイ橋、他
8	11月16日 (土)	10:05 17:00	オークランド空港発 成田空港着	NZ-099	帰国

fibシンポジウムが開催されたクライストチャーチと視察した橋梁の位置概要を図－1.2.1に示します。



図－1.2.1 調査橋梁位置 (●:報告橋梁)

2. fibシンポジウムへの参加

2.1 シンポジウム概要

本年のfibシンポジウムタイトルは「ReConStruct-Resilient Concrete Structures」(参考訳「再建-レジリエント(災害による被害の最小化および早期に機能復旧できること)なコンクリート構造物」)として市

内会場(写真－2.1.1)で行われました。本シンポジウムには39か国600人以上の参加者がおり、セッションではトルコ地震の調査・考察・RC構造物の耐震評価・解析的アプローチ、せん断解析と実験的アプローチ、低炭素化・新材料・エココンクリートの研究など幅広いトピックが取り上げられていました。



写真－2.1.1 会場(テ・パー コンベンションセンター)



写真－2.1.2 会場のロビーにて

2.2 プログラム

今回のシンポジウムでは基調講演および招待講演、一般講演に加え、ウエルカムレセプション、オープニングセレモニー、GALAディナー、クロージングセレモニー、企業による技術展示も合わせて行なわれました。

2.3 基調講演および招待講演

基調講演1 アグニエシュカ・ビガジ・ファン・フリート氏
(オランダ応用科学機構に所属)

テーマ：持続可能なコンクリートソリューションを推進する未来志向の基準

講演では、将来を見据えてコンクリート構造物のレジリエンスと持続可能性を強化するための規定を提供しているfib Model Code2020に関して、その背景や役割について紹介されました。

基調講演2 シリン・ルー博士

(中国・上海 同済大学の土木工学教授)

テーマ：上海タワーにおける風荷重下におけるTMDの設計・実施・モニタリング

招待講演1 アルパー・イルキ教授

(イスタンブール工科大学土木工学部)

テーマ：耐震設計、評価、建設の今後の方向性と実践
(2023年2月のトルコ地震から得られた洞察)

招待講演2 下村教授 (PC工学会会長)

テーマ：土木分野におけるコンクリート構造物に関する日本のモデルコードの最近の成果と将来展望 (土木学会コンクリート標準示方書の歴史、特徴、最近の成果、今後の展望などが紹介されました。)



写真-2.3.1 下村教授の招待講演の様子



写真-2.3.2 会場風景

土木学会コンクリート標準示方書の具体的な仕様として、設計、施工、保守を含む構造物のライフサイクル全体にわたる管理を網羅した基準であることが解説されました。また、所属しているPC工学会における国際的ワークショップ、PC技術のアーカイブプロジェクト、PC構造における低炭素化への取り組み、更新用プレキャスト床版技術指針等のPC工学会策定の基準など紹介されました。

本シンポジウムの基調講演や招待講演では、質疑応答でfib公式アプリを活用していたことが印象的でした。スマートフォン等で公式アプリに質問内容を入力すると会場のモニターに質問者と質問内容が提示され、講演者が回答するという形式がとられていました。

3. クライストチャーチの橋梁視察

クライストチャーチの橋梁ではエイボン川に架かる橋梁を中心に6橋の視察を行い、次の①追憶の橋②モントリオールストリート橋③オティラ高架橋④ウイグラムマグダラリンク橋について紹介します。

3.1 追憶の橋 (Bridge of Remembrance)

追憶の橋は、第1次世界大戦中に戦ったカンタベリーの兵士を追悼するために建設されたエイボン川に架かる橋梁です (写真-3.1)。東側橋台にある高さ14m、幅20mのメモリアルアーチ (写真-3.2) が特徴的で地元の彫刻家によって装飾されています。1924年に開通し、1976年から現在までは歩行者専用として供用されています。メモリアルアーチ部は、重量軽減のためタスマニア産砂岩で覆われた軽い鉄筋コンクリート構造で、アーチ部と柱部は空洞と



写真-3.1.1 追憶の橋



写真-3.2.1 モントリオールストリート橋



写真-3.1.2 メモリアルアーチ



写真-3.2.2 エイボン川にあるメモリアルウォール

なっています。

2011年のカンタベリー地震では橋梁本体に損傷はなかったものの、メモリアルアーチの支柱沈下や石造り部のひびわれ・剥落が発生し、2013年から2015年にメモリアルアーチの耐震補強・補修工事が行われています。

3.2 モントリオールストリート橋

モントリオールストリート橋（写真-3.2.1）は、橋長約28m、幅員約13mの単純ポータルラーメン橋（PCかは不明）で1963年に完成し、エイボン川に架かる橋梁で通り名にちなみモントリオールストリート橋と呼ばれています。本橋はカンタベリー地震メモリアルウォール（写真-3.2.2）のそばにあり、犠牲者を追悼するために多くの人々が訪れる場所にあります。

3.3 オティラ高架橋

オティラ高架橋は橋長約440m、最大支間134m、幅員8mのPC4径間連続ラーメン箱桁橋（写真-3.3.1）で、ニュージーランド南島のカンタベリー地方と西



写真-3.3.1 オティラ高架橋

海岸を繋ぐ州道73号線のアーサーズパス国立公園内に位置します。架橋地点は急峻なオティラ溪谷に位置しており、かつては風雨や地震の影響を受けて斜面の崩落により通行止めが発生する路線でした。「ジグザク」と呼ばれたヘアピンカーブの悪路を越えなければならなかったが、1999年に高架橋を建設することで安全な運行を可能とした橋梁です。

3.4 ウィグラムマグダラリンク橋

ウィグラムマグダラリンク橋は橋長99m、最大支間35m、幅員15.2mのPC3径間連続T桁橋(写真-3.4.1)です。国道73号カーレッツロードを跨道し隣接するサザン・モーターウェイ・プロジェクトの一環として、カーレッツロードの交通影響を最小限とするため計画された橋梁です。

本橋の特徴として橋脚施工完了後に補強されたアンカーフレームが先行降伏する構造としており、大学研究室の実物台実験で確認されています。また、軸方向ポストテンション構造によりセルフセンタリング挙動を実現し、残留変位を最小限に抑制する特徴を有しております。



写真-3.4.1 ウィグラムマグダラリンク橋



写真-3.4.2 カンタベリー地方ののどかな牧草風景

4. オークランドの橋梁視察

オークランドでの橋梁視察は、fibシンポジウム会期後にクライストチャーチから移動した後の2日間に実施され、5橋の視察を行い①ナ ハウ マンゲレ橋②オークランドハーバー橋③ティロハンガ・ワヌイ

橋について紹介します。当該地域は海洋性気候の影響で曇りや雨が多く、視察日程においても雨天の中でしたが無事予定通り視察することができました。

4.1 ナ ハウ マンゲレ橋

ナ ハウ マンゲレ橋は橋長260m、アーチ支間60m、幅員8mの鋼製タイドアーチを有するPC連続床版橋(写真-4.1.1)で、マヌカウ湾に架かるウォーキング&サイクリングブリッジとして2022年に開通しております。

中央付近の鋼製タイドアーチ部(写真-4.1.2)はV字橋脚上に架設されており、アーチ部以外の標準径間部は、プレテンションホロー桁上に場所打ちコンクリート床版を打設した合成断面が採用されています。全体的に景観に配慮された設計となっており、アーチ橋部分はアーチ軸線とV脚に連続性を持たせ、アーチが海中から出ているかのような錯覚を与える構造となっています。また、地覆部分はデザイ



写真-4.1.1 ナ ハウ マンゲレ橋



写真-4.1.2 タイドアーチ部

ンされたプレキャスト部材が使用され、夜間はライトアップされるなど美しい景観を醸し出しています。

4.2 オークランドハーバー橋

オークランドハーバー橋は橋長1098.4m、最大支間243.8m、幅員13.4m+拡幅部11m×2=35.4m、航路部クリアランス43.2mの9径間連続鋼床版箱桁橋（写真－4.2.1）で、オークランドのセントメアリーズベイとノースショアを繋ぐ国道1号線のワイテマタ湾に架かる8車線の高速道路橋です。

本橋は1954年に着工され、1959年に当初4車線（ゲルバートラス構造）で供用されました。鋼材部材はイギリスからニュージーランドに出荷され、現地でトラス構造に組み立てバージ船で所定の位置まで運び架設されました。その10年後には、交通量の増加により車線の拡幅が必要となり、1969年にIHI社により日本で制作した箱桁ブロックを専用船で現地に海上輸送し、両側から2車線ずつ追加する架設方法で拡幅して完成しました。拡幅にあたりIHI社は橋



写真－4.2.1 オークランドハーバー橋



写真－4.2.2 集合写真（オークランドハーバー橋にて）

脚の耐荷力に余裕があることを確認し、増設部材を軽量化することで基礎の拡張が不要にできると判断しました。その上で床版を鋼にすること、箱桁断面の採用により極力桁高を低くすること、鋼製梁を既設橋脚にPC鋼棒を用いて定着するなどの工夫により、コストの大幅な縮減を実現しています。

4.3 ティロハンガ・ワヌイ橋

ティロハンガ・ワヌイ橋は橋長104m、最大支間54m、幅員3mの鋼3径間連続トラスラス箱桁（写真－4.3.1）の歩道橋であり、オークランドのノースショアにある高速道路（国道1号線）の上に架けられた多目的橋です。高速道路により分断された地域間に水道管を渡すと共に、地域住民が往来できるよう歩道として2019年に開通しました。また、「パノラマビュー」を意味する印象的な赤い本橋は、その優れたデザインで同年にNZ建築賞を受賞しています。本橋はプラズマ切断によりウェブプレートか



写真－4.3.1 ティロハンガ・ワヌイ橋



写真－4.3.2 V字の橋面とUVカット効果のデッキ

ら三角形を切り抜いて、トラス構造を形成しています。また、断面形状は主桁のウェブを傾けてY字型橋脚から高欄まで全体でV字（写真-4.3.2）を形成するようにデザインされており、橋全体の自然なバランスを生み出しており、住民に愛されるように細部までこだわって造られた美しいシルエットを有しています。

5. おわりに

fibシンポジウムは当然英語での発表であり、94FIP以来2回目の参加であったが、今更ながら英語力が必要不可欠であると痛感させられました。橋梁視察ではバスの中で「クライストチャーチは市内の木や植物をイギリスから運んで街づくりされていて、最もイングランドらしい街といわれています。」

とツアーガイドさんから聞き、納得すると同時にそのスケールの大きさに感心しました。また、市内のエイボン川に架かるほとんどの橋やオークランドで視察した2つの歩道橋は、建築家や彫刻家によって自然に溶け込み住民に親しまれるようにデザインされており、ニュージーランド人の街造りの一環としてみている橋梁に対するこだわりを強く感じました。

ニュージーランドの最大都市オークランド市では、人口の一極集中による交通渋滞が酷くなり、現在大規模な地下鉄工事が行われていた。シンポジウムでも地下鉄工事の技術面での取り組みや多額の予算を投じていることなどが報告され、ニュージーランドでもインフラ整備への投資が大きな課題となっているようでした。

IABSE Symposium Tokyo 2025に 聴講参加して

近畿支部 橋梁課長 巽 吉生
四国支部 課長代理 住友 優太

1. はじめに

2025年5月18日（日）～21日（水）までの4日間に
おいて、IABSE Symposium Tokyo 2025が早稲田大学
及びリーガロイヤルホテルにおいて開催された。写
真－1.1にIABSE Symposium Tokyo 2025の開催場所を
示す。また、表－1.1にIABSE Symposium Tokyo 2025
の概略日程表を示す。

日本での開催は2015年5月に奈良で開催されて以
来、実に10年ぶりであった。日本で開催されることか
ら、（一財）橋梁調査会からは、東京本部も含めて

表－1.1 IABSE Symposium Tokyo 2025の概略日程表

日程	内容
5月18日（日）	Welcome Reception
5月19日（月）	Opening Ceremony、Sessions
5月20日（火）	Sessions
5月21日（水）	Sessions、Closing Ceremony

各支部から1名ずつ、合計10名の技術者が参加した。
写真－1.2に集合写真を示す。



(1) 早稲田大学井深記念大ホール



(2) リーガロイヤルホテル東京

写真－1.1 IABSE Symposium Tokyo 2025開催場所



(1) リーガロイヤルホテルにて（昼食時）



(2) 早稲田大学：大隈重信銅像前

写真－1.2 集合写真

2. IABSEの概要

IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineering : 国際構造工学会) は、1929年に設立され、土木と建築の両分野を包含する学会としては最も歴史のある学会の一つである。世界100カ国以上から会員が加入しており、個人会員と団体会員で構成されている。IABSE本部はスイスのチューリッヒにあり、各国にナショナルグループが設置されている。我国においては、「一般社団法人日本鋼構造協会」が事務局を担当している。

今年度、IABSE Symposiumへの参加国は45カ国であり、参加者は589名で内、日本からの参加者は235名で全体の約40%を占めていた。本学会における研究報

告は、9つの基調講演を含む合計416件であった。また、その他協賛会社における技術展示会が行われた。



写真-2.1 Opening Ceremony



写真-2.2 全体集合写真

• Japan	235	• Brazil	7	• Spain	2
• China	106	• Australia	7	• Mexico	1
• Germany	31	• Czech Republic	7	• South Africa	1
• South Korea	19	• Bulgaria	6	• Canada	1
• Philippines	18	• Switzerland	6	• Ireland	1
• United States	15	• Thailand	5	• Lithuania	1
• Italy	11	• Singapore	5	• Ecuador	1
• Russia	11	• Slovak Rep.	4	• Chile	1
• Sweden	10	• Turkey	4	• Malaysia	1
• India	10	• Poland	3	• Netherlands	1
• UK	9	• El Salvador	3	• Hungary	1
• Denmark	8	• UAE	3	• Croatia	1
• Norway	8	• Portugal	2	• Slovenia	1
• Austria	8	• Belgium	2	• Costa Rica	1
• Taiwan	7	• Indonesia	2	• Luxembourg	1
45 countries					

写真-2.3 参加国と参加人数の内訳



写真-2.4 Closing Ceremony

3. 基調講演

基調講演は、東北大学大学院工学研究科 久田 真教授をはじめとした9名の講演者により、環境保全に関

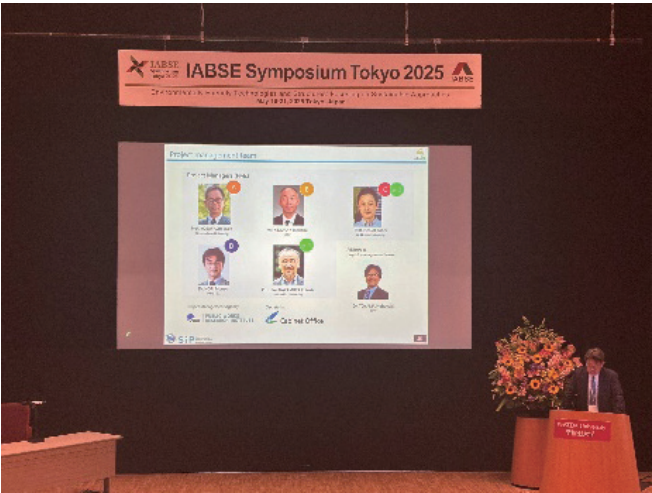
する技術と持続可能な社会インフラについて発表があった。表－3.1に基調講演の発表者とタイトルを示す。また、写真－3.1に基調講演の発表状況を示す。

表－3.1 基調講演の発表者とタイトル

発表者	タイトル
Jerome F. Hajjar (Northeastern University)	持続可能で強靱な構造のための新たな戦略
Makoto Hisada (Tohoku University)	スマートインフラマネジメントで未来を拓く
Tobia Zordan (President BOLINA Ingegneria)	持続可能な構造工学の推進:レジリエント設計による環境・社会・経済の3次元枠組みの拡大とIABSEの重要な役割
Dong Xu (Tongji University)	三次元応力システムに基づくコンクリート橋のひび割れ解析と設計に向けて
Naeem Hussain	橋梁設計の技術
Momoyo Kaijima (president of NPO Cheer Art)	建築学における構造学
Jose C. Matos (University of Minho)	ツイン・トランジションは、建築環境の持続可能な管理に向けた主な課題をどのように解決するか
Barbara Siebert (Consulting Engineers PartGmbB)	持続可能な建物に貢献するファサードの役割
Daia Zwicky (University of Applied Sciences)	より持続可能な建築 - 少しずつの積み重ねが力になる



(1) 基調講演者一覧



(2) 久田先生の講演状況

写真－3.1 基調講演発表状況

4. 一般講演

一般講演は木材の活用やGXから、維持管理やレジリエンス強化、DXの活用に至るまで多様な観点から持続可能な社会インフラについて議論が行われた。表－4.1にセッションテーマを、写真－4.1に発表状況を示す。基調講演を含め416件の発表があったが、その内187件が35歳未満、1991年以降生まれの若手エンジニアによる発表であった。社会インフラの老朽化対策、ICT等を活用した生産性向上、新素材・新材料を活用した社会インフラのレジリエンス強化に関する発表が多くあり、各国の取組み状況を知ることができた。

表－4.1 一般講演セッションテーマ

セッションテーマ
グリーンインフラ
新エネルギー施設
カーボンニュートラル技術
持続可能な開発目標（SDGs）
木材とその他の自然素材
災害時におけるレジリエンス
持続可能な構造とプロジェクト
高度な設計と構造解析
建設、施工、維持管理に関する技術
デジタルツインとAI

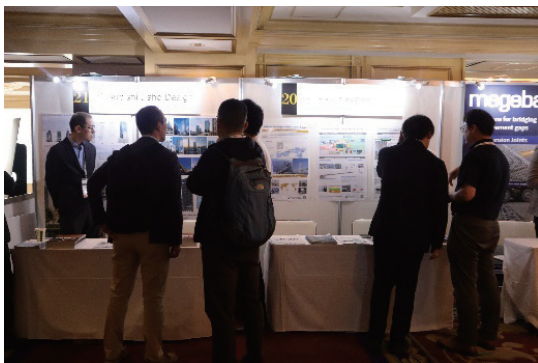


写真－4.1 発表状況

5. 技術展示会

協賛企業として株式会社IHIや株式会社横河ブリッジ、本州四国連絡高速道路株式会社、阪神高速道路株式会社等があり、各社がそれぞれブースを展示して事業の取組状況について説明を行っていた。写真－5.1に各社のブース設置状況や説明状況を示す。一

例として、本州四国連絡高速道路株式会社では、BIM/CIM活用における長大橋維持管理の高度化（MRを用いた点検技術）、関西国際空港連絡橋の耐震補強工事等の説明があった。株式会社横河ブリッジでは、VRを活用したコンクリート構造物内における鉄筋干渉の確認、橋梁保全ソリューションの説明があった。



写真－5.1 各社のブース設置状況や説明状況

6. おわりに

IABSE Symposium Tokyo 2025に参加して大学の先生や各企業の技術者と意見交換することで、どのような視点で、何に注目して研究を行っているのか、また海外の技術動向についても知ることができた。さらに、普段交流の機会が少ない他の支部のメン

バーとも意見交換を行うことができた。本国際会議で得た知見を今後の業務に活かせればと考えている。

最後に、IABSE Symposium Tokyo 2025に出席させて頂き、貴重な経験をさせて頂いた（一財）橋梁調査会皆様に感謝の意を表する。

fibシンポジウム2025 アンティープの聴講参加 およびフランスにおける橋梁視察

四国支部 橋梁課長 武田 政隆

1. はじめに

令和7年6月16日から18日までの3日間、fib (Fédération internationale du béton：国際コンクリート連合) によるシンポジウムが、フランス・アンティープにて開催された。

開催地であるアンティープは、フランス南部の地中海沿岸に位置し、カンヌとニースの中間にある港町である。古代ローマ時代から続く歴史的な町並みに加え、別荘地やマリナーを備えた高級リゾート地としても知られており、自然環境と都市機能が調和した魅力的な地域である。

シンポジウムの会場は、ジュアン・レ・パン・リゾートの中心部に位置するアンティポリス・コンベンションセンターであった。海から約150mという好立地に加え、周囲には徒歩圏内に約1,000室の宿泊施設が整備されており、参加者にとって利便性の高い環境であった。会場自体も2013年に竣工した比較的新しい施設であり、快適かつ機能的な設備のもとで

シンポジウムが開催された。

今回、公益社団法人プレストレストコンクリート工学会が主導して結成された調査団に参加し、同シンポジウムへの聴講参加に加え、フランス国内の橋梁等に関する視察も行った。以下に、その概要について報告する。

2. 全体工程

シンポジウムの聴講参加および橋梁視察の概略工程を以下（表－1）に示す。

3. fibシンポジウムの概要および聴講内容

3.1 シンポジウムの概要

今回のシンポジウムは、「コンクリート構造物：寿命を延ばし、影響を制御する（Concrete Structures: extend lifespan, limit impacts）」をテーマに開催された。コンクリート、鉄筋、プレストレス、革新的材料、耐久性、構造性能および持続可能性を考慮した設計、

表－1 日程表

行程	内容
6月14日（土）	成田空港 → ドバイ空港
6月15日（日）	ドバイ空港 → ニース空港 ニース空港 → アンティープ
6月16日（月）	fibシンポジウム聴講
6月17日（火）	fibシンポジウム聴講およびガラディナー参加
6月18日（水）	アンティープ → アヴィニョン → モンペリエ 橋梁視察：サン・ベネゼ橋、ポン・デュ・ガール
6月19日（木）	モンペリエ → ミヨー → モンペリエ 橋梁視察：ミヨー高架橋、アンドレ・レヴィ橋、モンペリエ南フランス駅 モンペリエ空港 → シャルル・ド・ゴール空港 → パリ
6月20日（金）	パリ → セーヌ＝エ＝マルヌ県 → パリ 橋梁視察：リュザンシー橋、ウシー橋、アネ橋 → パリ市内
6月21日（土）	パリ市内視察：ジャン・ブーアン競技場 シャルル・ド・ゴール空港 → ドバイ空港
6月22日（日）	ドバイ空港 → 成田空港

施工、維持管理に関する最新の研究成果が発表されたほか、規格および基準の国際的な動向についても幅広く議論が行われた。

出展された技術論文は、41か国・約1,140名の著者による約380編（総ページ数約3,800頁）に上り、多様な視点からの知見が集約された貴重な機会であった。

当視察団は、6月16日および17日の2日間にわたりシンポジウムに聴講参加し、各国の最新動向や技術課題に関する理解を深めることができた。



写真-1 シンポジウム会場

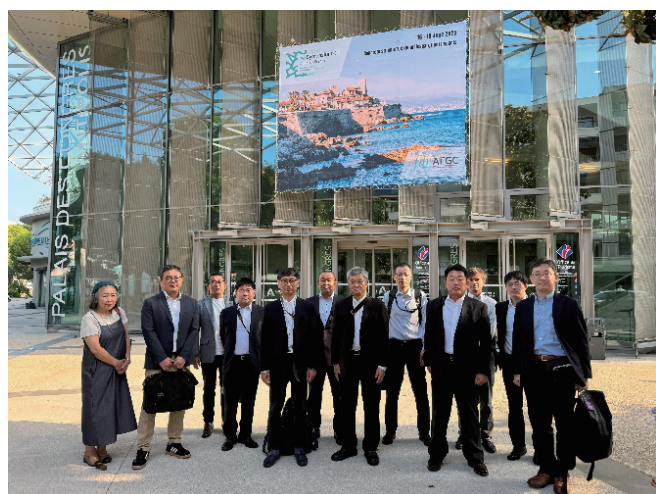


写真-2 会場入り口にて

3.2 基調講演

基調講演は、開催日ごとに2講演ずつ、3日間で計6講演が行われた。その概要については表-2に示す。当視察団では、6月16日および17日の2日間にわたり、計4講演を聴講した。

基調講演では、硫酸塩による劣化のメカニズム解明、低炭素コンクリートの耐久性に関する評価、放

射性廃棄物処分施設に求められる長期性能設計、さらにはインドにおける実務的な橋梁設計から得られた教訓など、材料・設計・施工の各分野にわたる多様な知見が提示された。

いずれの講演も、理論と実務が高い次元で融合された内容であり、今後の耐久性設計やコンクリート構造物の長寿命化に向けた取り組みを考える上で、極めて示唆に富むものであった。

3.3 一般講演

fib Symposium 2025では、23のスペシャルセッションと24の一般セッションが設けられ、トピックごとに7会場に分かれて、約360件の発表が行われた。3日間の会期中には、日本からも計19件の発表が行われており、我が国の研究者による積極的な発信が随所に見られた。

聴講に際しては、スクリーンに提示された図表や、断片的に聞き取れた語句を手がかりに発表内容の大きな流れを把握するにとどまったものの、各国の研究者が持続可能な社会の実現に向け、真摯に課題



写真-3 会場内の様子



写真-4 聴講の様子

表-2 講演内容

日程	講演者	タイトル
6/16	Prof. Li Kefei (Tsinghua University)	Sulfate attack on structural concretes: from microscopic mechanisms to engineering modeling
	V.N. Heggade (Decon Complete Solutions(CEO))	Design and Construction of Bridges in India: lessons for practice to safe design
6/17	Dr. Véronique Bouteiller (University Gustave Eiffel) Dr. Patrick Rougeau (CERIB)	Performance-based approach, durability of low carbon concrete and corrosion: contributions of the French national project PERFDUB and the DECADES and DECISION scientific groups
	Stephan Schumacher & Dr. Thierry Lassababatere (ANDRA)	Concrete for Cigéo: How to design the civil engineering for long-term geological disposal of radioactive waste?
6/18	Prof. Beatrice Belletti (University of Parma)	Structural capacity assessment of PC members subjected to different corrosion-induced damage scenarios
	Dr. Elisabeth Marie-Victoire (LRMH)	The challenges of diagnosing and restoring historic concrete

に取り組んでいる姿勢には深い感銘を受けた。

特に超高強度繊維補強コンクリート（UHPFRC）による既設構造物の補修技術や、CO₂吸収型コンクリートの中和過程に関する研究は、今後のコンクリート技術の進展方向を考える上で極めて示唆に富む内容であった。

4. 橋梁等の視察

4.1 サン・ベネゼ橋

サン・ベネゼ橋は、フランス南部のアヴィニョンに位置する石造アーチ橋であり、1174年から1185年にかけて建設された歴史的構造物である。アヴィニョン歴史地区の一部としてユネスコ世界遺産に登録されている。本橋は、当初はローヌ川を横断して

アヴィニョンと対岸のヴィルヌーヴ＝レザヴィニョンとを結ぶ、全長22連のアーチ橋として築造された。しかし、ローヌ川のたび重なる氾濫による被災を受け、現在では4連のアーチと橋上に建つサン・ニコラ礼拝堂を残すのみとなっている。

4.2 ポン・デュ・ガール

ポン・デュ・ガールは、フランス南部のラングドッグ地方に位置する古代ローマ時代の水道橋であり、1985年にユネスコ世界遺産に登録されている。本橋は、古代ローマ時代の水道橋としては極めて珍しい三層構造のアーチ橋であり、完成当時の上層の全長は約360m、最大高さは48.77mに達する。これはローマ帝国全体においても最も高く壮麗な水道橋のひとつ



写真-5 サン・ベネゼ橋



写真-6 ポン・デュ・ガール

つであり、周囲の自然景観と調和したその姿は、技術的にも芸術的にもローマ建築の傑作として高く評価されている。主要な建設時期は紀元40年から60年頃とされており、わずか5年ほどで完成したと伝えられている。

4.3 ミヨ－高架橋

ミヨ－高架橋は、パリからフランス南部の地中海方面へ延びる高速道路A75号線の一部として建設された橋梁であり、夏季のバカンスシーズンにおける地中海方面への交通集中により発生する、ミヨ－市街地の慢性的な渋滞解消を目的として整備されたものである。本橋は、8径間連続の鋼斜張橋で、全長2,460m、全幅員32.05mを有し、片側3車線の構成となっている。タルン川直近のP2橋脚は、地表から主塔の先端までの高さが343mに達し、橋梁としては世界一の高さを誇る。建設はコンセッション方式



写真－7 ミヨ－高架橋（展望台にて）



写真－8 P4橋脚より起点方向を臨む

により進められ、総事業費約4億ユーロをフランスのエファージュ社が負担し、75年間の料金徴収権を得ている。工事は2001年10月に着工され、わずか38か月という短期間で完成に至った。本橋は、景観保護と環境配慮の両立を目指した高度な設計が施されており、単なる交通インフラを超えた「現代の芸術作品」としても高く評価されている。現在では、年間数百万人が訪れる観光名所としても知られている。

4.4 アンドレ・レヴィ橋

アンドレ・レヴィ橋は、モンペリエ市のポート・マリアンヌ地区とラウゼ地区を結ぶレス川に架かる道路橋であり、モンペリエ市役所にも近接する位置にある。橋梁形式は3径間連続PC橋で、橋長は75m、全幅員は17mである。本橋には、超高性能繊維補強コンクリート（UHPFRC）が主要部材に使用されている。主桁にはエファージュ社が開発したBSIが、橋脚にはラファージュ社のWhiteDuctalを用いたポストテンション方式のPC橋脚が採用されている。架橋地点を流れるレス川は、通常は穏やかな流れであるが、毎年わずか数時間のうちに水位が10m程度上昇することがある。そのため、本橋では河川内に橋脚を設けない長スパン構造が求められ、橋脚は河川の流れを妨げないよう45°の角度で配置されている。また、WhiteDuctalには世界で初めてステンレス鋼繊維が混入されており、本プロジェクトにおける「完璧な白さ」という美的要請を実現している。



写真－9 アンドレ・レヴィ橋

4.5 モンペリエ南フランス駅

モンペリエ南フランス駅は、モンペリエ市中心部から約6km離れた郊外に位置する高速鉄道（TGV）専用駅であり、2018年に開業した比較的新しい鉄道施設である。本駅の最も特筆すべき特徴は、屋根構造に超高性能繊維補強コンクリート（UHPFRC）が使用されている点にある。屋根は115枚の曲面部材を組み合わせて構成されており、全体として5つのドーム形状に分割されている。屋根面積は約10,000㎡におよび、全ての部材はプレキャスト（プレファブ）工法により施工され、わずか2週間という短期間で設置された。さらに、屋根には約10,000枚のガラスパネルが組み込まれており、自然光を取り入れることで明るく開放的な空間を実現するとともに、デザイン性にも優れた構造となっている。



写真-10 モンペリエ南フランス駅の屋根

4.6 ルザンシー橋およびウシー橋、アネ橋

ルザンシー橋は、フランスの技術者ウジェーヌ・フレシネによって設計された、フランス初のプレストレストコンクリート橋であり、第二次世界大戦後の1946年に竣工した。フレシネが開発したPC技術を、初めて実用規模の道路橋に適用した記念碑的な橋梁として知られている。橋梁形式は単純ポステンPC箱桁橋で、支間長55m、幅員8mで構成され、当時としては画期的な長スパンを実現し、PC技術の可能性を実証する重要な先駆的事例となった。

ウシー橋およびアネ橋は、1947年から1950年にかけて同じくフレシネにより設計・建設された、マルヌ川に架かる5橋（ウシー、シャンジ、エスプリー、トリルバルドゥ、アネ）のうちの2橋である。これらの橋梁はすべて支間長74mを有し、フレシネによ

るPC技術の体系化・標準化を示す重要な事例群とされている。

上記の6橋は、いずれもプレキャストセグメント工法により建設されており、現代のPC橋梁技術の基盤を築いた構造物となっている。

これら6橋は、建設から約80年を経過し老朽化が進行していることから、橋梁を所管するセーヌ＝エ＝マルヌ県は、2019年以降CEREMA（リスク・環境・モビリティ・都市計画に関する研究と専門知識センター）に委託し、詳細な調査および構造診断を実施した。その結果、ルザンシー、アネ、トリルバルドゥの3橋において耐荷力に関する重大な懸念が認められ、交通制限措置が講じられた。特にルザンシー橋においては、2024年7月より9か月間にわたり全面通行止めとしたうえで補修工事が実施された。工事期間中、利用者は約20kmの迂回を強いられ、地域経済にも大きな影響を及ぼした。ある地元商店では売



写真-11 ルザンシー橋



写真-12 ウシー橋

上が50%減少したとの報告もある。2025年4月には片側交互通行により通行が再開されたものの、地域社会への影響は依然として完全には解消されていない。

これらの橋梁は、補修を通じた長寿命化の観点から持続可能な社会の実現に資するのみならず、歴史的建造物としての保存価値も高い。一方で、老朽化の進行により耐荷力の懸念が顕在化した現状を踏まえると、将来的には架け替えによって耐久性や交通機能の一層の向上を図る選択肢も現実的となる。補修による文化的価値の継承と、架け替えによる安全性・機能性の確保および地域社会への影響軽減との間で、慎重かつ総合的な判断が求められる事例であると改めて認識した。

4.7 スタッド・ジャン=ブーアン

スタッド・ジャン=ブーアンは、パリ16区に位置する多目的スタジアムであり、ラグビーユニオンクラブ「スタッド・フランセ・パリ」および、現在リーグ・アンに所属するサッカークラブ「パリFC」のホームスタジアムとして使用されている。なお、同じくリーグ・アンに所属する「パリ・サンジェルマンFC」の本拠地である「パルク・デ・プランス」とは、通り挟んで向かい側に位置している。本スタジアムの外装にはラファージュホルシム社が開発した超高性能繊維補強コンクリート（UHPC）であるDuctalが採用されている。外装デザインは、幾何学的な蜂の巣形状と滑らかな曲線を組み合わせることで、軽



写真-13 スタッド・ジャン=ブーアン

やかさを表現した革新的な意匠となっている。このデザインは美的側面に加え、技術的・環境的な観点も重視されており、自然換気や採光といったパッシブデザインの効果が期待されている。意匠性と機能性を高度に融合させた建築事例として、建築・構造の両面から注目に値する施設である。

5. おわりに

今回、初めての国際シンポジウム参加する機会を得た。当初は言語や文化の違いに対する不安もあったが、出発時には好奇心が勝り、「全てを楽しもう」という前向きな気持ちで臨むことができた。視察団の一員としての参加したことで、参加者の皆様との交流を通じて不安は次第に薄れ、全日程を通じて有意義な時間を過ごすことができた。シンポジウムでは、言語の壁により発表内容の理解に限界があったものの、帰国後に翻訳された論文集を通じて、各国の研究者がそれぞれの課題に真摯に取り組んでいる姿勢に触れ、深い感銘を受けた。

訪仏に際して特に印象的であったのは、環境および景観に対する意識の高さである。シンポジウム会場では全参加者にトートバッグとアルミ製のボトルが配布され、会場内や街中には無料の給水機が多く設置されていたため、ペットボトル飲料を購入する必要がなかった。また、レジ袋の販売は禁止されており、配布されたトートバッグは買い物にも活用された。限られた範囲での観察ではあるが、公共空間には適切にゴミ箱が設置されており、常に清潔に保たれていた。

また、構造物においても、歴史的建造物と現代建築が景観に配慮しながら調和しており、新設されたインフラ施設や建築物においても、地域の文化や歴史を尊重した設計がなされていた。素材や形状、デザインに工夫が凝らされており、フランス各地において、文化的特性を踏まえた美しい街並みが維持されていることから、持続可能な景観形成への高い意識が感じられた。

今回、このような貴重な機会いただいたことに深く感謝申し上げますとともに、今回得た経験や知見を、今後の自己研鑽および業務遂行に積極的に活かしていく所存である。

橋梁国際会議【IBC 2025 Pittsburgh】の参加と ピッツバーグ・ニューヨークにおける橋梁視察報告

中部支部 橋梁課長 福田 聖一
九州支部 橋梁課長 田島 洋

1. はじめに

2025年7月14日～16日の3日間、西ペンシルベニア技術者協会が主催する橋梁国際会議「IBC 2025 Pittsburgh」がアメリカのペンシルバニア州ピッツバーグにあるデイヴィッド・L・ローレンス・コンベンション・センターで開催された。

International Bridge Conference (IBC) は、橋梁工学に関する世界有数の専門会議であり、最新の技術、設計、施工、維持管理に関する知見を共有することを目的とした会議である。本稿では、参加した会議の概要及び、アメリカ（ピッツバーグ・ニューヨーク）での橋梁とインフラ整備の視察結果について報告する。

行程は、表-1のとおりである。

表-1 行程表

行程	内容
7月13日（日）	羽田→ピッツバーグ
7月14日（月）	IBC2025聴講、IBC Tour
7月15日（火）	IBC2025聴講、市内橋梁・インフラ視察
7月16日（水）	IBC2025聴講、市内橋梁・インフラ視察
7月17日（木）	ピッツバーグ→ニューヨーク
7月18日（金）	市内橋梁・インフラ視察
7月19日（土）	市内橋梁・インフラ視察
7月20日（日）	ニューヨーク→羽田
7月21日（月）	羽田着



写真-1 IBC 2025 Pittsburgh会議場



写真-2 会場入り口



写真-3 会場受付

2. IBC 2025 Pittsburghの概要

今回の会議は42回目であり、「橋梁技術の進展と課題の共有、継続教育と専門知識の向上、業界関係者間のネットワーキング促進」等を目的に、世界各国から1000名以上の技術者が参加し、基調講演、一般講演が行われた。

2.1 基調講演（Keynote Session）

今回の会議では、6題の基調講演が行われた。いずれも興味深い内容であったが、スペースシャトル計画に参加していたDr. Jay Apt（ジェイ・アプト博士）の講演が特に印象に残った。

失敗を教訓として技術を進歩させてきた宇宙計画では、思い込みや慣れによるヒューマンエラーが原因で重大な事故が発生したため、橋梁工学において



写真-4 Jay Apt博士の基調講演

も過去の落橋事例から改善されてきた技術を更に進歩させるとともに、設計・施工時の人為的なミスを防ぐことが重要であるとの指摘があった。

技術者として、常に最新の技術を習得する必要がある、業務に真摯に取り組む姿勢を忘れないことが重要であると深く認識した。

2.2 一般講演 (Technical & Workshop Program)

一般講演では、100件のTechnical Programと8件のWorkshop Programの発表が行われた。新設橋の設計・計画に加え、橋梁の点検と評価、解体及び掛け替え、3Dモデル等のデジタル化、事故による損傷状況の評価と修復等の多様なテーマが発表されていた。

インフラが成熟している米国と同様に、インフラが成熟しつつある今後の日本においても、旧橋の維持管理や修復・更新に関する技術及び、デジタル化に関する技術を発展させることが重要であると認識した。



写真-5 一般講演状況

2.3 技術展示 (Commercial Exhibition Hall)

技術展示では、会場内に多数の建設関連企業のブースが出展されていた。パネル・模型などが趣向を凝らして展示されており、設計・施工・維持管理の技術について、出展者による説明が熱心に行われていた。興味深い技術が多くあった中で、特に印象に残った以下の2つの展示について紹介する。

1) 橋梁点検車の仕様

日本製の橋梁点検車は橋梁点検に特化しているため、歩廊の積載荷重が200kg程度であり、歩廊の展開後には作業員の乗降ができない。米国では、点検のみではなく維持管理作業や補修工事でも使用することが前提となっているため、歩廊の展開後も作業

員の乗降が容易にでき、積載荷重も比較的大きい(450～630kg)。

日本での橋梁点検時において、米国と同様な車両を使用すれば点検員と作業員の同乗が可能となり、土砂撤去や排水管の修復等の維持作業を点検時に行えるため、維持工事を効率的に実施することができると考える。

2) グラスファイバーによるコンクリート補強

RC構造物の鉄筋を、グラスファイバー製の棒で代用する技術が紹介されていた。施工実績は20年以上であり、橋梁以外の構造物でも採用されている。

鉄筋とは物理的な特性が異なるため、日本で主要部材に適用するには課題が多いと考えるが、地覆や壁高欄への適用を検討する価値はあると考える。日本では、塩害やかぶり不足による鉄筋の腐食・膨張が原因で、第三者被害が懸念される剥離・鉄筋露出やうきが多数発生している。腐食しないグラスファイバーを使用することにより、壁高欄や地覆に発生するコンクリートの剥落を低減させることが可能ではないかと考える。



写真-6 会場内展示状況

3. ピッツバーグの橋梁・インフラの調査報告

ピッツバーグは、アレゲニー川とモノンガヒラ川が合流してオハイオ川となる地点に位置し、地形的に川が多いため、橋梁が都市機能の根幹を担っている。市内には約440の橋が存在しており、世界でも有数な橋の多い都市である。(写真-7)

ピッツバーグの橋梁は交通インフラとしてだけでなく、観光資源としての都市景観や歴史的価値も有しているため、橋梁の社会資本としての活用や維持管理の状況を学ぶため、IBC Tour及び徒歩による視察を行った。(写真-8)



写真-7 Pittsburgh市内の鳥瞰



写真-9 スリーシスターズブリッジの全景



写真-8 IBC Tourでの橋梁視察



写真-10 Roberto Clemente Bridgeの橋面状況

3.1 スリーシスターズブリッジの視察

スリーシスターズブリッジ（Rachel Carson Bridge, Andy Warhol Bridge, Roberto Clemente Bridge）は、アレゲニー川に並列して架かる三つの自碇式吊橋で、1920年代に建設された橋長260～320mの歴史的な橋梁である。各橋にはピッツバーグに縁がある野球選手・芸術家・環境学者の名前が付けられており、橋が無機質なものではなく、市民が親しみを感じることができるように配慮されていると考える。

周辺の近代的な町並みと橋梁が調和しており、橋の歴史的価値と都市の近代化が両立している。塗り替えられた塗装も状態がよく、維持管理も行き届いている。

美しい景観を維持するためには、定期的な点検・補修と維持管理が不可欠であり、良質な維持管理が都市の魅力に直結することを改めて認識した。

（写真-9、10、11）



写真-11 Andy Warhol Bridgeの桁下状況

3.2 フォート・デュケイン橋の視察

1969年に開通したフォート・デュケイン橋（Fort Duquesne Bridge）は、アレゲニー川を跨ぐ径間長130mの鋼製アーチ橋であり、高速道路（I-279）を支える重要な橋梁である。

アプローチ部の床版下面において、比較的広範囲な鉄筋露出と漏水が発生していた。また、伸縮装置からの漏水が支承部に影響を及ぼしており、ロッカー支承の腐食や台座コンクリートの鉄筋露出など、複数の損傷が誘発されていた。床版と支承部は



写真－12 Fort Duquesne Bridgeの全景

死活荷重を支持する重要な部材であり、速やかに補修すべき損傷と考えられるが、補修は実施されておらず、予防保全が追いつかない状況であると推定する。橋梁を良好な状態に保つには、止水・防水等の原因排除と併せて、予防保全を行うことが重要であると認識した。

(写真－12、13、14)

3.3 都市景観への取り組みと維持管理の重要性

ピッツバーグでは、橋梁が市民や観光客に親しまれる存在となるための都市景観への配慮が随所に見られた。

橋梁の周辺は、遊歩道の整備により歩行者が安全かつ快適に散策できるようになっている。

また、ライトアップによる夜景の演出や、芸術家による壁面絵画などのアートプロジェクトも展開されており、橋梁が単なる交通施設ではなく、文化的・芸術的価値を持つ空間として活用されている。



写真－13 床版の損傷状況（鉄筋露出、漏水・遊離石灰）



写真－15 ライトアップされたRoberto Clemente Bridge



写真－14 支承部の損傷状況（腐食、鉄筋露出）



写真－16 遊歩道の壁面絵画

これらの取り組みは、橋梁の美観を保ち、市民との心理的距離を縮める上で非常に有効であると考ええる。

公共施設である橋の維持管理を推進するためには、必要性を市民に理解してもらう必要がある。そのためには、橋が市民に親しまれ、状態を美しく保ち続けることが非常に重要であると感じた。

(写真－15、16)

4. ニューヨークの橋梁・インフラの調査報告

ニューヨーク市は、マンハッタン、ブルックリン、クイーンズ、ブロンクス、スタテンアイランドの五つの行政区から構成され、複雑な水系と島嶼地形により多数の橋梁が都市交通を支えている。(写真－17)

市内には約2,000の橋が存在し、歴史的・技術的に重要な橋が多く、アーチ橋、吊橋、可動橋など多様な形式が見られる。ニューヨークの橋梁は都市のランドマークとしても機能しており、観光資源としての都市景観の演出に寄与している。

橋梁の社会資本としての活用や維持管理の状況を学ぶため、マンハッタン周辺を巡るクルーズ船の船上から、イースト川やハーレム川沿いの橋梁群を視察した。船上からの視点は、橋梁の全景と併せて、上部工の下面と下部工の状況も目視することが可能であるため、橋梁の景観的価値と構造的健全性の両面から視察を行うことができた。全ての橋梁が良好な状態であり、維持管理が適切に実施されていると感じた。



写真－17 New York市内の鳥瞰

4.1 ブルックリンブリッジの視察

ブルックリンブリッジ (Brooklyn Bridge) は、1883年に完成した鋼鉄ワイヤーを使用した世界初の吊橋 (全長1834m、中央径間486m) であり、マンハッ

タンとブルックリンを結ぶ歴史的な橋梁である。

石造のゴシック様式の主塔と鋼製の吊構造が融合した設計は、技術的にも景観的にも高い評価を受けている。桁下には移動式の歩廊が設置されており、定期的な維持管理が行われていると考えられ、橋梁全体として良好な状態が保たれている点が印象的であった。

また、橋梁は摩天楼を眺める展望台としての機能



写真－18 Brooklyn Bridgeの全景



写真－19 Brooklyn Bridgeの橋面状況



写真－20 Brooklyn Bridgeの桁下状況

も有しており、視察時には多くの観光客が徒歩で渡っていた。隣接するマンハッタブリッジを含むブルックリン地区では、工場や倉庫を改修したショッピング街が整備されており、橋と周辺地域が一体となって都市の魅力を形成している。ブルックリンブリッジは、人々を惹きつける魅力を持つ構造物であり、土木技術と都市文化が融合した好事例であると感じた。

(写真－18～22)



写真－21 Brooklyn地区よりManhattan Bridgeを望む



写真－22 Brooklyn地区よりBrooklyn Bridgeを望む

4.2 スパイテン・ダイビル橋の視察

クルーズ船による橋梁群視察の中でも、特に印象的だった橋梁は、橋長190mのスパイテン・ダイビル橋（Spuyten Duyvil Bridge）である。

この橋は、ハーレム川とハドソン川の合流点に位置する鉄道用の旋回橋で、Amtrakの列車が通過する

重要な可動橋である。初代は1895年に建設され、現在の橋は1980年代後半に更新されている。船上から旋回機構の構造、橋脚の基礎部、可動部の状況などを目視した。保守状況は良好であり、鉄道橋としての信頼性が高く保たれている点が印象的だった。可動橋特有の維持管理課題に対して、定期的な点検と部品交換が適切に行われている様子がうかがえ、技術的にも運用的にも高い水準で管理されている橋梁であると感じた。(写真－23、24)



写真－23 Spuyten Duyvil Bridgeの全景



写真－24 旋回部の状況

5. おわりに

今回、IBC2025への参加と、ピッツバーグおよびニューヨークにおける橋梁群の視察を通じて、土木技術者としての視野を大きく広げる貴重な機会を得ることができた。

特に、橋梁の構造的特徴だけでなく、都市景観や市民との関わり、維持管理の実態に触れることで、橋が単なる交通インフラではなく、観光資源としての都市景観や歴史的価値も有していることを実感した。

このような貴重な機会を与えていただいたことに感謝するとともに、視察を通じて得られた知見を今後の業務に活かしたいと考えている。

令和6年度 橋梁シンポジウム 「次世代への橋梁維持管理」開催報告

橋梁調査会が主催する令和6年度橋梁シンポジウムを令和6年11月26日(火)に都市センターホテル(東京都千代田区)にて開催しました。

本シンポジウムは、令和2年度に「橋梁シンポジウム」と名称を改めてから5回目の開催となります。開催方法は、会場とWEBによるライブ配信の併用としました。ライブ配信は様々な理由から来場されない方より多くの申し込みがあることから、今後も継続していきたいと考えております。

今回は、立命館大学教授の建山先生に基調講演をお願いし、建設業におけるDX導入の意義を大変分かりやすく講演していただきました。講演を頂き聴講された方からは非常に興味深いといった声を多数得られました。また、後援をして頂いている各団体様ならびに国土交通省国土技術政策総合研究所長様から、テーマとした維持管理についてご講演いただきました。

当日は約100名の皆様に来場、約400名の方にアクセスをいただき、盛会のうちに終えることができました。



演会会場風景

貴重なご講演をいただきました講師の皆様、ご後援いただきました国土交通省・(公社)土木学会・(一社)建設コンサルタンツ協会・(一社)日本橋梁建設協会・(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会の関係者皆様には、多大なご協力をいただきましたことに深く感謝の意を表します。

以下にプログラムと各講演者のご講演の状況を示します。

プログラム			
開会挨拶	一般財団法人橋梁調査会 理事長	菊川 滋	
基調講演「人口減少社会を迎えて～建設業の課題と挑戦～」	立命館大学 教授	建山 和由	
「建設コンサルタンツが取り組むDX、CIM等プロジェクト紹介」	(一社)建設コンサルタンツ協会 道路構造物専門委員会 副委員長	椎葉 英敏	
「鋼橋保全工事における難条件克服事例 ～難条件を種々の工夫で乗り越える～」	(一社)日本橋梁建設協会 保全東日本部会委員	門田 徹	
「PC橋の維持管理における最新技術」	(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 保全補修委員会保全補修部会長	安藤 直文	
「社会資本メンテナンス元年からの10年を振り返る」	国土交通省 国土技術政策総合研究所長	福田 敬大	

基調講演「人口減少社会を迎えて～建設業の課題と挑戦～」

【講演者】(敬称略、所属等は開催時点。以下同じ)

立命館大学 建山和由教授

【主な講演内容】建設業の人手不足に対し、ICT導入に端を発し、最終形DXの具体例であるデジタルツインの紹介と北欧の建設事情を紹介



デジタルツインとインフラ整備



北欧の建設事情



建山和由先生

講演1「建設コンサルタンツが取り組むDX、CIM等プロジェクト紹介」

【講演者】(一社)建設コンサルタンツ協会
椎葉 英敏氏

【主な講演内容】

建設コンサルタント各社で開発運用しているDX関連の新技术の紹介



目次	テーマ	会社名	23頁*
1. 橋梁点検におけるDX活用			3
1.1 複数の橋による正確で安全な点検		中央建設コンサルタンツ(株)	4
1.2 Visual SLAM を搭載した UAV による大規模特殊橋梁点検効率化の検討		アジア航測(株)	8
1.3 ドローンを用いた特殊橋の点検		(株)福山コンサルタンツ	25
1.4 橋梁点検における近視目視のDX推進と点検支援技術の活用		三井共同建設コンサルタンツ(株)	36
1.5 橋梁点検の遠隔調査における水中3Dスキャナー技術の活用と効果検証		いであ(株)	50
2. 画像診断			63
2.1 点検支援技術を活用した橋梁点検		(株)四電技術コンサルタント	64
2.2 AI技術を用いた画像診断技術の利用検討		(株)協和コンサルタンツ	71
2.3 橋梁点検支援技術の活用事例		復健調査設計(株)	80
2.4 画像による河床面の点検記録システム		国産航業(株)	87
2.5 AIによるひびわれ自動検出システム		(株)建設技術研究所	94
2.6 コンクリート劣化のAI診断		大日本ダイヤコンサルタンツ(株)	101
2.7 橋梁の継続監視とAIを活用した損傷の進行把握手法の開発		八千代エンジニアリング(株)	105
3. その他			119
3.1 レーザースキャナーを用いた路面形状の把握		(株)エイ日本技術開発	120
3.2 インフラマネジメント支援システム(橋梁版)		大日本ダイヤコンサルタンツ(株)	131
3.3 画像処理技術を用いた河床面点検		大日本ダイヤコンサルタンツ(株)	148
3.4 土砂化した河床の非破壊調査と脆弱耐久性向上のための補修設計		三井共同建設コンサルタンツ(株)	155

講演2「鋼橋保全工事における難条件克服事例～難条件を種々の工夫で乗り越える～」

【講演者】(一社)日本橋梁建設協会
門田 徹氏

【主な講演内容】

制約が多く設計・施工的に非常に難条件であった保全工事事例を紹介

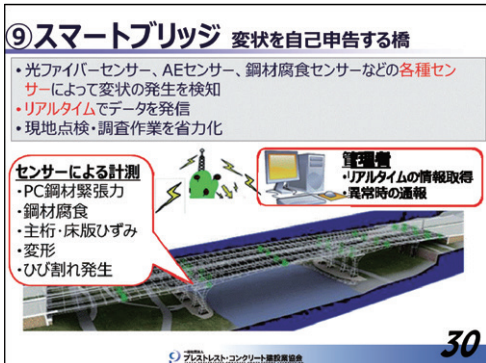


講演3「PC橋の維持管理における最新技術」

【講演者】(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会
安藤直文氏

【主な講演内容】

PCの維持管理、維持管理のための技術、ICT、DXなどの紹介



講演4「社会資本メンテナンス元年からの10年を振り返る」

【講演者】国土交通省 福田敬大氏

【主な講演内容】

平成25年から現在までの道路の老朽化対策に関する取組みについて私見を交え紹介



第9回 橋梁のメンテナンスに関するセミナーの報告

令和6年10月28日（月）に、当財団会議室での会場開催とオンライン開催を併用したハイブリッド開催にて、賛助会員向けの「橋梁のメンテナンスに関するセミナー」を開催しました。来場者は少数でしたが、オンライン参加を含め約100名が参加するセミナーとなりました。当財団の取り組みとして、「道路橋データベースについて」ご紹介した後、3名の講師方々からご講演いただきました。

はじめに、国土交通省総合政策局公共事業企画調整企画官の祢津様より、地方公共団体におけるインフラメンテナンスの現状・課題、現在おこなっている様々な取組についてご説明いただきました。そして群マネの推進などの今後の展望についてご講演いただきました。

続いて、舞鶴工業高等専門学校建設システム工学科教授玉田様より、土木教育未受講者への教育サポートの必要性についてと題して、土木工学関係の専門基礎講座や人材育成についてご講演いただきま

した。

最後に、（一財）京都技術サポートセンター土木課主査 藪根様に、センター設立の経緯や、センターで実施している業務等についてご講演いただきました。

その後、講演者および出席者で講演内容に対する質疑応答を行いました。

参加者アンケートからは、「現在のインフラメンテナンスの取組み状況や課題を知ることができ。」「今後の業務において、とても参考になった」などの声が聞かれ、参加者の90%以上が満足であるとの御回答をいただきました。また、今後希望するテーマについて、アンケートを実施した結果、「橋梁メンテナンスの動向」「新技術の紹介」「点検・診断技術」などの声がありました。

本セミナーに、多数のご参加をいただき、皆様には厚く感謝申し上げます。



国土交通省 総合政策局 公共事業企画調整課企画官
祢津 知広様



会場の様子

建設技術フェア等の参加報告

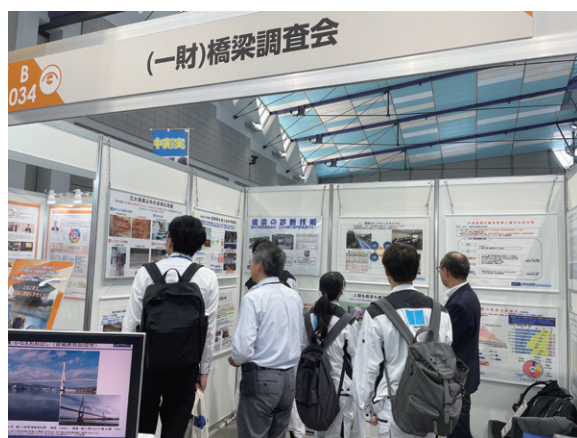
当調査会は、例年各地方整備局等が主催する建設技術フェア等に参加しています。

令和6年度も、開催したイベントにて出展やプレゼンテーションを行いました。ブースに展示されたパネルは、広く「一般財団法人 橋梁調査会」を知って頂く機会として、当調査会が実施する事業を紹介（展示）しています。来場された方からは、橋梁の

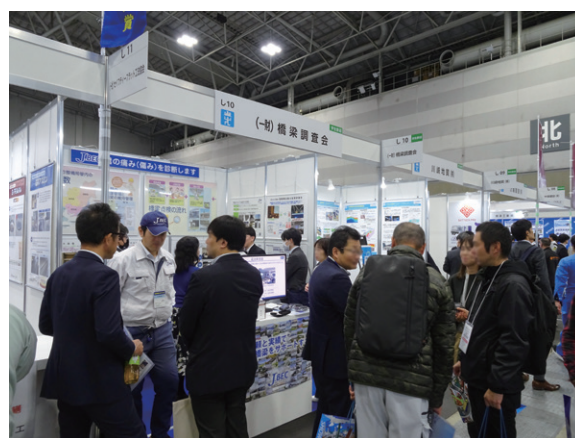
維持管理の現状、ドローン等の新技術、自治体支援等、橋梁調査会の事業に関連するさまざまな質問がありました。令和6年度より橋梁の写真などを用いた脳トレなどゲーム感覚で参加できるものを導入し、学生達も面白そうに参加していました。

また、建設技術フォーラムは引き続きオンライン展示も行いました。

開催日	イベント名	主催者
令和6年6月5日・6日	EE東北'24	EE東北実行委員会事務局
令和6年11月28日・29日	建設技術フェア2024in中部	建設技術フェアin中部運営委員会
令和6年11月15日・16日	ふれあい土木展2024	国土交通省近畿技術事務所
令和6年10月30日・31日	建設技術フォーラム2024inちゅうごく	建設技術フォーラム実行委員会



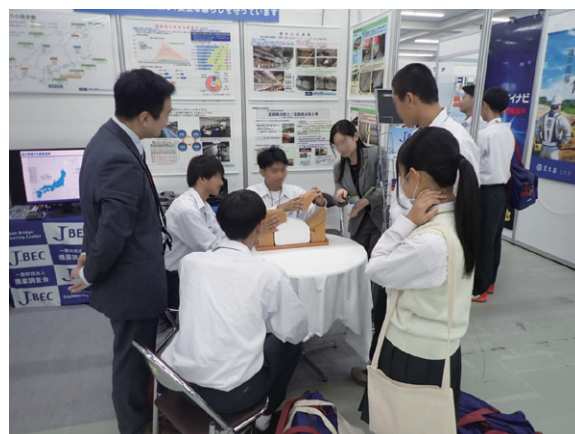
展示ブース（EE東北）



展示ブース（中部）



模型の実演（近畿）



展示ブース（中国）

令和7年度賛助会員特別講演会の報告

定例となりました賛助会員様向けの特別講演会を令和7年4月23日にアルカディア市ヶ谷にて開催し、80名の方に来場参加していただきました。当日の講演内容は、後日、賛助会員様向けにオンデマンド配信を実施しています。



講演状況（家田仁 政策研究大学院大学特別教授）

講演会は、まず橋梁調査会 菊川滋理事長から開会のご挨拶を申し上げ、引き続き橋梁調査会審議役兼企画部長の河南正幸より「橋梁調査会の最近の活動について」として橋梁調査会の取り組みをご報告いたしました。

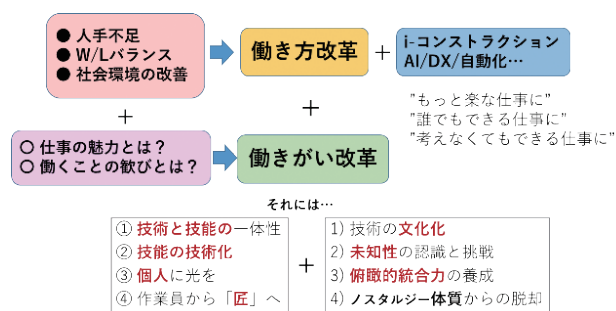
特別講演は、政策研究大学院大学特別教授の 家田仁（いえだ ひとし）様より、「転機に立つインフラとその担い手」と題して約一時間半のなかでご講演と来場者とのディスカッションを行っていただきました。

他国と日本の社会状況の違いと若者の職場に対する満足度の比較、人手不足の現状、担い手たちの意識改革などに焦点を当てて、現状の課題と今後の方向性についてご講演をいただきました。これからの日本のインフラを支えていくためには、担い手が働きがいを感じることの重要性にも触れられ、労働環境や価値観の変化を踏まえた取り組みの必要性について、示唆に富んだお話を伺うことができました。

来場参加いただいた方のアンケートには、これから担い手不足の問題を解決するためには、「働きがい」が重要であることが印象に残った、若者の意識やインフラ事情を海外の実例と交えたお話が面白かったなどの声が多く聞かれました。

3. 働き方改革から働きがい改革へ

- ・仕事と労働への視線
アダム＝スミス、マルクス、H.アーレント、チャブリン：
分業の経済意義と人間の疎外 ⇒ AI時代：人間の本質と「人工物」？
- ・幸福観と仕事観
B.ラッセル『幸福論』（1991）：
幸福の秘訣7項目、仕事の魅力を高める2項目
- ・「働きがい」をどう捉えるか？
会社や経営者のHPなどでよく言われることがら
例えば、辰巳啓子氏のHPによると…
- ・「面白さ」のダイナミックス
面白さ：探究、挑戦、自己達成、外部評価



本講演会は平成25年度より定例化して毎年行っており、例年、道路行政や建設業界等に関わりの深い講師をお招きし、ご講演をいただいております。

令和3年度からは会場開催に加えオンデマンド配信も行い、多数のご参加・ご視聴をいただき、皆様には厚く感謝申し上げます。

今後希望するテーマについてのアンケート結果も参考にさせていただきながら、今後も情報発信に取り組む所存です。

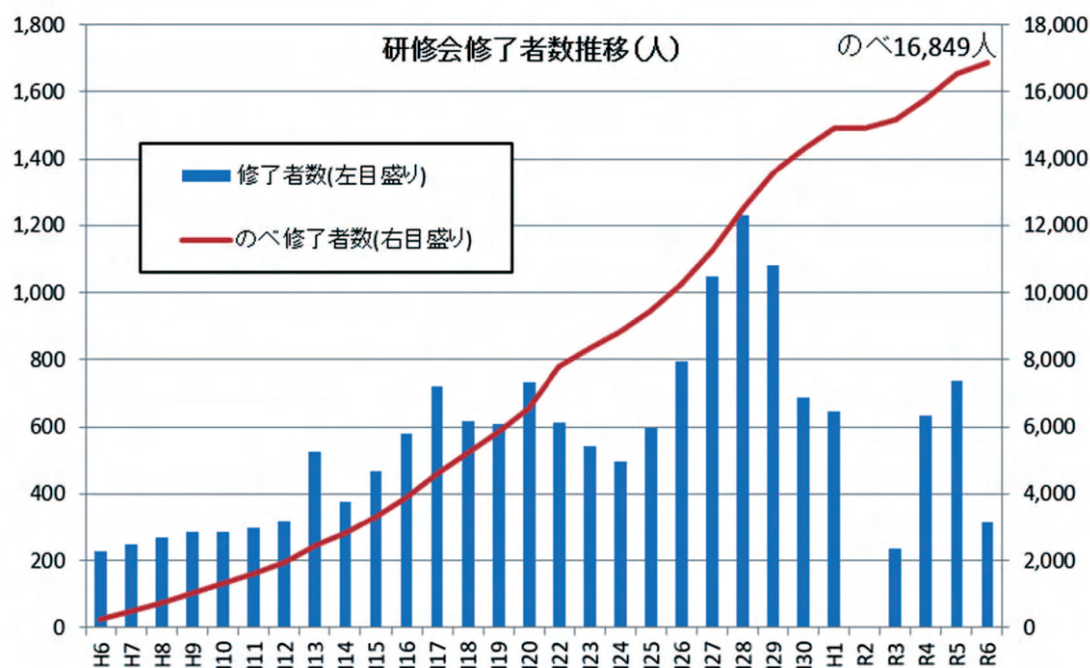
次年度以降も多数のご参加をお待ちしております。



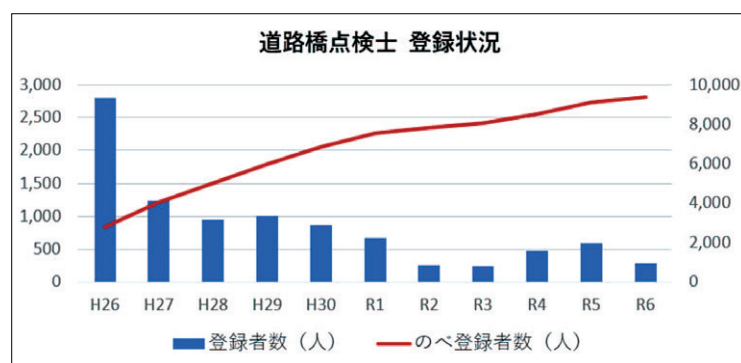
講演会会場風景

2025道路橋点検士統計情報

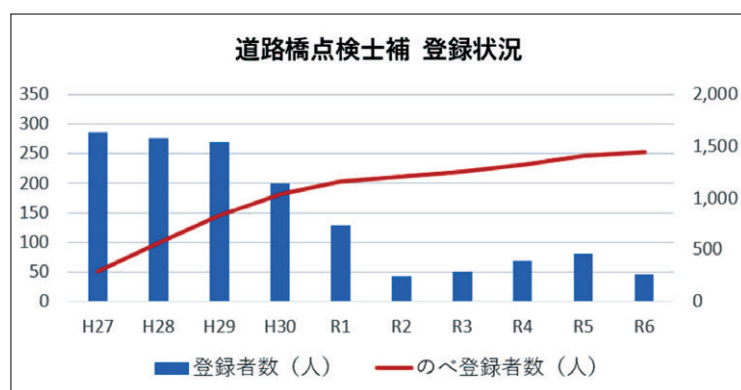
◎道路橋点検士技術研修会（令和7年3月現在）



◎道路橋点検士および道路橋点検士補の登録状況（令和7年3月現在）



道路橋点検士
9,380人



道路橋点検士補
1,449人

橋梁技術に関する研究開発助成について

当調査会では、平成20年度から「橋梁技術に関する研究開発助成」を行っております。この制度は、橋梁技術に関する研究開発についての計画を公募し、優秀研究計画と認められる応募者に対して、当該研究開発に要する費用の一部を助成するもので、これまでに45件の助成を行ってきたところです。令和7年6月に、令和7年度分の助成が決定となりました。

助成対象者の選定にあたり、橋梁研究開発助成等審査委員会（魚本 健人東京大学名誉教授、藤野 陽三城西大学学長、丸山 久一長岡技術科学大学名誉教授）を設け、審査委員会での審査を経て助成を決定しております。

令和7年度の新規助成対象者は以下のとおりです。

橋梁技術に関する研究開発助成対象者	
並松 沙樹氏（中部大学 工学部 都市建設工学科 講師）	・ 研究計画：「橋梁長寿命化修繕計画における判定区分Ⅳ橋りょう対応のための工学的・社会的分析と実践的マネジメント手法の開発」
青木 由香利氏（秋田大学大学院 理工学研究科 助教）	・ 研究計画：「スレンダー鋼桁における木材による補剛の実験的および解析的検討」
中村 文則氏（長岡技術科学大学 環境社会基盤系 准教授）	・ 研究計画：「マクロスケール気象予測モデルを統合した橋桁表面塩分予測システムの開発」

国土交通行政関係功労者表彰の受賞について

国土交通行政関係功労者の表彰の一環として、令和6年度に完了した工事、業務の中から優秀な成績をあげた受注者に対して表彰が行われました。

当調査会におきましては、関東・中部・中国各支

部の業務および技術者に対して局長表彰を頂きました。

また、九州支部の技術者に対しても表彰を頂きました。

表彰者	業務名	表彰名	技術者
関東地方整備局長	R5・R6関東MC管内橋梁診断他業務	優良業務	
		優秀技術者	新沼俊治
中部地方整備局長	令和5年度 中部地整管内（愛知・三重地区）橋梁溝橋診断業務	優良業務	
		優良技術者	長谷川明義
中国地方整備局長	令和5年度中国管内東部橋梁外診断業務	優良業務履行団体	
		優秀建設技術者	飯島茂
九州道路 メンテナンスセンター長	令和5・6年度 九州管内橋梁診断（その1）業務	優秀技術者 （業務部門）	平安山良和

新任・常勤役員の紹介



常務理事 河南 正幸

令和7年6月、一般財団法人橋梁調査会の常務理事に就任いたしました、河南 正幸（かんなん まさゆき）と申します。

今後とも、関係する皆様と連携して、深刻化する橋梁の老朽化に対応できるよう橋梁保全に関する“総合技術センター”としての役割を果たすとともに

に、これまでに培われた我が国の優れた橋梁技術を承継し進化・発展させるべく取り組んでまいりたいと考えております。

長い歴史を持つ当調査会の一層の発展に微力ながら力を尽くしてまいりますので、引き続き、ご指導ご鞭撻のほどよろしくお願い申し上げます。

トラス構造が美しい、地域のシンボル安倍川橋

大正から現在へ

静岡市の安倍川橋は、令和5年（2023年）7月に建設から100周年を迎えた橋である。

安倍川橋は、旧東海道の府中宿（駿府）と丸子宿を隔てる安倍川に架かる橋で、江戸時代は大きな川に橋を架けることが禁じられており、東海道を往来する旅人は川越人夫に川を渡してもらった必要があった。明治4年（1871年）になると、仮橋や渡船で川を渡ることができるようになったが、天候に左右されるなど不自由を強いられていた。明治7年（1874年）に地元の実業家である宮崎総五氏が多額の私財を投じて建設した木製の「安水橋」が安倍川橋の始まりである。この橋は、静岡県内の4大河川（富士川、安倍川、大井川、天竜川）に架かる最初の橋として完成した。橋の建設には、失業した川越人夫を助ける雇用対策の側面もあったようである。その後、明治36年（1903年）に初代の橋より約40m上流に完成した木鉄混合製の「2代目安水橋」を経て、大正12年（1923年）7月に現在の安倍川橋が完成した。現在の安倍川橋は3代目にあたる。

大正8年（1919年）に旧道路法が制定され、来たる車社会を見据え、静岡県内では東海道を国道1号に指定し道路整備が進められ、その一環として架けられたのが安倍川橋であり、県内の一級河川で第1号の永久橋である。その後、高度経済成長期、人口増加とモータリゼーションは静岡市のまちを拡大・

発展させ、市街地が安倍川右岸にも広がったことで、昭和43年（1968年）には下流側に歩道橋を併設、平成2年（1990年）には安倍川橋西側の交差点で右折待ちの車両による渋滞が深刻化し、渋滞対策としての右折レーン設置のため一部区間の架け替えが行われた。そのほか、耐震設計基準の改定による耐震補強や塗装の塗り替え等、安倍川橋はさまざまな工夫を重ねることで建設から100年経った現在も現役でまちの発展に貢献し続けている。

トラスの構造美と輸入鋼材

安倍川橋は、鋼材を三角形に組み合わせたトラス橋の中でも、弓のような形をした「ボーストリングトラス橋（弓bow、弦string）」として国内最長を誇る。

鋼材は全てイギリス製で、橋にはイギリス鋼材メーカーの刻印があり、現地で確認することができる。当時は八幡製鉄所が稼働し始め、鉄鋼の国産化が進んでいた時期であるが、安倍川橋は輸入鋼材を選択した。トラス構造の美しさもさることながら、端境期ならではの建設の背景は全国的にも面白い事例である。

平成2年（1990年）の右折レーン設置時には、2連のトラス部分を撤去し、3車線分の幅を持つアーチ橋に架け替えられた。安倍川橋は、2種類の形式が一度に見られる全国でも珍しい橋でもある。



写真1：安倍川右岸から安倍川橋・富士山を望む



橋名(愛称)	安倍川橋 (弥勒橋)
構造・形式	鋼橋・ボーストリングトラス橋 12径間×35m アーチ橋 1径間×70m (平成2年架け替え部)
橋 長	490.91m
幅 員	7.27m
竣 工	大正12年(1923年)7月



写真2：2代目安水橋



写真3：建設当時の安倍川橋

橋名板の行方

安倍川橋の両橋門の上部には橋名額が設置されているが、建設当時に掲げられていた「安倍川橋」の切り文字がいつからかなくなっていたため、建設100周年を機に橋名板が復元された。いつどうして橋名板がなくなってしまったのか、その経緯が不明であったため、静岡市は市民から古い写真を募集しその行方を探り、何度か掛け替えられていることは分かったが、全容解明には至らなかったとのことである。

地域のシンボル

安倍川橋は、自動車対応の最初期の大規模橋梁で、輸入鋼材を使用した珍しい事例として文化財的な評価を受け、令和5年(2023年)8月に国の登録有形文化財に指定された。

安倍川橋の静岡駅側には、江戸時代の川を渡る様子がわかる「川会所跡」の説明板、「安倍川の義夫の碑」や、宮崎総五氏が多額の私財を投じて初代安水橋を建設したことを後世に伝えるための「安倍川架橋碑」、「篤行家宮崎総五頌徳碑」などの記念碑がある。また、丸子側には、晴れている日には富士山と安倍川橋がきれいに見えるビュースポットもある。

引き続き、道路インフラとしての役割を果たすとともに、「地域のシンボル」として後世に引き継がれていくことを願う。



写真4：復元した橋名板



写真5：安倍川橋越しに眺める安倍川花火

参考文献

- 1：建設マネジメント技術(2023年10月号)
 - 2：しずみち散歩Vol.2大正生まれの安倍川橋編
 - 3：安倍川橋散策マップ ひがし編、にし編
- 写真1～5出典：静岡市

本部・支部	所在地及び連絡先
-------	----------

本部 〒112-0013

東京都文京区音羽2-10-2

TEL : 03-5940-7788(代表) FAX : 03-5940-7789

03-5940-7794(企画部)

03-5940-7791(調査部)

03-5940-7746(研修担当)

03-5940-4800(道路橋点検士事務局)

03-6902-9090(橋梁データ管理室)

URL : <https://www.jbec.or.jp> E-Mail : info@jbec.or.jp

東北支部 〒980-0014

仙台市青葉区本町2-1-29(JRE仙台本町ホンマビル10階)

TEL : 022-221-5301 FAX : 022-221-5302

関東支部 〒330-0844

さいたま市大宮区下町1-42-2(TS-5BLDG.5階)

TEL : 048-657-6085 FAX : 048-645-2167

北陸支部 〒950-0965

新潟市中央区新光町10-3(技術士センタービルII8階)

TEL : 025-281-3813 FAX : 025-281-3818

中部支部 〒460-0002

名古屋市中区丸の内3-9-29(ダイセンビル6階)

TEL : 052-212-6811 FAX : 052-212-6812

近畿支部 〒540-6591

大阪市中央区大手前1-7-31(OMMビル12階)

TEL : 06-6944-8551 FAX : 06-6944-8556

中国支部 〒730-0013

広島市中区八丁堀15-10(セントラルビル9階)

TEL : 082-511-2203 FAX : 082-225-4745

四国支部 〒760-0026

高松市磨屋町3-1(合田不動産磨屋町ビル6階)

TEL : 087-811-6866 FAX : 087-811-6867

九州支部 〒812-0013

福岡市博多区博多駅東2-9-1(東福第2ビル2階)

TEL : 092-473-0628 FAX : 092-473-0629



J-BEC レポート 2025 Vol.21 令和7年11月発行

編集・発行 一般財団法人 橋梁調査会 J_BECレポート編集委員会

印刷 (株)大 應

表紙撮影：初芝成應



J-BEC

橋をかける
橋をまもる

R100
西橋配合率100%調合紙を使用しています

PRINTED WITH
SOYINK